

道路橋の FRP を用いた複合構造化による補修 補強効果の評価法に関する共同研究報告書

令和 5 年 8 月

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

学 校 法 人 早 稲 田 大 学

国 立 大 学 法 人 弘 前 大 学

学 校 法 人 日 本 大 学

Copyright © (2023) by P.W.R.I.

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

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、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。

道路橋の FRP を用いた複合構造化による 補修補強効果の評価法に関する共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所	構造メンテナンスセンター		
	上席研究員	石田	雅博
	元主任研究員	大島	義信 ^{※1}
	研 究 員	吉田	英二
	元交流研究員	松本	直士 ^{※2}
	元交流研究員	池田	唯順 ^{※3}
	元交流研究員	竹内	彩 ^{※4}
	交流研究員	木原	三四郎
学校法人早稲田大学			
	教 授	佐藤	靖彦
	教 授	秋山	充良
国立学校法人弘前大学			
	准 教 授	上原子	晶久
学校法人日本大学			
	助 教	山田	雄太

※1 在職期間（平成 30 年 4 月～令和 2 年 3 月）

※2 在職期間（平成 30 年 4 月～令和 2 年 3 月）

※3 在職期間（平成 31 年 4 月～令和 3 年 3 月）

※4 在職期間（令和 3 年 4 月～令和 5 年 3 月）

要 旨

近年、FRP を用いた RC 橋の補修・補強を行う事例が増加しているが、信頼性に基づいた評価手法とはなっていない。すなわち、それは実験に基づく最終的な耐荷力の確認を基本とするものであり、想定される耐荷メカニズムに立脚した評価手法とはなっていない。

そこで、本研究では複合化技術として広く採用されている CFRP シートに着目し、実スケールに近い大型 RC はりの載荷試験等の実施により、寸法が大きくなると積層数が多くなり、剥離しやすくなることを明らかにしたうえで、貼付け方法や定着長の違いを考慮できる新しいせん断耐力評価法を提示した。

キーワード：CFRP シート、せん断補強、剥離、接着強度

目 次

1 章 研究の背景と目的	1
1 章の参考文献	2
2 章 現状と課題の整理	3
2. 1 概要	3
2. 2 CFRP 接着された RC はり部材のせん断耐力の評価に関する既往研究	3
2. 3 RC 部材におけるせん断耐荷機構に関する近年の知見	14
2. 4 本報告書の構成	22
2 章の参考文献	23
3 章 CFRP シートによりせん断補強された RC はりのせん断耐荷機構	26
3. 1 検討概要	26
3. 2 試験概要	27
3. 3 試験結果	32
3. 4 RC はりにおけるアーチ機構とビーム機構の推移	46
3. 5 既存の耐力式との比較	53
3. 6 せん断耐荷機構を踏まえたせん断耐力評価法の方針	64
3. 7 本章のまとめ	66
3 章の参考文献	67
4 章 CFRP シートとコンクリート間の付着耐力の評価	69
4. 1 検討概要	69
4. 2 試験概要	70
4. 3 試験結果	76
4. 4 本章のまとめ	91
4 章の参考文献	92

5 章	コンクリートに接着した FRP シートの終局剥離ひずみの予測.....	94
5. 1	検討概要	94
5. 2	再現解析	95
5. 3	パラメトリック解析.....	101
5. 4	剥離ひずみの予測.....	103
5. 5	本章のまとめ.....	107
	5章の参考文献.....	108
6 章	剥離進行過程をモデル化したせん断耐力評価法.....	112
6. 1	検討概要	112
6. 2	提案手法の基本概念.....	113
6. 3	V_f の詳細な計算方法.....	114
6. 4	せん断耐力の算定精度	127
6. 5	本章のまとめ.....	129
	6章の参考文献.....	130
7 章	まとめ.....	131
付 録		134
	一層及び積層した CFRP シートの材料特性のばらつきに関する検討.....	134

1 章 研究の背景と目的

道路橋のメンテナンスサイクルを確実に実施するには、劣化した部材の状態を的確に「診断」し、その状態に応じた適切な「措置」を行う必要がある。劣化した部材の状態として、残存耐荷力を評価する手法は実験や解析など様々な手法が開発されてきている^{1-1), 1-2)}。

道路橋においては、鋼材の腐食に起因したひび割れなどの劣化に対し、FRP 材等を用いた複合化技術により補修・補強を行う事例が増加しているが、信頼性に基づいた評価手法とはなっていない。すなわち、それらは実験に基づく最終的な耐荷力の確認を基本とするものが多く、必ずしも想定される耐荷メカニズムに立脚した評価手法とはなっていない。

FRP 材等を用いた複合化技術に代表される炭素繊維シート（ここでは、エポキシ樹脂を含浸・硬化させた炭素繊維補強樹脂シートのことをいう。以下、CFRP シート）は、高強度・高耐食性・軽量などの優れた特性を有することから、道路橋の補修・補強に適用することが主流となっている。2000 年には、土木学会より補修補強指針¹⁻³⁾が刊行され、その中で CFRP シートにより補強された棒部材の設計せん断耐力式（以下、耐力式）が示された。この耐力式は、CFRP シートの端部が定着（全周巻き立てや機械式定着）していることを前提にした式である。しかし、コンクリート橋の主桁部材に CFRP シートによる補修・補強を行う場合、構造上の特性により、端部の定着が取れない場合も考えられる。その場合、耐力式の前提が成り立たないため、破壊の制御が困難であり、前述の耐力式より小さな荷重でせん断破壊が発生するものと想定される。また、耐力式は実験事実に基づき提案されたものであるが、その根拠はスケールの小さい供試体の実験から得られたものであるため、実構造物との寸法効果が適切に考慮されているわけでない。一方、補修・補強を対象とする既設構造物の多くは、経年劣化によるひび割れや残留変位等による損傷が生じているものが存在する。そのような損傷のある状態に対して補修補強を施し性能回復を図るうえでは、損傷の程度が補強後の効果に及ぼす影響についても一般に無視することができないため段階的な検討が必要となる。

このような背景により、本研究では複合化技術として広く採用されている CFRP シートに着目し、実スケールに近い大型 RC はりの載荷試験等の実施により、まずは耐荷メカニズムに立脚した評価手法を提案することを主目的とし、躯体を健全な状態に戻したことを前提としたうえで、信頼性の高いせん断耐力式を構築することを目的とする。

1 章の参考文献

- 1-1) 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ 71，361p.，2006.9.
- 1-2) 土木学会：続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ 85，349p.，2009.5.
- 1-3) 土木学会：コンクリートライブラリー101 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，313p.，2000.

2 章 現状と課題の整理

2.1. 概要

CFRP により接着補強された RC はりの耐力評価方法は、実験室のスケールで行った小型供試体の実験結果をベースに構築されたものである。より正しい評価をするためには、実験室での条件と実構造物の間にある寸法の違い等を考慮する必要がある、その差を埋める検討が必要である。

CFRP シートにより接着補強された RC はりのせん断耐力の評価に関しては、2000 年に土木学会から指針²⁻¹⁾が示されている。諸外国においても、CFRP シートにより補修補強された構造物の設計コードが数多く刊行されている。しかし、近年は新たな指針類が編纂されておらず、前述した実構造物との差を埋めるといった取り組みはなされていない。また、特にせん断については、その複雑な機構から、多くの設計コードにおいて実験式に依存した設計式になっており、より正しい補強効果の評価のためには、耐荷機構を詳細に分析し、精緻な耐力評価式を構築する必要がある。

以下に、国内および海外の既往研究および設計コードの詳細を示す。

2.2. CFRP 接着された RC はり部材のせん断耐力の評価に関する既往研究

2.2.1. 国内の既往研究

(1) 土木研究所の指針（案）

平成 8 年度より 3 か年にわたって、建設省土木研究所と炭素繊維補修・補強工法技術研究会により、CFRP シートによるコンクリート橋の上部工部材に対する補修・補強に関する共同研究²⁻²⁾が実施されている。この研究では、CFRP シートの材料特性の把握、RC 桁および PC 桁における曲げ補強およびせん断補強効果の検討が実施されている。また、この研究成果をもとに、コンクリート床版とコンクリート桁を対象とした、「炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針（案）（以下、土木研究所指針）」がとりまとめられており、補修・補強設計を行う際に参考にされている。

①CFRP シートによりせん断補強されたコンクリート桁のせん断耐力

CFRP シートによりせん断補強されたコンクリート桁のせん断耐力 ΣS は、以下の式による算出が原則とされている。

$$\Sigma S = S_c + S_s + S_{cf} \cdots \cdots \cdots \text{(式 2.2.1.1)}$$

ここに、

S : 棒部材のせん断耐力 (N)

S_c : コンクリートが負担できるせん断力(N)

S_s : 斜引張補強鉄筋が負担できるせん断(N)

S_{cf} : CFRP シートが負担できるせん断力(N)

このうち、CFRP シートが負担できるせん断力 S_{cf} は、炭素繊維シートの端部を機械式定着する等により、CFRP シートの剥離が生じない場合について、斜引張鉄筋の分担分 S_s の考え方と同様、(式 2.2.1.1)に示すように、CFRP シートのひずみから求まる引張応力度に基づいて、トラス理論を適用して求めてよいとされている。

$$S_{cf} = A_{cf} \cdot \sigma_{cf} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta) / 1.15 \cdots \cdots \cdots \text{(式 2.2.1.2)}$$

ここに,

A_{cf} : CFRP シートの断面積(mm²)

d : 部材断面の有効高(mm)

θ : CFRP シートの炭素繊維方向が部材軸となす角度 (度)

σ_{cf} : CFRP シートの引張応力度(N/mm²)で, (式 2.2.1.3)および(式 2.2.1.4)による。

$$\text{設計荷重作用時: } \sigma_{cf} = \sigma_{sa} \times E_{cf} / E_s \cdots \cdots \cdots \text{(式 2.2.1.3)}$$

$$\text{終局荷重作用時: } \sigma_{cf} = 0.8 \times \varepsilon_{cf} \times E_{cf} \cdots \cdots \cdots \text{(式 2.2.1.4)}$$

σ_{sa} : 斜引張補強鉄筋の許容応力度(N/mm²)

E_{cf} : CFRP シートのヤング係数(N/mm²)

E_s : 斜引張補強鉄筋のヤング係数(N/mm²)

ε_{cf} : CFRP シートの保証ひずみ

設計荷重作用時に CFRP シートが負担できるせん断力 S_{cf} は, 実験結果より, 機械式定着を併用した場合, 斜引張補強鉄筋が許容応力度に達した時のひずみと同じひずみを CFRP シートが負担できるものとして求めることとされている。

終局荷重作用時に CFRP シートが負担できるせん断力 S_{cf} は, 実験結果より, 機械式定着を併用した場合, CFRP シートの保証ひずみに定着部における施工のばらつきなどを考慮した材料係数 0.8 を乗じて求めることとなっている。

また, 実験結果より, 設計荷重作用時の応力度照査に用いるコンクリートが負担できる平均せん断応力度および許容斜引張応力度は, 道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編(平成8年改定)²⁾³⁾に定めるそれぞれの値を 7%割り増したものとしてよいとされている。

②端部の定着および貼り付け長

コンクリート桁のウェブへの貼り付け長 L_{cf} は, 以下の式より求められ, 端部に機械式定着を併用する場合は1倍以上, 機械式定着を併用しない場合は2倍以上としなければならないとされている。

$$L_{cf} = T_{cf} / (b_{cf} \times \tau_{cf}) \cdots \cdots \cdots \text{(式 2.2.1.5)}$$

ここに,

T_{cf} : 増加したせん断力のうち CFRP シートが受け持つせん断力による引張力(N)

b_{cf} : CFRP シートの幅(mm)

τ_{cf} : CFRP シートの許容応力度(0.44N/mm²)

端部の定着方法は, 鋼板とアンカーボルト等による機械式定着を併用する必要があるとされている。

(2) 土木学会指針

2000 年に土木学会コンクリート委員会から「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」²⁻¹⁾が刊行された。本章では、以後連続繊維シート、炭素繊維シート等を総じて **FRP** シートと呼ぶこととする。この指針において、**FRP** シートにより補修補強された棒部材の設計せん断耐力 V_{fyd} は、以下の式により求められるとしている。

$$V_{fyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{fd} \quad (\text{式 2.2.1.6})$$

ここで、 V_{cd} ：せん断補強鋼材および **FRP** シートを用いない棒部材の設計せん断耐力で (式 2.2.1.7) による。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (\text{式 2.2.1.7})$$

ここに、

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ただし, } f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \text{ (d : m)} \text{ ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_w} \text{ ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする}$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \text{ (} N'_d \geq 0 \text{ の場合)} \text{ ただし, } \beta_n > 2 \text{ となる場合は} 2 \text{ とする}$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \text{ (} N'_d < 0 \text{ の場合)} \text{ ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は} 0 \text{ とする}$$

N'_d ：設計軸方向圧縮力

M_d ：設計曲げモーメント

M_0 ：設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント

b_w ：腹部の幅

d ：有効高さ

$$p_w = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s ：引張側鋼材の断面積

f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b ：部材係数で、一般に1.3としてよい

V_{sd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断力で、(式 2.2.1.8)による。

$$V_{sd} = [A_w \cdot f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] \cdot z / \gamma_b \quad (\text{式 2.2.1.8})$$

ここに、

A_w ：区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} ：せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度で、400N/mm²以下とする

α_s ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

s_s ：せん断補強鉄筋の配置間隔

z ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい

γ_b ：部材係数で、一般に1.15としてよい

V_{fd} ：**FRP** シートにより受け持たれる設計せん断力で、(式 2.2.1.9)による。

$$V_{fd} = K \cdot [A_f \cdot f_{fud}(\sin \alpha_f + \cos \alpha_f)/s_f] \cdot z/\gamma_b \quad (\text{式 2.2.1.9})$$

ここに、

K : 連続繊維シートのせん断補強効率で、(式 2.2.1.10)による

$$K = 1.68 - 0.67R \quad \text{ただし、} 0.4 \leq K \leq 0.8 \quad (\text{式 2.2.1.10})$$

$$R = (\rho_f \cdot E_f)^{1/4} \left(\frac{f_{fud}}{E_f} \right)^{2/3} \left(\frac{1}{f'_{cd}} \right)^{1/3} \quad \text{ただし、} 0.5 \leq R \leq 2.0$$

$$\rho_f = A_f/(b_w \cdot s_f)$$

A_f : 区間 s_f における FRP シートの総断面積

s_f : FRP シートの配置間隔

f_{fud} : FRP シートの設計引張降伏強度 (N/mm²)

E_f : FRP シートの弾性係数 (kN/mm²)

α_f : FRP シートが部材軸となす角度

γ_b : 部材係数で、一般に1.25としてよい

(式 2.2.1.9)は、多くの実験の結果から導き出したものであり、容易にシートが受け持つせん断力を計算できるという利点があるが、実際の耐荷機構を踏まえたものではないため、適用範囲が曖昧である。しかし国内ではこの式をそのまま用いて補修補強している例も存在しており、耐力式の見直しや、適用範囲の設定といった対応が急務である。

(3) 上原子らの研究

上原子ら²⁻⁴⁾は、FRP シートで補強されたコンクリート部材のせん断耐力を求める方法として、シートとコンクリート間の付着構成モデルを用いて、せん断ひび割れをまたぐシートの剥離過程を評価することにより終局時にシートが負担するせん断力を算出する方法を提案した。この手法は、以下の仮定に基づく数値計算によって、シートの応力分布を評価し、シートが受け持つせん断力を評価するというものである。

- (i) せん断ひび割れは部材軸と35°をなす。
- (ii) せん断ひび割れ発生以降の部材の変形は、せん断ひび割れの先端を回転中心とした剛体回転により表す。
- (iii) せん断ひび割れを横断するシートの剥離過程は、コンクリートを剛体、シートを弾性体、シートとコンクリートとの間の相対変位と付着応力の関係（付着構成則）を線形と仮定した応力解析により評価する。
- (iv) 圧縮部コンクリートのひずみは、剛体回転を仮定した部材の回転角の関数として表す。

この手法の特徴は、破壊形式を「シート破断モード」、「せん断圧縮破壊モード」の二つに区別することができる点にある。これらは実際に FRP シートで補強した RC 部材の破壊形態として見られるものであり、この手法は実際の機構に基づく合理的なものと言える。ただし、この手法はシートを閉鎖型に巻きつけた場合、または巻きつけていない場合には、機械式定着等によってシート端部が十分に定着されている場合を想定している。実際のはり部材の補強では、構造上端部の定着が充分に取れない場合がある。このような場合、シートが端部まで完全に剥離することによるせん断破

壊が見込まれ、上記に示した破壊モードに比べせん断耐力が小さくなることが予想される。したがって、シートの剥離によるせん断破壊を想定したせん断耐力式が必要であるが、今なおそのような式は確立されていない。

(4) 佐藤らの研究

佐藤ら²⁻⁵⁾は、FRP シートを U 字または側面補強した RC はりの載荷試験を行い、FRP シートでせん断補強した RC はりのせん断性状を明らかにした。すなわち、FRP シートを U 字または側面に補強した RC はりのせん断耐力は、コンクリートが受け持つせん断力と斜めひび割れ域でのスターラップおよび FRP シートが受け持つせん断力の和で表されることを明らかにし、斜めひび割れ域での FRP シートが受け持つせん断力は(式 2.2.1.11)で求められるとした。

$$V_f = A_f \cdot E_f \cdot \bar{\epsilon}_f \quad (\text{式 2.2.1.11})$$

ただし、

- A_f : 斜めひび割れと交差部の FRP シートの総断面積
- E_f : FRP シートの弾性係数
- $\bar{\epsilon}_f$: 斜めひび割れと交差部の FRP シートの平均ひずみ

また、FRP シートのひずみは、せん断スパン中央付近で最大になり、載荷点および支点に近づくにつれて小さくなることを示した。したがって、ひずみの最大値を求めることができれば、スターラップのひずみ分布と同様の低減係数を用いることにより各位置のひずみを求められることを示唆した。これらを踏まえて、FRP シートが受け持つせん断力を求めるためには、シートの貼り方の違いによる剥離条件の違いなどを明らかにした上で、FRP シートの剥離破壊時の最大ひずみの算定方法、斜めひび割れ域の定義方法を確立する必要があるとした。

(5) 子田らの研究

子田ら²⁻⁶⁾は、前述の佐藤らが提案した方法をもとに、FRP シートを U 字型補強した RC はりのせん断耐力の簡易的な評価方法を示した。すなわち、佐藤らの研究で課題となっていた FRP シートの剥離破壊時の最大ひずみを定量的に評価する方法を示し、斜めひび割れ域の定義をせん断スパン全体とすることでシートが負担するせん断耐力を算出した。

まず、土木学会指針²⁻¹⁾を用いて、シートの剥離破壊時の引張応力を(式 2.2.1.12)により算出する。

$$\Delta\sigma_f = \sqrt{\frac{2G_f E_f}{n_f t_f}} \quad (\text{式 2.2.1.12})$$

ここに、

- $\Delta\sigma_f$: シートの剥離領域における引張応力(MPa)
- G_f : 界面剥離破壊エネルギー(N/mm²)
- E_{cf} : シートのヤング係数(MPa)

t_{cf} : シートの厚さ(mm)

n_f : シートの積層数

このときのシートの平均ひずみ $\overline{\varepsilon_{bu}}$ は(式 2.2.1.13)で表される。

$$\overline{\varepsilon_{bu}} = \Delta\sigma_f / E_{cf} \quad (\text{式 2.2.1.13})$$

(式 2.2.1.12)における界面剥離破壊エネルギー G_f は, 上原子²⁷⁾の研究成果を用いて以下の式を用いている。

$$G_f = \frac{(0.85P_{max})^2}{2b_{cf}^2 E_{cf} n_f t_{cf}} \quad (\text{式 2.2.1.14})$$

ここに,

P_{max} : シートの付着試験における最大荷重(N)

b_{cf} : シート幅(mm)

最大荷重 P_{max} は, 佐藤ら²⁵⁾の研究を用いて以下の式で求める。

$$P_{max} = (b_{cf} + \Delta b) \cdot L_e \cdot \overline{\tau_{cf}} \quad (\text{式 2.2.1.15})$$

$$\overline{\tau_{cf}} = 2.68f'_c \cdot n_f t_{cf} E_{cf} \times 10^{-5} (n_f t_{cf} E_{cf} \leq 38.4 \text{ GPa} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 2.2.1.16})$$

$$\overline{\tau_{cf}} = 1.02f'_c (38.4 \text{ GPa} \cdot \text{mm} \leq n_f t_{cf} E_{cf}) \quad (\text{式 2.2.1.17})$$

ここに,

f'_c : コンクリートの圧縮強度(MPa)

Δb : コンクリートの抵抗領域(= 3.7mm)

L_e : 有効付着長(= 80mm)

$\overline{\tau_{cf}}$: 付着応力作用域の平均応力(MPa)である

以上の式によって求められた平均ひずみ $\overline{\varepsilon_{bu}}$ を平均ひずみの最大値とし, 低減係数を用いてせん断スパンのそれぞれの位置におけるシートの平均ひずみ $\overline{\varepsilon_{bu}}$ を求める。低減係数は以下の式による。

$$\overline{\varepsilon_{bu}} = \frac{\overline{\varepsilon_{bu}}}{d} l \quad (0 \leq l \leq d) \quad (\text{式 2.2.1.18a})$$

$$\overline{\varepsilon_{bu}} = \overline{\varepsilon_{bu}} \quad (d \leq l \leq (a - 1.25d)) \quad (\text{式 2.2.1.18b})$$

$$\overline{\varepsilon_{bu}} = \frac{\overline{\varepsilon_{bu}}}{1.25d} (a - l) \quad ((a - 1.25d) \leq l \leq a) \quad (\text{式 2.2.1.18c})$$

ここに,

l : 載荷点から*i*番目の U 字型シートの中心までの距離(mm)

d : 有効高さ(mm)

a : セン断スパン長さ(mm)

(式 2.2.1.18)で求めたシートの平均ひずみ $\overline{\varepsilon_{fi}}$ を用いて, *i*番目のシートが受け持つせん断力 V_{fi} を(式 2.2.1.19)で算出する。

$$V_{fi} = A_f \cdot E_f \cdot \overline{\varepsilon_{fi}} \quad (\text{式 2.2.1.19})$$

最後に, 斜めひび割れ域におけるシートが受け持つせん断力を足し合わせる必要があるが, その際斜めひび割れがどの位置に入るかの定義をしなければならない。この方法ではせん断スパン全域のシートが受け持つせん断力を足し合わせるという方法をとっており, 以下の式に従う。

$$V_{cf} = \sum_{i=1}^n V_{cfi} \quad (\text{式 2.2.1.20})$$

(式 2.2.1.20))によって, シートが受け持つせん断力を算出することができる。これにコンクリートが受け持つせん断力およびスターラップが受け持つせん断力を足し合わせることによって, はりのせん断耐力を求められる。以上の方法で求めたせん断耐力を実験結果と比較した結果, 良好な結果が得られたとしている。しかしこの方法は, シートひずみと強く関連するひび割れ幅や部材の変形等を考慮していないため, せん断耐力が実験と一致していたとしても, 破壊時のシートひずみの分布が一致しているかを確認する必要がある。

2.2.2. 海外の既往研究

(1) Triantafillou の研究

Triantafillou^{2,8)}は、FRP シートでせん断補強した RC はりについて、それまでの実験成果をまとめ、新たな実験成果と組み合わせることで、包括的な耐力評価基準を示した。FRP シートでせん断補強した RC はりの破壊形式はシートの破断またはシートの剥離によるとした上で、どちらになるかは、シートの付着状況、定着長、端部の定着方法、シートの剛性等に依存するとした。それらのパラメータを全て考慮に入れた理論式を作るのは容易ではないとして、それまでに得られた実験結果をもとにパラメトリック解析をすることで評価式を構築した。

まず、FRP シートが受け持つせん断力 V_f は、トラス理論に基づき、(式 2.2.2.1)で求められる。

$$V_f = \frac{0.9}{\gamma_f} \rho_f E_f \varepsilon_{fe} b_w d (1 + \cot \beta) \sin \beta \quad (\text{式 2.2.2.1})$$

ここに、

$$\rho_f = 2t_f/b_w$$

E_f : FRP の弾性係数

ε_{fe} : FRP の有効ひずみ

β : FRP が部材軸となす角度

γ_f : 安全係数

有効ひずみは、シートが剥離または破断によって破壊するときの平均ひずみである。有効ひずみを定義するため、それまでに行われた実験結果と(式 2.2.2.1)を使って逆解析を行った。その結果、シートの破壊形態に関わらず、シートの剛性が増加するにつれて有効ひずみが減少するという結論を導き、以下の式を定義した。

$0 \leq \rho_f E_f \leq 1$ のとき、

$$\varepsilon_{fe} = 0.0119 - 0.0205(\rho_f E_f) + 0.0104(\rho_f E_f)^2 \quad (\text{式 2.2.2.2a})$$

$1 \leq \rho_f E_f$ のとき、

$$\varepsilon_{fe} = -0.00065(\rho_f E_f) + 0.00245 \quad (\text{式 2.2.2.2b})$$

(式 2.2.2.2a)および(式 2.2.2.2b)を(式 2.2.2.1)に代入して計算した結果、 $\rho_f E_f$ が0.4GPaまでの範囲では V_f が直線的に増加し、それ以降は $\rho_f E_f$ が増加しても V_f は増加しないという結果を得た。

(2) Khalifa らの研究

Khalifa ら²⁻⁹⁾は、Triantafillou の式に加え、FRP シートの付着機構に基づく式を構築することで、U 字型補強や側面補強など、シートの剥離によって破壊する場合の耐力を算出する方法を示した。具体的には、Maeda ら²⁻¹⁰⁾が提案した有効付着長 L_e と平均付着応力 τ_{bu} の概念を用いることで FRP シートが剥離する際に受け持つせん断力を以下の(式 2.2.2.3)~(式 2.2.2.5)で表した。

$$L_e = e^{6.134 - 0.58 \ln(t_f E_f)} \quad (\text{式 2.2.2.3})$$

$$\tau_{bu} = k(f'_c / 42)^{2/3} E_f t_f \quad (\text{式 2.2.2.4})$$

$$V_f = \frac{2L_e w_f \tau_{bu} w_{fe}}{s_f} \quad (\text{式 2.2.2.5})$$

ここに、

w_f : FRP シートの幅

w_{fe} : FRP シートの有効幅

有効幅は、FRP シートの接着方法の違いによって以下のように決定される。

はり全周に巻きつけている場合、

$$w_{fe} = d_f$$

U 字型に貼り付けている場合、

$$w_{fe} = d_f - L_e$$

側面のみに貼り付けている場合、

$$w_{fe} = d_f - 2L_e$$

ただし、

d_f : はりの有効高さ (矩形断面の場合 d と等しい)

この式によって求められた V_f と、(式 2.2.2.1)により求められた V_f を比較し、小さい方をシートが受け持つせん断力とする方法である。この方法は、剥離の機構に基づくもので、実際の破壊形態に即した式である上、U 字型や側面貼りなど、異なる補強方法においても評価が可能であることから、より適用範囲が広い式だと言える。しかし、有効付着長を算定する(式 2.2.2.3)は、後の研究²⁻¹¹⁾により正しくないことが指摘されている。したがって、今後検討の余地を残したものとなっている。

(3) ACI440.2R-08

ACI440.2R-08²⁻¹²⁾では、FRP シートでせん断補強した RC 構造物の設計方法として、Khalifa ら²⁻⁹⁾が提案した式を簡略化したものを示している。FRP シートが受け持つせん断力 V_f は以下の式で表される。

$$V_f = \frac{A_f f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f} \quad (\text{式 2.2.2.6})$$

ここに、

α : FRP シートが部材軸となす角度

$$A_f = 2n_f t_f w_f$$

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$$

有効ひずみ ε_{fe} の求め方は、FRP シートの補強方法によって次のように場合分けされる。

はり全周に巻きつけている場合、

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \varepsilon_{fu} \quad (\text{式 2.2.2.7a})$$

U 字型または側面のみに貼り付けている場合、

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (\text{式 2.2.2.7b})$$

ここに、

ε_{fu} : 終局ひずみ

κ_v は付着低減係数で、以下の式で表される。

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75$$

$$L_e = \frac{23,300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}}$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3}$$

$$k_2 = \frac{d_f - L_e}{d_f} \quad (\text{U 字型補強の場合})$$

$$k_2 = \frac{d_f - 2L_e}{d_f} \quad (\text{側面貼り付けの場合})$$

本節で、国内および海外の既往研究および設計コードを整理した。しかし国内海外ともに多くの課題を残していることが分かる。まず、国内では、シートの付着機構に基づいた設計式が確立しておらず、シートの貼り方の違いや機械式定着の有無などを考慮した設計ができないという問題がある。付着機構に基づいた耐力評価方法も検討されているが、耐力評価式として確立されたものは存在していない。

海外では、ACI のコードで付着機構に基づいた考察をもとにしたせん断耐力式を提示している。ACI のせん断耐力式は、どちらも全周巻きつけ、U 字型補強、側面補強のいった補強方法の違いを考慮した上でせん断耐力を評価できる式である。しかしどちらも終局時の平均ひずみ (有効ひずみ) をシート剛性やコンクリート圧縮強度をもとに大まかに評価した上で安全側に評価した式となっており、合理的な設計法とは言えない。より合理的な補強設計を行うためには、多くのパラメータを考慮して、実際の破壊機構に基づいた精緻な設計式を確立する必要がある。

また、国内と海外の設計コードに共通する課題として、いずれのコードにおいても、実験室の環境で小型 RC の供試体を用いた実験の結果をもとに耐力式が構築されている。実構造物の寸法になったときに、耐荷機構が変われば耐力式をそのまま適用できない可能性がある。したがって、実構造物と同じスケールでの実験を行い、寸法効果の有無による検証と併せてせん断耐荷機構の詳細な検討を行う必要がある。

2.3. RC 部材におけるせん断耐荷機構に関する近年の知見

2.3.1. 概説

国内外における RC はりのせん断耐力評価法は、理論体系の上に構築されたものではなく、その多くは実験的な知見に基づき構築されているのが現状である。現象の複雑さゆえにコンクリートのせん断抵抗機構は完全に解明されておらず、特に変形の適合条件を考慮することが困難であるためである。

土木学会コンクリート標準示方書²⁻¹³⁾では、Okamura and Higai (1980)²⁻¹⁴⁾により提案された統計式に二羽ら (1986)²⁻¹⁵⁾が修正を加えた式が採用されており、ACI 318-14 (2014)²⁻¹⁶⁾では、Bresler and MacGregor (1967)²⁻¹⁷⁾により提案された準統計式が採用されている。ACI 318-19 (2019)²⁻¹⁸⁾では、ACI-DAfStb database (Reineck *et al.* 2013, 2014; Kuchma *et al.* 2019)^{2-19), 2-20), 2-21)}に基づき size effect factor (Bažant *et al.* 2007)²⁻²²⁾を取り入れた準統計式が採用されている。これらの式では、未損傷部におけるコンクリートの直接せん断抵抗、主鉄筋のダウエル効果、骨材の噛み合わせ効果を考慮しており、実用上の予測精度は高いことが確認されているものの、実験データの少ない断面寸法を有するはりに対しては、寸法効果を考慮した予測式を除き、予測精度が確保できないことが示されている (Collins *et al.* 2015)²⁻²³⁾。AASHTO (2012)²⁻²⁴⁾では、Vecchio and Collins (1986)²⁻²⁵⁾により提案された修正圧縮場理論 (Modified Compression Field Theory) に基づく予測式が採用されており、寸法効果とひずみ依存性を考慮して簡易化された式 (Bentz *et al.* 2006)²⁻²⁶⁾が採用されている。しかしながら、これらの式は耐荷機構に立脚したものではなく、部材の状態に応じた耐力を算定することは困難である。このような実験的な知見に基づく評価法を劣化した既設構造部材へ適用した場合、劣化や補修、補強などの影響を合理的かつ定量的に評価可能であるとは限らない。

一方で、RC はりのせん断耐荷機構はアーチ機構 (はり軸方向圧縮合力作用位置の変化に起因する耐荷機構) およびビーム機構 (はり軸方向圧縮合力および引張合力の変化に起因する耐荷機構) の和により表現可能であることが知られている²⁻²⁷⁾。この概念は、数学的、物理的にも合理的であるものの、耐力予測手法としては活用されていない。これまで数多くの研究成果により、劣化や補修、補強を含む種々の因子が耐荷機構に及ぼす影響については定性的に明らかにされてきたが、これらの因子がアーチ機構とビーム機構に及ぼす影響については定量的に明らかにされていないためである。これらの影響を定量的に評価することが可能となれば、新設構造部材のみならず既設構造部材に対する耐力評価法の理論化に加え、既設部材に対する限界状態の定義や限界状態に対応する耐力の評価等への活用が期待できる。

耐荷機構に立脚した耐力予測手法に関する既往の研究²⁻²⁸⁾では、終局時におけるアーチ機構の荷重寄与分を反復計算により求める手法が提案されているが、せん断補強筋の荷重寄与分をビーム機構に分類することを前提としたモデルの検証が行われており、耐荷機構の耐力に対してその妥当性は検証されていない。耐荷機構における耐力を理論的に陽な形で予測する手法は確立されていないのが現状である。一方、既往の研究では、実験結果から耐荷機構の荷重寄与分を算出する「微分法」^{2-29), 2-30), 2-31)}および「ひずみエネルギー法」²⁻³²⁾が提案されており、これらの手法を用いることで、耐荷機構の耐力に対するモデルの予測精度をより厳密に検証することを可能としている。このような背景から、ビーム機構における耐力予測モデル^{2-33), 2-34)}とアーチ機構における耐力予測モデル²⁻³⁵⁾が提案されている。このモデルは、斜めひび割れにより離散化されたアーチ機構とビーム機構の自由体において斜めひび割れの経路に沿う応力伝達とコンクリートの軟化挙動を考慮するものであり、劣

化した部材や補強された部材に対してもその適用性が示唆されている²⁻³⁵⁾。応力伝達量の算定に必要な斜めひび割れ開口幅の予測手法については、鉄筋腐食ひび割れ等の存在により斜めひび割れの経路が健全な部材と比較して著しく変化する部材に対しても適用可能な変形の適合条件を与える観点から、エネルギー定理に基づく斜めひび割れ開口幅の予測手法も提案されている²⁻³⁶⁾。

本節では、RC 部材におけるせん断耐荷機構の理解に必要な斜めひび割れの形成とその形態に加え、限界状態の合理的な評価への活用が期待できる「アーチ機構」と「ビーム機構」について述べる。

2.3.2. 斜めひび割れの形成と形態

せん断破壊を呈する部材の多くは斜めひび割れの発生後、終局に至る。以下に、せん断耐荷機構と破壊形態を理解する上で重要な斜めひび割れの形成とその形態について記す。

構造部材としてのはりは、厚みの無い線部材としてモデル化されることが多いが、せん断スパンが短い場合には相対的な部材厚が大きくなり、線部材としてのはりと比較して大きな荷重に抵抗することができる。これは部材のせん断スパン (a) に対する有効高さ (d) の比率であるせん断スパン比 (a/d) の差異により、耐荷機構が大きく異なるためである。この耐荷機構の差異は部材内部に存在する鉛直応力非卓越領域 (B 領域) と鉛直応力卓越領域 (D 領域)²⁻³⁷⁾に起因して生じていると考えられている²⁻³⁸⁾。図 2.3.2.1 に 4 点曲げ荷重を受ける単純はりの B 領域と D 領域を示す。一般的なはり部材では加力点から $d/2$ 程度の距離に D 領域が形成され、以遠には B 領域が形成される。載荷点近傍では荷重により生じる鉛直応力の影響を無視することができないため、通常のはり理論とは支配方程式が異なる。載荷点近傍に生じる鉛直応力により、はり軸方向のせん断応力は B 領域からせん断スパン外にかけて減少する。等方性の延性材料では Tresca の降伏条件や Mises の降伏条件に支配されるが、異方性の高い脆性材料では最大主応力が引張強度に到達した際、破壊に至ることが知られている。一方で、曲げモーメントとせん断力を受ける RC はり部材では、せん断応力が最大となる B 領域内における中立軸位置から斜めひび割れの発生が観察される。複雑な変形の適合条件とコンクリートの圧縮／引張軟化挙動が斜めひび割れ発生位置に影響を及ぼす一因であると考えられるが、斜めひび割れ発生時の開口幅は極めて微小であることから観測の精度にも課題があり、その具体的なメカニズムについては明らかにされていない。以降、斜めひび割れの形成と形態について、せん断応力の大きさと主応力角に着目した考察を示す。

図 2.3.2.2 にはりの微小要素における平衡状態を示す。矩形微小要素の水平方向における力の釣合から以下の式が導かれる。

$$\frac{\partial \sigma_{11(x,z)}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{13(x,z)}}{\partial z} = 0 \quad (\text{式2.3.2.1})$$

ここに、 σ_{11} ：部材軸方向応力、 σ_{13} ：せん断応力である。

B 領域でははり理論が適用できることから、 σ_{11} は以下の式で与えられる。

$$\sigma_{11(x,z)} = \frac{M}{I} z = \frac{Vx}{I} z \quad (\text{式2.3.2.2})$$

ここに、 M ：断面における作用モーメント、 V ：せん断力、 I ：断面二次モーメントである。

はりの上下縁ではせん断応力が 0 になることから、境界条件として次式を適用することができる。

$$\sigma_{13}(x, \pm h/2) = 0 \quad (\text{式2.3.2.3})$$

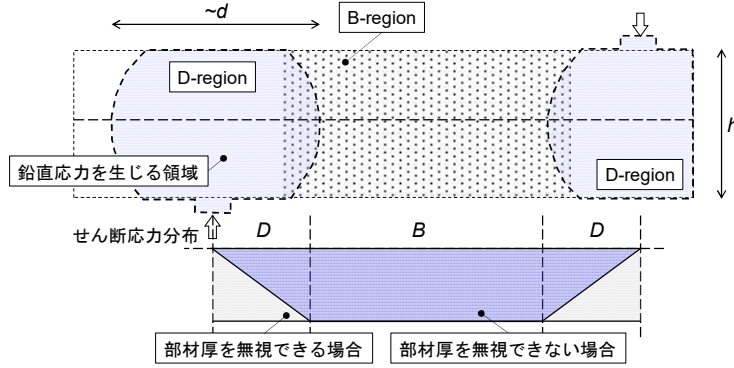


図 2.3.2.1 B 領域と D 領域

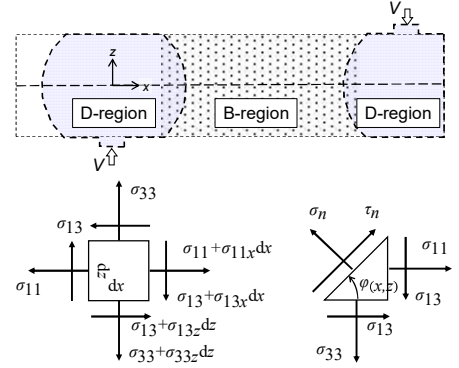


図 2.3.2.2 微小要素の平衡状態

(式 2.3.2.1)に(式 2.3.2.2)を代入し、(式 2.3.2.3)により積分定数を求めて整理すると、せん断応力分布は次式で与えられる。

$$\sigma_{13}(x, z) = \frac{V}{2I} \left(\frac{h^2}{4} - z^2 \right) \quad (\text{式2.3.2.4})$$

(式 2.3.2.4)より、 $z = 0$ の時、 σ_{13} は最大値を示すことから、斜めひび割れは B 領域内の中立軸位置から発生することが予測できる。

図 2.3.2.2 に示した三角形微小要素に作用する力の釣合から主応力角について次式が導かれる。

$$\varphi_{(x,z)} = -\frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{\sigma_{13}}{\sigma_{33} - \sigma_{11}} \quad (\text{式2.3.2.5})$$

ここに、 σ_{33} ：鉛直方向応力である。

B 領域内では $\sigma_{33} = 0$ であることから、 $\sigma_{33} = 0$ 、(式 2.3.2.2)および(式 2.3.2.4)を(式 2.3.2.5)に代入すると以下の式を得る。

$$\varphi_{(x,z)} = -\frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{z^2 - h^2/4}{xz} \quad (\text{式2.3.2.6})$$

斜めひび割れは最小主応力（主圧縮応力）の方向に生じることから、(式 2.3.2.6)により斜めひび割れの形状を予測することができる。(式 2.3.2.6)において $z = 0$ の極限を考えると、以下の式を得る。

$$\lim_{z=0} \varphi_{(x,z)} = \frac{\pi}{4} \quad (\text{式2.3.2.7})$$

以上より、斜めひび割れは中立軸位置において 45° の角度で生じることが確認できる。ひび割れの開口を抑制する観点からは最大主応力（主引張応力）が作用する方向に鉄筋を配することが望ましいが、実構造物では外力の位置や作用方向の変化を考慮して部材軸方向および部材軸直交方向に配筋することが一般的である。

図 2.3.2.3 に弾性解から得た斜めひび割れの経路を示す。鉛直方向の始点位置は中立軸を仮定している。B 領域から進展する斜めひび割れは始点位置に依らず概ね同一の形状を示すことが確認できる。前述の通り、斜めひび割れは B 領域内から進展するため、B 領域内における斜めひび割れ経路

をせん断耐力の予測に活用することが可能であると考えられている。

斜めひび割れの進展とひび割れ経路上の応力伝達に関する概念図を図 2.3.2.4 に示す。

B 領域内の中立軸において斜めひび割れが形成され始め、D 領域へ進展を開始する。はじめに、最大主応力が引張強度に到達した箇所でひび割れの形成が始まり、ひび割れが形成されていない箇所では、最大主応力に対応した引張応力がひび割れの法線方向に生じる（図 2.3.2.4 (a)）。ひび割れの形成後、ひび割れが進展するとひび割れ経路上には引張強度と等しい一様な引張応力を生じる（図 2.3.2.4 (b)）。D 領域では作用せん断応力が低減するため、B 領域全域にひび割れが進展した後、ひび割れの進展は抑制される。以降、外力により蓄積されたひずみエネルギーはひび割れの開口に伴い解放される。ひび割れの開口後は、ひび割れ経路に対して法線方向と接線方向の変形を生じるため、ひび割れ面上には引張応力に加えてせん断応力を生じることになる。この時、B 領域内では一様にひび割れが開口し、ひび割れ面上には、コンクリートの引張強度とせん断強度よりも小さな引張応力とせん断応力が作用する（図 2.3.2.4 (c)）。

以上のような仮定に基づき斜めひび割れ発生荷重と密接に関連するビーム機構の耐力を予測する力学モデルが提案されている²⁻³³⁾。

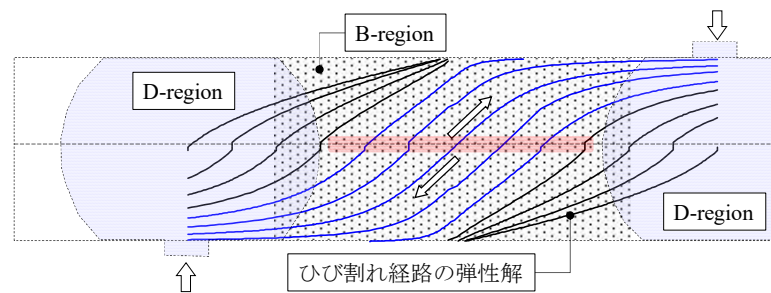
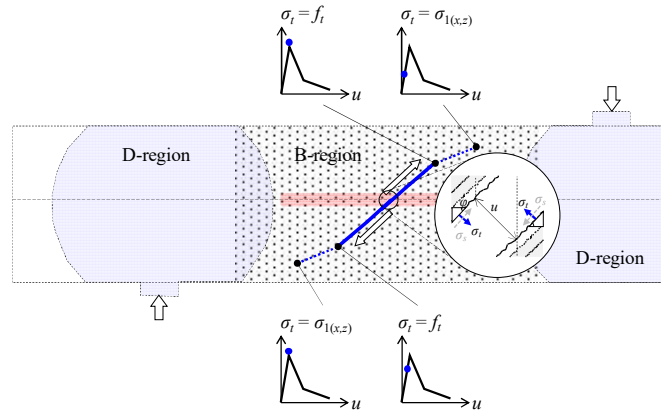
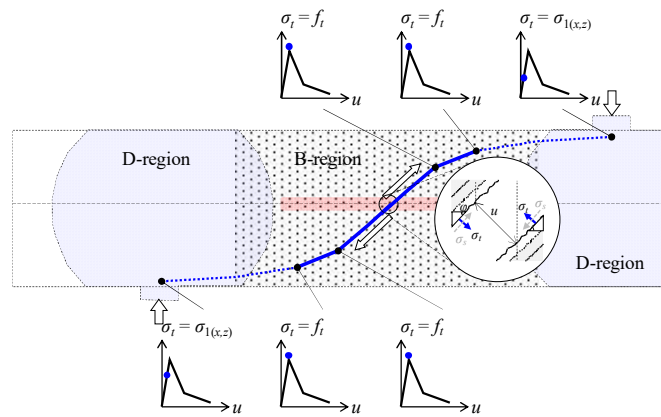


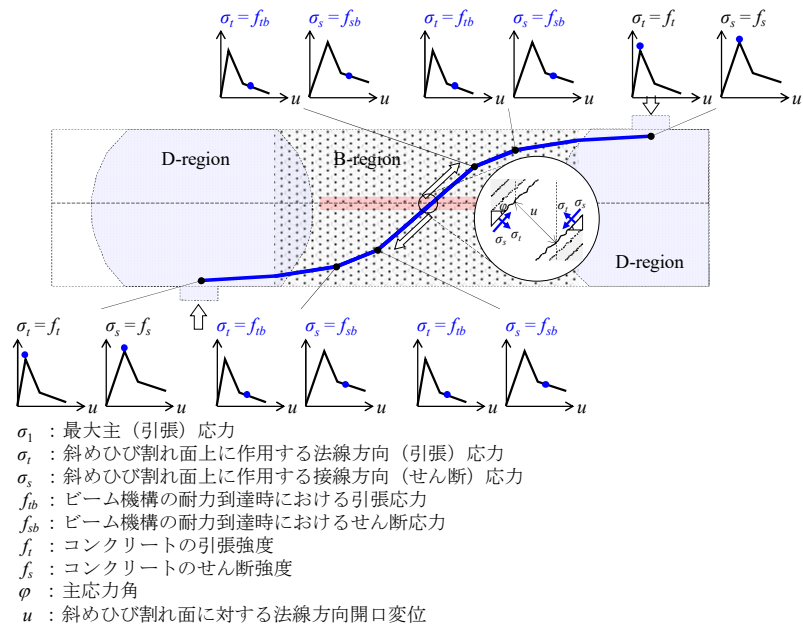
図 2.3.2.3 斜めひび割れ経路の弾性解



(a) 斜めひび割れの形成開始直後



(b) B 領域内における進展（形成）過程



(c) B 領域全域に進展した後

図 2.3.2.4 斜めひび割れの進展とひび割れ経路上の応力伝達に関する概念図

2.3.3. アーチ機構とビーム機構

せん断耐荷機構におけるアーチ機構とビーム機構は Park, R. and Paulay, T. (1975)²⁻²⁷⁾により定式化された概念である。アーチ機構およびビーム機構は、断面の力学的平衡状態、もしくは断面に作用するモーメントの1階微分に微分連鎖則を適用することで求めることができる。

断面内における引張合力作用位置の変化に関する影響を無視すれば、断面内の作用モーメントは以下の式で示される。

$$M_{(T,z)} = T_{(x)}y_{(x)} \quad (\text{式2.3.3.1})$$

ここに、 M ：断面における作用モーメント、 T ：鉄筋に作用する引張合力、 y ：応力中心間距離、 x ：部材軸方向座標である。

せん断力 ($V_{(x)}$) は、部材軸座標に対するモーメントの微分により得られることから、アーチ機構寄与分とビーム機構寄与分の和として、次のように記述できる。

$$V_{(x)} = \frac{\partial M_{(T,y)}}{\partial x} = \frac{\partial M_{(T,y)}}{\partial y_{(x)}} \frac{dy_{(x)}}{dx} + \frac{\partial M_{(T,y)}}{\partial T_{(x)}} \frac{dT_{(x)}}{dx} = T_{(x)} \frac{dy_{(x)}}{dx} + y_{(x)} \frac{dT_{(x)}}{dx} \quad (\text{式2.3.3.2})$$

(式 2.3.3.2)における右辺第1項が荷重に対するアーチ機構寄与分であり、右辺第2項が荷重に対するビーム機構の寄与分である。すなわち、

$$V_{a(x)} = T_{(x)} \frac{dy_{(x)}}{dx} \quad (\text{式2.3.3.3})$$

$$V_{b(x)} = y_{(x)} \frac{dT_{(x)}}{dx} \quad (\text{式2.3.3.4})$$

ここに、 V_a ：アーチ機構寄与分、 V_b ：ビーム機構寄与分である。

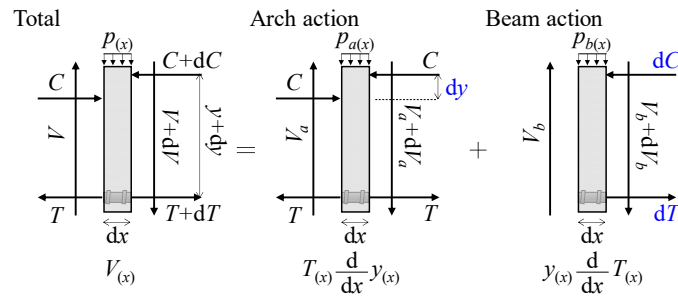
図 2.3.3.1 にアーチ機構およびビーム機構の概念図を示す。(式 2.3.3.3)および(式 2.3.3.4)は図に示した微小要素における力の平衡状態からも導出することが可能である。アーチ機構の平衡状態では、圧縮合力作用位置の変化量を、ビーム機構の平衡状態では、軸方向合力の変化量をそれぞれ加味して力の釣合式を解く必要がある。これらの事実から、アーチ機構は圧縮合力作用位置の変化が卓越する耐荷機構であり、ビーム機構は鉄筋-コンクリート間の付着力等に起因する軸方向合力の変化が卓越する耐荷機構であることが理解できる。さらに、(式 2.3.3.3)において、 $y = \text{const.}$ であれば $V_a = 0$ であり、(式 2.3.3.4)において、 $T = \text{const.}$ であれば $V_b = 0$ であることから、アーチ機構は圧縮合力作用位置が変化した際にのみ生じる機構であり、ビーム機構は軸方向合力が変化した際にのみ生じる機構であることが確認できる。実際には、はりに生じるひび割れや鉄筋の付着状態に応じて、各耐荷機構の寄与分が変化する。

特に4点曲げ載荷の状態において、圧縮合力作用位置 (y) は以下の式で表すことができる²⁻²⁹⁾。

$$y_{(x)} = y_0 \left(\frac{x}{x_0} \right)^{P_a} \quad (\text{式2.3.3.5})$$

ここに、 y_0 ： $x = x_0$ における $y_{(x)}$ 、 P_a ：アーチ機構の荷重寄与率である。

$T = \text{const.}$ 、すなわち、全ての荷重がアーチ機構により受け持たれる $V_b = 0$ の時には、 $P_a = 1.0$ である。この時、(式 2.3.3.5)から圧縮合力の作用線は直線状に分布することが理解できる。従って、4点曲げ載荷の状態において $T = \text{const.}$ である時には、直線状のアーチリブ（圧縮ストラット）と引張主鉄筋をタイ材とする「タイドアーチ機構」の存在を定義づけることができる²⁻³⁹⁾。



V : 作用せん断力
 V_a : アーチ機構の作用せん断力寄与分
 V_b : ビーム機構の作用せん断力寄与分
 C : 作用圧縮合力
 T : 作用引張合力
 y : 応力中心間距離
 p : 作用分布荷重
 p_a : アーチ機構の作用分布荷重寄与分
 p_b : ビーム機構の作用分布荷重寄与分

図 2.3.3.1 アーチ機構とビーム機構における微小要素

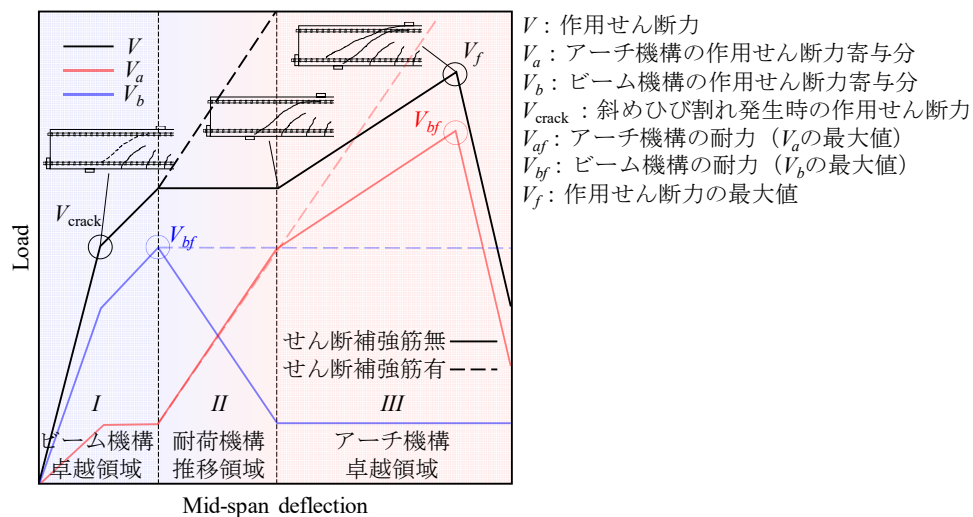


図 2.3.3.2 荷重変位関係におけるアーチ機構とビーム機構の推移に関する概念図

一般的に、 V_a および V_b は作用荷重の増加に伴い図 2.3.3.2 に示すように推移する。鉄筋-コンクリート間に付着がある健全なはりであれば、付着力に起因する軸方向合力の変化により载荷初期にはビーム機構が卓越し、斜めひび割れの発生後、付着の消失とともにアーチ機構が卓越していく。せん断補強材のないスレンダービームでは、 V_b がピークに到達した状態において、斜めひび割れの開口に伴い荷重に対する抵抗力を失うが、ショートビームおよびディープビームでは、この状態以降も V_a の発現により荷重に対する抵抗力を維持し、 V_a が最大値に到達すると同時に部材は終局を迎える。せん断補強筋を有する部材では、 V_b がピークに到達した状態以降もせん断補強筋のダウエル効果により、 V_b はピーク荷重と概ね等しい値に保たれ、 V_a はせん断補強筋の存在により増加傾向を示すことで終局耐力の増加に寄与する。鉄筋比が十分小さい場合、鉄筋によるダウエル効果および付着力による斜めひび割れの開口抑制効果は小さいことに加え、 V_b のピーク到達以前における斜めひび割

れの開口幅は十分小さいことから、せん断補強筋のダウエル効果および開口抑制効果が V_b のピーク到達以前に及ぼす影響は本質的には無視できるものと考えられる。一方、斜めひび割れが十分開口した終局時には、斜めひび割れ面に伝達される応力は無視できる程小さいことから、せん断補強材を有する部材において V_b が一定の値に保たれるためには、ビーム機構の形成に必要な軸方向合力の変化がせん断補強材のダウエル効果等に起因して生じる必要がある。このことから、せん断補強材のダウエル力については終局時におけるビーム機構に分類できるものと考えられる。せん断補強筋の鉛直方向分力については、いずれの耐荷機構に分類した場合でも矛盾を生じないため、実験の結果などからその分類を明らかにしていく必要がある。

はりの形状やせん断補強筋の有無にかかわらず、部材の耐力は V_b のピーク値より大きくなることに加え、 V_b のピーク到達以前には、鉄筋-コンクリート間における付着が確保されていることから、 V_b のピーク到達時を部材の挙動等に可逆性を有する状態とみなすことができる。 V_a のピーク値と部材の終局耐力は一致することから、 V_a のピーク到達時を耐荷力が失われる状態とみなすことができる。このように、アーチ機構とビーム機構の概念に着目することで、部材の限界状態を表す工学的指標 (V_b のピーク値、 V_a のピーク値など) と限界状態をより合理的に関連付けることが可能となる。

なお、 V_a および V_b ははり軸方向の各断面においても異なる値を示すが、2断面間の合力およびその作用位置の差異から得られる耐荷機構の意味を考慮すれば、せん断スパン内における V_a および V_b は支点位置および載荷点位置における鉄筋のひずみから導出することが可能である。

2.4. 本報告書の構成

本報告書の構成を図 2.4.1 に示す。

- 2 章では，CFRP シートによりせん断補強された RC はりの耐力評価法に関して，既往の知見を整理したうえで，課題点を明確にした。
- 3 章では，CFRP シート接着された RC 部材の実スケールでの実験による，寸法効果の影響の確認と，シート補強方法の違いを含めた，大型の RC はりを用いた載荷試験を行い，その結果の考察とせん断耐力の評価方法について検討した。
- 4 章では，CFRP シートの剛性を変化させたシートの付着試験を実施し，シートの積層化による付着耐力の評価について考察した。
- 5 章では，4 章での結果を踏まえ，パラメトリック解析によりシート剛性を大きくした場合の FRP シートとコンクリート間の付着耐力の評価について検討し，剥離ひずみの定式化に関する検討を行った。
- 6 章では，3 章，5 章での検討結果を踏まえ，CFRP シート補強された RC はりのせん断耐荷機構の再現するモデルを提案するとともに，また提案したモデルの計算結果を実験結果との比較により，提案手法の妥当性を検証した。
- 7 章では，本研究の成果と今後の課題を示した。

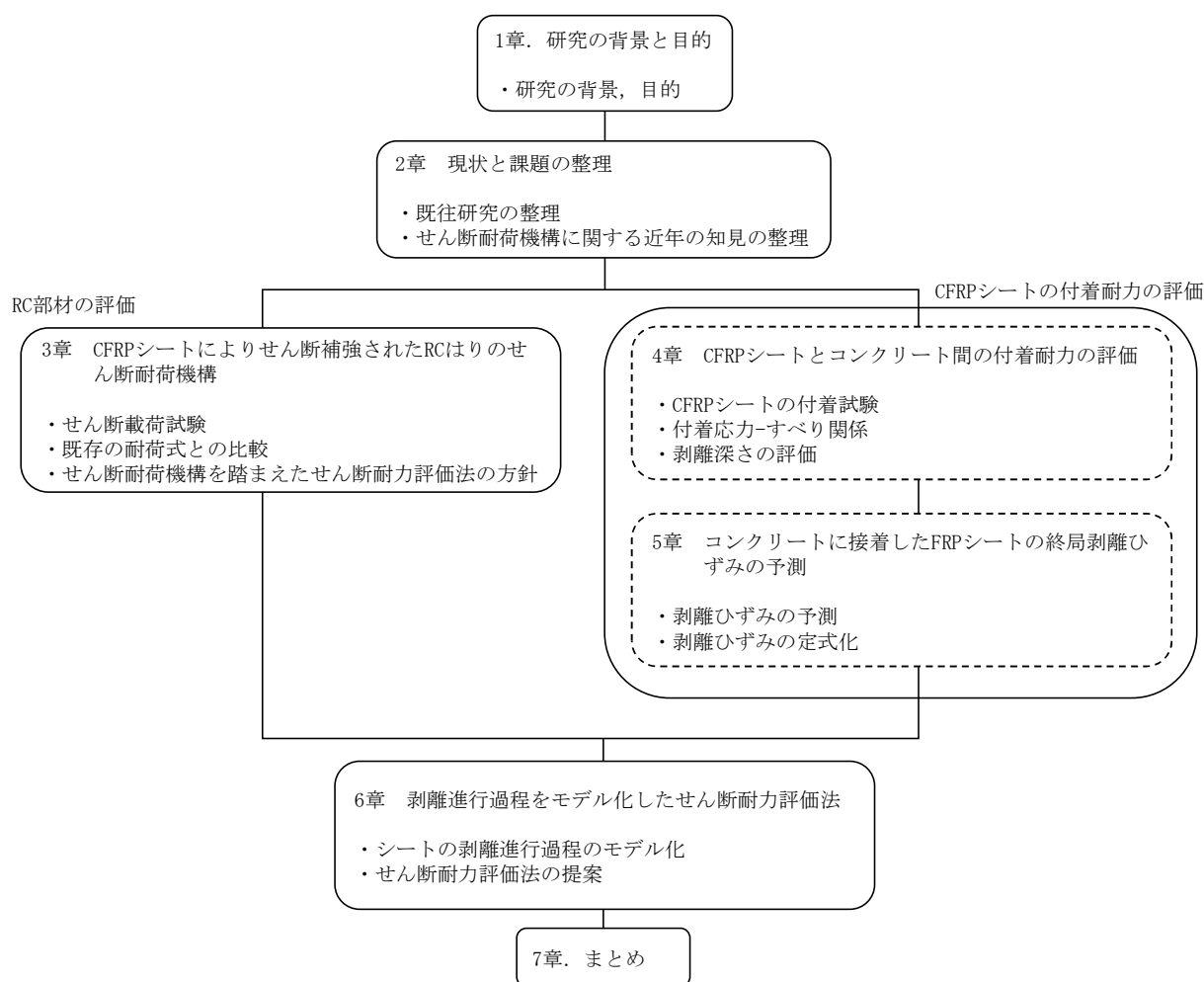


図 2.4.1 本報告書の構成

2 章の参考文献

- 2-1) 土木学会：コンクリートライブラリー101 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，2000
- 2-2) 建設省土木研究所，炭素繊維補修・補強工法技術研究会：コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書(Ⅲ)—炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)—，共同研究報告書第 235 号，1999.12.
- 2-3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，1996.12
- 2-4) 上原子晶久，下村匠，丸山久一：連続繊維シート補強コンクリート部材のせん断耐力の評価法に関する研究，土木学会論文集，Vol.648/V-47, pp.217-226, 2000.5
- 2-5) 佐藤靖彦，田中高行，上田多門，小野定：炭素繊維シートにより補強した RC はりのせん断性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.18, No.2, pp.1469-1474, 1996
- 2-6) 子田康弘，岩城一郎，中村晋：RC はりを U 字型補強した連続繊維シートによるせん断補強効果の簡易な評価手法，土木学会論文集 E, Vol.64 No.1, pp.224-236, 2008.2
- 2-7) 上原子晶久：連続繊維シートによる鉄筋コンクリート部材の補強効果の評価手法，長岡技術科学大学博士論文，2001.2
- 2-8) Triantafillou, T. C. : Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-bonded FRP Composites, ACI Struct. J., 95(2), pp.107-115, 1998
- 2-9) Khalifa, A., Gold, W. J., Nanni, A., and Abdel Aziz, M.I : Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members, J. Compos. For Constr., ASCE, 2(4), pp195-202, 1998
- 2-10) Maeda, T., Asano, Y., Sato, Y., Ueda, T., and Kakuta, Y. : A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceeding of the Third International Symposium, Vol.1, Japan, pp.279-286, 1997.10
- 2-11) Chen, J. F. and Teng, J. G. : Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete, J. Struct. Eng., ASCE, 127(7), pp.784-791, 2001
- 2-12) ACI : Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI 440.2R-08, 2008

- 2-13) 土木学会：コンクリート標準示方書【設計編】，丸善出版，2018.
- 2-14) Okamura, H. and Higai, T., Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol.300, pp. 131-141, 1980
- 2-15) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号/V-5, pp.167-176, 1986.8.
- 2-16) ACI, Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI Code 318-14), Michigan, USA: American Concrete Institute, 2014
- 2-17) Bresler, B. and MacGregor, J. G., Review of concrete beams failing in shear., *Journal of the Structural Division*, ASCE, 93(1), pp. 343-372, 1967
- 2-18) ACI, Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI Code 318-19), Michigan, USA: American Concrete Institute, 2019
- 2-19) Reineck, K.-H., Bentz, E.C., Fitik, B., Kuchma, D. A. and Bayrak, O., :ACI-DAfStb database of shear tests on slender reinforced concrete beams without stirrups., *ACI Structural Journal*, 110(5), pp.867-876, 2013
- 2-20) Reineck, K.-H., Bentz, E.C., Fitik, B., Kuchma, D. A. and Bayrak, O., :ACI-DAfStb databases for shear tests on slender reinforced concrete beams with stirrups., with Appendix, *ACI Structural Journal*, 111(5), pp.1147-1156, 2014
- 2-21) Kuchma, D., Wei, S., Sanders, D.H., Belarbi, A. and Novak, L.C., :Development of the one-way shear design provisions of ACI 318-19 for reinforced concrete., *ACI Structural Journal*, 116(4), pp. 285-295, 2019
- 2-22) Bažant, Z. P., Yu, Q., Gerstle, W., Hanson, J. and Ju, J.W., :Justification of ACI 446 proposal for updating ACI code provisions for shear design of reinforced concrete beams, *ACI Structural Journal*, 104(5), pp.601-610, 2007
- 2-23) Collins, M. P., Bentz, E. C., Quach, P. T. and Proestos, G. T., :The challenge of predicting the shear strength of very thick slabs, *ACI Concrete International*, 37(11), pp.29-37, 2015
- 2-24) AASHTO, :AASHTO LRFD bridge design specifications., 6th edition, Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012
- 2-25) Vecchio, F. J. and Collins, M. P., :The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI Journal*, 83(2), pp. 219-231, 1986
- 2-26) Bentz, E. C., Vecchio, F. J. and Collins, M. P., :Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements, *ACI Structural Journal*, 103(4), pp. 614-624, 2006

- 2-27) Park, R. and Paulay, T., :Reinforced concrete structures, New York: John Wiley & Sons,1975
- 2-28) Jeong, J. P. and Kim, W., :Shear resistant mechanism into base components: Beam action and arch action in shear-critical RC members,International Journal of Concrete Structures and Materials, 8(1), pp.1-14,2014
- 2-29) 山田雄太：穿孔の導入による応力場の意図的な変化がRCはりのせん断耐荷機構に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集， Vol.40, No.2, pp.595-600, 2018.7.
- 2-30) Yamada, Y.,:Effect of crack path on shear load carrying mechanism of RC beams, Proceedings of the 8th Civil Engineering Conference in the Asian Region *CECAR* 8, Tokyo 16-18 April 2019. Tokyo: The Asian Civil Engineering Coordinating Council, a.11_2873353,pp.1-13,2019
- 2-31) Yamada, Y.,:An analytical study on interactions of artificial cracks and holes contributing to increases in the shear strengths of RC beams,Journal of Advanced Concrete Technology, 17(10),pp.579-591,2019
- 2-32) 山田雄太：ひずみエネルギーに基づく種々の荷重状態に適用可能なRCはり部材におけるせん断耐荷機構分解手法の提案，コンクリート工学年次論文集， No1.42, No.2, pp.559-564, 2020.7.
- 2-33) 山田雄太：斜めひび割れ経路上の応力伝達を考慮したRCはりのせん断抵抗機構におけるビーム機構の耐力予測式構築，土木学会論文集E2， Vol. 76, No.4, pp.386-402, 2020.12.
- 2-34) Yamada, Y., :Theoretical Evaluation Equation for Capacities of Beam Action in Shear Resistance Mechanisms of RC Beams Reflecting Dowel Action of Main Reinforcements,Journal of Advanced Concrete Technology, 19(9),pp.1025-1039,2021
- 2-35) 山田雄太：FRPシートによりせん断補強されたRCはり部材に対するせん断耐荷機構の耐力予測モデルの拡張，コンクリート工学年次論文集， Vol. 44, No. 2, pp. 871-876, 2022.7.
- 2-36) 山田雄太：耐荷機構に立脚したRCはりの耐力予測モデルにおける斜めひび割れ開口幅の理論的予測手法，土木学会論文集E2, Vol.78, No.4, pp.264-273, 2022.11.
- 2-37) Schlaich, J., Schafer, K. and Jennewein, M.,:Toward a consistent design of structural concrete, *PCI Journal*, 32(3),pp.74-150,1987
- 2-38) 山田雄太， 千々和伸浩， 岩波光保：引張主鉄筋に沿う人工損傷の長さがせん断補強筋の無いRCはりの疲労耐荷機構に及ぼす影響，土木学会論文集E2, Vol.73, No.3, pp.323-336, 2017.8.
- 2-39) 山田雄太， 千々和伸浩， 岩波光保：鉄筋腐食ひび割れを生じたRCはりのせん断疲労耐荷機構に及ぼすせん断補強筋の影響，土木学会論文集E2, Vol.74, No.3, pp.176-191, 2018.8.

3 章 CFRP シートによりせん断補強された RC はりのせん断耐荷機構

3.1. 検討概要

本章では, CFRP シートによりせん断補強された RC はりの載荷試験を行い, その結果をもとに RC はりのせん断耐荷機構を考察する。

3.2 節では, RC はりの載荷試験の概要を示す。3.3 節では, 試験結果として各供試体の破壊形式や最大荷重, ひずみ分布や最大ひずみ等を示し, 寸法効果や CFRP シートの貼り方の違いによる補強効果の違いについて述べる。また, せん断力の分担割合, CFRP シートとコンクリート間の付着応力, 主鉄筋にかかる引張力のデータを示し, CFRP シートの剥離が RC はりのせん断耐荷機構にどのような影響を及ぼすかを考察する。3.4 節では, RC はりにおけるアーチ機構とビーム機構の推移について記す。3.5 節では, 試験結果を 2 章に示した既往の設計式の計算結果と比較し, それぞれの設計式の妥当性を検証する。3.6 節では, 本章の考察をもとに, 新たなせん断耐力評価方法の方針を述べる。

3. 2. 試験概要

3. 2. 1. 供試体

供試体の概要を表 3.2.1.1 及び図 3.2.1.1～図 3.2.1.4 に示す。供試体は、有効高さ 600mm の小型供試体、900mm の中型供試体、1200mm の大型供試体に分けられる。各寸法に対して、左右のせん断スパンにスターラップを用いてせん断補強したものを「RC シリーズ」、右側のせん断スパンにスターラップを用いて、左側のせん断スパンに CFRP シートを用いてせん断補強したものを「CF シリーズ」と呼ぶ。さらに CF シリーズは、CFRP シートをはりに U 字型に巻きつけた「CF-U シリーズ」、CFRP シートをはりの側面に貼り付けた「CF-I シリーズ」に分けられる。また、供試体 CF-U600 と同じ諸元を有し、CFRP シートの定着位置を上縁から 10cm または 20cm としたものを「CFA シリーズ」と呼ぶ。曲げ耐力ははり理論により、せん断耐力は二羽式^{※1)}を用いた修正トラス理論により算出した。

CFRP シートでせん断補強した供試体は、シート曲げ部の応力集中を防ぐため、下面に半径 50mm の面取りを行った。また、本試験では、CFRP シートの剥離が RC はり部材のせん断耐荷機構にどのような影響を及ぼすかを考察することを目的としたため、シート端部には機械式定着を施していない。CFRP シートの補強量は、せん断補強材の補強量比(P)に弾性係数(E)をかけた値(PE)が等しくなるように設計した。

表 3.2.1.2～表 3.2.1.4 に本試験で使用したコンクリート、鉄筋、CFRP シートの材料特性を示す。CFRP シートは、中弾性 A シートを使用した。

表 3.2.1.1 供試体の種類

供試体名	有効高さ d (mm)	補強方法	CFRP シートの積層数 n_f (枚)	補強量比			曲げ耐力 ^{※4} (kN)	せん断耐力 (kN)
				主鉄筋 $P_s^{※1}$ (%)	スターラップ $P_w^{※2}$ (%)	CFRP シート $P_w^{※3}$ (%)		
RC-1200	1200 (大型)	スターラップ	—	1.9	0.16	—	4167	2453
CF-U1200		シートU字	2	1.9	—	0.087	4176	—
CF-I1200		シート側面	2	1.9	—	0.087	4122	—
RC-900	900 (中型)	スターラップ	—	1.9	0.16	—	2378	1446
CF-U900		シートU字	2	1.9	—	0.087	2367	—
CF-I900		シート側面	2	1.9	—	0.076	2378	—
RC-600	600 (小型)	スターラップ	—	1.9	0.16	—	1013	633.0
CF-U600		シートU字	1	1.9	—	0.082	972.8	—
CF-I600		シート側面	1	1.9	—	0.082	967.5	—
CFA10		シートU字 (定着長-10 cm)	1	1.9	—	0.082	975.3	—
CFA20		シートU字 (定着長-20 cm)	1	1.9	—	0.082	986.3	—

※1: $P_s = A_s / (b_w d)$ (A_s :主鉄筋断面積, b_w :ウェブ幅, d :有効高さ)

※2: $P_w = A_w / (b_w s)$ (A_w :スターラップ断面積, b_w :ウェブ幅, s :スターラップ間隔) ※3: $P_w = 2n_f t_f b_f / (b_w s_f)$ (t_f :シートの厚さ, b_w :ウェブ幅, b_f :シート幅, s_f :シート間隔)

※4: 曲げ耐力は、せん断耐力(V)と比較するため、終局時の荷重(P)の半分($V = P/2$)で表記した。

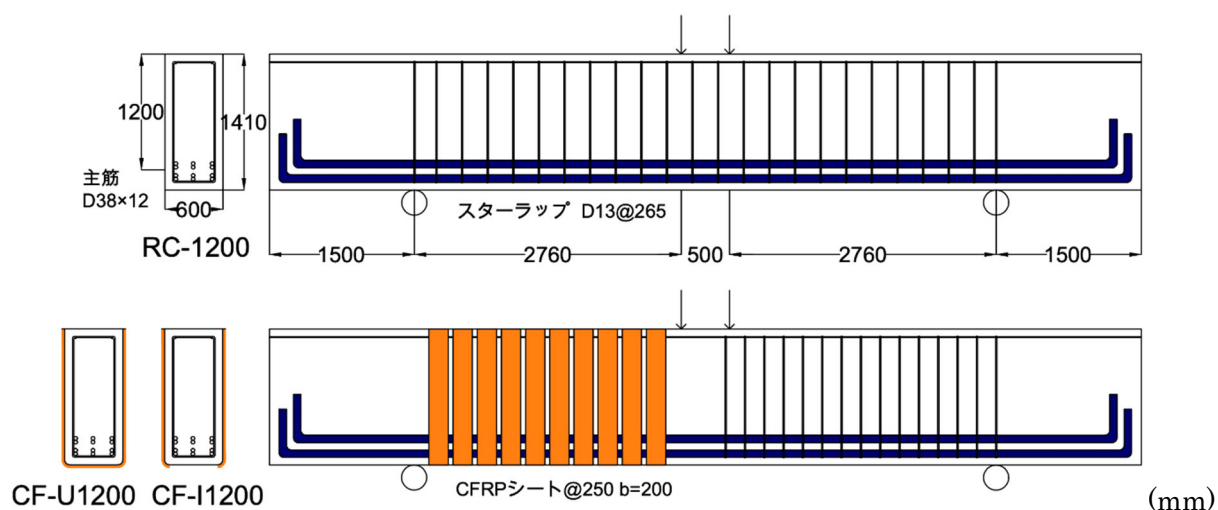


図 3.2.1.1 供試体図面（大型供試体）

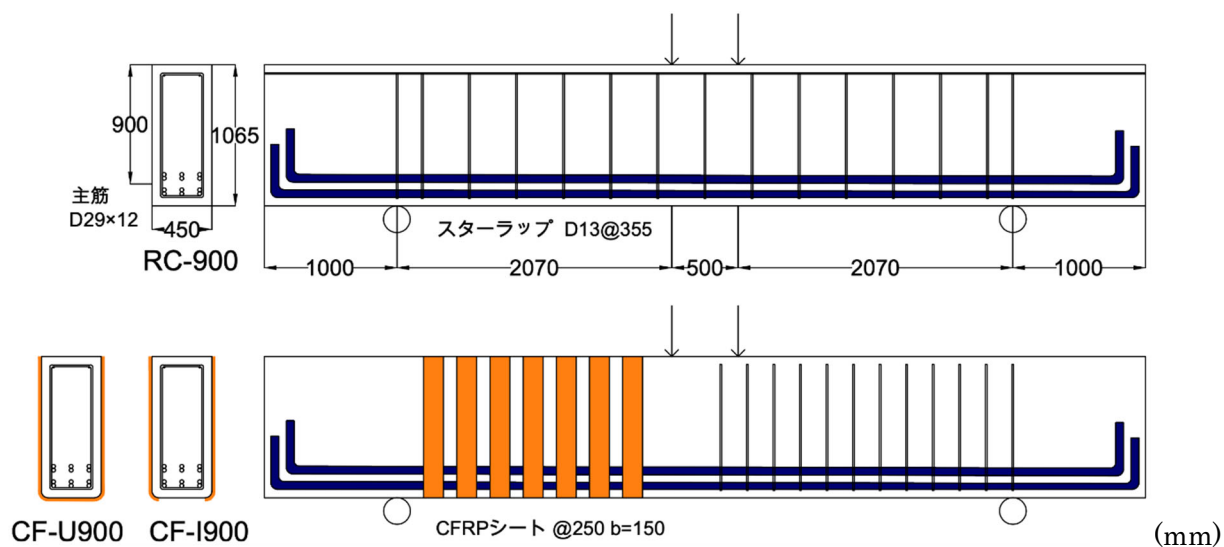
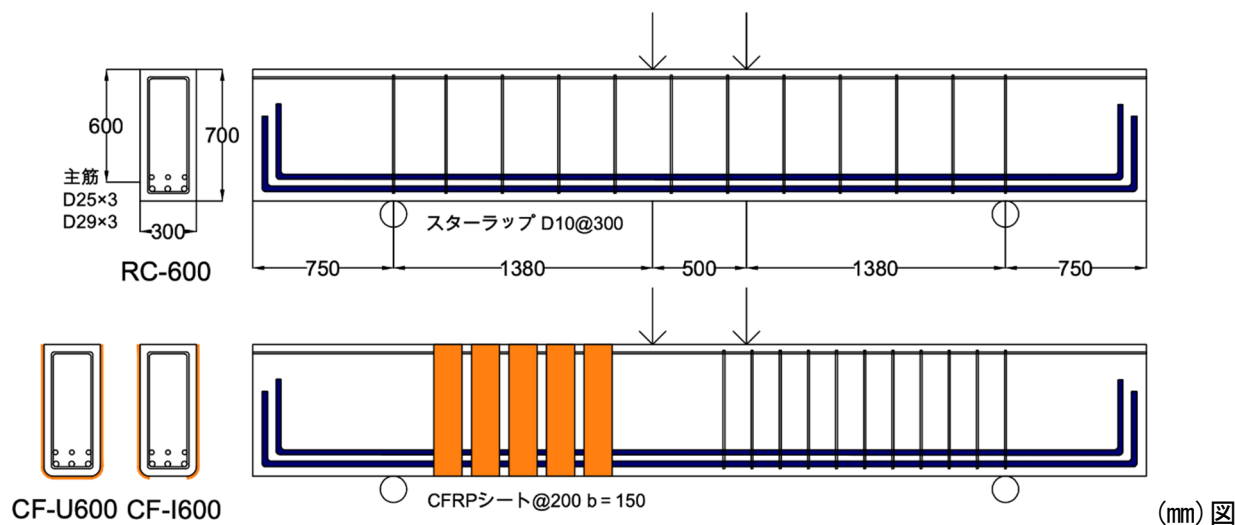


図 3.2.1.2 供試体図面（中型供試体）



3.2.1.3 供試体図面（小型供試体）

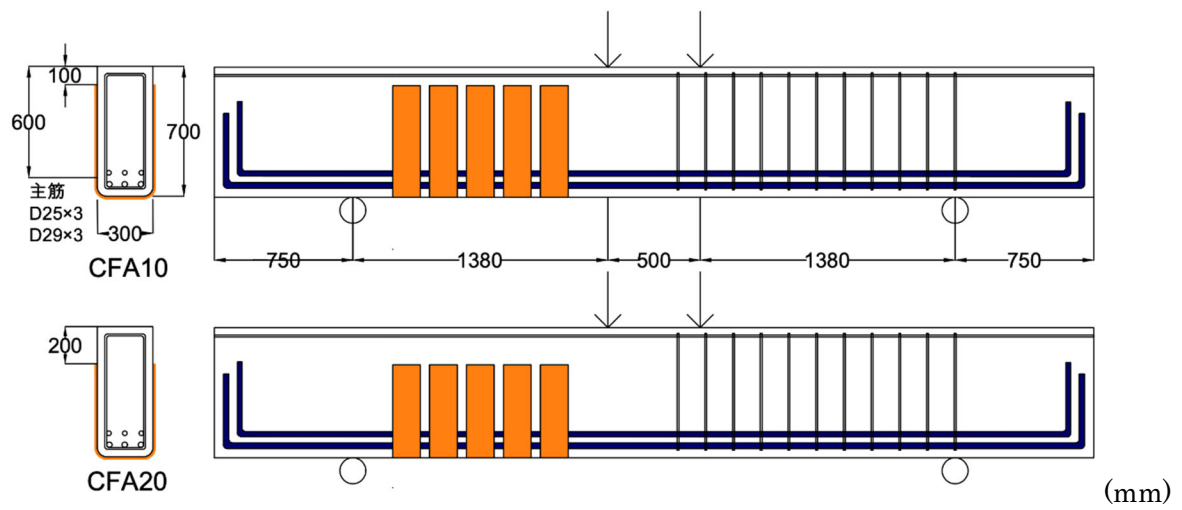


図 3.2.1.4 供試体図面 (CFA10, CFA20)

表 3.2.1.2 コンクリートの材料特性

供試体名	コンクリート	
	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	弾性係数 E_c (N/mm ²)
RC-1200	44.5	27.02
CF-U1200	45.4	27.84
CF-I1200	40.5	26.99
RC-900	44.4	28.14
CF-U900	42.5	26.39
CF-I900	42.5	26.46
RC-600	38.2	25.40
CF-U600	37.4	25.69
CF-I600	35.8	25.03
CFA10	31.9	22.06
CFA20	31.8	22.67

表 3.2.1.3 鉄筋と CFRP シートの材料特性 (RC, CF-U, CF-I)

材料の種類		断面積 (mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
鉄筋	D10	71.33	190.5	341.4	558.2
	D13 ^{※2}	126.7	-	406.0	574.0
	D25	506.7	191.5	367.5	592.5
	D29	642.4	197.7	384.0	565.3
	D38	1140	191.6	388.2	561.7
CFRP シート ^{※1}	中弾性 A	0.163 ^{※3}	417.8 (440)	-	3264 (2400)

※1：() 内は、保証値を示す

※2：D13 は、引張試験未実施のため、材料特性はミルシートの値を採用

※3：単位幅あたりの断面積 (=シートの厚さ t_f)

表 3.2.1.4 鉄筋と CFRP シートの材料特性 (CFA)

材料の種類		断面積 (mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
鉄筋	D25	506.7	196.1	383.3	594.6
	D29	642.4	198.7	378.0	584.8
CFRP シート ^{※1}	中弾性 A	0.163 ^{※2}	458.9 (440)	-	3233 (2400)

※1：() 内は、保証値を示す

※2：単位幅あたりの断面積 (=シートの厚さ t_f)

3.2.2. 載荷試験概要及び測定項目

載荷試験は、図 3.2.2.1 及び写真 3.2.2.1 に示すとおり、2 点単純支持、2 点載荷で行った。載荷装置は、30MN 大型構造部材万能試験機および大型構造物繰返し載荷試験装置を用いた。載荷の際、斜めひび割れ発生前後に 1～3 回の除荷を行い、その後単調に載荷し破壊に至らしめた。また、荷重とともに変位、主鉄筋、スターラップ、コンクリート、シートのひずみを測定した。

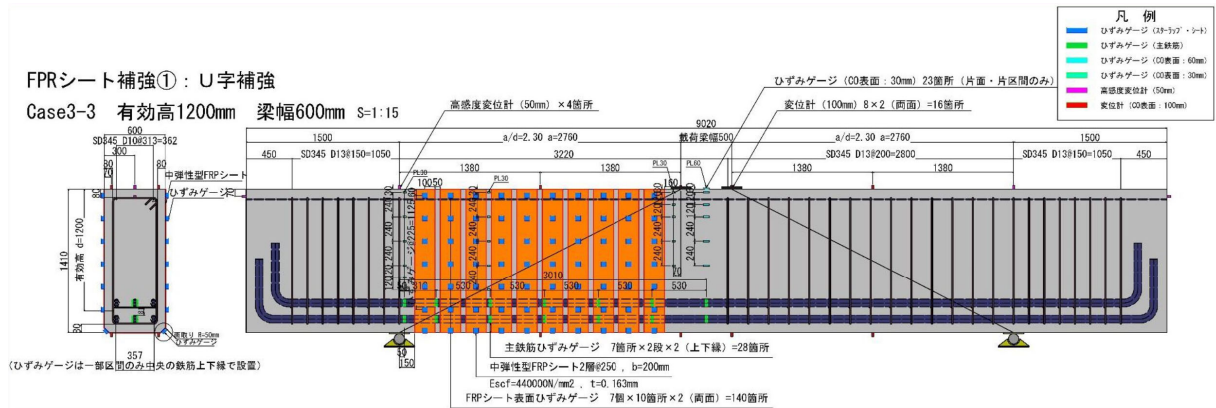


図 3.2.2.1 載荷試験の概要 (CF-U1200)



写真 3.2.2.1 載荷試験の状況 (RC-1200)

3.3. 試験結果

3.3.1. 破壊形式及び最大荷重

表 3.3.1.1 に、各供試体の破壊形式及び最大荷重、最大せん断力を示す。図 3.3.1.1 に載荷試験で生じた代表的な破壊形式を、図 3.3.1.2 に各供試体の荷重変位曲線を示す。

まず、破壊形式を比較する。RC シリーズの破壊形式は、3 体とも図 3.3.1.1(a)に示すようなせん断圧縮破壊であった。CF シリーズの破壊形式は、大型・中型供試体の場合、図 3.3.1.1(b),(c)に示すとおり、CFRP シートの剥離により斜め引張破壊が生じた。図中の点線範囲は、CFRP シートの剥離範囲を示している。U 字に補強した CF-U シリーズでは、斜めひび割れより上部が剥離し、側面のみを補強した CF-I シリーズでは載荷点側がひび割れの上端、支点側が斜めひび割れの下端で剥離した。CF-U600 の場合は、シートが剥離する前に主鉄筋が降伏し、曲げ引張破壊となった。CF-I600 は、CFRP シートが剥離する前に破断し、斜め引張破壊となった。定着長を短くした CFA10 と CFA20 は、ともにシートの剥離が起こったが、CFA10 はシートの剥離後直ちに斜め引張破壊が起きたのに対し、CFA20 は全てのシートが剥離した後直ちに破壊に至ることがなく、荷重と変位が増加した(図 3.3.1.2)。変位が増加したのちに純曲げ区間においてコンクリートが圧壊し、曲げ圧縮破壊のような性状となった。

次に、最大荷重を比較する。表 3.3.1.1 より、CFRP シートの剥離により破壊した大型・中型供試体の最大荷重は、CF-U シリーズの方が CF-I シリーズより 20%程度大きくなった。したがって、CFRP シートを側面のみで補強するよりも U 字に補強した方が CFRP シートの剥離が発生しにくく、せん断補強効果が高いといえる。この結果は、過去に報告された結果^{3,2)}と一致している。RC シリーズと CF シリーズを比較すると、小型供試体では CF シリーズの最大荷重が RC シリーズを大きく上回っているのに対し、大型・中型供試体では CF シリーズの最大荷重が RC シリーズと同程度かやや下回っている。したがって、CFRP シートの補強量比が同じでも寸法が異なると CFRP シートが負担できるせん断力の大きさに違いが出ることが推察される。寸法と CFRP シートが受け持つせん断力の関係については、3.3.2 で詳しく述べる。定着長を短くした CFA シリーズは、端部まで定着したものと比べ最大荷重が小さくなっている。したがって、シートの定着長がせん断耐力に大きく影響していることがわかる。CFA20 は、シートの剥離後直ちに破壊に至らなかった。その理由は、斜めひび割れが発生するまでにコンクリートが受け持つせん断力と斜めひび割れ発生後に CFRP シートが受け持つせん断力を足し合わせても、コンクリートのアーチ耐力を下回っていたことが考えられる。したがって、シートが剥離した後もアーチ耐力に達するまで荷重と変位が伸び続けたと推察される。

表 3.3.1.1 破壊形式と最大荷重，最大せん断力

供試体名	破壊形式	最大荷重 (kN)	最大せん断力 (kN)
RC-1200	せん断圧縮	3369.6	1684.8
CF-U1200	シート剥離	3540.8	1770.4
CF-I1200	シート剥離	2953.8	1476.9
RC-900	せん断圧縮	2215.7	1107.9
CF-U900	シート剥離	2061.1	1030.5
CF-I900	シート剥離	1749.9	874.9
RC-600	せん断圧縮	912.5	456.3
CF-U600	曲げ引張	1212.4	606.2
CF-I600	シート破断	1128.9	564.4
CFA10	シート剥離	1002.5	501.2
CFA20	シート剥離→曲げ圧縮	844.9	422.4

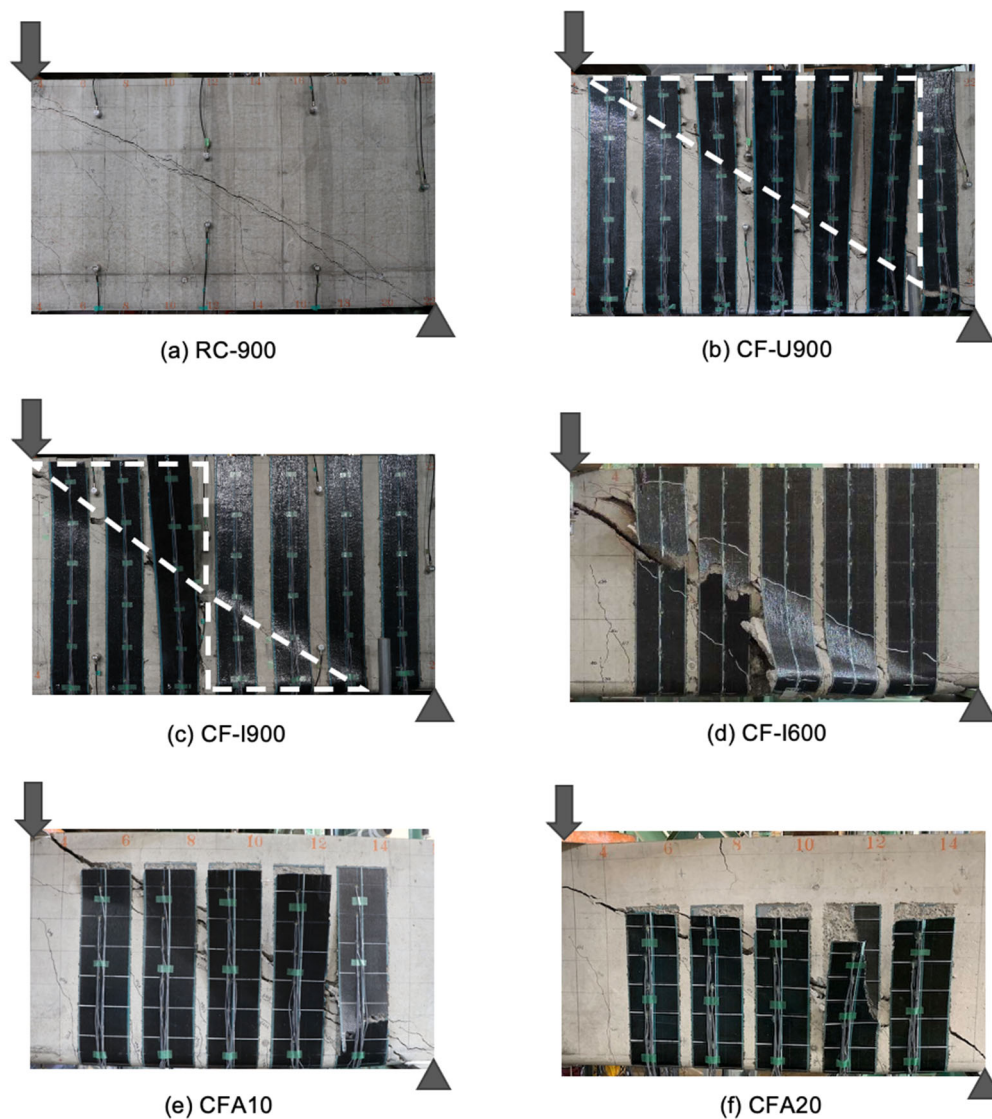
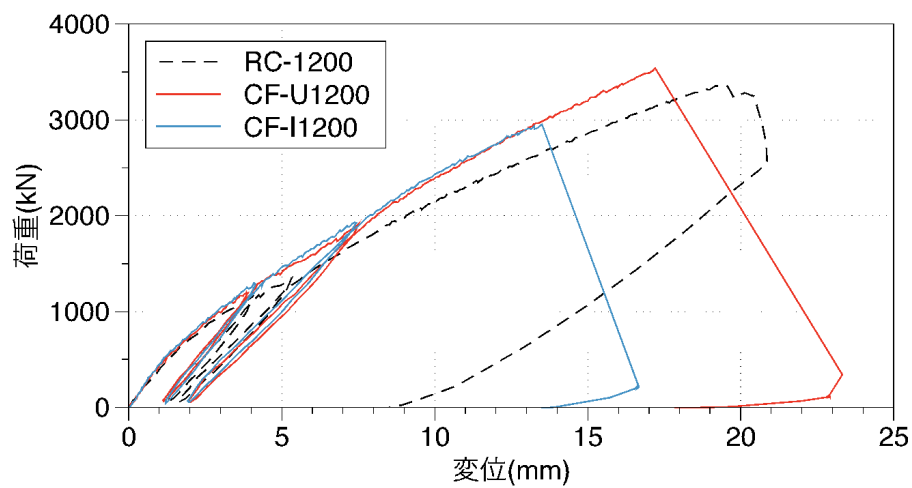
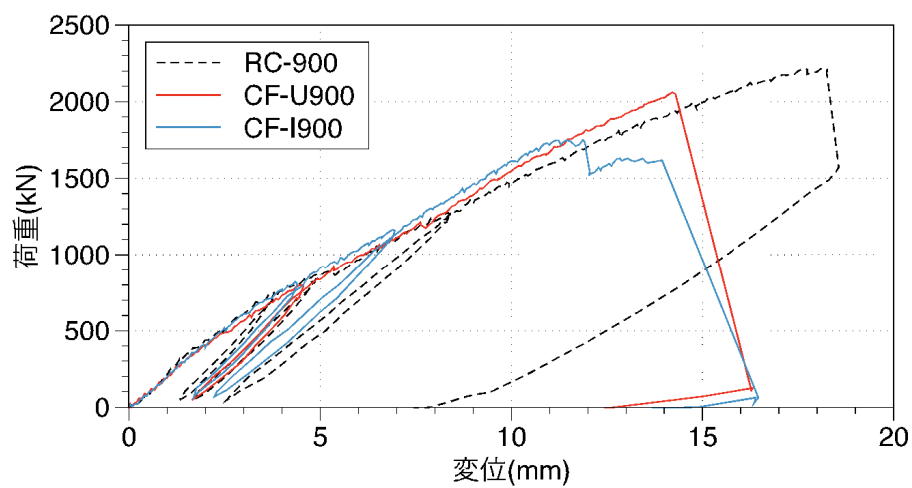


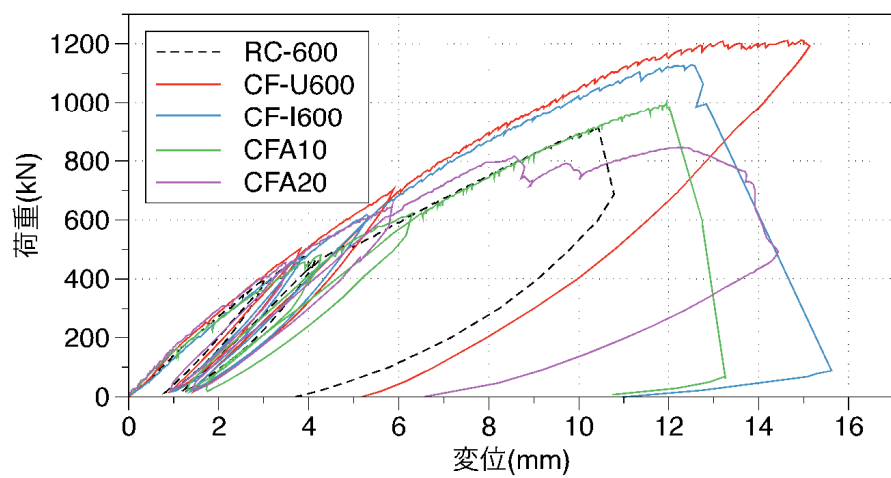
図 3.3.1.1 代表的な破壊形式



(a) 大型供試体



(b) 中型供試体



(c) 小型供試体

図 3.3.1.2 荷重変位曲線

3.3.2. シートのひずみと寸法効果

図 3.3.2.1 は、CF-U1200 において、せん断スパン中央付近に配置された CFRP シートの高さ方向のひずみ分布を表したものである。図には、写真から読み取った斜めひび割れの発生位置が破線で示されている。751.8kN は、コンクリートに斜めひび割れが入った直後の作用せん断力であり、1770.4kN は、終局直前の作用せん断力である。ひずみ分布の変化から、CFRP シートで補強した RC はりは以下のような過程を経て破壊することがわかる。すなわち、まずコンクリートに斜めひび割れが発生すると、ひび割れ付近で CFRP シートのひずみが増加する。その後荷重が増加するにつれひび割れ付近のひずみは増加していく。ひずみがある程度増加すると、CFRP シートの剥離が発生し、斜めひび割れ位置から端部に向かって進展していく。図 3.3.2.1 において、下端から 450mm~1100mm の位置に着目すると、荷重が増加していくと CFRP シートのひずみが一定の領域が現れ、その領域が徐々に広がっていることから読み取れる。剥離している領域が CFRP シートの自由端（U 字補強では上端、側面補強では上下両端）まで到達すると、CFRP シートが完全に剥離し、終局状態に至ると考えられる。以下、混同を防ぐため、初めに斜めひび割れ位置付近で CFRP シートの剥離が発生することを局所剥離、剥離領域が CFRP シート全体に進展し、完全に剥がれることを全体剥離と呼ぶ。せん断耐力評価においては、この性状をモデル化することが重要であると考ええる。

次に、CFRP シートが全体剥離したときの最大ひずみを比較する。図 3.3.2.2 は、CFRP シート補強した大型・中型・小型供試体について、CFRP シートの全体剥離または破断が生じた際の、斜めひび割れ付近の最大ひずみを比較したものである。なお、供試体 CF-U600 については、シートの剥離、破断が生じなかったため、最大荷重時の最大ひずみとした。また、CF-U シリーズの下端部近くではひずみが他の場所に比べ大幅に大きくなっている場合が見られたが、これは下端部で CFRP シートを曲げたことによる面外変形の影響が強く表れているものとして対象から除外した。結果を比較すると、大型・中型供試体については、全体剥離時の有効ひずみが概ね同じ値になっている。すなわち、CFRP シート、コンクリートの材料特性、シートの補強量比、積層数が変わらなければ、寸法が変わっても全体剥離するときの CFRP シートひずみの値は変わらないと言える。小型・中型・大型供試体の最大ひずみを比較すると、小型供試体が最も大きくなっている。小型・中型・大型供試体の CFRP シートの材料特性は等しく、補強量比もほぼ等しい。異なるのは CFRP シートの積層数である。型供試体では積層数を 1、中型・大型供試体では積層数を 2 としている。この違いが終局時の最大ひずみの差につながっていると考えられる。すなわち、CFRP シートの積層数を増やすと付着応力が大きくなることで剥離が発生しやすくなり、CFRP シートが負担できるせん断力が小さくなると推察される。現在提案されているせん断耐力式では補強量比は考慮されているが、シートの厚さと積層数の影響は、一切考慮されていない。せん断耐力を予測する上で、これらを重要なパラメータとして認識すべきである。

ここまでの考察から、コンクリートの寸法と CFRP シート補強したときのせん断耐力の関係を整理すると、寸法が大きくなることによるせん断耐力への直接的な影響はないと考えられる。一方で、寸法が大きくなると、必要な CFRP シートの補強量が多くなり、積層数が多くなる。積層数が多くなると小さいひずみで剥離が発生するため、シートが負担できるせん断力が小さくなる。したがって、CFRP シートによりせん断補強した RC はりのせん断耐力には、広い意味での寸法効果があると言える。

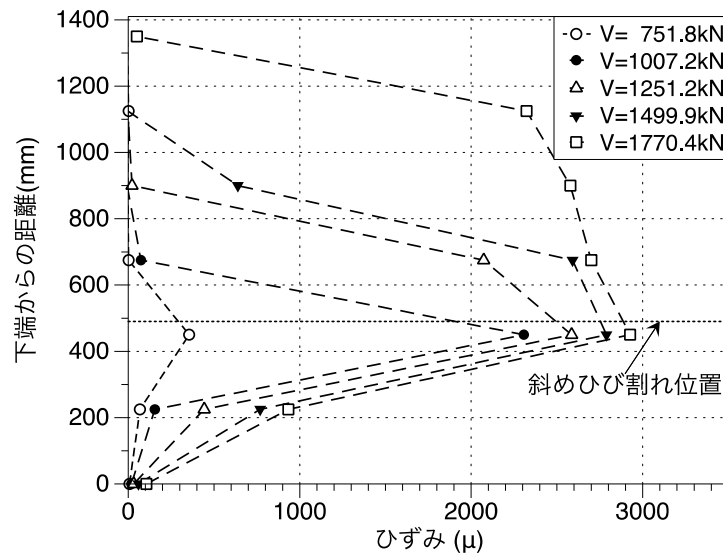


図 3.3.2.1 高さ方向ひずみ分布 (CF-U1200)

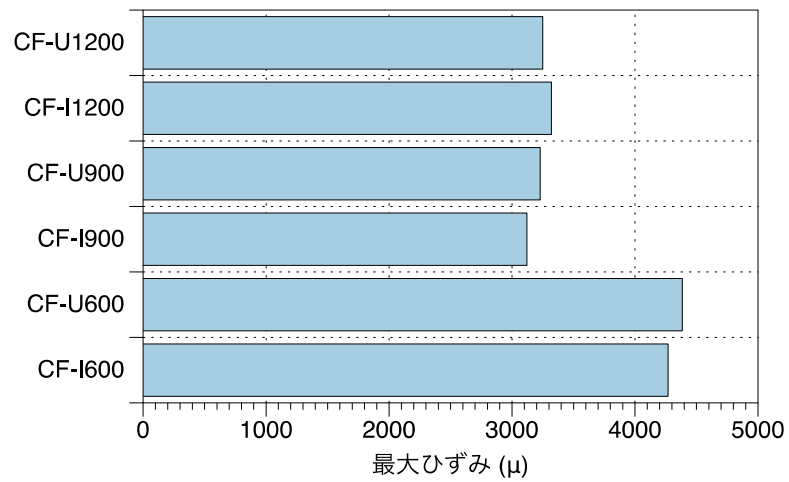


図 3.3.2.2 最大ひずみの比較

3.3.3. セン断力の分担割合

本項では、試験から得られたスターラップ、CFRP シートのひずみからそれぞれが受け持つせん断力を算出し、せん断力の分担割合の変化を考察する。まず、斜めひび割れと交差するスターラップ及び CFRP シート 1 本が負担するせん断力 V_{si} 及び V_{fi} は、以下の式で求められる。

$$V_{si} = \varepsilon_{si} \cdot E_s \cdot A_s \quad (\text{式3.3.3.1})$$

$$V_{fi} = \varepsilon_{fi} \cdot E_f \cdot A_f \quad (\text{式3.3.3.2})$$

ここに、

$\varepsilon_{si}, \varepsilon_{fi}$: 斜めひび割れと交差する位置のスターラップ、シートのひずみ

E_s, E_f : スターラップ、シートの弾性係数

A_s, A_f : スターラップ、シートの断面積

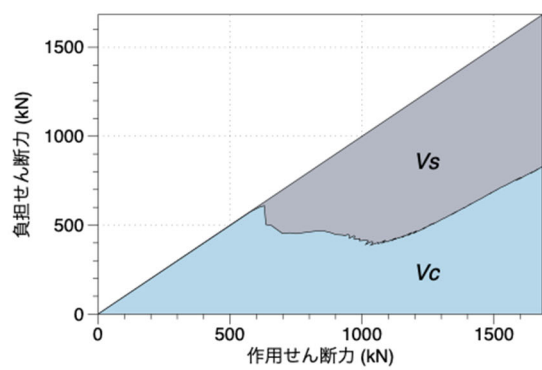
スターラップ、CFRP シート全体が受け持つせん断力は、(式 3.3.3.1), (式 3.3.3.2)で求めた値を、斜めひび割れと交差する全てのスターラップ、シートにおいて足し合わせることで求められる。すなわち、以下の式で求められる。

$$V_s = \sum_{i=1}^n V_{si} \quad (\text{式3.3.3.3})$$

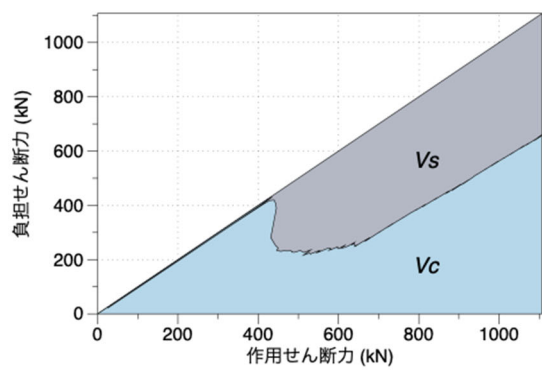
$$V_f = \sum_{i=1}^n V_{fi} \quad (\text{式3.3.3.4})$$

(式 3.3.3.3), (式 3.3.3.4)により求めた負担せん断力を全体の作用せん断力から差し引くことで、コンクリートが負担するせん断力 V_c を求めることができる。このようにして求めた各供試体のせん断力分担割合を図 3.3.3.1～図 3.3.3.2 に示す。

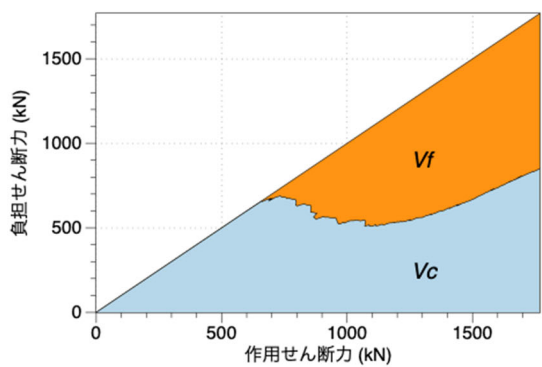
RC シリーズの分担割合に着目すると、斜めひび割れの発生後、 V_c が急激に減少し、その後一定で推移している。スターラップの降伏後は、 V_c が再び増加に転じている。これは、スターラップの降伏によってせん断抵抗機構がトラスからアーチへと変化することに起因していると考えられる。CF シリーズでは、斜めひび割れ発生後、 V_c の低下はほとんど見られず、 V_f が緩やかに増加している。スターラップや CFRP シートのひずみの大きさはひび割れ幅に依存するので、シート補強には斜めひび割れの開口を抑制する効果があると言える。斜めひび割れの発生後、RC シリーズと同じように V_c が一定で推移し、作用せん断力がある値を超えると V_c が再び増加している。これは、CFRP シートの局所剥離によってシートのひずみが増加しなくなり、それに伴い V_c が増加していくためだと考えられる。この結果から、スターラップの降伏と CFRP シートの局所剥離は見かけ上同じ機構にあることが伺える。局所剥離が発生するタイミングを調べるため、次項で CFRP シートの付着応力を算出する。



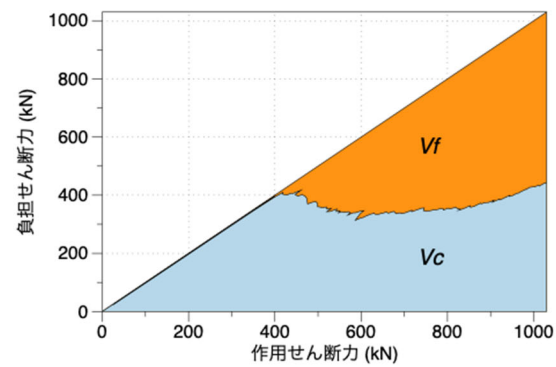
(a) RC-1200



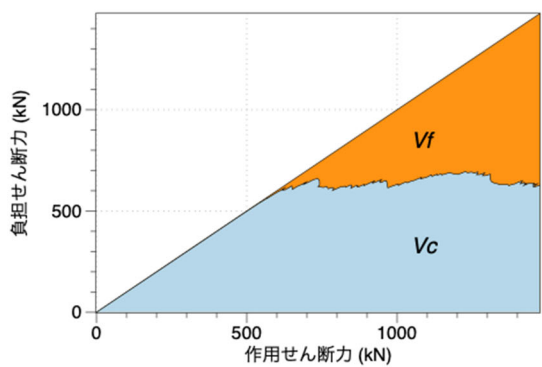
(d) RC-900



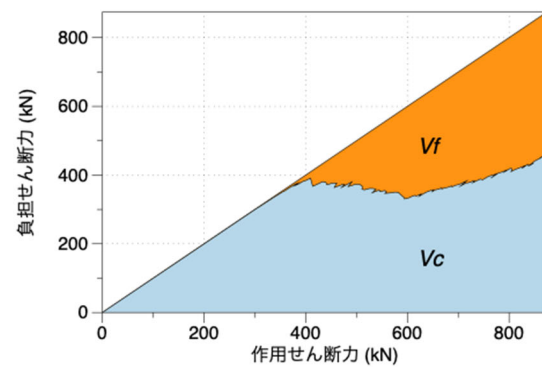
(b) CF-U1200



(e) CF-U900

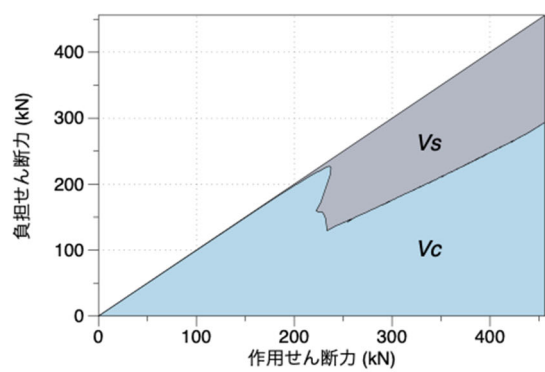


(c) CF-I1200

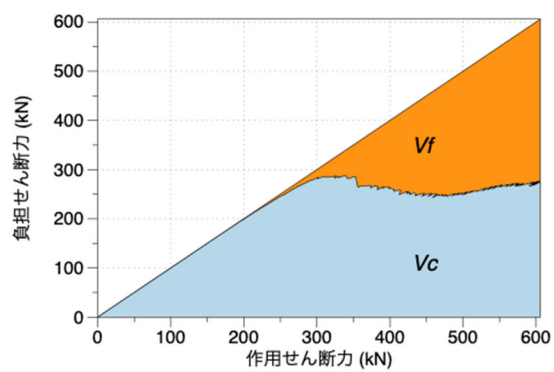


(f) CF-I900

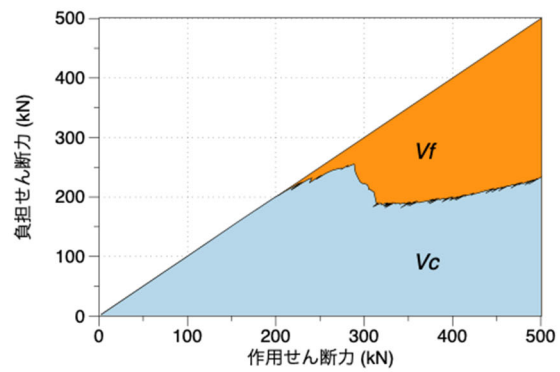
図 3.3.3.1 せん断力分担割合 (大型, 中型供試体)



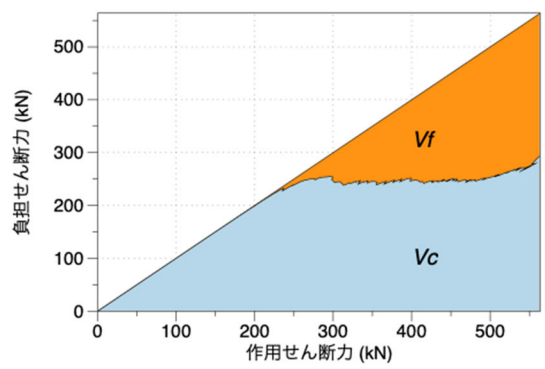
(a) RC-600



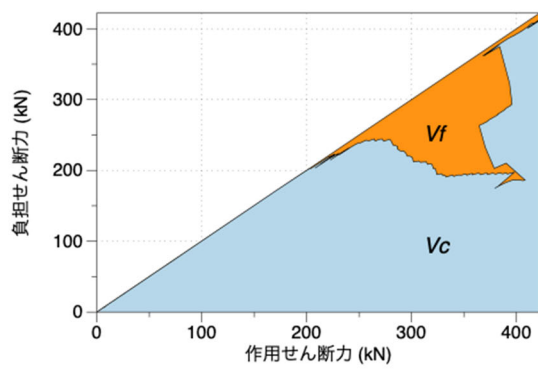
(b) CF-U600



(d) CFA10



(c) CF-I600



(e) CFA20

図 3.3.3.2 セン断力分担割合（小型供試体）

3.3.4. 分担力と付着応力

鉛直方向の力の釣合いから、ある区間におけるシートとコンクリートの間の付着応力 τ は以下の式で求めることができる。

$$\tau = n_f t_f E_f \frac{d\varepsilon_f}{dx} \quad (\text{式3.3.4.1})$$

ここに、

$d\varepsilon_f/dx$: シートのひずみ勾配

シートのひずみ分布から、斜めひび割れとの交差部の付着応力を求め、さらに斜めひび割れと交差している全てのシートの付着応力の平均値を算出し、平均付着応力とする。求めた平均付着応力と、(式 3.3.3.4)で求めた V_f を比較したものを図 3.3.4.1 に示す。縦軸のスケールを調整し、 V_f と平均付着応力を比較すると、全ての供試体で共通する特徴が見られる。斜めひび割れが発生すると、 V_f と平均付着応力がともに増加し、ある値までは両者が同じ割合で増加していく。しかし、ある値を超えると、両者は乖離していく。この乖離が始まる点において局所剥離が始まっていると考えられる。

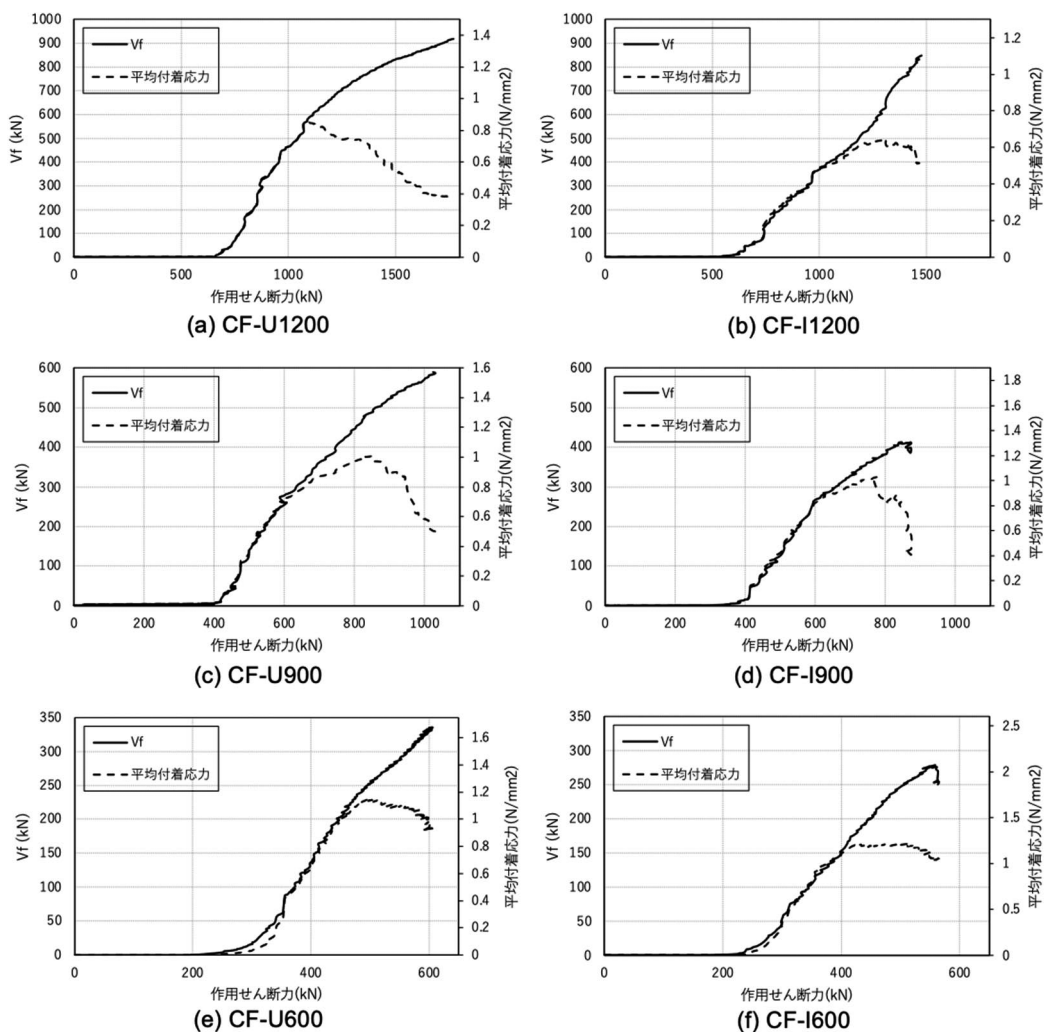


図 3.3.4.1 平均付着応力と V_f の関係

図 3.3.4.2 は、供試体 CF-U1200 において、平均付着応力の変化とシートの高さ方向ひずみ分布を比較したものである。それぞれの図で同じマーカーが同じ荷重に対応している。作用せん断力が 1007.2kN のときは、ひずみ分布からまだシートが剥離していないことが読み取れる。このときの平均付着応力は V_f と乖離していない。作用せん断力が 1251.2kN のときは斜めひび割れ付近のひずみ勾配が緩やかになっており、シート剥離が徐々に始まっていることが読み取れる。このときの平均付着応力は V_f の変化と乖離し、減少し始めている。それ以降はシートの剥離がさらに進み、それに伴い平均付着応力も低下している。このことから、 V_f の変化と平均付着応力の変化の乖離が始まる点が局所剥離の開始点であることがわかる。

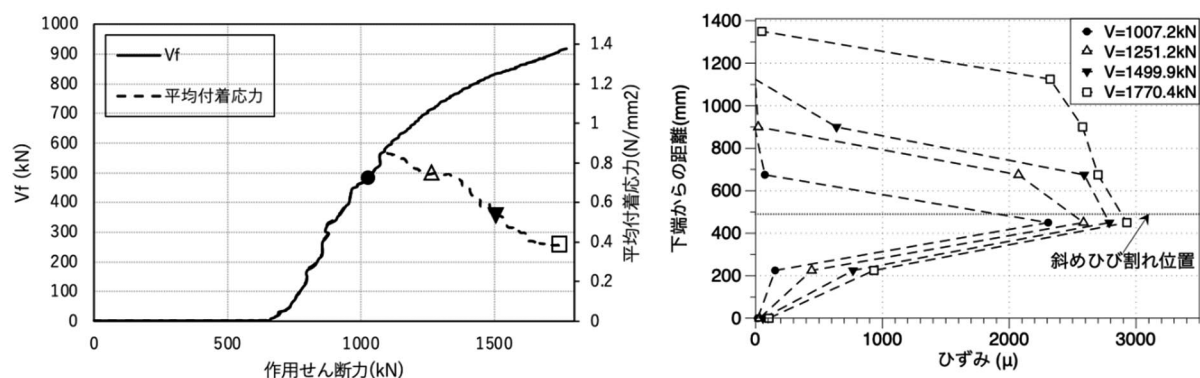


図 3.3.4.2 平均付着応力の変化とひずみ分布の比較 (CF-U1200)

図 3.3.4.1 より局所剥離の開始荷重を供試体ごとに比較すると、CF-U1200 と CF-I1200 はともに 1100kN 程度で局所剥離が開始し、CF-U900 と CF-I900 はともに 600kN を少し超えたところで局所剥離が開始している。したがって、U 字型補強した場合と側面補強した場合で、局所剥離が開始する点に変わりはなく、局所剥離から全体剥離に移行する過程で、補強方法の違いが表れているといえる。

平均付着応力の変化と、図 3.3.3.2 で示したせん断力の分担割合の変化を比較すると、図 3.3.4.2 で局所剥離が発生している点と、図 3.3.3.2 で V_c が再び増加し始める点が概ね一致している。これにより、シートの局所剥離以降、はりのせん断耐荷機構がアーチ機構へと変化していることが裏付けられた。

3.3.5. 主鉄筋の引張力の変化

図 3.3.5.19 に、主鉄筋のひずみゲージ位置を示す。次に主鉄筋の引張力の軸方向分布を比較する。主鉄筋のひずみゲージ S1~S6 から得られたひずみからそれぞれ引張力を算出し、作用せん断力が増えるにつれてそれぞれの位置における引張力がどのように変化するかを図 3.3.5.2~図 3.3.5.3 に示す。

RC シリーズに着目すると、主鉄筋の引張力は曲げモーメントに比例するため、ビーム機構が成り立つとすると、曲げモーメントが大きい载荷点付近では引張力が大きくなり、曲げモーメントが小さい支点側では引張力が小さくなる。既往の研究³⁾³⁾によると、せん断補強筋を有する RC はりでは、斜めひび割れ発生後のビーム機構の割合が低下し、アーチ機構およびスターラップがせん断力を受け持つトラス機構の割合が増加していく。RC-1200 に着目すると、斜めひび割れが発生する作用せん断力である 600kN 程度までは概ね理論通り引張力の差が開いている。しかしそれ以降は支点側の引張力も増加し始め、载荷点側の引張力との差が開かなくなっている。この地点においては、主鉄筋とコンクリート間の付着応力が増加しなくなり、アーチ機構へと徐々に移行しているといえる。スターラップが降伏する 1100kN 以降では、支点側の引張力がさらに増加し、载荷点側の引張力との差が小さくなっている。したがって、スターラップの降伏後はアーチ機構の割合が比較的大きくなっていることがわかる。CF シリーズでも同様の傾向が読み取れる。CF-U1200 を例にとると、斜めひび割れが発生する前は载荷点側の引張力のみが増加しているが、斜めひび割れの発生後は支点側の引張力も増加し、差が開かなくなっている。さらに、シートの局所剥離が発生する 1100kN 以降は支点側の引張力がさらに増加している。

以上のことから、CFRP シート補強した RC はりのせん断耐荷機構を考える際、シートの局所剥離はスターラップの降伏と同様の現象と考えることができるといえる。すなわち、シートの局所剥離が発生し、剥離が進展する段階においてははりの耐荷機構におけるアーチ機構の割合が増加する。したがって、シートでせん断補強した場合も、スターラップでせん断補強した場合と同様、終局状態におけるせん断耐荷機構は、ビーム機構、トラス機構、アーチ機構の重ね合わせの状態であるといえることができる。

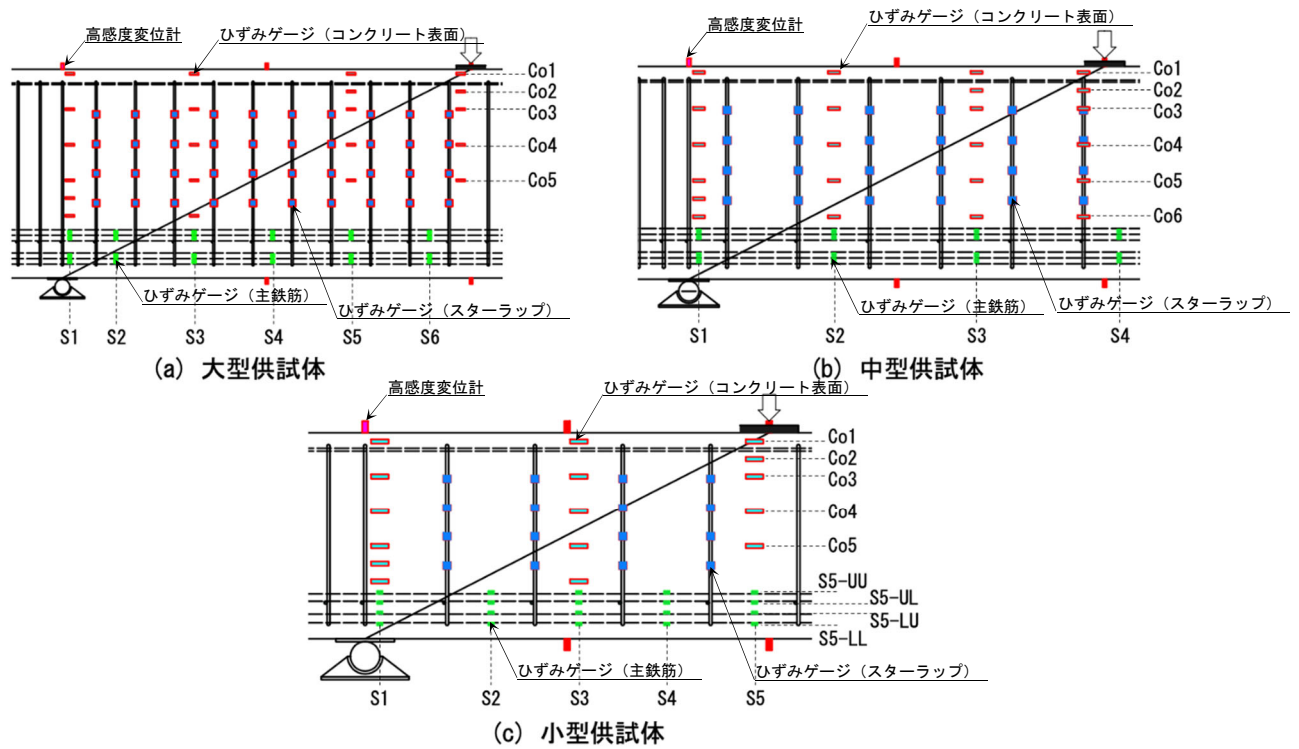
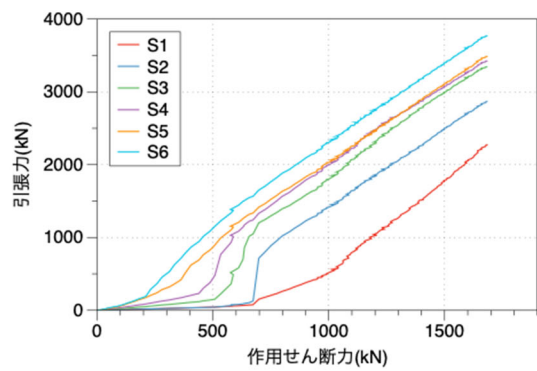
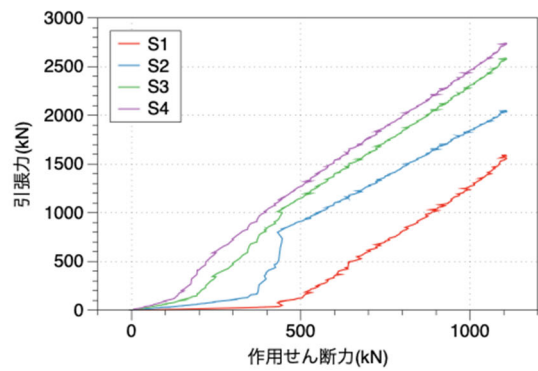


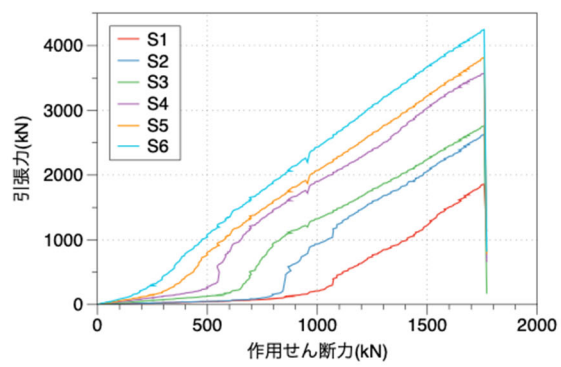
図 3.3.5.1 主鉄筋ひずみゲージ位置



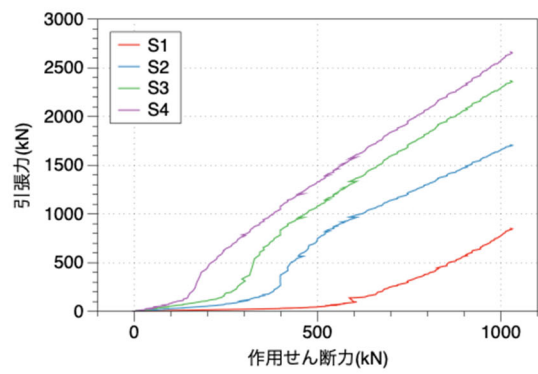
(a) RC-1200



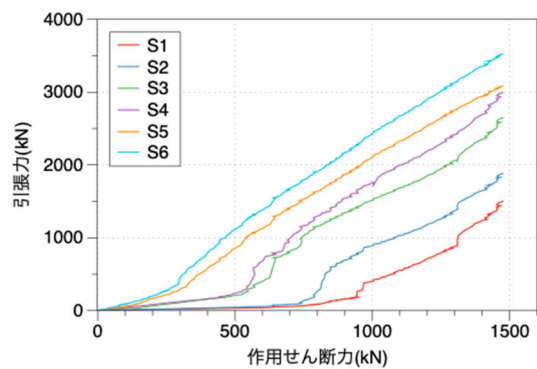
(d) RC-900



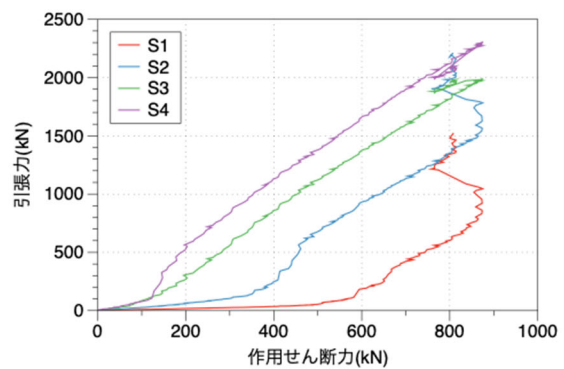
(b) CF-U1200



(e) CF-U900



(c) CF-I1200



(f) CF-I900

図 3.3.5.2 主鉄筋引張力の変化（大型，中型供試体）

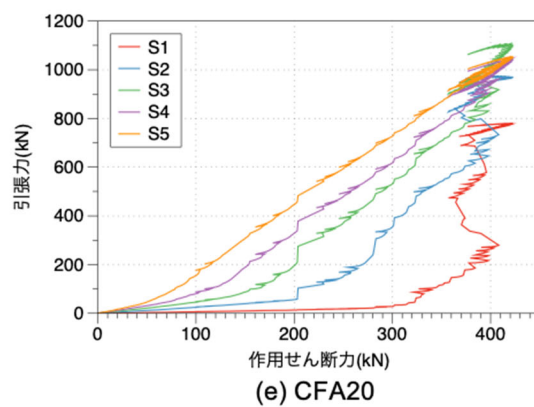
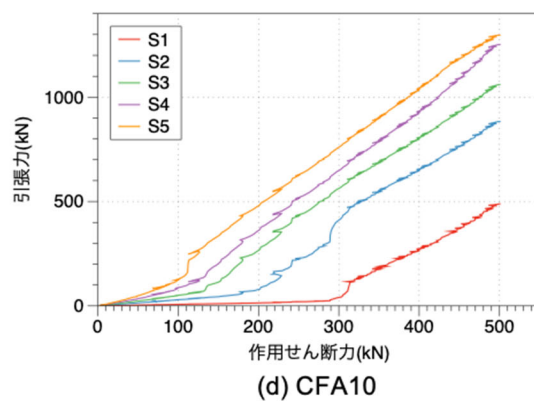
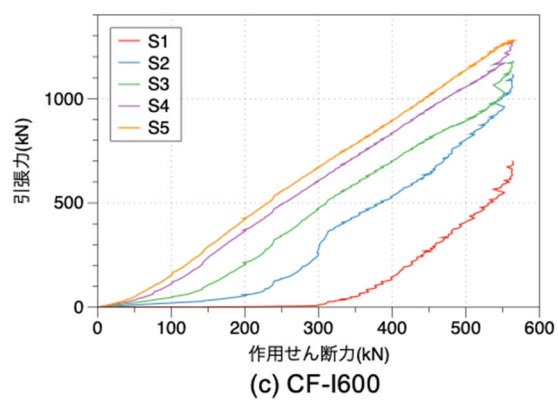
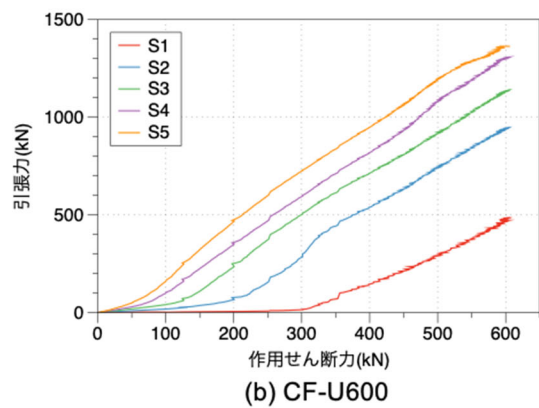
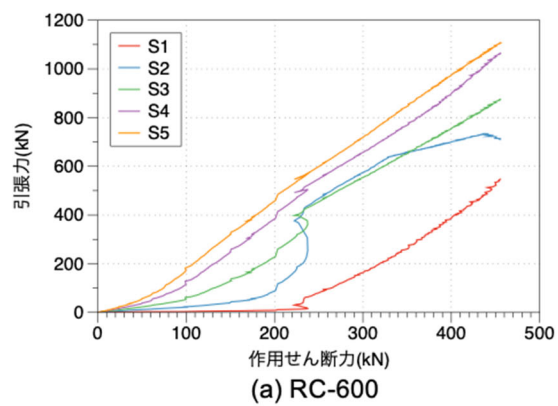


図 3.3.5.3 主鉄筋引張力の変化（小型供試体）

3. 4. RC はりにおけるアーチ機構とビーム機構の推移

アーチ機構とビーム機構の概念は部材の挙動に対する考察には用いられており、中村・渡辺 (2008)³⁻⁴⁾は、主鉄筋のひずみから引張合力 (T) および圧縮合力作用位置 (y) の分布を推定し、 V_a および V_b の推移を算定する手法を提案している。岩本ら (2017)³⁻⁵⁾、Nakamura *et al.* (2018)³⁻⁶⁾は剛体ばねモデル (RBSM) により得られた応力分布から、山田ら (2018)³⁻⁷⁾は分散ひび割れモデルに基づく有限要素解析により得られた応力分布から、それぞれ V_a および V_b の推移を算定する手法を提案している。

実験に基づく手法では、 T および y の分布を推定する必要があり、 V_a および V_b の算出精度は T および y の推定精度に依存することから、実験から厳密にその推移を導出することは困難であった。一方、山田 (2018 ; 2019 ; 2020)^{3-8), 3-9), 3-10)}は、鉄筋のひずみから V_a および V_b を算出するための理論解を示している。鉄筋のひずみから V_a および V_b を算出するための理論的方法のうち微分方程式に基づく方法を「微分法」と呼び、鉄筋のひずみエネルギーに基づく方法を「ひずみエネルギー法」と呼ぶ。本項ではこれらの方法に基づく V_a および V_b の導出過程および「ひずみエネルギー法」に基づき算定された RC はりにおけるせん断耐荷機構寄与分の推移について記す。

3. 4. 1. 鉄筋のひずみに基づく耐荷機構の荷重寄与分の導出法

(1) 微分法

アーチ機構の荷重寄与率とビーム機構の荷重寄与率を以下のように定義する。

$$V_a = VP_a \quad (\text{式3.4.1.1})$$

$$V_b = VP_b \quad (\text{式3.4.1.2})$$

ここに、 P_a ：アーチ機構の荷重寄与率、 P_b ：ビーム機構の荷重寄与率である。ただし、 $P_a + P_b = 1$ を満たす。

4 点曲げ載荷の状態において断面内のモーメントは、

$$M_{(T,z)} = T_{(x)}y_{(x)} = Vx \quad (\text{式3.4.1.3})$$

であるから、

$$V = \frac{T_{(x)}y_{(x)}}{x} \quad (\text{式3.4.1.4})$$

ビーム機構の定義式から、

$$V_{b(x)} = y_{(x)} \frac{dT_{(x)}}{dx} = VP_b \quad (\text{式3.4.1.5})$$

定義域において鉄筋の弾性係数と断面積が一定であることを仮定すると、

$$T_{(x)} = A_s E_s \varepsilon_{(x)} \quad (\text{式3.4.1.6})$$

以上を用いて整理すると、鉄筋のひずみに関する以下の 1 階線形常微分方程式を得る。

$$\frac{d\varepsilon_{(x)}}{dx} - \frac{P_b}{x} \varepsilon_{(x)} = 0 \quad (\text{式3.4.1.7})$$

ここで、以下の 1 階線形常微分方程式を考える。

$$\frac{d\varepsilon_{(x)}}{dx} + P_{(x)} \varepsilon_{(x)} = Q_{(x)} \quad (\text{式3.4.1.8})$$

この方程式の同次方程式は,

$$\frac{d\varepsilon_{(x)}}{dx} + P_{(x)}\varepsilon_{(x)} = 0 \quad (\text{式3.4.1.9})$$

である。 $\varepsilon_{(x)} = C e^{B_{(x)}}$ を仮定すると,

$$C \frac{dB_{(x)}}{dx} e^{B_{(x)}} + C P_{(x)} e^{B_{(x)}} = 0 \quad (\text{式3.4.1.10})$$

ここに, C : 任意定数である。

この時,

$$B_{(x)} = - \int P_{(x)} dx \quad (\text{式3.4.1.11})$$

は同次方程式を満たす解である。考慮する非同次型方程式を満足するために, 任意定数が x の変数であることを仮定すると,

$$\varepsilon_{(x)} = C_{(x)} e^{B_{(x)}} \quad (\text{式3.4.1.12})$$

これを非同次型方程式に代入すると,

$$\frac{dC_{(x)}}{dx} e^{B_{(x)}} + C_{(x)} \frac{dB_{(x)}}{dx} e^{B_{(x)}} + C_{(x)} P_{(x)} e^{B_{(x)}} = \frac{dC_{(x)}}{dx} e^{B_{(x)}} = Q_{(x)} \quad (\text{式3.4.1.13})$$

この時,

$$C_{(x)} = \int e^{-B_{(x)}} Q_{(x)} dx = \int e^{\int P_{(x)} dx} Q_{(x)} dx \quad (\text{式3.4.1.14})$$

$B_{(x)}$ および $C_{(x)}$ を仮定した解に代入すると一般解は,

$$\varepsilon_{(x)} = e^{-\int P_{(x)} dx} \left\{ \int e^{\int P_{(x)} dx} Q_{(x)} dx + C \right\} \quad (\text{式3.4.1.15})$$

解くべき式(式 3.4.1.7)において,

$$P_{(x)} = -\frac{P_b}{x} \quad (\text{式3.4.1.16})$$

$$Q_{(x)} = 0 \quad (\text{式3.4.1.17})$$

であるから,

$$\varepsilon_{(x)} = C e^{P_b \ln x} = C x^{P_b} \quad (\text{式3.4.1.18})$$

境界条件として, 2点間のひずみを以下のように与える。

$$\varepsilon_{(x=\xi_i)} = \varepsilon_{(\xi_i)} \quad (\text{式3.4.1.19})$$

$$\varepsilon_{(x=\xi_j)} = \varepsilon_{(\xi_j)} \quad (\text{式3.4.1.20})$$

以上を P_b について解くと,

$$P_b = \log \left(\frac{\xi_i}{\xi_j} \right) \frac{\varepsilon_{(\xi_i)}}{\varepsilon_{(\xi_j)}} \quad (\text{式3.4.1.21})$$

を得る。 $P_a = 1 - P_b$ より,

$$P_a = \log \left(\frac{\xi_i}{\xi_j} \right) \frac{\xi_i}{\xi_j} - \log \left(\frac{\xi_i}{\xi_j} \right) \frac{\varepsilon_{(\xi_i)}}{\varepsilon_{(\xi_j)}} = \log \left(\frac{\xi_i}{\xi_j} \right) \frac{\xi_i \varepsilon_{(\xi_j)}}{\xi_j \varepsilon_{(\xi_i)}} \quad (\text{式3.4.1.22})$$

P_a および P_b を荷重寄与率の定義式に代入することで以下の式を得る。

$$V_a = V \log \left(\frac{\xi_i \varepsilon(\xi_j)}{\xi_j \varepsilon(\xi_i)} \right) \quad (\text{式3.4.1.23})$$

$$V_b = V \log \left(\frac{\varepsilon(\xi_i)}{\varepsilon(\xi_j)} \right) \quad (\text{式3.4.1.24})$$

(式 3.4.1.23)および(式 3.4.1.24)は 4 点曲げ載荷状態における単鉄筋断面の RC 部材に対し微分法を適用することで定式化された式である。載荷状態が異なる場合や、多段配筋断面に対しては 1 階の n 元非線形微分方程式において P_a および P_b を同定する問題に帰着する³⁻¹¹⁾。2 点間のひずみに基づき V_a および V_b を算定できる点は微分法の利点であるが、より簡便に、一般的な RC 部材の V_a および V_b を算定する手法として後述のひずみエネルギー法が提案された。

(2) ひずみエネルギー法

図 3.4.1.1 に示す任意の荷重が作用したはりにおいて、引張主鉄筋に生じるひずみも各耐荷機構の寄与分に分解することが可能である。全荷重の作用により鉄筋にひずみが生じた状態を考えると、はり軸方向に対する支点位置からのひずみの変化量は、鉄筋のひずみから支点位置のひずみを差し引くことで得られたひずみと等しい。このひずみは軸方向合力の変化により生じたものであり、前述の定義により、ビーム機構寄与分の作用により生じたひずみ (ε_b) であると考えられる。一方、支点位置のひずみははり軸方向に一樣の値を示すため、軸方向合力の変化に寄与しないことから、これがアーチ機構寄与分の作用により生じたひずみ (ε_a) であると考えられる。

鉄筋は軸方向にのみ荷重を伝達することを仮定すると、全荷重が鉄筋に蓄積した軸方向ひずみエネルギーに対する V_a および V_b が鉄筋に蓄積した軸方向ひずみエネルギーの比が耐荷機構の寄与率を表すと考えられる。すなわち、

$$P_a = \frac{U_a}{U} \quad (\text{式3.4.1.25})$$

$$P_b = \frac{U_b}{U} \quad (\text{式3.4.1.26})$$

ここに、 P_a ：アーチ機構の荷重寄与率、 P_b ：ビーム機構の荷重寄与率、 U_a ： V_a が鉄筋に蓄積した軸方向ひずみエネルギー、 U_b ： V_b が鉄筋に蓄積した軸方向ひずみエネルギー、 U ：全荷重が鉄筋に蓄積した軸方向ひずみエネルギーである。

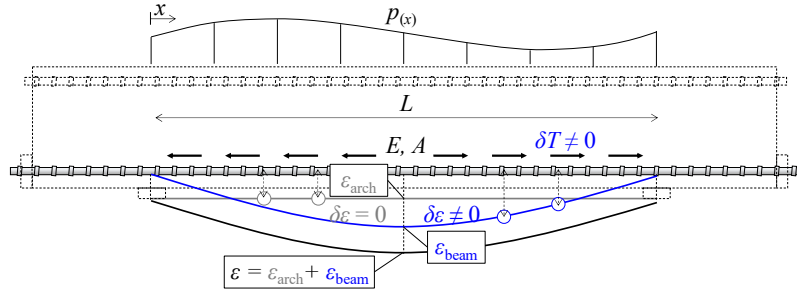
鉄筋の形状および材質が軸方向に対して一樣であることを仮定すれば、

$$U_a = \frac{EA}{2} \int_L \varepsilon_a^2 dx \quad (\text{式3.4.1.27})$$

$$U_b = \frac{EA}{2} \int_L \varepsilon_b^2 dx \quad (\text{式3.4.1.28})$$

ここに、 E ：鉄筋の弾性係数、 A ：鉄筋の公称断面積である。

従って、耐荷機構寄与分は以下の式で与えられる。



Strain energy in rebar	Contributing ratios	Contributing forces
$U_{a(\epsilon_{arch})} = \frac{EA}{2} \int_L \epsilon_{arch}^2 dx$	$P_a = \frac{U_{a(\epsilon_{arch})}}{U_{(\epsilon)}} = \frac{\int_L \epsilon_{arch}^2 dx}{\int_L \epsilon^2 dx}$	$V_a = P_a V$
$U_{b(\epsilon_{beam})} = \frac{EA}{2} \int_L \epsilon_{beam}^2 dx$	$P_b = \frac{U_{b(\epsilon_{beam})}}{U_{(\epsilon)}} = \frac{\int_L \epsilon_{beam}^2 dx}{\int_L \epsilon^2 dx}$	$V_b = P_b V$

図 3.4.1.1 ひずみエネルギーに基づく耐荷機構分解手法

$$V_a = V \left(\int_L \epsilon_a^2 dx / \int_L \epsilon^2 dx \right) \quad (式3.4.1.29)$$

$$V_b = V \left(\int_L \epsilon_b^2 dx / \int_L \epsilon^2 dx \right) \quad (式3.4.1.30)$$

ここに、 ϵ ：全荷重の作用により生じた鉄筋の軸方向ひずみである。

(式 3.4.1.29)および(式 3.4.1.30)は荷重状態に依存しないため、本手法の適用によりあらゆる荷重状態のはりに対しても V_a および V_b が推定可能である。なお、微分法との整合性については既往の研究³⁻¹⁰⁾にて確認されている。

3. 4. 2. RC はりにおけるせん断耐荷機構寄与分の推移

ここでは、はりの寸法、せん断補強筋の有無、シートの補強方法が V_a および V_b の推移に及ぼす影響を把握するために、図 3.4.2.1 に再掲する RC はりを V_a および V_b の算定対象とした。諸元の詳細については表 3. 2. 1. 1 に示した通りである。

表 3.4.2.1 および図 3.4.2.2 にひずみエネルギー法による V_a および V_b の算定結果を示す。いずれのケースについても、 V_b がそのピーク値を超えた後から V_a が発現し、 V_a のピーク到達時と作用荷重のピーク到達時が対応していることが確認できる。2.3.2. で述べた通り、斜めひび割れの発生と開口に伴い、ひび割れ面上に伝達される応力は低減する。応力の低減に伴い、斜めひび割れを生じた区間における圧縮合力の変化量も減少する。その結果として、圧縮合力の反力である引張合力の変化量も減少することとなるため、斜めひび割れの開口に伴い、アーチ機構が卓越したものと考えられる。同一の寸法を有するケースでは、FRP シートの有無にかかわらず、 V_b のピーク値は概ね等しいことから、シートの存在が斜めひび割れ発生荷重に対する影響は小さいものと考えられる³⁻¹²⁾。

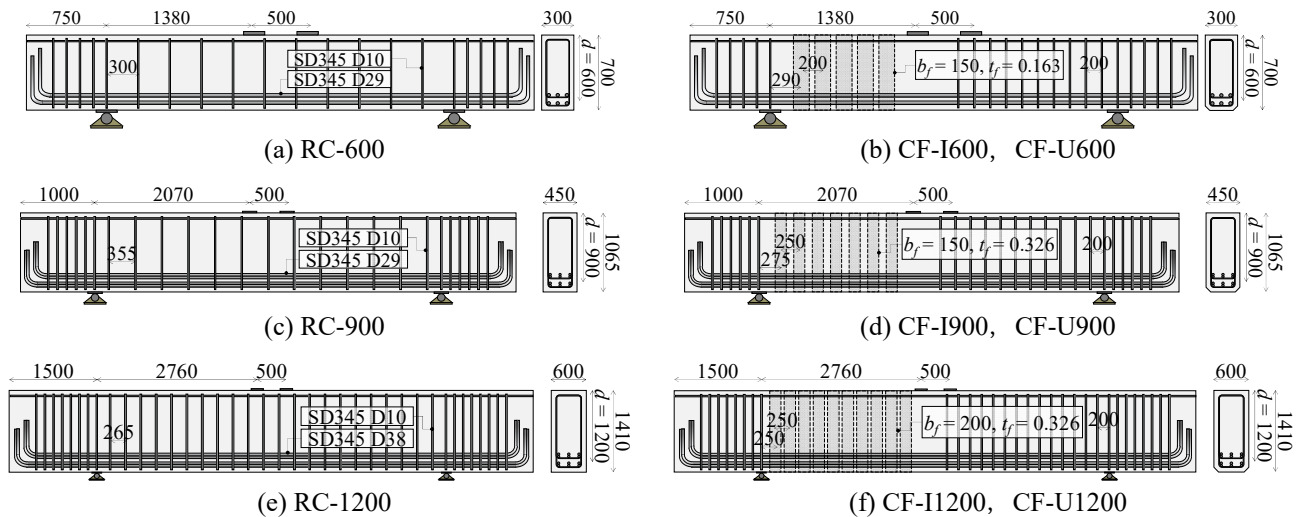
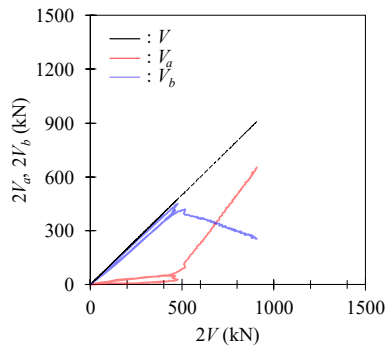


図3.4.2.1 RCはり試験体の形状および寸法(mm)

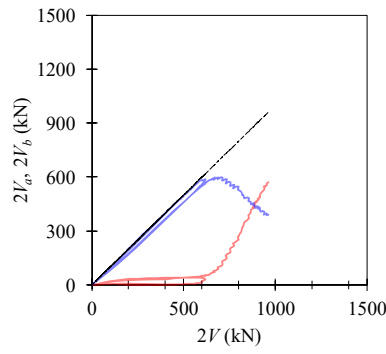
表 3.4.2.1 はりの諸元と V_a および V_b の算定結果

Name	f_c	ε_{sy}	ε_{fy}	$2V_a$	$2V_b$	$2V$
RC-600	24.8	1792	-	678.8	442.7	926.1
CF-U600	37.4	-	7699	643.4	578.1	1212.4
CF-I600	35.8	-	7699	832.8	599.8	1128.9
RC-900	44.4	1792	-	1700.3	842.2	2215.7
CF-U900	42.5	-	7699	1295.4	1035.3	2061.1
CF-I900	42.5	-	7699	1480.8	963.0	1749.9
N-1200	42.7	2030	-	2885.5	1262.5	3369.6
CF-U1200	45.4	-	7699	2671.4	1629.6	3540.8
CF-I1200	40.5	-	7699	2217.9	1553.8	2953.8

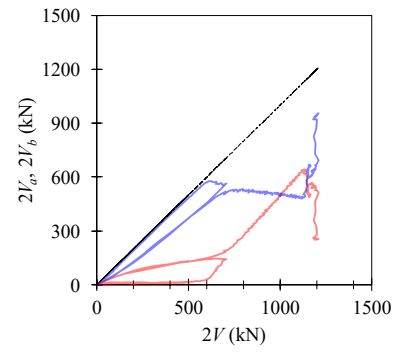
f_c :コンクリート圧縮強度(N/mm²), ε_{sy} :せん断補強筋の降伏ひずみ (μ), ε_{fy} :FRP シートの終局ひずみ (μ), $2V_f$:終局耐力 (kN), $2V_b$:ビーム機構の耐力 (kN), $2V_a$:アーチ機構の耐力 (kN)



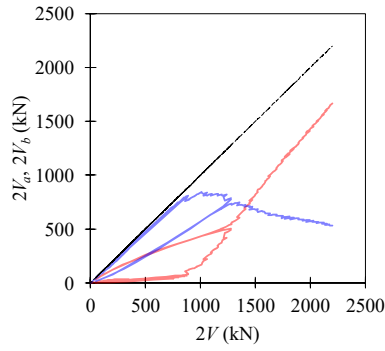
(a) RC-600



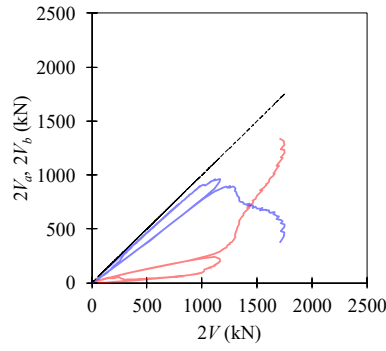
(b) CF-I600



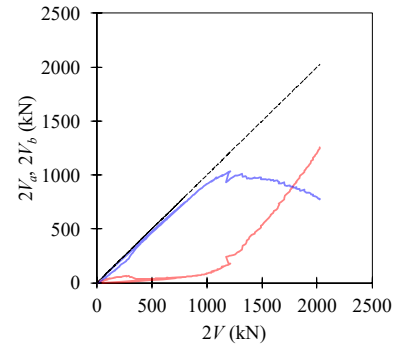
(c) CF-U600



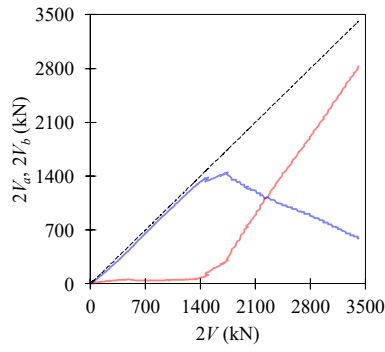
(d) RC-900



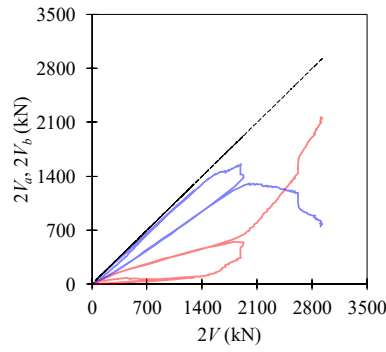
(e) CF-I900



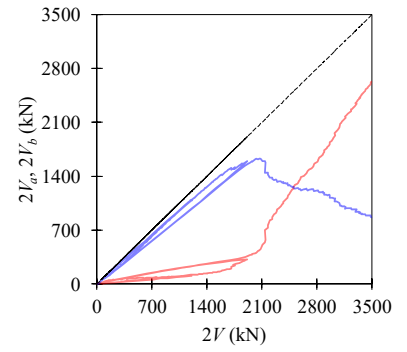
(f) CF-U900



(g) RC-1200



(h) CF-I1200



(i) CF-U1200

図3.4.2.2 全荷重に対する V_a および V_b の推移

また、 V_b のピーク荷重と 3.3.5.に示した主鉄筋の各位置に作用する引張力の差異が小さくなる荷重レベルが対応していることに加え、有効高さが 900 mm～1200 mm のケースについてはこの値が 3.3.4.から推定されるシートの局所剥離発生時における荷重レベルと概ね一致することも確認できる。有効高さが 600 mm のケース (CF-I600, CF-U600) では、せん断スパン内におけるシートの補強面積が相対的に大きいことから平均付着応力も相対的に大きく、局所剥離の発生が斜めひび割れの発生以降にシフトした結果、局所剥離発生時の荷重が V_b のピーク荷重より大きくなったものと考えられる。3.3.3.に示したせん断補強筋とシート以外が分担する荷重 (V_c) については、 V_b のピーク値到達以降における V_a および V_b のコンクリート寄与分に相当するものと考えられる。

V_b のピーク値以前において、 $2V_b$ と作用荷重 ($2V$) は概ね一致していることから、 $2V$ はビーム機構のみにより受け持たれており、再載荷時の履歴からも耐荷機構には可逆性を有していることが確認できる。このように、 V_b のピーク値を限界状態に対応する工学的指標として設定することにより、部材の挙動に可逆性を有する限界状態を合理的に評価し得るものと考えられる。

3.5. 既存の耐力式との比較

CFRP シート補強した 8 体の供試体について、既存の耐力式（土木学会式³⁻¹³⁾、子田式³⁻¹⁴⁾、ACI 式³⁻¹⁵⁾Triantafillou³⁻¹⁶⁾、Khalifa³⁻¹⁷⁾）で計算した結果と、実際のせん断耐力を比較し、それぞれの耐力式の妥当性を検証する。なお、計算にあたって、安全係数は全て 1.0 とした。

表 3.5.1 は、土木学会式³⁻¹³⁾によるせん断耐力の計算結果、図 3.5.1 はその値を実験値と比較したものである。大型、中型供試体のせん断耐力は、計算値が実験値より大きくなっている。これは、土木学会式が CFRP シートを部材に全周巻き付け、または巻き付けていない場合には、機械式定着等で端部を完全に定着させた状態を想定しているためと考えられる。今回のように U 字または側面のみにシートを貼り付け、機械式定着を施していない場合は、土木学会式で計算するとせん断耐力を過大に評価する傾向にある。

表 3.5.1 土木学会式による計算結果

供試体	せん断耐力	実験値(kN)	計算値(kN)	実験値/計算値
CF-U1200	V_c	852.0	607.9	1.40
	V_f	918.4	1421.2	0.65
	$V=V_c+V_f$	1770.4	2029.1	0.87
CF-I1200	V_c	628.8	585.2	1.07
	V_f	848.1	1421.2	0.60
	$V=V_c+V_f$	1476.9	2006.4	0.74
CF-U900	V_c	441.6	359.5	1.23
	V_f	589.0	799.4	0.74
	$V=V_c+V_f$	1030.6	1158.9	0.89
CF-I900	V_c	461.6	359.5	1.28
	V_f	413.3	799.4	0.52
	$V=V_c+V_f$	874.9	1158.9	0.75
CF-U600	V_c	270.5	169.4	1.60
	V_f	335.7	333.1	1.01
	$V=V_c+V_f$	606.2	502.5	1.21
CF-I600	V_c	285.9	167.0	1.71
	V_f	278.5	333.1	0.84
	$V=V_c+V_f$	564.4	500.1	1.13
CFA10	V_c	228.5	160.7	1.42
	V_f	272.7	329.9	0.83
	$V=V_c+V_f$	501.2	490.6	1.02
CFA20	V_c	200.4	160.5	1.25
	V_f	222.0	329.9	0.67
	$V=V_c+V_f$	422.4	490.4	0.86

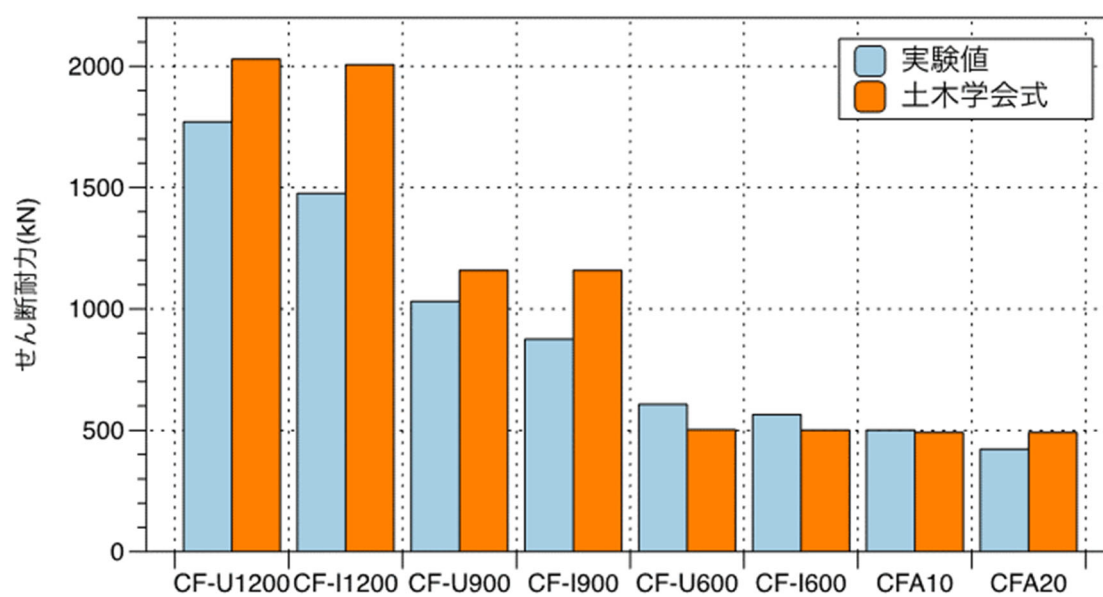


図 3.5.1 実験値と土木学会式の比較

表 3.5.2 は、子田ら³⁻¹⁴⁾が提案した手法（以下、「子田式」）でせん断耐力を計算した結果、図 3.5.2 はその値を実験値と比較したものである。子田式は、CFRP シートを U 字に補強した場合の耐力式であるため、CF-U シリーズ及び CFA シリーズと比較した。なお、子田式で定義されているコンクリートの抵抗領域は3.7mmとし、有効付着長 L_e は佐藤ら³⁻¹⁹⁾により提案されている以下の(式 3.5.1)を用いて計算した。

$$L_e = 1.89(n_f t_f E_f)^{1.89} \quad (\text{式3.5.1})$$

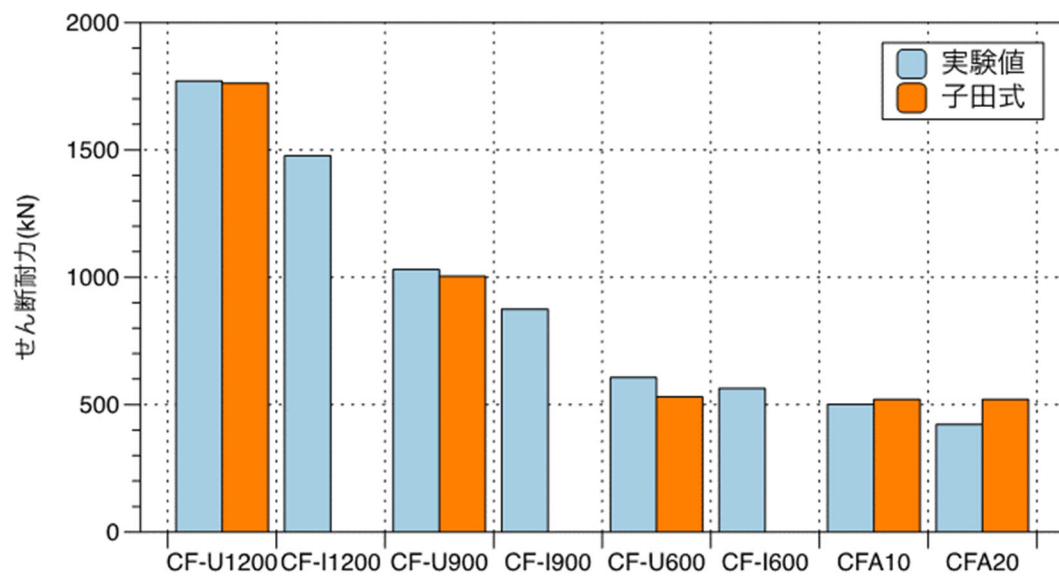
ここに、

- n_f : シートの積層数
- t_f : シートの厚さ(mm)
- E_f : シートのヤング係数(MPa)

子田式のせん断耐力の算定精度は、土木学会式よりも高く、特に CF-U1200 と CF-U900 では計算値と実験値が高い精度で一致した。しかし、終局時のシートひずみを実際より低く出ており、最終的な耐力としては一致しているが、分担割合としては V_f を実際より小さく評価している可能性がある。また、定着長の違いによる耐力の差は評価できていない。

表 3.5.2 子田式による計算結果

供試体	せん断耐力	実験値(kN)	計算値(kN)	実験値/計算値
CF-U1200	V_c	852.0	826.0	1.03
	V_f	918.4	935.7	0.98
	$V=V_c+V_f$	1770.4	1761.6	1.00
CF-U900	V_c	441.6	488.4	0.90
	V_f	589.0	515.0	1.14
	$V=V_c+V_f$	1030.6	1003.4	1.03
CF-U600	V_c	270.5	230.2	1.18
	V_f	335.7	300.5	1.12
	$V=V_c+V_f$	606.2	530.7	1.14
CFA10	V_c	228.5	218.3	1.05
	V_f	272.7	302.0	0.90
	$V=V_c+V_f$	501.2	520.3	0.96
CFA20	V_c	200.4	218.1	0.92
	V_f	222.0	302.0	0.74
	$V=V_c+V_f$	422.4	520.1	0.81



※子田式はU字型補強の耐力式であるためCF-Iシリーズは計算できない

図 3.5.2 実験値と子田式の比較

表 3.5.3 は、ACI440.2R-08³⁻¹⁵⁾のせん断耐力式で計算した結果、図 3.5.3 は実際のせん断耐力を比較したものである。なお、 V_c については、ACI318R-05³⁻¹⁷⁾で示されている以下の(式 3.5.2)を用いて算出した。

$$V_c = \left(1.9\sqrt{f'_c} + 2500p_s \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (\text{式3.5.2})$$

ここに、

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

p_s : 引張鉄筋比

V_u : 作用せん断力(kN)

d : 有効高さ(mm)

M_u : 作用曲げモーメント(kNm)

b_w : シートの幅(mm)

ACI のせん断耐力の算定結果は、供試体 CF-I1200 を除き、計算値が実験値を下回る結果となった。CF-I1200 で計算値が大きくなった理由としては、(式 3.5.2)が寸法効果を考慮していないため、 V_c を過大評価していることが考えられる。全体として、CF-U シリーズと CF-I シリーズのせん断耐力の差が実験値よりも計算値は小さくなっている。以上から、ACI 設計式は、全体として安全側にせん断耐力を評価できるが、U 字型補強と側面補強の差を正しく評価できないと言える。

表 3.5.3 ACI440.2R-08 による計算結果

供試体	せん断耐力	実験値(kN)	計算値(kN)	実験値/計算値
CF-U1200	V_c	852.0	867.9	0.98
	V_f	918.4	746.4	1.23
	$V=V_c+V_f$	1770.4	1614.3	1.10
CF-I1200	V_c	628.8	825.4	0.76
	V_f	848.1	677.2	1.25
	$V=V_c+V_f$	1476.9	1502.7	0.98
CF-U900	V_c	441.6	474.2	0.93
	V_f	589.0	399.0	1.48
	$V=V_c+V_f$	1030.6	873.2	1.18
CF-I900	V_c	461.6	474.2	0.97
	V_f	413.3	387.8	1.07
	$V=V_c+V_f$	874.9	862.0	1.01
CF-U600	V_c	270.5	199.3	1.36
	V_f	335.7	220.3	1.52
	$V=V_c+V_f$	606.2	419.6	1.44
CF-I600	V_c	285.9	195.5	1.46
	V_f	278.5	200.0	1.39
	$V=V_c+V_f$	564.4	395.6	1.43
CFA10	V_c	228.5	186.0	1.23
	V_f	272.7	206.8	1.32
	$V=V_c+V_f$	501.2	392.8	1.28
CFA20	V_c	200.4	185.8	1.08
	V_f	222.0	206.3	1.08
	$V=V_c+V_f$	422.4	392.1	1.08

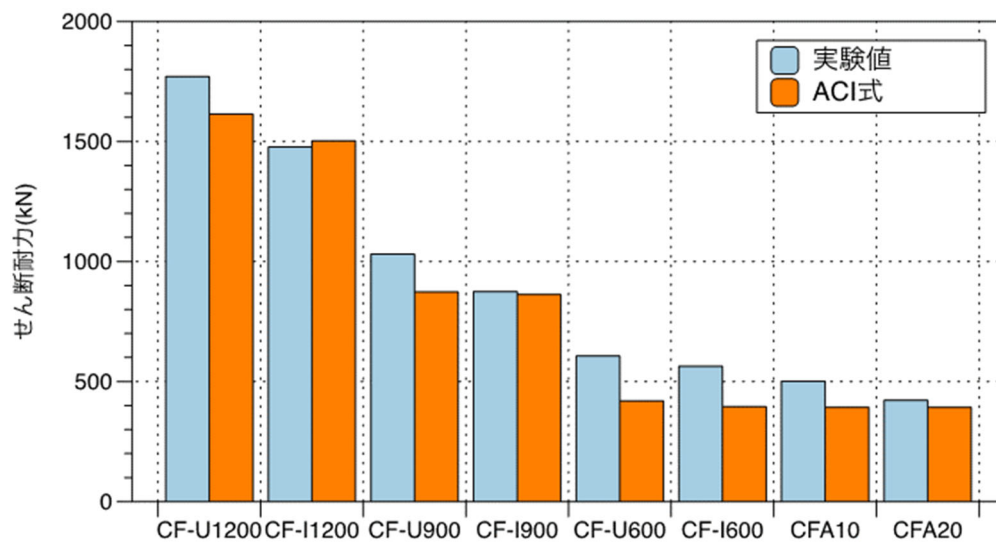


図 3.5.3 実験値と ACI 式の比較

表 3.5.4 は、Triantafillou³⁻¹⁶⁾によるせん断耐力の計算結果，図 3.5.4 はその値を実験値と比較したものである。なお， V_c については，Eurocode2 式³⁻¹⁸⁾で示されている以下の(式 3.5.3)を用いて算出した。

$$V_c = \tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_t) b_w d \quad (\text{式3.5.3})$$

ここに，

τ_{Rd} : 設計せん断強度(N/mm²)

k : $1.6 - d < 1$

ρ_t : 引張鉄筋比

Triantafillou によるせん断耐力の計算結果は，全ての供試体で計算値が実験値を下回る結果となっており，安全側に評価しているが， V_f はやや危険側に評価する場合があります正しく評価できないと言える。

表 3.5.4 Triantafillou による計算結果

供試体	せん断耐力	実験値(kN)	計算値(kN)	実験値/計算値
CF-U1200	V_c	852.0	555.1	1.53
	V_f	918.4	896.8	1.02
	$V=V_c+V_f$	1770.4	1451.9	1.22
CF-I1200	V_c	628.8	609.2	1.03
	V_f	848.1	859.3	0.99
	$V=V_c+V_f$	1476.9	1468.5	1.01
CF-U900	V_c	441.6	333.4	1.32
	V_f	589.0	492.2	1.20
	$V=V_c+V_f$	1030.6	825.6	1.25
CF-I900	V_c	461.6	333.4	1.38
	V_f	413.3	492.2	0.84
	$V=V_c+V_f$	874.9	825.6	1.06
CF-U600	V_c	270.5	144.1	1.88
	V_f	335.7	202.7	1.66
	$V=V_c+V_f$	606.2	346.8	1.75
CF-I600	V_c	285.9	143.5	1.99
	V_f	278.5	199.4	1.40
	$V=V_c+V_f$	564.4	342.9	1.65
CFA10	V_c	228.5	146.4	1.56
	V_f	272.7	199.1	1.37
	$V=V_c+V_f$	501.2	345.5	1.45
CFA20	V_c	200.4	132.3	1.51
	V_f	222.0	198.8	1.12
	$V=V_c+V_f$	422.4	331.1	1.28

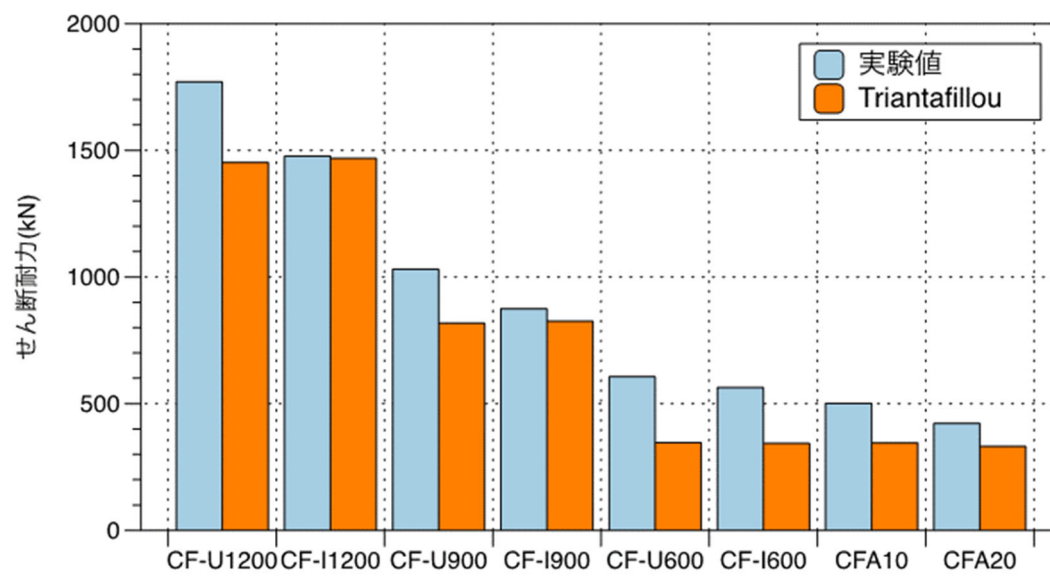


図 3.5.4 実験値と Triantafillou 式の比較

表 3.5.5 は, Khalifa によるせん断耐力の計算結果, 図 3.5.5 はその値を実験値と比較したものである。なお, V_c については, ACI318R-05³⁻²⁰⁾で示されている以下の(式 3.5.4)を用いて算出した。

$$V_c = \left(1.9\sqrt{f'_c} + 2500p_s \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (\text{式3.5.4})$$

ここに,

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

p_s : 引張鉄筋比

V_u : 作用せん断力(kN)

d : 有効高さ(mm)

M_u : 作用曲げモーメント(kNm)

b_w : シートの幅(mm)

Khalifa³⁻¹⁷⁾によるせん断耐力の計算結果は, 全ての供試体で計算値が実験値を下回る結果となった。全体として安全側にせん断耐力を評価できるが, 供試体の種類毎で実験値と計算値のばらつきがあり必ずしも正しく評価できないと言える。

表 3.5.5 Khalifa による計算結果

供試体	せん断耐力	実験値(kN)	計算値(kN)	実験値/計算値
CF-U1200	V_c	852.0	808.6	1.05
	V_f	918.4	791.7	1.16
	$V=V_c+V_f$	1770.4	1600.3	1.11
CF-I1200	V_c	628.8	763.7	0.82
	V_f	848.1	717.0	1.18
	$V=V_c+V_f$	1476.9	1480.7	1.00
CF-U900	V_c	441.6	440.0	1.00
	V_f	589.0	422.9	1.39
	$V=V_c+V_f$	1030.6	862.9	1.19
CF-I900	V_c	461.6	440.0	1.05
	V_f	413.3	410.0	1.01
	$V=V_c+V_f$	874.9	850.0	1.03
CF-U600	V_c	270.5	183.5	1.47
	V_f	335.7	232.7	1.44
	$V=V_c+V_f$	606.2	416.2	1.46
CF-I600	V_c	285.9	179.5	1.59
	V_f	278.5	210.0	1.33
	$V=V_c+V_f$	564.4	389.5	1.45
CFA10	V_c	228.5	169.4	1.35
	V_f	272.7	218.6	1.25
	$V=V_c+V_f$	501.2	388.0	1.29
CFA20	V_c	200.4	169.2	1.18
	V_f	222.0	218.2	1.02
	$V=V_c+V_f$	422.4	387.4	1.09

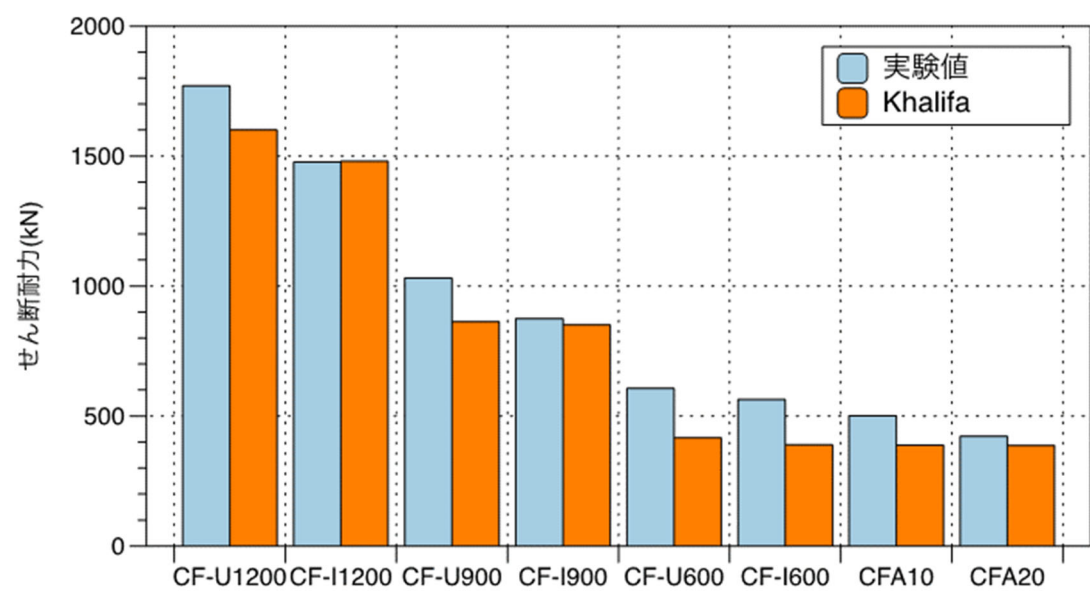


図 3.5.5 実験値と Khalifa 式の比較

以上を踏まえて、せん断耐力の実験値と既存の耐力式（土木学会式³⁻¹³⁾、子田式³⁻¹⁴⁾、ACI式³⁻¹⁵⁾、Triantafillou³⁻¹⁶⁾、Khalifa³⁻¹⁷⁾）で計算した計算値を表 3.5.7 に整理した。

既存の耐力式は、特に土木学会式は大型供試体では危険側に評価する傾向にあること、その他評価式は U 字型補強と側面補強の差を正しく評価できないこと、 V_f を危険側に評価する場合があること等から、 V_f を評価する既存式は、供試体の寸法差をはじめ、シーートの厚さ、剛性、貼付け方法が異なると正しくせん断耐力を評価できないため、より正確な評価式を提案する必要があると言える。

表 3.5.6 せん断耐力 V (kN)

供試体		実験値	国内の既往研究		海外の既往研究		
			土木学会式	子田式	ACI式	Triantafillou	Khalifa
CF-U1200	せん断耐力 V (kN)	1770.4	2029.1	1761.6	1614.3	1451.9	1600.3
CF-I1200		1476.9	2006.4	—	1502.7	1468.5	1480.7
CF-U900		1030.5	1158.9	1003.4	873.2	825.6	862.9
CF-I900		874.9	1158.9	—	862.0	825.6	850.0
CF-U600		606.2	502.5	530.7	419.6	346.8	416.2
CF-I600		564.4	500.1	—	395.6	342.9	389.5
CFA10		501.2	490.6	520.3	392.8	345.5	388.0
CFA20		422.4	490.4	520.1	392.1	331.1	387.4
変動係数			17.0%	10.8%	14.1%	18.6%	14.0%

3.6. せん断耐力機構を踏まえたせん断耐力評価法の方針

載荷試験を通じて、CFRP シートによりせん断補強した RC はりのせん断耐力機構を考察した結果、以下のことがわかった。

- 斜めひび割れの開口により、斜めひび割れ付近のシートひずみが増加し、ひずみがある程度まで増加すると局所剥離が発生する。さらに荷重を加えると剥離は斜めひび割れ付近からシートの端部に向けて進展していき、端部に達したときに全体剥離が起こり、RC はりがせん断破壊する。
- RC はりの寸法が大きくなることによるシート補強の直接的な寸法効果は存在しない。ただし、寸法が大きくなるとシートの必要積層数が増え、積層数が増えると剥離ひずみが小さくなりせん断補強効果が落ちるといふ、広義の寸法効果（付着の寸法効果）が存在する。
- シートの局所剥離は、スターラップの降伏と見かけ上同様の現象と捉えることができる。すなわち、シートの局所剥離によってはりのせん断耐力機構がトラス機構からアーチ機構へと移り変わり、それによりコンクリートが負担できるせん断力が増加する。

以上のことを踏まえると、CFRP シートによりせん断補強された RC はりのせん断耐力機構は以下の図 3.6.1 のようにモデル化できる。

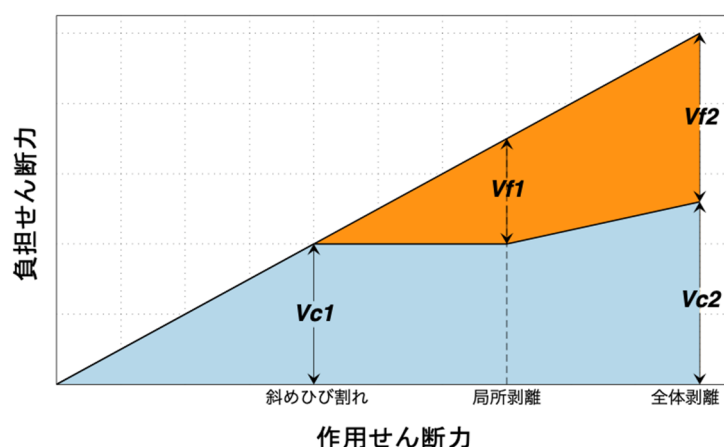


図 3.6.1 せん断耐力機構のモデル

ここで、

- V_{c1} : 斜めひび割れ発生時のコンクリート負担せん断力
- V_{c2} : 全体剥離時のコンクリート負担せん断力
- V_{f1} : 局所剥離時のシート負担せん断力
- V_{f2} : 全体剥離時のシート負担せん断力

せん断耐力を精緻に評価するためには、以上の 4 つを正確に評価する必要がある。ただし、局所剥離以降のコンクリートのアーチ機構は、境界条件に依存する部分が多く、実際の設計を考える際には考慮すべきではない。したがって、設計をする上で重要であるのは、局所剥離時、全体剥離時にシートがどれほどのせん断力を受け持つことができるかを表す V_{f1} , V_{f2} の評価である。特に、シート補強の可逆性という意味で、設計上重要な指標となりうる局所剥離時のシート負担せん断力を評価することは大きな意味を持つ。ところが、現在使われている設計コードには、局所剥離という概念を説明し、その時のせん断耐力を評価するという方針を取っているものは存在しない。

3.7. 本章のまとめ

本章では、CFRP シートによりせん断補強した RC はりの載荷試験を行い、せん断耐荷機構の考察を行った。主に以下に示す知見が得られた。

- (1) シート補強したはりのせん断破壊は、斜めひび割れの発生、シートの局所剥離、全体剥離という過程を経て起こることがわかった。
- (2) 供試体が大型になると積層数が増え、剥離が発生しやすくなるという広義の寸法効果が存在する。
- (3) シートの局所剥離は、スターラップの降伏と同じように扱うことができる。
- (4) 実験結果を既存の耐力式の計算結果と比較したところ、全ての条件で正確にせん断耐力を評価できている式は存在しないことがわかった。
- (5) せん断耐荷機構の考察から、CFRP シートによりせん断補強された RC はりのせん断耐力評価のためには、斜めひび割れ発生、局所剥離、全体剥離時の荷重が重要であり、それぞれの時点におけるコンクリート、CFRP シートの負担せん断力を評価することが重要である。

3 章の参考文献

- 3-1) 二羽淳一郎,山田一字,横沢和夫,岡村甫:せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価,土木学会論文集,No.372/V-5,pp.167-176,1986
- 3-2) 佐藤靖彦, 田中高行, 上田多門, 小野定: 炭素繊維シートにより補強した RC はりのせん断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.2, pp.1469-1474, 1996
- 3-3) 岩本拓也, 中村光, Li FU, 山本佳士, 三浦泰人: ビーム・アーチ機構に基づく RC はりのせん断抵抗メカニズムに関する一考察, 土木学会論文集 E2, Vol.73, No.1, pp.70-81, 2017
- 3-4) 中村英佑, 渡辺博志: せん断補強鉄筋を有するRCはりのせん断耐荷機構に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.731-741, 2008.
- 3-5) 岩本拓也, 中村光, Li FU, 山本佳士, 三浦泰人: ビーム・アーチ機構に基づくRCはりのせん断抵抗メカニズムに関する一考察, 土木学会論文集E2, Vol. 73, No.1, pp.70-81, 2017.2.
- 3-6) Nakamura, H., Iwamoto, T., Fu, L., Yamamoto, Y., Miura, T. and Gedik, Y.H.,:Shear resistance mechanism evaluation of RC beams based on arch and beam actions, Journal of Advanced Concrete Technology, 16(11), pp.563-576,2018
- 3-7) 山田雄太, 千々和伸浩, 岩波光保: 鉄筋腐食ひび割れを生じたRCはりのせん断疲労耐荷機構に及ぼすせん断補強筋の影響, 土木学会論文集E2, Vol.74, No.3, pp.176-191, 2018.8.
- 3-8) 山田雄太: 穿孔の導入による応力場の意図的な変化がRCはりのせん断耐荷機構に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.595-600, 2018.7.
- 3-9) Yamada, Y., :An analytical study on interactions of artificial cracks and holes contributing to increases in the shear strengths of RC beams, Journal of Advanced Concrete Technology, 17(10),pp. 579-591,2019
- 3-10) 山田雄太: ひずみエネルギーに基づく種々の荷重状態に適用可能なRCはり部材におけるせん断耐荷機構分解手法の提案, コンクリート工学年次論文集, Nol.42, No.2, pp.559-564, 2020.7.
- 3-11) Yamada, Y., :Theoretical Evaluation Equation for Capacities of Beam Action in Shear Resistance Mechanisms of RC Beams Reflecting Dowel Action of Main Reinforcements,Journal of Advanced Concrete Technology, 19(9), pp.1025-1039,2021
- 3-12) 山田雄太: FRPシートによりせん断補強されたRCはり部材に対するせん断耐荷機構の耐力予測モデルの拡張, コンクリート工学年次論文集, Vol. 44, No. 2, pp. 871-876, 2022.7.
- 3-13) 土木学会: コンクリートライブラリー101 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, 2000

- 3-14) 子田康弘, 岩城一郎, 中村晋 : RC はりを U 字型補強した連続繊維シートによるせん断補強効果の簡易な評価手法, 土木学会論文集 E, Vol.64 No.1, pp.224-236, 2008.2
- 3-15) ACI : Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI 440.2R.
- 3-16) Triantafillou, T. C. and Antonopoulos, C. P.: Design of Concrete Flexural Members Strengthened in Shear with FRP, J. Compos. For Constr., ASCE, 4(4), pp198-205,2000
- 3-17) Khalifa, A., Gold, W. J., Nanni, A., and Aziz, A. M. I.:Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members, J. Compos. For Constr., ASCE,2(4), pp195-202, 1998
- 3-18) British Standards Institution: Eurocode 2: Design of Concrete Structures, 1992
- 3-19) 佐藤靖彦, 浅野靖幸, 上田多門 : 炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究, 土木学会論文集 No.648/V-47, pp.71-87, 2000.5
- 3-20) ACI : Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-05,2005

4 章 CFRP シートとコンクリート間の付着耐力の評価

4.1. 検討概要

本章では、CFRP シートの積層数や弾性率を変えることで、幅広いシート剛性の範囲をカバーした CFRP シートの付着試験を行い、その付着耐力を実験的に評価する。また、剥離後の CFRP シートに接着しているコンクリート破壊面を分析することで、既往の研究では検討されていない付着特性とコンクリート破壊についても考察する。補強後の CFRP シートが剥離する際にはコンクリート表層の破壊となっているため、この関係を考察することでコンクリート特性を加味した合理的な剥離現象の予測につながることを期待される。

4.2. 試験概要

4.2.1. 使用材料

本研究では、表 4.2.1.1 に示す 2 タイプの CFRP シートを用いた。タイプ A は中弾性 A シート，タイプ B は高強度シートである。タイプ A 及び B は，引張試験片をそれぞれ 5 体ずつ用意し，JIS A 1191：2021 に従って引張試験を行った。

不陸修正材と含浸接着剤には，エポキシ樹脂を使用した。表 4.2.1.2 にエポキシ樹脂の材料特性を示す。

コンクリートの最大粗骨材寸法は 20mm，圧縮強度は 30.2N/mm²，弾性係数は 21600N/mm²，割裂引張強度は 2.38N/mm² であった。なお，後述する B5 供試体のみ打設日が異なる。その圧縮強度は 28.9N/mm²，弾性係数は 20980N/mm²，割裂引張強度は 2.19N/mm² であった。

表 4.2.1.1 CFRP シートの材料特性

シートのタイプ		弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	終局ひずみ (μ)	厚さ (mm)
A	中弾性 A	473.3 (440)	3125 (2400)	6624	0.163
B	高強度	261.1 (245)	4482 (3400)	17061	0.167

※（ ）内は規格値を示す

表 4.2.1.2 樹脂の材料特性

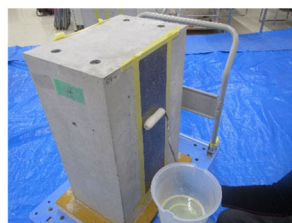
シートの タイプ	弾性係数 (kN/mm ²)	引張せん断 強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張 弾性係数 (N/mm ²)	圧縮 弾性係数 (N/mm ²)
不陸修正材	エポキシ 樹脂	19.6	-	101.0	-	4550
含浸接着剤	エポキシ 樹脂	22.4	59	105.0	-	2730

4.2.2. CFRP シートの貼り付け

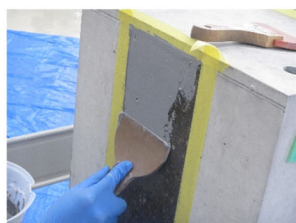
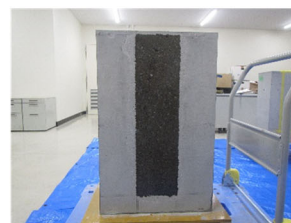
コンクリートの打設後 1 週間以上経過後に、概ね 23℃の室内で貼付け作業とその後の 2 週間程度の養生を行った。貼付け作業は、下地コンクリート表面をディスクサンダーで研磨し、その後所定の配合比で均一になるまで攪拌したプライマー (0.2kg/m²) を塗布した。さらに、不陸修正 (1.0–1.5kg/m²) をシート接着領域の全面に行った。次に、不陸修正材表面の目粗し後に接着剤となる下塗り含浸樹脂 (0.6kg/m²) を塗布し、エアーを除去しながら CFRP シートを貼付けた。5 時間程度経過後、含浸樹脂 (0.2kg/m²) を上塗り含浸させた。積層する場合には、1 日 1 層として 1 層目と同様に下塗り、CFRP シート貼付け、上塗りを必要積層数分繰り返した。



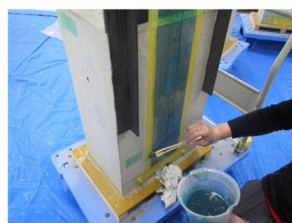
1) 下地処理



2) プライマー塗布



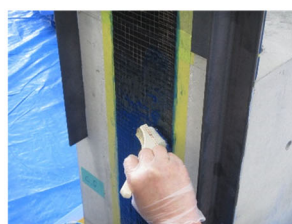
3) 不陸修正



4) 下塗り



5) CFRPシート貼付



6) 上塗り



写真 4.2.2.1 CFRP シートの貼り付け

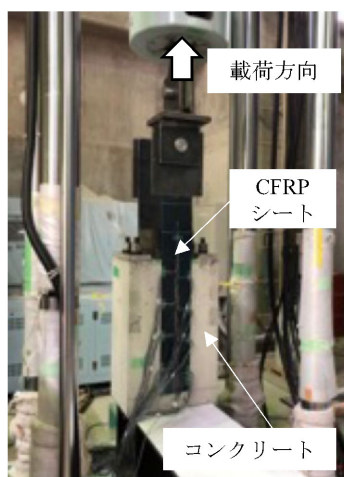
4.2.3. 供試体

CFRP シートの付着試験は、図 4.2.3.1(a)に示すコンクリートブロックの片面に CFRP シートを接着した片引試験とした。コンクリートブロックの大きさは、幅 450mm、長さ 700mm、厚さ 300mm であり、全てのケースで CFRP シートの付着幅は 150mm で統一し、基準の付着長は 600mm とした。荷重端のコンクリートブロックを固定するための支圧板は、付着挙動への影響を小さくする目的から、CFRP シートから 50mm 離れた位置に設置した。CFRP シートを引っ張るためのタブには厚さ 9mm の鋼板を用い、CFRP シートの両面に接着した。載荷は、変位制御で載荷速度 0.005mm/sec で行った。

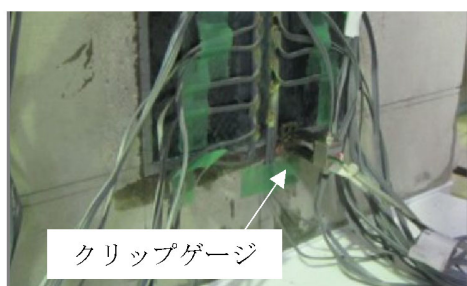
既存の付着試験では、付着幅は 25mm から 100mm、付着長は 50mm から 400mm 程度である。本試験は、従来よりも大型のコンクリートブロックを用いて付着幅を広くかつ付着長を長くしていること、また、鉄筋を介さず CFRP シートを直接引っ張っているところに特徴がある。これは、CFRP シートの剛性が大きくなると、CFRP シートとコンクリートの付着応力が有効に作用している区間の長さである有効付着長が長くなること、また、鉄筋を介して CFRP シートに付着力を伝達する両引試験では、CFRP シートの付着耐力が大きくなると鉄筋の付着破壊が起こるため、土木学会で規定されているような供試体（JSCE-E-543-2013）⁴⁾¹⁾を用いることは適切ではないと判断したためである。

本研究では、表 4.2.3.1 の 9 ケースの条件に対してそれぞれ 1 体ずつ試験を行った。本試験では、積層数とシートのタイプを組み合わせたシート剛性の変化による影響、付着長を変化させた場合の影響、樹脂による影響をそれぞれ調べる目的から実験パラメータを決定した。その際、A1 供試体（図 4.2.3.1(b)）を基準として、シート剛性と付着長を変化させた。

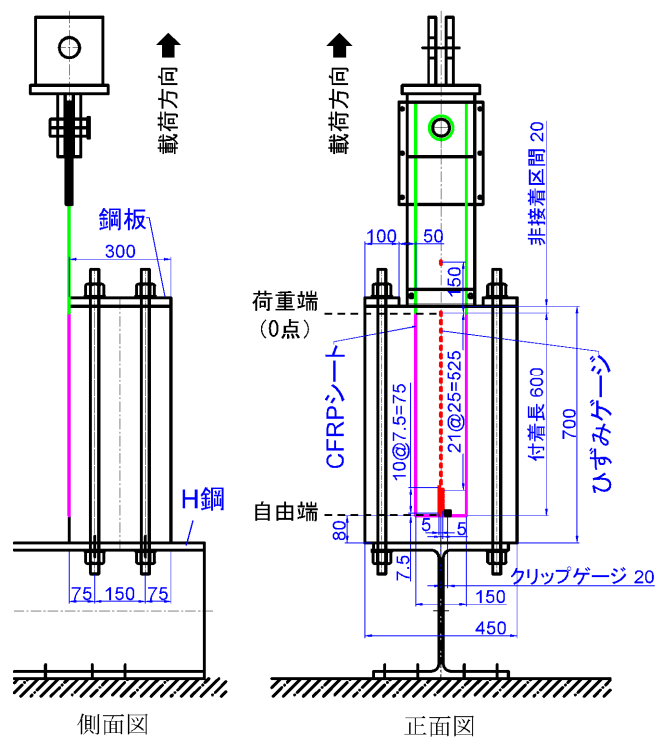
供試体名は、「シートの種類+積層数-付着長」で示しており、付着長が基準付着長と同じ 600mm の場合は末尾の付着長の記載を省略している。



(a) 試験状況



(c) クリップゲージの貼付状況



(b) A1 供試体 (mm)

図 4.2.3.1 CFRP シートの付着試験

表 4.2.3.1 付着試験の試験条件

供試体名	シートの タイプ	積層数	シート剛性 (kN/mm)	付着長 (mm)	実験 パラメータ
A1	A	1	77.15	600	基準
B1	B	1	43.60	600	シート剛性
A2	A	2	154.30		
B5	B	5	218.02		
A3	A	3	231.44		
A5	A	5	385.74		
A1-500	A	1	77.15	500	付着長
A1-400				400	
A1-150				150	

4.2.4. 測定項目

本試験では、CFRP シートのひずみ、CFRP シートの自由端のすべり、荷重を測定した。図 4.2.3.1(b) に示すように、自由端近傍を除く位置では、ひずみゲージ(ゲージ長 5mm)を 25mm 間隔で貼り付け、自由端から 82.5mm までの間は、ひずみゲージを千鳥状に 7.5mm の間隔で貼り付けた。既往の研究を参考に本試験では、各点のひずみは、隣り合う 2 点のひずみを含めた 3 点の平均値としている⁴⁻²⁾。また、荷重端から上側に 150mm 地点の CFRP シートのひずみも計測した。特に、本試験の後半に実施した B5、A5 の 2 つの供試体では、載荷時のシートの曲げの影響を確認する目的から、荷重端から上側に 30、80、150mm の点の CFRP シートの表裏の計 6 ヶ所にひずみゲージを貼り付けた。さらに、この 2 つの供試体については、荷重端に貼り付けていたひずみゲージ 5mm 接着区間側に移動する変更を加えた。これは、荷重端にひずみゲージを張り付けた場合に接着区間と非接着区間を跨ぐことで、適切にひずみが計測できないケースがあったためである。

CFRP シートの自由端のすべりは、図 4.2.3.1(c)のように端部に設置したクリップゲージにより測定を行った。

4.2.5. 剥離深さの計測

CFRP シートの付着試験後に、剥離した CFRP シートに接着しているコンクリート層の厚さ（剥離深さ）を計測した。計測手順は、まず剥離後の CFRP シートを平らになるように約 250 度で加熱して成形し、アルミ板に接着した。その後、CFRP シートの荷重端を含む部分と自由端から荷重端側に 150mm 程度離れた位置を中心とした部分 2 箇所について、レーザー変位計を用いてコンクリートの凹凸である剥離深さを計測した。計測範囲を図 4.2.5.1、計測の様子を図 4.2.5.2 にそれぞれ示す。

計測は、縦横 200mm の範囲を 1mm 間隔で行い、CFRP シートの表面（接着側）を 0 点とした。このため、剥離深さには不陸修正材の厚さが含まれている。不陸修正材の厚さは、標準塗布量より、概ね 0.6–0.9mm 程度である。なお、後述するように、本研究では、コンクリート層の厚さは定性的な比較に用い、定量的な考察では表面積に着目するため、不陸修正材の厚さを正確に把握する必要はない。



図 4.2.5.1 剥離後の CFRP シートと計測範囲

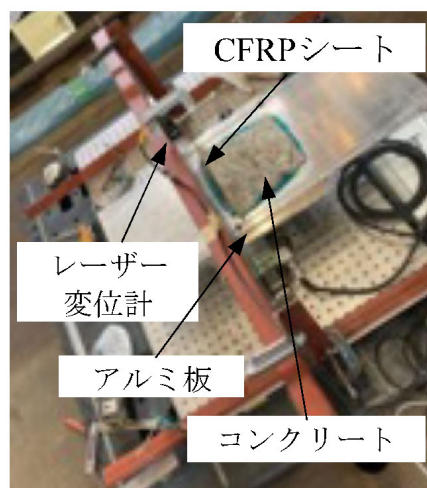


図 4.2.5.2 剥離深さの計測の様子

4.3. 試験結果

4.3.1. 付着耐力

付着試験結果より，後述する A1-150 供試体以外の試験ケースでの破壊形式は，CFRP シートの剥離破壊であった。剥がれた CFRP シートの背面の様子は図 4.2.5.1 の通りである。また，CFRP シートの付着試験で得られた付着耐力 $P_{\max}$ と界面破壊エネルギー G_f を表-4.3.1.1 に示す。なお，界面破壊エネルギーは(式 4.3.1.1)により計算した。

$$G_f = \frac{P_{\max}^2}{2b^2 \cdot n_f \cdot t_f \cdot E_f} \quad (\text{式 4.3.1.1})$$

ここに，

b	: 付着幅 (mm)
n_f	: CFRP シートの積層数
t_f	: CFRP シートの厚さ (mm)
E_f	: CFRP シートの弾性係数 (N/mm ²)
$P_{\max}$	CFRP シートの付着試験で得られた付着耐力(kN)
G_f	界面破壊エネルギー(N/mm)

表 4.3.1.1 CFRP シート付着試験の結果

供試体	破壊形式	付着耐力 (kN)	界面破壊 エネルギー (N/mm)
A1	シートの剥離破壊	53.93	0.84
B1	シートの剥離破壊	30.31	0.47
A2	シートの剥離破壊	62.77	0.57
B5	シートの剥離破壊	67.00	0.46
A3	シートの剥離破壊	76.73	0.57
A5	シートの剥離破壊	93.58	0.50
A1-500	シートの剥離破壊	45.81	0.60
A1-400	シートの剥離破壊	46.64	0.63
A1-150	コンクリートの破壊	41.35	0.49

また，本試験結果と既存の付着耐力予測式による付着耐力とシート剛性の関係を図 4.3.1.1 に示す。付着耐力の予測式には，Cheng and Teng⁴⁻³⁾，Lu et al.⁴⁻⁴⁾，佐藤ら⁴⁻²⁾，磯ら⁴⁻⁵⁾，Kanakubo et al.⁴⁻⁶⁾，Dai et al.⁴⁻⁷⁾，Monti et al.⁴⁻⁸⁾，Wu et al.⁴⁻⁹⁾，Zhou et al.⁴⁻¹⁰⁾，Wu and Jiang⁴⁻¹¹⁾のモデルを用いた。各予測式の詳細は付録を参照いただきたい。なお，付着長が短く，コンクリートブロックごと破壊した A1-150 供試体は除外している。

図-4.3.1.1 より積層化しシート剛性が大きくなると，付着耐力が増加することがわかる。また，本来，同程度の付着耐力となるはずである A1 供試体，A1-500 供試体，A1-400 供試体を比較すると，

A1-500 供試体と A1-400 供試体に比べて A1 供試体の付着耐力が大きかった。しかし、どの試験結果も既存の付着耐力予測式による予測範囲内に収まっているため、この差は面外変形など試験上生じ得るばらつきと判断できる。図 4.3.1.1 の黒線で示す試験結果の近似線は(式 4.3.1.2)であった。

$$P_{\max} = 6.19(n_f t_f E_f / 1000)^{0.46} \quad (\text{式 4.3.1.2})$$

予測式と(式 4.3.1.2)の近似線を比較すると、シート剛性の小さい 20 から 150kN/mm 程度の範囲では Chen and Teng, Kanakubo et al., Lu et al.のモデルがよい一致を示している。しかし、A5 供試体のようにシート剛性が大きい場合には、付着耐力の増加度合いは小さくなり、近似線と既存のモデルで乖離が見られる。近似線はシート剛性の 0.46 乗に比例するのに対し、多くのモデルは 0.5 – 0.6 乗に比例すると考えており、この差異が表れている。唯一 0.4 乗に比例している佐藤らのモデルは、付着耐力自体の値は大きいものの、シート剛性の大きい範囲で低下する傾向は捉えられている。

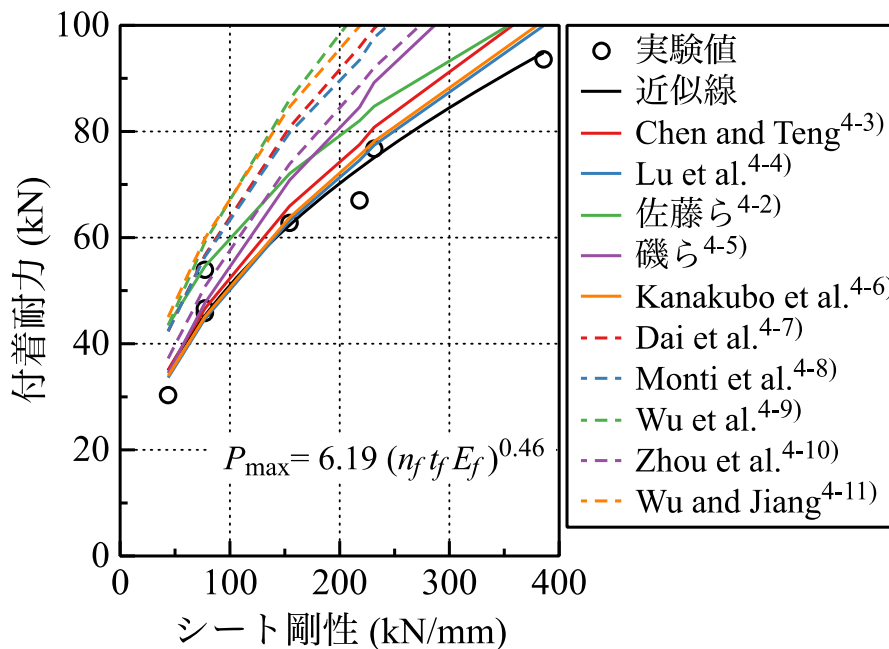


図 4.3.1.1 CFRP シートの付着耐力と剛性の関係

また、既存の予測式では、ほとんどが付着耐力の関数に界面破壊エネルギーを含めていない。その中で、Lu et al.と Dai et al.のモデルは界面破壊エネルギーに依存する関数としている。付着の基礎方程式から得られる(式 4.3.1.3)でも付着耐力は界面破壊エネルギーの関数となる。

$$P_{\max} = b \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{n_f t_f E_f} \cdot \sqrt{G_f} \quad (\text{式 4.3.1.3})$$

このうち、Lu et al.のモデルでは界面破壊エネルギーはコンクリート圧縮強度のみから決まる。

一方、Dai et al.のモデルでは含浸樹脂のせん断弾性係数、含浸樹脂の厚さ、コンクリート圧縮強度、シート剛性から決定されるが、シート剛性の影響は非常に小さい。いずれの予測式においても、界面破壊エネルギーを考えていないもしくはシート剛性によらずほぼ一定であるとして扱っている。また、界面破壊エネルギーを一定として(式 4.3.1.3)より求めた予測値は、シート剛性が大きくなると

実験結果と乖離が生じることを吉澤らも指摘している⁴⁻¹⁰⁾。すなわち、界面破壊エネルギーは、シート剛性によらず一定ではなく、シート剛性の大きい範囲では、界面破壊エネルギーが小さくなると考えられる。このため、シート剛性が小さい実験結果を用いて補完して作成した予測式は、シート剛性が大きい場合の付着耐力を過大に評価してしまう可能性がある。また、シート剛性が大きいと界面破壊エネルギーが低下するため、付着耐力全体としてはシート剛性の0.46乗に比例する結果となった。

図-4.3.1.2は、シート剛性と界面破壊エネルギーの関係を示す。図には、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⁴⁻¹³⁾で示されている付着試験を行わない場合に適用する界面破壊エネルギーの安全側の値(0.5N/mm)が黒線で示されている。シートのタイプAとタイプBで若干の傾向の差異が見られる。タイプAに着目すると、シート剛性の増加に伴い界面破壊エネルギーの低下が見られる。一方、タイプBでは、シート剛性によらずほぼ一定となった。タイプAとタイプBでなぜ傾向が異なるのかの理由を明言できないが、本実験結果からは、前述したように、シート剛性の大きな範囲における付着耐力の評価に、シート剛性の小さな範囲での検討結果をそのまま適用できないと言える。

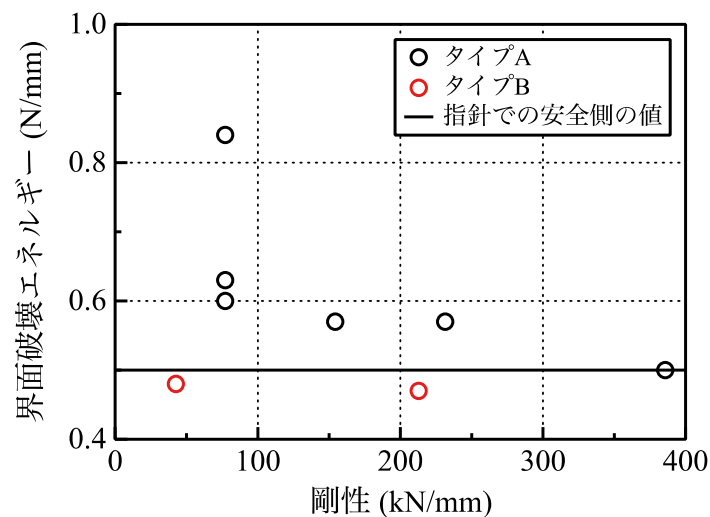


図 4.3.1.2 CFRP シートの界面破壊エネルギーとシート剛性の関係

4.3.2. 荷重－すべり関係

CFRP シート付着試験の荷重－すべり関係を図 4.3.2.1 に示す。ここで、荷重端すべりはクリップゲージによる自由端部のすべりと CFRP シートのひずみの積分値の和である。なお、A1-500, A1-400, A1-150 供試体では、前述したように荷重端（0 点）のひずみゲージを接着区間と非接着区間に跨って貼っていたため、ひずみ値が適切に取得できなかった。このため、この 3 つの供試体の荷重端におけるひずみには、荷重端から上側に 150mm 点（-150mm 点）のひずみゲージの値を用いている。これは、3 つの供試体の後に行った B5 供試体と A5 供試体の実験において、非接着区間の曲げの影響を確認したところ、図 4.3.2.2 に示すように -150mm 点では、ほとんど曲げの影響は確認できなかったことから、-150mm 点に貼ったひずみゲージの値を用いても問題ないと判断したことによる。なお、図 4.3.2.2 の凡例の表は接着していない側、裏は接着面側に貼り付けたひずみゲージを表す。図 4.3.2.1 の荷重-荷重端すべり関係では、CFRP シートの剛性が増加するごとに最大荷重が増加し、荷重端すべりの最大値である最大すべりは低下している。

また、図 4.3.2.3 に荷重－自由端すべり関係を示す。自由端すべりは、自由端に大きなひずみ勾配が生じた場合、もしくは A1-150 供試体のように付着長が有効付着長よりも短い場合に大きな値となる。近いシート剛性を有する A2 供試体、B5 供試体、A3 供試体を比べると、B5 の自由端すべりが他に比べて、最大荷重到達前から大きな値となっている。これは、積層化することで層間の接着樹脂の存在により CFRP としての厚みが増えたことで、樹脂の変形量が増加したことによるものと考えられる。つまり、クリップゲージで測定されるシート表面のすべり量は積層化するごとに大きくなる。

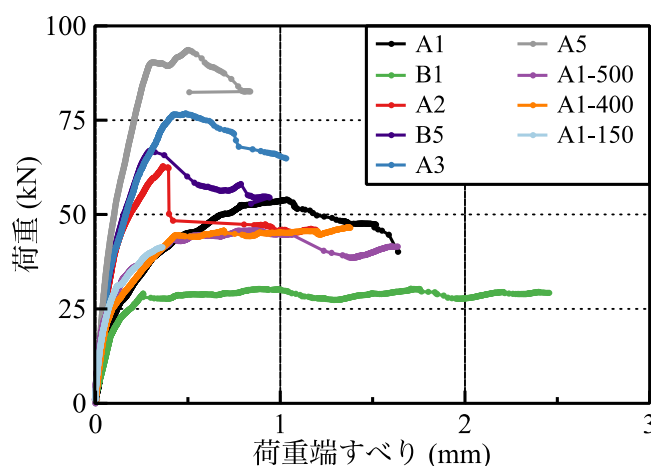
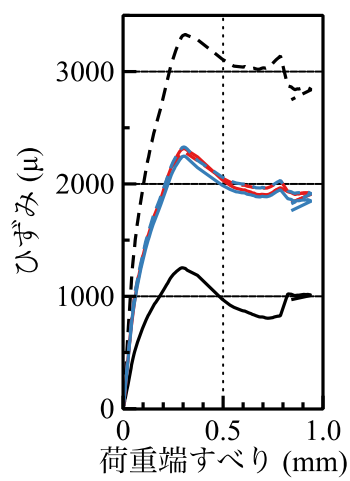
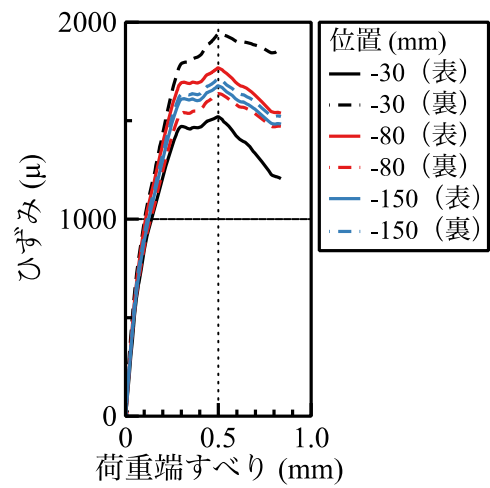


図 4.3.2.1 荷重-荷重端すべり関係



(a) B5 供試体



(b) A5 供試体

図 4.3.2.2 非接着区間におけるひずみ-荷重端すべり関係

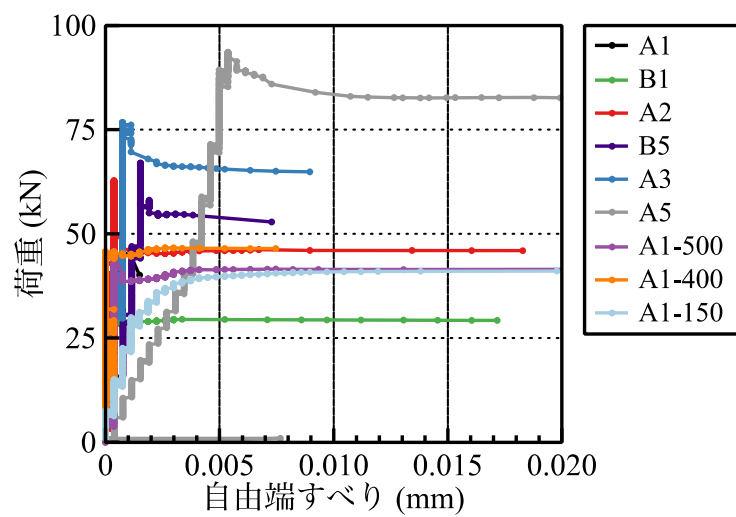


図 4.3.2.3 荷重-自由端すべり関係

4.3.3. ひずみ分布

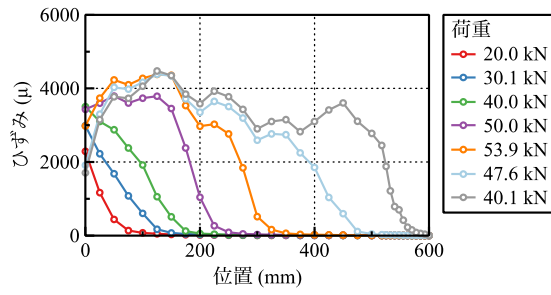
図 4.3.3.1 に各供試体における CFRP シートのひずみ分布を示す。また、実験結果から求めた有効付着長と既往の算定式による有効付着長 (Cheng and Teng⁴⁻³⁾, 佐藤ら⁴⁻²⁾, Dai et al.⁴⁻¹⁴⁾) を表 4.3.3.1 に示す。シート剛性を変化させた場合 (図 4.3.3.1 (a)-(f)) には, シート剛性が増加するほどひずみ分布の勾配が緩やかになり, 有効付着長が増加している。なお, 有効付着長は, 例えば図 4.3.3.2 に示すような CFRP シートの付着応力分布より, 付着応力が正になる点から付着応力の最大値の 3% になる軟化域の点までの距離として算出している。また, 付着応力 τ (N/mm²) は(式 4.3.3.1)より算出した。

$$\tau = n_f t_f E_f \frac{\varepsilon_n - \varepsilon_{n+1}}{x_n - x_{n+1}} \quad (\text{式 4.3.3.1})$$

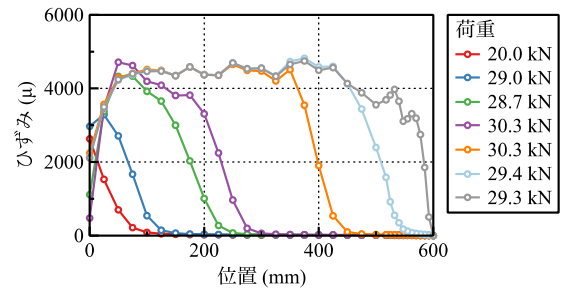
ここに,

- $\varepsilon_n, \varepsilon_{n+1}$: 隣接する位置でのひずみ
 x_n, x_{n+1} : 荷重端を 0 とした各ひずみゲージの貼付位置

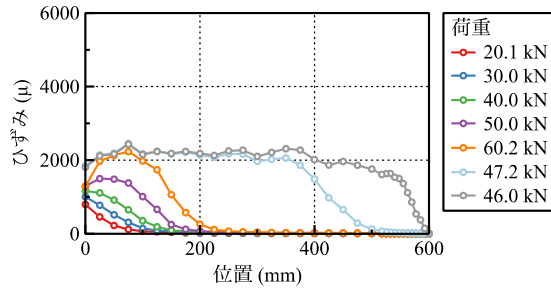
図 4.3.3.3 に示すようにシート剛性による有効付着長の変化を比較すると, シート剛性の大きな範囲では既往の算定式よりもシート剛性による変化量が小さくなった。



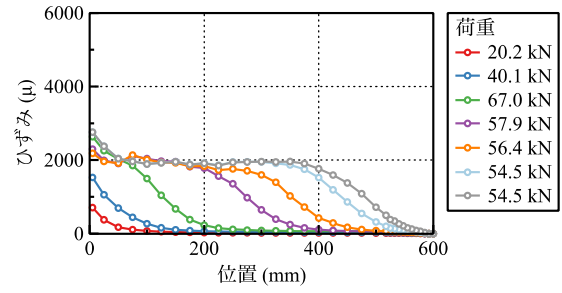
(a) A1



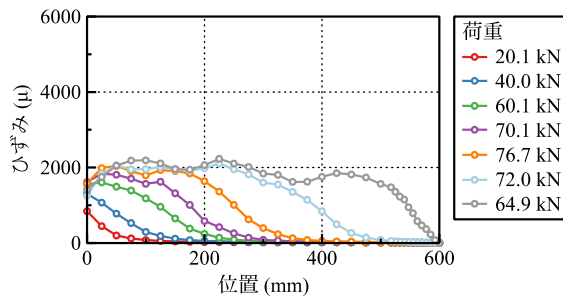
(b) B1



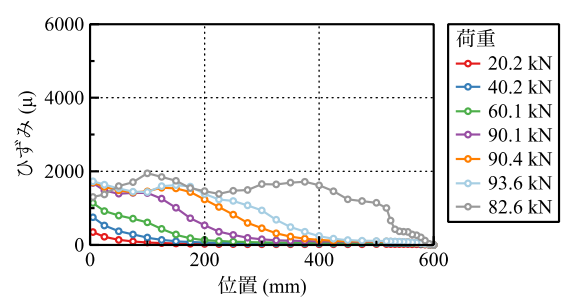
(c) A2



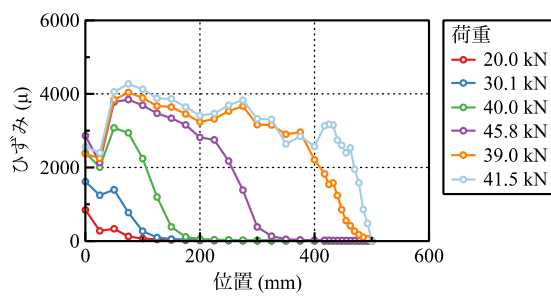
(d) B5



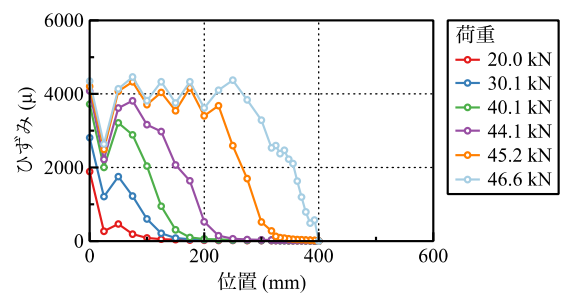
(e) A3



(f) A5

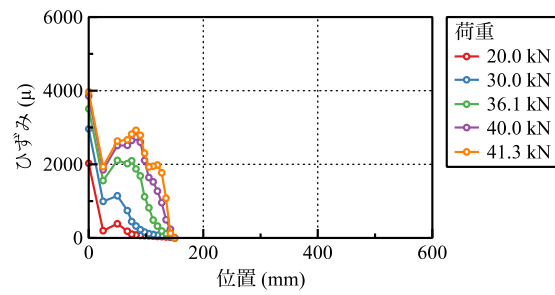


(g) A1-500



(h) A1-400

図 4.3.3.1(1) ひずみ分布



(i) A1-150

図 4.3.3.1(2) ひずみ分布

表 4.3.3.1 有効付着長(mm)

供試体	実験値	Chen and Teng ⁴⁻³⁾	佐藤ら ⁴⁻²⁾	Dai et al. ⁴⁻¹⁴⁾
A1	148	118(1.25)	170(0.87)	137(1.08)
B1	122	88(1.37)	136(0.90)	103(1.18)
A2	193	168(1.15)	225(0.86)	194(0.99)
B5	209	201(1.04)	256(0.81)	232(0.90)
A3	231	205(1.13)	264(0.88)	238(0.97)
A5	271	265(1.02)	324(0.84)	307(0.88)
A1-500	144	118(1.22)	170(0.85)	137(1.05)
A1-400	145	118(1.23)	170(0.85)	137(1.06)
A1-150	-*	118	170	137

※ () 内は実験値/算定式を示す.

* 剥離が生じずコンクリートブロックごと破壊した。

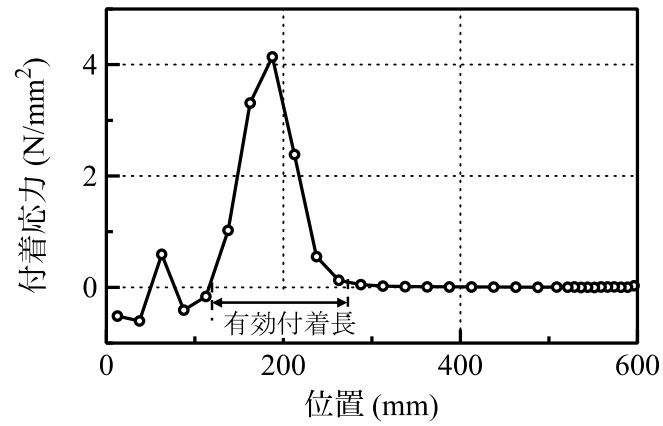


図 4.3.3.2 荷重 50.0kN 時の A1 供試体の付着応力分布

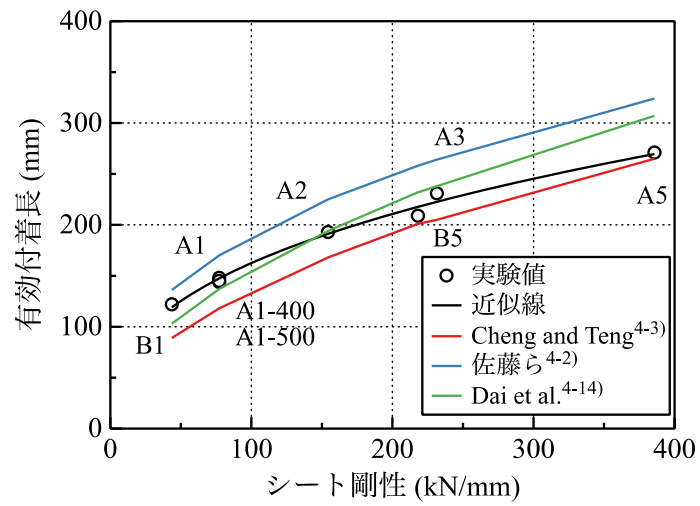
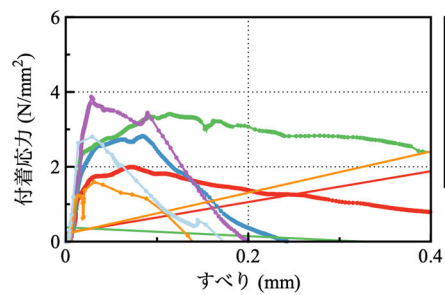


図 4.3.3.3 シート剛性による有効付着長の変化

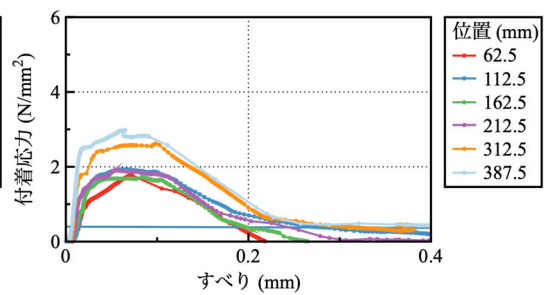
4.3.4. 付着応力-すべり関係

図 4.3.4.1 に各供試体における各位置の付着応力-すべり関係をそれぞれ示す。ここで、横軸のすべりはひずみを積分して求めた値であり、局所的な性状を見るために自由端部のすべりは含んでいない。各供試体の付着応力-すべり関係を比較すると位置によるばらつきも大きく、シート剛性による明確な違いは見られない。また、最大付着応力と最大付着応力時のすべりに着目すると、シート剛性による変化は図 4.3.4.2 のようになる。タイプ A を用いた供試体の結果は塗り潰しなし、タイプ B を用いた供試体の結果は塗り潰しありで示している。なお、付着長が短いため有効付着長を確保できていない A1-150 供試体は除外した。また、A1-400 供試体では、自由端から 87.5mm 以内の位置では自由端の境界条件の影響を受けていると考えられるため、その区間で計測された付着応力はプロットしていない。佐藤ら⁴²⁾はシート剛性が増加すると最大付着応力がわずかに増加することを示しているが、図 4.3.4.2 (a) では近似線の決定係数が 0.21 であり、位置によるばらつきも大きく、シート剛性の寄与率を議論することは困難であった。また、図 4.3.4.2 (b) の最大付着応力時のすべりの場合、決定係数は 0.03 となり最大付着応力に比べて非常に小さい値となった。

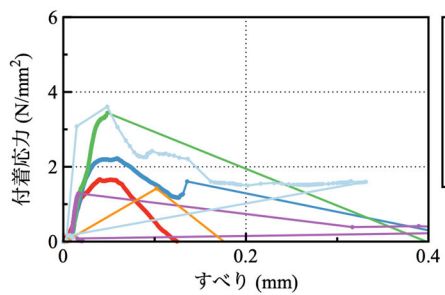
自由端付近の付着応力-すべり関係の一例として、B1 供試体の結果を図 4.3.4.3 に示す。最大付着応力時のすべりが小さく、ポストピークにおいて急激な付着応力の低下が見られる。この傾向は、付着長が短い A1-150 供試体にも見られる (図 4.3.4.1 (i))。すなわち、付着長が有効付着長より長い場合と付着長が有効付着長よりも短い場合とでは付着応力-すべり関係は異なる。境界条件の影響が無視できない問題に対して付着応力-すべり関係を一義的に定義することはできない。これは、付着応力-すべり関係の面積である界面破壊エネルギーのみにより CFRP シートとコンクリート間の剥離破壊を把握しようとする考え方の限界を示す。



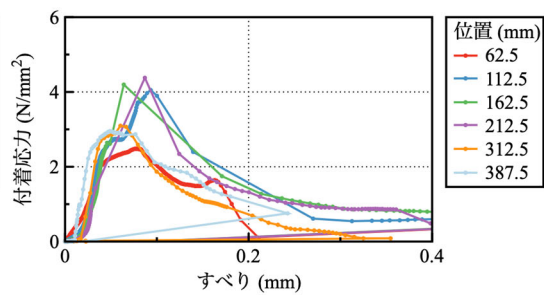
(a) A1



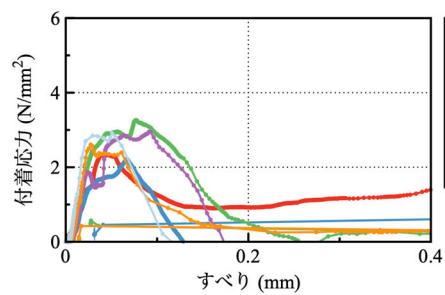
(b) B1



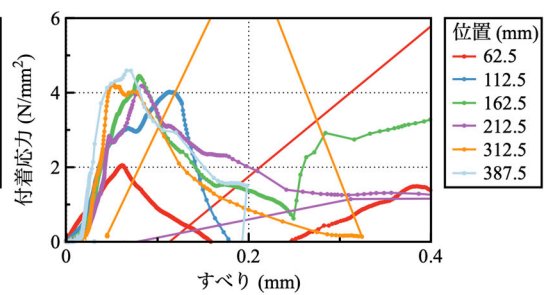
(c) A2



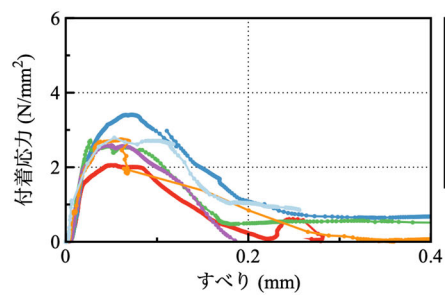
(d) B5



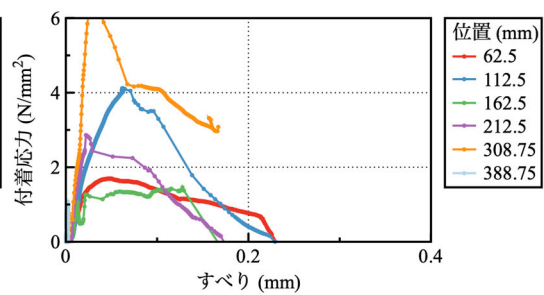
(e) A3



(f) A5

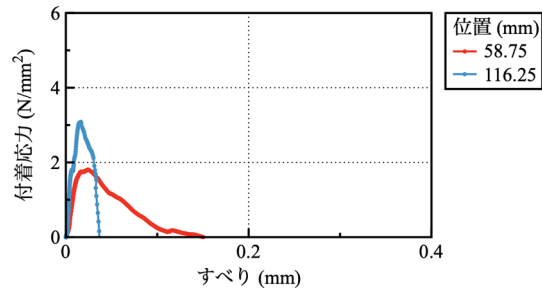


(g) A1-500



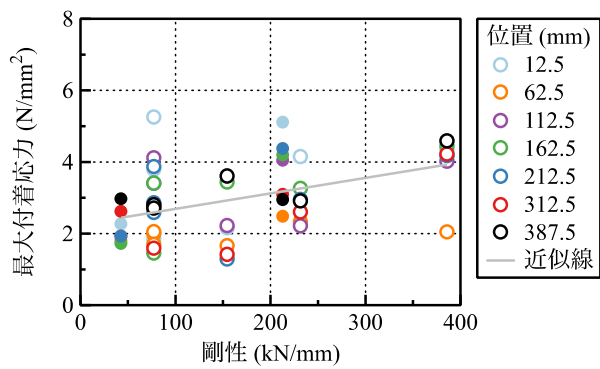
(h) A1-400

図 4.3.4.1(1) 付着応力-すべり関係

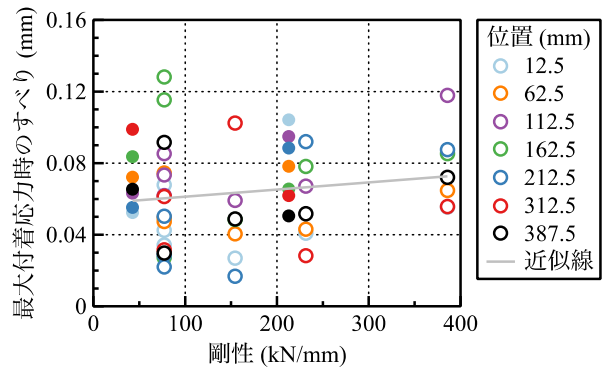


(i) A1-150

図 4.3.4.1(2) 付着応力-すべり関係



(a) 最大付着応力の変化



(b) 最大付着応力時のすべりの変化

図 4.3.4.2 剛性による付着応力-すべり関係の最大値の変化

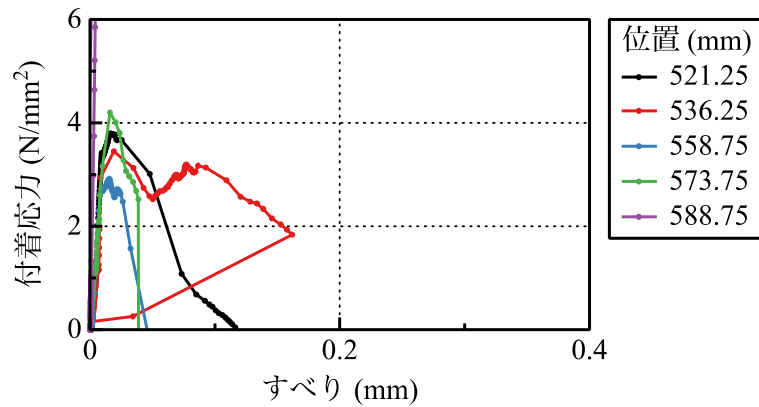


図 4.3.4.3 B1 供試体の自由端付近の付着応力-すべり関係

4.3.5. 剥離深さ

先に図 4.2.5.1 に示したように、剥離後の CFRP シートの背面には、薄いコンクリート層が残っている。このコンクリート層の厚さを剥離深さとする。スキャンした結果の一例として A1 供試体の剥離深さの分布を図 4.3.5.1 に示す。ここで、荷重端 (Y=0) を含む測定箇所を(a)CFRP シート上部、その 250mm 程度下の測定箇所を(b)CFRP シート下部として示している。CFRP シートの剥離深さは 0.5–2.0mm 程度で、凹凸の最大部分でも 2.5mm 程度となっていた。また、局所的には 3–4mm 程度の部分も存在した。

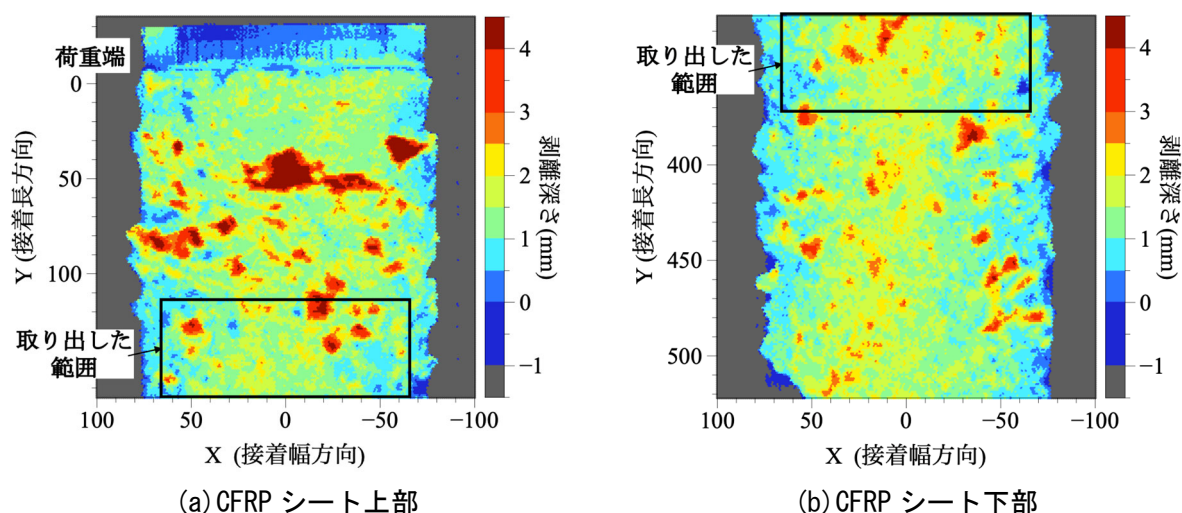
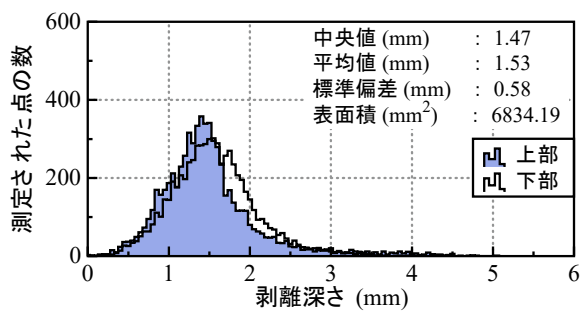


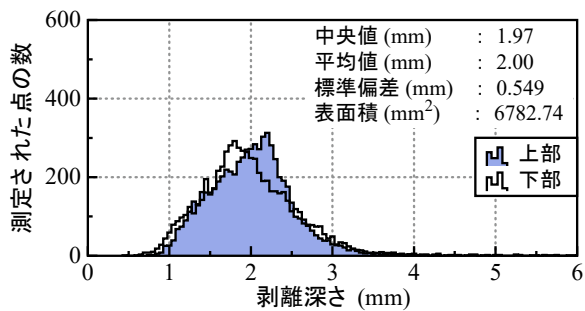
図 4.3.5.1 A1 供試体の剥離深さの分布

各供試体における 2 ヶ所の代表的な剥離深さの頻度分布を図 4.3.5.2 にそれぞれ示す。ここで、頻度分布は図 4.3.5.1 に示すように測定した CFRP シート上部の範囲のうち、Y 方向の下から 0–50mm の範囲かつ X 方向-65–65 mm の範囲、下部では Y 方向の上から 0–50mm かつ X 方向-65–65 mm の範囲をそれぞれ取り出している。シート上部では、荷重端付近でのコンクリートブロックの破壊による影響を避ける目的から荷重端から十分離れて位置を選択し、シート下部では自由端の境界条件の影響が表れないように測定範囲の上側を用いた。また、図 4.3.5.2 には 2 ヶ所における剥離深さの頻度分布の中央値、平均値、標準偏差、表面積の平均の値をそれぞれ示している。表面積については計測した隣り合う 3 点の座標と剥離深さより三角形の近似を用いてコンクリート破壊面の表面積を算出している。なお、A1-150 供試体については CFRP シート全体でコンクリートブロックが接着していたため、剥離深さが非常に大きな値となった。

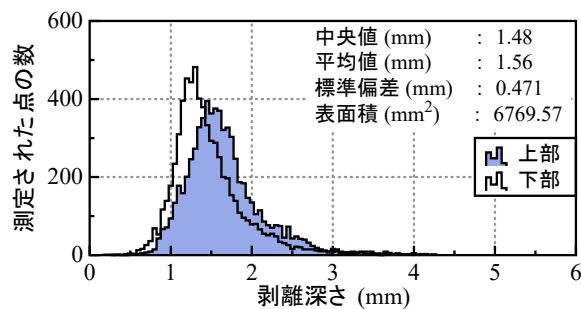
頻度分布を比較すると、図 4.3.5.2(b)のようにシート剛性が小さい場合には左右の裾の広がり方が同じであるのに対し、シート剛性の大きい図 4.3.5.2(d),(f)では左の裾が小さくなり右の裾のテールの部分が長くなる傾向にあった。実際の剥離の様子を比べると、B1 供試体には所々に不陸修正材が見えコンクリートの凹凸が視認できるのに対し、B5 供試体や A5 供試体では薄いモルタル層が満遍なく広がっていた。これは、シート剛性により有効付着長が変化することに関係していると考えられる。すなわち、シート剛性が大きくなると CFRP シートからコンクリートへの応力の伝達が緩やかになり、有効付着長が長くなるため、破壊の仕方も緩やかになると推察される。



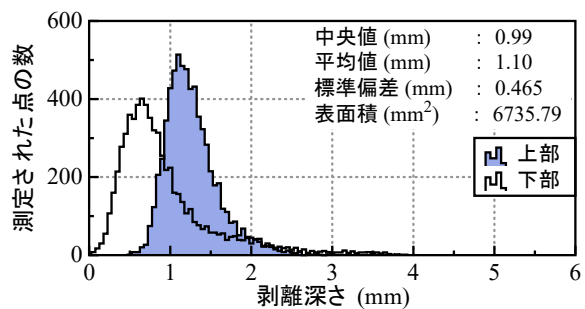
(a) A1



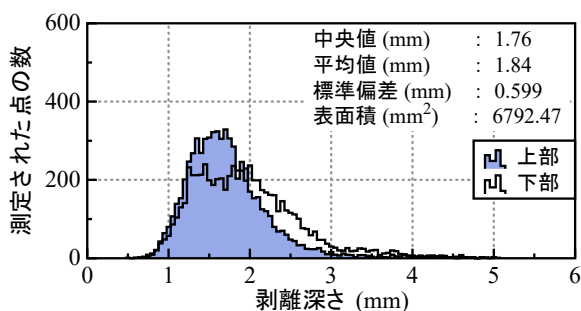
(b) B1



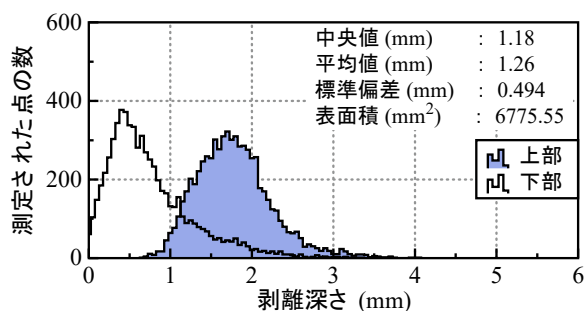
(c) A2



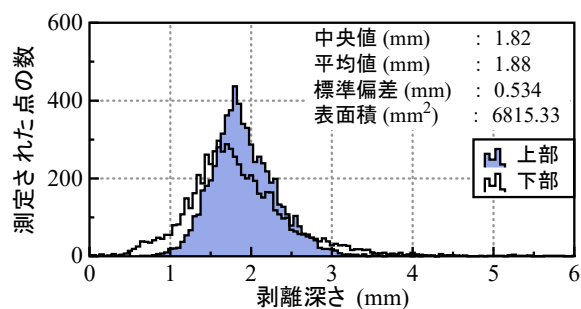
(d) B5



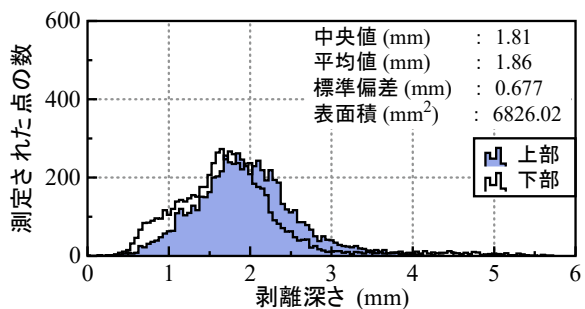
(e) A3



(f) A5

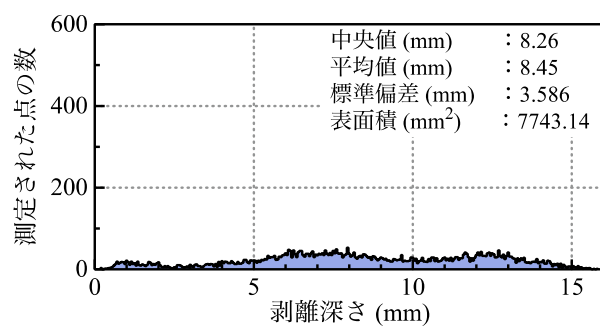


(g) A1-500



(h) A1-400

図 4.3.5.2(1) 各供試体における剥離深さの頻度分布



(i) A1-150

図 4.3.5.2(2) 各供試体における剥離深さの頻度分布

図 4.3.5.3 に各供試体の表 4.3.1.1 の界面破壊エネルギーと CFRP シートに接着しているコンクリートの表面積の増加割合の関係を示す。ここで、表面積の増加割合は算定範囲内が全て平らである場合の面積に対するコンクリートの凹凸により形成された表面積の比（凹凸による表面積/平らな場合の面積）である。図 4.3.5.3 より、界面破壊エネルギーの増加とともにコンクリート破壊表面積が増加していることがわかる。相関関数は 0.81 であり、強い相関関数が見られた。

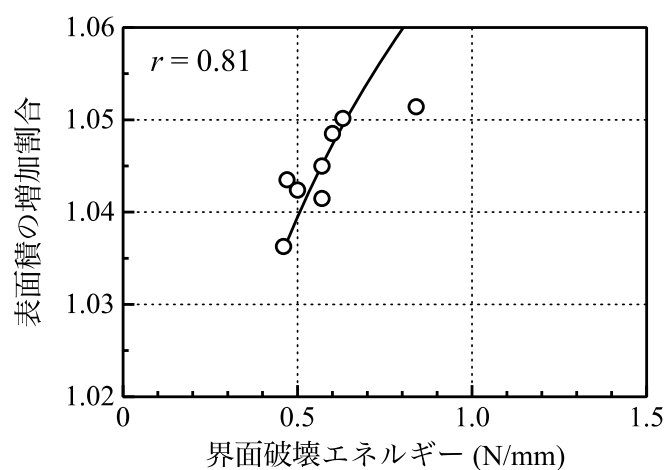


図 4.3.5.3 界面破壊エネルギーと表面積の関係

4.4. 本章のまとめ

幅広い範囲のシート剛性を有する CFRP シートの付着試験を行い、剥離後の CFRP シートに接着したコンクリートの剥離深さについて分析した結果、主に以下に示す知見が得られた。

- (1) シート剛性が 200kN/mm 以上の大きい範囲では、界面破壊エネルギーの低下によって、既存の CFRP シート付着耐力の予測式よりも実際の付着耐力が低下する可能性がある。
- (2) 付着応力-すべり関係は、シート剛性を変化させた場合の明確な傾向は得られなかった。また、自由端付近のように有効付着長よりも付着長が短くなる場合には、自由端部の境界条件の影響から付着応力-すべり関係が大幅に変化する。
- (3) 剥離後の CFRP シートのコンクリート層の厚さを測定したことで、コンクリートの破壊性状が CFRP シートの付着特性に大きな影響を与えることが明らかとなった。具体的には、界面破壊エネルギーとコンクリート破壊面の表面積に強い関連性があり、シート剛性や樹脂による界面破壊エネルギーの変化は、コンクリートの破壊面が変化することに起因している。今後、剥離時のコンクリートの破壊性状を詳細に分析することで、コンクリート特性を加味した CFRP シートの合理的な剥離現象の予測に活用できる。

4 章の参考文献

- 4-1) 土木学会：コンクリート標準示方書 [標準編], 2018. [Japan Society of Civil Engineers: Standard specifications for concrete structures Test methods and specifications, 2018.]
- 4-2) 佐藤靖彦, 浅野靖幸, 上田多門：炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究, 土木学会論文集, No.648, V-47, pp.71-87, 2000. [Sato, Y., Asano, Y. and Ueda, T.: Fundamental study on bond mechanism of carbon fiber sheet, Journal of Japan Society of Civil Engineers, No.648, V-47, pp.71-87, 2000.]
- 4-3) Chen, J. F. and Teng, J. G.: Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete, Journal of Structural Engineering, Vol.127, No.7, pp.784-791, 2001.
- 4-4) Lu, X. Z., Teng, J. G., Ye, L. P. and Jiang, J. J.: Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete, Engineering Structures, Vol.27, pp.920-937, 2005.
- 4-5) 磯雅人, 松崎育弘, 園部泰寿, 中村洋行：連続繊維シートとコンクリート界面の付着性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.295-300, 2000. [Iso, M., Matsuzaki, Y., Sonobe, Y. and Nakamura, H.: Experimental study on bond behavior between continuous fiber sheets and concrete, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.22, No.3, pp.295-300, 2000.]
- 4-6) Kanakubo, T., Furuta, T. and Fukuyama, H.: Bond strength between fiber-reinforced polymer laminates and concrete, Proc. of 6th international symposium on FRP reinforcement for concrete structures, Singapore, World Scientific Publications, pp.133-142, 2003.
- 4-7) Dai, J., Ueda, T. and Sato, Y.: Development of the nonlinear bond stress-slip model of fiber reinforced plastics sheet-concrete interfaces with a simple method, Journal of Composites for Construction, Vol.9, No.1, pp.52-62, 2005.
- 4-8) Monti, G., Renzelli, M. and Luciani, P.: FRP adhesion in uncracked and cracked concrete zones, Proc. of 6th international symposium on FRP reinforcement for concrete structures, Singapore: World Scientific Publications, pp.183-192, 2003.
- 4-9) Wu, Z., Islam, S. M. and Said, H.: A three-parameter bond strength model for FRP-concrete interface, Journal of reinforced plastics and composites, Vol.28, No.19, pp.2309-2323, 2009.
- 4-10) Zhou, Y., Zheng, S., Huang, Z., Sui, L. and Chen, Y.: Explicit neural network model for predicting FRP-concrete interfacial bond strength based on a large database, Composite Structures, 240, 111998, 2020

- 4-11) Wu, Y. F. and Jiang, C.: Quantification of bond-slip relationship for externally bonded FRP-to-concrete joints, Journal of Composites for Construction, Vol.17, No.5, pp.673-686, 2013.
- 4-12) 吉澤弘之, 呉智深, 袁鴻, 金久保利之: 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, 土木学会論文集, No.662, V-49, pp.105-119, 2000. [Yoshizawa,H., Wu, Z., Yuan, H. and Kanakubo, T.: Study on FRP-concrete interface bond performance, Journal of Japan Society of Civil Engineers, No.662, V-49, pp.105-119, 2000.]
- 4-13) 土木学会: 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, 2000. [Japan Society of Civil Engineers: Guidelines for repair and strengthening of concrete structures using continuous fiber sheets, Concrete Library 101, 2000.]
- 4-14) Dai, J., Ueda, T. and Sato, Y.: Unified analytical approaches for determining shear bond characteristics of FRP-concrete interfaces through pullout tests, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.4, No.1, pp.133-145, 2006.

5 章 コンクリートに接着した FRP シートの終局剥離ひずみの予測

5.1. 検討概要

FRP シートによってコンクリート構造物を補強する場合には、FRP シートの剥離により破壊に至ることが多い。そのため、剥離荷重を予測する研究がこれまで多く行われてきた⁵⁻¹⁾。しかし、ほとんどの剥離荷重の予測式は、シート剛性（FRP シートの弾性係数×厚さ×積層数）が 100kN/mm 程度までと小さい範囲の実験結果より作られており、シート剛性が大きい範囲には適用することができない。シート剛性が大きい範囲の実験を行うためには、積層数を大幅に増やした実験が必要となり、実験規模が大きくなる。

そこで本章では、既往の研究より剥離現象の再現が可能な解析手法についてシート剛性を変化させた場合にも適用が可能かを確認した上で、積層数 10 層のシート剛性が大きな範囲の解析を行う。そして、その解析結果と既往の実験結果をもとに、終局剥離ひずみ（最大荷重時の FRP シートの剥離ひずみ）の予測を行う。

5.2. 再現解析

5.2.1. 解析概要

剥離現象の再現解析については、尾崎らが実施した既往の研究⁵⁻²⁾を参考にした。4章で行った付着試験の再現解析を行い、異なるシート剛性での解析手法の適用性を確認する。対象とする供試体の概要は、表 5.2.1.1 の通りである。ここで、供試体名は CM, CL がそれぞれ中弾性 CFRP シート、高強度 CFRP シートとなっており、その後の数字が積層数、「-」後の数字が付着長を変化させた場合の付着長の値となっている。付着長が 600mm の場合の供試体の寸法を図 5.2.1.1 に示す。

非線形有限要素解析に使用したソフトは、DIANA10.5 (DIANA FEA 社) である。解析モデルは 2 次元でモデル化し、コンクリート要素は上側を細かいメッシュ (0.25 mm) として、下側を粗いメッシュ (5.0 mm) とした。エポキシ樹脂の厚さは 0.5 mm とした。構成則・解析手法は、後述するようにコンクリート表層を強層として設定した。そのため、CFRP シートとコンクリートの材料特性、供試体寸法のみ実験に合わせて変更した。一例として CM3 供試体の解析モデルを図 5.2.1.2 に示す。CM3 供試体の解析モデルは、CFRP シートを 3 層に積層化し、全てのシートを一様に変位制御することにより荷重を与えた。

表 5.2.1.1 供試体の概要

供試体名	CFRP シート				付着幅 (mm)	付着長 (mm)	最大荷重 (kN)	
	弾性係数 (kN/mm ²)	1 層の厚さ (mm)	積層数	シート剛性 (kN/mm)				
CM1	473.3	0.163	1	77.15	150	600	53.93	
CM2			2	154.30			62.77	
CM3			3	231.44			76.73	
CM5			5	385.74			93.58	
CL1	261.1		1	42.56			30.31	
CL5			5	212.80			67.00	
CM1-500	473.3		1	77.15		150	500	45.81
CM1-400							400	46.64
CM1-150							150	41.35

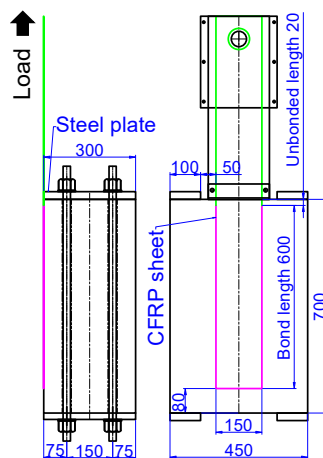


図 5.2.1.1 付着試験の供試体寸法 (単位 : mm)

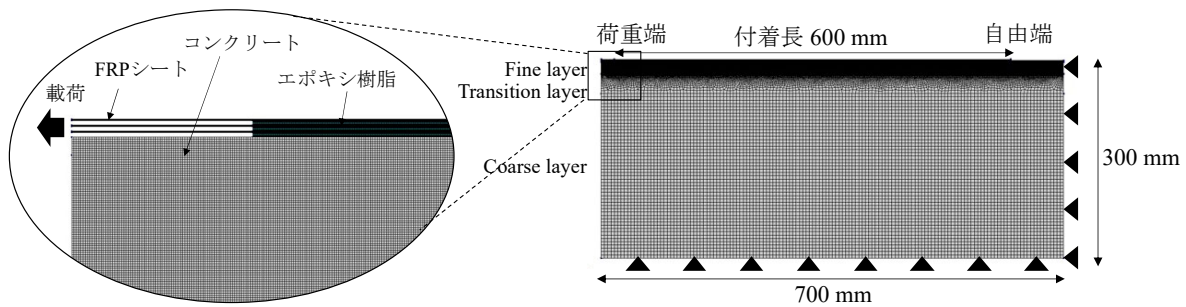


図 5.2.1.2 CM3 供試体の解析モデル

(1) コンクリートの材料構成則

コンクリートの圧縮構成則は図 5.2.1.3 に示すように圧縮破壊エネルギーに基づく Feenstra の放物線モデル⁵⁻³⁾を用い、引張構成則には引張破壊エネルギーに基づいた Hordijk モデル⁵⁻⁴⁾を用いた。せん断構成則には図 5.2.1.4 に示す Al-Mahaidi のモデル⁵⁻⁵⁾を用いた。

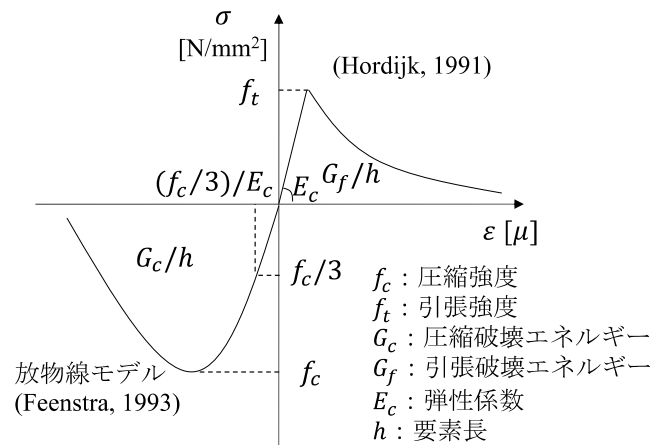


図 5.2.1.3 コンクリートの圧縮・引張構成則

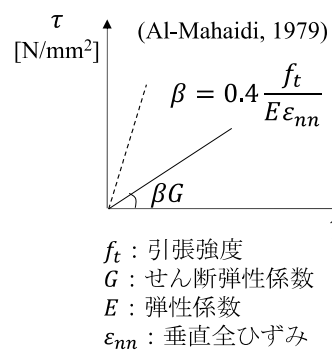


図 5.2.1.4 コンクリートのせん断構成則

(2) FRP シートの材料構成則

本研究の範囲内では，FRP シートの破断は起こらないため，材料構成則は図 5.2.1.5 に示す線形弾性体とした。

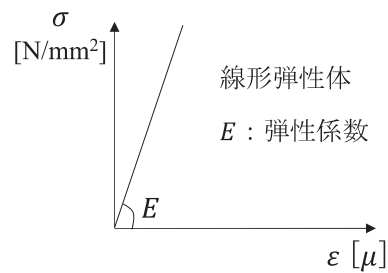


図 5.2.1.5 FRP シートの構成則

(3) エポキシ樹脂の材料構成則

エポキシ樹脂の構成則は図 5. 2. 1. 6 に示す弾塑性モデルとして von-Mises 塑性モデル⁵⁻⁶⁾を用いた。

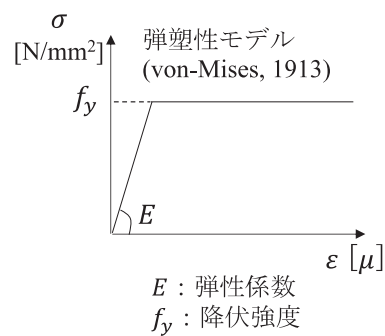


図 5.2.1.6 エポキシ樹脂の構成則

(4) コンクリート表層の材料構成則

本研究では、FRP シートとコンクリート間のモデル化手法として、尾崎・佐藤⁵⁻²⁾の研究を参考にコンクリート表層の引張強度および引張破壊エネルギーを増加させたモデルを用いる。具体的には、コンクリート表層（2 mm）への樹脂プライマーの含浸を考慮し、コンクリート表層のみの引張強度を 3.0 N/mm^2 、引張破壊エネルギーを 0.2 N/mm に設定し、引張構成則には図 5.2.1.7 に示す線形軟化モデルを用いた。

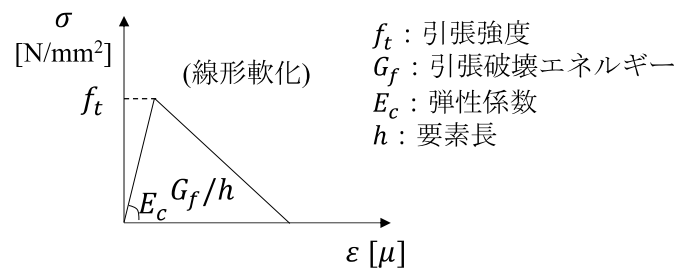


図 5.2.1.7 コンクリート表層の引張構成則

5.2.2. 解析結果

(1) 最大荷重

各供試体における最大荷重について、実験値と解析値の比較を図 5.2.2.1 に示す。CM1 供試体と CM1-150 供試体を除き、実験値と解析値の比 R が 0.85 から 1.15 に収まっており、シート剛性や付着長に関わらず解析値と実験値とよく一致している。

解析値と実験値の差が比較的大きかった CM1 供試体は 1.2 倍、CM1-150 供試体は 1.3 倍程度実験値の方が大きい結果となったが、その理由は明らかではない。

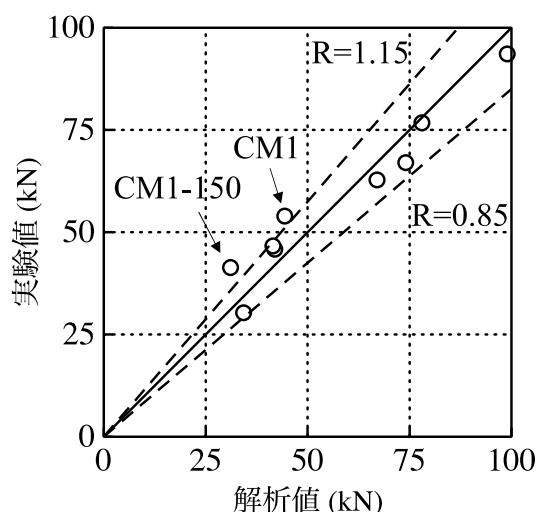


図 5.2.2.1 実験と解析の最大荷重

(2) 荷重-すべり関係

CM3, CM5, CL1 供試体の荷重-すべり関係を図 5.2.2.2 に示す。ここで、すべりは荷重端のすべりを用いている。シートを多積層とした場合にも実験と解析で荷重-すべり関係の挙動が一致している。さらに、シート剛性が変化した場合の荷重-すべり関係の剛性やすべり量の変化も実験と解析で一致した。なお、CM3 供試体と CM5 供試体におけるピーク付近の剛性は、解析の方が若干緩やかであるが、これはひずみ勾配が解析の方が緩やかになったためだと考えられる。

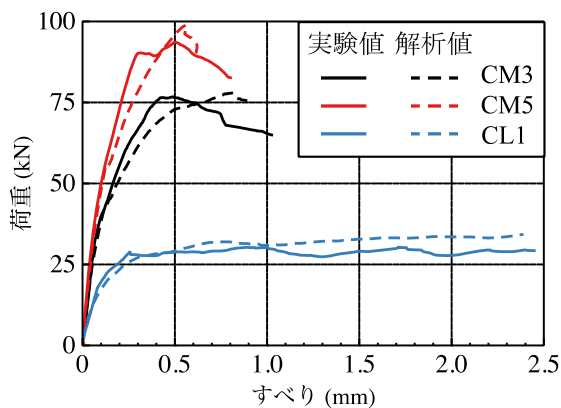


図 5.2.2.2 3 供試体の荷重-すべり関係の比較

(3) ひずみ分布

多積層の場合の一例として CM3 供試体のひずみ分布を図 5.2.2.3 に示す。ひずみ分布は、各荷重ステップにおける CFRP シートのひずみ分布の変化を表しているが、いずれのステップにおいても剥離ひずみや剥離の進行過程が実験と解析で類似している。

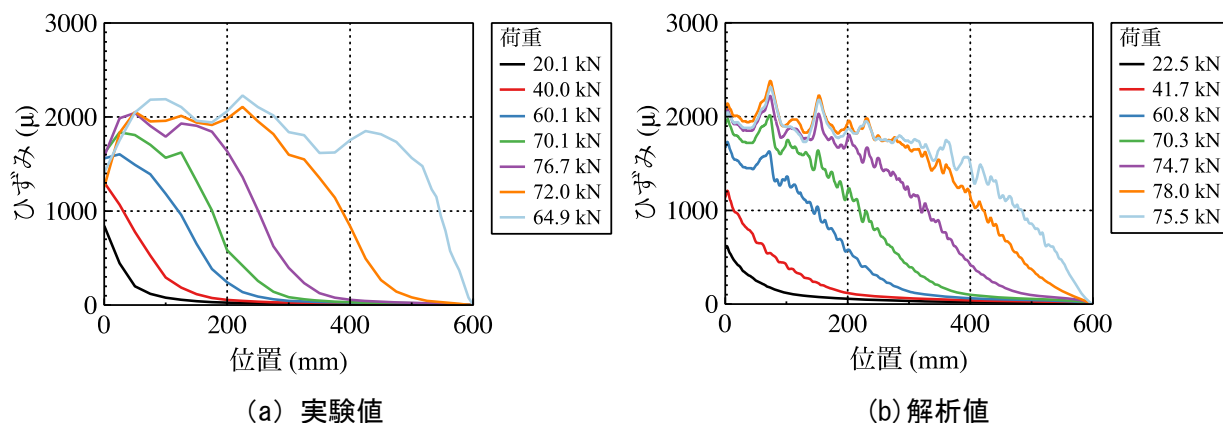


図 5.2.2.3 CM3 供試体のひずみ分布の比較

(4) 付着応力-すべり関係

多積層の場合の一例として CM3 供試体の付着応力-すべり関係の実験値と解析値の比較を図 5.2.2.4 にそれぞれ示す。図 5.2.2.4 は、荷重端を 0 とした時の各位置における CFRP シートの付着応力-すべり関係を表しており、実験と解析で概ね挙動が一致している。また、破壊形式については、実験では表層のコンクリートが破壊していたのに対し、解析でも表層から 1.5 mm 程度の深さのコンクリートが破壊していた。

CM1, CM1-150 供試体を除くその他の供試体でも同様に荷重-すべり関係、ひずみ分布、付着応力-すべり関係、ひび割れ性状が概ね一致していた。前述したように、CM1 供試体および CM1-150 供試体では最大荷重の差が生じたように、荷重-すべり関係、ひずみ分布、付着応力-すべり関係についても同様に差異が見られた。これより、破壊形式がコンクリート表層での剥離破壊となる場合には、シート剛性や付着長が変化した場合にも、本解析手法が十分に適用できることが明らかとなった。

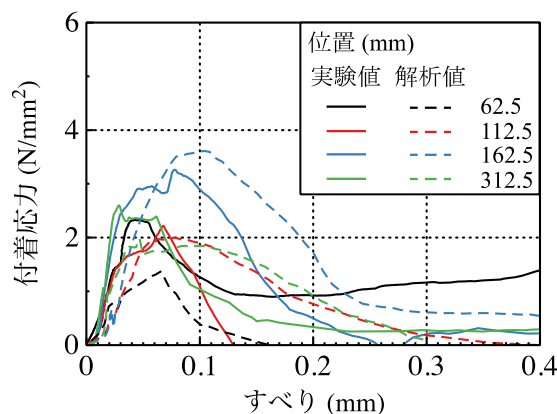


図 5.2.2.4 CM3 供試体の付着応力-すべり関係の比較

5.3. パラメトリック解析

5.3.1. 解析概要

実験では 5 層まで積層した CFRP シートの付着試験を行った。しかし、実構造物の補強設計においてはさらにシート剛性を高めなければならない場合も想定される。そこで、さらに CFRP シートを積層し、シート剛性を大きくした場合の剥離荷重の変化についてパラメトリック解析によって検討する。

本解析では、図 5.2.1.1 の供試体を用いて弾性係数 473.3kN/mm^2 の中弾性 CFRP シート（CM シリーズ）と 261.1kN/mm^2 の高強度 CFRP シート（CL シリーズ）をそれぞれ 1 層から 10 層まで順次積層していく。具体的には、前節で示した解析モデルでシートを 1 層ずつ積層する。なお、その他の解析条件や材料特性は変更していない。

5.3.2. 解析結果

(1) 荷重-すべり関係

6層以上の荷重-すべり関係を図 5.3.2.1 に示す。なお、中弾性 CFRP シートをを用いた CM シリーズでは、6 層付近から有効付着長と付着長が同程度となった。さらに、図 5.3.2.1 に示すように 7 層ではピーク後にすべりが増加することなく終了している。これは、7 層まで積層した場合にはコンクリートブロックによる破壊となったためである。このため、CM シリーズは 7 層までの解析とした。また、シート剛性が大きいほど有効付着長は長くなるが、付着長 600mm の本試験体では、シート剛性が 450kN/mm 程度が有効付着長を確保できる限界値であることが解析上明らかとなった。

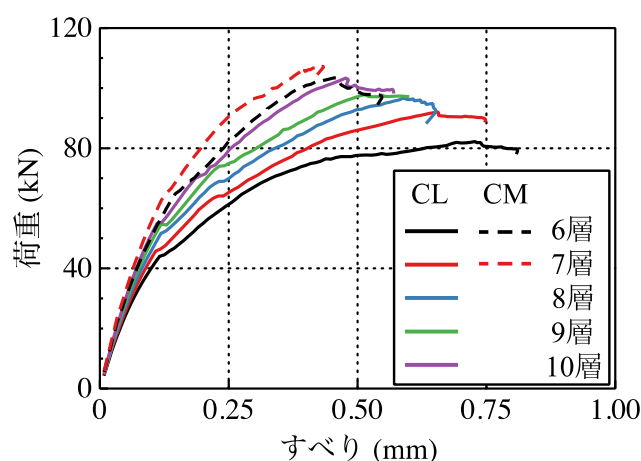


図 5.3.2.1 6 層以上の荷重-すべり関係の比較

(2) 最大荷重

シート剛性による最大荷重の変化を図 5.3.2.2 に示す。実験と同様にシート剛性が増加するほど最大荷重が増加している。しかし、その増加度合いはシート剛性が 250kN/mm 程度から小さくなっている。このため、シート剛性が大きな範囲の予測法を、小さな範囲の実験結果より検討することはできない。

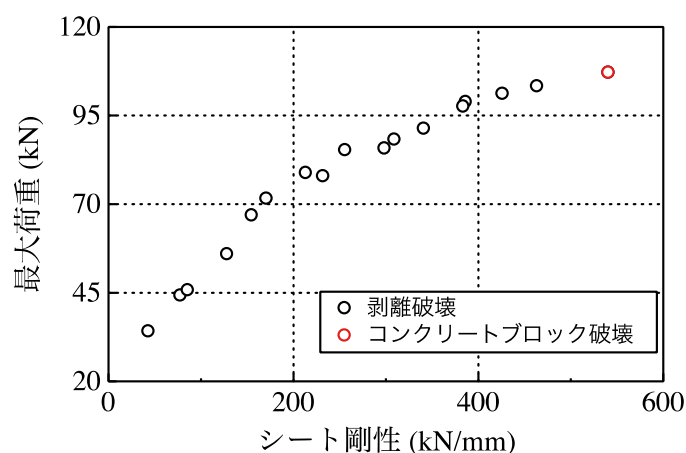


図 5.3.2.2 シート剛性による最大荷重の変化

5.4. 剥離ひずみの予測

5.4.1. 定式化の概要

FRP シートの終局剥離ひずみについて、シート剛性が大きな範囲にも適用可能な予測式を作成する。具体的には、既往の FRP シート付着試験の実験データ^{5-1),5-7),5-8)–5-41)}を収集し、既往の実験データと前節で述べたパラメトリック解析結果より予測式の作成を行う。

本予測式は、炭素、アラミド、ガラス、バサルト、PBO 繊維を含む通常の FRP シート接着を対象とするため、既往の実験データは特殊なケースを除いた 386 体のデータを活用した。ここで、除外した特殊なケースは、以下の通りである。

- ①FRP プレートを用いたもの
- ②破壊形式がコンクリート表層の剥離破壊でないもの
- ③有効付着長より付着長が短いもの
- ④特殊なコンクリート表面の加工をしているもしくは無加工のもの
- ⑤高浸透性のプライマーを用いているもの
- ⑥特殊な定着を施しているもの
- ⑦2 方向シートを用いているもの
- ⑧弾性係数が 1000N/mm² 以下もしくは 4000N/mm² 以上の柔および剛な接着剤を用いているもの
- ⑨モルタルを母材としているもの
- ⑩FRP シートが斜めに引っ張られているもの
- ⑪载荷速度が 0.1m/sec 以上と極めて速いもの

パラメトリック解析の結果は、付着長が十分に確保できていた範囲として、シート剛性が 450kN/mm までを用いた。

各データの終局剥離ひずみは、(式 5.4.1.1)によって求めた。

$$\varepsilon_{fu} = \frac{P_{\max}}{b_f \cdot n_f t_f E_f} \times 10^6 \quad (\text{式 5.4.1.1})$$

ここに、

- | | | |
|--------------------|---|------------------------------------|
| ε_{fu} | : | FRP シートの終局剥離ひずみ (μ) |
| $P_{\max}$ | : | 最大荷重 (kN) |
| b_f | : | FRP シートの幅 (mm) |
| n_f | : | FRP シートの積層数 |
| t_f | : | FRP シート 1 層あたりの厚さ (mm) |
| E_f | : | FRP シートの弾性係数 (kN/mm ²) |

なお、両面接着型付着試験で剥離したシートが負担していた荷重値が示されていないものは、両面で同じ分担量であると仮定し、 $P_{\max}$ は両面分の荷重値の 1/2 として算出している。

また、局所的には FRP シート剥離時のひずみはシートの長さ方向および幅方向の両方にばらつきが存在している。このため、本研究で用いる終局剥離ひずみはマクロな値の予測である。

5.4.2. 剥離ひずみ予測式の定式化

シート剛性による終局剥離ひずみの変化を図 5.4.2.1 に示す。図 5.4.2.1 では繊維ごと、及び解析結果を色分けして示している。特に繊維や解析による差異は見られないため、これらを区別せずに定式化する。また、現在までの FRP シートの剥離荷重の予測式のパラメータには、シート剛性やコンクリート圧縮強度 f'_c 、FRP シート幅 b_f とコンクリート幅 b_c の幅比 b_f/b_c 、接着剤の材料特性などが用いられてきた。本研究では、特殊な接着剤を除外しているため、接着剤以外をパラメータとして検討する。

図 5.4.2.1 より終局剥離ひずみをシート剛性によってフィッティングさせた場合、(式 5.4.2.1)のようになる。

$$\varepsilon_{fu} = 44000 \cdot (n_f t_f E_f)^{-0.53} \quad (\text{式 5.4.2.1})$$

次に、 $\varepsilon_{fu}/(n_f t_f E_f)^{-0.53}$ に対するコンクリート圧縮強度による変化は図 5.4.2.2 のようになる。また、近似曲線は(式 5.4.2.2)となる。

$$\varepsilon_{fu}/(n_f t_f E_f)^{-0.53} = 25200 \cdot f'_c{}^{0.17} \quad (\text{式 5.4.2.2})$$

(式 5.4.2.2)ではコンクリート圧縮強度の 0.17 乗に比例する形となった。コンクリート圧縮強度が剥離荷重に及ぼす影響は小さいとの既往の研究が多く、例えば佐藤ら⁵⁻¹⁾は $f'_c{}^{0.2}$ に比例するとしており、(式 5.4.2.2)は過去のモデルと同様の傾向と言える。

また、図 5.4.2.2 では幅比ごとに色を区別し、2次元解析結果は赤色で示している。例えば Wu and Jiang⁵⁻³²⁾のように幅比をパラメータとして導入している研究もあり、図 5.4.2.2 でも幅比が大きい場合に縦軸の値が若干小さくなっている。一方で、Dai et al.の研究⁵⁻²²⁾のようにシート幅から 3.7 mm 程度外側までしか影響しないとの見解もある。本研究では幅比が 0.6 以上の供試体は 35 体しか存在せず、この影響度合いを議論することは難しいため、考慮しないこととした。これより、本研究によって定式化した終局剥離ひずみの予測式は(式 5.4.2.3)になる。

$$\varepsilon_{fu} = 25200 \cdot (n_f t_f E_f)^{-0.53} \cdot f'_c{}^{0.17} \quad (\text{式 5.4.2.3})$$

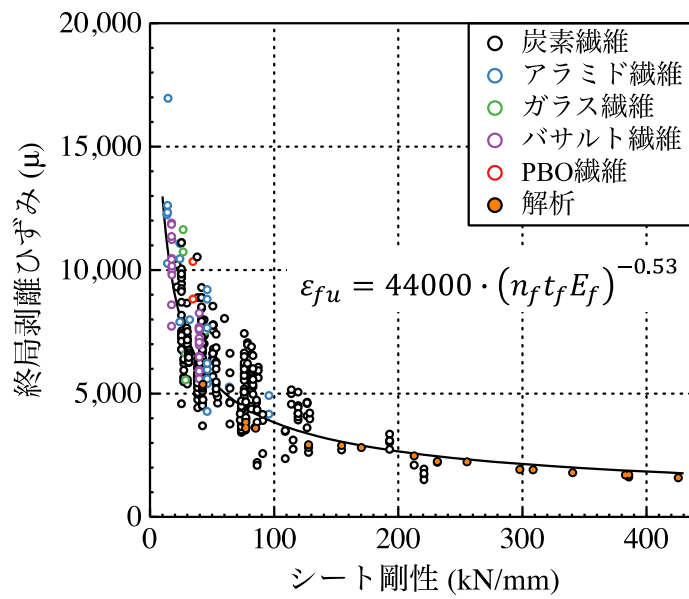


図 5.4.2.1 シート剛性による終局剥離ひずみの変化

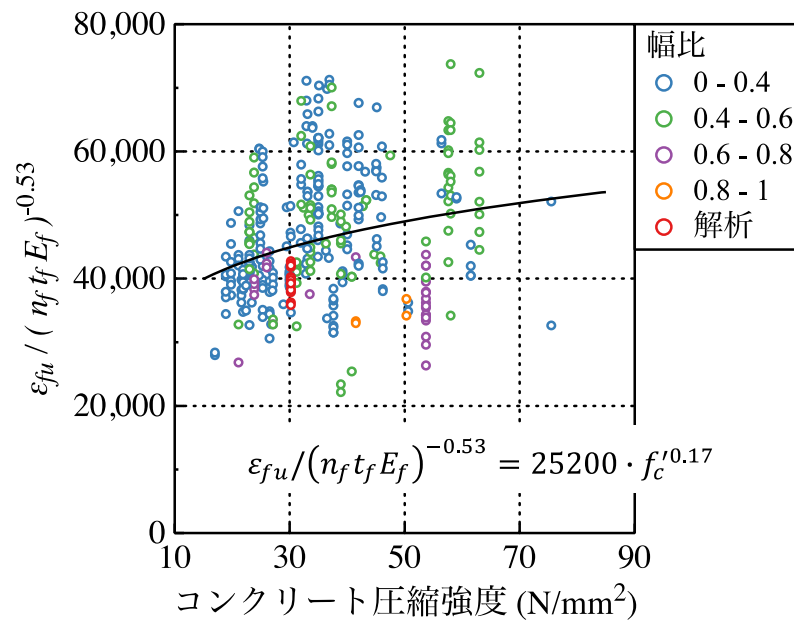


図 5.4.2.2 コンクリート圧縮強度による変化

5.4.3. 提案した剥離ひずみ予測式の評価

図 5.4.3.1 に実験・解析値と(式 5.4.2.3)による予測値の終局剥離ひずみの比較を示す。実験値そのものが極めて大きかった 1 点を除き、ひずみの大小によらず概ね評価できており、シート剛性が大きい範囲も対象としたモデルとなった。また、実験・解析値と予測値の比の平均は 1.01、標準偏差は 0.20 であった。

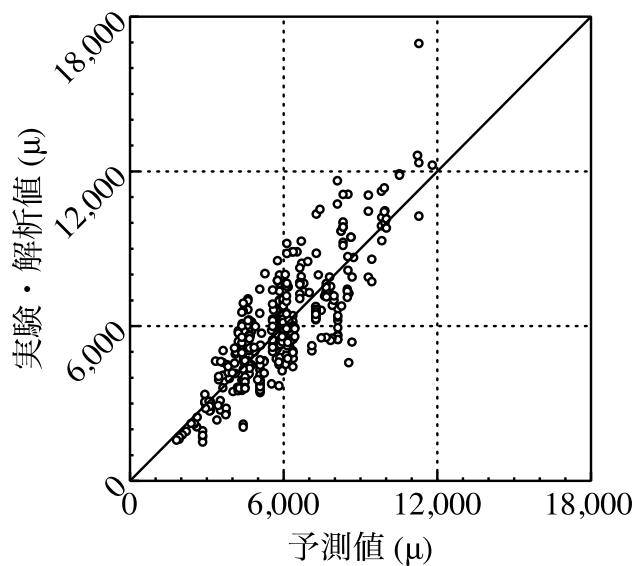


図 5.4.3.1 実験・解析値と予測値の比較

5.5. 本章のまとめ

本章によって得られた知見を以下にまとめる。

- (1) コンクリート表層を強層とした有限要素解析手法によって、CFRP シートを積層化した場合においてもシート剛性に関わらず、概ね剥離現象の再現可能であった。ただし、シート剛性が大きい場合、荷重-すべりのピーク付近での剛性が解析値の方が緩やかになった。
- (2) パラメトリック解析結果より、CFRP シートの剛性が 250kN/mm 程度以上から最大荷重の増加度合いが小さくなった。
- (3) 既往の実験結果およびパラメトリック解析結果より、シート剛性が大きい範囲にも適用可能な FRP シートの終局剥離ひずみの予測式を提案した。

5 章の参考文献

- 5-1) 佐藤靖彦, 浅野靖幸, 上田多門: 炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究, 土木学会論文集, No.646, V-47, pp.71-87, 2000.5
- 5-2) 尾崎允彦, 佐藤靖彦: コンクリート表層破壊に着目した FRP シート剥離現象の再現解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.817-822, 2022.7
- 5-3) Feenstra, P. H.: Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
- 5-4) Hordijk, D. A.: Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1991
- 5-5) Al-Mahaidi, R. S. H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1979
- 5-6) von Mises, R.: Mechanik der festen Körper im plastisch deformablen Zustand, Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-physikalische Klasse, 582-592 (1913)
- 5-7) Ozaki, M. et al.: Interface Bond Behaviour between Multi-ply CFRP Sheets and Concrete, Proceedings for the 6th fib International Congress 2022, Oslo, pp.2268-2275, Jun.2022
- 5-8) 佐藤裕一, 木村耕三, 小嶋克朗: CFRP シートとコンクリートの付着挙動 (その 1), 日本建築学会構造系論文集, No.500, pp.75-82, 1997.10
- 5-9) Maeda, T. et al.: A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet, Proceedings of the 3rd international symposium on Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, Vol.1, pp.279-286, Oct.1997
- 5-10) 岳尾弘洋, 松下博通, 牧角龍憲, 長島玄太郎: CFRP 接着工法における炭素繊維シートの付着特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.2, pp.1599-1604, 1997.7
- 5-11) 佐藤裕一, 木村耕三, 小嶋克朗: CFRP シートとコンクリートの付着挙動 (その 2) -面外拘束による付着耐力の改善-, 日本建築学会構造系論文集, No.509, pp.127-134, 1998.7
- 5-12) 岳尾弘洋, 松下博通, 矢原輝政, 佐川康貴: CFRP 接着工法における炭素繊維シート付着耐力向上実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.20, No.1, pp.431-436, 1998.7
- 5-13) 西田浩之, 上原子晶久, 下村匠, 丸山久一: 連続繊維シートとコンクリートとの付着特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.3, pp.1507-1512, 1999.7

- 5-14) 上原子晶久, 下村匠, 丸山久一, 西田浩之: 連続繊維シートとコンクリートの付着・剥離挙動の解析, 土木学会論文集, No.634 /V-45, pp.197-208, 1999.11
- 5-15) 三井雅一, 福澤公夫, 沼尾達弥, 布田郁雄: CFRP シート・コンクリート間の付着強度と各種表面粗さ指標との関係, 材料, Vol.49, No.6, pp.685-691, 2000.6
- 5-16) 森脇渉, 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: 炭素繊維シートの付着疲労性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.271-276, 2000.7
- 5-17) 吉澤弘之, 呉智深, 袁鴻, 金久保利之: 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, 土木学会論文集, No.662 /V-49, pp.105-119, 2000.11
- 5-18) Nakaba, K. et al.: Bond Behavior between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete, ACI Structural Journal, Vol.98, No.3, pp.359-367, May/Jun.2001
- 5-19) 金久保利之, 中場和正, 吉田智基, 吉澤弘之: 連続繊維シートとコンクリートの局所付着応力-すべり量関係の提案, コンクリート工学論文集, Vol.12, No.1, pp.33-43, 2001.1
- 5-20) 上原子晶久, 下村匠, 丸山久一: 連続繊維シートの付着性状に及ぼす母材表層の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1735-1740, 2003.7
- 5-21) Yao, J., Teng, J.G. and Chen, J.F.: Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints, Composites Part B:Engineering, Vol.36, No.2, pp.99-113, 2005
- 5-22) Dai, J., Ueda, T. and Sato, Y.: Development of the Nonlinear Bond Stress-Slip Model of Fiber Reinforced Plastics Sheet-Concrete Interfaces with a Simple Method, Journal of Composites for Construction, Vol.9, No.1, pp.52-62, Jan/Feb.2005
- 5-23) Dai, J., Sato, Y. and Ueda, T.: Improving the Load Transfer and Effective Bond Length for FRP Composites Bonded to Concrete, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.24, No.2, pp.1423-1428, 2002.7
- 5-24) Dai, J., Ueda, T. and Sato, Y.: Unified Analytical Approaches for Determining Shear Bond Characteristics of FRP-Concrete Interfaces through Pullout Tests, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.4, No.1, pp.133-145, Feb.2006
- 5-25) Dai, J.: Interfacial Models for Fiber Reinforced Polymer (FRP) Sheets Externally Bonded to Concrete, Doctoral Thesis, Hokkaido University, Aug.2003
- 5-26) Pham, H.B. and Al-Mahaidi, R.: Modelling of CFRP-concrete shear-lap tests, Construction and Building Materials, Vol.21, No.4, pp.727-735, 2007

- 5-27) Toutanji, H. et al.: Prediction of Interfacial Bond Failure of FRP-Concrete Surface, Journal of Composites for Construction, Vol.11, No.4, pp.427-436, Aug.2007
- 5-28) 小林朗, 佐藤靖彦, 高橋義裕, 立石晶洋 : FRP スtrandシート の材料特性と RC 梁の曲げ補強効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1561-1566, 2008.7
- 5-29) Pellegrino, C., Tinazzi, D. and Modena, C.: Experimental Study on Bond Behavior between Concrete and FRP Reinforcement, Journal of Composites for Construction, Vol.12, No.2, pp.180-189, Mar/Apr.2008
- 5-30) Billotta, A., Di Ludovico, M. and Nigro, E.: FRP-to-Concrete Interface Debonding: Experimental Calibration of a Capacity Model, Composites Part B:Engineering, Vol.42,No.6, pp.1539-1553, Apr.2011
- 5-31) Yun, Y. and Wu, Y.F.: Durability of CFRP-Concrete Joints under Freeze-thaw Cycling, Cold Regions Science and Technology, Vol.65,No.3, pp.401-412, 2011
- 5-32) Wu, Y.F. and Jiang, C.: Quantification of Bond-Slip Relationship for Externally Bonded FRP-to-Concrete Joints, Journal of Composites for Construction, Vol.17, No.5, pp.673-686, Oct.2013
- 5-33) Hosseini, A. and Mostofinejad, D.: Effective Bond Length of FRP-to-Concrete Adhesively-Bonded Joints: Experimental Evaluation of Existing Models, International Journal of Adhesion and Adhesives, Vol.48, pp.150-158, 2014
- 5-34) 新井崇裕, 山野辺慎一, 荒添正棋, 佐藤靖彦 : ポリウレア樹脂層を有する炭素繊維シート補強工法の高温時における付着特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.1159-1164,2014.7
- 5-35) 岩下健太郎, 佐藤大地, 馬場進, 松本信行 : バサルト繊維シートとコンクリートの付着特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.1, pp.1912-1917, 2014.7
- 5-36) 小川泰成 : ポリウレア樹脂を用いた CFRP スtrandシート補強部材の低温時力学特性に関する研究, 修士論文, 北海道大学, 2016
- 5-37) Shi, J.W., Cao, W.H. and Wu, Z.S.: Effect of Adhesive Properties on the Bond Behaviur of Externally Bonded FRP-to-Concrete Joints, Composites Part B:Engineering, Vol.177, 107365, Aug.2019
- 5-38) Yuan, C. et al.: Effect of Aggregate Size on the Dynamic Interfacial Bond Behaviour between Basalt Fiber Reinforced Polymer Sheets and Concrete, Construction and Building Materials, Vol.227, 116584, Aug.2019

- ⁵⁻³⁹⁾ 小林 朗, 尾崎 允彦, 佐藤 靖彦, 荒添 正棋, 立石 晶洋, 小森 篤也 : 高伸度弾性樹脂を用いて接着した FRP シートとコンクリートの付着挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.66A, pp.855-867, 2020.3
- ⁵⁻⁴⁰⁾ Yuan, C. et al.: Influence of Concrete Strength on Dynamic Interfacial Fracture Behaviour between Fiber Reinforced Polymer Sheets and Concrete, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 229, 106934, Feb.2020
- ⁵⁻⁴¹⁾ 後藤慶次, 山上大智, 佐藤靖彦 : 傾斜型コンクリート供試体を用いた連続繊維シートの付着性状について, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.22, pp.371-374, 2022.10

6 章 剥離進行過程をモデル化したせん断耐力評価法

6.1. 検討概要

本章では, 3 章で考察した CFRP シートによりせん断補強された RC はりのせん断耐荷機構を踏まえて, せん断耐力の評価方法の検討を行う。具体的には, シートの剥離進行過程をモデル化することで, 局所剥離時, 全体剥離時の V_f を評価する手法である。

はじめに提案手法の基本概念を示した上で, 詳細な計算方法を示す。その後, 実験で用いた 8 体のシート補強供試体について, 提案手法を用いて V_f の評価を行い, 実験結果と比較することで算定精度の検証を行う。最終的に V_c の評価を合わせて行うことで, 全体のせん断耐力としての算定精度を検証する。

6.2. 提案手法の基本概念

本手法は、斜めひび割れを1本もしくは2本仮定し、斜めひび割れの幅を与え、シートのひずみの積分値と斜めひび割れ幅が一致するという変形の適合条件を用いてシートのひずみ分布を算出する。ひずみ分布の算出方法は、6.3.2にて詳述する。そしてひび割れと交差する位置のシートひずみからシートの引張力を求め、斜めひび割れと交差するシートの引張力を合計することでシートが負担するせん断力 V_f を算出する。シートの局所剥離が起こると上縁もしくは下縁に向かって剥離は伝播するためシートのひずみは増加しなくなり、最終的に、剥離が端部に達することで全体剥離が起こり、シートが受け持つ引張力がゼロになると仮定する。すなわち、斜めひび割れ幅を漸増させて、任意の斜めひび割れ幅に対応する V_f を求め、 V_f が低下するまで計算を繰り返すことで、シートが受け持つせん断力（シートの最大負担せん断力 V_{fu} ）を求める。図 6.2.1 に本章で提案する算出方法のフローチャートを示す。

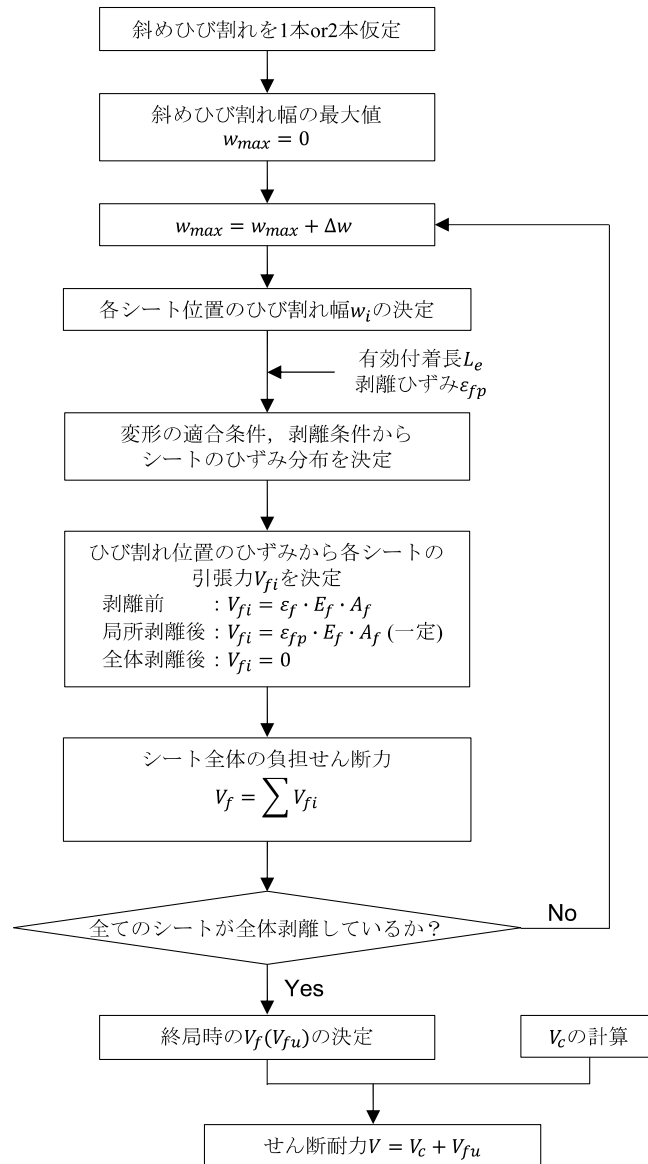


図 6.2.1 本提案手法の算定フロー

6.3. V_f の詳細な計算方法

6.3.1. 斜めひび割れの仮定

斜めひび割れが発生する領域や、進展の仕方、各シート位置におけるひび割れ幅の変化などについてはこれまで多くの研究がなされているが、それらの定量的な把握には至っていない。したがって、斜めひび割れ幅を用いて、CFRP シートの負担せん断耐力の評価を行うためには、それらの値に対してある程度の仮定を立てなければならない。そこで本手法では、3 章や 4 章で述べた実験結果より得られた知見から、以下の 2 つの仮定を用いて、斜めひび割れの分布及び各 CFRP シート位置における斜めひび割れ幅を決定する。

仮定①：斜めひび割れは載荷板の端と支点板の端を結ぶ線上に 1 本存在するか、または、2 本とする場合は、その下にさらに 1 本を仮定する。また、ひび割れが入る範囲は、等価応力ブロックにより算出した終局時の中立軸位置から引張鉄筋位置までとする(図 6.3.1.1 参照)。

仮定②：斜めひび割れ幅はひび割れの中央において最大になり、端部でゼロとなる。その間は線形で推移する。2 本のひび割れ幅の最大値は等しいとする。

この 2 つ仮定を用いることで、斜めひび割れ幅の最大値を与えることによって各シートと交差する斜めひび割れの本数、位置、ひび割れ幅が決定される。このようにして、各 CFRP シートのひずみ分布を求める。なお、CFRP シートの引張力は上側のひび割れと交差する位置のひずみから算出する。

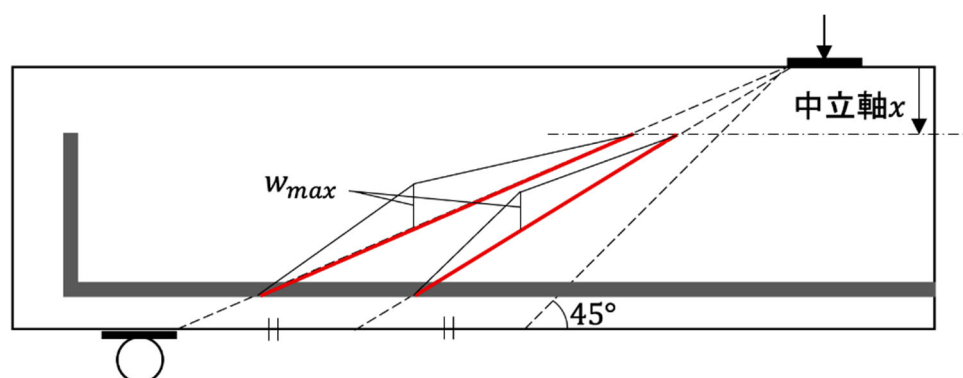


図 6.3.1.1 斜めひび割れの位置と幅の仮定

6.3.2. シートのひずみ分布の決定

6.3.1 で決定した斜めひび割れ幅をもとに、各 CFRP シートのひずみ分布を決定する。コンクリートを剛体と仮定すると、CFRP シートの伸び量が斜めひび割れ幅と等しくなる。したがって、CFRP シートのひずみを高さ方向に積分した値がひび割れ幅と等しくなる。この考えに基づき各シート位置のひび割れ幅からシートの高さ方向ひずみ分布を決定する。その際、3 章で示した CFRP シートの剥離性状を再現する。すなわち、斜めひび割れの発生後、ひび割れ付近でひずみが増加していき、ひずみがある程度まで増加するとひずみが一定の領域（剥離領域）が現れる。剥離領域はその後シート端部に向かって進展し、剥離領域が自由端に達したときに全体剥離が発生し、そのシートが負担するせん断力はゼロになる。この性状を再現することにより各段階におけるシートひずみ分布を決定する。

ひずみ分布の決定には、有効付着長、剥離時ひずみの 2 つのパラメータが必要になる。有効付着長 L_e は佐藤ら⁶⁻¹⁾により示された(式 6.3.2.1)を用いる。

$$L_e = 1.89(n_f t_f E_f)^{0.4} \quad (\text{式 6.3.2.1})$$

ここで、

$$\begin{aligned} n_f &: \text{シート積層数} \\ t_f &: \text{シート厚さ(mm)} \\ E_f &: \text{シート弾性係数(MPa)} \end{aligned}$$

剥離が始まるひずみ ε_{fp} の値については、尾崎ら⁶⁻²⁾ が付着試験結果に基づき作成した式(6.3.2.2)を用いる。

$$\varepsilon_{fp} = 25200 \cdot (n_f t_f E_f)^{-0.53} \cdot f_c'^{0.17} \quad (\text{式 6.3.2.2})$$

なお、定着長（斜めひび割れ位置から端部までの距離）が有効付着長よりも短い場合、最大ひずみが低減されることが既往の研究⁶⁻³⁾より知られている。したがって本手法においても、支点近くなど定着長 L が有効付着長 L_e より短い場合には、以下の(式 6.3.2.3)を用いて最大ひずみを低減させる。

$$\varepsilon_{fpm} = \frac{L}{L_e} \varepsilon_{fp} \quad (\text{式 6.3.2.3})$$

ひび割れ幅を漸増させたときに、ひずみ分布の変化するパターンは、シートと交差するひび割れの本数によって 2 パターンに分けられる。図 6.3.2.1 に各パターンにおけるひずみ分布の変化を示す。

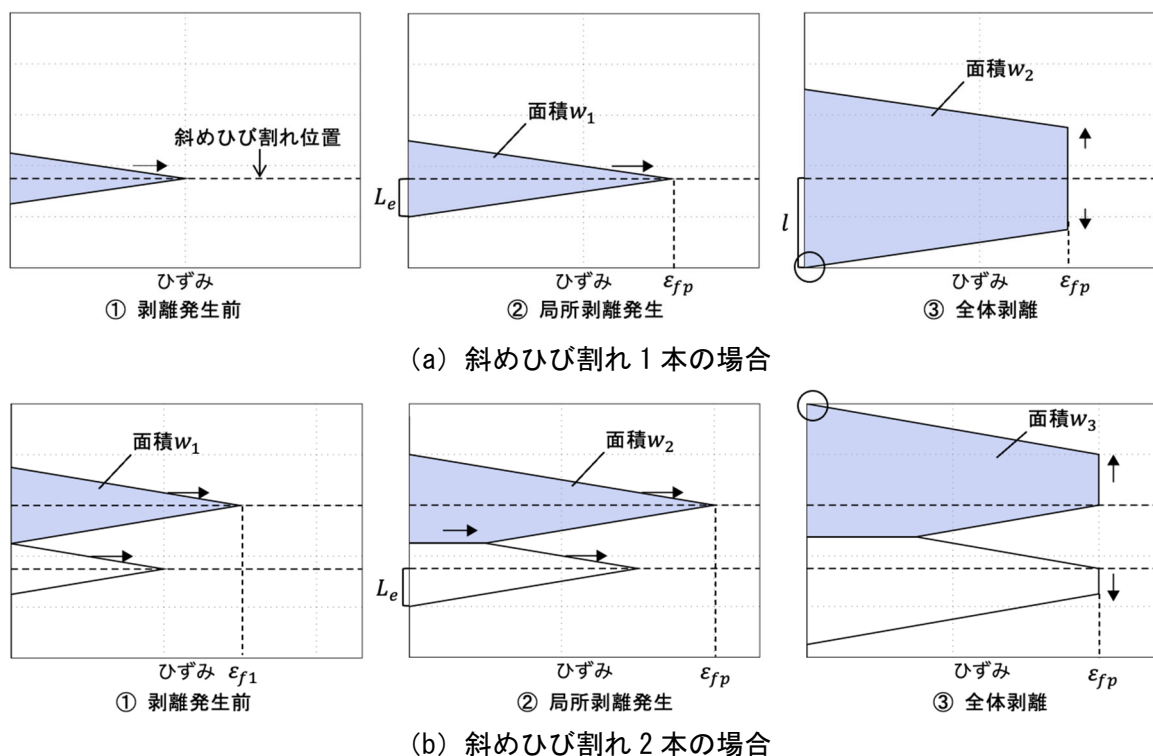


図 6.3.2.1 高さ方向ひずみ分布の変化

(1) 斜めひび割れが 1 本の場合のひずみ分布の決定

ひび割れが 1 本のときは、比較的容易にひずみ分布を決定することができる。まず斜めひび割れが発生すると、ひび割れの上下でひずみが増加していく。このとき、計算を簡略化するため、ひずみ勾配は常に剥離発生時のひずみ勾配 ε_{fp}/L_e で一定であるとする。これにより、ひずみ分布の形状が決定する。次に、局所剥離発生時を考える。局所剥離は、ひずみの最大値が剥離ひずみ ε_{fp} に達した時点で発生するとする。このときのひび割れ幅を w_1 とすると、次式で表される。

$$w_1 = L_e \varepsilon_{fp} \quad (\text{式 6.3.2.4})$$

ひび割れ幅 w_i が w_1 より小さい場合は、ひずみが線形で増加していき、 w_1 を超えるとひずみは一定とする。

次に全体剥離を考える。全体剥離は、局所剥離の発生後ひずみが一定の領域（剥離領域）で進展していき、剥離領域がシートの自由端に達したときに発生する考える。すなわち、図 6.3.2.1(a)の③が全体剥離の発生する瞬間を表している。このときのひび割れ幅 w_2 は、ひび割れ位置から自由端までの距離を l とすると、次式で表される。

$$w_2 = (2l - L_e) \varepsilon_{fp} \quad (\text{式 6.3.2.5})$$

ひび割れ幅がこの値より大きくなると、シートは完全に剥離しているとし、シートが負担するせん断力はゼロとする。なお、U字型補強の場合、シートの下端は完全に定着されていると考える。したがって、剥離領域が先にシート下端に達しても全体剥離は起こらず、剥離領域が上端に達して初

めて全体剥離が起こるとする。

以上をまとめると、ひび割れ幅 w_2 とひずみの関係は以下ようになる。

(i) $w_i < w_1$ のとき

$$\varepsilon_{fi} = \frac{w_i}{w_1} \varepsilon_{fp} \quad (\text{式 6.3.2.6})$$

(ii) $w_1 \leq w_i < w_2$ のとき

$$\varepsilon_{fi} = \varepsilon_{fp} \quad (\text{式 6.3.2.7})$$

(iii) $w_2 \leq w_i$ のとき

$$\varepsilon_{fi} = 0 \quad (\text{式 6.3.2.8})$$

(2) 斜めひび割れが2本の場合のひずみ分布の決定

交差する斜めひび割れが2本の場合は、2本のひび割れ周りのひずみ分布が重ね合わさるためひずみ分布の決定方法が煩雑になる。計算を簡単にするため、2本のひび割れの間の領域は剥離が発生しないとし、局所剥離発生後も剥離前のひずみ勾配を維持すると仮定する。まず剥離発生前を考える。2つのひずみが重なるときのひび割れ幅は、ひび割れ1本るときと同様に定めたひずみ勾配と2つのひび割れ幅の比によって定められる。ひずみが重なった後は、どちらかのひび割れ位置におけるひずみが剥離ひずみに達するまで平行移動するような形でひずみが増加していく。どちらかが剥離ひずみに達した後は、剥離した方は端部に向かって剥離が進展していき、剥離していない方のひずみは増加し続ける。両方が剥離した後は、両方の剥離が端部に向けて進展していき、どちらかのひずみが自由端に達した時点で全体剥離とする。2つのひずみが重なるときの上側のひずみの最大値を ε_1 、ひび割れ幅を w_1 とし、上側のひび割れ位置で局所剥離が発生するときのひび割れ幅を w_2 、全体剥離が発生するときのひび割れ幅を w_3 とすると、上側のひずみの最大値の変化は以下のようにまとめられる。

(i) $w_i < w_1$ のとき

$$\varepsilon_{fi} = \frac{w_i}{w_1} \varepsilon_{f1} \quad (\text{式 6.3.2.9})$$

(ii) $w_1 \leq w_i < w_2$ のとき

$$\varepsilon_{fi} = \frac{\varepsilon_{fp} - \varepsilon_{f1}}{w_2 - w_1} (w_i - w_1) + \varepsilon_{f1} \quad (\text{式 6.3.2.10})$$

(iii) $w_2 \leq w_i < w_3$ のとき

$$\varepsilon_{fi} = \varepsilon_{fp} \quad (\text{式 6.3.2.11})$$

(iv) $w_3 \leq w_i$ のとき

$$\varepsilon_{fi} = 0 \quad (\text{式 6.3.2.12})$$

なお、斜めひび割れの位置や、2本のひび割れ幅の関係から、必ずしも2つのひずみが重なる→局所剥離→全体剥離という順番で発生するとは限らない。上側のひび割れ位置で局所剥離が発生する前に下側のひずみ下端に達して全体剥離する、という状況も起こりうる。したがって、斜めひび割れ2本の際は、それらの事象が発生するときのひび割れ幅をあらかじめ計算し、大小関係を把握する必要がある。

6.3.3. V_f の算出

前項で算出したひずみをもとにシートの負担せん断力 V_f を算出する。シートの斜めひび割れ位置におけるひずみを V_f とすると、帯状のシート1枚が負担するせん断力 V_{fi} は、(式 6.3.3.1)で算出できる。

$$V_{fi} = \varepsilon_{fi} \cdot E_f \cdot A_{fi} \quad (\text{式 6.3.3.1})$$

ただし、 A_{fi} ：シートの断面積である。

シート全体が負担するせん断力 V_f は、斜めひび割れと交差する全てのシートについて負担せん断力を足し合わせることで求める。すなわち、 V_f は(式 6.3.3.2)で求められる。

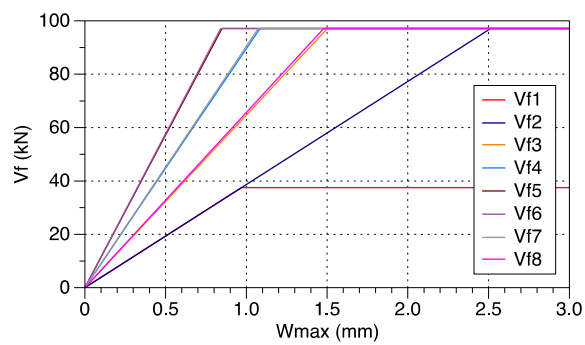
$$V_f = 2 \sum_{i=1}^n V_{fi} \quad (\text{式 6.3.3.2})$$

ただし、

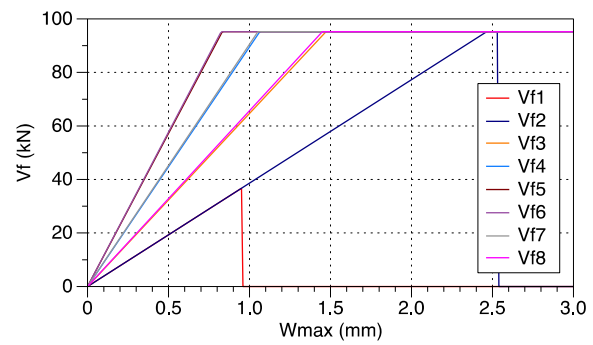
- V_{fi} : 各々のシートの引張力
- n : ひび割れと交差するシートの枚数

6.3.4. V_f の計算結果

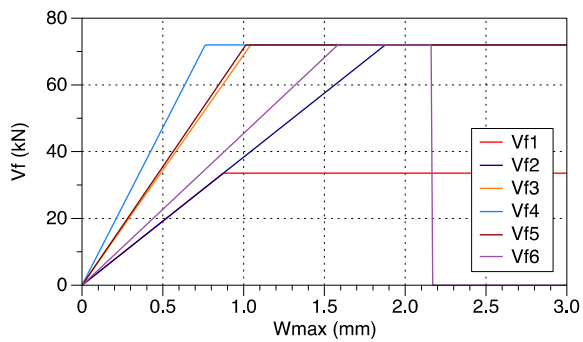
実験した 8 体のシート補強供試体において、各々のシートが負担するせん断力 V_{fi} を前項で示した方法により算出する。図 6.3.4.1 は斜めひび割れを 1 本とした場合、図 6.3.4.2 は斜めひび割れを 2 本とした場合の結果である。図 6.3.4.3~図 6.3.4.4 は図 6.3.4.1~図 6.3.4.2 で算出した負担せん断力を(式 6.3.4.1)により足し合わせた結果である。斜めひび割れ幅が小さい領域では、斜めひび割れ幅の増大に比例して V_f が増大していくが、ある値より大きくなるとシートの局所剥離が順次発生し、剥離したシートの負担せん断力が頭打ちとなるので V_f の増加も緩やかになる。さらにひび割れ幅が増大すると、シートの全体剥離が生じ、剥離したシートの負担せん断力がゼロとなるため、合計の V_f は減少する。これによって、ひび割れ幅を増大させる過程において V_f の最大値 V_{fu} が決定される。このようにして求めた V_{fu} を、実験値と比較することで、提案手法の算定精度を検証する。。



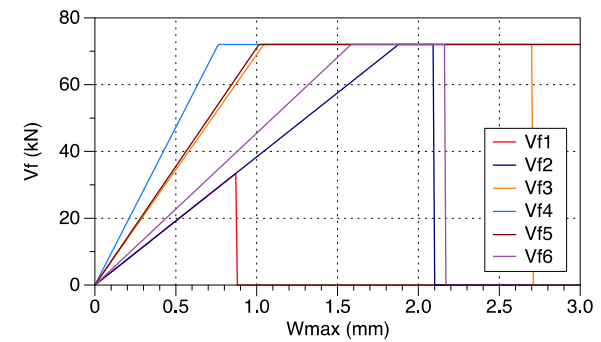
(a) CF-U1200



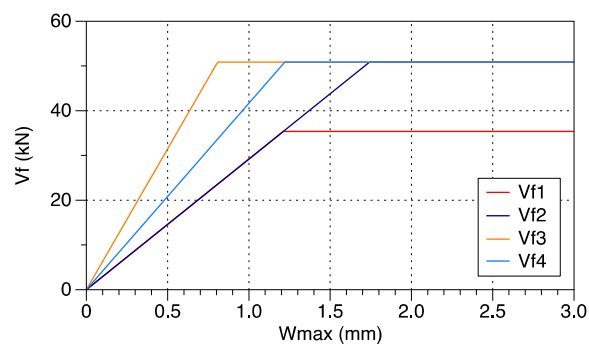
(b) CF-I1200



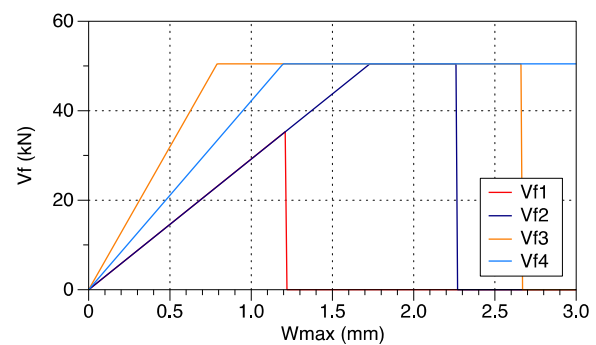
(c) CF-U900



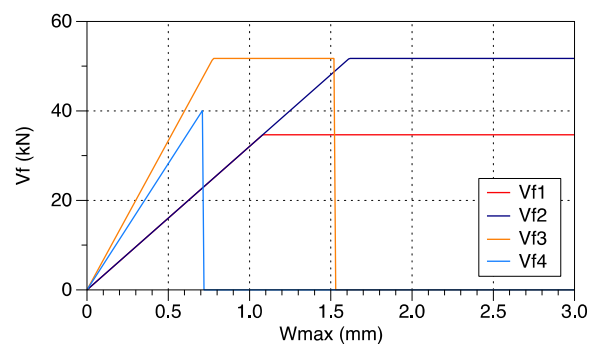
(b) CF-I900



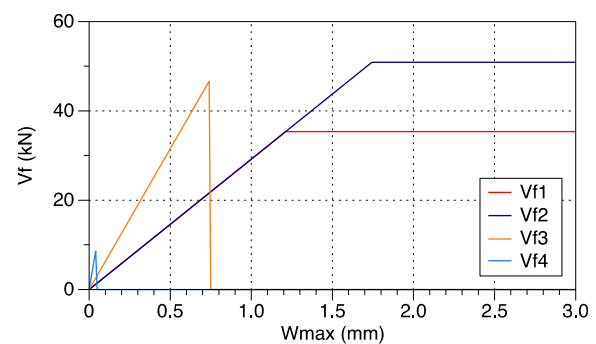
(e) CF-U600



(f) CF-I600

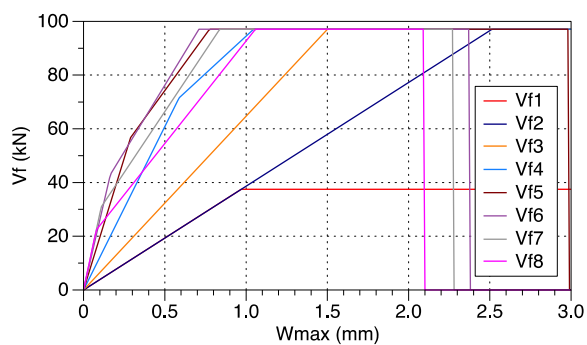


(g) CFA10

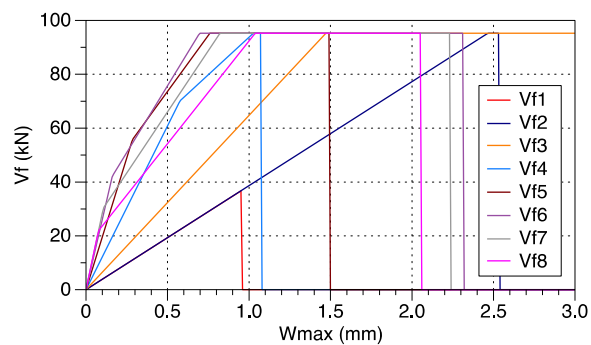


(h) CFA20

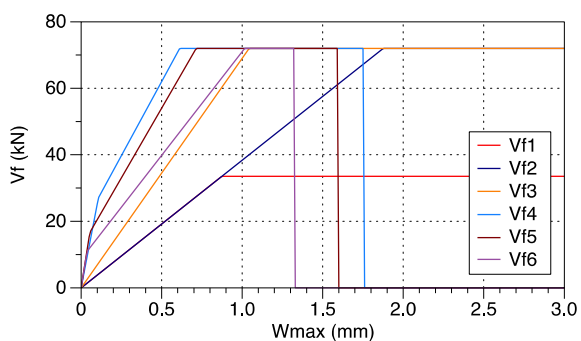
図 6.3.4.1 ひび割れ幅と各シートの引張力の関係（斜めひび割れ 1 本）



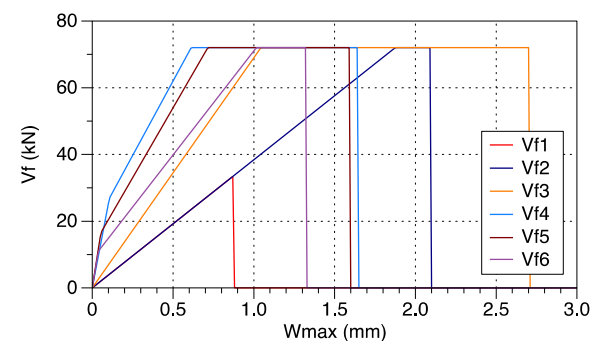
(a) CF-U1200



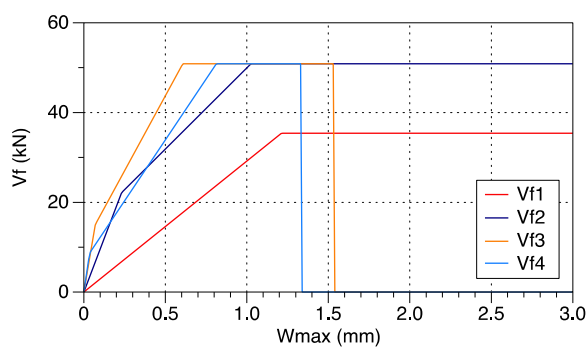
(b) CF-I1200



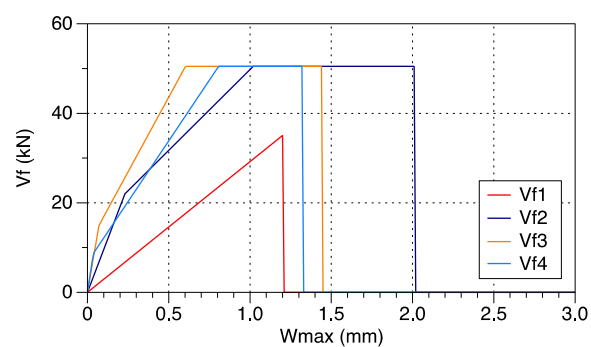
(c) CF-U900



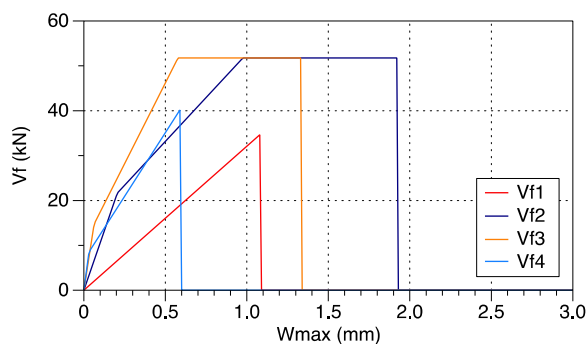
(b) CF-I900



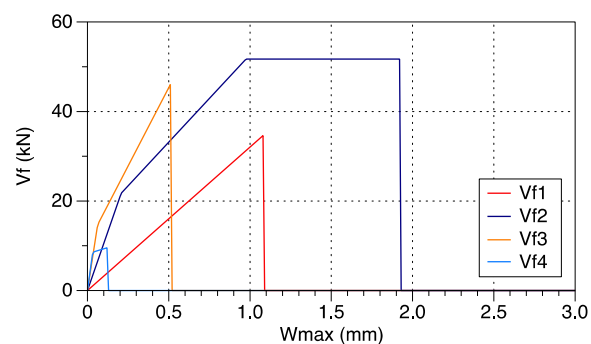
(e) CF-U600



(f) CF-I600

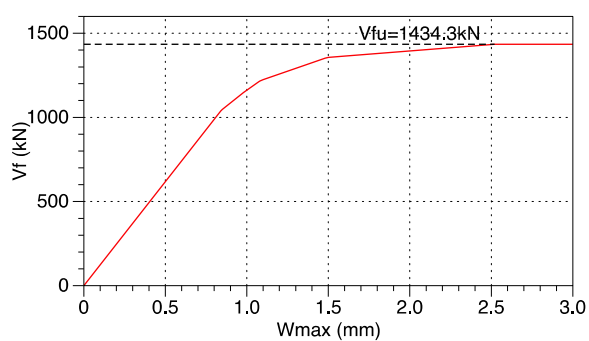


(g) CFA10

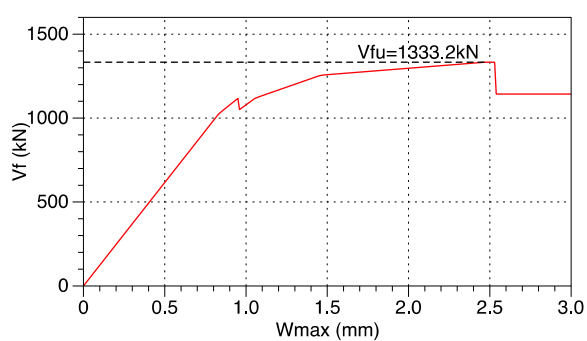


(h) CFA20

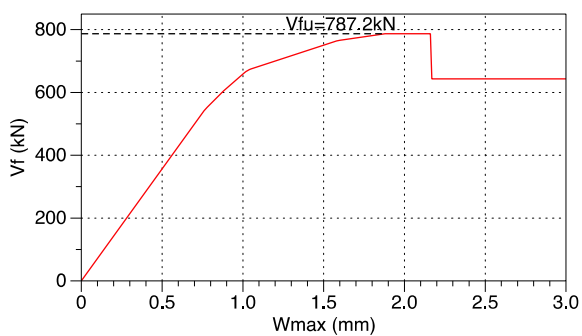
図 6.3.4.2 ひび割れ幅と各シートの引張力の関係（斜めひび割れ 2 本）



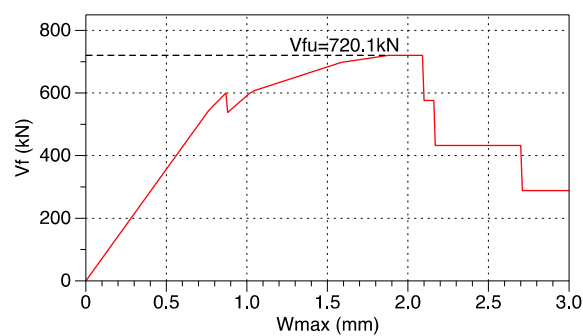
(a) CF-U1200



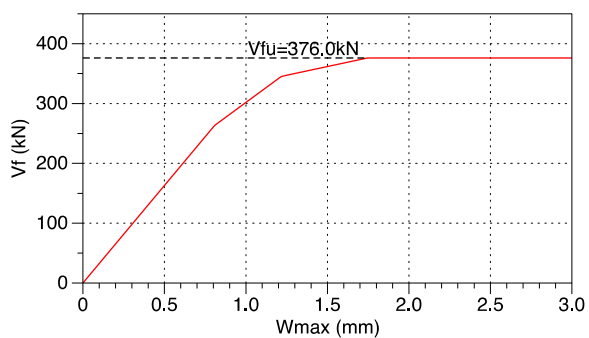
(b) CF-I1200



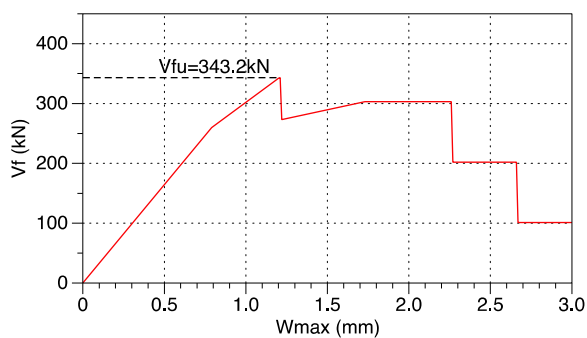
(c) CF-U900



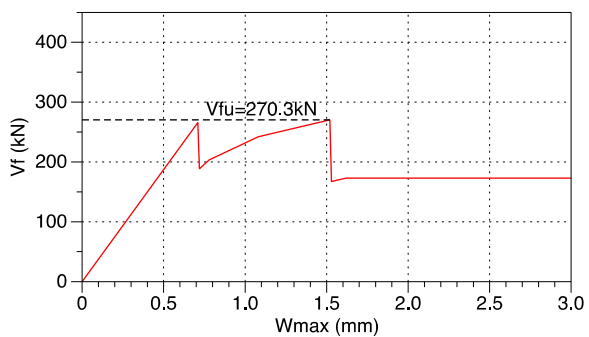
(b) CF-I900



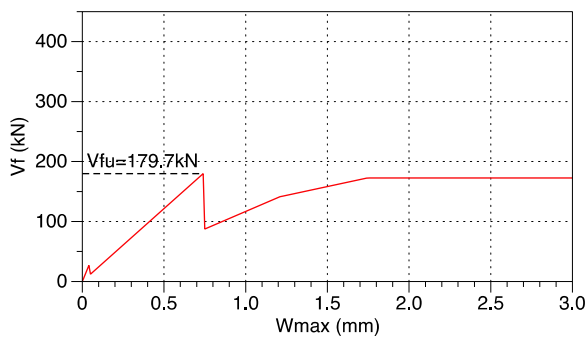
(e) CF-U600



(f) CF-I600

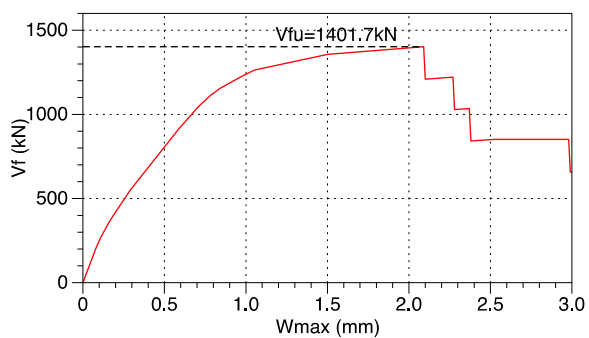


(g) CFA10

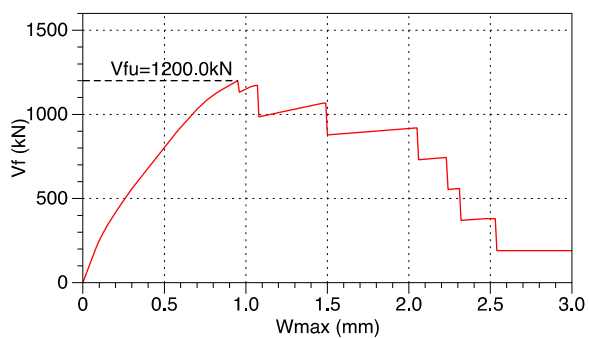


(h) CFA20

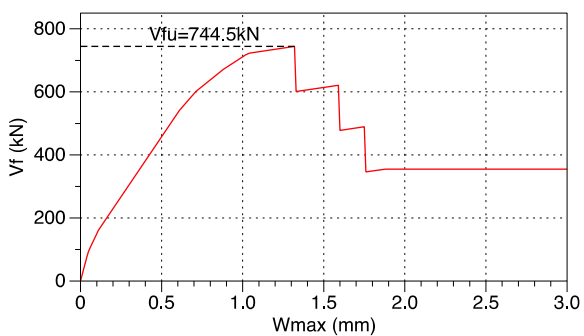
図 6.3.4.3 ひび割れ幅と V_f の関係（斜めひび割れ 1 本）



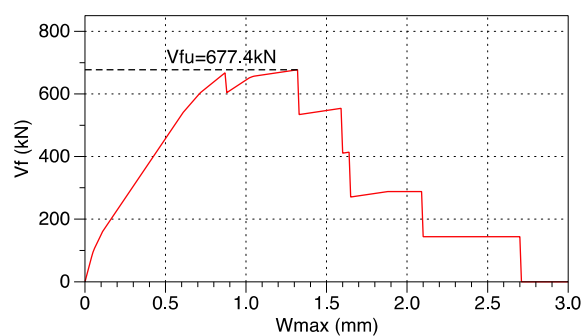
(a) CF-U1200



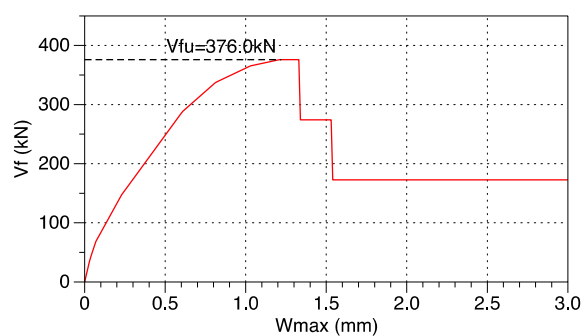
(b) CF-I1200



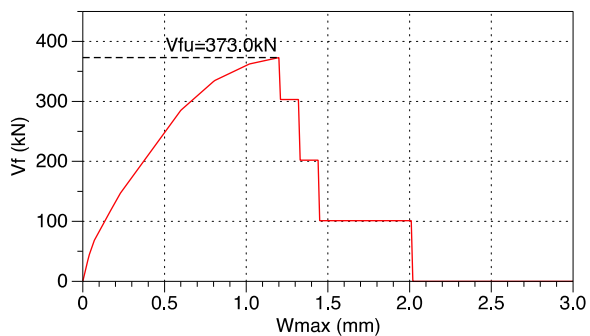
(c) CF-U900



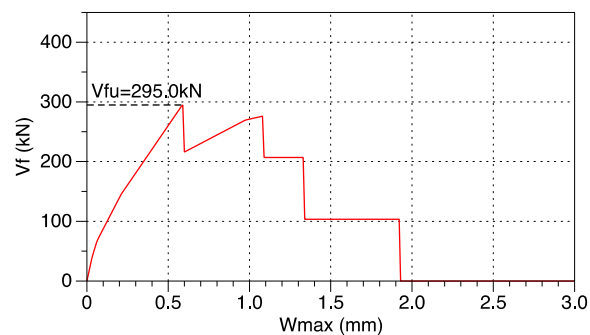
(b) CF-I900



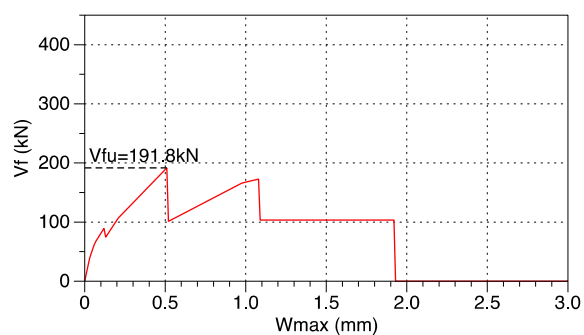
(e) CF-U600



(f) CF-I600



(g) CFA10



(h) CFA20

図 6.3.4.4 ひび割れ幅と V_f の関係（斜めひび割れ 2 本）

図 6.3.4.5 は、提案手法によって求めた V_{fu} と、式(6.3.4.1)から算定される実験から得られた終局時のシート負担せん断力 V_{fe} を比較したものであり、斜めひび割れを 1 本としたときと、2 本としたときの結果を合わせて示している。

$$V_{fe} = V_u - V_c \quad (\text{式 6.3.4.1})$$

ここに、

- V_u : 終局時の作用せん断力
 V_c : 斜めひび割れ発生時の作用せん断力

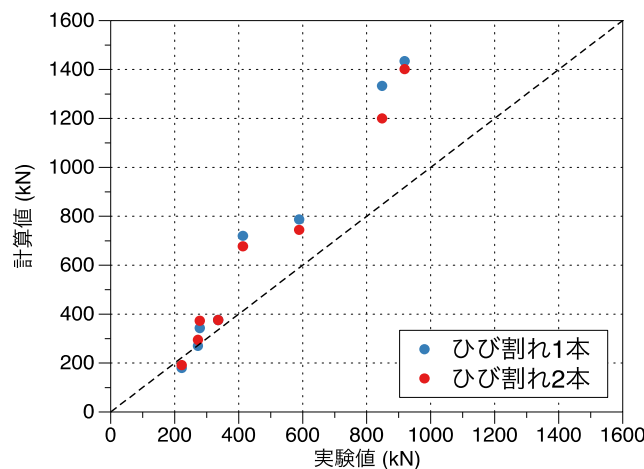


図 6.3.4.5 V_f の計算値と実験値の比較

いずれの場合も、計算値が実験値を上回る結果となっており、提案手法は V_f を過大評価していると言える。この原因として、式(6.3.2.2)の剥離ひずみが実際の値を正しく評価していないことが挙げられる。図 6.3.4.6 は、実験で得られた各供試体の剥離ひずみと、式(6.3.2.2)で求めた剥離ひずみを比較したものである。いずれの供試体も、式(6.3.2.2)から得られた剥離ひずみの方が大きくなっている。このような結果が得られた原因としては、以下のことが考えられる。式(6.3.2.2)は、既往の FRP 付着試験のデータを用いてパラメトリック解析をすることで得られた式である。今回の実験のようなはり部材においては、斜めひび割れの発生、開口によりひび割れ付近の付着劣化が起こることから⁶⁴⁾、付着試験と比べて剥離ひずみが小さくなると考えられる。また、定着区間内に複数のひび割れが存在することも付着試験と状況が大きく異なる。これにより実験結果と計算値の差が生まれたと考えられる。以上のことから、はり部材のせん断耐力を評価する上では、式(6.3.2.2)により求められた剥離ひずみを低減する必要がある。しかしながら、その低減割合を、合理的に設定する方法が見当たらない。それゆえ本研究では、0.7～0.9 の係数を掛けることで剥離ひずみを低減する。

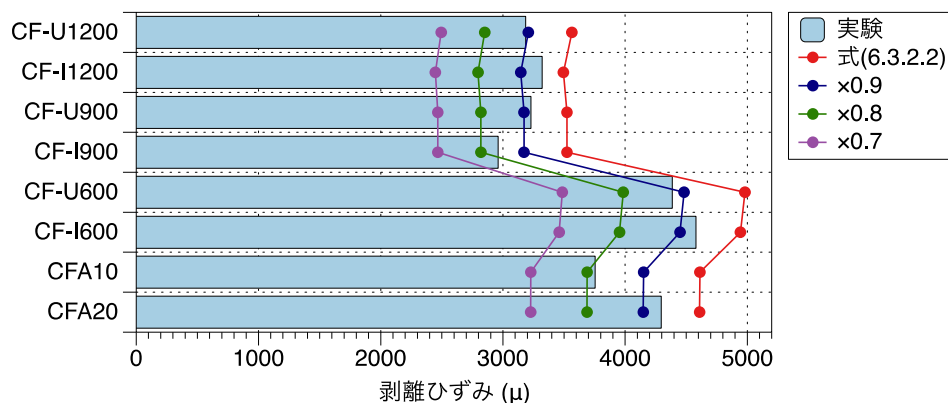


図 6.3.4.6 剥離ひずみの比較 (図修正)

低減係数 0.7, 0.8, 0.9 とした場合のひずみを図 6.3.4.6 に示す。また、図 6.3.4.7 に、低減係数 0.7, 0.8, 0.9 とした場合の V_f を示す。斜めひび割れを 1 本とした場合と、2 本とした場合で計算したが、いずれの計算結果も 2 本とした場合の方が実験値との誤差が小さかったため、これ以降は 2 本とした場合の結果のみを示す。計算の結果、式(6.3.2.2)に 0.8 をかけたときに結果が最も実験値と近く、シートの補強方法や寸法によらず妥当な精度で評価できていた。なお、算定精度(V_{fe}/V_{fu})は、平均値が 1.01, 変動係数が 20.9%であった。

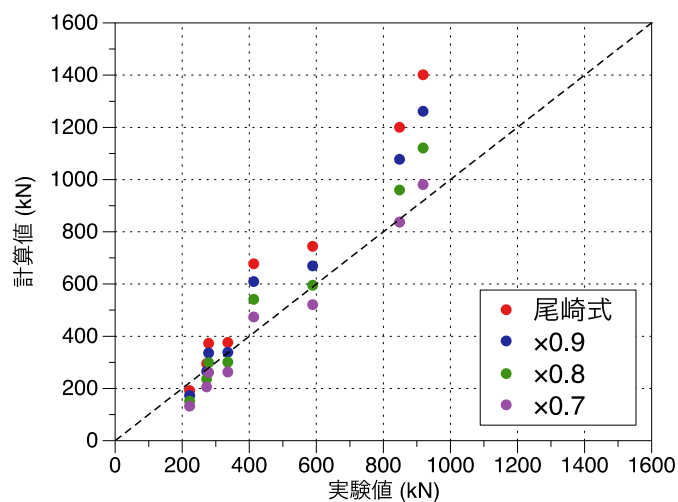


図 6.3.4.7 剥離ひずみを低減した計算結果

6.4. せん断耐力の算定精度

シート補強した RC はりのせん断耐力を評価するために、コンクリートが負担するせん断力を評価する必要がある。提案手法により求めた V_f に、既往の式により求めた V_c を足し合わせることでせん断耐力を算出し、実験結果と比較する。 V_c は、最も広く用いられおり、本実験の結果もよく評価できている二羽式⁶⁻⁵⁾を用いることとする。図 6.4.1 に計算結果と実験結果を比較したものを示す。計算結果は、寸法や補強方法、定着長の違いによらず、実験結果を精度よく評価できていた。 V_{fe}/V_{fu} の平均値は 0.998 であり、変動係数は 11.8%であった。表 6.4.1 に、提案式と、3 章で計算した既往式で、 V_{fe}/V_{fu} の平均値と変動係数を比較した結果を示す。提案した式は、既往のいずれの式よりも高い算定精度が得られていた。

二羽式⁶⁻⁵⁾

$$V_c = 0.2f'_c{}^{1/3}(100p_s)^{1/3}\left(\frac{1000}{d}\right)^{1/4}\left(0.75 + 1.4\frac{d}{a}\right)b_wd \quad (\text{式 6.4.1})$$

ここに、

- f'_c : コンクリート圧縮強度(MPa)
- p_s : 引張鉄筋比
- d : 有効高さ(mm)
- a : せん断スパン
- b_w : ウェブ幅(mm)

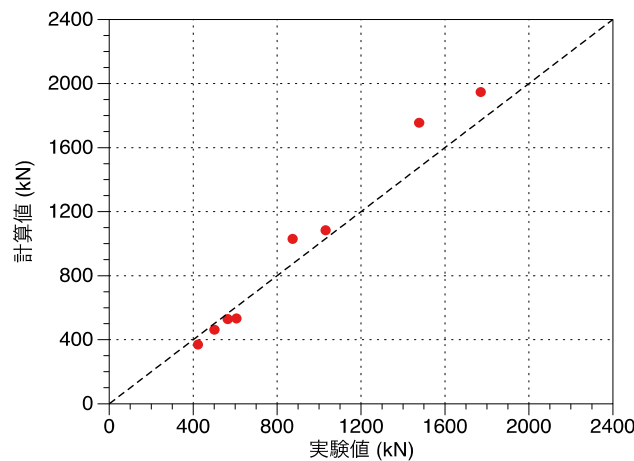


図 6.4.1 せん断耐力の算定精度

表 6.4.1 提案式と既往式の算定精度の比較

	提案式	土木学会	Khalifa	Triantafillou	ACI
耐力比	0.998	0.934	1.202	1.332	1.187
変動係数	0.118	0.170	0.140	0.186	0.141

以上より，提案手法によって CFRP によりせん断補強した RC はりのせん断耐力を，シートの貼付け方法や定着長の違いによらず高い精度で求められることが示された。ただし，提案式においても，大型の供試体で耐力をやや過大評価していることや，U 字型と側面のみ貼付けの供試体の耐力差が実験値より小さく出ているといった課題がある。これらは，シートの局所剥離後のひずみを一定としていることが原因と考えられる。実際には局所剥離発生後，剥離の進行過程において，ひび割れ付近のひずみは変化している。この変化の割合が定着長や貼付け方法などの条件により異なると思われる。より精度良く耐力を算定するには，シートの局所剥離発生後の剥離進行過程を，実際の現象に即してより厳密にモデル化する必要がある。

6.5. 本章のまとめ

本章では、3章で考察した耐荷機構を踏まえ、剥離過程をモデル化したせん断耐力評価方法の提案を行った。提案手法は、斜めひび割れを1本または2本仮定し、変形の適合条件、剥離条件からシートのひずみ分布を算出し、ひび割れ部におけるひずみからシートが負担するせん断力を導き出す方法である。提案した手法で実験供試体のせん断耐力を計算したところ、既存の式に比べ、シートの貼り付け方法の違いや定着長の違い等を含めて正確にせん断耐力を予測できることが示された。

ただし、斜めひび割れ幅が実際の値と一致していることを確かめることが今後の課題として挙げられる。

6 章の参考文献

- 6-1) 佐藤靖彦, 浅野靖幸, 上田多門: 炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究, 土木学会論文集 No.648/V-47, pp.71-87, 2000.5

- 6-2) 尾崎允彦, 佐藤靖彦: コンクリートに接着した FRP シートの終局剥離ひずみの予測, コンクリート工学年次論文集, Vol.45, No.2, pp.283-288, 2003.7

- 6-3) Chen, J. F. and Teng, J. G. : Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete, J. Struct. Eng., ASCE, 127(7), pp.784-791, 2001

- 6-4) Farah, K., Sato, Y.: Uniaxial Tension Behavior of Reinforced Concrete Members Strengthened with Carbon Fiber Sheets, ASCE Journal of Composites for Construction, Vol.15, Issue2, pp.215-228, 2011

- 6-5) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986

7章 まとめ

第2章 現状と課題の整理

第2章では、CFRPシートによりせん断補強されたRCはりの耐力評価法に関して、既往の知見を整理したうえで、課題点を明確にした。本章より得られた知見を以下に示す。

- (1) 国内および海外の既往研究および設計コードを整理した結果、国内海外ともに多くの課題を残していることが分かった。具体には、国内ではシートの付着機構に基づいた設計式が確立しておらず、シートの貼り方の違いや機械式定着の有無などを考慮した設計ができないこと、また、付着機構に基づいた耐力評価方法も検討されているが、耐力評価式として確立されたものは存在しないことが分かった。
- (2) ACI と fib のせん断耐力式は、どちらも全周巻きつけ、U字型補強、側面補強といった補強方法の違いを考慮した上でせん断耐力を評価できる式である。しかしどちらも終局時の平均ひずみ（有効ひずみ）をシート剛性やコンクリート圧縮強度をもとに大まかに評価した上で安全側に評価した式となっており、合理的な設計法とはいえず、より合理的な補強設計を行うためには、多くのパラメータを考慮して、実際の破壊機構に基づいた精緻な設計式を確立する必要があることがわかった。
- (3) 国内と海外の設計コードに共通する課題として、いずれのコードにおいても、実験室の環境で小型RCの供試体を用いた実験の結果をもとに耐力式が構築されており、実構造物の寸法になったときに、耐荷機構が変われば耐力式をそのまま適用できない可能性がある。したがって、実構造物と同じスケールでの実験を行い、寸法効果の有無による検証と併せてせん断耐荷機構の詳細な検討を行う必要があることがわかった。

第3章 CFRPシートによりせん断補強されたRCはりのせん断耐荷機構

第3章では、CFRPシートによりせん断補強したRCはりの載荷試験を行い、せん断耐荷機構の考察を行った。本章より得られた知見を以下に示す。

- (1) シート補強したはりのせん断破壊は、斜めひび割れの発生、シートの局所剥離、全体剥離という過程を経て起こることがわかった。
- (2) 供試体が大型になると積層数が増え、剥離が発生しやすくなるという広義の寸法効果が存在することがわかった。
- (3) シートの局所剥離は、スターラップの降伏と同じように扱うことができる。
- (4) 実験結果を既存の耐力式の計算結果と比較したところ、全ての条件で正確にせん断耐力を評価できている式は存在しないことがわかった。
- (5) せん断耐荷機構の考察から、CFRPシートによりせん断補強されたRCはりのせん断耐力評価のためには、斜めひび割れ発生、局所剥離、全体剥離時の荷重が重要であり、それぞれの時点におけるコンクリート、CFRPシートの負担せん断力を評価することが重要である。

第4章 CFRP シートとコンクリート間の付着耐力の評価

第4章では、幅広い範囲のシート剛性を有する CFRP シートの付着試験を行い、剥離後の CFRP シートに接着したコンクリートの剥離深さについて分析した。本章より得られた知見を以下に示す。

- (1) シート剛性が 200kN/mm 以上の大きい範囲では、界面破壊エネルギーの低下によって、既存の CFRP シート付着耐力の予測式よりも実際の付着耐力が低下する可能性がある。
- (2) 付着応力-すべり関係は、シート剛性を変化させた場合の明確な傾向は得られなかった。また、自由端付近のように有効付着長よりも付着長が短くなる場合には、自由端部の境界条件の影響から付着応力-すべり関係が大幅に変化することがわかった。
- (3) 剥離後の CFRP シートのコンクリート層の厚さを測定したことで、コンクリートの破壊性状が CFRP シートの付着特性に大きな影響を与えることが明らかとなった。具体的には、界面破壊エネルギーとコンクリート破壊面の表面積に強い関連性があり、シート剛性や樹脂による界面破壊エネルギーの変化は、コンクリートの破壊面が変化することに起因していることがわかった。

第5章 コンクリートに接着した FRP シートの終局剥離ひずみの予測

第5章では、既往の研究より剥離現象の再現が可能な解析手法についてシート剛性を変化させた場合にも適用が可能かを確認した上で、積層数 10 層のシート剛性が大きい範囲の解析を行う。そして、その解析結果と既往の実験結果をもとに、終局剥離ひずみの予測を行った。本章より得られた知見を以下に示す。

- (1) コンクリート表層を強層とした有限要素解析手法によって、CFRP シートを積層化した場合においてもシート剛性に関わらず、概ね剥離現象の再現可能であった。ただし、シート剛性が大きい場合、荷重-すべりのピーク付近での剛性が解析値の方が緩やかになった。
- (2) パラメトリック解析結果より、CFRP シートの剛性が 250kN/mm 程度以上から最大荷重の増加度合いが小さくなった。
- (3) 既往の実験結果およびパラメトリック解析結果より、シート剛性が大きい範囲にも適用可能な FRP シートの終局剥離ひずみの予測式を提案した。

第 6 章 剥離進行過程をモデル化したせん断耐力評価法

第 6 章では、3 章の CFRP シートによりせん断補強された RC はりのせん断耐荷機構の考察及び 5 章の FRP シートの終局剥離ひずみの予測の結果を踏まえて、せん断耐力の評価方法の検討を行った。本章より得られた知見を以下に示す。

- (1) 第 6 章では、3 章で考察した耐荷機構を踏まえ、斜めひび割れを 1 本または 2 本仮定し、変形の適合条件、剥離条件からシートのひずみ分布を算出し、ひび割れ部におけるひずみからシートが負担するせん断力を導き出す手法を提案した。
- (2) 提案した手法で実験供試体のせん断耐力を計算したところ、既存の式に比べ、シートの貼り付け方法の違いや定着長の違い等を含めて正確にせん断耐力を予測できることが示された。ただし、斜めひび割れ幅が実際の値と一致していることを確かめることが今後の課題として挙げられる。

付録 一層及び積層した CFRP シートの材料特性のばらつきに関する検討

1. 背景

平成 29 年に改定された道路橋示方書¹⁾（以下、道示）では、信頼性の概念に基づく部分係数法を導入するにあたり、材料強度のばらつきが再評価され、その結果に基づき一定水準の信頼性が得られるための特性値や部分係数が設定されている。たとえば、コンクリートの圧縮強度の特性値は、材齢 28 日における試験強度に基づき、試験値がその値を下回る確率が 5%となる値（5%フラクタイル値）を基本に設定されている。なお、本文で用いる特性値とは、道示で定義されている設計計算において材料の性質を最も適切に代表できるものとした指標値のことである。

一方、道示では設計の前提となる材料の条件として、その材料が置かれている環境、施工、維持管理等の条件との関係において、設計の前提として求められる材料の特性が明らかであるとともに、必要とされる品質が確保できるものでなければならないとされている。また、使用する材料は、材料特性が明らかであるだけでなく、部材として構成された場合に部材として求められる強度や変形性能及び耐久性などの特性も満足する必要がある。このことは、コンクリート構造物の補修・補強材料として広く用いられている炭素繊維強化プラスチックシート（以下、CFRP シート）をはじめとする道示に規定されていない材料を道路橋に適用する場合においても準拠する必要がある。

そこで、本検討では道路橋に CFRP シートを使用する場合において、道示に従い設計が可能となることを目的に、まずは CFRP シートの材料特性を明らかにするため、引張強度と弾性係数のばらつきに着目し、評価した。一方、CFRP シートを用いて実構造物を補修・補強する場合、必要な補強量を確保するために複数の CFRP シートを積層して使用される場合があるものの、標準的な引張試験法がないのが現状である。そのため、積層した CFRP シートの引張試験法を検討し、その試験から得られた引張強度と弾性係数のばらつきについても上記と併せて評価した。

なお、本検討で評価された CFRP シートの材料特性は、最終的に材料特性のばらつきも見込んだ部材耐力のばらつきとして評価し、部分係数を算出する際の根拠として使用することを想定している。

2. CFRP シート 1 層の材料特性のばらつき

2.1 引張試験データの概要

表 2.1 に引張試験データの概要を示す。本検討は、高強度・中弾性・高弾性の 1 方向 CFRP シートについて、国内の炭素繊維シートメーカー4 社が材料の品質確認のために実施した引張試験の結果を用いた。

表 2.1 において、各 CFRP シートでデータ数の偏りがあるのは、各社で製造している CFRP シートのタイプが異なるためである。具体的には、高強度は調査したメーカー全社で製造しているためデータ量が多く、中弾性および高弾性は製造しているメーカーが限られているため、高強度に比べてデータ数が少ない。なお、引張試験は、CFRP シート 1 層に対して実施した結果であり、試験法は JIS A 1191 : 2021²⁾ (以下、JIS) による。

表 2.1 引張試験データの概要

CFRP シートのタイプ	目付量 (g/m ²)	特性値		データ数	引張試験結果			
		引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)		A 社	B 社	C 社	D 社
高強度	200	3400	245	100	○	○	○	○
	300			100	○	○	○	○
	400			100	○	○	○	○
	450			95	○	○	○	○
	600			100	○	○	○	○
中弾性 A	300	2400	440	50	○	—	○	—
	340			40	○	—	○	—
	400			25	—	—	○	—
中弾性 B	300	2900	390	50	○	○	—	—
	450			25	○	—	—	—
高弾性 A	300	1900	540	25	○	—	—	—
高弾性 B	300	1900	640	50	○	○	—	—
	400			50	○	○	—	—
	600			25	—	○	—	—
計	—	—	—	835	—	—	—	—

2.2 引張強度と弾性係数のばらつき

CFRP シートの引張強度のばらつきと弾性係数のばらつきの結果について、表 2.2、表 2.3 および図 2.1、図 2.2 にそれぞれ示す。

表 2.2 および図 2.1 より、引張強度の平均値は特性値の 1.2～1.5 倍程度、変動係数は 7%～11%程度であった。一般に、標準養生した供試体より確認したコンクリートの圧縮強度の変動係数は 7%程度、鉄筋の降伏強度の変動係数は 4%程度であり³⁾、それに比べて CFRP シートの引張強度の変動係数は若干大きいことがわかる。

表 2.3 および図 2.2 より、弾性係数の平均値は特性値とほぼ同等であり、変動係数は 3～8%程度あった。一般に、コンクリートの弾性係数の変動係数は 10%程度であり³⁾、それに比べて CFRP シートの弾性係数の変動係数は小さいことがわかる。

CFRP シートのタイプおよび目付量に着目すると、高強度の弾性係数の変動係数は、どの目付量の場合も 4%程度であったが、中弾性と高弾性の変動係数は、目付量毎に 3～8%の間で差がみられた。また、図 2.3 の横軸に示す弾性係数の分布に着目すると、高強度の弾性係数のばらつきは、中弾性・高弾性の弾性係数のばらつきに比べて小さいことがより明確に表れている。

前述した引張強度および弾性係数のばらつきの傾向について、その理由は明確ではないが、CFRP シートそれぞれの原料や製造方法による違いなどが影響しているものと考えられる。

表 2.2 引張強度のばらつき

種類	目付量 (g/m ²)	データ数	特性値 (MPa)	平均値 (MPa)	比率	標準 偏差	変形 係数 (%)
高強度	200	75	3,400	4,550	1.34	0.13	10.0
	300	75	3,400	4,910	1.44	0.11	7.7
	400	75	3,400	4,390	1.29	0.12	9.4
	450	70	3,400	4,280	1.26	0.11	8.8
	600	75	3,400	4,560	1.34	0.14	10.6
中弾性A	300	50	2,400	3,490	1.45	0.11	7.9
	340	40	2,400	3,380	1.41	0.10	7.4
	400	25	2,400	3,570	1.49	0.11	7.7
中弾性B	300	50	2,900	3,840	1.32	0.10	7.5
	450	25	2,900	3,650	1.26	0.10	7.7
高弾性A	300	25	1,900	2,570	1.35	0.14	10.2
高弾性B	300	50	1,900	2,510	1.32	0.13	9.7
	400	50	1,900	2,500	1.31	0.11	8.5
	600	25	1,900	2,630	1.38	0.11	7.9

表 2.3 弾性係数のばらつき

種類	目付量 (g/m ²)	データ数	特性値 (GPa)	平均値 (GPa)	比率	標準 偏差	変形 係数 (%)
高強度	200	75	245	250	1.03	0.04	4.1
	300	75	245	260	1.06	0.04	3.7
	400	75	245	260	1.05	0.04	3.4
	450	70	245	260	1.04	0.04	4.2
	600	75	245	260	1.05	0.04	3.8
中弾性A	300	50	440	470	1.06	0.05	4.4
	340	40	440	460	1.05	0.06	6.0
	400	25	440	460	1.05	0.03	3.0
中弾性B	300	50	390	410	1.05	0.06	5.5
	450	25	390	410	1.06	0.08	7.7
高弾性A	300	25	540	570	1.06	0.08	7.8
高弾性B	300	50	640	660	1.04	0.05	4.5
	400	50	640	670	1.04	0.06	5.7
	600	25	640	670	1.04	0.05	4.3

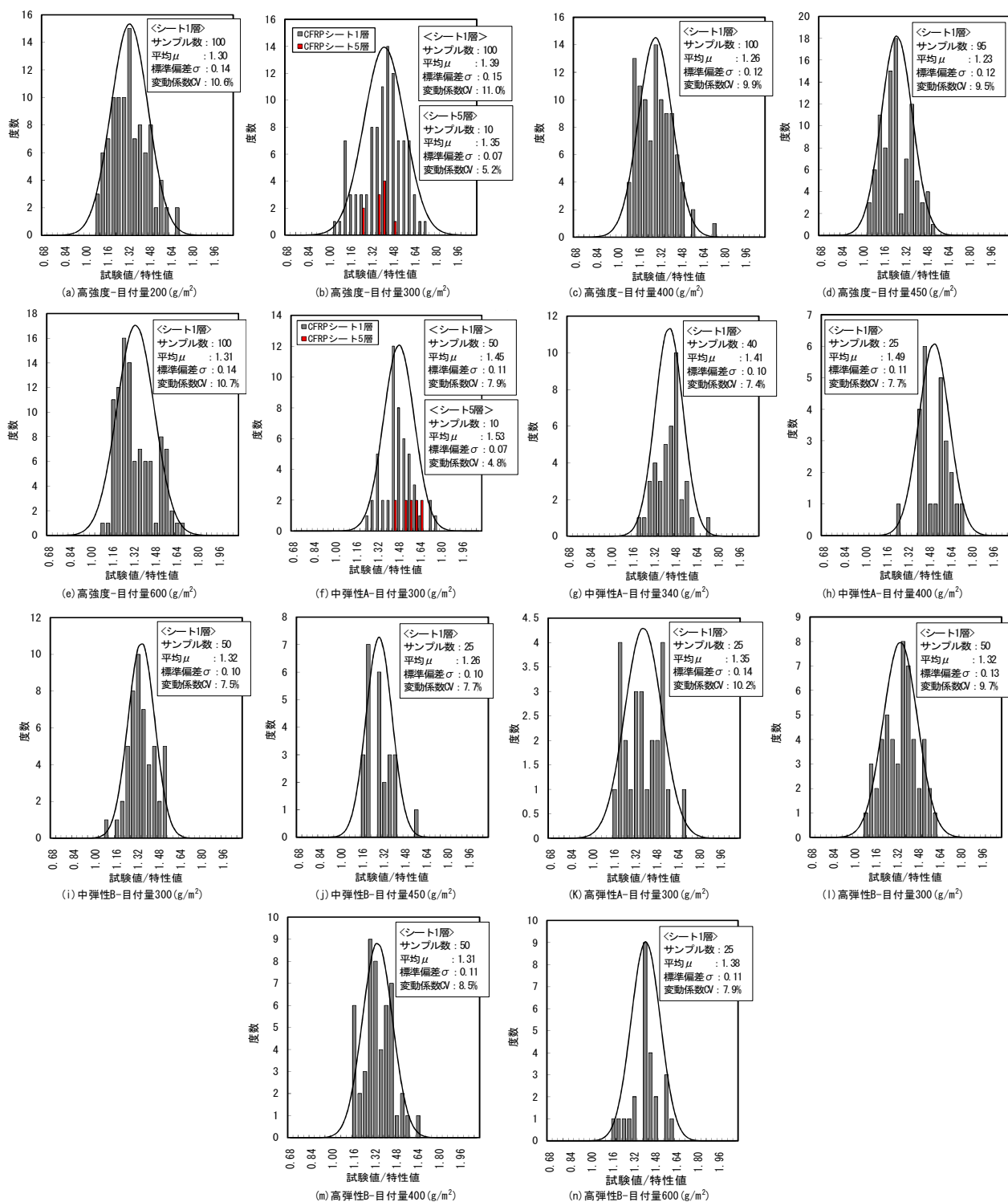


図 2.1 引張強度のばらつき

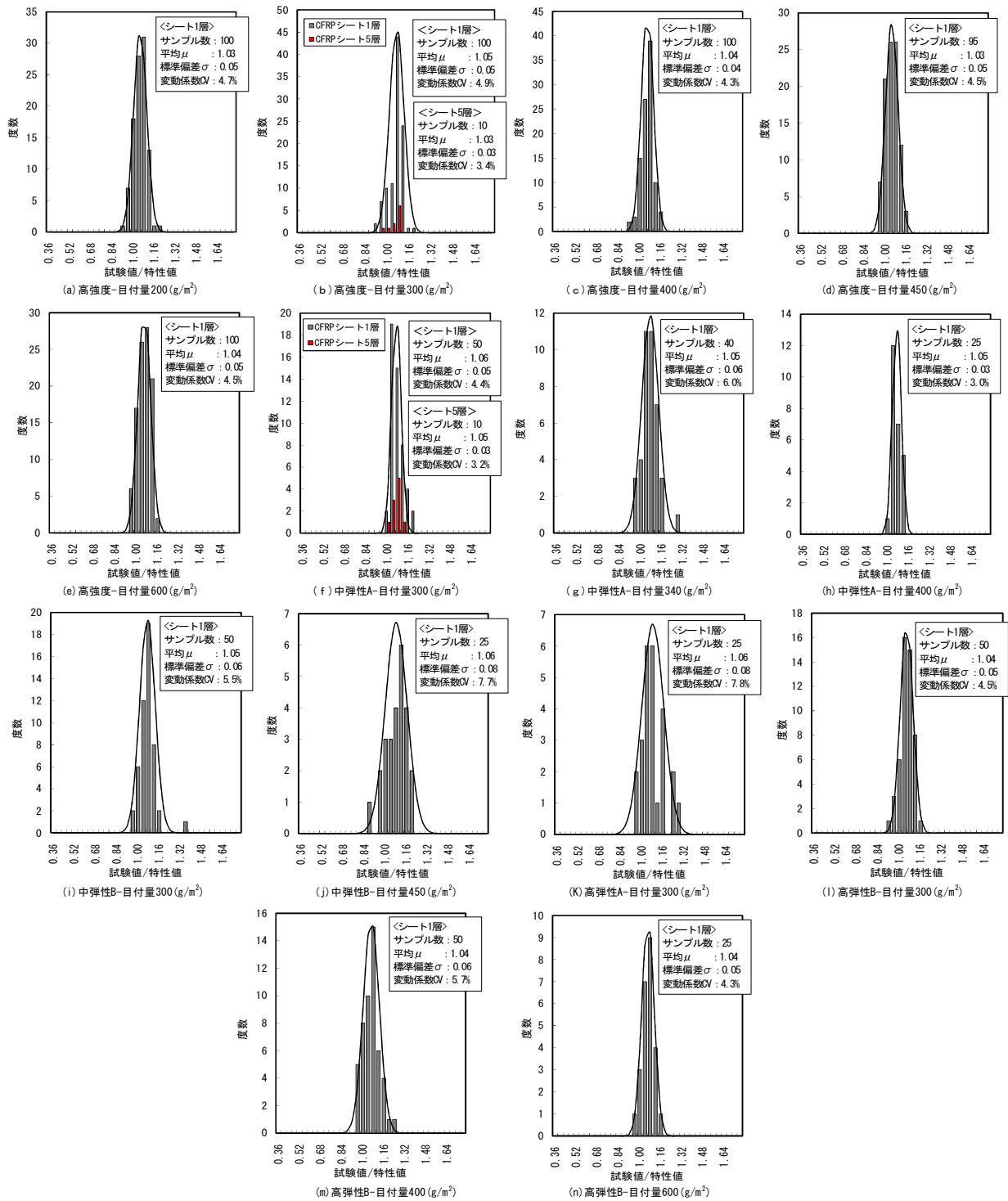


図 2.2 弾性係数のばらつき

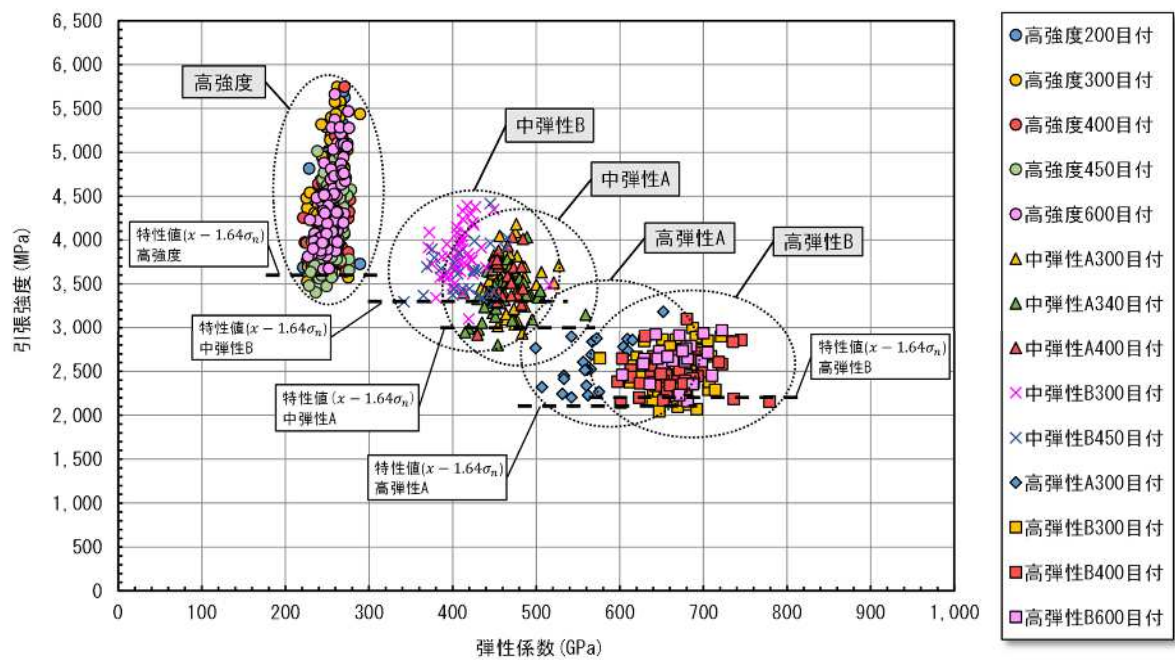


図 2.3 引張強度と弾性係数の関係

2.3 引張強度の特性値

試験より得られた引張強度の平均値を $\bar{x}$ 、標準偏差を σ_n とし、図 2.3 に CFRP シートの引張強度の特性値を 5% フラクタイル値 ($\bar{x} - 1.64\sigma_n$) となるように定めた結果を示す。補修・補強設計で使用されている CFRP シートの特性値は、土木研究所の実験結果⁴⁾より整理された値であり、引張強度は 0.1% フラクタイル値 ($\bar{x} - 3\sigma_n$) が用いられている。ここで、道示でコンクリートの圧縮強度の特性値として設定されている 5% フラクタイル値を CFRP シートの引張強度の特性値と仮定した。その結果、高弾性 A シート以外の引張強度は、一部それを下回った。試験より得られた高弾性 A シートの引張強度のみ、5% フラクタイル値を満足した理由については明確ではない。

道示では、道示に規定されていない材料の特性値の設定について現時点で明確な考え方はないが、いずれにしても CFRP シートを道路橋の補修・補強材料として適用していく際は、特性値の設定を道示の体系に適合させていくことが必要とされる。

3. 積層した CFRP シートの引張試験法に関する検討および材料特性のばらつき

CFRP シートを用いて実構造物を補修・補強する場合、必要な補強量を確保するために複数の CFRP シートを積層する場合がある。そのような場合でも、施工品質の確認は CFRP シート 1 層での引張試験の確認にとどまっている。単純に CFRP シートを積層する場合であっても、確実に引張強度が発揮される保証はなく、施工品質の確認のために、積層した CFRP シートについても引張試験を実施する必要があると考えられる。JIS による引張試験は、対象とする積層数について記載されていないが、あくまで CFRP シート 1 層を対象とした試験法であると推測され、積層した CFRP シートの引張試験法に関しては標準的な試験法がないのが現状である。

そこで、積層した CFRP シートの引張強度と弾性係数を適切に評価するための標準的な引張試験法を検討する。まずは従来の JIS 試験法に基づき、積層した CFRP シートの引張試験を実施したうえで、その課題点を示す。

3.1 JIS に基づく引張試験（試験 1）

図 3.1 に試験片の形状寸法を示す。シートは、高強度（引張強度 3400MPa、弾性係数 245GPa）と中弾性 A（引張強度 2400MPa、弾性係数 440GPa）の 2 タイプを使用し、目付量は 300g/m^2 とした。シートの積層数は、1・3・5・7・8 層とし、それぞれ 5 体ずつ引張試験を実施した。

図 3.2 に JIS 引張試験から得られた引張強度と積層数の関係を示す。図に示す試験 2 の引張試験の結果については、3.2 節で後述する。JIS 引張試験の結果、CFRP シートのタイプによらず積層数が 1 層と 3 層の場合は、引張強度の平均値は特性値以上の値が確認された。しかし、積層数が 5 層以上の場合は、特性値よりも小さい引張強度が確認された。また、高強度および中弾性 A とともに 1 層の場合は、概ね試験部で CFRP シートが破断しているのに対し、5 層以上の場合は、定着部でタブが剥離していた（写真 3.1）。これは、CFRP シートの積層数が増加することで引張荷重が増加したため、接着剤の強度が不足し、タブと CFRP シートの接着層がせん断破壊した影響と考えられる。したがって、本試験結果から、CFRP シート 5 層以上では定着部の破壊が先行し、本来の引張強度が得られていない。

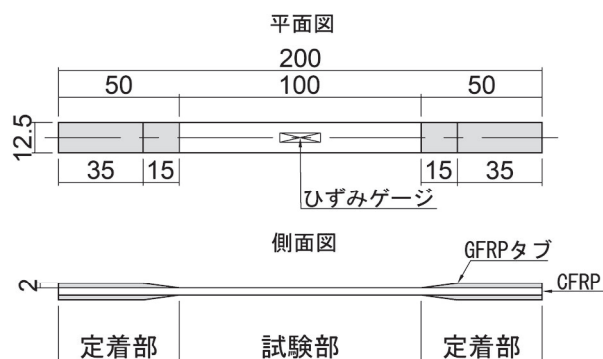


図 3.1 JIS 試験片の形状寸法 (mm)

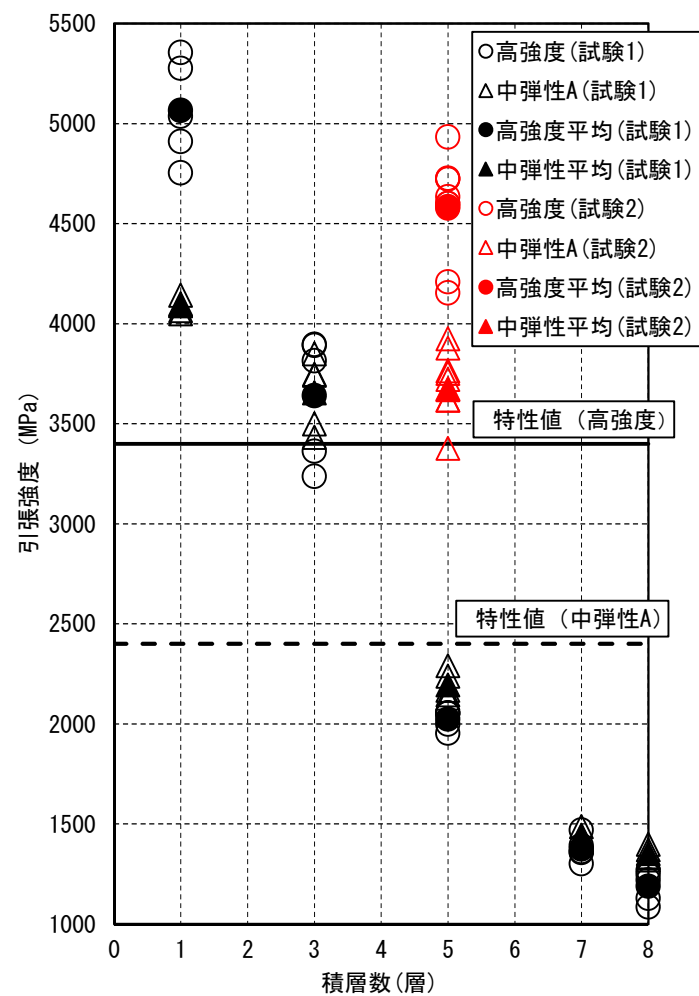


図 3.2 引張強度と積層数の関係

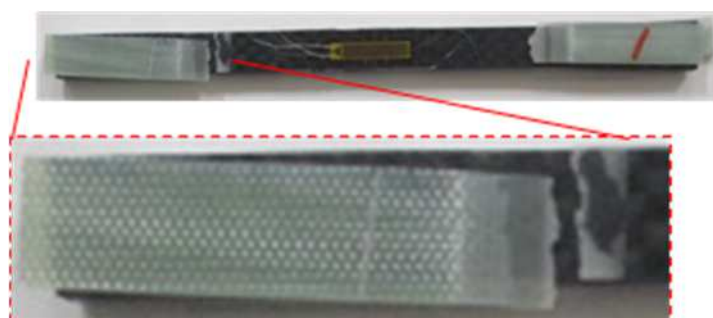


写真 3.11 JIS 試験後の試験片の例

3.2 積層した CFRP シートの引張試験（試験 2）

連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）⁹⁾によると、定着部を工夫した連続繊維補強材の引張試験では信頼性のある引張強度が得られているとしている。それを、積層した CFRP シートの引張試験にも応用した事例がある⁹⁾。具体的には、試験片の定着部には従来の GFRP タブやアルミニウムタブではなく、鋼管をとりつけ、その鋼管と CFRP シートの隙間に膨張セメントを充填し、その膨張圧によって鋼管とシートの一体化を図るというものである。その結果では、積層された CFRP シートの引張強度は、CFRP シート 1 層の引張強度と概ね同等であったとしている。しかしながら、この試験は試験片作製の手間や定着部形状の大型化により試験機に制約が生じるため、試験規模が大きくなる傾向にある。そのため、このような試験を従来の JIS 試験と同じような感覚で施工品質試験として実施するのは困難であるといえる。したがって、積層した CFRP シートに対して、従来の JIS 試験のように簡易な試験を基本としながら、安定した結果が得られるような引張試験法が必要である。

(1) 試験片の形状寸法

図 3.3 に試験片の形状寸法を示す。試験片の形状は、前述の試験結果を踏まえ、定着部の長さとして CFRP シートとタブを接着させる接着剤、タブのテーパーに着目した。定着部の長さについては、試験機のつかみによる応力を分散させるために十分な長さをとる必要がある。そのため、使用した試験機が最大限つかめる長さに設定した。また、CFRP シートとタブを接着させる接着剤については、JIS によれば試験片が破壊する前に接着層がせん断破壊しないような接着剤を使用するというだけで、明確な接着強度の規定はない。

前述の試験では、それが要因となる破壊が生じたことから、一般に JIS 試験で使用する接着剤の約 2 倍程度の引張せん断接着強度を有する接着剤を用いた。タブのテーパーについては、一般には応力集中を緩和する目的で設置されるが、前述の試験においては試験部と定着部の境界付近で破断することもみられ、テーパーによる効果が必ずしも明確でない。そのため、今回の試験では、タブはテーパーがない形状とした。試験片幅は、JIS 試験片と同様な縦横比を採用し、定着部の長さの 1/4 とした。

表 3.1 に試験ケース一覧を示す。CFRP シートの積層数は 5 層とし、それぞれ 10 体ずつ引張試験を実施した。

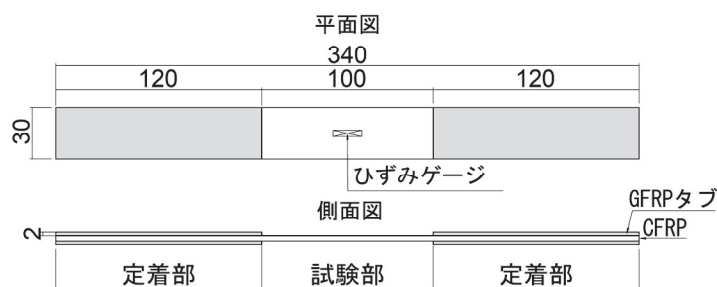


図 3.3 シートを積層した試験片の形状寸法(mm)

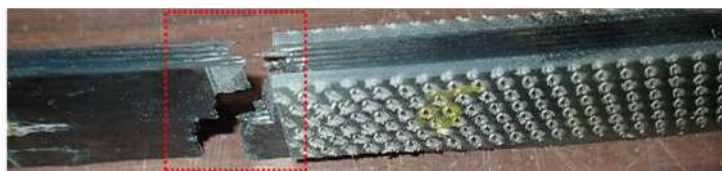
表 3.1 試験ケース一覧

CFRP シートのタイプ	積層数	試験片
高強度	5 層	10 体
中弾性 A	5 層	10 体

(2) 試験結果

図 3.2 に引張試験から得られた積層数と 1 層あたりの引張強度の関係を示す。本試験では、高強度も中弾性 A も 5 層の場合、1 層の試験値に比べて若干値の減少が見られるが、特性値以上の引張強度が確認された。

写真 3.2, 写真 3.3, 写真 3.4 には、試験後の試験片の状態を示している。試験片は試験部で破断する場合があったが、その多くは、試験部と定着部の境界付近で破断する傾向がみられた。ただし、前述の JIS 試験で確認されたような定着部でタブが剥離する傾向はみられなかった。このことから、検討した試験法は、積層した CFRP シートの引張強度を検証できる手法であるといえる。一方、今回の試験は高強度および中弾性 A を 5 層に積層した CFRP シートのみの検証であるため、今後 CFRP シートのタイプや積層数が多い場合など、より広範囲な条件での検証が必要である。



(a) 高強度シート



(b) 中弾性 A シート

写真 3.2 積層したシートの試験後の試験片の例



写真 3.3 積層したシートの試験後の試験片（高強度シート）

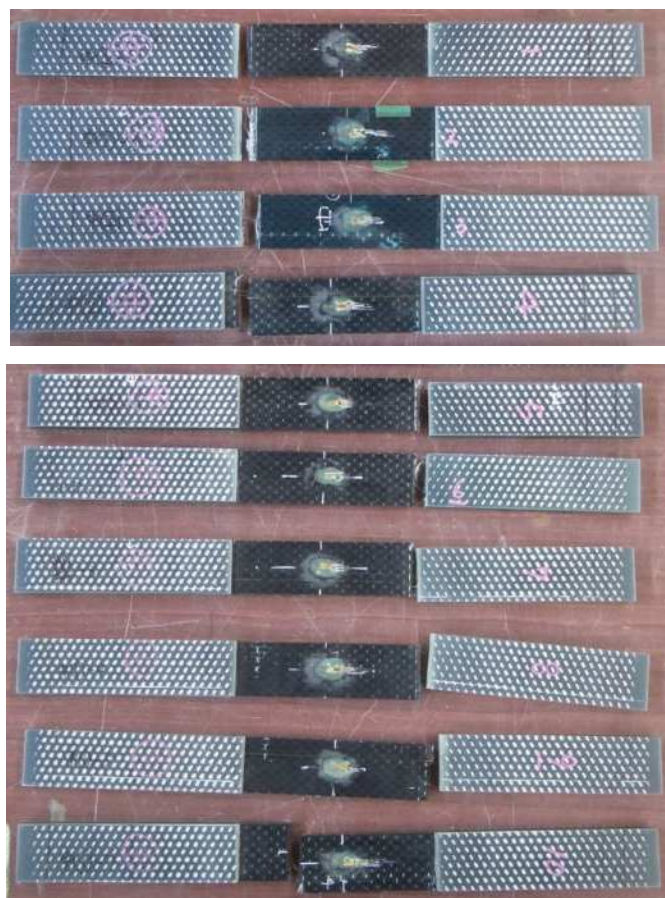


写真 3.4 積層したシートの試験後の試験片（中弾性Aシート）

3.3 引張強度と弾性係数のばらつき

図 2.1 中の (b) (f) および図 2.2 中の (b) (f) に積層した CFRP シートの引張強度と弾性係数のばらつきの結果を示す。試験片のサンプルが少ないものの、図 2.1 より、引張強度の平均値は特性値の 1.5 倍程度、変動係数は 5%程度であった。また、図 2.2 より、弾性係数の平均値は特性値とほぼ同等であり、変動係数は 3%程度であった。

4. まとめ

本検討では、CFRP シートの引張強度と弾性係数のばらつきの評価について検討した。また、積層した CFRP シートの引張試験について、従来の JIS 試験法では適切に評価ができないことを踏まえ、標準的な試験法の検討を行った上で、その試験から得られた引張強度と弾性係数のばらつきについても上記を併せて評価した。本検討で得られた知見は、以下のとおりである。

- (1) CFRP シート 1 層の引張強度の変動係数は 11%程度であり、コンクリートの圧縮強度の変動係数や鉄筋の降伏強度の変動係数に比べて若干大きな値を示すことがわかった。また、CFRP シート 1 層の弾性係数の変動係数は 8%程度であり、コンクリートの弾性係数の変動係数に比べて小さな値を示すことがわかった。
- (2) 5 層に積層した CFRP シートの引張試験について、従来の JIS 試験法の改善を図り、試験を実施した結果、CFRP シート 1 層の引張強度に比べて若干値の減少がみられるが、特性値以上の値が得られることが確認された。また、試験片のサンプルは少ないものの、引張強度の変動係数は 5%程度、弾性係数の変動係数は 3%程度であり、CFRP シート 1 層の場合のばらつきと概ね同程度のばらつきを示すことがわかった。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編，2017.11
- 2) 日本規格協会：JIS A 1191，コンクリート補強用 FRP シートの引張試験方法，2021
- 3) 国立研究開発法人土木研究所：コンクリート道路橋の性能規定及び部分係数設計法に関する調査研究，土木研究所資料第 4401 号，2020.5
- 4) 建設省土木研究所，炭素繊維補修・補強工法技術研究会：コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書（Ⅲ）-炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針（案）-，共同研究報告書第 235 号，1999.12.
- 5) 土木学会：コンクリートライブラリー88 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案），1996
- 6) 緒方紀夫，安藤博文，松田哲夫，小畠克朗，大野 了：炭素繊維による段落し部を有する既存 RC 橋脚の耐震補強に関する研究，土木学会論文集，No.540/VI-31，pp.85-104，1996.6.

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.591 August 2023

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754

