

既設部材への影響等に配慮した 耐震補強技術に関する共同研究

令和 5 年 1 月

国立研究開発法人土木研究所
国立研究開発法人寒地土木研究所
鹿 島 建 設 株 式 会 社
大 成 建 設 株 式 会 社

Copyright © (2023) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

既設部材への影響等に配慮した 耐震補強技術に関する共同研究

国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター

大住 道生

国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所

葛西 聡

鹿島建設株式会社

山野辺慎一

大成建設株式会社

新藤 竹文

(いずれも代表者のみを記す。共同研究者は社名の 50 音順に記載。)

要 旨 :

本報告書は、国立研究開発法人土木研究所と民間 2 社との共同研究として平成 29～令和元年度に実施した「既設部材への影響等に配慮した耐震補強技術に関する共同研究」に関する成果をとりまとめたものである。

本共同研究では、既設部材への影響軽減・施工性等に配慮した耐震補強方法について検討することを目的とし、各方法における要素実験及び耐震補強した RC 橋脚の水平方向の正負交番繰返し載荷実験を行い、それら耐震補強方法に関する整理及び分析を行った。

キーワード：耐震補強，道路橋橋脚，巻立て補強，正負交番繰返し載荷実験，性能評価方法

共同研究担当者名簿

機 関	氏 名	所 属	担当期間
国立研究開発法人 土木研究所	大住 道生	橋梁構造研究グループ 上席研究員	H29.4～R2.3
	岡田 太賀雄 ^{※1}	橋梁構造研究グループ 主任研究員	H29.4～H30.3
	澤田 守 ^{※2}	橋梁構造研究グループ 主任研究員	H30.4～R2.3
	中尾 尚史 ^{※3}	橋梁構造研究グループ 専門研究員	H29.4～R2.3
	宮田 秀太 ^{※4}	橋梁構造研究グループ 交流研究員	H29.4～R1.6
	石崎 覚史 ^{※5}	橋梁構造研究グループ 交流研究員	H31.4～R2.3
	西 弘明 ^{※6}	寒地基礎技術グループ 寒地構造チーム 上席研究員	H29.4～H31.3
	葛西 聡 ^{※7}	寒地基礎技術グループ 寒地構造チーム 上席研究員	H31.4～R2.3
	白戸 義孝 ^{※8}	寒地基礎技術グループ 寒地構造チーム 主任研究員	H29.4～H30.3
	秋本 光雄 ^{※9}	寒地基礎技術グループ 寒地構造チーム 主任研究員	H30.4～R2.3
寺澤 貴裕	寒地基礎技術グループ 寒地構造チーム 研究員	H29.4～R2.3	
鹿島建設(株)	山野辺 慎一 ^{※10}	技術研究所 担当部長	H29.4～R2.3
	柳井 修司 ^{※11}	技術研究所 上席研究員	H29.4～R2.3
	曾我部 直樹	技術研究所 上席研究員	H29.4～R2.3
	渡邊 有寿	技術研究所 主任研究員	H29.4～R2.3
	小林 聖	技術研究所 主任研究員	H29.7～R2.3
	岩本 拓也 ^{※12}	技術研究所 研究員	H29.4～R2.3
	松本 隆 ^{※13}	カジマ・リノベイト(株) 技術本部本部長	H29.4～R2.3
	白木 浩 ^{※14}	カジマ・リノベイト(株) 技術本部次長	H29.4～R1.3
前山 篤史 ^{※15}	カジマ・リノベイト(株) 技術本部次長	R1.4～R2.3	
大成建設(株)	新藤 竹文 ^{※16}	技術センター 社会基盤技術研究部 部長	H29.4～R2.3
	坂本 淳 ^{※17}	技術センター 社会基盤技術研究部 材工研究室 室長	H29.4～R2.3
	畑 明仁 ^{※18}	技術センター 都市基盤技術研究部 構造研究室 次長	H29.4～R2.3
	趙 唯堅 ^{※19}	技術センター 都市基盤技術研究部 構造研究室 次長	H29.4～H30
	河村 圭亮 ^{※20}	技術センター 都市基盤技術研究部 構造研究室 主任	H29.4～R2.3
	細谷 学 ^{※21}	土木本部 土木技術部 橋梁設計・技術室 次長	H29.4～R2.3

※1 現 国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造部 橋梁研究室 主任研究員

※2 現 国立研究開発法人 土木研究所 橋梁構造研究グループ 上席研究員

※3 現 国立舞鶴工業高等専門学校 建設システム工学科 講師

※4 現 大日本コンサルタント株式会社 インフラ技術研究所 技術開発部 防災構造事業室 研究員

※5 現 大日本コンサルタント株式会社 東北支社 技術部 構造保全計画室 係長

※6 現 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 研究調整監

※7 現 株式会社 熊谷組 北海道支店 土木部 技術推進部長

※8 現 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 技術開発調整監 寒地技術推進室 総括主任研究員

※9 現 国土交通省 北海道開発局 函館開発建設部 技術管理課 課長

※10 現 鹿島建設(株) 技術研究所 専任部長

※11 現 鹿島建設(株) 技術研究所 担当部長

※12 現 鹿島建設(株) 技術研究所 副主任研究員

※13 現 カジマ・リノベイト(株) 技術本部 技師長

※14 現 シースリープラットフォーム 代表コンサルタント

※15 現 カジマ・リノベイト(株) 技術本部 担当部長

※16 現 大成建設(株) 技術センター 社会基盤技術研究部 荣誉研究員

- ※17 現 大成建設(株) 技術センター T-eConcrete 実装プロジェクトチーム 部長代理
- ※18 現 大成建設(株) 技術センター 社会基盤技術研究部 材工研究室 室長
- ※19 現 浙江大学 教授
- ※20 現 大成建設(株) 技術センター 技術企画部 企画室 課長
- ※21 現 大成建設(株) 土木本部 土木設計部 橋梁設計室 室長

既設部材への影響等に配慮した耐震補強技術に関する共同研究報告書

目次

第1章	はじめに	1
第2章	補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート巻立て補強工法	2
2.1	はじめに	2
2.2	工法概要	3
2.3	高強度鉄筋 (SD490) の定着特性を確認するための引き抜き実験	4
2.3.1	実験概要	4
2.3.2	実験結果	11
2.3.3	高強度鉄筋の定着長に関する考察	18
2.4	橋脚模型の正負交番載荷実験	21
2.4.1	実験概要	21
2.4.2	実験結果	28
2.5	限界状態を評価するための検討	43
2.5.1	検討概要	43
2.5.2	塑性ヒンジ長の評価式の適用性の検討	43
2.5.3	軸方向鉄筋の引張ひずみの推定と限界引張ひずみの評価式の適用性の検討	62
2.5.4	限界状態における水平変位の評価式の適用性の考察	70
2.6	まとめ	73
	参考文献	75
	付属資料 (RC 橋脚模型の損傷状況)	78
第3章	アラミド繊維と埋込み鉄筋による曲げ耐力補強工法	109
3.1	はじめに	109
3.2	工法概要	110
3.3	技術評価の課題と検討項目	111
3.4	橋脚模型の正負交番載荷実験	112
3.4.1	実験概要	112
3.4.2	実験結果	127
3.5	低サイクル疲労を考慮した終局変位の検討	199
3.5.1	検討概要	199
3.5.2	低サイクル疲労による鉄筋破断時変位の評価	200
3.5.3	補強鉄筋の座屈長解析	205
3.5.4	解析結果	210

3.7	まとめ	212
	参考文献	214
第4章	超高強度繊維補強モルタルでかぶりを置換した耐震補強工法	215
4.1	はじめに	215
4.1.1	背景	215
4.1.2	目的	215
4.1.3	構成	215
4.2	提案工法の概要	216
4.2.1	提案工法のメカニズム	216
4.2.2	成立要件	219
4.2.3	適用範囲	221
4.3	提案工法の前提となる条件	222
4.3.1	施工の条件	222
4.3.2	維持管理の条件	236
4.4	補強効果の検証実験	241
4.4.1	RC梁部材を用いた補強効果の検証実験	243
4.4.2	RC橋脚模型の正負交番載荷実験	260
4.5	補強メカニズムに基づく変形性能の評価方法の提案	294
4.5.1	道路橋示方書における限界状態に相当する変位の算出方法	294
4.5.2	本工法における補強部の拘束効果について	295
4.5.3	限界状態に相当する水平変位の算出方法	297
4.5.4	限界状態に相当する水平変位の算出結果	297
4.5.5	かぶりの拘束効果を表すばね定数に関する考察	299
4.5.6	限界状態2までの帯鉄筋と補強部の挙動	302
4.5.7	座屈塑性解析によるばね定数がはらみ出し長に及ぼす影響に関する検討	304
4.5.8	まとめ	315
4.6	まとめと今後の課題	316
4.6.1	まとめ	316
4.6.2	今後の課題	317
	参考文献	318
第5章	せん断補強とじん性補強の併用による耐震補強工法	320
5.1	はじめに	320
5.1.1	背景	320
5.1.2	目的	320
5.1.3	構成	322

5.2 提案工法の概要	323
5.2.1 提案工法のメカニズム	323
5.2.2 本研究で検討する材料と構造の条件	326
5.2.3 適用範囲	343
5.3 提案工法の前提となる条件	346
5.3.1 施工の条件	346
5.3.2 維持管理の条件	353
5.4 検証実験	355
5.4.1 CFパネルによるせん断補強効果検証実験	355
5.4.2 PHbとCFパネルの併用工法による耐震補強効果検証実験	367
5.5 メカニズムに基づく検証結果, 評価方法の提案	394
5.5.1 CFパネルにより補強したRC部材のせん断耐力に関する考察	394
5.5.2 実験におけるPHbとCFパネルで補強したRC橋脚の限界状態に相当する水平変位の考察	400
5.6 まとめと今後の課題	406
5.6.1 まとめ	406
5.6.2 今後の課題	407
参考文献	408
付属資料 (損傷進展状況写真)	412

第1章 はじめに

国土強靱化基本法の制定や南海トラフ等の大規模地震の想定を受け、今後地方自治体が発注する耐震補強事業量も多く残っていることを踏まえると、耐震補強における設計・施工上の現場ニーズに対応し、かつ所要の耐震補強効果が確保できる工法の検証が必要である。

上記のような社会的要請を踏まえ、本研究では既設部材への影響軽減・施工性等に配慮した耐震補強技術の道路橋への適用性およびその耐震補強効果の評価方法について検討することを目的とする。

特に、新たな技術を道路橋の補強に用いるに当たっては、その使用材料の品質が確保されていること、使用材料の耐久性能が確保されていること、安定した施工が可能で施工品質が確保されること、維持管理の方法が明らかであることを前提として、補強工法のメカニズムに基づいて合理的な補強設計を行えることが重要である。

本共同研究は、上記の目的を達成するため、公募により集まった研究参加者により実施したものである。

本研究は、橋脚の躯体自重や断面寸法をできるだけ増加させない補強技術、耐震補強に伴う既設部材への削孔量(削孔数あるいは削孔深さ)を縮減可能な技術等について、経済性や耐久性等の観点も含めて、以下の計画に基づいて実施した。

研究項目	研究細目	研究分担		年次計画		
		土研	鹿島・大成	平成29年度	平成30年度	令和元年度
既設部材の影響軽減技術	検討手法等整理	○	○	←→		
	要素実験の実施	○	◎	←→	←→	
	構造物実験の実施	○	◎		←→	←→
	結果整理・評価	◎	○		←→	←→
報告書とりまとめ		○	○			←→

◎は主として実施

第2章 補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート 巻立て補強工法

2.1 はじめに

コスト縮減や施工合理化の観点から鉄筋コンクリート構造への高強度材料の適用に関する研究開発が数多く進められている。橋梁の下部構造においても、新設する下部構造への高強度鉄筋の適用性に関する種々の検討がなされ^{1)~5)}、その結果を踏まえ平成24年に改定された道路橋示方書⁶⁾では、新たにSD390、SD490をRC橋脚の軸方向鉄筋として使用することができるようになった。

一方、既設橋脚に対する鉄筋コンクリート巻立て(以下、「RC巻立て」と呼称)耐震補強においても、フーチングに軸方向鉄筋を定着させて曲げ耐力を補強する場合があります。このようなケースにも高強度鉄筋を用いることができれば、所定の補強に必要な軸方向鉄筋の本数を減らすことができる。このことは、過密配筋に対する施工性の改善とともに、フーチングに施工しなければならない軸方向鉄筋の定着のための削孔数を低減できることにもつながる。このため、削孔に伴うフーチング内の既存鉄筋を損傷させるリスクを軽減させる観点から、現場からのニーズも高まっている。

しかしながら、耐震補強が必要とされる既設のRC橋脚では、フーチングのコンクリートの設計基準強度が 21N/mm^2 の場合が多く、このような強度特性のフーチングに対して高強度鉄筋を定着させようとした場合、どれだけの定着長を確保しておくべきかが明らかになっていない⁷⁾。また、大きな耐力の向上が必要とされる既設のRC橋脚は、軸方向鉄筋比が小さい場合が多く、このような構造条件の橋脚に対して高強度鉄筋を用いたRC巻立て補強に関して検証した研究は少ない。

そこで、本研究では、低鉄筋比の既設橋に対するRC巻立て補強工法において、巻立て部分の軸方向鉄筋(以降、単に軸方向鉄筋と呼ぶ)に高強度鉄筋を用いて設計基準強度が 21N/mm^2 のコンクリートを用いたフーチングに定着させる場合に着目し、必要な定着長および補強後RC橋脚の耐力や変形能に及ぼす影響を検討した。まず、既設フーチングを模したコンクリートに複数本のSD490が近接してあと施工により定着される状態を要素的に供試体として模した上で、その定着特性を繰返し載荷試験により検証を行った。そして、その試験に基づいて定着機能が検証された定着長および設置間隔を確保することを前提条件として、SD490を軸方向鉄筋に用いて補強したRC巻立て壁式橋脚の正負交番載荷試験を実施し、軸方向鉄筋のアンカー定着特性と補強効果について検証を行った。

2.2 工法概要

本工法は図-2.2.1に示すように、RC巻立て補強に使用する鉄筋に高強度鉄筋(SD490等)を用いて巻き立てる補強工法である。高強度鉄筋を用いることで、従来から使用されている鋼棒(SD345等)に比べて、使用する鉄筋の数を減らすことができるため、フーチングへの削孔数も減らすことが可能である。

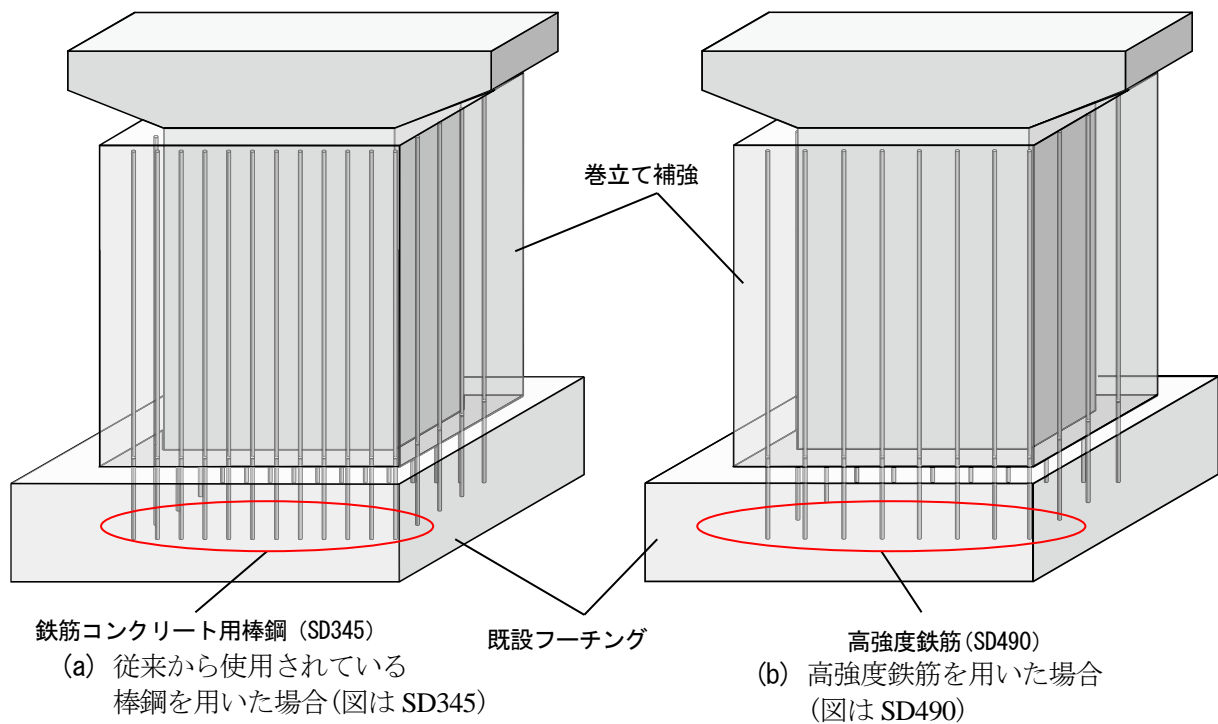


図-2.2.1 RC 巻立て工法の概要図

2. 3 高強度鉄筋(SD490)の定着特性を確認するための引き抜き実験

2. 3. 1 実験概要

(1) 実験ケース

本実験では群鉄筋の定着特性に依存すると考えられる鉄筋の設置間隔および定着長に着目し、表-2.3.1に示す6ケースについて検討を行った。軸方向鉄筋の定着長については、文献8)に「注入材の種類や注入方向を特定しない一般の場合に対して、定着長を15Dとすれば降伏に対して安全である」と記されている。この定着長に繰返しの影響を考慮して1.3倍⁹⁾した定着長20Dが一般的な鉄筋SD345を用いた場合に適用されてきている。実験では、SD490の高強度鉄筋が先行して降伏するように、定着長20Dに対して、そのまま線形的に外挿できると仮定して、降伏強度比1.5倍($\approx 490/345$)した30Dの定着長を設定した。定着間隔については、施工性および過去の実績等より250mm~300mmが標準的であることから、本試験ではより群鉄筋の影響が生じやすい250mm(7.1D)を基本ケースとして、その0.5倍した125mm(3.6D)の2ケースを設定した。

なお、本実験は共同研究の期間外に行われたものであるが、次節で述べるRC巻立て補強において、軸方向鉄筋の定着長決定に関する重要な内容であるため、本報告書に示した。

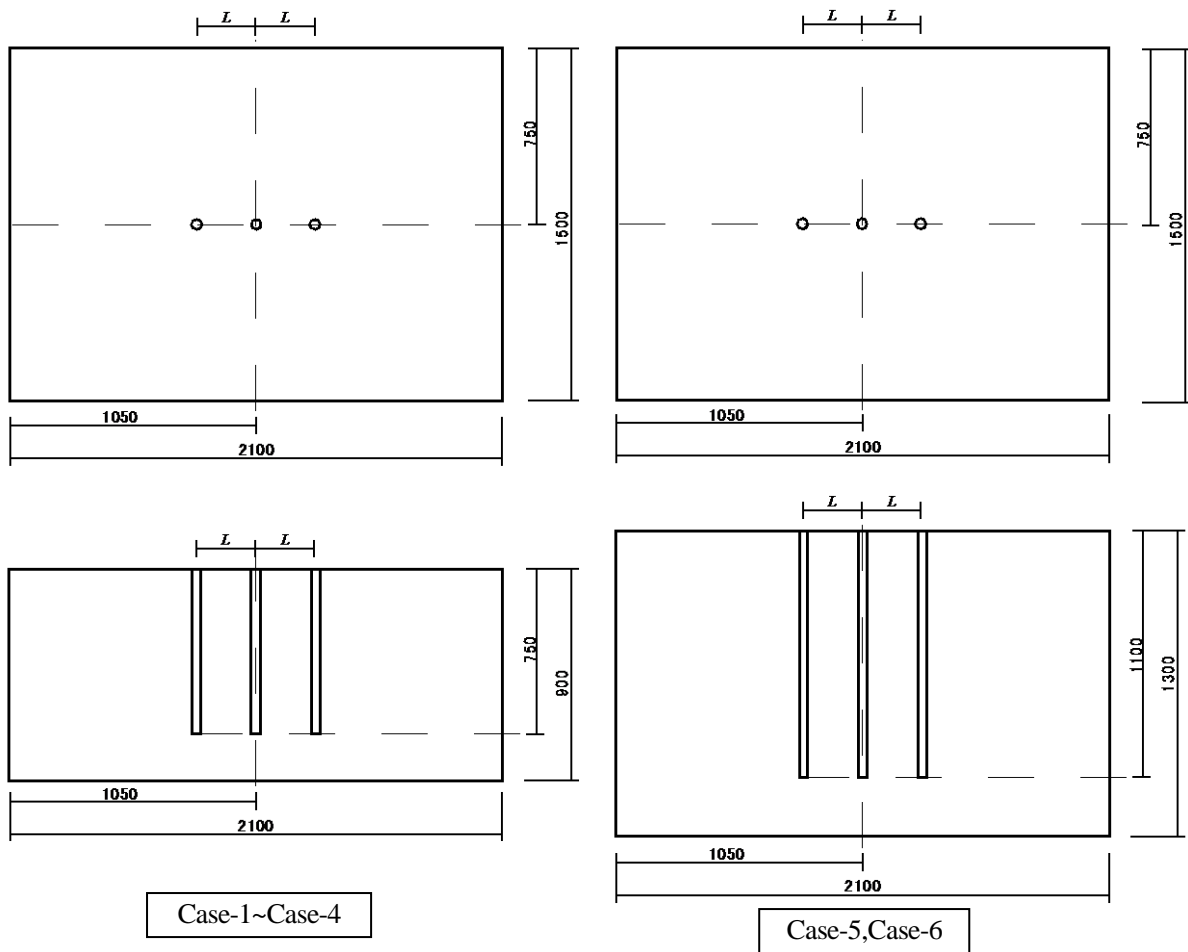
(2) 供試体諸元

供試体の諸元を図-2.3.1に示す。供試体はRC巻立て補強工法においてフーチングに軸方向鉄筋を定着させる場合を想定し、あと施工により定着する方法とした。鉄筋の材質は高強度鉄筋SD490と従前から使用されているSD345の2種類とし、実橋への適用を想定しD35の異形鉄筋とした。鉄筋の径については、太い径にし過ぎると必要定着長も長くなり、実橋での施工性が劣る懸念があることから、D35前後の径を目標とした。

軸方向鉄筋のあと施工による定着は、実際の工事と同様な施工手順で行った。すなわち、コンクリートには鉄筋径+17mmの径で定着長+50mmの深さまでコアドリルを用いてコア削孔を施し、孔内の清掃を行ってからエポキシ樹脂系接着剤を充填し、軸方向鉄筋を定着させた。なお、軸方向鉄筋とコンクリートの定着特性を検討できるように、コーン破壊が生じる場合を想定した範囲内には補強鉄筋は配筋していない。また、ジャッキ位置に関しても、定着特性に影響が生じないよう離隔を確保した。フーチングのコンクリートの圧縮強度は既設橋における実際の設計基準強度(21N/mm²を想定)を大幅に上回ることがないように留意して製作した。

表-2.3.1 実験ケース

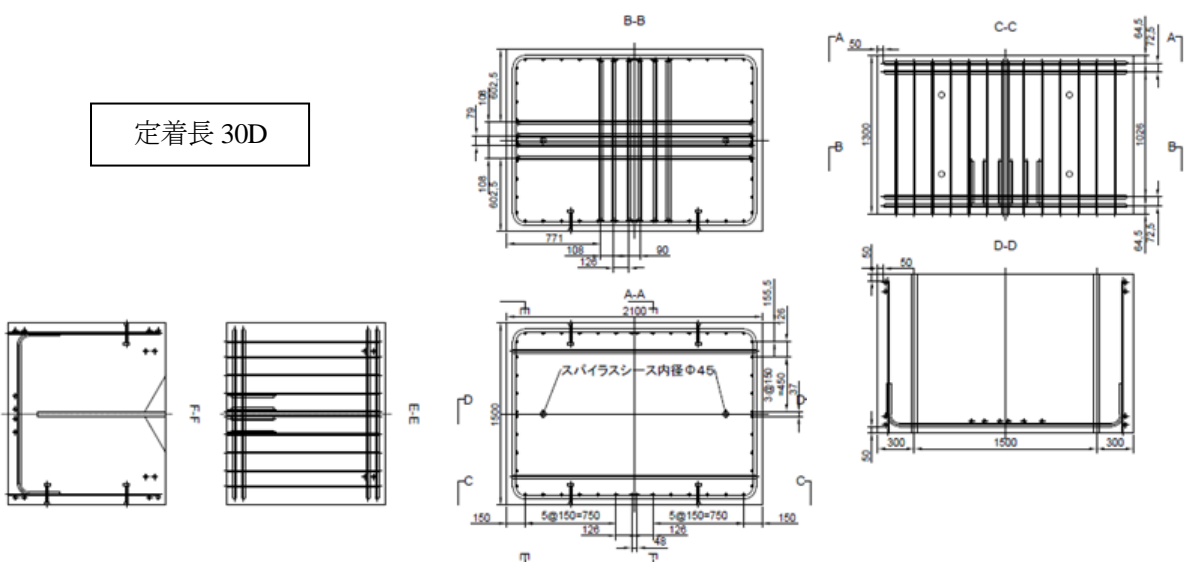
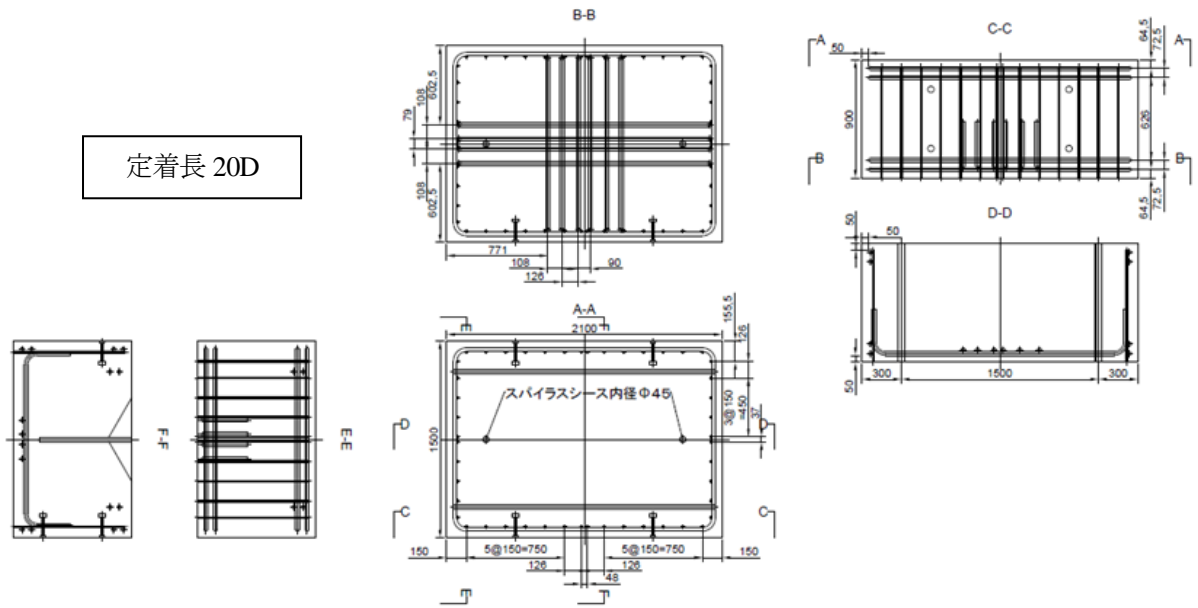
Case	軸方向鉄筋				
	呼び名	材質	間隔 L (mm)	中心間隔 L/D	定着長 D (mm)
1	D35	SD345	125	3.6	750(20D)
2			250	7.1	
3	D35	SD490	125	3.6	750(20D)
4			250	7.1	
5	D35	SD490	125	3.6	1100(30D)
6			250	7.1	



(a) 寸前図

図-2.3.1 供試体の諸元 1

(単位: mm)



(b) 配筋図

図-2.3.1 供試体の諸元 2

(単位 : mm)

(3) 計測項目

計測は軸方向鉄筋の変位およびひずみとし、変位計は図-2.3.2に示すようにセットした。すなわち、フーチング上面から高さ 110mm の位置に設置した変位計 A により、この 110mm の区間の鉄筋のひずみによる変位、フーチング内での鉄筋の引張ひずみによる伸び出し変位および定着不足の場合に生じる鉄筋の抜け出しによる移動量の和を計測した。また、フーチング内の鉄筋端部からフーチング裏面にワイヤーを通し、ワイヤーを変位計 B に取り付けることにより鉄筋のフーチング内の鉄筋端部の移動量を計測した。ひずみはフーチング上面から 10mm の位置に鉄筋に貼り付けたひずみゲージにより計測を行った。

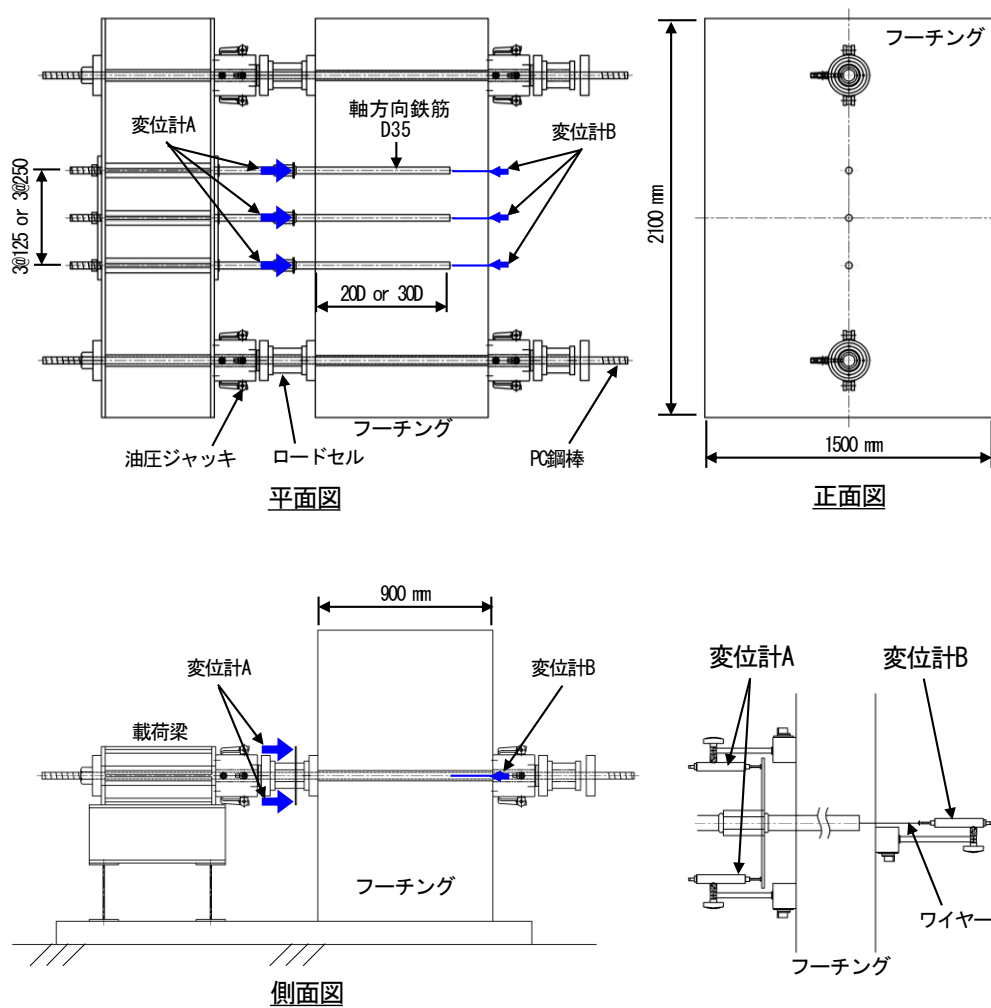


図-2.3.2 荷重セットアップ図

(4) 実験方法

写真-2.3.1に荷重セットアップ状況を示す。供試体は軸方向鉄筋が水平となる方向に設置し、荷重梁に3本の軸方向鉄筋を固定させた。なお、3本の鉄筋にほぼ均等に力が導入できるように荷重梁には十分な剛性を持たせている。また、図-2.3.2に示すように3本の軸方向鉄筋の両側にPC鋼棒を設置し、引張荷重と圧縮荷重を与えるための油圧ジャッキをそれぞれ取り付けた。

RC巻立て補強された柱部材の軸方向鉄筋の定着部における正負交番荷重試験の状態により近づけるため、鉄筋の引張強度試験結果から求められる軸方向鉄筋の降伏ひずみが計測された時点での変位計Aの変位量を基準変位 δ_0 とし、引張側の荷重では δ_0 の整数倍の変位を、圧縮側の荷重では δ_0 時の引張荷重と同じ絶対値の荷重となるように荷重し、それぞれ3回ずつ正負交番に繰り返す漸増荷重を最大 $10\delta_0$ の引張変位の荷重ステップまで行った(図-2.3.3)。ただし、圧縮荷重に対しては、荷重セットアップの構造上、実験を実施する上での安全性が確保できる範囲内で荷重を行った。このため、一部の荷重ステップにおいて、目標とする圧縮荷重まで到達できていない場合がある。

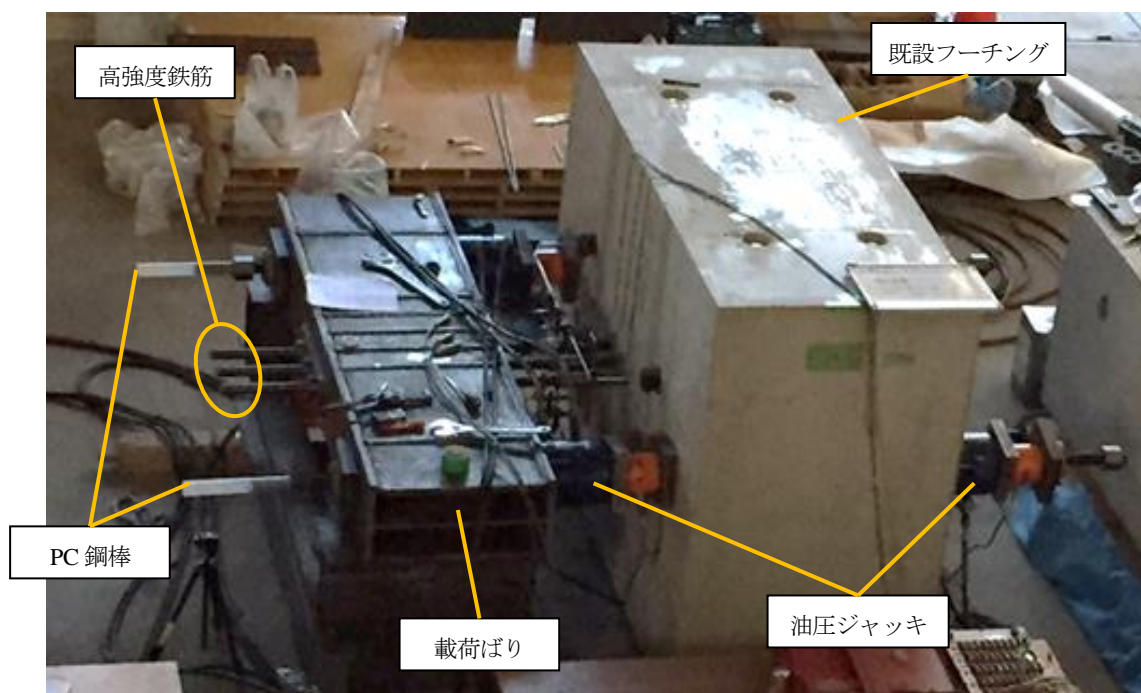


写真-2.3.1 荷重セットアップ状況

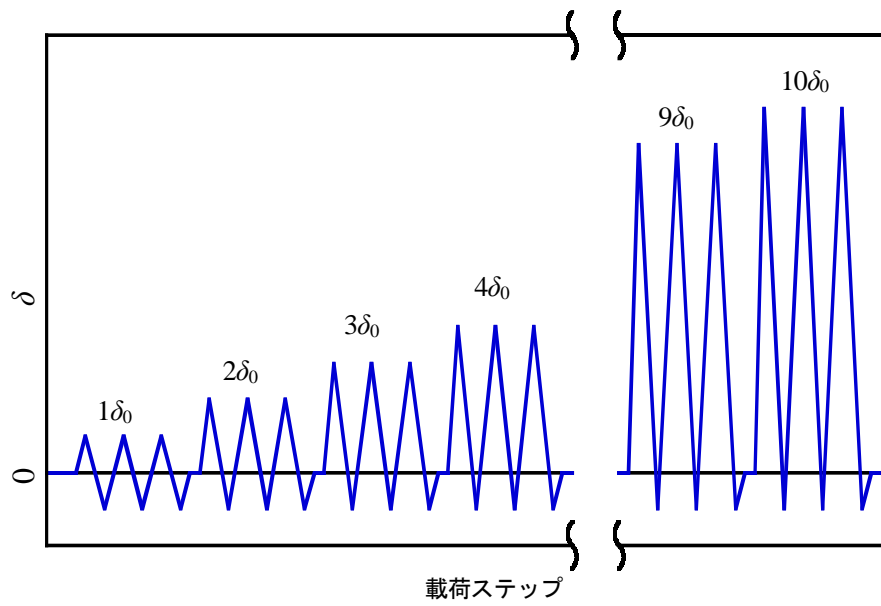


図-2.3.3 载荷ステップ

(5) 材料試験

実験に用いた鉄筋の引張強度を表-2.3.2, コンクリートの圧縮強度を表-2.3.3, 樹脂の材料特性を表-2.3.4にそれぞれ示す。鉄筋の引張強度試験から求めた各ケースの基準変位は表-2.3.5に示すとおりである。ただし, Case-3については, 鉄筋の降伏ひずみに達する前に急激に変位が伸びたため, $2\delta_0$ 以降は $\pm 2.4\text{mm}$ で載荷を行った。

表-2.3.2 鉄筋の引張強度試験結果

項目	単位	Case-1,2 SD345 (D35)	Case-3,4,5,6 SD490 (D35)
降伏荷重	kN	362	510
降伏強度	N/mm ²	378.1	533.0
降伏ひずみ	—	1904 μ	2692 μ
引張荷重	kN	550	668
引張強度	N/mm ²	575.0	698.0
弾性係数	kN/mm ²	198.6	198.0
破断伸び	—	26.0%	22.3%

表-2.3.3 コンクリートの圧縮強度試験結果

項目	単位	Case-1 SD345 @3.6D-20D	Case-2 SD345 @7.1D-20D	Case-3 SD490 @3.6D-20D	Case-4 SD490 @7.1D-20D	Case-5 SD490 @3.6D-30D	Case-6 SD490 @7.1D-30D
設計基準強度	N/mm ²	21	21	21	21	21	21
実験時圧縮強度	N/mm ²	23.1	21.3	23.7	23.0	22.6	23.0

表-2.3.4 樹脂の材料特性試験結果

比重	粘度 mPa · s	可使時間 分	強度(N/mm ²)				圧縮弾性率 N/mm ²
			曲げ	圧縮降伏	引張	引張せん断	
1.16	790	72	92.1	91.3	64.8	28.0	3140

表-2.3.5 基準変位

Case	基準変位 δ_0
Case-1	$\pm 1.0\text{mm}$
Case-2	$\pm 0.73\text{mm}$
Case-3	$\pm 4.8\text{mm}$
Case-4	$\pm 2.2\text{mm}$
Case-5	$\pm 1.3\text{mm}$
Case-6	$\pm 1.3\text{mm}$

2. 3. 2 実験結果

(1) 荷重-変位関係とひび割れ状況

各実験ケースにおいて変位計Aで計測した荷重-変位関係を図-2.3.4に、 $1\delta_0$ におけるフーチング上面のひび割れ状況図を図-2.3.5にそれぞれ示す。なお、図中に示す降伏荷重は表-2.3.2の鉄筋の引張強度試験で得られた降伏荷重を3倍(本実験での鉄筋本数)したものである。図-2.3.6は各ステップの最大引張荷重を載荷した時点での変位計Bで計測した定着先端部の軸方向鉄筋の移動量を示したものであり、写真-2.3.2は試験終了後のフーチング上面のひび割れ状況を示したものである。さらに、試験終了後に供試体を切断し、軸方向鉄筋周りのコンクリートに発生した内部ひび割れの状況を確認した結果が写真-2.3.3である。各ケースの状況について以下に示す。

Case-1については、図-2.3.6に示すように定着先端部の軸方向鉄筋の移動量は $6\delta_0$ までは変位は殆ど生じていないが、 $7\delta_0$ 以降になると増加している。一方、図-2.3.4(a)に示す荷重-変位関係の履歴曲線をみると、 $6\delta_0$ までと $7\delta_0$ 以降での各ステップにおけるループに有意な変化は認められない。また、ひび割れ状況を見てみると、写真-2.3.2(a)より若干表面ひび割れは見受けられるが、写真-2.3.3(a)より内部にまではひび割れが進展していない。したがって、 $10\delta_0$ で1.7mm程度の抜け出しは生じているものの、RC橋脚の塑性変形能に大きな悪影響が生じる程度ではない範囲であると考えられる。

Case-2の定着先端部の移動量は、図-2.3.6より $10\delta_0$ で0.1mm程度と非常に小さく、ひび割れ状況についても、写真-2.3.2(b)、写真-2.3.3(b)より内部ひび割れが生じていないことから、定着機能は確保できていると考えられる。

一方、Case-3は図-2.3.4(c)に示すように、初期載荷 $1\delta_0$ の引張荷重が1200kN付近で変位が急激に伸び、その後、3.8mmまで到達したが、 $2\delta_0$ での3回目の引張載荷途中で軸方向鉄筋がコンクリートから抜け出し、試験は終了した。軸方向鉄筋の定着部周辺におけるコンクリートのひび割れ状況は、 $1\delta_0$ の時点で3本の鉄筋の間および両端の鉄筋位置からフーチングコンクリートの側端方向に向かう放射状のひび割れであった(図-2.3.5(c))。最終的に鉄筋がコンクリートから抜け出した時のフーチング上面のひび割れ状況は、写真-2.3.2(c)に示すように $1\delta_0$ で生じたひび割れの幅が広がっており、フーチング内部のひび割れ状況は、写真-2.3.3(c)に示すように定着先端部からフーチング上面にかけてコーン状にコンクリートの破壊が生じていることがわかる。

Case-4では、図-2.3.4(d)に示すように $10\delta_0$ まで降伏荷重相当の引張荷重を保持することができたが、載荷変位の増加に伴って定着先端部の移動量も大きくなっており、図-2.3.6に示すように $10\delta_0$ の定着先端部の移動量は3.06mmとなった。図-2.3.4(d)に示す履歴曲線においても、履歴曲線で囲まれる面積(吸収エネルギー)が小さくなっていることがわかる。これは、図-2.3.6に示したように、定着先端部の移動による影響が要因となっていると考えられる。ひび割れ状況はCase-3と同様な結果となり、 $1\delta_0$ の時点で3本の鉄筋の間および両端の鉄筋から放射状にひび割れが発生した(図-2.3.5(d))。そして、載荷変位が大きくなるに従い、新たなひび割れが生じるのではなく、このひび割れの幅が広がる挙動を示した(写真-2.3.2(d))。フーチング内部でも、定着先端部からフーチング上面にかけてコーン状に

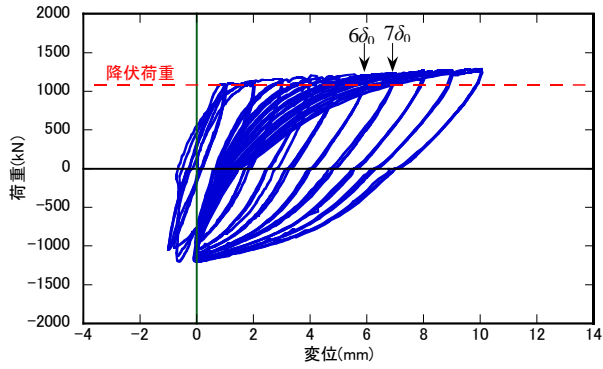
ひび割れが生じており(写真-2.3.3(d)),適切な定着機能が確保できているとは言えないと考えられる。

Case-5およびCase-6については、それぞれ図-2.3.4(e)および(f)に示すように、Case-5では $10\delta_0$ で1731kN、変位は13.1mm、Case-6では $10\delta_0$ で1770kN、変位は13.1mmと類似した結果であり、また履歴曲線もほぼ同様となっている。図-2.3.6に示すように $10\delta_0$ の定着先端部の移動量はCase-5で0.26mm、Case-6で0.03mmとともに小さい。試験終了後のフーチング上面のひび割れ状況は、写真-2.3.2(e)および(f)に示すように軸方向鉄筋の定着周辺で3本の軸方向鉄筋を囲うように円状にひび割れが形成されている。一方、フーチング内部のひび割れ状況は、写真-2.3.3(e)および(f)に示すように、フーチング上面付近ではひび割れが生じてはいるものの、フーチング内部にまで進展しているものではなく、定着機能は確保できていると考えられる。

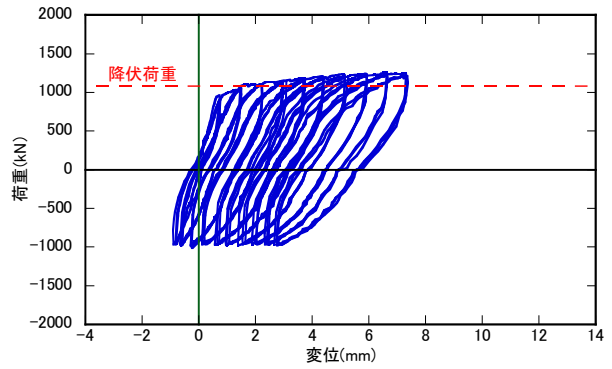
(2) 鉄筋強度の影響

鉄筋強度の影響を検証するため、定着長(20D)と設置間隔(3.6D)が同じで、鉄筋の強度が異なるCase-1(SD345)およびCase-3(SD490)を比較する。前述したように、Case-3は鉄筋の抜け出しが生じた(図-2.3.4(c))。また定着長を20D、設置間隔を7.1Dとした条件で、鉄筋強度のみが異なるCase-2(SD345)およびCase-4(SD490)で比較しても、同様に、SD345のCase-2では定着機能は確保できているものの、SD490のCase-4では定着先端部の移動量が大きく、定着機能が確保できていない(図-2.3.4(d))。

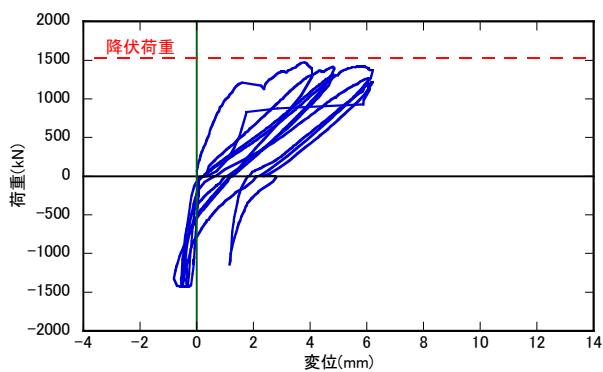
以上より、定着長を20Dとした条件下では、SD345の鉄筋では定着機能が確保できるが、SD490の鉄筋では鉄筋の抜け出し(Case-3)や定着先端部の移動量が大きくなっており(Case-4)、鉄筋強度の影響によって有意な差が結果として表れた。



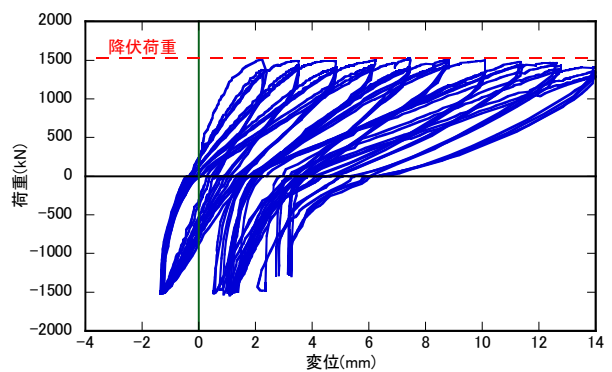
(a) Case-1



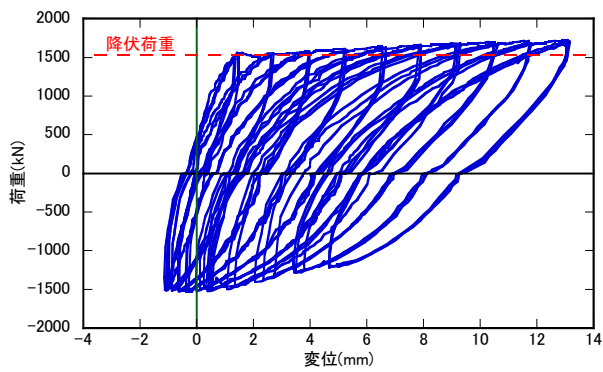
(b) Case-2



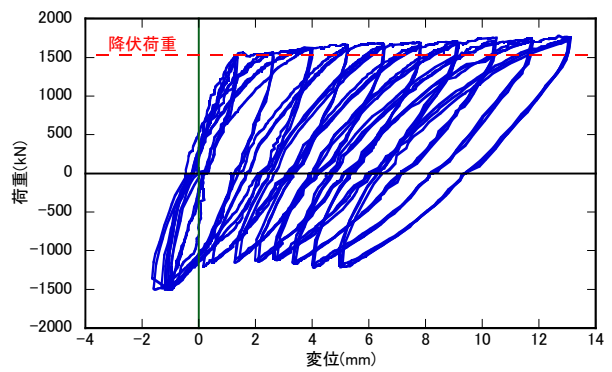
(c) Case-3



(d) Case-4

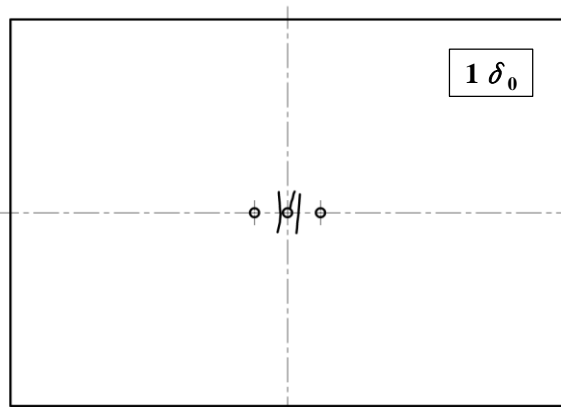


(e) Case-5

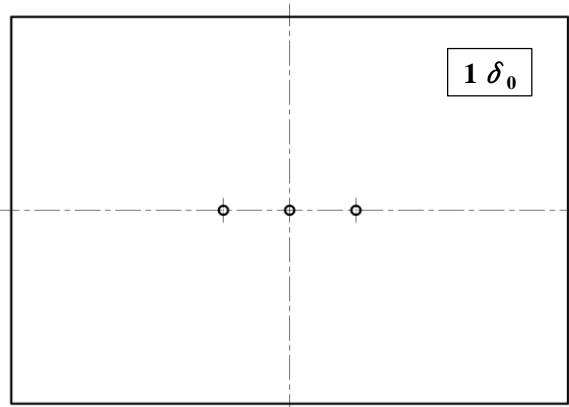


(f) Case-6

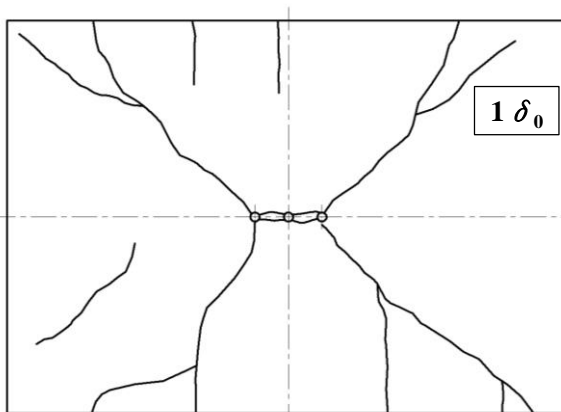
図-2.3.4 荷重—変位関係



(a) Case-1



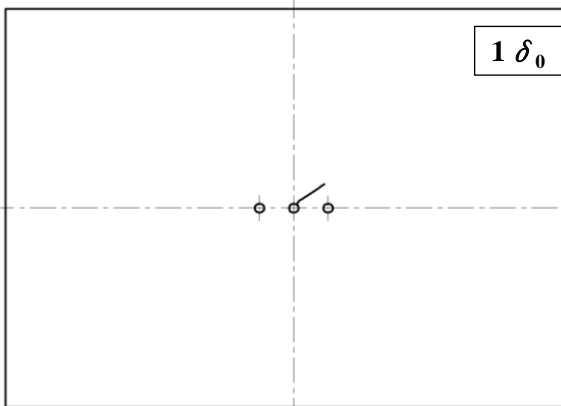
(b) Case-2



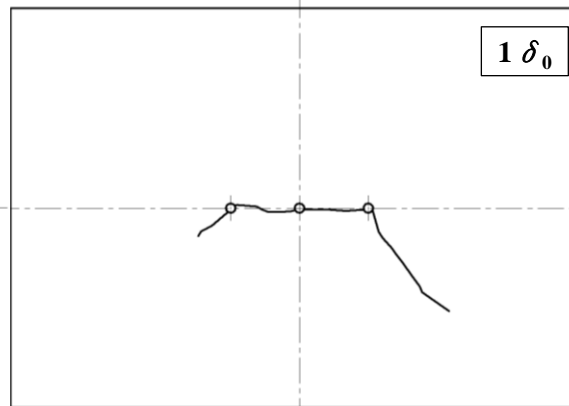
(c) Case-3



(d) Case-4



(e) Case-5



(f) Case-6

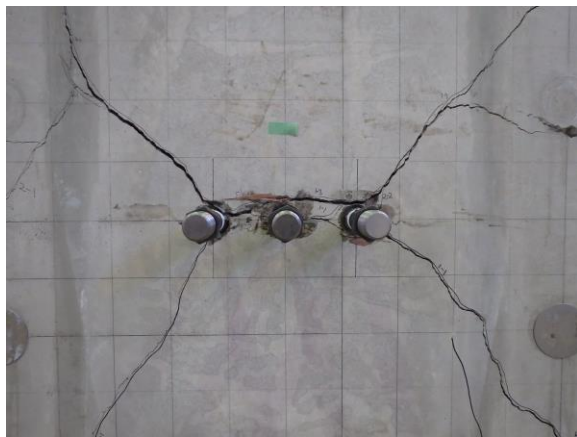
図-2.3.5 $1\delta_0$ におけるフーチング上面のひび割れ状況図



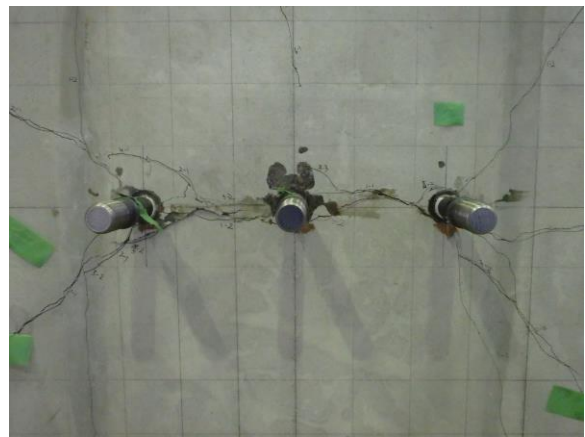
(a) Case-1



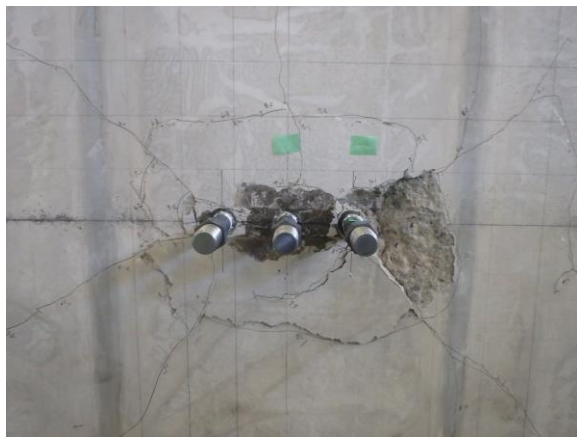
(b) Case-2



(c) Case-3



(d) Case-4

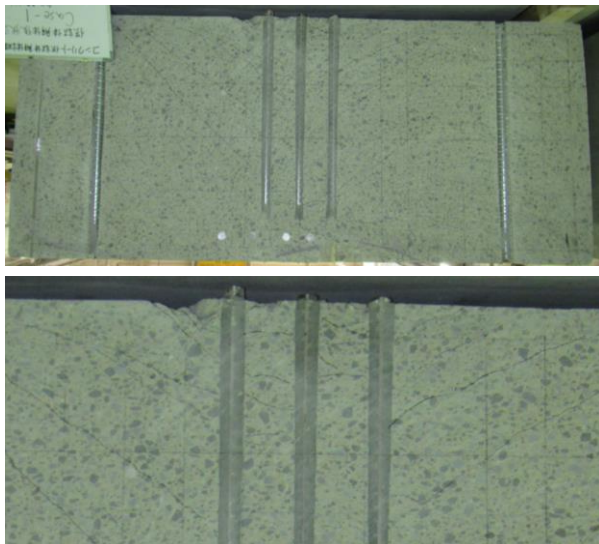


(e) Case-5



(f) Case-6

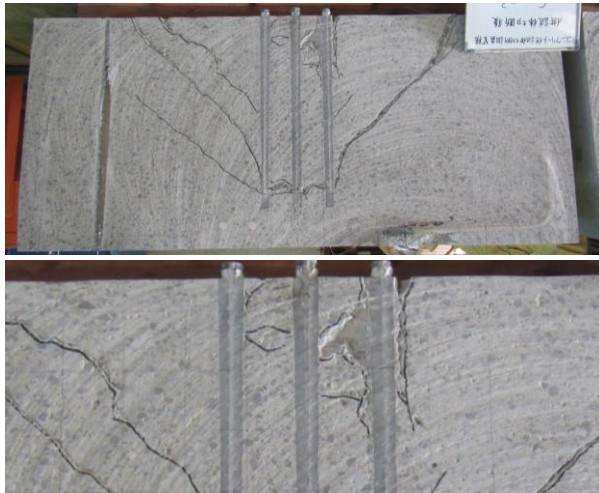
写真-2.3.2 試験終了後のフーチング上面のひび割れ状況



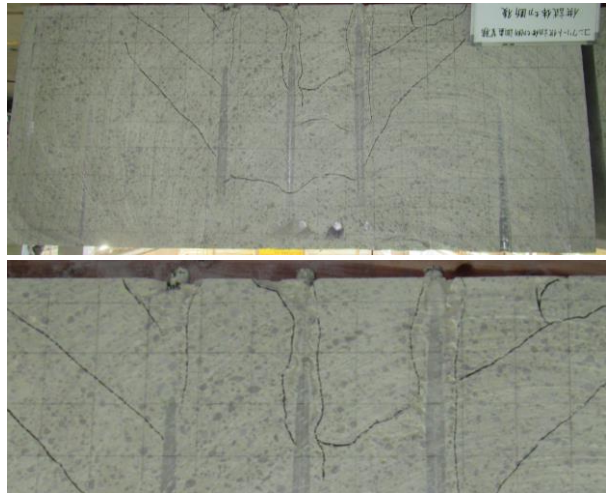
(a) Case-1



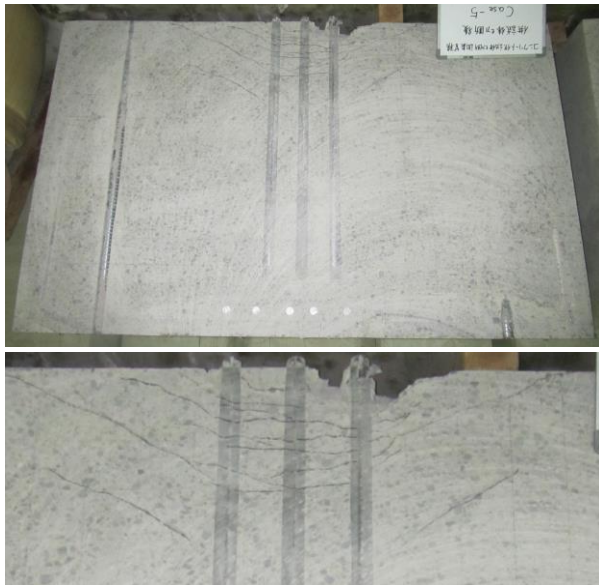
(b) Case-2



(c) Case-3



(d) Case-4



(e) Case-5



(f) Case-6

写真-2. 3.3 試験終了後のフーチング内部のひび割れ状況（上段：全体，下段：鉄筋周辺）

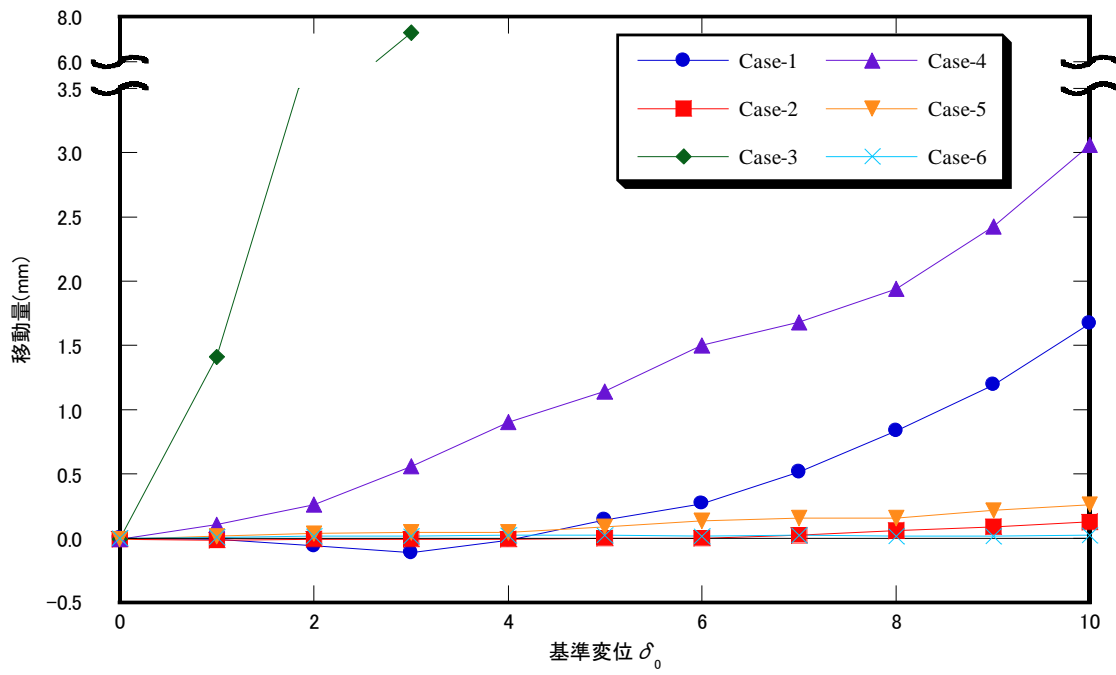


図-2.3.6 定着先端部の軸方向鉄筋の移動量

2. 3. 3 高強度鉄筋の定着長に関する考察

(1) 定着する鉄筋の設置間隔の影響

定着する鉄筋の設置間隔の影響を検討するため、SD490を20Dの定着長により定着させた条件で、設置間隔が異なるCase-3(3.6D)およびCase-4(7.1D)を比較すると、図-2.3.4に示したようにCase-3、Case-4ともに定着機能が確保できていないことが確認された。一方、SD490を30Dの定着長により定着させた条件で、設置間隔が異なるCase-5(3.6D)およびCase-6(7.1D)を比較すると、いずれも定着機能が確保できていることが確認された(図-2.3.4)。

このことから、SD490を軸方向鉄筋として用いる場合、今回の実験条件では定着長が20Dの長さではそもそも定着機能が確保できていないため、Case-3とCase-4の比較による設置間隔の影響については言及することはできない。ただし、30Dの定着長をとることにより定着機能が確保できたCase-5とCase-6を比較すると、概ね同様な挙動となったことから、両ケースの比較からは設置間隔の影響による有意な差は認められない。

(2) 定着長の影響

定着長の影響を検証するため、SD490を3.6Dの設置間隔により定着させた条件で、定着長が異なるCase-3(20D)およびCase-5(30D)を比較する。前述したように、20DのCase-3は鉄筋が抜け出したため定着機能は満足できていないが、30DのCase-5の定着機能は確保できていることが確認された。またSD490を7.1Dの設置間隔により定着させた条件で、定着長が異なるCase-4(20D)およびCase-6(30D)と比較しても同様な傾向が確認された。

これらの結果からも、定着長の違いによる有意な差が生じることが確認できる。今回の実験条件の範囲では、SD490の定着長として20Dでは十分でなく、30Dであれば定着機能を確保することができることを確認した。

(3) 群鉄筋による影響

群鉄筋による影響を検討するために、これまでに土木研究所で行った単鉄筋での定着実験¹⁰⁾結果と比較する。単鉄筋での定着実験で得られた定着先端部の軸方向鉄筋の移動量と、単鉄筋に対する定着試験と同じ定着条件(SD490で定着長20D)のCase-3およびCase-4との比較をした結果を図-2.3.7に示す。なお、単鉄筋での定着実験についての詳細は、巻末に示した。単鉄筋の10 δ_0 での移動量は0.45mmであるのに対し、Case-3とCase-4では単鉄筋の場合よりも大きな値となった。これは群鉄筋の影響度が大きくなるにつれ、隣接し合う鉄筋と鉄筋の間に生じるひび割れが大きくなって定着機能が低下し、定着先端部の移動量が増加したことによるものと考えられる。

定着長を20Dとした条件では、単鉄筋で定着実験を行うと定着機能が確保できていると評価できるような結果が得られたのに対し、群鉄筋とした場合では定着特性は有意に変化し、定着機能としては十分ではない結果であった。この実験結果は定着特性の検証の観点からは重要であり、RC巻立て工法

のように複数の軸方向鉄筋をフーチングに近接して定着させるような場合において、その軸方向鉄筋の材質を高強度化していく場合には、群鉄筋による影響についても検証しておくことが重要であることを示唆していると言える。

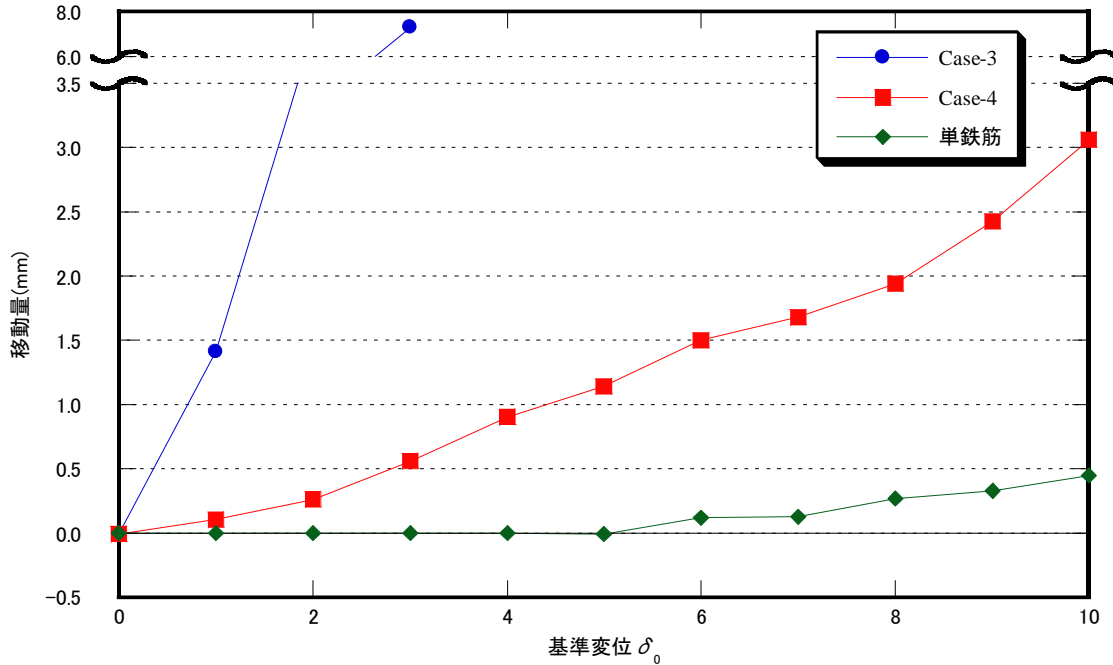


図-2.3.7 群鉄筋となることが定着先端部の軸方向鉄筋の移動量に及ぼす影響

(4) 定着機能を確保するための細目要件

既往の文献¹¹⁾に基づいた本実験条件におけるアンカー引張耐力の試算結果を表-2.3.6に示す。アンカー引張耐力 T_a は、アンカー鉄筋の降伏耐力 T_{a1} 、コンクリートのコーン状破壊耐力 T_{a2} および付着破壊耐力 T_{a3} のうち、最小の値で破壊すると考えられる。

$$T_a = \min(T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}) \quad (2.3.1)$$

$$T_{a1} = \sigma_y A_a N \quad (2.3.2)$$

$$T_{a2} = K_t \alpha A_c \sqrt{\sigma'_{cd}} \frac{1}{\gamma_b} \quad (2.3.3)$$

$$T_{a3} = K_t \pi D_a l_e \tau_{ad} \frac{1}{\gamma_b} N \quad (2.3.4)$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{\sigma'_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.3.5)$$

$$l_e = l - D_a \quad (2.3.6)$$

$$\tau_{ad} = 10 \sqrt{\frac{\sigma'_{cd}}{21}} \quad (2.3.7)$$

式中の σ_s はアンカー筋の降伏応力(公称値, N/mm²), A_a はアンカー筋の有効断面積(mm²), N はアンカー筋の本数, K_t は使用期間の長さの影響を表す係数(短期間使用の場合は1.0), α はあと施工アンカーの種類を表す係数(接着系アンカーでは0.23), A_c は母材のコーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²), σ'_{cd} は母材のコンクリートの設計圧縮強度(N/mm²), γ_b は部分係数(一般に1.6としてよい), D_a はアンカー筋の呼び径(mm), l_e はアンカー筋の有効埋め込み長さ(mm), τ_{cd} は接着系アンカーの設計付着強度(N/mm²), σ'_{ck} はコンクリートの設計基準強度(N/mm²), γ_c はコンクリートの材料係数(=1.3), l はアンカー筋の埋込み長さ(mm)である。ここで, このアンカー引張耐力式の適用範囲は, 大きな荷重の繰返し作用等を受けず, SD345等の強度で, 径がD25以下のアンカー鉄筋を対象としたものであり, 本実験条件に対しては本来適用範囲外ではあるが, 参考までに外挿的に適用できると仮定して評価した¹⁾。

試算結果より, アンカー鉄筋SD490を用いる場合, 定着長を20Dから30Dまで長くすることで, コンクリート側の抵抗(コーン状破壊かつ付着破壊により決まる耐力)が大きくなり, 破壊形態がアンカー鉄筋の降伏で決まったことと一致した。以上より, 実験結果とその試算結果をまとめると, 高強度鉄筋SD490を設計基準強度が21N/mm²の既設フーチングにエポキシ樹脂で定着させる場合の定着に関する細目要件としては, 定着長を30D以上の長さとし, かつ, 設置間隔は3.6D(125mm)以上確保することと考えられる。

表-2.3.6 アンカー引張耐力の試算結果

Case	軸方向鉄筋				コンクリート			破壊形態	アンカー引張耐力 T _a (kN)		
	径	材質	間隔 L(mm)	定着長	①降伏耐力 T _{a1} (kN)	設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	②コーン状破壊耐力 T _{a2} (kN)			③付着破壊耐力 T _{a3} (kN)	
1	D35	SD345	125	20D	990	21	1041	1199	アンカー降伏	990	
2			250		990		1236	1199	アンカー降伏	990	
3		SD490	125	20D	1406		1041	1199	コーン状破壊	1041	
4			250		1406		1236	1199	付着破壊	1199	
5			125		30D		1406	2231	1830	アンカー降伏	1406
6			250				1406	2528	1830	アンカー降伏	1406

2. 4 橋脚模型の正負交番載荷実験

2. 4. 1 実験概要

(1) 実験ケース

高強度鉄筋SD490を既設フーチングに定着させるための細目要件の妥当性を確認するために、SD490を軸方向鉄筋に用いて補強したRC巻立て壁式橋脚の正負交番載荷実験を実施した。実験は、無補強の場合とRC巻立て補強した場合について検討を行った。なお、無補強供試体については、共同研究の期間外で行われたものであるが、本報告書では比較のために、その詳細を述べる。

無補強供試体は設計年次の古い既設橋脚(支承条件:固定)を想定したものであり、当時の基準を踏まえて、レベル1地震動に対して耐震設計された降伏震度が0.18の橋脚とした。

RC巻立て補強供試体(以降、補強供試体と呼称)は、その無補強供試体を製作後、RC巻立て工法にて補強を行った。RC巻立て補強供試体の設計においては、基礎への負担増を過大にしないことに配慮し、橋脚に塑性変形能が発揮されることを想定して、本研究では、目標耐力として降伏震度を0.56相当にまで向上させる補強量を設定した。

(2) 供試体諸元

本実験で使用する供試体は、実橋脚を寸法比で1/4に縮小したサイズとし、断面寸法1800mm×600mm(縦横比3.0)の壁式橋脚で、壁式橋脚基部からの載荷点高さを2400mm(せん断スパン比4.0)とした。図-2.4.1に供試体の配筋図を、表-2.4.1に供試体の構造諸元を示す。

無補強供試体は、既設の低鉄筋比RC壁式橋脚を想定したものであり、軸方向鉄筋はD10(SD295A)を30本配置した。軸方向鉄筋比は0.2%となる。コンクリートの設計基準強度は21N/mm²とした。帯鉄筋はD6(SD295A)を75mmピッチで配置した。帯鉄筋体積比は0.1%となる。

RC巻立て補強供試体について、軸方向鉄筋はD10(SD295A)を30本配置し、軸方向鉄筋比を0.2%とした。帯鉄筋はD6(SD295A)を75mm間隔で配置し、帯鉄筋体積比は0.1%とした。橋脚およびフーチングのコンクリート設計基準強度は21N/mm²とした。補強供試体の巻立て補強の厚さは75mm、コンクリート設計基準強度を30N/mm²とした上で、軸方向鉄筋には高強度鉄筋のSD490を用いることにより、必要となる軸方向鉄筋比は0.37%となった。また、帯鉄筋としてはD6(SD345)を50mm間隔で配置し、帯鉄筋体積比は0.14%とした。

ここで、軸方向鉄筋のフーチングへの定着長および設置間隔については、前述した定着に関する細目要件、すなわち、定着長を30D以上の長さとし、かつ、設置間隔は3.6D以上確保することを前提とするが、施工性の改善の観点からは、可能な限り削孔箇所数を少なくし、また、削孔長も必要最小な長さにするのが望ましい。そこで、本試験では、軸方向鉄筋にSD490を用いることにより、SD345を用いる場合と比較して削孔箇所数を約3割減らし、設置間隔を12D程度(156mm)にまで広げる設定とした。ここで、補強用に定着させる軸方向鉄筋と既設断面部に配置されている軸方向鉄筋の間隔につい

でも、確実な定着機能の確保の観点から可能な限り大きくしておくのが望ましいことから、双方の軸方向鉄筋の位置関係が千鳥状となるように補強用の軸方向鉄筋の定着位置の設定において配慮をした。また定着長については、前節での検討結果を踏まえ、必要最小限の30D(390mm)とした。なお、軸方向鉄筋のフーチングへの定着に関する施工については、前節で示した定着実験に用いた供試体と同様の手法で、かつ同様のエポキシ樹脂を充填することにより行った。

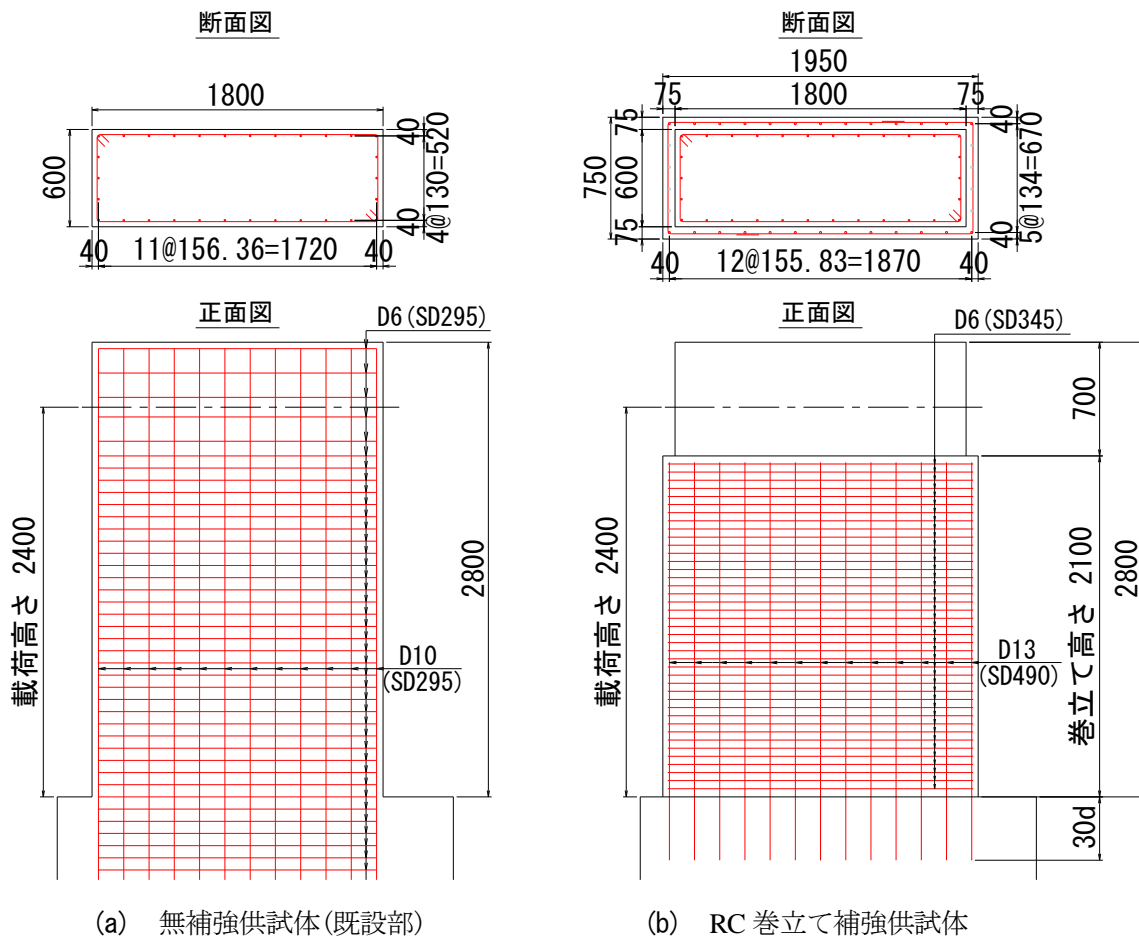


図-2.4.1 供試体配筋図 (単位：mm)

表-2.4.1 供試体構造諸元

種別	項目	単位	無補強供試体(既設部)			RC巻立て補強供試体		
			実橋脚	供試体	比	実橋脚	供試体	比
寸法	断面寸法	mm	7200*2400	1800*600	4.0	7800*3000	1950*750	4.0
	巻立て厚	mm	—	—	—	300	75	4.0
	橋脚(載荷)高さ	mm	9600	2400	4.0	9600	2400	4.0
	せん断スパン比	—	4.0	4.0	1.0	3.2	3.2	1.0
軸方向鉄筋	種別	—	SD295	SD295	—	SD490	SD490	—
	軸方向鉄筋径	mm	D29	D10	—	D38	D13	—
	軸方向鉄筋間隔	mm	300	156.36	1.9	300	155.83	1.9
	軸方向鉄筋比	%	0.20	0.20	1.0	0.40	0.37	1.1
帯鉄筋	種別	—	SD295	SD295	—	SD345	SD345	—
	帯鉄筋径	mm	D16	D6	—	D16	D6	—
	帯鉄筋間隔	mm	300	75	4.0	150	50	3.0
	帯鉄筋有効長	mm	2100	1720	1.2	2700	1870	1.4
	帯鉄筋体積比	%	0.13	0.10	1.3	0.20	0.14	1.4
コンクリート設計基準強度		N/mm ²	21	21	1.0	30	30	1.0
作用軸力 (基部)	上部工反力	kN	9760	800	12.2	9760	800	12.2
	自重分	kN	4064	64	63.5	5384	84	64.1
	作用軸力	kN	13824	864	16.0	15144	884	17.1
	単位面積あたり	N/mm ²	0.80	0.80	1.0	0.88	0.82	1.1
降伏震度(P _y /W)		-	—	0.18	—	—	0.56	—

(3) 実験方法

図-2.4.2に実験のセットアップ図を、写真-2.4.1にセットアップの状況を示す。供試体は橋脚軸線と実験施設の床面が平行になるように横向きに設置し、フーチングと固定ブロックを結合した上で、PC鋼棒により床面に固定した。

軸方向荷重は、橋脚基部における圧縮応力が 0.8N/mm^2 となるように荷重を与えた。

水平方向荷重は、図-2.4.3に示すように基準変位 δ_y の整数倍の水平変位を各载荷ステップにおいて、3回ずつ正負交番に繰り返す漸増载荷とした。基準変位 δ_y は予備载荷より、軸方向鉄筋のひずみが降伏値に達した時点の水平変位(無補強供試体：5.05mm，補強供試体：8mm)と設定した。なお、本実験では载荷装置や計測機器の動作確認を行うため、基準変位を与える前に小さな载荷変位を与える予備载荷を行った。

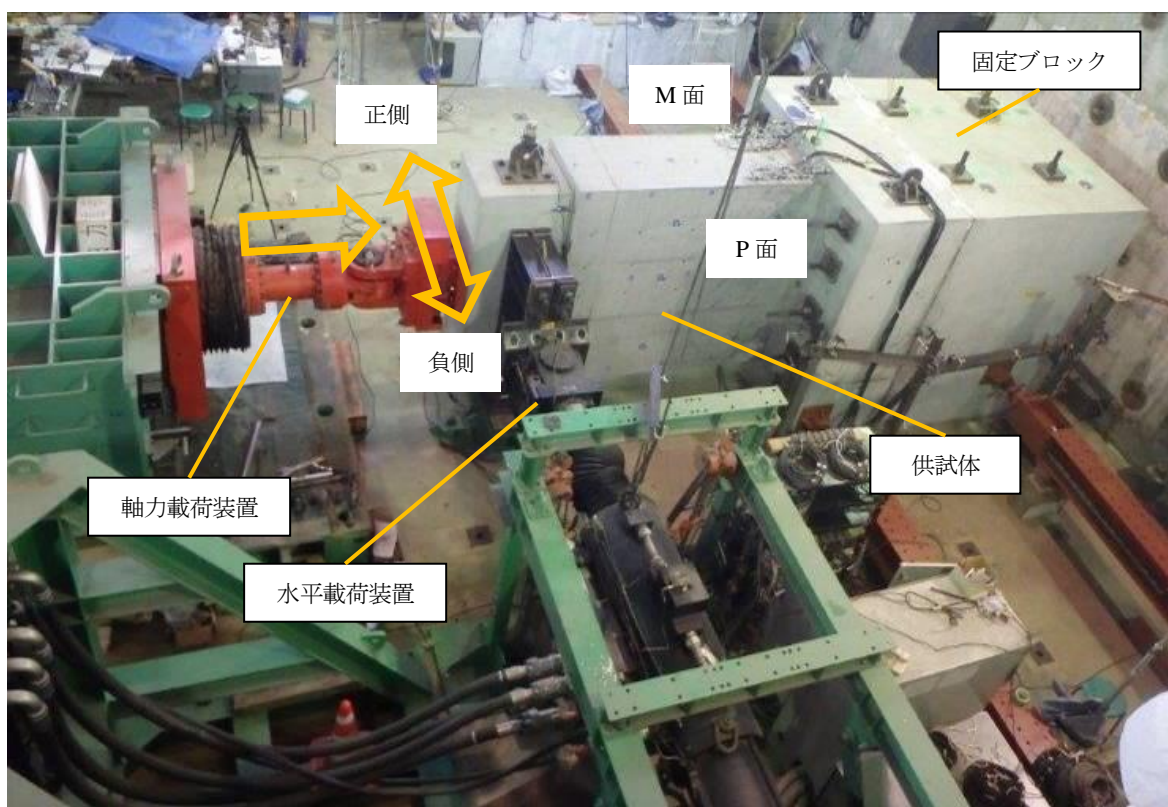


写真-2.4.1 セットアップ状況

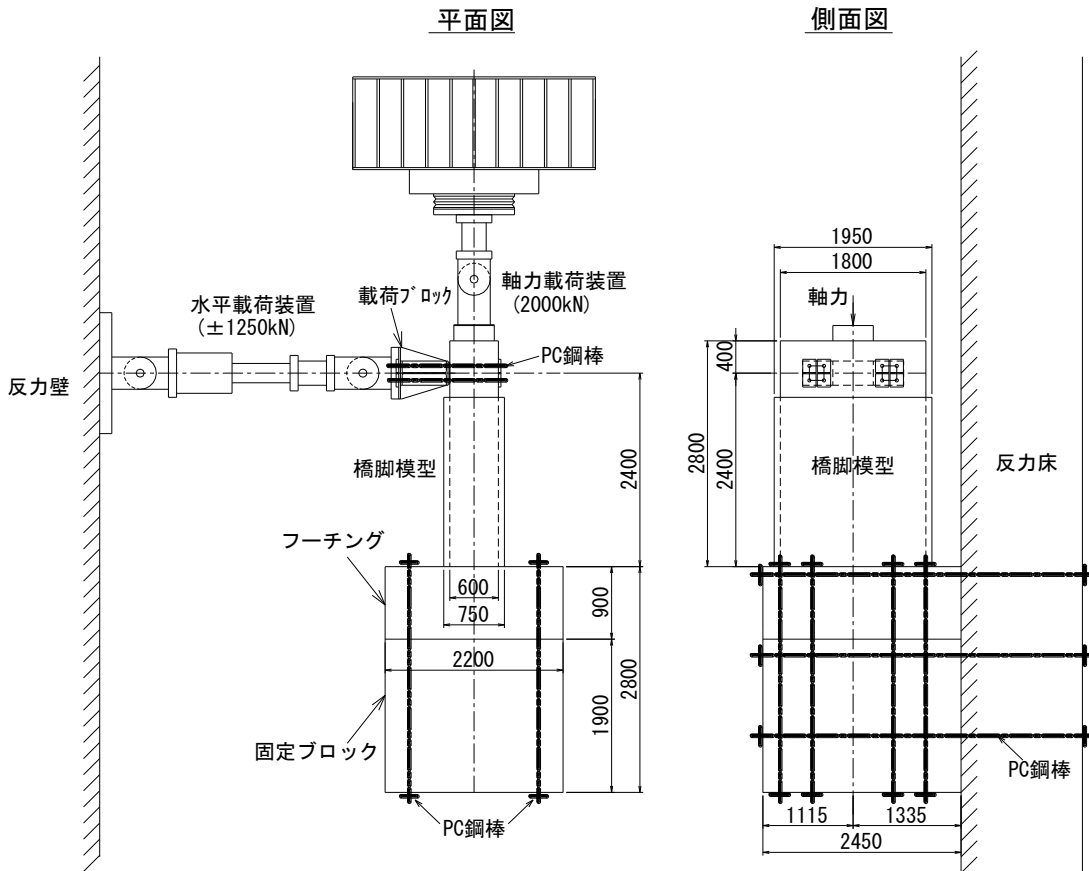


図-2.4.2 セットアップ図 (単位: mm)

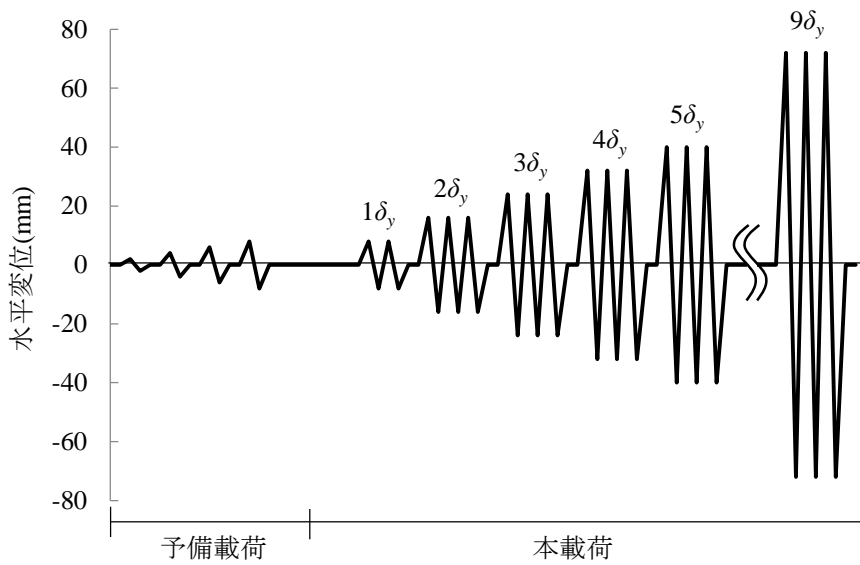


図-2.4.3 荷重ステップ

(4) 計測項目

主な計測項目は、載荷装置に内蔵のロードセルによる荷重、載荷点位置における水平変位、橋脚基部付近の曲率、軸方向鉄筋および帯鉄筋ひずみであり、ひずみ計測については動ひずみアンプを用いて計測を行った。水平変位および水平荷重は載荷装置の押し側を正とした。また、各供試体の軸方向鉄筋、帯鉄筋の計測位置の橋脚基部からの高さを表-2.4.2に、各高さにおける断面内の計測位置を図-2.4.4に示す。

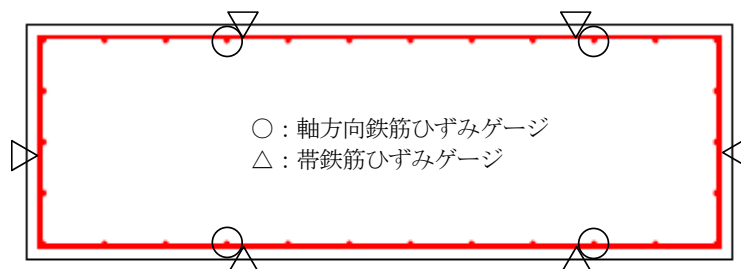
表-2.4.2 鉄筋ひずみ計測位置(高さ)

(a) 無補強供試体

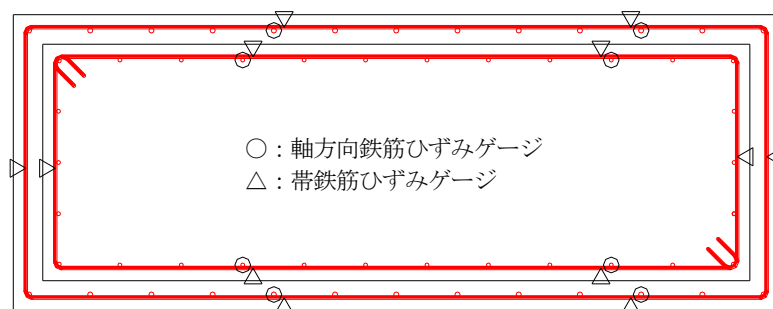
部位	対象鉄筋	橋脚基部からの設置高さ(mm)
橋脚躯体	軸方向鉄筋	-600, -400, -300, -200, -100, 0, 100, 200, 300, 400, 600, 800, 1200
	帯鉄筋	0, 75, 150, 225, 300
RC巻立て	帯鉄筋	0, 50, 100, 150, 200, 250, 300

(b) RC巻立て補強供試体

部位	対象鉄筋	橋脚基部からの設置高さ(mm)
既設部	軸方向鉄筋	-300, -150, 0, 150, 300
	帯鉄筋	75
RC巻立て部	軸方向鉄筋	-300, -200, -100, 0, 100, 200, 300, 400, 600, 800, 1200
	帯鉄筋	50, 100, 150, 200, 300, 400



(a) 無補強供試体



(b) RC巻立て補強供試体

図-2.4.4 鉄筋ひずみ計測位置(断面)

(5) 材料試験

表-2.4.3に供試体に使用したコンクリートの材料試験結果を、表-2.4.4に鉄筋の材料試験結果を示す。表内の数値は3試験体の試験結果の平均値である。

表-2.4.5に無補強時と補強時の地震時保有水平耐力の算定結果を示す。表-2.4.5より、今回の条件での補強は、地震時保有水平耐力を3倍程度に増加させることに相当していることになる。また、仮にかぶりコンクリート厚を断面有効高に加えて耐力計算を行っても、破壊形態は曲げ破壊型と評価される構造条件である。

表-2.4.3 コンクリート材料試験結果

(a) 無補強供試体			(b) RC 巻立て補強供試体			
項目	単位	無補強供試体	項目	単位	無補強(既設)柱部(フーチング)	RC巻立て補強巻立て部
材齢	日	35	材齢	日	43	23
実験時圧縮強度	N/mm ²	21.0	実験時圧縮強度	N/mm ²	24.6	33.2
静弾性係数	kN/mm ²	26.7	静弾性係数	kN/mm ²	28.0	30.0

表-2.4.4 鉄筋材料試験結果

(a) 無補強供試体						
鉄筋径	鉄筋種別	降伏強度	弾性係数	引張強度	破断伸び	破断強度
		N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	%	kN
D6	SD295A	380.4	182.9	547	16.3	17.33
D10	SD295A	391.5	182.8	522.5	16.4	37.27
D6	SD345	389.8	174.8	544.1	17.9	17.23
D13	SD490	384.4	185.2	547.1	18.4	69.32

(b) RC 巻立て補強供試体						
鉄筋径	鉄筋種別	降伏強度	弾性係数	引張強度	破断伸び	破断強度
		N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	%	kN
D6	SD295A	401.1	173.6	540.7	14.3	17.12
D10	SD295A	398.6	164.8	449.8	17.2	32.08
D6	SD345	439.9	181.0	574.6	14.8	18.20
D13	SD490	533.9	194.5	689.3	18.7	87.33

表-2.4.5 実験供試体の地震時保有水平耐力

(a) 無補強供試体					
項目		単位	無補強供試体		
地震時保有水平耐力 P _a	かぶり無視	kN	153		
	かぶり考慮	kN	177		

(b) RC 巻立て補強供試体					
項目	単位	無補強供試体(既設部)	RC巻立て補強供試体	比率(補強/無補強)	
せん断耐力 P _s , P _{s0}	c _c =0.8	kN	337	780	2.3
	c _c =1.0	kN	389	862	2.2
地震時保有水平耐力 P _a	かぶり無視	kN	153	476	3.1
	かぶり考慮	kN	177	506	2.9
破壊形態	kN	曲げ破壊型	曲げ破壊型	-	

2. 4. 2 実験結果

(1) 水平力 - 水平変位関係

図-2. 4. 5に水平荷重と水平変位の関係を、写真-2. 4. 2および写真-2. 4. 3に損傷状況(P面)、図-2. 4. 6に載荷終了後の供試体の損傷状況を示す。

1) 無補強供試体の場合

無補強供試体の場合、 $2\delta_y$ の正側の載荷時に最大荷重208kNに達した後、 $3\delta_y$ で橋脚基部全周にひび割れが進展し、190kN程度に耐力が低下した(写真-2. 4. 2(a))。これはコンクリートのひび割れ耐力が降伏耐力を上回っていたためと考えられる。ここで、軸方向鉄筋の降伏に伴う降伏耐力は190kN程度とみなすことができる。その後、正負交番載荷に伴い橋脚基部全周に発生したひび割れ部において、ロッキング挙動を繰り返しながら、 $8\delta_y$ までは降伏耐力を保持していたが、 $9\delta_y$ の3サイクル目の負側の載荷において、最初の鉄筋破断が発生し耐力が低下し始めた(写真-2. 4. 2(b))。10 δ_y 以降、鉄筋が断続的に破断し、12 δ_y で最大耐力から50%程度低下したところで載荷を終了した(写真-2. 4. 2(c))。

載荷終了後の損傷状況は、図-2. 4. 6(a)より橋脚基部に高さ0~50mm程度の範囲でかぶりコンクリートの剥離・剥落や高さ300~500mmの範囲に水平方向の0.1mm程度のひび割れが見受けられるものの、かぶりコンクリートの剥落といった明らかな損傷は認められなかった。

2) RC巻立て補強供試体の場合

RC巻立て補強供試体の場合、 $2\delta_y$ の正側の載荷時に最大荷重515kNに達しており、無補強供試体の最大荷重200kNに対して2.6倍程度向上した。これは、圧縮側かぶりコンクリートを考慮して計算した最大耐力506kNと概ね一致する。 $3\delta_y$ の載荷では耐力が概ね保持され、無補強供試体と同様、微細な水平方向ひび割れとともにRC巻立て基部のみ全周にひび割れが進展し、巻立て基部とフーチングの間に隙間が生じた(写真-2. 4. 3(a))。 $4\delta_y$ ~ $6\delta_y$ の載荷時には、耐力が徐々に低下して、斜め方向や縦方向にもひび割れが増えたが、剥離と剥落の範囲は巻立て基部付近のみと変わらなかった(写真-2. 4. 3(b))。なお、 $4\delta_y$ の載荷時に降伏耐力と同程度の耐力となった。 $7\delta_y$ の載荷時には最初の鉄筋破断が生じ、 $8\delta_y$ 以降で断続的に鉄筋が破断し、最終的に $9\delta_y$ で最大耐力から70%程度耐力が低下したところで載荷を終了した(写真-2. 4. 3(c))。

図-2. 4. 6(b)に補強供試体の $9\delta_y$ 載荷後の損傷状況を示す。巻立て基部から高さ100mm程度のごく僅かな範囲において、かぶりコンクリートの剥離と剥落等の損傷が見受けられるものの、高さ100~1000mm程度の範囲では、明らかな損傷はなく、微細なひび割れのみが確認された。

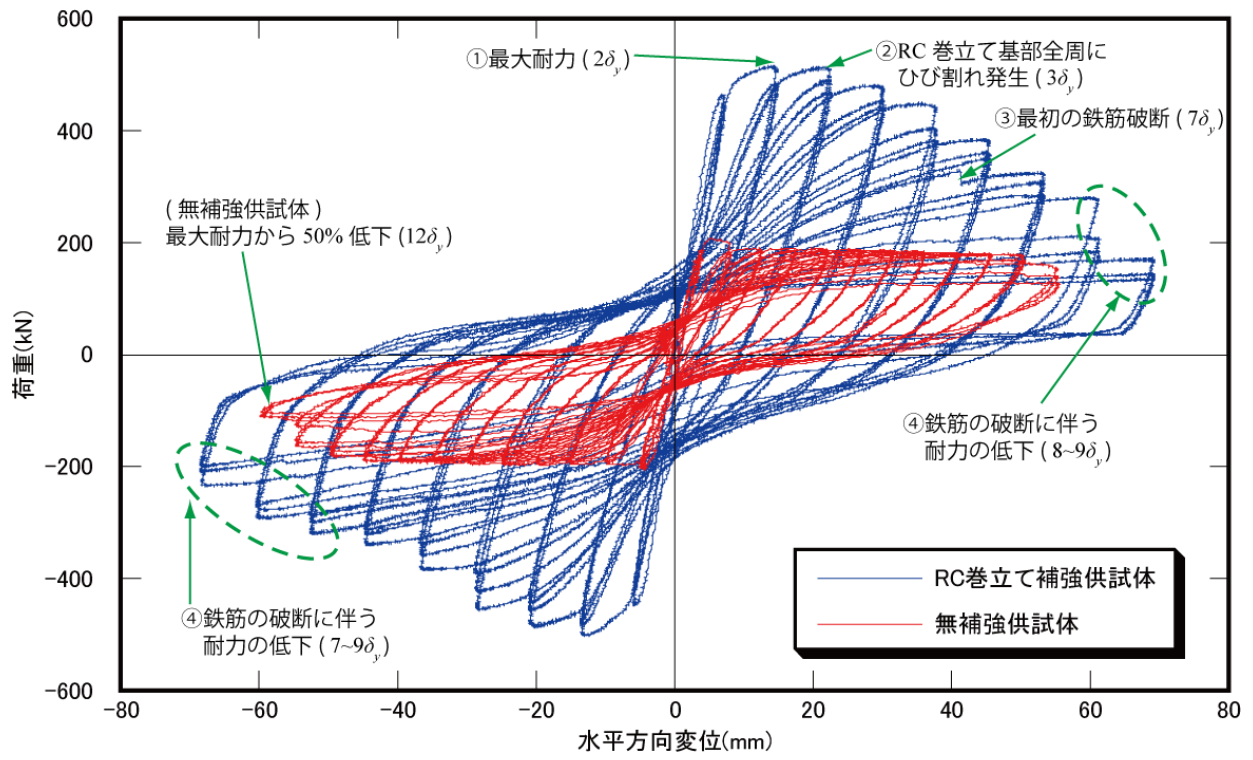
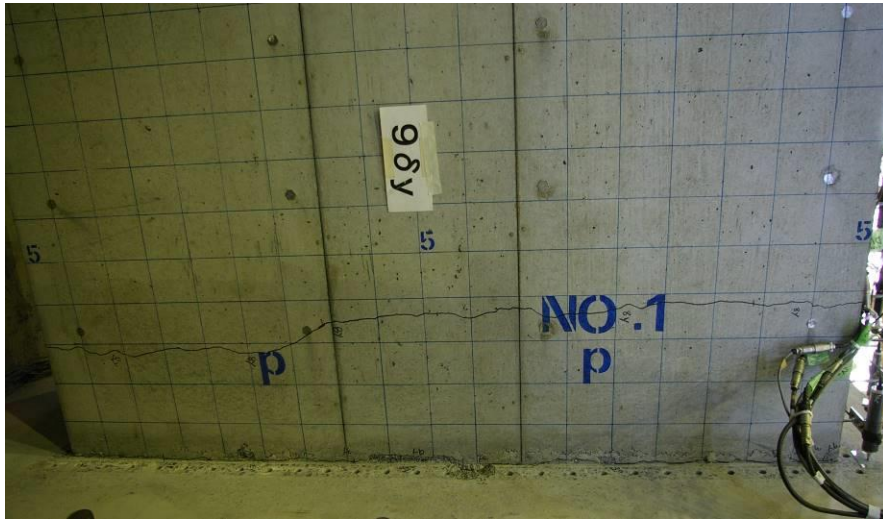


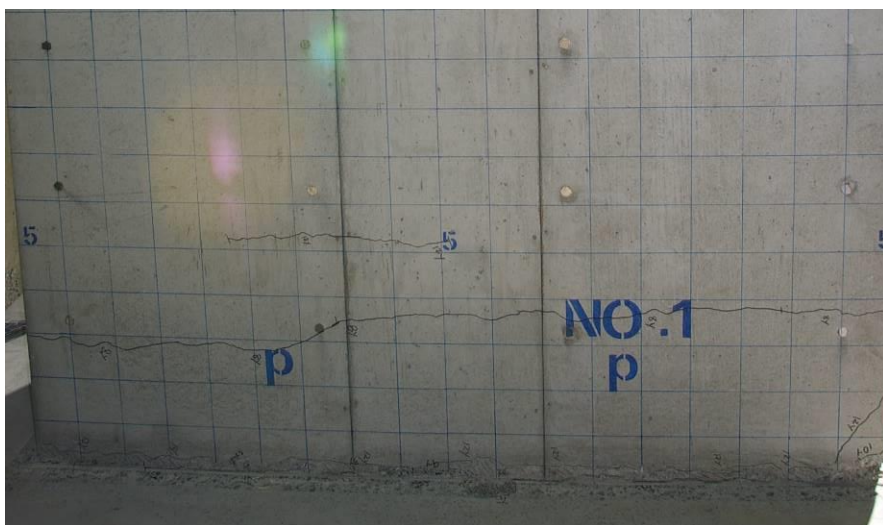
図-2.4.5 水平荷重-水平変位関係



(a) $3\delta_y$ 载荷終了後の損傷状況



(b) $9\delta_y$ 载荷終了後の損傷状況

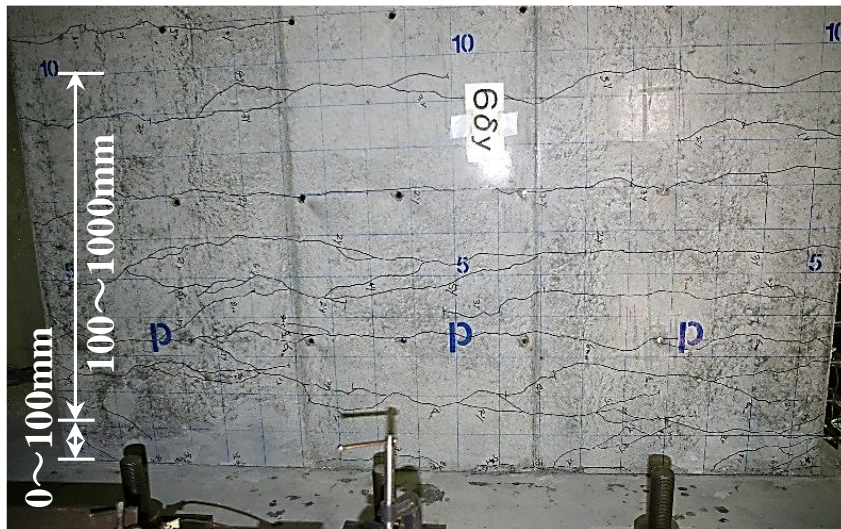


(c) $12\delta_y$ 载荷終了後の損傷状況

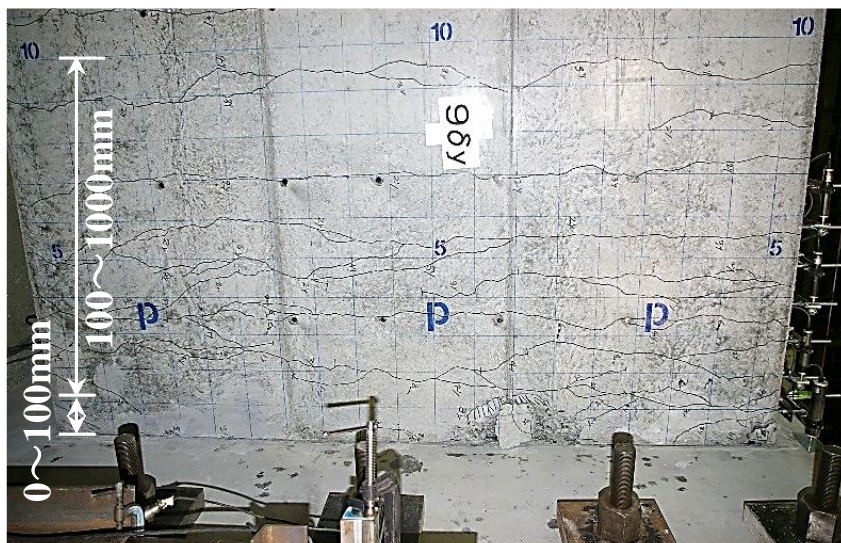
写真-2.4.2 無補強供試体の損傷状況(P面)



(a) $3\delta_y$ 載荷終了後の損傷状況

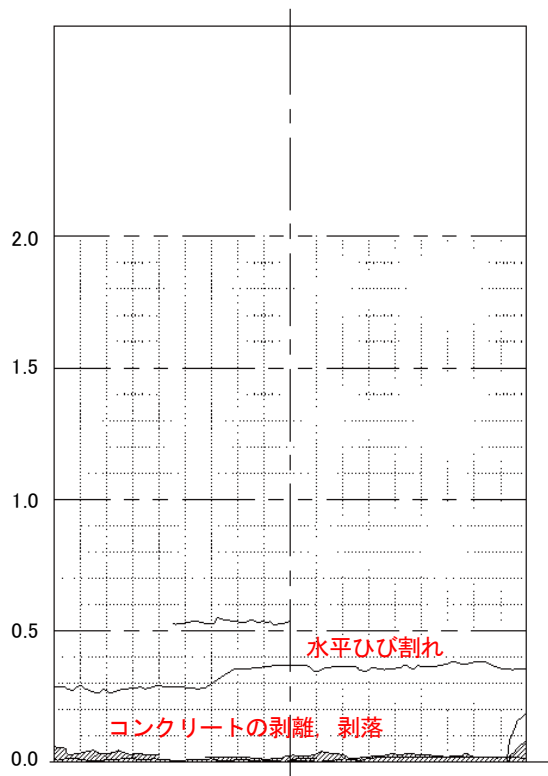


(b) $6\delta_y$ 載荷終了後の損傷状況

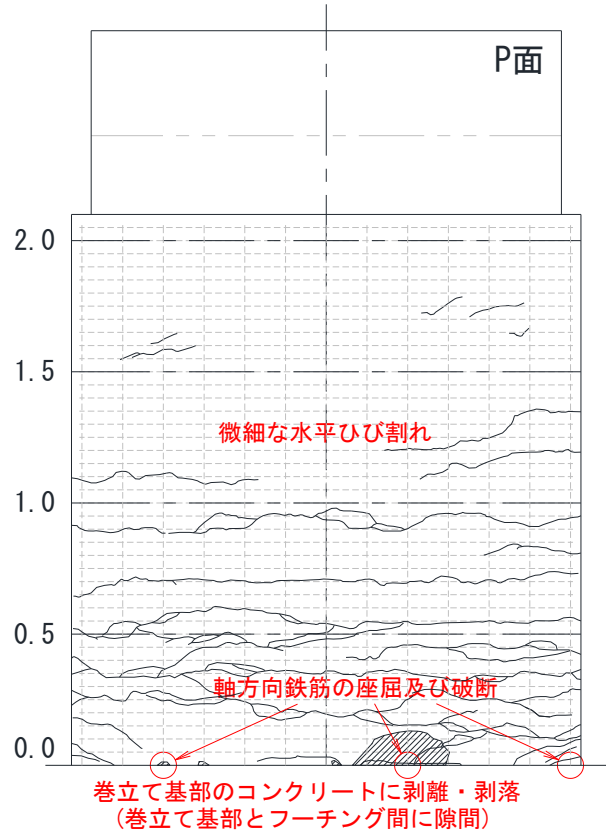


(c) $9\delta_y$ 載荷終了後の損傷状況

写真-2.4.3 RC 巻立て部の損傷状況(P面)



(a) 無補強供試体



(b) RC 巻立て補強供試体

図-2.4.6 9δ_y 載荷終了後の損傷状況 (P 面)

(2) 鉛直荷重 - 水平変位関係

鉛直荷重-水平変位の関係を図-2.4.7に示す。図より、軸力は $1\delta_y$ 開始前で870kNであり、実験時は最大で925kN、最小で850kNであった。このことから、鉛直荷重は低下していないことがわかった。

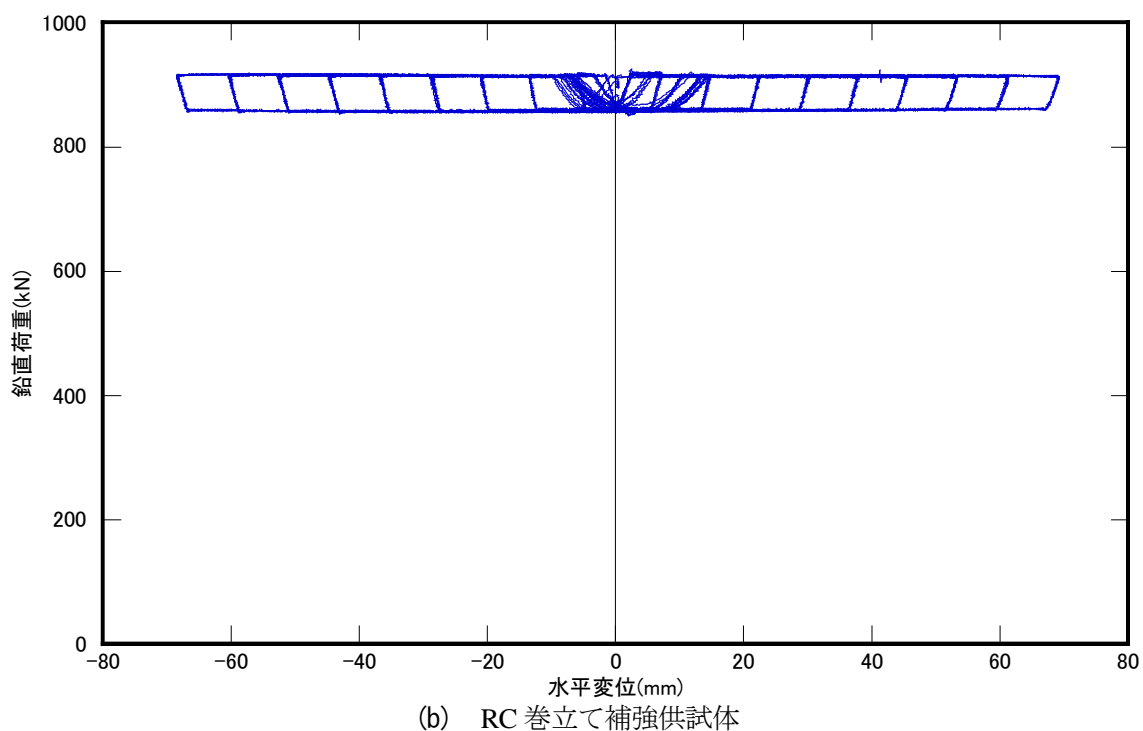
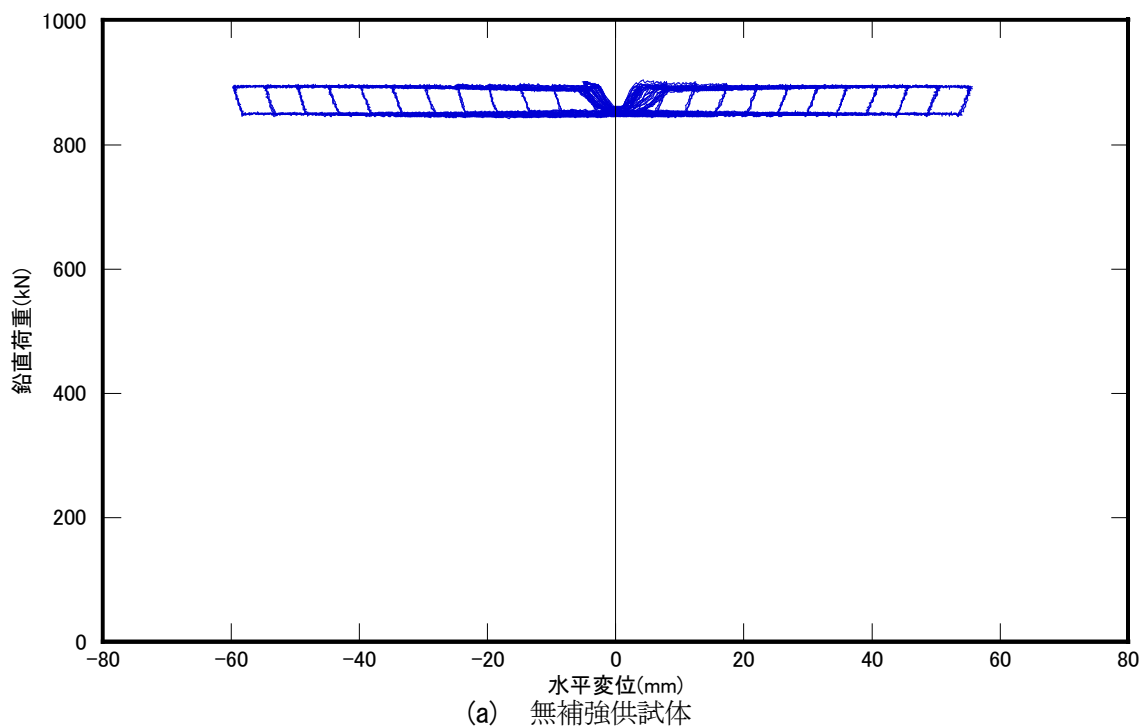


図-2.4.7 鉛直荷重-水平変位の関係

(3) エネルギー吸収量

図-2.4.8に各実験供試体における繰返し回数別のエネルギー吸収量の推移を示す。なお、エネルギー吸収量とは、図-2.4.5に示す水平荷重と水平変位の履歴曲線面積である。

無補強供試体の場合、 $11\delta_y$ まではエネルギー吸収量が上昇し、 $12\delta_y$ で低下した。荷重開始から $10\delta_y$ まで各基準変位における1サイクル目と3サイクル目のエネルギー吸収量に差はなかったが、 $11\delta_y$ 以降において3サイクル目のエネルギー吸収量が低下した。エネルギー吸収量と鉄筋破断発生との関係については、 $9\delta_y$ の3サイクル目に最初の鉄筋破断は生じたが、1本だけであったため、エネルギー吸収量への影響は小さかったと考えられる。一方、 $11\delta_y$ 、 $12\delta_y$ では、8本ずつ鉄筋が破断したため、エネルギー吸収量の低下が起こったと考えられる。

RC巻立て補強供試体では、 $7\delta_y$ に相当する56mmの水平変位まではエネルギー吸収量が上昇し、 $8\delta_y$ に相当する64mmで低下した。荷重開始から $7\delta_y$ までは、1回目と3回目のエネルギー吸収量の低下度が概ね15%程度、2回目と3回目の低下度は10%程度に留まっていた。一方、 $8\delta_y$ における1回目と3回目のエネルギー吸収量の低下度は30%程度、2回目と3回目の低下度は20%程度と繰返しに対する挙動の安定性が低下したことがわかる。また、1回目と3回目の水平荷重の低下度は、 $7\delta_y$ まで概ね15%以内に留まっていたものの、 $8\delta_y$ は35%程度と大きくなった。これより、文献¹³⁾に示されているRC橋脚の限界状態の捉え方に基づけば、3回の繰返し荷重における水平荷重とエネルギー吸収量が安定して期待できる状態は $7\delta_y$ (水平変位で56mm)までと言える。エネルギー吸収量と鉄筋破断発生との関係については、 $7\delta_y$ に最初の鉄筋破断は生じたが、1本だけであったため、エネルギー吸収量への影響は小さかったと考えられる。一方、 $8\delta_y$ 以降では4本の鉄筋が破断(うち1本は座屈)したため、エネルギー吸収量の低下が起こったものと考えられる。

また、図-2.4.8に示すように、無補強供試体のエネルギー吸収特性と比較すると、補強供試体においてエネルギー吸収量が安定して期待できる限界の変位は、無補強供試体での値(水平変位で45mm)よりも大きくなっていることがわかる。ただし、図-2.4.5に示すように、水平耐力(降伏耐力相当)を保持できる限界の変位は、無補強供試体で45mmであったのに対して、補強供試体で32mmと低下した。この水平耐力を保持できる限界の変位が低下する主な要因としては、前述したように、無補強供試体と補強供試体で破壊特性が異なり、耐力が低下する要因が異なることが考えられる。すなわち、無補強供試体では、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しを伴わず、鉄筋の破断によって耐力低下が生じたのに対して、補強供試体は、軸方向鉄筋の破断ではなく、ごく僅かな範囲のみでかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しが生じており、このような破壊特性の違いが要因となっていると考えられる。

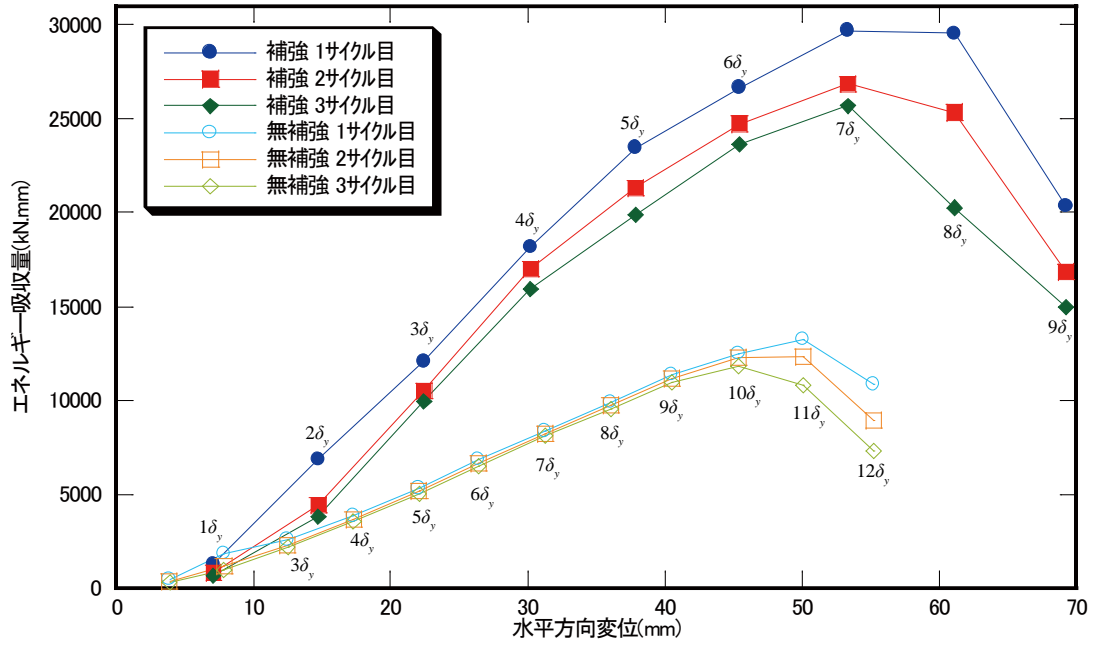


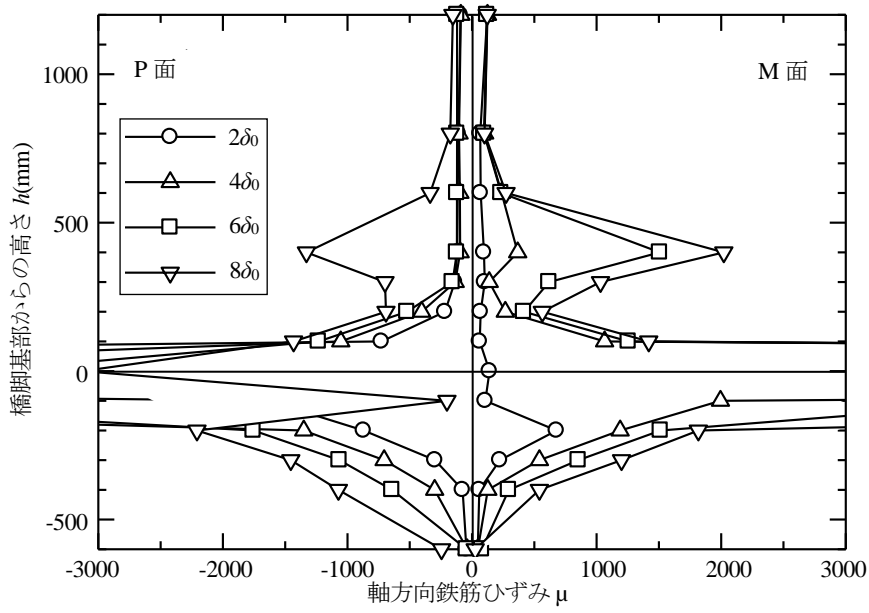
図-2.4.8 実験供試体のエネルギー吸収量

(4) 軸方向鉄筋ひずみ分布

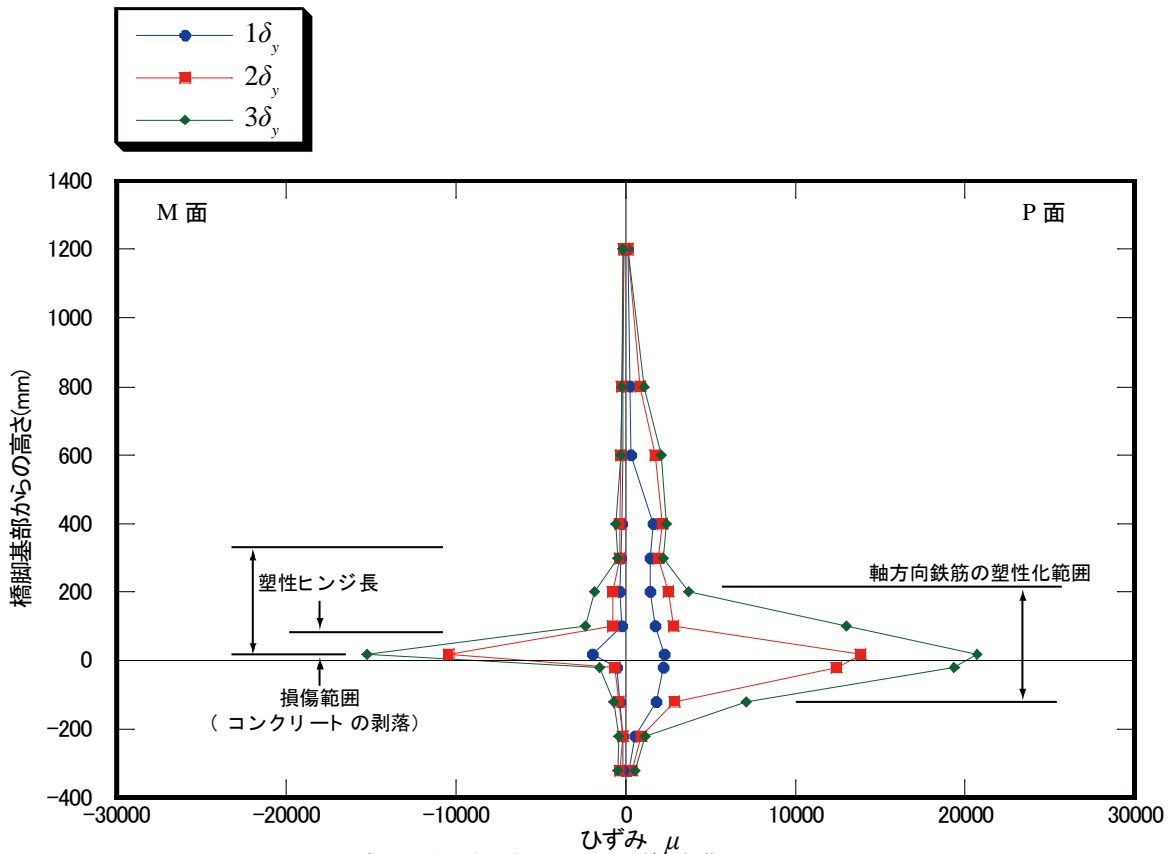
図-2.4.9に軸方向鉄筋の引張ひずみ分布を示す。なお、RC巻立て補強供試体の $4\delta_y$ 以降はひずみゲージまたはリード線が損傷したことより示していない。

無補強供試体の場合、 $2\delta_y$ 時に橋脚基部に 20000μ を超える大きなひずみが発生し、その後も増加した。また、水平変位が大きくなるのに従い、橋脚基部からの高さ $300\sim 600\text{mm}$ およびフーチング内の $-200\sim -400\text{mm}$ の範囲の鉄筋ひずみが大きくなり、橋脚基部から橋脚高さ方向およびフーチング内部に向けて鉄筋ひずみの分布領域も広がっている。図-2.4.6(a)には、高さ 500mm 付近にひび割れが生じたことを示したが、この位置と軸方向鉄筋のひずみが増加した位置($300\sim 600\text{mm}$ の範囲)は概ね一致しており、このひずみの増加は表面ひび割れの影響だと考えられる。

RC巻立て補強供試体の場合、 $2\delta_y$ の载荷で巻立て基部付近のみにひずみが集中的に生じており、 $3\delta_y$ の载荷でも軸方向鉄筋の塑性化範囲が広がっていないことが確認でき、かぶりコンクリートの損傷状況と一致している。このことから、道路橋示方書⁶⁾に基づく塑性ヒンジ長と実際の損傷範囲に差があり、破壊特性が異なっていることがわかる。ただし、最大荷重時に相当する $3\delta_y$ 時においてもフーチング埋込み部先端のひずみは大きく変化しておらず、正負交番载荷の全プロセスにおいてアンカー部の定着機能が確保されていることは確認できる。



(a) 無補強供試体



※ $4\delta_y$ 以降はひずみゲージまたはリード線が損傷したことより示していない

(b) RC 巻立て補強供試体

図-2.4.9 各基準変位における軸方向鉄筋ひずみ分布

(5) 帯鉄筋ひずみ分布

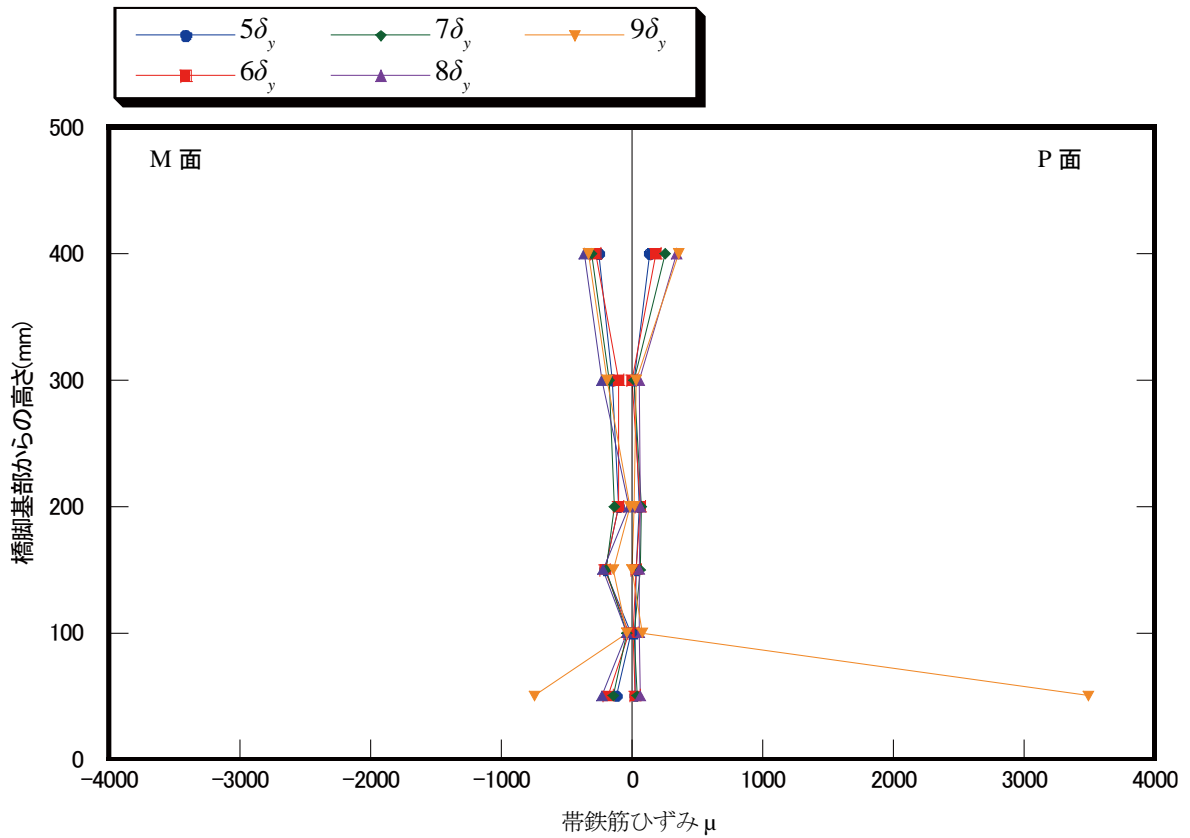
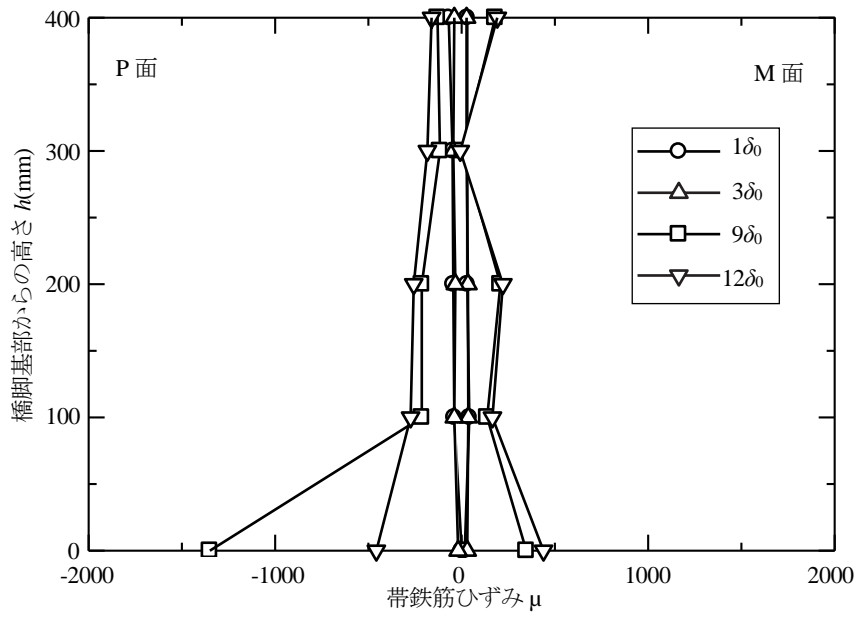
図-2.4.10に帯鉄筋のひずみ分布を示す。

無補強供試体の場合、 $3\delta_y$ までは、最大でも 100μ 以下に留まった。その後、荷重の進展につれて、ひずみは徐々に大きくなり、軸方向鉄筋がはじめて破断した $9\delta_y$ 時に橋脚基部P面において 1400μ 程度、M面において 40μ 程度のひずみに達した。 $12\delta_y$ 時に橋脚基部P面では 500μ 程度までひずみが減少し、M面では 500μ 程度のひずみが発生した。

帯鉄筋の最大ひずみは、浮き上がりが生じた橋脚基部での値を除けば、最大でも 250μ 程度しか生じていない。文献15)のS1供試体(断面寸法 $600\text{mm}\times 600\text{mm}$ 、高さ 2400mm 、軸方向鉄筋比 1.2%)では、軸方向鉄筋の座屈が発生し、座屈の腹の位置の帯鉄筋に最大 1000μ 程度のひずみが発生したことが報告されていることから、無補強供試体では、軸方向鉄筋のはらみ出す作用力に対しては、帯鉄筋がほとんど寄与していなかったと考えられる。軸方向鉄筋量が少ない場合、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力がかぶりコンクリートの抵抗力に対して相対的に小さいため、軸方向鉄筋はほとんどはらみ出さない。その結果、かぶりコンクリートは剥落せず、軸方向鉄筋が座屈することなく、最終的には軸方向鉄筋は、軸方向の繰り返しの引張力と圧縮力の作用により、軸方向鉄筋のひずみが集中している橋脚基部で破断に至ったと考えられる。これはフーチングに定着された軸方向鉄筋量が橋脚断面積に対して 1% 前後とした一般的なRC橋脚における損傷進展過程、すなわち、かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋がはらみ出し、その正負交番作用によって最終的には軸方向鉄筋が破断するという損傷過程とは異なるものである。

RC巻立て補強供試体の巻立て部では、 $8\delta_y$ までは、最大でも 400μ 以下に留まった。その後、 $9\delta_y$ 荷重時に巻立て基部P面において 3500μ 程度、M面において 800μ 程度のひずみに達した。

ここで、断面寸法が $600\text{mm}\times 600\text{mm}$ 、高さ 2400mm 、軸方向鉄筋比 1.2% の供試体では、軸方向鉄筋の座屈が発生し、座屈の腹の位置の帯鉄筋に最大 1000μ 程度のひずみが発生したことが報告されていることから¹⁴⁾、本補強供試体では、P面の巻立て基部において軸方向鉄筋がはらみ出す作用力に対して、帯鉄筋が寄与していたものと考えられる。軸方向鉄筋量が少ない場合、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力がかぶりコンクリートの抵抗力に対して相対的に小さいため、軸方向鉄筋はほとんどはらみ出さないことが知られているが¹²⁾、本補強供試体(断面寸法 $1950\text{mm}\times 750\text{mm}$ 、高さ 2400mm 、軸方向鉄筋比 0.37%)はその損傷過程とも異なるものであった。前述したとおり、軸方向鉄筋比が異なることで、軸方向鉄筋のはらみ出し方等の破壊特性が異なって、帯鉄筋の寄与度が変わってくるものと考えられる。



※ $4\delta_y$ 以降はひずみゲージまたはリード線が損傷したことより示していない

(b) RC 巻立て補強供試体

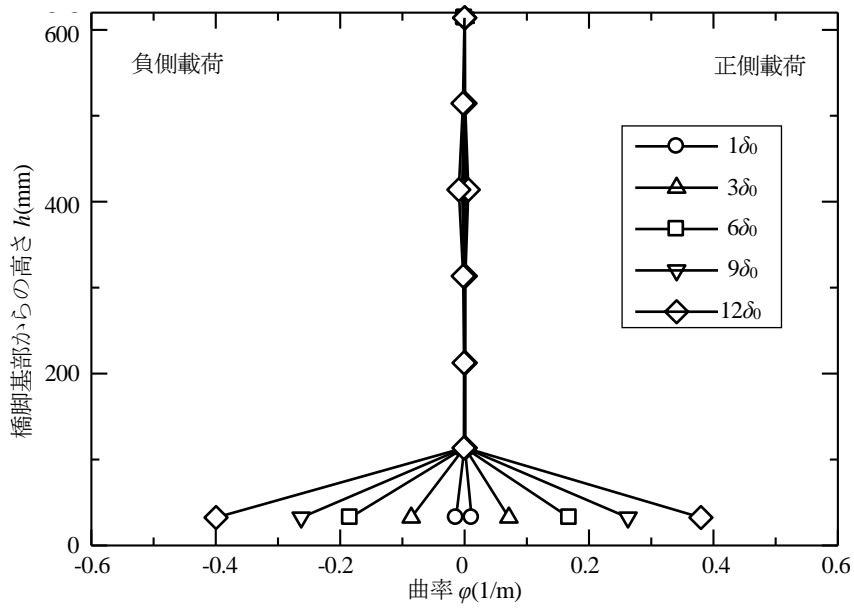
図-2.4.10 各基準変位における帯鉄筋のひずみ分布

(6) 曲率分布

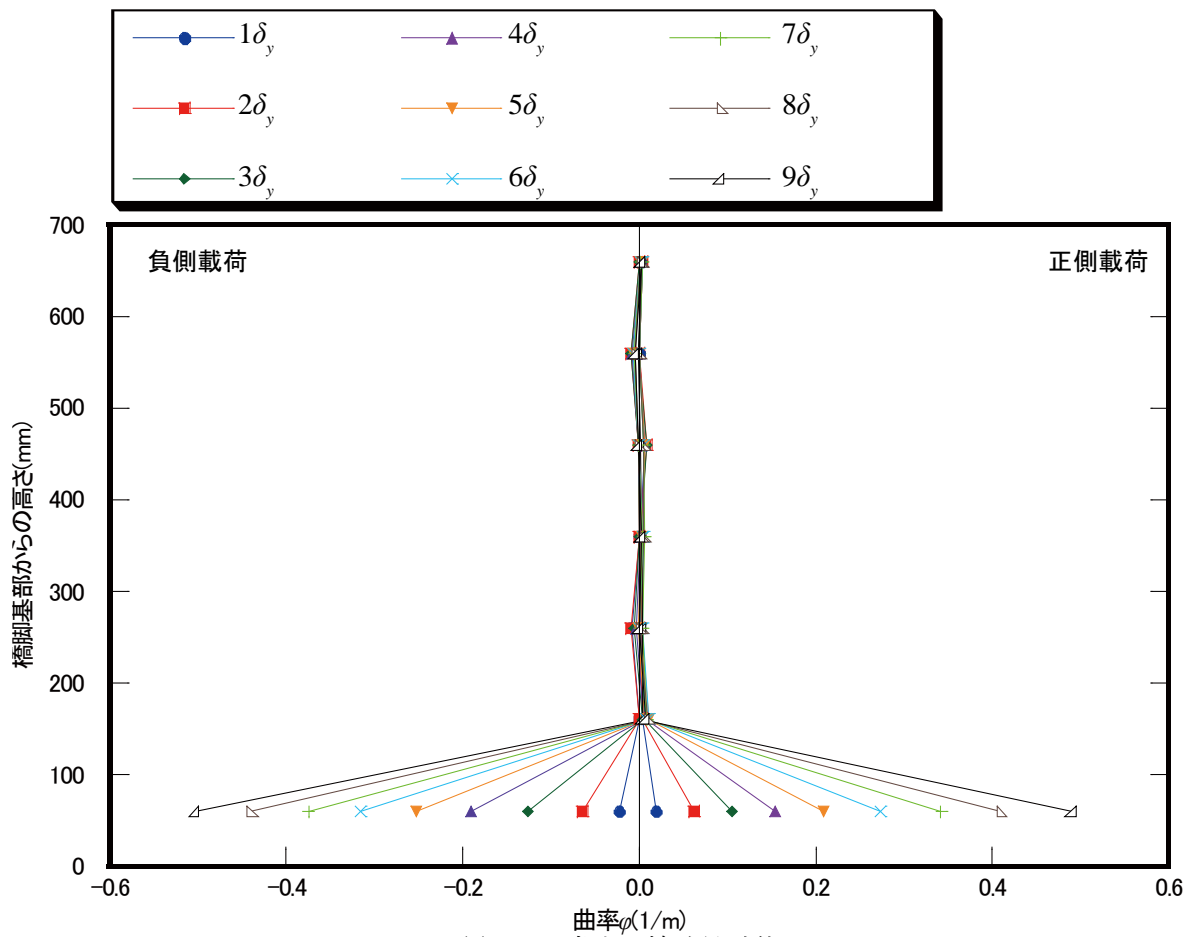
図-2.4.11に補強供試体の橋脚高さ方向の曲率分布を示す。曲率は、柱高さ方向に対して一定の計測区間長を設定し、その区間における圧縮縁近傍ならびに引張縁近傍の鉛直方向の変形量を変位計により計測し、この計測値から、計測区間内の断面における平均曲率を算出した¹⁰⁾。なお、各基準変位 δ_i における曲率は、1回目の正側および負側載荷時の水平変位が最大となる時の値を示している。

無補強供試体の場合、橋脚基部区間(橋脚高さ0~60mm)のみに曲率が発生し、それより上の区間ではほとんど曲率は発生しなかった。これより橋脚は基部全周に発生したひび割れ部において、浮き上がりと接触を繰り返すロッキング挙動をしていたものと考えられる。

RC巻立て補強供試体は、巻立て基部付近(橋脚基部から60mm)のみに大きな曲率が発生し、それより上の区間ではほとんど曲率は発生しなかった。これより、補強供試体は巻立て基部全周に発生したひび割れ部において、正負交番繰返し載荷することで、軸方向鉄筋の全引張降伏による伸び出しの発生後、引張縁はさらにひび割れ幅が拡がり、伸び出し量が増加していく一方、圧縮縁はその前までの載荷で生じたひび割れが閉じ、ロッキングのような挙動となっていたものと考えられる。



(a) 無補強供試体



(b) RC 巻立て補強供試体

図-2.4.11 各基準変位における曲率分布

(7) 切断面の状況，はつり調査の状況

写真-2.4.4に補強供試体補強部の軸方向鉄筋の破断状況を示す。軸方向鉄筋は，はつり調査より，巻立て基部から高さ60mmの範囲(帯鉄筋間隔と同様な範囲)で座屈していたこと，P面側13本のうち3本，M面側13本のうち1本破断していることを確認した。M面側で破断までは至っていないが，座屈しているものも1本あった。その鉄筋破断位置はコンクリートが剥離と剥落していた位置と一致していた。

補強供試体の破壊の進展状況は，道路橋示方書⁹⁾で規定された軸方向鉄筋比が1%前後のRC橋脚の一般的な破壊特性と異なる結果であった。すなわち，一般的な破壊特性は，塑性ヒンジ領域に軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しやコンクリートの剥離と剥落が生じることが報告されている¹⁴⁾が，本研究の補強供試体では，道路橋示方書⁹⁾に基づく塑性ヒンジ長360mmと実際の損傷範囲(基部から100mmの範囲)に差が見られた。また，軸方向鉄筋が破断した $7\delta_y$ より前に耐力が低下していることから，写真-2.4.3に示すように軸方向鉄筋の座屈は生じているものと考えられるが，かぶりコンクリートの剥落にまでは至っていない。これは，軸方向鉄筋比が0.37%と小さく，軸方向鉄筋が座屈しはらみ出そうとする力が巻立て部のかぶりコンクリートの抵抗力に対して相対的に小さかったことが要因として考えられる。このように，軸方向鉄筋比が異なることで，破壊特性が異なるものと考えられる。また，軸方向鉄筋比が0.2%の無補強供試体¹²⁾についても，軸方向鉄筋比が異なることから，鉄筋の破断に至る前に座屈が生じず，鉄筋の破断に至るまでは大きな耐力低下も生じないという異なる破壊特性である。

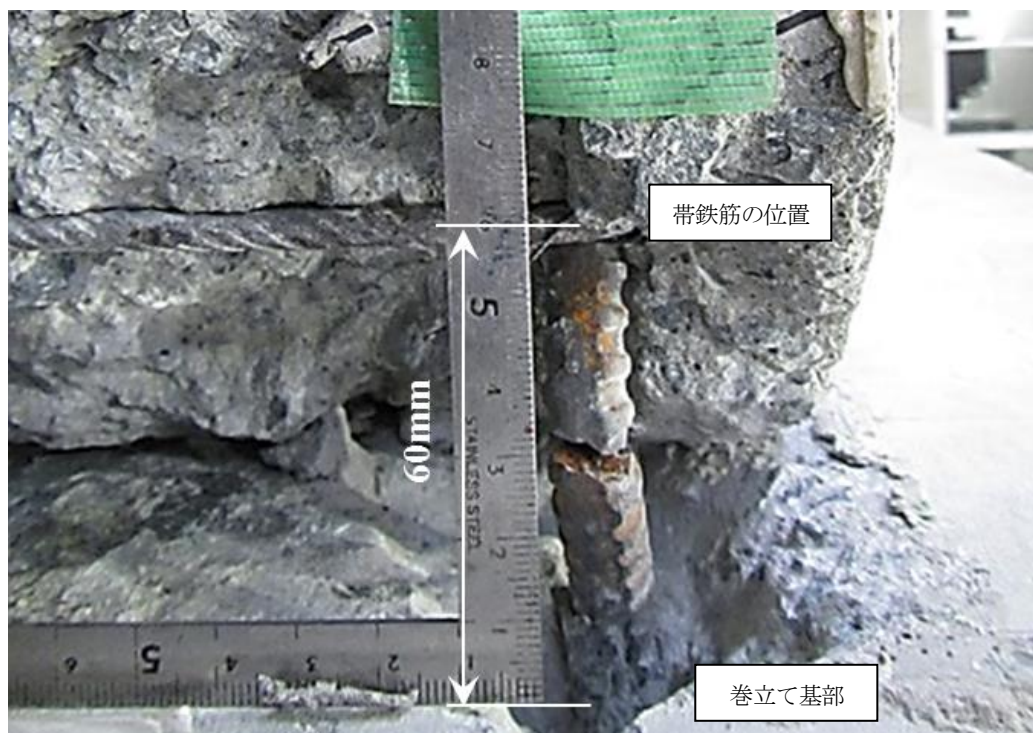


写真-2.4.4 軸方向鉄筋の破断状況(はつり調査)

2. 5 限界状態を評価するための検討

2. 5. 1 検討概要

本節では、巻立て補強されたRC橋脚に対して軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目し、鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立ての補強材料の抵抗特性を塑性座屈解析により定量的に分析し、得られた効果について道示式⁶⁾への適用を検討した。そして、巻立て補強されたRC橋脚において補強効果を考慮する方法を提案し、その妥当性を確認した。

2. 5. 2 塑性ヒンジ長の評価式の適用性の検討

(1) はじめに

浅津ら^{27),28)}は、正負交番繰返しの作用を受けるRC橋脚を対象に、かぶりコンクリートが剥落し軸方向鉄筋のはらみ出す塑性ヒンジの形成メカニズムに着目し、その挙動を検証することが可能な、有限変形理論に基づくFEM解析を用いた塑性座屈解析手法による検討を行っている。複数の検討供試体に対して実施した解析結果と実験結果における塑性ヒンジ長の相関関係を整理したうえで、回帰分析を行い塑性ヒンジ長の算出式を提案している。さらに、塚ら^{29),30)}は、浅津らと同様に塑性座屈解析に着目し、軸方向鉄筋の材料非線形特性や剥落を伴うかぶりコンクリートの抵抗特性についてモデル化の検討を行い、円形断面やインターロッキング断面を含む検討供試体を増やすことで回帰分析における精度を高め、塑性ヒンジ長の算出式に対する信頼性を向上させている。平成24年の道示V⁶⁾では、これら一連の研究を踏まえ、塑性ヒンジ長の算出式は式(2.5.1)により与えられている。

$$L_p = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \quad (2.5.1)$$

ただし、 $L_p \leq 0.15h$ であり、 σ_{sy} は軸方向鉄筋の降伏点(N/mm²)、 β_n は横拘束鉄筋およびかぶりコンクリートの軸方向鉄筋のはらみ出しに対する拘束を表すばね定数(N/mm²)、 ϕ' は軸方向鉄筋の直径(mm)である。

繰返し作用に対するRC橋脚の塑性変形能の評価は、塑性ヒンジの形成メカニズムに基づき、軸方向鉄筋のはらみ出し現象を考慮するための塑性ヒンジ長と、その領域での軸方向鉄筋が限界値に相当する状態に達した際の橋脚基部断面に生じる曲率を考慮することで、精度よく評価することができる³¹⁾。

塑性ヒンジ長を算出する式(2.5.1)は、既往の実験結果等の条件において適用が確認されたものであり、新設橋を対象としている。しかし、既設橋またはRC巻立ては、塚らの算出方法をそのまま外挿的に適用すると塑性変形能を過小評価することが実験結果との比較より確認されている⁷⁾。また、鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立ては、補強材料が軸方向鉄筋のはらみ出しに抵抗する効果が報告されているが^{32),33)}、その効果と塑性ヒンジの形成メカニズムを直接的に取り入れた式(2.5.1)の適用を検証した研究はない。そのため、これら巻立て補強されたRC橋脚に対する塑性ヒンジ長の算出式は、H8道示

式²⁰⁾を基本として、RC巻立てと鋼板巻立てについては実験結果との整合性より補正係数($c_{Lp}=0.8$)を乗じた式が用いられるなど、統一的な評価は確立されていない^{7),34),35)}。

以上の背景を踏まえ、本研究は、巻立て補強されたRC橋脚に対する塑性ヒンジ長の評価を行うことを目的としている。

(2) 解析対象とした巻立て補強されたRC橋脚模型の载荷実験結果

表-2.5.1に過去に行われた実験を参考とし、本研究で塑性座屈解析の対象とした供試体諸元^{15),36)-39)}を示す。巻立て補強されたRC橋脚模型は、鋼板巻立て、RC巻立て、炭素繊維巻立ての3工法を対象とし、対象とした供試体には、円形および矩形断面等の断面形状や、実物大供試体(No.3供試体)による寸法効果等の条件が含まれている。

本項では、解析結果との定量的な比較を行うことを目的として、実験結果からはらみ出し長を特定した。図-2.5.1～図-2.5.8には、軸方向鉄筋のはらみ出し長を整理するために用いた、損傷図や損傷写真、鉄筋ひずみの分布など、各供試体の損傷状況を示す。実験における軸方向鉄筋のはらみ出し長は、軸方向鉄筋が帯鉄筋に拘束された位置を節とするはらみ出しが発生する傾向が見られたため、帯鉄筋間隔の倍数で整理することを基本とした。ただし、No.2供試体については、後述する隙間部でのはらみ出しが顕著であるため、帯鉄筋間隔によらず、損傷状況から直接判断した。図中には整理したはらみ出し長を示す。

No.1～No.4供試体は、鋼板巻立て工法である。No.1、No.2供試体は、橋脚基部に隙間部を有しており、曲げ耐力制御用のH形鋼またはアンカー定着用リブが設置されている。No.1供試体は、軸方向鉄筋のはらみ出し長が帯鉄筋の間隔と隙間部の長さでほぼ等しいため、帯鉄筋間隔と同等の141mmとした(図-2.5.1)。No.2供試体は、軸方向鉄筋のはらみ出し長を帯鉄筋間隔の200mmとすると損傷状況と乖離があるため、H形鋼による拘束条件および隙間部の長さより100mmとした(図-2.5.2)。No.3供試体は、軸方向鉄筋のはらみ出し長を鋼板撤去後のかぶりコンクリートの剥落状況や帯鉄筋ひずみの高さ方向分布より判断し、帯鉄筋間隔の3倍の900mmとした(図-2.5.3)。No.4供試体は、No.3供試体の縮小模型であり、はらみ出し長を帯鉄筋ひずみの高さ方向分布より判断し、帯鉄筋間隔の2倍の200mmとした(図-2.5.4)。

No.5、No.6供試体は、補強部の軸方向鉄筋をフーチングに定着補強したRC巻立て工法である。No.5供試体は、軸方向鉄筋のはらみ出しに起因するかぶりコンクリートの剥落が確認されており、はらみ出し長はかぶりコンクリートの剥落範囲より200mmとした(図-2.5.5)。No.6供試体は、塑性ヒンジ領域でのかぶりコンクリートの様な剥落が確認できないため、はつり調査結果を参考にした。はらみ出し長は、軸方向鉄筋の座屈状況から帯鉄筋間隔と同等の50mmとした(図-2.5.6)。なお、No.6供試体は補強量低減を目的とした高強度鉄筋(SD490)が用いられており、他の供試体と比べて低鉄筋比となる。

No.7、No.8供試体は、炭素繊維巻立て工法である。No.7供試体は、炭素繊維で拘束されたかぶりコ

ンクリートにはらみ出しが確認されており、はらみ出し長は、帯鉄筋間隔の3倍の360mmとした(図-2.5.7)。No.8供試体は、No.7供試体同様にはらみ出しが確認されており、はらみ出し長は、軸方向鉄筋の座屈状況から帯鉄筋間隔と同等の120mmとした(図-2.5.8)。なお、No.8供試体は、終局状態において炭素繊維が破断している。

表-2.5.1 塑性座屈解析の対象とした供試体諸元

補強工法分類	供試体No.	断面形状	断面寸法(mm)	載荷高さ(mm)	軸方向鉄筋比(%)	横拘束鉄筋体積比(%)	軸方向鉄筋			横拘束鉄筋				補強鉄筋			参考文献
							径	かぶり(mm)	降伏点(N/mm ²)	径	間隔(mm)	降伏点(N/mm ²)	有効長(mm)	径	かぶり(mm)	降伏点(N/mm ²)	
鋼板巻立	1	円形	560	2550	1.44	0.20	D13	50	354.0	D6	141	361.5	460	M12	---	335.9	36)
	2	矩形	600×600	3010	1.59	0.13	D10	40	377.6	D6	200	361.5	480	M12	---	335.9	36)
	3	矩形	2400×2400	9600	1.20	0.17	D35	102	424.0	D19	300	344.0	2196	D32	---	383.0	15)
	4	矩形	600×600	2400	1.20	0.23	D10	30	395.0	D6	100	389.0	540	M12	---	388.0	15)
RC巻立	5	矩形	2140×660	2270	0.65	1.27	D13	40	380.5	D13	100	380.5	400	D13	80	380.5	37)
	6	矩形	1950×750	2400	0.37	0.14	D10	40	398.6	D6	50	439.9	1870	D13	40	533.9	38)
炭素繊維巻立	7	矩形	700×700	2100	1.95	0.17	D16	40	362.9	D6	120	331.4	620	---	---	---	39)
	8	円形	700	2100	1.19	0.17	D13	40	367.4	D6	120	331.4	620	---	---	---	39)

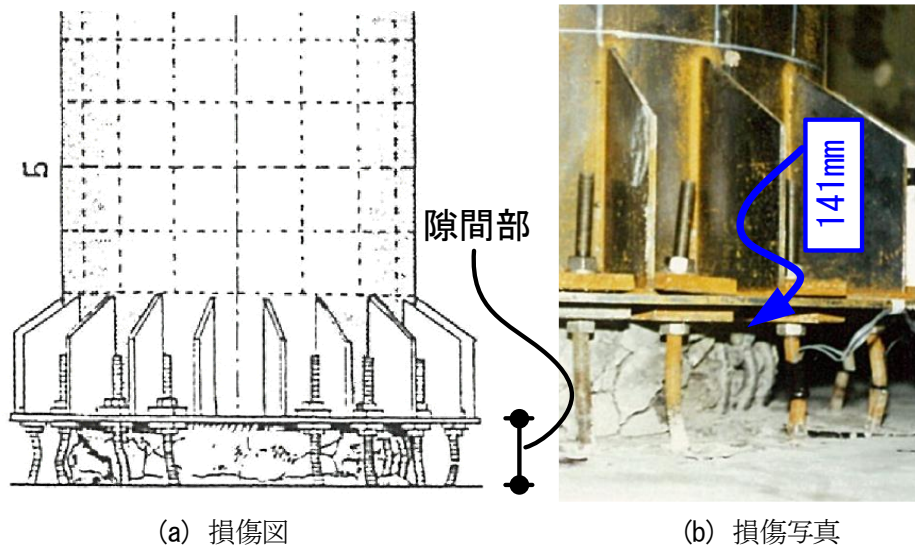
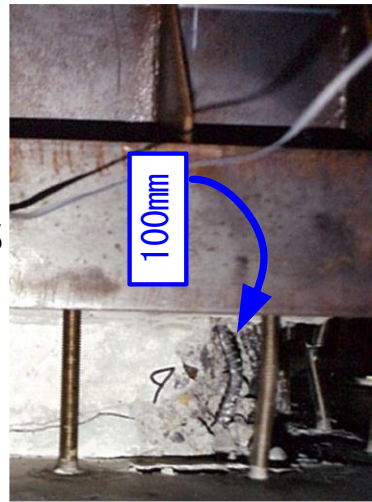
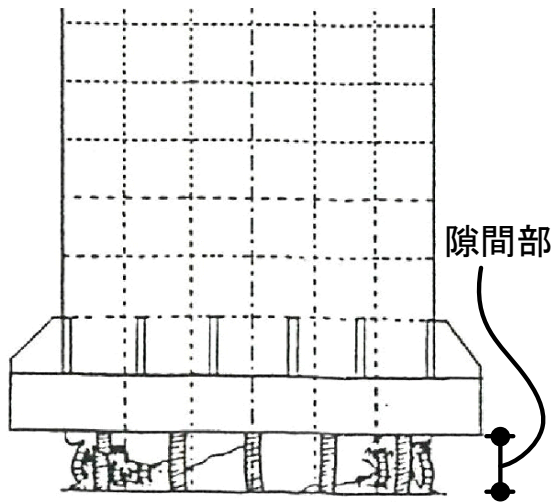


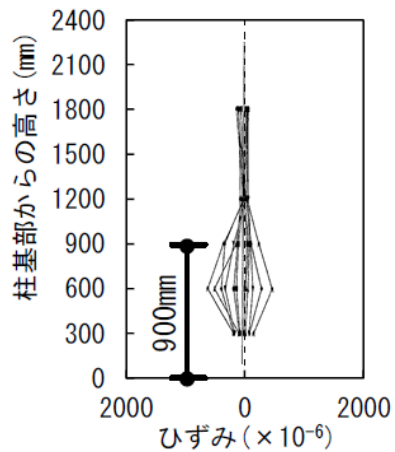
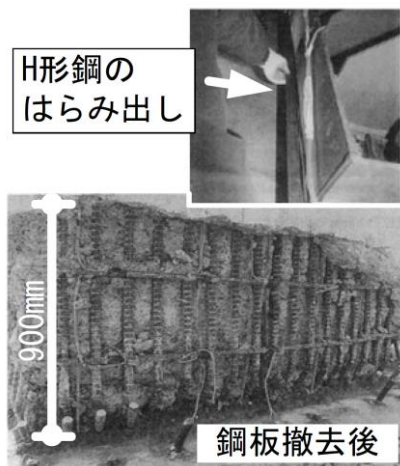
図-2.5.1 No.1 供試体の損傷状況³⁶⁾



(a) 損傷図

(b) 損傷写真

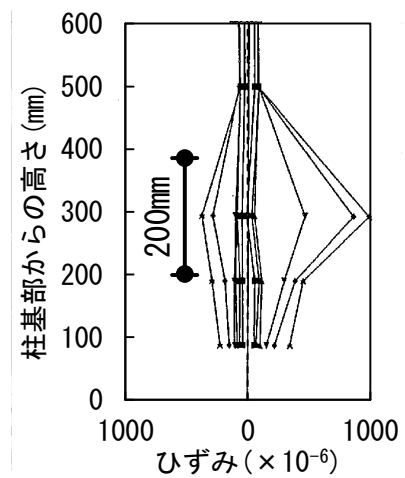
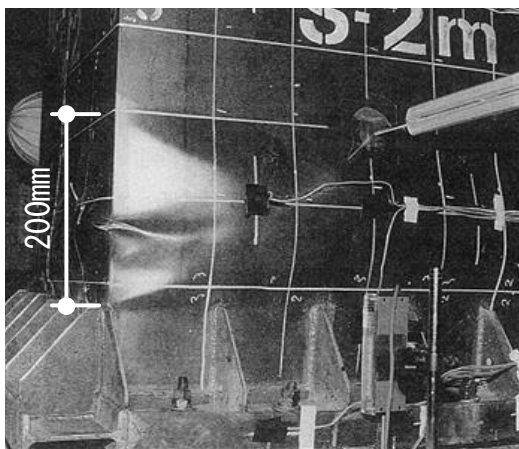
図-2.5.2 No.2 供試体の損傷状況³⁶⁾



(a) 損傷写真

(b) 帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

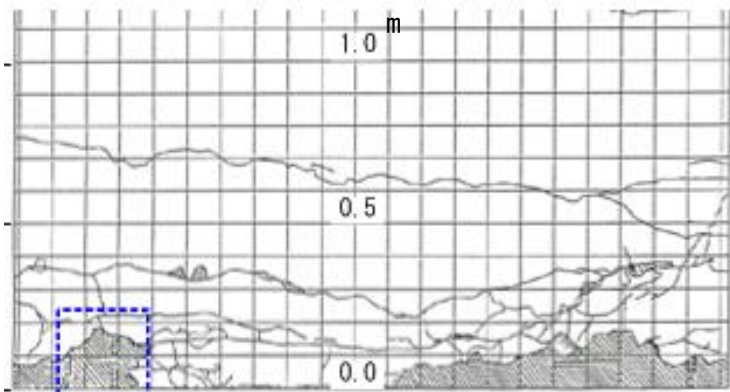
図-2.5.3 No.3 供試体の損傷状況¹⁵⁾



(a) 損傷写真

(b) 帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

図-2.5.4 No.4 供試体の損傷状況¹⁵⁾



写真位置

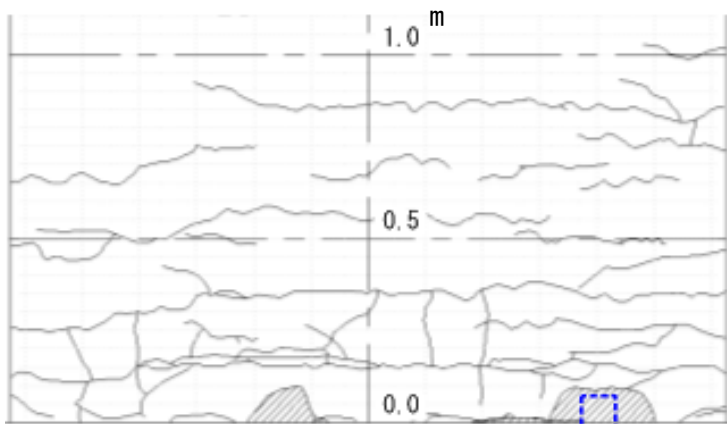
(a) 損傷図



フーチング側

(b) 損傷写真

図-2.5.5 No.5 供試体の損傷状況³⁷⁾



写真位置

(a) 損傷図



フーチング側

(b) 損傷写真

図-2.5.6 No.6 供試体の損傷状況³⁸⁾

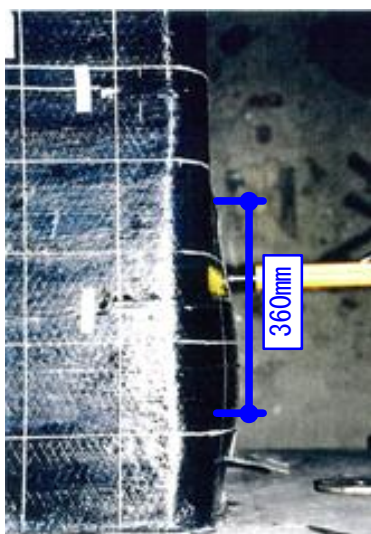


図-2.5.7 No.7 供試体の損傷状況³⁹⁾

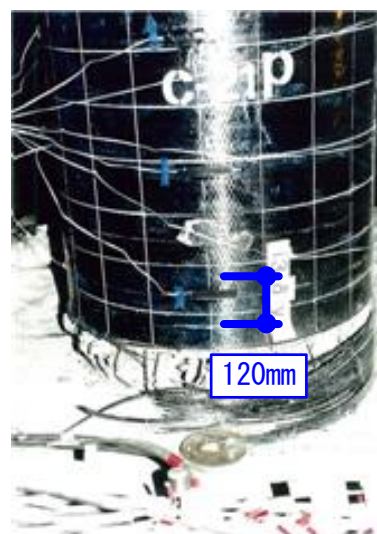


図-2.5.8 No.8 供試体の損傷状況³⁹⁾

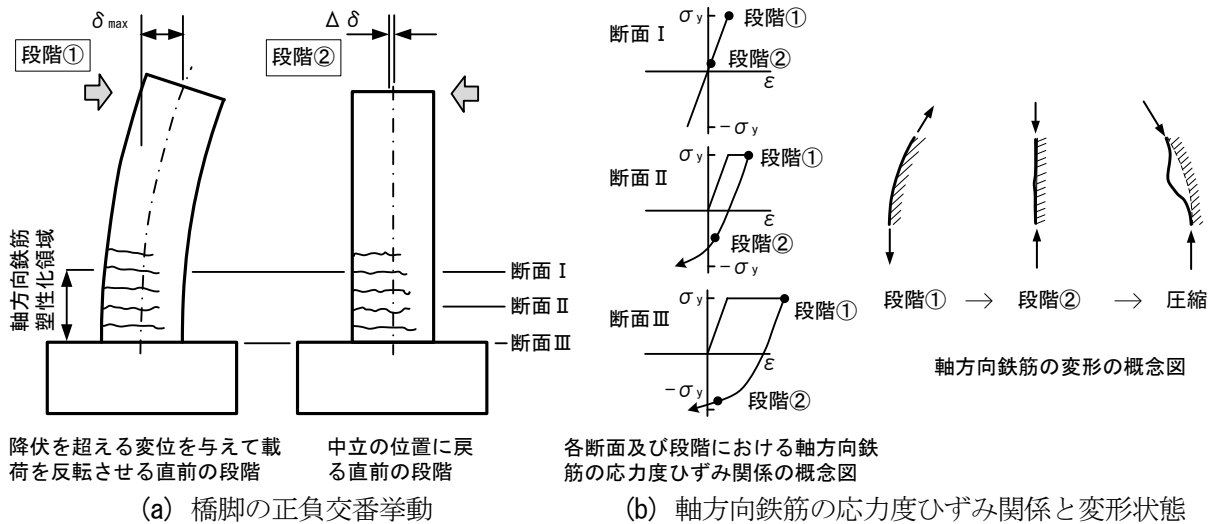


図-2.5.9 軸方向鉄筋の塑性化領域、応力度ひずみ状態と変形状態^{27)~30)}

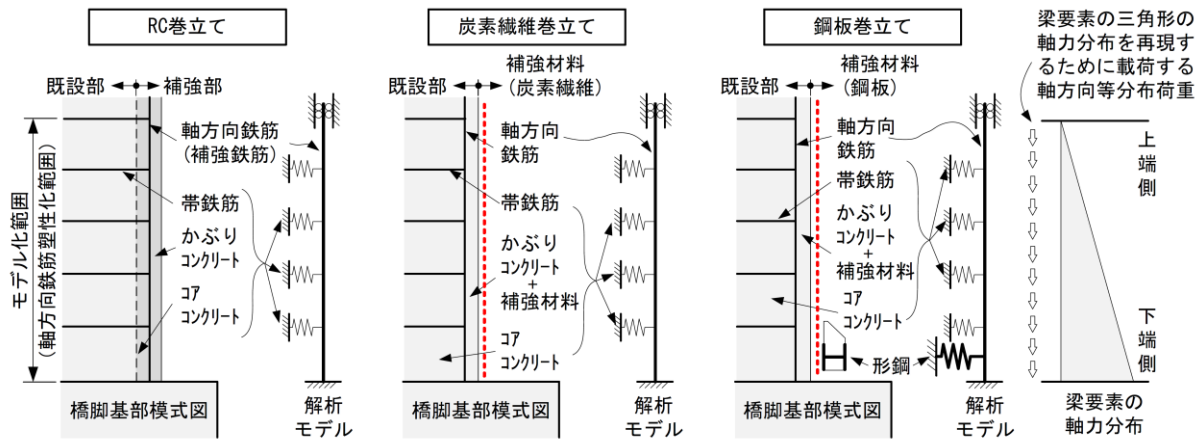
(3) 軸方向鉄筋の塑性座屈解析

1) はらみ出しのメカニズム

既往の研究^{27)~30)}より、曲げ破壊型RC橋脚の頂部に正負交番繰返し荷を受ける場合、水平変位の増加に伴い橋脚基部付近を中心に曲げひび割れが発生し、かぶりコンクリートが剥離・剥落して軸方向鉄筋がはらみ出し、さらに損傷が内部コンクリートにまで進展して水平耐力が低下していくメカニズムが明らかにされている。巻立て補強されたRC橋脚において、補強材料の拘束効果でかぶりコンクリートの剥離・剥落が抑えられるが、はらみ出しという観点では同様のメカニズムが考えられる。

RC橋脚の塑性ヒンジ領域で発生する軸方向鉄筋のはらみ出しは、棒部材を単純に軸圧縮するときが発生する座屈とは次の点が異なる。i) はらみ出しに対して帯鉄筋とかぶりコンクリートによる抵抗が存在する。ii) 繰返し荷時には軸方向鉄筋が引張時に塑性化した後に再び圧縮されるとバウシंगाー効果が現れ軸方向鉄筋の剛性が低下する。さらに鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立てにおいては、iii) 補強材料がかぶりコンクリートを拘束する効果ではらみ出しを抑える効果が存在する。塑性座屈解析では、これらの条件を適切にモデル化する必要がある。

図-2.5.9は、正負交番繰返し荷により橋脚基部に塑性ヒンジが形成される橋脚を例に、軸方向鉄筋が塑性化する領域とその応力度ひずみ関係を模式的に示したものである^{27)~30)}。軸方向鉄筋の塑性化領域は、橋脚上部に水平変位が与えられ引張側の最外縁鉄筋が降伏しても、側方の軸方向鉄筋やひずみ硬化の影響で曲げモーメントがさらに増加するため、橋脚基部に一定の範囲で存在する。図-2.5.9(a)に示すように、RC橋脚において軸方向鉄筋が降伏を超える水平変位を作用させた後、水平力を反転させて中立の位置に戻る直前の段階まで変位を戻すと、軸方向鉄筋のひずみはゼロに近づくが、軸方向鉄筋が塑性化している範囲では圧縮応力が残留する。この応力分布は、橋脚基部では降伏応力に近いレベルで、塑性化領域上端ではゼロとなる(図-2.5.9(b))^{27),28)}。塑性座屈解析では、この残留した圧縮応力が作用している状態から軸方向鉄筋がはらみ出す現象を再現することとした。



部材	モデル化	部材	モデル化
軸方向鉄筋, 補強鉄筋	非線形梁要素 (修正Menegotto-Pintoモデル)	コアコンクリート	非対称バネ要素, 十分剛な圧縮バネでモデル化
帯鉄筋	非対称バネ要素	かぶりコンクリート + 補強材料	非対称バネ要素, 形鋼を含む鋼板及び炭素繊維による補強材料の拘束効果を引張バネでモデル化
かぶりコンクリート	拘束効果を引張バネでモデル化	形鋼	

図-2.5.10 軸方向鉄筋の塑性座屈解析モデル

2) 解析手法と解析モデル

i) モデル化と解析対象範囲

本研究では、既往の研究^{27)~30)}と同様の手法により、軸方向鉄筋に対して幾何学的非線形性を考慮した塑性座屈解析を行った。図-2.5.10にモデル化の概要を示す。解析モデルは、塑性化する領域の軸方向鉄筋をファイバー要素でモデル化し、帯鉄筋、かぶりコンクリート、コアコンクリートなどの抵抗特性を線形バネでモデル化した。さらに、巻立て補強の効果を軸方向鉄筋のはらみ出しに対して抵抗する線形バネでモデル化した。なお、これら線形バネは、軸方向鉄筋がはらみ出す方向にのみ抵抗するように設定した。本解析では、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しや橋脚の曲げ変形については考慮せず、軸方向の変形のみを対象とした。

軸方向鉄筋のはらみ出しは、軸方向鉄筋が降伏する領域において生じるため、解析でモデル化する軸方向鉄筋の長さは、最外縁軸方向鉄筋の塑性化領域の高さ h_y を式(2.5.2)で求め、それを帯鉄筋間隔 s の倍数に切り上げて整理した^{27)~30)}。

$$h_y = \left(1 - \frac{M_{y0}}{M_{max}} \right) h \quad (2.5.2)$$

ここで、 M_{y0} は初降伏曲げモーメント(N・mm)、 M_{max} は最大曲げモーメント(N・mm)、 h は荷重点高さ(mm)である。

初降伏曲げモーメント M_{y0} は、道示V⁴⁰⁾による曲げモーメントおよび曲率関係を仮定した解析値、最大曲げモーメント M_{max} は実験の最大荷重 P_{max} に荷重高さ h を乗じた値を用いた。最大曲げモーメント M_{max} に実験値を用いたのは、道示V⁴⁰⁾に準拠した手法で算出される終局曲げモーメントを用いる

と、かぶりコンクリートや鉄筋のひずみ硬化の影響を無視し、値を過小評価することが指摘されているからである²⁷⁾。

解析対象の境界条件は、軸方向鉄筋の下端は完全固定、上端は軸方向変位を可動とし、それ以外は固定とした。

解析における軸方向鉄筋には、初期不整を与えた。初期不整は、解析モデルの中央で水平方向変位が解析モデル長の 10^{-5} 倍となるように放物線分布で与えた^{27),28)}。

ii) 軸方向鉄筋のモデル化

軸方向鉄筋のモデル化は、バウシンガー効果を考慮し材料非線形性も考慮した修正 Menegotto-Pintoモデルを用いた⁴⁾。なお、本解析では、軸方向鉄筋の降伏後剛性はゼロとして解析を行うこととした。これは、堺ら^{29),30)}の検討において、降伏後剛性をゼロとするケースと2%とするケースの比較を行いひずみ硬化が結果に与える影響を検討し、降伏後剛性をゼロとするケースが実験結果を良好に推定できることが示されているためである。ただし、解析上は、降伏後剛性はゼロでなく初期剛性の 10^{-5} 倍程度の緩勾配を仮定した。

軸方向鉄筋の高さ方向の要素分割は、帯鉄筋間隔におけるはらみ出しモードを表せるよう帯鉄筋間隔を10分割した。

iii) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する帯鉄筋の抵抗のモデル化

帯鉄筋は、軸方向鉄筋のはらみ出しに伴う外向きの力に抵抗する両端固定ばりを仮定してモデル化した。バネは、帯鉄筋位置に1本ずつ配置し、帯鉄筋1段あたりのバネ定数 K_s は浅津ら^{27),28)}の式に基づき、次式で算出した。

$$K_s = \frac{384 E_0 I_h}{n d^3} \quad (2.5.3)$$

ここで、 E_0 は帯鉄筋の弾性係数(N/mm²)、 I_h は帯鉄筋の断面2次モーメント(mm⁴)、 n は帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数、 d は帯鉄筋の有効長(mm)である。

帯鉄筋の有効長は、道示V⁶⁾の定義に基づいており、円形断面については図-2.5.11に示す圧縮域を対象として、帯鉄筋で囲まれた幅の0.8倍とした。

軸方向鉄筋が2段配筋される場合は、帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数として、2段分の軸方向鉄筋を考慮し、それらがはらみ出そうとするのを帯鉄筋が抵抗するものとしてバネ定数が算出される。しかし、RC巻立てでは、図-2.5.12に示すように既設部または補強部の軸方向鉄筋を、各々の帯鉄筋が囲っている。そのため、式(2.5.3)の算出において、圧縮側軸方向鉄筋の本数は、補強部の軸方向鉄筋の本数のみを計上してバネ定数を算出した。

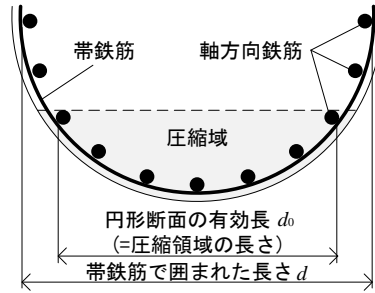


図-2.5.11 円形断面が曲げを受けた際の圧縮域

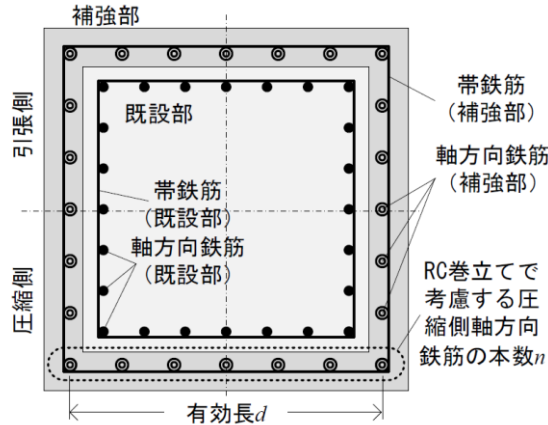


図-2.5.12 RC 巻立てにおける帯鉄筋の抵抗モデル

iv) 軸方向鉄筋のモデル化

RC巻立ては、鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立てとは異なり、かぶりコンクリートを拘束する補強材料を有していない。そのため、RC巻立てにおける軸方向鉄筋のはらみ出しに対して、RC橋脚と同様にかぶりコンクリートが剥落しながら抵抗すると仮定し、軸方向鉄筋の断面外側への変形に抵抗するバネとしてモデル化した。

バネの設定位置は、帯鉄筋の抵抗を表すバネと同じ位置とし、帯鉄筋位置に1本ずつ配置した。帯鉄筋1段あたりに代表させるかぶりコンクリートのバネ定数 K_c は、浅津ら^{27),28)}の式に基づき、次式で算出した。

$$K_c = k_0 c_0 s \quad (2.5.4)$$

ここで、 k_0 はかぶりコンクリートのバネ算出係数^{27),28)}($k_0=0.01\text{N/mm}^3$)、 c_0 は軸方向鉄筋の純かぶり(mm)、 s は帯鉄筋の間隔(mm)である。

なお、コアコンクリートは、軸方向鉄筋の断面内部への変形に抵抗する剛なバネとしてモデル化することとし、帯鉄筋間隔を10分割して設けた各節点に1本ずつ配置した。

v) 軸方向鉄筋のモデル化

鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立ては、かぶりコンクリートが剥落しながら軸方向鉄筋がはらみ出す抵抗機構とは異なり、図-2.5.13に示すように補強材料とかぶりコンクリートがともに抵抗すると仮定した。この補強断面が軸方向鉄筋のはらみ出しに抵抗する特性 K_{sc} としては、玉井らの方法³²⁾を参考に補強材料とかぶりコンクリートからなる合成断面が単純梁として抵抗するバネとして、補強断面のバネ定数 K_{sc} を次式で算出した。

$$K_{sc} = \frac{384E_c I_{sc}}{5nd^3} \quad (2.5.5)$$

ここで、 E_c はかぶりコンクリートのヤング係数(N/mm²)、 I_{sc} はかぶりコンクリートと補強材料の合成断面からなる断面2次モーメント(mm⁴)、 d は帯鉄筋の有効長(mm)、 n は帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数である。

断面2次モーメント I_{sc} の算出にあたり、帯鉄筋間隔を断面の有効幅、軸方向鉄筋の純かぶりを断面の有効高と仮定している。そのため、補強断面の抵抗を表すバネは、帯鉄筋やかぶりコンクリートの抵抗を表すバネと同様に、各帯鉄筋位置に配置される。しかし、鋼板巻立てでは、補強断面の抵抗を表すバネ定数が大きく、はらみ出し長が短くなる傾向を確認した。そのため、図-2.5.14に示すようにはらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも短い場合は、はらみ出し長とバネの有効幅の関係より、軸方向鉄筋が受ける抵抗力が適切に評価されない可能性がある。

そこで、鋼板巻立てでは、帯鉄筋位置で代表して有効幅を仮定している式(2.5.5)に対して、式(2.5.6)に示す帯鉄筋間隔で除した分布バネ K'_{sc} を用いることとした。

$$K'_{sc} = K_{sc}/s \quad (2.5.6)$$

曲げ耐力制御式の鋼板巻立てでは、図-2.5.10に示すように橋脚基部に形鋼が設置されている。本研究では、形鋼を帯鉄筋の抵抗のモデル化と同様として、断面面外への変形に抵抗するバネとしてモデル化した。その際、バネの設置位置は、形鋼の図心位置とした。

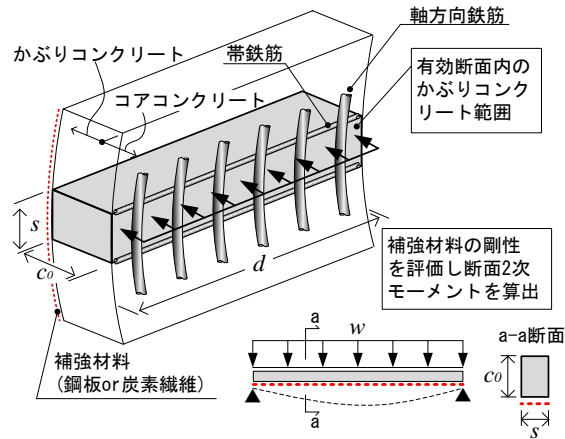


図-2.5.13 鋼板・炭素繊維巻立ての抵抗モデル

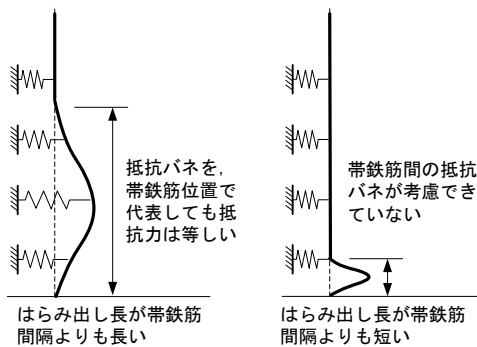


図-2.5.14 補強断面の抵抗バネの与え方

3) 軸方向鉄筋のひずみ分布と載荷方法

軸方向鉄筋への載荷は、2.5.2(3)1)に示した正負交番載荷時に軸方向鉄筋がはらみ出すメカニズムを踏まえ、引張載荷をした後に圧縮載荷を行うこととした。この荷重載荷方法は、巻立て補強されたRC橋脚に対しても差異はないと考え、既往の研究^{27)~30)}を踏襲したものである。

載荷ステップ1として、引張ひずみの分布を仮定し、それを再現するように帯鉄筋間隔ごとの節点に鉛直上向きの変位を与えた。引張ひずみの分布は、図-2.5.9(a)に示す降伏を超える変位から除荷する直前の段階を仮定し、塑性化領域の上端で降伏ひずみ、下端で4%となるような直線分布としている。これは、堺らの検討^{29),30)}において、RC橋脚を対象としたファイバー解析の結果、橋脚の終局段階における軸方向鉄筋に生じる引張ひずみが2~4%であること、修正Menegotto-Pintoモデルの特性から、初期の引張ひずみが2%程度以上であれば、軸方向鉄筋の圧縮載荷時の剛性低下に与える影響が少ないことから決められた値である。

次に荷重がゼロになるまで除荷した後、荷重ステップ2として、鉛直下向きの等分布荷重により圧縮載荷を行った。このとき、非線形方程式の収束計算には、弧長増分法を用いた。鉛直下向きの等分布荷重は、塑性化領域の上端でゼロ、下端で最大となる三角形分布とした。これは、図-2.5.9(a)に示す中立に戻る直前の段階での軸方向鉄筋の軸力分布を仮定しており、塑性座屈発生直前の状態とするためである(図-2.5.9(b))。

4) 軸方向鉄筋のひずみ分布と載荷方法

表-2.5.2に、補強工法毎の解析ケースと抵抗のモデル化組合せを示す。抵抗のモデル化は、式(2.5.3)から式(2.5.6)の組合せとなるが、各解析ケースで用いた式を表中に○印で示している。なお、無補強橋脚をケース0として、補強効果のリファレンスとして解析を行った。

巻立て補強されたRC橋脚は、ケース1を基本とし、補強工法に応じて抵抗のモデル化の組合せを設定した。さらに、鋼板巻立てでは、ケース2として補強断面の抵抗を表すバネに式(2.5.6)を用いて、分布バネとして検討するケースを設定した。

ケース0における鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立ての解析対象とする軸方向鉄筋は、ケース1またはケース2で同一となる。しかし、RC巻立てにおいては、解析対象とする軸方向鉄筋がケース0またはケース1で異なる。これは、ケース0(無補強)の場合、既設部に配置される軸方向鉄筋が対象となり、補強の有無により対象となる軸方向鉄筋が異なるからである。また、No.4供試体は、実物大供試体であるNo.3供試体の縮小模型であるため、補強効果の検証はNo.3供試体の結果から類推することとして、ケース0の解析は行っていない。

表-2.5.2 補強工法毎の解析ケースと抵抗のモデル化組合せ一覧表

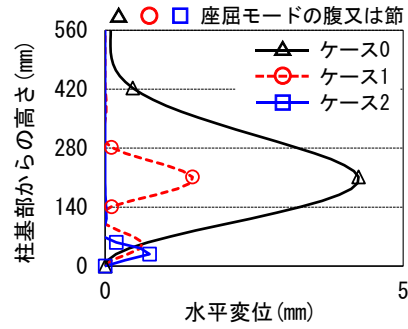
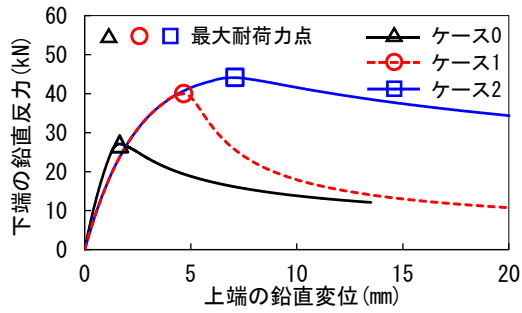
補強工法分類	解析ケース	抵抗のモデル化			
		帯鉄筋 【式 (2.5.3)】	かぶりコンクリート 【式 (2.5.4)】	補強断面 【式 (2.5.5)】	補強断面 (分布バネ) 【式 (2.5.6)】
無補強	0	○	○	---	---
鋼板巻立て	1	○	---	○	---
	2	○	---	---	○
RC巻立て	1	○	○	---	---
炭素繊維巻立て	1	○	---	○	---

(4) 塑性座屈解析により得られた塑性ヒンジ長

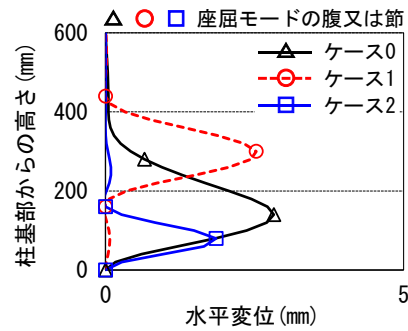
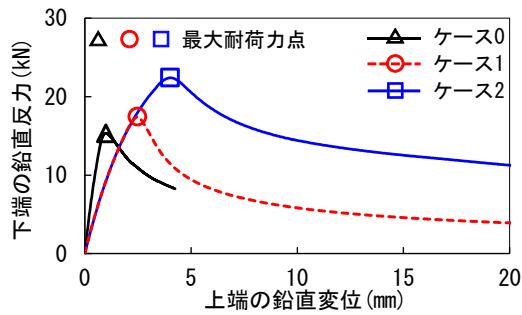
1) 軸方向鉄筋のはらみ出しが局所的に発生する場合における抵抗のモデル化の影響

抵抗を表すバネのモデル化が与える影響に着目し、鋼板巻立てを対象としたケース1、2の塑性座屈解析結果を図-2.5.15に示す。図-2.5.15には、補強効果が分かるようNo.4を除きケース0の解析結果も併記し、解析結果は荷重変位関係および座屈モードにて整理した。ここで、荷重変位関係は、モデル化した軸方向鉄筋の下端鉛直反力および上端鉛直変位を用いている。座屈モードは、荷重変位関係において最大耐荷力点に達したときの水平変位を用いている。なお、座屈モードには、各供試体の帯鉄筋間隔を鉛直方向の補助線として加えた。解析より算出するはらみ出し長の定義方法は、最大水平変位点を座屈の腹とし下端側の水平変位がゼロとなる点を座屈の節として、その間隔の2倍の値とした(図-2.5.16)。座屈モードの図には、軸方向鉄筋のはらみ出しにおける腹と節をプロットした。

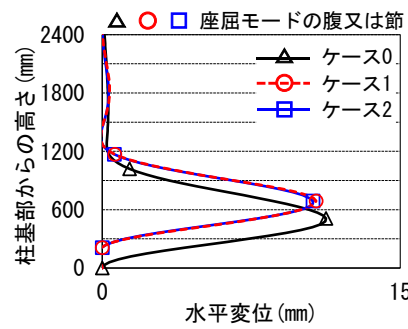
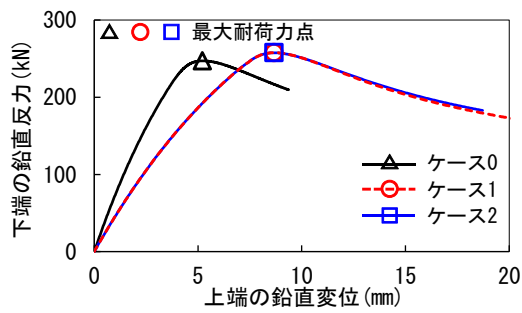
ケース1とケース2を比較すると、図-2.5.14に示すはらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも短いNo.1、No.2



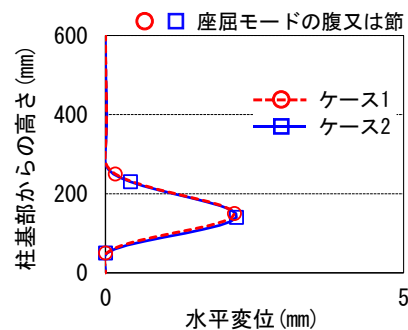
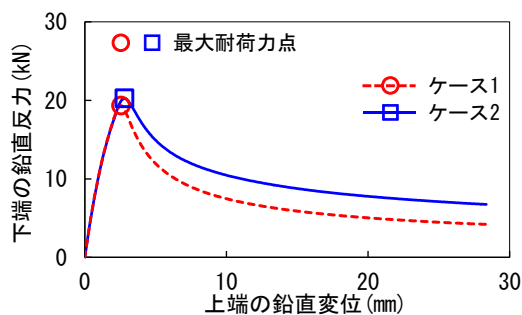
(a) No.1 供試体



(b) No.2 供試体



(c) No.3 供試体



(d) No.4 供試体

図-2.5.15 鋼板巻立てにおける軸方向鉄筋の塑性座屈解析結果 (左: 荷重変位関係, 右: 座屈モード)

供試体では、ケース1ではらみ出しのモードが最下段とその1段上の帯鉄筋の間で生じたが、ケース2ではらみ出しのモードが下端側に移動し実験結果に近づいた。荷重変位関係からも、最大耐力力点が高くなり、異なる分岐点において座屈が生じた。一方、はらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも長いNo.3、No.4供試体では、両ケースの結果に差異がほとんどなく、かつ荷重変位関係も定性的に一致し最大耐力力点は概ね一致した。

以上の結果より、2.5.2(3)2)iii)に記述したように、鋼板巻立てにおいてバネ定数が大きく算出される供試体では、はらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも短くなる解析結果を得た。このためモデル化において、抵抗の特性を分布バネに変更して解析した結果、はらみ出しのモードが実験結果と近くなった。また、はらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも長い場合についても、同様に帯鉄筋位置でバネを配置したモデル化と分布バネとしたモデル化の解析を行い、結果において差が小さいことを確認した。このため、はらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも短くなるような場合では、分布バネとし、それ以外の条件では既往のモデル化手法として報告されている帯鉄筋位置^{27),28)}においてバネをモデル化した。具体的には、No.3、No.4供試体はケース1の解析結果を、No.1、No.2供試体はケース2の解析結果を用いて分析を行った。

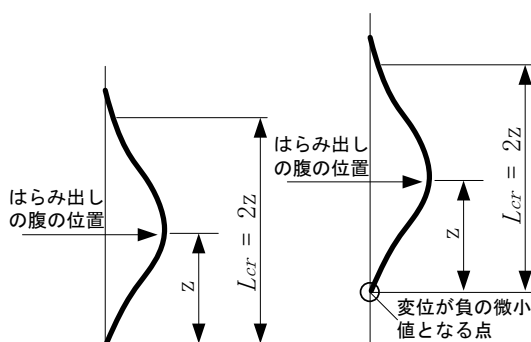


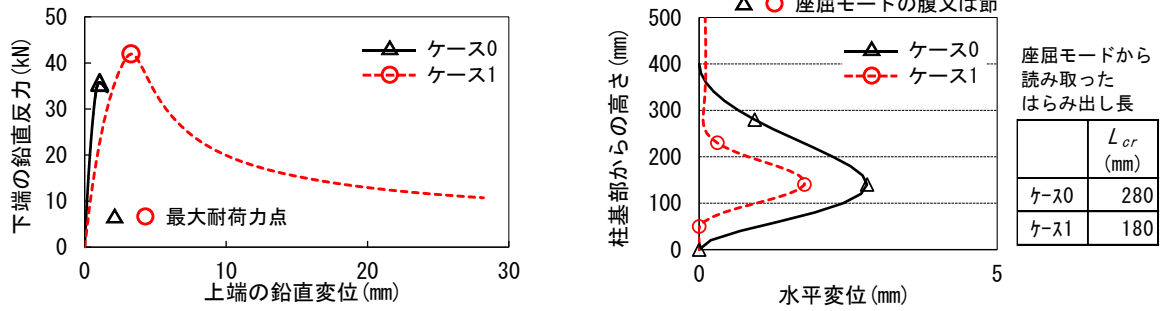
図-2.5.16 解析結果におけるはらみ出し長の定義

2) 軸方向鉄筋のはらみ出しに巻立て補強の効果が与える影響

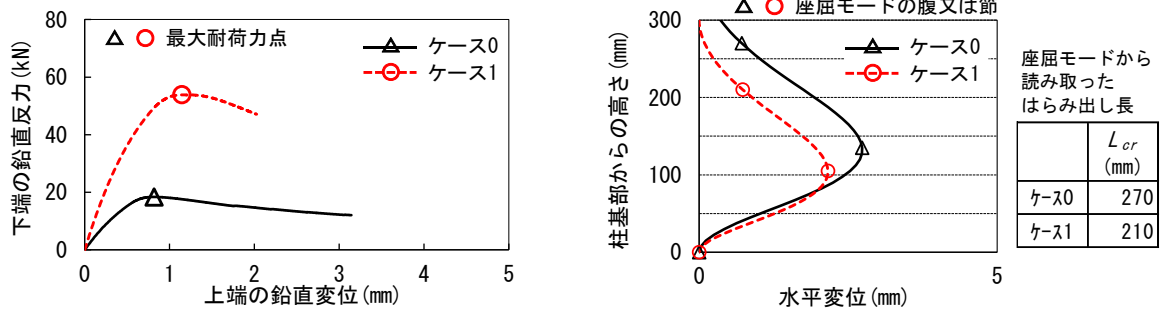
補強効果の影響に着目し、補強工法毎に補強有無による解析結果の比較を行った。RC巻立ての塑性座屈結果を図-2.5.17、炭素繊維巻立ての塑性座屈結果を図-2.5.18に示す。合わせて、鋼板巻立ての結果も比較した(図-2.5.15)。なお、RC巻立ておよび炭素繊維巻立ては、はらみ出しのモードが帯鉄筋間隔の2倍以上の区間で生じているため、バネの設置方法の影響はないと考えられる。

鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立てでは、ケース0とケース1またはケース2の結果を比較すると、補強断面の抵抗の影響で軸方向鉄筋のはらみ出し長が短くなっている。また、RC巻立てのNo.5供試体では、巻立て補強により中間帯鉄筋が配置され有効長が短くなることや、かぶり厚さの増加に伴い抵抗を表すバネ定数が大きくなるため、抵抗の特性が変化しはらみ出し長が短くなっている。

これらは、既往の研究³⁴⁾において、既設橋を鋼板やRCで巻き立てると、新設橋の場合と比較して塑性ヒンジ長が短くなるという傾向が示されており、解析結果も同様の傾向であることから、抵抗の特性を概ね正しくモデル化できたと考えられる。

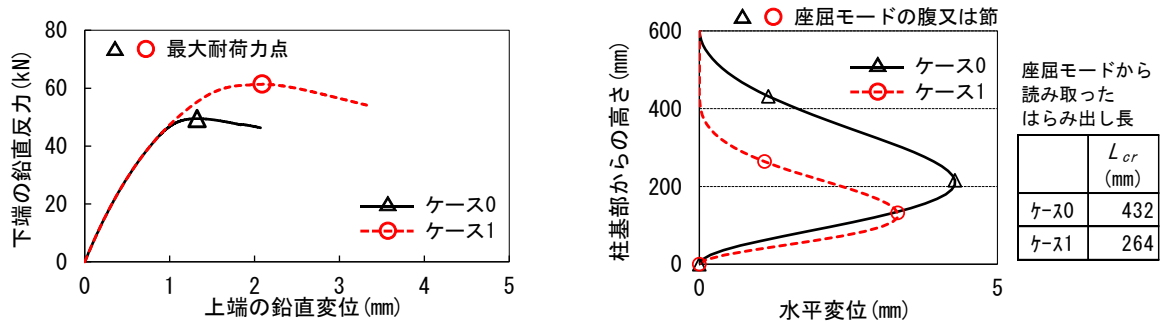


(a) No.5 供試体

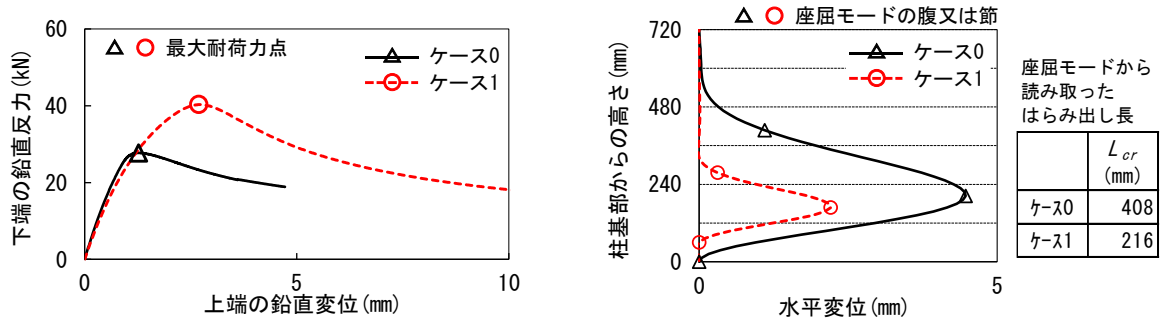


(b) No.6 供試体

図-2.5.17 RC 巻立てにおける軸方向鉄筋の塑性座屈解析結果 (左: 荷重変位関係, 右: 座屈モード)



(a) No.7 供試体



(b) No.8 供試体

図-2.5.18 炭素繊維巻立てにおける軸方向鉄筋の塑性座屈解析結果
(左: 荷重変位関係, 右: 座屈モード)

3) 塑性座屈解析による塑性ヒンジ長の推定精度

図-2.5.19に塑性座屈解析より得られたはらみ出し長と、図-2.5.1～図-2.5.8に示した実験結果との比較を示す。No.6供試体を除いて、解析結果と実験結果が概ね一致した。このことから、補強工法や断面形状によらず塑性座屈解析において、巻立て補強の抵抗特性をモデル化することにより、実験におけるはらみ出し現象を概ね推定できたといえる。ただし、No.6供試体は、解析範囲のほぼ全長にあたる帯鉄筋間隔の4倍の区間ではらみ出しが生じており、実験結果の50mmと乖離が大きい。これは、表-2.5.1に示すように、壁式橋脚で断面寸法の長辺が1950mmに対して、帯鉄筋の有効長が1870mmと中間帯鉄筋が配置されていない。そのため、解析上、有効長の3乗に反比例する帯鉄筋の抵抗を表すバネ定数は小さく算出され、軸方向鉄筋が座屈しやすい条件となるためと考えられる。

既往の研究^{27)~30)}では、実験より得られた曲率分布や終局水平変位から塑性ヒンジ長を逆算し、それらとはらみ出し長との相関を示している。本研究においても、同様の観点で塑性ヒンジ長との関係性を分析した。対象とした巻立て補強されたRC橋脚模型に対する実験では、曲率分布を得るための計測が行われたものは少ない。よって、本研究では、実験結果の終局水平変位より塑性ヒンジ長を逆算する手法を用いた。

道示V⁴⁰⁾によるRC橋脚の終局水平変位の算定式に、軸方向鉄筋の伸び出しの影響を加えると式(2.5.7)となる。実験より得られた結果に基づき、式(2.5.7)を用いることで塑性ヒンジ長を逆算することが可能である。

$$\delta_{u_ex} = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) + \delta_{sp_ex} \quad (2.5.7)$$

ここで、 δ_{u_ex} は実験における終局水平変位(mm)、 δ_y は計算による降伏水平変位(mm)、 ϕ_u は計算による終局曲率(1/mm)、 ϕ_y は計算による降伏曲率(1/mm)、 δ_{sp_ex} は実験における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに起因する基部の回転による載荷点の水平変位(mm)である。

降伏水平変位および曲率、終局曲率の算出は、平成14年の道示V⁴⁰⁾を参考とし、巻立て補強におけるコンクリートの応力度ひずみ関係は、文献^{7),34),35)}による方法を参考とした。なお、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに起因する橋脚基部の回転による水平変位が計測されていない供試体は、その変位を終局水平変位の20～30%の範囲と仮定した^{27)~30)}。

図-2.5.20には、式(2.5.7)より逆算した塑性ヒンジ長と実験によるはらみ出し長の比較を示す。なお、実験の終局水平変位より求めた塑性ヒンジ長には、伸び出しに起因する水平変位を、範囲を持って評価した供試体があり、最小値から最大値と幅を持たせて示している。比較した結果、ばらつきはあるものの両者には相関があるといえる。

No.6供試体は、実験によるはらみ出し長が他の供試体と比べても極端に短く50mmとなっている。これに対して、終局水平変位より求めた塑性ヒンジ長は150mm程度となっている。解析によるはらみ出し長は、実験によるはらみ出し長とは異なるが、実験の終局水平変位より求めた塑性ヒンジ長には

(5) 塑性座屈解析により得られた塑性ヒンジ長

既往の研究^{27)~30)}では、軸方向鉄筋のはらみ出し長を塑性座屈解析により求め、軸方向鉄筋の非線形挙動やはらみ出しに抵抗する特性を定量的に分析し、その特性を弾性座屈の理論式に展開することで、塑性ヒンジ長の算出式を提案している。本研究においても、前節までに検証した補強断面の抵抗特性や、巻立て補強されたRC橋脚の軸方向鉄筋の挙動を踏まえ、塑性ヒンジ長の算出式に適用するための検討を行った。

軸方向鉄筋の座屈長(はらみ出し長 L_{cr})に対する弾性座屈の理論式は、須田ら⁴²⁾により次式で与えられている。

$$L_{cr} = C_2 \sqrt[4]{E_0 I_0 / \beta_n} \quad (2.5.8)$$

ここで、 E_0 は鉄筋の弾性係数(N/mm²)、 I_0 は軸方向鉄筋の断面2次モーメント(mm⁴)、 β_n は軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すバネ定数(N/mm²)である。

式(2.5.8)は、弾性座屈の理論式であるため、軸方向鉄筋がバウシinger効果により非線形性を示すような場合には式をそのまま適用することができない^{27),28)}。そのため、解を導く際の近似方法の違いによる係数として C_2 が用いられている。係数 C_2 は、塑性座屈応力度の指標と考えられる $\sqrt{\beta_n E_0}$ を鉄筋の降伏点 σ_{sy} で除したパラメータ $\sqrt{\beta_n E_0} / \sigma_{sy}$ を用いて、塑性座屈解析結果に対する近似解を得るための係数 C_2 として、塚ら^{29),30)}により次式で与えられている。

$$C_2 = 2.799 \left(\sqrt{\beta_n E_0} / \sigma_{sy} \right)^{-0.169} \quad (2.5.9)$$

図-2.5.21に本研究における解析結果より得られる係数 C_2 とパラメータ $\sqrt{\beta_n E_0} / \sigma_{sy}$ の関係を示す。参考値として既往の研究^{27)~30)}における結果も併せて示す。なお、係数 C_2 は、複数の供試体を対象とした回帰分析により推定された式であり、本来個体のばらつきを考慮して決定されるものである。しかし、本研究では、巻立て補強された検討供試体数が多くないため、塚ら^{29),30)}により提案された式(2.5.9)を踏襲した。

No.1, No.6供試体では、式(2.5.9)と比べ差が生じているが、それ以外の供試体では、概ね良好な一致が見られた。No.6供試体は、有効長が長いこと帯鉄筋の抵抗の特性を表すバネ定数が小さく、軸方向鉄筋が高強度であるため、それらの比で表されるパラメータ $\sqrt{\beta_n E_0} / \sigma_{sy}$ の値が小さい。2.5.2(4)3)で述べた低鉄筋比RC橋脚を理由にした解析結果の差に加えて、分布の特異点付近にも近づいていることも要因の一つと考えられる。

平成24年の道示V⁶⁾に規定されている式(2.5.1)は、式(2.5.9)を式(2.5.8)に代入し、かつ鉄筋の弾性係数を $E_0=2.0 \times 10^5$ (N/mm²)として得られたものである。このとき、塑性ヒンジ長を算出する際の抵抗を表す等分布バネ定数 β_n は、式(2.5.10)により与えている。

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} \quad (2.5.10)$$

ここで、 β_s 、 β_{co} は帯鉄筋またはかぶりコンクリートの抵抗を等分布バネとして表した場合のバネ定数(N/mm²)である。

式(2.5.10)では、鋼板巻立てまたは炭素繊維巻立てによる補強材料の特性を含めることができない。そのため、本研究において、これらの特性を踏まえた、式(2.5.11)を提案する。

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{sc} \quad (2.5.11)$$

ここで、 β_{sc} は鋼板や炭素繊維等により補強された合成断面の抵抗を等分布バネとして表した場合のバネ定数(N/mm²)であり、式(2.5.12)により与えている。

$$\beta_{sc} = \frac{384 E_c I_{sc}}{5nd^3 s} \quad (2.5.12)$$

式(2.5.12)は、式(2.5.5)を帯鉄筋間隔で除すことで算出した式である。

以上の方法により、巻立て補強されたRC橋脚に対し提案手法にて塑性ヒンジ長を算出した。図-2.5.22に解析によるはらみ出し長と提案式による塑性ヒンジ長の比較を示す。図中には、鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立ての供試体に対して、塑性ヒンジ長の算定式に対する式(2.5.11)の効果を確認するために、抵抗特性を式(2.5.10)として算出した参考値も合わせて示す。

比較した結果、No.6供試体で若干差が見られるものの、概ね良好な推定精度を得ることができた。鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立てについては、抵抗の特性を式(2.5.11)にて評価することで、算出精度が向上した。これは、式(2.5.10)では考慮できていない補強によるはらみ出しを抑える効果が、式(2.5.11)により考慮できたためである。

図-2.5.23に実験によるはらみ出し長と提案式による塑性ヒンジ長の比較を示す。図-2.5.22と同様に、抵抗特性を式(2.5.10)として算出した参考値も合わせて示す。なお、No.1供試体は、図-2.5.21において式(2.5.9)との差が見られたが、提案手法と解析結果および実験結果との比較では、差がほとんど見られなかった。

No.6供試体は、実験結果と提案式で算出した塑性ヒンジ長に差が生じている。図-2.5.23には、No.6供試体のみ式(2.5.7)を用いて実験の終局水平変位より求めた塑性ヒンジ長を■にて示す。実験によるはらみ出し長よりも橋脚の終局水平変位を評価するための塑性ヒンジ長の方が、提案式の結果に近づく傾向となっている。2.5.2(4)3)で述べたように、No.6供試体は、他の供試体と異なり低鉄筋比の供試体となる。低鉄筋比における塑性ヒンジ長については、その形成メカニズムも含めてさらなる検討が必要であり、巻立て補強されたRC橋脚の塑性変形能の評価を行い、橋脚全体の終局挙動の検討を踏まえ、塑性ヒンジ領域を精査していく必要がある。

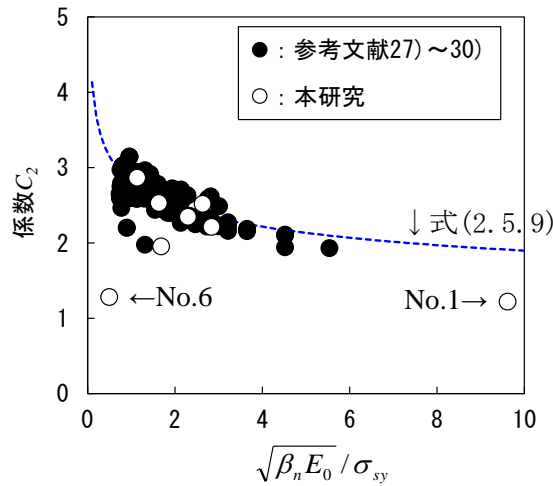


図-2.5.21 係数 C_2 と $\sqrt{\beta_n E_0 / \sigma_{sy}}$ の関係

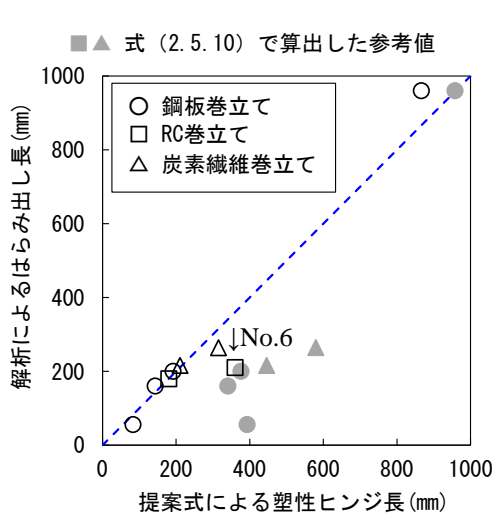


図-2.5.22 提案式と塑性座屈解析の比較

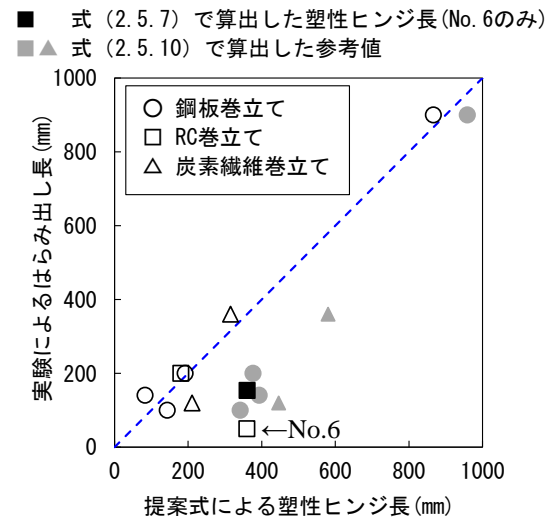


図-2.5.23 提案式と実験結果の比較

2.5.3 軸方向鉄筋の引張ひずみの推定と限界引張ひずみの評価式の適用性の検討

本研究では、新設RC橋脚と同様に、軸方向鉄筋のはらみ出し現象といった損傷の進展メカニズムに着目して、塑性ヒンジの形成とその領域内の軸方向鉄筋のひずみ挙動を踏まえた限界状態に相当する変位の推定手法の構築を目指している。そのため、実験における限界状態2または限界状態3において、補強橋脚内の軸方向鉄筋ひずみの状態を把握する必要がある。

しかし、実験において補強橋脚が限界状態に達した時には、断面内の軸方向鉄筋は塑性化して、降伏以降の挙動となっているため、ひずみ挙動を直接計測することは困難である。そこで、ファイバー要素を用いた実験の再現解析を行うことで、補強橋脚が限界状態に相当する変位に達した時の軸方向鉄筋ひずみを求めることとした。

解析では、補強橋脚の断面をファイバー要素により分割して、軸方向鉄筋およびコンクリートのそれぞれに材料特性を与え、材料非線形挙動や各要素のひずみ量を解析的に確認した。図-2.5.24に、

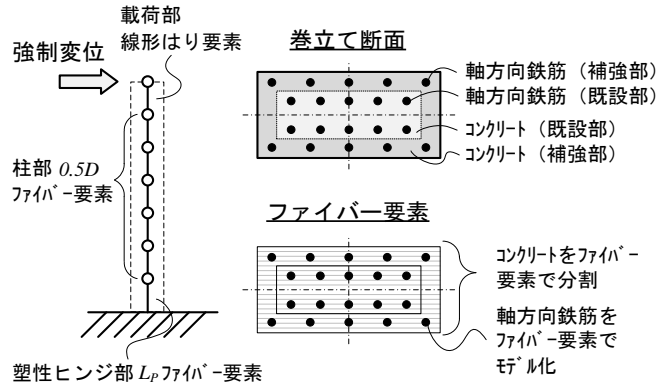


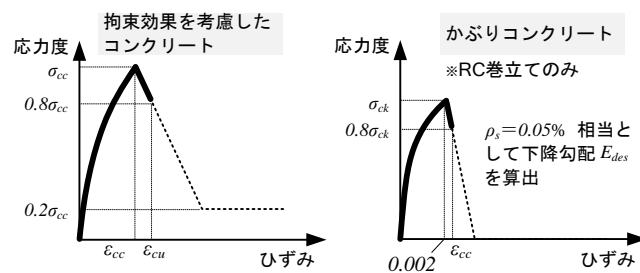
図-2.5.24 解析モデルの概要図

RC巻立てを代表に解析モデルの概要を示す。

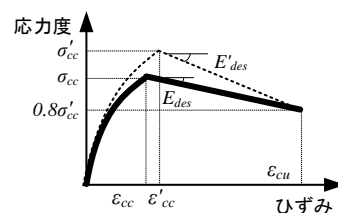
補強橋脚の高さ方向に対する要素分割は、橋脚基部の塑性ヒンジ長 L_p は、前述2.5.2より算出し、それより上部の柱部を断面高さ D の半分(0.5D)で分割した。载荷点付近は、線形はり要素を用いた。

軸方向鉄筋の応力度ひずみ関係は、塚ら⁴¹⁾の修正Menegotto-Pintoモデルを用いた。なお、軸方向鉄筋の降伏後剛性は、零としてモデル化を行った。これは、RC橋脚に対するファイバ要素を用いた解析において、降伏後剛性の有無による検討が行われており、降伏後剛性の影響が軸方向鉄筋ひずみの結果に与える影響は少ないことが確認されているからである³¹⁾。

巻立てられたコンクリートのモデル化に用いた応力度ひずみ関係を図-2.5.25に示す。図-2.5.25(a)は星隈らが提案⁴³⁾した帯鉄筋による拘束効果を考慮した平成14年の道示Vに示されるモデル⁴⁰⁾、図-2.5.25(b)は炭素繊維巻立てによる拘束効果を考慮したモデル³⁵⁾である。鋼板巻立ては、鋼板による補強効果を帯鉄筋と等価に機能するものとして、帯鉄筋体積比を算出し、RC巻立て同様に平成14年の道示Vの応力度ひずみ関係³⁴⁾を用いた。



(a) RC 巻立て又は鋼板巻立て



(b) 炭素繊維巻立て

図-2.5.25 巻立てられたコンクリートの応力度ひずみ関係

RC巻立ては、かぶりコンクリートと拘束効果を考慮したコンクリート(以下、コアコンクリート)に分けて、ファイバー要素に対して材料構成則を定義した。コアコンクリートについては、補強部と既設部に分けて、コンクリート強度等のそれぞれの条件に応じて設定した。

道示V等^{34),40)}では、RC橋脚の水平力-水平変位関係の算出において、圧縮側の軸方向鉄筋位置でのコンクリートが終局ひずみ ϵ_{cu} に達するときをRC橋脚の終局限界と規定されていた。そのため、コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} 以上のひずみレベルは、RC橋脚の塑性変形能を評価するうえで、必要がないため規定されていなかった。本研究では図-2.5.25(a)に波線で示すとおり、終局ひずみ ϵ_{cu} 以上のひずみ領域も用いるものとしたが、そのときの応力度は、最大応力 σ_{cc} の20%($0.2\sigma_{cc}$)を下限値とした³¹⁾。

鋼板および炭素繊維巻立ては、既設コンクリートのかぶりも含めて補強材料による拘束効果を考慮しているため、全断面に対して拘束効果を考慮したコンクリートの材料構成則を定義した。

荷重は、一方向単調荷重として供試体頂部の荷重点位置に強制変位を与えた。ここで、正負交番荷重ではなく一方向単調荷重としたのは、本解析の目的が、静的荷重における補強橋脚の限界状態として、それに相当する経験最大点における軸方向鉄筋の引張ひずみの値を求めることだからである⁴⁾。軸応力を導入している実験は、その軸応力を解析においても考慮した。

図-2.5.26から図-2.5.28に解析結果を示す。結果は、補強橋脚天端の水平変位と橋脚基部の水平反力を用いた荷重変位関係としている。あわせて、実験における荷重変位関係、鉄筋破断時の変位および荷重変位関係から求めた限界状態の整理結果⁴⁴⁾を示す。実験は、正負交番繰返し荷重実験であり、正側と負側に対する荷重結果を有しているが、解析結果との着目点を統一させる目的で、第一象限の結果のみを記載する。

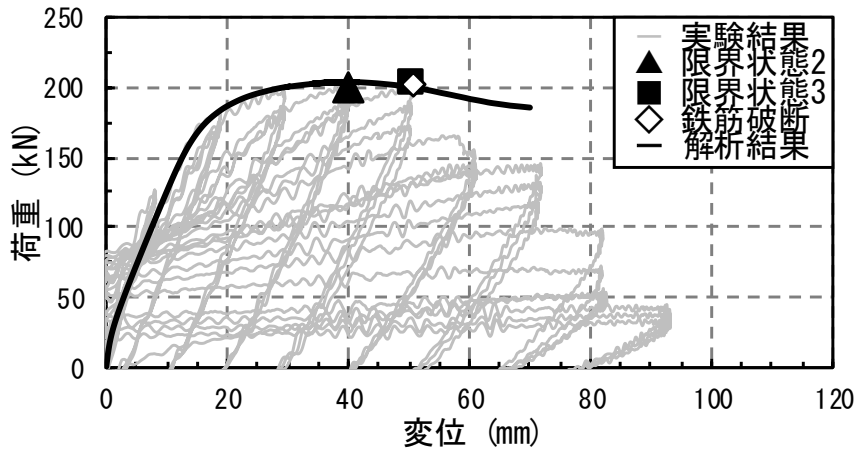
解析結果は、ファイバー要素を用いた各断面位置での非線形特性による応答により、荷重変位関係の骨格に曲面を有している特徴がある。No.5供試体を除いた対象供試体において、保有耐力を捉えていることから、モデル化は概ね妥当であると考えられる。一方で、本解析では、軸方向鉄筋のはらみ出し現象を踏まえた、鉄筋の引張ひずみを直接モデルに考慮しているわけではないため、実験における最大耐力が低下した点(限界状態3)以降は、乖離が大きくなっている。

鋼板巻立ては、限界状態2を超えたあたりから最外縁ファイバー要素における、コンクリートの応力度ひずみ関係が下降領域に入り、最大圧縮応力度が低下していくため、補強橋脚の水平耐力の低下が確認できる。この傾向は、鋼板巻立て全ての供試体で確認できる(図-2.5.26)。

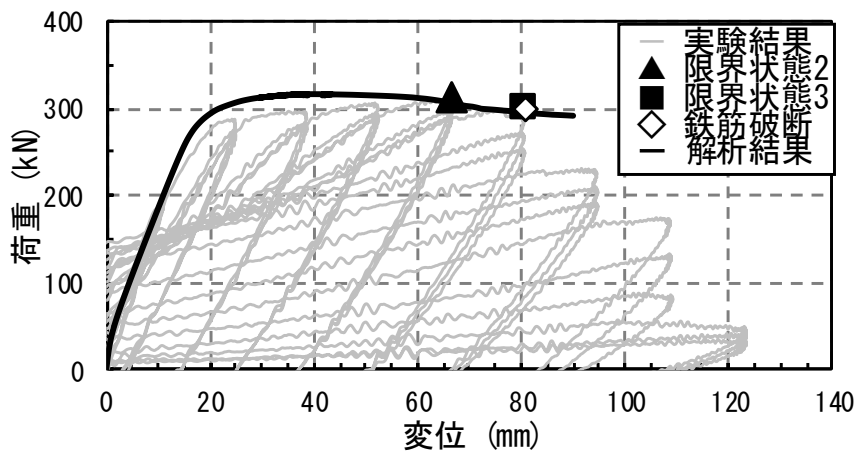
RC巻立ては、かぶりコンクリートが健全な状態とそれ以降の挙動において、橋脚の水平力の挙動が異なっている。No.5供試体は、かぶりが80mmと厚いため、その影響が顕著にでていることが確認できる(図-2.5.27(a))。かぶりコンクリートが解析上抵抗しなくなった後は、実験に近い水平耐力となっている。No.6供試体は、かぶりが40mmであり、限界状態3を超えるあたりまで、かぶりコンクリートは健全な状態となっている(図-2.5.27(b))。実験においても、かぶりコンクリートの剥落は確認されていないことから⁴⁴⁾、同じ状態を再現できているといえる。

炭素繊維巻立ては、炭素繊維により巻立てられたコンクリートの拘束効果が高いため、応力度ひず

み関係に対する最大圧縮応力度の低下が見られない。そのため、補強橋脚の荷重変位関係においても、水平耐力の低下が見られず、バイリニア型の挙動となっている(図-2.5.28)。この傾向は、2体の炭素繊維巻立ての供試体において確認できる。

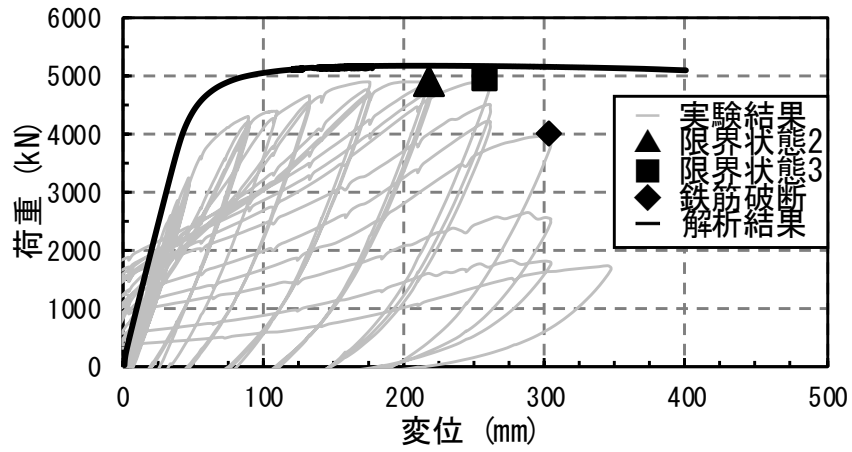


(a) No.1 供試体

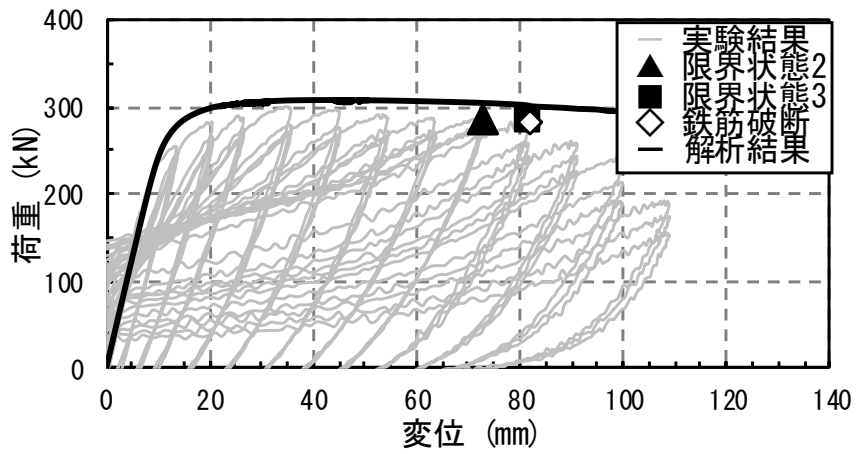


(b) No.2 供試体

図-2.5.26 鋼板巻立てにおける解析結果と実験結果との比較(その1)

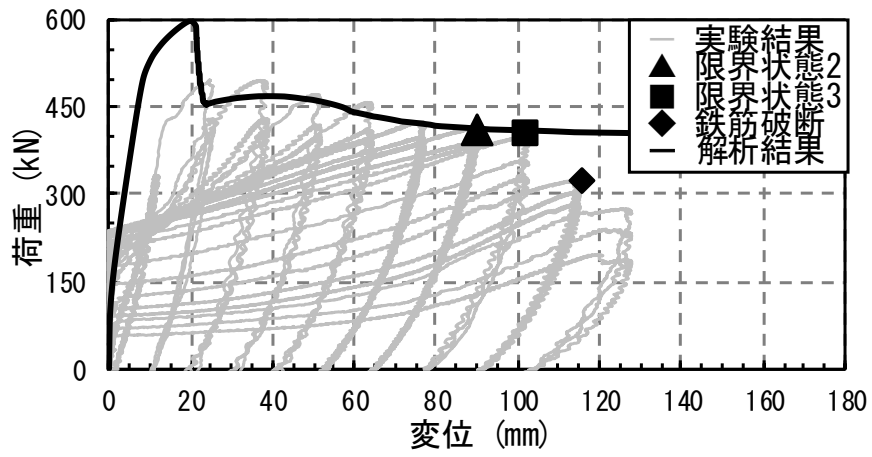


(c) No.3 供試体

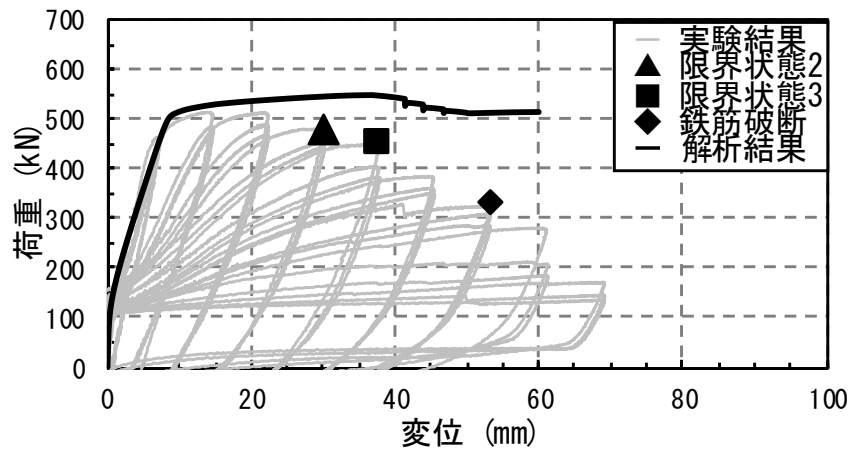


(d) No.4 供試体

図-2.5.26 鋼板巻立てにおける解析結果と実験結果との比較(その2)

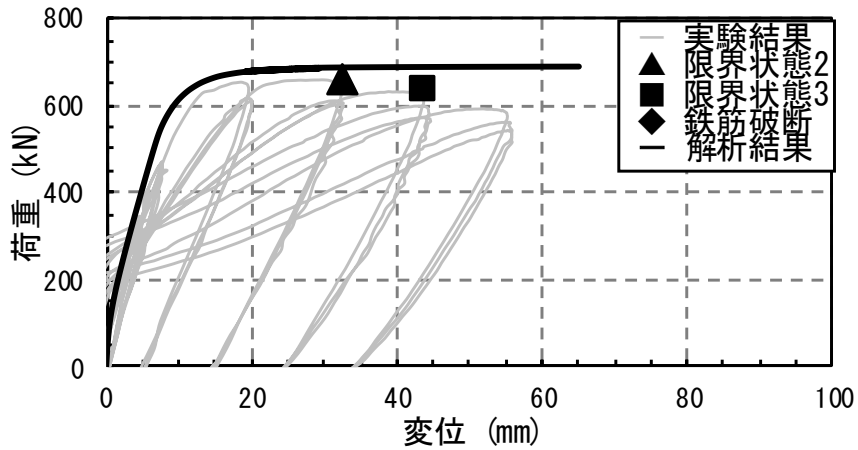


(a) No.5 供試体

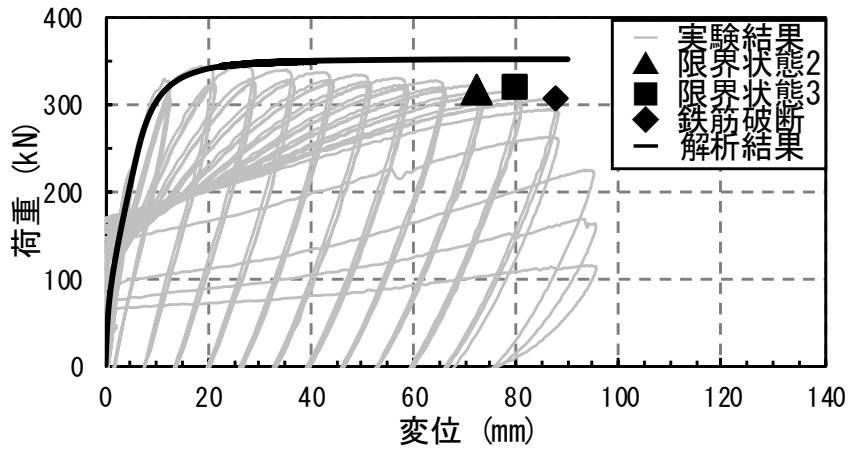


(b) No.6 供試体

図-2.5.27 RC 巻立てにおける解析結果と実験結果との比較



(a) No.7 供試体



(b) No.8 供試体

図-2.5.28 炭素繊維巻立てにおける解析結果と実験結果との比較

RC 橋脚では、軸方向鉄筋のはらみ出しに対して、鉄筋自体が抵抗するほか、帯鉄筋およびかぶりコンクリートがはらみ出しに抵抗すると考えて、これら3つの要因を用いた重回帰分析を行い、限界状態に相当する鉄筋の引張ひずみ ϵ_{st} の回帰式が式(2.5.13)として提案されている³⁾。RC 巻立ては、新設 RC 橋脚と同様の損傷の進展メカニズムを仮定していることから式(2.5.13)を用いて算出を行い、鋼板または炭素繊維巻立ては、塑性ヒンジ長の算出と同様に、式(2.5.13)の β_{co} の代わりに β_{kc} を用いて算出を行った。

$$\epsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_{co}^{0.22} \quad (2.5.13)$$

ここで、 ϕ は軸方向鉄筋の直径(mm)、 C は限界状態2の場合0.025、限界状態3の場合0.035である。

図-2.5.29には、回帰式によるひずみの算出値と、ファイバー要素による実験の再現解析より、補強橋脚が限界状態2または限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみを抽出した結果の比較を示す。

あわせて、RC橋脚の結果³¹⁾を示す。

実験結果は、図-2.5.30に示すフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しに伴う回転変位 δ_p を含んでいる。軸方向鉄筋の引張ひずみの抽出に際しては、この回転変位を控除して整理を行った。回転変位 δ_p の算出に用いるフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し量 S は、文献³¹⁾に示される方法を参考とした。ただし、伸び出し量 S は、フーチング上面の鉄筋ひずみを $30,000\mu$ という値で統一して算出されている。これは、対象とした供試体のひずみ状態を調査したうえで、設計の煩雑さに配慮して決定⁴⁾されたものである。一方、本研究では、補強効果により塑性変形能の高い供試体が多いことから、変形能のある供試体は、事前解析の結果を踏まえて、 $60,000\mu$ の値を用いて伸び出し量を算出した。

再現解析により抽出した引張ひずみと回帰式を用いた結果の比較より、No.1供試体を除いて、さらに再現解析のひずみの方が回帰式のひずみよりも若干大きくなっているものの、概ね分布の傾向は一致した。これより、限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみについては、RC巻立てはRC橋脚と同様とし、鋼板または炭素繊維巻立ては、式(2.5.13)に対して β_c を用いることが可能であることが確認できた。No.1供試体は、鋼板巻立てに加えて円形断面の効果により、はらみ出しに対する拘束効果が大きくなっている。そのため、式(2.5.13)に対して β_c を用いた際に値が大きくなり、実験のひずみ値と乖離が生じた。

本研究では、対象供試体数が8体と少なく、鋼板または炭素繊維巻立てと個別に着目すると、さらに供試体数は少なくなっている。式(2.5.13)は、それぞれの要因に対して、重回帰分析により決定されているため、 β_c の適用については、今後も供試体数を増やした検討は必要である。

RC橋脚の限界状態に相当する変位の特性値 δ_s は、平成29年の道示V⁴⁵⁾において式(2.5.14)により算出することが規定されている。ここで、橋脚基部が限界状態に達するとき生じる曲率 ϕ_s は、最外縁の軸方向鉄筋位置において、コンクリートの限界圧縮ひずみまたは軸方向鉄筋が限界状態に相当する引張ひずみ ϵ_{st} に達するときとされている。軸方向鉄筋の引張ひずみは、本節にて検討を行った方法にて、巻立て補強に応じて個別の抵抗特性を用いて算出した。

$$\delta_{ls} = k \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2)) \quad (2.5.14)$$

ここで、 δ_{yE} は限界状態1に相当する変位の特性値(mm)、 h は慣性力作用位置までの距離(mm)、 ϕ_y は限界状態1に達するとき生じる曲率(1/mm)、 k は補正係数で1.3であり、文献³¹⁾に基づく推定手法の信頼性を確認して決定された値⁴⁶⁾である。

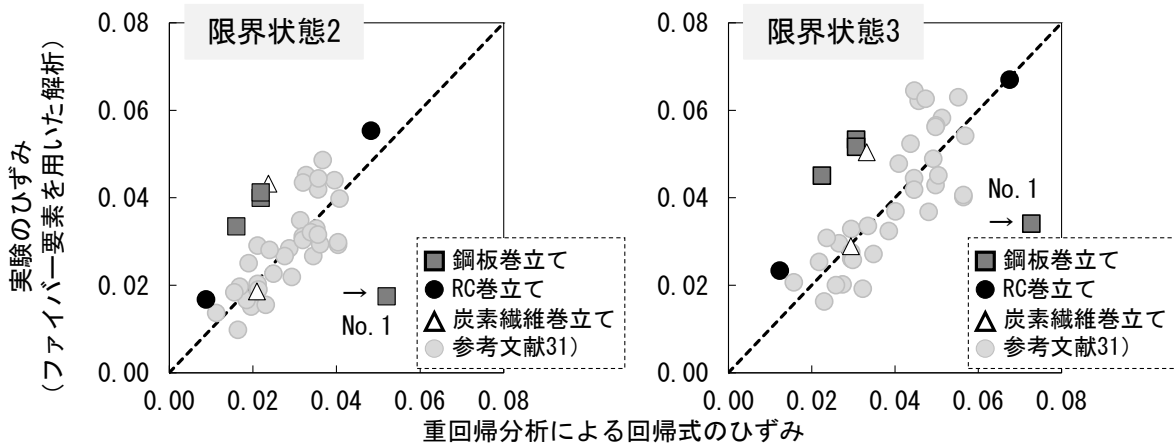


図-2.5.29 限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみの算出値と実験値の比較

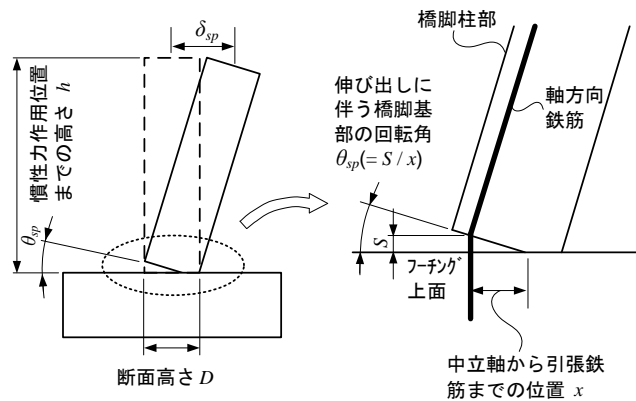


図-2.5.30 フーチングからの鉄筋の伸び出しに伴う回転変位

2.5.4 限界状態における水平変位の評価式の適用性の考察

図-2.5.31には、式(2.5.14)による計算値と実験値の比較を示す。あわせて、RC橋脚の結果⁴⁰⁾を示す。なお、計算値には、前述の補正係数 k を乗じている。また、実験における限界状態に相当する変位には、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位が含まれるため、計算値には伸び出しによる変位を加算している。表-2.5.3には、実験値と計算値の比に対する統計値を整理した結果を示す。

結果は、新設RC橋脚と同様の傾向となっており、実験値と式(2.5.14)による計算値の比率は1:1となっており、ばらつきを示す指標である変動係数は20%程度に収まっている。No.1供試体は、前節において回帰式との精度の乖離が大きかったが、補強橋脚の変位での評価に着目すると、概ね一致する結果となった。これは、抵抗を表すばねが大きいことから、限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみが大きく算出される一方で、塑性ヒンジ長は短く算出されるため、結果としては式(2.5.14)の中で相殺されているからである。

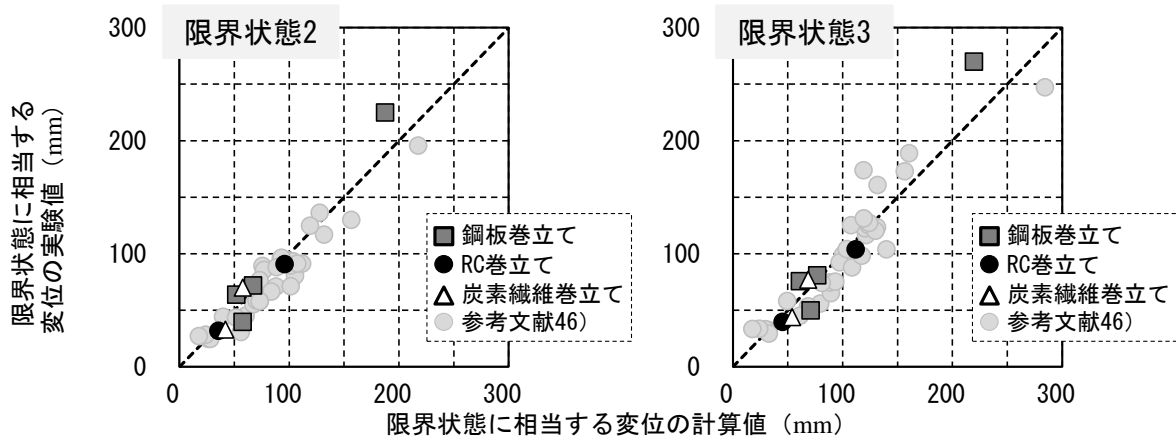


図-2.5.31 限界状態に相当する変位の算出結果の比較

表-2.5.3 限界変位（実験値/計算値）の統計値

	限界状態 2	
	文献 46)	本研究
データ数	34	8
平均値	0.94	1.01
標準偏差	0.18	0.21
変動係数	0.20	0.20
	限界状態 3	
	文献 46)	本研究
データ数	34	8
平均値	1.02	1.00
標準偏差	0.24	0.20
変動係数	0.24	0.20

図-2.5.32 には、補強橋脚に対して、終局変位に着目した場合の既往の算出方法において、水平変位を算出した結果を示す。図-2.5.31 および表-2.5.3 の結果は、図-2.5.32 と比較しても、実験値と計算値のばらつきは小さくなっていることから、本研究において推定精度の向上が確認できた。

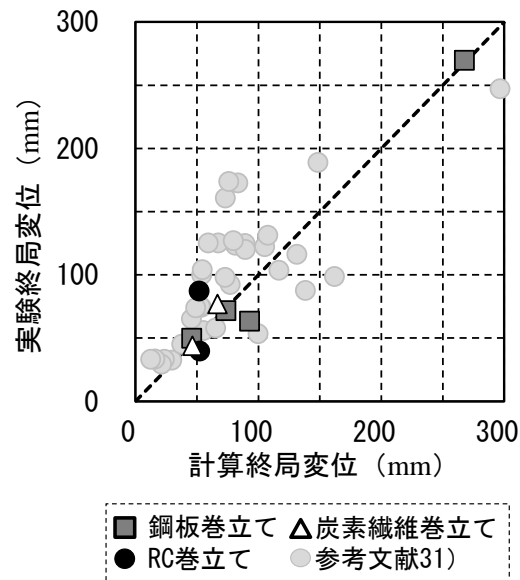


図-2.5.32 終局変位の比較

2. 6 まとめ

既設の RC 橋脚に対して RC 巻立て補強を行う場合において、SD490 を軸方向鉄筋として活用しようとする際に課題となる既設フーチングへの定着特性を繰返し載荷の定着試験により検証した。そして、軸方向鉄筋量が少ない既設橋脚に対して RC 巻立て工法における SD490 の軸方向鉄筋への適用性について検討するために、フーチングも含めた橋脚模型供試体に対する正負交番載荷実験を行い、軸方向鉄筋のアンカー定着特性および補強効果について確認した。本研究の範囲内で得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 設計基準強度 21N/mm^2 程度の既設フーチングに対して SD490 を軸方向鉄筋として 20D の定着長により群鉄筋の状態定着させた場合は、その鉄筋の中心間隔として 3.6D のときは鉄筋が抜け出し、7.1D まで大きくしても抜け出しまでは生じなかったものの、定着先端部の移動量が大きな値となり、定着機能としては十分ではなかった。
- 2) SD490 を 30D の定着長で定着させた場合には、中心間隔を 3.6D および 7.1D とした場合の両ケースともに定着機能が確保できることを確認した。
- 3) 定着長を 20D とした SD490 の定着試験の結果によれば、単鉄筋で試験をした場合と 3 本の群鉄筋で試験をした場合で、定着特性に有意な違いが確認された。RC 巻立て工法のように複数の軸方向鉄筋をフーチングに近接して定着させるような場合において、その軸方向鉄筋の材質を高強度化していく場合には、群鉄筋による影響についても検証しておく必要がある。
- 4) コンクリートの設計基準強度が 21N/mm^2 の既設フーチングを模した要素的な供試体に、D35 の軸方向鉄筋をエポキシ樹脂にて定着させた試験条件において、高強度鉄筋 SD490 の既設フーチングへの定着長を 30D 以上、かつ設置間隔を 3.6D 以上設ければ、定着機能を確保することができることを明らかにした。
- 5) 定着試験に基づき定着機能が検証された定着長および設置間隔を確保することを前提条件として、SD490 を軸方向鉄筋に用いて補強した RC 巻立て壁式橋脚の正負交番載荷試験を実施した。その結果、軸方向鉄筋の抜け出しは生じず、所定の耐力向上が得られることを確認した。
- 6) 曲げ耐力の補強に伴い、水平耐力を保持できる限界の変位は補強前よりも低下する影響が生じるが、エネルギー吸収量が安定して期待できる限界の変位で見ると、補強前よりも向上する結果となった。

巻立て補強の効果を軸方向鉄筋の塑性座屈解析を用いて検討した。解析結果より得られた抵抗特性のモデル化を塑性ヒンジ長の算出式に考慮する方法を検討し、提案手法と解析結果および実験結果の比較による妥当性を確認した。本研究で得られた知見は次のとおりである。

- 1) 鋼板巻立てにおける補強断面の抵抗特性をモデル化するにあたり、抵抗を表すバネのモデル化を検討した。構造条件によっては、はらみ出しの発生位置が座屈解析結果と実験結果で異なり、は

らみ出し長が帯鉄筋間隔よりも短い場合は、バネの設置位置を分布バネとしてモデル化することで、精度良く実験結果を再現できた。

- 2) 鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立てにおいては、補強材料とかぶりコンクリートがともに抵抗する挙動を再現するために、その抵抗特性をバネ値 K_{sc} としてモデル化した。そして、塑性座屈解析結果と実験結果を比較し、実験結果におけるはらみ出し長と解析結果が概ね一致した。
- 3) 平成 24 年の道示 V における式(2.5.1)に対して、鋼板や炭素繊維等により補強されたかぶりコンクリートの抵抗特性をバネ値 β_{sc} として考慮する方法を提案した。この方法を用いて、巻立て補強された RC 橋脚に対する塑性ヒンジ長を算出した結果、塑性座屈解析結果とほぼ一致し、従来の式(2.5.10)による算出結果と比べ、推定精度が向上することがわかった。
- 4) 提案した方法による塑性ヒンジ長と実験結果を比較した結果、No.6 供試体を除いてほぼ一致した。No.6 供試体は、他の供試体と異なり低鉄筋比の供試体となる。低鉄筋比における塑性ヒンジ長については、その形成メカニズムも含めてさらなる検討が必要である。

曲げ破壊型の補強橋脚を対象に、限界状態の評価手法の構築を目的として、過去に行われた実験を限界状態の観点で整理した結果を用いて、損傷の進展メカニズムに着目した塑性ヒンジ領域内の軸方向鉄筋ひずみを整理し、限界状態に相当する変位の算出を行い実験値と比較した。得られた結果を以下に示す。

- 1) 補強橋脚に対して、ファイバー要素を用いた再現解析を行い、実験の荷重変位関係と比較した結果、解析と実験で同等の保有耐力を捉えることができていることが確認できた。
- 2) フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しを考慮したうえで、限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみを抽出し、式(2.5.13)の回帰式に対して補強効果を考慮した算出値と比較した。その結果、No.1 供試体を除いて概ね分布傾向を捉えられていることが確認できた。
- 3) No.1 供試体は、鋼板巻立てに加えて円形断面の効果により、はらみ出しに対する拘束効果が大きくなっているため、限界状態に相当するひずみの値が大きくなる。一方、塑性ヒンジ長は短く算出されるため、結果として、限界状態に相当する変位は実験に近づく結果を得た。
- 4) 補強橋脚に対して、軸方向鉄筋の引張ひずみを用いた、限界状態に相当する変位を算出した結果、実験の変位を捉えることができていることが確認でき、統計値において良好な精度であることを定量的に示した。終局変位に基づき評価を行う従来の方法と比較し、推定精度の向上が確認できた。

参考文献

- 1) 仲谷邦博, 上田喜史, 木村祐司, 山脇正史: 高強度鉄筋SD490を使用した七色高架橋の計画と設計(下), 橋梁と基礎, Vol.33, No.12, pp.41-49, 1999.
- 2) 浅井洋, 春日昭夫, 飯田字朗, 梅原秀哲: SD490鉄筋を軸方向鉄筋に用いたRC橋脚の実用化に関する研究, 土木学会論文集, 第760号, pp.91-108, 2004.
- 3) 北村岳伸, 玉越隆史, 藤田知高: 高強度鉄筋コンクリートの適用性に関する研究, 第13回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.145-148, 2010.
- 4) 村田裕志, 渡辺典男, 水谷正樹, 小尾博俊, 福浦尚之: SD490を用いた高鉄筋比のRC橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.928-937, 2010.
- 5) 北村岳伸, 吉川卓, 玉越隆史: 高強度鉄筋を用いた道路橋橋脚の耐震性能評価に関する研究, 平成24年度国土交通省国土技術研究会, イノベーション部門No.1-10, 2012.
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012.
- 7) 玉越隆史, 白戸真大, 星隈順一, 堺淳一: 既設橋の耐震補強設計に関する技術資料, 国土技術政策総合研究所資料第700号/土木研究所資料第4244号, 2012.
- 8) 建設省土木研究所: 桁座拡幅に関する実験資料及び桁座拡幅標準設計(改訂案), 土木研究所資料第1828号, 1982.
- 9) (社)日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995.
- 10) 榎本武雄, 篠原聖二, 星隈順一: RC巻立て耐震補強におけるSD490軸方向鉄筋のフーチングへの定着特性, 土木学会第69回年次学術講演会講演概要集, V-414, pp.827-828, 2014.
- 11) (公社)土木学会: コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針(案), コンクリートライブラリー141, 2014.
- 12) 篠原聖二, 末崎将司, 堺淳一, 星隈順一: 低鉄筋比RC壁式橋脚の地震時破壊特性と耐力・変形能の評価, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.265-272, 2015.
- 13) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料, 2015.
- 14) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.215-232, 2001.
- 15) 建設省土木研究所, 日本道路公団, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団: 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書, 整理番号第234号, 1999.
- 16) (独)土木研究所: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 土木研究所資料第4023号, 2006.

- 17) (独)土木研究所他：高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究(その1), 共同研究報告書第283号, 2002.
- 18) (独)土木研究所他：高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究(その2), 共同研究報告書第319号, 2005.
- 19) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995.
- 20) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編(平成8年版), 1996.
- 21) (社)土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書, 耐震設計編, 1996.
- 22) 鉄道総合技術研究所編, 運輸省鉄道局監修, 鉄道構造物等設計標準・同解説, 耐震設計編, 1999.
- 23) 太田実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究, 土木研究所報告第153号, pp.123-289, 1980.
- 24) 檜貝勇：大変位の繰返しによりせん断破壊するRC部材の変形能力, 第8回コンクリート工学年次論文報告集, pp.769-772, 1986.
- 25) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.203-212, 1987.
- 26) 国土技術政策総合研究所 熊本地震復旧対策研究室 研究内容HP：
<http://www.nilim.go.jp/lab/pgg/aboutus.html#2>
- 27) 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央, 浅津直樹：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木研究所資料No.3748, 2000.
- 28) 浅津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.177-194, 2001.
- 29) 星隈順一, 堺淳一, 小森暢行：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究, 土木研究所資料No.4257, 2013.
- 30) 堺淳一, 星隈順一：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.782-795, 2014.
- 31) 星隈順一, 堺淳一, 小森暢行, 坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 土木研究所資料No.4262, 2013.
- 32) 玉井真一, 瀧口将志, 服部尚道：耐震補強されたRC柱の変形性能に関する検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1111-1116, 1998.
- 33) 澤田吉孝, 幸左賢二, 藤井康男, 鈴木直人：炭素繊維巻立て補強橋脚の変形性能に関する検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.235-240, 2000.
- 34) (社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997.
- 35) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集, 2005.
- 36) 川島一彦, 大塚久哲, 中野正則, 星隈順一, 長屋和宏：曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法による

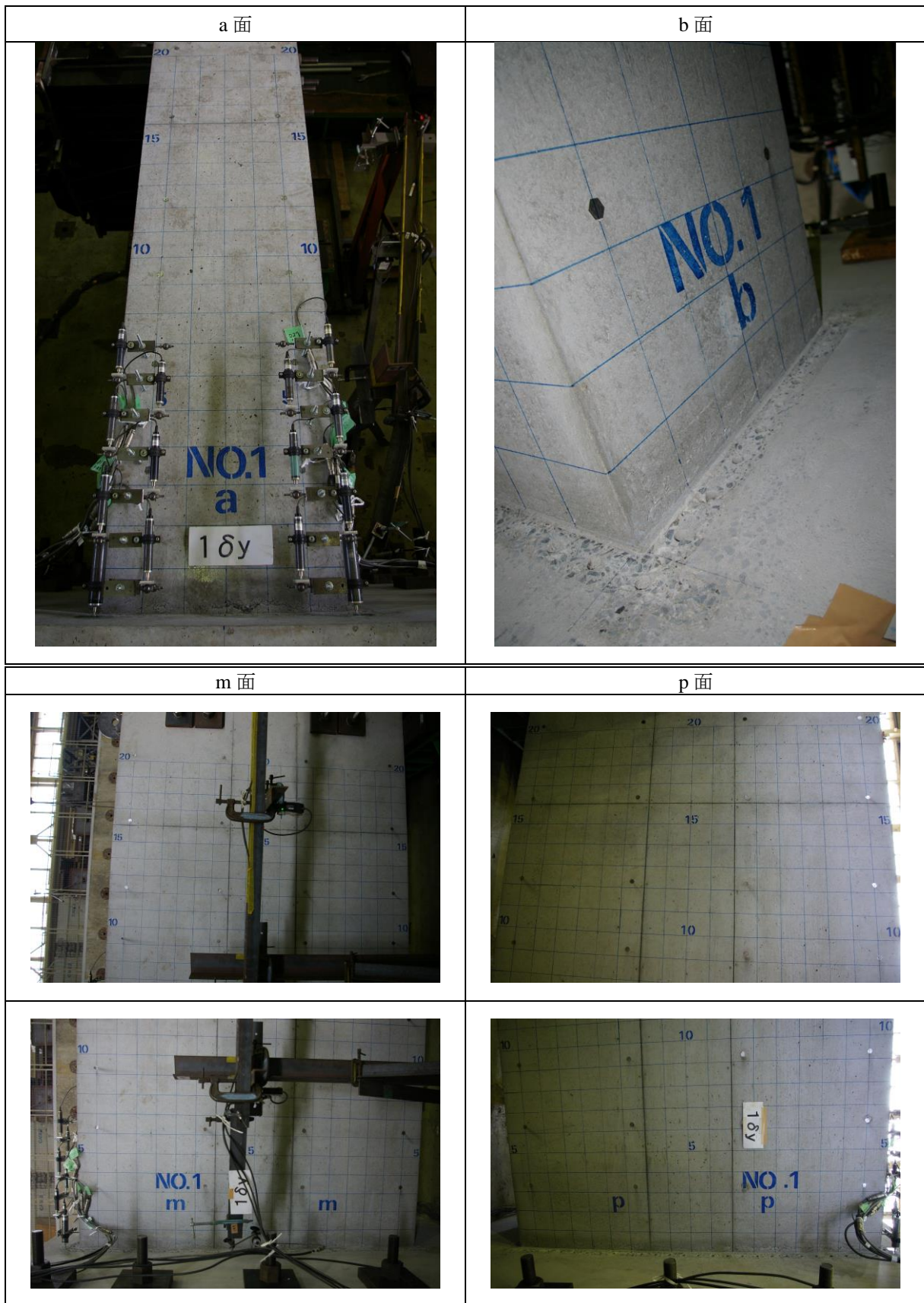
- 鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強, 土木研究所資料No.3444, 1996.
- 37) 長屋和宏, 大塚久哲, 星隈順一: 壁式橋脚の鉄筋コンクリート巻立て補強とその効果, 土木学会第51回年次学術講演会, I-B276, pp.552-553, 1996.
 - 38) 鬼木浩二, 井上崇雅, 中尾尚史, 篠原聖二, 岡田太賀雄, 星隈順一: 橋脚のRC巻立て補強における高強度鉄筋の適用がアンカー定着特性と補強効果に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.289-300, 2017.
 - 39) 佐々木協一, 袴田文雄, 前川順道, 星隈順一: 炭素繊維シートを用いたRC橋脚補強の実験的検討, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.777-780, 1997.
 - 40) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編(平成14年版), 2002.
 - 41) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.159-169, 2003.
 - 42) 須田久美子, 新保弘, 増川淳二, 村山八洲雄: 中空断面PC柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.725-730, 1996.
 - 43) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.
 - 44) 石崎覚史, 宮田秀太, 澤田守, 大住道生: 巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に関する調査分析, 第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.115-122, 2019.
 - 45) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2017.
 - 46) 大住道生, 岡田太賀雄: V耐震設計編の改定と関連する調査研究, 土木技術資料, 第60巻, 第2号, pp.30-33, 2018.

付属資料（RC 橋脚模型の損傷状況）

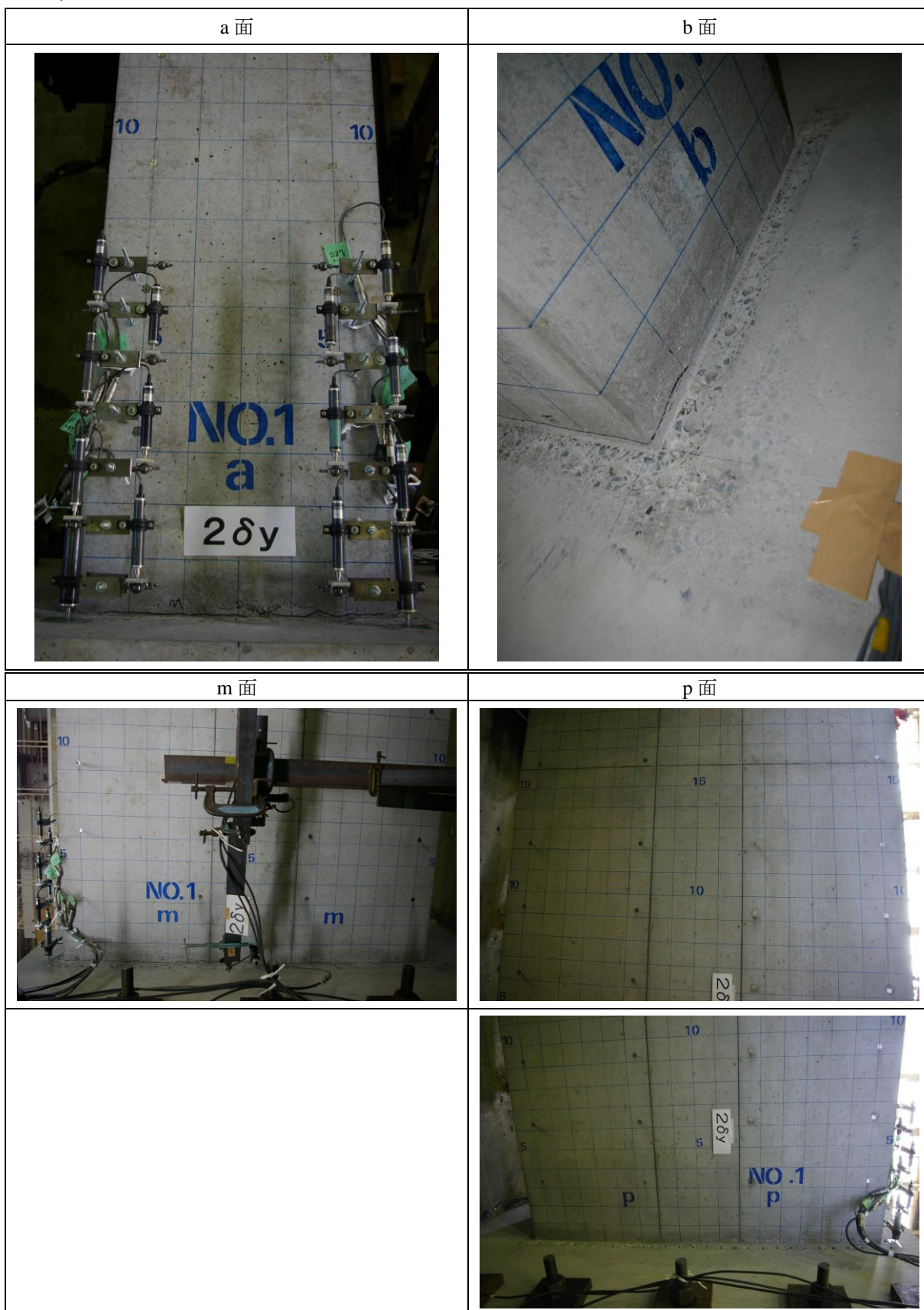
(1) 無補強供試体の損傷状況

以下に無補強供試体の損傷状況を示す。

(1) $1\delta_y$



(2) $2\delta_y$



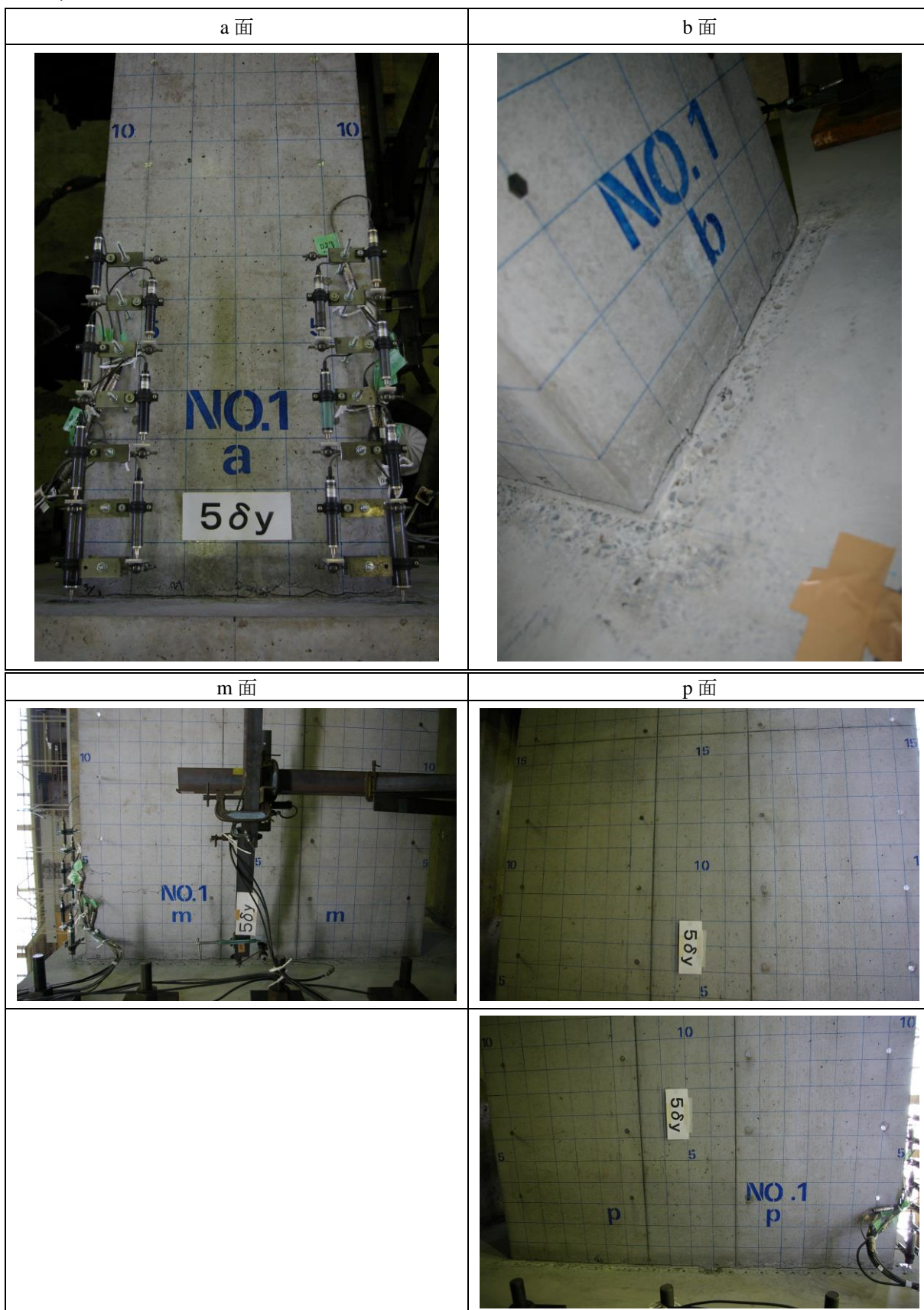
(3) $3\delta_y$



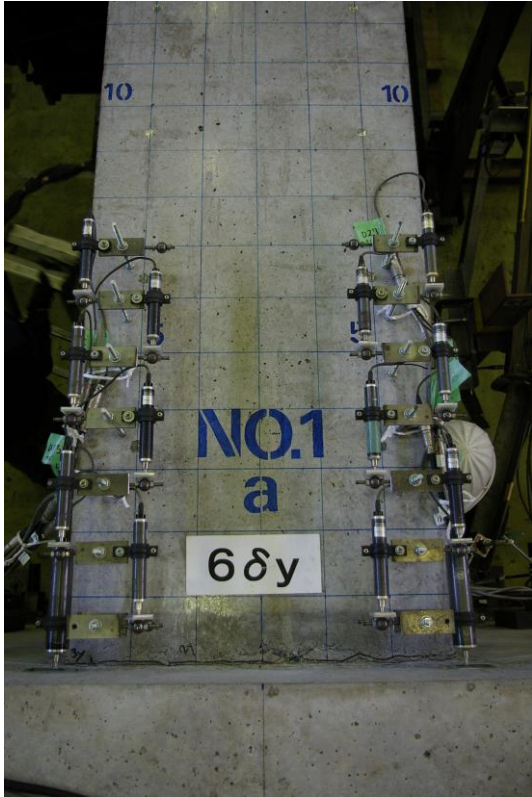

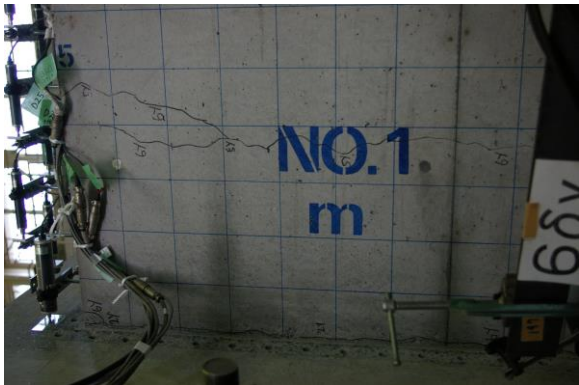

(4) $4\delta_y$



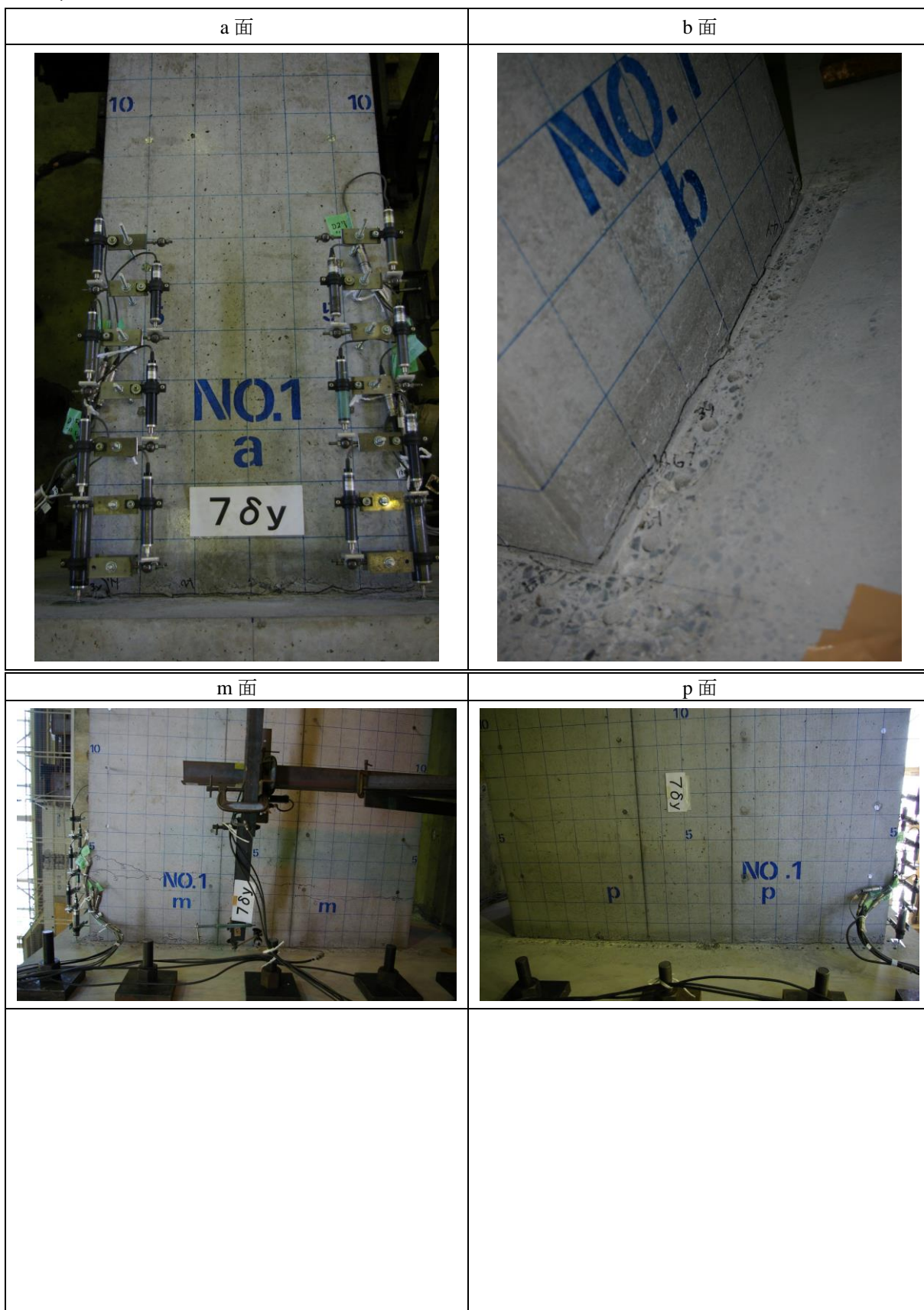
(5) $5\delta_y$



(6) $6\delta_y$

a 面	b 面
	
m 面	p 面
	

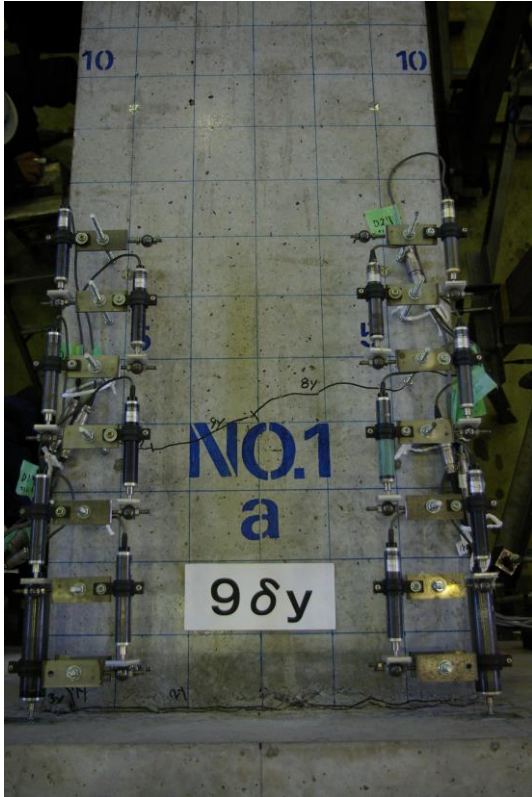

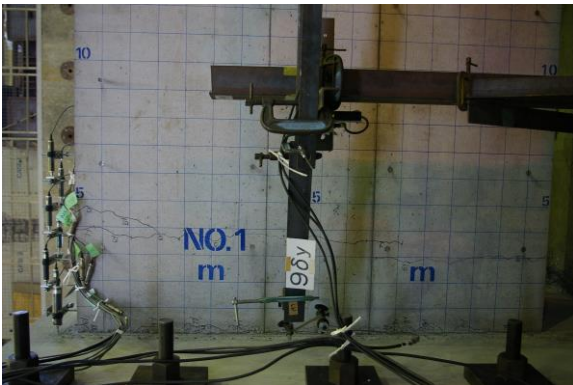

(7) $7\delta_y$



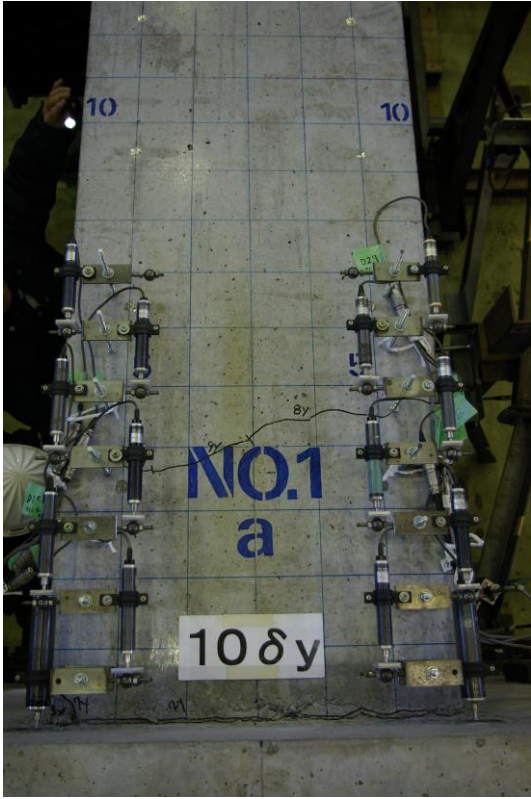

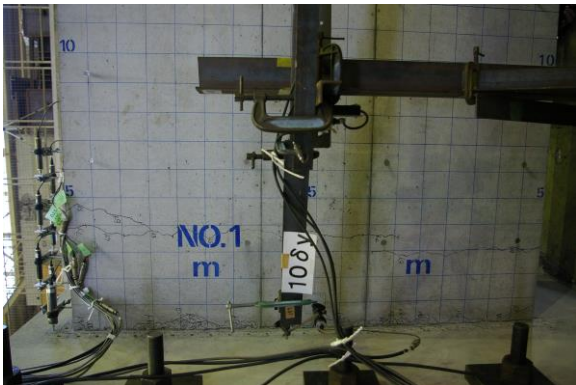

(8) $8\delta_y$



(9) $9\delta_y$

a 面	b 面
	
m 面	p 面
	

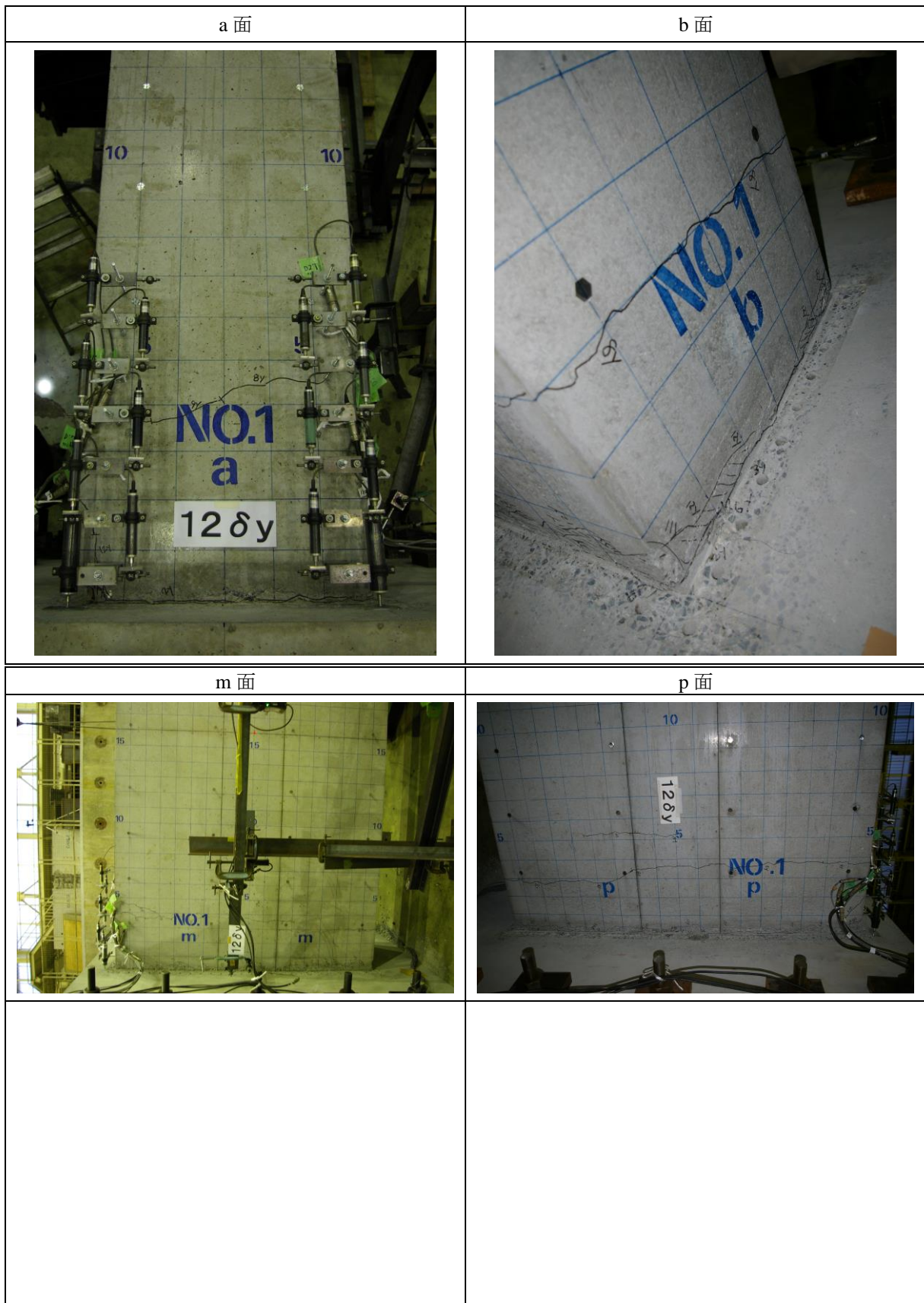
(10) $10\delta_y$

a 面	b 面
	
m 面	p 面
	

(11) $11\delta_y$

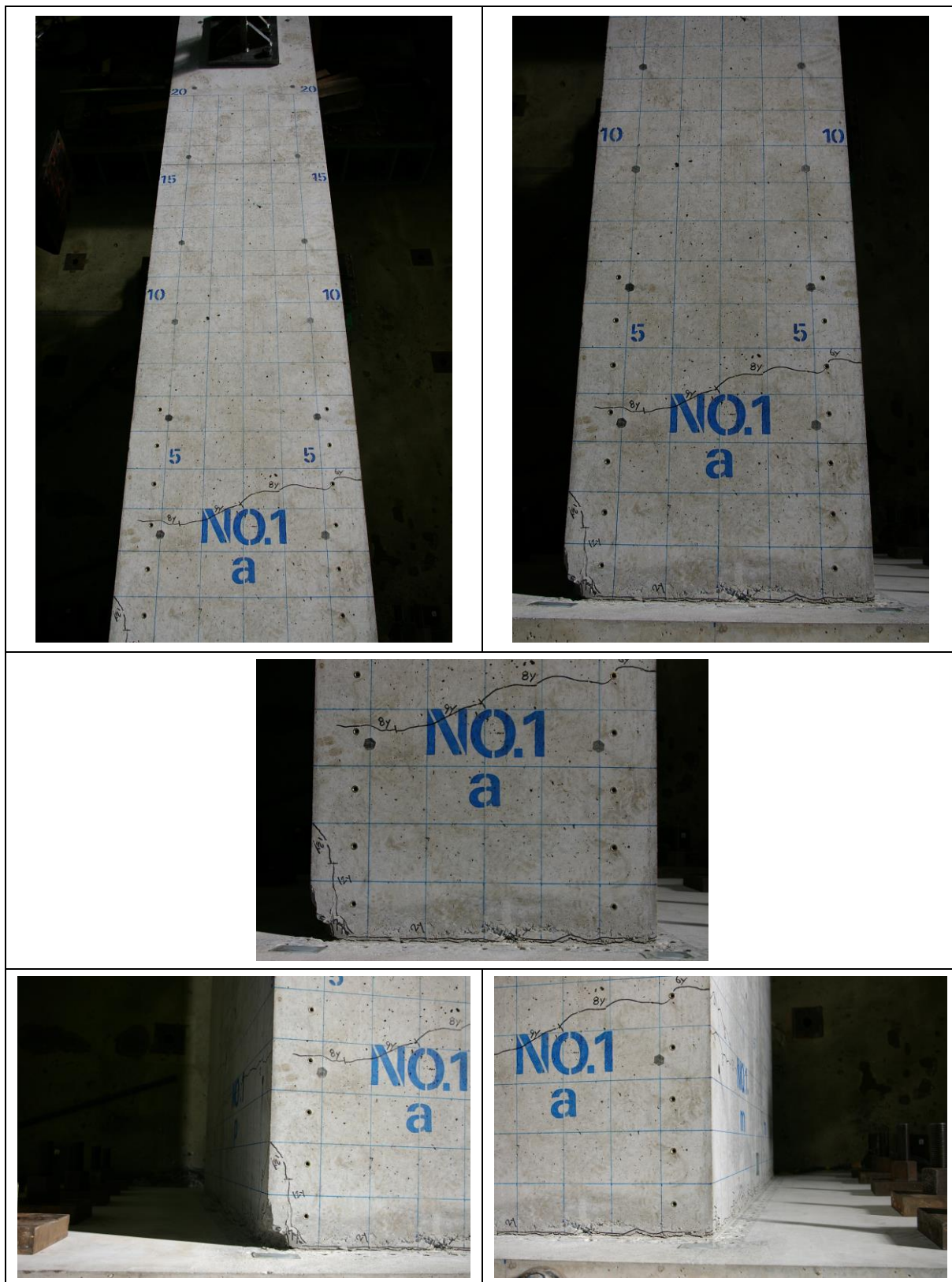


(12) $12\delta_y$



(13) 実験後

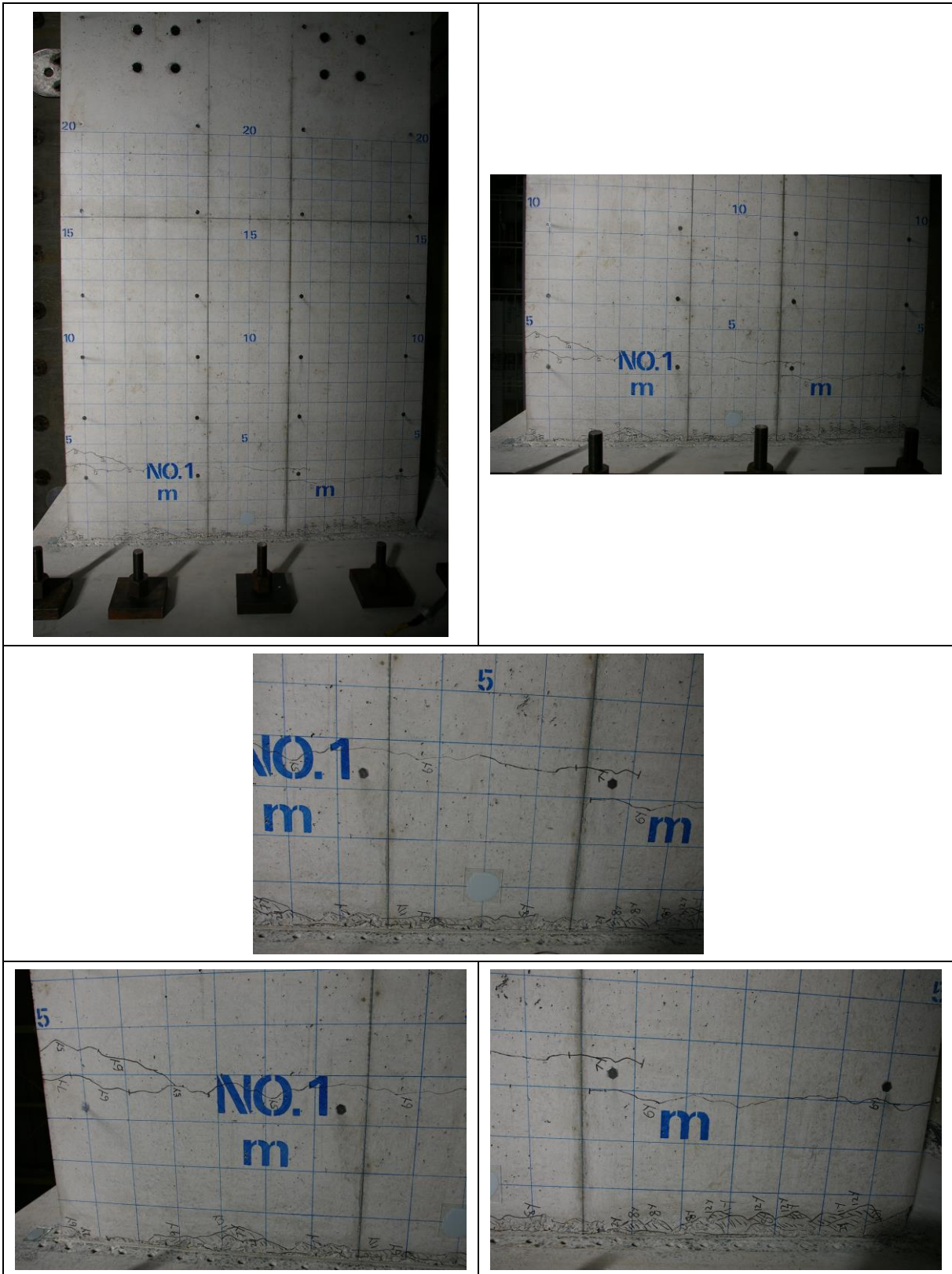
1) a面



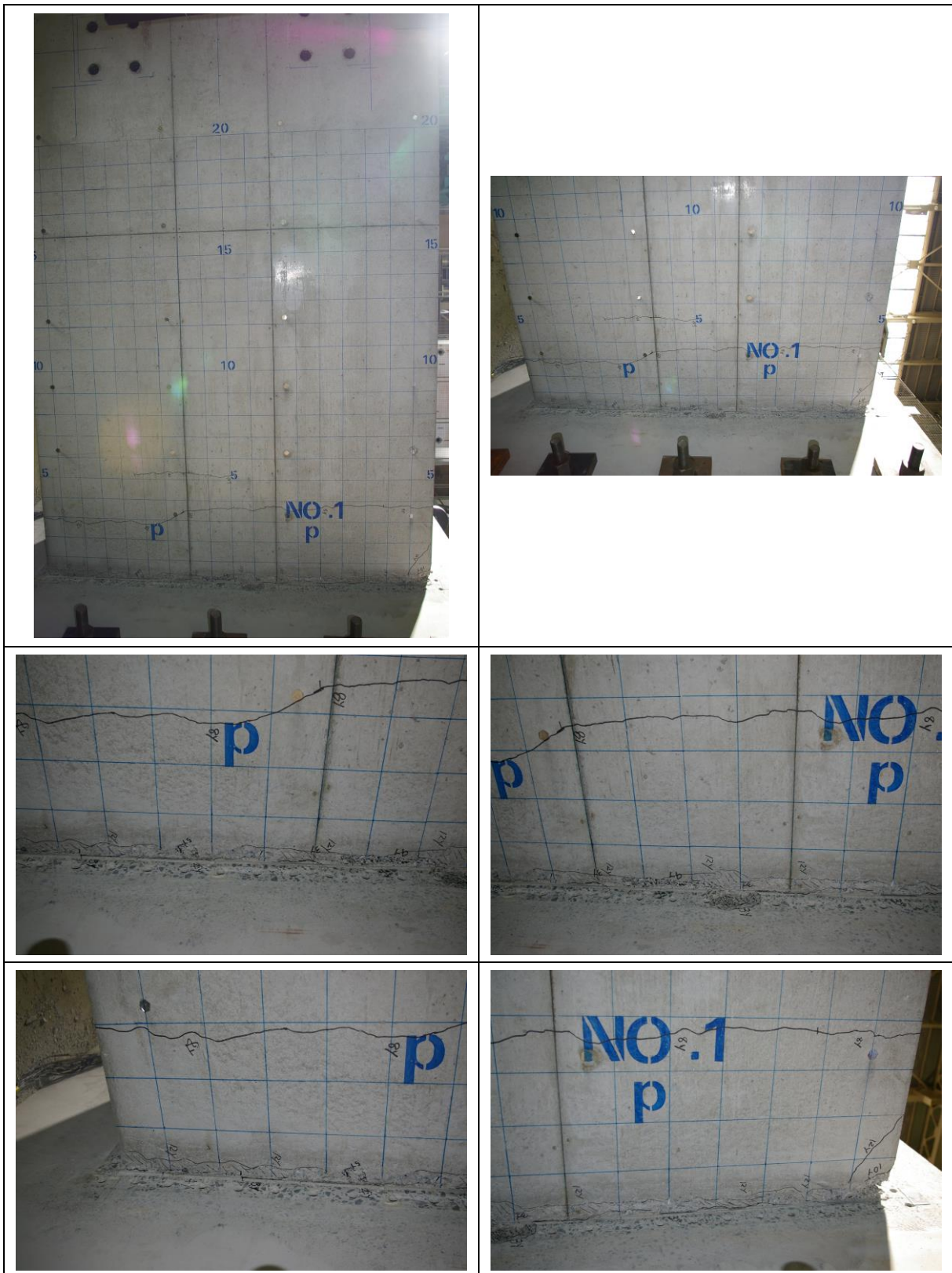
2) b 面



3) m 面



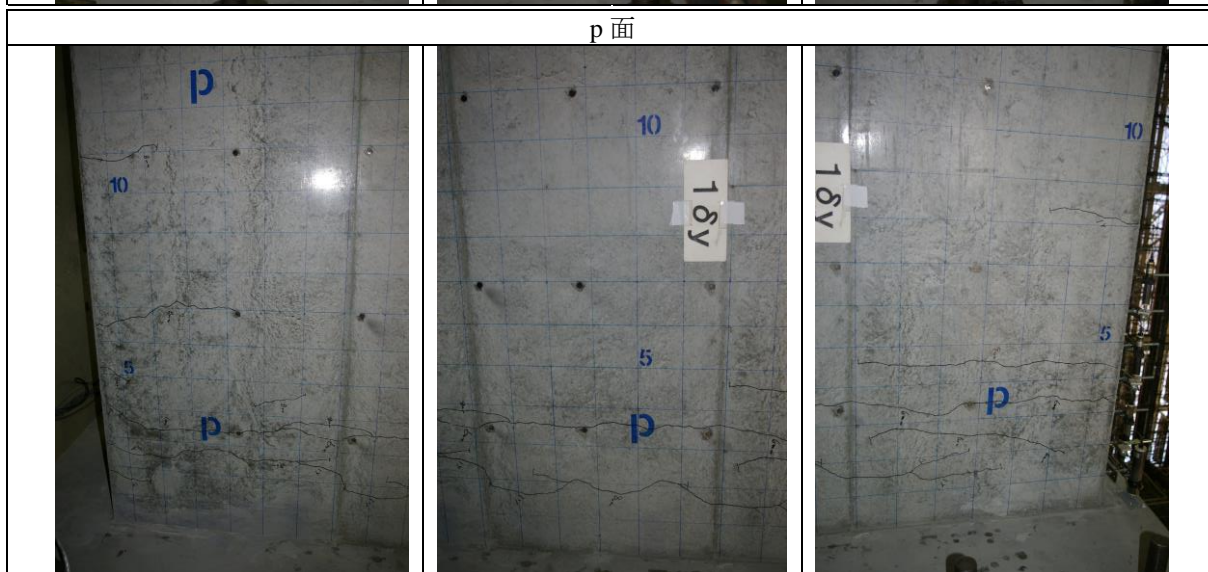
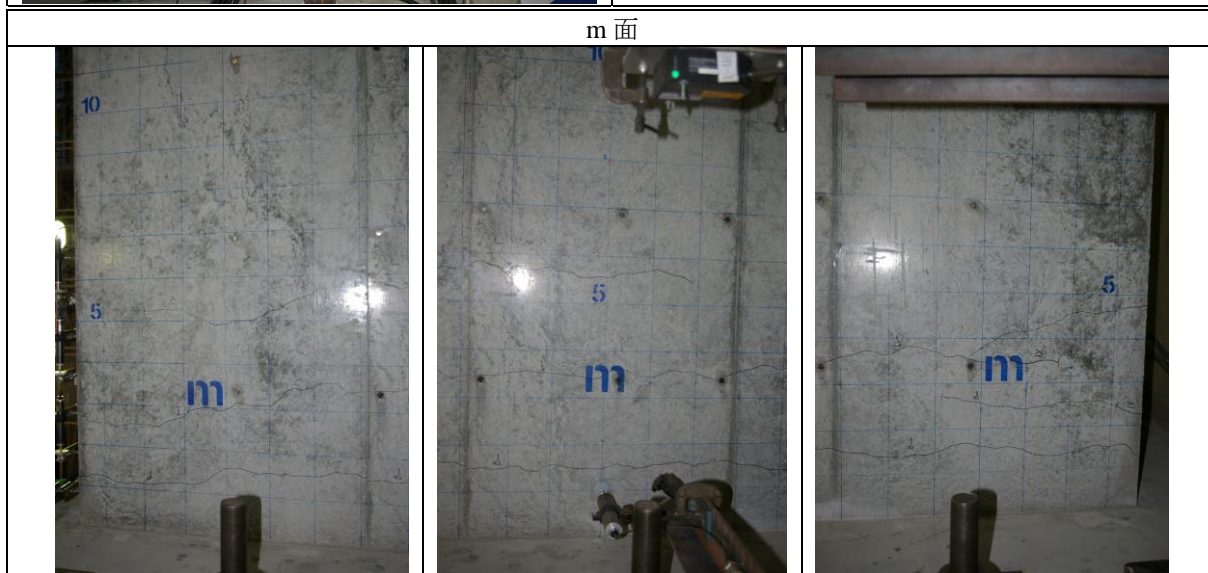
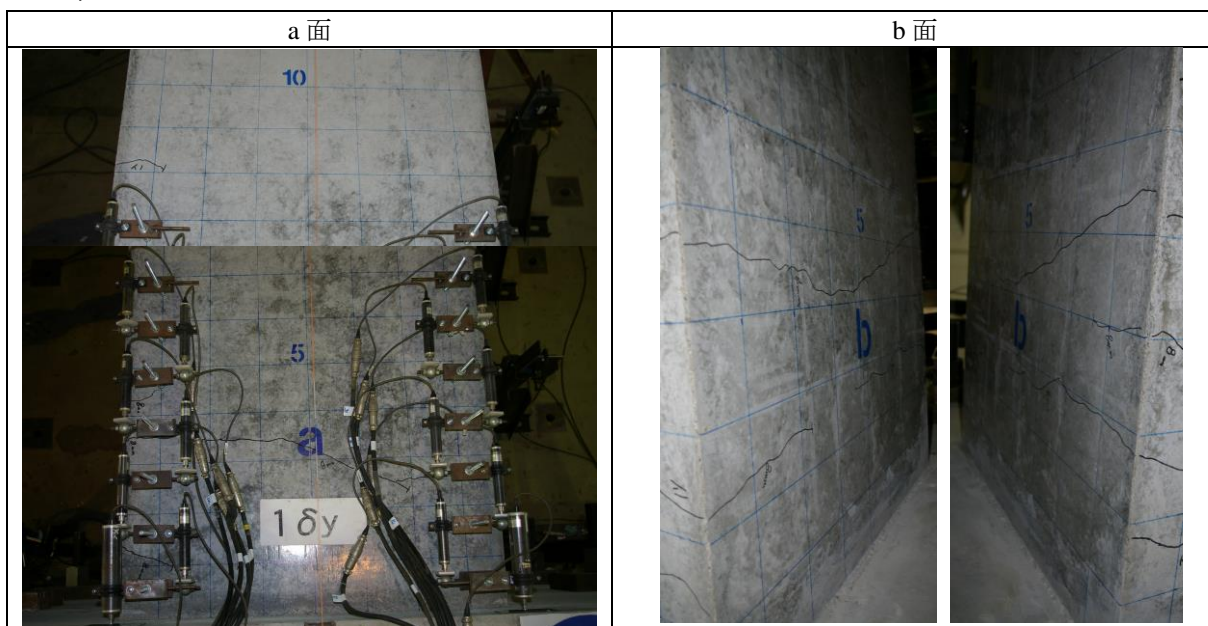
4) p 面



(2) RC 巻立て補強供試体の損傷状況

以下に RC 巻立て補強供試体の損傷状況を示す.

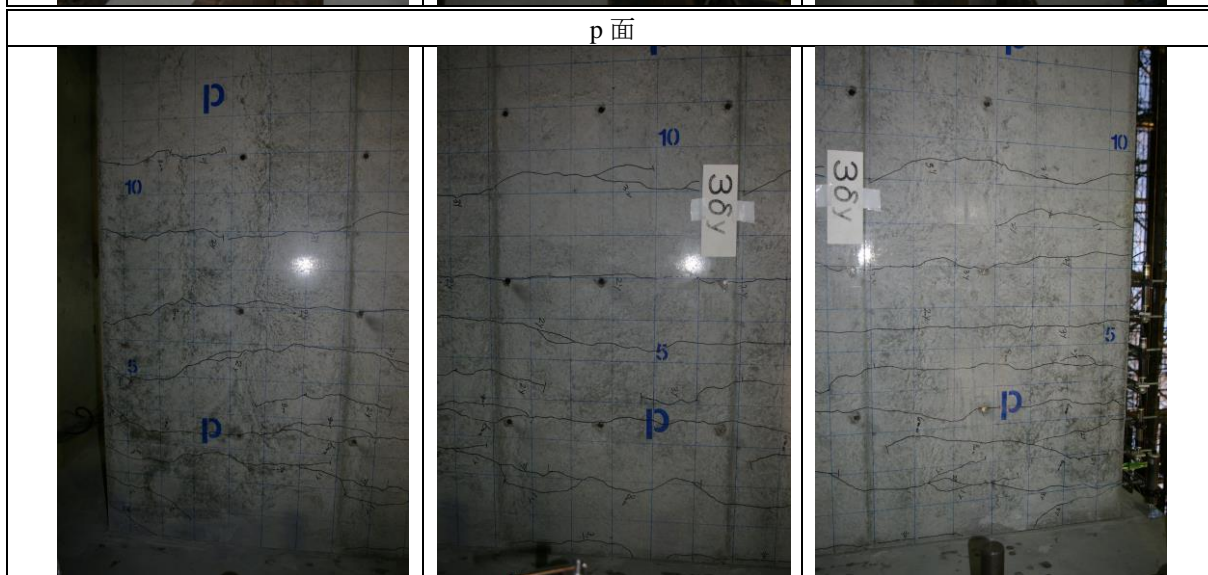
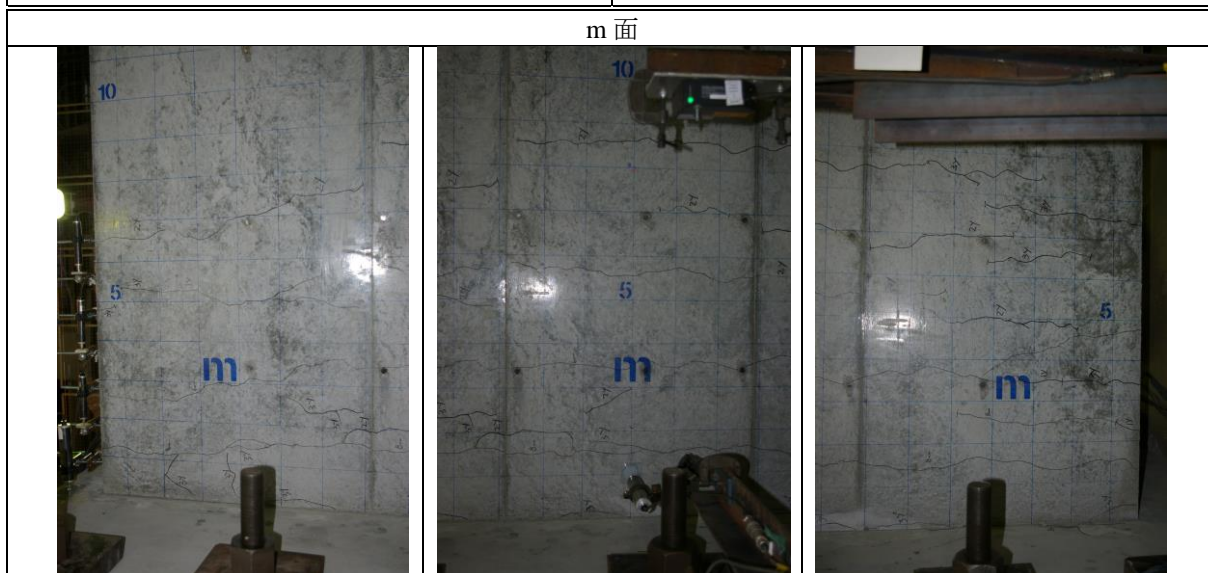
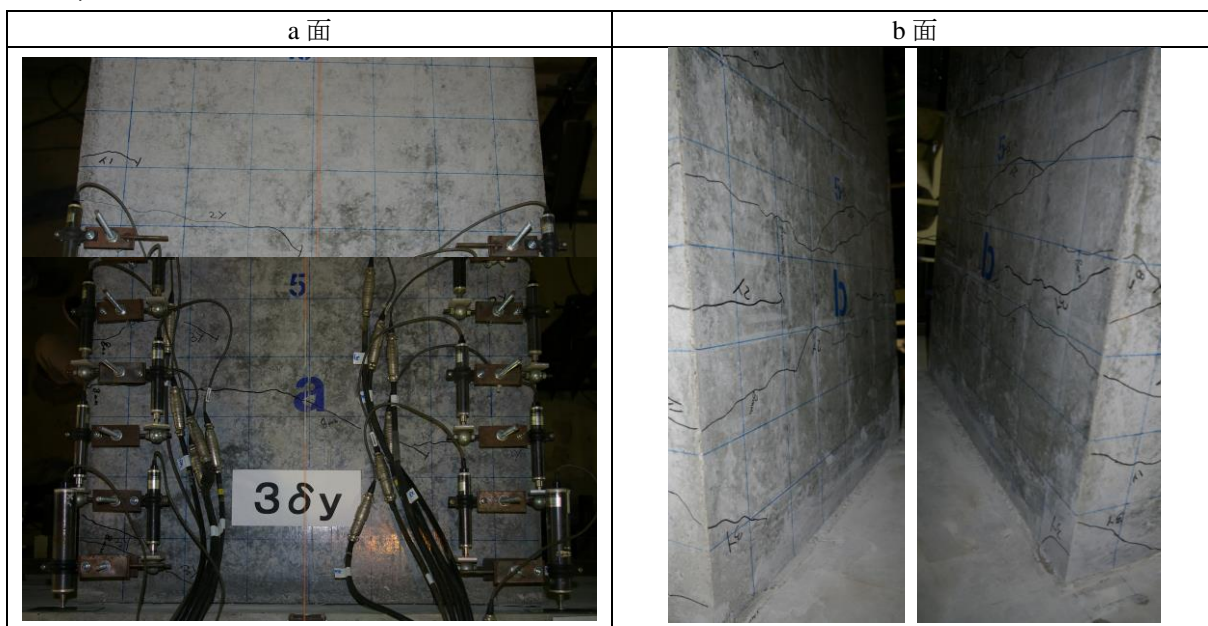
(1) $1\delta_y$



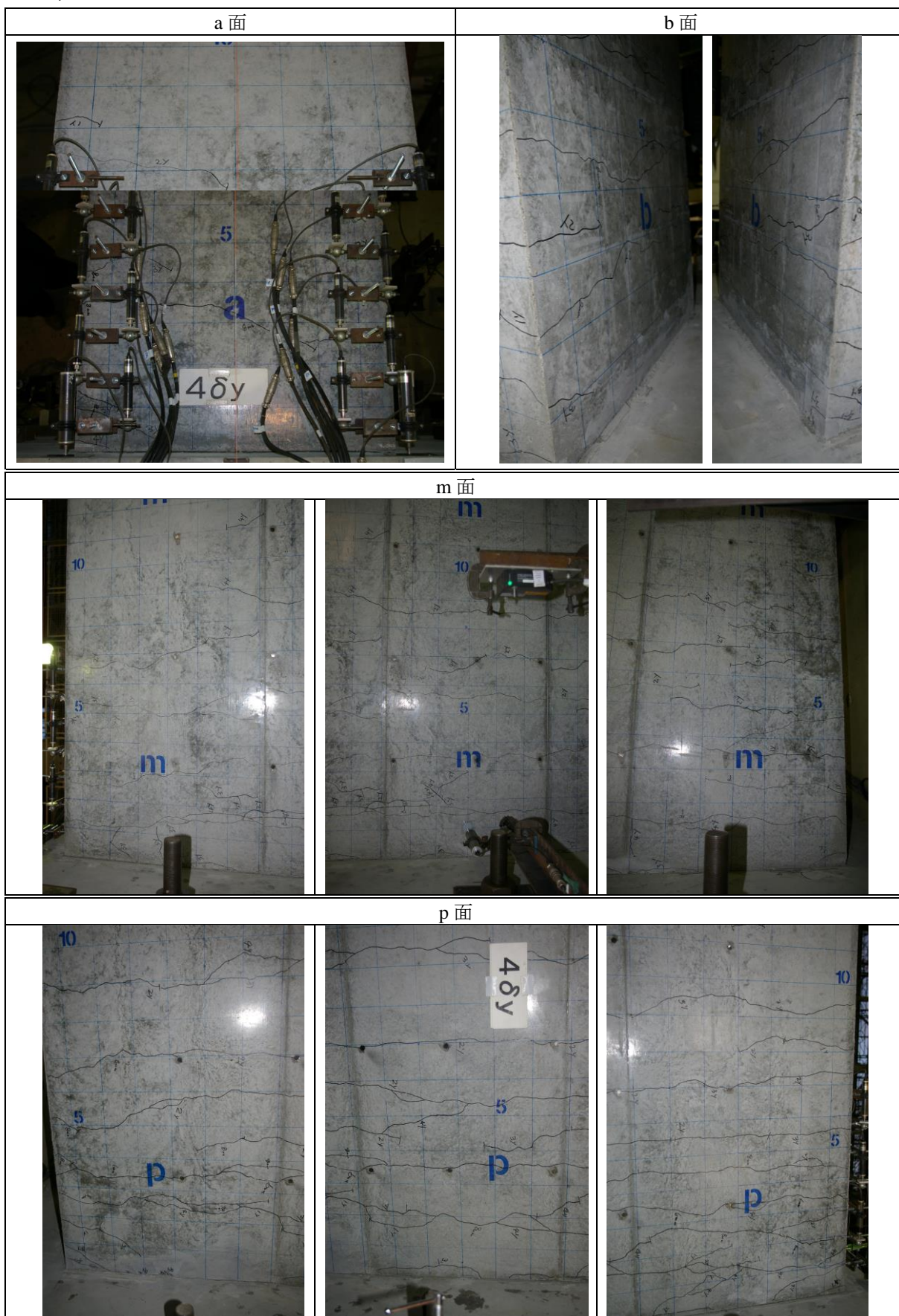
(2) $2\delta_y$



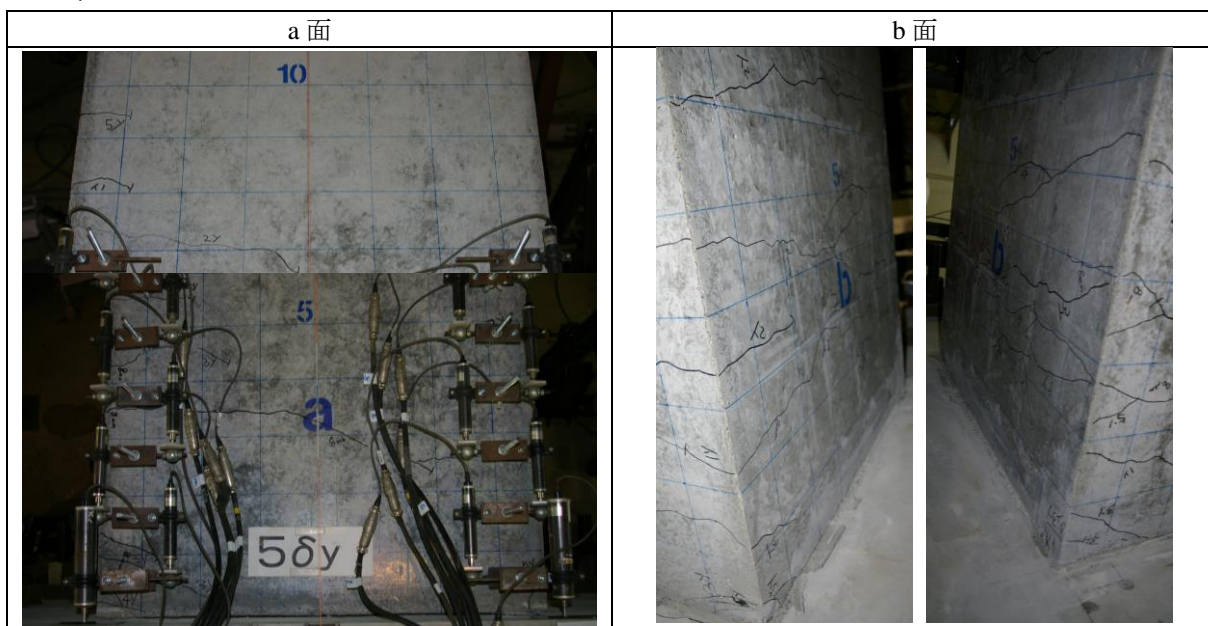
(3) $3\delta_y$



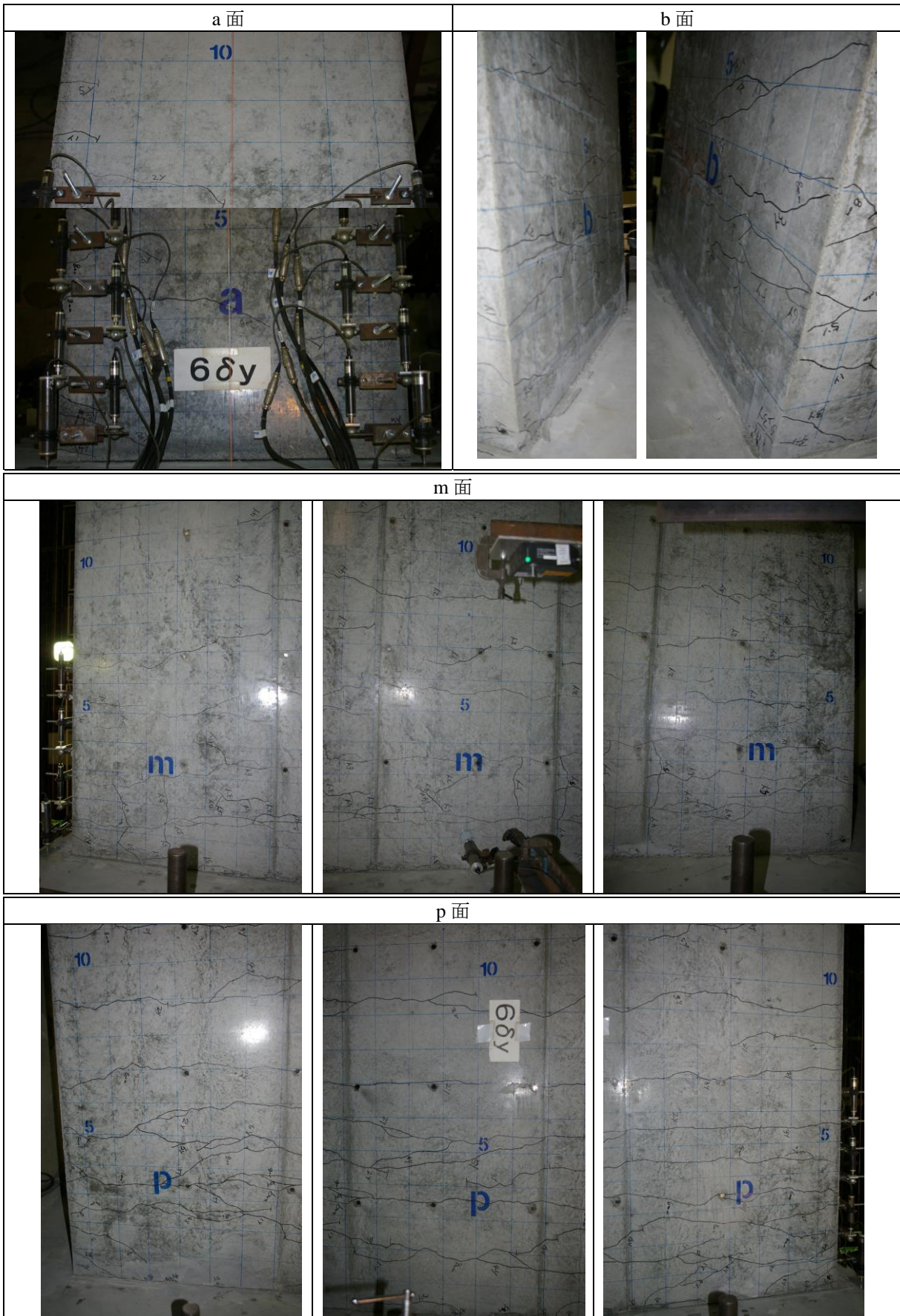
(4) $4\delta_y$



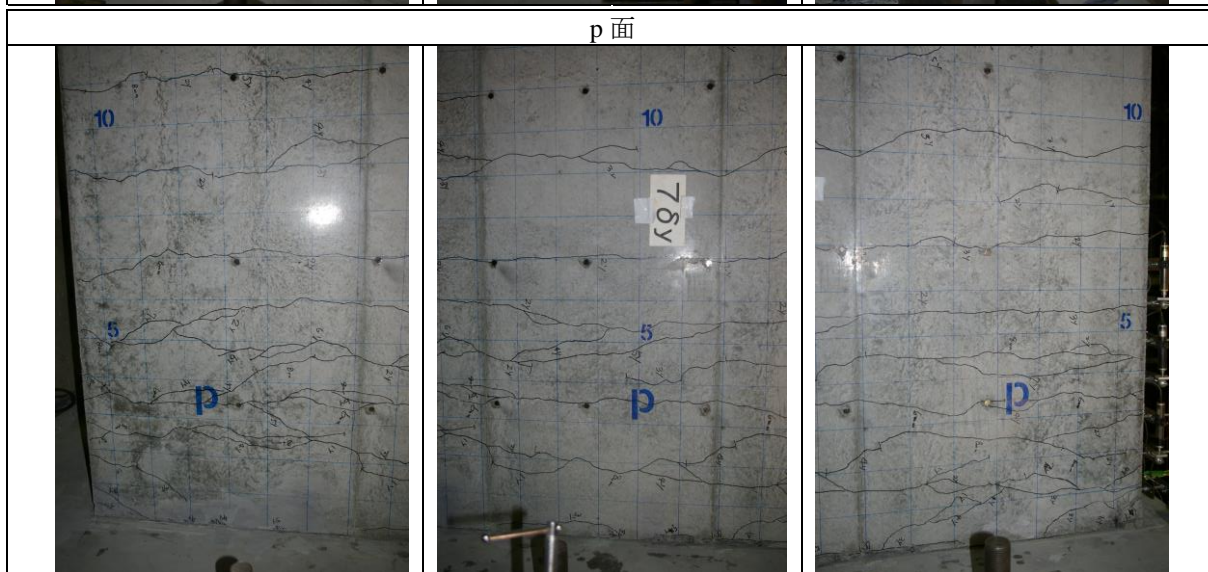
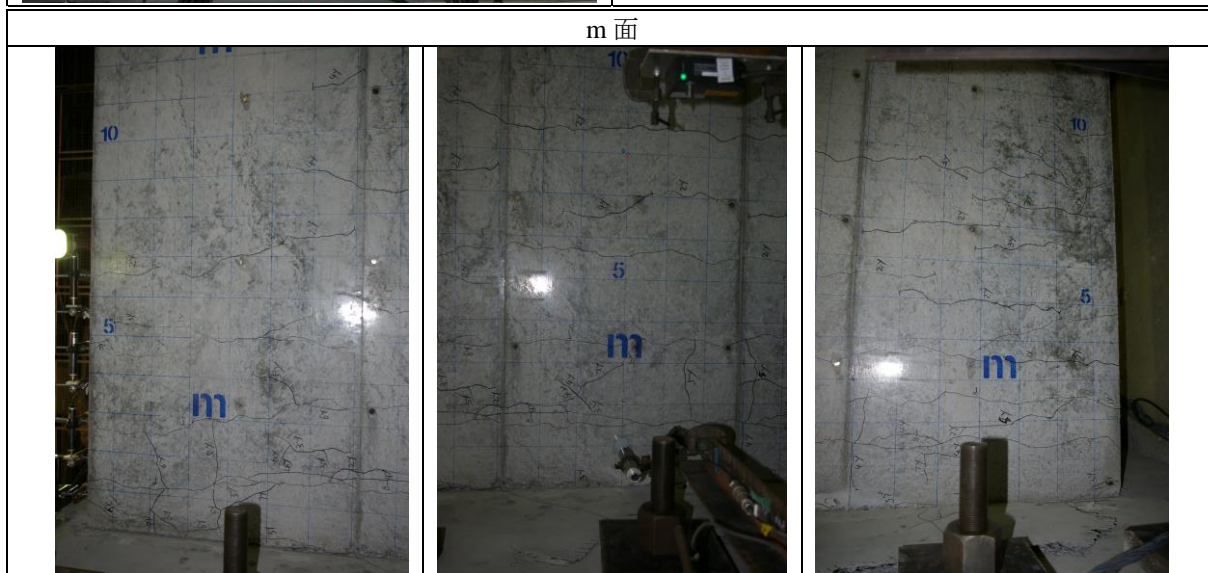
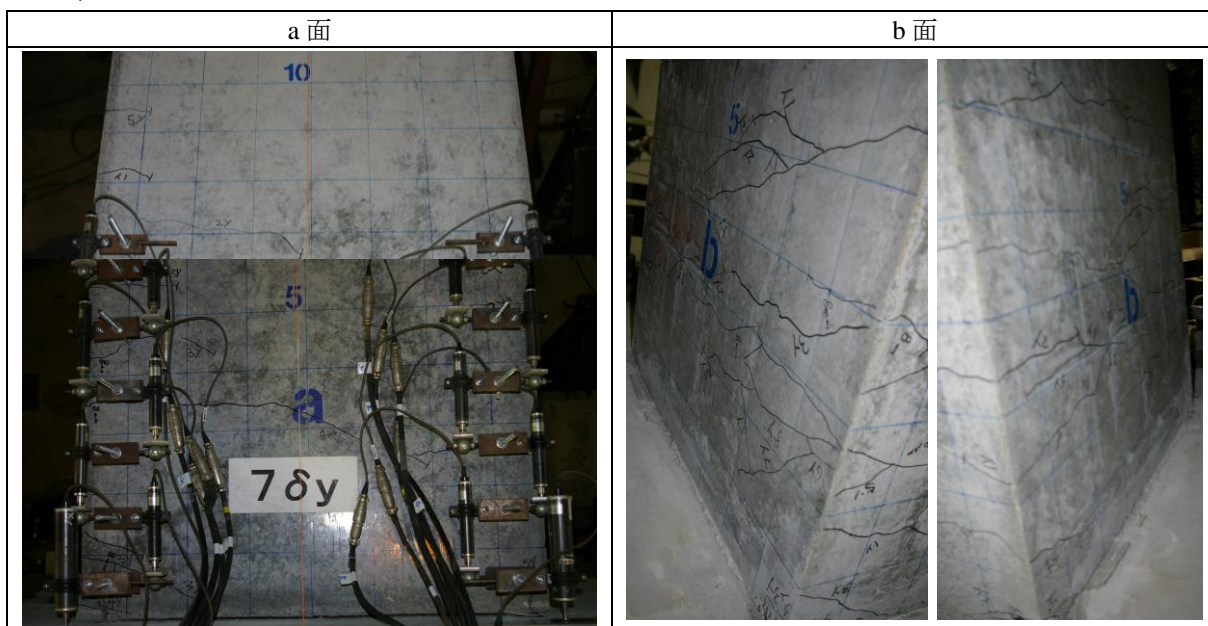
(5) $5\delta_y$



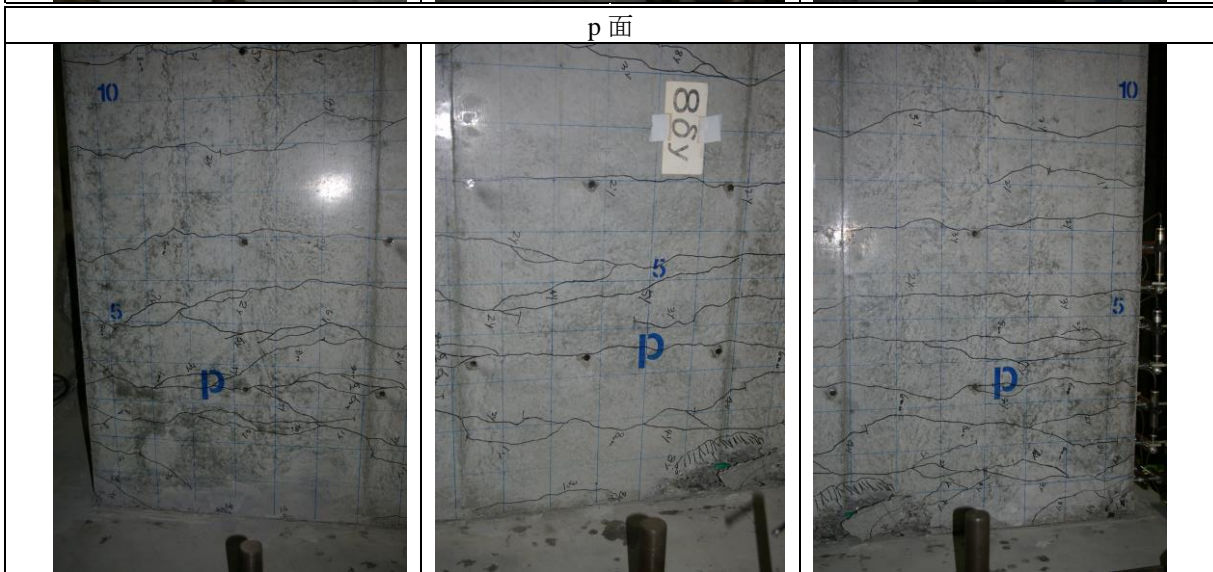
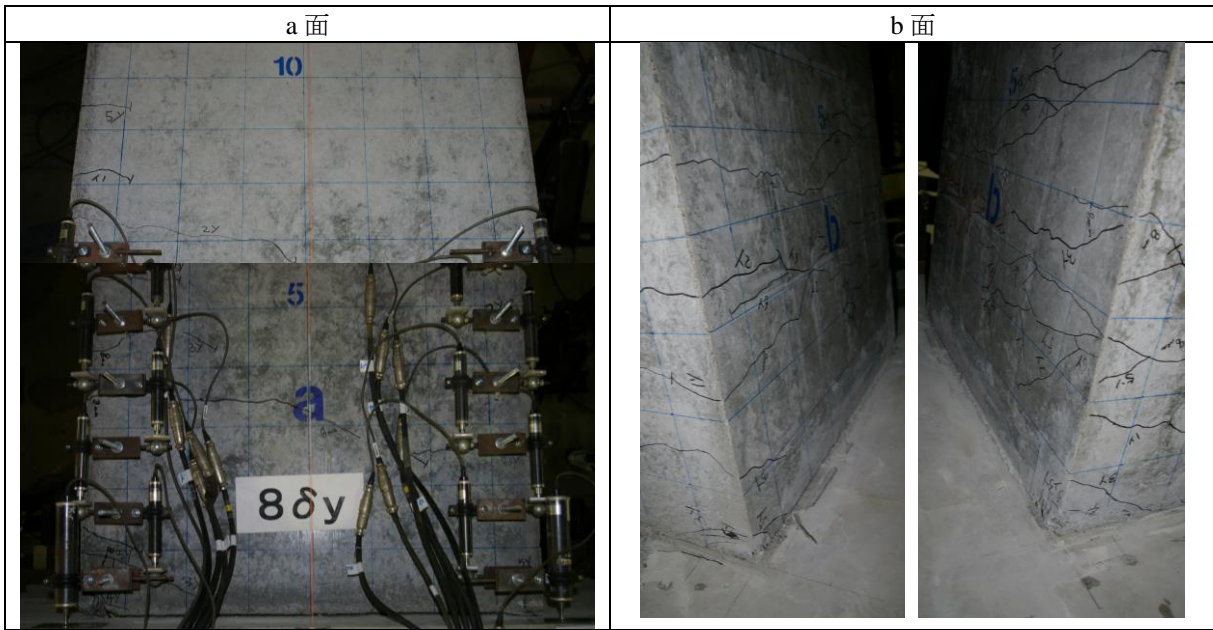
(6) $6\delta_y$



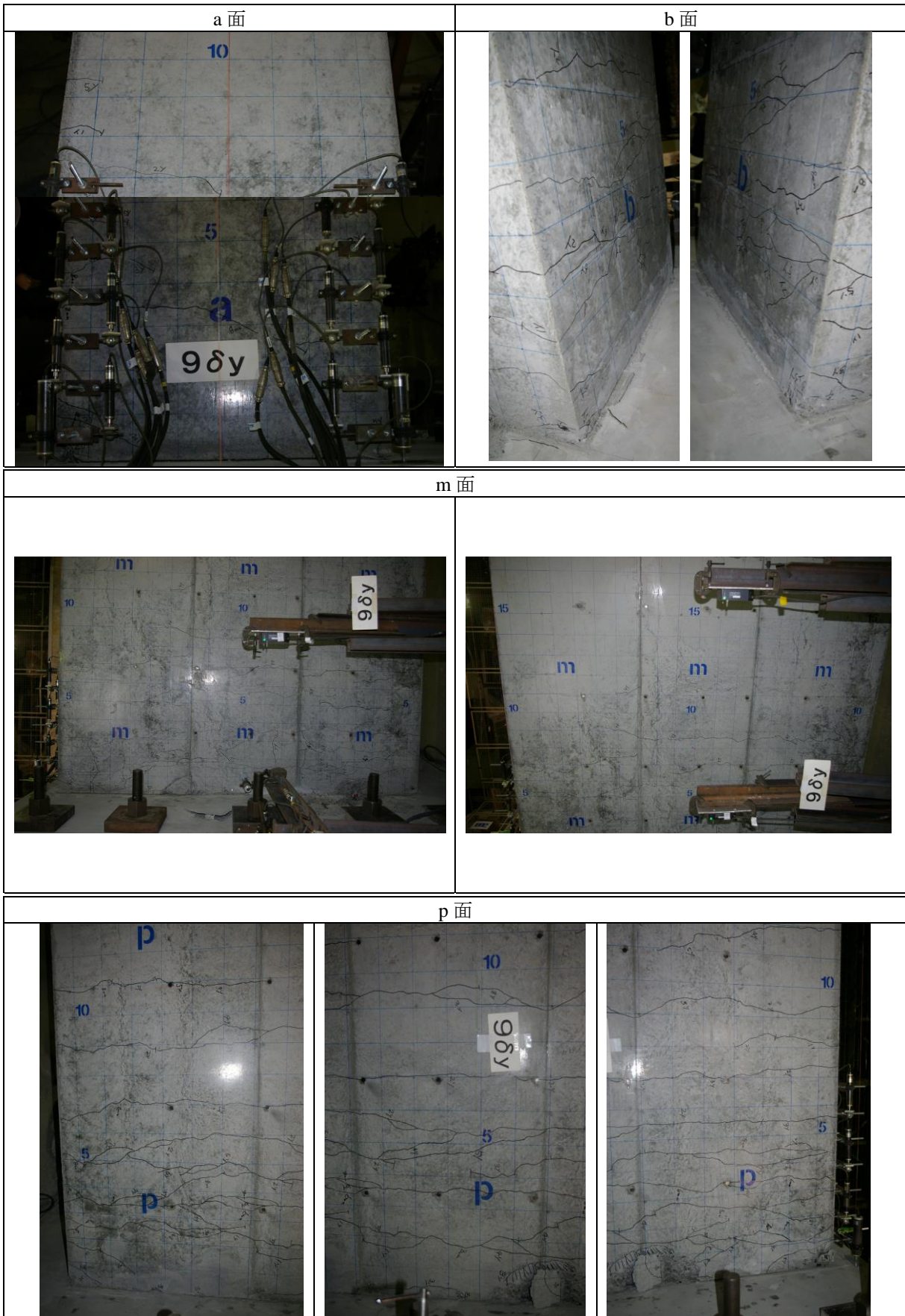
(7) $7\delta_y$



(8) $8\delta_y$

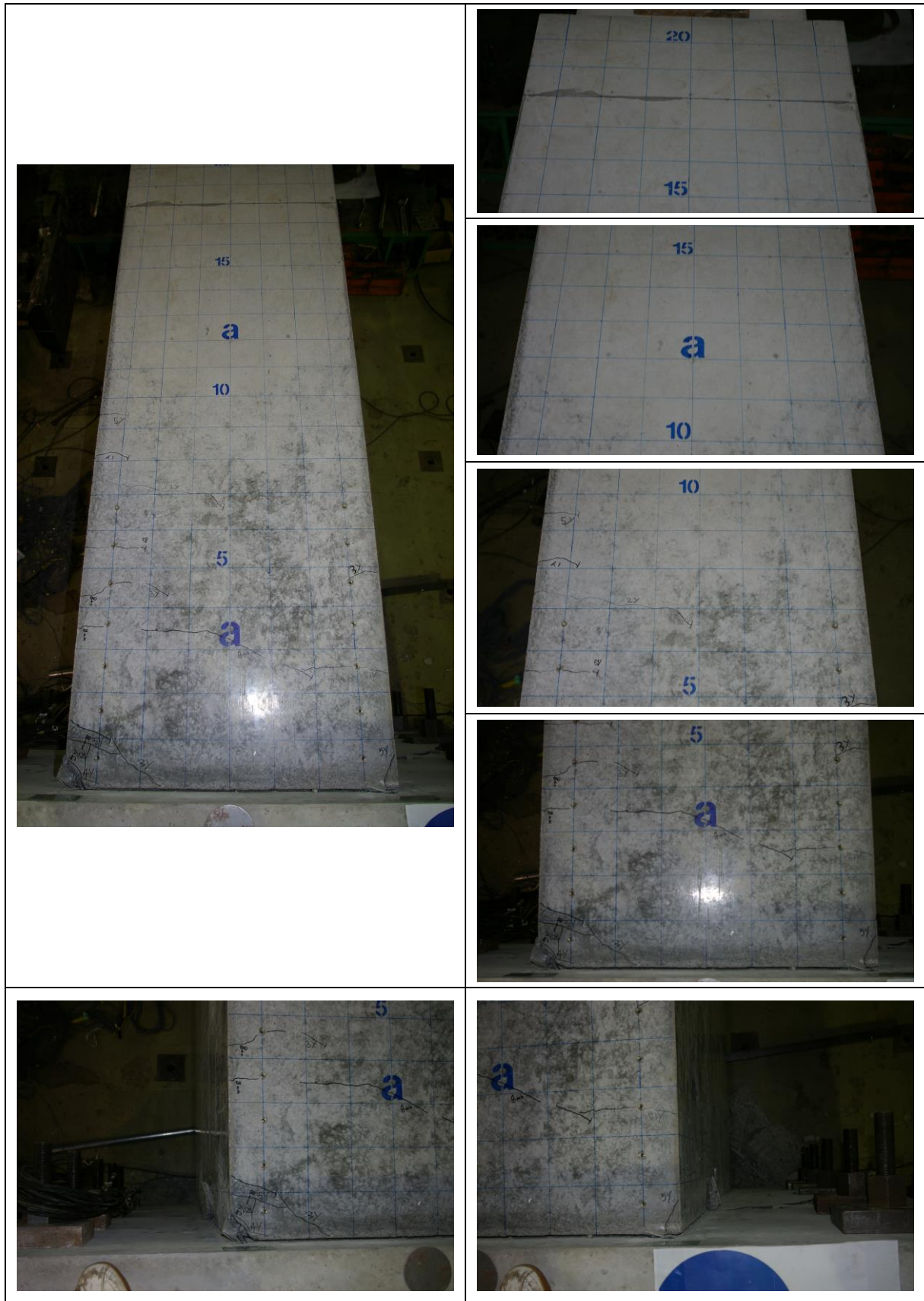


(9) $9\delta_y$

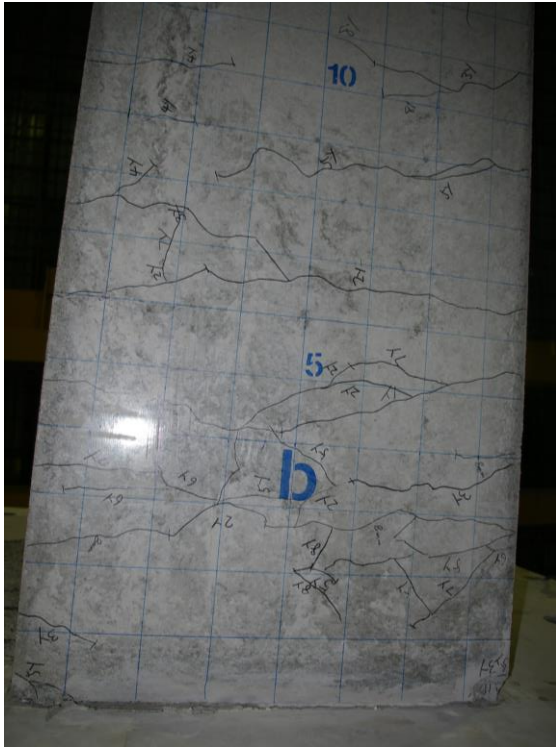
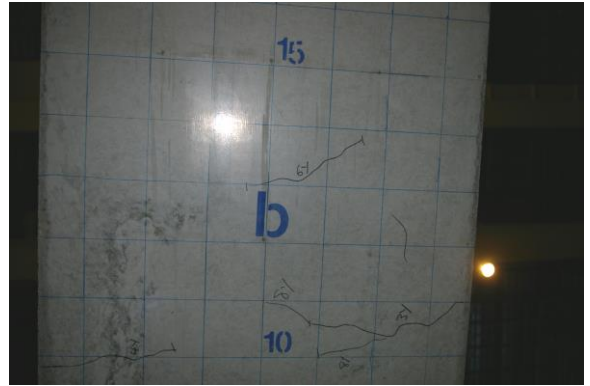


(10) 実験終了後

1) a面



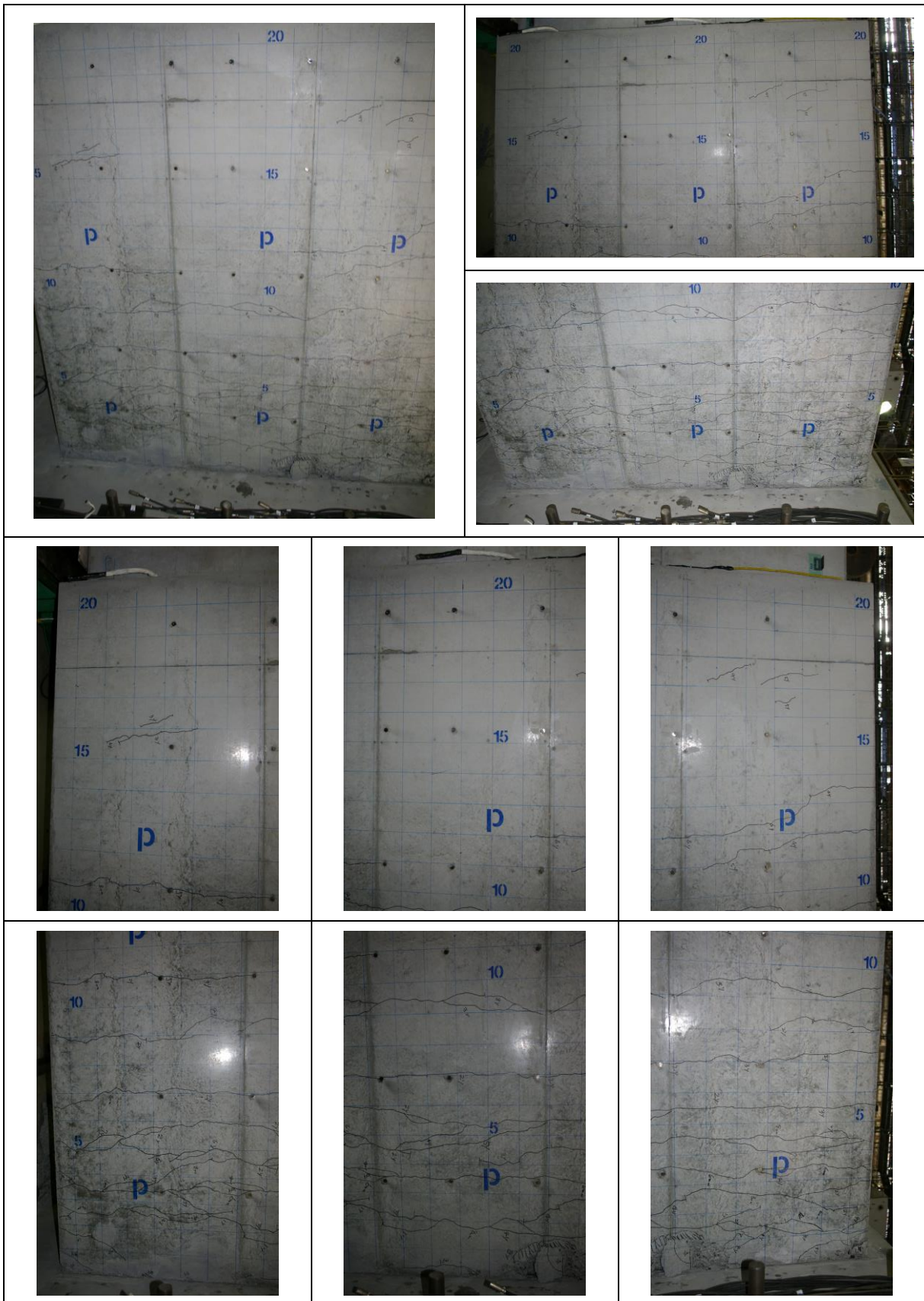
2) b 面



3) m 面



4) p 面



第3章 アラミド繊維と埋込み鉄筋による曲げ耐力補強工法

3.1 はじめに

RC 橋脚の保有水平耐力の増加を伴う耐震補強を行う場合には、一般に RC 巻立て工法や鋼板巻立て工法を適用する機会が多い。しかしながら、RC 巻立て工法は、補強後に橋脚断面寸法が増加するため、河川橋脚の場合には河積阻害率が大きくなる欠点を有している。さらに、高架橋など桁下空間を利用する場合や道路に隣接する橋脚においては、利用空間や建築限界に影響を及ぼすことが懸念される。また、補強によって橋脚の重量が増加するため、基礎への負担増が設計上の課題になる場合もある。そのため、現地条件、設計条件等の制約から、橋脚の断面寸法をできるだけ変えず耐震性能を向上させる技術が求められている。既往研究においても、断面寸法を変えずに RC 橋脚の保有水平耐力を増加させることができる耐震補強技術の開発が多く実施されている。例えば、中村ら¹⁾は鉄筋または炭素繊維を補強筋に用いた PCM 吹付けにより補強した供試体の正負交番載荷試験を実施し、補強前と比較して、補強後は保有水平耐力が増加するとともに、十分な靱性およびエネルギー吸収能力を有することを確認した。この補強方法は道路橋において実用化されているが、従来工法と比較し、工事費が割高となる場合があることも指摘されている。また、篠崎ら²⁾はアラミド繊維ロッドを用い、RC 橋脚基部を曲げ補強し、ロッド埋込み部を覆うようにアラミド繊維シートを巻き付けた柱模型供試体において正負交番載荷試験を実施しているが、補強後の模型供試体は補強前と比較して耐力は増加するものの、じん性は若干劣っている。

以上の背景を踏まえ、RC 橋脚の断面寸法を変えずに橋脚の耐力および変形性能の両方を向上させ、かつ経済的な耐震補強工法の開発を目的として、軸方向鉄筋比が小さい既設 RC 橋脚において、保有水平耐力の増加を伴う耐震補強を行う場合を想定し、橋脚のかぶり部に設けた溝切り部に耐震補強用の軸方向鉄筋（以下、本章では「耐震補強鉄筋」と記す）を埋込み配置し、これを覆うようにアラミド繊維シートを用いて巻き立てた小型 RC 橋脚供試体による正負交番載荷試験を実施し、その耐震性能を評価した。さらに、正負交番載荷試験の結果より、本補強方法を適用した場合の軸方向鉄筋の低サイクル疲労破断に着目した終局変位の設定方法について検討を行った。

3. 2 工法概要

図-3.2.1には検討を行った工法の概要図を示している。本工法は、RC橋脚の断面寸法を変えずに橋脚の耐力および変形性能の両方を向上させ、かつ経済的な耐震補強工法の開発を目的として検討したものであり、現行の設計基準に基づいて設計される一般的なRC橋脚と比較して軸方向鉄筋比がかなり小さいRC橋脚において、保有水平耐力の増加を伴う耐震補強を行う場合を想定し、橋脚のかぶり部に設けた溝切り部に耐震補強鉄筋を埋込み配置し、これを覆うようにアラミド繊維シートを用いて巻き立てる補強工法である。

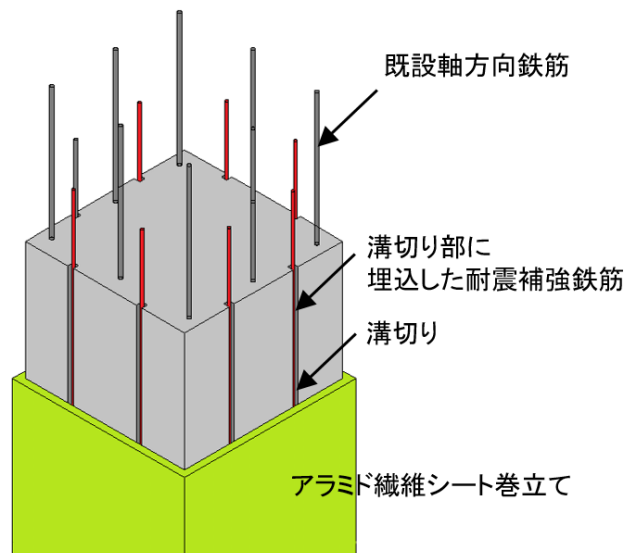


図-3.2.1 埋込み鉄筋とアラミド繊維シートによる補強工法の概要図

3. 3 技術評価の課題と検討項目

提案の補強方法における耐震補強鉄筋は、かぶり部に設けた溝切り部に埋込み配置しているため、帯鉄筋よりも外側に位置しており通常の RC 橋脚とは異なる構造となる。よって、提案の補強方法においてもアラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領（案）³⁾（以下、要領）におけるアラミド繊維シートの拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説⁴⁾に基づいた設計を行うことで、保有水平耐力および変形性能の向上を図ることができることを確認することとした。

なお、提案の補強方法における耐震補強鉄筋はコンクリートによるかぶりをほとんど有さず、また帯鉄筋によって巻かれておらず、アラミド繊維シートで巻立てを行っているため、軸方向鉄筋のはらみ出しに対して通常の RC 橋脚とは拘束効果が異なることが考えられる。よって、提案の補強方法における軸方向鉄筋のはらみ出し拘束に及ぼすアラミド繊維シート張力やかぶり厚の影響について数値解析的に検討を行い、実験結果と比較することで評価を行うこととした。

3. 4 橋脚模型の正負交番載荷実験

3. 4. 1 実験概要

(1) 実験ケース

本実験では、既設橋脚への耐震補強効果に影響を与えると考えられる耐震補強鉄筋量およびアラミド繊維シートの材料特性を検討パラメータとし、表-3. 4. 1 に示している 3 ケースについて検討を行った。

耐震補強鉄筋量については、補強後の耐力が補強前の約 1.5 倍程度となるように設定した D10-8 本のケースを基本ケースとし、本数を変えず鉄筋径を 1 ランク大きくした D13-8 本のケースを設定した。

アラミド繊維シートについては、一般的な RC 部材のじん性補強に有用とされる⁵⁾ 低弾性・高強度タイプおよび比較対象として、高弾性・低強度タイプの 2 種類のシートを用いた。

供試体名は、基準となる供試体を R 基準供試体、耐震補強鉄筋を埋込み配置し、さらにアラミド繊維シート巻立てを施した供試体を AF 補強供試体とし、用いたアラミド繊維シートの材料特性（高弾性・低強度タイプ：アラミド 1，低弾性・高強度タイプ：アラミド 2）に応じてそれぞれ 1，2 を付して区別している。また、AF 補強供試体には耐震補強鉄筋径を付している。

なお、R 基準供試体および AF1-D10 補強供試体については、共同研究の期間外で行われたものであるが、本報告書では比較のために、その試験結果を参照している。

表-3.4.1 実験ケース

供試体記号		基準供試体	補強供試体	
		R	AF1-D10	AF2-D10
既設鉄筋	軸方向鉄筋	8-D13		
	帯鉄筋	D10 ctc 250		
耐震補強鉄筋（軸方向）		—	8-D10	8-D13
軸方向鉄筋比 p_t		0.28 %	0.44 %	0.56 %
帯鉄筋比 p_w		0.095 %		
横拘束筋の体積比 ρ_s		0.22 %		
アラミド繊維 シート	種類	—	アラミド1	アラミド2
	目付量	—	280 g/m ²	350 g/m ²
	層数	—	1層	1層
	設計厚	—	0.193 mm	0.252 mm
	体積比 ρ_{AF}	—	0.13 %	0.17 %

(2) 供試体諸元

基準供試体である R 基準供試体は、異形鉄筋を用いた RC 橋脚で、かつ現行の設計基準と比較して軸方向鉄筋比が小さい昭和 47 年指針⁶⁾に準拠して設計された橋脚を想定して製作した。その詳細は、軸方向鉄筋比を 0.3%程度、曲げせん断耐力比を 2 程度として、震度法に基づいて試設計を行い、載荷試験装置の能力を考慮して 1/4 の縮尺模型としたものである。

AF1-D10 および AF2-D10 補強供試体は、アラミド繊維シート種類の材料特性の差異による耐震補強効果への影響を確認するため、高弾性・低強度シート（アラミド 1）および低弾性・高強度シート（アラミド 2）のシートを用いた供試体である。耐震補強鉄筋は橋脚全体の耐力を向上させるために耐震補強鉄筋をフーチングに定着し、補強後の耐力が補強前の約 1.5 倍程度となるように、要領³⁾におけるアラミド繊維シートの拘束効果を考慮したコンクリートの応力ひずみ関係を用いて、道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説⁴⁾（以下、H14 道示）に基づいて設計計算を行い、耐震補強鉄筋の配筋量およびアラミド繊維シートの巻立て量を決定した。要領³⁾によれば、アラミド繊維シートの巻立てによりコンクリートが拘束されることにより、コンクリートの終局ひずみを大きく評価することができる。しかしながら、拘束効果を過度に高めた場合、H14 道示で終局状態と規定しているコンクリートの圧壊よりも軸方向鉄筋の破断が先行してしまうことが考えられる。本補強方法では、コンクリートの圧壊が終局状態となるようにアラミド繊維シート量を決定した。AF2-D13 補強供試体は、耐震補強鉄筋量の差異による耐震補強効果への影響を確認するため、AF2-D10 補強供試体から鉄筋径を 1 ランク大きくした供試体である。

図-3.4.1 および図-3.4.2 には R 基準供試体および AF 補強供試体の形状と配筋図を示している。柱部の断面寸法は□600×600 mm、柱高さは 1,800 mm である。耐震補強鉄筋は、D10 または D13 を柱各面に 2 本ずつ配筋した。それらは、供試体製作時にあらかじめ設けたかぶり部の矩形断面（20mm×20mm（AF1/AF2-D10 補強供試体）、または 25mm×25mm（AF2-D13 補強供試体））の溝切り部およびフーチング部の円形断面（φ26mm（AF1/AF2-D10 補強供試体）、または φ38mm（AF2-D13 補強供試体））箱抜き部に配置し、エポキシ樹脂により固定した。耐震補強鉄筋の長さは、耐震補強鉄筋の上端位置が段落とし断面にならないように、段落としに対する照査結果に基づき柱部は基部から高さ 1,200 mm（AF1/AF2-D10 補強供試体）または 1,500 mm（AF2-D13 補強供試体）、また、道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説⁷⁾に準拠した定着長に関する照査結果に基づきフーチング部は基部から深さ 400 mm（AF1/AF2-D10 補強供試体）または 520 mm（AF2-D13 補強供試体）とした。

アラミド繊維シートは、材料特性の差異による拘束効果への影響を確認する目的で、高弾性・低強度シート（アラミド 1）と低弾性・高強度シート（アラミド 2）の 2 タイプを用いた。AF1 補強供試体には目付量 280g/m²（アラミド 1）、AF2 補強供試体には目付量 350g/m²（アラミド 2）のアラミド繊維シート（共に幅 500 mm）を使用し、柱基部から 1,200 mm（AF1/AF2-D10 補強供試体）または 1,500 mm（AF2-D13 補強供試体）の高さまで柱の周方向に 1 層巻き付けることとした。下地処理としてコンクリート表面のサンダーケレンおよび面取りを施し、エポキシ系プライマーを塗布して指触硬化状態を

確認した後、エポキシ系含浸接着樹脂を用いてアラミド繊維シートを接着した。アラミド繊維シートの周方向ラップ長は 200 mm とし、载荷方向に平行な L 面および R 面の交互にラップ位置を設けた。

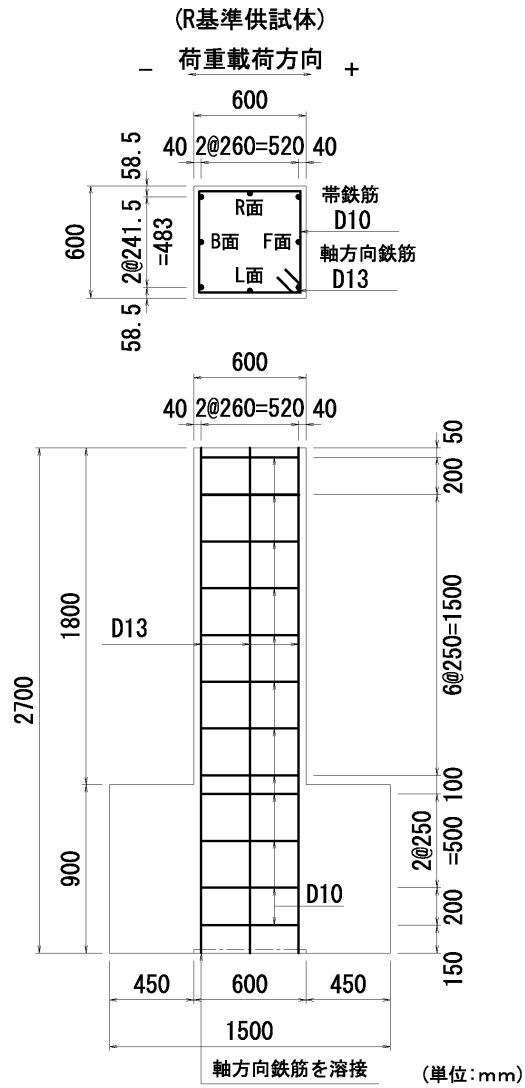
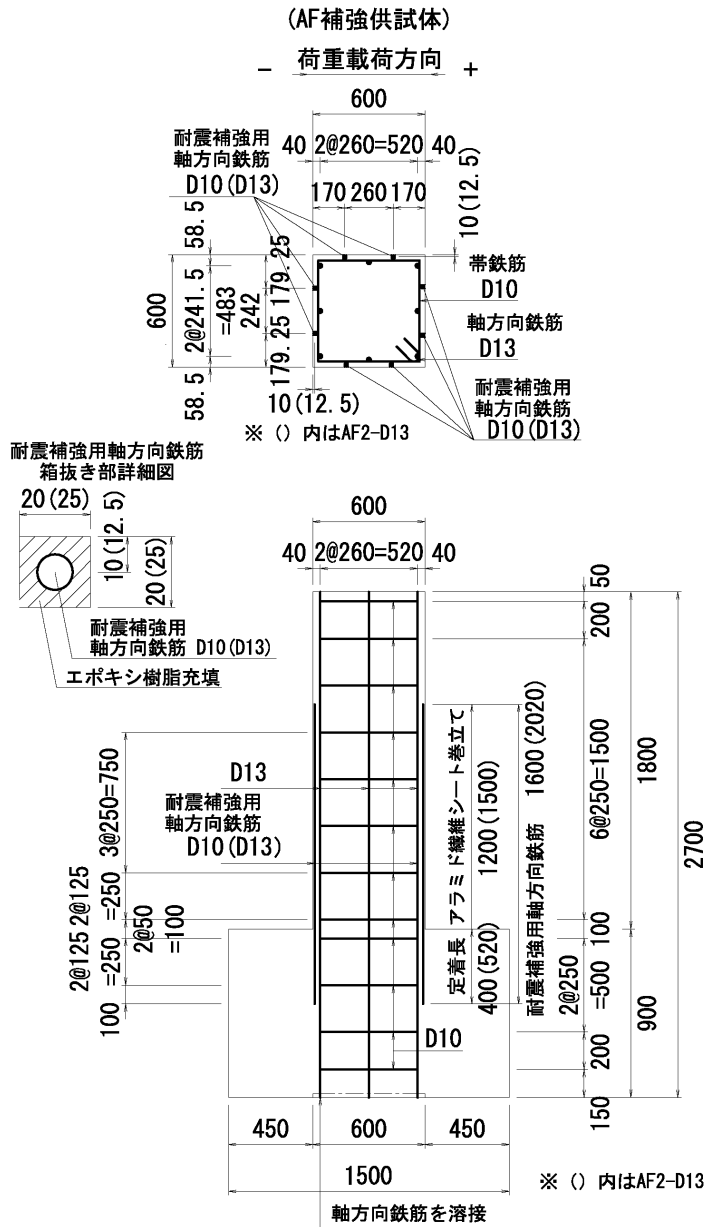


図-3.4.1 供試体形状および配筋図 (R 基準供試体)



(単位 : mm)

図-3.4.2 供試体形状および配筋図 (AF 補強供試体)

(3) 実験方法

写真-3.4.1 および図-3.4.3には、荷重装置および供試体の設置状況を示している。供試体はフーチングを床に固定し、柱天端に設置したピン支承中心部（柱基部から高さ 2,105 mm）に水平方向ジャッキを用いて交番荷重を荷重した。上部工重量を想定した鉛直荷重は、180 kN（応力換算で 0.5 N/mm^2 ）であり、正負交番荷重中は一定に保つように制御し、柱部天端にピン支承を介して荷重している。供試体のせん断スパン比は 3.8 である。

正負交番荷重は図-3.4.4に示すように変位制御に基づいて行っている。その具体は、まず初めに設計計算上の鉄筋の曲げ降伏耐力の 50 %の水平荷重を 1 サイクル荷重して柱基部のコンクリートにひび割れを導入する。次いで、水平力荷重点位置での基準水平変位 δ_y の整数倍を順次交番荷重するものである。なお、各変位ステップでは 3 サイクルの繰り返し荷重を行うこととした。なお、各供試体の基準水平変位 δ_y は既設軸方向鉄筋の曲げ降伏発生時の水平変位であり、R 基準供試体で 3.0 mm, AF1-D10 補強供試体で 2.7 mm, AF2-D10 補強供試体で 3.2 mm, AF2-D13 補強供試体で 1.9 mm である。



写真-3.4.1 荷重装置および供試体設置状況

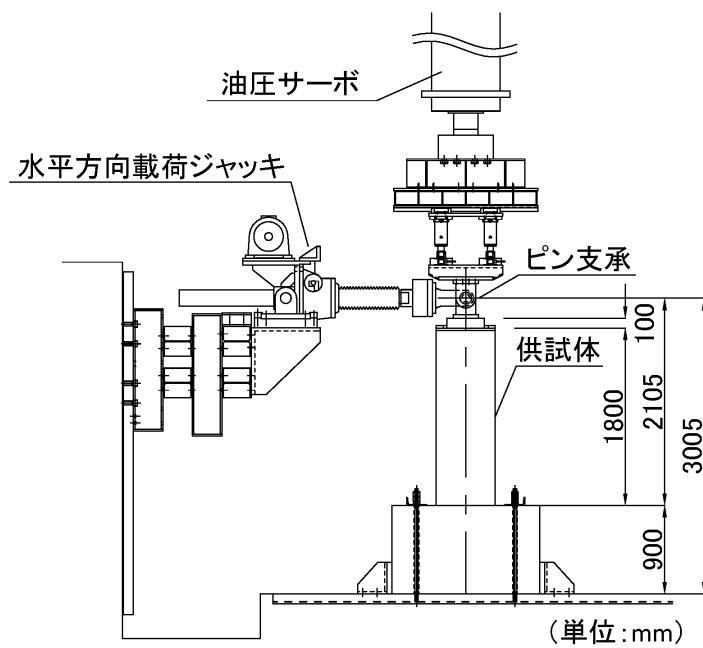


図-3.4.3 荷重装置および供試体設置状況

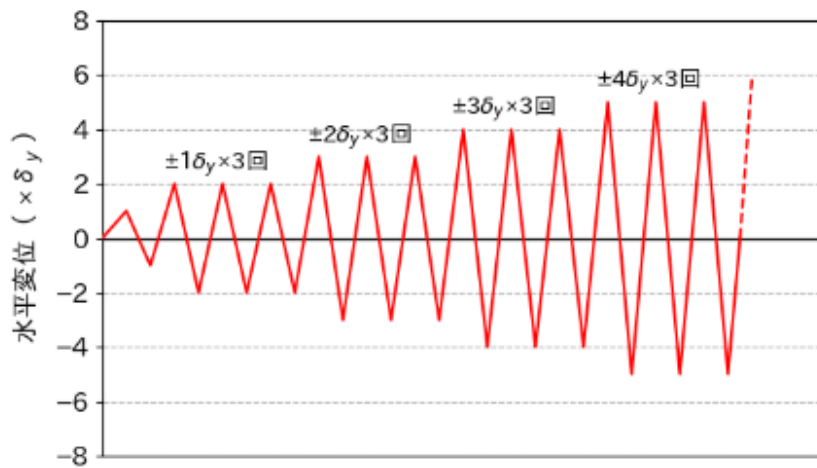


図-3.4.4 荷重ステップ

(4) 計測項目

表-3.4.2には計測に使用した機器, また, 図-3.4.5には計測システムブロック図を示している。計測データは, 載荷荷重, 橋脚水平変位および, 軸方向鉄筋のひずみ, 帯鉄筋のひずみ, アラミド繊維シートの柱周方向のひずみである。計測したデータはデータ収録器を用いて, サンプル周波数を5Hzとして収録した。

図-3.4.6 から図-3.4.9 には鉄筋およびアラミド繊維シートのひずみ計測箇所をそれぞれ示している。なお, アラミド繊維シートのひずみ計測は, AF2-D13 補強試験体のみであり, AF1-D10 および AD2-D10 補強試験体では行っていない。

表-3.4.2 使用計測器

計測対象	計測器	仕様・型式
載荷点水平荷重	荷重計	容量 1MN
鉛直荷重	荷重計	容量 0.2MN
橋脚天端鉛直変位	接触式変位計	30mm 用
橋脚水平変位	ワイヤ式変位計	1000mm 用
鉄筋ひずみ	ひずみゲージ	120Ω 単軸
アラミド繊維シートひずみ (AF2-D13 補強試験体のみ)	ひずみゲージ	120Ω 単軸

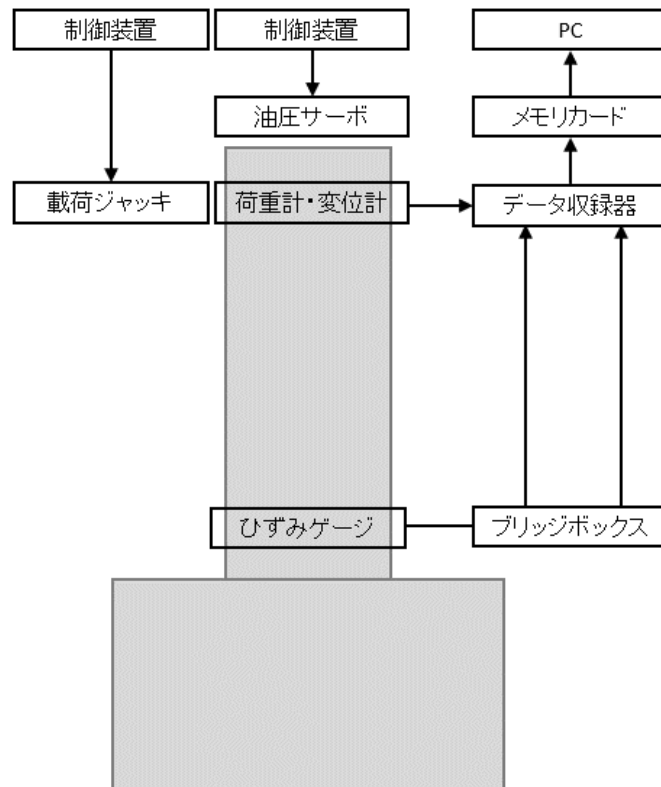


図-3.4.5 計測システムブロック図

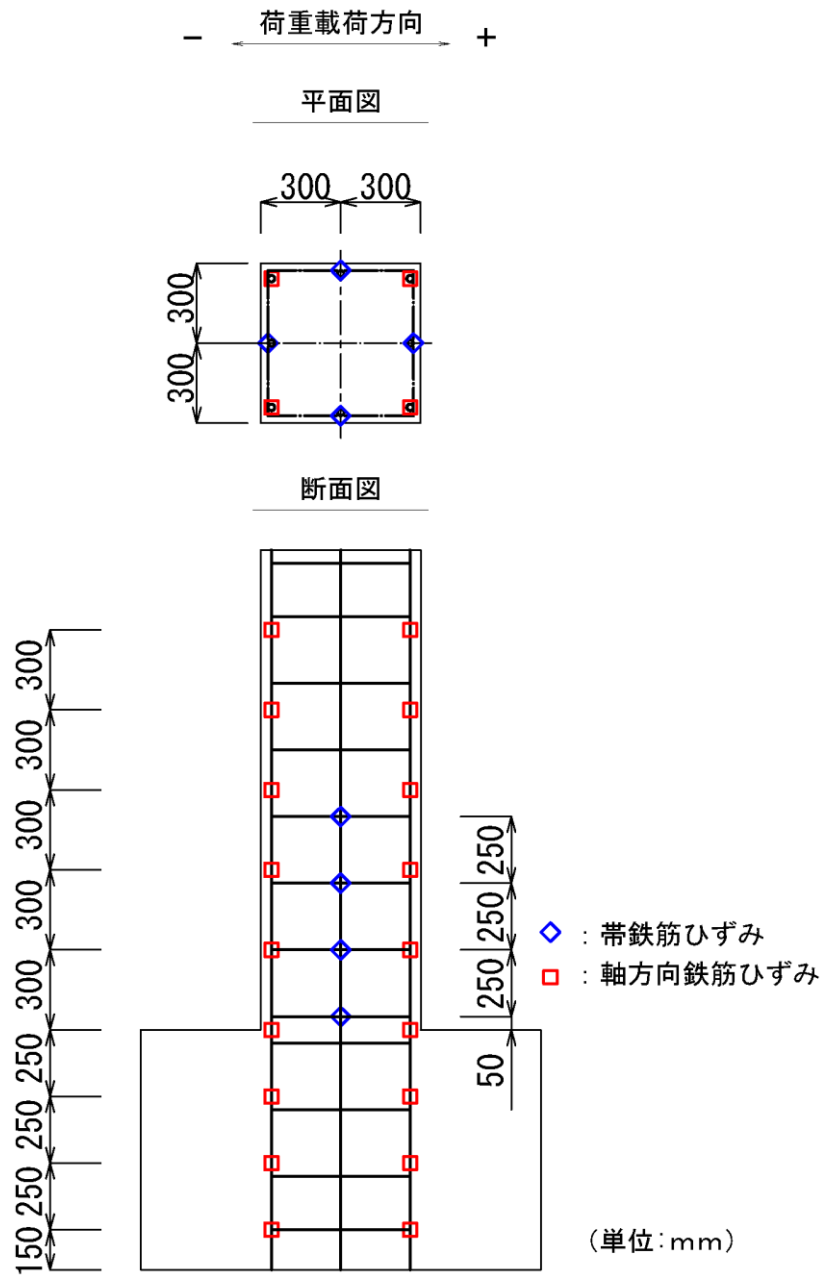


図-3.4.6 R 基準供試体 鉄筋ひずみ計測箇所

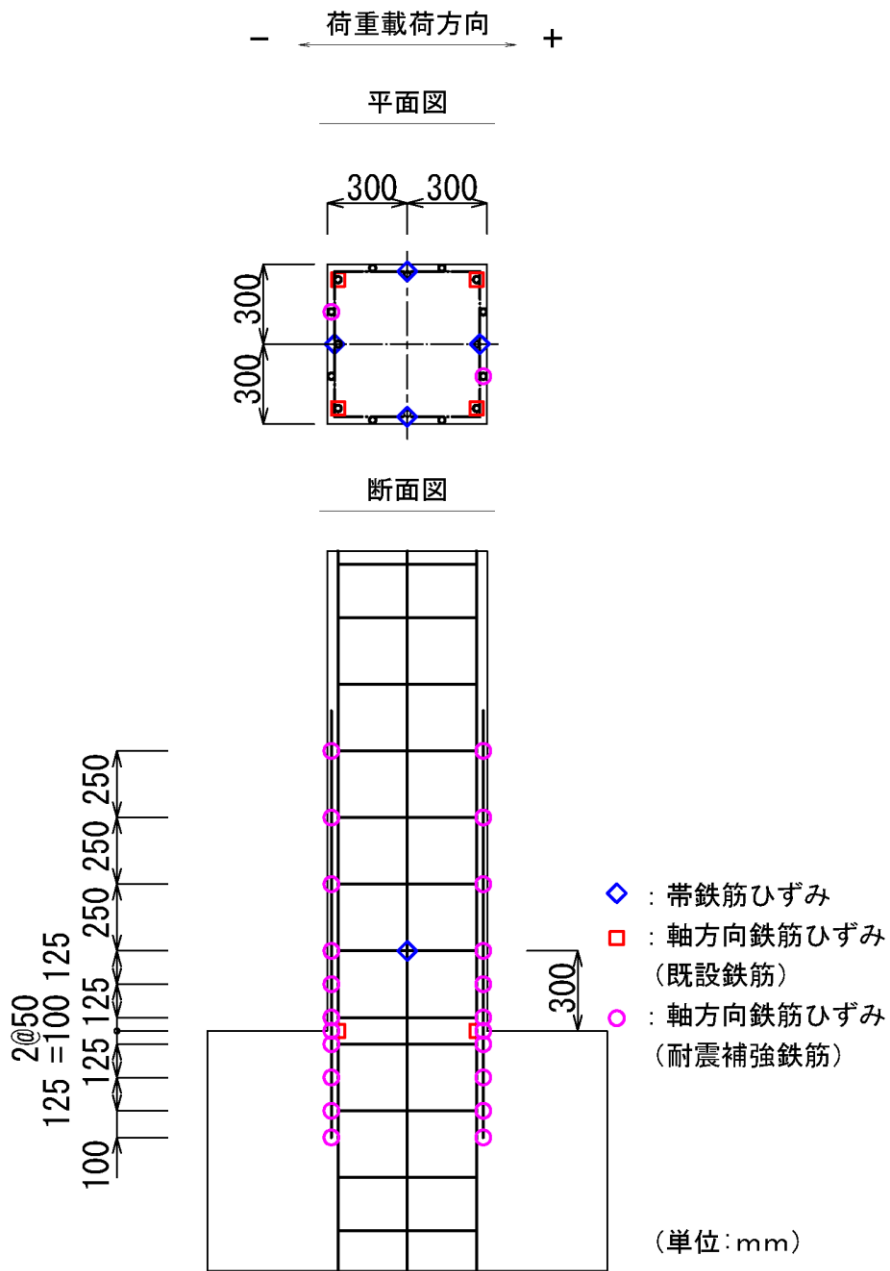


図-3.4.7 AF1 / AF2-D10 補強供試体 鉄筋ひずみ計測箇所

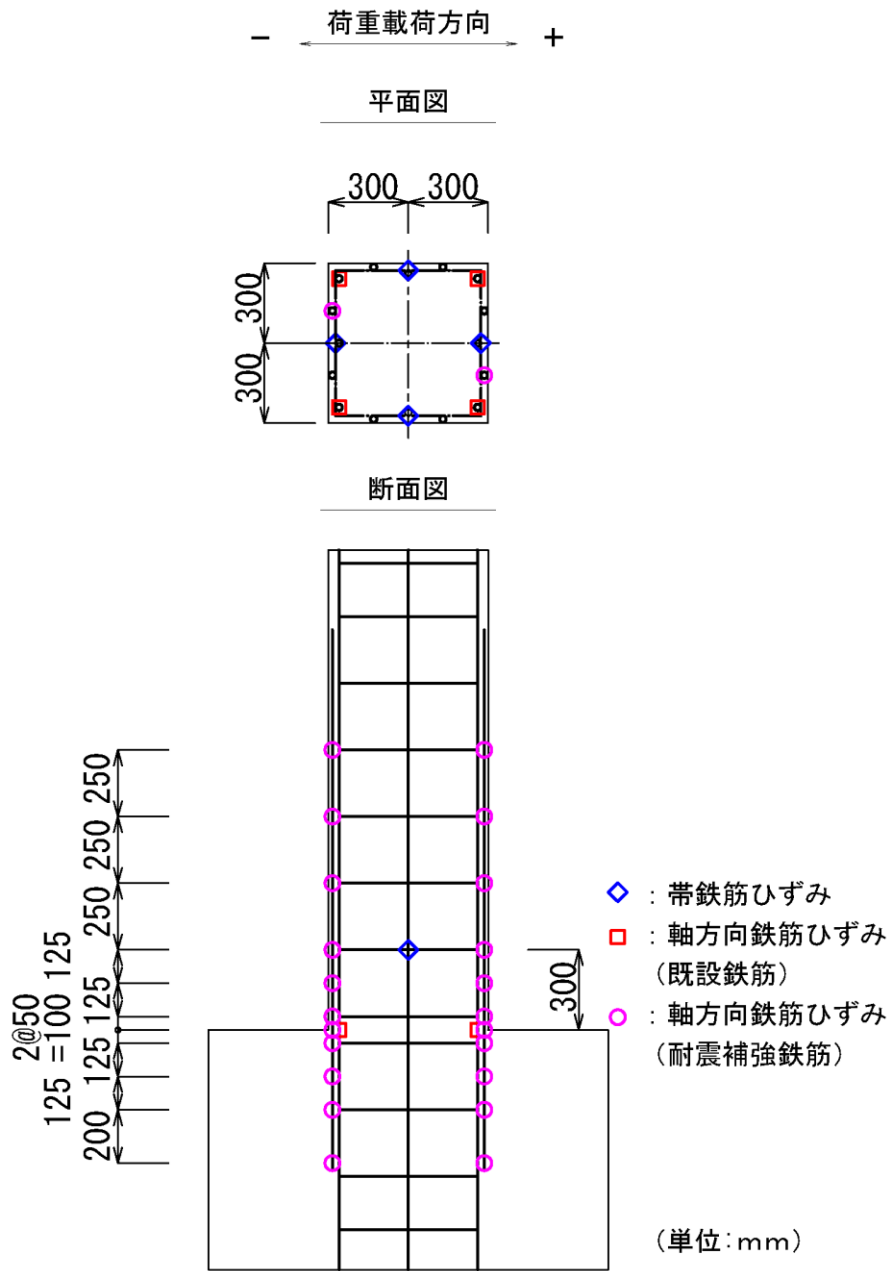


図-3.4.8 AF2-D13 補強供試体 鉄筋ひずみ計測箇所

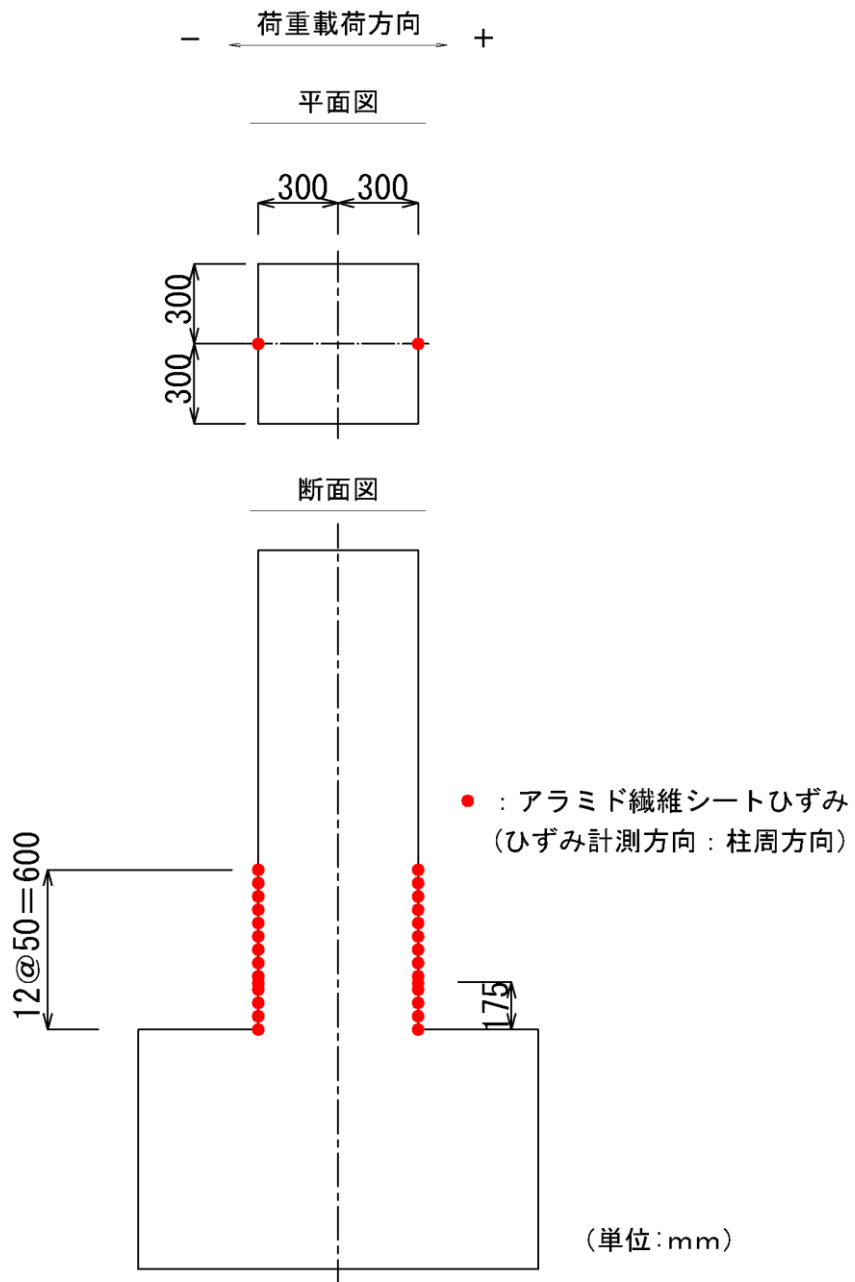


図-3.4.9 AF2-D13 補強供試体 アラミド繊維シートひずみ計測箇所

(5) 材料特性

表-3.4.3には、使用したアラミド繊維シートを、表-3.4.4には、載荷試験材齢でのコンクリートの材料特性、表-3.4.5には鉄筋の材料特性をそれぞれ示している。

表-3.4.3 アラミド繊維シートの材料特性

項目	単位	AF1-D10 (アラミド1)	AF2-D10/AF2-D13 (アラミド2)
質量	g/m ²	326	398
引張強さ	N/mm ²	2,839	3,001
引張弾性率	N/mm ²	116,995	77,622

表-3.4.4 柱部コンクリートの材料特性

項目	単位	R	AF1-D10	AF2-D10	AF2-D13
圧縮強度	N/mm ²	24.60	25.15	27.42	33.25
静弾性係数	N/mm ²	19,624	18,640	17,960	20,257

表-3.4.5 柱部鉄筋の材料特性

供試体記号	適用箇所	径	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
R	主鉄筋	D13	356.7	509.10
	帯鉄筋	D10	371.2	515.84
AF1-D10	主鉄筋	D13	377.0	537.37
	帯鉄筋	D10	386.0	543.0
	補強鉄筋	D10	394.4	537.4
AF2-D10	主鉄筋	D13	377.0	537.8
	帯鉄筋	D10	386.0	543.0
	補強鉄筋	D10	379.0	560.8
AF2-D13	主鉄筋	D13	374.1	552.5
	帯鉄筋	D13	392.5	594.4
	補強鉄筋	D13	369.4	562.0

3. 4. 2 実験結果

(1) 水平力-水平変位関係

図-3.4.10 から図-3.4.13 には、各供試体の水平荷重載荷点位置の水平荷重-水平変位関係を示している。また、図中には、水平荷重が前の載荷ステップの水平荷重から 15%以上低下した載荷ステップを併せて示している。

図-3.4.10 に示している R 基準供試体の場合には、正側は $10\delta_y$ 、負側は $15\delta_y$ で最大荷重に達した。水平荷重の低下現象は、 $11\delta_y$ の正側載荷時から始まり、最終的には $16\delta_y$ の 1 サイクル目の負側載荷時に顕在化したため、ここで載荷を終了した。

図-3.4.11 に示している AF1-D10 補強供試体の場合には、正側は $9\delta_y$ 、負側は $10\delta_y$ で最大荷重に達した。水平荷重の低下現象は、 $10\delta_y$ の正側載荷時から始まり、最終的には $15\delta_y$ の 2 サイクル目の正側載荷時および、 $15\delta_y$ の 3 サイクル目の負側載荷時に顕在化した。

図-3.4.12 に示している AF2-D10 補強供試体の場合には、正側負側共に $9\delta_y$ で最大荷重に達した。水平荷重の低下現象は、 $10\delta_y$ の正側載荷時から始まり、最終的には正側負側共 $14\delta_y$ の 1 サイクル目の載荷時に顕在化した。

図-3.4.13 に示している AF2-D13 補強供試体の場合には、正側は $14\delta_y$ 、負側は $15\delta_y$ で最大荷重に達した。水平荷重の低下現象は、 $15\delta_y$ の正側載荷時から始まり、最終的には $21\delta_y$ の 2 サイクル目の正側載荷時および、 $23\delta_y$ の 2 サイクル目の負側載荷時に顕在化した。

アラミド繊維シートで巻き立てているため明確な損傷過程を目視確認はできていないが、載荷試験中の観察状況から、AF 補強供試体の水平荷重の低下現象は、既設軸方向鉄筋、耐震補強鉄筋のどちらか、またはその両者のはらみ出しおよびそれに起因する基部コンクリートの剥離によって始まり、それらの鉄筋の破断により顕在化したものと推察される。

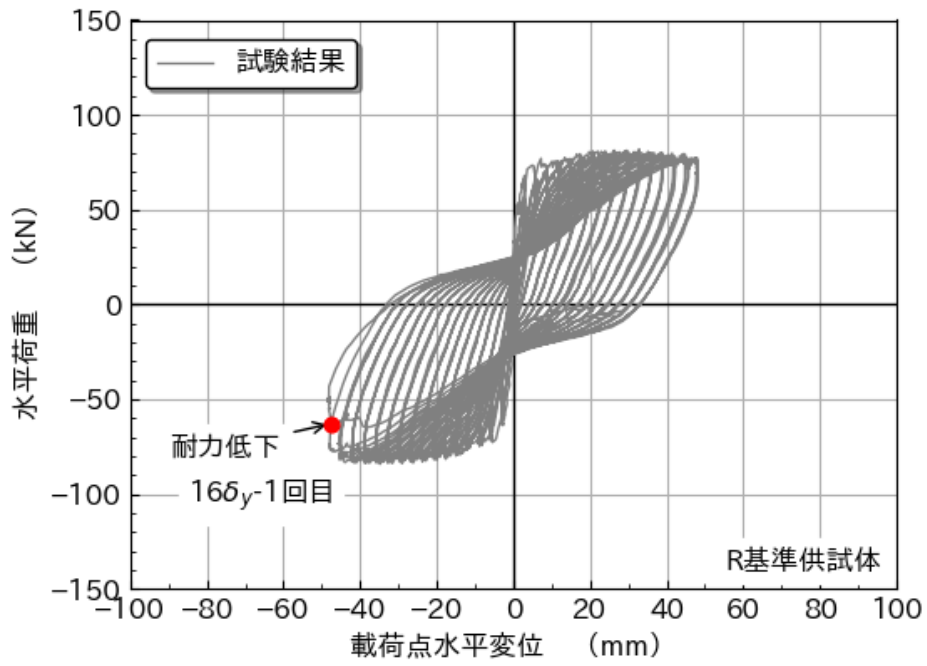


図-3.4.10 水平荷重-水平変位関係 (R 基準供試体)

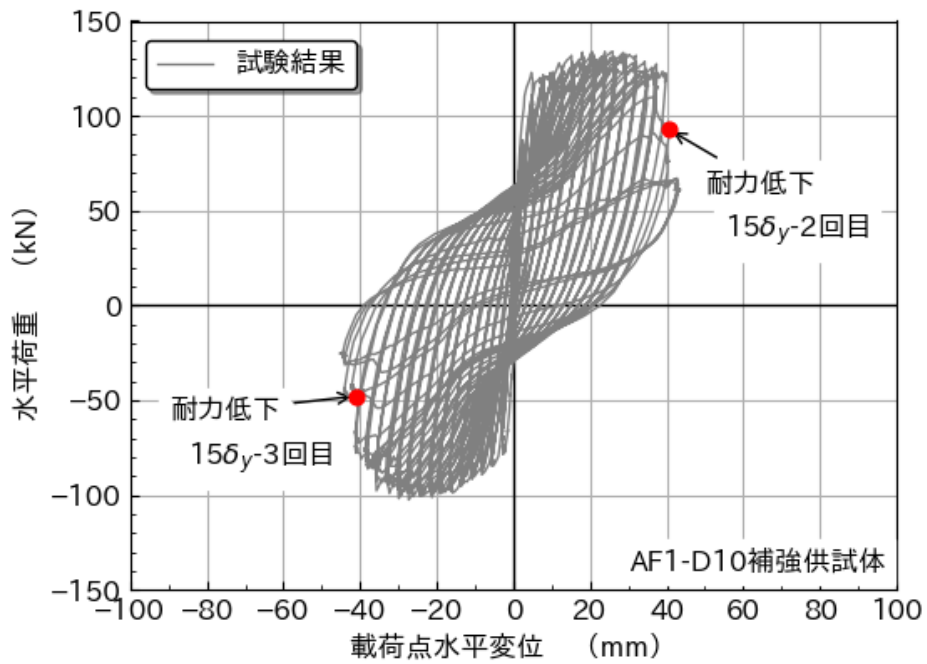


図-3.4.11 水平荷重-水平変位関係 (AF1-D10 補強供試体)

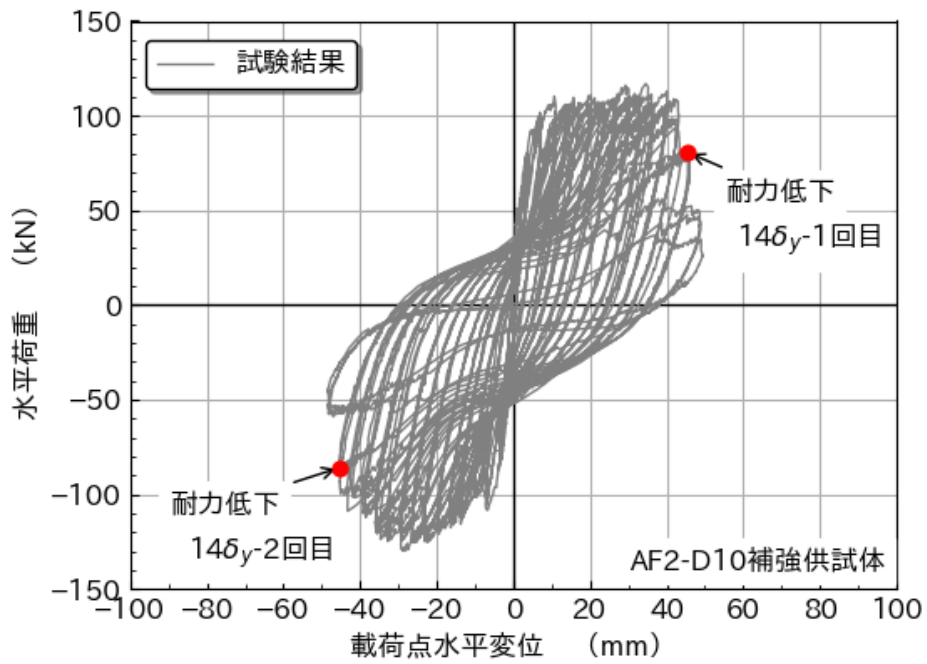


図-3.4.12 水平荷重—水平変位関係 (AF2-D10 補強供試体)

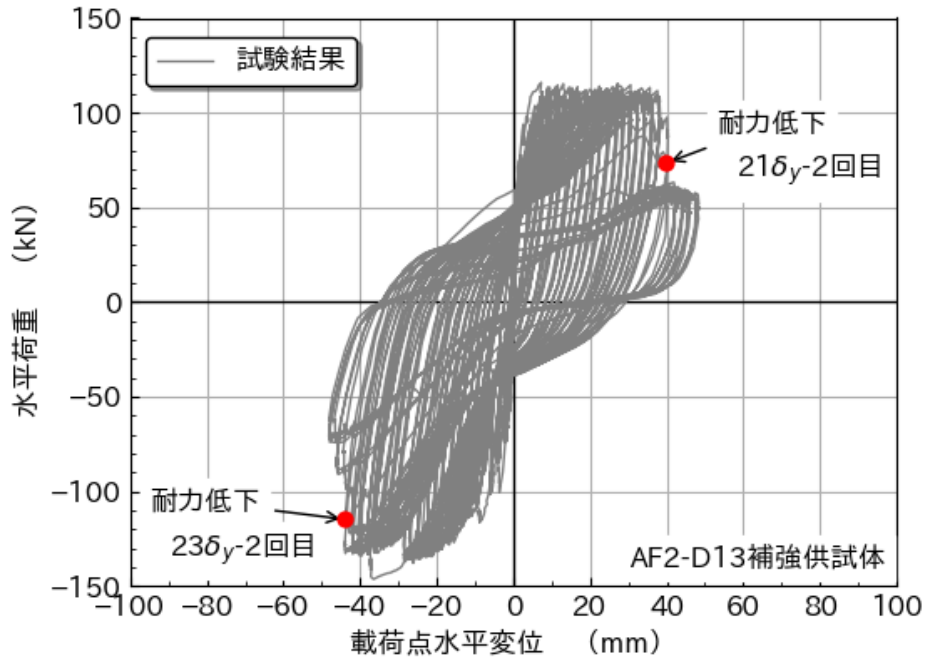


図-3.4.13 水平荷重—水平変位関係 (AF2-D13 補強供試体)

(2) 変形性能の評価

表-3.4.6 および図-3.4.14 から図-3.4.17 には、各供試体の変形性能評価結果を示している。各図(a)に示している実験結果の骨格曲線は、水平荷重載荷点位置の水平荷重-水平変位関係の正側および負側の各載荷ステップの繰り返し回数合計6回の算術平均した結果である。また、設計計算における降伏限界、終局限界は、各材料特性試験結果および要領³⁾によるアラミド繊維シートの拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を用い、H14 道示⁴⁾に基づいて算出したものである。

変形性能の評価は、星隈ら⁸⁾の手法を参考に限界状態2は繰り返し回数3回の正負交番載荷のうち、1回目載荷の水平荷重に対する3回目載荷の水平荷重の比率(以下、水平荷重比)が0.85を下回らず、かつ、2回目載荷の吸収エネルギーに対する3回目載荷の吸収エネルギーの比率(以下、吸収エネルギー比)が0.90以内となる状態とし、これら2つの評価指標を満たす最大の変位ステップとした。また、限界状態3に相当する水平変位は巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態の整理を行った石崎ら⁹⁾の研究を参考に、正負交番載荷の水平荷重-水平変位関係において水平荷重が地震時水平耐力を保持している状態とした。具体的には、着目する変位ステップの1つ後の変位ステップにおいて水平荷重の低下が顕著になった場合は、この着目する変位ステップを限界状態3とし、この場合の限界状態2は着目する1つ前の変位ステップとした。なお、AF補強供試体についても通常のRC橋脚と同様の考え方で評価した。

R基準供試体の場合には、図-3.4.14(a)に示しているとおおり、 $16\delta_y$ において水平荷重が保有水平耐力を保持できなくなった。限界状態2の評価指標は、図-3.4.14(b)および表-3.4.6に示しているとおおり、 $15\delta_y$ においても満たしているが、 $16\delta_y$ において水平荷重が保有水平耐力を保持できなくなっているため、 $15\delta_y$ を限界状態3、 $14\delta_y$ を限界状態2と評価した。

AF1-D10補強供試体の場合には、図-3.4.15(a)に示しているとおおり、 $15\delta_y$ において水平荷重が保有水平耐力を保持できなくなった。限界状態2の評価指標は、図-3.4.15(b)および表-3.4.6に示しているとおおり、 $14\delta_y$ においても満たしているが、 $15\delta_y$ において水平荷重が保有水平耐力を保持できなくなっているため、 $14\delta_y$ を限界状態3、 $13\delta_y$ を限界状態2と評価した。

AF2-D10補強供試体の場合には、図-3.4.16(a)に示しているとおおり、 $14\delta_y$ において水平荷重が保有水平耐力を保持できなくなった。限界状態2の評価指標は、図-3.4.16(b)および表-3.4.6に示しているとおおり、 $13\delta_y$ においても満たしているが、 $14\delta_y$ において水平荷重が保有水平耐力を保持できなくなっているため、 $13\delta_y$ を限界状態3、 $12\delta_y$ を限界状態2と評価した。

AF2-D13補強供試体の場合には、図-3.4.17(a)に示しているとおおり、 $21\delta_y$ において水平荷重が保有水平耐力を保持できなくなった。限界状態2の評価指標は、図-3.4.17(b)および表-3.4.6に示しているとおおり、 $20\delta_y$ においても満たしているが、 $21\delta_y$ において水平荷重が保有水平耐力を保持できなくなっているため、 $20\delta_y$ を限界状態3、 $19\delta_y$ を限界状態2と評価した。

要領³⁾によるアラミド繊維シートの拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、H14 道示⁴⁾により行った設計計算の保有水平耐力および終局限界変位と実験結果の骨格曲線を比較す

ると、図-3.4.14(a)に示している R 基準供試体の場合には、供試体の保有水平耐力は設計計算結果とよく一致していた。また、限界状態 3 に相当する水平変位は、設計計算結果よりも若干小さいが概ね一致していると言える。一方、図-3.4.15(a)、図-3.4.16(a)、図-3.4.17(a)に示している各 AF 補強供試体の場合には、保有水平耐力についてはいずれの供試体も目標とした程度まで向上している。しかしながら、限界状態 3 に相当する水平変位は、設計計算上の終局変位よりも小さいことが分かる。これは、H14 道示では、コンクリートの圧壊を終局状態と規定して終局限界を設定しているのに対し、AF 補強供試体の場合には、前述のとおり耐震補強鉄筋および既設軸方向鉄筋の破断によって終局状態に至っていることによるためであると推察される。

また、図-3.4.15(a)および図-3.4.16(a)に示している、AF1-D10 補強供試体および AF2-D10 補強供試体を比較すると、最大水平荷重は両供試体でほぼ同程度であるが、限界状態 3 に相当する載荷点変位は AF2-D10 補強供試体の方が大きいことが確認できる。このことより、提案の補強法においても、一般的な RC 部材のじん性補強の場合⁵⁾と同様に、低弾性・高強度タイプのアラミド繊維シートを用いる場合が有利であることが確認された。

表-3.4.6 限界状態変位の評価

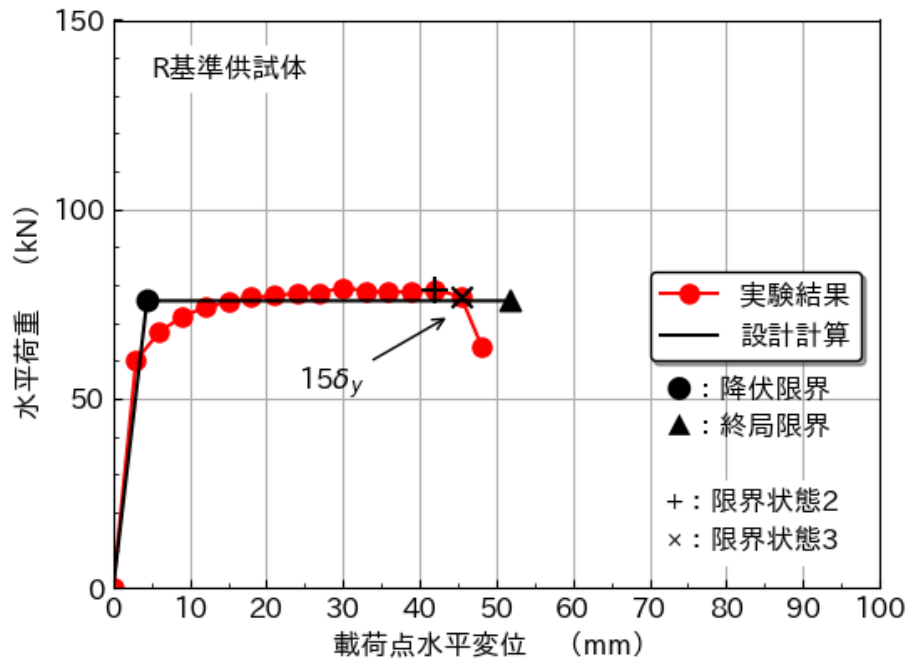
供試体 記号	限界状態 2			限界状態 3		
	水平変位	水平荷重 の比	吸収エネルギー の比	水平変位	水平荷重 の比	吸収エネルギー の比
R	14 δ_y	0.98	1.00	15 δ_y	1.00	1.00
	42.0mm	0.99		45.0mm	0.90	
AF1- D10	13 δ_y	1.03	0.98	14 δ_y	0.99	0.98
	35.1mm	0.89		37.8mm	0.97	
AF2- D10	12 δ_y	0.94	0.99	13 δ_y	0.86	0.97
	38.4mm	0.91		41.6mm	0.98	
AF2- D13	19 δ_y	1.03	1.02	20 δ_y	0.93	1.01
	36.1mm	0.99		38.0mm	0.90	

※水平荷重の比：3 回目の載荷における水平荷重／1 回目の載荷における水平荷重

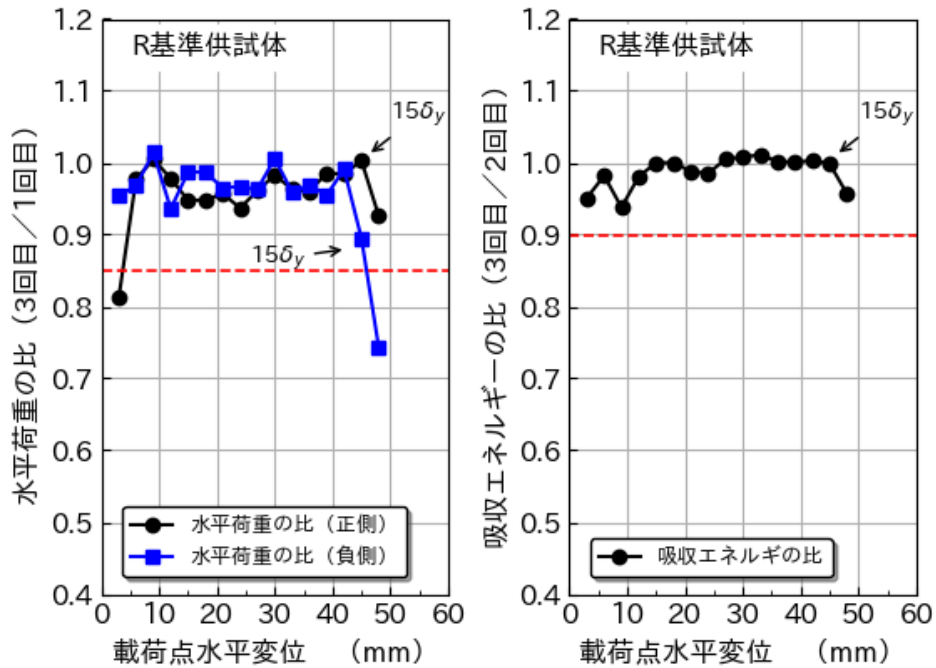
上段－正側載荷，下段－負側載荷

※吸収エネルギーの比：3 回目の載荷における吸収エネルギー／2 回目の載荷における

吸収エネルギー

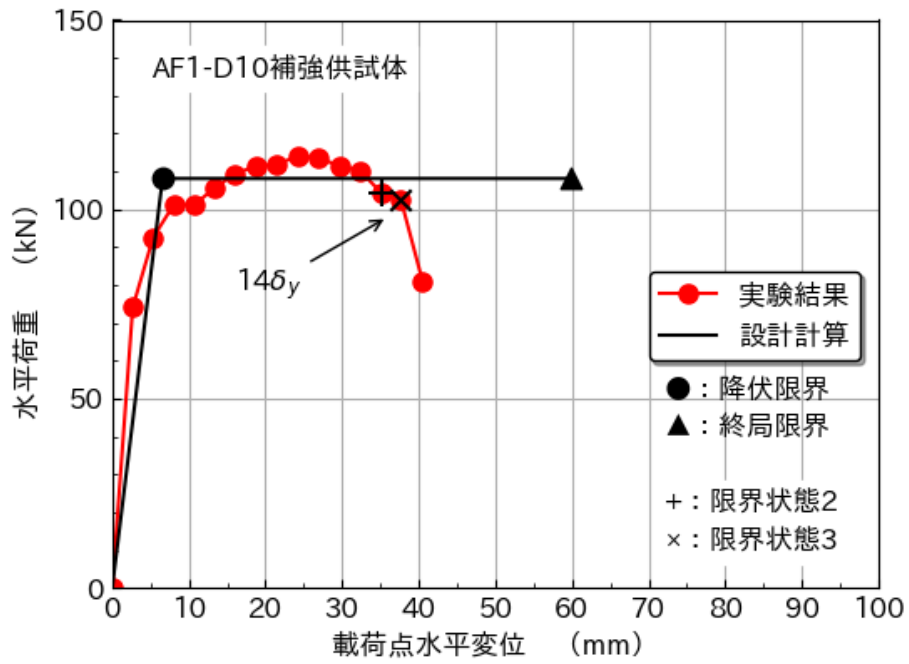


(a) 実験結果の骨格曲線と設計計算における各限界状態

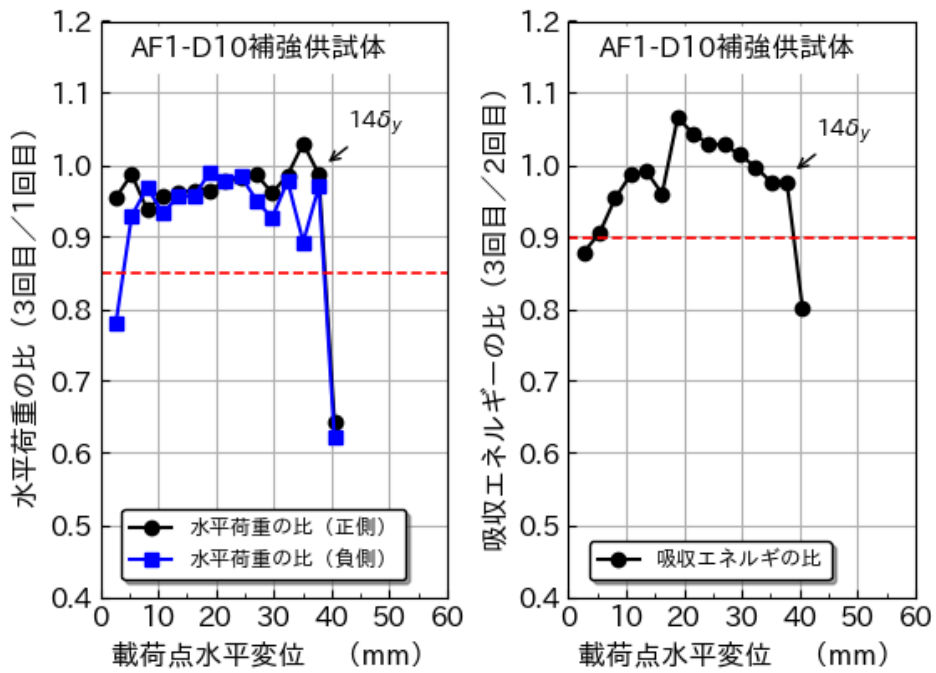


(b) 限界状態の評価指標

図-3.4.14 限界状態変位の評価 (R 基準供試体)

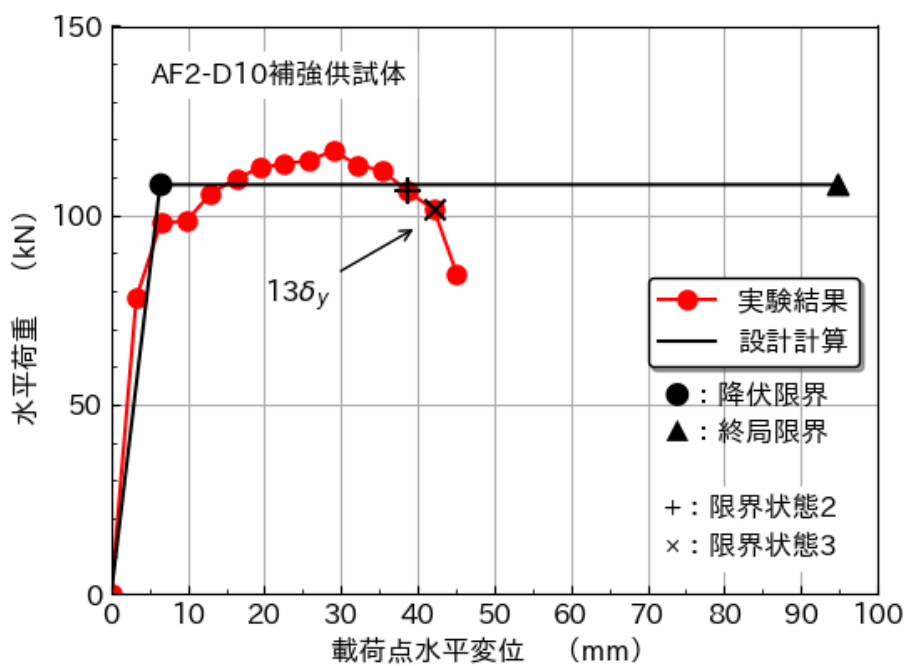


(a) 実験結果の骨格曲線と設計計算における各限界状態

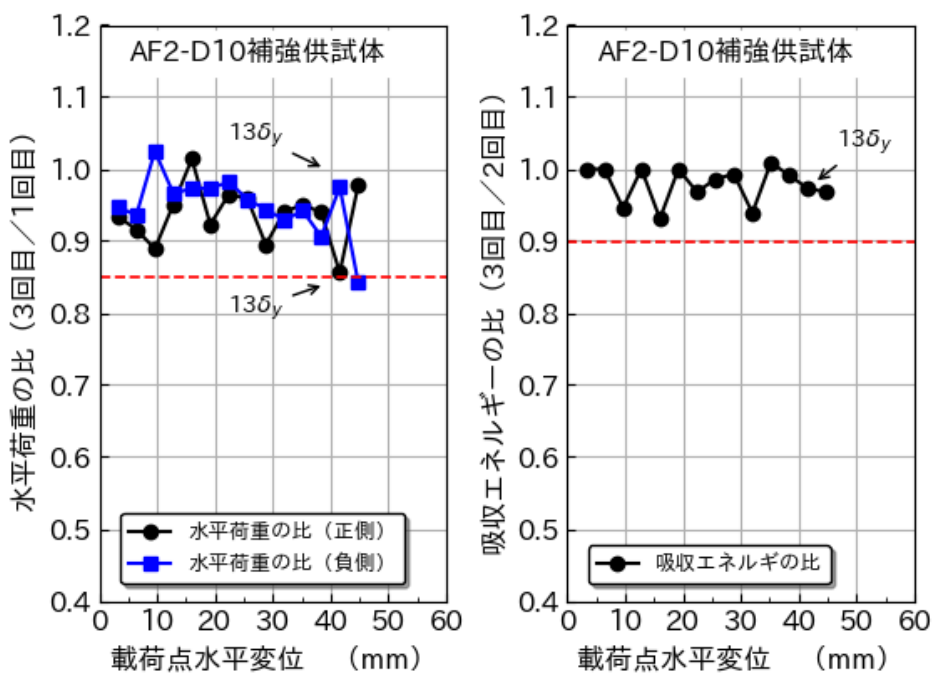


(b) 限界状態の評価指標

図-3.4.15 限界状態変位の評価 (AF1-D10 補強供試体)

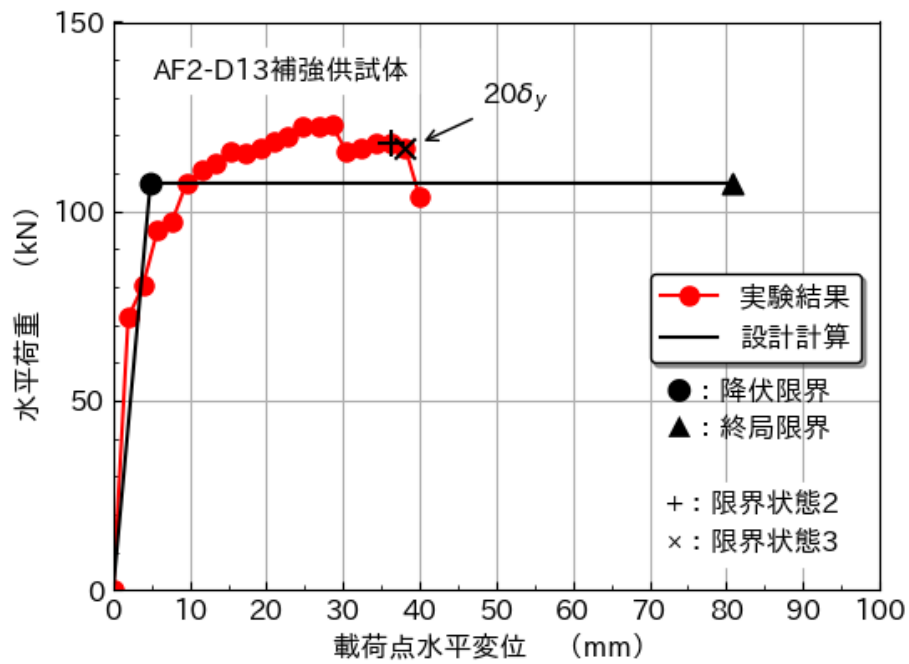


(a) 実験結果の骨格曲線と設計計算における各限界状態

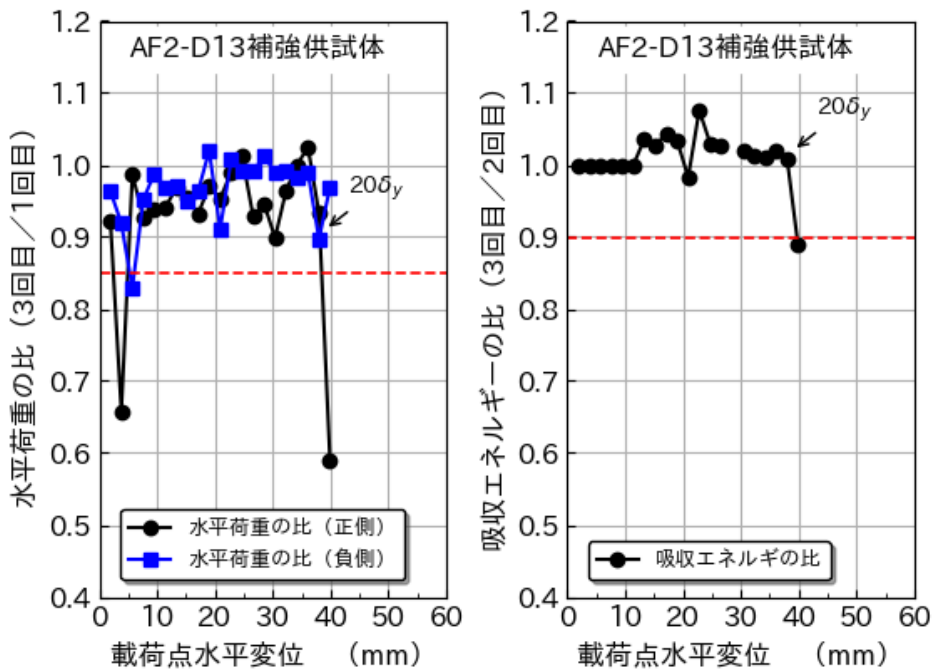


(b) 限界状態の評価指標

図-3.4.16 限界状態変位の評価 (AF2-D10 補強供試体)



(a) 実験結果の骨格曲線と設計計算における各限界状態



(b) 限界状態の評価指標

図-3.4.17 限界状態変位の評価 (AF2-D13 補強供試体)

(3) エネルギー吸収量

図-3.4.18 から図-3.4.21 には、各供試体における限界状態 3 に相当する水平変位までの履歴吸収エネルギーおよび履歴吸収エネルギーの累積値を示している。履歴吸収エネルギーは、载荷履歴 1 サイクル毎に水平荷重-水平変位関係の履歴ループの面積として算出した。

図-3.4.18 から図-3.4.21 より、AF1-D10 補強供試体においては R 基準供試体の約 1.2 倍、AF2-D10 補強供試体においては R 基準供試体の約 1.1 倍、AF2-D13 補強供試体においては R 基準供試体の約 1.9 倍のエネルギー吸収性能があることが確認できる。前述の表-3.4.6 に示したとおり、限界状態 3 に相当する水平変位は AF2-D10 補強供試体の方が大きかったが、エネルギー吸収性能は AF2-D10 補強供試体の方がやや小さかった。これは、限界状態 3 に相当する水平変位までの変位ステップ数が AF2-D10 補強供試体の方が $1\delta_y$ 少なかったためだと考えられる。また、図-3.4.20 および図-3.4.21 より AF2-D13 補強供試体においては、AF2-D10 補強供試体の約 1.7 倍のエネルギー吸収性能があることが確認できる。これは、AF2-D13 補強供試体は、限界状態 3 に相当する水平変位は AF2-D10 補強供試体よりも小さかったが、保有水平耐力および限界状態 3 に相当する変位までの変位ステップ数が多かったため、エネルギー吸収性能が高くなったとためだと考えられる。

このことから、提案の補強方法においては、じん性については向上していないが、エネルギー吸収性能は大きく向上させることができていることが確認できた。

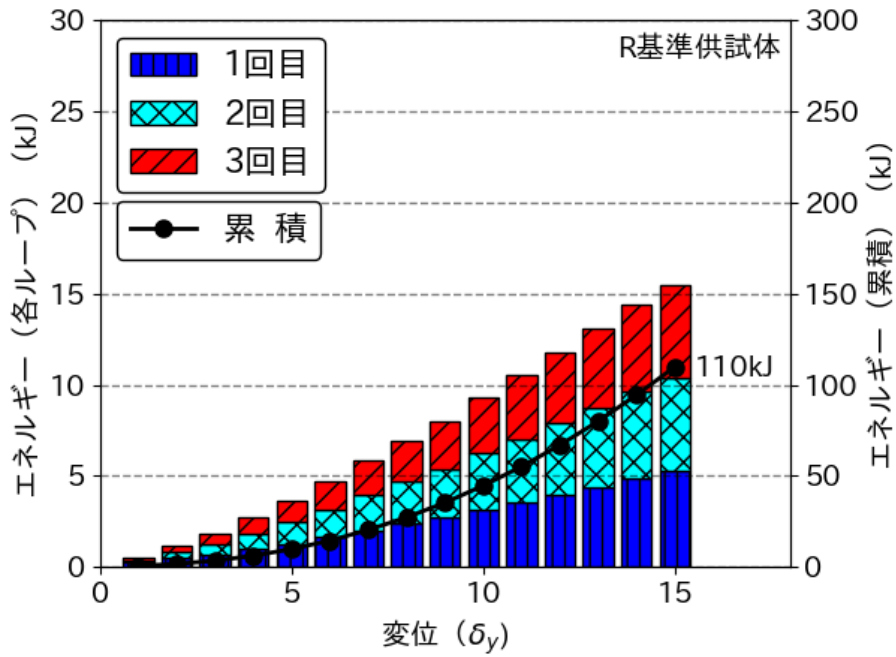


図-3.4.18 履歴吸収エネルギー (R 基準供試体)

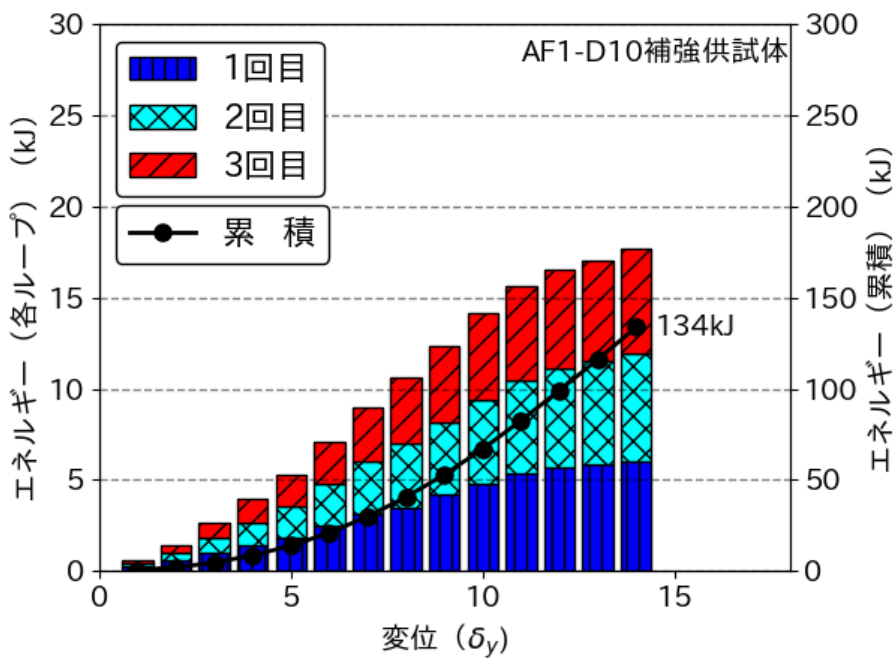


図-3.4.19 履歴吸収エネルギー (AF1-D10 補強供試体)

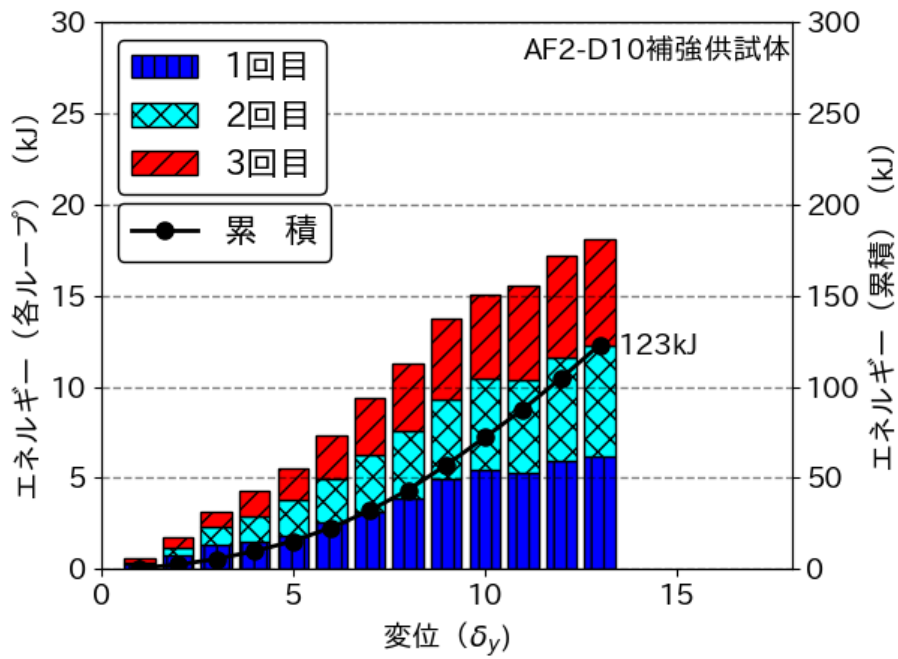


図-3.4.20 履歴吸収エネルギー (AF2-D10 基準供試体)

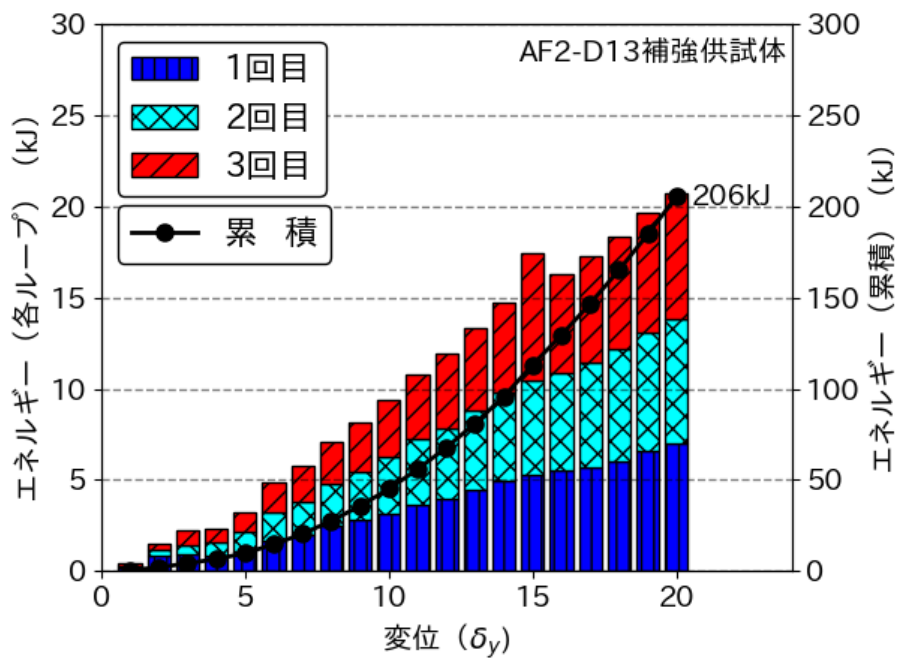


図-3.4.21 履歴吸収エネルギー (AF2-D13 補強供試体)

(4) 鉛直荷重-水平変位関係

図-3.4.22 から図-3.4.25 には、限界状態 3 に相当する水平変位までの各荷重ステップの荷重点水平変位ピーク時における荷重点水平変位と鉛直荷重の関係を示している。正負交番荷重実験において上部構造重量を想定し作用させた鉛直荷重は 180kN であり、荷重中は一定に保つように制御している。AF2-D10 補強試験体においては、鉛直荷重制御システムの変更により、鉛直荷重にバラつきが生じていたが、いずれのケースも水平変位の増加に伴う顕著な鉛直荷重の低下は見られなかった。これは、本補強方法における縮小モデルでの実験においては、軸方向鉄筋の破断がコアコンクリートの圧壊よりも先行することにより終局に至っていることにより、「(8) コンクリートの損傷状況およびはつり調査」に後述するようにコアコンクリートは未だ健全な領域が残されていることによるものと推察される。

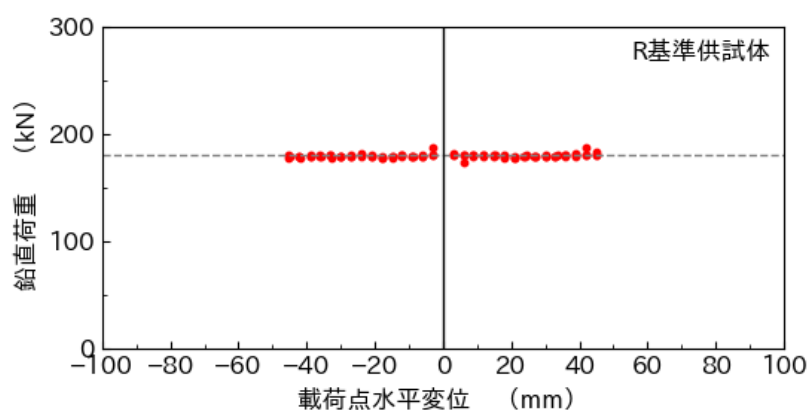


図-3.4.22 鉛直荷重—水平変位関係 (R 基準供試体)

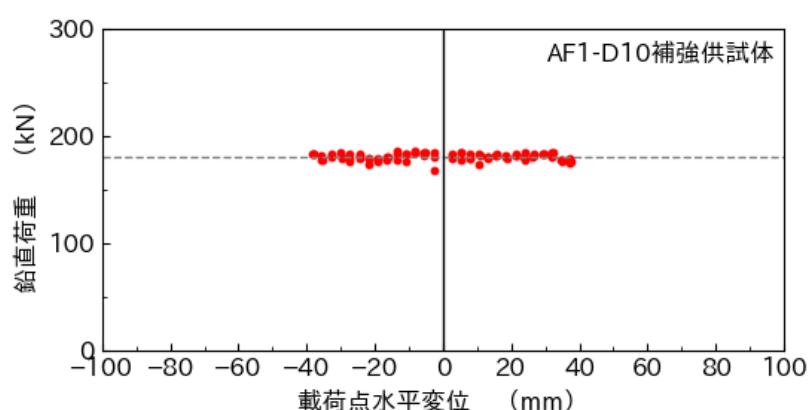


図-3.4.23 鉛直荷重—水平変位関係 (AF1-D10 補強供試体)

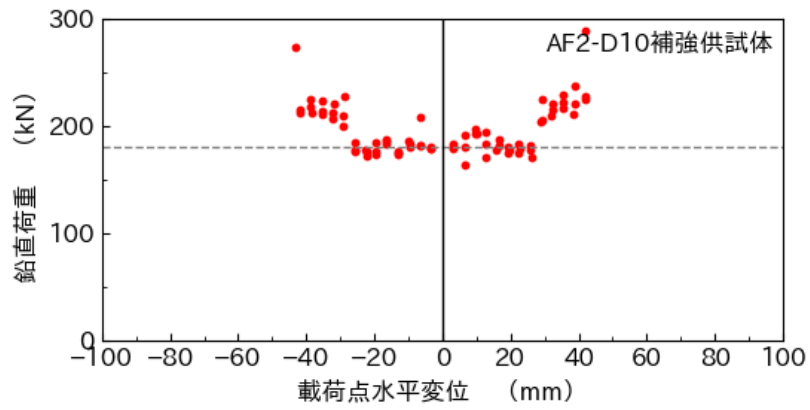


図-3.4.24 鉛直荷重—水平変位関係 (AF2-D10 補強供試体)

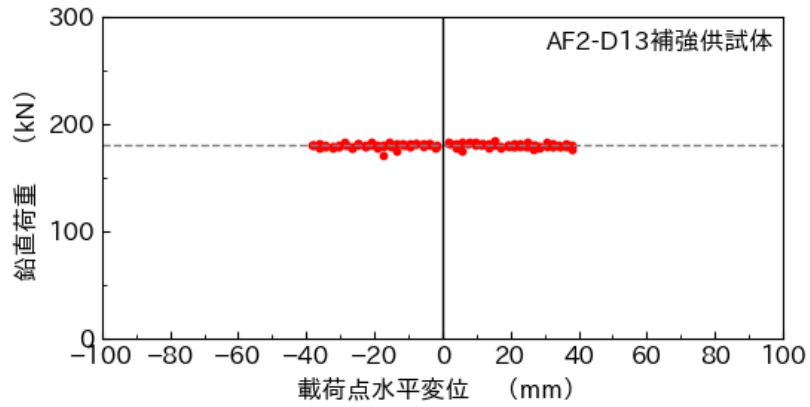


図-3.4.25 鉛直荷重—水平変位関係 (AF2-D13 補強供試体)

(5) 軸方向鉄筋ひずみ分布

図-3.4.26にはR基準供試体の正負交番載荷試験における限界状態3に相当する変位ステップまでの軸方向鉄筋のひずみ分布を示している。軸方向鉄筋ひずみは、図-3.4.6に示すように、基部から-750mm, -500mm, -250mm, 0mm, 300mm, 600mm, 900mm, 1200mm, 1500mmの高さに貼付したひずみゲージ出力であり、軸方向鉄筋に引張が生じると考えられる載荷方向(正面(F)側では負側載荷、背面(B)側では正側載荷)における各載荷ステップの繰り返し回数3回の算術平均である。なお、リード線の断線等により、ひずみゲージ出力に異常値が確認された以降はひずみ値をプロットしていない。また、背面側、記号BLの基部からの高さ300mmの位置については、ひずみゲージの不良によりひずみを計測できなかったため、プロットから除外した。

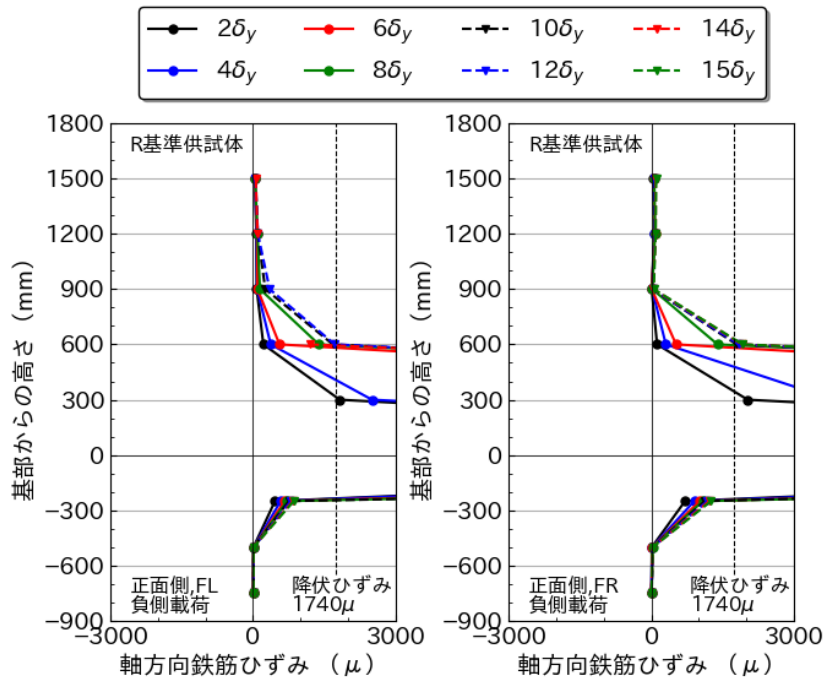
図より、正面側、背面側ともに基部からの高さ900mm以上の位置については、変位ステップの増加に伴うひずみの増加は小さいことが確認できる。基部からの高さ600mm以下の範囲では、変位ステップの増加に伴いひずみが増加している。基部からの高さ300mmの位置では、ひずみを計測したいずれの鉄筋においても変位ステップ $2\delta_y$ で降伏ひずみ($1740\mu=356.7\text{N/mm}^2/2.05\times 10^5\text{N/mm}^2$)に達しているか、またそれに近いひずみとなっていることが確認できる。変位ステップ $4\delta_y$ ではいずれの鉄筋も降伏ひずみに達していた。高さ600mmの位置ではひずみを計測したいずれの鉄筋においても変位ステップ $10\delta_y$ で降伏ひずみに達しているか、またそれに近いひずみとなっていることが確認できる。また、フーチング内の軸方向鉄筋は降伏には至っていないことが確認できる。

図-3.4.27～図-3.4.29には、各AF補強供試体の限界状態3に相当する変位ステップまでの耐震補強鉄筋の軸方向ひずみ分布を示している。耐震補強鉄筋のひずみは、図-3.4.7および図-3.4.8に示すように、基部より上方向を正側として、-380mm(AF2-D13補強供試体については-500mm), -300mm, -175mm, -50mm, 0mm, 50mm, 175mm, 300mm, 550mm, 800mm, 1050mmの高さに貼付したひずみゲージ出力であり、R基準供試体の軸方向鉄筋の場合と同様に耐震補強鉄筋に引張が生じると考えられる載荷方向(正面(F)側では負側載荷、背面(B)側では正側載荷)における各載荷ステップの繰り返し回数3回の算術平均である。また、図中に示している降伏ひずみ値についても同様に鉄筋の降伏強度と弾性係数から算出した値である。なお、リード線の断線等により、ひずみゲージ出力に異常値が確認された以降はひずみ値をプロットしていない。また、図-3.4.28に示しているAF2-D10補強供試体の耐震補強鉄筋ひずみのうち、正面側の基部からの高さ300mmの位置および図-3.4.29に示しているAF2-D13補強供試体の耐震補強鉄筋ひずみのうち、正面側の基部からの高さ0mmの位置については、ひずみゲージの不良によりひずみを計測できなかったため、プロットから除外した。

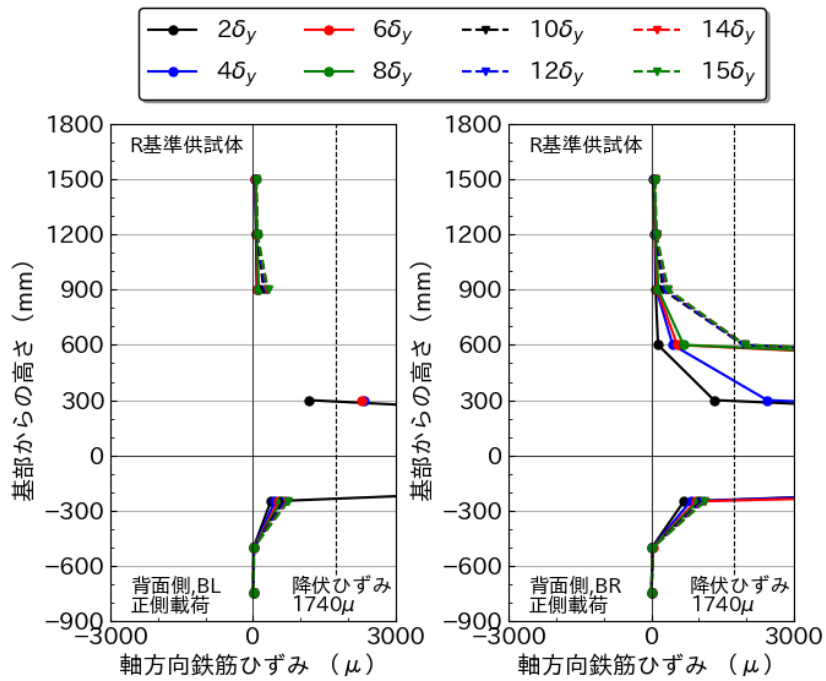
図-3.4.27に示しているAF1-D10補強供試体の場合は、正面側、背面側ともに基部からの高さ1050mmの位置については、変位ステップの増加に伴うひずみの増加は小さいことが確認できる。基部からの高さ800mm以下の範囲では、変位ステップの増加に伴いひずみが増加しているが、高さ800mmの位置では降伏ひずみには達しなかった。高さ550mmの位置では正面側で変位ステップ $7\delta_y$ において降伏ひずみに達したが、以降の変位ステップの増加に伴うひずみの増加は小さかった。

図-3.4.28 に示している AF2-D10 補強供試体の場合も AF1-D10 補強供試体の場合と同様に、正面側、背面側ともに基部からの高さ 1050mm の位置については、変位ステップの増加に伴うひずみの増加は小さいことが確認できる。基部からの高さ 800mm 以下の範囲では、変位ステップの増加に伴いひずみが増加しているが、高さ 800mm の位置ではひずみの増加は僅かであり、降伏ひずみには達しなかった。高さ 550mm の位置では正面側で変位ステップ $5\delta_y$ 、背面側で変位ステップ $6\delta_y$ において降伏ひずみに達した。正面側では以降の変位ステップの増加に伴いひずみも増加したが、背面側では変位ステップの増加に伴うひずみの増加は小さかった。

図-3.4.29 に示している AF2-D13 補強供試体の場合は、基部からの高さ 1050mm の位置のひずみについては、他の AF 補強供試体と比較して若干ではあるが、正面側で変位ステップの増加に伴うひずみの増加が大きいことが確認できる。基部からの高さ 800mm 以下の範囲では、変位ステップの増加に伴いひずみが増加しているが、高さ 800mm の位置では正面側、背面側ともに降伏ひずみには達しなかった。高さ 550mm の位置では正面側で変位ステップ $9\delta_y$ で降伏ひずみに達したが、以降の変位ステップの増加に伴うひずみの増加は小さかった。また、背面側では、降伏ひずみには達しなかった。



(a) 正面側



(b) 背面側

図-3.4.26 軸方向鉄筋のひずみの分布 (R 基準供試体)

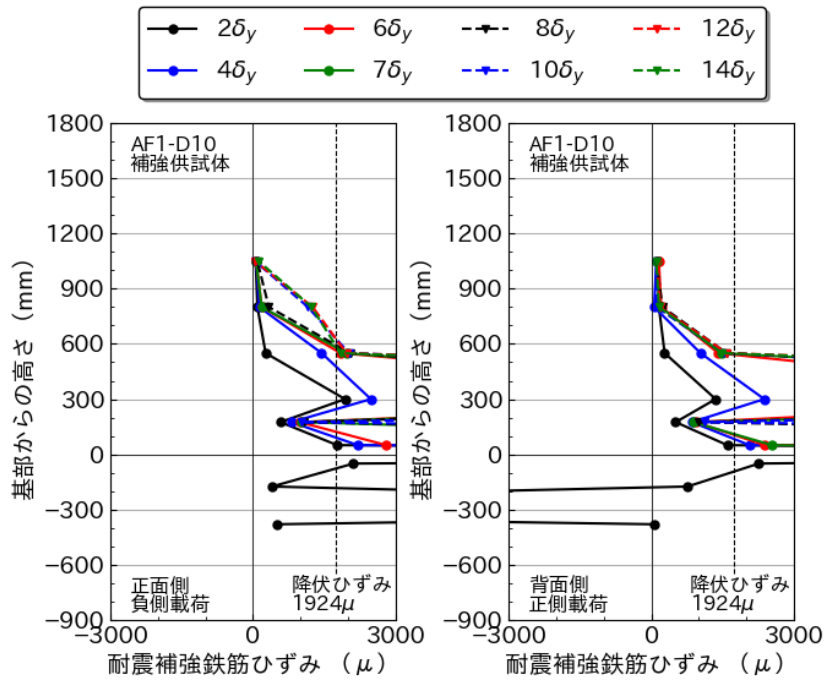


図-3.4.27 耐震補強鉄筋のひずみの分布 (AF1-D10 補強供試体)

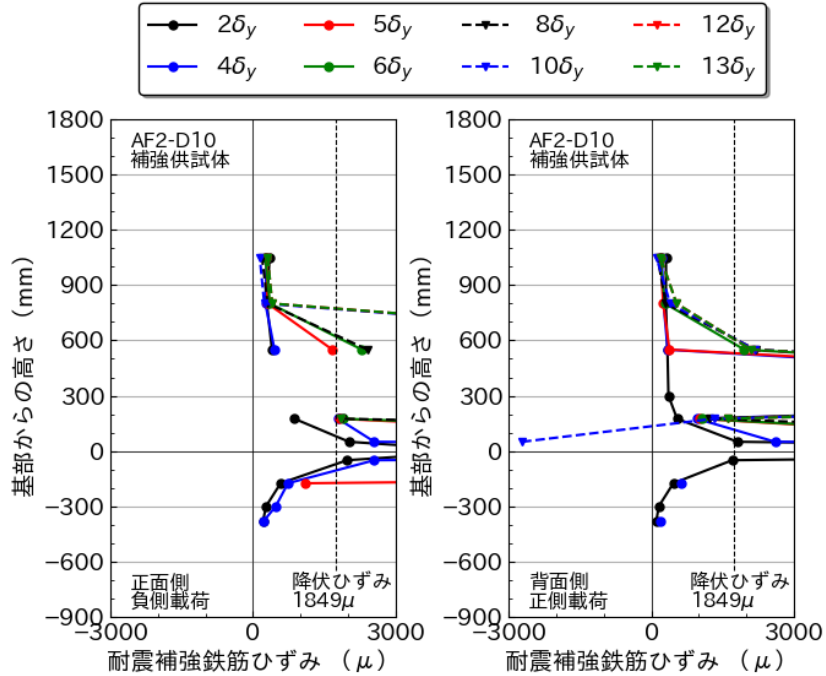


図-3.4.28 耐震補強鉄筋のひずみの分布 (AF2-D10 補強供試体)

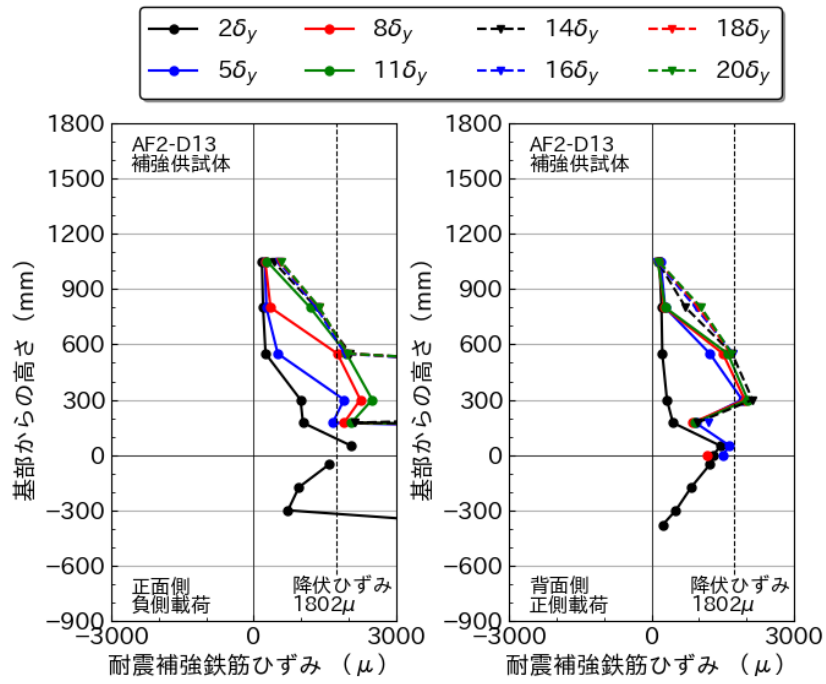


図-3.4.29 耐震補強鉄筋のひずみの分布 (AF2-D13 補強供試体)

(6) 帯鉄筋ひずみ分布

図-3.4.30にはR基準供試体の正負交番載荷試験における限界状態3に相当する変位ステップまでの帯鉄筋ひずみの高さ方向の分布を示している。R基準供試体の帯鉄筋ひずみは、図-3.4.6に示すように、基部から50mm、300mm、550mm、800mmの高さの帯鉄筋の柱断面中央位置に貼付したひずみゲージ出力であり、既設軸方向鉄筋のはらみ出しにより帯鉄筋に引張が生じると考えられる載荷方向（正面（F）側では正側載荷、背面（B）側では負側載荷）における各載荷ステップの繰り返し回数3回の算術平均である。図より、R基準供試体の帯鉄筋ひずみは、正面側では基部および基部から高さ300mmのひずみの増加が大きく、載荷ステップが増えるごとに大きくなっている。一方、背面側では基部からの高さが高くなるに従い帯鉄筋のひずみが多くなる傾向にあるが、ひずみの増加は小さいことが確認できる。

図-3.4.31から図-3.4.34にはR基準供試体および各AF補強供試体の正負交番載荷試験における限界状態3に相当する水平変位までの変位載荷点水平変位と帯鉄筋ひずみの関係を示している。R基準供試体の帯鉄筋ひずみは、図-3.4.6に示す帯鉄筋ひずみ計測点のうち、基部からの高さ300mmの位置に貼付したひずみゲージ出力であり、既設軸方向鉄筋のはらみ出しにより帯鉄筋に引張が生じると考えられる載荷方向（正面（F）側では正側載荷、背面（B）側では負側載荷）における各載荷ステップの繰り返し回数3回の算術平均である。AF補強供試体の帯鉄筋ひずみは、図-3.4.7および図-3.4.8に示すように、基部から高さ300mmの位置に貼付したひずみゲージ出力であり、R基準供試体と同様に、既設軸方向鉄筋のはらみ出しにより帯鉄筋に引張が生じると考えられる載荷方向（正面（F）側では正側載荷、背面（B）側では負側載荷）における各載荷ステップの繰り返し回数3回の算術平均である。なお、いずれの供試体の場合もリード線の断線が確認された以降はひずみ値をプロットしていない。

図-3.4.31より、R基準補強供試体では、基部からの高さ300mmの位置における帯鉄筋は、載荷点水平変位が増加してもひずみの増加が小さいことが確認できる。後述する「(10)橋脚模型の損傷進展図」に示しているように、R基準供試体の場合は基部のコンクリートが剥離した範囲は最大高さが200mm程度であること、基部からの高さ300mmの位置の帯鉄筋のひずみが小さいことから、軸方向鉄筋のはらみ出しは、基部からの高さ300mmより小さい範囲で発生したものと推察される。

図-3.4.32より、AF1-D10補強供試体では、正面側で変位ステップ $10\delta_y$ まで、背面側で変位ステップ $9\delta_y$ までは、基部からの高さ300mmの位置における帯鉄筋は、載荷点水平変位が増加してもひずみの増加が小さいことが確認できる。正面側ではリード線の断線が確認されたため、変位ステップ $11\delta_y$ 以降のひずみは計測できなかったが、背面側では変位ステップ $10\delta_y$ でひずみが大きく増加したことが確認できる。AF補強供試体においては、既設軸方向鉄筋のはらみ出しを帯鉄筋が拘束している場合のほか、帯鉄筋よりも外側に配置した耐震補強鉄筋のはらみ出しにより、かぶりコンクリートを介して帯鉄筋を柱断面の外側へ引っ張る場合に帯鉄筋にひずみが発生すると考えられる。このことから、本供試体の場合は、背面側については、変位ステップ $10\delta_y$ で既設軸方向鉄筋、耐震補強鉄筋のどちら

か、またはその両者のはらみ出しが顕著になり、帯鉄筋に大きなひずみを発生させたと考えられる。

「(1) 水平力-水平変位関係」に前述したとおり、本供試体の負側載荷時の最大荷重を記録した変位ステップは $10\delta_y$ であり、帯鉄筋のひずみが大きく増加した変位ステップと一致している。このことから、この変位ステップにおいて既設軸方向鉄筋や耐震補強鉄筋のはらみ出しが顕著になったことに起因して水平耐力の低下が始まったと推察される。

図-3.4.33より、AF2-D10 補強供試体では、正面側、背面側ともに変位ステップ $8\delta_y$ までは基部からの高さ 300mm の位置における帯鉄筋は、載荷点水平変位が増加してもひずみの増加が小さいことが確認できる。正面側ではリード線の断線が確認されたため、変位ステップ $9\delta_y$ 以降のひずみは計測できなかったが、背面側では変位ステップ $9\delta_y$ にひずみの増加が確認できることから、前述したように、背面側については変位ステップ $9\delta_y$ で既設軸方向鉄筋や耐震補強鉄筋のはらみ出しが顕著になったと考えられる。本供試体の負側載荷時の最大荷重を記録した変位ステップは $9\delta_y$ であり、帯鉄筋のひずみが大きく増加した変位ステップと一致している。このことから、AF1-D10 補強供試体の場合と同様に、この変位ステップにおいて既設軸方向鉄筋や耐震補強鉄筋のはらみ出しが顕著になったことに起因して、水平耐力の低下が始まったと推察される。

また、AF1-D10 補強供試体の基準変位は 2.7mm であり、既設軸方向鉄筋や耐震補強鉄筋のはらみ出しが顕著になったと推察される水平変位は 27mm となる。一方、AF2-D10 補強供試体の基準変位は 3.2mm であり、既設軸方向鉄筋や耐震補強鉄筋のはらみ出しが顕著になってと推察される水平変位は 28.8mm であり、AF1-D10 補強供試体の場合の 27mm とほぼ同程度の水平変位であることが分かった。

図-3.4.34より、AF2-D13 補強供試体では、載荷ステップの増加に伴うひずみの増加が、前述の AF1-D10 および AF2-D10 補強供試体の傾向よりもやや大きいことが分かる。しかしながら、AF1-D10 および AF2-D10 補強供試体において、既設軸方向鉄筋や耐震補強鉄筋のはらみ出しが顕著になったと考えられる載荷点水平変位 27mm~28.8mm における本供試体の帯鉄筋のひずみは正面側、背面側ともに AF1-D10 および AF2-D10 補強供試体の背面側のそれよりも小さいことが分かる。このことから、AF1-D10 および AF2-D10 補強供試体と比較して耐震補強鉄筋径が 1 ランク大きい本供試体においては、この時点における既設軸方向鉄筋や耐震補強鉄筋のはらみ出し量は AF1-D10 および AF2-D10 補強供試体と比較して小さいものと推察される。基準水平変位が 1.9mm である本供試体においては、載荷点水平変位 27mm~28.8mm は概ね変位ステップ 14~15 δ_y に相当し、最大荷重を記録した変位ステップと一致していた。

以上より、AF 補強供試体の場合はいずれの供試体においても、既設軸方向鉄筋、耐震補強鉄筋のどちらか、またはその両者のはらみ出しにより帯鉄筋にひずみを発生させていること、またそのはらみ出しにより水平耐力の低下が始まっていること、さらに保有水平耐力が最大となり水平耐力の低下が始まる水平変位は各 AF 補強供試体で概ね一致しており、約 28mm 前後であることが分かった。

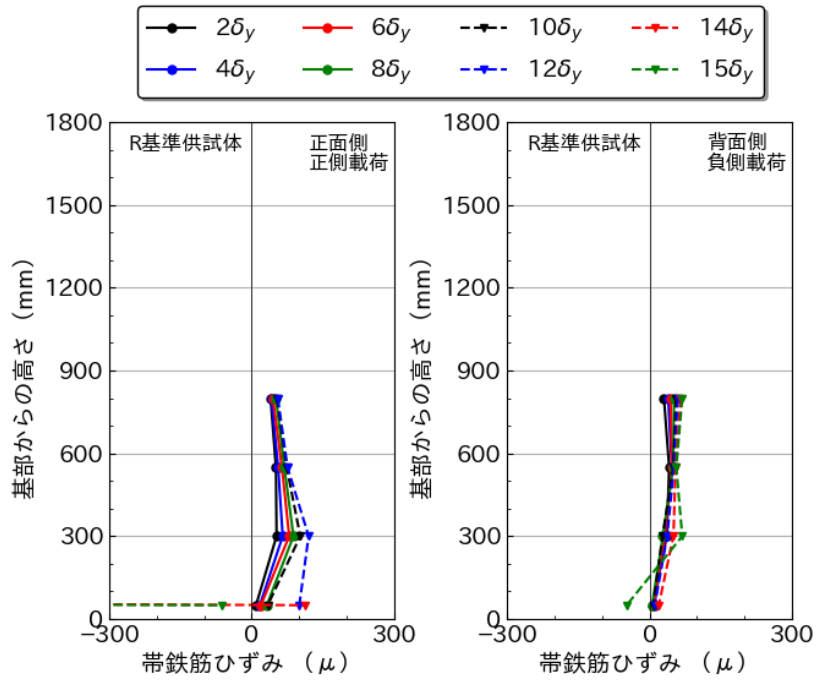


図-3.4.30 帯鉄筋のひずみの分布 (R 基準供試体)

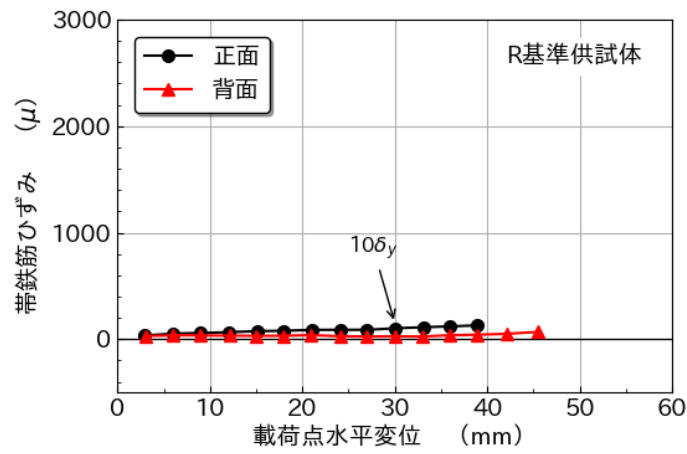


図-3.4.31 帯鉄筋のひずみ (R 基準供試体)

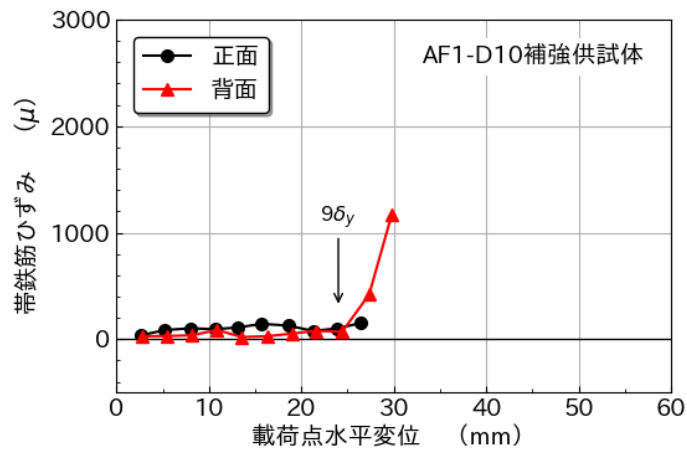


図-3.4.32 帯鉄筋のひずみ (AF1-D10 補強供試体)

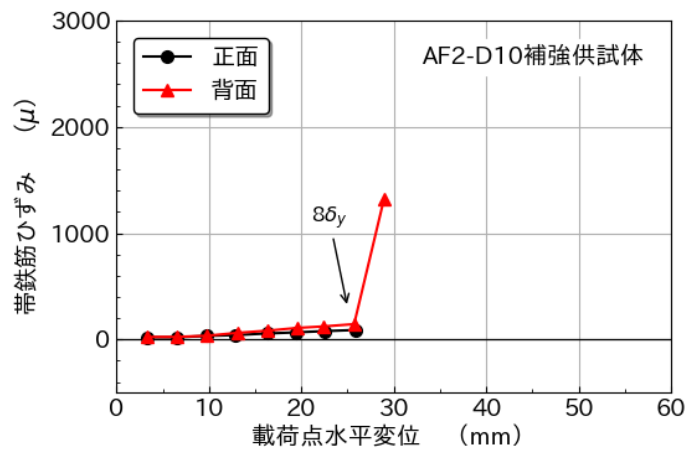


図-3.4.33 帯鉄筋のひずみ (AF2-D10 補強供試体)

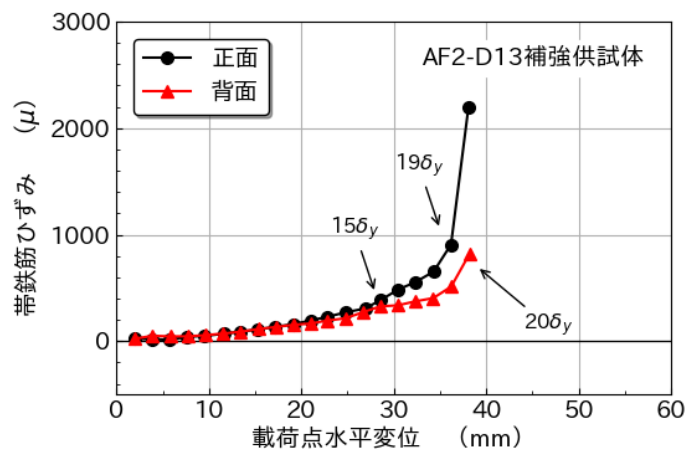


図-3.4.34 帯鉄筋のひずみ (AF2-D13 補強供試体)

(7) アラミド繊維シートひずみ分布

図-3.4.35にはAF2-D13補強供試体の正負交番載荷試験における限界状態3に相当する変位ステップまでのアラミド繊維シートの高さ方向のひずみ分布を示している。アラミド繊維シートのひずみは、図-3.4.9に示すように、基部から0mm, 50mm, 100mm, 150mm, 175mm, 200mm, 250mm, 300mm, 350mm, 400mm, 450mm, 500mm, 550mm, 600mmの高さの柱断面中央位置に貼付したひずみゲージ出力であり、既設軸方向鉄筋のはらみ出しによりアラミド繊維シートに引張が生じると考えられる載荷方向（正面（F）側では正側載荷，背面（B）側では負側載荷）における各載荷ステップの繰り返し回数3回の算術平均である。図より、正面側では基部から100mmまで、背面側では基部から175mmまでの高さにおいて、アラミド繊維シートのひずみに顕著な変化があることが確認できる。ひずみの値は、正面側、背面側ともに基部からの高さ50mmがもっとも大きいことが分かる。

図-3.4.36には基部からの高さ50mmにおける限界状態3に相当する変位ステップまでのアラミド繊維シートひずみと載荷点水平変位の関係を示している。図より変位ステップ $13\delta_y$ までのひずみの大きさは正面側、背面側で概ね同程度であり 500μ 程度であることが分かる。その後、正面側では変位ステップ $17\delta_y$ においてひずみが大きく増加したが、背面側では変位ステップの増加にともなうアラミド繊維シートのひずみ増加は緩やかであった。写真-3.4.2および後述の「(10) 橋脚模型の損傷進展図」に示しているように、本供試体の場合は変位ステップ $16\delta_y$ から $17\delta_y$ にかけて正面側の柱基部のアラミド繊維シートの剥離を確認している。一方、背面側では限界状態3に相当する変位ステップである $20\delta_y$ までにアラミド繊維シートの剥離は確認できていない。このことから、変位ステップ $17\delta_y$ で正面側のアラミド繊維シートに大きなひずみが発生した要因は、前述したように、変位ステップ $14\delta_y$ で保有水平耐力が最大となった後、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じ始め、変位ステップ $16\delta_y$ でかぶりコンクリートのはらみ出しに伴いアラミド繊維シートの剥離が発生したことによるものと推察される。

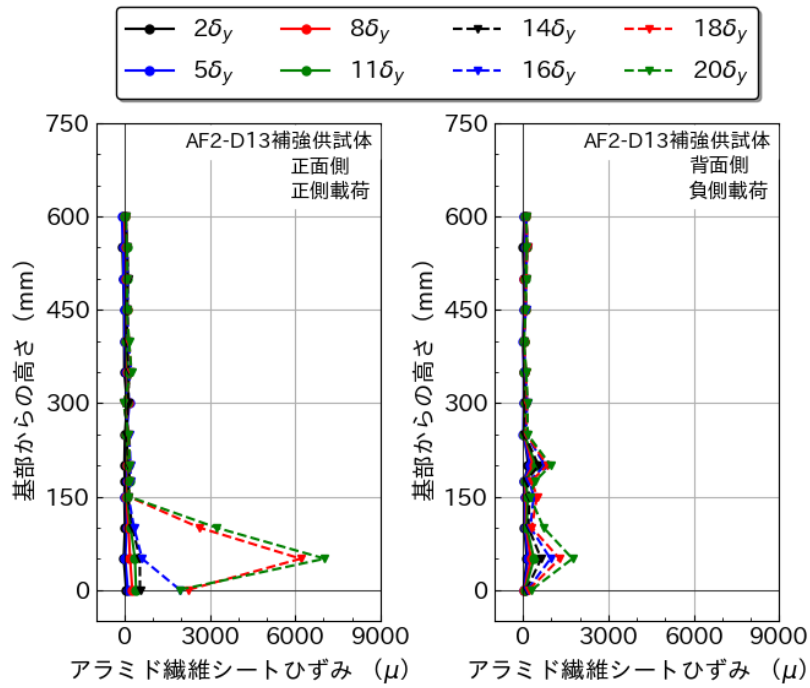


図-3.4.35 アラミド繊維シートのひずみ分布 (AF2-D13 補強供試体)

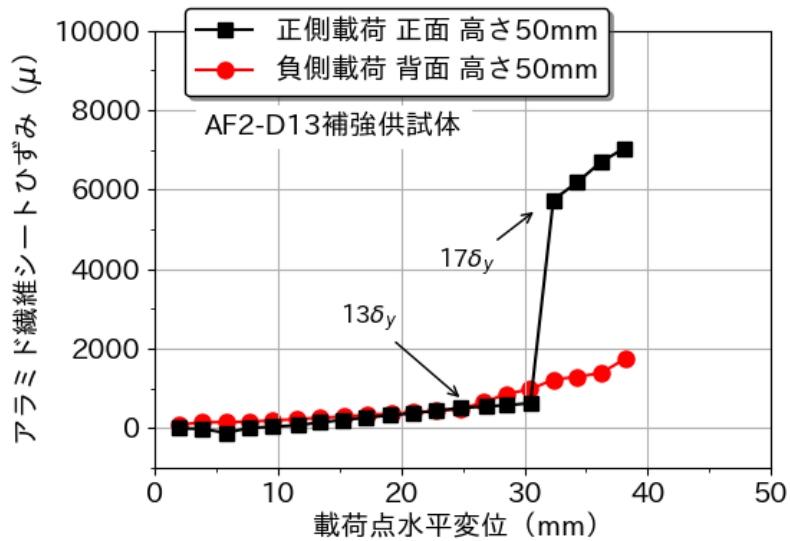
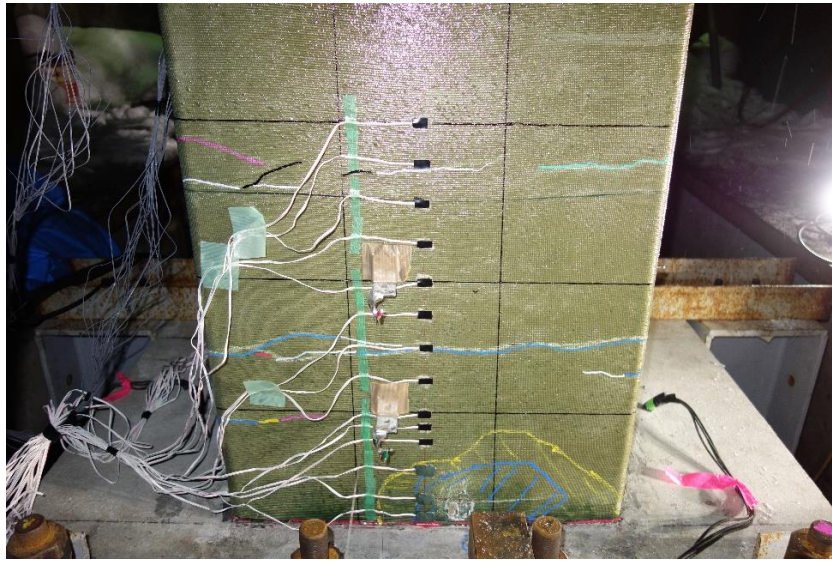
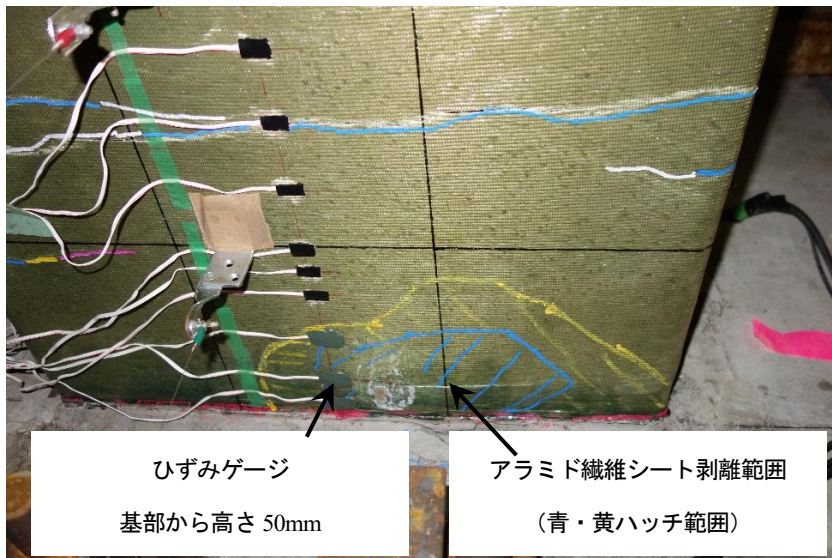


図-3.4.36 アラミド繊維シートのひずみ (AF2-D13 補強供試体)



(a) 柱正面



(b) 柱正面 基部

写真-3.4.2 アラミド繊維シートのはらみ出し状況
(AF2-D13 補強試験体 変位ステップ 17 δ , 載荷終了時)

(8) コンクリートの損傷状況およびはつり調査

写真-3.4.3 から写真-3.4.5 には載荷試験後における各補強供試体の正面および背面の柱基部コンクリートの損傷状況を示している。なお、供試体はアラミド繊維シートおよびアラミド繊維シート巻立ての際に塗布したエポキシ系プライマーをサンダーケレンにて除去した後の状況である。また、正面および背面の定義は図-3.4.1 の通りであり、それぞれ載荷方向に直交する面である。

写真-3.4.3 から写真-3.4.5 より、いずれの供試体においても、基部コンクリートの一部にはく離や圧壊が確認できるがその範囲は小さいことが確認できる。AF2-D13 補強供試体においては、他の2ケースと比較してはく離や圧壊の範囲が小さく、特に背面側においては、ひび割れは確認できるものの、はく離には至っていないことが確認できる。

写真-3.4.6 から写真-3.4.8 には、載荷試験後における各補強供試体柱基部の表面コンクリートを帯鉄筋背面程度の深さまで撤去した後の状況を示している。

写真-3.4.6 から写真-3.4.8 より、いずれの補強供試体においても圧壊は柱コンクリートの内部にまでは至っておらずコアコンクリートは概ね健全な状態であることが分かる。このことから、提案の補強法における縮小供試体の正負交番載荷試験における耐力低下の顕在化は、基部コンクリートの圧壊に起因するものではないと推察され、耐震補強鉄筋が破断することなく柱基部の変形に追従することができれば、じん性の向上が期待できるものと考えられる。



(a) 正面



(b) 背面

写真-3.4.3 柱基部コンクリートの損傷状況 (AF1-D10 補強供試体)



(a) 正面



(b) 背面

写真-3.4.4 柱基部コンクリートの損傷状況 (AF2-D10 補強供試体)



(a) 正面



(b) 背面

写真-3.4.5 柱基部コンクリートの損傷状況 (AF2-D13 補強供試体)



(a) 正面



(b) 背面

写真-3.4.6 柱基部のはつり調査後の状況 (AF1-D10 補強供試体)



(a) 正面



(b) 背面

写真-3.4.7 柱基部のはつり調査後の状況 (AF2-D10 補強供試体)



(a) 正面



(b) 背面

写真-3.4.8 柱基部のはつり調査後の状況 (AF2-D13 補強供試体)

(9) 耐震補強鉄筋の損傷状況

写真-3.4.9 には、AF 補強供試体の基部における耐震補強鉄筋のはらみ出しおよび破断状況を示している。

写真-3.4.9 (a) および (b) より、耐震補強鉄筋は、AF1-D10 補強供試体および AF2-D10 補強供試体では柱基部から 100 mm 程度の範囲、また写真-3.4.9 (c) より、AF2-D13 補強供試体では、柱基部から 140 mm 程度の範囲ではらみ出し座屈が生じ、その頂点部で破断していることが分かる。AF1-D10 補強供試体および AF2-D10 補強供試体の比較から、アラミド繊維 シートの材料特性の違いによる鉄筋のはらみ出し座屈に対する拘束への影響には、大きな差異は確認できなかった。

RC 柱部材の交番載荷試験において、軸方向鉄筋が座屈後、低サイクル疲労により早期に破断する場合のあることが報告されている¹⁰⁾。提案の補強法においても同様に、破断部の鉄筋形状および柱部の損傷状況から、柱基部に曲げ変形が集中したことで、耐震補強鉄筋が座屈後低サイクル疲労によって破断したものと推察される。

図-3.4.37 には、各補強供試体の柱基部の断面図を示している。図中の黒丸位置の鉄筋が正負交番載荷試験後に破断が確認された鉄筋である。

図-3.4.37 (a) および (b) より、AF1-D10 補強供試体および AF2-D10 補強供試体では正面側、背面側すべての耐震補強鉄筋が破断していたのに対し、図-3.4.37 (c) より、AF2-D13 補強供試体では正面側 1 本のみ破断であったことが確認できる。

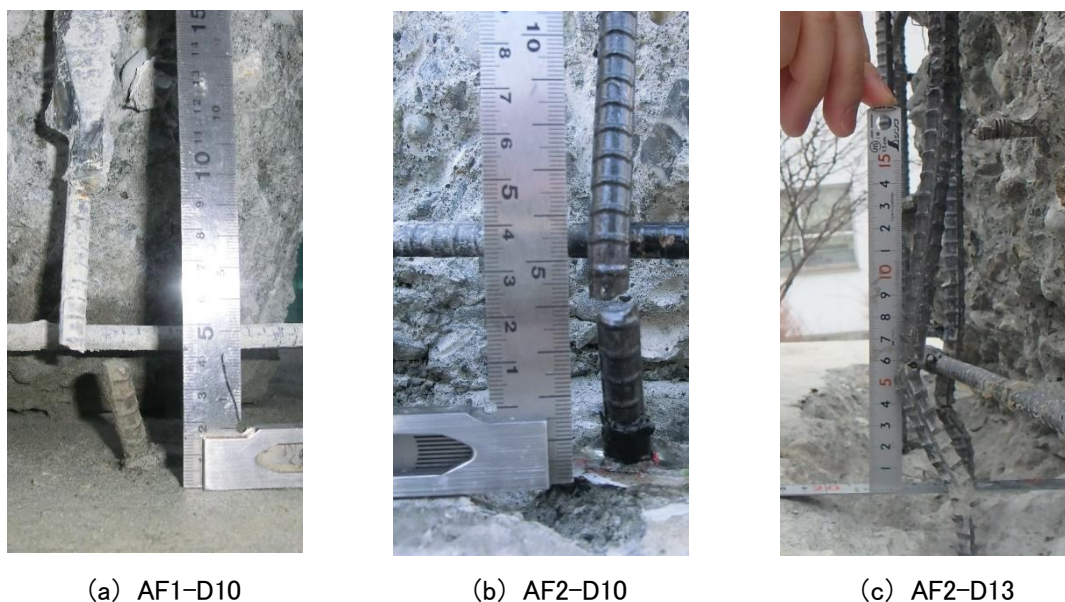
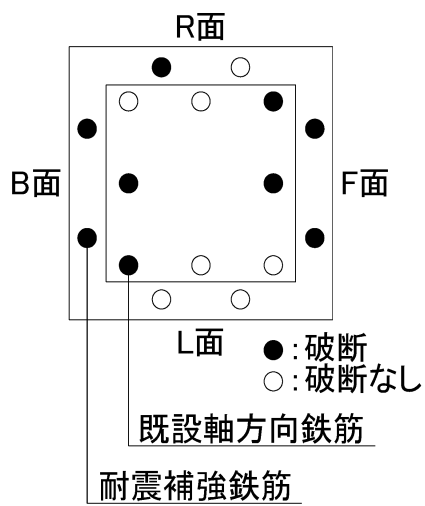
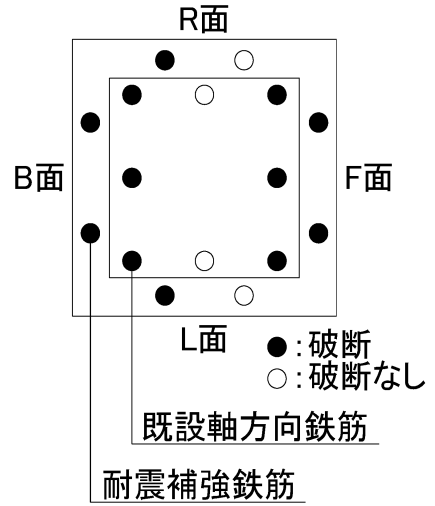


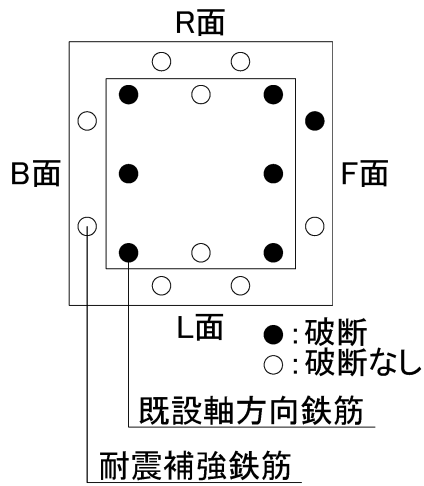
写真-3.4.9 耐震補強鉄筋のはらみ出しおよび破断状況



(a) AF1-D10 補強供試体



(b) AF2-D10 補強供試体



(c) AF2-D13 補強供試体

図-3.4.37 耐震補強鉄筋の破断状況

(10) 橋脚模型の損傷進展図

図-3.4.38 から図-3.4.41 には正負交番載荷試験における載荷ステップ毎の橋脚模型の損傷進展図および載荷終了後の各供試体における損傷状況を示している。なお、AF 補強供試体の場合の損傷進展図は、アラミド繊維シート表面に生じたシートの含浸樹脂ひび割れおよびシートの浮きの状況を示している。また、載荷試験終了後の損傷状況は、アラミド繊維シートを撤去した後の状況である。なお、図中の各 L, F, R, B 面は図-3.4.1 に示した定義の通りであり、F 面と B 面は載荷方向に直交する面である。

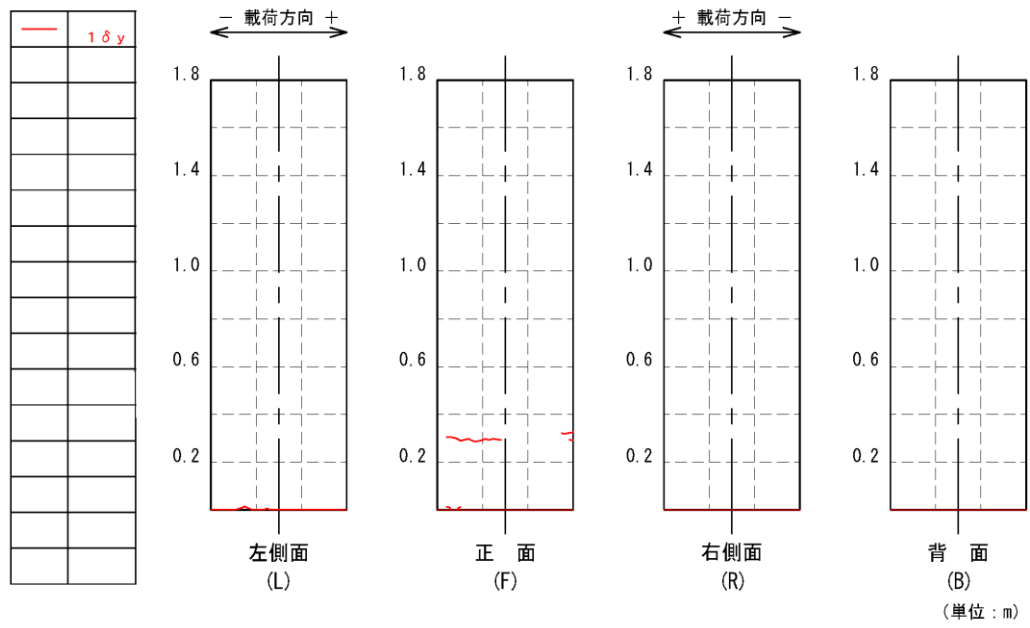
図-3.4.38 より、R 基準供試体の場合には、基部からの高さ約 1200 mm までの範囲でひび割れが発生していることが確認できる。基部のコンクリートの剥離は、変位ステップ $11\delta_y$ において正面の L 側で発生し、載荷ステップの増加とともにその範囲は拡大した。最終的に基部のコンクリートが剥離した範囲は、最大高さが 200 mm 程度であった。「(1) 水平力-水平変位関係」において前述したとおり、本供試体は、正側は変位ステップ $10\delta_y$ で水平荷重が最大に達し、 $11\delta_y$ の正側載荷時から水平荷重が徐々に低下し始めていることから、基部のコンクリートの剥離、およびその範囲の拡大による水平耐力の低下現象を確認できた。

図-3.4.39 より、AF1-D10 補強供試体の場合には、アラミド繊維シートの表面には、基部からの高さ約 300mm および約 600mm にひび割れが生じていることが確認できる。基部のアラミド繊維シートの浮きは、変位ステップ $7\delta_y$ において正面および背面の一部から始まっている。このことから、この時点から軸方向鉄筋のはらみ出しが始まったものと推察される。アラミド繊維シートの浮き範囲は、最終的には正面および背面の高さ 100mm 程度の範囲まで拡大した。図-3.4.39(r) に示しているアラミド繊維シートを撤去した後の状態では、基部からの高さ 300mm 程度のみひび割れが発生していた。また、コンクリートの浮きや剥離が発生していた範囲は、基部からの最大高さが 190 mm 程度であった。「(1) 水平力-水平変位関係」において前述したとおり、本供試体では正側は $9\delta_y$ 、負側は $10\delta_y$ で最大荷重に達し、 $10\delta_y$ の正側載荷時から水平荷重の耐力低下現象が始まっている。このことから、本供試体においては、 $7\delta_y$ から軸方向鉄筋のはらみ出しが始まり、 $10\delta_y$ の正側載荷時にそのはらみ出しが顕著になることにより、水平耐力の低下現象が始まったものと推察される。

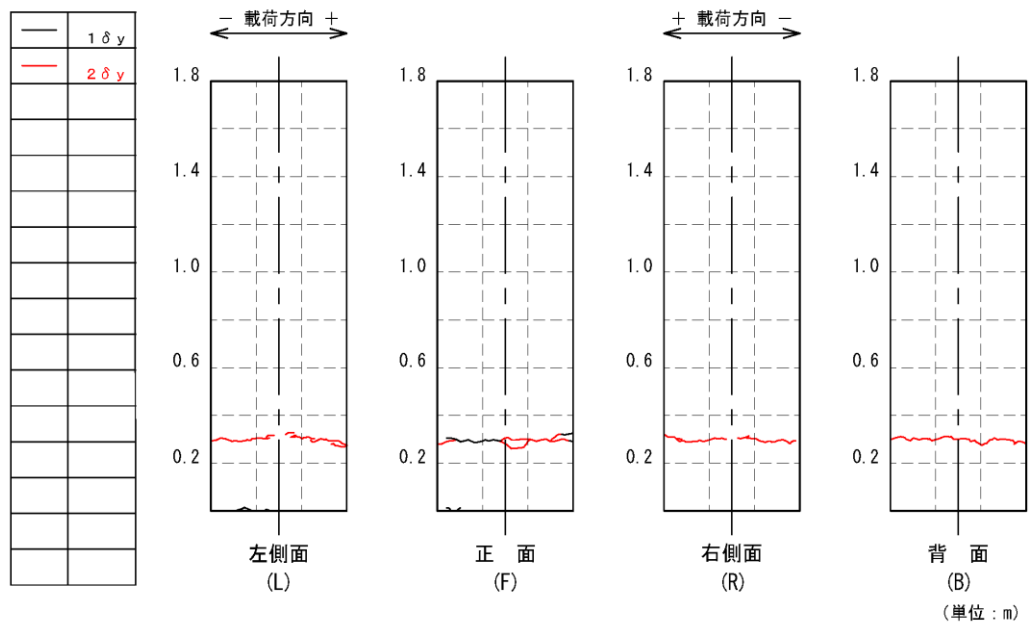
図-3.4.40 より、AF2-D10 補強供試体の場合には、アラミド繊維シートの表面には、基部からの高さ 200~300mm 程度および約 600mm にひび割れが生じていることが確認できる。基部のアラミド繊維シートの浮きは、変位ステップ $7\delta_y$ において正面の一部から始まっている。また、背面では $9\delta_y$ からシートの浮きが始まっている。このことから、これらの時点から軸方向鉄筋のはらみ出しが始まったものと推察される。アラミド繊維シートの浮き範囲は、最終的には正面および背面の高さ 150mm 程度の範囲まで拡大した。図-3.4.40(p) に示しているアラミド繊維シートを撤去した後の状態では、アラミド繊維シート表面に発生していたひび割れの高さ方向の分布と概ね一致する高さでコンクリートのひび割れも生じていた。また、コンクリートの浮きや剥離が発生していた範囲は、基部からの最大高さが 160 mm 程度であった。「(1) 水平力-水平変位関係」において前述したとおり、本供試体では

正側負側共に $9\delta_y$ で最大荷重に達し、 $10\delta_y$ の正側載荷時から水平荷重の低下が始まっている。このことから、本供試体においては、 $7\delta_y$ から軸方向鉄筋のはらみ出しが始まり、正側負側共に $10\delta_y$ でそのはらみ出しが顕著になることにより、水平荷重の低下が始まったものと推察される。

図-3.4.41 より、AF2-D13 補強供試体の場合には、アラミド繊維シートの表面には、基部からの高さ約 1000 mm までの範囲でひび割れが発生していることが確認できる。基部のアラミド繊維シートの浮きは、変位ステップ $16\delta_y$ において正面の一部から始まっている。また、背面では $23\delta_y$ からシートの浮きが始まっている。このことから、これらの時点から軸方向鉄筋のはらみ出しが始まったものと推察される。アラミド繊維シートの浮き範囲は、最終的には正面および背面の高さ 200mm 程度の範囲まで拡大した。図-3.4.41 (z) に示しているアラミド繊維シートを撤去した後の状態では、基部からの高さ 300mm 程度のみでひび割れが発生していた。また、コンクリートの浮きや剥離が発生していた範囲は、基部からの最大高さが 200 mm 程度であった。「(1) 水平力-水平変位関係」において前述したとおり、本供試体では正側は $14\delta_y$ 、負側は $15\delta_y$ で最大荷重に達し、 $15\delta_y$ の正側載荷時から水平耐力の低下現象が始まっている。このことから、本供試体においては、 $16\delta_y$ から正面側の軸方向鉄筋のはらみ出しが始まり、変位ステップの増加とともにそのはらみ出しが顕著になることにより、水平耐力の低下現象が始まったものと推察される。



(a) $1\delta_y$



(b) $2\delta_y$

图-3.4.38 R 基準供試体損傷進展图

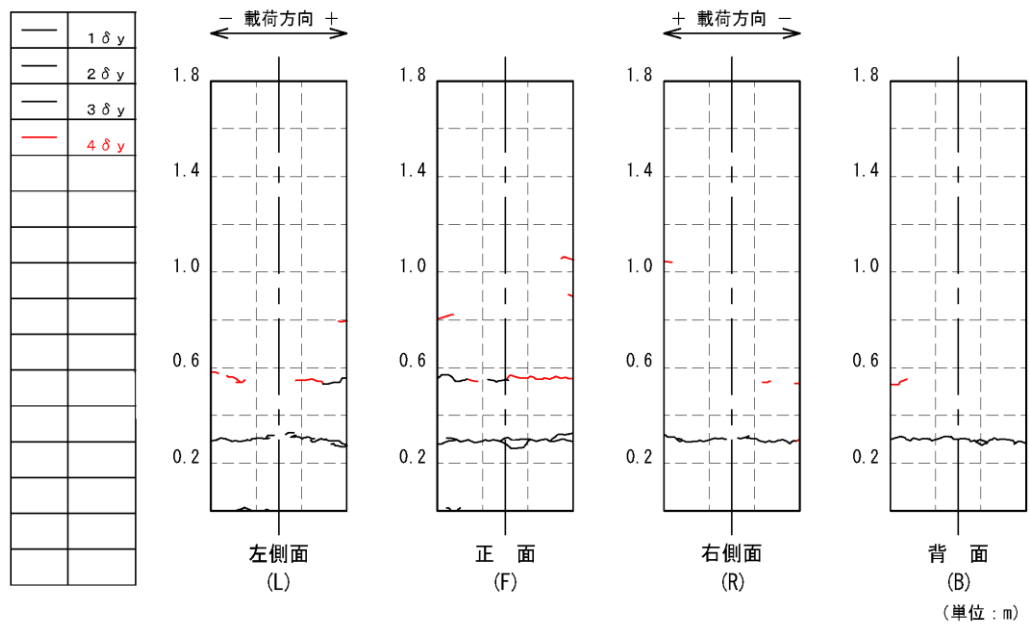
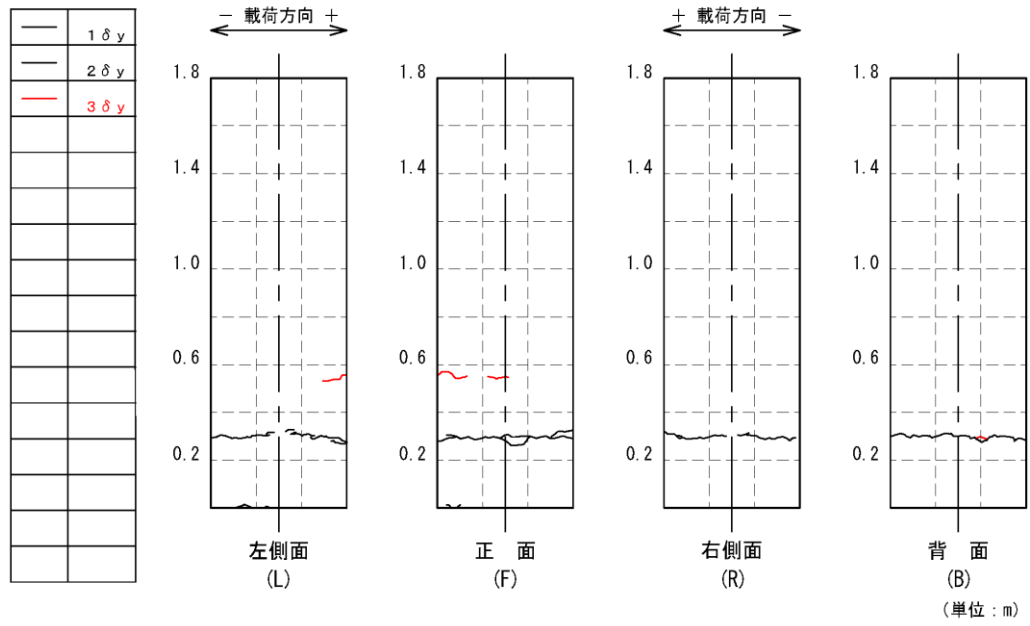
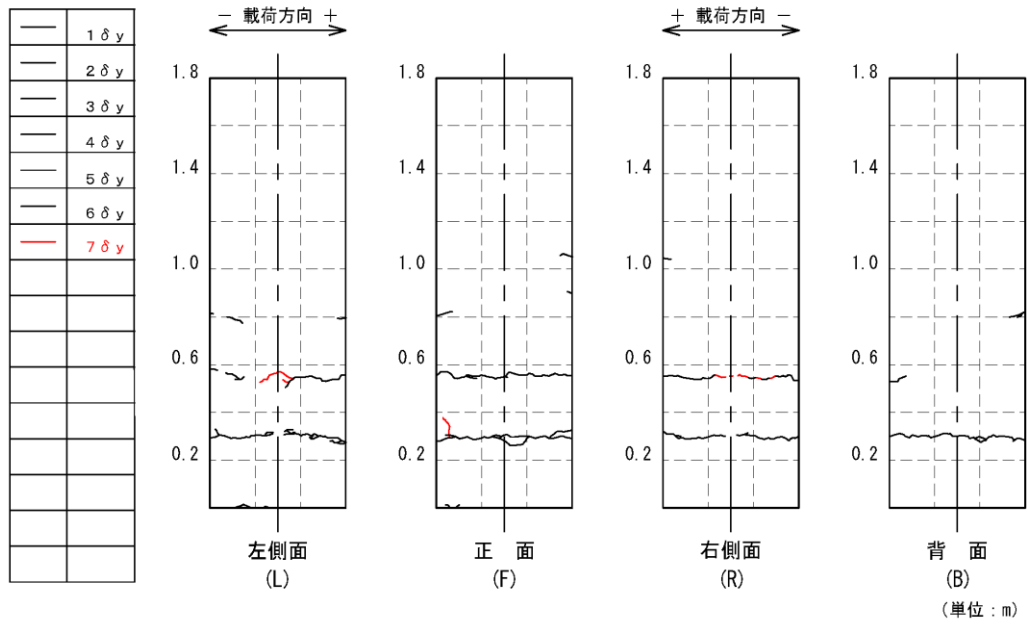
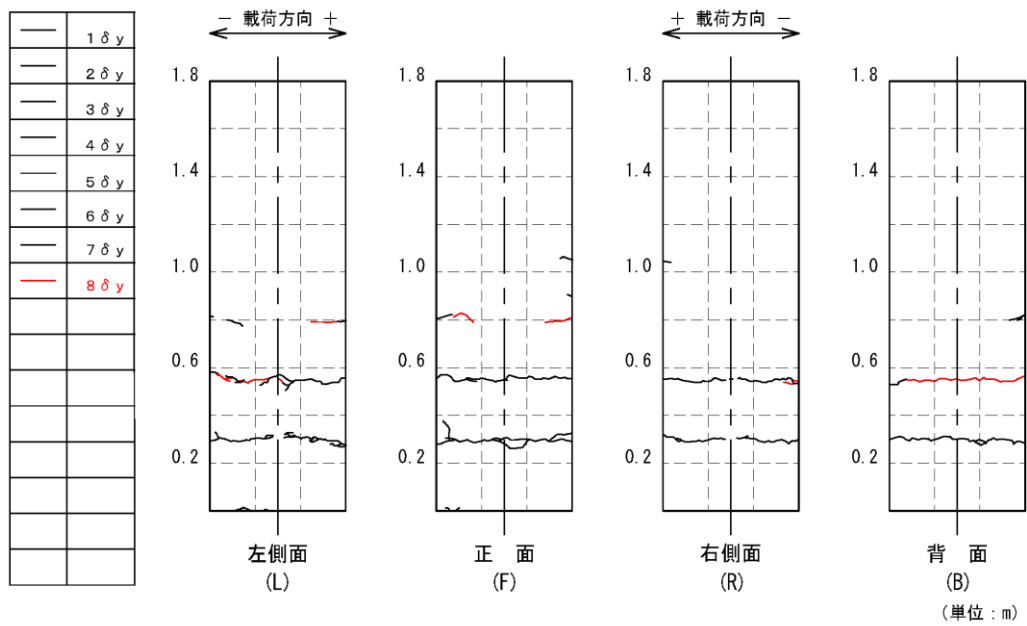


図-3.4.38 R 基準供試体損傷進展図 (続き)



(g) $7\delta_y$



(h) $8\delta_y$

図-3.4.38 R 基準供試体損傷進展図 (続き)

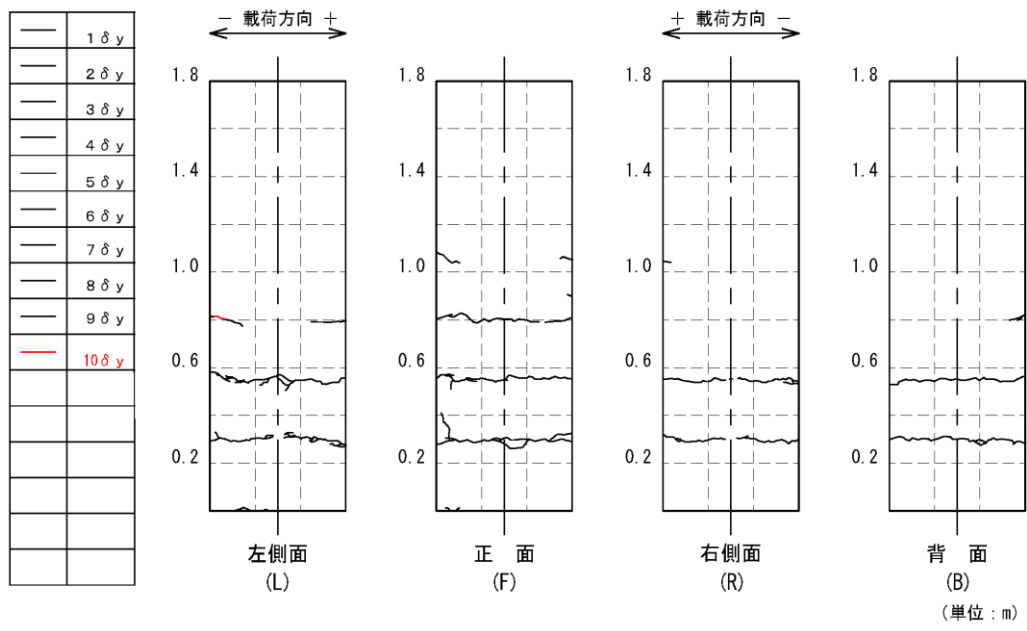
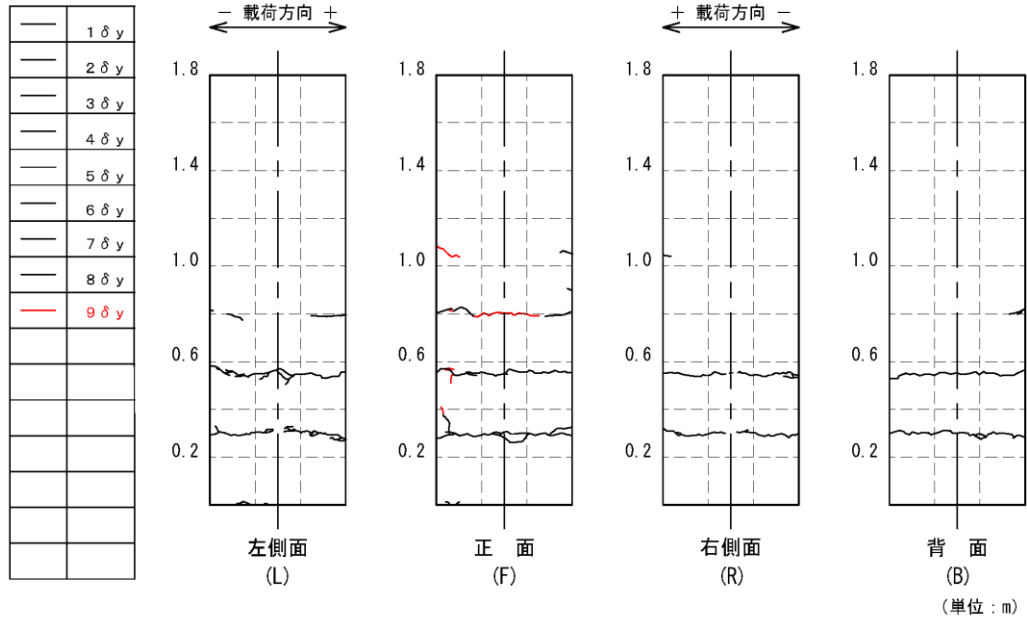
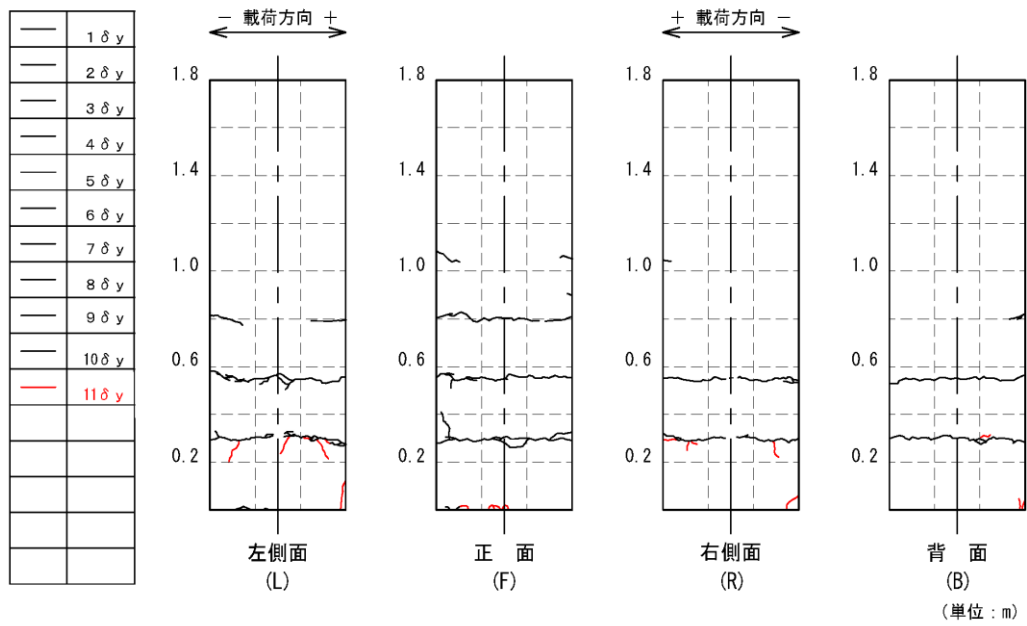
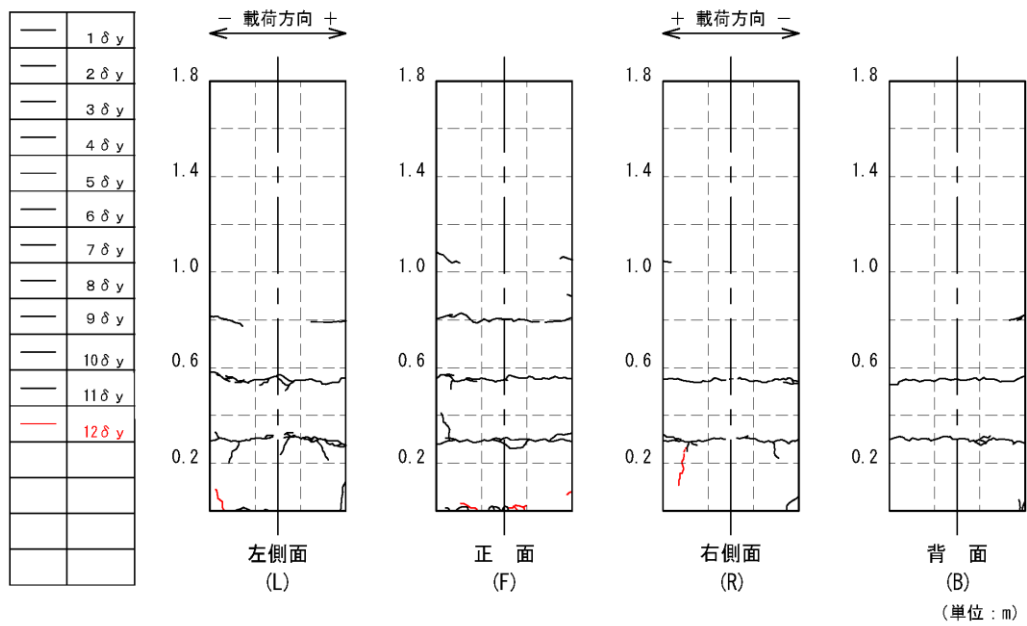


図-3.4.38 R 基準供試体損傷進展図 (続き)

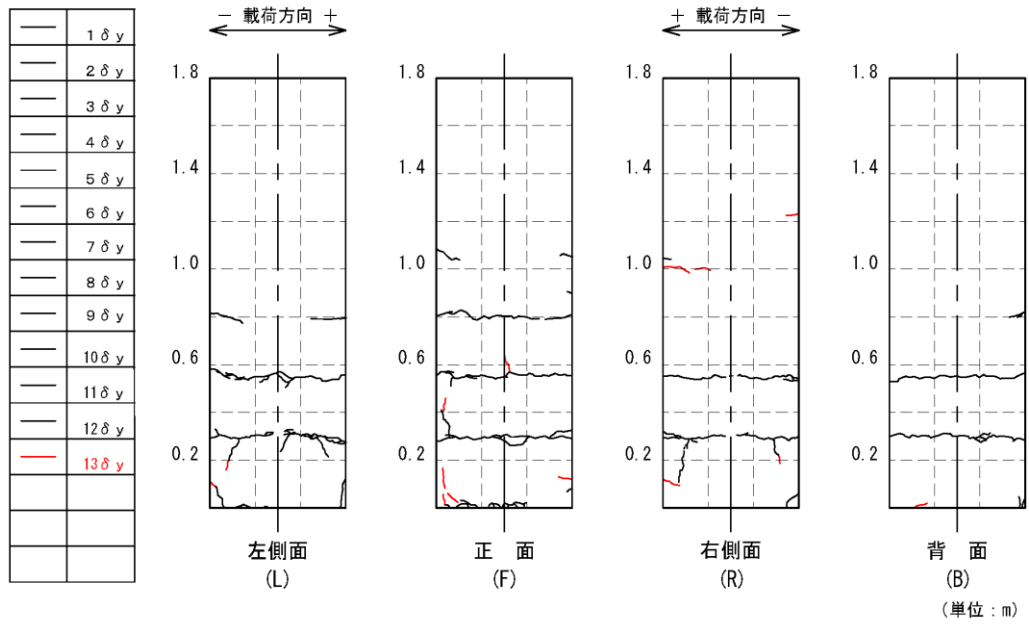


(k) $11\delta_y$

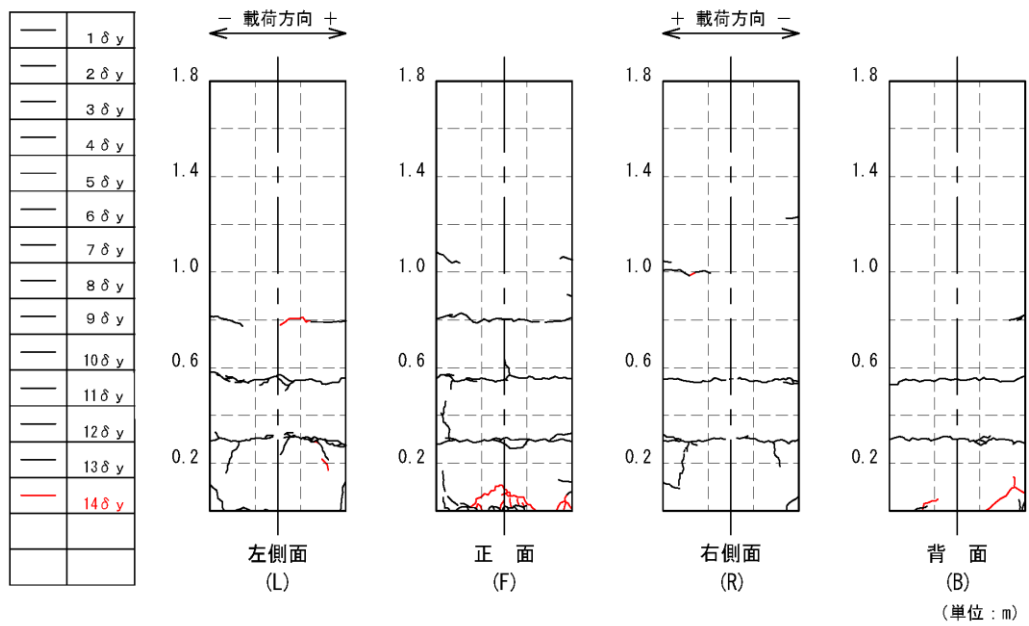


(l) $12\delta_y$

図-3.4.38 R 基準供試体損傷進展図 (続き)

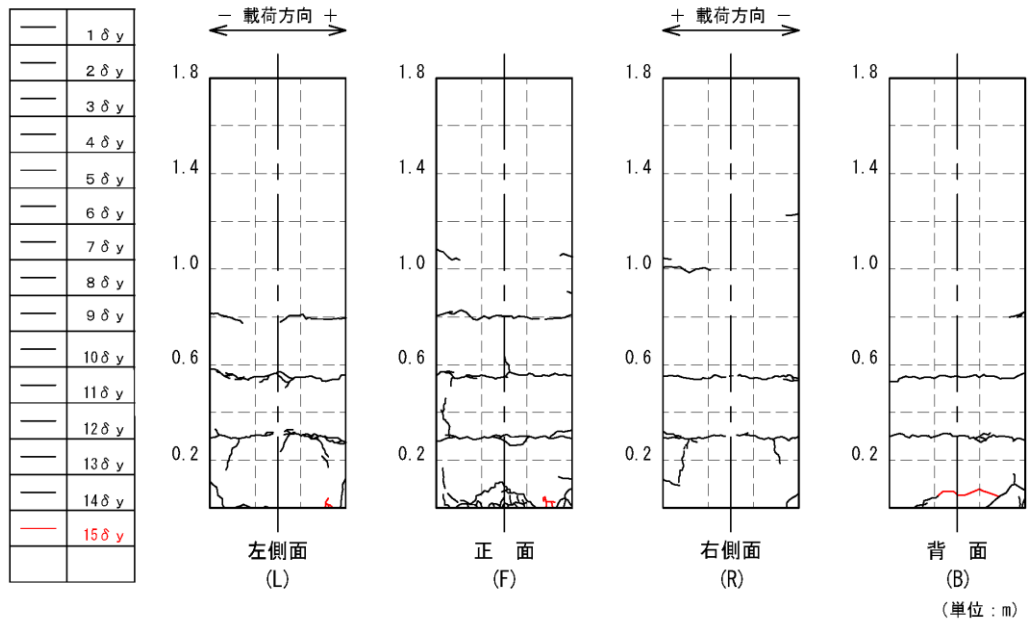


(m) 13 δ_y

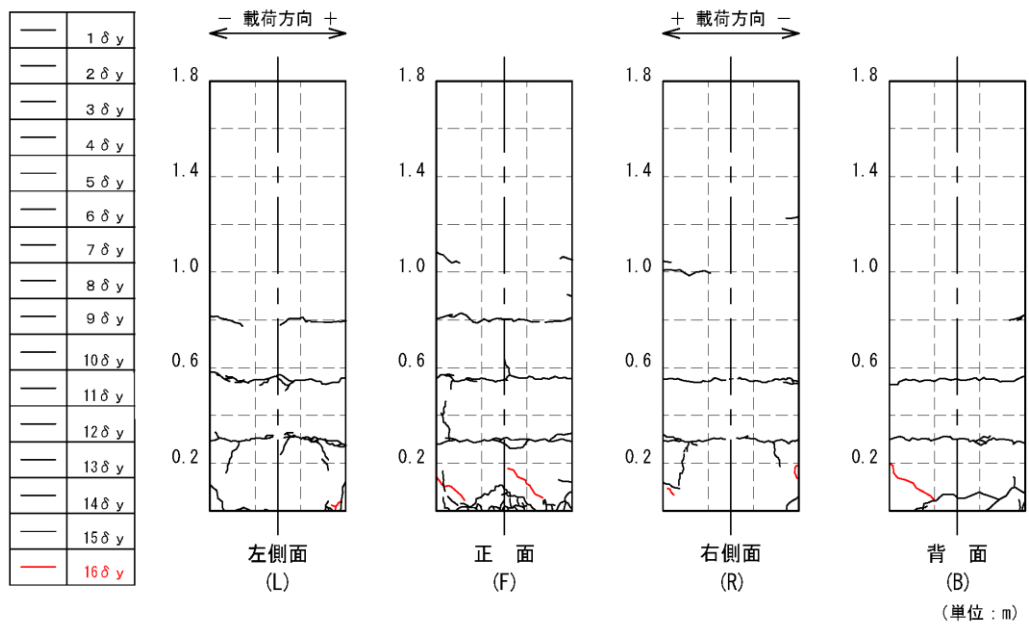


(n) 14 δ_y

図-3.4.38 R 基準供試体損傷進展図 (続き)

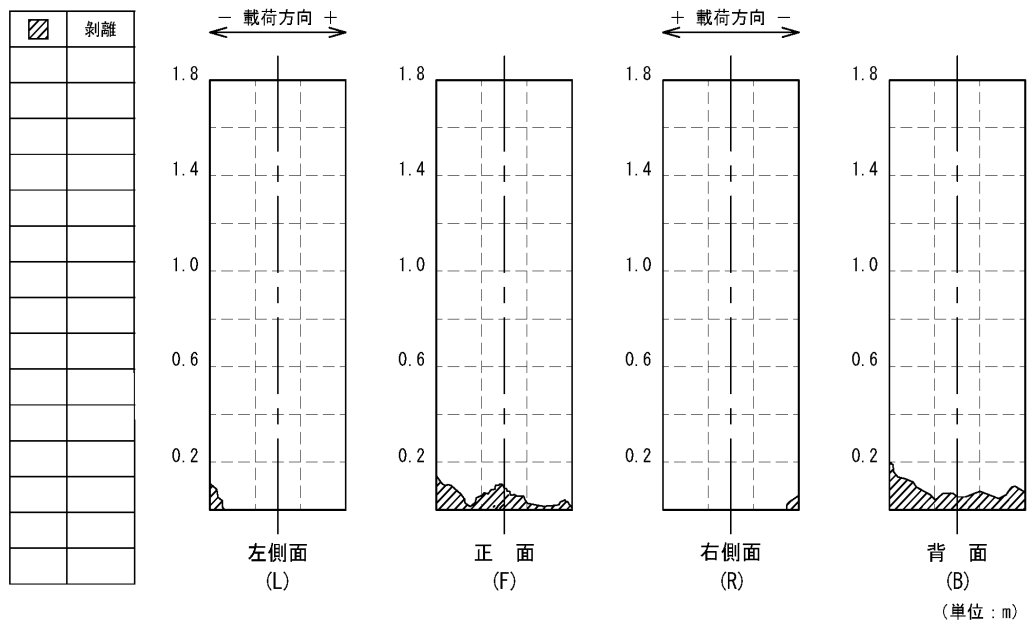


(o) 15 δ_y



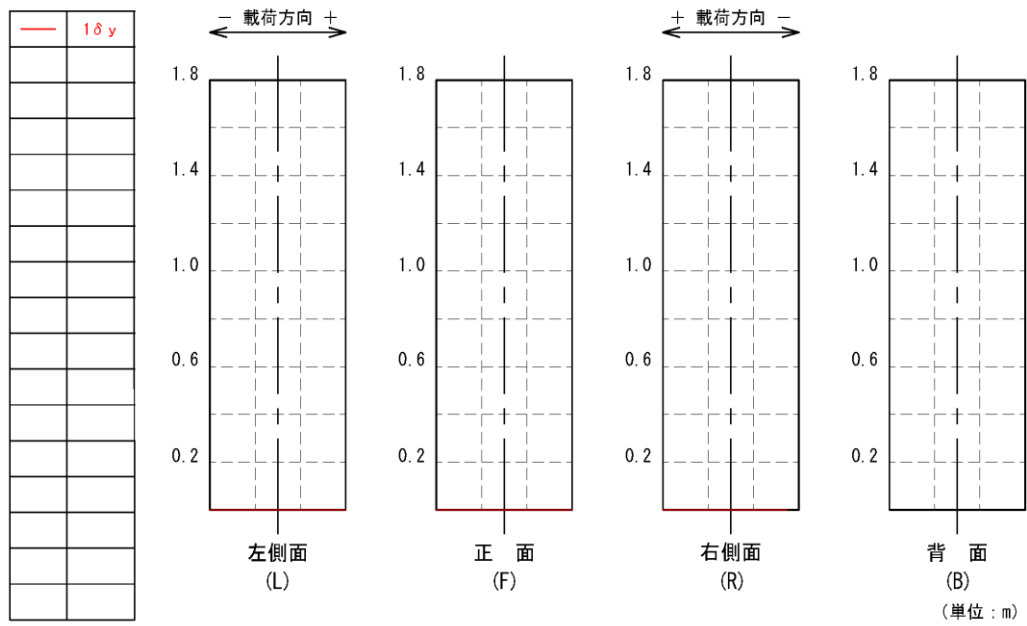
(p) 16 δ_y

図-3.4.38 R 基準供試体損傷進展図 (続き)

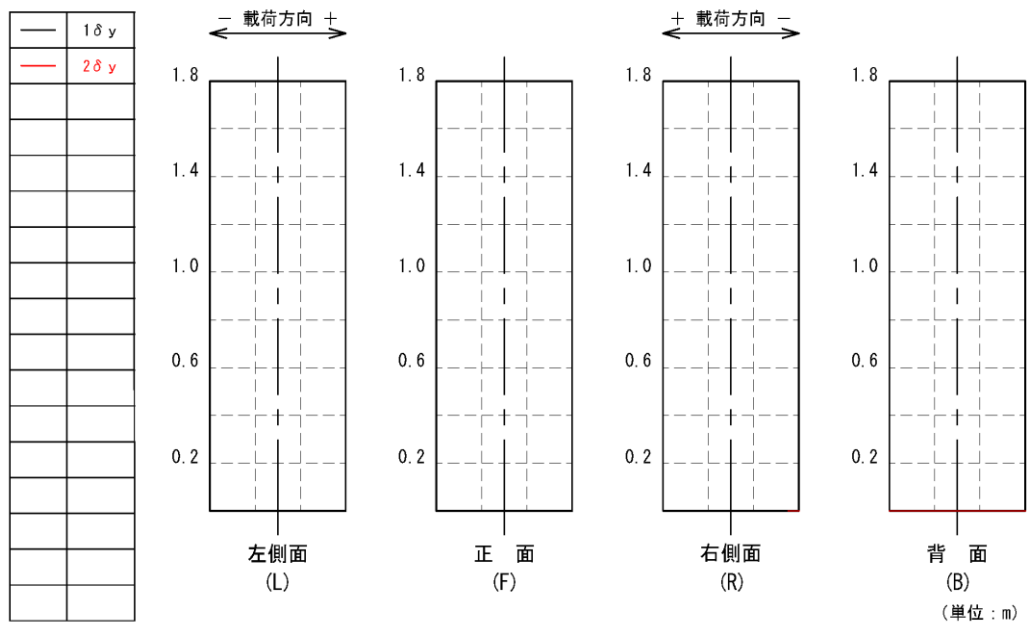


(q) コンクリートの浮き, 剝離範囲

図-3.4.38 R 基準供試体損傷進展図 (続き)



(a) $1\delta_y$



(b) $2\delta_y$

图-3.4.39 AF1-D10 補強供試体損傷進展図

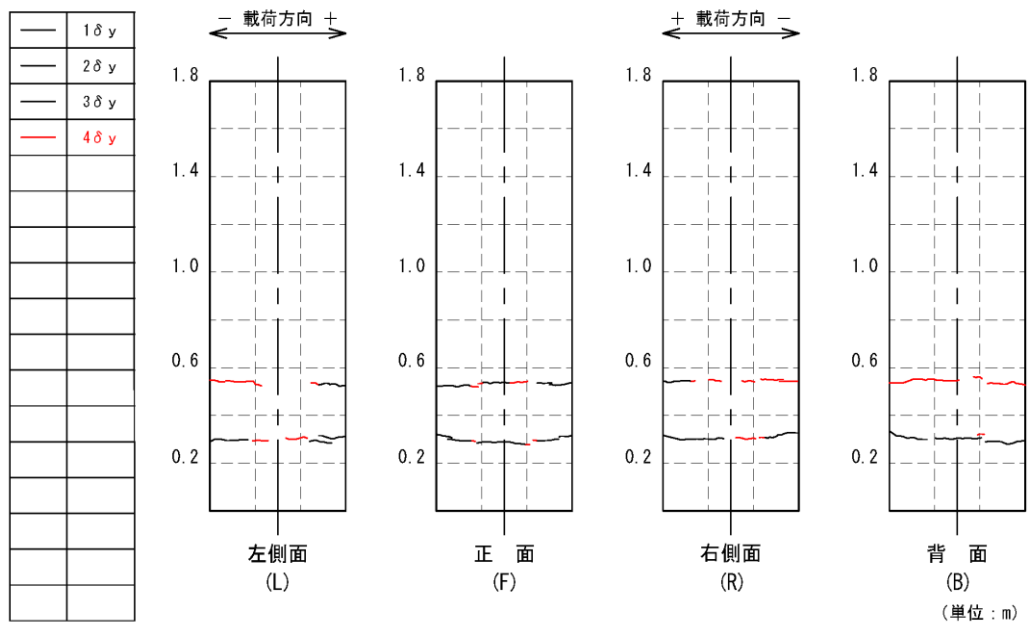
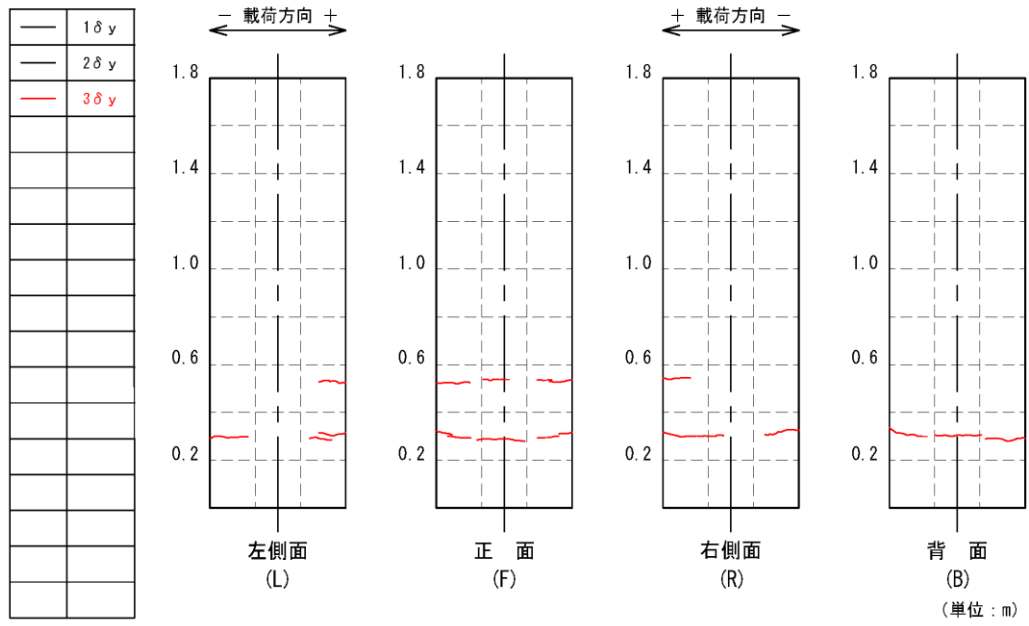
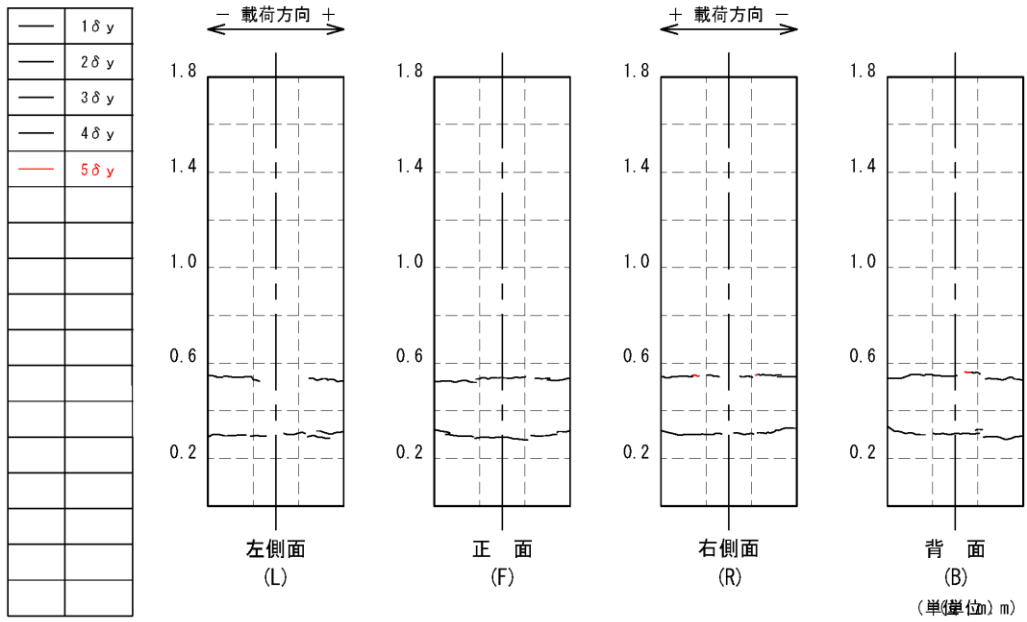
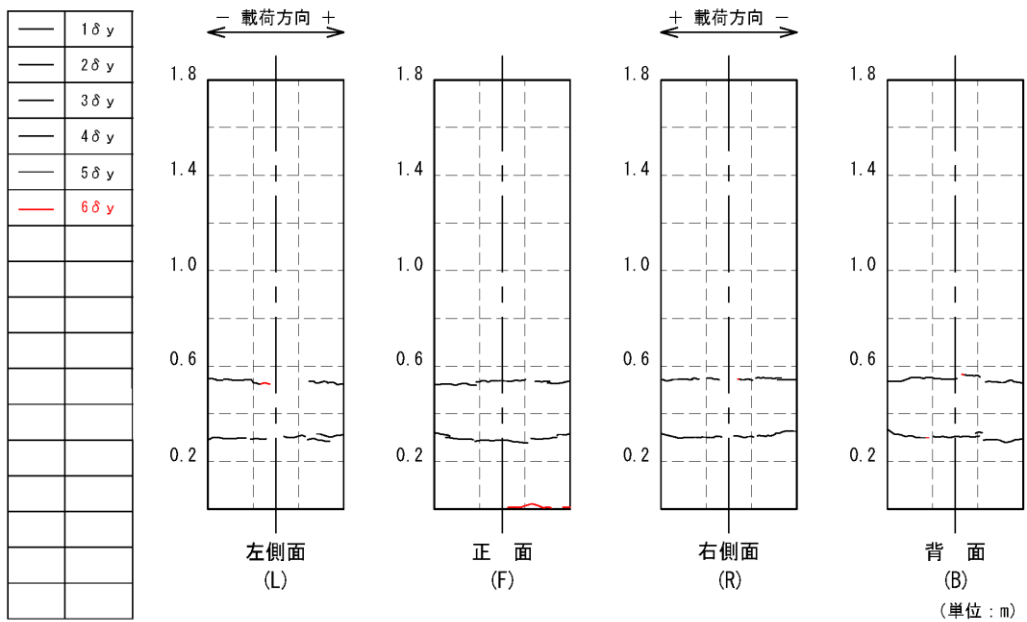


図-3.4.39 AF1-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)



(e) $5\delta_y$



(f) $6\delta_y$

図-3.4.39 AF1-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)

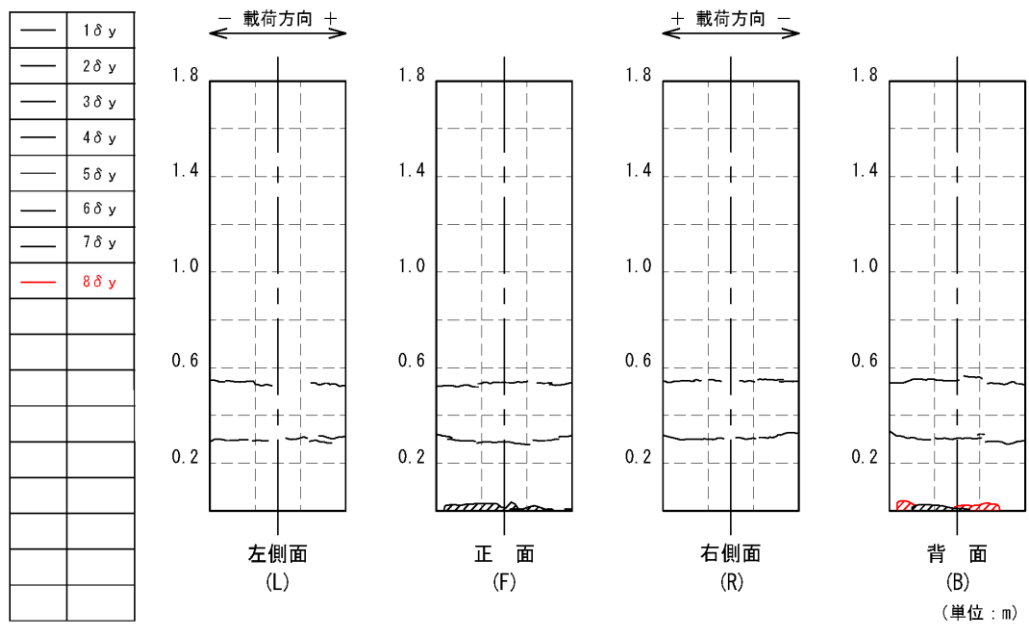
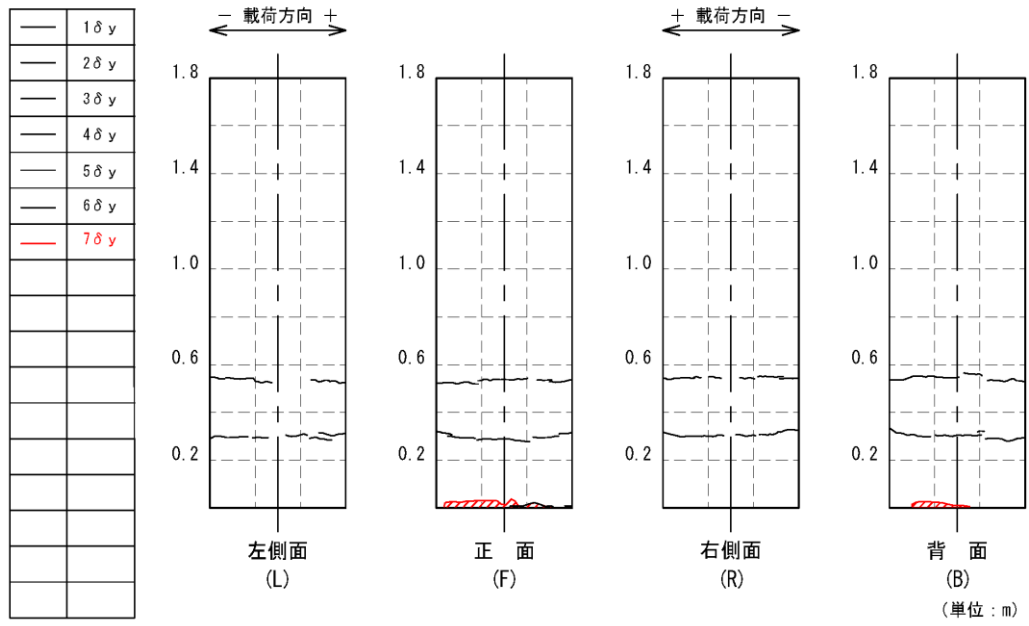
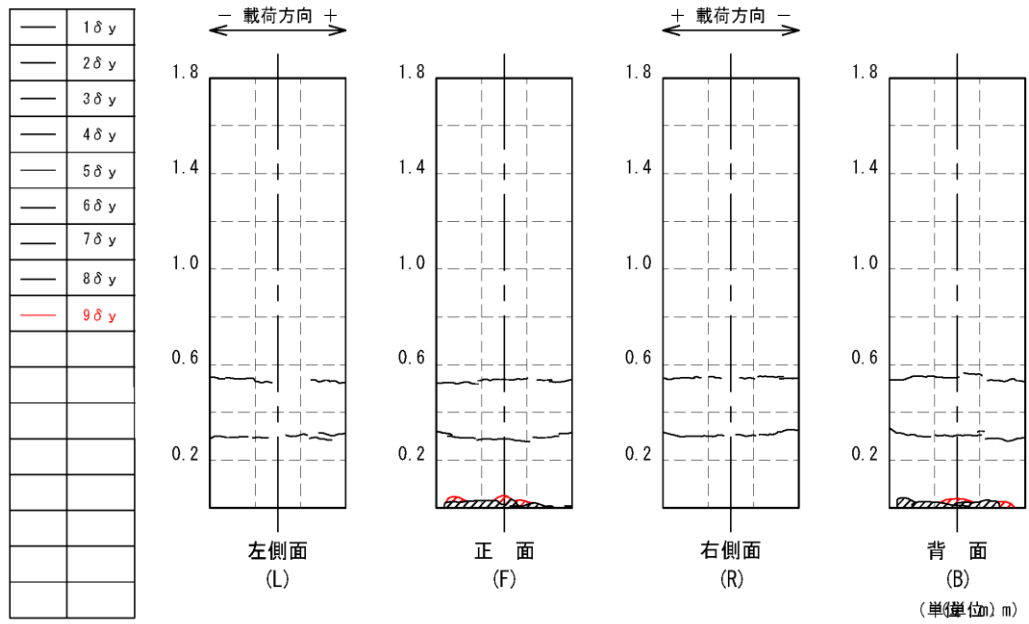
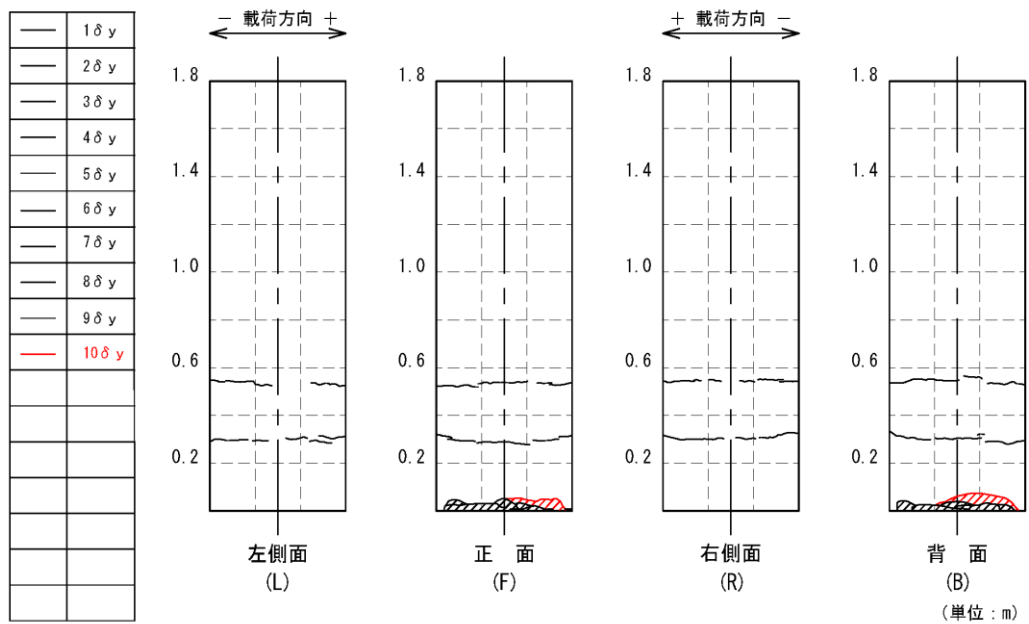


図-3.4.39 AF1-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)

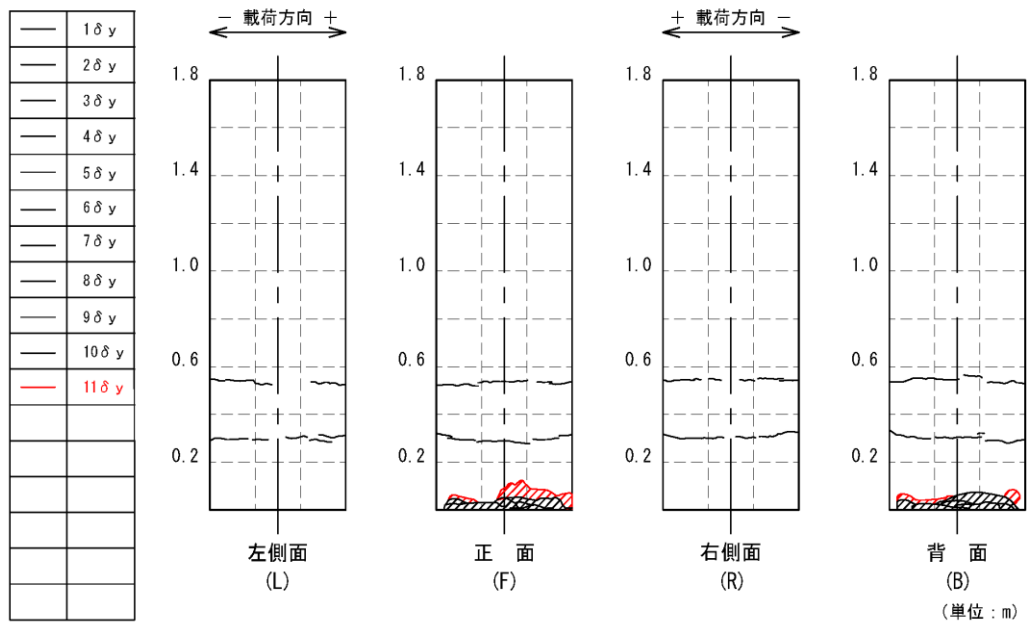


(i) $9\delta_y$

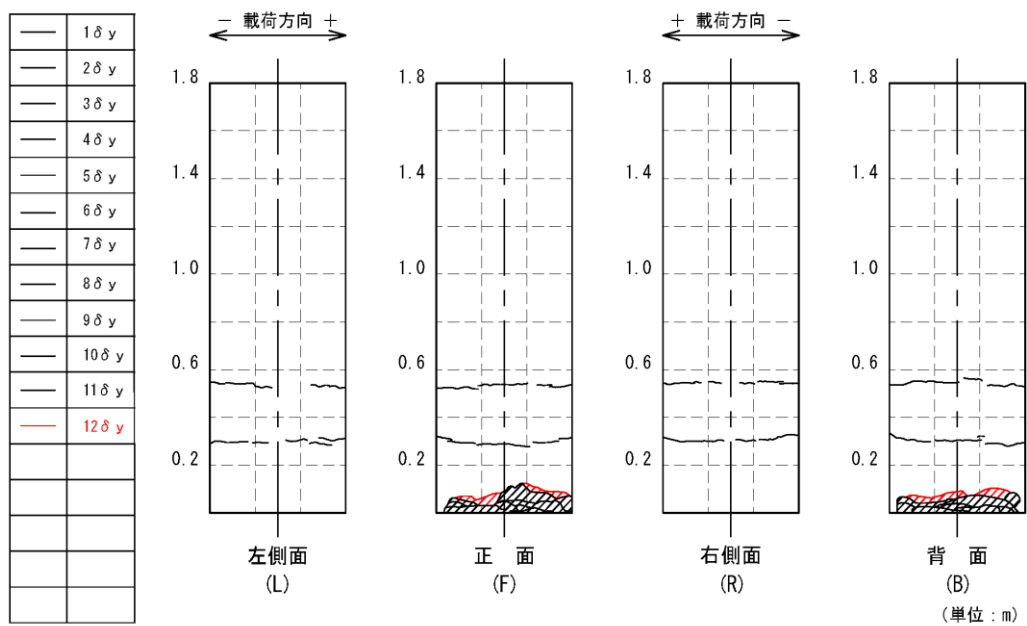


(j) $10\delta_y$

図-3.4.39 AF1-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)



(k) 11 δ_y



(l) 12 δ_y

図-3.4.39 AF1-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)

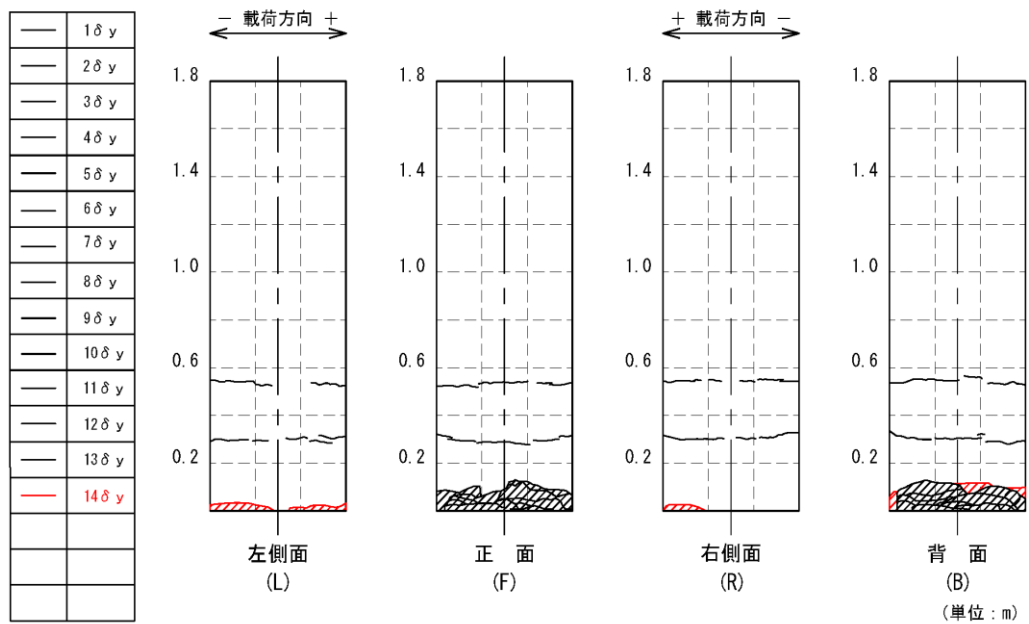
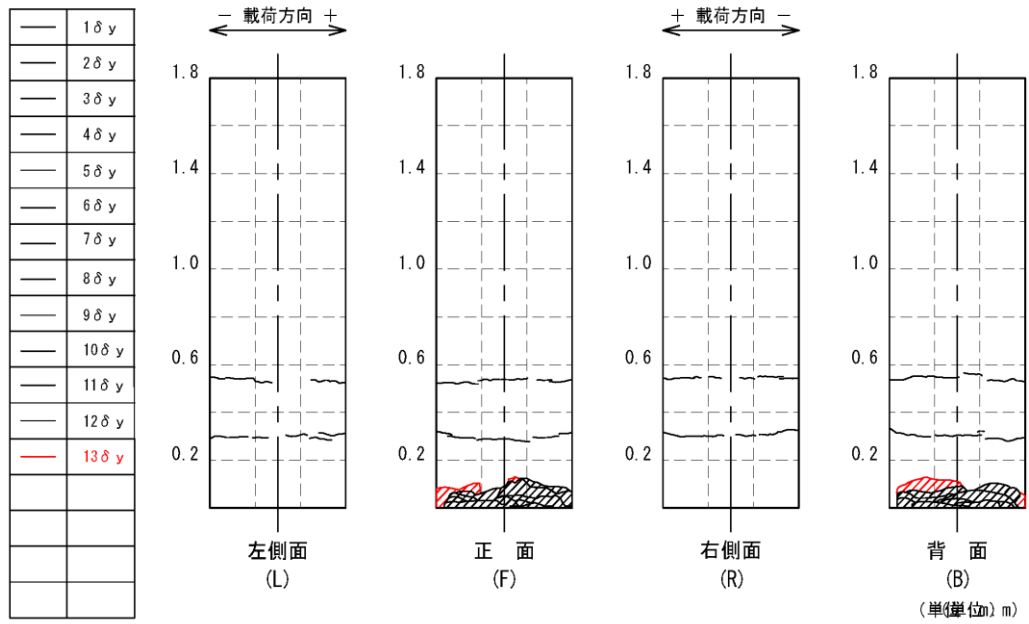


図-3.4.39 AF1-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)

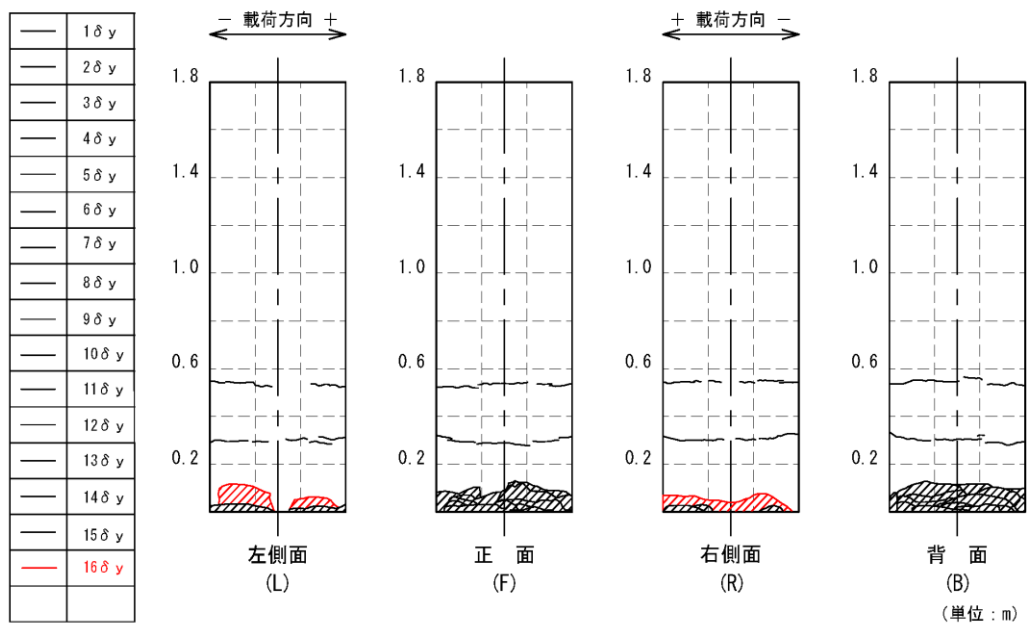
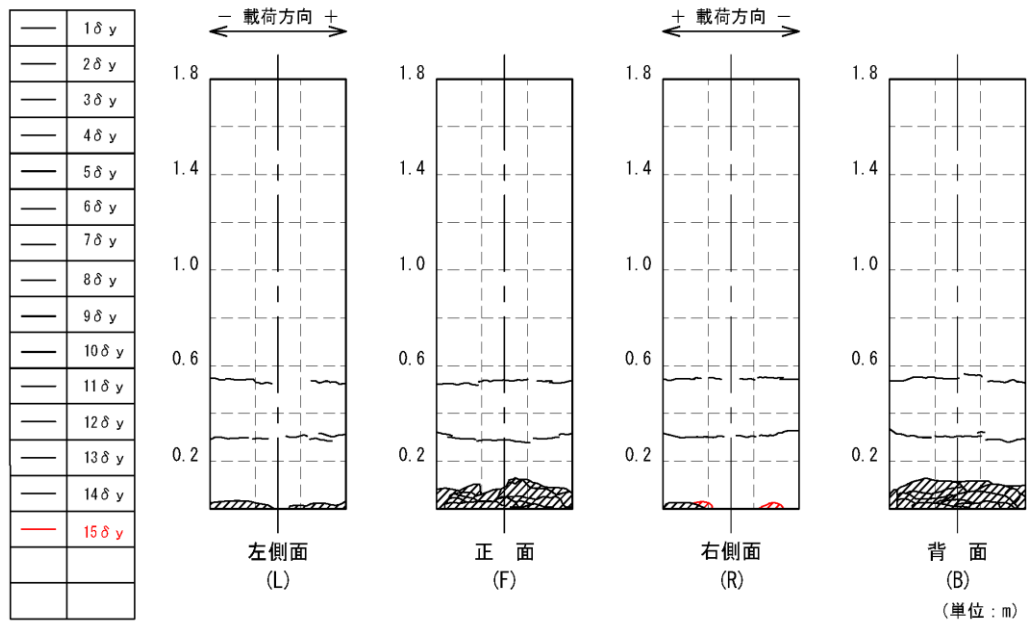
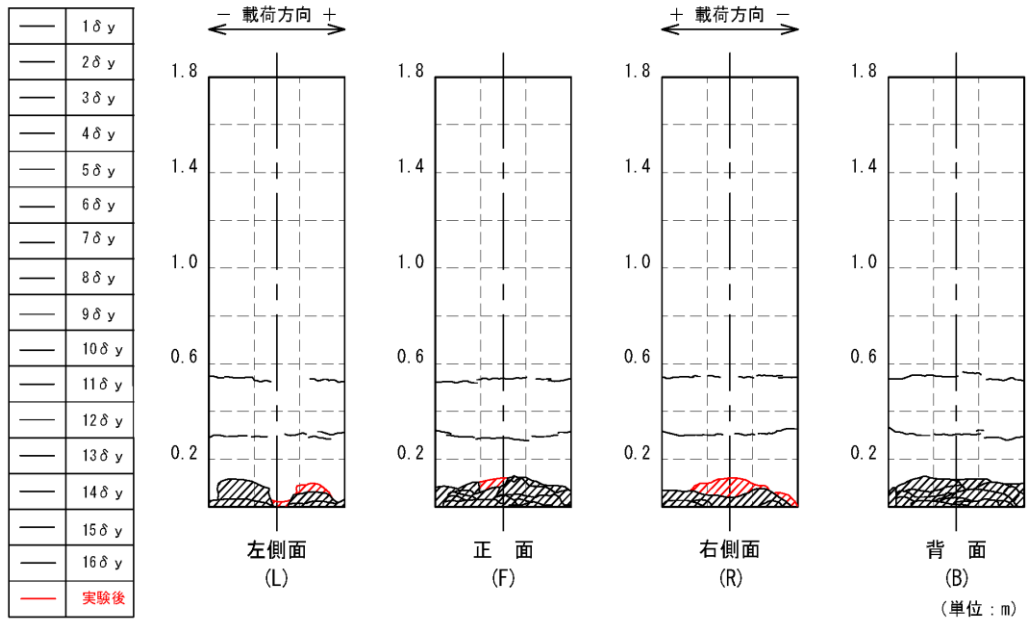
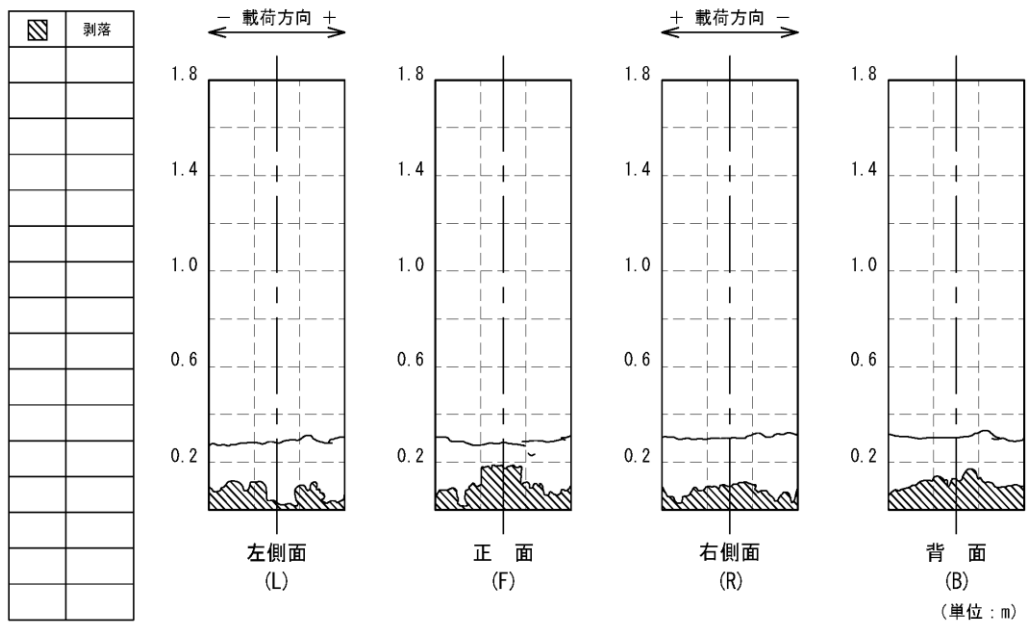


図-3.4.39 AF1-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)

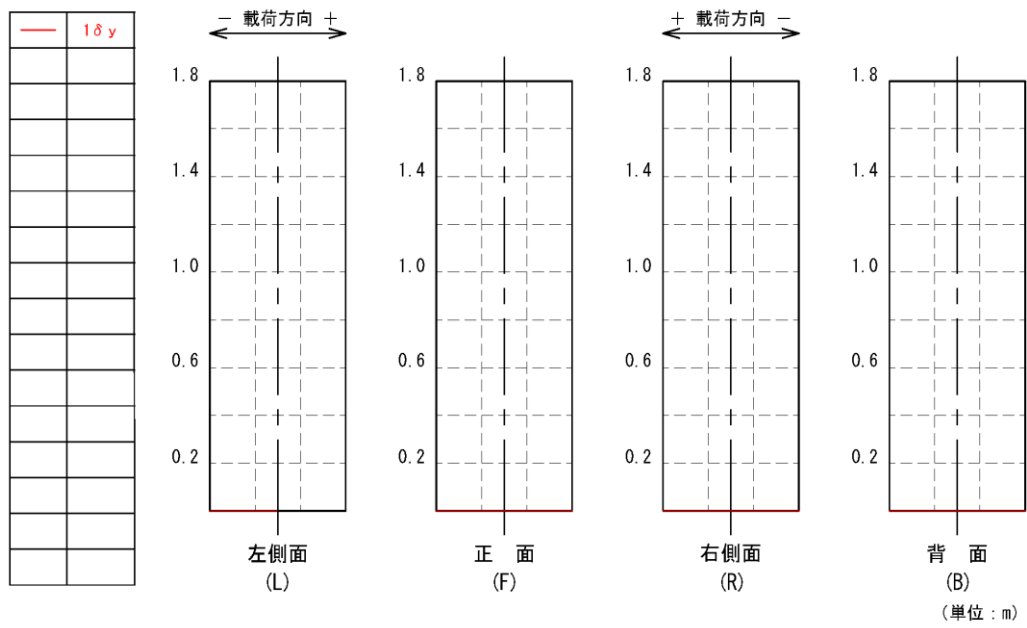


(q) 載荷終了後

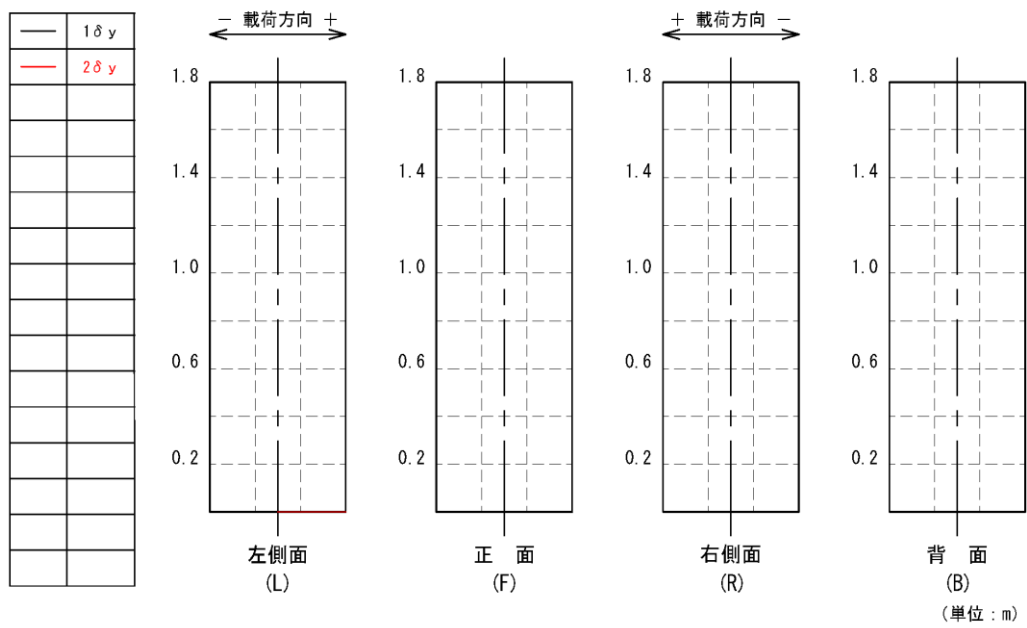


(r) アラミド繊維シート撤去後

図-3.4.39 AF1-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)

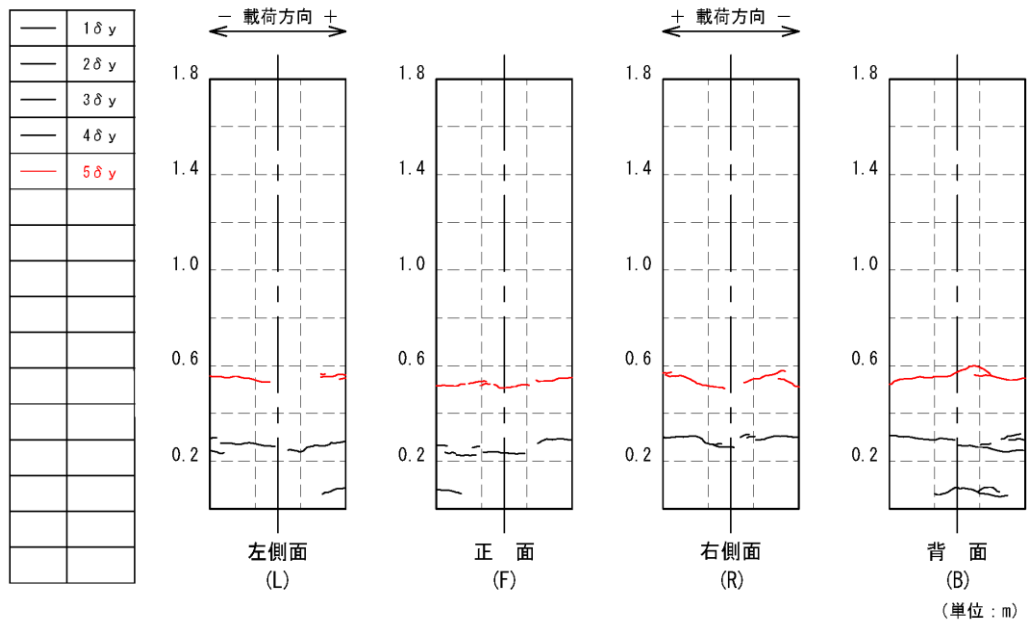


(a) $1\delta_y$

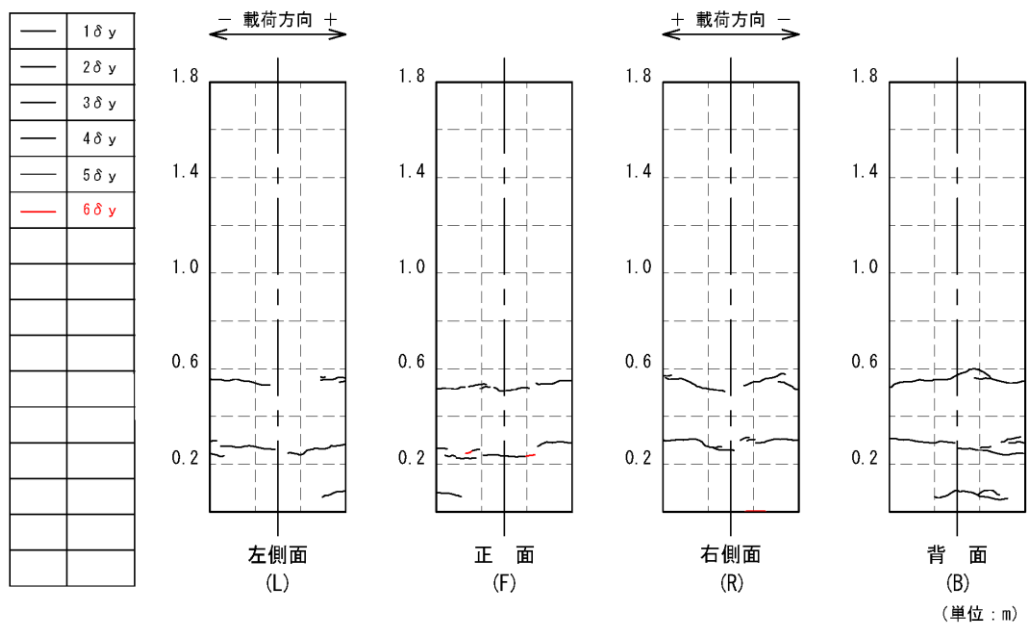


(b) $2\delta_y$

図-3.4.40 AF2-D10 補強供試体損傷進展図



(e) $5\delta_y$



(f) $6\delta_y$

図-3.4.40 AF2-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)

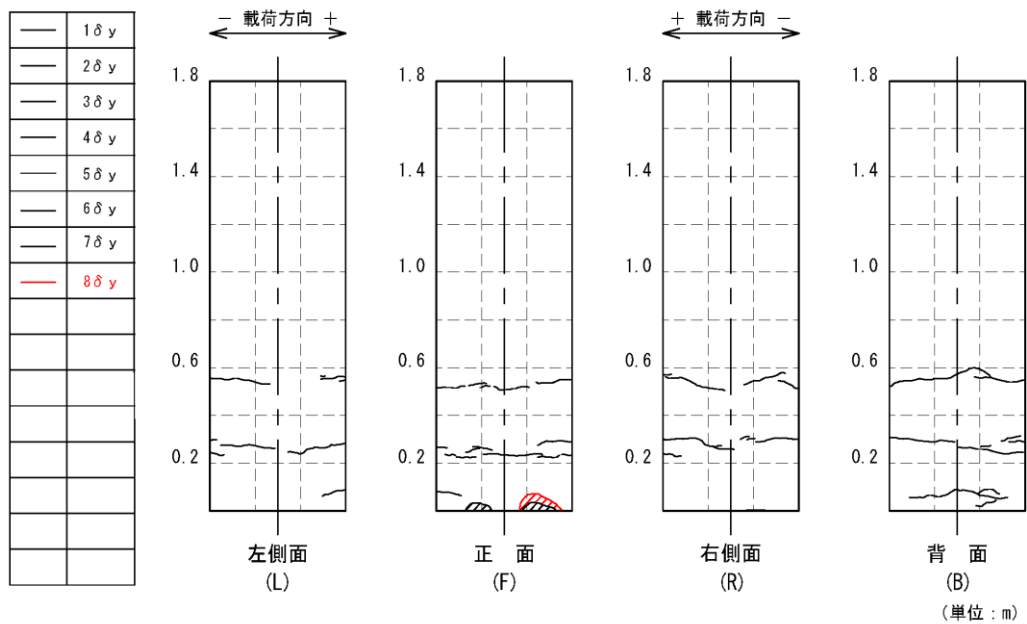
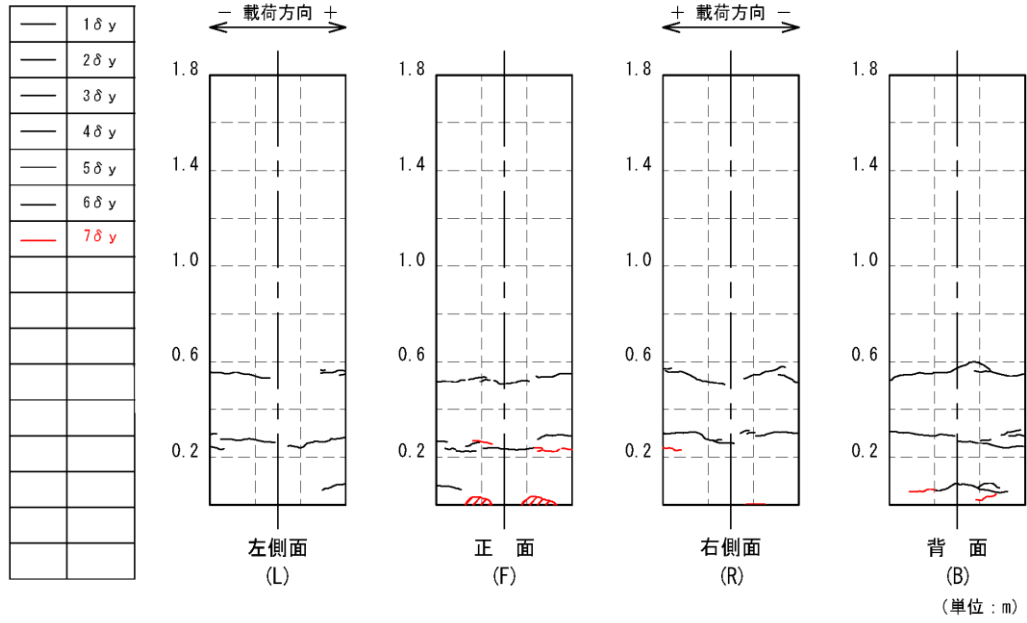


図-3.4.40 AF2-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)

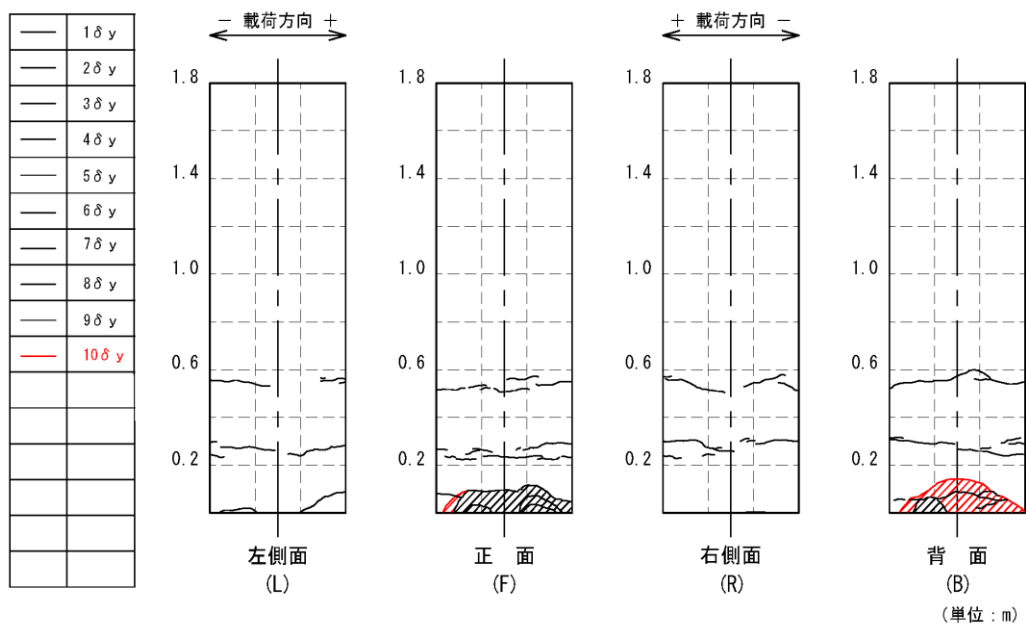
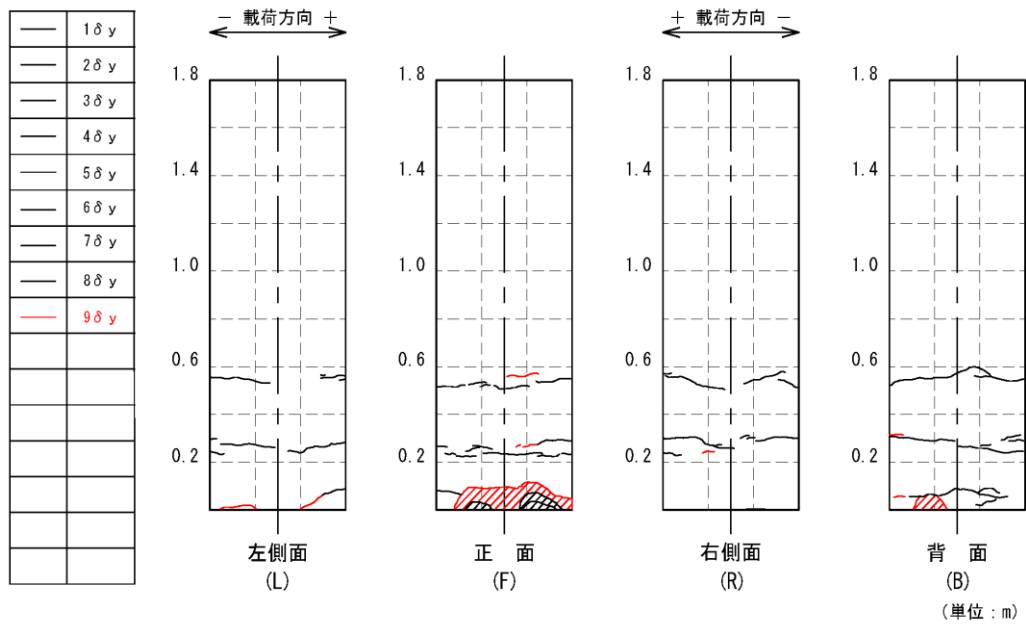
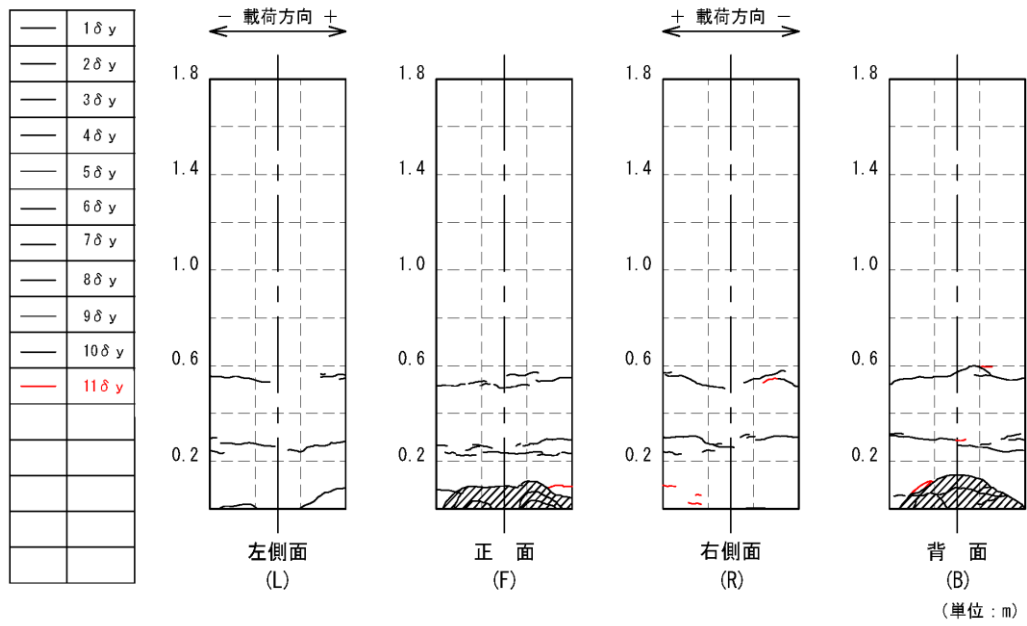
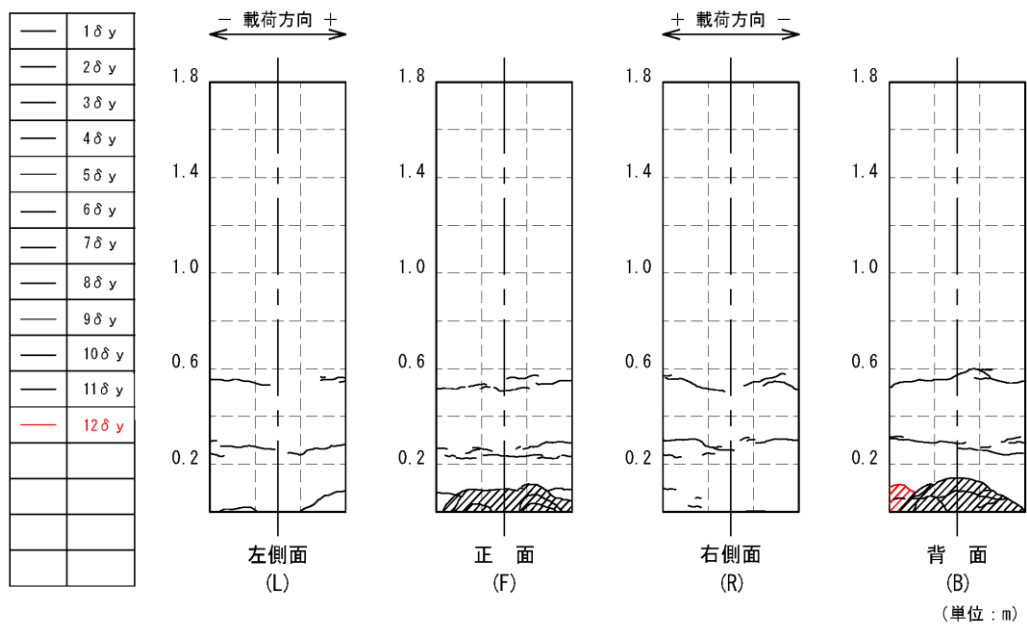


図-3.4.40 AF2-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)

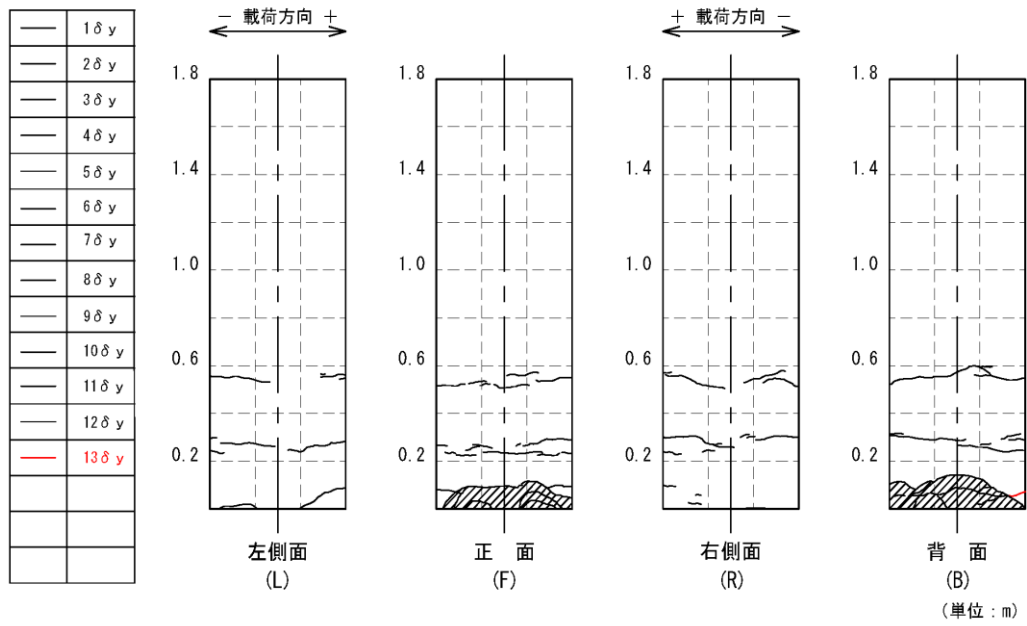


(k) 11 δ_y

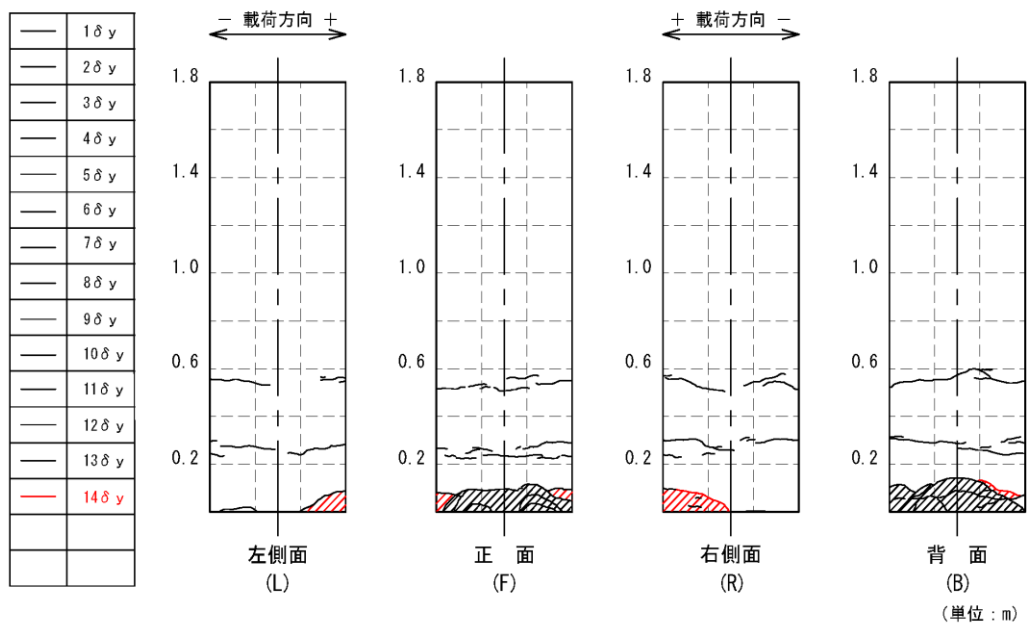


(l) 12 δ_y

図-3.4.40 AF2-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)



(m) 13 δ_y



(n) 14 δ_y

図-3.4.40 AF2-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)

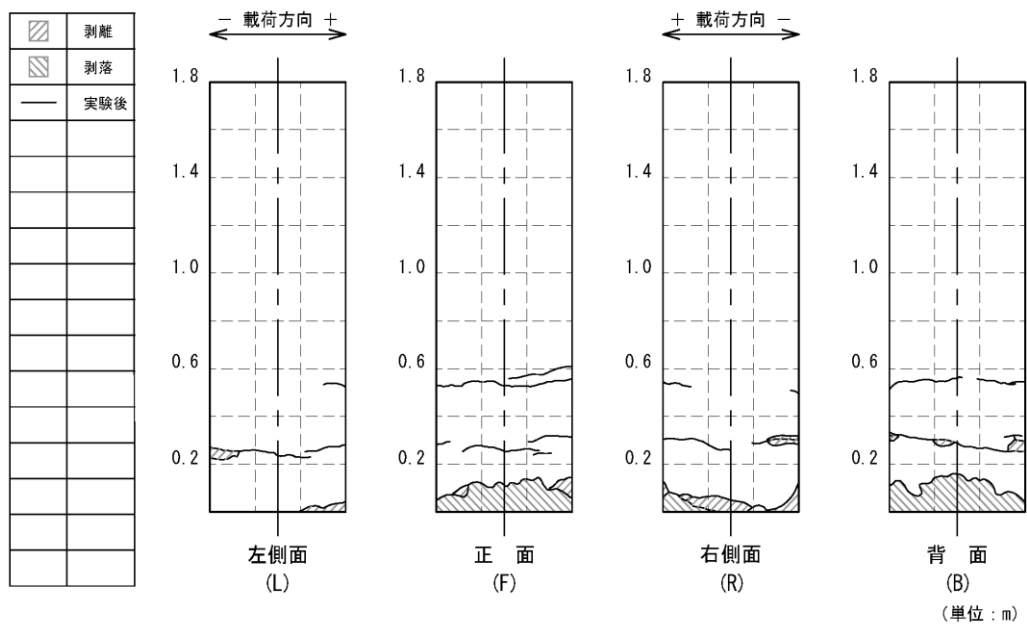
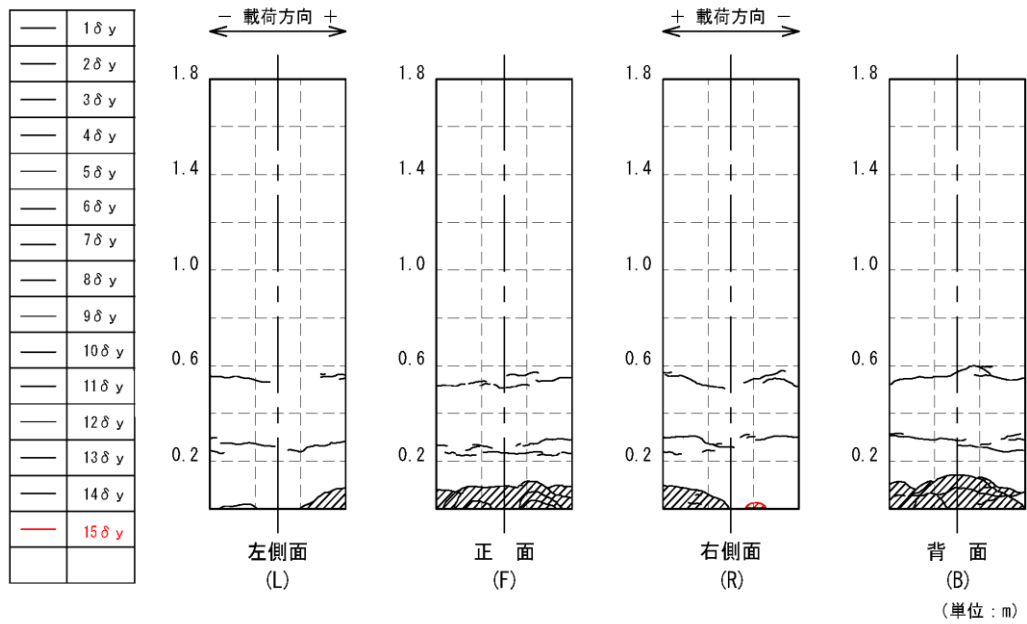
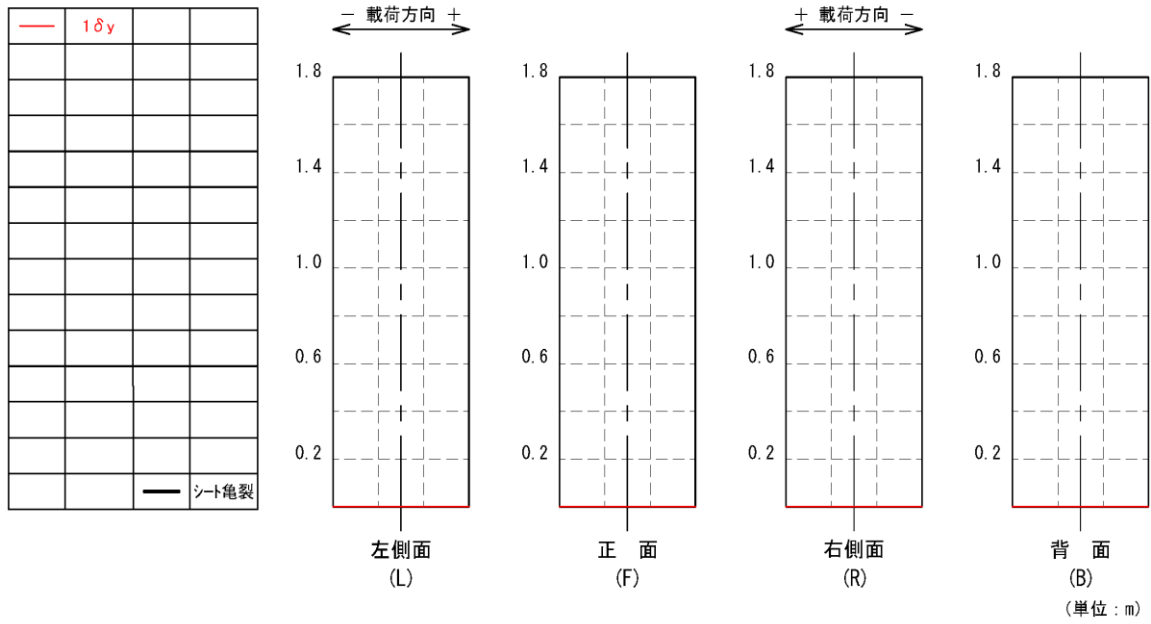
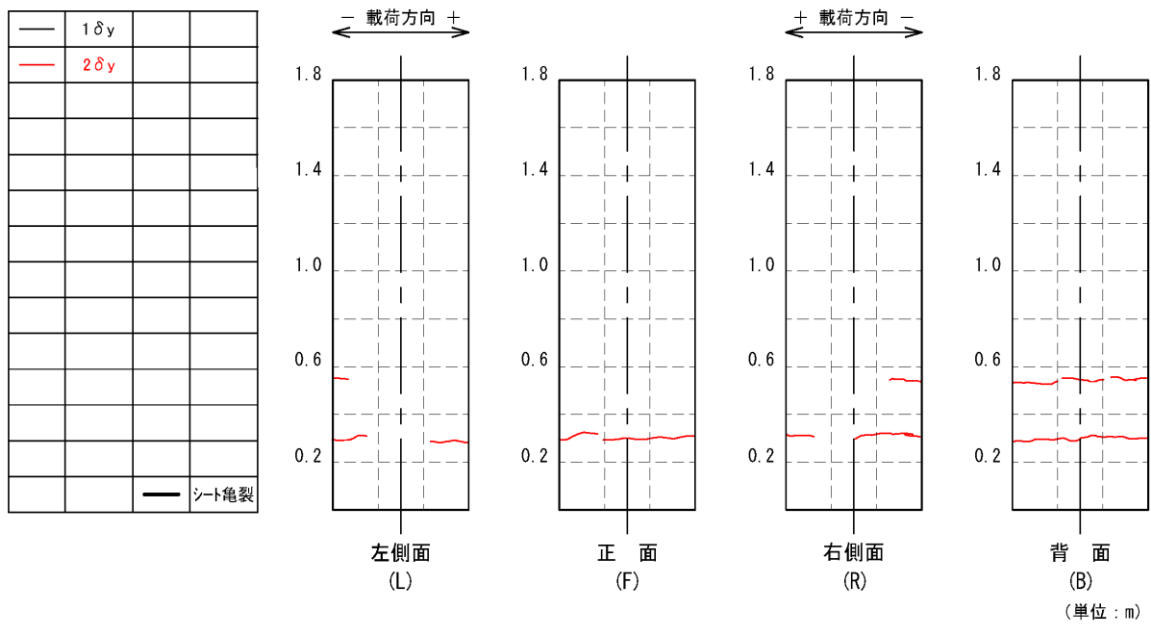


図-3.4.40 AF2-D10 補強供試体損傷進展図 (続き)



(a) $1\delta_y$



(b) $2\delta_y$

図-3.4.41 AF2-D13 補強供試体損傷進展図

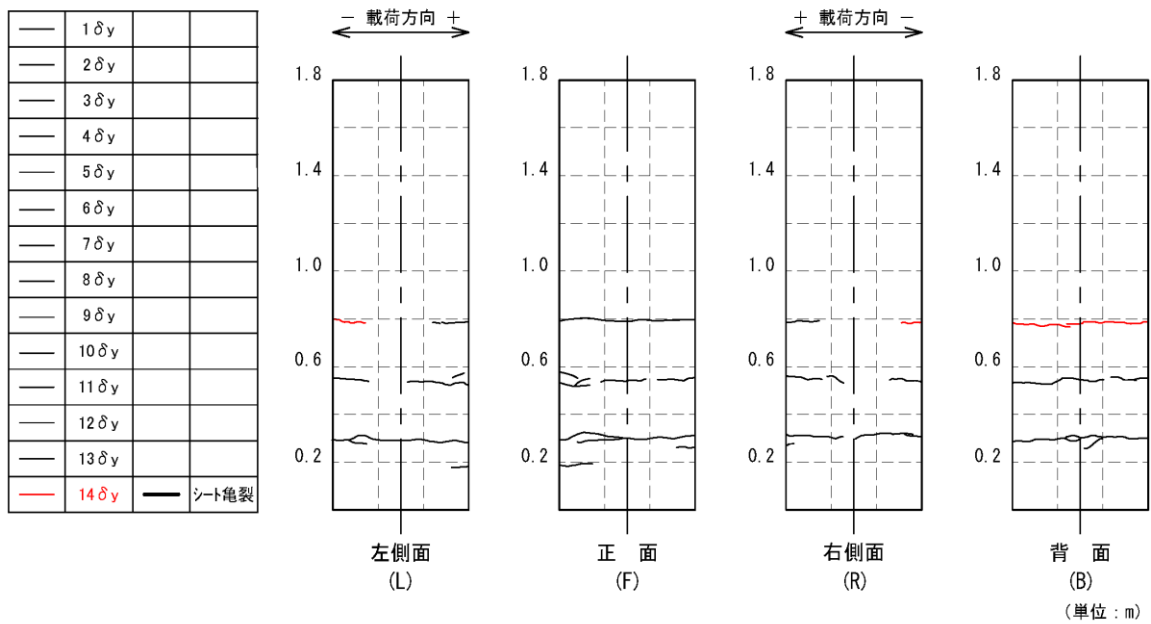
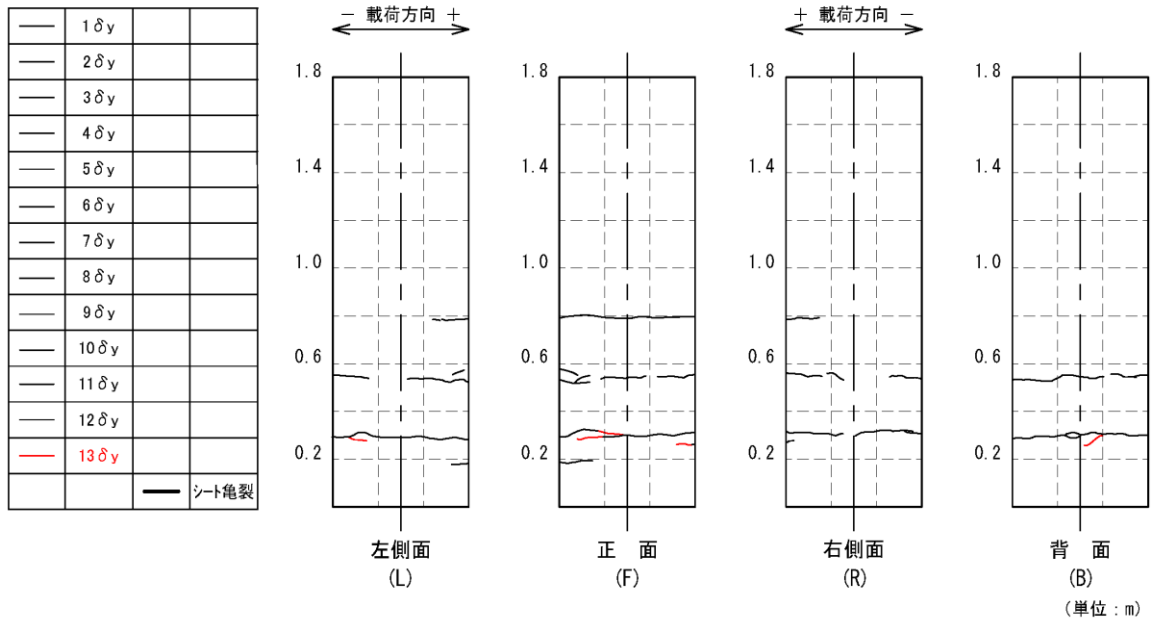


図-3.4.41 AF2-D13 補強供試体損傷進展図 (続き)

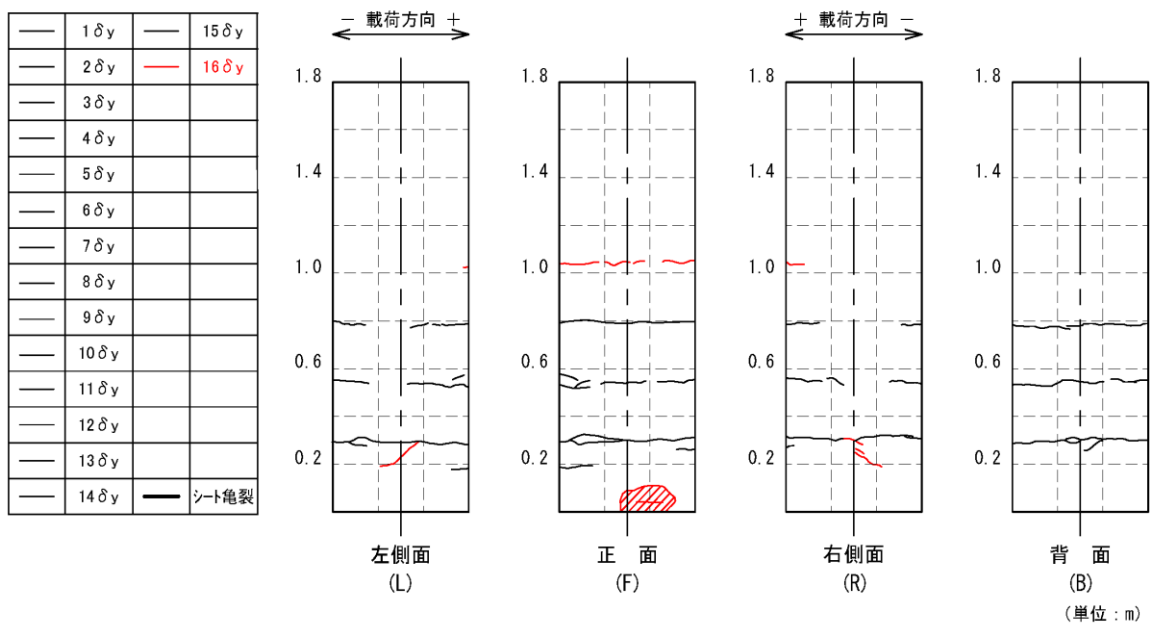
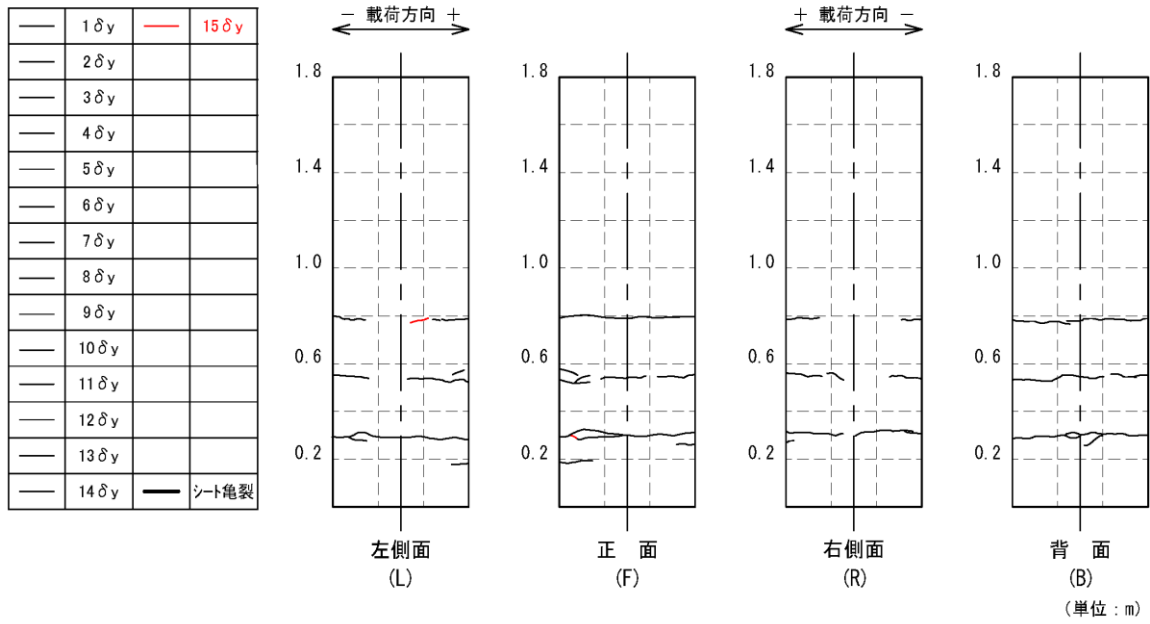


図-3.4.41 AF2-D13 補強供試体損傷進展図 (続き)

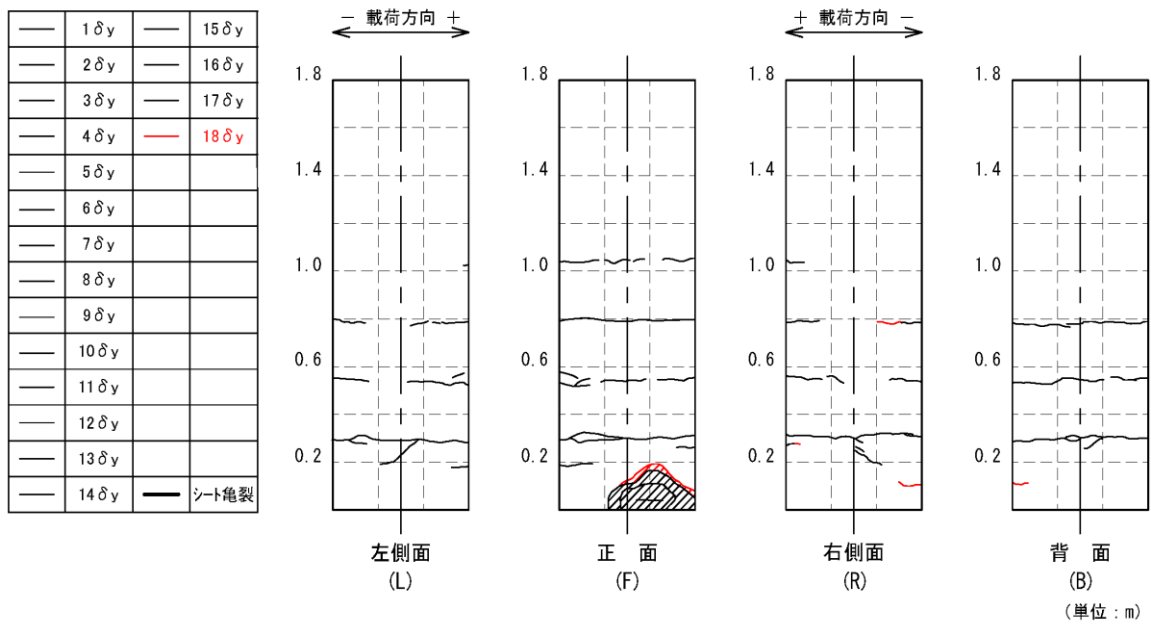
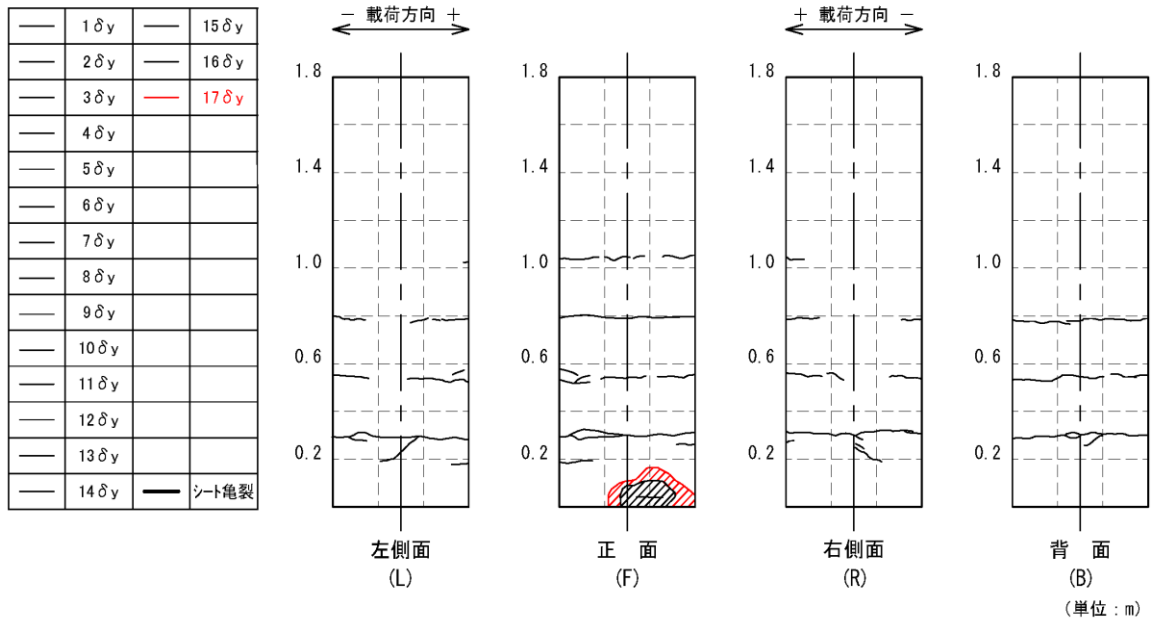


図-3.4.41 AF2-D13 補強供試体損傷進展図 (続き)

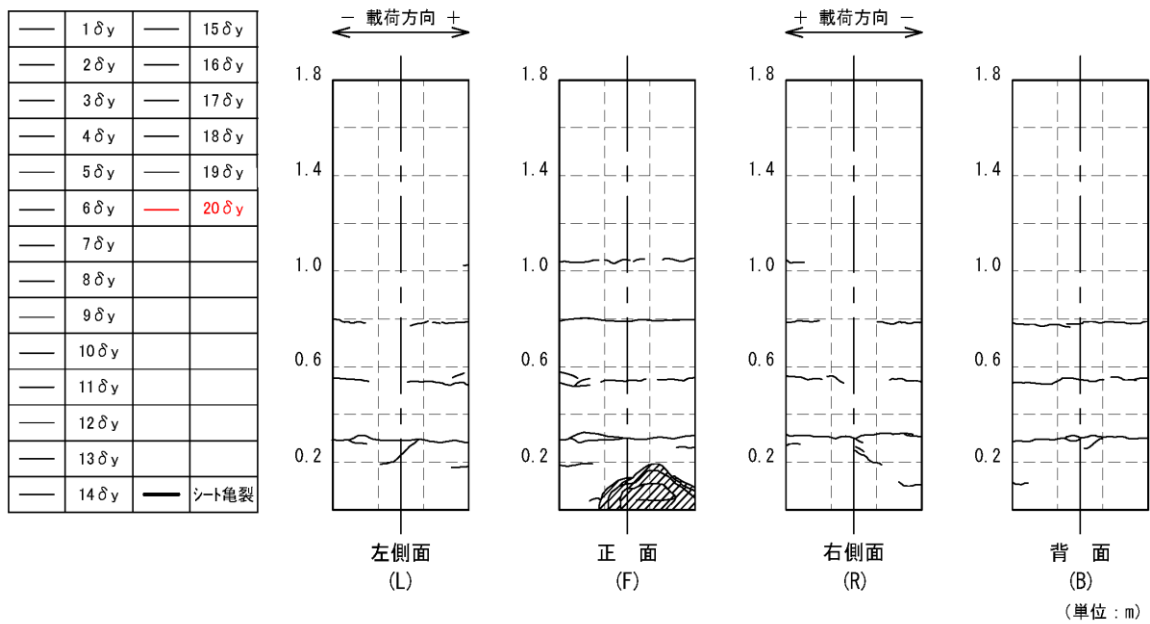
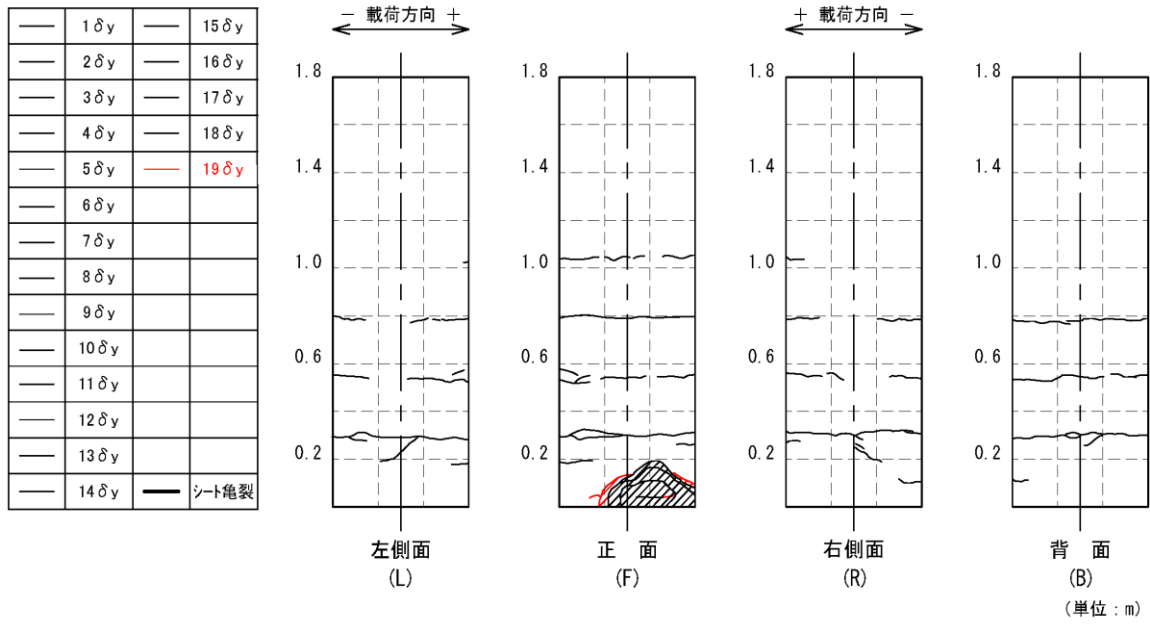


図-3.4.41 AF2-D13 補強供試体損傷進展図 (続き)

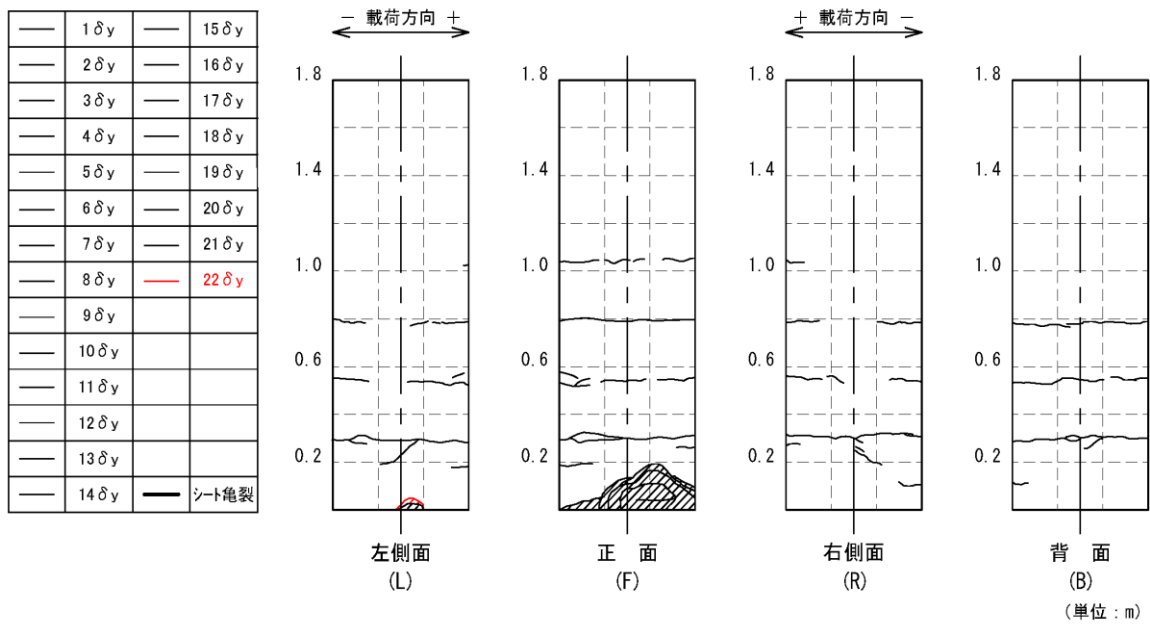
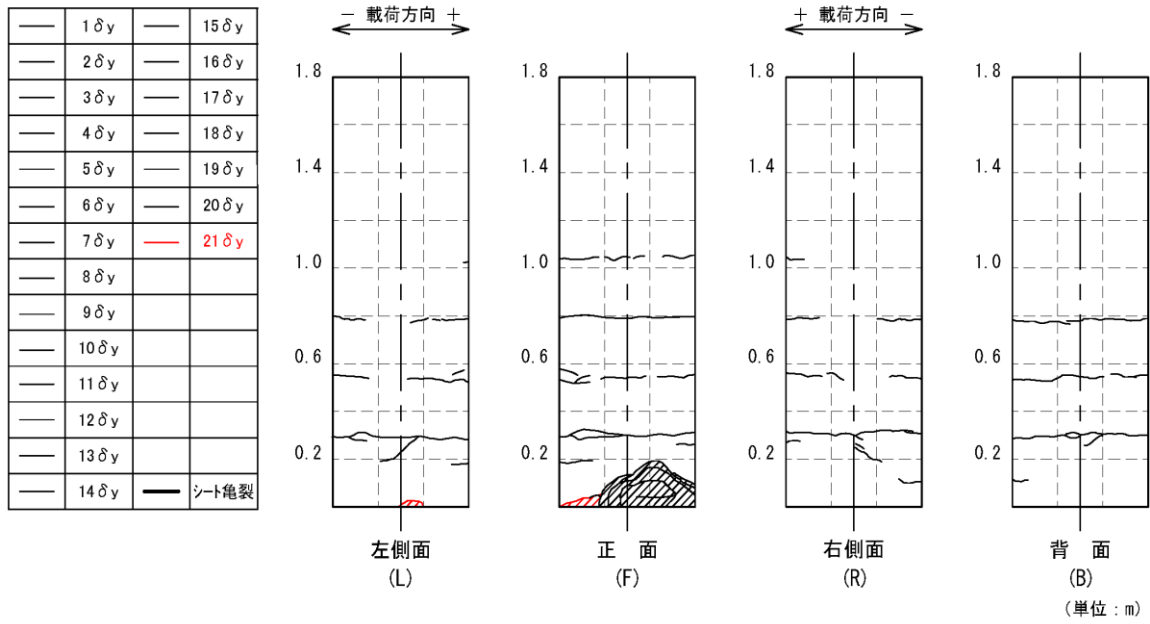
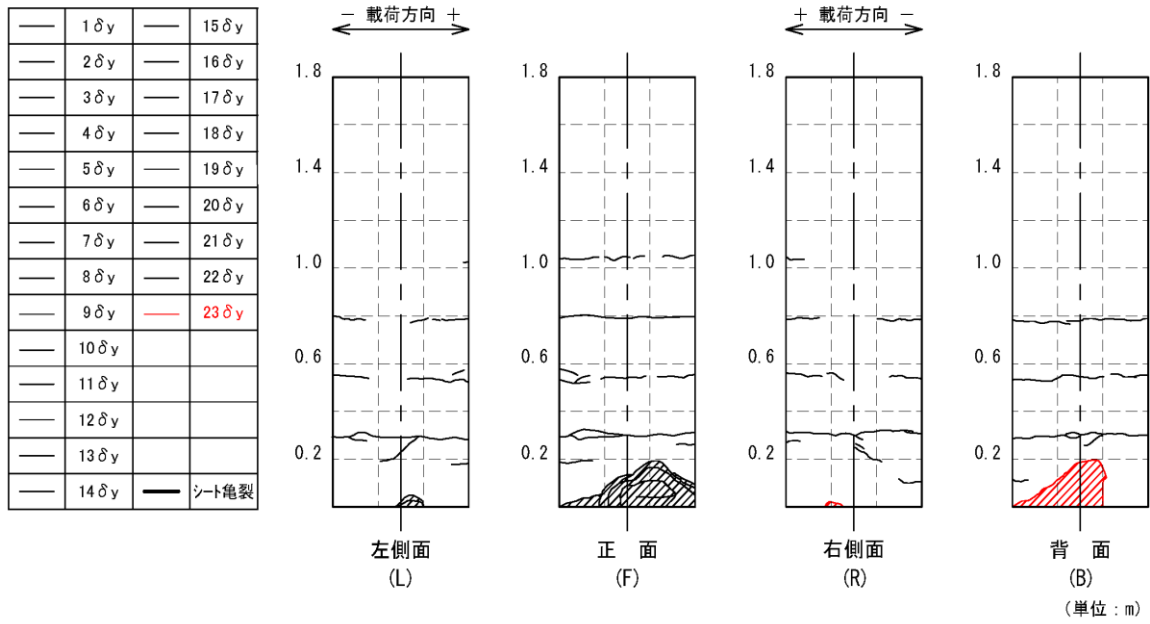
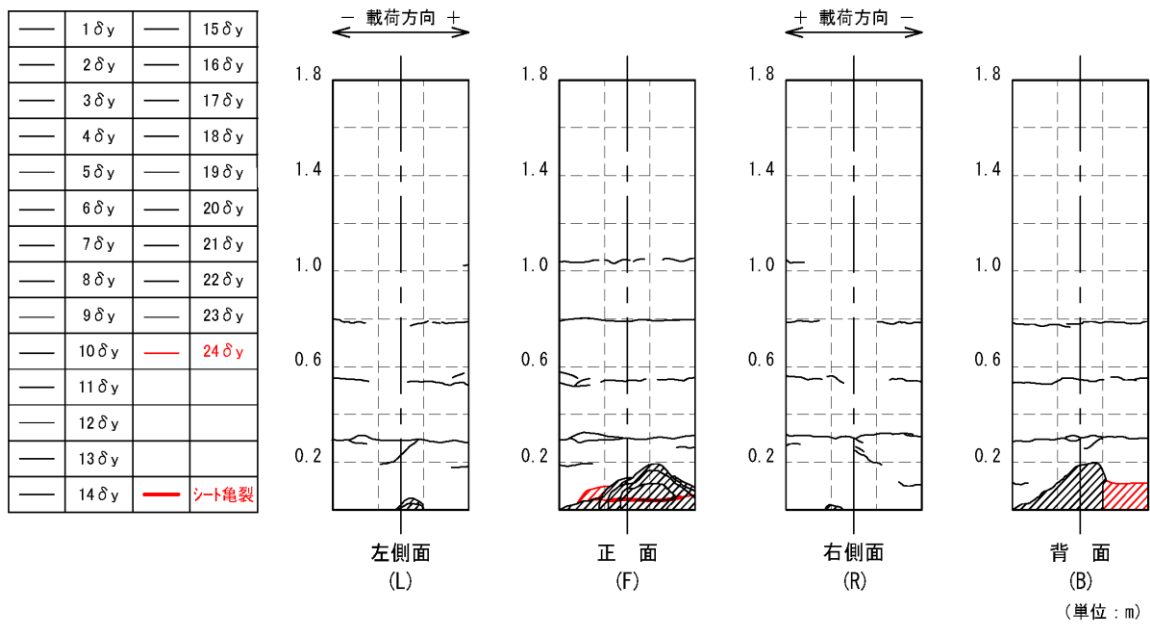


図-3.4.41 AF2-D13 補強供試体損傷進展図 (続き)



(w) 23 δ_y



(x) 24 δ_y

図-3.4.41 AF2-D13 補強供試体損傷進展図 (続き)

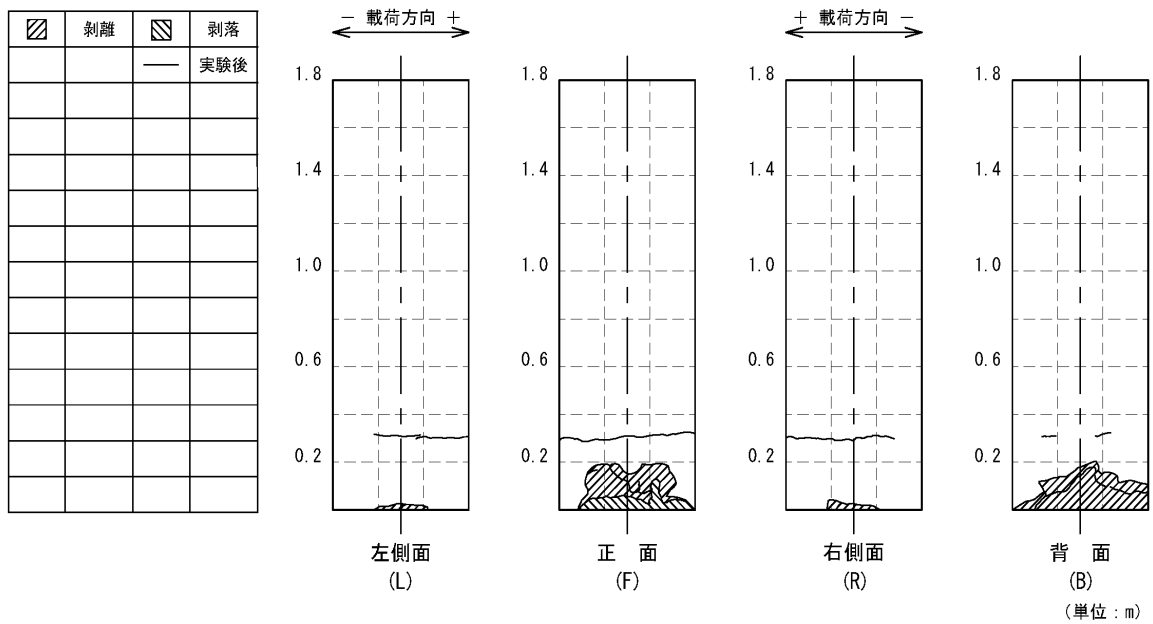
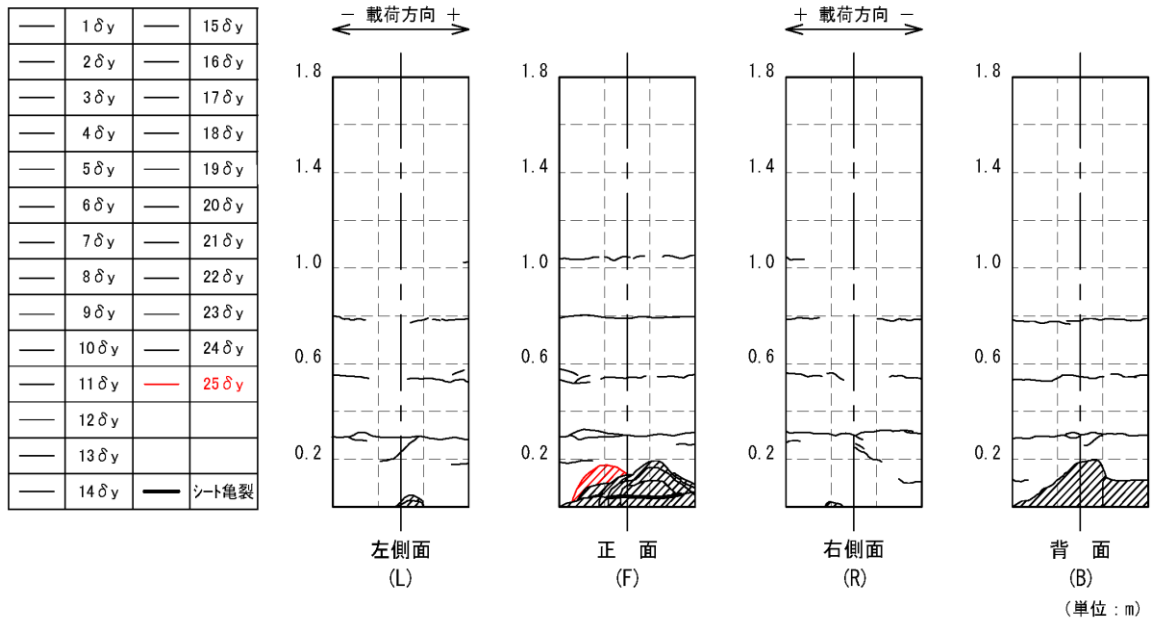


図-3.4.41 AF2-D13 補強供試体損傷進展図 (続き)

3. 5 低サイクル疲労を考慮した終局変位の検討

3. 5. 1 検討概要

提案の補強法においては、「3. 4. 2 実験結果 (2) 変形性能の評価」で述べたとおり、保有水平耐力についてはいずれの供試体も目標とした程度まで向上していた。しかしながら、限界状態3に相当する水平変位は、設計計算上の終局変位よりも小さいことが分かった。これは、耐震補強対象として想定した既設橋脚の軸方向鉄筋比が現行の設計基準に基づいて設計された橋脚のものと比較してかなり小さいこと、また、耐震補強鉄筋および既設軸方向鉄筋の低サイクル疲労による破断によって終局状態に至っているためであると考えられる。よって、提案の補強法においては、H14 道示⁴⁾の設計式による終局変位の設定を行うことができないことから、別な評価方法による終局変位の設定が必要であるとする。

そこで、本節では正負交番載荷試験の結果より鉄筋の低サイクル疲労破断に着目し、それによる終局変位の設定方法の適用性について検討を行った。

ここでは、瀧口ら¹⁰⁾の研究結果である鉄筋の座屈長、鉄筋径、変位等をパラメータとした破断までの繰り返し載荷回数の算定式およびマイナー則による線形累積損傷則から、提案の補強法における鉄筋破断時変位の評価を行い、その結果から終局変位を算定する方法について検討を行った。

3. 5. 2 低サイクル疲労による鉄筋破断時変位の評価

瀧口ら¹⁰⁾は、鉄筋の低サイクル疲労に着目した大塚らの交番載荷試験の結果¹¹⁾から、中村らによる鉄筋単体での低サイクル疲労による破断までの繰返し載荷回数を評価した式¹²⁾を荷重-変位($P-\delta$)関係に拡張し、鉄筋座屈長、鉄筋径、水平変位などをパラメータとした式を提案し、マイナー則を適用して算定した破断時期計算値と実験値の比較検証を行っている。その結果、破断時期の計算値は概ね妥当に算定されているとしている。

ここでは、低サイクル疲労破断を考慮した終局変位の設定を目的として、かぶりコンクリートをほとんど有さない本補強法においても、瀧口らの式を用いて耐震補強鉄筋の低サイクル疲労による破断時変位の評価が可能であるかの検証を行った。

瀧口らの提案式を式(3.5.1)に、また、線形累積損傷則を式(3.5.2)に示す。

$$N = \{2.94 \times 10^{-3} \times (k_w l'/r) + 1.96 \times 10^{-2}\} \times \frac{(k_w \cdot l' \cdot L)^2}{(k_d \cdot \delta \cdot d)^2} + 1 \quad (3.5.1)$$

ここに、 N ：繰返し回数

k_w ：交番載荷試験での座屈長 l' に関する補正係数 (=1.0)

r ：鉄筋径

k_d ：塑性ヒンジ部分の変位のうち軸方向鉄筋座屈長での変位の割合 (=0.6)

δ ：水平変位

L ：せん断スパン

d ：断面の有効高

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (3.5.2)$$

ここに、 D ：損傷度

n_i ：荷重ステップ i の荷重繰返し数 (=3)，

N_i ：載荷ステップ i の荷重条件に対する破断までの繰返し回数

図-3.5.1 から図-3.5.3 には、AF 補強供試体の正負交番載荷試験における水平荷重載荷点位置の水平荷重-水平変位関係の骨格曲線、設計計算における降伏限界、終局限界、および式(3.5.1)、式(3.5.2)による鉄筋破断時変位の計算結果を示している。実験結果の骨格曲線は、水平荷重載荷点位置の水平荷重-水平変位関係の正側および負側の各載荷ステップの繰返し回数 3 回の算術平均した結果である。設計計算における降伏限界、終局限界は、各材料特性試験結果および要領³⁾によるアラミド繊維シートの拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を用い、H14 道示⁴⁾に基づいて算出したものである。なお、式(3.5.1)における鉄筋の座屈長は、正負交番載荷試験の結果(「3.4.2 実験

結果 (9) 耐震補強鉄筋の損傷状況」から AF1-D10 補強供試体および AF2-D10 補強供試体においては $l'=100\text{ mm}$, AF2-D13 補強供試体においては 140 mm と設定して破断時変位の計算を行った。また、各変位ステップの水平変位は、正側および負側の各载荷ステップの繰り返し回数合計 6 回の算術平均したものとした。式(3.5.2)において $D>1$ となる载荷ステップ i は、载荷試験における座屈後の低サイクル疲労による鉄筋破断時における载荷ステップとした。

図-3.5.1 から図-3.5.3 より、AF1-D10 補強試験体では、計算結果の鉄筋破断時変位と载荷試験における限界状態 3 に相当する変位は一致していた。一方、AF2-D10 補強試験体では、計算結果の鉄筋破断時変位の方が $1\delta_y$ 小さく、AF2-D13 補強試験体では、計算結果の鉄筋破断時変位の方が $2\delta_y$ 大きかった。この差異については、式(3.5.1)における鉄筋の座屈長 l' の設定が大きく影響していると考えられる。そこで、この算定式を用いて終局変位の設定を行う場合について、鉄筋座屈長が終局変位の計算結果に与える感度について検討を行った。

図-3.5.4 から図-3.5.5 には、AF2-D10 補強供試体および AF2-D13 補強試験体について、式(3.5.1)における鉄筋の座屈長 l' を载荷試験結果の $l'=100\text{ mm}$ から $\pm 20\text{ mm}$ ずつ変化させた場合について、水平変位 δ と損傷度 D の関係をそれぞれ示している。図-3.5.4 に示している AF2-D10 補強供試体の場合、鉄筋の座屈長を 100 mm とした場合には鉄筋破断時水平変位が $12\delta_y$ であるのに対して、座屈長を 80 mm , 120 mm とした場合にはそれぞれ $10\delta_y$, $14\delta_y$ となる。また、図-3.5.5 に示している AF2-D10 補強供試体の場合、鉄筋の座屈長を 140 mm とした場合には鉄筋破断時水平変位が $22\delta_y$ であるのに対して、座屈長を 120 mm , 160 mm とした場合にはそれぞれ $19\delta_y$, $24\delta_y$ となる。これより、座屈長が破断時の変位に与える影響が大きいことが分かった。提案の補強法の終局変位の設定を行う際には、アラミド繊維シートで拘束された状態における鉄筋座屈長を精度よく算定することが必要であるものと考えられる。

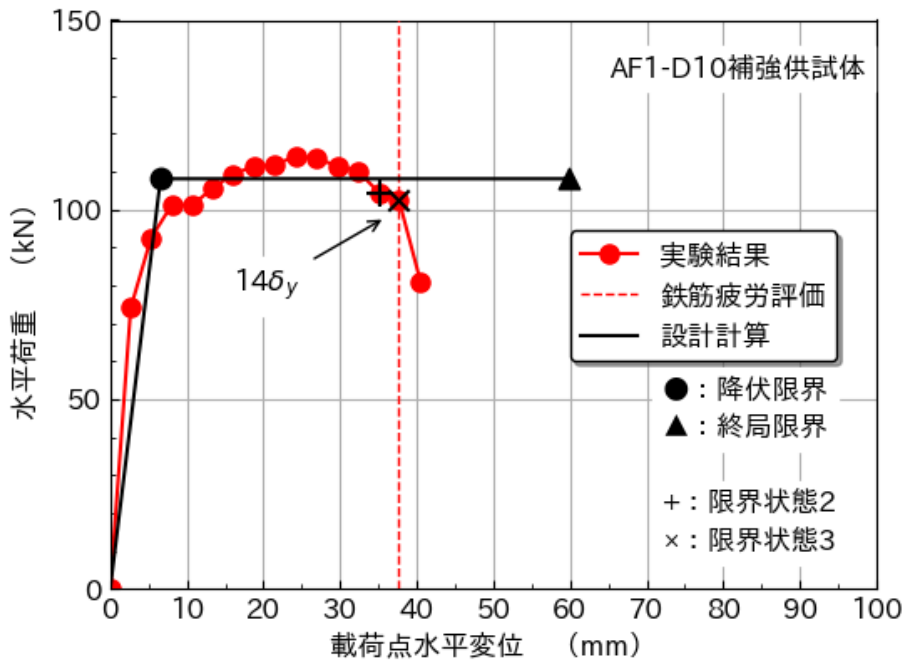


図-3.5.1 鉄筋破断時変位の計算結果 (AF1-D10 補強供試体)

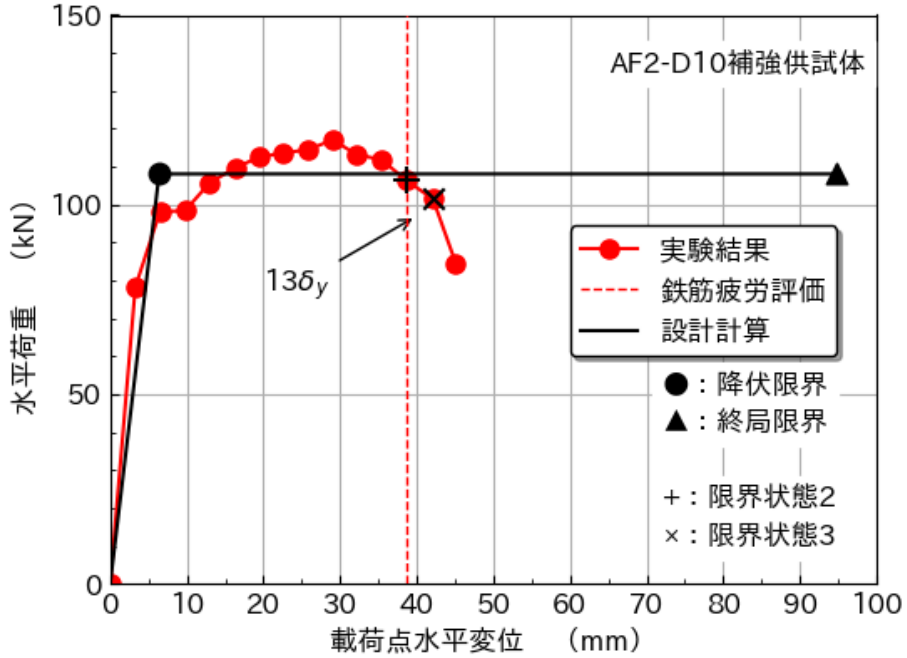


図-3.5.2 鉄筋破断時変位の計算結果 (AF2-D10 補強供試体)

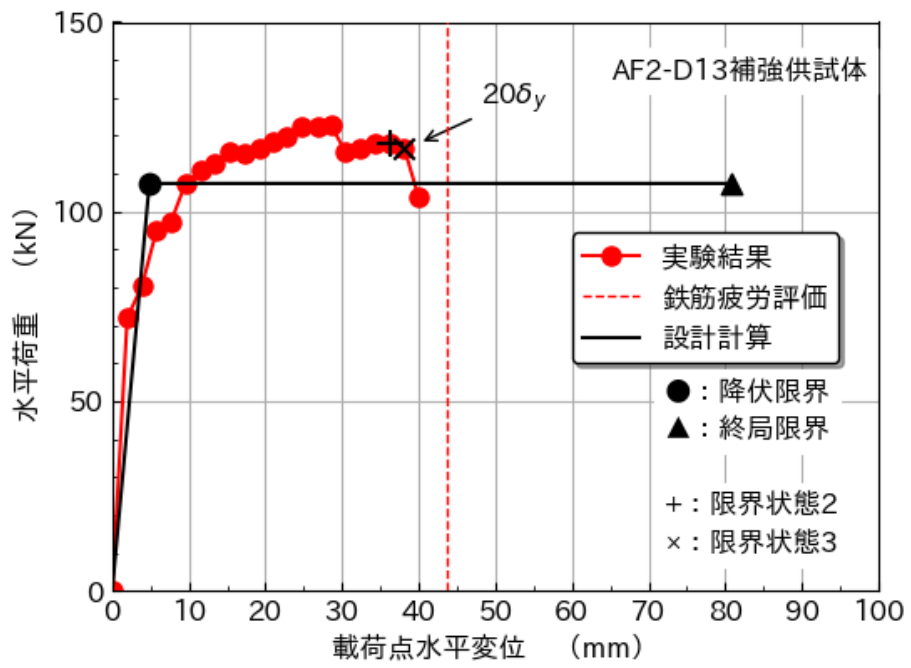


図-3.5.3 鉄筋破断時変位の計算結果 (AF2-D13 補強供試体)

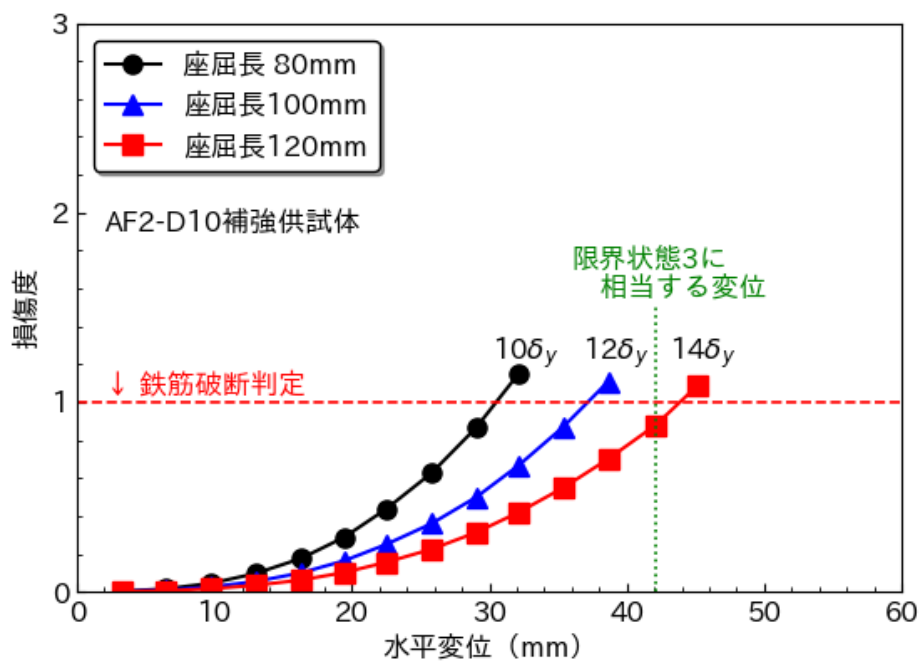


図-3.5.4 鉄筋破断時変位の計算結果と座屈長の関係 (AF2-D10 補強供試体)

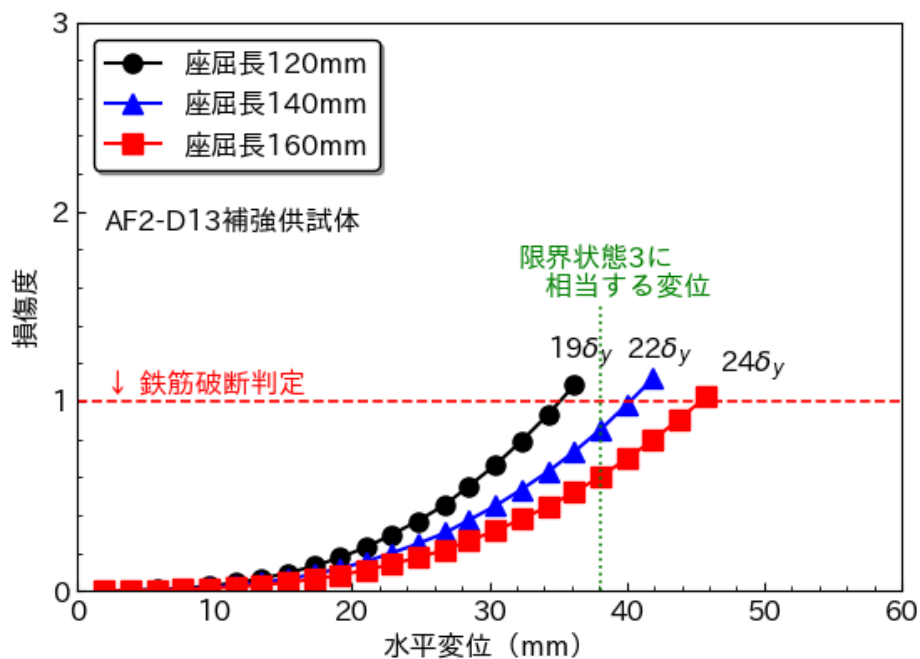


図-3.5.5 鉄筋破断時変位の計算結果と座屈長の関係 (AF2-D13 補強供試体)

3. 5. 3 補強鉄筋の座屈長解析

前述のように、提案の補強法において適切な終局変位を設定するためには、アラミド繊維シートで拘束された状態における鉄筋の座屈長を精度よく算定評価することが必要である。ここでは、AF2-D10 補強供試体および AF2-D13 補強供試体の耐震補強鉄筋を対象に座屈長算定に関する検討を行い、試験結果と比較することによって、考察を行うこととする。

座屈長解析は、土木研究所資料¹³⁾（以下、土研資料）で提案されている手法に即し、図-3.5.6 に示している軸方向鉄筋がコアコンクリート、かぶりコンクリートおよび帯鉄筋のばねで左右から拘束される 2 次元骨組にモデル化して行うこととした。土研資料の場合には、かぶりコンクリートの拘束ばねを帯鉄筋位置に配置している。しかしながら、本補強法の耐震補強鉄筋の場合には、帯鉄筋は耐震補強鉄筋を拘束する側に配置されていないため、コアコンクリートばねと同じ位置に設定することとした。また、正負交番載荷試験の結果から、3.4.2 (7) で述べたように、既設軸方向鉄筋および耐震補強鉄筋のはらみ出しにともない、アラミド繊維シートにはひずみが発生していることから、アラミド繊維シートには張力が発生していると考えられる。このシートに発生した張力（以下、シート張力）についても、鉄筋のはらみ出しに対する拘束効果があると考えられることから、シート張力によるはらみ出し拘束ばね（以下、シート張力ばね）についても検討を行うこととした。

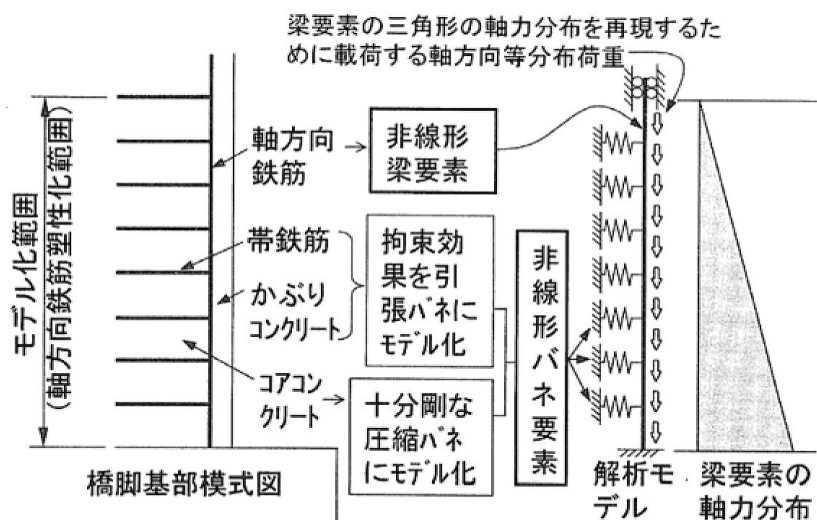


図-3.5.6 鉄筋の塑性座屈解析モデル¹³⁾

かぶりコンクリートのばねは、宮田らの研究¹⁴⁾を参考にコンクリートとアラミド繊維シートからなる合成梁としてモデル化して算定した。この手法は、アラミド繊維シートおよびかぶりコンクリートの曲げ剛性がともに軸方向鉄筋のはらみ出しに抵抗するものと仮定し、両者からなる合成梁が単純梁として抵抗するとしたものであり、そのばね定数 K_{sc} は式(3.5.3)で示されている。ここでは、このアラミド繊維シートおよびかぶりコンクリートの合成梁によるばねを合成梁ばねと称する。

$$K_{sc} = \frac{384E_c I_{sc}}{5nd'^3} \quad (3.5.3)$$

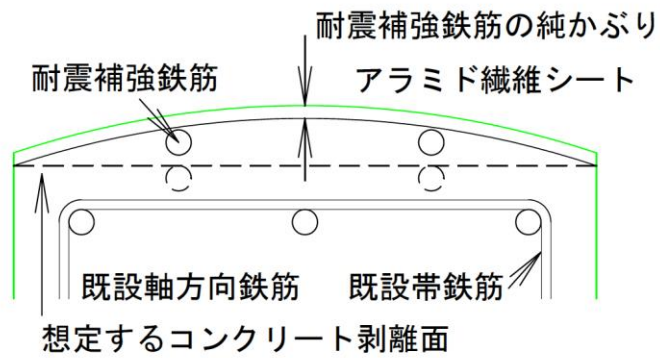
ここに、 E_c : かぶりコンクリートのヤング係数 (N/mm²)

I_{sc} : かぶりコンクリートと補強材料 (ここでは、アラミド繊維シート) の合成断面からなる断面 2 次モーメント (mm⁴)

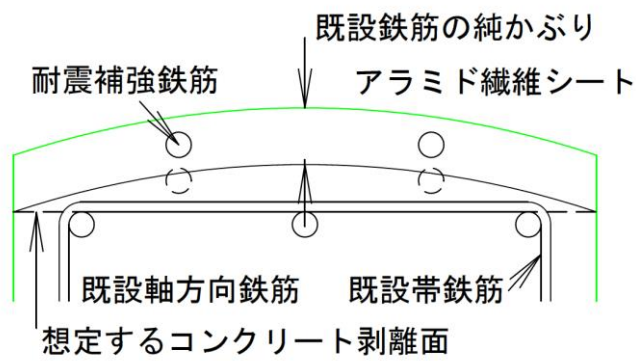
d' : 帯鉄筋の有効長 (mm) (文献 14) では、記号 d)

n : 帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数

提案の補強法の場合には、耐震補強鉄筋が柱のかぶり部に設けた溝切り部に配置されているため純かぶりが非常に小さく、合成梁ばねのばね定数も小さくなることが想定される。また、既設鉄筋のはらみ出し座屈に起因する帯鉄筋のはらみ出しによりかぶりコンクリートが剥離してくることが予想される。そのため、ばね定数を設定する際のかぶりコンクリート厚を、図-3.5.7 に示している耐震補強鉄筋の純かぶり厚 (Case-1 : 5.24 mm)、および既設軸方向鉄筋の純かぶりコンクリート厚 (Case-2 : 33.65 mm) について検討を行うこととした。コアコンクリートのばねは、軸方向鉄筋の柱断面内側への変形を拘束する剛なばねとしており、上述の各ケースで同じ値を設定した。なお、座屈長は土研資料¹³⁾ および宮田らの研究¹⁴⁾と同様に、はらみ出し量が 0 の点から最大になるまでの高さの 2 倍とした。



(a) Case-1



(b) Case-2

図-3.5.7 耐震補強鉄筋のはらみ出しに抵抗するかぶりコンクリートの想定厚さ

シート張力ばねは、図-3.5.8 に示している鉄筋のはらみ出しに伴いアラミド繊維シートが台形状に変形するモデルを用いて検討を行った。なお、図中において耐震補強鉄筋間のシート（距離： LL ）においても伸びが発生すると考えられるが、ここでは微小量と考えその影響は無視し、式(3.5.4)より耐震補強鉄筋のはらみ出しにともなうシートひずみを算出した。

$$\varepsilon = \frac{2}{B}(\sqrt{L^2 + \delta_{rb}^2} - L_{rb}) \quad (3.5.4)$$

ここに、 ε : シートのひずみ

B : 柱断面幅

L_{rb} : 柱断面端部から耐震補強鉄筋までの距離

δ_{rb} : 耐震補強鉄筋のはらみ出し量

図-3.5.9 には式(3.5.4)およびフックの法則 ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) から算出した検討供試体諸元における耐震補強鉄筋のはらみ出し量とシート張力の関係および式(3.5.5)により算出した耐震補強鉄筋のはらみ出し量と張力ばねの関係を示している。図にはアラミド繊維シートの公称強度および、前述の塑性座屈解析で設定した既設鉄筋の純かぶりをを用いて算出した合成梁ばねの値も併せて赤破線で示している。

$$K_f = \frac{F}{\delta} = \frac{T}{\sqrt{L^2 + \delta^2}} = \frac{n_f \cdot t \cdot s \cdot \sigma_f}{\sqrt{L^2 + \delta^2}} \quad (3.5.5)$$

ここに、 K_f : シート張力による拘束ばね

F : シート張力による鉄筋 1 本あたりの拘束力

T : 耐震補強鉄筋のはらみ出しに伴い発生するシートの張力

n_f : シートの層数, t : シート 1 層当りの厚さ

s : 拘束ばねの配置間隔 (=10mm)

σ_f : シートの応力度

図より、耐震補強鉄筋のはらみ出しによって発生するシート張力は、はらみ出し量の増加にともないほぼ 2 次関数的に増加することが分かる。はらみ出しの増加とともにシート張力ばねの値も大きくなるが、その値は合成梁ばねと比較して小さいことが分かる。提案の補強法の配筋の場合、はらみ出し量 10mm ではシート張力ばねの値は合成梁ばねの値の約 1%、はらみ出し量 20mm では約 4%、シートの張力が公称強度の下限値に達するはらみ出し量約 56mm では約 29%であった。塑性座屈解析に使用する鉄筋の座屈長に影響を与える拘束ばね定数は、はらみ出し初期の値で評価する。そのため、はらみ出し初期の領域においては、シート張力ばねの値は合成梁ばねの値よりもかなり小さく、塑性座屈解析においてシート張力ばねの与える影響は小さいと考えられる。よって、提案の補強法における終局変位の設定のための鉄筋の塑性座屈解析においては、シート張力の影響は無視して問題ないと考えられる。

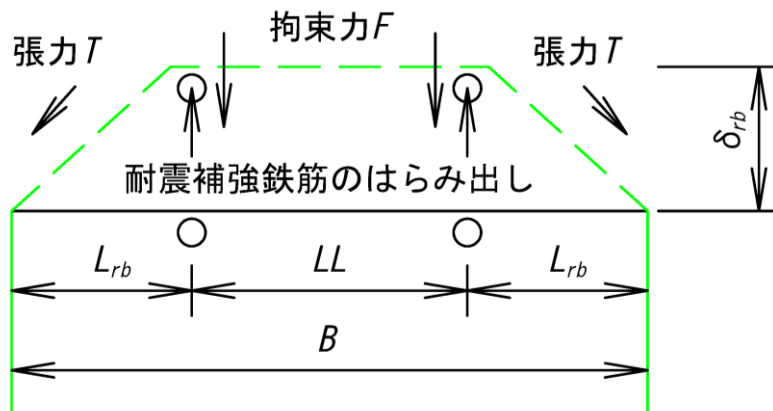


図-3.5.8 耐震補強鉄筋のはらみ出しにより発生するシート張力の検討モデル

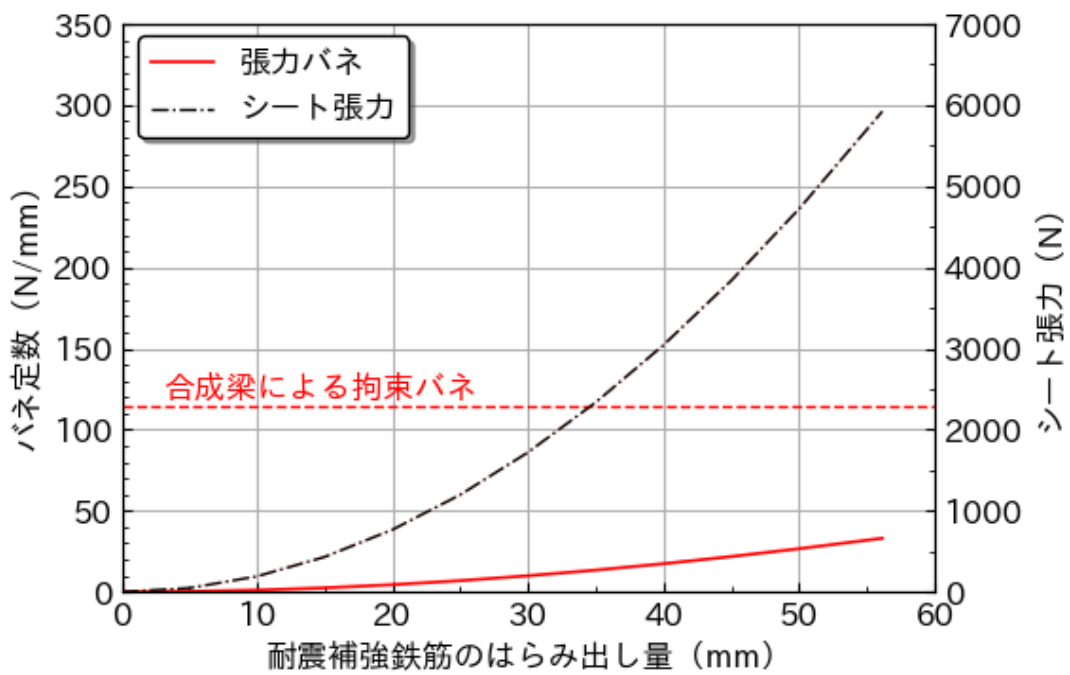


図-3.5.9 耐震補強鉄筋のはらみ出し量とシート張力，拘束バネ定数の関係

3. 5. 4 解析結果

図-3.5.10 には、AF2-D10 補強供試体における座屈解析における鉛直荷重最大時の耐震補強鉄筋の座屈モードを示している。図より、かぶりコンクリート厚を耐震補強鉄筋の純かぶり厚とした Case-1 の場合には、座屈長が 420 mm と評価され、載荷試験結果とは大きくかけ離れていることが分かる。一方、かぶりコンクリート厚を既設軸方向鉄筋の純かぶり厚とした Case-2 の場合には、座屈長は 120 mm として評価され、載荷試験結果と概ね一致している。

図-3.5.11 には、AF2-D13 補強供試体における座屈解析における鉛直荷重最大時の耐震補強鉄筋の座屈モードを示している。ここでは、かぶりコンクリート厚を既設軸方向鉄筋のかぶり厚 (Case-2) として算定した拘束ばね定数を採用した。図より、座屈長は 160mm として評価され、本ケースにおいても載荷試験結果と概ね一致している。提案の補強法においては、耐震補強鉄筋は純かぶりをほとんど有さないが、座屈によってはらみ出す際には、既設鉄筋の純かぶりと同程度の厚さのコンクリートの拘束を受けている可能性があることが示唆された。

以上より、提案の補強法においては、耐震補強鉄筋のはらみ出し拘束となるかぶりコンクリート厚を既設鉄筋の純かぶりと同程度の厚さとする塑性座屈長解析および低サイクル疲労による鉄筋破断時変位評価を行うことで、終局変位の設定は可能であると考えられる。

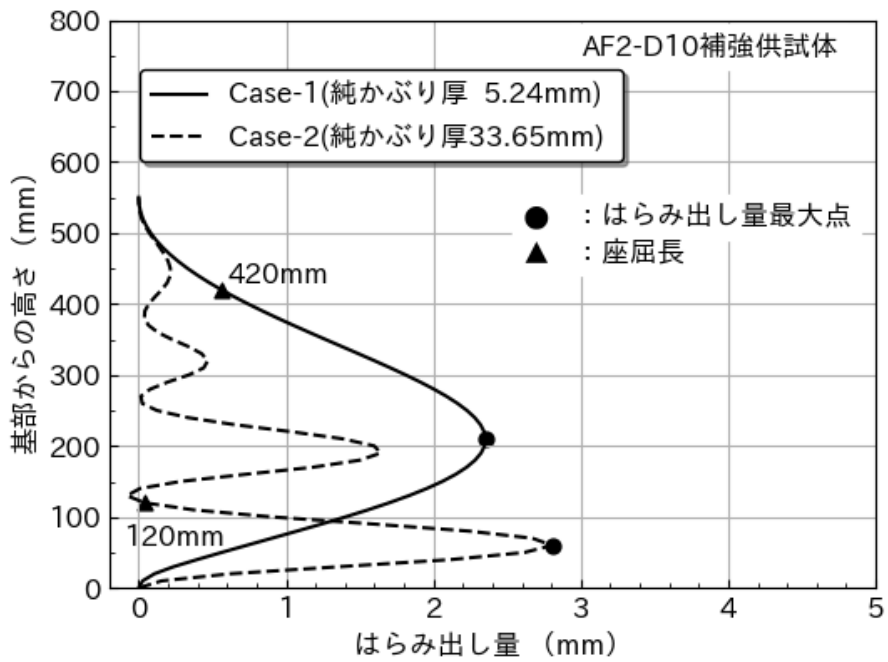


図-3.5.10 耐震補強鉄筋の座屈モード (AF2-D10 補強供試体)

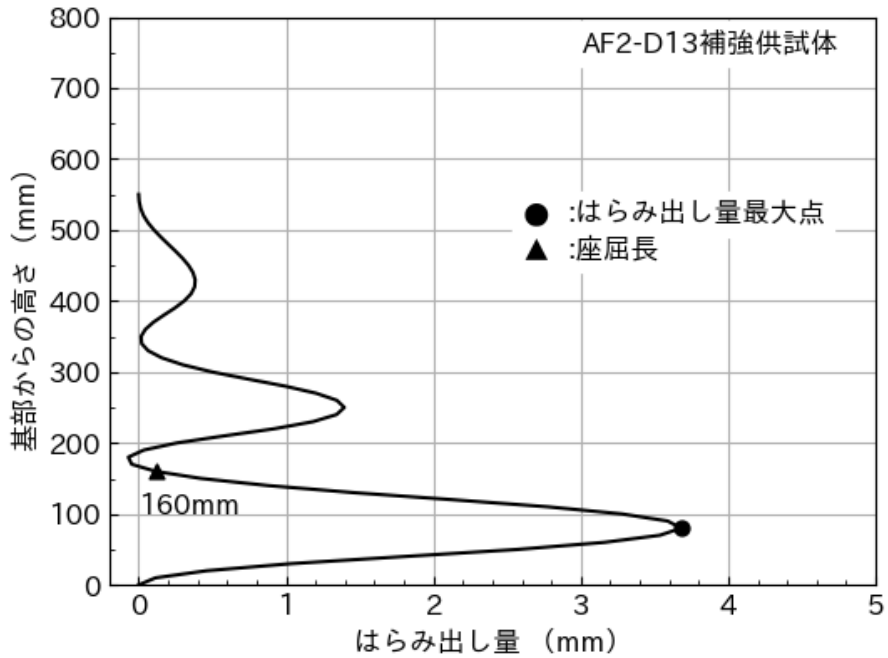


図-3.5.11 耐震補強鉄筋の座屈モード (AF2-D13 補強供試体)

3. 6 まとめ

本章では、RC 橋脚の断面寸法を変えずに橋脚の耐力および変形性能の両方を向上させ、かつ経済的な耐震補強工法の開発を目的として、現行の設計基準に基づいて設計されるものと比較して軸方向鉄筋比がかなり小さい RC 橋脚において、保有水平耐力の増加を伴う耐震補強を行う場合を想定し、橋脚のかぶり部に設けた溝切り部に耐震補強用の軸方向鉄筋（以下、耐震補強鉄筋）を埋込み配置し、これを覆うようにアラミド繊維シートを用いて巻き立てる補強法を提案し、小型 RC 橋脚供試体による正負交番載荷試験を実施し、その耐震性能を評価した。そして、正負交番載荷試験の結果より、提案の補強法における軸方向鉄筋の低サイクル疲労破断に着目した終局変位の設定方法の適用性について検討を行った。

- (1) 提案の補強方法により補強を行った供試体の正負交番載荷試験を実施し、その耐震性能を評価した結果から得られた知見を以下に示す。
 - 1) 水平耐力については要領³⁾におけるアラミド繊維シートの拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、H14 道示に基づいて設計計算した耐力程度まで向上することを確認した。
 - 2) 終局変位については、設計計算から算出される終局変位を確保することができていない。これは、耐震補強対象として想定した既設橋脚の軸方向鉄筋が現行の設計基準と比較してかなり小さいこと、また、H14 道示では、コンクリートの圧壊を終局状態と規定して終局限界を設定しているのに対し、提案の補強法の場合には、載荷試験後の基部コンクリートの損傷状況や耐震補強鉄筋および既設軸方向鉄筋の破断状況から、耐震補強鉄筋および既設軸方向鉄筋の低サイクル疲労による破断によって終局状態に至るためであることが分かった。
 - 3) エネルギー吸収量に着目した場合、AF1-D10 補強供試体、AF2-D10 補強供試体、および AF2-D13 補強供試体においては、それぞれ R 基準供試体の約 1.2 倍、約 1.1 倍、約 1.9 倍のエネルギー吸収性能があることを確認した。また、AF2-D13 補強供試体においては、AF2-D10 補強供試体の約 1.7 倍のエネルギー吸収性能があることを確認した。提案の補強法においては、鉄筋の低サイクル疲労によりじん性については向上していないが、エネルギー吸収性能は大きく向上させることができていることを確認した。
- (2) 提案の補強法における終局変位の設定方法に関する検討として、軸方向鉄筋の低サイクル疲労破断に着目し、それによる終局変位の設定方法の適用性について検討を行った結果から得られた知見を以下に示す。

- 1) 瀧口ら¹⁰⁾による低サイクル疲労による鉄筋破断時変位の評価式から算出した破断時変位の計算値と正負交番載荷試験における限界状態3に相当する変位を比較したところ、若干の差異は見られるものの、両者は概ね対応していた。
- 2) 鉄筋の座屈長が鉄筋破断時変位の計算結果に与える感度について検討を行った結果、鉄筋の座屈長が破断時の変位に与える影響が大きいことが分かった。
- 3) 瀧口ら¹⁰⁾の算定式を用いることで、鉄筋の低サイクル疲労破断を考慮した終局変位の設定が可能であると考えられるが、提案の補強法における低サイクル疲労破断を考慮した終局変位の設定を行う際には、アラミド繊維シートで拘束された状態における鉄筋座屈長を精度よく算定することが必要不可欠であることが分かった。
- 4) アラミド繊維シートで拘束された状態における鉄筋座屈長の算定に関する検討として、鉄筋の塑性座屈長解析による座屈長と試験結果と比較を行った結果、かぶりコンクリートを宮田らの研究¹⁴⁾を参考にコンクリートとアラミド繊維シートからなる合成梁としてモデル化し、さらにかぶりコンクリート厚を既設鉄筋の純かぶり厚とすることで、解析から得られる座屈長と載荷試験結果が概ね一致することを確認した。
- 5) 鉄筋のはらみ出しによってアラミド繊維シートに生じる張力が鉄筋のはらみ出しに与える影響について検討を行った結果、はらみ出し初期の領域においてはシート張力ばねの値は合成梁ばねの値よりもかなり小さく、終局変位の設定のための鉄筋の塑性座屈解析においては、シート張力の影響は無視して問題ないことが分かった。

以上より、提案の補強法においては、水平耐力については要領³⁾におけるアラミド繊維シートの拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、H14 道示に基づいて設計計算を行うことができること、終局変位については、耐震補強鉄筋のはらみ出し拘束となるかぶりコンクリート厚を既設鉄筋の純かぶりと同程度の厚さとする塑性座屈長解析、および塑性座屈長解析から得られる鉄筋座屈長を用いた低サイクル疲労による鉄筋破断時変位評価を行うことで、終局変位の設定が可能であることを確認した。

参考文献

- 1) 中村智, 日野伸一, 山口浩平, 佐藤貢一: PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の耐震補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1219-1224, 2007.7
- 2) 篠崎裕生, 三上浩, 田村富雄, 藤田学: アラミド繊維ロッドを用いた橋脚基部曲げ補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.1543-1548, 2004.7
- 3) アラミド補強研究会: アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領(案), 1998.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3
- 5) 東日本高速道路, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領第二集 橋梁保全編, PP.8-53, 2017.7
- 6) 日本道路協会: 道路橋耐震設計指針・同解説, 1972.4
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2002.3
- 8) 星隈順一, 堺淳一, 小森 暢行, 坂柳 皓文: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 土木研究所資料, 第 4262 号, 2013.3
- 9) 石崎覚史, 宮田秀太, 澤田守, 大住道生: 巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に関する調査分析, 第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.115-122, 2019.7
- 10) 瀧口将志, 池永貴史, 大塚久哲: RC 柱部材の交番載荷試験における軸方向鉄筋破断評価, 土木学会第 63 回年次学術講演集, 部門 V, pp.939-940, 2008.9
- 11) 大塚久哲, 瀧口将志, 池永貴史, 山崎智彦: 軸力と側方鉄筋の有無が RC 柱部材の変形性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.949-954, 2008.7
- 12) 土木学会コンクリート技術シリーズ 48: コンクリート構造物の耐震性能照査技術—現状と将来展望—, pp.36-37, 2002.
- 13) 土木研究所: 軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究, 土木研究所資料第 4257 号, 2013.
- 14) 宮田秀太, 澤田守, 中尾尚史, 大住道生: 巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価, 構造工学論文集, Vol.65A, pp.250-263, 2019.3

第4章 超高強度繊維補強モルタルでかぶりを置換した

耐震補強工法

4.1 はじめに

4.1.1 背景

1995年の兵庫県南部地震以降、重要度の高い橋梁から耐震補強が積極的に進められており、その効果は、2011年に発生した東日本太平洋沖地震に対しても確認されている。一方、耐震補強が必要とされるRC橋脚の中には、様々な制約により既存の耐震補強工法が適用できないものが残されている。例えば、RC巻立て工法¹⁾は、安価で適用実績が多い工法であるが、既設RC橋脚よりも断面寸法が増えることで、河積阻害率等への影響や自重増加に伴う既設基礎への負担等が課題となる。鋼板巻立て工法²⁾は、鋼板を現場で溶接する作業が生じ、その品質確保や補強後の維持管理が課題となることがある。既設RC橋脚への影響が少なく、狭隘な条件下でも施工可能な工法としては、連続繊維シート巻立て工法があるが、作業工程が多く³⁾、熟練した技能者でなければ品質の確保が困難である上に、既設コンクリートと協働して抵抗する耐荷機構であるため、既設部材のコンクリート強度によっては十分な補強効果が期待できないといった課題があった。

4.1.2 目的

以上のような背景から、既設RC橋脚の耐震補強では、断面寸法や自重を増やすことなく耐荷性能が向上でき、かつ狭隘な施工スペースにおいても容易に施工できる工法が求められてきた。そこで、既設RC橋脚において地震時に塑性化する部分のかぶりコンクリートを、ひび割れ誘発目地を含む場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルで置き換えることで、RC橋脚全体の变形性能を向上させる耐震補強工法（以下、本工法と称する）を考案した。本研究では、考案した耐震補強工法について、その耐震補強効果およびその評価、施工方法について検討した。

4.1.3 構成

4.2節では、本工法の概要と、本工法の成立要件および適用範囲について整理する。4.3節では、本工法の前提となる施工および維持管理の条件について述べる。4.4節では、基本的な補強効果の検証を目的として行った補強部材に対する曲げ載荷実験と、变形性能の向上効果の検証を目的として行ったRC橋脚模型に対する正負交番載荷実験について述べる。4.5節では、4.4節の結果を基に検証した本工法の補強効果のメカニズムと、本工法で補強されたRC橋脚の变形性能の評価方法について述べる。4.6節では、本研究のまとめと今後の課題について述べる。

4. 2 提案工法の概要

本工法は、超高強度繊維補強モルタル製プレキャスト型枠を用いた高耐震性 RC 橋脚^{4,5)}（以下、UFC 橋脚と称する）で得られた知見を、既設 RC 橋脚の耐震補強に応用したものである。ここでは、本工法のメカニズムと成立要件を述べた後に、本工法の適用範囲について整理する。

4. 2. 1 提案工法のメカニズム

(1) UFC 橋脚の構造

地震時に上部構造の慣性力が RC 橋脚に作用すると、橋脚基部に塑性ヒンジが形成され、同部分の性能が橋脚全体の挙動の大部分に対して支配的となる。したがって、塑性ヒンジ部の性能を改善することができれば、橋脚全体の耐荷性能を向上できる可能性がある。これに対し、図-4.2.1 に示すように、RC 橋脚の新設時に塑性ヒンジ部に複数の超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）製プレキャスト型枠を積層することで、RC 橋脚の塑性ヒンジ部のかぶりを UFC で構築する UFC 橋脚が考案された^{4,5)}。

同橋脚の UFC 製プレキャスト型枠区間では、UFC の高い圧縮強度と曲げ靱性により、地震で橋脚が曲げ変形した際のかぶりコンクリートの圧壊や、座屈した鉄筋のはらみ出しを抑制することが可能である。また、各型枠の水平目地がひび割れ誘発目地として機能することで、同区間における曲げひび割れの位置、間隔が制御でき、確実に塑性ヒンジを形成できる。こうした特徴から、UFC 橋脚は従来の RC 橋脚と同規模の断面寸法で優れた変形性能を実現でき、かつ比較的高価である UFC の使用量が最小限に抑えられるため経済的にも優れていることがこれまでの検討で示されている。

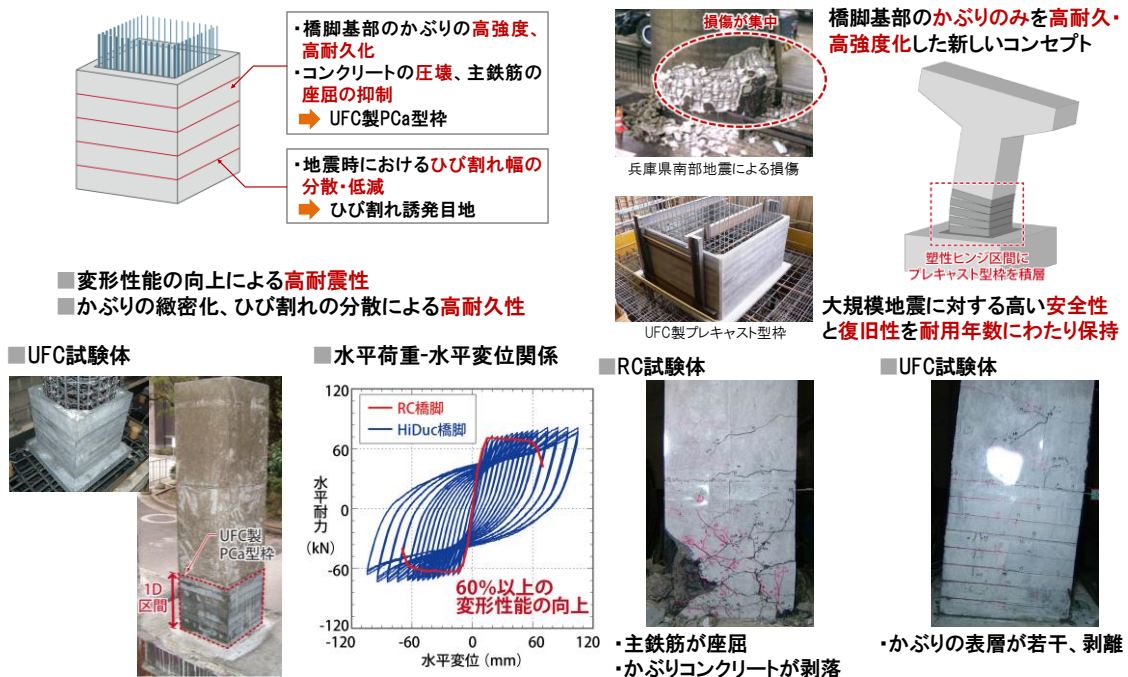


図-4.2.1 UFC 橋脚の概要

(2) 場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルによる耐震補強工法

既設 RC 橋脚の塑性ヒンジ部分のかぶりコンクリートを除去した後に、ひび割れ誘発目地を含む場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルを施工することで、既設 RC 橋脚の耐荷性能を向上させる耐震補強工法を考案した。本工法の概念図を図-4.2.2に示す。本工法で補強された橋脚の構造は、UFC 橋脚と同様の長を有するため、断面寸法や自重を変えることなく変形性能を高めることができる。また、場所打ちの方法としてこて塗り方法を採用することで、大規模な資機材や施工スペースを必要とせず、一般的な左官工による施工が可能である。さらに、補強箇所が塑性ヒンジ区間のかぶり部に限定されることで、従来の耐震補強工法に比べて施工量が少なくなるため、工程やコストの低減効果を期待できる。

本工法の施工手順としては、まず、既設 RC 橋脚のかぶりをはつり、主鉄筋を半分程度露出させた後に、図-4.2.3に示すようなひび割れ誘発目地を設置する。目地材としては、例えば SUS 製の L 型板材を使用し、目地部において超高強度繊維補強モルタルの鋼繊維を遮断して引張強度を低減することで、曲げ引張力を受けた際に目地部にひび割れを誘発させることができる。目地材には目開きの変形に追従可能なバックアップ材を貼り付けることで、目地からの劣化因子の侵入を防止する。目地材の設置後、超高強度繊維補強モルタルを現地で練り混ぜ、こて塗りによって補強箇所に打込む。通常の超高強度繊維補強モルタルは流動性が高いため、場所打ちで施工するためには型枠を組立てる必要があるが、本工法では、左官工法に適するように超高強度繊維補強モルタルに粘性を付与したもの⁹を用いるため、型枠等の設備が不要である。また、電動ドライバーに取り付けられた鋼製の円板を回転させて、仕上げを行うこて仕上げ用の専用機械⁹を用いて施工することで、作業者の技量の影響を受けず安定した品質の施工が可能である。なお、ここでは、こて塗りで場所打ちする施工方法について述べたが、本材料は配合の調整によって型枠への流し込みや吹付けなど、様々な場所打ち方法に対応させることが可能である。

柱基部のフーチングに対しても、曲げ圧縮力による支圧破壊を抑制するため、柱部と同様の補強材料からなるベースプレート⁹を施工することで補強を行う。なお、曲げ引張力が作用した場合のベースプレートの浮き上がりを防止するために、同部分にはアンカー筋を設置してフーチングとの一体性を確保する。

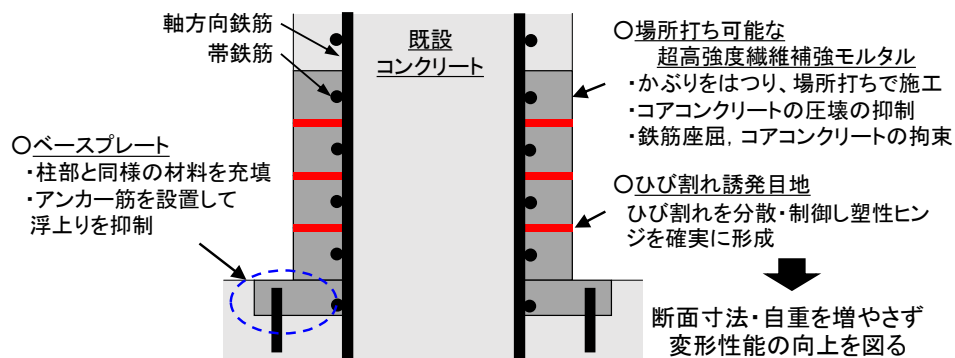


図-4.2.2 場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルによる耐震補強工法の概要

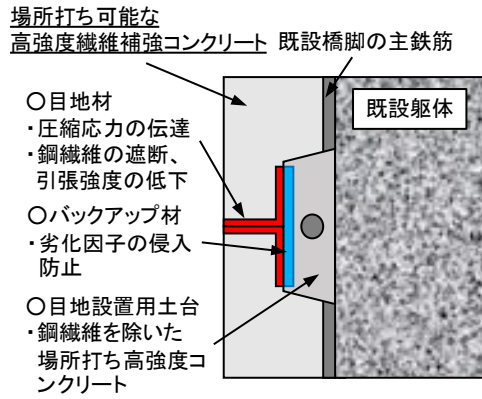
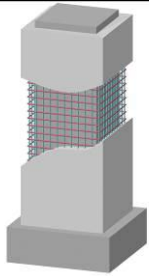
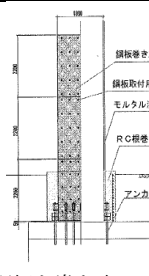
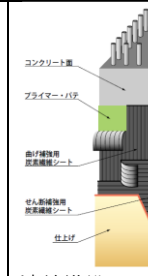
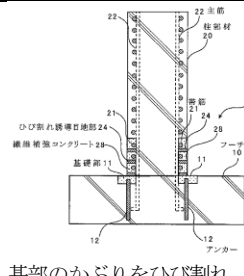


図-4.2.3 場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルによる耐震補強工法の目地構造の概要

本工法と既往の耐震補強工法との比較を、表-4.2.1 に示す。

表-4.2.1 一般的な耐震補強工法との比較

工法	RC 巻立て工法 ¹⁾	鋼板巻立て工法 ²⁾	連続繊維シート巻立て工法 ³⁾	提案技術 (目標)
概要	 鉄筋コンクリートを巻き立てる補強工法	 鋼板を巻き立て、充填モルタル等により一体化する補強工法	 連続繊維シートを巻き立てる工法	 基部のかぶりをひび割れ誘発目地を設置した上で場所打ち可能な高強度材料で置換する工法
補強効果	曲げ耐力, せん断耐力, 変形性能	曲げ耐力, せん断耐力, 変形性能	せん断耐力, 変形性能	主に変形性能
既設部材への影響	重量増のため基礎への負担大, 断面が増加	巻立て量が大きいと基礎への負担増	影響は少ない	影響は少ない
現場条件	型枠, 支保工組立のためのスペースが必要	・鋼板を重機で揚重するためのスペースが必要 ・鋼板設置後の溶接作業を実施できる環境が必要	狭隘な現場条件での施工が可能	狭隘な現場条件での施工が可能
維持管理	通常の RC 部材と同様	定期的な防錆処理が必要 溶接部が劣化	紫外線に対する保護が必要	通常の RC 部材以上の耐久性
靱性補強に対する施工数量	橋脚高さ方向に対し, 補強厚 25cm 程度を施工 ⁷⁾	橋脚高さ方向に対し, 補強厚 4cm 程度を施工 ⁷⁾	補強対象に応じた特定の箇所に対し, 補強厚 1~2cm 程度を施工 ⁷⁾	橋脚基部から 1.0D (D:断面高さ) 程度の領域に対し, 補強厚 10cm 程度を施工
作業内容	鉄筋, 型枠, コンクリート, 養生, 脱型	アンカー, 鋼板設置, 溶接, モルタル充填	ケレン, プライマー, シート塗布, 仕上げ	はつり, (アンカー, 鉄筋), 場所打ち, 仕上げ

4. 2. 2 成立要件

表-4.2.2 に、構造形式、使用材料および諸元、施工性、耐久性、構造特性の各項目について、提案工法における成立要件を示す。同表中には、成立要件の検証方法も併記する。

本工法の適用対象は、充実断面の RC 橋脚であることを前提する。本工法で使用する超高強度繊維補強モルタルは、圧縮強度が 130N/mm^2 以上、曲げ強度が 18N/mm^2 以上、静弾性係数が 40kN/mm^2 以上であれば補強効果を期待できることが後述の橋脚模型実験で明らかとなったことから、上記以上の強度を有するものを使用する。本工法で使用する超高強度繊維補強モルタルの使用材料の一例を表-4.2.3 に、配合例を表-4.2.4 に示す。本配合は、後述のとおり左官工法に適するように改良したものである。流し込みや吹付け工法といった他の場所打ち方法で施工する際には配合を変更する必要がある、その場合には、本報告書に記載する方法に準じて材料強度および施工性を別途検証する必要がある。

本工法の目地構造については、前述のとおり、目地部が超高強度繊維補強モルタル以上の圧縮強度を有することで圧縮力を伝達させつつ、引張力には抵抗せず目地部で曲げひび割れを発生させることが本工法の構造上の成立要件となる。加えて、目地部が既設 RC 橋脚と同等以上の耐久性を有することが、維持管理上での成立要件となる。

施工性に関しては、実構造物で想定される最大規模のかぶり厚さ（ 100mm 程度）に対して超高強度繊維補強モルタルを密実に場所打ちすることができ、上記に示した超高強度繊維補強モルタルの性能が場所打ちされた条件において確保されていることが成立要件となる。また、本工法が補強効果を発揮するためには、既設コンクリートおよび既設鉄筋と場所打ちされた超高強度繊維補強コンクリートが一体となって挙動する必要があることから、既設コンクリートおよび既設鉄筋に対して超高強度繊維補強モルタルが密実に充填できることも施工性の成立要件となる。

表-4.2.2 本工法における成立要件

項目	提案工法における成立要件	検証方法
構造形式	充実断面の RC 橋脚	
使用材料 および諸元	<p>○ 超高強度繊維補強モルタル 設計基準強度（圧縮強度）：130N/mm²以上 曲げ強度：18N/mm²以上 静弾性係数：40kN/mm²以上 後述の RC 橋脚模型の正負交番載荷実験の実績より設定</p> <p>○ 目地構造 圧縮力は伝達し、引張力は負担しない材料および構造 既設コンと同等の耐久性</p>	<p>○ 補強材料 試験練，施工試験，材料強度試験（4.3で検討） → 施工試験における各種強度試験：場所打ちした超高強度繊維補強モルタルから供試体を取って圧縮強度試験，曲げ強度試験を実施し，場所打ちされた条件下での材料強度を確認する。</p> <p>○ 目地構造 施工試験と RC 部材曲げ実験，塩分浸漬試験（4.3，4.4で検討） → 施工試験：目地+左官による施工性を検証する。 → RC 部材曲げ実験：RC 梁部材の補強部位に対する繰返し曲げ実験で目地部近傍の曲げ挙動を検証する。 → 塩分浸漬試験：目地部近傍の塩分浸漬試験で，塩化物イオンの浸透抵抗性を検証する。</p>
施工性	<p>・実構造物のかぶり厚さ（最大 100mm 程度）に対して，既設コンクリートおよび既設鉄筋と超高強度繊維補強モルタルが一体となって挙動するように，超高強度繊維補強モルタルを密実に充填することが可能</p>	<p>施工試験（4.3で検討） → 施工試験：左官による施工方法を確立する。 → 超高強度繊維補強モルタルの充填性の確認：施工試験で製作した供試体を切断し，鉄筋周辺への超高強度繊維補強モルタルの充填状況を目視で確認する。同供試体に対して建研式引張試験を実施し，既設コンクリートと超高強度繊維補強コンクリートとの付着強度を確認する。</p>
耐久性	目地部を含めた補強部分が，既設 RC 橋脚と同等以上の耐久性を有する	<p>塩分浸漬試験（4.3で検討） → 塩分浸漬試験：目地部近傍の塩分浸漬試験で，塩化物イオンの浸透抵抗性を検証する。</p>
構造特性	<p>・100N/mm²程度の高い曲げ圧縮応力度に対して，補強箇所が損傷しない。 ・曲げ引張に対し，ひび割れ誘発目地の位置に曲げひび割れが分散して発生する。</p>	<p>RC 部材曲げ実験，RC 橋脚模型の正負交番載荷実験（4.4で検討）</p>

表-4.2.3 超高強度繊維補強モルタルに用いる使用材料の一例（左官工法に適した配合）

材料名	記号	摘要
水	W	上水道
結合材	B	サクセムセメント，密度 2.98 g/cm ³
細骨材	S	サクセム用骨材，密度 2.62g/cm ³
混和剤	SP	サクセム用高性能減水剤
	DA	サクセム用消泡剤
鋼繊維	SF	φ 0.2mm、L=10mm，密度 7.85 g/cm ³
天然鉱物	AD	鎖状粘土鉱物

表-4.2.4 超高強度繊維補強モルタルの配合例（左官工法に適した配合）

W/B (%)	Air (%)	s/m (%)	単位	単位量						SF
				W	B	S	AD	SP	DA	
15.2%	2.0	35.3	kg/m ³	195	1287	898	16	29.6	6.4	196.3
			L/m ³	195	432	343	-	-	-	-

4. 2. 3 適用範囲

表-4.2.5 に、本工法の適用範囲について示す。本工法では、補強対象を兵庫県南部地震以前に建設された充実断面の RC 橋脚を想定しており、各諸元の適用範囲はこれを踏まえて設定している。なお、後述の補強効果の検証実験の供試体諸元も、設定した適用範囲の妥当性を検証できる諸元として設定した。

本工法は、曲げ破壊する RC 橋脚を適用対象とする。これは、本工法はせん断耐力の向上を目的とした耐震補強工法ではなく、曲げ破壊する部材の変形性能の向上を図る耐震補強工法であるためである。コンクリートの設計基準強度は、平成 2 年道路橋示方書⁹⁾（以下、H2 道示）の適用範囲の上限値であり、かつ後述の RC 橋脚模型供試体で確認されたコンクリートの圧縮強度の範囲内とした。軸方向鉄筋比は、H2 道示の適用範囲内であり、後述の RC 橋脚模型実験において、本工法による補強効果が確認された範囲として 0.7%~1.2%とした。軸方向鉄筋の種類は、H2 道示において適用が認められているもののうち、SD295 と SD345 を適用範囲とした。補強厚さは、施工試験によって超高強度繊維補強モルタルの密実な充填性が確認された範囲として 100mm 程度とした。柱基部の軸圧縮応力度は、H2 道示の適用範囲内であり、後述の RC 橋脚模型実験における諸元と同程度である 1 N/mm² 以下とした。

表-4.2.5 本工法の適用範囲

項目	適用範囲
構造形式	充実断面の RC 橋脚
破壊モード	曲げ破壊
コンクリートの設計基準強度	27N/mm ² 以下
軸方向鉄筋比	0.7~1.2%
軸方向鉄筋の種類	SD295, SD345
補強厚さ	100mm 程度まで
柱基部の軸圧縮応力度	1 N/mm ² 以下

4. 3 提案工法の前提となる条件

本節では、本工法の施工および維持管理を行う上での前提条件となる項目について整理を行った上で、施工方法、耐久性に関する基本的な検証を行った内容について述べる。

4. 3. 1 施工の条件

表-4.3.1に、本工法が成立する上での施工の前提条件を示す。前述のとおり本工法では、①場所打ちされた超高強度繊維補強モルタルの材料強度が表-4.2.2に記載した値以上である、②場所打ちされた超高強度繊維補強モルタルが既設コンクリートや既設鉄筋と一体となって挙動することが、耐震補強工法として成立する上での設計の前提条件となる。そのため、これら設計の前提条件を満足するように補強部に対して超高強度繊維補強モルタルを場所打ちできることが、施工の前提条件となる。また、補強対象のRC橋脚によってひび割れ誘発目地の設置位置を調整することで、ひび割れを分散させて損傷の局所化を防止することを想定しているため、任意の位置にひび割れ誘発目地を設置できることも施工の前提条件となる。

以上の条件のうち、ここでは場所打ちされた超高強度繊維補強モルタルの強度および既設コンクリートや既設鉄筋との一体性について検証するため、実橋脚のかぶりを模擬した施工試験を実施した内容について述べる。また、本工法の施工に必要な資機材等の条件についてもシミュレーションを行った。なお、目地の設置方法に関しては、後述のRC梁供試体とRC橋脚模型供試体の製作手順を説明する際に言及する。

表-4.3.1 施工の前提条件

項目	検証方法
場所打ちされた超高強度繊維補強モルタルが、表-4.2.2記載の材料強度を発揮できるように超高強度繊維補強モルタルを施工可能	施工試験で製作した供試体から強度試験用のテストピースを採取して各種強度試験を実施する
超高強度繊維補強モルタルと既設コンクリートおよび既設鉄筋が一体となって挙動するように超高強度繊維補強モルタルを密実に充填することが可能	<ul style="list-style-type: none"> ・施工試験で製作した供試体を切断し、鉄筋周辺への超高強度繊維補強モルタルの充填状況を確認 ・同供試体に対して建研式試験引張試験を実施し、既設コンクリートと超高強度線補強モルタルとの付着強度が既設コンクリートの引張強度以上であることを確認する
任意の位置に目地を設置可能	RC梁供試体、RC橋脚模型供試体の製作

(1) 左官可能な超高強度繊維補強モルタルの施工試験

本工法では、RC 橋脚の塑性ヒンジ区間のかぶりに対して、超高強度繊維補強モルタルを左官工法によって施工することを想定している。左官工法では、適切な塗付け厚さや材料を選定しなければ、施工中や硬化までに超高強度繊維補強モルタルが鉛直下向きに流動することでだれが生じ、既設 RC 橋脚との界面や鉄筋の周りに空隙が発生することで、超高強度繊維補強モルタルと既設コンクリートおよび鉄筋が一体となって挙動するという設計上の前提条件を満たさなくなる可能性がある。また、こうした施工不良が生じた超高強度繊維補強モルタルでは、場所打ちされた部分において表-4.2.2 に示す材料強度の要件を満たさない可能性も考えられる。こうした施工不良を生じさせず、前述の設計の前提条件を満たす施工方法を確立、検証する必要がある。

そこで、既設 RC 橋脚のかぶりをはつり取った後の表面を模擬した供試体に対する施工試験を行い、だれを生じることなく施工が可能な 1 回のこて塗りの塗付け厚さと、実施工で想定される塗付け厚さ 100mm に対して、既設コンクリートや鉄筋との一体性を確保できる超高強度繊維補強モルタルを打ち重ねて塗り付ける施工方法について検証した。

1) 試験概要

i) 試験ケース

試験ケースは、1 回のこて塗りの塗付け厚さを検証するケース 1-1~1-3 と、実橋脚のかぶり厚さとして想定した塗付け厚さ 100mm を打ち重ねて塗り付けることの可否を検証するケース 2 について、表-4.3.2 に示すケースを実施した。なお、ケース 1-3 およびケース 2 については、超高強度繊維補強モルタルの塗付け後の締固めに、電動ドリルに専用治具を設置した専用機械（写真-4.3.1）を用いた⁶⁾。

表-4.3.2 試験ケース

ケース	打ち重ね層数	塗り付け厚さ(mm)	塗り付け方法
1-1	1 層	20	手作業
1-2		35	手作業
1-3		50	専用機械を併用
2	4 層	15+15+35+35=100	専用機械を併用



写真-4.3.1 専用機械による締固め状況

ii) 供試体諸元

本検証で用いる超高強度繊維補強モルタルには、エトリンナイト生成系の超高強度繊維補強モルタルに、左官工法を可能とするため天然鉱物を適量混入し、粘性を付与したものを適用した。なお、既往の検討により、天然鉱物混入後のモルタルフロー（15打）が $110\pm 10\text{mm}$ であれば、超高強度繊維補強モルタルを左官工法で施工可能であることを確認している⁶⁾ことから、天然鉱物混入量についてはモルタルフローが上記範囲内になるように決定した。使用材料を表-4.3.3、配合を表-4.3.4に示す。

表-4.3.3 使用材料（表-4.2.3と同様）

材料名	記号	摘要
水	W	上水道
結合材	B	サクセムセメント, 密度 2.98 g/cm^3
細骨材	S	サクセム用骨材, 密度 2.62 g/cm^3
混和剤	SP	サクセム用高性能減水剤
	DA	サクセム用消泡剤
鋼繊維	SF	$\phi 0.2\text{mm}$ 、 $L=10\text{mm}$ 、密度 7.85 g/cm^3
天然鉱物	AD	鎖状粘土鉱物

表-4.3.4 配合（表-4.2.4と同様）

W/B (%)	Air (%)	s/m (%)	単位	単位量						SF
				W	B	S	AD	SP	DA	
15.2%	2.0	35.3	kg/m ³	195	1287	898	16	29.6	6.4	196.3
			L/m ³	195	432	343	-	-	-	-

供試体の概要を図-4.3.1に示す。供試体は、既設 RC 橋脚の軸方向鉄筋の半分までのかぶりコンクリートをはつり出した際の、コンクリートと帯鉄筋を模擬している。500×500×厚さ 150mm の型枠に普通コンクリート (30-12-20-N) を厚さ 50mm まで打ち込み、表面を目荒らした後に、帯鉄筋を模擬した D16 を 150mm ピッチで配置した。なお、想定する軸方向鉄筋を D22 以上とし、その半分に相当する 10mm をコンクリート表面に対する D16 のあきとした。超高強度繊維補強モルタルの塗付け厚さは、ケース 1-1, 1-2, 1-3 ではそれぞれ 20mm, 35mm, 50mm であり、ケース 2 では 100mm である。

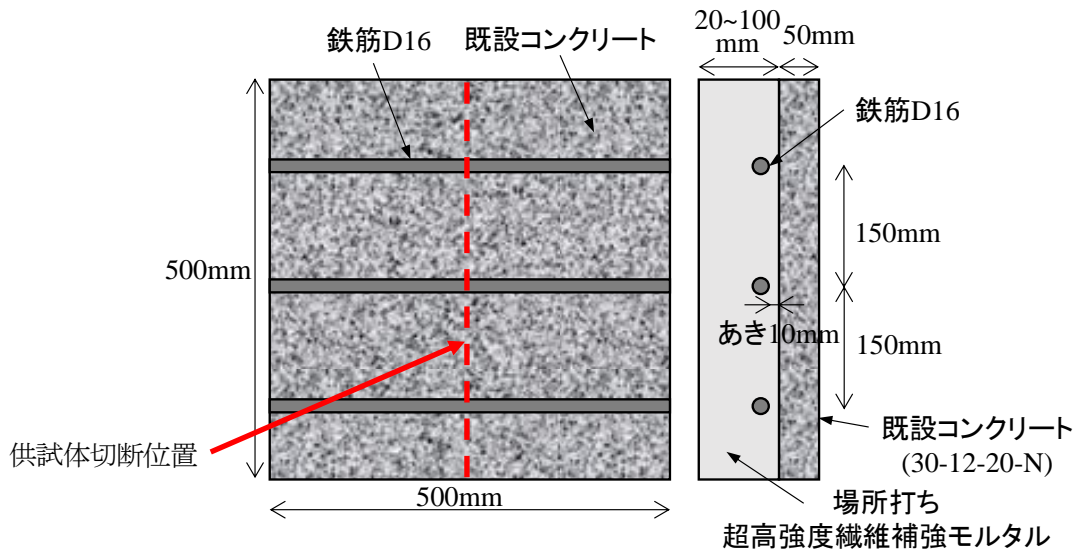


図-4.3.1 供試体の概要

iii) 左官工法による超高強度繊維補強モルタルの施工手順

前述した供試体の表面に、超高強度繊維補強モルタルを左官工法で塗付ける。試験ではまず、ケース 1-1~1-3 について実施し、その結果から一回のこて塗りで可能な塗り付け厚さを決定した。その後、ケース 2 における塗り付け厚さを設定して、複数層の打ち重ねによる 100mm の塗り付け厚さを施工した。左官による施工方法は、下記のように設定した。

- 1) はつり面へのプライマー塗布 (写真-4.3.2)
- 2) 薄層 (数 mm) の塗付けと締固め (写真-4.3.3)
- 3) こてによる目荒らしと塗付け面への給水 (写真-4.3.4)
- 4) 給水直後に薄層 (数 mm) を塗付け
- 5) 所定厚さの塗付けと締固め

ケース 1 については、5)の所定厚さを表-4.3.2のように設定し、ケース 2 については2)~5)を表-4.3.2に示す4層の打ち重ねと塗り付け厚で繰り返した。



写真-4.3.2 プライマーの塗布



写真-4.3.3 薄層の塗付け



写真-4.3.4 目荒らし

iv) 試験項目

試験項目の一覧を表-4.3.5に示す。ケース1では、超高強度繊維補強モルタルのフレッシュ性状と、蒸気養生および20℃封緘養生したテストピースによる圧縮強度、曲げ強度試験および超高強度繊維補強モルタルの充填状況の確認を行った。ケース1-1~1-3は同日に施工したことから、各種強度試験用のテストピースはケース1-1の練り混ぜバッチから採取した。なお、モルタルフローは各ケース施工前にそれぞれ確認した。ケース2ではケース1の試験に加え、既設コンクリートと超高強度繊維補強モルタル間および打ち重ね部における付着強度を建研式引張試験により確認した。なお、ケース2の圧縮強度試験と曲げ強度試験では供試体から切出したテストピースを使用し、場所打ちされた超高強度繊維補強モルタルの材料強度を確認した。

表-4.3.5 試験項目





試験項目	試験方法	備考
モルタルフロー	3分静置後0打, 15打	天然鉱物投入後(15打)で110±10mm
空気量	JIS A 1128「フレッシュコンクリートの空気量の圧力による試験方法」	天然鉱物投入後に実施 打込み時に5.0%以下
モルタル温度	温度計による測定	天然鉱物投入後に実施 打込み時に5~40℃
単位容積質量	JIS A 1116「フレッシュコンクリートの単位容積質量試験方法及び質量試験による試験方法(質量方法)」	天然鉱物投入後に実施
圧縮強度	JIS A1108「コンクリートの圧縮強度試験」	φ50×100mm ○ケース1 3本は蒸気養生, 9本は20℃封緘養生(材齢28, 56, 91日)(いずれも鋼製型枠で成形) ○ケース2 3本は蒸気養生(鋼製型枠で成形) 9本は20℃封緘養生(材齢28, 56, 91日, 供試体から切出して成形) 設計値: 130N/mm ² 以上
曲げ強度	JSCE G552「繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法」	□40×160mm ○ケース1 3本は蒸気養生, 9本は20℃封緘養生(材齢28, 56, 91日)(いずれも鋼製型枠で成形) ○ケース2 3本は蒸気養生(鋼製型枠で成形) 9本は20℃封緘養生(材齢28, 56, 91日, 供試体から切出して成形) 設計値: 18N/mm ² 以上
充填状況	供試体を切断し, 既設コンクリートとの界面や鉄筋周辺への充填状況を目視で確認(図-4.3.1参照)	
付着強度	切断後供試体からコアを採取し, 建研式引張試験を実施 JSCE-K531-2010「表面被覆材の付着強さ試験方法(案)」準用	ケース2のみ 設計値: 付着強度>既設コンクリート引張強度 ↑既設コンクリート側で破壊することを確認

2) 試験結果

i) フレッシュ性状

フレッシュ性状に関するモルタルフロー、空気量、モルタル温度、単位容積質量の結果を表-4.3.6に示す。モルタルフロー、空気量、モルタル温度について、基準値を満足している。

表-4.3.6 フレッシュ性状試験結果

ケース	モルタルフロー(mm) 天然鉱物投入後 15打	空気量 (%)	単位容積質量 (kg/m ³)	モルタル温度 (°C)
1-1	 113×113	3.7	2,505	25.9
1-2	 115×113	—	—	27.4
1-3	 118×118	—	—	27.9
2	 114×114	2.3	2,514	27.3

ii) 圧縮強度

圧縮強度試験の結果を表-4.3.7に示す。ケース1では、20℃封緘養生でも材齢28日以降で設計値である130N/mm²以上の圧縮強度が発現している。ケース2でも同様に、20℃封緘養生、材齢28日以降で設計値である130N/mm²以上の圧縮強度が発現している。また、ケース1とケース2の結果を比較すると、テストピースの成形方法による影響は小さいことから、場所打ち部においても所定の圧縮強度を発揮できると言える。

表-4.3.7 圧縮強度試験結果

ケース	蒸気養生 (N/mm ²)	20℃封緘養生(N/mm ²)		
		材齢28日	材齢56日	材齢91日
1	184.1	143.1	160.3	168.6
2 (20℃封緘養生は供試 体から切出して成形)	173.7	143.9	166.6	167.3

iii) 曲げ強度

曲げ強度試験の結果を表-4.3.8に示す。圧縮強度試験結果と同様に、両試験ケースにおいて20℃封緘養生でも材齢28日以降で設計値である18N/mm²以上の曲げ強度が発現しており、また、両ケースの曲げ強度の差異は小さいことから、場所打ち部においても所定の曲げ強度を発揮できると言える。




表-4.3.8 曲げ強度試験結果

ケース	蒸気養生 (N/mm ²)	20℃封緘養生(N/mm ²)		
		材齢28日	材齢56日	材齢91日
1	22.6	23.9	24.8	24.3
2 (20℃封緘養生は供試 体から切出して成形)	24.5	24.1	21.9	22.7

iv) 充填状況


ケース 1 の供試体硬化後の切断断面を表-4.3.9 に示す。塗付け厚さ 20mm のケース 1-1 については、塗付けた超高強度繊維補強モルタルにだれは生じておらず、鉄筋の周囲にも密実に充てんされていた。塗付け厚さが 35mm であるケース 1-2 では、最上段の鉄筋の下部に超高強度繊維補強モルタルのだれに伴う空隙が確認された。ケース 1-3 については塗付け厚さを 50mm として、塗り付け後に専用機械で締め固めたものであるが、鉄筋の周囲にも密実に超高強度繊維補強モルタルが充てんされていることが分かる。このことから、一回の塗り付け厚さは、手作業の場合は 20mm、専用機械による締め固めを併用する場合は 50mm であることが確認できた。ただし、塗付け厚さが 50mm 以上となると、専用機械を使用した場合でも超高強度繊維補強モルタルの締め固めにばらつきが生じて、層間の付着等に影響することが懸念されるため、専用機械を用いる場合でも 35mm を一回当たりの最大塗付け厚さの目安とすることとした。

表-4.3.9 充てん状況 (ケース 1)

ケース	1-1	1-2	1-3
塗付け厚さ	20mm	35mm	50mm
塗付け方法	手作業	手作業	専用機械
充填状況			

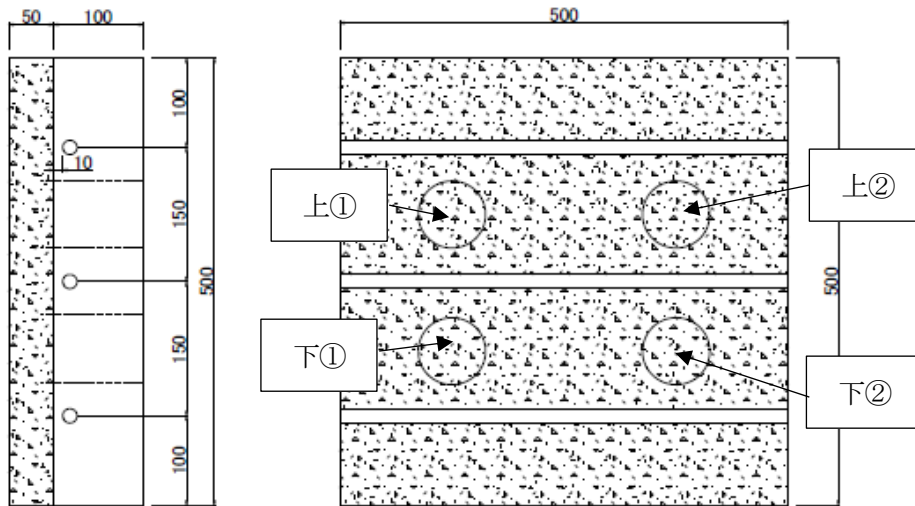
ケース2については、ケース1の検討結果に基づき、100mmの塗り付け厚さを専用機械による締固めを前提として、15mm+15mm+35mm+35mmの合計4層からなる打ち重ねで施工した。表-4.3.10にケース2の供試体硬化後の切斷断面を示す。ケース1-2で見られたような鉄筋下端での空洞もなく、超高強度繊維補強モルタルが良好に充填されていることが確認できる。以上より、実施工時に想定される塗り付け厚さ100mmに対し、専用機械による締固めで一回当たりの最大塗り付け厚さを35mmとした4層の打ち重ねによって超高強度繊維補強モルタルを既設鉄筋周辺に密実に充填可能であることが分かった。

表-4.3.10 充填状況（ケース2）

ケース	2
塗り付け厚さ	15mm+15mm+35mm+35mm =100mm
塗り付け方法	専用機械
充填状況	
<small>※ 写真中のケース番号は試験中のものであり、本報告書をまとめるにあたりケース番号は再整理した</small>	

v) 付着強度

ケース2について、供試体硬化後に図-4.3.2に示す位置でコアを採取し、建研式引張試験を行った。試験結果および付着試験後の供試体について表-4.3.11、表-4.3.12に示す。いずれの位置においても既設コンクリート側で破壊したことから、超高強度繊維補強モルタルと既設コンクリートとの界面の付着強度は、既設コンクリートの引張強度以上であることが分かった。以上より、本施工方法により超高強度繊維補強モルタルを密実に充填可能であり、超高強度繊維補強モルタルと既設コンクリートが一体となって挙動する設計上の前提条件を満足することが確認された。



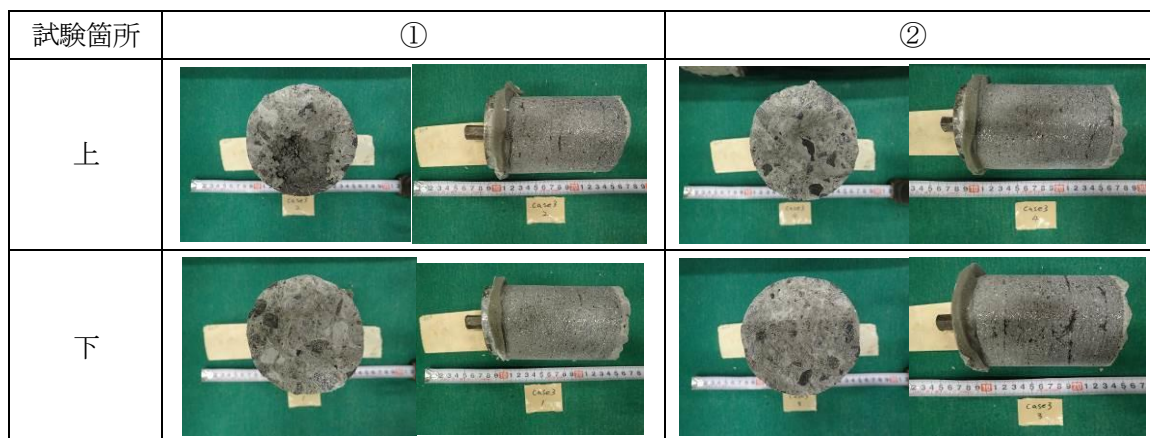
(単位 : mm)

図-4.3.2 付着強度試験用のコア採取位置

表-4.3.11 付着強度試験結果

試験箇所	付着強度 (N/mm ²)	表面からの破断位置 (mm)	破断箇所
上①	2.68	117.6	既設コンクリート
上②	2.43	127.3	既設コンクリート
下①	2.70	116.9	既設コンクリート
下②	2.26	119.9	既設コンクリート

表-4.3.12 付着強度試験後の供試体



3) 超高強度繊維補強モルタルの左官方法に関する考察

左官工法による超高強度繊維補強モルタルの施工試験によって、以下のことが確認された。

- ・ 1層当たりの最大塗付け厚さは、専用機械による締固めを行う場合は35mm、人力でこて塗りする場合は20mmである。
- ・ 実適用時に想定される施工厚さ100mmに対し、専用機械による締固めで一回当たりの最大塗り付け厚さを35mmとした4層の打ち重ねによって施工された超高強度繊維補強モルタルは、所定の材料強度を発揮し、かつ既設コンクリートおよび既設鉄筋との一体性に優れている

以上を踏まえて、本工法における超高強度繊維補強モルタルの左官方法を以下のように設定する。

- ①はつり面にプライマーを塗布
- ②薄層（数mm）を塗付け
- ③専用機械による締固め後、目荒らし
- ④目荒らし直後に塗付け面に給水
- ⑤給水直後に薄層（数mm）塗付け
- ⑥その後、本塗付け（35mm以下）
- ⑦専用機械による締固め

以後、所定の厚さまで④～⑦を繰り返す。

(2) 施工に必要な条件の整理

図-4.3.3 に示す RC 橋脚を対象として、左官工法による補強工事を行う際に必要な資機材や施工スペースなどの施工に必要となる条件について、施工ステップ毎に整理を行った。本シミュレーションにおける前提条件は以下のとおりである。

- ・補強対象は図-4.3.3 に示す 3 基の RC 橋脚（橋脚基部の部材幅は約 10m、部材高さは約 1.5m、橋脚高さは約 4m）とする。
- ・補強厚さは 10cm とする。
- ・補強範囲は、橋脚基部から 1.5m（橋脚基部の部材高さと同程度）までの領域とし、当該区間にひび割れ誘発目地を 6 段設置する。
- ・補強対象の面積は約 100m²

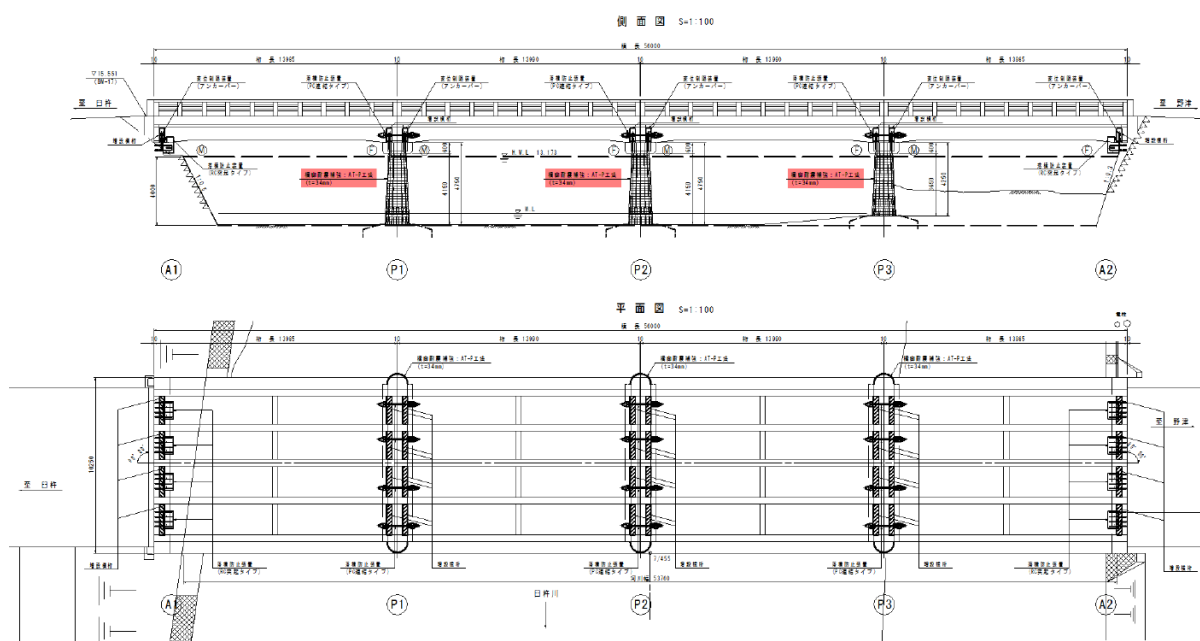


図-4.3.3 検討対象の橋脚図

1) はつり工

狭隘な施工スペースにおいて、ブレイカーによってかぶりコンクリートをはつり取る作業を行うことを想定して、施工数量と必要資材、施工スペースについて整理した。なお、各数量については、施工を行う上で必要となる最小の数量である。

○施工数量：補強面積 100m²×はつり部の厚さ 0.1m = 約 10 m³

○機材：ブレイカー 2 台，コンプレッサー 1 台，トラック 1 台，作業用足場 2 段組

○人員：特殊作業員 2 名，普通作業員 2 名，世話役 1 名

○施工スペース：橋脚断面 + 足場分の平面

ガラ出しトラック入構用スペース

2) 下地処理工

ひび割れ誘発目地の設置や、超高強度繊維補強モルタルのこて塗を行う前に既設躯体表面にプライマーを塗布する下地処理工について、同様の整理を行う。

○施工数量：補強面積 100 m²

○材料：プライマー 0.5kg/m²×100 m²=50kg，刷毛等の消耗品

○人員：特殊作業員 2名，普通作業員 1名，世話役 1名

○施工スペース：橋脚断面 + 足場分の平面

3) 目地設置工

ひび割れ誘発目地の設置作業について、同様の整理を行う。

○施工数量：目地延長 = 23m/段(橋脚周長)×6段 = 138m

○材料：等辺山形鋼 L50×50×4mm (3.06m/kg) ×138m×2本 = 845kg

シール材：138m

アンカーボルト・ナット・ワッシャー：52セット/段×6段 = 312セット

アンカーボルト固定用アクリル樹脂：12セット

○人員：特殊作業員 2名，普通作業員 1名，世話役 1名

○施工スペース：橋脚断面 + 足場分の平面

4) 超高強度繊維補強モルタル 左官工

超高強度繊維補強モルタルの左官工について、同様の整理を行う。

○施工数量：補強面積 100m²×補強厚さ 0.1m = 約 10 m³

○材料：超高強度繊維補強モルタルの構成材料 (表-4.3.3, 表-4.3.4 参照) 10m³分

超高強度繊維補強モルタル練混ぜ用ミキサー 2台

○人員：特殊作業員 2名，普通作業員 3名，左官工 3名，世話役 1名

○施工スペース：橋脚断面 + 足場分の平面

超高強度繊維補強モルタルの練混ぜ場所

4. 3. 2 維持管理の条件

表-4.3.13 に、維持管理を行う上での前提条件を示す。本工法では、補強部が既設 RC 橋脚と同等以上の耐久性を有することを前提として、一般的な RC 橋脚と同様の手法に基づいて維持管理を行うことを基本としている。本工法による補強部は、通常のコンクリートよりも優れた耐久性を有する超高強度繊維補強モルタル⁸⁾とひび割れ誘発目地から構成される。超高強度繊維補強モルタルが密実に場所打ちされた部分については、既設 RC 橋脚よりも同等以上の耐久性を有するが、ひび割れ誘発目地部については、超高強度繊維補強モルタルが不連続であるため、同部分の耐久性が既設 RC 橋脚よりも同等以上であることが必要となる。これに対して、本検討では、ひび割れ誘発目地の耐久性について、塩分浸漬試験による検証を行った。

表-4.3.13 維持管理上の前提条件

項目	検証方法
既設 RC 橋脚と同等以上の耐久性を有する	塩分浸漬試験

(1) ひび割れ誘発目地における塩分浸漬試験

ひび割れ誘発目地の基本的な耐久性を検証するため、4.4 節で用いる曲げ実験用供試体の目地近傍を切り出した供試体に対して塩分浸漬試験を実施した。基本的な耐久性を把握する目的から、本供試体における目地構造は、図-4.3.4 に示すように本工法における基本的な構造とした。

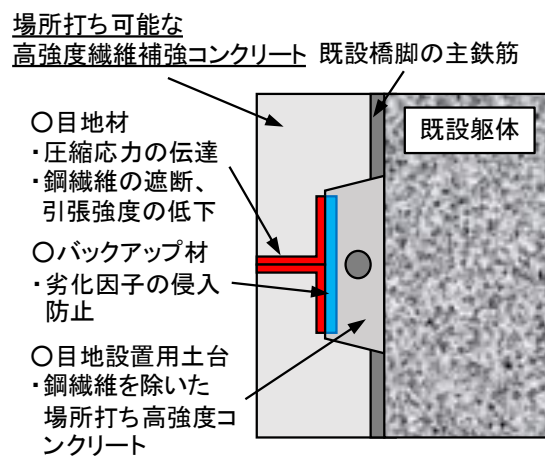
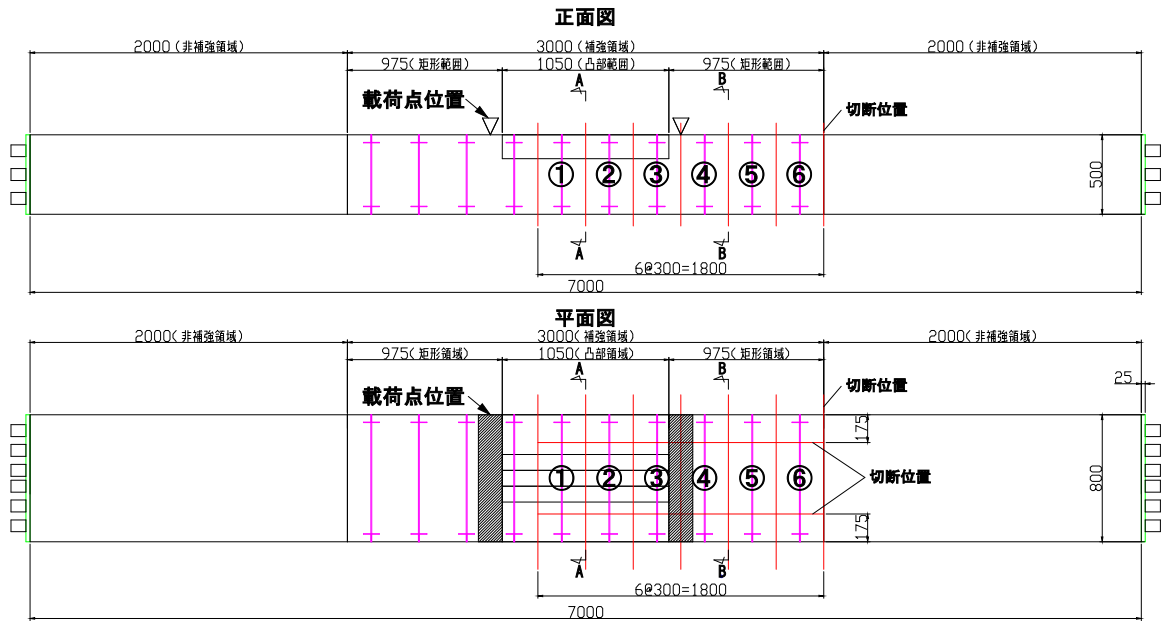


図-4.3.4 ひび割れ誘発目地の構造

1) 試験概要

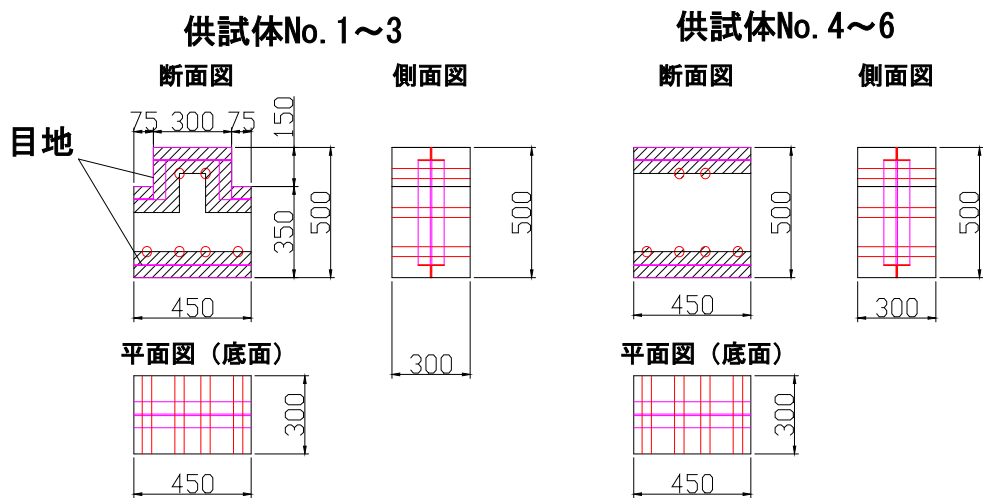
i) 供試体諸元

供試体は後述の曲げ供試体から、ひび割れ誘発目地の近傍を切り出したものである。図-4.3.5、図-4.3.6 に示す切り出し位置、形状で合計 6 体の供試体を切り出している。各供試体のパラメータは、表-4.3.14 に示すように、曲げ載荷後にひび割れ誘発目地に残留したひび割れ幅である。



(単位: mm)

図-4.3.5 供試体の切出し位置



(単位: mm)

図-4.3.6 供試体の形状

表-4.3.14 各供試体の目地部における目開き幅

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
最大ひび割れ幅 (mm)	1.55	1.53	1.57	1.30	1.12	0.84
残留ひび割れ幅 (mm)	0.20	0.19	0.20	0.19	0.18	0.12

ii) 試験方法

試験では、切り出した供試体のうち最もひび割れ幅の大きいNo.1を金属腐食試験用の人工海水に3ヶ月間浸漬した後に、目地部近傍をさらに切り出し、EPMA分析によってその切断面における塩化物イオンの浸透量、範囲を評価する。なお、塩分を浸透させる方向は、曲げ実験において目開きが生じた供試体下面からのみとし、その他の面はエポキシ樹脂で被覆して塩水から遮断した。写真-4.3.5～写真-4.3.7に供試体の切り出し状況、浸漬前の供試体状況、浸漬状況について示す。

EPMA分析は、写真-4.6.8中に示す領域で行い、目地間から浸入する塩水をバックアップ材が遮断できているかを確認した。



写真-4.3.5 供試体の切り出し状況



写真-4.3.6 浸漬前の供試体

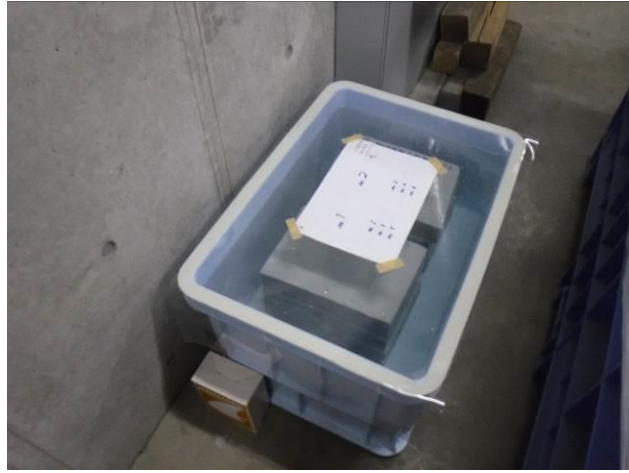


写真-4.3.7 塩水への浸漬状況

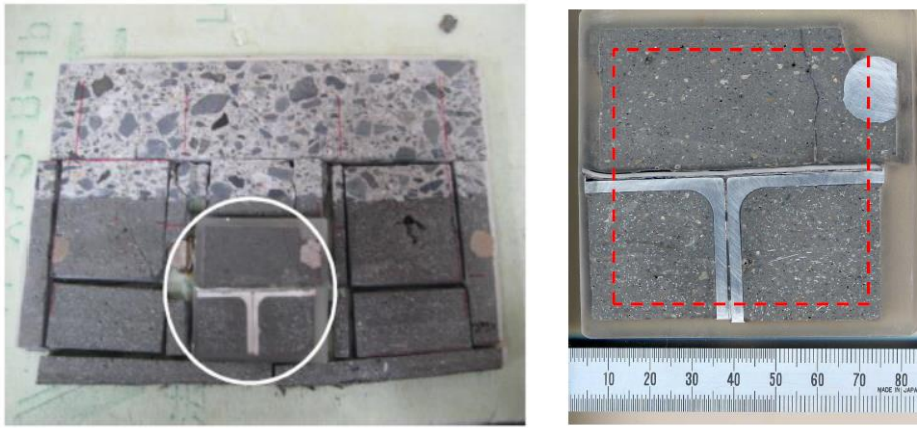


写真-4.3.8 EPMA 分析箇所

2) EPMA 分析結果

図-4.3.7に、EPMA 分析の結果を示す。図中で着色されている箇所は塩化物イオンが検出された領域を示しており、劣化因子の侵入経路を意味している。アングル材とアングル材との突合せ部においては、塩化物イオンの侵入がバックアップ材の箇所では止まっており、バックアップ材が劣化因子の侵入防止の機能を果たしていたことが分かる。一方で、アングル材と超高強度繊維補強モルタルとの界面に塩化物イオンが見られる。これは後述のとおり、本供試体は、曲げ実験時に $500\text{N}/\text{mm}^2$ を超える高い引張応力が軸方向鉄筋に作用する繰返し荷重を受けており、アングル材と超高強度繊維補強モルタルに肌離れが生じた可能性が考えられる。

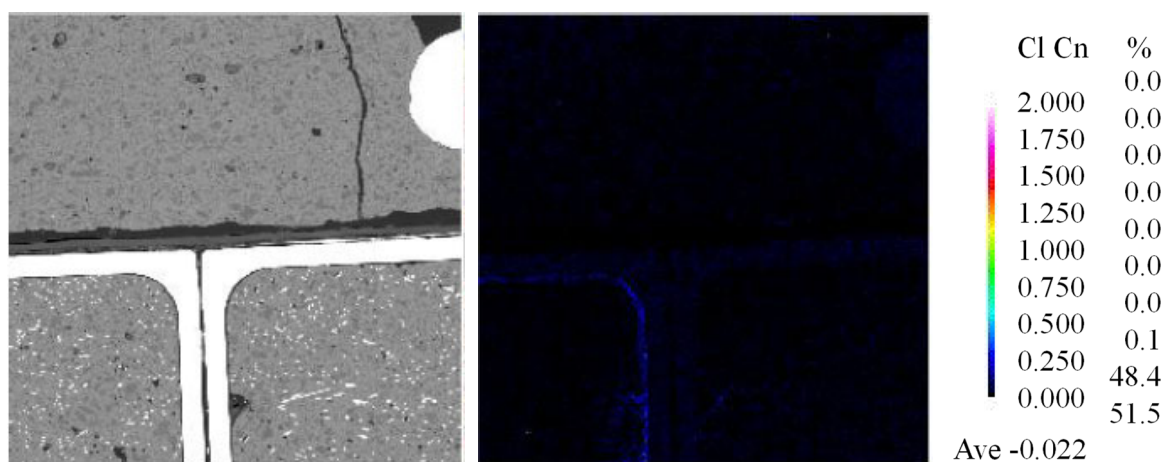


図-4.3.7 EPMA 分析結果 (左：分析領域 右：分析結果)

3) ひび割れ誘発目地の耐久性に関する考察

ひび割れ誘発目地に設置したバックアップ材により、劣化因子の侵入を防止できることが確認され、本目地構造は一般的な RC 橋脚と同等以上の耐久性を有していると言える。一方で、後述のとおり、本供試体のように引張鉄筋に高い応力を受けた場合、本供試体におけるアングル材の表面は未加工の状態であるため、アングル材と超高強度繊維補強モルタルとの付着が切れ、当該箇所が劣化因子の侵入経路となる可能性がある。そのため、補強対象となる橋脚で想定される引張鉄筋の応力が大きい場合は、超高強度繊維補強モルタルと十分な付着を確保できる目地材を使用することが有効であると考えられる。

4. 4 補強効果の検証実験

表-4.4.1 に、本工法による補強効果を検証する上で必要な確認項目について、平成 14 年道路橋示方書¹⁰⁾ (以下、H14 道示) および平成 24 年度道路橋示方書 (以下、H24 道示)¹¹⁾の規定と提案工法における設定 (案) およびその妥当性を検証するための検証方法について示す。本節では、これらを検証するために実施した、RC 梁部材の曲げ実験と RC 橋脚模型の正負交番載荷実験の内容について述べる。

表-4.4.1 検証内容 (次頁に続く)

項目	基準の規定 (H14 道示)	基準の規定 (H24 道示)	提案工法における設定 (案)	検証方法
構造の前提条件	使用材料や構造細目等が道路橋示方書に準拠していること。このうち、提案工法との相違箇所を以下に示す。 ・限界状態に相当する時点ではかぶりコンクリートは圧縮応力を分担しない。 ・コンクリートは曲げ引張力を分担しない。		基本的には左記と同様だが、以下に示す項目が道路橋示方書との相違箇所となる ・限界状態に相当する時点で補強部が圧縮応力を分担し、100N/mm ² 程度の高い曲げ圧縮応力度に対して、補強箇所が損傷しない ・曲げ引張に対し、ひび割れ誘発目地の位置に曲げひび割れが分散して発生する	RC 梁部材の曲げ実験
破壊形態	柱基部に塑性ヒンジを形成する曲げ破壊		同左	RC 橋脚模型の正負交番載荷実験 → 破壊性状、鉄筋ひずみ分布を検証
限界状態の設定	耐震性能 2：損傷の修復を容易に行い得る状態 耐震性能 3：地震時保有水平耐力を保持できる状態として、かぶりコンクリートが剥落した後、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となる直前の状態	耐震性能 2：エネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態として、曲げひび割れが残留する程度、かぶりコンクリートが軽微に剥離する程度 耐震性能 3：地震時保有水平耐力を保持できる状態として、かぶりコンクリートが剥落した後、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となる直前の状態	耐震性能 2：エネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態として、曲げひび割れが残留する程度、超高強度繊維補強モルタルが軽微に剥離する程度 耐震性能 3：地震時保有水平耐力を保持できる状態として、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となる直前の状態、もしくは、軸方向鉄筋の破断により水平耐力・吸収エネルギーが低下し始める状態	RC 橋脚模型の正負交番載荷実験 → 荷重-変位関係の履歴特性から、耐震性能 2、3 の限界状態を検証
繰返しの影響	繰返し回数 3 回の正負交番載荷実験の結果に基づいて評価		同左	RC 橋脚模型の正負交番載荷実験 → エネルギー吸収性能から繰返しの影響を検証
塑性ヒンジ長の算出	$L_p = 0.2h - 0.1D$ $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$	$L_p = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_a^{1/3} \phi$ → 軸方向鉄筋のはらみ出し挙動を再現できる塑性ヒンジ長を算出	補強部が軸方向鉄筋を拘束する効果を、H24 道示式におけるかぶりの拘束効果を表すばね定数 β_0 に反映し、当ばね定数を用いて H24 道示の手法に準じて塑性ヒンジ長を算出	RC 橋脚模型の正負交番載荷実験 → 破壊性状、鉄筋の座屈長から、塑性ヒンジ長を検証 → 補強部のひずみを計測し、軸方向鉄筋のはらみ出しに対する補強部の拘束状況を検証

表-4.4.1 検証内容（前項の続き）

項目	基準の規定 (H14 道示)	基準の規定 (H24 道示)	提案工法における設定（案）	検証方法
限界状態に達する状態	○鉄筋 無し ○コンクリート 軸方向鉄筋位置の圧縮側コンクリートの応力度が、最大圧縮応力の80%まで低下した時点	○鉄筋 かぶりコンクリートや帯鉄筋で拘束された状態で軸方向鉄筋が座屈する引張ひずみ ○コンクリート 軸方向鉄筋位置の圧縮側コンクリートの応力度が、最大圧縮応力の50%まで低下した時点	○鉄筋 かぶりコンクリートや帯鉄筋で拘束された状態で軸方向鉄筋が座屈する引張ひずみ ○コンクリート 軸方向鉄筋位置の圧縮側コンクリートの応力度が、最大圧縮応力の50%まで低下した時点	RC 橋脚模型の正負交番載荷実験 → かぶりの拘束効果をパラメータとした実験結果の考察
構造細目	評価方法を確立した実験に準ずる範囲の構造細目を設定		目地構造と設置間隔 ベースプレート部の設計法	○ 目地構造と設置間隔 RC 梁部材の曲げ実験 → RC 梁部材の補強部位に対する繰返し曲げ実験で目地部近傍の曲げ挙動を検証 ○ベースプレート部の設計法 RC 橋脚模型の正負交番載荷実験 → ベース部の損傷状態を検証

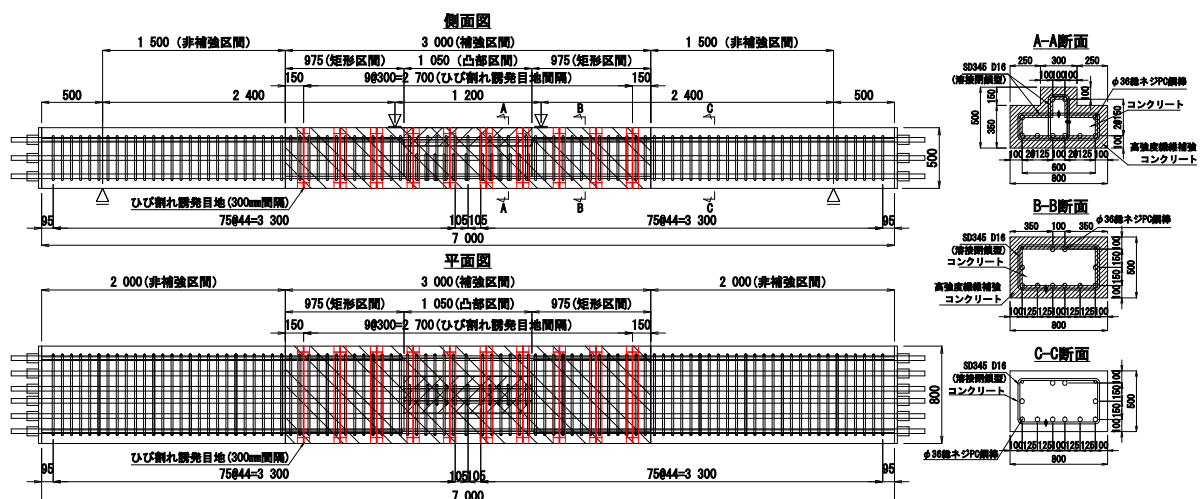
4. 4. 1 RC 梁部材を用いた補強効果の検証実験

本工法では、塑性ヒンジ区間のかぶりを構成する超高強度繊維補強モルタル 100N/mm² 相当の高い曲げ圧縮応力に対して十分な強度を有し、かつ曲げ引張に対してはひび割れ誘発目地によりひび割れが分散することを前提としている。そこで、超高強度繊維補強モルタルおよびひび割れ誘発目地により補強された RC 梁部材の曲げ実験を行い、100N/mm² 相当の高い圧縮応力度に対する補強箇所の損傷の有無と、曲げひび割れ性状を確認した。

(1) 実験概要

1) 供試体諸元

図-4.4.1 に供試体図を示す。供試体は、中央部が凸型断面、両端部が長方形断面である長さ 7000mm の RC 部材であり、引張側に $\phi 36$ 総ネジ PC 鋼棒を 6 本配置した。凸型断面部は、引張鉄筋の応力度が約 550N/mm² で圧縮側の補強部分に 100N/mm² の曲げ圧縮応力が作用するように幅を 300mm、高さを 150mm とし、等曲げ区間内 1050mm の区間を同断面の区間としている。凸型断面部を含む中央 3000mm の区間は、表面から 100mm までのかぶり部のみコンクリートを打込まない状態で供試体を製作した。脱枠後、表面を目荒らした状態で、ひび割れ誘発目地を全周に 300mm 間隔で配置した上で、超高強度繊維補強モルタルを塗り付けた。目地材にはバックアップ材としてシリコーン製のシール材を貼り付けた 2 本の SUS 製アングル材 (50×50×3mm) を使用し、土台コンクリートの上で既設コンクリートに打ち込んだアンカーと固定することで設置した。超高強度繊維補強モルタルの配合や基本的な施工方法は、前章で示した手順に準じたが、施工方向については供試体製作の都合から下向きとし 1 面ずつ施工した。超高強度繊維補強モルタルの施工状況を写真-4.4.1～写真-4.4.4 に示す。



(単位 : mm)

図-4.4.1 供試体形状



写真-4.4.1 ひび割れ誘発目地



写真-4.4.2 ひび割れ誘発目地の設置状況



写真-4.4.3 超高強度繊維補強モルタルの塗付け状況



写真-4.4.4 超高強度繊維補強モルタルの締固め状況

2) 実施方法

図-4.4.2 に荷重装置図を示す。門型加力フレームと 3000kN 用油圧ジャッキを使用し、荷重スパンを 6000mm、等曲げ区間を 1200mm とした。表-4.4.2 および図-4.4.3 に、荷重ステップとその概要図を示す。荷重は、繰り返しに対する曲げ剛性の変化を確認するために、各荷重ステップで荷重と除荷を 3 回ずつ行い、凸型断面部の補強部分に $100\text{N}/\text{mm}^2$ 相当の曲げ圧縮応力度が作用する荷重まで行った。なお、各荷重ステップの荷重荷重は、かぶり部に超高強度繊維補強モルタルの材料特性を与えたファイバーモデル解析 (図-4.4.4, 図-4.4.5) に基づき設定した。

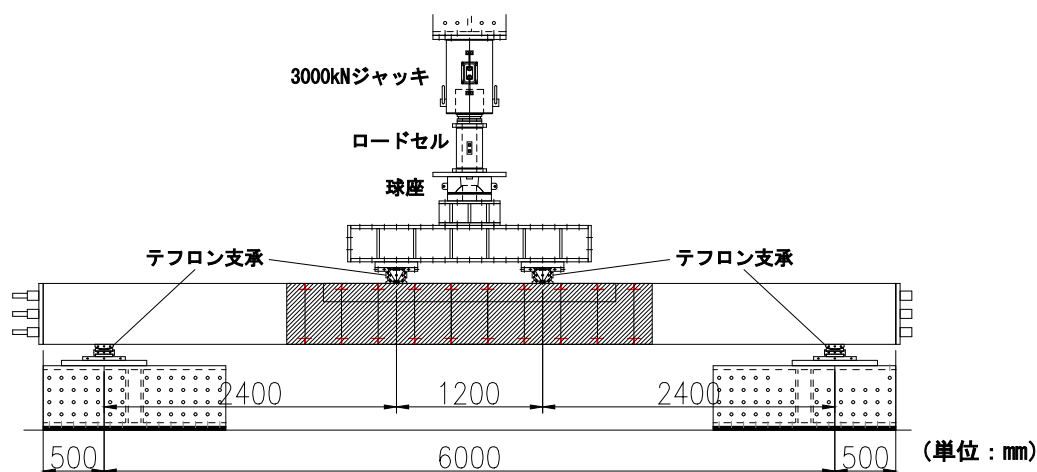


図-4.4.2 荷重装置図

表-4.4.2 荷重ステップ

ステップ	制御値	制御値 (kN)	繰返回数
STEP 1	引張側鉄筋の引張応力度が $100\text{N}/\text{mm}^2$ 相当の荷重～除荷	138.4	3 回
STEP 2	引張側鉄筋の引張応力度が $200\text{N}/\text{mm}^2$ 相当の荷重～除荷	311.6	3 回
STEP 3	引張側鉄筋の引張応力度が $345\text{N}/\text{mm}^2$ 相当の荷重～除荷	563.2	3 回
STEP 4	圧縮側補強部の圧縮応力度が $100\text{N}/\text{mm}^2$ 相当の荷重～除荷	924.4	3 回

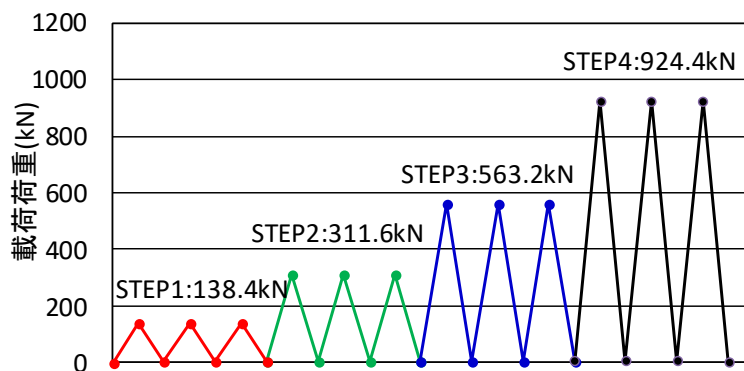


図-4.4.3 荷重ステップの概要

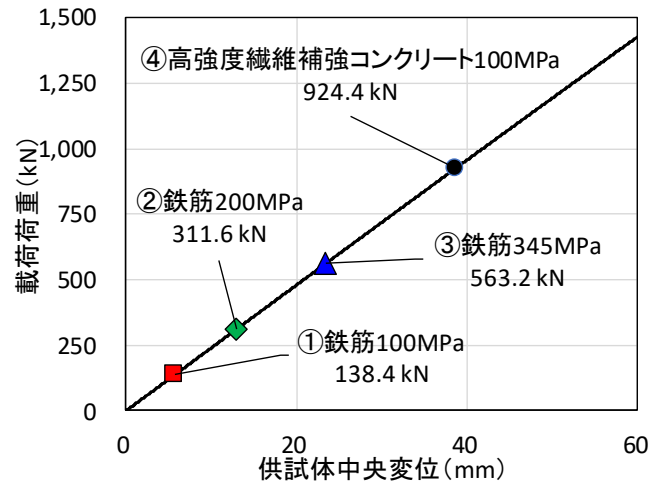


図-4.4.4 予備解析結果 (荷重-たわみ関係)

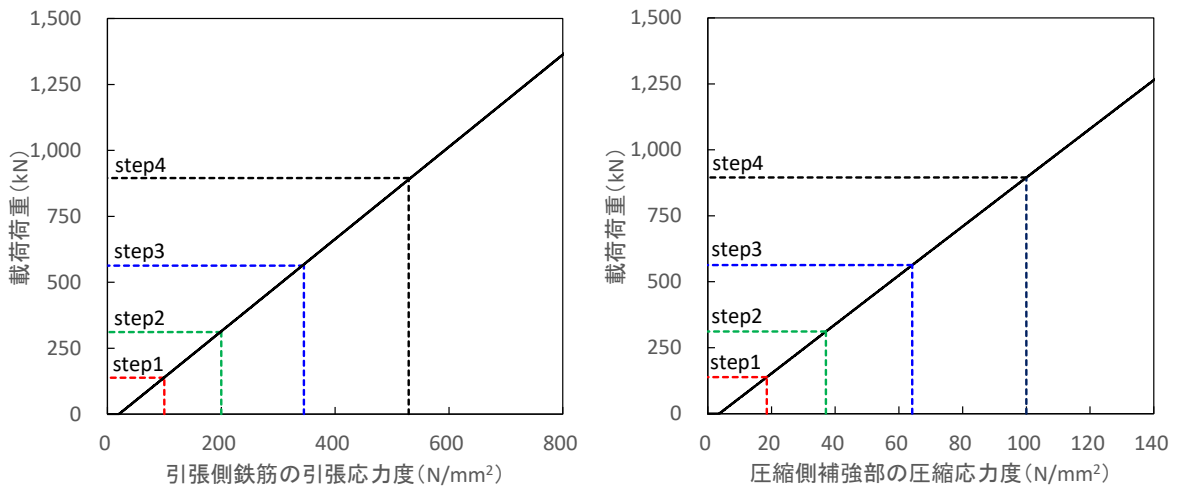


図-4.4.5 予備解析結果 (荷重と鉄筋, 高強度コンクリートの応力の関係)

4) 材料試験

表-4.4.4 にコンクリート，表-4.4.5 に主鉄筋として使用した総ネジ PC 鋼棒，表-4.4.6 に超高強度繊維補強モルタルの材料試験結果を示す。なお，総ネジ PC 鋼棒については，ミルシートの記載事項をまとめたものである。

表-4.4.4 コンクリートの材料試験結果

No.	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位体積重量 (kg/m ³)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)
1	17.5	5.0	2278	34.5	27.7	2.68
2				34.2	27.5	2.71
3				34.4	27.5	2.64
平均				34.4	27.6	2.68

表-4.4.5 総ネジ PC 鋼棒の材料試験結果

降伏強度※ (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
1079	1113	201.7	9.5

※ 0.2%永久伸びに対する荷重から算出した値

表-4.4.6 高強度繊維補強モルタルの材料試験結果

No.	モルタルフロー (mm)	空気量 (%)	単位容積 質量 (kg/m ³)	モルタル 温度 (°C)	圧縮強度※ (N/mm ²)	弾性係数※ (kN/mm ²)	曲げ強度※ (N/mm ²)
1	114×113	4.5	2484	27.1	162.5	41.8	22.5
2					169.7	43.5	25.5
3					167	42.5	26.1
平均					166.4	42.6	24.7

※ 実験時（材齢 26 日）まで現場封緘した供試体に対する試験結果

(2) 実験結果

1) 荷重－変位関係

図-4.4.7に、実験と解析で得られた荷重－スパン中央変位関係図を示す。最終荷重ステップまで荷重とスパン中央変位は線形的に増加しており、同一の荷重による繰返しで変位が大きく増加するような傾向は確認されなかった。また、解析結果との比較では、荷重初期の段階では実験結果と概ね一致しているが、変形量が大きくなるのに伴って、剛性が解析結果よりも小さくなる傾向が確認された。これは、解析では主鉄筋として用いた総ネジPC鋼棒とコンクリートが完全に付着していることを想定しているのに対し、実験において総ネジPC鋼棒とコンクリートの付着切れが生じたことに起因するものと考えられる。

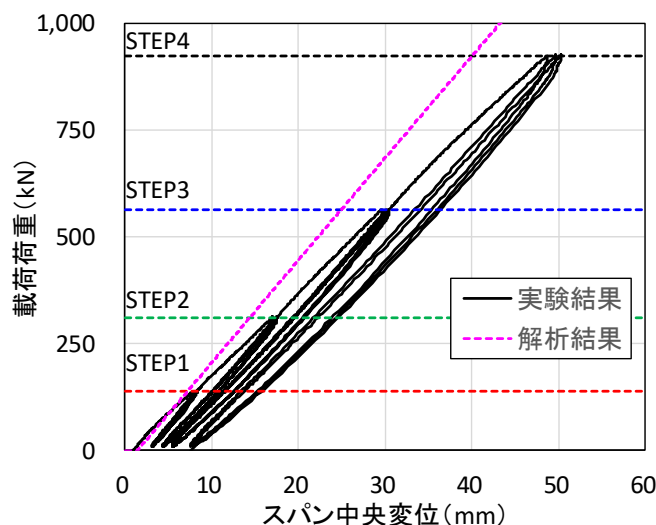


図-4.4.7 荷重－スパン中央変位関係

2) 超高強度繊維補強モルタルの圧縮応力度

図-4.4.8に、等曲げ区間の超高強度繊維補強モルタルの圧縮縁における圧縮応力度と荷重の関係を示す。また、図-4.4.9に、各荷重ステップにおける超高強度繊維補強モルタルの圧縮応力度の分布を示す。なお、超高強度繊維補強モルタルの圧縮応力は、ひずみゲージで計測されたひずみ値に、材料試験で得られた弾性係数を乗じて算出した値である。

図-4.4.8より、STEP4において、約 118N/mm^2 の曲げ圧縮応力度が補強部分の圧縮縁に作用していることが分かる。また、同一の荷重による繰返しにより圧縮応力度が大きく変化することも無かった。写真-4.4.5にSTEP4における等曲げ区間内の圧縮縁付近の状況を示すとおり、同部分に目視で判別される損傷が生じていないことが分かる。なお、解析結果よりも実験結果の圧縮応力度の方が大きくなった原因は、前述のとおり解析では総ネジPC鋼棒とコンクリートの完全付着を想定しているのに対し、実際は総ネジPC鋼棒とコンクリートとの付着切れが生じており、中立軸が部材上方に移動したためと考えられる。図-4.4.9に圧縮応力度の分布では、荷重点付近は応力が急変する領域であるため、値がばらつく傾向があるものの、曲げモーメントの分布形状と概ね一致している

ことが確認された。

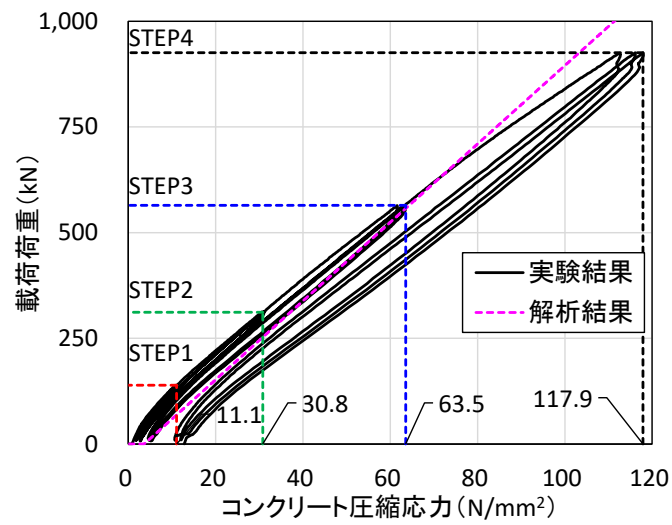


図-4.4.8 荷重と超高強度繊維補強モルタルの圧縮応力の関係



写真-4.4.5 等曲げ区間の圧縮縁の状況 (STEP4)

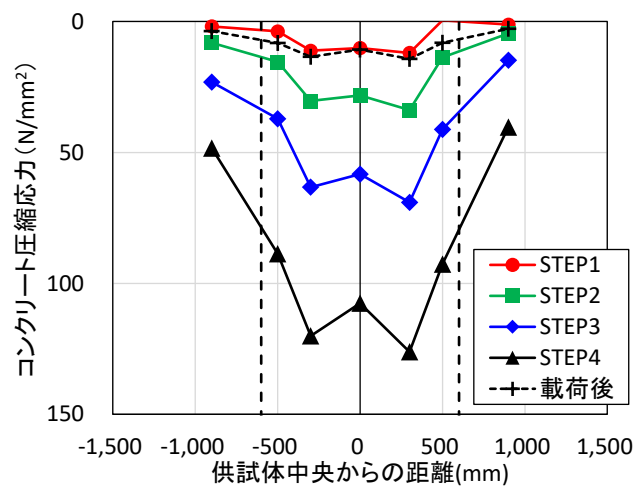


図-4.4.9 超高強度繊維補強モルタルの圧縮応力分布

3) ひび割れ誘導目地における目開き幅

図-4.4.10 に各載荷ステップ 3 回目の目標荷重到達時におけるひび割れ誘発目地の目開き量の分布を示す。なお、図中の破線は載荷点を示し、破線と破線で囲まれた領域が等曲げ区間である。目開き量の分布形状は、ばらつきが少なく、曲げモーメント分布に則していることが分かる。また、各載荷ステップにおけるひび割れ発生状況は、写真-4.4.6 に示すように STEP4 においてもひび割れ誘発目地以外の箇所からはひび割れは観察されなかった。

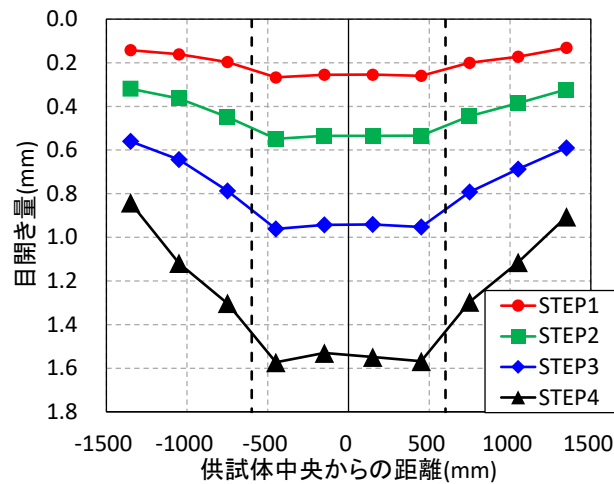


図-4.4.10 ひび割れ誘発目地における目開き量の分布



写真-4.4.6 等曲げ区間におけるひび割れ状況 (STEP4)

4) ひび割れ誘発目地からのひび割れの進展状況

載荷実験終了後、ひび割れ誘発目地間の中央部分をワイヤーソーにより横断方向に切断し（図-4.4.11 切断面1～7）、切り出された供試体をウォールソーにより縦断方向に切断した（図-4.4.11 切断面①'～⑥'）。写真-4.4.7、写真-4.4.8に切断状況を示す。

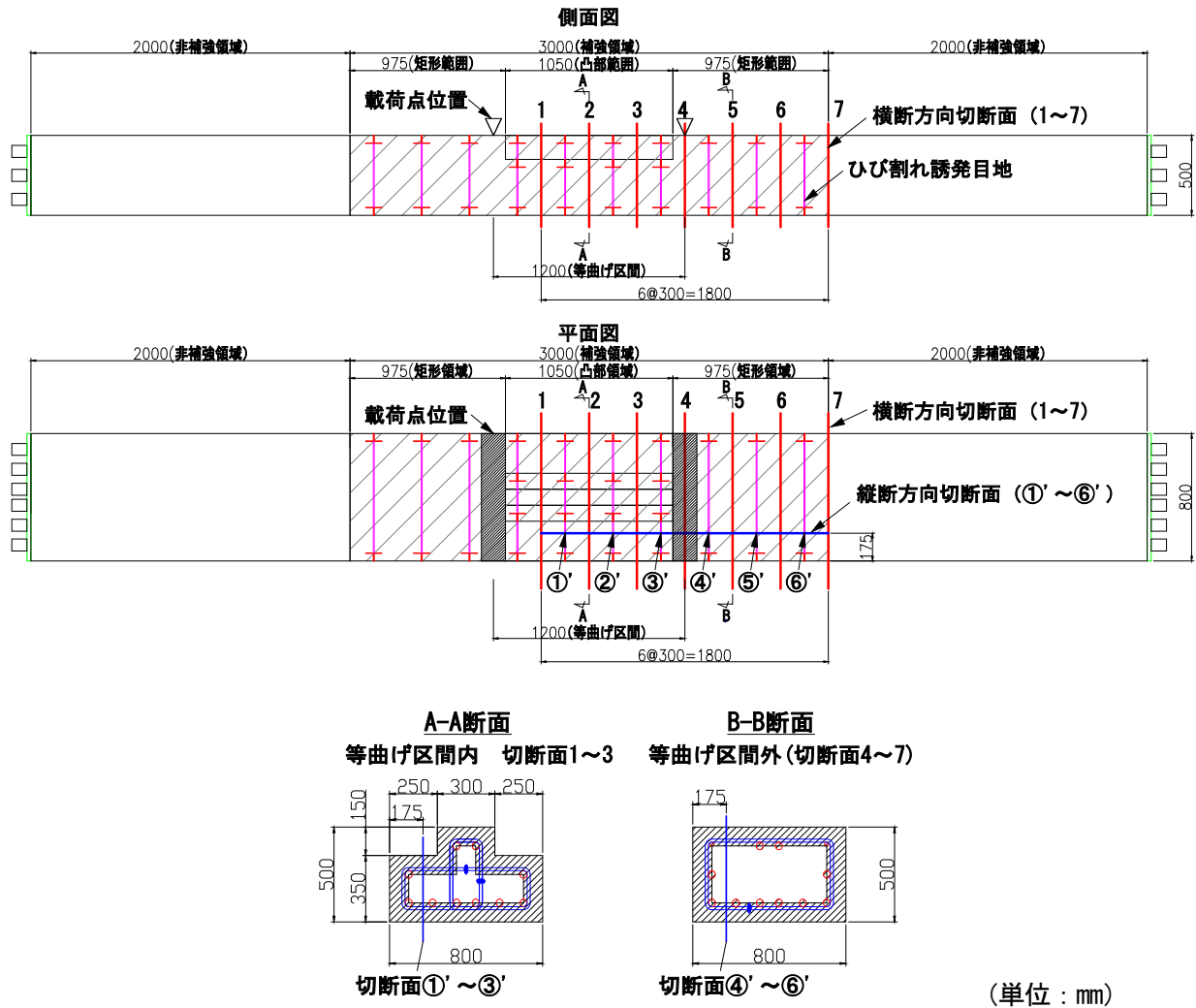


図-4.4.11 切断位置図




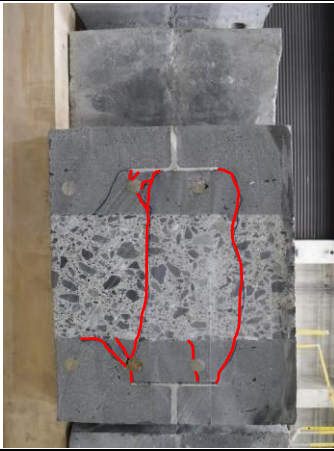
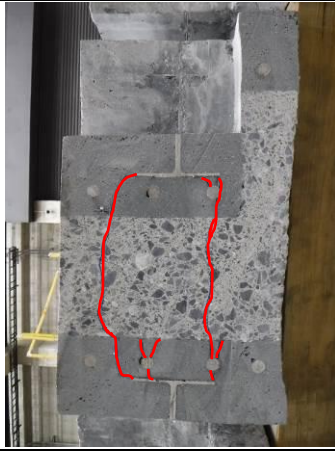
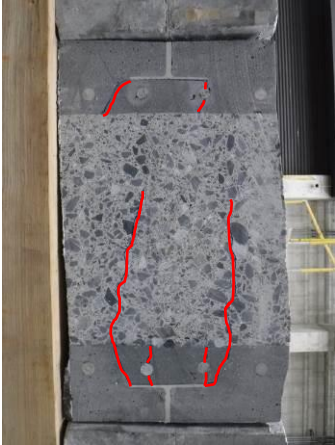
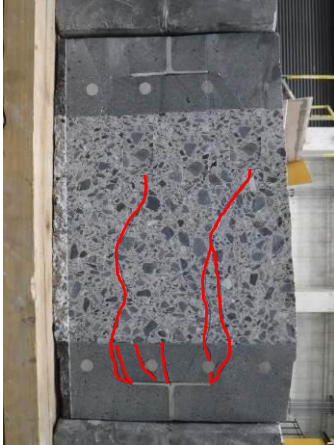

写真-4.4.7 ワイヤソーによる切断状況



写真-4.4.8 ウォールソーによる切断状況

以下に縦断方向の切断面（切断面①'～⑥'）のひび割れ発生状況を示す。いずれの写真も、写真の下側が供試体下面側である。供試体下面側のひび割れ誘発目地から発生した曲げひび割れは、アングル材の端部から供試体上部に向かって進展する場合や、目地近傍の鉄筋に向かって進展する場合が多く見られた。また、切断面①，や⑥，で確認されるように、ひび割れ誘発目地の土台と超高強度繊維補強モルタルの境界面に沿ってひび割れが進展している場合もあった。なお、切断位置におけるひび割れ進展状況の明確な相違は確認されなかった。

表-4.4.7 ひび割れ誘発目地からのひび割れ進展状況

等曲げ区間内		
切断面①'	切断面②'	切断面③'
		
等曲げ区間外		
切断面④'	切断面⑤'	切断面⑥'
		

5) 引張鉄筋のひずみ分布

図-4.4.12に、各载荷ステップにおける引張鉄筋のひずみ分布を示す。図中には解析結果で得られたひずみ分布についても点線で示している。同図より、ひび割れ誘発目地や圧縮応力度の分布と同様に、曲げモーメント分布に応じたひずみ分布を示していることが分かる。一方、解析結果との比較では、等曲げ区間外のひずみにおいて実験結果の方が大きく、载荷による変形が大きくなるにしたがってその傾向が顕著となっている。これは、鉄筋とコンクリートが一体化していることを前提としたファイバーモデル解析と異なり、実験では両者の付着が切れることで等曲げ区間内の引張鉄筋のひずみが等曲げ区間外に伝達したためであると考えられる。

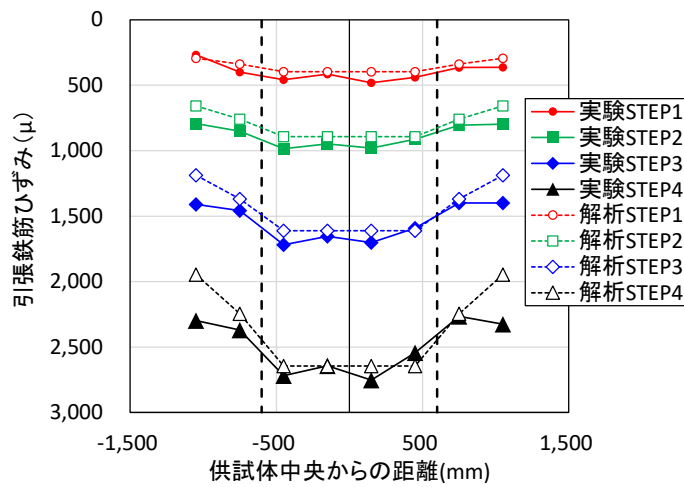


図-4.4.12 引張鉄筋のひずみ分布

6) 状況写真

i) 実験前状況



写真-4.4.9 実験前状況 全景

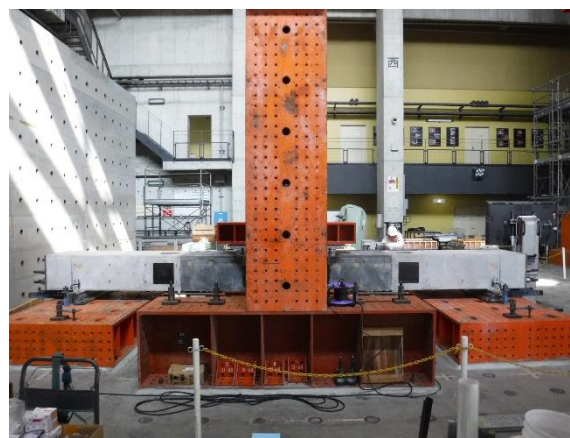


写真-4.4.10 実験前状況 側面より



写真-4.4.11 載荷点付近の状況



写真-4.4.12 支点付近の状況



写真-4.4.13 等曲げ区間の状況



写真-4.4.14 載荷版付近の状況

ii) STEP1 (目標荷重到達時)



写真-4.4.15 等曲げ区間の状況



写真-4.4.16 載荷版付近の状況



写真-4.4.17 等曲げ区間下面側の目地周辺状況 (目地以外に曲げひび割れは未確認)

iii) STEP2 (目標荷重到達時)



写真-4.4.18 等曲げ区間の状況



写真-4.4.19 等曲げ区間圧縮側の状況



写真-4.4.20 荷版付近の状況



写真-4.4.21 等曲げ区間 下面側目地周辺状況

iv) STEP3 (目標荷重到達時)



写真-4.4.22 等曲げ区間の状況



写真-4.4.23 等曲げ区間 圧縮側の状況



写真-4.4.24 荷点付近の状況



写真-4.4.25 等曲げ区間 下面側の目地状況

v) STEP4 (目標荷重到達時)



写真-4.4.26 供試体全体の状況



写真-4.4.27 補強区間の状況



写真-4.4.28 等曲げ区間圧縮側の状況



写真-4.4.29 載荷点付近の状況



写真-4.4.30 等曲げ区間 下端側目地の状況

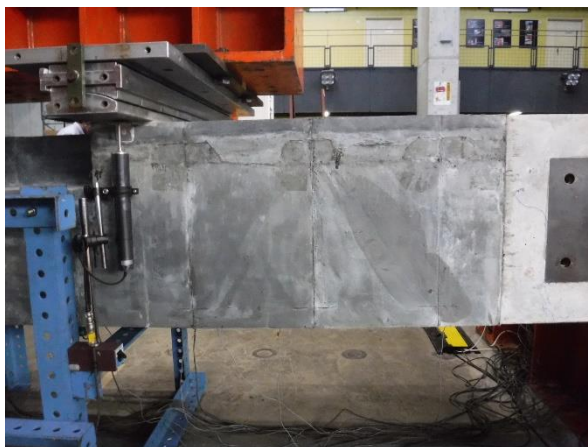


写真-4.4.31 せん断スパンの状況

(3) かぶりへの超高強度繊維補強モルタルの適用に関する考察

本実験で得られた結果から、左官工法で塗付けた超高強度繊維補強モルタルによるかぶりの曲げ圧縮応力に対する健全性、およびひび割れ誘発目地によるひび割れ分散効果について考察する。

1) 曲げ圧縮応力に対する健全性

図-4.4.7 に示す荷重-たわみ関係より、等曲げ区間の最外縁における超高強度繊維補強モルタルに約 118N/mm^2 の曲げ圧縮応力度が作用した状態でも、荷重-変位関係は線形的な挙動を示し、同一荷重における繰返しによつてたわみが増加することは無かつた。また、図-4.4.8 に示したように、同一荷重における繰返しによつて曲げ圧縮応力度およびひずみが大きく増加することは無かつた。以上より、超高強度繊維補強モルタルで補強した部分では、 100N/mm^2 を超える高い曲げ圧縮応力度を負担することができ、同部分の健全性を確保できることが確認できた。

2) ひび割れ誘発目地によるひび割れ分散効果

図-4.4.10 に示したように、ひび割れ誘発目地の目開き量の分布は、曲げモーメント分布に即しており、ばらつきも小さいことが確認された。また、写真-4.4.6 に示したように、ひび割れ誘発目地部以外からの曲げひび割れの発生は確認されなかつた。内部コンクリートのひび割れについては、ひび割れ誘発目地部から進展していることが明らかとなった(表-4.4.7)。以上より、本実験で適用した目地はひび割れ誘発目地として機能し、本工法で補強した部分のひび割れ発生位置の制御において有効であることが確認できた。

4. 4. 2 RC 橋脚模型の正負交番載荷実験

本工法で耐震補強を行った RC 橋脚の変形性能の向上効果とその評価方法について検討するため、本工法による補強の有無と軸方向鉄筋比をパラメータとした 3 体の RC 橋脚模型供試体の正負交番載荷実験を実施した。

(1) 実験概要

1) 実験ケース

実験ケースの一覧を表-4.4.8 に示す。実験ケースは、補強の有無と軸方向鉄筋比をパラメータとした 3 ケースとした。No.1 は、耐震補強を必要とする H2 道示⁹⁾で設計された RC 橋脚を想定した無補強供試体であり、軸方向鉄筋比を 0.7% に設定した。No.2 は No.1 を本工法によって補強した供試体である。No.3 は、No.2 の軸方向鉄筋比を 0.7% から 1.2% に変更した供試体である。No.3 の軸方向鉄筋比は、帯鉄筋の諸元を No.1 と同様とした上で、本供試体諸元において曲げ破壊が先行する範囲の中であるべく大きくする目的で設定した。

No.1 と No.2 の実験結果を比較することで、本工法の変形性能の向上効果、ならびに補強の有無による破壊性状の違いについて検証した。No.2 と No.3 の実験結果を比較することで、かぶりが負担する圧縮応力や軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出し力が大きい場合の変形性能向上効果や破壊性状の違いについて検証した。

表-4.4.8 実験ケース

実験ケース名	本工法による補強の有無	軸方向鉄筋比(%)
No.1	無	0.7
No.2	有	0.7
No.3		1.2

2) 供試体諸元

供試体は実橋脚を約 1/4 に縮小した RC 橋脚模型供試体である。供試体概要を図-4.4.13、図-4.4.14 に、供試体諸元を表-4.4.9 に示す。供試体形状は全供試体で同じであり、600×1200mm の長方形断面と 2400mm のせん断スパン長を有する。No.1、No.2 の軸方向鉄筋には SD295 D13 を使用し、かぶりは 50mm とした。帯鉄筋には SD295 D6 を使用し、配置間隔は 120mm、帯鉄筋比は 0.04% とした。なお、帯鉄筋は外周にのみ配置し、中間帯鉄筋は配置していない。No.3 の軸方向鉄筋には SD295 D16 を使用し、No.1、No.2 と同様にかぶりは 50mm とした。

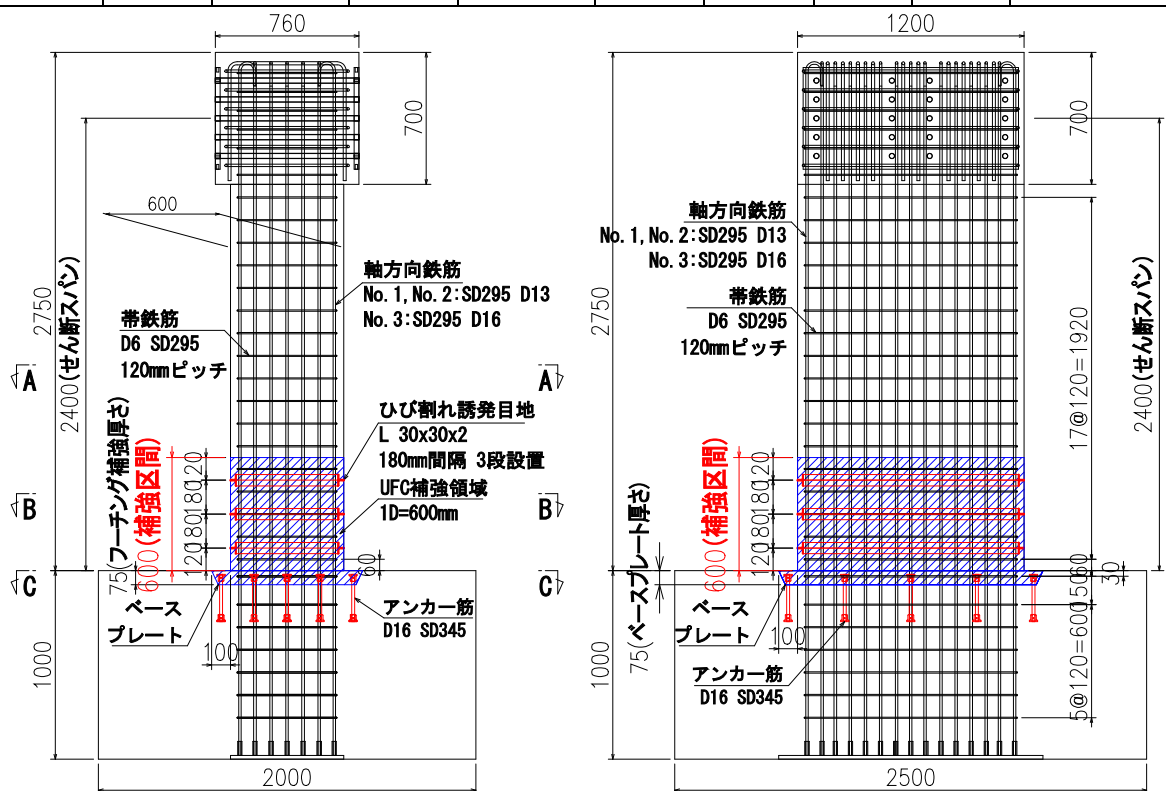
No.2、No.3 では、柱基部から 1.0D 区間 (D:断面高さ 600mm) を補強区間とした。同区間では、表面から 50mm までのかぶり部にコンクリートを打ち込まない状態で供試体を製作し、脱型後に表面を目荒らした上でひび割れ誘発目地を断面の全周に配置し、4.3 で示した配合および施工手順に準じて超高強度繊維補強モルタルをこて塗りによって場所打ちすることで補強を行った。写真-4.4.32～4.4.39 に供試体の製作状況を示す。目地材には、バックアップ材としてシリコン製のシール材を

貼り付けた 2 本のアングル材 (30×30×2mm) を使用し、鋼繊維を除いた超高強度繊維補強モルタルからなる土台の上で、既設コンクリートに打込んだアンカーと固定することで設置した。目地の配置間隔は、コンクリート標準示方書 (以下、RC 示方書) ¹²⁾ から算定される曲げひび割れ間隔よりも小さくなるように 180mm とし、補強区間に目地を 3 段設けた。なお、目地材の端部の形状は、No.2 では写真-4.4.33, No.3 では写真-4.4.34 に示すとおりとした。

柱基部周辺のフーチングコンクリートに対しては、支圧破壊や浮上りが生じることがないようにベースプレートを施工することで補強を行った。すなわち、橋脚躯体の表面から 100mm の範囲において、フーチング天端から 75mm までのコンクリートを打ち込まない状態でフーチングを製作し、表面を目荒らした後に、超高強度繊維補強モルタルとアンカー筋 (SD345 D16) で補強した。ベースプレートの超高強度繊維補強モルタルの配合や施工方法は、柱部と同様とした。

表-4.4.9 供試体の諸元

実験 ケース	補強の 有無	軸方向鉄筋		帯鉄筋			断面寸法(mm)		せん断 スパン(mm)
		使用鉄筋	鉄筋比	使用鉄筋	鉄筋比	体積比	幅	高さ	
No.1	補強無	SD295	0.7%	SD295	0.04%	0.01%	1200	600	2400 (a/d=4.0)
No.2		D13							
No.3	補強有	SD295	1.2%						
		D16							

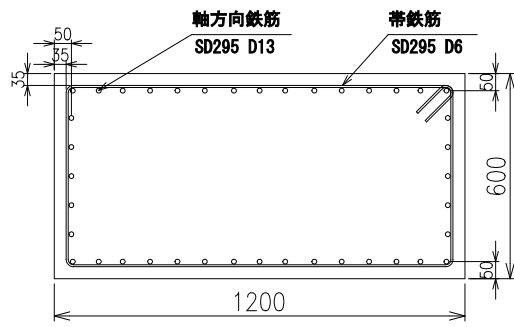


(単位 : mm)

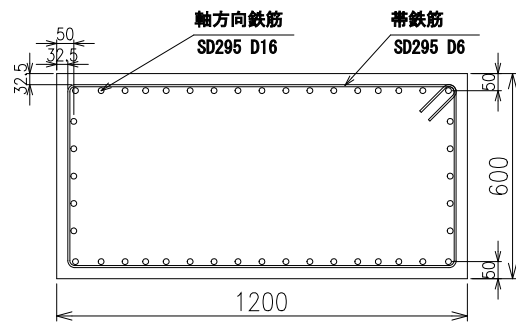
(a) 側面図

(b) 正面図

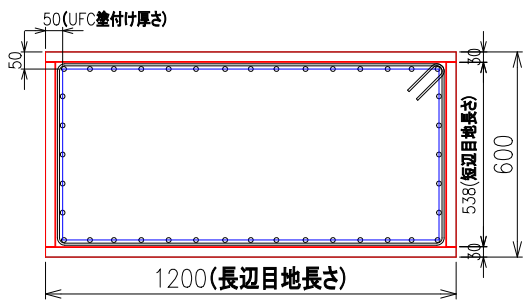
図-4.4.13 供試体形状



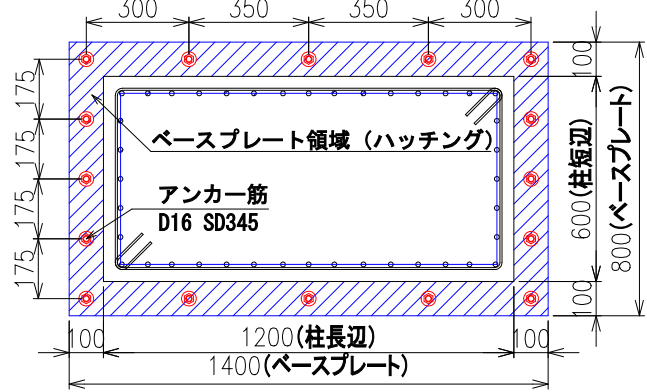
(a) A-A 断面 (No.1, No.2 RC 断面)



(b) A-A 断面 (No.3 RC 断面)



(c) B-B 断面 (No.2, 3 補強部断面)



(d) C-C 断面 (No.2, 3 ベースプレート)

(単位 : mm)

図-4.4.14 供試体形状 (平面図)



写真-4.4.32 目荒らし後の補強区間の状況



写真-4.4.33 No.2 目地材の端部の形状



写真-4.4.34 No.3 目地材の端部の形状



写真-4.4.35 No.3 目地材を突き合せた状況



写真-4.4.36 アンカーの設置



写真-4.4.37 土台コンクリート、目地材の設置



写真-4.4.38 ベースプレートの施工

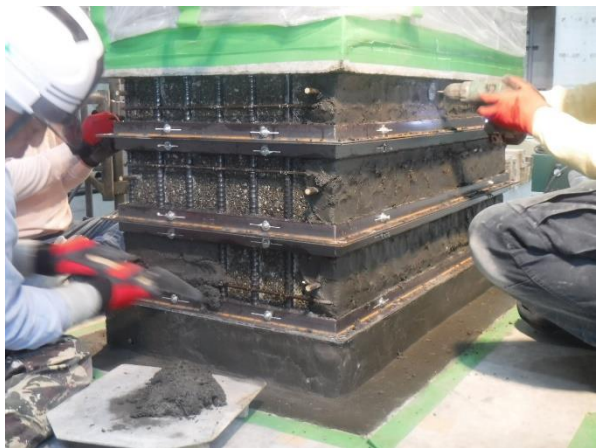


写真-4.4.39 柱部の補強

3) 実験方法

写真-4.4.40 に荷重装置を示す。水平方向の油圧ジャッキは、2基のヒンジを介して反力壁に固定し、供試体幅方向に2台設置した。鉛直方向の油圧ジャッキは、球座と供試体の水平変位に追従するスライド支承を介して梁フレームに固定し、供試体の曲げ変形を拘束することなく一定の軸力を作用させた。

荷重ステップを表-4.4.10 に示す。鉛直方向に一定軸力 543kN（面圧：0.75N/mm²）を作用させ、水平方向に 0.25P_y, 0.5P_y, 0.75P_y（P_y：軸方向鉄筋が実降伏する時の荷重の計算値）の各荷重で正負1回ずつの繰返し荷重を行った。その後、P_yまで荷重した際に計測された荷重点変位δ_yを基準とした同一振幅の繰返し回数3回の振幅漸増型荷重波形（図-4.4.15）を変位制御で作用させた。表-4.4.11 に、各供試体の P_yおよびδ_yを示す。

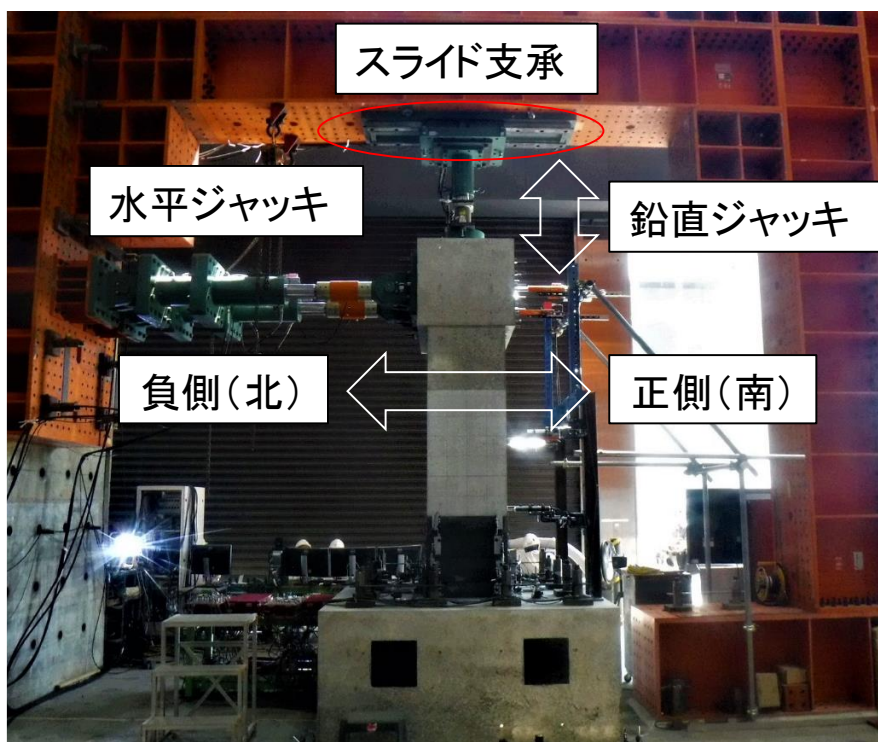


写真-4.4.40 荷重装置

表-4.4.10 荷重ステップ

サイクル	制御方法	制御値	観察のタイミング
0	荷重制御	軸力 543kN(軸応力度 0.75N/mm ²)	なし
1	荷重制御	±0.25P _y , ±0.5P _y , ±0.75P _y 正負1回ずつ P _y :軸方向鉄筋の実降伏荷重の計算値	目標荷重到達時
	荷重・変位制御	+P _y まで荷重制御, +P _y 到達時の変位δ _y を基準とし ±δ _y で繰返し回数2.5回	各サイクル 3回目終了時
2~N	変位制御	±Nδ _y で繰返し回数3回	
終了	変位制御	耐力が最大耐力の8割程度まで低下	

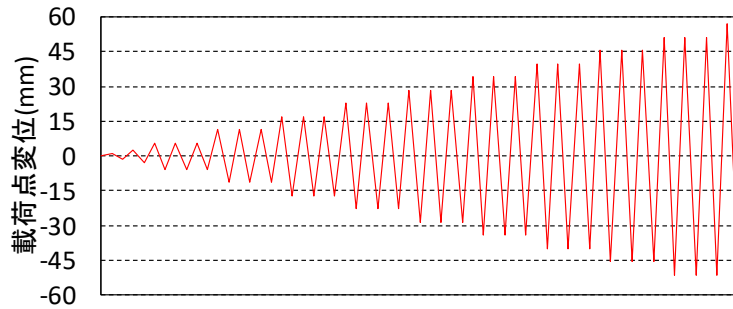


図-4.4.15 振幅漸増型載荷波形 (No.1 の載荷波形)

表-4.4.11 各供試体の P_y と δ_y

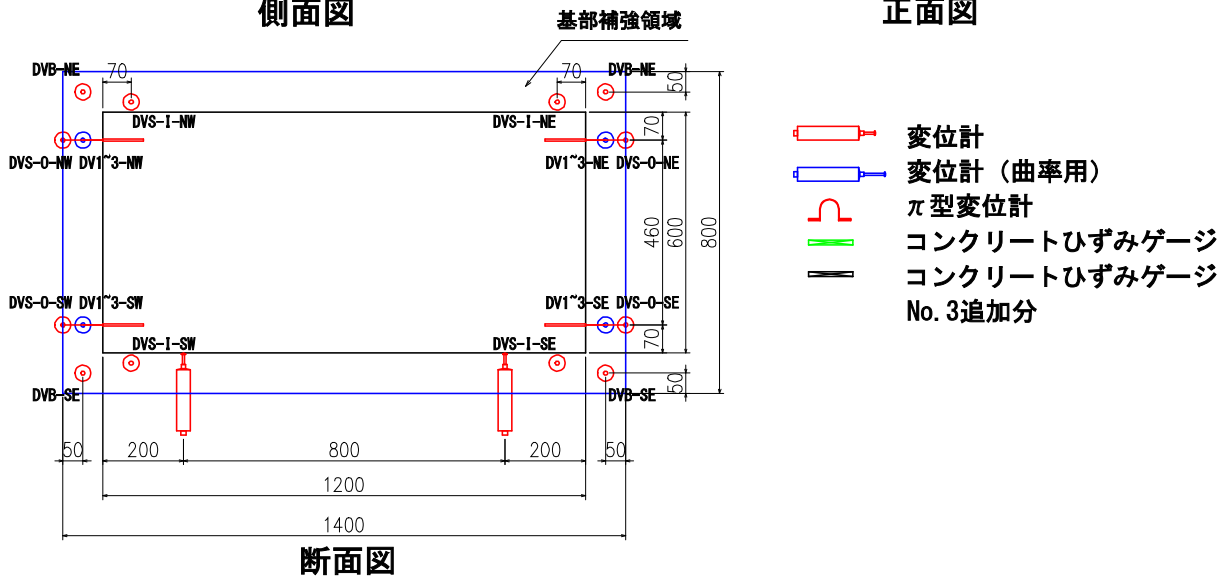
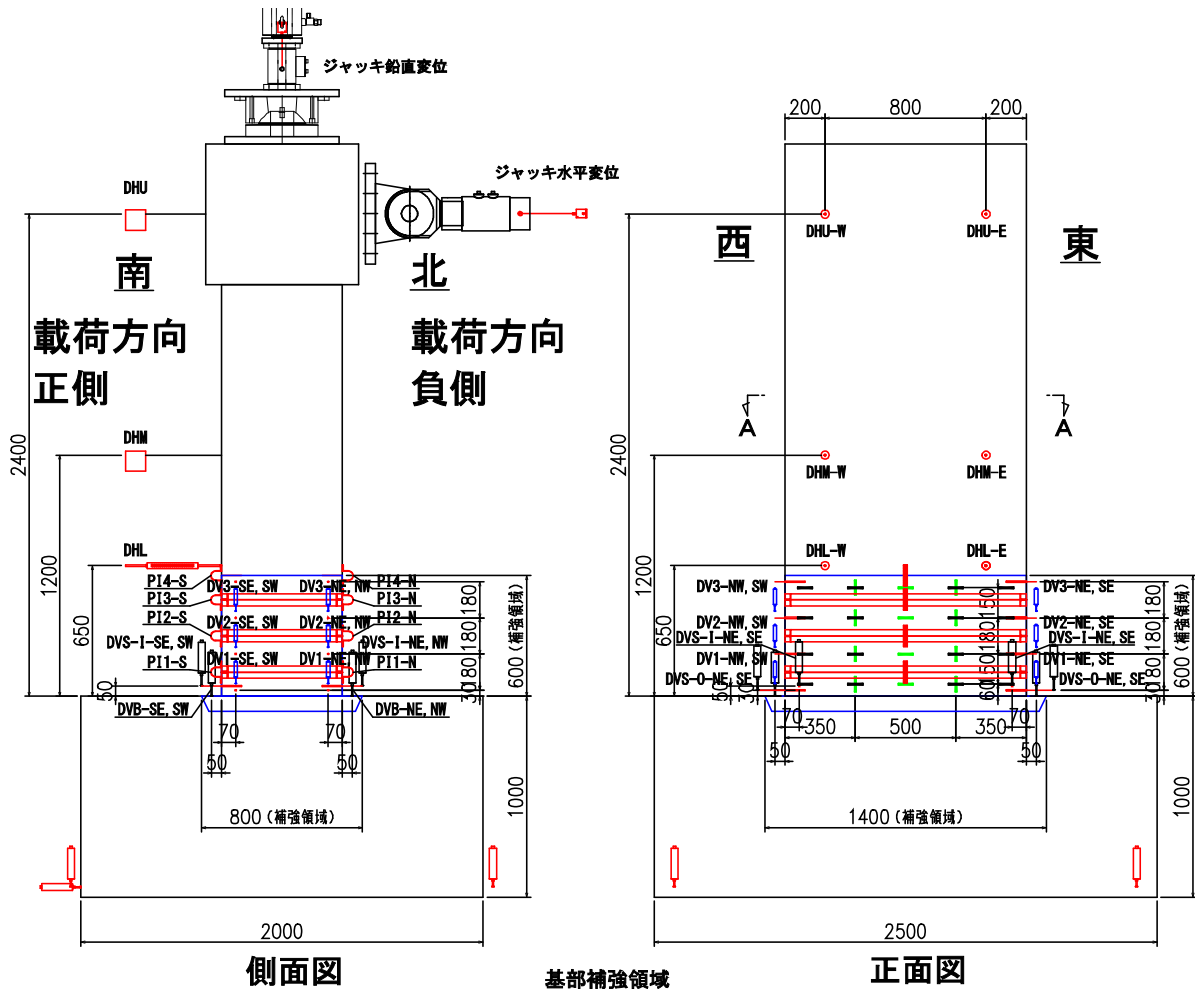
実験ケース	P_y (kN)	δ_y (mm)
No.1	219	5.7
No.2	226	6.3
No.3	342	10.6

4) 計測項目

表-4.4.12 に各供試体の計測項目一覧を示す。図-4.4.16 にはひずみゲージ計測位置図を、図-4.4.17 には変位計設置位置図を示す。

表-4.4.12 計測項目一覧

計測項目	項目	計測位置	計測機器	仕様	計測点数		
					No.1	No.2	No.3
荷重	鉛直軸力	鉛直ジャッキ	ロードセル	1000kN 押引	1	1	1
	水平力	水平ジャッキ	ロードセル	1000kN	2	2	2
変位	鉛直変位	ジャッキ	変位計	CDP-100	1	1	1
	水平変位	ジャッキ	変位計	DP-500E	2	2	2
		載荷点	変位計	SDP-200	2	2	2
		柱中間	変位計	SDP-200	4	4	4
	曲率用	各目地位置	変位計	CDP-25	16	16	16
	鉄筋伸び出し	柱基部	変位計	CDP-25	4	4	4
	基部浮上り	ベースプレート	変位計	CDP-25	4	4	4
目地目開き	各目地位置	π 型変位計	PI-5-50	0	8	8	
ひずみ	主鉄筋	高さ方向 11 段	ひずみゲージ	FLA-2-11	44	44	44
	帯鉄筋長辺	高さ方向 5 段	ひずみゲージ	FLA-2-11	40	40	52
	帯鉄筋短辺	高さ方向 3 段	ひずみゲージ	FLA-2-11	6	6	6
	コンクリート縦ひずみ	各目地間	ひずみゲージ	PL-30-11	16	16	16
	コンクリート横ひずみ	各目地間	ひずみゲージ	PL-30-11	8	8	40
安全管理	フーチング鉛直変位	フーチング下端	変位計	CDP-25	4	4	4
	フーチング水平変位	フーチング下端	変位計	CDP-25	2	2	2
合計					156	164	208



(単位 : mm)

図-4.4.17 変位・コンクリートひずみ計測位置図

5) 材料試験

表-4.4.13 にコンクリート、表-4.4.14 に使用した鉄筋、表-4.4.15 に超高強度繊維補強モルタルの材料試験結果を示す。

表-4.4.13 コンクリートの材料試験結果

実験 ケース	No.	スランブ (cm)	空気量 (%)	単位体積重量 (kg/m ³)	温度 (°C)	圧縮強度※ (N/mm ²)	弾性係数※ (kN/mm ²)	割裂引張強度※ (N/mm ²)
No.1	1	11.5	5.2	2271	11.2	30.4	28.2	2.82
	2					30.0	28.5	2.86
	3					30.4	27.1	2.21
	平均					30.3	27.9	2.63
No.2	1	10.5	4.9	2298	11.0	31.3	26.9	2.87
	2					31.4	27.2	2.45
	3					31.2	27.0	2.71
	平均					31.3	27.0	2.68
No.3	1	12.5	5.0	2272	24.3	28.4	28.7	2.60
	2					28.1	27.0	2.61
	3					28.2	28.8	2.89
	平均					28.2	28.1	2.70

※ 実験時まで現場封緘した供試体に対する試験結果

表-4.4.14 鉄筋材料試験結果

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
SD295 D13 軸方向鉄筋 No.1,No.2	344.8	462.3	19.2
SD295 D16 軸方向鉄筋 No.3	342.1	475.6	18.5
SD295 D6 帯鉄筋 No.1,No.2	361.5	520.0	19.0
SD295 D6 帯鉄筋 No.3	397.6	519.6	19.0

表-4.4.15 高強度繊維補強モルタルの材料試験結果

実験 ケース	No.	モルタル フロー (mm)	空気量 (%)	単位容積 質量 (kg/m ³)	温度 (°C)	圧縮強度※ (N/mm ²)	弾性係数※ (kN/mm ²)	曲げ強度※ (N/mm ²)
No.2	1	115×114	4.7	2455	11.1	116.4	42.1	20.1
	2					135.4	43.6	17.3
	3					140.3	42.4	17.5
	平均					130.7	42.7	18.3
No.3	1	116×115	4.8	2464	23.1	157.7	40.8	25.9
	2					166.5	43.1	24.8
	3					156.0	43.0	22.2
	平均					160.1	42.3	24.3

※ 実験時まで現場封緘した供試体に対する試験結果

(2) 実験結果

1) 水平荷重－水平変位関係と損傷状態

図-4.4.18 に、No.1 の水平荷重と載荷点水平変位の関係を示す。写真-4.4.41 には、3 回目の $-8\delta_y$ に到達した時点における圧縮側の柱基部の状況を、写真-4.4.42 には、実験終了後に剥落したかぶりを除去した状態の柱基部の状況を示す。

載荷点変位 7.4mm 付近で軸方向鉄筋が降伏ひずみに到達し、変位 39.9mm で最大荷重 278kN を示した。その後、 $8\delta_y$ (変位 45.6mm) の 3 回目載荷時に、軸方向鉄筋の座屈に伴って基部から 200～300mm の範囲のかぶりが剥落し、降伏荷重以下まで水平荷重が低下した。実験終了後の供試体を観察したところ、柱基部のコアコンクリートが圧壊している様子が確認された。

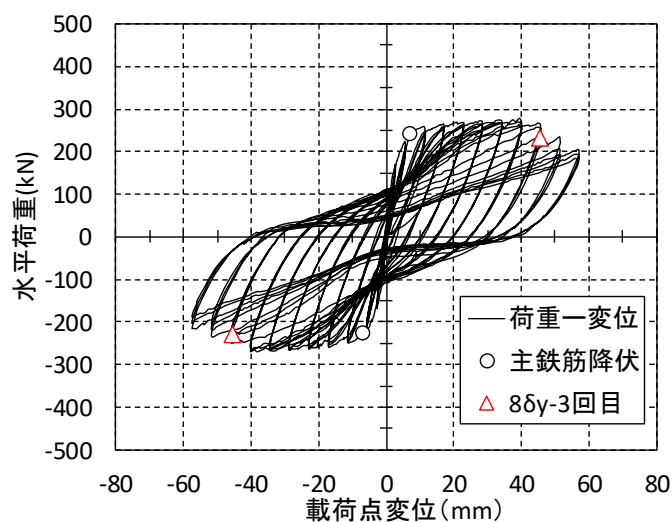


図-4.4.18 水平荷重－載荷点水平変位関係 (No.1)



写真-4.4.41 $-8\delta_y$ 3 回目 圧縮側柱基部



写真-4.4.42 実験終了後

図-4.4.19 に、No.2 の水平荷重と載荷点水平変位の関係を示す。写真-4.4.43 には、3 回目の+10 δ_y に到達した時点における圧縮側の柱基部の状況を、写真-4.4.44 には、実験終了後に 1 段目から 3 段目の目地間の補強部を除去した状態の柱基部の状況を示す。

変位 8.3mm 付近で軸方向鉄筋が降伏ひずみに到達し、No.1 で荷重が低下した変位 45.6mm 以降も安定して荷重を保持し、変位 50.4mm (8 δ_y) に到達した時点で最大荷重 287kN を示した。補強部の損傷状態を見ると、補強区間内においては、目地部以外の箇所にも曲げひび割れは確認されず、9 δ_y までは顕著な損傷も確認されなかった。10 δ_y (変位 63.0mm) の 3 回目載荷時に、柱基部から 1 段目と 2 段目の目地間における圧縮側補強部がはらみ出し、降伏荷重以下まで荷重が低下した。実験終了後に柱基部のコアコンクリートを観察したところ、目地を設置した箇所以外に曲げひび割れは発生しておらず、圧縮側においても圧壊の兆候は確認されなかった。

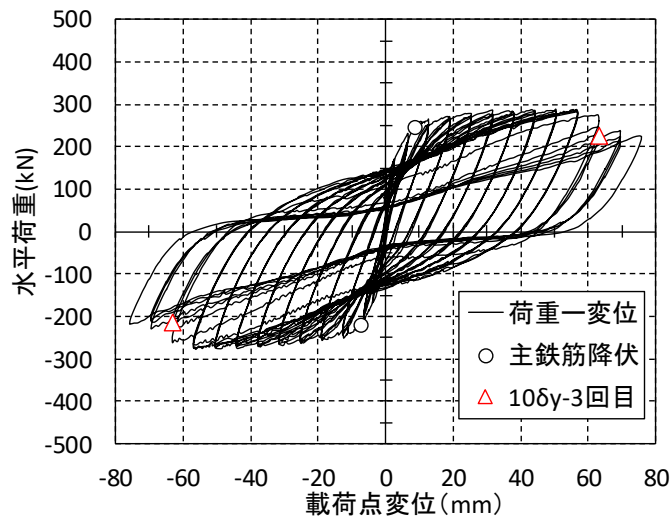


図-4.4.19 水平荷重—載荷点水平変位関係 (No.2)



写真-4.4.43 +10 δ_y - 3 回目 圧縮側柱基部



写真-4.4.44 実験終了後

図-4.4.20 に、No.3 の水平荷重と載荷点水平変位の関係を示す。写真-4.4.45 には、3 回目の+6 δ_y に到達した時点における圧縮側の柱基部の状況を、写真-4.4.46 には、実験終了後に1 段目から3 段目の目地間の補強部を除去した状態の柱基部の状況を示す。

載荷点変位 11.8mm 付近で軸方向鉄筋が降伏ひずみに到達した後に、載荷点変位 53.0mm (5 δ_y) に到達した時点で最大荷重 424kN を示した。ひび割れ性状や損傷過程は No.2 と同様であり、補強区間内においては、目地部以外に曲げひび割れは確認されなかった。6 δ_y (変位 63.6mm) の3 回目載荷時に、柱基部から1 段目と2 段目および2 段目と3 段目の目地間で圧縮側補強部がはらみ出し、降伏荷重以下まで水平荷重が低下した。実験終了後に供試体を観察したところ、No.2 と同様に、コアコンクリートにおける圧壊の兆候は確認されなかった。

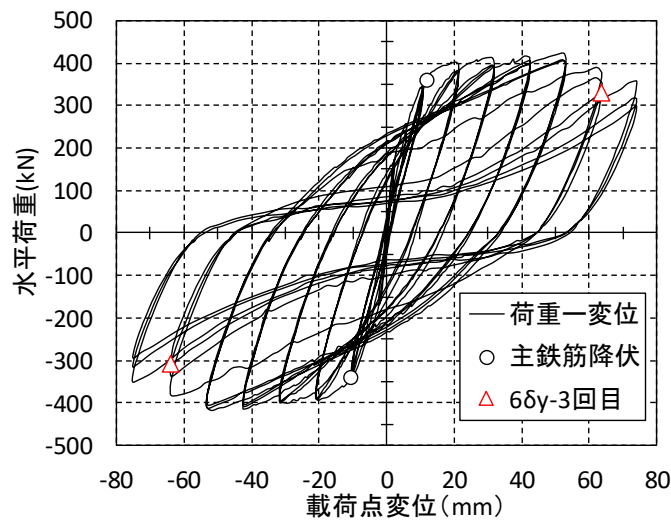


図-4.4.20 水平荷重-載荷点水平変位関係 (No.3)



写真-4.4.45 +6 δ_y 3 回目 圧縮側柱基部



写真-4.4.46 実験終了後

2) 変形性能の評価

図-4.4.21 に、各供試体の骨格曲線の実験結果と H29 道示¹¹⁾により算出した No.1 の骨格曲線を示す。表-4.4.16 には、各限界状態変位の実験結果と道示式による計算結果の一覧を示す。

各供試体の限界状態変位は、星隈ら¹⁴⁾の手法を参考に、通常の RC 橋脚と同様の考え方で評価した。すなわち、限界状態 2 に相当する変位は、繰返し回数 3 回の载荷のうち、1 回目载荷時と 3 回目载荷時の水平耐力の比率が 0.85 を下回らず (図-4.4.22)、かつ 2 回目载荷時と 3 回目载荷時の 1 サイクル当たりの履歴エネルギー吸収量の比率が 0.9 を下回らない (図-4.4.23) ことを目安とし、限界状態 3 に相当する変位は、水平耐力が保持できなくなった時点とした。なお、各限界状態変位の計算値は、No.1 と No.3 を未補強 RC 橋脚と仮定し、H29 道示で規定される RC 橋脚の荷重 - 変位関係に基づいて算出したものである。

No.1 の限界状態 2 に相当する変位の実験結果は $\delta_{els2}=39.9\text{mm}$ ($7\delta_y$)、計算結果は $\delta_{s2}=29.5\text{mm}$ であり、限界状態 3 に相当する変位の実験結果は $\delta_{els3}=45.6\text{mm}$ ($8\delta_y$)、計算結果は $\delta_{s3}=38.6\text{mm}$ であった。実験結果と計算結果では、 $1\sim 2\delta_y$ 程度の差異があるものの道示式によって変形性能を概ね評価できていると言える。

No.2 の限界状態 2 および 3 に相当する変位の実験結果は、それぞれ $\delta_{els2}=56.7\text{mm}$ ($9\delta_y$) と $\delta_{els3}=63.0\text{mm}$ ($10\delta_y$) であった。No.1 の実験結果と比較すると、各限界状態で 1.4 倍程度変位が大きくなっており、No.1 に対する補強によって変形性能が約 40% 向上することが確認された。

No.3 の限界状態 2 および 3 に相当する変位の実験結果は、それぞれ $\delta_{els2}=53.0\text{mm}$ ($5\delta_y$) と $\delta_{els3}=63.6\text{mm}$ ($6\delta_y$) であった。No.3 と同一諸元の無補強の供試体の実験は実施していないため、その計算結果と比較すると、実験結果は計算結果の 1.7 倍程度であった。No.2 では、実験結果は No.1 の計算結果の 1.6~1.9 倍程度であったことから、No.3 においても、No.2 と同程度に補強によって変形性能が向上したことが考えられる。以上より、軸方向鉄筋比 0.7%~1.2% の範囲においては、軸方向鉄筋比に関わらず、本工法によって同程度の変形性能の向上効果が期待できることが確認された。

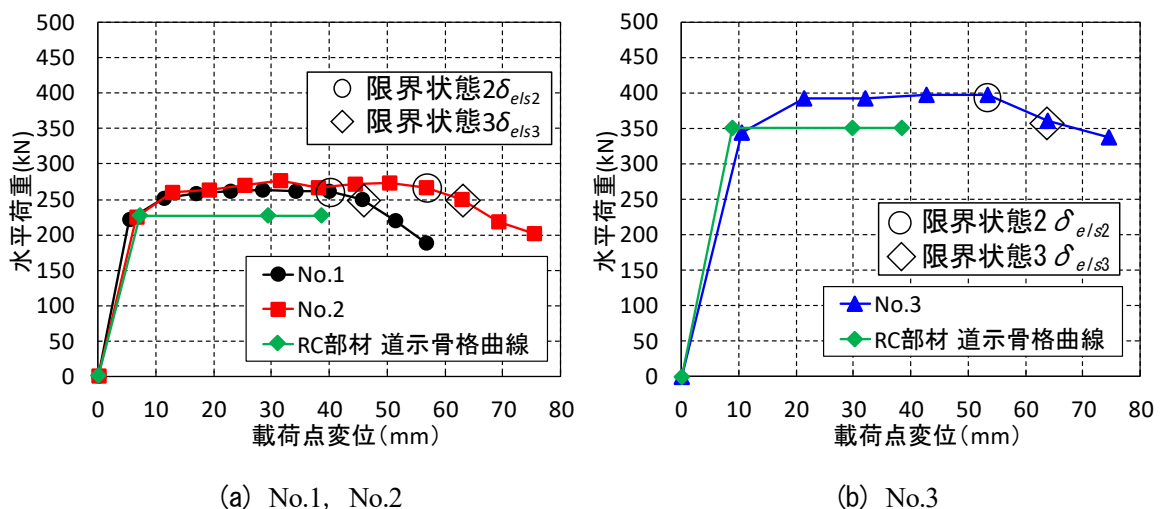


図-4.4.21 骨格曲線 実験結果と計算結果

表-4.4.16 限界状態変位の実験結果と計算結果

実験 ケース	限界状態 2				限界状態 3			
	変位(mm)		比率		変位(mm)		比率	
	実験結果 δ_{els2}	計算結果 δ_{ls2}	$\delta_{els2} / \delta_{ls2}$	No.2 $\delta_{els2} /$ No.1 δ_{ls2}	実験結果 δ_{els3}	計算結果 δ_{ls3}	$\delta_{els3} / \delta_{ls3}$	No.2 $\delta_{els3} /$ No.1 δ_{ls3}
No.1	39.9(7 δ_y)	29.5	1.35	—	45.6(8 δ_y)	38.6	1.18	—
No.2	56.7(9 δ_y)		1.92	1.42	63.0(10 δ_y)		1.63	1.38
No.3	53.0(5 δ_y)	29.9	1.77	—	63.6(6 δ_y)	38.5	1.65	—

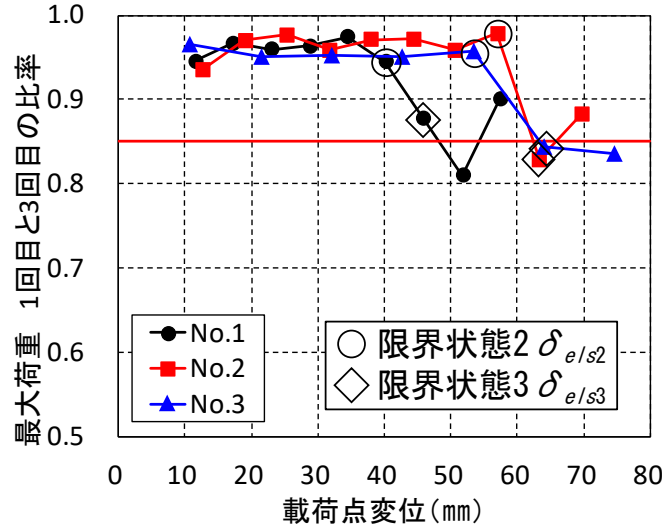


図-4.4.22 1回目荷重時と3回目荷重時の水平耐力の比率

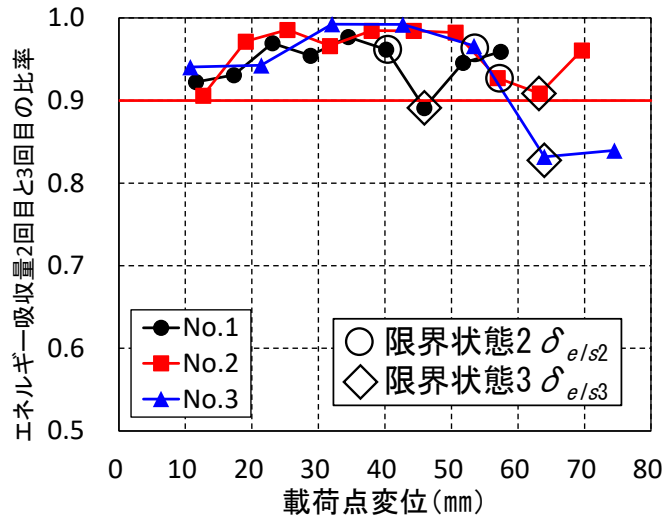


図-4.4.23 1回目荷重時と3回目荷重時の履歴吸収エネルギーの比率

3) 塑性ヒンジ長の評価

既往の研究^{15),16)}では、RC 橋脚の塑性ヒンジ長を軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出し長から評価されている。そこで、写真-4.4.47に示すように、実験終了後に柱基部のかぶりコンクリートを除去し、軸方向鉄筋のはらみ出し長を目視で計測することで、各供試体の塑性ヒンジ長を評価した。

表-4.4.17に、各供試体の軸方向鉄筋のはらみ出し長を示す。表中には、軸方向鉄筋の変形状況を目視で計測した結果と、これを帯鉄筋間隔の整数倍で整理した結果を示す。なお、目視による計測では、はらみ出しの開始位置と終了位置との距離をはらみ出し長と定義した。No.1とNo.2のはらみ出し長を比較すると、目視による計測結果はNo.2の方が若干大きいものの、帯鉄筋の整数倍として整理した場合は同じであった。一般に、軸方向鉄筋の周囲に巻立てコンクリートや鋼板等の拘束体を設けると、拘束の度合いに応じて軸方向鉄筋のはらみ出し長は小さくなる¹⁷⁾が、そのような傾向は確認されなかった。また、No.2とNo.3のはらみ出し長を比較すると、No.3の方が大きい。通常のRC柱部材では、道示の塑性ヒンジ長の算定式¹¹⁾から分かるように、軸方向鉄筋の径が大きくなると塑性ヒンジ長、すなわち軸方向鉄筋のはらみ出し長は大きくなるが、本工法で補強した供試体でも同様の傾向が確認された。

以上より、本実験の範囲においては、本工法で補強されたRC柱部材の塑性ヒンジ長は、通常のRC柱部材と同様であることが分かった。

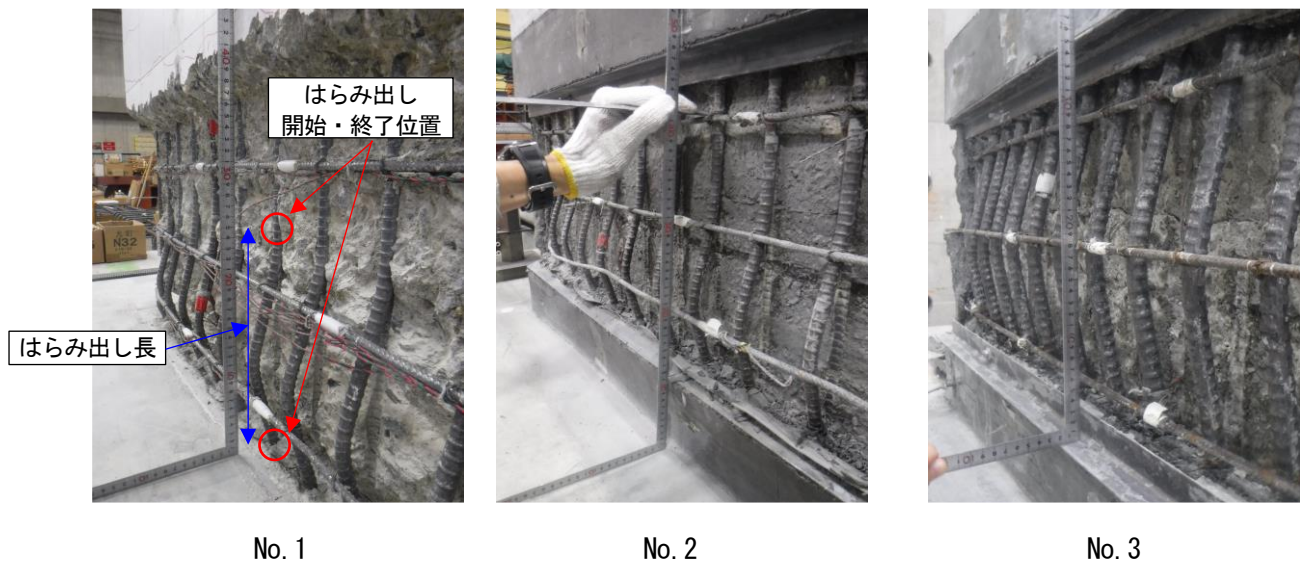


写真-4.4.47 各供試体の軸方向鉄筋のはらみ出しの状況

表-4.4.17 各供試体の軸方向鉄筋のはらみ出し長

実験ケース	軸方向鉄筋のはらみ出し長 (=塑性ヒンジ長) (mm)	
	目視による計測値	帯鉄筋間隔の整数倍で整理
No.1	250	240 (帯鉄筋間隔 120×2)
No.2	280	240 (帯鉄筋間隔 120×2)
No.3	360	360 (帯鉄筋間隔 120×3)

4) 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-4.4.24 に、正側載荷時に軸方向鉄筋が初降伏した時点および載荷点水平変位が 30mm に到達した時点における軸方向鉄筋ひずみの分布図を示す。図中の黒線で囲われた柱基部から 0~600mm の領域は、超高強度繊維補強モルタルによる補強区間を示す。No.1 では、柱基部から約 120mm の範囲の軸方向鉄筋が降伏しており、軸方向鉄筋の塑性化領域は同箇所限定されている。No.2, No.3 では、軸方向鉄筋が降伏した時点では、No.1 のひずみ分布と顕著な差異は確認されなかった。載荷点変位 30mm の時点では、柱基部から 300mm 程度までの領域の軸方向鉄筋が塑性化しており、塑性化領域は No.1 よりも大きくなった。これは後述のとおり、補強供試体にはひび割れ誘発目地が設けられており、補強区間内の各目地にひび割れが分散したことによる効果であると考えられる。

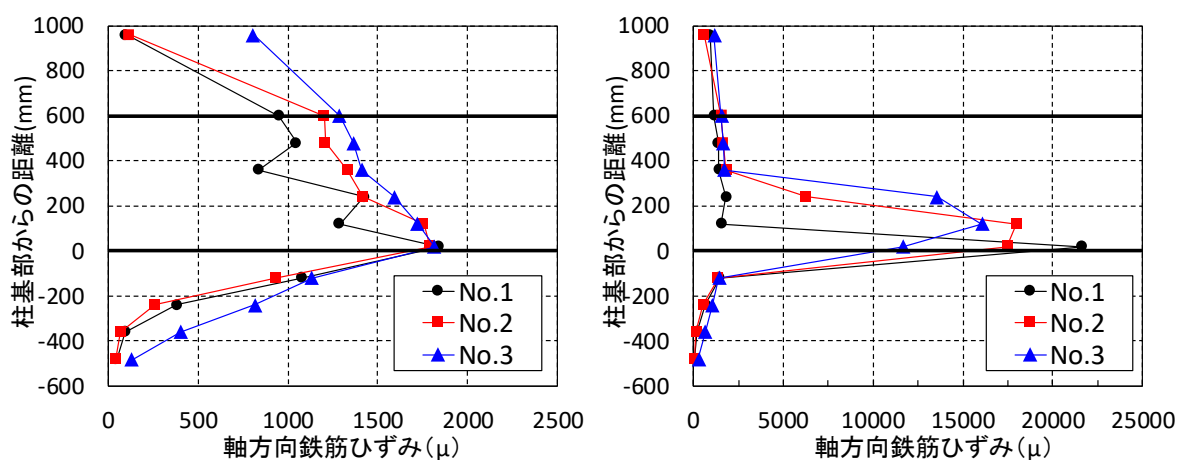


図-4.4.24 軸方向鉄筋のひずみ分布 (左：初降伏時 右：水平変位 30mm 到達時)

5) 曲率分布

図-4.4.25 に、各供試体の水平荷重と各計測区間における平均曲率との関係を示す。凡例の数字は、曲率計測用の変位計の柱基部からの距離（単位:mm）を示す。図-4.4.26 には、各供試体の鉄筋降伏時、載荷点変位 30mm 到達時および限界状態 2 に相当する変位到達時の平均曲率分布を示す。なお、同図の縦軸における基部からの距離は、各曲率計測区間の中心までの距離として示している。

No.1 では、柱基部に曲げ変形が集中しており、No.1 の塑性化領域は柱基部から 100mm の範囲に限定されていたことが分かる。一方で、No.2 では、No.1 よりも曲率が大きな領域が広く、特定の箇所に曲げ変形が集中していないことが確認できる。また、No.3 と No.2 の曲率分布を比較すると、基部から 300mm 離れた位置での曲率は No.3 の方が大きく、No.3 で大きな曲げ変形が生じている領域は No.2 よりも大きいことが分かる。前述のとおり、通常の RC 柱部材では、軸方向鉄筋の径が大きくなると塑性ヒンジ長が大きくなるが、本工法で補強された供試体においても同様の傾向が確認された。

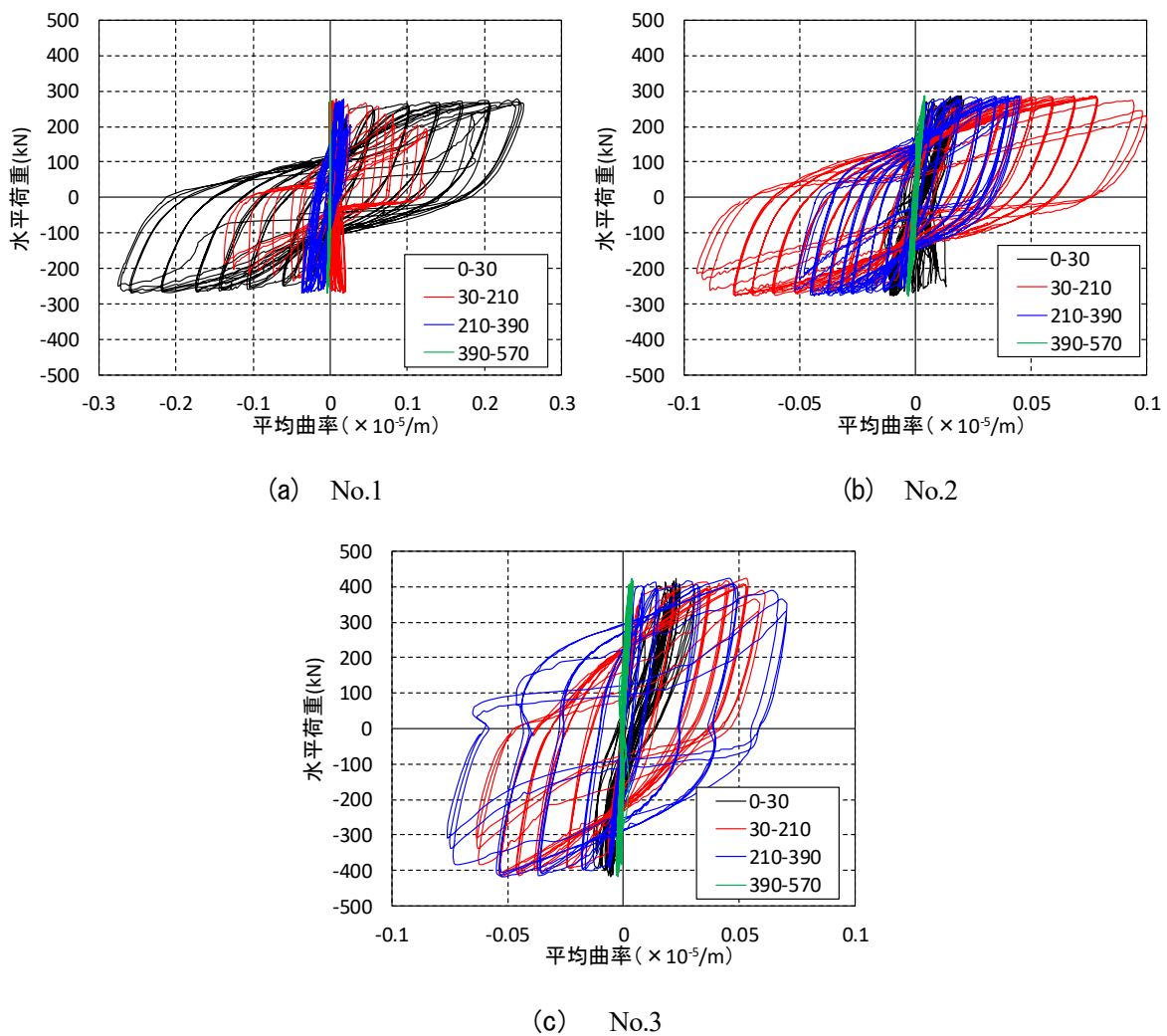
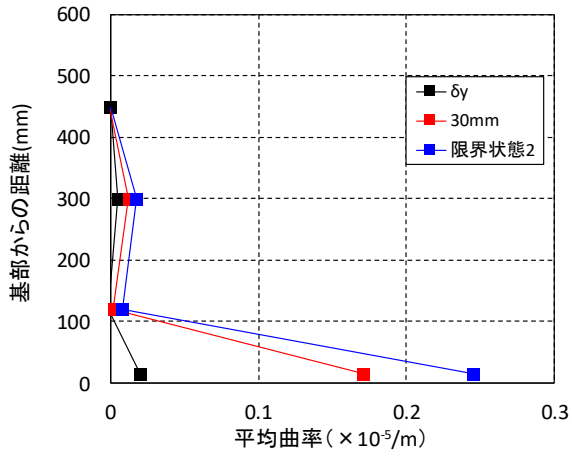
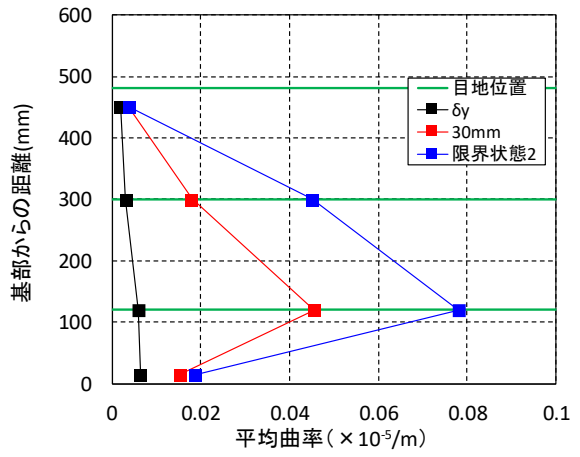


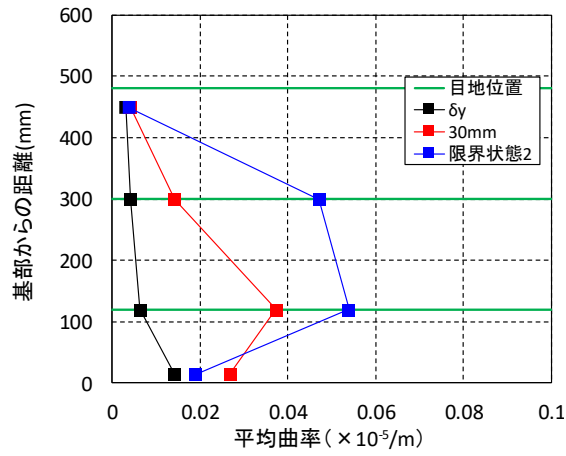
図-4.4.25 水平荷重と平均曲率との関係



(a) No.1



(b) No.2



(c) No.3

図-4.4.26 平均曲率分布

6) ひび割れ誘発目地における目開き幅

図-4.4.27に、No.2とNo.3の同一の水平変位時における目地の目開き量分布を示す。両供試体ともに、柱基部から1段目と2段目の目地における目開きが大きく、柱基部から300mm程度の領域で曲げ変形が生じていたと考えられる。実験で確認された塑性ヒンジ長は補強の有無に関わらず同様であることを前述したが、これは、ひび割れ誘発目地が存在することで、曲げ変形が特定の箇所でも局所化しなかったためと考えられる。

図-4.4.28にNo.2およびNo.3の各目地の目開きと鉄筋応力度との関係を示す。目開きに対応する鉄筋応力度は、目地近傍の鉄筋ひずみゲージの値を材料試験で得られたヤング率に基づいて応力に換算したものである。同図中には、RC示方書の曲げひび割れ幅算定式¹²⁾から算出した曲げひび割れ幅を破線で示す。柱基部から2段目と3段目の目地では、目開き量は計算値以下であるのに対し、柱基部から1段目の目地の目開き量は、計算値よりも大きくなった。これは、1段目の目地の目開き量には、軸方向鉄筋のフーチングからの拔出し量が含まれているためであると考えられる。そこで、実験で計測したフーチング内の軸方向鉄筋ひずみの積分値を拔出し量とし、軸方向鉄筋の応力に応じて計算値に加算したひび割れ幅を図-4.4.28に黒実線で示す。柱基部から1段目の目開き量は、フーチングからの拔出し量を加算した計算値以下となっており、安全側に推定できていることが分かる。以上より、本工法で補強したRC橋脚における目地の目開き幅の評価や目地間隔の設定において、RC示方書の曲げひび割れ幅算定式を適用できる可能性が示された。

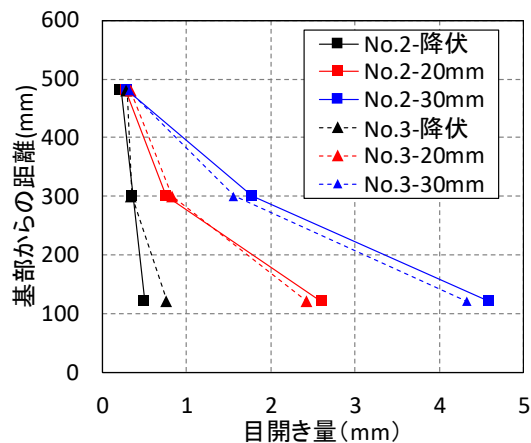


図-4.4.27 各載荷点変位での目開き量分布

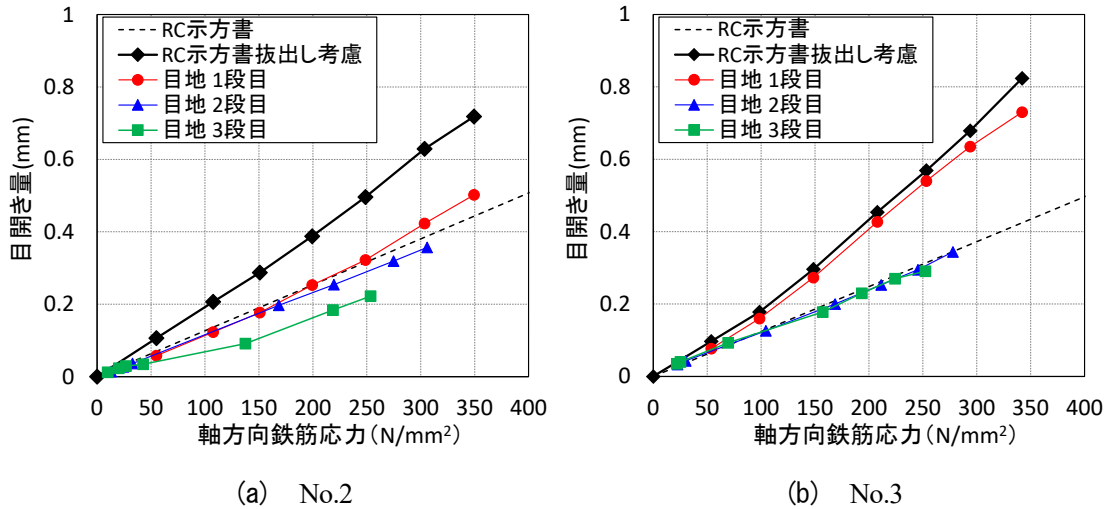


図-4.4.28 目開き量と軸方向鉄筋応力との関係

7) 超高強度繊維補強モルタルの圧縮応力度

図-4.4.29 に、No.2 および No.3 において、限界状態 2 および限界状態 3 に相当する変位の 1 回目 載荷時に計測した超高強度繊維補強モルタルの圧縮応力度分布を示す。圧縮応力度は、同一高さで 計測した 2 か所の圧縮ひずみの平均値に、材料試験結果で得られたヤング率を乗じることで算出し た。

No.2, No.3 とともに、柱基部と 1 段目の目地との間で最も大きな圧縮応力が作用しており、最大圧 縮応力は、No.2 では 89N/mm^2 、No.3 では 49N/mm^2 であった。また、両供試体ともに、1 段目と 2 段 目の目地の区間では、圧縮応力はほとんど作用していなかった。これは、写真-4.4.48、写真-4.4.49 に示すように、当該区間では軸方向鉄筋の座屈の影響で補強部が面外方向にはらみ出しており、表 面に引張ひずみが生じていたことが原因と推察される。

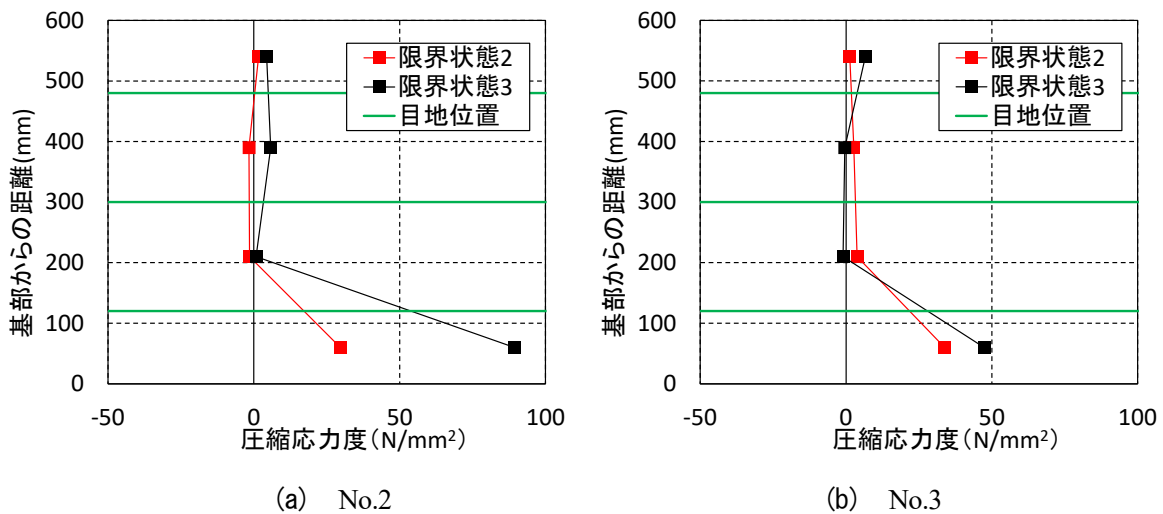


図-4.4.29 超高強度繊維補強モルタルの圧縮応力度分布



写真-4. 4. 48 補強部のはらみ出し状況(No.2 限界状態 2)



写真-4. 4. 49 補強部の損傷状態(No.2 側面から)

8) 帯鉄筋のひずみ分布

図-4.4.30 に、限界状態 2 および 3 に相当する変位による 3 回目载荷時点での圧縮側領域における帯鉄筋のひずみ分布図を示す。限界状態 2 の時点では、各供試体の帯鉄筋のひずみの最大値は 300μ 以下であったが、限界状態 3 の時点では、各供試体で 1000μ を超えるひずみが発生 (No.3 の柱基部から 1~3 段目では計測不能) しており、軸方向鉄筋のはらみ出しを帯鉄筋が拘束している様子が確認された。各供試体のひずみ分布をみると、No.1 では柱基部付近で大きなひずみが生じているのに対し、No.2 および No.3 では、柱基部から 3 段目付近で最も大きなひずみが生じていた。各供試体で最も大きなひずみが生じている箇所は、写真-4.4.47 に示す軸方向鉄筋のはらみ出しが最も大きくなる箇所と概ね一致していた。

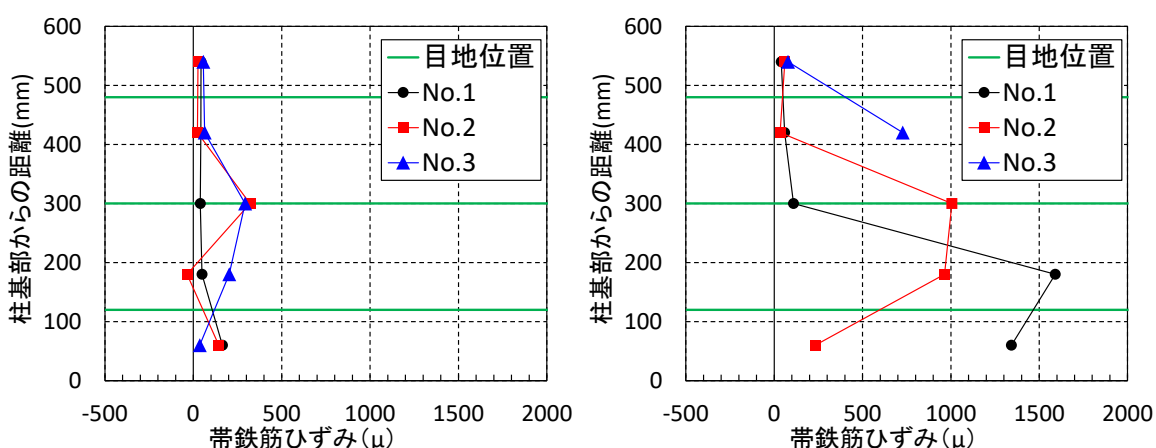


図-4.4.30 帯鉄筋のひずみ分布 (左：限界状態 2 右：限界状態 3)

9) コンクリートの水平ひずみ分布

図-4.4.31 に、载荷時に圧縮側となる長辺の中央で計測した、各供試体のコンクリートの水平ひずみの分布を示す。図中には、表-4.4.13 に示すコンクリートの弾性係数と引張強度、ならびに表-4.4.15 に示す超高強度繊維補強モルタルの弾性係数とひび割れ発生応力から算出した各供試体のひび割れ発生ひずみを示す。

No.1 では、柱基部の水平ひずみが最も大きく、柱基部からの距離が大きくなるほど水平ひずみが小さくなる傾向が確認された。限界状態 2 に到達する以前から 500μ 程度の水平ひずみが発生しており、限界状態 2 の時点では軸方向鉄筋に対するかぶりコンクリートの拘束効果はかなり低下していたと考えられる。

No.2 では、柱基部の水平ひずみは小さく、基部から 1 段目と 2 段目の目地で囲われた補強領域の水平ひずみが最も大きくなっている。前述の軸方向鉄筋のはらみ出しの発生領域と水平ひずみの発生領域が概ね一致することから、座屈に伴う軸方向鉄筋のはらみ出しを補強部の超高強度繊維補強モルタルが拘束していたと考えられる。限界状態 2 の時点における水平ひずみの最大値は約 100μ 程

度でありひび割れ発生ひずみである 330μ 以下であることから、この時点では補強部がひび割れることなく軸方向鉄筋を拘束していたと思われる。一方、限界状態 3 の時点では、超高強度繊維補強モルタルのひび割れ発生ひずみを超える大きなひずみが発生していることから、この時点においては軸方向鉄筋のはらみ出しに対する補強部の拘束効果が低下していることが分かる。

No.3 では、基部から 1 段目の目地と 3 段目の目地で囲われた補強領域で水平ひずみが発生しており、No.2 よりも広い範囲で水平ひずみが発生していた。これは前述のとおり、No.3 の軸方向鉄筋の座屈長が No.2 よりも大きいためと考えられる。限界状態 2 の時点での水平ひずみは約 200μ であり、ひび割れ発生ひずみである 440μ 以下であることから、No.2 と同様に補強部が軸方向鉄筋を拘束していたことが分かる。限界状態 3 の時点においても、No.2 と同様に、超高強度繊維補強モルタルのひび割れ発生ひずみを超える水平ひずみが発生しており、この時点における軸方向鉄筋のはらみ出しに対する補強部の拘束効果が低下していることが確認できる。

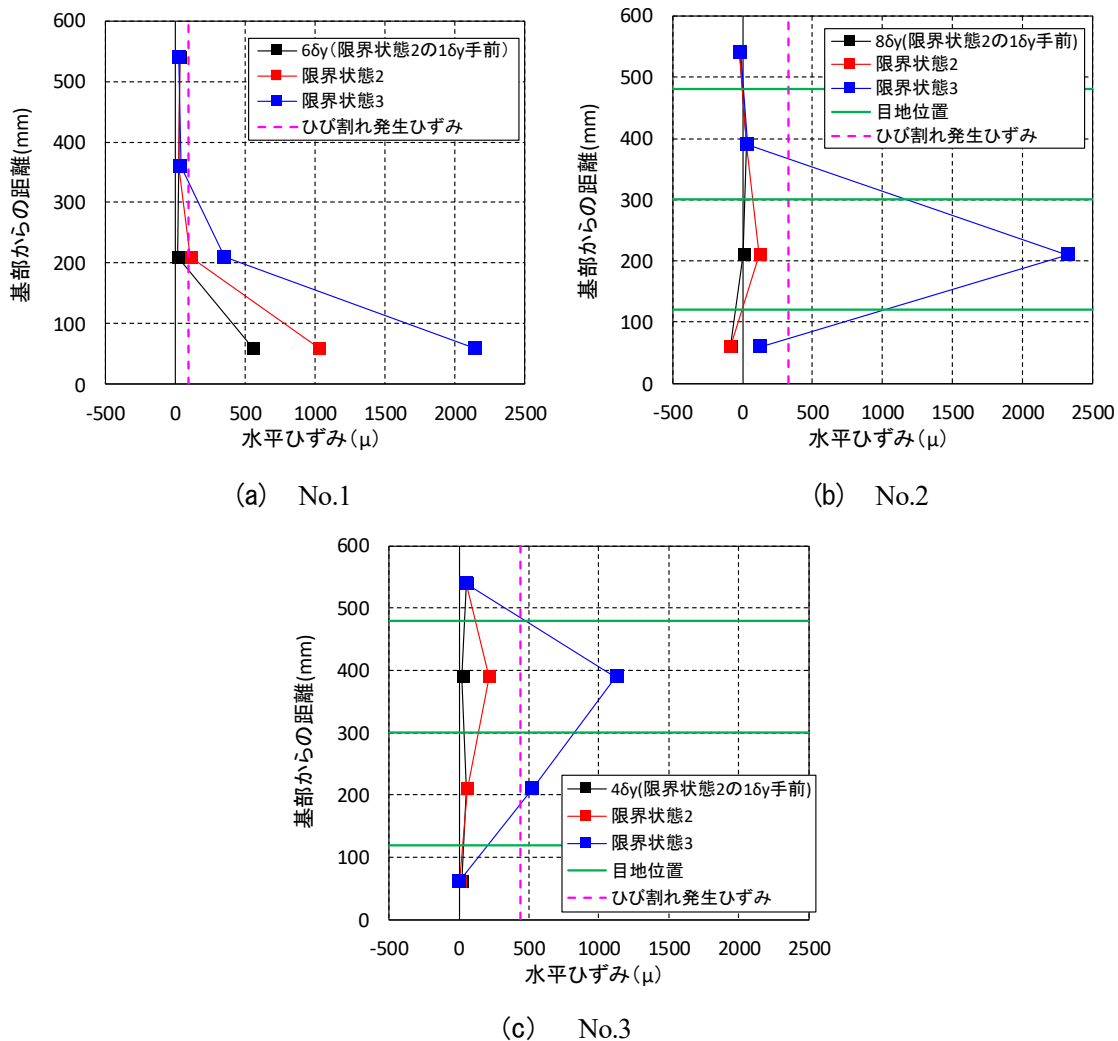


図-4.4.31 コンクリートの水平ひずみ分布

10) 鉛直変位－水平変位関係

図-4.4.32 に、No.1 の鉛直変位と載荷点における水平変位の関係を示す。鉛直変位は、鉛直方向の上向きを正としている。変位 40mm 程度までは軸方向鉄筋の伸びが大きくなるのに伴って、鉛直変位が増加する傾向が確認できる。一方、図-4.4.18 において荷重が低下した変位 45.6mm ($8\delta_s$) の時点で鉛直変位が減少しているが、これは軸方向鉄筋の座屈に伴ってその伸びの大部分がはらみ出したためと考えられる。

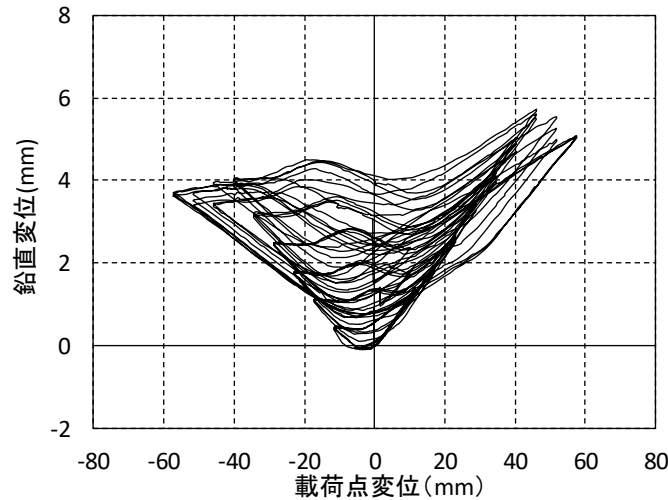


図-4.4.32 鉛直変位－水平変位関係 (No.1)

図-4.4.33 に、No.2 の鉛直変位と載荷点における水平変位の関係を示す。No.1 と同様に水平変位の増加に伴い鉛直変位が増加していることが確認できる。No.1 において鉛直変位の低下が確認された変位 45.6mm の時点においても、鉛直変位は安定して増加していることから、補強によって軸方向鉄筋のはらみ出しが抑制されていることが鉛直変位の挙動からも確認できる。限界状態 3 に相当する変位 63.0mm に到達した時点で鉛直変位が減少していることから、この時点で軸方向鉄筋のはらみ出しの影響が大きくなったことが分かる。

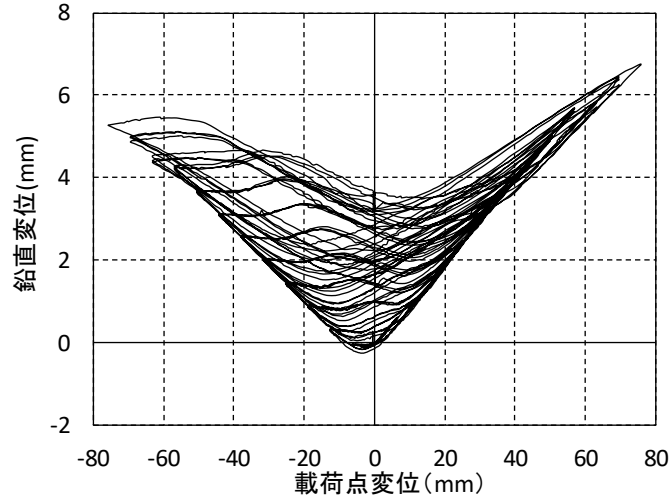


図-4. 4. 33 鉛直変位—水平変位関係 (No.2)

図-4. 4. 34 に、No.3 の鉛直変位と荷荷点における水平変位の関係を示す。No.1, No.2 と同様に水平変位の増加に伴い鉛直変位が増加していることが分かる。図-4. 4. 20 において荷重が低下する前の $5\delta_y$ (変位 53.0mm) の時点で鉛直変位が減少し始め、荷重が低下した $6\delta_y$ (変位 63.6mm) に鉛直変位が大きく減少した。No.2 と比較すると鉛直変位の低下量が大きい、これは、No.3 は No.2 よりも軸方向鉄筋比が大きく、表-4. 4. 17 に示すとおり軸方向鉄筋のはらみ出し長が大きいことから、座屈に伴う鉛直変位の低下量が大きくなったためと推察される。

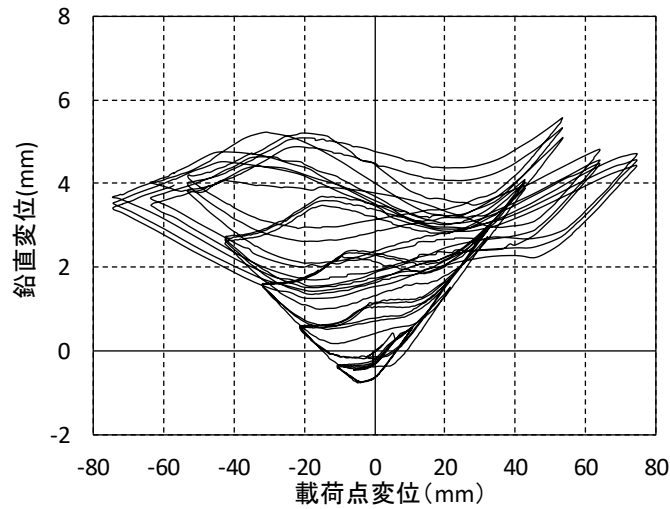


図-4. 4. 34 鉛直変位—水平変位関係 (No.3)

11) ベースプレート部の挙動

図-4.4.35 に、荷重点変位とベースプレートの浮上り変位との関係を示す。写真-4.4.50 には、実験終了後のベースプレートの損傷状態を示す。各供試体のベースプレートの浮上りの挙動は、水平荷重の挙動と同様であった。最大浮上り変位は、No.2 で約 0.03mm, No.3 で約 0.06mm であった。試験終了後にベースプレートを観察したところ、損傷は確認されず、健全性を保っていた。

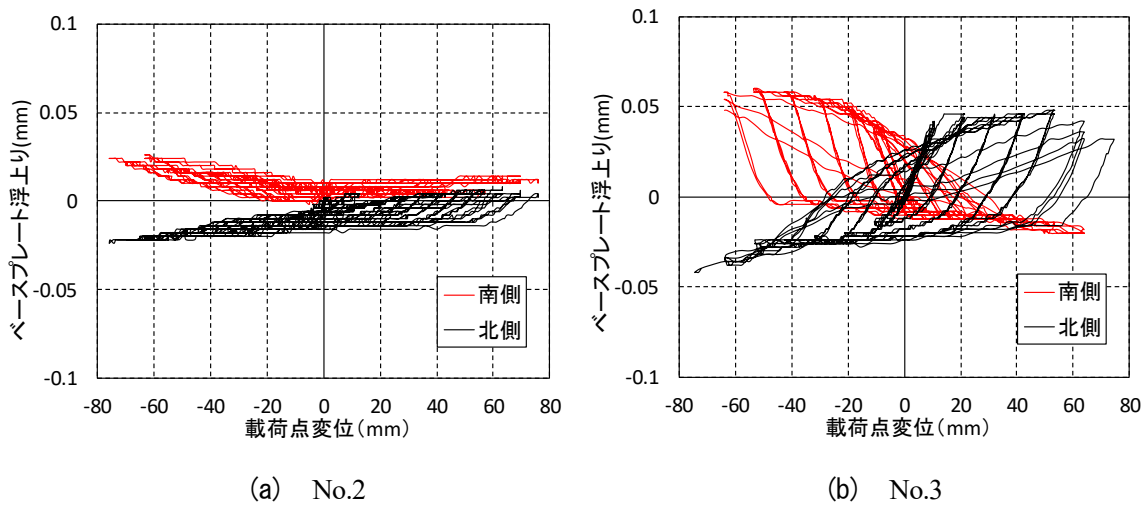


図-4.4.35 荷重点変位とベースプレートの浮上り変位との関係



写真-4.4.50 実験終了後のベースプレートの損傷状態

12) 損傷の進展および損傷状態

写真-4.4.51~写真-4.4.62 に、No.1 の各載荷点変位における供試体の損傷状態を示す。限界状態 2 の時点で、圧縮側の基部のコンクリートに、軸方向鉄筋の座屈に起因する縦方向のひび割れの発生が確認された。



写真-4.4.51 -1δ 引張側



写真-4.4.52 -1δ 圧縮側



写真-4.4.53 -6δ 引張側

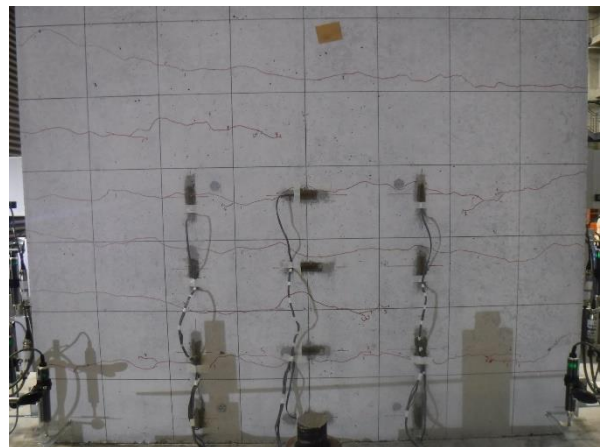


写真-4.4.54 -6δ 圧縮側

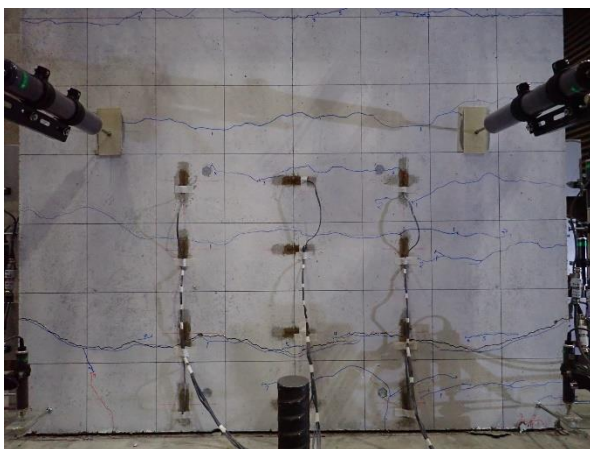


写真-4.4.55. -7δ (限界状態 2) 引張側



写真-4.4.56 -7δ (限界状態 2) 圧縮側
基部に縦方向のひび割れ発生

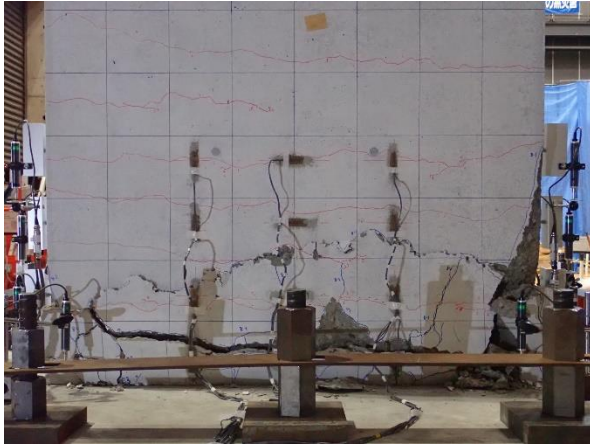


写真-4.4.57 -8δ (限界状態3) 圧縮側

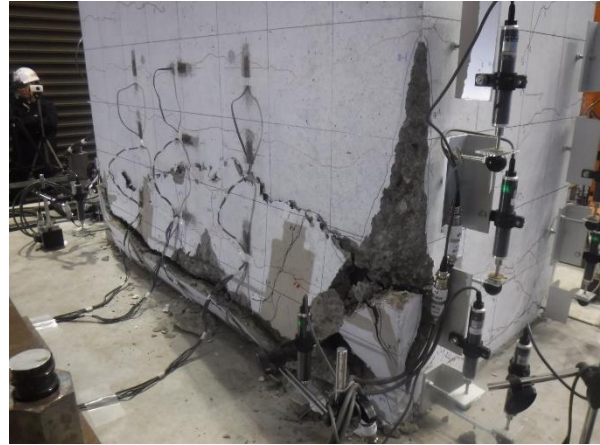


写真-4.4.58 -8δ (限界状態3) 圧縮側



写真-4.4.59 -10δ (限界状態3) 圧縮側



写真-4.4.60 -10δ (限界状態3) 圧縮側



写真-4.4.61 実験終了後 負荷圧縮側



写真-4.4.62 はらみ出し長計測

写真-4.4.63~写真-4.4.74 に、No.2 の各載荷点変位における供試体の損傷状態を示す。限界状態 2 の時点で、柱基部から 2 段目の補強部のはらみ出しと、縦方向のひび割れが確認された。限界状態 3 の時点で、柱基部から 2 段目の補強部が前面にはらみ出し、柱基部から 3 段目の補強部にもはらみ出しの兆候が確認された。



写真-4.4.63 +1δ,引張側



写真-4.4.64 +1δ,圧縮側



写真-4.4.65 +8δ,引張側



写真-4.4.66 +8δ,圧縮側



写真-4.4.67 +9δ, (限界状態 2) 圧縮側
基部から 2 段目の補強部に縦方向のひび割れ



写真-4.4.68 +9δ, (限界状態 2) 圧縮側
基部から 2 段目の補強部に縦方向のひび割れ



写真-4.4.69 $+10\delta_y$ (限界状態3) 圧縮側



写真-4.4.70 $+10\delta_y$ (限界状態3) 圧縮側



写真-4.4.71 $+12\delta_y$ (限界状態3) 圧縮側



写真-4.4.72 $+12\delta_y$ (限界状態3) 圧縮側



写真-4.4.73 実験終了後 正載荷圧縮側



写真-4.4.74 はらみ出し長計測

写真-4.4.75~写真-4.4.86 に、No.3 の各載荷点変位における供試体の損傷状態を示す。限界状態 2 の時点で、柱基部から 3 段目の補強部のはらみ出しと、縦方向のひび割れが確認された。限界状態 3 の時点で、柱基部から 2 段目と 3 段目の補強部が前面にはらみ出した。



写真-4.4.75 +1 δ 引張側



写真-4.4.76 +1 δ 圧縮側



写真-4.4.77 +4 δ 引張側



写真-4.4.78 +4 δ 圧縮側



写真-4.4.79 +5 δ (限界状態 2) 圧縮側
基部から 3 段目の補強部に縦方向のひび割れ



写真-4.4.80 +5 δ (限界状態 2) 圧縮側
基部から 3 段目の補強部に縦方向のひび割れ



写真-4.4.81 +6 δ_y (限界状態3) 圧縮側

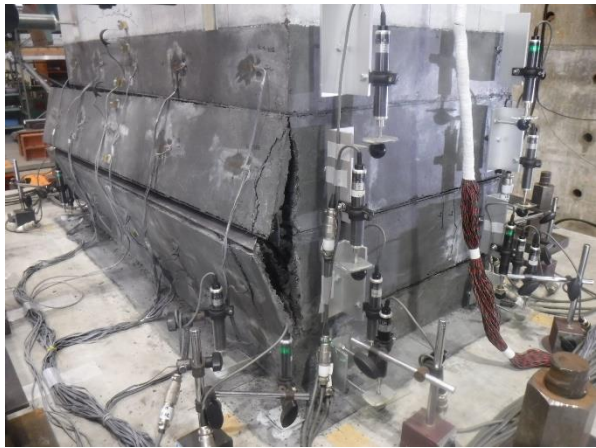


写真-4.4.82 +6 δ_y (限界状態3) 圧縮側



写真-4.4.83 +7 δ_y (限界状態3) 圧縮側



写真-4.4.84 +7 δ_y (限界状態3) 圧縮側



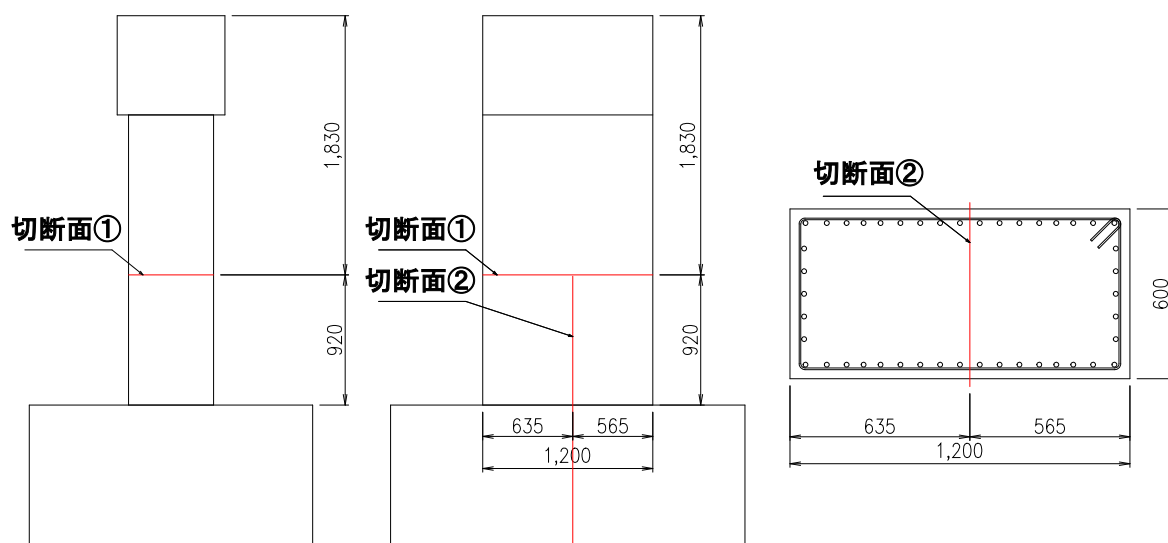
写真-4.4.85 実験終了後 正載荷圧縮側



写真-4.4.86 はらみ出し長計測

13) 供試体内部の損傷状態

実験終了後に、**図-4.4.36** に示す位置で供試体を切断し、供試体内部へのひび割れ発生状況を観察した。



(単位 : mm)

図-4.4.36 供試体切断位置

写真-4.4.87、**写真-4.4.88** に、No.1 の切断面を示す。曲げひび割れは供試体内部を水平方向に貫通しており、柱とフーチングの界面と、柱基部から約 200mm の位置における曲げひび割れ幅が大きいことから、当区間に曲げ変形が集中していたことが分かる。

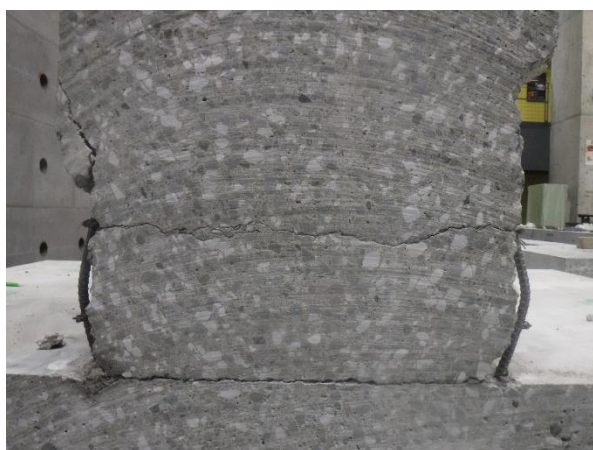


写真-4.4.87 No.1 切断面の状況



写真-4.4.88 No.1 切断面の状況

写真-4.4.89, 写真-4.4.90 に, No.2 の切断面を示す。柱基部から1段目の目地に発生した曲げひび割れは, 断面内部を柱基部方向に向かって伸展し, 断面中央では柱とフーチングの界面がひび割れ位置となっていた。柱基部から2段目の目地に発生した曲げひび割れは, 断面内をほぼ水平に伸展していた。柱基部から3段目の目地周辺には, 目視による曲げひび割れは確認されず, 補強部の損傷も軽微であった。フーチング補強部の損傷は確認されなかった。



写真-4.4.89 No.2 切断面の状況



写真-4.4.90 No.2 切断面の状況

写真-4.4.91, 写真-4.4.92 に, No.3 の切断面を示す。柱基部から2段目の目地における曲げひび割れ幅が大きく, 供試体内部に向かって斜め方向に伸展していることが確認された。これは, No.3 はNo.2 よりも水平耐力が大きく, 実験時に作用していたせん断力が大きいためである。フーチング補強部の損傷は軽微であったが, 基部から3段目の目地の周辺の補強部には損傷が確認された。これは, No.3 の軸方向鉄筋の径がNo.2 よりも大きいため, 軸方向鉄筋のはらみ出し力がNo.2 よりも大きいことと, 座屈によって軸方向鉄筋のはらみ出した領域がNo.2 よりも大きかったことが原因と推察される。

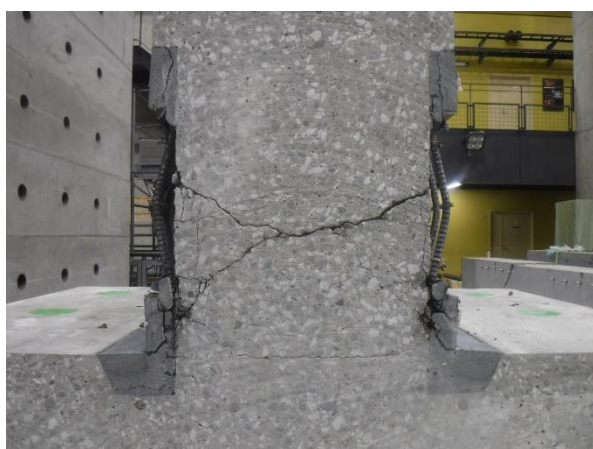


写真-4.4.91 No.3 切断面の状況



写真-4.4.92 No.3 切断面の状況

4. 5 補強メカニズムに基づく変形性能の評価方法の提案

本工法で補強された RC 橋脚の限界状態に相当する水平変位の評価方法を検討するため、本工法の補強メカニズムを考察し、補強効果を道路橋示方書の評価式に反映することによって各供試体の限界状態に相当する水平変位の評価を試みた。

4. 5. 1 道路橋示方書における限界状態に相当する変位の算出方法

H29 道示¹³⁾では、RC 橋脚の限界状態 2 および限界状態 3 に相当する変位の特性値 δ_s を、式(4.5.1)により算出することが規定されている。

$$\delta_{ls} = k \cdot \left(\delta_{yE} + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p (h - L_p/2) \right) \quad (4.5.1)$$

ここに、 k : 補正係数で 1.3

δ_{yE} : 限界状態 1 に相当する水平変位の特性値 (mm)

ϕ_{ls} : 橋脚基部断面における限界状態 2 または限界状態 3 に達するときの曲率 (1/mm)
最外縁の軸方向鉄筋位置において、コンクリートの限界圧縮ひずみまたは軸方向鉄筋が限界状態に応じた引張ひずみ ε_{st} (式(4.5.2)) に到達するときの曲率

ϕ_y : 橋脚基部断面における限界状態 1 に達するときの曲率 (1/mm)

L_p : 塑性ヒンジ長で式(4.5.3)より算出する

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力作用位置までの距離 (mm)

$$\varepsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{c0}^{0.22} \quad (4.5.2)$$

ここに、 C : 限界状態 2 の場合 0.025, 限界状態 3 の場合 0.035

ϕ : 軸方向鉄筋の直径 (mm)

$$L_p = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi \quad \text{ただし, } L_p \leq 0.15h \quad (4.5.3)$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²) で、式(4.5.4)により算出する

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{c0} \quad (4.5.4)$$

β_s : 帯鉄筋の拘束を表すばね定数 (N/mm²) で式(4.5.5)により算出する

$$\beta_s = \frac{384 E_0 I_h}{n_s d^3 s} \quad (4.5.5)$$

- E_0 : 帯鉄筋の弾性係数 (N/mm²)
 I_h : 帯鉄筋の断面二次モーメント(mm⁴)
 d' : 塑性ヒンジ長を算出するための帯鉄筋の有効長(mm)
 n_s : 塑性ヒンジ長を算出するための帯鉄筋の有効長 d が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数
 s : 帯鉄筋の配置間隔 (mm)
 β_{c_0} : かぶりの拘束を表すばね定数 (N/mm²) で式(4.5.6)により算出する
 $\beta_{c_0} = 0.01c_0$ (4.5.6)
 c_0 : 軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離 (mm)

4. 5. 2 本工法における補強部の拘束効果について

式(4.5.1)～式(4.5.6)は、通常の RC 橋脚を対象とした評価式であるため、これらの評価式を本工法に適用するためには、本工法で補強された RC 橋脚の特性を評価式に適切に反映する必要がある。

本工法で補強された RC 橋脚と通常の RC 橋脚との構造的な違いは、かぶりの強度とひび割れ誘発目地の存在である。このうち、かぶりの強度は、軸方向鉄筋のはらみ出しに対するかぶりの拘束効果に影響を及ぼすと推察される。しかしながら、道路橋示方書では、かぶりの強度が拘束効果に及ぼす影響は直接考慮されておらず、かぶりの拘束効果は、式(4.5.6)に示すように、かぶり厚さに係数を乗じたばね定数 β_{c_0} として評価されている。一方で、式(4.5.6)は、通常の RC 橋脚に対して適用性が確認されたものであり、かぶりが高強度材料である場合の拘束効果を表すばね定数は、式(4.5.6)で算出される値よりも大きくなると想定される。

そこで本検討では、補強部の拘束効果を表すばね定数 β_{c_0} を既往の研究^{16),18)}に基づいて算出し、式(4.5.1)～式(4.5.6)から求められる限界状態に相当する変位と実験結果を比較することで、評価方法の妥当性を検証した。補強部の拘束効果を表すばね定数 β_{c_0} として、以下の3つモデルを設定した。

(1) 既往の研究で示された UFC の拘束効果に準じてばね定数を算出

既往の研究¹⁸⁾では、かぶりに UFC を用いた際のかぶりの拘束効果が検討されている。これによると、式(4.5.6)における β_{c_0} の係数 0.01 を 3~4 倍にすることで、軸方向鉄筋のはらみ出しに対する UFC の拘束効果を適切に評価できることが示されている。本モデルでは、UFC と超高強度繊維補強モルタルの拘束効果は同様と仮定し、式(4.5.7)に示すように同係数を 0.04 としたばね定数 β_{c_0}' を採用する。

$$\beta_{c_0}' = 0.04c_0 \quad (4.5.7)$$

(2) 補強部を単純ばりおよび両端固定ばりとしてモデル化してばね定数を算出

土木研究所資料第 4257 号¹⁶⁾では、かぶりをスパンが帯鉄筋の有効長 d 、断面高さが帯鉄筋の間隔

s 、厚さが軸方向鉄筋の純かぶり c_0 の単純ばりと考え、この単純ばりが軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束するとしたモデルが示されている。しかし、かぶりが通常のコンクリートの場合、かぶりが剥落しながら軸方向鉄筋のはらみ出すため、限界状態を迎えた時点では実際のかぶりの状況とこのモデルが一致していないことから、かぶりの拘束効果を過大に評価する可能性があることが指摘されている。一方、補強供試体の実験結果から、限界状態 2 の時点でも超高強度繊維補強モルタルが剥落せず、軸方向鉄筋を十分に拘束している状況が確認されていることから、本工法で補強した RC 橋脚では補強部を単純ばりとしたモデルを適用できる可能性がある。

また、補強供試体の損傷過程をみると、限界状態 2 に到達するまでは補強部の損傷は軽微であり、補強部と帯鉄筋が一体となって軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束していると考えられる。この場合、式(4.5.5)に示すような帯鉄筋の拘束効果に準じて、補強部の拘束効果をモデル化できる可能性がある。式(4.5.5)は、帯鉄筋が両端固定ばりとして軸方向鉄筋を拘束するとしたモデルに基づいていることから、補強部が両端固定ばりとして軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束するモデルについても検討に加えた。

以上より、補強部を単純ばりとした場合のばね定数 β_{ufc} と、補強部を両端固定ばりとした場合のばね定数 β_{ufc}' のそれぞれのばね定数を、図-4.5.1 に示す模式図を参考に、以下の式(4.5.8)および式(4.5.9)により算出することとした。

$$\beta_{ufc} = \frac{384E_c I_c}{5nd^3s} \quad (4.5.8)$$

$$\beta_{ufc}' = \frac{384E_c I_c}{nd^3s} \quad (4.5.9)$$

- ここに、 β_{ufc} : 補強部を単純ばりとした場合の補強部の拘束を表すばね定数 (N/mm²)
 β_{ufc}' : 補強部を両端固定ばりとした場合の補強部の拘束を表すばね定数 (N/mm²)
 E_c : 補強部の弾性係数 (N/mm²)
 I_c : 補強部の断面 2 次モーメント (mm⁴)
 n : 帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮軸方向鉄筋の本数
 d : 帯鉄筋の有効長 (mm)
 s : 帯鉄筋の間隔 (mm)

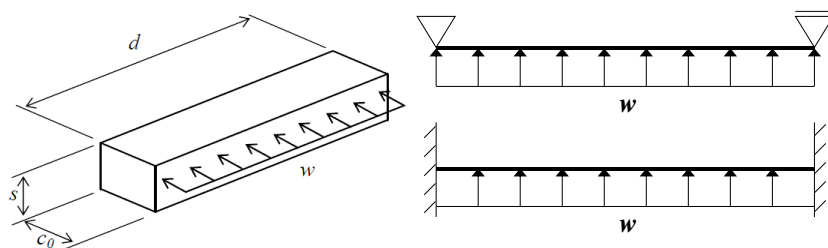


図-4.5.1 補強部をはりとしたモデル (右上：単純ばり，右下：両端固定ばり)

4. 5. 3 限界状態に相当する水平変位の算出方法

かぶりの軸方向鉄筋の拘束効果を表すばね定数を前述の手法に基づいてそれぞれ算出し、それ以外については、各供試体の諸元に応じて式(4.5.1)～式(4.5.6)および H29 道示¹³⁾に従って限界状態に相当する水平変位を算出した。ここで、限界状態 1 に相当する水平変位 δ_{yE} や各限界状態に相当する鉄筋引張ひずみに到達する際の曲率 ϕ_s は、ファイバーモデル解析の結果を用いることとした。解析モデルは、断面を 100 分割、供試体高さ方向に要素を 50 分割したファイバーモデルとし、各種材料には材料試験で得られた結果を反映した応力-ひずみ関係を適用した。なお、No.2 および No.3 の超高強度繊維補強モルタルについては、ひび割れ誘発目地が設置されていることから、引張強度を 0N/mm²とした。また、No.2 および No.3 では、限界状態を迎えた時点において、柱基部の補強部が健全性を保持していたことから、圧縮側のかぶりを考慮したモデルとした。

4. 5. 4 限界状態に相当する水平変位の算出結果

表-4.5.1 に、かぶりの拘束効果を表す各ばね定数から算出した塑性ヒンジ長の算出結果を示す。表-4.5.2 には、同様に算出した限界状態 2 および 3 に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみを示す。塑性ヒンジ長の算出結果を見ると、式(4.5.3)から分かるようにばね定数が大きくなるほど塑性ヒンジ長が小さくなる傾向がみられる。そのため、No.2 および No.3 において、ばね定数として β_{ufc}' を用いた場合、塑性ヒンジ長の計算値は実験結果を大きく下回る結果となった。

表-4.5.1 塑性ヒンジ長算出結果

実験ケース	かぶりのばね定数		塑性ヒンジ長 計算値(mm)	塑性ヒンジ長 実験結果(mm)
	ばねのモデル	ばね定数(N/mm ³)		
No.1	0.01C ₀	0.435	360	250
No.2	0.04C ₀	1.74	266	280
	β_{ufc}	1.22	299	
	β_{ufc}'	6.09	175	
No.3	0.04C ₀	1.66	337	360
	β_{ufc}	0.92	360	
	β_{ufc}'	4.58	240	

表-4.5.2 限界状態に相当する鉄筋引張ひずみの算出結果

実験ケース	かぶりのばね定数		限界状態 2 に相当する 鉄筋引張ひずみ $\epsilon_{st2}(\mu)$	限界状態 3 に相当する 鉄筋引張ひずみ $\epsilon_{st3}(\mu)$
	ばねのモデル	ばね定数(N/mm ³)		
No.1	0.01C ₀	0.435	10478	14669
No.2	0.04C ₀	1.74	13580	19012
	β_{ufc}	1.22	12781	17893
	β_{ufc}'	6.09	16804	23526
No.3	0.04C ₀	1.66	13082	18315
	β_{ufc}	0.92	11668	16338
	β_{ufc}'	4.58	15618	21865

以上の結果をもとに、各供試体の限界状態に相当する変位を算出した結果を表-4.5.3～表-4.5.5に示す。また、各供試体の計算結果には、実験結果と計算結果との比率を併せて示す。No.1では、実験結果と計算結果には5~10mm程度の乖離があったが、実験結果と計算結果の比率は限界状態2では0.75、限界状態3では0.86であり、実験結果を計算結果が安全側に評価できていると言える。一方で、No.2およびNo.3では、実験結果と計算結果には20~30mm程度の乖離があり、その比率は0.5~0.65程度であることから、No.1に比べて計算結果が実験結果を過小に評価していると言える。また、かぶりのばね定数の大きさを変更しても、計算結果への影響はわずかであった。これは、式(4.5.1)および表-4.5.1に示すとおり、ばね定数を大きくすることで補強供試体の塑性ヒンジ長を過少に評価してしまい、ばね定数が限界状態に到達するときの曲率 ϕ_s に及ぼす影響を相殺してしまうためである。

以上より、かぶりの拘束効果を表すばね定数の大きさだけを変更しても、本工法で補強されたRC橋脚の変形性能を適切に評価することはできなかった。これは、補強供試体の塑性ヒンジ長を評価する際に用いたばね定数の設定が適当でなく、塑性ヒンジ長を適切に評価できなかったことが原因と考えられる。本工法で補強されたRC橋脚の変形性能を適切に評価するためには、塑性ヒンジ長を適切に評価しつつ、軸方向鋼材のはらみ出しに対する拘束効果も表現できるかぶりのばね定数を設定することが必要であると考えられる。

表-4.5.3 No.1の限界状態に相当する変位の実験結果と計算結果

	実験結果	計算結果
限界状態2変位(mm)	39.9	29.9 (0.75)
限界状態3変位(mm)	45.6	39.1 (0.86)

表-4.5.4 No.2の限界状態に相当する変位の実験結果と計算結果

	実験結果	計算結果		
		$0.04C_0$	β_{ufc}	β_{ufc}'
限界状態2変位(mm)	56.7	29.0 (0.51)	28.9 (0.51)	25.7 (0.45)
限界状態3変位(mm)	63.0	37.4 (0.59)	37.4 (0.59)	32.5 (0.52)

表-4.5.5 No.3の限界状態に相当する変位の実験結果と計算結果

	実験結果	計算結果		
		$0.04C_0$	β_{ufc}	β_{ufc}'
限界状態2変位(mm)	53.0	32.4 (0.61)	32.2 (0.61)	31.6 (0.50)
限界状態3変位(mm)	63.6	41.6 (0.65)	41.6 (0.65)	40.2 (0.63)

4. 5. 5 かぶりの拘束効果を表すばね定数に関する考察

前述のとおり、かぶりの拘束効果を表すばね定数を変更することで、本工法で補強された RC 橋脚の変形性能の評価を試みたが、実験結果を適切に評価することができなかった。この原因としては、表-4.5.1 に示すように、ばね定数を変更した場合の塑性ヒンジ長の計算値が実験結果を適切に評価できていない可能性が考えられる。そこで、No.1 および No.2 の限界状態前後のかぶりの損傷状態を詳細に確認し、ばね定数の設定方法について検討を行った。

図-4.5.2 に、両供試体においてかぶりのはらみ出しが顕著な位置で計測した帯鉄筋ひずみとコンクリート水平ひずみについて、各载荷サイクルでの最大値を示す。表-4.5.6 には、No.1 および No.2 の限界状態 2, 3 の前後におけるかぶりの損傷状態を示す。限界状態 2 に到達する直前の段階では、両供試体ともに顕著な損傷は目視では確認されなかった。しかし、図-4.5.2 より、No.1 では限界状態 2 の直前でコンクリートひずみが急増し、帯鉄筋ひずみもこれに追従するように増加していることが分かる。これに対して No.2 では、限界状態 2 の直前において補強部の水平ひずみが増加する兆候が見られるものの帯鉄筋ひずみには変化が無く、両者が軸方向鉄筋の座屈に対して十分な拘束効果を発揮していたことが推察される。一方、終局段階では、両供試体ともにかぶりが大きく剥落し、前述のとおり、軸方向鉄筋の座屈長およびその長さから評価される塑性ヒンジ長は補強の有無に関わらず同様であった。これは、本工法で補強された供試体にはひび割れ誘発目地が設けられているため、軸方向鉄筋が塑性する領域や終局時におけるかぶりの損傷状態が両供試体で同様であったためと考えられる。

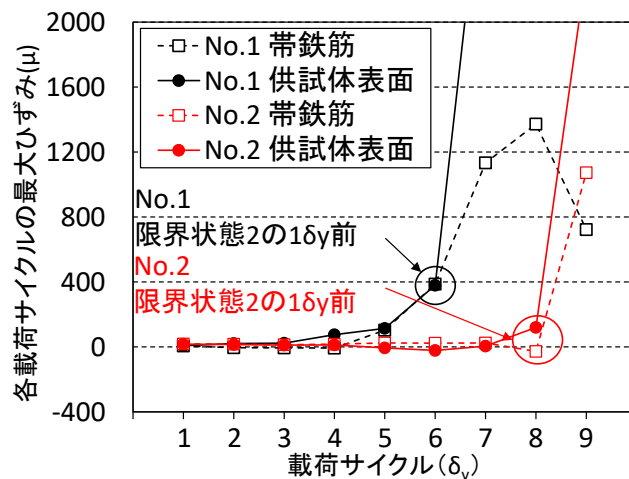
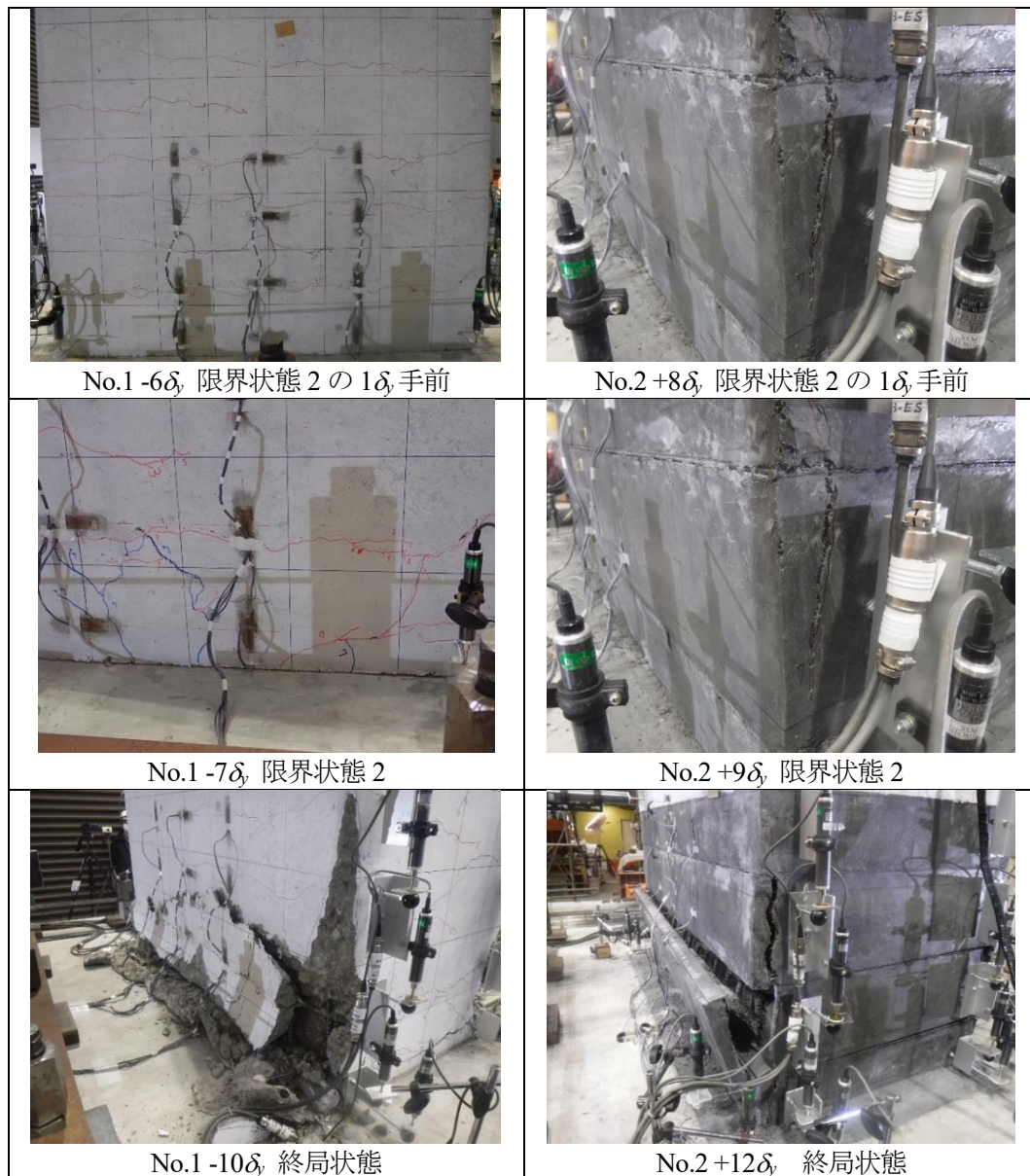


図-4.5.2 軸方向鉄筋はらみ出し位置における帯鉄筋とコンクリートのひずみ

表-4.5.6 No.1, No.2 の圧縮側かぶりの損傷過程



以上より、限界状態に到達する直前の段階では、かぶりが損傷してその拘束効果が喪失した No.1 と、かぶりが健全で拘束効果が喪失していない No.2 では、鉄筋はらみ出しに対するかぶりの抵抗機構が異なる。これに対し、限界状態3以降では、補強の有無に関わらず、かぶりが大きく損傷して座屈した軸方向鉄筋が同じようにはらみ出すことから、その長さから評価される塑性ヒンジ長も同様となる。そこで、塑性ヒンジ長と限界状態に相当する引張鉄筋ひずみの算定に用いるかぶりのばね定数を、実験における限界状態2に至る直前と限界状態3以降の各段階におけるかぶりの損傷状態を参考にして個別に設定した上で、No.2 および No.3 の変形性能を評価することを試みた。

限界状態に相当する引張ひずみの算定に用いるばね定数としては、前述の3つのケースを採用する。塑性ヒンジ長の算定に用いるばね定数としては、軸方向鉄筋の座屈が顕著になった後の補強部

の抵抗力は通常の RC 橋脚のかぶりと同等であると想定し、式(4.5.6)と同様に $\beta_{C0}=0.01C_0$ とした。

表-4.5.7 に、各ばね定数から算出した No.2 および No.3 の塑性ヒンジ長と限界状態に相当する鉄筋引張ひずみを示す。表-4.5.8 および表-4.5.9 には、No.2 と No.3 の各限界状態に相当する水平変位の計算結果を示す。表中には、塑性ヒンジ長と限界状態に相当する鉄筋引張ひずみの算定に同一のばね定数を用いて変形性能を評価した表-4.5.4 および表-4.5.5 に示す結果を併記し、表中の括弧内に実験結果と計算結果との比率を示す。塑性ヒンジ長と限界状態に相当する鉄筋引張ひずみの算出に用いるばね定数を個別に設定することで、変形性能の評価精度が向上し、ばね定数を β_{ufc} とした場合が実験結果を最も精度良く評価できていることが分かる。ばね定数を β_{ufc} とした場合の実験結果と計算値の比率は、No.2 では 0.78~0.94, No.3 では 0.80~0.87 であり、No.1 における実験結果と計算値の比率 0.75~0.86 と概ね一致していることから、当手法によって No.2 および No.3 の変形性能を No.1 と同等の精度で評価できていると言える。

以上より、塑性ヒンジ長を通常の RC 橋脚と同様に設定した上で、限界状態に相当する鉄筋引張ひずみを、かぶりを両端固定ばりとしてモデル化したばね定数を用いて算定することで、本工法で補強された RC 橋脚の変形性能を評価できる可能性が得られた。

表-4.5.7 塑性ヒンジ長と限界状態に相当する鉄筋引張ひずみ

実験 ケース	塑性ヒンジ長の算出			限界状態に相当する鉄筋引張ひずみの算出		
	ばね定数	計算値(mm)	実験結果(mm)	ばね定数	$\varepsilon_{st2}(\mu)$	$\varepsilon_{st3}(\mu)$
No.2	0.01C ₀	360	280	0.04C ₀	14214	19900
				β_{ufc}	13142	18399
				β_{ufc}'	18726	26216
No.3	0.01C ₀	360	360	0.04C ₀	13220	18507
				β_{ufc}	11668	16336
				β_{ufc}'	16626	23276

表-4.5.8 No.2 の限界状態に相当する変位の実験結果と計算結果

	実験結果	ばね定数の 設定方法	計算結果		
			0.04C ₀	β_{ufc}	β_{ufc}'
限界状態 2 変位(mm)	56.7	同一のばね定数	29.0 (0.51)	28.9 (0.51)	25.7 (0.45)
		個別にばね定数を設定	35.2 (0.62)	33.0 (0.58)	44.2 (0.78)
限界状態 3 変位(mm)	63.0	同一のばね定数	37.4 (0.59)	37.4 (0.59)	32.5 (0.52)
		個別にばね定数を設定	46.5 (0.74)	43.5 (0.69)	59.0 (0.94)

表-4.5.9 No.3 の限界状態に相当する変位の実験結果と計算結果

	実験結果	ばね定数の 設定方法	計算結果		
			0.04C ₀	β_{ufc}	β_{ufc}'
限界状態 2 変位(mm)	53.0	同一のばね定数	32.4 (0.61)	32.2 (0.61)	31.6 (0.50)
		個別にばね定数を設定	35.4 (0.67)	32.2 (0.61)	42.3 (0.80)
限界状態 3 変位(mm)	63.6	同一のばね定数	41.6 (0.65)	41.6 (0.65)	40.2 (0.63)
		個別にばね定数を設定	46.0 (0.72)	41.6 (0.65)	55.6 (0.87)

4. 5. 6 限界状態 2 までの帯鉄筋と補強部の挙動

No.3 では、各載荷段階における帯鉄筋と補強部の軸方向鉄筋の座屈に対する拘束効果を検証するため、図-4.5.3 に示すように軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となる位置の帯鉄筋と補強部の表面にひずみゲージを設置している。これらのひずみゲージから得られた帯鉄筋と補強部の水平ひずみ分布に基づき、軸方向鉄筋のはらみ出しに対する帯鉄筋と補強部の挙動を検証した。

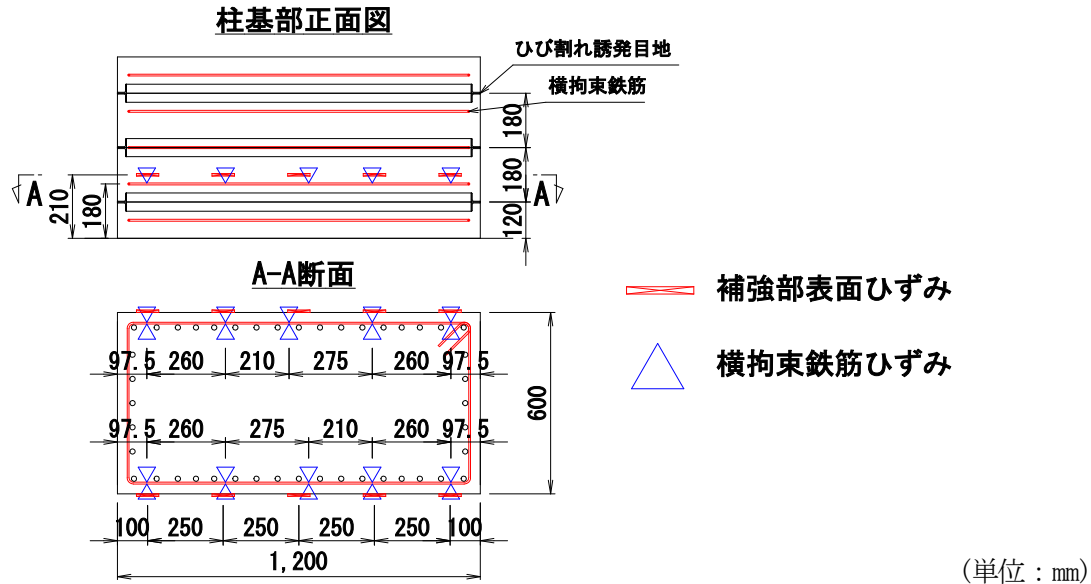
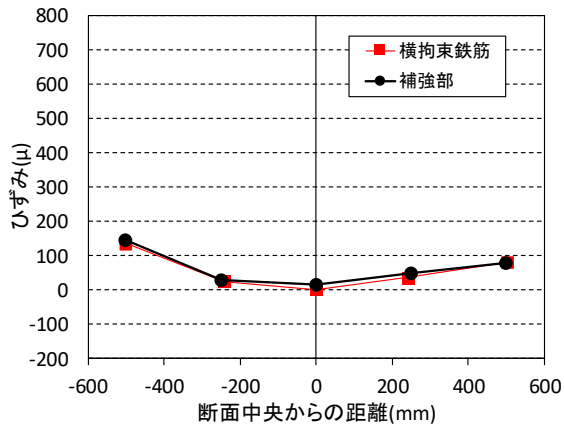


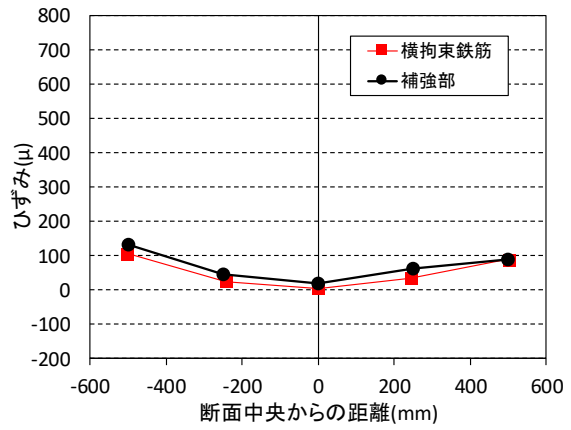
図-4.5.3 帯鉄筋と補強部のひずみ分布を計測するためのひずみゲージ位置 (No.3)

図-4.5.4 に、No.3 の各載荷ステップの 1 回目の負側載荷時に、圧縮側となる帯鉄筋と補強部で計測された水平ひずみ分布を示す。-2 δ_y までの結果を見ると、帯鉄筋と補強部のひずみ分布とひずみの絶対値はほぼ一致していた。-3 δ_y の時点において、帯鉄筋と補強部ともに断面端部のひずみが増加し、帯鉄筋と補強部が軸方向鉄筋のはらみ出しの影響を受け始めていることが分かる。ひずみの分布形状を見ると、帯鉄筋と補強部は同様の形状を示しており、補強部と帯鉄筋が一体となって軸方向鉄筋を拘束していたと考えられる。-4 ~ -5 δ_y においては、補強部と帯鉄筋のひずみ分布に差が生じていることが分かる。これは、限界状態 2 付近で補強部の表面にひび割れが生じることで、曲げ応力が解放された箇所があったためと推察される。しかし、ひずみの分布形状については、-3 δ_y の時点までと同様であり、断面端部のひずみが増加する傾向が確認される。このことは、限界状態 2 付近で補強部にひび割れが生じても、超高強度繊維補強モルタルの高い曲げ靱性によって直ちに補強部の拘束効果が喪失することなく、帯鉄筋と一体となって軸方向鉄筋を拘束していたことを示唆するものである。

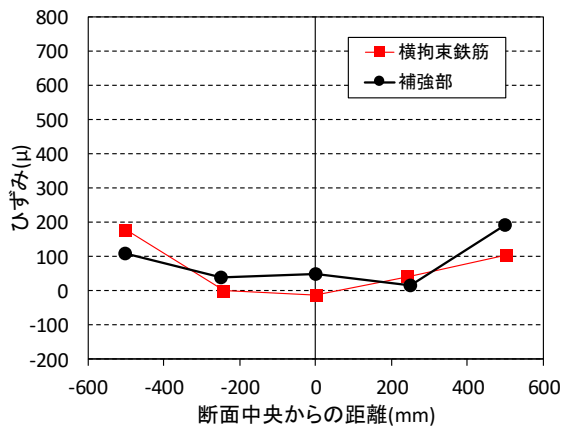
以上より、本工法による補強部は、限界状態 2 の時点においても帯鉄筋と一体となって軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束しており、帯鉄筋と同様に補強部を両端固定ばりとしてモデル化することが妥当であると考えられる。



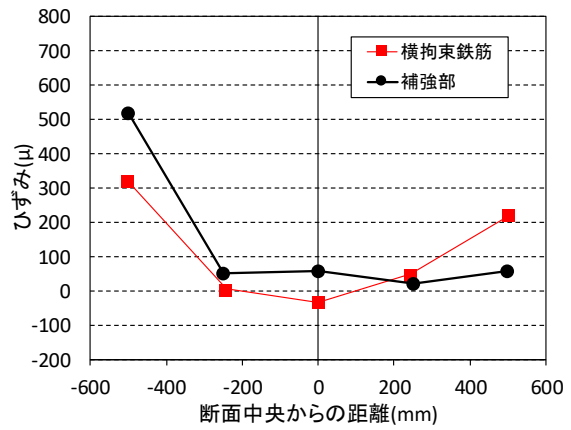
(a) $-1\delta_y$



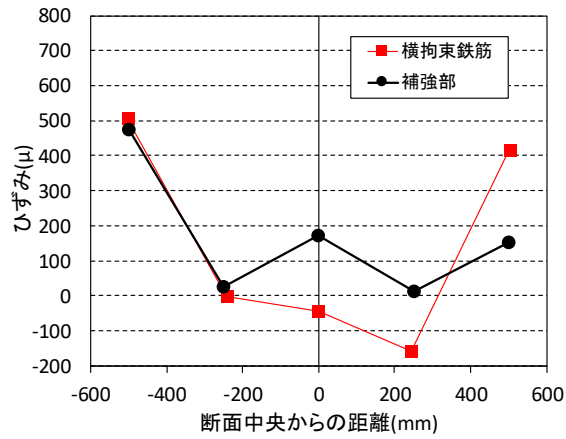
(b) $-2\delta_y$



(c) $-3\delta_y$



(d) $-4\delta_y$



(e) $-5\delta_y$

図-4.5.4 帯鉄筋と補強部の水平ひずみ分布（負側載荷の圧縮側の結果）

4. 5. 7 座屈塑性解析によるばね定数がはらみ出し長に及ぼす影響に関する検討

これまでの検討で、限界状態に相当する鉄筋引張りずみを算定する補強部のばね定数と、塑性ヒンジ長を算定するばね定数をそれぞれ個別に設定することで、本工法で補強された RC 橋脚の変形性能を H29 道示¹³⁾の手法に基づいて評価できる可能性が得られた。また、限界状態を評価する際に用いる補強部のばね定数については、前述のとおり、補強部を両端固定ばりとしてモデル化することが妥当であることを示した。一方で、塑性ヒンジ長を算定するばね定数については、補強供試体の終局時のかぶりの損傷状態より、通常の RC 柱部材と同じ値を設定しているが、その妥当性については検討の余地があると言える。

既往の研究^{15),16),17),20)}では、正負交番载荷を受ける RC 橋脚を対象として、軸方向鉄筋に対して幾何学的非線形性を考慮した塑性座屈解析を実施し、帯鉄筋やかぶりの軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗特性のモデル化や、塑性ヒンジ長の評価を行っており、これらの結果に基づき、現在の道示における限界状態の評価手法が確立されている。そこで、本研究においても、これらの手法を参考にして塑性座屈解析を実施し、補強部の抵抗特性が軸方向鉄筋のはらみ出し長に及ぼす影響について検討し、前述のばね定数の設定方法の妥当性について検証した。

(1) 解析概要

既往の研究と同様の手法により、軸方向鉄筋に対して幾何学的非線形性を考慮した塑性座屈解析を実施した。図-4.5.5 にモデル化の概要を示す。解析モデルは、塑性化する領域の軸方向鉄筋をファイバー要素でモデル化し、帯鉄筋、かぶり、コアコンクリートは、各抵抗特性を表すばね要素としてモデル化した。

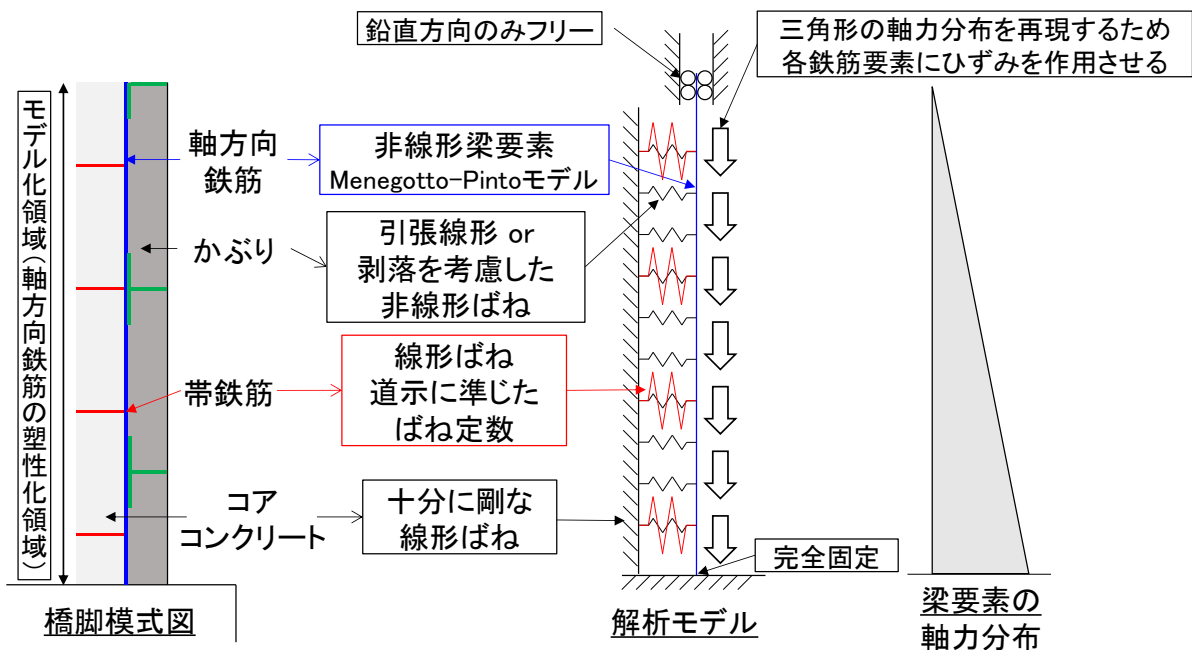


図-4.5.5 軸方向鉄筋の塑性座屈解析モデルの概要

1) 解析対象

解析の対象は、本実験における No.1～No.3 とし、各供試体のかぶりに後述のばね定数を設定することで、解析を行った。

2) 解析手法

幾何学的非線形性を考慮したファイバーモデル解析により、鉄筋の塑性座屈解析を行った。

3) モデル化領域

塑性化領域の高さ h_y を式(4.5.10)で求め、それに近似する帯鉄筋間隔の整数倍とした。

$$h_y = \frac{(1-M_{y0}/M_{max})}{h} \quad (4.5.10)$$

ここに、 M_{y0} : 各供試体の初降伏曲げモーメント実験結果 (N・mm)

M_{max} : 各供試体の最大曲げモーメント実験結果 (N・mm)

h : 載荷点高さ(mm)

4) 軸方向鉄筋のモデル化

応力-ひずみ関係は、Menegotto-Pinto モデルを用いた。軸方向鉄筋の降伏後剛性はゼロとした。軸方向鉄筋の高さ方向の要素分割は 5mm とした。

5) 帯鉄筋のモデル化

帯鉄筋は、軸方向鉄筋のはらみ出しに対して抵抗する両端固定ばりとしてモデル化した。帯鉄筋の配置位置に 1 本ずつばねを配置し、帯鉄筋 1 段あたりのばね定数 K_s は、式(4.5.5)に準拠した次式により算出した。

$$K_s = \frac{384E_0I_h}{nd^3} \quad (4.5.11)$$

6) かぶりのモデル化

かぶりのばね定数には、以下の3種類を設定した。

○ばね定数①

浅津ら^{15),17)}が提案する線形ばね K_{c1} とし、次式により算出する。

$$K_{c1} = k_0 \cdot c_0 \cdot s \quad (4.5.12)$$

ここに、 k_0 : かぶりのばね算出係数であり、 $0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とする

c_0 : 軸方向鉄筋の純かぶり (mm)

s : 軸方向鉄筋の要素長(mm)

○ばね定数②

かぶりによる拘束効果が増加することを想定し、**図-4.5.6**に示すようなばねの変形量に応じてばね定数が増加する非線形ばねを用いた。すなわち、ばねに作用する荷重が補強部の剥落荷重 P_c に到達するまでは、ばね定数 K_{c2} で軸方向鉄筋のはらみ出しに抵抗し、 P_c に到達した後は、ばねの変位が後述の限界状態3相当時の変位 x_{st3} に到達するまで見かけのばね定数 K' を漸減させ、以降は通常のかぶりと同じ K_{c1} をばね定数とするモデルとした。ばね定数 K_{c2} は、かぶりが両端固定ばりとして軸方向鉄筋のはらみ出しに抵抗するとしてモデル化した式(4.5.9)を基にした式(4.5.13)により算出した。剥落荷重 P_c は、両端固定ばりの引張応力度が超高強度繊維補強モルタルの引張強度 σ_{ck} に到達する時点の荷重とし、式(4.5.14)により算出した。なお、本実験では σ_{ck} を直接求めていないため、超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)²¹⁾を参考にした式(4.5.15)に材料試験結果で得られた曲げ強度 σ_b を代入することで σ_{ck} を算出した。

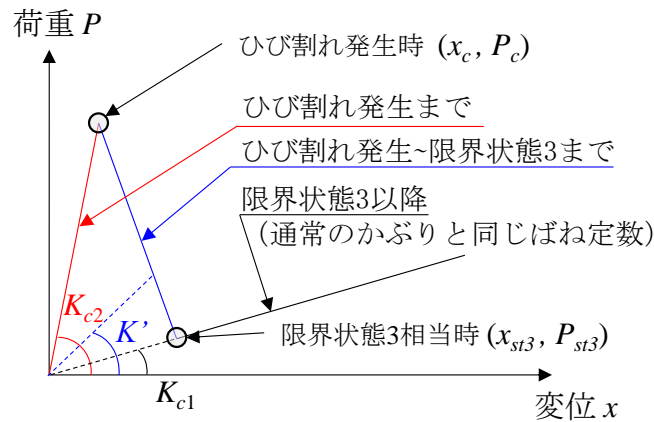


図-4.5.6 ばね定数②の荷重と変位の関係

$$K_{c2} = \frac{384E_c I_c}{nd^3} \quad (4.5.13)$$

$$P_c = \frac{24I_c \sigma_{ck}}{ndc_0} \quad (4.5.14)$$

$$\sigma_{ck} = \frac{\sigma_b - 1.54}{2.59} \quad (4.5.15)$$

ここに、 σ_b : 超高強度繊維補強モルタルの曲げ強度の材料試験結果 (N/mm²)

○ばね定数③

ばね定数の大きさは、ばね定数②と同様とし、剥落を考慮しない線形バネとした。

7) コアコンクリートのモデル化

軸方向鉄筋の断面内部への変形を拘束する剛なばねとし、各鉄筋要素に配置した。

8) 荷重方法

正負交番荷重の過程で座屈が生じることを踏まえ、軸方向鉄筋に対して引張を作用させた後に圧縮荷重を行った。ここでは、かぶりに超高強度繊維補強モルタルを用いた場合に、限界状態 2 の前後でかぶりのばね定数を変化させるモデルの妥当性を検証するため、前述の実験における限界状態 2 の荷重サイクルを模擬した以下の荷重ステップを設定した。

まず、既往の研究^{14),15)}を参考に、軸方向鉄筋要素の引張ひずみが、解析モデルの上端で降伏ひずみ、下端で限界状態 2 に相当する引張ひずみ ε_{st2} となる直線分布となるように、軸方向鉄筋要素の節点に鉛直上向きの変位を与えた。 ε_{st2} は、実験供試体 No.1~No.3 のそれぞれに対し、実験時における軸方向鉄筋のフーチングからの抜出し分を控除した荷重点変位を制御変位とするファイバーモデルによる再現解析を行い、限界状態 2 に相当する変位に到達した時点における解析モデルの基部の鉄筋引張ひずみ ε_{st2_fib} から設定した。No.2 を対象とした再現解析の結果を一例として図-4.5.7 に示す。解析モデルは既往の研究²²⁾を参考に設定し、基部の要素長さは、各供試体の塑性ヒンジ長の実験結果とした。なお、再現解析で得られる ε_{st2_fib} は、基部の要素の平均ひずみであることから、塑性座屈解析における ε_{st2} は、再現解析の基部の要素と同じ区間の平均引張ひずみが ε_{st2_fib} と一致する値として設定した。

次に、軸方向鉄筋に作用する荷重がゼロとなるまで除荷した後に、図-4.5.5 に示すとおり、軸方向鉄筋に三角形分布の圧縮軸力が作用するように鉄筋要素の圧縮ひずみを漸増させた。本解析では、限界状態 2 および 3 を次のように定義し、限界状態 3 に到達するまで荷重を行った。限界状態 2 は、再現解析の基部の要素と同じ区間の軸方向鉄筋の平均圧縮応力が、同解析の限界状態 2 に相当する荷重サイクルにおいて、軸方向鉄筋がかぶりを押し出す力が最大となる時に同鉄筋

に生じていた圧縮応力と一致する時点とした。軸方向鉄筋がかぶりを押し出す力は、既往の研究²²⁾に基づき、再現解析の基部の要素で得られる軸方向鉄筋の曲率と応力から算出した。図-4.5.8に、No.2を対象として限界状態2相当時の軸方向鉄筋の圧縮応力を求めた例を示す。限界状態3は、塑性座屈解析における帯鉄筋のばねに作用する力が、実験における限界状態3の時点の帯鉄筋のひずみから算出されたはらみ出し力に到達した時点とした。なお、同時点で帯鉄筋のばねに発生する変位 x_{st3} を基に、図-4.5.6に示す補強部のばね定数を設定している。

軸方向鉄筋にはらみ出しを生じさせるため、解析モデルの中央の水平変位が解析モデル長の 10^{-5} 倍となるような放物線分布の初期不整を与えた上で、解析を行った。

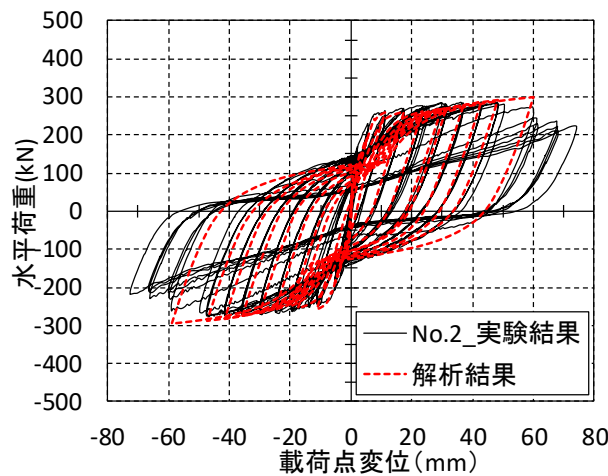


図-4.5.7 再現解析の結果 (No.2 の解析例)

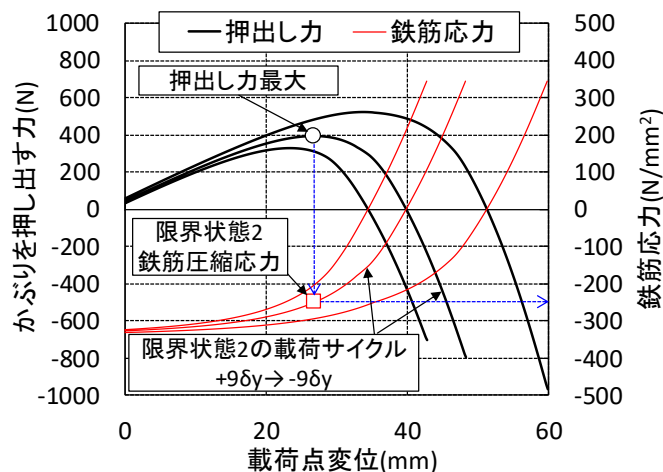


図-4.5.8 限界状態2相当時の軸方向鉄筋圧縮応力の算出 (No.2 の算出例)

9) はらみ出し長の定義

はらみ出し長は、はらみ出し量が0の点からはらみ出し量が最大となる点までの高さの2倍として評価した。

(2) 解析ケース

表-4.5.10 に解析ケースの一覧を示す。かぶりの剥落を考慮する No.2-2 は、実験での限界状態 3 以降の補強部の損傷過程を想定したケースである。かぶりの剥落を考慮しない No.2-3 は、終局時においても、補強部が健全性を維持して軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束していたと仮定したケースである。No.3 のかぶりのばね定数を通常の RC と同様とした No.3-1 は、実験を実施していない軸方向鉄筋比 1.2% の無補強供試体を想定したケースである。No.3-1 と No.3-2 の結果と比較することで、軸方向鉄筋比 1.2% における補強の有無がはらみ出し長に及ぼす影響を検討する。

表-4.5.10 解析ケース

解析ケース	解析対象の供試体	かぶりのばねの種類
No.1-1	No.1	ばね定数① $K_{c1}=0.01 \cdot c_0 \cdot s$
No.2-2	No.2	ばね定数② $K_{c2}=384EcIc/nd^3$ 剥落考慮
No.2-3	No.2	ばね定数③ $K_{c3}=384EcIc/nd^3$ 剥落非考慮
No.3-1	No.3	ばね定数① $K_{c1}=0.01 \cdot c_0 \cdot s$
No.3-2	No.3	ばね定数② $K_{c2}=384EcIc/nd^3$ 剥落考慮

(3) 解析の各種諸元

表-4.5.11 に、式 (4.5.10) で算出される各解析ケースにおけるモデル化領域を示す。表-4.5.12 には、各解析ケースで用いた帯鉄筋とコアコンクリートの線形ばね定数を示し、表-4.5.13 には、かぶりのばね定数および剥落荷重を示す。

表-4.5.11 モデル化領域

解析ケース	初降伏 M_{y0} (kN・m)	最大 M_{max} (kN・m)	帯鉄筋間隔 (mm)	h_y (mm)	モデル長 (mm)
No.1-1	539.4	667.2	120	459.7	480 (120×4)
No.2-2, No.2-3	542	689.5		513.5	
No.3-1	-	-		-	
No.3-2	819.8	1016.6		464.6	

表-4.5.12 帯鉄筋とコアコンクリートの線形ばね定数

解析ケース	帯鉄筋(N/mm)	コアコンクリート (N/mm)
No.1-1	0.32	1.0×10^4
No.2-2		
No.2-3		
No.3-1	0.27	
No.3-2		

表-4.5.13 かぶりのばね定数と剥落荷重

解析ケース	ばね定数 (N/mm)	剥落荷重 (N)
No.1-1	2.2	—
No.2-2	32.5	8.6
No.2-3	32.5	—
No.3-1	2.1	—
No.3-2	25.1	9.4

(4) 解析結果

図-4.5.9 に、軸方向鉄筋が 0.7%である、No.1-1 と No.2-2 および No.2-3 で得られた軸方向鉄筋下端の鉛直反力と上端の鉛直変位との関係を示す。鉛直変位は、引張力を除荷して荷重がゼロになった時点をゼロとしている。図中には、限界状態 2 および 3 に到達した時点をプロットしている。

No.2-2 および No.2-3 の鉛直荷重の最大値は No.1-1 よりも大きいことから、補強部の抵抗力が増加することで、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制していることが分かる。No.2-2 では、軸方向鉄筋のはらみ出しが始まると、補強部のばねに作用する力が剥落荷重に到達してばねの抵抗力が小さくなることで、軸方向鉄筋の座屈が急速に進み、鉛直荷重が小さくなった。一方、No.2-3 では、軸方向鉄筋のはらみ出した後も、一定のばね定数で補強部が軸方向鉄筋を拘束しているため、緩やかに座屈が進んだ。実験における補強部の損傷状態や、軸方向鉄筋のはらみ出しの状況を見ると、軸方向鉄筋のはらみ出しが始まってからは、補強部の損傷や軸方向鉄筋のはらみ出しは急激に進展したことから、No.2-3 よりも No.2-2 の方が実験における軸方向鉄筋の挙動を再現できていると言える。

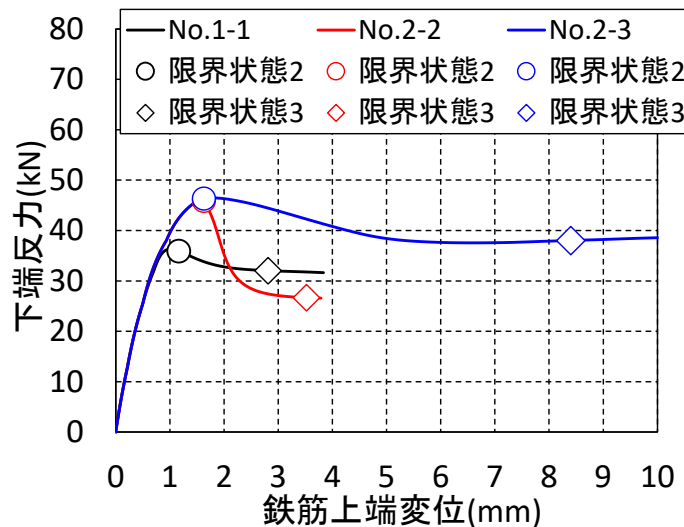


図-4.5.9 軸方向鉄筋比 0.7% 鉛直荷重と鉄筋上端鉛直変位の関係

図-4.5.10 に、図-4.5.9 の最大荷重点と限界状態 3 相当時における軸方向鉄筋の水平変位を示す。表-4.5.14 には、各ケースの軸方向鉄筋のはらみ出し長の実験結果と解析結果の一覧を示す。

No.1-1 では、限界状態 2 の時点におけるはらみ出し長は 310mm、限界状態 3 の時点では 290mm であり、ほぼ同じであった。はらみ出し長の実験結果は 250mm であることから、軸方向鉄筋のはらみ出し挙動を概ね再現できていると言える。

No.2-2 では、最大荷重点におけるはらみ出し長は 150mm であり、実験終了後に計測されたはらみ出し長よりも小さい。しかし、軸方向鉄筋のはらみ出しが始まると、補強部のばねの抵抗力が低下することではらみ出し長が大きくなり、限界状態 3 相当時のはらみ出し長は 290mm となった。実験結果と比較すると、解析は概ね実験結果を評価できており、また、No.1-1 のはらみ出し長ともほ

ば同等であった。一方で、No.2-3 では、最大荷重時および限界状態 3 相当時の双方において、はらみ出し長の解析結果は実験結果を過少に評価していた。

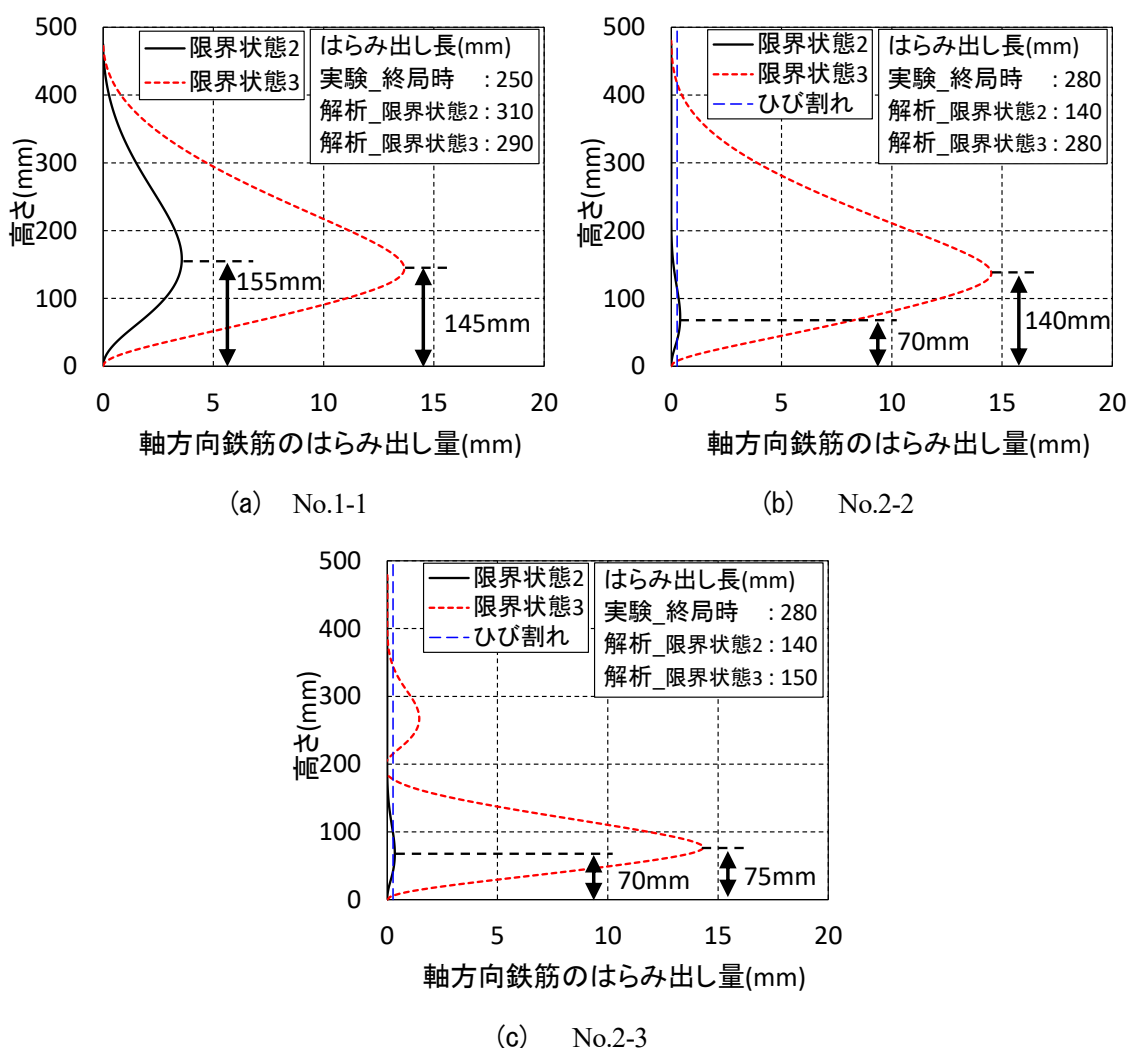


図-4.5.10 軸方向鉄筋のはらみ出し状況

表-4.5.14 軸方向鉄筋のはらみ出し長の実験結果と解析結果の一覧

解析 ケース	ばねの種類	実験結果(mm) (目視による計測結果)	解析結果(mm)	
			限界状態 2	限界状態 3
No.1-1	ばね定数①	250	310	290
No.2-2	ばね定数② 剥落考慮	280	140	280
No.2-3	ばね定数③ 剥落非考慮		140	150

図-4.5.11 に、軸方向鉄筋が 1.2%である、No.3-1 と No.3-2 で得られた軸方向鉄筋下端の鉛直反力と上端の鉛直変位との関係を示す。軸方向鉄筋の上端変位や、図中にプロットしている限界状態 3 相当時の定義は、図-4.5.9 と同様である。なお、軸方向鉄筋比 1.2%の無補強供試体の実験は実施していないため、No.3-1 の限界状態 3 に相当するはらみ出し力を算出する際に用いる帯鉄筋のひずみは、No.3 の実験結果を用いた。

図-4.5.9 と同様に、補強部のばね定数を大きくすることで、最大荷重が増加していることから、補強部の抵抗力が増加して軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制していることが分かる。No.3-2 では、軸方向鉄筋のはらみ出しに伴って補強部のばねに作用する力が剥落荷重に到達し、ばねの抵抗力が小さくなったことから、軸方向鉄筋のはらみ出しが急速に進んでいることが分かる。No.3 の実験においても、軸方向鉄筋のはらみ出しが確認されてからは、急速にはらみ出しが大きくなっていったことから、解析は実験における軸方向鉄筋のはらみ出しの挙動を再現できていると言える。

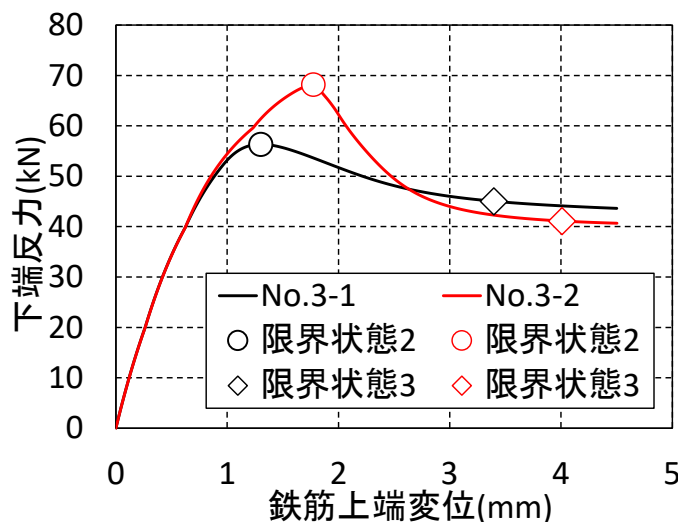


図-4.5.11 軸方向鉄筋比 1.2% 鉛直荷重と鉄筋上端鉛直変位の関係

図-4.5.12 に、図-4.5.11 の最大荷重時点と限界状態 3 相当時における軸方向鉄筋の水平変位を示す。表-4.5.15 には、各ケースの軸方向鉄筋のはらみ出し長の実験結果と解析結果の一覧を示す。

No.3-1 では、限界状態 2 および限界状態 3 の時点における軸方向鉄筋のはらみ出し長はほぼ同等であり、330~350mm 程度であった。No.3-2 のはらみ出し長は、限界状態 2 の時点では 180mm であり、実験終了時のはらみ出し長よりも小さかったが、ばねによる抵抗が低下した限界状態 3 相当時においては 320mm であり実験結果と概ね一致した。また、No.3-1 と No.3-2 の限界状態 3 相当時におけるはらみ出し長はほぼ同等であった。これらの解析結果の傾向は軸方向鉄筋比 0.7%の解析ケースと同様であった。

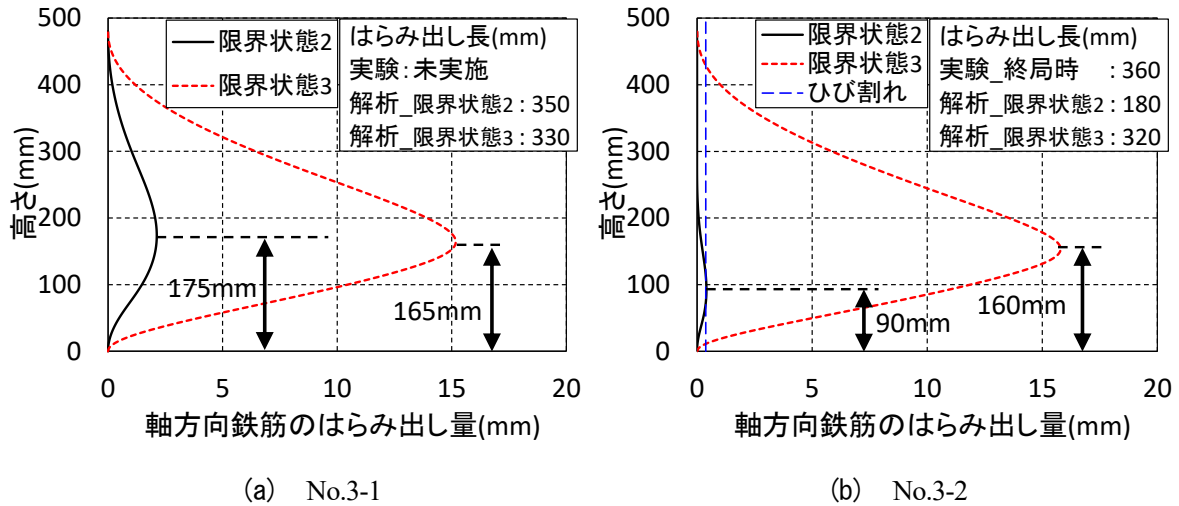


図-4.5.12 軸方向鉄筋のはらみ出し状況

表-4.5.15 軸方向鉄筋のはらみ出し長の実験結果と解析結果の一覧

解析 ケース	ばねの種類	実験結果(mm) (目視による計測結果)	解析結果(mm)	
			最大荷重	限界状態3
No.3-1	ばね定数① $Kc1=0.01 \cdot c0 \cdot s$	実験未実施	350	330
No.3-2	ばね定数② $Kc2=384EcIc/nd^3$ 剥落考慮	360	180	320

以上より、剥落荷重に達した後、ばね剛性が非線形で変化するばね定数②を用いることで、限界状態2付近における軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制する挙動と、限界状態3以降における最終的なはらみ出し長を評価できることが確認された。また、ばね定数①とばね定数②による限界状態3以降のはらみ出し長の解析結果は、ほぼ同等であることを確認した。このことから、本工法で補強されたRC橋脚の軸方向鉄筋の塑性ヒンジ長は、通常のRC橋脚と同様のばね定数を用いて評価してよいと考えられる。また、本解析におけるばね定数②は、変形性能の評価方法の際に示した、限界状態2に相当する鉄筋ひずみと塑性ヒンジ長の算出に用いるばね定数を個別に設定する手法と同様の考え方に基づいており、当手法に基づいて本工法によって補強されたRC橋脚の変形性能を評価することが妥当であることが解析的にも示された。

4. 5. 8 まとめ

本節では、本工法で補強された RC 橋脚の限界状態に相当する水平変位の評価方法の考察として、軸方向鉄筋のはらみ出しに対するかぶりコンクリートの拘束効果を表すばね定数を実験結果に基づいて設定し、道路橋示方書の手法に準拠した No.1~No.3 の限界状態に相当する水平変位の評価を試みた。本節で得られた結論を以下に示す。

- (1) かぶりの拘束効果を表すばね定数を、道路橋示方書の算定値より大きくし、道路橋示方書の手法に準拠して限界状態に相当する変位を評価したところ、ばね定数が大きくなることで塑性ヒンジ長の計算結果が小さくなるため、本工法で補強された RC 橋脚の変形性能を適切に評価することはできなかった。
- (2) 実験結果より、本工法で補強された RC 橋脚のかぶりの拘束効果は、限界状態の直前の段階と、塑性ヒンジ長が決定する終局時の段階では異なる可能性が示唆された。
- (3) (2)より、塑性ヒンジ長と限界状態に相当する鉄筋引張ひずみの算定に用いるかぶりのばね定数を各段階のかぶりの状況に則して個別に設定し、限界状態に相当する変位を算定したところ、算定精度が向上し、本工法で補強された RC 橋脚の変形性能を概ね評価できる可能性が示された。
- (4) No.3 の補強部と帯鉄筋の挙動を詳細に検証したところ、限界状態 2 に到達するまでは、補強部は帯鉄筋と一体となって軸方向鉄筋のはらみ出しに対して抵抗していたことから、補強部を両端固定ばりとしてモデル化し、補強部の抵抗を表すばね定数を算出することは妥当であると考えられる。
- (5) 補強部の損傷過程を模擬したばね定数を用いて軸方向鉄筋の塑性座屈解析を実施したところ、当該ばね定数を用いることで、本工法で補強された RC 橋脚の軸方向鉄筋のはらみ出し挙動およびはらみ出し長を再現できることを確認した。また、通常の RC 橋脚におけるかぶりのばね定数を用いた場合と、当該ばね定数を用いたはらみ出し長の解析結果はほぼ同等であった。このことから、本工法で補強された RC 橋脚の軸方向鉄筋の塑性ヒンジ長は、通常の RC 橋脚と同様のばね定数を用いて算出できると考えられる。また、限界状態 2 に相当する鉄筋ひずみと塑性ヒンジ長に用いる補強部のばね定数を個別に設定し、本工法で補強された RC 橋脚の変形性能を評価することが妥当であることが示唆された。

4. 6 まとめと今後の課題

4. 6. 1 まとめ

本章では、既設 RC 橋脚において地震時に塑性化する部分のかぶりコンクリートを、ひび割れ誘発目地を含む場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルとひび割れ誘発目地で置き換えることで、RC 橋脚全体の変形性能を向上させる耐震補強工法について、工法の成立要件と適用範囲を整理した後、本工法的前提条件となる施工方法ならびに基本的な耐久性能を検証するための施工試験とひび割れ誘発目地近傍の塩分浸漬試験を実施した。また、本工法の補強効果を検証するため、RC 梁部材の曲げ実験と RC 橋脚模型による正負交番載荷実験を実施した。さらに、検証実験の結果から推察される補強メカニズムを基に変形性能の評価方法の提案を試みた。得られた知見を以下に示す。

- (1) エトリンサイト生成系の超高強度繊維補強モルタルに天然鉱物を混入した材料を用いて、補強部のかぶりを模擬した塗付け厚さ 100mm の供試体に対して施工試験を実施し、1 層の塗付け厚さを 35mm 以下として専用機械により締固めを行うことを、本工法における超高強度繊維補強コンクリートの場所打ち方法として設定した。製作した供試体からテストピースを採取し強度試験を実施し、本工法の成立要件を満たす強度の発現を確認した。また、製作した供試体から採取したコアに対して建研式引張試験を実施したところ、既設コンクリート側で引張破壊したことから、既設コンクリートと超高強度繊維補強モルタルとの一体性が十分であることも確認された。さらに、供試体の切断面の観察から鉄筋周辺においても、超高強度繊維補強モルタルが密実に充填されている状況が確認された。以上より、超高強度繊維補強モルタルを設定した方法によって補強部に対して場所打ちすることで、設計の前提条件となる強度を満足すること、および密実に充填され、既設コンクリートおよび既設鉄筋と一体となって挙動するという本工法の成立条件を満足できることが実証された。
- (2) ひび割れ誘発目地近傍の塩分浸漬試験を実施したところ、ひび割れ誘発目地に設置したバックアップ材により、劣化因子の侵入が防止されていることが確認され、提案する目地構造が既設 RC 橋脚と同等以上の耐久性を有することを確認した。
- (3) 本工法で補強された RC 梁部材の曲げ実験を実施したところ、本工法で補強した部分では、 100N/mm^2 を超える高い曲げ圧縮応力度を負担でき、同箇所の健全性を確保できることが確認された。また、本実験で適用した目地構造が、ひび割れ誘発目地として機能し、本工法で補強した部分のひび割れ発生位置の制御において有効であることが確認できた。
- (4) 補強の有無と軸方向鉄筋比をパラメータとした 3 体の橋脚模型供試体の正負交番載荷実験を実施したところ、軸方向鉄筋比 0.7%~1.2% の範囲においては、既設橋脚の変形性能を約 40% 向上する効果が期待できることが確認された。軸方向鉄筋のはらみ出しに対して高い曲げ靱性を有する補強部が抵抗したことと、補強部の高い圧縮強度によってコアコンクリートの損傷が抑制

されたことに加え、補強の有無に関わらず塑性ヒンジ長が同等であったが変形性能の向上に寄与したと考えられる。

- (5) 検証実験および軸方向鉄筋の塑性座屈解析の結果より、H29 道示の式におけるかぶりのばね定数として、限界状態に相当する鉄筋引張ひずみを算定する際には補強部を両端固定ばりとしたモデルに基づくばね定数を、塑性ヒンジ長を算定する際には通常の RC 橋脚と同様のばね定数をそれぞれ設定することで、本工法で補強された RC 橋脚の限界状態に相当する変位を H29 道示に準拠した手法により概ね評価できる可能性が示唆された。

4. 6. 2 今後の課題

本研究では、補強部が既設 RC 橋脚と同等の耐久性を有することを確認したが、ひび割れ誘発目地を改良することで耐久性をさらに向上できる可能性がある。RC 橋脚の耐震性に大きく影響する塑性ヒンジ部分の耐久性を高めることは、塩害などの環境的な要因や経年による劣化に伴う耐震性能の低下を防ぐ上で重要である。これに対して、ひび割れ誘発目地の改良や塩分浸漬試験による耐久性の評価などを行い、変形性能の向上に加えて既設 RC 橋脚以上の耐久性を付与できる補強工法を目指して改良を進めていく予定である。

また本研究では、左官工法による施工の検討を行ったが、補強工事の規模や施工条件に応じて最適な施工方法を選択できるように、左官工法以外の施工方法の確立が望まれる。今後は、吹付けおよび流し込みによる場所打ち施工に適した超高強度繊維補強モルタルの配合を検討した上で、施工試験によってそれぞれの施工方法の確立を目指す。

さらに本研究では、軸方向鉄筋の座屈がコンクリートの圧壊に先行する RC 橋脚に対して、本工法による変形性能の評価方法を考案し、適用範囲を設定している。一方、軸方向鉄筋比、軸圧縮応力度が大きい RC 橋脚では、コンクリートの圧壊が先行して限界状態を迎えることが想定される。補強部に作用する曲げ圧縮応力度については、梁部材の曲げ載荷実験による検証を行っており、 100N/mm^2 を超える曲げ圧縮応力が作用する状態において、補強部の健全性を確保できることを確認している。そのため、コンクリートの圧壊が先行する場合においても、補強部の最外縁における曲げ圧縮応力が 100N/mm^2 以下であれば、限界状態 2 における性能を満足していると安全側に評価できるものと考えられる。しかし、補強材として用いる超高強度繊維補強モルタルは、ポストピークにおける軟化勾配が緩やかであり、かつ最外縁の補強部が損傷してもかぶりの大部分やコアコンクリートが健全であることから、最外縁の曲げ圧縮応力度が 100N/mm^2 に達した後も直ちに曲げ耐力や履歴吸収エネルギー性能が低下することは考えにくい。そのため、コンクリートの圧壊が先行するような諸元の RC 橋脚に対しては、補強部の曲げ圧縮応力度の制限値を限界状態に応じて設定することで、より合理的に補強効果を評価できる可能性があり、そのための評価手法が必要である。

参考文献

- 1) (公社)土木学会：コンクリートライブラリー150号，セメント系材料を用いたコンクリート構造物の補修・補強指針，2018.
- 2) (財)鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編，1999.
- 3) (公社)土木学会：複合構造シリーズ 09，FRP 接着による構造物の補修・補強指針（案），2018.
- 4) 山野辺慎一，曾我部直樹，家村浩和，高橋良和：高性能塑性ヒンジ構造を適用した高耐震性 RC 橋脚の開発，土木学会論文集 A，Vol.64，No.2，pp.317-332，2008.4
- 5) 山野辺慎一，河野哲也，齋藤公生，榎本恵太，茂呂拓実，楯岡衛：超高強度繊維補強コンクリート製型枠を用いた高耐震性橋脚の適用-阪神高速大和川線三宝ジャンクション-，橋梁と基礎 Vol.46，No.5，pp.19-24，2012.5
- 6) 小林聖，高木智子，渡邊有寿，曾我部直樹，柳井修司，山野辺慎一，白木浩，松本隆：超高強度繊維補強コンクリートの左官工法への展開に関する実験的検討，土木学会第 73 回年次学術講演会，V-104，2018.9
- 7) 窪田賢司，井ヶ瀬良則：既設道路橋の耐震補強優先度 -日本道路公団における事例-，既設構造物の耐震補強に関するシンポジウム論文集，PP.9-13，2002.11
- 8) 河野哲也，曾我部直樹，玉野慶吾，横関康祐，山野辺慎一：超高強度繊維補強コンクリートを用いた高耐震性 RC 橋脚の耐久性，土木学会第 70 回年次学術講演会，-110，2015.9
- 9) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990.
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 12) (公社)土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，2018.
- 13) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 14) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料，第 4262 号，2013.3
- 15) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集，No.682/I-56，pp.177-194，2001.7
- 16) 星隈順一，堺淳一，小森暢行：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究，土木研究所資料，第 4257 号，2013.3
- 17) 井ヶ瀬良則，緒方則夫，田村陽司：壁式橋脚の耐震補強工法に関する試験検討，構造工学論文集，Vol.43A，pp.1295-1300，1997.3
- 18) 山野辺慎一，玉野慶吾，曾我部直樹，河野哲也：超高強度繊維補強コンクリートを用いた高耐震性 RC 橋脚におけるプレキャスト型枠の座屈抑制効果，第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計

に関するシンポジウム, PP.159-164, 2015.7

- 19) 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央, 浅津直樹: 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木研究所資料, 第 3748 号, 2000.9
- 20) 塚淳一, 星隈順一: 軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.782-795, 2014.3
- 21) (社)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113 号, 2004.
- 22) 星隈順一, 運上茂樹, 塩島亮彦: RC 橋脚における軸方向鉄筋の座屈抑制効果に及ぼすかぶりコンクリートの影響に関する研究, 土木学会地震工学論文集, Vol.27, 0108, 2003.6

第5章 せん断補強とじん性補強の併用による耐震補強工法

5.1 はじめに

5.1.1 背景

本研究では、土木構造物の中でも比較的断面が大きい道路高架橋の壁式鉄筋コンクリート（以下、RC）橋脚の耐震補強に着目した。想定する既設 RC 橋脚の条件は、主に昭和 55 年制定道路橋示方書¹⁾以前の基準に従って設計され、最新の示方書²⁾に準拠した照査を行うとせん断耐力が不足する結果になるものとする。一般に長辺方向となる橋軸直角方向の水平地震力に対してはせん断スパン比が小さく地震時の変位が小さくなることも考慮して、今回は短辺方向となる橋軸方向の水平地震力に対する耐震補強を実現可能な技術について検討した。

設計年代が古くせん断補強鉄筋量が少ない RC 橋脚は、大地震が発生した際に脆性的なせん断破壊が生じる恐れがある。これを防ぎ、冗長性のある曲げ破壊モードとするためには、既設 RC 橋脚のせん断耐力向上と変形性能向上が求められる。そこで適用できる耐震補強工法として、RC 巻立て、鋼板巻立て、連続繊維シート巻立てなどが挙げられ、設計上の要求性能や現場条件に応じて最適なものが選定される³⁾。

しかし、様々な制約条件によりこれらの工法を適用するには課題があるため、耐震補強が未実施のまま残されているものもある。例えば、RC 巻立てでは、断面寸法の増加により建築限界を侵す場合があることや、自重の増加により基礎の補強が必要になることがある⁴⁾。鋼板巻立ては、一般に重機を用いた施工が必要となるが、利用可能な作業空間が狭い場合には重機の使用が困難となる。また、現場溶接の品質確保や施工後の維持管理に関する課題もある⁵⁾。連続繊維シート巻立ては、現場での作業工程が多く各工程で要する時間も長いため、施工時間に制約を受ける場合には不向きである。また、特に現場での樹脂含浸作業において熟練した技能者がいない場合には品質確保が難しい場合があり課題がある⁶⁾。

5.1.2 目的

そこで、これらの課題に対する解決策の一つとして、2 つの既存技術を組み合わせる耐震補強工法の成立性を検討することとした。これらは、いずれも施工性に優れる耐震補強技術で、1 つは主に地中 RC 構造物のせん断耐力向上を目的として開発した Post-Head-bar 工法、もう 1 つは RC 橋脚のせん断補強およびじん性補強を目的として開発した CF パネル工法である。期待する補強後の性能を図 5-1.1 に示すが、せん断耐力向上の目的であと施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-bar」（以下、PHb）を施工することで、せん断破壊型の RC 橋脚を曲げ破壊型のモードに移行することができる。さらに大変形領域まで水平力を保持できる変形性能が要求され、PHb 工法のみでの補強では不

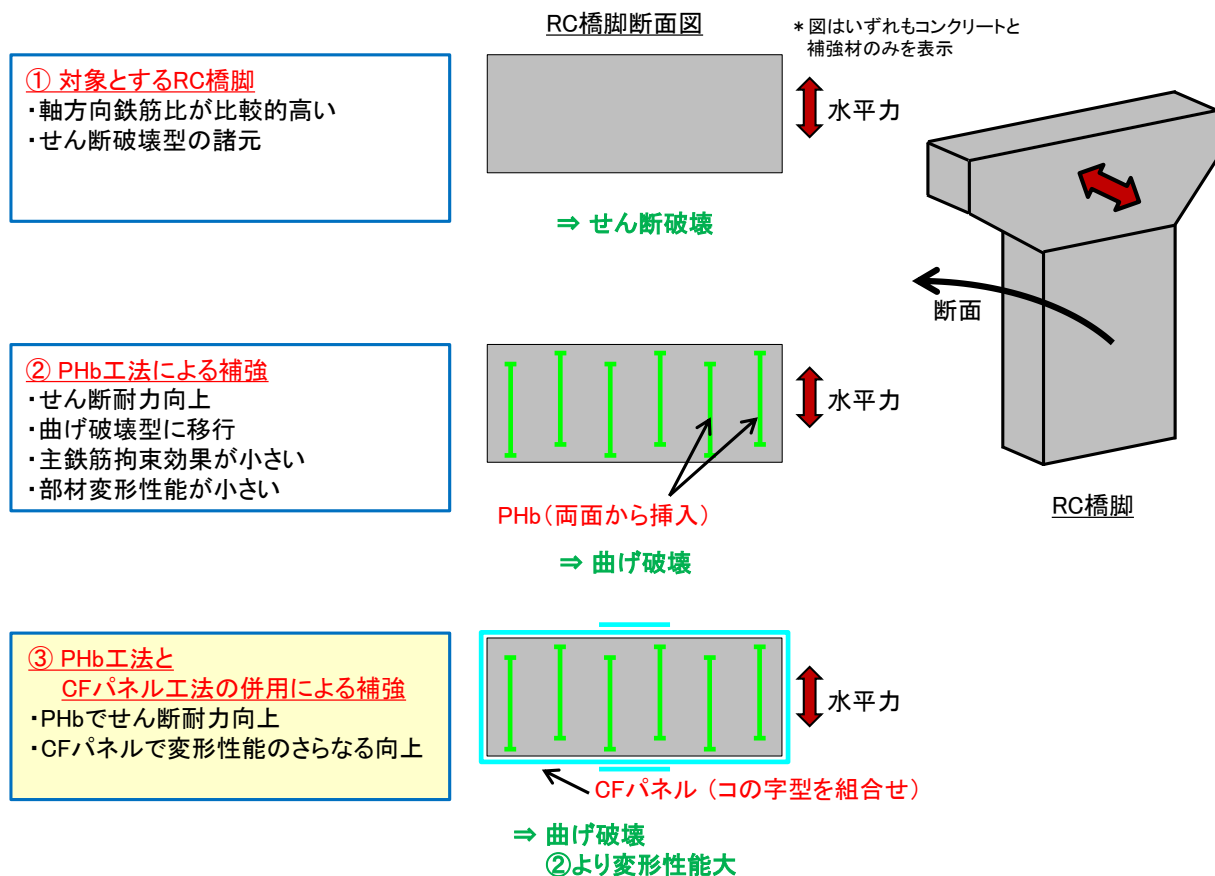


図-5.1.1 検討対象とする RC 橋脚と期待する補強後の性能

十分な場合には、炭素繊維複合パネル「CF パネル」を巻き立てる補強も併用して、コンクリートの拘束効果を付与することで変形性能を向上させる考えである。CF パネル工法はじん性補強効果のみではなく、せん断補強効果も発揮するものであるが、補強材がせん断力負担できるのは RC 橋脚断面の両端部のみである。そのため、RC 橋脚の断面が大きい場合は、断面全体に対する補強材断面積の比率が小さくなるために必要なせん断耐力を確保できない場合がある。そこで、せん断耐力の向上の大部分は RC 橋脚に挿入できる PHb に期待することとし、2つの技術を組み合わせることを考えた。それぞれの工法について、これまでに耐震補強効果の実験的検証を数多く実施している。CF パネルもせん断力に対して抵抗してせん断補強効果を発揮するものと考えられるが、この点のみに着目した検証実験は実施していない。また、2つの工法を組み合わせ適用した場合の効果については未検証であり、各工法の効果が累加的に発揮されるか、相乗効果があるかなどについては明確になっていない。

そこで本研究では、既往の研究で検証実験を行っていない CF パネルのせん断補強効果に着目した実験を行い、補強後のせん断耐荷機構について検討した。さらに、PHb と CF パネルを併用する新しい耐震補強工法について、その耐震補強効果および補強した部材の構造性能評価手法について検討した。

5. 1. 3 構成

5.2 節では、提案工法の概要として、既存の耐震補強技術である PHb 工法および CF パネル工法の概要と、補強効果の検証としてこれまでに実施された実験条件、およびこれらの実験を基にした適用範囲の考え方について整理して述べる。なお、CF パネルによる拘束効果の検証実験については本研究にて要素試験として実施したものである。

5.3 節では、提案工法的前提となる条件として、PHb 工法および CF パネル工法の施工方法と補強効果の品質確保のために必要な条件について述べるとともに、主に耐久性の観点から各工法の維持管理について述べる。

5.4 節では、検証実験として、本研究にて実施した CF パネルによるせん断補強効果検証実験と PHb と CF パネルの併用工法による耐震補強効果検証実験の内容について述べる。

5.5 節では、メカニズムに基づく検証結果、評価方法の提案として、検証実験結果に基づいて CF パネルで補強した RC 部材のせん断耐力について考察した結果と、実験における PHb と CF パネルで補強した RC 橋脚の限界状態に相当する水平変位について考察した結果のそれぞれについて述べる。

5.6 節では、今後の課題として、本研究で得られた知見のまとめと提案する工法の適用性拡大に向けた今後の課題について述べる。

5. 2 提案工法の概要

5. 2. 1 提案工法のメカニズム

(1) PHb 工法

PHb 工法は、主に地中 RC 構造物のせん断耐力向上を目的として開発した耐震補強工法である^{7)~10)}。本工法の概要を図-5. 2. 1 に示すが、コンクリート構造物にドリルで削孔した孔内に専用のモルタルを充填し、鉄筋の両端に定着性能向上を目的として摩擦圧接した鋼製プレートと有する PHb を挿入して定着するものである。本工法では片側からの施工で、既存躯体の断面を増加させることなくせん断補強を行うことが可能である。また、曲げ耐力を増加させることなくせん断耐力のみを向上させることができる点に特長がある。

PHb は補強鉄筋の埋込側端部に小型の円形プレート、手前側の端部にそれよりもサイズが大きい矩形プレートと摩擦圧接によって接合した片端矩形プレート型 PHb が開発当初から使用されてきた。近年は、さらなる施工の合理化を図ることを目的として、手前側も埋込側と同じ小型の円形プレートと接合した両端円形プレート型 PHb や狭隘部でも挿入可能な機械式継手で鉄筋を接続する機械式継手型 PHb も開発されている。

PHb は新設構造物で用いられる通常のせん断補強鉄筋と同様に、せん断力の作用に対してトラス理論における鉛直引張材として機能するものである。しかし、端部をプレート定着としている点や、軸

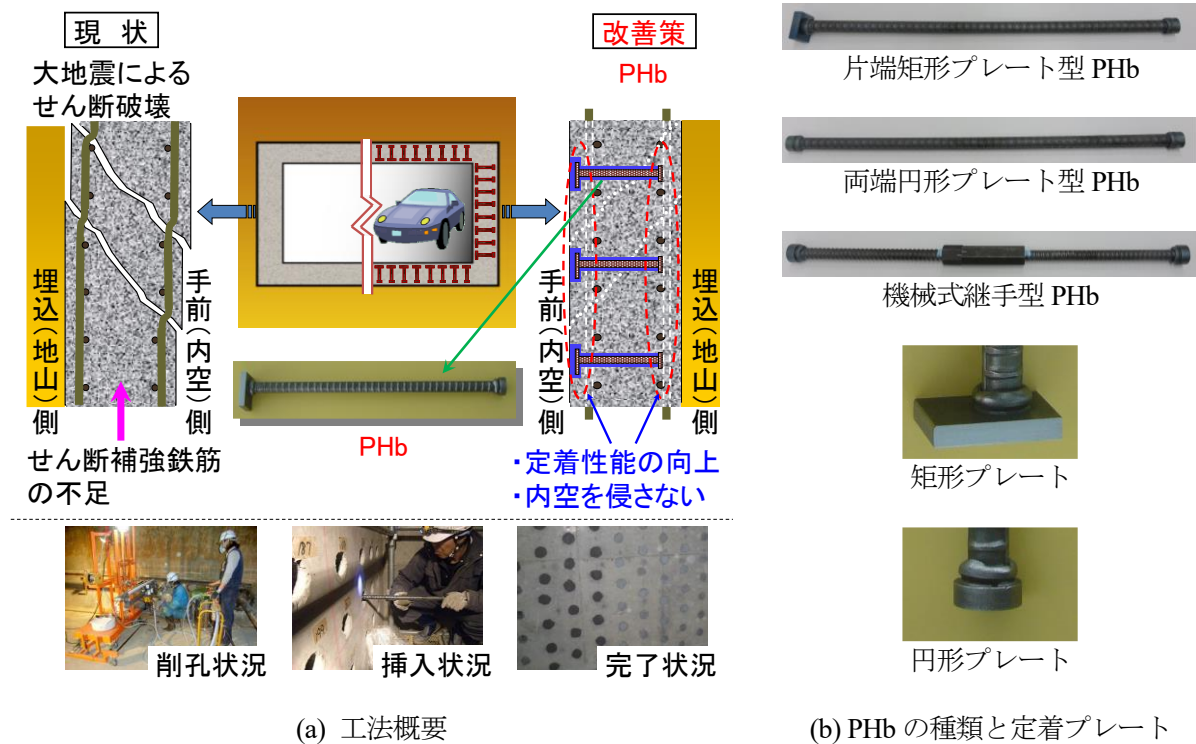
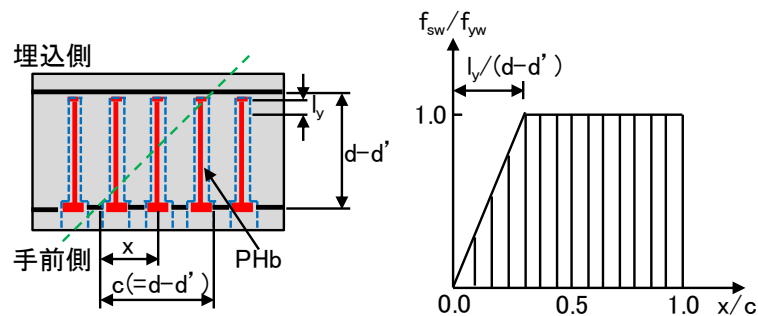


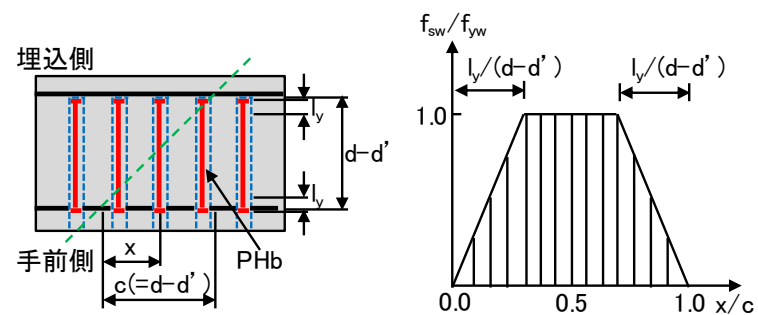
図-5. 2. 1 PHb 工法の概要

方向鉄筋や配力鉄筋には掛けずにコンクリート中に埋設して配置する点異なる。そこで、PHbによるRC部材のせん断補強効果については、コンクリート標準示方書[設計編]¹¹⁾に示されるせん断耐力評価式において、トラス理論に基づく通常の標準フックを有するせん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力に端部定着性能の違いを考慮した有効係数を乗じて評価している^{7),10)}。これはRegan and Kennedy Reid¹²⁾によって提案されたせん断補強鉄筋の折り曲げ部が鉄筋腐食によって破断して定着不良が生じた場合の評価法を基にしている。国内では、アルカリ骨材反応で破断したせん断補強鉄筋の評価法への適用¹³⁾や、コンクリート標準示方書[設計編]の評価式への適用検討¹⁴⁾などが行われてきたものである。この評価法を応用してPHbで補強した部材のせん断耐力評価に用いる場合の有効係数の考え方として、PHbが負担できる応力分布を図-5.2.2に示す。小型の円形プレートを使用する端部について必要定着長に応じたせん断補強効果の低減係数である有効係数を導入する本手法によって安全側の評価ができることを、PHbで補強した複数のRC梁供試体の載荷実験により検証してきている⁷⁾。

地震時の変形量が比較的大きくなる地上構造物では、新設構造物で配置される帯鉄筋は軸方向鉄筋を囲い込むことで拘束する効果があり、変形性能の向上に寄与する補強材として考えることができる。一方で、せん断補強を目的として配置したPHbは軸方向鉄筋を拘束するような配置とはならないため、この効果を見込むことはできない。



(a) 片端矩形プレート型 PHb の場合



(b) 両端円形プレート型 PHb の場合

図-5.2.2 せん断補強効果有効係数の考え方^{7),10)}

(2) CF パネル工法

CF パネル工法は、RC 橋脚のせん断補強およびじん性補強を目的とした耐震補強工法として開発したものである¹⁵⁾。本工法の概要を図-5.2.3に示す。CF パネルは炭素繊維シートを厚さ 3mm のフレキシブルボード (JIS A 5430 繊維強化セメント板) の上でエポキシ樹脂により含浸・接着し、その上に厚さ 3mm のフレキシブルボードを重ねて一体成形した 3 層構造の複合パネルである。本工法は、予め工場にて柱形状に合わせてコの字型などに加工した CF パネルをコンクリート構造物表面に設置し、CF パネルとコンクリートとの隙間に充填材として専用の無収縮モルタルを注入して一体化させるものである。CF パネルを構成する炭素繊維シートは、現地作業で周方向に接合する必要があるが、接合部においても一般部と同等以上の性能が確実に得られる接合方法で、かつ複数層の繊維シートの一体化が比較的容易に作業できる接合構造を開発している^{16),17)}。

CF パネルは軽量であり、従来の連続繊維シート巻立て工法^{9),18),19)}と同様に、重機を用いることなく人力での搬入・設置作業が可能である。そのため、本工法は作業空間に制約を受ける狭隘な場所での施工にも適する²⁰⁾。また、樹脂含浸作業の大部分を予め工場で行うため、現地での含浸作業や硬化養生を必要とせず、繊維シート積層数が多いほど施工時間の短縮が可能である。夜間の短時間作業が求められる場合等、作業時間や工期に制約を受ける場合に特に有効な工法である。

CF パネルでフレキシブルボードを用いているのは施工性向上のためであり、補強材としての強度を期待している材料は炭素繊維シートのみである。そのため、充填材やフレキシブルボードがある点に違いはあるものの、柱周囲を炭素繊維シートで囲い込むことによる補強という点で従来の連続繊維シート巻立て工法と同じである。よって、せん断力の作用に対して炭素繊維シートが引張材として抵抗



図-5.2.3 CF パネル工法の概要

する点や、変形が大きくなった際に柱断面全体を拘束することでかぶりコンクリートの剥落を防止し、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制することで RC 橋脚の変形性能を向上させる点は同様に考えることができる。

(3) PHb 工法と CF パネル工法の併用

本研究では、図-5.1.1 に示したように、既設 RC 橋脚の耐震補強において、施工性に優れた既存技術である PHb 工法と CF パネル工法を併用した場合の補強効果について新たに検討する。併用する場合の施工は、PHb 工法の施工を先行して行い、これが完了した後に CF パネル工法の施工を行う。各工法の施工は単独で適用する場合と同じ方法で実施する。ここで、PHb 工法はせん断耐力向上を目的として適用するものであり、CF パネル工法はせん断耐力向上とコンクリートの拘束効果による変形性能向上を目的として適用するものである。これは、PHb 工法と CF パネル工法で期待する補強効果の両者がそれぞれ発揮されることによって、せん断破壊先行型で比較的断面が大きい既設 RC 橋脚を冗長性のある構造にすることを旨とした耐震補強技術である。

5. 2. 2 本研究で検討する材料と構造の条件

本研究で検討する PHb 工法と CF パネル工法の材料と構造の条件を示すため、これまでにせん断補強効果やじん性補強効果の設計式^{6), 7)}で想定した補強効果が得られることを確認した際の実験条件について整理する。

(1) PHb 工法

1) せん断補強効果

PHb でせん断補強を行った場合に、せん断耐力の設計式⁷⁾で想定した補強効果が得られることを確認した RC 梁供試体の載荷実験の実験条件および代表的な供試体概要について、片端矩形プレート型 PHb の実験^{7)-10), 21)}のものを表-5.2.1, 図-5.2.4 に、両端円形プレート型 PHb (機械式継手型 PHb も含む) の実験^{7), 10), 22), 23)}のものを表-5.2.2, 図-5.2.5 にそれぞれ示す。これらは設計では一般に棒部材式が適用される斜め引張破壊が生じる諸元のものである。また、RC 橋脚のフーチングなどのせん断スパン比が小さく、せん断圧縮破壊が想定される部材に対しても別途、せん断スパン比が小さい場合に用いるせん断耐力の設計式⁷⁾で想定したせん断補強効果が得られることを確認しており、これらの実験^{7), 9), 10), 24)}の実験条件および代表的な供試体概要について表-5.2.3, 図-5.2.6 に示す。

表-5.2.1 片端矩形プレート型 PHb の実験ケース一覧 7~10,21)

No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9
供試体 寸法	幅B (mm)	600	600	600	600	800	800	800	800	800
	高さH (mm)	500	500	500	500	800	800	800	800	800
	全長L (mm)	4,100	4,100	4,100	4,100	6,400	6,400	6,400	5,300	6,400
	a/d	2.79	2.79	2.79	2.79	2.74	2.74	2.74	1.99	2.74
コンクリート	圧縮強度 f_c (N/mm^2)	37.0	32.0	32.0	42.9	38.3	37.4	33.4	35.7	35.1
主鉄筋	配置	8-D35	8-D35	8-D35	8-D36	10-D36	10-D36	10-D36	10-D36	10-D36
	鉄筋比 p_v	1.48%	1.48%	1.48%	1.58%	0.87%	0.87%	0.87%	0.87%	0.87%
	材質	SD345	SD490	SD490	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒
	降伏強度 f_y (N/mm^2)	406	525	525	956	1,124	1,124	1,046	1,046	1,046
PHb	配置 (mm×mm)	D16 @200 ×300	D16 @200 ×300	D16 @200 ×300	D16 @200 ×300	D25 @350 ×400	D29 @350 ×400	D29 @350 ×400	D29 @350 ×400	D29 @350 ×400
	鉄筋比 p_w	0.33%	0.33%	0.33%	0.33%	0.36%	0.46%	0.46%	0.46%	0.46%
	材質	SD345	SD345	SD345	SD345	SD390	SD345	SD345	SD345	SD345
	降伏強度 f_y (N/mm^2)	384	384	384	382	439	402	376	376	376
	$p_w f_y$ (N/mm^2)	1.27	1.27	1.27	1.26	1.58	1.85	1.73	1.73	1.73
	$p_w f_y / f_c$	0.034	0.040	0.040	0.029	0.041	0.049	0.052	0.048	0.049

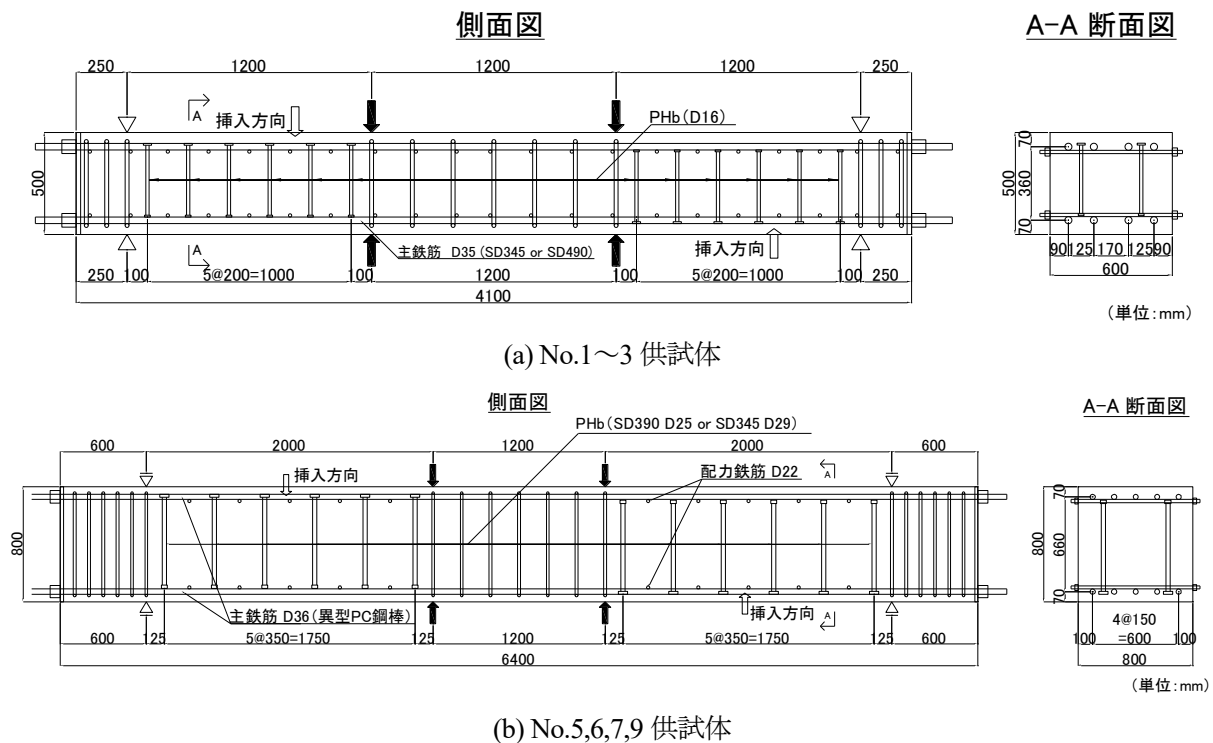
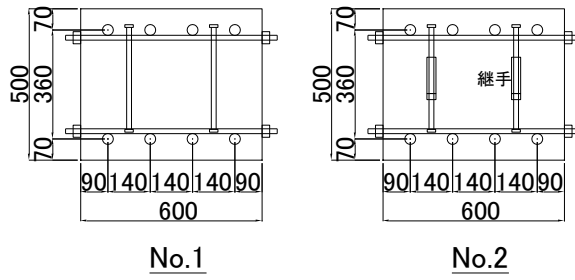


図-5.2.4 供試体概要 (片端矩形プレート型 PHb の実験)

表-5.2.2 両端円形プレート型 PHb の実験ケース一覧 7),10),22),23)

No.		1	2	3	4	5	6	7
継手の有無		無	有	有	無	有	無	有
供試体寸法	幅B (mm)	600	600	900	800	800	800	800
	高さH (mm)	500	500	750	800	800	800	800
	全長L (mm)	4,100	4,100	5,740	5,900	5,900	5,900	5,900
	a/d	2.79	2.79	2.79	2.67	2.67	2.67	2.67
コンクリート	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	39.3	39.4	39.9	40.7	36.8	34.1	34.7
主鉄筋	配置	8-D36	8-D36	14-D36	10-D51	10-D51	10-D51	10-D51
	鉄筋比 p_v	1.58%	1.58%	1.18%	1.74%	1.74%	1.74%	1.74%
	材質	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒	SD490	SD490	SD490	SD490
	降伏強度 f_y (N/mm ²)	956	956	956	525	525	525	525
PHb	配置 (mm×mm)	D16 @200 ×300	D16 @200 ×300	D16 @300 ×450	D25 @350 ×400	D25 @350 ×400	D29 @350 ×400	D29 @350 ×400
	鉄筋比 p_w	0.33%	0.33%	0.15%	0.36%	0.36%	0.46%	0.46%
	材質	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345
	降伏強度 f_y (N/mm ²)	382	395	395	396	391	389	400
	$p_w f_y$ (N/mm ²)	1.26	1.30	0.59	1.43	1.41	1.79	1.84
	$p_w f_y / f_c$	0.032	0.033	0.015	0.035	0.038	0.052	0.053

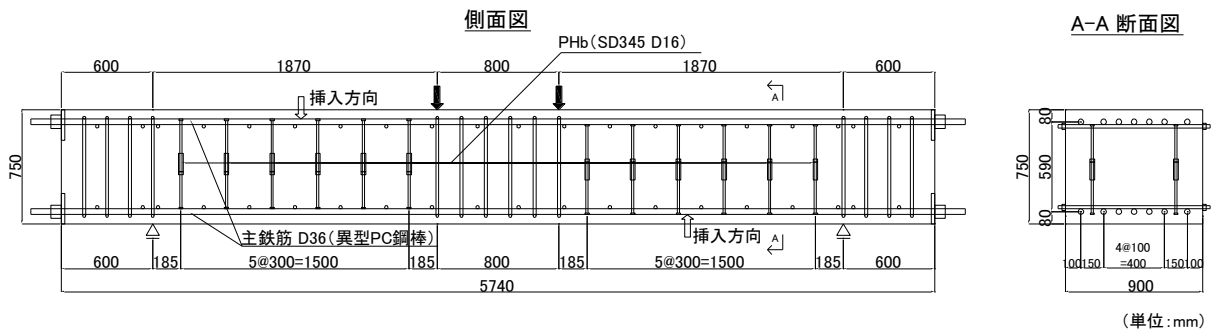
PHb: SD345 D16
 主鉄筋: 異型PC鋼棒 D36



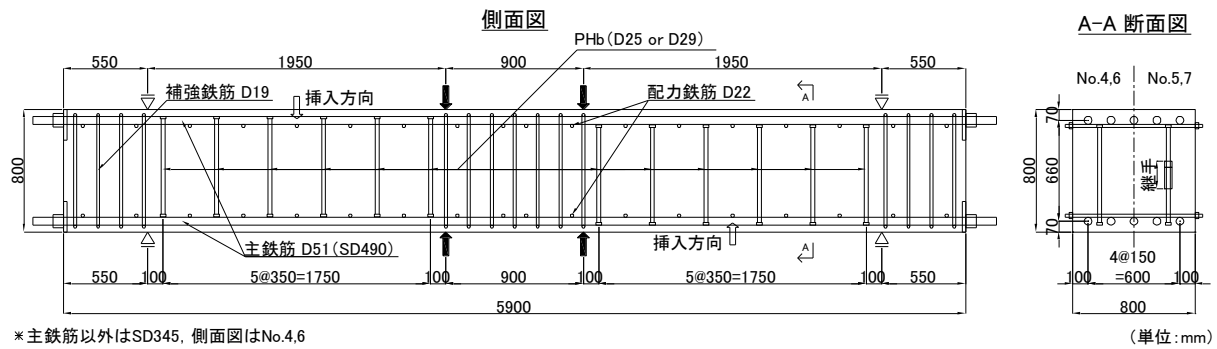
(単位: mm)

*側面図は、片端矩形プレート型 PHb の実験 No.1~3 と同じ

(a) No.1,2 供試体の断面図



(b) No.3 供試体



*主鉄筋以外はSD345, 側面図はNo.4.6

(c) No.4~7 供試体

図-5.2.5 供試体概要 (両端円形プレート型 PHb の実験)

表-5.2.3 せん断スパン比が小さい部材を対象とした実験ケース一覧 7),9),10),24)

No.		1	2	3	4	5
継手の有無		無補強	基本 ケース	p_w 小	a/d小	半円形 フック
供試体 寸法	幅B (mm)	550	550	550	550	550
	高さH (mm)	680	680	680	680	680
	全長L (mm)	3,600	3,600	3,600	3,125	3,600
	a/d	1.58	1.58	1.27	1.19	1.58
コンクリート	圧縮強度 f_c (N/mm^2)	33.0	32.8	33.0	33.9	34.0
主鉄筋	配置	3-D32	3-D32	3-D32	3-D32	3-D32
	鉄筋比 p_v	0.72%	0.72%	0.72%	0.72%	0.72%
	材質	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒	異形 PC鋼棒
	降伏強度 f_y (N/mm^2)	940	940	940	940	940
PHb *No.5は 半円形	配置 (mm×mm)	なし	D16 @237.5 ×275	D19 @190 ×275	D16 @237.5 ×275	D16 @237.5 ×275
	鉄筋比 p_w		0.30%	0.55%	0.30%	0.30%
	材質		SD345	SD345	SD345	SD345
	降伏強度 f_y (N/mm^2)		392	384	392	392
	$p_w f_y$ (N/mm^2)		1.18	2.11	1.18	1.18
	$p_w f_y / f_c$		0.036	0.064	0.035	0.035

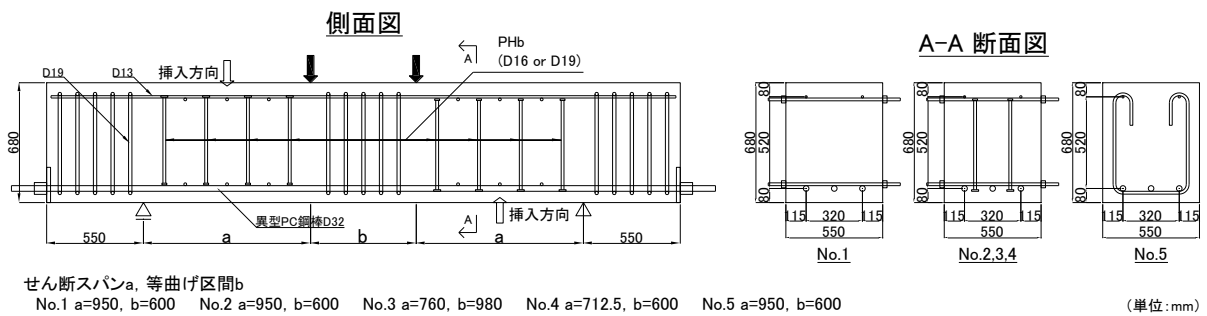


図-5.2.6 供試体概要 (せん断スパン比が小さい部材を対象とした実験)

2) 補強後の変形性能

PHb を地上構造物に適用した場合を想定して、補強後に設計式 7) で想定した変形性能が得られることを確認した実験 7),8),21) の実験条件および代表的な供試体概要について表-5.2.4, 図-5.2.7 に示す。

表-5.2.4 壁部材および柱部材を対象とした実験ケース一覧 (7,8),21)

No.	1	2	3	4	5
検討項目	壁供試体 PHb工法	壁供試体 PHb工法	壁供試体 半円形フック	壁供試体 高強度PHb	柱供試体 高強度PHb
柱断面寸法	600mm ×1,060mm	600mm ×1,060mm	600mm ×1,060mm	600mm ×1,000mm	600mm ×600mm
基部の軸応力度 σ_n	2.0N/mm ²	2.0N/mm ²	2.0N/mm ²	3.0N/mm ²	6.0N/mm ²
せん断スパンa	1,700mm	1,700mm	1,700mm	1,700mm	1,700mm
有効高さd	540mm	540mm	540mm	540mm	540mm
せん断スパン比a/d	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
コンクリート圧縮強度	39.2N/mm ²	44.2N/mm ²	—	36.8N/mm ²	36.5N/mm ²
軸方向鉄筋	配置	SD345 D32 @200mm	SD345 D32 @200mm	SD345 D32 @200mm	SD345 D32 @160mm
	鉄筋比	0.97%	0.97%	0.97%	1.32%
	降伏強度	—	—	—	379N/mm ²
配力鉄筋	配置	SD345 D16 @250mm	SD345 D16 @250mm	SD345 D16 @250mm	SD345 D22 @180mm
	降伏強度	402N/mm ²	402N/mm ²	402N/mm ²	403N/mm ²
帯鉄筋	配置	—	—	—	—
	鉄筋比	—	—	—	—
	降伏強度	—	—	—	—
PHb	配置	SD345 D16 @250mm	SD345 D16 @250mm	SD345 D16 @250mm	SD390 D19 @180mm
	鉄筋比	0.60%	0.60%	0.60%	0.64%
	降伏強度	375N/mm ²	375N/mm ²	394N/mm ²	459N/mm ²

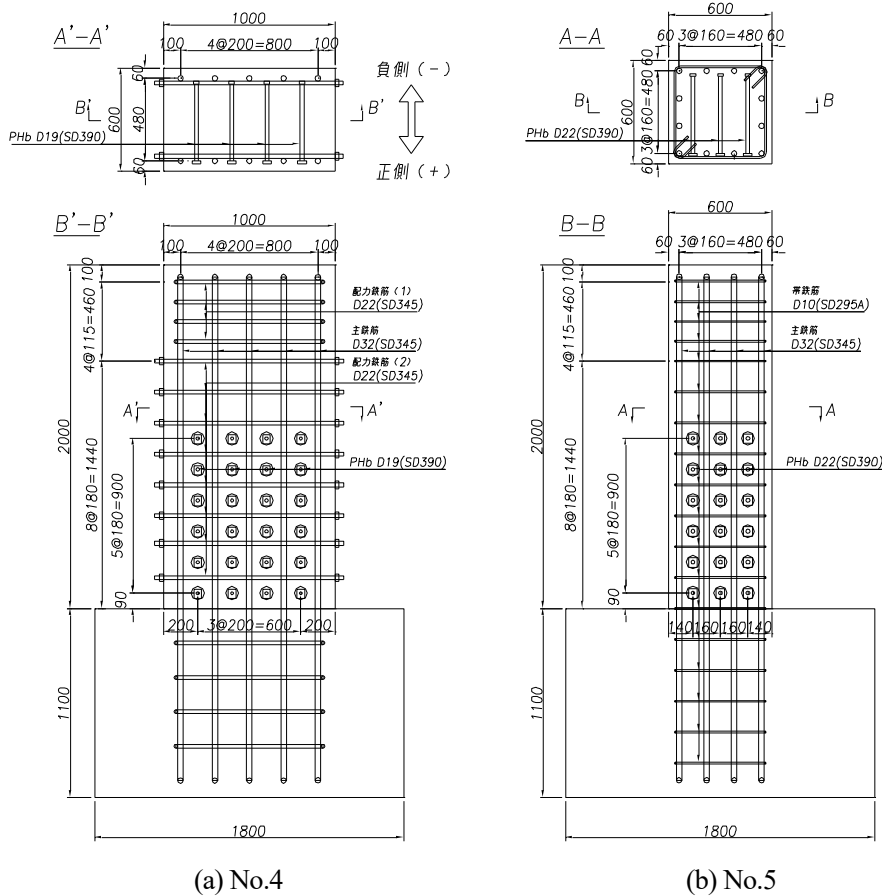


図-5.2.7 供試体概要 (地上構造物を対象とした実験)

(2) CF パネル工法

1) RC 橋脚の耐震補強効果

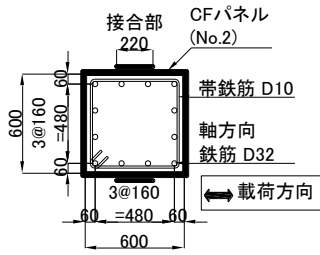
CF パネルで耐震補強した RC 橋脚が連続繊維シート巻立て補強を対象とした既往の設計式⁶⁾で想定した補強効果が得られることを確認した柱供試体の載荷実験^{16),17),25)-27)}の実験条件および代表的な供試体概要について表-5.2.5, 図-5.2.8 に示す。

表-5.2.5 CF パネル工法による耐震補強効果に関する実験ケース一覧^{16),17),25)-27)}

No.	1	2	3	4
検討項目	無補強	CFパネル工法 No.1と比較	シート巻立て 工法	CFパネル工法 No.3と比較
柱断面寸法	□600mm	□600mm	□750mm	□750mm
基部の軸応力度 σ_n	4.0N/mm ²	4.0N/mm ²	3.1N/mm ²	3.1N/mm ²
せん断スパン a	2,050mm	2,050mm	2,600mm	2,600mm
有効高さ d	540mm	540mm	685mm	685mm
せん断スパン比 a/d	3.8	3.8	3.8	3.8
コンクリート圧縮強度	30.8N/mm ²	30.9N/mm ²	37.2N/mm ²	36.2N/mm ²
軸方向 鉄筋	配置	SD345 D32 ×12本	SD345 D32 ×12本	SD345 D32 ×16本
	鉄筋比	2.65%	2.65%	2.26%
	降伏強度	391N/mm ²	391N/mm ²	358N/mm ²
帯鉄筋 (基部)	配置	SD345 D10 @300mm	SD345 D10 @300mm	SD345 D13 @150mm
	鉄筋比	0.079%	0.079%	0.225%
	降伏強度	418N/mm ²	418N/mm ²	392N/mm ²
CF パネル *No.3は シート 巻立て	炭素繊維 シート量	—	300g/m ² ×2層 (計600g/m ²)	600g/m ² ×2層 (計1,200g/m ²)
	引張強度	—	4,111N/mm ²	4,017N/mm ²
	補強区間	—	基部から 1,800mm	基部から 1,800mm

No.	5	6	7	8
検討項目	CFパネル工法 大断面	CFパネル工法 基準	CFパネル工法 σ_n の違い	CFパネル工法 a/d の違い
柱断面寸法	□900mm	□600mm	□600mm	□600mm
基部の軸応力度 σ_n	1.5N/mm ²	3.0N/mm ²	5.0N/mm ²	3.0N/mm ²
せん断スパン a	3,400mm	1,620mm	1,620mm	2,700mm
有効高さ d	830mm	540mm	540mm	540mm
せん断スパン比 a/d	4.1	3.0	3.0	5.0
コンクリート圧縮強度	36.9N/mm ²	35.3N/mm ²	34.9N/mm ²	35.8N/mm ²
軸方向 鉄筋	配置	SD295A D32 ×32本	SD345 D29 ×12本	SD345 D29 ×12本
	鉄筋比	3.14%	2.14%	2.14%
	降伏強度	354N/mm ²	375N/mm ²	375N/mm ²
帯鉄筋 (基部)	配置	SR235 ϕ 13 @150mm	SD345 D10 @150mm	SD345 D10 @150mm
	鉄筋比	0.197%	0.159%	0.159%
	降伏強度	329N/mm ²	384N/mm ²	384N/mm ²
CF パネル	炭素繊維 シート量	600g/m ² ×3層 (計1,800g/m ²)	600g/m ² ×2層 (計1,200g/m ²)	600g/m ² ×2層 (計1,200g/m ²)
	引張強度	3,252N/mm ²	3,654N/mm ²	3,654N/mm ²
	補強区間	基部から 3,000mm	基部から 1,000mm	基部から 1,000mm

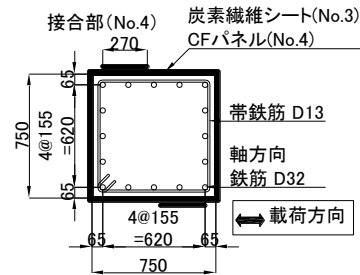
Case-1, Case-2 □600mm



(単位: mm)

(a) No.1,2 断面図

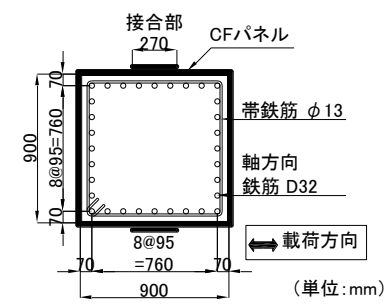
Case-3, Case-4 □750mm



(単位: mm)

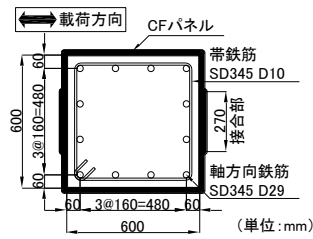
(b) No.3,4 断面図

Case-5 □900mm



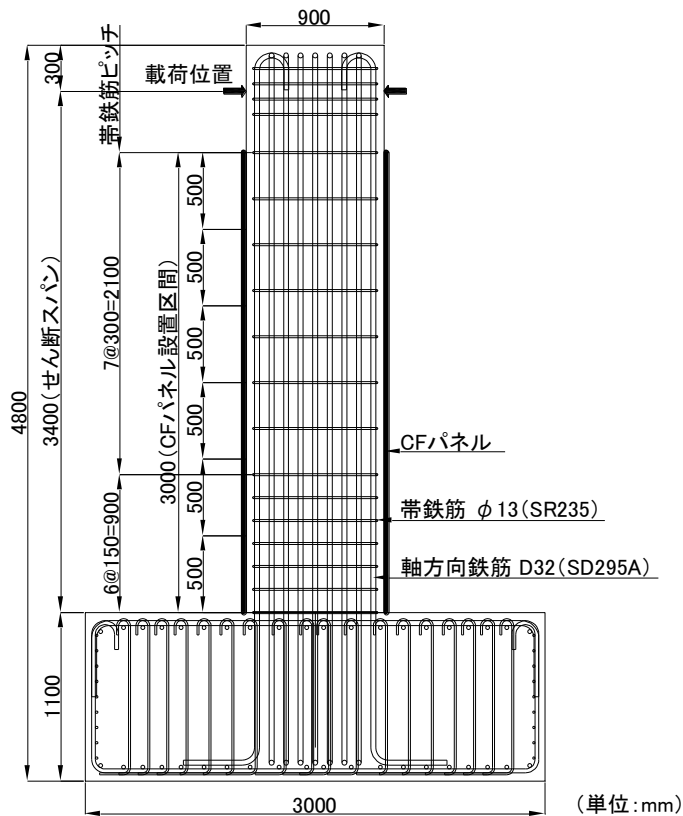
(単位: mm)

(c) No.5 断面図



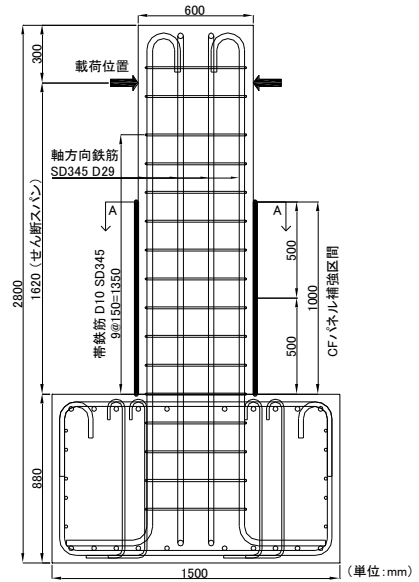
(単位: mm)

(d) No.6~8 断面図



(単位: mm)

(e) No.5 正面図



(単位: mm)

(f) No.6,7 正面図

図-5.2.8 供試体概要

2) コンクリートの拘束効果

CF パネルによるコンクリートの拘束効果は連続繊維シート巻立て工法の場合^{28),29)}と同等であると考えられるが、拘束効果のみに着目した検証はこれまでに実施していない。そこで、本研究にて新たに検証実験を行った。

i) 実験概要

道路橋示方書V²⁾に示されているコンクリートの応力-ひずみ関係の元になっている星隈らの大型円柱供試体を用いた実験³⁰⁾を参考に計画して実施した。炭素繊維シートの角部での応力集中の影響などを排除して補強材に均一な引張力が作用する条件とするために円形断面とし、検討対象とする実橋脚は断面寸法が大きいことから実験を実施可能な範囲で大きい供試体を用いることとした。

①実験ケース

大型の円柱供試体が計4体で、実験ケースの一覧を表-5.2.6に示す。表中に示す帯鉄筋体積比 ρ_s は式(5.2.1)、炭素繊維シート体積比 ρ_{cf} は式(5.2.2)より算出されるものである。

$$\rho_s = 4 \times A_h / (s \times d) \quad (5.2.1)$$

$$\rho_{cf} = 4 \times N \times t_{cf} / d_{cf} \quad (5.2.2)$$

- ここに、 A_h : 帯鉄筋1本あたりの断面積 (mm²)
 s : 帯鉄筋の間隔 (mm)
 d : コンクリートの横拘束効果を考慮するための帯鉄筋の有効長 (mm)
 N : 炭素繊維シートの層数
 t_{cf} : 炭素繊維シート1層の厚さ (mm)
 d_{cf} : 炭素繊維シートの有効長で、円形断面の場合は直径 (mm)

表-5.2.6 実験ケースの一覧

実験ケース	供試体寸法	帯鉄筋の有無	$\rho_s(\%)$	補強方法	$\rho_{cf}(\%)$	検討項目
A-N	$\phi 500\text{mm} \times 1,500\text{mm}$	無し	—	無し	—	—
B-N	$\phi 500\text{mm} \times 1,500\text{mm}$	有り	0.61	無し	—	帯鉄筋による拘束効果
B-CFS	$\phi 500\text{mm} \times 1,500\text{mm}$	有り	0.61	シート巻立て工法	0.089	炭素繊維シートによる拘束効果
B-CFP	$\phi 500\text{mm} \times 1,500\text{mm}$	有り	0.61	CFパネル工法	0.089	CFパネルによる拘束効果

* ρ_s : 帯鉄筋体積比, ρ_{cf} : 炭素繊維シート体積比

A-N は帯鉄筋が無い供試体で無補強の供試体とした。B-N, B-CFS, B-CFP はそれぞれ帯鉄筋を有する供試体で、無補強の供試体、炭素繊維シート巻立て工法で補強した供試体、CF パネル工法で補強した供試体とした。

帯鉄筋の拘束効果について確認するとともに、帯鉄筋有り、同じ炭素繊維シート体積比 ρ_{cf} の条件で、炭素繊維シート巻立て工法と CF パネル工法による拘束効果がそれぞれコンクリートの応力-ひずみ関係に及ぼす影響について検討した。

②供試体諸元

供試体概要を図-5.2.9 に示す。供試体は、星隈らの実験³⁰⁾と同じ諸元で、断面 ϕ 500mm で高さ 1,500mm の円柱供試体である。軸方向鉄筋比はいずれも 1.01% である。補強を行う供試体の補強区間はいずれも高さ方向全長の 1,500mm 区間とし、炭素繊維シートの目付量は $200\text{g/m}^2 \times 1$ 層とした。いずれも炭素繊維シートは 1 面に周方向に長さ 200mm のシートラップ部を設けた。なお、B-CFP では、予め内径 500mm で閉合した形状の円形 CF パネルを製作し、その内側にコンクリートを充填する方法で供試体製作を行った。

③実験方法

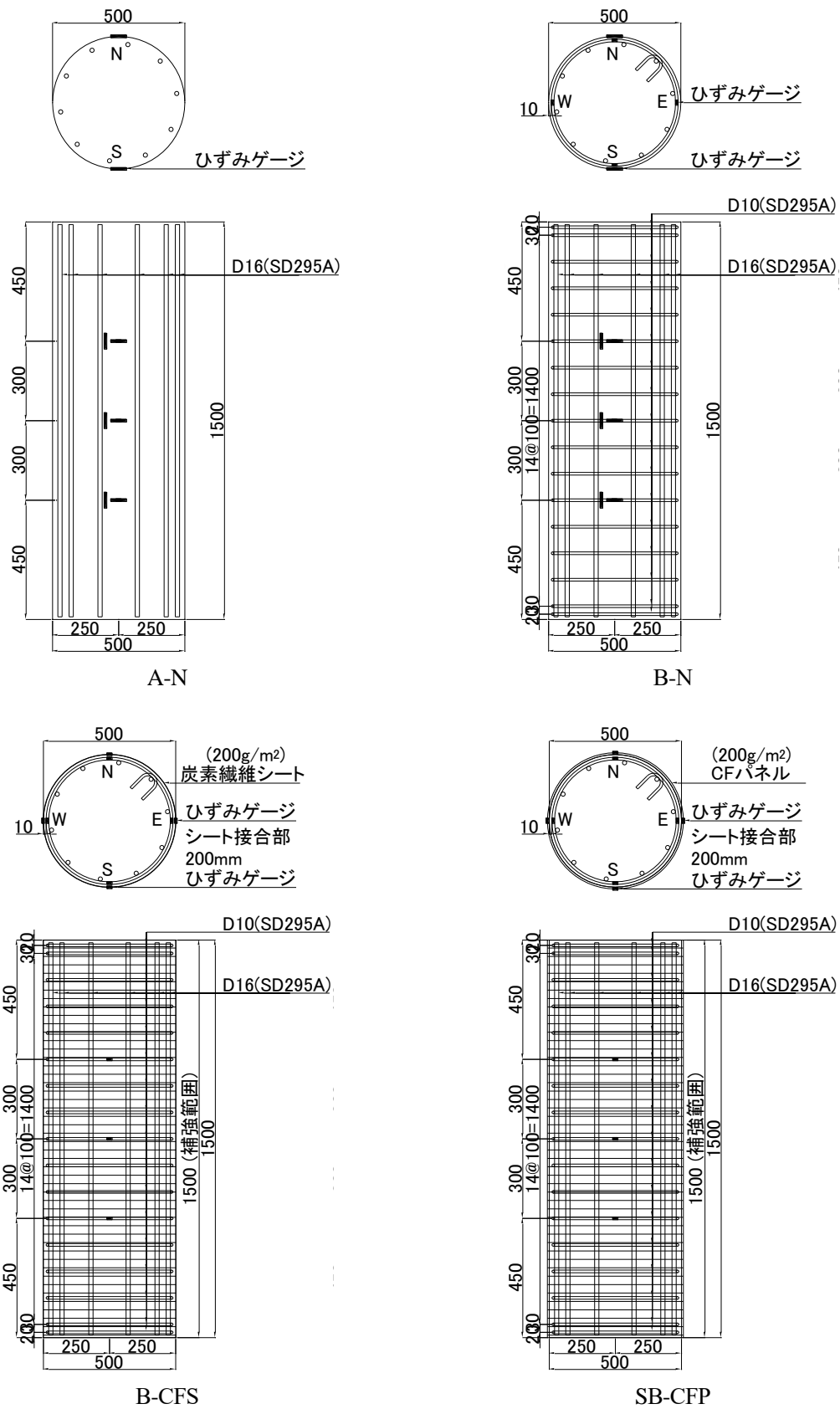
載荷実験状況を写真-5.2.1 に示す。万能試験機（最大力量：圧縮 10MN）で、変位制御による静的単調一軸圧縮載荷を行った。載荷速度は 1.0mm/min とした。

④計測項目

実験では、荷重、上下の載荷板間の鉛直変位、コンクリートのひずみ、帯鉄筋のひずみ、炭素繊維シートのひずみを測定した。ひずみゲージの貼付位置は図-5.2.9 に示す通りである。図中に示す N, S, E, W はひずみゲージの記号を表し、実験実施時の方角に対応したものとした。

⑤材料試験

使用したコンクリートは呼び強度 24N/mm^2 で、配合は表-5.2.7 に示す通りである。載荷実験時におけるコンクリートの材料試験結果を表-5.2.8 に、鉄筋の材料試験結果を表-5.2.9 に、炭素繊維シートの材料試験結果を表-5.2.10 にそれぞれ示す。



(単位 : mm)

図-5.2.9 供試体概要



写真-5.2.1 荷重実験状況

表-5.2.7 コンクリートの配合

G _{max} (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
			水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
20	58.6	48.8	164	280	899	957	2.80

表-5.2.8 コンクリートの材料試験結果（荷重実験時）

実験 ケース	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
A-N	35.6	—
B-N	35.4	—
B-CFS	35.1	—
B-CFP	35.5	3.06×10 ⁴

*ヤング係数の測定は一部のケースのみで実施した。

表-5.2.9 鉄筋の材料試験結果

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)
軸方向鉄筋 (SD295 D16)	359
帯鉄筋 (SD295 D10)	346

表-5.2.10 炭素繊維シート の材料試験結果

引張強度 (N/mm ²)	引張弾性率 (N/mm ²)	破断ひずみ
4,522	2.57×10 ⁵	0.017595

ii) 実験結果

①圧縮応力-圧縮ひずみ関係

各ケースの圧縮応力-圧縮ひずみ関係を図-5.2.10 に示す。圧縮応力は荷重を供試体断面積で除したもので、圧縮ひずみは鉛直変位の平均を供試体高さで除したものである。グラフに併記した計算値は、無補強のケースは道路橋示方書V²⁾の式より算出したもので、シート巻立て工法で補強したケースとCFパネル工法で補強したケースは「炭素繊維を用いた耐震補強研究会 平成8・9年度報告書」¹⁸⁾に記載されている式より算出したものをそれぞれ示している。コンクリートの圧縮強度にはA-Nの最大圧縮応力を用いた。ここで、補強した供試体の実験における終局は炭素繊維シートが破断した時点として、図中に▼で示した。

帯鉄筋が無い供試体で無補強のA-Nは、最大圧縮応力 σ_{max} 以降、急激に応力が低下した。材料試験結果より得られた圧縮強度 35.6N/mm^2 よりも σ_{max} は若干大きくなった。寸法効果による圧縮強度の低下³⁾も想定されたが、軸方向鉄筋が圧縮力を負担している影響の方が大きかったと考えられる。

帯鉄筋を有する供試体で無補強のB-Nは、最大圧縮応力 σ_{max} 以降、急激に応力が低下していったが、帯鉄筋が無いA-Nよりは圧縮応力低下勾配が緩やかになった。A-Nと同様に材料試験結果より得られた圧縮強度 35.6N/mm^2 よりも σ_{max} は大きくなった。これは軸方向鉄筋が圧縮力を負担している影響と帯鉄筋による拘束効果の影響であると考えられる。

炭素繊維シート巻立て工法で補強したB-CFSは、B-Nよりも σ_{max} 以降の圧縮応力低下が小さくなった。その後、圧縮ひずみ約0.005の時点で炭素繊維シートが破断して圧縮応力が大きく低下したが、帯鉄筋の拘束があるため、B-Nと同程度の圧縮応力になった。計算値よりも軟化域の圧縮応力や終局ひずみは小さくなった。

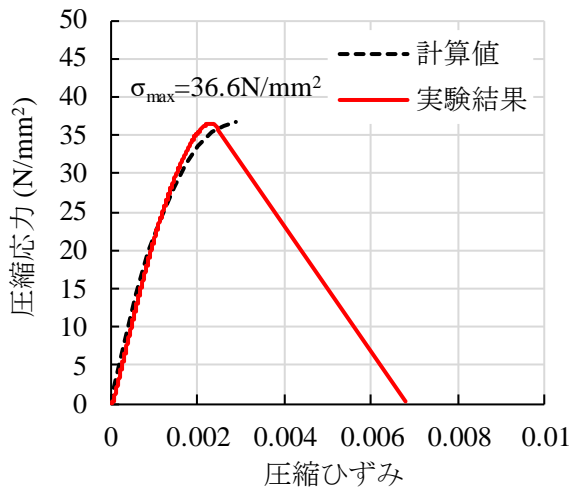
CFパネル工法で補強したB-CFPは、B-CFSよりも σ_{max} が若干大きく、 σ_{max} 以降の圧縮応力低下勾配はB-CFSと同程度であった。圧縮ひずみ約0.005の時点で炭素繊維シートが破断して圧縮応力が大きく低下したが、帯鉄筋の拘束があるため、B-Nと同程度の圧縮応力になった。B-CFSと同様であるが、計算値よりも軟化域の圧縮応力や終局ひずみは小さくなった。

②破壊状況

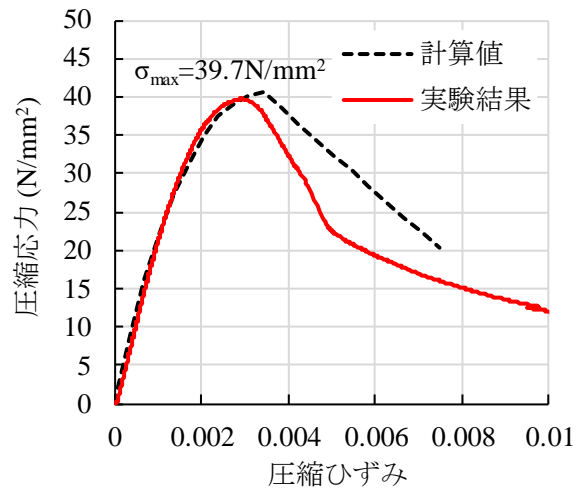
実験終了後の供試体状況と、実験終了後に炭素繊維シートやCFパネルを除去し、損傷したかぶりコンクリートも除去して確認した軸方向鉄筋の座屈方向および座屈範囲を図-5.2.11 に示す。

帯鉄筋無しで無補強のA-Nは、縦方向に裂けるような割裂破壊が生じた。載荷実験時はコンクリートの大規模な飛散を防止するために周囲にラップを巻いていたが、大型供試体でこれを剥がして鉄筋座屈状況を確認すると崩壊の危険性があったため、その確認は行わなかった。

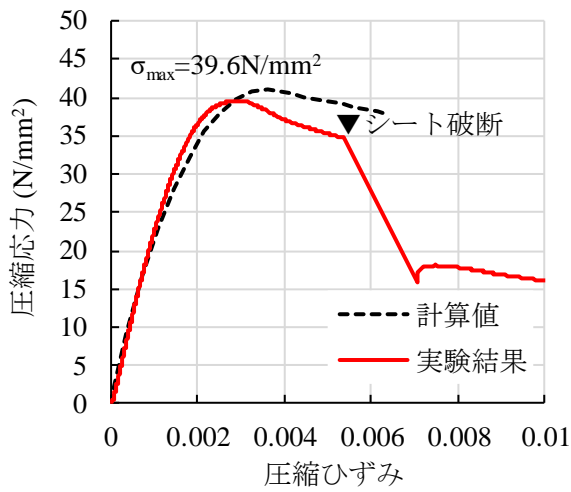
帯鉄筋を有する供試体で無補強のS2-B-Nは、斜めにひび割れが生じるコンクリートの破壊状況であり、この破壊面にほぼ対応する位置で、帯鉄筋間の約100mmの範囲で軸方向鉄筋が外側に向



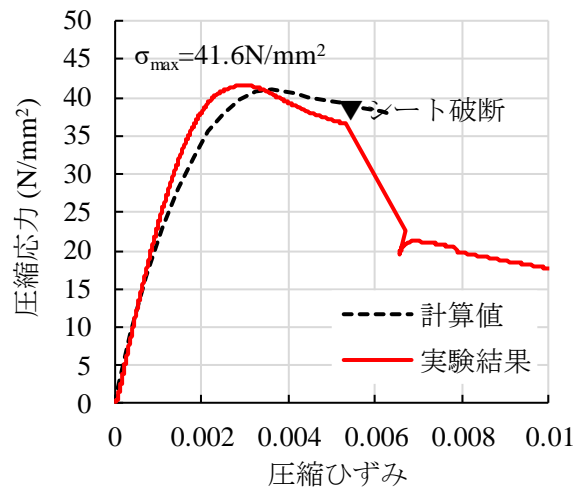
(a) A-N (帯鉄筋無し, 無補強)



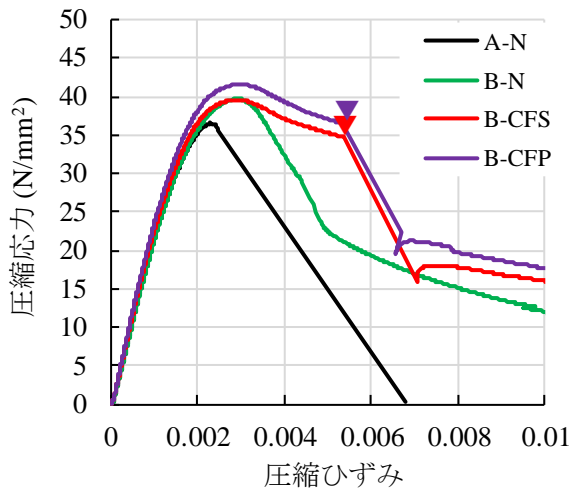
(b) B-N (無補強)



(c) B-CFS (シート巻立て工法)



(d) B-CFP (CFパネル工法)



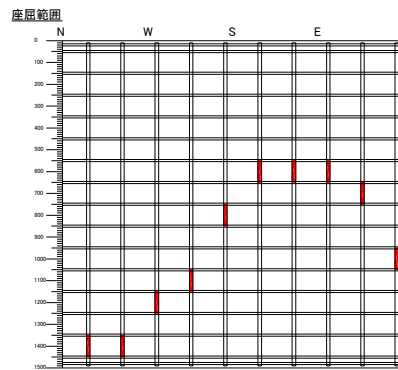
(e) 4体の実験結果

図-5.2.10 圧縮応力-圧縮ひずみ関係

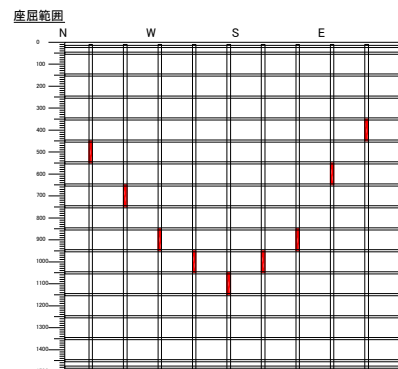


*破壊時の大規模な飛散防止のためラップを巻いている
 *供試体が崩壊すると危険なため、鉄筋座屈状況は未確認

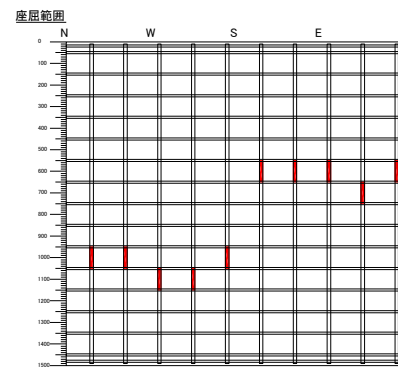
(a) A-N (帯鉄筋無し, 無補強)



(b) B-N (無補強)



(c) B-CFS (シート巻立て工法)



(d) B-CFP (CFパネル工法)

図-5.2.11 実験終了後の供試体状況

かって座屈している状況が確認された。

炭素繊維シート巻立て工法で補強した B-CFS は、高さ方向の中央付近で炭素繊維シートが破断した。斜めにひび割れが生じるコンクリートの破壊状況であり、概ねシート破断と対応する位置にある帯鉄筋間の約 100mm の範囲で軸方向鉄筋が外側に向かって座屈している状況が確認された。

CF パネル工法で補強した B-CFP は、B-CFS と同様に高さ方向の中央付近で炭素繊維シートが破断した。斜めにひび割れが生じるコンクリートの破壊状況であり、概ねシート破断と対応する位置にある帯鉄筋間の約 100mm の範囲で軸方向鉄筋が外側に向かって座屈している状況が確認された。

③コンクリートひずみ

無補強のケースで、圧縮応力と高さ中央位置で測定したコンクリートの周方向ひずみの関係を図-5.2.12 に示す。ここで、凡例は図-5.2.9 に示したひずみゲージの記号を表す。コンクリートの周方向ひずみが 1,000 μ 程度に達すると圧縮応力の増加が小さくなり、コンクリートの圧縮破壊によってコンクリートの周方向ひずみが大きく増加した。その後、これ以上の荷重に抵抗できなくなり圧縮応力が低下していった。

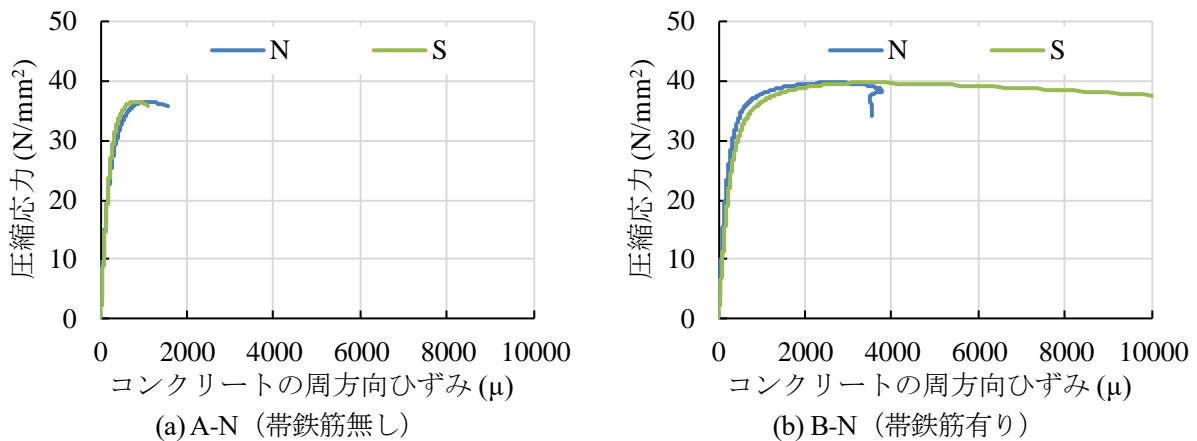
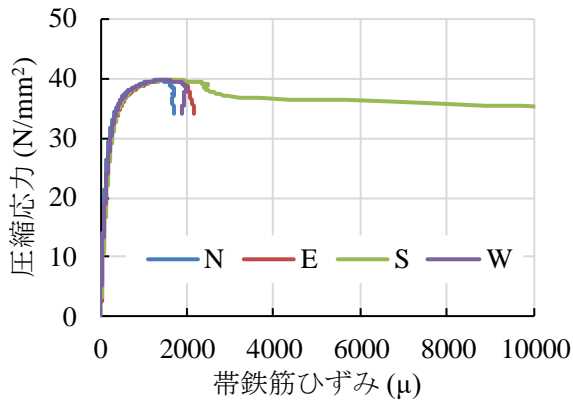


図-5.2.12 圧縮応力-コンクリートの周方向ひずみ関係（無補強のケース）

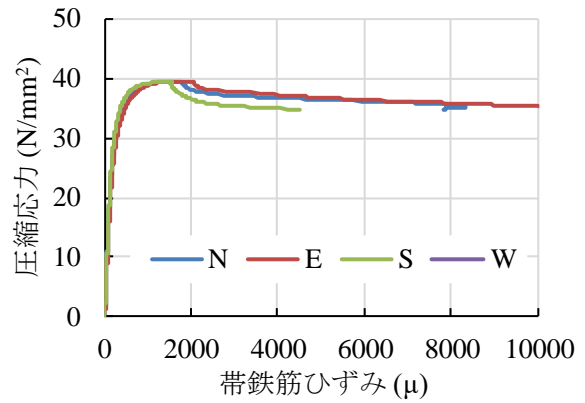
④帯鉄筋ひずみ

帯鉄筋有りのケースで、圧縮応力と帯鉄筋ひずみの関係を図-5.2.13 に示す。ここで、凡例は図-5.2.9 に示したひずみゲージの記号を表し、損傷の大きかった位置として中段位置で測定した結果を示す。

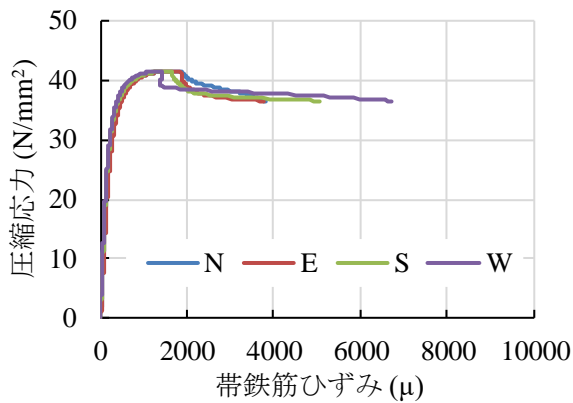
帯鉄筋ひずみが 1,000 μ 程度に達すると圧縮応力の増加が小さくなり、最大圧縮応力後に若干圧縮応力が低下してから帯鉄筋ひずみが大きく増加した。帯鉄筋ひずみの変化はコンクリートの周方向ひずみと近い挙動を示しており、この変化はコンクリートの圧縮破壊による影響が大きいものと考えられる。



(a) B-N (無補強)



(b) B-CFS (シート巻立て工法)



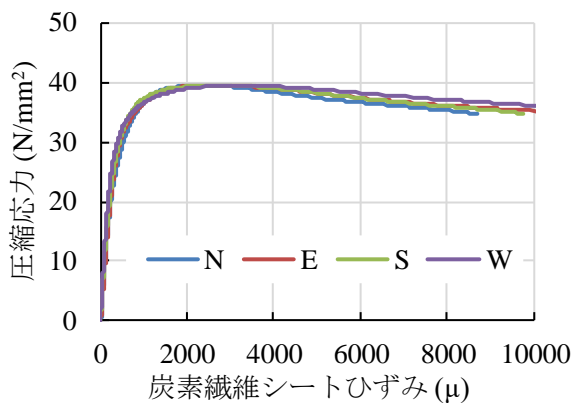
(c) B-CFP (CFパネル工法)

図-5.2.13 圧縮応力-帯鉄筋ひずみ関係 (帯鉄筋有りのケース)

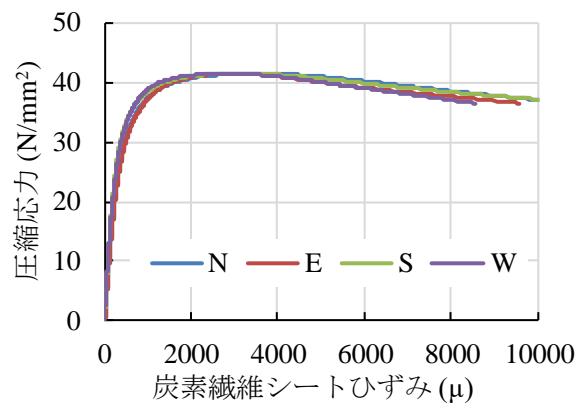
⑤炭素繊維シートひずみ

補強有りのケースで、圧縮応力と炭素繊維シートひずみの関係を図-5.2.14 に示す。ここで、凡例は図-5.2.9 に示したひずみゲージの記号を表し、損傷の大きかった位置として中段位置で測定した結果を示す。

炭素繊維シートひずみが 1,000 μ 程度に達すると圧縮応力の増加が小さくなり、炭素繊維シートひず



(a) B-CFS (シート巻立て工法)



(b) B-CFP (CFパネル工法)

図-5.2.14 圧縮応力-炭素繊維シートひずみ関係 (補強有りのケース)

みが大きく増加した。これについてもコンクリートの圧縮破壊によるものと考えられる。

iii) CF パネルにより補強したコンクリートの応力ひずみ関係に関する考察

CF パネル工法により巻立て補強したコンクリートの応力ひずみについて一軸圧縮実験により検証したところ、最大圧縮応力が若干増加し、その後の軟化勾配は緩やかになることが確認された。これはCF パネルによるコンクリートの拘束効果が発揮されたためと考えられる。炭素繊維シート巻立てと比較したところ、炭素繊維シート破断時点の終局ひずみや帯鉄筋と炭素繊維シートのひずみ増加挙動は同様であることが確認された。この実験結果からは、予め炭素繊維シートへの樹脂含浸を行いフレキシブルボードで挟み込む構造としたCF パネル巻立てでも、コンクリート面に樹脂含浸させながら接着させる炭素繊維シート巻立てと同様にコンクリートの拘束効果が発揮されるものと考えられる。

炭素繊維シート巻立て工法を対象とした既往の計算式¹⁸⁾との比較では、特に最大圧縮応力以降の軟化域において実験結果の方が軟化勾配は大きく、終局ひずみも小さくなる結果であった。これは計算式の基になった実験は供試体断面がφ200mmであったのに対して今回の実験は供試体断面がφ500mmで、この寸法の違いによる影響³¹⁾が現れていることが考えられる。そのため、拘束したコンクリートの応力ひずみ関係の寸法依存性に関する評価法については今後さらなる検討が必要であると考えられる。

5. 2. 3 適用範囲

建設技術審査証明⁷⁾を取得したPHb工法の適用条件を表-5.2.11に示す。

表-5.2.11 PHb工法の適用条件⁷⁾

項目	内容	
材質	SD295, SD345, SD390	
鉄筋径	片端矩形プレート型 PHb : D13~D32 両端円形プレート型 PHb : D13~D32 機械式接手型 PHb : D13~D29	
対象 部材厚	最小	図-5.2.2の台形面積で表されるPHbの有効係数が0.5以上となる条件
	最大	9m以下(横向き施工試験の実施条件より)
PHb 補強量	最小	既設部材のせん断補強鉄筋と併せて0.15%以上
	最大	$p_w \cdot f_y / f'_c \leq 0.1$ とするのがよい p_w : せん断補強鉄筋比 f_y : せん断補強鉄筋の降伏強度 f'_c : コンクリートの圧縮強度
軸方向配置間隔	RC橋脚の有効高さの1/2倍以下	

CF パネル工法の適用条件を表-5.2.12 に示す。

表-5.2.12 CF パネル工法の適用条件

項目	内容
炭素繊維シート種類	高強度タイプ 設計引張強度 3,400 N/mm ² * ヤング係数 2.45×10 ⁵ ±2.45×10 ⁴ N/mm ² *600g/m ² ×3 層の場合は接合部強度より 2,900N/mm ² とする ¹⁷⁾
炭素繊維シート量	1 層あたりの繊維目付量 200g/m ² ~600g/m ² 炭素繊維シートの層数 1 層~3 層 総目付量は、最大で接合部強度の確認を行った 600g/m ² ×3 層 (1,800g/m ²) まで
橋脚断面寸法	実験にて性能確認を行った 0.9m×0.9m 程度まで *CF パネルのみでせん断補強とじん性補強を行う場合

ここで、CF パネル工法で用いる炭素繊維シート量は接合部強度より定めている。炭素繊維シート 600g/m²×3 層の場合の接合部強度を確認した試験片概要と破壊状況を図-5.2.15 に示す¹⁷⁾。実施工の接合部と同じく図中の赤枠部分はパネル製作の時点で一体化されているが、接合部は炭素繊維シートの樹脂含浸を行わない未含浸の状態（図中の未接着シート）としている。パネル接合時に各層の炭素繊維シートを左右交互にエポキシ系樹脂を塗布して含浸し、その後、目付量の少ない炭素繊維シートおよびフレキシブルボードを接着させた。引張強度は 5 本平均で 3,252N/mm² (平均-3σ 2,936N/mm²) であり、この場合の設計引張強度を 2,900N/mm² としている。パネル接合部の引張強度について、炭素繊維シート 600g/m²×2 層とした場合¹⁶⁾は炭素繊維シート単体の引張強度の規格値を上回ったが、3 層の場合は炭素繊維シート単体の引張強度の規格値を下回った。その要因としては、炭素繊維シートの積層数の増加に伴い接着面が増えたことで均一に引張力が伝達されなかったことや、接合部内外での厚みの差が大きくなることで、接合部端部で応力集中が生じたことなどが考えられる。これより、炭素繊維シート量の上限を 3 層としている。

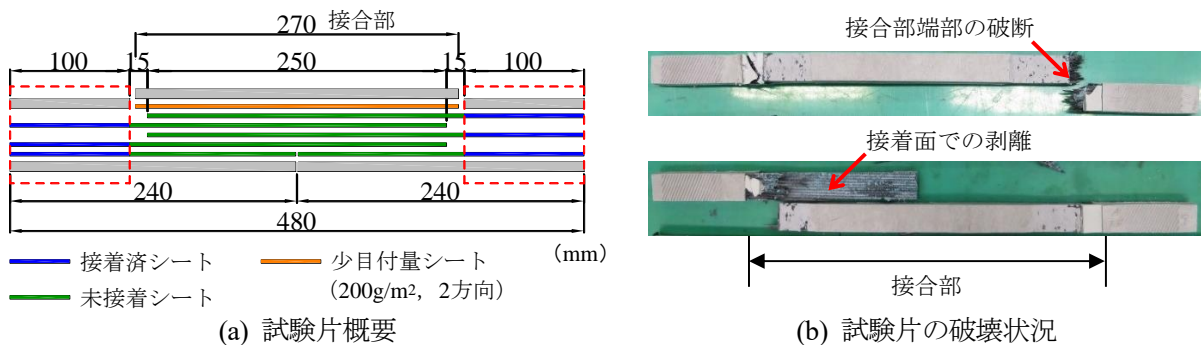


図-5.2.15 CF パネル接合部の引張試験（炭素繊維シート 600g/m²×3 層）¹⁷⁾

せん断耐力が不足する RC 橋脚で、CF パネルのみの補強ではせん断耐力がまだ不足する場合には、PHb によるあと施工せん断補強と CF パネルによる巻立て補強を併用して適用することを考える。比

較的断面が大きい橋脚や長方形断面の短辺方向に作用する水平力に対する検討を行う場合が主な対象になると考えられる。本研究にて実施した実験の供試体諸元は、昭和 55 年制定道路橋示方書¹⁾以前の基準に従って設計されたせん断破壊先行型のもので、PHb で補強することで曲げ破壊型に移行し、さらに CF パネルで補強することで変形性能が向上することを確認できるものとした。また、供試体の断面寸法 (1,500mm×600mm) は、使用する実験装置の制約から実施可能な範囲で大きいものにした。

5. 3 提案工法の前提となる条件

5. 3. 1 施工の条件

PHb 工法と CF パネル工法による既設 RC 橋脚の耐震補強の施工は、施工上の制約条件、施工時期、作業の安全性などを考慮して、設計で想定したせん断補強効果とじん性補強効果に関する品質を確保できるように施工計画を立案し、これに基づいて実施する必要がある。設計で想定した補強効果を発揮させるためには、既設 RC 橋脚と補強材が一体化している必要がある。そのためには空隙なくモルタル充填させる必要があり、本研究ではここで示す方法で施工を行った。

RC 橋脚の耐震補強は、PHb の施工、CF パネルの施工の順序で行い、各々の施工については以下に示す通りである。

(1) PHb 工法

本研究で用いる両端円形プレート型 PHb の施工手順は、**図-5. 3. 1**、**写真-5. 3. 1** に示すように①鉄筋探査、②削孔、③充填材の充填、④PHb の挿入・設置の順である。

i) 鉄筋探査工

削孔に先んじて、非破壊探査手法（電磁波レーダ法や電磁誘導法）などによって既設 RC 橋脚表面部の配筋位置を調査し、削孔位置が既設橋脚の表面側の鉄筋位置と干渉しないようにする。

ii) 削孔工

本研究では削孔に特殊コアドリルを使用する。これは、通常のコアドリルより高周波の電動モータの回転で削孔し、鉄筋などのコンクリートより硬いものに接触した際に自動停止する機能を有する穿孔機である。一般的な施工では削岩機タイプの PHb ドリルを用いるが、特殊コアドリルは、施工できる作業空間が比較的狭いケース、施工場所周囲で騒音が問題になるケース、削孔長が概ね 3m を超えるケースなどで用いる。なお、削孔時の振動などによって埋込側のかぶりが背面側へ抜け出してしまうことがないようにするため、埋込側の PHb 先端からのかぶりは 50mm 以上を確保する。

削孔中にドリル先端が既設 RC 橋脚に配置された鉄筋に接触した場合には、削孔を中止し、削孔の深さを測定した上で、削孔を終了するか、他の位置に場所を移動して削孔するかを判断する。

削孔の内面に付着した粉砕片は圧搾空気やワイヤーブラシなどにより除去し、ドライアウトが生じないように充填作業直前に湿潤状態にする。粉砕片が削孔の内面に付着したままの状態では定着作業を行うと付着性能が低下する恐れがあるため、入念に清掃することが重要である。また、孔壁が乾燥しているとモルタル中の水分が既設躯体への吸水によって奪われて、モルタルの硬化不良が生じるドライアウト現象が発生する恐れがあるため留意が必要である。

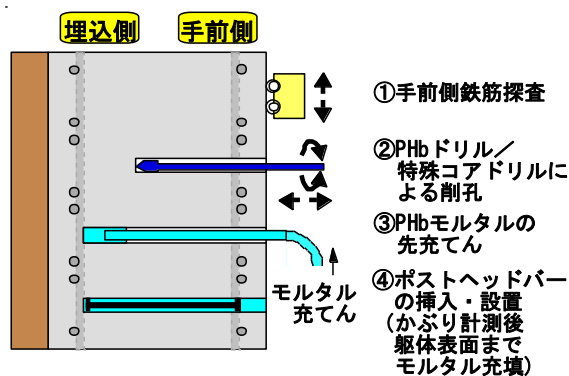


図-5.3.1 両端円形プレート型 PHb の施工手順



① 鉄筋位置の探査



② 削孔



③ 充填材の充填



④ PHb の挿入・設置

写真-5.3.1 両端円形プレート型 PHb の施工手順

iii) PHb 定着工

充填材はプレミックスタイプの表-5.3.1 に示す物性値の PHb モルタルを使用する。PHb と既設躯体を一体にできるものである必要があり、定められた方法で製造し、流動性・可塑性など所要の施工性能があることを確認する。なお、充填材の圧縮強度は補強する既設橋脚のコンクリート圧縮強度と同等以上とする。

充填材は、注入ホースを削孔に十分に差し込み、削孔の先端まで充填材が満たされるように充填する。その後、PHb を削孔の中心部分に配置されるように押し込み、一定量の充填材が溢出することを確認する。

この施工法により充填材が空隙なく充填されることを表-5.3.2 に示す条件で実施した施工試験によって確認している。充填状況の例を写真-5.3.2 に示す。

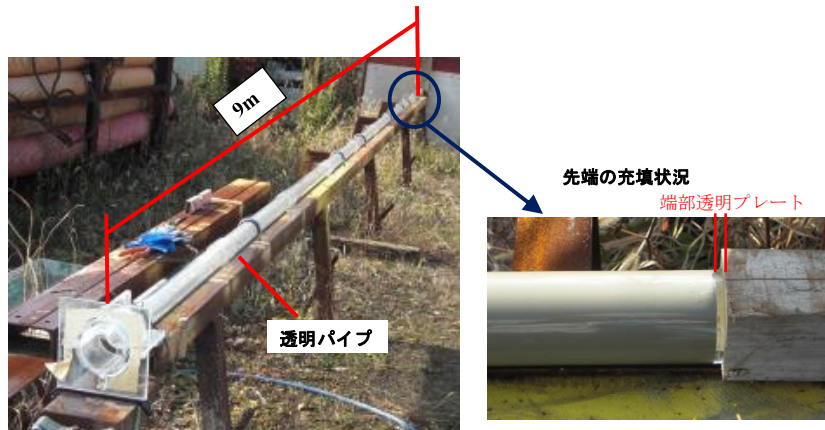
表-5.3.1 PHb モルタルの物性値

フレッシュ時の性状		圧縮強度の製造者基準値 (標準養生, 材齢 28 日)
テーブルフロー (mm)	ブリーディング率 (%)	
190±20	0.0	45N/mm ² 以上

※ブリーディング率は JIS A 1123 に、圧縮強度は JIS A 1108 による。

表-5.3.2 施工試験の実施条件

No.	削孔方向	機械式継手の有無	鉄筋径	挿入長さ	試験方法
1	横向き	継手なし	D32	5m	コンクリートブロック
2	横向き	継手なし	D32	7m	透明パイプ
3	横向き	継手なし	D29	9m	透明パイプ
4	横向き	継手あり(2 個)	D19	2m	コンクリートブロック
5	横向き	継手あり(2 個)	D29	2m	コンクリートブロック
6	上向き	継手なし	D32	3.5m	透明パイプ
7	上向き	継手あり(1 個)	D29	0.9m	コンクリートブロック



(a) 横向き施工, No.3

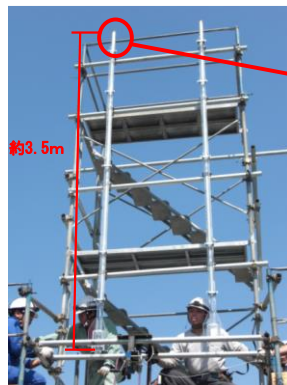


D19



D29

(b) 横向き施工, 継手周囲の切断面, No.4,5



(c) 上向き施工, No.6

写真-5.3.2 施工試験でのモルタル充填状況の例

(2) CF パネル工法

CF パネルの施工手順は、①既設コンクリート表面の下地ケレン、②プライマー塗布、③アンカーによる CF パネル設置、④接合部炭素繊維シートの含浸接着、⑤目地、端部のシール、⑥既設コンクリートと CF パネルの間への充填材注入であり、その施工手順を写真-5.3.3 に示す。

i) 下地ケレン工

既設コンクリートと充填材の接着、一体性を確保するために、コンクリート表面の脆弱部および突起や段差等の不陸は除去する必要がある。そのため、CF パネル設置範囲のコンクリート表面をデ



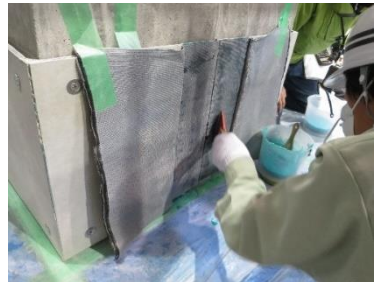
① 下地ケレン



② プライマー塗布



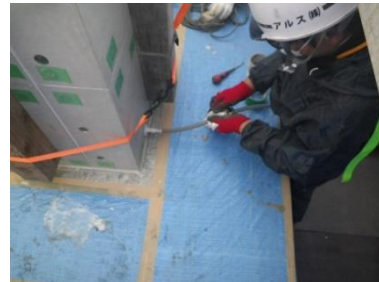
③ CFパネル設置



④ 接合部含浸接着



⑤ シール



⑥ 充填材注入

写真-5.3.3 CFパネルの施工手順

イスクサンダーにてケレンする。また、ケレンに伴う研磨粉等は、集塵機で吸引するなどしてコンクリート表面を汚れのない状態とする。コンクリート表面のレイタンス、汚れ、油分および浮き、脆弱部等が残っていないことを確認した上で、CFパネル設置用の基準線の墨出しを行う。

ii) プライマー塗布工

既設コンクリートと充填材の接着性を向上させるため、下地処理を行った既設コンクリート表面にプライマーをローラーや刷毛等で均一に塗布する必要がある。プライマーには表-5.3.3に示す品質規格を満足するCFプライマーを用いることとし、塗布後、コンクリート表面を目視確認してコンクリートへの吸い込みにより塗りムラがある場合は、再度CFプライマーを塗布する。次工程の実施は、プライマー触指乾燥（表面を指で軽く触っても指につかない状態）後とし、白濁色から透明黒色に変化した後とする。

表-5.3.3 CFプライマーの品質規格

規定項目	密度 (g/cm ³)	粘度 (mPa・s)	pH	不揮発分 (%)
試験方法	JIS Z 8804	JIS Z 8803	JIS Z 8802	JIS Z 6828
規格値	1.01±0.01	4±2	5.0～8.0	15.0±1.0

iii) CFパネル設置工

基準線に合わせて、CFパネルを既設コンクリート表面に設置し、CFパネルのアンカー孔の位置で、既設コンクリートにアンカーを挿入し、打ち込む。アンカーは内部コーン打込み式の金属拡張

アンカーを用い、標準的に使用しているステンレス製アンカー（SUS304 相当）の寸法および最大荷重を表-5.3.4 に示す。アンカー打ち込み後に皿ワッシャー，皿ビスを用いて締め付け固定する。CF パネル1 段の高さは 500mm を標準とし，設置は下段から上段に向かって1 段毎に行うものとする。

この時，既設コンクリートと CF パネルの間には充填材注入用の隙間を設ける。この隙間は 10mm を標準とし，CF パネルの内側には充填材注入用の隙間を設けるためのスペーサーを予め設置しておく。

表-5.3.4 ステンレス製アンカーの寸法および最大荷重

使用部位	ねじの呼び	外径 (mm)	全長 (mm)	ねじの長さ (mm)	ドリル径 (mm)	引張最大荷重 (kN)
本体パネル用	M8	10.0	30	12	10.5	12.6
接合パネル用	M6	8.0	25	10	8.5	7.1

iv) 接合部含浸接着工

接合部樹脂含浸の施工手順を写真-5.3.4 に示す。RC 橋脚の形状に合わせて分割して成形した CF パネルを設置後，接合部の未含浸炭素繊維シート（複数枚）の含浸接着を柱の下端に設置した CF パネルから順に行う。含浸接着樹脂には表-5.3.5 に示す品質規格を満足するエポキシ樹脂を用いる。含浸接着作業では，未含浸炭素繊維シートを1 枚ずつエポキシ樹脂にて含浸・脱泡しながら交互に重ね合わせて接着する。そのため，作業前に未含浸炭素繊維シートが含浸接着作業の支障にならないように処置を行う。1 層あたりの塗布樹脂量は，目付量に応じて確実に含浸できることが予め確



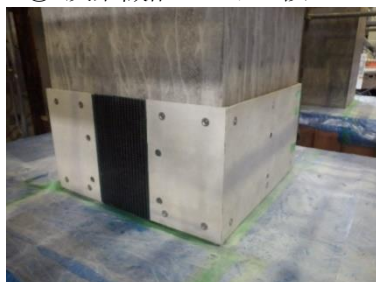
① 炭素繊維シートの仮止め



② ボード面への樹脂塗布



③ 炭素繊維シートへの樹脂塗布



④ 炭素繊維シート接着完了



⑤ 接合パネルへの CF パテ塗布



⑥ 接合パネルのアンカー設置

写真-5.3.4 接合部樹脂含浸作業

表-5.3.5 含浸接着樹脂（エポキシ樹脂）の品質規格

規定項目	比重	可使時間 (分)	混合物粘度 (mPa・s)	引張強さ (N/mm ²)	引張せん断強さ (N/mm ²)
試験方法	JIS K 7112	温度上昇法	JIS K 6833	JIS K 7113	JIS K 6850
規格値	1.17±0.10	15 以上	20,000 以下	30 以上	10 以上

認された量とする。また、作業時の外気条件は、気温 5℃以上、湿度 85%以下であることを確認する。

接合部のフレキシブルボード面に所定量の含浸接着樹脂を均一に塗布した後、炭素繊維シートが水平になるように 1 層目から順に接着させる。炭素繊維シートへの含浸接着樹脂の含浸状況・脱泡状況と樹脂ムラがないことを確認し次層の作業を同様に行う。接合部の含浸接着樹脂が硬化した後、接合パネル内面と FRP 化した炭素繊維シートの表面に表-5.3.6 に示す品質規格を満足するエポキシ樹脂系パテ材（CF パテ）を均一に塗布し、接合パネルを接着させる。接合パネルに設けたアンカー孔の位置で、アンカーを挿入し、打ち込む。アンカー打ち込み後に皿ワッシャー、皿ビスを用いて締付け固定する。

表-5.3.6 CF パテの品質規格

規定項目	比重		可使時間 (分)	引張強度 (N/mm ²)	引張せん断強さ (N/mm ²)
	主剤	硬化剤			
試験方法	JIS K 7112		温度上昇法	JIS K 7113	JIS K 6850
規格値	1.43±0.05	1.45±0.05	45±15	20 以上	10 以上

v) シール工

充填材注入時に CF パネル端部や目地部から充填材が漏洩しないようにするため、接合パネル接着後、CF パネル間の目地および CF パネル下端部を CF パテによりシーリングする。CF パテは目地の奥・隅々まで行き届くように仕上げ、仕上がり面の美観にも配慮するのが望ましい。また、CF パテの可使時間内に使用できる分量を計量・攪拌して使用するようにする。

vi) 充填材注入工

CF パネル間の目地および端部をシールした CF パテの硬化を確認した後、充填材の注入口および空気抜き口（充填確認口）を設置する。これらの設置位置は、CF パネル 1 段あたりで表と裏に 1 箇所ずつとする。また、充填材の注入前に充填材の漏洩や CF パネルのはらみ出しを防止するために必要な対策を施しておく。本研究の試験体製作における注入時には、CF パネルの外周に溝形鋼を設置して補強を行った。

充填材は表-5.3.7 に示す品質規格を満足する CF スラリーを用いる。CF スラリーは、プレミックスタイプの材料であるため、現場では所要量の水を加えハンドミキサーで練り混ぜることで製造できる。

注入作業時には、未充填部ができないように、打診棒などを用いて CF スラリーの充填状況を確認する。

表-5.3.7 CF スラリーの品質規格

規定項目	フロー値 (秒)	圧縮強度の製造者基準値 (標準養生, 材齢 28 日)
試験方法	JSCE-F541 J ₁₄ ロート	JSCE-G505
規格値	4±2	48N/mm ² 以上

5.3.2 維持管理の条件

(1) PHb 工法

PHb は、既設 RC 橋脚と同じかぶりを最低限確保してコンクリート中に埋設される。また、かぶり部分は PHb モルタルまたは断面修復材が密実に充填されることを前提とすれば、一般的な鉄筋コンクリートと同じである。

ただし、既設 RC 橋脚の配筋状況などに起因して、PHb の手前側プレートが所定のかぶりを確保できない場合には、手前側プレートや鉄筋に防食塗装を施すものとする。一例として、エポキシ樹脂塗装を行うことが挙げられる^{32),33)}。

(2) CF パネル工法

CF パネルで補強効果を期待している材料は炭素繊維シートである。表面に配置されるフレキシブルボードには外的要因から炭素繊維シートを保護する機能があり、基本的にはメンテナンスフリーである。フレキシブルボードの欠損部となるアンカー孔部分については、本研究の試験体製作ではステンレスアンカーで完全に塞いだのみであるが、特に耐久性に配慮する場合はその部分に CF パテを塗布して外部因子の侵入を防ぐ。CF パネルの耐久性については表-5.3.8 に示す内容についてこれまでに性能確認を行っている。これらの状況写真を写真-5.3.5 に示す。

表-5.3.8 CF パネルの耐久性に関する性能確認結果³⁴⁾を元に作成

性能など	試験方法および試験条件など	試験結果など
凍結融解抵抗性	JIS A 1435 の水中凍結水中融解法に準拠 温度範囲：-20℃～10℃ サイクル：600 サイクルまで実施 炭素繊維目付量：200g/m ²	600 サイクル後 外観：大きな変状なし 一般部引張強度：4,169 N/mm ² 接合部引張強度：3,977 N/mm ² ≧3,400 N/mm ²
耐候性	JSCE-K 511, キセノンランプ 2,500 時間照射	膨れ, 割れ, 剥がれなどの変状なし
温冷繰返しおよびアルカリ促進環境での抵抗性	-30℃×3h, +60℃×3h (水酸化カルシウム飽和溶液に半水浸), +23℃・50%RH×18h (水酸化カルシウム飽和溶液に半水浸) を 1 サイクルとして 30 サイクル 炭素繊維目付量：200g/m ²	30 サイクル後 付着強度 (JSCE-K 531) ：2.06N/mm ² ≧0.7N/mm ² 押し抜き荷重 (JR 東日本 土木工事標準仕様書) : 8.7kN≧1.5kN
延焼性	NEXCO 試験法 738 「トンネル補修材料の延焼性試験方法」に準拠 火炎温度 1,200℃以上で 10 分間 炭素繊維目付量：200g/m ²	消炎時間：2 秒, 0 秒≦30 秒 上端方向延焼範囲 ：93mm, 104mm≦600mm
経年劣化	CF パネル施工から 16 年経過後の道路トンネルの目視確認	浮き, 剥がれ, 割れなどの変状なし



(a) 凍結融解 600 サイクル後の CF パネル



(b) 接着性試験状況



(c) 押し抜き試験状況



(d) 延焼性試験後の CF パネル

写真-5.3.5 CF パネルの各種耐久性試験³⁴⁾

5. 4 検証実験

5. 4. 1 CF パネルによるせん断補強効果検証実験

(1) 実験概要

CF パネル工法で補強した場合に、炭素繊維シートがせん断力を負担することで、部材のせん断耐力が増加することの検証を目的として、RC 梁供試体の静的載荷実験を実施した³⁵⁾。

1) 実験ケース

実験では、補強の有無、CF パネルの一般部と接合部、炭素繊維の補強量、付着の有無による違いがせん断耐力に及ぼす影響についてそれぞれ検証するためのケースを設定した。供試体は計 5 体で、実験ケースの一覧を表-5.4.1 に示す。

CFP-0 は無補強の供試体である。その他の 4 体は軸方向の長さが 500mm の CF パネルと 400mm の CF パネルを交互に計 7 組設置して補強を行った。補強区間は両側の支点よりもそれぞれ 100mm 外側までの範囲とし、軸方向に全長 3,200mm の範囲である。炭素繊維シートは周方向のみに配置して、連続性を確保するように 2 面で接合したが、軸方向となる水平方向はパネル同士が突き合わせの状態では一体化していない。CF パネルとコンクリート表面の間には 10mm の隙間を設け、パネル設置後に充填モルタルを注入して両者を一体化させた。

基準ケースとした CFP-2-N は、せん断力を負担する供試体側面が CF パネルの一般部となるように設置し、使用する炭素繊維シートは繊維目付量 200g/m² (厚さ 0.111mm) のものを 1 層とした。CFP-2-J は、供試体側面が接合部になるように設置して、この影響について検討した。

CFP-4-N は繊維目付量 400g/m² (厚さ 0.222mm) ×1 層として、この影響について検討した。

CFP-2-N-UB は供試体側面のコンクリート表面にグリースを塗布した上でポリプロピレンシートを貼り付けて、充填材との付着が無い条件とした。炭素繊維シート巻立て補強を行った宮島らの実験³⁶⁾では、斜めひび割れの発生に伴ってシートの剥離による付着切れが生じており、接着方法は異なるが

表-5.4.1 実験ケースの一覧

実験ケース	補強の有無	CF パネルの仕様			検討項目
		繊維目付量	供試体側面	p_f (%)	
CFP-0	無し	—	—	—	—
CFP-2-N	有り	200g/m ²	一般部	0.037	CF パネルの補強効果
CFP-2-J	有り	200g/m ²	接合部	0.037	一般部、接合部の違い
CFP-4-N	有り	400g/m ²	一般部	0.074	繊維目付量の違い
CFP-2-N-UB	有り	200g/m ²	一般部 付着無し	0.037	付着有無の違い

* p_f : シート補強量比

本工法でも同様の事象が生じることが予測される。そこで、コンクリートとCFパネルの付着切れが生じた場合の最も厳しい条件として、予め全面剥離が生じた状態とした。

2) 供試体諸元

供試体の概要を図-5.4.1に示す。RC供試体の形状は、幅600mm×高さ500mm×全長3,800mmとし、せん断スパン比 $a/d=2.78$ 、主鉄筋比 $p_v=1.76\%$ 、せん断補強鉄筋比 $p_w=0.12\%$ である。

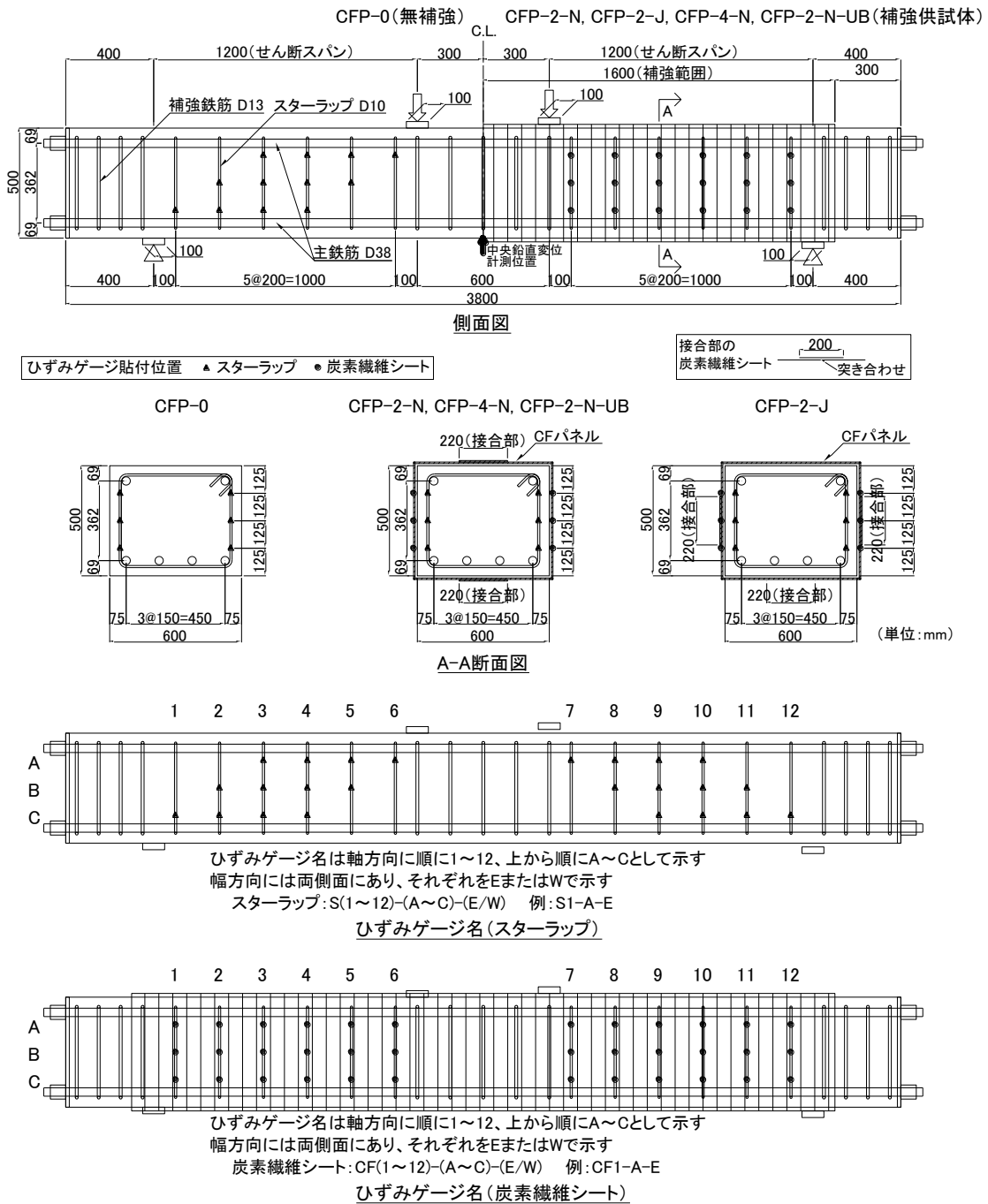


図-5.4.1 RC供試体概要

3) 実験方法

載荷実験状況を写真-5.4.1に示す。1MN ジャッキを2台使用して、変位制御による中央2点での静的単調載荷を行った。載荷板および支承板にはそれぞれ幅100mmの鋼板を用いた。

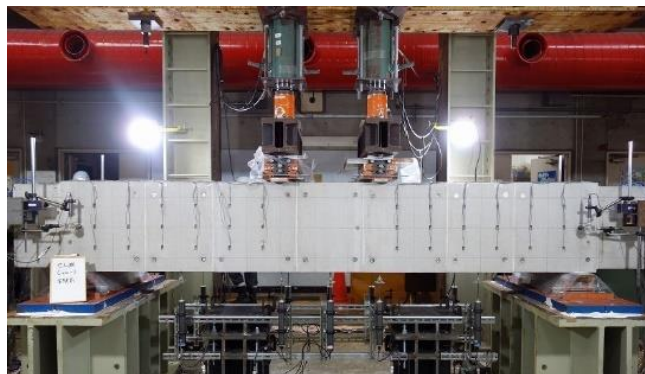


写真-5.4.1 載荷実験状況

4) 計測項目

実験では、荷重、供試体中央における鉛直変位、スターラップのひずみ、炭素繊維シートのひずみを測定した。ひずみゲージの貼付位置は図-5.4.1に示す通りである。

5) 材料試験

使用したコンクリートは呼び強度 24N/mm^2 で、配合は表-5.4.2に示す通りである。載荷実験時におけるコンクリートおよび充填モルタルの材料試験結果を表-5.4.3に、鉄筋の材料試験結果を表-5.4.4に、炭素繊維シートの材料試験結果を表-5.4.5にそれぞれ示す。

表-5.4.2 コンクリートの配合

G_{\max} (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
			水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
20	58.6	48.8	164	280	899	957	2.80

表-5.4.3 コンクリートおよび充填モルタルの材料試験結果（載荷実験時）

実験ケース	コンクリート		充填モルタル	
	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
CFP-0	27.2	—	—	—
CFP-2-N	28.4	2.63×10^4	79.9	1.85×10^4
CFP-2-J	27.0	—	78.7	—
CFP-4-N	27.8	2.76×10^4	81.5	—
CFP-2-N-UB	28.1	—	85.1	—

*ヤング係数の測定は一部のケースのみで実施した。

表-5.4.4 鉄筋の材料試験結果

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏ひずみ
主鉄筋 (SD490 D38)	503	2.00×10 ⁵	0.002515
スターラップ (SD345 D10)	375	1.87×10 ⁵	0.002005

表-5.4.5 炭素繊維シートとの材料試験結果

繊維目付量	引張強度 (N/mm ²)	引張弾性率 (N/mm ²)	破断ひずみ
200g/m ²	4,522	2.57×10 ⁵	0.017595
400g/m ²	3,867	2.48×10 ⁵	0.015593

(2) 実験結果

1) セン断力ー中央鉛直変位関係

各ケースのせん断力ー中央鉛直変位関係を図-5.4.2に示す。無補強のCFP-0に対して、CFパネルで補強した4ケースはいずれも最大せん断力 V_{max} が増加しており、せん断補強効果が確認できた。

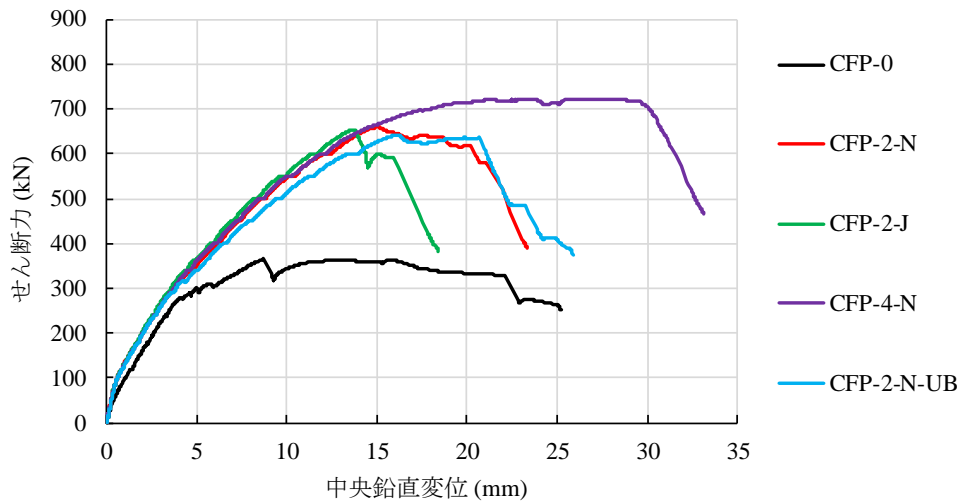


図-5.4.2 セン断力ー中央鉛直変位関係

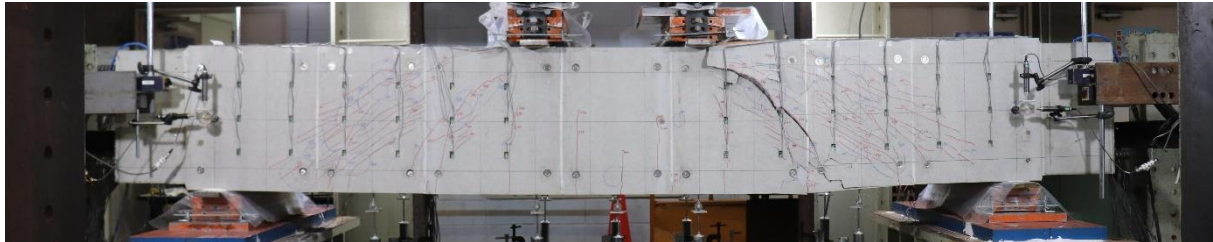
2) 破壊状況

実験終了時の供試体状況を写真-5.4.2に示す。また、せん断破壊が生じたスパンの実験終了後の状況と、CFパネルで補強した4ケースについては、実験終了後にCFパネルを除去して確認したコンクリートもしくは充填モルタルの状況を併せて写真-5.4.3に示す。

無補強のCFP-0は、載荷点から支点に向かう1本の斜めひび割れが大きく開口し、斜め引張破壊が生じた。



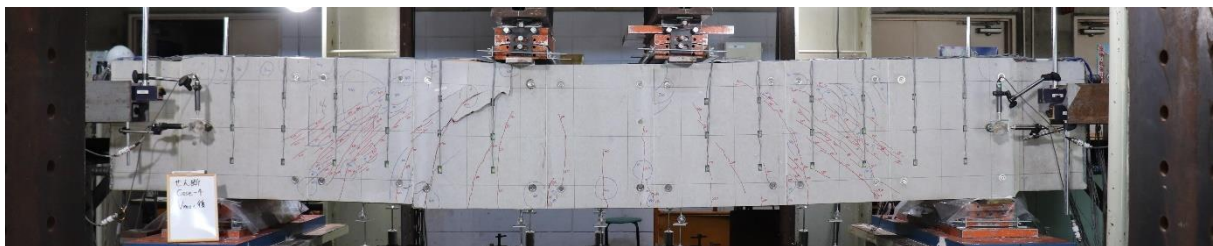
(a) CFP-0 (無補強)



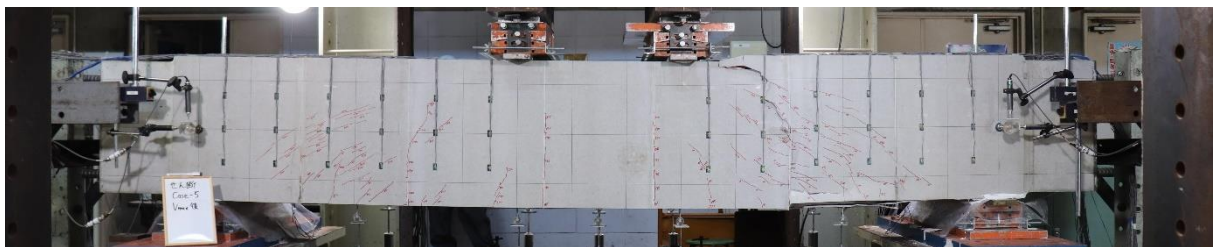
(b) CFP-2-N (CF パネル補強, 繊維目付量 200g/m², 側面一般部)



(c) CFP-2-J (CF パネル補強, 繊維目付量 200g/m², 側面接合部)



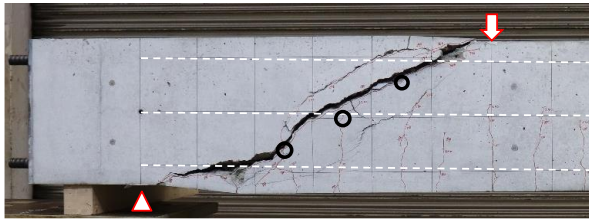
(d) CFP-4-N (CF パネル補強, 繊維目付量 400g/m², 側面一般部)



(e) CFP-2-N-UB (CF パネル補強, 繊維目付量 200g/m², 側面一般部, 付着なし)

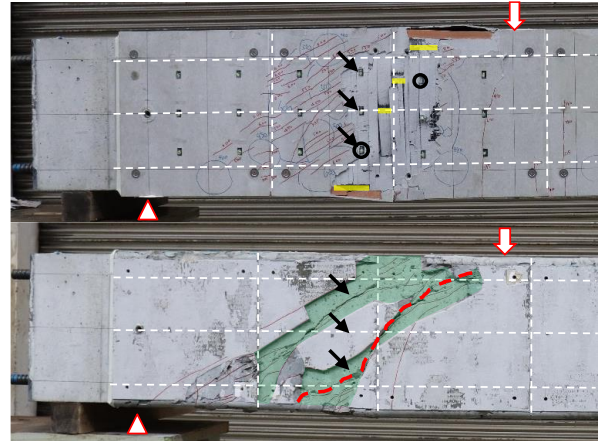
写真-5.4.2 実験終了時の供試体状況

CF パネルで補強した 4 ケースは、外側のフレキシブルボードに多数の微細な斜めひび割れが見られ、コンクリートの斜めひび割れに対応した位置で炭素繊維シートの破断が生じた。载荷点付近では V_{max} 時点で上面外側のフレキシブルボードがせり上がり、内部ではコンクリートが圧縮破壊している状況が確認されたことから、せん断圧縮破壊のモードであったと言える。これは CFP-0 でのコンクリート

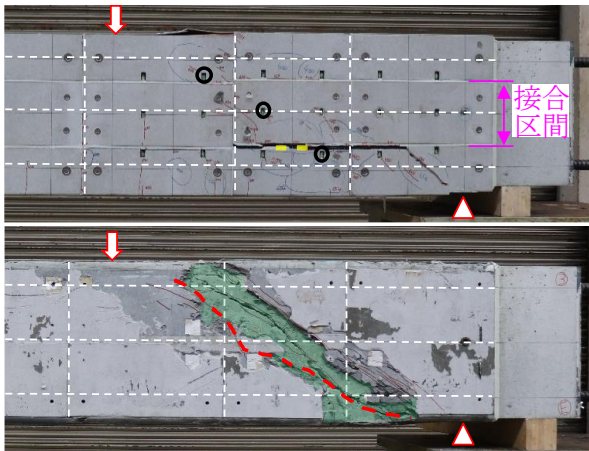


無補強のため
写真なし

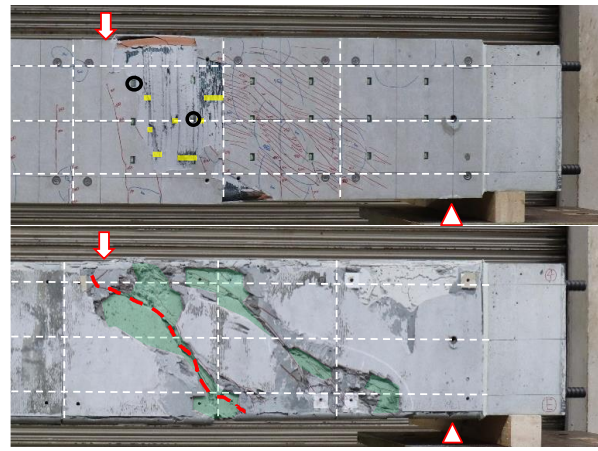
(a) CFP-0 (無補強)



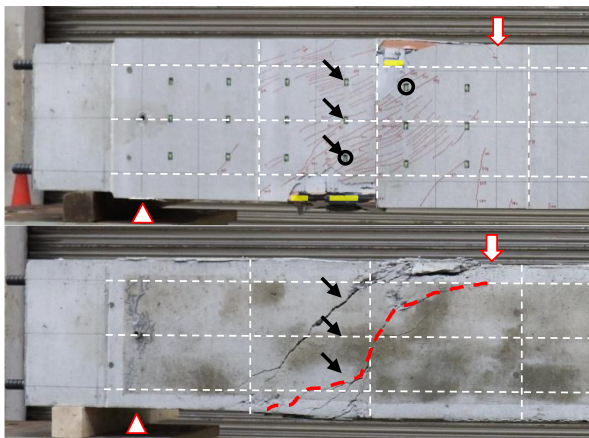
(b) CFP-2-N (200g/m², 一般部)



(c) CFP-2-J (200g/m², 接合部)



(d) CFP-4-N (400g/m², 一般部)



(e) CFP-2-N-UB (200g/m², 一般部, 付着なし)

*せん断破壊が生じたスパンを示す

- 縦：パネル目地
- 横：主鉄筋位置および高さ中央
- 目視にて確認したひび割れ位置
- 炭素繊維シート破断位置
- シート破断位置に対応する斜めひび割れ付近のゲージ位置
- 4)でひずみ履歴を示す位置
- シート破断位置に対応する斜めひび割れ
- コンクリート-充填モルタル間の付着切れ範囲

写真-5.4.3 実験終了後の供試体状況 (上) と CF パネル除去後の供試体状況 (下)

の破壊形態とは異なるものである。補強によりせん断破壊モードに変化が生じた要因としては、断面を囲い込む CF パネルがコンクリート中の応力分布に影響を及ぼした可能性が考えられる。この影響として考えられる可能性には、せん断耐力の増加につながるコンクリートの軸方向圧縮応力伝達領域の増加³⁷⁾などがある。

コンクリートと充填モルタルの付着がある3ケースで、載荷実験中に打音にて確認した結果、斜めひび割れ発生後からCFパネルの浮きが生じ始め、斜めひび割れ位置に沿って徐々にその範囲が拡大し、 V_{max} 時点では上端から下端までの全体に広がっていた。コンクリートには幅が比較的大きい斜めひび割れが2本ずつ発生し、これらを含む領域でコンクリートと充填モルタルの付着切れが生じていた。この領域は打音にて浮きを確認した範囲と対応している。

3面補強などの場合は補強材の剥離によって終局に至る³⁸⁾が、本工法のように断面を囲い込む補強では剥離が生じてコンクリートとの一体性が失われてもせん断補強効果を発揮できることが明らかとなった。

3) 各材料のせん断力負担割合

実験における各材料のせん断力負担割合について算出を試みた。ここでは、無補強のCFP-0は最もひび割れ幅が大きい斜めひび割れ、CFパネルで補強した4ケースは炭素繊維シートが破断した位置に対応する斜めひび割れをそれぞれせん断破壊に対して支配的な斜めひび割れと仮定した。このひび割れ近傍のひずみゲージの値にヤング係数と断面積を乗じた値の総和を補強材が負担するせん断力とした。なお、スターラップ負担分は降伏後一定値とした。フレキシブルボードの引張強度は 15N/mm^2 程度で、せん断力負担には寄与しないと考えられることから、CFパネルの断面積は軸方向のゲージ間隔である 200mm 区間の炭素繊維シート断面積とした。補強材の負担せん断力算出に用いたひずみゲージの位置を写真-5.4.3中に丸印で示す。また、コンクリート負担分 V_c は、全体のせん断力 V からスターラップ負担分 V_s および炭素繊維シート負担分 V_f を差し引いて算出した。算出した各材料の負担せん断力と中央鉛直変位の関係を図-5.4.3に、算出に用いたひずみゲージで計測したスターラップと炭素繊維シートひずみの変化を図-5.4.4～図-5.4.6にそれぞれ示す。なお、凡例に示したひずみゲージの位置はそれぞれ図-5.4.1に示した通りである。

無補強のCFP-0は、斜めひび割れ発生後、 V_s が増加するが、スターラップ降伏後は一定値となり V_{max} に達している。 V_c が斜めひび割れ発生後に低下した後、再び増加する挙動は中村・渡辺の実験結果³⁹⁾と同様であり、アーチ機構による負担が増加したためと推察される。

CFパネルで補強したCFP-2-Nは、斜めひび割れ発生後、 V_s と V_f が同時に増加し始めた。CFP-0と比較すると V_s の増加勾配が緩やかなのは、 V_f と分担して引張抵抗しているためと考えられる。また、 V_c はCFP-0と異なり低下することなく増加し続けている。スターラップ降伏後も部材変形の増加に伴って V_f は増加した。最終的に変位 15mm で V_c が低下した時点が V_{max} となった。その後も V_f は増加し続けたが、変位 21mm で斜めひび割れに対応した位置で炭素繊維シートが破断して V が大きく低下した。

側面にパネル接合部を設けたCFP-2-Jは、CFP-2-Nとほぼ同様の挙動を示したが、炭素繊維シートの破断と同時に V が低下しており、シート破断がコンクリートのせん断圧縮破壊よりも若干早く生じたものと推察される。接合区間端部で炭素繊維シートが破断している(写真-5.4.3(c))ことから、応力集中が生じやすい剛性変化点の影響¹⁷⁾も示唆されるが、 V_{max} はCFP-2-Nと同等であるため、その影

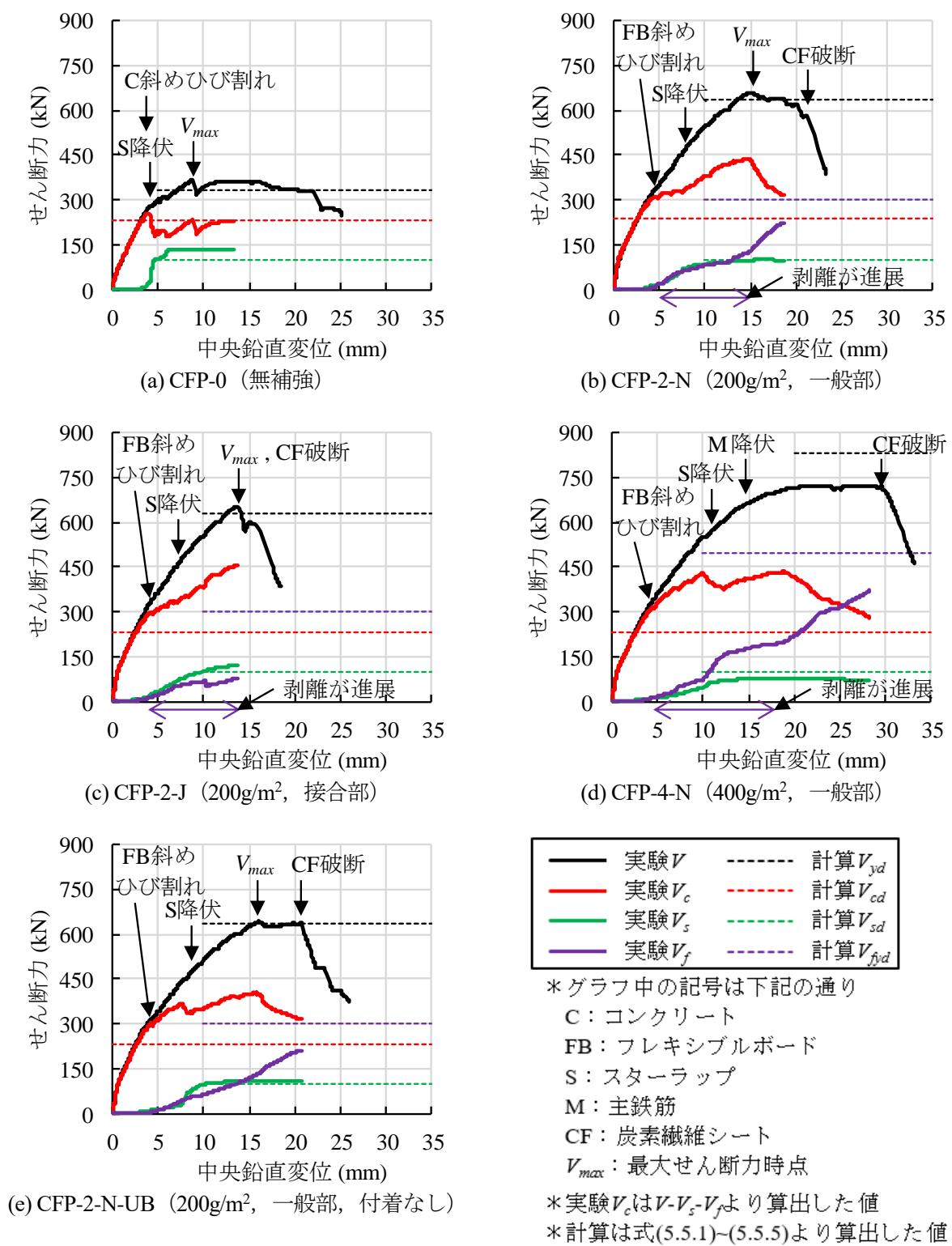
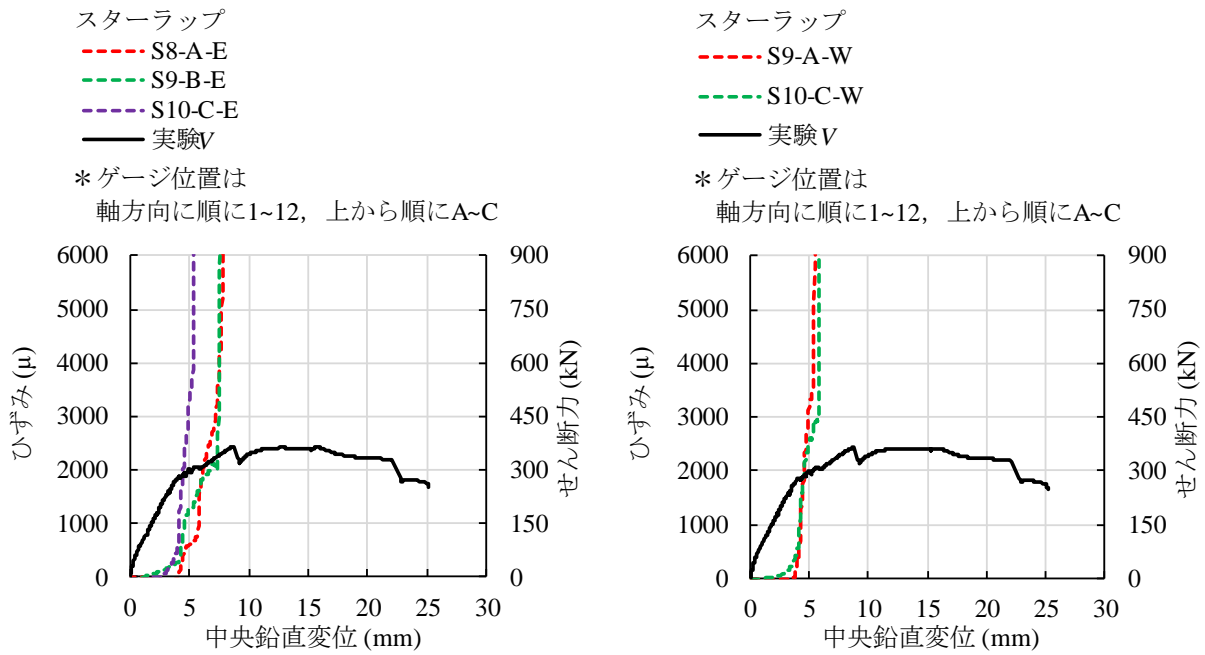


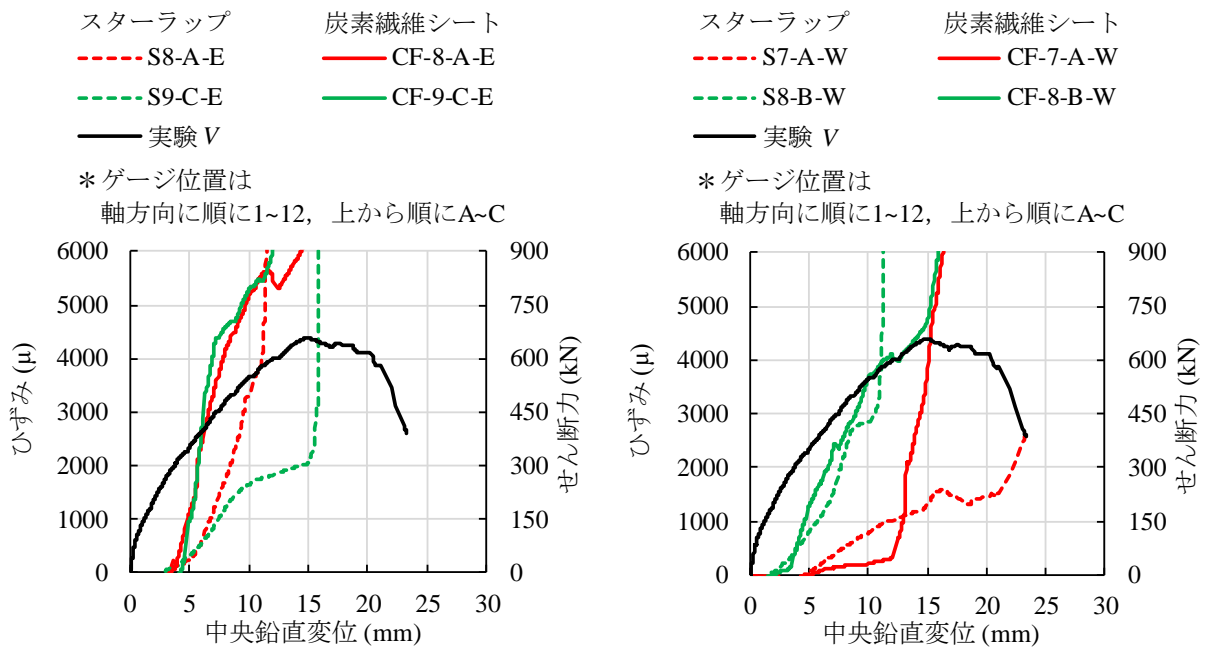
図-5.4.3 各材料の負担せん断力-中央鉛直変位関係

響は僅かであると考えられる。

繊維目付量 400g/m² の CFP-4-N は、炭素繊維シート断面積の増加により、特にスターラップ降伏後にV_fがCFP-2-N よりも大きくなった。そのため、主鉄筋が降伏して曲げ破壊型の挙動となり、最終的



(a) CFP-0 (無補強)

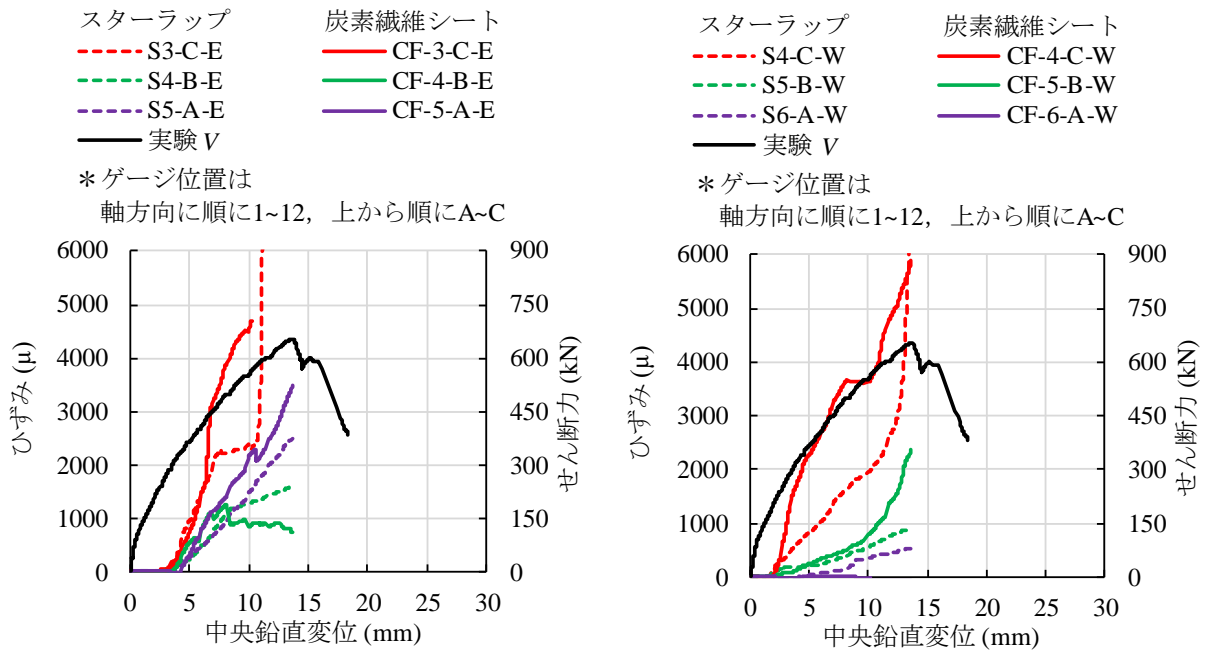


(b) CFP-2-N (200g/m², 一般部)

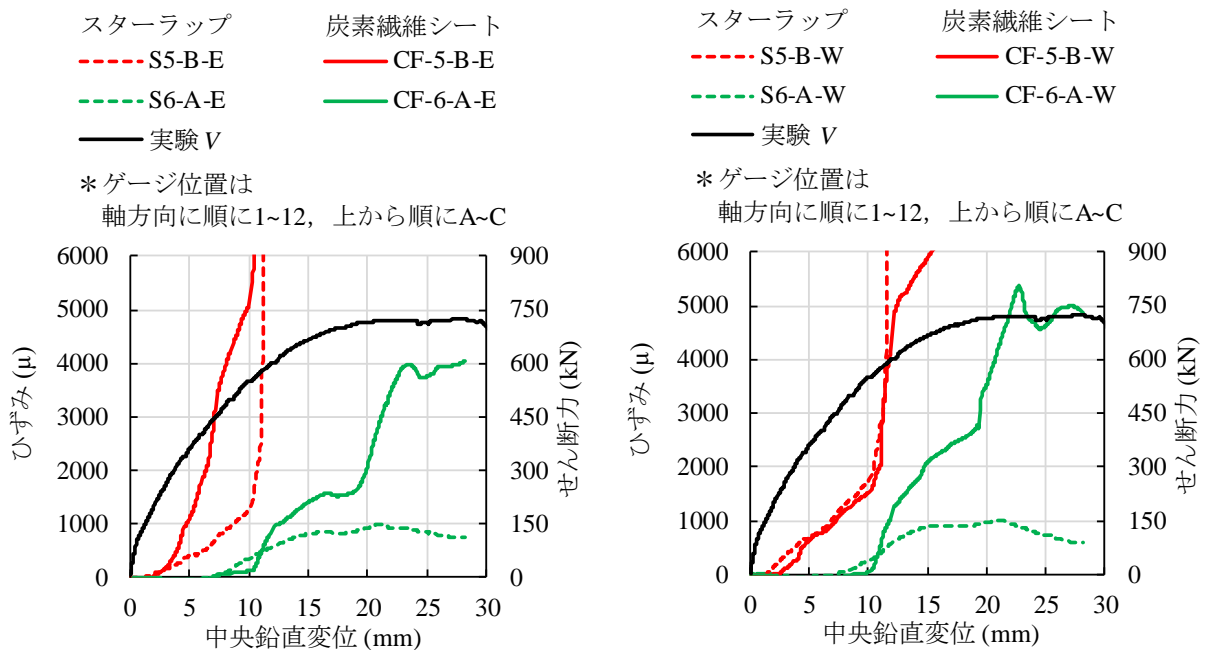
図-5.4.4 スターラップと炭素繊維シートひずみの変化

に変位 30mm で炭素繊維シートが破断してVが大きく低下した。

供試体側面の付着がない CFP-2-N-UB は、斜めひび割れ発生直後の V_f の立ち上がりが CFP-2-N より緩やかになった。その他はほぼ同様の挙動であり、破壊状況も類似している。

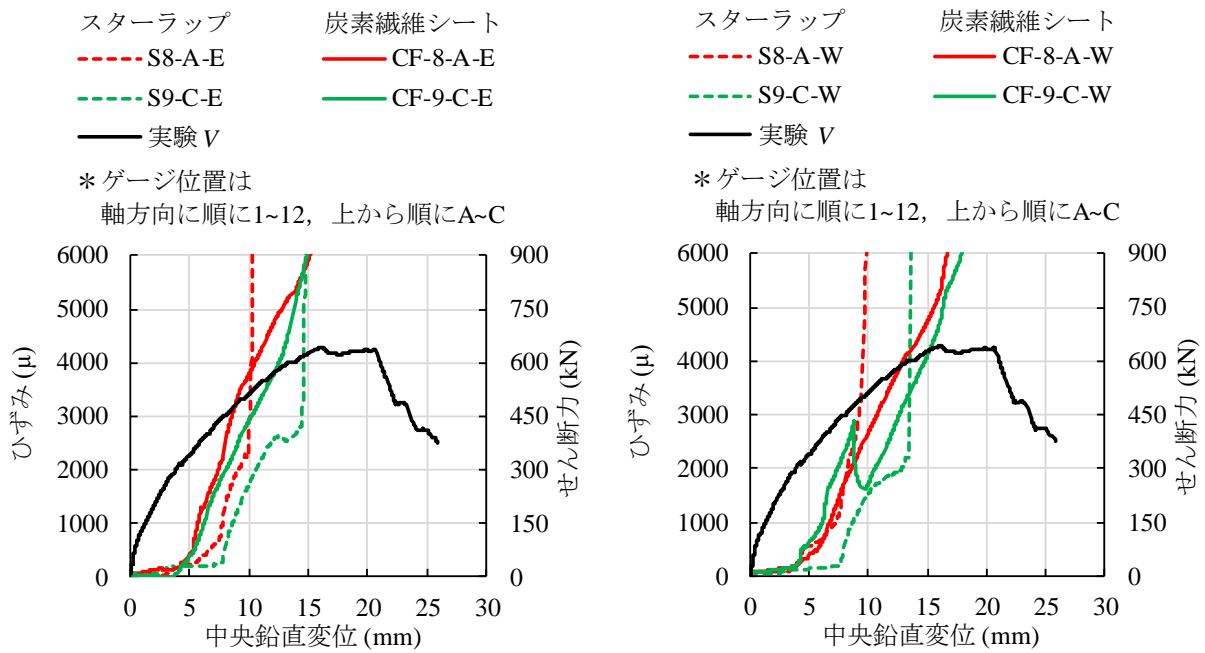


(c) CFP-2-J (200g/m², 接合部)



(d) CFP-4-N (400g/m², 一般部)

図-5.4.5 スターラップと炭素繊維シートひずみの変化



(e) CFP-2-N-UB (200g/m², 一般部, 付着なし)

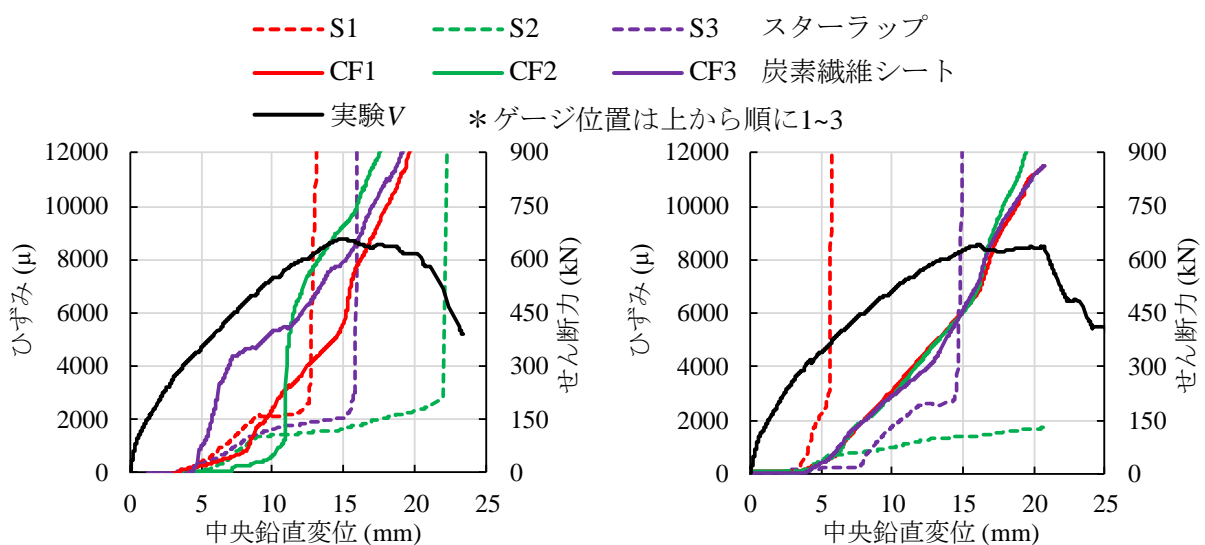
図-5.4.6 スターラップと炭素繊維シートひずみの変化

4) スターラップと炭素繊維シートのひずみ変化

CFパネルで補強したケースで付着の有無を比較したCFP-2-NとCFP-2-N-UBについて、写真-5.4.3に矢印で示す荷点側から3列目でのスターラップと炭素繊維シートのひずみ変化を図-5.4.7に示す。

スターラップは、斜めひび割れに近い位置のS1, S3のひずみが斜めひび割れ発生後から徐々に増加し、 V_{max} 前後までに降伏して急増している。

炭素繊維シートは、付着有りのCFP-2-Nは、斜めひび割れ発生後、変位約10mmまでは斜めひび割



(a) CFP-2-N (200g/m², 一般部)

(b) CFP-2-N-UB (200g/m², 一般部, 付着なし)

図-5.4.7 スターラップと炭素繊維シートのひずみ変化

れ付近のCF3のみひずみが大きくなり、徐々にCF2やCF1もCF3と近い値になっていった。これは、最初は付着作用により斜めひび割れ付近で局部的に伸びが生じていたが、徐々に剥離が進展して V_{max} 時点では全体が平均的に伸びていることを示している。図-5.4.7より V_{max} 時点の V_f は付着無しのCFP-2-N-UBとほとんど差がないことから同じことが言える。付着無しのCFP-2-N-UBは、斜めひび割れ発生直後から部材高さ全長で均一な伸びが生じるため、3点がほぼ同じ値で推移している。CFP-2-Nでは、CFパネルの剥離進展によりコンクリートとの付着性状が時々刻々と変化したため、同じ位置のスターラップと炭素繊維シートのひずみの大小関係に明確な傾向は見られなかった。

5) 補強後のせん断破壊進展過程

実験結果より、CFパネルでせん断補強したRC部材の各材料の負担せん断力は、図-5.4.8に示すように推移していると考えられる。これより、補強後のせん断破壊進展過程は①～⑦の領域に分類すると、次の通りである。

弾性変形領域の①、曲げひび割れ発生後の②では、ほぼ V_c のみでせん断抵抗している。斜めひび割れ発生後の③では、スターラップとCFパネルが鉛直引張材として抵抗し、 V_s と V_f が増加している(A)。スターラップ降伏後の④では、 V_s は一定となる(B)。斜めひび割れ部を起点としてコンクリートと充填材の界面での剥離が生じて徐々に進展するため、④では V_f の増加勾配が小さくなる(C)。この付着が最初から無い場合には、斜めひび割れの開口に対して炭素繊維シートの伸びが生じる区間が長くなり V_f の増加勾配が緩やかになる(D)。剥離が進展した後の⑤以降では、部材高さ全長で炭素繊維シートの伸びが生じて斜めひび割れの開口に対して抵抗することで再び V_f の増加勾配が大きくなる(E)。斜めひび割れ発生後の③～⑤では、CFパネルで囲い込んだ影響により、 V_c は緩やかに増加する(F)。その後の⑥では、最大せん断力 V_{max} 到達後、荷重点付近のコンクリートが圧縮に対して抵抗できなくなり、せん断圧縮破壊が生じることで V_c が低下する(G)。ここでは V_f はまだ増加するが、部材の変形が大きくなることで炭素繊維シートが破断した後の⑦では、部材全体のせん断力 V が大きく低下する。

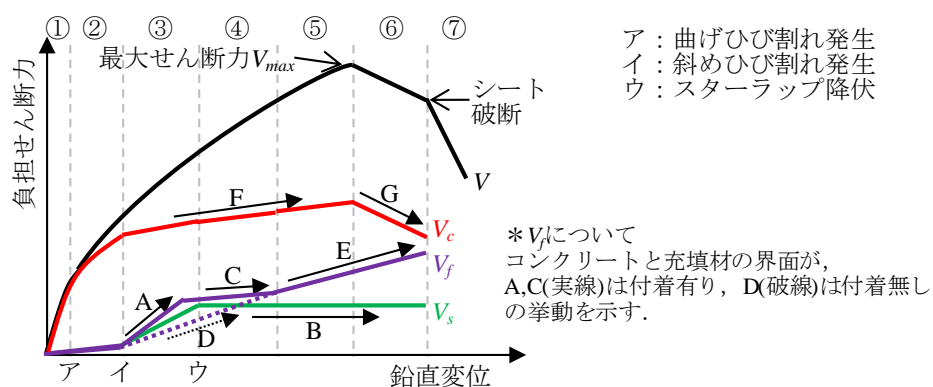


図-5.4.8 各材料の負担せん断力ー中央鉛直変位関係

5. 4. 2 PHb と CF パネルの併用工法による耐震補強効果検証実験

(1) 実験概要

1) 実験ケース

橋軸方向の水平力に対してせん断破壊する諸元の RC 橋脚を検討対象として、PHb と CF パネルの併用工法による耐震補強効果の検証を目的として、既設 RC 橋脚を模擬した供試体での正負交番載荷実験を実施した⁴⁰⁾。

供試体は補強仕様が異なる計 3 体で、実験ケースの一覧を表-5. 4. 6 に示す。

Case-1 供試体は、設計年代が古くせん断破壊する諸元の既設 RC 橋脚を模擬したもので、補強を行わずに載荷を行う無補強供試体である。

Case-2 供試体は、Case-1 供試体の諸元に対して、せん断補強を目的として PHb で耐震補強を行った供試体である。

Case-3 供試体は、Case-1 供試体の諸元に対して、せん断補強および変形性能の向上を目的として PHb と CF パネルで耐震補強を行った供試体である。

表-5. 4. 6 実験ケースの一覧

ケース	Case-1	Case-2	Case-3
補強仕様	無補強	PHb 補強	PHb+CF パネル補強
帯鉄筋	D10@250mm	D10@250mm	D10@250mm
PHb	—	D19-4 本 @250mm	D19-4 本@250mm
CF パネル	—	—	炭素繊維 600g/m ² ×1 層
耐力比	0.89	1.57	2.45 (2.34)

2) 供試体諸元

供試体は、せん断補強鉄筋量が少ないために耐震補強が必要とされる RC 橋脚を模擬したものとした。供試体概要を図-5. 4. 9 に示すが、断面寸法は 1,500mm×600mm (縦横比 2.5)、基部から載荷位置までの高さ 1,800mm であり、実橋脚を寸法比で 1/3 に縮小したサイズを想定している。せん断スパン比は 3.00 である。軸方向鉄筋は D22 (SD345) を 42 本配置し、軸方向鉄筋比は 1.81% である。帯鉄筋は D10 (SD295) を 250mm 間隔で配置し、帯鉄筋体積比 ρ_s は 0.08% である。

Case-2,3 供試体は、Case-1 供試体と同じ諸元のものに対して、せん断補強を目的として D19 (SD345) の PHb を断面幅方向に 4 列、高さ方向に 250mm 間隔で施工した。PHb の配置位置は図-5. 4. 9 に示す通りで、軸方向鉄筋および帯鉄筋と干渉しない位置としている。削孔径は $\phi 36$ mm である。使用した PHb は両端に小型の円形プレートを取り付けたタイプ^{22),23)}で、円形プレートの寸法は直径 30mm、厚さ 12mm である。PHb の挿入深さは削孔面と反対側に配置された軸方向鉄筋の手前までとし、2 面か

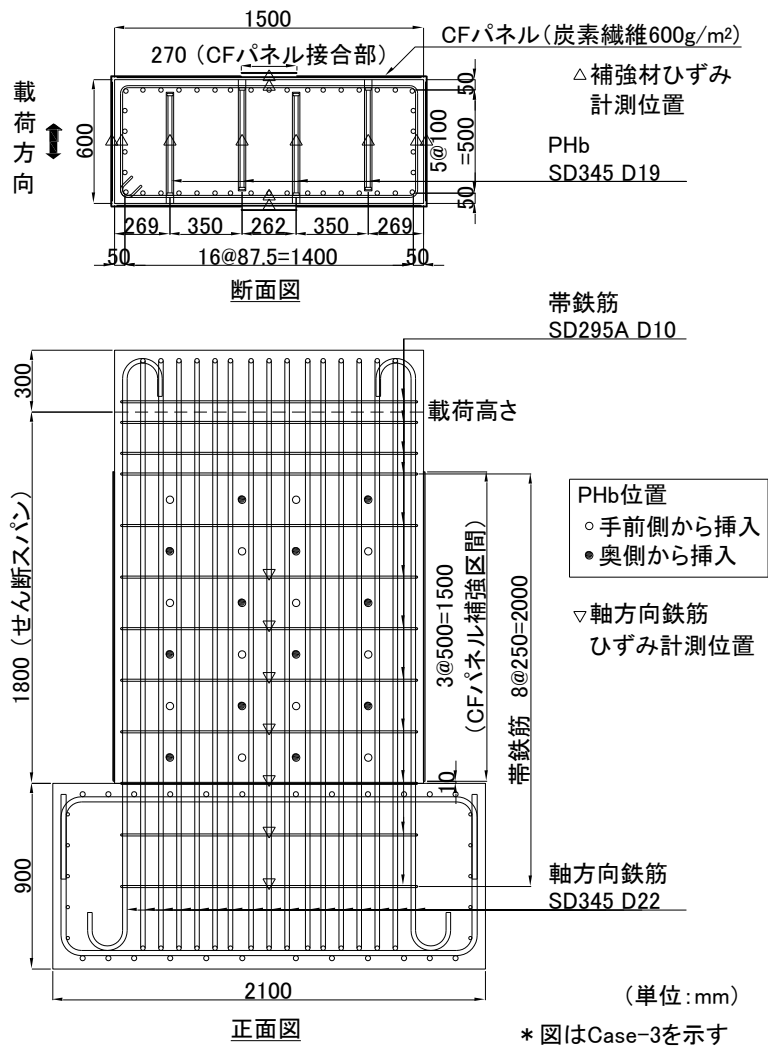


図-5.4.9 供試体概要

ら半数ずつ挿入することで千鳥配置とした。

Case-3 供試体は、さらに変形性能を向上させることを目的として、高さ 500mm でコの字型の CF パネルを高さ方向に 3 組設置した。高強度タイプで目付量 600g/m² の炭素繊維シートを 1 層、周方向のみに配置した CF パネルを用い、繊維の周方向の連続性を確保するために断面長辺 2 面のそれぞれ中央に長さ 270mm の接合部を設けた。鉛直方向は上下の CF パネルが接した状態とし、一体化はしていない。最下段の CF パネルとフーチング上面の間には、曲げ変形時に両者の接触を避けるために 10mm の離隔を設けている。CF パネル角部の炭素繊維シートは応力集中が生じないように曲げ半径 30mm で円弧状にしている。CF パネルと柱表面の間には 10mm の隙間を設けておき、CF パネル設置後に予め設けた注入孔からモルタルを充填して両者を一体化させた。なお、炭素繊維シート体積比 ρ_{cf} を式 (5.4.1) のように定義²⁹⁾すると、 ρ_{cf} は 0.09% である。

$$\rho_{cf} = 4 \times N \times t_{cf} / d_{cf} \quad (5.4.1)$$

ここに、 N : 炭素繊維シートの層数
 t_{cf} : 炭素繊維シート1層の厚さ (mm)
 d_{cf} : 炭素繊維シートの有効長で長辺の辺長 (mm)

各ケースについて、使用材料の実強度を用いて算出した耐力比 (=せん断耐力/曲げ耐力) を表-5.4.6 に示す。ここでは、せん断耐力は実験結果の平均値を評価する式を用いて算出することとし、それぞれ次の通りとした。コンクリート負担分 V_c は二羽らの式⁴⁾、帯鉄筋負担分 V_s は2017年制定コンクリート標準示方書[設計編]¹¹⁾に示されるトラス理論の式より求めた。PHb 負担分 V_{phb} は、トラス理論で算出される値に端部定着性能の影響を考慮するための有効係数を乗じる式⁷⁾より求めた。CF パネル負担分 V_{cf} は、連続繊維シート巻立て工法を対象とした場合に準じて、トラス理論で算出される値に連続繊維シートの補強効率を乗じる式⁹⁾より求めた。それぞれ式の詳細については参考文献を参照されたい。なお、Case-3 の補強分については、 V_{phb} と V_{cf} の単純和が成立すると仮定して算出した値である。Case-3 は、計算結果に大差はないが、参考として後述する式(5.5.6)～式(5.5.15)に従った手法で算出した場合の値を括弧内に示す。これらの結果より、Case-1 は耐力比が 1.0 未満でせん断破壊型、Case-2,3 は耐力比が 1.0 以上で曲げ破壊型の諸元である。

3) 実験方法

正負交番载荷実験の実施状況を写真-5.4.4 に示す。PC 鋼棒でフーチングを反力床に固定して供試体を設置した。最初に柱基部の軸応力度が 1.5N/mm^2 となるように鉛直方向载荷装置で軸方向圧縮力を作用させた。なお、鉛直方向载荷装置は水平変位に追従できるものである。その後、鉛直荷重を保持した状態で、2台の水平方向载荷装置により、押し (正载荷とする)、引き (負载荷とする) を繰り返して水平力を作用させる正負交番载荷を行った。

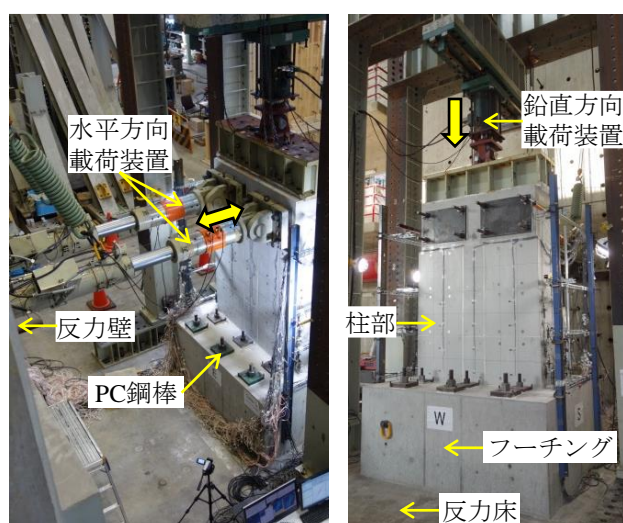


写真-5.4.4 正負交番载荷実験状況

荷重ステップを図-5.4.10に示す。水平力の荷重は、初めに事前計算による初降伏荷重の約1/4, 2/4, 3/4の荷重を1回ずつ正負で作用させる予備荷重を実施した。その後、引張側最外縁に配置された軸方向鉄筋の基部におけるひずみが材料試験より得られた降伏ひずみに達するまで荷重した。供試体ごとにこの降伏ひずみに達した時点（初降伏に相当）の荷重位置での水平変位の正負平均値を基準変位 δ_y として、これ以降は正荷重、負荷重ともに δ_y の整数倍の変位量（ $\pm 2\delta_y, \pm 3\delta_y, \dots$ ）で、各3サイクルの荷重を変位制御で行った。

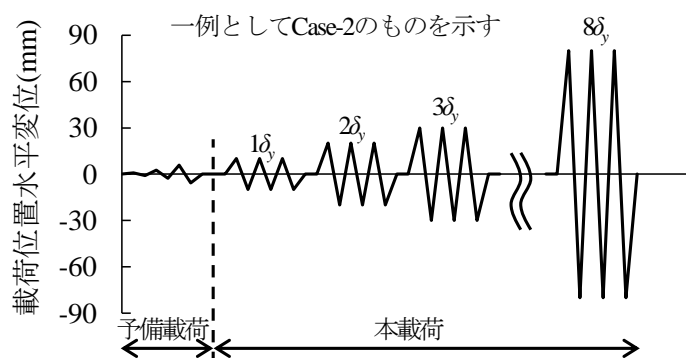


図-5.4.10 荷重ステップ

4) 計測項目

主な計測項目は、荷重装置に内蔵のロードセルによる荷重、荷重位置での水平変位、基部付近の曲率、軸方向鉄筋、帯鉄筋、PHb、CFパネル（炭素繊維シート）のひずみである。

5) 材料試験

使用したコンクリートは呼び強度 24N/mm^2 で、配合は表-5.4.7に示す通りである。荷重実験時におけるコンクリートおよび充填モルタルの材料試験結果を表-5.4.8に、鉄筋の材料試験結果を表-5.4.9に、炭素繊維シートの材料試験結果を表-5.4.10にそれぞれ示す。

表-5.4.7 コンクリートの配合

G_{\max} (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
			水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
20	58.6	48.8	164	280	899	957	2.80

表-5.4.8 コンクリートおよび充填モルタルの材料試験結果（載荷実験時）

実験ケース	コンクリート		充填モルタル (PHb)		充填モルタル (CF パネル)	
	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
Case-1	29.8	—	—	—	—	—
Case-2	32.9	2.80×10 ⁴	58.5	2.47×10 ⁴	—	—
Case-3	29.9	2.72×10 ⁴	62.8	2.36×10 ⁴	71.4	1.72×10 ⁴

表-5.4.9 鉄筋の材料試験結果

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏ひずみ
軸方向鉄筋 (SD345 D22)	370	1.89×10 ⁵	0.001958
帯鉄筋 (SD295 D10)	369	1.86×10 ⁵	0.001984
PHb (SD345 D19)	390	1.83×10 ⁵	0.002131

表-5.4.10 炭素繊維シートの材料試験結果

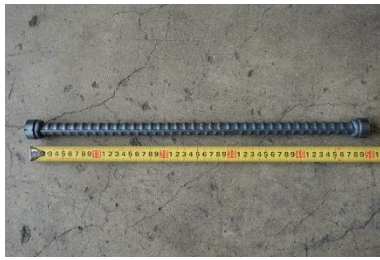
繊維目付量	引張強度 (N/mm ²)	引張弾性率 (N/mm ²)	破断ひずみ
600g/m ²	3,654	2.41×10 ⁵	0.015162

6) PHb の施工

供試体への PHb の施工状況を写真-5.4.5 に示す。実施工では、事前に既設構造物表面付近の配筋を鉄筋探査によって確認するが、今回は予め配筋状況が判明しているためこの工程を省略した。そのため、削孔工、PHb 定着工の順に行った。

削孔には、実施工では PHb ドリルを用いる場合が多いが、今回は供試体でフーチング上に架台を設置するスペースが十分に確保できなかったため、特殊コアドリルを採用した。これは、高周波の電動モータの回転で削孔する機械であり、モータおよびコア先端に水を循環させ冷却しながら用いるものである。ドリルの向きが水平であることを確認した上で所定の位置に設置して削孔を行った。削孔長および削孔径が管理値以内であることを確認した後、ドリルの先端を目荒らし器具に交換し、目荒らし器具を回転させながら、削孔内を孔入り口から孔奥まで進行させることで孔壁表面の目荒らしを行った。なお、PHb ドリルを用いる場合には削孔時に孔壁に凹凸が形成される。これらによって形成される凹凸によって孔壁表面の付着性能が担保される⁴²⁾。

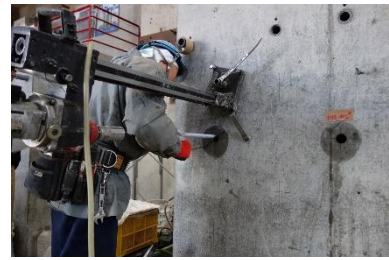
PHb モルタルは、プレミックスタイプの材料であり、所要量の水を加えハンドミキサーで練り混ぜることで製造した。練り混ぜ後、モルタルフロー試験により、所定の流動性を有していることを確認した。予め孔内を湿潤状態にした上で、注入ホースを孔内に十分に差し込み、電動ポンプを用いて削孔の先端まで PHb モルタルが満たされるように充填を行った。その後、PHb を挿入し、かぶりが管理値以内であることを確認した。続けて、かぶり部のモルタル注入を行い、表面仕上げを行い PHb の施工が完了した。



(1) 両端円形プレート型 PHb



(2) 特殊コアドリルによる削孔



(3) 削孔長・削孔径の計測



(4) 削孔完了



(5) PHb モルタル



(6) PHb モルタルの練り混ぜ



(7) モルタルフロー試験



(8) PHb モルタルの注入



(9) PHb の挿入



(10) かぶりの計測



(11) かぶり部のモルタル注入



(12) PHb 施工完了

写真-5.4.5 PHb の施工状況

7) CF パネルの施工

供試体への CF パネルの施工状況を写真-5.4.6 に示す。施工は実施工同様に、下地ケレン工、プライマー塗布工、CF パネル設置工、接合部含浸接着工、シール工、充填材注入工の順に行った。

初めにコンクリート表面の脆弱部および突起や段差等の不陸は除去するために、ディスクサンダーにてケレンした。

次に既設コンクリートと充填材の接着性を向上させるため、コンクリート表面にプライマーを塗布した。

その後、充填材注入用の隙間 10mm を設けて、CF パネルを所定の位置に設置、固定した。



(1) コの字型 CF パネル



(2) 表面ケレン



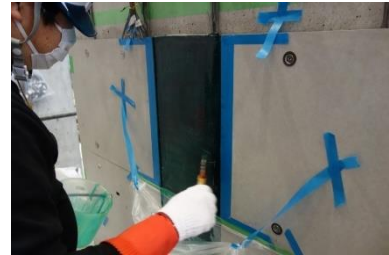
(3) プライマー塗布



(4) CF パネル固定



(5) CF パネル設置完了



(6) 接合部樹脂含浸



(7) 目地・端部シール



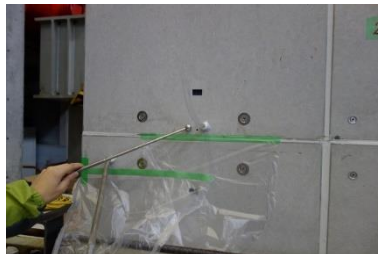
(8) CF スラリーの練り混ぜ



(9) J₁₄ ロート試験



(10) CF スラリーの注入



(11) 打音による充填確認



(12) CF パネル施工完了

写真-5.4.6 CF パネルの施工状況

次に CF パネル接合部の未含浸炭素繊維シートを 1 枚ずつ含浸接着樹脂 (エポキシ樹脂) にて含浸・脱泡しながら交互に重ね合わせて接着させ、その上に接合部のフレキシブルボードを接着させた。

充填材注入時に CF パネル端部や目地部から充填材が漏洩しないようにするため、これらの部分のシールを行った。

CF スラリーは、プレミックスタイプの材料であり、所要量の水を加えハンドミキサで練り混ぜることで製造した。練り混ぜ後、J₁₄ ロート試験により、所定の流動性を有していることを確認した。予め CF パネルに設けた注入孔に注入ホースを差し込み、CF スラリーの注入を行った。CF パネル表面から打音検査にて未充填部がないことを確認して CF パネルの施工が完了した。

(2) 実験結果

1) 水平荷重-水平変位関係

各ケースの水平荷重と載荷位置での水平変位の関係と、各載荷ステップの1サイクル目と3サイクル目で最大変位時の点を結んだ包絡線を図-5.4.11に示す。水平荷重は柱基部で生じる軸力による偏心モーメントを水平荷重に換算した分を累加した補正水平荷重で示している。これ以降、特記のない限り本文中での水平荷重は補正水平荷重を指す。なお、基準変位 δ_y は Case-1 が 10.5mm, Case-2 が 10.0mm, Case-3 が 9.5mm であった。また、実験終了後の供試体の損傷状況を写真-5.4.7に示す。

i) Case-1 (無補強)

無補強の Case-1 は、正載荷、負載荷ともに約 700kN で曲げひび割れから進展した斜めひび割れの発生が確認された。軸方向鉄筋の降伏後、水平変位 $+2\delta_y$ までの1サイクル目の載荷途中に斜めひび割れ幅の拡大とともに一度荷重低下が生じた。正載荷は $+2\delta_y$ の1サイクル目の最大変位時

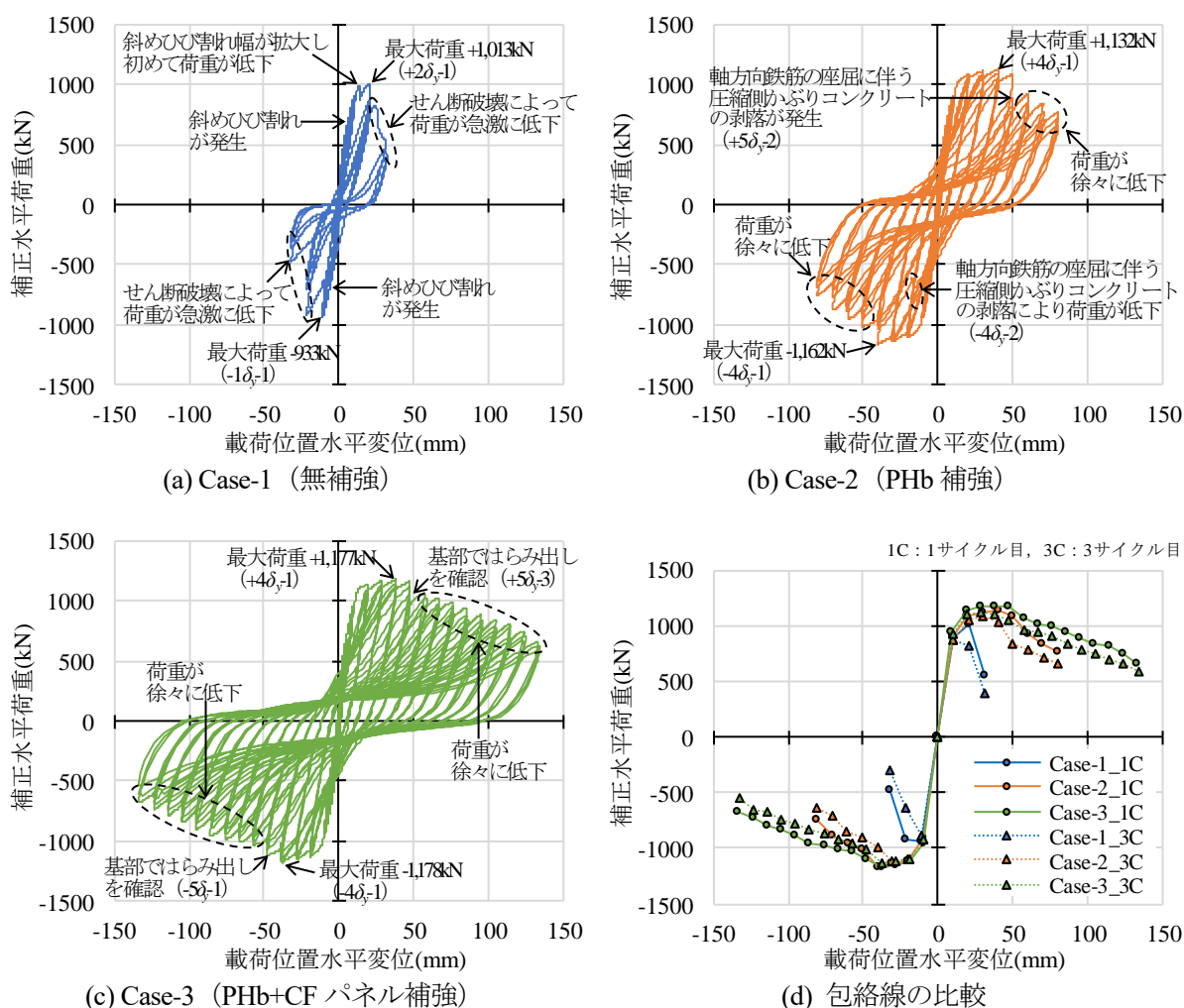
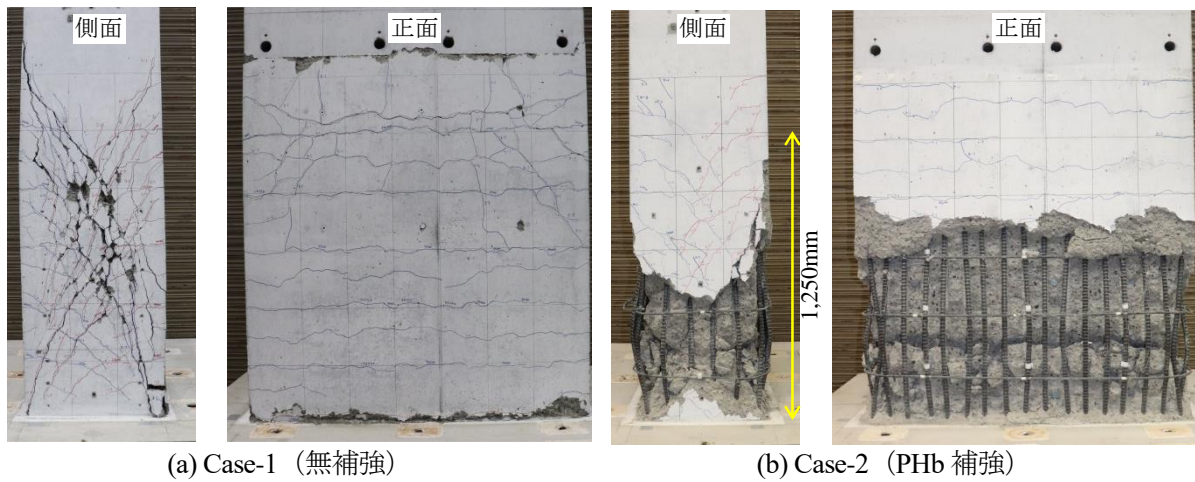
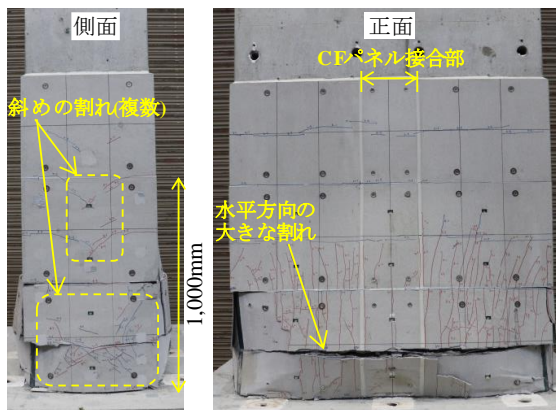


図-5.4.11 水平荷重-水平変位関係と包絡線の比較



(a) Case-1 (無補強)

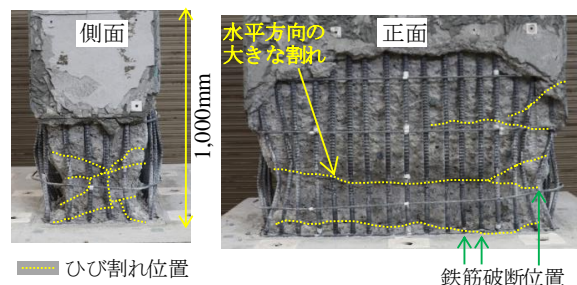
(b) Case-2 (PHb 補強)



(c) Case-3 (PHb+CF パネル補強)



(d) Case-3 (PHb+CF パネル補強)
CF パネル除去時の内部コンクリート



(e) Case-3 (PHb+CF パネル補強)
CF パネル除去後

写真-5.4.7 実験終了後の損傷状況

(+1,013kN), 負荷荷は $-1\delta_y$ の1サイクル目の最大変位時 (-933kN) が最大水平荷重となった。その後はせん断破壊が生じたため、水平変位の増加に伴って水平荷重が急激に低下していった。損傷状況より破壊モードは斜め引張破壊であった。

部材軸に対する斜めひび割れの発生角度は約 25 度であり、後述する補強した 2 ケースと比較すると小さくなった。各材料の実強度を用いて、二羽らの式⁴⁾で算出したコンクリートの斜めひび割れ発生荷重とトラス理論で斜めひび割れ発生角度を 25 度とした場合のせん断補強鉄筋が負担するせ

ん断力の和は 1,039kN であり、正載荷の最大荷重とほぼ一致する。

ii) Case-2 (PHb 補強)

PHb でせん断補強した Case-2 は部材軸に対して約 45 度の斜めひび割れが発生したが、そのひび割れ幅は Case-1 と同じようには拡大せず、包絡線において部材降伏後は水平荷重を保持する曲げ変形挙動となった。正載荷、負載荷ともに $4\delta_y$ の 1 サイクル目の最大変位時 (+1,132kN, -1,162kN) が最大水平荷重となった。その後、水平変位 $-4\delta_y$ までの 2 サイクル目の載荷途中で軸方向鉄筋の座屈に伴う圧縮側かぶりコンクリートの剥落が発生して、約 700kN から約 600kN まで一度水平荷重の低下が生じた。正載荷では、 $+5\delta_y$ の 2 サイクル目で同様に圧縮側かぶりコンクリートの剥落が生じた。その後は包絡線において水平変位の増加に伴って水平荷重が徐々に低下していった。正載荷、負載荷ともに $7\delta_y$ の載荷ステップで、1 サイクル目の最大変位時の水平荷重が初降伏荷重を下回った。水平荷重が最大荷重の 80% を下回った後の $8\delta_y$ の載荷ステップまでで実験を終了した。

損傷状況より、かぶりコンクリートの剥落範囲は基部から約 850~900mm であった。それより上部でもかぶりコンクリートに若干の浮きが生じており、部分的に除去して内部を目視確認したところ、基部から帯鉄筋 5 段分の 1,250mm の範囲で軸方向鉄筋がはらみ出していた。補強前の帯鉄筋量が比較的少なく、かつ PHb によるせん断補強は軸方向鉄筋を囲い込む構造とはならないことから、広範囲で軸方向鉄筋のはらみ出しが生じたものと考えられる。

iii) Case-3 (PHb+CF パネル補強)

PHb と CF パネルでせん断補強およびじん性補強を行った Case-3 は、フレキシブルボードの表面に部材軸に対して約 45 度の微細な斜めひび割れが複数生じた。その後、Case-2 と同様に部材降伏後は包絡線において水平荷重を保持する曲げ変形挙動となった。正載荷、負載荷ともに Case-2 と同じく $4\delta_y$ の 1 サイクル目の最大変位時 (+1,177kN, -1,178kN) が最大水平荷重となった。その後、負載荷は水平変位 $-5\delta_y$ までの 1 サイクル目、正載荷は水平変位 $+5\delta_y$ までの 3 サイクル目の載荷途中で基部で軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しを目視で確認した。その後は包絡線において水平変位の増加に伴って水平荷重が徐々に低下していった。正載荷、負載荷ともに $9\delta_y$ の載荷ステップで、1 サイクル目の最大変位時の水平荷重が初降伏荷重を下回った。水平荷重が最大荷重の 50% を下回った後の $\pm 14\delta_y$ の載荷ステップまでで実験を終了した。最後は、基部付近で断面の角部が丸みを帯びて長辺の中央部は面外へ大きく膨らむ状況となったが、炭素繊維シートの破断は生じず、水平変位の増加に伴う急激な水平荷重の低下は見られなかった。

包絡線の比較より、Case-3 は変位の発生に伴う大きな荷重低下が生じなかったため、 $5\delta_y$ 以降の載荷ステップでは Case-2 よりも 25% 程度高い荷重で推移した。

実験終了後に基部から 2 段分の CF パネルを除去して確認した。その時の内部コンクリートの状況を写真-5.4.7(d)に示すが、粉末状になっているものから比較的大きな塊の状態のものまで様々で

あった。コンクリートがらを撤去した後の内部コンクリートの損傷状況を写真-5.4.7(e)に示す。側面（短辺）で、写真-5.4.7(c)に示すように基部から1段目のCFパネル表面には分散した斜めに交差する割れが確認されていたが、内部コンクリートにも斜めに交差するひび割れが生じていた。また、正面（長辺）では、基部から1段目のCFパネルの高さ中央付近に幅の大きな水平方向の割れが見られた。これは曲げ変形に伴って予備載荷時点で初めて確認された割れが拡大していったものであるが、この位置では内部コンクリートにも同様に幅の大きな水平方向のひび割れが生じていた。これらより、内部コンクリートの損傷状況に対応した割れがCFパネル表面のフレキシブルボードでも確認することができる。

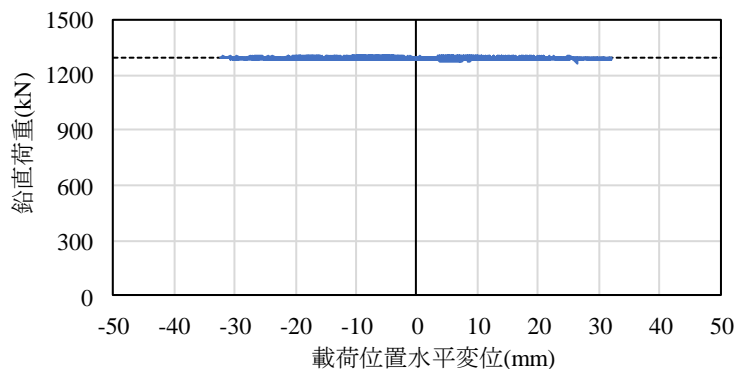
最外縁軸方向鉄筋は2面ともに17本中3本が基部付近で破断していた。12 δ_y ~14 δ_y の載荷中に破断音が確認されていたが、これに伴う大きな荷重低下は生じていない。

軸方向鉄筋が露出している範囲よりも上部の基部から2段目と3段目のCFパネルの目地部を起点として、それより下側の範囲でかぶりコンクリートおよび充填モルタルがはらみ出している状況が目視により確認できた。これは、基部からCFパネル2段分、帯鉄筋4段分の1,000mmの範囲に相当する。この範囲がCase-2よりも帯鉄筋1段分短くなったのは、CFパネルを柱周囲に巻き立てる補強を行ったことによる影響であると考えられる。

2) 鉛直荷重-水平変位関係

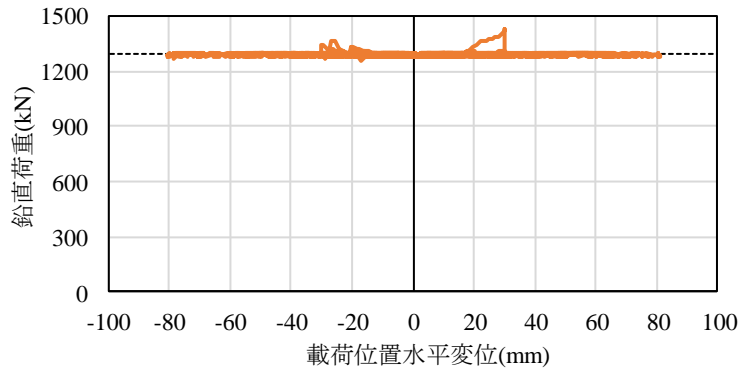
各ケースの鉛直荷重と載荷位置での水平変位の関係を図-5.4.12に示す。実験で作用させた軸力は1,293kNであるが、いずれのケースでも水平変位の増加に伴う鉛直荷重の低下は生じなかった。

Case-3は、写真-5.4.7(d)に示すように軸方向鉄筋より約50~100mm内側までコアコンクリートが損傷していたが、最終載荷ステップ（14 δ_y ）でも鉛直荷重を支持できていた。

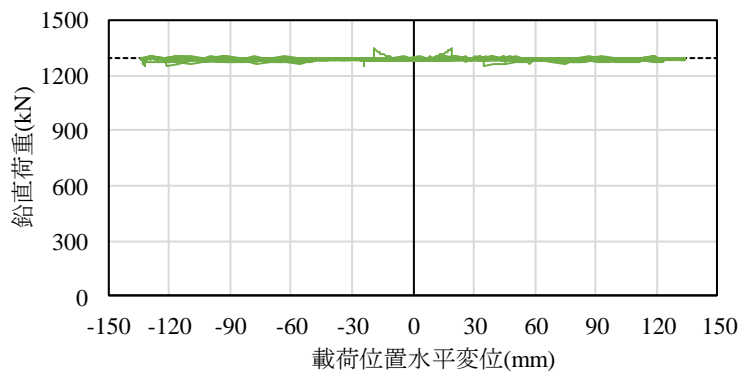


(a) Case-1（無補強）

図-5.4.12 鉛直荷重—水平変位関係



(b) Case-2 (PHb 補強)



(c) Case-3 (PHb+CF パネル補強)

図-5.4.12 鉛直荷重—水平変位関係

3) エネルギー吸収量

各ケースの各荷重ステップにおける、サイクル毎のエネルギー吸収量を図-5.4.13 に示す。ここで、エネルギー吸収量は、力と変位の方向が同一となるようにするため、軸力による偏心モーメント分の

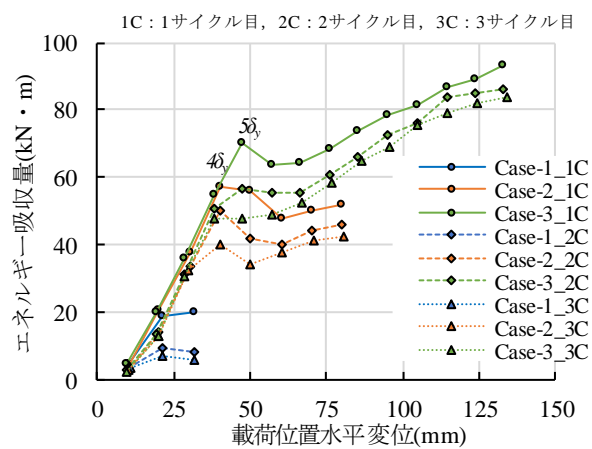


図-5.4.13 エネルギー吸収量の比較

累加を考慮していない水平荷重と載荷位置での水平変位の関係において、履歴曲線で囲まれた面積より算定した。

補強供試体である Case-2,3 について見ると、初期段階では水平変位の増加に伴ってエネルギー吸収量がほぼ線形に増加した。Case-2 はかぶりコンクリートの剥落が生じた後の $4\delta_y$ の 3 サイクル目からエネルギー吸収量の増加勾配に変化が生じ、それ以降は水平変位の増加に伴ってほぼ一定で推移した。Case-3 は基部のはらみ出しが生じた後の $5\delta_y$ の 2 サイクル目からエネルギー吸収量の増加勾配に変化が生じ、それ以降は水平変位の増加に伴う増加勾配が小さくなった。

4) 軸方向鉄筋ひずみ分布

補強供試体である Case-2,3 の $2\delta_y \sim 6\delta_y$ における、正載荷時に引張となる位置に配置された高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布を図-5.4.14 に示す。ひずみ計測位置は図-5.4.9 に示す通りで、基部からの高さが $-480 \sim 1,020\text{mm}$ の範囲であり、負の値はフーチング内を表している。なお、各載荷ステップにおけるひずみは、それぞれ 1 サイクル目の最大変位時の値を示している。ここでは、リード線の損傷などにより計測不能となった点は除いて示している。

材料試験結果より得られた軸方向鉄筋の降伏ひずみは $1,958\mu$ であるが、いずれのケースも $2\delta_y$ で基部から 520mm 、 $4\delta_y$ で基部から 770mm 、 $6\delta_y$ で基部から $1,020\text{mm}$ と徐々に降伏した範囲が広がっていった。ひずみ計測を行った基部からの最大高さ $1,020\text{mm}$ までの範囲で降伏しており、この塑性化範囲は前述したはらみ出しが生じた範囲と整合している。

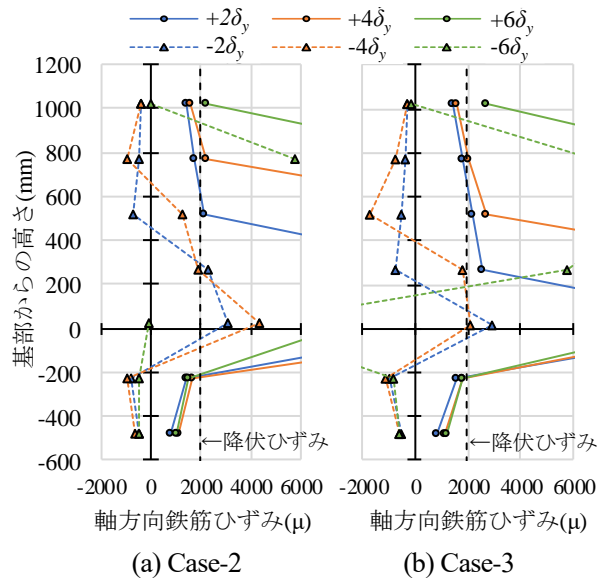


図-5.4.14 軸方向鉄筋のひずみ分布

5) 帯鉄筋, PHb, CF パネルのひずみ分布

i) 短辺方向のひずみ

図-5.4.9, 図-5.4.15 に示す位置で計測した, 各ケースの各載荷ステップにおける, 帯鉄筋, PHb, CF パネル (炭素繊維シート) の短辺方向のひずみを図-5.4.16(a)に示す。ここでは, 斜めひび割れが分散して生じた領域の代表位置として3段目の結果と, 他の位置と比較すると補強材のせん断力分担に違いが見られる1段目の結果を示す。計測位置は, いずれも断面短辺方向の中央位置で, 1段目は, 帯鉄筋が基部から高さ250mm, PHbとCFパネルが基部から高さ125mmの位置, 3段目は, 帯鉄筋が基部から高さ750mm, PHbとCFパネルが基部から高さ625mmの位置である。PHbのひずみで, リード線の損傷などにより計測不能となった点は除いて示している。

また, この計測結果を基に, コンクリートと各補強材 (帯鉄筋, PHb, CF パネル) のせん断力負担割合について検討することを目的として, 各材料が負担するせん断力の算出を試みた。ただし, 今回の実験は曲げ変形挙動であることから, 5.4.1 項の検討のようにせん断破壊挙動に支配的となった斜めひび割れに対応した位置でのひずみ計測結果に基づいて負担せん断力に換算することが困難である。そのため, ここでは斜めひび割れ角度は破壊状況より Case-1 が25度, Case-2,3 が45度とし, 計測された各補強材のひずみが図-5.4.15 に示す負担せん断力の検討対象領域内で一様に生じた場合を仮定した。この条件下で, ひずみにヤング係数と断面積を乗じた値を補強材が負担するせん断力とした。また, コンクリート負担分 V_c は, 実験で直接計測することができていないため, 全体のせん断力 V から帯鉄筋負担分 V_s , PHb 負担分 V_{phb} , 炭素繊維シート負担分 V_{cf} を差し引いて算出した。なお, Case-1 で V_s は鉄筋降伏後一定値とした。算出した各材料の負担せん断力の変化を図-5.4.16(b)に示す。グラフ中の破線は二羽らの式⁴⁾より算出した V_c の計算値を示している。

いずれのケースでも, 軸方向鉄筋が降伏した $1\delta_y$ に到達する前に斜めひび割れは発生しており, $1\delta_y$ から各補強材にひずみが生じている。その後, 水平変位の増加に伴って各補強材のひずみが増加した。すなわち, いずれの補強材もせん断抵抗に寄与していると言える。

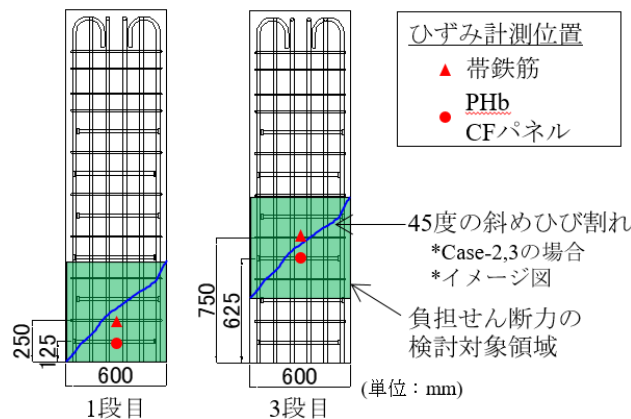
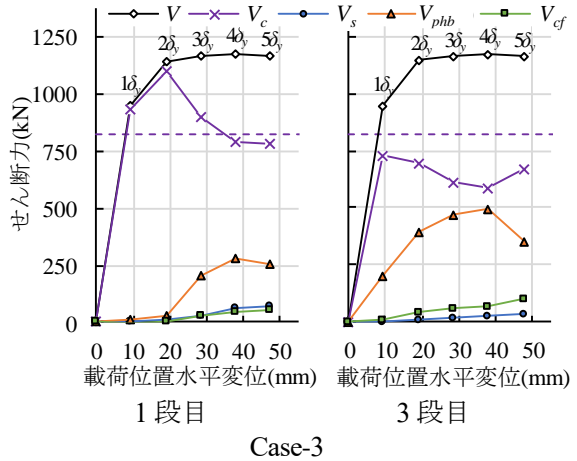
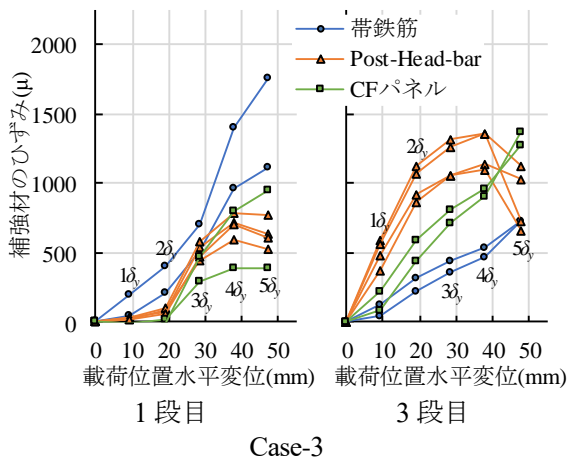
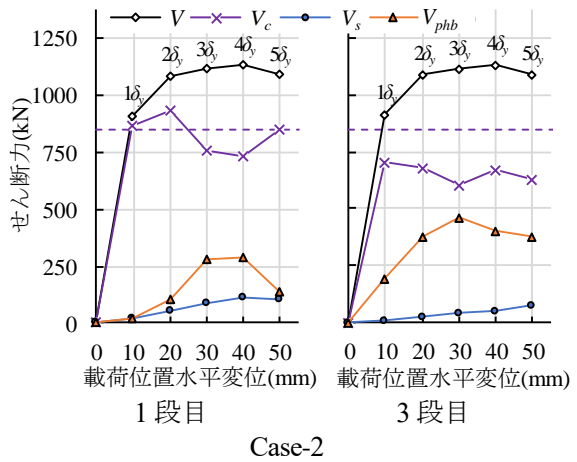
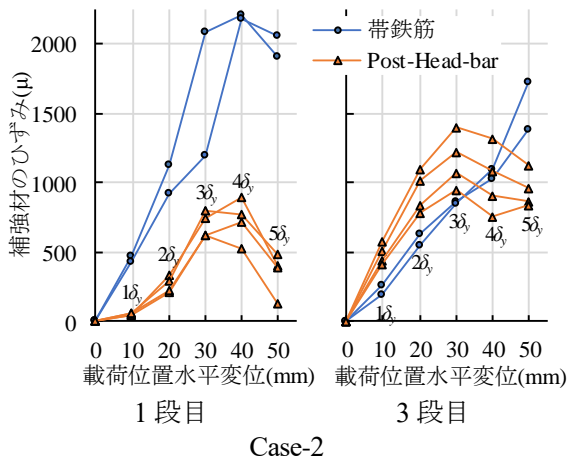
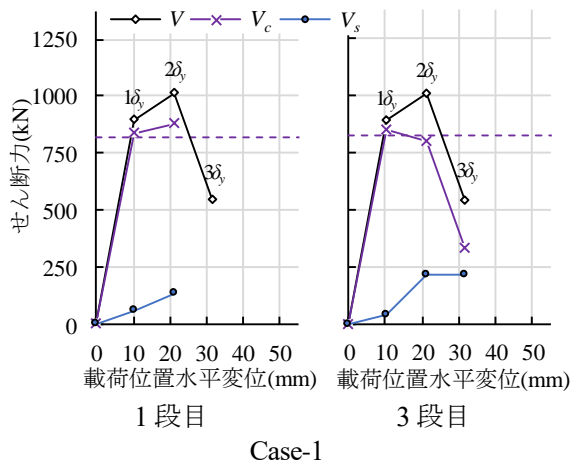
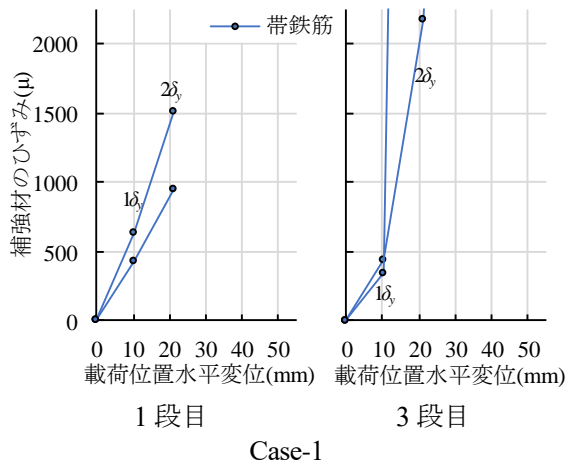


図-5.4.15 ひずみ計測位置と負担せん断力の検討対象領域



(a) 補強材のひずみの変化 (短辺方向)

(b) 各材料の負担せん断力の変化

図-5.4.16 補強材のひずみの変化 (短辺方向) と各材料の負担せん断力の変化

無補強供試体の Case-1 では帯鉄筋が降伏している。補強供試体の Case-2,3 では、 $1\delta_y$ 以降、Case-2 はかぶりコンクリートが剥落する前の $3\delta_y$ まで、Case-3は基部のはらみ出しが生じる前の $4\delta_y$ までは、 V_c が若干低下して V_{phb} が増加する傾向が見られる。斜めひび割れ幅の拡大に伴ってコンクリートの

せん断伝達力が低下したが、その代わりに斜めひび割れと交わる PHb が抵抗したものと推察される。水平変位の増加に伴って Case-2 は V_s 、Case-3 は V_s と V_{cf} も増加しているものの、その値は V_{phb} と比較すると小さい。今回の諸元では相対的に PHb の鉄筋比が大きいことが理由の一つであると考えられる。また、3 段目の計測結果でかぶりコンクリートの剥落や基部のはらみ出しが生じるまでは、帯鉄筋や CF パネルよりも PHb のひずみ増加が大きい。この点から判断すると、今回対象としたのは断面幅の大きい RC 橋脚であることが影響していると思われるが、断面の両端付近でしか抵抗できない帯鉄筋や CF パネルよりも、断面内全体に分散して配置される PHb の方が早い段階からせん断補強効果を発揮する可能性がある。また、Case-2,3 とともに、 $5\delta_y$ 以降の水平変位が大きい領域でもせん断破壊が生じなかったのは、PHb による効果が大きいと考えられる。

また、基部付近となる 1 段目は写真-5.4.7 に示すように曲げ変形によるコンクリートの損傷が大きく、基部から少し高い位置の 3 段目とはせん断力の伝達状況が異なることが推察される。そこで両者を比較すると、いずれのケースでも 3 段目の方がコンクリート以外の負担せん断力が大きくなった。 V_c は概ね計算値に近い値で推移しているものの、3 段目は計算値よりも低い値となっている。今回の実験は曲げ変形挙動であり、せん断耐力到達前の負担せん断力のバランスではあるが、この結果から判断すると、損傷の大きい 1 段目の方がコンクリートのせん断抵抗が大きいことになる。これは、1 段目の PHb や CF パネルは基部に近く、その中央付近で斜めひび割れとは交差していないため、 V_{phb} や V_{cf} が小さいことが影響していると考えられる。そのため、特に Case-3 の $2\delta_y$ では V_c が計算値を大きく上回っているが、CF パネルの拘束効果の影響もあると推察される。

ii) 長辺方向のひずみ

補強供試体である Case-2,3 の $2\delta_y \sim 6\delta_y$ における、正載荷時に圧縮側となる位置に配置された帯鉄筋、CF パネル（炭素繊維シート）の高さ方向のひずみ分布を図-5.4.17 に示す。ひずみ計測位置は

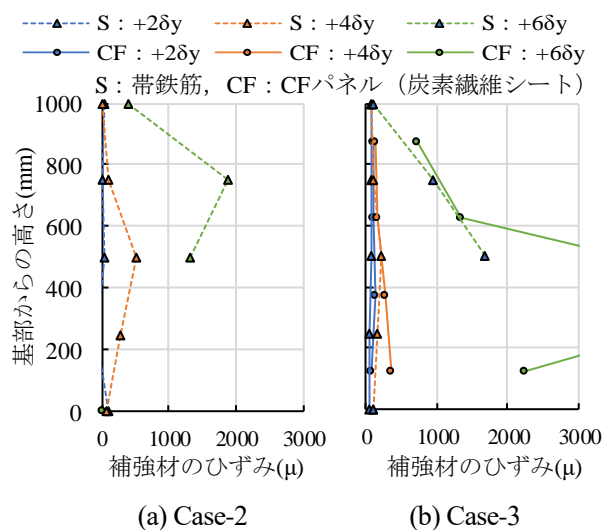


図-5.4.17 補強材のひずみ分布（長辺方向）

図-5.4.9に示す通りで、いずれも断面長辺方向の中央位置である。なお、各載荷ステップにおけるひずみは、それぞれ1サイクル目の最大変位時の値を示している。ここでは、リード線の損傷などにより計測不能となった点は除いて示している。

この長辺方向のひずみは、軸方向鉄筋やかぶりコンクリートのはらみ出しに対して抵抗することで生じているものとなる。Case-2では、かぶりコンクリートが剥落する前の $4\delta_y$ で、基部から高さ500mmの位置で帯鉄筋に 500μ 程度のひずみが生じており、軸方向鉄筋のはらみ出しの兆候が見られている。 $6\delta_y$ で計測できた位置ではさらにひずみが大きくなった。Case-3では、基部のはらみ出しが生じる前の $4\delta_y$ で、基部から高さ150mmの位置でCFパネルに 350μ 程度のひずみが生じている。その後、 $6\delta_y$ でははらみ出しが大きくなった基部から高さ400mm付近でCFパネルのひずみが大きく増加した。なお、基部からの高さが近い位置で比較すると、帯鉄筋とCFパネルのひずみ差は小さい。

6) 曲率分布

補強供試体であるCase-2,3の $2\delta_y \sim 6\delta_y$ における、高さ方向の曲率分布を図-5.4.18に示す。なお、各載荷ステップにおける曲率は、それぞれ1サイクル目の最大変位時の値を示している。ここで、曲率は高さ方向に対してある計測区間長を設定し、その区間における圧縮縁近傍ならびに引張縁近傍の鉛直方向相対変位を変位計により計測し、この計測値から算出した計測区間内の断面における平均曲率である⁴³⁾。なお、図中の基部からの高さは計測区間の中央位置を示している。

いずれも曲率は基部に最も近い位置（基部から50mmの計測区間）で最大になる分布となった。Case-2は、基部から高い位置になるほど徐々に曲率が小さくなっていく分布となった。一方で、CFパネルで補強したCase-3は、基部に最も近い位置での曲率が突出して大きい分布となった。軸方向鉄筋の伸び出しに伴って基部の全周に発生したひび割れ部で、引張時の浮き上がりや圧縮時の接触を繰返すロッキング挙動が顕著になったと考えられる。前述の通り、躯体コンクリートとCFパネルのひ

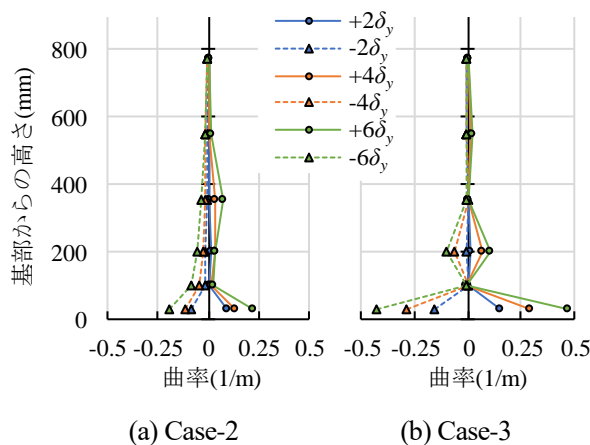


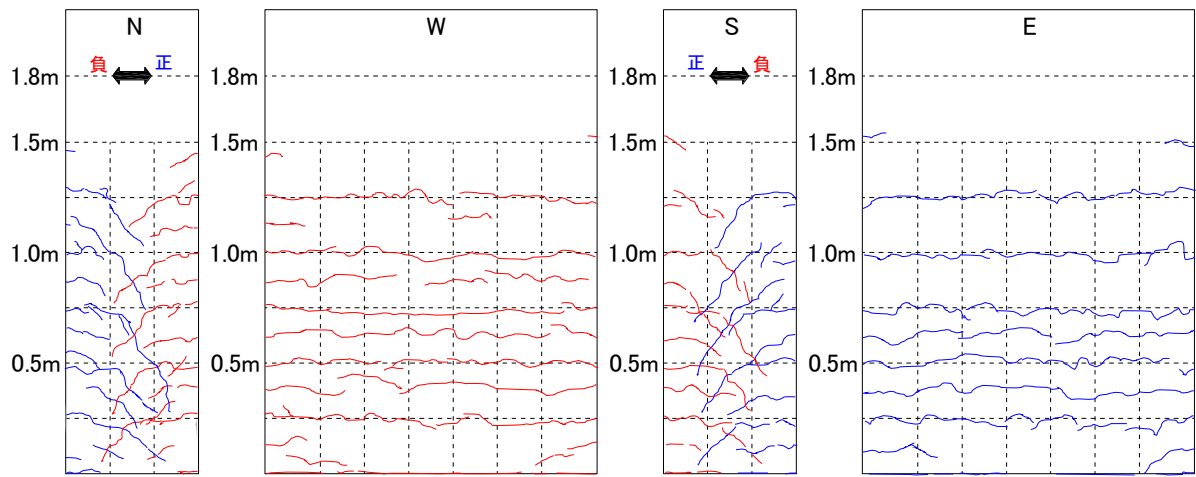
図-5.4.18 基部付近の曲率分布

び割れには対応関係が見られたことから、両者のずれ変形はなかったと思われる。一方で、この部分は CF パネルの下端部でフーチング上面から 10mm の離隔を設けているため、拘束力の変化点になったことが基部の開きが大きくなった要因の一つとして推察される。また、基部から高さ 150～250mm 区間で曲率はその上下の区間より大きくなったのは、曲げ変形によってこの付近に生じた幅の大きい水平方向の割れの影響によるものと考えられる。

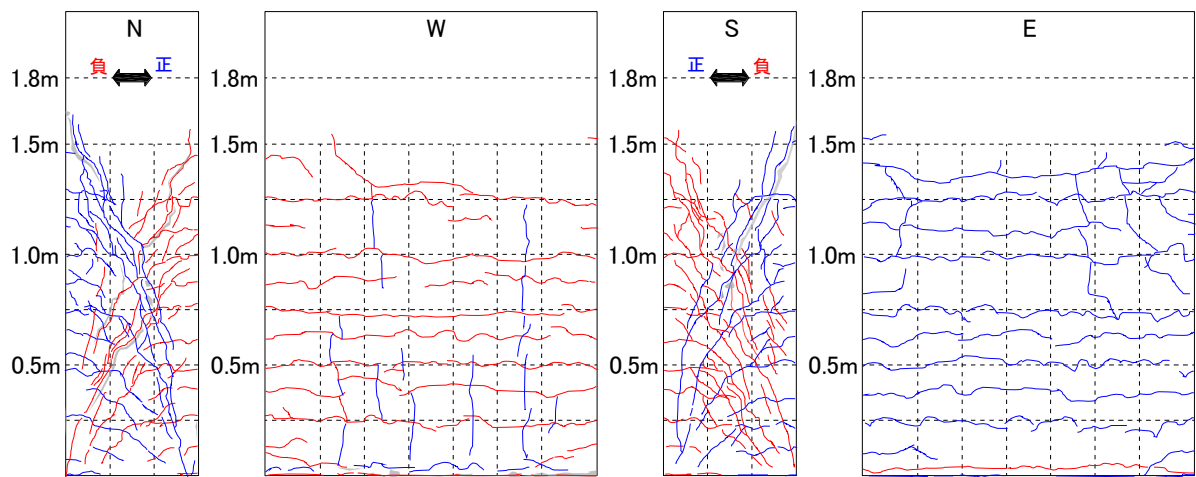
7) 供試体の損傷進展図

各ケースの載荷時の損傷図を図-5.4.19～図-5.4.21 に示す。いずれも各載荷ステップで 3 サイクルの載荷を行った後の状況を示し、青線は正側載荷時に発生したひび割れ、赤線は負側載荷時に発生したひび割れをそれぞれ示す。Case-3 供試体のひび割れは CF パネルのフレキシブルボードに発生したものである。また、かぶりコンクリートもしくは CF パネル表面のフレキシブルボードが剥落した部分はハッチングで示す。

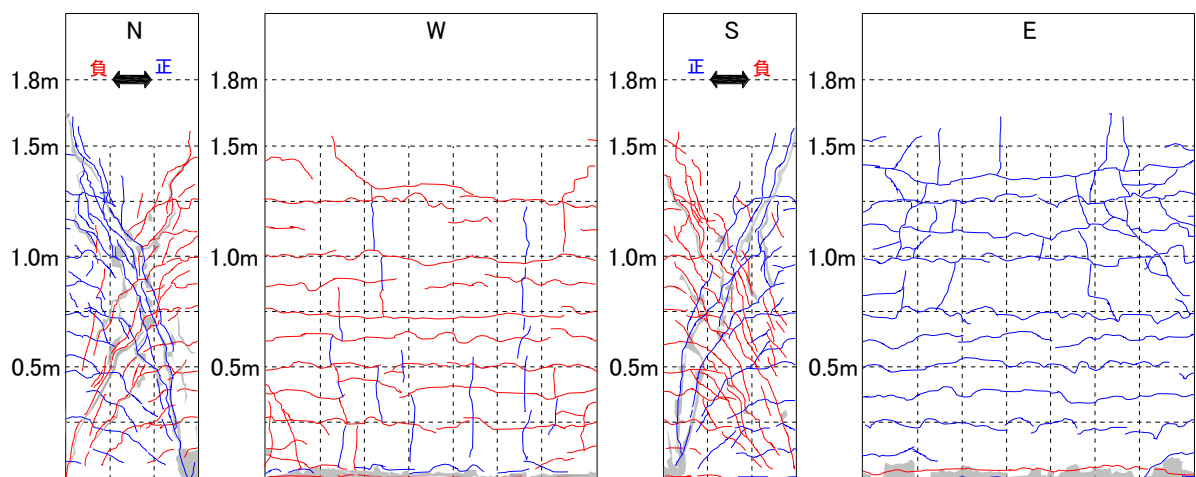
損傷進展状況写真については巻末の付属資料に示す。



(a) $1\delta_y$

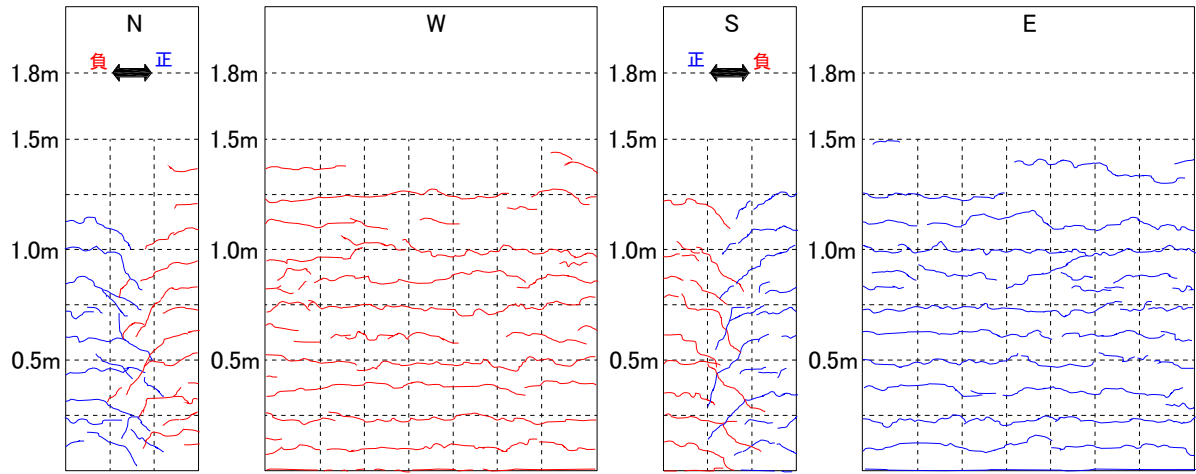


(b) $2\delta_y$

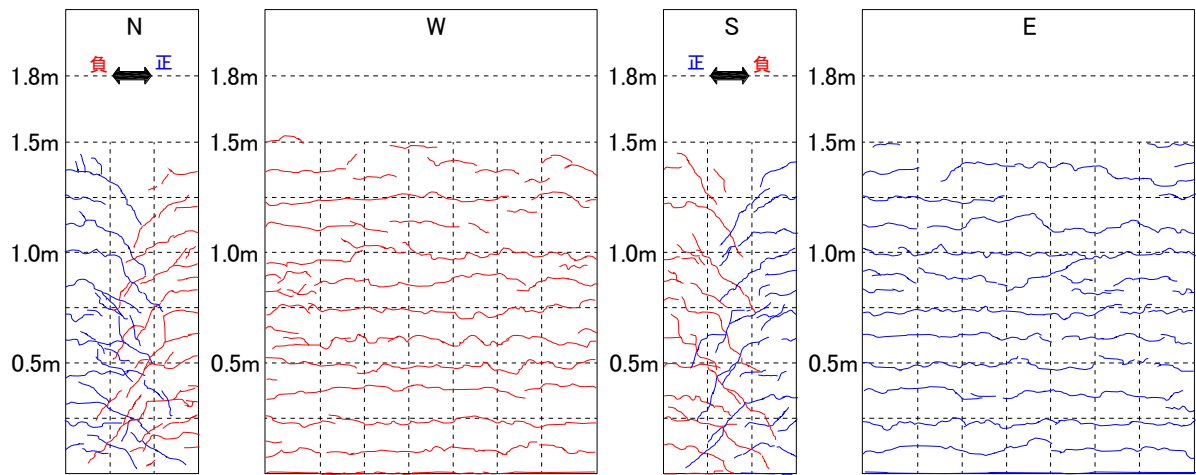


(c) $3\delta_y$

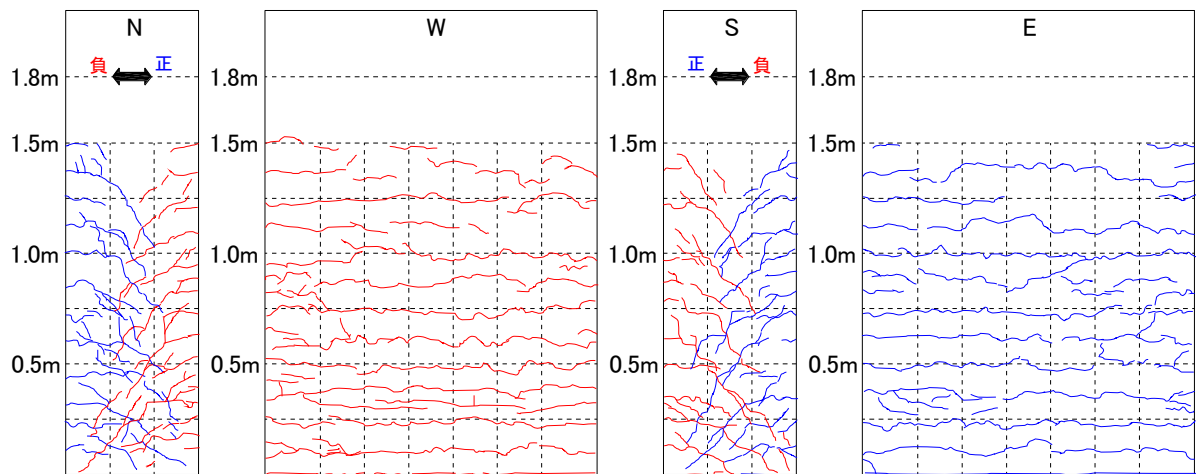
図-5.4.19 Case-1 供試体（無補強）の損傷図



(a) $1\delta_y$

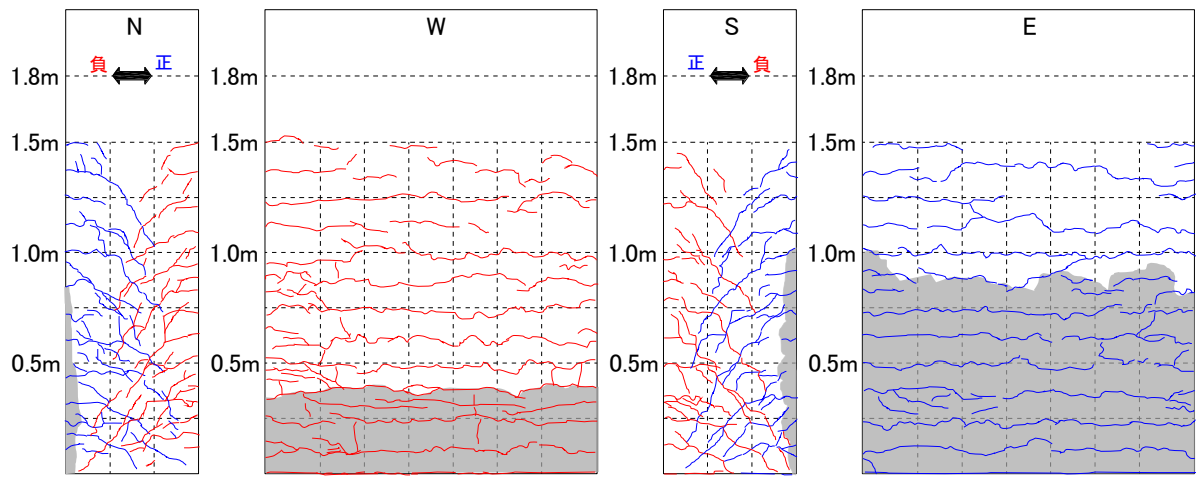


(b) $2\delta_y$

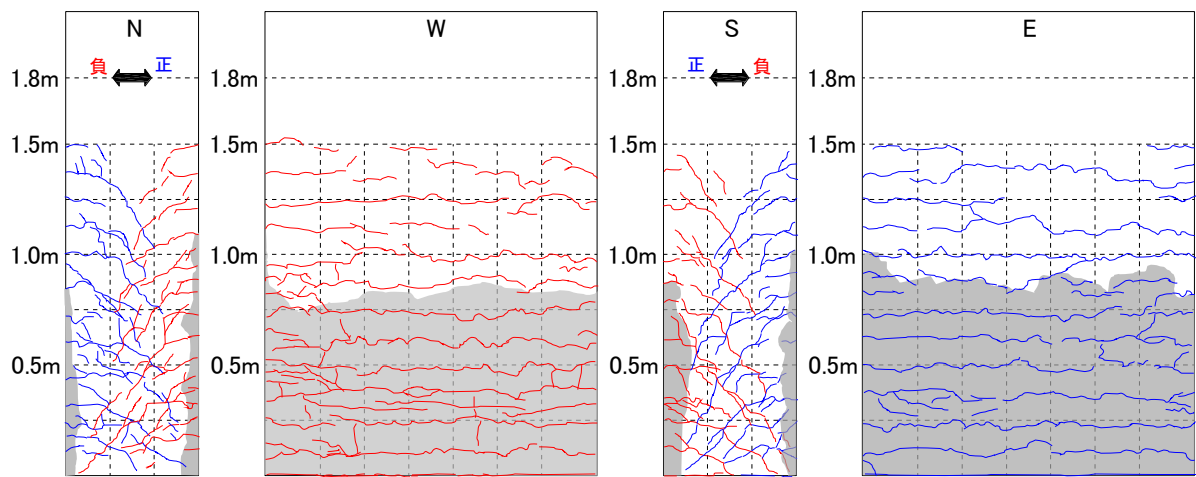


(c) $3\delta_y$

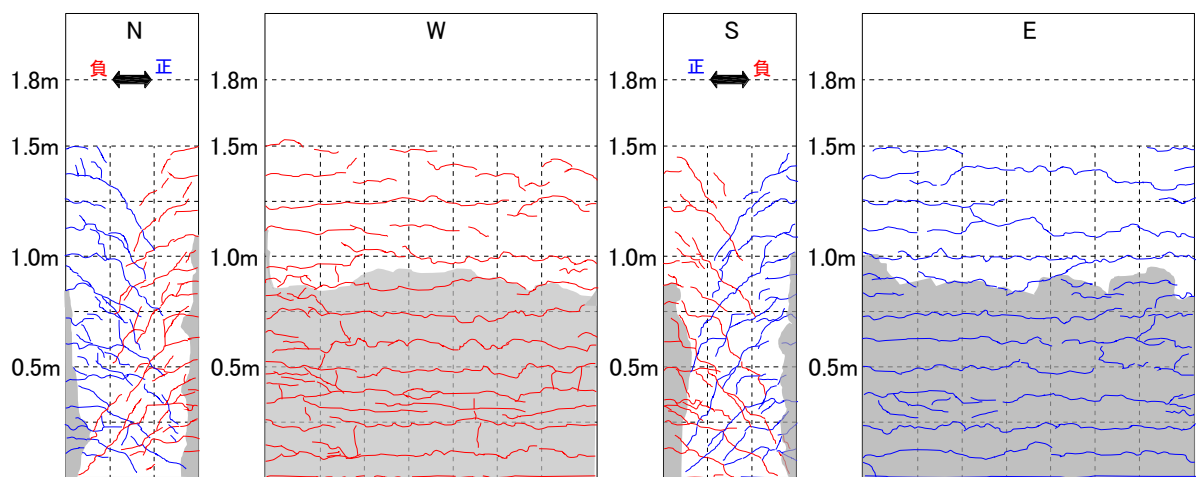
図-5.4.20 Case-2 供試体 (PHb 補強) の損傷図



(d) $4\delta_y$

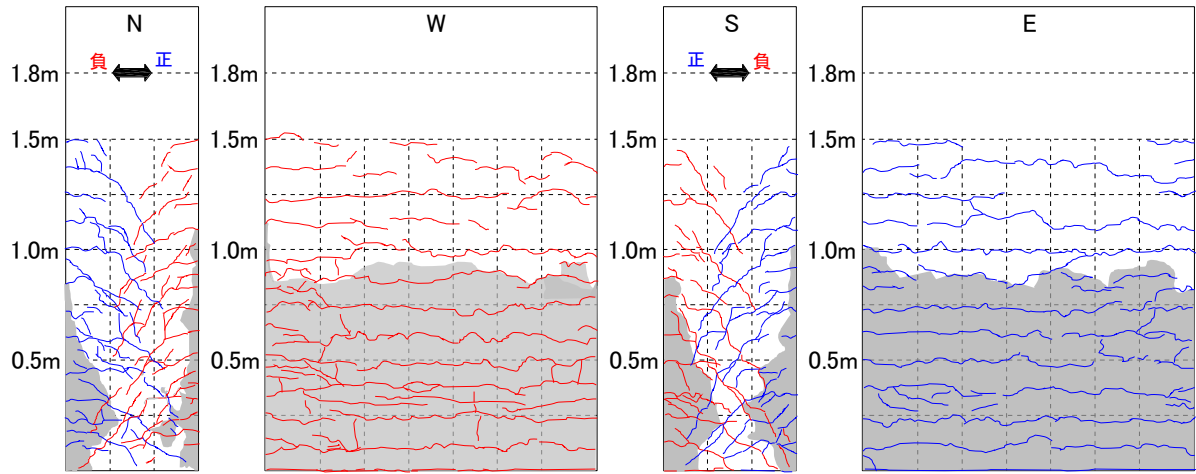


(e) $5\delta_y$

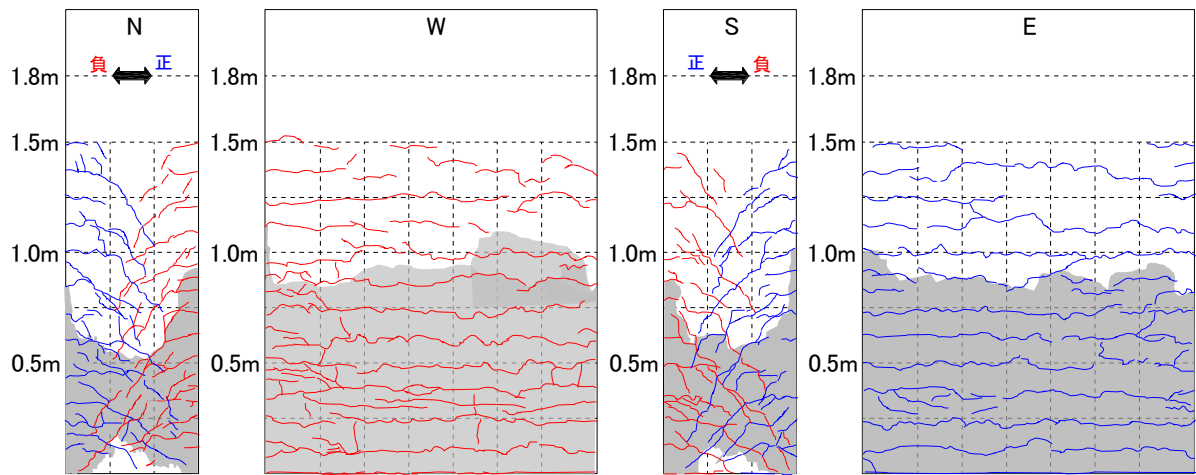


(f) $6\delta_y$

図-5.4.20 Case-2 供試体 (PHb 補強) の損傷図

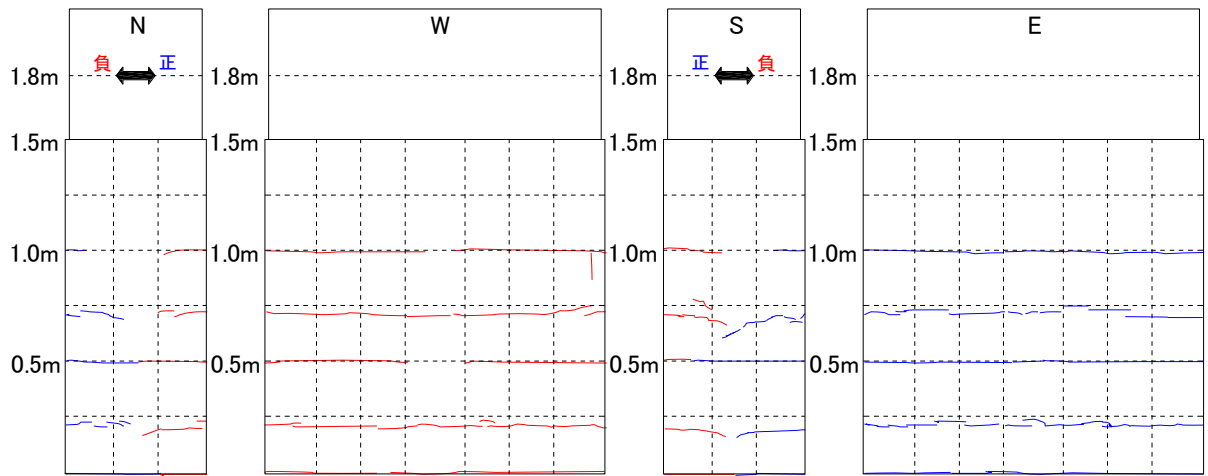


(g) $7\delta_y$

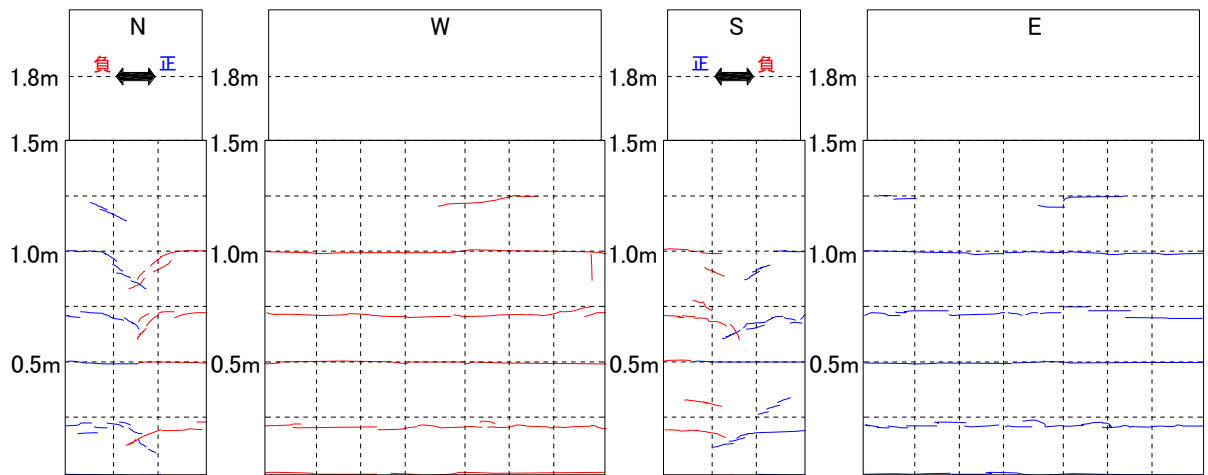


(h) $8\delta_y$

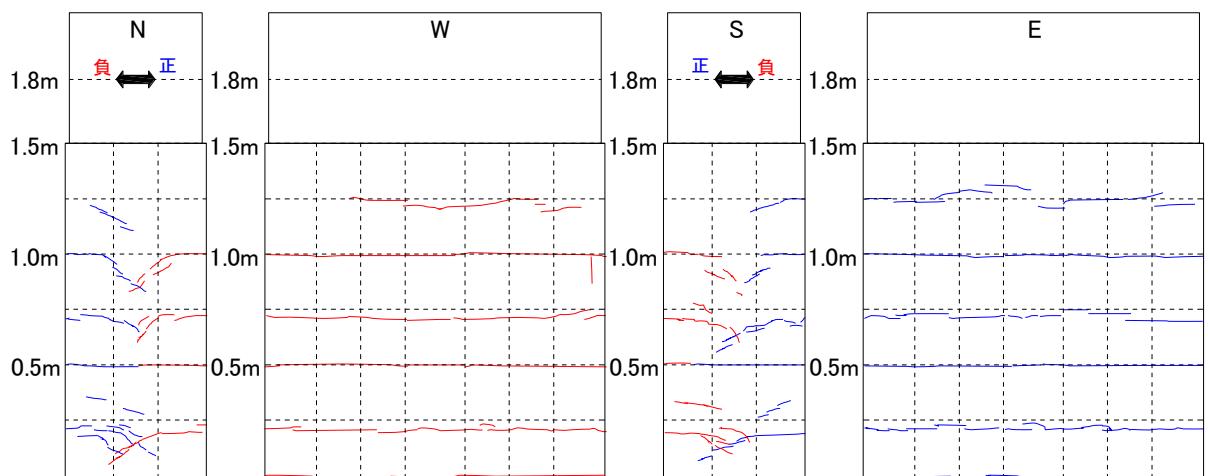
図-5.4.20 Case-2 供試体 (PHb 補強) の損傷図



(a) $1\delta_y$

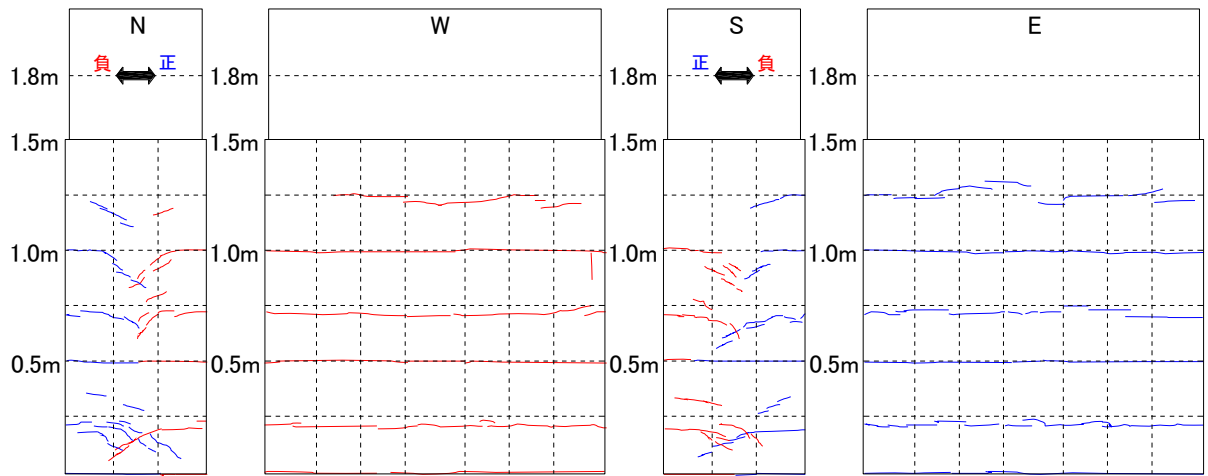


(b) $2\delta_y$

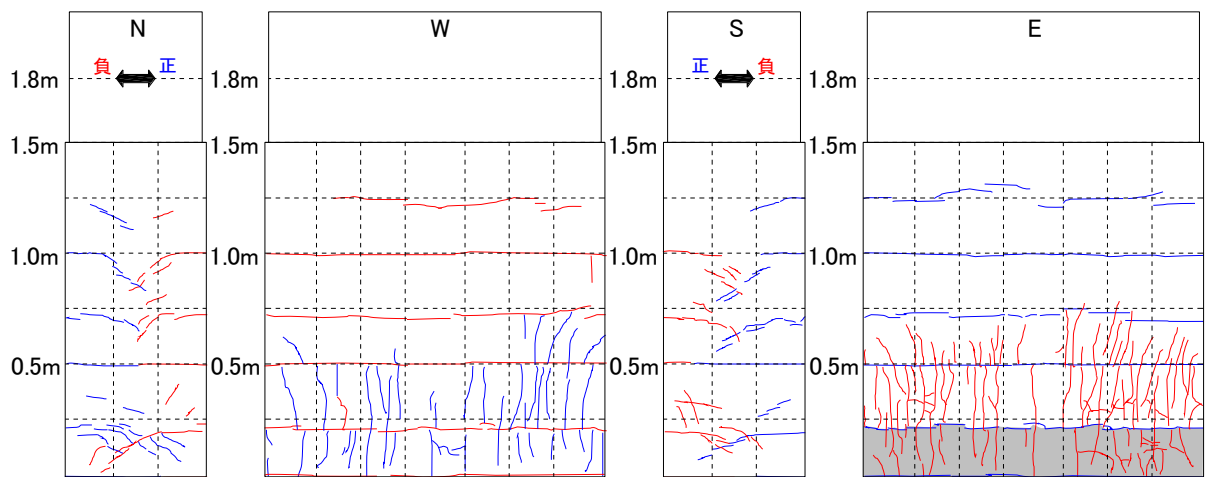


(c) $3\delta_y$

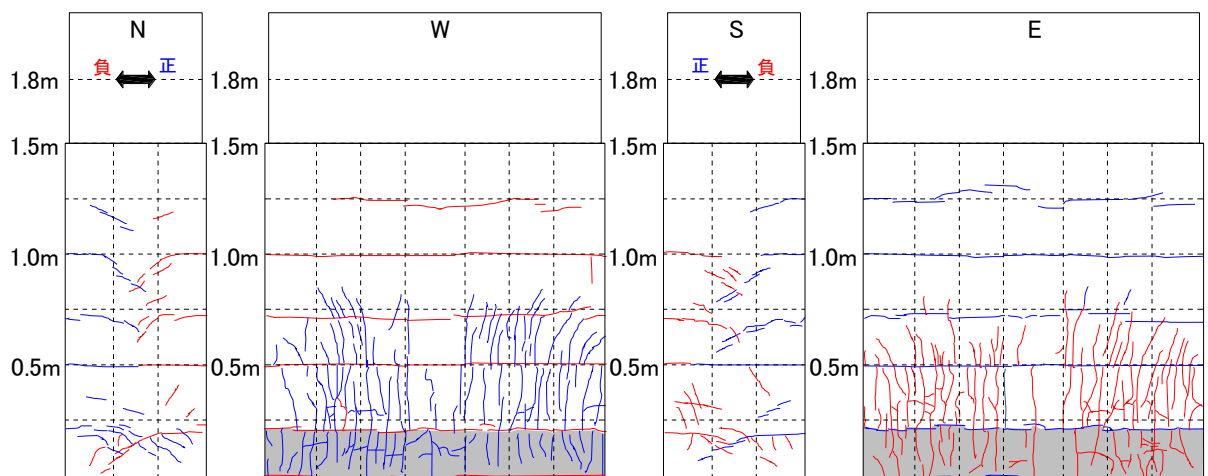
図-5.4.21 Case-3 供試体 (PHb+CF パネル補強) の損傷図



(d) $4\delta_y$

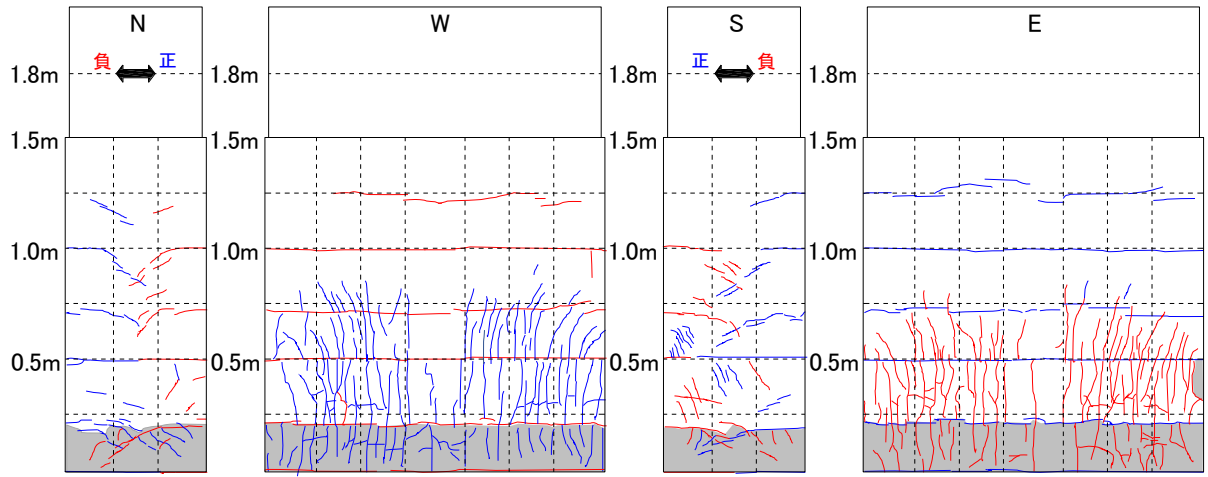


(e) $5\delta_y$

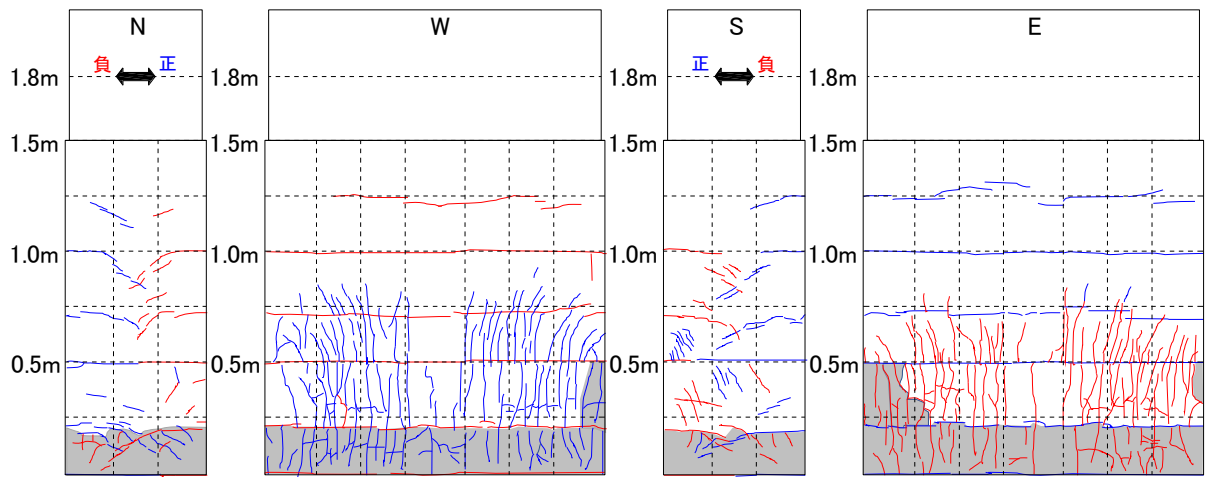


(f) $6\delta_y$

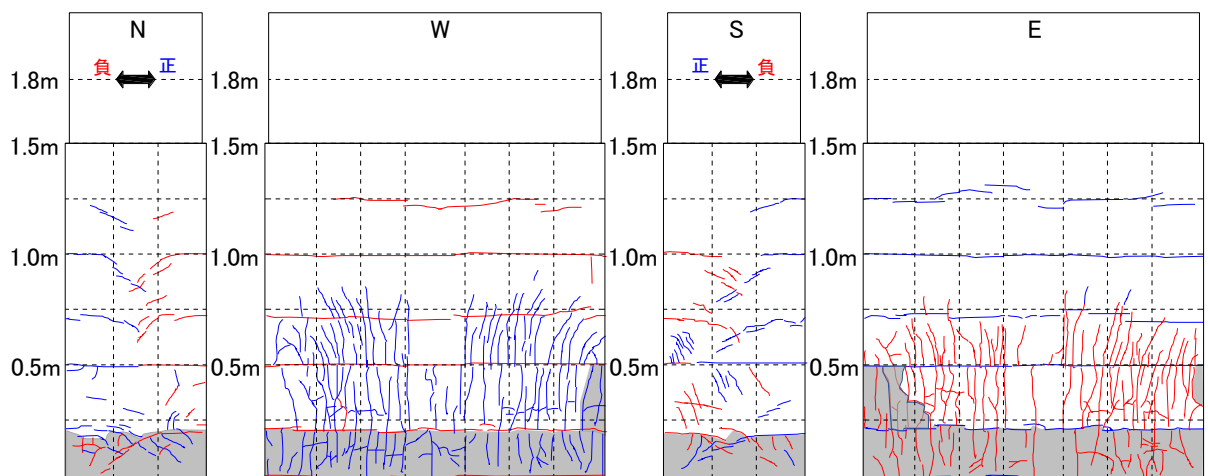
図-5.4.21 Case-3 供試体 (PHb+CF パネル補強) の損傷図



(g) $7\delta_y$

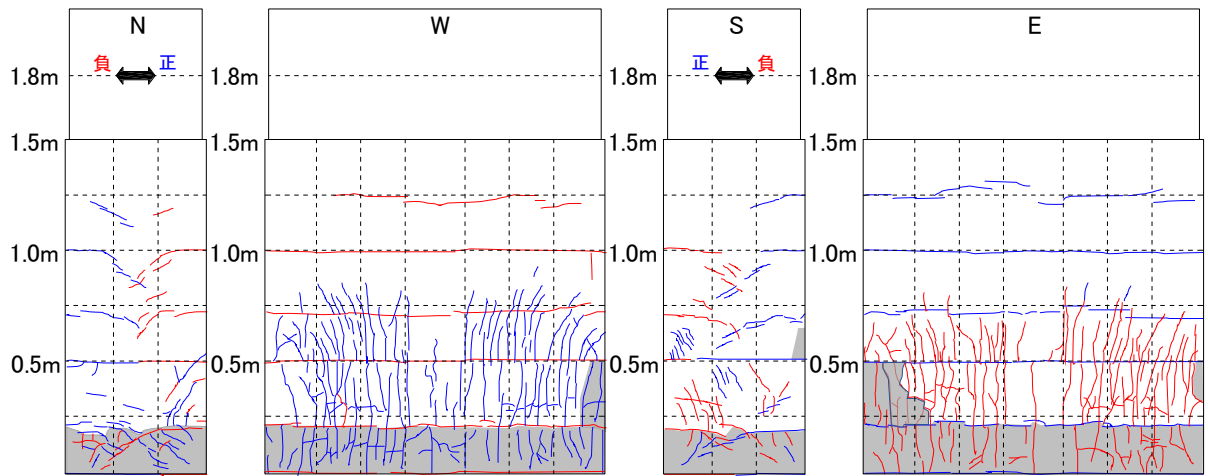


(h) $8\delta_y$

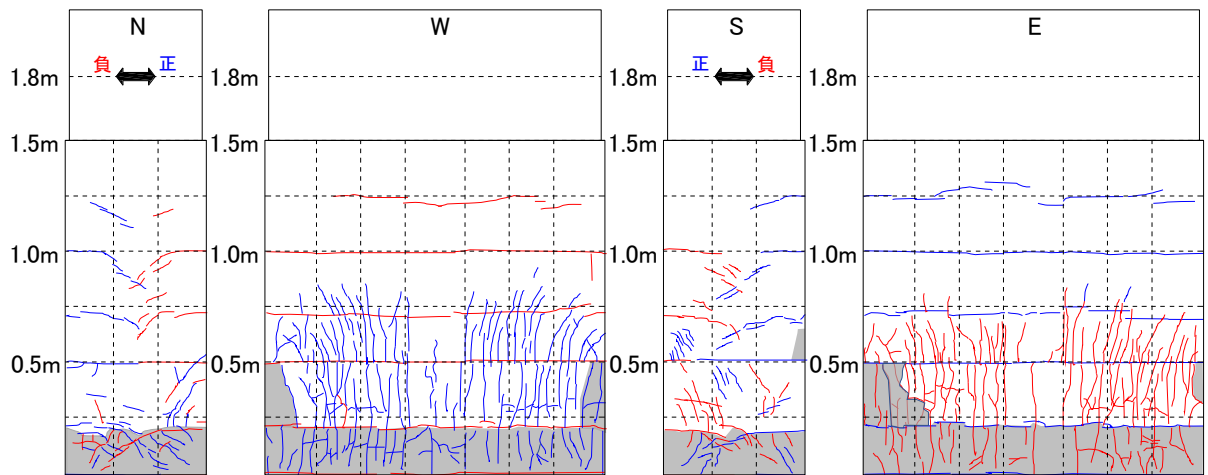


(i) $9\delta_y$

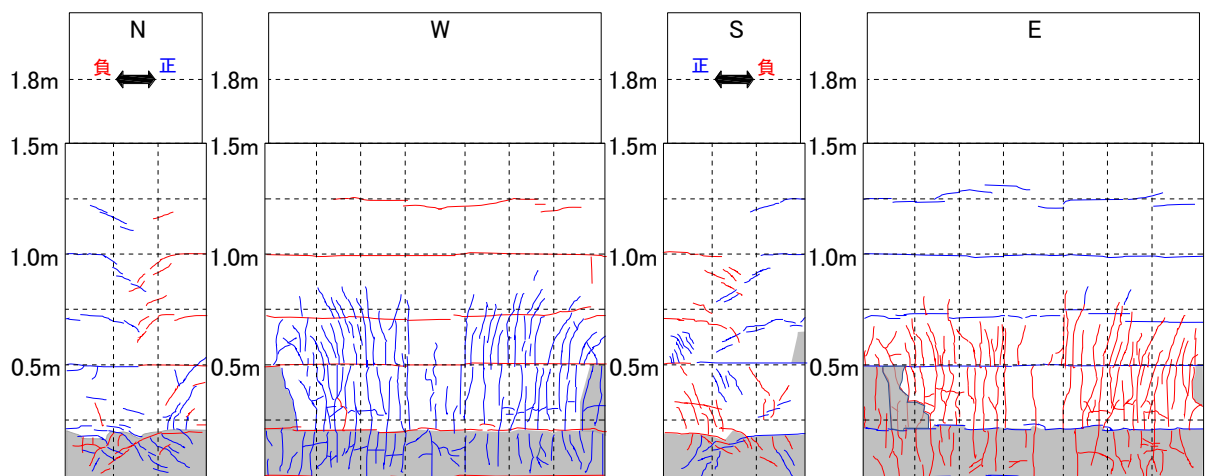
図-5.4.21 Case-3 供試体 (PHb+CF パネル補強) の損傷図



(j) $10\delta_y$

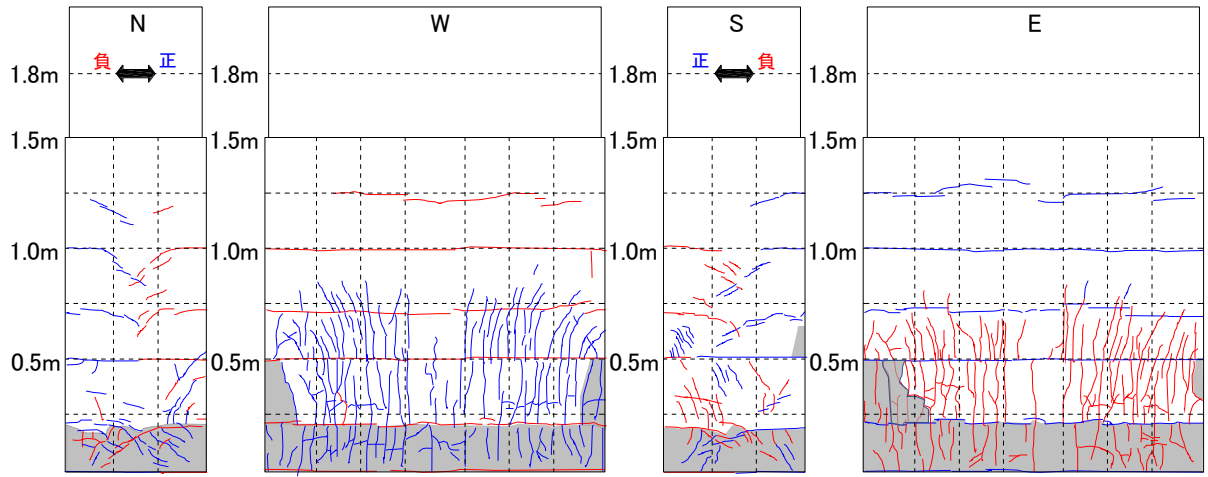


(k) $11\delta_y$

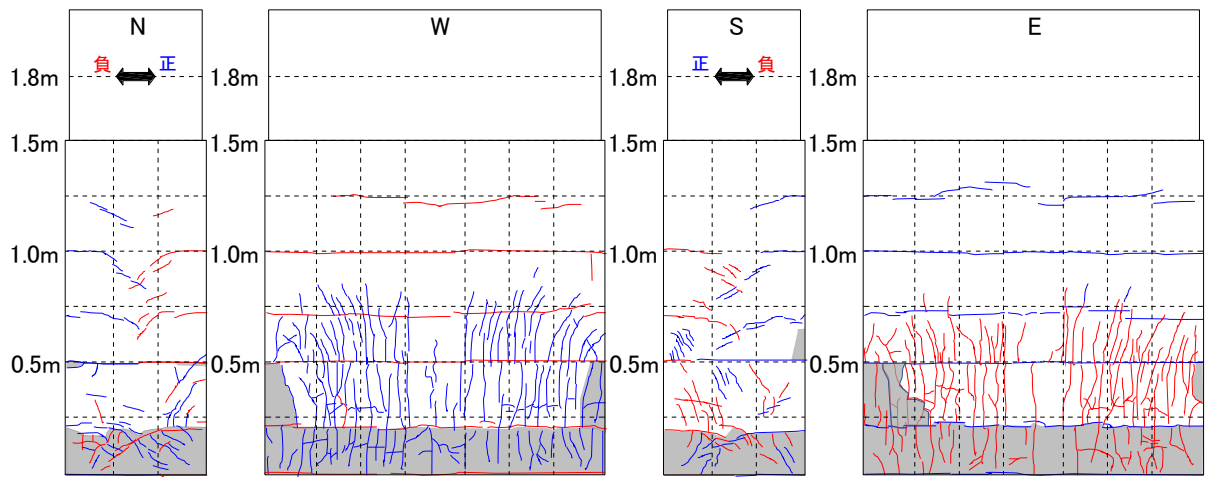


(l) $12\delta_y$

図-5.4.21 Case-3 供試体 (PHb+CF パネル補強) の損傷図



(m) $13\delta_y$



(n) $14\delta_y$

図-5.4.21 Case-3 供試体 (PHb+CF パネル補強) の損傷図

5. 5 メカニズムに基づく検証結果, 評価方法の提案

5. 5. 1 CF パネルにより補強した RC 部材のせん断耐力に関する考察

CF パネルにより補強したコンクリートのせん断耐力について, 炭素繊維シート巻立てを対象とした既存の式による計算結果との比較を行った。また, せん断力の分担割合に着目したメカニズムに即したせん断耐力算定式の案について示す。

(1) 既往のせん断耐力算定式による評価

炭素繊維シート巻立てでせん断補強した RC 部材のせん断耐力算定式として, 土木学会の「FRP 接着による構造物の補修・補強指針 (案)」⁶⁾に式(5.5.1)~(5.5.5)が示されている。

$$V_{fyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{fd} \quad (5.5.1)$$

$$V_{fd} = K \cdot [A_f \cdot f_{fud} (\sin \alpha_f + \cos \alpha_f) / s_f] z / \gamma_b \quad (5.5.2)$$

$$K = 1.68 - 0.67R \quad \text{ただし, } 0.4 \leq K \leq 0.8 \quad (5.5.3)$$

$$R = (p_f \cdot E_f)^{1/4} (f_{fud} / E_f)^{2/3} (1 / f'_{cd})^{1/3} \quad \text{ただし, } 0.5 \leq R \leq 2.0 \quad (5.5.4)$$

$$p_f = A_f / (b_w \cdot s_f) \quad (5.5.5)$$

- ここに, V_{fyd} : 補強用 FRP により補修・補強された棒部材の設計せん断耐力 (N)
 V_{cd} : せん断補強鋼材および補強用 FRP を用いない棒部材の設計せん断耐力 (N) ⁶⁾
 V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力 (N) ⁶⁾
 V_{fd} : 補強用 FRP により受け持たれる設計せん断耐力 (N)
 K : 補強用 FRP のせん断補強効率
 A_f : 区間 s_f における補強用 FRP の総断面積 (mm²)
 s_f : 補強用 FRP の配置間隔 (mm)
 f_{fud} : 補強用 FRP の設計引張強度 (N/mm²)
 E_f : 補強用 FRP のヤング係数 (kN/mm²)
 α_f : 補強用 FRP が部材軸となす角度
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離 (mm)
 γ_b : 部材係数
 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)
 b_w : 腹部の幅 (mm)

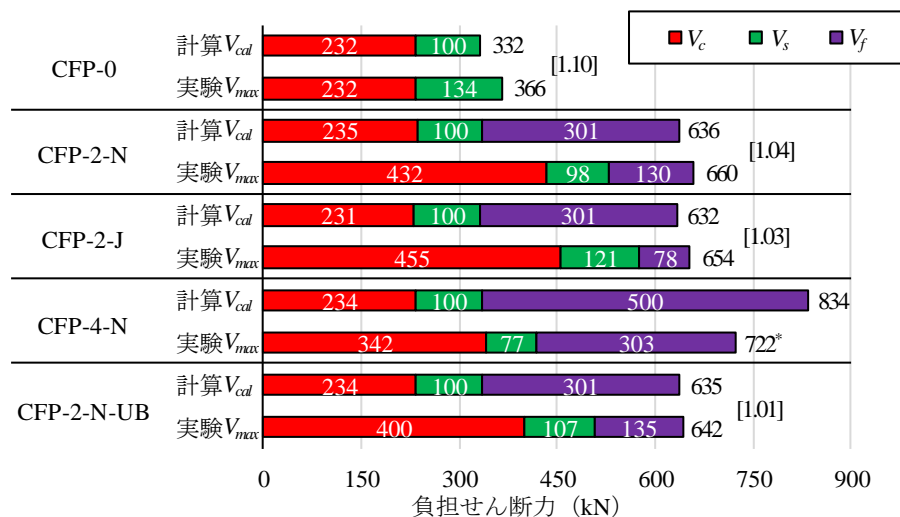
この式は, 連続繊維シート巻立てによる補強効果検証実験結果を回帰することで得られたものである⁴⁴⁾。 V_{cd} と V_{sd} は修正トラス理論によるものとし, V_{fd} は引張強度を用いて圧縮斜材角を 45° とした

トラス理論によって算出される値に補強効率 K を乗じて評価する手法である。

CF パネルによる補強でも、せん断力増加に寄与するのは炭素繊維シートのみと考えられることから、これと同じ式を用いて補強効率の評価が可能であるか検討することとした。各種安全係数を 1 として、コンクリート、鉄筋、炭素繊維シートの実強度を用いて式(5.5.1)より算出したせん断耐力 V_{cal} を、実験の最大せん断力 V_{max} と併せて図-5.5.1 に示す。なお、本稿では計算値を表す場合は添字 d をつけて表記する。補強したケースの K は、CFP-4-N が 0.78, その他は 0.80 となる。主鉄筋が曲げ降伏した CFP-4-N を除いて、実験値の計算値に対する比率は 1.01~1.10 であることから判断すると、CF パネルによる補強では、炭素繊維シート巻立ての場合と同等のせん断補強効果が得られることが明らかとなった。

V_{cd} の計算には斜めひび割れ発生時のせん断力を用いているが、これは実験結果に対して過小評価している。 V_c が計算値よりも大きくなるのは、CF パネルで囲い込んだ影響によってアーチ機構が卓越する挙動になっているためと考えられる。Nakamura ら⁴⁵⁾はせん断補強鉄筋を有する RC 梁のせん断抵抗メカニズムについて、斜めひび割れ発生後のコンクリートのせん断抵抗力はアーチ機構が支配的になり、これとトラス機構による V_s の単純和が成立することに言及している。今回の実験では、CF パネルで補強した場合に破壊モードが変化しており、その影響でアーチ機構の挙動がより顕著に表れた可能性が示唆される。ただし、今回の実験よりも p_f が小さい場合は、せん断破壊モードの変化が生じない可能性もある。また、今回は p_w が比較的小さい条件での実験であるが、 p_w もアーチ機構負担分が変化する要因になる⁴⁵⁾ため、CF パネルの効果に影響を及ぼす可能性もある。これらの点についてはさらなる検討が必要である。

V_{sd} は計算上、圧縮斜材角を 45° としてスターラップの降伏を仮定したもので、ひび割れ発生角度の影響による若干の差はあるものの実験結果とほぼ一致している。



[]内の値は V_{max}/V_{cal} *は主鉄筋曲げ降伏後の値

図-5.5.1 各材料の負担せん断力

V_{fd} の計算値は実験結果に対して過大評価している。これには斜めひび割れ発生後のコンクリートと

の剥離挙動が大きく影響していると考えられる。すなわち、スターラップのようにコンクリートとの付着作用によって斜めひび割れ近傍で局所的な伸びが生じて引張抵抗するのではなく、斜めひび割れの開口に対して部材高さ全長で均一な引張力が生じて抵抗する状態となっており、後者の方がひび割れ近傍における炭素繊維シートへのひずみが小さいため、 V_f は小さくなったと考えられる。なお、部材高さ全長に剥離が進展すると仮定した場合、同じひび割れ幅でも部材高さが高くなるほど炭素繊維シートひずみが小さくなることで、 V_f の計算値に対する比率が小さくなる可能性がある。そのため、部材高さとは本式の適用範囲については、さらに検討する必要があると考えられる。

(2) メカニズムに即したせん断耐力算定式 (案)

式(5.5.1)を準用した場合、せん断耐力は概ね一致するものの V_{cd} や V_{fd} は実験値との差が大きい。式(5.5.1)は V_{cd} が補強により変化しない仮定で、せん断耐力の実験値から V_{cd} と V_{sd} を引いた分を V_{fd} とする考え方によるもの⁴⁹⁾であるため、仮に炭素繊維シートで囲い込むことで V_{cd} の向上があった場合でも、その分は V_{fd} に含めて評価されていたことになる。一方で、今回の実験では炭素繊維シートのひずみなどから V_f を測定したことにより、CFパネルで囲い込むことで V_c が向上したことが確認された。そのため、せん断耐力は計算値と変わらないが、その内訳が変わったと思われる。そこで、実現象のメカニズムに即した耐力評価法として、 V_{cd} はアーチ機構に基づく手法、 V_{fd} は剥離を考慮した手法について検討した。

V_c は、実験では斜めひび割れ発生後に緩やかに上昇する傾向が見られ、外周を囲う形で設置したCFパネルの拘束効果による影響によるものと考えられる。また、破壊状況を確認すると無補強の供試体は典型的な斜め引張破壊であったが、CFパネルで補強した供試体は載荷点付近でコンクリートが圧壊するせん断圧縮破壊のモードとなった。供試体は $a/d=2.78$ で、一般に斜め引張破壊型のモードを対象とした棒部材式(修正トラス理論)によって耐力を評価できる諸元であるが、コンクリートに拘束効果が作用することで、図-5.5.2に示すように a/d が比較的小さい部材で生じるタイドアーチ的耐荷機構が形成されたことが考えられる。そこで、コンクリート標準示方書[設計編]¹¹⁾のせん断圧縮破壊耐力式によってコンクリート負担分 V_c を算出した。

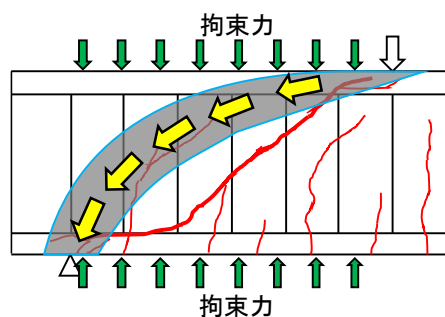


図-5.5.2 タイドアーチ的耐荷機構の形成

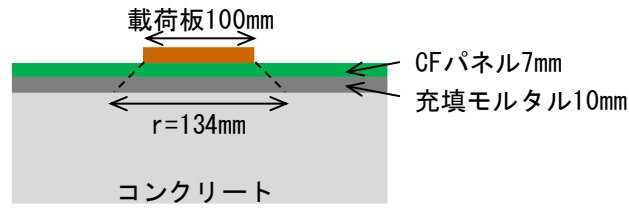


図-5.5.3 支圧板の部材軸方向長さ (r) の設定

ここでは、コンクリート負担分のせん断力のみを算出するが、せん断補強鉄筋を有する場合の式に準じて係数 α を考慮し、式(5.5.6)~(5.5.11)によって算出した。ここで、支圧板の部材軸方向長さ (r) は充填モルタル 10mm と CF パネル 7mm の厚さ分は载荷した力が 45 度で分散して伝達すると仮定して $r=134\text{mm}$ とした (図-5.5.3 参照)。

$$V_c = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot \alpha \cdot f_{da} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (5.5.6)$$

$$\alpha = (1 + 3.33r/d) / (1 + 3.33 \cdot 0.05) \quad (5.5.7)$$

$$f_{da} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} \quad (5.5.8)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad (\beta_d \leq 1.5) \quad (5.5.9)$$

$$\beta_p = (1 + \sqrt{100p_v}) / 2 \quad (\beta_p \leq 1.5) \quad (5.5.10)$$

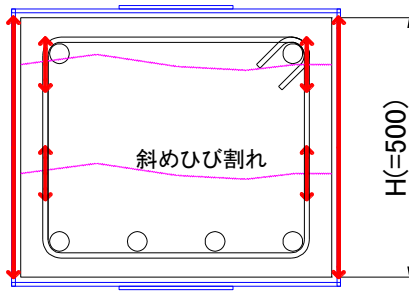
$$\beta_a = 5 / \{1 + (a_v/d)^2\} \quad (5.5.11)$$

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

- ここに、 α : 支圧板の部材軸方向長さ (r) の影響を考慮する係数
 b_w : 腹部の幅 (mm)
 d : 単純ばりの場合は载荷点、片持ばりの場合は支持部前面における有効高さ (mm)
 a_v : 支持部前面から载荷点までの距離 (mm)
 A_s : 引張側鋼材の断面積 (mm²)
 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)
 *ここでは材料係数 1.0 として実強度を用いる。
 γ_b : 部材係数 *ここでは 1.0 とする。

スターラップはいずれのケースでも降伏しており、トラス機構を形成する耐荷機構でせん断力分担ができていると考えられ、従来のトラス理論による評価法として、式(5.5.12)によってスターラップ負担分 V_s を算出した。

$$V_s = [A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] z / \gamma_b \quad (5.5.12)$$



スターラップ
 コンクリートとの付着作用により、斜めひび割れの開口に対して、ひび割れ付近で局部的に伸びが生じて引張抵抗

CFパネル(炭素繊維シート)
 コンクリートとの接着がなく、斜めひび割れの開口に対して、高さ方向全長で均一な伸びが生じて引張抵抗

図-5.5.4 補強材の引張抵抗機構

- ここに、 A_w : 区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm²)
 f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度 (N/mm²)
 *ここでは材料係数 1.0 として実強度を用いる。
 α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度 (rad)
 s_s : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離 (mm) ($z = d/1.15$)
 γ_b : 部材係数 *ここでは 1.0 とする。

CF パネルで補強した CFP-2-N では、斜めひび割れの発生、進展に伴ってコンクリートと充填モルタルの界面で付着切れが生じ、この剥離範囲はひび割れが生じた部分全体に及んでいた。予め側面の付着なしの条件で実施した CFP-2-N-UB と比較してもコンクリート、スターラップ、炭素繊維シート負担分のせん断力それぞれの差はほとんどないことから、せん断耐力評価においては付着切れの状態に対する評価手法とする必要があると考えられる。すなわち、図-5.5.4 に示すように斜めひび割れの開口に対して上下端間の全長で均一な引張力が生じて抵抗すると考えることができ、CF パネルによる負担分 V_{cf} を式(5.5.13)~(5.5.14)により算出した。

$$V_{cf} = [A_{cf}f_{cf,max}(\sin \alpha_{cf} + \cos \alpha_{cf})/s_{cf}]z/\gamma_b \quad (5.5.13)$$

$$f_{cf,max} = E_{cf}\epsilon_{cf,max} = E_{cf}(w_{max}/h) \quad (5.5.14)$$

- ここに、 A_{cf} : 区間 s_{cf} における炭素繊維シートの総断面積 (mm²)
 $f_{cf,max}$: せん断圧縮破壊に至る時の炭素繊維シートの引張強度 (N/mm²)
 E_{cf} : 炭素繊維シートのヤング係数 (N/mm²)
 $\epsilon_{cf,max}$: せん断圧縮破壊に至る時の炭素繊維シートのひずみ
 h : 部材の高さ (mm)
 w_{max} : せん断圧縮破壊に至る時の高さ方向の斜めひび割れ幅の総和 (mm)

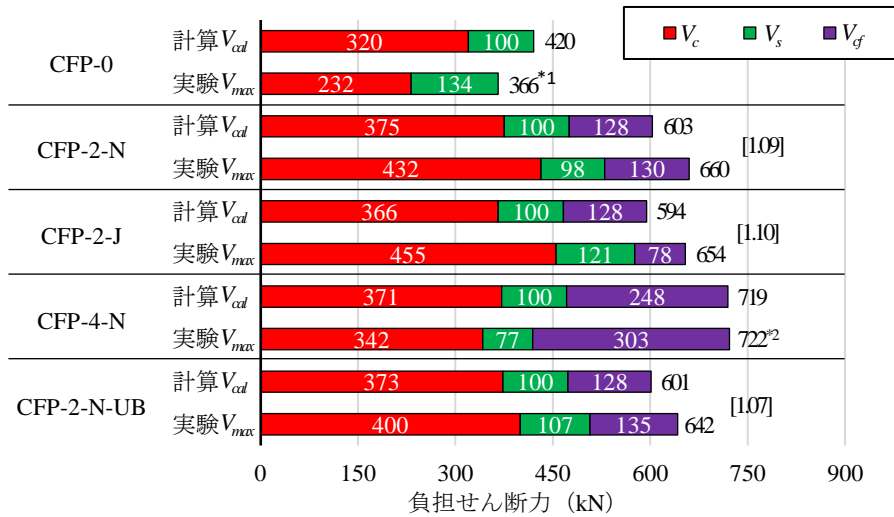
*ここでは3.0mmとする

- α_{cf} : 連続繊維シートが部材軸となす角度 (rad)
- s_{cf} : 連続繊維シートの配置間隔 (mm)
- z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離 (mm) ($z = d/1.15$)
- γ_b : 部材係数 *今回は1.0とする。

式(5.5.6), (5.5.12), (5.5.13)の総和として式(5.5.15)より CF パネル補強後のせん断耐力を算出した結果を図-5.5.5に示す。

$$V_y = V_c + V_s + V_{cf} \quad (5.5.15)$$

実験結果より実現象に即した形で定式化したことにより、各材料の負担せん断力の分担割合は、従来の式で算出した値よりも実験結果に近くなった。そのため、本実験条件においては提案するせん断耐力算定式に有用性があるものと考えられる。ただし、限られた供試体条件での実験結果に基づく検討結果であるため、例えば補強繊維量によってどのように拘束力が変化してコンクリートの耐荷機構に変化が生じるか、供試体高さによって斜めひび割れ幅の限界値がどのように変化するかなど、適用範囲の考え方についてはさらなる検証が必要である。



[]内の値は V_{max}/V_{cal} *¹は拘束効果なし, *²は主鉄筋曲げ降伏後の値

図-5.5.5 各材料の負担せん断力

5. 5. 2 実験における PHb と CF パネルで補強した RC 橋脚の限界状態に相当する水平変位の考察

(1) 補強供試体の限界状態

新設 RC 橋脚を対象として、実験等によって明らかにされた地震時の損傷進展メカニズムを考慮して提案された限界状態の評価方法⁴⁶⁾が道路橋示方書 V²⁾に反映されている。ここで、限界状態 1 は RC 橋脚の挙動が可逆性を有する限界の状態、限界状態 2 は水平力の低下がほとんどなくエネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態、限界状態 3 は水平耐力を保持できる限界の状態である。しかしながら、耐震補強した RC 橋脚は前提となる構造が新設 RC 橋脚とは異なる。本研究で用いた PHb は、帯鉄筋や中間帯鉄筋とは配置が異なるものであり、CF パネルは外周に巻き立てるものであることから、やはり新設 RC 橋脚とは構造が異なるものと言える。

石崎ら⁴⁷⁾は、巻立て補強（鋼板巻立て、RC 巻立て、炭素繊維巻立て）した RC 橋脚を対象として、新設 RC 橋脚と同じ手法で限界状態設計を行うことを目指し、同様の観点で限界状態の整理分析を行っている。ここでは、この研究事例での考え方を踏襲して、今回実験を行った補強供試体（Case-2,3）について、便宜的に新設 RC 橋脚と同じ考え方で限界状態 2 および限界状態 3 とみなす点を定めることとした。

1) 限界状態 2

限界状態 2 は、水平荷重比およびエネルギー吸収量比を指標とした定量的な判定方法に基づくものとする。

Case-2,3 について、各载荷ステップで 1 サイクル目に対する 3 サイクル目の最大変位時の水平荷重の比率を水平荷重比として図-5.5.6 に示す。道路橋示方書 V では、この水平荷重比が破線で示す 85% を下回らない状態が限界状態 2 の目安とされている。Case-2 は、負荷荷でかぶりコンクリートの剥落が生じた $-4\delta_y$ では水平荷重比が 86%であったが、正荷荷でかぶりコンクリートの剥落が生じた $+5\delta_y$ で水平荷重比が 76%となり、初めて 85%を下回った。Case-3 は、CF パネルで補強したことにより、かぶりコンクリートの剥落が抑制されたため、 $+14\delta_y$ まで水平荷重比が 85%を下回らなかった。

Case-2,3 について、各载荷ステップで 2 サイクル目に対する 3 サイクル目のエネルギー吸収量の比率をエネルギー吸収量比として図-5.5.7 に示す。道路橋示方書 V では、この比率が破線で示す 90%を下回らない状態が限界状態 2 の目安とされている。Case-2 は、負荷荷でかぶりコンクリートの剥落が生じた $4\delta_y$ でエネルギー吸収量比が 80%となり、初めて 90%を下回った。Case-3 は、 $1\delta_y$ を除くとはらみ出しが生じた $5\delta_y$ でエネルギー吸収量比が 85%となり、初めて 90%を下回った。ここで、 $1\delta_y$ の载荷ステップはエネルギー吸収を期待する範囲ではないため、限界状態の判定からは除外することとする。

これらの実験結果から、限界状態 2 はいずれもエネルギー吸収量比が 90%を下回らない最大の载荷ステップより、Case-2（PHb 補強）が $3\delta_y$ 、Case-3（PHb+CF パネル補強）が $4\delta_y$ と見なすことができる。

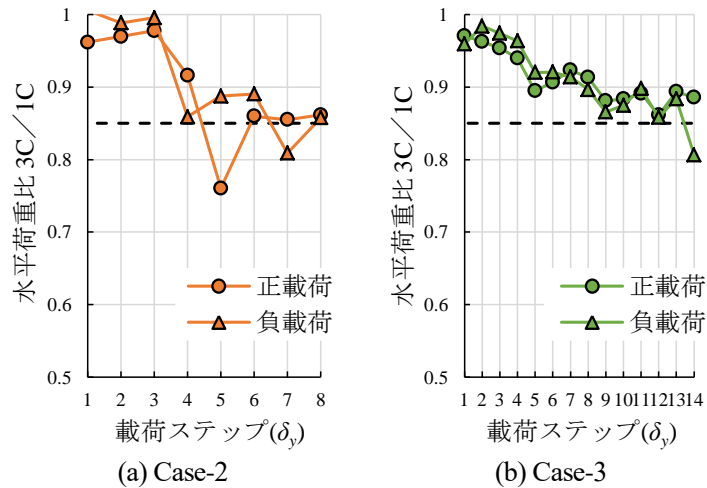


図-5.5.6 水平荷重比の推移

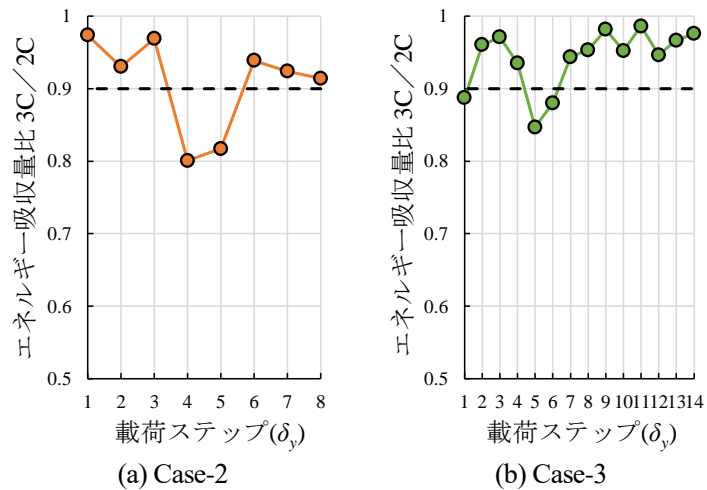


図-5.5.7 エネルギー吸収量比の推移

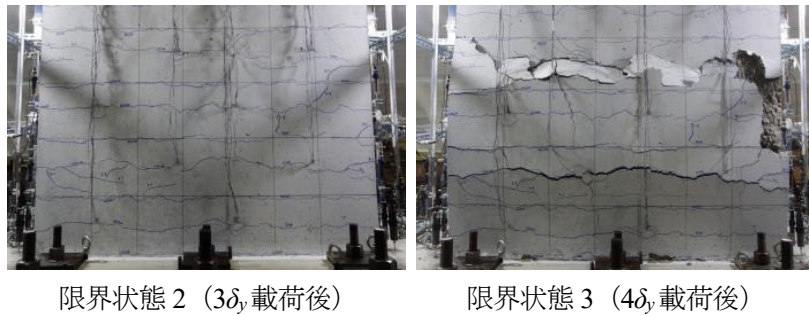
2) 限界状態 3

限界状態 3 は、かぶりコンクリートが剥落した後の状態で、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となり、RC 橋脚の水平耐力を保持できなくなる前の限界の状態という考え⁴⁶⁾に基づき、Case-2 (PHb 補強) は $4\delta_y$ と見なすことができる。Case-3 (PHb+CF パネル補強) は CF パネルで巻き立てているためかぶりコンクリートの剥落は生じないが、 $5\delta_y$ で明らかなはらみ出しが確認されたことと $6\delta_y$ で明確な水平荷重の低下が生じていることから、限界状態 3 は $5\delta_y$ と見なすことができる。

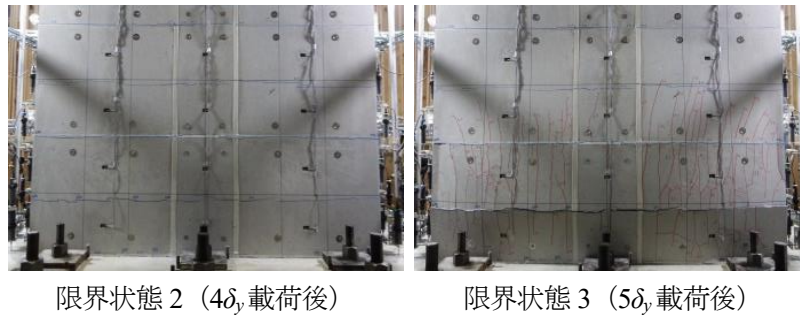
3) 限界状態と見なした時の状況

新設 RC 橋脚と同じ考え方が適用できると仮定して限界状態と考えた荷重ステップで 3 サイクルの荷重を行った後の基部付近の損傷状況を写真-5.5.1 に示す。供試体表面の線はコンクリートのひび割れや CF パネル表面のフレキシブルボードに生じた割れを示している。

限界状態 2 と見なした時点では、Case-2 ($3\delta_y$) の変状は曲げひび割れのみ、Case-3 ($4\delta_y$) の変状は



(a) Case-2



(b) Case-3

写真-5.5.1 限界状態に相当する時の基部の損傷状況

曲げ変形に伴うフレキシブルボードの水平方向の割れのみであった。

限界状態 3 と見なした時点では、Case-2 ($4\delta_y$) はかぶりコンクリートの剥落が生じ、Case-3 ($5\delta_y$) は基部のはらみ出しが生じ、フレキシブルボード表面には鉛直方向に複数の微細ひび割れが発生するとともに、水平方向の割れの幅が拡大した。Case-2 と Case-3 を比較すると、CF パネルで巻立て補強を行うことでかぶりコンクリートの剥落を抑制できたことから、基部の損傷は低減されたことが分かる。

(2) 限界状態 3 を超えた後の冗長性

ここでは、CF パネルによる巻立て補強効果に関する検討として、Case-3 の実験結果より限界状態 3 を超えた後の冗長性について考察する。

各種基準における設計地震動は、過去の地震被害での知見等を踏まえて改定を繰り返してきたものであるが、実際にこれを上回る地震動が発生する可能性がないとは断言できない。そのため、設計基準において照査の対象とされていない部分についても、起こり得る事象を設計段階で想像し、必要な対策を施すことが求められる。これらの点に関して、2011 年の東北地方太平洋沖地震以降、危機耐性という用語が用いられ、その概念が提唱されている^{48),49)}。危機耐性の観点からは、設計における安全余裕度を適切に評価⁵⁰⁾して、設計で考慮した外力を上回る作用を受けた場合でも、直ちに崩壊には至らないような配慮が必要である。

今回提案した補強技術では、前述の判断基準によると、CF パネルで巻立て補強することで限界状態

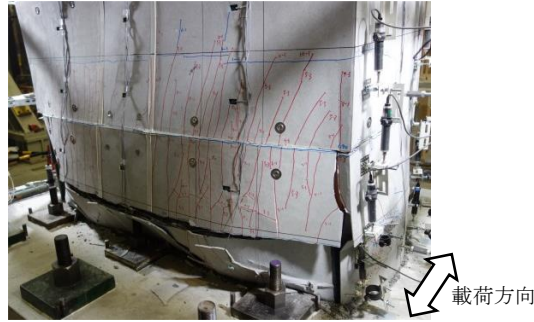


写真-5.5.2 14δ_y 載荷後の基部の損傷状況 (Case-3)

に相当する水平変位が大きくなった。さらに限界状態 3 を超えた後の挙動に着目すると次のことが言える。限界状態 3 を超えた後も、水平荷重が急激に低下することはなく水平変位の増加に伴って緩やかに荷重低下していき、各載荷ステップにおけるエネルギー吸収量は限界状態 3 を超えた後も増加し続けた。14δ_y の大変形領域まで載荷を行った時の基部の損傷状況を写真-5.5.2 に示す。巻き立てた CF パネルが損傷した基部のコンクリートを包み込むような形となり、全体的に膨んで丸みを帯びた状態となることで崩壊を防いでいる。また、この時点においても鉛直荷重を支持できていた。これらの挙動から判断すると、限界状態 3 を超えた後でも直ちに崩壊には至らない性能を付与できている。そのため、定量的な指標として評価される限界状態の評価以外に、CF パネルによる巻き立て補強は RC 橋脚の冗長性を高める効果があるものと考えられる。

(3) 補強供試体の水平力-水平変位関係

道路橋示方書 V では、軸方向鉄筋の引張ひずみを指標の一つとして算出する限界状態に相当する変位の推定手法⁴⁶⁾が用いられている。これには、実験で確認された範囲に基づく適用範囲が設けられており、新設 RC 橋脚が対象となる。そのため、前提となる構造が異なる補強 RC 橋脚にはそのまま適用することができない⁵¹⁾。ここでは、次に示すように補強材の影響については考慮せずに、道路橋示方書 V 8 章に従って水平力-水平変位関係を算出し、実験結果との整合性を確認する。PHb はせん断耐力の向上に寄与する補強材であるが、既設部材の軸方向鉄筋や帯鉄筋とは独立して配置されるものである。そのため、帯鉄筋として PHb は考慮せず、帯鉄筋のみを考慮することとする。また、CF パネルについても巻き立て補強材料は道路橋示方書 V には規定されていないため考慮しない。補強材の影響は考慮せずに骨格曲線を算出し、曲げ破壊挙動となった補強供試体 (Case-2,3) の実験結果と比較したものを図-5.5.8(a)に示す。なお、本検討では骨格曲線の算出にあたり、材料試験より得られた実強度を用い、安全係数は考慮しない。

計算では、限界状態 2 と限界状態 3 に相当する水平変位はいずれも軸方向鉄筋の引張ひずみより決定されたが、実験結果を過小評価する結果となった。ここで、限界状態 3 と見なした時の曲率分布の実験結果と、RC 橋脚基部断面における限界状態 3 に達する時に生じる曲率 ϕ_{b3} の計算値の対応関係を図-5.5.9 に示す。基部に最も近い位置の曲率には軸方向鉄筋の伸び出しの影響が含まれることや、

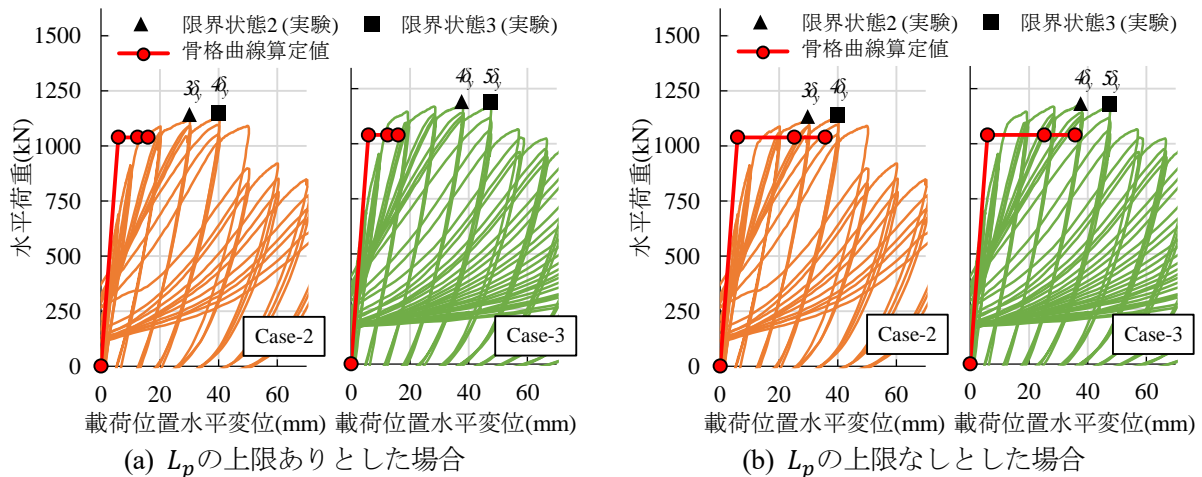


図-5.5.8 骨格曲線の算定値と実験結果の比較

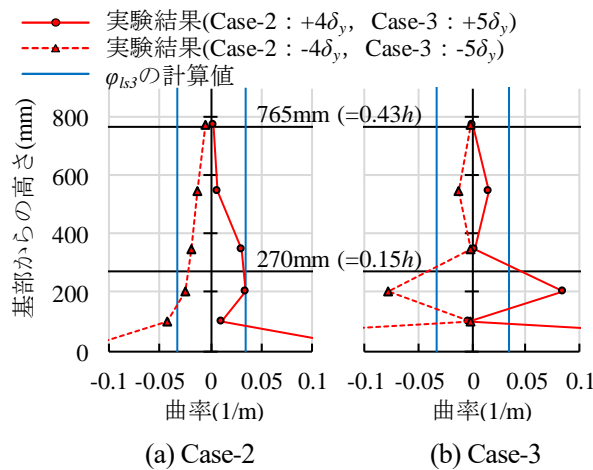


図-5.5.9 骨格曲線の算定値と実験結果の比較

Case-3 は CF パネルに大きな水平割れが生じたために局所的に大きな曲率が生じている。計算では CF パネルの拘束効果を考慮することが一案として考えられる。例えば、宮田ら⁵²⁾は限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみや塑性ヒンジ長 L_p の算出に用いられるかぶりコンクリートの抵抗特性に炭素繊維シート巻立てによる拘束効果を考慮する手法を提案している。また、細谷ら²⁸⁾は炭素繊維シート巻立て補強により拘束したコンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係を提案している。同じ補強メカニズムが想定される CF パネルによる巻立て補強を対象として、これらの観点から ϕ_{ls3} や L_p を算出する手法は今後の検討課題としたい。その他に、 L_p の上限値の考え方に関する影響も大きいと考えられるため、この点について検討する。

(4) 塑性ヒンジ長の上限値の影響検討

道路橋示方書 V で L_p は、塑性座屈解析で軸方向鉄筋の材料非線形特性や剥落を伴うかぶりコンクリートの抵抗特性についてモデル化の検討を行った結果⁵³⁾より、式(5.5.16)に示す算出式で求められる。

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6}\beta_n^{-1/3}\phi' \quad (5.5.16)$$

ただし、 $L_p \leq 0.15h$

- ここに、 σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
 β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する帯鉄筋およびかぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 (N/mm²)
 ϕ' : 軸方向鉄筋の直径 (mm)
 h : RC 橋脚基部から上部構造の慣性力作用位置までの距離 (mm)

ここで、 L_p の上限値として定められている $0.15h$ は、断面諸元を様々に変えた検討より軸方向鉄筋が降伏する領域が概ね $0.15h \sim 0.35h$ の範囲にあることから安全側の評価になるように設定されたものである^{2),53),54)}。

今回の実験は既設構造物を想定して帯鉄筋量が比較的少ない RC 橋脚を対象としたため、式(5.5.16)より算出される L_p は 765mm (=0.43 h) と比較的長い。また、実験で確認された軸方向鉄筋の座屈長は、Case-2 が 1,250mm (=0.69 h)、Case-3 が 1,000mm (=0.56 h) であり、式(5.5.16)による算出結果よりもさらに長いものであった。 L_p は軸方向鉄筋のはらみ出し長と対応関係があるという報告⁵³⁾もある。そこで、図-5.5.9より必ずしも実現象に即した検討とは言えないかもしれないが、 L_p の違いが限界状態に達する時の水平変位の計算値に及ぼす影響の感度を確認するため、式(5.5.16)で L_p の上限値を設けず 765mm とした場合の骨格曲線を図-5.5.8(b)に示す。限界状態に達する時の水平変位は、Case-2 の実験結果と近い値となった。

過去に実施した CF パネルのみで耐震補強した RC 柱供試体の正負交番載荷実験²⁵⁾⁻²⁷⁾は、帯鉄筋体積比 $\rho_s=0.18 \sim 0.44\%$ 、炭素繊維シート体積比 $\rho_{cf}=0.44\%$ の条件（供試体数計 4 体）である。これらの実験で確認された軸方向鉄筋の座屈長は、 $0.15h \sim 0.25h$ の範囲であった。今回実施した Case-3 供試体は比較的大断面の RC 橋脚を想定したため、これらと比較すると ρ_s (=0.08%) や ρ_{cf} (=0.09%) はかなり小さい。

以上より、 ρ_s や ρ_{cf} が小さい既設 RC 橋脚を対象とする場合には、 L_p の算出法もしくは上限値を別の考え方に基づいて設定することでより合理的な設計に繋がる可能性がある。

5. 6 まとめと今後の課題

5. 6. 1 まとめ

本研究では、橋軸方向の水平力に対してせん断破壊する諸元の RC 橋脚を対象とし、PHb を用いたあと施工せん断補強と CF パネルを用いた巻立て補強を組み合わせた耐震補強技術の適用を新たに提案した。本工法は、せん断耐力が不足する RC 橋脚に対して PHb を施工することで曲げ破壊型のモードに移行させるが、さらに大変形領域まで水平力を保持できる変形性能が要求される場合に CF パネルによる補強を併用して変形性能を向上させる考えに基づくものである。比較的断面が大きい RC 橋脚や長方形断面の短辺方向に作用する水平力に対する検討を行う場合が主な対象になると考えられる。

ここでは、既往の研究で検証実験を行っていない CF パネルによるせん断補強効果検証のための静的載荷実験を行い、補強後のせん断耐荷機構について検討した。さらに、提案した耐震補強技術の補強効果に関する検証実験として、PHb と CF パネルの併用工法による耐震補強効果検証のための正負交番載荷実験を実施した。

(1) CF パネルによるせん断補強効果

供試体断面幅 600mm×高さ 500mm, せん断スパン比 $a/d=2.78$, 主鉄筋比 $p_v=1.76\%$, せん断補強鉄筋比 $p_w=0.12\%$, 炭素繊維シート補強量比 $p_f=0.037\%$, 0.074% の条件で、CF パネルによるせん断補強効果の検証実験を実施した。その結果、得られた知見を以下に示す。

- CF パネル巻立てでせん断補強した場合には、炭素繊維シート巻立ての場合と同等のせん断補強効果が得られることが明らかとなった。
- 今回のせん断補強効果検証実験の条件では、CF パネルで囲い込んだ影響によってコンクリートのせん断破壊モードが斜め引張破壊からせん断圧縮破壊に変化し、コンクリートが負担できるせん断力が増加する付加的な効果があると考えられる。
- CF パネルで補強した RC 部材のせん断耐力について、提案した実現現象に即した算定式を用いた場合、本実験条件においては各材料の負担せん断力の分担割合が概ね実験同様となった。
- せん断補強効果検証実験にて、最大せん断力時にはコンクリートと充填モルタルの付着切れが生じ、部材高さ全体で炭素繊維シートの伸びが生じて抵抗することが明らかとなった。

(2) PHb と CF パネルの併用による耐震補強効果

実橋脚を寸法比で 1/3 に縮小したサイズを想定した供試体断面幅 1,500mm×高さ 600mm, せん断スパン比 $a/D=3.00$, 軸方向鉄筋比 1.81%, 帯鉄筋体積比 $\rho_s=0.08\%$, PHb の鉄筋比 $p_w=0.31\%$, 炭素繊維シート体積比 $\rho_{cf}=0.09\%$ の条件で、PHb のみで補強した場合と、PHb と CF パネルの併用で耐震補強した場合の補強効果について検証実験を実施した。その結果、得られた知見を以下に示す。

- 併用工法を適用した供試体の正負交番載荷実験より、水平力の作用によって生じた斜めひび割れに

対してあと施工した PHb がせん断補強材として有効に機能し、せん断破壊する諸元の RC 橋脚を曲げ破壊モードに移行させることが確認できた。

- PHb によるせん断補強に加えて CF パネルで巻立て補強することにより、軸方向鉄筋のはらみ出しに伴うかぶりコンクリートの剥落を抑制することができた。その結果、部材の変形性能向上に寄与できることが明らかとなった。
- CF パネルによる巻立て補強を行った場合には、限界状態 3 を超えた後でも急激な荷重低下やエネルギー吸収量の低下が生じず、大変形を受けても鉛直荷重を支持できた。これより、部材としての冗長性を高める効果があるものと考えられる。
- 補強供試体を対象として、道路橋示方書に準じて水平力-水平変位関係を算出した結果、限界状態に相当する水平変位を過小評価した。

5. 6. 2 今後の課題

メカニズムに基づく検証結果、評価方法の提案として検討した結果に対して今後の課題として挙げられる点をそれぞれ示す。

(1) CF パネルによるせん断補強効果

今回の実験条件では、斜め引張破壊する RC 部材に対して CF パネル巻立てで補強を行うとせん断圧縮破壊のモードとなり、この破壊形態に応じたせん断耐力評価手法を提案した。これは、限られた供試体条件での実験結果に基づく検討結果であるため、例えば補強繊維量によってどのように拘束力が変化してコンクリートの耐荷機構に変化が生じるか、供試体高さによって斜めひび割れ幅の限界値がどのように変化するかなど、適用範囲の考え方の整理については今後の課題としたい。

(2) PHb と CF パネルの併用による耐震補強効果

本研究で実施した実験を対象として道路橋示方書に準じて算出した水平力-水平変位関係は、限界状態に相当する水平変位を過小評価する結果となった。ここでは、道路橋示方書で想定している新設 RC 橋脚とは構造が異なることから補強材である PHb や CF パネルの効果を考慮しなかった。一方で、補強した RC 橋脚を対象とする場合には、PHb や CF パネルの配置によるコンクリートの応力状態の変化を考慮することが一案として考えられる。そのため、補強材の効果を考慮した曲率の計算手法や塑性ヒンジ長の考え方などの検討については今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：昭和 55 年制定道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1980.
- 2) 日本道路協会：平成 29 年制定道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 3) 土木学会：2018 年制定コンクリート標準示方書[維持管理編]，2018.
- 4) 土木学会，コンクリートライブラリー150 号 セメント系材料を用いたコンクリート構造物の補修・補強指針，2018.
- 5) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計指針，2020.
- 6) 土木学会：複合構造シリーズ 09 FRP 接着による構造物の補修・補強指針（案），2018.
- 7) 土木研究センター：建設技術審査証明報告書 土木系材料・製品・技術，道路保全技術（建技審証第 0522 号） 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-bar」，2020.
- 8) 田中良弘，大友健，三桶達夫，堀口賢一：後施工プレート定着型せん断補強鉄筋による RC 地下構造物の耐震補強工法の開発，コンクリート工学，Vol.45，No.3，pp.30-37，2007.
- 9) Kawamura, K., Fukuura, N., Okamoto, S., and Shindoh, T.: Seismic Retrofitting Method for Underground Reinforced Concrete Structures by embedding Plate Anchored Shear Reinforcement Bars, Proceedings of the 3rd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies-SCMT3, 2013.
- 10) 畑明仁，河村圭亮，趙唯堅，中條基：あと施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた RC 構造物のせん断補強技術の開発動向，コンクリート工学，Vol.56，No.7，pp.570-578，2018.
- 11) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，2018.
- 12) Regan, P.E., and Kennedy Reid, I.L.: Shear strength of RC beams with defective stirrup anchorages, Magazine of Concrete Research, Vol.56, No.3, pp.159-166, 2004.
- 13) 土木学会：コンクリートライブラリー124 アルカリ骨材反応対策小委員会報告書—鉄筋破断と新たななる対応—，2005.
- 14) 澤部純浩，上田尚史，中村光，国枝稔：せん断補強筋に定着不良が生じた RC はりのせん断破壊挙動解析，土木学会論文集 E，Vol.62，No.2，pp.444-461，2006.
- 15) 河村圭亮，新藤竹文，菅野道昭：炭素繊維複合パネルを用いたコンクリート構造物の補修・補強工法—CF パネル工法の開発とトンネル補修、柱耐震補強への適用—，建設機械施工，Vol.70，No.9，pp. 80-84，2018.
- 16) 鈴木三馨，岡本修一，新藤竹文，竹井勝美：CF 複合パネルによる柱部材の耐震補強工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.925-930，2015.
- 17) 河村圭亮，新藤竹文，松岡康訓，菅野道昭：連続繊維複合パネルによる大断面柱部材の耐震補強効果に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.1141-1146，2017.
- 18) 土木研究センター：炭素繊維を用いた耐震補強法研究会 平成 8・9 年度報告書，1998.
- 19) 河村圭亮：連続繊維シートを用いた鉄筋コンクリート部材の補修・補強に関する海外の研究事例，

- コンクリート工学, Vol.55, No.11, pp.1000-1007, 2017.
- 20)田島瑞規, 上坂龍平, 竹野友規, 大塚祐哉: 炭素繊維シートでの円形プレキャスト板化による狭隘部での RC 円柱耐震補強, 土木学会第 73 回年次学術講演会, VI-287, 2018.
- 21)本谷幸康, 岡本晋, 福浦尚之, 三桶達夫, 堀口賢一, 府川徹: 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋の適用範囲の拡大, 大成建設技術センター報, Vol.43, 32, 2010.
- 22)河村圭亮, 趙唯堅, 新藤竹文, 岡本晋: あと施工プレート定着型せん断補強鉄筋における端部プレート形状と RC 部材のせん断補強効果に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.1003-1008, 2018.
- 23)河村圭亮, 畑明仁, 趙唯堅, 新藤竹文, 岡本晋: 各種形状のあと施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-bar®」で補強した RC 部材のせん断耐力評価, 大成建設技術センター報, No.51, 25, 2018.
- 24)河村圭亮, 福浦尚之, 岡本晋, 新藤竹文: 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋のディープビームへの適用性に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1027-1032, 2013.
- 25)河村圭亮, 新藤竹文, 松岡康訓, 菅野道昭, 池山正一: 炭素繊維複合パネルによる柱部材の耐震補強効果の検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 17 巻, pp.401-406, 2017.
- 26)河村圭亮, 畑明仁, 新藤竹文, 松岡康訓, 菅野道昭: 作用軸力およびせん断スパン比の違いが炭素繊維複合パネルによる柱の耐震補強効果に及ぼす影響検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 18 巻, pp.657-662, 2018.
- 27)河村圭亮, 畑明仁, 新藤竹文, 松岡康訓, 菅野道昭: CF パネル工法®による鉄筋コンクリート柱の耐震補強効果作用軸力およびせん断スパン比の違いが及ぼす影響検討, 大成建設技術センター報, No.52, 23, 2019.
- 28)細谷学, 川島一彦, 星隈順一: 炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度一ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.592, V-39, pp.37-52, 1998.
- 29)細谷学, 川島一彦: 炭素繊維シートで横拘束した鉄筋コンクリート柱の応力度~ひずみ関係に及ぼす既存帯鉄筋の影響とその定式化, 土木学会論文集, No.620, V-43, pp.25-42, 1999.
- 30)星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.
- 31)今井和正, 勝倉靖, 竹崎真一, 是永健好, 福島順一, 小倉桂治: 炭素繊維シートで横補強されたコンクリート柱の圧縮特性, 大成建設技術研究所報, Vol.29, pp.37-44, 1996.
- 32)土木学会: コンクリートライブラリー112 エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版], 2003.
- 33)府川徹, 福浦尚之, 岡本晋, 新藤竹文: エポキシ樹脂塗装が後施工プレート定着型せん断補強鉄筋の先端定着性能に与える影響, 大成建設技術センター報, No.45, 34, 2012.

- 34)CF パネル工法研究会 HP <http://www.cfp-koho.jp/> (2021年12月28日閲覧)
- 35)河村圭亮, 畑明仁, 新藤竹文, 細谷学: 炭素繊維複合パネル巻立てによる RC 部材のせん断補強効果の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.907-912, 2019.
- 36)宮島英樹, 幸左賢二, 杉岡弘一, 阿部弘典: RC 梁における炭素繊維シートせん断補強の定量評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1513-1518, 2006.
- 37)山田雄太: 複数の穿孔を有するせん断補強筋の無い RC はりのせん断耐荷機構, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.75, No.4, pp.265-278, 2019.
- 38)Colalillo, M. A. and Sheikh, S. A.: Behavior of Shear -Critical Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber-Reinforced Polymer — Experimentation, ACI Structural Journal, Vol.111, No.6, pp.1373-1384, 2014.
- 39)中村英佑, 渡辺博志: せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐荷機構に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.731-741, 2008.
- 40)河村圭亮, 畑明仁, 新藤竹文, 坂本淳, 細谷学, 大住道生: あと施工プレート定着型せん断補強鉄筋と炭素繊維複合パネルの併用による RC 橋脚の耐震補強工法に関する研究, 構造工学論文集 Vol.66A, pp.662-674, 2020.
- 41)二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.
- 42)杉山智昭, 小野英雄, 五十棲雄高, 渡辺英義: 鉄筋を後付定着する Post-Head-Anchor®工法の開発と普及展開, 大成建設技術センター報, Vol.52, 22, 2019.
- 43)運上茂樹, 星隈順一, 西田秀明: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 土木研究所資料第 4023 号, 2006.
- 44)中井裕司, 岡野素之, 睦好宏史, 丸山久一: 連続繊維シートで補強した棒部材のせん断耐力の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.493-498, 2000.
- 45)Nakamura, H., Iwamoto, T., Fu, L., Yamamoto, Y., Miura, T., and Gedik, Y.H. : Shear Resistance Mechanism Evaluation of RC Beams Based on Arch and Beam Actions, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.16, No.11, pp.563-576, 2018.
- 46)星隈順一, 堺淳一, 小森暢行, 坂柳皓文: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 土木研究所資料第 4262 号, 2013.
- 47)石崎覚史, 宮田秀太, 澤田守, 大住道生: 巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に関する調査分析, 第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.115-122, 2019.
- 48)土木学会, 東日本大震災フォローアップ委員会, 原子力安全土木技術特定テーマ委員会: 原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言 (土木工学からの視点), 2013.
- 49)本田利器, 秋山充良, 片岡正次郎, 高橋良和, 野津厚, 室野剛隆: 「危機耐性」を考慮した耐震設計体系 — 試案構築にむけての考察 —, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4 (地震工学論文集第 35 巻), pp.I_459-I_472, 2016.

- 50)大住道生, 中尾尚史: 道路橋の設計における安全余裕度の考え方に関する一考察, 第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.105-110, 2019.
- 51)玉越隆史, 白戸真大, 星隈順一, 堺淳一: 既設橋の耐震補強設計に関する技術資料, 国土技術政策総合研究所資料 No.700/土木研究所資料 No.4244, 2012.
- 52)宮田秀太, 石崎覚史, 澤田守, 大住道生: 巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態評価に関わる解析的検討, 第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.123-130, 2019.
- 53)星隈順一, 堺淳一, 小森暢行: 軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究, 土木研究所資料 No.4257, 2013.
- 54)浅津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央: 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.177-194, 2001.

付属資料（損傷進展状況写真）

正負交番載荷実験での各供試体（Case-1～Case-3）の損傷進展状況写真を示す。

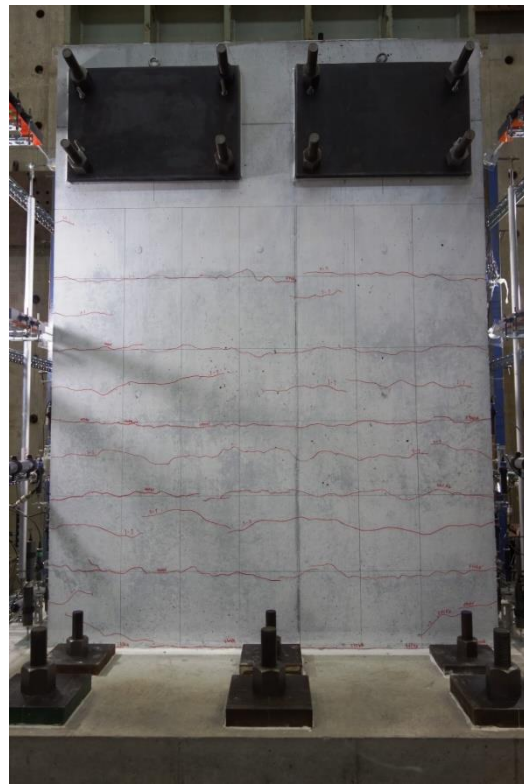
北面と南面は載荷方向に対する側面，西面は正載荷時に圧縮側の面，東面は正載荷時に引張側の面である。また，供試体表面の青線は正載荷時に発生したひび割れ，赤線は負載荷時に発生したひび割れをそれぞれ示す。

■Case-1 (無補強供試体)

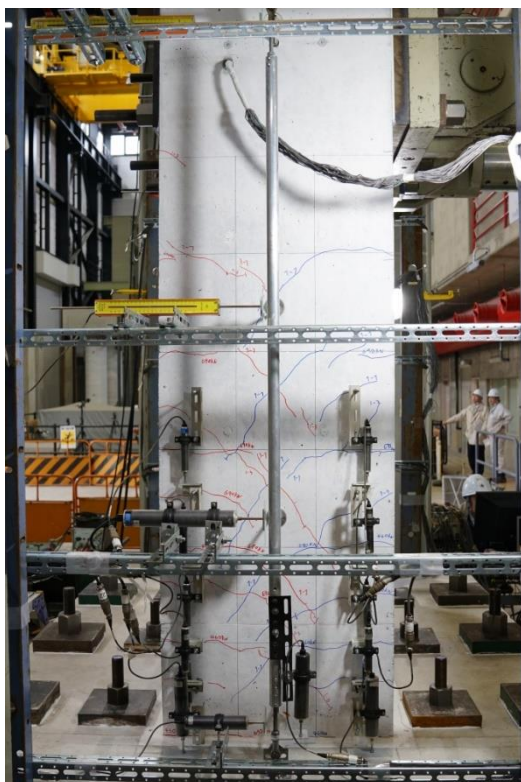
A) $1 \delta_y$



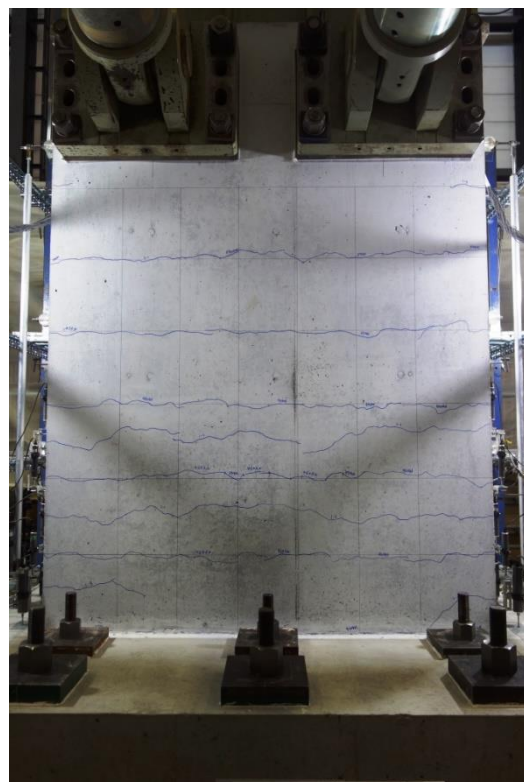
北面



西面



南面

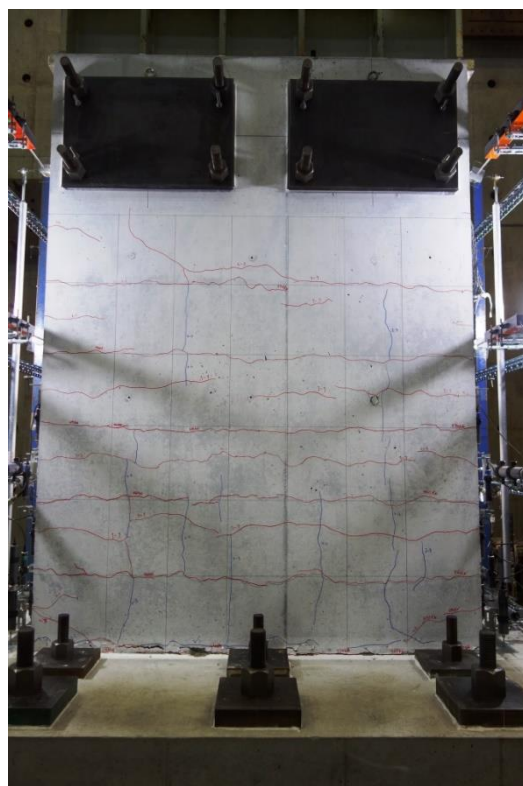


東面

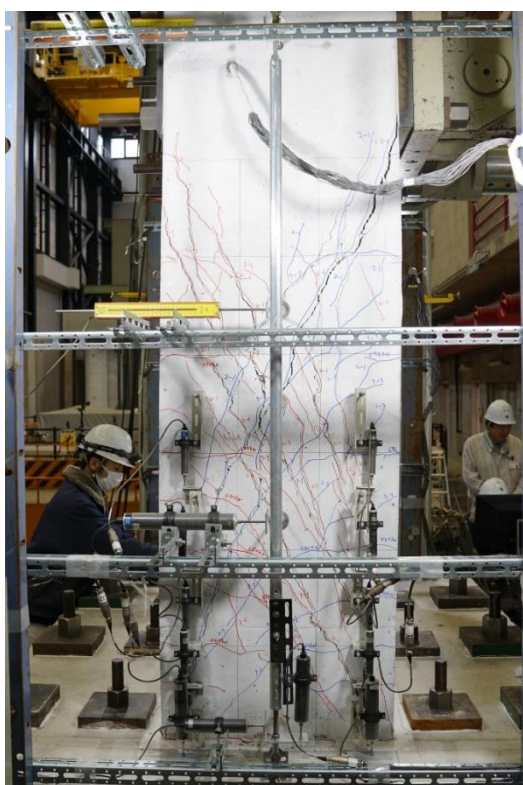
B) $2\delta_y$



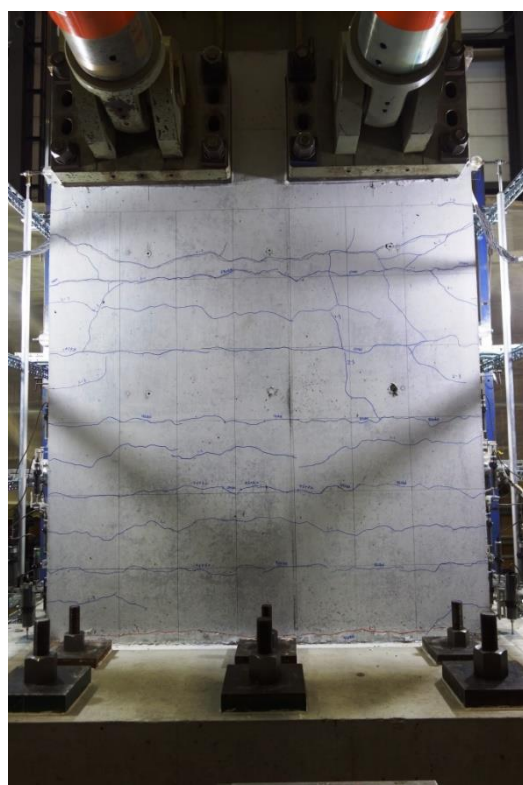
北面



西面

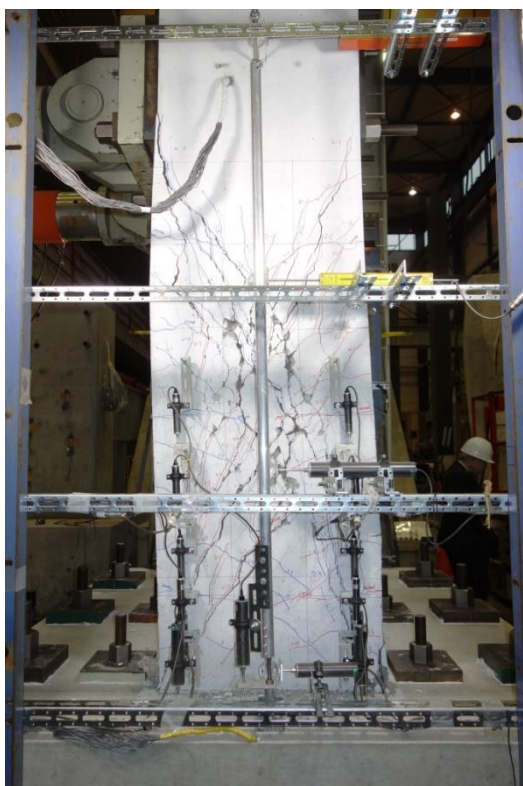


南面

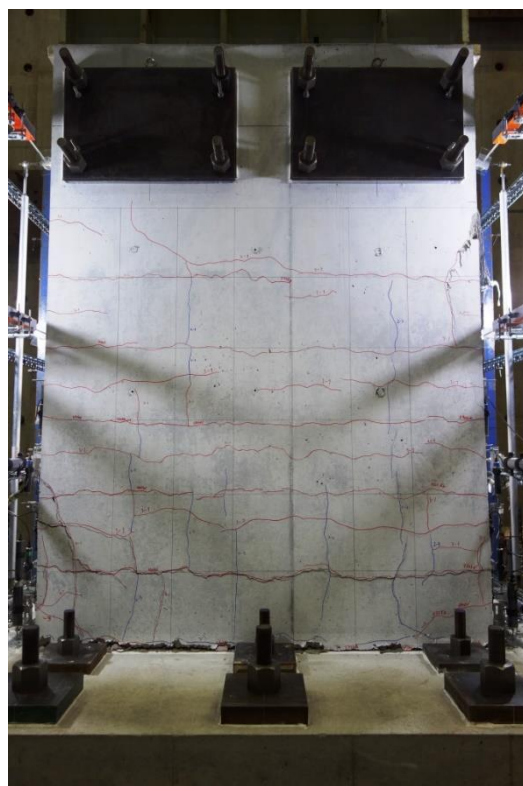


東面

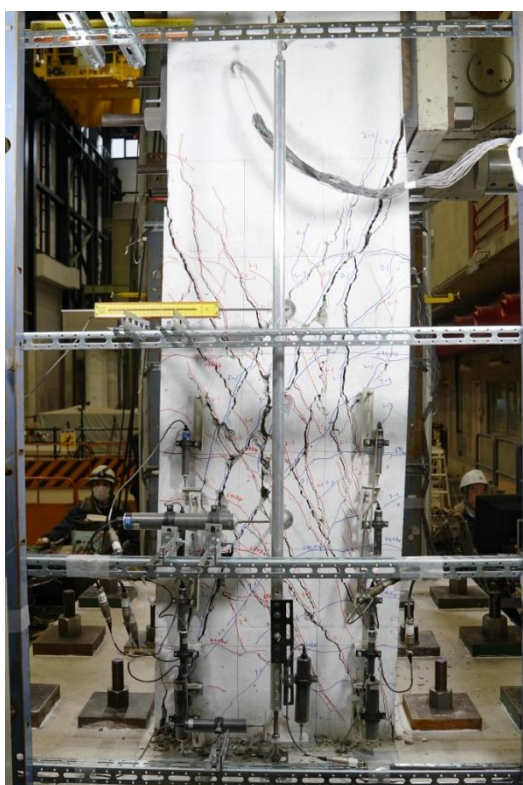
C) $3\delta_y$



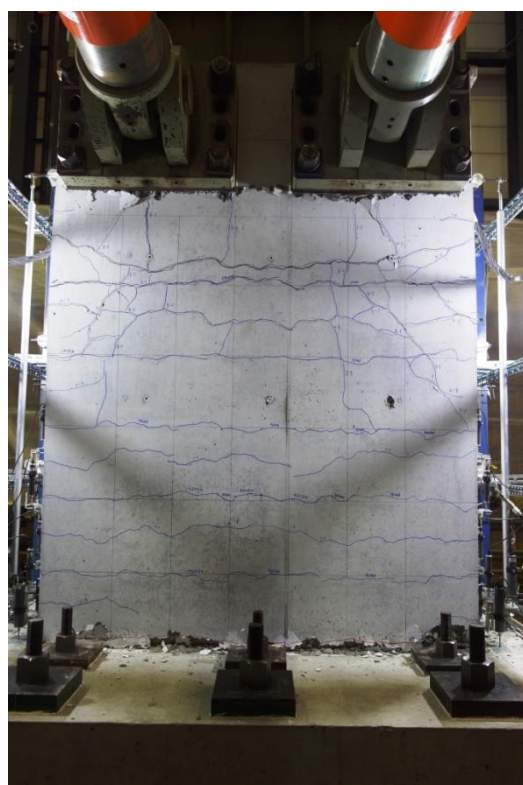
北面



西面



南面



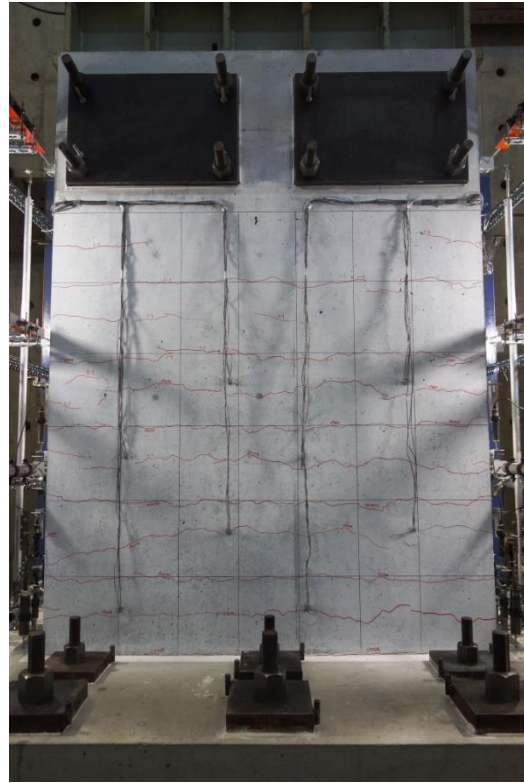
東面

■Case-2 (PHb 補強供試体)

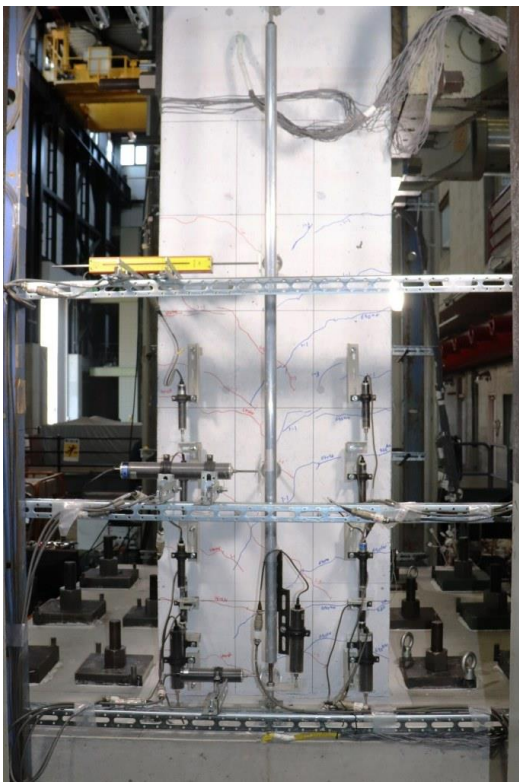
A) $1 \delta_y$



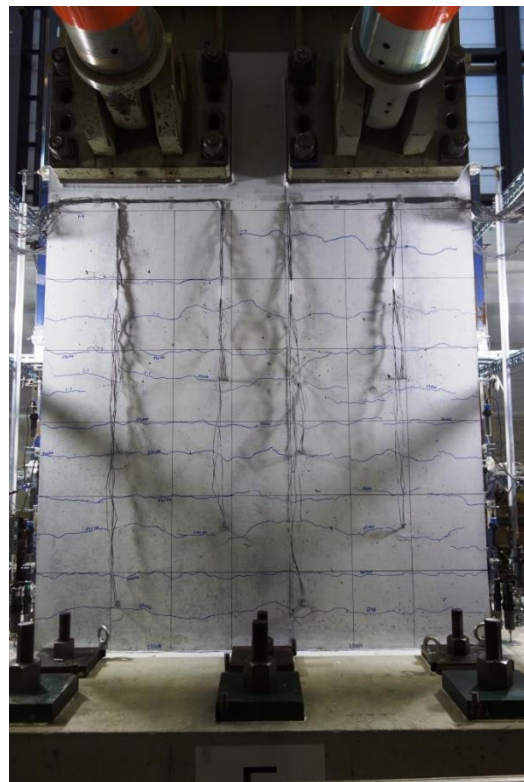
北面



西面

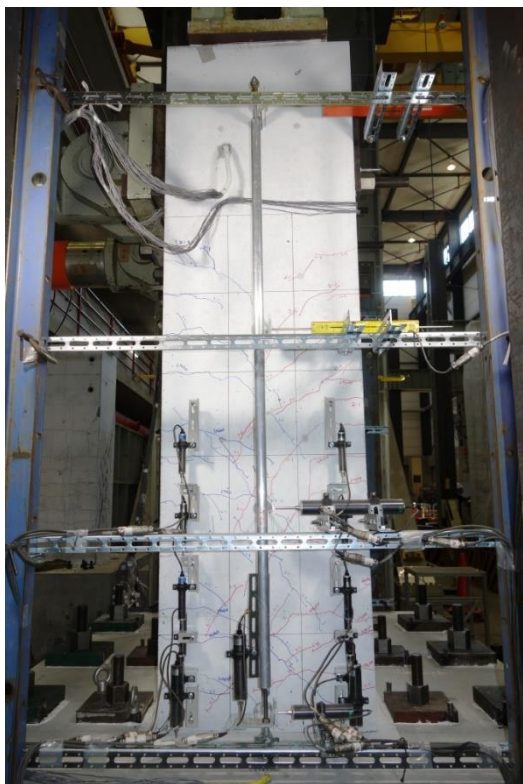


南面

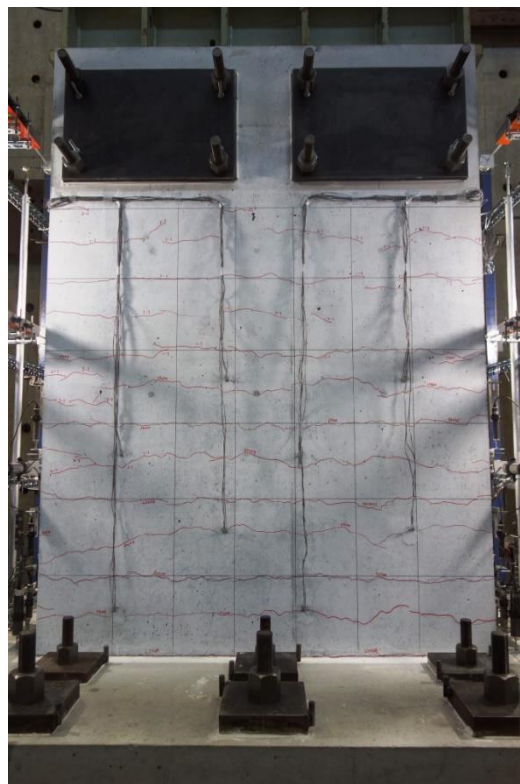


東面

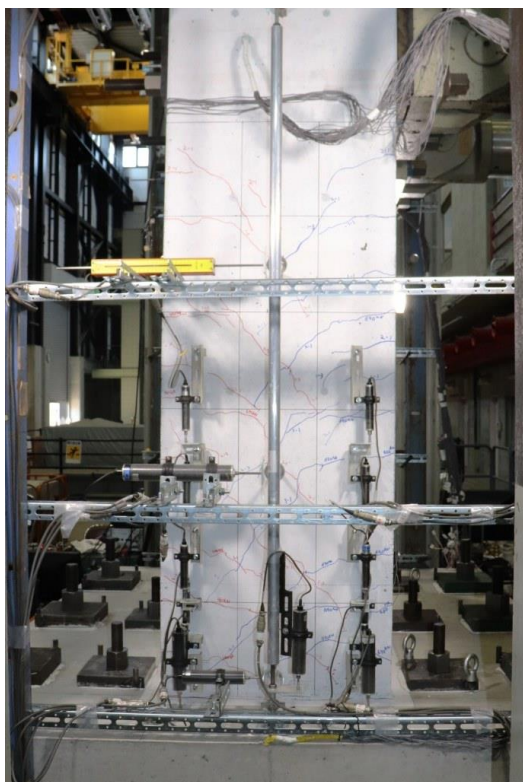
B) $2\delta_y$



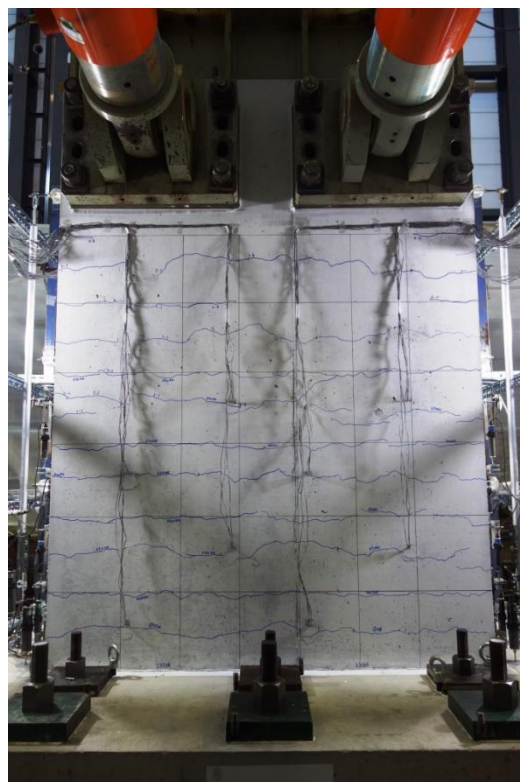
北面



西面

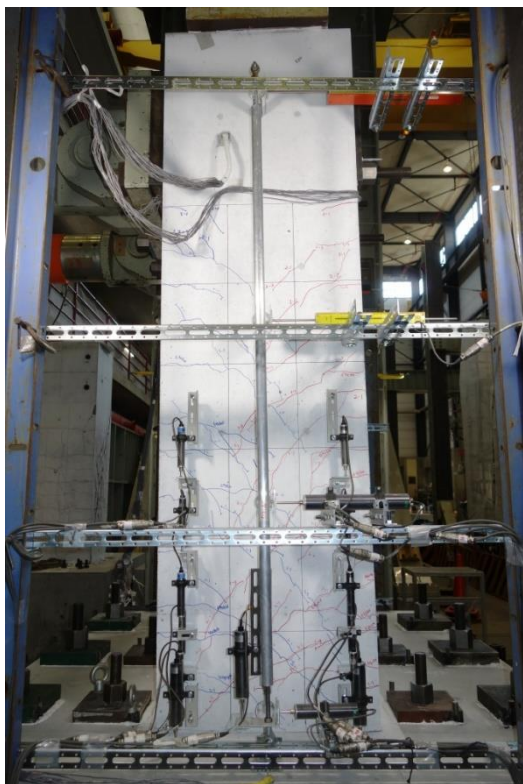


南面

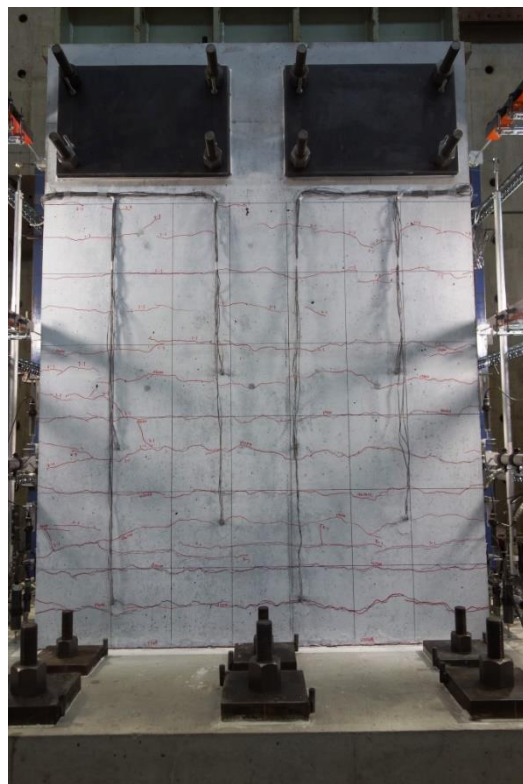


東面

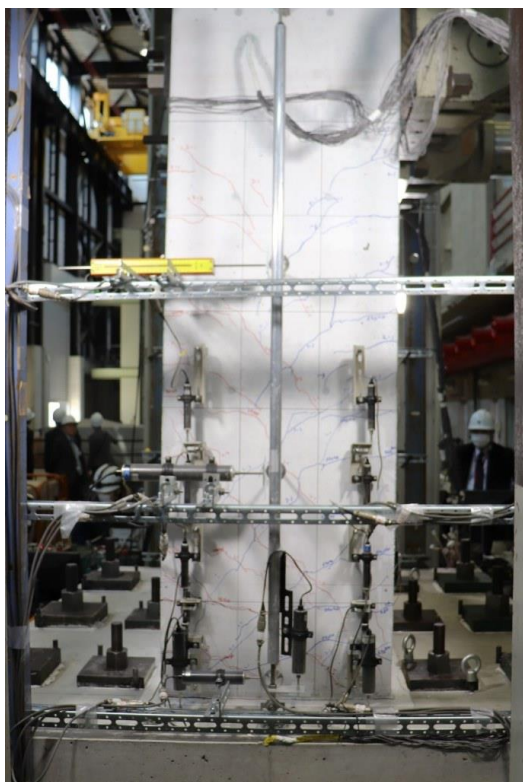
C) $3\delta_y$



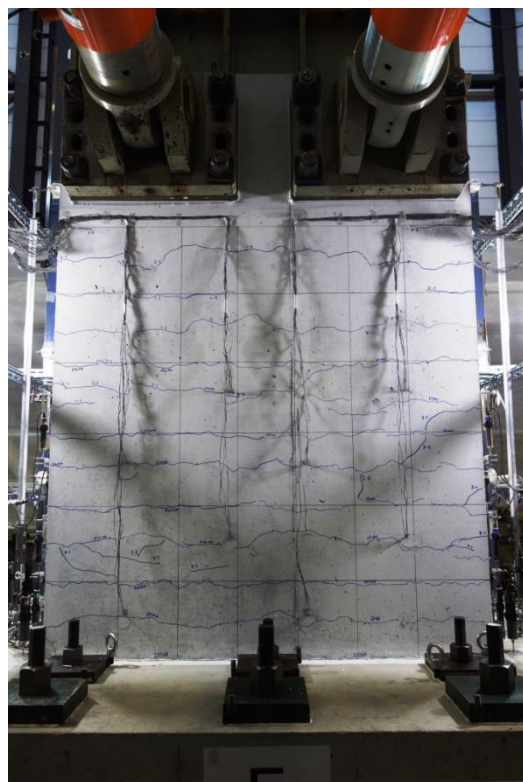
北面



西面



南面

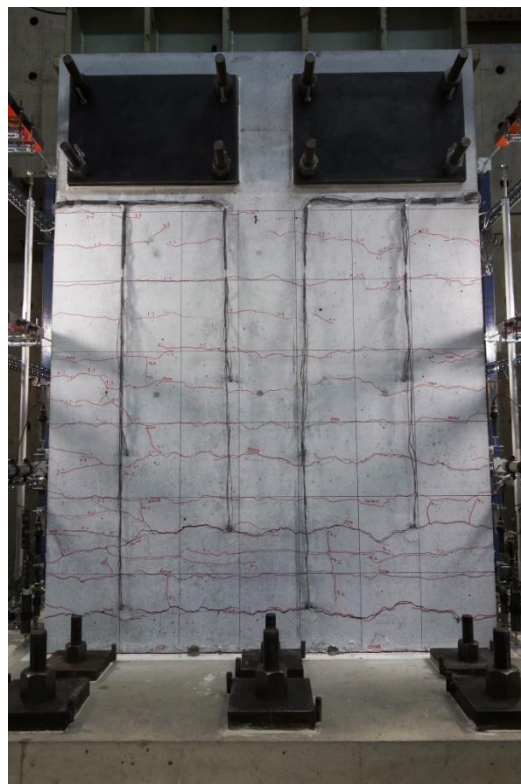


東面

D) $4\delta_y$



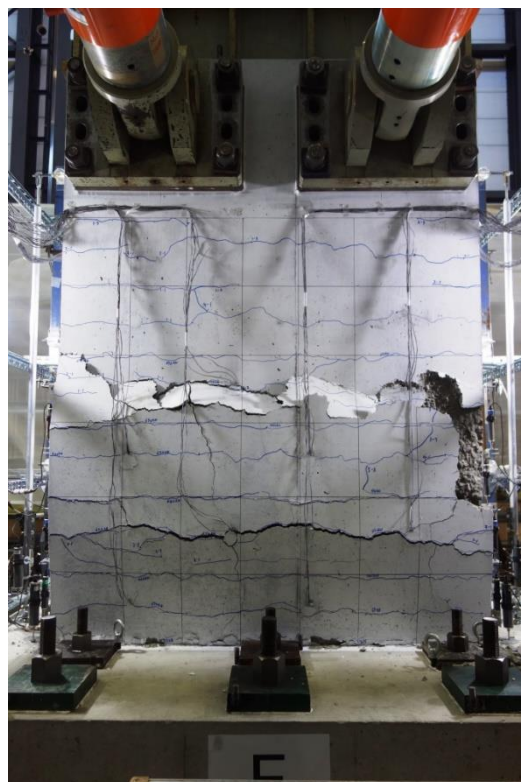
北面



西面



南面

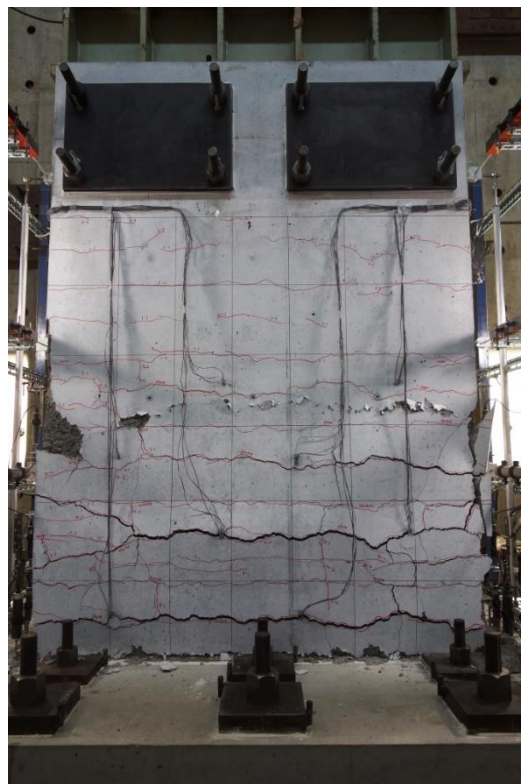


東面

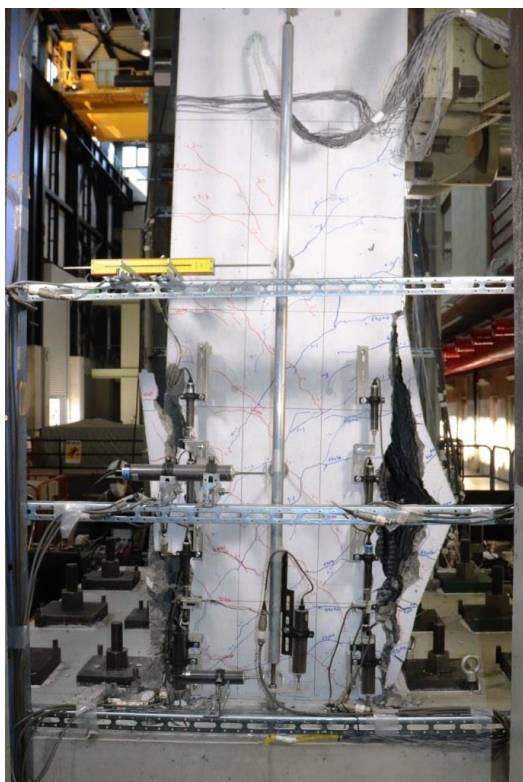
E) $5 \delta_y$



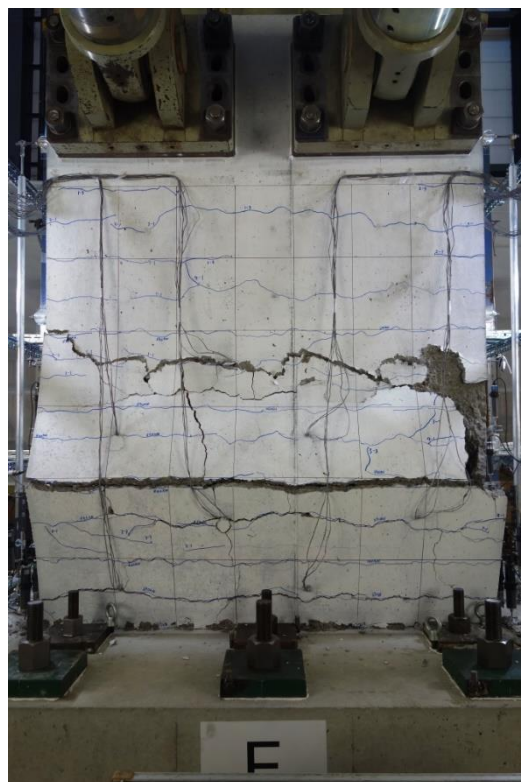
北面



西面



南面

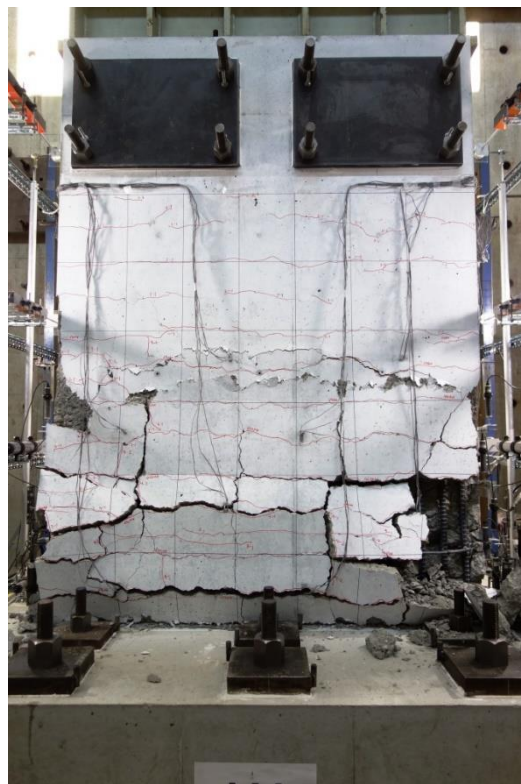


東面

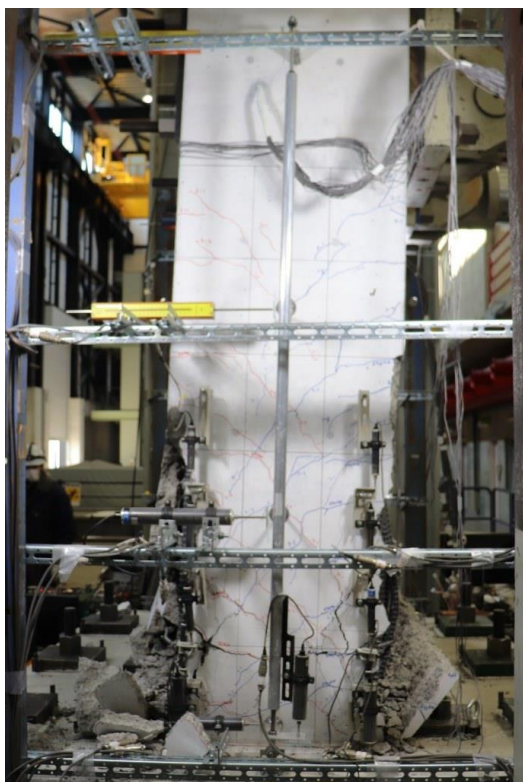
F) $6\delta_y$



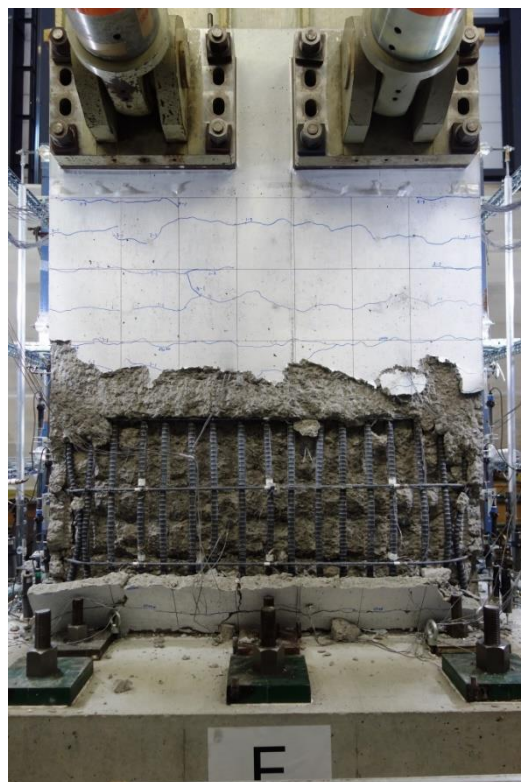
北面



西面

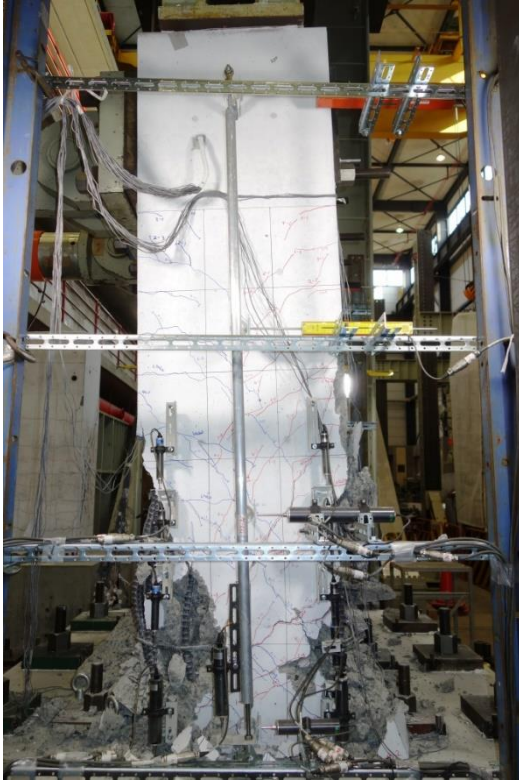


南面



東面

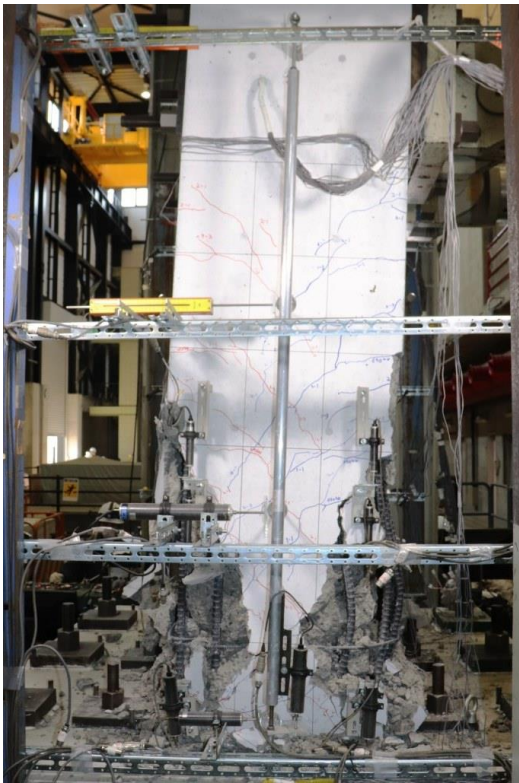
G) $7 \delta_y$



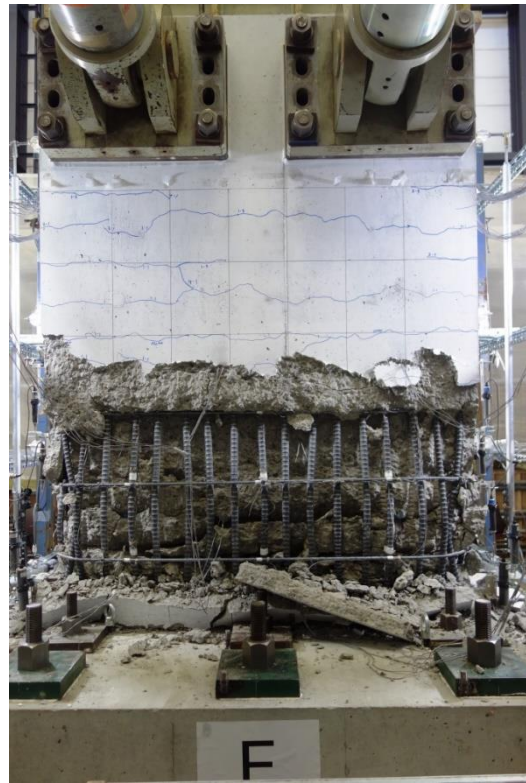
北面



西面

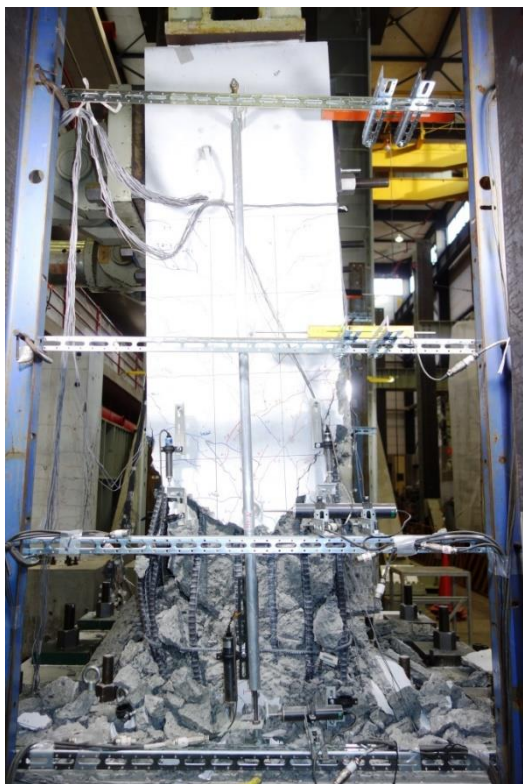


南面



東面

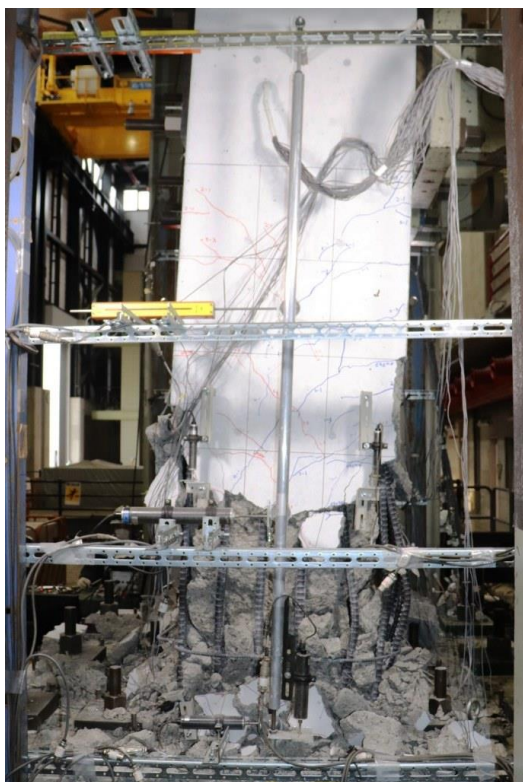
H) $8 \delta_y$



北面



西面



南面



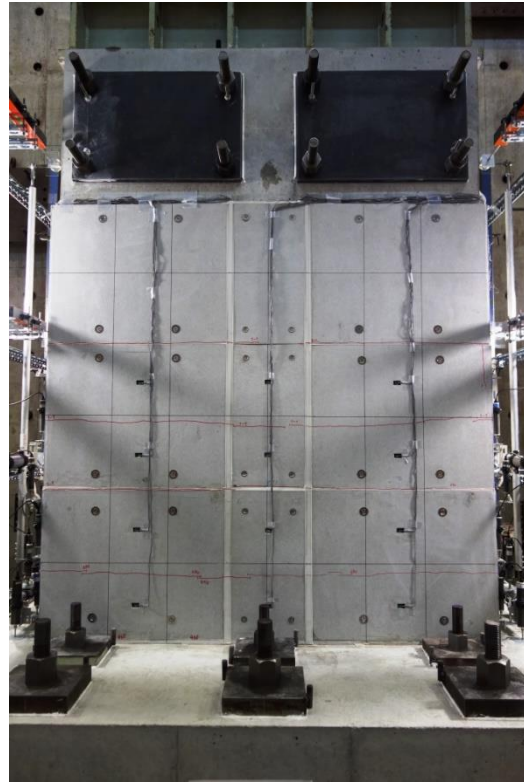
東面

■Case-3 (PHb+CF パネル補強供試体)

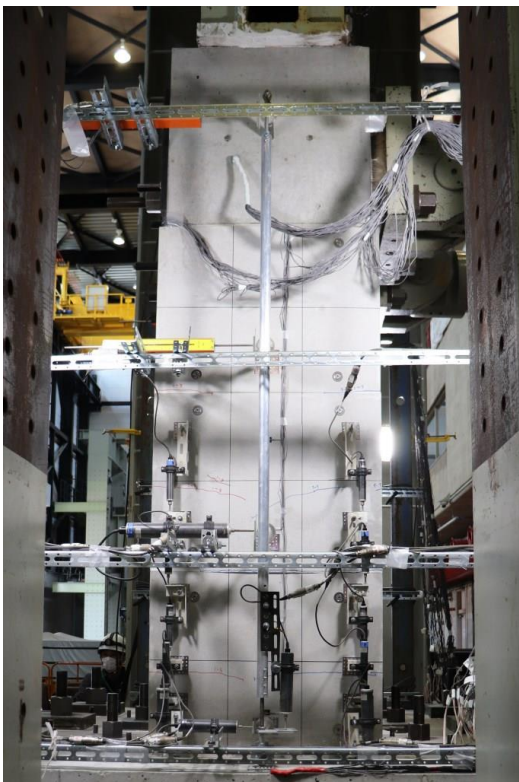
A) $1 \delta_y$



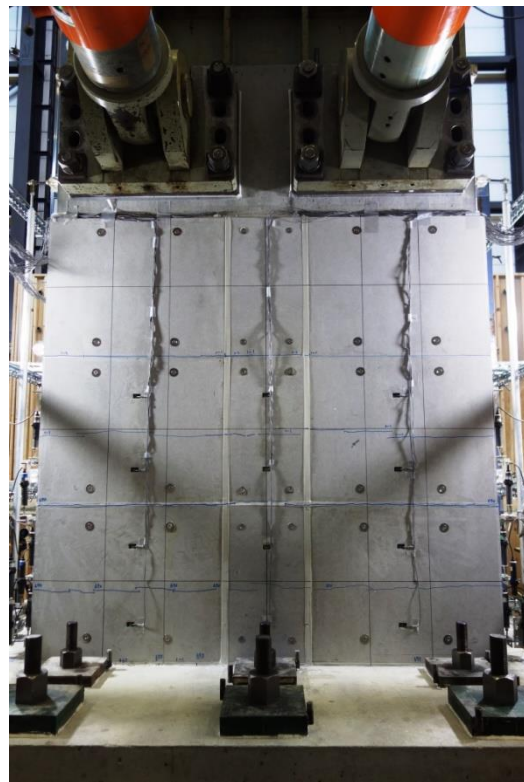
北面



西面



南面

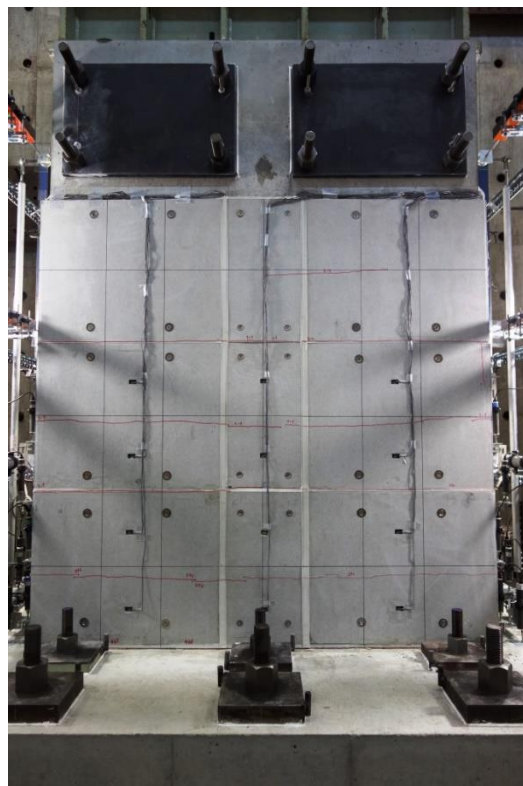


東面

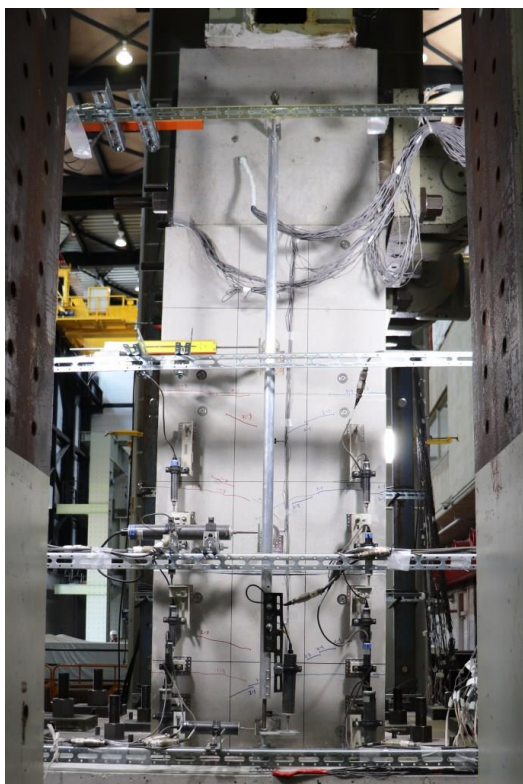
B) $2\delta_y$



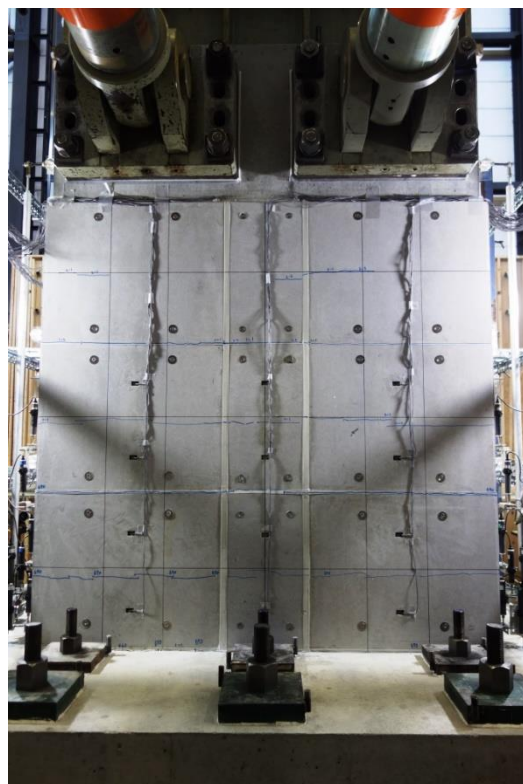
北面



西面



南面

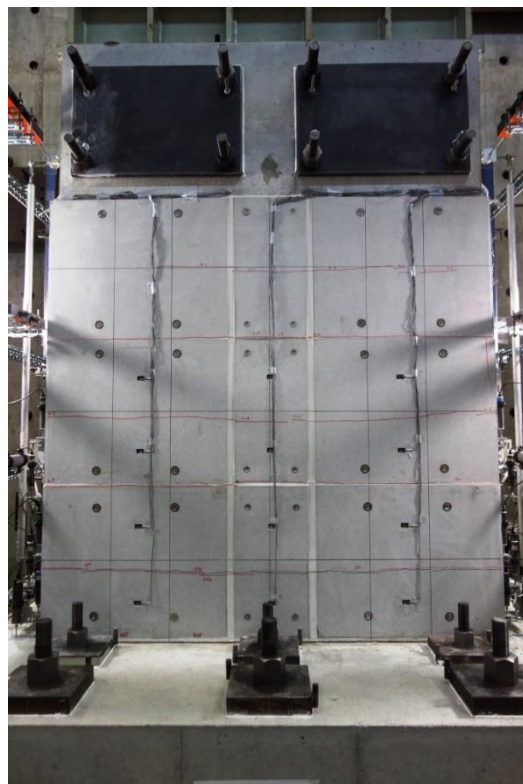


東面

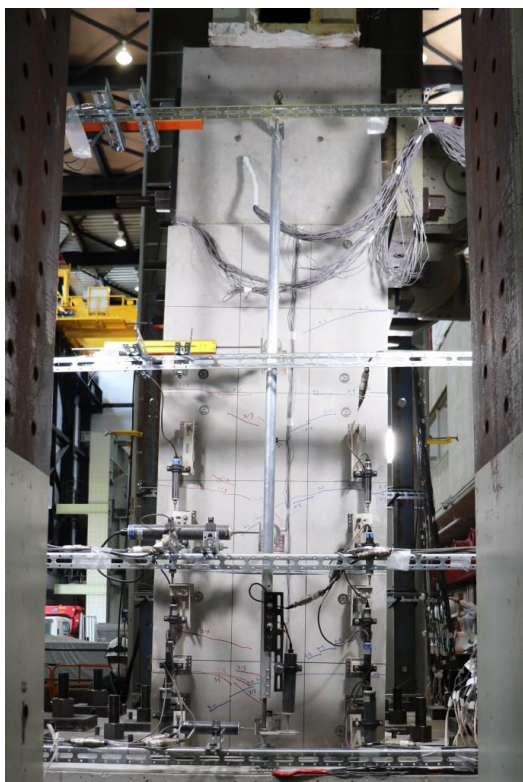
C) $3\delta_y$



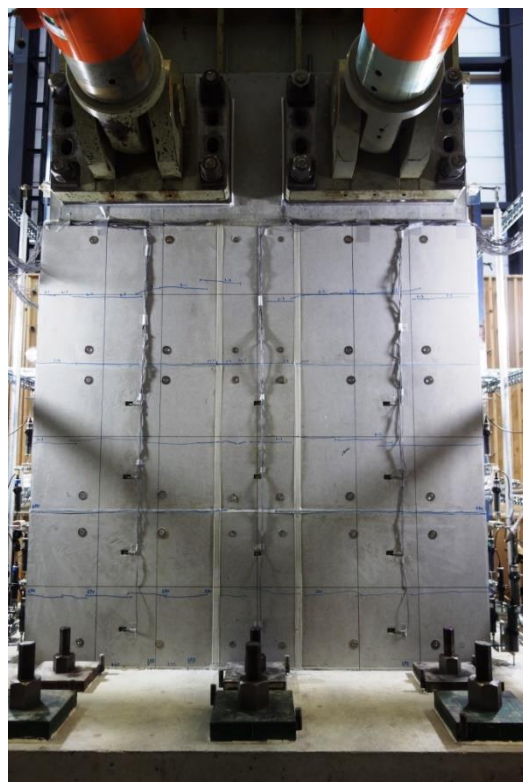
北面



西面



南面

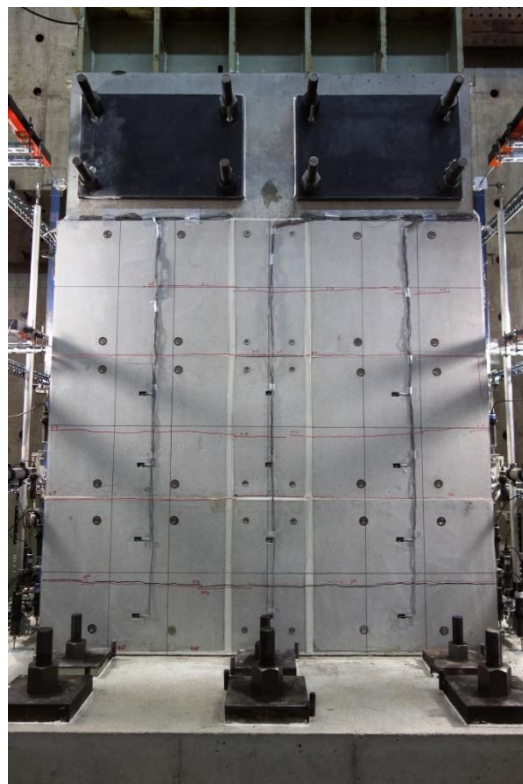


東面

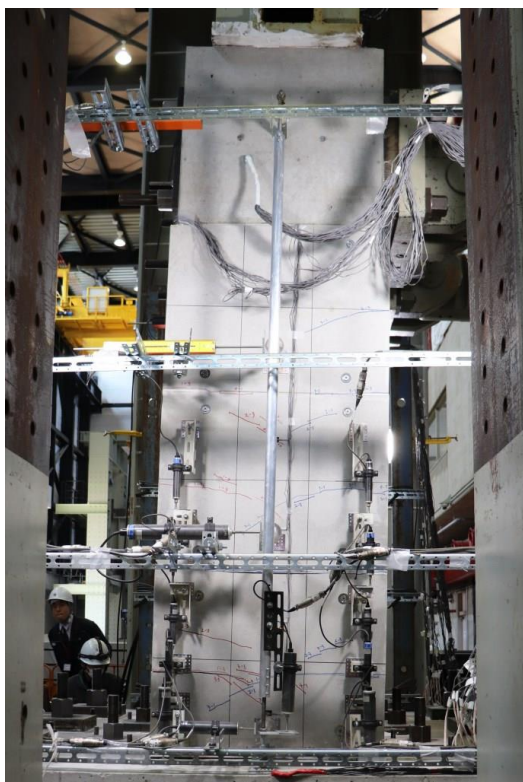
D) $4\delta_y$



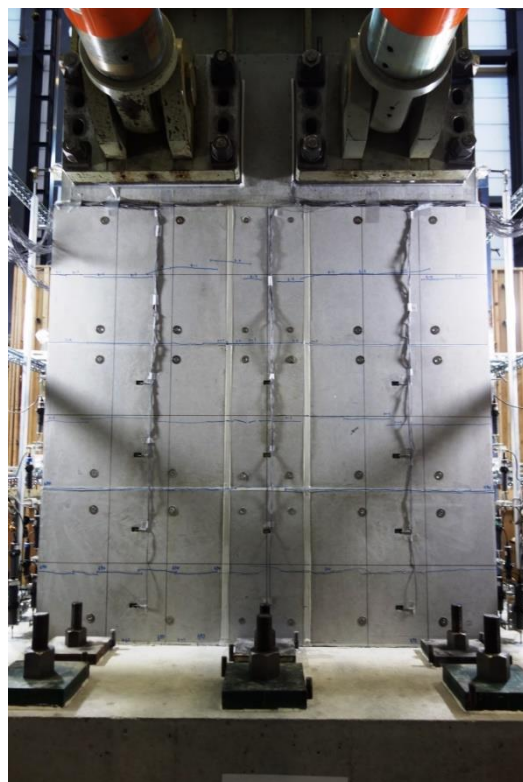
北面



西面



南面

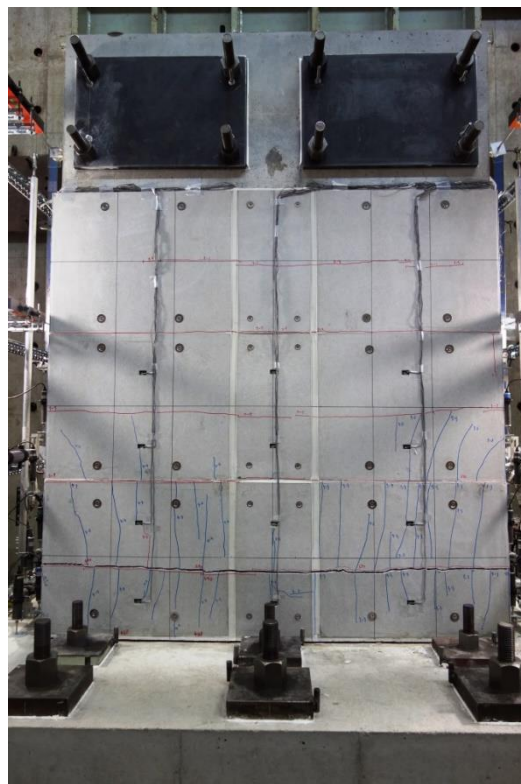


東面

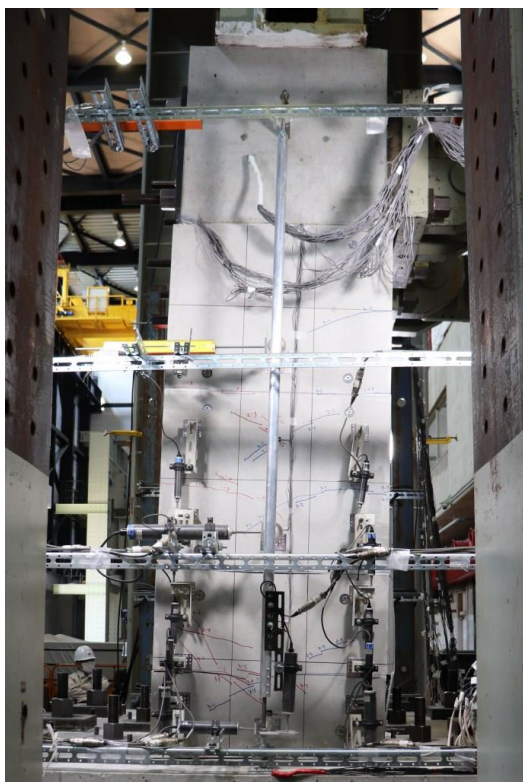
E) $5 \delta_y$



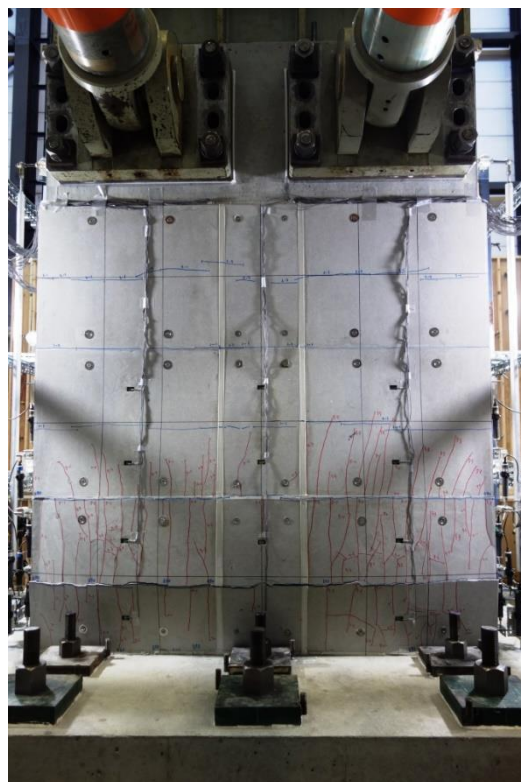
北面



西面



南面

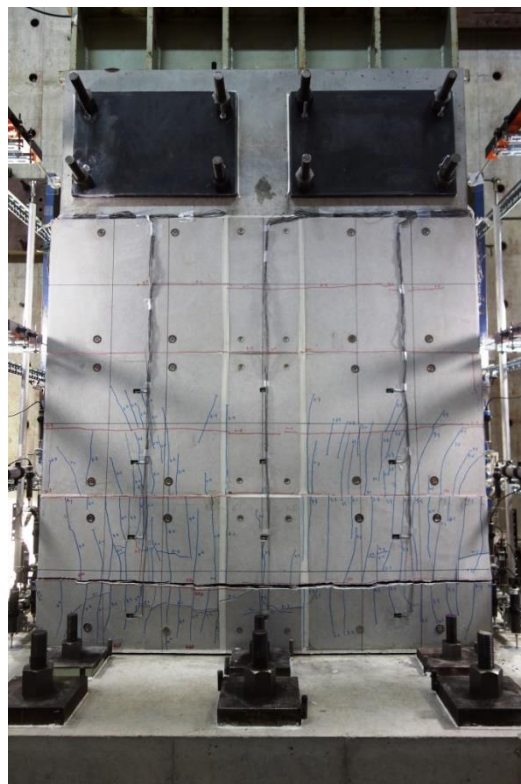


東面

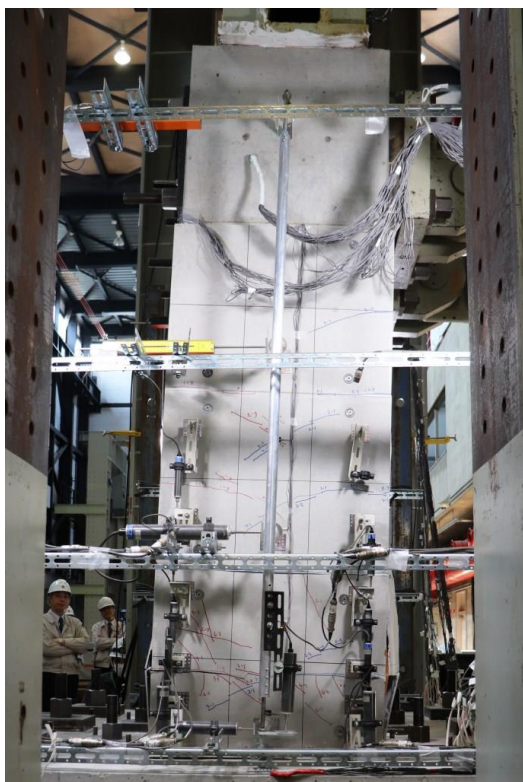
F) $6\delta_y$



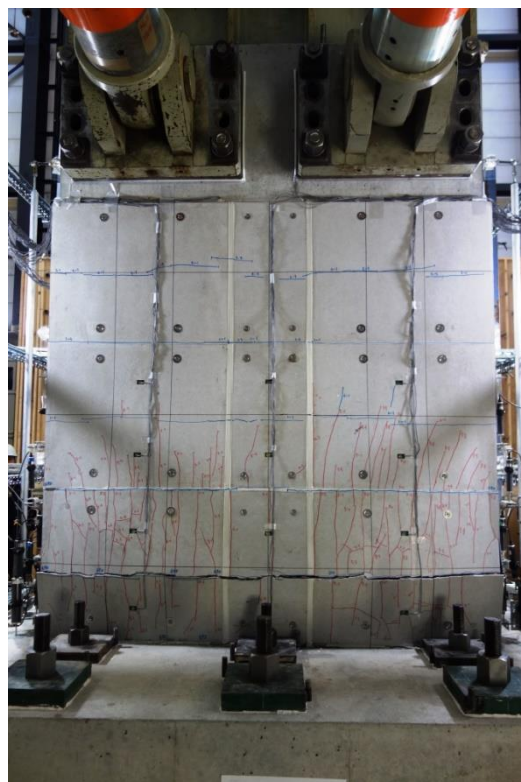
北面



西面



南面

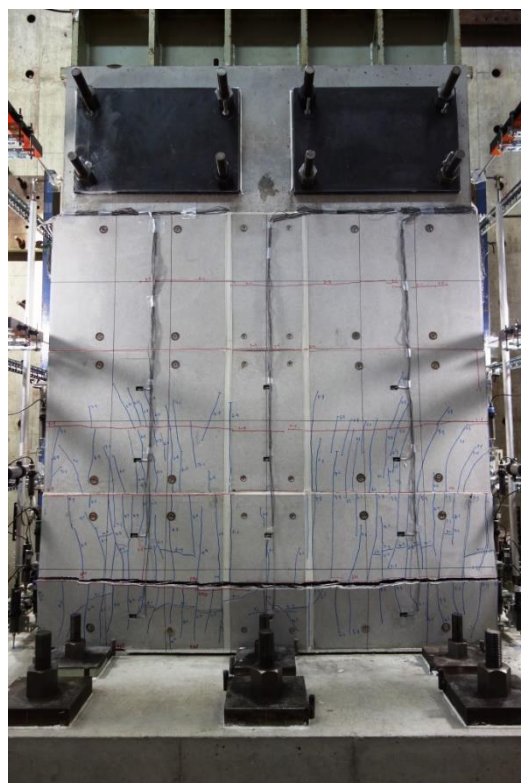


東面

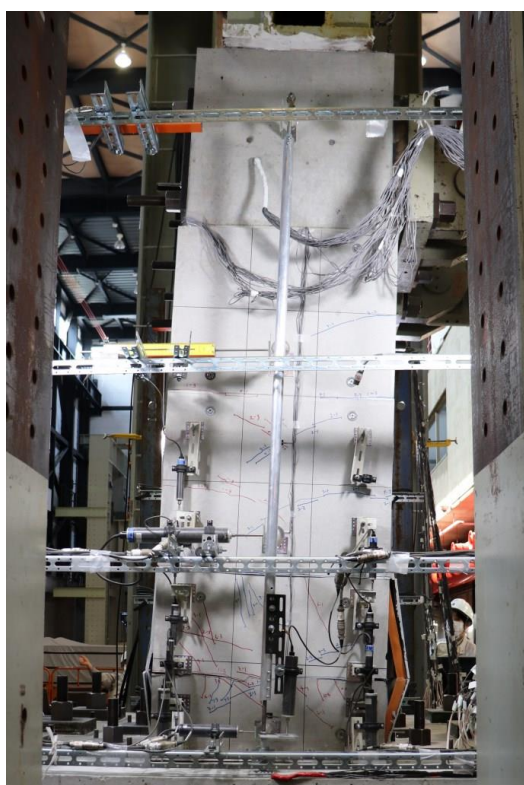
G) $7 \delta_y$



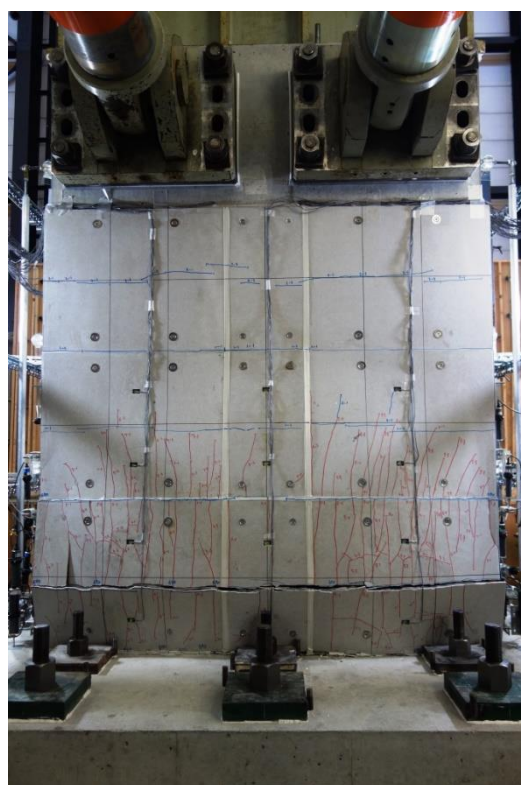
北面



西面



南面

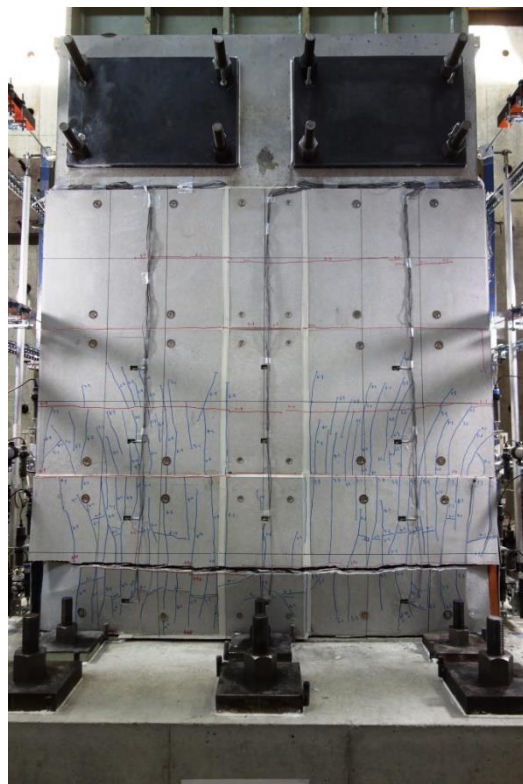


東面

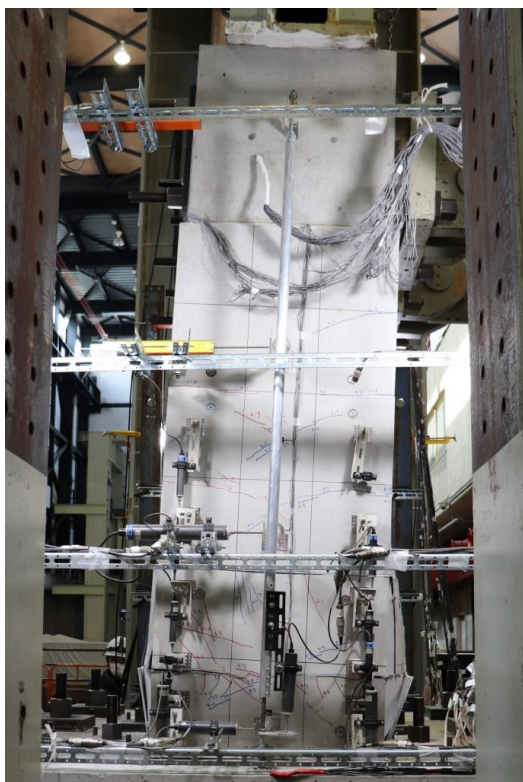
H) $8 \delta_y$



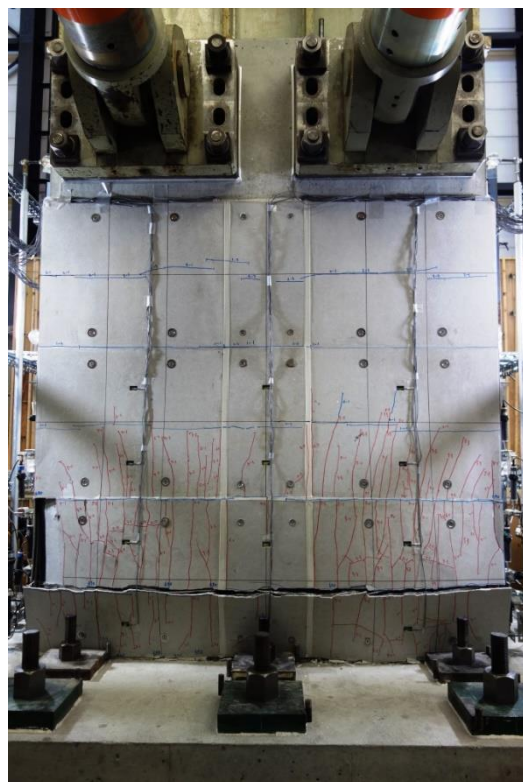
北面



西面



南面

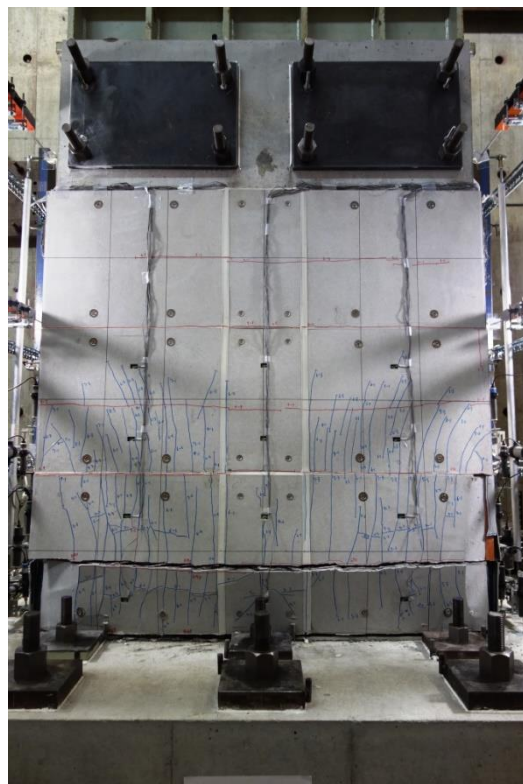


東面

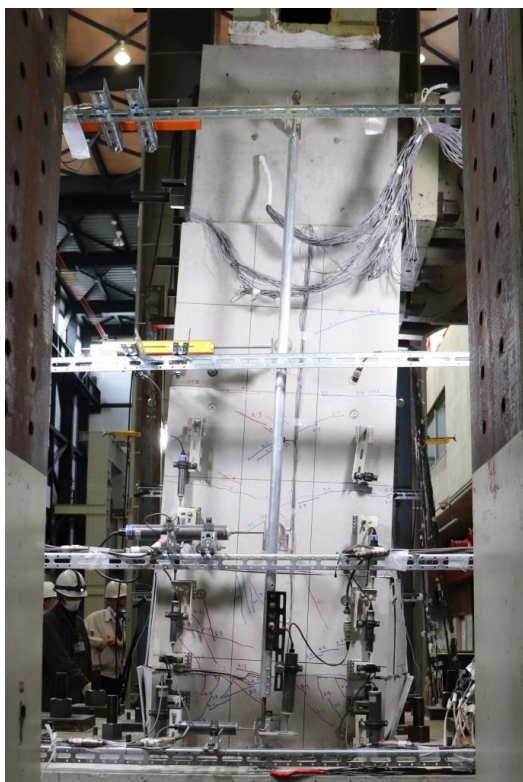
D) $9\delta_y$



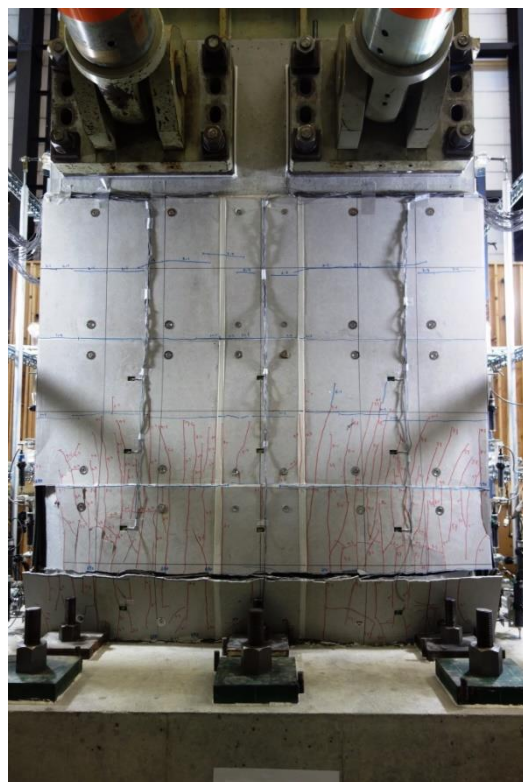
北面



西面



南面

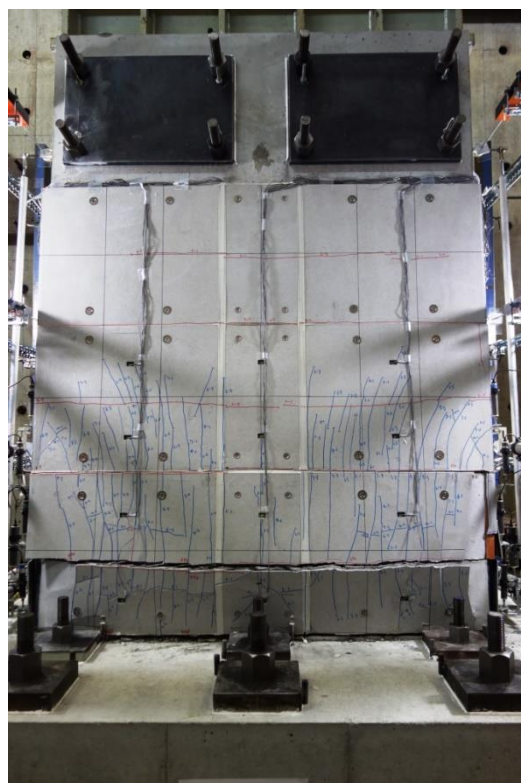


東面

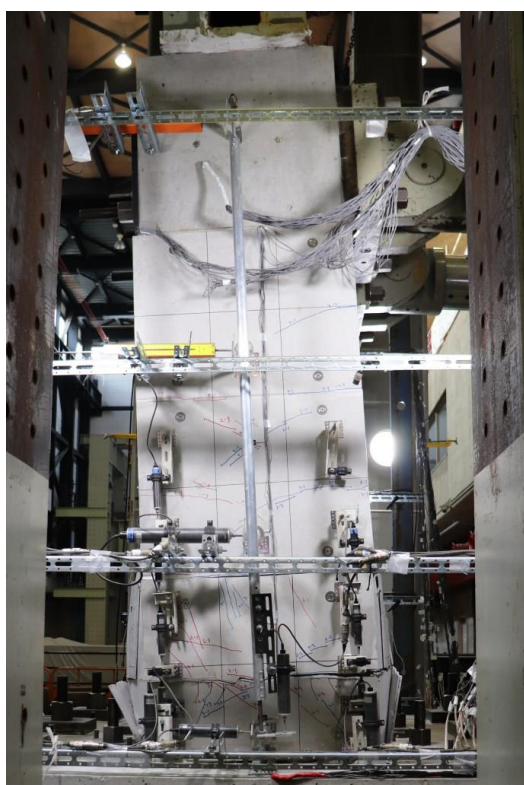
J) $10 \delta_y$



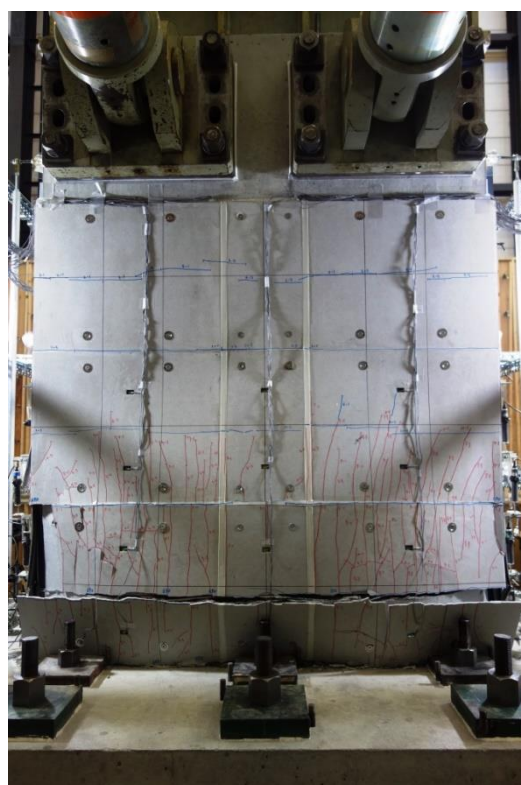
北面



西面



南面

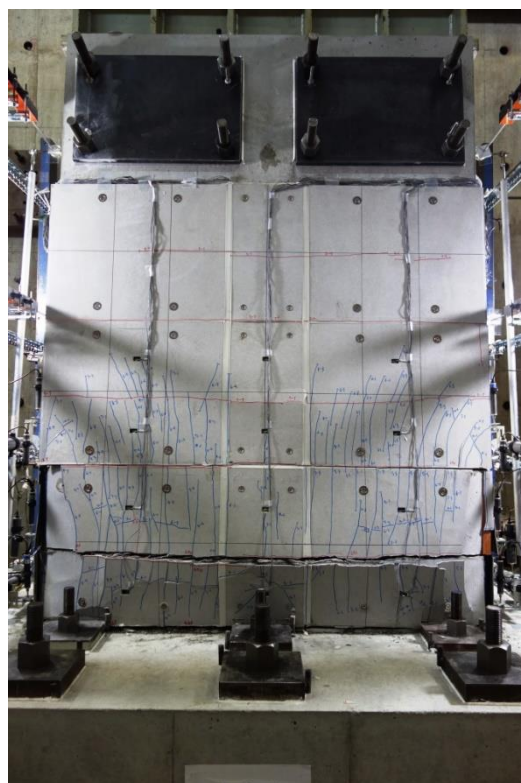


東面

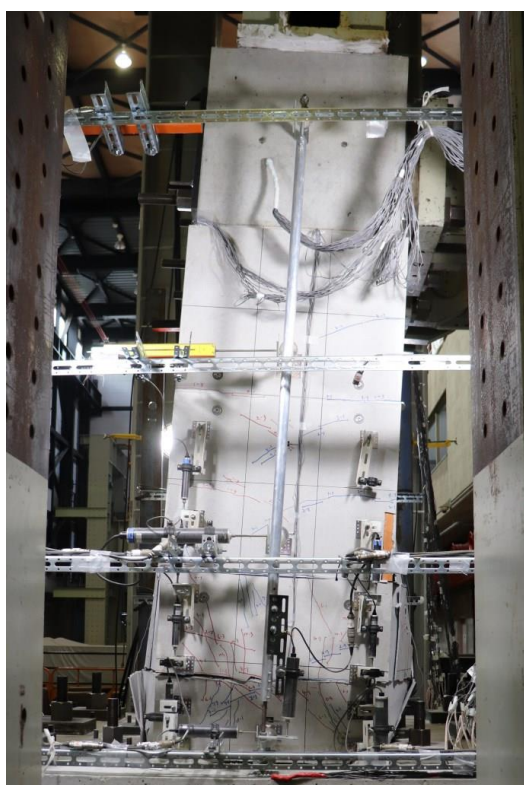
K) $11 \delta_y$



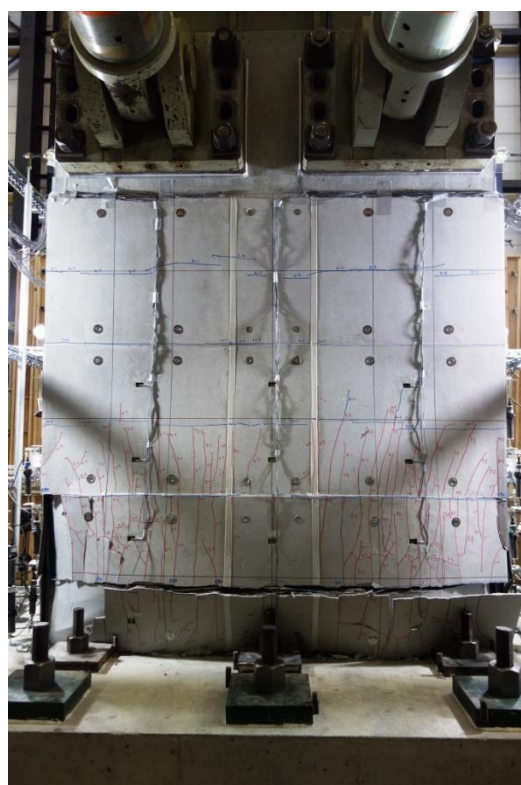
北面



西面



南面

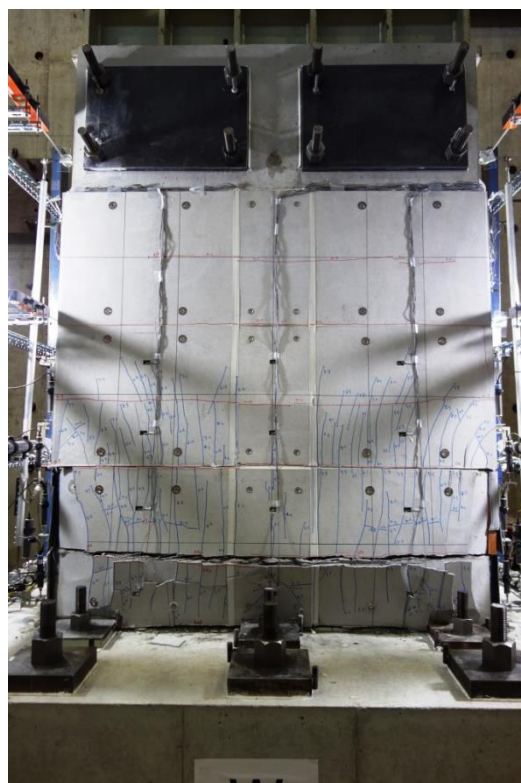


東面

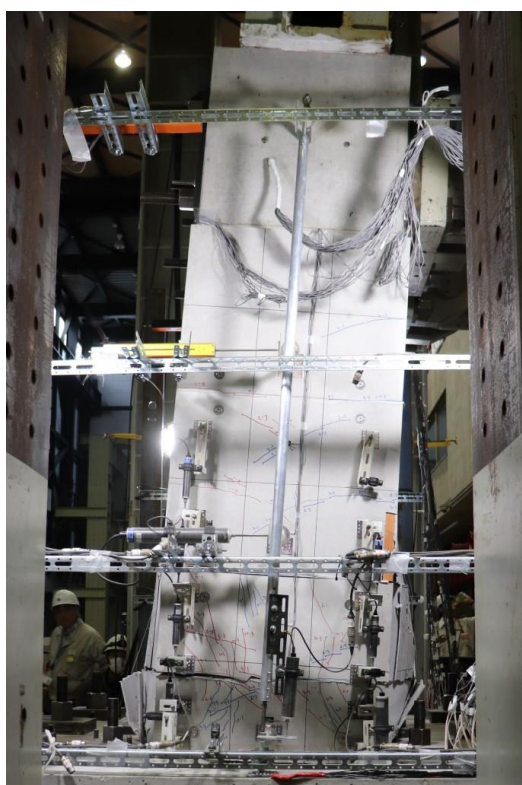
L) $12 \delta_y$



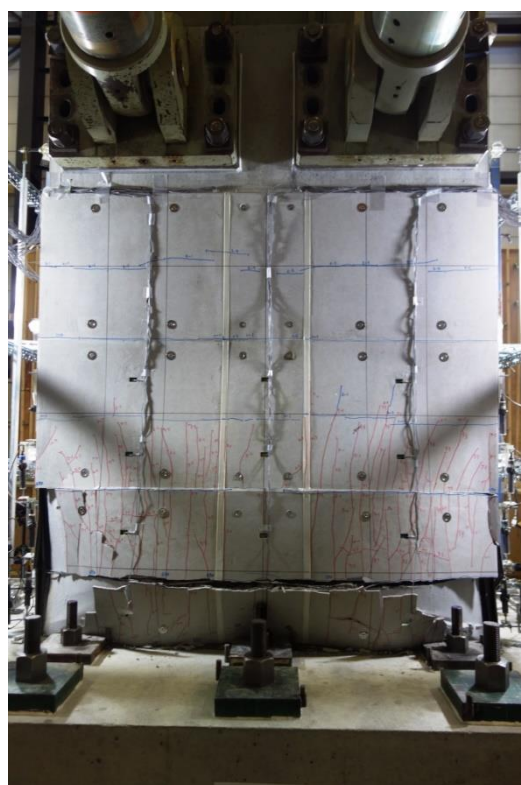
北面



西面



南面

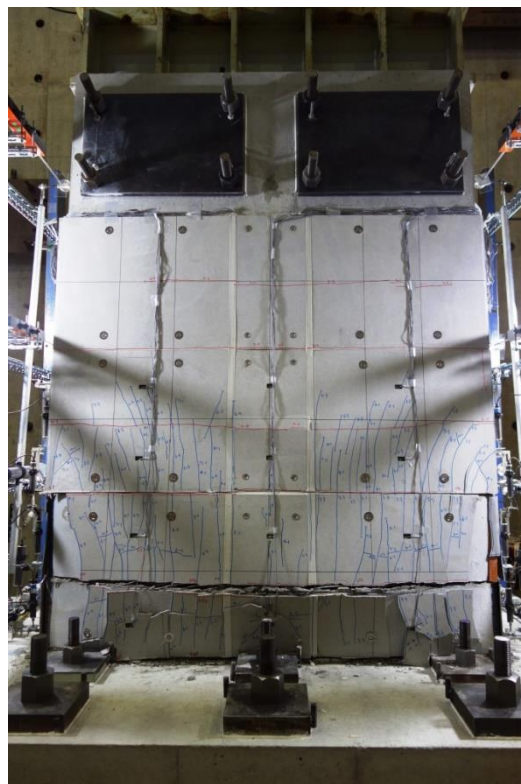


東面

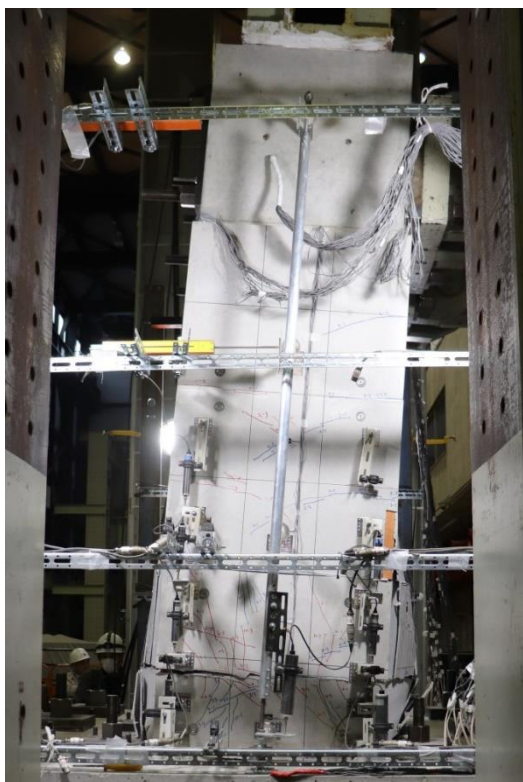
M) $13 \delta_y$



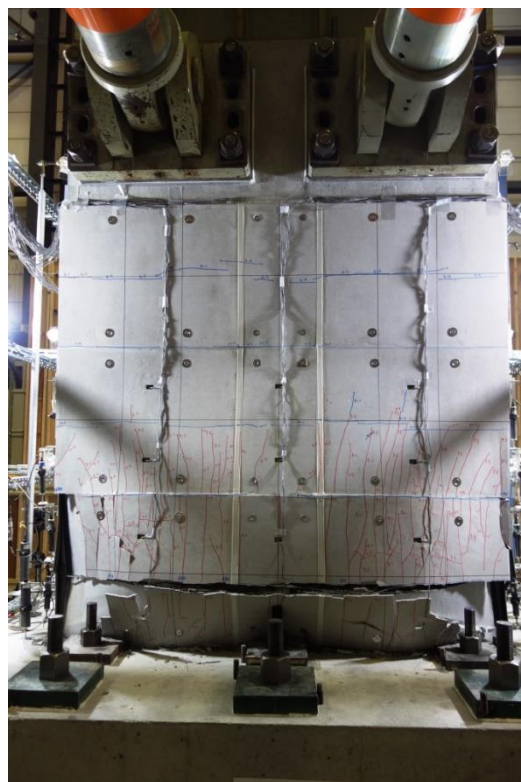
北面



西面



南面

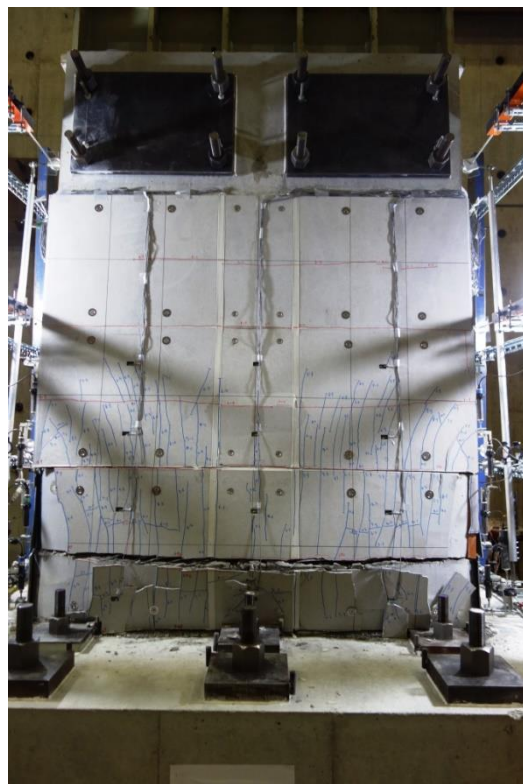


東面

N) 14 δ_y



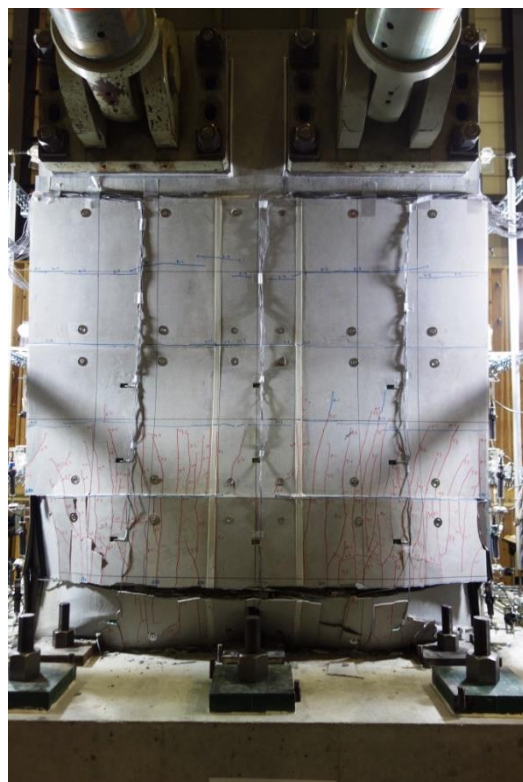
北面



西面



南面



東面

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.563 January 2023

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754