

10.3 既設コンクリート道路橋の健全性評価に関する研究

研究予算：運営費交付金（理事長特別枠）

研究期間：平 20～平 22

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：村越潤、木村嘉富、田中良樹、
花井拓

【要旨】

わが国の道路橋は今後急速に高齢化していくこととなるが、この中には塩害などの作用を受けて既に劣化損傷の顕在化したコンクリート道路橋も多くみられる。これらを効率的に維持管理していくためには供用性や補修・補強の要否について耐荷性能に基づいた合理的な判断を下す必要がある。本研究課題では、既設コンクリート道路橋の耐荷性能評価手法を提案することを目的として検討を行っている。平成 20 年度から 22 年度の 3 か年にわたり、塩害を受けて撤去されたプレストレストコンクリート道路橋から採取した腐食 PC 鋼材の力学特性、促進腐食劣化させた RC および PC はり部材の耐荷特性について実験的に検討を行った。

キーワード：既設コンクリート道路橋、耐荷性能、維持管理、塩害、鋼材腐食

1. はじめに

今後、高度経済成長期に建設された多くの道路橋が急速に高齢化していくこととなるが、これらの中には塩害やアルカリ骨材反応などにより既に劣化損傷の顕在化したコンクリート道路橋も多くみられる。こうした既設コンクリート道路橋を効率的に維持管理していくためには、供用性や補修・補強の要否に対して耐荷性能に基づいた合理的な判断を下すことが必要である。しかしながら、劣化損傷の生じたコンクリート道路橋や古い年代の設計基準に基づいて建設されたコンクリート道路橋の耐荷性能を評価する手法は確立されておらず、早急な対応が必要とされている。そこで、本研究では、既設コンクリート道路橋を対象として、劣化損傷の生じたコンクリートや鋼材の力学的特性を把握するとともに、損傷状況に応じた耐荷性能評価手法を提案することを目的としている。

平成 20 年度から 22 年度の 3 か年にわたり、塩害を受けて撤去されたプレストレストコンクリート道路橋から採取した腐食 PC 鋼材の力学特性、促進腐食劣化させた RC および PC はり部材の耐荷特性について実験的に検討を行った。

2. 腐食 PC 鋼材の力学特性

2.1 検討概要

塩害により鋼材腐食の生じた PC 橋の耐荷性能を適切に評価するためには、腐食した PC 鋼材の力学特性を正確に把握しておくことが重要である。これまでにも塩害を

受けて撤去された PC 橋から採取した PC 鋼材を用いて腐食 PC 鋼材の力学特性を明らかにするための試験が行われてきたが¹⁾、腐食による PC 鋼材の 3 次元的な断面欠損の分布や繰返し荷重が作用する場合の腐食 PC 鋼材の力学特性については必ずしも十分に検討されていなかった。そこで、塩害を受けて撤去された PC 橋から採取した PC 鋼材の 3 次元的な断面形状の計測と引張試験、疲労試験を実施し、腐食した PC 鋼材の力学特性について検討を行った。

2.2 試験方法

試験片には、日本海沿岸で 34 年間の供用後に撤去されたポストテンション方式 PC 単純 T げた橋から採取した PC 鋼線 (SWPR1 φ5mm)¹⁾ を用いた。いずれの試験片も、試験前に JCI-SC1 に準拠して質量減少率を測定し、各試験片において目視で最も断面欠損が進んでいると思われる位置の断面径を事前にノギスで測定した。

引張試験は、質量減少率 0～40% の PC 鋼線 27 本を用いて行った。試験片は長さ 330mm とし、JIS Z 2241 に準拠して荷重と文献 1) と同様にアーム式の伸び測定器に取り付けたレーザー変位計により試験片中央 100mm の区間の伸びを測定した (図-1(a) 参照)。また、3D スキャナを用いて PC 鋼線の断面形状を試験片軸方向に 0.6mm 間隔で計測し²⁾、除錆後の断面形状の分布を把握した。なお、評点外 (伸び測定区間外) で破断すると思われた試験片については事前に測定対象から除外したが、27 本中 7 本は評点外で破断した。

一方、疲労試験は、健全なPC鋼線10本と腐食したPC鋼線14本(質量減少率約5%)を用いて行った。試験片は長さ400mmとし、試験片のつかみ位置での破断を避けるため鋼製とナイロン製の定着具を用いた(図-1(b)参照)。荷重条件は、応力の下限値をPC鋼線の引張強度の約0.6倍(=960N/mm²)、応力振幅を200~500N/mm²(健全PC鋼線の公称断面積換算)、荷重速度を10kHzとした。試験片が破断するまで荷重することを基本としたが、一定の荷重回数で破断に至らなかった試験片については疲労限として荷重を停止した。

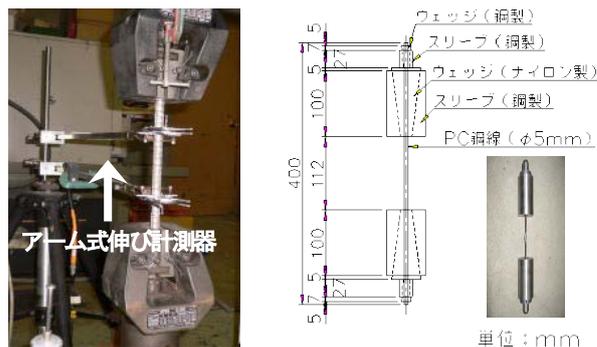
2. 3 試験結果および考察

(1) 断面形状の3次元計測と引張試験

引張試験の最大荷重残存率と断面欠損率の関係を図-2に示す。ここでは、最大荷重残存率を健全PC鋼線の平均値に対する腐食PC鋼線の試験値の比率で定義し、断面欠損率を 1) 質量減少率に応じて平均的に断面が欠損したと仮定した場合、2) ノギス測定による断面径を用いた場合、3) 3D スキャナ計測による最小断面積を用いた場合について求めた。腐食量に応じた低下直線は、最大荷重残存率が断面欠損率に比例して低下すると仮定した場合の最大荷重残存率と断面欠損率の関係である。

図-2によると、1)~3)のいずれの整理方法においても、最大荷重残存率は断面欠損率の増加とともに低下する傾向にあった。最大荷重残存率を最も適切に評価できたのは、断面形状を精密に計測可能な3D スキャナを用いた場合であった。質量減少率を用いた場合は、PC鋼線全体で平均的に断面が欠損していると仮定したため、局所的な欠損を適切に評価できなかつたと考えられる。腐食量が大きくなるほど断面欠損分布のばらつきも大きくなり、腐食量に応じた低下直線からの乖離も大きくなったと推察される。また、ノギスの測定値を用いた場合は、質量減少率のような乖離はみられなかつたが、測定値自体に測定誤差が含まれていたためにばらつきが大きくなったようである。

3D スキャナ計測による破断位置の断面積と 1)~3)の整理方法で求めた断面積の関係を図-3、3D スキャナ計測から得た試験片の断面積の分布と破断位置の関係の一例を図-4に示す。ほとんどのPC鋼線で3D スキャナ計測による最小断面積と破断位置の断面積が一致した。また、図-4の試験片の拡大写真からもわかるように、断面欠損の最も進展した位置で破断が生じることが多かった。例外として、No.7では3D スキャナ計測による最小断面積と破断位置の断面積が若干異なつたが、この原因は、No.7では断面が著しく欠損した位置が2ヶ所あり、



(a) 引張試験伸び計測例 (b) 疲労試験定着具

図-1 腐食PC鋼材の試験方法の概略

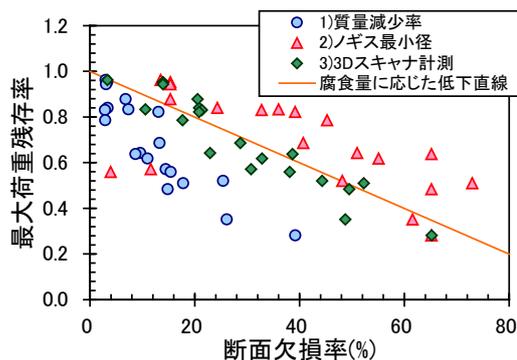


図-2 最大荷重残存率と断面欠損率

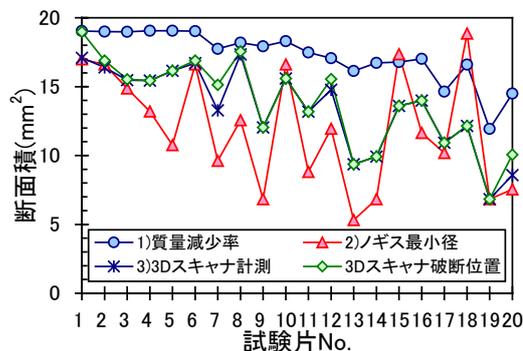


図-3 破断位置の断面積

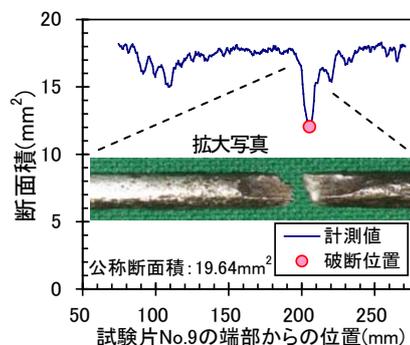


図-4 断面積分布と破断位置

この内の断面積が大きい方の欠損位置で破断したためである。一般に、塩害環境下のコンクリート中で生じる鋼

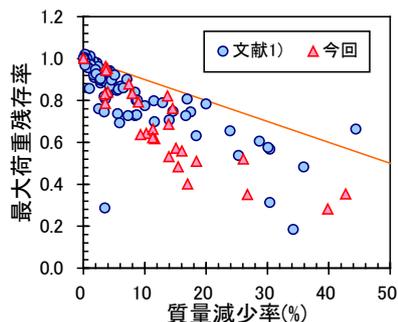


図-5 最大荷重残存率

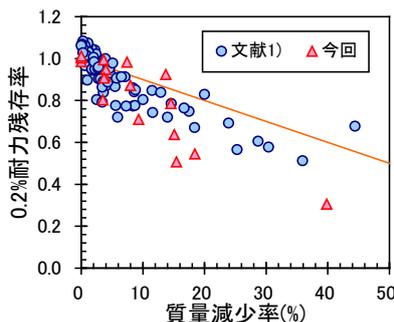


図-6 0.2%耐力残存率

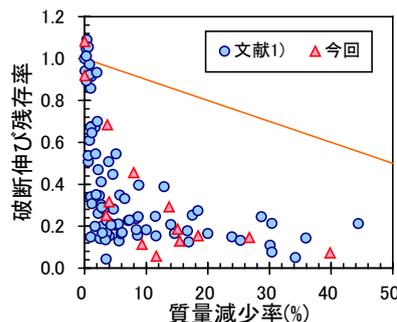


図-7 破断伸び残存率

材腐食は、孔食により一部で局所的な断面欠損が進展する。このため、腐食量を平均的に示した質量減少率を用いるよりもPC鋼材の断面形状に着目する方が腐食PC鋼材の力学特性を精度良く評価できると考えられる。

また、文献1)と今回の試験結果を図-5、6、7に示す。各指標の残存率は、図-2の最大荷重残存率と同様の方法で算定した。文献1)と今回の試験結果の傾向は概ね同様であり、最大荷重と0.2%耐力は質量減少率の増加とともに徐々に低下するが、破断時の伸びは腐食の比較的軽微なPC鋼線においても大幅に低下することを再確認できた。一般的なPC橋の設計では長期的な変位の照査は行われていないため、PC鋼材に腐食の生じたPC橋の耐荷性能を評価する際には、PC鋼材の伸び性能の低下にも注意する必要があると考えられる。

(2) 疲労試験

疲労試験で得られたS-N線図を図-8に示す。腐食PC鋼線の疲労強度は健全PC鋼線よりも低下する傾向にあった。また、ここでは腐食の有無にかかわらず健全PC鋼線の断面積から算出した応力振幅で繰返し載荷を行ったため、腐食により断面積が減少したPC鋼線では設定した応力振幅よりも大きな応力が生じていた可能性が高い。このため、図-8には質量減少率とノギスの測定値を用いて応力振幅を補正した結果も併記したが、この影響を加味しても疲労強度の低下は明確であった。腐食PC鋼線では、断面欠損位置に応力が集中し、明確な強度低下が生じたものと推察される。なお、質量減少率5%程度の腐食であれば、土木学会式³⁾による健全PC鋼線の疲労強度の計算値は安全側の評価となった。

現行の道路橋示方書では、PC橋の設計時にPC鋼材の疲労の照査を行っていない。これは、PC橋では設計荷重作用時にひび割れの発生を許容しておらず、PC鋼材に生じる応力が小さいと考えられているためである。ひとつの試算によると⁴⁾、旧建設省の標準設計とほぼ同形状の

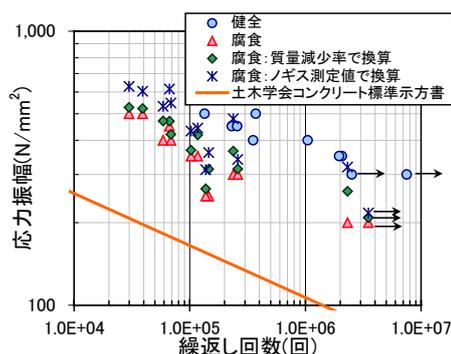


図-8 健全・腐食PC鋼線のS-N線図

ポストテンション方式PC単純Tげた橋における設計荷重作用時のPC鋼材の応力増加は約30N/mm²である。図-8の試験結果を踏まえると、PC鋼材に質量減少率5%程度の腐食が生じていても、この程度の応力振幅の繰返し載荷では疲労によるPC鋼材の破断が深刻な問題となる可能性は低いと考えられる。

3. 腐食RCはり部材の曲げ耐荷特性

3.1 検討概要

前章では、腐食の生じた鋼材の力学特性について検討を行ったが、コンクリート構造物はコンクリートと鉄筋が一体となって外力に抵抗する複合構造である。コンクリート内部の鋼材に腐食が生じると、鋼材の断面欠損やコンクリートと鋼材の付着の消失など耐荷性能に甚大な影響を及ぼすこととなる。そこで、電食により主鉄筋を人工的に腐食させたRCはり供試体を製作し、主鉄筋の腐食状態と曲げ耐荷特性の関係を検討した。

3.2 試験方法

図-9にRCはり供試体の形状、表-1にコンクリートと主鉄筋の材料試験結果を示す。主鉄筋の腐食が曲げ耐荷特性に与える影響を検討するため、3本の主鉄筋の腐食量が質量減少率換算で4水準(健全:通電なし)、3%、

10%、20%)となるように電食により人工的に腐食させた。通電は材齢31日から開始し、3本の主鉄筋を並列に接続して同時に行った。通電時間と電流量は、目標とする質量減少率に応じて設定した。主鉄筋の腐食以外の要因が曲げ耐荷特性に与える影響を排除するため、主鉄筋とスターラップを絶縁テープで絶縁してスターラップの腐食を防止し、組立筋には樹脂棒を用いた。

載荷方法は二点静的単調載荷とし、荷重が最大荷重の約80%以下に低下するまで載荷した。載荷試験後に供試体を解体して主鉄筋を取り出し、JCI-SC1に準拠して質量減少率を測定した後、ノギスを用いて50mm間隔で鉄筋径を測定した。供試体表面のひび割れは電食後と載荷試験後に記録した。

以下では、共通試験^{5), 6)}の一環として実施した主鉄筋1本(D13(SD345))を有するRCはり供試体5体(質量減少率0、3、10、30%(2体))の結果も交えて考察を行う。

3.3 試験結果および考察

(1) 主鉄筋の質量減少率と最小断面径

主鉄筋の質量減少率と最小断面径を図-10に示す。各主鉄筋の質量減少率の実測値は目標値より若干高めとなる傾向にあった。また、目標とする質量減少率を大きくすると、中央の鉄筋の質量減少率が大きくなり、最小断面径が小さくなった。No.2~4では通電時に中央の主鉄筋に沿って供試体下面に腐食ひび割れが発生して通電が容易になり、この部分で腐食が進展しやすくなったためと考えられる。

(2) 荷重-中央たわみ関係

荷重と中央たわみの関係を図-11に示す。初期剛性は質量減少率にかかわらず概ね等しくなったが、降伏荷重と最大荷重は質量減少率が高い供試体ほど低下する傾向にあった。また、残留たわみ(最大たわみと除荷後のたわみの差)は、質量減少率による差は小さく、全ての供試体で7mm程度であった。いずれの供試体の破壊モードも圧縮縁コンクリートの圧壊であり、主鉄筋の破断は生じなかった。

(3) ひび割れ発生状況

健全なNo.1と質量減少率の最も大きいNo.4のひび割れ図を図-12に示す。No.1では曲げひび割れが等間隔で発生したが、No.4では曲げひび割れの分散性が若干低下した。No.4では電食後に供試体の側面と下面に主鉄筋に沿った腐食ひび割れが発生しており、載荷時にはこれらが開口し、健全なNo.1と比べて供試体内部の応力発生状態が異なっていたと考えられる。また、主鉄筋周辺以外の部分では腐食ひび割れは生じていなかった。

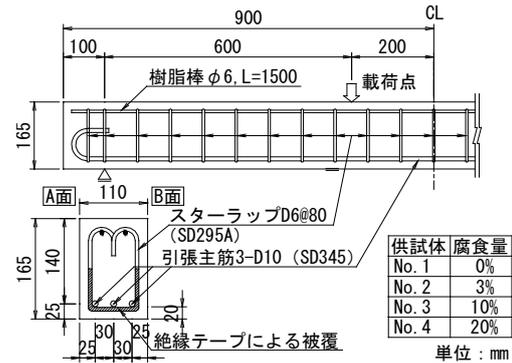


図-9 RCはり供試体の形状

表-1 コンクリートと主鉄筋の材料試験結果

供試体	コンクリート		主鉄筋	
	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
No. 1	27.5	19.6	388.3	185.5
No. 2				
No. 3	27.6	19.8		
No. 4				

※コンクリートは載荷試験当日の試験結果

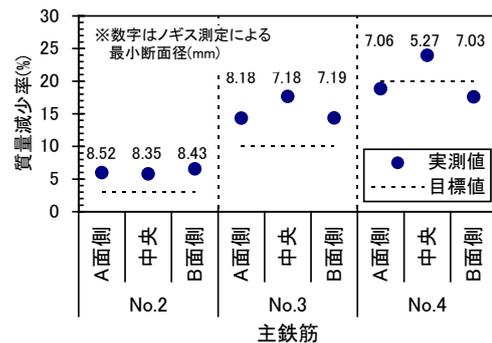


図-10 主鉄筋の質量減少率と最小断面径

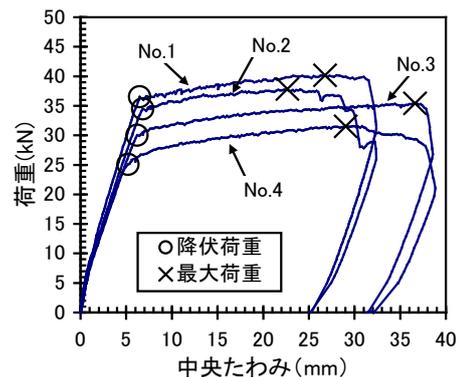


図-11 荷重-中央たわみ関係

(4) 降伏荷重と最大荷重

図-13に質量減少率と降伏荷重比および最大荷重比の関係を示す。各荷重比は、健全供試体の降伏荷重および最大荷重に対する腐食供試体の各荷重の比率とした。

主鉄筋を3本とした供試体の質量減少率は3本の平均値を用いた。この結果、質量減少率が大きくなるほど降伏荷重比および最大荷重比は小さくなる傾向にあり、質量減少率と各荷重比は概ね比例関係にあったと考えられる。また、主鉄筋の本数の違いの影響は必ずしも大きくなかった。しかし、質量減少率 20%以上の供試体では、降伏荷重および最大荷重の低下が若干大きくなった。これらでは、供試体解体後の主鉄筋の目視観察で断面径が著しく欠損した部分が存在したことを確認しており、この位置に局部的に応力が集中したことにより各荷重が低下したのではないかと考えられる。

今回の載荷試験で主鉄筋が破断する供試体は存在しなかったが、共通試験^{5), 6)}の一環として他機関で試験を行った供試体の中には主鉄筋の腐食量の大きい供試体で主鉄筋が破断するものもあった。前章では腐食PC鋼材の力学特性について検討したが、異形鉄筋においても腐食が生じると伸び性能が大きく低下することが確認されている⁷⁾。このため、腐食の生じた鉄筋コンクリート構造物においても、腐食した主鉄筋の伸び性能低下による破断に留意することが重要になると考えられる。

4. 腐食PCはり部材のせん断耐荷特性

4.1 検討概要

鋼材腐食の生じたPCはり部材の破壊抵抗曲げモーメントについては、撤去PCげたの載荷試験^{8), 9), 10)}によりPC鋼材の残存率を用いて概ね推定できることが明らかにされている。ところが、鋼材腐食の生じたPCはり部材のせん断耐荷特性については、これまで検討が行われていなかった。そこで、電食により人工的に鋼材腐食を生じさせた(あるいは、腐食を模擬した)PCはり供試体を製作し、鋼材腐食の生じたPCはり部材のせん断耐荷特性について検討した。

4.2 試験方法

(1) 供試体

表-2に、各供試体の主なパラメータを示す。検討の対象としたパラメータは、鋼材腐食の有無、プレストレス量、かぶり厚さである。図-14にPCはり供試体の寸法形状と計測位置、表-3にコンクリートの配合、表-4、表-5にコンクリートと鋼材の材料試験結果を示す。

鋼材腐食させた供試体の通電範囲は、載荷点から支点までの両側せん断スパンの内側のPC鋼より線(図-14(a)のBを除く5本)とせん断補強鉄筋(同図のS1~S5の5

本)を対象とした。

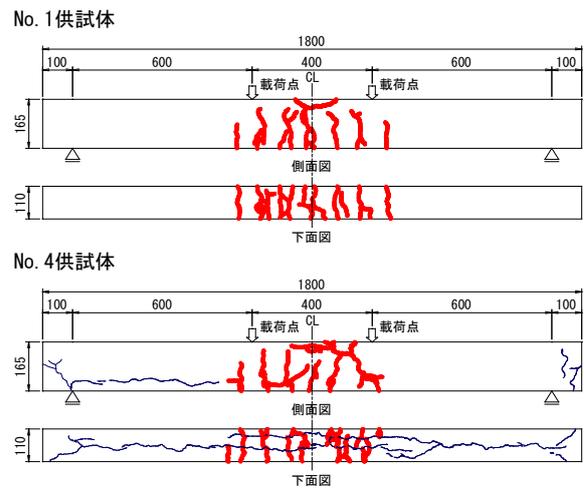


図-12 ひび割れ図 (電食後: 細線, 載荷後: 太線)

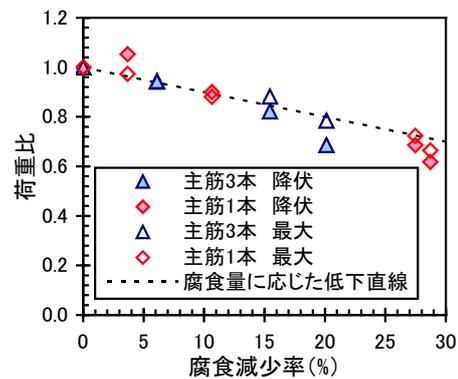


図-13 質量減少率と降伏・最大荷重比

供試体C-10-25は、より高いプレストレスレベルを実現するため、他の供試体では配置されていなかった上側にもPC鋼線を配置し、プレストレス導入時の下縁圧縮応力度が約10N/mm²(他は約6N/mm²)となるように緊張を行った。供試体C-0-25ではプレストレスの導入は行っていない。

H22年度以降に実施した供試体では、鋼材に設置したひずみゲージが電食の影響を受けないように、せん断補強鉄筋には溝切り(W=3mm, D=4.5mm)を施し溝内にひずみゲージを設置した上で、防食処理を行っている(図-15)。溝切りは、各せん断スパン内において、支点方向に面するように加工・配置を行った。

表-2 供試体の主なパラメータ

供試体	腐食の有無	プレストレス	かぶり	引張鋼材比(%)	せん断補強鉄筋比(%)	電食開始時材齢(日)	載荷時材齢(日)	実施年度
N-6-25	無	有	標準	0.98	0.18	-	57	H20
C-6-25a	有	有	標準	0.98 ^{※1}	0.18 ^{※1}	23	59	H20
C-6-25b	有	有	標準	0.98 ^{※1}	0.31 ^{※2}	28	90	H21
C-0-25	有	無	標準	0.98 ^{※1}	0.31 ^{※2}	28	92	H21
C-10-25	有	有(大)	標準	0.98 ^{※1}	0.31 ^{※2}	21	64	H22
C-6-50	有	有	大	0.95 ^{※1}	0.25 ^{※2}	21	77	H22
M-6-M	模擬	有	はく離模擬	1.19 ^{※3}	0.22 ^{※3}	-	98	H21

※1: 電食前の計算値

※2: 電食前の計算値 (溝切り考慮)

※3: はつり後のかぶりを無視した計算値

供試体名称: X-p-c

X 鋼材腐食 (N: 腐食なし, C: 腐食有り, M: 腐食を模擬)

p 下縁プレストレス量 (N/mm²)

c せん断補強鉄筋純かぶり (側面、下面) (mm) (Mは、かぶりのはく離を模擬)

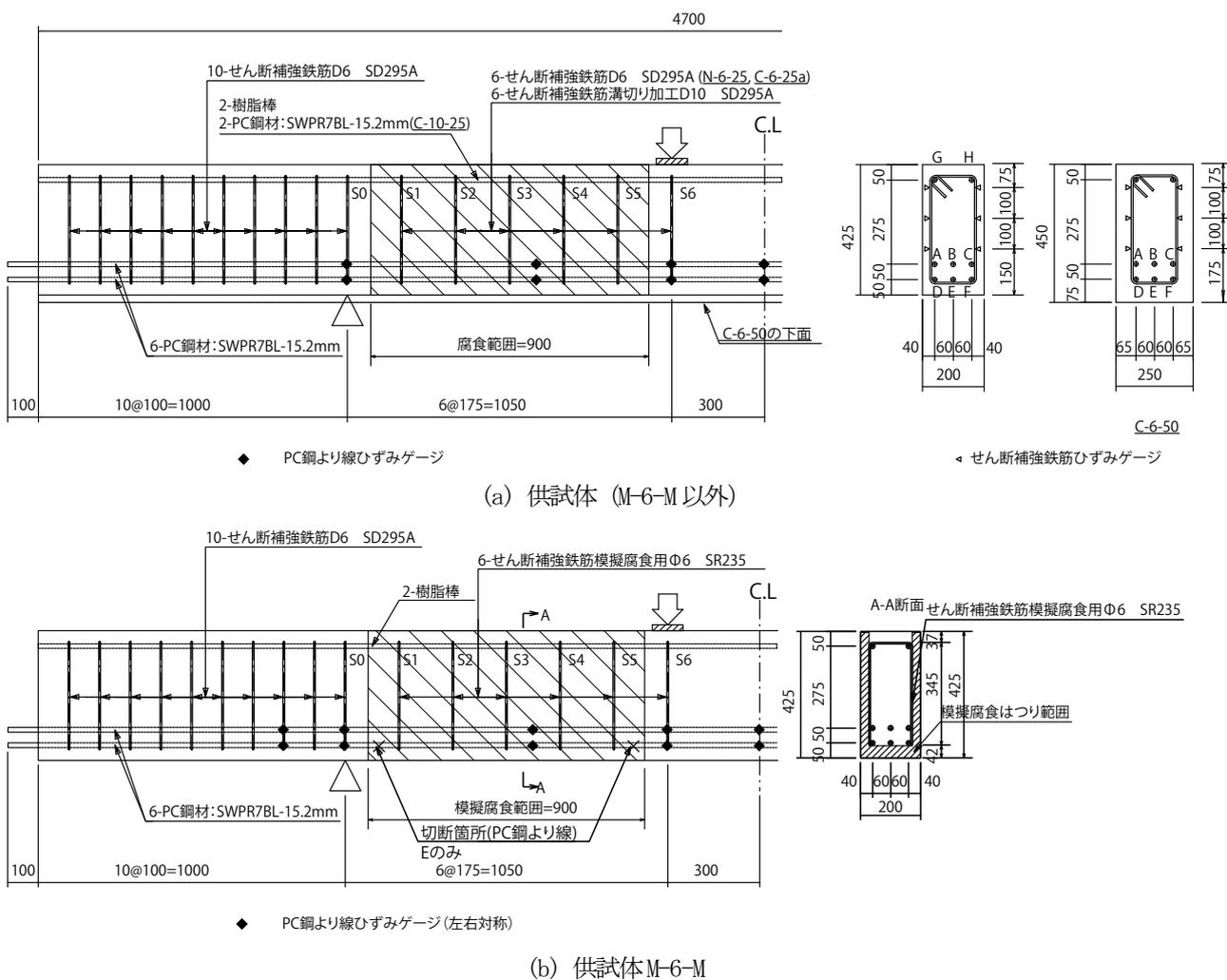


図-14 PCはり供試体の寸法形状及び計測位置 (単位:mm)

表-3 コンクリートの配合

供試体	粗骨材 最大寸 法(mm)	スラン プ (cm)	水セメ ント比 W/C(%)	空気 量 (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
						水 W	セメン ト C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 A
N-6-25, C-6-25a	20	12.0	49	4.5	50.0	155	316	920	927	2.53
C-6-25b, C-0-25 M-6-M	20	15.0	48	4.5	47.1	170	354	823	942	4.6
C-10-25, C-6-50	20	8±2.5	45	4.5	44.0	165	367	788	1003	1.47

表-4 コンクリートの材料試験結果

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
N-6-25	58.04	31.22	3.63
C-6-25a	58.69	30.46	3.78
C-6-25b, C-0-25	60.54	31.13	-
C-10-25, C-6-50	59.03	33.32	3.47
M-6-M	59.24	31.03	4.01

※載荷直前の試験値

表-5 鋼材の材料試験結果

供試体	PC 鋼より線 SWPR7BL-15.2mm		せん断補強鉄筋					
			D10 SD295A (溝切り)		D6 SD295A		φ6 SR235 (M-6-M)	
	降伏応力 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)
N-6-25 C-6-25a	1774	215	-	-	355	193	-	-
C-6-25b C-0-25 M-6-M	1737	226	474	348	510	327	478	357
C-10-25 C-6-50	1819	226	489	346	559	-	-	-

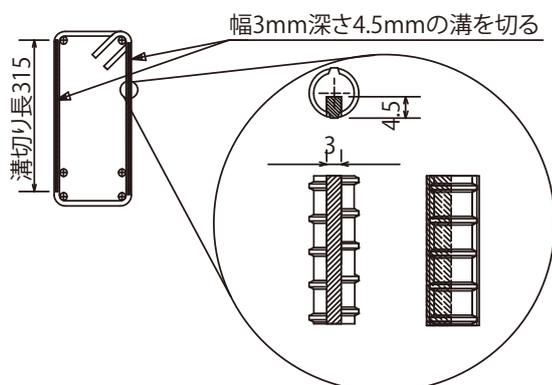


図-15 せん断補強鉄筋溝切り詳細図

(2) 電食方法

両側のせん断スパンの PC 鋼より線とせん断補強鉄筋

の質量減少率が概ね 20%程度となるように、既往の提案式¹⁾を参考にして、5A の電流を 30 日間通電した。電食開始時の材齢は、表-2 の通り。図-14 の電食の対象範囲の PC 鋼より線 (B を除く下側の 5 本) とせん断補強鉄筋 (S1~S5 の 5 本) の腐食を促進させるため、ステンレス板を用いて供試体の側面と下面を囲んだ水槽を設置し、これを濃度 3%の塩化ナトリウム水溶液で満たして通電を行った。この際、両側のせん断スパンに設置した水槽に用いたステンレス板を直流電源のマイナス極、供試体端部の PC 鋼より線を直流電源のプラス極に、いずれも並列に接続した。実際の通電は通算 30 日間であるが、平成 21 年度以降の供試体では、その間 3 回のひび割れ観察、非破壊調査を実施するためにその都度通電を停止し水槽内の塩化ナトリウム水溶液の排水・再注水を行っている。

(3) 模擬腐食方法 (M-6-M)

供試体 M-6-M では、供試体 C-6-25a、C-6-25b の腐食・劣化状況を再現するために以下のような手法によって模擬を行った。

(a) せん断補強鉄筋の腐食・破断

C-6-25a のせん断補強鉄筋では、腐食により約 40% の質量減少があったのに加え、下端曲げ部では破断が生じていた。下端曲げ部の破断を再現するために、下端のせん断補強鉄筋を除いたコの字型とした。また、異形鉄筋を用いずに丸鋼φ6mm (平成 20 年度 D6) を用い、腐食による鉄筋とコンクリートの付着切れを再現しようと試みた。

(b) かぶりコンクリートの剥落

C-6-25a では、終局時にかぶりコンクリートの剥落が生じた。剥落はほぼせん断補強鉄筋面に沿って発生し、一面に錆汁の進展が認められたことから、電食終了時点でかぶりコンクリートの剥離が生じていたことが想定された。このため M-6-M では、C-6-25b、C-0-25 が電食を終了した時点で、これらの供試体の電食範囲相当部分で側面・下面のかぶりコンクリートのはつり取りを行った。なお、はつり取りを容易にするために、コンクリート打設前にはつり取り面 (側面) にプラスチックボードを設置しておいた。ただし、プレストレス導入時にはかぶり部分にもプレストレスが導入されている必要があるため、プラスチックボードには 25% 程度の孔をあけておき、ある程度の一体性を確保した。

(c) PC 鋼より線の腐食・破断

C-6-25a の PC 鋼より線では、腐食により約 20% の質量減少があった。これを再現するために、(b) のかぶりコンクリートはつり後に PC 鋼より線 E の切断を行った (これにより、PC 鋼より線の断面積は 5/6 となり、断面減少率は 16% となる)。切断は図-14 (b) に示す、電食相当範囲の両端で行った。

(4) 電食過程のひび割れ観察・非破壊調査

腐食によるひび割れや、かぶりコンクリート剥離の進展を確認するために、電食期間に通電を一時的に停止して、ひび割れ状況の確認、複数の非破壊調査手法による調査を試みた。実施時期は通電後 7、14、21 日、通電終了後 (通電後 30 日)、に実施した。平成 21 年度の供試体では、これに加えて、腐食前、載荷直前 (通電後 53 日) の 2 回実施した。また、平成 22 年度の供試体では、載荷中に一度除荷して 1 度実施した。適用した手法は、1) 超音波透過法、2) 超音波共振法、3) サーモグラフィ、4) 打音法である (2)、3) は平成 21 年度のみ実施)。

(5) 載荷試験

載荷方法は二点静的単調載荷とし、載荷プレートには幅 100mm の鋼板を用いた。載荷試験の材齢は、表-2 の通り。

(6) 解体調査

載荷試験後にコンクリートの損傷状態を目視観察した。また、両側のせん断スパンの PC 鋼より線とせん断補強鉄筋を取り出し、腐食状態を目視観察するとともに、JCI-SC1 に準拠して質量減少率を測定した。

4.3 試験結果

(1) 電食過程での鋼材の挙動

電食過程における、供試体 C-6-25b の PC 鋼材 (右側腐食範囲) のひずみの変化を、図-16 に示す。PC 鋼材は、中央に配置されている B と E のひずみが電食期間を通じて増加している。その一方で、上段両側の A と C は最終的にはほぼ変化は無く、下段両端の D と F は大幅に低下している。この傾向は、他の腐食範囲でも確認された。

平成 22 年度は、このような傾向の原因を解明するために図-17 に示すような供試体を作製し、C-10-25、C-6-50 と同期間電食を行い、その期間におけるひずみの変化を観測した (図-18)。この供試体においても、B、E のひずみは電食期間を通じてあまり変化がなかったのに対し、その他の PC 鋼材では概ね減少傾向を示した。また、電解質溶液と近傍のコンクリート表面が接触する面積の大きい D、F において、減少の程度が大きかった。PC 鋼線に沿ったひび割れが確認されたが、ひずみの減少の大きかった PC 鋼材 D、F の側面のひび割れ幅が最も大きかった (1.0~1.5mm)。

電食過程における、供試体 C-6-25b のせん断補強鉄筋のひずみの変化を図-19 に示す。電食期間を通じてひずみの増加が確認された。

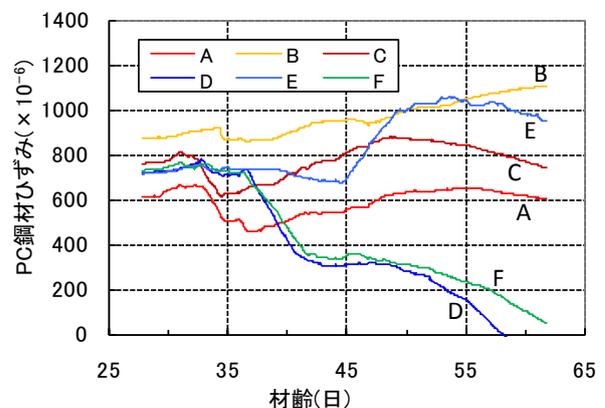


図-16 電食過程での PC 鋼材のひずみ変化 (C-6-25b 右側腐食範囲)

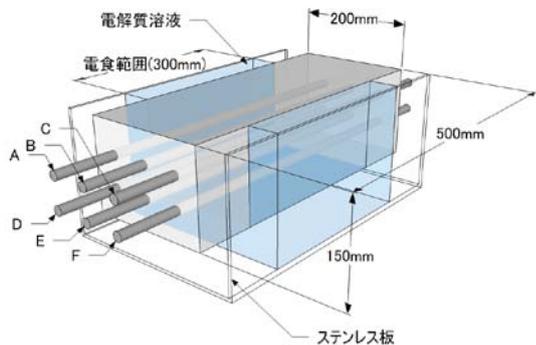


図-17 電食によるPC鋼材ひずみ変化確認用供試体 (Bは通電せず)

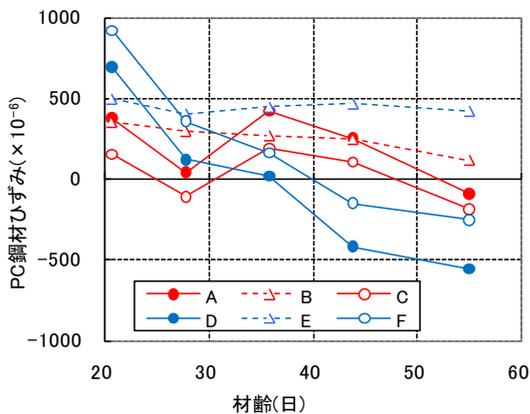


図-18 電食過程でのPC鋼材のひずみ変化 (PC鋼材ひずみ変化確認用供試体)

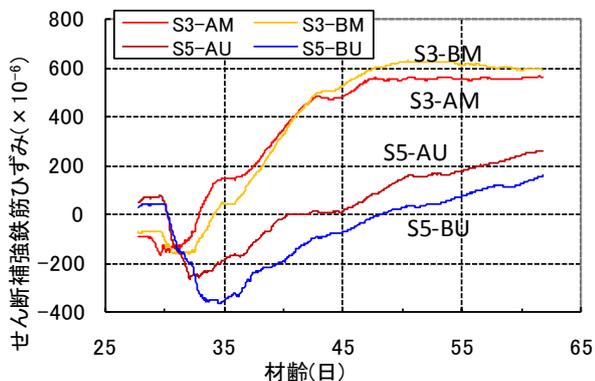


図-19 電食過程でのせん断補強鉄筋のひずみ変化 (C-6-25b 左側腐食範囲)

(2) 終局状態に至るまでの挙動

各供試体の作用せん断力と中央たわみの関係を図-20に示す。いずれの供試体でも、曲げひび割れの発生までは荷重とたわみは比例関係となっているが、曲げひび割れ発生からは剛性の低下が始まり、たわみの増大が見られる。その後斜めひび割れの発生、載荷点近傍のコンクリートの圧壊の予兆(表面剥離のようなひび割れの進展)を経て、終局状態に至った。

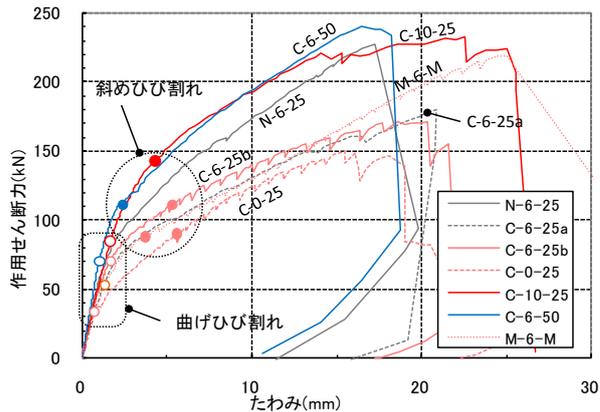
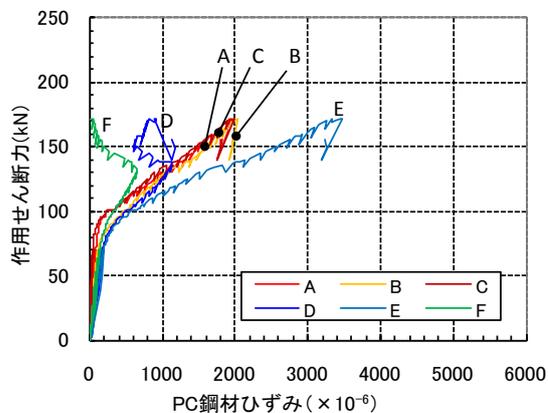
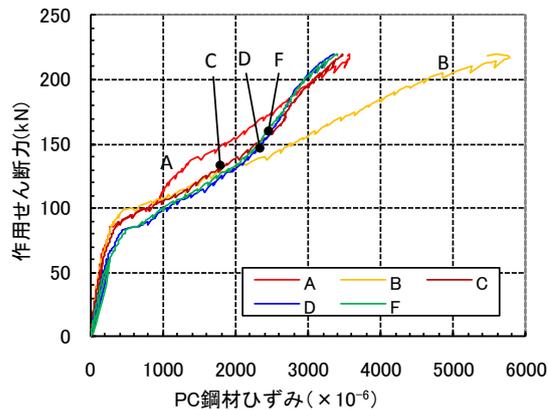


図-20 作用せん断力-中央たわみ関係



(a) C-6-25b 右側腐食範囲

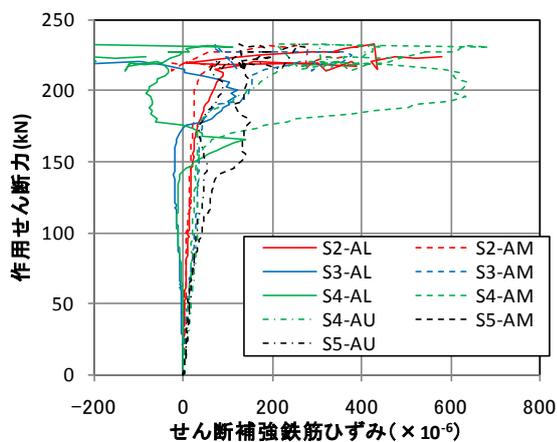


(b) M-6-M 左側模擬腐食範囲

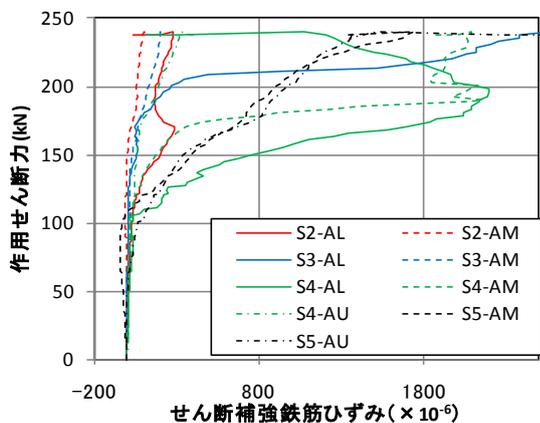
図-21 作用せん断力-PC鋼材ひずみ関係

図-21に供試体C-6-25bとM-6-Mの作用せん断力とPC鋼材ひずみの関係を示す。計測位置は、腐食範囲、模擬腐食範囲の中央部で、最終的に破壊が起こった側(C-6-25bは右、M-6-Mは左)である。供試体C-6-25bでは、上段3本のPC鋼線(A, B, C)が同じような挙動

を示しているのに対し、下段のPC鋼線では、両端D、Fで載荷途中にひずみの増加が低下し、最終的に破断している。載荷中に破断を想起させるような音が135kNで最初に確認されており、これらがD、Fの破断音であった可能性がある。また、D、Fのひずみ増加率低下に伴って、中央のEのひずみ増加率が上昇している。供試体M-6-Mでは全てのPC鋼線が類似の挙動を示したが、上段中央のBだけは、途中から他のPC鋼材よりもひずみが大きくなった。M-6-Mでは、200kNを超えるまで同様の音は確認されていない。



(a) C-10-25 左側腐食範囲手前側



(b) C-6-50 左側腐食範囲手前側

図-22 作用せん断力-せん断補強鉄筋ひずみ関係 (SX-FYは、せん断補強鉄筋SXの面F (A:手前、B:背面)、位置Y (U:上部、M:中間、L:下部)のひずみゲージの値)

図-22に供試体C-10-25とC-6-50の作用せん断力とせん断補強鉄筋ひずみ関係を示す。計測位置は、破壊が起こった側(両供試体とも左側)の手前側のせん断補強鉄筋である。図-23に示す斜めひび割れと作用せん断力の関係同様、内側のひび割れ位置(せん断補強鉄筋でいうと、S5や、S4下段)のひずみが最初に増加しはじめた後に、外側のひび割れ位置(同じく、S4中上段、S3...)のひずみが増大していくのが見て取れる。これは、図-23のひび割れの進展過程と同じ傾向を示している。供試体C-6-50はC-10-25に比べると外側の斜めひび割れの位置が低いため、S2-AL、S2-AMのせん断補強鉄筋のひずみはあまり増加していない。供試体C-10-25では、S2-ALのひずみは増加しているが、S2-AMはあまり動いていない。

曲げひび割れ発生荷重、斜めひび割れ発生荷重、最大荷重を表-6にまとめる。曲げひび割れ発生荷重は、目視で曲げひび割れを確認したときの荷重とした。斜めひび割れ発生荷重としては、供試体上端下端に設置した変位計の変位差が増大し始める荷重、せん断補強鉄筋ひずみが増大し始める荷重、目視により斜めひび割れを確認した荷重を整理した。

曲げひび割れ発生荷重とコンクリート引張強度から求めたはり下端のプレストレスの推定値を表-7に示す。また、同表には載荷直前のPC鋼より線ひずみより求めたプレストレスも併せて示す。

表-6 各イベントでの荷重値(kN)

供試体	曲げひび割れ発生時(目視)	斜めひび割れ発生時			最大荷重
		鉛直変位※1	補強筋ひずみ※2	目視	
N-6-25	41	-	-	113	228
C-6-25a	43	-	-	105	180
C-6-25b	70	131	111	110	172
C-0-25	34	90	90	90	150
C-10-25	85	111	143	165	233
C-6-50	70	110	111	130	240
M-6-M	53	-	88	85	219

※1 供試体上端と下端の変位差が増大する荷重

※2 せん断補強鉄筋ひずみが増大する荷重

表-7 はり下端のプレストレスの推定値(N/mm²)

供試体	曲げひび割れ	PC鋼線ひずみ
C-6-25b	8.3	4.6
C-0-25	1.9	0.5
C-10-25	11.4	8.0
C-6-50	5.3	7.5
M-6-M	5.2	3.9

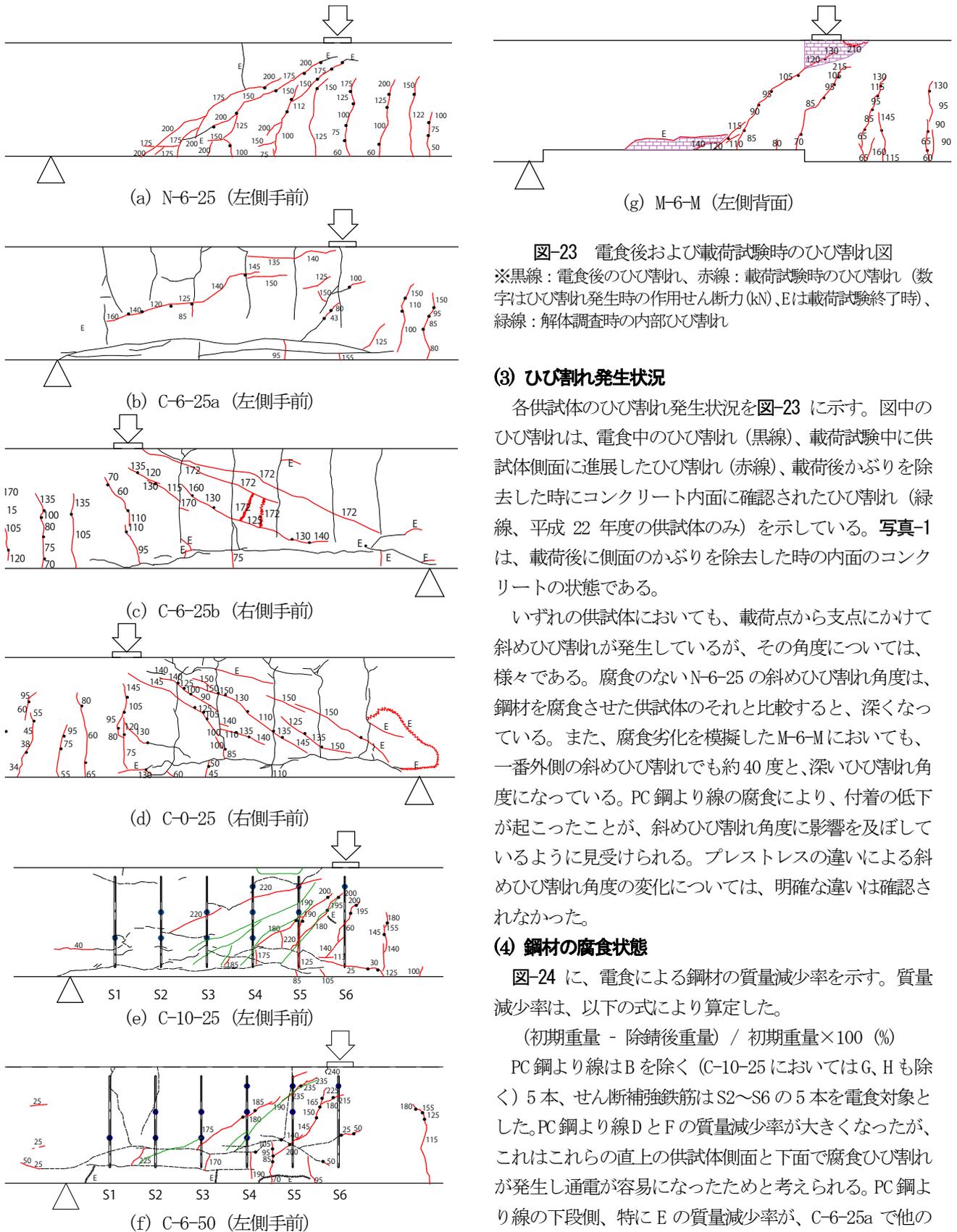


図-23 電食後および荷重試験時のひび割れ図
 ※黒線：電食後のひび割れ、赤線：荷重試験時のひび割れ（数字はひび割れ発生時の作用せん断力(kN)、Eは荷重試験終了時）、
 緑線：解体調査時の内部ひび割れ

(3) ひび割れ発生状況

各供試体のひび割れ発生状況を図-23 に示す。図中のひび割れは、電食中のひび割れ（黒線）、荷重試験中に供試体側面に進展したひび割れ（赤線）、荷重後かぶりを除去した時にコンクリート内部に確認されたひび割れ（緑線、平成 22 年度の供試体のみ）を示している。写真-1 は、荷重後に側面のかぶりを除去した時の内部のコンクリートの状態である。

いずれの供試体においても、荷重点から支点にかけて斜めひび割れが発生しているが、その角度については、様々である。腐食のない N-6-25 の斜めひび割れ角度は、鋼材を腐食させた供試体のそれと比較すると、深くなっている。また、腐食劣化を模擬した M-6-M においても、一番外側の斜めひび割れでも約 40 度と、深いひび割れ角度になっている。PC 鋼より線の腐食により、付着の低下が起こったことが、斜めひび割れ角度に影響を及ぼしているように見受けられる。プレストレスの違いによる斜めひび割れ角度の変化については、明確な違いは確認されなかった。

(4) 鋼材の腐食状態

図-24 に、電食による鋼材の質量減少率を示す。質量減少率は、以下の式により算定した。

$$(\text{初期重量} - \text{除錆後重量}) / \text{初期重量} \times 100 (\%)$$

PC 鋼より線は B を除く (C-10-25 においては G、H も除く) 5 本、せん断補強鉄筋は S2~S6 の 5 本を電食対象とした。PC 鋼より線 D と F の質量減少率が大きくなったが、これはこれらの直上の供試体側面と下面で腐食ひび割れが発生し通電が容易になったためと考えられる。PC 鋼より線の下段側、特に E の質量減少率が、C-6-25a で他の供試体より高くなっている。C-6-25a は電食により生じた PC 鋼より線に沿ったひび割れ本数・ひび割れ幅などが他の供試体より多く、これが原因であると考えられる。

また、他の供試体よりもかぶりの厚いC-6-50では全体的に質量減少率が低い、この供試体では、PC鋼より線に沿ったひび割れの発生が他の供試体に比べて遅かったことが確認されており、これにより腐食の進行が遅れたものと考えられる。また、せん断補強鉄筋では、電食対象としたS1~5の質量減少率が大きく、隣接するS0とS6にも通電して腐食が生じていた。せん断補強鉄筋の質量減少率はC-6-25aの40%程度に比べると、他の供試体で20%強とかなり低下しているが、これは、C-6-25aのD6に対して他の供試体ではD10を使用しており、溝切りを施してはいるものの重量が倍程度となっているため、質量減少量自体には違いはなかった。なお、せん断スパン以外のPC鋼より線とせん断補強鉄筋には腐食は生じていなかった。

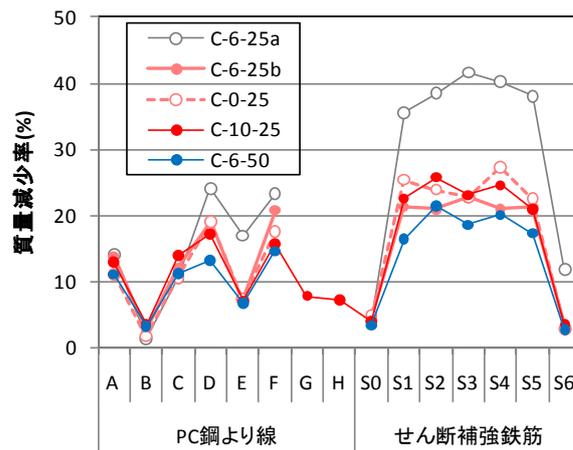


図-24 鋼材の質量減少率

質量減少率は載荷試験後に計測したが、一部の素線で破断が確認されている。素線の破断が、電食期間中に生じたものなのか、載荷試験中に生じたものなのかは、目視からは確認できなかった。

4.4 考察

(1) 荷重-たわみ曲線

図-25に、腐食の有無の荷重-たわみ曲線への影響を示す。腐食を模擬したM-6-Mについても同様に示す。腐食供試体では、健全供試体と比較して作用せん断力の最大値が約8割に低下しており、鋼材腐食によりせん断耐力が低下したことを明確に確認することができる。また、載荷開始から作用せん断力 50kN 程度までの範囲では剛性は概ね同程度であったが、その後は腐食供試体のたわみが増加した。この原因は、腐食供試体ではPC鋼より線の腐食および腐食ひび割れの発生によりコンクリートとPC鋼より線の付着が失われ、プレストレスが低減されたためではないかと考えられる。また、腐食を模擬した供試体M-6-Mにおいては、最終的な耐荷力は上がっているものの、途中まではC-6-25aとほぼ同様の挙動を示している。このことから、M-6-Mの腐食模擬は実際の腐食による劣化状態をある程度適切に再現していたと考えられる。

図-26に、プレストレスの大小の荷重-たわみ曲線への影響を示す。プレストレスが大きくなるにつれて、変位の増大しはじめる荷重が大きくなるのが分かる。

図-27に、かぶりの大小の荷重-たわみ曲線への影響を示す。かぶりの大きな供試体C-6-50では、曲げひび割れ発生荷重、ななめひび割れ発生荷重、終局荷重のいずれでも、大きな値となっている。



(a) C-6-25b (右側手前)



(b) C-0-25 (右側手前)



(c) C-10-25 (左側手前)



(d) C-6-50 (左側手前)

写真-1 かぶり内部のひび割れの状況
※白破線は載荷時の主要斜めひび割れ

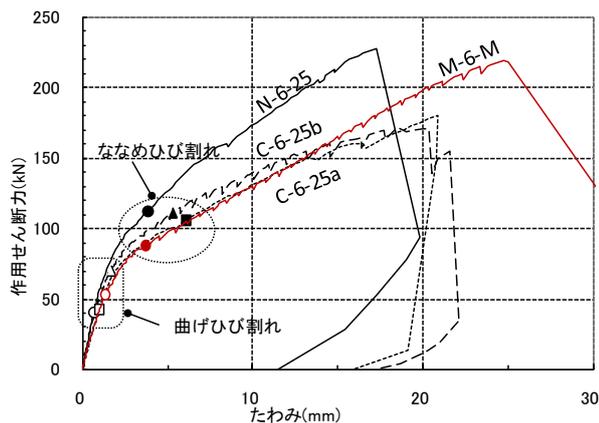


図-25 作用せん断力-中央たわみ関係 (腐食の有無)

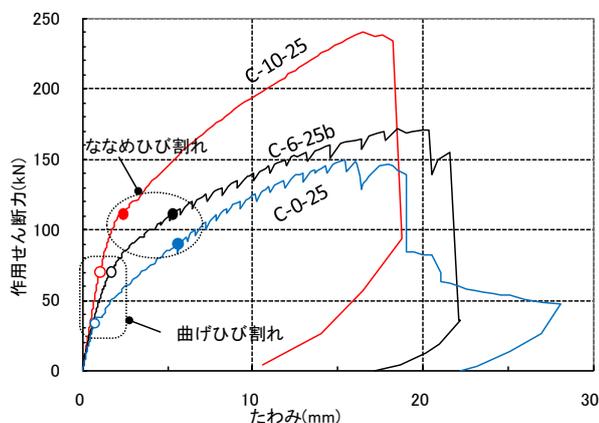


図-26 作用せん断力-中央たわみ関係 (プレストレスの大小)

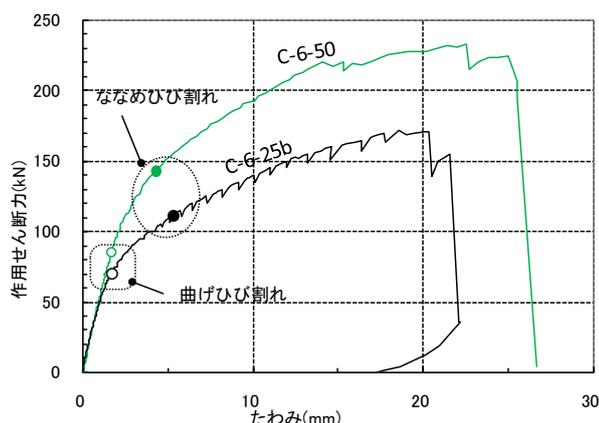


図-27 作用せん断力-中央たわみ関係 (かぶりの大小)

(2) せん断耐力

表-8に、せん断耐力の計算値と実験値を比較する。せん断耐力の計算値 V_{ucal} は、せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度 V_c^{12} 、デコンプレッションモーメントをせん断スパンで除したプレストレスによるせん断耐力増分 V_p^{13} 、圧縮斜材角を45度と仮定したトラス理論から求めたせん断補強鉄筋負担分 V_s の和とした。終局時におけるかぶりコンクリートは、健全なN-6-25以外は有効でなかったと見なして、せん断補強鉄筋の純かぶり部分を控除している (M-6-Mについては、かぶりのはつり取り後に行った形状計測を元に断面を算定)。また、鋼材断面積についても、試験後に計測された質量減少率を断面減少分として計算しており、さらに素線の破断が確認されたPC鋼より線については、(破断本数/健全本数) を乗じて計算した。溝切りを施しているせん断補強鉄筋は、溝切り分を断面積の計算に考慮している。 V_p の計算で用いるコンクリートに導入されているプレストレスは、PC鋼より線に設置されたひずみゲージから得られた値を用いて計算した。C-6-25aでは、鋼材の腐食によってひずみゲージの値が大きく変動し、データの信頼性が低かったため、平成21年度以降は防水対策を施している。得られたデータは若干変動が大きいものの、各供試体で同様な傾向を示していることから、ある程度の信頼性を有しているとして計算に用いた。計算から得られたせん断耐力は、実験で得られたせん断耐力の6割から8割程度であった。

表-8 せん断耐力の計算値と実験値の比較

供試体	計算値(kN)				実験値(kN)
	V_c	V_p	V_s	V_{ucal}	V_{uexp}
N-6-25	91	23	39	153(67)	228
C-6-25a	72	-	22	94(52)	180
C-6-25b	67	19	52	138(80)	172
C-0-25	68	9	48	125(83)	150
C-10-25	61	23	50	134(58)	233
C-6-50	69	39	54	162(68)	240
M-6-M	71	16	39	126(58)	219

※ V_{ucal} の () 内の数字は、 V_{uexp} に対する比率(%)

表-8からも推察されるとおり、鋼材腐食を生じたPCはりの場合、せん断破壊するまでの耐力の推定は誤差が大きい。また、既設劣化橋梁のせん断補強鉄筋の腐食量の評価も現在の技術では困難であるため、せん断補強鉄筋がせん断耐力への程度寄与するかを推定することは

難しい。せん断破壊過程には、斜めひび割れの発生が起こるが、実際は斜めひび割れが生じた後は、残存耐力がどの程度であるのかを推定するのは難しいため、斜めひび割れ発生を限界状態の一つとして考え、このひび割れを生じさせないような維持管理体制をとるというのも一つの手法であると考えられる。よって、以降は腐食劣化が生じたPCはり、斜めひび割れ発生までのどの程度の耐力が残存しているかの推定を試みる。

表-9は、実験における斜めひび割れ発生荷重と、それに対応すると考えられる、 $V_c + V_p$ である。この計算においては、斜めひび割れ発生までは、かぶり部分にもはく離が生じず、一体となって抵抗したとして計算した。

既往の実験においては、計算値は実験で得られた値の80~100%程度となっており、良い推定精度を与える一方、C-10-25、C-6-50では誤差が大きい。

表-9 斜めひび割れ発生荷重の計算値と実験値の比較

供試体	計算値(kN)			実験値(kN)
	V_c	V_p	$V_{ucal}^{※1}$	V_{uexp}
N-6-25	91	23	114(101)	113 ^{※2}
C-6-25a	87	-	87(83)	105 ^{※2}
C-6-25b	82	18	100(90)	111 ^{※3}
C-0-25	83	9	92(102)	90 ^{※3}
C-10-25	74	21	95(66)	143 ^{※3}
C-6-50	98	35	133(120)	111 ^{※3}
M-6-M	71	16	87(99)	88 ^{※3}

※1 V_{ucal} の()内の数字は、 V_{uexp} に対する比率(%)

※2 目視観察による

※3 せん断補強鉄筋のひずみが増大する荷重値

これまでの計算では、試験後に破断の確認された素線割合で、PC鋼より線の残存断面積を控除したが、破断が載荷前から生じていたかどうかは確認できていない。また、載荷中には、鋼材の破断を想起させるような大きな音が確認されている。図-28に示すとおり、音の確認された回数と、素線破断箇所数には相関性も見られることから、破断が載荷中に起こった可能性が高い。なお、図-28の音はC-0-25の1回を除いて全てなめひび割れ発生後に確認されている。

素線の破断が斜めひび割れ発生後に起こったとし、斜めひび割れ発生荷重を再計算したものを表-10に示す。全体として、計算値と実験値の乖離が小さくなっている。

表-8、表-10の結果を図にまとめると、図-29、図-30のようになる。せん断耐力の評価では安全側に、ななめ

ひび割れ発生荷重の評価は比較的精度良く行われることが分かる。

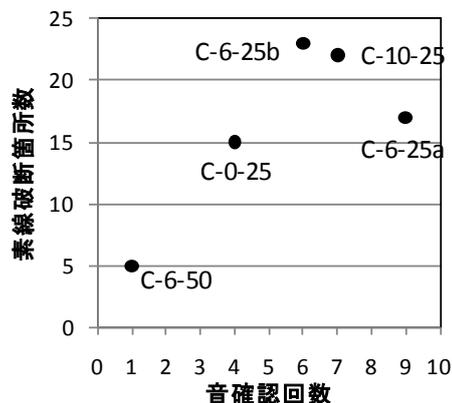


図-28 載荷中の音確認回数と素線破断箇所数

表-10 斜めひび割れ発生荷重の計算値と実験値の比較 (素線破断は生じていないと想定)

供試体	計算値(kN)			実験値(kN)
	V_c	V_p	$V_{ucal}^{※1}$	V_{uexp}
N-6-25	91	23	114(101)	113 ^{※2}
C-6-25a	87	-	87(83)	105 ^{※2}
C-6-25b	87	20	107(96)	111 ^{※3}
C-0-25	87	9	96(107)	90 ^{※3}
C-10-25	85	35	120(84)	143 ^{※3}
C-6-50	99	37	136(123)	111 ^{※3}
M-6-M	71	16	87(99)	88 ^{※3}

※1 V_{ucal} の()内の数字は、 V_{uexp} に対する比率(%)

※2 目視観察による

※3 せん断補強鉄筋のひずみが増大する荷重値

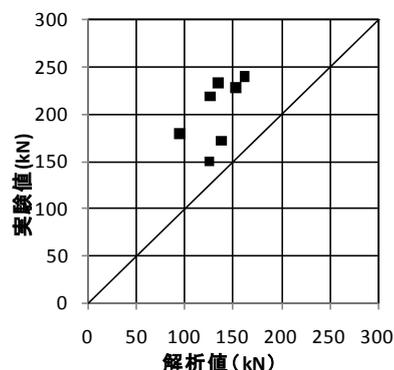


図-29 せん断耐力の実験値と解析値の比較

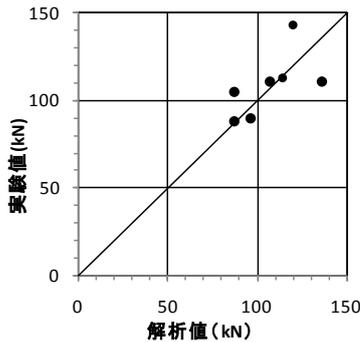


図-30 斜めひび割れ発生荷重の実験値と解析値の比較

5. 電食時の剥離進展状況の非破壊調査手法による確認

5.1 概要

平成20年度に実施したC-6-25aでは、せん断破壊に至ると同時に、電食範囲の側面及び下面のかぶりコンクリートの剥落が起こった。電食により腐食した鋼材の錆汁がせん断補強鉄筋面に沿って広がっていき、最終的にはその面のコンクリートの一体性を低下させていったものと想定される。平成21年度、平成22年度の試験では、電食の期間中にこの錆汁（あるいはかぶりコンクリートの剥離）が進展したかを確認するために、一週間毎に通電を一旦停止し、非破壊検査手法による調査を試みた。適用した手法は、1)超音波透過法、2)超音波共振法、3)サーモグラフィ、4)打音法である(2)、3)は平成21年度のみ実施)。また、平成22年度には、載荷中にも一度載荷を停止し、超音波透過法を実施している。

5.2 剥離進展調査手法の検討

載荷試験後にかぶり部分を撤去した写真-1からは、いずれの供試体においても、せん断補強鉄筋配置面に沿った面的な錆汁の進展が見てとれる。しかし、錆汁の進展状況を詳細に見ると、C-6-25b、C-0-25はせん断補強鉄筋周囲に錆汁が多く発生しているのに対して、C-10-25、C-6-50では、錆汁がより広く面的に広がっているのが分かる。また、C-6-25b、C-0-25は、せん断補強鉄筋に沿ったひび割れが確認されているが、C-10-25、C-6-50ではそういったひび割れはあまり確認されていない(図-23)。この原因としては、C-10-25については大きなプレストレスによって、せん断補強鉄筋から表面に伸びるひび割れが抑制され、ひび割れ面が拘束の小さいせん断補強鉄筋面方向に進展したことが考えられる。また、C-6-50については下縁応力度をこれまでの供試体にあわせているものの、断面形状が大きいこと、結果として大きいプレストレスが入っていること、またかぶりが大

きくその部分の曲げ剛性が大きくなるため、かぶり部分が鉄筋筋長に打ち勝ったことなどが想定される。

図-31にC-6-25b、C-10-25、C-6-50の載荷直前における超音波透過法の結果を示す。超音波透過速度は、はりの手前側と背面の同位置に端子を設置し、計測した。C-6-25bでは、超音波速度の低下は、せん断補強鉄筋、PC鋼より線に沿って生じている様子がうかがえる一方、C-10-25、C-6-50では、面的に広がっているように見受けられる。こういった傾向は、写真-1の錆汁の広がりと同傾向的にあっている。

図-32にC-6-50の載荷中の超音波透過法の結果を示す。載荷直前と異なり、S5付近に超音波速度の低下範囲が確認された。調査は、作用せん断力120kNまで載荷した後、除荷した状態で実施している。C-6-50では、図の黒破線で囲んだ範囲で、打音によって浮きを確認されており(65kN、110kN)、この浮きが超音波速度の低下を招いたものと考えられる。

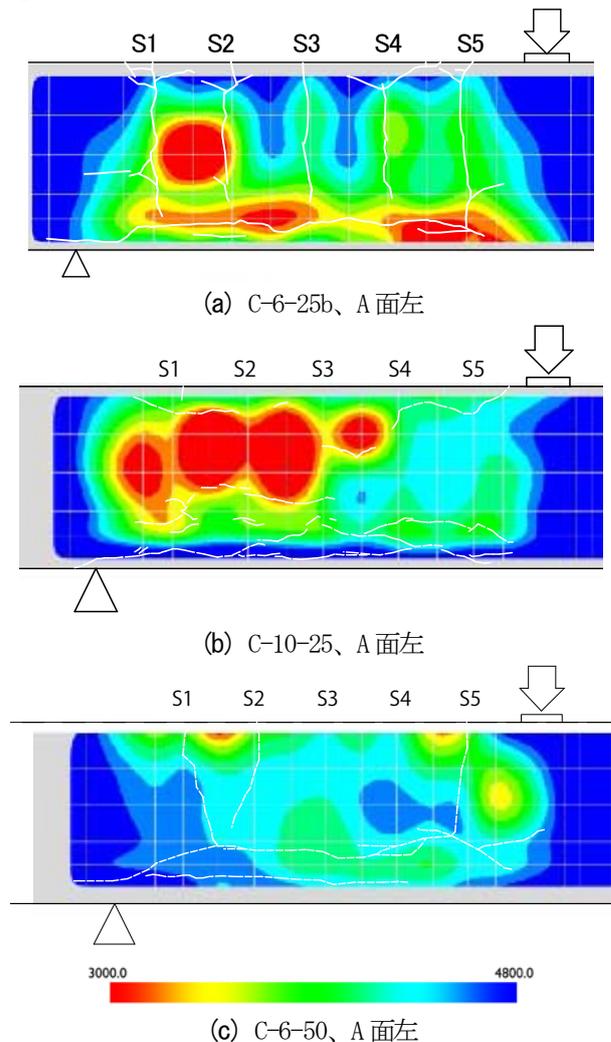


図-31 超音波透過法による検査結果(載荷前) (m/s)
※腐食ひび割れを白線で示す

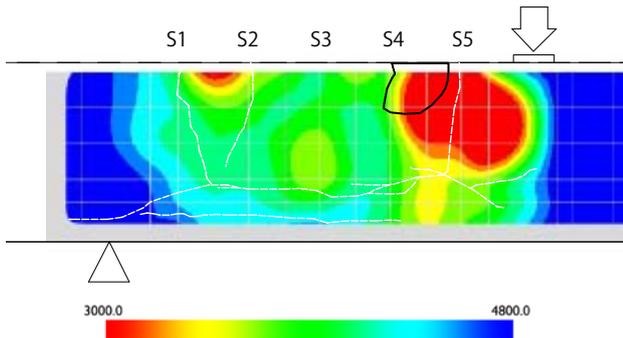


図-32 超音波透過法による検査結果(m/s)

C-6-50、A面左、120kN 载荷後

※腐食ひび割れを白線、非破壊調査時の浮きの範囲を黒破線で示す

平成 21 年度の供試体では超音波共振法も実施したが、錆汁の広がりやを良く表していたのは超音波透過法であった。平成 21 年度に実施したサーモグラフィは载荷前に計測を行ったが、目視で確認できるひび割れの把握程度にとどまった。超音波非破壊調査の実施時期に合わせてテストハンマーで打音による浮きの確認も試みたが、有意な結果は得られなかった。

超音波透過法と錆汁の進展範囲についての相関性について分析を行った。平成 21 年度に実施した、C-6-25b、C-0-25 のかぶりコンクリート撤去後の面において、超音波透過法を実施した計測点と対応する位置での錆汁の広がり具合を、錆汁なし：0 点、錆汁の境界線上：1 点、完全に錆汁に含まれる：2 点、として評価した。また、超音波透過法は両面からの計測であるため、A 面、B 面の和とし、結果として各計測点 0～4 点の範囲となった。超音波透過法の評価については、電食前の健全時に得られた伝播速度に対する低下率で整理した。図-33 に錆汁の発生状況と超音波速度低下率の関係を示す。サンプル数は 348 点である。図より、低下率が 2.5%以下であれば、3 点以上は約 10%で、錆汁の進展はあまりないと言える。また、低下率が 7.5%を超えると、0 点の割合は 10%以下となり、ほとんどの箇所です錆汁の進展が見られることとなる。平成 22 年度実施の供試体でも同様の試みを行ったが、傾向的には同じであった。以上の結果より、超音波透過法の測定結果と、せん断補強鉄筋面の錆汁の広がりとの関係は表-11 のようになる。

以上は、超音波速度に着目したもののだが、平成 22 年度は、超音波波形にも着目し、同様の分析を(1)最大振幅、(2)周波数分析した後のスペクトル面積、についても実施した。結果としては、超音波速度の結果ほどに高い相関を得ることは出来なかった。

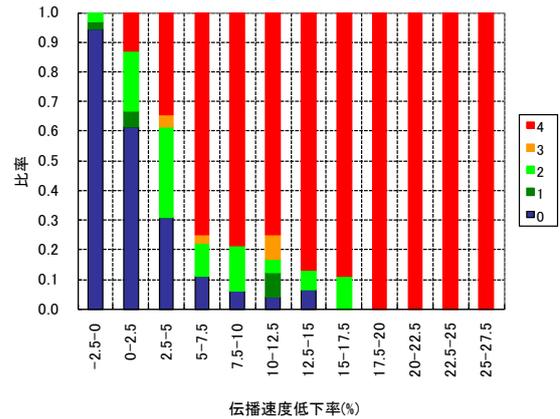


図-33 錆汁の発生状況と超音波速度低下率の関係

表-11 超音波透過法と錆汁進展の関係

伝播速度低下率	2.5%以下	2.5%～7.5%	7.5%以上
錆汁の進展	健全	錆汁進展の可能性有り	錆汁進展

5.3 電食期間における錆汁の進展

5.2 で得られた結果を元に、電食期間の各段階における錆汁の進展状況を推定した。結果を図-34 に示す。せん断補強鉄筋やPC 鋼より線から発生した錆汁が、面的に広がっていく様子が見て取れる。錆汁は、第 1 週の段階でかなりの範囲に広がっており、第 3 週ともなると、範囲自体の進展はあまり見られないことが分かる。

また、図-35 には、C-10-25 の同様の結果を示すが、C-6-25b と異なり、錆汁が面的に広がっていった様子が確認できる。

6. まとめ

研究の成果を以下にまとめる。

- 1) 腐食 PC 鋼材の引張強度は、腐食による断面欠損の状態を精査することで適切に評価できることを明らかにした。また、PC 鋼材の伸び性能は、比較的軽微な腐食が生じた場合でも大幅に低下することを再確認した。
- 2) 腐食 PC 鋼材の疲労強度は、健全 PC 鋼材よりも低下し、その低下の程度は断面の欠損状態を勘案して計算した結果よりも大きかった。腐食 PC 鋼線では、断面欠損位置に応力が集中し、明確な強度低下が生じたものと考えられた。

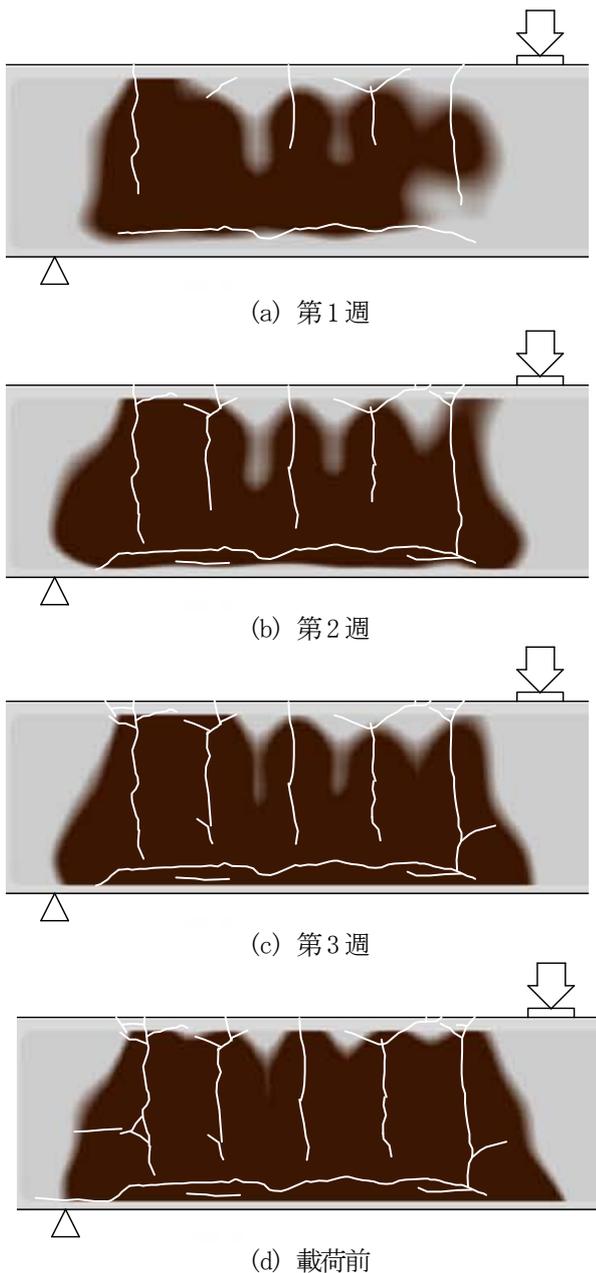


図-34 錆汁の進展状況 (C-6-25b、A面左)
※各段階の腐食ひび割れを白線で示す

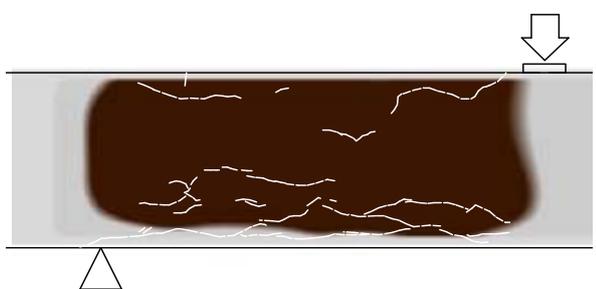


図-35 錆汁の進展状況 (C-10-25、電食開始後第2週)
※この時点での腐食ひび割れを白線で示す

- 3) 腐食RCはり部材の曲げ耐力は、主鉄筋の腐食量によって概ね推定できることを確認した。
- 4) 鋼材の腐食程度を勘案することにより、既往のせん断耐力評価式を用いて、鋼材の腐食したPCはりのせん断耐力を安全側に評価することが可能であることが分かった。同様に、斜めひび割れ発生荷重についても比較的精度良く推定することが可能であることが分かった。
- 5) 超音波透過法による伝播速度の低下率が、試験後のコンクリート剥離面に見られた錆汁の進展と相関性が良いことが確認された。

参考文献

- 1) 国土交通省土木研究所：塩害を受けたPC橋の耐力評価に関する研究(Ⅲ)-塩害により損傷を受けたPC鋼材の機械的性質，土木研究所資料第3810号，2001
- 2) 大屋戸理明，金久保利之，山本泰彦，飯島亨：実構造物の調査結果に基づく腐食鉄筋の力学性状の評価，土木学会論文集部門E，Vol.63，No.1，pp.143-155，2007
- 3) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，2008
- 4) プレストレスト・コンクリート建設業協会：やさしいPC橋の設計，2002
- 5) 三方康弘，中村英佑，小林孝一，黒田一郎，下村匠：鉄筋腐食RCはり供試体に関する共通試験による曲げ耐力特性の検討，コンクリートの補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，Vol.8，pp.383-390，2008
- 6) T. Yamamoto, H. Hamada, Y. Mikata, E. Nakamura, M. Oyado and T. Shimomura: Benchmark test on load-carrying behavior of RC member deteriorated by corrosion of reinforcing steel, Proceedings of the International Workshop on Life Cycle Management of Coastal Concrete Structures, 2008
- 7) 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズNo.71，2006
- 8) 国土交通省土木研究所：塩害を受けたPC橋の耐力評価に関する研究(Ⅰ)-プレテンションPC桁の載荷試験，土木研究所資料第3808号，2001
- 9) 国土交通省土木研究所：塩害を受けたPC橋の耐力評価に関する研究(Ⅱ)-旧暮坪陸橋の載荷試験，土木

研究所資料第 3809 号, 2001

- 10) 国土交通省土木研究所：塩害を受けた PC 橋の耐力評価に関する研究(IV)-旧芦川橋の載荷試験, 土木研究所資料第 3816 号, 2001
- 11) 田森清美ほか：鉄筋の発錆によるコンクリートのひびわれ性状に関する基礎研究、コンクリート工学年次論文報告集、No.10, No.2, pp.505-510, 1988.
- 12) 二羽淳一郎ほか：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、第 372 号/V-5, pp. 167-176, 1986.
- 13) 建設省土木研究所、プレストレスト・コンクリート建設業協会：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書—高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計指針（案）一、共同研究報告書第 138 号, 1995.

発表論文

- 1) 中村英佑、竹内祐樹、青山尚、村越潤、木村嘉富：鋼材腐食の生じた PC はり部材のせん断耐荷挙動の検討、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集, pp.411-416, 2009.10. (査読付き)
- 2) 青山尚、中村英佑、村越潤、木村嘉富：鉄筋腐食 RC はり供試体の曲げ耐荷特性の検討、土木学会年次講演会, pp.147-148, 2009.9.
- 3) 竹内祐樹、中村英佑、村越潤、木村嘉富：塩害を受けた PC 橋から採取した腐食 PC 鋼材の力学特性に関する検討、土木学会年次講演会, pp.185-186, 2009.9.
- 4) 岡智彦、花井拓、木村嘉富：塩害を受けた RC 床版橋の載荷試験, 土木技術資料, 2011.2.
- 5) 早川智浩、花井拓、田中良樹、村越潤：鋼材腐食した PC はりのせん断特性に関する検討、コンクリート工学年次大会, 2011.7 (投稿中) (査読付き)

STUDY ON SOUNDNESS EVALUATION OF EXISTING CONCRETE BRIDGES

Abstract : Highway bridges built during the period of high economic growth will become old all together in Japan. Some existing concrete bridges have already showed deterioration signs such as corrosion and cracking. The soundness evaluation based on their structural performance is strongly required for the rational judgment of their serviceability and necessity of repair or retrofit. This research project aims to propose the evaluation method of structural performance for existing concrete bridges. Between the research period of FY 2008 and FY 2010, corroded strands taken from the prestressed concrete bridge demolished due to the severe chloride attack were tested for their mechanical behavior. And the load-carrying capacity of corroded reinforced and prestressed concrete beams was investigated.

Key words : existing concrete bridges, load-carrying capacity, maintenance, chloride attack, corrosion