

連続繊維補強された RC 床版の耐久性評価
に関する共同研究報告書(II)
—連続繊維シート付着挙動の汎用 FEM 解析による検討—

令和 3 年 3 月

国立研究開発法人土木研究所
一般社団法人繊維補修補強協会
積水化学工業株式会社

Copyright © (2021) 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、本報告書の全部又は一部の転載、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。

連続繊維補強された RC 床版の耐久性評価 に関する共同研究報告書(II)

—連続繊維シート付着挙動の汎用 FEM 解析による検討—

国立研究開発法人土木研究所
一般社団法人繊維補修補強協会
積水化学工業株式会社

要旨

本共同研究では、連続繊維シートで補強された RC 床版の耐荷機構について検討するとともに、個々の補強材の機械的性質について調査検討を行う。その検討の一手法として、付着特性に繊維や樹脂の物性を考慮した汎用 FEM 解析の活用が考えられる。その前段の検討として、既存の解析プログラムで繊維、樹脂の物性を考慮することの妥当性を検証する実験データを得るため、連続繊維シートで補強した RC 部材の軸引張試験を行い、その 2 次元 FEM 解析を行った。FEM 解析では、付着にある程度影響しそうな含浸樹脂のせん断弾性係数を考慮できると考えられるモデルを用いた。本文では、それらの載荷試験と FEM 解析について報告するとともに、樹脂の物性も考慮して、連続繊維シートとコンクリートの付着を考察する上での汎用 FEM 解析の適用性を述べる。

キーワード：連続繊維シート，AFRP，CFRP，付着，剥離，軸引張試験，FEM，割裂破壊

共同研究者名簿（平成29年度～30年度）

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

上席研究員	玉越 隆史	(平成30年7月まで)
上席研究員	上仙 靖	(平成30年7月より)
主任研究員	田中 良樹	
研究員	佐藤 歩	(平成29年6月まで)
研究員	村井 啓太	(平成29年7月から)
交流研究員	澁谷 敦	
交流研究員	藤本 圭太郎	(平成29年5月より30年4月まで)
交流研究員	山本 健太郎	(平成30年5月より)
交流研究員	樋口 祐治	(平成30年4月より)

一般社団法人 繊維補修補強協会

RC床版共同研究委員会

委員長 野村 敏雄 株式会社大林組

委員長補佐 佐々木 一成 株式会社大林組

副委員長・炭素繊維シートグループ責任者

新藤 竹文 大成建設株式会社

副委員長・アラミド繊維シートグループ責任者

藤原 保久 三井住友建設株式会社

炭素繊維シートグループ委員

早川 智浩 株式会社大林組

太田 弘次 株式会社オリエンタルコンサルタンツ

新井 崇裕 鹿島建設株式会社

久保 昌史 清水建設株式会社

滝本 和志 清水建設株式会社

小倉 浩則 ショーボンド建設株式会社

並木 渉 株式会社 長大

小林 雅明 株式会社 長大

松井 孝洋 東レ株式会社

近藤 富士夫 東レ株式会社 (平成29年7月より)

小林 朗 日鉄ケミカル&マテリアル株式会社

立石 晶洋	日鉄ケミカル&マテリアル株式会社
久部 修弘	三菱ケミカルインフラテック株式会社
	(平成 30 年 3 月まで)
山内 征一郎	三菱ケミカルインフラテック株式会社
	(平成 30 年 4 月より)
長谷川 泰聰	三菱ケミカルインフラテック株式会社
青柳 聖	八千代エンジニアリング株式会社

アラミド繊維シートグループ委員

篠崎 裕生	三井住友建設株式会社
三上 浩	三井住友建設株式会社
中井 裕司	前田工織株式会社
大久保 誠	前田工織株式会社
岡村 脩平	帝人株式会社
吉本 大士	帝人株式会社 (平成 30 年 3 月まで)
梶原 大資	帝人株式会社 (平成 30 年 4 月より)
倉方 裕史	帝人株式会社
宮内 理治	東レ・デュポン株式会社
	(平成 30 年 3 月まで)
岡田 泰一	東レ・デュポン株式会社
	(平成 30 年 4 月より)
菊池 美穂	東レ・デュポン株式会社
	(平成 30 年 3 月まで)
廣瀬 めぐみ	東レ・デュポン株式会社
	(平成 30 年 4 月より)
近藤 真一	ファイベックス株式会社
石井 裕二	ファイベックス株式会社
井之上 賢一	ファイベックス株式会社

事務局長

井部 博

積水化学工業株式会社

刈茅 孝一
吉田 博次
中尾 亮介

共同研究者名簿（令和元年度～令和2年度）

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

上席研究員 上仙 靖

総括主任研究員 田中 良樹

研究員 村井 啓太 (令和元年6月まで)

交流研究員 山本 健太郎 (平成31年4月まで)

一般社団法人 繊維補修補強協会

RC床版共同研究委員会

委員長 野村 敏雄 株式会社大林組

委員長補佐 佐々木 一成 株式会社大林組

副委員長・炭素繊維シートグループ責任者

新藤 竹文 大成建設株式会社

副委員長・アラミド繊維シートグループ責任者

藤原 保久 三井住友建設株式会社

炭素繊維シートグループ委員

早川 智浩 株式会社大林組

太田 弘次 株式会社オリエンタルコンサルタンツ

新井 崇裕 鹿島建設株式会社

久保 昌史 清水建設株式会社

滝本 和志 清水建設株式会社

小倉 浩則 ショーボンド建設株式会社

並木 渉 株式会社 長大

川原 将 株式会社 長大

松井 孝洋 東レ株式会社

村井 彰児 東レ株式会社

角倉 浩平 東レ株式会社 (令和元年9月より)

立石 晶洋 日鉄ケミカル&マテリアル株式会社

櫻井 俊太 日鉄ケミカル&マテリアル株式会社

(令和元年7月より)

山内 征一郎 三菱ケミカルインフラテック株式会社

長谷川 泰聰	三菱ケミカルインフラテック株式会社
齋藤 信人	三菱ケミカルインフラテック株式会社
	(令和元年9月より)
青柳 聖	八千代エンジニアリング株式会社
	(令和元年7月まで)
渡辺 遼	八千代エンジニアリング株式会社
	(令和元年8月より)

アラミド繊維シートグループ委員

篠崎 裕生	三井住友建設株式会社
三上 浩	三井住友建設株式会社
野並 優二	三井住友建設株式会社 (令和元年9月より)
中井 裕司	前田工織株式会社
大久保 誠	前田工織株式会社
岡村 脩平	帝人株式会社
倉方 裕史	帝人株式会社
川口 武	帝人株式会社
山田 洋輔	東レ・デュポン株式会社
齋藤 祐亮	東レ・デュポン株式会社
	(令和2年3月まで)
松井 宏之	東レ・デュポン株式会社
	(令和2年4月より)
石井 裕二	ファイベックス株式会社
茄子川 治	ファイベックス株式会社
井之上 賢一	ファイベックス株式会社

事務局長

井部 博

目 次

1. はじめに	1
2. 試験方法	2
2.1 試験の概要	2
2.2 使用材料	3
2.3 供試体の製作	9
2.4 半割鉄筋及び連続繊維シートひずみデータの欠損	13
2.5 供試体製作時における鉄筋ひずみ	13
2.6 載荷方法	18
3. 試験結果	22
3.1 荷重-変位関係	22
3.2 ひび割れ性状	25
3.3 ひずみ分布	36
3.4 せん断応力度分布	46
3.5 パイ型変位計による各部の変位	55
4. FEM 解析	60
4.1 端部拘束条件の検討	61
4.1.1 解析モデル	61
4.1.2 材料特性	62
4.1.3 拘束条件及び加力方法	65
4.1.4 端部拘束条件の妥当性検証	67
4.1.5 まとめ	92
4.2 FEM 解析による実験結果の再現性検討	93
4.2.1 概要	93
4.2.2 解析モデル及び材料物性	94
4.2.3 FEM 解析結果	96
4.2.4 連続繊維シート剥離進展状況	118
4.2.5 まとめ	124
4.3 パラメータ解析	125
4.3.1 概要	125
4.3.2 パラメータ	125
4.3.3 鉄筋ひずみ硬化	127
4.3.4 鉄筋とコンクリートの付着構成則	128

4.3.5	連続繊維シート含浸樹脂のせん断弾性係数について	131
4.3.6	スリット部の変形形状について	134
4.3.7	まとめ	135
5.	考察	138
5.1	平均応力度ー平均ひずみの関係	138
5.2	軸方向のひずみの分布	140
5.3	軸引張力の荷重分担について	143
5.4	コンクリートの負担する軸引張力	144
5.5	連続繊維シートとコンクリートとの付着特性	145
5.6	ひび割れ発生時の挙動	147
5.7	ひび割れ発生位置	157
5.8	連続繊維シートで補強された RC 部材の軸引張試験の特徴と FEM 解析の適用性	158
6.	まとめ	160
参考	軸引張試験の改善点	161
参考文献		162

1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）床版の疲労損傷は、国内の厳しい交通実態や環境条件を反映して道路橋の主たる損傷要因の一つである。疲労損傷に対する補強法として、連続繊維シートを RC 床版下面に接着する工法がある。同工法は、床版に限らず、コンクリート構造物の補修・補強において、軽さや施工性で有利な点から既に多く利用され、主要な工法の一つになっている。しかし、RC 床版に適用する同工法は、複数の設計方法が用いられているため、概ね同じ条件の床版であっても使用する繊維や樹脂の種類、及び補強量に大きな相違が生じる場合がある。また、連続繊維シートに使用される材料、断面構成等の仕様は多種多様なものが提案されているが、いずれも JIS の材料規格がなく、また信頼性を確保するための適切な品質管理方法や補強効果の評価法が必ずしも明確でない。本共同研究では、国内外の研究や土木研究所のこれまでの検討結果を含めた既往の知見に基づき、連続繊維シートで補強された RC 床版の耐荷機構について検討するとともに、個々の補強材の機械的性質について調査検討を行う。

連続繊維シートで補強された RC 部材の軸引張試験をはじめ、これまで同補強工法に関する多くの研究が行われ、連続繊維シートとコンクリートの付着の評価法、設計法も既に提案されている¹⁾。しかし、その付着に関する繊維や樹脂の物性あるいはそれらの組合せの下での物性の評価法はまだ必ずしも明確にされていない。これらの点を踏まえて、本共同研究では床版補強の限界状態設計法確立に向けて、繊維や樹脂の物性の影響を含めた、連続繊維シートとコンクリートの付着特性とその評価法について検討している。

検討の一手法として、付着特性に繊維や樹脂の物性を考慮した汎用 FEM 解析プログラムの活用を考えている。その前段の検討として、既存の汎用解析プログラムで繊維、樹脂の物性を考慮することの妥当性を検証する実験データを得るため、連続繊維シートで補強した RC 部材の軸引張試験を行い、その 2 次元 FEM 解析を行った。連続繊維シートで補強した RC 部材の軸引張試験は、既往の事例^{2,3)}を参考に、比較用も含めて 4 体の供試体を用意して実施した。また、FEM 解析では、付着にある程度影響しそうな含浸樹脂のせん断弾性係数を考慮できると考えられるモデルを用いた。ただし、本文で示す試験では、樹脂の物性を主要なパラメータとしていない。

本文では、それらの載荷試験と FEM 解析について報告するとともに、樹脂の物性も考慮して、連続繊維シートとコンクリートの付着を考察する上での汎用 FEM 解析プログラムの適用性を述べる。なお、同載荷試験に用いた連続繊維シートの物性試験の詳細は、樹脂単体の試験方法の検討も含めて、本共同研究の別の報告書にとりまとめた⁴⁾。

2. 試験方法

2.1 試験の概要

供試体の形状寸法や構成は、上田らが実施した既往の研究^{2),3)}を概ね参考にした。図-2.1.1に供試体の形状と荷重方向の概略を示す。供試体は、断面が150mm×150mm、長さ1800mmのコンクリート角柱の中心に、1本のD19の異形鉄筋を貫通させて配置して、コンクリートの2側面に連続繊維シートを貼り付けた。ただし、鉄筋に多くのひずみゲージを貼り付けることから、コンクリートとの付着の妨げとならないように、異形鉄筋を半分に切断して、内側にひずみゲージを貼り付けるための溝切り加工を施した鉄筋（以下、半割鉄筋という）を使用した⁵⁾⁷⁾。既往の試験^{2),3)}では、供試体を固定する端部の鉄筋が先行して降伏することから、試験対象のD19よりも太径のD25の鉄筋を溶接により接続していたが、半割鉄筋を用いることから、D25との接続はスリーブによる機械継手に変更した。また、既往の試験と異なり、供試体中央にひび割れを模擬したスリットを設けた。

表-2.1.1に試験ケースと数量を示す。連続繊維シートは、炭素繊維シートとアラミド繊維シートの2種類とした。また、シートの有無の違いを比較するため、また半割鉄筋の妥当性を確認するため、2体の比較用供試体を用意した。試験体数はいずれも1体とした。

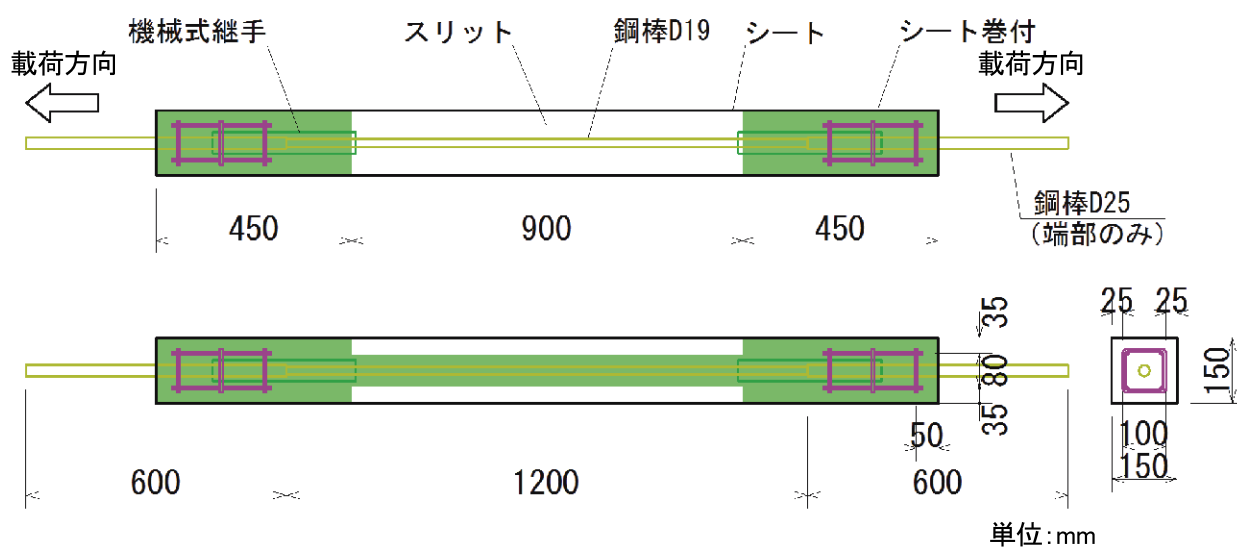


図-2.1.1 供試体の形状と荷重方向の概略

表-2.1.1 試験ケース

供試体 記号	連続繊維シート の種類	鉄筋の 種類	数量 (体)
RC	なし	半割	1
AF	アラミド繊維	半割	1
CF	炭素繊維	半割	1
CFN	炭素繊維	普通	1

2.2 使用材料

(1) コンクリート材料

本試験で用いたコンクリート材料と配合を表-2.2.1～2 にそれぞれ示す。コンクリートの呼び強度を 24 N/mm²とした。コンクリートの諸物性の把握のため、静弾性係数の測定を含めた圧縮強度試験及び割裂引張強度試験を、一連の試験の直前と直後に実施した。試験方法は JIS A 1108, 同 A 1149, 同 A 1113 によった。材料試験結果を表-2.2.3 に示す。

(2) 鉄筋

D19 の鉄筋は、普通鉄筋、半割鉄筋ともに SD345 とし、端部つかみ部の D25 の鉄筋は SD490 とした。鉄筋の材料試験結果を表-2.2.4 及び図-2.2.1 に示す。

半割鉄筋の形状寸法と 1 本に組み立てる前の外観を図-2.2.2～2.2.6 に示す。D19 の鉄筋を縦方向に切断するとともに、内側にひずみゲージを貼り付けるための溝切り加工を施した。配線のため、半割鉄筋の側面に φ1mm の孔を削孔した。内側にひずみゲージを貼り付けた後、接着剤で貼り合わせて 1 本の鉄筋となるようにした。ひずみゲージは主として溝切のない側に貼り付け、ひずみゲージとリード線の間細いイミド線を、スリーブに接続する手前で引き出した。

半割形状にする際、加工熱による反り（両端が外側に向かって反っていた）が生じていたことから、貼り合わせて 1 本の鉄筋とする際に、接着剤硬化までの間、クランプで固定した。また、接着の際、横ふしの位置が一致するよう鉄筋両端部の切断位置を調整した。鉄筋の接着には、エポキシ系接着剤（H 社、2011WP）を使用した。また、接着剤が鉄筋表面に付着してコンクリートと鉄筋の付着強度に影響しないよう、鉄筋表面にマスキングを行った上で接着作業を行った。接着剤の硬化後、はみ出した接着剤はカッター等で削り取り、表面の脱脂処理を行った。

貼り合わせた D19 の半割鉄筋と D25 の端部鉄筋は、機械式継手（N 社製、グラウト充填型スリーブ、S8U、D25、同社 SS モルタルを使用）で接続した。図-2.2.7～2.2.8 に、鉄筋同士とスリーブの心出し調整の状況、及びスリーブのグラウト充填施工の状況を示す。

図-2.2.9 に、組み立てた半割鉄筋の弾性範囲内での引張試験の状況を示す。また、図-2.2.10 に、半割鉄筋の弾性範囲内での応力-ひずみ関係を示す。後述するとおり、内部のひずみゲージの状態がよくないものが少なからず見られたことから、ここでは健全に直線性が確認できたデータを示す。半割鉄筋の試験区間における、これらのひずみデータから得られた弾性係数を表-2.2.5 に示す。

表-2.2.1 コンクリート使用材料

セメントの種類	普通ポルトランドセメント
粗骨材	茨城県つくば市産砕石
細骨材	茨城県行方市産陸砂
混和剤	AE 減水剤 (標準形I種)

表-2.2.2 コンクリートの配合

呼び強度 (N/mm ²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	G _{max} (mm)	単位量(kg/m ³)				
						W	C	S	G	AE
24	9	4.4	60.7	46.1	20	160	264	852	1019	2.64

スランプ, 空気量は実測値を示す.

表-2.2.3 コンクリートの材料試験結果

材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	ポア ソン比
28	24.0	18.8	2.0	0.14
40	24.2	20.1	2.4	0.16

表-2.2.4 鉄筋の材料試験結果

鉄筋種類	SD345, D19		SD490, D25
	普通鉄筋	半割鉄筋	普通鉄筋
断面積(mm ²)	286.5	271.5	506.7
公称直径(mm)	19.1		25.4
弾性係数(N/mm ²)	193000		198000
降伏点(N/mm ²)	383		546
降伏ひずみ(×10 ⁻⁶)	1990		2760
破断強度(N/mm ²)	568		722

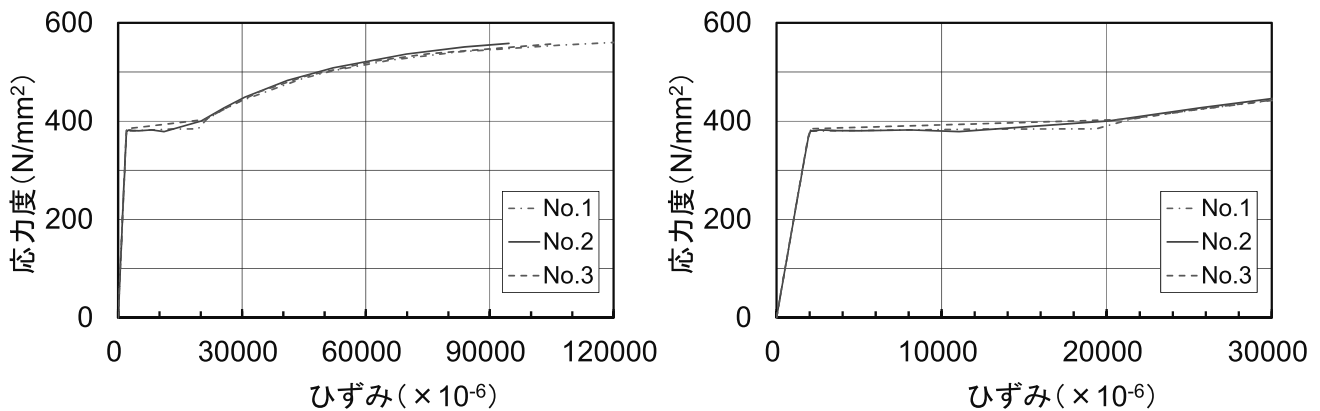
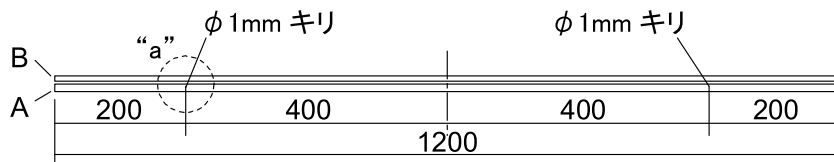
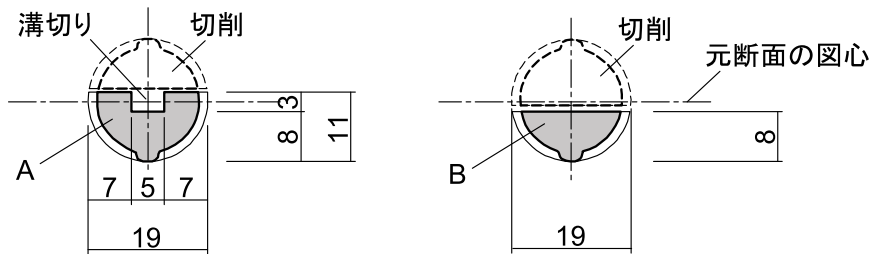


図-2.2.1 主鉄筋の応力-ひずみ図
(SD345, D19, 右図は左図の拡大)

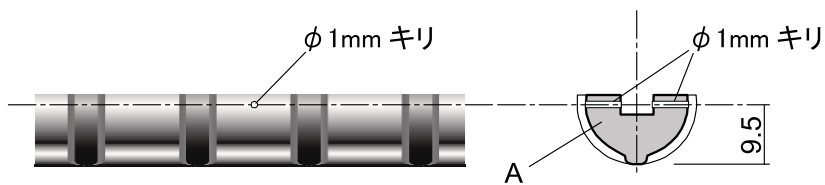


側面図



断面図

単位：mm



“a”部詳細図

図-2.2.2 半割鉄筋の形状寸法



図-2.2.3 半割鉄筋の内側(左：溝有り，右：溝無し)



図-2.2.4 半割鉄筋の配線用孔



図-2.2.5 半割鉄筋内側のひずみゲージ貼付状況

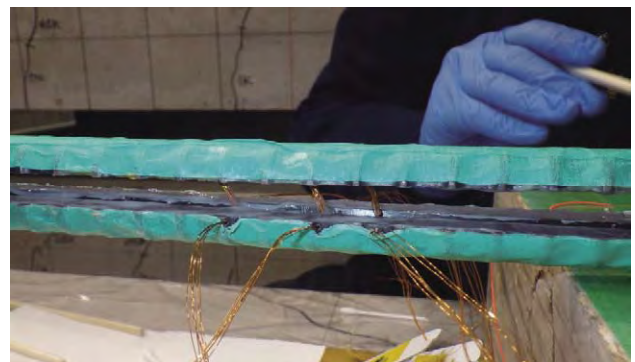


図-2.2.6 半割鉄筋の貼り合わせ



図-2.2.7 鉄筋とスリーブの心出し調整

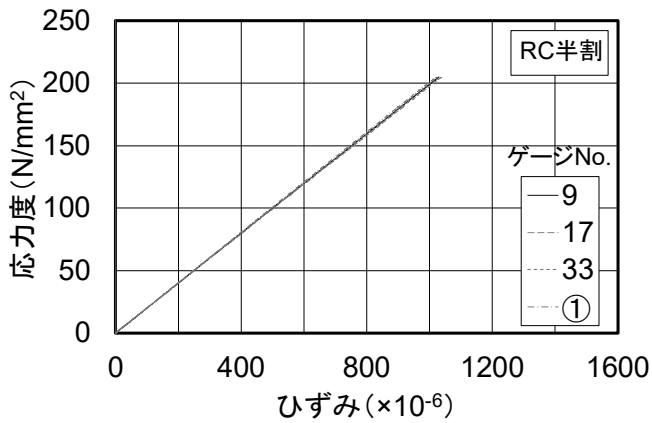


図-2.2.8 スリーブのグラウト充填施工

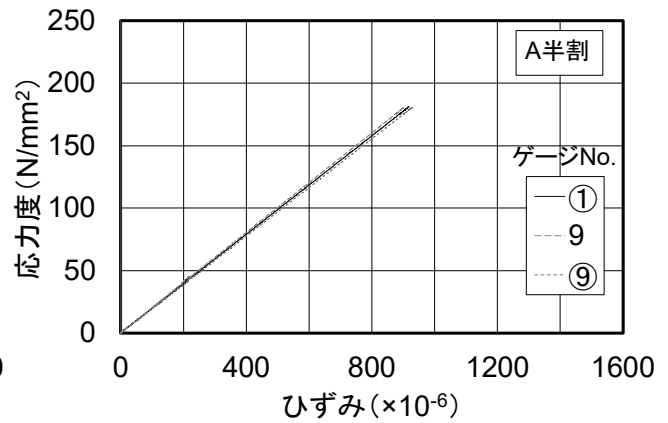


図-2.2.9 弾性範囲内での半割鉄筋の引張試験

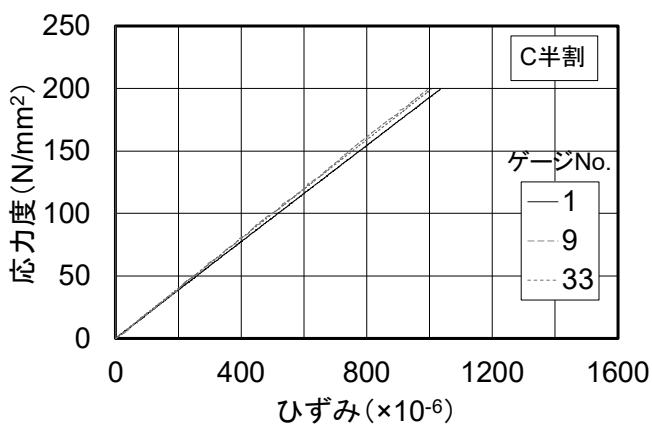




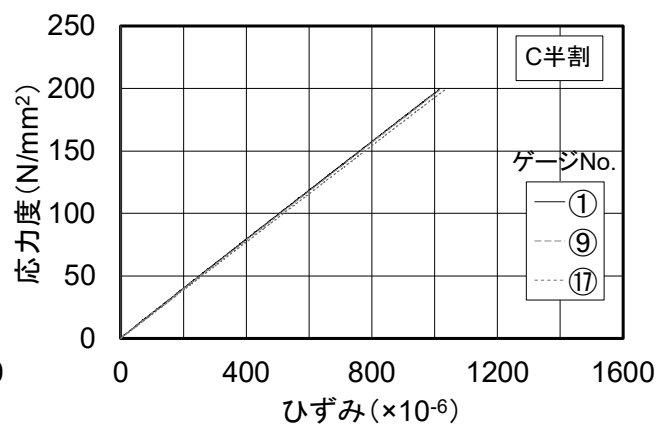
(a) 供試体 RC



(b) 供試体 AF



(c) 供試体 CF (平面側)



(d) 供試体 CF (凹部側)

注) ひずみゲージの値が安定しないデータを除く。丸付き No.は凹部側のひずみゲージを示す。

ゲージ位置は図-2.6.5 に示す。

図-2.2.10 半割鉄筋の弾性範囲内での引張試験結果

表-2.2.5 半割鉄筋組立後の弾性係数の確認試験結果

RC		AF		CF		CFN (普通鉄筋, 比較)	
ゲージ No.	E_s (N/mm ²)	ゲージ No.	E_s (N/mm ²)	ゲージ No.	E_s (N/mm ²)	ゲージ No.	E_s (N/mm ²)
9	199000	①	197000	1	193000	1	198000
17	197000	9	200000	9	201000	7	199000
33	200000	⑨	195000	33	198000	13	197000
①	201000	—	—	①	196000	—	—
—	—	—	—	⑨	195000	—	—
—	—	—	—	⑰	193000	—	—

注) ひずみゲージの値が安定しないデータを除く。丸付き No.は凹部側のひずみゲージを示す。

ゲージ位置は図-2.6.5 に示す。

(3) 連続繊維シート

補強に使用したアラミド繊維シート、炭素繊維シートの諸物性を表-2.2.6 に示す。炭素繊維シートは高強度タイプを、アラミド繊維シートはアラミド1タイプを使用し、いずれの連続繊維シートも1方向シートを1層貼りで使用した。繊維目付量は、炭素繊維シートとアラミド繊維シートの引張耐力が概ね同等となるように、炭素繊維シートは600 g/m²、アラミド繊維シートは830 g/m²とした。アラミド繊維シート、炭素繊維シートともに、それぞれの連続繊維シートに通常用いられる不陸修正用のパテ材、プライマー、エポキシ樹脂接着剤の3種類の樹脂材料をそれぞれ用いた。なお、パテは、通常、表面処理で平坦に処理が出来ない箇所用いられる。特にアラミド繊維シートの場合は、被補強部材の表面の凹凸に応じて任意に使用されるが、多少の凹凸があってもパテ材なしで支障がないと考えられている。この試験では、パテ層もコンクリートと連続繊維シートの付着に影響する可能性があると考え、連続繊維シートの下地にパテも使用することとした。

表-2.2.7 に、補強材に使用した樹脂の材料試験結果を示す。これらの材料試験結果の詳細は報告書(I)に示した⁴⁾。また、同表に、コンクリート下面から連続繊維シート中心までの距離を示した。この値は、試験後に実測した連続繊維シート厚さから推定した値である。

表-2.2.6 繊維シートの材料試験結果

シート種類	アラミド繊維シート	炭素繊維シート
繊維目付量 (g/m ²)	830	600
設計厚さ t_f (mm)	0.572	0.333
設計幅 b_f (mm)	74.81	75
弾性係数 E_f (N/mm ²)	110000	234000
引張剛性 $E_f \cdot t_f$ (N/mm)	62300	78600
引張強度 (N/mm ²)	2500	4170
引張耐力 (N)※	107000	104000

※ 引張強度に $b_f t_f$ を乗じて算出した値を示す。

表-2.2.7 補強材に使用した樹脂の材料試験結果

シート種類	アラミド繊維シート			炭素繊維シート		
	プライマー	パテ	含浸	プライマー	パテ	含浸
コンクリート下面から連続繊維シート中心までの距離 (mm)	—	—	1.77	—	—	1.38
せん断強度 τ_a (N/mm ²) ^{*1}	—	—	17.9	—	—	34.3
弾性係数 E_a (N/mm ²) ^{*2}	2600	3510	2590	3350	6710	3120
せん断弾性係数 G_a (N/mm ²) ^{*2}	948	1290	945	1220	2560	1150
ポアソン比 ^{*2}	0.37	0.36	0.37	0.37	0.31	0.36
引張強度 σ_a (N/mm ²) ^{*2}	48.8	23.1	42.6	49.6	26.0	46.2

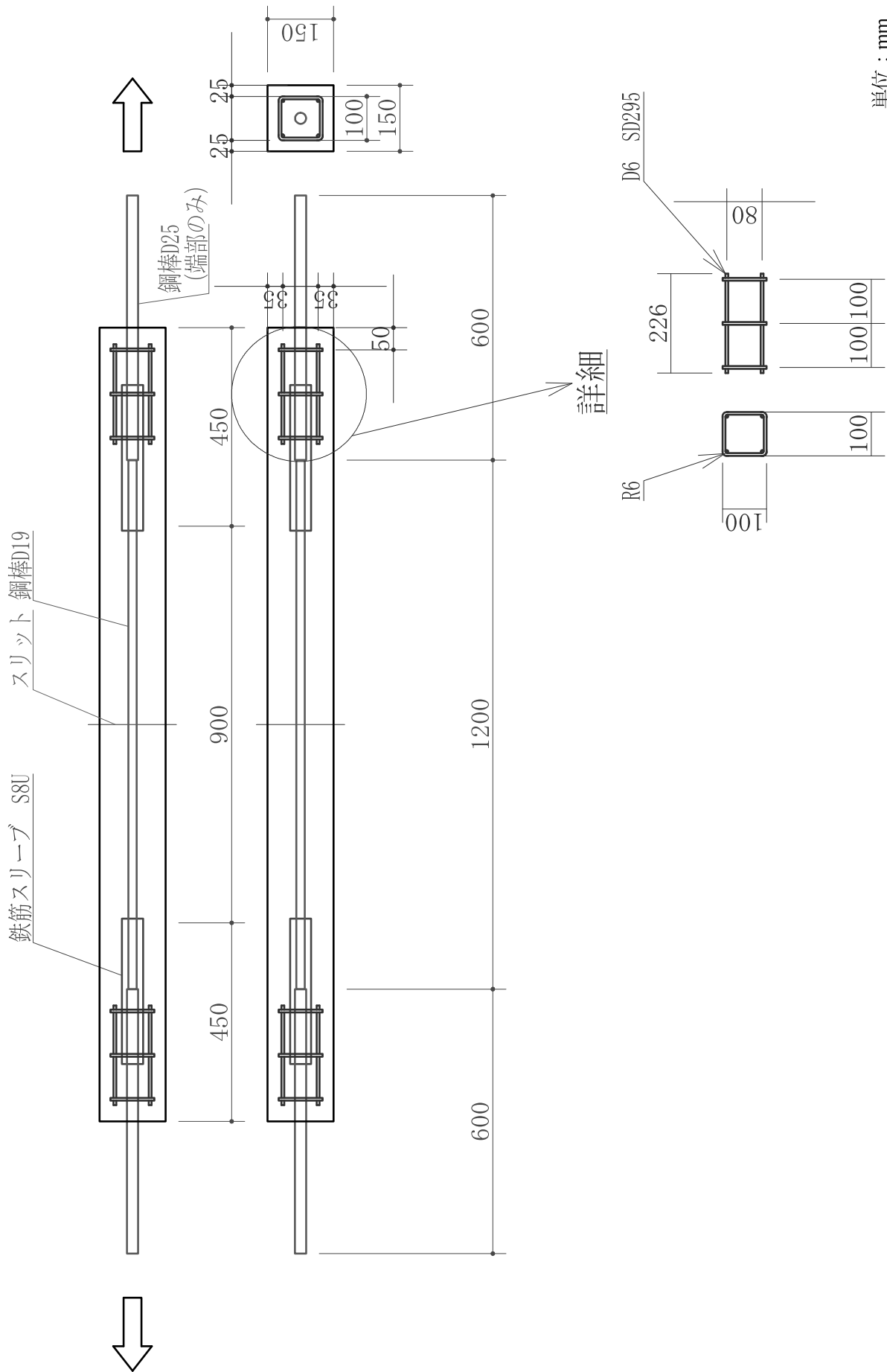
注) *1: 報告書(I)に記載した試験結果のうち、連続繊維シートの45°面内せん断試験結果による。

*2: 報告書(I)に記載した試験結果のうち、含浸樹脂の引張試験結果による。

2.3 供試体の製作

供試体の配筋と形状寸法を図-2.3.1 に示す。また、図-2.3.2～8 に、配筋からコンクリート打設までの状況を示す。全体の形状寸法及び中心の鉄筋は、前述のとおりである。既往の文献^{2),3)}と同様に、コンクリート端部付近の割裂によるひび割れや破壊を避けるため、主鉄筋の周囲に D6 の帯鉄筋を配置するとともに、連続繊維シートでコンクリート周囲を巻くように接着した。供試体中央には、スリットとして、コンクリートとの付着や吸水がごく軽微であると考えられる、厚さ 1mm のプラスチック板を配置した。スリットと主鉄筋の交差部の隙間は厚さ 0.05mm の薄いテープをプラスチック板の両面に貼ることで仕切った。コンクリートを打設した後、室内で湿布養生を行い、材齢 4 日で脱型を行った。

その後、コンクリートの材齢 10 日で連続繊維シートの施工を行った。まずコンクリートの表面処理とプライマーの塗布を行い、続いてパテの塗布、連続繊維シートの樹脂含浸作業を行った。軸方向に連続繊維シートを接着した後に、端部の連続繊維シートを巻き付けた。連続繊維シートの施工は、技術者の違いによる技量の差をなくすため、アラミド繊維シート、炭素繊維シートともに施工の経験がある同一の技術者によって行った。



単位：mm

図-2.3.1 供試体の形状寸法と配筋



図-2.3.2 型枠内のスリーブ周辺

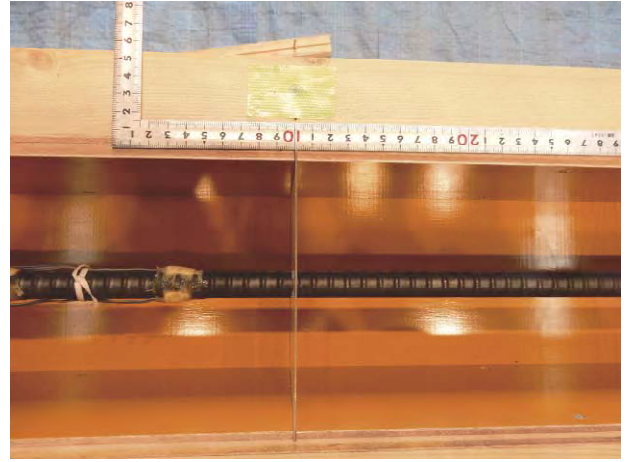


図-2.3.3 スリット周辺

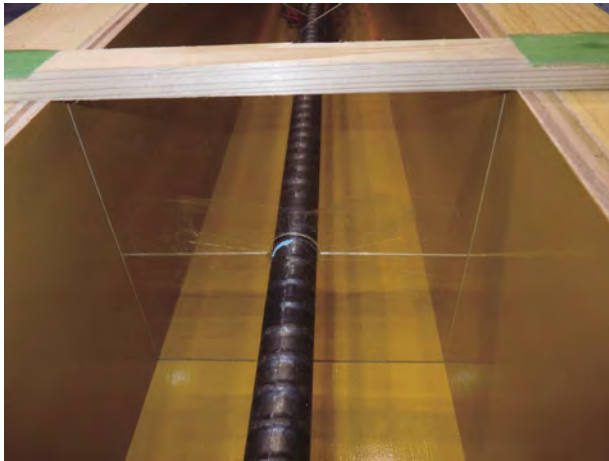


図-2.3.4 型枠内のスリットと鉄筋



図-2.3.5 スリットの鉄筋貫通孔と鉄筋の隙間を
厚さ 0.05mm の薄いテープで調整



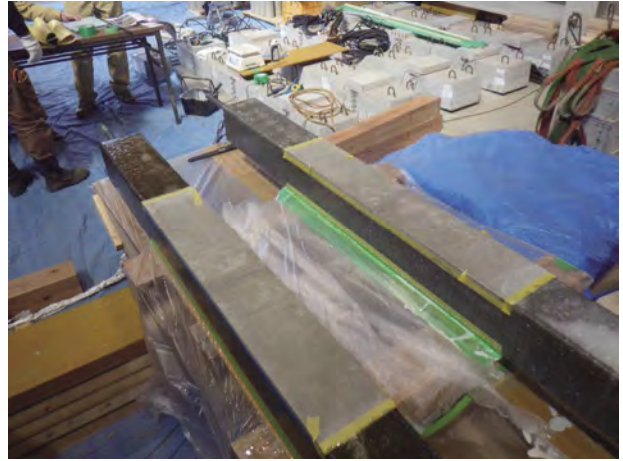
図-2.3.6 コンクリートの打設



図-2.3.7 打設時のスリット周辺



(a) 下地処理



(b) プライマー塗布



(c) 樹脂材料の施工量管理



(d) パテの施工



(e) 連続繊維シート施工



(f) 連続繊維シート端部定着の巻き付け

図-2.3.8 連続繊維シートの施工

2.4 半割鉄筋及び連続繊維シートのひずみデータの欠損

後掲の図-3.3.1～3に示すように、いずれの半割鉄筋においても、内部のひずみデータは、欠損が多く、断続的なひずみ分布しか得られなかった。主たる原因としては、ひずみゲージとリード線を繋ぐイミド線を鉄筋から取り出す作業の中で、目視ではわかりにくいイミド線の表面の損傷による絶縁不良が生じたことが想定される。ただし、供試体 CF の SL+100～320mm (SL はスリット位置, 上方を+として示す) の鉄筋ひずみのデータは比較的良好であったことから、この付近のひび割れ前後の変化について 5.6 で述べる。

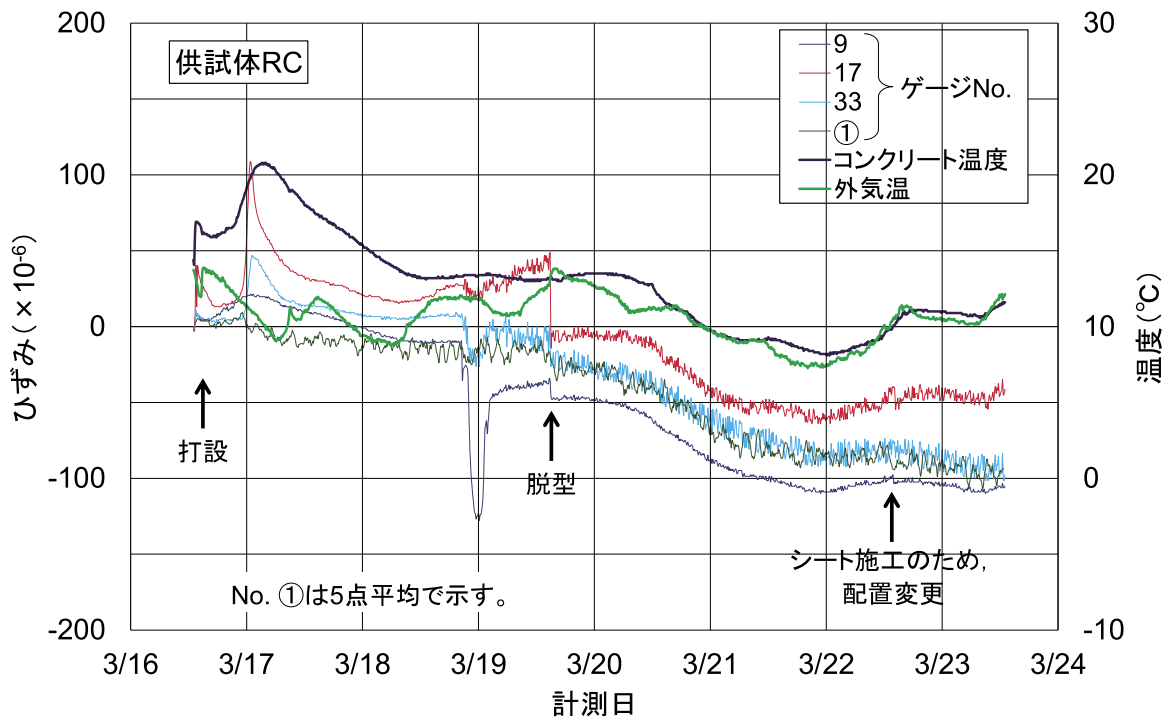
連続繊維シートのひずみデータは、概ね良好に得られていたが、供試体 AF, CF では A 面の SL+220mm のデータが、供試体 CFN では C 面の SL+160mm のデータが、機器の不具合のため、それぞれ欠損していた。

2.5 供試体製作時における鉄筋ひずみ

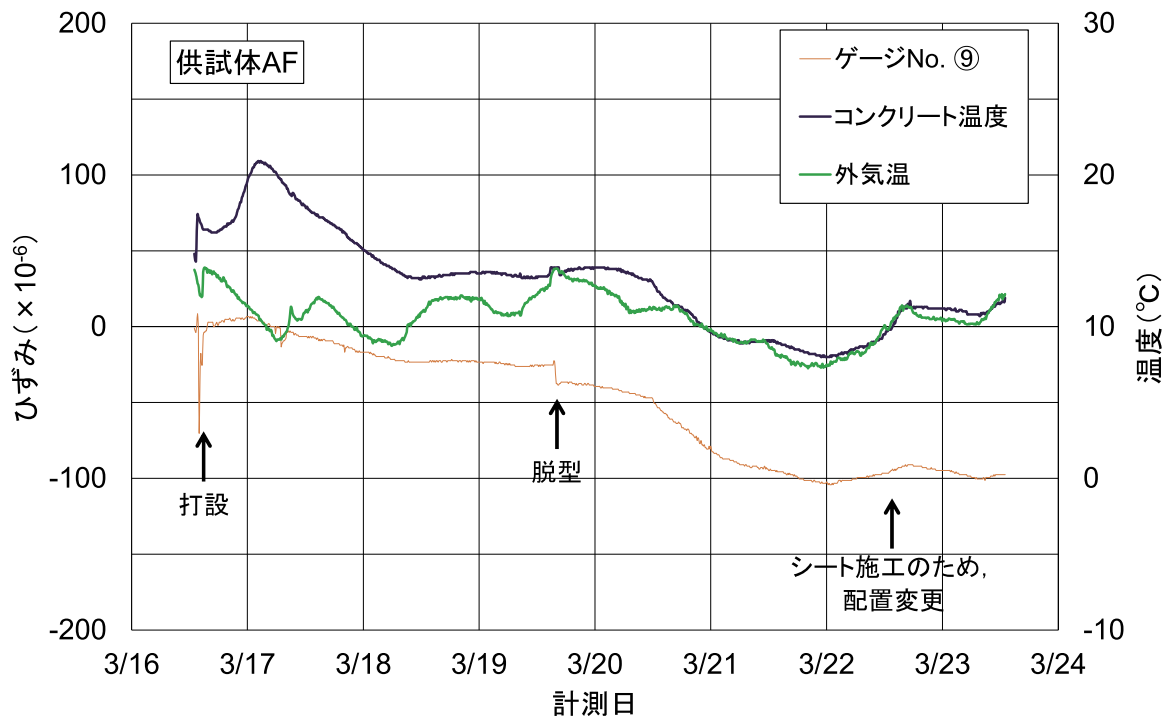
コンクリートの収縮ひずみと連続繊維シート施工に伴う収縮ひずみの程度を把握するため、コンクリートの打設時及び連続繊維シートの施工開始から、それぞれ 7 日間にわたり、鉄筋のひずみ変化を測定した。図-2.5.1 に、コンクリート打設後 7 日間の鉄筋ひずみ変化を示す。図中、打設した部屋の室温 (外気温) と、コンクリート中の温度変化も併せて示す。凡例のうち、ゲージ No. は、鉄筋のひずみゲージの番号である (後掲図-2.6.5 に示す)。このときの測定点は、貼り付けたひずみゲージのうちの一部のみとした。また、半割鉄筋の内部のひずみゲージは、前述のとおり、データの不安定な点が少なからず見られたので、極端に値が安定しない点はこれらの図から削除した。また、ノイズの著しいデータについては、5 点平均で示した。これらの結果のうち、ゲージ No. 17 及び No. ⑩は、スリットの位置であり、理屈ではコンクリートの収縮の影響が出ない位置と考えられ、ひずみ変化の傾向も他の位置と大きく異なっていた。また、脱型時等で供試体を動かす可能性があるときに、ひずみが大きくシフトする事例が見られた。連続繊維シート施工前であり、この位置では鉄筋のみで両側のコンクリートブロックがつながっている状態なので、このときに若干の負荷がかかった可能性があると考えられる。

コンクリート内部の半割鉄筋のひずみについては、コンクリートの硬化時の温度上昇が停止するとともに、コンクリートの収縮が始まり、それから 4 日後に概ね収縮 100×10^{-6} 程度で落ち着く傾向が見られた。一方、比較のため用意した普通鉄筋の場合 (供試体 CFN) は、4 日目以降の収縮ひずみが $50 \sim 80 \times 10^{-6}$ 程度であった。

同様に、図-2.5.2 に、連続繊維シートの施工開始から 7 日間の鉄筋ひずみ変化を示す。連続繊維シート施工時には、コンクリートの収縮の影響は残留分のみと考えられる。スリット位置のひずみゲージと、供試体 CF のゲージ No. 33 を除くと、連続繊維シートの施工開始から 7 日間のひずみ変化は、若干の温度変化の影響を伴うものの、ひずみは概ね 0 に近い $\pm 20 \times 10^{-6}$ の範囲であった。スリット位置のひずみゲージ No. 17 及び No. ⑩のひずみ変化は、コンクリートの温度変化とよく一致する傾向が見られた。また、供試体 CF のゲージ No. 33 の値は、スリット位置のひずみ変化に近い傾向が見られた。No. 33 の近くで目に見えない、あるいは内部でひび割れが生じていた可能性もあると考えられる。

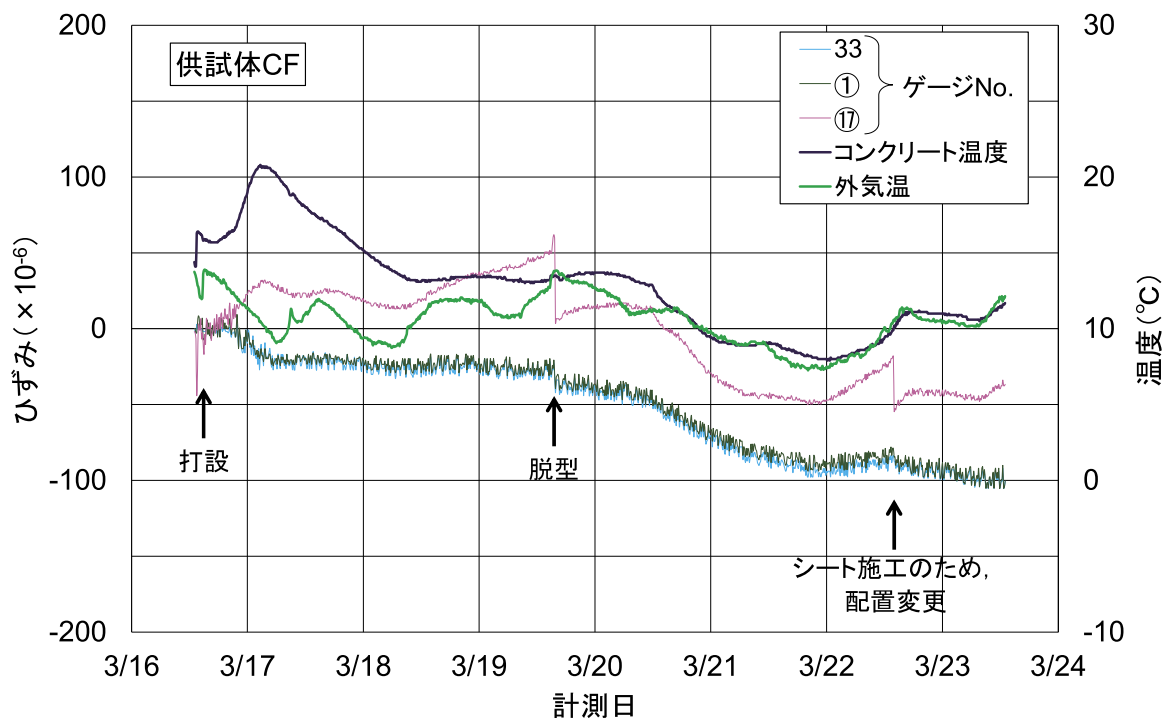


(a) 供試体 RC

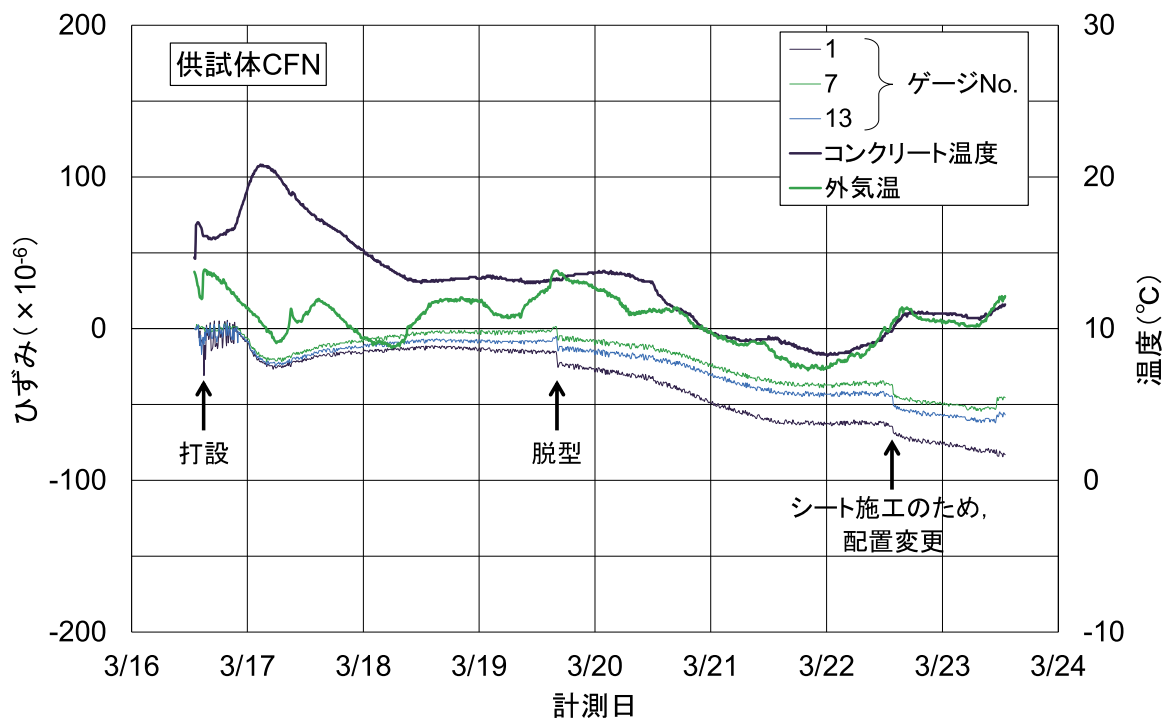


(b) 供試体 AF

図-2.5.1 コンクリート打設後7日間の鉄筋ひずみ変化

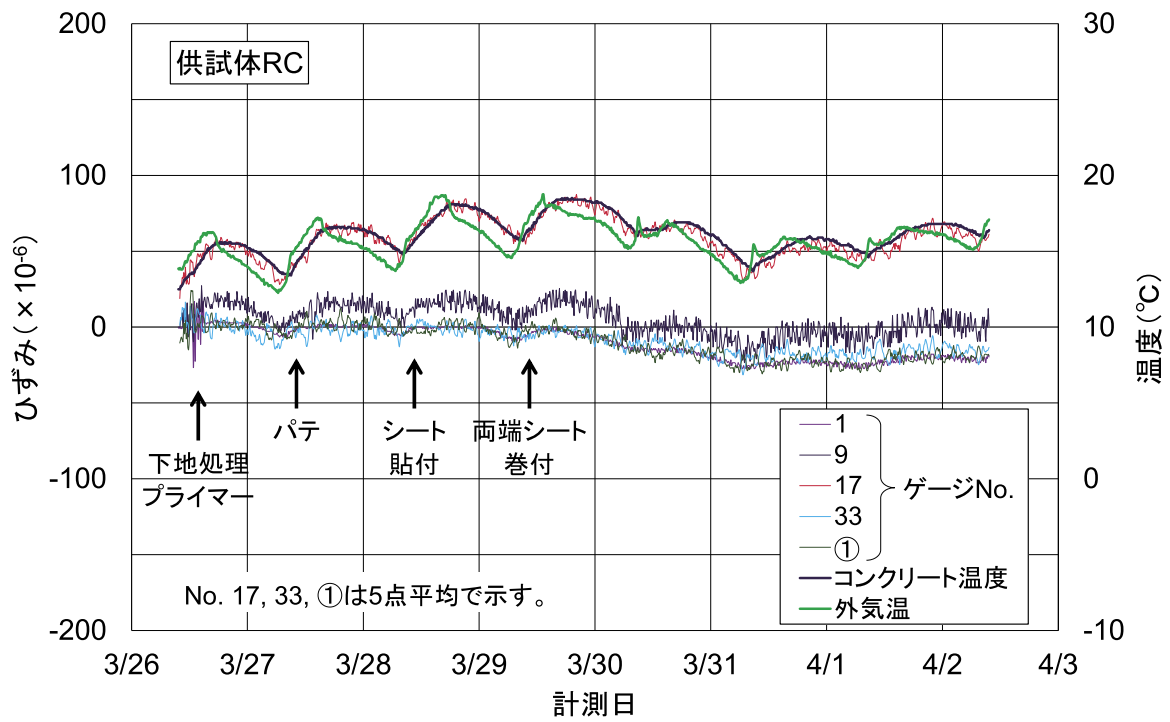


(c) 供試体 CF

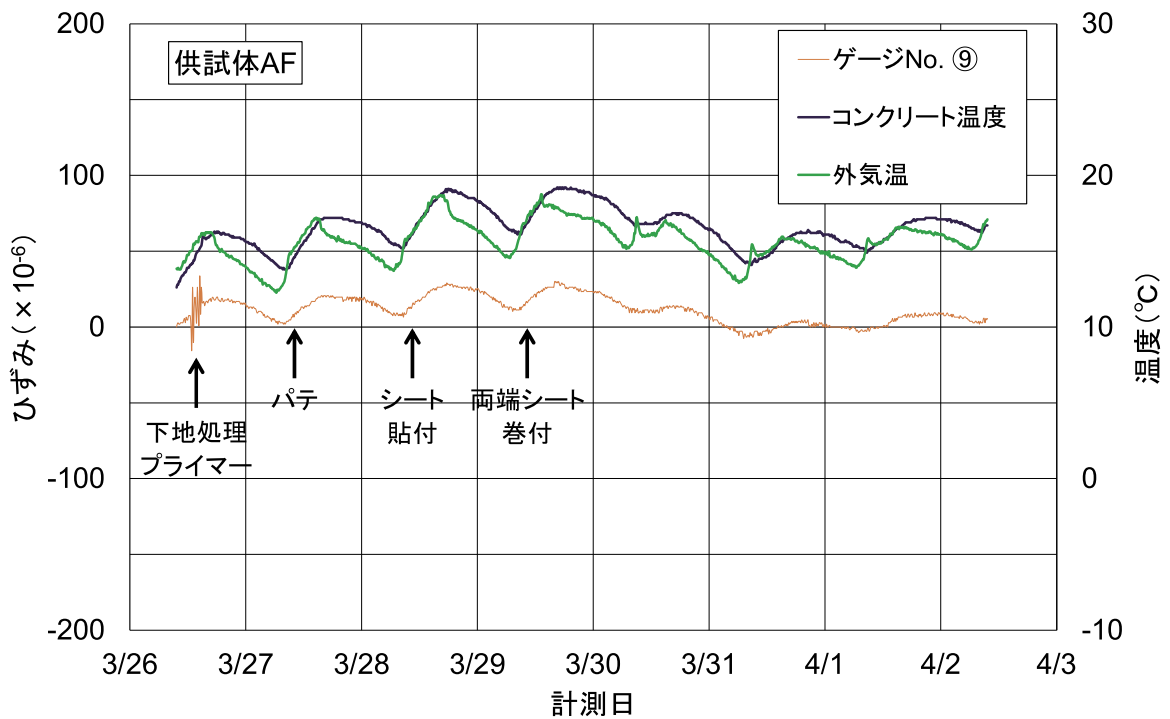


(d) 供試体 CFN

図-2.5.1 コンクリート打設後7日間の鉄筋ひずみ変化 (つづき)

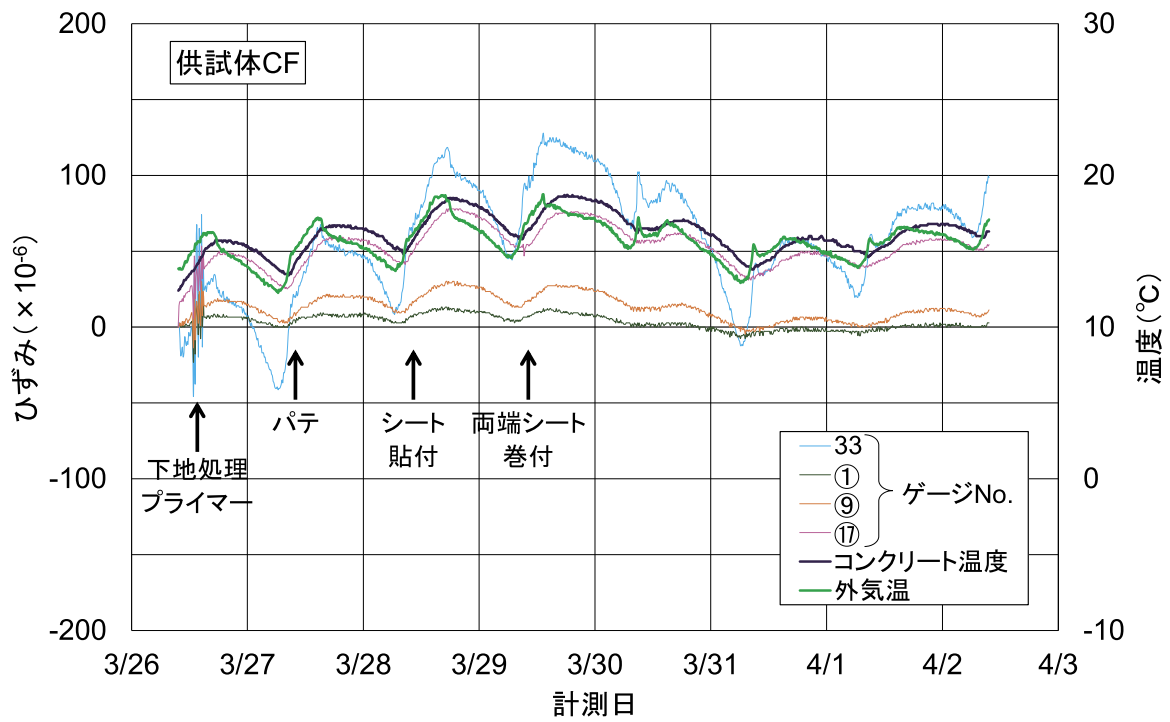


(a) 供試体 RC

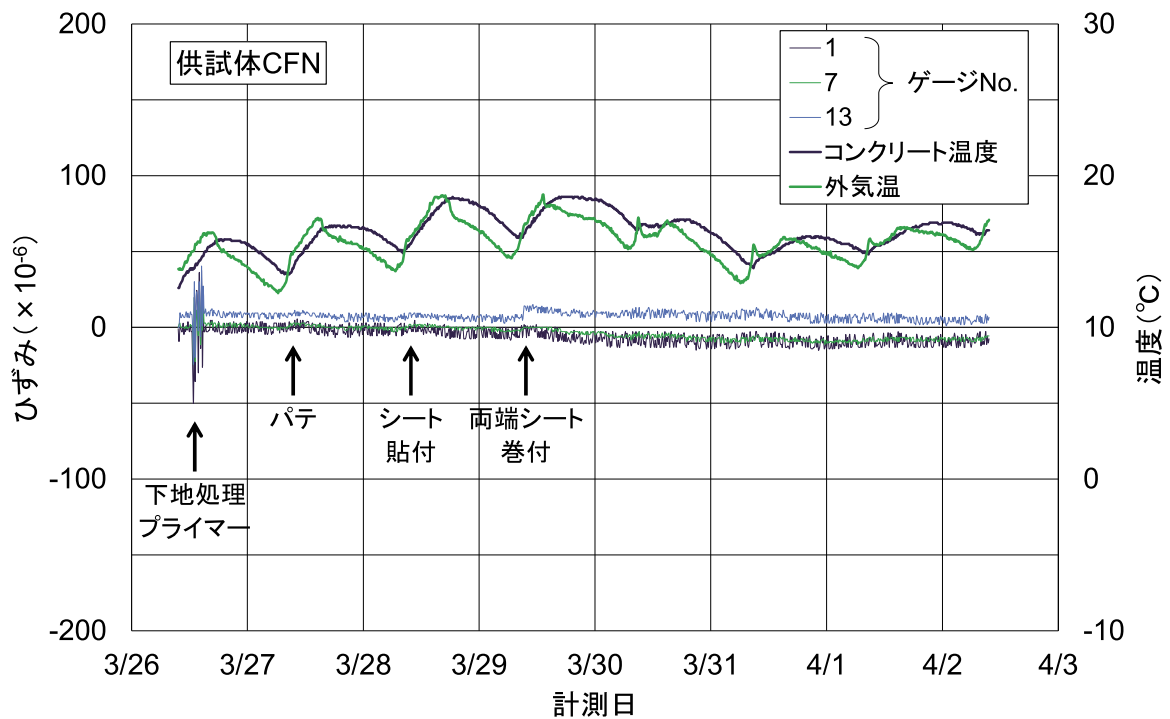


(b) 供試体 AF

図-2.5.2 連続繊維シート施工開始から7日間の鉄筋ひずみ変化



(c) 供試体 CF



(d) 供試体 CFN

図-2.5.2 連続繊維シート施工開始から7日間の鉄筋ひずみ変化 (つづき)

2.6 載荷方法

一軸引張試験は、土木研究所の 2000 kN 万能試験機を使用して静的に荷重を載荷した。図-2.6.1～3 に載荷方法と試験の状況を示す。供試体の両端から突出した鉄筋を油圧チャックで固定した。載荷速度は $2 \text{ N/mm}^2/\text{s}$ 程度で概ね一定とした。鉄筋降伏までは 10 kN ごとに、一旦 5 kN まで除荷を行い、徐々に荷重を上げた。供試体 AF, CF 及び CFN は、連続繊維シートの破断が生じるまで荷重を増加させた。連続繊維シートのない供試体 RC は、鉄筋が降伏した後は、変位 11.8 mm で載荷を終了した。試験中は、鉄筋及び連続繊維シートのひずみ、パイ型変位計による軸方向変位を、データロガーを用いて 100 Hz で測定した。図-2.6.4～6 に、ひずみゲージ及びパイ型変位計の設置位置を示す。供試体 RC, AF, CF の鉄筋のひずみゲージ、及び供試体 AF, CF, CFN の連続繊維シートのひずみゲージは、コンクリートとの付着や剥離の状況を把握するため、軸方向に 20 mm 間隔で設置した。ひずみゲージは、いずれも T 社製 FLA-5-11 を用いた。ただし、半割鉄筋に用いるひずみゲージのリード線は、1 m の $\phi 0.18 \text{ mm}$ ポリイミド線とした（同 FLA-5-11-1LE）。

試験中、供試体に生じたコンクリート表面に見られるひび割れを目視で確認した。

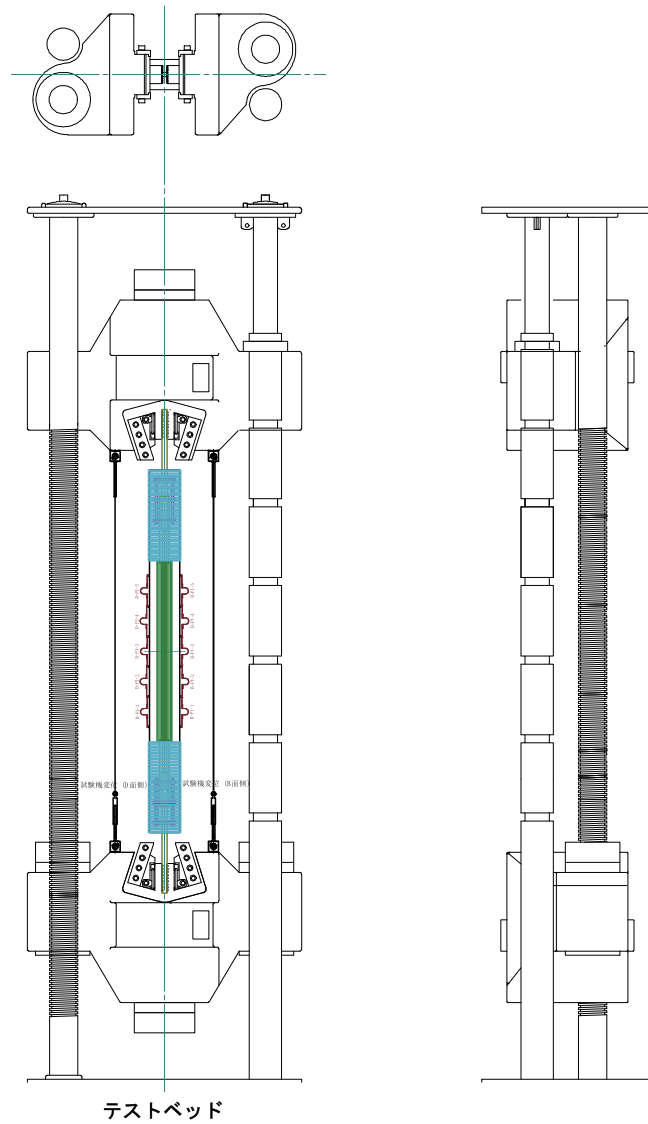


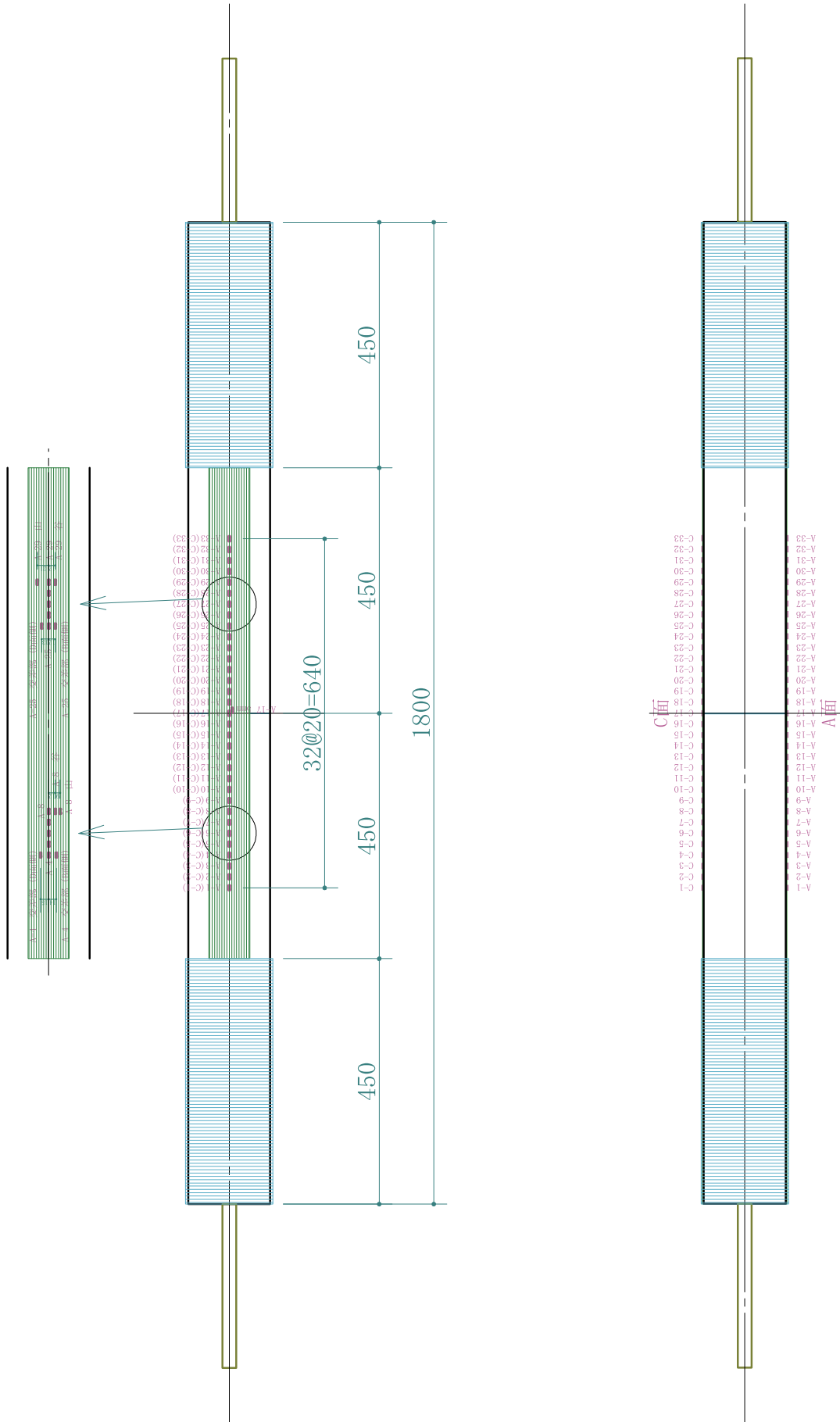
図-2.6.1 荷重方法



図-2.6.2 連続繊維シートが接着された面 (A面)

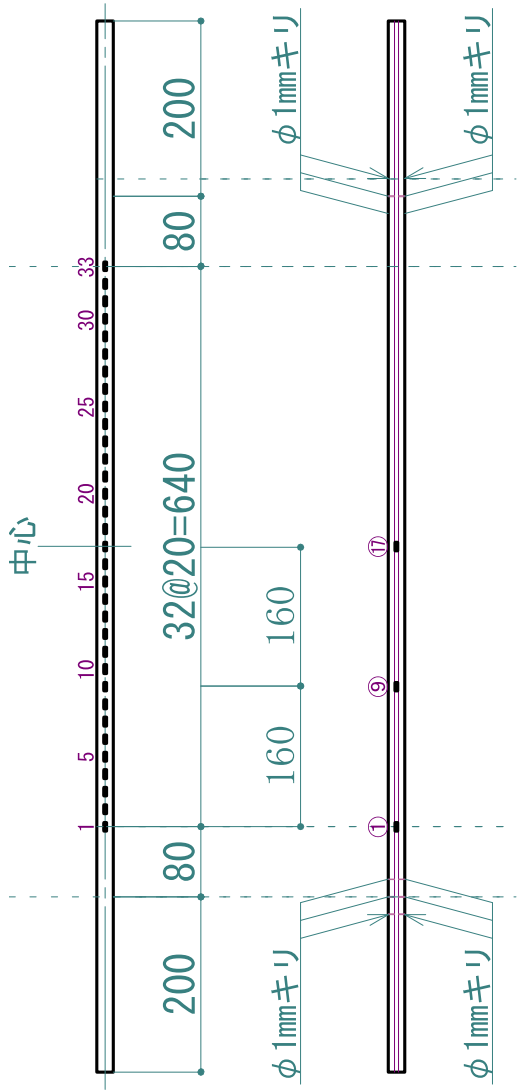


図-2.6.3 連続繊維シートが接着されていない面 (B面)



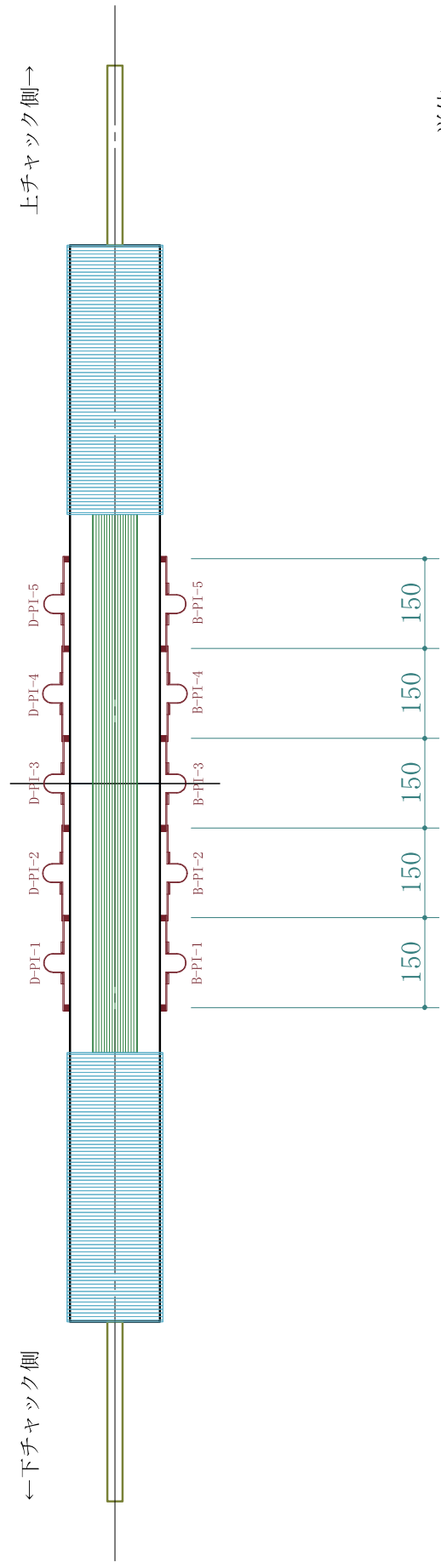
単位 : mm

図-2.6.4 連続繊維シートのみずみゲージ設置位置



単位：mm

図-2.6.5 鉄筋のひずみゲージ設置位置



単位：mm

図-2.6.6 パイ型変位計の設置位置

3. 試験結果

3.1 荷重－変位関係

図-3.1.1 に各供試体における引張荷重と軸方向変位の関係を示す。この図に示す軸方向変位は、軸方向に連続して設置した5つのパイ型変位計の変位を合計した値であり、2面の平均値を示した。スリットを中心に、750 mmの範囲の変位を測定した。これらの荷重－変位関係から得られる主な試験結果を表-3.1.1に示す。

供試体 RC については、鉄筋降伏後ある程度載荷した後、破断前に除荷した。この図に示す実測変位は、鉄筋のみで荷重を負担するとした計算値よりも大きいことから、750 mmの測定範囲で平均的な変位が適切に測定できていないと思われる点が見られた（異なる測定範囲で整理した結果は3.5に示す）。

供試体 AF と CF は、いずれもスリットから上下260～280 mm程度離れた2箇所、同程度の荷重でコンクリートのひび割れが発生した。それらのひび割れ発生後も、鉄筋と連続繊維シートのみが荷重を負担するとした場合の計算値よりも荷重が大きく、コンクリートの負担分が残っていたと考えられる。鉄筋降伏後も、連続繊維シートの負担により荷重が増加し、それぞれの連続繊維シートの弾性係数に応じた荷重－変位の関係が見られた。また、いずれも同等の耐力が得られる程度の補強量としていたとおり、両者ともに約280 kNで連続繊維シートの破断により終局となった。連続繊維シートが接着された場合の鉄筋の降伏荷重はCFの方がAFに比べてやや大きく、破断時の伸びはAFの方がCFに比べて大きい傾向であった。

供試体 AF, CF は、降伏後、普通鉄筋の供試体 CFN に比べて早い段階で、コンクリートの負担分がなくなる傾向が見られた。後述するひずみ分布の結果では、供試体 AF, CF, CFN はそれぞれ126 kN, 129 kN, 130 kNで鉄筋が降伏した。供試体 RC は、鉄筋のひずみ分布がほとんど得られなかったが、計算降伏荷重104 kNで概ね降伏したと考えられる。補強された供試体はいずれも、荷重200 kNを超えてから荷重－変位の勾配がさらに小さくなっていた。試験後の観察から連続繊維シートの端部を固定するために巻き付けた連続繊維シートの部分も浮きが認められ、この部分の固定が緩んだことによって、荷重－変位の勾配がさらに小さくなったものと推察される。

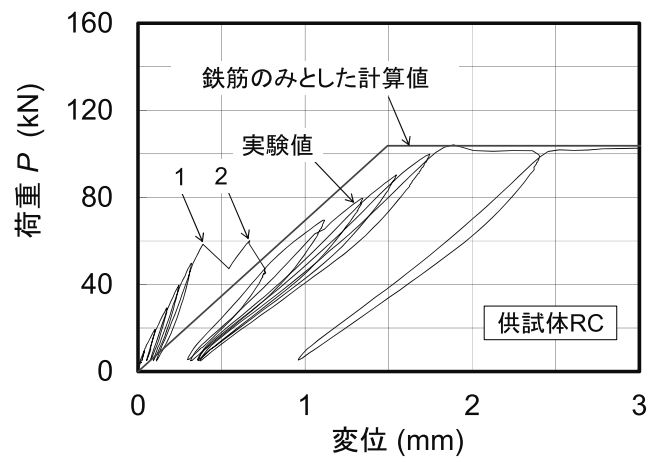
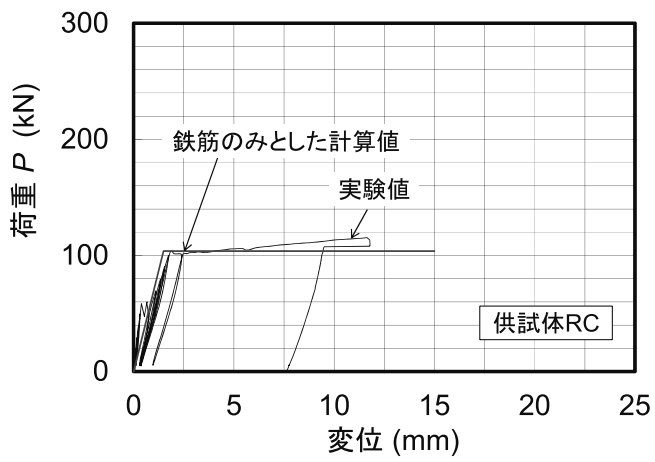
表-3.1.1 荷重－変位関係から得られた主な試験結果

(単位：kN)

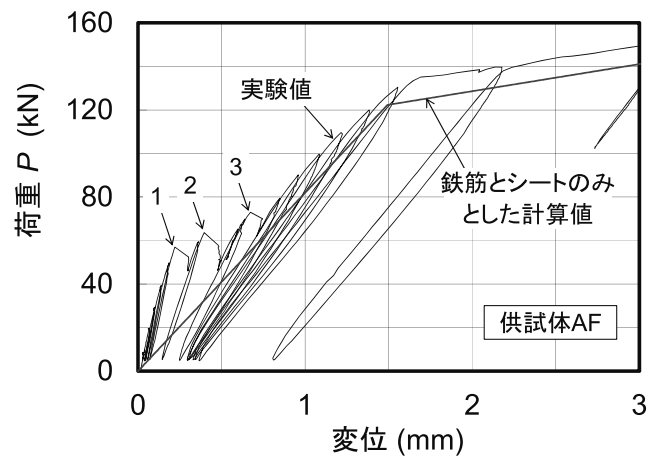
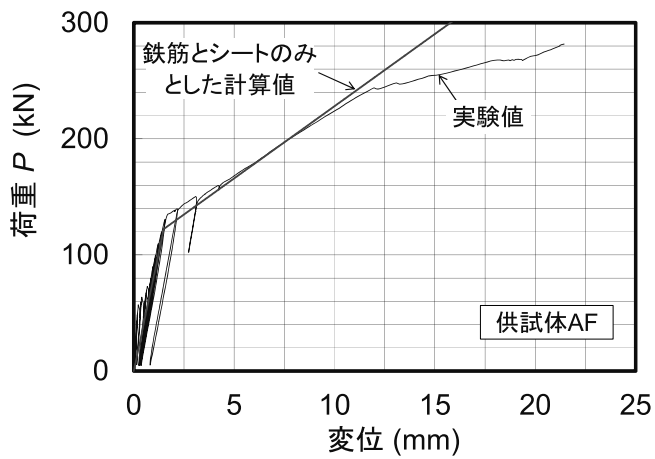
供試体	ひび割れ荷重	鉄筋降伏荷重		最大荷重
		実験値	計算値	
RC	58	104 (1.00)	104	115 *
AF	57	135 (1.11)	122	282
CF	53	139 (1.09)	127	283
CFN	58	149 (1.12)	133	299

注) ()内の数値は計算値に対する比

*) 鉄筋降伏後、変位11.8 mmで終了した。

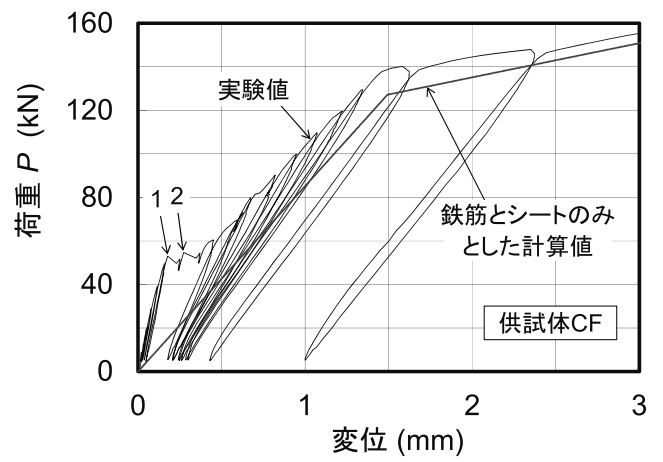
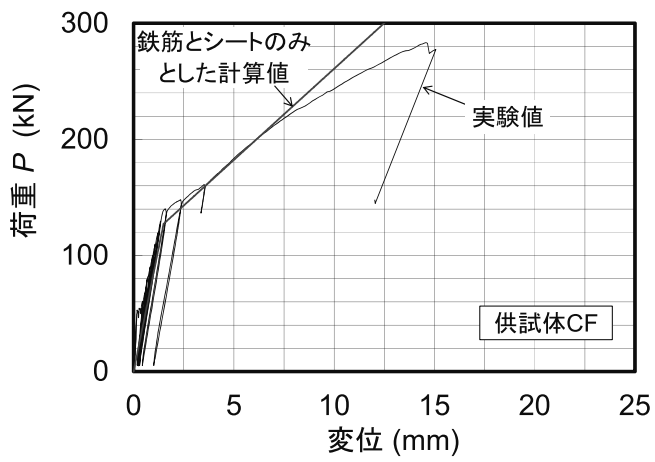


(a) 供試体 RC

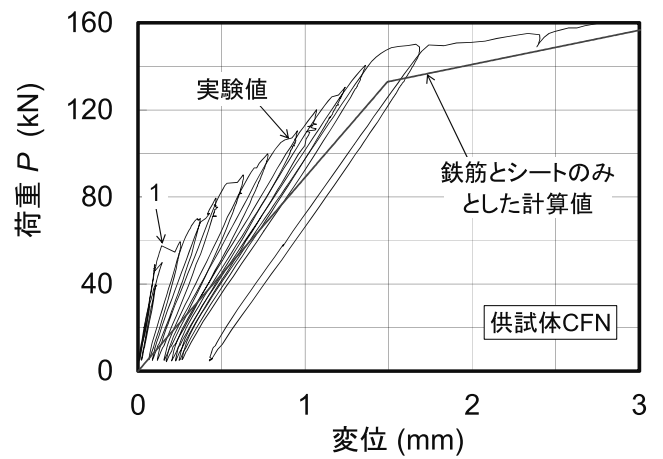
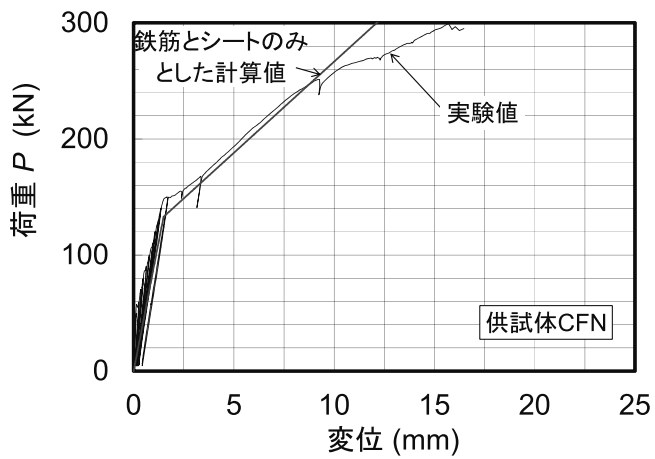


(b) 供試体 AF

図-3.1.1 荷重—変位関係
(右図は左図の拡大)



(c) 供試体 CF



(d) 供試体 CFN

図-3.1.1 荷重—変位関係 (つづき)

(右図は左図の拡大)

3.2 ひび割れ性状

図-3.2.1～3 に、各供試体におけるコンクリートのひび割れ発生時、鉄筋降伏前、鉄筋降伏時それぞれのひび割れ性状を示す。また、図-3.2.4～7 に、載荷中における各供試体のひび割れ等の変状を示す。供試体 AF では、58 kN でスリットから下側の 280 mm の位置に初期ひび割れが生じた。その後、64 kN で上側の 260 mm の位置にひび割れが生じた。さらに載荷を行ったところ、生じたひび割れの外側（定着具側）にさらなるひび割れが生じた。供試体 CF では、54 kN でスリットから上側に 270 mm の位置に初期ひび割れが生じ、その後 56 kN で下側の 280 mm の位置にひび割れが生じた。いずれの供試体も、その後の載荷で、さらに複数のひび割れが生じた。

無補強の供試体 RC では、58 kN でスリットから下側の 350 mm の位置に初期ひび割れが生じ、次に同程度の荷重で上側の 290 mm の位置に同様のひび割れが生じた。さらに載荷を行ったところ、73 kN で上側の初期ひび割れから軸方向に伸びるひび割れが生じ、90 kN で上側の 350 mm の位置に初期ひび割れと平行なひび割れが生じた。無補強のケースでは、補強したケースと比べてスリットからのひび割れ間隔が広い結果となった。補強の有無によるひび割れ発生位置の違いについては 5.7 で述べる。

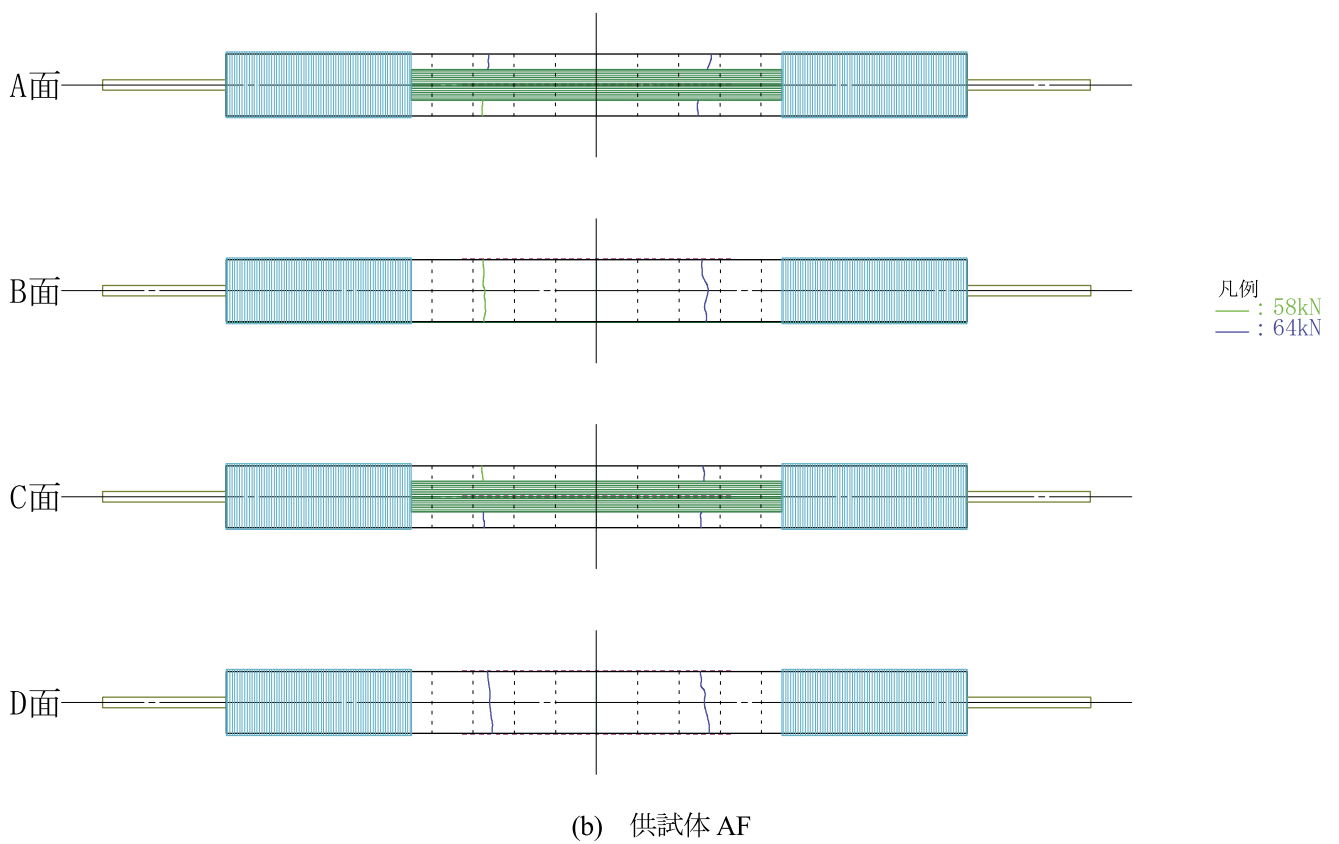
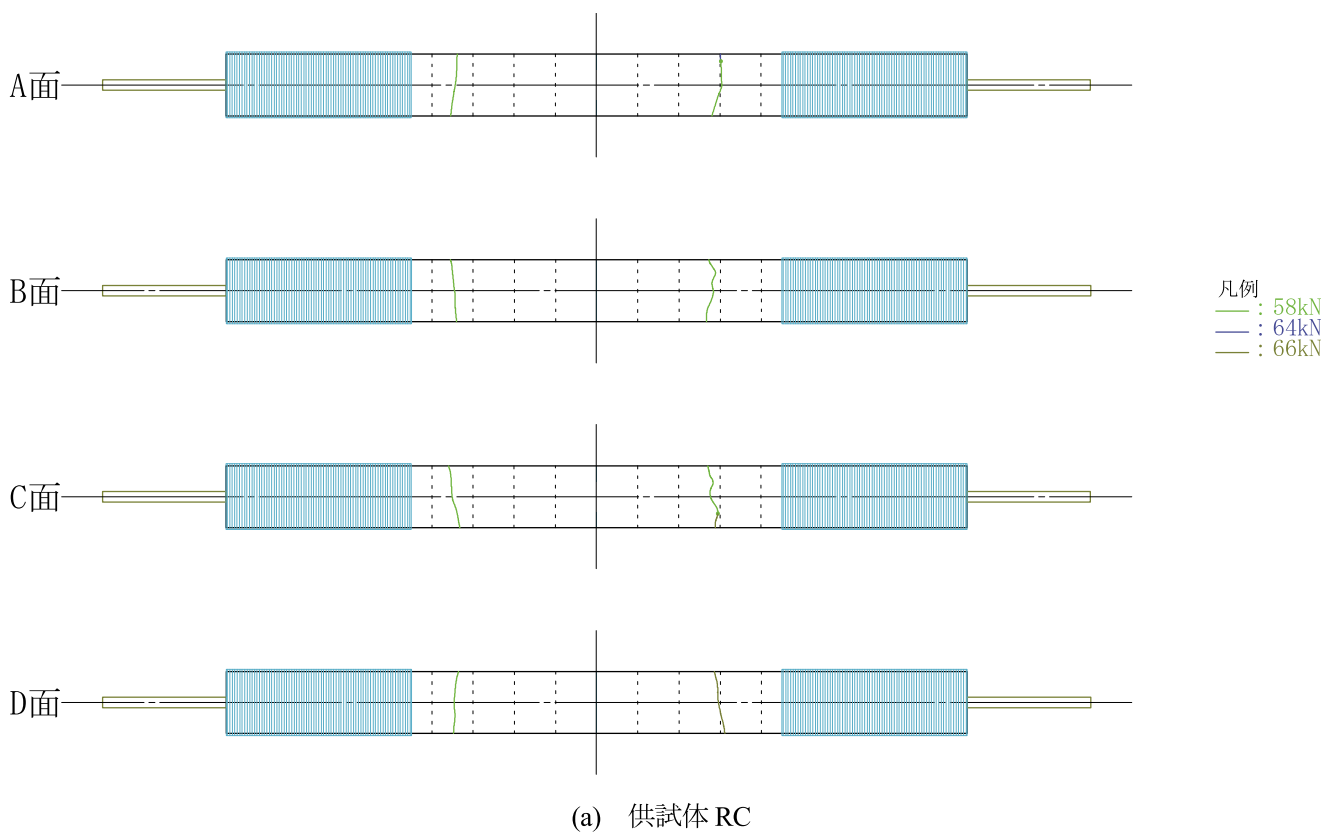


図-3.2.1 ひび割れ発生時におけるコンクリートのひび割れ発生状況

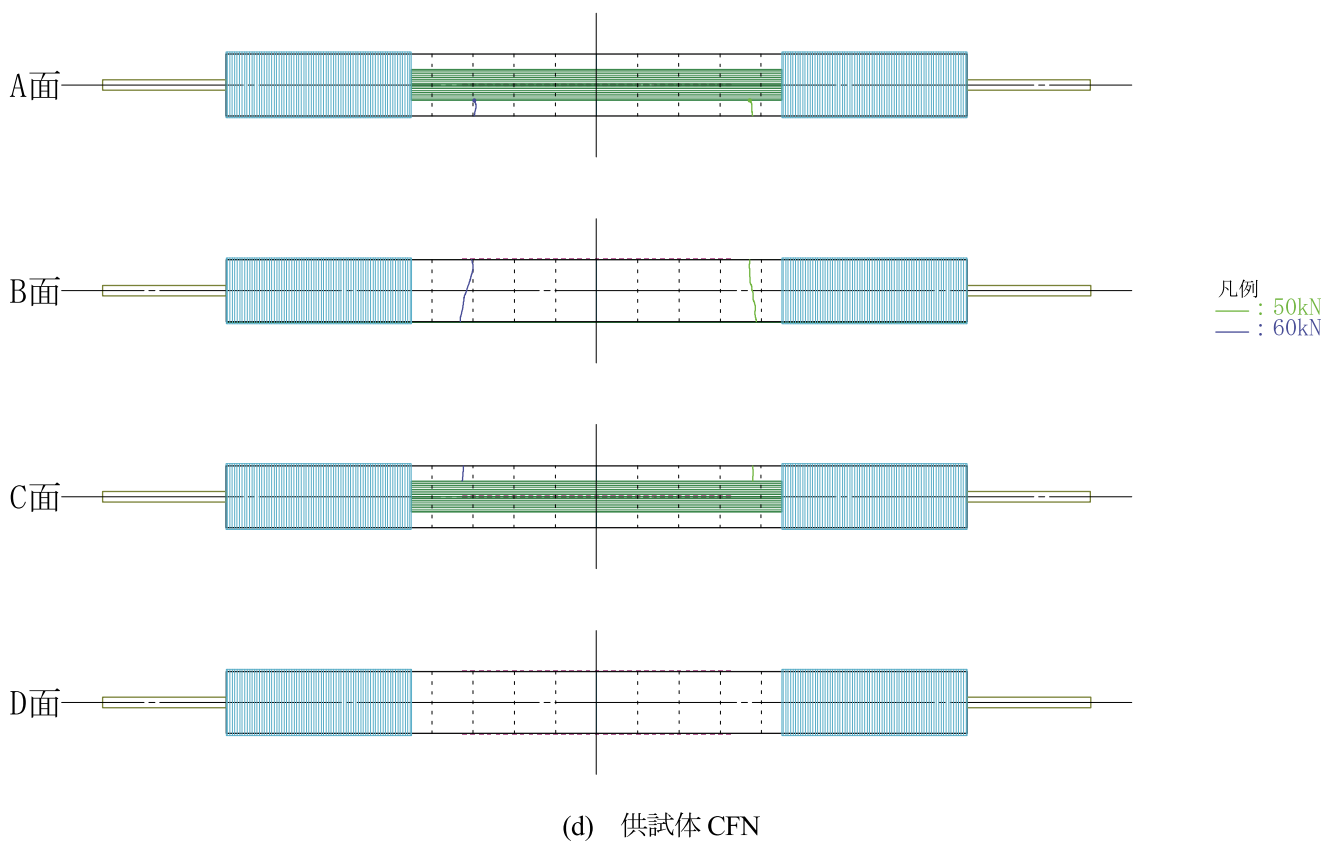
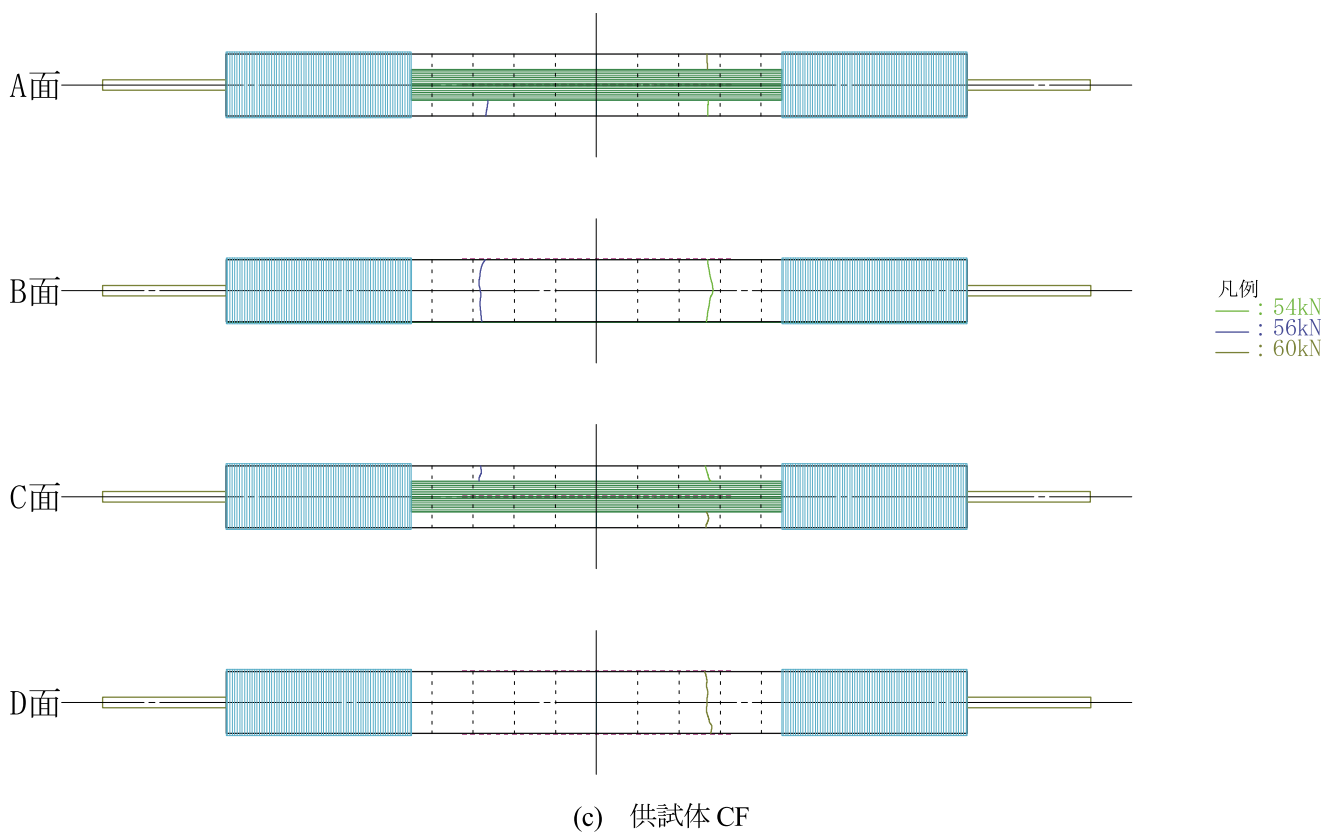


図-3.2.1 ひび割れ発生時におけるコンクリートのひび割れ発生状況（つづき）

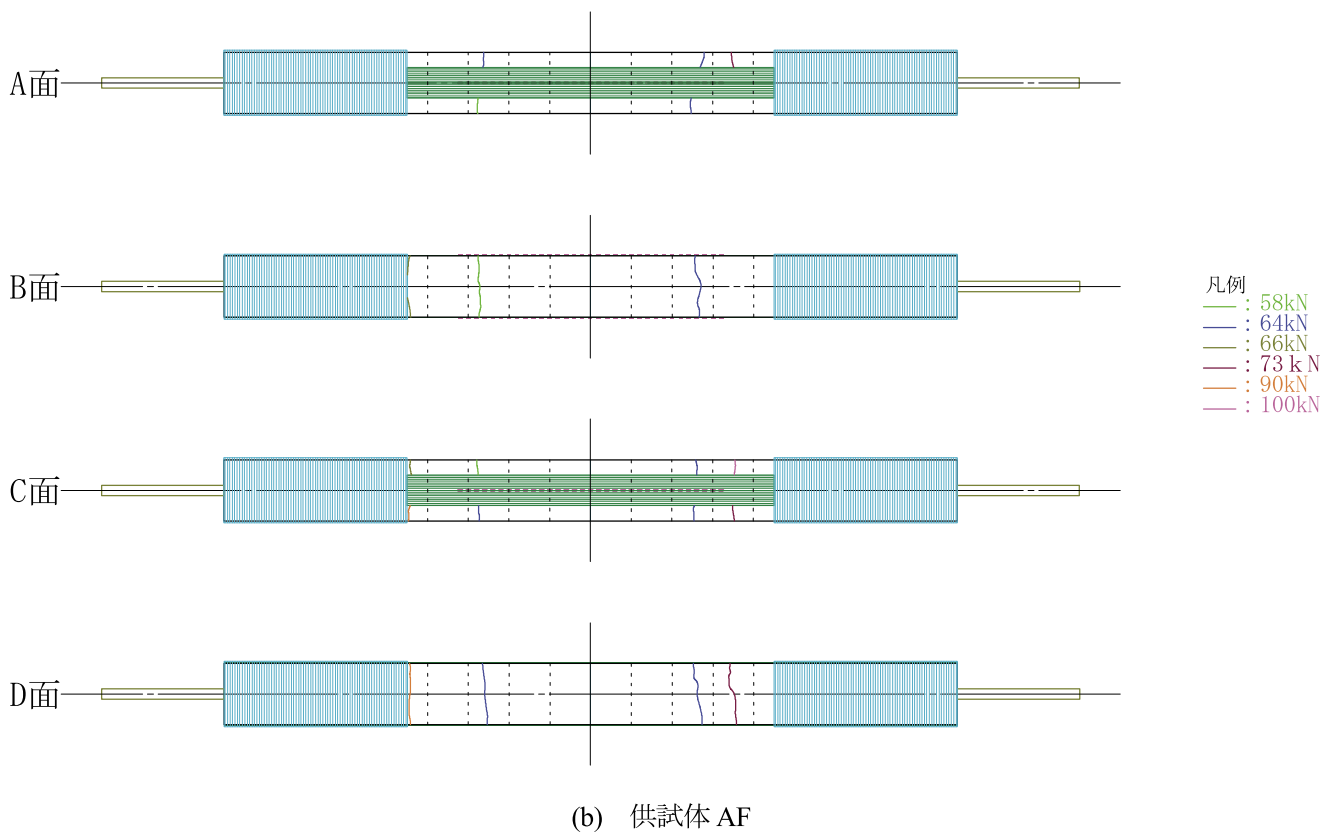
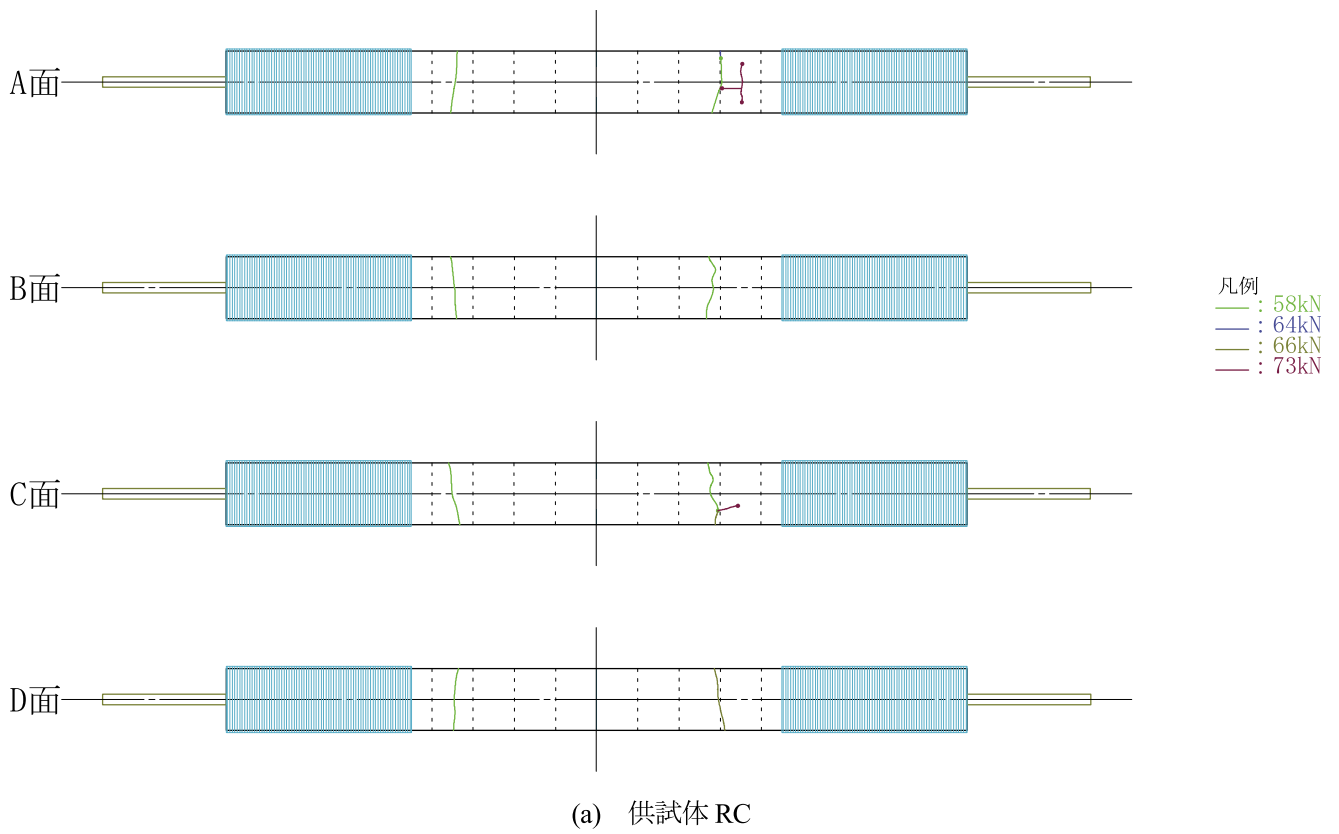


図-3.2.2 鉄筋降伏前におけるコンクリートのひび割れ発生状況

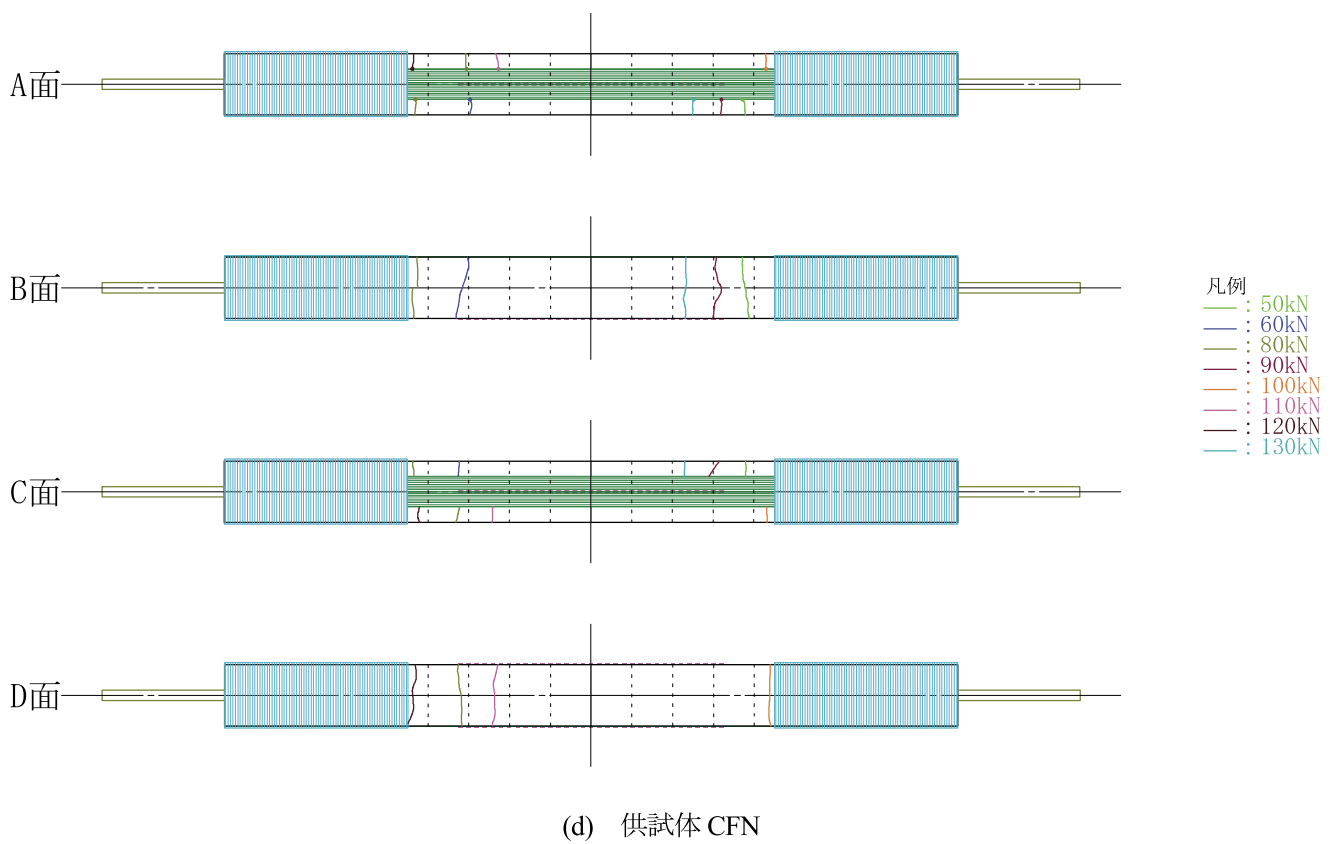
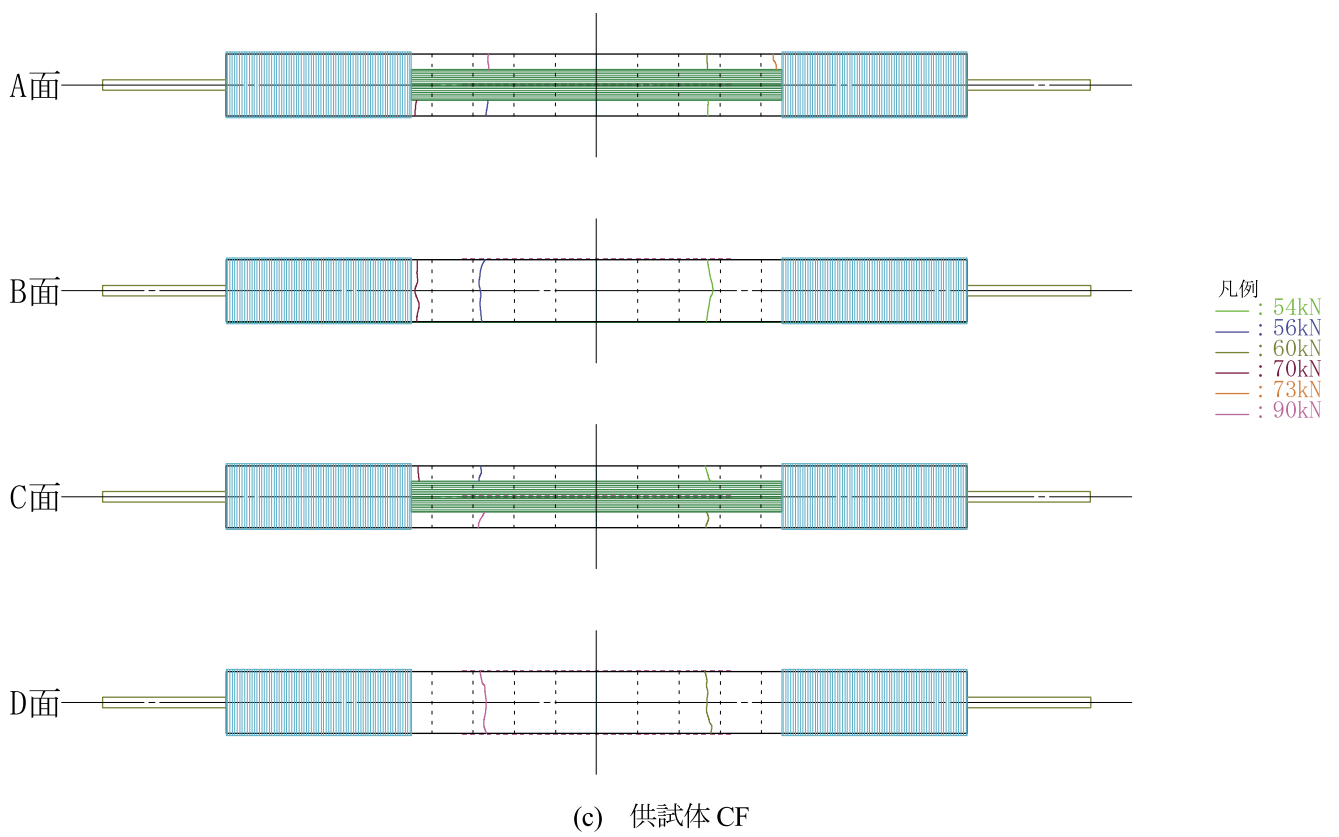


図-3.2.2 鉄筋降伏前におけるコンクリートのひび割れ発生状況 (つづき)

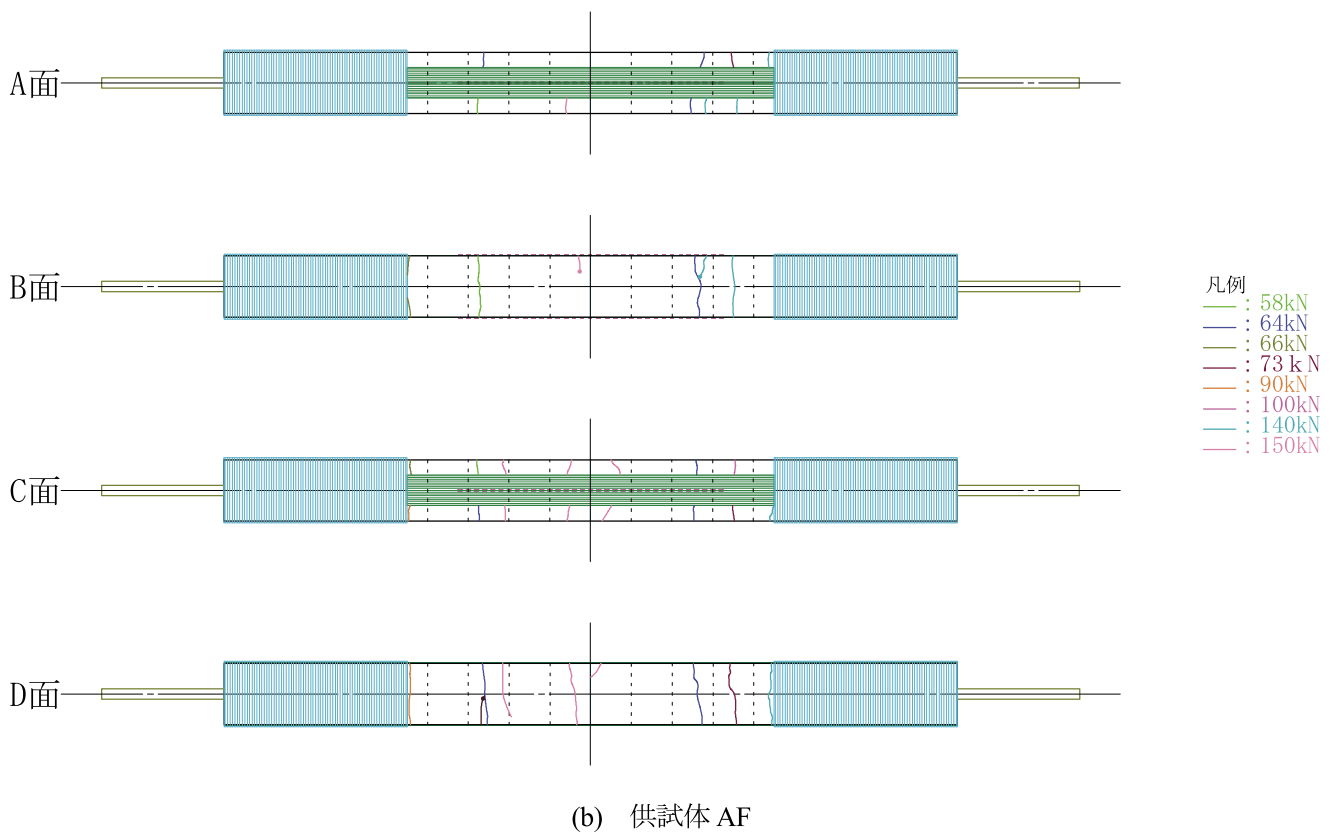
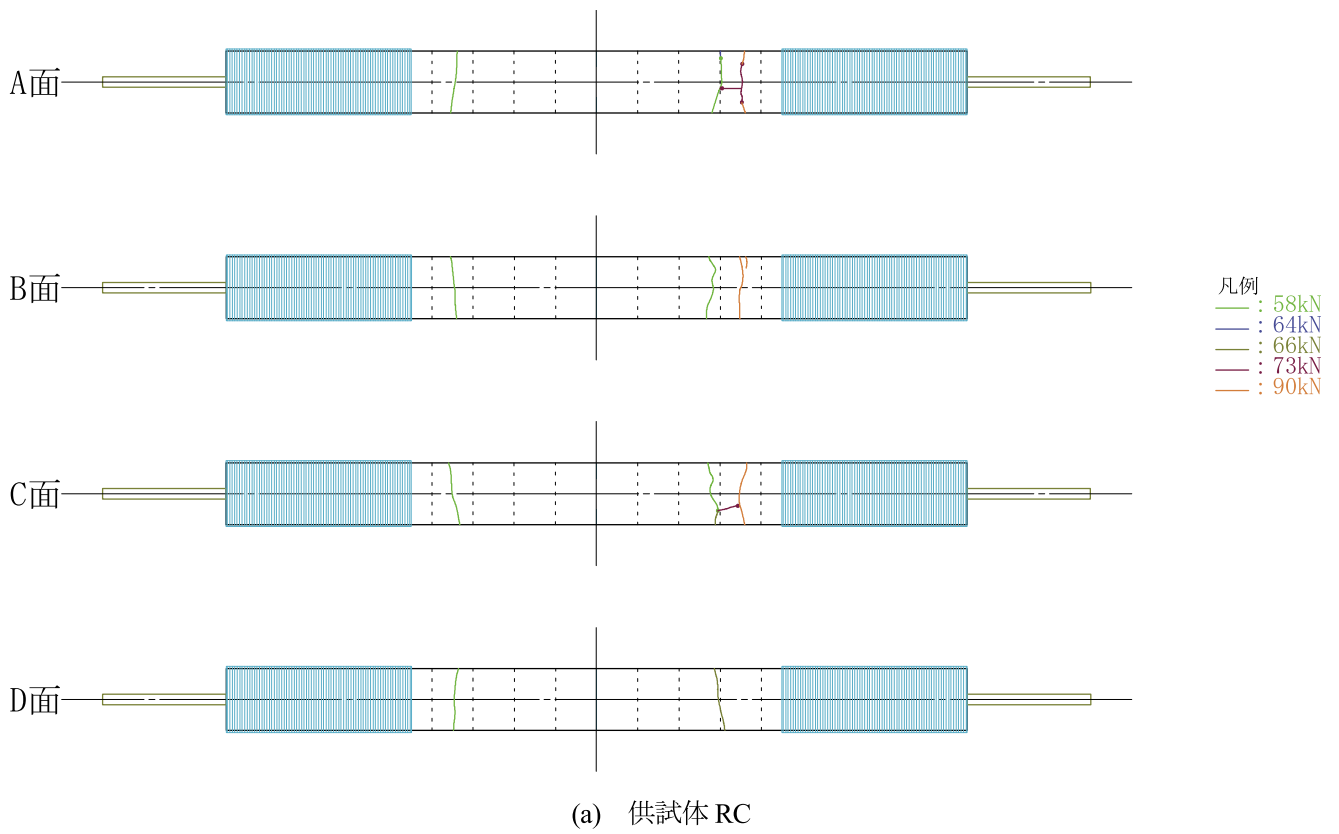


図-3.2.3 鉄筋降伏時におけるコンクリートのひび割れ発生状況

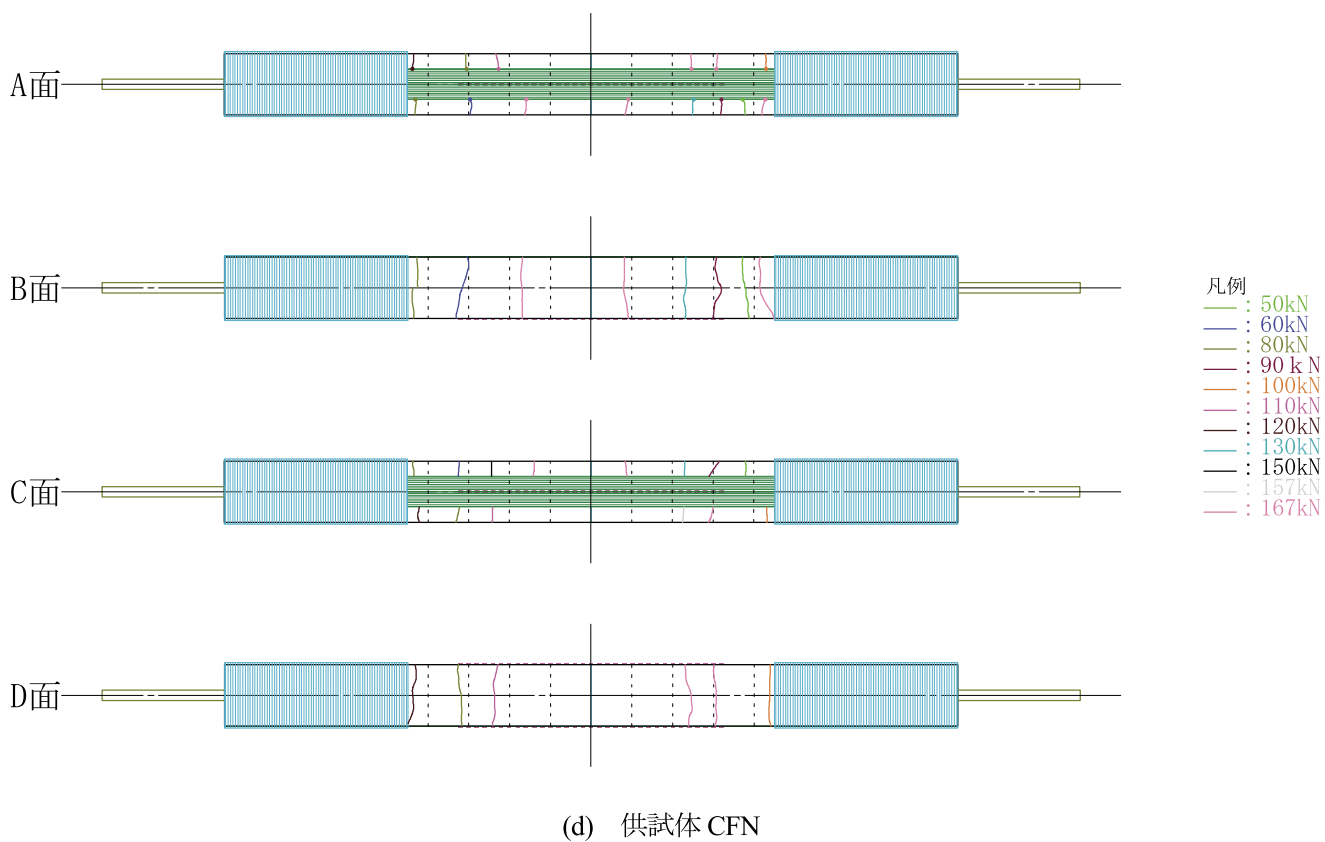
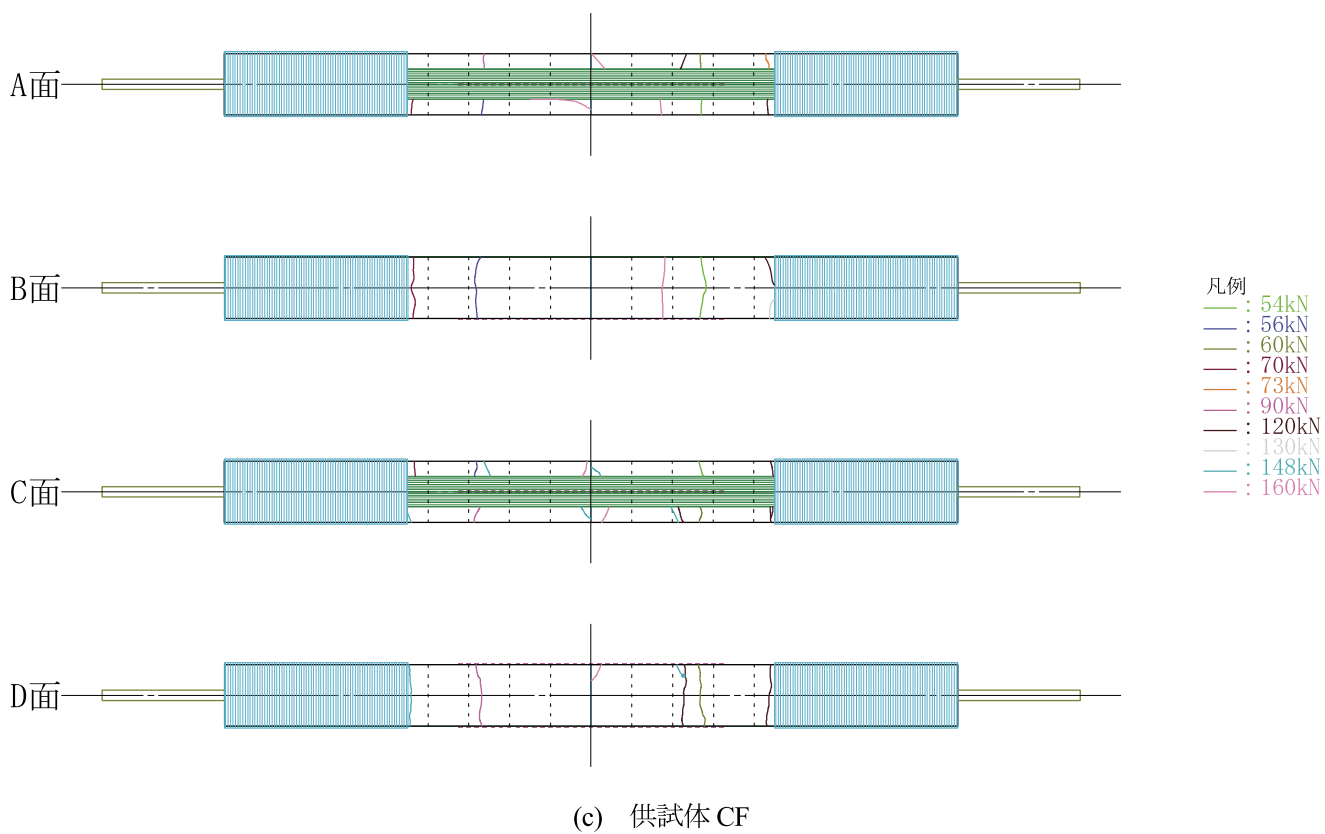
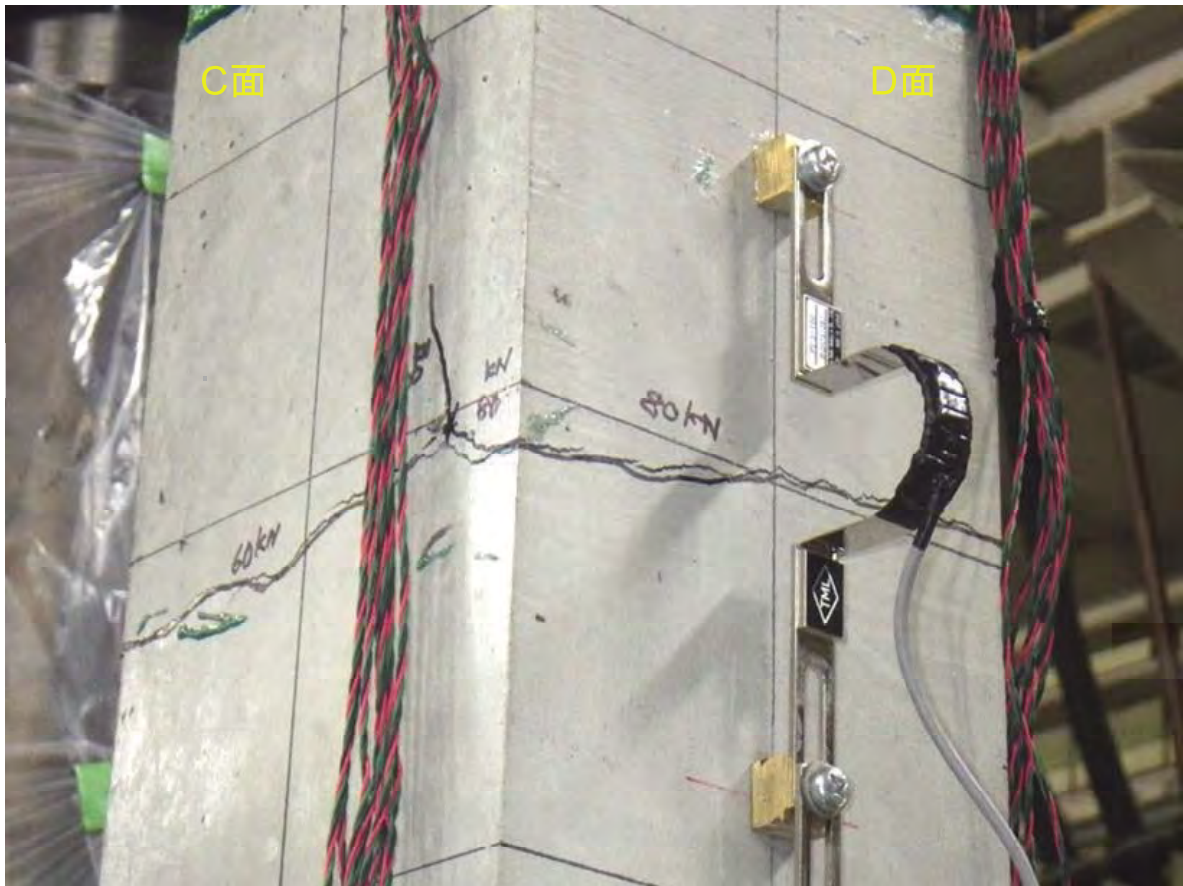
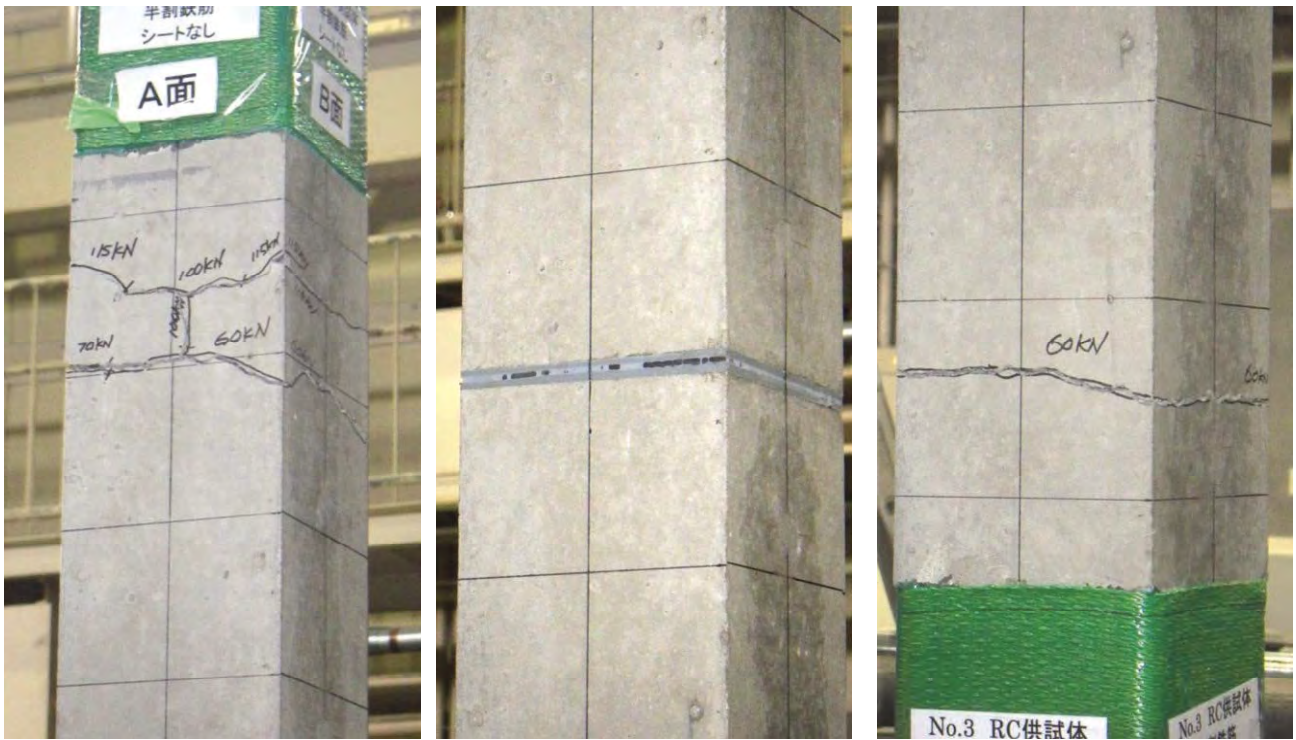


図-3.2.3 鉄筋降伏時におけるコンクリートのひび割れ発生状況 (つづき)

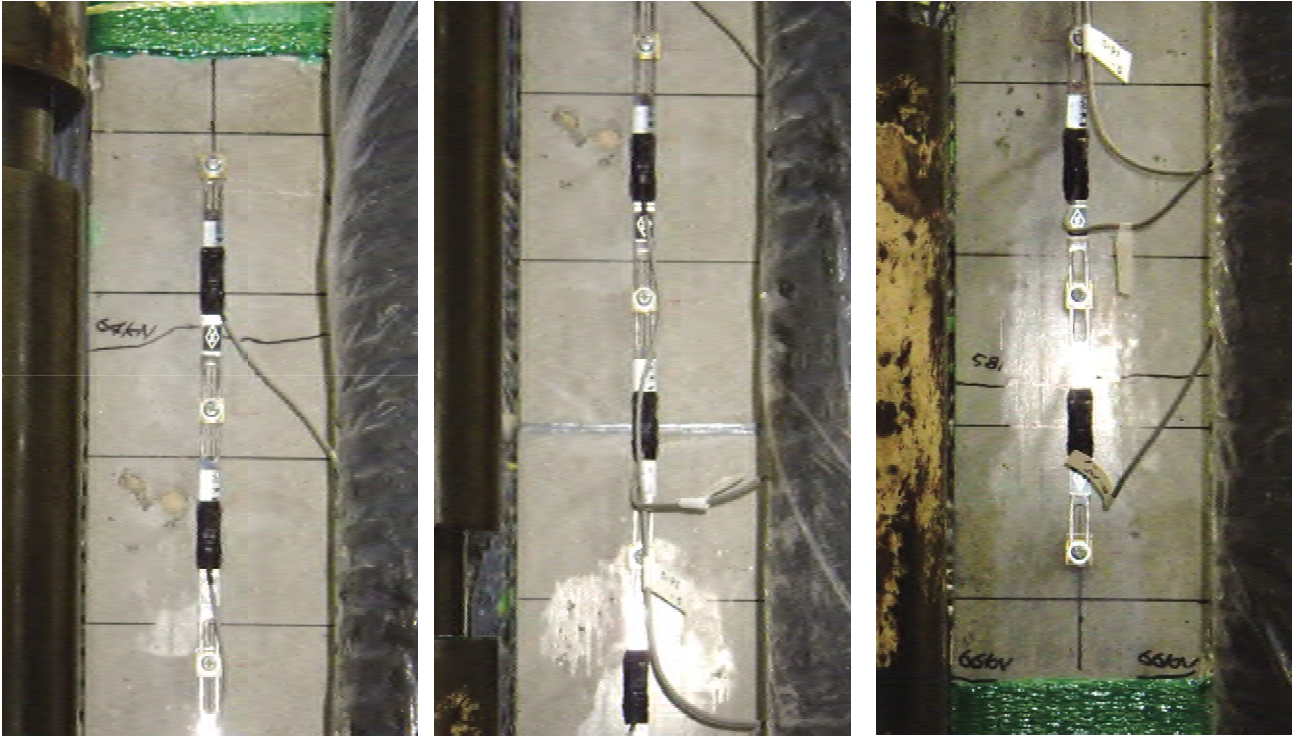


(a) 100 kN, C, D 面側, CL+300mm

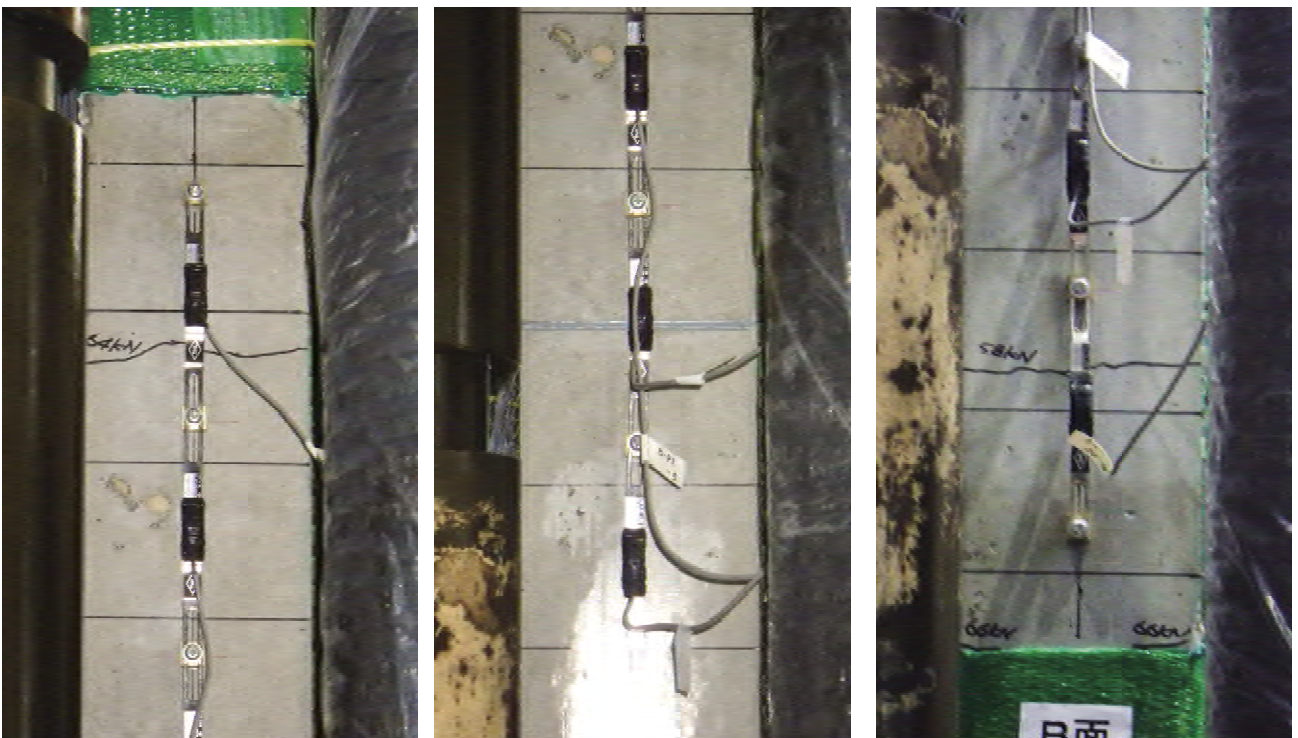


(b) 鉄筋降伏後のひび割れ, 試験終了時 (115kN), A 面側

図-3.2.4 供試体 RC のひび割れ発生状況

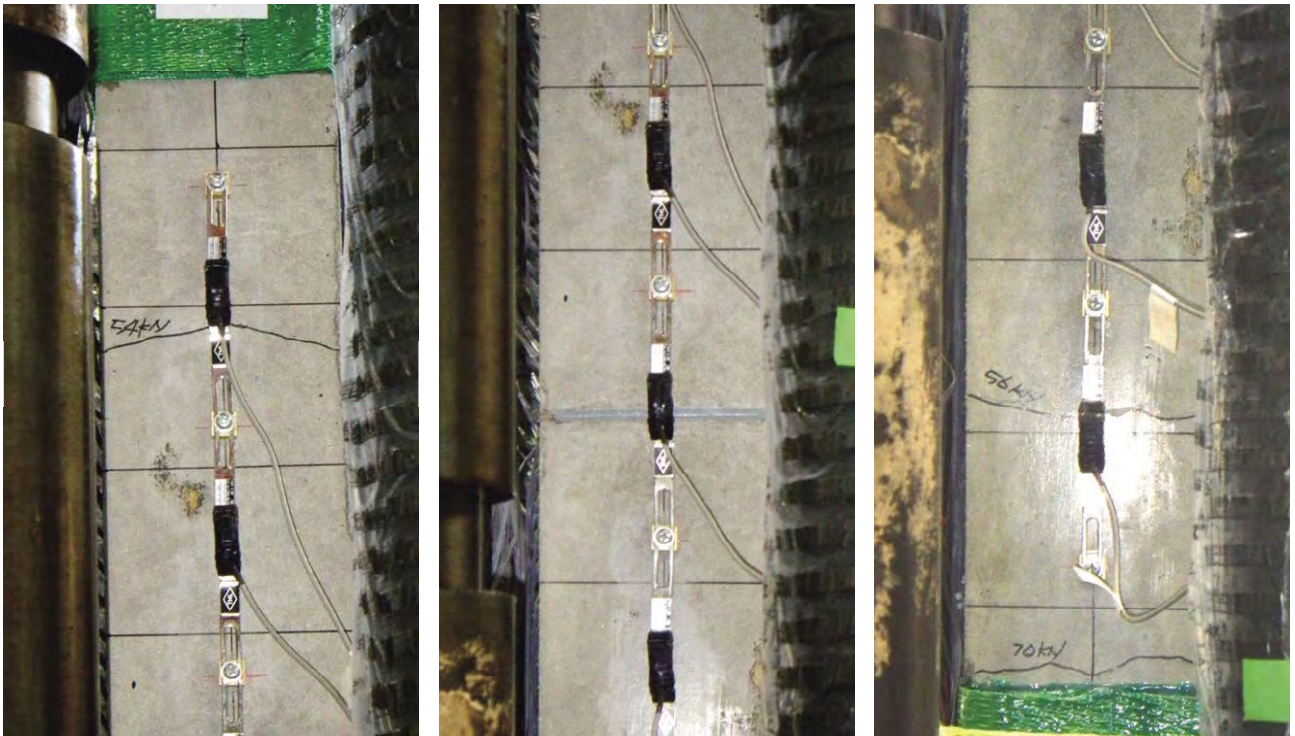


(a) 66 kN, ひび割れ, B 面側

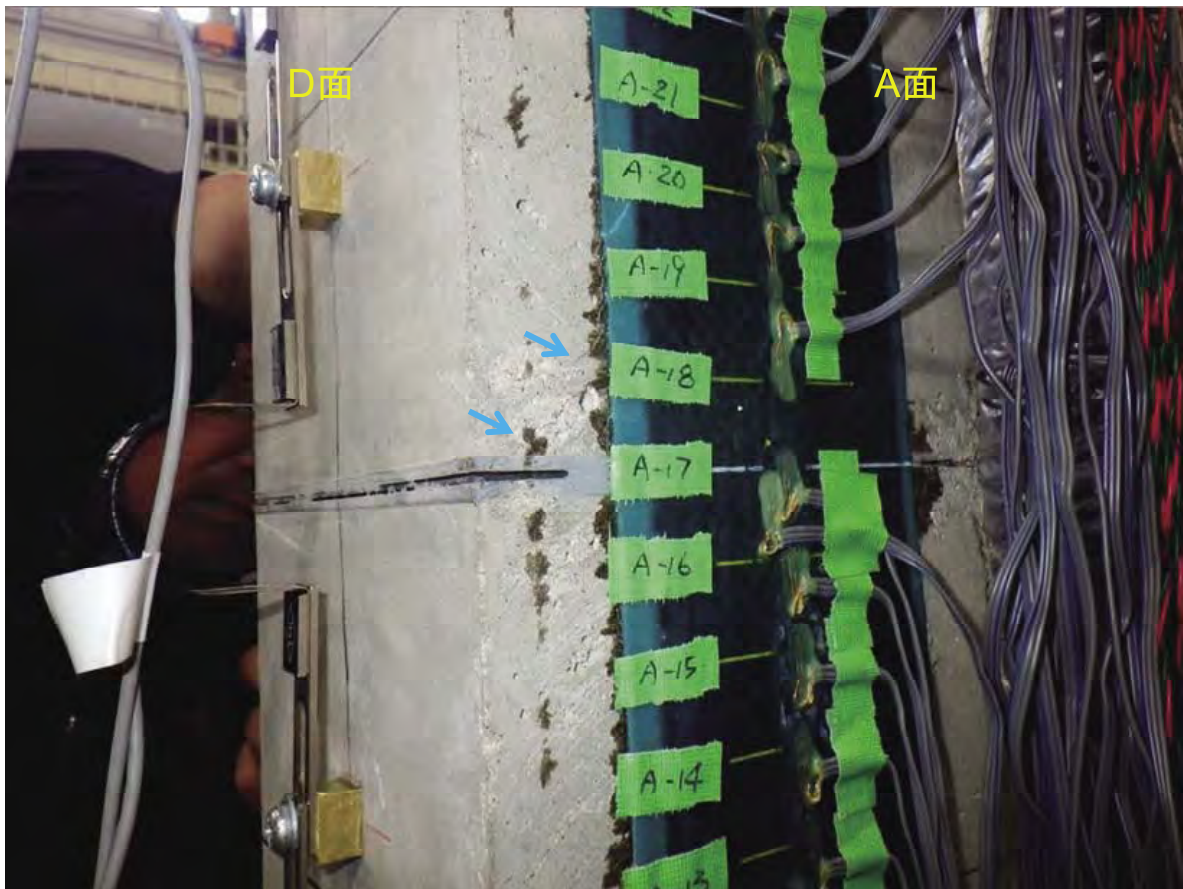


(b) 130 kN, 降伏前, A 面側

図-3.2.5 供試体 AF のひび割れ発生状況

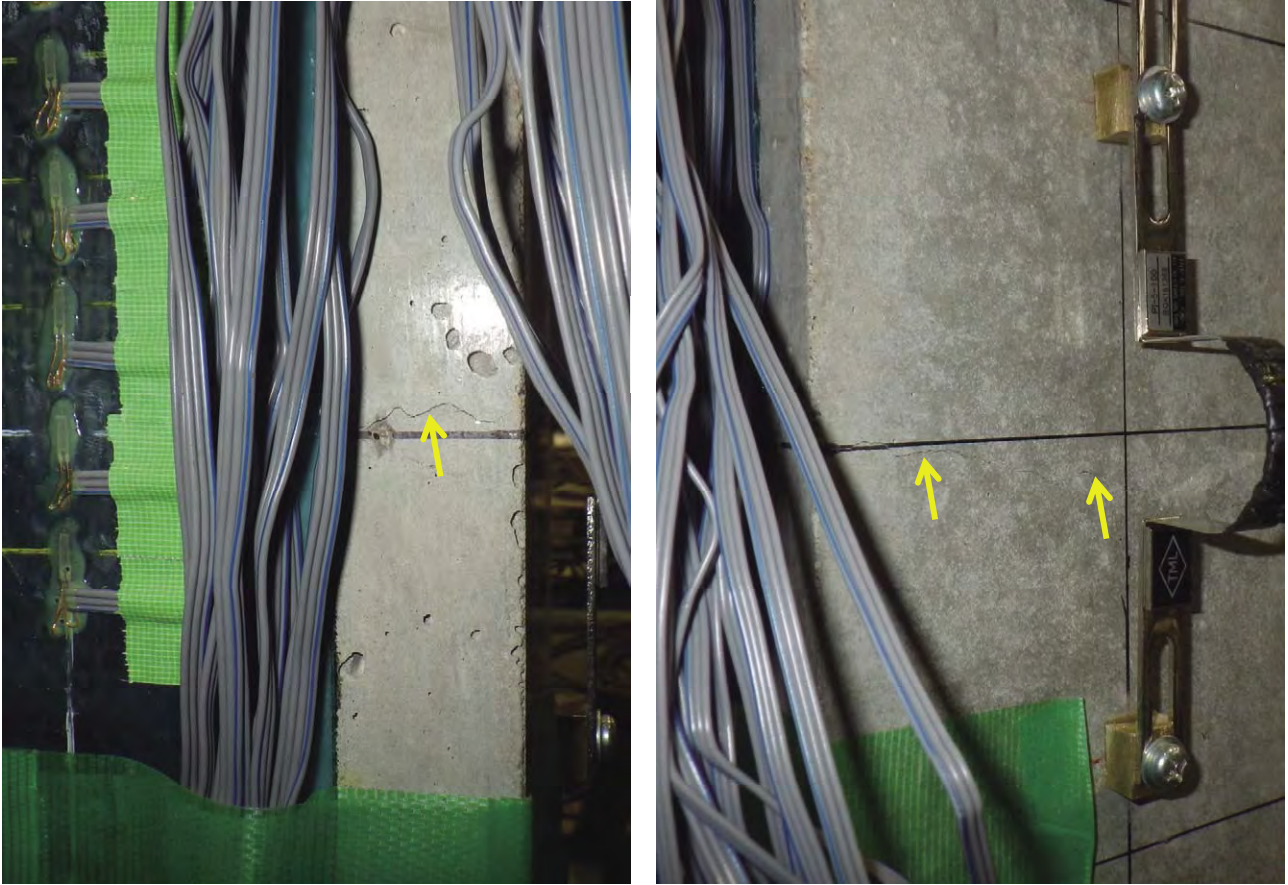


(a) 70 kN, ひび割れ, B 面側

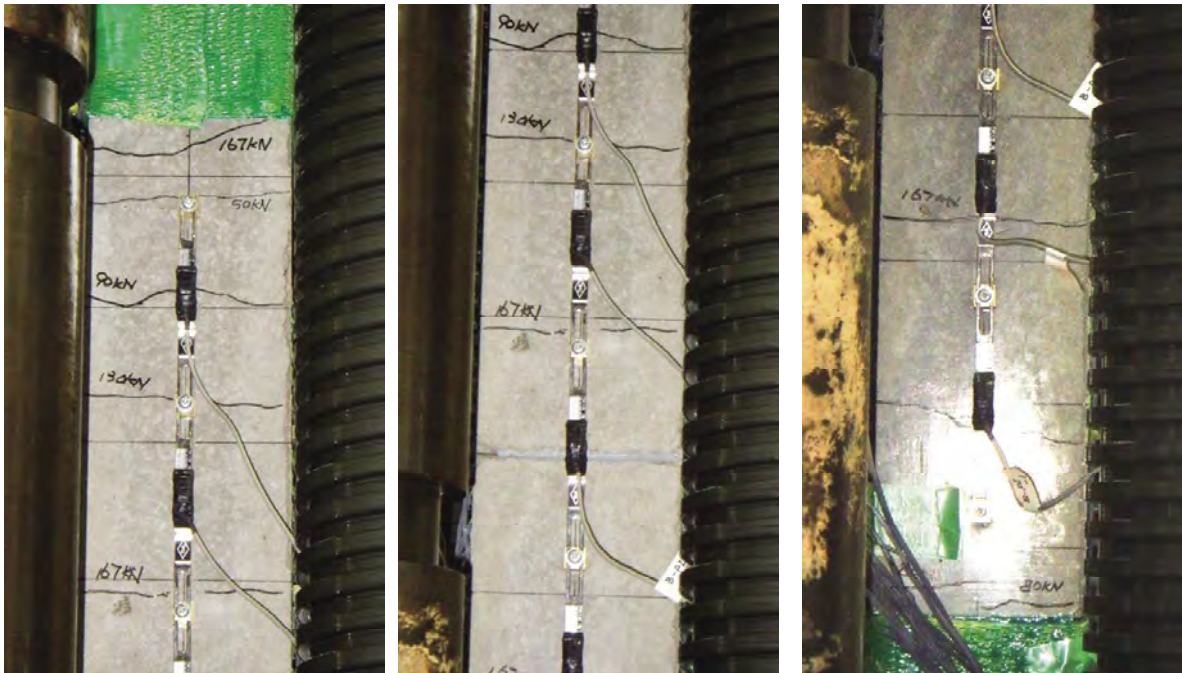


(b) 160 kN, A 面側

図-3.2.6 供試体 CF のひび割れ発生状況



(a) 60 kN, ひび割れ, 左 : A 面, 右 : B 面



(b) 167 kN, 鉄筋降伏後のひび割れ, B 面側

図-3.2.7 供試体 CFN のひび割れ発生状況

3.3 ひずみ分布

(1) 供試体 RC

図-3.3.1 に、供試体 RC の鉄筋のひずみ分布を示す。同じ位置で鉄筋ひずみデータが 2 個あるのは、半割鉄筋の溝の両面で測定した結果をそれぞれ示す。図中に、鉄筋のみで荷重を負担した場合における鉄筋の計算ひずみを参考として示す（データ欠損については前述 2.4 のとおり）。供試体 RC のスリット位置では、実際に鉄筋のみが荷重を負担していることから、計算値と一致するはずである。荷重が低い段階では、スリット位置の鉄筋ひずみが計算値とよく一致していた。荷重が上がると、スリット位置の実測ひずみが計算値と乖離する傾向が見られたが、102 kN 時は 2 点の平均で一致していた。

荷重 60 kN でコンクリートのひび割れが発生したときに、ひび割れ位置付近の鉄筋ひずみが増加すると想定していたが、供試体 RC ではひび割れ発生とともに、下半分の鉄筋ひずみがスリット位置の値やひび割れ位置の値とほとんど同じとなり、その値は鉄筋のみの計算ひずみに相当していた。これより、ひび割れ発生とほぼ同時に、スリットから下の測定範囲全体にわたって、コンクリートと鉄筋の付着がほとんど失われていたと考えられる。その理由については、他のデータ等も見た上で、5.8 で述べる。その後、再び荷重を上げて、SL+290 mm における 2 つ目のひび割れが発生した直後には、スリットから上方についても下方と同様に、測定範囲全域において、鉄筋のみが荷重を負担する状態となっていた。

(2) 供試体 AF, CF

図-3.3.2～3 に、供試体 AF, CF について、鉄筋と連続繊維シートのひずみ分布を、それぞれ記号を変えて示す。図中、鉄筋のみが負担すると仮定して算定した、計算ひずみを参考として示す。スリット位置では、鉄筋と連続繊維シートのみで荷重を負担することから、スリット近傍で鉄筋ひずみ、シートひずみともに値が他の部分に比べて大きくなっていった。ひび割れ発生後、その周辺のひずみは、鉄筋、連続繊維シートともに急増して、ただちに鉄筋と連続繊維シートが荷重を負担していたことがわかる。荷重が増加するほど、スリット付近やひび割れ付近の鉄筋、連続繊維シートの負担が大きくなった。

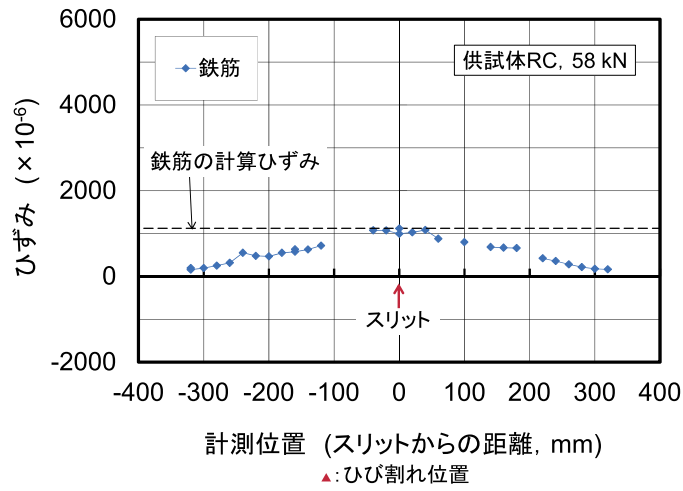
両供試体ともに、スリットとひび割れの間鉄筋ひずみ、シートひずみは、ひび割れ発生後もスリット位置のそれぞれのひずみよりも小さく、コンクリートもある程度負担していたことが分かる。スリットとひび割れの間付近でのシートひずみは、鉄筋ひずみよりも小さく、スリットやひび割れ付近でのコンクリートと連続繊維シートの付着の有効長が、鉄筋よりも小さい傾向があったと考えられる。

荷重-変位の関係からも明らかなように、両供試体ともに、連続繊維シートの存在によって鉄筋の負担が軽減され、降伏に至る荷重が増加していた。ただし、供試体 CF の C 面では、降伏前にスリット近傍のシートひずみが、主として上方 (+側) に向かって、スリット位置の値と同程度に増加する傾向が見られ、降伏前に連続繊維シートの剥離が発生し始めていた可能性があると考えられる。一方、供試体 AF は、降伏前のそのような傾向は見られず、鉄筋の降伏以降に連続繊維シートが剥離し始めたと考えられる。また、供試体 RC ではひび割れ発生とともに、コンクリートと鉄筋の付着が直ちに失われたが、供試体 AF, CF ではそのような傾向は見られず、連続繊維シートの働きによって、何らかの改善される点があったと考えられる。

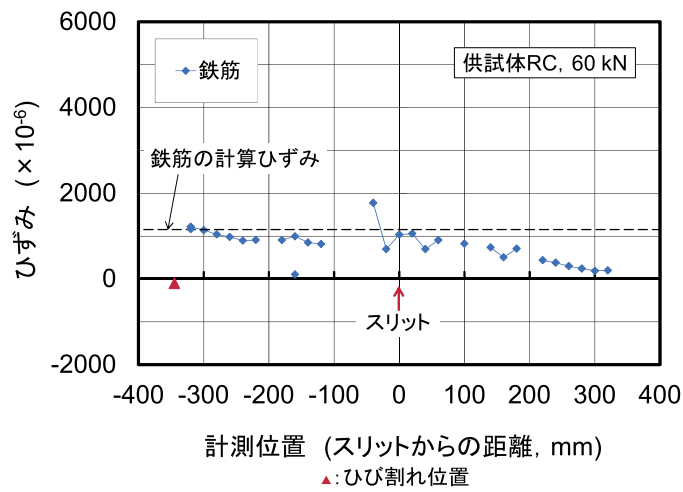
(3) 供試体 CFN

図-3.3.4 に、供試体 CFN について、鉄筋と連続繊維シートのひずみ分布を、それぞれ記号を変えて示す。ただし、普通鉄筋を用いて、ひずみゲージの数は極力少なくしたので、鉄筋のひずみ分布は得られていない。鉄筋ひずみのデータはごく限られているが、シートひずみ、鉄筋ひずみの傾向は供試体 CF と概ね同様であった。

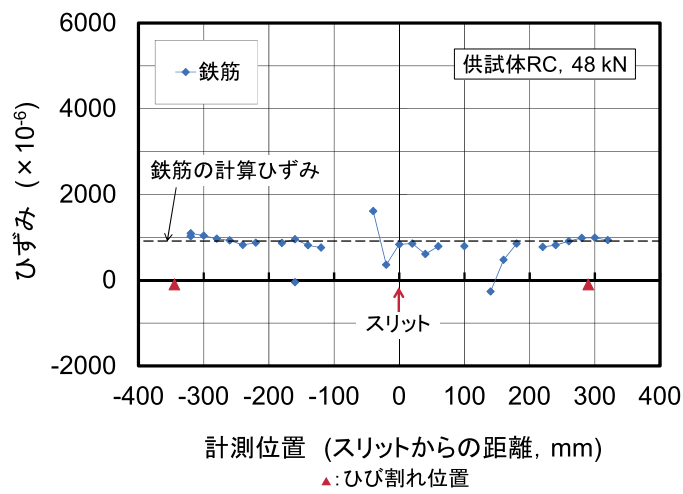
供試体 CFN では、スリット近傍の連続繊維シートの挙動を把握するための参考として、A 面の SL+5 mm の位置にひずみゲージを追加して測定した。その結果も図-3.3.4 の中に示した。スリット位置ではひずみ分布に谷ができる傾向が見られ、スリットの直上で連続繊維シートに局所的な面外曲げ変形が生じていたと推察される。これまで示した 20 mm 間隔の測定結果では、局所的な面外曲げの範囲が 20 mm 以下とするしかなかったが、SL+5 mm におけるシートひずみの測定結果によれば、スリット位置から 5 mm 以下のもっと狭い範囲で連続繊維シートの面外曲げが生じていたと推察される。



(a) 58 kN, ひび割れ直前

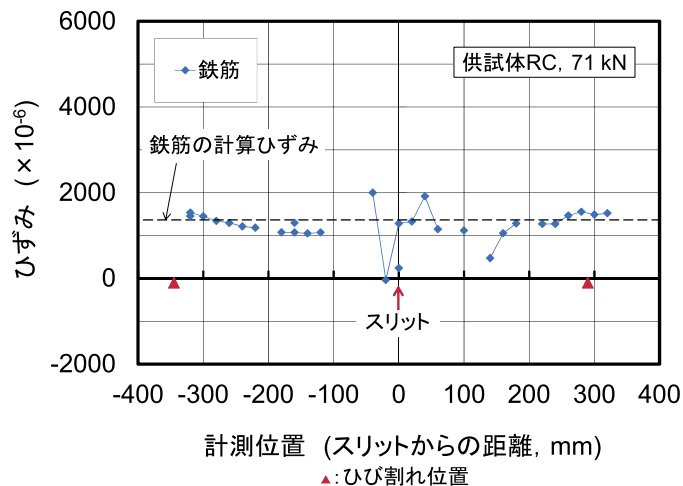


(b) 60 kN, ひび割れ後

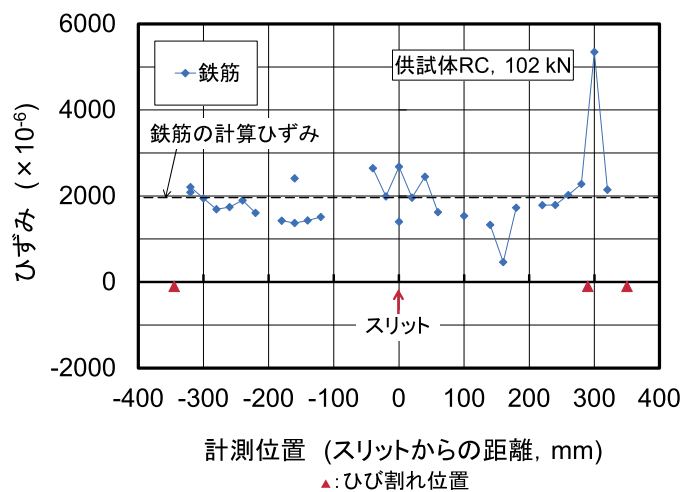


(c) 48 kN, ひび割れ後荷重低下時

図-3.3.1 供試体 RC の鉄筋ひずみ分布



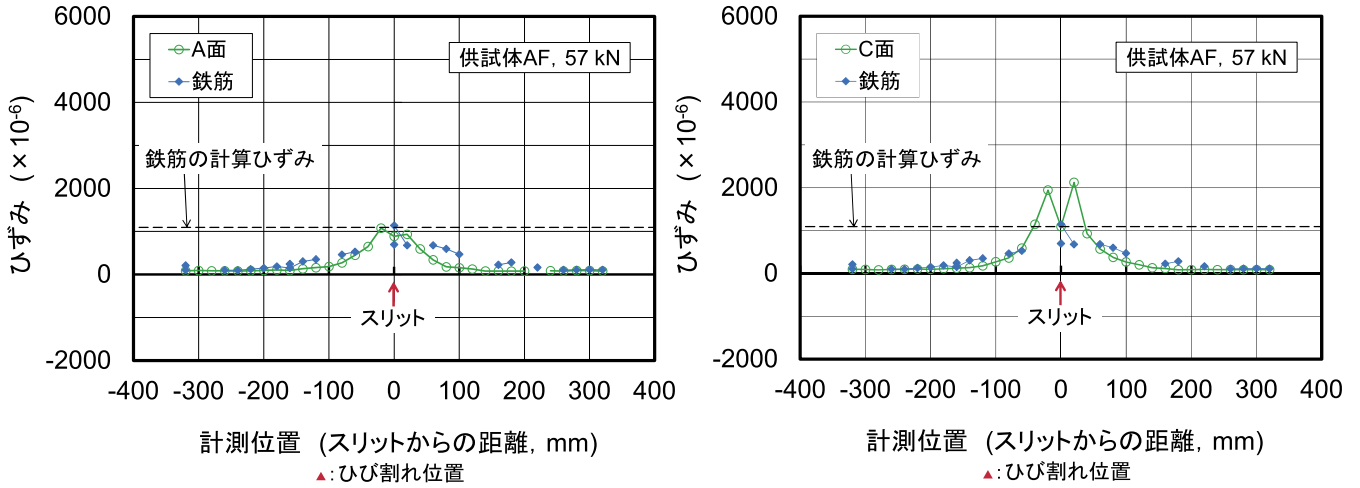
(d) 71 kN, 降伏前



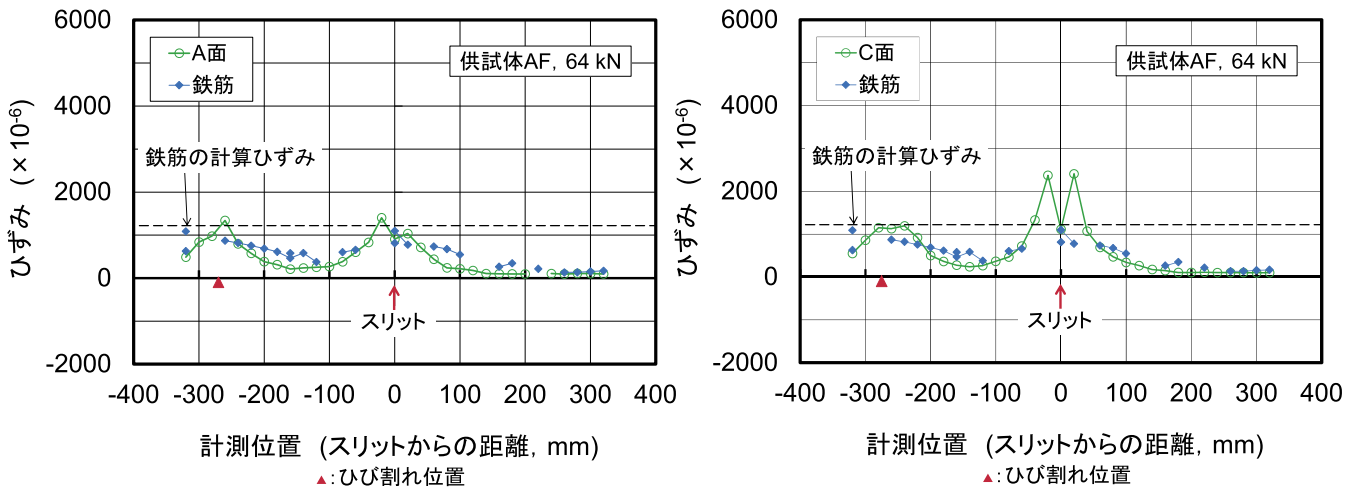
(e) 102 kN, 降伏時

注) 同じ位置で鉄筋ひずみデータが2個あるのは、半割鉄筋の溝の両面で測定した結果をそれぞれ示す (以下, 同様).

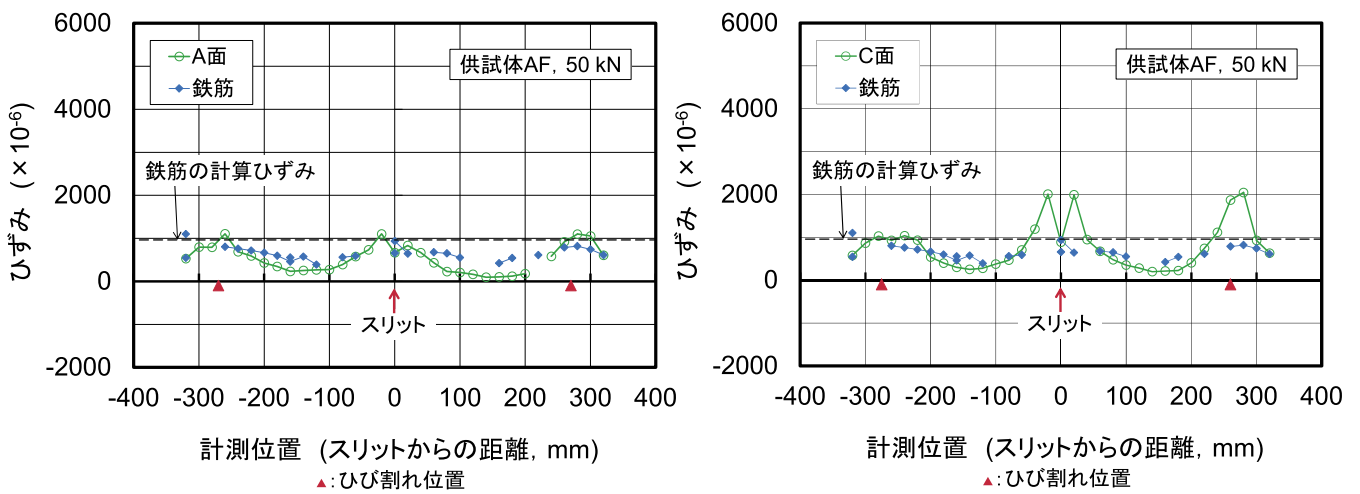
図-3.3.1 供試体 RC の鉄筋ひずみ分布 (つづき)



(a) 57 kN, ひび割れ直前

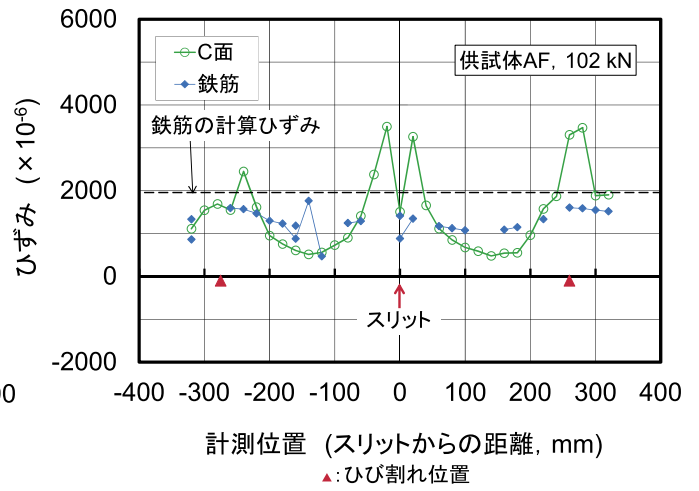
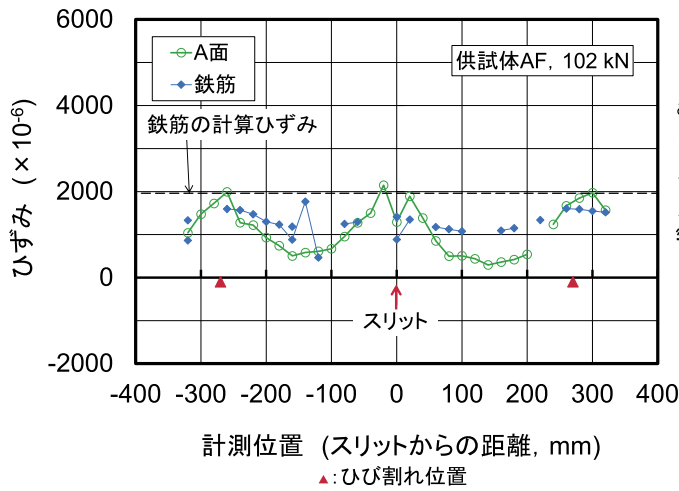


(b) 64 kN, ひび割れ後

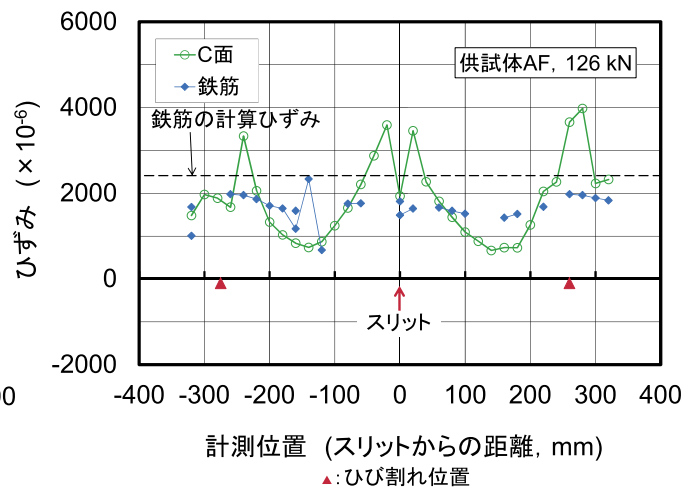
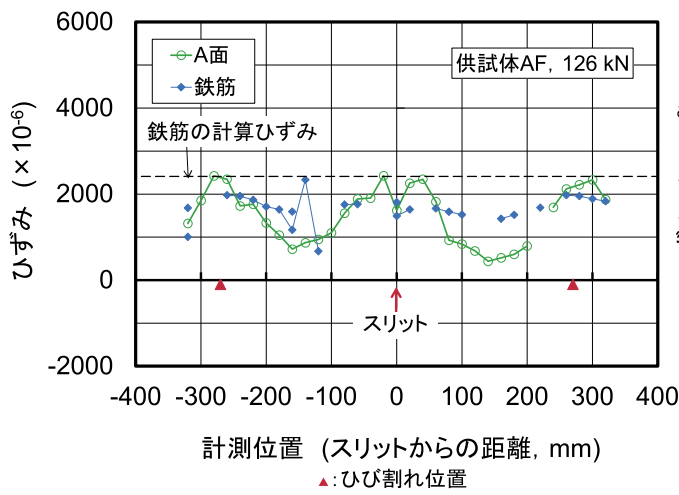


(c) 50 kN, ひび割れ後荷重低下時

図-3.3.2 供試体 AF の鉄筋ひずみ分布及び連続繊維シートひずみ分布

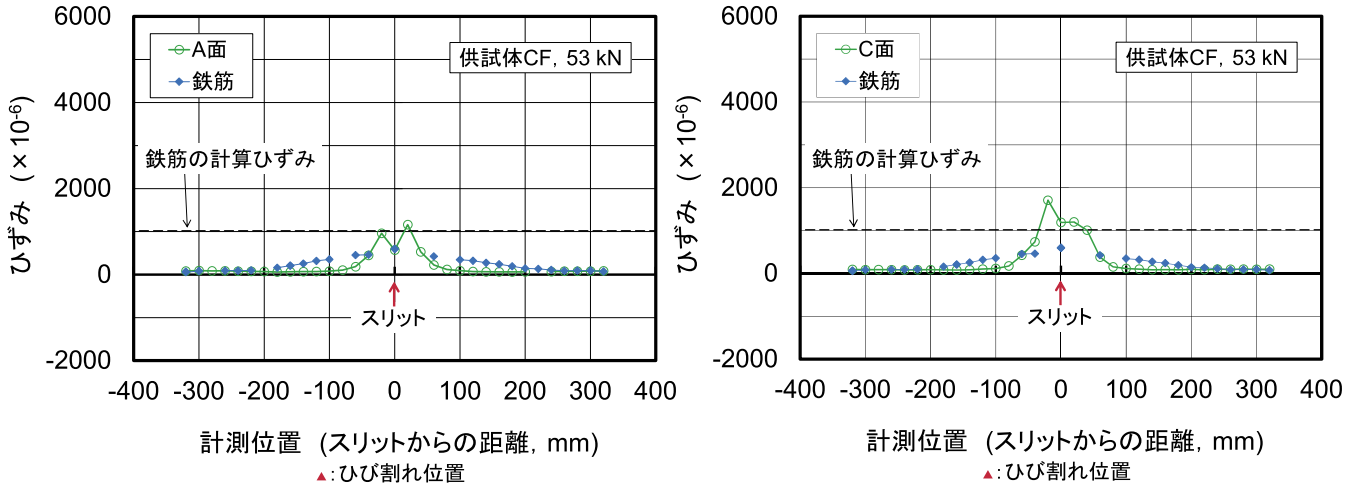


(d) 102 kN, 降伏前

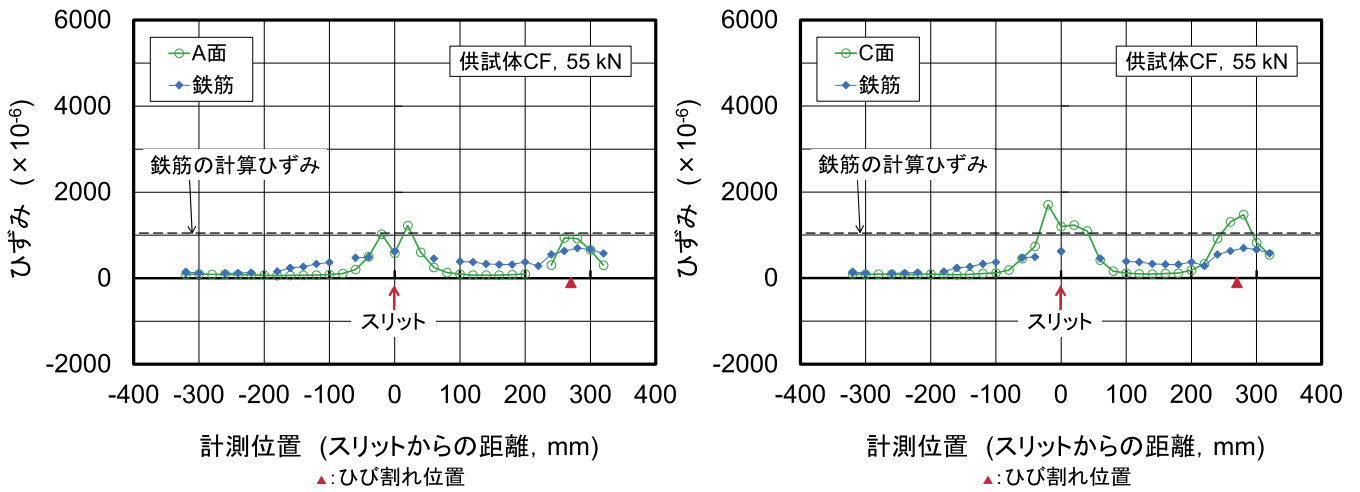


(e) 126 kN, 降伏時

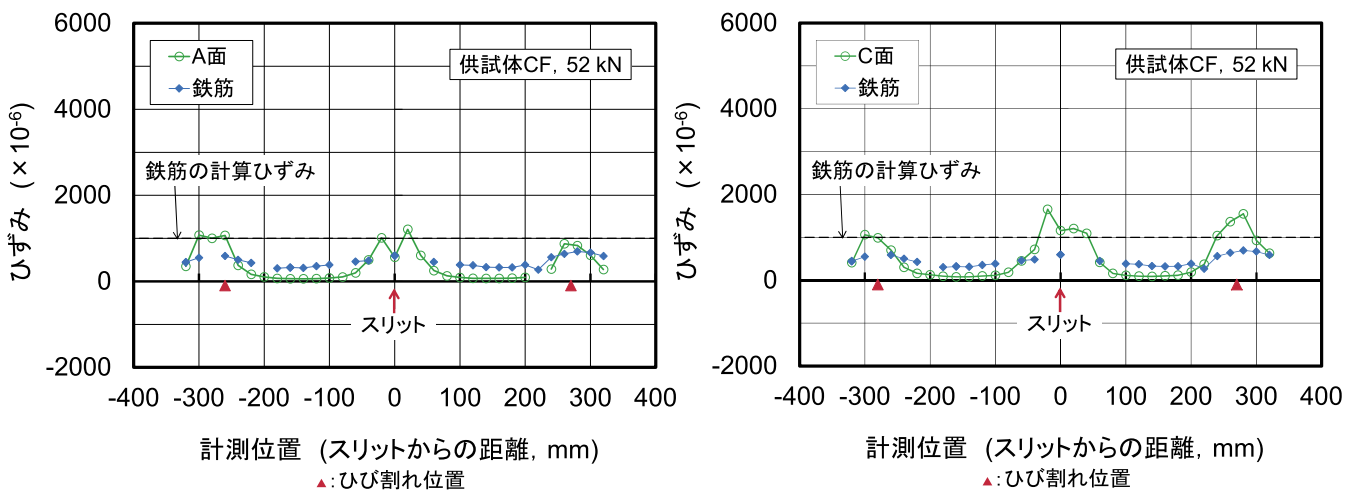
図-3.3.2 供試体 AF の鉄筋ひずみ分布及び連続繊維シートひずみ分布 (つづき)



(a) 53 kN, ひび割れ直前

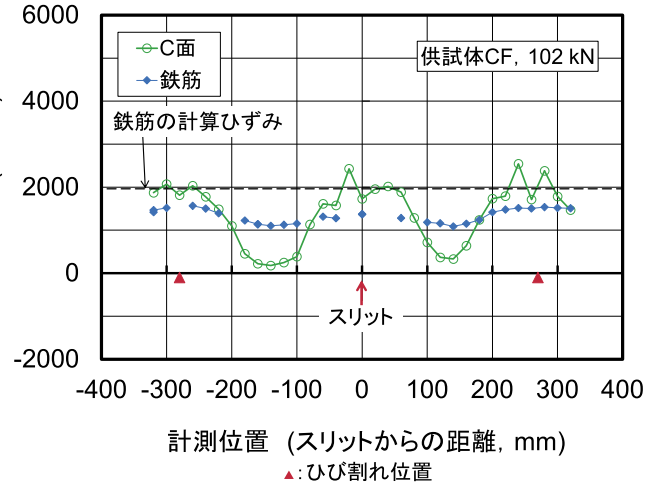
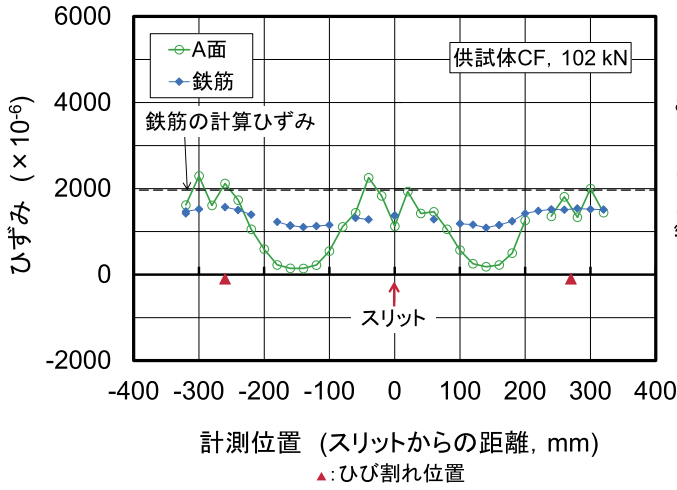


(b) 55 kN, ひび割れ後

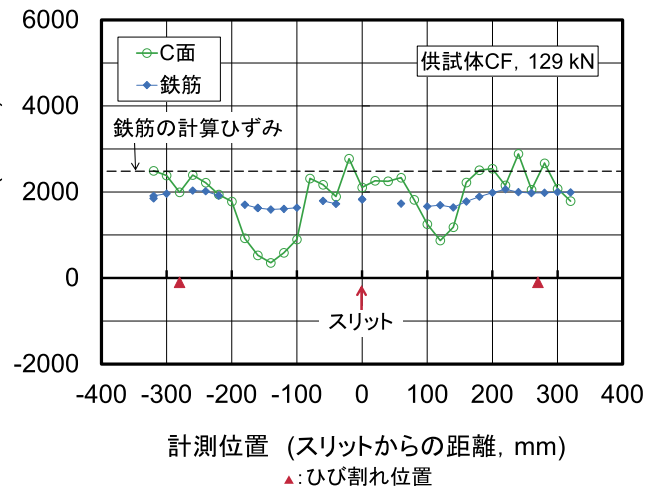
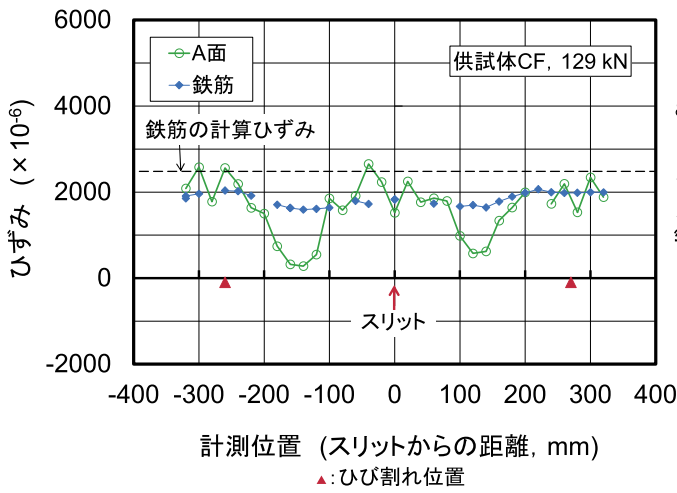


(c) 52 kN, ひび割れ直後 (荷重低下時)

図-3.3.3 供試体 CF の鉄筋ひずみ分布及び連続繊維シートひずみ分布

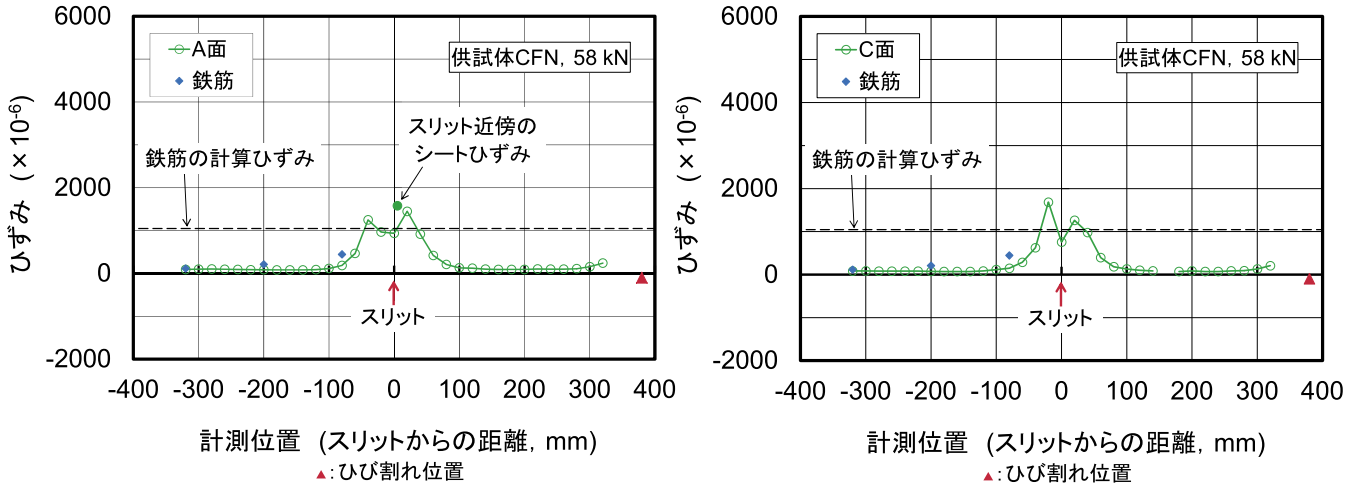


(d) 102 kN, 降伏前

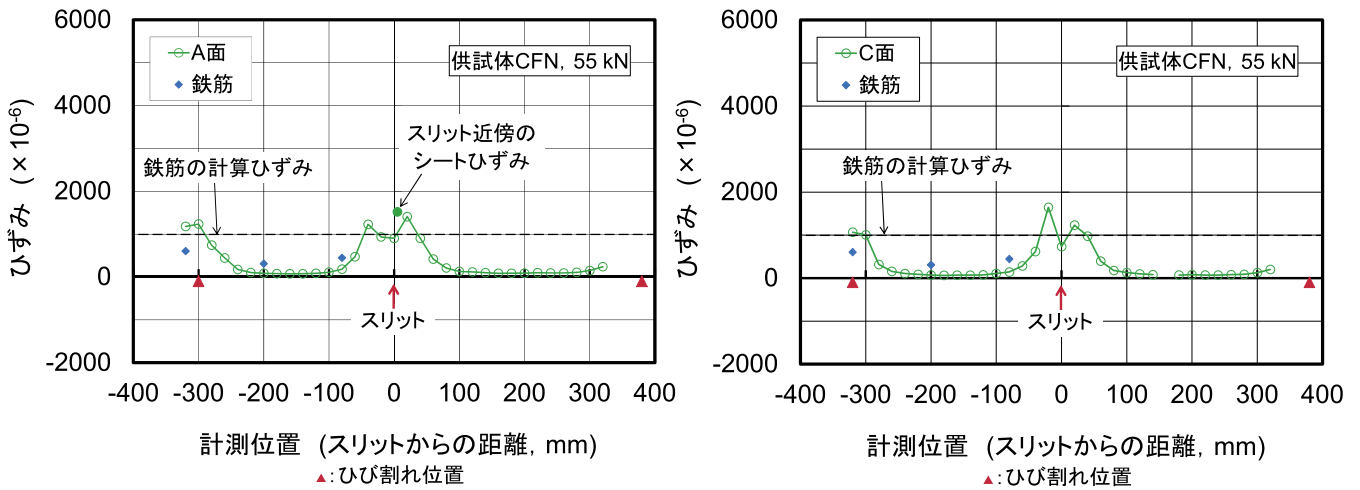


(e) 129 kN, 降伏時

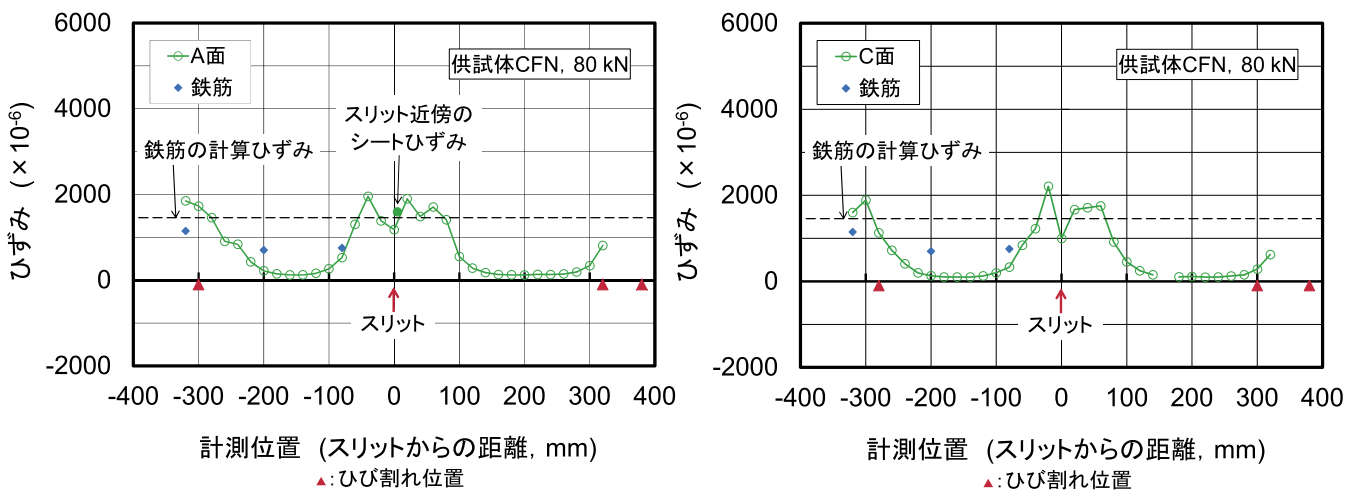
図-3.3.3 供試体 CF の鉄筋ひずみ分布及び連続繊維シートひずみ分布 (つづき)



(a) 58 kN, ひび割れ直前

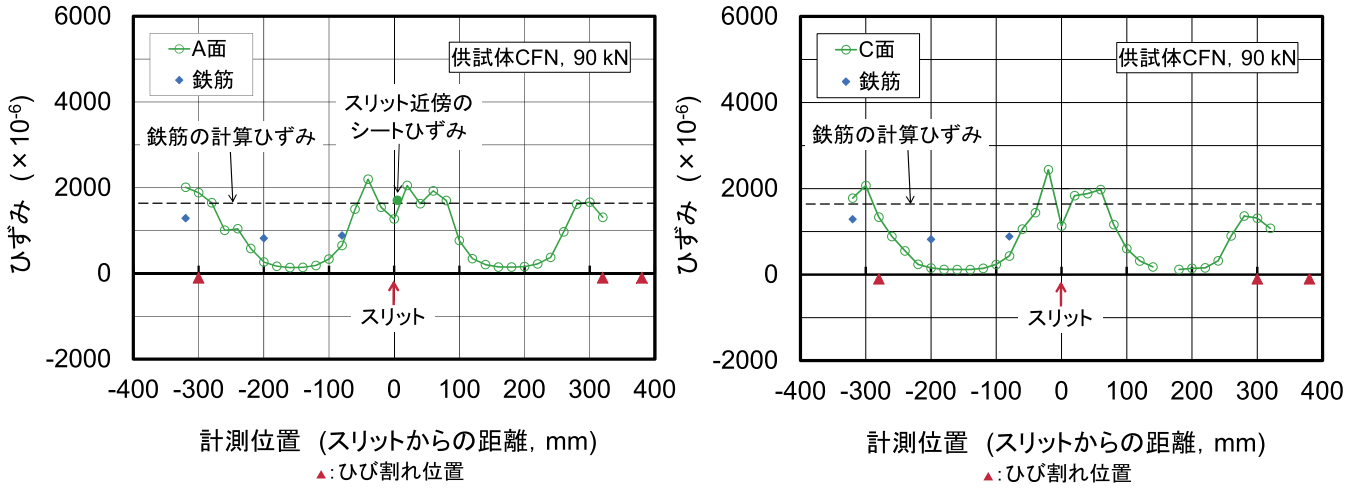


(b) 55 kN, ひび割れ直後 (荷重低下時)

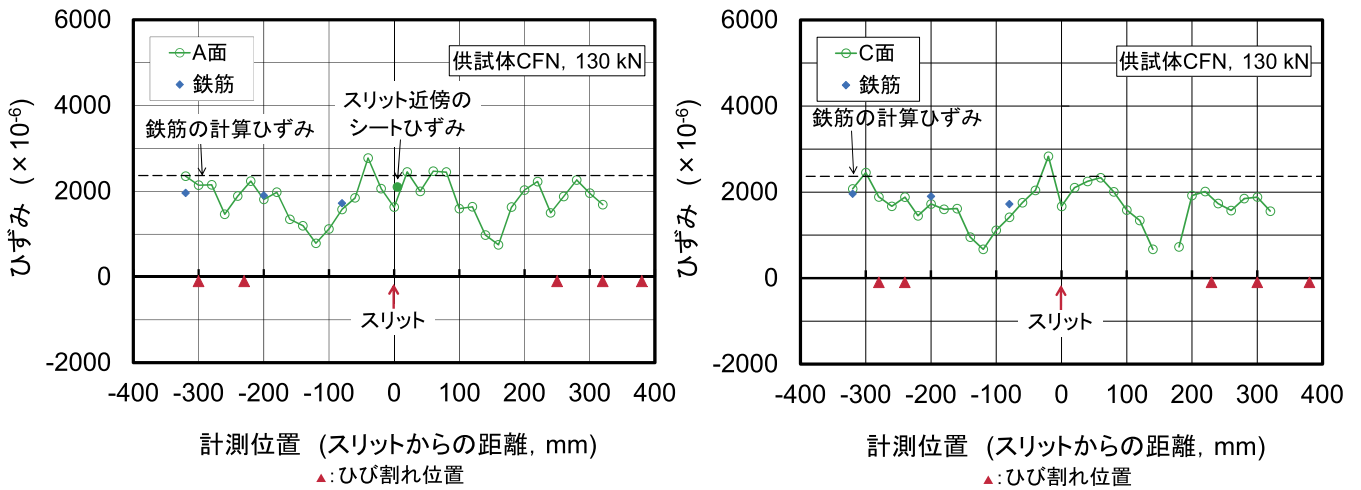


(c) 80 kN, +300mm 付近のひび割れ直前

図-3.3.4 供試体 CFN の鉄筋ひずみ分布及び連続繊維シートひずみ分布



(d) 90 kN, +300mm 付近のひび割れ直後



(e) 130 kN, 降伏時

図-3.3.4 供試体 CFN の鉄筋ひずみ分布及び連続繊維シートひずみ分布 (つづき)

3.4 せん断応力度分布

図-3.4.1～4 に、各供試体について、鉄筋、連続繊維シートのひずみ分布から式 3.4.1 により算出した、コンクリートとの界面における付着に伴うせん断応力度分布を、それぞれ記号を変えて示す。鉄筋のひずみ分布の欠損が多くかつ断続的であったことから、せん断応力度分布はほとんど得られていない。ただし、供試体 CF の SL+100～320 mm の範囲に限って、鉄筋ひずみが比較的良好で、その区間の鉄筋のせん断応力度分布が得られている。供試体 CF の SL+100～320 mm の範囲の挙動については、後述 5.6(2)で補足する。

連続繊維シートのせん断応力度は、概ね良好に得られており、降伏までは絶対値の最大で 5～6 N/mm² の範囲であった。

$$\tau_{fc,i} = (\varepsilon_{f,i+1} - \varepsilon_{f,i}) \cdot t_f \cdot E_f / (2 \cdot \Delta L) \quad (3.4.1)$$

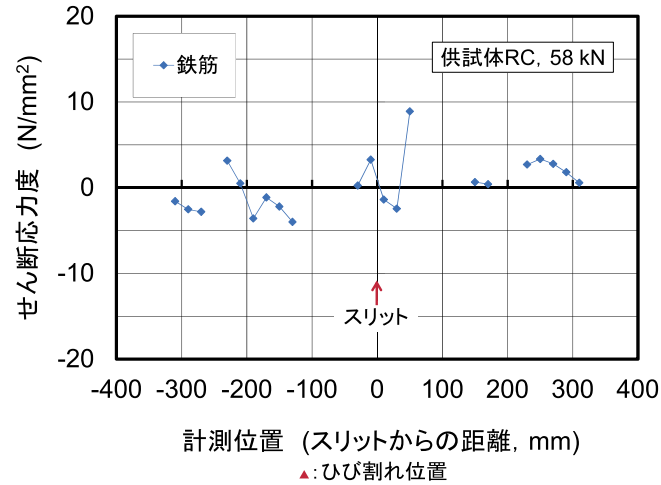
ここに、 $\tau_{fc,i}$: $\varepsilon_{f,i}$ と $\varepsilon_{f,i+1}$ から算出されるせん断応力度 (せん断付着応力度)

$\varepsilon_{f,i}$: ひずみの測定位置 i 点における実測ひずみ

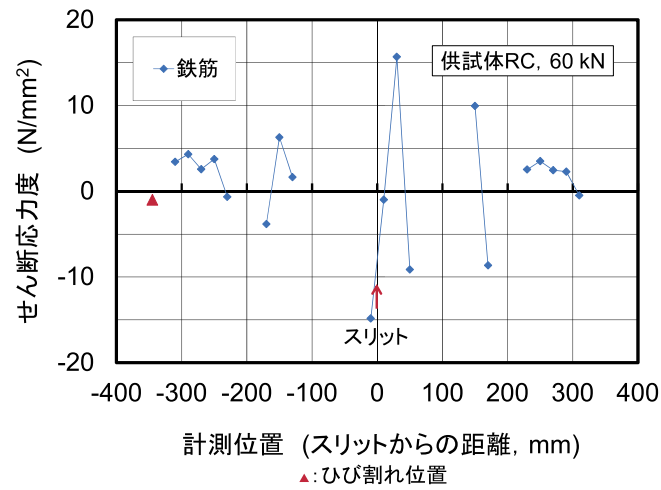
ΔL : ひずみゲージの設置間隔

t_f : 連続繊維シートの厚さ

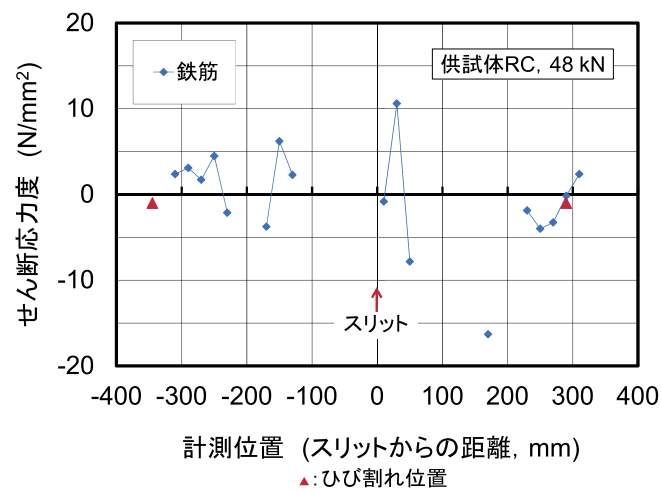
E_f : 連続繊維シートの弾性係数



(a) 58 kN, ひび割れ直前

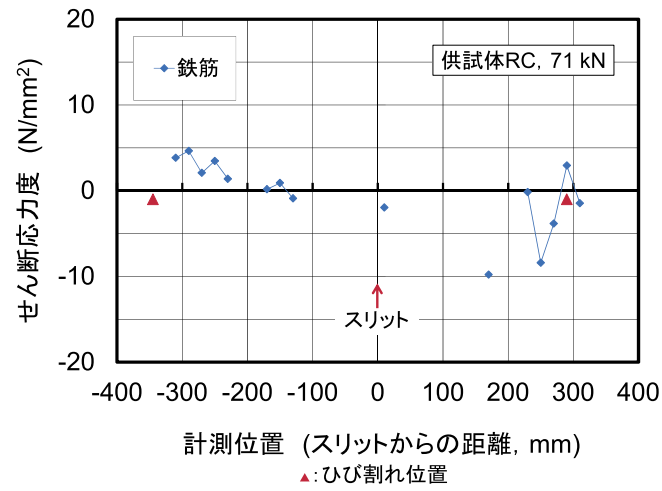


(b) 60 kN, ひび割れ後

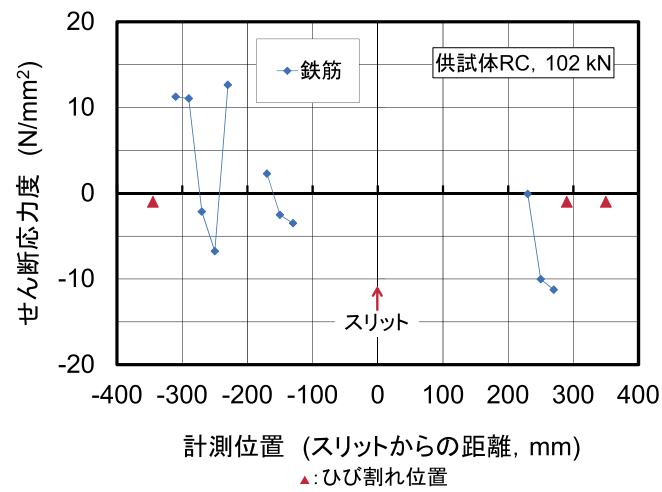


(c) 48 kN, ひび割れ後荷重低下時

図-3.4.1 供試体 RC の鉄筋とコンクリートの界面におけるせん断応力度分布

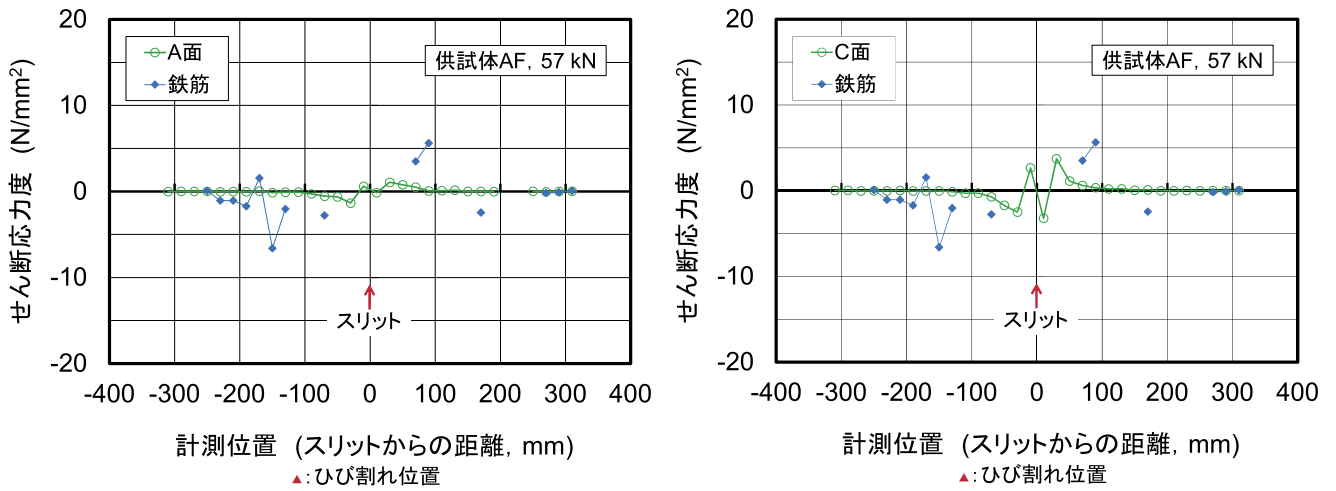


(d) 71 kN, 降伏前

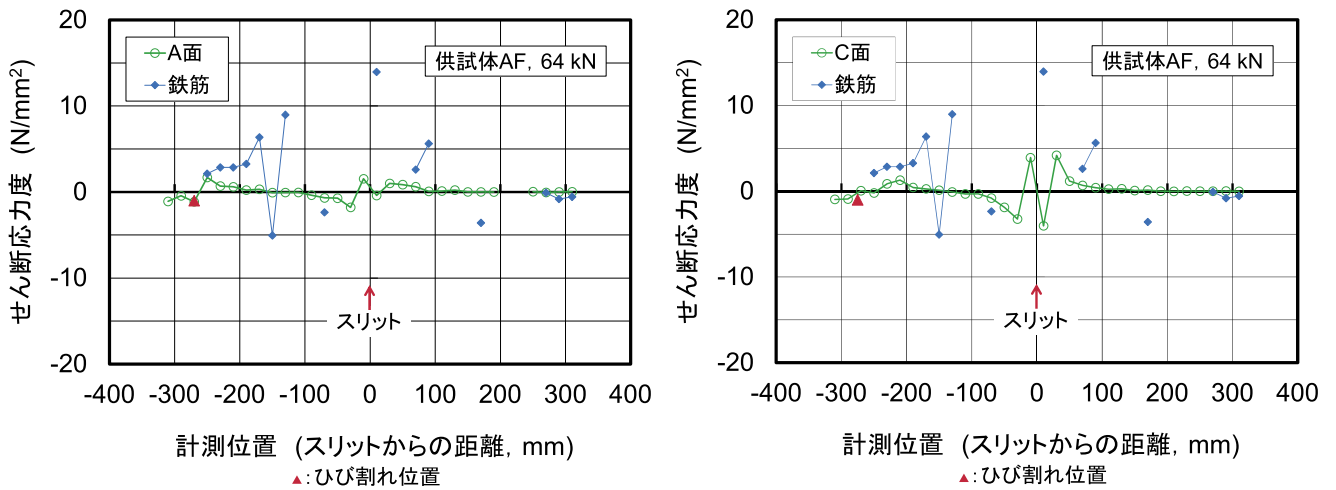


(e) 102 kN, 降伏時

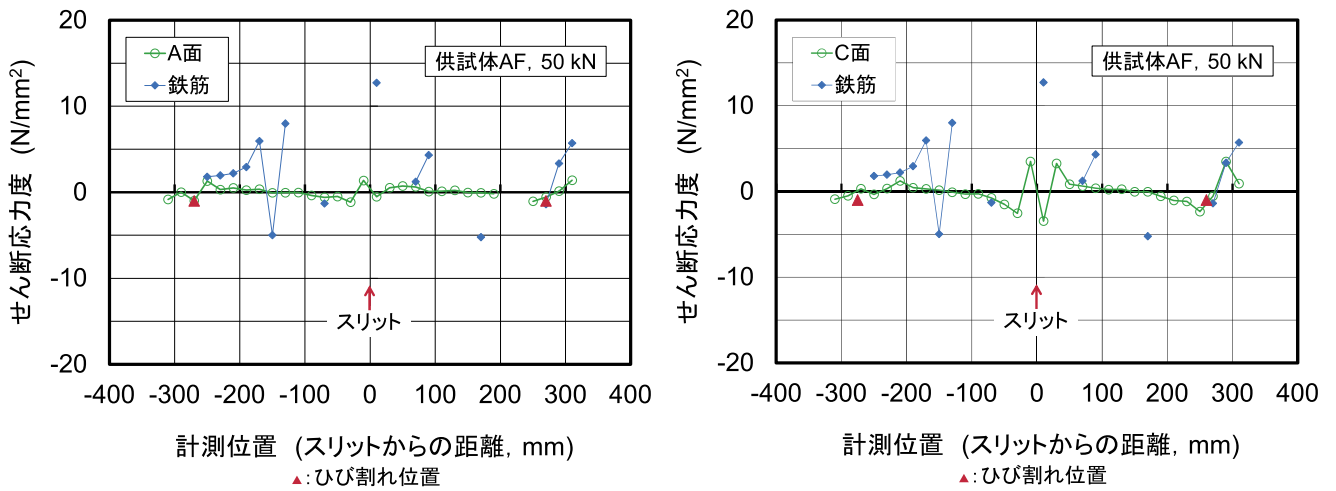
図-3.4.1 供試体 RC の鉄筋とコンクリートの界面におけるせん断応力度分布 (つづき)



(a) 57 kN, ひび割れ直前

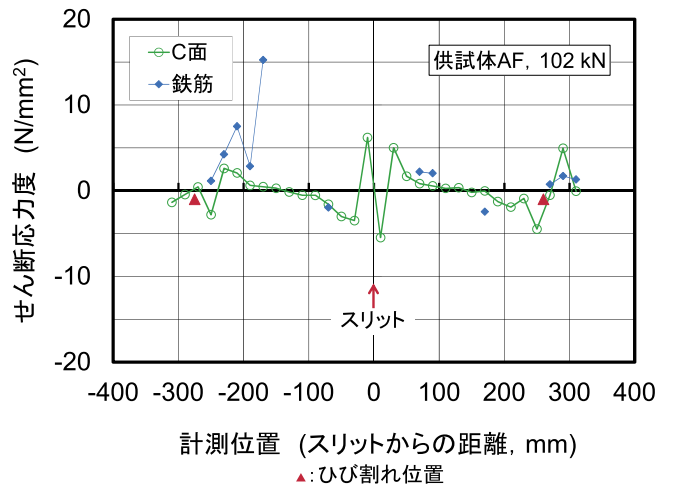
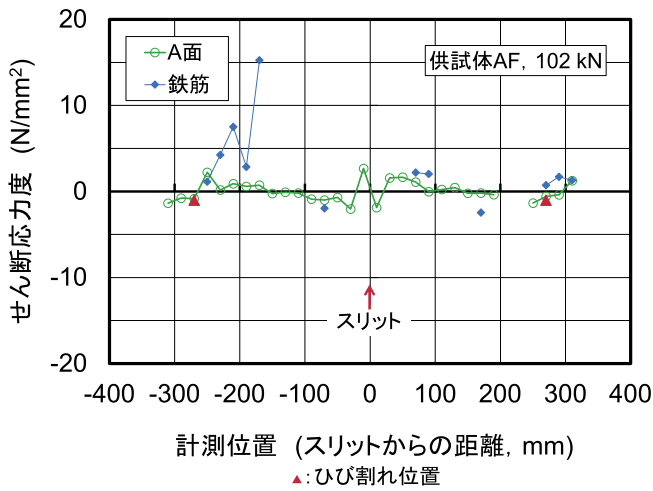


(b) 64 kN, ひび割れ後

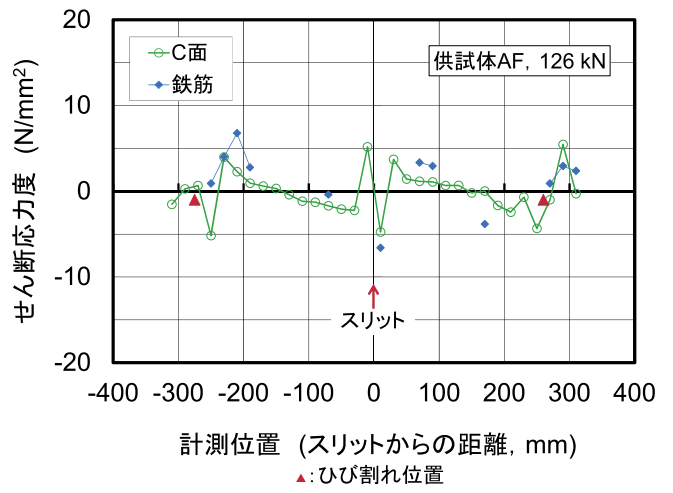
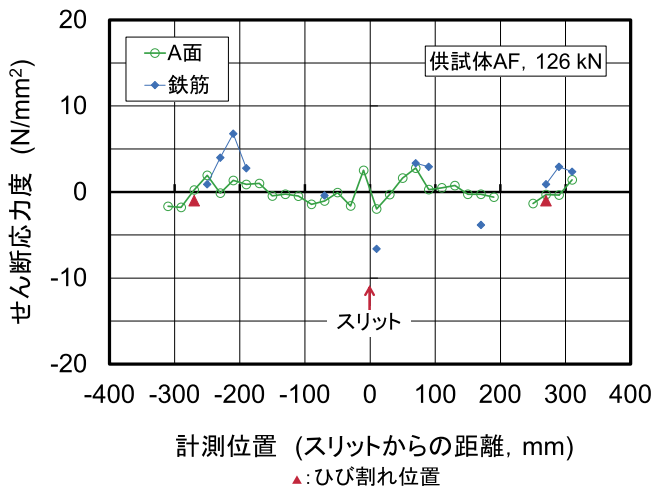


(c) 50 kN, ひび割れ後荷重低下時

図-3.4.2 供試体 AF の連続繊維シート及び鉄筋とコンクリートの界面におけるせん断応力度分布

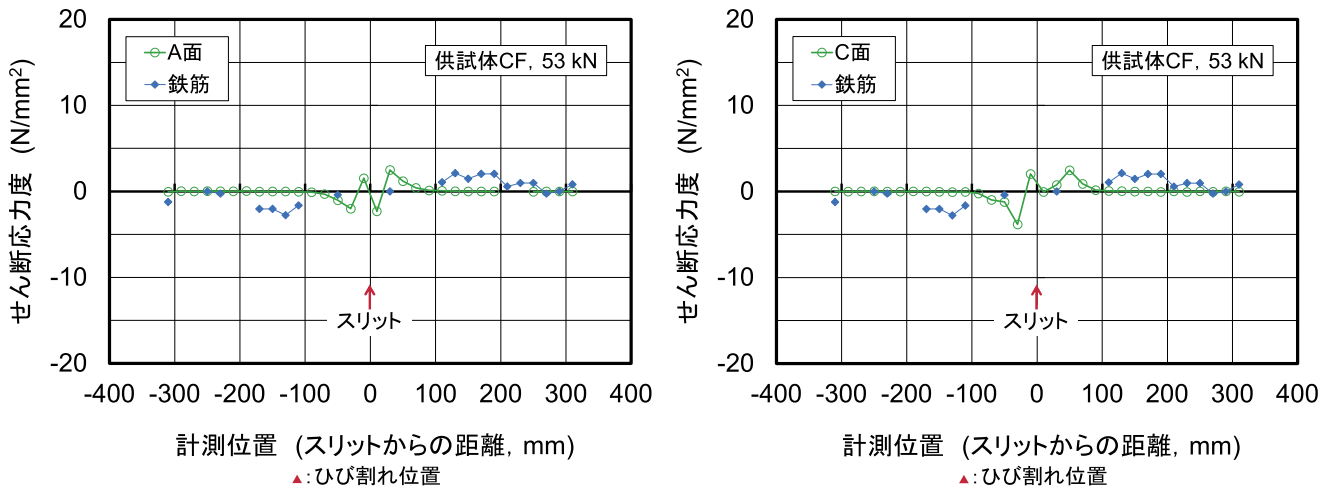


(d) 102 kN, 降伏前

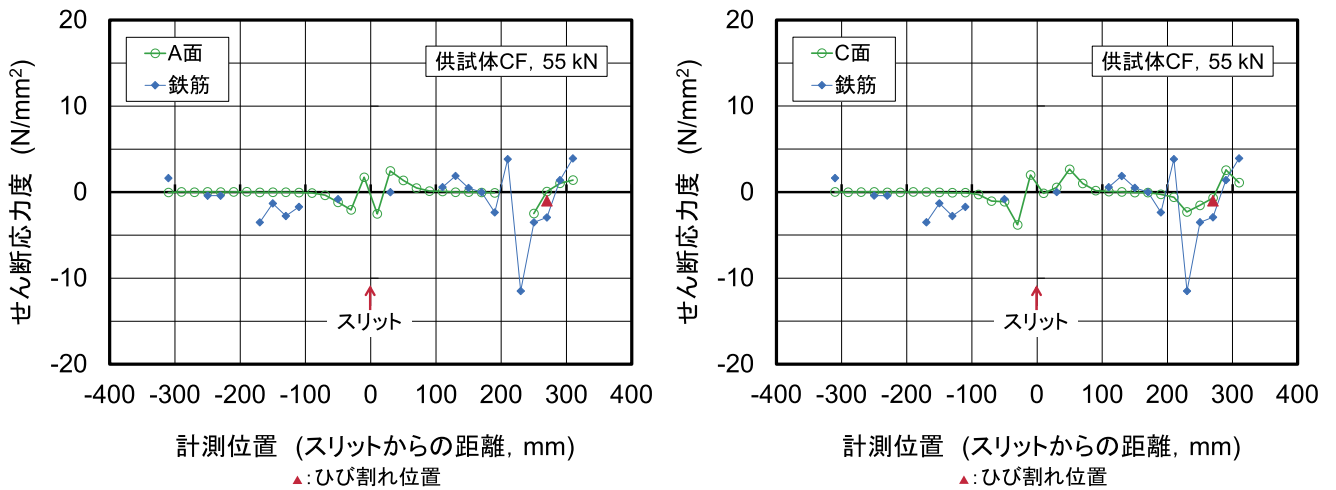


(e) 126 kN, 降伏時

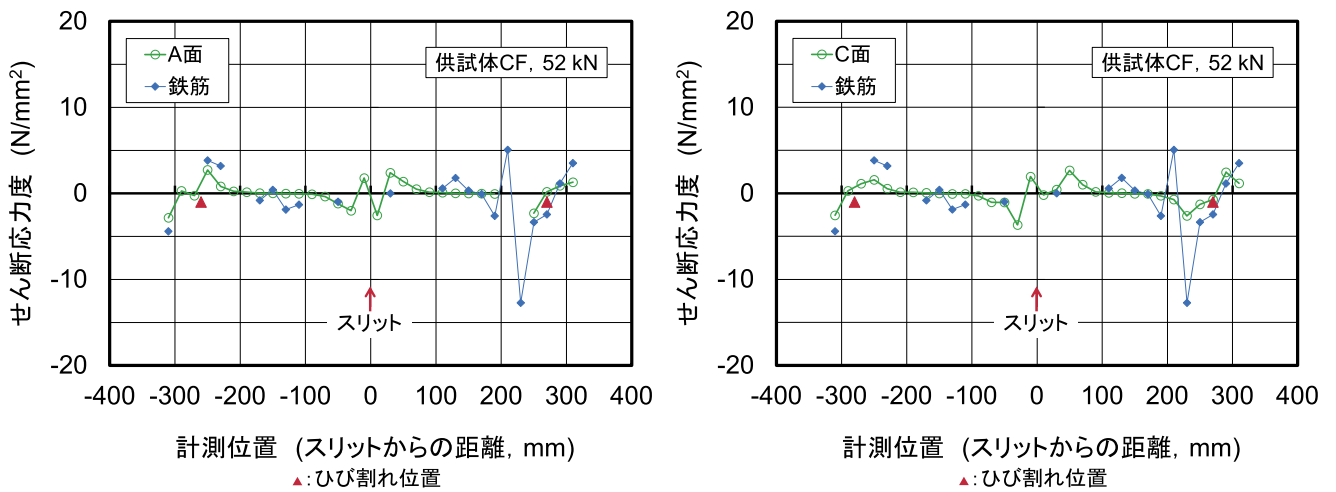
図-3.4.2 供試体 AF の連続繊維シート及び鉄筋とコンクリートの界面におけるせん断応力度分布 (つづき)



(a) 53 kN, ひび割れ直前

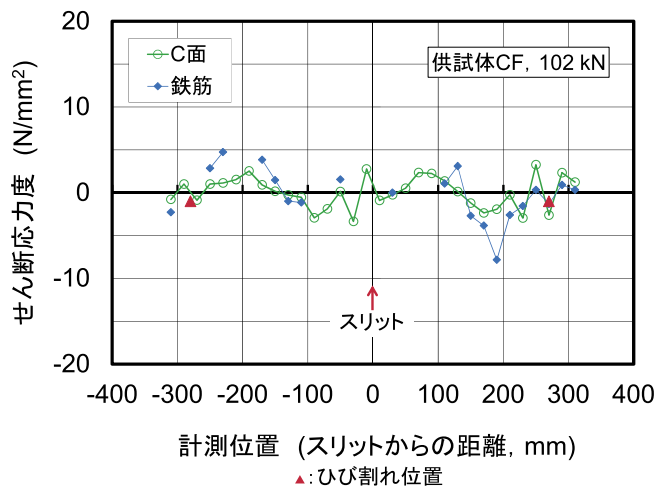
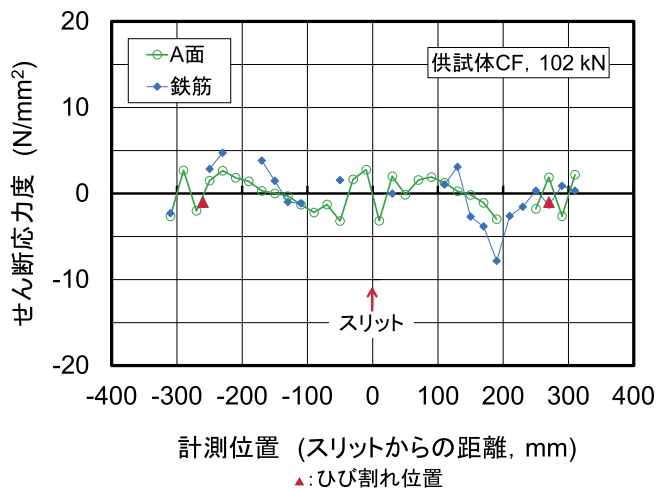


(b) 55 kN, ひび割れ後

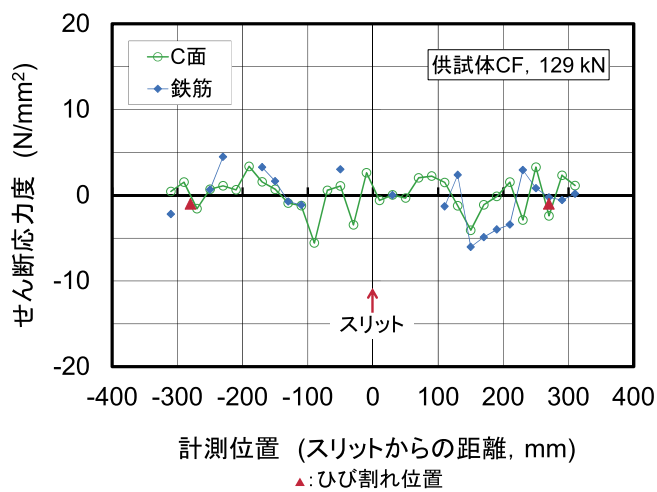
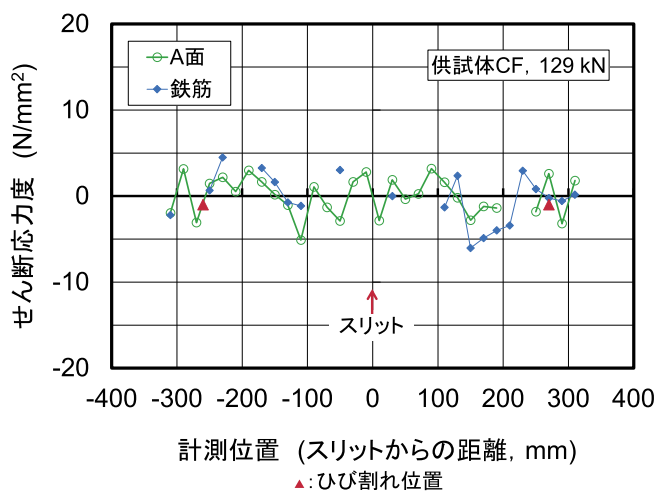


(c) 52 kN, ひび割れ直後 (荷重低下時)

図-3.4.3 供試体CFの連続繊維シート及び鉄筋とコンクリートの界面におけるせん断応力度分布

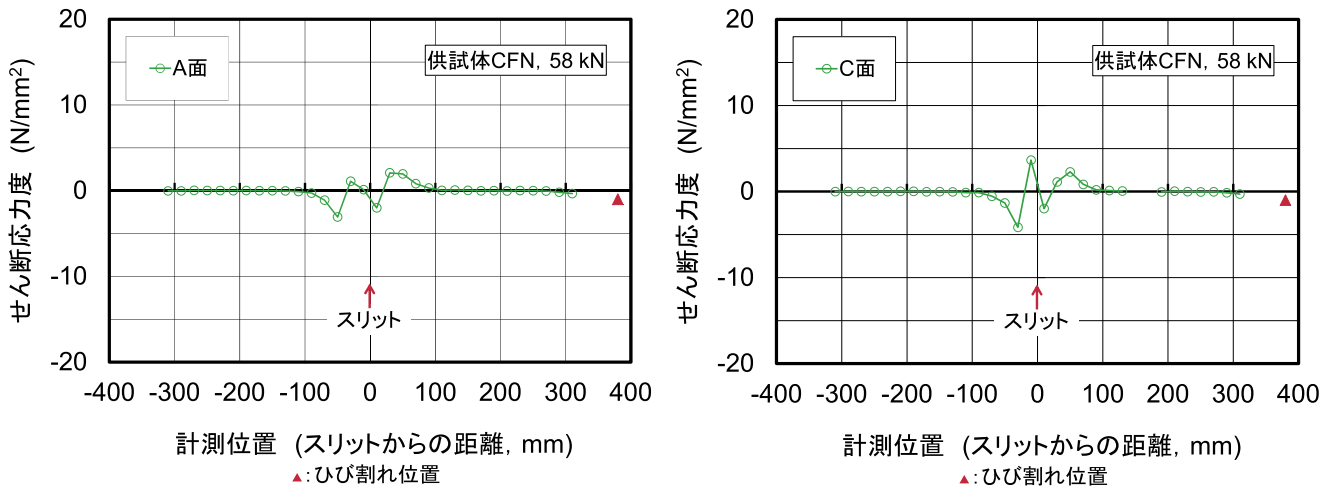


(d) 102 kN, 降伏前

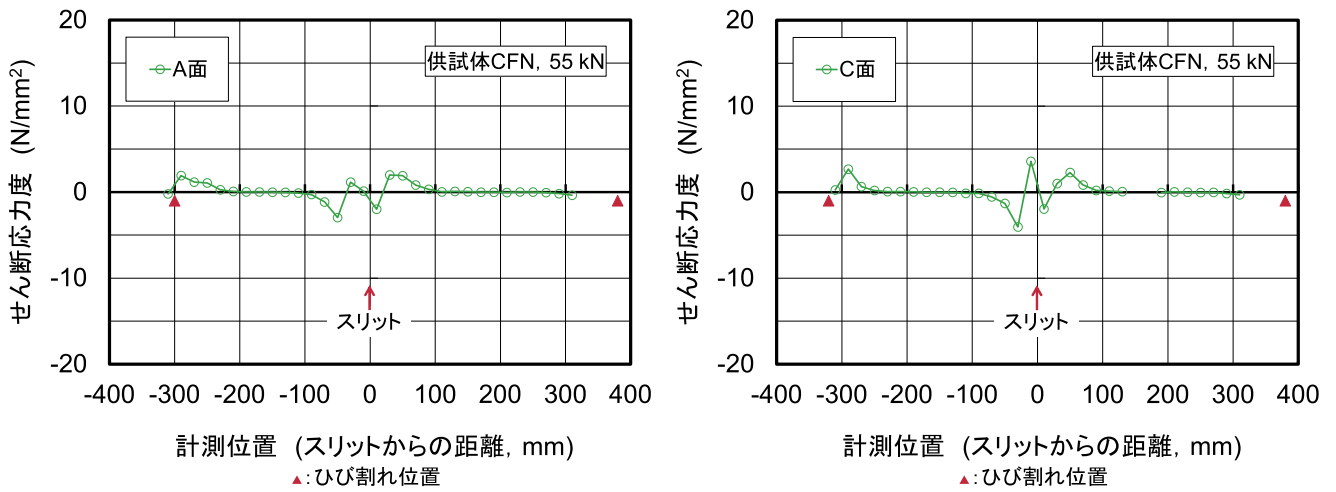


(e) 129 kN, 降伏時

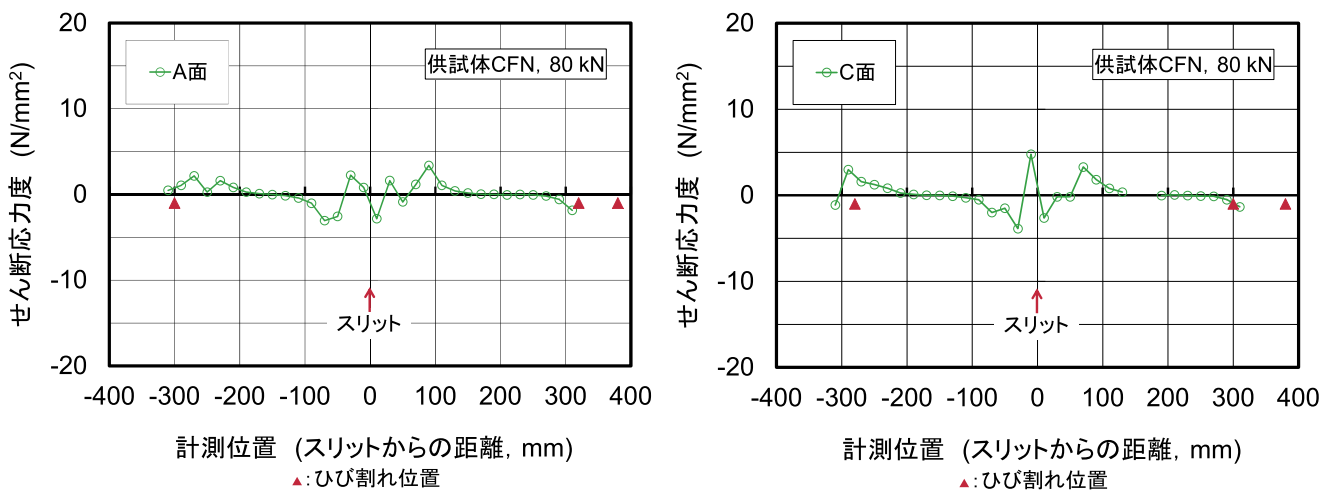
図-3.4.3 供試体 CF の連続繊維シート及び鉄筋とコンクリートの界面におけるせん断応力度分布 (つづき)



(a) 58 kN, ひび割れ直前

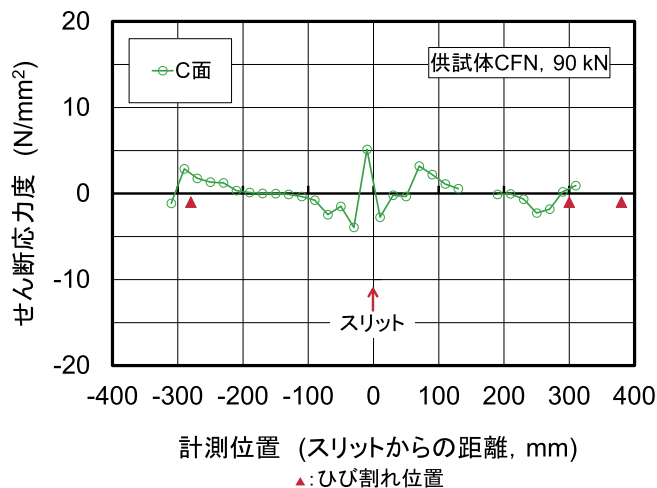
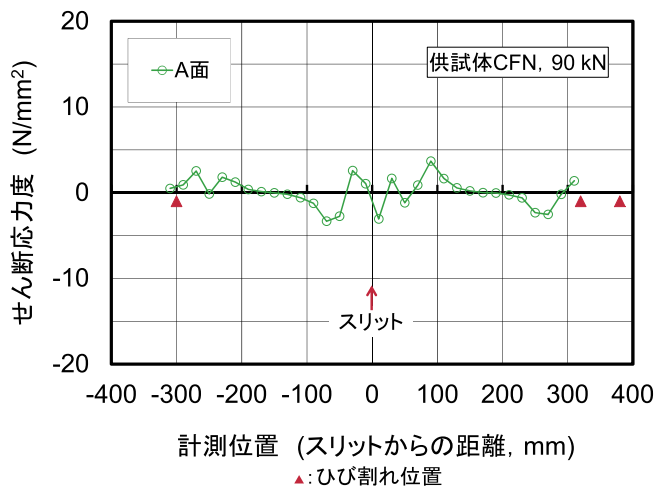


(b) 55 kN, ひび割れ直後 (荷重低下時)

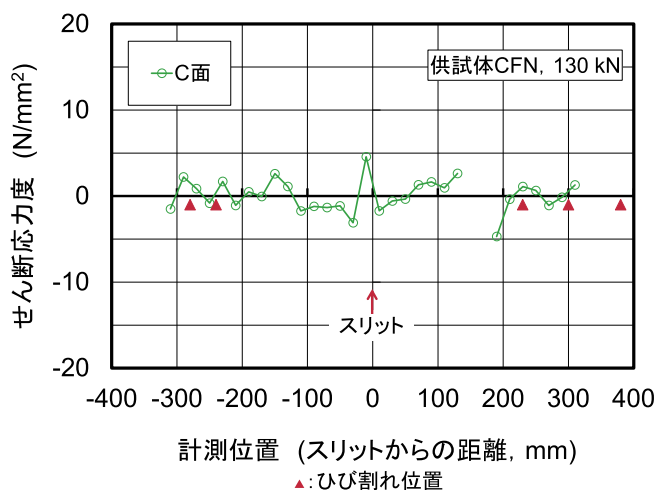
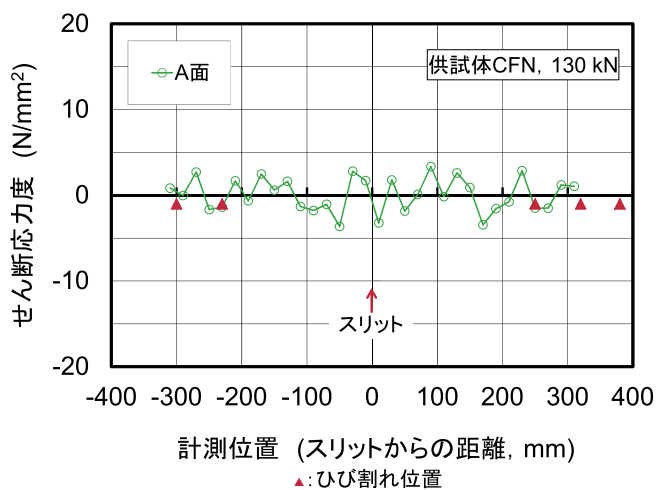


(c) 80 kN, +300mm 付近のひび割れ直前

図-3.4.4 供試体CFNの連続繊維シートとコンクリートの界面におけるせん断応力度分布



(d) 90 kN, +300mm 付近のひび割れ直後



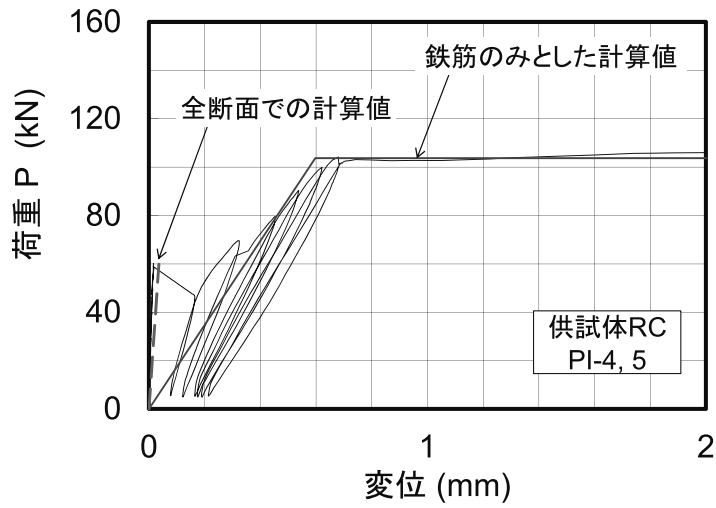
(e) 130 kN, 降伏時

図-3.4.4 供試体 CFN の連続繊維シートとコンクリートの界面におけるせん断応力度分布 (つづき)

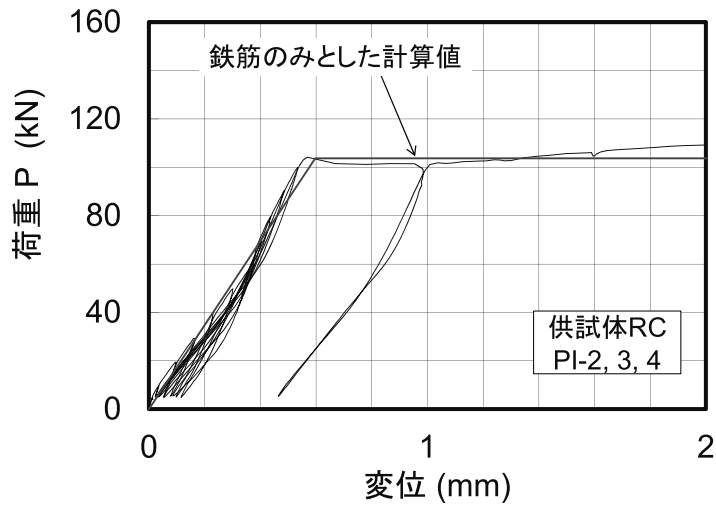
3.5 パイ型変位計による各部の変位

荷重－変位関係は前掲 3.1 のとおりであるが，ここでは，パイ型変位計の各位置における荷重－変位関係を図-3.5.1～4 に示す．ひび割れ間隔は概ね 300mm 程度であったことから，ここでは上部（PI-4 と PI-5 の合計），中央（PI-2, PI-4 をそれぞれ 1/2 とした値と PI-3 の合計），下部（PI-1 と PI-2 の合計），それぞれにおける 300mm の範囲の変位を示した．図中には，全断面有効としたときの計算値（コンクリートの引張限界ひずみを 120×10^{-6} とした場合），及び連続繊維シートと鉄筋のみで荷重を負担するとしたときの計算値を示す．いずれの供試体においても，中央にスリットがあることから，中央の荷重－変位関係では，载荷の始めから，変位の増分が大きい傾向が見られる．供試体 RC の中央では，最初から鉄筋のみとした計算値と概ね一致しており，载荷初期よりコンクリートの負担がほとんどなかった可能性がある．前掲図-3.3.1 のスリット周辺のひずみ分布からもその様子がうかがえる．

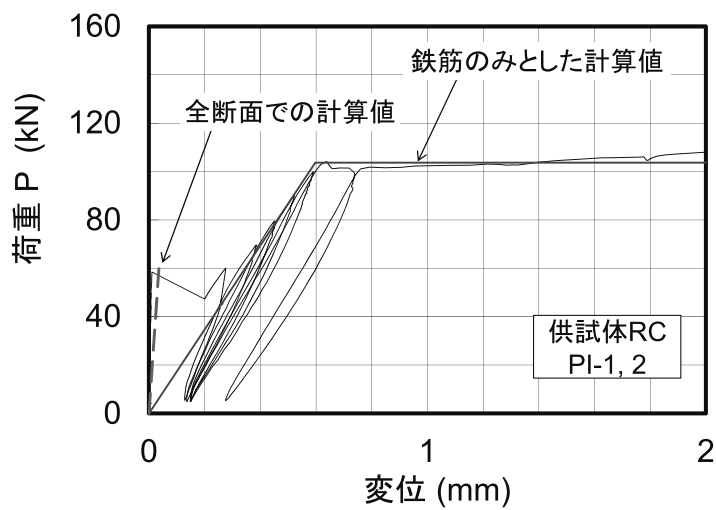
供試体 AF, CF, CFN における鉄筋と連続繊維シートのみとした計算値と実験値の差は，コンクリートの負担分であるが，供試体 AF の上部，供試体 CFN の下部などのように，測定範囲とひび割れ発生位置の位置関係によっては，コンクリートの負担を過大に評価している可能性があるため，データの見方に注意する必要がある．その点を考慮しても，連続繊維シートによってコンクリートの負担が鉄筋の降伏まである程度確保されていたとともに，鉄筋の降伏後もコンクリートの負担が残っていたことが分かった．



(a) 上部, PI-4, PI-5 の合計変位

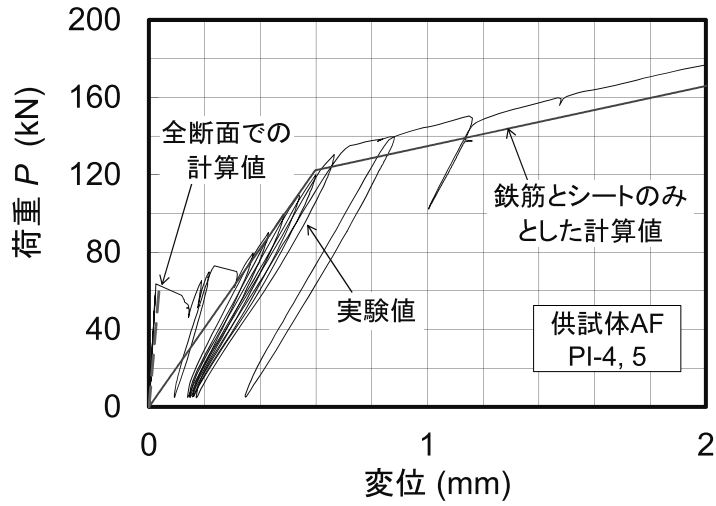


(b) 中央, PI-2 の 1/2, PI-3, PI-4 の 1/2 の合計変位

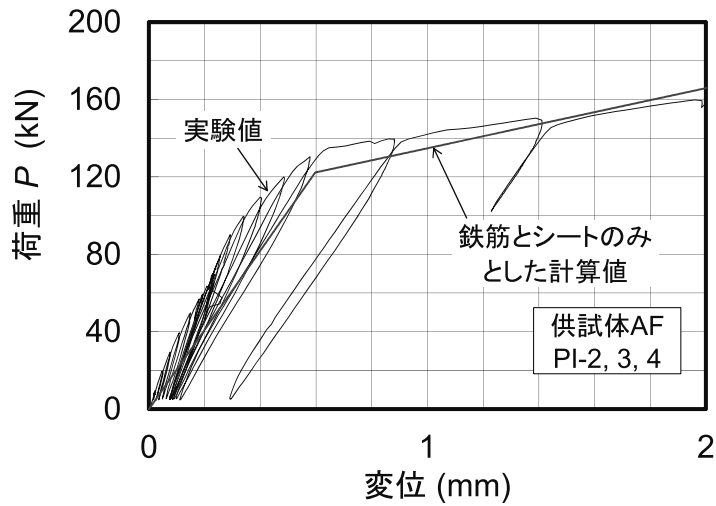


(c) 下部, PI-1, PI-2 の合計変位

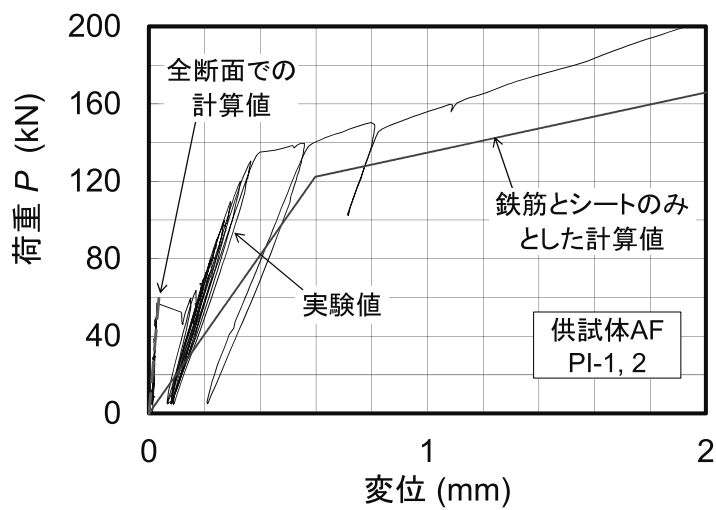
図-3.5.1 供試体 RC のパイ型変位計による変位 (B 面, D 面の平均値)



(a) 上部, PI-4, PI-5 の合計変位

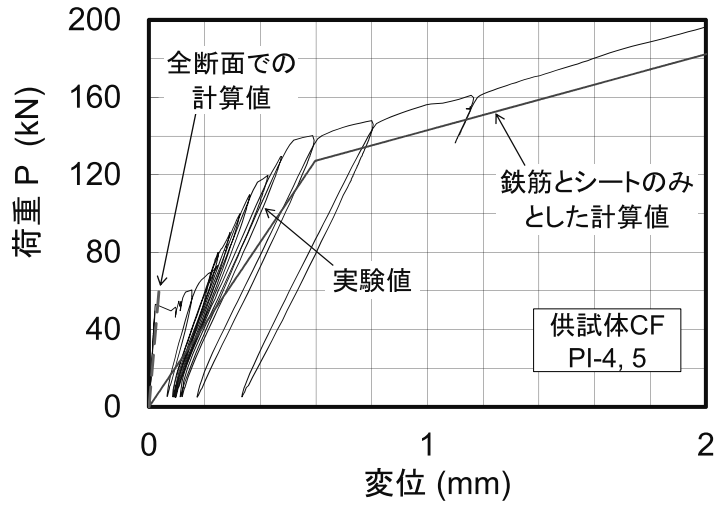


(b) 中央, PI-2 の 1/2, PI-3, PI-4 の 1/2 の合計変位

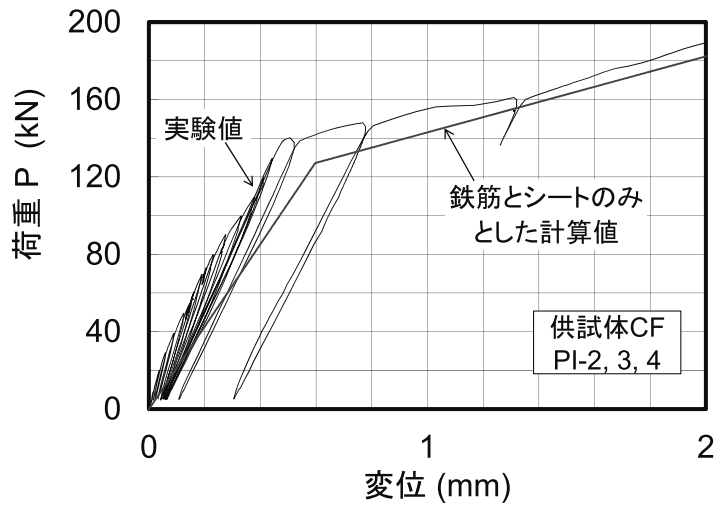


(c) 下部, PI-1, PI-2 の合計変位

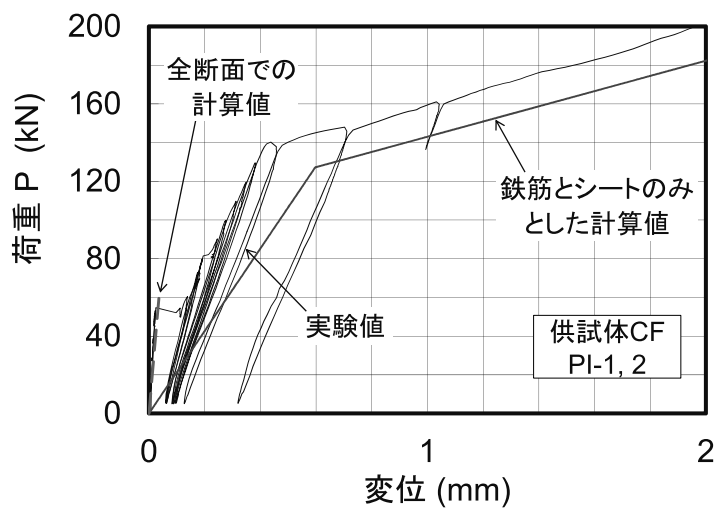
図-3.5.2 供試体 AF のパイ型変位計による変位 (B 面, D 面の平均値)



(a) 上部, PI-4, PI-5 の合計変位

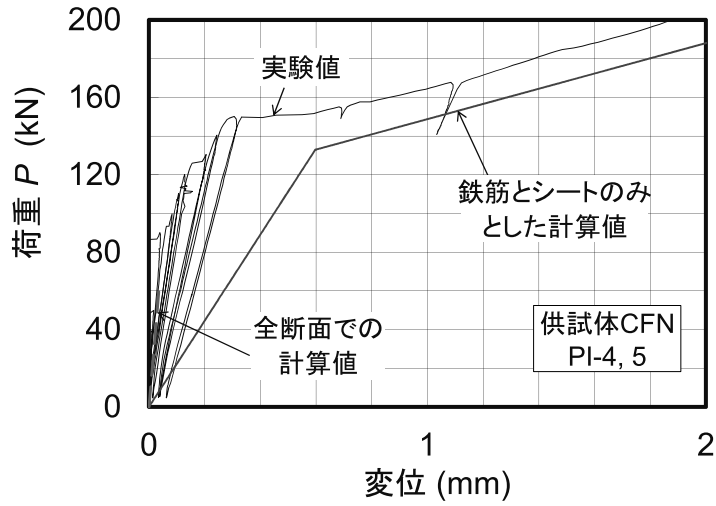


(b) 中央, PI-2 の 1/2, PI-3, PI-4 の 1/2 の合計変位

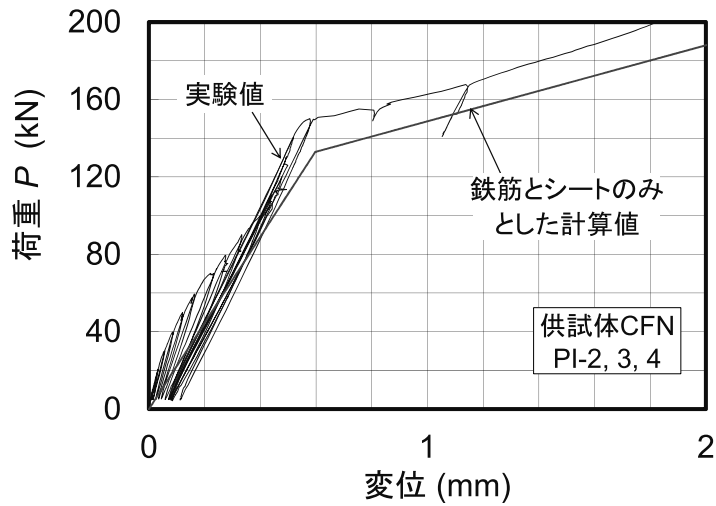


(c) 下部, PI-1, PI-2 の合計変位

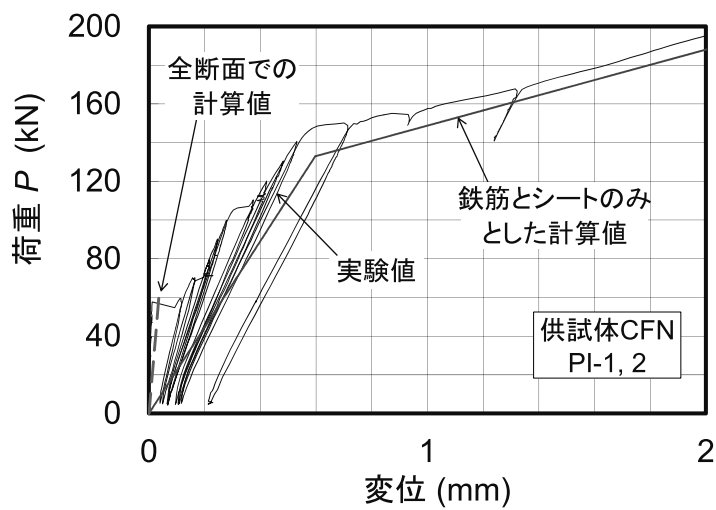
図-3.5.3 供試体 CF のパイ型変位計による変位 (B 面, D 面の平均値)



(a) 上部, PI-4, PI-5 の合計変位



(b) 中央, PI-2 の 1/2, PI-3, PI-4 の 1/2 の合計変位



(c) 下部, PI-1, PI-2 の合計変位

図-3.5.4 供試体CFNのパイ型変位計による変位 (B面, D面の平均値)

4. FEM 解析

本章では非線形 2 次元 FEM 解析を実施し、3 章で実施した軸引張試験を FEM 解析にて再現可能か検証を行った。FEM 解析は以下の 3 Series に分けて実施した。まず、Series-1 にて FEM 解析モデルの端部拘束条件の検証を行うため、強制変位を与える部材を変化させた解析を実施した。Series-2 で実際に使用した材料物性を入力し、実供試体をより忠実にモデル化するため、連続繊維シートとコンクリートを樹脂厚相当の距離を離したモデルで解析を実施し、実験結果の再現性の検証をした。最後に Series-3 で連続繊維シートの剥離に与える影響因子を調べるため、鉄筋とコンクリートの付着特性、連続繊維シートとコンクリートの付着強度特性を変化させたパラメータ解析を実施した。なお、解析に使用したソフトは DIANA 10.2 (DIANA FEA 社) である。

Series-1 : 端部拘束条件の検討 (4.1 節)

Series-2 : FEM 解析による軸引張試験の再現性の検討 (4.2 節)

Series-3 : パラメータ解析 (4.3 節)

4.1 端部拘束条件の検討

4.1.1 解析モデル

解析モデルを図-4.1.1に示す。解析モデルは2次元モデルとし、供試体中央部試験区間900mmを切り出してモデル化した。要素サイズは 12.5 mm とし、断面幅方向に12分割、長さ方向に72分割とした。コンクリート部材は平面応力要素、鉄筋はトラス要素、連続繊維シートははり要素でモデル化し、コンクリートと鉄筋及びコンクリートと連続繊維シートの接合はインターフェース要素で接合した。また、試験区間中央部のスリット部に関しては剛性の小さいインターフェース要素で接合した。

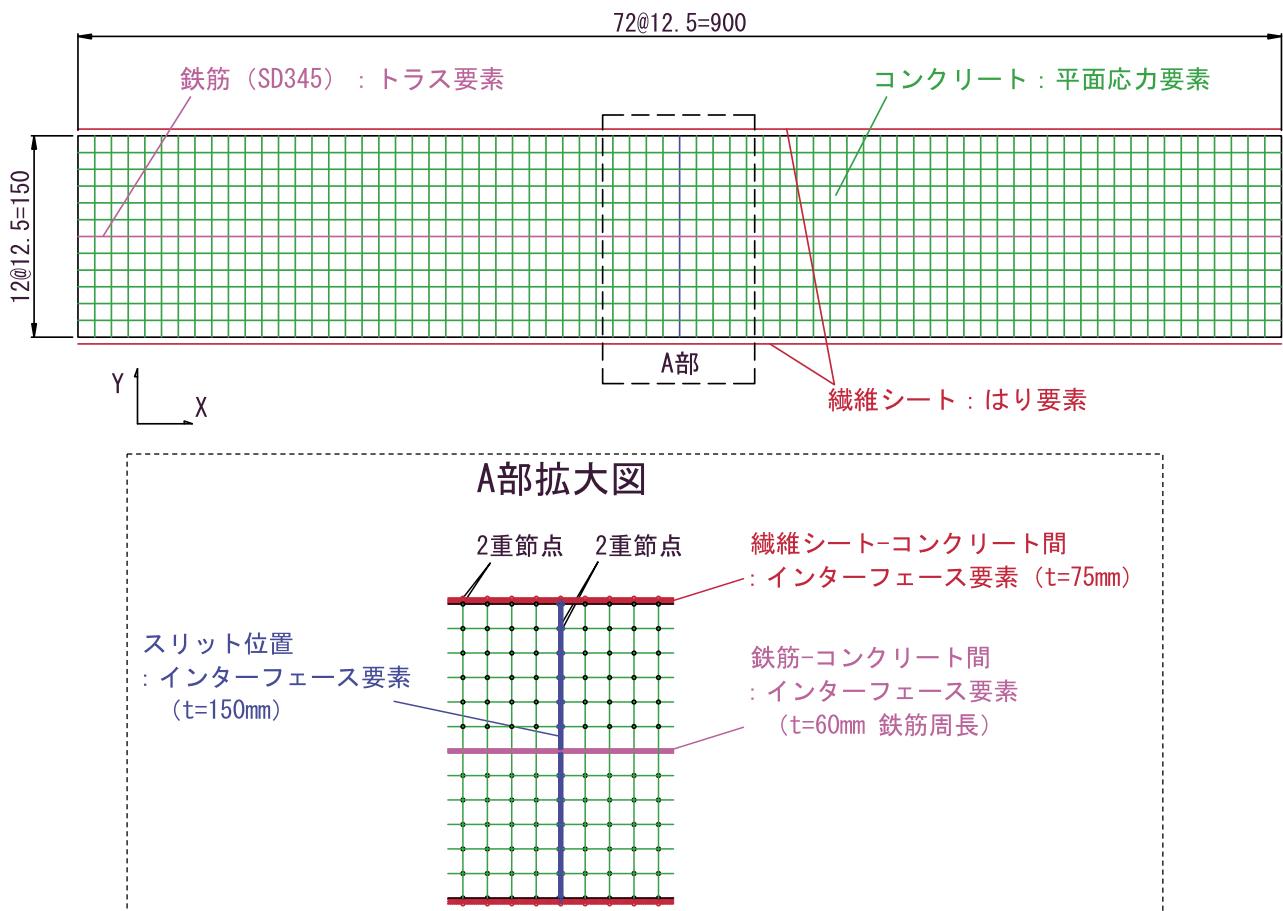


図-4.1.1 解析モデル

4.1.2 材料物性

1) コンクリート

この Series-1 では、コンクリート強度を当初目標値としていた 30 N/mm^2 とした。解析に使用した設計値を表-4.1.1 に示す。Series-1 の解析は試験前の検討であったため、コンクリートの物性値は設計値とした。本解析モデルはメッシュサイズが 12.5 mm と小さいことから、破壊エネルギーを考慮した応力-ひずみ曲線を適用する^{1),2)}。引張破壊エネルギー G_{ft} 及び圧縮破壊エネルギー G_{fc} を式 4.1.1~4.1.3 より求め、圧縮軟化特性には Parabolic 曲線、引張軟化特性には 1/4 引張軟化曲線を適用した。コンクリートの構成則として、分散ひび割れモデルのうち回転ひび割れモデルを使用した。

$$\text{【引張強度】} \quad f_t = 0.23 \times f_c'^{2/3} \quad (4.1.1)$$

$$\text{【引張破壊エネルギー】} \quad G_{ft} = 1/100 \times (d_{max})^{1/3} \times f_c'^{1/3} \quad (4.1.2)$$

$$\text{【圧縮破壊エネルギー】} \quad G_{fc} = 8.77 \times f_c'^{1/2} \quad (4.1.3)$$

ここで、

- f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)
- f_c' : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- G_{ft} : コンクリートの引張破壊エネルギー (N/mm)
- G_{fc} : コンクリートの圧縮破壊エネルギー (N/mm)
- d_{max} : コンクリートの粗骨材最大寸法 (mm)

表-4.1.1 コンクリートの材料物性

弾性 係数 E_c (N/mm ²)	ポアソン 比 ν_c	圧縮 強度 f_c' (N/mm ²)	引張 強度 f_t (N/mm ²)	粗骨材 最大寸法 d_{max} (mm)	引張破壊 エネルギー G_{ft} (N/mm)	圧縮破壊 エネルギー G_{fc} (N/mm)
2.8×10^4	0.2	30	2.22	20	0.084	48.0

2) 鉄筋

解析に使用した鉄筋の諸物性は引張試験で得られた表-4.1.2 に示す数値を使用した。弾性係数及び降伏強度に材料試験結果を使用し、鉄筋降伏後に応力は増加せずひずみのみが増加するバイリニアモデルとした。付着応力-すべり関係はコンクリート標準示方書式により式 4.1.4 で求めた¹⁾。鉄筋の応力-ひずみ関係と付着応力-すべり関係を図-4.1.2 に示す。

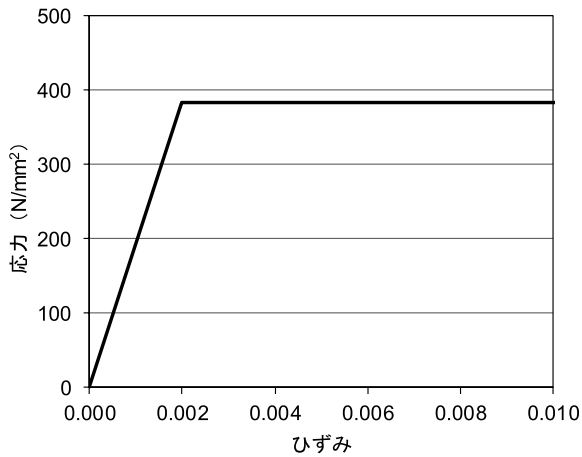
表-4.1.2 鉄筋の材料物性

種類	公称 断面積 A_s (mm ²)	公称 周長 l (mm)	公称 直径 ϕ (mm)	弾性 係数 E_s (N/mm ²)	ポア ソン 比 ν_s	降伏 強度 f_{sy} (N/mm ²)
SD345 D19	286.5	60	19.1	1.92×10^5	0.3	383

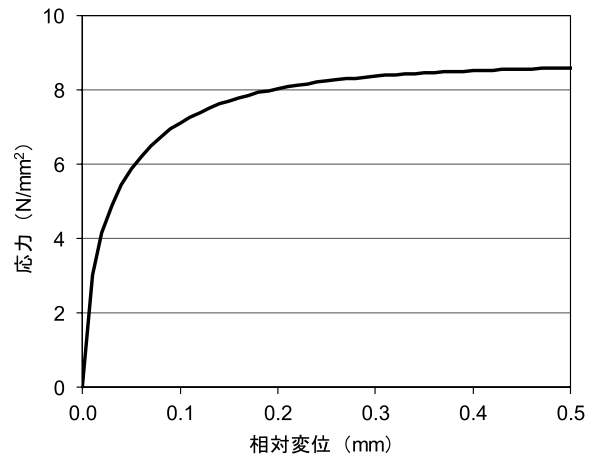
【付着応力-すべり関係】
$$\tau_d = 0.9 \times f'_c{}^{2/3} \times (1 - e^{-40 \cdot (s/\phi)^{0.6}}) \quad (4.1.4)$$

ここで、

- τ_d : 鉄筋軸に沿った各点における局所付着応力 (N/mm²)
- f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- s : 検討する点における鉄筋とコンクリートの相対変位 (mm)
- ϕ : 鉄筋の直径 (mm)



(a) 応力-ひずみ関係



(b) 付着応力-すべり関係

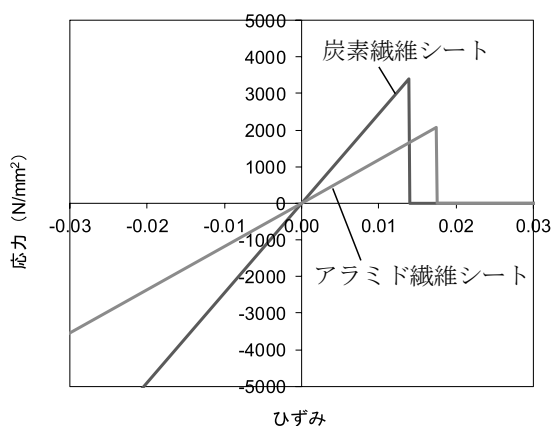
図-4.1.2 鉄筋の応力-ひずみ関係と付着応力-すべり関係

3) 連続繊維シート

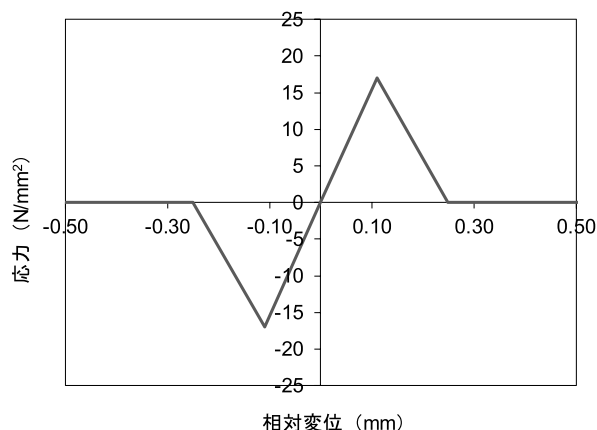
解析に使用した連続繊維シートの諸物性はカタログ記載の公称値を使用し、引張強度到達後は引張力を負担しないよう設定した。使用した諸数値を表-4.1.3 に示す。接着材の付着応力-すべり関係は張らの研究³⁾を参考に設定し（付着応力 (τ_u) =17.0 N/mm²，弾性限界すべり量 (δ_e) =0.11 mm，終局すべり量 (δ_u) =0.25 mm)，法線方向の剛性は 1×10^4 N/mm³ とした。連続繊維シートの応力-ひずみ関係と付着応力-すべり関係を図-4.1.3 に示す。

表-4.1.3 連続繊維シートの材料物性

種類	厚み t_f (mm)	幅 b_f (mm)	断面積 A_f (mm ²)	弾性 係数 E_f (N/mm ²)	ポアソン 比 ν_f	引張 強度 f_u (N/mm ²)
炭素繊維	0.333	75	25.0	2.45×10^5	0.3	3400
アラミド繊維	0.572	75	42.9	1.18×10^5	0.3	2060



(a) 応力-ひずみ関係



(b) 付着応力-すべり関係

図-4.1.3 連続繊維シートの応力-ひずみ関係と付着応力-すべり関係

4) スリット

スリットに対しては、圧縮方向に対しては 1×10^5 N/mm³ 程度の剛性を持たせ、引張方向、せん断方向に関しては、 1×10^5 N/mm³ 程度の小さな剛性を与えることとした。

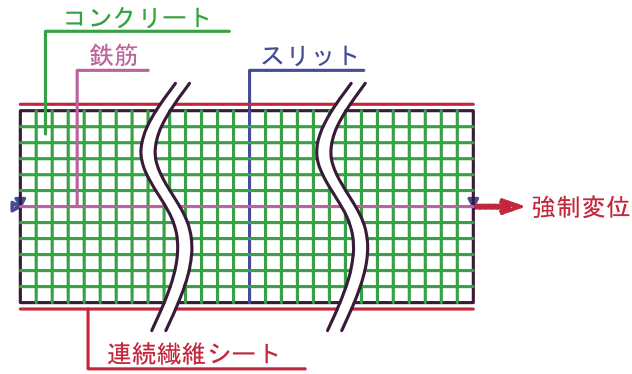
4.1.3 拘束条件及び加力方法

実際の供試体は接着した連続繊維シートが端部から剥離が容易に発生しないよう、試験区間外側でコンクリートと接着した連続繊維シートを包み込むように周方向に連続繊維シートを巻き付けている。また加力方法に関してはコンクリート内に埋設した鉄筋を外側に引っ張ることで载荷を行っている。本解析モデルは供試体中央部 900 mm の試験区間のみ再現したモデルであるため、端部の拘束条件と強制変位を与える部材を変化させることで、実供試体の载荷方法に最も合致した条件を検討した。

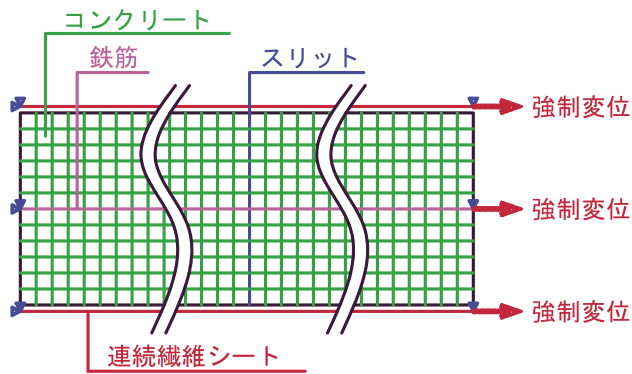
解析上の加力はモデル右端に X 方向の強制変位を与えることで行った。強制変位を与える部材は鉄筋のみ (Case-1)、鉄筋+連続繊維シート (Case-2)、鉄筋+連続繊維シート+コンクリート (Case-3) の 3 種類とし、強制変位を与える節点は Y 方向のみ固定、モデル左端の固定側は強制変位を与える節点 (材料) を XY 方向とも固定とした。解析ケース一覧を表-4.1.4 に、端部拘束モデル概要図を図-4.1.4 にそれぞれ示す。

表-4.1.4 検討ケース一覧

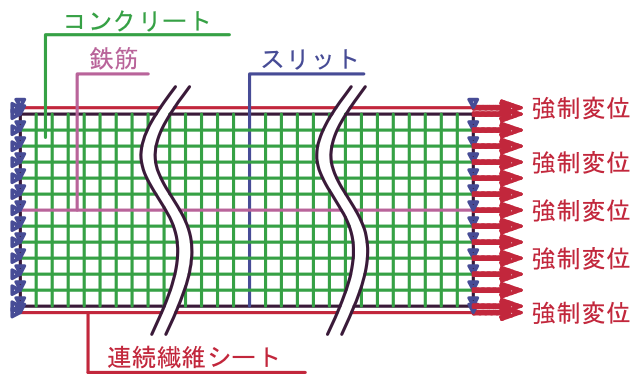
Case	要素	拘束条件		強制変位 (右端)	強制変位量
		左端	右端		
Case-1	鉄筋	XY 固定	Y 固定	あり	0.05mm×60Step
	コンクリート	自由	自由	---	
	連続繊維シート	自由	自由	---	
Case-2	鉄筋	XY 固定	Y 固定	あり	0.05mm×60Step +
	コンクリート	自由	自由	---	
	連続繊維シート	XY 固定	Y 固定	あり	
Case-3	鉄筋	XY 固定	Y 固定	あり	0.05mm×60Step +
	コンクリート	XY 固定	Y 固定	あり	
	連続繊維シート	XY 固定	Y 固定	あり	



Case-1



Case-2



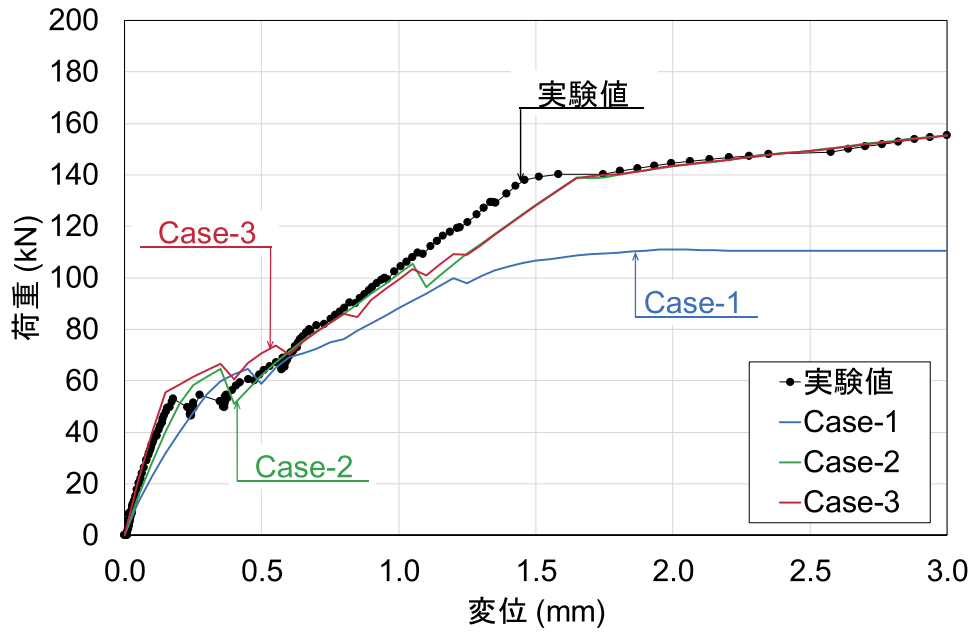
Case-3

図-4.1.4 拘束条件及び強制変位位置

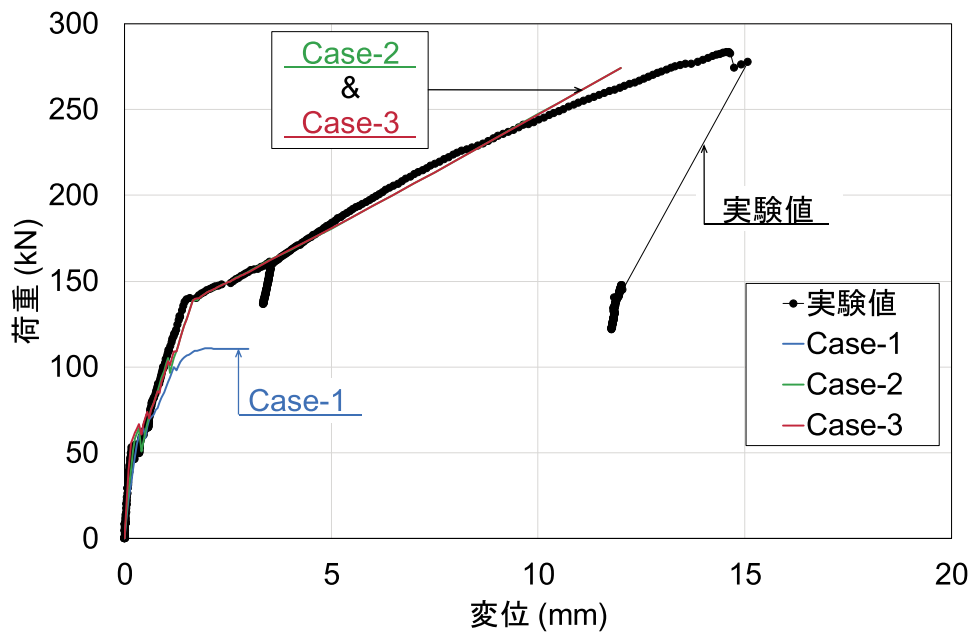
4.1.4 端部拘束条件の妥当性検証

1) 荷重－変位関係

図-4.1.5 に炭素繊維シートを貼り付けた場合（供試体 CF）の荷重－変位関係を、図-4.1.6 にアラミド繊維シートを貼り付けた場合（供試体 AF）の荷重－変位関係を実験結果とともに示す．それぞれの図の(a)は鉄筋降伏前の 3 mm 程度の変位までに着目した場合を示しており，破壊直前の変位まで X 軸の表示範囲を広げた場合を(b)に示している．強制変位を鉄筋のみに与えた Case-1 の変位は供試体 CF，供試体 AF とともに 70 kN から 80 kN 程度の荷重で実験値変位より大きくなり，110 kN 以降は荷重が増加せず変位のみが増加する結果となった．Case-2，Case-3 の解析結果は，ひび割れ発生時の荷重低下の挙動が異なるが，鉄筋降伏以降は拘束条件による差はほとんどなかった．実験結果との差異に関しては，Case-2 の鉄筋降伏前は供試体 AF の荷重－変位関係は実験値とよく一致しているが，供試体 CF の解析変位は 100 kN から鉄筋降伏前までは Case-1，Case-2 とともに解析変位が実験値より大きくなる傾向があった．鉄筋降伏後の挙動に関しては，端部の剥離が発生したと思われる荷重までは概ね勾配が一致しているが，剥離発生後の勾配は解析で再現することはできなかった．これは，実際の供試体は両端部の拘束部分から連続繊維シートが抜け出しているためと考えられる．

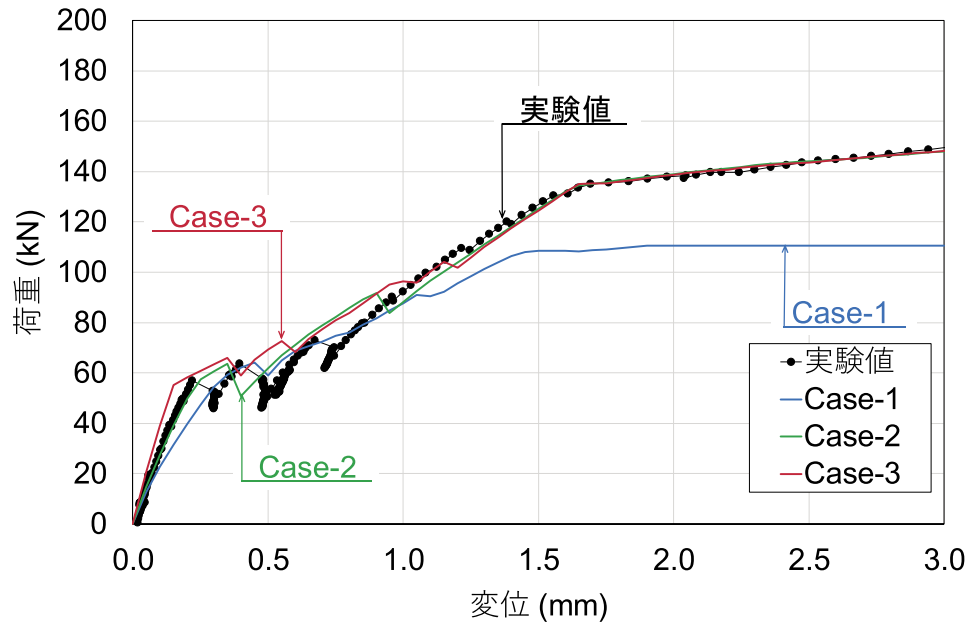


(a) 3.0 mm 変位まで

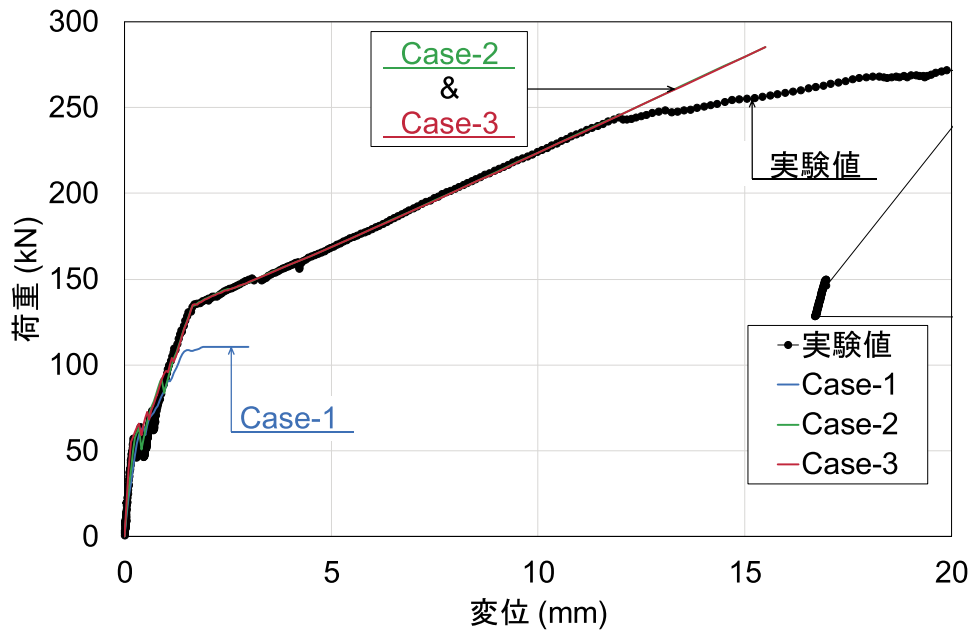


(b) 20 mm 変位まで

図4.1.5 荷重-変位関係 (供試体 CF)



(a) 3.0 mm 変位まで



(b) 20 mm 変位まで

図-4.1.6 荷重-変位関係 (供試体 AF)

2) 最大主ひずみ分布

拘束条件の違いについて確認するため、まず主ひずみ分布で比較する。ここでは、2種類の主ひずみ分布図を併記する。それぞれの主ひずみ分布図の表記内容を図-4.1.7に示す。主ひずみ分布図-①は最大主ひずみの大きさを色で表示した図であり、主ひずみ分布図-②は主ひずみの方向もわかるように表示した図である。なお、本文では特記しない限り「最大主ひずみ」を「主ひずみ」という。

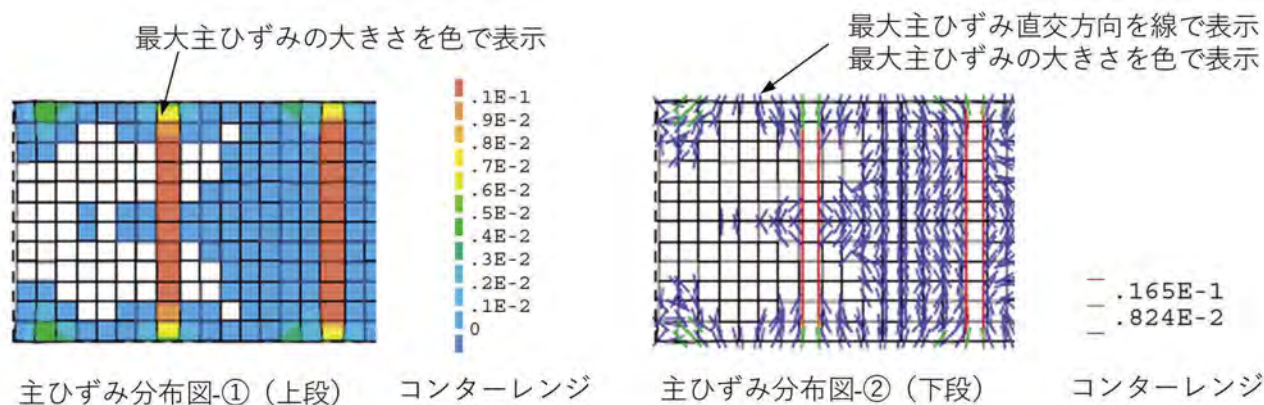
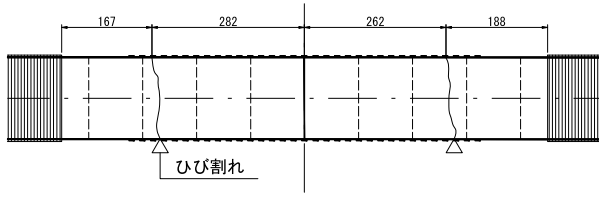


図-4.1.7 主ひずみ分布図-①及び②の見方

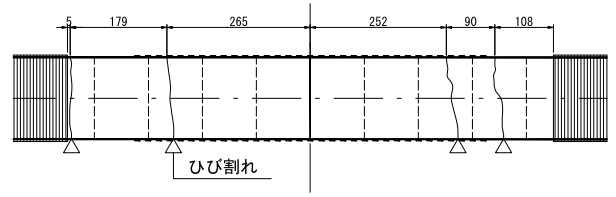
鉄筋降伏前 ($P=100 \text{ kN}$, $\delta=1.0 \text{ mm}$), 鉄筋降伏後 ($P=140 \text{ kN}$, $\delta=2.0 \text{ mm}$) 及び破壊前 ($P=200 \text{ kN}$, $\delta=7.0 \text{ mm}$) の主ひずみ分布を拘束ケース毎に図-4.1.8～図-4.1.13に示す。図-4.1.8～図-4.1.13中の(a)は実際のひび割れ状況 ($P=100 \text{ kN}$, $P=140 \text{ kN}$, 破壊時) を, (b)は拘束条件 Case-1 の場合を, (c)に拘束条件 Case-2 の場合を, (d)に拘束条件 Case-3 の場合を示す。それぞれの拘束条件での破壊進行状況は, Case-1 の場合は荷重の増加とともに中央スリットと端部の中央付近に最初のひび割れ (第1ひび割れ) が発生し, 鉄筋降伏以降は両端の鉄筋位置の破壊が進行し, 中間部のひび割れは大きく進展しない結果となった。これは, Case-1 では鉄筋のみに強制変位を与えているため, 解析モデル両端部の鉄筋が降伏し加力点の変形のみが増大したためと考えられる。前述の荷重-変位関係 (図-4.1.5, 図-4.1.6) で Case-1 は荷重が 110 kN 以上とならなかった要因は, 加力点の鉄筋のみが伸びて鉄筋の降伏荷重以降はコンクリートや連続繊維シートに荷重が伝達されなかったものと考えられる。

Case-2 の場合は, 最初に中央スリットと端部の中央付近に2本のひび割れ (第1ひび割れ) が発生し, 荷重の増加とともに第1ひび割れの両外側に1本ずつのひび割れ (第2ひび割れ) が発生し, 最終的には連続繊維シート接着表層のコンクリートの破壊で終局に至る結果となった。一方 Case-3 の場合は, スリットと端部の間に2本のひび割れ (第1ひび割れ) が発生し, その後第1ひび割れの間に新たにひび割れ (第2ひび割れ) が発生し, 最終的には Case-2 と同様に連続繊維シート接着面のコンクリート破壊で終局に至る結果となった。最終的に発生したひび割れの間隔は Case-2 の場合はスリットと端部の中間部に集中していたが, Case-3 の場合は 100 mm 程度の間隔で軸方向にほぼ等間隔で発生する結果となった。これは Case-2 ではコンクリートに外力を与えず, 連続繊維シートと鉄筋から荷重が伝達されるため, 加力端部付近ではコンクリートに引張荷重が伝達されず, ひび割れが中央部に集中したものと考えられる。

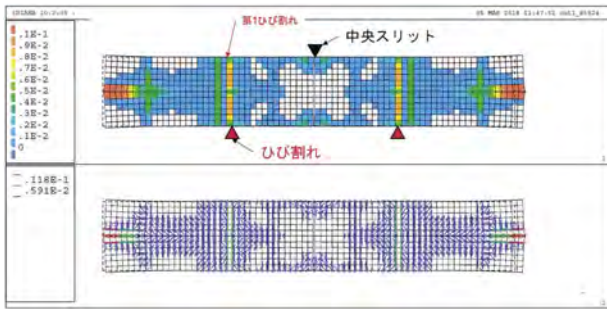
解析内でのひび割れ発生本数はCF, AF 両モデルとも Case-2 で 8 本(中央スリットを挟み左右 4 本ずつ), Case-3 で 10 本(中央スリットを挟み左右 5 本ずつ)であった。Case-3 でひび割れ本数が多くなった要因は、両端部のコンクリートにも強制変位を与えているため、加力部の応力が大きくなり、端部にひび割れが発生したと考えられる。なお、Case-2 の端部はスリットと概ね同じ拘束条件であったため、主ひずみ分布は端部とスリットの間でほとんど左右対称の図となった。FEM 解析結果と実供試体のひび割れ発生状況を比較すると、解析ではスリット両側に 4~5 本ずつであったが、試験結果はスリット両側に 2~3 本ずつであった。前述の荷重-変位関係(図-4.1.5, 図-4.1.6)で Case-2, Case-3 の解析結果は、鉄筋降伏後も実験値と概ね一致していることから実際の供試体では最初に発生したひび割れが大きく広がったのに対し、解析内では試験区間(900 mm)全体でひび割れが分散しているものと考えられる。ひび割れ近傍において、鉄筋、コンクリート、連続繊維シートが負担している荷重分担率が FEM 解析と実供試体で相違があったものと考えられる。



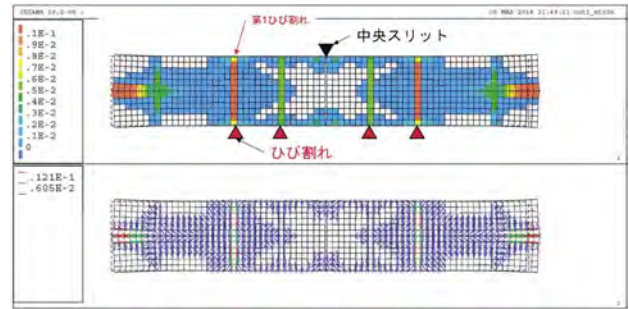
(a) 供試体 CF ひび割れ状況 (P=100 kN)



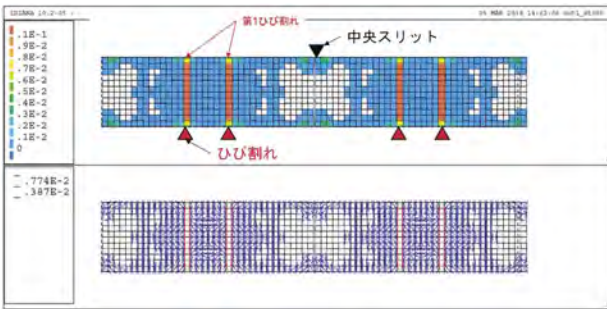
(a) 供試体 AF ひび割れ状況 (P=100 kN)



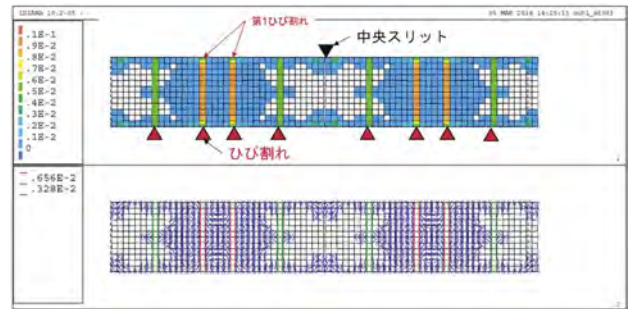
(b) Case-1 (供試体 CF)



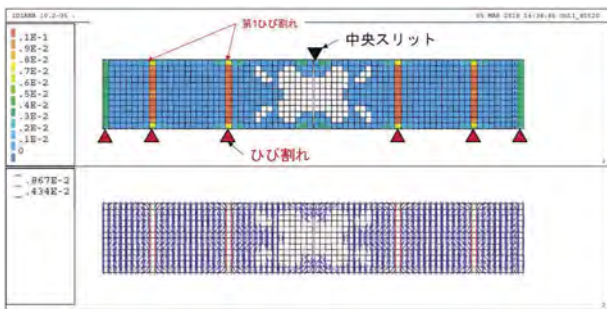
(b) Case-1 (供試体 AF)



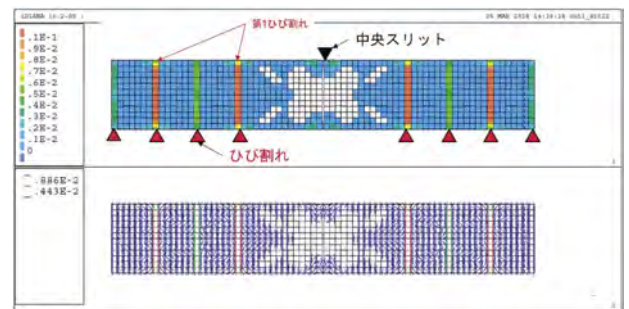
(c) Case-2 (供試体 CF)



(c) Case-2 (供試体 AF)



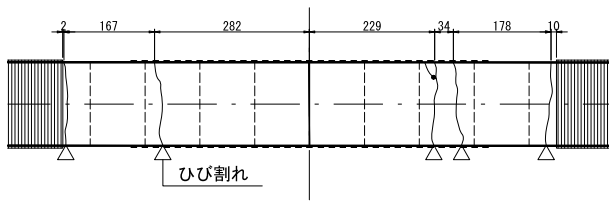
(d) Case-3 (供試体 CF)



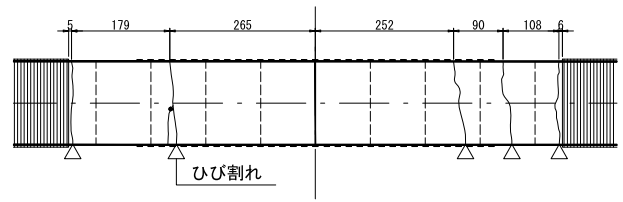
(d) Case-3 (供試体 AF)

図-4.1.8 主ひずみ分布図 (供試体 CF)
($\delta=1.0 \text{ mm}$ P=100 kN)

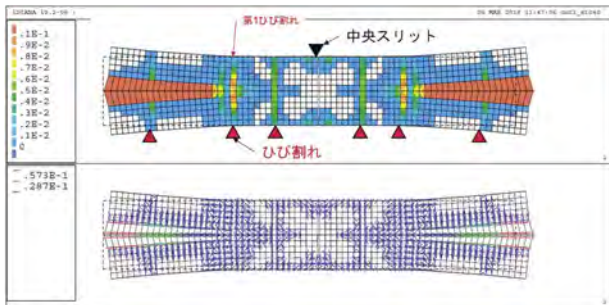
図-4.1.9 主ひずみ分布図 (供試体 AF)
($\delta=1.0 \text{ mm}$ P=100 kN)



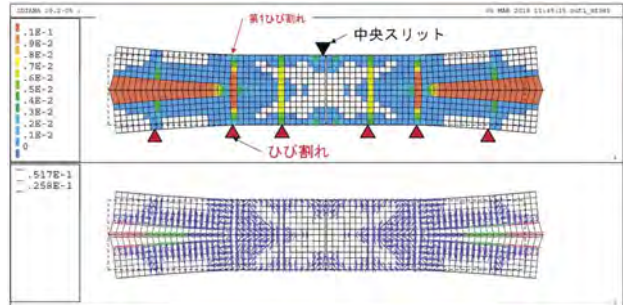
(a) 供試体 CF ひび割れ状況 (P=140 kN)



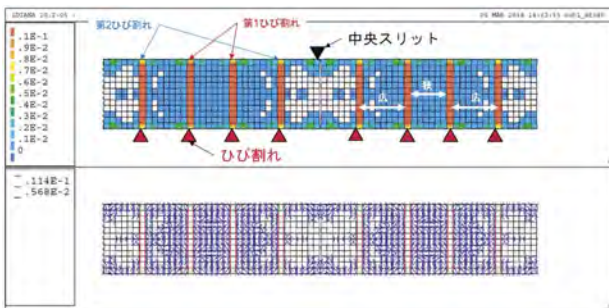
(a) 供試体 AF ひび割れ状況 (P=140 kN)



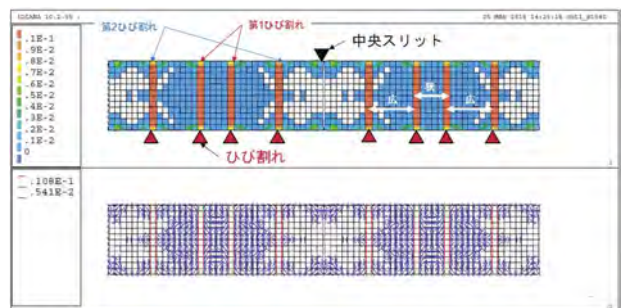
(b) Case-1 (供試体 CF)



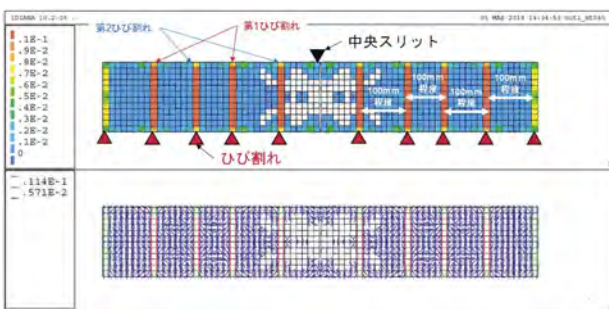
(b) Case-1 (供試体 AF)



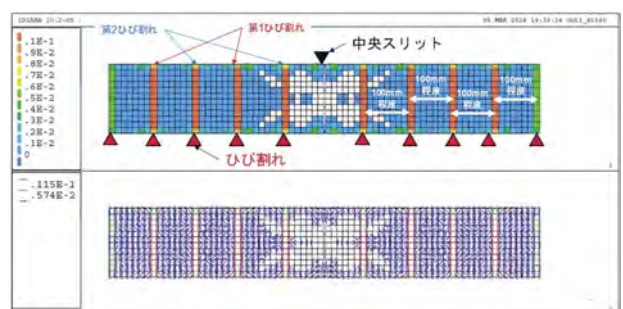
(c) Case-2 (供試体 CF)



(c) Case-2 (供試体 AF)



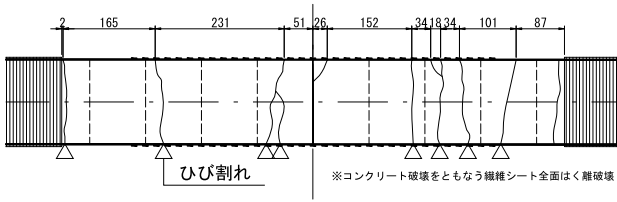
(d) Case-3 (供試体 CF)



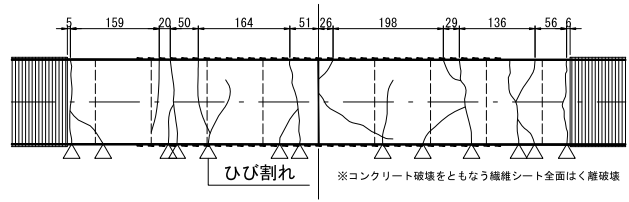
(d) Case-3 (供試体 AF)

図-4.1.10 主ひずみ分布図 (供試体 CF)
($\delta=2.0$ mm P=140 kN)

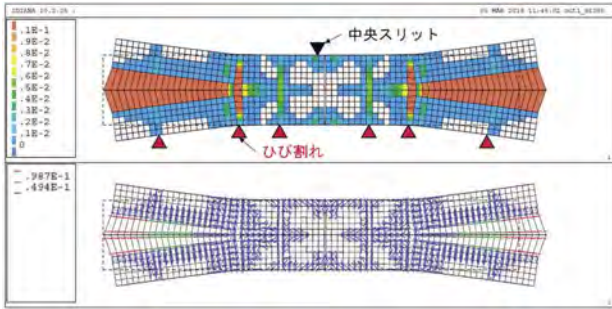
図-4.1.11 主ひずみ分布図 (供試体 AF)
($\delta=2.0$ mm P=140 kN)



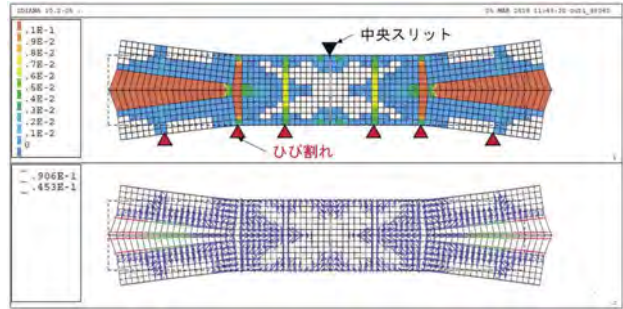
(a) 供試体 CF ひび割れ状況 (破壊時)



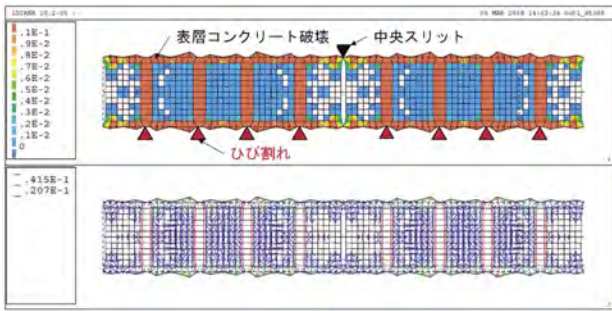
(a) 供試体 AF ひび割れ状況 (破壊時)



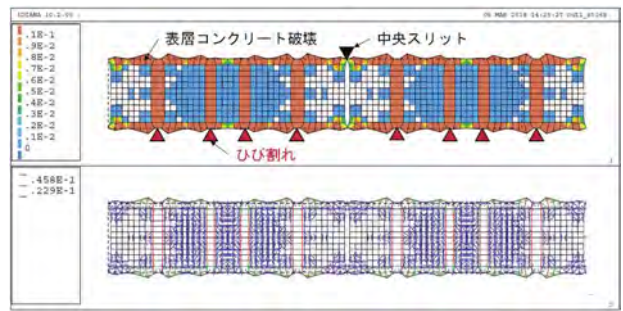
(b) Case-1 (供試体 CF)



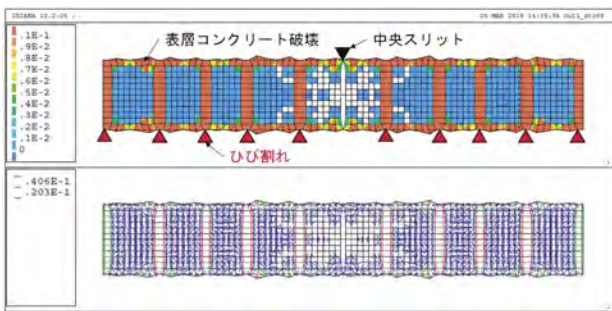
(b) Case-1 (供試体 AF)



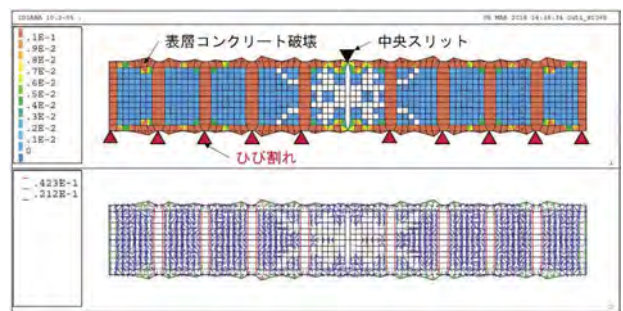
(c) Case-2 (供試体 CF)



(c) Case-2 (供試体 AF)



(d) Case-3 (供試体 CF)



(d) Case-3 (供試体 AF)

図-4.1.12 主ひずみ分布図 (供試体 CF)
($\delta=7.0\text{ mm}$ $P=200\text{ kN}$)

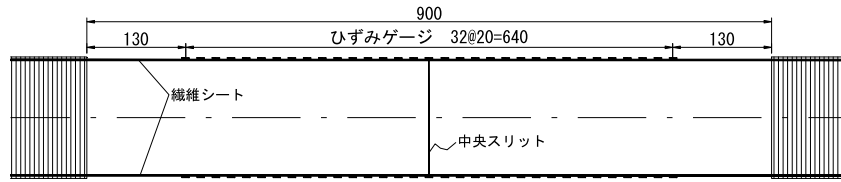
図-4.1.13 主ひずみ分布図 (供試体 AF)
($\delta=7.0\text{ mm}$ $P=200\text{ kN}$)

3) 鉄筋及び連続繊維シートの応力度分布

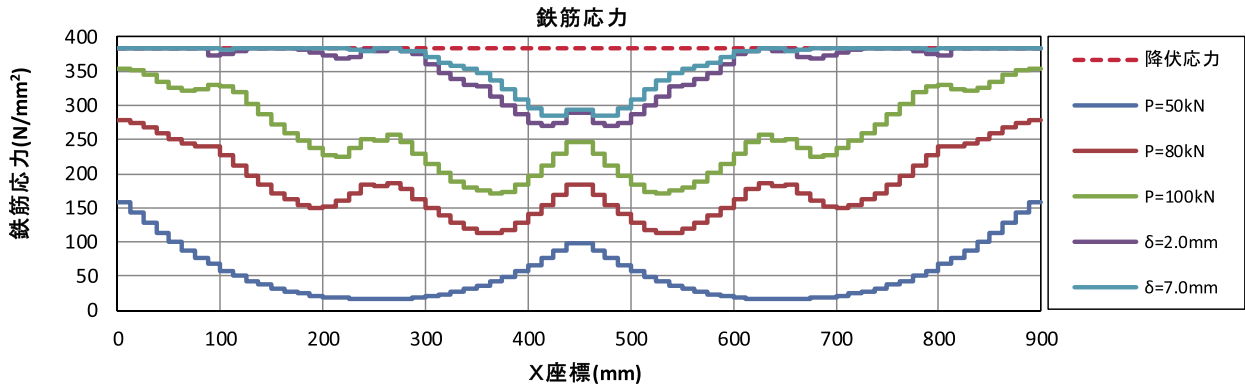
図-4.1.14, 図-4.1.15 に供試体 CF の鉄筋応力度分布及び連続繊維シート応力度分布を, 図-4.1.16, 図-4.1.17 に供試体 AF の鉄筋応力度分布及び連続繊維シート応力度分布を示す. 図中の $P=50\text{ kN}$ はひび割れ発生前, $P=80\text{ kN}$ は鉄筋降伏前のひび割れ発生後, $P=100\text{ kN}$ は鉄筋降伏前, $\delta=2.0\text{ mm}$ は鉄筋降伏後, $\delta=7.0\text{ mm}$ は破壊時の状態を示している.

Case-1 の拘束条件では供試体 CF, 供試体 AF とともにスリット部の鉄筋応力度より両端加力部付近の応力度が増加していることが分かる. 前述のとおり, これは鉄筋のみに強制変位を与えているため, 両端加力部の鉄筋応力が卓越して増加したことによると考えられる. Case-2 と Case-3 の拘束条件で鉄筋応力度を比較すると, Case-2 の場合は荷重初期から両端部の応力度が増加しているが (図-4.1.14 (c), 図-4.1.16 (c)中の端部赤囲い部分), Case-3 では 100 kN 荷重時に端部応力が急激に増加しており, 80 kN から 100 kN の範囲で端部にひび割れが発生したことが分かる. これは Case-2 ではコンクリートには変位を与えていないため, 加力初期から両端部に中央スリット部と同様の疑似的なひび割れがあるモデルとなっていたと考えられる.

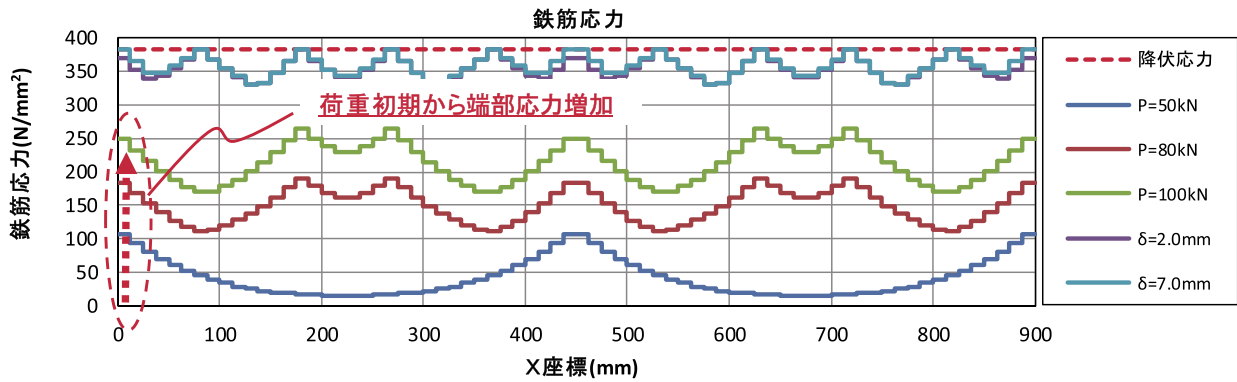
連続繊維シートの応力度に関しては, Case-1 では破壊時においても $300\sim 500\text{ N/mm}^2$ 程度であった. Case-2, Case-3 は鉄筋降伏後の $\delta=2.0\text{ mm}$ 程度の変位では $300\sim 600\text{ N/mm}^2$ 程度の応力度であったが, $\delta=7.0\text{ mm}$ まで変位が増加すると連続繊維シートの応力度が急増し, 供試体 AF で 1000 N/mm^2 程度, 供試体 CF で 2000 N/mm^2 程度の応力度となった. $\delta=2.0\text{ mm}$ から $\delta=7.0\text{ mm}$ に変位を増加させた際の鉄筋の応力度は概ね同程度であるが, 連続繊維シートの応力度の方は急増していることが分かる. これは鉄筋降伏によるとともに, 降伏後に連続繊維シート貼付部のコンクリートが破壊したため, コンクリートと連続繊維シートが独立した挙動を示し, 連続繊維シートが負担する荷重が増加したものと考えられる.



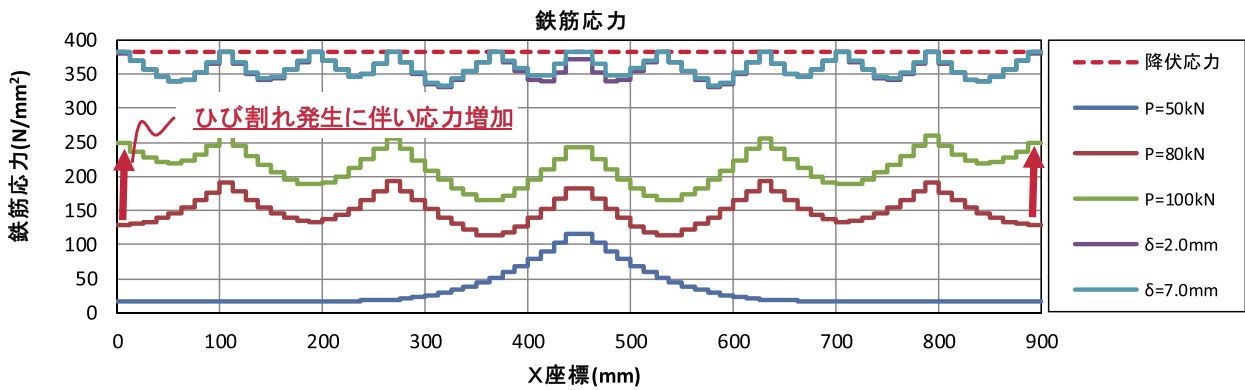
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 CF)

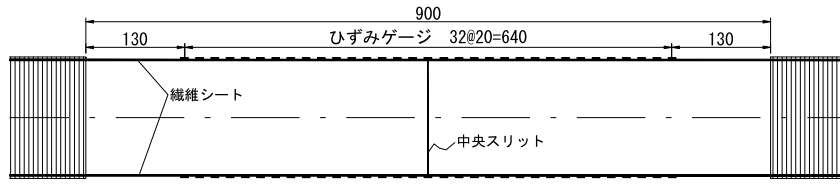


(c) Case-2 (供試体 CF)

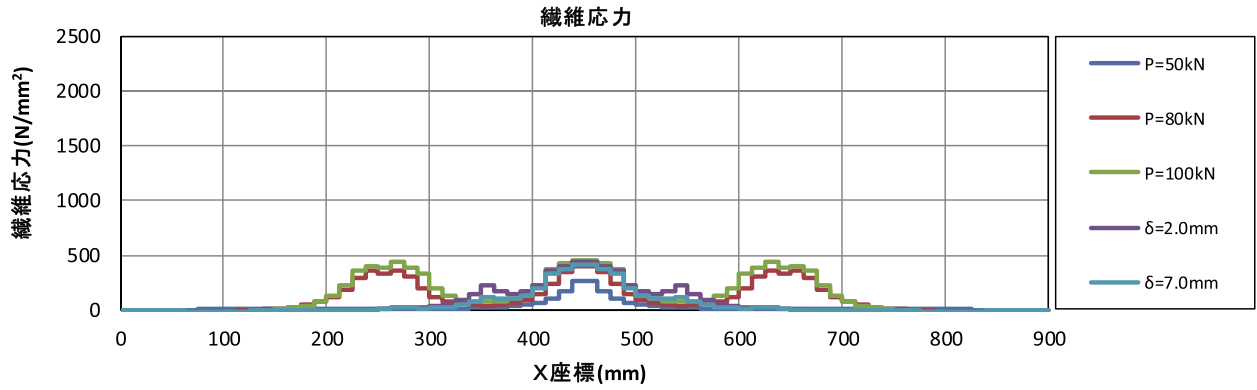


(d) Case-3 (供試体 CF)

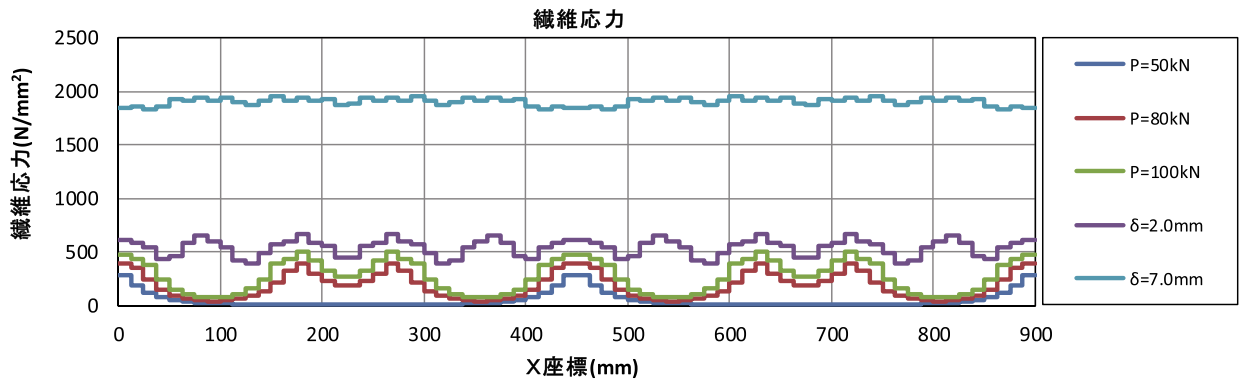
図-4.1.14 鉄筋応力度分布 (供試体 CF)



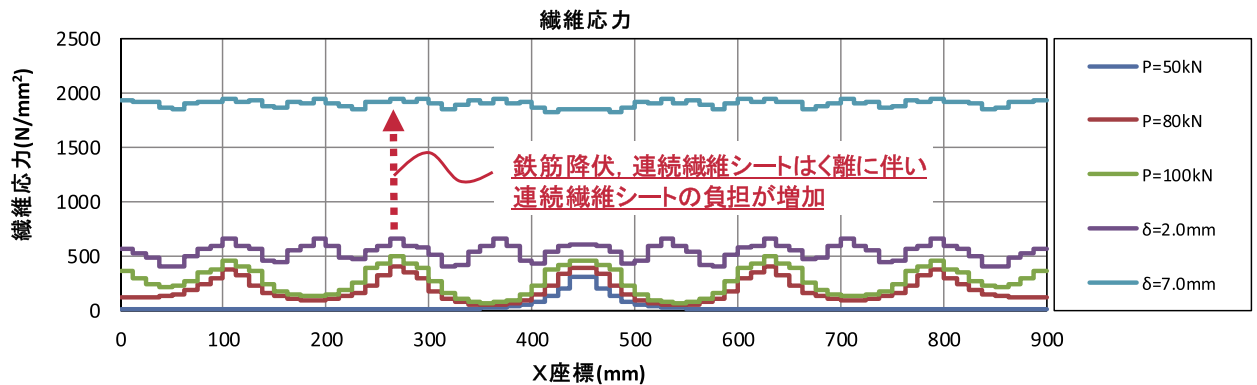
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 CF)

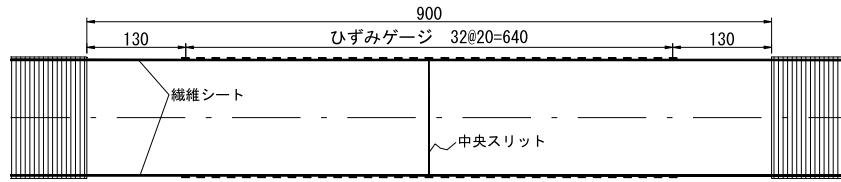


(c) Case-2 (供試体 CF)

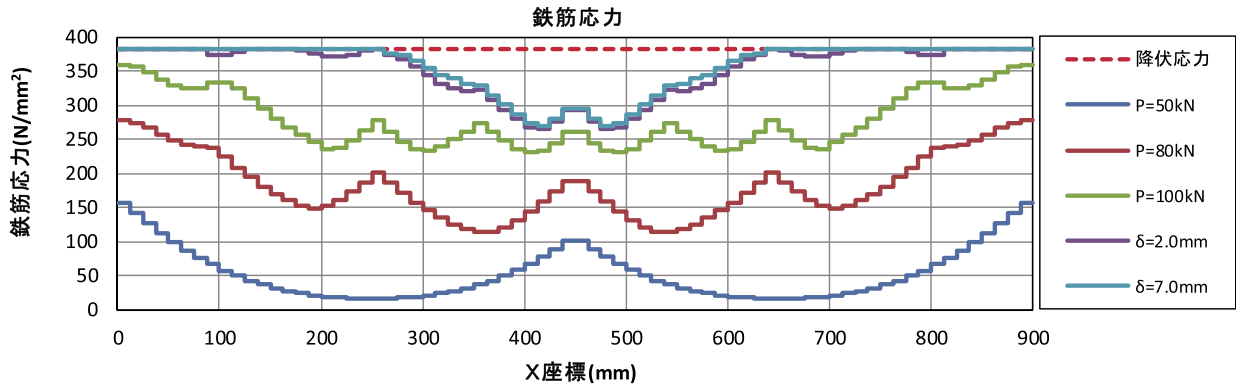


(d) Case-3 (供試体 CF)

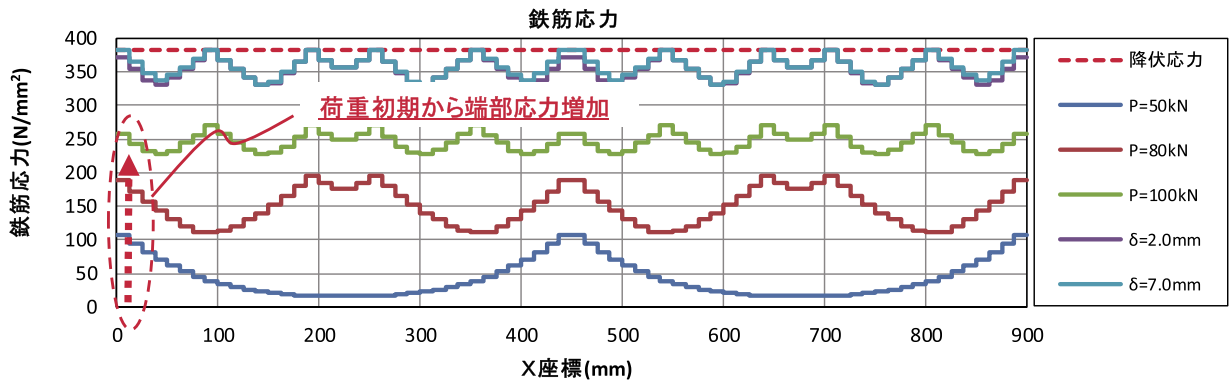
図-4.1.15 連続繊維シート応力度分布 (供試体 CF)



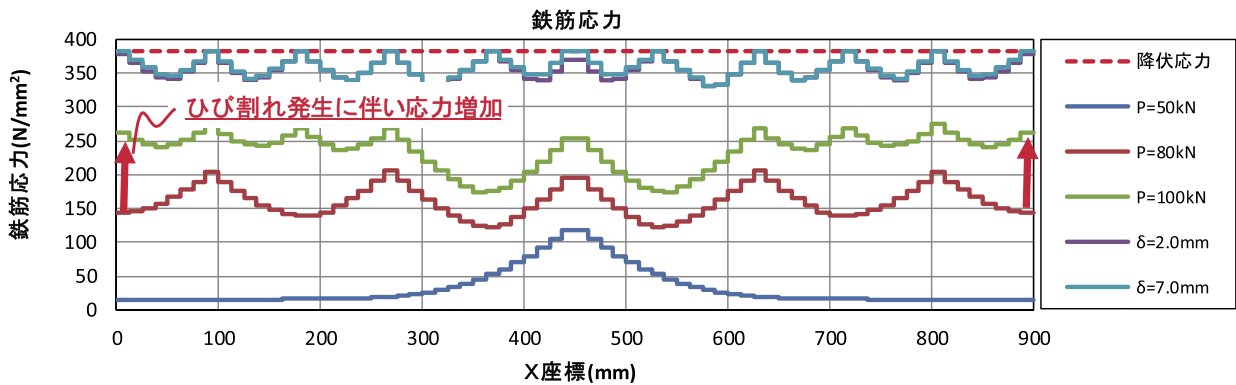
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 AF)

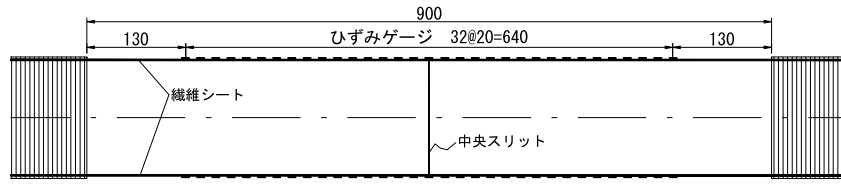


(c) Case-2 (供試体 AF)

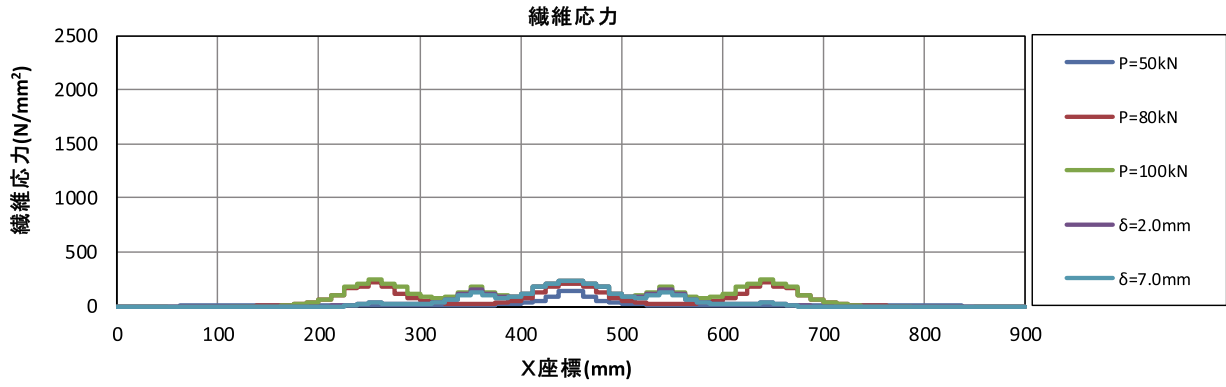


(d) Case-3 (供試体 AF)

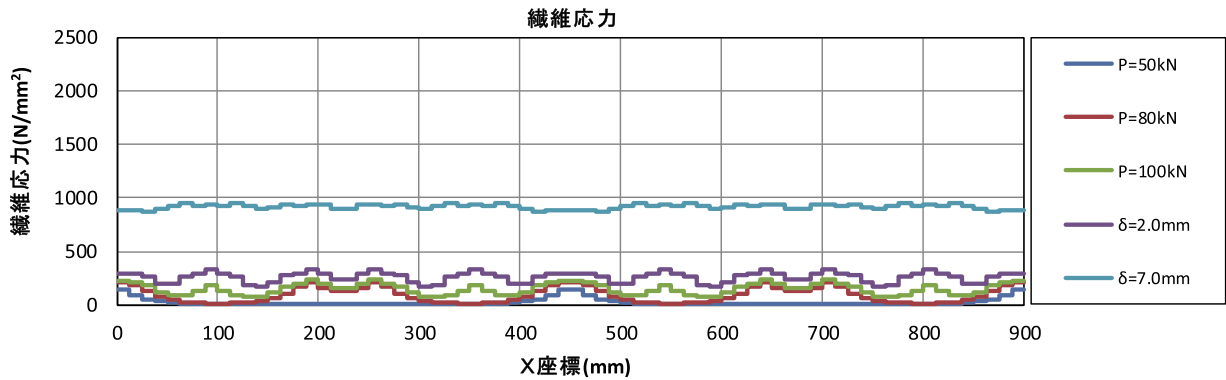
図-4.1.16 鉄筋応力度分布 (供試体 AF)



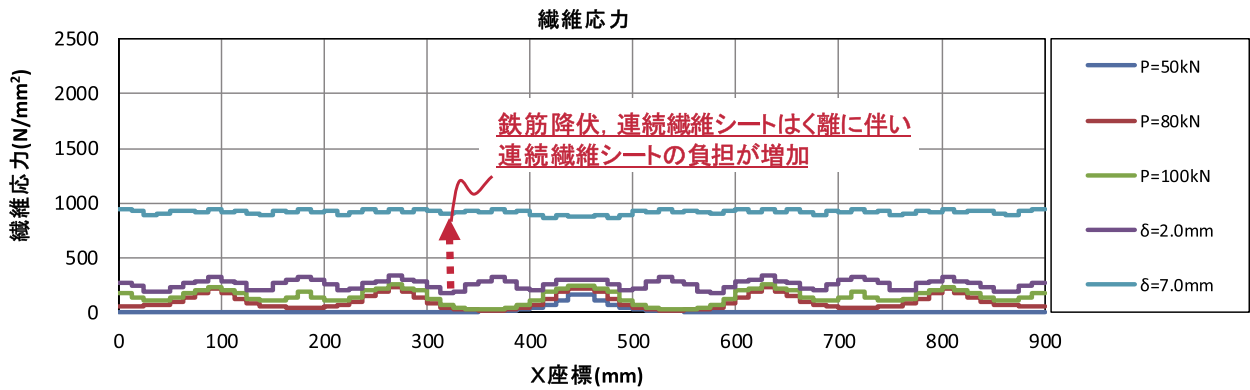
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 AF)



(c) Case-2 (供試体 AF)



(d) Case-3 (供試体 AF)

図-4.1.17 連続繊維シート応力度分布 (供試体 AF)

4) 鉄筋及び連続繊維シートひずみの分布

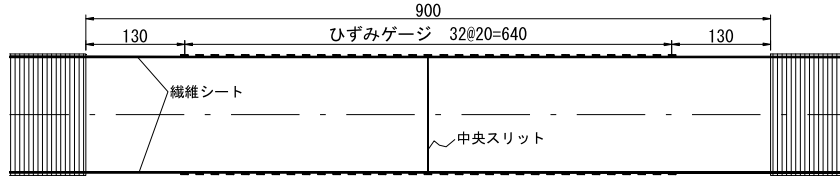
本試験で実施した軸引張試験結果と FEM 解析結果の整合性を検証するため、試験で計測したひずみデータと解析で得られたひずみ分布の比較を行った。

図-4.1.18～図-4.1.21 に供試体 CF の鉄筋ひずみ分布及び連続繊維シートひずみ分布を、図-4.1.22～図-4.1.25 に供試体 AF の鉄筋ひずみ分布及び連続繊維シートひずみ分布を、Case-1～3 それぞれについて示す。図-4.1.18, 図-4.1.20, 図-4.1.22, 図-4.1.24 は鉄筋降伏前 ($P=50\text{ kN}$, $P=80\text{ kN}$, $P=100\text{ kN}$) のひずみ分布を、図-4.1.19, 図-4.1.21, 図-4.1.23, 図-4.1.25 は鉄筋降伏後 ($\delta=2.0\text{ mm}$, $\delta=7.0\text{ mm}$) のひずみ分布を示している。図中の実線は FEM 解析結果で、プロットは同程度の荷重時の実供試体で計測した鉄筋及び連続繊維シートひずみ実測値を示している。なお、実験値は各荷重ステップのうち、 $P=50\text{ kN}$, $P=100\text{ kN}$, $\delta=2.0\text{ mm}$, $\delta=7.0\text{ mm}$ を代表して示している。

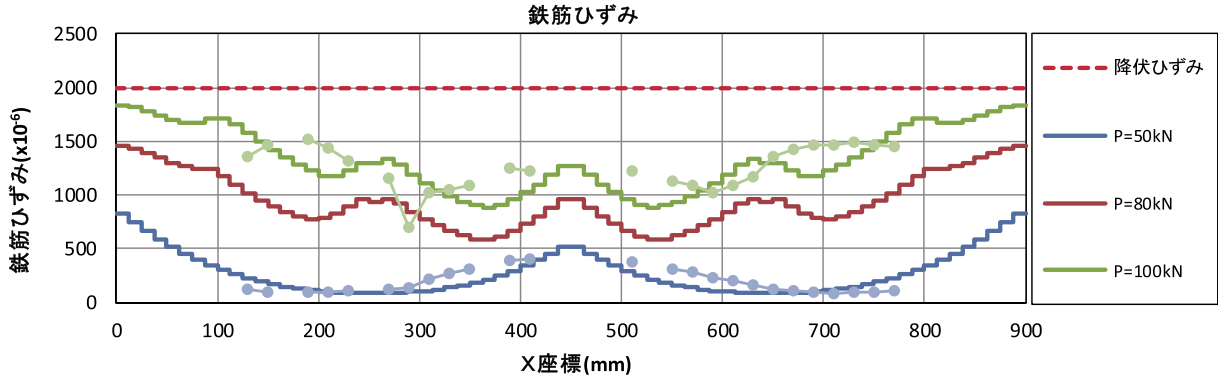
Case-3 では、鉄筋ひずみ、連続繊維シートひずみとも、ひび割れ発生前の 50 kN で中央スリット部のみのひずみしか増加していないものの、実験結果と解析結果が概ね一致する結果となった。鉄筋降伏前の 100 kN の荷重では、ひび割れ発生位置でのひずみ最大値は解析結果と実験結果が概ね一致する結果となった。しかしながら実供試体と FEM 解析では発生したひび割れ本数が違った。

図-4.1.19 を見ると $\delta=2.0\text{ mm}$ の実測鉄筋ひずみは解析結果より小さくなっているが、 $\delta=7.0\text{ mm}$ では解析結果と概ね一致する結果となった。FEM 解析では鉄筋降伏以降、供試体全長にわたり鉄筋ひずみが増加する傾向がみられたが、実供試体では鉄筋降伏初期にひび割れ発生部のみひずみが増加し、破壊が進行するにしたがって、供試体全長にわたりひずみが増加した。

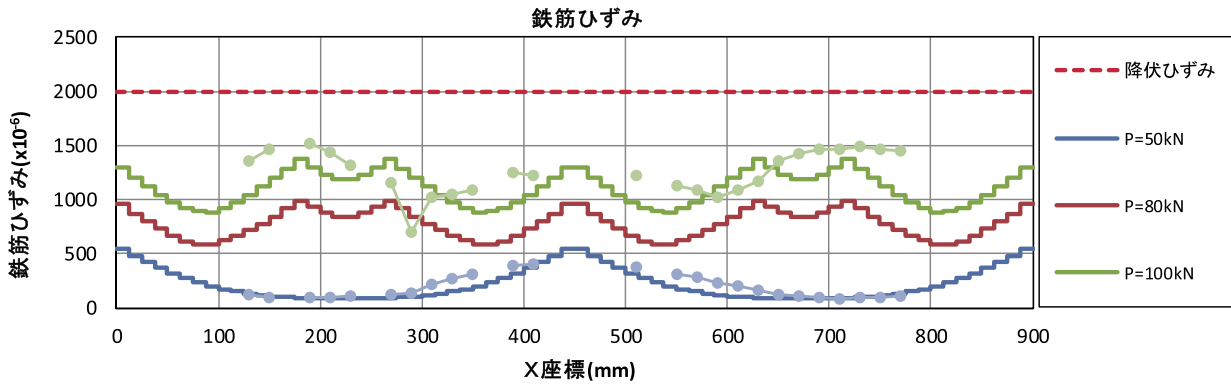
鉄筋降伏以降の連続繊維シートひずみに関しては、Case-1 の FEM 解析結果では $\delta=2.0\text{ mm}$, $\delta=7.0\text{ mm}$ でひずみに大きな差はみられなかったが、Case-2 及び Case-3 の解析では鉄筋降伏初期の $\delta=2.0\text{ mm}$ から破壊前の $\delta=7.0\text{ mm}$ で連続繊維シートひずみが大きく増加する結果となった。これは 3) で述べたとおり、Case-1 の解析では両端鉄筋付近のみの破壊が進行したが、Case-2, Case-3 では $\delta=2.0\text{ mm}$ 以降に鉄筋が降伏し、連続繊維シート接着表層のコンクリートが破壊したためと考えられる。供試体 CF, 供試体 AF の連続繊維シート実測ひずみも $\delta=2.0\text{ mm}$ から $\delta=7.0\text{ mm}$ で大幅に増加しており、Case-2, Case-3 の拘束条件で接着表層コンクリートの破壊による連続繊維シート剥離も再現できていることが分かった。



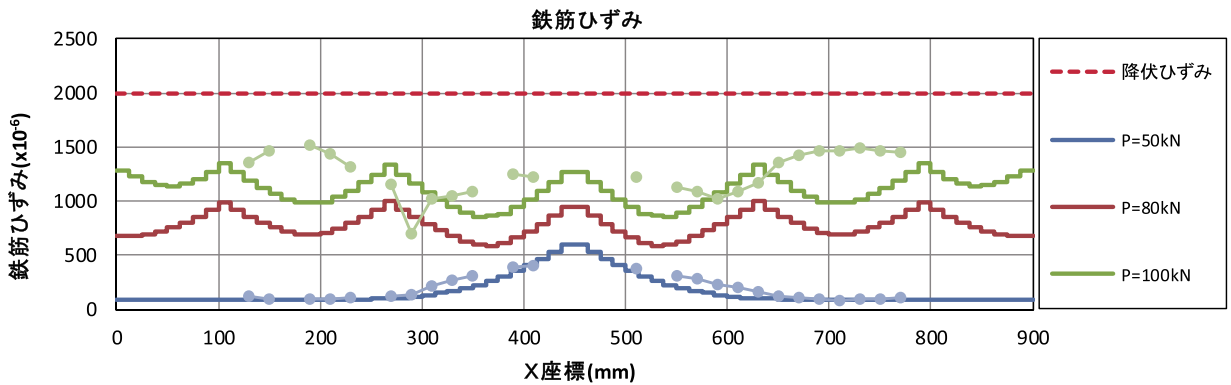
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 CF)

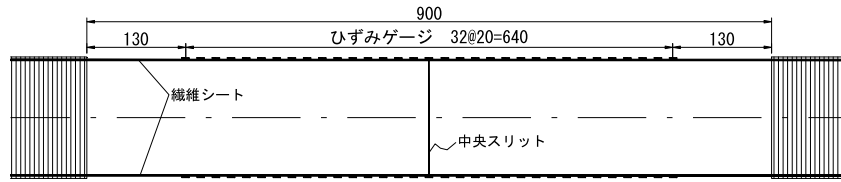


(c) Case-2 (供試体 CF)

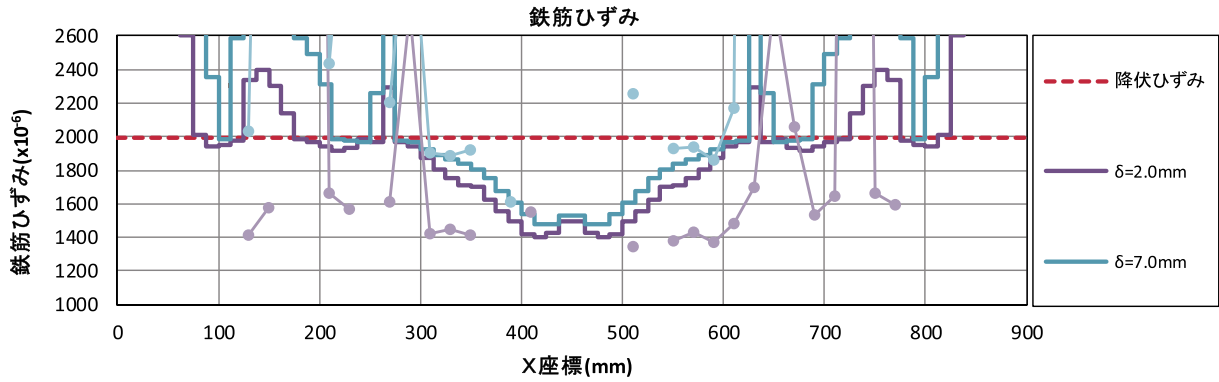


(d) Case-3 (供試体 CF)

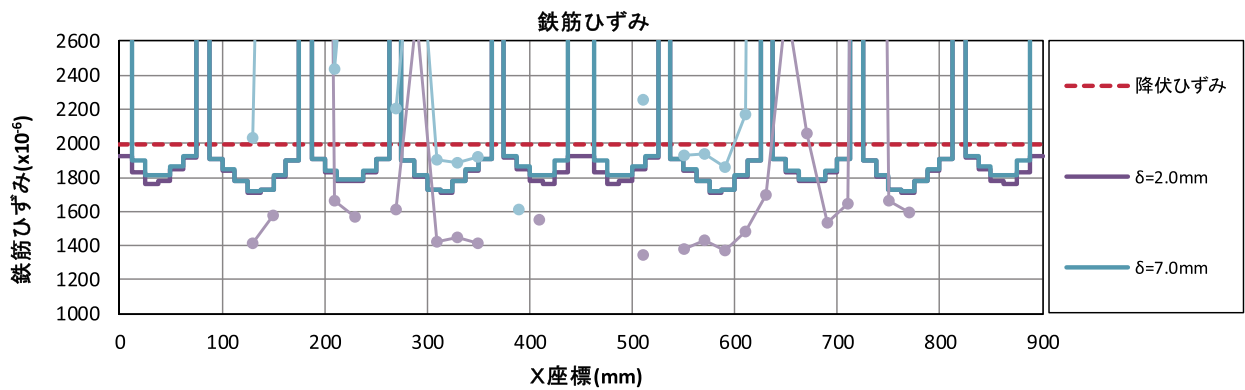
図-4.1.18 鉄筋ひずみ分布 (供試体 CF 鉄筋降伏前)



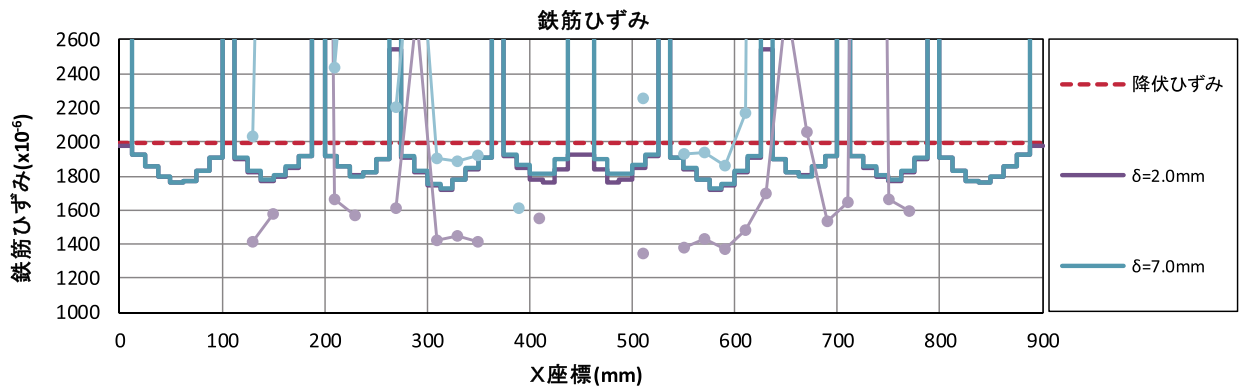
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 CF)

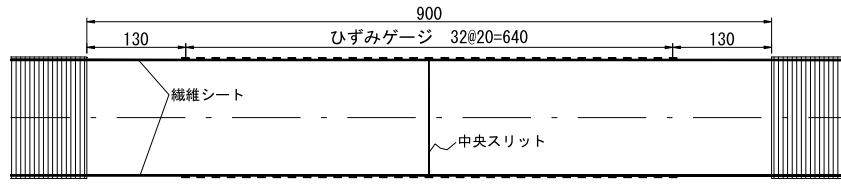


(c) Case-2 (供試体 CF)

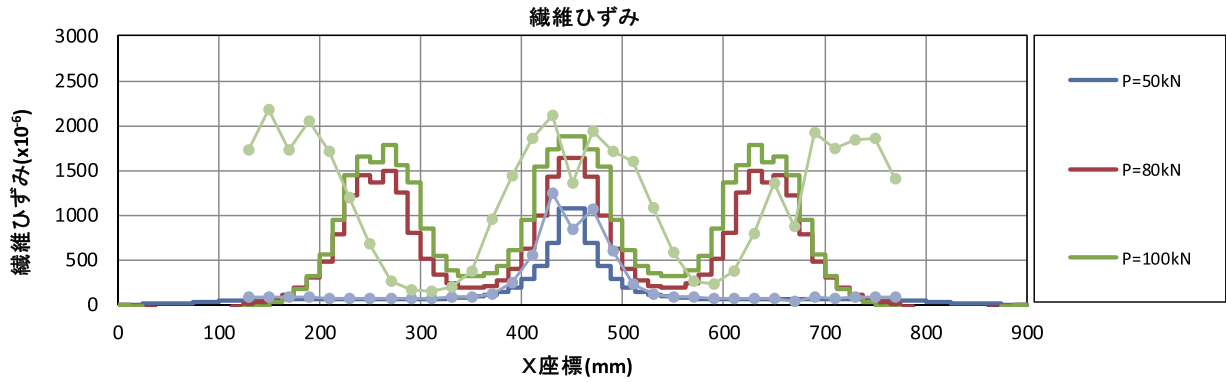


(d) Case-3 (供試体 CF)

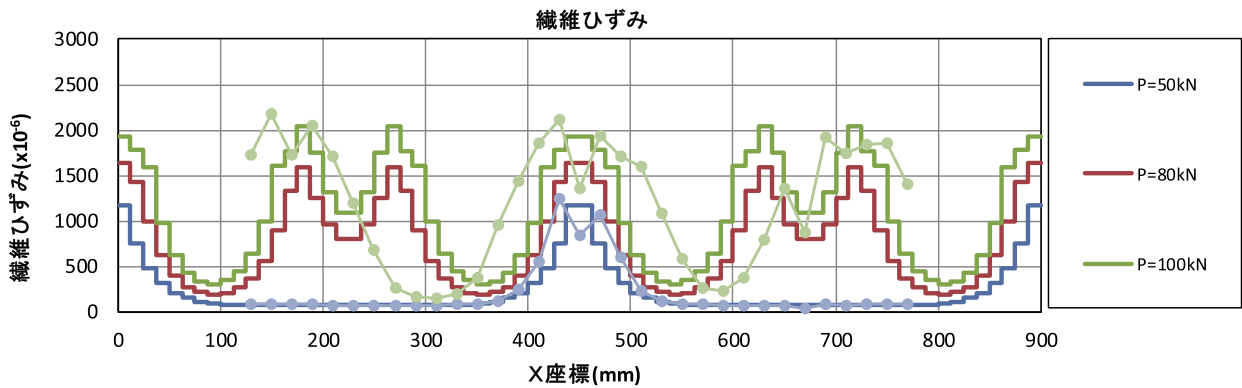
図-4.1.19 鉄筋ひずみ分布 (供試体 CF 鉄筋降伏後)



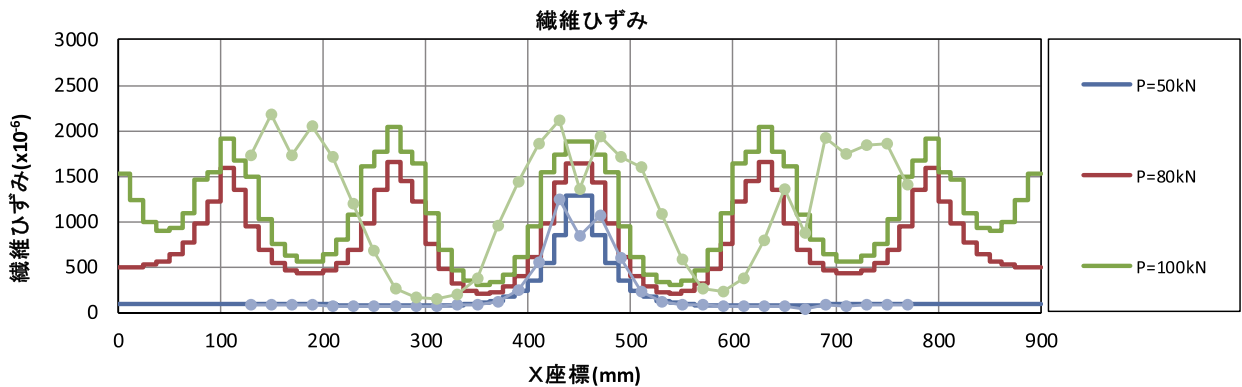
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 CF)

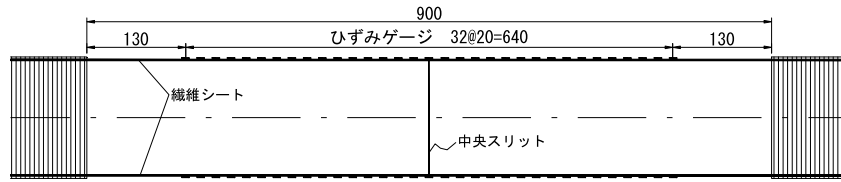


(c) Case-2 (供試体 CF)

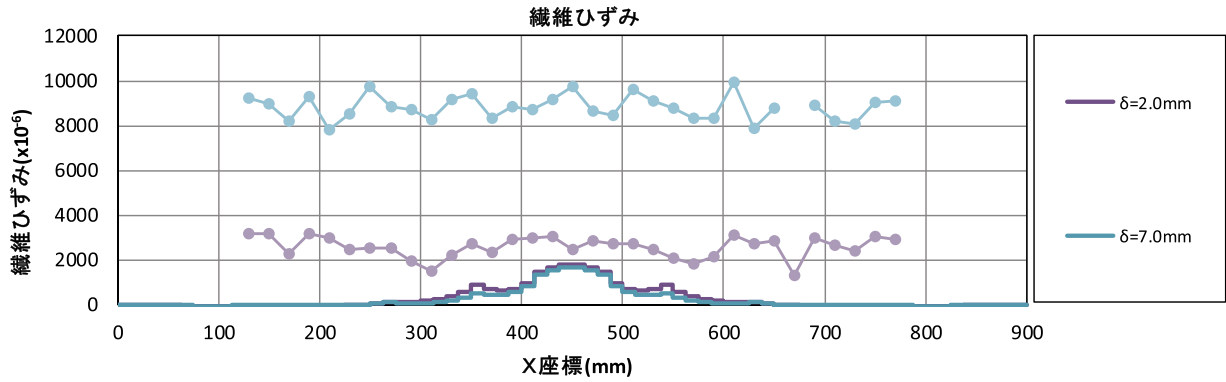


(d) Case-3 (供試体 CF)

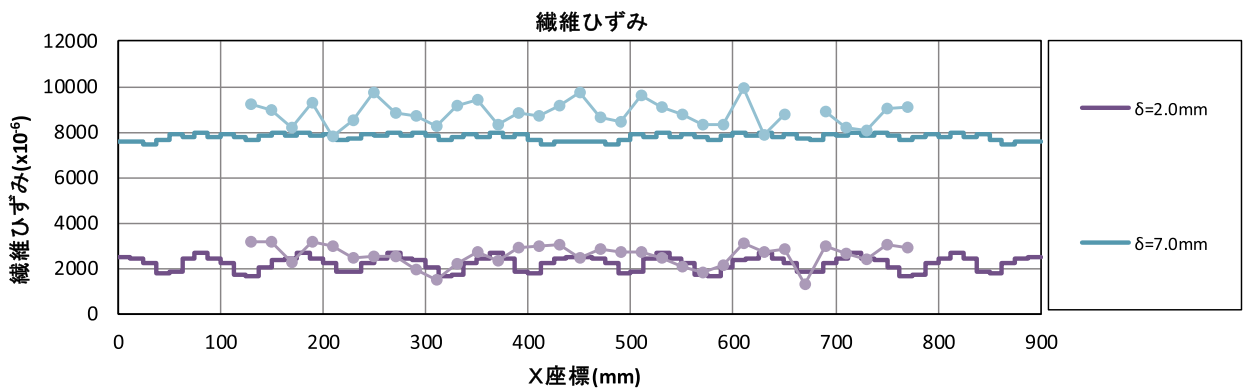
図-4.1.20 連続繊維シートひずみ分布 (供試体 CF 鉄筋降伏前)



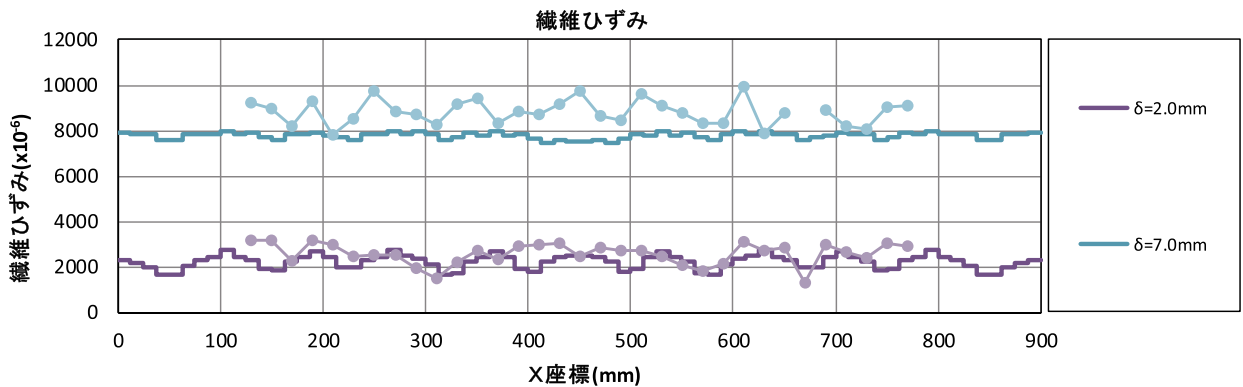
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 CF)

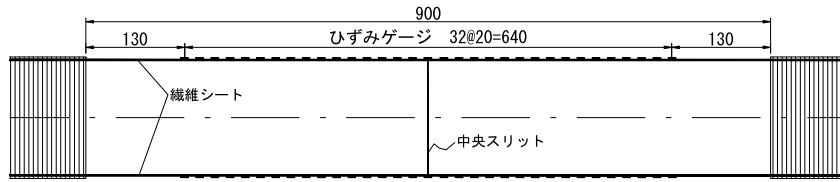


(c) Case-2 (供試体 CF)

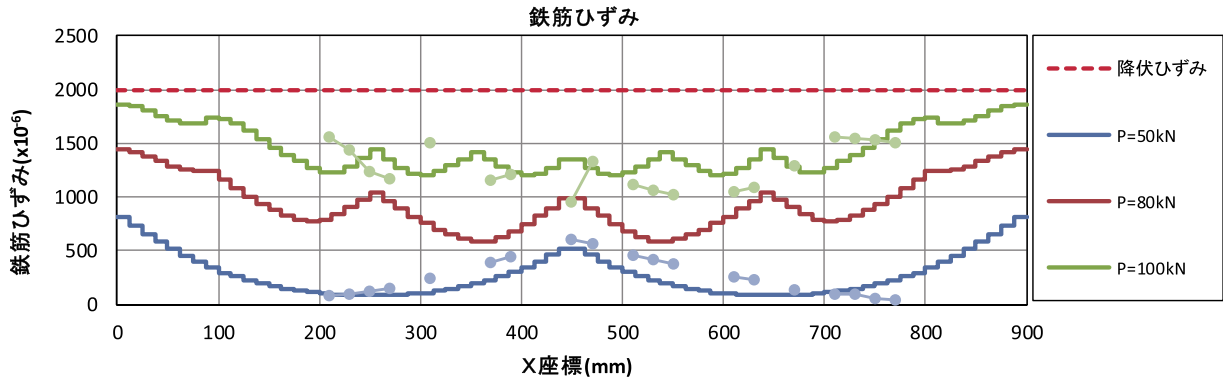


(d) Case-3 (供試体 CF)

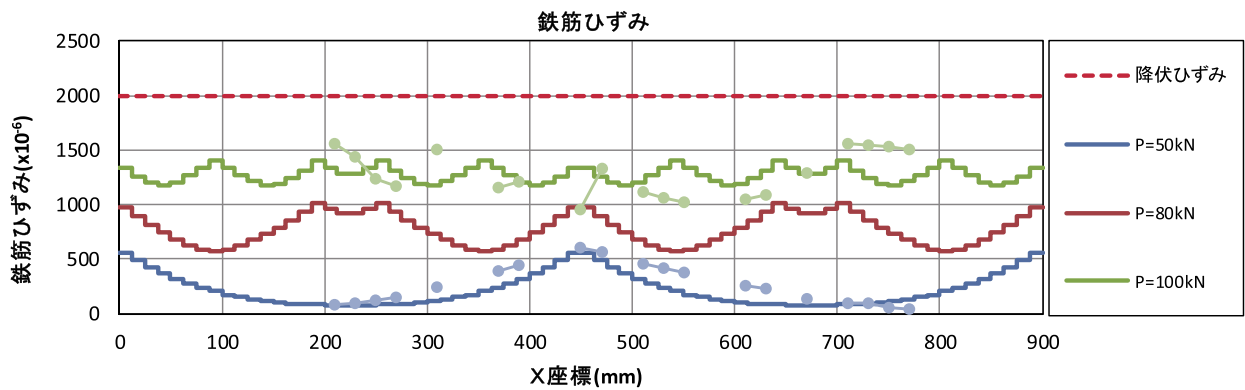
図-4.1.21 連続繊維シートひずみ分布 (供試体 CF 鉄筋降伏後)



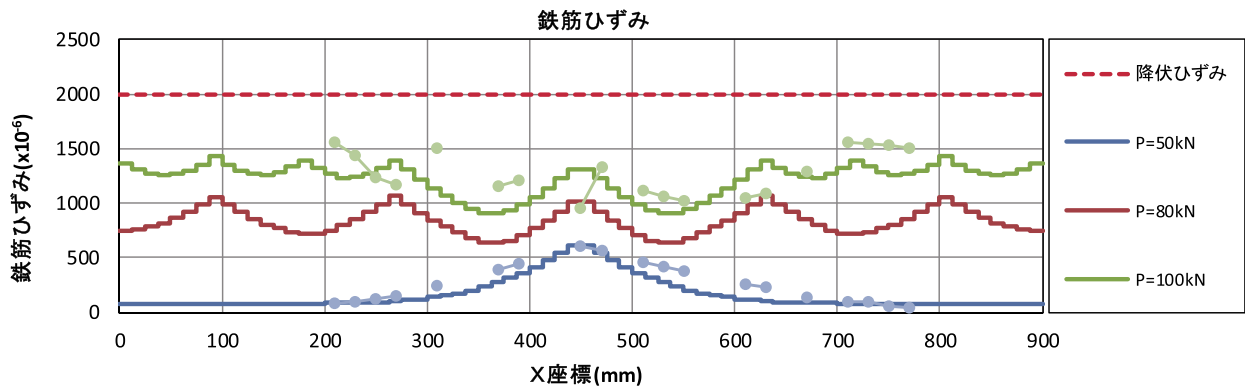
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 AF)

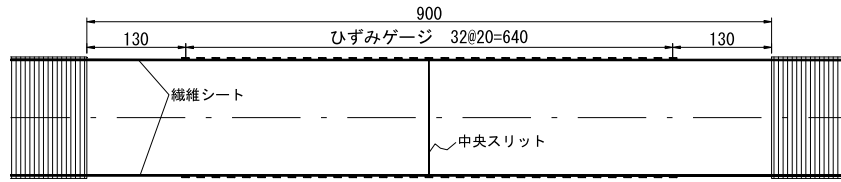


(c) Case-2 (供試体 AF)

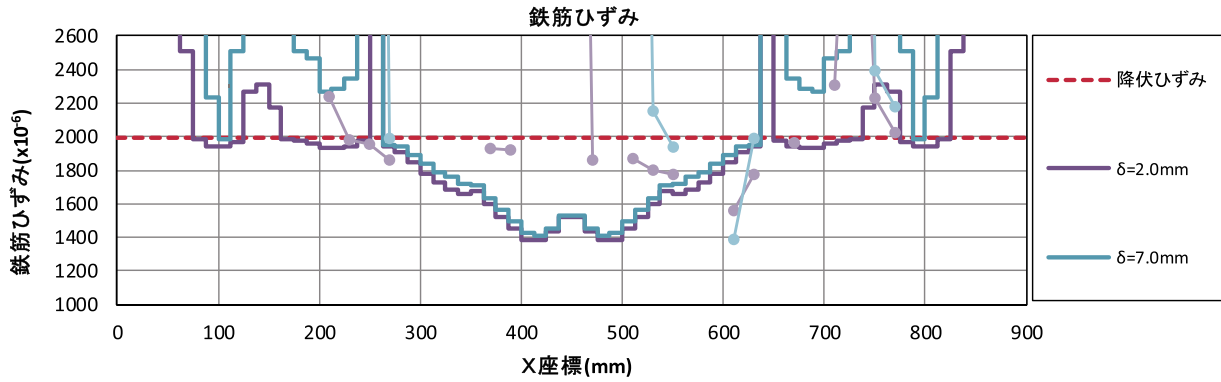


(d) Case-3 (供試体 AF)

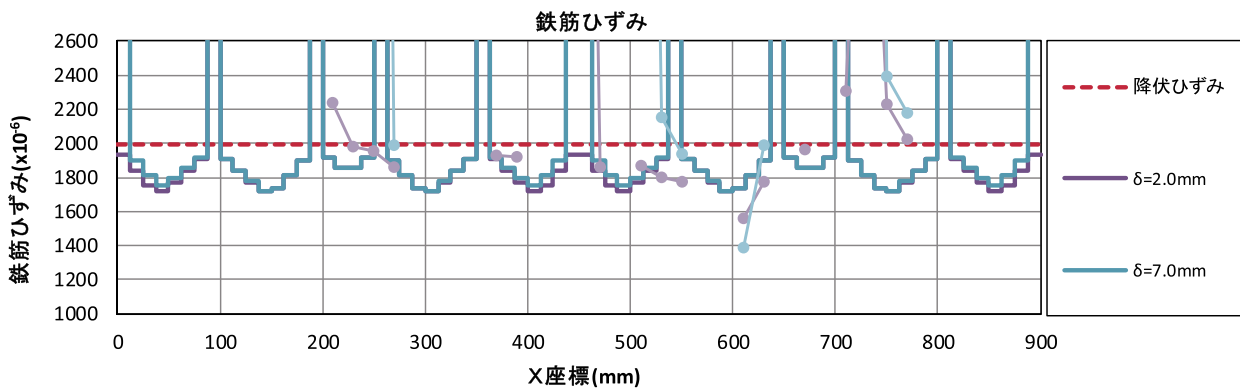
図-4.1.22 鉄筋ひずみ分布 (供試体 AF 鉄筋降伏前)



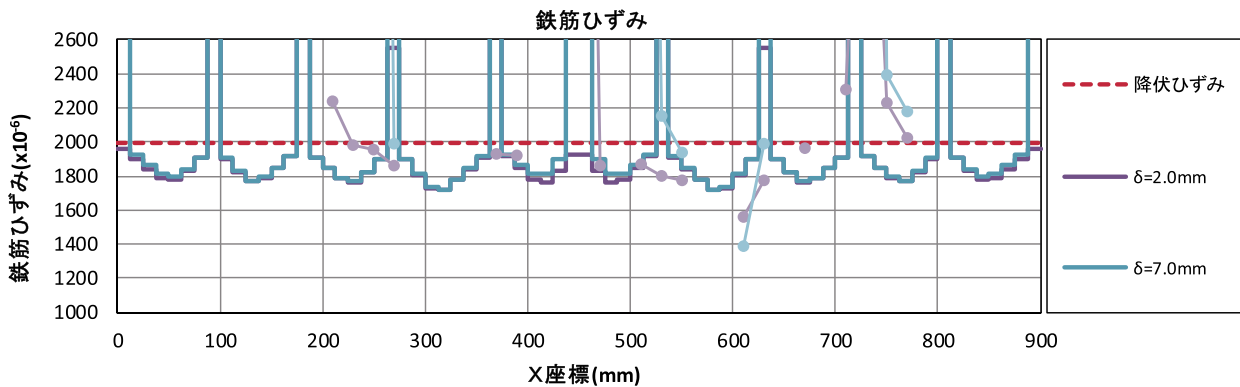
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 AF)

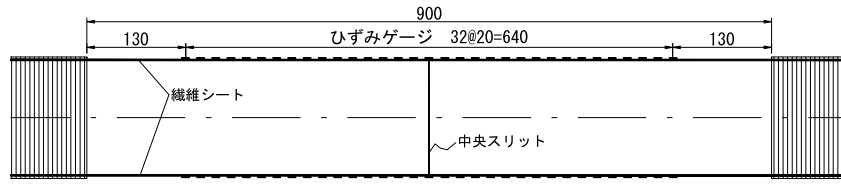


(c) Case-2 (供試体 AF)

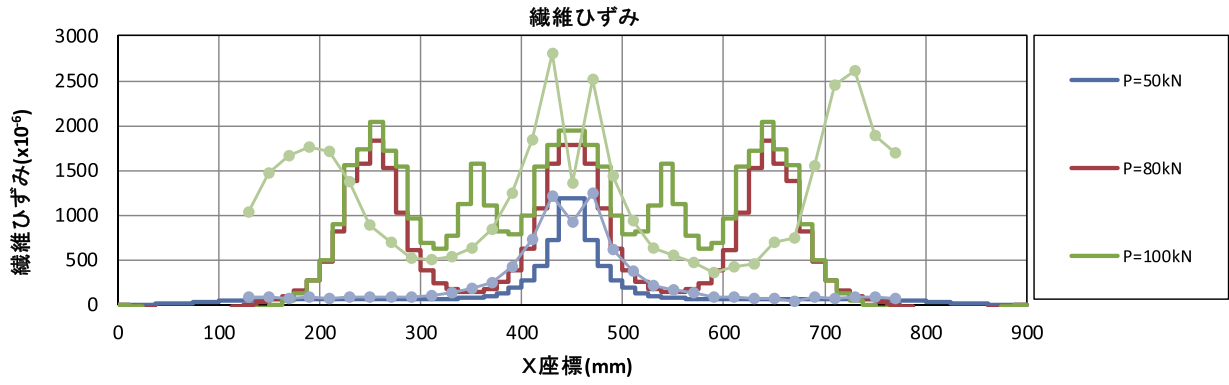


(d) Case-3 (供試体 AF)

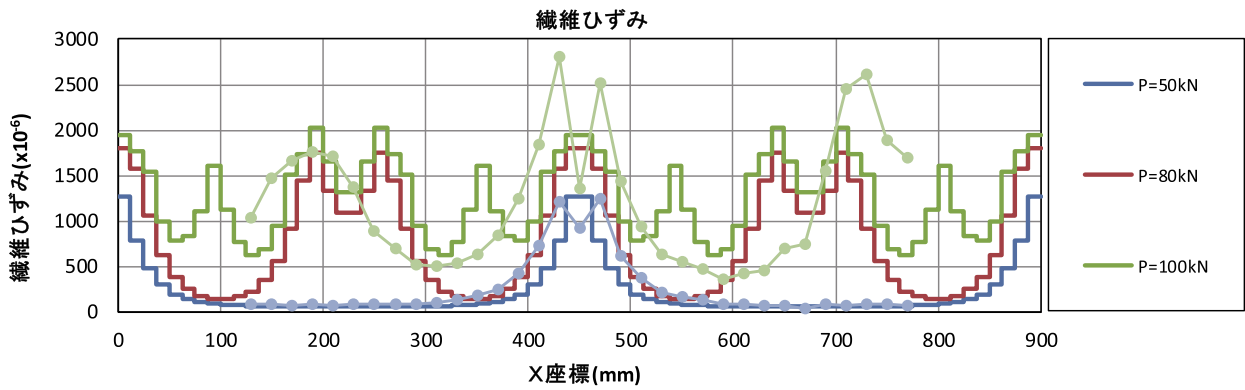
図-4.1.23 鉄筋ひずみ分布 (供試体 AF 鉄筋降伏後)



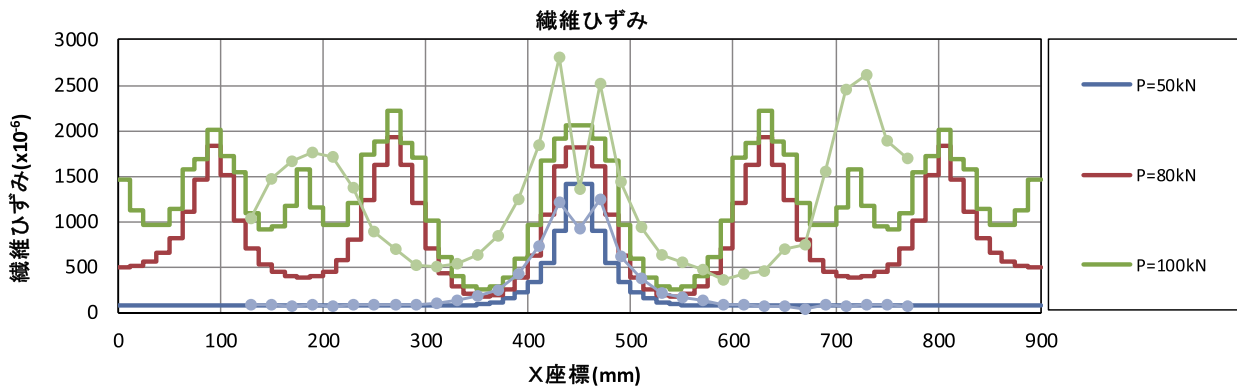
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 AF)

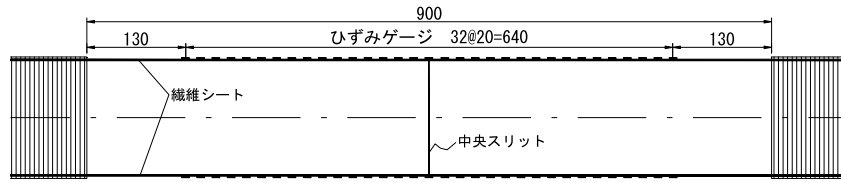


(c) Case-2 (供試体 AF)

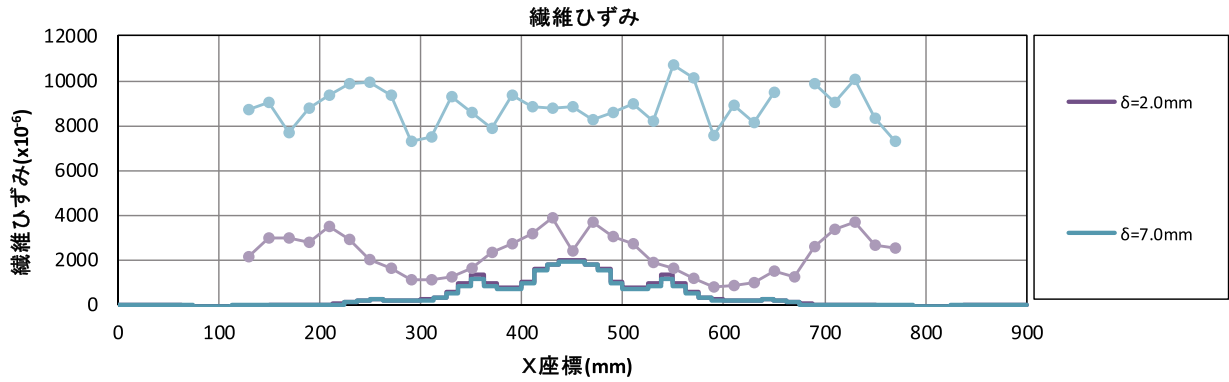


(d) Case-3 (供試体 AF)

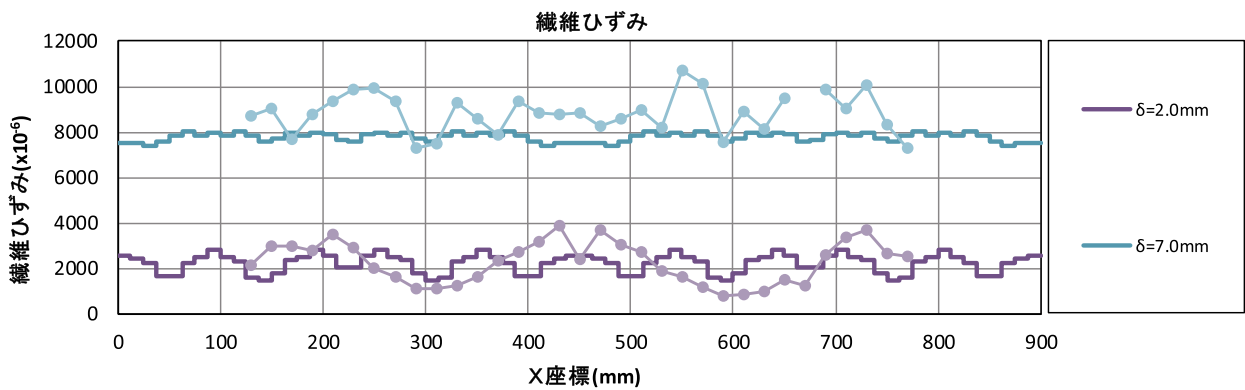
図-4.1.24 連続繊維シートひずみ分布 (供試体 AF 鉄筋降伏前)



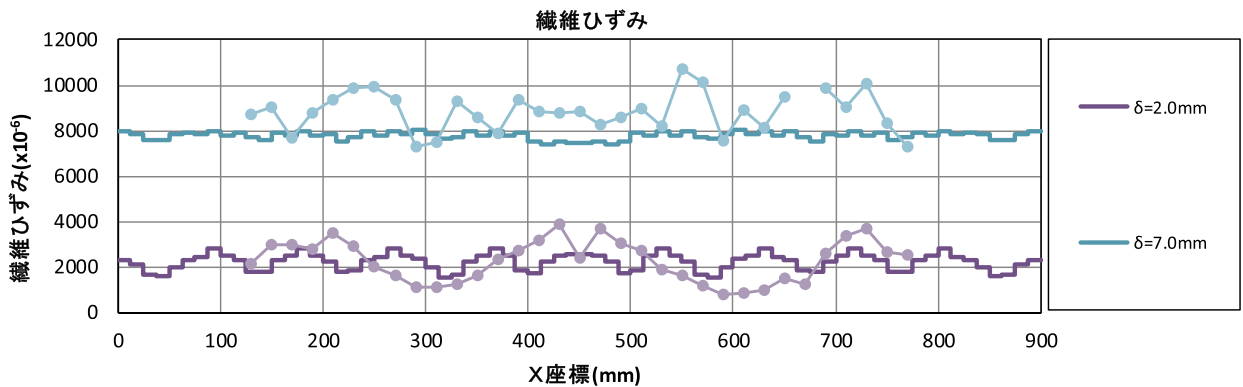
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 AF)



(c) Case-2 (供試体 AF)



(d) Case-3 (供試体 AF)

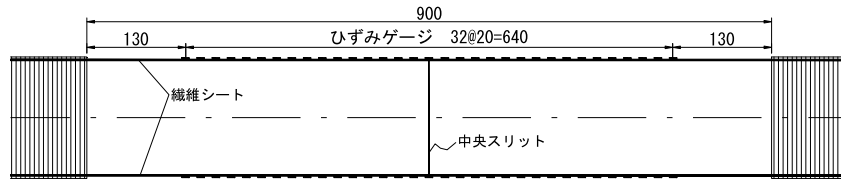
図-4.1.25 連続繊維シートひずみ分布 (供試体 AF 鉄筋降伏後)

5) 連続繊維シートの付着応力度分布

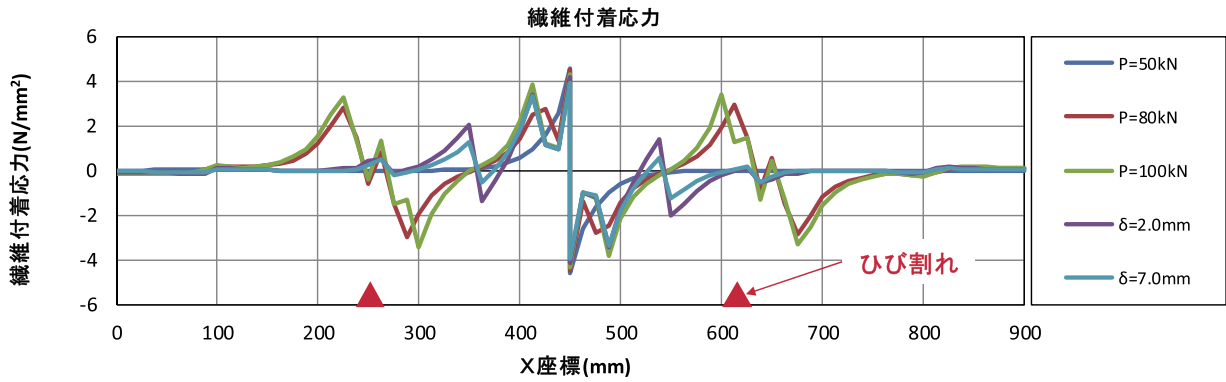
図-4.1.26, 図-4.1.27 に供試体 CF 及び供試体 AF の連続繊維シート接着面に発生している付着応力度分布を拘束ケース毎 (Case-1, Case-2, Case-3) に示す。なお, FEM 解析内での連続繊維シート付着応力度はコンクリートと連続繊維シートを結合しているインターフェース要素の応力であり, 実供試体における連続繊維シート接着樹脂に発生しているせん断応力度を示している。図中の赤い▲印は $\delta=2.0$ mm 時点の解析内でひび割れが発生していると考えられる箇所を示している。

Case 毎にひび割れ発生本数に違いがあるものの, 中央スリット部の付着応力度は 5 N/mm^2 程度であるのに対し, ひび割れ発生部に発生している応力度は $3\sim 4 \text{ N/mm}^2$ 程度であった。中央スリット部に関しては初期から貫通ひび割れが発生しているため, 接着界面に発生する付着応力度も比較的大きくなったが, ひび割れ発生部はコンクリートも若干引張力を負担しているため, 中央スリット部より付着応力度が小さくなったものと考えられる。これに類似した傾向は, 供試体 AF や供試体 CFN の載荷試験結果においても見られた (図-3.4.2, 3.4.4)。解析上で発生している付着応力度は $3\sim 5 \text{ N/mm}^2$ 程度であり本解析に用いた接着樹脂のせん断強度 (図-4.1.3) の 17 N/mm^2 の $20\sim 30\%$ 程度であることから, 解析上はひび割れ近傍においても連続繊維シート接着樹脂は損傷していないものと考えられる。

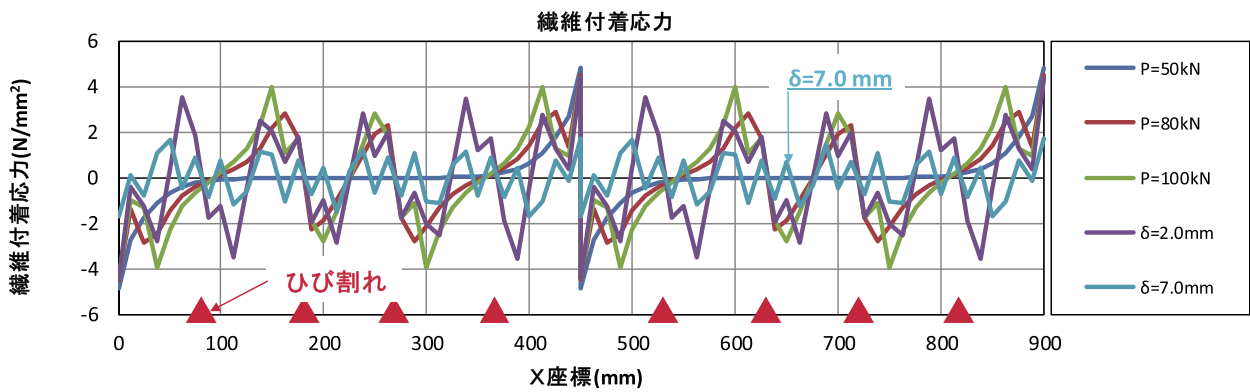
鉄筋降伏後 $\delta=2.0$ mm 程度においてもひび割れ発生部分で 3.5 N/mm^2 程度の付着強度を有しているが, $\delta=7.0$ mm まで変位を増加させた場合の付着強度は解析モデル全長にわたり $1\sim 2 \text{ N/mm}^2$ 程度まで減少している。これは連続繊維シート接着表層のコンクリートが引張強度に達したため, 接着樹脂に作用するせん断強度が小さくなり, 解析内においても表層コンクリートの損傷による連続繊維シートの剥離が再現できていることが分かった。



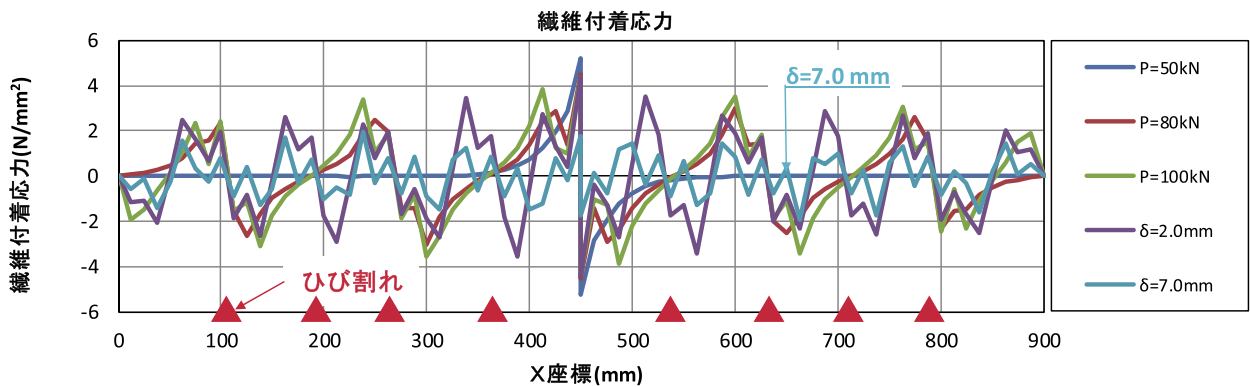
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 CF)

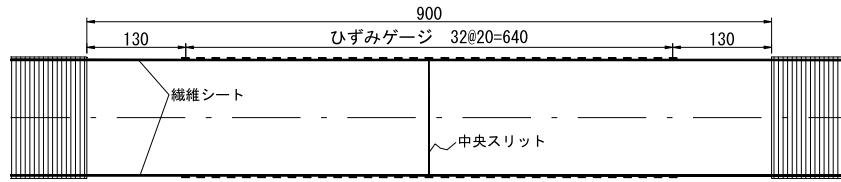


(c) Case-2 (供試体 CF)

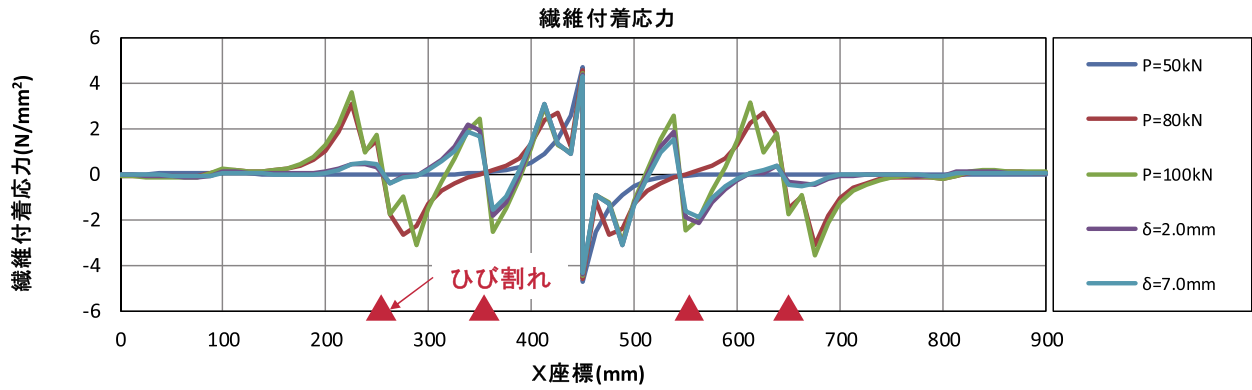


(d) Case-3 (供試体 CF)

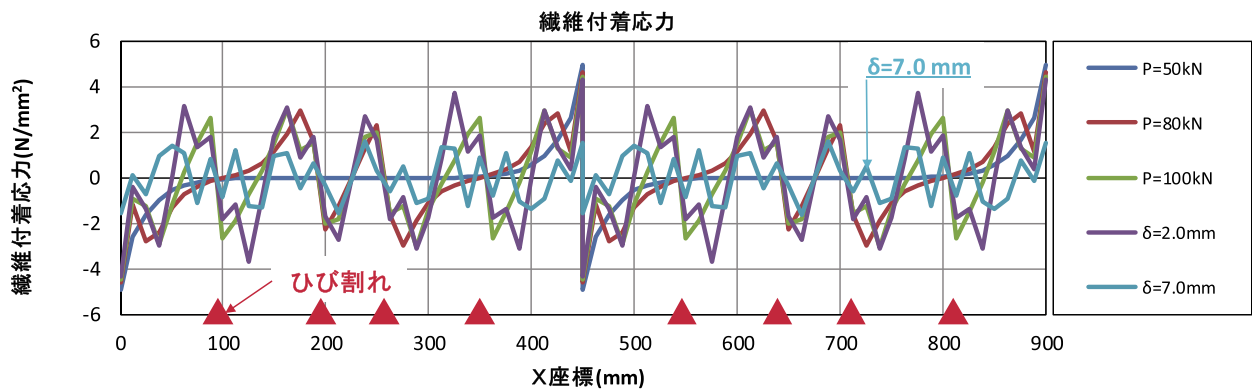
図-4.1.26 連続繊維シート付着応力度分布 (供試体 CF)



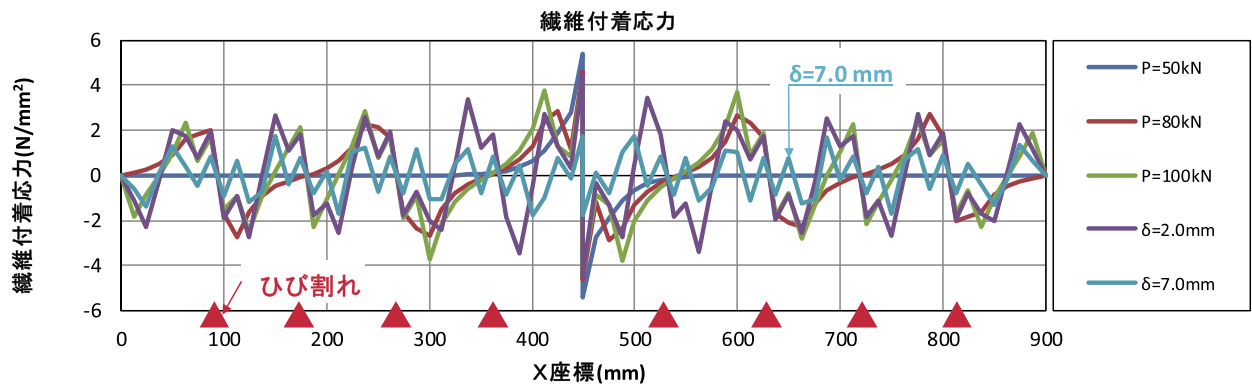
(a) 供試体概要



(b) Case-1 (供試体 AF)



(c) Case-2 (供試体 AF)



(d) Case-3 (供試体 AF)

図-4.1.27 連続繊維シート付着応力度分布 (供試体 AF)

4.1.5 まとめ

本節では端部の拘束条件と強制変位を与える材料(節点)の組み合わせを3ケースに分けて解析を実施し、実験結果との比較を行った。4.1節で得られた知見を以下に示す。

- ・強制変位を鉄筋のみに与えた場合 (Case-1) は、100 kN 以上の荷重で両端部の鉄筋埋設付近のコンクリートのみ損傷する結果となり、加力部変位のみが増大し、鉄筋降伏以降の挙動を再現することができない。
- ・鉄筋と連続繊維シートに強制変位を与えた場合 (Case-2) と鉄筋、連続繊維シート、コンクリートに強制変位を与えた場合 (Case-3) の荷重-変位関係に大きな差はみられず、実験値と概ね一致する結果となった。
- ・Case-2 と Case-3 の拘束ケースではひび割れ発生の順番が異なるものの、中央部スリット両側に4~5本のひび割れが発生し、最終的に表層コンクリートの破壊で連続繊維シートの剥離が発生する結果となった。表層コンクリートの破壊で連続繊維シートが剥離する点については、載荷試験結果でも同様の傾向を示しており、両拘束モデルで表層コンクリートの破壊による連続繊維シートの剥離がある程度再現できていることが分かった。ただし、ひび割れ本数や位置までは再現することができなかった。

4.2 FEM 解析による実験結果の再現性検討

4.2.1 概要

4.1 節の FEM 解析では 100 mm 程度の間隔でひび割れが発生する結果となり、実際の供試体の挙動を再現できなかった。その原因はまだよくわからなかったが、Series-2 では、より実際に近いモデルとするため、連続繊維シート図心をコンクリート表面から接着剤厚さ分だけ離して配置したモデルで解析を行うこととした。また、Series-2 では、既に実際に使用した材料の試験結果が得られていたので、それらの値を用いた。

4.2.2 解析モデル及び材料物性

解析モデルを図-4.2.1 に示す。端部拘束条件は前節で検討した Case-3 のモデルで解析を実施した。連続繊維シートの図心とコンクリートの離れは、含浸樹脂を含んだ連続繊維シート厚の半分と、連続繊維シート接着前に塗布する不陸修正用のパテ厚とし、連続繊維シート厚は試験後に計測した実測値を、パテ厚は標準塗布量を使用した場合の計算厚とした。それぞれの厚さを表-4.2.1 に示す。

解析に使用した材料物性値は実際に使用した材料と同一ロットの材料試験結果を使用した。解析に用いた各材料の物性値を表-4.2.2～表-4.2.4 に示す。表中には Series-1 で用いた物性値との比率も併せて示す。なお、連続繊維シート接着樹脂の付着応力カーズベリ関係に関しては要素試験を実施していないため、Series-1 の解析条件と同じとした。

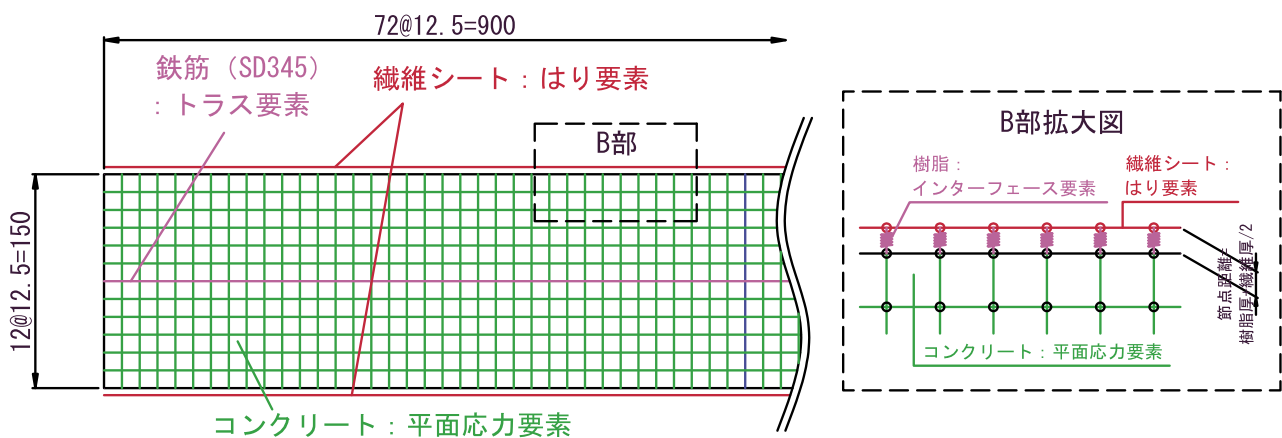


図-4.2.1 解析モデル

表-4.2.1 接着剤厚

	不陸修正パテ①			含浸樹脂+連続繊維シート②	合計厚* (mm)
	比重	塗布量 (kg/m ²)	標準厚 (mm)	実測厚 (mm)	
炭素繊維	1.75	1.0	0.571	1.610	1.376
アラミド繊維	1.75	1.0	0.571	2.400	1.771

* : 合計厚は①の標準厚と②の実測厚の半分の合算値である。

表-4.2.2 コンクリートの材料物性

Series	弾性 係数 E_c (N/mm ²)	ポアソン 比 ν_c	圧縮 強度 f'_c (N/mm ²)	引張 強度 f_t (N/mm ²)	粗骨材 最大寸法 d_{max} (mm)	引張破壊 エネルギー G_{ft} (N/mm)	圧縮破壊 エネルギー G_{fc} (N/mm)
1	2.800×10 ⁴	0.200	30.00	2.220	20	0.084	48.0
2	2.006×10 ⁴	0.158	24.23	2.437*	20	0.079	43.2
比率	0.75	0.79	0.81	1.10	1.00	0.94	0.90

* : Series-2 のコンクリート引張強度は割裂引張試験による実測値

表-4.2.3 鉄筋の材料物性

種類	Series	公称 断面積 A_s (mm ²)	公称 周長 l (mm)	公称 直径 ϕ (mm)	弾性 係数 E_s (N/mm ²)	ポア ソン 比 ν_s	降伏 強度 f_{sy} (N/mm ²)
SD345 D19	1	286.5	60	19.1	1.923×10 ⁵	0.3	383
	2	271.5	60	19.1	1.923×10 ⁵	0.3	383
	比率	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

* : Series-2 の鉄筋断面積はゲージ貼り付けの為の鉄筋の切り欠きを考慮した断面積を示す。

表-4.2.4 連続繊維シートの材料物性

種類	Series	厚み t_f (mm)	幅 b_f (mm)	断面積 A_f (mm ²)	弾性 係数 E_f (N/mm ²)	ポア ソン 比 ν_f	引張 強度 f_u (N/mm ²)
炭素 繊維	1	0.333	75	24.975	2.45×10 ⁵	0.30	3400
	2	0.333	75	24.975	2.36×10 ⁵	0.28	4169
	比率	1.00	1.00	1.00	0.96	0.93	1.23
アラミド 繊維	1	0.572	75	42.900	1.18×10 ⁵	0.30	2060
	2	0.572	75	42.900	1.09×10 ⁵	0.38	2510
	比率	1.00	1.00	1.00	0.92	1.27	1.22

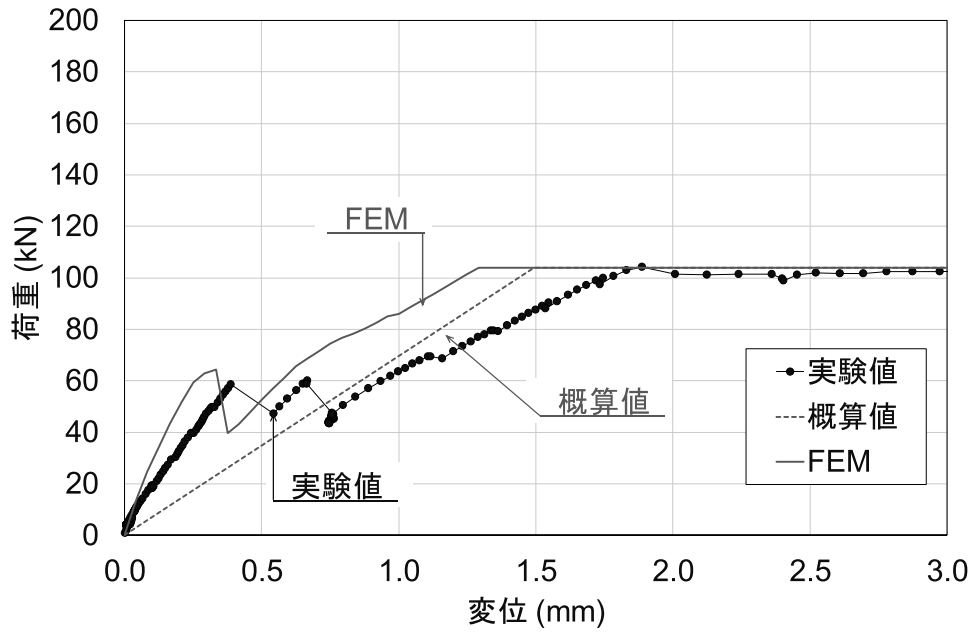
4.2.3 FEM 解析結果

1) 荷重－変位関係

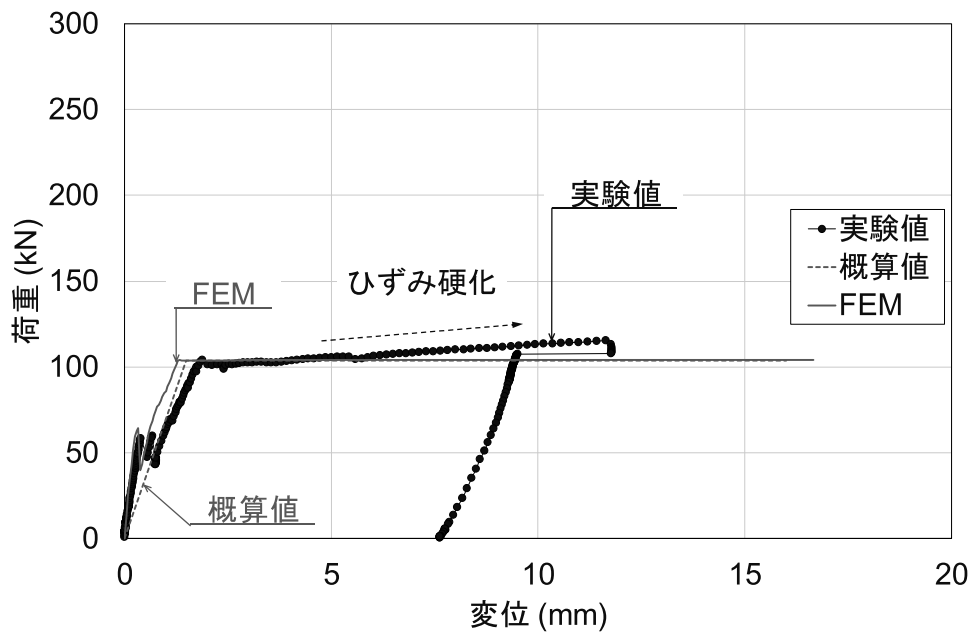
図-4.2.2～図-4.2.4 に連続繊維シート接着無しの供試体 RC，炭素繊維シートを貼り付けた供試体 CF，アラミド繊維シートを貼り付けた供試体 AF の荷重－変位関係をそれぞれ示す．図中には実験結果とコンクリート負担分を無視した計算値（概算値）も併せて示す．

前述のとおり，ひび割れ発生から鉄筋降伏までの荷重－変位関係に関しては，供試体 RC の実測変位がコンクリート負担分を無視した概算値より大きくなる結果となった．一方，連続繊維シートを接着した供試体 CF，供試体 AF の実験値は，概算値より FEM 解析結果の方が一致する傾向が見られた．

鉄筋降伏以降の挙動に関して，供試体 RC の FEM では鉄筋降伏後の鉄筋のひずみ硬化を考慮していなかったため，荷重が増加せず変位量のみ増加する結果となり，ひずみ硬化の分だけ実験結果との差が見られた．供試体 CF，供試体 AF に関しては，端部からシートの抜け出しが発生する 200～220 kN 程度までは実験結果と FEM 解析の結果が概ね一致しており，本解析モデルでも荷重－変位関係を再現できた．

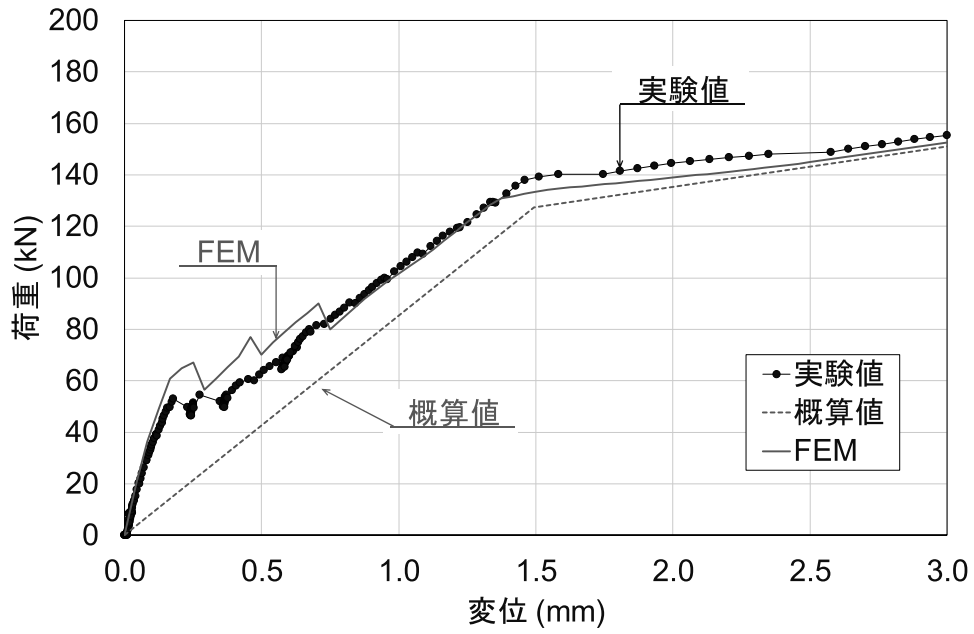


(a) 3.0 mm 変位まで

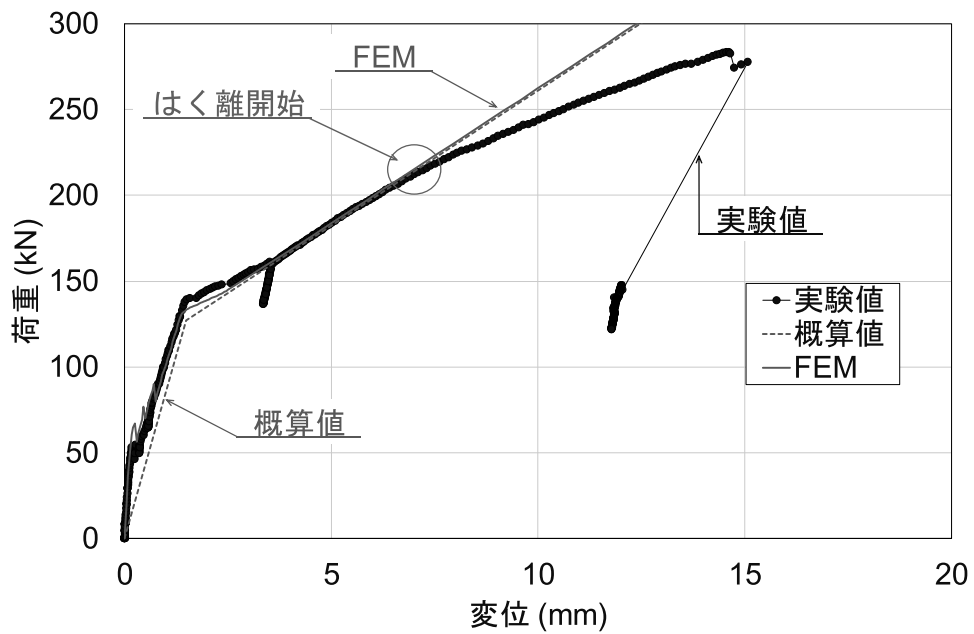


(b) 20 mm 変位まで

図-4.2.2 荷重-変位関係 (供試体 RC)

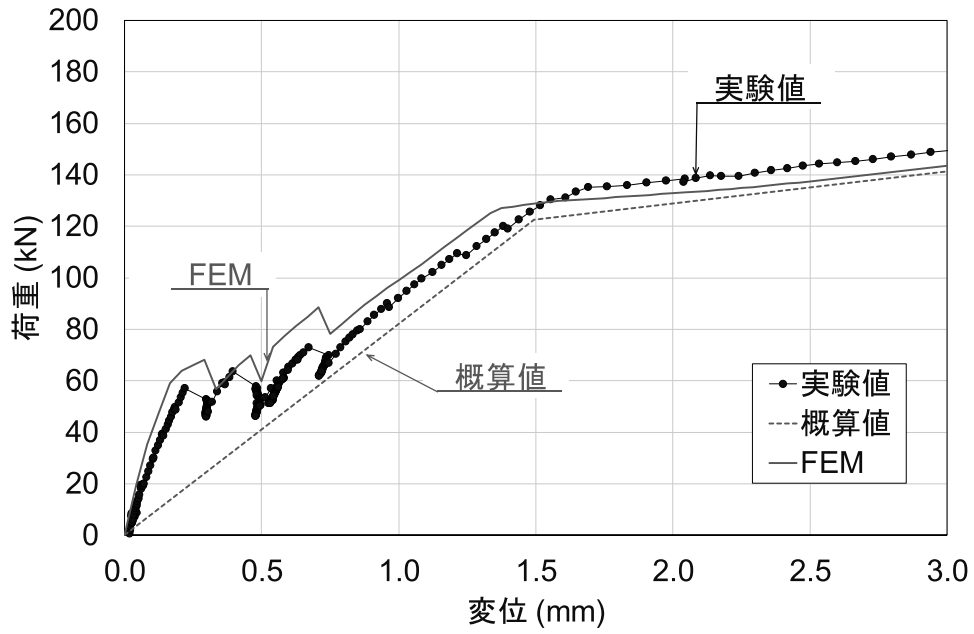


(a) 3.0 mm 変位まで

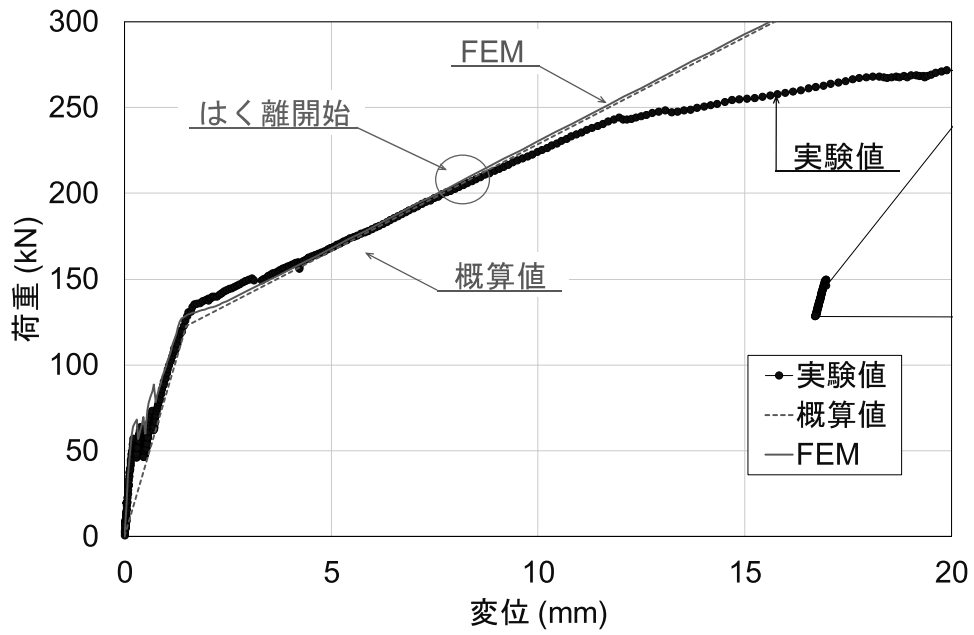


(b) 20 mm 変位まで

図4.2.3 荷重-変位関係 (供試体 CF)



(a) 3.0 mm 変位まで



(b) 20 mm 変位まで

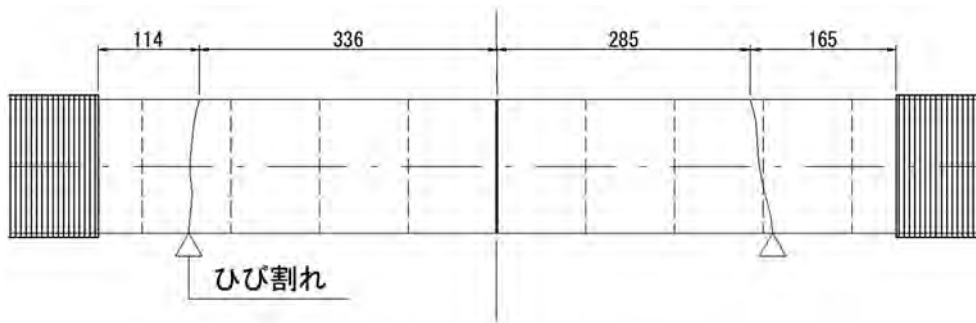
図-4.2.4 荷重-変位関係 (供試体 AF)

2) 最大主ひずみ分布

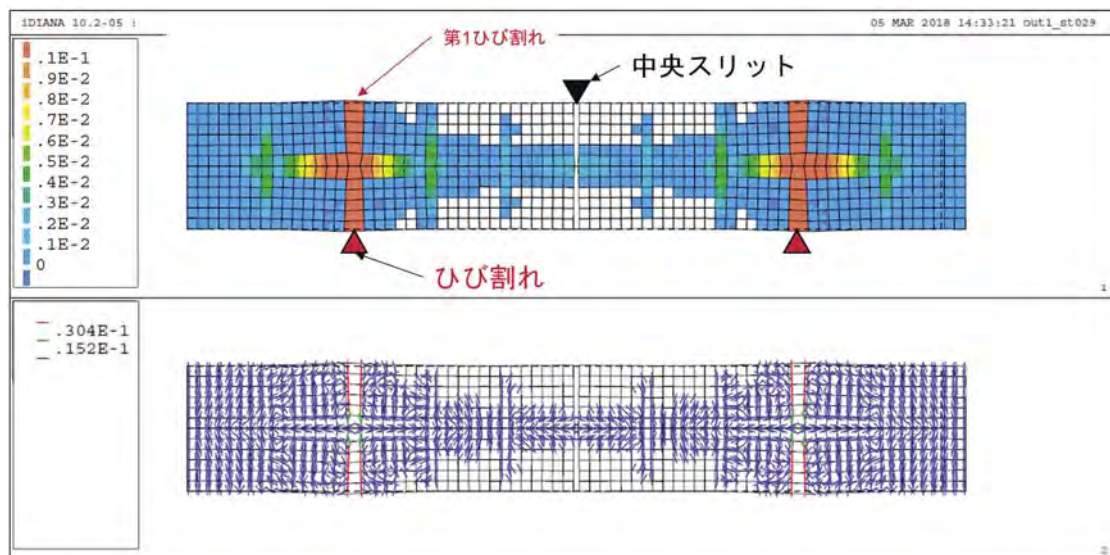
供試体 RC の鉄筋降伏前 ($P=100$ kN 程度), 鉄筋降伏後 ($\delta=2.0$ mm), 破壊前 ($\delta=7.0$ mm) の主ひずみ分布を図-4.2.5～図-4.2.7 にそれぞれ示す. 同様に供試体 CF の主ひずみ分布を図-4.2.8～図-4.2.10 に, 供試体 AF の主ひずみ分布を図-4.2.11～図-4.2.13 にそれぞれ示す. 各図の(a)は同荷重時の実供試体ひび割れ状況を, (b)は4.1節で実施した解析のうち最も実供試体の破壊性状を再現することができた Case-3 での拘束条件の結果 (Series-1) を, (c)は本節で実施した解析結果 (Series-2) を示している. 4.1節と同様に, 主ひずみ分布図-①, 主ひずみ分布図-②の両方を示す.

供試体 RC に関しては連続繊維シートによる拘束が無い場合, Series-1, Series-2 とともに最初のひび割れ部の鉄筋が降伏し, コンクリートの破壊も最初のひび割れ (第1ひび割れ) 周辺のみ集中する結果となった. このひび割れ付近の鉄筋に沿って, 鉄筋の軸直角方向にコンクリートの引張ひずみが生じており, 割裂破壊の兆候が生じていたことが伺える. 連続繊維シートを貼り付けた供試体 CF, AF では, このような兆候は認められなかった.

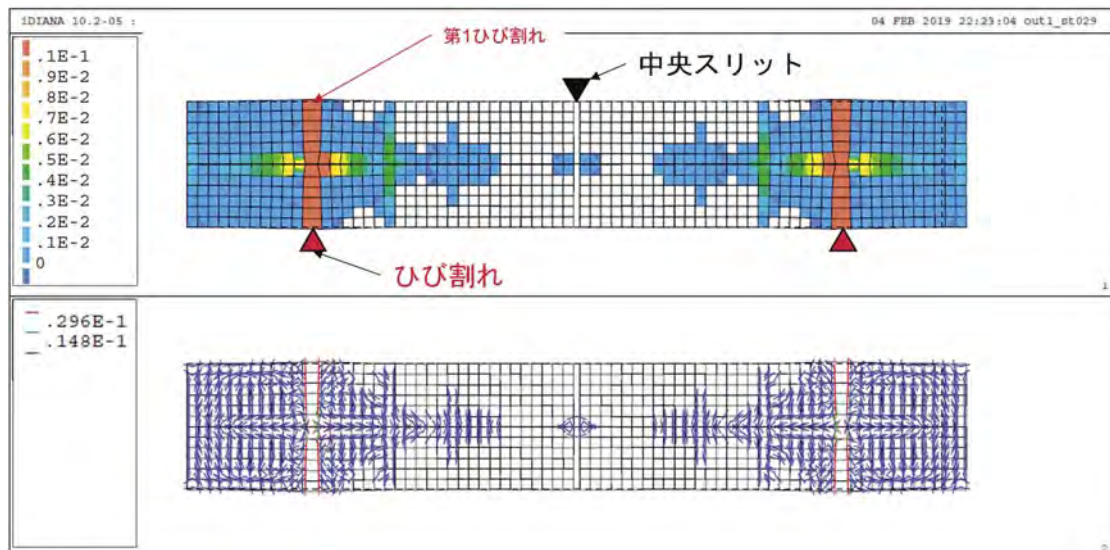
供試体 CF, 供試体 AF に関しては鉄筋降伏前の $P=100$ kN 程度の荷重では Series-1 より Series-2 の方がひび割れ本数が多くなり, 間隔も均等となった. 鉄筋降伏後の $\delta=2.0$ mm 程度の変位では Series-2 の方がひび割れ本数が少なくなった. これは Series-2 で連続繊維シート図心とコンクリートを樹脂厚さ分, 離してモデル化したことで, 連続繊維シートの拘束力が若干小さくなり, ひび割れ周辺の破壊が進行しやすくなったことが一因であると考えられる. しかしながら, 実供試体のひび割れ発生本数は鉄筋降伏後の $\delta=2.0$ mm 程度の変位においても中央スリット左右で2～3本のひび割れ本数であるのに対し, 解析結果は左右4本ずつ発生しており, Series-2 においても実供試体のひび割れ性状を再現することができなかった. 載荷試験における挙動との違いを把握するためには, さらにひび割れ本数が少なくなる要因を考える必要がある. $\delta=7.0$ mm の破壊前の状態では Series-1, Series-2 とともに表層コンクリートの破壊で連続繊維シートの剥離が発生しているが, Series-2 の方が表層コンクリートの破壊が顕著であった. 表-4.2.2 に示すとおり, Series-2 に使用したコンクリートの引張強度 ($f_t=2.4$ N/mm²) は Series-1 ($f_t=2.2$ N/mm²) より 10%程度大きい数値を用いていることから, Series-2 で表層コンクリート破壊が顕著となった要因は連続繊維シート図心とコンクリートを離してモデル化したことで, 連続繊維シートに曲げモーメントが作用するとともに, 表層コンクリートに面外方向のより大きな引張力が作用したためと考えられる.



(a) ひび割れ発生状況

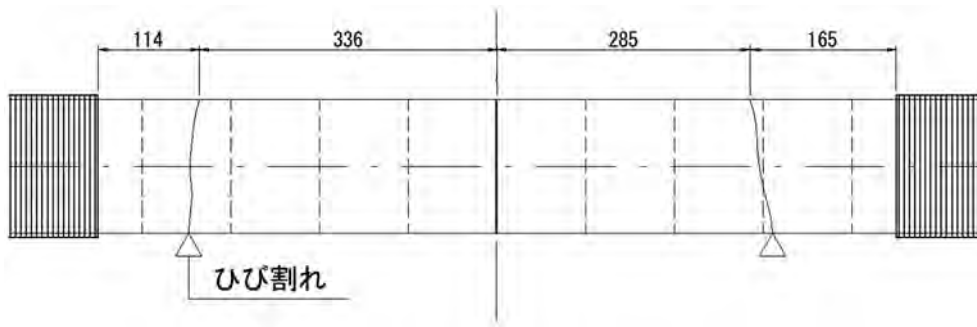


(b) 主ひずみ分布 (Series-1 解析)

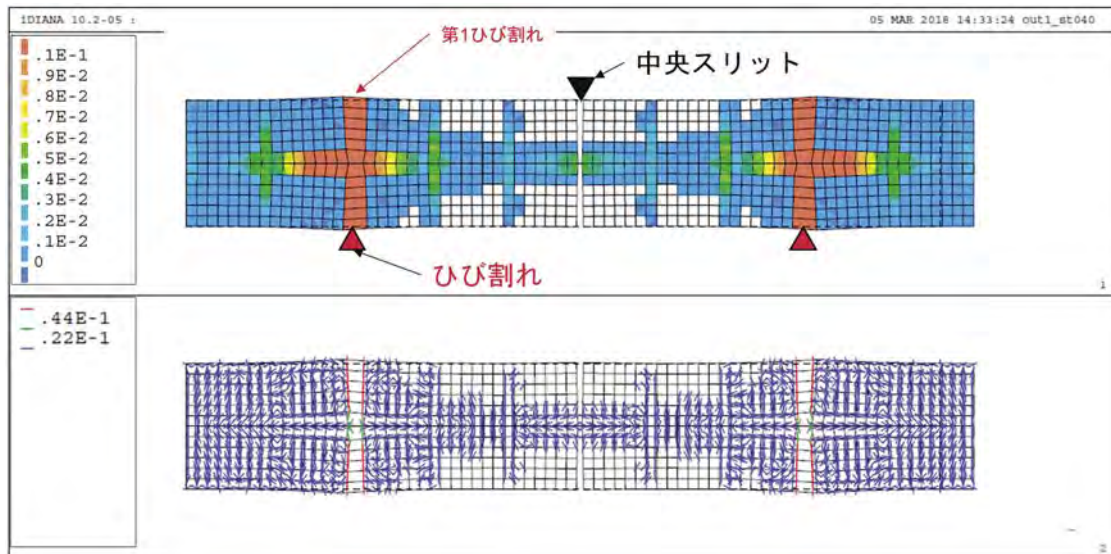


(c) 主ひずみ分布 (Series-2 解析)

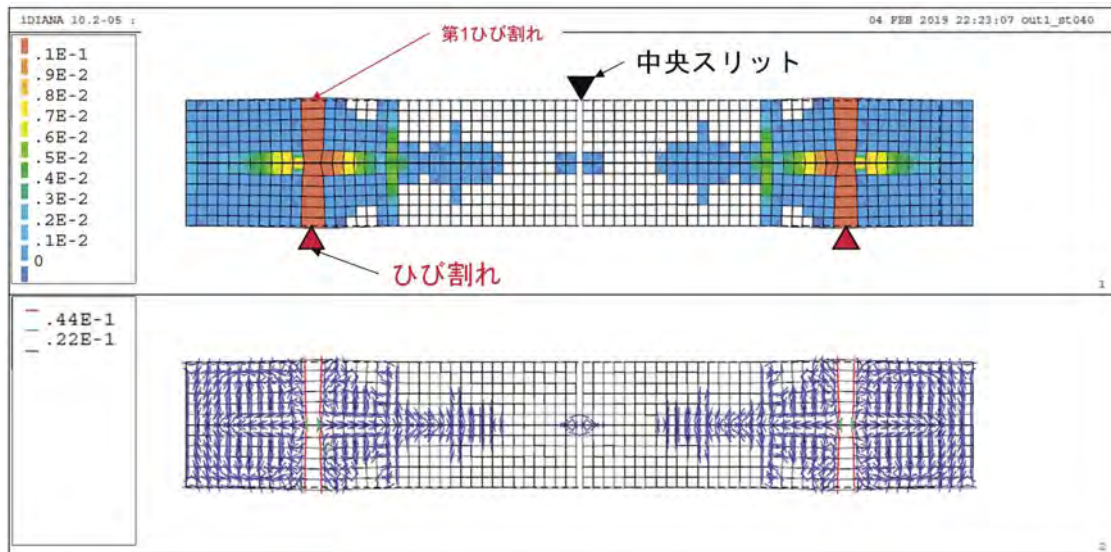
図-4.2.5 主ひずみ分布 (供試体 RC P=100 kN)



(a) ひび割れ発生状況

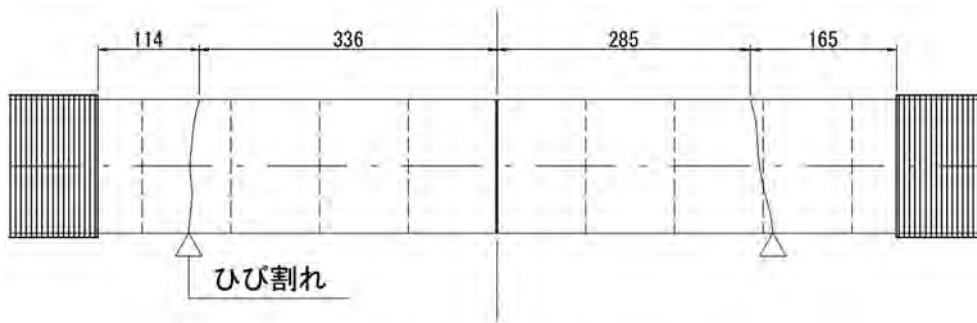


(b) 主ひずみ分布 (Series-1 解析)

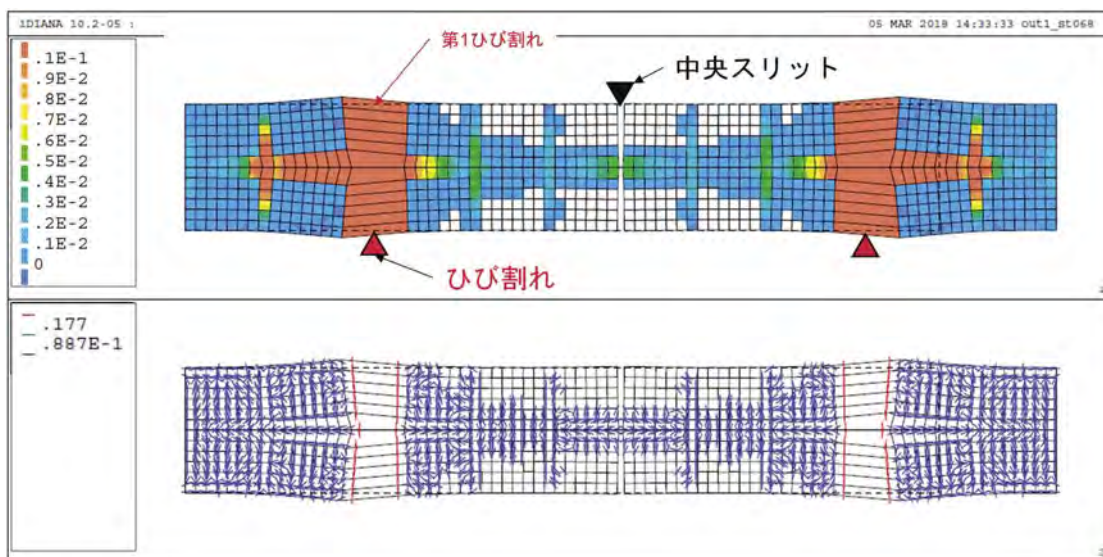


(c) 主ひずみ分布 (Series-2 解析)

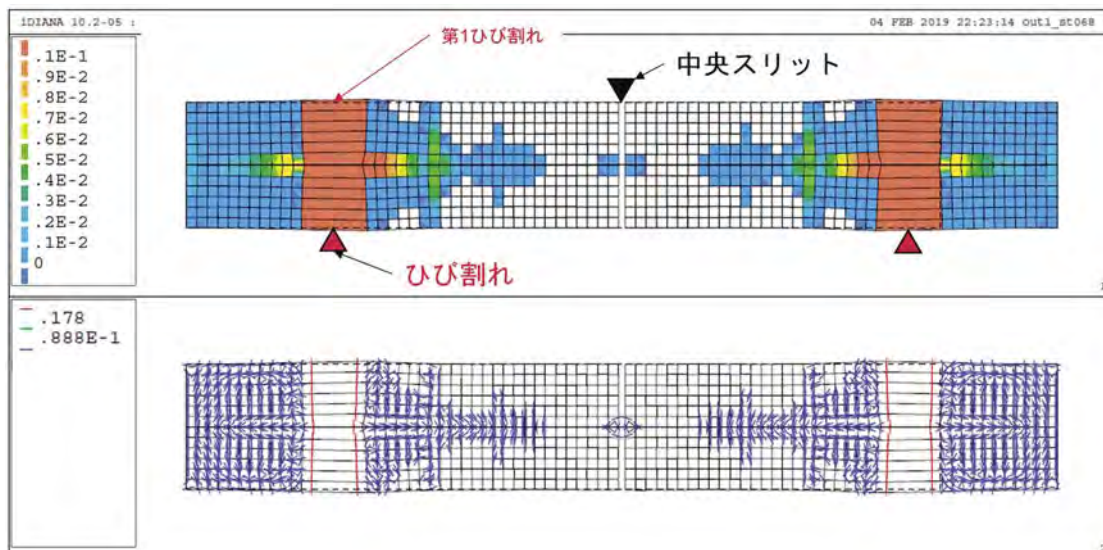
図-4.2.6 主ひずみ分布 (供試体 RC $\delta=2.0$ mm)



(a) ひび割れ発生状況

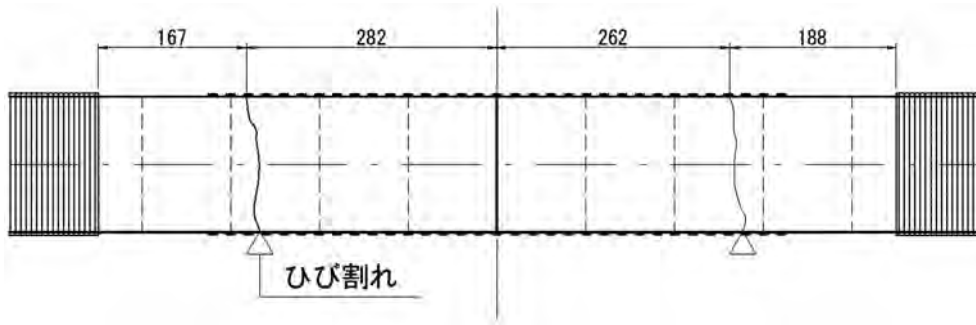


(b) 主ひずみ分布 (Series-1 解析)

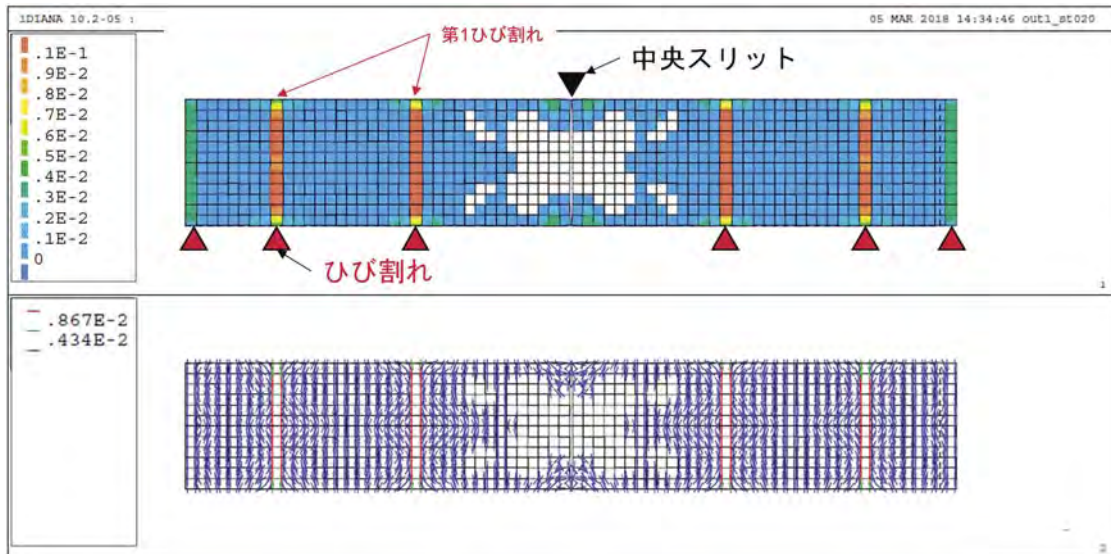


(c) 主ひずみ分布 (Series-2 解析)

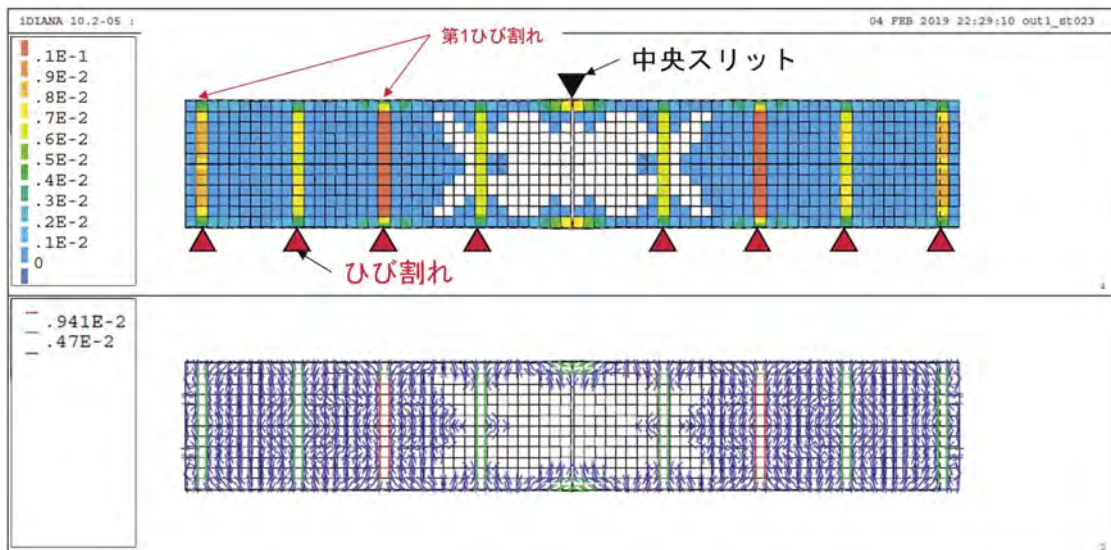
図-4.2.7 主ひずみ分布 (供試体 RC $\delta=7.0$ mm)



(a) ひび割れ発生状況

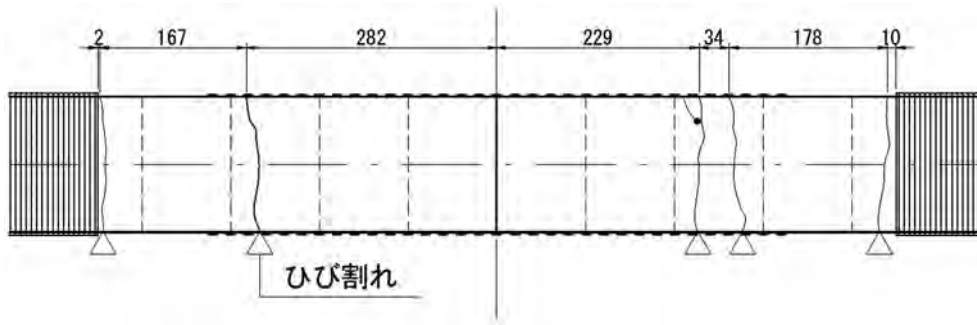


(b) 主ひずみ分布 (Series-1 解析)

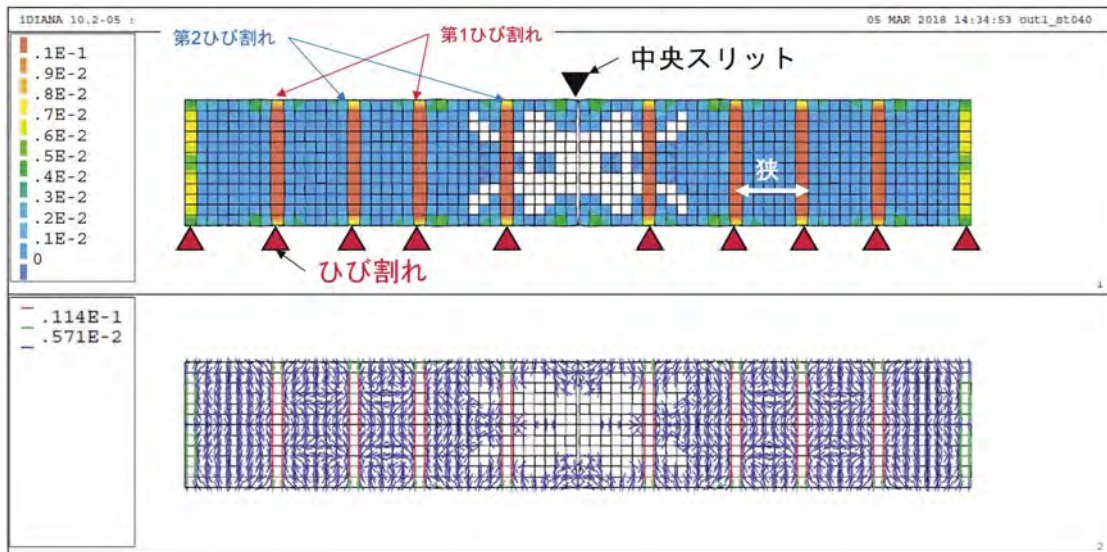


(c) 主ひずみ分布 (Series-2 解析)

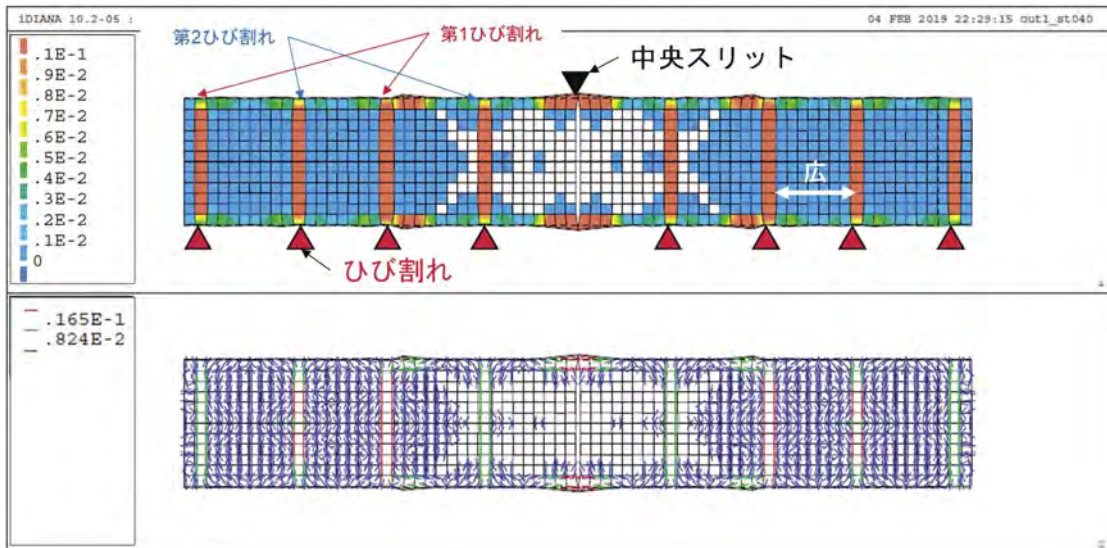
図-4.2.8 主ひずみ分布 (供試体 CF P=100 kN)



(a) ひび割れ発生状況

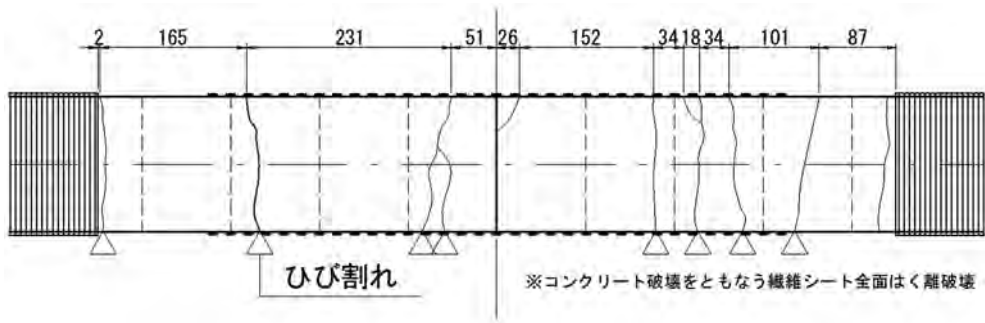


(b) 主ひずみ分布 (Series-1 解析)

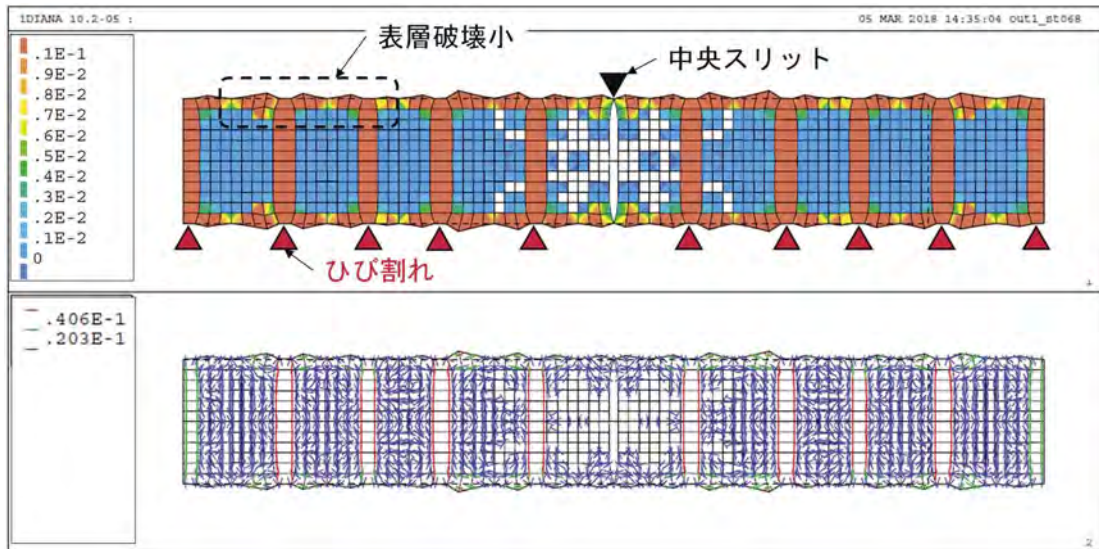


(c) 主ひずみ分布 (Series-2 解析)

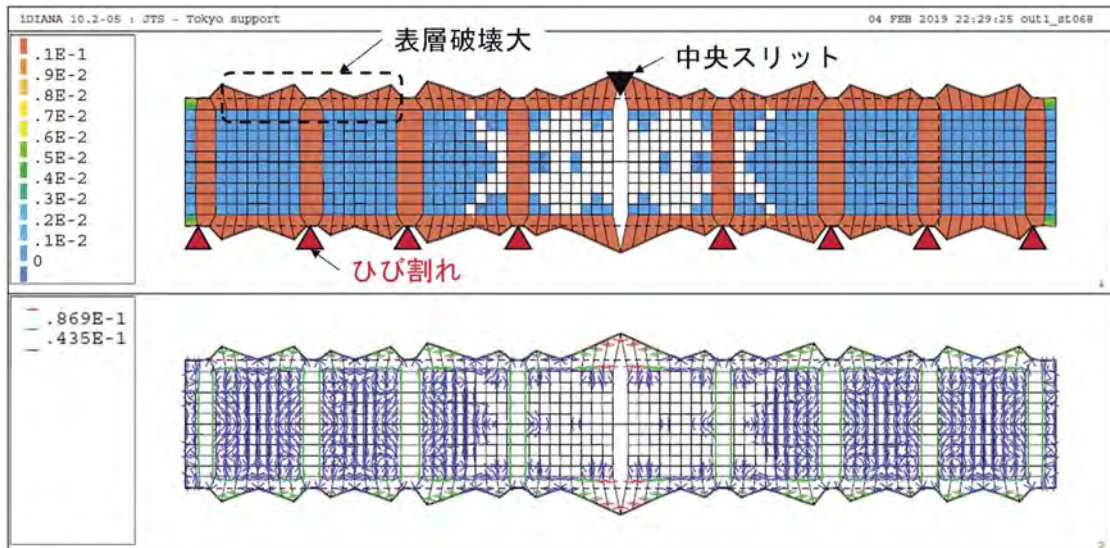
図-4.2.9 主ひずみ分布 (供試体 CF $\delta=2.0$ mm)



(a) ひび割れ発生状況

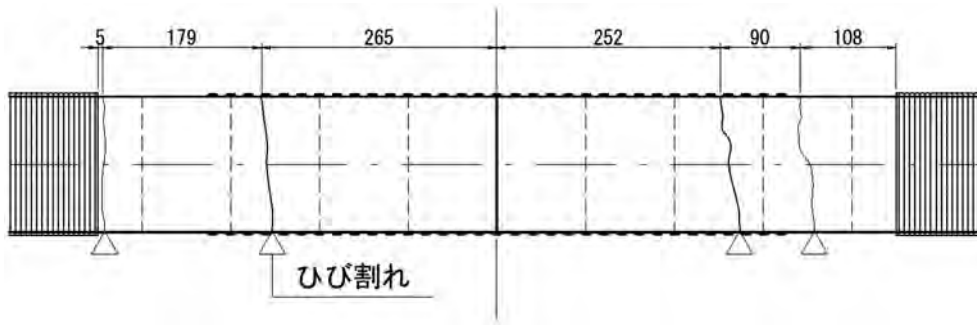


(b) 主ひずみ分布 (Series-1 解析)

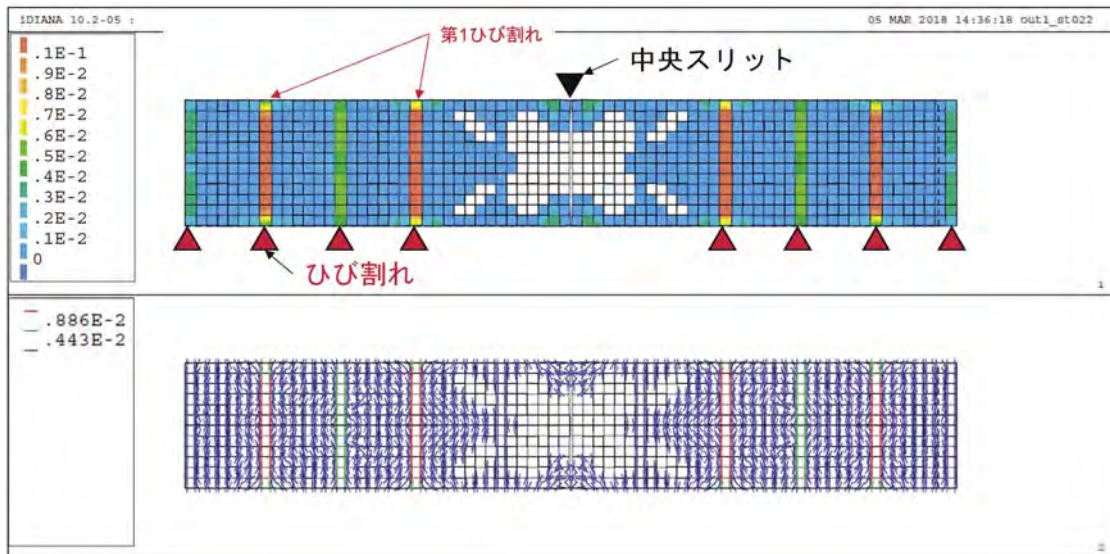


(c) 主ひずみ分布 (Series-2 解析)

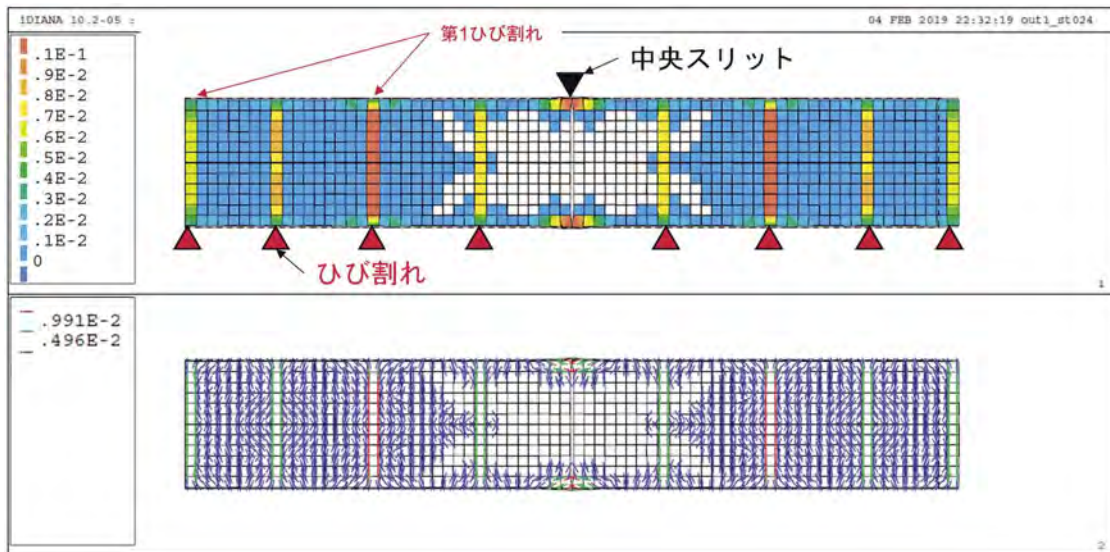
図-4.2.10 主ひずみ分布 (供試体 CF $\delta=7.0$ mm)



(a) ひび割れ発生状況

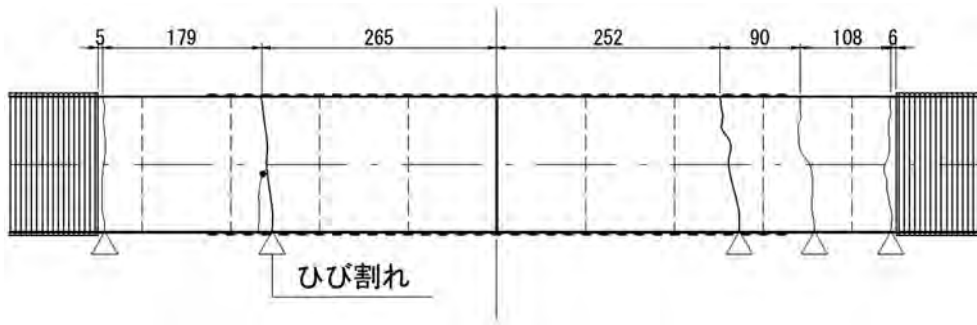


(b) 主ひずみ分布 (Series-1 解析)

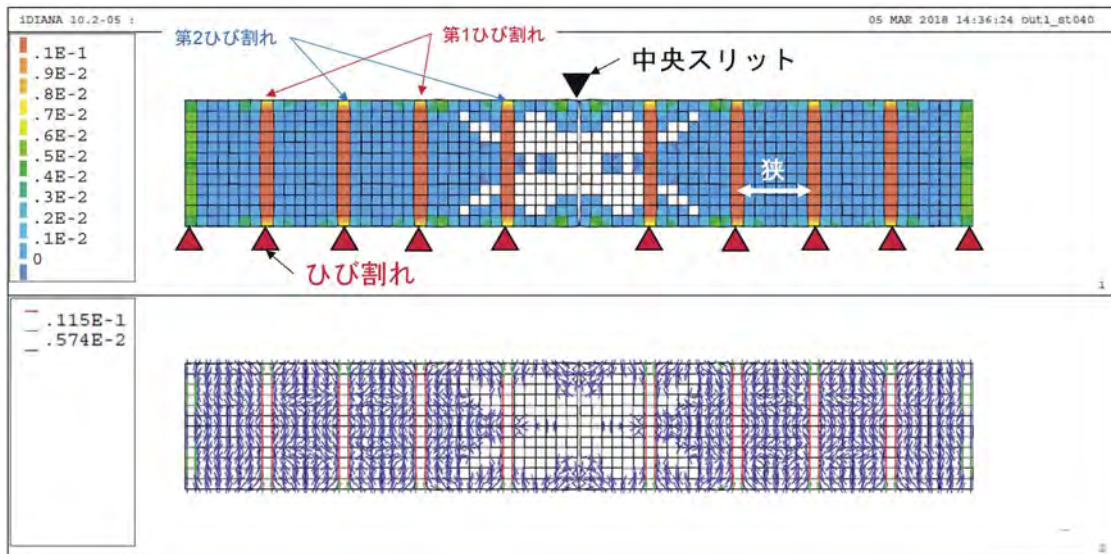


(c) 主ひずみ分布 (Series-2 解析)

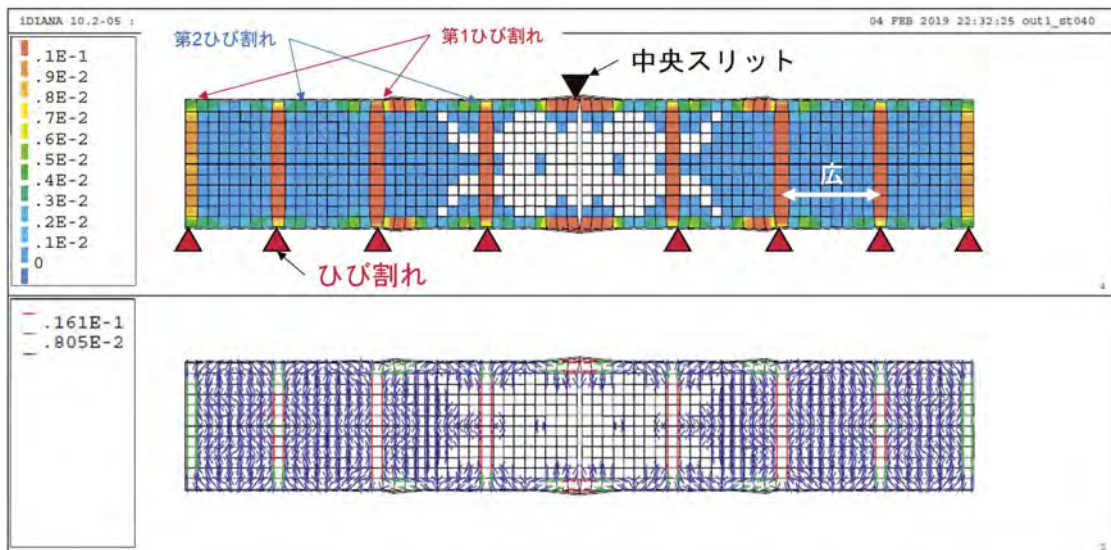
図-4.2.11 主ひずみ分布 (供試体 AF P=100 kN)



(a) ひび割れ発生状況

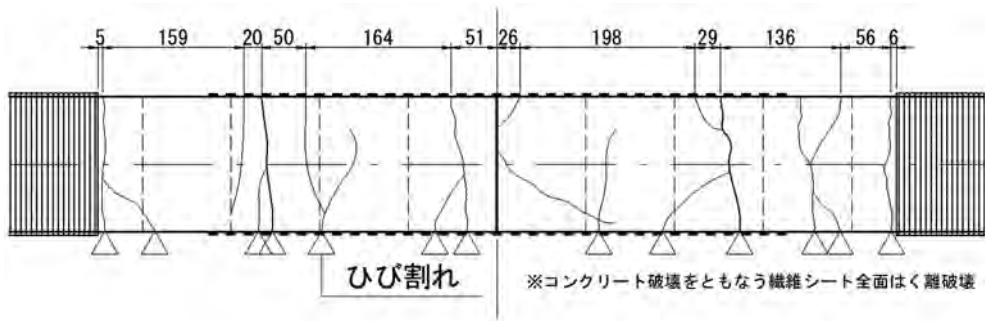


(b) 主ひずみ分布 (Series-1 解析)

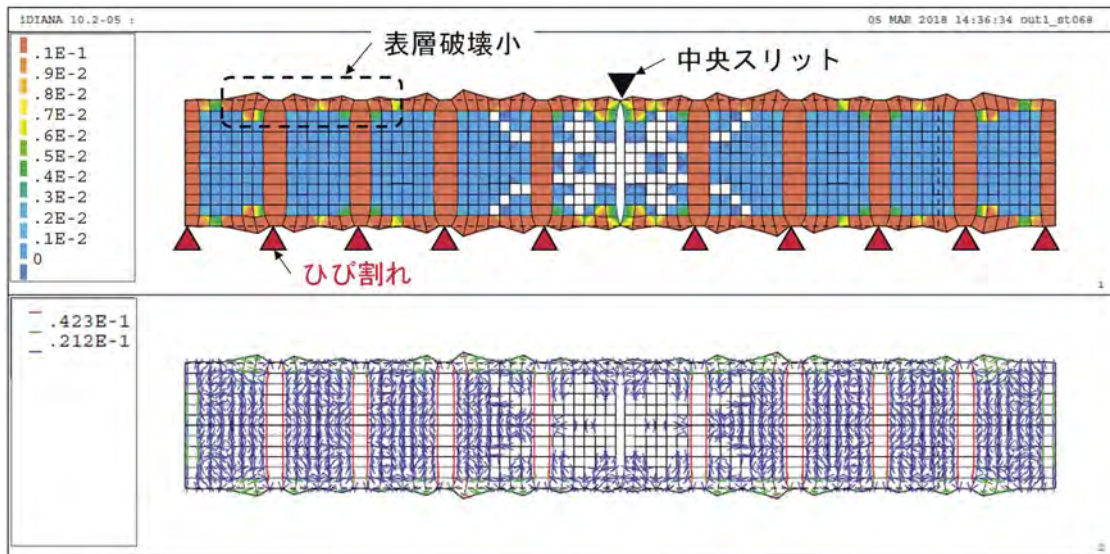


(c) 主ひずみ分布 (Series-2 解析)

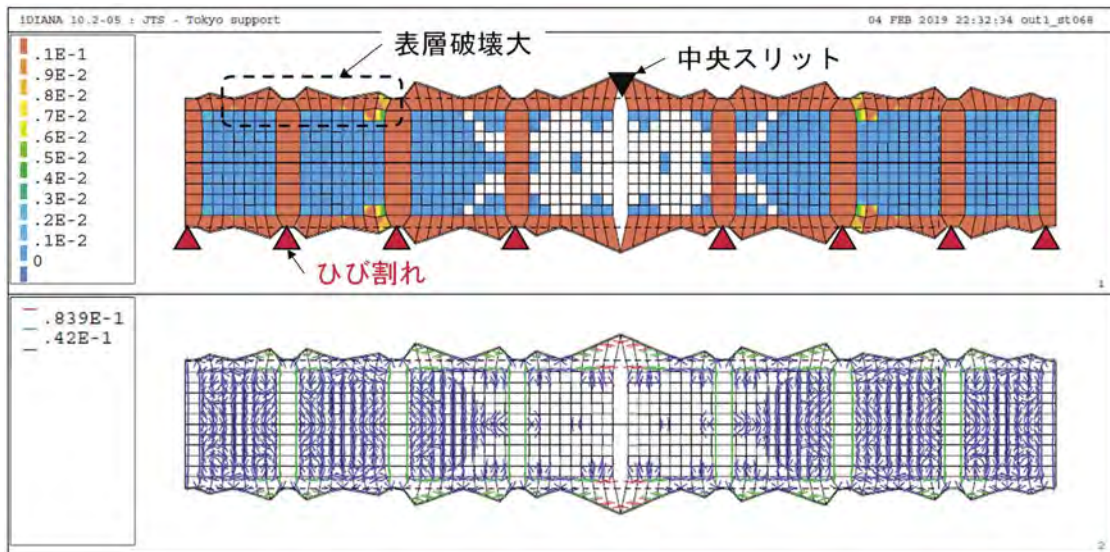
図-4.2.12 主ひずみ分布 (供試体 AF $\delta=2.0$ mm)



(a) ひび割れ発生状況



(b) 主ひずみ分布 (Series-1 解析)



(c) 主ひずみ分布 (Series-2 解析)

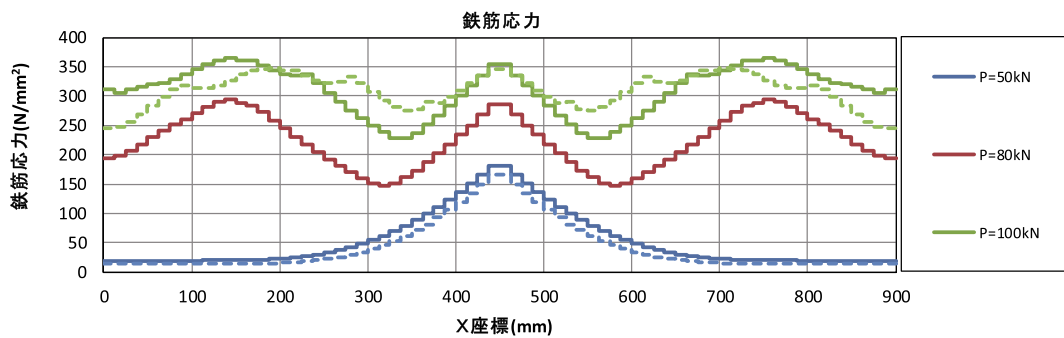
図-4.2.13 主ひずみ分布 (供試体 AF $\delta=7.0$ mm)

3) 鉄筋及び連続繊維シートの応力度分布

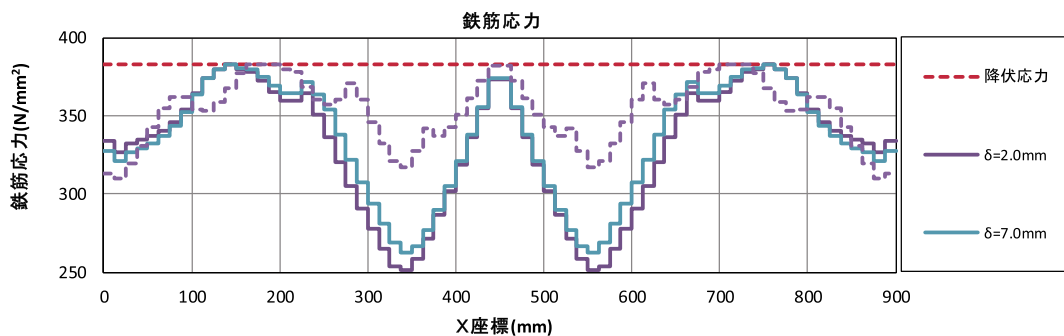
図4.2.14に供試体 RC の鉄筋応力度分布を、図4.2.15～図4.2.18に供試体 CF 及び供試体 AF の鉄筋応力度分布、連続繊維シート応力度分布を示す。各図中の(a)は鉄筋降伏までの荷重段階 (P=50 kN, 80 kN, 100 kN) を、(b)は鉄筋降伏後 ($\delta=2.0$ mm, 7.0 mm) を示している。また、比較のため、P=50 kN, 100 kN, $\delta=2.0$ mm の Series-1 の解析結果を破線で示す。

供試体 RC の鉄筋応力度はスリット位置付近及びひび割れ付近の鉄筋で大きな応力が発生しているが、前述の主ひずみ分布で示したように、解析ではひび割れの位置で鉄筋の降伏が進展し破壊に至った。

供試体 CF, 供試体 AF の鉄筋応力度に関しては、P=100 kN の荷重ステップで Series-2 の解析結果の方がひび割れ本数が多く、概ね等間隔でひび割れが発生したため、中央スリットと1本目のひび割れまでの間隔が狭くなり、応力度分布が平均化される結果となった。Series-1 と Series-2 で発生したひび割れ本数が違うため、応力度分布の山の位置に違いがあるものの、各荷重ステップでの応力度最大値は Series-1, Series-2 で概ね同程度の値となった。Series-1 において鉄筋が降伏し、 $\delta=7.0$ mm 程度までに表層コンクリートが破壊したため連続繊維シートの応力度が急激に増加する結果となったが、Series-2 においても同様の結果が得られ、表層コンクリートの破壊による連続繊維シートの剥離を再現できることが分かった。

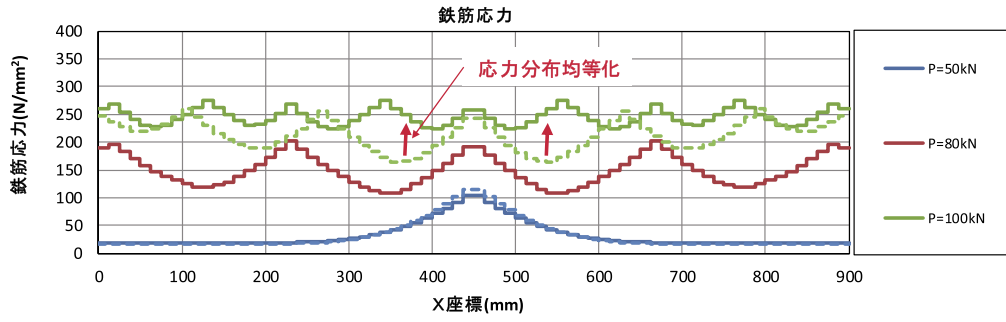


(a) 鉄筋応力度 (鉄筋降伏前)

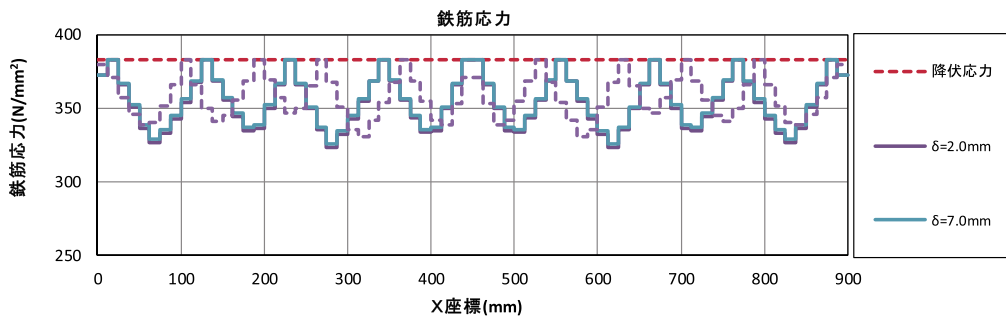


(b) 鉄筋応力度 (鉄筋降伏後)

図4.2.14 鉄筋応力度分布 (供試体 RC)

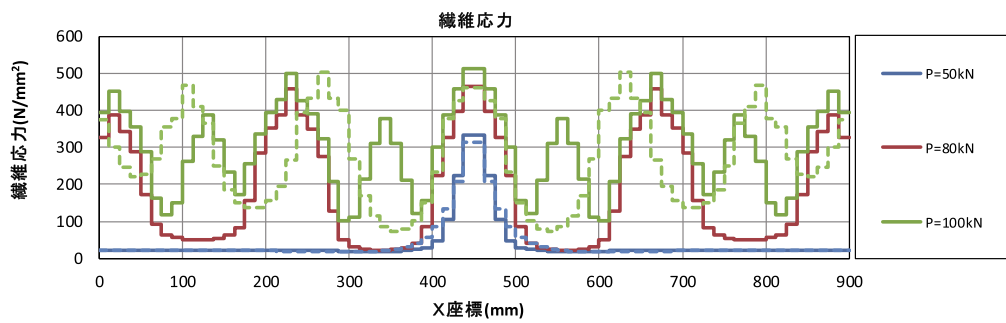


(a) 鉄筋応力度 (鉄筋降伏前)

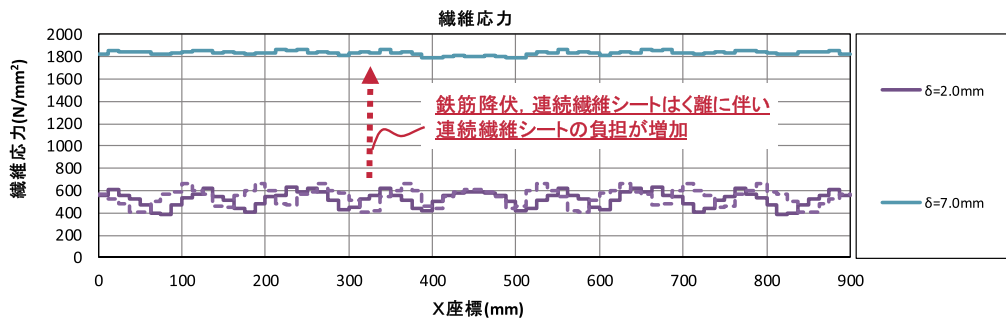


(b) 鉄筋応力度 (鉄筋降伏後)

図-4.2.15 鉄筋応力度分布 (供試体 CF)

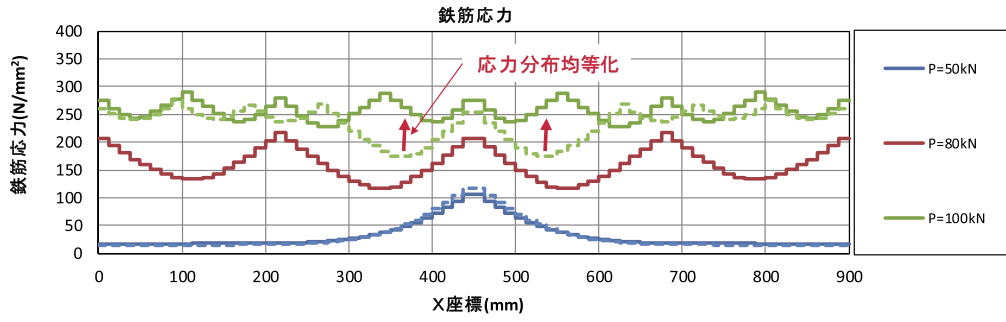


(a) 連続繊維シート応力度 (鉄筋降伏前)

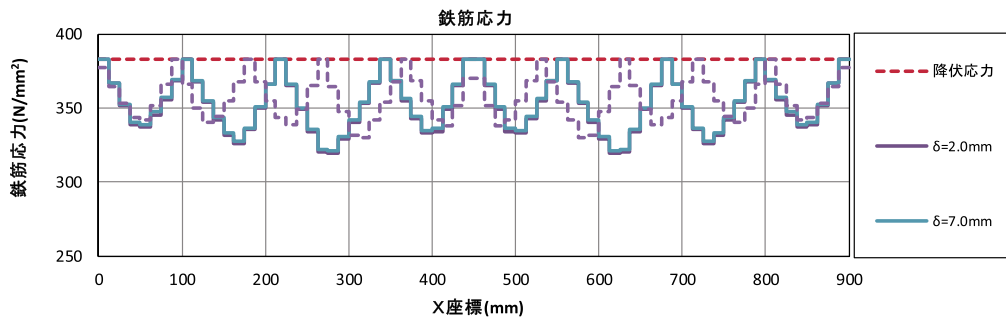


(b) 連続繊維シート応力度 (鉄筋降伏後)

図-4.2.16 連続繊維シート応力度分布 (供試体 CF)

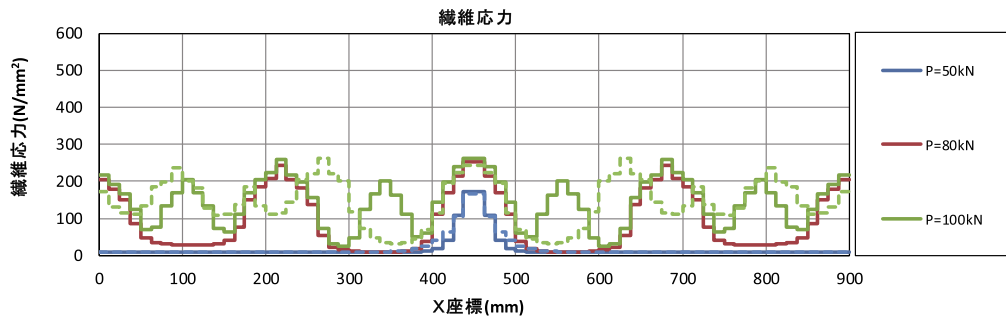


(a) 鉄筋応力度 (鉄筋降伏前)

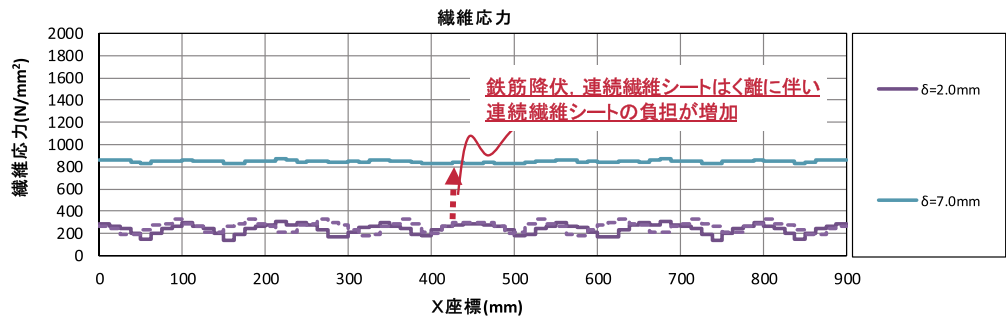


(b) 鉄筋応力度 (鉄筋降伏後)

図-4.2.17 鉄筋応力度分布 (供試体 AF)



(a) 連続繊維シート応力度 (鉄筋降伏前)



(b) 連続繊維シート応力度 (鉄筋降伏後)

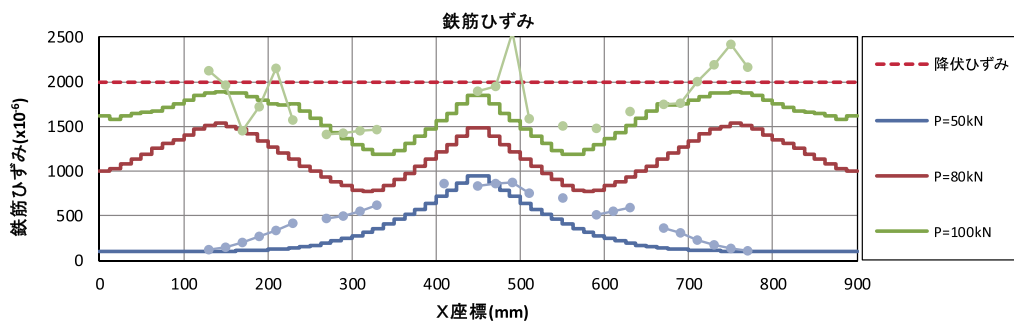
図-4.2.18 連続繊維シート応力度分布 (供試体 AF)

4) 鉄筋及び連続繊維シートひずみの分布

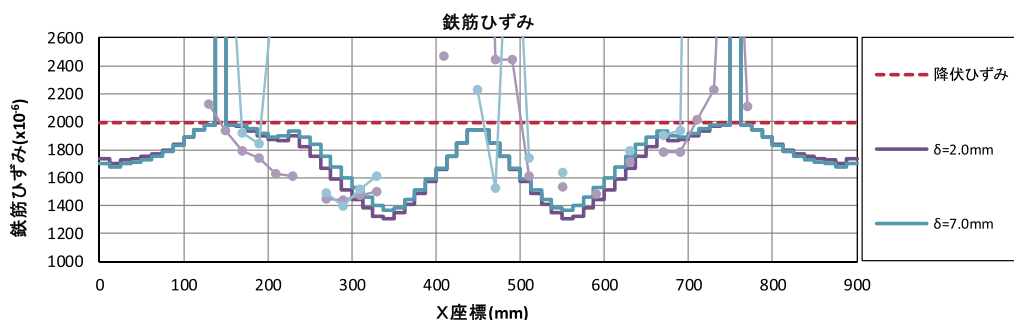
図4.2.19に供試体 RC の鉄筋ひずみ分布を、図4.2.20～図4.2.23に供試体 CF、供試体 AF の鉄筋ひずみ分布と連続繊維シートひずみ分布を示す。各図の(a)は鉄筋降伏前までの荷重状態を、(b)は鉄筋降伏後の荷重状態を示している。図中の実線は解析結果で、プロットは実供試体の計測ひずみを示している。

供試体 RC のひび割れ発生前 (P=50 kN) の中央スリット部の鉄筋ひずみは解析値と実験値が概ね一致する結果となったが、左右の定着範囲のひずみ分布は実験値の方が若干大きくなる結果となった。これは解析条件と比べ実験値の方が中央スリットから広い範囲で鉄筋の付着切れが発生したためと考えられる。P=100 kN以降の実測鉄筋ひずみは断線等の影響で計測できていない部分があるものの、鉄筋降伏ひずみ以上の値を示す部分もあり、解析結果より実験結果の方が鉄筋の降伏が早かった可能性があると考えられる。

供試体 CF、供試体 AF に関しては Series-1 の解析結果と同様で、ひび割れ発生前の 50 kN 程度までは鉄筋ひずみ、連続繊維シートひずみともに解析結果と実験結果が概ね一致する結果となった。100 kN の荷重レベルとなると、実供試体と解析結果でひび割れ発生本数が違うため、ひずみ分布の山の位置がずれるものの、最大値に関しては概ね一致する結果となった。鉄筋降伏後の連続繊維シートのひずみは Series-2 の解析結果でも $\delta=7.0$ mm で大きく増加し、実験結果と傾向が概ね一致している。

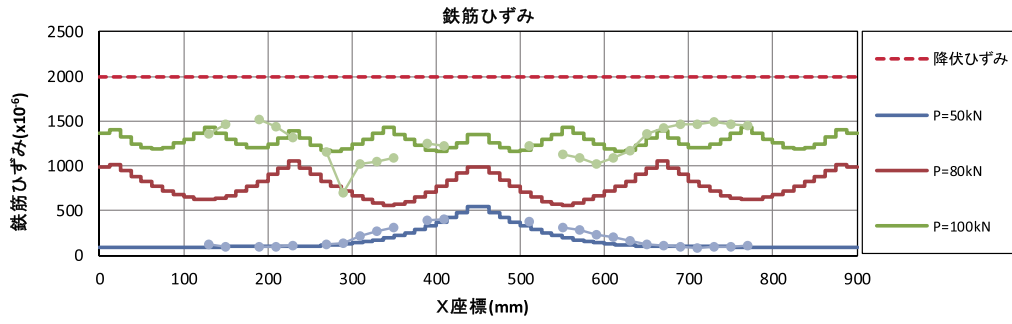


(a) 鉄筋ひずみ (鉄筋降伏前)

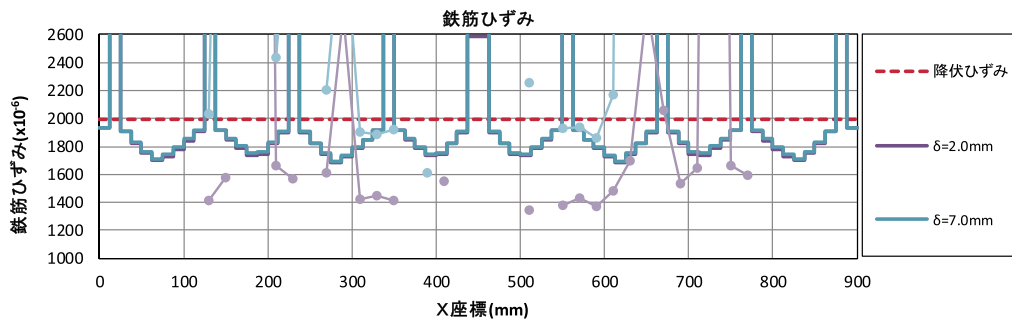


(b) 鉄筋ひずみ (鉄筋降伏後)

図4.2.19 鉄筋ひずみ分布 (供試体 RC)

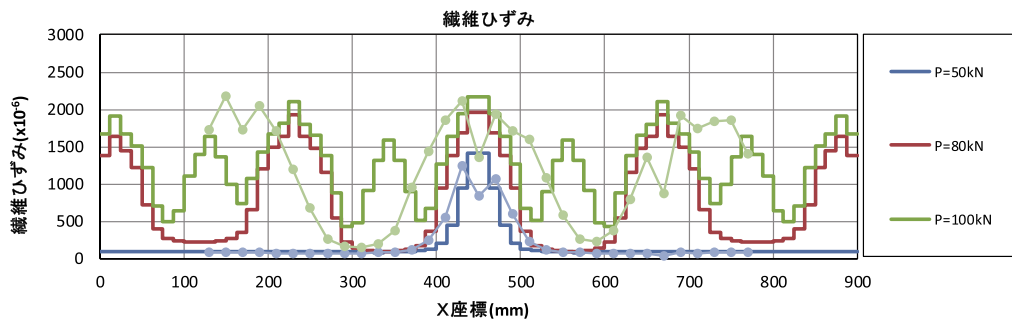


(a) 鉄筋ひずみ (鉄筋降伏前)

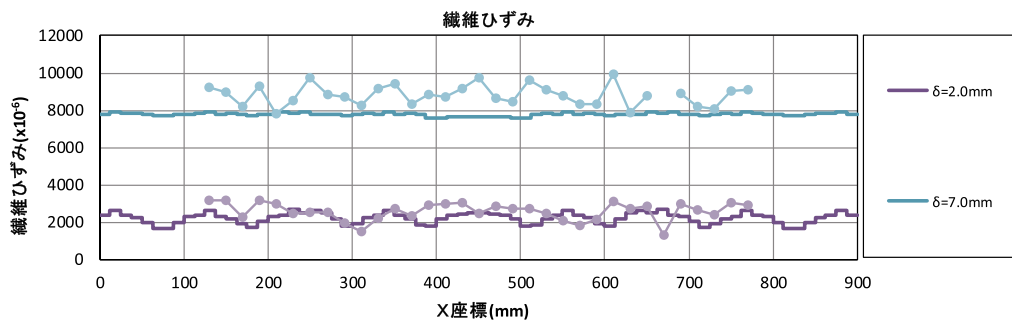


(b) 鉄筋ひずみ (鉄筋降伏後)

図-4.2.20 鉄筋ひずみ分布 (供試体 CF)

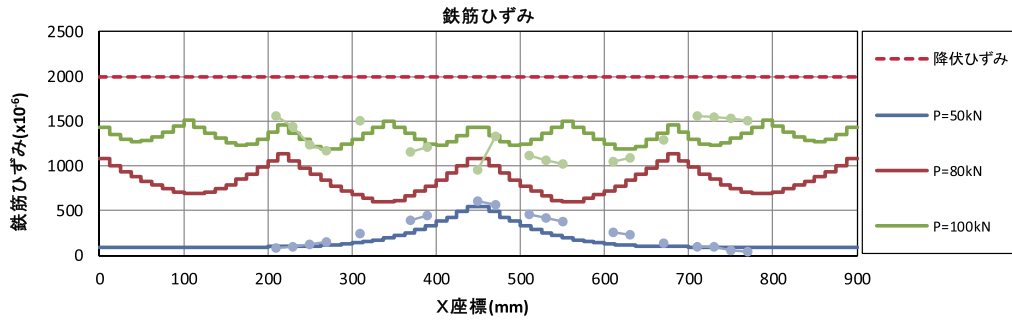


(a) 連続繊維シートひずみ (鉄筋降伏前)

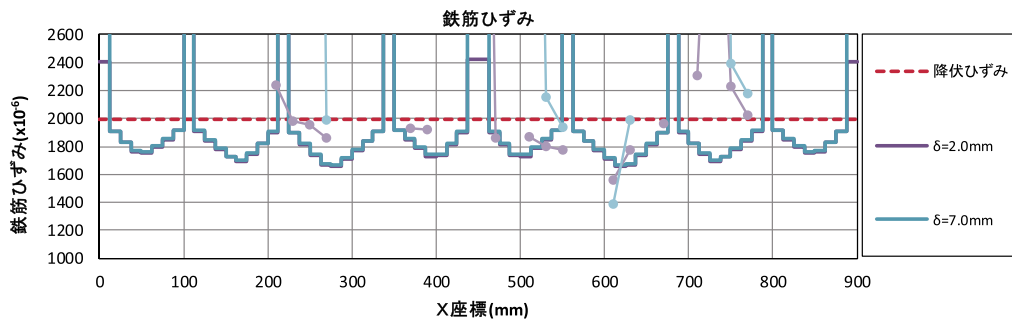


(b) 連続繊維シートひずみ (鉄筋降伏後)

図-4.2.21 連続繊維シートひずみ分布 (供試体 CF)

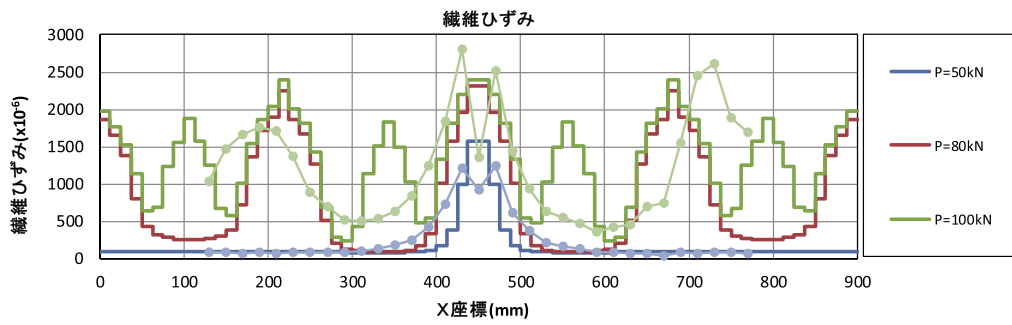


(a) 鉄筋ひずみ (鉄筋降伏前)

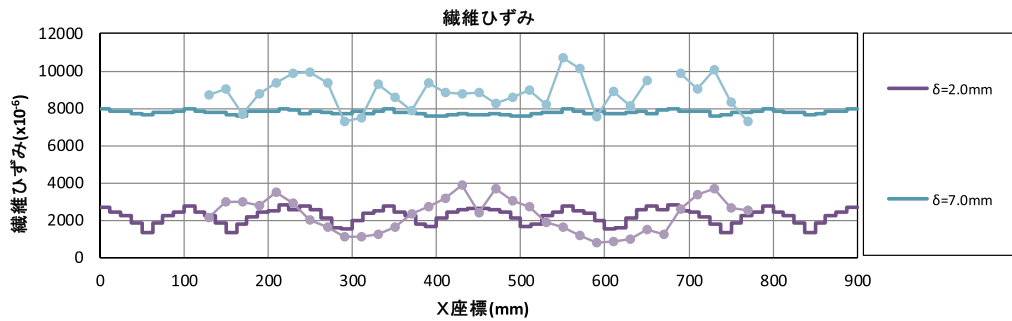


(b) 鉄筋ひずみ (鉄筋降伏後)

図-4.2.22 鉄筋ひずみ分布 (供試体 AF)



(a) 連続繊維シートひずみ (鉄筋降伏前)



(b) 連続繊維シートひずみ (鉄筋降伏後)

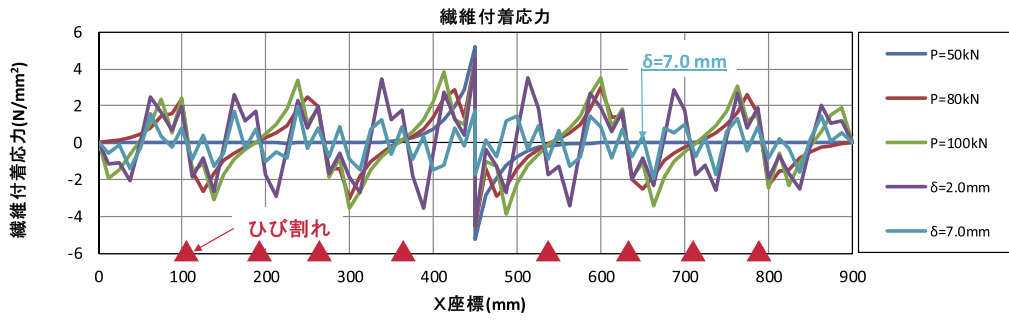
図-4.2.23 連続繊維シートひずみ分布 (供試体 AF)

5) 連続繊維シートの付着応力度分布

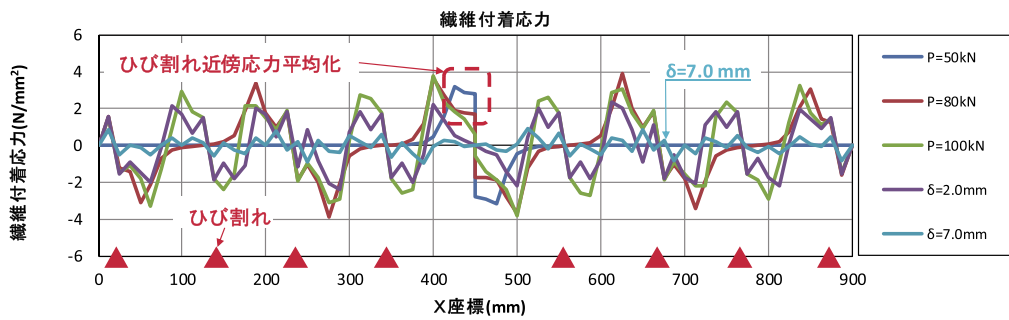
図-4.2.24 に供試体 CF の連続繊維シート付着応力度分布を，図-4.2.25 に供試体 AF の連続繊維シート付着応力度分布を示す．各図の(a)は Series-1 の解析結果を，(b)は Series-2 の解析結果を示している．

Series-1 では供試体 CF, 供試体 AF ともに中央スリット部の付着応力度が 5 N/mm^2 程度で最も大きくなり，ひび割れ近傍の付着応力度は $3\sim 4 \text{ N/mm}^2$ 程度となった．Series-2 では，ひび割れ近傍の付着応力度は Series-1 と同程度であったが，中央スリット付近の付着応力度が 3 N/mm^2 程度と低くなった．これは連続繊維シート図心とコンクリートを離して配置したことにより連続繊維シートの拘束効果が小さくなるとともに，連続繊維シートの面外曲げによる法線方向の引張の影響が大きくなることにより，スリット近傍の剥離破壊が他のひび割れ近傍と比較して広範囲に広がったためと考えられる．スリットの厚さがひび割れ幅より大きい分，スリット近傍における連続繊維シートの面外曲げの影響がより大きくなった可能性があると考えられる．

破壊前の $\delta=7.0 \text{ mm}$ 程度では Series-1 の解析結果と同様に Series-2 でも付着応力が大きく減少する結果が見られた．低下後の付着応力度は Series-1 では $1\sim 2 \text{ N/mm}^2$ 程度であったが，Series-2 では $0.5\sim 1 \text{ N/mm}^2$ 程度となった．これは図-4.2.10 及び図-4.2.13 の主ひずみ分布からもわかるとおり，Series-2 の方がモデルの変更により表層コンクリートの損傷の進行が早まったため，連続繊維シートの付着応力度も小さくなったものと考えられる．

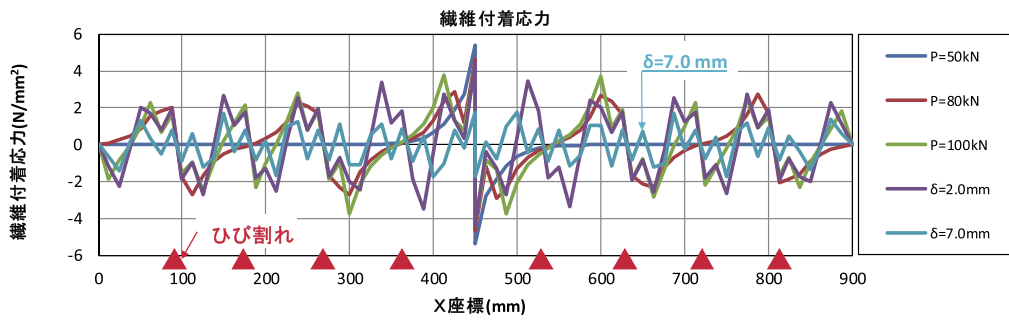


(a) 付着応力度分布 (Series-1 解析)

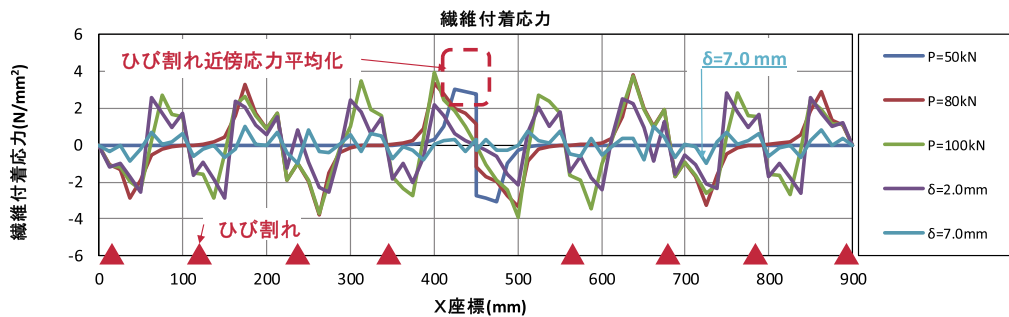


(b) 付着応力度分布 (Series-2 解析)

図-4.2.24 連続繊維シート付着応力度分布 (供試体 CF)



(a) 付着応力度分布 (Series-1 解析)



(b) 付着応力度分布 (Series-2 解析)

図-4.2.25 連続繊維シート付着応力度分布 (供試体 AF)

4.2.4 連続繊維シートの剥離進展状況

連続繊維シートの剥離進展状況を詳細に把握するため、鉄筋降伏前後の連続繊維シート接着近傍の応力状態を調べた。ここでは、主ひずみの大きさと方向を把握するため、主ひずみ分布図-②で示す。図-4.2.26 に、主ひずみ分布図-②の見方について、拡大して示す。

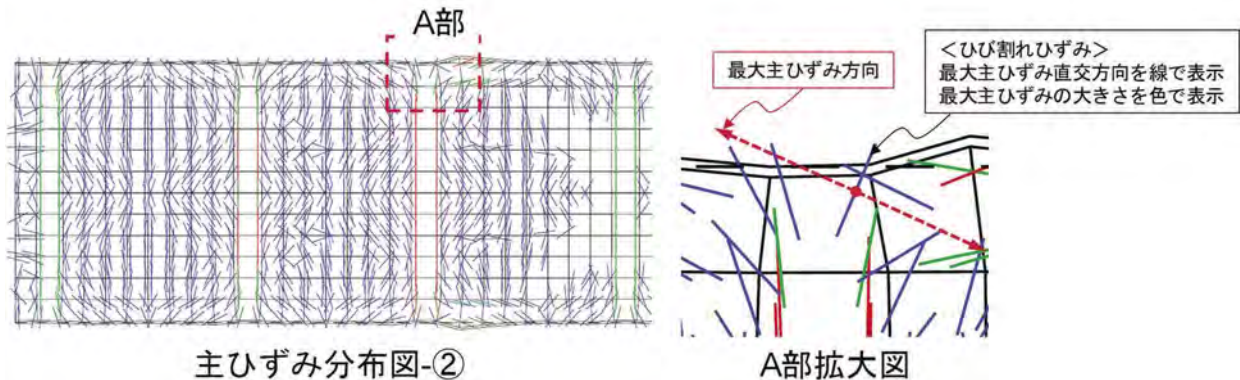
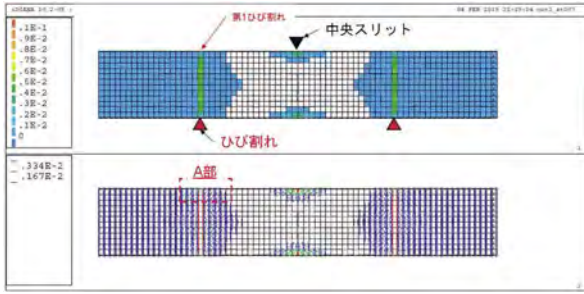


図-4.2.26 主ひずみ分布図-②の見方

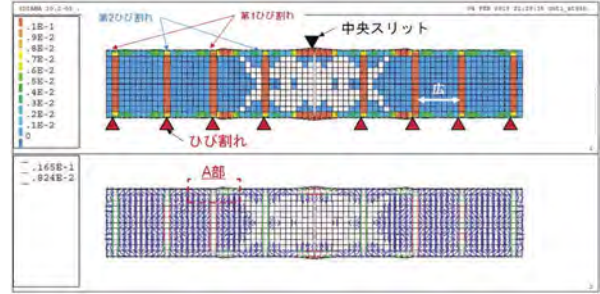
図-4.2.27, 図-4.2.28 に供試体 CF と供試体 AF の第 1 ひび割れ近傍 (A 部) の主ひずみ分布図を示す。各図の I, II は第 1 ひび割れ発生直後及び $\delta=2.0$ mm の際的主ひずみ分布図を示しており、(a) ~ (d) は鉄筋降伏以前、(e) ~ (h) は鉄筋降伏以後の A 部近傍主ひずみ分布図-②を解析ステップ毎に示している。連続繊維シートとコンクリートの界面のコンクリートの主ひずみ方向について、第 1 ひび割れ発生前は供試体軸方向に対し平行であったが、鉄筋降伏時で 45 度程度、 $\delta=2.0$ mm 以降は第 1 ひび割れ付近 (供試体 AF はスリット側のみ、図の右側) の複数の要素が軸方向に直角となり、すなわち連続繊維シートが面外方向に剥離する方向に引張力が作用しており、変位の増進とともにその範囲が供試体中央方向 (スリット方向) に伝播していることが分かる。

図-4.2.29, 図-4.2.30 に第 1 ひび割れの左右の各 2 要素に着目し、連続繊維シートひずみと付着応力度の関係を示す。図の上段 (a) は 4.1 節で実施した Series-1 の解析結果 (端部拘束条件 Case-3) を、(b) は本節で実施した解析結果を示す。図中の凡例は解析内での要素番号を示しており、要素番号の後ろに付く添え字 Cr はひび割れ発生位置を、-1 (+1), -2 (+2) はひび割れ発生位置から端部側 (スリット側) に 1 番目, 2 番目の要素を示している。また、図中の引き出し数値は鉄筋降伏時の連続繊維シートひずみを示している。

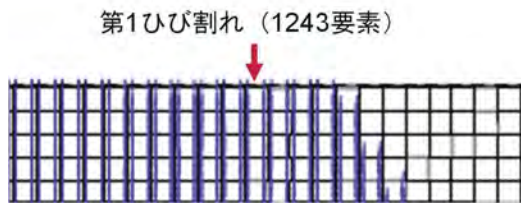
Series-1, Series-2 とともに 1000×10^{-6} 前後の連続繊維シートひずみで付着応力度がピークとなり、その後 2 N/mm² 程度の付着応力度に落ち着いていることが分かる。連続繊維シートのひずみが $2000 \sim 2500 \times 10^{-6}$ 程度で鉄筋が降伏し、付着応力度が徐々に低下する傾向がみられる。Series-1 と比較して Series-2 の方が連続繊維シートのひずみの増加に伴う鉄筋降伏後の付着応力度の低下の割合が大きい。これは図-4.2.10, 図-4.2.13 の主ひずみ分布図において、Series-2 の方が連続繊維シート接着表層のコンクリートの剥離破壊の範囲が大きかったことと符号する。



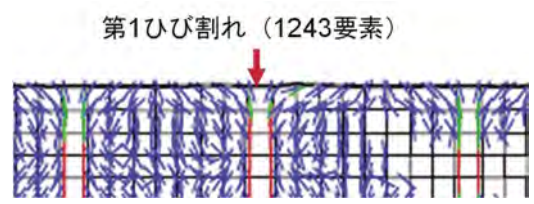
I 主ひずみ図 (第1ひび割れ発生直後)



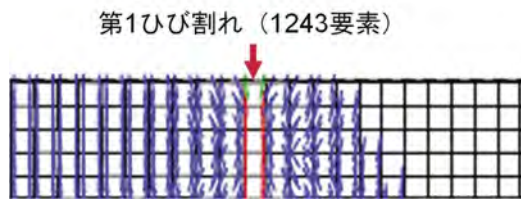
II 主ひずみ図 ($\delta=2.0$ mm)



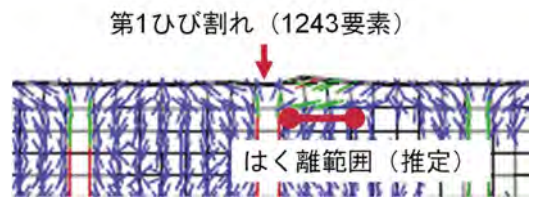
(a) 第1ひび割れ発生直前



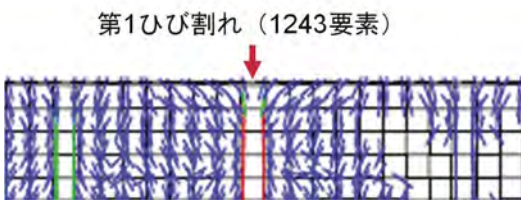
(e) 鉄筋降伏時



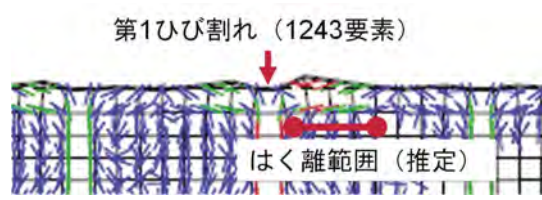
(b) 第1ひび割れ発生直後



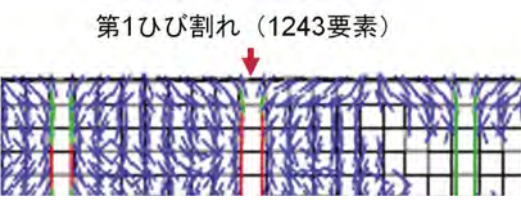
(f) $\delta=2.0$ mm



(c) 第2ひび割れ発生直後



(g) $\delta=2.5$ mm

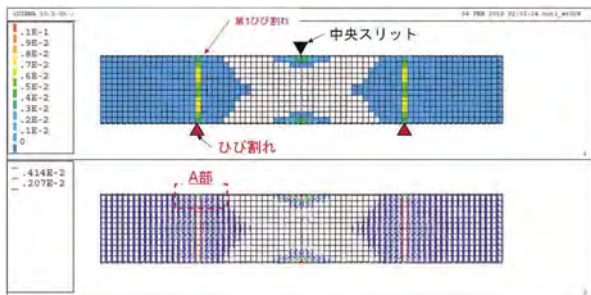


(d) $P=120$ kN

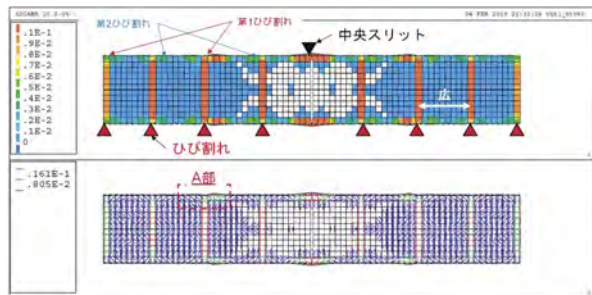


(h) $\delta=3.0$ mm

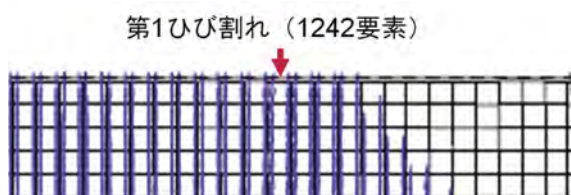
図 4.2.27 ひび割れ近傍主ひずみ図 (供試体 CF)



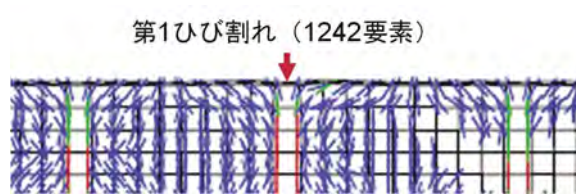
I 主ひずみ図 (第1ひび割れ発生直後)



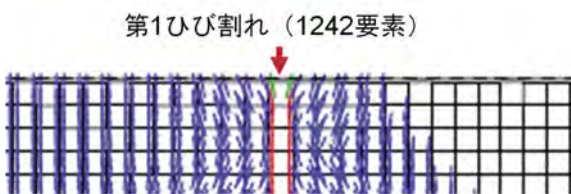
II 主ひずみ図 ($\delta=2.0$ mm)



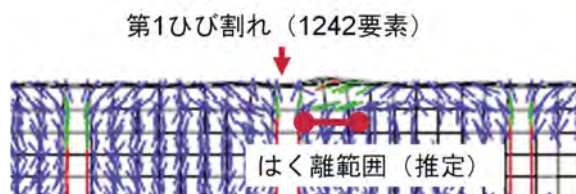
(a) 第1ひび割れ発生直前



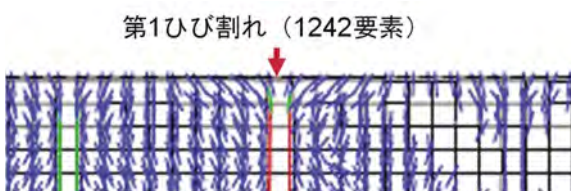
(e) 鉄筋降伏時



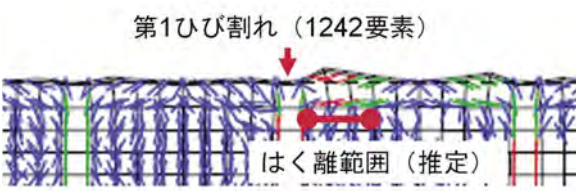
(b) 第1ひび割れ発生直後



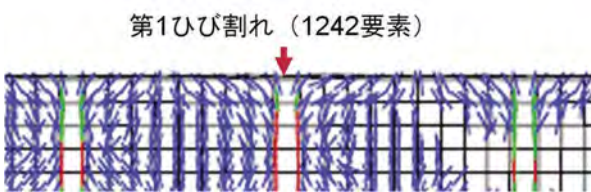
(f) $\delta=2.0$ mm



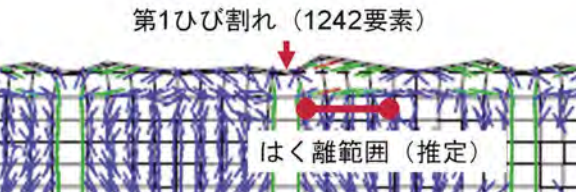
(c) 第2ひび割れ発生直後



(g) $\delta=2.5$ mm

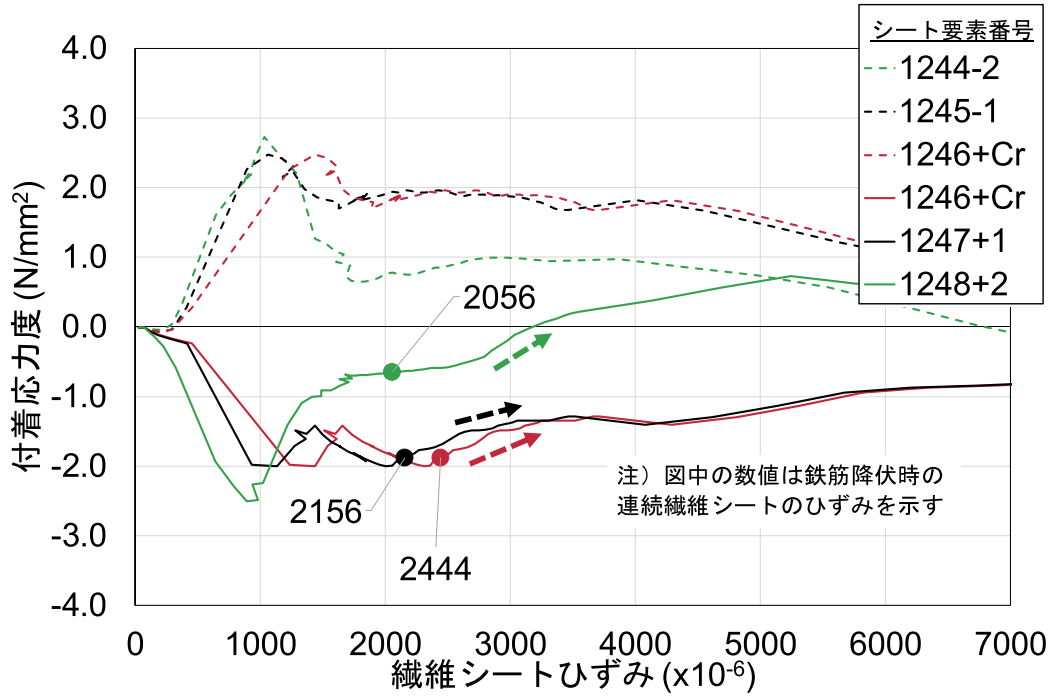


(d) $P=120$ kN

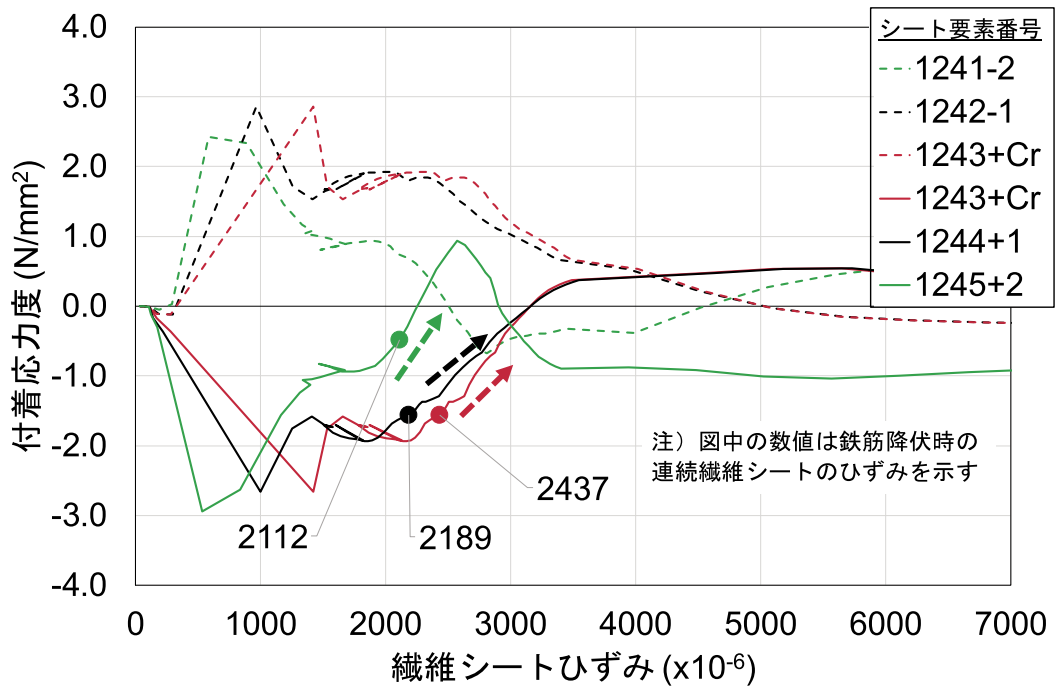


(h) $\delta=3.0$ mm

図 4.2.28 ひび割れ近傍主ひずみ図 (供試体 AF)

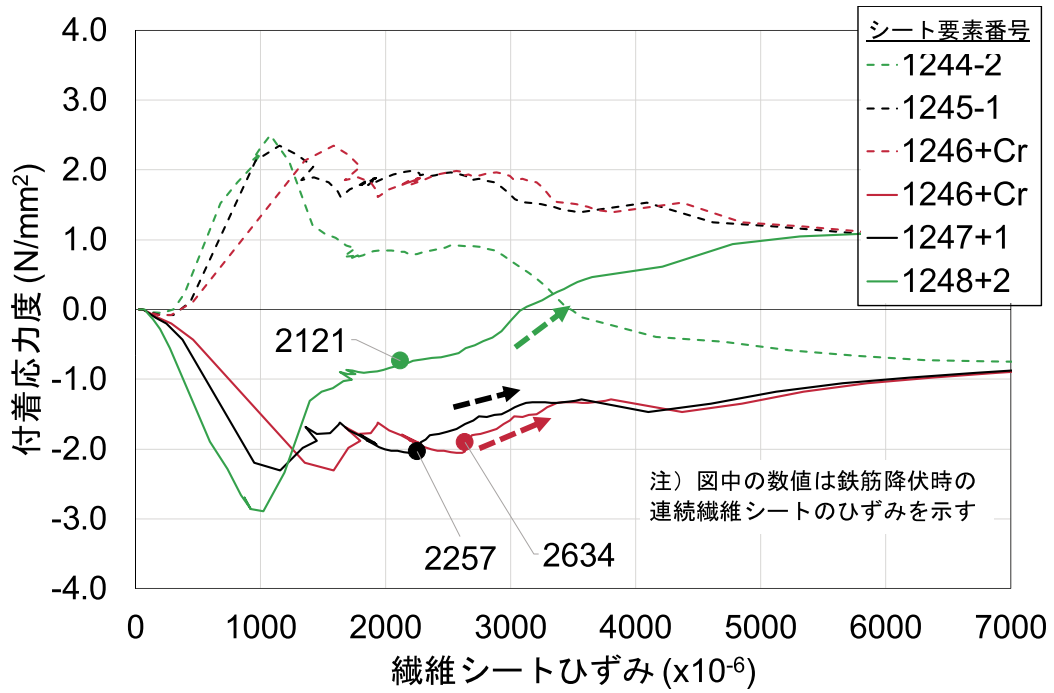


(a) Series-1 解析結果

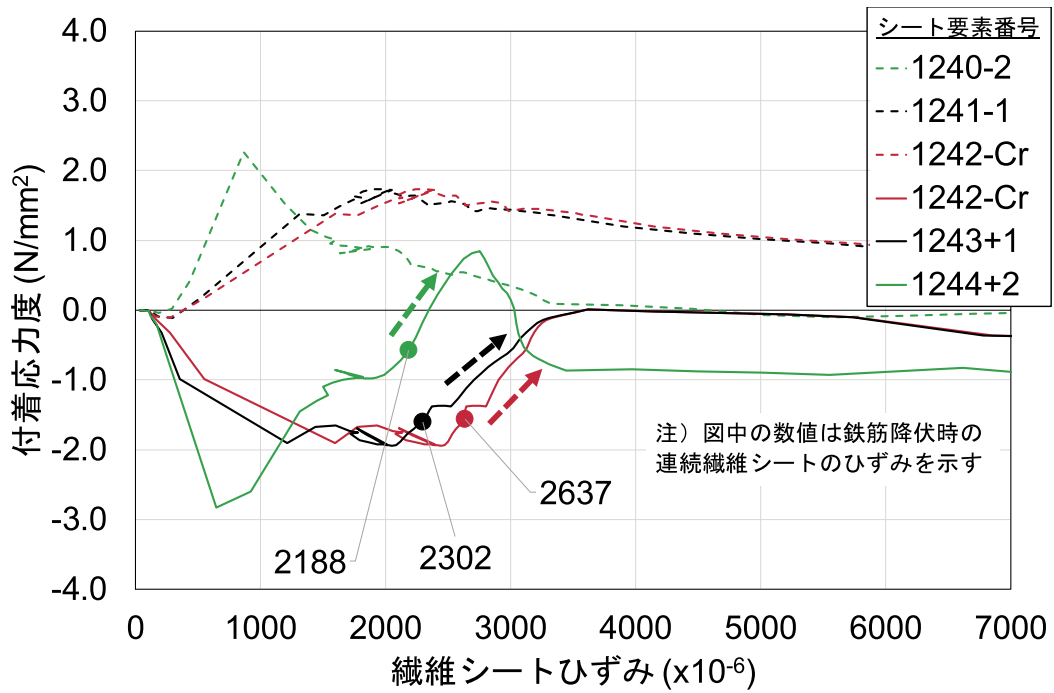


(b) Series-2 解析結果

図-4.2.29 連続繊維シートひずみー付着応力度関係 (供試体 CF)



(a) Series-1 解析結果



(b) Series-2 解析結果

図-4.2.30 連続繊維シートひずみー付着応力度関係 (供試体 AF)

図-4.2.29～30の連続繊維シートひずみ-付着応力度の関係を模式化して図-4.2.31に示す。図中、青字の解析ステップ(a)～(h)は図-4.2.27、図-4.2.28で抽出した解析ステップを示している。部材軸直角方向のひび割れ(第1ひび割れ)が発生した後、付着応力度が線形的に増加し、 1000×10^{-6} 程度の連続繊維シートのひずみで付着応力度が最大値となる。その後、連続繊維シート接着界面のひび割れ発生に伴い第1ひび割れ周辺に付着応力の負担範囲が伝播し、第1ひび割れ位置の付着応力度が若干低下する。鉄筋が 2000×10^{-6} 程度のひずみで降伏し、 $2000 \sim 2500 \times 10^{-6}$ 程度の連続繊維シートのひずみで付着応力度が徐々に低下し始める。Series-2ではその後、 $3000 \sim 3500 \times 10^{-6}$ 程度の連続繊維シートひずみで付着応力度がほぼ 0 N/mm^2 程度となり、連続繊維シートのひずみのみ増加する結果となる。付着応力度が 0 N/mm^2 となる点を連続繊維シートの完全剥離(全域に剥離することと異なる)とすると、本節で実施した解析では $3000 \sim 3500 \times 10^{-6}$ 程度の連続繊維シートのひずみで完全剥離が発生したと推察される。

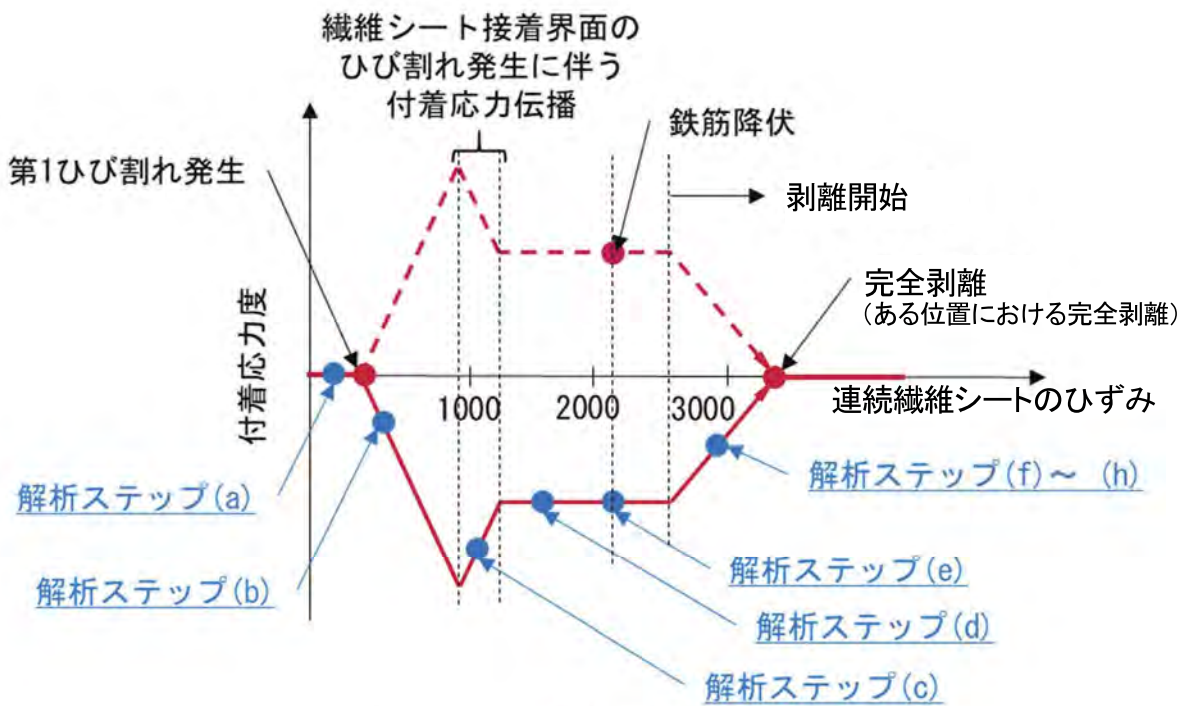


図-4.2.31 連続繊維シートの剥離進展の模式図

4.2.5 まとめ

本節では解析に用いる材料物性を材料試験で得られた数値を使用し、連続繊維シート図心とコンクリートを離して、より実際に近いと考えられるモデルを用いて解析 (Series-2) を実施した。本節の検討で得られた知見を以下に示す。

- 連続繊維シート接着供試体 (供試体 CF, AF) の鉄筋降伏前までの荷重-変位関係はコンクリートを無視した概算値より FEM 解析値の方が実験値と概ね一致する結果となった。鉄筋降伏後に関しても連続繊維シートの抜け出しが発生する 200~220 kN 程度まで FEM 解析値と実験値が概ね一致しており、Series-2 の FEM 解析によっても荷重-変位関係をよく表すことができることを確認した。
- 供試体 RC の主ひずみ分布は Series-1, Series-2 の両解析結果とも最初に発生したひび割れが大きく進展し破壊に至る結果となり、実供試体と同様の最初に発生したひび割れが大きく進展する破壊状況を概ねよく再現することができた。しかし、鉄筋ひずみ分布に関しては解析結果より実験結果の方がより広範囲にわたって鉄筋ひずみが発生しており、鉄筋の付着応力度-すべり関係を見直す必要があることが分かった。
- Series-2 でモデルの改良を行うことで Series-1 より供試体 CF, AF のひび割れ本数を少なくすることができた。しかし、実験結果のように最初に発生したひび割れ部分の破壊が進展する破壊形態は再現できなかった。
- Series-2 の結果に基づき、ひび割れ近傍における連続繊維シート付近のコンクリート表層の主ひずみの変化とコンクリートの剥離破壊 (法線方向への引張破壊) の過程を把握した。また、解析で得られるインターフェース要素の付着応力度は、連続繊維シート接着樹脂に発生するせん断応力度 (付着応力度) を表すと考えられる。この接着界面における付着応力度と連続繊維シートのひずみ変化の関係と、主ひずみ図の変化を関連付けて、連続繊維シートの剥離進展の概念図を提示した。
- 連続繊維シートの付着応力度と連続繊維シートひずみの関係から推定した剥離発生時の連続繊維シートひずみは、供試体 AF, CF の場合、概ね $3000\sim 3500 \times 10^{-6}$ 程度であった。

4.3 パラメータ解析

4.3.1 概要

前節に示した連続繊維シートを接着した RC 部材の軸引張試験に関する FEM 解析に対して、解析パラメータの変更による解析結果の感度を検討した。ここで検討したパラメータは以下の①～③とその組み合わせである。

- ① 鉄筋の降伏以降のひずみ硬化
- ② 鉄筋とコンクリートの付着特性（付着構成モデル及び強度係数）
- ③ 連続繊維シートとコンクリートの付着特性（接着材のせん断弾性係数）

上記パラメータで感度解析を実施したものの、いずれのパラメータも実用的な範囲では FEM 解析の結果に大きな影響を与えないことが分かった。

4.3.2 パラメータ

鉄筋のひずみ硬化について検討した理由は、ひび割れ部の降伏以降の鉄筋ひずみにおいて、試験では複数の測点で降伏ひずみ以上を観察しているが、前節の FEM 解析ではひび割れの進行したコンクリート要素に接する鉄筋要素のみのひずみが進行している。従って、鉄筋のひずみ硬化を考慮することにより、隣接鉄筋要素のひずみを進行させることを目的とした。（前項パラメータ①）

鉄筋とコンクリートの付着応力度—すべりモデルは、4.1 節、4.2 節の FEM 解析では島モデルを用いたが、FEM 解析で発生した局所化したひび割れは、実際の引張試験結果よりも多く発生した。これは島モデルがマシブなコンクリートに埋設された鉄筋の付着モデルであるため、せん断付着応力度が過大であった可能性があると考えられる。そこで本節では島モデルの付着応力度—すべり関係に低減係数を乗じて解析を実施した（具体には、使用した解析ソフト DIANA 10.2 の FEM コードに付加されている付着応力度の低減係数を 0.40～0.85 として計算を行った）。さらに、鉄筋とコンクリートの付着構成則の影響を調べるため、Dörr モデル⁴⁾を用いて、一定のすべり量以降は付着応力度の増加しないモデルでも解析を行った。（前項パラメータ②）

連続繊維シートとコンクリートの付着応力—すべりモデルは、前節で使用したせん断弾性係数と材料試験で得られた接着材のせん断弾性係数を用いた場合の 2 種類で解析を行った。なお、入力値は接着剤層の厚さを考慮して換算を行っている。（前項パラメータ③）

表-4.3.1 にパラメータ解析ケースと解析条件の一覧を示す。解析ケースの先頭の文字 [R]、[A]、[C] は供試体 RC、供試体 AF、供試体 CF を、その次の数字 [1] ～ [4] は 4.3.1 項で示したパラメータ①～③及びその組み合わせケースを、最後の [-1] ～ [-4] はパラメータ②の低減ケースを変化させたケース及び Dörr モデルを用いたケースを示している。表中の数値は各解析ケースで入力した数値を示しており、グレー色に塗りつぶしたケースは解析ケースを減らすため、本節では解析を行わなかったケースを示している。また、[R0]、[A0]、[C0] は前節（4.2 節）で実施した解析ケースを表している。

表-4.3.1 パラメータ解析ケースと解析条件の関係

(a) 供試体 RC 解析ケース一覧

解析ケース パラメータ	R0	R1	R2-1	R2-2	R2-3	R3	R4-1	R4-2	R4-3	R4-4
① ひずみ硬化	$\times 10^{-5}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$
② 島モデル	1.00	1.00	0.40	0.70	0.85	1.00	0.40	0.70	0.85	N/A
Dörr モデル	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	使用
③ せん断弾性係数 (N/mm ²)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

(b) 供試体 AF 解析ケース一覧

解析ケース パラメータ	A0	A1	A2-1	A2-2	A2-3	A3	A4-1	A4-2	A4-3	A4-4
① ひずみ硬化	$\times 10^{-5}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$
② 島モデル	1.00	1.00	0.40	0.70	0.85	1.00	0.40	0.70	0.85	N/A
Dörr モデル	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	使用
③ せん断弾性係数 (N/mm ²)	1055	1055	1055	1055	1055	534	534	534	534	534

(c) 供試体 CF 解析ケース一覧

解析ケース パラメータ	C0	C1	C2-1	C2-2	C2-3	C3	C4-1	C4-2	C4-3	C4-4
① ひずみ硬化	$\times 10^{-5}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$
② 島モデル	1.00	1.00	0.40	0.70	0.85	1.00	0.40	0.70	0.85	N/A
Dörr モデル	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	使用
③ せん断弾性係数 (N/mm ²)	1055	1055	1055	1055	1055	797	797	797	797	797

4.3.3 鉄筋のひずみ硬化

図4.3.1 に供試体 RC の鉄筋ひずみ分布の試験値と解析値の比較を示す。図中凡例の末尾に [cal] と表示されているものが解析結果で, [exp] と表示されているものが試験値を示している。(以降同様の表示とする。) 同一条件で比較を行うため, 解析モデルの変位量をモデル長で除したひずみ ϵ_{sy} (以降「平均ひずみ」と表記する) が 0.0025 (2500×10^{-6}), 荷重レベルで 104 kN 程度の解析ステップで比較を行った。なお, 鉄筋降伏位置の解析ひずみも表示するため, 図4.3.1 の縦軸のひずみは対数表示で示している。鉄筋の降伏以降の降伏棚は, 一般的にひずみ硬化勾配を $E_s \times 10^{-5}$ 程度に著しく小さく記述することにより表現するが, R1 解析では $E_s \times 10^{-2}$ に設定した。前述のとおり, これは, 図4.3.1 に示すように実供試体ではスリット及びひび割れ周りの鉄筋は複数測点において降伏ひずみ以上のひずみが観測されているが, 4.2 節で実施した FEM 解析 (R0.cal) ではひび割れ発生位置の鉄筋の 1 要素のみにひずみが集中する結果となったためである。

図4.3.1 に示すとおり, R1.cal で鉄筋のひずみ硬化を $E_s \times 10^{-2}$ に設定したところ, R0.cal と比較してスリットやひび割れの位置における降伏ひずみを超える鉄筋要素が増加していることが分かる。同一平均ひずみで比較しているため, R0.cal, R1.cal でモデル全長の変位量は同じであり, ひび割れ部近傍の複数の鉄筋要素に分散して変形する結果となった。

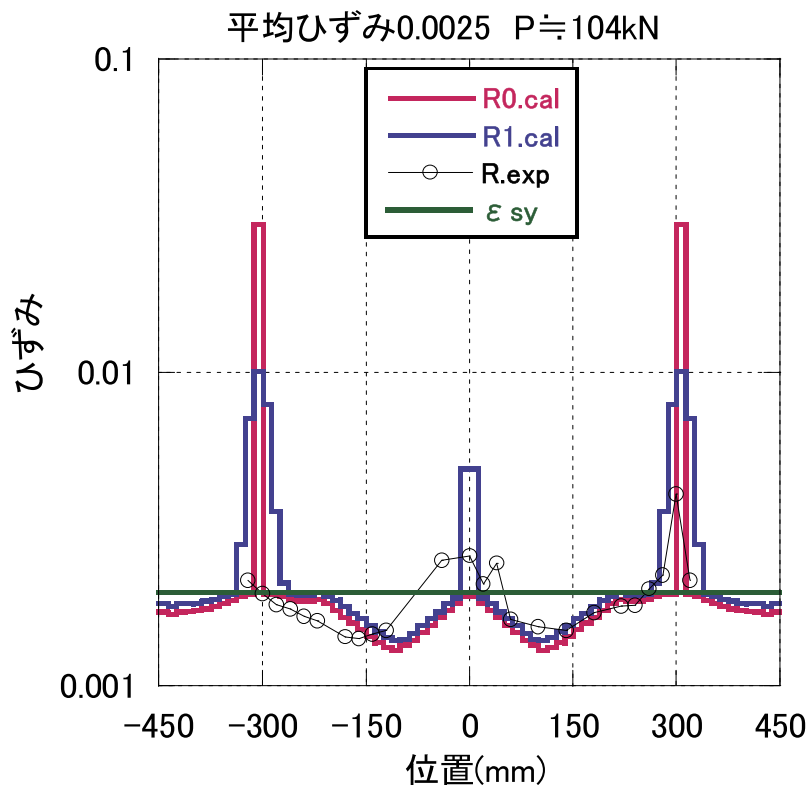


図4.3.1 供試体 RC の鉄筋ひずみ分布の比較

図-4.3.2 に平均応力度－平均ひずみ関係について、実験値 (R.exp) と解析値 (R0.cal, R1.cal) を併せて示す。鉄筋降伏直後の平均応力度増加勾配は実験値と解析値 (R1.cal) で若干異なるものの、鉄筋降伏以降も平均応力度は増加しており、ひずみ硬化の影響を表現できていることが分かる。

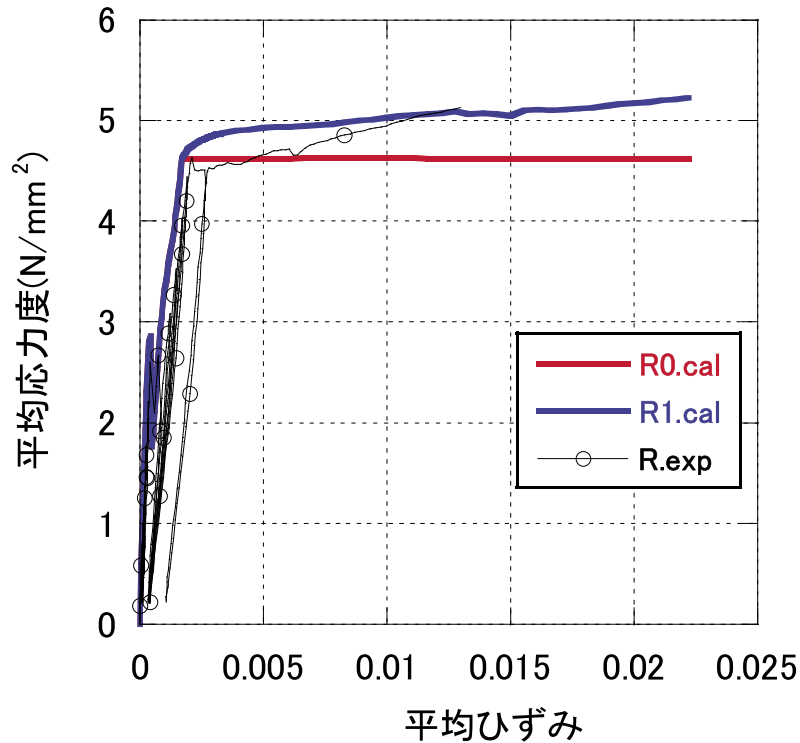


図-4.3.2 R0 と R1 の平均ひずみ－平均応力度の関係

4.3.4 鉄筋とコンクリートの付着構成則

鉄筋とコンクリートの付着構成則である島モデルは、マッシュパなコンクリートに埋め込まれた鉄筋の片引き付着応力度－すべり関係であり⁷⁾、本試験のようにかぶりの薄い部材においては付着強度が相対的に小さくなると言われている⁸⁾。ここでは、式 4.3.1 に示すように島モデル全体に低減係数 α を乗じた構成則を用いた。 α の値は、表-4.3.1 に記載の、0.40 (R2-1)、0.70 (R2-2)、0.85 (R2-3) とした。

$$\tau_d = \alpha \cdot \left(0.9 \cdot f'_c{}^{2/3} \cdot \left(1 - e^{-40 \cdot \left(\frac{s}{\phi} \right)^{-0.6}} \right) \right) \quad (4.3.1)$$

ここで、

- τ_d : 鉄筋軸に沿った各点における局所付着応力 (N/mm²)
- f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- s : 検討する点における鉄筋とコンクリートの相対変位 (mm)
- ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

解析内の第1ひび割れは、R0.cal ($\alpha=1.00$), R2-3.cal ($\alpha=0.85$), R2-2.cal ($\alpha=0.70$), R2-1.cal ($\alpha=0.40$) で、中央スリットからそれぞれ、318mm, 369mm, 394mm, 444mmの位置となっており、付着強度が小さくなるに従い、ひび割れ発生位置が中央スリットから離れる結果となった。

図-4.3.3にR0.cal ($\alpha=1.00$)とR2-3.cal ($\alpha=0.85$)の平均ひずみ $=0.0025$ (2500×10^{-6})時点での鉄筋のひずみ分布を示す。両ケースとも第1ひび割れのスリット側に第2ひび割れが発生する傾向がある。R2-3.cal ($\alpha=0.85$)の場合は第2ひび割れ位置においても鉄筋の降伏が進行するが、R0.cal ($\alpha=1.00$)の場合は第2ひび割れ位置で鉄筋が降伏しない結果となった。図-4.3.4に平均ひずみ 0.0025 (2500×10^{-6})の際の主応力分布(前節 図-4.1.7に示す主ひずみ分布-②に準じた表記)を示す。R0.cal ($\alpha=1.00$)の解析結果では、前述のとおり、鉄筋周囲に付着割裂を引き起こす方向のひび割れが生じており、第1ひび割れ発生以降は鉄筋周囲の破壊が進行したため、第2ひび割れ位置で降伏しなかったと推定される。

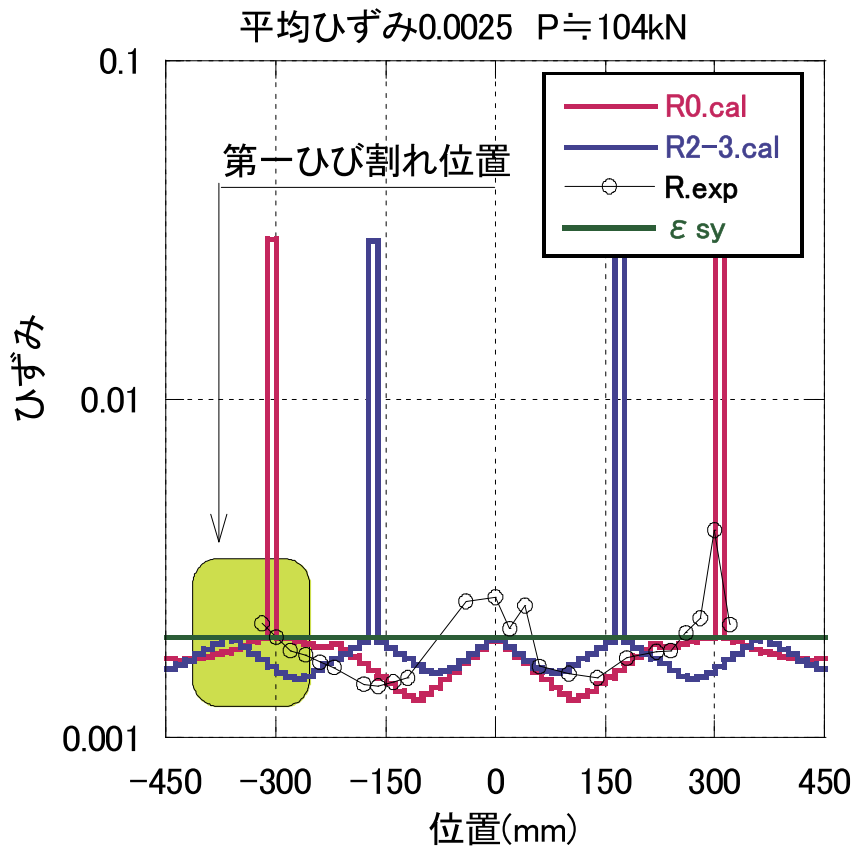


図-4.3.3 ひび割れ発生位置に関する付着強度の影響

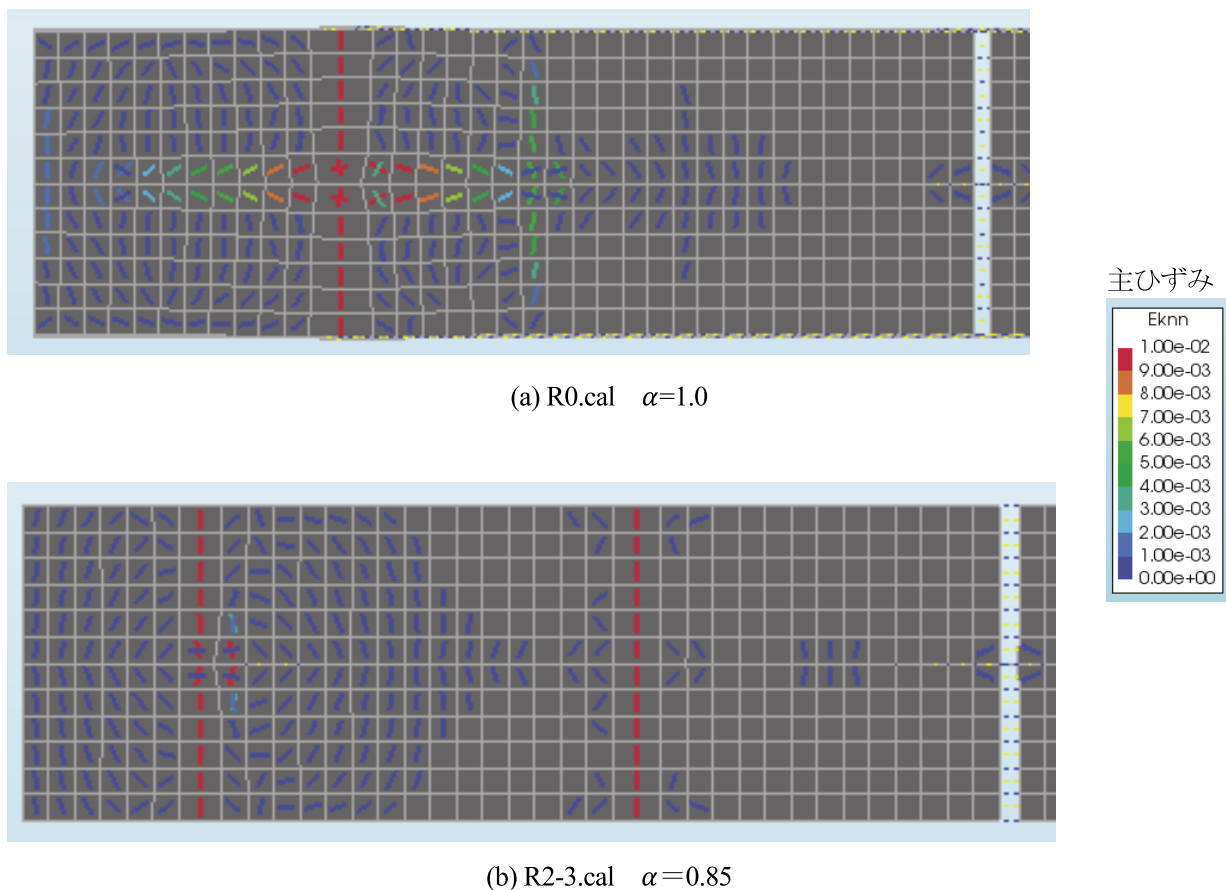


図-4.3.4 α の相違によるひび割れの局所化への影響（平均ひずみ=0.0025）

なお、本パラメータ解析において、R2-1.cal ($\alpha=0.40$)、R2-2.cal ($\alpha=0.70$) のケースで FEM の解析解が発散したため、パラメータ①と②を組み合わせた R4-1, R4-2 の解析は実施しなかった。本項で実施した解析結果においては R0 の場合は鉄筋周囲に付着割裂のようなひび割れが発生する点、R2-3 の場合は実験で生じていない第 2 ひび割れが生じる点で、供試体 RC の内部の挙動を推定する上での参考になる可能性があると考えられる。

4.3.5 連続繊維シート含浸樹脂のせん断弾性係数について

共同研究報告書 (I)で報告のとおり，含浸樹脂のせん断弾性係数 (G_a) は複数の試験結果を得ている．本項では含浸樹脂のせん断弾性係数 (G_a) が解析に及ぼす感度を調べるため，解析ケース A0 ($G_a = 1055 \text{ N/mm}^2$) と A3 ($G_a = 534 \text{ N/mm}^2$) を比較した．なお，本解析では 4.2 節の解析と同様に，連続繊維シートをコンクリート表面から連続繊維シート図心高さ（炭素繊維の場合は $h=1.376\text{mm}$ ，アラミド繊維の場合は $h=1.771\text{mm}$ ）までのインターフェース要素（せん断ばね）で支持する解析モデルを用いている．アラミド供試体の解析ステップ-10 及び解析ステップ-45（それぞれ平均ひずみで 0.00056 ， 0.0025 ）における主ひずみ分布図（主ひずみ分布図-②に準じた表記）を図-4.3.5 に，部材軸方向の連続繊維シートとコンクリートの相対変位とせん断応力度を図-4.3.6 と図-4.3.7 に示す．図-4.3.6 (a)，図-4.3.7 (a)を見ると，せん断弾性係数の小さい A3 の相対変位は，せん断弾性係数の大きい A0 の結果に比べて半分程度となっている．しかし，図-4.3.6 (b)，図-4.3.7 (b)では両解析とも同程度のせん断応力度（ $3\sim 4 \text{ N/mm}^2$ 程度）となっていることが分かる．FEM 解析で入力した樹脂のせん断強度は 17 N/mm^2 であるため樹脂は弾性範囲内で挙動しており，図-4.3.5 (b)の主ひずみ分布図でも分かるとおり，連続繊維シートの剥離は接着表層のコンクリートで破壊が発生する結果となった．連続繊維シートとコンクリートの相対変位は大きくなるものの，樹脂のせん断弾性係数を小さくした A3 解析においても樹脂のせん断応力度は概ね同程度で，コンクリート表層の破壊で剥離している．このことから，連続繊維シートからコンクリート表面へのせん断力の伝達における樹脂のせん断弾性係数の影響は，単に樹脂内のせん断応力度分布の比較では説明できないことがわかった．

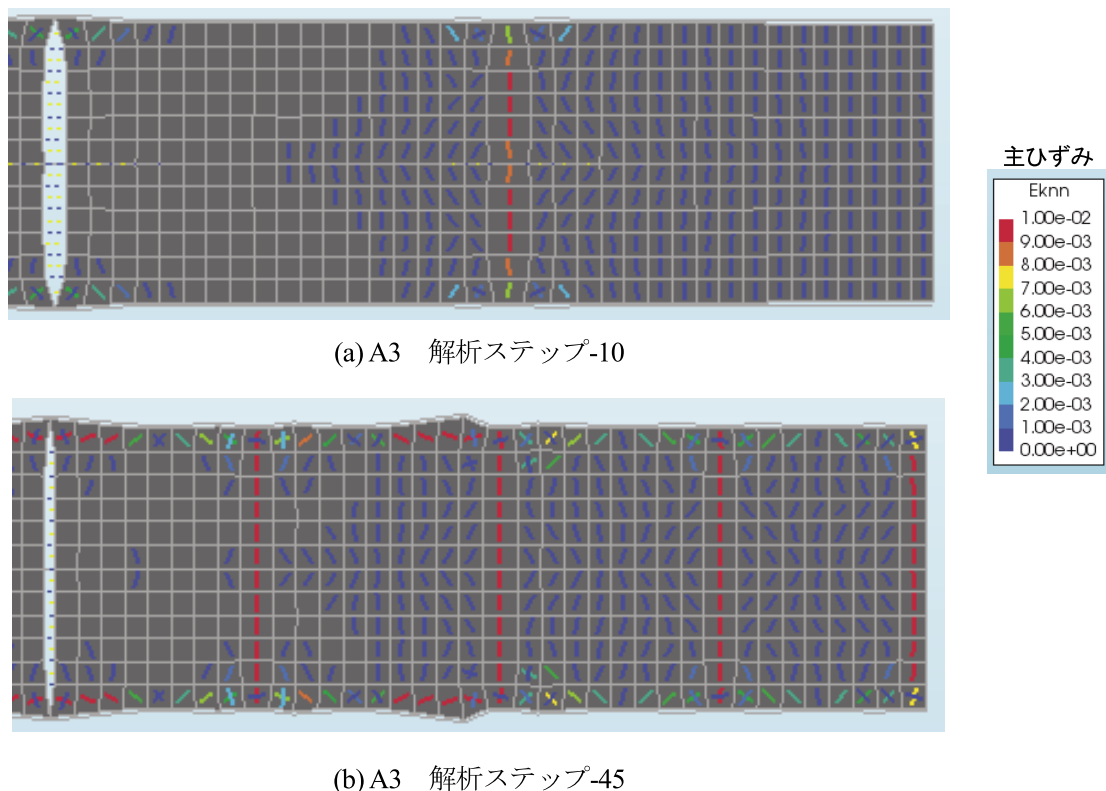
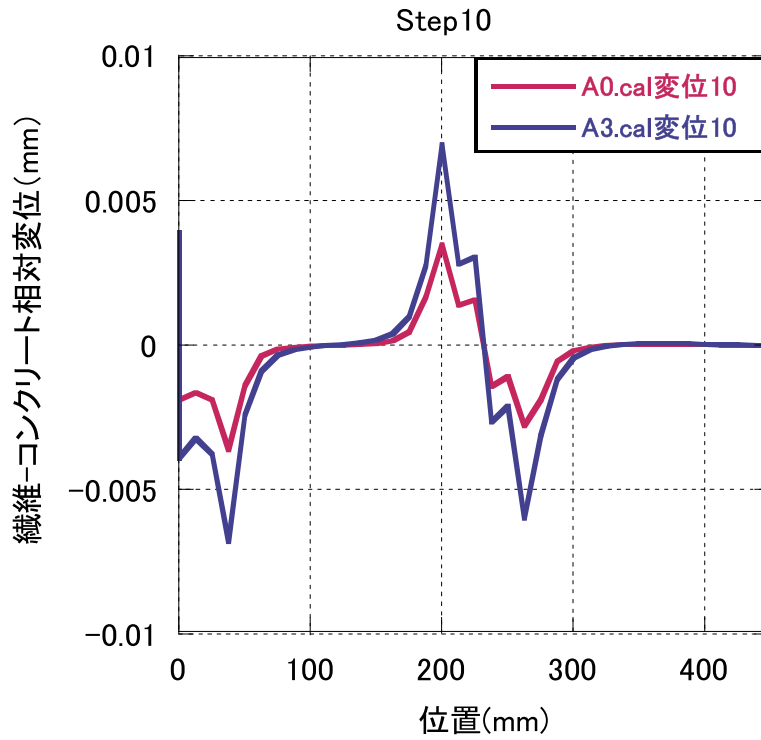
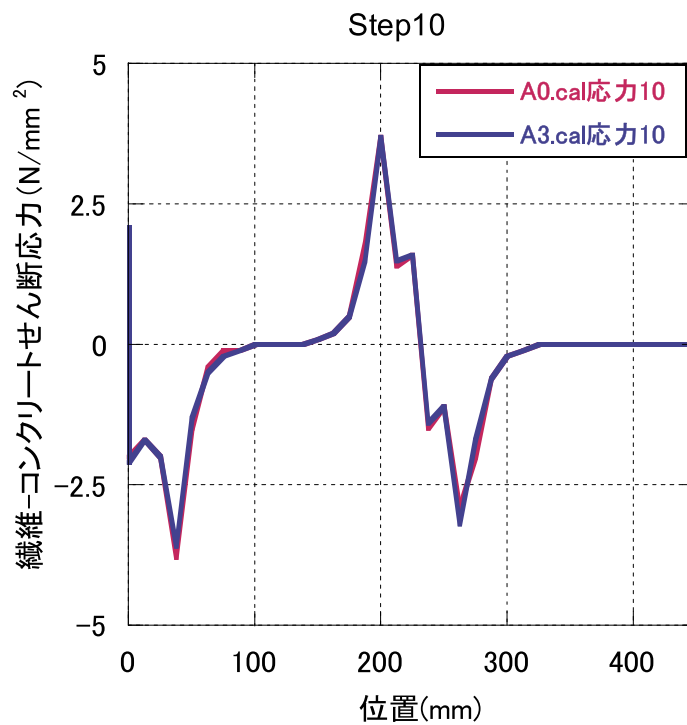


図-4.3.5 解析ステップ 10 及び 45 での主ひずみ分布図（解析ケース A3）

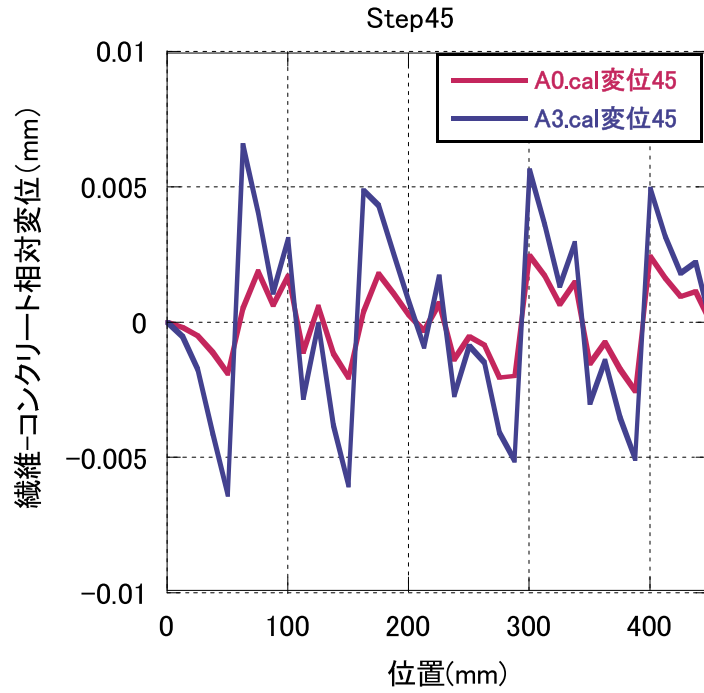


(a) 連続繊維シートとコンクリートの相対変位関係

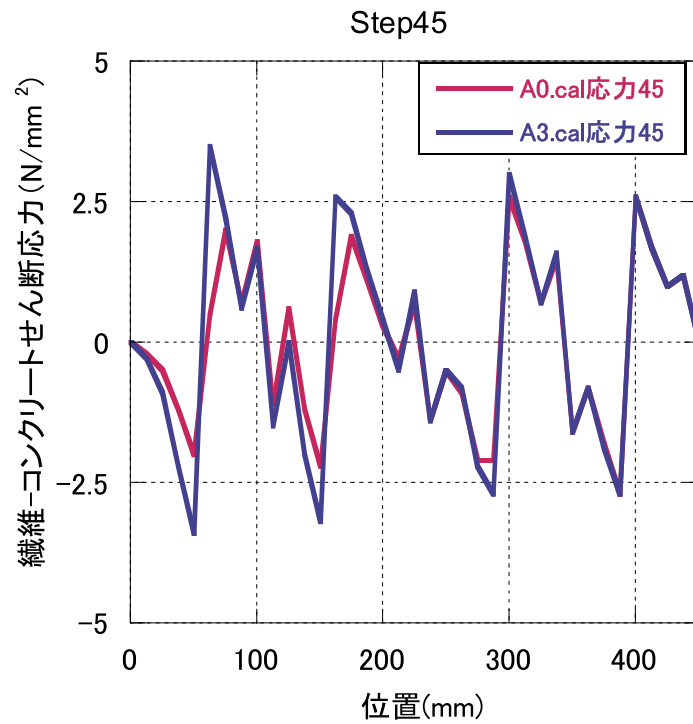


(b) 連続繊維シートとコンクリートのせん断応力度関係

図-4.3.6 連続繊維シートとコンクリート間の相対変位とせん断応力度 (解析ステップ-10)



(a) 連続繊維シートとコンクリートの相対変位関係



(b) 連続繊維シートとコンクリートのせん断応力度関係

図-4.3.7 連続繊維シートとコンクリート間の相対変位とせん断応力度 (解析ステップ-45)

4.3.6 スリット部の変形形状について

図-4.3.8 にスリット部の変位と主ひずみ分布図（主ひずみ分布図-②に準じた表記）を，図-4.3.9 にスリット部に配置された補強材の中心とコンクリート要素との軸方向の相対変位を示す．連続繊維シート要素とコンクリート要素はスリット端部で離れが生じておらず，鉄筋要素とコンクリート要素はスリット中央で離れが生じている．これは，コンクリート要素にひび割れが生じ，スリット端部でシート要素接点とコンクリート要素接点の相対変位が生じず，コンクリート要素内でひび割れが大きくなっていることを示している．

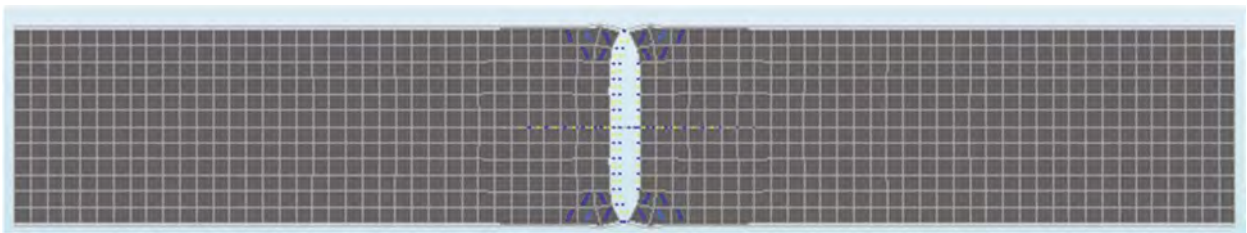


図-4.3.8 スリット部の変位と主ひずみ分布図（A4-3 解析ステップ-3 P=47kN）

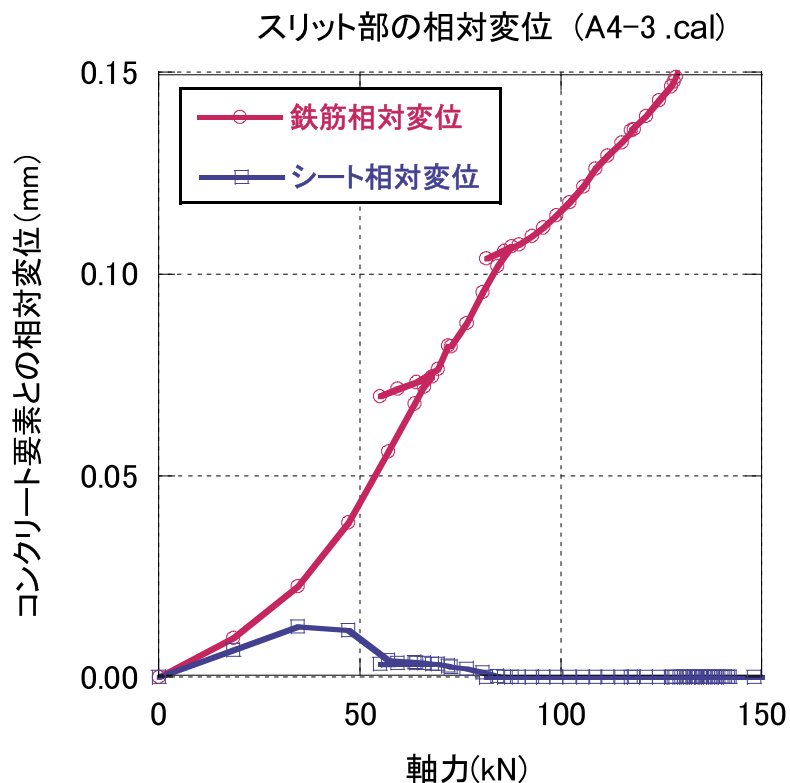


図-4.3.9 スリット部のコンクリート要素と補強材中心との相対変位 (A4-3)

4.3.7 まとめ

本節で実施したパラメータ解析の範囲では、鉄筋のひずみ硬化を考慮し、鉄筋とコンクリートの付着構成則の島モデルに 0.85 の低減係数を乗じ、含浸樹脂のせん断弾性係数は小さい方の値を採用した [R4-3]、[A4-3]、[C4-3] が最適な解を得るケースであった。

部材降伏前に生じるひび割れ数を試験に近似させる目的で、鉄筋の付着構成則を Dörr の提案式に変更したものを [R4-4]、[A4-4]、[C4-4] として追加計算を行った。用いた Dörr の付着構成則と 4.3.4 項の解析で用いた島モデルの付着構成則を図-4.3.10 に示す。

図-4.3.11 に代表的な解析で得られた平均応力度－平均ひずみの関係を示す。供試体 CF の解析モデルにおいては C4-3、C4-4 の解析結果で鉄筋降伏以降の平均応力度－平均ひずみ勾配で若干の差異が見られたものの、供試体 AF 及び RC の解析モデルにおいては概ね同程度の勾配となった。本節のパラメータ解析において、鉄筋付着構成則を様々に変化させたが、平均応力度－平均ひずみの関係に有意な影響を与えたのは、鉄筋の降伏ひずみ以降のひずみ硬化のみであった。

図-4.3.12 に、代表的な解析のうち、解析ステップ-45（平均ひずみ 0.0025）の時の主ひずみ分布図（主ひずみ分布図-②に準じた表記）を示す。ひび割れの発生状況は鉄筋の付着構成則から大きく影響を受けているものと考えられる。例えば、前述したように島モデルの付着応力度の低減により、R0 解析は軸方向鉄筋に付着割裂のようなひび割れが、明瞭な引張ひび割れに変わった。同様に、R4-4 解析では、島モデルより付着すべり関係が弱いモデルでも同様の結果を得ている。A0 解析と A4-4 解析を比較すると、A4-4 は第 1 ひび割れのスリットからの間隔が大きくなり、以降のひび割れ本数が減じており、想定どおりの応答を示している。しかし、C4-4 では C0 とほぼ同様のひび割れ発生状況となった。

以上を踏まえて、①～③の 3 つのパラメータについて、FEM 解析結果へ与える影響度を調査した結果は次のとおりである。

①鉄筋の降伏以降のひずみ硬化

鉄筋の多少のひずみ硬化を考慮することで、試験値に近い降伏ひずみの広がりを表すことができた。

②鉄筋とコンクリートの付着特性

島モデルに低減係数を用いることにより、かぶりを有する両引き試験への適用を試みたが、明確な方向性を見出すことはできなかった。

③連続繊維シートとコンクリートの付着特性

付着特性に与える影響として含浸樹脂のせん断弾性係数に着目して解析を行ったが、含浸樹脂のせん断弾性係数は、本解析の範囲内では、連続繊維シートの剥離に与える影響は明確にできなかった。

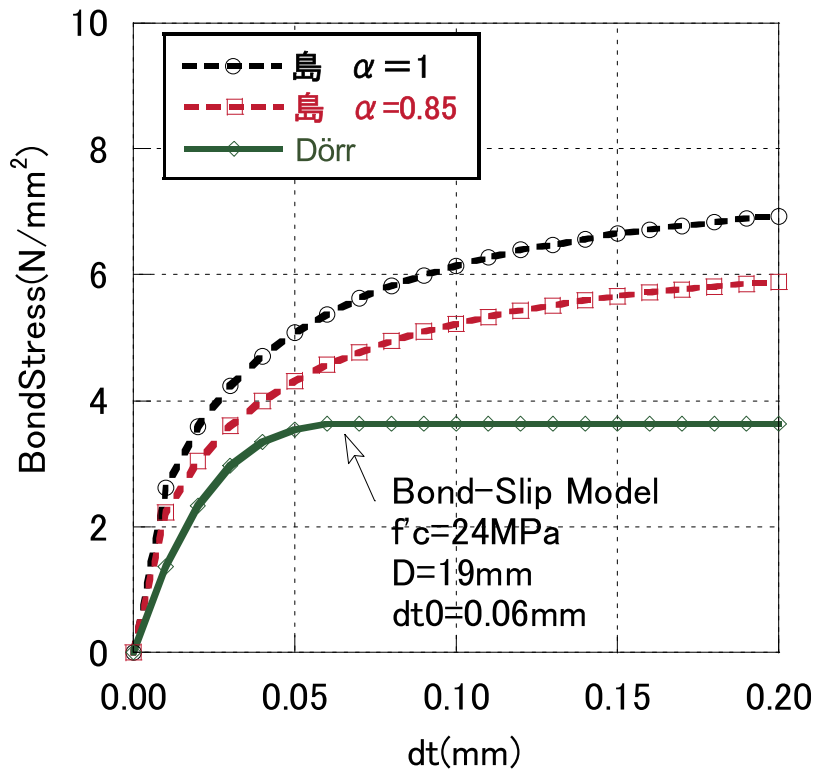


図-4.3.10 鉄筋の付着すべりモデル

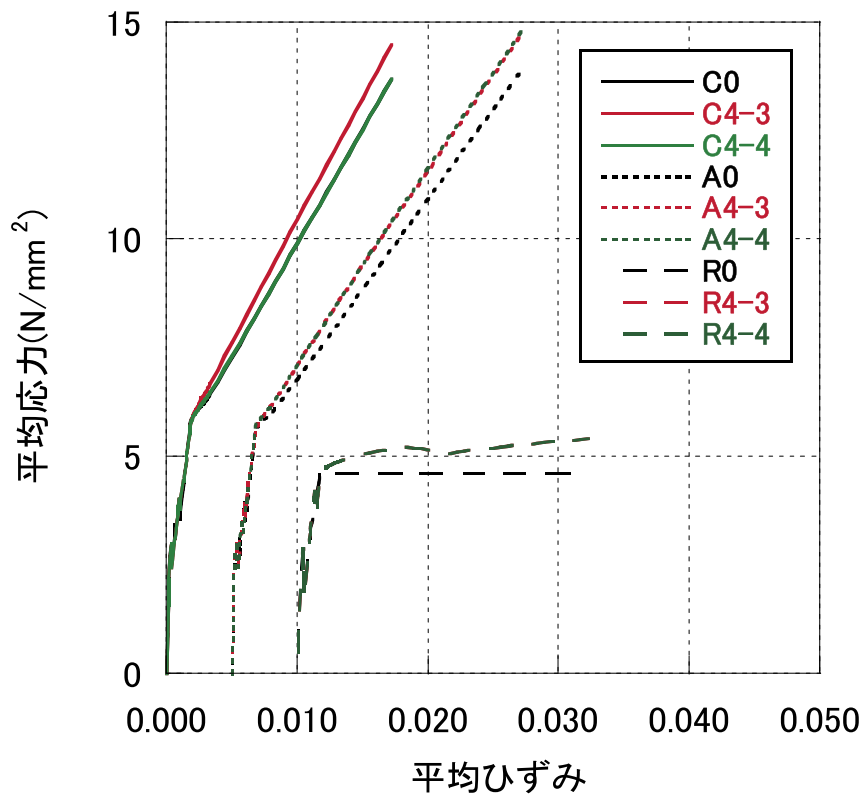


図-4.3.11 平均応力度-平均ひずみの関係に対するパラメータの影響度

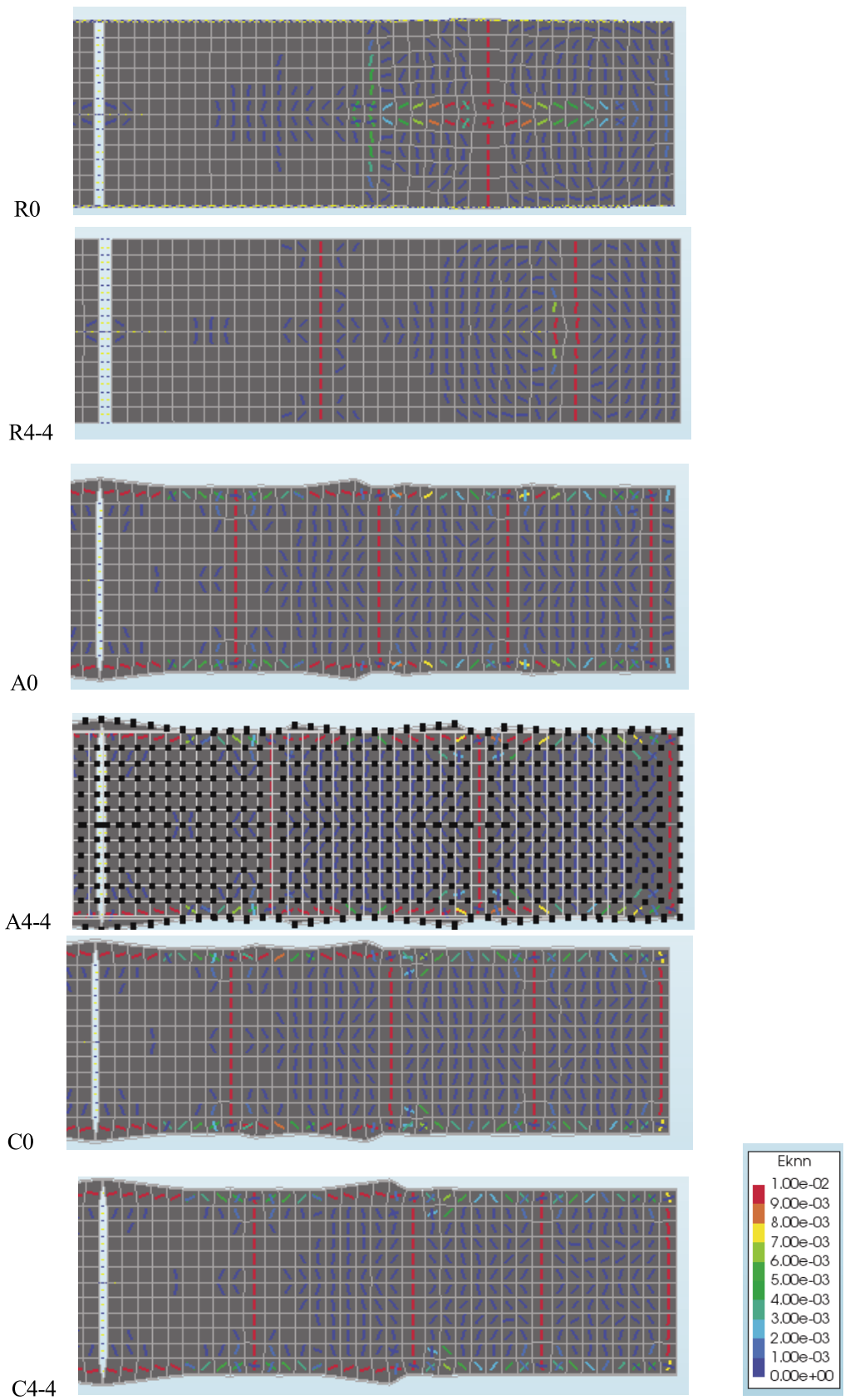


図-4.3.12 解析ケースごとの主ひずみ分布図

5. 考察

5.1 平均応力度－平均ひずみの関係

3章, 4章で, 各供試体の荷重－変位の関係を示した. 5章では, コンクリート, 鉄筋及び連続繊維シートそれぞれの各荷重段階での力の分担を応力度で整理するので, まず部材全体での平均応力度と平均ひずみの関係を図-5.1.1 に示す. 平均応力度は軸力をコンクリート部材の断面積 ($150 \times 150 \text{ mm}$) で除した値で, 平均ひずみは供試体中央 750 mm の区間の平均ひずみで, パイゲージで得られた両面のひずみの平均値である. 中央のスリット部の変位も含んでいるので, ひび割れ発生時の平均ひずみはコンクリートの引張ひずみより大きくなっている. 計算値は, 使用材料の引張強度, 弾性係数, 断面積を用いて線形に加算し求めた引張剛性で算出した応力－ひずみの関係 (凡例末尾に [.rc] と記載) と, FEM で求めた応力－ひずみの関係 (凡例末尾に [.fem] と記載) を示す.

鉄筋のひずみが降伏ひずみ, 約 2000×10^{-6} に達すると, それに伴って部材全体の平均応力度－平均ひずみの傾きも変化する. 連続繊維シートを接着している場合は, 鉄筋の降伏以降でも連続繊維シートの負担によって, さらに応力度が増加する. 鉄筋降伏後の傾きは, 連続繊維シートの補強量に応じて変化する. 供試体 AF, CF の場合, FEM 解析により, 鉄筋降伏後に連続繊維シートの剥離が生じ始めることが分かったが, 平均応力度－平均ひずみの傾きは, 連続繊維シートの剥離が生じても変化していない. 前述のとおり, 載荷試験の結果では, 平均応力度 $9 \sim 10 \text{ N/mm}^2$ (荷重 $200 \sim 220 \text{ kN}$) 以降に, 連続繊維シートを巻き付けて剥離を抑制していた端部でも剥離が生じたことで, 平均応力度－平均ひずみの傾きがさらに小さくなった. それまでは, 降伏後の平均応力度－平均ひずみの傾きは概ね直線関係にあった. FEM 解析では, ひび割れ間隔など, 試験結果と合わない点が見られたが, 端部の剥離が生じるまでは, 平均応力度－平均ひずみの関係は概ねよく再現できていた.

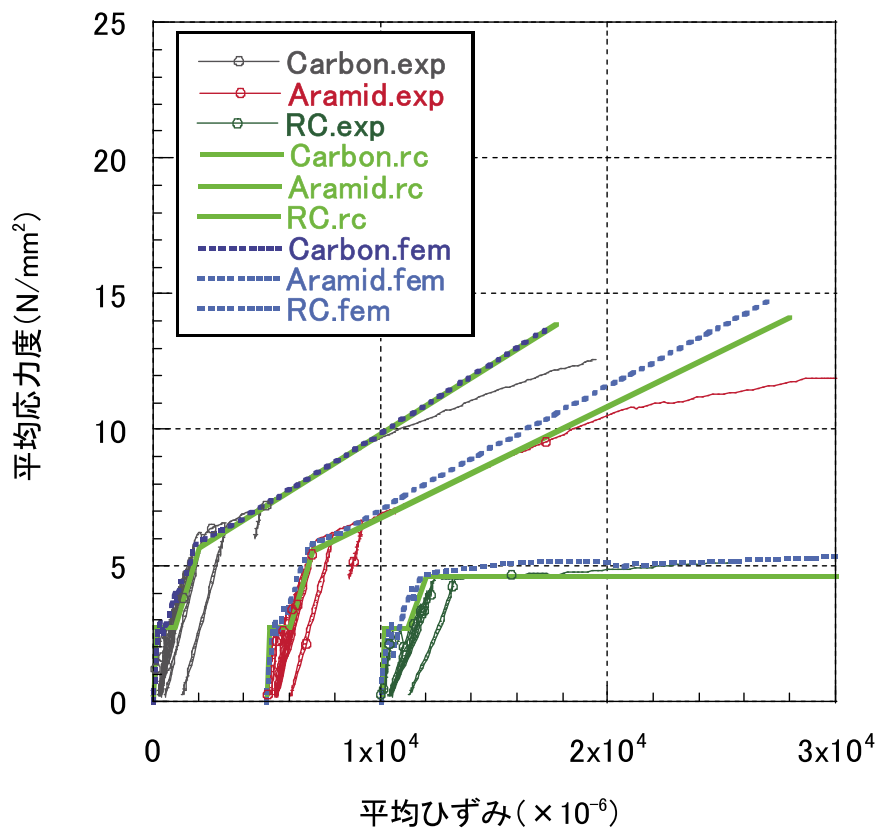


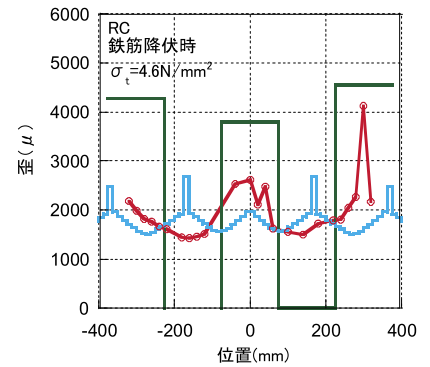
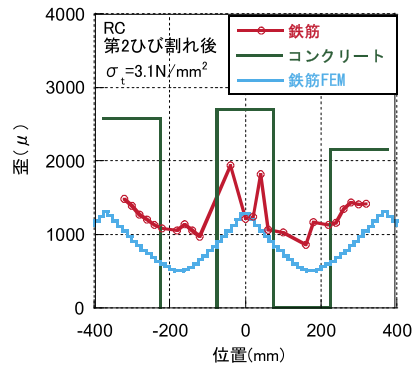
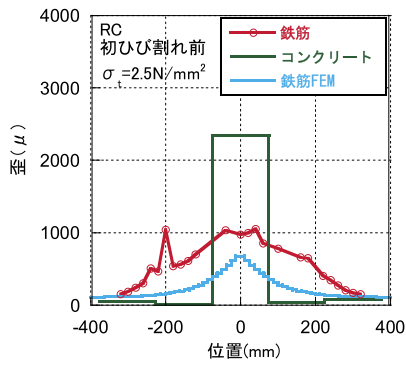
図-5.1.1 部材の平均応力度—平均ひずみの関係

5.2 軸方向のひずみの分布

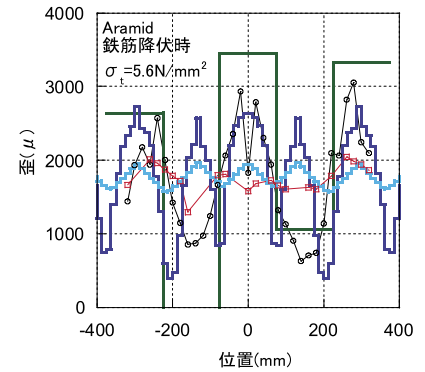
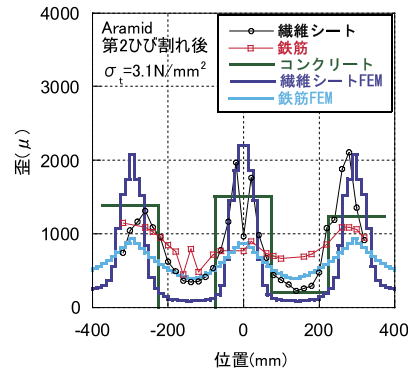
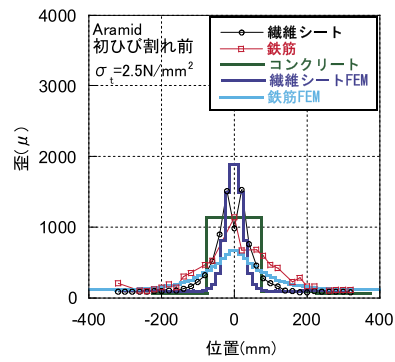
図-5.2.1 に連続繊維シートで補強した部材のひずみ分布を示す。連続繊維シートのひずみは両面の平均値、コンクリートと示されているひずみは基長 150 mm のパイゲージによる値の両面の平均値である。図中の凡例で [FEM] と添え字されているのは、Series-2 で各供試体それぞれの FEM から得られた解析値である。例示されている荷重ステップは、平均応力度 $\sigma_t = 2.5, 3.1, 5.6$ (供試体 RC の場合は 4.6) N/mm^2 で、それぞれ、初ひび割れ前、ひび割れ後、鉄筋降伏時に相当している。横軸の位置はスリットからの距離を表す。

実験では、初ひび割れ前はスリットの近傍にひずみが集中しており鉄筋と連続繊維シートがほぼ等しいひずみで負担している引張力がそれぞれのせん断付着でコンクリート内に納まって行くのが分かる。スリットの両側にひび割れが発生すると、連続繊維シートのひずみは、ひび割れ部で鋭いピーク（上に凸の部分）を、中間部で鮮明なボトム（下に凸の部分）を有し、付着が健全である。一方、鉄筋の付着については、コンクリート表面のひずみがほとんど生じないのに比較して、鉄筋に大きなひずみが生じており、すべりが生じていることがわかる。鉄筋の降伏ひずみが観測されだすと、さらに鉄筋とコンクリートの付着力は低下する。

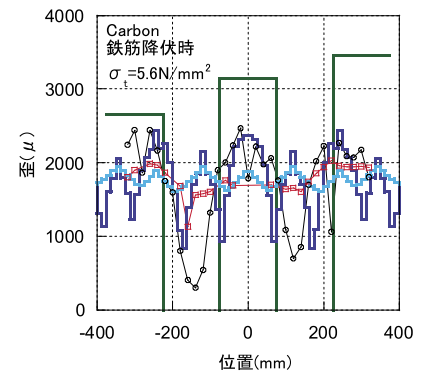
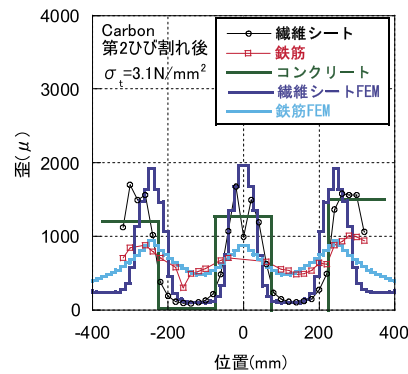
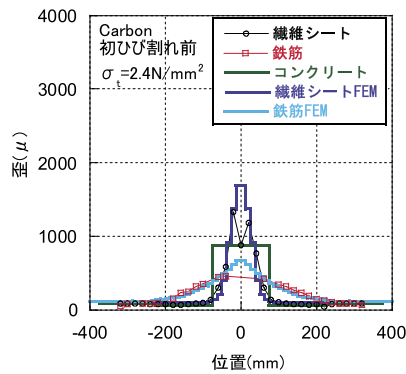
FEM と比較すると、鉄筋降伏時にはひび割れ発生本数が実験の方が少なく、FEM における連続繊維シート及び鉄筋の付着すべりのモデル化が硬すぎると考えられる。連続繊維シートのピークひずみは、FEM 相当であるが、供試体 AF ではボトムにおけるひずみは解析値より大きい。これも、FEM において想定したせん断ばね（せん断弾性係数）が硬すぎることもあるが、コンクリート内部にマイクロなひび割れが多く生じ見かけ上の付着抵抗の低下が生じていることも考えられる。



(a) 供試体 RC のひずみ分布



(b) 供試体 AF のひずみ分布



(c) 供試体 CF のひずみ分布

図- 5.2.1 連続繊維シート，鉄筋，コンクリート表面のひずみ分布

図-5.2.2 に、FEM 解析によって得られた供試体 AF の連続繊維シートとコンクリートの界面におけるせん断ばねに生じている相対すべり（4 章の相対変位と同義）を示す。相対すべりの最大値は鉄筋降伏時に生じている。鉄筋降伏後の相対すべりは小さくなっており、連続繊維シートのすべりが図-5.2.3 に示すようにコンクリートの表層部に生じるひび割れによって進行していると理解できる。

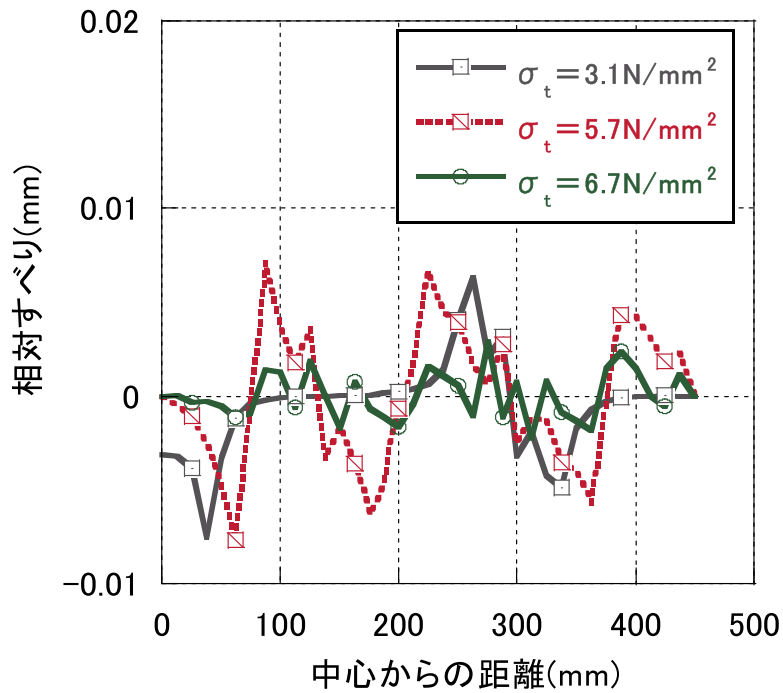


図 5.2.2 連続繊維シートとコンクリートの界面の相対すべり
(Aramid の例)

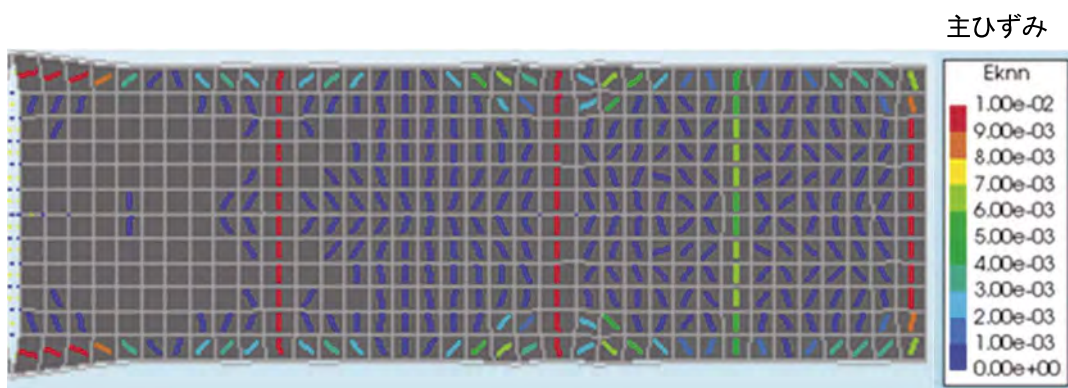


図-5.2.3 FEM による鉄筋降伏時の主ひずみ分布図
(供試体 AF)

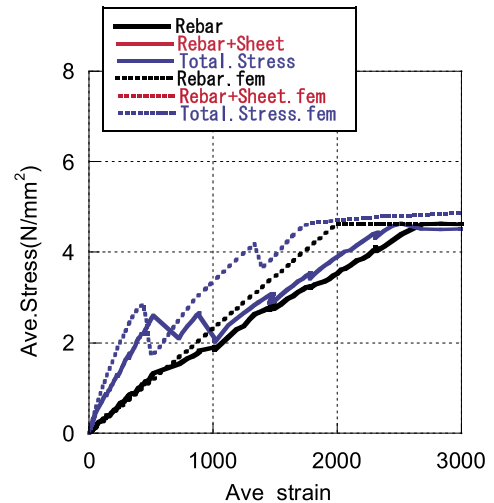
5.3 軸引張力の荷重分担について

図-5.3.1 に供試体に対する実測値と解析値 (FEM) の平均ひずみと平均応力度の関係を示す。平均ひずみは、供試体では取り付けられた 10 台のパイゲージから算出された平均ひずみを、解析値では端面に与えた強制変位を解析長さ (900 mm) で除した値とした。平均応力度は、試験では計測された荷重と鉄筋と連続繊維シートとのひずみゲージの平均値から補強材の断面積と弾性係数を用いて算出した負担力、及び FEM による解析値では算定された部材反力と強制変位から算出される平均ひずみに補強材の断面積と弾性係数を用いて算出した負担力を、それぞれ部材断面積 (150×150 mm) で除した値とした。

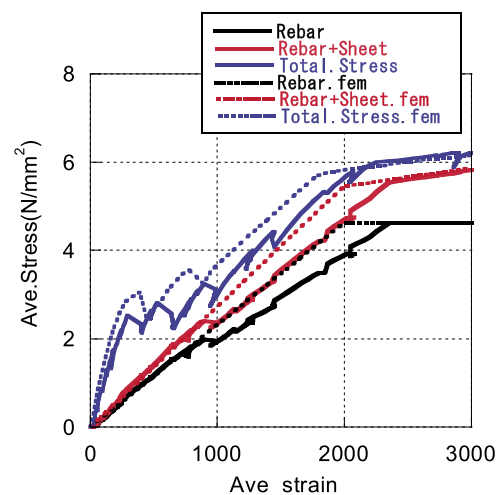
実測値と解析値が最も整合しているのが、同図(c)の供試体 CF であり、各補強材の負担及び全体の負担している力が一致している。これは、鉄筋とコンクリート表面が同じ平均ひずみを維持して、鉄筋の付着が比較的健全であったためと考えられる。

一方、供試体 RC と供試体 AF では、平均応力度 2.0 N/mm² で鉄筋ひずみが大きな方にドリフトしている。原因は、計測上の技術的問題である可能性もあるが、コンクリートの表面ひずみ計測区間 (750 mm) に対して鉄筋のひずみ計測区間 (640 mm) が小さいので、ひび割れの影響を鋭敏に受けている可能性がある。なお、アラミド繊維シートの負担する力は解析値とほぼ一致している。

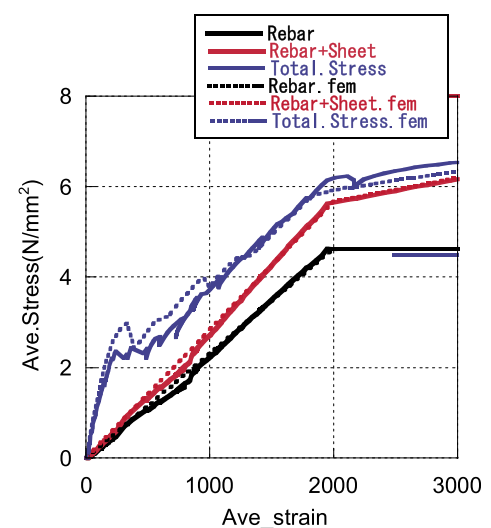
連続繊維シートを接着した供試体 AF、供試体 CF では、鉄筋の降伏までコンクリートがある程度の軸力を負担しているが、供試体 RC では、ひび割れ以降その負担量が著しく少ない。故に、付着割裂破壊が生じている可能性があると考えられる。



(a) 供試体 RC



(b) 供試体 AF (Aramid)



(c) 供試体 CF (Carbon)

Ave.Stress: 平均応力度, Ave_strain : 平均ひずみ(×10⁶)

図-5.3.1 荷重分担の実測値と解析値

5.4 コンクリートの負担する軸引張力

鉄筋及び連続繊維シートの付着力の低下度は、コンクリートの負担する引張軸力を算定すれば、その進行度を推測することができる。図-5.4.1は、試験結果に基づき式 5.4.1 により算出したコンクリートの引張力の負担率 C_c を縦軸に示している。

$$C_{ci} \cdot A_c \cdot f_{ct} = P - (A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s,i} + A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,i}) \quad (5.4.1)$$

ここで

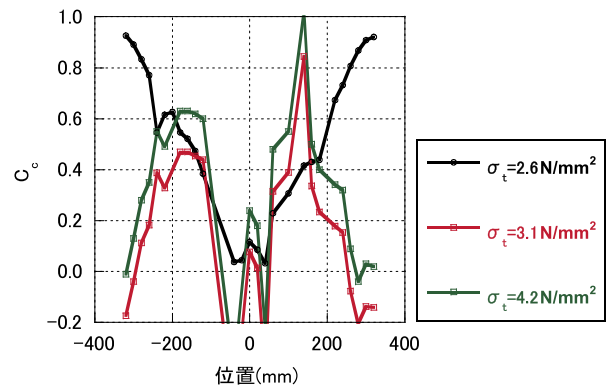
A_c, A_s, A_f : コンクリート, 鉄筋, 連続繊維シートの
断面積

f_{ct} : コンクリートの引張強度

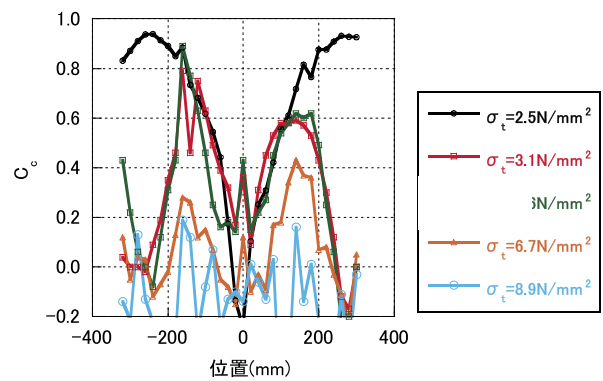
P : 荷重

E_s, E_f : 鉄筋, 連続繊維シートの弾性係数

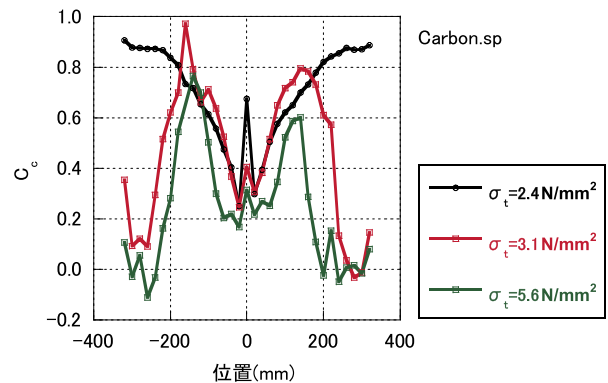
$\varepsilon_{s,i}, \varepsilon_{f,i}$: 鉄筋, 連続繊維シートの i 断面でのひずみ
初ひび割れ前は両端の定着部においてコンクリートがほとんどの引張力を負担している。ひび割れ間のコンクリートは鉄筋が降伏する時点でも最大の C_c が 0.8 前後であり、この位置での付着はまだ比較的健全であった。供試体 AF は、降伏後のデータが得られていたことから、同図(b)の供試体 AF では、降伏後のデータも示す。鉄筋の降伏後、急速に最大の C_c は小さくなる。つまり、降伏後の付着力の低下が著しいと思われる。なお、スリット位置にはコンクリートがないので C_c がゼロとなるはずであるが、図では比較的大きな値を示している点に注意する必要がある。スリット位置の連続繊維シートのひずみに生じる局所的な面外曲げにより、スリット位置の連続繊維シートのひずみを過少評価しているため、みかけ上、スリット位置でも C_c が発生しているような結果になったと考えられる。



(a) 供試体 RC



(b) 供試体 AF (Aramid)



(c) 供試体 CF (Carbon)

図-5.4.1 各供試体のコンクリートの負担した引張力から算出した応力の引張強度に対する割合

5.5 連続繊維シートとコンクリートとの付着特性

図-5.5.1 に、スリットの両側にひび割れが生じる前後と鉄筋降伏時における、連続繊維シートのコンクリートに対する相対すべりとせん断付着応力度の関係を示す。せん断付着応力度 τ_{fc} は式 5.5.1 で、相対すべり S_{fc} は式 5.5.2 で算定した。連続繊維シートのひずみ測定値はひずみ変化の大きい面の値を用いた。なお、FEM の場合も実験と同様に各要素のシートひずみを用いて算出した。

$$\tau_{fc,i} = (\varepsilon_{f,i+1} - \varepsilon_{f,i-1}) \cdot t_f \cdot E_f / (2 \cdot \Delta L) \quad (5.5.1)$$

$$S_{fc,i} = \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{f,i} - \varepsilon_{f,0}) \cdot \Delta L \quad (5.5.2)$$

ここで

t_f : 連続繊維シートの厚さ

ΔL : ひずみゲージの設置間隔, または FEM における要素の間隔

$\varepsilon_{f,0}$: 不動点と想定する連続繊維シートのひずみ (ひずみ分布のうち, 下に凸の部分の最小値)

不動点とは、ひび割れ間におけるせん断応力度 (付着応力度) の極性が変化する点であり、この位置での相対すべり量はゼロと考えられる。ひび割れ発生前後 ($\sigma_t = 2.4 \sim 3.1 \text{ N/mm}^2$)、ひび割れ点と不動点の間の付着が健全で相対すべりとせん断付着応力度の包絡線は三角形のような関係を示している。一方、載荷試験における結果では、鉄筋降伏時は三角形の形が崩れているが、付着エネルギーに相当する面積は大きくなっていった。それぞれの応力レベルにおける各相対すべり-せん断付着応力度の関係で、最大の値をそれぞれ最大相対すべり S_{max} 、最大せん断付着応力度 $\tau_{fc,max}$ と定義した。それぞれの引張応力度レベルで、 $\tau_{fc,max}$ は、 3.0 N/mm^2 程度、 S_{max} は、平均応力度レベルが高くなるにつれて 0.05 から 0.15 mm 程度になるようである。

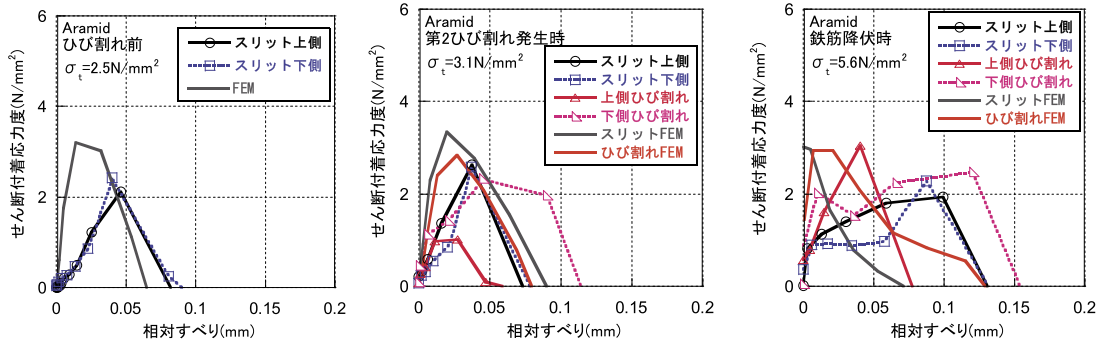
本試験は、JSCE-E 543-2007「連続繊維シートとコンクリートとの付着試験方法(案)」⁵⁾とは、次の3点で異なる。(1)コンクリート部材中の鉄筋が貫通している。(2)試験区間に軸力の増加とともにひび割れが生じる。(3)ひび割れ間隔の約 $1/2$ が付着長となる。連続繊維シートの供試体 AF, CF で、FEM の結果では $120 \sim 140 \text{ mm}$ である。本試験で得られた連続繊維シートのすべり付着関係 (τ - s 関係) は、JSCE の試験方法で得られる関係とは異なり、接着領域 (剥離領域) が限られた一定の範囲となるために、相対すべりの増加に限界が生じる。

付着エネルギー E は、最大相対すべり S_{max} を底辺、最大せん断付着応力度 $\tau_{fc,max}$ を高さとした三角形の面積とし、式 5.5.3 で評価した。

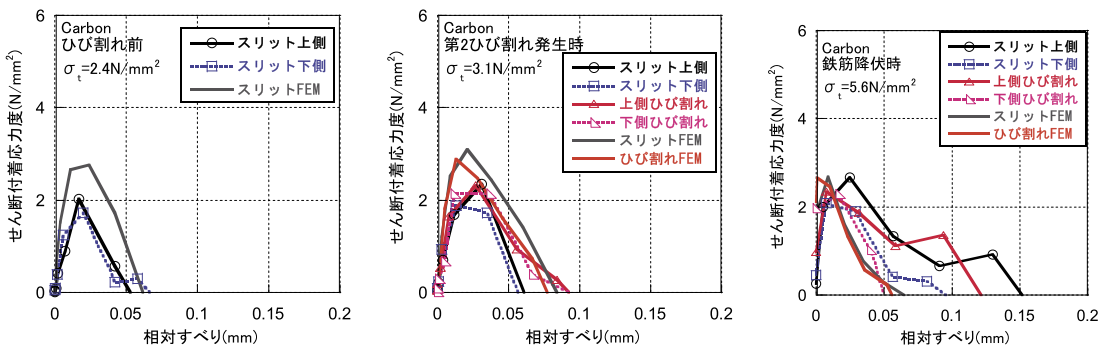
$$E = 0.5 \cdot \tau_{fc,max} \cdot S_{max} \quad (5.5.3)$$

図-5.5.2 に平均応力度と付着エネルギーの関係を示す。平均応力度が $\sigma_t = 5.6 \text{ N/mm}^2$ で鉄筋が降伏する。鉄筋の降伏などによって変化が生じる部分が見られるが、概して見れば、平均応力度の増加に伴い、付着エネルギーは増加する傾向が見られる。終局時の付着エネルギーは界面剥離破壊エネルギー G_f と定義され、土木学

会の指針類（例えば、複合構造シリーズ09の8.2.5.2）における解説で、「安全側の値として $G_f = 0.5 \text{ N/mm}$ を用いてよい」^{1),2)}としている。しかし本実験で得られた最大の付着エネルギーは0.1~0.2 N/mm程度であった。

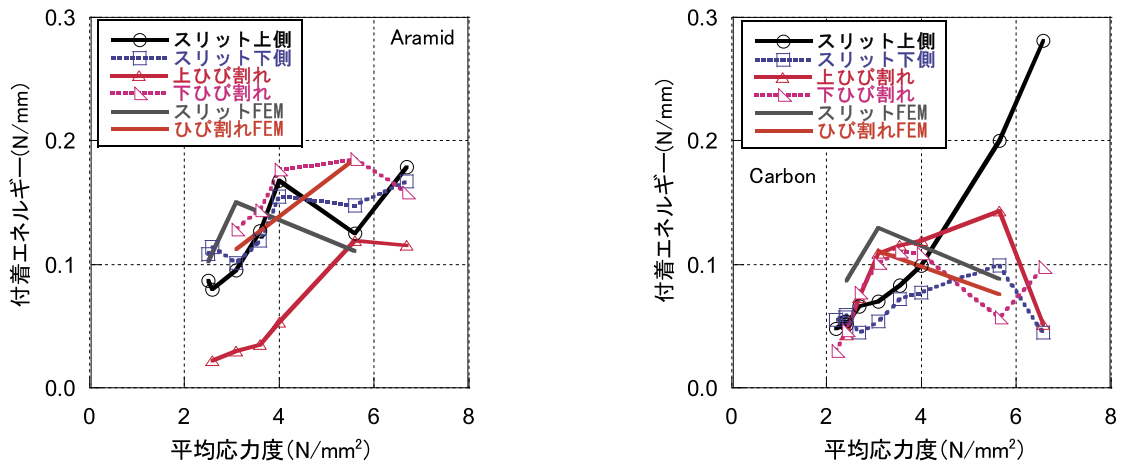


(a) 供試体 AF



(b) 供試体 CF

図-5.5.1 連続繊維シートの不動点からの相対すべりとせん断付着応力度の関係



(a) 供試体 AF

(b) 供試体 CF

図-5.5.2 平均応力度と付着エネルギーの関係

5.6 ひび割れ発生時の挙動

(1) 供試体 RC の挙動

供試体 RC の場合、スリット周辺で荷重当初からコンクリートの負担がかなり小さかったこと、ひび割れ発生後に、ひび割れ周辺のコンクリートの負担が急激に失われたことなどの点で、既往の研究におけるひび割れ周辺の挙動と比べて性状が異なっていた。例えば、佐藤ら³⁾や上田ら⁴⁾が行った概ね同様の供試体での試験結果では、ひび割れ発生後にその周囲約 300~400 mm の範囲で、ひび割れを中心に山なりのひずみ分布が生じていた(図-5.6.1)。供試体 RC のスリットの周囲にも同様の分布は見られたが、山なりのひずみ分布の範囲は約 600 mm と比較的広範囲に見られた。なお、上田らの試験との試験条件の主な違いは、彼らの試験においてコンクリートの圧縮強度が 29 N/mm²であったこと、スリットがなかったことであった。

ひずみ分布の性状の違いの要因として、割裂破壊の予兆について考える。図-3.2.2(a)や図-3.2.3(a)に示した供試体 RC のひび割れ図や図-3.2.4(b)の写真に、鉄筋に沿ったひび割れが見られた。類似のひび割れは、庄司ら⁵⁾の無補強の供試体でも報告されている(終局時に割裂破壊が生じたとしている)。これらのことから、供試体 RC においても、割裂破壊が生じていた可能性が疑われる。コンクリート中の異形鉄筋に引張が作用したときに、それらのディテールや強度によっては、鉄筋の周囲のコンクリートが割裂されるように破壊する場合がある。前田らははり下面の割裂破壊時におけるコンクリートと鉄筋の界面における付着せん断応力度の算定式を示している⁶⁾。供試体 RC ははり下面とディテールが必ずしも同じではないが、供試体 RC について仮にその算定式に従うとすると、割裂破壊を起こし得るせん断応力度は 4.8 N/mm²となる。前掲の図-3.4.1(a)~(c)に示した、ひび割れ発生後で、比較的安定したデータが得られた範囲にある SL+240 mm における鉄筋とコンクリートのせん断付着応力度(同図ではせん断応力度)は既に 4.8 N/mm²に近い値を示していた。このことから、供試体 RC において、ひび割れ直後に、割裂破壊が生じ得る状況にあった可能性があると考えられる。

図-5.6.2 に、ひび割れ発生前 50 kN まで荷重した後に 5 kN まで除荷した際のひずみ分布を示す。比較として、図-5.6.3 に、供試体 CF についても同様に、ひび割れ発生前 50 kN まで荷重した後に 5 kN まで除荷したときのひずみ分布を示す。供試体 RC の鉄筋には、この時点で既に残留ひずみが比較的広い範囲に生じていた。一方、供試体 CF の鉄筋でも、同様の残留ひずみが見られるが、供試体 RC に比べて軽微であった。供試体 RC では、供試体 CF に比べて、ひび割れ発生前から残留ひずみが広範囲に生じるような、何らかの変化が鉄筋周囲のコンクリートに生じていたと考えられる。一つの要因として、前述のとおり、供試体の配置換えの際において若干のひずみ変化が見られたときに、コンクリートの割裂破壊を早めるようなスリット付近の鉄筋に沿った微細なひび割れが生じた可能性もあると考えられる。

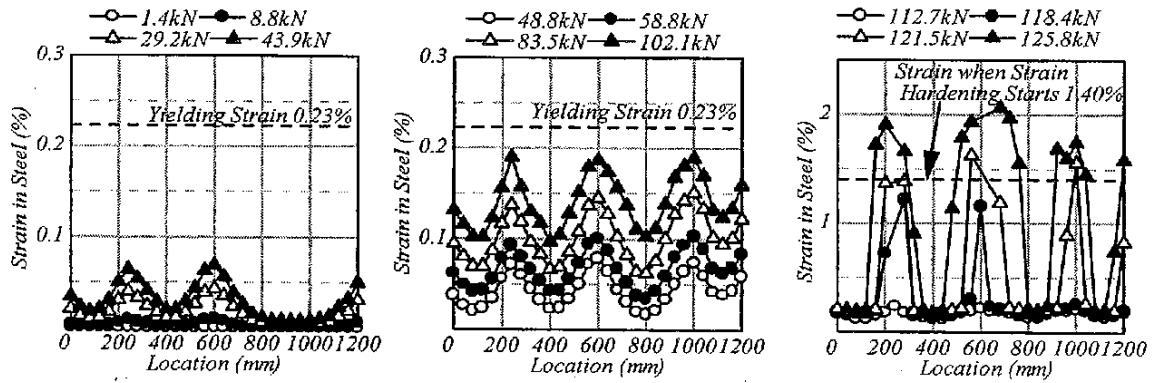


図-5.6.1 既往の文献におけるコンクリート中の鉄筋ひずみ分布の例⁴⁾

Note: These figures are shown with permission from American Society of Civil Engineers. In addition, this material may be downloaded for personal use only. Any other use requires prior permission of the ASCE. This material may be found at [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2002\)6:3\(168\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2002)6:3(168)). The PWRI and FiRst appreciate the ASCE for giving us the permission.

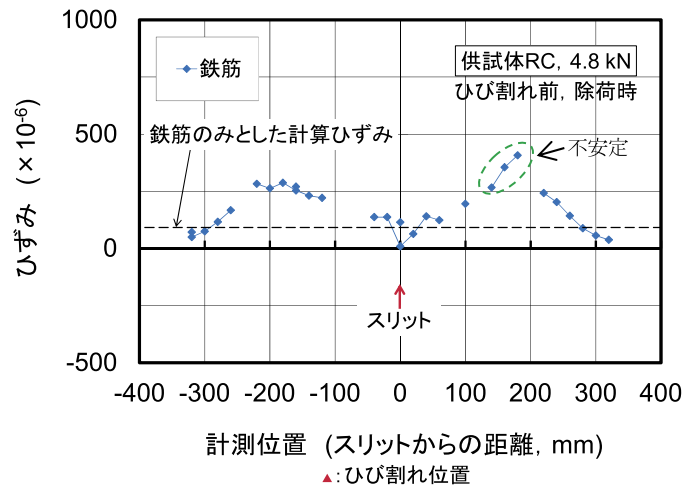


図-5.6.2 供試体 RC のひび割れ前、除荷時のひずみ分布

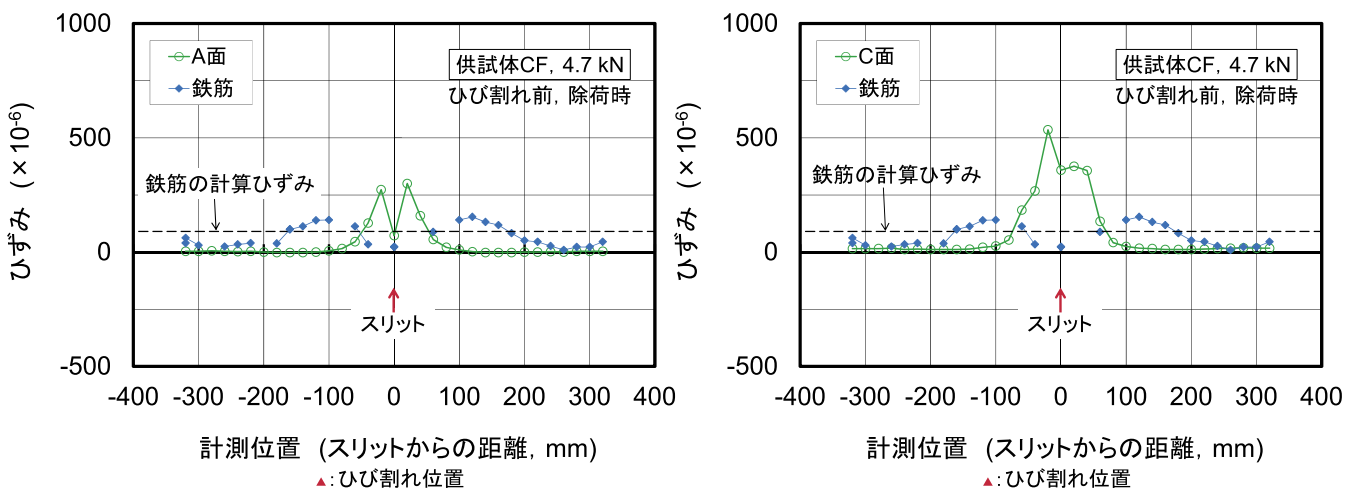


図-5.6.3 供試体 CF のひび割れ前、除荷時のひずみ分布

(2) 連続繊維シートと鉄筋の挙動

半割鉄筋のひずみデータが比較的良好に得られていた、供試体 CF の SL+100~320mm のデータを用いて、最初のひび割れ発生時の鉄筋と連続繊維シートのひずみ変化を図-5.6.4 に示す。ひび割れ発生時のひずみ変化が出る直前の分布を図(a)に示し、その後 520ms から数 10ms での変化を図(b)から図(f)まで示す。着目箇所は SL+270mm 付近でのひび割れ発生に伴う変化である。その着目箇所において、図(a)の段階では、鉄筋と A 面、C 面の連続繊維シートのひずみは同程度であったが、図(b)~(d)では鉄筋と C 面の連続繊維シートのひずみが先行して増加し始め、SL+270mm の断面では、ひずみは C 面の連続繊維シートがもっとも大きく、次いで鉄筋、A 面の連続繊維シートの順であった。ひび割れ発生以前より、スリット付近の連続繊維シートのひずみにおいて C 面の方が A 面よりも大きい傾向が見られ、偏心により C 面の連続繊維シートの負担が A 面よりも大きい傾向にあったことから、わずかな差ではあるが C 面側からひび割れが先行して発生したと考えられる。

ひび割れ発生後における鉄筋のひずみ変化の範囲は、スリット周辺における鉄筋のひずみ変化の範囲に比べて狭く、ひび割れ付近では、コンクリートとの付着が良好に機能していたと考えられる。またこの比較より、供試体 RC ほどではないが、供試体 CF でもスリット周辺で鉄筋とコンクリートの間の付着抵抗が早期に低下し始めていたと考えられる。この点については、主としてスリットを設けたことによる影響と考えられ、供試体 AF も概ね同様であったと推察される。

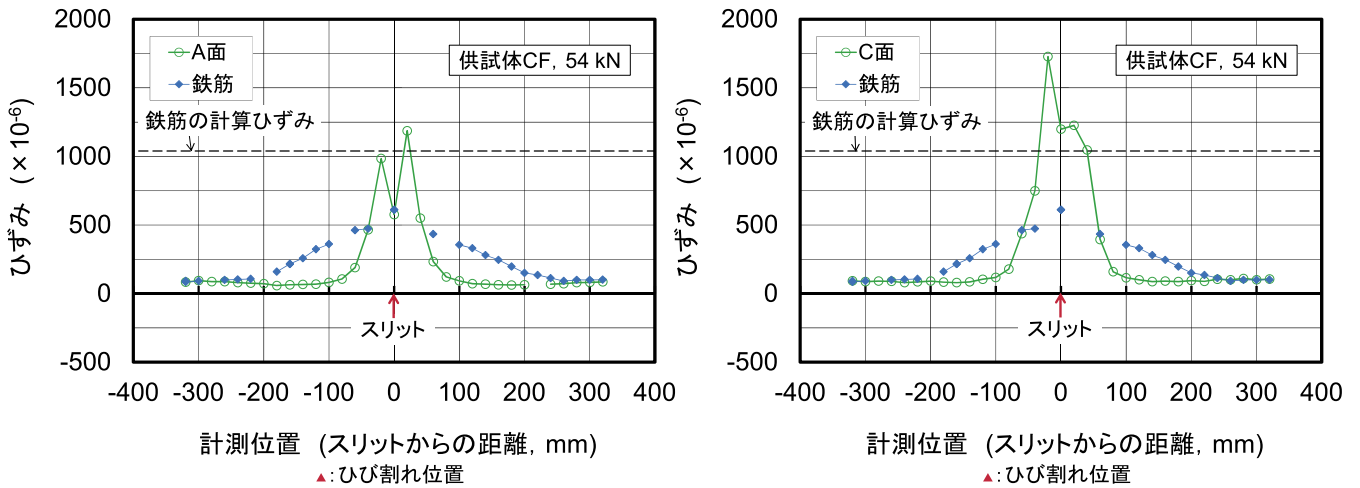
図-5.6.5 に、図-5.6.4 のひずみデータを用いた鉄筋とコンクリートの間、連続繊維シートとコンクリートの間それぞれのせん断応力度分布を示す。供試体 CF の場合、ひび割れ発生直後の段階では、鉄筋、連続繊維シートともに、コンクリートのひび割れ付近でせん断応力度が正負反転して概ね対称に発生しており、コンクリートとの付着を保持していたことがわかる。供試体 CF では、ひび割れ位置での、ひび割れ発生時における、鉄筋とコンクリートの間に生じていたせん断応力度が 3 N/mm^2 程度であった。この値は供試体 RC の場合に比べて 6 割程度であった。このことから、連続繊維シートを接着することによって、鉄筋とコンクリートの間のせん断応力度が抑えられ、ひび割れ付近での割裂破壊が生じ難くなっていた可能性があると考えられる。

図-5.6.6 に、SL+270mm のひび割れ位置付近における連続繊維シート及び鉄筋のひずみ分布を、降伏後も含めて示す。また、これらの図に基づき、図-5.6.7 に、連続繊維シート及び鉄筋のせん断付着応力度 τ と相対変位 s の関係を示す。図-5.6.6(a)より、ひび割れ発生位置直近の連続繊維シートのひずみを除いて、同図の 40mm の位置 (SL+240mm) を起点に、前掲の式 3.4.1 及び式 5.5.2 によりそれぞれ算出した。同図(a)より、供試体 CF では、鉄筋降伏の少し前の荷重 120 kN 時に、ひずみ分布が右側にシフトして、連続繊維シートの剥離が発生し始めていたようにも思われたが、その後の荷重増加に伴い、そのままさらに連続繊維シートのひずみ分布が全体的に増加していたことから、120 kN 時の変化はまだ連続繊維シートの剥離ではなかったと考えられる。同種の連続繊維シートのせん断付着試験の結果では、剥離限界ひずみが 4500×10^{-6} 程度であったのに対して、供試体 CF の 120 kN 時における連続繊維シートのひずみは 2000×10^{-6} 程度であったことから、連続繊維シートが剥離する段階に至っていなかったと推察される。

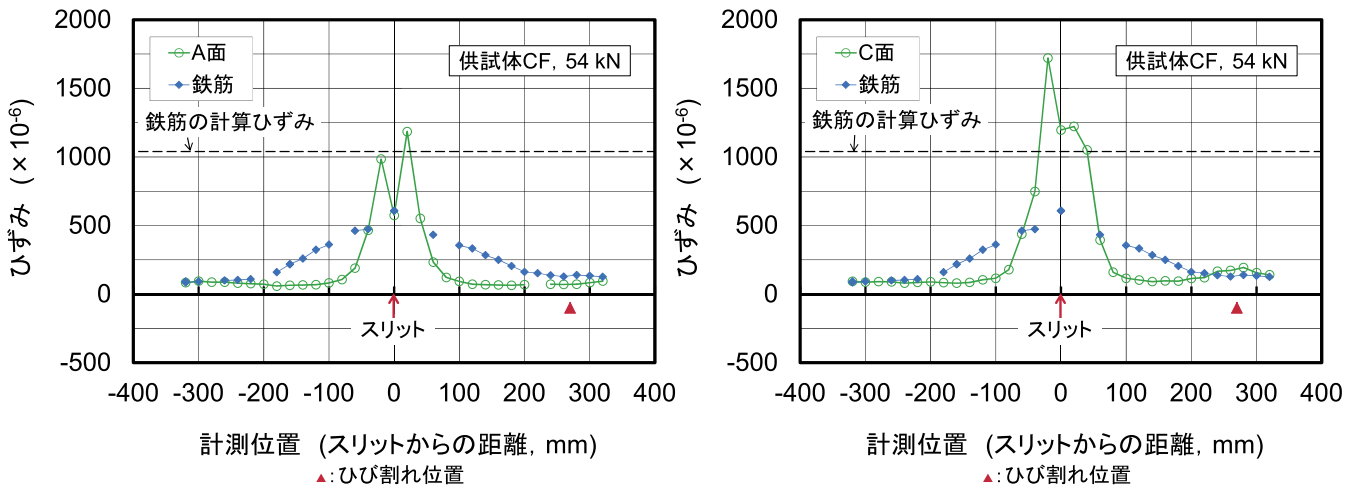
図-5.6.7(b)に示すように、鉄筋の場合、相対変位のゼロ点が 0.04 mm ずれていた。ひび割れ間の中央では、

せん断付着応力度がゼロになると想定されるが、供試体 CF では荷重とともに徐々に大きくなり、荷重 80kN 以降、増加がやや速くなる傾向が見られた (図-5.6.8(b)).

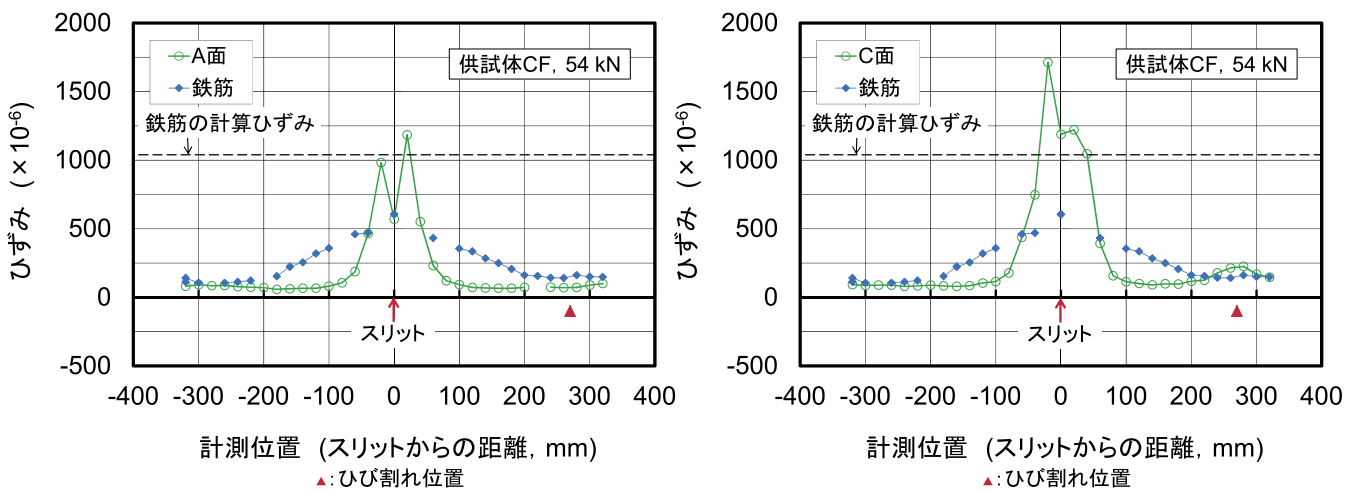
参考として、図-5.6.8 に、SL+270mm 付近のひび割れ位置における連続繊維シート及び鉄筋それぞれの実測軸力と相対変位の関係を示す。図中には、実測ひずみから算出した相対変位のほかに、パイ型変位計によるひび割れ幅から算出した相対変位 (ひび割れ幅の 1/2, ここでは単純にパイ型変位計による変位を 1/2 とした) ⁷⁾を示す。実測ひずみから求めた相対変位とパイ型変位計から求めた相対変位は、連続繊維シートの相対変位、鉄筋の相対変位ともに、鉄筋の降伏まで概ねよく合う傾向が見られた。この図(a)より、荷重 60~80 kN の範囲でひび割れ位置における連続繊維シートの相対変位が急増し、それ以降、鉄筋降伏までの相対変位の増分も大きくなる傾向があったことが分かる。前掲図-3.1.1(c)の荷重-変位図において、荷重 80kN 以降、相対変位の増分が大きくなる傾向が見られており、何らかの変化が生じていたと考えられる。図-5.6.6(a)では、ひび割れ位置からの距離 20mm, すなわち SL+260 mm の位置で、60kN 以降にひずみ分布に新たな谷の部分が形成され始めており、初期ひび割れの直近でコンクリートの小さいひび割れが生じた可能性がある。このことが、荷重 60~80 kN の範囲で連続繊維シートの相対変位が急増した一因として挙げられる。図-5.6.8(b)に示した鉄筋の場合は、ひび割れ発生後から相対変位が徐々に増加し、荷重 60kN 以降、相対変位の増分が大きくなった。



(a) ひび割れ直前 (0 ms)

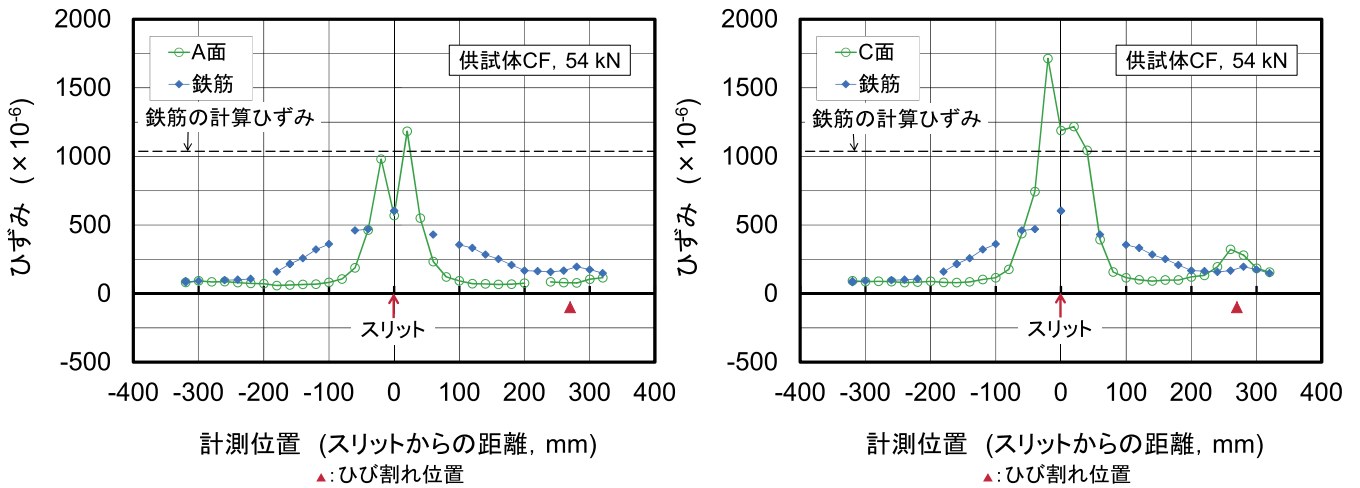


(b) 520 ms 後

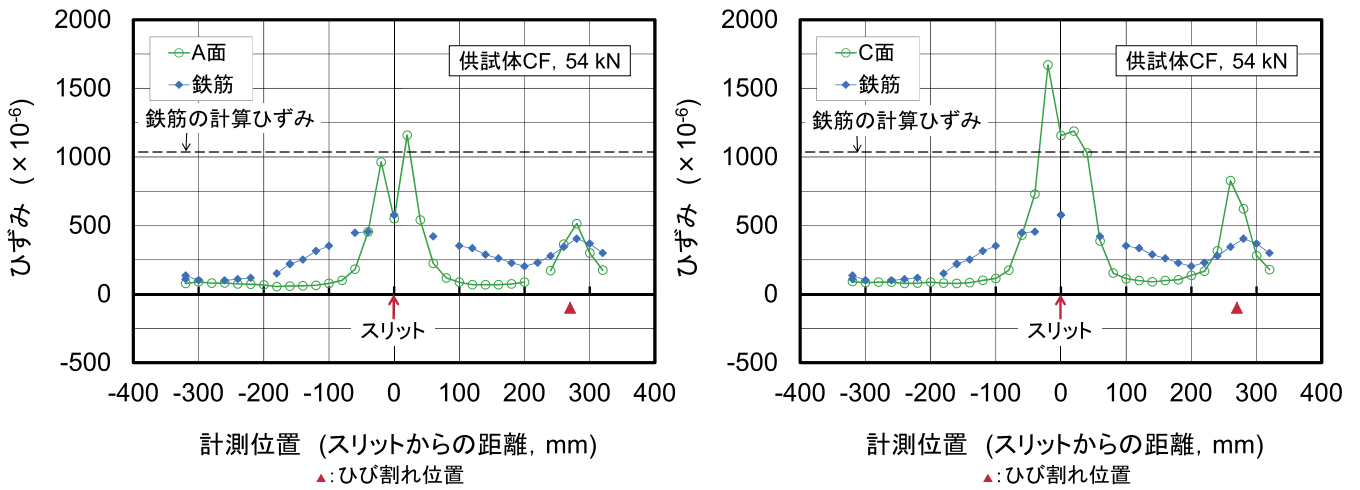


(c) 530 ms 後

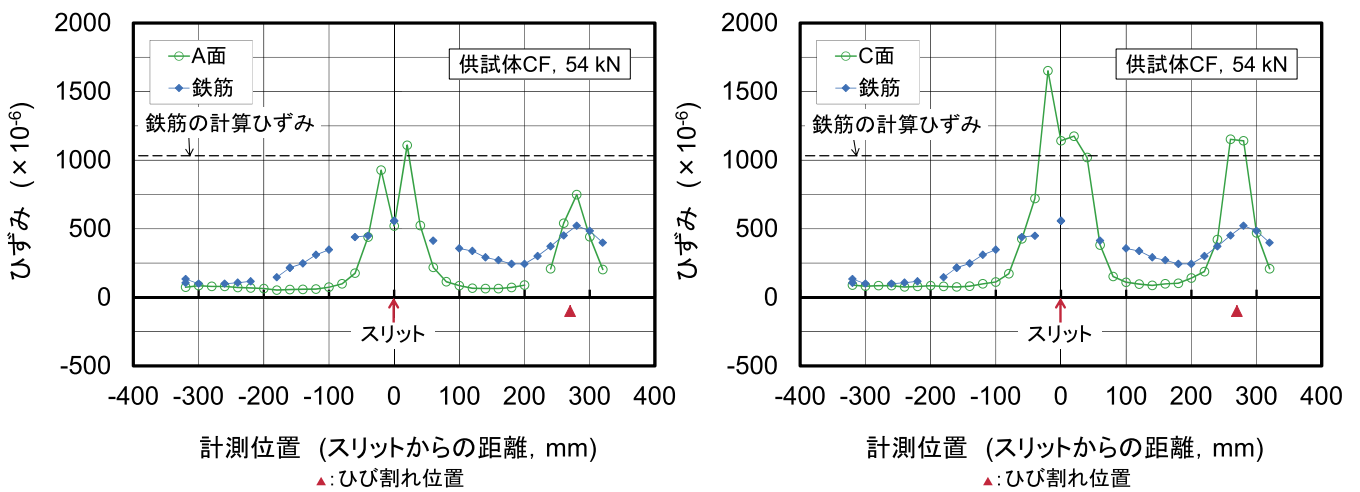
図-5.6.4 ひび割れ発生時の挙動 (供試体 CF の鉄筋ひずみ分布及び連続繊維シートひずみ分布)



(d) 540 ms 後

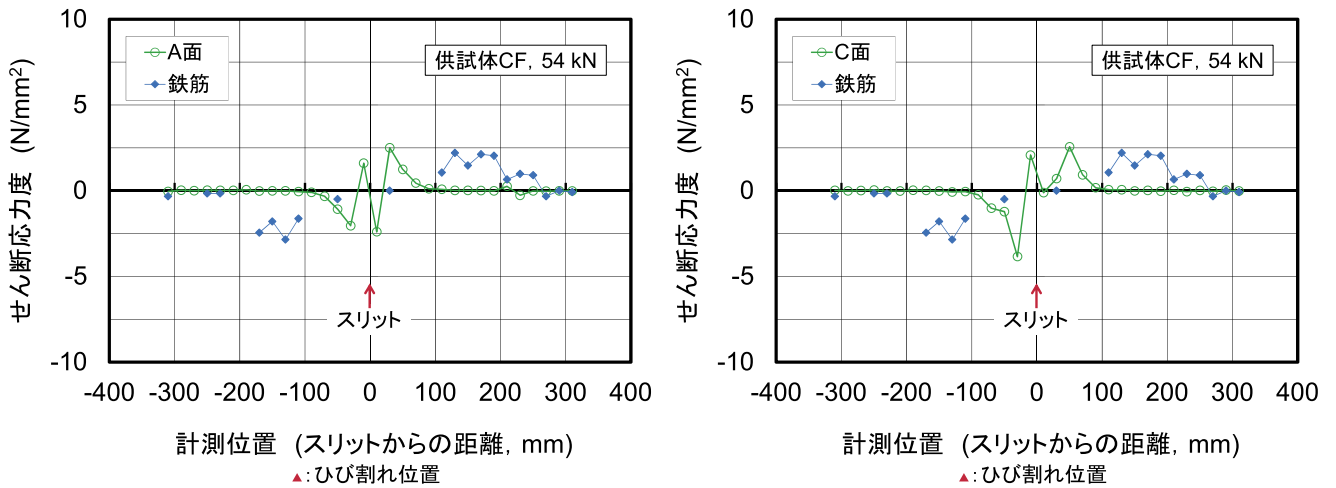


(e) 550 ms 後

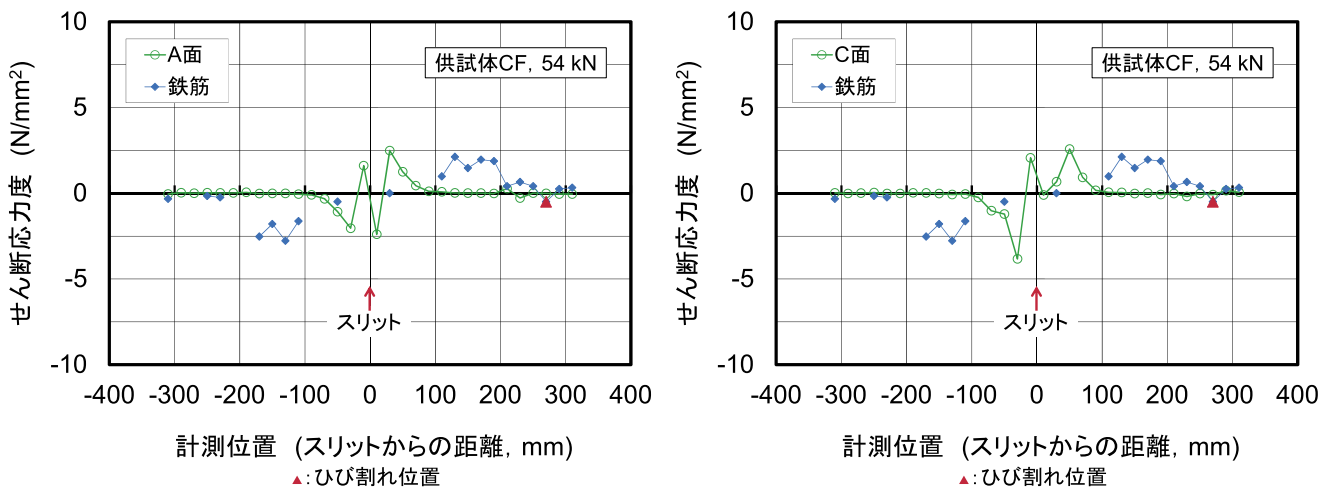


(f) 570 ms 後

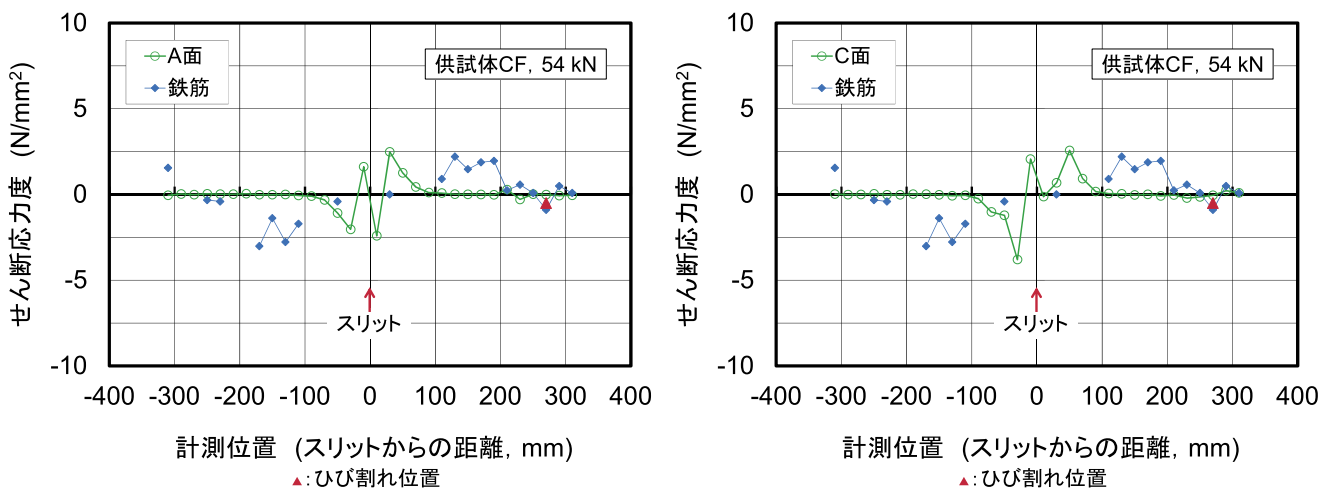
図-5.6.4 ひび割れ発生時の挙動 (供試体 CF の鉄筋ひずみ分布及び連続繊維シートひずみ分布, つづき)



(a) ひび割れ直前 (0 ms)

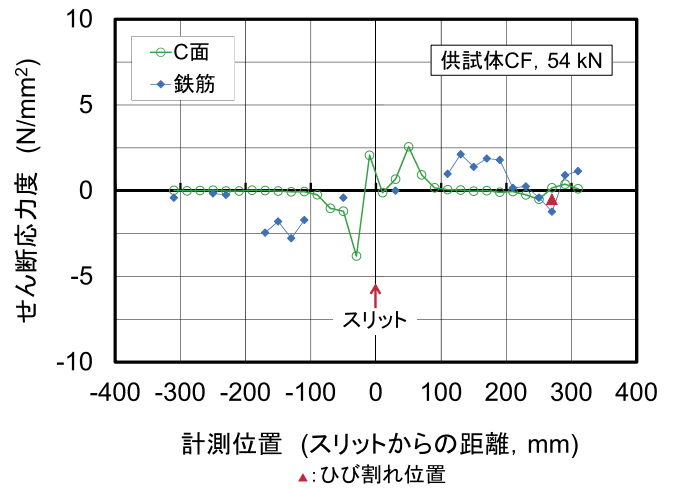
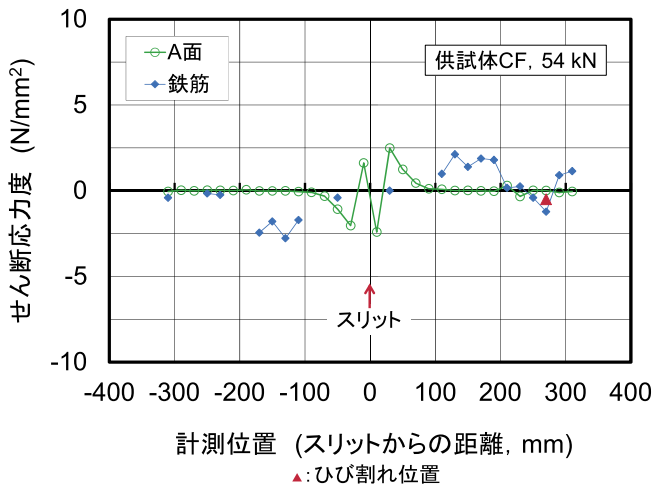


(b) 520 ms 後

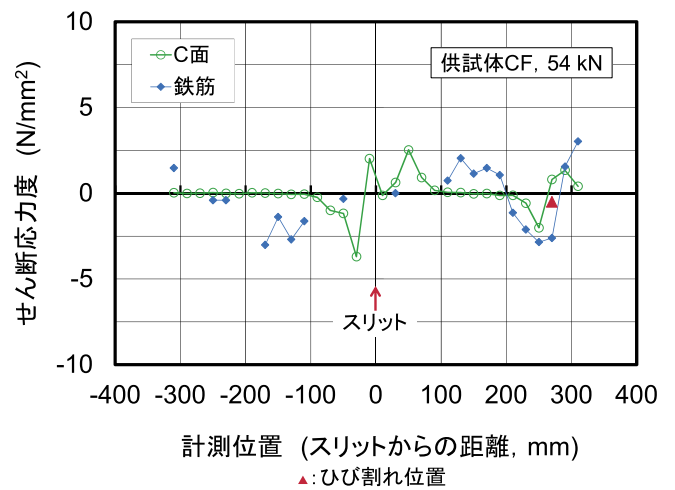
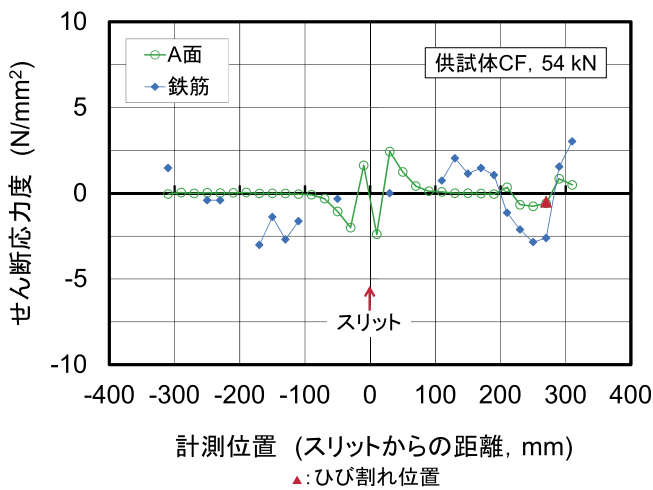


(c) 530 ms 後

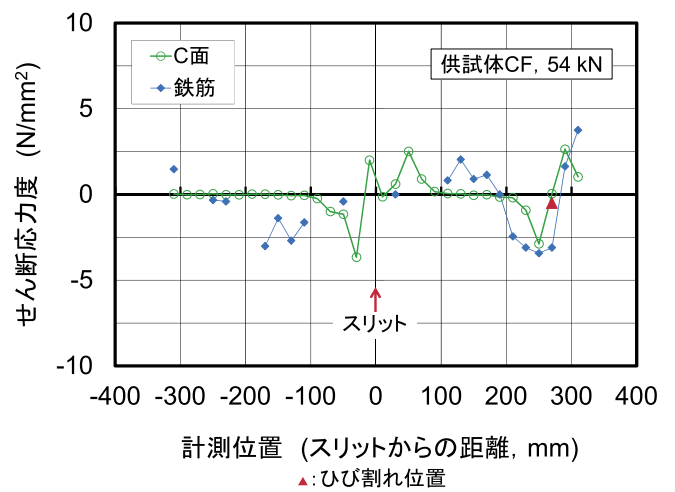
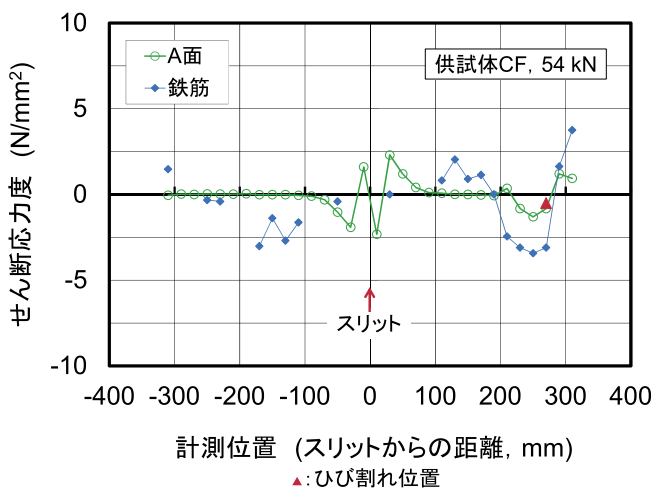
図-5.6.5 ひび割れ発生時の連続繊維シート及び鉄筋のせん断応力度分布 (供試体 CF)



(d) 540 ms 後

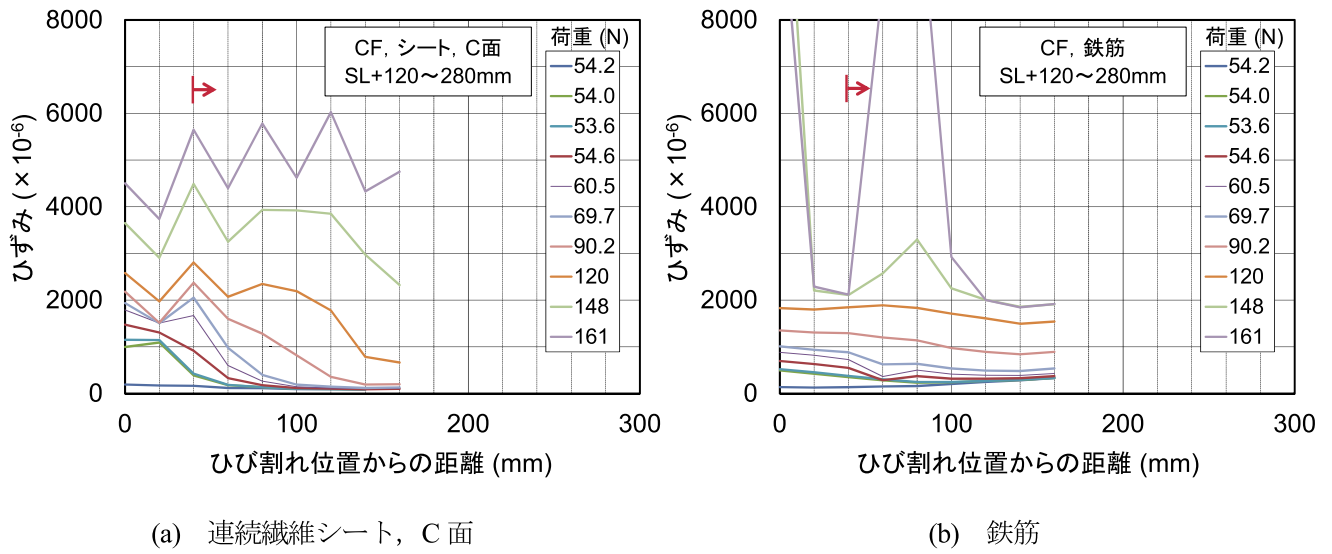


(e) 550 ms 後



(f) 570 ms 後

図-5.6.5 ひび割れ発生時の連続繊維シート及び鉄筋のせん断応力度分布 (供試体 CF, つづき)



注1) 図中の矢印は $\tau-s$ 計算時の軸方向のゼロ位置を示す.

注2) ひび割れ位置からの距離は SL+280mm から SL に向かっている距離を示す.

注3) 供試体 CF は荷重 129kN で鉄筋降伏した.

図-5.6.6 SL+270mm のひび割れ位置付近における連続繊維シート及び鉄筋のひずみ分布 (供試体 CF)

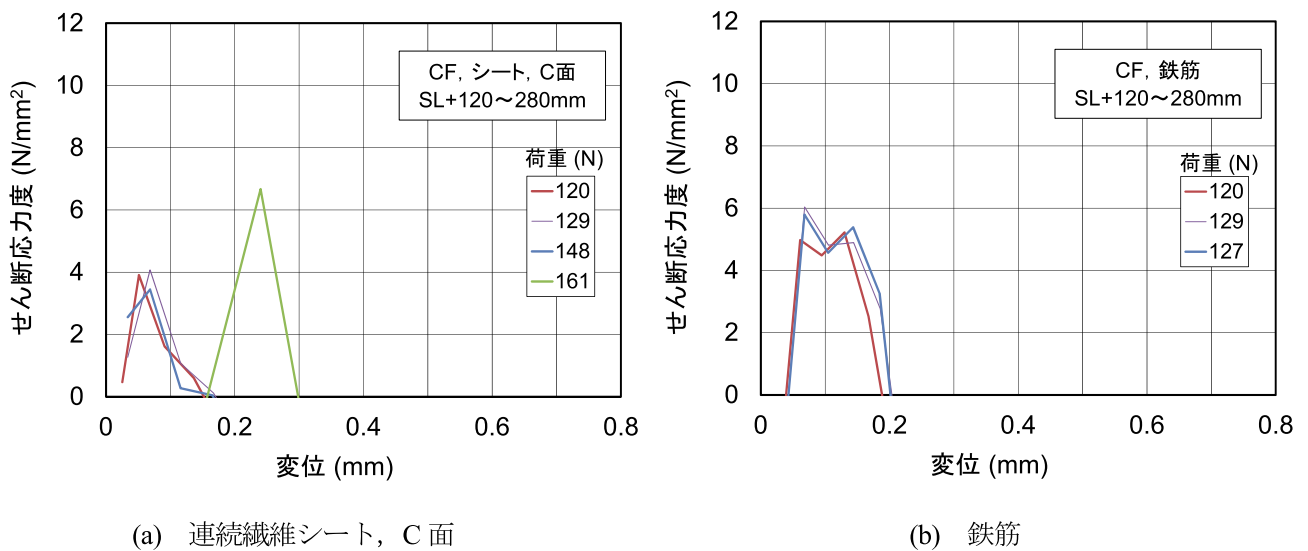
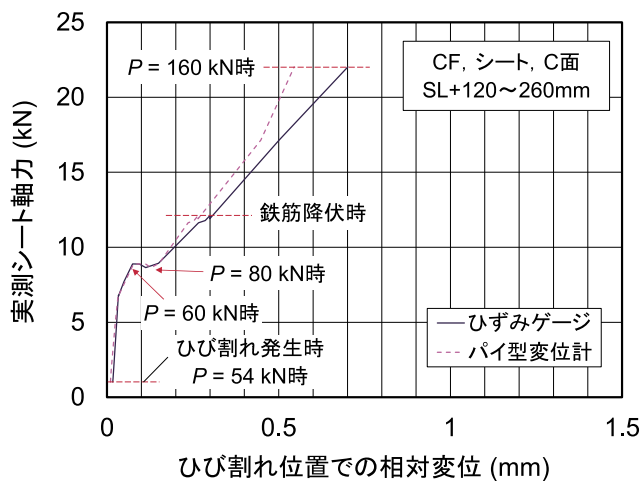
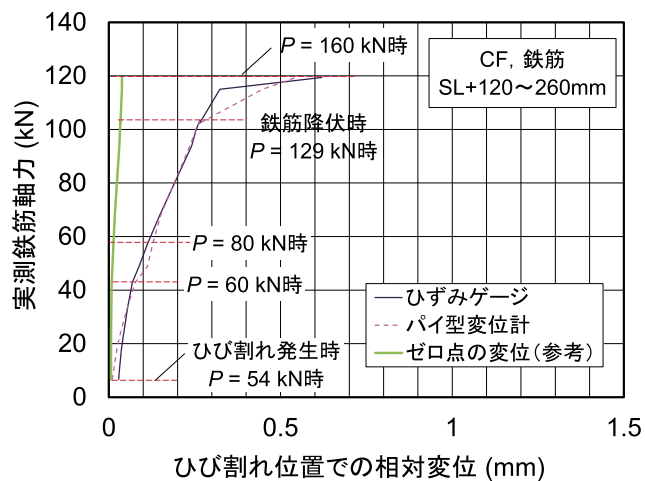


図-5.6.7 SL+270mm 付近のひび割れ位置における連続繊維シート及び鉄筋の $\tau-s$ の関係 (供試体 CF)



(a) 連続繊維シート, C面



(b) 鉄筋

注1) 軸力は各補強材の SL+260 mm におけるひずみに $E_f A_f$, $E_s A_s$ をそれぞれ乗じた値を示す.

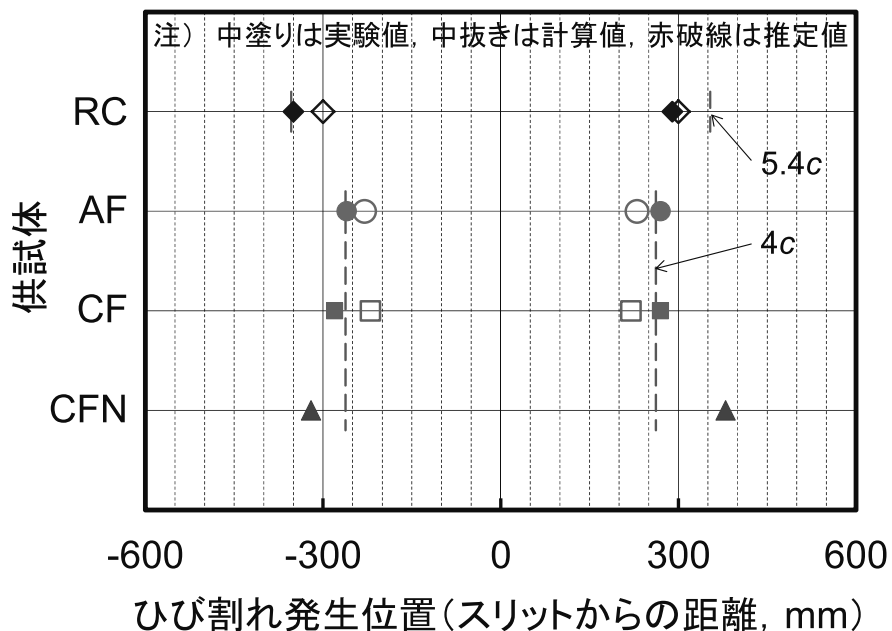
注2) ひび割れ位置での変位は SL+120~260 mm のひずみデータに基づき算定した値を示す.

図-5.6.8 SL+270mm 付近のひび割れ位置における連続繊維シート及び鉄筋の軸力-変位の関係 (供試体 CF)

5.7 ひび割れ発生位置

図-5.7.1 に、各供試体の初期ひび割れの発生位置を示す。図中には試験結果のほか、FEM における結果を計算値として白抜き記号で示すとともに、既往の研究に基づく推定値を破線で示す。吉澤と呉の研究⁸⁾では、連続繊維シート補強したときのコンクリートのひび割れ位置を RC と比較して示している。その際の考察で、連続繊維シート補強した場合も RC と概ね同様に、角田⁹⁾が RC のひび割れ間隔として示した $5.4c$ (c はかぶり) でよく表されるとしている。彼らの試験では、連続繊維シート補強された供試体の試験結果のいくつかは、 $5.4c$ に合致するものも見られるが、ひび割れ間隔が $4c$ 程度の小さい事例も少なからず見られた。供試体 AF, CF は、供試体 RC に比べてひび割れ間隔が小さい傾向が見られ、供試体 CFN は供試体 RC と同程度のひび割れ間隔であった。供試体 CF と CFN の違いが出る理由はわからないが、連続繊維シート補強した場合にひび割れ間隔が $5.4c$ と $4c$ 程度に二極化する傾向が見られた。

なお、供試体 RC では、ひび割れ直後にコンクリートと鉄筋の付着が広範囲に消失したと考えられるが、ひび割れ間隔に関しては、既往の結果と同程度であった。



注) $5.4c$ は角田による⁹⁾。

図-5.7.1 各供試体の初期のひび割れ発生位置及び既往の研究との比較

5.8 連続繊維シートで補強された RC 部材の軸引張試験の特徴と FEM 解析の適用性

(1) 連続繊維シートで補強された RC 部材の軸引張試験の特徴

連続繊維シートで補強された RC 部材の軸引張試験における破壊形態として、一般に次の特徴があると考えられる。

- a) RC 部材の軸引張試験では、断面構成によっては、ひび割れやスリットを起点に割裂破壊が生じる可能性がある。この破壊形態は異形鉄筋を用いた場合のコンクリートの強度特性と断面構成に関わるものであり、軸方向に配置した連続繊維シートの有無にかかわらず発生すると考えられる。
- b) コンクリートのひび割れ間隔は、初期の発生段階において、RC 部材の場合は角田⁹⁾の 5.4c が概ねよく一致し、連続繊維シート補強した RC 部材の場合は 4c または 5.4c のいずれかに 2 極化する傾向が見られる。
- c) 連続繊維シートの剥離は、コンクリートのひび割れやスリットを起点として発生する傾向にある。

今回の供試体では、次の点から異形鉄筋の付着性状に起因するコンクリートの割裂の影響が出やすい傾向にあったと考えられる。

- ・コンクリート強度が比較的良かったこと
- ・鉄筋径が比較的大きかったこと

供試体 RC の FEM 解析 (Series-2) の結果において、初期ひび割れの周囲で割裂破壊の兆候が見られたのは、これらの影響によると考えられる。それに加えて、供試体 RC の試験結果では、次の①～④のように、スリット付近で、さらに割裂破壊を早期に起こす兆候が認められた。

- ① 荷重-変位の関係から、鉄筋とコンクリートの付着性状が疑われる様相が現れた。ただし、ひび割れ発生後に、鉄筋のみの計算変位よりも大きい変位が生じたような結果となったのは、計測方法の不備による影響も少なからずあったと考えられる。
- ② スリットを起点とした鉄筋のひずみ分布に見られる凸部の拡がりやひび割れを起点としたものに比べて著しく大きかった。
- ③ 初期ひび割れが発生した後、早期に、スリットからそのひび割れの発生箇所の範囲で、コンクリートの負担がほとんどない状態になった。
- ④ ひび割れ発生前にもかかわらず除荷時の鉄筋に残留ひずみが生じていた。

これらが生じた要因として、スリット位置で鉄筋のみが断面を保持する形状であったため、载荷試験前に、供試体の移動等において、スリット付近に意図しない負荷がかかった可能性があることを述べた。

補強された供試体 AF, CF, CFN では、上記の①や③が明確には認められなかった。また、供試体 AF, CF の解析結果では、ひび割れ位置での割裂の兆候は見られなかった。これらの点から、供試体 AF, CF, CFN においては、連続繊維シートによる補強によって、ひび割れ付近の鉄筋とコンクリートの間のせん断応力度 (付着応力度) が抑制され、供試体 RC に比べて、ひび割れ位置での割裂破壊が生じにくい傾向にあったと考えられる。しかし、補強された供試体でも②, ④は認められたことから、スリット近くでは、連続繊維シートで補強する前の段階で、供試体 RC と同様の負荷がかかった可能性がある。

(2) FEM 解析の適用性

この試験では、樹脂の物性も考慮して、連続繊維シートとコンクリートの付着を考察する上での FEM 解析の適用性を調査することが本来の目的であったため、割裂破壊を想定したモデルにはしていなかった。FEM のモデルにおいて、鉄筋はトラス要素としており、強度や剛性といった物性は考慮しているが、異形鉄筋の形状まで幾何学的に再現するようなものではなかった。このため、かぶり厚に支配されると言われる平均的なひび割れ間隔やかぶり厚の影響を受ける割裂破壊の発生が実現象と同様に生じるモデルには必ずしもなっていない。

このことから、供試体 AF, CF とともに、最初のひび割れ発生以降におけるひび割れ間（ひび割れとスリットの間）のコンクリートに生じるひずみが、FEM の計算上はさらに次のひび割れが発生する程度に比較的高いまま保持されたと考えられる。しかし、今回の载荷試験の場合には上記のようなスリット付近で生じた割裂の兆候等によって早期に鉄筋との付着が失われて、残された部分のコンクリートのひずみが早期に開放され、さらなるひび割れの発生が生じにくかったと考えられる。

これらの点において、FEM 解析の結果と試験結果が一致しない部分を残したが、前述のとおり、汎用 FEM 解析プログラムを用いて、コンクリートとの界面付近の含浸樹脂の部分をモデル化して行った計算では、連続繊維シート付近のコンクリートの破壊を伴って剥離が進行する現象を比較的良好に再現できていた。今後、含浸樹脂の物性をパラメータとした、連続繊維シートで補強された RC はりの曲げ試験の結果について、同様のモデルを用いた FEM 解析を行う予定である。

6. まとめ

本共同研究において、RC 部材に接着された連続繊維シートの付着特性を再現、評価するため、繊維や樹脂の物性を考慮したモデルを用いた汎用 FEM 解析プログラムの活用を考えている。その前段の検討として、既存の汎用解析プログラムで繊維、樹脂の物性を考慮することの妥当性を検討するため、連続繊維シートで補強した RC 部材の軸引張試験を行い、試験データを得るとともに、その 2 次元 FEM 解析を行った。以下にそれらの結果をまとめる。

- (1) 試験の結果、RC 部材に接着した連続繊維シートは、軸引張荷重の下で、鉄筋降伏前まで概ね健全な付着特性を有し、鉄筋の降伏以降に連続繊維シートの負担が大きくなり、荷重の増加に伴って付着状態が悪化した。
- (2) 従来のせん断付着試験等と同様に、連続繊維シートの剥離は、界面の樹脂層で生じるのではなく、接着面近傍のコンクリート内で生じていた。この点について、用いた FEM 解析でも同様の挙動が見られた。
- (3) ここでの条件の下で、試験、解析ともに、連続繊維シートの剥離面に生じる最大のせん断付着応力度は、 $3\sim 4 \text{ N/mm}^2$ 程度であった。また、試験、解析から得られた界面破壊エネルギーに相当する最大の付着エネルギーはいずれも $0.1\sim 0.2 \text{ N/mm}$ 程度であった。これらの値が比較的小さかったのは、本試験の断面構成では、軸引張下でコンクリートのひび割れが概ね 300 mm の間隔で生じ、有効な付着長がひび割れ間隔の $1/2$ 程度になったためと考えられる。
- (4) 汎用プログラムによる FEM 解析において、連続繊維シートとコンクリートの間における樹脂層の物性をインターフェース要素に入力することにより、実際に比較的近いと考えられる、コンクリートと連続繊維シートの付着挙動、剥離挙動を表現できる可能性があることが分かった。
- (5) 連続繊維シートを RC 部材に接着することによって、内部の鉄筋とコンクリート間のせん断付着応力度が抑えられ、コンクリートのひび割れ付近に生じる可能性のある割裂破壊が抑制される傾向があることが分かった。

参考 軸引張試験の改善点

供試体の形状寸法や試験方法は、既往の研究を参考にしたが、スリットの配置、半割鉄筋の使用等、試験の仕様を一部変更して実施した。また、軸方向の変位は供試体側面のパイ型変位計のみで行った。しかし、これらの変更によって、以下のような課題があった。

- (1) スリットの配置によって、最初のひび割れ位置を特定して、ひずみゲージとひび割れとの位置関係を明確にできると考えた。しかし、試験前の段階から供試体のスリット付近における軸直角方向の剛性が著しく小さかったため、スリット付近の鉄筋とコンクリートの界面に微細なひび割れが生じた可能性がある。今後は、スリットを避けるのが確実な方法であるが、スリットを設ける場合にはこの点での問題が生じないように工夫する必要がある。
- (2) 半割鉄筋の使用によって、コンクリートと鉄筋の付着に影響することなく、連続繊維シートと同様に、鉄筋に多数のひずみゲージを貼り付け、有用なデータを得ることができると考えた。しかし、配線不良によると考えられる多くのデータ欠損が生じた。今後、同様の試験を実施する際には、より細かいリード線を有するひずみゲージを用いる、半割にした鉄筋同士を貼り合わせる時に配線に影響が生じないように処置をするなど、配線についてさらに工夫する必要がある。
- (3) 供試体の軸方向の変位を計測するため、既往の研究では供試体両端間の変位を測定する工夫がされていた。しかし、ここでの試験では、供試体側面の概ねひずみゲージ測定区間の範囲に限って設置したパイ型変位計によって、試験区間内の変位を把握しようとした。今後、同様の試験を実施する際には、既往の研究にならって供試体の両端間を測定する測定治具を用意するか、パイ型変位計による場合は、少なくとも供試体両端に巻き付けた連続繊維シートまで、測定の範囲を拡げておく必要があると考えられる。

参考文献

[1, 2 章]

- 1) 例えば, 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, コンクリートライブラリー101, 土木学会, 2000.7.
- 2) Maeda, T., Asano, Y., Sato, Y., Ueda, T., and Kakuta, Y. : A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet, *Proc. of 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Vol. 1, Japan Concrete Institute, Sapporo, pp. 279-286, 1997.
- 3) Ueda, T., Yamaguchi, R., Shoji, K., and Sato, Y. : Study on Behavior in Tension of Reinforced Concrete Members Strengthened by Carbon Fiber Sheet, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 6, No. 3, pp. 168-174, Aug. 2002.
- 4) 国立研究開発法人土木研究所, 一般社団法人繊維補修補強協会, 積水化学工業株式会社 : 連続繊維補強された RC 床版の耐久性評価に関する共同研究報告書 (I) - 連続繊維シートのせん断弾性係数の検討 -, 共同研究報告書第 522 号, 2021.3.
- 5) Mains, R. M. : Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses Along Reinforcing Bars, *ACI Journal*, Vol. 48, No. 11, pp. 225-252, Nov. 1951.
- 6) 国分正胤, 岡村甫 : コンクリートに対する異形鉄筋の付着性状に関する研究, コンクリートライブラリー, 第 14 号, pp. 1-19, 1965.
- 7) Nilson, A. H. : Internal Measurement of Bond Slip, *ACI Journal*, Vol. 69, No. 7, pp. 439-441, July 1972.

[4 章]

- 1) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [設計編], 2017.
- 2) 前川宏一, 安雪暉, 土屋智史 : コンクリート構造物の破壊解析への応用, コンクリート工学, Vol. 37, No. 9, pp. 54-60, 1999.
- 3) 張広鋒, 星隈順一, 堺淳一, 運上茂樹 : 炭素繊維シートと鋼板を併用した RC 橋脚の耐震補強工法とその効果, 土木学会論文集 A1, Vol. 67, No. 2, pp. 430-445, 2011.
- 4) DIANA マニュアル (Dörr, K. : *Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhaltens*. PhD thesis, University of Darmstadt, 1980.)
- 5) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [規準編], 2018.
- 6) 土木学会 : FRP 接着による構造物の補修・補強指針 (案), 複合構造シリーズ 09, 2018.
- 7) 島弘, 周礼良, 岡村甫 : マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, No. 378, pp. 165-174, 1987.
- 8) 飯塚敬一, 檜貝勇, 斉藤成彦, 高橋良輔 : かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集 E2, Vo. 67, No. 2, pp. 280-296, 2011.

[5 章]

- 1) 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, コンクリートライブラリー101, 土木学会, 2000.7. (再掲)
- 2) FRP 接着による構造物の補修・補強指針(案), 複合構造シリーズ 09, 土木学会, 2018.7.
- 3) Sato, Y., Shouji, K., Ueda, T. and Kakuta, Y. : Uniaxial Tensile Behavior of Reinforced Concrete Elements Strengthened by Carbon Fiber Sheet, *4th Intl Symposium - Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures*, ACI SP-188, pp. 697-710, 1999.
- 4) Ueda, T., Yamaguchi, R., Shoji, K. and Sato, Y. : Study on Behavior in Tension of Reinforced Concrete Members Strengthened by Carbon Fiber Sheet, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 6, No. 3, pp. 168-174, Aug. 2002. (再掲)
- 5) 庄司和晃, 前田敏也, 佐藤靖彦, 上田多門, 角田与史雄 : 炭素繊維シートで補強した RC 部材の一軸引張挙動, コンクリート構造物の補強設計・施工の将来像, コンクリート技術シリーズ 28, 土木学会, pp. II-89-II-100, 1998.
- 6) 前田匡樹, 小谷俊介, 青山博之 : 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の提案, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol. 38B, pp. 293-306, 1992.3.
- 7) Khorramabadi, M. T. and Burgoyne, C. J. : Fiber-Reinforced Polymer Bond Test in Presence of Steel and Cracks, *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 6, pp. 735-744, Nov. - Dec. 2011.
- 8) 吉澤弘之, 呉智深 : 炭素繊維シート補強による RC 引張部材のひび割れ特性に関する研究, 土木学会論文集, No. 613, pp. 249-262, 1999.
- 9) 角田与史雄 : 鉄筋コンクリートの最大ひびわれ幅, コンクリートジャーナル, Vol. 8, No. 9, pp. 1-10, 1970.

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No. 524 March 2021

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

