

論文 鉄筋が腐食した RC 梁部材の曲げせん断挙動に関する実験的研究

内田将成*1, 盛尾修平*2, 岸本一蔵*3

要旨:電食によりせん断補強筋および主筋を腐食させた鉄筋コンクリート梁部材の曲げせん断実験を行い、その力学性能の変化およびせん断補強筋の挙動について検討を行った。その結果、梁の変形が小さい領域では腐食による鉄筋の付着剛性の上昇が原因で腐食のない基準試験体よりも部材剛性が高く、耐力も高くなった。部材変形角が 1/250 を超える領域では、腐食程度の大きい試験体では耐力が低く、またひび割れの残留率が大きくなる傾向がみられた。

キーワード: RC 梁, 電食, 曲げせん断実験, 鉄筋腐食, 残留ひび割れ

1. はじめに

鉄筋コンクリート建物では、経年劣化による構造性能低下の主要因は鉄筋腐食であるが、構造系分野におけるその方面の研究は全く不足している。筆者等は、せん断補強筋が腐食した状況を対象に、補強筋とコンクリート間の付着劣化が生じた状況を模擬的に再現した梁部材の曲げせん断実験を行い^{1), 2)}、付着劣化が部材の力学性能に影響を及ぼすことを明らかにした。本論文では、実際に鉄筋を腐食させた梁部材に対し曲げせん断実験を行い、その力学的挙動の変化について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

梁部材を対象にせん断補強筋および主筋に腐食が発生した場合の部材の曲げせん断性状の変化を検討することを目的に実験を行った。図-1に示すような長方形断面をもつ梁試験体4体(No.1~4)で、鉄筋の腐食量以外は全て同じ条件である。なお、以後の説明の便利のため、

試験体の側面の4面を東西南北の名称で呼ぶものとする。試験体は、せん断余裕度がほぼ 1.0 という条件を目標に設計した。具体的には、 $\mu = 0.9d \cdot a_t \cdot \sigma_t$ (d : 有効せい, a_t : 引張鉄筋断面積, σ_t : 引張鉄筋の降伏強度) で求めた終局曲げ耐力とせん断耐力(荒川 mean 式³⁾、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(以下靱性指針)のせん断耐力式⁴⁾) がほぼ同じ(せん断余裕度 ≈ 1.0)になるように設計した。ただし後に詳述するが、使用したコンクリート強度およびせん断補強筋の降伏強度が高かった事、主鉄筋の腐食が予想以上に進んだことが原因となり、実際の作製試験体のせん断余裕度はおよそ 1.2~1.3 となった。鉄筋腐食は直流の定電流 5A/m² を鉄筋に流す電食により行った。電食は鉄筋に陽極を直接接続し、負極にイオン化傾向の小さい銅材(銅板)を用いて行った。両者間を通電させるためには通常、試験体と負極を電解液(塩水)で満たした浴槽に浸漬させる

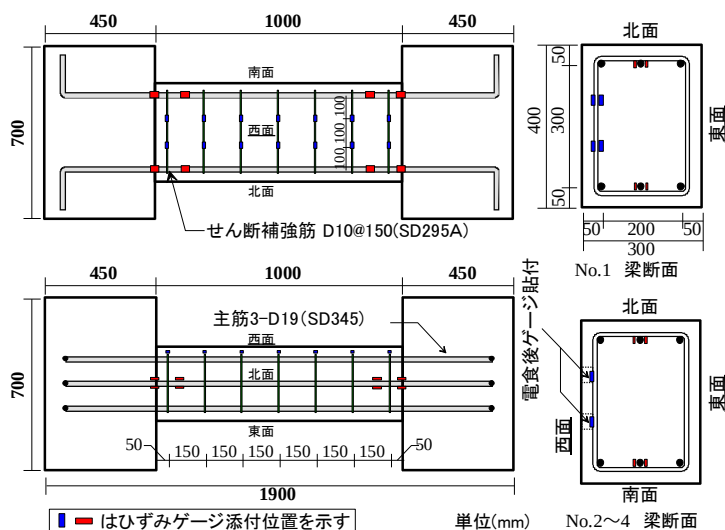


図-1 試験体概要

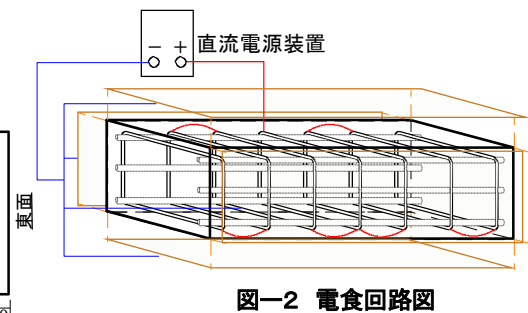


図-2 電食回路図



写真-1 電食の様子

*1 近畿大学大学院 総合理工学専攻 (正会員)

*2 株式会社スリー・イー

*3 近畿大学 建築学部建築学科 教授 (工学) (正会員)

手法がとられるが、本実験では試験体が比較的大型であり、さらに対象とする梁部以外は電食させてはならない事、全ての試験体を同時期に電食させる必要があることなどから、電解液中に試験体を直接浸漬させる方法を行うのは困難であった。そこでより簡便な手法として、銅板を梁試験体の4面それぞれに密着させ、これらを布で巻き、外側からPBバンドで締めることにより銅板を固定した。その上で、塩水を循環形式で試験体上部より流すことにより、銅板と試験体間に常に塩水が存在する状態で通電させる方法をとった(図-2, 写真-1)。試験体コンクリート通電時間は田森式⁵⁾を参考に予備実験を行い、同式の係数を補正した $W=0.383I_t$ (W : 腐食量, I_t : 積算電流量)により求めた。図-3, 4に腐食状況および腐食量を示す。なお、腐食量は載荷試験後コンクリート中より鉄筋を取り出し、質量パーセント濃度10%のクエン酸二アンモニウムに浸漬し除錆し、その後、質量を計測して腐食していない鉄筋との比較から求めた。せん断補強筋の腐食については、予備実験より4辺全ての位置

でほぼ同程度の腐食量が期待できることを確認していたが、本試験体では鉄筋腐食作業時の流水が直接かかる上面(西面)で大きく、その裏側である東面で小さい結果となった。これは銅板の重みで東面(銅板が下側からあてがわれる形となっている面)の銅板がコンクリート面から離間する状況が発生したためと思われる。なお、腐食後の試験体のせん断耐力評価に用いたせん断補強筋比(p_w)は、各試験体の全てのせん断補強筋の断面せい方向の腐食率(西面と東面の平均値)を用いた。図-4に示すように、各試験体の腐食率はNo.2~4で、それぞれ4.9%, 8.4%, 17.1%である。主筋の腐食率は、No.2~4で、それぞれ4.4%, 5.3%, 6.4%である。図-5に曲げせん断試験の載荷状況図を示す。載荷履歴は、部材変形角 $R=1/2000$, $1/1000$, $1/500$, $1/250$, $1/130$, $1/100$, $1/67$, $1/50$ のそれぞれ一回ずつの正負交番とし、試験体を引きで載荷する方向を正側載荷としている。なお部材変形角(R)は上下スタブの相対変位を梁長さで除した値である。ひび割れ幅については、ひび割れが発生した時点でひび割れ幅が最

表-1 試験体諸元

試験体名	目標腐食率	計画耐力				材料強度			実際の試験体						実験値		諸元
		終局曲げ耐力 ※1	せん断耐力		Q_u M_u ※2	コンクリート	鉄筋		腐食率		せん断耐力			Q_u M_u ※2	最大耐力 ※4	実/計 ※5	
	荒川mean式		靱性指針式	主筋			せん断補強筋	主筋 ※3	せん断補強筋	終局曲げ耐力 ※1	荒川mean式	靱性指針式					
せん断補強筋	(%)	(kN・m)	(kN)		(N/mm ²)			(%)	(%)	(kN・m)	(kN)		(kN)	(%)	断面積: 300x400 (mm) 部材長さ: 1000mm せん断スパン比: 1: 42 主筋: 3-D19 (SD345) 降伏ひずみ: 2144 μ		
No.1	—	187	215	194	1.04	26.8	396	385	—	—	215	260	263	1.22	250	116	せん断補強筋: 2-D10@150 (SD295A) 降伏ひずみ: 2005 μ せん断補強筋比: 0.32% (No.1)
No.2	5		213	190	1.02	29.3			4.4	4.9	206	266	269	1.31	253	123	
No.3	8		212	188	1.01	29.8			5.3	8.4	204	266	238	1.17	236	116	
No.4	13		210	184	0.99	30.0			6.4	17.1	201	262	260	1.29	229	114	

※1.終局曲げ耐力... $M_u=0.9d \cdot a_s \cdot \sigma_s$ d :有効せい a_s :引張鉄筋断面面積 σ_s :引張鉄筋の降伏応力度

※2. Q_u/M_u ...せん断耐力(靱性指針式)/終局曲げ耐力

※3.各主筋の(全12箇所)をスタブ部から150mm切り取り、それらの腐食率を平均した値

※4.正方向載荷・負方向載荷の最大耐力を平均した値

※5.材料特性を考慮した計算終局曲げ耐力に対する実験での最大耐力の比率(%)

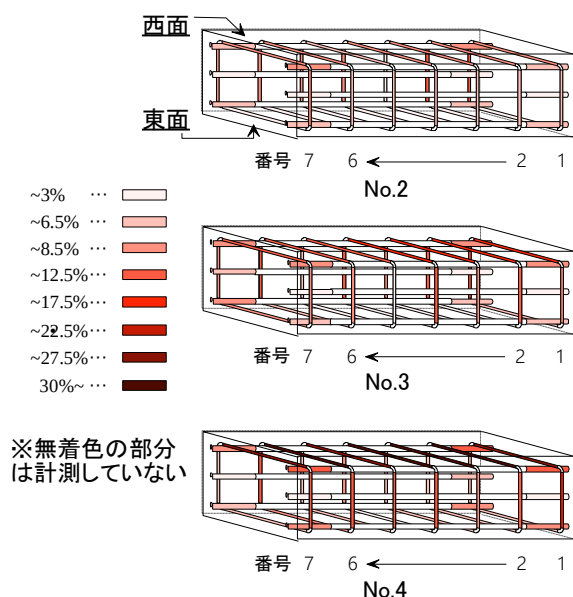


図-3 電食結果

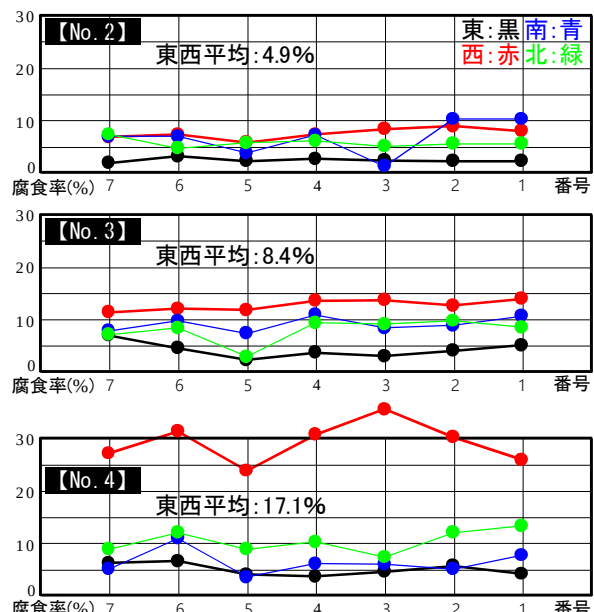


図-4 せん断補強筋の電食結果 グラフ

も大きい箇所に目印をつけ、以後同点のひび割れ幅を、デジタルマイクロスコプを用いて測定した。また同時に、ひび割れの進展状況推移を観測するためにデジタルカメラにより撮影を行った。鉄筋ひずみはひずみ箔ゲージを用いて測定した。主筋のひずみについては、全ての

試験体について図-1に示す■印位置について計測した(No.1~No.4:コンクリート打設前に貼付)。せん断補強筋については同じく図-1に示す。■印位置について(No.1:コンクリート打設前に貼付, No.2~4: 打設後, 鉄筋腐食促進工程後に貼付)で測定した。表-1に試験体諸

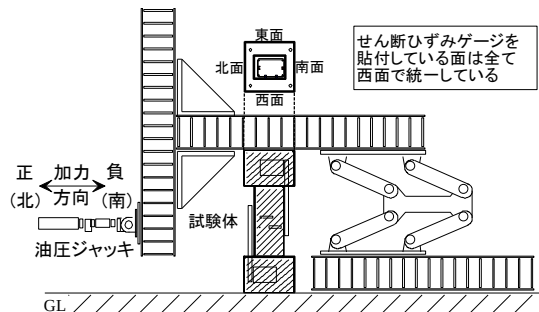


図-5 荷重装置図

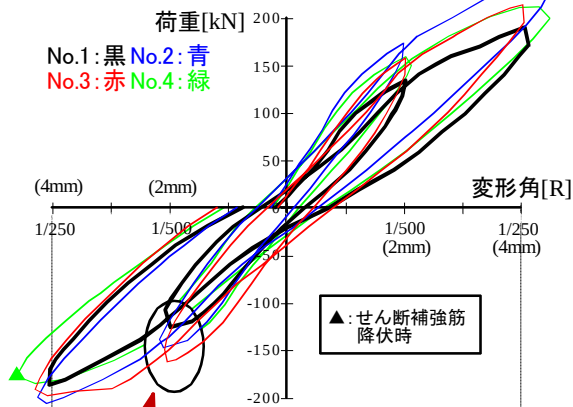


図-6 小変形域の荷重-変形関係

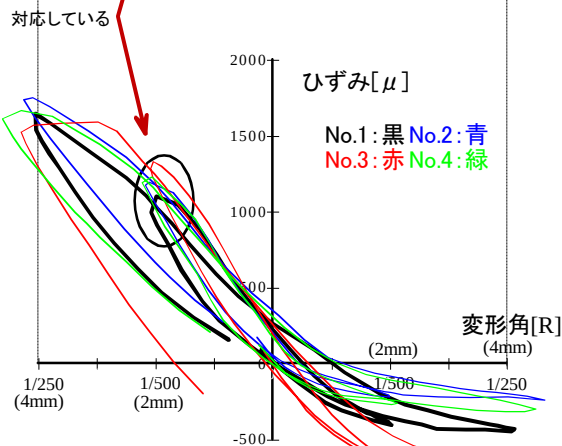


図-7 南上側主筋ひずみ

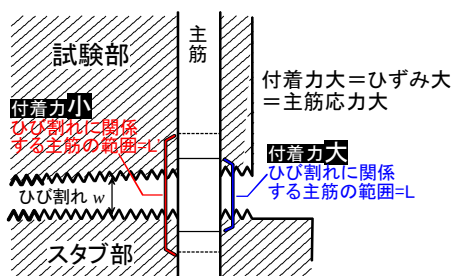


図-8 付着強度の大小と鉄筋応力の概念図

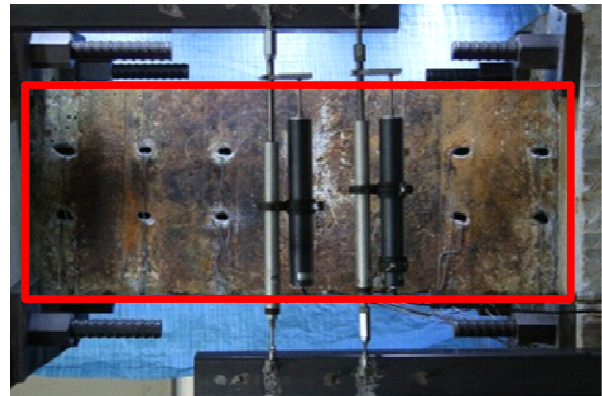


写真-2 電食後の試験体



No.1西面

No.2西面

No.3西面

No.4西面

No.4東面

図-9 R=1/250時ひび割れ図

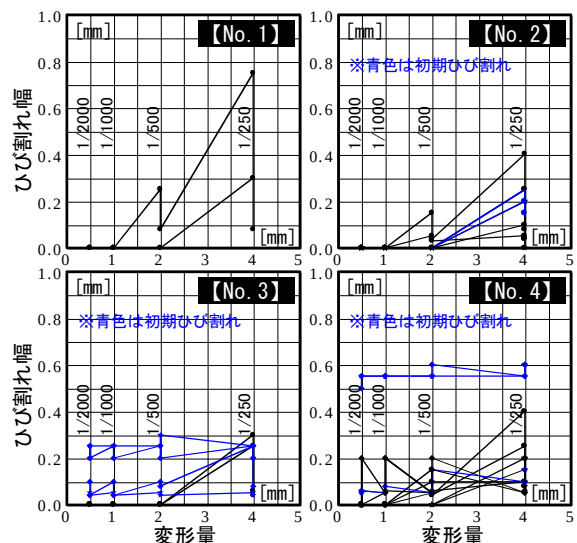


図-10 ひび割れ幅(ピーク時、荷重0時)の推移 (R=1/250以下)

元一覧,および耐力等について示す。表－1より,計画時の試験体のせん断余裕度 (Q_u/M_u) はおおむね 1.0 程度であるが,実際にはコンクリート強度 (F_c) がおよそ 30N/mm^2 , せん断補強筋 (SD295) の降伏強度が 385N/mm^2 となったため,せん断余裕度は 1.2~1.3 程度の大きな値となった。また,荒川 mean 式で求めた終局せん断耐力に占める,せん断補強筋の割合はおおよそ 4 割と,せん断補強筋の劣化の影響が部材の力学性能に反映されにくい試験体となってしまった。

3. 実験結果

実験結果は,部材変形が小さい領域 (部材変形角 (R) $\leq 1/250$) と大きい領域 ($R > 1/250$) に分けて述べる。検討対象は部材耐力,部材剛性,ひびわれ幅 (各載荷階のピーク時ひび割れ,残留ひび割れ) とする。また,腐食したせん断補強筋のひずみの値の挙動についても検討を行った。

3.1 部材変形が小さい領域 ($R \leq 1/250$)

図－6に部材変形角 (R) が $1/250$ 以下の荷重－変形関係を全ての試験体について重ねて示す。なお,図が煩雑になるのを避けるため,同図は $R=1/500$ と $1/250$ の載荷階についてのみ示している。同図より,鉄筋が腐食しているいずれの試験体 (No.2~4) においても,変形が同じ値であれば荷重の大きさは基準試験体 (No.1) の値を上回っている。この理由を検討するため,例として負側載荷時 (加力は押方向) に引張を受ける試験体南側の上側主筋ひずみを比較したものが図－7である。同図より, No.2~4 のいずれの場合も主筋ひずみは No.1 試験体に比べて大きくなっている。これは,腐食により鉄筋－コンクリート間の付着性状が変化し,図－8に示すように材

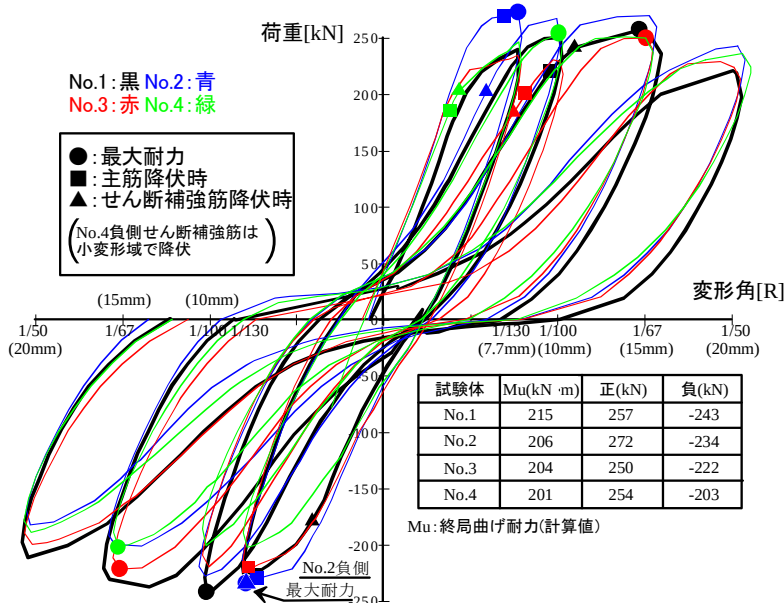
端曲げひび割れ近傍における「ひび割れに關係する主筋の範囲」が変化することが原因と考えられる。すなわち,腐食した鉄筋の最大付着強度は腐食の発生していない場合に比べて上昇するため⁶⁾,「ひび割れに關係する主筋の範囲」が短くなり,同じ大きさのひび割れ幅であっても発生するひずみが大きくなる。そのため主筋応力は大きくなり荷重が大きくなると推測される。従って,小変形域では主筋に腐食が発生している場合,部材剛性は高くなるといえる。

$R=1/250$ 時の西面のひび割れ状況について図－9に示す (最も腐食程度の高い No.4 については東面も示す。東西面でひび割れ発生状況に差はないことが確認できる。他の試験体も同様であった。) 試験体 No.2, 3, 4 については腐食促進工程時に発生したひび割れ (初期ひび割れ) についても示している (青色)。初期ひび割れは主として材軸方向に主筋に沿うように発生している。

図－9より,いずれの試験体についても部材端部に曲げひび割れおよび,曲げひび割れに続くせん断ひび割れが発生しており,発生の状況に大きな違いは見られない。ひび割れ幅 (各変位階におけるピーク時と荷重 0 時) の推移について示したものが図－10である。載荷により発生したひび割れ (黒色) は部材変形の増加に伴いひび割れ幅は大きくなるが,初期ひび割れ (青色) についてはほとんど変化がないことが分かる。前述のように腐食試験体の初期剛性が,腐食の発生していない No.1 試験体に比べて,高いことから,6%程度以下の腐食 (No.4) であれば,主筋に沿った初期の腐食ひび割れが部材の力学性能劣化に及ぼす影響は大きく無いと考えられる。

3.2 部材変形が大きい領域 ($1/250 < R \leq 1/50$)

図－11に部材変形角 (R) が $1/250$ を越える変形での荷重－変形関係を全ての試験体について重ねて示す。同図より,いずれの試験体も主筋の付着劣化を原因とする逆 S 字型のスリップ形状の履歴となっている。また,せん断補強筋の腐食程度が大きい No.4 においても極端に耐力が低下する状況ではない。これは,2 章および表－1で示したように,本試験体のせん断余裕度が 1.2~1.3 程度と大きく,全ての試験体で主筋が降伏していること,また終局せん断耐力に占めるコンクリート負担分がおおよそ 6 割 (荒川 mean 式による) と比較的高いことが原因と思われる。より詳しく荷重の推移を調べるために,各載荷階ピーク時の正負平均値の包絡線を図－12に示す。3.1 節で述べたように,部材変形が小さい領域では基準試験体 (No.1) の荷重が最も小さく,鉄筋が腐



図－11 大変形域の荷重－変形関係

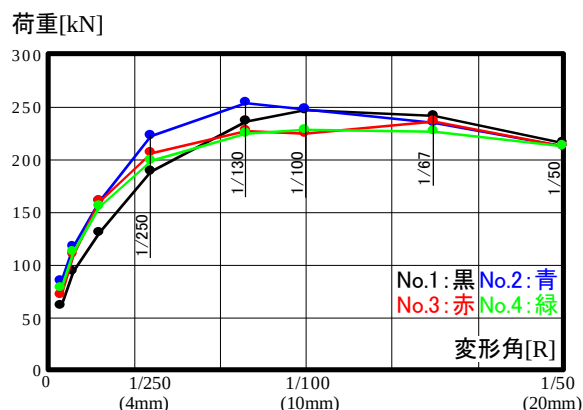


図-12 各載荷段階ピーク時の正・負載荷時の荷重平均値の推移

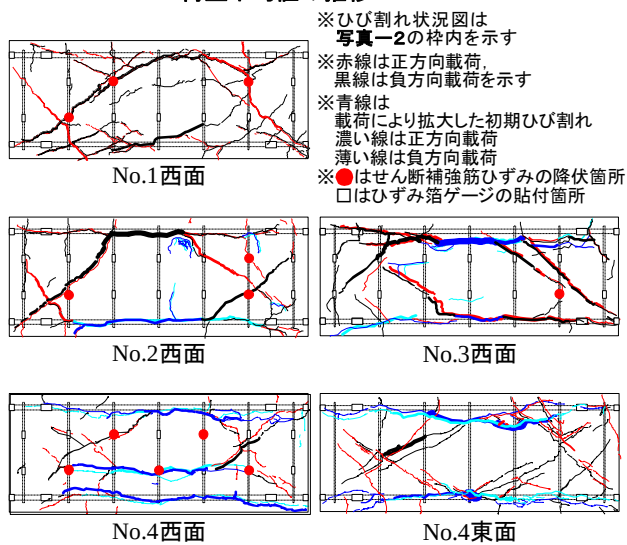


図-13 R=1/50時ひび割れ図

食している試験体は腐食程度によらずほぼ同じ値となっている。部材変形角 (R) が 1/250 より大きくなると腐食試験体間で差が現れ、最も腐食程度が小さい No.2 の荷重に比べて No.3, No.4 の値は小さくなり、R=1/130 以降では No.1 試験体よりも小さく鉄筋腐食の影響がみられる。ただし、R=1/50 では全ての試験体でほぼ同じ値となり差が無い。これは、R=1/50 時のひび割れ状況を示した図-13 から分かるように、全ての試験体で主筋に沿ったひび割れが発生して主筋-コンクリート間の付着が切れることにより耐力が上がらなくなったことに起因していると考えられ、荷重の大きさにせん断補強筋の腐食の影響は大きく現れなかった。図-14 にひび割れ幅の各載荷段階のピーク時の値を示す。いずれの試験体も変形量が大きくなるに従い、ひび割れ幅は増大しているが、試験体 No.1 に比べ鉄筋が腐食した試験体は R=1/100 を越える領域で増大率が大きくなっている。ただし、腐食率の違いによる差は明確ではない。また、初期ひび割れ (図中青色) については、前述のように変形量が小さい領域ではほとんど変化しないが、R=1/100 を越える変形域では増加率は著しく大きくなるものもあることがわかる。図-15

に図-14 で示したひび割れ幅の残留率 (ピーク時のひび割れ幅 / 荷重 0 時のひび割れ幅) の推移を示す。同図より、基本試験体では変形量が大きくなるに従い残留率が上昇するのにに対し、鉄筋が腐食した試験体では変形の小さい領域から残留率が高いことが分かる。また、初期ひび割れは、加力により生じたひび割れよりも残留率が全体に大きくなっている。図-14 に示したように、初期ひび割れは変形量が大きい領域ではピーク時ひび割れ幅そのものも大きくなることから、残留ひび割れ幅は大きくなると思われる。

3.3 せん断補強筋の挙動の違いについて

ここでは、各試験体のせん断補強筋の挙動について述べる。図-16 は図中に示す位置の補強筋ひずみを縦軸に部材の変形量を横軸にとりその推移を示したものである。当該箇所は全ての試験体でせん断ひび割れがせん断補強筋を横切っており、比較に最も適していると思われる箇所である。せん断補強筋の挙動には以下のような特徴がみられる。 1) 図中 [*1] で示す箇所は、No.1 および No.2 のせん断ひび割れが発生した直後のひずみの増加状況を比較している。せん断ひび割れの発生に伴い、どちらの試験体もせん断補強筋のひずみの増加程度が大きくなるが、腐食鉄筋では付着剛性⁶⁾が大きいことから図-8 で述べた理由と同じ理由で、No.1 試験体に比べ No.2 試験体のひずみ増加程度が大きくなっている。この傾向は No.3, 4 についても同様である。 2) [*2] で示す箇所は、変形が負側から正側に向かって荷重が行われているときに、ひずみの増加程度が減少する箇所を示している。この現象はせん断補強筋を横切るひび割れの幅の増加程度およびせん断補強筋とコンクリート間の付着の状況により傾きが変わるが、No.1 および No.2, 3 は正の傾きであるが、腐食程度の最も大きい No.4 では、傾きが不安定でかつ非常に小さいことがわかる。これは (部材変形が小さいときには付着性能が高いが、) 部材変形が大きくなると、鉄筋とコンクリート間の滑り量が大きくなり、腐食程度が大きい場合には付着性能が低下することに原因があると考えられる。 3) [*3] で示す箇所は、腐食鉄筋の試験体では除荷時に、ひずみが圧縮になることを示している。通常せん断補強筋のひずみは、図中の No.1 試験体の値が示すように部材に作用するせん断力が 0 付近で 0 に近い値となり、反対側の荷重時に再度引張ひずみを受けるような挙動を示す。鉄筋が引張状態から元の状態に戻る時にはその径は大きくなるため、腐食鉄筋では腐食生成物のスパイク効果がより強力に作用し、このような挙動となるとと思われる。せん断補強筋が圧縮状態にあるということは、その鉄筋を横切るひび割れの閉鎖を妨げる可能性、つまり残留ひび割れ幅が大きくなる可能性がある。

4. まとめ

電食を行った梁部材の曲げせん断実験を行い、力学的

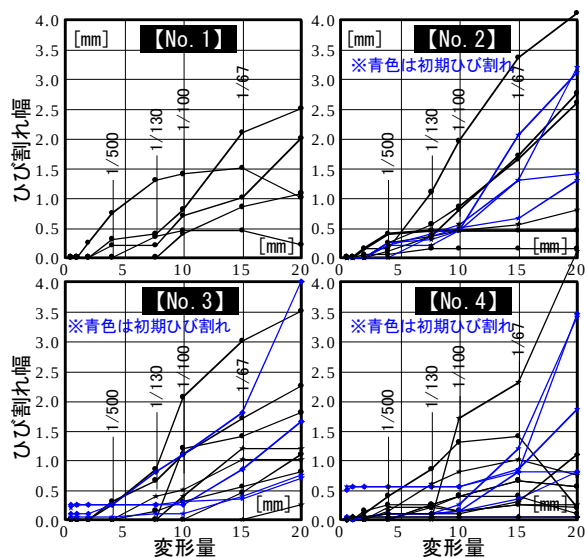


図-14 ひび割れ幅(ピーク時)推移

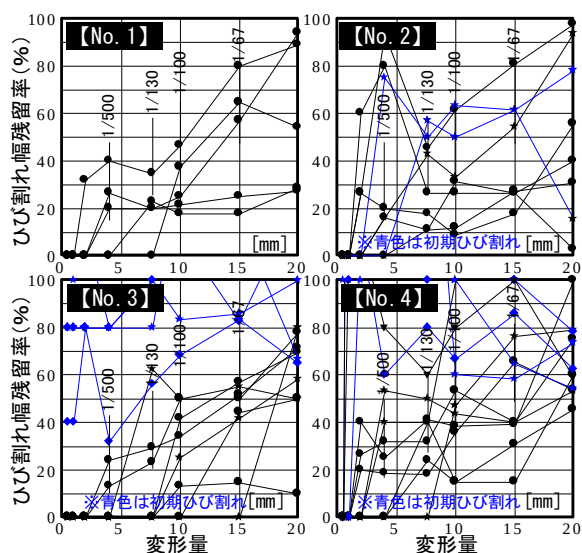


図-15 ひび割れ幅残留率

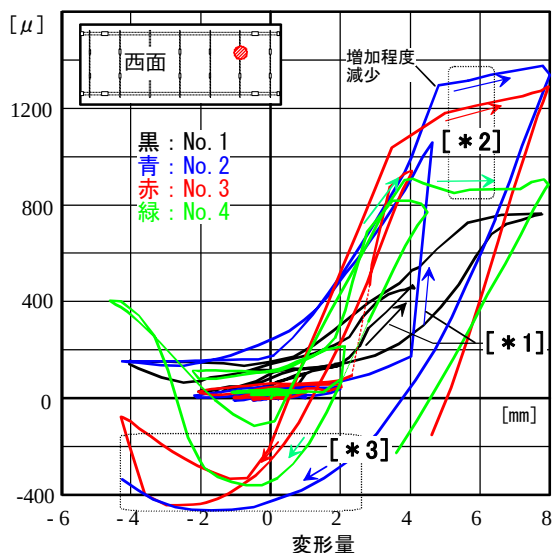


図-16 せん断補強筋のひずみ

能の変化について検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 部材の変形が小さい領域 (部材変形角 $R \leq 1/250$ 以下) において、今回の実験による主筋の腐食の範囲内(6%程度以下)では、腐食による鉄筋の付着剛性の上昇が原因で、腐食のない基準試験体よりも部材剛性が高く、耐力も高くなった。
- 2) 部材の変形が大きくなると (部材変形角 $R > 1/250$)、腐食程度の大きい No.3, No.4 では腐食のない試験体にくらべ耐力が下がった。
- 3) 初期ひび割れは、部材の変形が小さい領域では拡大することはないが、変形が大きくなると急激に拡大するものがある。
- 4) 腐食したせん断補強筋の挙動は腐食のない場合と比べると、ひび割れ発生後のひずみ増加程度が高くなり、除荷時には圧縮をうける状態となる。腐食程度が大きいと、ひび割れ幅増大に伴うひずみ増加が小さく、かつその程度が不安定になる。これは付着性能が低下しているためと考えられる。

謝辞 本研究は、科学研究費補助金 (基盤研究(S) 課題番号 16H06363 歴史的建造物のオーセンティシティと耐震性確保のための保存再生技術の開発 代表者 名古屋市立大学 青木孝義教授)の助成により行われたものである。岐阜大学 小林孝一教授には電食の手法についてご指導頂きました。実験を行うにあたり、近畿大学コンクリート構造材料研究室の四年生、三年生の皆様にご協力頂きました。ここに感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 増田駿祐, 岸本一蔵: せん断補強筋の付着切れが RC 梁部材の挙動に及ぼす影響, コンクリート工学会年次論文集, vol.37, No.2, pp.217-222, 2015
- 2) 増田駿祐, 岸本一蔵: せい方向のせん断補強筋の付着を切った RC 梁部材の曲げせん断挙動, コンクリート工学会年次論文集, vol.39, No.2, pp.169-174, 2017
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997
- 5) 田森晴美, 丸山久一, 小田川昌史, 橋本親興: 鉄筋の発錆によるコンクリートのひび割れに関する研究, コンクリート工学会年次論文集, 10-2, pp.505-510, 1988
- 6) 濱茜, 岸本一蔵: コンクリート部材のせん断補強筋腐食がひび割れ幅に及ぼす影響について, コンクリート工学会年次論文集, vol.38, No.2, pp.241-246, 2017