

耐久性向上のための高機能鋼材の 道路橋への適用に関する共同研究報告書

(ステンレス鉄筋の適用に関する検討)

令和4年2月

国立研究開発法人 土木研究所
(一社) 日本鋼構造協会
(一社) 日本橋梁建設協会
(一社) 日本プレストレスト・コンクリート建設業協会
国立学校法人 長岡技術科学大学
(独) 国立高等専門学校機構 長岡工業高等専門学校
学校法人 早稲田大学
本州四国連絡高速道路(株)

Copyright © (2022) 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、この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。

耐久性向上のための高機能鋼材の 道路橋への適用に関する共同研究報告書 (ステンレス鉄筋の適用に関する検討)

耐久性向上のための高機能鋼材の道路橋への適用に関する共同研究 名簿

国立研究開発法人土木研究所

構造物メンテナンス研究センター

上席研究員	玉越 隆史	(~2018.7)	上席研究員	石田 雅博	
上席研究員	上仙 靖	(2018.4~)	上席研究員	澤田 守	(2021.7~)
主任研究員	大島 義信	(~2020.3)	主任研究員	澤田 守	(2020.4~2021.6)
研究員	村井 啓太	(~2019.6)	研究員	廣江亜紀子	(~2020.3)
研究員	野田 翼	(2018.4~2020.5)	研究員	大西 孝典	(2019.7~2021.9)
研究員	小林 巧	(2020.4~)	研究員	岩谷 祐太	(2020.7~)
研究員	大西 達也	(2021.10~)	交流研究員	渋谷 敦	(~2019.3)
交流研究員	末宗 利隆	(2018.4~2020.3)	交流研究員	池田 唯順	(2020.4~2021.3)
交流研究員	竹内 彩	(2021.4~)			

先端材料資源研究センター

上席研究員	古賀 裕久		主任研究員	中村 英佑	(~2019.6)
主任研究員	櫻庭 浩樹	(2019.7~)			

一般社団法人 日本鋼構造協会 ステンレス技術・標準委員会

委員長	志村 保美		幹事	中川 英樹	
委員	天藤 雅之	(~2020.3)	委員	富弘 幸夫	
委員	原田 宏明		委員	岡崎 司	(~2020.3)
委員	原田 和加大	(2020.4~)	委員	鈴木 正道	(2020.4~)
ステンレス鉄筋普及に向けた技術検討 WG 委員	岡部 剛	(~2019.3)	ステンレス鉄筋普及に向けた技術検討 WG 委員	田所 裕	
ステンレス鉄筋普及に向けた技術検討 WG 委員	近藤 洋介		ステンレス鉄筋普及に向けた技術検討 WG 委員	今井 亮	(2019.4~)
ステンレス鉄筋普及に向けた技術検討 WG 委員	天藤 雅之	(2020.4~)	材料小委員会二相ステンレス鋼構造特性評価調査 WG 委員	高木 優任	
事務局次長	藤井 康盛	(~2019.3)	事務局次長	桜井 英裕	(2019.4~)
事務局担当部長	渡辺 徳明	(~2017.12)	事務局担当部長	宇都宮武志	(2018.1~)

一般社団法人 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会

設計東日本部会員 小林 裕輔
協会員 對馬 大輔

設計東日本部会員 渡邊 俊輔

一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会

村井 弘恭
漆原 新一 (～2018.3)
國富 康志
栗原 勇樹 (～2020.4)
波田 匡司 (～2019.3)
白浜 寛 (2019.4～)
田中 雄介 (2020.5～)

鈴木 雅博
東 洋輔
三本 竜彦
早川 鋭 (～2019.7)
齋藤 和也 (2018.4～)
正木 守 (2019.8～)

国立大学法人 長岡技術科学大学

准教授 宮下 剛 (～2021.3)

独立行政法人国立高等専門学校機構 長岡工業高等専門学校

准教授 宮崎 靖大

学校法人 早稲田大学

教授 小野 潔

教授 秋山 充良

本州四国連絡高速道路株式会社

東京事務所技術調整課長 大谷 康史 (～2021.3)
長大橋技術センター防食・耐
風グループサブリーダー 花井 拓 (～2019.6)
長大橋・技術部技術革新アセ
ットマネジメントグループ 大賀 弘貴 (2021.4～2021.7)

東京事務所技術調整課長 藤城 忠朗 (2021.4～)
長大橋技術センター防食・耐風
グループエキスパート 山根 彰 (2019.7～2021.3)
長大橋・技術部技術革新アセ
ットマネジメントグループ 平松 直人 (2021.7～)

ステンレス鉄筋 WG 名簿

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

石田 雅博、大島 義信、廣江 亜紀子、野田 翼、小林 巧、岩谷 祐太、
末宗 利隆、池田 唯順、竹内 彩

先端材料資源研究センター

古賀 裕久、中村 英佑、櫻庭 浩樹

一般社団法人 日本鋼構造協会

志村 保美、中川 英樹、天藤 雅之、富弘 幸夫、原田 宏明、岡崎 司、
原田 和加大、鈴木 正道、岡部 剛、田所 裕、近藤 洋介、今井 亮、高木 優任、
藤井 康盛、桜井 英裕、渡辺 徳明、宇都宮 武志

一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会

村井 弘恭、鈴木 雅博、漆原 新一、東 洋輔、國富 康志、三本 竜彦、
栗原 勇樹、早川 鋭、波田 匡司、齋藤 和也、白浜 寛、正木 守、田中 雄介

学校法人 早稲田大学

秋山 充良

要 旨

本共同研究は、道路橋におけるステンレス鋼板および鉄筋の適用に向けて基準を整備することを目的に、ステンレス鋼材の耐久性能ならびにそれを使用した部材の耐荷性能について検討を行った。本報告書は其中でもステンレス鉄筋について整理したものであり、ステンレス鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度、腐食発生時の付着性能、異種金属接触腐食、部材一般としての耐荷性能、補修・補強材としての適用可能性、ステンレス鉄筋の適用事例、ステンレス鉄筋の使用が有効な箇所等についての検討を行った結果を報告する。

キーワード：ステンレス鉄筋，腐食発生限界，付着性能，異種金属接触腐食，部材耐荷性能

目次

1.	はじめに	1
2.	ステンレス鉄筋に係る基準・指針・既往研究	4
2.1	道路橋示方書・同解説およびコンクリート道路橋設計便覧	4
2.2	JIS G 4322:2008 鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼	7
2.3	土木学会 ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案）	10
2.4	『日本鋼構造協会 ステンレス鉄筋の利用に係る技術課題と調査研究』における整理	10
2.5	土木学会指針における SUS 鉄筋、エポキシ樹脂塗装鉄筋及び亜鉛めっき鉄筋の比較	12
3.	技術課題の整理	18
3.1	道路橋への適用に向けた課題と検討項目について	18
3.2	腐食発生限界塩化物イオン濃度	18
3.3	付着強度	19
3.4	異種金属接触腐食	19
3.5	SUS 鉄筋を用いたはり部材の耐荷性能	20
4.	耐久性に関する検討	22
4.1	腐食発生限界に関する検討	22
4.1.1	概要	22
4.1.2	実験方法	22
4.1.3	暴露試験の結果と考察	25
(1)	腐食面積率と質量減少率	25
(2)	暴露3年時点の試験体の外観	25
(3)	除錆後の鋼材の断面欠損状況	28
(4)	荷重－ひずみ関係	29
4.1.4	促進試験の結果と考察	30
4.1.5	まとめ	32
4.2	付着強度に関する検討	33
4.2.1	概要	33
4.2.2	実験方法	33
4.2.3	屋外暴露後の試験体観察	35
4.2.4	実験結果	39
4.2.5	コンクリートの劣化要因の検証	48
4.2.6	まとめ	49

5.	普通鉄筋とステンレス鉄筋の併用に向けた検討	50
5.1	表面積比の違いによる異種金属接触腐食の検討	50
5.1.1	概要	50
5.1.2	実験方法	50
5.1.3	実験結果	55
5.1.4	まとめ	60
5.2	異種金属接触腐食防止方法の検討	61
5.2.1	概要	61
5.2.2	実験方法	62
5.2.3	エポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜損傷の模擬	67
5.2.4	実験結果	70
5.2.5	まとめ	75
6.	はり部材(部材一般)への適用に向けた検討	76
6.1	検討概要	76
6.2	各種材料の強度試験について	77
6.2.1	コンクリート供試体の圧縮強度試験と割裂引張強度試験	77
6.2.2	鋼材の引張試験	77
6.2.3	材料試験における普通鉄筋と SUS 鉄筋の特性値の比較	77
6.3	RC はりの曲げ載荷試験	80
6.3.1	4点曲げ載荷試験方法	80
6.3.2	載荷試験結果	87
	(1) 荷重-変位 (P- δ) 関係、曲げモーメント-曲率 (M- ϕ) 関係	87
	(2) 載荷に伴うひび割れの進展とその制御	88
6.3.3	材料特性の違いが部材挙動に与える影響について	102
6.3.4	部材耐荷機構の確認	109
6.4	各種ばらつきと設計用構成則に関する検討	110
6.4.1	材料の特性値のばらつき	110
	(1) 工学的な降伏点応力や引張強さの設定方法とミルシートにおける取り扱いについて	110
	(2) 0.2%耐力	111
	(3) 引張強さ	111
6.4.2	SUS 鉄筋の設計用構成則 (案)	118
6.4.3	モデル化誤差の試算	122
	(1) ファイバーモデル解析	122
	(2) 試算結果	122
6.4.4	普通鉄筋を用いたはりと SUS 鉄筋を用いたはりの部材変曲点の比較	123
6.5	まとめ	133

7.	補修・補強材としての使用に向けた検討	134
7.1	SUS 鉄筋と炭素繊維シートを用いた補修・補強方法に関する基礎検討	134
7.1.1	概要	134
7.1.2	SUS 鉄筋と炭素繊維シートで補修した RC はりの曲げ実験	135
(1)	実験概要	135
(2)	実験供試体	135
(2-1)	使用材料	135
(2-2)	供試体諸元	137
(3)	供試体の製作手順	142
(4)	載荷方法および測定項目	142
(5)	実験結果	143
(5-1)	損傷の進展と荷重－変位関係	143
(5-2)	軸方向鉄筋の鋼種の違いが曲げ性状に及ぼす影響	157
(5-3)	炭素繊維シートの巻立て区間の違いが曲げ性状に及ぼす影響	158
(5-4)	スターラップの欠損が曲げ性状に及ぼす影響	161
7.2	SUS 鉄筋と炭素繊維シートで補修した RC 部材の構造性能評価に関する基礎検討	163
7.2.1	概説	163
7.2.2	SUS 鉄筋の機械的性質が RC はりの構造性能に及ぼす影響	163
(1)	SUS 鉄筋の応力－ひずみ関係	163
(2)	SUS 鉄筋の機械的性質が RC はりの曲げ性状に及ぼす影響	166
(3)	SUS 鉄筋の機械的性質が補修後の RC はりの構造性能に及ぼす影響	168
7.3	まとめ	170
8.	ステンレス鉄筋に関する知見の整理	171
8.1	適用範囲	171
8.2	材料品質に関する事項	171
(1)	強度特性	172
(2)	応力ひずみ曲線	173
(3)	ヤング係数	174
(4)	繰返し荷重に対する挙動	174
(5)	コンクリートとの付着特性	174
(6)	熱膨張特性	175
(7)	溶接性	175
(8)	検査	175
8.3	部材の耐荷機構に関する事項	175
(1)	軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材	175
(2)	せん断力を受ける部材	175

(3) SUS 鉄筋の曲げ加工	176
(4) SUS 鉄筋の継手	176
8.4 耐久性に関する事項	176
(1) 腐食発生限界	176
(2) 異種金属接触腐食	177
9. 橋梁における SUS 鉄筋の使用について	178
9.1 適用事例	178
9.1.1 橋体への適用	178
9.1.2 付属物への適用	182
9.1.3 橋脚への適用	184
9.2 SUS 鉄筋の使用が有効と考えられる箇所	185
参考文献	187

1. はじめに

本共同研究は、道路橋におけるステンレス鋼板および鉄筋の適用に向けて基準を整備することを目的に、土木研究所、日本鋼構造協会、日本橋梁建設協会、プレストレスト・コンクリート建設業協会の指定機関、長岡技術科学大学、長岡工業高等専門学校、早稲田大学、本州四国連絡高速道路株式会社が実施したものである。本報告書はその中でもステンレス鉄筋（以下、SUS 鉄筋）について整理したものである。

コンクリート道路橋においては、特に厳しい塩害環境での鉄筋コンクリート構造部材の耐久性確保の方法として、道路橋示方書・同解説 III編（H29 出版）^{1.1)}（以下、XX 道示 Y, XX は出版年度、Y は編を示す）で、「対策区分 S 並びに鉄筋コンクリート構造物の対策区分 I では、かぶりを増す方策のみでは塩害に対する処置として適切でないことを示している。この場合には、塗装鉄筋等の防食性のある鉄筋の使用による方法、又はコンクリートの表面に被覆や塗装を併用する必要がある。」としている。ここで、「塗装鉄筋等の防食性のある鉄筋」には、エポキシ樹脂塗装鉄筋や、SUS 鉄筋等があるが、国内の塩害環境下にある道路橋では、エポキシ樹脂塗装鉄筋が広く使用されている。

エポキシ樹脂塗装鉄筋は普通鉄筋よりも高い防食効果が期待されるが、一方で、塗膜に傷がつくとその防食効果は損なわれるため、施工において傷つかないように丁寧に取り扱う必要がある。また、北米における実態調査結果^{例えば 1.2)}を整理した田中ほか^{1.3)}によると、エポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度 C_{lim} は、 $2.0 \sim 7.6 \text{ kg/m}^3$ の間にあるとしている。我が国と北米では、用いられているエポキシ樹脂塗装鉄筋の品質は異なっているが、鋼材位置で 10 kg/m^3 以上の内在塩分量が計測されている実例^{例えば 1.4)}を鑑みるに、特に厳しい塩害環境下での更なる塩害対策として、より耐食性に優れた材料の利用は、長期的な経済性において合理的であると考えられる。

その耐食性に優れた材料の一つに、SUS 鉄筋がある。SUS 鉄筋は、『ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針(案)』(以下、指針(案))^{1.5)}によると、 C_{lim} が SUS304 は 15 kg/m^3 、SUS316 は 24 kg/m^3 、SUS410 は 9 kg/m^3 とされており、普通鉄筋やエポキシ樹脂塗装鉄筋よりも高い耐食性を有するとされている。

また、コンクリート構造物に関する SUS 鉄筋の基準や指針については、海外では 2000 年初頭には規格が整備^{例えば 1.6)}されている。国内においても 2008 年に JIS 規格化^{1.7)}され、同年土木学会より指針(案)^{1.5)}が示された。2012 年に H24 道示 III^{1.8)}で SUS 鉄筋の適用可能性について触れられ、2017 年には H29 道示 III^{1.1)}で「ステンレス鉄筋を用いる方法等も含め、道路橋の部材として所要の防食機能が得られるための方法が必ずしも十分に確立されていない材料を用いる場合には、かぶりによる耐久性確保の方法を基本とし」「最小かぶりを確保する方法と同等の耐久性能が得られることを確認したうえで、それが保証される範囲で用いることとなる」と示された。2018 年には日本鋼構造協会のステンレス鉄筋の利用技術

課題検討小委員会により、『ステンレス鉄筋の利用に係る技術課題と調査研究』^{1.9)}が示され、一般構造物への適用に向け、極端な条件下での性状等が確認された。2020年には『コンクリート道路橋設計便覧』^{1.10)}(以下、設計便覧)でSUS鉄筋等の道示に規定のない材料を、コンクリート道路橋に適用させるうえでの検証項目の例が示された。

一方、SUS鉄筋は普通鉄筋やエポキシ樹脂塗装鉄筋と比べて材料コストが高く、ライフサイクルコスト(以下、LCC)比較によりコスト面での優位性を示す必要がある。そのため、特に塩害の影響を受ける部位に限定して使用することが効果的と考えられるが、普通鉄筋と組み合わせて使用する場合、異種金属接触腐食を生じさせないための絶縁仕様に関する課題や、SUS鉄筋の非線形特性が構造部材に与える影響が明らかでないといった耐荷性の課題もあるため、橋梁分野においては基準化には至っていないのが現状である。

このように、SUS鉄筋のコンクリート道路橋への適用に向けた検討は、橋梁の材料として一般化するにはまだ十分ではない。そこで本研究では、SUS鉄筋を対象として、耐食性に優れた高機能鋼材の道路橋への適用性を確認するとともに、広く一般的な構造部材として利用するために必要な基本的特性を明らかにすることを目的とした。具体的な研究内容としては、腐食発生限界、付着強度、異種金属接触腐食、構成則、はり部材としての耐荷性能および、材料特性値等ばらつきについて検討した。

本書の構成を図-1.1に示す。

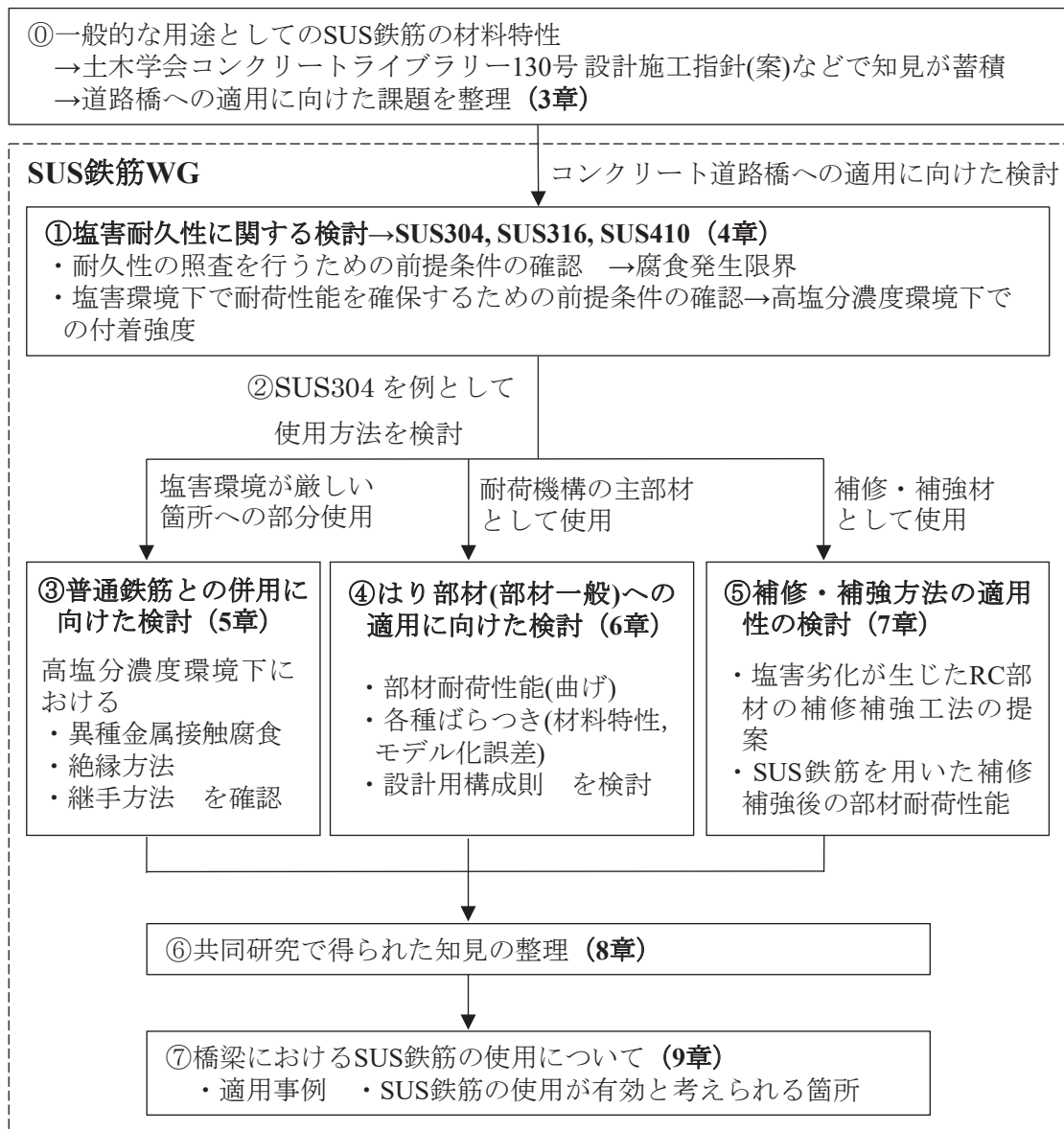


図-1.1 本書の構成

2. ステンレス鉄筋に係る基準・指針・既往研究

2.1 道路橋示方書・同解説およびコンクリート道路橋設計便覧

道路橋示方書・同解説では、H24 道示から SUS 鉄筋について解説に示され、コンクリート橋の塩害対策として、JIS 規格化された SUS 鉄筋を用いる方法があることが記載された^{2.1)}。しかしながら、H24 道示で規定されていない材料の使用に関して、規定との適合性を判断するための検討項目や方法などについて具体的には示されていない。

H29 道示Ⅲ 6.2 解説によると、規定されていない SUS 鉄筋のような材料であっても、以下の内容が満足されれば使用できることが示されている^{2.2)}。

- 1) H29 道示Ⅰ 6.2 の規定に従い、性能や特徴を適切に評価して耐久性確保の考え方とそれが成立する根拠を明確にしたうえで、所要の耐荷性能・耐久性能が満足されるとみなせること。
- 2) 設計上の定数及び力学特性など、部材の設計に必要な部分係数等については、必要とされる部材としての耐荷性能の信頼性が得られるよう、H29 道示Ⅲ 1.4 の規定に従いその適用範囲や制限値等の必要な検討を行ったうえで、所要の耐荷性能が得られるとみなせる範囲及び方法に限って採用すること。

なお、耐久性確保の考え方については、以下のいずれかに区分することが H29 道示Ⅰ 6.2 に規定されている。

方法 1：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし、これを定量的に評価した断面とすることで、その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法

方法 2：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし、当該部材等の断面には影響を及ぼさない対策の追加等の別途の手段を付加的に講じることで、その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法

方法 3：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等に及ぼす経年の影響が現れる可能性がないか、無視できるほど小さいものとする一方で、当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法

また、SUS 鉄筋は高耐食性材料であるが、道路橋の部材として所要の防食機能が得られるための方法が必ずしも十分に確立できていない材料であるため、かぶりによる耐久性確保の方法を基本とし、最小かぶりを確保する方法と同等の耐久性能が得られることを確認したうえで、それが保証される範囲で用いることも解説に示されている。

道示に基づく設計を行うにあたって、道示が求める性能を満足し、かつ、合理的と考えられる設計の方法や考え方について示している設計便覧^{2.3)}には、SUS 鉄筋のような道示で規定化されていない材料の適合性を判断するためのステップとして、以下の 4 つのレベルで

の検証例が記載されている。

- 1) 材料としての評価
 - i) 機械的性質（部材として耐荷性能・耐久性能を評価するための前提となる信頼性）
応力ひずみ曲線の再現性，時間依存性挙動（クリープ，リラクセーション等）の再現性，物理化学的特性（温度，乾燥収縮等）の再現性，載荷速度への依存性と再現性，繰返し載荷に対する挙動と再現性，材料間の相互作用（付着特性等）に対する再現性
 - ii) 寸法・施工精度
硬化時間・加工形成時（切削・折り曲げ等）の特性，検査方法
 - iii) 化学的性質
化学的安定性（劣化機構の明確化），耐火特性
 - iv) 定着・継手の場合
継手機構の明確化と再現性，荷重変位関係の再現性，繰返し作用に対する挙動と再現性
- 2) 部材としての評価
 - i) 部材耐荷機構
部材としての耐荷機構の明確化，部材断面力に対する破壊に至るまでの挙動と再現性（曲げモーメント，軸方向力，せん断力，ねじりモーメント等），耐荷機構に基づく限界状態の設定
 - ii) 耐久性
繰返し作用に対する部材としての挙動と再現性，疲労設計・防食設計を行うために必要な知見の有無
- 3) 特定の部材としての評価
柱や床版等，特定の部材として用いる場合に求められる特性と再現性（柱の場合には部材塑性域における繰返し作用に対する挙動，床版の場合には，輪荷重の繰返し作用に対する耐久期間等）
- 4) 部材の使い方の評価
 - 1)から3)の検証を行ったうえで，実際の長期の使用や長年の間の多様な外力及び環境条件における経験がない場合において，橋として致命的な状態に至ることのない部材の適用方法（何らかの変状等が生じた場合でも，橋の性能が急変しないような箇所で使用することへの配慮や，交換できるようにしておくといった配慮を行うことなど）

また，設計便覧には，SUS 鉄筋における個別の検討事項の例として以下を挙げている。

- 1) SUS 鉄筋と普通鉄筋の異種金属接触によるマクロセル腐食が生じ，普通鉄筋が急速に腐食する可能性があることに配慮した使用方法を検討すること
- 2) 強度区分 345 の SUS 鉄筋は，明確な降伏点を示さずひずみ硬化する性質を有している

点で応力ひずみ関係が普通鉄筋とは異なるので、その信頼性も含めて、耐荷性能について部材一般さらに部材種別ごとに求められる所要の性能が得られるように、当該構造物ごとに道示の各規定の適用性等を検討すること

2.2 JIS G 4322:2008 鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼

SUS 鉄筋は、海外における生産、適用、規格化が先行していたが、国内でも 2000 年前後から各メーカーが独自の仕様で生産を開始した。その後、SUS 鉄筋に係る市場の要請も踏まえ、2008 年 3 月に SUS 異形棒鋼の JIS 規格が制定されている (JIS G 4322 鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼)。SUS 異形棒鋼の種類を表-2.1 に示す。種類は、SUS304-SD、SUS316-SD および SUS410-SD の 3 種類であり、これらは、耐食性レベル (腐食発生限界塩化物イオン濃度 C_{lim} の値) が異なる。強度区分は、295A、295B、345、390 の 4 強度区分であり、これらの強度区分は普通鉄筋 (JIS G 3112:2010 鉄筋コンクリート用棒鋼) と同様である。

表-2.1 SUS 異形棒鋼の種類

種類の記号	相当鋼種	強度区分	参考
SUS304-SD	SUS304 SUS304N2	295A	オーステナイト系
		295B	
		345	
		390	
SUS316-SD	SUS316 SUS316N	295A	
		295B	
		345	
		390	
SUS410-SD	SUS410L SUS410	295A	フェライト系 マルテンサイト系
		295B	
		345	
		390	

相当鋼種とは、これらの耐食性レベル、強度区分を満足させるために使用できる SUS 鋼種を意味している。これらの化学成分を表-2.2 に示す。

表-2.2 SUS 異形棒鋼の化学成分 (%)

種類の 記号	相当 鋼種	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo	N	Nb
SUS304-SD	SUS 304	0.08 以下	1.00 以下	2.00 以下	0.045 以下	0.030 以下	8.00 ～ 10.50	18.00 ～ 20.00	—	—	—
	SUS 304N2	0.08 以下	1.00 以下	2.50 以下	0.045 以下	0.030 以下	7.50 ～ 10.50	18.00 ～ 20.00	—	0.15 ～ 0.30	0.15 以下
SUS316-SD	SUS 316	0.08 以下	1.00 以下	2.00 以下	0.045 以下	0.030 以下	10.00 ～ 14.00	16.00 ～ 18.00	2.00 ～ 3.00	—	—
	SUS 316N	0.08 以下	1.00 以下	2.00 以下	0.045 以下	0.030 以下	10.00 ～ 14.00	16.00 ～ 18.00	2.00 ～ 3.00	0.10 ～ 0.22	—
SUS410-SD	SUS 410L	0.030 以下	1.00 以下	1.00 以下	0.040 以下	0.030 以下	0.60 以下	11.00 ～ 13.50	—	—	—
	SUS 410	0.15 以下	1.00 以下	1.00 以下	0.040 以下	0.030 以下	0.60 以下	11.50 ～ 13.50	—	—	—

SUS304, SUS304N2 は 18Cr-8Ni 系の鋼種で、最も汎用的な SUS 鋼である。SUS316, SUS316N は 18Cr-12Ni-2.5Mo 系の鋼種で、Mo 添加により 18Cr-8Ni 系に比べ高い耐食性を有する。SUS410L, SUS410 は 13Cr 系の鋼種で、最も低級な SUS 鋼である。もちろん、これらは SUS 鋼板や鋼棒で規格化されている鋼種である。例えば、SUS304-SD の場合、SUS304 もしくは SUS304N2 の鋼種のいずれかにより、強度区分を満たす SUS 異形棒鋼を製造することになる。

強度区分の 295A, 295B, 345, 390 の機械的性質を表-2.3 に示す。前述のとおり、普通鉄筋 (JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼) の強度区分 (機械的性質) と同様である。

表-2.3 SUS 異形棒鋼の機械的性質

種類の 記号	強度 区分	0.2%耐力 MPa	引張強 さ MPa	引張試験片	伸び %	曲げ性	
						曲げ角度	曲げ半径
SUS304- SD	295A	295 以上	440 ~ 600	2号に準じるもの	16 以上	180°	D16 以下 公称直径の 1.5 倍
				14A号に準じるもの	17 以上		D16 を超え 公称直径の 2 倍
SUS316- SD	295B	295~390	440 以上	2号に準じるもの	16 以上	180°	D16 以下 公称直径の 1.5 倍
				14A号に準じるもの	17 以上		D16 を超え 公称直径の 2 倍
SUS410- SD	345	345~440	490 以上	2号に準じるもの	18 以上	180°	D16 以下 公称直径の 1.5 倍
				14A号に準じるもの	19 以上		D16 を超え 公称直径の 2 倍 D41 以下
	390	390~510	560 以上	2号に準じるもの	16 以上		D51 公称直径の 2.5 倍
				14A号に準じるもの	17 以上		公称直径の 2.5 倍

異形棒鋼の形状・寸法も普通鉄筋（JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼）のそれと同様であるが、化学成分の違いから単位質量は異なる。SUS 異形鋼棒の形状・寸法と単位質量について表-2.4 に示す。また、普通鉄筋の単位質量についても比較として示す。

表-2.4 SUS 異形棒鋼の形状・寸法と単位質量

呼 び 名	公称 直径 d mm	公称 周長 l cm	公称 断面積 S cm ²	節の 平均間隔 の最大値 mm	節の高さ		節のすき 間の和の 最大値 mm	節と軸線 との角度 の最小値 度	単位質量 kg・m ⁻¹			
					最小値 mm	最大値 mm			SUS304- SD	SUS316- SD	SUS410- SD	普 通 鉄筋
D6	6.35	2.0	0.3167	4.4	0.3	0.6	5.0	45	0.251	0.253	0.245	0.249
D8	7.94	2.5	0.4951	5.6	0.3	0.6	6.3		0.393	0.395	0.384	0.389
D10	9.53	3.0	0.7133	6.7	0.4	0.8	7.5		0.566	0.569	0.553	0.560
D13	12.7	4.0	1.267	8.9	0.5	1.0	10.0		1.00	1.01	0.982	0.995
D16	15.9	5.0	1.986	11.1	0.7	1.4	12.5		1.57	1.58	1.54	1.56
D19	19.1	6.0	2.865	13.4	1.0	2.0	15.0		2.27	2.29	2.22	2.25
D22	22.2	7.0	3.871	15.5	1.1	2.2	17.5		3.07	3.09	3.00	3.04
D25	25.4	8.0	5.067	17.8	1.3	2.6	20.0		4.02	4.04	3.93	3.98
D29	28.6	9.0	6.424	20.0	1.4	2.8	22.5		5.09	5.13	4.98	5.04
D32	31.8	10.0	7.942	22.3	1.6	3.2	25.0		6.30	6.34	6.16	6.23
D35	34.9	11.0	9.566	24.4	1.7	3.4	27.5		7.59	7.63	7.41	7.51
D38	38.1	12.0	11.40	26.7	1.9	3.8	30.0		9.04	9.10	8.84	8.95
D41	41.3	13.0	13.40	28.9	2.1	4.2	32.5		10.6	10.7	10.4	10.5
D51	50.8	16.0	20.27	35.6	2.5	5.0	40.0		16.1	16.2	15.7	15.9

2.3 土木学会ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案）

SUS 異形棒鋼の JIS 規格化と並行して、土木学会では 2007 年 6 月にステンレス協会ならびに愛知製鋼（株）、新日鐵住金ステンレス（株）（現 日鉄ステンレス（株））、大同特殊鋼（株）からの委託を受け、「ステンレス鉄筋コンクリート設計施工研究小委員会」が設置された。この委員会の下で様々な調査研究が行われ、2008 年 9 月に「ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案）」が刊行された。これにより、土木学会「コンクリート標準示方書」とともに用いることで、SUS 鉄筋を用いたコンクリート構造物の設計・施工の基盤が整えられた。

2.4 『ステンレス鉄筋の利用に係る技術課題と調査研究』における整理

『ステンレス鉄筋の利用に係る技術課題と調査研究』^{2.4)}では、港湾空港技術研究所、高速道路総合技術研究所、土木研究所、土木研究センター、東日本旅客鉄道および大学関係者と、ステンレス鉄筋技術普及小委員会（2010～2013 年度、委員長：下村匠（長岡技術科学大学））およびステンレス鉄筋の利用技術課題検討小委員会（2014～2016 年度、委員長：下村匠（長岡技術科学大学））が意見交換を行い、SUS 鉄筋の利用促進に向けた課題抽出を実施している。またそれら課題に対し、SUS 鉄筋の利用技術課題検討小委員会で検討した結果を報告している。

小委員会で検討を行った理由として、「一般構造物に本格使用するには、極端な状況下での性状などまだいくつか確認しておきたい技術的事項があることが明らかとなった」ため、「懸案事項の技術的解決、実績データの蓄積と整理」を実施したとしている。

検討した課題と、その検討結果を以下に要約して引用する。

性能についての課題と検討結果

課題：SUS 鉄筋と普通鉄筋の異種金属接触腐食に関わる調査、特に塩化物イオン濃度が高い環境における異種金属接触腐食の調査

検討内容：pH 変化が水酸化カルシウムに比べて小さい水酸化ナトリウムを用いて pH 調整を行った水溶液中に SUS 鉄筋を浸漬し、自然電位および分極曲線の測定を実施している。

検討結果：SUS 鉄筋の表面の酸化被膜は pH により大きく異なっており、pH11 や pH12 では電導性の低い CrOOH が表面を覆っているためカソード反応は小さく抑えられるが、結晶性の悪い Fe₃O₄ を含んでいるため高い耐食性が損なわれると考えられる。SUS410 と普通鉄筋についての検討において、pH11 や pH12 のように pH が低下し、かつ塩化物イオンを含む環境では、pH13 の環境に比べて異種金属接触腐食の腐食速度が若干大きくなる傾向にある。一方、pH13 では、表面に CrOOH がほとんど存在せず結晶性の良い Fe₃O₄ で覆われているため高い耐食性を有すると考えられる。ただし、Fe₃O₄ の導電性が高いため塩化物イオン量によらずカソード反応が大きくなる傾向を示した。異種金属接触腐食のメカニズムを考えると、pH が小さく、15kg/m³を超えるような塩化物イオンを多量に含む環境では異種金属接

触時に腐食速度が大きくなる可能性は否定できない。しかし、同一環境の普通鉄筋の腐食速度より小さく、また、本検討結果は水溶液実験によるもので、コンクリート中のように溶液抵抗が大きくなると異種金属接触腐食速度はさらに小さくなるため、実際に使用されるコンクリート中では接触部以外では問題にならないと考えられる。

課題：SUS 鉄筋の応力腐食割れに関わる調査

検討内容：コンクリート中の細孔溶液を模擬した水溶液中と、モルタル試験体内における SUS 鉄筋の引張や曲げが腐食特性に及ぼす影響、実構造物を模擬したコンクリート供試体の内部に埋設した軸方向鉄筋およびスターラップの腐食を評価している。

検討結果：細孔溶液中の場合、引張履歴(680 μ , 14,000 μ , 78,000 μ) に拘わらず、塩化物イオン濃度が 3%、10%または 16%の Ca(OH)₂ 水溶液中では、SUS 鉄筋(SUS304, SUS316, SUS410) のアノード分極曲線は同様の傾向を示した。また、SUS 鉄筋の種類および応力負荷に拘わらず、塩化物イオン濃度が高いほど、アノード電流は流れやすい傾向を示した。なお、隅角部の条件では、3%および 10%において引張履歴を有する条件と比較して、アノード電流は同等または流れやすい傾向を示した。

モルタル試験体内の場合、モルタル中の塩分量が Cl⁻=15kg/m³ では、SUS 鉄筋(SUS304, SUS316, SUS410)は腐食しにくいことを確認した。ただし、極めて低い腐食電流密度ではあるが、引張履歴(680 μ , 14,000 μ , 78,000 μ , 破断) が大きいほど、腐食電流密度は高い傾向を示した。

コンクリート供試体において、軸方向鉄筋およびスターラップを全て普通鉄筋により配筋した条件では、SUS 鉄筋を用いた他の条件と比較して、明らかに腐食は進行しやすいことが確認された。次に、軸方向鉄筋およびスターラップを全て SUS 鉄筋により配筋した条件においては、普通鉄筋を用いた他の条件と比較して、腐食の進行は抑制された。最後に、普通鉄筋を軸方向鉄筋に、SUS 鉄筋をスターラップとして組み合わせて配筋した条件においては、普通鉄筋のみを用いた条件と比較して、腐食の進行は抑制された。同実験においては、異種金属接触腐食が確認されなかった。

課題：SUS 鉄筋が極端に腐食した場合の力学性能の調査

検討内容：SUS 鉄筋を用いた試験体に対し、電食により腐食させ、変状観察と載荷試験を実施している。また SUS 鉄筋と普通鉄筋を併用する場合を想定し、外側の SUS 鉄筋は腐食していないが、内部の普通鉄筋は腐食している場合の構造性能を確認している。

検討結果：SUS 鉄筋を用いた鉄筋コンクリートはり供試体を実験室において強制的に腐食させ、生じる外観変状、腐食後の部材の耐荷性能について検討した。その結果、SUS 鉄筋がコンクリート中で腐食した場合、同一腐食量のときの腐食ひび割れ幅が普通鉄筋に比べ大きい傾向が確認された。その原因は現段階では明らかではないが、電食試験における溶出形態が SUS 鉄筋と普通鉄筋とで異なっていたことが関係していると考察した。同じような腐食

形態が自然環境下で SUS 鉄筋が腐食した場合にも生じるかどうかは不明である。

SUS 鉄筋がコンクリート中で腐食した場合の部材の耐荷性能の低下傾向は、普通鉄筋を用いた部材の場合と変わるところはなかった。鉄筋の腐食率が 30%以下の範囲においては、健全時と破壊モードに変化はなく、鉄筋降伏荷重、破壊荷重は鉄筋の腐食率を考慮して計算される値とほぼ一致した。SUS 鉄筋の腐食ひび割れ幅は普通鉄筋よりも大きかったが、このことは構造性能の変化傾向に違いを生じさせることはなかった。

次いで、SUS 鉄筋と普通鉄筋を併用した鉄筋コンクリートはり供試体中の普通鉄筋のみを実験室において強制的に腐食させ、生じる外観変状、腐食後の部材の耐荷性能について検討した。内側の普通鉄筋が腐食し、そこから発生した腐食ひび割れが腐食していない健全な外側の SUS 鉄筋の近傍を通過し部材表面まで到達する状況を作り出すことができた。行った実験条件の範囲では、破壊モード、降伏荷重、終局荷重ともに健全時と変わるところはなかった。ただし、普通鉄筋の腐食が著しい場合、SUS 鉄筋が健全でも引張鉄筋全体としての付着が損なわれ、載荷時の曲げひび割れ分散性が低下する可能性があることが確認された。

課題：SUS 鉄筋の大気中暴露における腐食挙動および強度変化の調査

検討内容：海水が散布される環境下に長期間暴露した 2 種類のコンクリート試験体（ひび割れを事前に導入）に対し、ひび割れ幅と腐食面積率の検討を行った。

検討結果：ひび割れ幅が過大で、かつ多量の海水が供給される場合、SUS304 や SUS316 においても、軽微ではあるが腐食が生じる可能性がある。SUS 鉄筋の腐食を許容しない場合には、普通鉄筋同様にひび割れ幅がある限界値以内に抑制する必要がある。

一方、ひび割れ幅がある制限値以内で抑制されており、ひび割れ箇所に多量の海水が供給されない場合においては腐食が生じる可能性は低い。

その他、「実際の構造物の具体的な設計において、SUS 鉄筋を部分適用、もしくは全体適用した場合の LCC の評価」、「発注者、設計コンサルタントなどへの周知、PR 活動」、「実績の積上げ、公開」といった課題に対しても検討やコメントが述べられている。

2.5 土木学会の指針における SUS 鉄筋、エポキシ樹脂塗装鉄筋及び亜鉛めっき鉄筋の比較

土木学会が刊行している、SUS 鉄筋^{2.4)}、エポキシ樹脂塗装鉄筋^{2.5)}及び亜鉛めっき鉄筋^{2.6)}の各設計施工指針の内容を比較したものを表-2.5 に示す。なお、SUS 鉄筋指針は 2008 年、エポキシ樹脂塗装鉄筋指針は 2003 年、亜鉛めっき鉄筋は 2019 年に発行されたものを参考にした。それぞれに関連するコンクリート標準示方書の内容が改定された場合は、その改定内容を踏まえて、これら指針を適切に用いる必要がある。

表-2.5 各設計施工指針の記述内容の比較
(SD345 及び SUS304, 316, 410-SD345 D13 における比較)

要求性能	SUS 鉄筋	エポキシ樹脂塗装鉄筋	亜鉛めっき鉄筋
降伏強度 (N/mm ²)	345~440 (0.2%耐力)	345~440	345~440
引張強度 (N/mm ²)	490 以上	490 以上	490 以上
疲労強度 (N/mm ²)	$f_{srd} = 190 \frac{10^a}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) / \gamma_s$ <p>ただし, $N \leq 2 \times 10^6$ ここで, N: 疲労寿命 σ_{sp}: 鋼材の応力度 f_{ud}: 鉄筋の設計引張強度 γ_s: 鉄筋に対する材料係数で, 一般に 1.05 疲労寿命が 2×10^6 回以下の場合, $a = k_{of}(0.81 - 0.003\phi)$ $k = 0.12$ ここで, ϕ: 鉄筋直径 (mm) k_{of}: 鉄筋のふしの形状に関する係数で, 一般に 1.0</p>	$f_{srd} = 190 \frac{10^a}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) / \gamma_s$ <p>ただし, $N \leq 2 \times 10^6$ ここで, N: 疲労寿命 σ_{sp}: 鋼材の応力度 f_{ud}: 鉄筋の設計引張強度 γ_s: 鉄筋に対する材料係数で, 一般に 1.05 疲労寿命が 2×10^6 回以下の場合, $a = k_{of}(0.81 - 0.003\phi)$ $k = 0.12$ ここで, ϕ: 鉄筋直径 (mm) k_{of}: 鉄筋のふしの形状に関する係数で, 一般に 1.0</p>	$f_{srd} = 190 \frac{10^a}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) / \gamma_s$ <p>ただし, $N \leq 2 \times 10^6$ ここで, N: 疲労寿命 σ_{sp}: 鋼材の応力度 f_{ud}: 鉄筋の設計引張強度 γ_s: 鉄筋に対する材料係数で, 一般に 1.05 疲労寿命が 2×10^6 回以下の場合, $a = k_{of}(0.81 - 0.003\phi)$ $k = 0.12$ ここで, ϕ: 鉄筋直径 (mm) k_{of}: 鉄筋のふしの形状に関する係数で, 一般に 1.0</p>
付着強度 (N/mm ²)	$f_{bok} = 0.28f'_{ck}{}^{2/3}$ <p>ただし, $f_{bok} \leq 4.2$ ここで, f'_{ck}: コンクリートの圧縮強度の特性値</p>	$f_{bok} = 0.23f'_{ck}{}^{2/3}$ <p>ただし, $f_{bok} \leq 3.5$ ここで, f'_{ck}: コンクリートの圧縮強度の特性値</p>	$f_{bok} = 0.28f'_{ck}{}^{2/3}$ <p>ただし, $f_{bok} \leq 4.2$ ここで, f'_{ck}: コンクリートの圧縮強度の特性値</p>

要求性能	細目	SUS 鉄筋	エポキシ樹脂塗装鉄筋	亜鉛めっき鉄筋
耐荷性能	重ね	普通鉄筋と同様に設計してよい。	重ね継手において重ね合わせ長さを求めるために用いている基本定着長の算出にあたり使用するコンクリートの付着強度としては、前項 f_{bak} を用いる。	普通鉄筋と継手を行う場合は、原則電氣的に絶縁する。
		原則として用いてはならない。	ガス圧接に先立って圧接端面の塗膜を除去する。	あらかじめ継手部分をめっきとすらか、研磨用器具でめっき被膜を除去してから溶接する。鉄筋接続後には除去部分の補修を行う。
	溶接	原則として用いてはならない。	原則「鉄筋継手指針」あるいは「自動エングローズ継手指針」による。	あらかじめ継手部分をめっきとすらか、研磨用器具でめっき被膜を除去してから溶接する。
	機械式	原則実験により性能が確認される方法を用いる。	静電粉体塗装したカプラー、ロックナットを用いる。	原則亜鉛めっき鉄筋及び亜鉛めっき処理をした継手材料を用いる。
	ヤング係数 (kN/mm ²)	200	200	200
耐食性能	ポアソン比	記載なし	0.3	0.3
	単位長さ質量 (kg/m)	SUS304-SD:1.00 SUS316-SD:1.01 SUS410-SD:0.982	0.995	0.995
	熱膨張係数 (/°C)	10×10^{-6} (ポルトランドセメントの場合) クロム酸化物の不動態被膜形成による保護被膜	10×10^{-6} (ポルトランドセメントの場合) エポキシ樹脂塗膜による保護被膜	10×10^{-6} (ポルトランドセメントの場合) 亜鉛めっきによる保護被膜及び犠牲防食作用

要求性能	細目	SUS 鉄筋	エポキシ樹脂塗装鉄筋	亜鉛めっき鉄筋
耐久性能	腐食に関する照査式	<p>$\frac{C_d}{\gamma_i C_{lim}} \leq 1.0$</p> <p>ここで、 γ_i: 構造物係数で、一般に 1.0 だが重量構造物では 1.1 とするのがよい。 C_{lim}: 鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度で、一般に SUS304-SD: 15 (kg/m³) SUS316-SD: 24 (kg/m³) SUS410-SD: 9 (kg/m³) C_d: SUS 鉄筋表面における塩化物イオン濃度の設計値で、 $C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c_d}{2\sqrt{D_a \cdot t}} \right) \right)$ γ_{cl}: 鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数で、一般に 1.3。 C_0: コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度 (kg/m³) c_d: かぶりの設計値 (mm) t: 塩化物イオンの侵入に対する耐用年数 (年) D_a: 塩化物イオンに対するコンクリートの設計拡散係数 (cm²/年) で、</p>	<p>$\frac{C_d}{\gamma_i C_{lim}} \leq 1.0$</p> <p>ここで、 γ_i: 構造物係数で、一般に 1.0 だが重量構造物では 1.1 とするのがよい。 C_{lim}: 鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度で、一般に 1.2kg/m³ C_d: 素地鋼材表面における塩化物イオン濃度の設計値で、 $C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_a} + \sqrt{D_{epd}}} \right) \right)$ γ_{cl}: 鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数で、一般に 1.3 C_0: コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度 (kg/m³) c: かぶりの期待値 (mm) c_{ep}: エポキシ樹脂塗膜の厚さの期待値 (mm) t: 塩化物イオンの侵入に対する耐用年数 (年) で、一般に 100 年を上限とする D_{epd}: エポキシ樹脂塗膜内への塩化物イオンの侵入を拡散現象とみなした場合の塩化物イオンに対する見掛けの拡散係数の設計用値で、2.0×10^{-6} (cm²/年)</p>	<p>$\frac{W_d}{\gamma_i W_{lim}} \leq 1.0$</p> <p>ここで、 γ_i: 構造物係数で、一般に 1.0~1.1 W_{lim}: 亜鉛めっきの消耗膜厚の限界値 (μm) W_d: T 年後の亜鉛めっきの消耗膜厚の設計値 (μm) で、 $W_d = \gamma_{cb} \int_0^T \alpha_d \cdot \beta_d \cdot g(C) dt$ ここで、 γ_{cb}: 消耗膜厚の計算の不確実性を表す係数で、一般に 1.0 α_d: 亜鉛めっき鉄筋周囲の pH が消耗速度に及ぼす影響を表す係数で、JIS に規定されたセメントを用いる場合は一般に 1.0 β_d: 亜鉛めっき鉄筋周囲の含水状態が消耗速度に及ぼす影響を表す係数で、 $\beta_d = 1.0$ (高含水状態の環境) $\beta_d = 0.7$ (一般的及び乾燥状態の環境) $g(C)$: ある時刻における亜鉛めっきの消耗速度 ($\mu\text{m}/\text{年}$) で、 $g(C) = 0.3 \cdot Cl + 1.0$ (0.0kg/m³ < Cl ≤ 3.3kg/m³) $g(C) = 2.0(3.3\text{kg}/\text{m}^3 < Cl)$</p>

要求性能	細目	SUS 鉄筋	エポキシ樹脂塗装鉄筋	亜鉛めっき鉄筋
耐久性能	腐食に関する照査式	$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \eta \left(\frac{w}{w_a} \right) \cdot D_0$ ここで、 γ_c : コンクリートの材料係数で一般に 1.0 D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 (cm ² /年) η : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響に関する係数で、SUS 鉄筋を用いる場合は 1.0 D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数で、一般に 200 (cm ² /年) w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 \cdot D_0$ ここで、 γ_c : コンクリートの材料係数で、一般に 1.0 D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 (cm ² /年) D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数で、一般に 200 (cm ² /年) w : ひび割れ幅 (mm) w_a : 許容ひび割れ幅 (mm) w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	亜鉛めっき鉄筋 ここで、 Cl : ある時刻における亜鉛めっき鉄筋位置の全塩化物イオン濃度 (kg/m ³)
		SUS304-SD: 0.5 (mm) SUS316-SD: 0.5 (mm) SUS410-SD: 0.005c 又は 0.5mm のいずれか小さい値、ここで c: かぶり	一般の環境: 0.005c (mm) 腐食性環境: 0.004c × 1.1 (mm) 特に厳しい腐食性環境: 0.0035c × 1.1 ここで、c: かぶり	0.005c (mm) ここで、c: かぶり ただし、0.5mm を上限とする。
		記載なし	記載なし	高アルカリ環境で亜鉛の腐食が進行するが、腐食生成物 (CaHZn) の生成により保護被膜が形成されるため消耗速度は極めて低い。 めっき被膜に損傷を与えないように加工作る。
施工性	耐アルカリ性	記載なし	記載なし	高アルカリ環境で亜鉛の腐食が進行するが、腐食生成物 (CaHZn) の生成により保護被膜が形成されるため消耗速度は極めて低い。 めっき被膜に損傷を与えないように加工作る。
	加工性	曲げ加工は普通鉄筋と同様に行う。 一度曲げ加工した鉄筋の曲げ戻しは行ってはならない。 原則として溶接してはならない。	塗膜ならびに鉄筋の材質を害さない方法で加工する。 曲げ加工は原則 5℃以上の雰囲気温度で行う。 有害な塗膜の損傷が生じた場合は、補修用材料を用いて補修する。	曲げ加工は常温で行う。 有害な損傷が生じた場合は、高濃度亜鉛末塗料などを塗布して補修する。

要求性能	細目	SUS 鉄筋	エポキシ樹脂塗装鉄筋	亜鉛めっき鉄筋
施工性	組立性	<p>直径 0.8mm 以上の SUS 鋼線を用いて緊結する。</p> <p>組立に補助材を用いる場合は、SUS 鉄筋と同等以上の耐食性を有する材料を用いる。</p>	<p>組立に際し衝撃を与えない。</p> <p>鉄筋相互のこすれによる損傷を防止する。</p> <p>組立には、芯線径 0.9mm 以上のビニール被覆等の処置を講じた鉄線を用いる。</p> <p>組立後は長期間日光に晒さない。</p>	<p>組立前に清掃し、付着を阻害するおそれのあるものを取り除く。</p> <p>普通鉄筋、結束用鉄線、金属製スペーサー等の異種金属と直接接触させない。</p>

3. 技術課題の整理

3.1 道路橋への適用に向けた課題と検討項目について

耐食性に優れた SUS 鉄筋を道路橋へ適用する場合、特に塩分供給が多い箇所の配筋の一部に SUS 鉄筋を部分適用（飛来塩の場合は飛沫帯，凍結防止剤の場合は床版，桁端部，橋台上面等，補修・補強材としての使用）する方法や，塩害環境下の新設橋梁の配筋全てに SUS 鉄筋を用いる等の使用方法が考えられる。

部分適用を行う場合には SUS 鉄筋と普通鉄筋の異種金属接触腐食について，部材の主筋として使用する場合には普通鉄筋と異なる応力-ひずみ曲線が部材挙動に与える影響や，設計用構成則の検討が必要である。また，H29 道示の設計体系の中に組み込むためには，普通鉄筋を前提とした設計上の規定をそのまま適用しても問題ないか，材料特性等のばらつきがどのくらいか等を検討し，それを基に限界状態設計法や部分係数設計法への適用性や適用方法を検討する必要がある。また，普通鉄筋やエポキシ樹脂塗装鉄筋より耐食性に優れた SUS 鉄筋の使用にあたり，耐久性に配慮した鋼材の使い方に関する規定，具体的には耐久性上問題とならないかぶりやひび割れ幅等に関する規定を確認する必要がある。

上記課題に対して，本報告書では SUS 鉄筋の部材一般への適用を念頭に，腐食発生限界塩化物イオン濃度，高塩分濃度下での付着強度，異種金属接触腐食，はり部材としての耐荷性能について検討した。また，塩害により劣化した RC 上部工の補修・補強材としての適用可能性を模索した。なお，特定の部材（床版や柱）への適用に関しては，本共同研究では検討しておらず，別途検討する必要がある。

次節より，各検討項目の既往文献の成果と課題について述べる。

3.2 腐食発生限界塩化物イオン濃度

指針（案）^{3.1)}3.3.2 塩化物イオンの浸入に伴う SUS 鉄筋の腐食に関する照査では，SUS 鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度 C_{lim} が示されており，それによると SUS304-SD が 15 kg/m³，SUS316-SD が 24 kg/m³，SUS410-SD が 9 kg/m³ であると考えられている。以下では，SUS 鉄筋の腐食発生限界に関する研究を整理する。

指針（案）^{3.1)}における検討では，「40℃の 10%NaCl 水溶液」への浸漬試験を行っている。浸漬材齢 18.5 ヶ月時の鋼材付近で，「最大値は SUS304-SD 試験体で 17.7 kg/m³，SUS316-SD 試験体で 22.9 kg/m³，SUS410-SD 試験体で 24.4 kg/m³」の塩分量が測定されたが，腐食の発生が認められなかったとしている。

河村ほか^{3.2)}は，「コンクリート中に埋め込まれた鉄筋が外来塩分の浸透によって腐食する場合の腐食発生限界塩化物イオン濃度について検討」を実施し，それによると「SUS304 では全塩化物イオン濃度が 13 kg/m³程度，SUS316 では 20 kg/m³程度でも腐食が認められな

った。すなわち、両者の腐食発生限界塩化物イオン濃度はこれらの値以上であるものと推測される」としている。

小島・他^{3.3)}は「塩化物イオン量 (Cl⁻) は、0.6~24 kg/m³の範囲となるよう、NaCl 試薬をコンクリート練り混ぜ時に混入」し、ひび割れの無い供試体と、ひび割れを生じさせたうえで促進中性化養生を行った供試体に対し、「温度 40±2 °C、湿度 10±5 %の乾燥過程 4 日間、温度 40±2 °C、湿度 95±5 %の湿潤過程 3 日間を 1 サイクル (合計 7 日) とする乾湿繰り返し養生」を 100 サイクル実施している。この研究によると、SUS304 の C_{lim} は 24 kg/m³ であり、促進中性化養生を行った供試体でも 24 kg/m³ であるとしている。同様に SUS410 の C_{lim} は 15 kg/m³ であり、促進中性化養生を行った供試体では 3 kg/m³ であったとしている。

以上のように、試験方法によって C_{lim} に相違があり、実際にコンクリート中での腐食を確認して評価した事例は限られていた。SUS 鉄筋の更なる実用化を実現するためには、鋼種の違いによる耐食性の差やその評価方法を確立するための実験データの蓄積が必要である。そこで、SUS 鉄筋を用いたコンクリート試験体の暴露試験と促進試験を行い、鋼種の違いによる SUS 鉄筋のコンクリート内部での耐食性の差を 4 章で検証した。

3.3 付着強度

SUS鉄筋はその高い耐食性ゆえ、腐食後の構造性能に関する研究は多くない。しかし今後広く実用していくためには、腐食した場合にどのような変化が生じるのか、普通鉄筋とどう異なるかを確認しておく必要がある。

普通鉄筋とSUS鉄筋では、腐食した際の腐食性状が異なっている。普通鉄筋の腐食は節の消失や局所的な断面欠損が発生するのに対し、SUS鉄筋は全体的に直径1~5mm程度の孔食が発生しスポンジ状に欠損が生じる^{3.4)}。普通鉄筋では、腐食により発錆した場合、ある程度の腐食量であれば錆による噛み合い効果によりコンクリートとの付着強度を増加させることが分かっている^{3.5)}。しかし、SUS鉄筋が腐食した場合その腐食性状の違いから付着性能に及ぼす影響が普通鉄筋と異なる可能性がある。

そこで、腐食を生じさせた SUS 鉄筋の引抜き試験を実施し、SUS 鉄筋の腐食性状が付着性能に及ぼす影響を 4 章で検証した。

3.4 異種金属接触腐食

指針(案)^{3.1)}3.3.2 塩化物イオンの浸入に伴う SUS 鉄筋の腐食に関する照査の解説では、異種金属接触腐食について、「普通鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度といわれる 1.2 kg/m³ の塩化物イオンを混入したコンクリート中で (中略) 普通鉄筋とステンレス鉄筋が接触したことによる普通鉄筋に対するステンレス鉄筋の腐食促進の影響は見られなかった」ため、「1.2 kg/m³ 以下の範囲では、ステンレス鉄筋は普通鉄筋の腐食反応に対してほとんど関与しない」としている。また、各種鉄筋の接触箇所において普通鉄筋の耐久性に関する照査を満足していれば、耐久性上問題ないとしている。

篠田・他^{3.6)}は、内在塩分量 0.6, 1.2 kg/m³ の供試体に対し、オートクレーブ法による鉄筋腐食の促進と、異種金属接触腐食試験を実施した結果、「ステンレス鉄筋と普通鉄筋との異種金属腐食（中略）は、特に問題にならない」としている。

安藤・他^{3.7)}は、「塩化物イオン濃度，ステンレス鉄筋の種類，腐食促進方法を実験要因として異種金属接触実験」を行い、「塩化物イオン濃度が 9 kg/m³ 以下の条件では，普通鉄筋とステンレス鉄筋の接触が普通鉄筋の腐食を加速させることはなかった」としている。なお，腐食促進方法として，オートクレーブ法と乾湿繰り返し法を採用している。

一方で，異種金属接触腐食では接触する各々の金属の表面積の比により腐食の程度が変わることが知られており^{3.8)}，異種金属が接触した場合の腐食度と各金属の表面積は式(3.1)の関係にあるとされる^{3.9)}。

$$P = P_0 \left(1 + \left(\frac{A_c}{A_a} \right) \right) \quad (3.1)$$

P ：腐食度， P_0 ：金属片単独時の腐食度，

A_c ：電位の高い金属の表面積， A_a ：電位の低い金属の表面積

これは，例えば，SUS 製の大きな台に鉄製の小さな釘等を置いた場合に，鉄の腐食が促進される事象を表したものである。(3.1)式に基づいた場合，SUS 鉄筋と普通鉄筋の表面積比が 1:1 で同じ場合と，SUS 鉄筋が普通鉄筋に対し 9:1 と表面積比が圧倒的に大きい場合とでは，前者の腐食量が $P=(1+(1/1)P_0)=2P_0$ で金属片単独時の腐食度の 2 倍となるのに対し，後者は $P=(1+(9/1)P_0)=10P_0$ と金属片単独時の腐食度の 10 倍となり，接触する金属の表面積比が腐食度に大きな影響を与えていることが分かる。

篠田らや安藤らの研究，あるいは指針（案）においては，この異種金属の表面積比に着目した実験や記述はなされていない。SUS 鉄筋を使用する場合には，適用部位を限定し，普通鉄筋と併用することがライフサイクルコスト上効果的であり，実施工では普通鉄筋に対して SUS 鉄筋の表面積比が大きくなることも十分想定されることから，5 章にて表面積比に着目した異種金属接触腐食に関する検討を行った。

3.5 SUS 鉄筋を用いたはり部材の耐荷性能

SUS 鉄筋は普通鉄筋と比べ，明確な降伏点を示さずに塑性化し，降伏後にひずみ硬化が顕著に生じる特徴がある。また，SUS 鉄筋の応力-ひずみ曲線は鋼種や強度特性により異なる^{3.1)}とされている。

SUS 鉄筋の材料の特性値は指針（案）^{3.1)}によれば，降伏強度は 0.2 %耐力と定義してよいとしたうえで，降伏強度と引張強度の特性値は JIS 規格の下限値としてよいとしている。また，構成則については，「検討の目的に応じて適切な形を仮定」し，「終局状態の検討に

においては、鋼種および降伏強度の規格値に応じて」、SUS410-SD295 は増分型バイリニアモデル（普通鉄筋のような完全弾塑性バイリニアではなく、降伏後に応力が増加するバイリニアモデル）、SUS410-SD295 以外はバイリニアモデルにより、「モデル化された応力-ひずみ曲線を用いてよい」としている。また、そのモデル化を行う理由についても明記されており、「SUS410-SD295 は、弾性範囲を超えるとひずみ硬化を生じて応力を増加させる挙動が顕著である」ため、増分型バイリニアでモデル化し、また、「SUS410-SD295 以外は、普通鉄筋に近い降伏棚を有するような挙動に近似できることから」、バイリニアモデルでのモデル化を一般に用いてよいとしている。

SUS 鉄筋を使用した部材としての耐荷性能については、指針（案）^{3.1)}で、SUS304-SD の D19 と D25 を、引張および圧縮側に各 3 本ずつ配置した試験体において検討している。それによると、D25 を使用した試験体では、「鉄筋降伏後に大きく変位し、終局時に圧縮縁のコンクリートが圧壊して破壊に至った。曲げモーメントとたわみの関係は、普通鉄筋を使用したはり部材と同様な挙動を示している」としている。また、D19 を使用した試験体では、「示方書[設計編]による計算値と実測値は比較的よい一致を示し、また降伏ひずみを超えるひずみが確認されている」としている。

山本・他^{3.10)}は、海水噴霧下での暴露前に载荷を行い、試験体（試験体の主筋に SUS304 の D22 を使用）を曲げ降伏させている。この事前载荷試験によると、载荷荷重は「計算値比 0.98~1.10 の値を示し」、「载荷荷重の計算値に対する比は、ステンレス鉄筋コンクリート試験体の方がやや高くなった」としている。

このように既往文献において、はり部材の耐荷性能が確認されており、普通鉄筋と同様に扱えるといった結果が示されている。

しかし、道路橋への適用を念頭に置くと、部材挙動が普通鉄筋の場合とほぼ同じといった確認だけでは十分でなく、橋の一部材として求められる性能に照らし、部材挙動に応じた耐荷機構及びその成立範囲、制御方法、再現性、さらに部材耐荷機構を評価するうえでの適切な SUS 鉄筋の応力ひずみ関係、走行上の快適性等の橋の使用目的との適合性等を評価する必要がある。

以上の課題を踏まえ、6 章で部材一般としての曲げ性能に関する検討を行った。6 章ではそれに加え、材料の特性値の統計量のデータを収集した結果を報告する。7 章では塩害により劣化した RC 上部工の補修・補強材としての適用可能性を模索した。

4. 耐久性に関する検討

4.1 腐食発生限界に関する検討

4.1.1 概要

SUS 鉄筋は、金属中のクロムの働きによって、鉄表面に強固な不動態皮膜を形成することで高い耐食性を示すが、高濃度の塩化物イオンなどの存在によって不動態皮膜が局部的に破壊されると、孔食やすきま腐食などにより、部分的に腐食する可能性がある。一方、コンクリート中のアルカリ環境下では、不動態皮膜が安定的に維持されるため、塩化物イオンなどが存在する場合でも、極めて腐食が生じにくい。また、これまでの研究成果から、SUS 鉄筋の腐食発生限界はそれぞれ、SUS316 は 24 kg/m^3 程度以上、SUS304 は 15 kg/m^3 程度以上、SUS410 は 9 kg/m^3 程度以上と考えられている^{4.1)}。ただし、SUS 鉄筋は腐食が生じにくいいため、実際にコンクリート中での腐食を確認して評価した事例は限られる^{4.2)}。

SUS 鉄筋のさらなる実用化を実現するためには、鋼種の違いによる耐食性の差やその評価方法を確立するための実験データの蓄積が必要である。そこで、SUS 鉄筋を用いたコンクリート試験体の暴露試験と促進試験を行い、鋼種の違いによる SUS 鉄筋のコンクリート内部での耐食性の差を検証した。

4.1.2 実験方法

コンクリート配合と基礎物性を表-4.1、試験体の形状を図-4.1 に示す。短期間の試験で SUS 鉄筋の耐食性を評価するために、練混ぜ水に塩化ナトリウムを混入して、コンクリート中の初期塩化物イオン濃度を 3 水準 (2.5 , 15 , 25 kg/m^3) とした。なお、暴露試験については、塩化ナトリウム無混入のコンクリートも用いた。試験体の形状は角柱 ($100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$) であり、かぶり 30 mm の位置に 1 本の D13 の鋼材を配置した。材齢 7 日まで湿潤養生を行い、材齢 28 日まで室内に試験体を保管した後、暴露試験と促進試験を開始した。

暴露試験と促進試験の状況を写真-4.1、実験パラメータを表-4.2 に示す。暴露試験では、雨がかりのある屋外に試験体を 1 年間または 3 年間暴露した。促進試験では、恒温恒湿槽に試験体を設置して、JCI-SC3^{4.3)}を参考として 20 サイクルの乾湿繰返しを行った。促進試験では、ひび割れが耐久性に与える影響を検討するために、曲げひび割れを導入した試験体も用いた。鋼種は、3 種類の SUS 鉄筋 (316, 304, 410) と普通鉄筋 (SD295) とした。

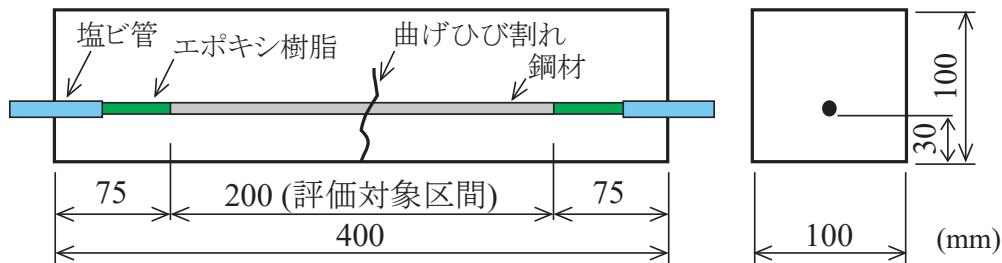
暴露試験と促進試験の後、試験体を解体して鋼材の腐食状況を調査した。鋼材表面を 4×50 個の区画において腐食の有無を目視で記録し、腐食が確認された区画の数から腐食面積率を求めた。その後、鋼材をクエン酸二アンモニウム溶液に浸漬して除錆して質量の差分を測定し、その値を除錆前の鉄筋の質量で除すことで、質量減少率を求めた。なお、質量減少の評価区間は、図-4.1 に示したとおりである。また、目視により腐食後の断面欠損状況を記録した。

表-4.1 コンクリート配合と基礎物性

表記	練混ぜ時に混入した初期塩化物イオンの濃度 (kg/m ³)	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)
			W	C	S	G			
C1-0	C1 無混入	50	165	330	828	968	10.0	4.4	44.5
C1-2.5	2.5						11.0	4.2	40.2
C1-15	15						11.5	4.5	37.0
C1-25	25						11.5	4.0	37.6

※W: 上水道水, C: 普通ポルトランドセメント(密度=3.16 g/cm³, 比表面積=3220 cm²/g), S: 細骨材(密度=2.56 g/cm³, 吸水率=1.76%), G: 粗骨材(6号(密度=2.67 g/cm³, 吸水率=0.52%)と5号(密度=2.67 g/cm³, 吸水率=0.43%)を均等に混合, 最大寸法=20 mm), 化学混和剤: スランプ 12±2.5 cm, 空気量 4.5±1.5%を目標として AE 減水剤(高性能タイプ)と空気連行剤を使用

※スランプ, 空気量: 練上がり直後の試験値, 圧縮強度: 試験体と同一の養生方法で製作した円柱(φ100×200 mm)の材齢 28 日の試験値



※曲げひび割れを導入した試験体と導入していない試験体を製作

※鋼材の中央部を評価対象区間とするために両端部を塩ビ管とエポキシ樹脂で保護

図-4.1 試験体の形状



(a) 暴露試験



(b) 促進試験

写真-4.1 暴露試験と促進試験の状況

表-4.2 実験パラメータ

実験パラメータ	暴露試験 ※試験体数:各暴露期間で1体	促進試験 ※試験体数:各2体
試験条件	茨城県つくば市の 雨がかりのある屋外で暴露 (暴露期間:1年間および3年 間, 暴露環境:内陸部)	恒温恒湿槽内で湿潤3日間, 乾燥4日 間の20サイクル (湿潤:60℃, 90%RH以上, 乾燥:15℃, 60%RH以下)
鋼種	SUS316, SUS304, SUS410, SD295	
初期塩化物イオン濃度	C1 無混入, 2.5 kg/m ³ , 15 kg/m ³ , 25 kg/m ³	2.5 kg/m ³ , 15 kg/m ³ , 25 kg/m ³
初期ひび割れの有無	無	無, 有(約0.2 mmの曲げひび割れを導入)

暴露試験体については、塩化ナトリウムの混入によるASRの発生が疑われたため、暴露3年後の供試体を対象に、ゲルフルオレッセンス法^{4.4)}による確認試験も行った。これは、ASRの診断手法として確立している酢酸ウラニル蛍光法^{4.5)}の原理を用いたものであり、酢酸ウラニルを含んだ試薬をコンクリート割裂面に塗布することで、ASRゲル中のナトリウムイオンとウラニルイオンが置換され、紫外線を照射することでASRゲル部が発光する現象を利用した手法である。なお、初期塩化物イオン濃度2.5, 15, 25 kg/m³に対応するNa₂O換算のアルカリ量は、それぞれ、2.2, 13.1, 21.9kg/m³である。

また、断面欠損が鋼材の耐力に及ぼす影響を確認するため、塩化ナトリウム無混入および初期塩化物イオン濃度25 kg/m³の条件では、除錆後の鋼材を用いて、JIS Z 2241に準じて引張試験を行った。引張試験では、鋼材に伸び計を取り付けて変位を測定し、標点距離で除してひずみを算出した。

4.1.3 暴露試験の結果と考察

(1) 腐食面積率と質量減少率

暴露試験体の腐食面積率および質量減少率を図-4.2 に示す。

SD295 では、腐食面積率は最大で 100%、質量減少率は最大で 3.8%（質量で約 14g）で鉄筋の断面減少は全面的に生じていた。初期塩化物イオン濃度 $15\text{kg}/\text{m}^3$ 以上の場合、暴露期間の増加により腐食面積率と質量減少率は増加しており、腐食は進行していたと考えられる。

SUS410 では、腐食面積率は最大で 20%程度であり、質量減少率は最大で 0.3%であった。また、さびを除去すると局所的に孔食による鉄筋の断面減少が生じていた。この状況は、「(3) 除錆後の鋼材の断面欠損状況」でも説明する。なお、暴露期間の増加による腐食面積率と質量減少率の増加傾向は明確でなく、暴露 1 年以降の腐食の進行は顕著ではなかったと推察される。SUS304 および SUS316 では、いずれの条件でもほとんど腐食の兆候が認められず、腐食面積率と質量減少率はほぼゼロであった。

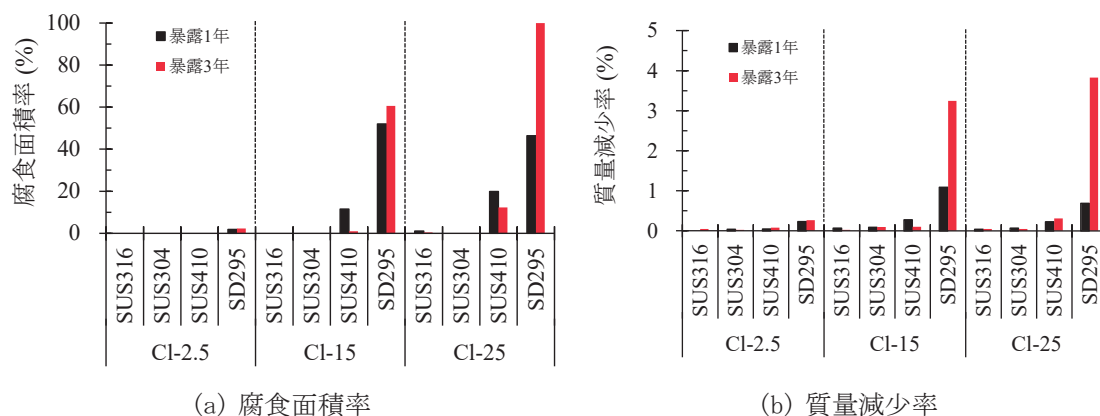


図-4.2 暴露試験体の腐食面積率と質量減少率

(2) 暴露 3 年時点の試験体の外観

暴露 3 年時点の試験体の外観を表-4.3 に示す。なお、微細なひび割れは、赤く着色して強調している。初期塩化物イオン濃度 $2.5\text{kg}/\text{m}^3$ の試験体では、特に目立った変状は生じていなかった。一方、初期塩化物イオン濃度 $15\text{kg}/\text{m}^3$ 以上の試験体では、いずれもひび割れが発生した。このひび割れがいつ発生したかは明確ではないが、遅くとも暴露 1 年時点では発生していた。ただし、(1)で示した解体調査の結果からは、SUS316 と SUS304 では、腐食ひび割れが生じるような状況ではなかった。

ゲルフルオレッセンス法により ASR ゲルの発生状況を確認した結果を表-4.4 に示す。初期塩化物イオン濃度 $15\text{kg}/\text{m}^3$ 以上では、骨材の周囲が緑色に発光しており、ASR ゲルが生じていることを確認できる。初期塩化物イオン濃度を高めたことでアルカリ量が極めて大きくなり、ASR が促進されたと考えられる。初期塩化物イオン濃度 $15\text{kg}/\text{m}^3$ 以上の暴露試験体では、ASR によるひび割れにより水分等が浸透しやすくなっていたと推察される。

表-4.3 暴露3年時点での供試体の外観













初期塩化物 イオン濃度	SUS316	SUS304	SUS410	SD295
2.5kg/m ³				
15kg/m ³				
25kg/m ³				

表-4.4 ゲルフルオレッセンス法による ASR ゲルの発生状況の確認

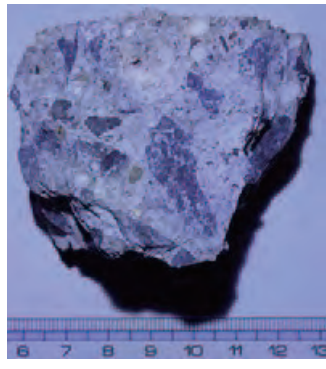
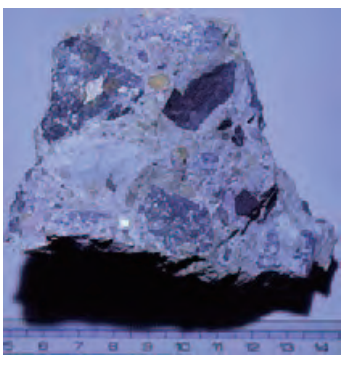
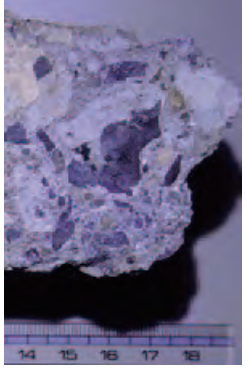
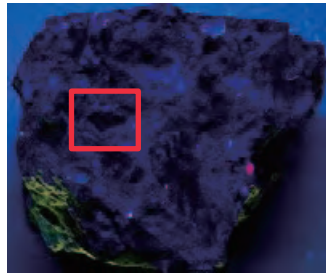
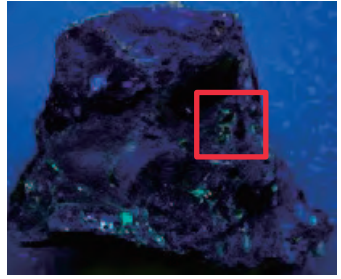
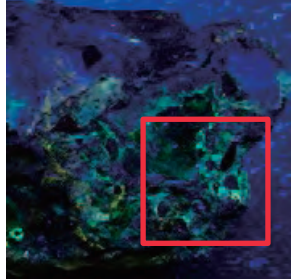
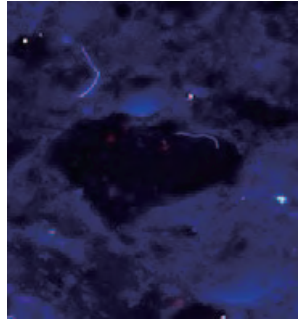
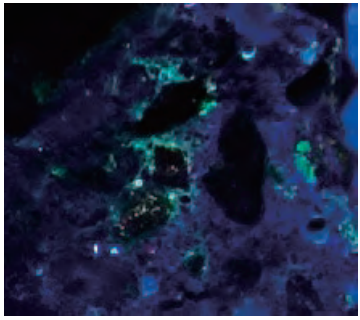
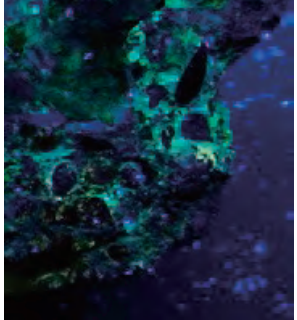
	a) 初期塩化物イオン濃度 2.5 kg/m ³	b) 初期塩化物イオン濃度 15 kg/m ³	c) 初期塩化物イオン濃度 25 kg/m ³
試験片 の状況 と寸法			
ASR ゲル 発光 状況			
赤枠内 の拡大			



写真-4.2 暴露3年後の鋼材の断面欠損状況の例 (塩化物イオン量 25kg/m³)

表-4.5 暴露3年後の鋼材の断面欠損状況の一覧

鋼種	暴露試験(ひび割れ無)		
	C1-2.5	C1-15	C1-25
SUS316	◎	◎	○
SUS304	◎	◎	○
SUS410	◎	×	×
SD295	○	×	×

※◎：腐食なし，○：表面にさびが認められたが，除錆後の鉄筋では腐食に伴う断面欠損なし，×：腐食に伴う断面欠損あり

(3) 除錆後の鋼材の断面欠損状況

暴露3年後の鋼材の断面欠損状況の例を写真-4.2, 断面欠損状況の一覧を表-4.5に示す。なお，表-4.5は，目視に基づいて評価した結果である。SD295では初期塩化物イオン濃度が2.5～25 kg/m³の場合において，SUS410では初期塩化物イオン濃度が15～25 kg/m³の場合において，孔食によって断面欠損(深さ2～3mm程度)を生じることが確認された。

SUS410では，腐食発生限界塩化物イオン濃度は9kg/m³程度とされていることから，耐食性は従来の想定どおりであったと考えられる。一方，SUS316とSUS304で確認された腐食は鋼材の表面のみで生じた軽微なものであり，初期塩化物イオン濃度が15～25 kg/m³の場合においても除錆後の鋼材には断面欠損は認められなかった。SUS304では，腐食発生限界塩化物イオン濃度は15kg/m³程度とされていることから，耐食性は従来の想定以上であったと考えられる。SUS316では，腐食発生限界塩化物イオン濃度が24kg/m³程度とされていることから，耐食性は従来の想定どおりであったと考えられる。

なお，既往研究では，0.3mm程度の初期ひび割れを導入し，暴露10年で鉄筋位置の塩化物イオン濃度が30kg/m³程度の場合でも，SUS316およびSUS304では腐食は生じなかった例も報告されている^{4,6)}。

(4) 荷重-ひずみ関係

暴露 3 年後の鋼材を用いた引張試験における荷重-ひずみ関係を図-4.3 に示す。なお、ひずみが 60,000 μ までの結果を表示した。

初期塩化物イオン濃度 25kg/m³ の SD295 では、最大荷重が 20%程度低下し、全体的な断面欠損の影響により早期に降伏に至った。初期塩化物イオン濃度 25kg/m³ の SUS410 では、最大荷重が 20%程度低下し、孔食（深さ 2~3mm 程度）による断面欠損の影響により早期に降伏してひずみが 20,000 μ に到達する前に破断した。塩化物イオン濃度 25kg/m³ と非常に厳しい条件では、SUS410 に腐食が生じ、耐力や伸び能力が低下するおそれがあることが確認された。一方、SUS316 と SUS304 では、本実験の条件では腐食による断面欠損が生じておらず、荷重-ひずみ関係に影響は認められなかった。

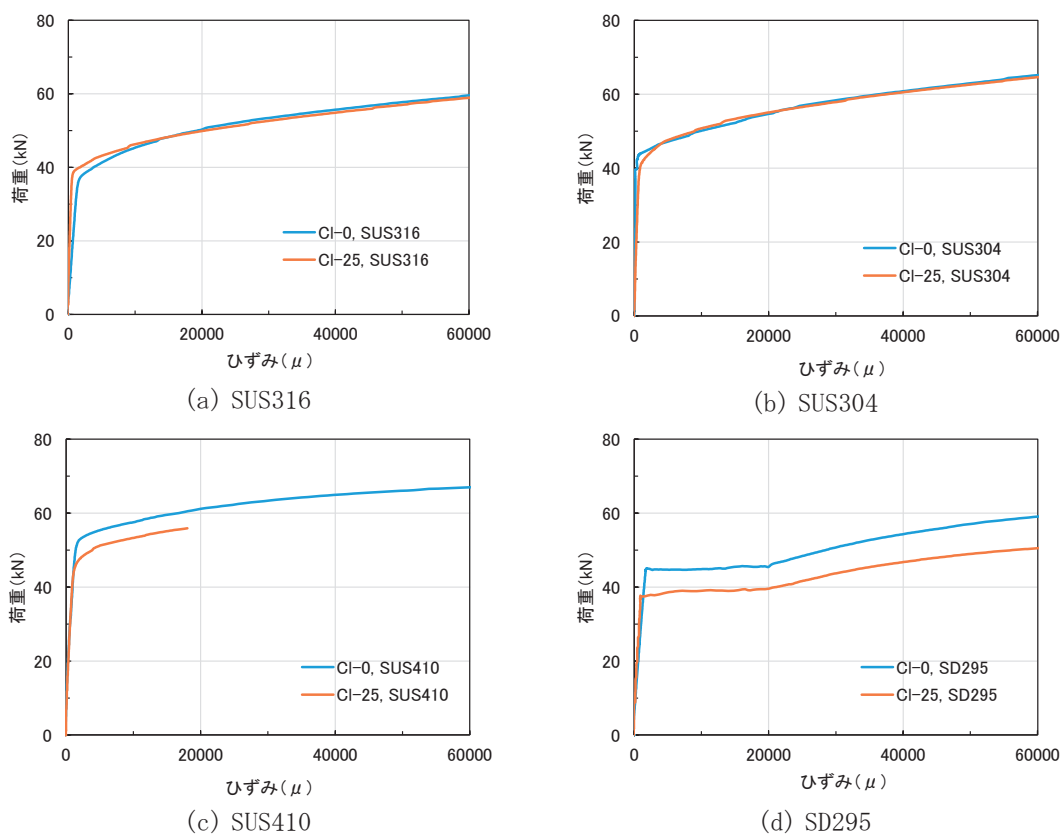
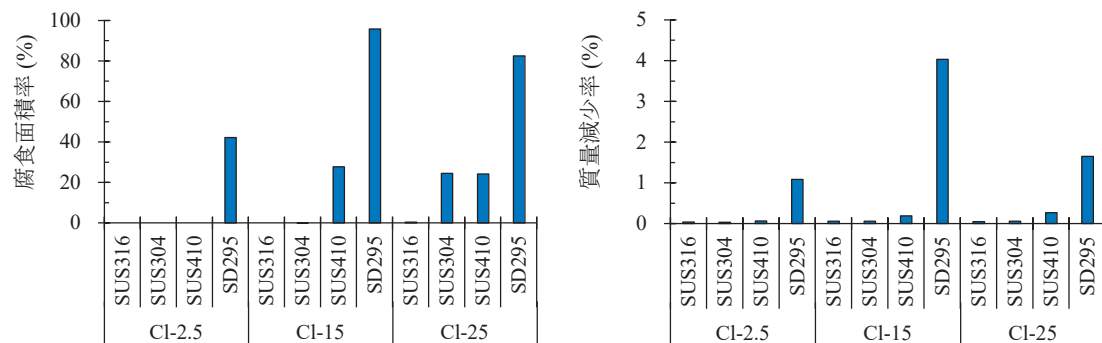


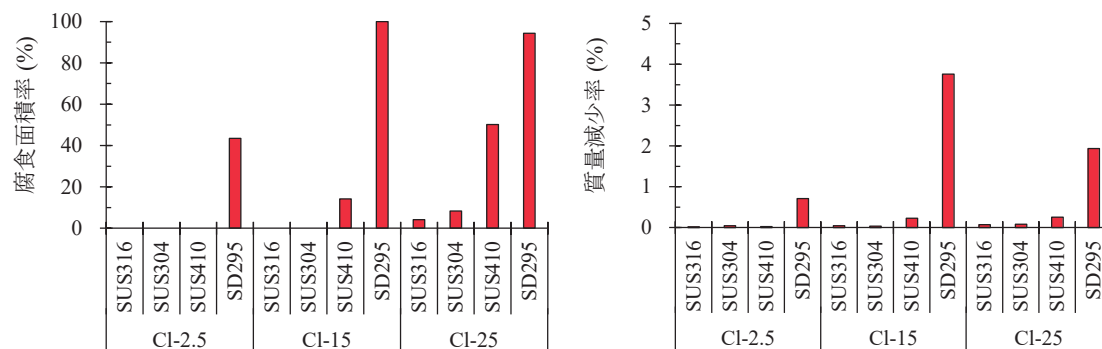
図-4.3 暴露 3 年後の鋼材を用いた引張試験における荷重-ひずみ関係



(a) 腐食面積率

(b) 質量減少率

図-4.4 初期ひび割れ無し促進試験体の腐食面積率と質量減少率



(a) 腐食面積率

(b) 質量減少率

図-4.5 初期ひび割れ有り促進試験体の腐食面積率と質量減少率

4.1.4 促進試験の結果と考察

初期ひび割れ無し促進試験体および初期ひび割れ有り促進試験体の腐食面積率および質量減少率をそれぞれ図-4.4 および図-4.5 に示す。促進試験体の結果は、2体の平均値である。なお、初期ひび割れの有無に着目しても、顕著な差異は見られなかった。これは、実際にはひび割れ部から塩分が浸透するのに対し、今回の試験では試験体製作時に塩分を混入していたため、ひび割れ部とそれ以外の部位の腐食状況の差異が小さくなったためと推察される。

SD295 では、腐食面積率は最大で 100%、質量減少率は最大で 2%程度であった。塩化物イオン濃度 15kg/m^3 以上では、評価区間全体 (図-4.1) の断面が減少していた。

SUS410 では、腐食面積率は最大で 50%程度、質量減少率は最大で 0.3%程度であった。塩化物イオン濃度 15kg/m^3 以上では、孔食が認められた(写真-4.3)。

SUS304 では、腐食面積率は最大で 25%程度であった(写真-4.4)。これは、腐食面積率がほぼゼロであった暴露試験体と異なる傾向であった。しかし、表面を処理すると鉄筋の断面減少は認められず、従来、SUS304の腐食発生限界濃度と考えられていた 15kg/m^3 程度以上を超えているにもかかわらず、質量減少率は、ほぼゼロであった。

SUS316 では、いずれの条件でもほとんど腐食の兆候が認められず、腐食面積率および質量減少率は、ほぼゼロであった。

鋼材の断面欠損の状況を表-4.6 に示す。鋼材の断面欠損に着目すると、促進試験と暴露試験の傾向は、概ね整合した。このため、今回採用した乾湿繰返しによる促進試験によって、鋼種の異なる SUS 鉄筋のコンクリート内部での耐食性の差を確認できた。一方、SUS304 の結果で示したとおり、促進試験で得られた表面の腐食状況が暴露試験と結果と矛盾する場合があるため、表面の腐食状況に着目した評価は必ずしも適切でないと考えられる。耐久性を評価する際には、図-4.3 に示したように鋼材の耐力に影響を及ぼすような断面欠損に着目する必要があると考える。

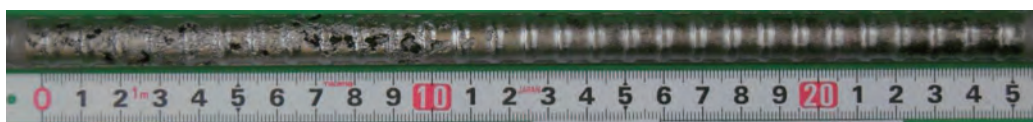


写真-4.3 塩化物イオン濃度 15kg/m^3 の初期ひび割れ無し試験体における SUS410 の断面欠損状況例

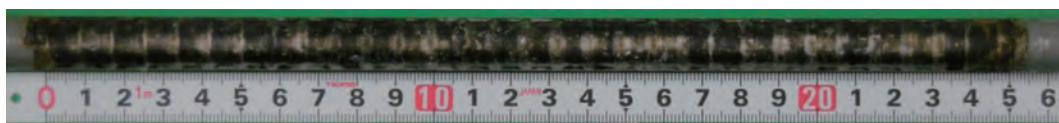


写真-4.4 塩化物イオン濃度 25kg/m^3 の初期ひび割れ無し試験体における SUS304 の腐食状況例

表-4.6 鋼材の断面欠損状況の一覧

鋼種	暴露試験体 (初期ひび割れ無)			初期ひび割れ無し 促進試験体			初期ひび割れ有り 促進試験体		
	C1-2.5	C1-15	C1-25	C1-2.5	C1-15	C1-25	C1-2.5	C1-15	C1-25
SUS316	◎	◎	○	◎	◎	○	◎	◎	○
SUS304	◎	◎	○	◎	○	○	◎	○	○
SUS410	◎	×	×	◎	×	×	◎	×	×
SD295	○	×	×	×	×	×	×	×	×

※◎：腐食なし，○：表面にさびが認められたが，除錆後の鉄筋では腐食に伴う断面欠損なし，※×：腐食に伴う断面欠損あり

4.1.5 まとめ

(1) 暴露試験

本検討で得られた知見のまとめを表-4.7に示す。SUS410では、従来想定されている腐食発生限界塩化物イオン濃度を超える15~25kg/m³の条件下では、孔食による断面欠損が生じることを確認した。SUS304では、従来想定されている腐食発生限界塩化物イオン濃度を超える25kg/m³でも腐食は表面のごく軽微なものであり、断面欠損が生じるような腐食は生じなかった。SUS316では、従来想定されている腐食発生限界塩化物イオン濃度程度である25kg/m³では腐食は表面のごく軽微なものであり、断面欠損が生じるような腐食は生じなかった。また、促進試験による断面欠損の状況は、暴露試験の状況と対応することを確認した。

(2) 促進試験

本検討で実施した乾湿繰返しによる促進試験と暴露試験の傾向は概ね整合し、促進試験によって鋼種の異なるSUS鉄筋のコンクリート内部での耐食性の差を確認できた。一方、促進試験で得られた表面の腐食状況が暴露試験と結果と矛盾する場合が確認されたため、表面の腐食状況に着目した評価は必ずしも適切でないと考えられる。耐食性を評価する際には、鋼材の耐力に影響を及ぼすような断面欠損に着目する必要があると考える。

表-4.7 本検討の暴露試験で得られた知見のまとめ

鋼種	従来	本検討
SUS410	腐食発生限界塩化物イオン濃度 9kg/m ³ 程度	従来想定されている腐食発生限界塩化物イオン濃度を超える15~25kg/m ³ では、孔食が生じ、鉄筋の断面欠損が生じた。
SUS304	腐食発生限界塩化物イオン濃度 15kg/m ³ 程度	従来想定されている腐食発生限界塩化物イオン濃度を超える25kg/m ³ でも、腐食は鉄筋表面の軽微なものにとどまり、鉄筋の断面欠損が生じるような腐食は生じなかった。
SUS316	腐食発生限界塩化物イオン濃度 25kg/m ³ 程度	従来想定されている腐食発生限界塩化物イオン濃度程度である25kg/m ³ では、腐食は鉄筋表面の軽微なものであり、鉄筋の断面欠損が生じるような腐食は生じなかった。

4.2 付着強度に関する検討

4.2.1 概要

本章では、SUS 鉄筋の腐食性状がコンクリートとの付着性能に及ぼす影響を確認することを目的に、塩化物イオンを混入したコンクリートを用いた SUS 鉄筋の引抜き試験体を屋外暴露し、引抜き試験を行った結果を報告する。

4.2.2 実験方法

引抜き試験は、JSCE-G 503-2013「引抜き試験による鉄筋コンクリートとの付着強度試験方法」に準拠し実施するものとし、SUS 鉄筋を腐食させるためコンクリートに混入する塩化物イオン濃度を 4 種類、鋼材の種別を 3 種類とし計 12 種類、更に各種類に 3 体の合計 36 体の試験体を作製した。

SUS304-D13 及び SUS410-D13 は JIS G 4322「鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼」の規格に適合したものを、SUS316-D13 については在庫がなかったため、JIS 規格外品だが 0.2%耐力が 250~300MPa 程度のものを使用した。試験体形状、試験体一覧、及び試験に用いたコンクリートの配合をそれぞれ図-4.6、表-4.8、及び表-4.9 に示す。

試験体は、JSCE-G 503-2013 に従い 1 辺の長さ、付着長、及び非付着長をそれぞれ、鉄筋の公称直径の 6 倍、4 倍、及び 2 倍とし、5mm 単位となるよう下側に丸めた値を採用した。また表-4.8 及び表-4.9 中の E0、ES、EM、及び EL は、それぞれ混入塩化物イオン濃度が 0 kg/m³、2.5 kg/m³、15 kg/m³ 及び 25kg/m³であることを示している。指針（案）^{4.1)}では、腐食発生限界塩化物イオン濃度を SUS410 で 9kg/m³、SUS304 で 15 kg/m³、SUS316 で 24 kg/m³としているため、EM 試験体では SUS410 に、EL 試験体では SUS304、SUS316、SUS410 全てに腐食が生じると想定した。

試験体は、コンクリート打設後から材齢 1 日までは 20℃の恒温室で封緘養生し、材齢 1 日で脱型後、材齢 7 日まで 20℃の恒温室で十分に湿らせた養生マットを用いて湿潤養生を行った。

その後 20℃の恒温室で気中養生を行い、材齢 34 日（平成 30 年 3 月 6 日）から腐食環境に曝すため、雨がかりのある建屋屋上にて屋外暴露を行った。屋外暴露を行った建屋は茨城県つくば市に位置し、海岸線からは約 50km 離れており飛来塩分の影響はない。打設前の試験体状況を写真-4.5 に、養生状況を写真-4.6 に、屋外暴露状況を写真-4.7 に示す。E0 及び EL 試験体は平成 30 年 11 月 26 日までの約 8 ヶ月、ES 及び EM 試験体は令和 2 年 10 月 22 日までの約 2 年 8 ヶ月暴露した後、試験体を回収し引抜き試験を行った。

なお JSCE-G 503-2013 による試験では、付着強度算出のために円柱供試体の材齢 28 日における圧縮強度が必要となるため、上記試験体に加えて試験体毎に圧縮強度試験用の供試体を 3 体ずつ作製した。

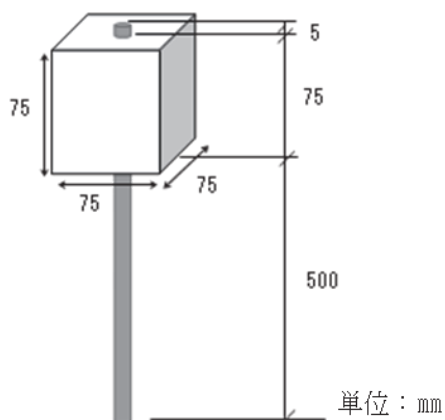


図-4.6 試験体形状

表-4.8 試験体一覧

試験体名	混入塩化物イオン濃度 (kg/m ³)	鉄筋種別	強度区分	呼び名	試験体本数
E0-304	0	SUS304	295B	D13	3体
E0-316		SUS316	※1		3体
E0-410		SUS410	295A		3体
ES-304	2.5	SUS304	295B	D13	3体
ES-316		SUS316	※1		3体
ES-410		SUS410	295A		3体
EM-304	15	SUS304	295B	D13	3体
EM-316		SUS316	※1		3体
EM-410		SUS410	295A		3体
EL-304	25	SUS304	295B	D13	3体
EL-316		SUS316	※1		3体
EL-410		SUS410	295A		3体

※1 : 0.2%耐力 250~300MPa 程度

表-4.9 コンクリートの配合

試験体種別	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)							
			水	セメント	細骨材	粗骨材		混和剤	塩化ナトリウム	塩化物イオン
						5号	6号			
W	C	S	G		C×%	NaCl	Cl ⁻			
E0	50.0	47.2	165	330	828	484	484	0.90	0.0	0.0
ES	50.0	47.2	165	330	828	484	484	0.80	4.1	2.5
EM	50.0	47.2	165	330	828	484	484	0.40	24.7	15.0
EL	50.0	47.2	165	330	828	484	484	0.05	41.2	25.0



写真-4.5 打設前状況



写真-4.6 養生状況



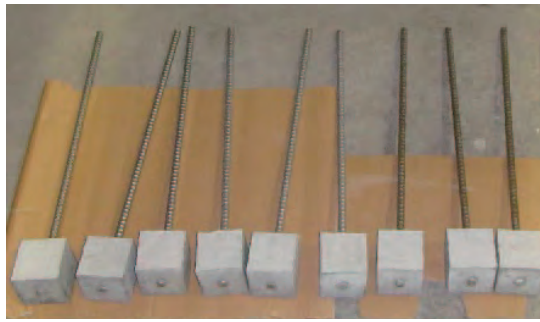
写真-4.7 屋外暴露状況

4.2.3 屋外暴露後の試験体観察

暴露後の試験体状況をそれぞれ写真-4.8 に、試験体観察結果を表-4.10 及び図-4.7 に示す。

コンクリート埋込部以外の露出箇所における鉄筋腐食状況を観察したところ、SUS410 では塩化物イオンを混入していない E0 を含む全試験体において腐食が確認された。一方、SUS304 及び SUS316 では表面の変色が確認されたものはあったが、明確な腐食は確認できなかった。またコンクリート表面を観察したところ、E0 試験体を除くほぼ全ての試験体で表面に微細なひび割れが確認された。例として、SUS410 の露出部の腐食状況を写真-4.9 に、コンクリート表面のひび割れ状況を写真-4.10 に示す。

ひび割れは、混入塩化物イオン濃度の増加に比例して増加しており、鉄筋種別とは無関係であったことから腐食以外の原因によるものと考えられた。その考察については 4.2.5 に後述する。



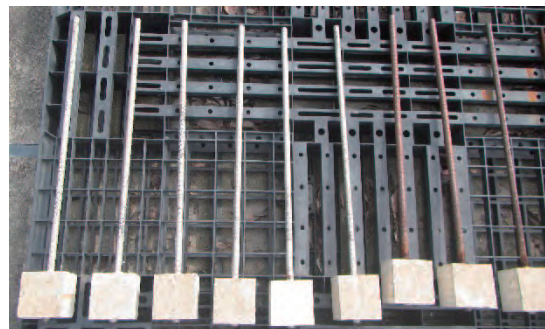
(a) E0 試験体



(b) EL 試験体



(c) ES 試験体



(d) EM 試験体

写真-4.8 暴露後の試験体状況（それぞれ左から3本ずつ、SUS304、SUS316、SUS410）

表-4.10 試験体観察結果

単位：本

試験体名	暴露期間	コンクリート埋込部以外の腐食		コンクリート部のひび割れ	
		有	無	有	無
E0-304	0年8ヶ月	0	3	0	3
E0-316	0年8ヶ月	0	3	0	3
E0-410	0年8ヶ月	3	0	0	3
ES-304	2年8ヶ月	0	3	3	0
ES-316	2年8ヶ月	0	3	1	2
ES-410	2年8ヶ月	3	0	3	0
EM-304	2年8ヶ月	0	3	3	0
EM-316	2年8ヶ月	0	3	3	0
EM-410	2年8ヶ月	3	0	3	0
EL-304	0年8ヶ月	0	3	3	0
EL-316	0年8ヶ月	0	3	3	0
EL-410	0年8ヶ月	3	0	3	0

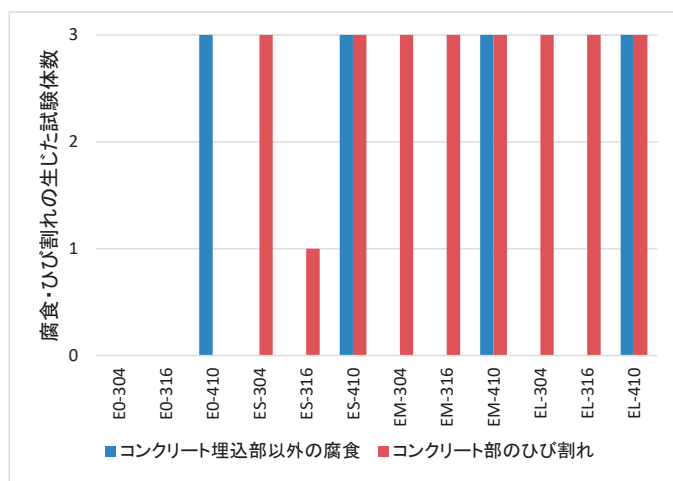


図-4.7 試験体観察結果



(a) E0 試験体



(b) ES 試験体



(c) EM 試験体

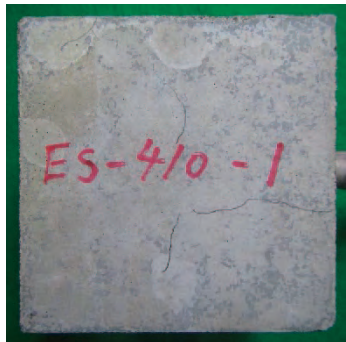


(d) EL 試験体

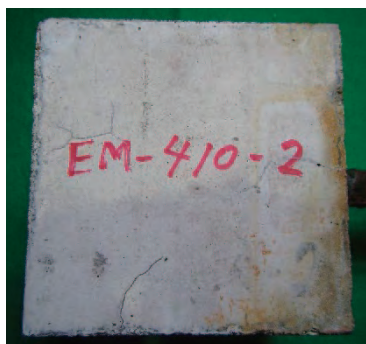
写真-4.9 鉄筋露出部の腐食状況 (SUS410)



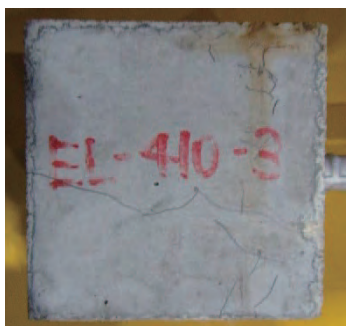
(a) E0 試験体



(b) ES 試験体



(c) EM 試験体



(d) EL 試験体

写真-4.10 コンクリート面のひび割れ状況 (SUS410)

4.2.4 実験結果

引抜き試験の状況を写真-4.11, 引抜き試験の結果より得た付着強度の結果を表-4.11, 試験後のコンクリート埋込部の腐食状況を写真-4.12 に示す. 表-4.11 中の初期付着強度とは, すべり量が 0.002D(mm) (D は鉄筋の公称直径) における荷重より算出した応力度のことを指す.

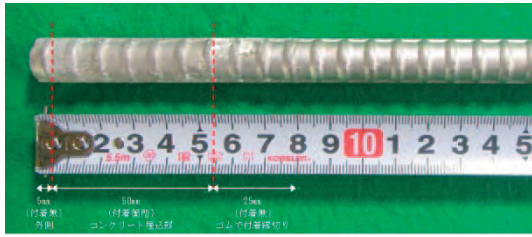
コンクリート埋込部の腐食状況について, 前述のとおり EM 試験体では SUS410 に, EL 試験体では SUS304, SUS316, SUS410 全てに腐食が生じると想定していたが, 目視観察の結果は EM-410 及び EL-410 でごくわずかな表面の発錆が確認されたのみで, それ以外には表面の発錆も確認されなかった. 前節の「4.1 腐食発生限界に関する検討」でも, EL 試験体と同様 25kg/m³ の塩化物イオンを混入した供試体を 3 年間屋外暴露しても, SUS304 及び SUS316 には表面の軽微な腐食に留まっており, SUS304, SUS316 とともに腐食発生限界塩化物イオン濃度を超える条件下でも良好な耐食性を得ることが確認されている. 一方, SUS410 は前節の実験では約 10~20%の表面腐食率が確認されていたが, 本実験ではほとんど確認されなかった. この要因については不明であるが, いずれにせよ当初想定とは異なり, 最大 25kg/m³ という高濃度の塩化物イオン環境下において, SUS304 及び SUS316 では全く, SUS410 でもほとんど腐食は生じないという結果となった.



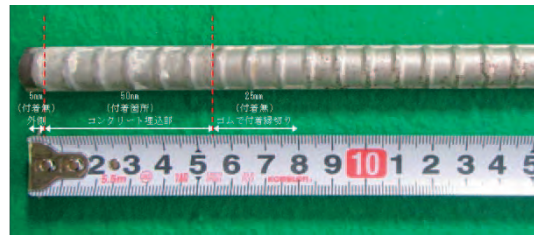
写真-4.11 引抜き試験状況

表-4.11 引抜き試験結果

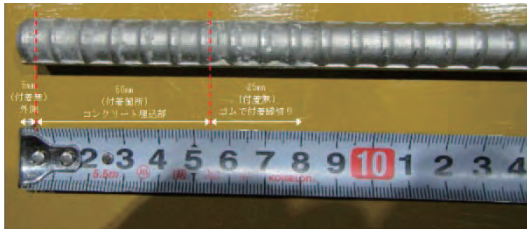
試験体名	混入塩化物イオン濃度 (kg/m ³)	初期付着強度 (N/mm ²)	最大付着強度 (N/mm ²)	標準偏差 (初期付着強度)	標準偏差 (最大付着強度)	E0試験体に対する初期付着強度比	E0試験体に対する最大付着強度比
E0-304	0	4.58	12.26	0.26	0.36	1.00	1.00
ES-304	2.5	2.89	10.96	0.29	0.05	0.63	0.89
EM-304	15	2.33	10.52	0.48	1.03	0.51	0.86
EL-304	25	1.56	11.91	0.39	1.28	0.34	0.97
E0-316	0	5.33	11.86	1.06	1.50	1.00	1.00
ES-316	2.5	4.28	12.82	1.33	0.33	0.80	1.08
EM-316	15	1.90	9.75	0.21	1.14	0.36	0.82
EL-316	25	1.48	12.03	0.12	0.26	0.28	1.01
E0-410	0	5.37	11.53	0.09	2.12	1.00	1.00
ES-410	2.5	4.94	12.30	1.68	0.69	0.92	1.07
EM-410	15	2.73	10.60	0.18	1.06	0.51	0.92
EL-410	25	1.47	11.76	0.51	3.16	0.27	1.02



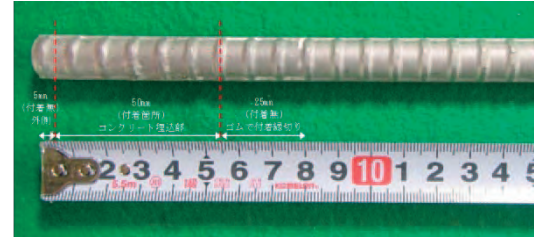
(a) ES-304



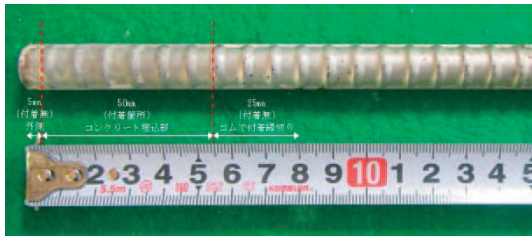
(b) EM-304



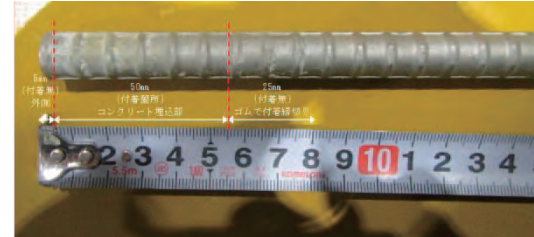
(c) EL-304



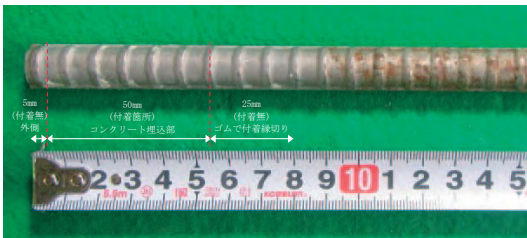
(d) ES-316



(e) EM-316



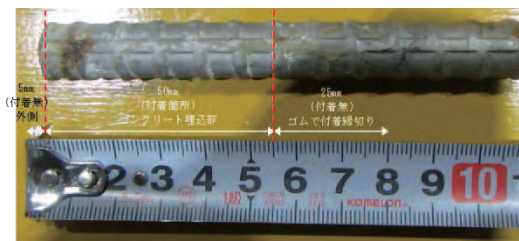
(f) EL-316



(g) ES-410



(h) EM-410



(i) EL-410

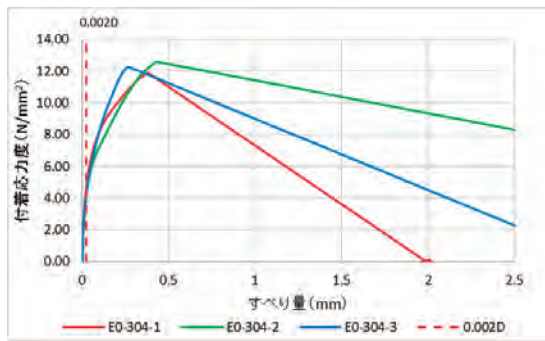
写真-4.12 コンクリート埋込部の腐食状況

上記のとおり、想定と異なり SUS 鉄筋にはほぼ腐食が生じなかったため、当初の目的である SUS 鉄筋の腐食性状が付着性能に及ぼす影響は検証できなかった。そのため、参考とはなるが、引抜き試験により得られた鉄筋種別毎の付着強度-すべり量の関係を図-4.8~図-4.10 に、試験体別の初期付着強度結果及び E0 試験体の初期付着強度に対する強度比を図-4.11 及び図-4.12 に、試験体別の最大付着強度結果及び E0 試験体の最大付着強度に対する強度比を図-4.13 及び図-4.14 に示す。

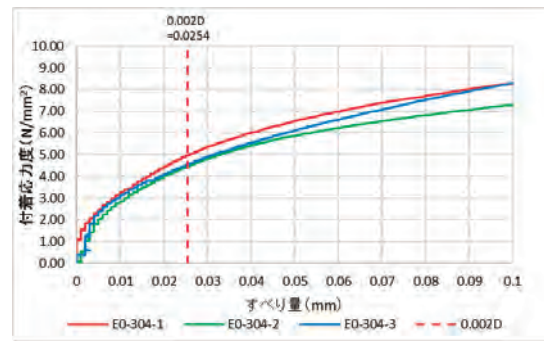
初期付着強度については図-4.11 及び図-4.12 より全ての鉄筋種別において混入塩化物イオン濃度の増加に反比例して初期付着強度の低下が確認された。低下勾配はほぼ一定であり、E0 試験体に対する強度比は、塩化物イオン濃度が 25kg/m^3 で平均 0.3、最も低下したもので 0.27 と $1/3$ 以下の値となっている。また図-4.8~図-4.10 の 0.002D 付近の付着強度-すべり関係が、塩化物イオン濃度が低い場合は平方根関数のような関係を示すのに対し、塩化物イオン濃度が増加するにつれ付着強度が増加せずにはほぼ直線の傾きに変化している。

一方、最大付着強度については、図-4.8~図-4.10 よりほとんどの試験体でピークから一気に低下している。初期付着強度のような低下は見られず、最も低下したもので 0.82 と約 20%の低下に留まっている。EM 試験体では全ての鉄筋種別で約 10~20%程度低下しているが、EL 試験体では最も低下したもので 0.97 と全ての鉄筋種別で E0 試験体とほぼ同等の値となっており、混入塩化物イオン濃度との相関は確認できなかった。

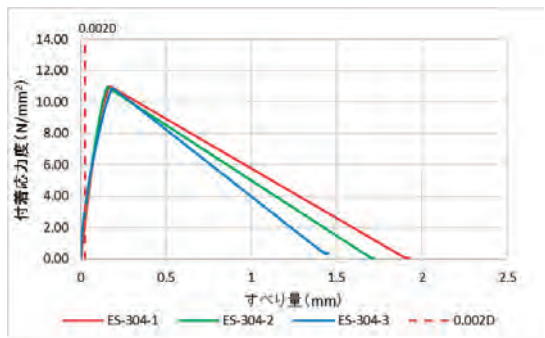
初期付着強度低下の要因としては、SUS 鉄筋側の影響及びコンクリート側の影響のいずれか、又は両方が考えられるが、前述したとおり SUS 鉄筋にはほとんど腐食は生じていない。さらに、引抜き試験完了後の鉄筋を用いて JIS Z 2241（金属材料引張試験方法）に準拠した引張強度試験を行った結果、図-4.15~図-4.17 のとおり、E0 試験体の降伏強度、引張強さ、伸び能力と比較して、全ての鉄筋種別においてほとんど低下はみられなかった。このことから、初期付着強度低下に対する SUS 鉄筋側の影響は小さく、コンクリート側の影響によるものと考えられる。写真-4.10 に示したとおり、混入した塩化物イオン濃度によりコンクリート表面のひび割れ量が増加していること、本実験ではコンクリート中の塩化物イオン濃度を変化させるために NaCl を多量に混入していたことから、コンクリート中のアルカリ量が増加し ASR を促進させた可能性が考えられたため、次節にて ASR 発生有無の確認を行った。



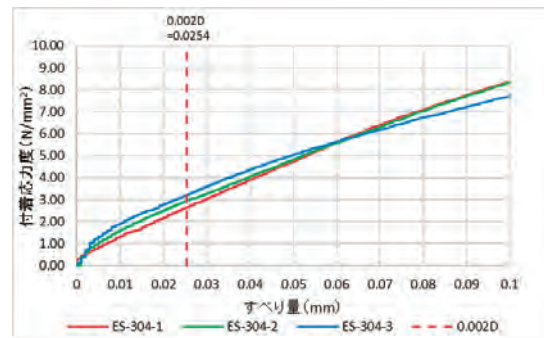
(a) E0-304



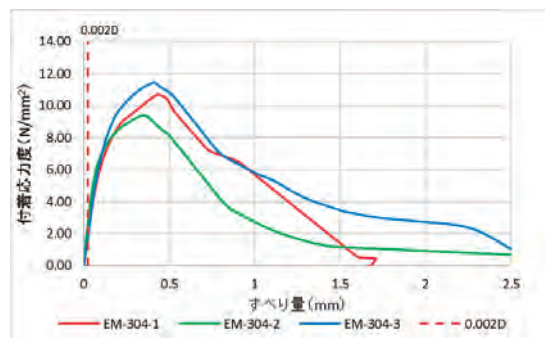
(b) E0-304 (0.002D 付近)



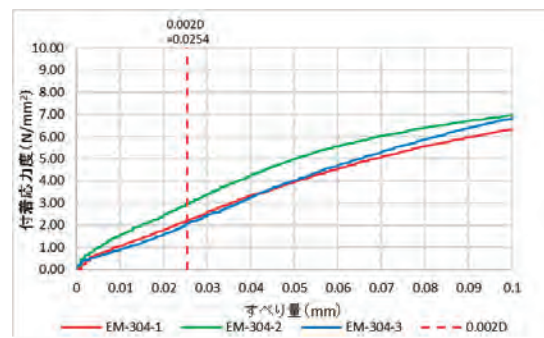
(c) ES-304



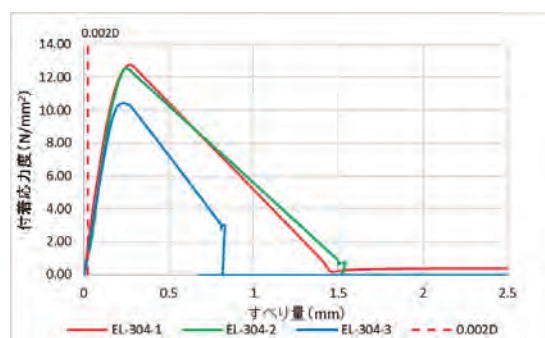
(d) ES-304 (0.002D 付近)



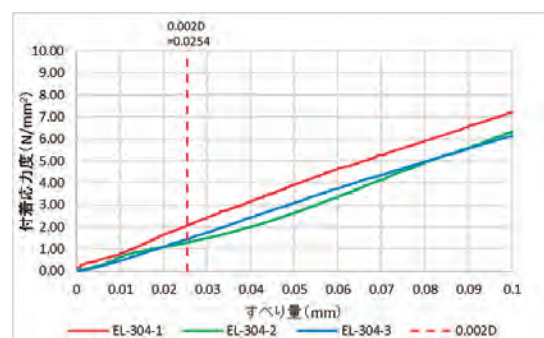
(e) EM-304



(f) EM-304 (0.002D 付近)

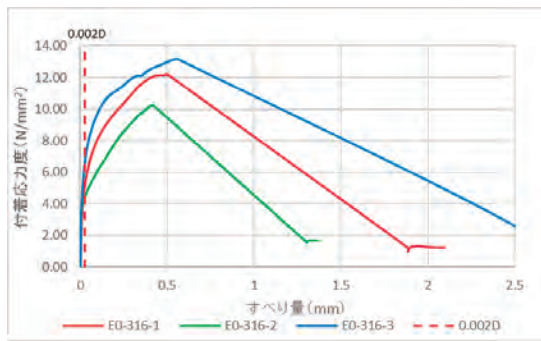


(g) EL-304

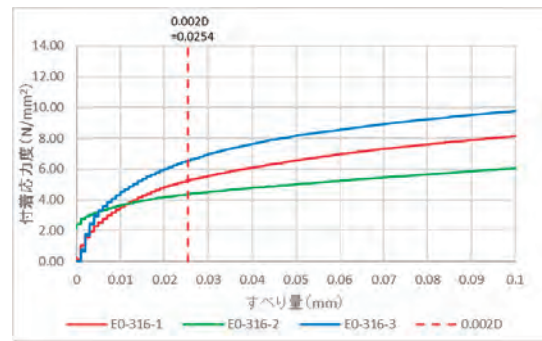


(h) EL-304 (0.002D 付近)

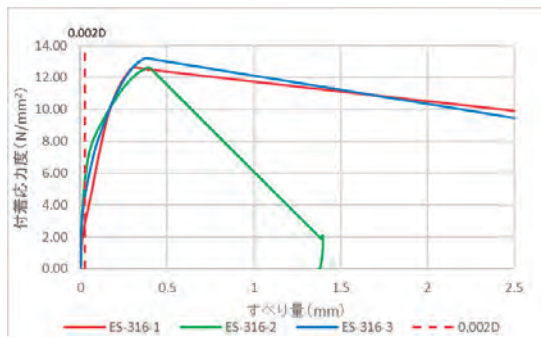
図-4.8 付着強度—すべり量の関係 (SUS304)



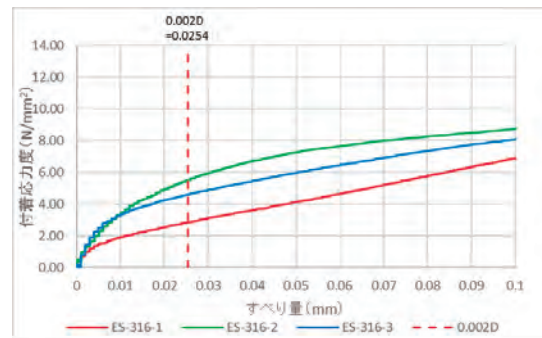
(a) E0-316



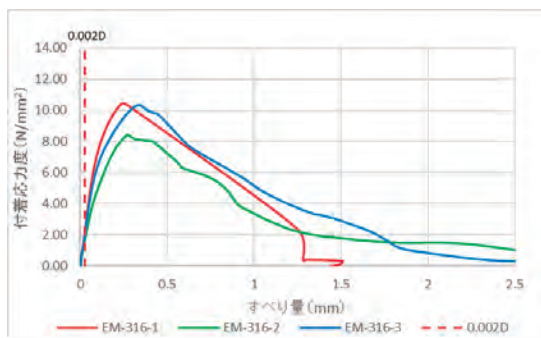
(b) E0-316 (0.002D 付近)



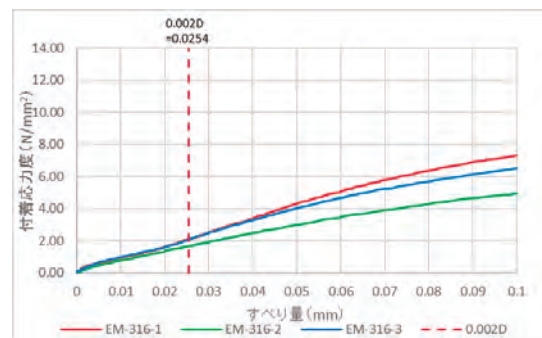
(c) ES-316



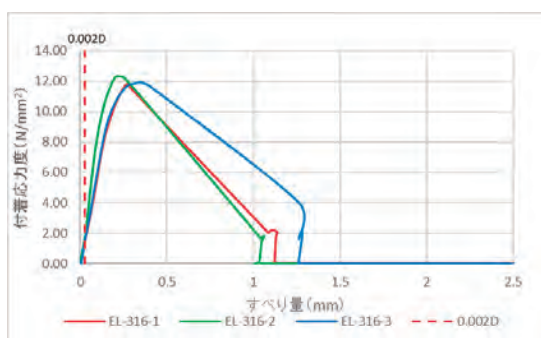
(d) ES-316 (0.002D 付近)



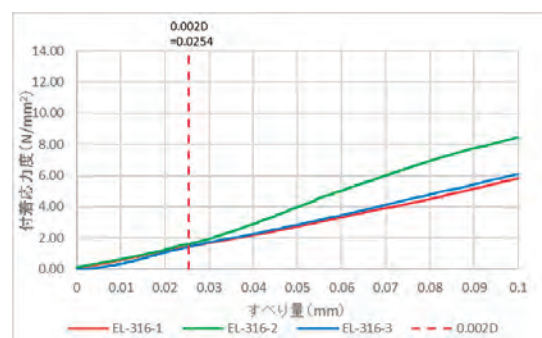
(e) EM-316



(f) EM-316 (0.002D 付近)

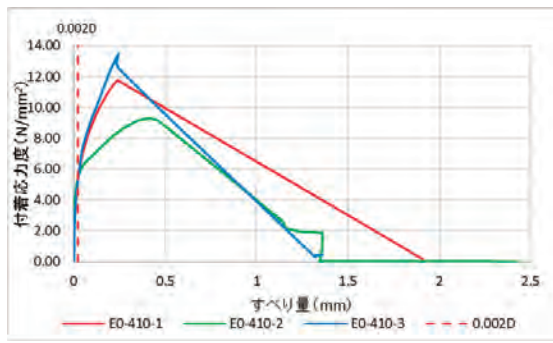


(g) EL-316

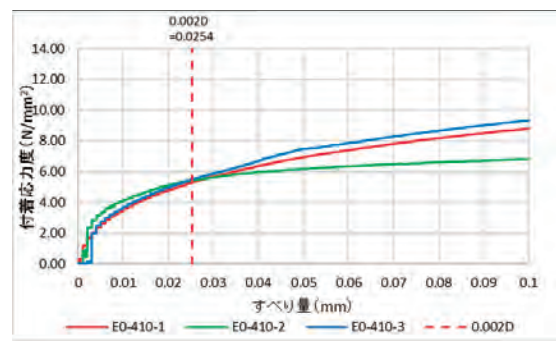


(h) EL-316 (0.002D 付近)

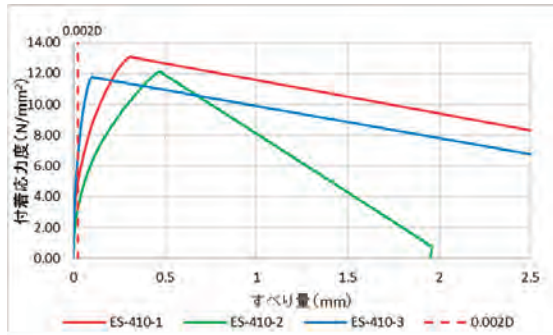
図-4.9 付着強度—すべり量の関係 (SUS316)



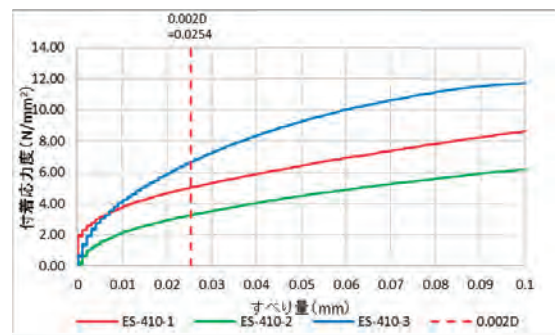
(a) E0-410



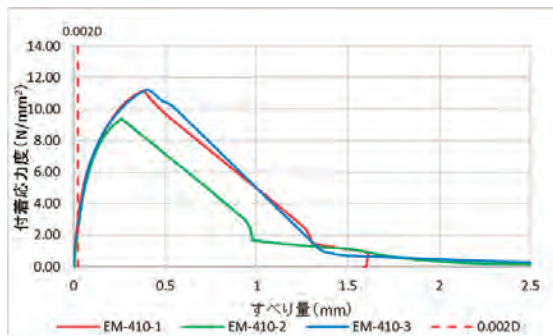
(b) E0-410 (0.002D 付近)



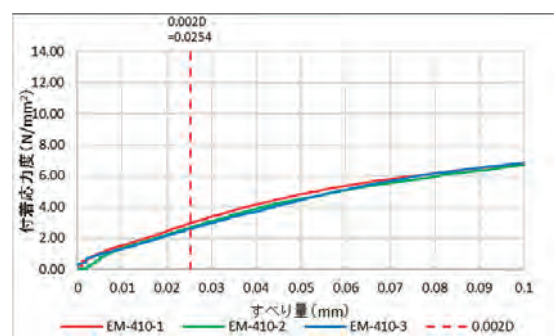
(c) ES-410



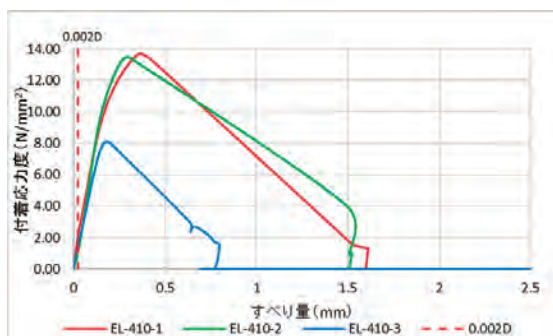
(d) ES-410 (0.002D 付近)



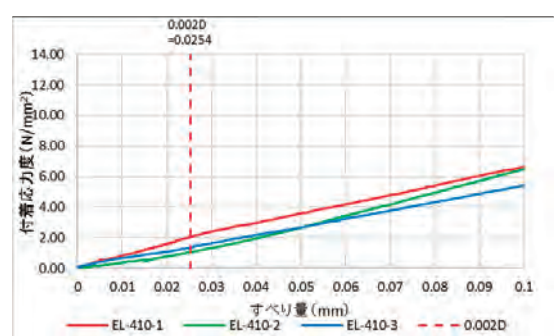
(e) EM-410



(f) EM-410 (0.002D 付近)



(g) EL-410



(h) EL-410 (0.002D 付近)

図-4.10 付着強度—すべり量の関係 (SUS410)

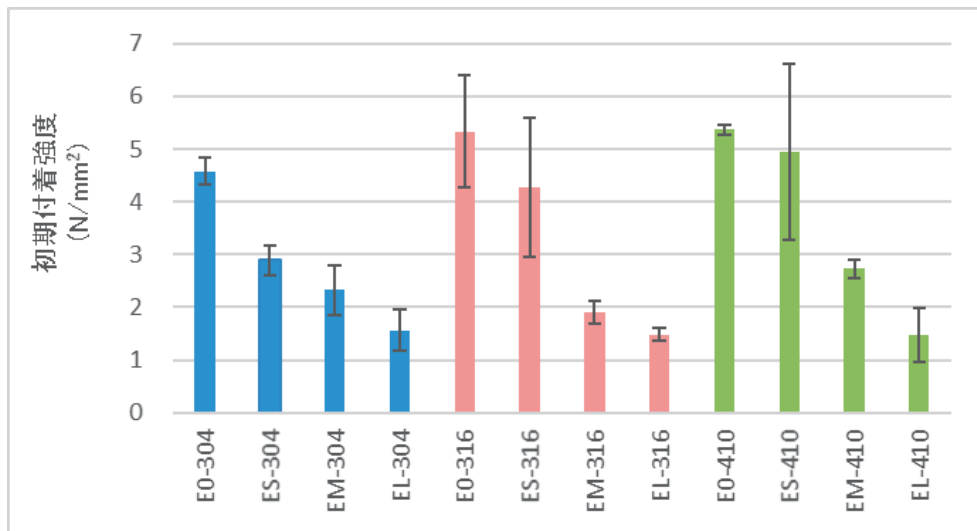


図-4.11 試験体別初期付着強度

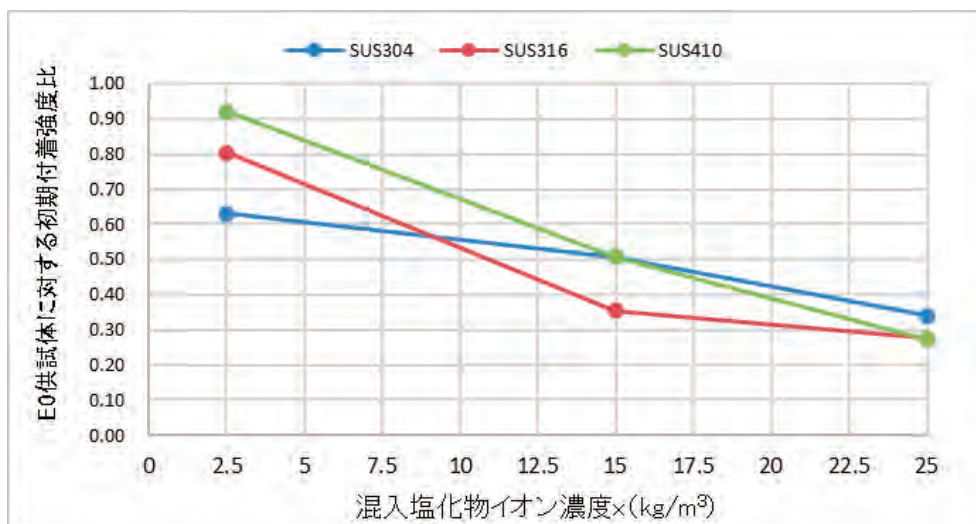


図-4.12 E0 試験体に対する初期付着強度比

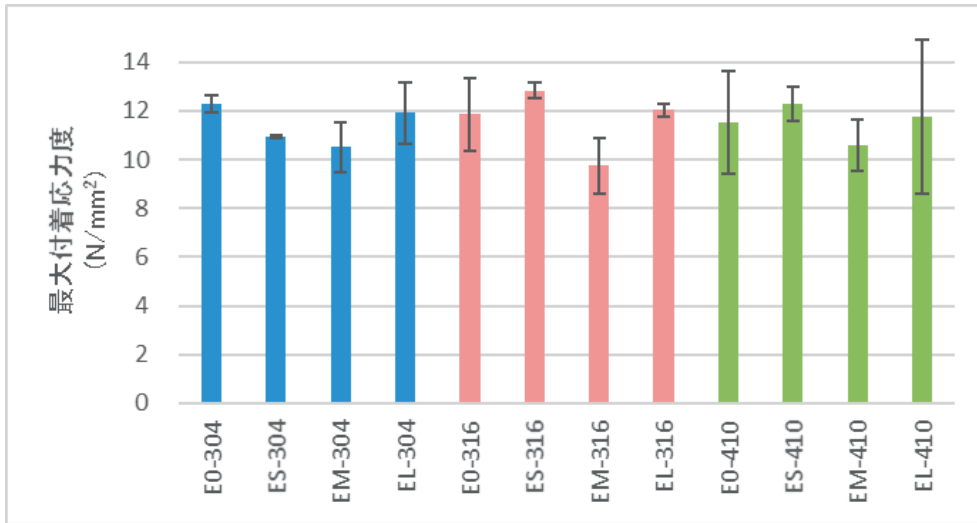


図-4.13 試験体別最大付着強度

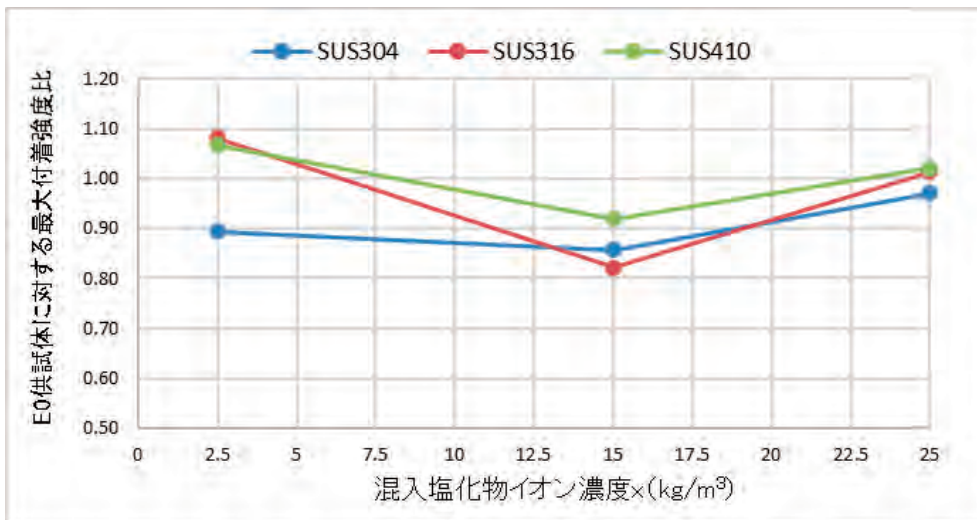


図-4.14 E0 試験体に対する最大付着強度比

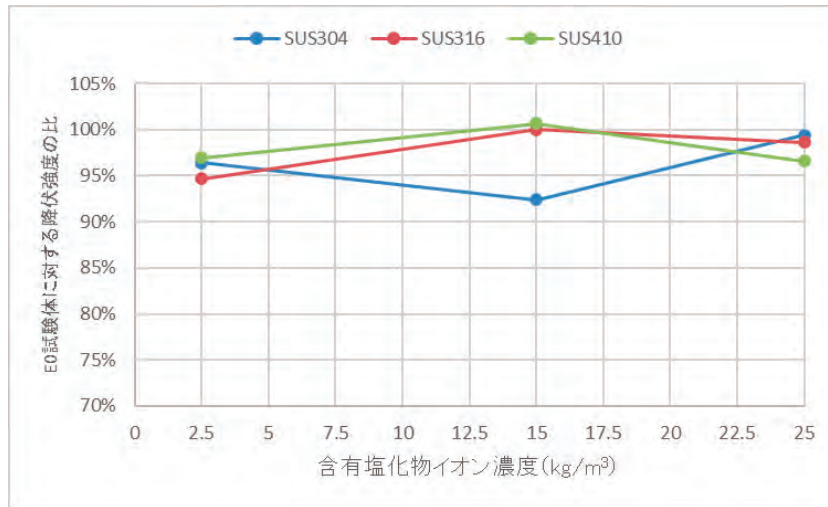


図-4.15 E0 試験体に対する降伏強度の比

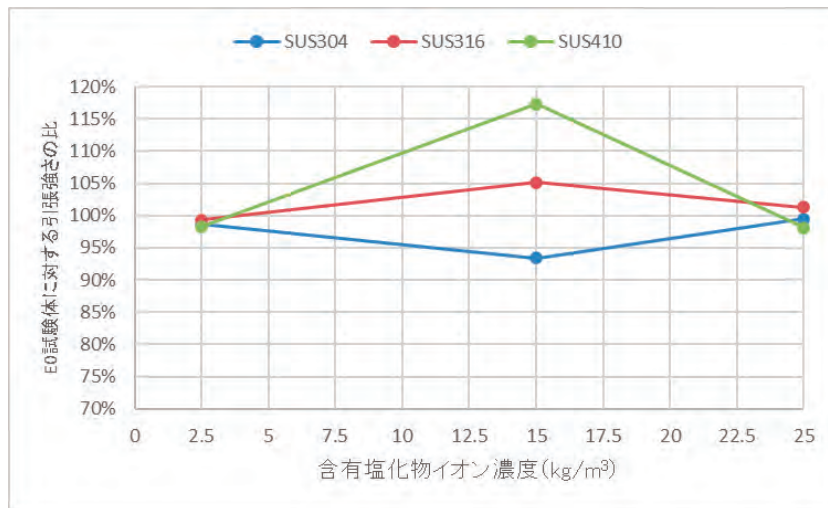


図-4.16 E0 試験体に対する引張強さの比

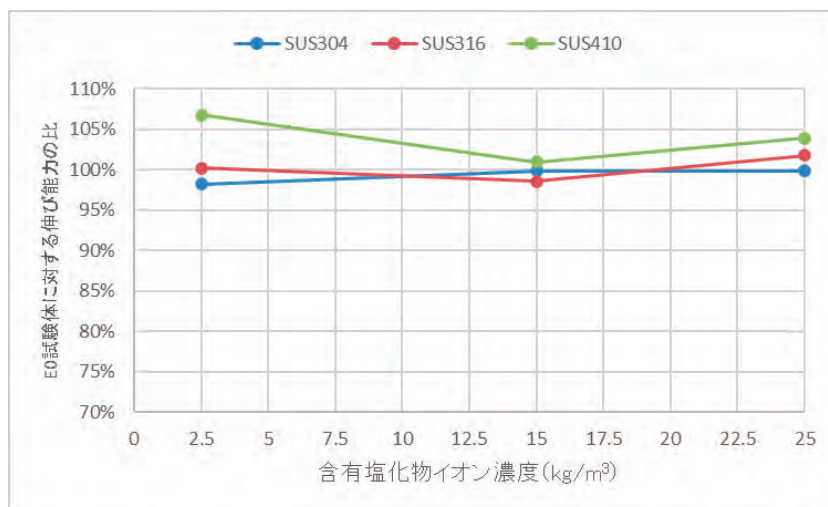


図-4.17 E0 試験体に対する伸び能力の比

4.2.5 コンクリートの劣化要因の検証

付着強度試験後のES-304及びEM-304のコンクリートを用いて、ゲルフルオレッセンス法^{4.4)}によるASR発生状況の確認を行った。試験方法の詳細については、4.1.2節を参照されたい。試験結果を写真-4.13に示す。ES、EM試験体ともに骨材周囲が発光しており、ASRゲルが生じていることが確認できる。

以上より、初期付着強度の低下は多量の塩化物の混入によりコンクリート中のアルカリ量が増加し、ASRによる内部ひび割れが生じたことが原因と推察される。同様に、図-4.8～図-4.10の0.002D付近の付着強度-すべり関係で、塩化物イオン濃度が増加するにつれ平方根関数の形状から直線に変化していったのも、ASRによる内部ひび割れが鉄筋との付着面近傍のコンクリートに生じたことで、载荷初期からすべりが生じたためと考えられる。

最大付着強度ではアルカリ量の増加による強度低下が見られていないが、初期付着強度は0.002Dmmという微細なすべり量における応力度であり、内部ひび割れの影響を受けやすいのに対し、最大付着強度は異形鉄筋表面の節とコンクリートの機械的かみ合い作用に大きく依存する強度であり、相対的に内部ひび割れの影響が小さいためと考えられる。武田ら^{4.7)}がASR劣化を模擬したコンクリートの付着性能の検証を目的に、膨張材を添加したコンクリートを用いて本実験と同様の方法で行った引抜き試験の結果においても、膨張剤を添加していない基準試験体に対する初期付着強度比が最も低下したもので0.44となった一方、基準試験体に対する最大付着強度比は最も低下したのもでも0.95とほとんど低下しておらず、本実験と同様の結果が得られている。

以上の結果から、コンクリート中の塩化物イオン濃度が極めて高くなる部位でSUS鉄筋を使用する場合は、コンクリートの健全性を確認する等留意が必要であると考えられる。

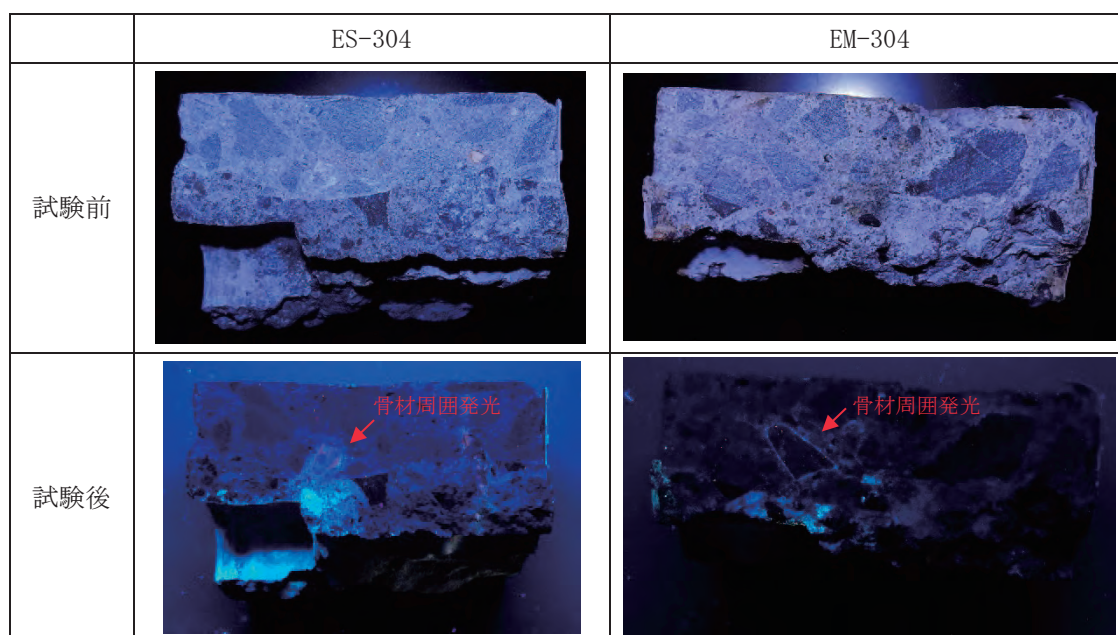


写真-4.13 ゲルフルオレッセンス法による確認結果

4.2.6 まとめ

以下に、本章で得られた知見を示す。

- 今回行った暴露期間の範囲（E0・EL：約8ヶ月，ES・EM：約2年8ヶ月）では，コンクリート埋込部の SUS 鉄筋表面の観察状況は以下のとおりだった。
 - 1) コンクリート内の塩化物イオン濃度が $2.5\text{kg}/\text{m}^3$ 以下の場合，SUS304，SUS316，SUS410 いずれの試験体においても，腐食は生じなかった。
 - 2) コンクリート内の塩化物イオン濃度が $15\text{kg}/\text{m}^3$ の場合，EM-410 でごくわずかな表面の発錆が確認されたが，それ以外の鋼種では腐食は生じなかった。
 - 3) コンクリート内の塩化物イオン濃度が $25\text{kg}/\text{m}^3$ の場合，EL-410 でごくわずかな表面の発錆が確認されたが，それ以外の鋼種では腐食は生じなかった。
- 今回行った実験条件の範囲では，SUS 鉄筋の腐食は生じてもごくわずかであり，その腐食が SUS 鉄筋の降伏強度，引張強さ，伸び能力に与える影響は小さかった。また，初期付着強度及び最大付着強度に与える影響も小さく，コンクリートの性状変化による影響のほうが大きかった。

5. 普通鉄筋とステンレス鉄筋の併用に向けた検討

5.1 表面積比の違いによる異種金属接触腐食の検討

5.1.1 概要

本節では、SUS 鉄筋と普通鉄筋を併用した際に、コンクリート中における異種金属接触腐食の影響を確認することを目的に、SUS 鉄筋と普通鉄筋の表面積比に着目した腐食促進実験を行った。

5.1.2 実験方法

実験は、接触する SUS 鉄筋と普通鉄筋との表面積比及び接触形態をパラメータとした同一配合のコンクリート供試体を 4 種類作製し、腐食促進を行うことでパラメータの違いによる腐食程度を確認を行った。実験条件及び各供試体の配筋状況をそれぞれ表-5.1、写真-5.1 及び図-5.1 に示す。なお、表-5.1 中の SUS 鉄筋及び普通鉄筋の総表面積とは、それぞれ図-5.1 中の紫色及び黄色に着色した鉄筋の表面積の合計を指している。

SUS 鉄筋と普通鉄筋の表面積比が 1.0 の条件 1 を基準とし、その 10 倍の表面積比の条件 2、21 倍の表面積比の条件 3、21 倍の表面積比で接触形態の異なる条件 4 の 4 種類とした。SUS 鉄筋との接触形態は、条件 1～条件 3 が直交接触する形、条件 4 が平行接触する形とした。供試体寸法は 100mm×230mm、コンクリート中に配置する鉄筋径は D10 および D19 とし、SUS 鉄筋には JIS G 4322「鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼」に適合する SUS304-SD345 を、普通鉄筋は JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」に適合する SD345 を使用した。普通鉄筋のかぶり厚さは最小 20mm とし、鉄筋同士の固定にはエポキシ樹脂で被覆された結束線を用いた。

なお、実際の新設構造物においては本供試体のように SUS 鉄筋と普通鉄筋の接触部で塩化物イオン濃度が $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ になるような状況はほとんど無く、特殊な場合に限定される。最も近いのは、内陸部の凍結防止剤を散布する地域で、桁のかぶり厚が H29 道示Ⅲ^{5.1)}の規定の最小厚である 25mm のプレキャスト PC 桁の桁端部付近に SUS 鉄筋と普通鉄筋との接触部があり、その桁端部が凍結防止剤を含んだ漏水にさらされる場合である。本試験は、このような厳しい腐食環境を想定し行った。

続いて、使用したコンクリートの配合を表-5.2 に示す。コンクリート中に普通鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度とされている $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ の塩化物イオンを混入し打設した。コンクリート打設後は $20\pm 3^\circ\text{C}$ の環境で養生し、材齢 3 日で脱型、材齢 7 日まで乾燥しないようビニール袋に入れ湿潤養生した。

コンクリート中における鉄筋の異種金属接触腐食に関する最適な試験方法については、現在のところ確立されていない。しかし、既往研究では JIS A 6205「鉄筋コンクリート用防せい剤」附属書 2「コンクリート中の鉄筋の促進腐食試験方法」に準拠し、オートクレー

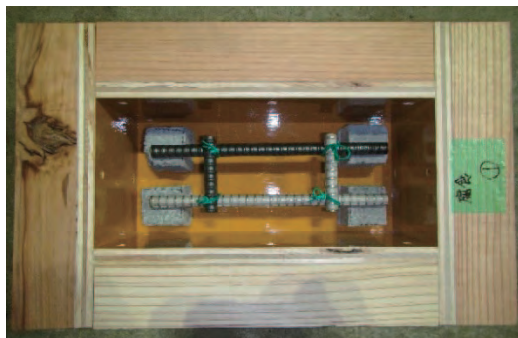
ブ装置を用いた腐食促進を行っているものが多い^{5.3)-5.5)}ことから、既往研究の成果と比較するため本実験でもこれに準拠して実験することとした。腐食促進手順は以下のとおりである。

- ① 養生が終了した供試体をオートクレーブ装置に入れ、3~4時間かけて温度約180℃・圧力1.0MPaまで上昇させたのち、その状態を5時間保持する。
- ② ①終了後自然放冷する。
- ③ オートクレーブ開始から約24時間経過後にオートクレーブ装置から供試体を取り出し、20℃の水中槽に約24時間浸漬する。
- ④ 再び①及び②の操作を行い、2回目のオートクレーブ開始から約24時間経過後にオートクレーブ装置から供試体を取り出す。

以上が完了した後に鉄筋をはつり出し、腐食状況を確認した。腐食度の評価方法について、異種金属接触腐食は電位差による電池作用の腐食であるため、本来は鉄筋の腐食減量あるいは腐食による断面積減少量での評価が適切と考えられるが、既往研究成果では鉄筋表面の腐食面積率で評価しているものが多い^{5.3)~5.5)}、その結果との比較を行うため本実験でも腐食面積率で評価することとした。オートクレーブ条件を図-5.2に、オートクレーブ状況及び水中槽での浸漬状況をそれぞれ写真-5.2及び写真-5.3に示す。

表-5.1 実験条件

CASE	配筋詳細											SUS鉄筋と普通鉄筋の接触形態	SUS鉄筋の総表面積 A_{SUS} (mm ²)	普通鉄筋の総表面積 A_N (mm ²)	表面積比 A_{SUS}/A_N	
	横筋 (L=190mm)						縦筋 (L=60mm)									
	横筋1			横筋2			縦筋1			縦筋2						
	鉄筋種別	呼び名	本数	鉄筋種別	呼び名	本数	鉄筋種別	呼び名	本数	鉄筋種別	呼び名					本数
CASE1	SUS304	D10	1	N	D10	1	SUS304	D10	1	N	D10	1	直交接触	7,770.1	7,770.1	1.0
CASE2	SUS304	D10	2	—	—	—	SUS304	D10	4	N	D10	1	直交接触	19,418.2	1,939.0	10.0
CASE3	SUS304	D19	2	—	—	—	SUS304	D19	4	N	D10	1	直交接触	40,640.8	1,939.0	21.0
CASE4	SUS304	D19	2	—	—	—	SUS304	D19	4	N	D10	1	平行接触	40,640.8	1,939.0	21.0



(a) 条件 1



(b) 条件 2

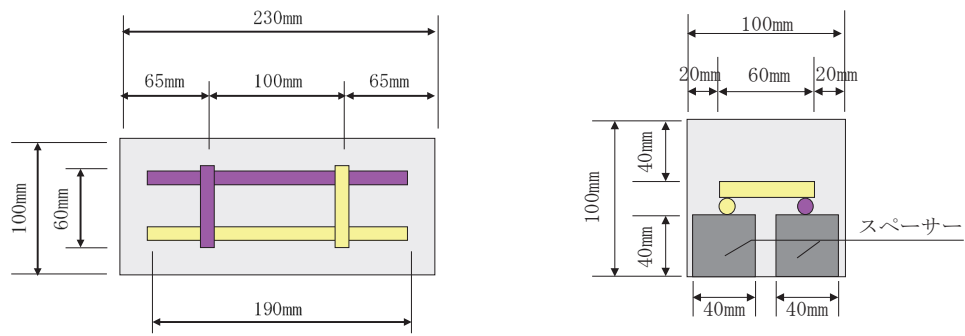


(c) 条件 3

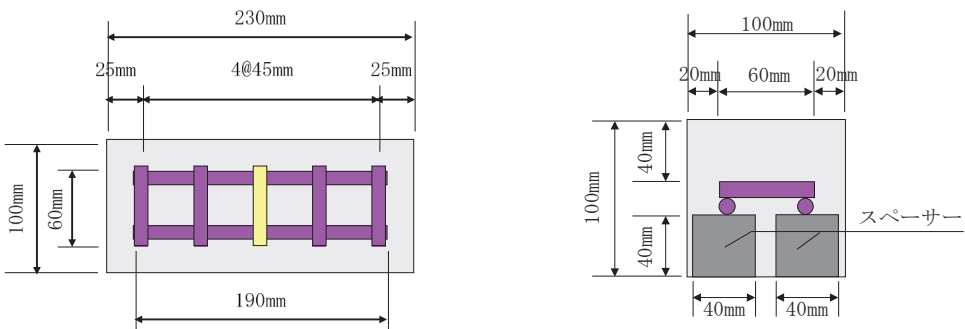


(d) 条件 4

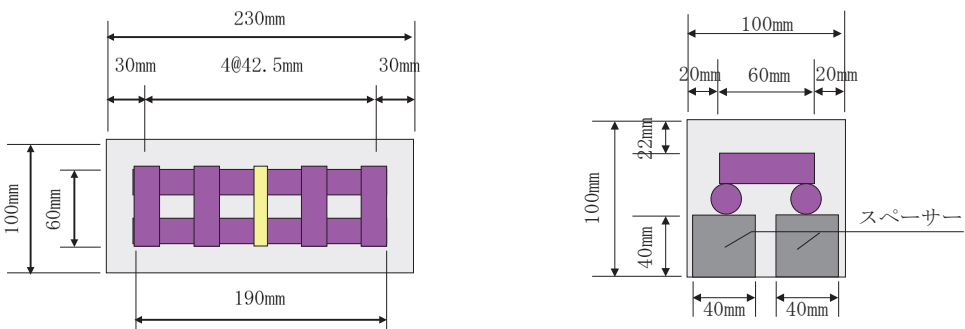
写真-5.1 配筋状況



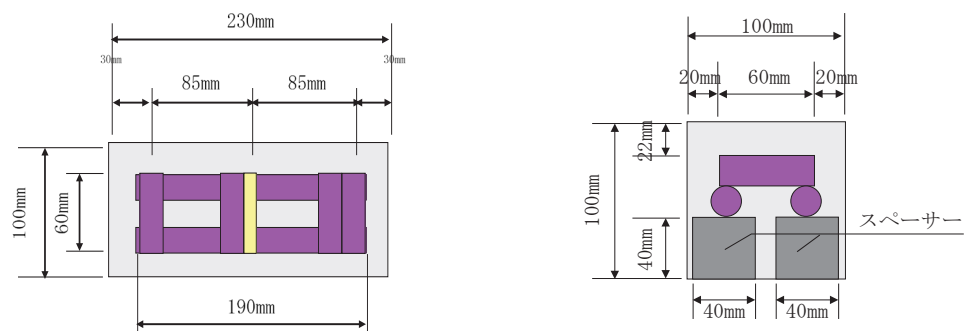
(a) 条件 1



(b) 条件 2



(c) 条件 3



(d) 条件 4

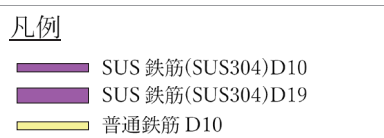


図-5.1 供試体の配筋状況

表-5.2 コンクリート配合

水セメント比 (%)	空気量 (%)	スランプ (cm)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)							
				水	セメント	細骨材	粗骨材		混和剤	塩化 ナトリウム	塩化物 イオン
							5号	6号			
50.0	4.5	15.0	47.2	165	330	828	484	484	1.0	1.98	1.2

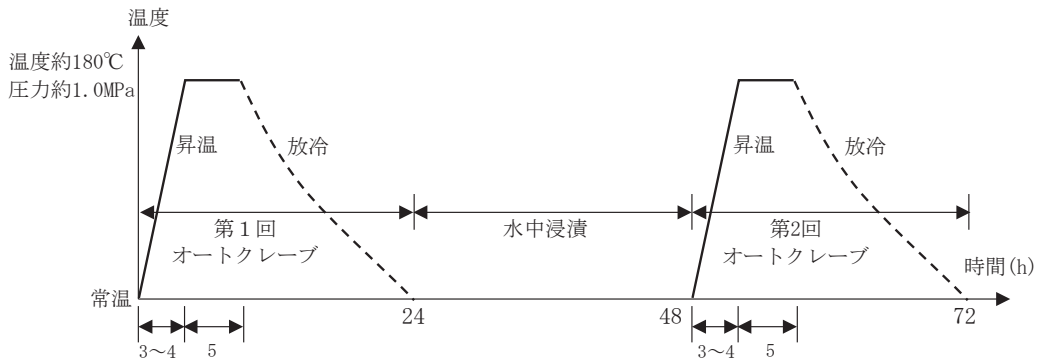


図-5.2 オートクレーブ条件



写真-5.2 オートクレーブ状況



写真-5.3 水中槽浸漬状況

5.1.3 実験結果

はつり出した鉄筋から得た腐食面積算出結果を表-5.3 に、普通鉄筋腐食状況を図-5.3～図 5.6 に示す。腐食面積の算出は、JIS A 6205「鉄筋コンクリート用防せい剤」附属書 2「コンクリート中の鉄筋の促進腐食試験方法」に記載の方法に準拠し、鉄筋表面に透明なシートを当て腐食した部分を写しとり、写しとった腐食箇所と同寸法の図形を CAD に描画することで算出した。なお、鉄筋にはマクロセル腐食である異種金属接触腐食とは別に、鉄筋の表面で微視的に生じるミクロセル腐食も発生しているが、両者の腐食面積を区別して算出することは困難である。そのため、本実験ではミクロセル腐食による腐食量は全ての条件で一定であると仮定し、鉄筋に生じた全腐食面積をもって比較することとした。

図-5.3～図 5.6 の下段にあるのは腐食箇所を描画した腐食図であり、水平方向の中央破線及び上下の実線が鉄筋のリブ位置を表している。腐食図の上下に鉄筋写真を示しているが、腐食図の中央破線から上側が上の鉄筋写真の、中央破線から下側が下の鉄筋写真の腐食状況を示している。

表-5.3 腐食面積算出結果

CASE	SUS鉄筋と普通鉄筋の接触形態	表面積比 A_{SUS}/A_N	普通鉄筋表面積 (mm^2)	普通鉄筋腐食部分面積 (mm^2)	普通鉄筋腐食面積率 (%)	CASE1の腐食面積率に対する比
CASE1	直交接触	1.0	7,770.1	656.2	8.4	—
CASE2	直交接触	10.0	1,939.0	572.0	29.5	3.5
CASE3	直交接触	21.0	1,939.0	298.7	15.4	1.8
CASE4	平行接触	21.0	1,939.0	375.1	19.3	2.3

表-5.3 に示すとおり、普通鉄筋の腐食面積率は大きい順に条件 2 > 条件 4 > 条件 3 > 条件 1 となり、表面積比との関係は明確ではなかった。表面積比 1.0 の条件 1 の腐食面積率に対する他の条件の腐食面積率の比は、表面積比 10.0 の条件 2 で 3.5 倍、表面積比 21.0 の条件 3・条件 4 で 1.8～2.3 倍であった。異種鉄筋接触腐食はマクロセル腐食の一種であり、接触部に近い箇所ほど腐食しやすい性質を有している^{5.2)}が、接触箇所近傍に集中して腐食発生が認められるのは条件 4 のみであり、条件 2 では接触箇所近傍だけでなく全体的に腐食が分布、条件 1 から条件 3 では接触箇所近傍に集中した腐食の発生は確認できず、明確なマクロセル腐食の特徴は見られなかった。また腐食の程度を見ると、全条件とも鉄筋表面部分に変色・発錆は見られる程度で、断面欠損は見られなかった。

表面積比の増加に伴い腐食面積率もある程度増加しているものの、3.4 で述べた異種金属が接触した場合の腐食度と各金属の表面積比の関係式^{5.6)}で試算すると、条件 1 の腐食度に対して条件 2 は約 11 倍、条件 3・条件 4 は約 22 倍となるはずである。腐食度＝腐食面積率とは限らないものの、関係式による想定ほど増加していない。表面積比の増加に対する腐食面積率の増加量が関係式^{5.6)}による想定を大きく下回った原因としては、上記の関係式^{5.6)}

は異種金属の接触部分に電解液，すなわち水分が十分存在している前提であるのに対し，本実験の環境はコンクリート中であり，接触部分における水分量が少なかったことで異種金属接触腐食が進行しづらかった可能性が考えられる。

ここで，本実験における表面積比と普通鉄筋の腐食面積率の関係が，既往研究の結果と大きく異なっていないかを確認するため，本実験結果に加えて篠田ら^{5.3)}や安藤ら^{5.4)}の研究における表面積比と普通鉄筋腐食面積率の関係をプロットした結果を図-5.7に示す。篠田ら及び安藤らの実験における供試体の塩化物イオン濃度は 1.2kg/m^3 ，使用したSUS鉄筋はSUS304であり，本実験と同条件である。両研究ではSUS鉄筋と普通鉄筋の表面積比に関する記載がないため，実験方法から推算した結果，どちらも1.6程度であった。そのため，比較するのは本実験結果のうち最も値の近い表面積比1.0のもののみとした。なお，図中の凡例内の（直交接触）は，各実験での鉄筋の接触形態を表している。図-5.7より，篠田ら及び安藤らの実験における表面積比と腐食面積率の関係は，本実験結果と概ね同程度となっており，本実験における表面積比と普通鉄筋の腐食面積率の関係が，既往研究のものと比較しても大きく異なっていないものと判断できる。

以上より，今回の実験において普通鉄筋に対するSUS鉄筋の表面積比の増加による異種金属接触腐食への影響は，既往の表面積比と腐食度との関係式^{5.6)}による想定より小さく，表面積比が20.0を超えても表面の変色・発錆程度であることが確認された。断面欠損も生じていないことから，耐荷性能への影響も小さいと考えられる。ただし，表面積比が1.0の場合に対して表面積比が10.0以上の場合，腐食面積率が最大3.5倍に増加しており，局所的に表面積比が著しく大きいような状況が形成されると異種金属接触腐食が促進される可能性は否定できない。

本実験で確認された腐食（最大30%の鉄筋表面の発錆）が実構造物で生じた場合の耐荷性能への影響は小さいと考えられるが，H29道示Ⅲ^{5.1)}では内部鋼材の腐食について，「内部鋼材の腐食発生によってただちに耐荷性能が低下するわけではないものの，鉄筋の腐食状況と部材の耐荷性能との関係を標準的に示すことは困難であることから，安全側の配慮として内部鋼材が腐食しないとみなせるように設計を行うことが求められている」とされており，内部鋼材が腐食すること自体を許容していない。したがって，道路橋への適用を検討する場合，耐荷性能への影響の大小に関わらず異種金属接触腐食が促進されない対策を講じる必要がある。異種金属接触腐食の防止方法の検討内容については，次節にて述べる。

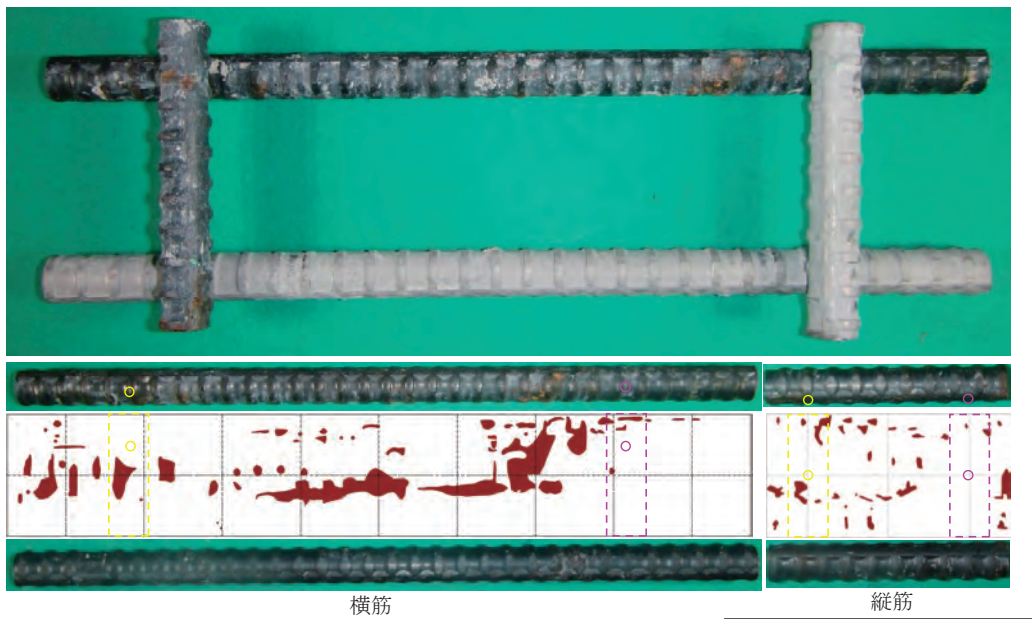


図-5.3 普通鉄筋腐食状況（条件1）

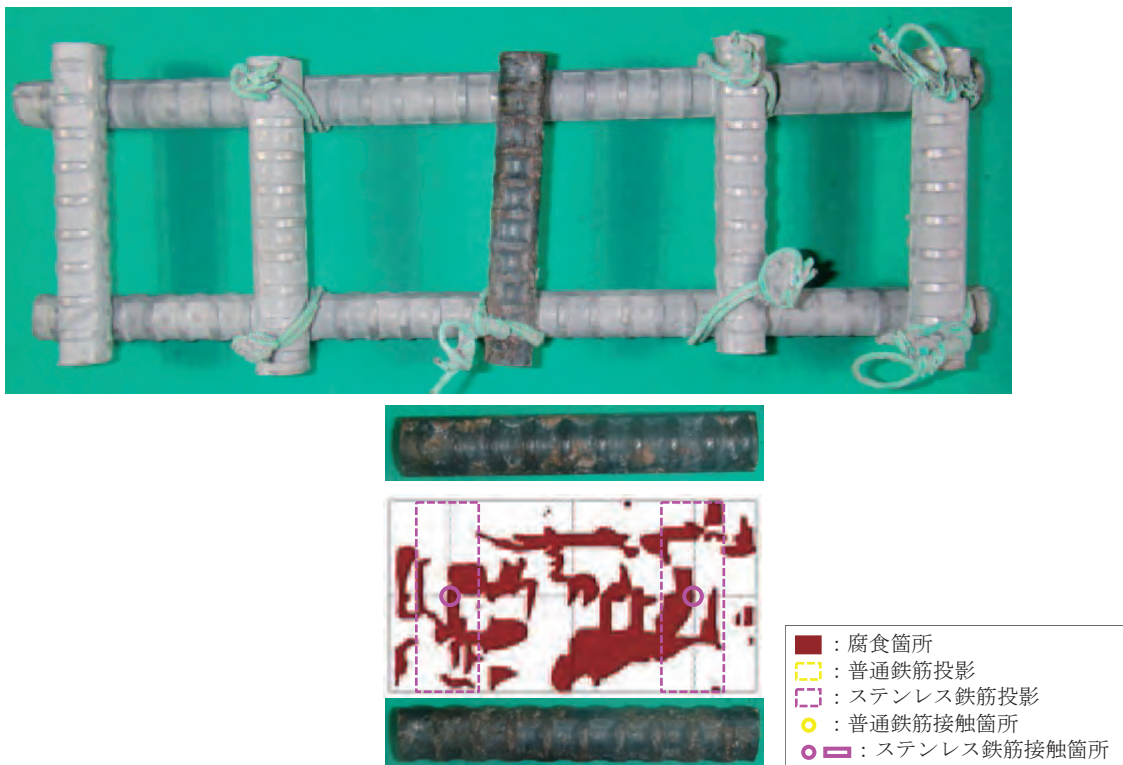


図-5.4 普通鉄筋腐食状況（条件2）

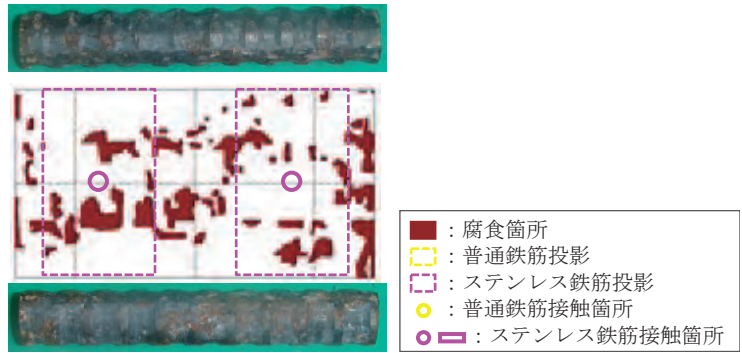
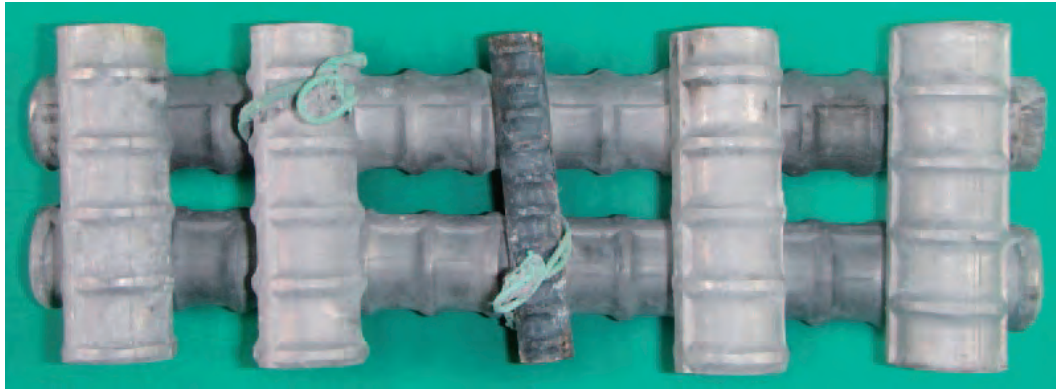


図-5.5 普通鉄筋腐食状況（条件3）

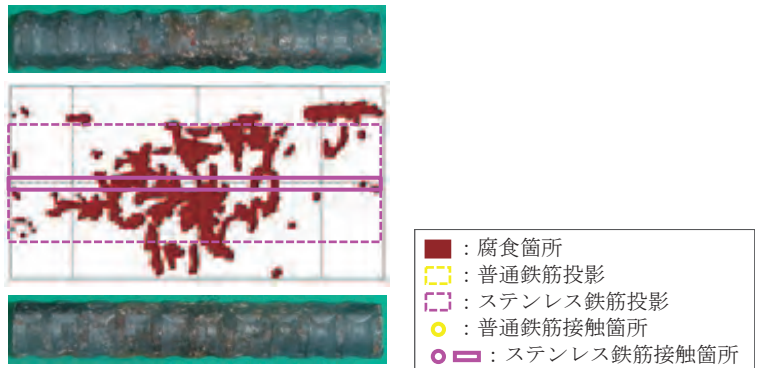
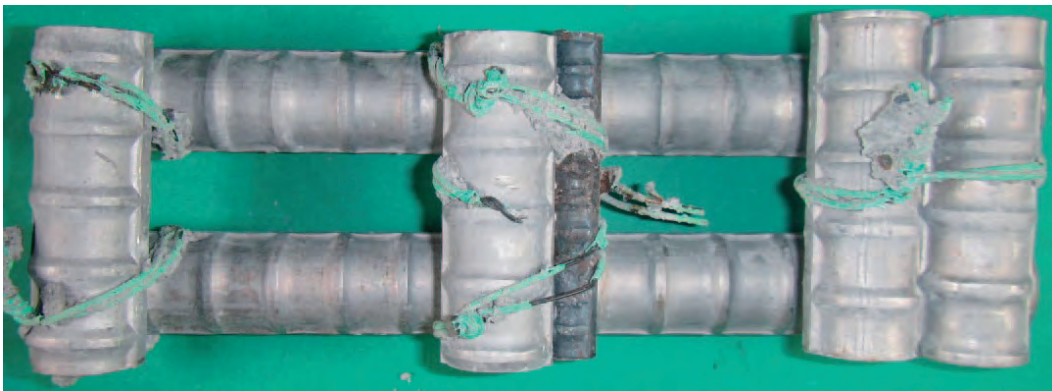


図-5.6 普通鉄筋腐食状況（条件4）

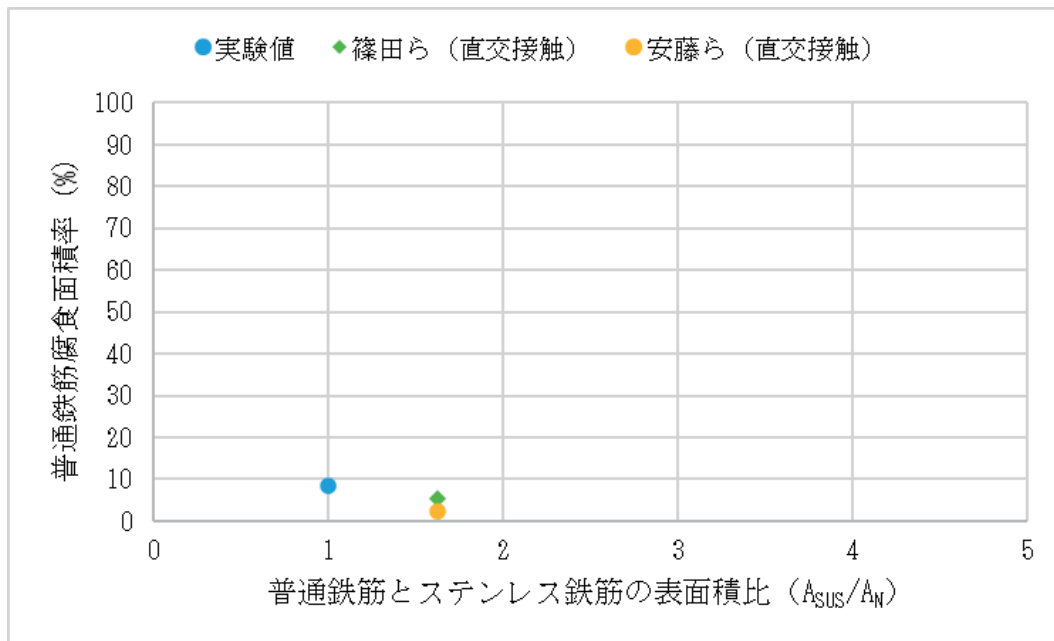


図-5.7 表面積比と腐食面積率の関係

5.1.4 まとめ

本項では、SUS鉄筋と普通鉄筋の異種金属接触腐食に鉄筋の表面積比が与える影響を把握することを目的に、SUS鉄筋と普通鉄筋の表面積比をパラメータとした腐食促進試験を行った。以下に得られた知見を示す。

- 普通鉄筋の腐食面積率は、大きい順に条件 2 > 条件 4 > 条件 3 > 条件 1 となり、SUS 鉄筋と普通鉄筋の表面積比 A_{SUS}/A_N との関係は明確ではなかった。
- 異種金属接触腐食の特徴である接触箇所近傍に集中した腐食が確認できたのは条件 4 のみで、それ以外については接触箇所近傍に腐食の発生は確認できなかった。
- 腐食の程度は表面積比が 20.0 を超える場合でも表面の変色・発錆程度であり、断面欠損は生じなかった。
- 今回の実験における表面積比の増加による異種金属接触腐食への影響は、既往の表面積比と腐食度の関係式による想定より小さかった。
- 条件 1 に対して条件 2～条件 4 では腐食面積率が最大 1.8～3.5 倍に増加しており、表面積比が 10.0 以上と著しく大きい状況が形成される場合は、異種金属接触腐食が促進される可能性は否定できなかった。

5.2 異種金属接触腐食防止方法の検討

5.2.1 概要

異種金属接触腐食を防止する手法としては、①材料間の絶縁、②腐食電位差の小さい材料の使用、③材料間距離の確保、④卑な金属の表面積に対する貴な金属の表面積比の低減、及び⑤卑な金属を消耗品化（交換可能部材とする）が挙げられる^{5.1)}。このうち、②はSUS鉄筋を用いる前提であること、⑤は土木構造物では困難であることから対象外となる。①の材料間の絶縁手法としては、接触部を非導電体である樹脂やゴムを介することで絶縁する手法が一般的に用いられており^{5.7)}、土木構造物の場合普通鉄筋とSUS鉄筋の間にエポキシ樹脂塗装鉄筋を介して継手を行う方法が考えられる。

絶縁の基準は、電気防食を行う際に防食対象の鉄筋が全て電氣的に一体となっている（電氣的導通が確保されている）ことの判断基準として、交流抵抗計により各鋼材間の電気抵抗が 0Ω 程度で安定していれば導通が確保されていると判断してよいとされている^{5.8)}。逆に言えば、交流抵抗計で各鋼材間の電気抵抗が計測されれば導通が確保されていない、即ち絶縁されているといえる。

そこで、普通鉄筋とSUS鉄筋とをエポキシ樹脂塗装鉄筋を介し接続した継手を作製し、鉄筋間の電気抵抗を計測することで絶縁効果の検証を行った。

また、普通鉄筋とエポキシ樹脂塗装鉄筋、SUS鉄筋とエポキシ樹脂塗装鉄筋の結束には結束線を用いる必要がある。土木学会ではエポキシ樹脂塗装鉄筋の組立には芯線径 0.9mm 以上のビニール被覆等の処置を講じた鉄線を用いるのがよい^{5.9)}とされており、今回検証する継手についても同等のものを用いるべきであるが、エポキシ樹脂塗装鉄筋同士の結束とは異なりエポキシ樹脂塗装鉄筋と異種金属を結束しているため、結束時や打設時に結束線及びエポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜が損傷することで普通鉄筋とSUS鉄筋が導通し、異種金属接触腐食が生じる可能性も否定できない。

そこで、上記の絶縁効果を検証した継手を埋め込んだコンクリート供試体を作製し、結束線及びエポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜損傷及び導通の有無の検証を行った。

5.2.2 実験方法

エポキシ樹脂塗装鉄筋を介し接続した継手の絶縁効果の検証について、鉄筋種別及びその継手方法を変化させた継手を作製し、電圧を印加することで両端の電気抵抗値を計測した。電気抵抗値の計測は交流抵抗計を用いた。実験条件を表-5.4, 各条件別の配筋を図-5.8, 使用した交流抵抗計を写真-5.4に示す。使用する鉄筋は普通鉄筋, SUS鉄筋, 及びエポキシ樹脂塗装鉄筋の3種類とし、普通鉄筋及びSUS鉄筋は5.1.2 実験方法に記載のものと同一ものを、エポキシ樹脂塗装鉄筋はJSCE-E 102「エポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規格」に適合するものを所定の長さに切断し、切断面にエポキシ樹脂を用いてタッチアップ処理を施したものを使用した。エポキシ樹脂塗装鉄筋の切断面のタッチアップ状況を写真-5.5に示す。鉄筋径は全てD10とし、鉄筋同士の結束には土木学会の指針^{5.9)}に基づき芯線径0.9mmのビニール被覆鉄線を用いた。継手の接触形態については、重ね継手を模擬した平行接触と直交接触の2種類とした。

表-5.4 実験条件

CASE	使用鉄筋種別	鉄筋の接触形態	エポキシ樹脂塗装鉄筋の損傷状況	印加電圧 (V)
CASE1	普通鉄筋	平行接触	損傷無し	250
CASE2	ステンレス鉄筋	平行接触		250
CASE3	ステンレス鉄筋 普通鉄筋	平行接触		250
CASE4	ステンレス鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋	平行接触		1000
CASE5	普通鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋	平行接触		1000
CASE6	ステンレス鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋 普通鉄筋	平行接触		1000
CASE7		直交接触		1000
CASE8		平行接触	塗装剥がれ1mm×1mm	250
CASE9		平行接触	塗装剥がれ3mm×3mm	250
CASE10		平行接触	塗装剥がれ5mm×5mm	250
CASE11		平行接触	施工時損傷模擬	500

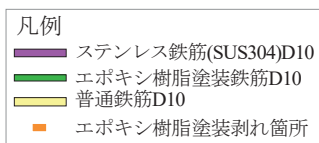
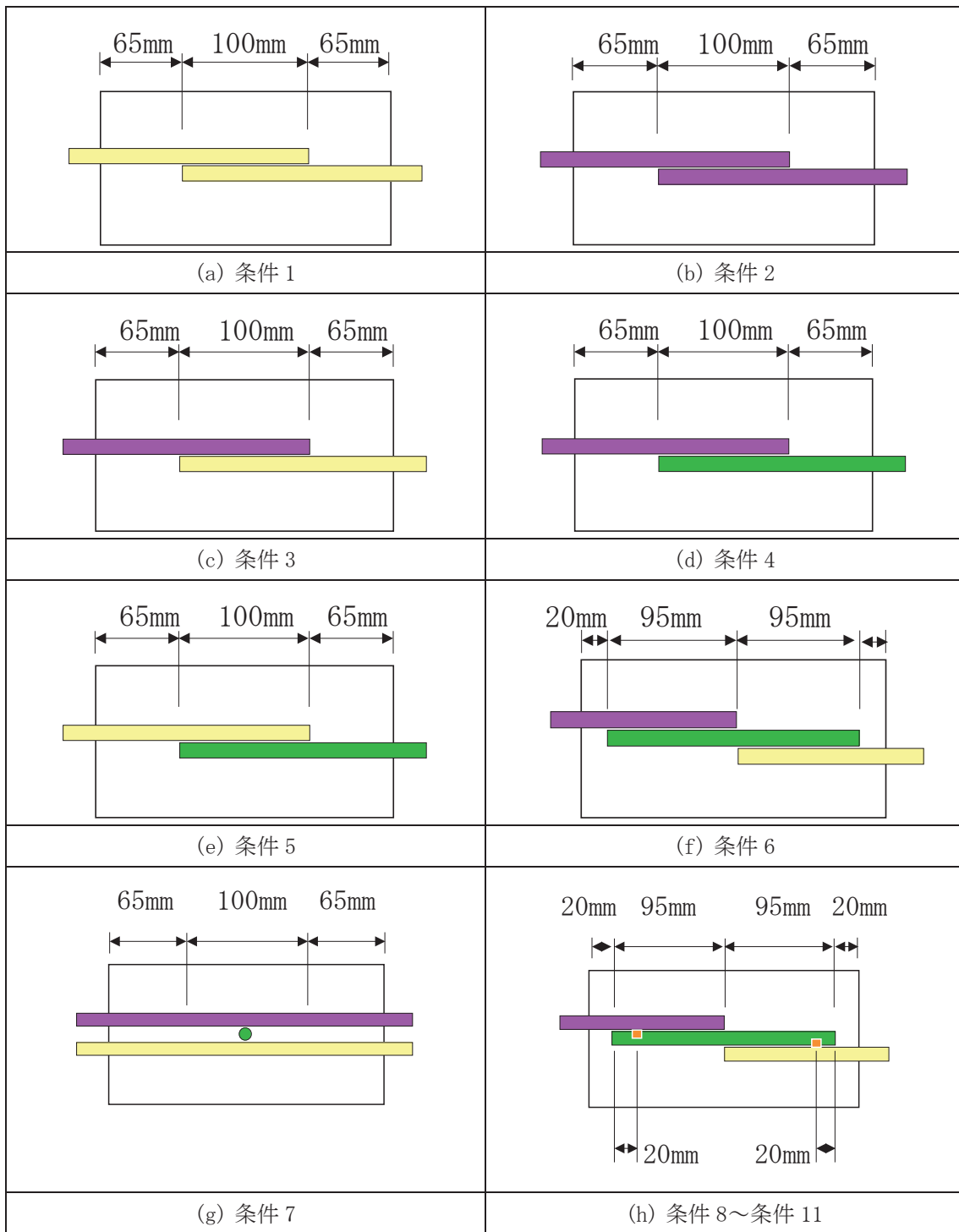


図-5.8 条件別配筋



写真-5.4 交流抵抗計



写真-5.5 切断面のタッチアップ

条件1～条件5は2本の鉄筋による継手を模擬しており、条件1～条件3ではエポキシ樹脂塗装鉄筋以外の鉄筋同士で問題なく導通することを確認するため、条件4及び条件5はエポキシ樹脂塗装鉄筋により絶縁されることを確認するために作製した。

条件6～条件11では、エポキシ樹脂塗装鉄筋による絶縁効果の検証のため、中央にエポキシ樹脂塗装鉄筋を介した3種類の鉄筋による継手を模擬し、接触形態を条件6は平行接触、条件7は直交接触とした。

条件8～条件11では、実施工時にエポキシ樹脂塗装鉄筋が損傷した場合の絶縁効果への影響を検証するため、エポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜を一部損傷させ、塗膜損傷部が普通鉄筋及びSUS鉄筋と接するように配筋した。特に条件11では、実施工で起こる可能性のある損傷状況を再現し損傷させた。塗膜損傷の方法の詳細については後述する。

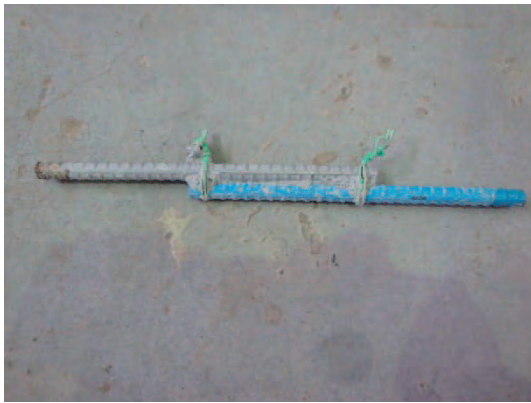
以上の継手について、交流抵抗計を用いて両端の電気抵抗値を計測した。次に、結束・打設等による結束線及びエポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜損傷及び導通の有無を検証するため、上記継手を埋め込んだコンクリート供試体を作製・解体し交流抵抗計を用いて導通の確認を行った。コンクリート供試体は、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いている条件4～条件6について作製した。供試体寸法は□100mm×230mm、コンクリート配合は5.1.2 実験方法に記載のものと同一とした。養生完了後、ビニール被覆結束線及びエポキシ樹脂塗装鉄筋の被膜を損傷させることのないよう小型ブレイカーを用いて慎重に供試体の解体を行った。その後カッターナイフを用いてビニール被覆結束線及びエポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜を一部剥離させ、そこに交流抵抗計を当てることで普通鉄筋又はSUS鉄筋と結束線間、結束線とエポキシ樹脂塗装鉄筋間、及び普通鉄筋又はSUS鉄筋とエポキシ樹脂塗装鉄筋間の各点間の電気抵抗値を計測した。使用した交流抵抗計、作製したコンクリート供試体、解体後の継手、塗膜剥離の状況をそれぞれ写真-5.6～写真-5.9に、導通確認のための交流抵抗計接触位置を図-5.9に示す。



写真-5.6 交流抵抗計



写真-5.7 コンクリート供試体



(a) 条件 4



(b) 条件 5

写真-5.8 解体後の継手

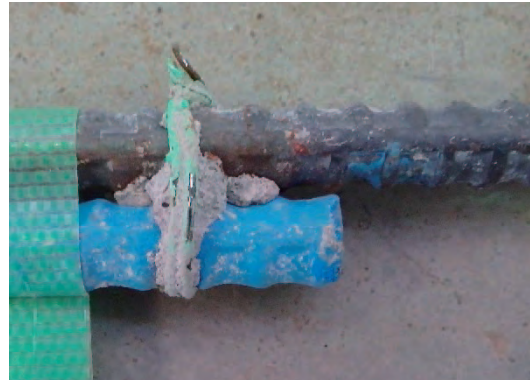
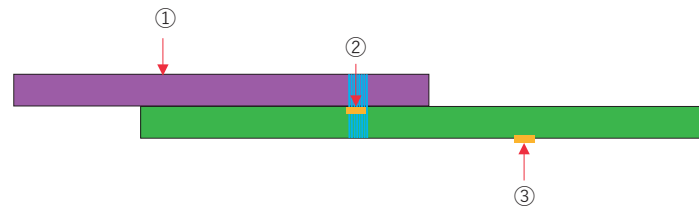
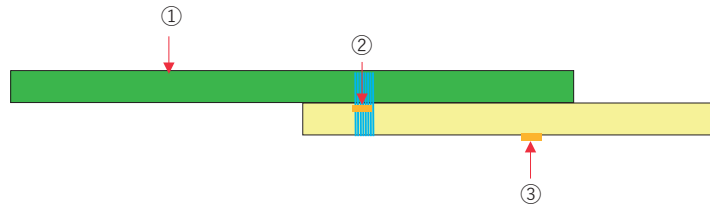


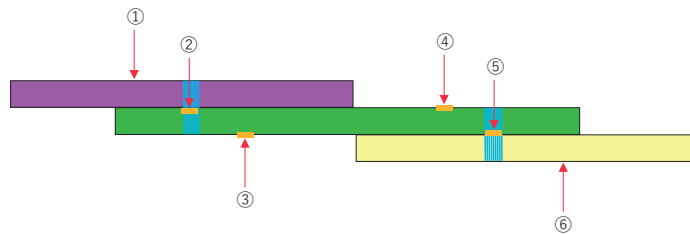
写真-5.9 塗膜剥離状況 (条件 5)



(a) 条件 4



(b) 条件 5



(c) 条件 6






凡例	
	ステンレス鉄筋(SUS304)D10
	エポキシ樹脂塗装鉄筋D10
	普通鉄筋D10
	ビニール被覆結束線
	塗膜剥離箇所
①~⑥	テスター接触位置

図-5.9 交流抵抗計接触位置

5.2.3 エポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜損傷の模擬

現場での施工時に、接触や落下等によりエポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜が損傷した場合の防食性能への影響を確認するため、人為的にエポキシ樹脂塗装鉄筋を損傷させた。損傷方法を表-5.5 に示す。

表-5.5 エポキシ樹脂塗装鉄筋の損傷方法

CASE	エポキシ樹脂塗装鉄筋の損傷状況	エポキシ樹脂塗装鉄筋の損傷方法
CASE8	塗装剥がれ1mm×1mm	カッターナイフを用いて剥離
CASE9	塗装剥がれ3mm×3mm	
CASE10	塗装剥がれ5mm×5mm	
CASE11	施工時損傷模擬	第1段階：鉄筋をコンクリート床上へ落下させる ↓ 第2段階：鉄筋上に人が載る ↓ 第3段階：鉄筋に鋼材を落下させる

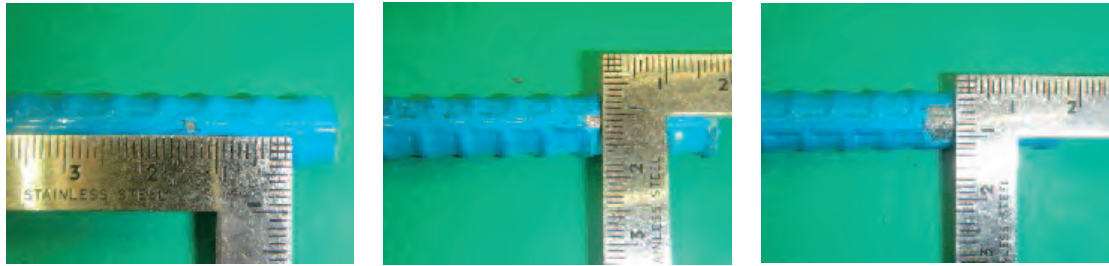
条件 8～10 では、カッターナイフを用いてエポキシ樹脂を剥離させた。また条件 11 では、より現場での損傷に近い状態を模擬するため、以下の 3 段階に分けて損傷させた。

第 1 段階：高さ 1.4m からエポキシ樹脂塗装鉄筋をコンクリート床上に落下させる（落下回数 5 回）。

第 2 段階：エポキシ樹脂塗装鉄筋 2 本を架台とし、その上に渡した SUS 鉄筋に人が載る（載荷回数 30 回）。

第 3 段階：鋼材（寸法 200mm×200mm×44mm、重さ約 15kg）を高さ 0.4m からエポキシ樹脂塗装鉄筋上に落下させる（落下回数 5 回）。

各損傷の実施状況を写真-5.10～写真-5.14 に示す。条件 8～条件 10 は鉄筋素地が部分的に露出しているのに対し、施工時の損傷を模擬した条件 11 では擦過痕はあるものの、鉄筋素地の露出までは至らなかった。



(a) 条件 8 (1mm×1mm)

(b) 条件 9 (3mm×3mm)

(c) 条件 10 (5mm×5mm)

写真-5.10 カッターナイフによるエポキシ樹脂剥離後の鉄筋



写真-5.11 第1段階 (鉄筋落下)

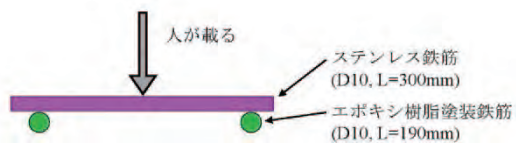


写真-5.12 第2段階 (鉄筋上に载荷)

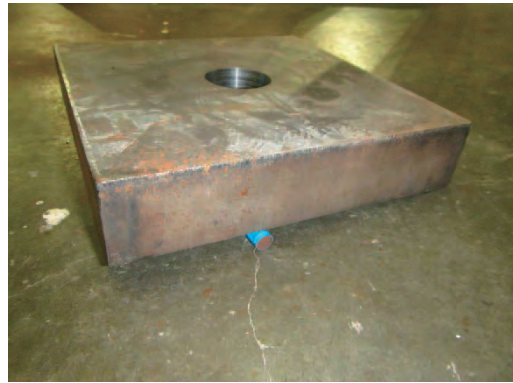


写真-5.13 第3段階（鋼材落下）

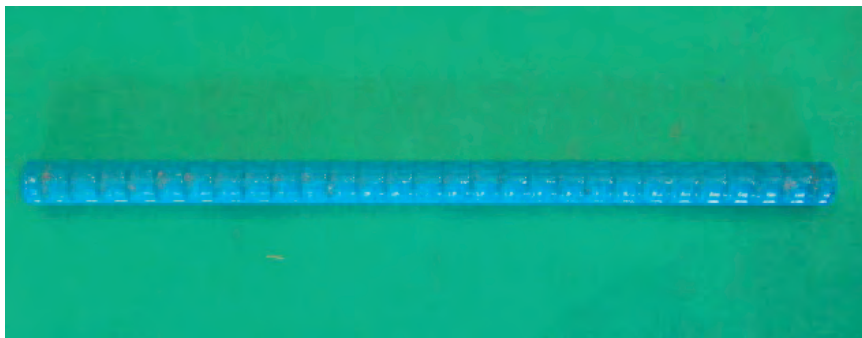


写真-5.14 施工時損傷模擬後の鉄筋（条件11）

5.2.4 実験結果

各条件の電気抵抗値計測結果を表-5.6及び写真-5.15に示す。電気抵抗値に着目すると、導通を想定していた条件1～条件3は電気抵抗値が $0\text{M}\Omega$ を示しており、想定どおり導通していた。同様に、絶縁を想定していた条件4～条件5、そしてエポキシ樹脂塗装鉄筋を介した継手である条件6～条件7は電気抵抗値が $\infty\text{M}\Omega$ となっており、エポキシ樹脂塗装鉄筋を介して異種金属の継手を行うことにより、鉄筋の接触形態に関わらず絶縁効果を得られることが確認できた。

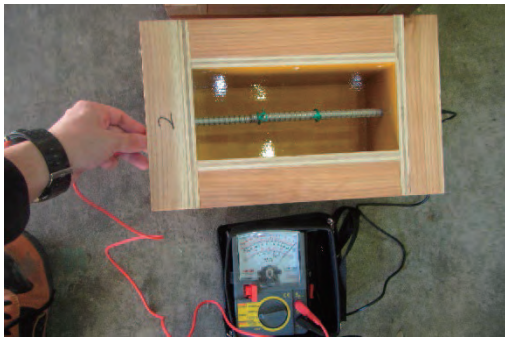
一方損傷を模擬した条件8～条件11では、条件11以外は電気抵抗値を示さず、 $1\text{mm}\times 1\text{mm}$ の僅かな損傷でも絶縁効果が損なわれ導通してしまうことが確認できた。条件11のみ $0.01\text{M}\Omega$ と抵抗値を示しているが、これは条件8～条件10と異なり鉄筋素地の露出まで至っていないためと考えられる。

表-5.6 電気抵抗値計測結果

CASE	使用鉄筋種別	鉄筋の接触形態	エポキシ樹脂塗装鉄筋の損傷状況	電気抵抗値(MΩ)
CASE1	普通鉄筋	平行接触	損傷無し	0
CASE2	ステンレス鉄筋	平行接触		0
CASE3	ステンレス鉄筋 普通鉄筋	平行接触		0
CASE4	ステンレス鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋	平行接触		∞
CASE5	普通鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋	平行接触		∞
CASE6	ステンレス鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋 普通鉄筋	平行接触		∞
CASE7		直交接触		∞
CASE8		平行接触	塗装剥がれ $1\text{mm}\times 1\text{mm}$	0
CASE9	平行接触	塗装剥がれ $3\text{mm}\times 3\text{mm}$	0	
CASE10	平行接触	塗装剥がれ $5\text{mm}\times 5\text{mm}$	0	
CASE11	平行接触	施工時損傷模擬	0.01	



(a) 条件 1



(b) 条件 2



(c) 条件 3

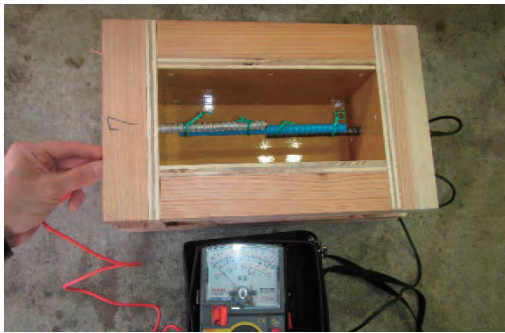


(d) 条件 4

写真-5.15 電気抵抗値計測結果 (条件 1~条件 4)



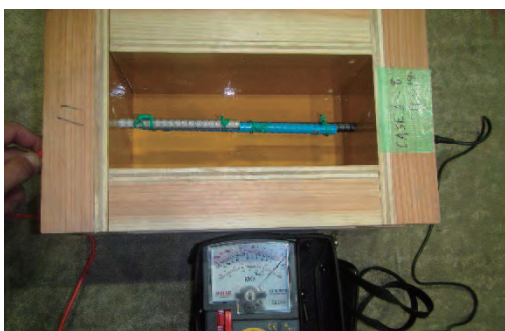
(e) 条件 5



(f) 条件 6



(g) 条件 7



(h) 条件 8

写真-5.15 電気抵抗値計測結果 (条件 5~条件 8)



(i) 条件 9



(j) 条件 10



(k) 条件 11

写真-5.15 電気抵抗値計測結果 (条件 9~条件 11)

続いて、条件1～条件6の継手を埋め込んだコンクリート供試体を解体し、各点間の導通の有無を確認した。計測結果を表-5.7に、計測状況を写真-5.16に示す。計測の結果、全ての測点間において電気抵抗値は ∞ を示し絶縁されていることが確認された。

以上より、土木学会の指針に基づく結束線を用いてエポキシ樹脂塗装鉄筋を介した継手を行うことにより、コンクリート中においても十分な絶縁効果を発揮し、異種金属接触腐食を防止できると考えられる。ただし、上述したとおり、エポキシ樹脂塗装鉄筋はSUS鉄筋及び普通鉄筋との接触部にわずかな損傷が生じただけで導通してしまうため、エポキシ樹脂塗装鉄筋を取り扱う際には運搬・保管・配筋・打設時等各施工段階において塗膜を損傷させないように十分注意する必要がある。

表-5.7 導通確認結果

CASE	使用鉄筋種別	導通確認の箇所	電気抵抗値計測点	電気抵抗値(Ω)	備考
CASE4	ステンレス鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋	SUS鉄筋-結束線間	①-②	∞	
		結束線-エポキシ樹脂塗装鉄筋間	②-③	∞	
		SUS鉄筋-エポキシ樹脂塗装鉄筋間	①-③	∞	
CASE5	普通鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋	エポキシ樹脂塗装鉄筋-結束線間	①-②	∞	
		結束線-普通鉄筋間	②-③	∞	
		エポキシ樹脂塗装鉄筋-普通鉄筋間	①-③	∞	
CASE6	ステンレス鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋 普通鉄筋	SUS鉄筋-結束線間	①-②	—	結束線破断により計測不可
		結束線-エポキシ樹脂塗装鉄筋間	②-③	—	結束線破断により計測不可
		SUS鉄筋-エポキシ樹脂塗装鉄筋間	①-③	—	結束線破断により計測不可
		エポキシ樹脂塗装鉄筋-結束線間	④-⑤	—	結束線破断により計測不可
		結束線-普通鉄筋間	⑤-⑥	—	結束線破断により計測不可
		エポキシ樹脂塗装鉄筋-普通鉄筋間	④-⑥	—	結束線破断により計測不可
		SUS鉄筋-普通鉄筋間	①-⑥	—	結束線破断により計測不可



写真-5.16 電気抵抗値計測状況

5.2.5 まとめ

本項では、異種金属接触腐食の防止対策の検討を目的に、エポキシ樹脂塗装鉄筋を介した継手を作製し、その絶縁効果を検証した。また、その継手の塗膜が結束や打設作業により損傷し導通する可能性を検証するため、継手を埋め込んだ供試体を作製・解体し、結束線及びエポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜損傷及び導通の有無について確認を行った。以下に得られた知見を示す。

- エポキシ樹脂塗装鉄筋を介してSUS鉄筋及び普通鉄筋を接続した継手の電気抵抗値を計測した結果、電気抵抗値は ∞ を示し絶縁できていることを確認した。
- エポキシ樹脂塗装鉄筋の普通鉄筋及びSUS鉄筋との接触部に損傷があった場合、1mm×1mmの僅かな損傷でも電気抵抗値を示さず、絶縁効果が損なわれ導通してしまうことを確認した
- 線径0.9mmのビニール被覆結束線を用いた結束・打設作業による塗膜損傷及び導通の有無を確認した結果、電気抵抗値は ∞ を示し、結束・打設作業による塗膜損傷及び導通はないことが確認された。

6. はり部材(部材一般)への適用に向けた検討

6.1 検討概要

3.5項で述べた SUS 鉄筋を用いた部材の耐荷性能は、SUS 鉄筋の明確でない降伏点や非線形特性が部材性能に与える影響についての部材そのものの性能を確認することに加え、橋の一部材として求められる性能に照らし、部材挙動に応じた耐荷機構及びその成立範囲、制御方法、再現性、さらに部材耐荷機構を評価するうえでの適切な SUS 鉄筋の応力ひずみ関係、走行上の快適性等の橋の使用目的との適合性等を評価する必要がある。

本章では特に部材一般に対する最も基礎的な検討項目の一つである、RC はりの曲げ性能についての検討を行った。せん断やねじり破壊に対する性能確認や、特定の部材(床版や柱等)として用いる場合に、部材一般としての性能に追加で要求される性能(床版の場合は輪荷重の繰返し作用に対する耐久期間、柱の場合には部材塑性域における繰返し作用に対する挙動等)は確認していない。

また、部材の曲げ性能についての確認に加え、その耐荷性能評価の前提となる材料としての信頼性を確認するために各種材料特性等のばらつきについての確認、部材挙動の設計時の再現性に関わる設計用構成則(案)についての検討を行った。

6.1節では本章の検討内容の概要、6.2節では RC はり試験体の載荷試験に併せて実施した材料試験について、6.3節では曲げ載荷試験について、6.4節では材料特性値のばらつきや設計用構成則についての考察を述べる。

6.2 各種材料の強度試験について

本節では載荷試験に併せて実施したコンクリート供試体の圧縮強度試験，割裂引張強度試験，鋼材の引張試験について報告する。

6.2.1 コンクリート供試体の圧縮強度試験と割裂引張強度試験

コンクリートの材料試験は， $\phi 100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ の円柱供試体を用いて，圧縮強度試験を JIS A 1108 に基づき実施し，割裂引張強度試験を JIS A 1113 に基づき実施した。表-6.1 にコンクリートの材齢ごとの圧縮強度と割裂引張強度を示す。なお，円柱供試体の強度試験は表-6.2 で後述する 4 点曲げ載荷試験の載荷スケジュールに併せて実施し，おおよそ試験体 2 体の 4 点曲げ載荷毎に 1 回の材料試験を行った（表-6.2）。圧縮強度試験および割裂引張強度試験の供試体数は，各回とも 3 体 1 組として行った。

図-6.1 に材齢と圧縮強度の関係を示す。同図より，載荷試験を行った材齢 50～70 日では強度はほぼ一定であった。

6.2.2 鋼材の引張試験

試験体に使用した鉄筋の引張試験を JIS A 2241 に基づき実施した。試験は普通鉄筋（SD345-D10, D13）と SUS 鉄筋（SUS304-SD345-D10, D13, D16）に対し，各鉄筋径・種別毎に 3 本ずつ実施した。

図-6.2～図-6.4 に鋼材の応力ひずみ曲線を示す。これらは呼び名ごとに D10, D13, D16 で分け，普通鉄筋と SUS 鉄筋の結果を重ね合わせて示した。SUS 鉄筋は青系統の点線，普通鉄筋は黒系統の実線である。また，D16 の普通鉄筋については今回の載荷試験体では軸方向鉄筋として使用されていないため引張試験を実施していない。なお，同図の永久ひずみが 0.2 % になる時のオフセット線は，3 本の SUS 鉄筋の平均的な線を描写した。

図-6.2～図-6.4 より，普通鉄筋（黒系統の実線）は降伏点と明確な降伏棚が存在し，その後ひずみ硬化が生じる。一方，SUS 鉄筋（青系統の点線）は，普通鉄筋と同等のヤング係数を有するが，約 210 N/mm^2 で弾性限界を迎え，その後連続的な降伏と同時にひずみ硬化が生じ，普通鉄筋に見られる明確な降伏点と降伏棚が無い。

なお，主に SUS 鉄筋の応力ひずみ曲線がおおよそ $30,000 \mu$ よりもひずみ大きいデータが存在しない理由は，ひずみゲージの計測限界であり，鋼材破断ではない。

6.2.3 材料試験における普通鉄筋と SUS 鉄筋の特性値の比較

表-6.3 に鋼材の引張試験結果一覧を示す。同表より静弾性係数は SUS 鉄筋の方がわずかに小さい。また，SUS 鉄筋の降伏点応力は 0.2 % 耐力を示しており，それと普通鉄筋の降伏点応力を比較すると，ほぼ同じ値であることがわかる。引張強度は鋼種によらずほぼ同じであるが，わずかに SUS 鉄筋の方が大きい傾向がある。

表-6.1 コンクリート供試体の圧縮強度試験と割裂引張強度試験の結果と材齢

材齢 (日)	28	51	56	58	62	64	69
弾性係数 (kN/mm ²)	25.6	25.5	25.1	22.7	25.4	25.6	25.6
圧縮強度 (N/mm ²)	29.2	29.6	30.5	30.1	30.1	31.2	31.1
引張強度 (N/mm ²)	2.2	2.7	2.5	2.3	2.2	2.5	2.3

表-6.2 コンクリートの材齢と載荷スケジュール

材齢 (日)	試験体名	材齢 (日)	試験体名
51	1a -SD-1.19-3T	61	-
52	-	62	1b -SD-1.19-3T, 2b -SD-3.17-8R
53	-	63	-
54	-	64	6b -SUS-SD-3.17-8R, 7a -SUS-SD-4.89-8R
55	3a -SUS-SD-1.19-3T	65	-
56	6a -SUS-SD-3.17-8R	66	4b -SUS-SD-0.89-4R, 5b -SUS-SD-1.78-8R
57	5a -SUS-SD-1.78-8R	67	-
58	2a -SD-3.17-8R, 4a -SUS-SD-0.89-4R	68	-
59	3b -SUS-SD-1.19-3T	69	7b -SUS-SD-4.89-8R
60	-	70	-

※ 試験体名の詳細は表-6.4に記載.

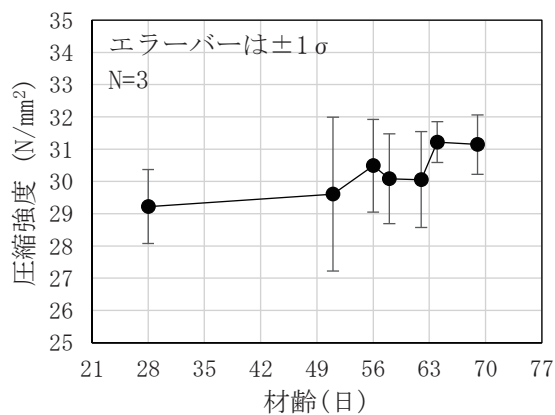


図-6.1 材齢と圧縮強度の関係

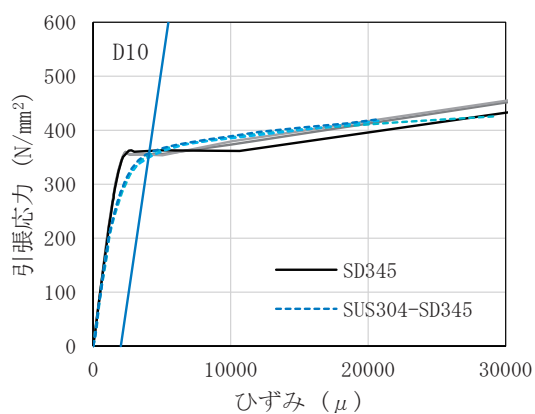


図-6.2 応力ひずみ曲線
(SUS304-SD345-D10)

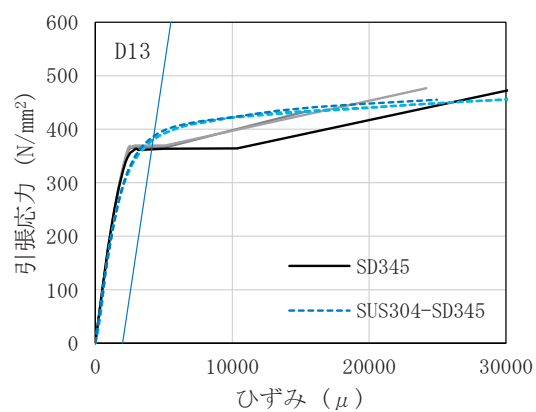


図-6.3 応力ひずみ曲線
(SUS304-SD345-D13)

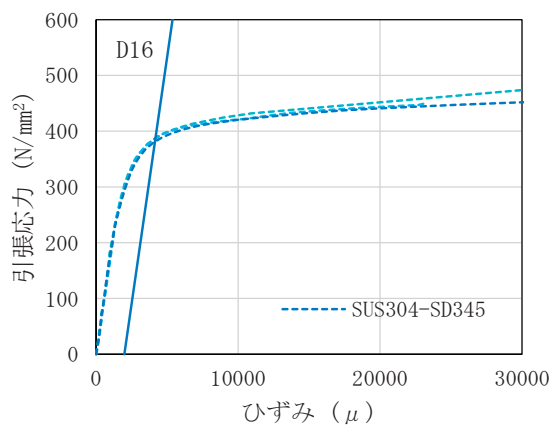


図-6.4 応力ひずみ曲線
(SUS304-SD345-D16)

表-6.3 鋼材の引張試験結果一覧

鋼種	SD345	SD345	SUS304-SD345	SUS304-SD345	SUS304-SD345
呼び名	D10	D13	D10	D13	D16
静弾性係数 (kN/mm ²)	193.9	185.9	173.9	170.6	177.2
降伏点応力 (N/mm ²)	360.0	366.0	353.2	383.1	385.5
引張強度 (N/mm ²)	575.0	594.0	610.6	611.8	611.7
計算降伏ひずみ (μ)	1856.7	1969.2	2031.4	2245.7	2175.1
計算引張ひずみ (μ)	2965.6	3196.0	3512.0	3586.1	3451.2

6.3 RC はりの曲げ載荷試験

6.3.1 4点曲げ載荷試験方法

SUS 鉄筋を使用したはり部材の曲げ性能を確認するために4点曲げ載荷試験を実施した。表-6.4に実験ケース一覧を示す。7ケースの試験体を2体ずつ、計14体に対して載荷を行った。ここでaとbは同じ断面のデータである(例: CASE-1の1体目→1a, 2体目→1b)。ケース1と2は普通鉄筋(SD345-D13)を、ケース3~7はSUS鉄筋(SUS304-SD345-D10, 13, 16)をそれぞれ使用している。ケース1と3は断面の引張側のみ、ケース4は引張と圧縮側、それ以外のケースは引張と圧縮、中段に軸方向鉄筋を配置した。

図-6.5~図-6.9に配筋および載荷位置、支点位置、計測機器設置状況(図中のCoはコンクリートを意味する。)をそれぞれ示す。各ケースはパラメータとして、鋼種のほかに断面内で軸方向鉄筋本数や鉄筋径等の鉄筋量を変化させている。なお、ケース1と3の違い、ケース2と6の違いは鋼種(普通鉄筋, SUS鉄筋)だけであり、配筋や鉄筋径は同じである。供試体断面は200 mm×200 mmであり、試験体の部材長2.6 mに対し、支間長は1.6 m、載荷点間距離は0.4 mである。また、使用したコンクリートは、強度は表-6.1の通りであり、粗骨材最大寸法が20 mm、スランプが12 cm、空気量が3.9%、水セメント比が0.56であった。コンクリートは打設後7日の湿潤養生を行い、14日目に脱型した。

写真-6.1に載荷装置と試験体設置状況を示す。載荷点には幅100 mm×長さ250 mm×厚さ22 mmのSS400鋼材の載荷板を使用し、板と供試体の間には高強度石膏を敷き、載荷を行った。また、支点板には幅100 mm×長さ500 mm×厚さ22 mmのSS鋼材を使用した。載荷は荷重分配はりを使用し、引張側鋼材降伏後までを荷重制御、その後は変位制御で実施した。載荷速度の平均は荷重制御が約15 kN/min、変位制御が約3.5 mm/minであった。

また、曲げスパンにおける曲率を計測するために、橋軸方向に変位計を設置した。写真-6.2に部材軸方向の変位計設置状況を示す。圧縮側の変位計は上縁から15 mmの位置、引張側の変位計は下縁から15 mmの位置に測定子と不動点があるように設置した。なお、曲率 ϕ は以下の式(6.1)で求めた。

$$\phi = \frac{(\varepsilon_c + \varepsilon_t)}{h} \quad (6.1)$$

ϕ : 曲率 (1/m), ε_c : 上縁ひずみ, ε_t : 下縁ひずみ, h : 変位計間の距離 (m)

表-6.5に軸方向変位計の測定子と不動点の距離(L1, L2)および、変位計間の距離(L3, L4)を示す。測定子と不動点の距離は約300 mm、変位計間の距離は約170 mmとして設置を行い、曲率の計算には表-6.5の値を使用した。併せて、たわみや試験体上面、下面、側面のひずみを計測した。

載荷試験は表-6.2のように、コンクリートの材齢が約50~70日の時点で実施した。

表-6.4 実験ケース一覧

ケース	試験体名※	鉄筋の種類	有効断面積比	引張鉄筋比	軸方向鉄筋		せん断補強筋		
					呼び名	本数(本)	呼び名	本数(本)	
1	1a-SD-1.19-3T	普通鉄筋 (SD345)	1.19	1.19	D13	3	D10	20	
	1b-SD-1.19-3T								
2	2a-SD-3.17-8R	普通鉄筋 (SD345)	3.17	1.19	D13	8	D10	20	
	2b-SD-3.17-8R								
3	3a-SUS-SD-1.19-3T	SUS 鉄筋 (SUS304-SD345)	1.19	1.19	D13	3	D10	20	
	3b-SUS-SD-1.19-3T								
4	4a-SUS-SD-0.89-4R		SUS 鉄筋 (SUS304-SD345)	0.89	0.45	D10	4	D10	20
	4b-SUS-SD-0.89-4R								
5	5a-SUS-SD-1.78-8R		SUS 鉄筋 (SUS304-SD345)	1.78	0.67	D10	8	D10	20
	5b-SUS-SD-1.78-8R								
6	6a-SUS-SD-3.17-8R		SUS 鉄筋 (SUS304-SD345)	3.17	1.19	D13	8	D10	20
	6b-SUS-SD-3.17-8R								
7	7a-SUS-SD-4.89-8R		SUS 鉄筋 (SUS304-SD345)	4.89	1.86	D16	8	D10	20
	7b-SUS-SD-4.89-8R								

※ 試験体名は、ケースと分類 - 鋼種 - 有効断面積比 - 軸方向鉄筋本数と配筋の順に記載し、名称を決定した。なお、略称としてケースと分類を用いる場合がある。(例：1a-SD-1.19-3T→1a)

(補足)

ケースと分類：前側の数字がケース，後側のアルファベットが分類を示す。同じ配筋とコンクリートの条件の試験体が2体ずつあるため，便宜上aとbに分類している。

鋼種：SD→普通鉄筋，SUS-SD→SUS鉄筋

有効断面積比：コンクリートと軸方向鉄筋の断面積比であり，断面内の鉄筋量を表す。

引張鉄筋比：有効断面積と引張側鋼材の比を示す。

軸方向鉄筋本数と配筋：3T→断面引張側に軸方向鉄筋が計3本，4R→断面に軸方向鉄筋が計4本，8R→断面に軸方向鉄筋が計8本

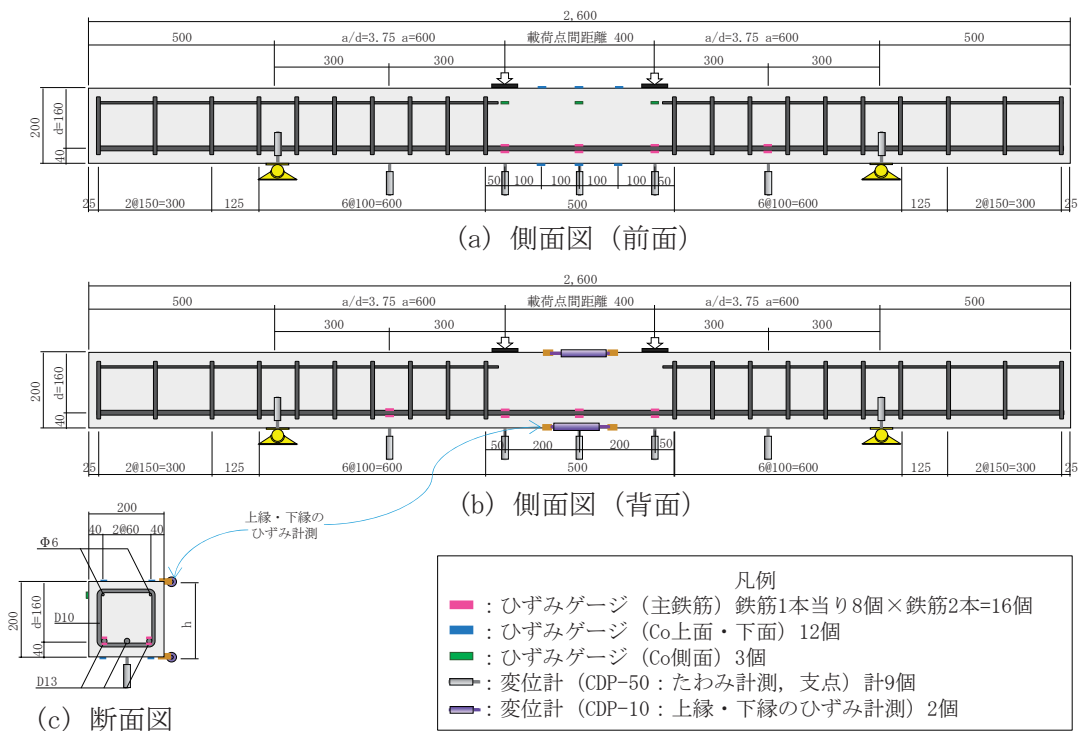


図-6.5 配筋および荷重位置, 支点位置, 計測機器設置状況 (ケース 1, 3)

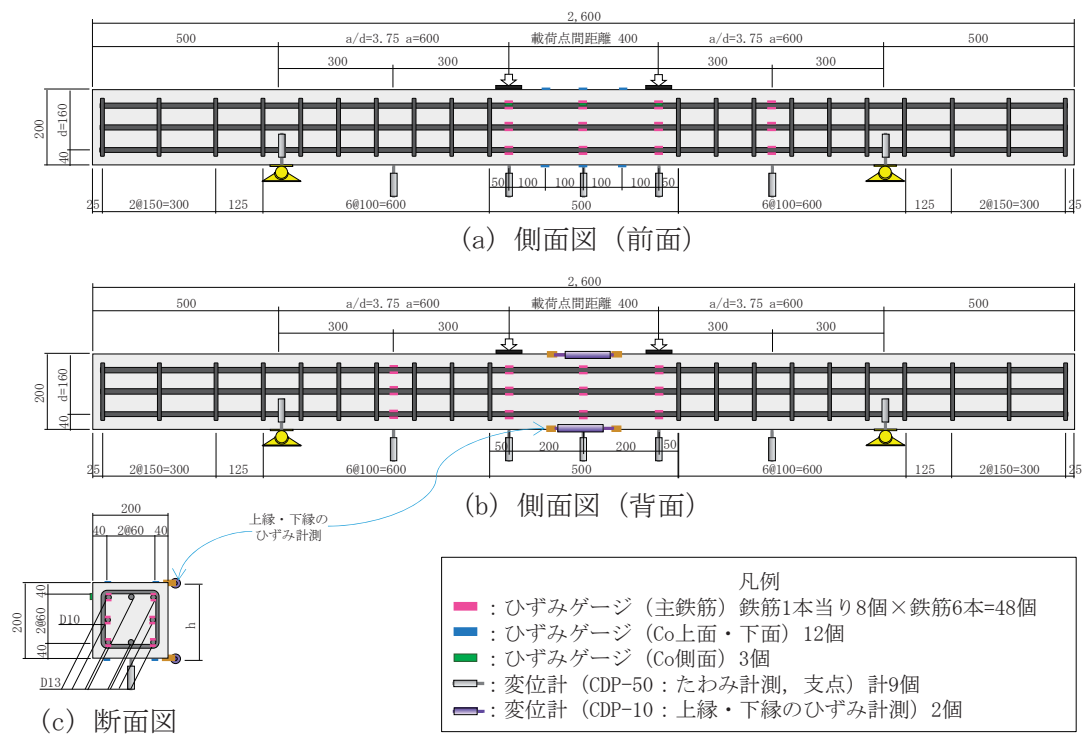


図-6.6 配筋および荷重位置, 支点位置, 計測機器設置状況 (ケース 2, 6)

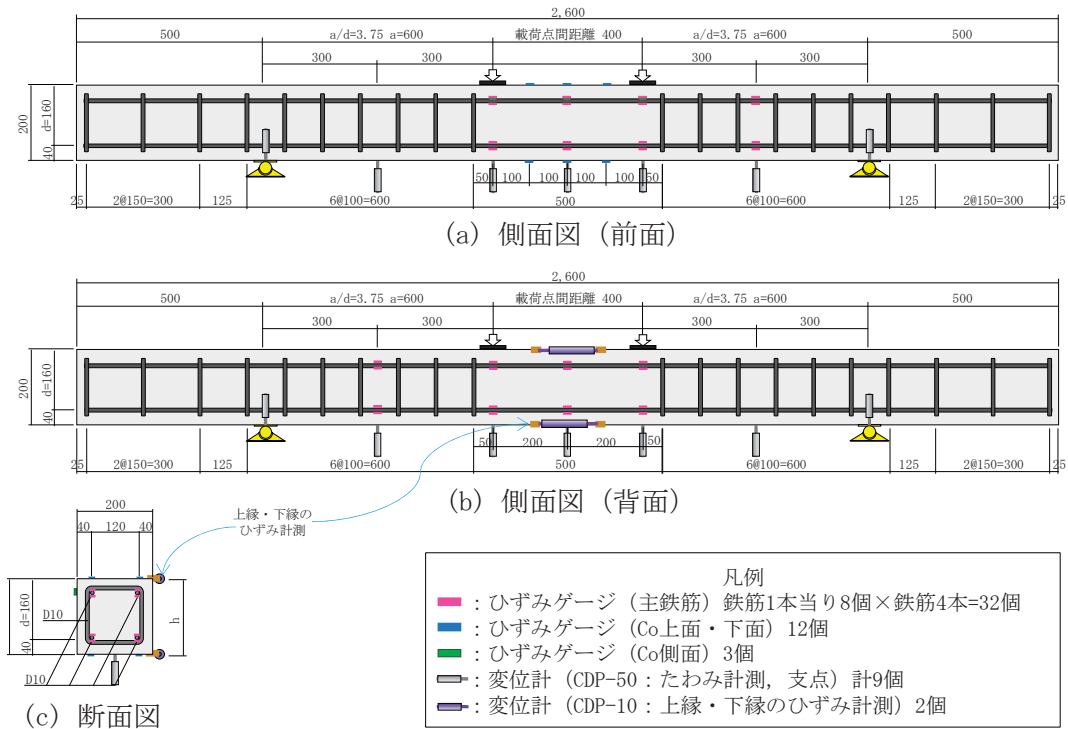


図-6.7 配筋および荷重位置, 支点位置, 計測機器設置状況 (ケース 4)

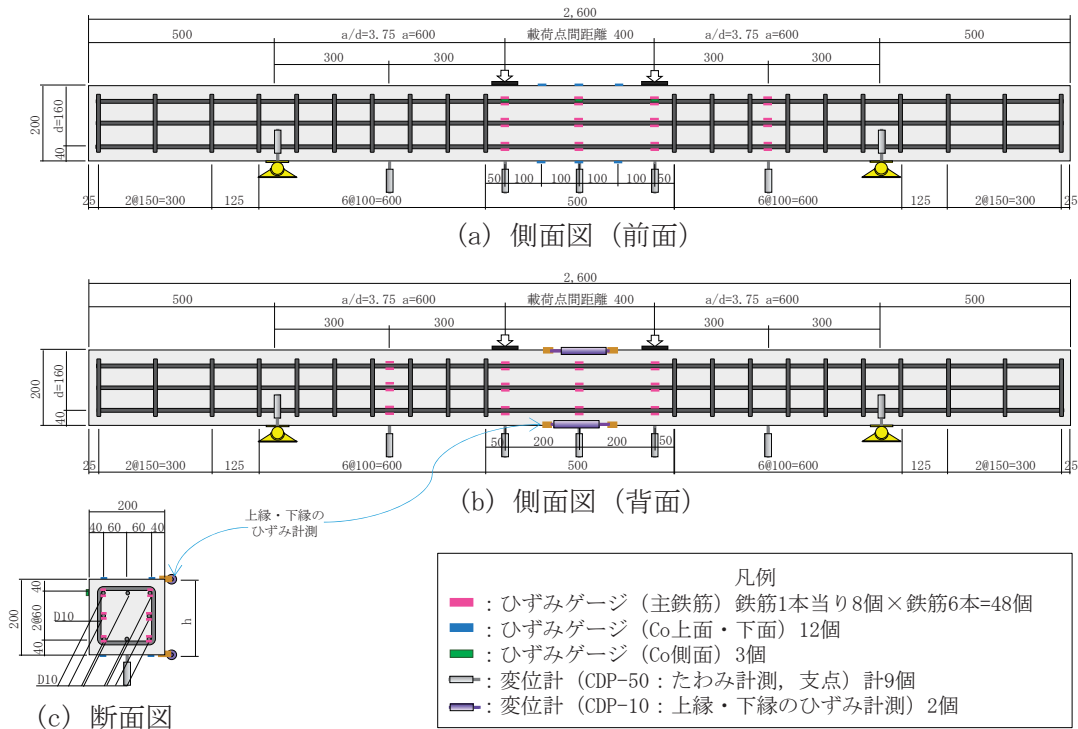


図-6.8 配筋および荷重位置, 支点位置, 計測機器設置状況 (ケース 5)

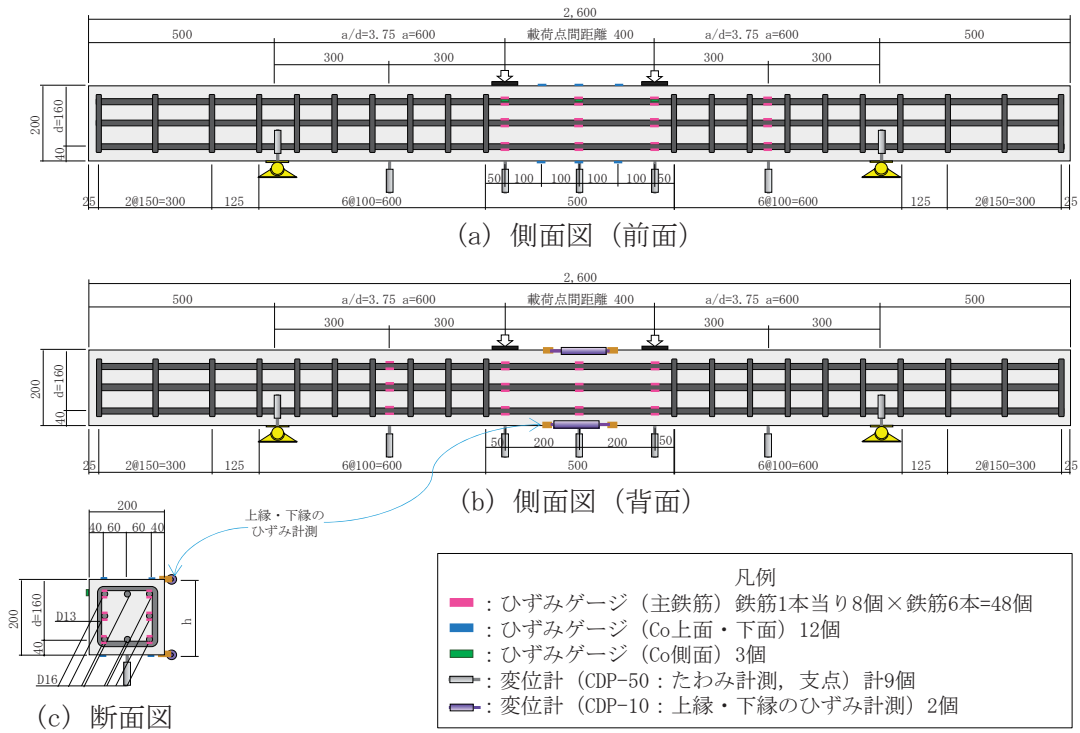


図-6.9 配筋および荷重位置，支点位置，計測機器設置状況（ケース7）

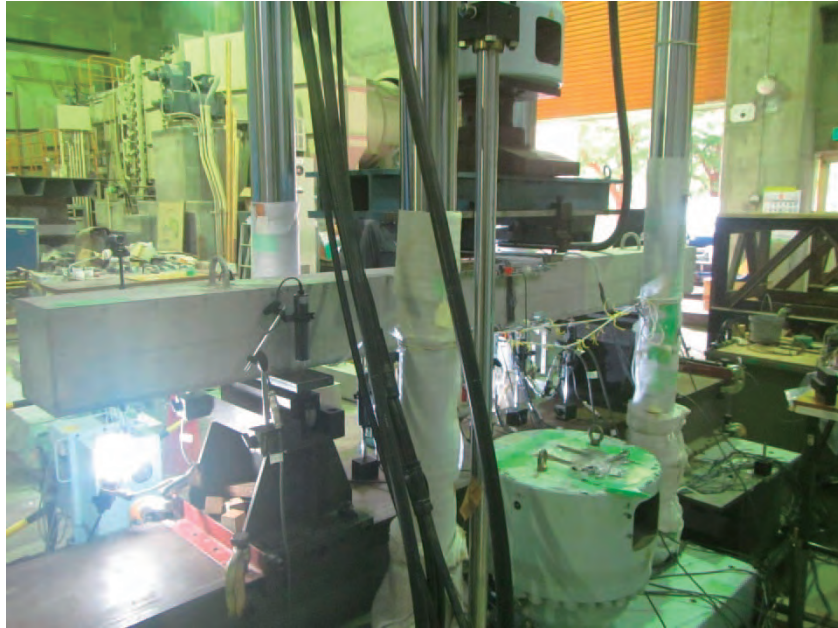


写真-6.1 荷装置置と試験体設置状況

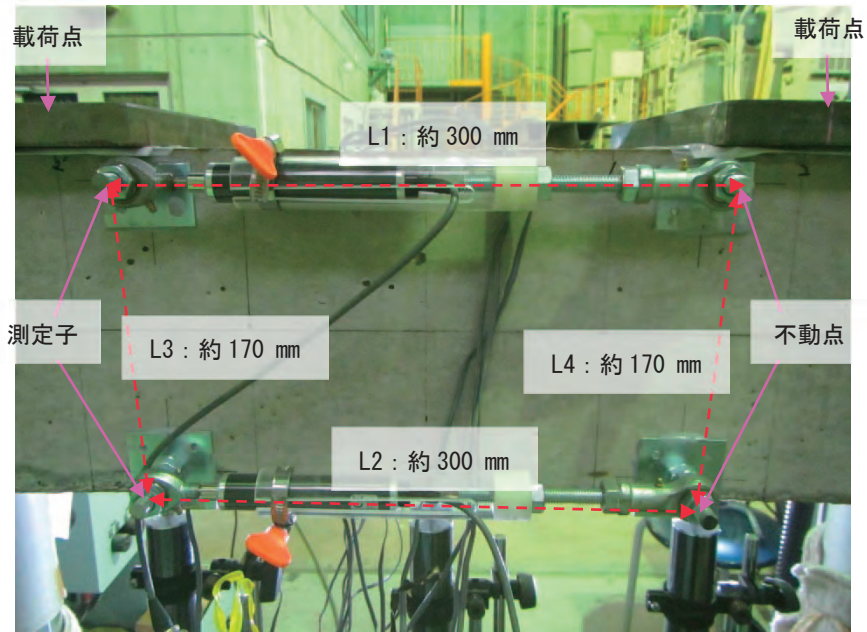


写真-6.2 部材軸方向の変位計設置状況

表-6.5 軸方向変位計の測定子と不動点の距離(L1, L2)および,
変位計間の距離(L3, L4)

ケース	試験体名	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)
1	1a-SD-1.19-3T	301.0	301.5	169.0	169.5
	1b-SD-1.19-3T	300.5	300.5	170.0	170.0
2	2a-SD-3.17-8R	301.0	301.5	170.0	169.0
	2b-SD-3.17-8R	300.5	300.0	169.5	171.0
3	3a-SUS-SD-1.19-3T	299.5	300.0	170.5	170.5
	3b-SUS-SD-1.19-3T	299.0	301.0	171.0	170.0
4	4a-SUS-SD-0.89-4R	300.0	300.0	169.5	170.0
	4b-SUS-SD-0.89-4R	301.0	301.5	171.0	171.0
5	5a-SUS-SD-1.78-8R	300.0	300.0	169.5	171.0
	5b-SUS-SD-1.78-8R	300.0	300.0	171.0	171.0
6	6a-SUS-SD-3.17-8R	300.0	300.5	170.0	170.0
	6b-SUS-SD-3.17-8R	300.5	300.0	170.0	171.0
7	7a-SUS-SD-4.89-8R	300.0	299.0	171.0	170.0
	7b-SUS-SD-4.89-8R	299.0	300.0	170.0	170.5

6.3.2 載荷試験結果

(1) 荷重-変位 ($P-\delta$) 関係, 曲げモーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係

本項では 4 点曲げ載荷試験の結果から, 普通鉄筋と SUS 鉄筋を使用した部材挙動の違いや, RC 部材に SUS 鉄筋を使用する場合の適用範囲について考察する。

まず, 今回の試験結果を整理するにあたっての, ひび割れ発生荷重, 降伏荷重, および終局荷重の定義を述べる. ひび割れ発生荷重は曲げスパンのはり下面に設置したひずみゲージが単調な増加挙動を示さなくなったタイミングの荷重とした. 目視によるひび割れ観察も行っていたが, ひずみゲージの挙動変化点の方が荷重-変位関係の折れ点との整合が良かったため, この方法を用いた. 図-6.10 にはり下面のひずみの変化の例 (試験体 6b) を示す. 凡例は, 試験体のはり下面に設置した 6 枚のひずみゲージ位置を示している. 設置位置の詳細は図-6.6 に記載している. 同図では, 荷重が 10 kN に達するまではほぼ線形に挙動しているが, 10 kN 以降はひずみが急激に小さくなっているものがある. ゲージの近傍に微小なひび割れが発生し, このような挙動を示していると理解できる。

図-6.11 に SUS 鉄筋の降伏ひずみの定義を, 図-6.12 に CASE-1 と 3 の $M-f$ 関係及びそのイベントを示す. 本論文では SUS 鉄筋の降伏点に対応するひずみを, 図-6.11 の 0.2 %耐力時における点 A と定義した. これは, 実際の応力ひずみ曲線の挙動に基づいた 0.2 %耐力に相当するひずみは点 B と考えられるが, (1) SUS304-SD の設計用構成則は土木学会指針 (案)^{6.1)}を始め, 海外設計指針例えば^{6.2), 6.3)}においても完全弾塑性バイリニアを基本としていること, (2) 点 A を降伏ひずみとした時の鋼材応力は図-6.11 の応力ひずみ曲線と点 A 矢印の交点となり, 安全側の値となること, (3) 点 B に相当する降伏ひずみは耐荷力曲線上の折点としてはばらつきが大きく (図-6.12), 設計で考慮される変曲点の候補として適切でないこと等の工学的判断により, 点 A を降伏ひずみと定義した。

図-6.13 に降伏荷重の定義を示す. 降伏荷重は「1 か所降伏」, 「両方降伏」, 「片方降伏」の 3 種定義し, 検討を行った. 「1 か所降伏」は, 曲げスパン内の最外縁鉄筋のひずみゲージ位置の内, 1 か所のみ降伏ひずみに到達した時点での荷重である. 「両方降伏」は, 支間中央のひずみゲージ位置で最外縁鉄筋の両方が降伏ひずみに到達した時点での荷重である. 鋼材のひずみは支点直下で最も大きくなる傾向があるため, 中央のひずみゲージだけ分けた場合を考えた. 「片方降伏」は, 支間中央のひずみゲージ位置で最外縁鉄筋の片方が降伏ひずみに到達した時点での荷重である. ここでの降伏ひずみは静弾性係数と降伏点応力により求めたものである. 載荷試験での終局荷重は最大荷重と定義した。

図-6.14 に同じ配筋・鋼種の試験体の荷重-変位曲線 (以下, $P-\delta$ 関係) の比較を, 図-6.15 に同じ配筋・鋼種の試験体の曲率-モーメント関係 (以下, $M-\phi$ 関係) の比較をそれぞれ示す. 図-6.14, 図-6.15 では上記の 3 種の降伏を示している. $P-\delta$ 関係や $M-\phi$ 関係を比べると, 骨格曲線や降伏荷重, 終局荷重は, 同じ鋼種や配筋の試験体間で差がなく, 試験体数が 2 体ずつであるものの, 部材挙動におおよそ再現性があることが確認された. 一方, 試験体 7a と 7b の $M-\phi$ 関係は重なりが悪く, 再現性の観点で傾向が異なった。

次に、同じ断面における「一か所降伏」と「片方降伏」、「両方降伏」を比較する。試験体 4a と 4b を比較した図-6.15(d)では、骨格曲線の折れ点よりも大きい曲率で「両方降伏」となる。設計計算などでは最下段の引張側鉄筋が同時に降伏すると仮定しているが、実際には载荷のわずかな偏心や、材料特性のばらつき等の影響により最外縁の引張鉄筋のどちらかが先行して降伏する。また、「一か所降伏」と「片方降伏」にはそれ程大きな差が無い。以上より、曲げスパン（载荷点間）において曲げモーメントが均等にかかることが試験方法の前提条件であることを踏まえ、本章では「一か所降伏」が生じた時点が初降伏が生じた状態であると定義することにした。

また、降伏点の不鮮明な材料特性を有する SUS 鉄筋を使用した RC 部材では、部材挙動の折れ点と降伏点 (0.2 %耐力) がほぼ一致していた。ただし、普通鉄筋を使用した図-6.15(a) の 1a, 1b と、SUS 鉄筋を使用した同図(c)の 3a, 3b を比較すると、部材挙動の折れ点が SUS 鉄筋の方が滑らかになっているように見える。一方、鉄筋量が多い、同図(b)の 2a, 2b (普通鉄筋を使用) と (f)の 6a, 6b を比較すると、鋼種に依らず、もとより部材の初降伏点ที่ไม่明確である。

(2) 载荷に伴うひび割れの進展とその制御

図-6.16～図-6.22 に载荷に伴うひび割れの進展状況を示す。同図は引張側最外縁鉄筋の引張応力が 100 N/mm² の時、180 N/mm² の時、降伏時と、圧壊時のひび割れ状況である。

SUS304-SD345 は約 210 N/mm² で弾性限界を迎える。弾性限界を迎えるまでのヤング係数は普通鉄筋と SUS 鉄筋ではほぼ変わらない。また、写真-6.3 に使用した鋼材の節形状 (D13) を示す。どちらの鋼材も異形処理がされており、節間隔以外はほぼ同じである。また、N 数が少ないものの、ひび割れ本数やひび割れ長さについて検討しても、有意な差はなかった。それらを考慮すると、100 N/mm² 時と 180 N/mm² 時は鋼種の違いによる影響はなく、ひび割れ性状の違いはコンクリートのばらつきによるものであると考えられる。一方、降伏時と圧壊時は鋼材の挙動が異なるため、違いが現れる可能性もあり、注視する必要がある。

まず同じはり断面で、鋼種が異なる試験体のひび割れ状況を比較する。有効断面積比 1.19 で普通鉄筋を使用した 1a, 1b (図-6.16) と、SUS 鉄筋を使用した 3a, 3b (図-6.18) では、ひび割れ方の制御 (ひび割れ間隔, ひび割れ本数, ひび割れ鉛直長さ) に大きな差がない。有効断面積比 3.17 で普通鉄筋を使用した 2a, 2b (図-6.17) と、SUS 鉄筋を使用した 6a, 6b (図-6.21) でも同様に、ひび割れ方の制御に大きな差はない。普通鉄筋と SUS 鉄筋の降伏時と圧壊時についてもひび割れ方の差はほぼ無く、試験体によるばらつきの範疇であると推測される。

次に有効断面積比とひび割れ方について述べる。実際には鉄筋配置によって異なるが、有効断面積比順にケース 4 (有効断面積比 0.89) →3 (1.19) →5 (1.78) →6 (3.17) →7 (4.89) で比較すると、降伏や終局時には有効断面積比が大きいほどひび割れ本数が多かった。一方、100 N/mm² 時と 180 N/mm² 時は、ケース 4 の鉄筋量が比較的少ない場合を除き、おおよそど

の有効断面積比でも、ひび割れ性状が変わらない。

以上の観察によりひび割れ方の制御については、普通鉄筋と SUS 鉄筋で差が無いと考えられる。ただし、本項ではひび割れ方の制御についてのみ述べており、耐久性上問題の無いひび割れ幅や、そのひび割れ幅に制御しているとみなせる鋼材応力の制限値についてはさらに議論が必要と考える。

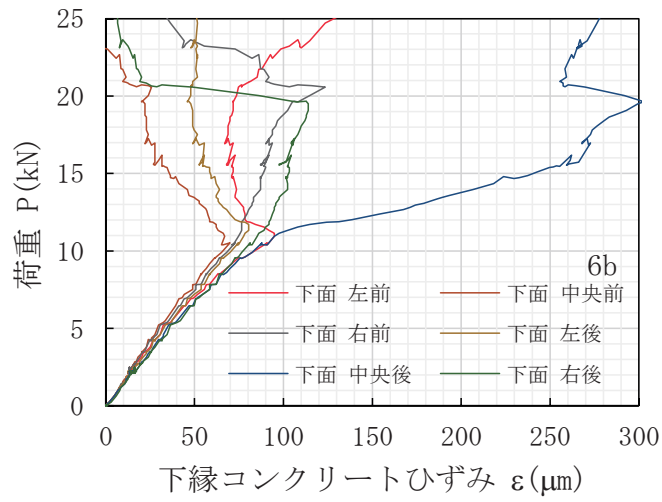


図-6.10 はり下面のひずみの変化の例 (試験体 6b)

- A : 完全弾塑性バイリニアを前提とした0.2%耐力に対応するひずみ
- B : 応力ひずみ関係を曲線として捉えた時の0.2%耐力に対応するひずみ

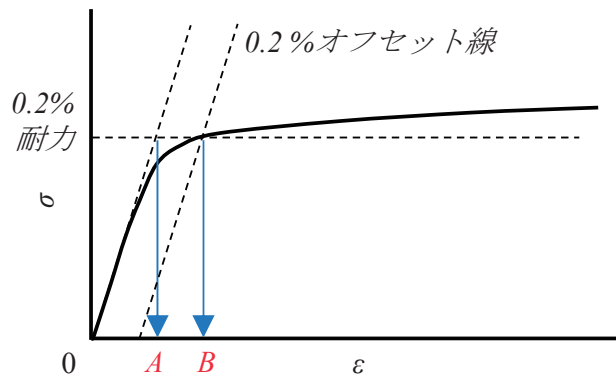


図-6.11 SUS 鉄筋の降伏ひずみの定義

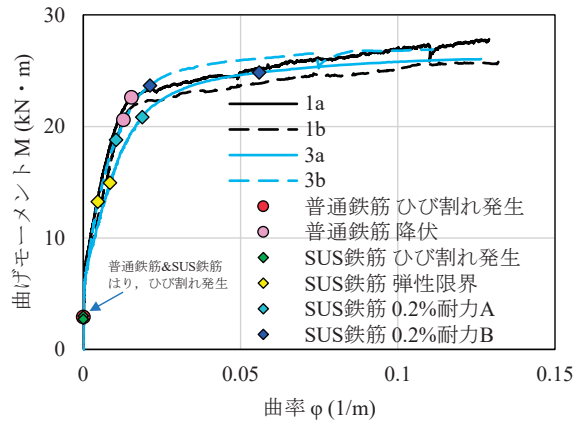


図-6.12 CASE-1 と 3 の M-φ関係及びそのイベント

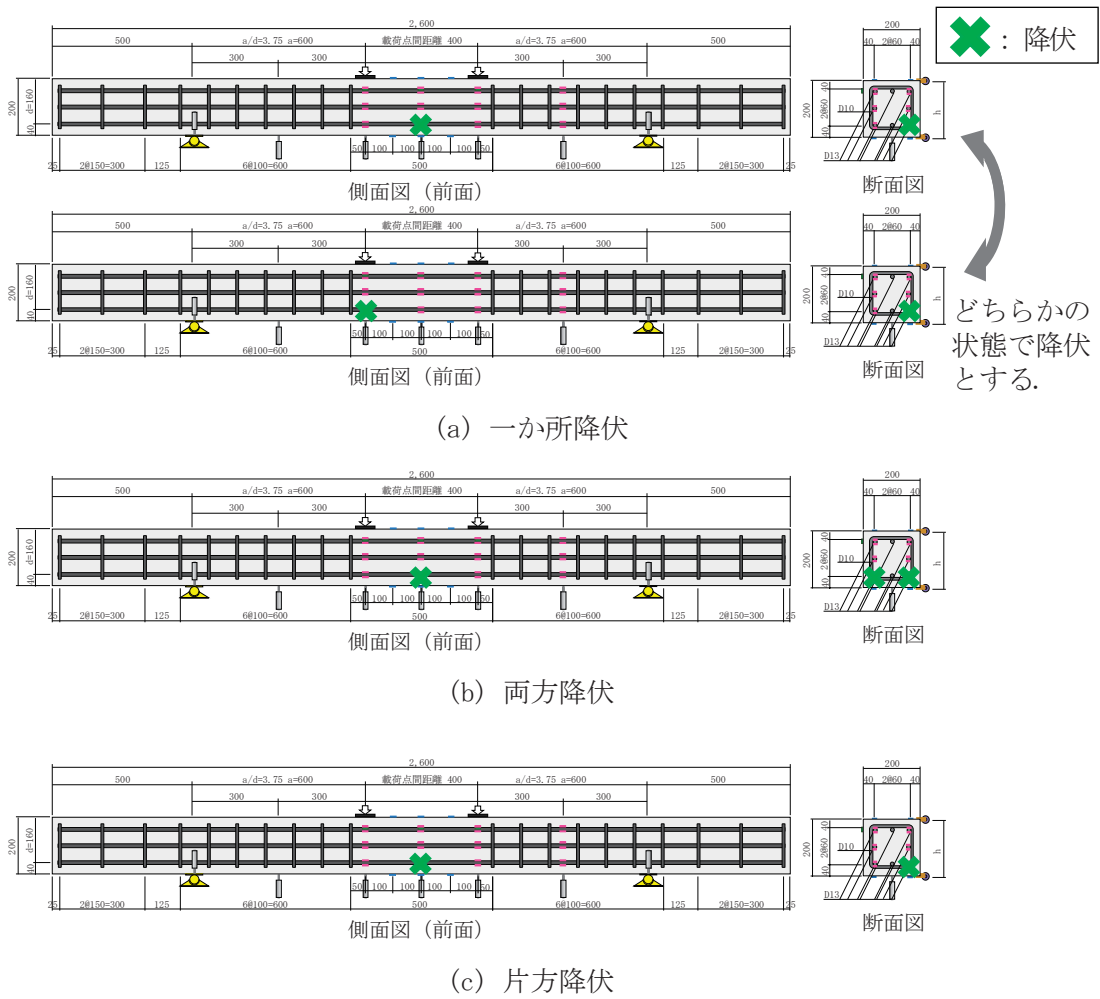
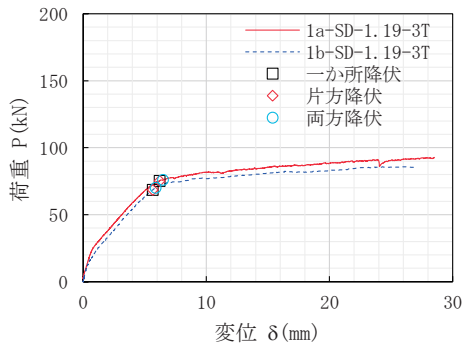
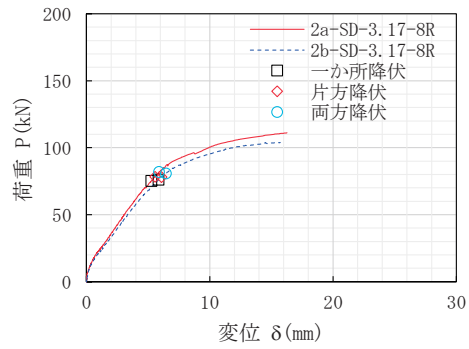


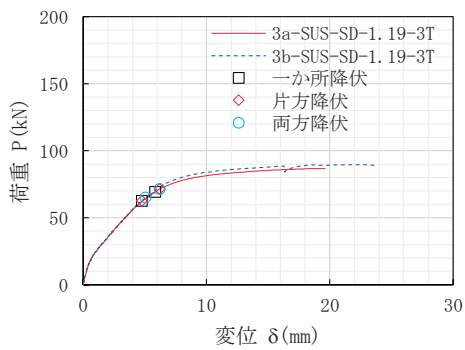
図-6.13 降伏荷重の定義



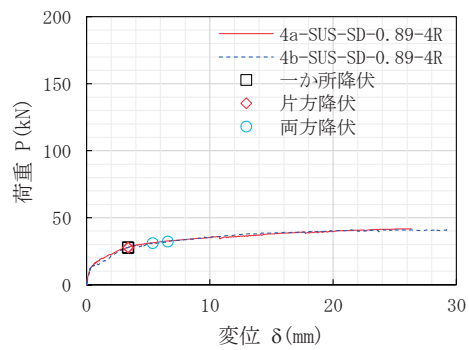
(a) ケース1



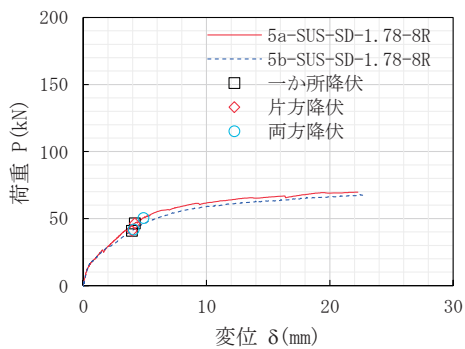
(b) ケース2



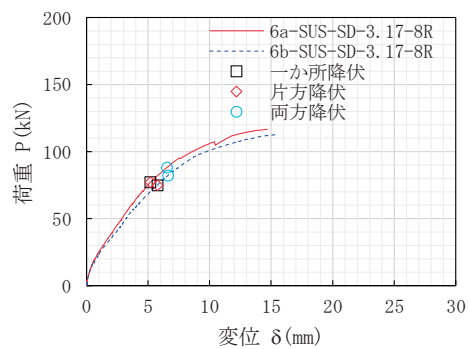
(c) ケース3



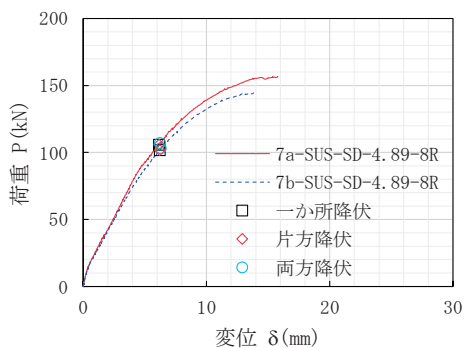
(d) ケース4



(e) ケース5

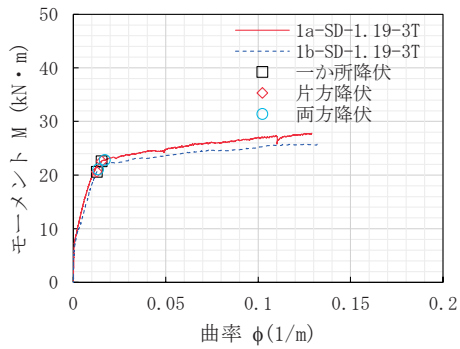


(f) ケース6

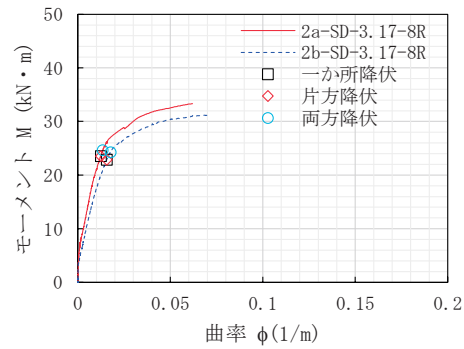


(g) ケース7

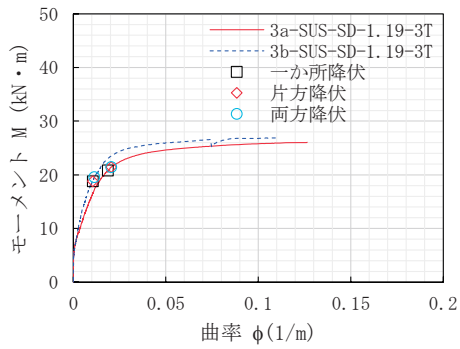
図-6.14 同じ配筋・鋼種の試験体の荷重-変位曲線（以下、P- δ 関係）の比較



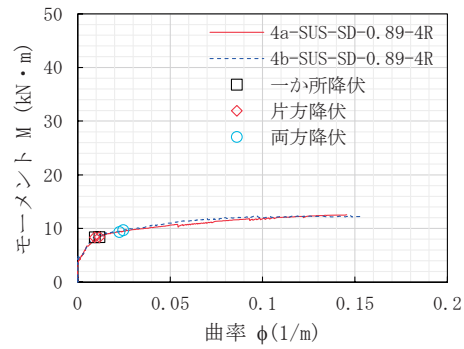
(a) ケース1



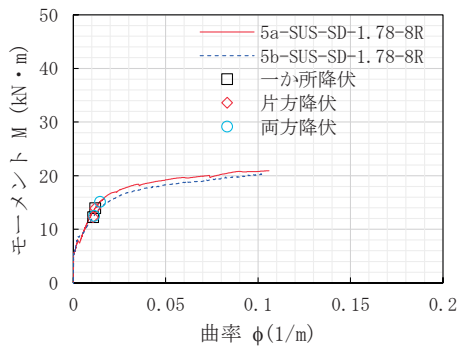
(b) ケース2



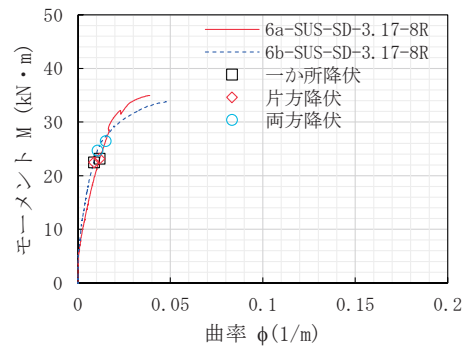
(c) ケース3



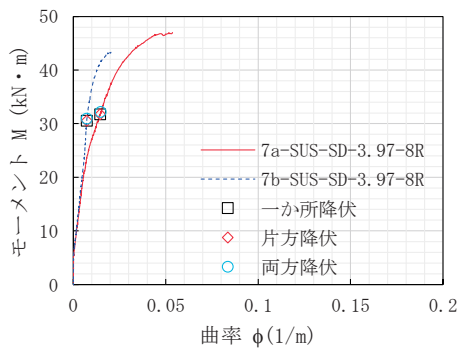
(d) ケース4



(e) ケース5



(f) ケース6



(g) ケース7

図-6.15 同じ配筋・鋼種の試験体の曲率-モーメント関係（以下、M-φ関係）の比較

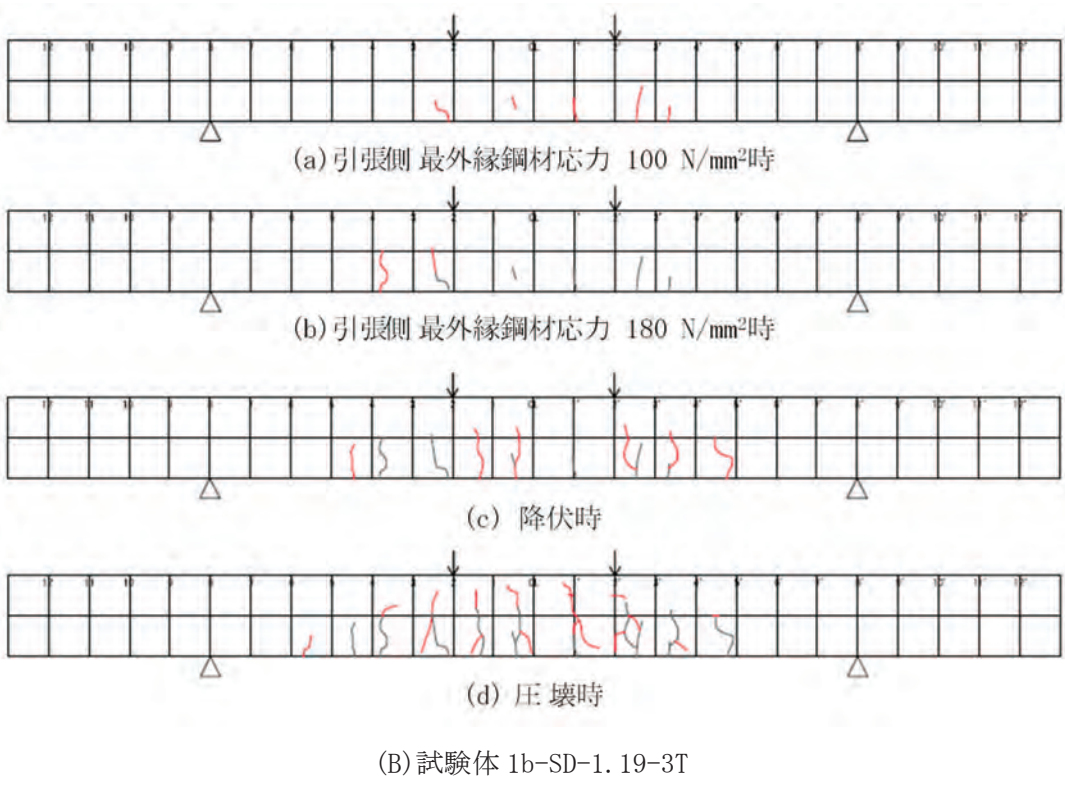
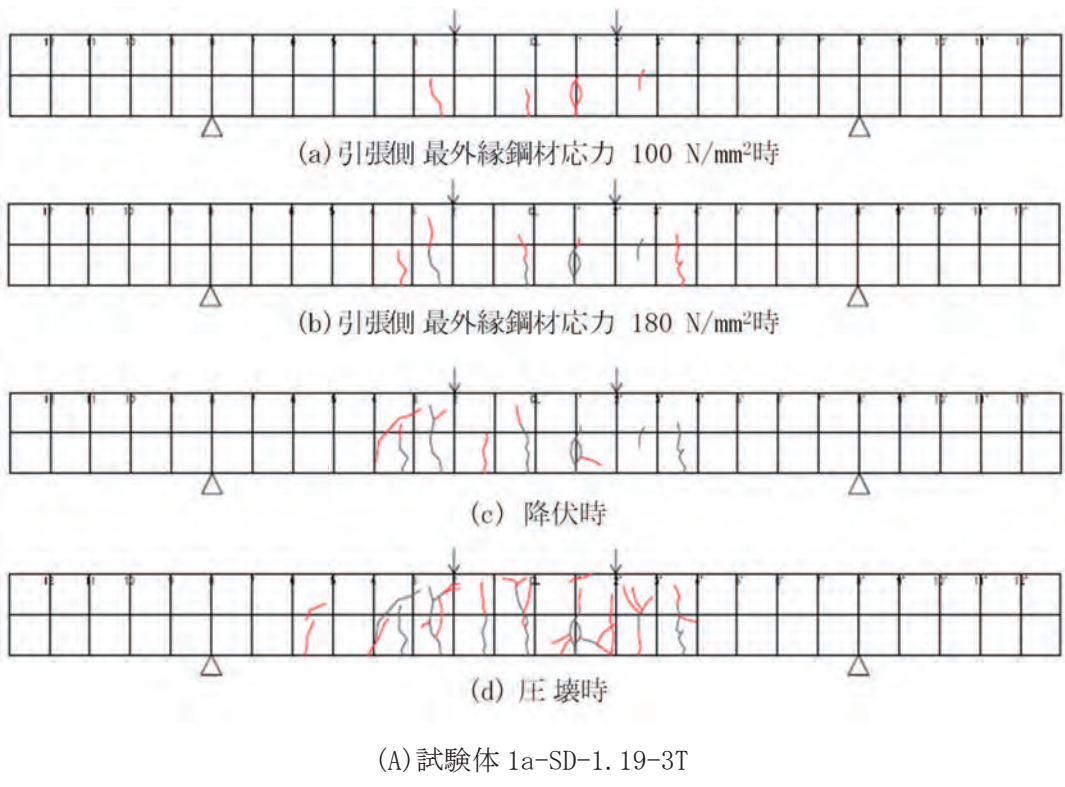


図-6.16 荷重に伴うひび割れの進展状況 (試験体 1a, 1b)

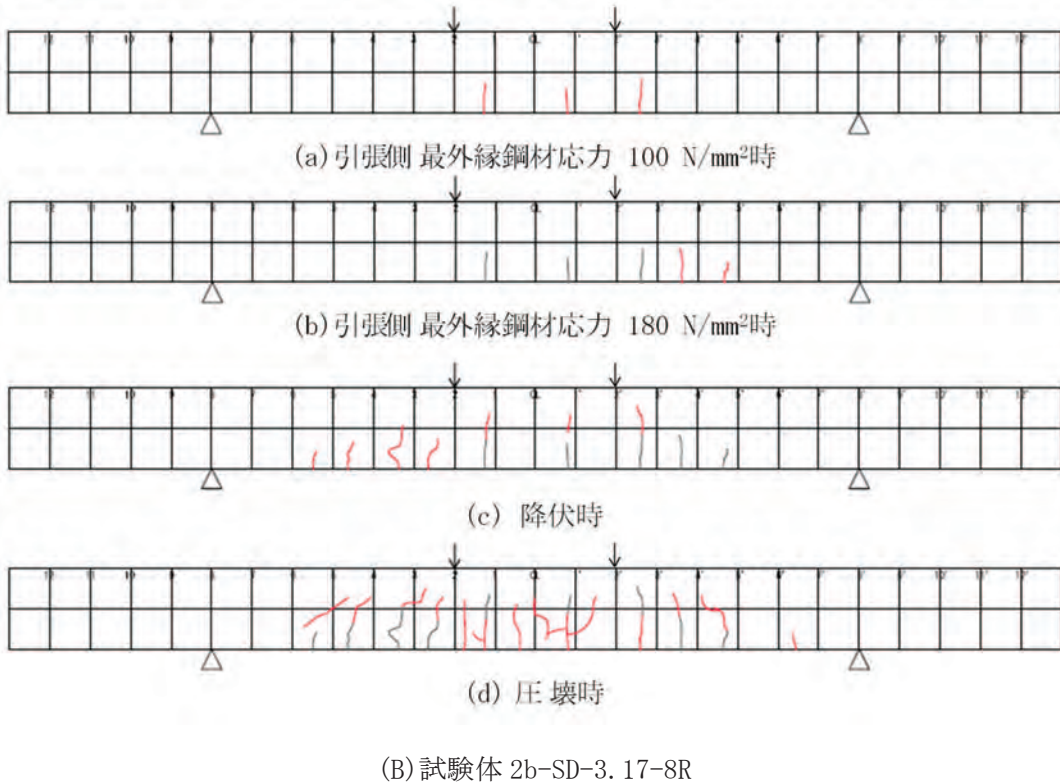
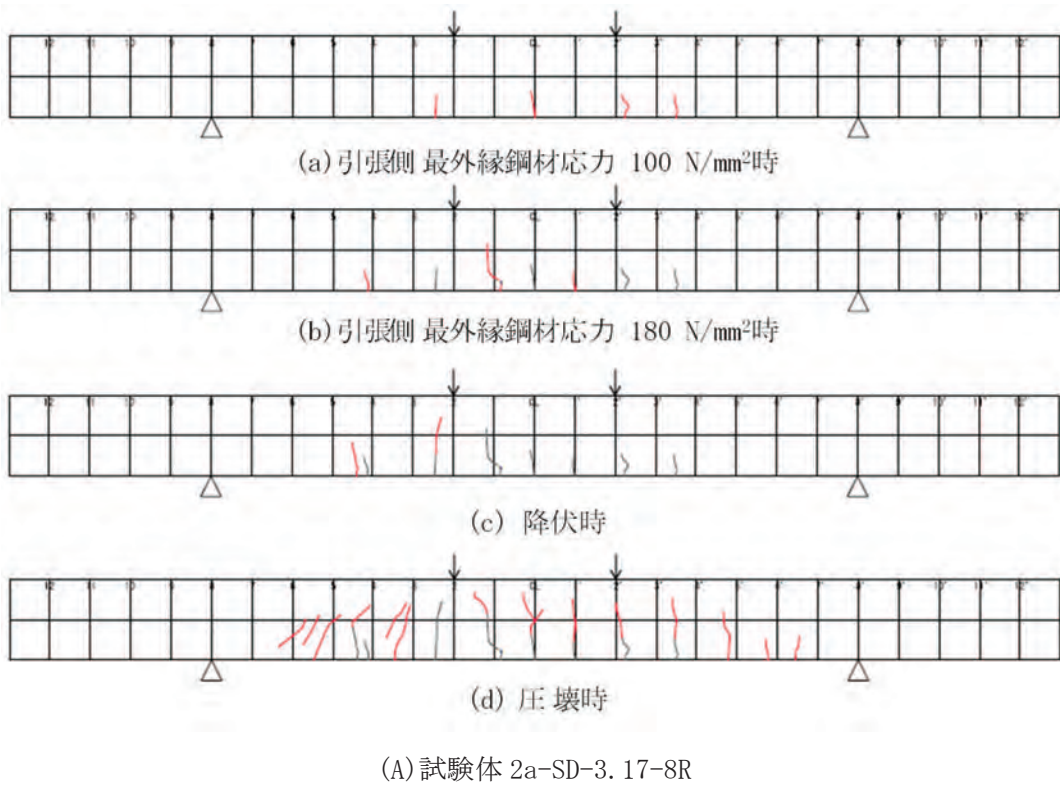
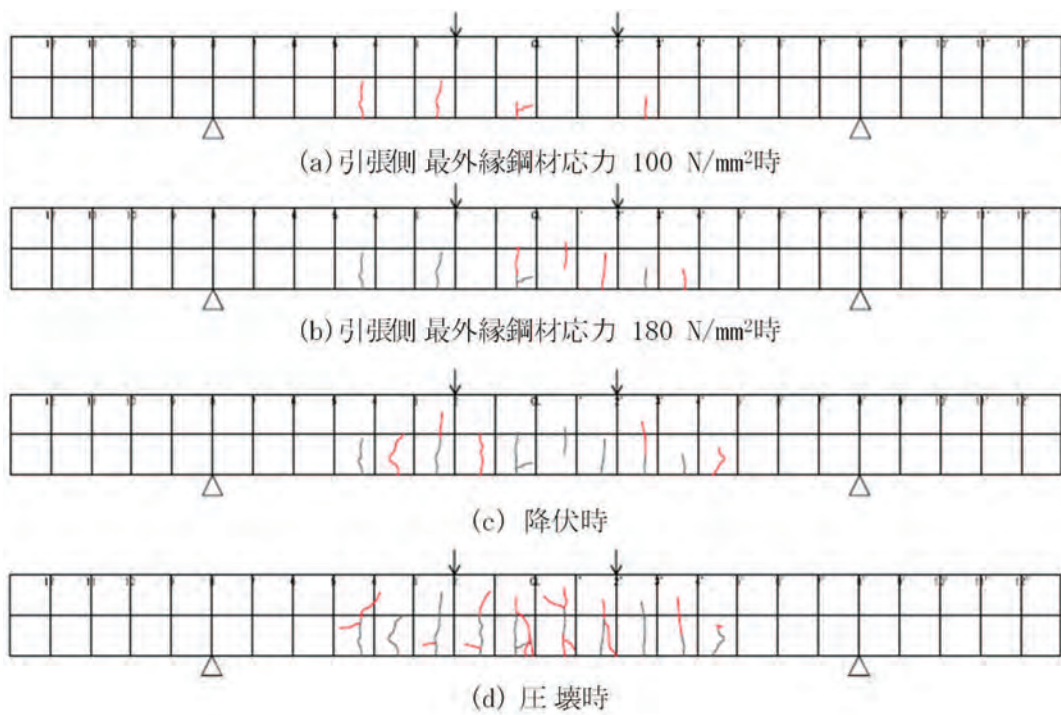
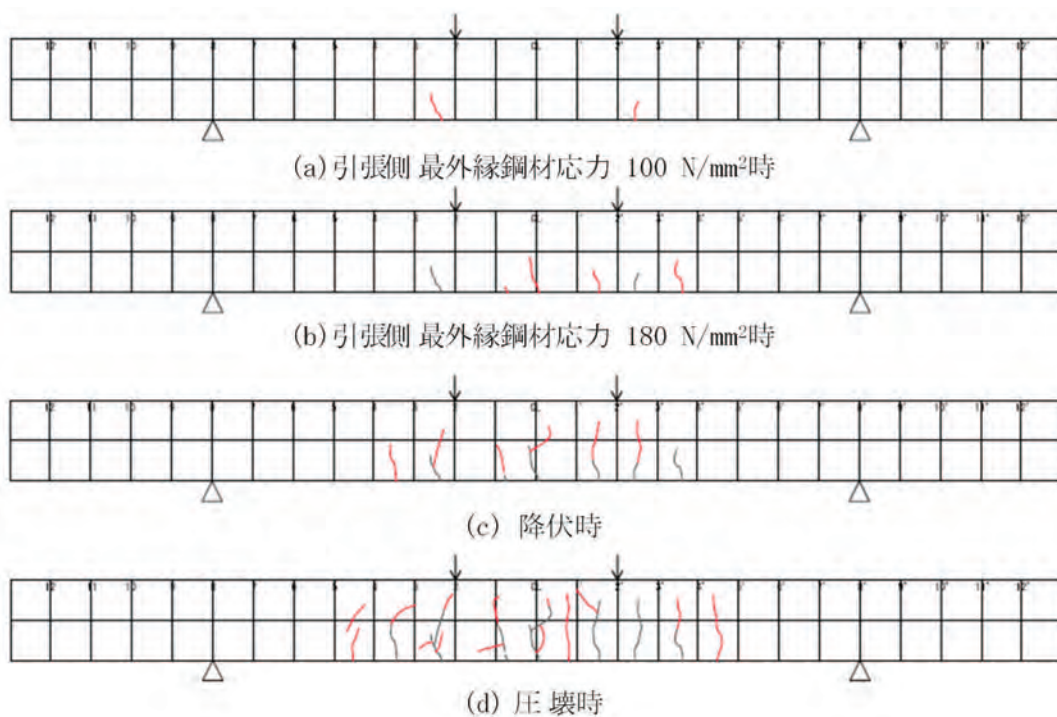


図-6.17 載荷に伴うひび割れの進展状況 (試験体 2a, 2b)

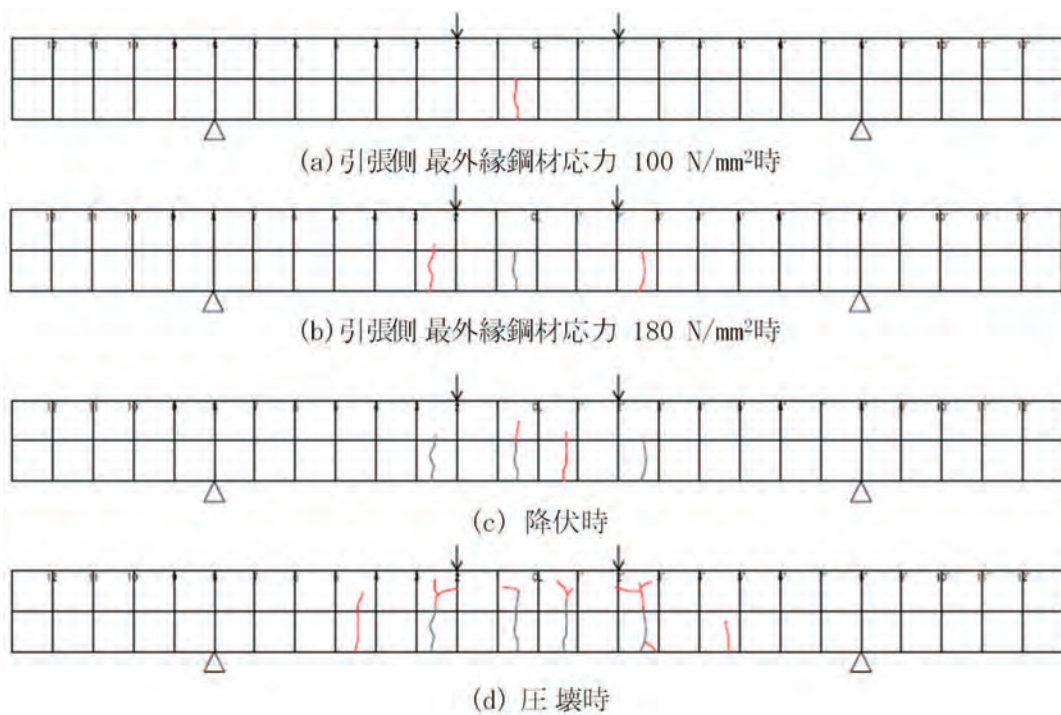


(A) 試験体 3a-SUS-SD-1.19-3T

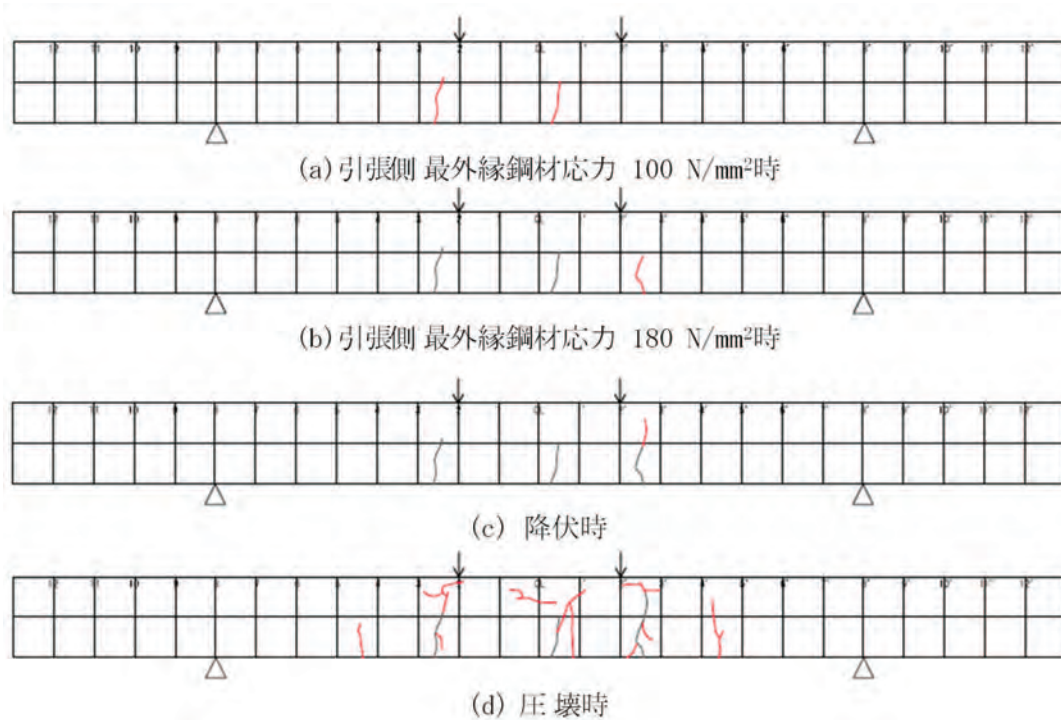


(B) 試験体 3b-SUS-SD-1.19-3T

図-6.18 載荷に伴うひび割れの進展状況 (試験体 3a, 3b)



(A) 試験体 4a-SUS-SD-0.89-4R



(B) 試験体 4b-SUS-SD-0.89-4R

図-6.19 載荷に伴うひび割れの進展状況 (試験体 4a, 4b)

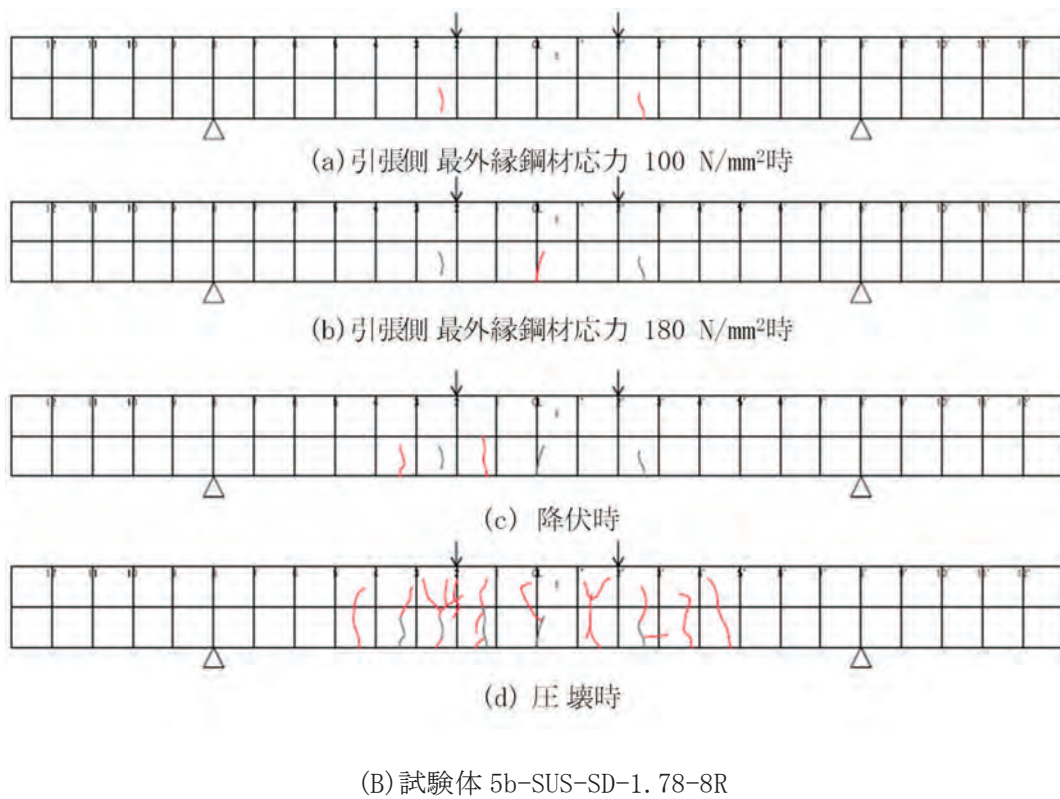
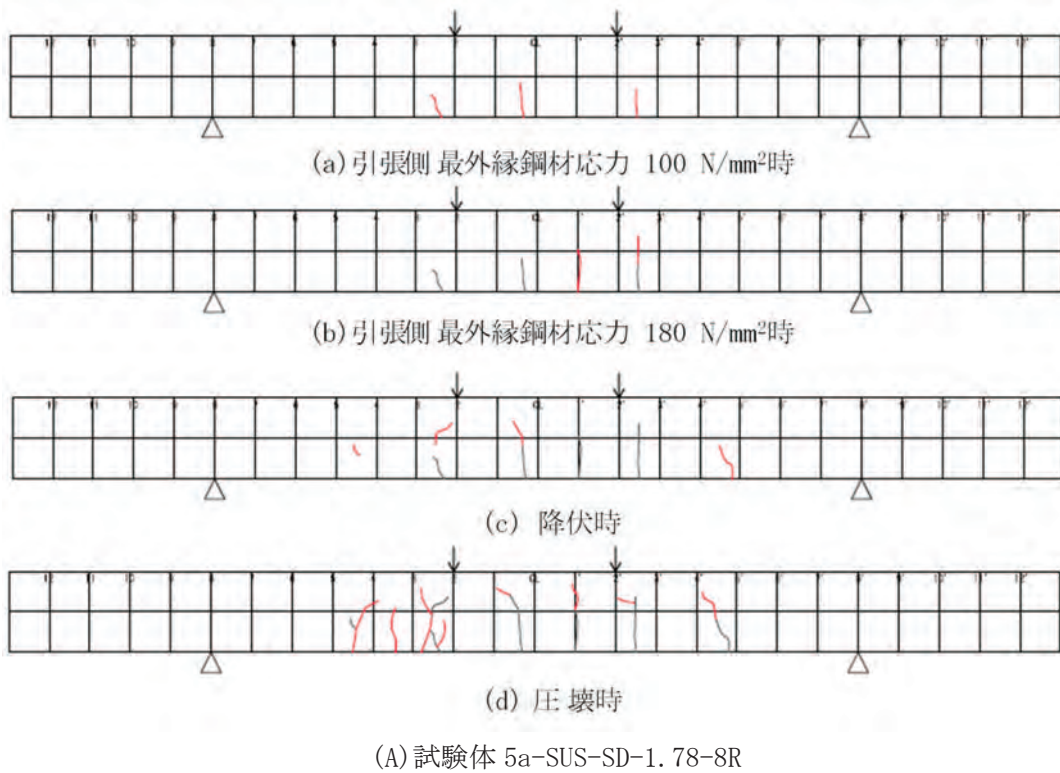


図-6.20 荷重に伴うひび割れの進展状況 (試験体 5a, 5b)

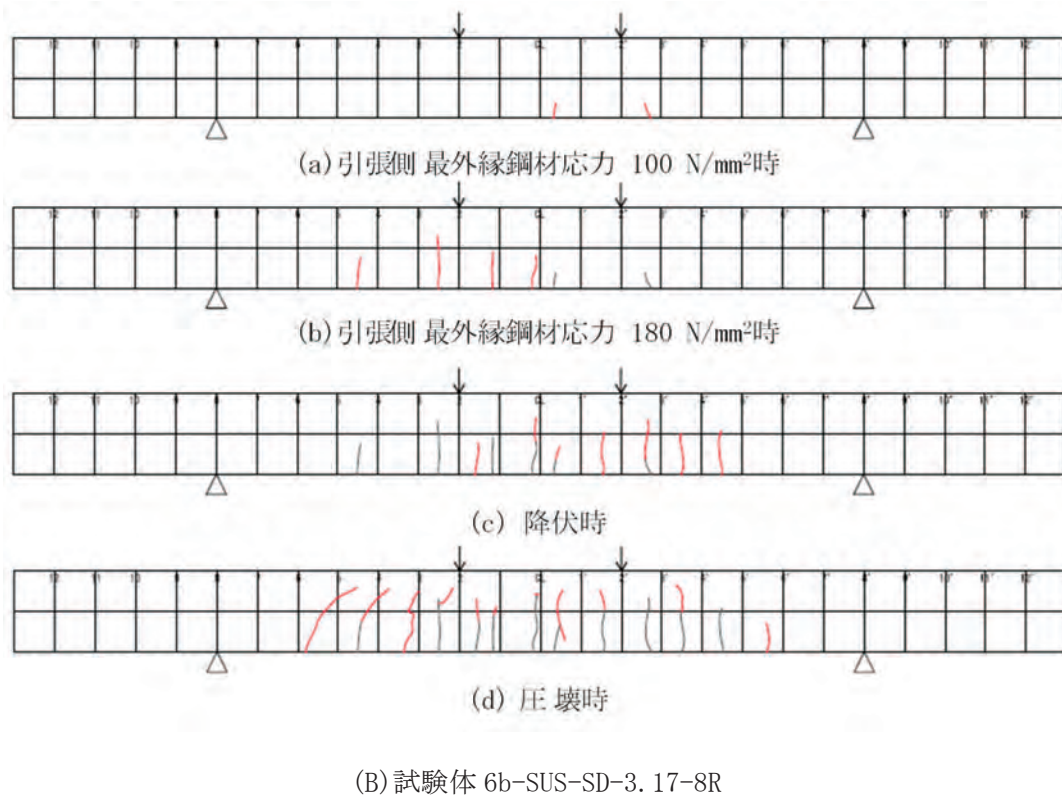
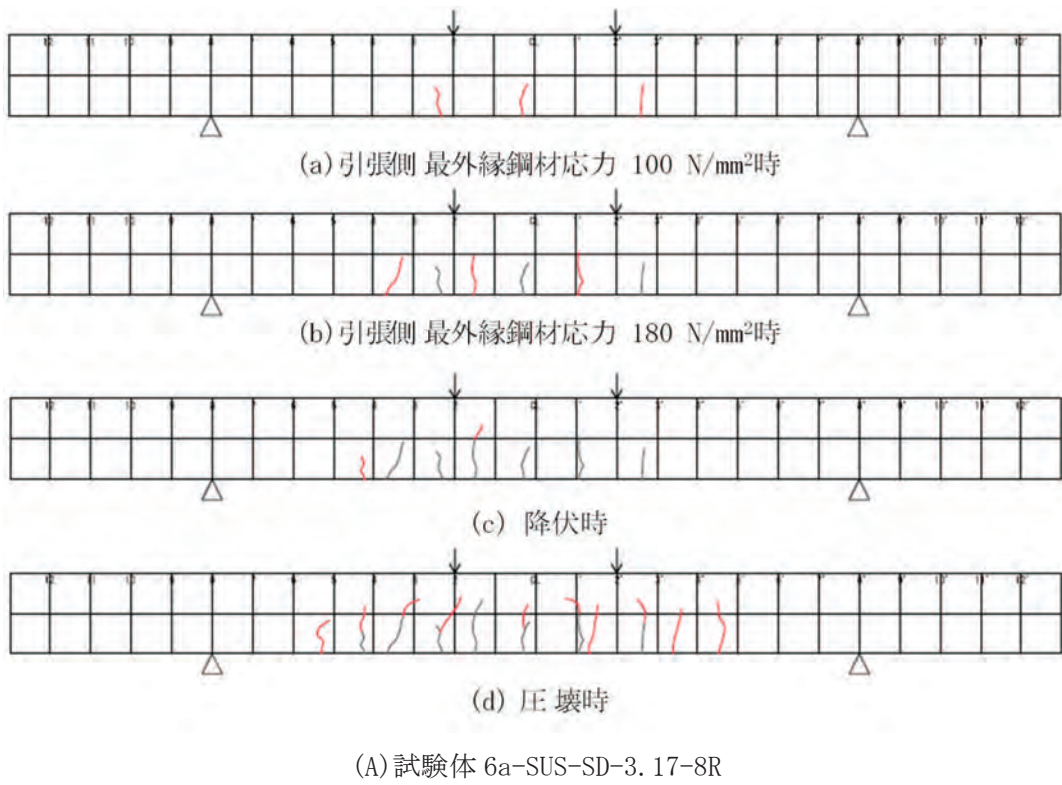
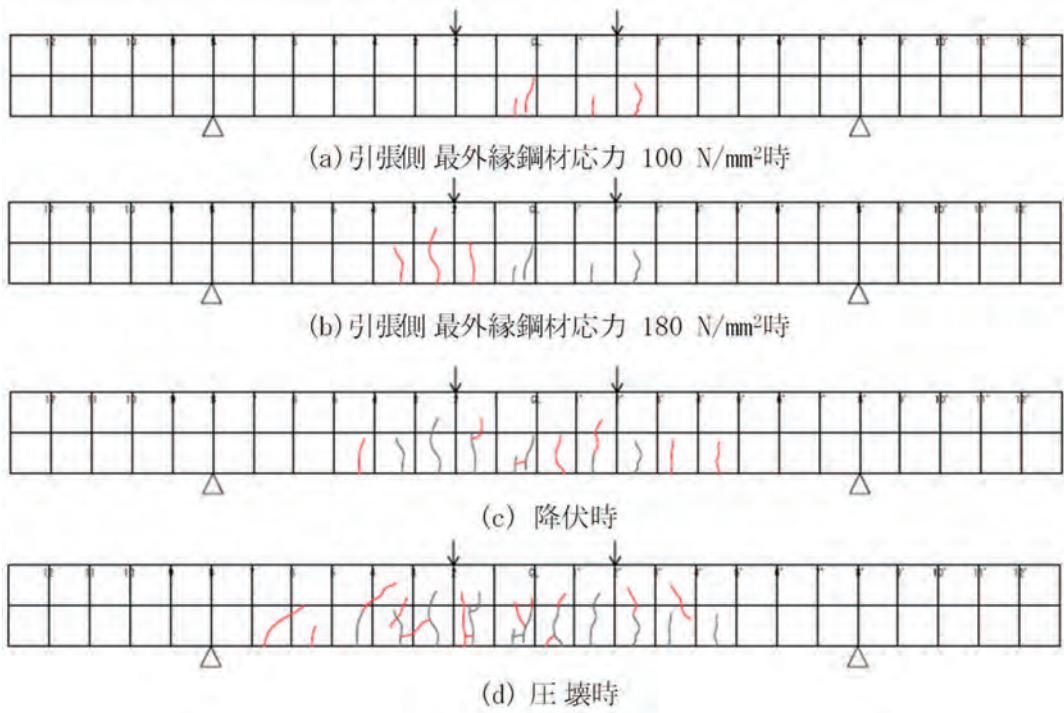
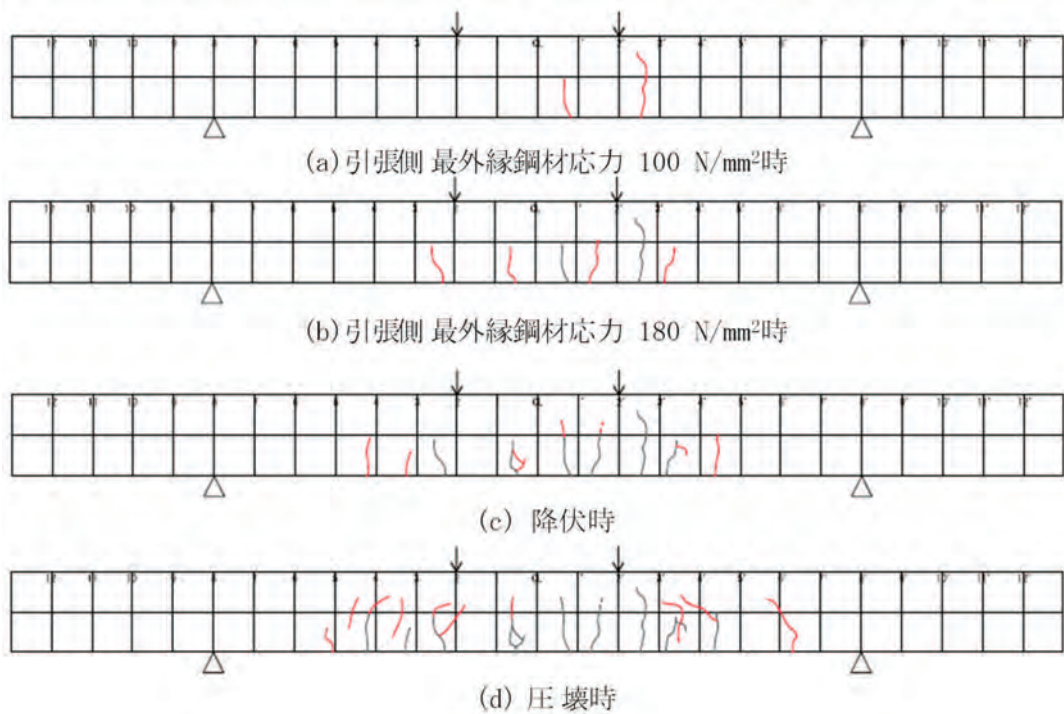


図-6.21 载荷に伴うひび割れの進展状況 (試験体 6a, 6b)



(A) 試験体 7a-SUS-SD-4. 89-8R



(B) 試験体 7b-SUS-SD-4. 89-8R

図-6.22 荷重に伴うひび割れの進展状況 (試験体 7a, 7b)

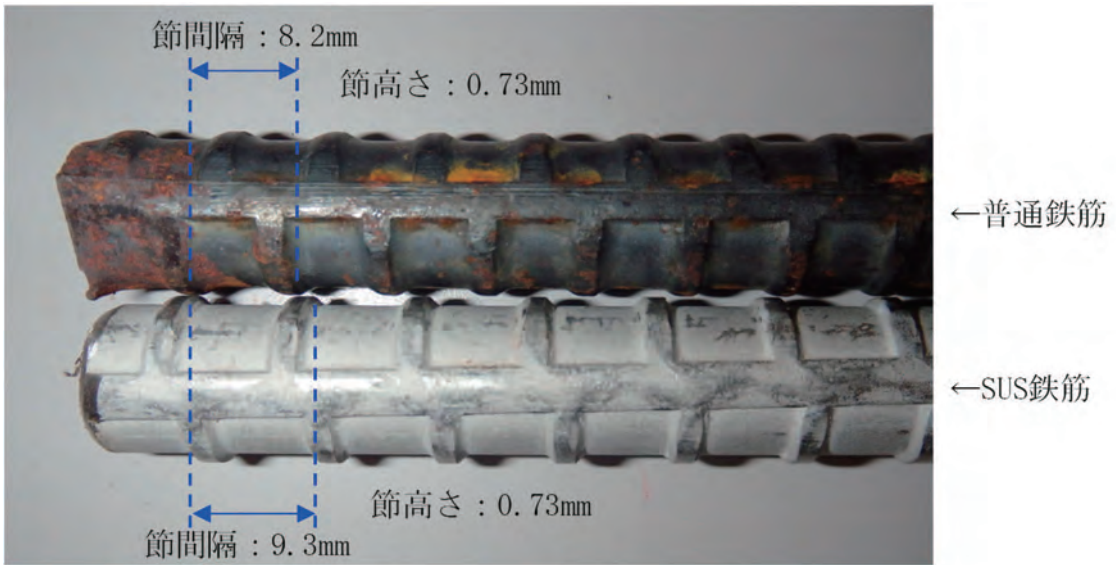


写真-6.3 使用した鋼材の節形状 (D13)

6.3.3 材料特性の違いが部材挙動に与える影響について

本節では材料特性の違いが部材挙動に与える影響を整理する目的で、有効断面積比 1.19 で鋼種が異なる 1a, 1b と 3a, 3b を比較した。同様に、有効断面積比 3.17 で鋼種が異なる 2a, 2b と 6a, 6b を比較した。主な比較項目は SUS 鉄筋の弾性限界前後の挙動とひずみ硬化である。

図-6.23 に弾性限界点前後の部材挙動を示す。同図より引張鉄筋 (SUS 鉄筋) の弾性限界点前後で急激な部材挙動の変化がなかったことがわかる。また、SUS 鉄筋は図-6.2~図-6.4 のように弾性限界後に連続的な降伏とひずみ硬化が生じるが、普通鉄筋を使用した供試体と比べても部材挙動は変わらない。部材挙動が変わらない理由として、SUS 鉄筋の塑性化よりも、曲げひび割れ進展の方が部材挙動に与える影響が大きかったためであると考えられる。

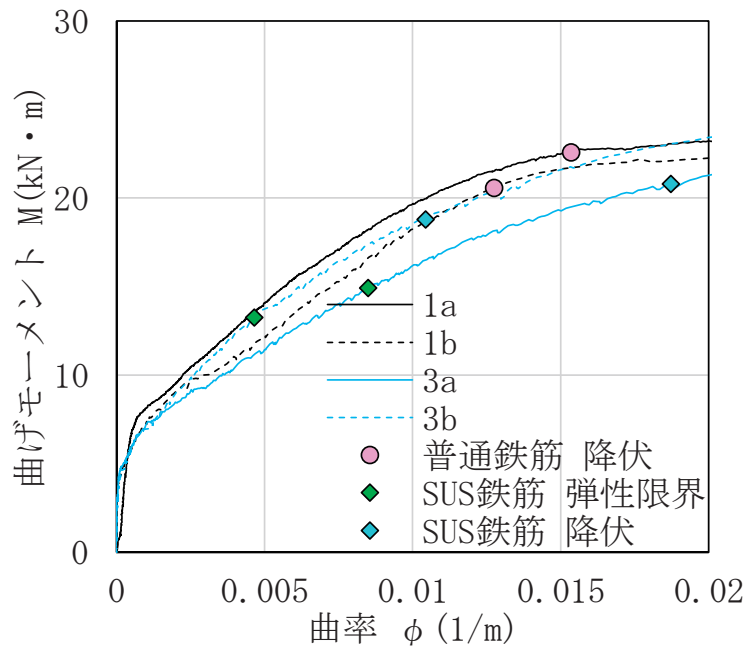
次にひずみ硬化について述べる。図-6.24 と図-6.25 に降伏時と圧壊時のはりのたわみの比較を示す。同図より、降伏時は有効断面積比や配筋位置の違いによってたわみ量に差がない。一方、圧壊時は有効断面積比 1.19 の試験体において、SUS 鉄筋のたわみ量が普通鉄筋の場合と比べて小さい。ひずみ硬化の影響もしくは、SUS 鉄筋は小さい応力 (約 210 N/mm²) から塑性化が開始し、普通鉄筋の場合と比べて広い範囲で塑性化するため、軸方向の断面間で応力の分配状況が異なっていたことが影響したと推測される。一方、有効断面積比 3.17 の時は普通鉄筋と SUS 鉄筋で、圧壊時のたわみ量に差がない。これは断面内の鋼材量が多いことから、引張側最外縁鋼材の応力負担割合が少なくなったためであると推測される。

図-6.26 にひび割れ発生時、降伏 (0.2 %耐力) 時、圧壊時の曲げモーメントの比較を示す。なお、試験体 1a のひび割れ発生荷重ははり下面のひずみゲージより判別できなかったため、未掲載である。同図より、試験体数が 2 体であるが、各モーメントに差が無いことがわかる。ひび割れ発生時は SUS 鉄筋についても弾性限界前であることが推測されることから、モーメントの差は鋼種に依るものではなく、試験体によるばらつきの影響であると考えられる。降伏 (0.2 %耐力) 時は、鋼材間で材料の挙動が異なるものの、部材耐力に明確な差はなかった。

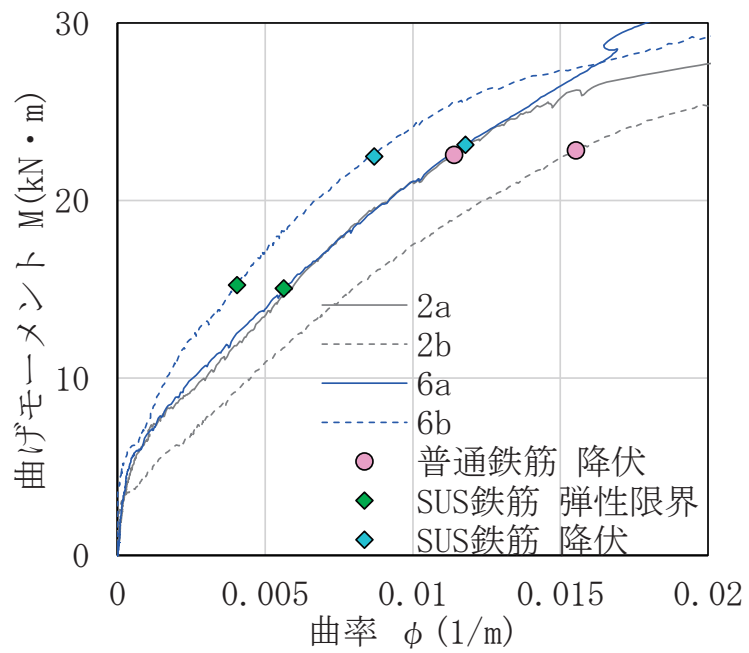
圧壊時の荷重も鋼種による差はほぼ無いが、ひずみ硬化の有無が影響する可能性があるため検討した。図-6.27 に中立軸位置の比較を示す。中立軸位置の求め方については、式 (6.1) による。圧壊時の中立軸位置を確認すると、有効断面積比 1.19 の場合は上縁から約 30 mm、有効断面積比 3.17 の場合は約 40 mm である。コンクリート上縁の終局ひずみを 0.0035 と仮定し、圧壊時の中立軸位置から鋼材位置のひずみを試算すると、有効断面積比 1.19 の場合は 0.015、3.17 の場合は 0.011 である。図-6.2~図-6.4 の鋼材の応力ひずみ曲線と比較すると、ひずみが 0.011 や 0.015 の時、普通鉄筋も SUS 鉄筋もひずみ硬化が生じていることがわかる。普通鉄筋の場合はひずみ硬化のタイミングに再現性が無く、ばらつくが、SUS 鉄筋はひずみ硬化時の挙動がばらつきにくいようである。そのため、本報告書では詳細な検討を行わないが、安定的なひずみ硬化を見込んだ設計ができる可能性がある。また、圧壊時

の荷重が鋼種によって差が無かった理由として、実際には普通鉄筋においてもひずみ硬化が生じていたため、ひずみ硬化が顕著な SUS 鉄筋と比べ、荷重の差が現れなかったと推測される。

また、道示^{6.5)}においては、軸方向鉄筋（引張鉄筋）をコンクリートの有効断面積の 0.5 % 以上配置することが規定されている。0.5 % 以上の軸方向鉄筋の配置により、破壊順序を制御している。図-6.28 に有効断面積比と $M-\phi$ 曲線の比較を示す。ここで有効断面積比は、断面内の軸方向鉄筋の断面積とコンクリートの断面積の比であり、表-6.4 の引張鉄筋比とは意味が異なる。同図より、コンクリートの設計基準強度が 24 N/mm^2 の場合において、有効断面積比 0.89~4.89 の範囲で、破壊順序（ひび割れ発生→引張側鋼材の降伏→コンクリート上縁の圧壊）が制御出来ていることを確認した。一方、鉄筋量が多くなるほど部材強度が上昇し、変形量が小さくなる特徴は、普通鉄筋や SUS 鉄筋に限らず同じである。ただし、有効断面積比と部材挙動の関係は、断面 A のように配筋によって挙動が異なる。

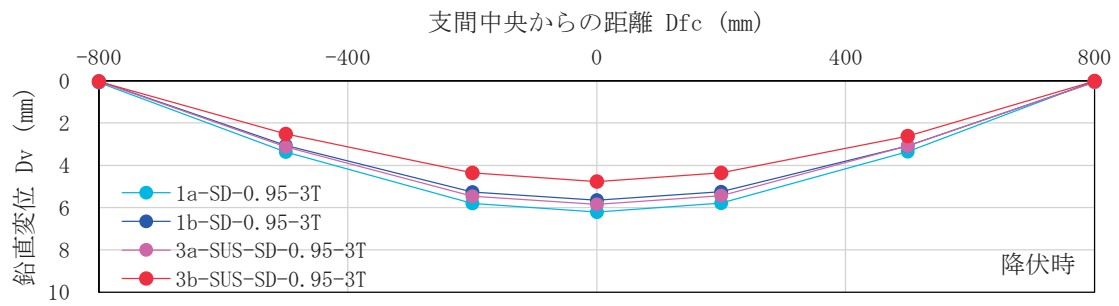


(a) 有効断面積比 1.19 (1a, 1b→普通鉄筋, 3a, 3b→SUS 鉄筋)

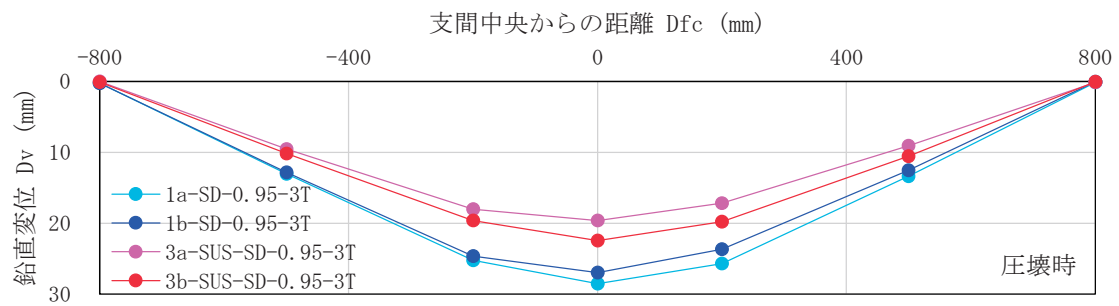


(b) 有効断面積比 3.17 (2a, 2b→普通鉄筋, 6a, 6b→SUS 鉄筋)

図-6.23 弾性限界点前後の部材挙動

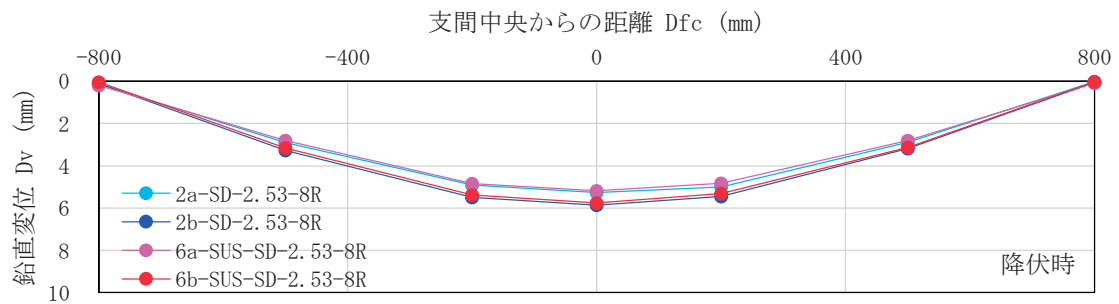


(a) 降伏時

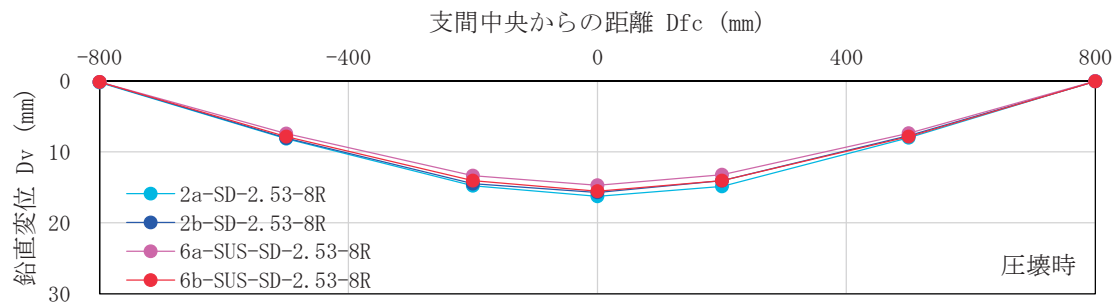


(b) 圧壊時

図-6.24 降伏時と圧壊時のはりのたわみの比較 (有効断面積比 1.19)

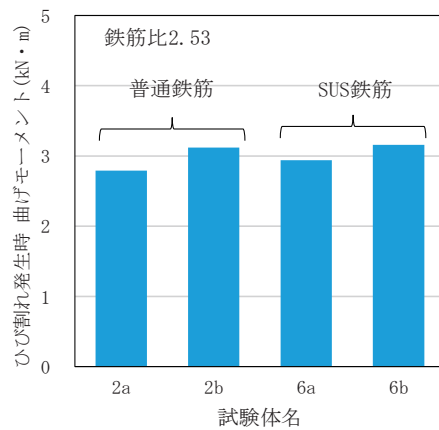
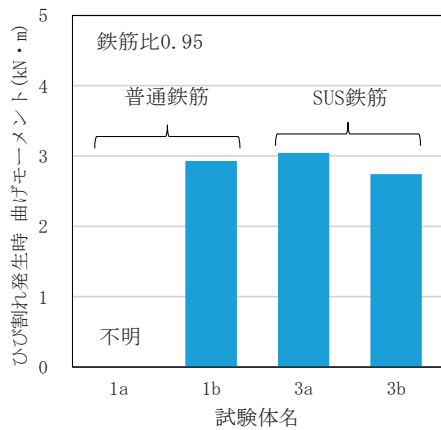


(a) 降伏時

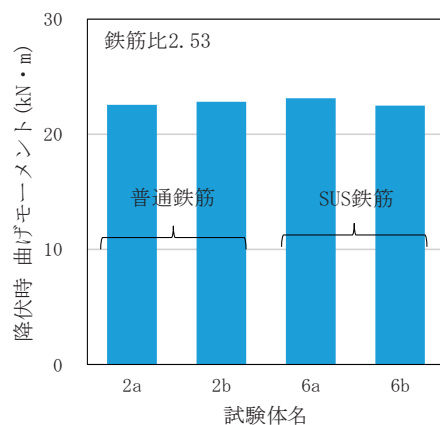
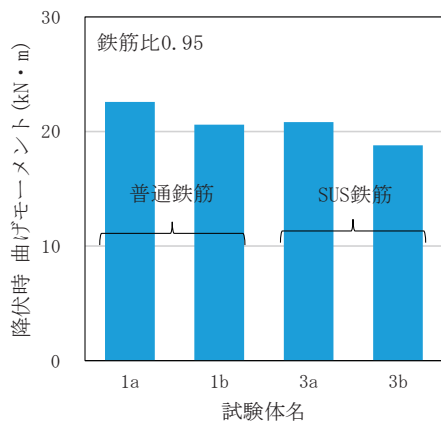


(b) 圧壊時

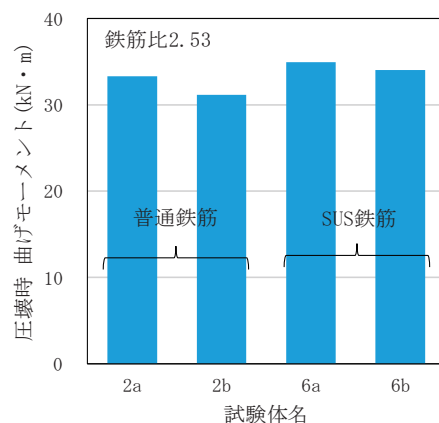
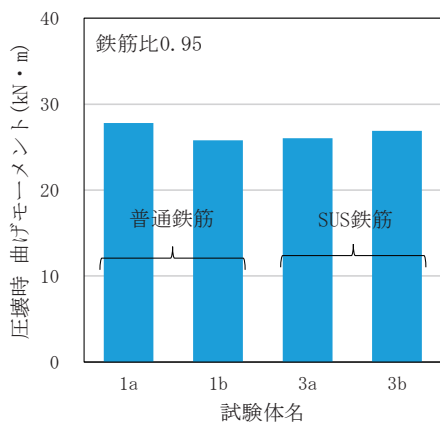
図-6.25 降伏時と圧壊時のはりのたわみの比較 (有効断面積比 3.17)



(a) ひび割れ発生時 (有効断面積比 1.19) (b) ひび割れ発生時 (有効断面積比 3.17)

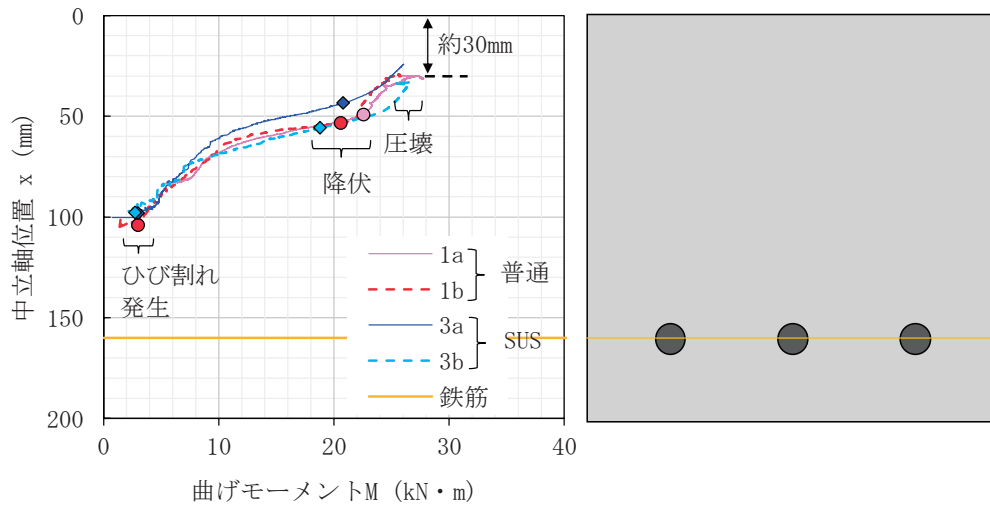


(c) 降伏時 (有効断面積比 1.19) (d) 降伏時 (有効断面積比 3.17)

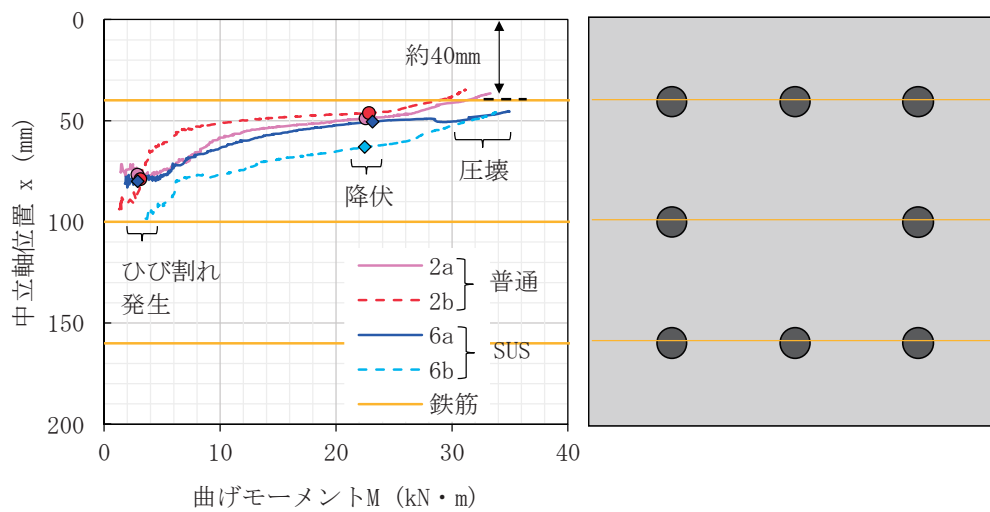


(e) 圧壊時 (有効断面積比 1.19) (f) 圧壊時 (有効断面積比 3.17)

図-6.26 ひび割れ発生時, 降伏 (0.2 %耐力) 時, 圧壊時の曲げモーメントの比較



(a) 有効断面積比 1.19 の場合の中立軸位置の変化と断面図



(b) 有効断面積比 3.17 の場合の中立軸位置の変化と断面図

図-6.27 中立軸位置の比較

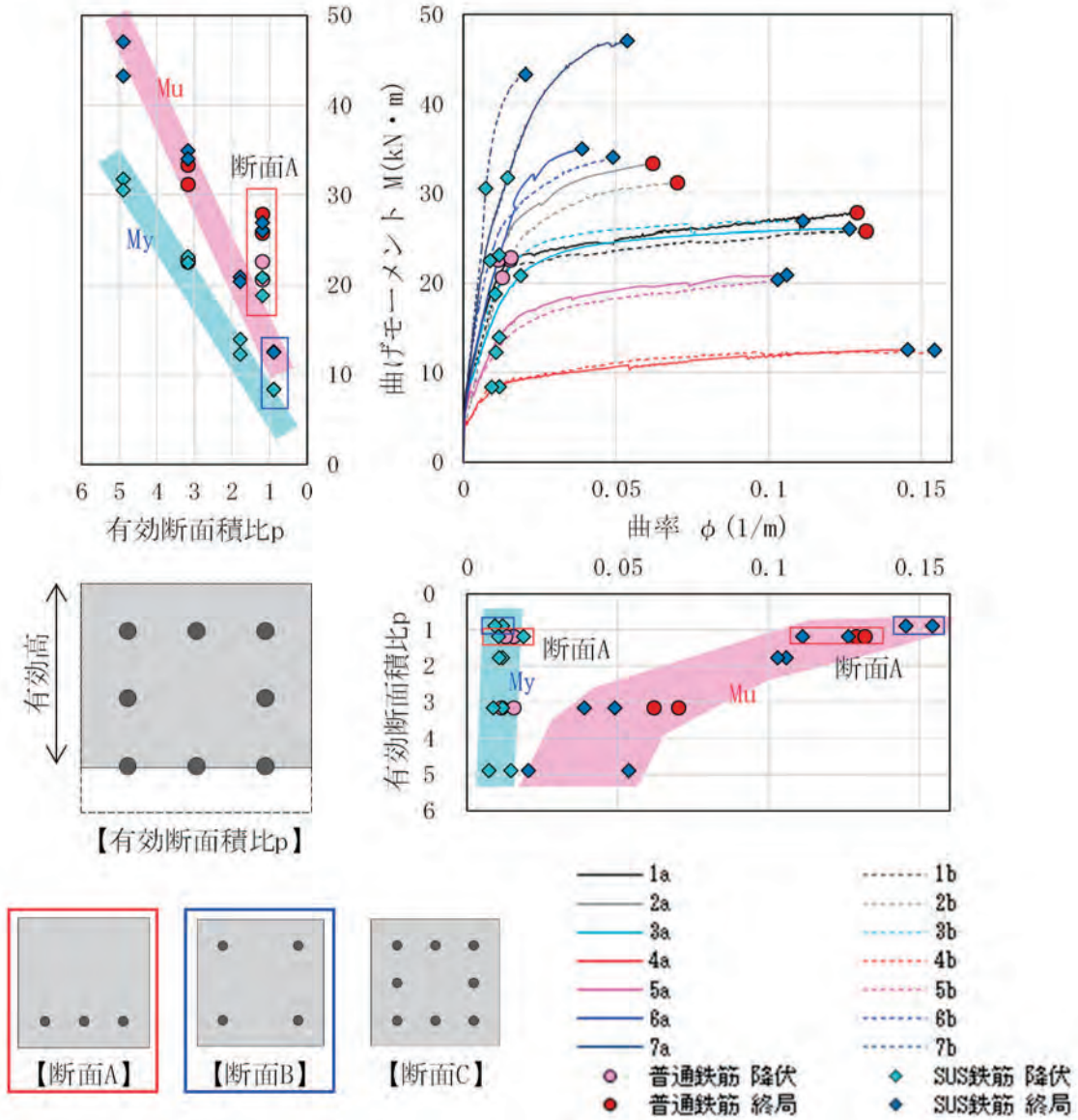


図-6.28 有効断面積比と $M-\phi$ 曲線の比較

6.3.4 部材耐荷機構の確認

図-6.29 に RC 部材の設計上の耐荷機構を示す。H29 道示Ⅲ5.1.2 コンクリート部材の種類^{6.5)}では、「作用の増加に対して期待する耐荷機構が得られる部材等を用いること、その状態や耐荷機構の変化が制御されている部材等を用いること」が求められている。そうしたうえで、RC の曲げ耐荷機構についても定義されており、「部材断面に発生する引張応力に対しコンクリートの引張抵抗を見込まず、鉄筋により抵抗する耐荷機構」と示されている。

曲げ耐荷機構が成立する設計の前提条件は、平面保持仮定とコンクリートの引張強度無視の仮定である。平面保持仮定を成立させるためには、コンクリートと鋼材の付着が十分にあり、ひび割れ後も両者が一体挙動し、応力の伝達が行われることが前提である。

上記前提条件を実験的に直接確認することは難しいが、図-6.27 の中立軸位置の比較から、断面内応力の釣合いを考察し、普通鉄筋と SUS 鉄筋の耐荷機構について述べる。図-6.27 より、設計上はコンクリートの引張応力を無視し、引張力を鋼材に負担させる耐荷機構（図-6.29, (I)→(III)→(IV)）として制御している RC 部材であるが、中立軸位置の挙動がほぼ同じであることは即ち、ひび割れ発生→降伏→圧壊といった実挙動における耐荷機構（図-6.29, (I)→(II)→(III)→(IV)）並びに、その耐荷機構の前提条件である付着特性が実務上、圧壊まで同じとみなせることを意味する。

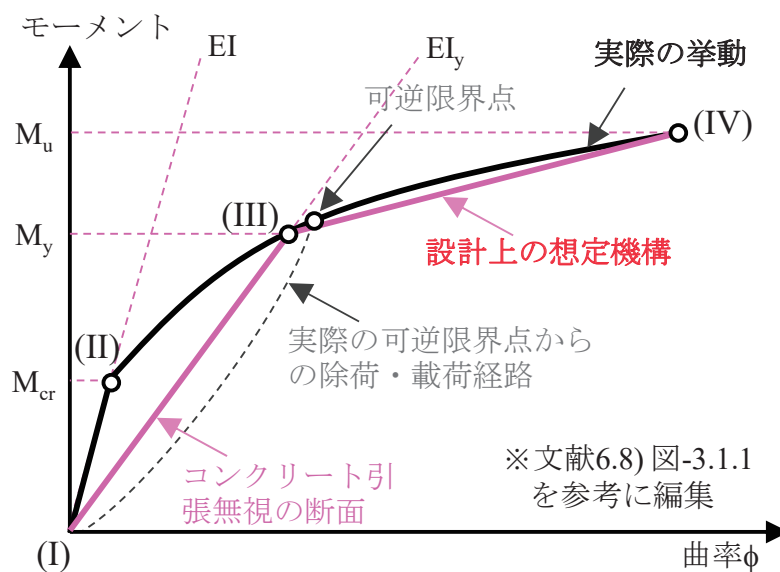


図-6.29 RC 部材の設計上の耐荷機構

6.4 各種ばらつきと設計用構成則に関する検討

6.4.1 材料の特性値のばらつき

(1) 工学的な降伏点応力や引張強さの設定方法とミルシートにおける取り扱いについて

まず普通鉄筋の工学的な降伏点応力の設定方法について述べる。H29 道示 I 9.1 鋼材^{6.1)}では、「使用する構造用鋼材，線材，棒鋼等の鋼材等は，製造時に材料としての特性や品質が決定されるため，その特性や品質が確保されていることが使用上の前提条件である。このような特性や品質の確保の手段として一般的に JIS 等の規格品が用いられている。」としたうえで，H29 道示では JIS 規格における降伏点応力や引張強さ等を標準とした特性値が定められている。一方，JIS Z 2241：2011 の「金属材料引張試験方法」に降伏応力（降伏点，降伏強度）が定義されており，それによると「金属材料が降伏現象を示すときに，試験力の増加が一切ないにもかかわらず試験中に塑性変形が生じる応力」としている。また，ミルシートにおける一般的な降伏点応力の取り扱いについては，普通鉄筋を作製している鋼材メーカーへヒアリングを行い，上降伏点の値を記載し，明確な降伏棚が確認できない場合には，0.2%耐力値を降伏点として取り扱っているとの回答を得た。併せて，異形鉄筋の場合，鋼材表面の凸凹の影響により明確な降伏点が出現しにくい。そのため，異形鉄筋においては 0.2%耐力で降伏強度を求めることが多いようである。以上より，普通鉄筋の場合も，SUS 鉄筋等同様に 0.2%耐力を降伏強度としている場合が多く，普通鉄筋と SUS 鉄筋の降伏強度の求め方には，実務上は差が無いといえる。

SUS 鉄筋の降伏点については，指針（案）^{6.1)}および JIS G 4322「鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼」に，0.2%耐力を標準とする記載がある。0.2%耐力は鉄鋼材便覧^{6.7)}には「高炭素鋼や調質した合金鋼においては，（中略）明瞭な降伏点が表せない。このような場合は，ある値までの引張応力を加えて除荷したときの永久ひずみが 0.2%となるような応力を耐力といい，（中略）降伏点に対応させている」と示され，金属便覧^{6.4)}には，「降伏応力は均一変形の場合にはそれほど明瞭には決定できないため，（中略）0.2%耐力とよばれる塑性ひずみが 0.2%での変形応力を降伏応力の目安として用いることが多い。」と示されている。ただし，オーステナイト鋼は弾性限界と 0.2%耐力の差が大きい特徴を有する^{6.4)}。

一方，引張強さは普通鉄筋と SUS 鉄筋の JIS での定義は同じであり，JIS Z 2241「金属材料引張試験方法」に，最大試験力に対応する応力とされている。

次に，ミルシートにおける鋼材強度のばらつきについて述べる。鋼材メーカーへのヒアリングにより，鋼材強度自体には荷重速度の影響があるものの，そのミルシートの値については以下の理由により荷重速度の影響はほぼ無いことを確認した。その理由として，鋼材メーカーでは常に一定の引張試験を実施しており，メーカー間の試験条件の差異も大きくないためである。また，高強度鋼や特殊な炭素鋼の場合は上降伏が異常に大きくなる場合があるが，SS400 等の汎用鋼の場合はそのようなことはないといったことも理由の一つである。以上より，ミルシートで収集したデータについては各メーカー間での試験方法の違いによるばらつきが少ないと考えられ，統計データとしてそれを用いる場合には，それらばらつきを

若干内在しているが、本質的には材質やそのサンプル数（以下、N数）による影響を受けたばらつきとして取り扱ってよいと考えられる。

(2) 0.2 %耐力

H29 道示より、部分係数設計法と限界状態設計法が導入され、それに伴い材料強度等のばらつきが再評価され、一定水準の信頼性が得られるための特性値や照査基準が設定された。H29 道示の部分係数（抵抗係数）決定の際に、普通鉄筋の降伏強度のばらつき等が整理されている^{6,8)}。整理は実際の強度の平均が規格値から何倍であるか（バイアス）と、変動係数についての 2 つのパラメータに対して行われている。これらパラメータは鉄筋径ごとに集計された後に、前者は最小値、後者は最大値を基準値として示している。それによると普通鉄筋の降伏強度は規格値から 1.14 倍の強度を有し、そのばらつき（変動係数）は 4 %であるとされている。

ただし、普通鉄筋の統計量は、土研資料第 4401 号^{6,8)}において例示されている電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書（平成 16 年）以外にも、土木学会等の複数の調査事例を加味し、総合的に判断されたうえで決められている。新材料においては、出荷数が普通鉄筋等よりも少ないことや、品質が十分に確保されているかを考慮したうえで、ばらつきを評価する必要がある。

SUS 鉄筋の 0.2 %耐力のばらつきを調査した結果を表-6.6～表-6.10 に示す。併せて図-6.30 に 0.2 %耐力のヒストグラムの例を示す。SUS410 については応力ひずみ曲線の挙動が SUS304 と異なり、今回の検討において耐荷性能を確認していないが、参考として整理した。調査した鋼種は SUS304（SD295, SD345, SD390）と SUS410（SD295, SD345）である。なお、SUS304-SD295 は SD295B, SUS410-SD295 は SD295A に相当する。また、SUS 鉄筋に限らず、標準的に今まで使用されていないといった意味での新材料は出荷数が少ないことから、必然的に N 数が少ない。どの程度の N 数があれば十分であるかは、その変動係数に依って異なり、一概に決定できないため、本報告書では N 数が 30 以下の値については参考値としてかっこ書きとした。これによると、規格の最低値からの倍率と変動係数（かっこ書きの参考値を除く）は、SUS304-SD295 が 1.03 倍(4.0 %)、SUS410-SD345 が 1.11 倍(4.7 %)であった。

(3) 引張強さ

0.2 %耐力と同様に SUS 鉄筋の引張強さのばらつきを調査した結果を表-6.11～表-6.15 に示す。併せて図-6.31 に 0.2 %耐力と引張強度のヒストグラムを示す。引張強さについても、どの程度の N 数があれば十分であるかは、一概に決定できないため、本報告書では N 数が 30 以下の値については参考値としてかっこ書きとした。これによると、規格の最低値からの倍率と変動係数（かっこ書きの参考値を除く）は、SUS304-SD295 が 1.44 倍(2.6 %)、SUS410-SD345 が 1.16 倍(1.5 %)であった。

表-6.6 SUS 鉄筋の 0.2 %耐力のばらつき (SUS304-SD295)

種類	呼び名	0.2 %耐力 平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数	N 数	規格の最低 値(295)から の倍率
SUS304- SD295	D10	(366.0)	(9.07)	(2.5 %)	(28)	(1.24)
	D13	333.6	10.7	3.2 %	53	1.13
	D16	322.2	12.3	3.8 %	53	1.09
	D19	315.0	7.04	2.2 %	59	1.07
	D22	304.5	8.97	2.9 %	35	1.03
	D25	325.0	11.0	3.4 %	83	1.10
	D32	336.7	10.2	3.0 %	69	1.14
	D35	325.8	8.43	2.6 %	64	1.10
	D38	324.1	12.8	4.0 %	55	1.10

表-6.7 SUS 鉄筋の 0.2 %耐力のばらつき (SUS304-SD345)

種類	呼び名	0.2 %耐力 平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数	N 数	規格の最低 値(345)から の倍率
SUS304- SD345	D6	(417.1)	(15.1)	(3.6 %)	(10)	(1.21)
	D8	(392.0)	(21.2)	(5.4 %)	(2)	(1.14)
	D10	(403.3)	(36.2)	(9.0 %)	(3)	(1.17)
	D13	(403.6)	(29.3)	(7.3 %)	(5)	(1.17)
	D16	(410.0)	(26.8)	(6.5 %)	(8)	(1.19)
	D19	(403.8)	(2.22)	(0.5 %)	(4)	(1.17)
	D22	(396.0)	(8.94)	(2.3 %)	(5)	(1.15)
	D25	(425.0)	(6.28)	(1.5 %)	(5)	(1.23)

※本報告書では N 数が 30 以下の値については参考値としてかっこ書きとした。

表-6.8 SUS 鉄筋の 0.2 %耐力のばらつき (SUS304-SD390)

種類	呼び名	0.2 %耐力 平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数	N 数	規格の最低 値(390)から の倍率
SUS304- SD390	D10	(478.0)	(15.0)	(3.1 %)	(9)	(1.23)
	D13	(455.2)	(20.9)	(4.6 %)	(18)	(1.17)
	D16	(434.5)	(15.7)	(3.6 %)	(11)	(1.11)
	D19	(434.0)	(14.5)	(3.3 %)	(21)	(1.11)
	D22	(422.7)	(15.7)	(3.7 %)	(14)	(1.08)
	D25	(447.2)	(25.3)	(5.7 %)	(10)	(1.15)
	D29	(440.0)	(19.9)	(4.5 %)	(10)	(1.13)

表-6.9 SUS 鉄筋の 0.2 %耐力のばらつき (SUS410-SD295 (参考))

種類	呼び名	0.2 %耐力 平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数	N 数	規格の最低 値(295)から の倍率
SUS410- SD295	D10	(375.8)	(10.0)	(2.7 %)	(11)	(1.27)
	D13	(335.0)	(14.4)	(4.3 %)	(9)	(1.14)
	D16	(367.7)	(7.04)	(1.9 %)	(5)	(1.25)

表-6.10 SUS 鉄筋の 0.2 %耐力のばらつき (SUS410-SD345 (参考))

種類	呼び名	0.2 %耐力 平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数	N 数	規格の最低 値(345)から の倍率
SUS410- SD345	D10	(401.4)	(16.5)	(4.1 %)	(28)	(1.16)
	D13	384.6	18.3	4.7 %	36	1.11
	D16	(402.7)	(21.6)	(5.4 %)	(12)	(1.17)
	D19	(398.2)	(22.1)	(5.6 %)	(20)	(1.15)
	D22	(412.8)	(17.8)	(4.3 %)	(9)	(1.20)

※本報告書では N 数が 30 以下の値については参考値としてかっこ書きとした。

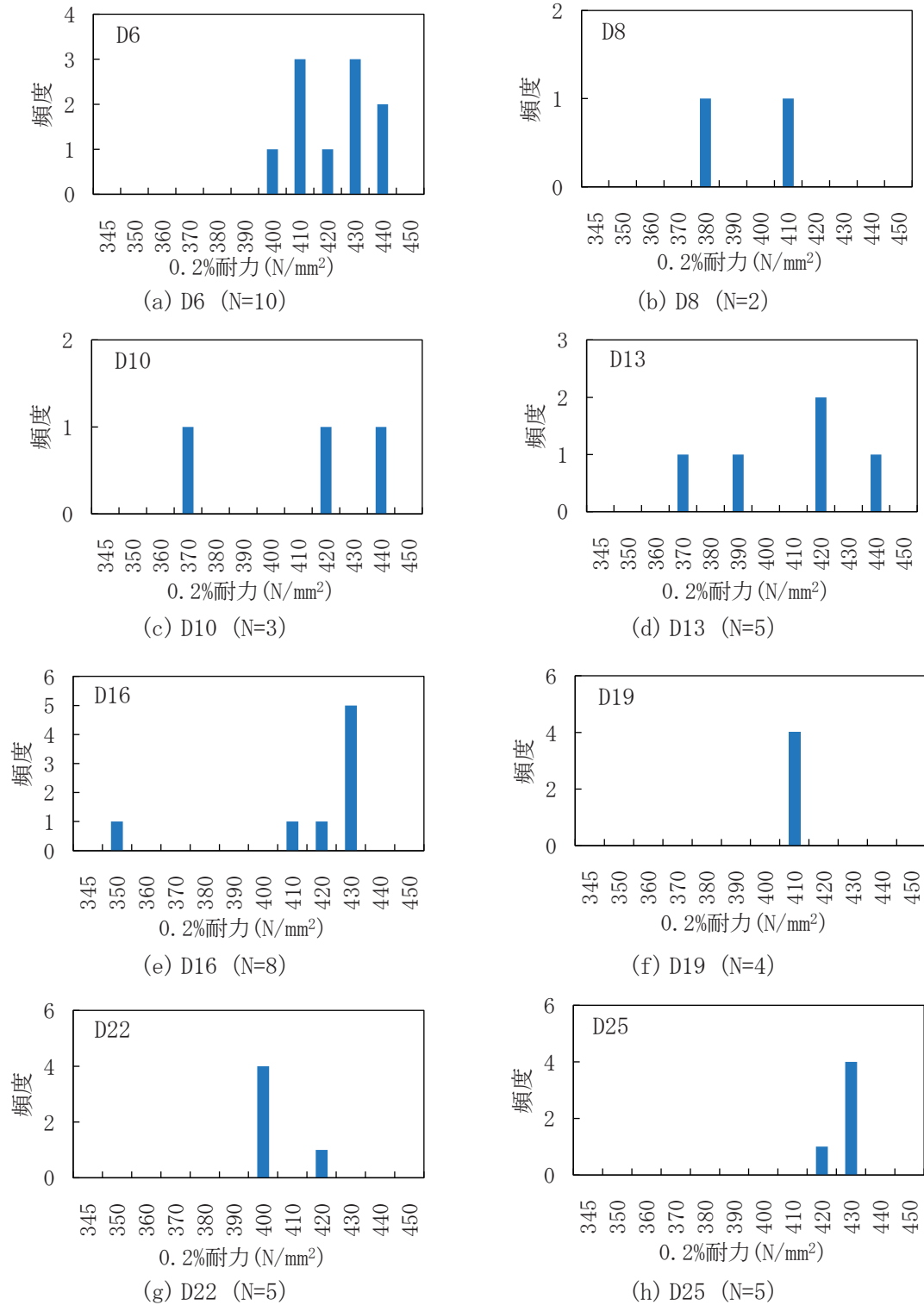


図-6.30 0.2%耐力のヒストグラムの例 (SUS304-SD345)

表-6.11 SUS 鉄筋の引張強さのばらつき (SUS304-SD295)

種類	呼び名	引張強さ 平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数	N 数	規格の最低 値(440)から の倍率
SUS304- SD295	D10	(681.4)	(13.8)	(2.0 %)	(28)	(1.55)
	D13	658.6	14.6	2.2 %	53	1.50
	D16	648.5	16.9	2.6 %	53	1.47
	D19	645.8	9.11	1.4 %	59	1.47
	D22	639.9	9.04	1.4 %	35	1.45
	D25	653.1	13.0	2.0 %	83	1.48
	D32	647.3	11.6	1.8 %	69	1.47
	D35	637.1	10.6	1.7 %	64	1.45
	D38	635.6	12.0	1.9 %	55	1.44

表-6.12 SUS 鉄筋の引張強さのばらつき (SUS304-SD345)

種類	呼び名	引張強さ 平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数	N 数	規格の最低 値(490)から の倍率
SUS304- SD345	D6	(664.2)	(33.1)	(5.0 %)	(10)	(1.36)
	D8	(616.0)	(33.9)	(5.5 %)	(2)	(1.26)
	D10	(630.3)	(20.6)	(3.3 %)	(3)	(1.29)
	D13	(673.4)	(73.1)	(10.9 %)	(5)	(1.37)
	D16	(674.6)	(58.3)	(8.6 %)	(8)	(1.38)
	D19	(712.0)	(3.46)	(0.5 %)	(4)	(1.45)
	D22	(707.8)	(6.34)	(0.9 %)	(5)	(1.44)
	D25	(727.2)	(3.70)	(0.5 %)	(5)	(1.48)

※本報告書では N 数が 30 以下の値については参考値としてかっこ書きとした。

表-6.13 SUS 鉄筋の引張強さのばらつき (SUS304-SD390)

種類	呼び名	引張強さ 平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数	N 数	規格の最低 値(560)から の倍率
SUS304- SD390	D10	(772.8)	(17.1)	(2.2 %)	(9)	(1.38)
	D13	(755.9)	(19.1)	(2.5 %)	(18)	(1.35)
	D16	(736.2)	(16.9)	(2.3 %)	(11)	(1.31)
	D19	(740.5)	(14.7)	(2.0 %)	(21)	(1.32)
	D22	(735.6)	(18.9)	(2.6 %)	(14)	(1.31)
	D25	(751.7)	(23.0)	(3.1 %)	(10)	(1.34)
	D29	(729.4)	(14.9)	(2.0 %)	(10)	(1.30)

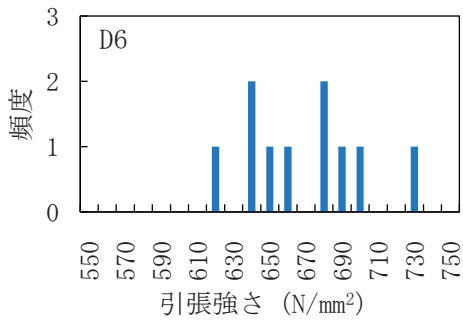
表-6.14 SUS 鉄筋の引張強さのばらつき (SUS410-SD295 (参考))

種類	呼び名	引張強さ 平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数	N 数	規格の最低 値(440)から の倍率
SUS410- SD295	D10	(502.6)	(8.04)	(1.6 %)	(11)	(1.14)
	D13	(514.0)	(5.69)	(1.1 %)	(9)	(1.17)
	D16	(549.4)	(10.5)	(1.9 %)	(5)	(1.25)

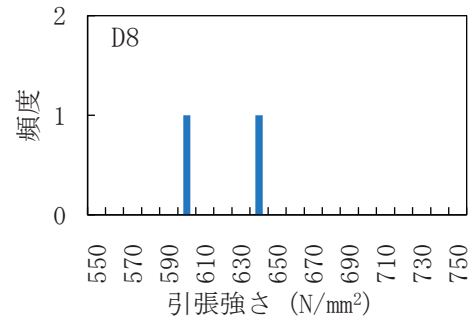
表-6.15 SUS 鉄筋の引張強さのばらつき (SUS410-SD345 (参考))

種類	呼び名	引張強さ 平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数	N 数	規格の最低 値(490)から の倍率
SUS410- SD345	D10	(560.2)	(15.5)	(2.8 %)	(28)	(1.14)
	D13	566.4	8.34	1.5 %	36	1.16
	D16	(561.5)	(25.3)	(4.5 %)	(12)	(1.15)
	D19	(554.5)	(15.4)	(2.8 %)	(20)	(1.13)
	D22	(558.1)	(14.1)	(2.5 %)	(9)	(1.14)

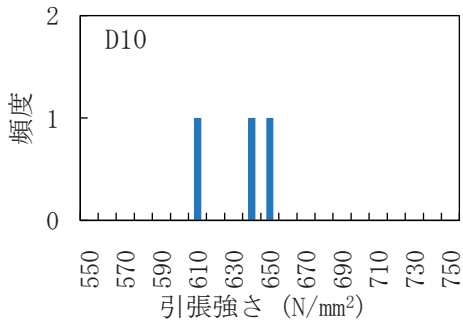
※本報告書では N 数が 30 以下の値については参考値としてかっこ書きとした。



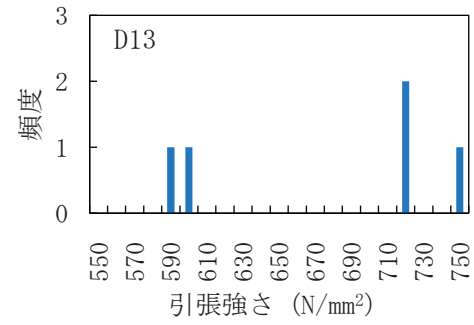
(a) D6 (N=10)



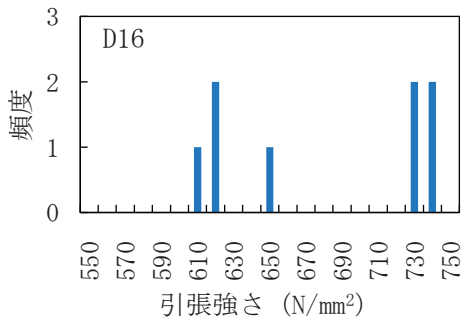
(b) D8 (N=2)



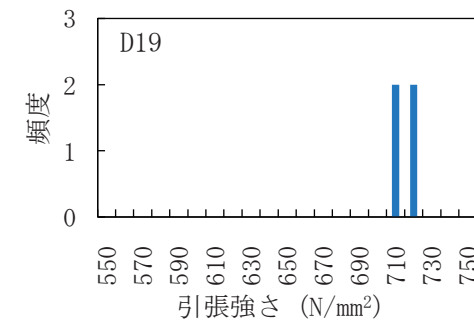
(c) D10 (N=3)



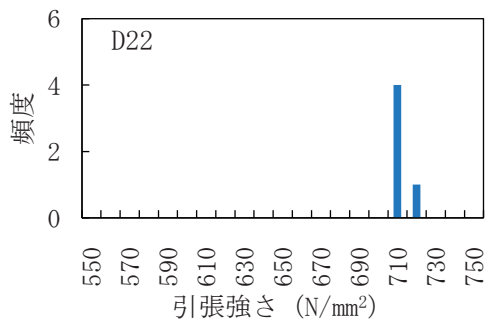
(d) D13 (N=5)



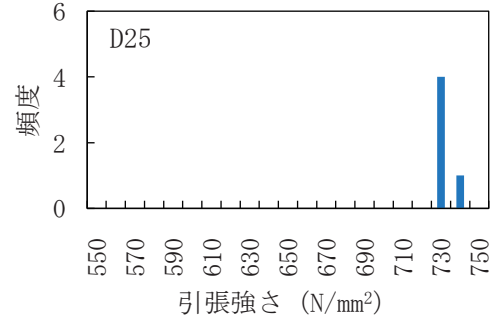
(e) D16 (N=8)



(f) D19 (N=4)



(g) D22 (N=5)



(h) D25 (N=5)

図-6.31 引張強さのヒストグラムの例 (SUS304-SD345)

6.4.2 SUS 鉄筋の設計用構成則（案）

H29 道示の特性値は限界状態を説明でき、評価方法が明確で安全側に設定できる必要がある。加えて、実務での取り扱いやすさや、ばらつきを評価し部分係数を設定できるか、再現性があるか等を総合的に判断したうえで設定される。

再現解析のように必ずしも部材挙動を厳密に再現する必要は無いが、設計用構成則は特性値を適切に表現でき、挙動を安全側に見積るものである必要がある。本節では道示に規定されている鋼材の設計用構成則の定義経緯を例示し、それら鋼材と SUS 鉄筋の応力度ひずみ曲線を比較したうえで、SUS 鉄筋の設計用構成則（案）を示す。

図-6.32 に道示Ⅲにおける鋼材の応力度-ひずみ曲線を示す。「鉄筋」は降伏点を部材挙動の変曲点（以下、折点）としたバイリニア型であり、ひずみ硬化やその発生タイミング、破断ひずみを構成則上で定義していない。これは道示では曲げ引張破壊をするように求めており、その範囲において、また、コンクリート圧縮縁の終局ひずみの範囲では、引張鉄筋に生じるひずみが 2%（ひずみ硬化が生じる目安）に達しないこと、ひずみ硬化が生じるタイミングには再現性が無いこと、終局ひずみ時の引張側鉄筋のひずみ量は破断ひずみと比べて十分に小さいこと、ひずみ硬化や破断ひずみの有無が特性値に与える影響は小さいこと等が理由であると推測される。「鉄筋」と同じく「PC 鋼棒 2 号」も 0.2%耐力相当（PC 鋼材の引張強さの 0.8 倍）を折点としたバイリニア型の構成則が設定されており、ひずみ硬化や破断ひずみ等は反映されていない。

一方、「PC 鋼線、PC 鋼より線及び PC 鋼棒 1 号」の構成則は 0.2%耐力を折点に設定せず、引張強さの 0.84 倍と 0.93 倍を折点としたトリリニアの構成則が設定されている。0.84 倍は鋼材の弾性限界、0.93 倍は設定当時の変動係数 4%に対する 5%フラクティル値（材料係数 1.07 相当）である。このような構成則が設定された理由は、応力度ひずみ曲線において、弾性限界点と 0.2%耐力点が離れており、降伏点が不明確であり、降伏とひずみ硬化が同時に連続的に生じる特徴を有するためである。ひずみ硬化と破断ひずみは構成則上で考慮されておらず、0.015 のひずみを超えた後は応力度が増加せず一定である。

以上より、コンクリート上部工の設計で使用する構成則は以下の経緯で設定してきたと考えられる。

- ・明確な降伏点が存在する鋼材はそこを折点に設定する。
- ・降伏点が不明確な鋼材は、引張強さからの強度比により 0.2%耐力相当の折点を設定する。（0.2%耐力を折点に設定していない。）
- ・比較的小さいひずみ領域で弾性限界を迎え、弾性限界と 0.2%耐力点が離れている鋼材は、弾性限界点を折点に設定する。
- ・普通鉄筋の様に弾性限界点と降伏点が、ひずみ軸上で隣接する鋼材は降伏点を弾性限界とみなす。
- ・計算耐力に与える影響が小さいと考えられる場合、ひずみ硬化を構成則に反映しない。

・弾性限界後、滑らかに降伏とひずみ硬化が生じる鋼材は、変動係数を考慮した安全余裕を満たす折点を設定する。その折点以降は応力度を一定に設定する。

SUS 鉄筋の応力度ひずみ曲線（図-6.2～図-6.4）は、降伏点が不鮮明でひずみ硬化が顕著に生じ、「PC 鋼線、PC 鋼より線及び PC 鋼棒 1 号」に近い挙動を示す。一方、SUS 鉄筋の使用用途は鉄筋コンクリート用棒鋼であるため、部材としての可逆性の限界点（限界状態 1）をどのように設定するか、普通鉄筋と異なり顕著にひずみ硬化する特性を考慮する必要がある。実現象に基づく可逆性の限界点は、鋼材の弾性限界（約 210 N/mm²）であるが、工学的には SUS 鉄筋の 0.2 %耐力を普通鉄筋の降伏点と同様に扱って良いとされており（詳細は 6.3.2 項）、また、ひずみ硬化時の材料剛性も RC はりとして使用するひずみ範囲においては、普通鉄筋と大差ないことから、普通鉄筋と同じ完全弾塑性バイリニアが用いられることが多い。

以上を踏まえ本報告書では下記の 3 パターンの設計用構成則を提案する。図-6.33 に SUS304 の設計用構成則（案）を示す。図-6.33(a)、(b)は指針（案）^{6.1)}に示されている構成則であり、同指針で SUS304 は図-6.33(a) CL130 完全弾塑性バイリニアの使用が推奨されている。部材挙動が普通鉄筋を使用した場合とほとんど変わらないことから、普通鉄筋と同様の完全弾塑性バイリニアを用いても、部材挙動の再現という意味では計算上問題無い。ただし、道示への適用を考えた時に限界状態 1 であるとみなせる部材の可逆限界点をどこに設定するかで構成則が変化する。言い換えると、道示では「鉄筋コンクリート部材においては、部材断面の圧縮側のコンクリートに生じる圧縮応力度が弾性状態とみなせる限界の状態、又は、引張側の鉄筋に生じる引張応力度が降伏強度に達した状態を限界状態 1 として考える」が、SUS 鉄筋の場合は降伏時の挙動が普通鉄筋と異なるため、構成則が変化することも考えられる。

図-6.33(b)の増分型バイリニアでは、0.2 %耐力を折点とした後に、ひずみ硬化を考慮した勾配が設定されている。指針（案）^{6.1)}には「SUS410-SD295 は、弾性範囲を超えるとひずみ硬化を生じて応力を増加させる挙動が顕著であることから」増分型バイリニアを、「SUS410-SD295 以外は、普通鉄筋に近い降伏棚を有するような挙動に近似できることから」完全弾塑性バイリニアを用いてよいとしている。SUS304 については、指針（案）^{6.1)}で推奨されているのはあくまで完全弾塑性バイリニアである。一方、SUS 鉄筋のひずみ硬化は再現性があり、挙動が安定していることから、硬化を考慮した部材挙動の設計を行うことも選択肢としては考える。ただし、ミルシート上で規格値として保証されているのは 0.2 %耐力、引張強さ、伸び、曲げ試験、熱処理、化学成分、寸法や形状であり、ひずみ硬化挙動が保証されているわけではない。ただし、降伏後の勾配の大きさによっては、引張有効断面積比が小さい場合において、耐力が実際よりも大きく計算することがないように注意して勾配を設定する必要がある。

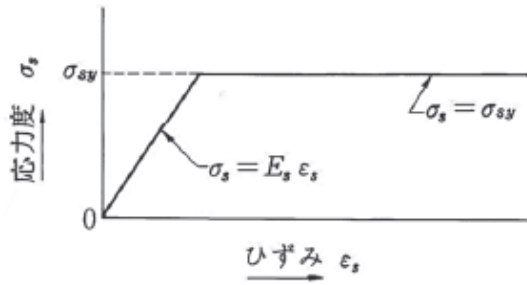
これに対し、図-6.33(c)に本共研で独自に設定したトリリニアを示す。SUS 鉄筋は弾性限

界と 0.2 %耐力が離れているため、その弾性限界点を考慮した構成則である。構成則中の $0.60f_{yd}$ は、鉄鋼材料便覧^{6.7)}の弾性限界の定義を参考に設定した。具体的には、永久ひずみ 0.001 %時を鋼材の弾性限界と定義しており、その点が 0.2 %耐力の 0.6 倍の強度時(SUS304-SD345 での約 210 N/mm²)であったため、このように設定した。また、降伏後の部材挙動が普通鉄筋と大きく変わらないため、0.2 %耐力以降は勾配を設けていない。橋梁に限らない RC 部材としては、工学的に完全弾塑性バイリニアが良いとしつつも、実現象としては、鋼材の弾性限界点が部材としての実際の可逆限界になり得るため、図-6.33(c)のトリリニアを併せて提案した。

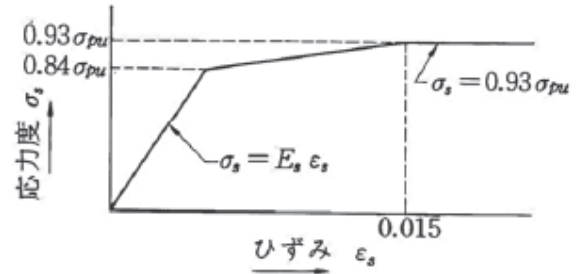
ちなみに、SUS 指針 (案)^{6.1)}では 0.2 %耐力とその 0.8 倍の点を折点としたトリリニアモデルについても検討されている。0.8 倍はおそらく、英国基準 CP110 の鉄筋の短期設計用応力度-ひずみ曲線を参考^{6.9),6.10)}に設定したと推測される。同トリリニアモデルは普通鉄筋を前提にしており、SUS 鉄筋への適用性については別途検討する必要があるため、本報告書では詳細を述べない。

以上の検討から、(a)の完全弾塑性バイリニア、もしくは、鋼材の弾性限界を考慮する場合は(c)のトリリニアを用いるのが良いと考える。ただし、限界状態 1 をどのように設定するかや、抵抗係数をどのように設定するかは別途検討する必要がある。

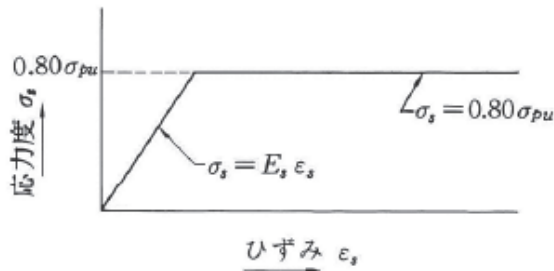
限界状態 3 については、定性的には載荷試験結果で最大荷重が大きく変わらなかったため、普通鉄筋同様圧壊時で問題ないと考えられる。ただし、ひずみ硬化を考慮する場合は、部材挙動が危険側に制御されないように注意する必要がある。定量的な考察は後述する。



(a) 鉄筋



(b) PC鋼線, PC鋼より線
及びPC鋼棒1号

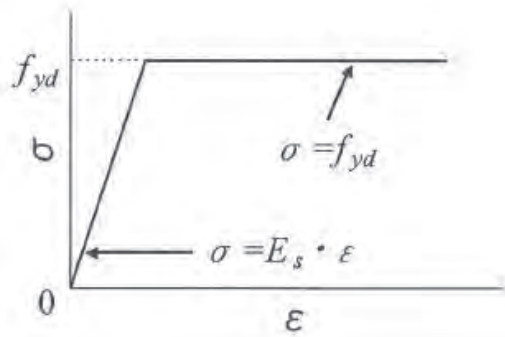


(c) PC鋼棒2号

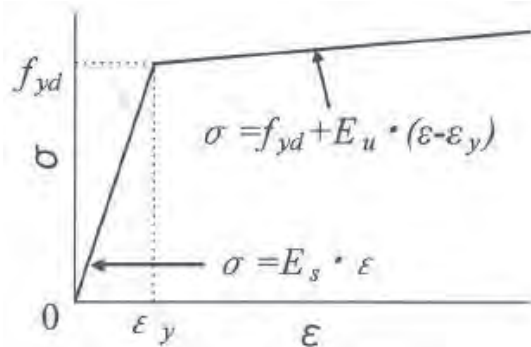
ここに,

- σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)
- σ_{pu} : PC鋼材の引張強度の特性値 (N/mm²)
- σ_s : 鋼材の応力度 (N/mm²)
- E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)
- ε_s : 鋼材のひずみ

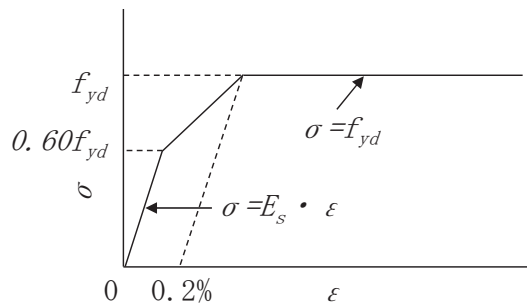
図-6.32 道示Ⅲにおける鋼材の応力度-ひずみ曲線



(a) 完全弾塑性バイリニア^{6.1)}



(b) 増分型バイリニア^{6.1)}



(c) トリリニア

ここに,

- f_{yd} : SUS鉄筋の0.2%耐力 (N/mm²)
- σ_s : 鋼材の応力度 (N/mm²)
- E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)
- ε : 鋼材のひずみ

図-6.33 SUS304の設計用構成則(案)

6.4.3 モデル化誤差の試算

(1) ファイバーモデル解析

H29 道示Ⅲでは、材料特性等の各種ばらつきの他に、計算値と実験値の誤差（以下、モデル化誤差）も考慮したうえで、抵抗係数が決定されている^{6,8)}。モデル化誤差を試算するために、ファイバーモデルによる解析を実施した。ファイバーモデルは平面保持仮定を用い、そのひずみ分布に対し、応力ひずみ曲線を直接用いて塑性化を考慮できる特徴がある。本節では4点曲げ載荷試験を行った試験体と同じ寸法のモデルに対し、構成則のみ図-6.33の設計用構成則（案）に変更し、計算誤差を試算した結果を報告する。なお、設計計算とファイバーモデルは、計算方法が厳密には同じではないものの、普通鉄筋の完全弾塑性バイリニアを構成則として入力した時に、本項で使用するファイバーモデルと一般的に使用される設計用計算ソフトで、計算結果に差が無いことは確認済みである。

表-6.16にファイバーモデル解析の入力パラメーター一覧を示す。同表の圧縮強度、最大圧縮ひずみ、弾性係数はコンクリート供試体の圧縮試験より、引張強度はコンクリート供試体の割裂試験より、降伏強度と降伏ひずみは鋼材の引張試験より求めた値である。なお、コンクリート圧縮強度は、表-6.1および表-6.2の材齢に最も近い日の圧縮試験結果を使用した。

図-6.34に設計用構成則（案）と引張試験結果の比較例（SUS304-SD345-D13）を示す。降伏棚が生じないSUS鉄筋の場合、完全弾塑性バイリニアでは材料の挙動とかなり異なる。一方、実際の載荷試験結果では普通鉄筋とSUS鉄筋で、部材挙動に明確な差がない。これら状況を精査したうえで完全弾塑性バイリニアを用いることが望まれる。

(2) 試算結果

表-6.17に載荷試験結果とファイバー解析結果の比較（曲げモーメント(kN・m)）を、表-6.18に載荷試験結果とファイバー解析結果の曲げモーメント比一覧（載荷試験結果/ファイバー解析結果）を、表-6.19に曲げモーメントのモデル化誤差によるばらつき試算結果をそれぞれ示す。バイアスのばらつきは、解析による理論値と実験結果の乖離に関する不確実性を考慮する目的で整理した。

普通鉄筋についても同様の整理^{6,5)}がされており、それによると降伏曲げモーメントのバイアスが1.00、変動係数が9.6%、N数が258個である。同様に破壊抵抗曲げモーメントのバイアスが1.01、変動係数が10.7%、N数が105個であった。

表-6.19に構成則別のSUS鉄筋の場合のバイアスのばらつき等を示している。それによると、降伏曲げモーメントの完全弾塑性バイリニアのバイアスが1.03、変動係数が7.9%であった。同様に破壊抵抗曲げモーメント（圧壊時）のバイアスは1.25、変動係数が7.7%であった。変動係数に注目すると普通鉄筋よりもばらつきが小さいように見えるが、N数が少ない点に注意して取り扱う必要がある。

また、N=10のSUS供試体のバイアスは1.03~1.34であり、普通鉄筋よりも大きいように見える。そのため普通鉄筋とSUS鉄筋で配筋が同じである各4体の試験体のバイアスにつ

いても確認を行った（表-6.19，一部の SUS 試験体，全ての普通鉄筋試験体）．完全弾塑性バイリニアの場合で比較すると，降伏時は SUS 鉄筋試験体の変動係数が大きく，圧壊時は普通鉄筋試験体のばらつきが大きいようである．

増分型バイリニアの場合，ひずみ硬化を考慮しているため，完全弾塑性バイリニアと比べ圧壊時のバイアスが小さくなり，変動係数が小さくなる．また，トリリニアの場合 0.2 %耐力の変動係数が大きくなるようである．試算した弾性限界の変動係数は 11.8 %であった．

ただし，N 数が 4 体と 10 体で変動係数が大きく変化している．そのため，単純に普通鉄筋の場合^{6.5)}と比較できないが，大きくは変わらないようである．

普通鉄筋と SUS 鉄筋を用いた RC はり部材の挙動が，定性的には同じであることがここまですで確認されたが，ほぼ同じ挙動であっても，耐荷力曲線上で厳密にはどの時点で挙動が異なり，その挙動が異なる時点において橋の一部材としての性能が所要の信頼性で担保されているかを別途確認する必要がある．部材挙動が定性的にはほぼ同じであっても，同じであることに対して，その工学的もしくは確率的な説明が必要である．

そこで，次項では普通鉄筋と比較する目的で，普通鉄筋を用いたはり部材の降伏時と圧壊時の挙動が同じなのか，異なるのかを定量的に評価する．

6.4.4 普通鉄筋を用いたはり と SUS 鉄筋を用いたはりの部材変曲点の比較

前述や先行研究^{6.1), 6.11)}の通り，SUS 鉄筋を用いたはりの挙動は普通鉄筋の場合とほぼ同じであり，弾性限界，塑性化挙動，ひずみ硬化等の影響は定性的には現れない．

しかし，橋の一部材の一構成材料として SUS 鉄筋を用いる場合は，耐荷力曲線上で厳密にはどの時点で挙動が異なり，その挙動が異なる時点において橋の一部材としての性能が所要の信頼性で担保されているかを定量的に確認する必要がある．

橋の耐荷性能は「橋が置かれる「状況」に対して，橋が必要な「状態」に留まることが，所要の確からしきで満足されること」と定義されている^{6.12)}．また，H29 道示では性能の階層化により，橋全体として求められる性能を満足させるための前提条件となる構造や部材の性能が，所要の信頼性を担保したうえで達成されているのであれば，橋全体としての性能を満たしているとみなしてよいとされている^{6.6)}．

表-6.20 に性能マトリクスの例^{6.6)}を示す．RC 部材に限らず，道路橋の一部材に求められる耐荷性能は性能マトリクスとして整理されており，主として機能面から定まる限界状態（限界状態 1 又は 2）と，構造安全面から決まる限界状態（限界状態 3）を超えないことに対して，所要の信頼性を確保できているかを照査することにより性能が確認される．ここで普通鉄筋を用いた RC はり部材の場合は，要求性能を満たす限界の状態として，限界状態 1 が降伏曲げモーメント，限界状態 3 が破壊抵抗曲げモーメント（主として圧壊）と定義^{6.5)}されている．限界状態 1 の力学的解釈として，部材としての可逆性が保証される限界の状態（曲げひび割れの様な耐荷機構上，部材の性能上，影響が無い損傷を考慮しない場合の設計上の可逆性が初降伏点）であるとされているが，SUS 鉄筋の場合，実現象に基づく厳密な可

逆性限界点は鋼材の弾性限界点である。しかし、異形処理された普通鉄筋も実際には降伏点が不明確（詳細は 6.4.1 節）であり、それに対して 0.2%耐力を降伏強度として適用している。そのような工学的判断に基づけば、SUS 鉄筋の場合も実現象としての可逆限界ではなく、SUS 鉄筋の弾性限界後の塑性化挙動の影響はなく、0.2%耐力を部材としての可逆限界（限界状態 1）とする選択肢もあり得る。以上より、普通鉄筋と SUS 鉄筋を同じとみなす選択肢を取り得るのかを判断するため、降伏時と圧壊時の部材挙動について確率的な検討を行った。

SUS 鉄筋の場合、降伏と破壊抵抗曲げモーメントを、普通鉄筋の場合と同じとみなせるか確認することに加え、普通鉄筋と比べ降伏時の変形量が大きくなるため、限界状態 1 を超えない範囲での変形量について確認する必要がある。なお、限界状態 3（圧壊時）の変形量については、ひずみ硬化の影響で小さくなることが想定されるが、(1) 橋の一部材としての上部構造における RC はり部材は塑性化させないことを基本とする部材であること、(2) 変形量が小さくなることは安全側の挙動であることから評価していない。

以上より、RC はり部材の曲げ性能評価として、降伏時の耐力と変形量、圧壊時の耐力について確認を行った。

先ず降伏曲げモーメントについて検討する。図-6.35 に降伏曲げモーメントの計算値と実験値の比較を示す。計算値算出に用いたパラメータは 6.4.3 と同じであり、構成則は完全弾塑性バイリニアである。ここで、5%フラクタイル値に相当する $\pm 1.64\sigma$ (σ は標準偏差) の線は、抵抗係数算出に利用された^{6.8)}耐力ばらつき（バイアス：1.00，変動係数：9.6%）^{6.13)}を用いた。同図より、SUS 鉄筋はりの降伏曲げモーメントは、普通鉄筋はりと同等の値であり、同等の精度で計算により求められることがわかる。

次に降伏時の変形量について述べる。変形量については、そのばらつきを評価した文献は筆者が探した範囲では見当たらなかったため、文献^{6.14)}の降伏点部材剛性低下率のばらつき（バイアス：0.75，変動係数：28.1%）を以って評価を行うこととした。

図-6.36 に部材剛性低下率の計算値と実験値の比較を示す。ここで部材剛性低下率は、部材が曲げ降伏に至った時点の原点からの等価剛性と、ひび割れ発生時の弾性剛性の比であり、曲げ剛性ではなく部材剛性とした。部材剛性低下率の算出には、文献^{6.14)}で用いられている菅野の式^{6.15)}を使用した。なお、菅野の式は引張鉄筋比 0.4~2.8% の範囲にあるはりに対して求められたものである。また、図-6.36 では弾性剛性を実験値と計算値の 2 パターンとしており、これは文献^{6.14)}において弾性剛性を実験データから抽出することが困難であるため、それを計算値で補いばらつきを評価しているためである。

部材剛性低下率についても、普通鉄筋の場合の計算式を援用したが、同等の精度で計算により求まることがわかる。また、本研究の普通鉄筋はりの場合と比較しても、変形量に有意な差が無いことがわかる。

以上より、降伏点挙動については SUS 鉄筋（SUS304-SD）の場合も普通鉄筋と同じとみなす選択肢も取り得ると考えられる。

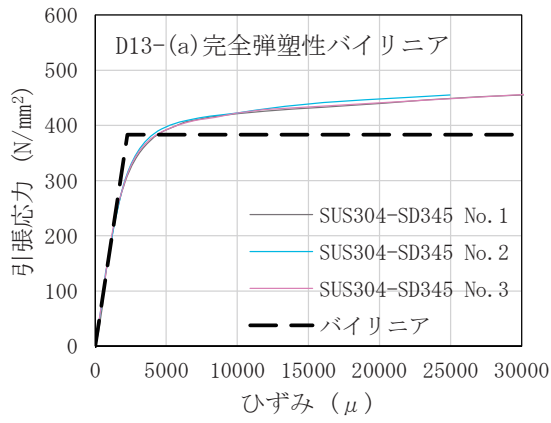
図-6.37 に破壊抵抗曲げモーメントの計算値と実験値の比較を示す。変動係数は文献^{6.13)}

(バイアス : 1.01, 変動係数 : 10.7 %) と, 文献^{6.14)} (バイアス : 1.08, 変動係数 : 11.8 %) の値を用いた. ひずみ硬化の影響で完全弾塑性バイリニアを前提とした計算値と比べ大きくなることが想定されるが, 図-6.37 では実際に耐力ばらつきと比べ大きい値を示している傾向がある. しかし, その傾向は本研究での普通鉄筋はりと同じである. これは, 図-6.27 における圧壊時の中立軸位置を考慮し, 平面保持仮定と圧壊時ひずみ 0.0035 と仮定すると, 有効断面積比 $p=1.19$ の場合で約 0.015, 有効断面積比 $p=3.17$ の場合で約 0.011 程度のひずみに達しており, 図-6.2, 図-6.3 と照らし合わせると実際には普通鉄筋はりの引張鉄筋もひずみ硬化が生じるひずみ領域に達していたことが要因であると考えられる.

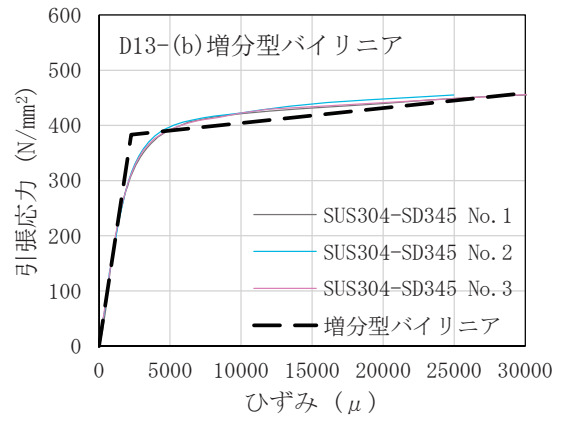
破壊抵抗曲げモーメントについては, 普通鉄筋と同等とみなしても問題ないと考えられるが, 設計用構成則をひずみ硬化を考慮した増分型バイリニアとする選択肢を取ることで, 計算値と実験値の差を小さくできると考えられる. ただし, その場合は釣合い鉄筋比等の降伏棚を前提とした設計計算時の仮定を確認する必要がある.

表-6.16 ファイバーモデル解析の入力パラメーター一覧

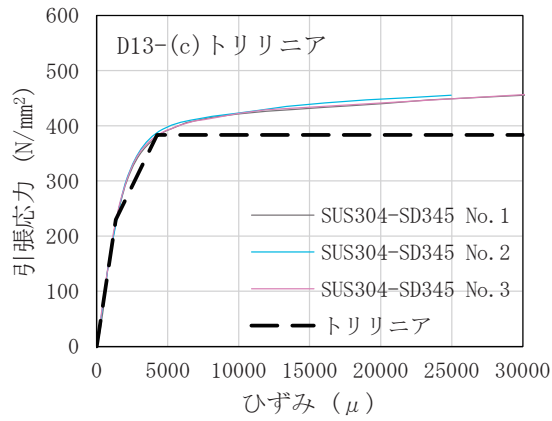
試験 体名	コンクリート						鋼材			
	圧縮 強度	最大圧 縮ひず み	終局ひ ずみ (圧縮)	引張 強度	最大引 張ひず み	終局ひ ずみ (引張)	弾性 係数	呼 び 名	降伏 強度 (0.2 % 耐力)	降伏時の ひずみ
単位	MPa	-	-	MPa	-	-	MPa	-	MPa	-
1a	29.6	0.0021	0.0035	2.66	0.00010	0.0002	25,470	D13	366	1.97E-03
1b	30.1	0.0023	0.0035	2.24	0.00009	0.0002	25,410	D13	366	1.97E-03
2a	30.1	0.0022	0.0035	2.27	0.00010	0.0002	22,680	D13	366	1.97E-03
2b	30.1	0.0023	0.0035	2.24	0.00009	0.0002	25,410	D13	366	1.97E-03
3a	30.5	0.0022	0.0035	2.51	0.00010	0.0002	25,110	D13	383	2.25E-03
3b	30.1	0.0022	0.0035	2.27	0.00010	0.0002	22,680	D13	383	2.25E-03
4a	30.1	0.0022	0.0035	2.27	0.00010	0.0002	22,680	D10	353	2.03E-03
4b	31.2	0.0022	0.0035	2.53	0.00010	0.0002	25,650	D10	353	2.03E-03
5a	30.1	0.0022	0.0035	2.27	0.00010	0.0002	22,680	D10	353	2.03E-03
5b	31.2	0.0022	0.0035	2.53	0.00010	0.0002	25,650	D10	353	2.03E-03
6a	30.5	0.0022	0.0035	2.51	0.00010	0.0002	25,110	D13	383	2.25E-03
6b	31.2	0.0022	0.0035	2.53	0.00010	0.0002	25,650	D13	383	2.25E-03
7a	31.2	0.0022	0.0035	2.53	0.00010	0.0002	25,650	D16	386	2.18E-03
7b	31.1	0.0022	0.0035	2.26	0.00009	0.0002	25,620	D16	386	2.18E-03



(a) 完全弾塑性バイリニア



(b) 増分型バイリニア



(c) トリリニア

図-6.34 設計用構成則 (案) と引張試験結果の比較例 (SUS304-SD345-D13)

表-6.17 載荷試験結果とファイバー解析結果の比較(曲げモーメント(kN・m))

試験 体名	載荷試験結果			完全弾塑性 バイリニア		増分型 バイリニア		トリリニア		
	弾性 限界	降伏 (0.2 % 耐力)	圧壊	降伏 (0.2 % 耐力)	圧壊	降伏 (0.2 % 耐力)	圧壊	弾性 限界	降伏 (0.2 % 耐力)	圧壊
1a	-	22.6	27.8	19.4	20.3	-	-	-	-	-
1b	-	20.6	25.8	19.3	20.3	-	-	-	-	-
2a	-	22.6	33.3	21.7	26.2	-	-	-	-	-
2b	-	22.8	31.2	21.6	26.2	-	-	-	-	-
3a	15.1	20.8	26.0	20.3	21.2	20.3	22.4	11.5	14.9	21.2
3b	13.4	18.8	26.9	20.2	21.1	20.2	22.3	11.3	14.8	21.1
4a	6.9	8.4	12.5	7.5	9.0	7.5	9.9	4.6	5.4	8.8
4b	6.7	8.3	12.5	7.5	9.1	7.5	10.0	4.6	5.5	8.9
5a	10.6	13.9	20.9	12.6	15.7	12.6	16.6	7.6	9.6	15.7
5b	9.2	12.2	20.4	12.7	15.8	12.7	16.8	7.7	9.8	15.8
6a	15.3	23.1	35.0	20.8	27.3	20.8	28.0	13.1	17.4	26.8
6b	15.4	22.5	34.0	21.1	27.3	21.1	28.1	12.4	17.5	27.0
7a	20.4	31.7	47.0	31.7	40.5	31.7	41.0	18.5	26.0	38.6
7b	20.3	30.5	43.3	33.9	40.5	33.9	41.4	18.7	26.0	38.6

表-6.18 載荷試験結果とファイバー解析結果の曲げモーメント比一覧
(載荷試験結果/ファイバー解析結果)

試験 体名	完全弾塑性 バイリニア		増分型 バイリニア		トリリニア		
	降伏 (0.2 %耐力)	圧壊	降伏 (0.2 %耐力)	圧壊	弾性限界	降伏 (0.2 %耐力)	圧壊
1a	1.2	1.4	-	-	-	-	-
1b	1.1	1.3	-	-	-	-	-
2a	1.0	1.3	-	-	-	-	-
2b	1.1	1.2	-	-	-	-	-
3a	1.0	1.2	1.0	1.2	1.3	1.4	1.2
3b	0.9	1.3	0.9	1.2	1.2	1.3	1.3
4a	1.1	1.4	1.1	1.3	1.5	1.5	1.4
4b	1.1	1.4	1.1	1.2	1.5	1.5	1.4
5a	1.1	1.3	1.1	1.3	1.4	1.4	1.3
5b	1.0	1.3	1.0	1.2	1.2	1.3	1.3
6a	1.1	1.3	1.1	1.2	1.2	1.3	1.3
6b	1.1	1.2	1.1	1.2	1.2	1.3	1.3
7a	1.0	1.2	1.0	1.1	1.1	1.2	1.2
7b	0.9	1.1	0.9	1.0	1.1	1.2	1.1

表-6.19 曲げモーメントのモデル化誤差によるばらつき試算結果

対象	統計量	完全弾塑性 バイリニア		増分型 バイリニア		トリリニア		
		降伏 (0.2 % 耐力)	圧壊	降伏 (0.2 % 耐力)	圧壊	弾性 限界	降伏 (0.2 % 耐力)	圧壊
全ての SUS 試 験体 (3a, 3b, 4a, 4b, 5a, 5b, 6a, 6b, 7a, 7b)	バイ アス	1.03	1.26	1.03	1.20	1.27	1.34	1.28
	標準 偏差	0.08	0.10	0.08	0.07	0.15	0.13	0.09
	変動 係数	7.9 %	7.7 %	7.9 %	5.6 %	11.8 %	9.4 %	6.8 %
	N 数	10	10	10	10	10	10	10
一部の SUS 試 験体 (3a, 3b, 6a, 6b)	バイ アス	1.03	1.26	1.03	1.21	1.23	1.32	1.27
	標準 偏差	0.08	0.02	0.08	0.03	0.07	0.06	0.03
	変動 係数	7.5 %	2.0 %	7.6 %	2.9 %	5.7 %	4.2 %	2.4 %
	N 数	4	4	4	4	4	4	4
全ての 普通鉄 筋試験 体 (1a, 1b, 2a, 2b)	バイ アス	1.08	1.28	-	-	-	-	-
	標準 偏差	0.06	0.07	-	-	-	-	-
	変動 係数	5.2 %	5.8 %	-	-	-	-	-
	N 数	4	4	-	-	-	-	-

表-6.20 性能マトリクスの例

状態	主として機能面からの橋の状態		構造安全性から定まる状態
	橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	致命的な状態でない
永続作用や変動作用が支配的な状況	状態を所要の信頼性で実現する		所要の安全性を確保する
偶発作用が支配的な状況		状態を所要の信頼性で実現する	所要の安全性を確保する

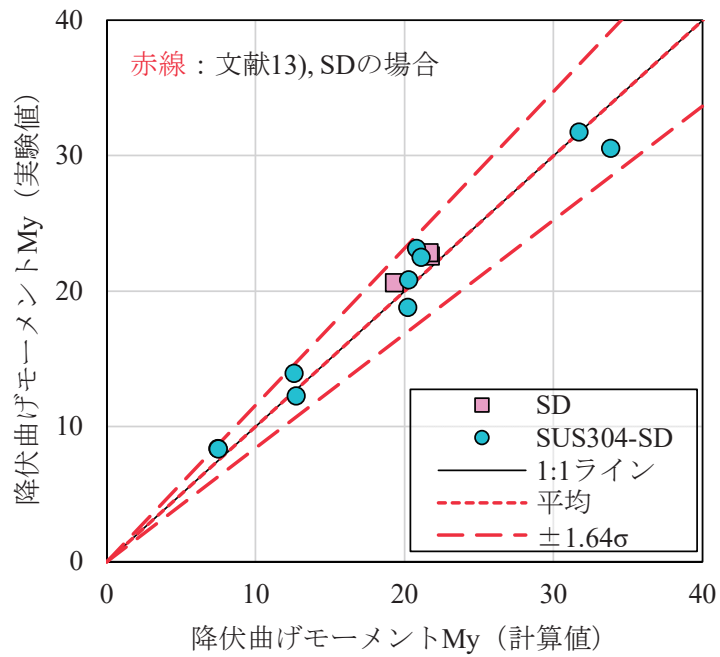


図-6.35 降伏曲げモーメントの計算値と実験値の比較

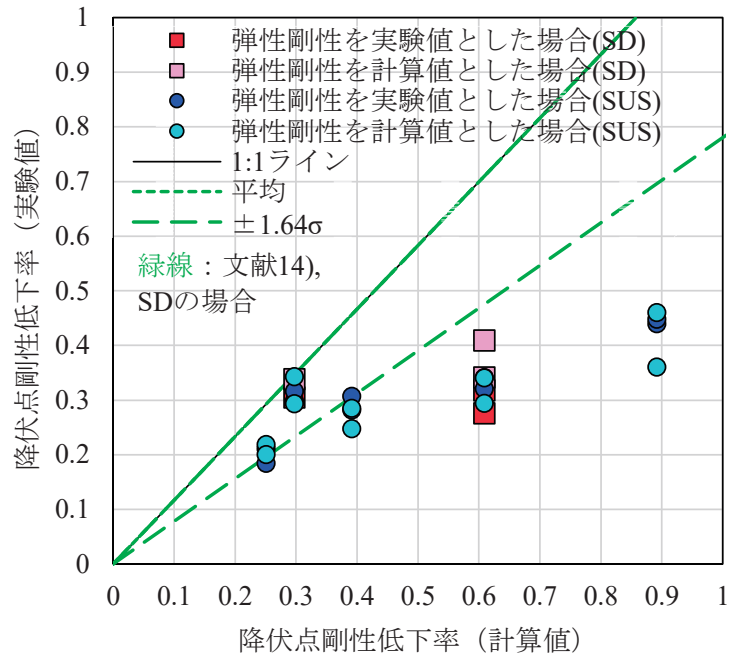


図-6.36 部材剛性低下率の計算値と実験値の比較

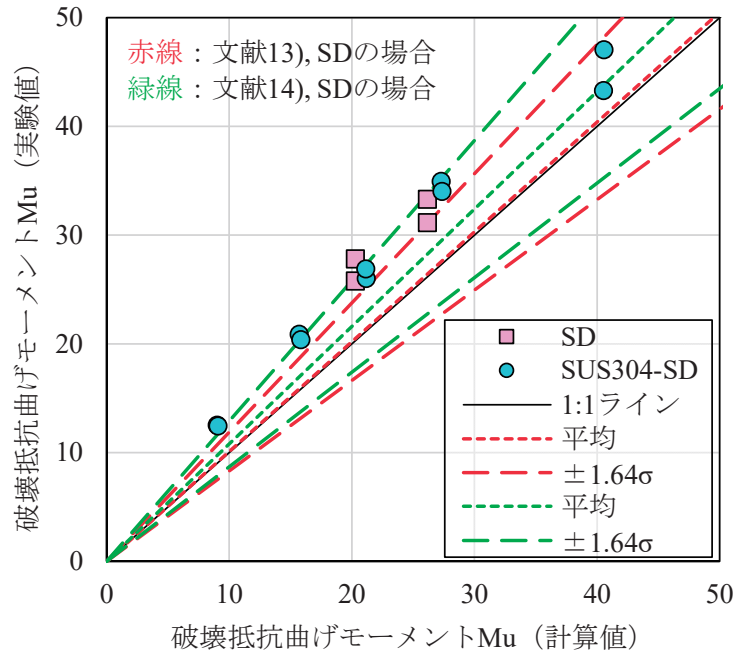


図-6.37 破壊抵抗曲げモーメントの計算値と実験値の比較

6.5 まとめ

本章では SUS 鉄筋を使用した RC 試験体に 4 点曲げ載荷試験を行い、はり部材(部材一般)としての曲げ性能を検討した。得られた知見は、以下の通りである。

- 1) SUS 鉄筋の弾性限界や不明確な降伏がはりの曲げ載荷試験時の部材挙動に与える影響は小さく、部材骨格曲線は普通鉄筋と変わらない。
- 2) 曲げ耐荷機構は普通鉄筋と同じであり、ひび割れ発生荷重、降伏荷重、終局荷重に明確な差はなかった。
- 3) 設計基準強度 24 N/mm^2 の場合において、有効断面積比 $0.89 \sim 4.89$ の範囲で、破壊順序(ひび割れ発生→引張側鋼材降伏→コンクリート上縁圧壊)が制御されていた。
- 4) 配筋によっては、普通鉄筋を用いたはりに比べ、SUS 鉄筋を用いた場合、圧壊時のたわみが小さくなる場合がある。

以上より、本章の目的であった SUS 鉄筋をはり部材の軸方向鉄筋として使用する場合の曲げ耐荷性能の評価や、部材としての可逆性限界や部材耐力曲線を制御できる鉄筋比の範囲、材料特性の違いが部材挙動に与える影響を明らかにできたと考える。

一方、道路橋橋脚への高強度鉄筋の適用性に関する研究^{6,16)}には、「部材一般部としての可逆性や耐力についての観点のみならず、損傷過程やその制御を行う観点から、以下の点にも注意すること」が必要であるとしている。

- 1) 鉄筋からの応力に対して定着部のコンクリートの健全性を保ち、確実に鉄筋の性能を発揮させるための構造の詳細や材料の使用
- 2) 耐荷力式の理論的背景又は過去の実験等の背景に基づき、コンクリートと鉄筋の応力の分担について何らかの制限を設ける必要性の有無やその達成方法
- 3) 耐久性の観点からの構造の詳細やコンクリートや鉄筋に発生する応力等の制限の必要性の有無やその方法

7. 補修・補強材としての使用に向けた検討

7.1 SUS 鉄筋と炭素繊維シートを用いた補修・補強工法に関する基礎検討

7.1.1 概要

SUS 鉄筋を用いた RC 部材の構造実験は、本報告書で報告するものを含め、国内外の研究機関で実施されてきており、RC はりの曲げやせん断、あるいは正負交番载荷を受ける際の RC 柱の変形能について検討されてきている。一方、塩害劣化が生じた RC 部材、あるいは、何らかの理由により補強が必要な RC 部材が厳しい塩害環境に置かれる場合には、その補修・補強材として SUS 鉄筋を使用することも考えられる。さらにこの場合には、炭素繊維シートと併用で SUS 鉄筋を使うことも想定されるが、普通鉄筋の代用として SUS 鉄筋を用いた通常の RC 部材の構造実験データと比べ、SUS 鉄筋と炭素繊維シートを併用した RC 部材の実験はほとんど報告されておらず、その耐荷力照査法は確立していない。

そこで、本章では、補修・補強材としての SUS 鉄筋の適用可能性を模索するため、引張鉄筋に SUS 鉄筋を使用し、また、炭素繊維シートで補強した RC はりの曲げ載荷実験を行い、その結果を報告する（図-7.1 参照）。本章で示す実験供試体は、以下の着眼のもとで設計している。

- ・ 引張鉄筋が普通鉄筋である場合と SUS 鉄筋である場合で、炭素繊維シートの効果に違いがあらわれるのかを確認する。
- ・ 炭素繊維シートで RC 部材を曲げ補強する際の炭素繊維シートの貼付方法に関する検討が多数なされている。これまでに得られている知見が SUS 鉄筋を用いた RC 部材を対象とする場合でも、同様に適用可能であるのかを確認するため、炭素繊維シートの貼付方法を変えた RC 部材を用意する。
- ・ 塩害劣化する RC はりでは、はりの底面にあり、コンクリート表面に最も近い位置にあるスターラップ下辺が最初に腐食することが多い。本実験では、スターラップ下辺が大きく腐食し、欠損した状態にある既存 RC 部材への補修・補強を想定し、スターラップ下辺がないことが SUS 鉄筋や炭素繊維シートを貼付した RC 部材の曲げ挙動に及ぼす影響を実験的に検討する。

本来は、既存の RC 柱に対する鉄筋コンクリート巻立て補強などを想定し、巻立て部の軸方向鉄筋に SUS 鉄筋を用いたり、あるいは、さらに追加で炭素繊維シートを曲げやせん断補強として巻立てたりした場合を想定した供試体も必要である。また、既存 RC 部材で生じ得る鉄筋腐食の状況は様々であり、スターラップ下辺のみならず、引張鉄筋の断面欠損なども想定し、その状況からの曲げ補強効果の検討や、さらには、既存 RC 部材が有しているせん断破壊に対する余裕度の違いなども勘案した検討が必要である。本章で提供する実験結果は、これらの前段の基礎実験としての位置づけであり、本研究で取り上げていない実験パラメータを追加した検討が今後必要である。

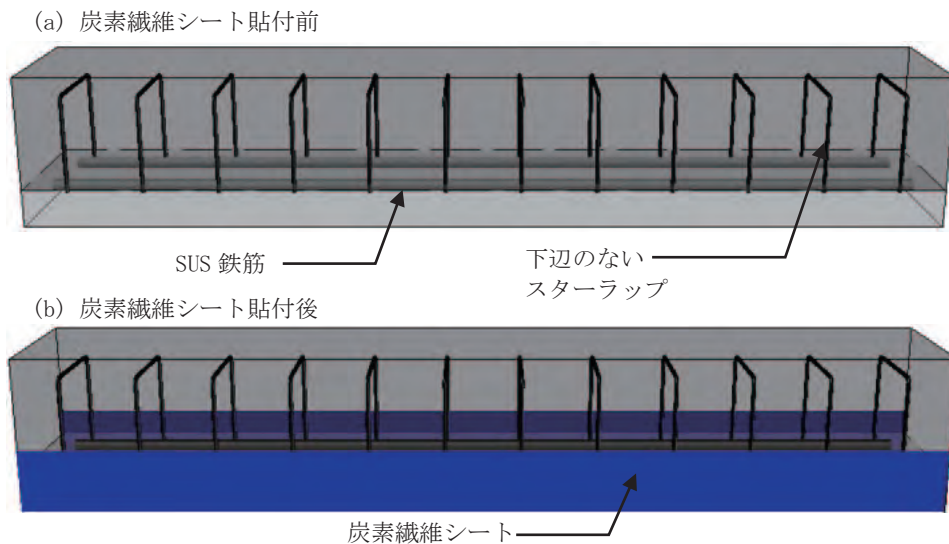


図-7.1 補修・補強材としての使用に向けた検討のためのRCはり供試体

7.1.2 SUS 鉄筋と炭素繊維シートで補修したRCはりの曲げ実験

(1) 実験概要

本項では、SUS 鉄筋と炭素繊維シートで補修したRCはりの曲げ実験の結果を報告する。

(2) 実験供試体

(2-1) 使用材料

a) SUS 鉄筋

本実験では、軸方向鉄筋にSUS 鉄筋(SUS304-SD295B)を使用した。SUS 鉄筋の材料特性を表-7.1に示す。また、引張試験により得られた結果を表-7.2に、得られた応力-ひずみ関係を図-7.2に示す。なお、図-7.2は、ひずみゲージが破断するまでに得られた応力-ひずみ関係である。引張試験はJIS Z 2241「金属材料引張試験方法」に基づき行った。軸方向鉄筋の鉄筋径はD16である。SUS304はJIS G 4322「鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼」に規定され、オーステナイト系のSUS鋼から製造される。SUS 鉄筋は、引張応力を受けると明確な降伏点を示さず塑性化するという特徴がある^{7.1)}。したがって、表-7.1および表-7.2に示される降伏強度は0.2%耐力により定義される。

表-7.1 SUS 鉄筋の材料特性

使用鋼材	鉄筋径	公称直径 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
SUS304-SD295B	D16	15.9	334	671	52

表-7.2 SUS 鉄筋の引張試験結果

試験体 No.	呼び径	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	弾性率 (kN/mm ²)
1	D16	320	668	51.3	65.2	191
2	D16	317	658	51.7	65.8	197

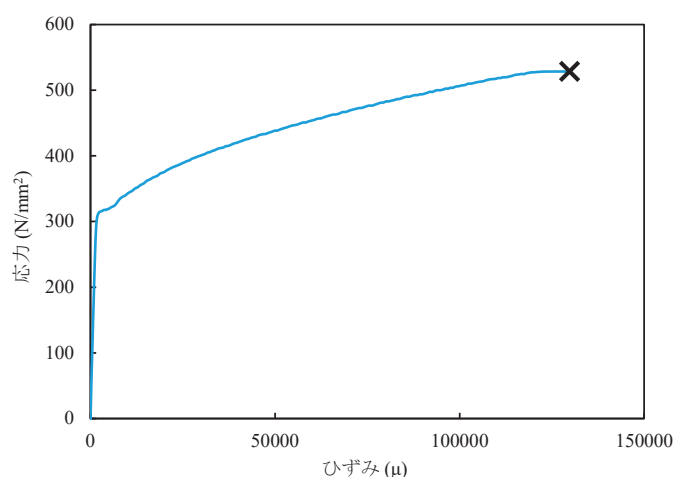


図-7.2 引張試験における SUS 鉄筋の応力-ひずみ関係

b) 普通鉄筋

SUS 鉄筋との比較のため、軸方向鉄筋に普通鉄筋も使用した。また、スターラップ下辺が腐食した既存 RC 部材を補強する目的の実験であるため、スターラップには普通鉄筋を使用している。普通鉄筋の材料特性を表-7.3 に示す。軸方向鉄筋は D16、スターラップは D13 であり、全て JIS G 3112 「鉄筋コンクリート用棒鋼」に規定される SD295A を使用した。

表-7.3 普通鉄筋の材料特性

	鋼種	径	公称直径 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
軸方向鉄筋 (SCN-2)	SD295A	D16	15.9	358	489	28.0
軸方向鉄筋 (SCN-2 除く)				375	499	24.0
スターラップ (SCN-2)		D13	12.7	360	516	23.0
スターラップ (SCN-2 除く)				381	522	24.5

c) 炭素繊維シート

本実験では、高強度炭素繊維シートを使用した。炭素繊維シートの材料特性を表-7.4 に示す。表-7.4 における目付量とは、シート 1m² 当たりの炭素繊維の質量である。

表-7.4 炭素繊維シートの材料特性

目付量 (g/m ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性率 (kN/mm ²)	設計厚さ (mm)
450	3,400 以上	245	0.250

d) コンクリート

各供試体のコンクリートの示方配合および、スランプ試験の平均値、空気量測定試験結果を表

-7.5 に示す。また、材齢 28 日目にコンクリートの圧縮試験および引張試験をそれぞれ 3 体実施した。コンクリートの平均圧縮強度および平均引張強度を表-7.6 に示す。供試体および圧縮・引張供試体は全て気中養生とし、材齢 28 日目に載荷試験を行った。

表-7.5 コンクリートの示方配合およびスランブ試験・空気量測定試験結果

供試体		G _{max} (mm)	W/C (%)	s/a (%)	配合量(kg/m ³)				AE 剤 (mL/m ³)	空気量 (%)	スランブ (mm)
No.	名				W	C	S	G			
1	CCN-0	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	3.7	12.10
2	CCN-1	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	5.1	12.40
3	CCN-2	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	5.0	15.75
4	CCD-0	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	3.8	17.60
5	CCD-2	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	3.7	12.10
6	SCN-2	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	5.5	11.9
7	SCD-2	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	4.0	13.2
8	SSN-0	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	3.8	17.6
9	SSN-1	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	4.5	16.0
10	SSN-3	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	3.4	14.5
11	SSD-0	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	3.0	17.1
12	SSD-2	20	49.3	44.2	177	359	757	972	1795	3.7	15.0

表-7.6 材齢 28 日におけるコンクリートの圧縮強度・引張強度

供試体		圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	供試体		圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
No.	名			No.	名		
1	CCN-0	38.26	2.70	7	SCD-2	38.88	2.84
2	CCN-1	42.65	2.66	8	SSN-0	41.07	3.15
3	CCN-2	37.26	3.17	9	SSN-1	33.62	2.98
4	CCD-0	39.86	2.84	10	SSN-3	36.68	2.65
5	CCD-2	35.90	2.87	11	SSD-0	41.32	3.26
6	SCN-2	42.92	2.66	12	SSD-2	39.09	2.66

(2-2) 供試体諸元

実験パラメータは、軸方向鉄筋の鋼種 2 種類、炭素繊維シートの巻立て有無および巻立て区間 3 種類、スターラップの欠損有無（下辺の有無）である。

軸方向鉄筋には普通鉄筋 SD295A および SUS 鉄筋 SUS304-SD295B を用いており、明確な降伏点を示さない SUS 鉄筋の材料特性が、RC はりの曲げ性状へ及ぼす影響を検証する。

炭素繊維シートの巻立て区間は、曲げ区間のみの巻立て、および曲げ区間とせん断区間の両方への巻立てである。曲げ補強炭素繊維シートは、供試体 SSN-3 以外はせん断区間における定着長さを 80 mm とし、供試体 SSN-3 では 350 mm に設定した。定着長さが 80 mm の場合、シート端部

で高い応力集中が考えられることから、応力集中によるひび割れや剥離進展の変化を検証した。一方、供試体 SSN-3 では剥離を考慮しない炭素繊維シートの補強効果を検証した。せん断補強炭素繊維シートは、幅 80 mm、間隔 80 mm のものをせん断区間に配置し、供試体上縁に 80 mm の定着区間を持つゼブラ状巻立てとした。

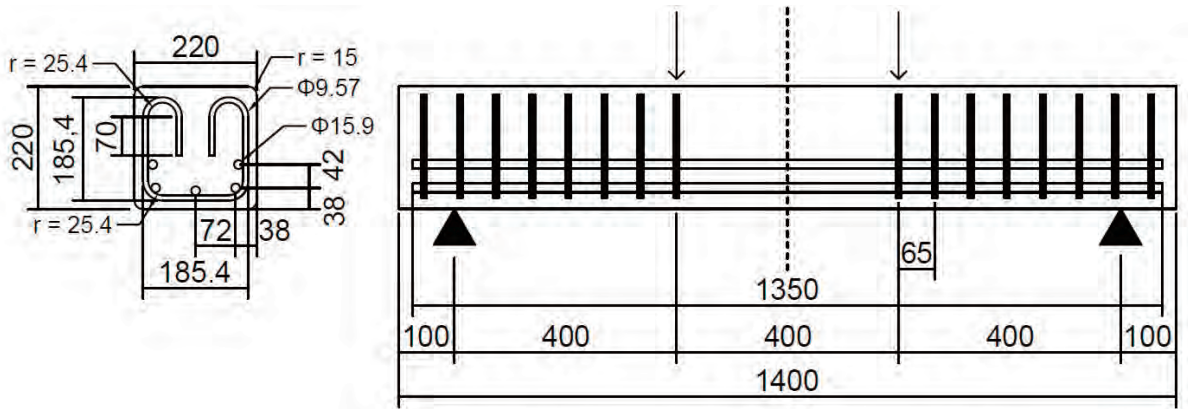
スターラップの形状は、健全な状態を想定したスターラップと、腐食を想定した下辺が欠損したスターラップである。これにより、スターラップの欠損の有無が RC はりのせん断耐力および剛性に及ぼす影響を検証する。

供試体の一覧を表-7.7 に、供試体の寸法を図-7.3 に示す。炭素繊維シートの応力集中を避けるため、断面隅角部に 15 mm の面取りを施した。一段目軸方向鉄筋のかぶりは 38 mm であり、二段目軸方向鉄筋は 80 mm である。スターラップはせん断区間に 65 mm 間隔で配置した。

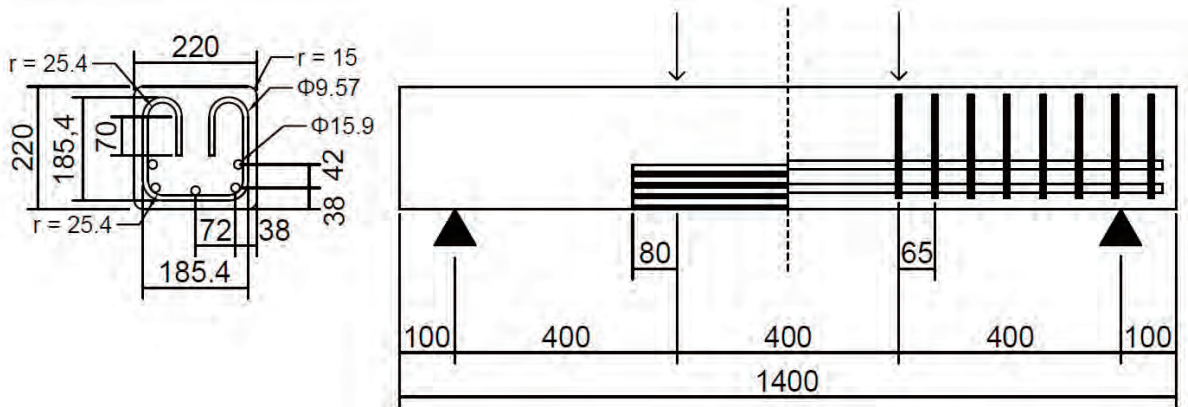
軸方向鉄筋およびスターラップへのひずみゲージ貼付け位置を図-7.4 に、炭素繊維シートへのゲージ貼付け位置を図-7.5 および図-7.6 にそれぞれ示す。

表-7.7 供試体一覧

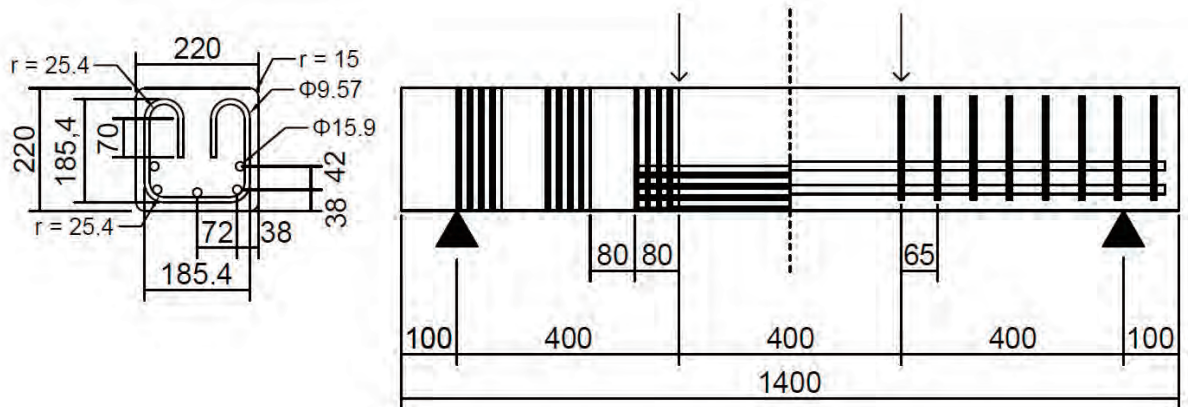
供試体		一段筋	二段筋	スターラップ	炭素繊維シート
番号	名前				
1	CCN-0	普通鉄筋 SD295A	普通鉄筋 SD295A	健全	なし
2	CCN-1				曲げ区間のみ
3	CCN-2				曲げ+せん断
4	CCD-0			欠損	なし
5	CCD-2				曲げ+せん断
6	SCN-2	SUS 鉄筋 SUS304-SD295B	SUS 鉄筋 SUS304-SD295B	健全	曲げ+せん断
7	SCD-2			欠損	曲げ+せん断
8	SSN-0			健全	なし
9	SSN-1				曲げ区間のみ
10	SSN-3				全底面+せん断
11	SSD-0	欠損	なし		
12	SSD-2		曲げ+せん断		



(a) 炭素繊維シート補強なし，健全スターラップ供試体
(供試体 CCN-0, SSN-0)

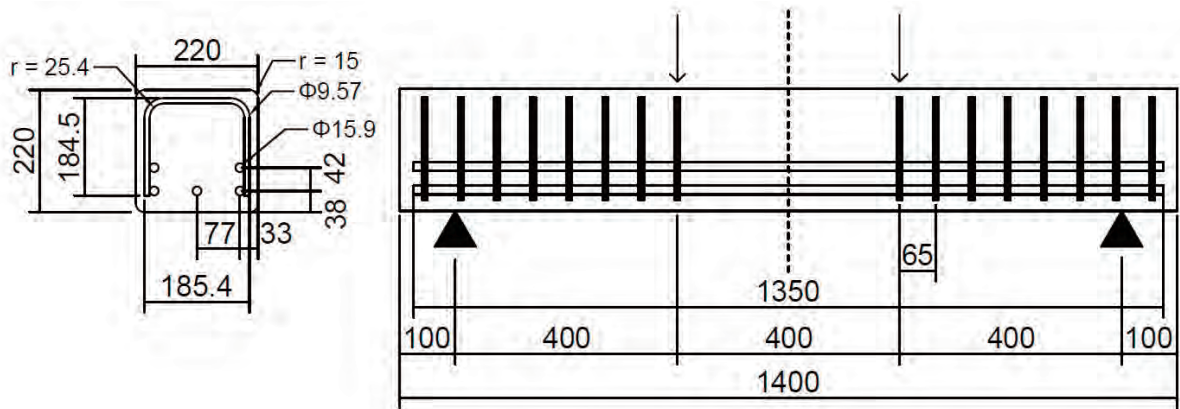


(b) 炭素繊維シート曲げ補強，健全スターラップ供試体
(供試体 CCN-1, SSN-1)

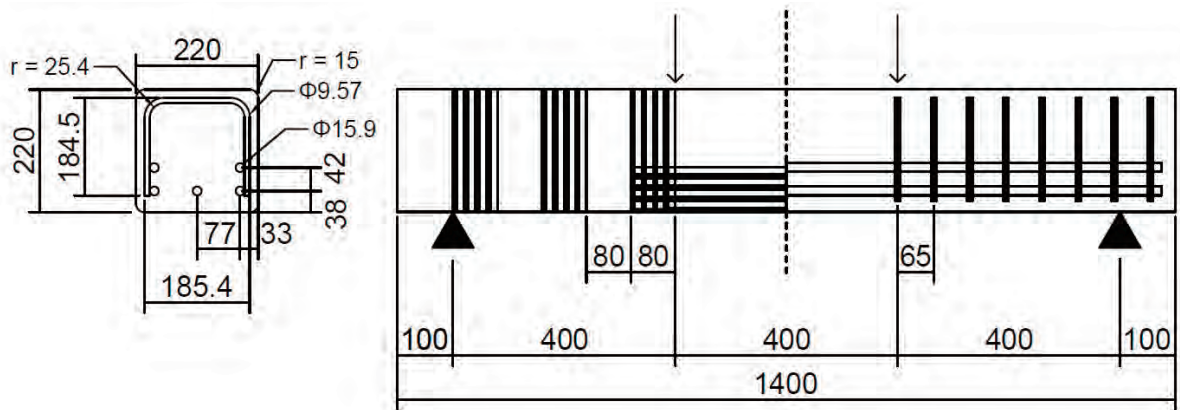


(c) 炭素繊維シート曲げ・せん断補強，健全スターラップ供試体
(供試体 CCN-2, SCN-2, SCD-2)

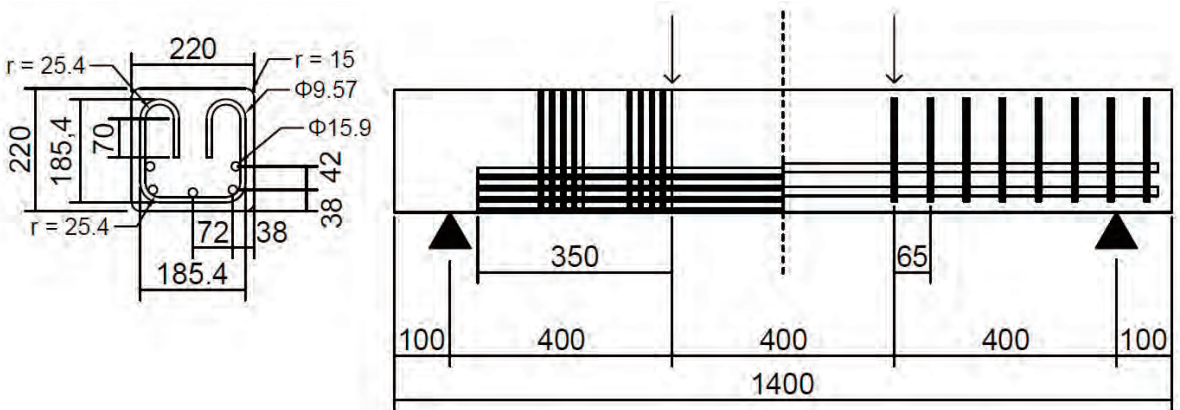
図-7.3 (a)～(f) 供試体寸法 (単位: mm)



(d) 炭素繊維シート補強なし，欠損スターラップ供試体
(供試体 CCD-0, SSD-0)



(e) 炭素繊維シート曲げ・せん断補強，欠損スターラップ供試体
(供試体 CCD-2, SSD-2)



(f) 炭素繊維シート曲げ・せん断補強，健全スターラップ供試体
(供試体 SSN-3)

図-7.3 (a)～(f) 供試体寸法 (単位: mm)

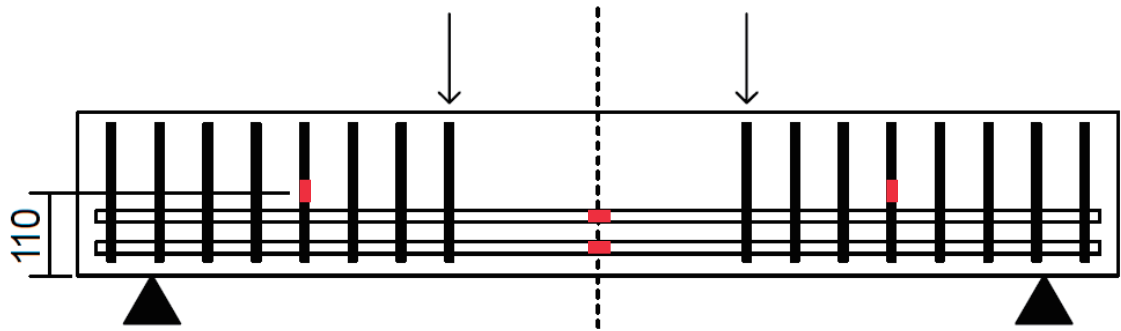


図-7.4 軸方向鉄筋およびスターラップのひずみゲージ貼付け箇所（単位：mm）
 （供試体 CCN-0, CCD-0, SSN-0, SSD-0）

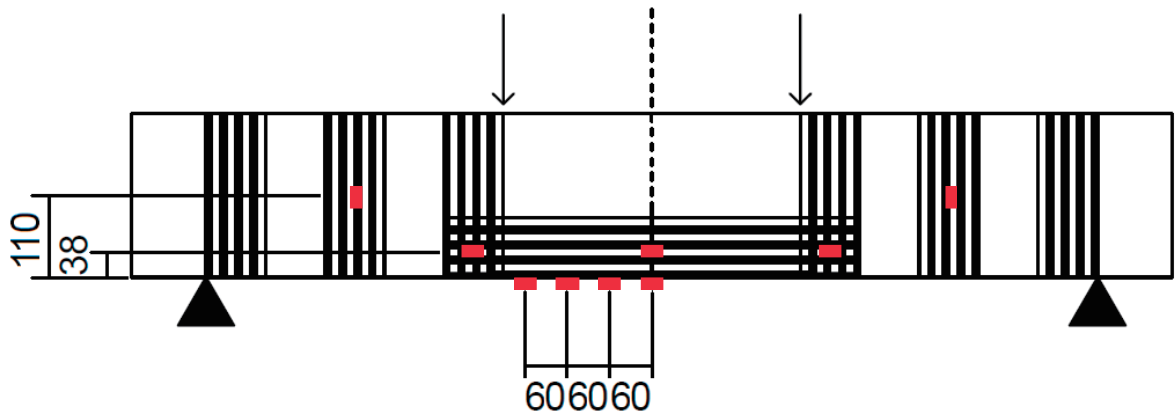


図-7.5 炭素繊維シートのひずみゲージ貼付け箇所（定着長さ 80mm）（単位：mm）
 （供試体 CCN-1, CCN-2, CCD-2, SCN-2, SCD-2, SSN-1, SSD-2）

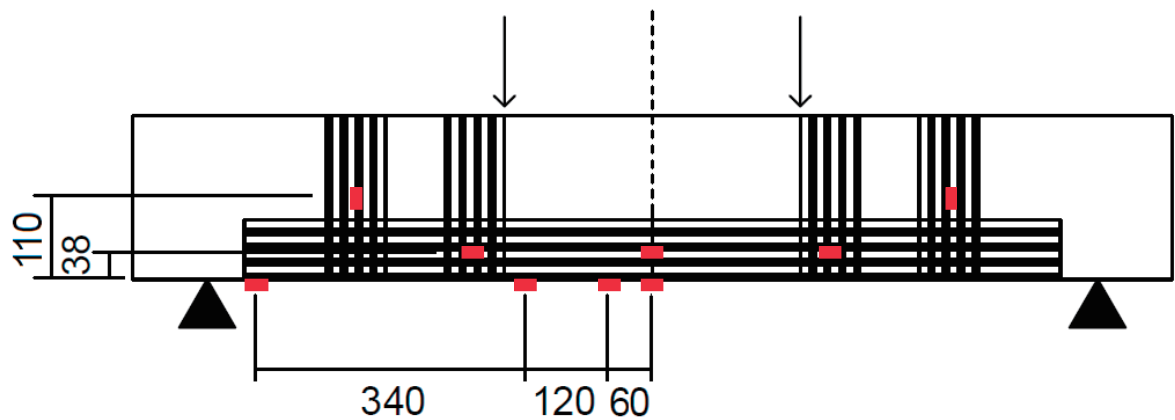


図-7.6 炭素繊維シートのひずみゲージ貼付け箇所（定着長さ 350mm）（単位：mm）
 （供試体 SSN-3）

(3) 供試体の製作手順

コンクリート打設後、材齢 3 日目に脱型を行い、以降は気中養生とした。炭素繊維シートは、材齢 14 日目に巻立てを行った。巻立て方法は、含浸接着樹脂を用いた湿式巻立て工法である。以下にその手順を示す。

- 1) コンクリート表面にエポキシ樹脂系下地材を塗布する。下地材はプライマーを使用した。混合後からの塗布可能時間は 40 分である。
- 2) エポキシ樹脂系不陸修正剤を塗布する。不陸修正剤とはコンクリート表面の凹凸を埋めるものでありパテを使用した。
- 3) エポキシ樹脂系含浸接着剤を炭素繊維シートに含浸させ、コンクリートに定着させる。含浸接着剤はダインを使用した。

炭素繊維シートを定着させた供試体についても、材齢 28 日までは気中養生とした。

(4) 載荷方法および測定項目

載荷方法は、純曲げ区間を 400 mm、せん断区間を 400 mm とした 4 点对称繰り返し載荷である。以下に載荷ステップを示す。

- 1) ひび割れ発生までは毎秒 0.33 kN で載荷し、目視でひび割れが確認でき次第、除荷を行った。シートを巻立てた供試体については、シート下に発生するひび割れを目視で確認することが不可能であるため、計算上の最大荷重の 3 分の 1 の荷重に達した段階で除荷を行った。
- 2) 降伏までは毎秒 1 kN で載荷し、軸方向鉄筋の降伏が確認でき次第、除荷を行った。
- 3) 一段目の軸方向鉄筋降伏時の変位を d_y とし、 $2d_y$, $3d_y$, $4d_y$, … と載荷および除荷を繰り返した。載荷は毎秒 6.67×10^{-3} mm の変位制御により行った。
- 4) 載荷荷重が、実験における最大荷重の 80 %程度まで低下した時点の載荷ステップで試験終了とした。

測定項目は、荷重、スパン中央部の変位、圧縮縁コンクリートのひずみ、軸方向鉄筋およびスターラップのひずみ、炭素繊維シートのひずみ、ひび割れの進展状況およびひび割れ幅である。ひび割れ進展状況およびひび割れ幅は、各載荷ステップの終了後に模写および測定を行った。写真-7.1 に示すように、ひび割れ幅はクラックスケールを用いてひび割れ発生点を測定した。

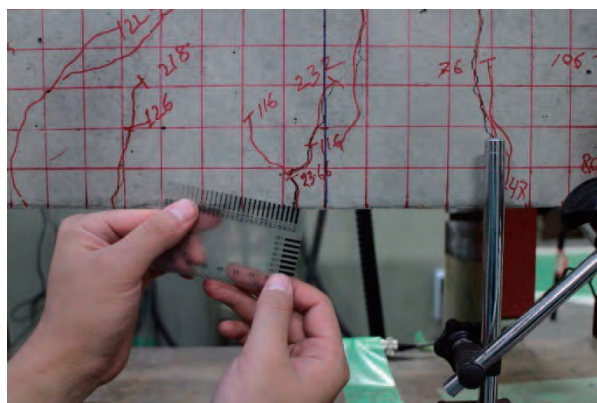


写真-7.1 ひび割れ幅計測の様子

(5) 実験結果

(5-1) 損傷の進展と荷重－変位関係

それぞれの供試体について荷重－変位関係を示し、載荷による挙動および損傷進展の様子を詳細に述べる。各供試体の初期ひび割れ発生荷重，最外縁に位置する軸方向鉄筋（以下，一段目軸方向鉄筋）降伏荷重，その内側に位置する軸方向鉄筋（以下，二段目軸方向鉄筋）降伏荷重，および最大荷重とそのときのスパン中央部変位をまとめて表-7.8 に示す。軸方向鉄筋降伏荷重は，ヤング係数を $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ として表-7.1 および表-7.3 に示した降伏強度から降伏ひずみを求め，荷重－ひずみ関係において降伏ひずみに達したときの荷重とした。なお，以降に示す荷重－変位関係は，載荷荷重が最大荷重の 80 %に低下した点までを示している。なお，炭素繊維シートに貼り付けたひずみゲージの多くは，載荷中に炭素繊維シートが剥離したために，その後のデータを取得できていない。以降の図では，その点までのひずみ値を示している。

表-7.8 曲げ実験における初期ひび割れ発生荷重，軸方向鉄筋降伏荷重および最大荷重

供試体	初期ひび割れ発生		一段目 軸方向鉄筋降伏		二段目 軸方向鉄筋降伏		最大荷重	
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)
CCN-0	43	0.58	216.91	3.62	255.23	4.81	295.88	11.64
CCN-1	90	1.37	232.24	4.25	268.89	6.28	280.55	9.79
CCN-2	90	1.39	231.24	4.15			294.22	10.84
CCD-0	33	0.41	204.25	3.50	251.90	5.11	283.56	11.83
CCD-2	84	1.69	218.58	4.56	267.23	6.27	295.22	14.15
SCN-2	68	1.08	173.60	3.21	231.57	5.44	260.56	9.89
SCD-2	68	1.06	201.25	3.65	258.90	5.69	299.55	15.88
SSN-0	46	0.74	164.93	3.00	224.24	4.71	273.89	12.44
SSN-1	64	1.01	194.26	3.82	240.90	5.92	272.56	15.76
SSN-3	209	3.76	202.92	3.61	261.56	5.39	311.88	14.56
SSD-0	23	0.33	181.26	3.52	215.58	5.03	268.56	17.24
SSD-2	92	1.55	204.25	3.83	254.23	5.75	292.88	15.77

注：CCN-2 供試体では，二段目の軸方向鉄筋の降伏は測定されなかった。

a) 供試体 CCN-0

供試体 CCN-0 の荷重－変位関係を図-7.7 に，各載荷ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.9 に示す。また，載荷実験終了後の供試体の様子を図-7.8 に示す。なお，図-7.8 中の斜線領域はコンクリートの圧壊を示している。

初期ひび割れ発生荷重は 43 kN であり，純曲げ区間に発生した。荷重の増加に伴いスパン全域にひび割れが進展し，最大荷重 296 kN を観測した 3d_c 載荷時には最大ひび割れ幅 4.50 mm を示した。一方，せん断破壊に繋がる大きなせん断ひび割れは観測されなかった。破壊モードは，軸方

向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であった。

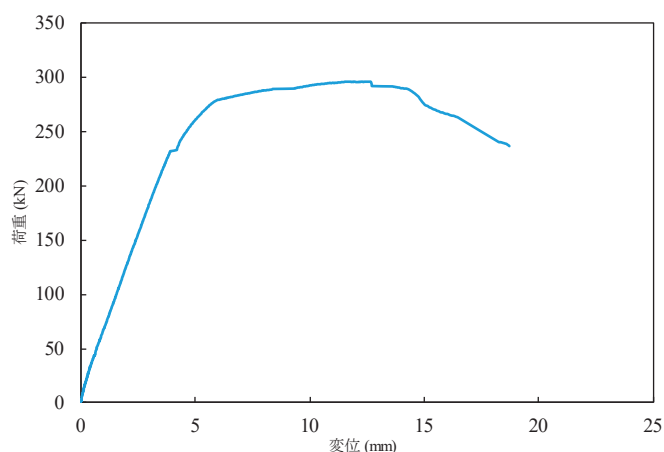


図-7.7 荷重－変位関係 (CCN-0)

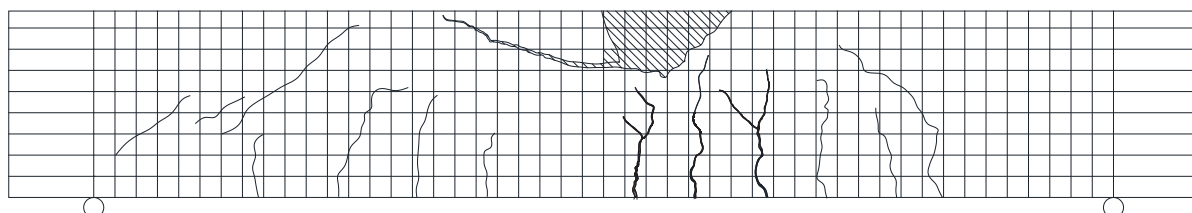


図-7.8 載荷実験終了後の供試体の様子 (CCN-0)

表-7.9 供試体 CCN-0 の各載荷ステップにおける最大ひび割れ幅

載荷状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
初期ひび割れ	0.03	純曲げ区間，スパン中央部
軸方向鉄筋降伏 (d_y)	0.20	せん断スパン，載荷点から 90mm
$2d_y$	1.30	純曲げ区間，スパン中央部
$3d_y$	4.50	純曲げ区間，スパン中央部
$4d_y$	6.00	純曲げ区間，スパン中央部

b) 供試体 CCN-1

供試体 CCN-1 の荷重－変位関係を図-7.9 に、各載荷ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.10 に示す。また、載荷実験終了後の供試体の様子を図-7.10 に示す。

載荷実験では、曲げ補強炭素繊維シート端部における過大なひび割れが確認された。シート端部に発生したひび割れは、変位の増加に伴ってスパン中央の上縁に向かい斜めに進展した。最大荷重を計測した $2d_y$ 時には、炭素繊維シート端部におけるひび割れ幅は 5.00 mm であった。

曲げ補強炭素繊維シートではゲージが剥離し、最大荷重まで計測することができなかった。しかし、計測不可能となる 100 kN 程度まではひずみの値に大きな相違は見られなかったため、100

kN までの荷重初期段階では炭素繊維シートの引張応力が一様に分散されていたことがわかる。

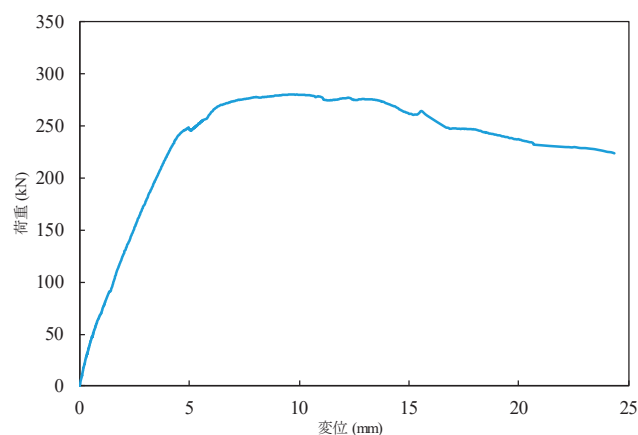


図-7.9 荷重－変位関係 (CCN-1)

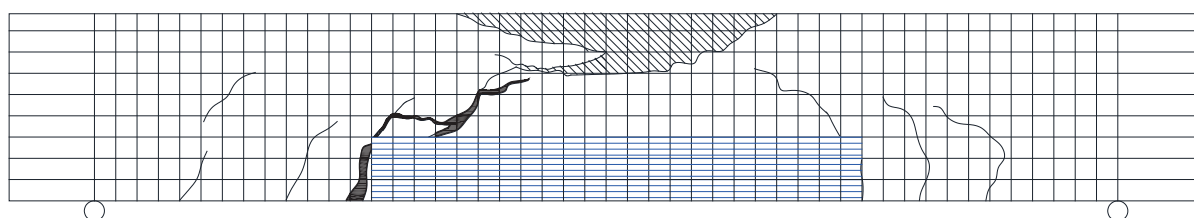


図-7.10 荷重実験終了後の供試体の様子 (CCN-1) (青線部領域は炭素繊維シート)

表-7.10 供試体 CCN-1 の各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅

荷重状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
$1/3P_{max}$	発生なし	発生なし
軸方向鉄筋降伏 (d_y)	0.65	せん断区間, 曲げ補強シート端部
$2d_y$	5.00	せん断区間, 曲げ補強シート端部
$3d_y$	10.00	せん断区間, 曲げ補強シート端部
$4d_y$	15.00	せん断区間, 曲げ補強シート端部

最大荷重は 281 kN であり, 最大荷重時の変位は 9.79 mm であった. 荷重時荷重が最大荷重の 80 % となったときの変位は 24.36 mm であった. 最大荷重時のコンクリート圧縮ひずみは 2,299 μ であった. このひずみの値は, 一般的なコンクリートの終局ひずみ 3,500 μ に比べて小さい.

これについて, 以下のように考察する. 供試体 CCN-1 の荷重実験では, 炭素繊維シート貼付箇所の端部近傍にひび割れが発生した. 特に, 曲げ補強炭素繊維シート左端におけるひび割れが顕著であった. 端部近傍で発生したひび割れは, 変位が増加するとスパン中央に向かうように進展する. このひび割れが通過した断面では, 引張側においてコンクリートの断面減少が生じている. 一方で, スパン中央部が炭素繊維シートで補強されているためひび割れが生じなかった. 供試体 CCN-1 では炭素繊維シート左端におけるひび割れ進展が顕著であったため, 純曲げ区間左側で断

面減少が生じたため、左側荷点付近においてコンクリートの圧壊が発生した。

供試体 CCN-1 の破壊モードは、軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であると考えられる。

c) 供試体 CCN-2

供試体 CCN-2 の荷重－変位関係を図-7.11 に、各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.11 に示す。また、荷重実験終了後の供試体の様子を図-7.12 に示す。

初期ひび割れ発生荷重は 90 kN であり、せん断区間の荷点から 85 mm の位置に発生した。その後の荷重では、曲げ補強炭素繊維シートに作用する曲げ引張力により、シート端部に位置するコンクリートは炭素繊維シートから軸方向に引き剥がされる力を受けるため、その位置で大きなひび割れが発生する。d_y および 2d_y 時には曲げ補強炭素繊維シート端部において最大ひび割れ幅を観測した。曲げ補強炭素繊維シートの端部で発生したひび割れは、変位の増加に伴いスパン中央の上縁に向かい進展し、3d_y および 4d_y 時には曲げ補強炭素繊維シート端部を起点としたひび割れが拡大した。

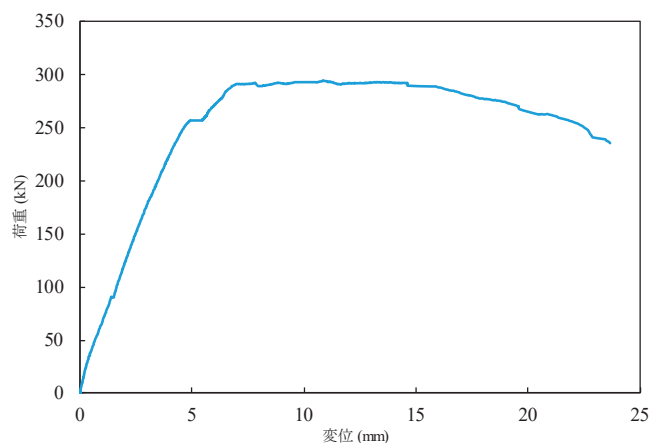


図-7.11 荷重－変位関係 (CCN-2)

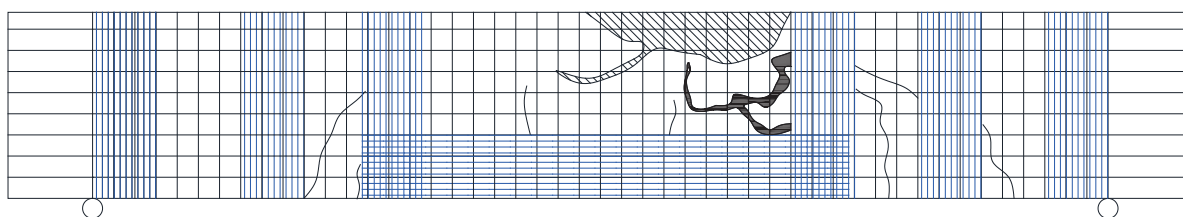


図-7.12 荷重実験終了後の供試体の様子 (CCN-2) (青線部領域は炭素繊維シート)

表-7.11 供試体 CCN-2 の各載荷ステップにおける最大ひび割れ幅

載荷状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
$1/3P_{max}$	0.03	せん断区間, 載荷点から 120mm
軸方向鉄筋降伏(d_y)	0.20	せん断区間, 曲げ補強シート端部
$2d_y$	0.80	せん断区間, 曲げ補強シート端部
$3d_y$	2.50	純曲げ区間, 載荷点直下の曲げ補強シート上
$4d_y$	7.00	純曲げ区間, 載荷点直下の曲げ補強シート上

曲げ補強炭素繊維シートは, 約 50 kN から左端のひずみが他の計測点に比べて大きく増加した。目視によるひび割れ観察では, 曲げ補強炭素繊維シート端部におけるひび割れは左端で先に発生を確認した。したがって, 曲げ補強炭素繊維シートの左端において高い引張応力集中が発生していたことがわかる。せん断補強炭素繊維シートは, 目視および荷重-ひずみ関係から剥離や破断は確認されなかった。左スパンおよび右スパンのどちらの炭素繊維シートにおいても, 約 100 kN からひずみの増加が見られた。これは, せん断スパンにおいてひび割れが発生し, コンクリートが受け持つことのできる応力が減少したためであると考えられる。

最大荷重は 281 kN であり, 最大荷重時の変位は 10.84 mm であった。最大荷重時のコンクリート圧縮ひずみは約 2,600 μ であった。供試体 CCN-1 と同様に, 炭素繊維シート端部では, 炭素繊維シートが曲げ引張力を受け, 軸方向にかぶりコンクリートを引き剥がす力が作用し, 炭素繊維シートの左右のどちらの端部でかぶりコンクリートに大きなひび割れや剥離が生じる。終局時の CCN-2 供試体の様子を写真-7.2 に示す。

供試体 CCN-2 の破壊モードは, 軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であると考えられる。



写真-7.2 $3d_y$ 時の供試体 CCN-2 の様子

d) 供試体 CCD-0

供試体 CCD-0 の荷重-変位関係を図-7.13 に, 各載荷ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.12 に示す。また, 載荷実験終了後の供試体の様子を図-7.14 に示す。

初期ひび割れ発生荷重は 33 kN であり， 載荷点直下付近に発生した． その後はスパン全体にひび割れが発生した．

最大荷重は 284 kN であり， 最大荷重時の変位は 11.83 mm であった． 供試体 CCD-0 の破壊モードは， 軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であると考えられる．

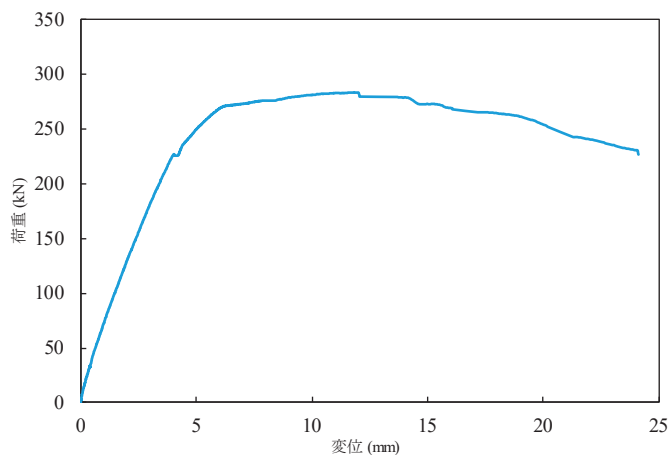


図-7.13 荷重－変位関係 (CCD-0)

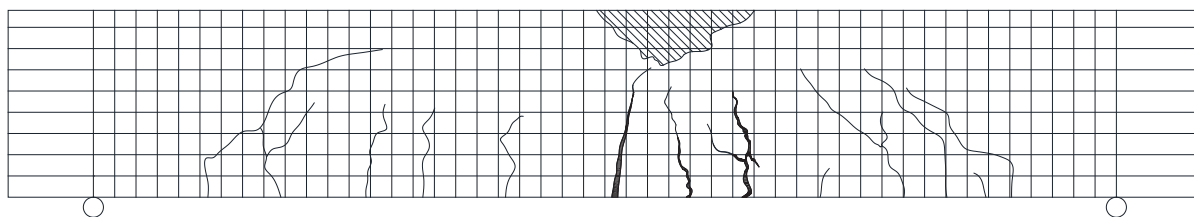


図-7.14 載荷実験終了後の供試体の様子 (CCD-0)

表-7.12 供試体 CCD-0 の各載荷ステップにおける最大ひび割れ幅

載荷状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
初期ひび割れ	0.03	純曲げ区間， 載荷点直下付近
軸方向鉄筋降伏(d_y)	0.20	純曲げ区間， スパン中央部
$2d_y$	1.30	純曲げ区間， 載荷点直下付近
$3d_y$	2.20	純曲げ区間， スパン中央部
$4d_y$	4.80	純曲げ区間， 載荷点直下付近

e) 供試体 CCD-2

供試体 CCD-2 の荷重－変位関係を図-7.15 に， 各載荷ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.13 に示す． また， 載荷実験終了後の供試体の様子を図-7.16 に示す．

初期ひび割れ発生荷重は 84 kN であり， せん断区間に発生した． その後の載荷では， シート端部およびその近傍に発生したひび割れが最大ひび割れ幅を示した． d_y および $2d_y$ 時では， 載荷点

から 110 mm のせん断区間，つまり曲げ補強炭素繊維シートの端部から 30 mm に発生したひび割れが最大ひび割れ幅を示した． $3d_y$ ， $4d_y$ と変位が増加するに伴い曲げ補強炭素繊維シート端部のひび割れ幅が増大し，最大値を示した．

曲げ補強炭素繊維シートは 100 kN 程度まではひずみに大きな相違はなかった．しかし，その後はスパン中央部のひずみが大きく増加した．180 kN 程度まではスパン中央部に最大応力が生じていたことから，炭素繊維シートの引張応力が左右均等に分散されていたことがわかる．せん断補強炭素繊維シートは剥離や破断は確認されなかった．左右スパンどちらの炭素繊維シートにおいても，約 100 kN からひずみの増加が見られた．

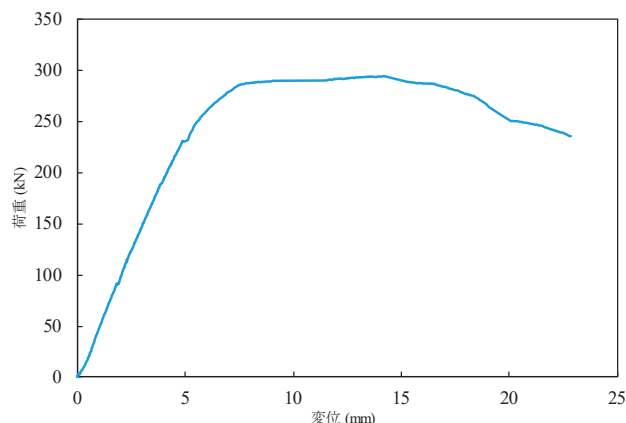


図-7.15 荷重－変位関係 (CCD-2)

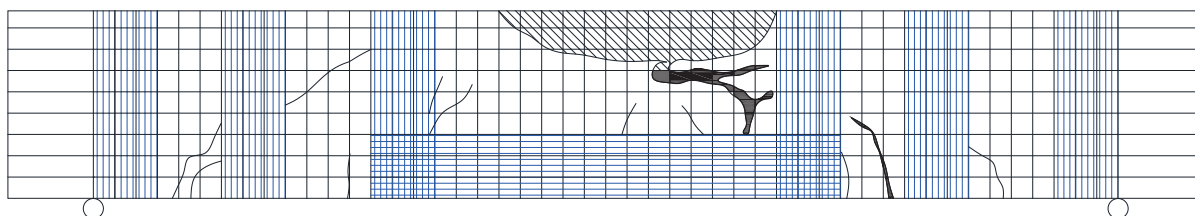


図-7.16 荷重実験終了後の供試体の様子 (CCD-2) (青線部領域は炭素繊維シート)

表-7.13 供試体 CCD-2 の各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅

荷重状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
$1/3P_{max}$	0.03	せん断区間，荷重点から 170mm
軸方向鉄筋降伏 (d_y)	0.90	せん断区間，荷重点から 110mm
$2d_y$	1.60	せん断区間，荷重点から 110mm
$3d_y$	2.20	せん断区間，曲げ補強シート端部
$4d_y$	9.00	せん断区間，曲げ補強シート端部

最大荷重は 295 kN であり，最大荷重時の変位は 14.15 mm であった．最大荷重時のコンクリート圧縮ひずみは $2,785 \mu$ であった．供試体 CCD-1 と同様に，炭素繊維シート端部近傍における

ひび割れ進展は左右非対称なものとなった。写真-7.3に4d_y時の供試体の様子を示す。写真に示されるように、左側載荷点で変位が大きくなっており、左側載荷点近傍にコンクリートの圧壊が確認できる。供試体 CCD-2 の破壊モードは、軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であると考えられる。



写真-7.3 4d_y時の供試体 CCD-2 の様子

f) 供試体 SCN-2

供試体 SCN-2 の荷重－変位関係を図-7.17 に、各載荷ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.14 に示す。また、載荷実験終了後の供試体の様子を図-7.18 に示す。なお、供試体 SCN-2 の実験においては、最大荷重の 80 %に至るまでの載荷を実施していない。

初期ひび割れ発生荷重は 68 kN であり、せん断区間に発生した。その後の載荷では、曲げ補強炭素繊維シート端部およびその近傍におけるひび割れが顕著であった。d_y からすべての載荷ステップにおいて曲げ補強炭素繊維シート端部から 20 mm に発生したひび割れが最大ひび割れ幅を示した。

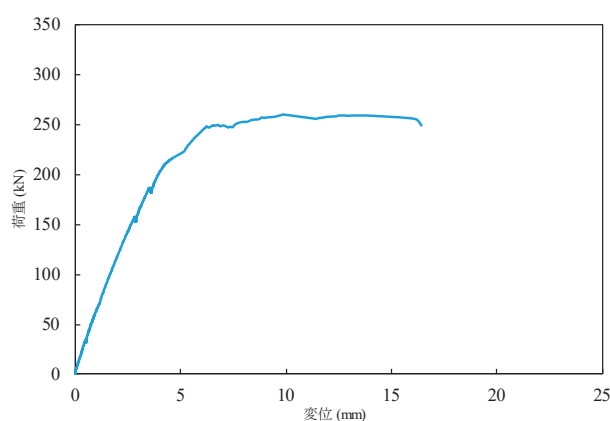


図-7.17 荷重－変位関係 (SCN-2)

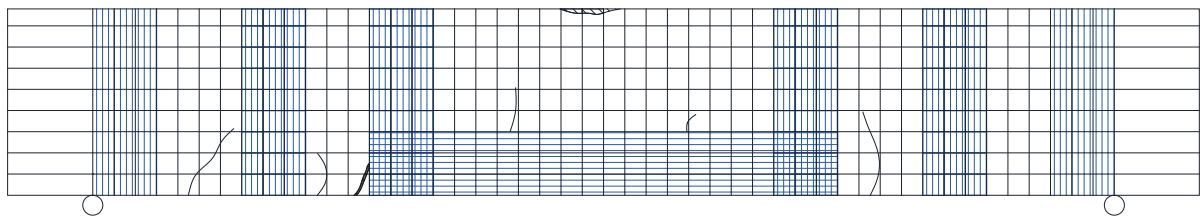


図-7.18 載荷実験終了後の供試体の様子 (SCN-2) (青線部領域は炭素繊維シート)

表-7.14 供試体 SCN-2 の各載荷ステップにおける最大ひび割れ幅

載荷状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
$1/3P_{max}$	0.08	せん断区間, 載荷点から 135mm
軸方向鉄筋降伏 (d_y)	0.15	せん断区間, 載荷点から 135mm
$2d_y$	1.20	せん断区間, 曲げ補強シート端部
$3d_y$	1.50	せん断区間, 曲げ補強シート端部
$4d_y$	1.60	せん断区間, 曲げ補強シート端部

一段目軸方向鉄筋の降伏荷重は 174 kN, 二段目軸方向鉄筋の降伏荷重は 232 kN である。二段目軸方向鉄筋は荷重-ひずみ関係より明確な降伏点がみられたが, 一段目軸方向鉄筋は SUS 鉄筋を使用しているため, 明確な降伏点が確認されず塑性化に至った。

曲げ補強炭素繊維シート左端のひずみが他の計測点に比べ大きい値を示した。ひび割れ観察においても, 曲げ補強炭素繊維シートの左端において先にひび割れの発生を確認した。せん断補強炭素繊維シートの剥離や破断は確認されなかった。左右スパンどちらの炭素繊維シートにおいても, 約 130kN からひずみの増加が見られた。

最大荷重は 261 kN であり, 最大荷重時の変位は 9.89 mm であった。供試体 SCN-2 の破壊モードは, 軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であると考えられる。

g) 供試体 SCD-2

供試体 SCD-2 の荷重-変位関係を図-7.19 に, 各載荷ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.15 に示す。また, 載荷実験終了後の供試体の様子を図-7.20 に示す。

初期ひび割れ発生荷重は 68 kN であり, せん断区間に発生した。その後の載荷では, 曲げ補強炭素繊維シート端部およびその近傍におけるひび割れが顕著であった。 d_y からすべての載荷ステップにおいて曲げ補強炭素繊維シート端部近傍に発生したひび割れが最大ひび割れ幅を示した。

軸方向鉄筋は SUS 鉄筋を使用しているため, 明確な降伏点が確認されず塑性化に至った。

曲げ補強炭素繊維シートは, 計測可能であった 200 kN 程度までは左端および右端においてひずみの増加量は小さかった。一方で, スパン中央部のひずみの増加量は他の測定箇所より大きかった。したがって, 200 kN 程度までは炭素繊維シート端部のひび割れは小さく, 炭素繊維シートが引張応力を左右均等に分散していたことがわかる。せん断補強炭素繊維シートは剥離や破断は確認されなかった。左右スパンどちらの炭素繊維シートにおいても, 約 100 kN からひずみの増

加が見られた。

最大荷重は 300 kN であり，最大荷重時の変位は 15.88 mm であった。供試体 SCD-2 の破壊モードは，軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であったと考えられる。

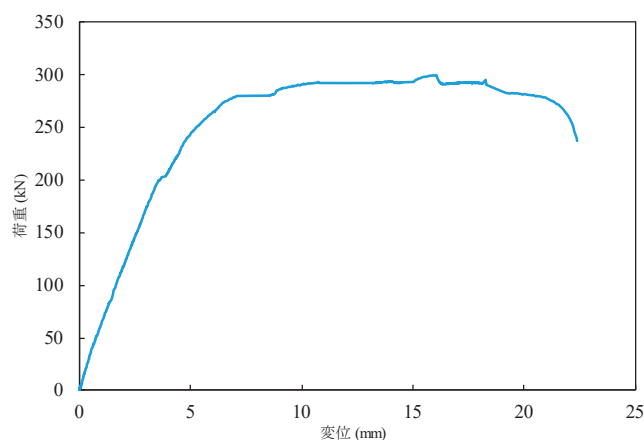


図-7.19 荷重－変位関係 (SCD-2)

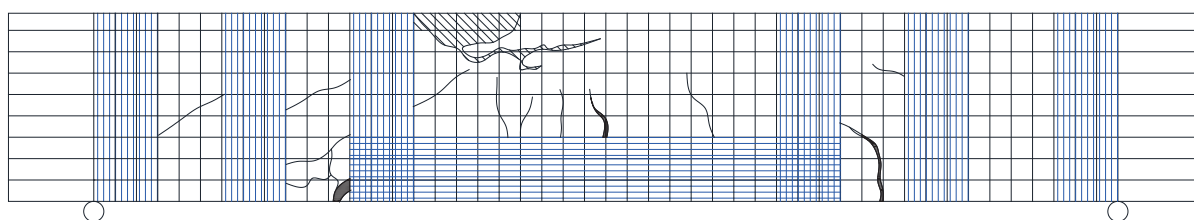


図-7.20 荷重実験終了後の供試体の様子 (SCD-2) (青線部領域は炭素繊維シート)

表-7.15 供試体 SCD-2 の各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅

荷重状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
$1/3P_{max}$	0.04	せん断区間，荷重点から 120mm
軸方向鉄筋降伏 (d_y)	0.20	せん断区間，曲げ補強シート端部近傍
$2d_y$	0.90	せん断区間，曲げ補強シート端部近傍
$3d_y$	2.20	せん断区間，曲げ補強シート端部近傍
$4d_y$	5.00	せん断区間，曲げ補強シート端部近傍

h) 供試体 SSN-0

供試体 SSN-0 の荷重－変位関係を図-7.21 に，各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.16 に示す。また，荷重実験終了後の供試体の様子を図-7.22 に示す。

初期ひび割れ発生荷重は 46 kN であり，純曲げ区間のスパン中央部に発生した。荷重の増加に伴いスパン全域にひび割れが発生した。最大荷重は 274 kN であり，最大荷重時の変位は 12.44 mm であった。供試体 SSN-0 の破壊モードは，軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であったと考えられる。

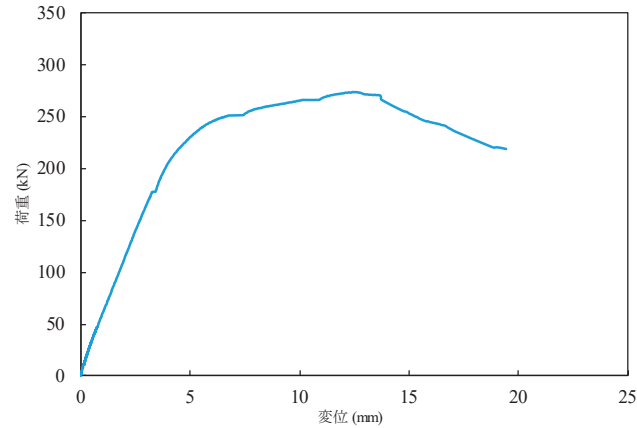


図-7.21 荷重－変位関係 (SSN-0)

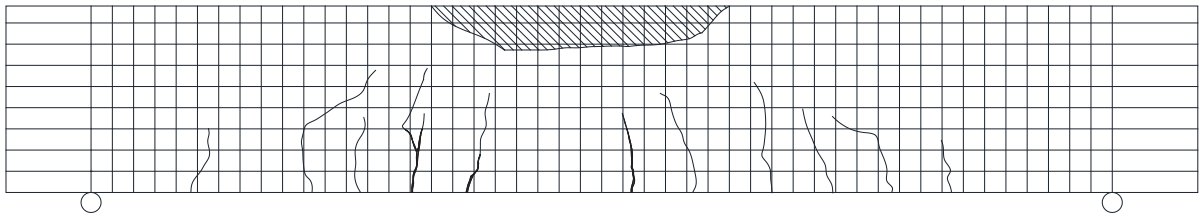


図-7.22 荷重実験終了後の供試体の様子 (SSN-0)

表-7.16 供試体 SSN-0 の各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅

荷重状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
初期ひび割れ	0.03	純曲げ区間，スパン中央部
軸方向鉄筋降伏 (d_y)	0.20	せん断区間，荷重点直下付近
$2d_y$	1.20	純曲げ区間，スパン中央部
$3d_y$	1.70	純曲げ区間，スパン中央部
$4d_y$	2.20	純曲げ区間，スパン中央部

i) 供試体 SSN-1

供試体 SSN-1 の荷重－変位関係を図-7.23 に、各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.17 に示す。また、荷重実験終了後の供試体の様子を図-7.24 に示す。

初期ひび割れ発生荷重は 64 kN であり、せん断区間の荷重点から 180 mm の位置に発生した。軸方向鉄筋降伏荷重まではせん断区間にひび割れが多く確認された。変位の増加に伴い炭素繊維シート端部およびその近傍におけるひび割れが顕著に見られた。最大荷重が観測された $4d_y$ 時には、曲げ補強炭素繊維シート端部におけるひび割れ幅は 9.00 mm であった。

最大荷重は 273 kN であり、最大荷重時の変位は 15.76 mm であった。供試体 SSN-1 の破壊モードは、軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であったと考えられる。

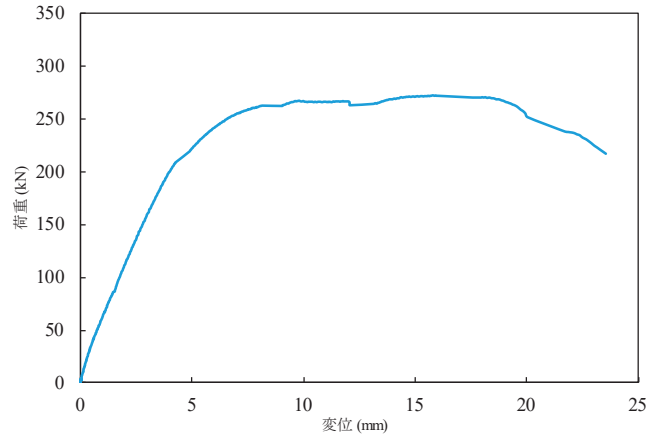


図-7.23 荷重－変位関係 (SSN-1)

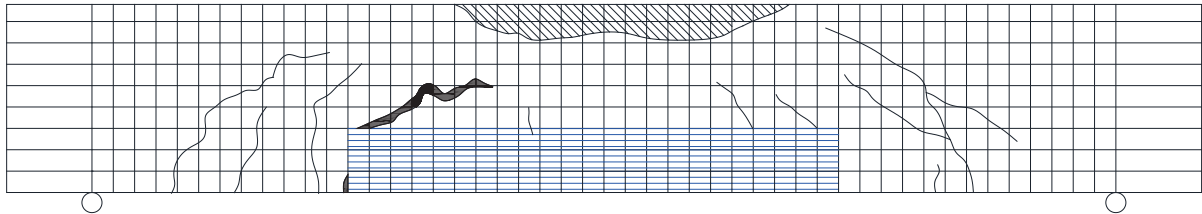


図-7.24 荷重実験終了後の供試体の様子 (SSN-1) (青線部領域は炭素繊維シート)

表-7.17 供試体 SSN-1 の各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅

荷重状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
$1/3P_{max}$	0.04	せん断区間, 荷重点から 180mm
軸方向鉄筋降伏 (d_y)	0.25	せん断区間, 荷重点から 230mm
$2d_y$	1.60	せん断区間, 曲げ補強シート端部
$3d_y$	5.00	せん断区間, 曲げ補強シート端部
$4d_y$	9.00	せん断区間, 曲げ補強シート端部

j) 供試体 SSN-3

供試体 SSN-3 の荷重－変位関係を図-7.25 に、各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.18 に示す。また、荷重実験終了後の供試体の様子を図-7.26 に示す。

目視で確認可能なひび割れ発生荷重は 209 kN であり、せん断区間の荷重点から 125 mm の位置に発生した。荷重全体を通して目視で確認可能なひび割れの発生は少なく、ひび割れ幅も小さかった。 $3d_y$ 以降は純曲げ区間に発生するひび割れが最大ひび割れ幅を示した。

曲げ補強炭素繊維シートは、スパン中央部においてひずみが極端に大きい値を示した。荷重を通して炭素繊維シート端部におけるひび割れや剥離は発生しなかった。したがって、炭素繊維シートの引張応力に左右の偏りが生じず、中央部における応力が大きくなったと考えられる。せん断補強炭素繊維シートは剥離や破断は確認されなかった。左スパンおよび右スパンのどちらの炭

素繊維シートにおいても、約 150 kN からひずみの増加が見られた。

最大荷重は 273 kN であり、最大荷重時の変位は 14.56 mm であった。供試体 SSN-3 の破壊モードは、軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であったと考えられる。

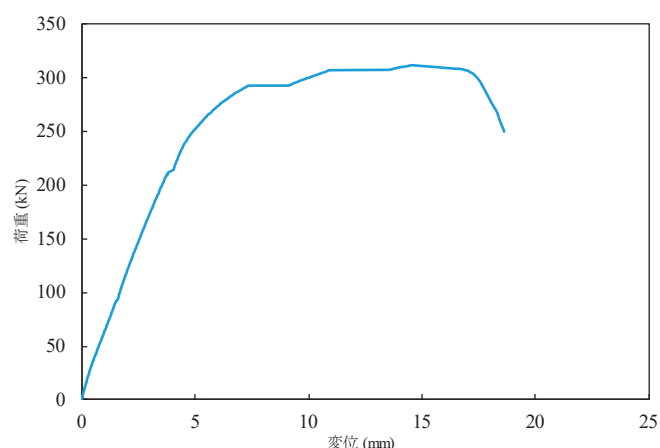


図-7.25 荷重－変位関係 (SSN-3)

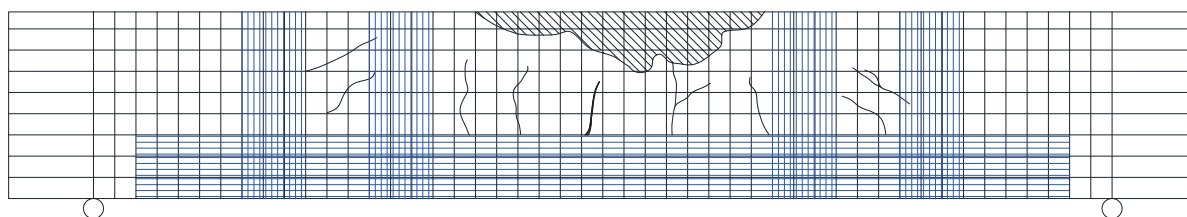


図-7.26 荷重実験終了後の供試体の様子 (SSN-3) (青線部領域は炭素繊維シート)

表-7.18 供試体 SSN-3 の各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅

荷重状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
$1/3P_{max}$	発生なし	発生なし
軸方向鉄筋降伏 (d_y)	0.03	せん断区間, 荷重点から 125mm
$2d_y$	0.08	せん断区間, 荷重点から 125mm
$3d_y$	0.35	純曲げ区間, スパン中央から 40mm
$4d_y$	0.75	純曲げ区間, スパン中央から 90mm

k) 供試体 SSD-0

供試体 SSD-0 の荷重－変位関係を図-7.27 に、各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.19 に示す。また、荷重実験終了後の供試体の様子を図-7.28 に示す。

初期ひび割れ発生荷重は 23 kN であり、荷重点直下付近に発生した。荷重の増加に伴いスパン全体にひび割れが発生した。せん断区間においては軸方向鉄筋に沿って進展するひび割れが見られた。軸方向鉄筋降伏以降は、スパン中央部のひび割れが最大ひび割れ幅を示した。

最大荷重は 269 kN であり，最大荷重時の変位は 17.24 mm であった．供試体 SSD-0 の破壊モードは，軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であったと考えられる．

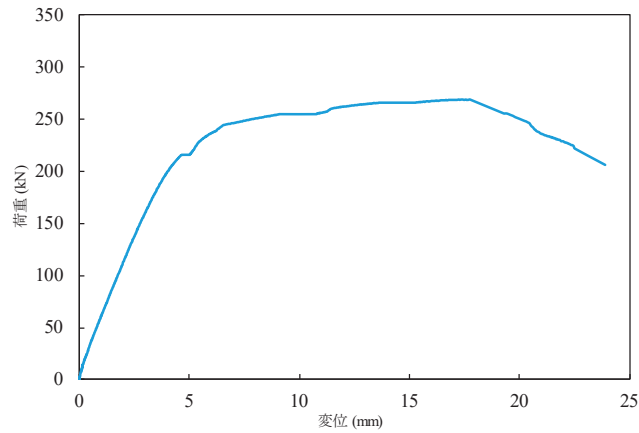


図-7.27 荷重－変位関係 (SSD-0)

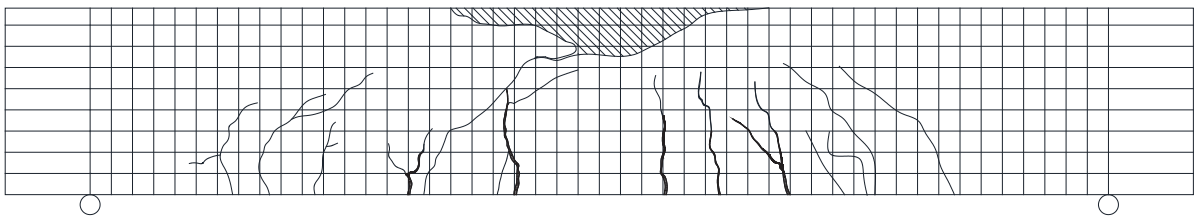


図-7.28 荷重実験終了後の供試体の様子 (SSD-0)

表-7.19 供試体 SSD-0 の各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅

荷重状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
初期ひび割れ	0.03	せん断区間，荷重点直下付近
軸方向鉄筋降伏 (d_y)	0.25	純曲げ区間，スパン中央から 65mm
$2d_y$	1.50	純曲げ区間，スパン中央から 65mm
$3d_y$	2.20	純曲げ区間，スパン中央から 65mm
$4d_y$	3.50	純曲げ区間，スパン中央から 65mm

1) 供試体 SSD-2

供試体 SSD-2 の荷重－変位関係を図-7.29 に，各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅とその発生箇所を表-7.19 に示す．また，荷重実験終了後の供試体の様子を図-7.30 に示す．

目視で確認可能なひび割れ発生荷重は 92 kN であり，せん断区間の荷重点から 135 mm の位置に発生した．荷重の増加に伴い，曲げ補強炭素繊維シート端部およびその近傍におけるひび割れが顕著に見られた．最大荷重を示した $4d_y$ 時には曲げ補強炭素繊維シート端部近傍におけるひび割れ幅は 5.00 mm を示した．

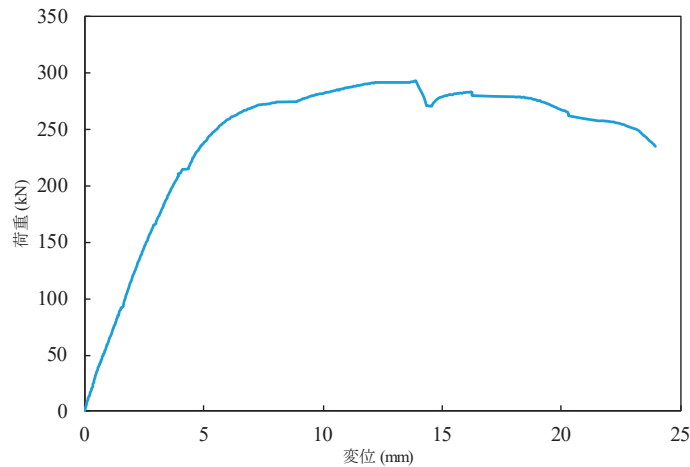


図-7.29 荷重－変位関係 (SSD-2)

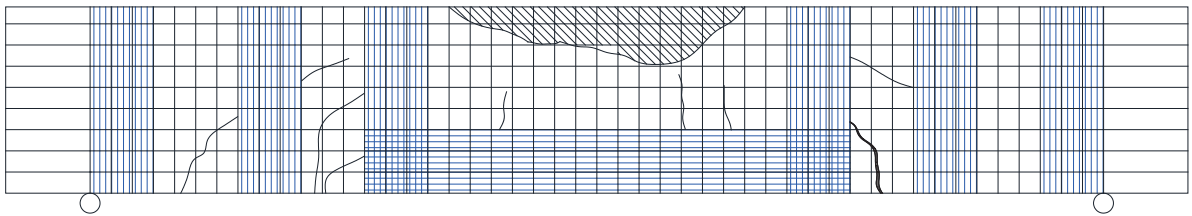


図-7.30 荷重実験終了後の供試体の様子 (SSD-2) (青線部領域は炭素繊維シート)

表-7.20 供試体 SSD-2 の各荷重ステップにおける最大ひび割れ幅

荷重状態	最大ひび割れ幅 (mm)	発生箇所
$1/3P_{max}$	発生なし	発生なし
軸方向鉄筋降伏 (d_y)	0.15	せん断区間, 荷重点から 135mm
$2d_y$	1.10	せん断区間, 曲げ補強シート端部近傍
$3d_y$	4.50	せん断区間, 曲げ補強シート端部近傍
$4d_y$	5.00	せん断区間, 曲げ補強シート端部近傍

曲げ補強炭素繊維シートは、測定可能であった 150kN 程度まで中央と右端のひずみが同程度増加した。せん断補強炭素繊維シートは剥離や破断は確認されなかった。左右スパンどちらの炭素繊維シートにおいても、約 150 kN からひずみの増加が見られた。

最大荷重は 283 kN であり、最大荷重時の変位は 15.77 mm であった。供試体 SSD-2 の破壊モードは、軸方向鉄筋降伏後の圧縮縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であったと考えられる。

(5-2) 軸方向鉄筋の鋼種の違いが曲げ性状に及ぼす影響

軸方向鉄筋の鋼種の違いが RC 部材の曲げ性状に及ぼす影響について考察し、特に最大荷重、ひび割れ性状および部材剛性の 3 点について述べる。

最大荷重は、供試体 CCN-0 と SSN-0 で 8 %程度、供試体 CCN-1 と SSN-1 で 3 %程度、供試体 CCD-0 と SSD-0 で 6 %程度、普通鉄筋を用いた供試体の方が SUS 鉄筋供試体より大きな最大荷重を示した。これは、表-7.2 および表-7.3 に示されるように、普通鉄筋と SUS 鉄筋の降伏強度が大きく異なっているためである。

次に、ひび割れ性状について考察する。表-7.9 および表-7.16 より供試体 CCN-0 と供試体 SSN-0 の最大ひび割れ幅を比較すると、軸方向鉄筋の降伏まではほぼ同等のひび割れ幅であった。軸方向鉄筋降伏以降は、供試体 SSN-0 の方が最大ひび割れ幅の増加量が小さい。これは、降伏強度の低い SUS 鉄筋を使用した供試体 SSN-0 は、軸方向鉄筋降伏時の変位 d_y が小さく各载荷ステップの変位が必然的に小さくなるためである。また、供試体 CCN-0 の $3d_y$ 载荷時における最大ひび割れ幅は 4.5 mm であったが、もう一方の供試体側面においては 1.3 mm であった。図-7.8 および図-7.22 より供試体 CCN-0 と供試体 SSN-0 を比較すると、ひび割れ発生箇所や進展状況に大きな相違は見られない。したがって、鋼種の違いがひび割れ性状に及ぼす影響はないことが確認された。

最後に、剛性について考察する。図-7.31 に普通鉄筋を軸方向鉄筋に用いた供試体 CCN-0 と SUS 鉄筋を用いた供試体 SSN-0 の荷重－変位関係の比較を示す。図-7.31 から、供試体 SSN-0 の剛性は供試体 CCN-0 に比べ剛性がわずかに小さいことがわかる。表-7.8 より供試体 CCN-0 と供試体 SSN-0 を比較すると、载荷実験の各段階における変位には大きな相違は見られない。したがって、軸方向鉄筋の剛性の違いが RC 部材の変形に及ぼす影響は小さいと考える。

以上より、軸方向鉄筋の鋼種の違いが RC 部材の曲げ性状に影響を及ぼすことはないと考えられる。

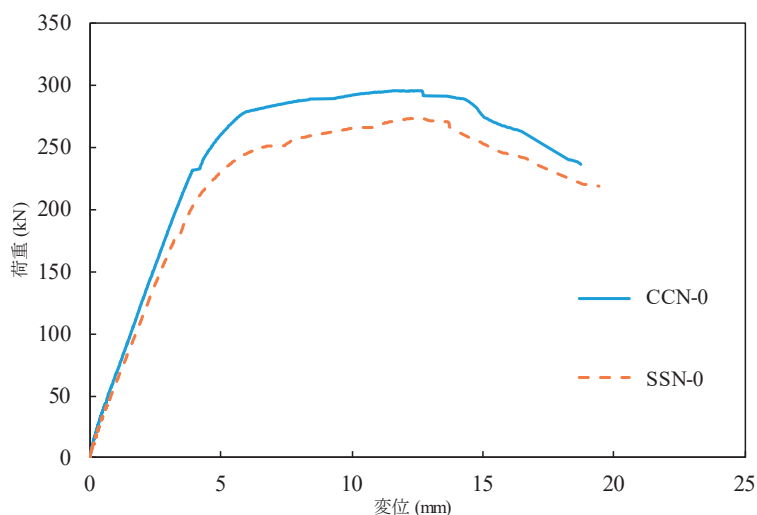


図-7.31 供試体 CCN-0 と供試体 SSN-0 の荷重－変位関係の比較

(5-3) 炭素繊維シートの巻立て区間の違いが曲げ性状に及ぼす影響

炭素繊維シートの巻立ての有無、および巻立て区間の違いが RC 部材の曲げ性状に及ぼす影響を考察する。最大荷重、ひび割れ性状、および剛性の 3 点について述べる。

供試体 CCN-0, CCN-1, CCN-2 を比較すると、CCN-1 は曲げ区間にシート補強を施しているにもかかわらず、CCN-0 に比べ最大荷重が小さい。さらに、CCN-2 についても CCN-0 と最大荷重がほぼ同等であった。巻立てによる補強効果が認められなかった理由として、かぶりコンクリートの分離による断面減少が考えられる。

炭素繊維シートが荷重点直下付近で終端されているとき、シート端部に高い曲げモーメントにより引張応力集中が発生する。そこに応力が集中すると、その周辺のコンクリートが引張応力の影響を受ける。荷重の増加によりひび割れが軸方向鉄筋位置に到達すると、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展する。最終的には、荷重の増加によりこれらひび割れ幅が増大し、かぶりコンクリートが炭素繊維シートに引き剥がされるように分離する。分離が発生した断面はかぶり分のコンクリート断面を失い、曲げ耐力が低下すると考えられる。分離は、供試体 SSN-3 を除く曲げ補強炭素繊維シートが定着された全ての供試体において発生が確認された。荷重実験後に曲げ補強炭素繊維シートを剥がした供試体 SSN-1 の様子を写真-7.5 に示す。写真-7.5 から、炭素繊維シート下で大きなひび割れが進展していたことが確認できる。

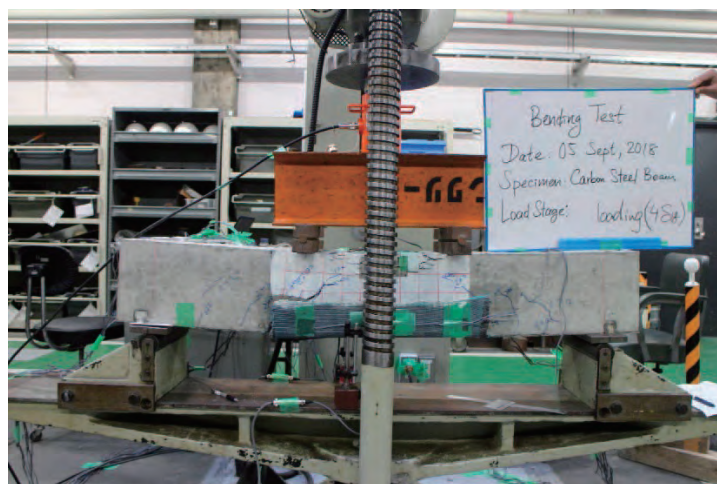


写真-7.4 4d_yにおける供試体 CCN-1 の様子

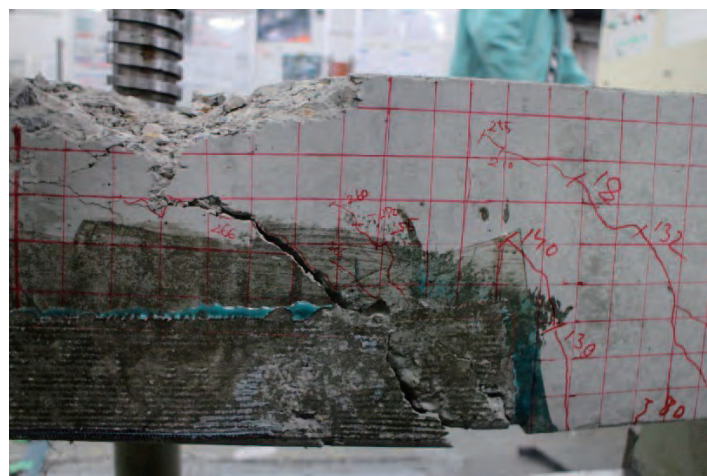


写真-7.5 荷重実験終了後に炭素繊維シートを剥がした供試体 SSN-1 の様子

供試体 CCN-0 と CCN-1 を比較すると、CCN-1 の最大荷重は CCN-0 より 5 %程度小さい。一方、SSN-0 と SSN-1 はほぼ同等な最大荷重であった。どちらの比較においても、その違いは炭素繊維シートにより曲げ補強されているか否かである。曲げ載荷実験で観察されたように、炭素繊維シートで曲げ補強されたはりでは、炭素繊維シートが曲げ引張を受けると、炭素繊維シートは軸方向にコンクリートを引き剥がすような力を与える。コンクリートのひび割れが炭素繊維シートの両端で均等に生じるか否かや、そのひび割れ（炭素繊維シートの剥離）の発生時期により、供試体の最大荷重は異なる。

続いて、SSN-1 と SSN-3 について比較検討する。SSN-1 の最大荷重は 273 kN であり、SSN-3 は 312 kN であった。このように、SSN-3 の最大荷重は他の炭素繊維シート曲げ補強供試体に比べ大きかった。これは、前述のかぶりコンクリートの分離が発生しなかったためであると考えられる。SSN-3 の曲げ補強炭素繊維シートはせん断区間における定着長さを 350 mm とし、載荷点から離れた位置で終端している。そのため、シート端部における応力が小さく、端部周辺にひび割れが発生しなかった。このように、曲げ補強炭素繊維シートのせん断区間における定着長さが十分に与えられているとき、分離が発生しないことが確認された。

以上より、RC 部材の最大荷重に対しては曲げ補強炭素繊維シートのせん断区間における定着長さが大きな影響を与え得ると言える。曲げ補強炭素繊維シートが載荷点直下付近で終端する場合、かぶりコンクリートの分離による断面減少により曲げ耐力が低下する。また、左右の炭素繊維シート定着長さにわずかでも差異があると、かぶりコンクリート分離が左右非対称に生じ、大きな曲げ耐力低下となる。十分な定着長さを有し終端する場合、シートの剥離やかぶりコンクリート分離の影響を受けず十分な補強効果が得られる。

次に、ひび割れ性状について考察する。シートにより曲げ補強された供試体は、シート端部近傍におけるひび割れが過大であった。特に、供試体 CCN-1 および CCD-2 は、鉄筋降伏時において確認可能な最大ひび割れ幅がそれぞれ 0.65 mm および 0.90 mm であり、他の炭素繊維シート曲げ補強供試体に比べ大きいひび割れ幅を示した。これは前述のように、曲げ補強炭素繊維シート端部の引張応力の集中およびひび割れ進展の左右非対称性によるものであると考えられる。コンクリートの圧壊に非対称性が確認されたことから、ひび割れ進展が左右非対称であったことがわかる。一方、CCN-1 および CCD-2 を除く、せん断区間の定着長さを 80 mm としたシート補強供試体では、軸方向鉄筋降伏時において過大なひび割れ幅は確認されなかった。これは、ある程度の荷重まではシートに発生する引張応力が均等に伝達され、非対称な応力分布とならなかったことが考えられる。このように、シート定着におけるわずかな差異や施工環境がひび割れ性状に影響する可能性がある。

最後に、剛性について考察する。図-7.32 に、CCN-0、CCN-1 および CCN-2 の荷重-変位関係の比較を示した。図-7.32 から、シートにより補強した供試体は、補強のない供試体と軸方向鉄筋降伏までの剛性とほぼ同等であった。本来、シート補強により供試体の剛性は増加するが、前述のようにシート端部およびその近傍におけるひび割れが過大であったため、剛性が増加しなかったと考えられる。図-7.33 には、SSN-0、SSN-1 および SSN-3 の荷重-変位関係の比較を示した。図-7.33 から、SSN-3 の軸方向鉄筋降伏までの剛性は他の 2 体の供試体に比べて大きかった。このことから、せん断区間における曲げ補強炭素繊維シートの定着長さが 350 mm であるとき、

シートによる補強効果が認められた。

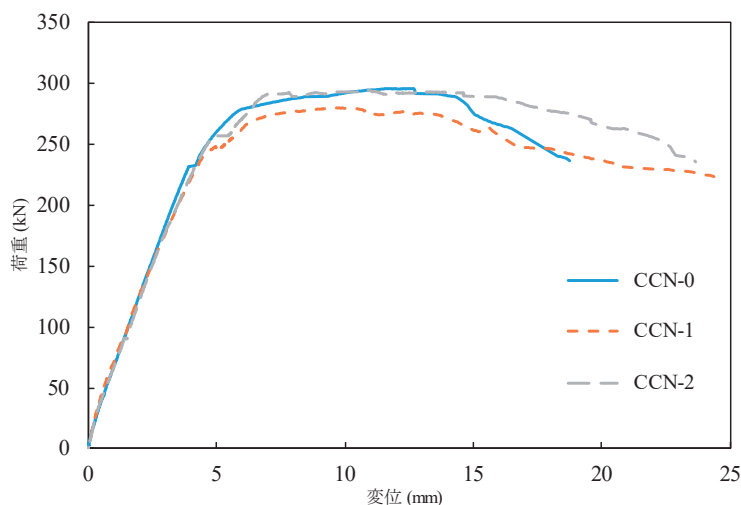


図-7.32 供試体 CCN-0, 供試体 CCN-1, 供試体 CCN-2 の荷重－変位関係の比較

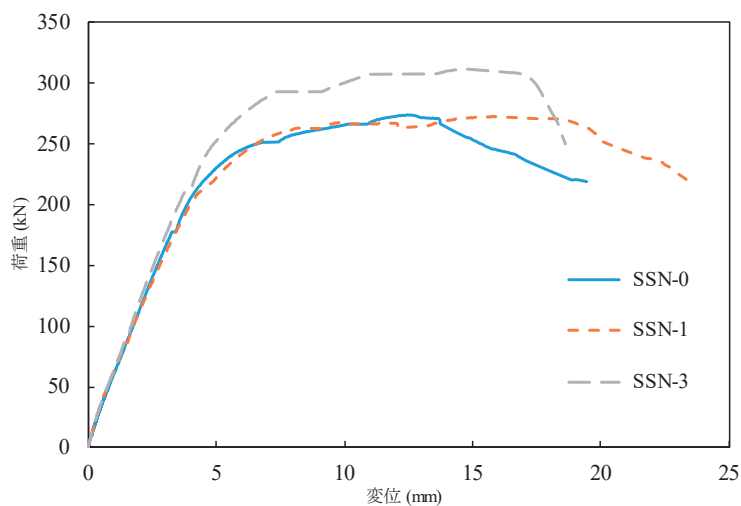


図-7.33 供試体 SSN-0, 供試体 SSN-1, 供試体 SSN-3 の荷重－変位関係の比較

(5-4) スターラップの欠損が曲げ性状に及ぼす影響

スターラップの欠損の有無が RC 部材の曲げ性状に及ぼす影響について考察する。最大荷重、ひび割れ性状、および剛性の 3 点について述べる。

表-7.8 より普通鉄筋を軸方向鉄筋に用いた供試体 CCN-0 と CCD-0, SUS 鉄筋を用いた供試体 SSN-0 と SSD-0 をそれぞれ比較すると、欠損したスターラップを使用した供試体の最大荷重がわずかに小さい。これは、スターラップの拘束効果によるものと考えられる。下辺を持つ健全スターラップは、下辺を持たない欠損スターラップに比べて引張側コンクリートの変形を拘束しやすいため、最大荷重の相違が見られたと考えられる。しかし、その相違は 4%程度であったため、スターラップ欠損の有無（以下、欠損の有無）が RC はり最大荷重に与えた影響は小さいと考えられる。続いて、ひび割れ性状について考察する。表-7.9, 表-7.12, 表-7.16 および表-7.19

から、普通鉄筋を軸方向鉄筋に用いた CCN-0 と CCD-0、SUS 鉄筋を用いた SSN-0 と SSD-0 をそれぞれ比較する。どちらの比較においても、 $2d_y$ まで最大ひび割れ幅やひび割れ発生箇所に相違は認められなかった。 $3d_y$ 以降の载荷では、普通鉄筋を用いた CCD-0 の最大ひび割れ幅は CCN-0 に比べて小さい。CCN-0 の $3d_y$ 载荷時における最大ひび割れ幅は 4.5 mm であったが、もう一方の側面においては 1.3 mm であった。SSN-0 と SSD-0 を比較すると、 $3d_y$ 以降も最大ひび割れ幅に大きな相違は確認されなかった。したがって、欠損の有無が RC 部材のひび割れ性状に及ぼす影響はないと考えられる。

最後に、剛性について考察する。CCN-0 および CCD-0 の荷重－変位関係の比較を図-7.34 に、SUS 鉄筋を使用した供試体 SSN-0 および供試体 SSD-0 の比較を図-7.35 に示す。図-7.34 および図-7.35 から、軸方向鉄筋降伏までの剛性には大きな相違は確認されなかった。よって、スターラップの欠損の有無が RC 部材の剛性に影響を及ぼすことはないことが示された。

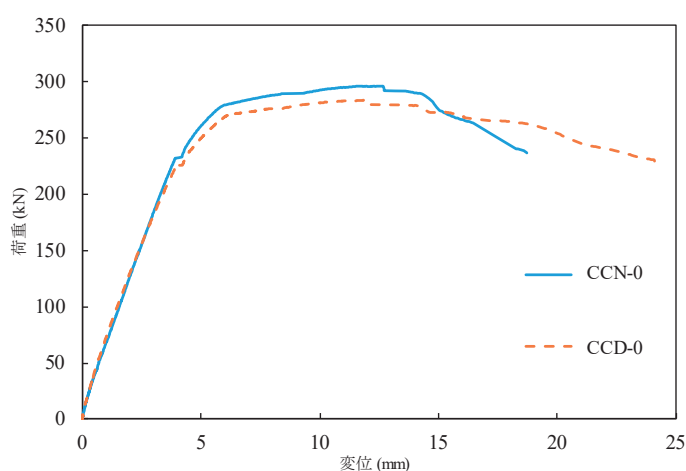


図-7.34 供試体 CCN-0 と供試体 CCD-0 の荷重－変位関係の比較

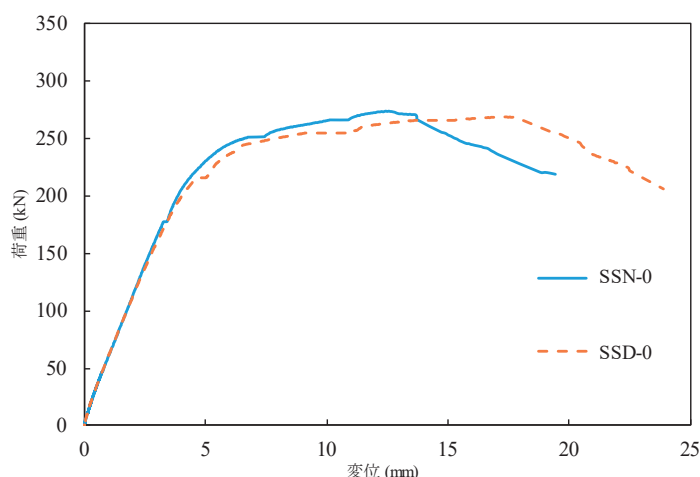


図-7.35 供試体 SSN-0 と供試体 SSD-0 の荷重－変位関係の比較

以上より、スターラップの欠損の有無が曲げ性状に及ぼす影響はないことがわかった。本実験では、全ての供試体において曲げ破壊モードを示した。したがって、RC 部材の破壊モードが曲げ破壊である場合において、スターラップの欠損の有無は影響しない。

7.2 SUS 鉄筋と炭素繊維シートで補修した RC 部材の構造性能評価に関する基礎検討

7.2.1 概説

本節では、補修した RC 部材の限界状態およびその計算の際に使用すべき SUS 鉄筋の応力-ひずみ関係のモデル化の提案を行う。前提として、補修・補強手法の適用対象は、海洋からの塩化物イオン飛来により塩害を受けた既設 RC 構造物である。

本節では、まず、補修 RC 部材の限界状態の照査時に用いるべき SUS 鉄筋の応力-ひずみ関係の提案を行う。その後、各種示方書に基づいた照査と合わせて、補修 RC 部材の限界状態の提案を行う。使用する示方書は、H29 道示^{7.2), 7.3)}である。

7.2.2 SUS 鉄筋の機械的性質が RC はりの構造性能に及ぼす影響

指針 (案)^{7.1)}では、SUS410-SD295 を除き、SUS 鉄筋の応力-ひずみ関係は 0.2%耐力を用いたバイリニアモデルを用いて良いとされている。一方、SUS304-SD 等は普通鉄筋と比べ、0.2%耐力以前の非線形性やひずみ硬化現象が顕著に出ることが報告されている^{7.4)}。そのため、SUS 鉄筋のこれらの機械的性質が RC はりの構造性能に及ぼす影響を検証し、使用すべき応力-ひずみ関係の議論を行う。

(1) SUS 鉄筋の応力-ひずみ関係

指針 (案)^{7.1)}では、コンクリート構造物に使用できる SUS 鉄筋として、以下の 3 種が規定されている。

1) SUS304-SD

SUS 鋼として最も広く使用されているオーステナイト系 SUS304、またはこれに窒素を添加し強度を高めた SUS304N2 から製造される SUS 鉄筋。

2) SUS316-SD

モリブデンの含有により SUS304 より更に耐食性を向上させた SUS316、またはこれに窒素を添加し強度を高めた SUS316N から製造される SUS 鉄筋。

3) SUS410-SD

合金の含有量を抑えたフェライト系またはマルテンサイト系、またはこれからさらに炭素の含有量を抑えた SUS410L から製造される SUS 鉄筋。

以上の中で、SUS410-SD295 については、0.2%耐力点以降のひずみ硬化挙動を考慮した増分型バイリニアモデル、SUS304-SD および SUS316-SD については 0.2%耐力点以降のひずみ硬化挙動を考慮しないバイリニアモデルを用いるべきとされている。本節では、SUS 鉄筋の機械的性質のモデル化に関して、各種基準で用いられている代表的なものを紹介する。

a) 完全弾塑性モデル^{7.1)}

指針 (案)^{7.1)}においては SUS410-SD295 を除いた SUS 鉄筋の応力-ひずみ関係のバイリニアモデルは 0.2%耐力点を用いた以下の式で表せる。

$$\sigma = E_s \times \varepsilon \quad (\varepsilon \leq \varepsilon_y) \quad (7.1)$$

$$\sigma = f_{yd} \quad (\varepsilon_y \leq \varepsilon) \quad (7.2)$$

ここで、 E_s は SUS 鉄筋のヤング係数であり、一般に 200kN/mm^2 としてよいとされている。 f_{yd} は 0.2%耐力点である。図-7.36 にバイリニアモデルを示す。 ε_y は鋼材の降伏強度時に相当するひずみである。

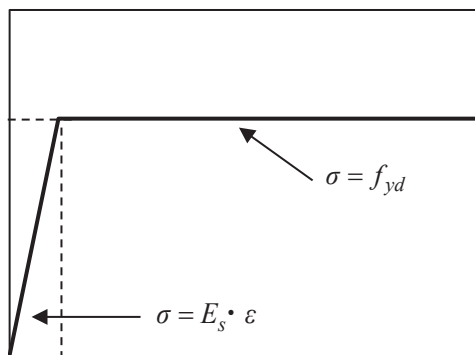


図-7.36 0.2%耐力を維持するバイリニアモデル (バイリニア)

b) ひずみ硬化を考慮したバイリニアモデル

指針 (案) ^{7.1)}においては SUS410-SD295 の応力-ひずみ関係のモデル化として以下の式が提案されている。

$$\sigma = E_s \times \varepsilon \quad (\varepsilon \leq \varepsilon_y) \quad (7.3)$$

$$\sigma = f_{yd} + E_u (\varepsilon - \varepsilon_y) \quad (\varepsilon_y \leq \varepsilon) \quad (7.4)$$

ここで、本研究では、SUS410-SD295 のために提案されている鋼材降伏後の二次剛性 $E_u = 5 \text{ (kN/mm}^2)$ の他の SUS 鉄筋への適用性を議論するため、Musab ら ^{7.5)}が提案する式と引張強度および終局ひずみから求められる式との比較を行う。

Musab らは式(7.4)における E_u を以下の式で求めている ^{7.5)}。

$$E_u = \frac{f_u - f_{yd}}{C_2 \varepsilon_u - \varepsilon_y} \quad (7.5)$$

ここで、 f_u は引張強度、 ε_u は終局ひずみである。 C_2 は鋼種によって定められる係数であり、Musab らは EN1.4311 に対して 0.15 を用いている。EN1.4311 は JIS では SUS304LN にあたる鋼種である。図-7.37 にひずみ硬化を考慮したバイリニアモデル (以下、増分型バイリニアモデル) を、表-7.21 に本モデルで用いる E_u を示す。

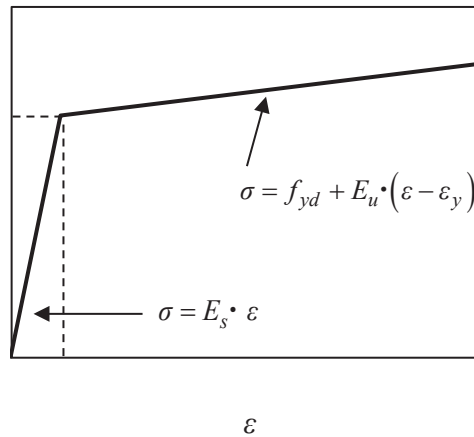


図-7.37 ひずみ硬化を考慮したバイリニアモデル（増分型バイリニア）

表-7.21 SUS 鉄筋のモデル化における E_u

E_u (kN/mm ²)	増分型バイリニア			トリリニア		
	指針式	Musab ら	終局値利用	指針式	Musab ら	終局値利用
曲げ実験供試体	5	4.6	0.65	5	4.6	0.65
せん断実験供試体	5	4.1	0.6	5	4.1	0.6

c) ひずみ硬化を考慮したトリリニアモデル

SUS 鉄筋の 0.2%耐力以前の非線形性を考慮するため、既往の研究^{7.1)}を参考に以下の式によってモデル化を行った。

$$\sigma = E_s \times \varepsilon \quad (\sigma \leq 0.8\varepsilon_y) \quad (7.6)$$

$$\sigma = f_{yd} + \frac{f_{yd} - 0.8f_{yd}}{\varepsilon_y - 0.8\varepsilon_y} \times (\varepsilon - 0.8\varepsilon_y) \quad (0.8\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_y) \quad (7.7)$$

$$\sigma = f_{yd} + E_u \times (\varepsilon - 0.8\varepsilon_y) \quad (\varepsilon_y < \varepsilon) \quad (7.8)$$

図-7.38 にひずみ硬化を考慮したトリリニアモデル（以下、トリリニアモデル）を示す。 E_u については表-7.21 の値を用いた。

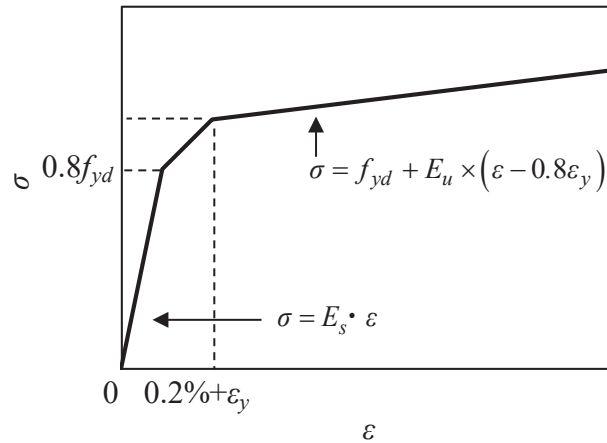


図-7.38 ひずみ硬化を考慮したトリリニアモデル（トリリニア）

(2) SUS 鉄筋の機械的性質が RC はりの曲げ性状に及ぼす影響

SUS 鉄筋の機械的性質が曲げ性状に及ぼす影響の考察のため、SSN-0 供試体の有限要素解析を行った。軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係は図-7.36～図-7.38 および表-7.21 に示すものを用いた。図-7.39 に引張試験から得られた SUS 鉄筋の応力-ひずみ関係に引張試験から得られた実際の値を用いた再現解析の結果、および $E_u = 5$ (kN/mm²) としたときの各モデルでの解析結果を、実験結果との比較として示す。また、表-7.22 に最大荷重を示す。図-7.39 より、非線形性を考慮していないバイリニアモデルよりも、非線形性を考慮したトリリニアモデルや増分型バイリニアモデルの方が、実験結果を良く再現できる。

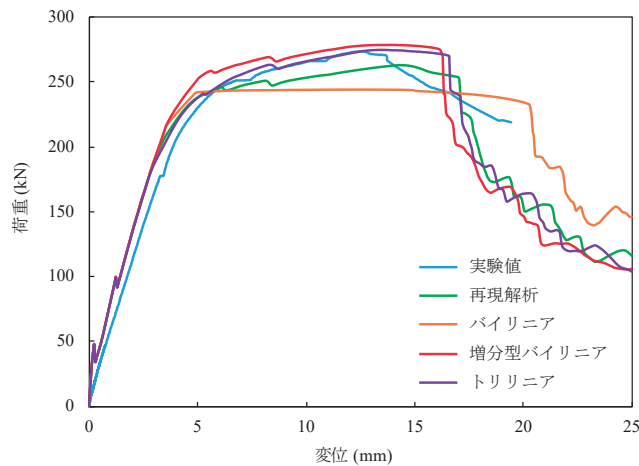


図-7.39 供試体 SSN-0 の実験結果と解析結果の比較 ($E_u = 5$ kN/mm²)

表-7.22 SSN-0 供試体の最大荷重の実験値と有限要素解析結果の比較

		最大荷重 (kN)
実験値		273.89
再現解析		263.46
バイリニア		244.43
増分型バイリニア	$E_u=5.0$ (kN/mm ²)	278.75
	$E_u=4.6$ (kN/mm ²)	277.02
	$E_u=0.7$ (kN/mm ²)	258.93
トリリニア	$E_u=5.0$ (kN/mm ²)	274.21
	$E_u=4.6$ (kN/mm ²)	273.01
	$E_u=0.7$ (kN/mm ²)	257.17

さらに SUS 鉄筋の機械的性質が曲げ耐力に及ぼす影響を考察する。軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係は図-7.36~図-7.38 および表-7.21 に示すものを用いる。SSN-0 供試体の曲げ耐力を計算し、実験値と比較した結果を表-7.23 に示す。表-7.23 より、バイリニアモデルよりも、非線形性を考慮したトリリニアモデルや増分型バイリニアモデルの方が、実験値と計算値の差が小さい。

表-7.23 SSN-0 供試体の最大荷重実験値と各モデルにおける最大荷重計算値

供試体	実験値 (kN)	バイリニア (kN)	増分型バイリニア (kN)			トリリニア (kN)		
			E_u (kN/mm ²)			E_u (kN/mm ²)		
			5.0	4.6	0.7	5.0	4.6	0.7
最大荷重 (kN)	273.89	237.10	252.31	251.18	239.35	247.21	246.45	238.59
実験値/計算値	-	1.155	1.086	1.090	1.144	1.108	1.111	1.148

表-7.24 篠田ら^{7.6)}の最大荷重実験値と各モデルの最大荷重計算値

供試体	実験値 (kN)	バイリニア (kN)	増分型バイリニア (kN)			トリリニア (kN)		
			E_u (kN/mm ²)			E_u (kN/mm ²)		
			5.0	4.9	0.7	5.0	4.9	0.7
B19ST	384.3	306.5	358.7	357.5	314.7	352.1	358.8	314.8
B25ST	603.6	527.6	596.4	592.8	538.3	585.0	595.0	538.1

各モデルの適用性をさらに検証するため、SUS 鉄筋を軸方向鉄筋に用いた供試体の曲げ実験を行っている既往の研究で得られた実験結果と計算結果の比較を行う。篠田ら^{7.6)}は、SUS 鉄筋

SUS304 を軸方向鉄筋に用いた B19ST 試験体および B25ST 試験体の四点載荷試験を行った。篠田らの実験において得られた最大荷重実験値と、バイリニアモデル、増分バイリニアモデルおよびトリリニアモデルを用いた最大荷重計算値の比較を表-7.24 に示す。また、M. Geromel ら^{7.7)}は SUS 鉄筋 AISI316 (JIS において SUS316 に相当) を軸方向鉄筋に用いた供試体 NSC AISI 316 および供試体 HPC AISI 316 の三点載荷実験を行った。M. Geromel らの実験で得られた最大荷重と各種構成則を用いた最大荷重計算値の比較を表-7.25 に示す。本研究および以上の既往研究の供試体 5 本の最大荷重実験値を最大荷重計算値で除したものを表-7.26 に示す。表-7.26 より、バイリニアモデルよりも、非線形性を考慮したモデルの方が、実験値と計算値の誤差が小さくなることが確認できた。また、 E_u を 5 (kN/mm²) とした増分型バイリニアモデルが実験値と最も近い精度で算定できることがわかる。

表-7.25 M. Geromel ら^{7.7)}の最大荷重実験値と各モデルの最大荷重計算値

供試体	実験値 (kN)	バイリニア (kN)	増分型バイリニア (kN)			トリリニア (kN)		
			E_u (kN/mm ²)			E_u (kN/mm ²)		
			5.0	4.9	0.7	5.0	4.9	0.7
NSC AISI 316	304.0	207.1	245.4	238.2	215.8	241.8	239.0	215.9
HPC AISI 316	348.0	210.8	269.0	258.5	224.6	265.4	259.3	224.7

表-7.26 SUS 鉄筋を用いた供試体の最大荷重実験値／各モデルの最大荷重計算値

供試体	バイリニア	増分型バイリニア			トリリニア		
		E_u (kN/mm ²)			E_u (kN/mm ²)		
		指針式	Musab ら	終局値利用	指針式	Musab ら	終局値利用
SSN-0	1.16	1.09	1.09	1.14	1.11	1.11	1.15
B19ST	1.25	1.07	1.07	1.22	1.09	1.07	1.22
B25ST	1.14	1.01	1.02	1.12	1.03	1.01	1.12
NSC AISI 316	1.47	1.24	1.28	1.41	1.26	1.27	1.41
HPC AISI 316	1.65	1.29	1.35	1.55	1.31	1.34	1.55
平均	1.33	1.14	1.16	1.29	1.16	1.16	1.29

(3) SUS 鉄筋の機械的性質が補修後の RC はりの構造性能に及ぼす影響

7.2.2(2)と同様に、SSD-2 供試体の最大荷重を計算した。最大荷重計算値と実験値の比較を表-7.27 に示す。ここでは計算値に低減係数を用いている。表-7.27 より、7.2.2(2)で最も実験値と近い計算結果が得られた E_u を 5 (kN/mm²) とした増分型バイリニアモデルが、SSD-2 供試体においても最も実験値と近いことがわかる。

次に、 E_u を 5 (kN/mm²) とした増分型バイリニアモデルを用いて、SSD-2 供試体の有限要素解析

を行った結果を図-7.40に示す。図-7.40より、 E_u を5 (kN/mm²)とした増分型バイリニアモデルを使った場合、実験結果と大きな差異はなく、再現できると言える。

表-7.27 SSD-2 供試体の最大荷重実験値と解析結果の比較

供試体	実験値 (kN)	バイリニア (kN)	増分型バイリニア (kN)			トリリニア (kN)		
			E_u (kN/mm ²)			E_u (kN/mm ²)		
			5.0	4.6	0.7	5.0	4.6	0.7
最大荷重 (kN)	292.88	283.92	288.21	284.50	287.86	285.49	284.13	285.36
実験値/ 計算値	-	1.032	1.016	1.029	1.017	1.026	1.031	1.026

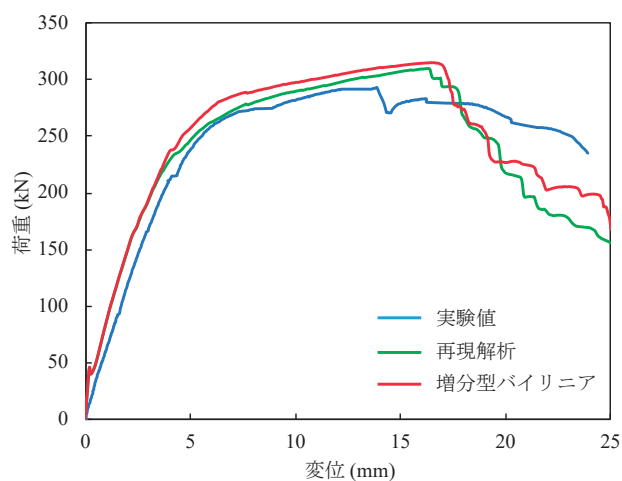


図-7.40 供試体 SSD-2 の実験結果と解析結果の比較 ($E_u=5\text{kN/mm}^2$)

以上より、補修後のRCはりにおいても、 E_u を5 (kN/mm²)とした増分型バイリニアモデルを適用できることが確認できた。

7.3 まとめ

本章では、SUS 鉄筋と炭素繊維シートを併用した RC はりの曲げ載荷実験を行い、軸方向鉄筋の鋼種の違い、炭素繊維シートの貼付方法の違い、およびスターラップ下辺の欠損の有無が RC はりの曲げ挙動に及ぼす影響について検討を行った。また、補修した RC 部材の限界状態およびその曲げ挙動の評価に使用する SUS 鉄筋の応力-ひずみ関係を検討した。

得られた知見のまとめを以下に示す。

- 1) 軸方向鉄筋の鋼種の違い（普通鉄筋・SUS 鉄筋）は、炭素繊維シートの貼付の有無に関わらず、RC はりの曲げ性状に及ぼす影響は小さいことを載荷実験により確認した。
- 2) 軸方向鉄筋の鋼種（普通鉄筋・SUS 鉄筋）に関わらず、曲げせん断区間において、軸方向に添付する炭素繊維シートの定着長さとして 350mm を確保すれば、炭素繊維シートによる曲げ補強が効果的に得られることを確認した。
- 3) 軸方向鉄筋の鋼種（普通鉄筋・SUS 鉄筋）に関わらず、スターラップ下辺の欠損の有無が RC はりの曲げ性状に及ぼす影響は小さいことを確認した。ただし、曲げせん断耐力比が小さい RC はりでは、スターラップ下辺の欠損によるせん断耐力の低下が部材の挙動に影響する可能性があり、今後の検討が必要である。
- 4) SUS 鉄筋の応力-ひずみ関係について、炭素繊維シートの貼付の有無に関わらず、鉄筋降伏後の二次剛性 E_u を $E_u = 5$ (kN/mm²) とした増分型バイリニアモデルを適用できることを確認した。

8. ステンレス鉄筋に関する知見の整理

8.1 適用範囲

本章は、JIS G 4322 に規定される強度区分が 345 である SUS 鉄筋を鉄筋コンクリート構造の内部鋼材として適用する場合を想定して、既往研究や今回の共同研究で得られた SUS 鉄筋に関する知見を整理している。

SUS 鉄筋は、耐食性に優れたクロム酸化物の不動態皮膜を形成するため、塩化物イオン等による塩害の影響の度合いが激しい環境で供用されるコンクリート構造物において、内部鋼材の腐食に対する耐久性を大きく向上させることができる。一方、SUS 鉄筋には、合金元素の種類と含有量が異なる鋼種があり、耐食性が異なっている。そのため、SUS 鉄筋の耐食性に期待して道路橋に適用する場合には、SUS 鉄筋の耐食性が発揮される適用条件を明確にしたうえで、適用する必要がある。

また、SUS 鉄筋に求められる機械的性質については、JIS に規定されている。しかし、H29 道示Ⅲには、SUS 鉄筋を道路橋のコンクリート部材へ適用した場合の部分係数等の照査基準が規定されていない。そのため、SUS 鉄筋を主鉄筋としてコンクリート内部に配置する場合には、コンクリート部材として求められる性能を有していることを個別に検討する必要がある。

そのため、主鉄筋として SUS 鉄筋を用いる場合には、H29 道示Ⅲ1.4 の規定および、この章に示す使用時の留意事項を考慮して、所定の施工方法、施工手順に従い、設計計算における前提条件を満足できること、かつ、完成物が所要の耐荷性能及び耐久性能を有していることを確認したうえで使用する必要がある。

本共同研究報告書では、RC はり部材を主対象とし、部材一般に対しての適用性を確認するための基礎的な検討を実施している。SUS 鉄筋を部材一般に用いる場合には、機械的性質や強度等の材料特性だけでなく、設計で用いようとする設計手法、施工方法等関連する事項について、道示に規定される要求性能を満足する条件を明確にし、所要の性能が得られることを検証する必要がある。その検証にあたっては、本報告書での知見を活用して良いが、道示との関係を明らかにしたうえで採用の可否を慎重に検討することが望まれる。

なお、特定の部材（柱や床版等）についての確認は、本報告書で行っていない。その部材へ SUS 鉄筋を適用する場合は、道示の要求性能に照らし、適用条件を明確にしたうえで、部材一般として求められる性能に加えて、特定の使い方をする場合に追加で要求される性能の確認（例えば、柱の正負交番載荷試験や、床版の輪荷重走行試験等）を行う必要がある。

8.2 材料品質に関する事項

SUS 鉄筋については、JIS G 4322 「鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼」に規定があり、SUS304-SD の SUS 異形棒鋼について、公称直径、公称周長、公称断面積、単位質量等が

規定されている。

JIS G 4322 に規定されている，強度区分 345 の鉄筋コンクリート用 SUS 異形棒鋼の種類
の記号，機械的性質，単位質量及び公称寸法，化学成分はそれぞれ表-8.1，表-8.2，表-8.3
及び表-8.4 のとおりである。（SUS304 以外も含む）

(1) 強度特性

JIS では，これらの SUS 鉄筋は明確な降伏点を示さないことから，残留ひずみが 0.2%と
なる耐力を降伏強度として定めている．そのため，SUS 鉄筋に対しては，0.2%耐力の下限值
を降伏強度の特性値，また引張強度もその下限値を特性値とすればよいと考えられる．すな
わち，JIS で規定された強度区分 345 の SUS 鉄筋に対しては，降伏強度の特性値を 345N/mm²
とし，引張強度の特性値を 490N/mm² とすることができると考えられる．

表-8.1 鉄筋コンクリート用 SUS 異形棒鋼の種類記号

種類の記号	相当鋼種	参考
SUS304-SD	SUS304 SUS304N2	SUS 鋼として最も広く使用されているベース鋼種の SUS304， あるいはこれに窒素を添加し強度を高めた SUS304N2 から製造 される SUS 鉄筋
SUS316-SD	SUS316 SUS316N	モリブデンの含有により SUS304 よりさらに耐食性を向上させ た鋼種の SUS316，あるいはこれに窒素を添加し強度を高めた SUS316N から製造される SUS 鉄筋
SUS410-SD	SUS410 SUS410L	合金量を抑えたクロム系鋼種の SUS410，あるいはさらに炭素 含有量の少ない SUS410L から製造される SUS 鉄筋

表-8.2 鉄筋コンクリート用 SUS 異形棒鋼の機械的性質

種類の記号	強度 区分	0.2%耐力 (MPa)	引張強さ (MPa)	引張試験片	伸び (%)	曲げ性	
						曲げ 角度	内側半径
SUS304-SD	345	345~440	490 以上	2 号に 準じるもの	18 以上	180°	D16 以下 公称直径の 1.5 倍
SUS316-SD				14A 号に 準じるもの	19 以上		D16 を超え D41 以下 公称直径の 2 倍
SUS410-SD							D51 公称直径の 2.5 倍

表-8.3 鉄筋コンクリート用 SUS 異形棒鋼の単位質量及び公称寸法

呼び名	単位質量 (kg/m)			公称直径 (d) (mm)	公称断面積 (S) (cm ²)	公称周長 (l) (mm)
	SUS304-SD	SUS316-SD	SUS410-SD			
D 6	0.251	0.253	0.245	6.35	0.3167	20
D 8	0.393	0.395	0.384	7.94	0.4951	25
D 10	0.566	0.569	0.553	9.53	0.7133	30
D 13	1.00	1.01	0.982	12.7	1.267	40
D 16	1.57	1.58	1.54	15.9	1.986	50
D 19	2.27	2.29	2.22	19.1	2.865	60
D 22	3.07	3.09	3.00	22.2	3.871	70
D 25	4.02	4.04	3.93	25.4	5.067	80
D 29	5.09	5.13	4.98	28.6	6.424	90
D 32	6.30	6.34	6.16	31.8	7.942	100
D 35	7.59	7.63	7.41	34.9	9.566	110
D 38	9.04	9.10	8.84	38.1	11.40	120
D 41	10.6	10.7	10.4	41.3	13.40	130
D 51	16.1	16.2	15.7	50.8	20.27	160

表-8.4 鉄筋コンクリート用 SUS 異形棒鋼の化学成分(%)

種類の記号	相当鋼種	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo	N	Nb
SUS304-SD	SUS 304	0.08 以下	1.00 以下	2.00 以下	0.045 以下	0.030 以下	8.00 ~ 10.50	18.00 ~ 20.00	-	-	-
	SUS 304N2	0.08 以下	1.00 以下	2.50 以下	0.045 以下	0.030 以下	7.50 ~ 10.50	18.00 ~ 20.00	-	0.15 ~ 0.30	0.15 以下
SUS316-SD	SUS 316	0.08 以下	1.00 以下	2.00 以下	0.045 以下	0.030 以下	10.00 ~ 14.00	16.00 ~ 18.00	2.00 ~ 3.00	-	-
	SUS 316N	0.08 以下	1.00 以下	2.00 以下	0.045 以下	0.030 以下	10.00 ~ 14.00	16.00 ~ 18.00	2.00 ~ 3.00	0.10 ~ 0.22	-
SUS410-SD	SUS 410L	0.030 以下	1.00 以下	1.00 以下	0.040 以下	0.030 以下	0.60 以下	11.00 ~ 13.50	-	-	-
	SUS 410	0.15 以下	1.00 以下	1.00 以下	0.040 以下	0.030 以下	0.60 以下	11.50 ~ 13.50	-	-	-

(2) 応力ひずみ曲線

強度区分 345 の SUS 鉄筋は、明確な降伏点を示さず、ひずみ硬化する性質を有している。一方、普通鉄筋では、降伏点を超えてからひずみ硬化するまでに応力が一定となる領域がある。これまでのコンクリート部材の設計では、鉄筋がひずみ硬化するまでにコンクリートが圧壊するよう断面寸法や鉄筋量が定められていたことから、破壊抵抗曲げモーメントの算出には H29 道示Ⅲ図-5.5.2 のような完全弾塑性バイリニアとなる応力ひずみ曲線が使用さ

れている。

SUS 鉄筋の応力ひずみ曲線を通常の鉄筋と同じ完全弾塑性バイリニアの応力ひずみ曲線と仮定した場合には、ひずみ硬化を考慮した応力ひずみ曲線を仮定した場合に比べて、破壊抵抗曲げモーメントが小さく算出される。特に部材断面における鉄筋比が小さい部材は、コンクリートが圧壊する際の鉄筋のひずみが大きくなることから、ひずみ硬化の影響が大きくなり、両者の差は大きくなる。

ただし、コンクリートの設計基準強度が 24kN/mm^2 で、鉄筋比が $0.89\sim 4.89$ の範囲では、破壊抵抗曲げモーメントの算出については、普通鉄筋と同じ完全弾塑性バイリニアを用いて算出し、そのモーメントが普通鉄筋の場合と同じとみなしても問題ないことが、6章・7章で示された。

一方、SUS 鉄筋の応力ひずみ曲線にひずみ硬化を考慮した増分型バイリニア等の応力ひずみ曲線を用いることで、計算値と実験値の差を小さくすることも可能である。その場合は、普通鉄筋の降伏棚を前提とした設計計算時の仮定を用いることができるか確認する必要がある。

破壊抵抗曲げモーメントなど、部材の限界状態に相当する応答の特性値を算出する場合には、部材に求められる性能に応じて、算出式の精度や適用範囲を考慮して、SUS 鉄筋の応力ひずみ関係を適切に定める必要がある。

(3) ヤング係数

強度区分 345 の SUS 鉄筋のヤング係数は、普通鉄筋とほぼ同じであるが、僅かに 200kN/mm^2 を下回る場合がある。しかし、そのヤング係数の差異が、部材挙動や破壊抵抗曲げモーメント等の特性値算出結果へ与える影響は小さいことが本研究で示された (6章・7章)。

(4) 繰返し荷重に対する挙動

繰返し荷重に対する SUS 鉄筋の特性については、異形鉄筋の節形状の影響や応力振幅の影響を受ける。既往の実験で確認された範囲では、SUS304-SD は普通鉄筋と同程度かそれ以上の疲労強度を有するとされている^{8.1)}。そのため、SUS304-SD については、疲労の影響に対して普通鉄筋と同様に扱うことができると考えられる。

(5) コンクリートとの付着特性

SUS 鉄筋に対しては、異形鉄筋の節形状が普通鉄筋と同等に加工形成されている。また、鉄筋のヤング係数も普通鉄筋とほぼ同等であることから、コンクリートとの付着特性については、普通鉄筋と同様と考えられる。本研究で行ったはり部材の曲げ試験でも、SUS 鉄筋を用いた場合と普通鉄筋を用いた場合でひび割れ発生時期やひび割れ間隔に明確な違いは無く、両者はほぼ同等と考えることができることが確かめられた。

(6) 熱膨張特性

SUS304-SD の熱膨張係数は $17.3 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ である。SUS 鉄筋の熱膨張特性については、既往研究によって $20 \sim 70^{\circ}\text{C}$ の範囲ではコンクリートとの一体性に対して顕著な影響が生じないことが確認されているが^{8.1)}、特に温度変化の大きい環境で SUS 鉄筋を用いる場合には、熱膨張係数の値に注意する必要がある。

(7) 溶接性

JIS G 4322 では、SUS 鉄筋の溶接性を保証しておらず、指針（案）8.17 においても原則として溶接してはならないことが示されている。

(8) 検査

SUS 鉄筋の機械的特性・耐食性は、JIS G 4322 に規定される方法によって確認することができる。

8.3 部材の耐荷機構に関する事項

SUS 鉄筋を曲げモーメントが生じる部材の軸方向鉄筋として適用する場合や、せん断力又はねじりモーメントが生じる部材のせん断補強鉄筋に適用する場合には、コンクリートに対して普通鉄筋と同等の付着特性が得られることから、H29 道示Ⅲ 5.2 の規定に従い SUS 鉄筋を配置することで、それぞれ部材として期待される耐荷機構が成立すると考えられる。耐荷機構を成立させるための構造細目の留意点について次に示す。

(1) 軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材

SUS 鉄筋を軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材の軸方向鉄筋として用いる場合には、前節の 8.2(2) に示す事項を考慮して適切に応力ひずみ曲線を想定することで、H29 道示Ⅲ 5.5.1 及び 5.7.1 に規定される降伏曲げモーメント及び破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出することができる。

(2) せん断力を受ける部材

せん断力を受ける部材に対して修正トラス理論によるせん断耐荷機構を想定し、SUS 鉄筋をせん断補強鉄筋として用いる場合は、H29 道示Ⅲ 5.2.9 を満足するよう鉄筋を配置することで、普通鉄筋と同等の耐荷力が得られることが既往研究で確認されている^{8.1)}。ただし、H29 道示Ⅲでは明確な降伏点を有し、降伏まで線形に挙動する普通鉄筋を用いたせん断補強筋を前提にしており、その応力が $345\text{N}/\text{mm}^2$ に達した時点を斜引張破壊に対するせん断力の特性値としている。約 $210\text{N}/\text{mm}^2$ で弾性限界を迎える SUS 鉄筋 (SUS304-SD345) の適用については、せん断耐荷機構の前提や適用範囲を実験等で確認して適用する必要がある。

(3) SUS 鉄筋の曲げ加工

SUS 鉄筋は、普通鉄筋よりも変形性能が高いことから、普通鉄筋と同様に H29 道示Ⅲ5.2.6 に規定される範囲内で曲げ加工する場合には、強度特性に与える影響は小さいと考えられる。ただし、曲げ加工後の曲げ戻しに関しては、その影響を確認できる十分なデータがないので、個別に検討する必要がある。

(4) SUS 鉄筋の継手

SUS 鉄筋は、コンクリートに対して普通鉄筋と同等の付着特性を有することから、普通鉄筋と同様に H29 道示Ⅲ 5.2.7 の規定を満足するように重ね継手を行うことで、継手機能が確保されるものと考えられる。また、機械式継手を用いる場合には、継手としての強度、繰返し荷重に対する挙動、長期性状、施工性等を確認し、継手した鉄筋を有する部材が所要の性能を発揮できる条件を明確にする必要がある。なお、SUS 鉄筋の継手として圧接継手及び溶接継手を用いた場合に、その品質を確保できる標準的な方法はない^{8.1)}。

また、SUS 鉄筋と普通鉄筋との継手では異種金属接触腐食が発生する可能性が否定しきれないことから、エポキシ樹脂塗装された鋼材を介して行い、両者を絶縁することが望ましい。詳細は 8.4(2)で示す。

8.4 耐久性に関する事項

SUS 鉄筋は、金属中のクロムの働きによって、鉄表面に強固な不動態皮膜を形成することで高い耐食性を示すが、塩化物イオンなどの存在によって不動態皮膜が局部的に破壊されて、孔食やすきま腐食など、部分的に腐食する可能性がある。一方、コンクリート中のアルカリ環境下では、不動態皮膜が安定的に維持されるため、塩化物イオンなどが存在する場合でも、極めて腐食が生じにくいことが明らかとなっている^{8.1)}。このような高い耐食性は、実験室において、コンクリートのひび割れ性状など、コンクリートの状態が制御された条件での結果であることに注意が必要である。そのため、実験室で確認された耐食性を設計において期待する場合には、例えばコンクリートのかぶりの状態など、SUS 鉄筋周辺のコンクリートの状態が実験で確認された状態であることが前提となる。なお、曲げ加工部においても耐食性が低下しないことが実験で確認されている^{8.2), 8.3)}。

(1) 腐食発生限界

これまでの研究成果から、SUS 鉄筋の腐食発生限界がそれぞれ、SUS316-SD は 24 kg/m³程度以上、SUS304-SD は 15kg/m³程度以上、SUS410-SD は 9kg/m³程度以上と報告されている^{8.1)}。また、本共同研究(4章)においても促進試験と暴露試験の結果から、上記腐食発生限界が妥当であること、及び SUS304-SD 及び SUS316-SD は 25kg/m³でも腐食は鉄筋表面の軽微なもので留まっていたことが確認された。

一方、海岸・海洋環境にある構造物や冬季に凍結防止剤の影響を受ける構造物などの特に

厳しい腐食環境においてかぶりが薄い場合は、コンクリート中の塩化物イオン濃度が $10\text{kg}/\text{m}^3$ 以上の計測値も報告されている^{例えは^{8.4)}}。そのため、想定される使用環境に応じて SUS 鉄筋の種類を選定するのがよい。なお、研究成果からは、かぶりコンクリートにひび割れが生じた場合でも、SUS 鉄筋の耐食性に大きな影響を与えないことが実験的に明らかとなっている^{8.3), 8.5), 8.6)}。しかし、耐食性の確認方法には限界があることを考慮すると、H29 道示の規定に基づき、かぶりを確保する方法を基本として、SUS 鉄筋の適用するのがよいと考えられる。

SUS 鉄筋は、少なくとも普通鉄筋よりも高い耐食性を有することは明らかであるが、その信頼性を設計で考慮できる方法が確立されていない。そのため、SUS 鉄筋の適用にあたっては、使用環境、腐食発生限界、その信頼性等を踏まえ、耐久性上の取扱いを定める必要がある。SUS 鉄筋の使用が有効な箇所としては、エポキシ樹脂塗装鉄筋の留意点（紫外線劣化や施工性）を補填する目的での活用や、耐食性の高い鉄筋が必要とされる部位での活用が考えられる。詳細は 9.2 節で述べる。

(2) 異種金属接触腐食

SUS 鉄筋そのものの腐食ではないが、SUS 鉄筋と普通鉄筋を接触させると、異種金属接触によるマクロセル腐食が生じ、普通鉄筋が急速に腐食する可能性がある。コンクリート中に埋設された SUS 鉄筋と普通鉄筋を接触させた場合でも、SUS 鉄筋の存在によって普通鉄筋の腐食が急激に増加することはないとの報告もある^{8.1)}。一方、本共同研究における研究成果では、表面積比が著しく大きい場合は、異種金属接触腐食が促進される可能性を否定しきれなかった。

コンクリート中の SUS 鉄筋と普通鉄筋を確実に絶縁させる方法としては、両者を接触させないことや、SUS 鉄筋と普通鉄筋との間にエポキシ樹脂塗装鉄筋を介する方法が考えられる。例えば、SUS 鉄筋と普通鉄筋の継手の間に「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針」（土木学会）で規定されたエポキシ樹脂塗装鉄筋を介した場合、十分な絶縁効果があることが確認されている^{8.7)}。

9. 橋梁における SUS 鉄筋の使用について

9.1 適用事例

本節では、橋梁において SUS 鉄筋が適用された事例を示す。

9.1.1 橋体への適用

1) 桁

SUS 鉄筋をセグメント桁に適用した事例として、国土交通省北陸地方整備局高田河川国道事務所管内の能生大橋について記述する。能生大橋は、新潟県糸魚川市の国道 8 号に位置し、旧橋（PC5 径間ポストテンション単純 T 桁橋）は昭和 41 年に架設された。日本海沿岸の飛来塩分による厳しい塩害環境であることから、断面修復などの補修を実施してきたが、PC 鋼材等に腐食や破断等の著しい損傷が確認されたため、架け替え等の抜本的な対策を実施することとなった。

架け替えにあたり上部構造は飛来塩分が桁に付着しにくいよう桁表面積と隅角部が少ない形状を検討し、PC4 径間連結ポストテンション中空床版橋が採用された。さらに塩害対策として、塩害環境条件が厳しいと想定した第一径間と、維持管理・点検が困難な橋脚上の桁端外周部、連結部には SUS 鉄筋が採用された。橋体に SUS 鉄筋が本格使用されたのは、本事例が国内初となる。なお、本事例では SUS 鉄筋の効果検証を目的とした暴露供試体を設置し、大学や諸団体と共同して SUS 鉄筋の耐食性に関する調査、試験を進めている。

□適用部位

- ・主桁連結部、橋脚等の支点部
- ・旧橋で損傷が著しい第 1 径間（新潟側）の主桁および地覆

□SUS 鉄筋使用数量

約 60t（D10, D13, D19, D22）

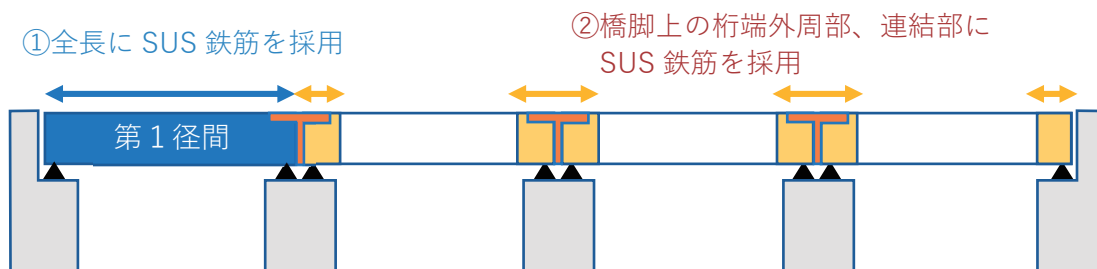
□鋼種

異形鉄筋 SUS410-SD295A



写真-9.1 SUS 鉄筋組立状況

（出典：土木施工 2014 VOL. 55 No. 2）



SUS 鉄筋の採用箇所 ①：塩害環境の厳しい箇所⇒第 1 径間

②：維持管理・点検が困難な箇所⇒橋脚上の桁端外周部、連結部

図-9.1 SUS 鉄筋使用箇所

2) プレキャスト PC 床版ループ継手

SUS 鉄筋をプレキャスト PC 床版ループ継手部の最外縁鉄筋に適用した事例について記述する。高耐食性を活用し融雪剤による塩害対策，またエポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜損傷に起因する劣化を防止するため，現場打ちであるプレキャスト PC 床版ループ継手部の最外縁に SUS 鉄筋が採用された。

□適用部位

プレキャスト PC 床版ループ継ぎ手部

□SUS 鉄筋使用数量

9.7t (D13)

□鋼種

異形鉄筋 SUS304-SD345



写真-9.2 ループ継手部 SUS 鉄筋配置

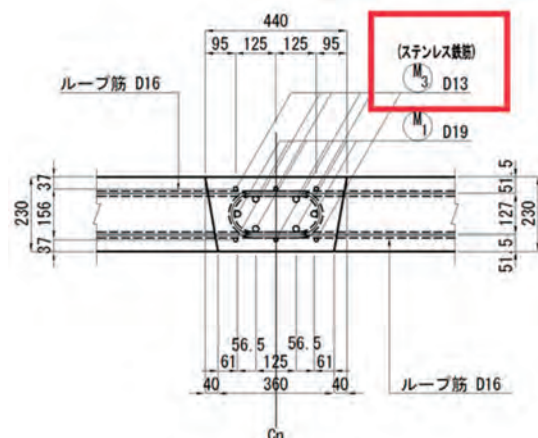


図-9.2 ループ継手部 SUS 鉄筋配置

3) RC 床版とプレキャスト PC 床版の接合部

SUS鉄筋を床版接合部に適用した事例について記述する^{9.2)}。この橋は，積雪寒冷地に位置するため，凍結防止剤 (NaCl) の散布によるRC床版の劣化が顕在化していたため，劣化したRC床版を撤去し，プレキャストPC床版に取り替える床版取替工を実施した。

工事では，交通渋滞などの社会的影響を可能な限り低減する必要があるため，4径間連続桁を2径間ごとの分割施工とした。既存のRC床版と新設するPC床版との接合部は，ウォータージェット工法によるはつり作業が発生するため，エポキシ樹脂塗装鉄筋で懸念される被覆の損傷がないSUS鉄筋が採用された。

施工箇所は，民家および公共施設（保育園）が近接し，県道並びに普通河川を跨ぐ周辺環境である。そこで，これらの諸条件をふまえ合理的かつ安全性に配慮し比較検討した結果，床版接合位置をP1橋脚からP2橋脚間のP2橋脚近傍とした。図-9.3に，橋梁一般図と分割施工時の接合位置関係を示す。

接合部は，新設床版との継手にはエンドバンド鉄筋を用いた「エンドバンド継手」，既設RC床版との継手にはエンドバンド鉄筋の一端をU字形に加工し半円形フックにより定着させる構造

とした。接合部の細部構造を図-9.4に示す。

分割施工における接合部（新設するプレキャストPC床版と既存のRC床版を一時的に接合）は、冬季および繁忙期（12月から翌年5月）の約6ヵ月間を一般供用させる必要があった。また、2期施工開始時には、第1期に施工された接合部コンクリートをウォータージェット工法（以下WJという）で除去する必要があった。しかし、WJによる除去では、エポキシ樹脂で塗装された鉄筋の被覆部を破損するリスクがあった。そのため、分割施工における接合部には、SUS鉄筋を採用することとした。そこで、SUS鉄筋を用いた継手構造（SLJスラブのエンドバンド鉄筋にSUS鋼を用いた継手構造）について、プレキャストPC床版への適用を確認するため、性能を照査した。照査は、SUS鉄筋にSUS鋼管を圧着した鉄筋（以下、「ステンレスエンドバンド鉄筋」という）を用いて、圧着試験および引張試験によりエンドバンド鉄筋としての性能を確認し、各試験の結果より、各径のステンレスエンドバンド鉄筋は、SLJスラブに用いる通常のエンドバンド鉄筋の保証する強度（345N/mm²以上）を有しており、SLJスラブの機能を有することが確認できた。

SUS鉄筋を接合部に採用した場合における鋼材の腐食照査の結果では、高炉スラグ微粉末6000の50%置換において、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた照査による場合と同等以上の耐久性を有する結果となった。

施工における課題は、SUS鉄筋を用いた場合のコンクリートのWJによるはつりは、実績がなく、付着コンクリート除去性能を確認する必要があった。そこで、工事全体工程を勘案しつつ、先行して部分的な現地はつり性能試験により能力等を確認した。結果、通常の鉄筋コンクリート構造物におけるはつり作業と同等な施工を確認できた（写真-9.3参照）。

□適用部位

- ・ RC床版とプレキャストPC床版の接合部

□SUS鉄筋使用数量

0.9t (D22)

□鋼種

SUS鉄筋

SUS304-SD390

SUS鋼管（エンドバンド部）

SUS304-SD520

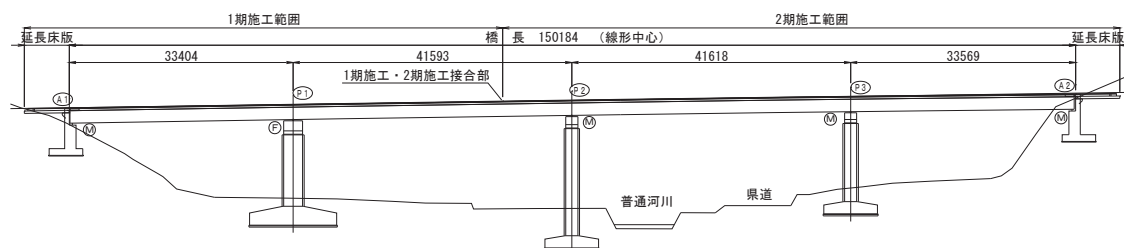


図-9.3 橋梁一般図および分割施工時の接合位置

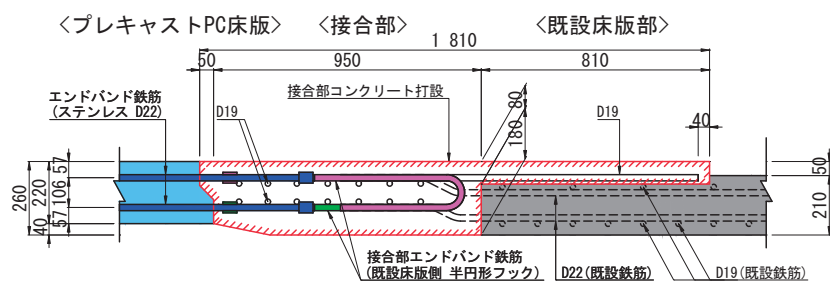


図-9.4 接合部の細部構造

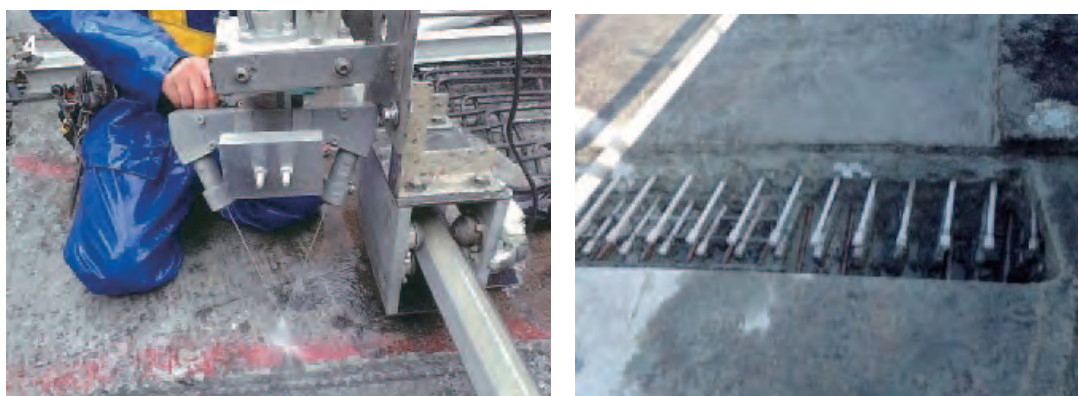


写真-9.3 WJ工法の例とSUS鉄筋はつり試験状況

9.1.2 付属物への適用

1) 地覆部主桁埋設鉄筋

SUS 鉄筋をプレキャストセグメント桁の地覆部主桁埋設鉄筋に適用した事例として、沖縄県の古宇利大橋と伊良部大橋について記述する。古宇利大橋は沖縄県名護市と今帰仁村古宇利島を結ぶ橋長 1,960m、伊良部大橋は沖縄県宮古島市平良と伊良部島を結ぶ橋長 3,540m の海上橋梁であり、ともに厳しい塩害環境下にある。両橋梁は、橋体から地覆の施工までの期間、最大 4 年程度の長期間にわたり海上に暴露される状況であった。両橋梁は、塩害対策を目的としてエポキシ樹脂塗装鉄筋が用いられているが、長期暴露によって沖縄の強い日差しによるエポキシ樹脂塗装の紫外線劣化、強風に伴う飛来砂粒子のブラスト作用による塗膜の劣化に対する防錆管理や劣化部の再塗布など膨大な補修作業が危惧された。そのため、地覆部主桁埋設鉄筋には SUS 鉄筋が採用された。

□適用部位

地覆部主桁埋設鉄筋

□SUS 鉄筋使用数量

古宇利大橋：30t (D13)

伊良部大橋：37t (D13)

□鋼種

異形鉄筋 SUS304-SD295B 相当

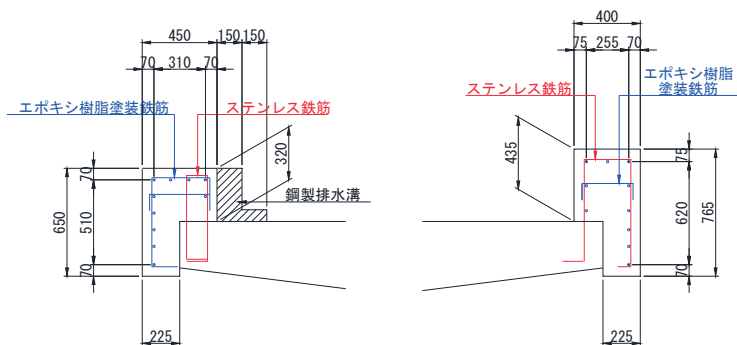


図-9.5 地覆埋込鉄筋 SUS 鉄筋配置



写真-9.4 地覆埋込鉄筋 SUS 鉄筋配置

2) 地覆鉄筋

SUS 鉄筋を地覆部の鉄筋に適用した事例について記述する。本橋は旧橋では融雪剤散布にともなう塩害により激しい損傷を受けており、橋梁架替え時において、塩害を受けやすい地覆鉄筋に対する塩害対策として SUS 鉄筋を採用した事例である。

□適用部位

壁高欄 地覆鉄筋

□SUS 鉄筋使用数量

0.5t (D13)

□鋼種

SUS410-SD345



写真-9.5 地覆鉄筋 SUS 鉄筋配置

3) 伸縮装置部埋設鉄筋

SUS 鉄筋を伸縮装置部の差し筋に適用した事例について記述する。日本海沿岸部に位置しており厳しい塩害により劣化した、橋長 900m を超える橋梁の架替工事において、伸縮装置部の差し筋に SUS 鉄筋が採用された事例である。伸縮装置の施工が上部工工事とは別工事となるため、伸縮装置部の差し筋が塩害環境下に長期間暴露される。そのため塩害対策として差し筋には SUS 鉄筋が採用された。伸縮装置施工時には、伸縮装置と差し筋を溶接により仮固定するが、エポキシ樹脂塗装鉄筋では、溶接時にエポキシ被覆の除去が必要なため、SUS 鉄筋が選定された。なお、SUS 鉄筋は溶接が推奨されていないが、この溶接は施工時に一時的に伸縮装置を固定する目的で行われている。

□適用部位

伸縮装置

□SUS 鉄筋使用数量

1.0t (D16)

□鋼種

SUS304-SD390



写真-9.6 伸縮装置部埋設鉄筋 SUS 鉄筋配置

9.1.3 橋脚への適用

SUS 鉄筋を橋脚の耐震補強に適用した事例について記述する。供用後 30 年が経過した橋梁の水中に位置する橋脚の耐震補強として、水深や阻害率などから PC コンファインド工法（水中施工）が採用された。使用する巻き立て用 PC パネルは、部材厚 150mm に対して長さが 7,000mm 程度を有するため、輸送・架設時にひび割れの発生が懸念されたことから多段配筋を採用した。しかし、多段配筋により通常の鉄筋ではかぶりが確保できないため、かぶりを低減する目的として PC パネルの河川と接する側の鉄筋に SUS 鉄筋が採用された。

□適用部位

耐震補強巻き立てパネルの補強鉄筋

□SUS 鉄筋使用数量

8.0t (D10)

□鋼種

SUS304-SD295B

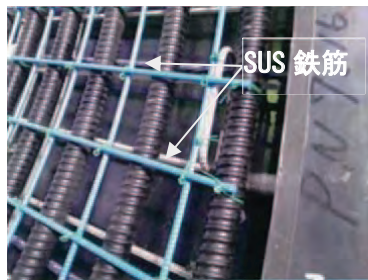


写真-9.7 巻き立てパネル SUS 鉄筋配置

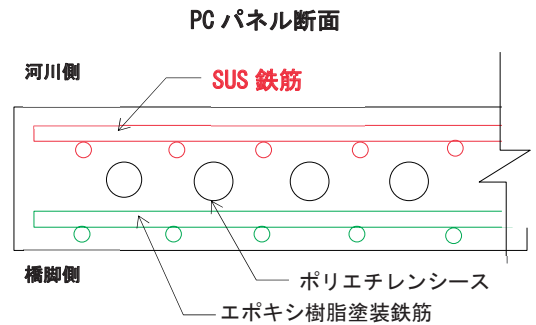
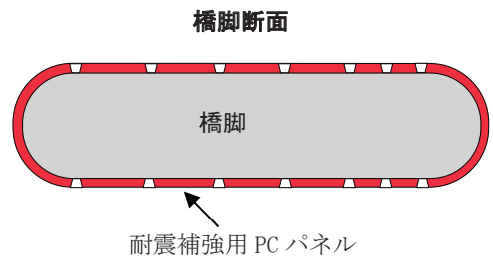


図-9.6 巻き立てパネル SUS 鉄筋配置

9.2 SUS 鉄筋の使用が有効と考えられる箇所

橋梁の耐久性を向上させる方法の 1 つに、耐食性の高い SUS 鉄筋の使用が考えられる。しかし、普通鉄筋に比べて初期コストが大きい課題がある。しかし、ライフサイクルコストを考慮すると、腐食しやすい環境の鉄筋に限定して SUS 鉄筋の使用がコスト面でも合理的となるケースが考えられる。以上より、ここでは SUS 鉄筋の使用が有効と考えられる箇所を示す。

なお、H29 道示では様々な材料から成る部材を組み合わせた結果として、橋全体として必要な性能が得られればよいことが明確化されている。ただし、道示に規定のない材料を用いる場合には、材料に関する道示の規定との関係を明らかにするとともに、材料の機械的性質や強度等の材料特性だけでなく、設計手法や施工方法等関連する事項について、道示に規定される要求性能を満足する条件を明確にし、所要の性能が得られることを検証する必要がある^{9.3)}。この検証にあたっては、本報告書の 8 章で整理した知見を活用し、道示との関係を明らかにしたうえで採用の可否を慎重に検討するとよい。

1) 施工方法・状況を考えるとエポキシ樹脂塗装鉄筋に対して優位性がある部位での活用

エポキシ樹脂塗装鉄筋は、使用上の留意点として、紫外線劣化の懸念があること、塗膜が傷つきやすいことがある。これらに留意しながら施工を行うことが困難な部位で SUS 鉄筋を用いる場合の使用例を示す。

- a. 長期間暴露される地覆や連結桁閉合部の連結鉄筋に使用
- b. 施工時に鉄筋を滑らせて配筋をする必要がある部位（例えば、プレキャスト床版の施工時に橋軸直角方向鉄筋を滑らせて配筋するループ鉄筋やループの外の補強筋）
- c. 分割施工などで将来的にウォータージェット等によるコンクリートのはつり施工が想定されている箇所

2) 耐食性の高い鋼材が必要とされる部位での活用

- a. 非常に厳しい塩害環境における桁端部および橋台の鉄筋
- b. 凍結防止剤が大量に散布される地域における地覆鉄筋
- c. 塩害による再劣化のおそれがある部位における補修・補強時の鉄筋
- d. ひび割れ誘発目地など、あらかじめひび割れを生じる可能性が高い部位の鉄筋

3) SUS 鉄筋のかぶりを低減させて使用する場合及びその注意点

設計や施工においてどうしても耐久性の面から必要になる最小かぶりが確保できない場合は、耐食性に優れた SUS 鉄筋等を使用する選択肢もあり得る。その場合は、H29 道示 I 6.2 を参考にしつつ、個別に適切に検討する必要がある。また、応力を受け持つ鋼材だけでなく、段取り鉄筋やひび割れ抑制鉄筋等でも同様に検討する必要がある。

4) 補修・補強が困難な箇所への SUS 鉄筋の活用

十分な配慮を行って設計や施工を実施しても、何らかの理由で損傷が発生することがある。このため、狭隘な部材同士の目地部や重要構造物と立体交差する箇所など、損傷が発生した場合に補修・補強を行うことが困難な場所や、施工条件から補修・補強に多大なコストが必要と想定される場所に SUS 鉄筋を使用して、維持管理における懸念を低減することが考えられる。

参考文献

第1章

- 1.1) 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，平成29年11月，pp.183-187，2017
- 1.2) 例えば Sagues, A. A. et al. : *Corrosion of epoxy coated rebar in Florida bridges*, Final report, FDOT, May 1994
- 1.3) 田中良樹，河野広隆，渡辺博志：北米における実構造物コンクリート中のエポキシ樹脂塗装鉄筋の性能，土木学会論文集E, Vol.62, No.4, pp.739-756, 2006
- 1.4) 山路徹，横田弘，中野松二，濱田秀則：実構造物調査および長期暴露試験結果に基づいた港湾RC構造物における鉄筋腐食照査手法に関する検討，土木学会論文集E, Vol.64, No.2, pp.335-347, 2008
- 1.5) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案），コンクリートライブラリー130，2008.9
- 1.6) 例えば，BS 6744: 2001 *Stainless steel bars for the reinforcement of and use in concrete - Requirements and test methods*.
- 1.7) JIS G 4322 : 2008 : 鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼.
- 1.8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，平成24年3月，2012
- 1.9) 日本鋼構造協会，ステンレス鉄筋の利用技術課題検討小委員会：ステンレス鉄筋の利用に係る技術課題と調査研究，JSSC テクニカルレポート，No.112，2018
- 1.10) 日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，2020

第2章

- 2.1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲコンクリート橋編，p.177，2012
- 2.2) 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，p.180，2017
- 2.3) 日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，pp.41-43，2020
- 2.4) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案），コンクリートライブラリー130，2008
- 2.5) 土木学会：エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針，改定版，コンクリートライブラリー112，2003
- 2.6) 土木学会：亜鉛めっき鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー154，2019

第3章

- 3.1) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案），コンクリートライブラリー130，2008
- 3.2) 河村彰男，山路徹，河野広隆，長瀧重義：コンクリート中のステンレス鉄筋の耐腐食性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.1019-1024，2006
- 3.3) 小島正朗，梅国章，下澤和幸：ステンレス鋼鉄筋のコンクリート中での耐食性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1125-1130，2008
- 3.4) 山下諒輔，下村匠，山口貴幸：ステンレス鉄筋と普通鉄筋を併用使用した RC 部材の鉄筋腐食時の外観変状と構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.1，pp.1003-1008，2017.
- 3.5) 佐々木淳，丸山久一，清水敬二，米田直也：鉄筋の発錆が付着性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，第13巻，第2号，pp.139-144，1991.
- 3.5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，pp.87-89，2017
- 3.6) 篠田佳男，山路徹，河野広隆，長瀧重義：コンクリート中のステンレス鉄筋の耐食性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1335-1340，2007
- 3.7) 安藤智史，河野広隆，服部篤史，石川敏之：塩化物イオン高含有コンクリート中の SUS 鉄筋との接触が普通鉄筋の腐食に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.1，pp.1246-1251，2014
- 3.8) 宮坂松甫：「腐食防食講座－海水ポンプの腐食と対策技術－」第3報：異種金属接触腐食とカソード防食，エバラ時報，No.222，pp.33-43，2009
- 3.9) （共著）H.H. ユーリック，R.W. レヴィー，（監修）岡本剛，（共訳）松田精吾，松島巖：腐食反応とその制御（第3版），産業図書，p.105，1989.
- 3.10) 山本俊彦，山路徹，水間誠治：ステンレス鉄筋コンクリート部材の塩分耐食性実験，セメント・コンクリート論文集，No.62，pp.311-317，2009

第4章

- 4.1) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案），コンクリートライブラリー130，2008
- 4.2) 後藤万慶，松浦幸太郎，中川英樹：ステンレス鉄筋のコンクリート中における耐食性と適用事例，防錆管理 55(5)，pp.167-171，2011
- 4.3) 日本コンクリート工学協会：JCI-SC3 塩分を含んだコンクリート中における補強用棒鋼の促進腐食試験方法－乾湿繰返し法－，コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準（案），pp.9-15，1991
- 4.4) 参納千夏男，丸山達也，山戸博晃，鳥居和之：ゲルフルオレッセンス法による ASR 簡易診断手法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.973-978，2013

- 4. 5) 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術’ 21[基礎編]，209P，2021
- 4. 6) 日本鋼構造協会ステンレス鉄筋の利用技術課題検討小委員会：ステンレス鉄筋の利用に係る技術課題と調査研究，JSSC テクニカルレポート，No. 112，pp. 53-55，2018
- 4. 7) 武田達也，玉越隆史，廣松新：ASR 劣化を模擬した鉄筋コンクリート部材の付着性状実験，土木学会年次学術講演会，5-019，pp. 37-38，2005

第 5 章

- 5. 1) 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，p. 71，2017
- 5. 2) 腐食防食協会：腐食・防食ハンドブック，丸善，p. 70，2004
- 5. 3) 篠田佳男，山路徹，河野広隆，長瀧重義：コンクリート中のステンレス鉄筋の耐食性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 1，pp. 1335-1340，2007
- 5. 4) 安藤智史，河野広隆，服部篤史，石川敏之：塩化物イオン高含有コンクリート中の SUS 鉄筋との接触が普通鉄筋の腐食に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 36，No. 1，pp. 1246-1251，2014
- 5. 5) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案），コンクリートライブラリー130，pp. 51-54，2008
- 5. 6) （共著）H. H. ユーリック，R. W. レヴィー，（監修）岡本剛，（共訳）松田精吾，松島巖：腐食反応とその制御（第 3 版），産業図書，p. 105，1989.
- 5. 7) 山手 利博：建築設備配管系における異種金属接触腐食と対策，竹中技術研究報告，No. 64，10P，2001
- 5. 8) 土木学会：電気化学的防食工法設計施工指針（案），コンクリートライブラリー112，p. 80，2008
- 5. 9) 土木学会：エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版]，コンクリートライブラリー112，p. 19，2003

第 6 章

- 6. 1) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案），コンクリートライブラリー130，2008
- 6. 2) THE CONCRETE SOCIETY: *Guidance on the use of stainless steel reinforcement*, Technical Report Number 51, The Concrete Society 1998
- 6. 3) Design Manual for Roads and Bridges Volumel: Highway Structures: *Approval Procedures and General Design, Section 3: General Design, Part 15 (BA84/02) Use of stainless steel reinforcement in highway structures.*
- 6. 4) 日本金属学会：金属便覧，改訂 6 版，2000

- 6. 5) 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
- 6. 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，2017
- 6. 7) 日本金属学会，日本鉄鋼協会：鉄鋼材料便覧，1967
- 6. 8) 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
- 6. 9) BSI：The Structural Use of Concrete, CP110, 1972
- 6. 10) 土木学会：鉄筋コンクリート設計法の最近の動向，コンクリートライブラリー，第 41 号，1975
- 6. 11) 山本俊彦：ステンレス鉄筋コンクリート部材の曲げ特性，日本建築学会東海支部研究報告集，第 40 号，pp. 217-220, 2002
- 6. 12) 白戸真大：道路橋示方書における部分係数設計法と限界状態設計法，特集報文，道路橋示方書の改定，土木技術資料，第 60 巻，第 2 号，pp. 14-17, 2018
- 6. 13) 荒川卓，末永政悦：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その 51：部材の塑性率と帯筋量の関係について），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，Vol. 52, pp. 1513-1514, 1977
- 6. 14) 建築研究所：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証，建築研究資料，No. 175, 2016
- 6. 15) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究—曲げ降伏をするはり，柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究，コンクリート・ジャーナル，Vol. 11, No. 2, pp. 1-9, 1973
- 6. 16) 国土技術政策総合研究所：道路橋橋脚への高強度鉄筋の適用性に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，第 1147 号，2021

第 7 章

- 7. 1) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案），コンクリートライブラリー130, 2008
- 7. 2) 日本道路協会：平成 29 年制定道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，2017
- 7. 3) 日本道路協会：平成 29 年制定道路橋示方書・同解説，Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編，2017
- 7. 4) 中野克彦，松崎育弘，井上隆夫，古川知明：ステンレス異形棒鋼の機械的性質及びせん断補強筋に用いた RC はりのせん断実験，コンクリート工学年次論文報告集，11-1, pp. 839-842, 1989
- 7. 5) Musab Rabi, K. A. Cashell, R. Shamass : *Flexural analysis and design of stainless steel reinforced concrete beams*, Engineering Structures Vol. 198, 109432. 2019
- 7. 6) 篠田佳男，横田弘，二羽淳一郎，長瀧重義：ステンレス鉄筋コンクリート部材の基礎的性質，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28, No. 2, pp. 1687-1692, 2006

- 7.7) M. Geromel, O. Mazzarella : *Expeimental and analytical assessment of the behavior of stainless steel reinforced concrete beams*, Materials and Structures Vol. 38, pp. 211-218, 2005

第 8 章

- 8.1) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案），コンクリートライブラリーNo. 130, 2008
- 8.2) 中島朋子，宮里心一：曲げ加工部を有するステンレス鉄筋のコンクリート中における腐食特性の解明，土木学会論文集 E2, Vol. 75 No. 1, pp. 19-33, 2019
- 8.3) 日本鋼構造協会：ステンレス鉄筋の利用に係る技術課題と調査研究，テクニカルレポート No. 112, 2018
- 8.4) 山路徹，横田弘，中野松二，濱田秀則：実構造物調査および長期暴露試験結果に基づいた港湾 RC 構造物における鉄筋腐食照査手法に関する検討，土木学会論文集 E, Vol. 64, No. 2, pp. 335-347, 2008
- 8.5) 山路徹，審良善和，小林浩之，水間誠治，岡部剛：海洋環境下でのコンクリートひび割れ部におけるステンレス鉄筋の腐食性状，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集 第 12 巻, pp. 75-80, 2012
- 8.6) 中村英佑，古賀裕久，大島義信，村井弘恭，中川英樹：暴露試験と促進試験によるコンクリート内部のステンレス鉄筋の耐食性評価，令和元年度土木学会全国大会第 74 回 年次学術講演会，V-318, 2019
- 8.7) 末宗利隆，大島義信，野田翼，石田雅博：塩害環境下におけるコンクリート中の普通鉄筋とステンレス鉄筋の異種金属接触腐食に関する実験的研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集 第 19 巻, pp. 83-88, 2019

第 9 章

- 9.1) 樋口徳男：高田河川国道事務所における橋梁の延命化対策一名立大橋、能生大橋、妙高大橋の事例一，土木施工，Vol. 55, No. 2, pp. 67-70, 2014
- 9.2) 田尻丈晴，吉川卓：ステンレス鉄筋を用いたプレキャスト PC 床版の接合部における検討，プレストレストコンクリート，Vol. 62, No. 5, pp. 92-100, 2020
- 9.3) 国土技術政策総合研究所：道路橋の技術評価手法に関する研究—新技術評価のガイドライン（案）一，国土技術政策総合研究所資料第 609 号, 2010

共同研究報告書

Cooperative Research Report of PWRI

No.553 February 2022

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

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