

既存PC橋の耐荷性能評価と
改築更新に適したコンクリートの開発に関する研究

橋野 哲郎

【目 次】

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 プレストレストコンクリート技術の変遷	2
1.3 社会資本の老朽化とポストテンション PC 桁のストックと課題	4
1.4 大規模更新事業の現状と今後の行方	7
1.5 本研究の目的と構成	9
第2章 PC道路橋の維持管理と改築更新に適したコンクリートに関する既往の研究	12
2.1 グラウト充填不足の問題に関する既往の研究	12
2.2 PC 橋の改築・更新に適したコンクリートに関する既往の研究	19
2.2.1 PC 橋の改築・更新事例	19
2.2.2 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリート	20
2.3 既往の研究を踏まえた本研究の取組み	28
第3章 ポストテンション PC 桁の腐食ひび割れとプレストレスの関係に関する研究	31
3.1 はじめに	31
3.2 実構造物の外観変状とグラウト状況・PC 鋼材腐食に関するデータ分析	31
3.3 グラウト充填不足を再現した供試体による電食実験	38
3.3.1 供試体概要	38
3.3.2 電食方法	40
3.3.3 計測項目	41
3.3.4 実験結果および考察	42
3.4 PC 鋼材の腐食範囲と緊張力に関する実験	50
3.4.1 実験概要	50
3.4.2 実験結果および考察	53
3.5 シース腐食によるひび割れ発生に関する解析的検討	59
3.5.1 解析モデル	59
3.5.2 材料モデル	61
3.5.3 PC 鋼材の断面減少	63
3.5.4 シースの膨張ひずみ	64
3.5.5 プレストレスの導入	64
3.5.6 解析結果	65
3.6 おわりに	67
第4章 腐食ひび割れが生じたポストテンション PC 桁の耐荷性能に関する研究	70
4.1 はじめに	70
4.2 支間中央部に腐食が生じた PC 梁の曲げ耐荷性能に関する実験	70
4.2.1 実験方法	70
4.2.2 実験結果および考察	71

4.3 曲げ上げ定着部に腐食が生じた PC 梁のせん断耐荷性能に関する実験	75
4.3.1 実験方法	75
4.3.2 実験結果および考察	75
4.4 グラウト充填不足の範囲やグラウト再充填が耐荷性能に与える影響に関する解析的検討	83
4.4.1 解析ケース	83
4.4.2 付着—すべり関係	85
4.4.3 載荷方法	85
4.4.4 実験再現性	85
4.4.5 グラウト充填不足範囲が耐荷性能に与える影響	87
4.4.6 グラウト再注入が耐荷性能に与える影響の考察	88
4.5 おわりに	89
第5章 PC 橋の改築更新に適したコンクリートに関する研究	92
5.1 はじめに	92
5.2 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの特性に関する研究	93
5.2.1 製造元の異なる高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの特性	93
5.2.2 高炉スラグ細骨材および高炉スラグ微粉末の耐凍害性向上機構	101
5.3 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの施工性に関する研究	107
5.3.1 仕上げ剤が高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの特性に与える影響	107
5.3.2 BFS コンクリートのフレッシュ性状に高炉スラグ微粉末の添加が及ぼす影響	117
5.4 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの PC 橋梁改築工事への適用	123
5.4.1 工事概要	123
5.4.2 セグメント化と高炉スラグ細骨材を用いた工程短縮	124
5.4.3 PC 橋を想定した配合での BFS コンクリートの性能確認試験	129
5.4.4 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートでの主桁製作工	133
5.4.5 実橋計測による高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの効果検証	137
5.4.6 実装の結果	139
5.5 おわりに	140
第6章 結論	142
6.1 本研究で得られた成果	142
6.2 既存 PC 橋の維持管理・改築更新に関するシナリオデザイン	144
謝辞	148

第1章 序論

1.1 研究の背景

我が国の社会資本は、その多くが高度経済成長期以降に整備され、建設から50年以上経過する構造物の割合は加速度的に増加することが確実であり、道路橋に関しては、我が国に存在する橋長2m以上の約73万橋のうち、建設後50年以上経過する橋梁は、2023年には約39%にも達する¹⁾。このような社会資本の老朽化を背景に、国土交通省は、中央自動車道笹子トンネル天井板崩落事故を契機として、2013年を「社会資本メンテナンス元年」と位置づけ、インフラに対する安全性と信頼性を確保するため、事後保全から予防保全へのシフトを図り、点検、診断、措置、記録からなるメンテナンスサイクルの確立やインフラメンテナンスの効率化・高度化など様々な取組を進めている（図1.1-1）。

一方、我が国の生産年齢人口（15歳～64歳）は1995年をピークに減少傾向となり、今後30年間でさらに32%減少する事が想定され、高齢化率（総人口に占める65歳以上の割合）も2020年の時点で30%程度に及び、2065年には約40%に増加して超高齢化社会を迎えると推計されている²⁾。特に建設業界では、労働力不足への懸念が深刻であり、幅広い年代の担い手を確保するためにも魅力ある産業への変化が求められている。そのため、働きやすい環境づくりやキャリア形成の魅力の発信などに取り組むとともに、ICTの活用による生産性の向上、脱炭素をはじめとした環境への配慮した技術開発が期待されている。

筆者が専門とするプレストレストコンクリート（以下、PC）橋は、緻密な高強度コンクリートを使用し、プレストレスの導入によりひび割れが制御されているため、外部からの劣化因子の侵入に対して高い抵抗性を有している。また、ひび割れが発生しない条件下では、荷重によるひずみ変動が小さく、疲労耐久性にも優れた構造である。そのため、1951年に建設された長生橋³⁾や1954年に建設された第一大戸川橋³⁾など、長期にわたる使用においても健全なものが多い。

その一方でPC橋特有の問題として、PCグラウト（以下、グラウト）の充填不足に起因したPC鋼材腐食による劣化損傷がある。過去に建設されたポストテンション（以下、ポステン）PC橋は、建設時期によってPC鋼材の腐食リスクが異なり、2000年以前に建設されたPC橋は、グラウトの材料の品質や施工技術が不十分であったことからシーす内のグラウトが完全に充填されておらず、凍結防止剤の散布やこれを含む橋面水の処理の不十分さなどが相まって、PC鋼材の腐食や破断といった劣化現象が生じている。しかし、グラウト充填状況やPC鋼材の健全性を外観の状態から正確に把握することが困難であるため、膨大な既存ストックがあるポステンPC橋の本格的なメンテナンスに向けて、健全度評価の効率化が求められ、外観目視を基本とする定期点検における着目点の効率化や、劣化が生じたPC橋の耐荷性能評価の合理化が課題である（図1.1-1）。

現在、グラウト充填不良やPC鋼材の腐食が認められた橋梁は、グラウト再充填による補修や外ケーブル追加による補強などの対策が実施される事例があるが、劣化の程度によっては維持管理の難しさから更新と判断されるケースも考えられる。また、2000年以降に建設されたPC橋は、材料や施工技術の発展により、適切な施工がなされれば、鋼材腐食による損傷リスクは非常に小さく高耐久な構造であるが、今後は既存インフラの機能向上を目的とした拡幅や改良が求められるケースも考えられる。PC橋の劣化部材を部分的に更新する場合や、既存PC橋を改良する場合は、その構造特性に適し、更なる高耐久化や環境影響や社会的影響の低減に配慮した技術が必要である。

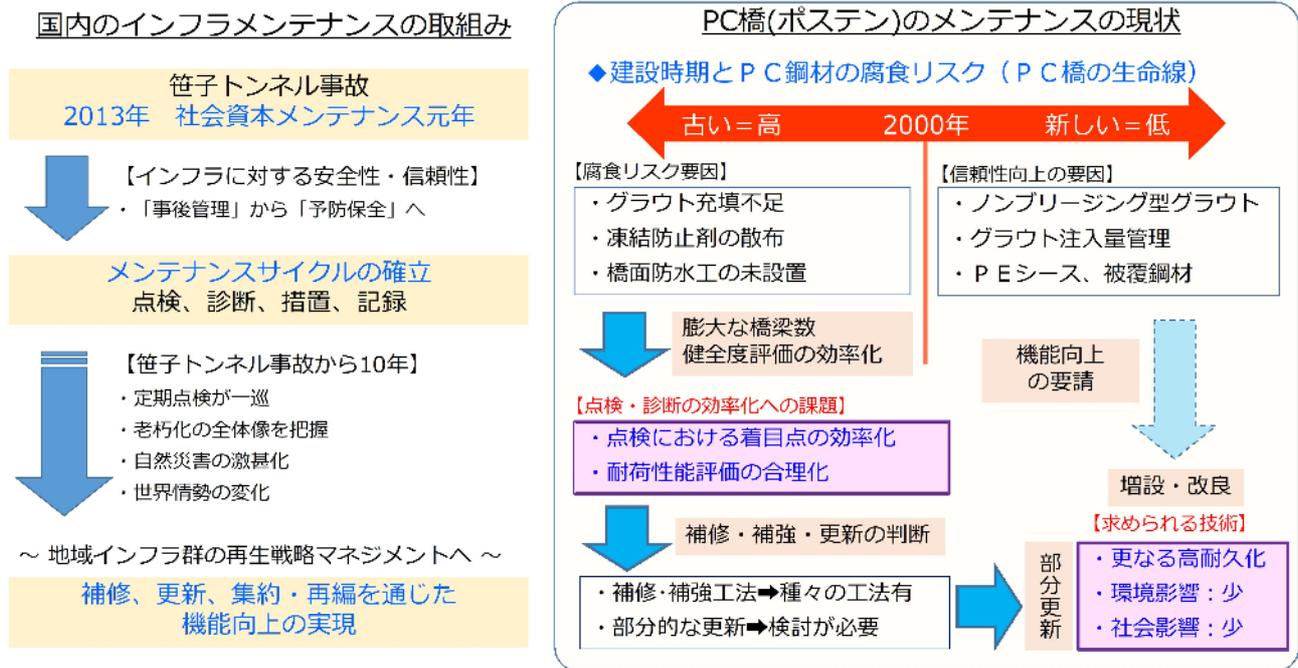


図 1.1-1 インフラメンテナンスの現状

PC 橋は、一時期メンテナンスフリーという概念的優位性が先行し、性能を長期的に担保するための施工技術の検証が不十分な面もありながら急速に普及・建設してきたが、今後はこれら膨大な既存ストックを効率的に維持管理し、有効に活用してゆくことが求められている。そのためには、既存ポステン PC 橋の効率的な性能評価や判断の方法を確立することが重要である。さらには、補修や修繕などの対応による維持管理が合理的でないと判断された場合は、部分的な撤去・再構築により既存インフラの長寿命化を図る場合や、社会要請による機能向上を目的として拡幅などの改築を行うことも想定される。その様な場合、PC 部材の特性を踏まえて、高耐久で生産性に優れ、環境負荷低減に配慮した構造や材料の採用が求められる。

1.2 プレストレストコンクリート技術の変遷³⁾

日本におけるプレストレストコンクリート C の歴史は、1928 年（昭和 3）年に始まった。原理そのものは 19 世紀中にアメリカやドイツで考案されていたが、フランス人技師ウジェーヌ・フレンネー(E.Freyssinet)が初めて実用化に道筋をつけ、この年に日本でも PC の特許が出願されている。我が国においては、1948 年（昭和 23 年）に当時の国鉄によって、PC マクラギが初めて実用化された（写真 1.2-1）。PC 技術を事業とする会社は、1952 年（昭和 27 年）時点でピー・エス・コンクリート株式会社（現株式会社ピーエス三菱）1 社であったが、PC への需要の高まりから、1959 年（昭和 34 年）時点では 20 社・35 工場となっていた。



写真 1.2-1 PC マクラギの製造風景³⁾

日本初の PC 橋は、1952 年（昭和 27 年）に石川県七尾市に架設された長生橋である（写真 1.2-2）。この橋梁は、橋長 11.6m、幅員 6m、支間 3.86m の 3 径間プレテンション方式単純スラブ橋で、工場で製作した桁を荷車に乗せて馬で現場まで運搬し、人力で架設する方法で建造されている。

ポステン方式の PC 桁を使ったわが国初の現場工事は、1953 年（昭和 28 年）に架設された東京駅ホーム桁である（写真 1.2-3）。既存高架線の基礎の耐荷重に限界があったため、鉄筋コンクリート桁に比べて軽量の PC 桁が採用された。同ホーム桁は、その後、1974 年（昭和 49 年）に東京駅改良工事に伴い取り壊されたが、撤去後検査をしたところ十分なプレストレス量が残存していたとの記録が残っている。

1954 年（昭和 29 年）に架けられた国鉄信楽線の第一大戸川橋梁（写真 1.2-4）は、現場で一本打ちした桁を用いたもので、本格的なポステン工事による PC 鉄道橋としてわが国最初のものである。人力を主体とした架設方法しか普及していなかった当時あって、スパン 31m を有するこの橋の完成は、後の橋梁長大化に期待を抱かせる技術的成果であった。また、同橋は現在も供用されており、実橋桁製作時に同時に打設され現地暴露されている試験桁について、架設後 53 年が経過した平成 19（2007）年に調査したところ、圧縮強度が 64N/mm² 程度、静弾性係数が 45kN/mm² 程度、中性化深さが 1mm 程度であり、非常に高い品質が保たれていたとの記録がある。第一大戸川橋梁は、2021 年に国の重要文化財に指定されている。

1960 年代の高度成長期に入ると、急速施工の要請や架設機械の大型化により、プレキャストブロック工法による PC 橋も多く建設されるようになった。写真 1.2-5 に示す加古川橋梁（1970 年、兵庫県）は、鉄道橋として、わが国初の PC プレキャストブロック（現在のプレキャストセグメント）・カンチレバー（片持ち梁架設）工法を導入したものである。1970 年代は、工事が大型化するなかで技能労働者不足も相まって、移動支保工架設（写真 1.2-6）や押し出し工法などの機械化施工が導入された。



写真 1.2-2 我が国初の PC 橋である長生橋³⁾



写真 1.2-3 東京駅ホーム桁³⁾



写真 1.2-4 第一大戸川橋梁

移動支保工は、全天候型の型枠支保工設備を径間毎に移動して施工するもので、同じ作業の繰返しであることから熟練を要さずにスピーディに施工できるメリットがあり、山間部の谷間を渡る高架橋の架設工法としてヨーロッパでは 1960 年前後から実用化されていたものである。

押し出し工法は、1950 年代末期に西ドイツのレオンハルト博士が開発した架設工法で、架橋位置の背面で PC 桁を製作し、これを順次送り出して架設する工法であり、労働力不足が課題であった第 1 次オイルショック前に国内導入の機運が高まった。

バブル崩壊に始まる 1990 年以降になると、新東名・新名神高速道路の建設が本格化し、コスト縮減や施工の合理化、加えて高品質・高耐久といった高い要求が PC 技術に求められた。防食性の高い PC 鋼材や超高強度コンクリートなどの新材料の開発、鋼との複合や PRC 構造などの合理的構造の採用が進められ、こうした技術の発展により、プレキャストセグメント工法などの合理的な施工方法や、エクストラドーズド橋、波形鋼板ウェブ橋などの特徴的な構造形式による橋梁が多く実現した。

新たな構造形式の PC 橋の例として、写真 1.2-7 は、2007 年に建設された新名神高速道路の近江大鳥橋である。この橋梁は、波形鋼板ウェブと PC エクストラドーズド構造を組み合わせた初めての構造形式として計画された。また、上下線が独立した並列橋であり、従来の PC エクストラドーズド橋よりも桁質量が小さいことから、風洞試験による耐風安定性の確認と、起振機を用いた実橋振動実験を実施して、振動特性の把握をおこなっている⁴⁾。



写真 1.2-5 加古川橋梁³⁾



写真 1.2-6 移動支保工

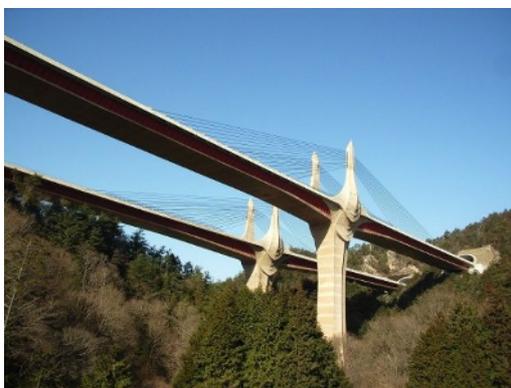


写真 1.2-7 近江大鳥橋

1.3 社会資本の老朽化とポストテンション PC 桁のストックと課題

(1) 社会資本の老朽化

我が国の社会資本は、経済の発展と共に急速に拡大した。しかし、図 1.3-1 に示すとおり、高度経済成長期に集中的に整備された我が国の社会資本は、今後急速に老朽化が進む。具体的には、建設後 50 年以上が経過する社会資本の割合は、2018 年とその 15 年後の 2033 年で比較すると、橋長 2m 以上の約 73 万橋の道路橋では約 25%から約 63%に、約 1 万 1 千本のトンネルでは約 20%から約 42%に、約 1 万箇所、河川管理施設では約 32%から約 62%に、総延長約 47 万 km の下水道管きよでは約 4%から約 21%に、約 5 千施設の港湾岸壁では約 17%から約 58%に、などと老朽化する社会資本の割合は急増する⁵⁾。

また、図 1.3-2 に示すとおり高速道路も前述同様に、高度経済成長期に整備が進められたため、老朽

化が進んでいる。現在、東・中・西日本高速道路株式会社が管理する延長約9,000kmの高速道路は、供用から30年が経過した延長が全体の約40%（約3,700km）を占めている⁷⁾。

このため国土交通省では、個別施設毎の長寿命化計画を核として、点検・診断、修繕・更新、情報の記録・活用といったメンテナンスサイクルの構築を実施している。また、将来の維持管理と更新費の推計により、損傷が軽微な段階で補修を行なうことで、施設を長寿命化させる予防保全の考え方に基づく取組みの必要性と有効性を周知するとともに、より効率的なメンテナンスを実施するための新技術の開発や導入の推進、社会情勢や地域構造の変化に応じた集約や再編等の取組の促進などを実施している。

これらの取り組みを踏まえ、予防保全に基づくインフラメンテナンスへの本格転換による維持管理や更新等に係るトータルコストの縮減や、新技術等の普及促進によるインフラメンテナンスの高度化や効率化等を進め、インフラが持つ機能が将来にわたって適切に発揮できる、持続可能なインフラメンテナンスの実現を目的として、老朽化対策への戦略的な取り組みが進められている。

(2) ポステンションPC桁のストックと課題⁶⁾

ポステン方式PC橋は、1953年に十郷橋（福井県、支間7.85m）が建設されて以来、PC技術の発展とともにその支間長を拡大しながら膨大な橋梁が建設されてきた。第一大戸川橋梁をはじめ、PC構造物は水セメント比の小さい高強度コンクリートが用いられているとともに、プレストレスの導入によりひび割れを制御しているため、長期にわたる供用においても健全なものが多い。（写真1.3-1）



写真 1.3-1 十郷橋

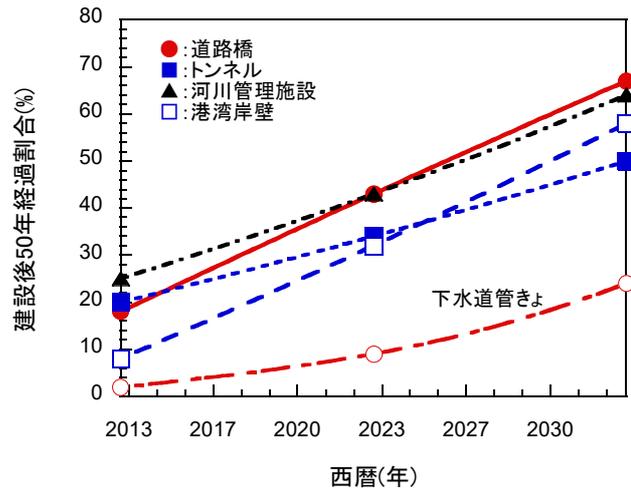


図 1.3-1 建設後 50 年が経過する社会資本の割合⁵⁾

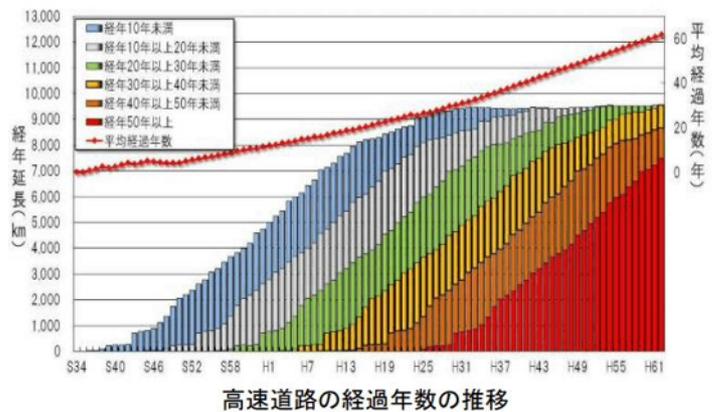


図 1.3-2 高速道路の経過年数の推移⁷⁾

その一方で、過去に建設されたポステン PC 橋は、PC グラウトの材料や施工方法、施工機械などに関する技術水準の未熟さにより、グラウトの充填が不完全となっているものがあり、凍結防止剤を含む水や雨水の浸入によって PC 鋼材の腐食や破断が生じることが報告されている。

図 1.3-3 は、14,451 連のポステン PC 橋について、健全度を 5 段階で整理したものである。全体的にみると、建設年次が古いポステン PC 橋の劣化度が劣る傾向にあり、1970 年代において健全度が最も劣る分類 5 の比率が高い。

図 1.3-4 は、建設年次別の PC グラウト充填状況を示したものである。1950 年代と 1990 年代以降の調査数が少ないが、1960 年～1980 年代において充填不足の発生率に増減傾向が見られず、この 30 年間で PC グラウトの充填状況は建設年次による影響は少ないと考えられている。

図 1.3-5 は、各機関により実施された PC グラウトの充填調査結果 (4,777 箇所) を PC 鋼材の「種別ごとに整理したものである。全体結果としては、約 3 割の調査箇所 PC グラウト充填不足の結果であり、PC 鋼材種別では、PC 鋼棒 > PC 鋼線 > PC 鋼より線の順で充填不足の割合が高い結果となっている。

しかし、PC 橋の維持管理において、ポステン PC 橋の残存性能を評価する方法に乏しいのが現状であり、特に 2015 年から義務付けられた近接目視の点検結果との関連付けが課題である。

したがって、PC グラウトの充填状況や PC 鋼材の腐食状況を把握することは極めて重要となるが、PC 鋼材は、一般的にコンクリート中の鋼製シース内に配置されていることから、その状態を正確に把握し、評価・判定することが困難となっている。今後、膨大な施工数のポステン PC 橋のストックを有効に活用してゆくためには、点検調査の結果と性能評価を効率的に関連付ける手法を構築し、持続可能な維持修繕手法を確立する必要がある。

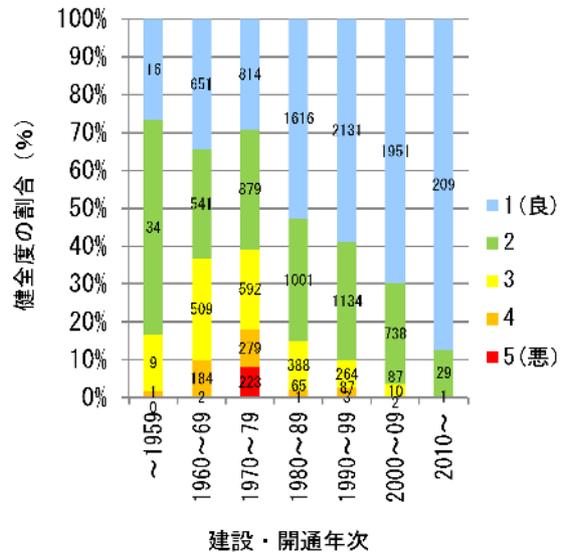


図 1.3-3 建設年次と健全度の関係⁶⁾

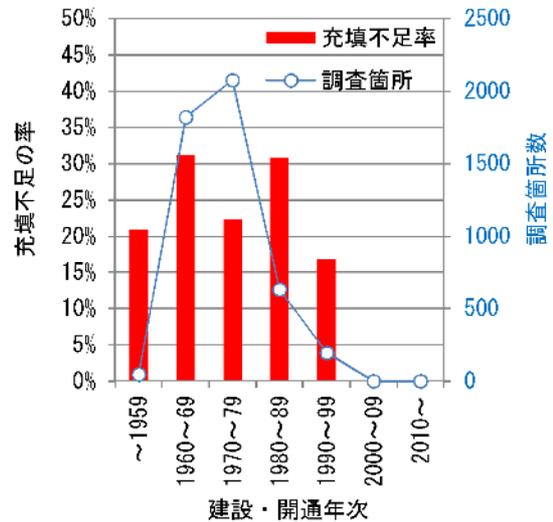


図 1.3-4 建設年次と PC グラウト充填状況⁶⁾

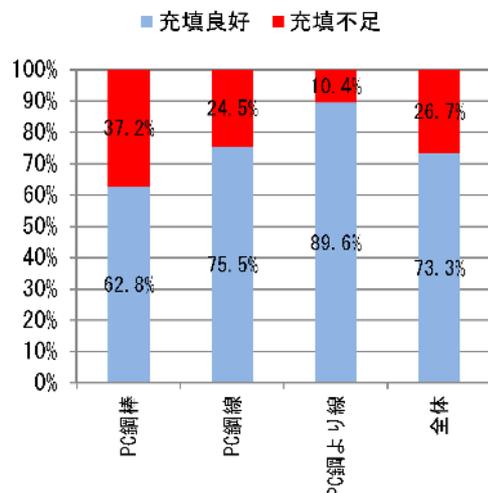


図 1.3-5 PC 鋼材種別ごとの充填状況⁶⁾

1.4 大規模更新事業の現状と今後の行方⁷⁾

我が国の道路橋における RC 床版は、交通量の増大による疲労の累積や大型車両の重量増加、経年的な劣化、設計的背景などの影響に加え、路面からの浸水による凍結融解作用や凍結防止剤の主成分である NaCl が引き起こす鉄筋腐食など様々な要因が複合して多様な劣化を引き起こしている。

写真 1.4-1 は建設から 33 年が経過した高速道路の鋼鈹桁橋の床版下面を撮影したものである。写真に示すとおり、床版下面の鉄筋が錆び、かぶりコンクリートが剥落している。この橋梁の RC 床版は、経年劣化や冬季の凍結防止剤散布（年間平均散布量 3kg/m^2 ）の影響による損傷を受け、1994 年（平成 6 年）に早強コンクリートによる床版上面増厚補強（ $t=5\text{cm}$ ）を実施していた。しかし補強後においても、床版下側鉄筋の著しい腐食や断面欠損、かぶりコンクリートの広範囲の剥落などが進行しており、輪荷重による床版の抜け落ちまでもが懸念されたため、将来の LCC を踏まえた抜本的な対策として、大規模更新事業に先駆けて、2009 年（平成 21 年）床版の全面取替えを実施した⁸⁾。（写真 1.4-2）



写真 1.4-1 床版下面の劣化状況⁸⁾



写真 1.4-2 新設床版の架設状況⁸⁾

そのような高速道路の老朽化を背景に、2012 年 11 月に「高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会」（以下、長期保全等検討委員会と呼ぶ）が設立された。長期保全等検討委員会の設立は、高速道路ネットワークを将来にわたって持続可能で的確な維持管理・更新を行うため、橋梁を始めとした高速道路資産の長期保全および更新のあり方について、技術的見地より基本的な方策を検討することが目的であった。

2014 年 2 月には長期保全等検討委員会から国土交通省の国土幹線道路部会に更新事業の概要が報告され、2015 年 3 月に東・中・西日本高速道路株式会社による、「高速道路リニューアルプロジェクト 大規模更新・修繕事業」が開始した。事業化後約 8 年が経過した現在では、橋梁床版の取替等の工事が全国各地で展開されており、事業化当初は、比較的交通量の少ない地方部において工事に着手したが、最近では都市部の重交通量路線での工事が着手されている。さらに、2023 年 1 月には、長期保全等検討委員会より、定期点検及び点検技術の高度化を踏まえた詳細調査の結果、新たな更新計画の概要が示され、PC 橋のグラウト充填不足及び

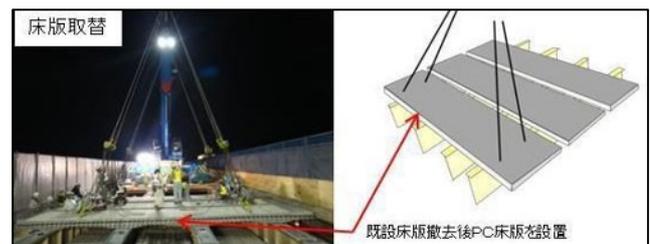
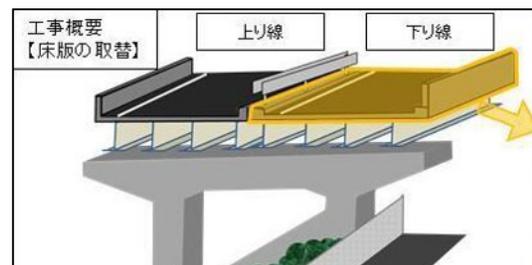


図 1.4-1 床版取替工事の概要図⁷⁾

PC 鋼材の腐食への対応が盛り込まれている。

図 1.4-1 は、老朽化した高速道路の鋼橋 RC 床版をより耐久性の高い床版へ取り替える床版取替工事の概要を示したものである。床版取替工事は、図 1.4-2 に示すように更新を行う供用中の当該橋梁を交通規制して実施する必要がある、それに伴い発生する交通渋滞といった社会的影響の最小化が必須である。そのため、更新する床版には、高耐久な PC 床版を用いるとともに、工事期間の短縮を図るためにプレキャスト部材が採用されている。

図 1.4-3 は、夜間の 1 車線規制のみで既設床版の撤去と新設床版の架設を行う新しい施工方法である。本工法は、交通量の少ない夜間に 1 車線を規制して既設床版を撤去し、仮設床版を設置して一旦交通解放を行い、翌日の夜間以降に新設のプレキャスト PC 床版の架設を行うものである。都市部のリニューアル工事における渋滞抑制に期待されている。



図 1.4-2 床版取替工事の交通規制⁷⁾



図 1.4-3 新たな床版取替え工法⁹⁾

現在は、凍結防止剤の影響等により劣化した鋼橋の RC 床版をプレキャスト PC 床版に取り換えるものが大部分を占めているが、今後は、PC 橋についても同様に劣化した床版の対策が必要となる事が予想され、PC 橋の部分更新については、PC 合成桁の床版打替えが数例実施されている(写真 1.4-4)。また、PC 箱桁橋の桁内に引き込んだ排水管の損傷により凍結防止剤を含んだ排水が下床版に滞水し、鉄筋や PC 鋼材を激しく腐食させている事例や、中空床版橋の円筒型枠上の頂版コンクリートの劣化なども報告されており、様々なタイプの PC 橋について、劣化した部位の修繕・部分更新の検討が始まっている。



写真 1.4-4 PC 合成桁の床版打替え¹⁰⁾

PC 橋の部分更新や改築では、コンクリートのクリープ・乾燥収縮による変形が既設部分によって拘束されて生じる不静定力が問題となるため、PC 橋の部分更新や改築に適したクリープ・乾燥収縮の低減が可能で高耐久なコンクリートの研究と実装が求められる。

1.5 本研究の目的と構成

PC 工学会では、2017年に社会の安全・安心を構築して維持していくため、プレストレストコンクリート技術を活用し、良質な構造物の建設と維持管理に努めることを、プレストレストコンクリートサステナビリティ宣言¹¹⁾として発信している。持続可能な社会づくりを目指すためには、わが国の社会資本を支えるPC構造物も既存ストックに対する効率的な維持管理と延命化とともに、全体最適の視点のもと必要に応じて更新または改築を選択することが求められる。そこで、本研究では、既存ポステンPC橋の健全度評価・判定技術の向上と、改築・更新事業に適用されるPC構造物の更なる高耐久化・効率化を目的として以下の検討を行った。

- 1) グラウト充填不足といった問題を抱えたポステンPC橋について、実橋の事例分析と模擬供試体を用いた実験・数値解析による既存ポステンPC橋の耐荷性能評価に関する検討
- 2) 部分更新や改築が必要と判断されたPC橋に適用する高耐久コンクリートに関する検討

本論文は、以下の6章から構成される。基本的な流れを図1.5-1に示す。

第1章「序論」では、本研究の背景として、PC技術の変遷と国内の社会資本ストックの現状と課題について概説し、本研究の目的と論文の構成について記している。

第2章「PC道路橋の維持管理と改築更新に適したコンクリートに関する既往の研究」では、本研究に対する既往の研究として、グラウト充填不足に起因するポステンPC桁の課題に関する取組み、塩害環境下におけるコンクリートの耐久性確保に関する取組み、について既往の研究を整理し、本研究の取組みについて記している。

第3章「ポストテンションPC桁の腐食ひび割れとプレストレスの関係に関する研究」では、ポステンPC梁の腐食ひび割れとプレストレスの関係について、供試体による鋼製シースとPC鋼材の腐食実験を実施して、腐食ひび割れの発生や進展がプレストレスに与える影響を検討している。さらに、FEMによる数値解析モデルを作成し、腐食ひび割れの進展状況の再現を試みた。また、実構造物でのシース沿いのひび割れとシース内部の状況について、実橋調査データを分析して外観変状とPC鋼材の健全度の関係性について記している。

第4章「腐食ひび割れが生じたポストテンションPC桁の耐荷性能に関する研究」では、腐食ひび割れが生じたポステンPC梁の耐荷性能について、第3章で作製した供試体による載荷実験を実施して、外観ひび割れおよびグラウト境界部が耐荷性能に与える影響について記している。また、電食実験の供試体を対象としてPC鋼材腐食と腐食ひび割れを再現した数値解析モデルを構築し、グラウト充填不足範囲やグラウト再充填が耐荷性能に与える影響について記している。

第5章「既存PC橋の改築・更新に適したコンクリートに関する研究」では、PC橋の改築・更新に適用するコンクリートの高耐久化や環境負荷低減を目的として、高炉スラグ細骨材（以下、BFS）を用いたコンクリートに着目し、性能検証と実構造物への実装に関する検討を記している。

第6章「結論」では、グラウト充填不足部を有する既存ポステンPC橋の性能評価に関する提案、改築や部分更新が必要となった場合の高耐久化に関する提案を行い、既存PC橋の改築更新を含めた維持管理に関するシナリオデザインを記している。

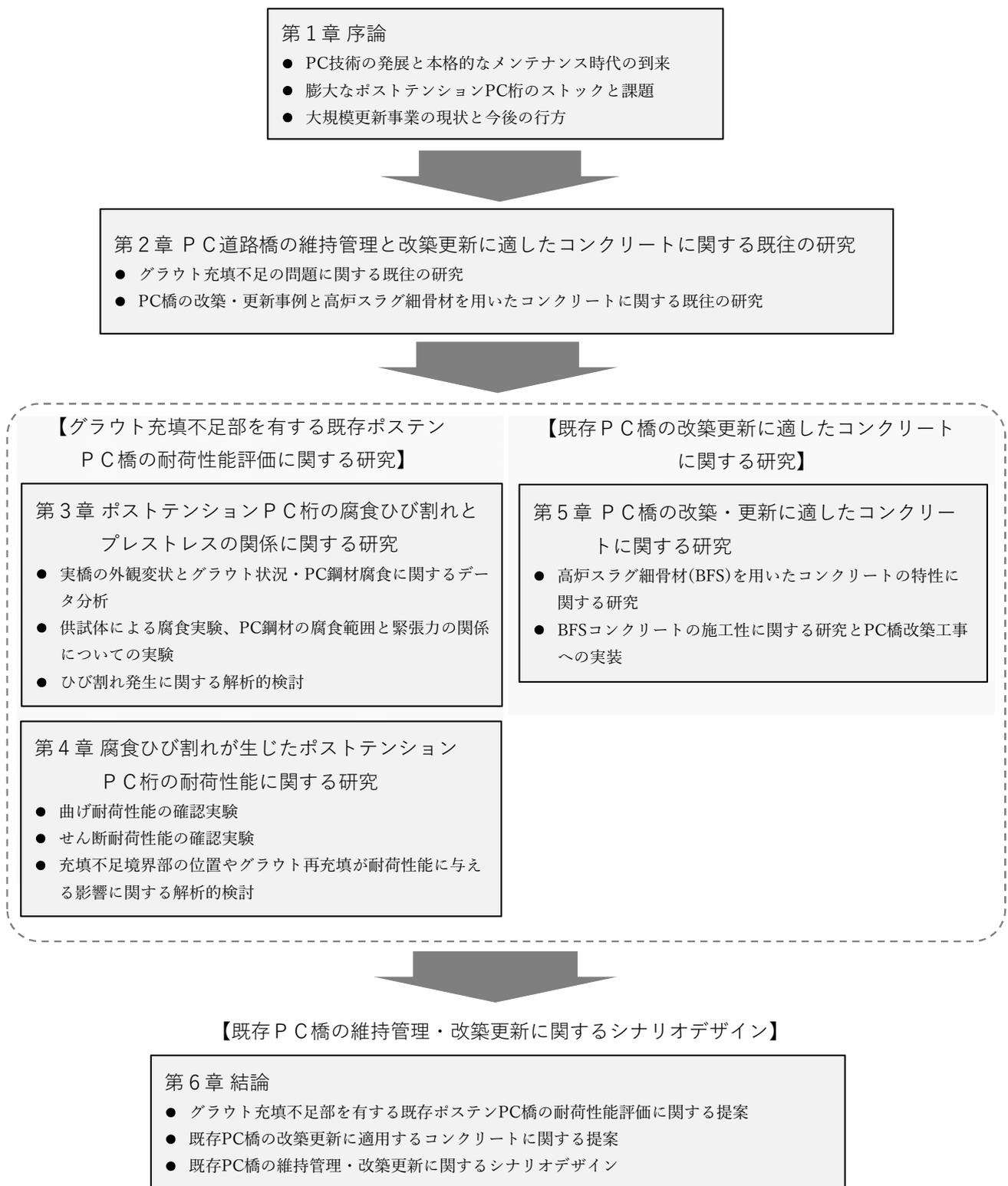


図 1.5-1 本研究の構成

参考文献

- 1) 国土交通省：令和3年版国土交通白書，第Ⅱ部，pp.155，2021
- 2) 国土交通省：令和3年版国土交通白書，第Ⅰ部，pp.66-67，2021
- 3) 株式会社ピーエス三菱，ピー・エス50年史，2002年3月
- 4) 橋野哲郎，芦塚憲一郎，高橋章，須田隆：波形鋼板ウェブPCエクストラード橋の振動特性，第16回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，2007.10
- 5) 国土交通省：令和3年版国土交通白書，第Ⅱ部，pp.155，2021
- 6) PC工学会 既設ポストテンション橋のPC鋼材調査および補修・補強指針，2016.9
- 7) 東・中・西日本高速道路の更新計画について NEXCO 東・中・西日本，2015.3
- 8) 床版取替え工事による耐久性向上への取組み，第18回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，2009.10
- 9) 独立行政法人 日本高速道路保有・債務返済機構 高速道路機構ファクトブック 2021
- 10) ピーエス三菱 HP：<https://www.psmic.co.jp/works/pdf/2067.pdf>
- 11) プレストレストコンクリート工学会 HP：http://www.jpcci.or.jp/download/m_page_pc-csr-20170526.pdf

第2章 PC 道路橋の維持管理と改築更新に適したコンクリートに関する既往の研究

2.1 グラウト充填不足に関する既往の研究

(1) グラウト充填不良に起因するポストテンション PC 桁の問題

日本におけるポステン PC 橋は、1953 年完成の十郷橋や 1954 年完成の第一大戸川橋りょうの建設以来、約 70 年が経過し、膨大な建設数となっている。大規模な PC 構造物に用いられているポステン方式の PC 構造物では、PC グラウトの充填性に関する様々な研究・改良がおこなわれ、現在は、ノンブリーディング型グラウト材料やグラウト流量計の開発・導入、グラウト充填センサの開発など、設計施工に関する確実性、信頼性は格段に向上している。一方、これらが導入される前に建設された既存ポステン PC 橋においては、当時の PC グラウト材料や施工方法、施工機械などに関する技術水準の未熟さなどによって PC グラウトの充填が不完全な状態となっているものがあり、PC 鋼材の腐食により橋梁自体の耐久性や耐荷性に影響を及ぼすような変状が発生している。

また、PC 構造物は、RC 構造物に比べて、曲げひび割れが発生するまでに劣化が相当に進行し、ひび割れ発生後の耐荷力や変形性能の余裕が小さい。したがって、RC 構造物の維持管理の指標としている構造ひび割れで PC 構造物の劣化評価を行う、すでに耐荷力を喪失した時点となっている恐れがあるため、予防保全による維持管理が基本であり、劣化初期の兆候をつかむことが重要となる（図 2.1-1）。

さらに、ポステン PC 橋は、グラウト未充填部の PC 鋼材がシース内部への腐食因子の浸入によって劣化する可能性があるが、グラウト充填状況や PC 鋼材の健全性を外観の状態から正確に把握することが困難であるため、健全性の評価や維持管理をさらに難しくしている。

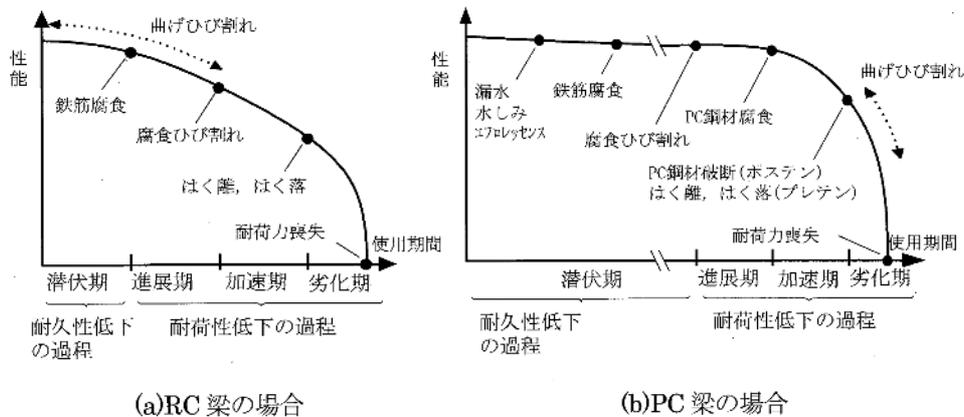


図 2.1-1 RC 梁と PC 梁の予想される劣化シナリオ¹⁾

シース沿いひび割れについては、土木研究所とプレストレストコンクリート建設業協会の共同研究²⁾によって、グラウト充填不足による PC 鋼材の劣化進行を未然に防止する事を目的に、撤去橋梁を用いて既設 PC 橋のグラウト充填状況に着目した解体調査を実施して各種検討を行い、その成果を報告書にまとめている。

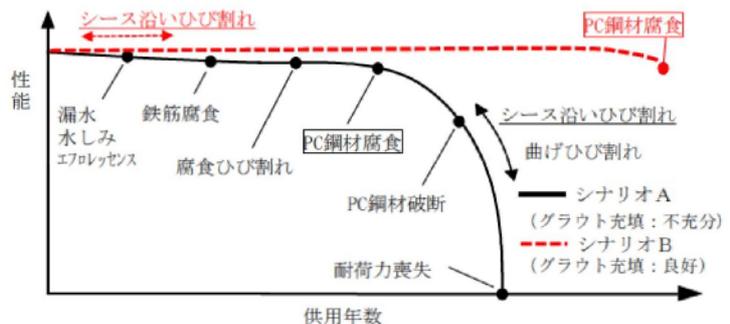


図 2.1-2 シース沿いひび割れの生じた PC 橋の予想される劣化シナリオ²⁾

報告書では、PC 橋の予想される劣化シナリオとして、①グラウト充填不足部が存在する、②その部位に水や塩分が徐々に侵入する、③PC 鋼材の腐食が経年的に進行する、④シーす沿いひび割れが発生する、と想定されている（図 2.1-2 のシナリオ A）。一方、シーす沿いひび割れは、グラウト充填不足に起因した腐食などの経年劣化により生じるだけでなく、建設直後にひび割れが生じることも考えられ、この場合は、シーす沿いのひび割れが生じてもグラウトが充填されていることで防食効果が発揮され、上述したような劣化シナリオを辿らないと想定している（図 2.1-2 のシナリオ B）。

PC 橋の解体調査の結果から、グラウト充填が良好な場合は、過酷な塩害環境によって PC 鋼材が腐食することもあったが、最外縁の質量減少量で平均 4%以下であり相当の防食効果が期待できる事、グラウト充填が不十分な場合は、水が浸入しない状況では PC 鋼材の腐食は認められないが、過酷な塩害を受ける環境では、PC 鋼材の著しい腐食（質量減少量で 10%を超える）と素線破断が生じることが確認されている。それらの結果より、グラウト充填状況と PC 鋼材腐食の寒冷性について、図 2.1-3 の関係を示している。

また、シーす沿いひび割れが腐食等の経年劣化以外で発生する要因については、FEM 解析による検討をおこなっており、(a)ケーブルの曲上げによるプレストレスの腹圧力、(b)グラウト注入圧、グラウト混和材料の膨張圧、(c)コンクリートとグラウトの熱膨張係数の相違による内圧、等が複合的に作用して発生し、ケーブルの曲上げ角度が大きいくほどひび割れ発生確率が高くなると述べている。（図 2.1-4）。

また、道路橋定期点検結果から、ポステン PC 桁のシーす沿いひび割れの損傷程度の頻度を建設年代別に整理し、シーす沿いひび割れは、主桁下面についてはシーすかぶりの影響、主桁側面については上縁定着の影響を検討する必要があると述べている（図 2.1-5）。

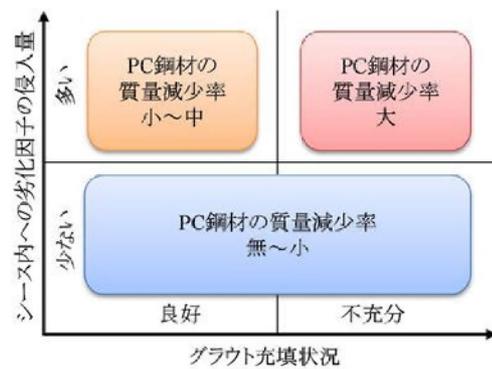


図 2.1-3 グラウト充填状況と PC 鋼材腐食の関係性²⁾

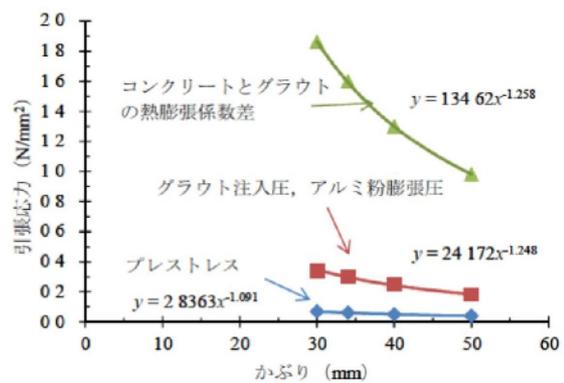


図 2.1-4 シーすかぶりと引張応力度の関係²⁾

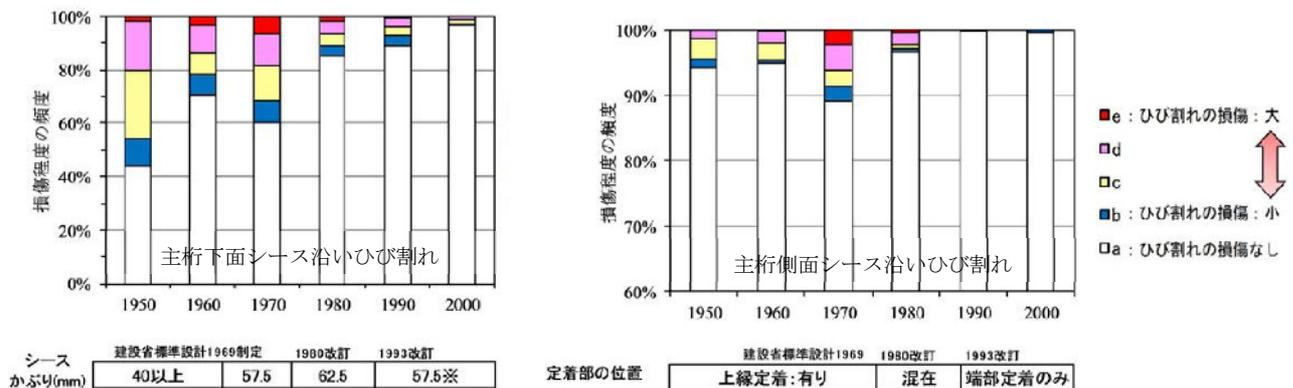


図 2.1-5 ポステン PC 桁のシーす沿いひび割れの損傷程度の頻度の推移²⁾

(2) 鋼製シース及びPC 鋼材の腐食によるひび割れに関する既往の研究

鉄筋が腐食した場合、腐食膨張圧によってコンクリート表面にひび割れが発生する事は容易に想像できるが、ポステン PC 桁においては、PC 鋼材の他に鋼製シース、グラウトが存在し、それぞれが腐食ひび割れに与える影響について明らかとなっていない。さらに、鋼製シース内にグラウトが充填されていない状態で PC 鋼材やシースが腐食すると、コンクリート内部の応力状態がより複雑になると考えられ、これらに着目した検討事例が少ないのが実情である。

近藤ら³⁾は、ポステン PC 桁の鋼製シースが腐食した場合のひび割れ発生性状について、電食を用いた実験および数値解析を実施している。

グラウト充填率とシース腐食によるひび割れ性状に関する電食実験では、供試体断面のグラウト充填率を5段階設定し、鋼製シースを陽極として電食を行っている。図 2.1-5 に供試体概要と電食回路図を示す。図 2.1-6 に電食終了後のコンクリート表面のひび割れ状況を示す。グラウト充填率 75%および 100%では、電食区間の全長にわたってひび割れが発生しており、50%および 25%では、電食区間の一部においてひび割れが発生している。また、グラウト充填率 0%の供試体については、コンクリート表面にひび割れが発生しなかった。これらの結果より、鋼製シースが腐食した場合、グラウト充填率がコンクリートのひび割れ発生に大きな影響を与えることが示された。

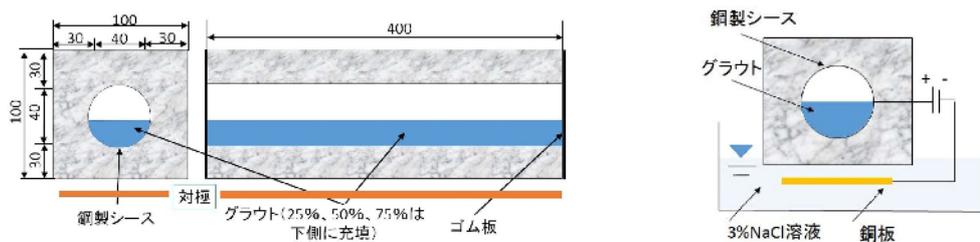


図 2.1-5 供試体概要図と電食回路図³⁾

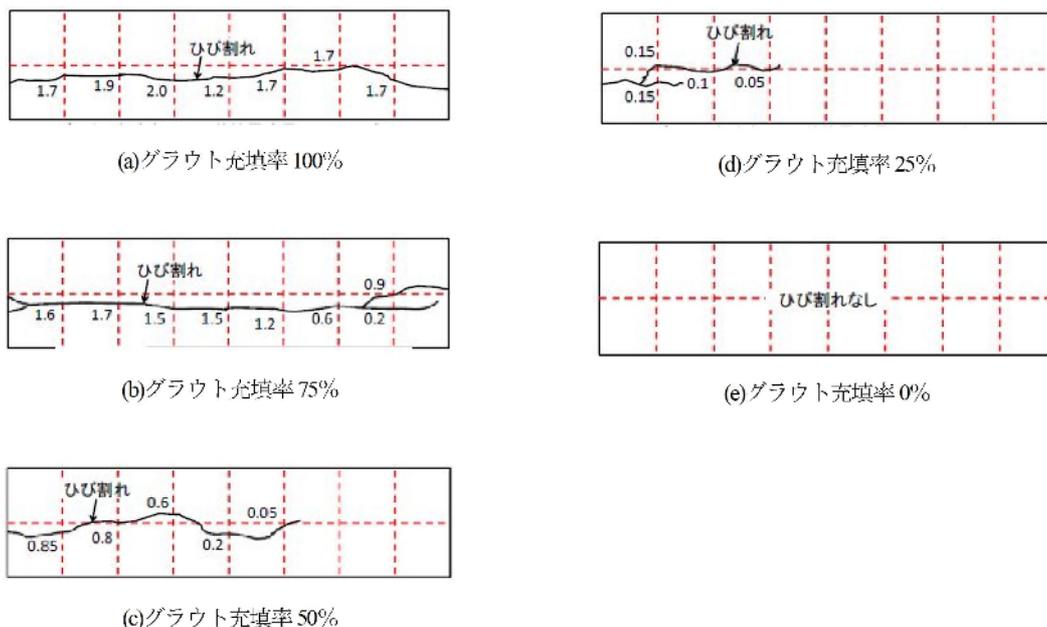


図 2.1-6 電食終了後のコンクリート表面のひび割れ性状³⁾

また、前述の実験を模擬し、鋼製シースの腐食でコンクリートにひび割れが発生するメカニズムについて、数値解析による検討が行われている。解析において、鋼製シースによる膨張圧は、腐食対象箇所を微小ひずみ増分（熱膨張）を与えることにより付与し、コンクリートと鋼製シースとの付着は、健全部、腐食部ともに完全としている。数値解析によって、グラウト充填率が0%の供試体では、コンクリート表面にひび割れが発生しない理由として、鋼製シース腐食によりシース自体が空隙部に変形し、コンクリート表面にひび割れを生じさせる引張力が作用しないことを明らかにしている（図 2.1-7）。グラウト充填率によりコンクリート表面のひび割れ幅が異なる理由としては、シース腐食によるシースの変形に対する拘束力がグラウト充填率の小さい供試体では小さくなると推察している（図 2.1-8）。

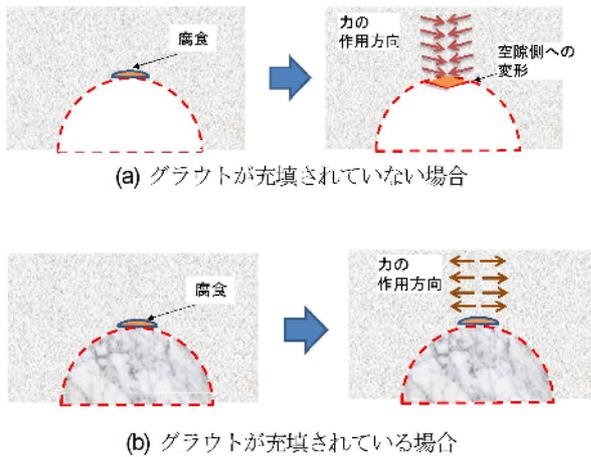


図 2.1-7 シース腐食が生じた場合の腐食ひび割れ発生メカニズム³⁾

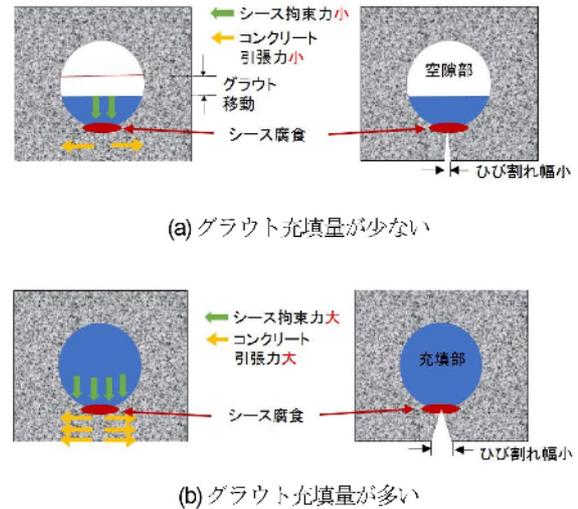


図 2.1-8 ひび割れ幅に違いが生じた理由³⁾

次に、ポステン PC 桁の実構造物で想定されるグラウト充填不足を模擬した供試体を作製して、シース腐食によるひび割れ状況を確認している。供試体の中央でグラウト充填率が100%と0%に分かれる供試体に対して、シースの電食を行った場合、グラウト充填率0%区間においても、グラウト充填部近傍ではひび割れが発生することを確認している（図 2.1-9）。また、グラウト充填率がシース軸方向に漸減する供試体の場合、グラウト充填率が大きい箇所でひび割れ幅が大きくなり、その後徐々にひび割れ幅が小さくなる傾向が示されている（図 2.1-10）。いずれの実験ケースにおいても、グラウト充填率が高い箇所で発生する腐食膨張圧が充填不足部に伝搬したものと推察している。

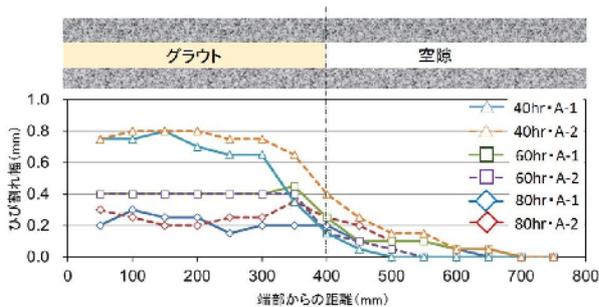


図 2.1-9 ひび割れ幅の分布
(グラウト充填が分断)³⁾

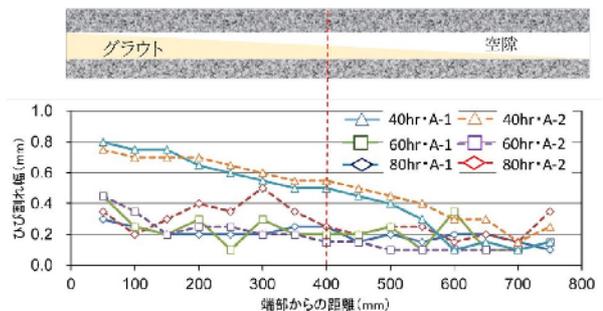


図 2-7 ひび割れ幅の分布 (グラウトに勾配が発生)

図 2.1-10 ひび割れ幅の分布
(グラウトに充填が発生)³⁾

以上の腐食実験および数値解析の結果から、鋼製シース腐食が原因でひび割れが生じたポステン PC 桁について、目視によりグラウト充填部と空隙部を簡易的に特定できる方法が提案されている。

調査方法 1：ひび割れ先端部付近においてグラウト充填調査を実施する方法（図 2.1-11）

（シース腐食が一様の場合、グラウト充填率が低い程コンクリート表面のひび割れ幅が小さくなる関係性より）

調査方法 2：錆汁が確認されないひび割れ部でグラウト充填調査を行う方法（図 2.1-12）

（鋼製シースからの錆汁がグラウト充填箇所からの滲出であったことより）

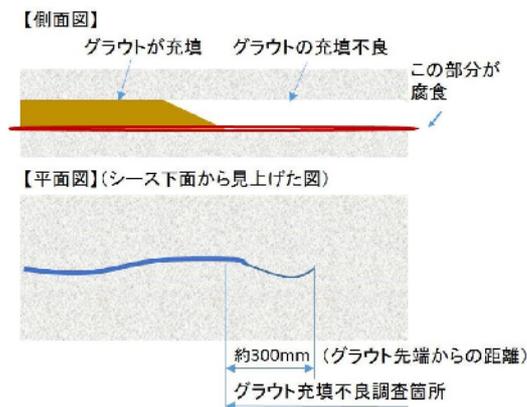


図 2.1-11 グラウト充填調査方法 1
（ひび割れ幅に着目した方法）³⁾

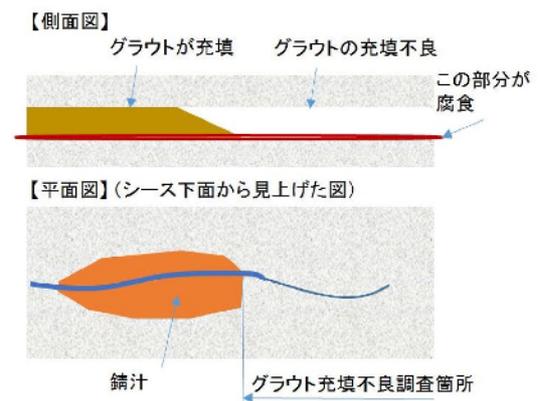


図 2.1-12 グラウト充填調査方法 2
（錆汁に着目した方法）³⁾

図 2.1-13 は、それらの調査方法を活用して、鋼製シース腐食が原因でコンクリート表面に生じたひび割れから、鋼製シース内におけるグラウト充填不足箇所の簡易的な特定方法案を示したものである。グラウト充填不足により PC 鋼材の腐食が進行するのは、グラウト充填部と空隙部の境界部付近であり、グラウト境界部を簡易的に特定できる本法は実務的に有効であるが、本調査方法は、T 桁橋スパン中央部の下フランジ内等の比較的かぶりが一定な区間で適用できるとされている。

鋼製シースのかぶりが変化すると、コンクリート表面で確認できるひび割れ性状も変化すると述べられており、また、定着部から凍結防止剤を含む雨水の流入による PC 鋼材の腐食ひび割れの影響も考えられるため、外観目視を用いた鋼製シース腐食によるグラウト充填不足箇所を特定する技術については、更なる研究が必要であると結論付けられている。

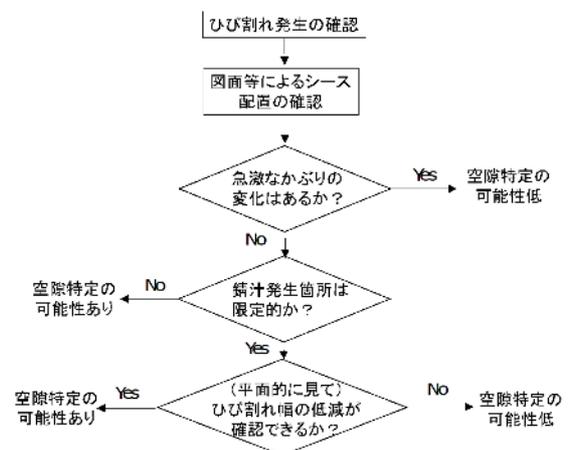


図 2.1-13 コンクリート表面で確認されたひび割れからグラウト充填状況を簡易的に特定するフロー案³⁾

(3) PC 鋼材腐食や腐食ひび割れが生じた PC 桁の耐荷性能に関する既往の研究

PC 鋼材の腐食や破断を伴う、劣化した PC 橋に対する体系的で精度の高い性能評価手法の構築は、PC 橋を合理的に維持管理・更新していく上で必要不可欠であり、これまでも PC 鋼材が腐食した PC 梁の耐荷性能に着目した研究や、鋼材腐食を考慮した構造解析に関する研究、または供用されていた橋梁から撤去した損傷桁の解体調査や性能評価に関する研究などが行われている。

PC 鋼材が腐食や破断した PC 梁の曲げ耐荷性能に関する研究は、いくつかの事例が報告されている。奥野ら⁴⁾は、PC 鋼棒全長にわたって電食させたアンボンド PC 梁供試体に対して曲げ載荷試験を行い、その耐荷性能を検討している。曲げひび割れ発生荷重から、残存プレストレスを算出し、腐食によるプレストレスの低下を間接的に検証しており、電食期間に生じるクリープや乾燥収縮の影響を考慮する必要があるものの、図 2.1-14 に示すように、質量減少率と残存プレストレスには一定の相関性があることが示されている。

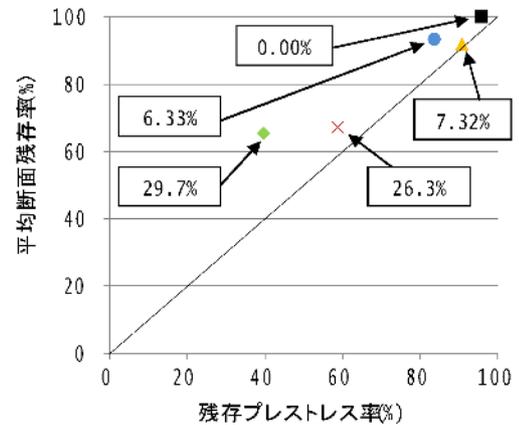


図 2.1-14 質量減少率と残存プレストレスの関係⁴⁾

神津ら⁵⁾は、電食により PC 鋼材を腐食させた PC 梁の載荷実験を行うとともに、剛体バネモデルによる数値解析を実施し、鋼材腐食の生じた PC 部材の曲げ耐荷メカニズムについて基礎的な検討を実施している。この結果、シース腐食に伴うシースとコンクリート間の付着力の低下により、耐力が 10%程度低下することが報告されている。

一方、シース腐食が原因でひび割れが生じた PC 梁の曲げ耐荷性能についての研究は少ないが、近藤ら⁶⁾の研究事例が報告されている。この研究では、内的塩害の環境で 10 年間存置し、シース腐食によって軸方向にひび割れが生じたポステン PC 梁を用い、曲げ載荷試験と数値解析を実施している (図 2.1-15)。この結果では、腐食ひび割れの有無により最大荷重および最大荷重時変位、最大荷重以降の消散エネルギーの累積値に大きな差は認められないが、最大荷重以降では、腐食ひび割れ部の開口変位が大きくなること、および残留変位が大きくなることが確認された。また、最大荷重以降は腐食ひび割れを挟んで重ね梁的な挙動となる可能性が示唆された。

さらに、付着リンク要素および腐食ひび割れ要素を用いた 2 次元 FEM の数値解析により、曲げひび割れ発生以降の荷重-変位関係、および曲げひび割れ発生傾向が実験を比較的模擬できることや、数値解析においても、シース腐食が生じた PC はり

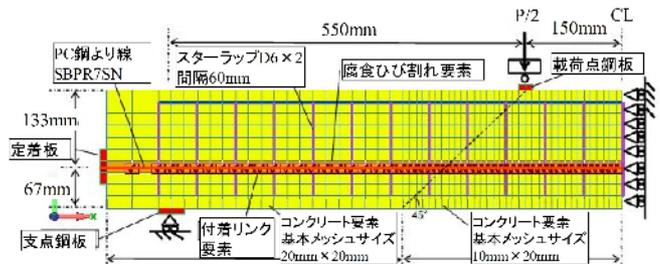


図-4 要素概要および要素分割図

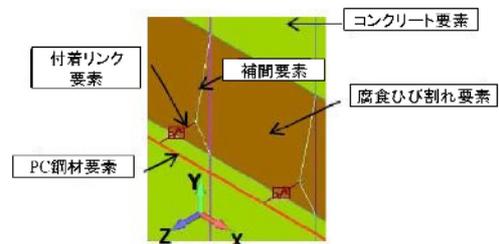


図-5 付着リンク要素の構成概要
(x 方向 : はり軸方向, y 方向 : はり高さ方向)

図 2.1-15 シース腐食が生じた PC 梁の解析モデル⁶⁾

の曲げひび割れ発生以降では、シーラ腐食面を境界として重ね梁的な挙動が生じる可能性が示されている。

図 2.1-16 は、荷重-変位曲線を示したものである。腐食ひび割れが生じた供試体は、0.3mm 程度の腐食ひび割れが生じており、解析では、腐食箇所のコンクリート要素には、コンクリートが引張強度に達していると仮定した分布ひび割れ要素を用い、腐食ひび割れ幅を腐食ひび割れ要素の初期ひずみに換算している。換算は、腐食ひび割れ幅をシーラ幅(20mm)に対するひずみとしたもの(case1)、およびはり高(200mm)に対するひずみとしたもの(case2)の2ケースを設定している。

さらに近藤ら⁷⁾は、ポステン PC 梁の鋼製シーラ腐食量が曲げ耐荷性能に与える影響を検討するため、シーラを電食させた PC 梁の荷重実験を実施している。実験要因としては、鋼製シーラの腐食量(0%, 100%)とせん断補強筋の間隔(70mm, 245mm)としている。

曲げ荷重試験の結果、荷重-変位関係は、せん断補強筋が密に入っている供試体においては、鋼製シーラの腐食程度によらず同様な結果となっているが、せん断補強筋本数が少ない供試体は、シーラ腐食量が多い供試体において、荷重初期から変位が大きくなる傾向となった。これは、せん断補強筋が少ない場合、腐食ひび割れの拘束が小さいため、ひび割れが生じたことによる見かけの曲げ剛性低下の影響によるものと推察されている。

また、曲げひび割れの発生は、底面からだけでなく、腐食ひび割れ発生箇所からも進展した。このことから、曲げひび割れ発生荷重が相対的に低下した理由として、腐食ひび割れの発生により供試体の梁高が低下したような、重ね梁の様な挙動を局部的に示すことが一因であると推察している。一方で、断面のひずみ分布は、曲げひび割れ発生以前まで全断面が一体となり外力に抵抗する傾向を示しているため、更なる考察が必要であると述べられている。

以上より、PC 鋼材腐食と曲げ耐荷性能の関係については、いくつかの研究事例が報告されているが、実橋では、シーラの曲上り部付近や定着部付近のグラウトが不十分で PC 鋼材の腐食が発生しているケースが多い傾向にある。しかし、桁端部の定着部付近で、グラウト充填不足による PC 鋼材の損傷や破断が生じた場合の耐荷性能に着目した研究は極めて少ない。

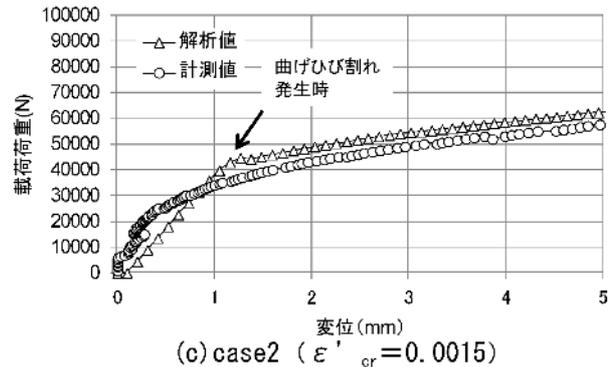
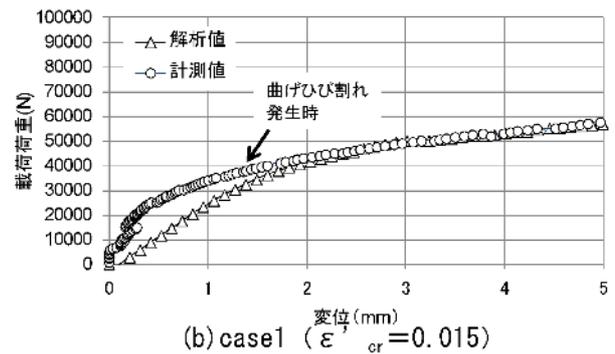
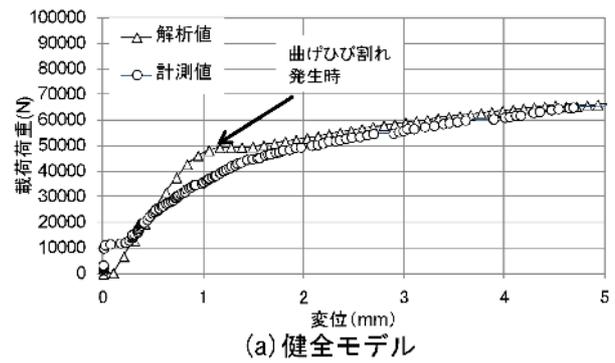


図 2.1-16 荷重-変位関係⁶⁾

村田ら⁸⁾は、PCI 桁をモデルとした大型供試体を製作し、内ケーブルの張力を桁端部付近で解放させることによって、PC 鋼材の桁端部付近での破断を模擬し、耐荷性状および変形性状の把握を試みている。供試体のせん断耐力は、定着部付近で内ケーブルの張力を解放した場合でも、設計せん断耐力を上回る結果となっており、この要因を FEM 解析によって検証するとともに、諸外国におけるせん断耐力算定式との比較検証を行っている(表 2.1-1)。

また、吉田ら⁹⁾は、桁端部の定着部付近でのケーブル破断を模擬した PC 箱桁供試体を製作して静的載荷実験と FEM 解析を実施し、ケーブル破断箇所の違いが破壊形態や桁構造の立体的な挙動に与える影響について検討を行っている。その結果、片側の桁端部のウェブ片側に破断箇所がある場合、または両側の桁端部のウェブ対角位置に破断箇所がある場合で、それぞれ破壊性状が異なることを明らかにしている。そのため、ケーブル破断時における耐荷性能評価では、一次元梁モデルで想定する挙動と破壊性状が乖離する可能性を踏まえ、立体的な挙動を再現できる計算手法による評価が必要であることを示した(表 2.1-2)。

以上より、ポステン PC 桁の維持管理において次の課題があると考えられる。

- ① グラウト充填不足部のシース沿いひび割れについては、発生メカニズムに未解明な点がある。
- ② 外観目視点検で PC 橋特有の変状とされているシース沿いひび割れから、コンクリート内部の PC 鋼材の状況との関連性が把握できない。
- ③ 曲上げ定着部付近のグラウト充填不足が耐荷性能に与える影響、さらに、充填不足部の PC 鋼材腐食と耐荷性能の関係についての研究事例が少ない。

本研究では、上記の課題を踏まえ、グラウト充填不足部を有するポステンション PC 桁のシース、PC 鋼材腐食によるひび割れ発生メカニズムと耐荷性状を把握するため、供試体による再現実験と解析的検討を実施する。

2.2 PC 橋の改築・更新に適したコンクリートに関する既往の研究

2.2.1 PC 橋の改築・更新事例

(1) 更新工事

我が国は、北海道・本州・四国・九州の比較的大きい 4 つの島とその他の小さな島で構成され、いずれも四方八方を海に囲まれた島国であるが、内陸部は山地や森林が多く、可住地は国土の約 30% と言われている¹⁰⁾。よって、飛来塩分の多い沿岸部に社会基盤が整備される事例も多く、建設後数十年が経過

表 2.1-1 桁端付近の PC 鋼材を破断させた PCI 桁のせん断耐力の比較⁸⁾

	V_c [kN]	V_s [kN]	V_{pr} [kN]	V_y [kN]	(参考) 圧縮スト ラット角	
実験値	228.3 ^{※1}	—	—	378.3 ^{※2}	—	
FEM 解析値	253.3	—	—	—	—	
耐 力 算 定 式	鉄道RC標準	127.0	87.5	2.5	217.0	45° (固定)
	土木学会が方書	110.4	99.1	2.5	212.0	41.4°
	ACIコード (ストラット-タイモデル)	—	—	—	634.5	39.2°
	fibコード	179.8	117.9	2.5	300.2	41.4°

(固定定荷重分28.3kNを含む)

※1 斜めひび割れ発生荷重より算出 (400kN/2+28.3kN)

※2 最終載荷荷重より算出 (700kN/2+28.3kN)

表 2.1-2 桁端付近の PC 鋼材を破断させた PC 箱桁の耐荷力の比較⁹⁾

供 試 体	計算値 (kN)			実験値 P_{max} (kN)	破壊 形態	
	ケーブル 降伏 (支間中央)	曲げ耐力 (破壊断面 ^{※1})	せん断 耐力 ^{※1}			
G0	1,520	1,780	640	2,080	曲げ	
G1	1,100	1,460 ^{※2}	970 ^{※3}	550	1,430	曲げせん断 ^{※4}
G2		1,560 ^{※2}	1,130 ^{※3}	470	1,350	曲げ

※1 供試体 G0、G2 は載荷点付近、供試体 G1 は図-3 中 B-B 断面付近
※2 下フランジに配置しているケーブルのみが無効時の状態での支間中央部の曲げ耐力

※3 道示^{※2}に基づき※2を70%とした場合

※4 せん断耐力が最も小さい断面の結果(図-3 中 A-A 断面)

※5 曲げ降伏後にせん断付着破壊が生じたものと判定

したコンクリート構造物では、その維持管理が問題となっているものもある。写真 2.2-1 は、約 40 年前に沿岸部に建設された PC 橋が塩害で劣化し、対処療法的に補修を行ったが、再劣化している状況である。本橋は、抜本的な対策を講じる必要があると判断され、架替工事に至った。写真 2.2-2 は、劣化した旧橋が撤去されている状況である¹¹⁾。

(2) 改築工事

写真 2.2-3 は、第二京阪道路と近畿自動車道を接続する門真ジャンクション建設工事にとまなう既設橋梁の拡幅改築工事の事例である¹²⁾。本改築工事は、ジャンクション建設のために、既存の PC 橋に新設桁を増設・接合し、拡幅を行った。本改築工事では、既設橋と新設桁に約 30 年の材齢差があり、接合後に生じる新設 PC 桁のクリープ・乾燥収縮が既設橋に拘束されて生じる不静定力が設計の課題となった。

(3) 改築・更新工事に用いるコンクリートの要求性能

前述の 2 つの事例に代表されるように、PC 橋の改築・更新工事には、劣化因子に対する高い抵抗性を有し、かつ新旧の PC 構造の接合による不静定力を低減可能な材料が望まれる。

2.2.2 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリート

(1) 高炉スラグ^{13), 14)}

1) 鉄鋼スラグの種類および発生量

鉄鋼スラグは、鉄や鋼の製造工程で副産物として生成される。鉄鋼スラグは、鉄鉱石から銑鉄を製造する際に発生する高炉スラグと、銑鉄からリン、炭素などを除去し鋼を製造する際に発生する製鋼スラグに大別される。高炉の製鉄工程で 1,000kg の銑鉄がつくり出されるとき、約 300kg の高炉スラグが副産物として生成される。また、転炉や電気炉の製鋼工程で 1,000kg の粗鋼がつくり出されるとき、約 100kg の製鋼スラグが副産物として生成される。鉄鋼スラグの分類を図 2.2-1 に示す。

高炉スラグは、銑鉄を製造する高炉で約 1,500℃の高温で熔融された鉄鉱石の鉄以外の成分と、石灰石やコークスの中の灰の一部と一緒に分離回収されたものである。また、約 1,500℃の熔融状態の高炉スラグは、冷却方法によって徐冷スラグと水砕スラグに大



写真 2.2-1 補修箇所が塩害で再劣化した状況



写真 2.2-2 塩害で劣化した PC 橋の撤去状況¹¹⁾



写真 2.2-3 PC 桁を増設した改築工事¹²⁾

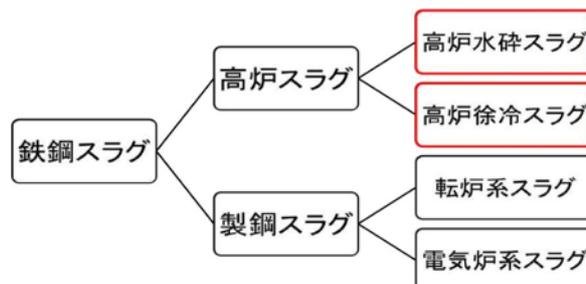


図 2.2-1 鉄鋼スラグの種類

表 2.2-1 高炉スラグの化学成分

SiO ₂	33.8
CaO	42.0
Al ₂ O ₃	14.4
T-Fe	0.3
MgO	6.7
S	0.8
MnO	0.3
TiO ₂	1.0

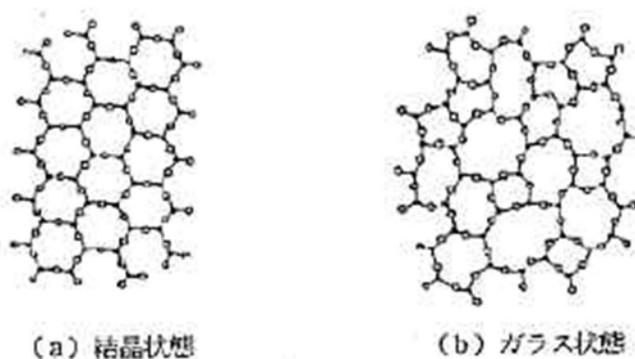


図 2.2-2 高炉水砕スラグの網目構造¹³⁾

別される。製鋼スラグは、高炉で作られ出される銑鉄を、ミルスケール、鉄鉱石および生石灰を副原料に、転炉で精錬する工程で生成する転炉系スラグと、合金鉄および生石灰を副原料に、スクラップを電気炉で精錬する際に生成する電気炉系スラグに大別される。

鉄鋼スラグの国内での年間使用量は毎年約 3,500 万トンである。鉄鋼スラグの成分は、天然の岩石や土や砂とほぼ同等であり、有害物質を含まず工業製品として安定している。鉄鋼スラグは特徴に応じてセメントの原料、路盤材、コンクリート用骨材等の製品に加工され主に土木建築分野で広く利用されている。

鉄鋼スラグは天然の岩石や海砂・川砂の代替材として使用され天然資源の節約となる。また、セメントの原料として活用することにより、燃料の節約と二酸化炭素の発生が抑制されることから、鉄鋼スラグ製品は、環境への負荷を低減させるリサイクル資材としてますます脚光を浴びている。そして、さらなる可能性が模索され積極的な用途開発が促進されている。

2) 高炉スラグの特徴と用途

高炉から排出されたスラグは、約 1,500°C の熔融状態にあり、その冷却方法によって徐冷スラグと水砕スラグに分類される。徐冷スラグは、熔融スラグを冷却ヤードに流し込み、自然放冷と適度な散水により徐冷処理することで、結晶質で岩石状のスラグとなる。水砕スラグは、熔融スラグに加圧水を噴射するなど急激に冷却処理することにより、ガラス質で粒状のスラグとなる。表 2.2-1 に高炉スラグの化学成分分析結果の一例を示す。

① 高炉徐冷スラグ

高炉徐冷スラグの外観は、表面は粗面、気孔があり、角張っている。粒子密度は天然砕石よりもやや小さい(絶乾密度: 2.2~2.6g/cm³)。これは凝固の過程で発生するガスが逃げ切れずスラグ中に残ってしまうためであり、空隙を多く含み吸水率はやや高い。高炉徐冷スラグは熔融状態のスラグを冷却ヤードなどに放流する際の層厚や散水などによる冷却方法によって密度や吸水率などの物理特性が変化するため、一定の範囲で製鉄所間、製造ロット間のばらつきが存在する。高炉徐冷スラグの化学組成は一般に、CaO および SiO₂ の 2 成分を主成分としている。特に自然界の土や石の成分に比べ石灰の含有が多く、その他には Al₂O₃、MgO などが含まれる。高炉徐冷スラグは、Na₂O、K₂O 等をほとんど含まないため、コンクリート構造物のひび割れや崩壊の原因となるアルカリ骨材反応を抑制する。また、CaO、SiO₂、MgO を含んでいるため、珪酸石灰肥料(ケイカル)となる。スラグが水と接触すると微量の CaO や SiO₂ が溶け出し、スラグ表面に緻密な水和物を形成する(水硬性)。さらにアルカリ性の雰囲気のもとでは、Al₂O₃ も加わった水和物を形成し、スラグ粒子をつなぐ結合材となって固結する(潜在水硬性)。

表 2.2-2 BFS の分類

区 分	粒の大きさの範囲(mm)	記 号
5mm 高炉スラグ細骨材	5 以下	BFS5
2.5mm 高炉スラグ細骨材	2.5 以下	BFS2.5
1.2mm 高炉スラグ細骨材	1.2 以下	BFS1.2
5～0.3 高炉スラグ細骨材	5～0.3	BFS5-0.3

以上のような性質を持っていることから、道路用路盤材、コンクリート用粗骨材、セメントクリンカー原料(粘土代替)、稲作用肥料などの利用がなされている。

② 高炉水砕スラグ

高炉水砕スラグの粒子はガラス質であり、形状も凹凸が激しく角張った形状をしている。また、密度等の物性はスラグ温度、冷却水量、水圧をコントロールすることにより、軟質で軽いものと、硬質で重いものを造り分けることができる。硬質のものはコンクリート用細骨材として用いられるのが一般的であり、軟質のものは土木用に用いられる。高炉水砕スラグはガラス質であるため、活性が強く、アルカリ性水溶液のもとでは水和物を生成して硬化する性質がある。これを潜在水硬性といい、高炉水砕スラグの大きな特徴となっている。高炉水砕スラグでは、熔融スラグが急激に冷却され、結晶を生成する時間的余裕がないため、図 2.2-2 に示すようなガラス構造となっている。ここにアルカリ刺激が存在すると、網目構造が切断され、網目構造中に包含されていた CaO 、 SiO_2 、 Al_2O_3 などにより、ポルトランドセメントと同様の水和反応が起こり、 $\text{CaO-SiO}_2\text{-H}_2\text{O}$ 系および $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-H}_2\text{O}$ 系の水和物が生じて固結する。これが潜在水硬性である。高炉水砕スラグ単体で固結するためには、次のような条件が揃うことが必要とされている。

- ・ 高炉水砕スラグ層に適度の水分が存在する。
- ・ 高炉水砕スラグ層がある程度の密度に保たれている。
- ・ 高炉水砕スラグ層の間隙水がアルカリ性(pH11 程度)に保たれている。

一般に粒子がガラス質の場合では、塩基度(CaO/SiO_2)が大きいほど水硬性が高い。高炉水砕スラグは、他に、塩化物を含まない非アルカリ骨材反応などの性質がある。これらの性質より、高炉セメント原料、コンクリート用細骨材、珪酸石灰肥料などとして利用されている。

(2) 高炉スラグ細骨材^{13), 14)}

1) 高炉スラグ細骨材の種類および特徴と用途

高炉スラグ細骨材(以下、BFS と呼ぶ)は、水砕スラグを磨鋳機等で粒径を整えた後、ふるいを用いて粒度調整を行い、必要に応じて固結防止剤を添加して製造される。BFS は、JISA 5011-1 : 2018(コンクリート高炉スラグ骨材—第 1 部 : 高炉スラグ骨材)では、粒度によって表 2.2-2 に示す 4 区分に分類される。一般のコンクリートでは、BFS は天然細骨材や砕砂等の普通細骨材と混合して使用されることが多い。混合使用される主な目的は、細骨材の粒度調整、品質の改善、環境負荷の低減等が挙げられている。BFS を単独で使用する場合、BFS5、BFS2.5、BFS1.2 が用いられる。BFS5-0.3 については、細目の普通細骨材と混合使用を想定して製造されているものである。BFS を単独使用すると、エントラップトエアが増加する傾向があるため、使用する BFS によって配合設計等で留意する必要がある。

2) 高炉スラグ細骨材に関する基準類の変遷

高炉スラグ細骨材は、JIS A 5011-1 にその規格が制定されており、また、土木学会からも 1983 年に設計施工指針(案)が出されている。また、その改訂版である「高炉スラグ骨材コンクリート施工指針」が 1933 年に出版されてから、20 年が経過している。この 20 年の間にコンクリートの環境負荷低減や資源の有効活用に関する関心の高まりから、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの研究が数多くなされてきた。本来、高炉スラグ細骨材は、資源の有効利用や地球環境の観点から普通骨材の代替品として使われていたが、これまでの研究によって、高い耐久性を持つことが示された。例えば、AE 剤を用いることなく高い耐凍害性が得られること、乾燥収縮ひずみが小さくなること、塩化物イオンの浸透を抑制できること、硫酸に対して強い抵抗性を持つこと等が示された^{15),16),17)}。また、内閣府が主導した第 1 期戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)では、「インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」の分野で高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートに関する研究が行われ、その成果は「高炉スラグ細骨材を用いたプレキャストコンクリート製品の設計・製造・施工指針(案)、コンクリートライブラリー、第 155 号、2019.3、土木学会¹³⁾」にまとめられている。

(3) 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリート^{18),19)}

1) 概説

ここでは、細骨材に高炉スラグ細骨材のみを用いたコンクリートの強度、収縮、クリープおよびアルカリシリカ反応抑制効果に関する既往の研究について報告する。この研究に用いられた A 工場、B 工場および C 工場で生産される高炉スラグ細骨材は、表 2.2-2 に示す JIS A 5011-1 の BFS1.2、BFS5 および BFS5-0.3 の粒度に区分されるものである。比較のために用いられた細骨材は、硬質砂岩砕砂（以下、砂岩砕砂）である。粗骨材には、硬質砂岩砕石（以下、砂岩砕石）が用いられた。また、アルカリシリカ反応の抑制効果に関する実験では、粗骨材に、アルカリシリカ反応性を有する砕石（以下、反応性砕石）および川砂利（以下、反応性川砂利）が用いられた。

2) 強度特性

図 2.2-3 および図 2.2-4 は、それぞれ、AE 剤を用いたコンクリートの材齢 28 日および 91 日における圧縮強度に細骨材の種類が与える影響を示したものである。図中の●、○および□は、それぞれ、A 工場、B 工場および C 工場で生産された高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの結果を示している。▲は、砂岩砕砂を用いたものの結果を示している。図 2.2-3 より、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの材齢 28 日における圧縮強度は、砂岩砕砂を用いたものと同程度である。一方、図 2.2-4 に示す材齢 91 日における圧縮強度では、いずれの工場で生産された高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートも、砂岩砕砂を用いたものと比べて同程度か大きいことがわかる。高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートは、高炉スラグ細骨材が水和反応を生じることで、砂岩砕砂を用いたものよりも長期にわたって強度が大きくなるためと結論付けられている。

図 2.2-5 および図 2.2-6 は、それぞれ、AE 剤を用いたコンクリートの材齢 28 日および 91 日における静弾性係数に細骨材の種類が与える影響を示したものである。材齢 28 日における静弾性係数では、水セメント比が 55% および 65%（セメント水比で 1.82 および 1.54）の B 工場製の高炉スラグ細骨材を用いたものが砂岩砕砂を用いたものに比べて小さくなっているが、概ね高炉スラグ細骨材を用いたものは、砂岩砕砂を用いたものに比べて静弾性係数が大きい傾向にあることがわかる。また、材齢 91 日における静弾性係数では、いずれの工場で生産された高炉スラグ細骨材を用いたものも砂岩砕砂を用いたもの

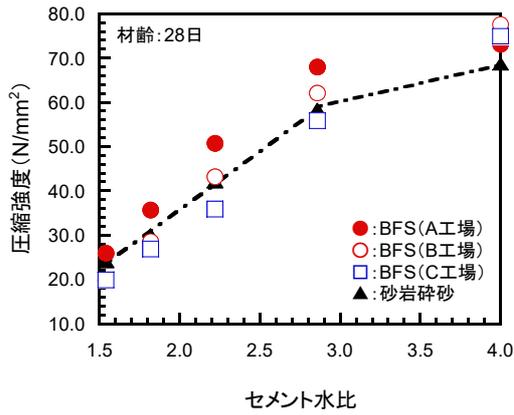


図 2.2-3 材齢 28 日における圧縮強度¹⁸⁾

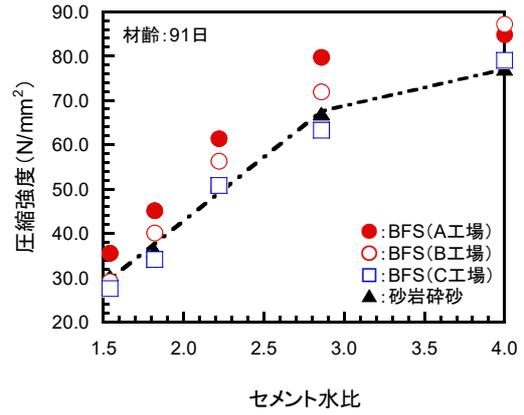


図 2.2-4 材齢 91 日における圧縮強度¹⁸⁾

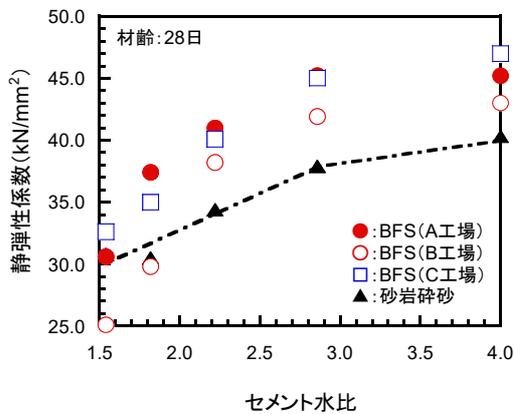


図 2.2-5 材齢 28 日における静弾性係数¹⁸⁾

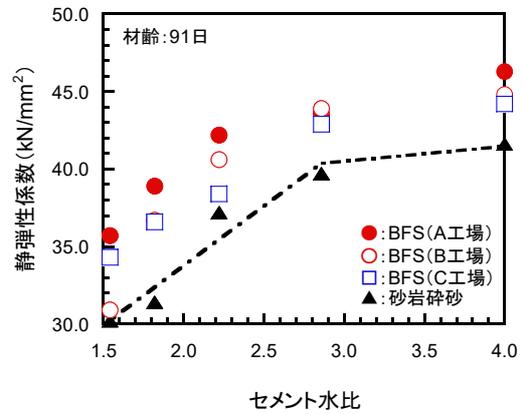


図 2.2-6 材齢 91 日における静弾性係数¹⁸⁾

に比べて大きくなっている。図 2.2-7 は、種々の細骨材を用いたコンクリートの材齢 7 日、28 日および 91 日における圧縮強度と静弾性係数の関係を示したものである。高炉スラグ細骨材を用いたものの静弾性係数は、同じ強度の砂岩砕砂を用いたコンクリートに比べて、大きい傾向にあることが分かる。図中の曲線は、2012 年制定土木学会コンクリート標準示方書 [設計編] に示される普通コンクリートの圧縮強度とヤング係数の関係式であるが、高炉スラグ細骨材を用いたものの静弾性係数は、コンクリート標準示方書に示される関係式に比べて、大きい値になることが、この図に示されている。また、引張強度については 2012 年制定土木学会コンクリート標準示方書 [設計編] に示される圧縮強度から求めた予測値と、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの結果はほぼ同じであった。圧縮強度と曲げ強度の関係についても、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートと砂岩砕砂を用いたものは、ほぼ同じであることが述べられている。

3) 乾燥収縮およびクリープ

図 2.2-8 は、水セメント比が 35% の AE コンクリートの乾燥収縮ひずみに、細骨材の種類が与える影

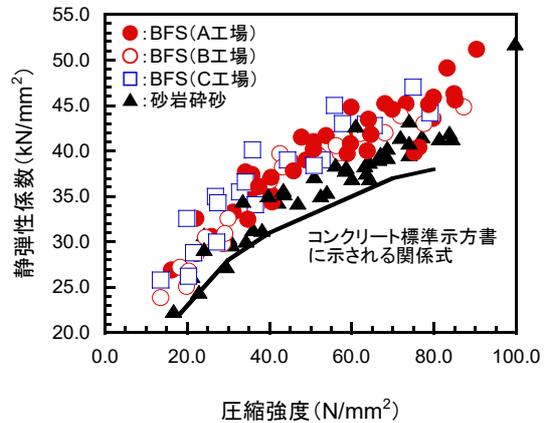


図 2.2-7 静弾性係数と圧縮強度の関係¹⁸⁾

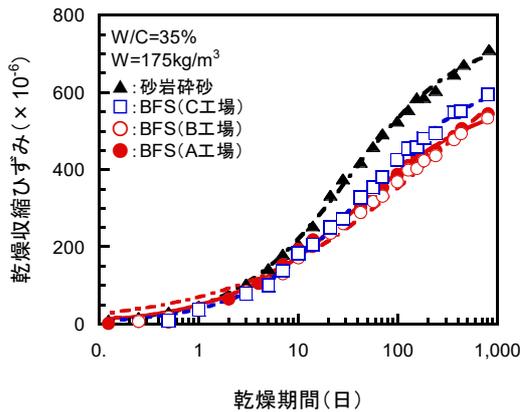


図 2.2-8 乾燥収縮ひずみの測定結果¹⁸⁾

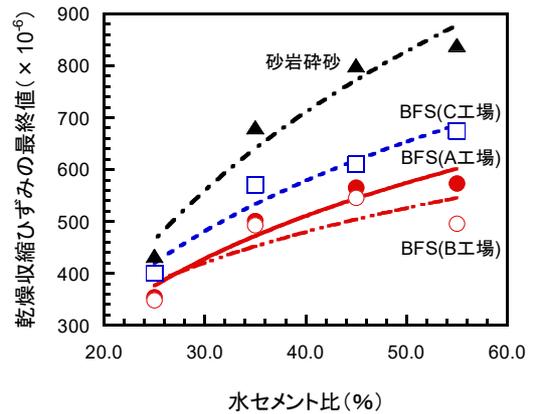


図 2.2-9 乾燥収縮ひずみの最終値¹⁸⁾

響を示したものである。高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみは、砂岩砕砂を用いたものに比べて、小さいことがわかる。図 2.2-9 は、水セメント比が 25%から 55%の高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみの最終値を、砂岩砕砂を用いたものと比較し示したものである。いずれの工場で生産された高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートも、砂岩砕砂を用いたものに比べて乾燥収縮ひずみの最終値が小さいことがわかる。A 工場、B 工場および C 工場で生産された高炉スラグ細骨材の吸水率は、それぞれ 0.58%、0.87%および 2.61%であるが、吸水率が小さい A 工場製および B 工場製の高炉スラグ細骨材を用いたものの乾燥収縮ひずみの最終値が、より小さいことが示されている。

図 2.2-10 は、水セメント比が 35%の AE コンクリートのクリープ係数に、細骨材の種類が与える影響を示したものである。C 工場で生産された高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートのクリープ係数は、砂岩砕砂を用いたものに比べて同程度であるのに対し、A 工場および B 工場で生産された高炉スラグ細骨材を用いたものでは、砂岩砕砂を用いたものよりも小さいことがわかる。図 2.2-11 は、水セメント比が 25%から 55%の高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートのクリープ速度を、砂岩砕砂を用いたものと比較し示したものである。ただし、クリープ速度 A は、クリープ係数と載荷期間の実験値の関係を次式に示される曲線により回帰し、求めたものである。

$$\phi(t) = A \cdot \log_e(t+1) \quad (\text{式 2.2-1})$$

ここに、 $\phi(t)$ は、載荷期間 t (日)におけるクリープ係数で、 A は、クリープ速度である。

吸水率の大きい C 工場で生産された高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートのクリープ速度は、砂岩砕砂を用いたものと同様である。一方、A 工場および B 工場で生産された高炉スラグ細骨材を用いたものは、砂岩砕砂を用いたものよりも小さいことがわかる。とくに、吸水率が最も小さい A 工場で生産された高炉スラグ細骨材を用いたもののクリープ速度は、より小さくなっている。

4) 塩化物イオン浸透性

図 2.2-12 は、水セメント比が 65%のコンクリートを塩水に 728 日間浸漬させた後の塩化物イオン濃度の分布を示したものである。浸透面から 10 mm よりも深部では、高炉スラグ細骨材を用いたものの方が高炉スラグ細骨材を用いていないものに比べて、塩化物イオン濃度が小さいことが分かる。高炉スラグ細骨材がセメントペーストと反応することで、骨材とセメントペーストとの界面が緻密になる。骨材周辺が改質されることで、塩化物イオンが浸透しにくくなることが考えられる。一方で、浸透面に近い

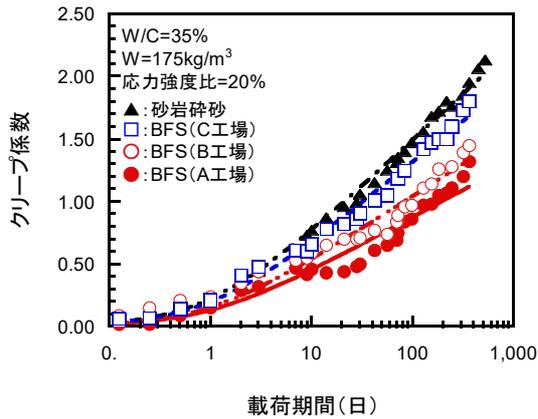


図 2.2-10 クリープ係数の測定結果¹⁸⁾

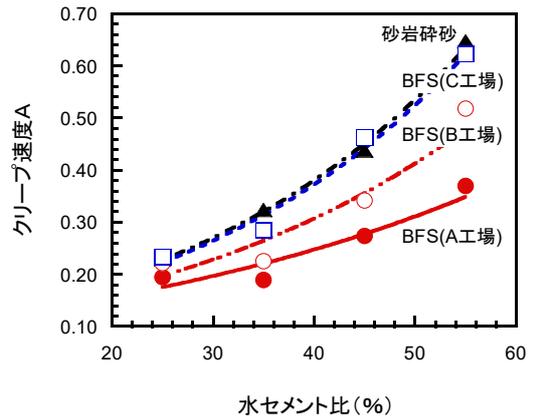


図 2.2-11 クリープ速度¹⁸⁾

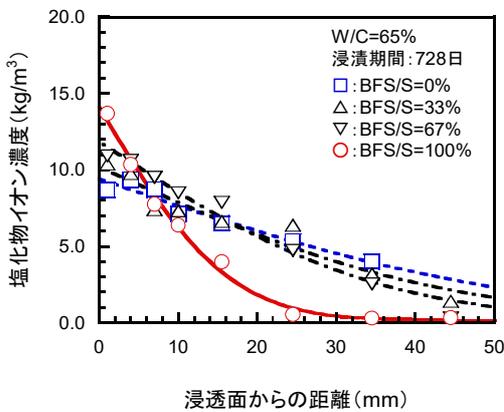


図 2.2-12 塩化物イオン濃度分布(W/C:65%)¹⁹⁾

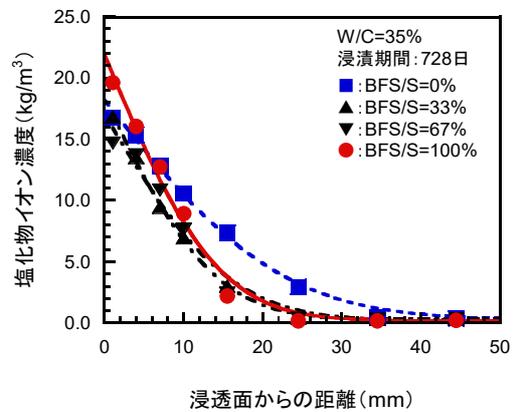


図 2.2-13 塩化物イオン濃度分布(W/C:35%)¹⁹⁾

部分では、高炉スラグ細骨材を用いたものの方が、用いていないものに比べて塩化物イオン濃度が大きくなっている。

図 2.2-13 は、水セメント比が 35% のコンクリートを塩水に 728 日間浸漬させた後の塩化物イオン濃度の分布を示したものである。水セメント比が 35% の場合も同様に、深部では高炉スラグ細骨材を用いていないものの塩化物イオン濃度が大きくなるのに対し、浸透面に近い部分では、高炉スラグ細骨材を用いたものの方が、塩化物イオン濃度は大きくなっている。また、水セメント比が 65% のものに比べて、35% のものの方が浸透面に近い部分の塩化物イオン濃度が大きくなっている。コンクリート中に浸透した塩化物イオンの一部は、セメント水和物とフリーデル氏塩を生成し固定化されることが知られている。高炉スラグ細骨材を用いることで、組織が緻密になることに加え、浸透した塩化物イオンが固定化されることで、コンクリート内部の塩化物イオン濃度が小さくなったと推察される。

5) 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの特性

ここで紹介した既往の研究では、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートは、砂岩砕砂を用いたものに比べて、長期にわたって圧縮強度が大きくなり、静弾性係数は砂岩砕砂を用いたものに比べて大きくなることが示されている。また、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみおよびクリープは、砂岩砕砂を用いたものに比べて小さくなり、塩化物イオンの浸透抵抗性を向上させる効果もあることが示されている。



写真 2.2-4 海中ボックスカルバート¹³⁾



写真 2.2-5 プレキャスト PC 床版¹³⁾



写真 2.2-6 プレキャスト桁部材の架設¹⁴⁾



写真 2.2-7 移動式ミキサによる打設¹⁴⁾

(4) 土木構造物への適用事例と PC 橋の改築・更新工事への適用の可能性^{13),14)}

前述のとおり、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートは高い耐久化をするため、過去には海岸の飛沫滞である厳しい塩害環境下や凍結防止剤の散布される凍害環境下に新設するコンクリート構造物に適用されている。写真 2.2-4 は、海中部に RC 構造のボックスカルバートを設置している状況である。写真 2.2-5 は、凍結防止剤が散布される凍害・塩害環境下の床版取替え工事における PC 床版の架設状況である。いずれも高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートで製造されたプレキャスト部材であり、高耐久なコンクリート構造物の構築を目的とした採用事例である。

高炉スラグ細骨材を用いたコンクリート部材は、プレキャスト部材の製造工場で作成されて建設現場に運搬された事例が多い。写真 2.2-6 は、PC 橋の端部に接合される桁部材に高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートを適用した事例のものである。また、写真 2.2-7 は、移動式ミキサを用いて施工現場で高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートを製造し、高速道路橋梁の壁高欄を打設している状況である。移動式ミキサを用いた事例は数件の実績があるが、比較的打設数量の少ない工種への適用のみである。

既往の研究では、レディーミクストコンクリート工場が高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートを製造し、アジテーター車によって施工現場まで運搬することを想定したフレッシュ性状、硬化性状および施工性の確認実験などが行われている。その結果、普通コンクリート同様に場所打ち施工への適用が可能と結論付けられているが、コンクリートポンプ車を用いた打ち込み事例を含めて、実装には至っていないのが現状である。また高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートは、天然細骨材を用いたコンクリートに比して、クリープ・乾燥収縮を低減できることも明らかとなっている。しかし、過去の採用事例に、クリープ・乾燥収縮低減効果に期待した例は存在しない。高耐久で低クリープ・低乾燥収縮という特性を有する高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートは、PC 橋の改築・更新工事に、その特性を活かせる可能性を有していると考えられる。

(5) 高炉スラグ細骨材と高炉スラグ微粉末を併用したコンクリートの性能と実績^{13),14)}

高炉スラグ細骨材（以下、BFS）を用いたコンクリートの耐久性は前述のとおりであるが、さらに高炉スラグ微粉末（以下、GGBS）を併用した場合はより高い耐久性を確保できることが既往の研究から明らかになっている。図 2.2-14 は、既往の研究で示された BFS コンクリートの凍結融解抵抗性に GGBS の添加が与える影響を示したものである。GGBS/B は結合材として用いた早強ポルトランドセメントに対する GGBS の置換率を示している。この図から、蒸気養生を行う BFS コンクリートでも GGBS の置換率増加とともに凍結融解抵抗性が向上していることが分かる。図 2.2-15 は港湾工事で施工されたジャケッ式栈橋の施工例であり、写真 2.2-8 は栈橋に用いたプレキャスト RC 床版である。プレキャスト RC 床版には、BFS と GGBS を併用したコンクリートを用いており、RC 構造には適用した事例があることを示すものである。

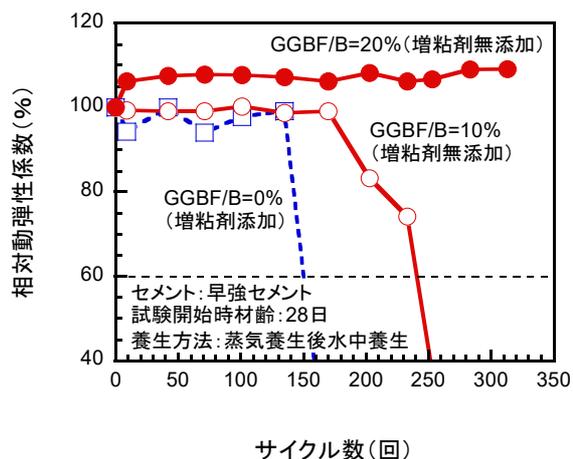


図 2.2-14 凍結融解抵抗性 (BFS+GGBS)¹⁴⁾



図 2.2-15 海上栈橋への適用事例¹³⁾

2.3 既往の研究を踏まえた本研究の取組み

既往の研究により得られた知見を踏まえ、PC 構造物の既存ストックを長期的に有効活用するためには、PC 技術の活用により、適切な維持管理と耐久性に優れた構造物の構築が求められる。その中で、既存ポステン PC 橋の効率的な維持管理に資する性能評価方法や、改築や更新と判断された PC 構造物の高耐久化や効率化に関して、以下の課題がある。



写真 2.2-8 海上栈橋に用いた RC 床版¹³⁾

① 既存ポステン PC 橋の効率的な性能評価方法に関する課題

- ・ PC 構造物の生命線である PC 鋼材の健全性とグラウト充填状況は、外観上の目視点検で判断することが極めて難しく、ポステン PC 橋特有の変状とされているシース沿いひび割れとコンクリート内部の PC 鋼材の状況との関連性を示すデータが少ない。
- ・ グラウト充填不足部のシース腐食による軸方向ひび割れについては、発生メカニズムに未解明な点があるとともに、軸方向ひび割れの発生がプレストレスに与える影響についても不明である。
- ・ 軸方向ひび割れが生じたポステン PC 桁の耐荷性状や曲上げ定着部付近のグラウト充填不足が耐荷性能に与える影響、さらに、充填不足部の PC 鋼材腐食と耐荷性能の関係についての研究事例が少ない。

②PC 橋の改築更新に適した高耐久なコンクリートに関する課題

- ・ PC 橋が改築や更新という選択に至った場合、新たに建設される PC 構造物に用いるコンクリートには、ライフサイクルコストやライフサイクル CO₂ を低減する観点から、高い耐久性や CO₂ 負荷の低減が求められる。
- ・ 供用中の PC 橋を改築更新する場合では、車線規制や通行止めを伴う可能性もあり、社会的影響を低減する必要性から、工事期間を短縮する技術が求められる。

これらの課題に対し、本研究では、以下の内容を検討することとした。

(1) 既存ポステン PC 橋の効率的な性能評価方法に関する研究

- ・ シース・PC 鋼材の腐食とコンクリート表面に発生する軸方向ひび割れについて、実橋の調査データの分析による関連性の検証と、グラウト充填不足部を模擬したポステン PC 桁供試体による電食実験を実施し、グラウト充填不足部におけるシース・PC 鋼材の腐食と腐食ひび割れの関係や、これらの損傷がプレストレスに与える影響の把握をおこない、既存ポステン PC 桁の点検・診断・評価に有効となる着目点について検討する。
- ・ グラウト充填不足や PC 鋼材腐食および腐食ひび割れがポステン PC 桁の耐荷性能に与える影響を検討する事を目的に、支間中央部に腐食が生じた PC 梁の曲げ耐荷性能に関する確認実験、曲げ上げ定着部に腐食が生じた PC 梁のせん断耐荷性能に関する実験、グラウト境界部の位置が耐荷性能に与える影響に関する解析的検討を実施する。

(2) PC 橋の改築更新に用いるコンクリートの高耐久化と施工の効率化

- ・ 塩害による鋼材腐食や凍害によって劣化した PC 橋が、耐荷性能の保持や維持管理の難しさなどから改築または更新と判断された場合、PC 構造では、その構造特性に適したコンクリートを用いることが重要である。本研究では、PC 構造物に対して、構造的合理性を有し、耐久性の向上が期待できる高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートに着目し、その材料特性について検討する。また、高炉スラグ細骨材は、製造元によって特性が異なるため、種々の高炉スラグ細骨材を用いてコンクリート供試体を作成し、その特性を把握する。さらに、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの施工性や高炉スラグ微粉末を併用した場合の特性についても検証を行う。
- ・ 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートは、高い塩化物イオン浸透抵抗性や凍結融解抵抗性を有し、RC 構造物を中心に適用された事例はある。しかし、クリープ・乾燥収縮が問題となる PC 橋に、これらの低減効果に期待して適用した事例はなく、場所打ち施工に適用した前例もない。そこで、クリープ・乾燥収縮の低減効果に期待した場所打ち PC 橋への適用を試みる。

参考文献

- 1) 石田雅博，吉田英二，山口岳思，谷口秀明，北野勇一，國富康志，小林崇：道路橋のメンテナンス技術の高度化，プレストレストコンクリート工学会，第 45 回 PC 技術講習会，2017
- 2) 土木研究所，プレストレストコンクリート建設業協会：撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書，平成 28 年 3 月。
- 3) 近藤拓也，山本貴士，宮川豊章，鈴木佑典：鋼製シースの腐食による PC のひび割れ発生状況に関する一考察，土木学会論文集 E2，Vol.73，No.4，pp.348-362，2017.
- 4) 奥野喜久，近藤拓也，山本貴士，宮川豊章：アンボンド PC はりの曲げ耐荷性能に与える PC 鋼材腐

- 食の影響, 第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.33-38, 2011.10
- 5) 神津和大, 斎藤成彦, 衣笠泰広: 鋼材腐食を生じた PC はりの曲げ耐荷性能に関する研究, 第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.271-276, 2011.10
 - 6) 近藤拓也, 山本貴士, 真鍋英規, 宮川豊章: シース腐食が生じた PC はりの曲げ耐荷性能に関する数値解析的検討, プレストレストコンクリート工学会 第 21 回シンポジウム論文集, 2012.10
 - 7) 近藤拓也, 奥野喜久, 山本貴士, 宮川豊章: シース腐食が PC はりの曲げ耐荷性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, 2012
 - 8) 村田一郎, 大坪正行, 濱田譲, 森川英典: 定着部付近での内ケーブルの破断を装置した鉄道 PCI 形桁のせん断耐力に関する一考察, 土木学会論文集 E2, Vol.71, No.3, pp.203-219, 2015
 - 9) 吉田英二, 大島義信, 石田雅博, 山本貴士, 服部篤史, 高橋良和: 定着部付近におけるケーブル破断が PC 箱桁橋の耐荷性能に及ぼす影響, 土木学会論文集 E2, Vol.77, No.4, pp.210-229, 2021
 - 10) 一般財団法人 国土技術研究センター HP より
 - 11) 白木宏二郎, 此川孝悦, 田中光一, 松本修一: 歌高架橋における既設橋部分撤去工法について, 平成 29 年度北陸地方整備局事業研究発表会
 - 12) 稲田卓也, 清水啓史, 小林仁, 花房禎三郎: ジャンクション建設にともなう拡幅橋梁の設計・施工一門真ジャンクション D ランプ橋工事一, (株)ピーエス三菱 技報, 第 7 号, pp.12-13, 2009
 - 13) 土木学会: 高炉スラグ細骨材を用いたプレキャストコンクリート製品の設計・製造・施工指針(案), コンクリートライブラリー, 第 155 号, 2019.3
 - 14) 土木学会: 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートに関する研究小委員会 (354 委員会) 成果報告書, コンクリート技術シリーズ, No.117, 2018
 - 15) 藤井隆史, 堀水紀, 藤原斉, 綾野克紀: 高炉スラグを用いたコンクリートの中酸化, 塩化物イオン浸透性および電気抵抗性に関する研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol. 16, pp. 195-200, 2016
 - 16) 藤原斉, 中山敦郎, 藤井隆史, 綾野克紀: 高炉スラグがコンクリート中の鋼材腐食に与える影響, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol. 17, pp. 29-34, 2017
 - 17) 藤井隆史, 中山敦郎, 綾野克紀: 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの塩分浸透性と鋼材腐食に関する研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol. 18, pp. 25-30, 2018
 - 18) 藤井隆史, 綾野克紀: 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの強度, 収縮, クリープおよびアルカリシリカ反応抑制効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 40, No. 1, pp. 99-104, 2018. 7
 - 19) 藤井隆史, 河中涼一, 綾野克紀: 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの鋼材腐食抑制効果に関する研究, 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.279-284, 2019

第3章 ポストテンション PC 桁の腐食ひび割れとプレストレスの関係に関する研究

3.1 はじめに

全国の道路橋の点検結果の分析¹⁾では、ポストテンション PC 桁に生じているひび割れは、主桁下面の縦方向に生じるひび割れの発生頻度が突出していると報告されている(図 3.1-1)。これらは、PC ケーブルに沿ったひび割れの可能性が高く、PC 橋特有の変状の一つであると認識されており、グラウトの充填不足や PC 鋼材腐食に起因する劣化であると考えられている。しかし、その発生メカニズムや進行性、縦方向ひび割れが耐荷性能に与える影響などについては、未解明な部分が多い。

そこで本章では、シース・PC 鋼材の腐食とコンクリート表面に発生する軸方向ひび割れについて、実橋の調査データを分析して関連性を検証する。また、グラウト充填不足部におけるシースや PC 鋼材の腐食と腐食ひび割れの関係、また、これらの損傷がプレストレスに与える影響について、グラウト充填不足部を模擬したポステン PC 桁供試体による電食実験を行う。

	発生位置	ひび割れパターン
RC桁 PC桁 共通	支間	①主桁直角方向の桁下面又は側面の鉛直ひび割れ
	中央部	②主桁下面縦方向ひび割れ
	支間1/4部	③主桁直角方向の桁下面又は側面の鉛直又は斜めひび割れ
	支点部	④支点付近の腹部に斜めに発生しているひび割れ
		⑤支承上の桁下面又は側面に鉛直に発生しているひび割れ
		⑥支承上の桁側面に斜めに発生しているひび割れ
		⑦ゲルバー部のひび割れ
	その他	⑧連続桁中間支点部の上側の鉛直ひび割れ
		⑨亀甲状、くもの巣状のひび割れ
		⑩桁の腹部に規則的な間隔で鉛直方向に発生しているひび割れ
		⑪ウェブと上フランジの接合点付近の水平方向のひび割れ
		⑫桁全体に発生している斜め45度方向のひび割れ
PC桁	支間	⑬変断面桁の下フランジのPC鋼材に沿ったひび割れ
	中央部	⑭主桁上フランジ付近のひび割れ
	支間1/4部	⑮PC連続中間支点の変局点付近のPC鋼材に沿ったひび割れ
		⑯PC連続中間支点の変局点付近のPC鋼材に直交したひび割れ
	支点部	⑰主桁の腹部に水平なひび割れ
	その他	⑱PC鋼材定着部又は偏向部付近のひび割れ
		⑲PC鋼材が集中している付近のひび割れ
		⑳シースに沿って生じるひび割れ

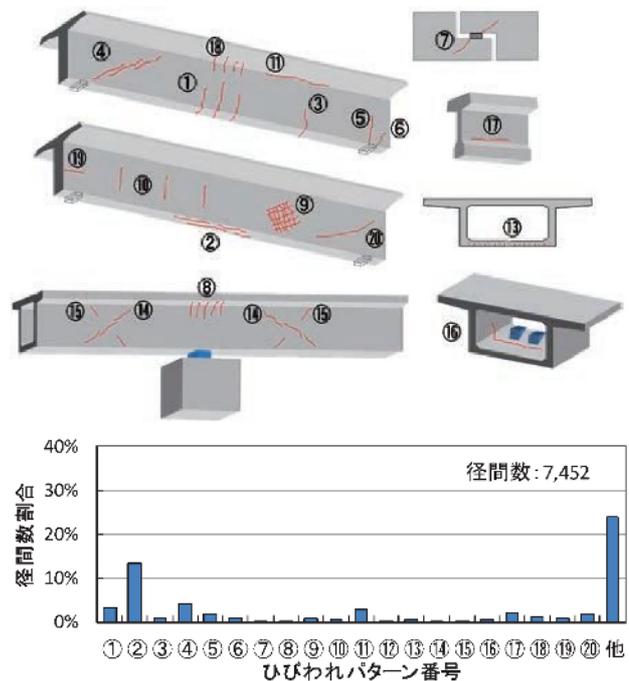


図 3.1-1 ポストテンション PC 桁のひび割れ発生の特徴¹⁾

3.2 実構造物の外観変状とグラウト状況・PC 鋼材腐食に関するデータ分析

(1) 対象とする橋梁の概要

データ分析の対象は、1970 年代に建設され現在供用中の単径間ポストテンション T 桁橋(支間 25m ~ 35m) に対して実施されたグラウト充填調査結果である。架橋位置は、飛来塩分の影響を受けない内陸部で比較的温暖な環境であり、凍結防止剤の散布は限定的な地域である。

図 3.2-1 に橋梁一般図、図 3.2-2 に PC 鋼材配置図と削孔調査位置図を示す。主桁縦締め PC ケーブルは、12φ7mm (シース径 φ45mm) で、上縁定着ケ

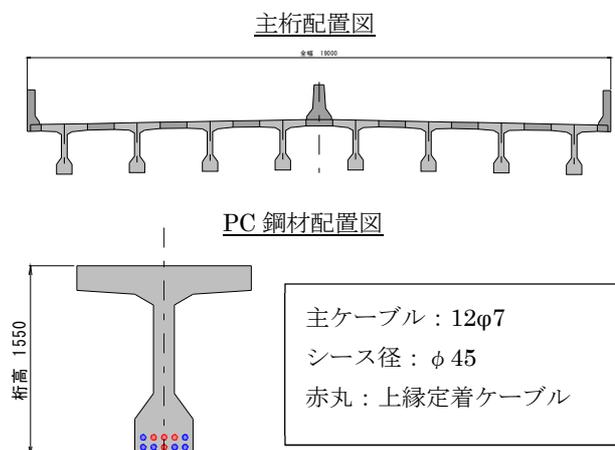


図 3.2-1 橋梁概要図

ケーブルを有している。

分析に用いたデータ数は、PC ケーブルの健全度調査は、100 径間（主桁数：687 本、PC ケーブル本数：2388 本）を対象として実施し、近接目視・たたき調査および上縁定着ケーブルの曲上げ部付近のグラウト充填調査（削孔調査）をおこなった。

上縁定着ケーブルのグラウト充填状況を図 3.2-3 に示す。削孔調査の結果、約 3 割の曲上げ定着部で充填不良が発生していた。なお、主桁側面のシースに沿ったひび割れは、調査対象の約 1 割程度の箇所が発生しており、主桁下面の縦方向ひび割れの発生は無かった。

今回、調査対象とした橋梁では、グラウト充填不足部にシースに沿ったひび割れの発生箇所数が少ないが、シースに沿ったひび割れが発生している箇所について、グラウトの充填状況および PC 鋼材の腐食状況との関係性を分析し、ボステン桁の外観ひび割れと内部の PC 鋼材の状況把握の可能性について検討する。

(2) 外観変状と PC 鋼材の状況との関係

ボステン PC 桁特有の変状の一つである PC ケーブルに沿ったひび割れは、PC グラウトの充填不足や PC 鋼材腐食に起因すると考えられている。しかし、そのひび割れ発生メカニズムや進行性などについては、種々の研究が行われているが未解明な点も多い。コンクリート標準示方書_維持管理編では、「PC グラウト充填不足部分が存在する場合、その部分への水や塩化物イオンの侵入により、水の凍結膨張圧あるいはシースや PC 鋼材の腐食が原因で PC ケーブルに沿ったひび割れが生じる。なお、アルカリシリカ反応によっても同様のひび割れが生じることがあるため、原因の特定には注意を要する」と記述されている。

そこで、PC シースに沿ったひび割れと内部のグラウト状況および PC 鋼材の腐食状況について、実橋の調査結果からデータ分析を行った。なお、PC 鋼材の腐食グレードは、プレストレストコンクリート構造物補修の手引き（案）²⁾を参照して評価をおこなった（表 3.2-1）。

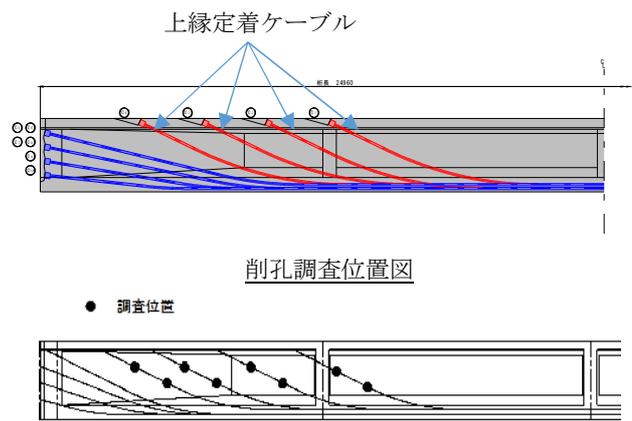


図 3.2-2 削孔調査位置

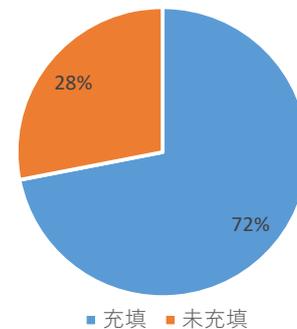
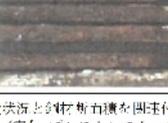


図 3.2-3 上縁定着ケーブルのグラウト充填状況

表 3.2-1 PC 鋼材の腐食グレード²⁾

腐食グレード	鋼材の腐食状況	設計考慮 降下係数 λ_p
— (鋼材見えず)	 グラウトが完全充填されていて鋼材の状況が確認できない（健全とみなす）。	1.00
I	 質量減少率 1%未満に相当する腐食。	1.00
II	 質量減少率 1～2.5%程度に相当する腐食。	0.94
III	 質量減少率 10%程度未満に相当する腐食。	0.86
IV	 質量減少率 10%程度以上に相当する腐食。	0 * 破断をみなす

注) PC 鋼材の腐食状況と鋼材断面積を関係付けた評価は「プレストレストコンクリート構造物補修の手引き（案）」（案）「プレストレストコンクリート建設協会」平成 21 年 9 月 1 日

調査対象の PC 鋼材は全 2388 ケーブルであり，シースに沿ったひび割れは，曲げ上げ定着部の 88 箇所であった。図 3.2-5 は，シースに沿ったひび割れ発生個所のグラウト充填状況を示したものであるが，約 7 割がグラウト充填不足であった。一般的に，シース腐食による膨張圧で表面ひび割れが発生するためには，膨張圧を伝える反力としてグラウトが充填されている必要があると考えられるが，実橋においては，グラウト充填不足部のひび割れ発生が多い結果であった。

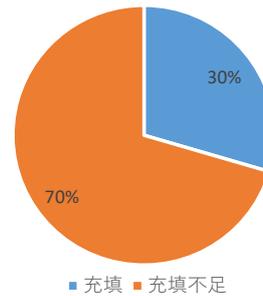


図 3.2-5 シースに沿ったひび割れ箇所のグラウト充填状況

次に図 3.2-6 は，PC グラウトの充填不足箇所における推定グラウト充填不足長さの頻度分布を示したものである。グラウト充填長さは，検測尺による測定している。グラウト充填不足長さは，1.50m 以下が多く，グラウト充填不足は縦締めケーブルの曲上げ部付近にとどまっている傾向がうかがえる。図 3.2-7 は，充填不足長と桁高の関係を示したものである。一般的にブリージングによるグラウト充填不足は，曲げ上げ部の高低差が大きいほど発生しやすいと考えられるが，今回の調査対象では，その傾向は認められなかった。

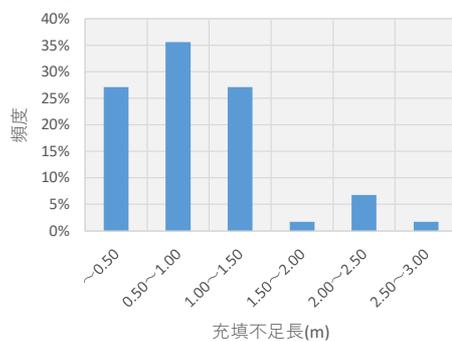


図 3.2-6 充填不足長の頻度分布

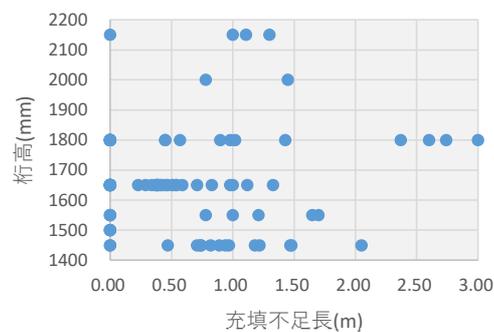


図 3.2-7 充填不足長と桁高の関係

図 3.2-7，図 3.2-8 は，グラウト充填不足部と充填部について，シースかぶり厚とひび割れ幅の発生頻度を示したグラフである。両者を比較すると，グラウト充填部に発生するひび割れは，比較的シースかぶりが薄い箇所で発生し，ひび割れ幅も小さい事がわかる。対象橋梁は，採取したコアの分析結果からアルカリシリカ反応性のコンクリートの可能性は小さいため，グラウト充填部のひび割れは，グラウト注入圧や膨張圧，コンクリートとグラウトの熱膨張係数差などの要因等と推察される。本調査結果は，シースかぶりが薄いほどひび割れが発生しやすくなる既往の検討結果と傾向が一致している。グラウト充填不足部は，シースかぶり厚が 150mm 以上の箇所においてもひび割れが発生しているが，かぶりが薄い箇所のひび割れ発生頻度が高くなっている。

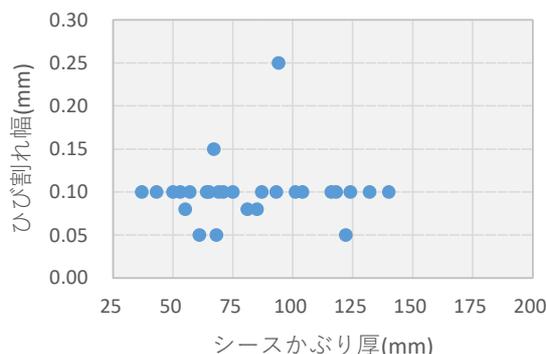


図 3.2-7 シースかぶり厚とひび割れ幅 (グラウト充填部)

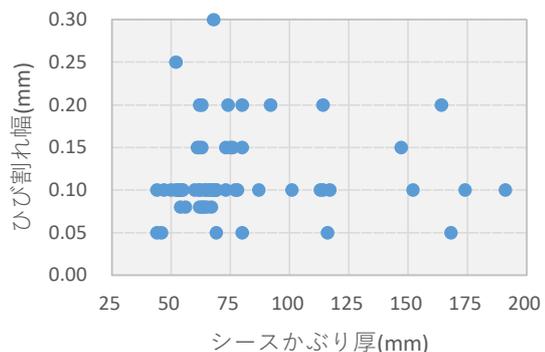


図 3.2-8 シースかぶり厚とひび割れ幅 (グラウト充填不足部)

図 3.2-9 は、充填不足部の PC 鋼材の腐食状況について、シーす沿いのひび割れ有無による違いを示したものである。PC 鋼材の健全度は、ひび割れの有無で差異があり、コンクリート表面にひび割れが生じている方が全体的に PC 鋼材の腐食が進んでいる傾向にある。このことから、ポステン PC 桁の維持管理において、シーすに沿ったひび割れの有無は、健全性を評価する上での指標のひとつと言える。なお、シーす内への水の浸入は、ひび割れ発生部の充填不良箇所の 5%（4 箇所）程度と僅かであり、シーす内が湿潤環境であった PC 鋼材は、腐食度ⅠとⅡが各 1 か所、腐食度Ⅳが 2 か所であった。

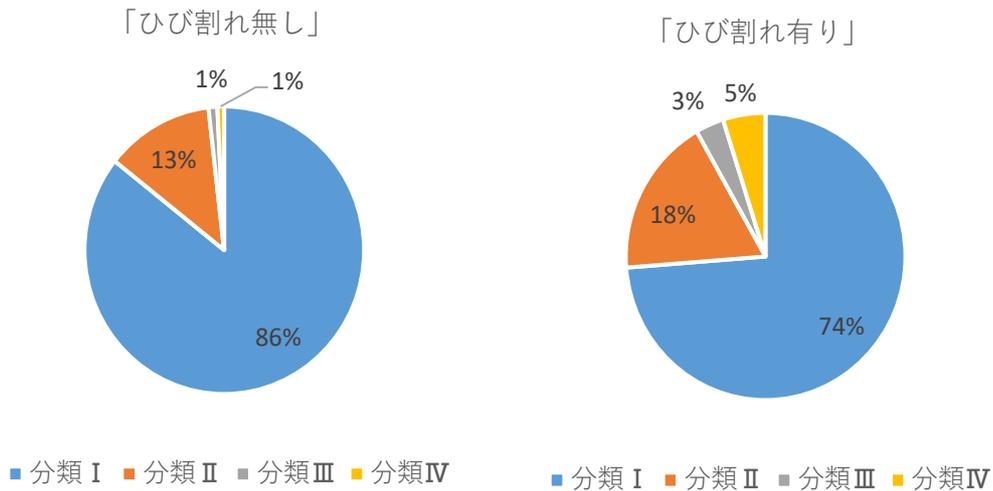


図 3.2-9 グラウト充填不足箇所の PC 鋼材腐食度

図 3.2-10 は、充填不足長さとひび割れ長さの関係を示したグラフである。この結果から、充填不足長とひび割れ長さには、若干の関係性が認められる。相関係数は、相関係数は 0.25 程度であり僅かな正の相関がある。充填不足長さと発生したひび割れ幅の関係についても、ごく僅かであるが相関性がみられ（相関係数 0.15）、充填不足範囲が長くなるにしたがって 0.10mm 以上のひび割れの発生割合が高くなっている。なお、充填不足長 1.50m 程度以下の範囲での相関係数は 0.31 であり、弱い相関性がみられる（図 3.2-11）。

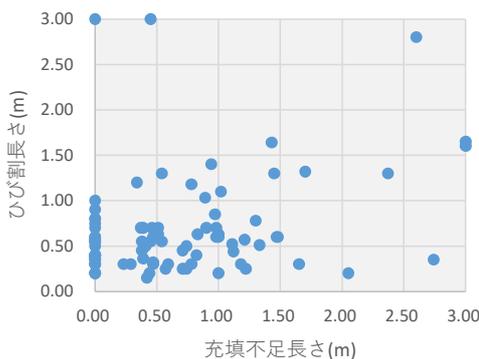


図 3.2-10 充填不足長とひび割れ長さ

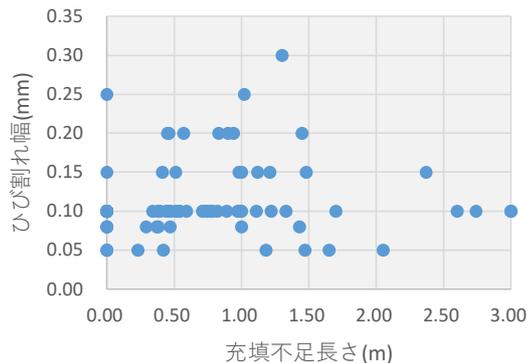


図 3.2-11 充填不足長とひび割れ幅

図 3.2.12 は、ひび割れ幅ごとに PC 鋼材腐食度の分類を集計したものである。発生しているひび割れは、0.10mm が多く、腐食度は分類Ⅰが最も多かった。

図 3.2.13 は、シーすかぶり厚ごとの PC 鋼材腐食度の分類を集計したものである。曲上げ部のシーすかぶり厚は、50mm～80mm の範囲が最も多い。

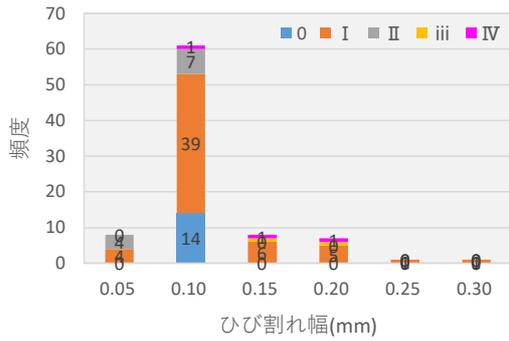


図 3.2-12 ひび割れ幅毎の PC 鋼材腐食度

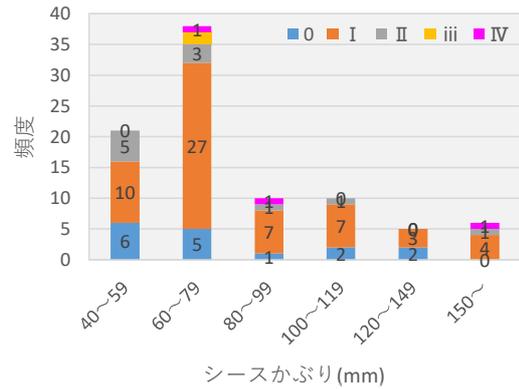


図 3.2-13 シースかぶり厚毎の PC 鋼材腐食

表 3.2-2 および図 3.2-14～図 3.2-17 は、PC 鋼材の腐食度との相関関係を分析した結果である。充填不足長とひび割れ幅、ひび割れ長さについては、弱い正の相関関係が認められるが、かぶり厚さと PC 鋼材の腐食度には関係性は見られなかった。

表 3.2-2 PC 鋼材腐食度との相関関係

	相関係数
ひび割れ幅	0.122
かぶり厚	0.010
ひび割れ長さ	0.144
充填不足長	0.412

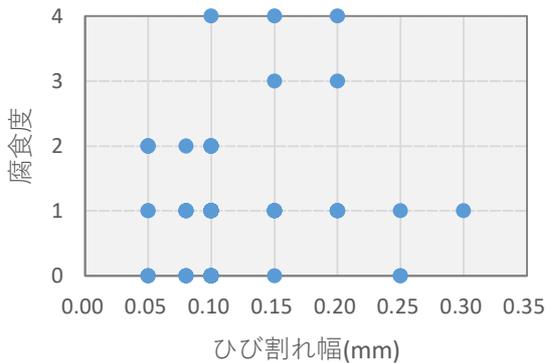


図 3.2-14 ひび割れ幅と PC 鋼材腐食度の関係

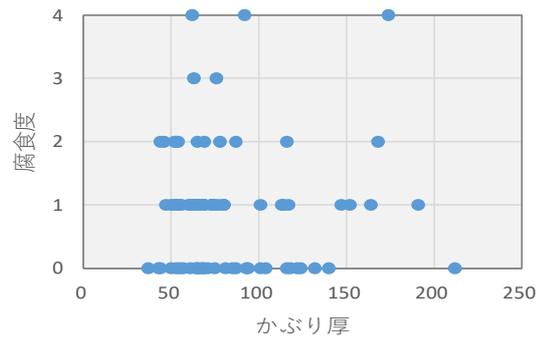


図 3.2-15 かぶり厚と PC 鋼材腐食度の関係

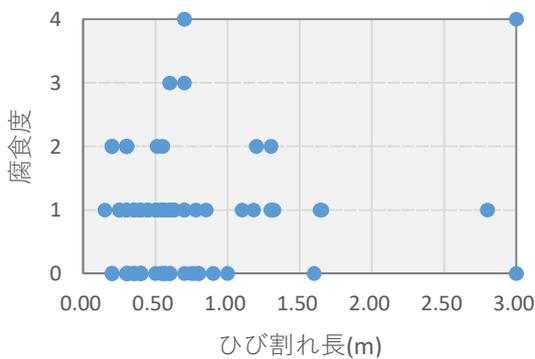


図 3.2-16 ひび割れ長と PC 鋼材腐食度の関

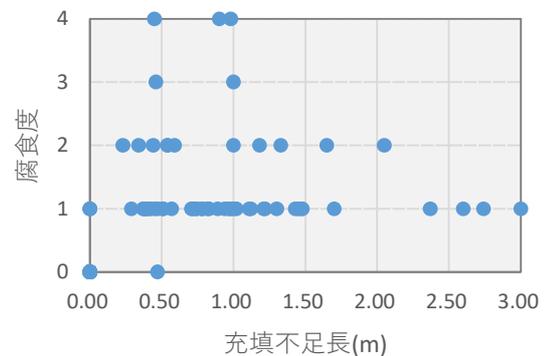


図 3.2-17 充填不足長と PC 鋼材腐食度の関

(3) 調査データ

シースかぶり (mm)	ひび割れ幅 (mm)	ひび割れ長さ (m)	グラウト充填状況	充填不良区間長 (m)	PC鋼材の腐食グレード
73	0.15	0.57	充填不良 (空隙大)	1.21	I
168	0.05	0.30	充填不良 (空隙大)	0.23	II
116	0.05	0.30	充填不良 (空隙大)	1.65	II
37	0.1	0.37	充填	-	-
132	0.1	0.30	充填	-	-
53	0.1	0.60	充填	-	-
101	0.1	0.39	充填不良 (空隙小)	0.00	I
122	0.05	0.20	充填	-	I
87	0.1	0.70	充填	-	I
75	0.1	0.30	充填	-	I

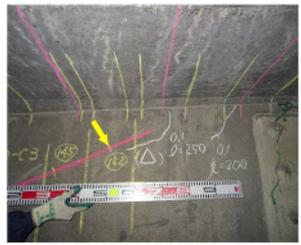
シースかぶり (mm)	ひび割れ幅 (mm)	ひび割れ長さ (m)	グラウト充填 状況	充填不良区間長 (m)	PC鋼材の 腐食グレード
69	0.05	0.15	充填不良 (空隙大)	0.42	I



シースかぶり (mm)	ひび割れ幅 (mm)	ひび割れ長さ (m)	グラウト充填 状況	充填不良区間長 (m)	PC鋼材の 腐食グレード
53	0.1	0.25	充填不良 (空隙大)	1.22	I



シースかぶり (mm)	ひび割れ幅 (mm)	ひび割れ長さ (m)	グラウト充填 状況	充填不良区間長 (m)	PC鋼材の 腐食グレード
152	0.1	0.25	充填不良 (空隙大)	0.74	I



シースかぶり (mm)	ひび割れ幅 (mm)	ひび割れ長さ (m)	グラウト充填 状況	充填不良区間長 (m)	PC鋼材の 腐食グレード
147	0.15	0.60	充填不良 (空隙大)	1.48	I



シースかぶり (mm)	ひび割れ幅 (mm)	ひび割れ長さ (m)	グラウト充填 状況	充填不良区間長 (m)	PC鋼材の 腐食グレード
73	0.1	0.85	充填不良 (空隙大)	0.97	I



シースかぶり (mm)	ひび割れ幅 (mm)	ひび割れ長さ (m)	グラウト充填 状況	充填不良区間長 (m)	PC鋼材の 腐食グレード
68	0.1	0.45	充填不良 (空隙小)	0.71	I



シースかぶり (mm)	ひび割れ幅 (mm)	ひび割れ長さ (m)	グラウト充填 状況	充填不良区間長 (m)	PC鋼材の 腐食グレード
54	0.1	0.50	充填不良 (空隙大)	0.74	I



3.3 グラウト充填不足を再現した供試体による電食実験

グラウト充填不足部におけるシースや PC 鋼材の腐食と腐食ひび割れの関係、また、これらの損傷がプレストレスに与える影響について検討するために、グラウトの充填度および PC 鋼材腐食度を実験要因とした電食実験を行った。実験は、既設ポステン T 桁の支間中央部を模擬して、PC 鋼材水平区間においてグラウトが PC 鋼材断面の半分程度しか充填されていない状態を再現した実験（以下、シリーズ I）と、桁端部を模擬して、PC 鋼材曲げ上げ部から定着部においてグラウトが充填されていない状態を再現した実験（以下、シリーズII）とした。

3.3.1 供試体概要

(1) シリーズ I

本実験の実験要因を表 3.3-1 に示す。実験要因は、グラウトの充填状況および PC 鋼材腐食とし、部材全長にわたりグラウトを完全に充填し PC 鋼材を腐食させない健全供試体を 1 体（以下、No.I-1）、グラウト充填不良区間を設けて PC 鋼材を腐食させる供試体を 2 体（以下、No.I-2-1、No.I-2-2）、合計 3 体の供試体を製作した。

表 3.3-1 シリーズ I 実験要因

供試体名	グラウト条件	PC鋼材腐食
No. I -1	完全充填	無
No. I -2-1	充填不足	有(目標質量減少率:5%)
No. I -2-2	充填不足	有(目標質量減少率:5%)

供試体の概要を図 3.3-1 に示す。供試体は、並列配置した 2 本のシース（鋼製、内径 φ28mm、外径 φ32mm）内に 7 本より PC 鋼線（φ15.2mm）を配置した全長 2200mm、断面 220mm×300mm、有効高さ（上縁から PC 鋼材中心までの距離）220mm のポステン PC はり部材とした。シースのかぶりおよびシース間距離は 1960 年代から 1970 年代に建設されたポステン T 桁橋を参考に決定した。せん断スパンには、せん断補強鉄筋として、D10（SD345）の閉合スターラップを 100mm 間隔で配置した。軸方向鉄筋には D10（SD345）を 4 本配置した。さらに、電食中に CCD カメラを挿入してシース内部の PC 鋼材の腐食状況を観察するために、電食区間の両端部付近に枝管付きシースとグラウトホースを用いた観察孔を設けた。コンクリートおよびグラウトの配合を、それぞれ表 3.3-2 および表 3.3-3 に示す。コンクリートには、電食を効率的に進めるため、10kg/m³ の NaCl を混入した。No.I-2-1 および No.I-2-2 のグラウト充填状況は、載荷点より両端部側に有効高さ（220mm）程度外側までの中央部約 800mm を充填、これより外側を PC 鋼材断面の半分程度が露出するような充填不良とした。

表 3.3-2 シリーズ I コンクリート配合

W/C (%)	単体量 (kg/m ³)					
	W	C	S	G	Ad	NaCl
37.5	159	424	721	1029	4.24	10

表 3.3-3 シリーズ I グラウト配合

W/P (%)	単体量 (kg/m ³)	
	W	P
38	539	1418

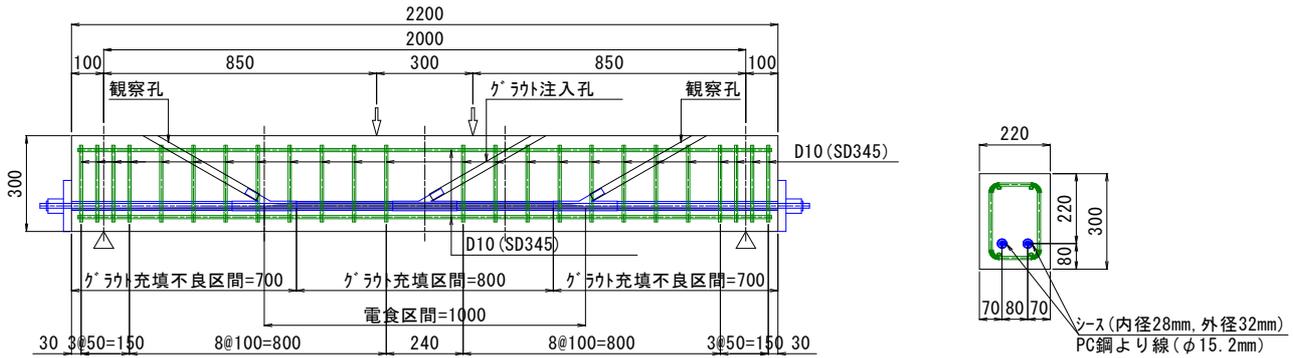


図 3.3-1 シリーズ I 供試体概要

(2) シリーズ II

本実験の実験要因を表 3.3-4 に示す。実験要因は、シリーズIと同じく、グラウトの充填状況および PC 鋼材腐食とし、部材全長にわたりグラウトを完全に充填し PC 鋼材を腐食させない健全供試体を 1 体 (以下, No.II-1), グラウト充填不良区間を設けるが PC 鋼材は腐食させない供試体を 1 体 (以下, No.II-2), グラウト充填不良区間を設けて PC 鋼材を腐食させる供試体を 1 体 (以下, No.II-3), 合計 3 体の供試体を製作した。

表 3.3-4 シリーズ II 実験要因

供試体名	グラウト条件	PC鋼材腐食
No. II -1	完全充填	無
No. II -2	充填不足	無
No. II -3	充填不足	有(目標質量減少率:10%)

供試体の概要を図 3.3-2 に示す。供試体寸法や支間中央部におけるシースおよび PC 鋼材配置はシリーズIと同様であるが、片側に PC 鋼材の曲げ上げ部を設けた。曲げ上げ部側のせん断スパン内にはせん断補強筋を配置せず、反対側のせん断スパン内には、D13 (SD345 エポキシ樹脂塗装鉄筋) の矩形スターラップを 75mm 間隔で配置した。軸方向鉄筋には、D19 (SD490 エポキシ樹脂塗装鉄筋) を 2 本配置した。また、これらの材料を組み立てるために竹ひごを使用した。シリーズIにおいて、意図していなかった鉄筋腐食によるひび割れが確認されたことから、シリーズIIでは、シースおよび PC 鋼材の腐食がひび割れに与える影響を明確にするために、その他の材料には防錆塗装が施されたものや非鉄性の材料を用いた。コンクリートおよびグラウトの配合を、それぞれ表 3.3-5 および表 3.3-6 に示す。コンクリートには、シリーズIと同じく、10kg/m³ の NaCl を混入した。No.II-2 および No.II-3 のグラウト充填状況は、シース水平配置区間を完全充填、曲げ上げ部より定着部までを非充填とした。

表 3.3-5 シリーズ II コンクリート配合

W/C (%)	単体量 (kg/m ³)					
	W	C	S	G	Ad	NaCl
41	174	424	732	931	10.61	10

表 3.3-6 シリーズ II グラウト配合

W/P (%)	単体量 (kg/m ³)	
	W	P
33.75	501	1486

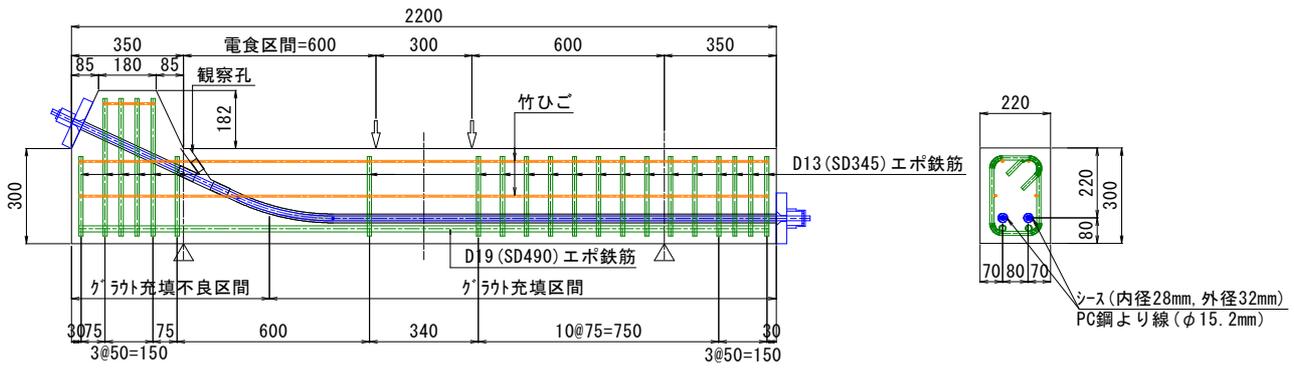


図 3.3-2 シリーズ II 供試体概要

3.3.2 電食方法

電食は、自然環境下で生じる腐食と、腐食生成物、腐食の形態あるいはコンクリートに発生するひび割れなどの観点で相違する点があるが、シースおよび PC 鋼材の腐食による断面減少や、コンクリート表面に発生するひび割れが、部材の耐荷性能に与える基本的な特徴を把握することが本実験の主目的であるため、腐食箇所や期間の制御が可能な電食を採用した。

シリーズ I の電食回路図を図 3.3-3 に、シリーズ II の電食回路図を図 3.3-4 に示す。シリーズ I の電食範囲はスパン中央部の 1000mm とし、シリーズ II の電食範囲は PC 鋼材曲げ上げ部側のせん断スパン 600mm とした。両シリーズともに、電食範囲には 3%NaCl 水溶液を含んだ脱脂綿を挟んで銅板を設置し、PC 鋼材を陽極、銅板を陰極とする回路を形成した。また、電食中はグラウト非充填部に 3%NaCl 溶液を充填することで通電効率を高めた。なお、シリーズ II の No.II-2 は通電をしないものの、No.II-3 と供試体の湿潤条件を合わせる目的で、No.II-3 の電食期間中は、同様の処置を施した。

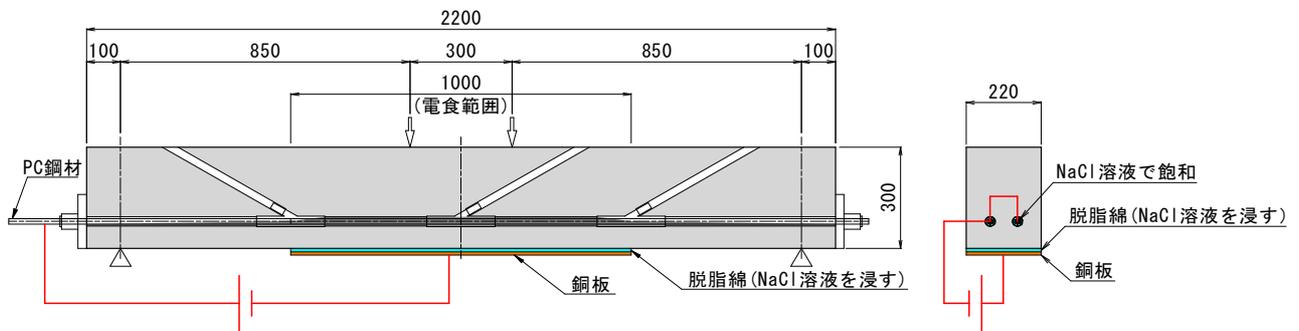


図 3.3-3 シリーズ I 電食回路図 (単位 : mm)

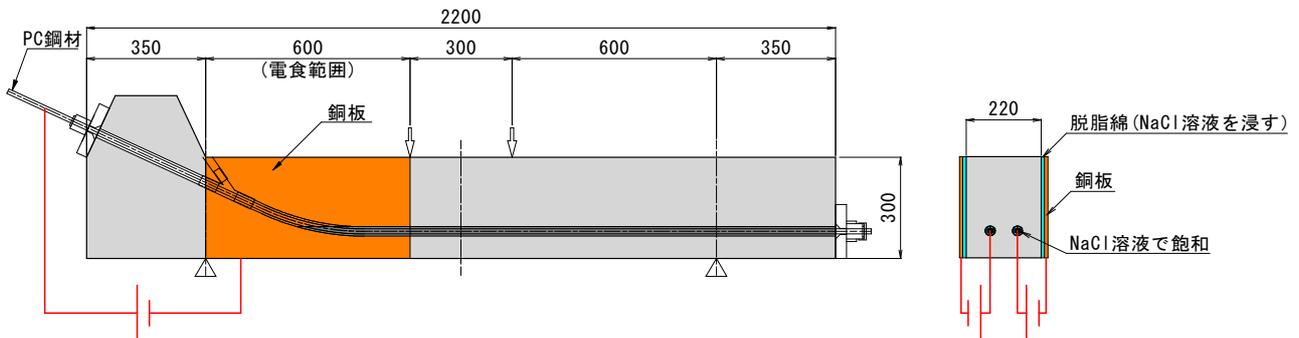


図 3.3-4 シリーズ II 電食回路図

シリーズIでの PC 鋼材の目標質量減少率は、破断伸びの低下が大きくなるとされる 5%としたが²⁾、第 4 章にて後述する耐荷性能に明確な差が現れなかったことから、シリーズIIでは PC 鋼材の目標質量減少率を 10%とした。積算電流量については、腐食量が積算電流量に比例するというファラデーの法則をもとに、過去の電食実験³⁾を参考にして、次式にて算出した。

$$W = 0.586 \times I_t \quad (\text{式 3.3-1})$$

ここに、 W ：腐食量 (g)、 I_t ：積算電流量 (A・h)

3.3.3 計測項目

シリーズIおよびシリーズIIで設置した計測機器を、それぞれ図 3.3-5 および図 3.3-6 に示す。シリーズIの主な計測項目は、ひび割れ状況、PC 鋼材端部緊張力、PC 鋼材腐食状況、コンクリート表面ひずみ、PC 鋼材ひずみである。シリーズIIでは、これに加えてコンクリート埋込ひずみゲージにより内部のひずみを計測した。また、両シリーズともに、載荷試験後に供試体を切断・解体することで、内部ひび割れ状況および PC 鋼材の質量を測定した。

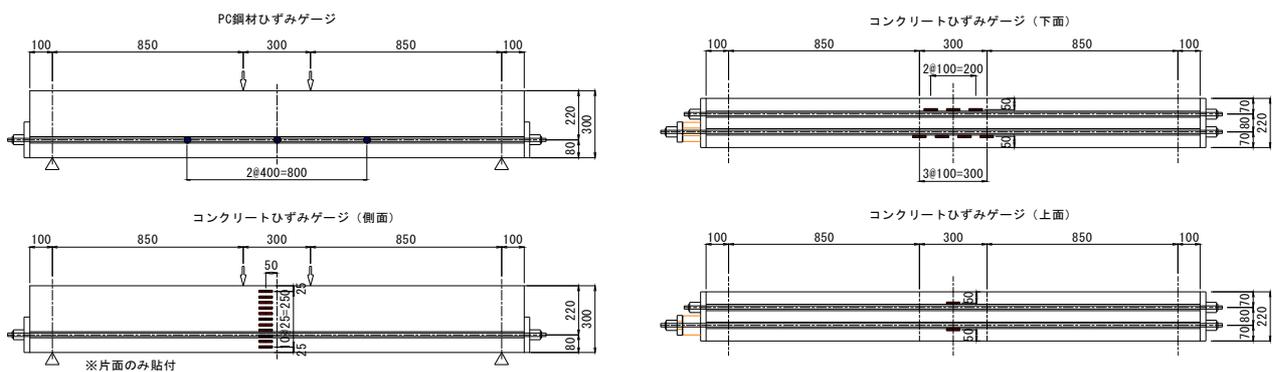


図 3.3-5 シリーズ I 計測機器設置位置 (単位 : mm)

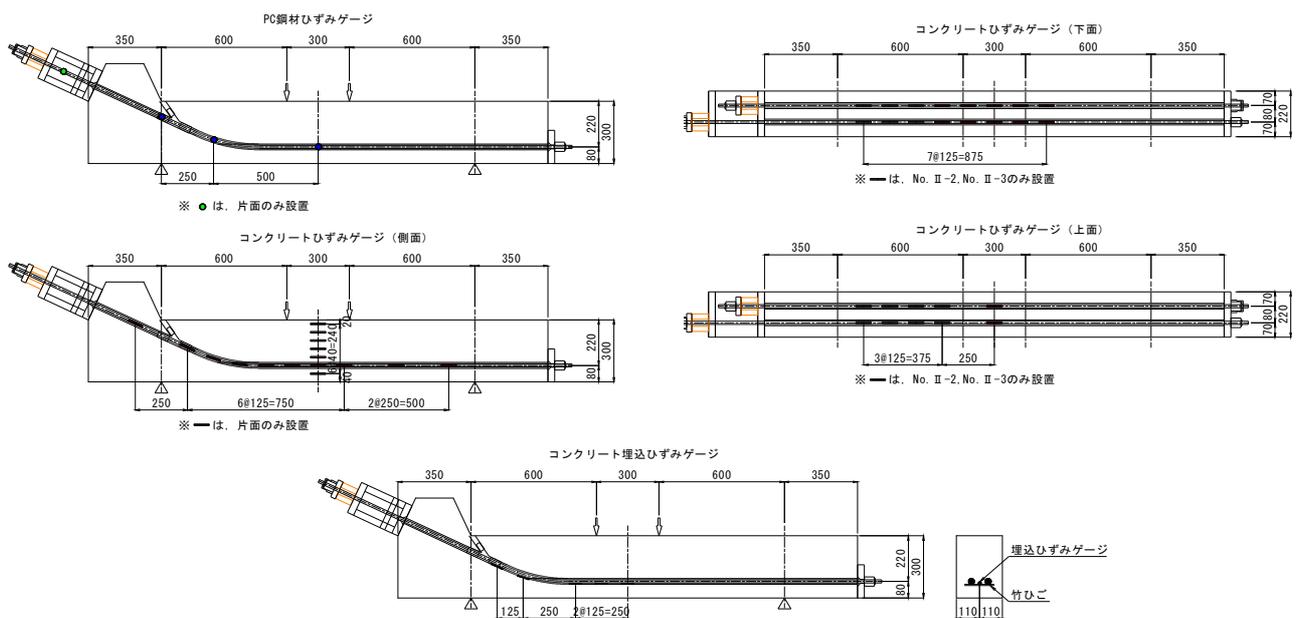


図 3.3-6 シリーズ II 計測機器設置位置

3.3.4 実験結果および考察

(1) ひび割れ発生要因および腐食状況

シリーズIより，電食後に確認した No.I-2-2 のひび割れ発生状況を，**図 3.3-7** に示す。図中には，シースの腐食を起点としてコンクリートに発生したひび割れ（以下，シース腐食によるひび割れ）を赤線で，鉄筋の腐食を起点としてコンクリート表面に発生したひび割れ（以下，鉄筋腐食によるひび割れ）を青線で示している。なお，鉄筋に腐食が生じた要因については，電食期間中において通電を効率的に進めるために供試体表面に NaCl 溶液を給水していたことから，表面および内部の微細ひび割れより溶液が浸透し回路を形成したことや，シースと鉄筋が供試体内部の一部で接触していたことなどが考えられる。

ひび割れ発生の要因となった腐食起点の推定は，曲げ載荷試験後に実施した切断面のひび割れ状況と照合することにより行った。載荷試験後の確認であるため，切断面のひび割れには載荷によるものも含まれるが，電食終了後，載荷試験前に記録した供試体表面のひび割れ位置と照合することにより推定した。No.I-2-2 の側面 A 側に配置されたシースおよび PC 鋼材について，グラウト充填不良部（**図 3.3-7 切断①**）のひび割れ状況を**写真 3.3-1** に，充填部（**図 3.3-7 切断②**）のひび割れ状況を**写真 3.3-2** に示す。グラウト充填不良部では，グラウトが充填されていないシース上側を起点としてコンクリート表面にひび割れが発生している状況を確認できる（**写真 3.3-1(a)**）。グラウト充填部では，グラウト内に PC 鋼材を起点としたひび割れの発生も確認できるが（**写真 3.3-2(b)**），コンクリート表面に達するひび割れとは連続しておらず，別途，シースを起点としたひび割れが表面に達している状況を確認できる（**写真 3.3-2(c)**）。これらのことから，**図 3.3-7** に赤線で示すひび割れは，PC 鋼材の腐食を起点としたものでなく，シースの腐食を起点としたひび割れであると推察できる。また，シース腐食によるひび割れは，グラウト充填不良部と充填部においてシースのほぼ同じ位置より発生していることから（**写真 3.3-1(a)**および**写真 3.3-2(c)**），充填不良部または充填部のいずれか一方で発生したひび割れが部材軸方向に進展し，他方まで伸びた可能性も考えられるが，少なくとも，シース内部のグラウト充填状況に関わらず，表面にひび割れが現れることがわかる。

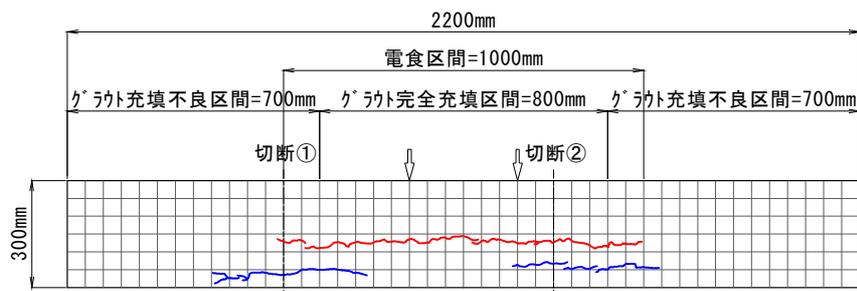


図 3.3-7 電食によるひび割れ発生状況 (No. I-2-2)

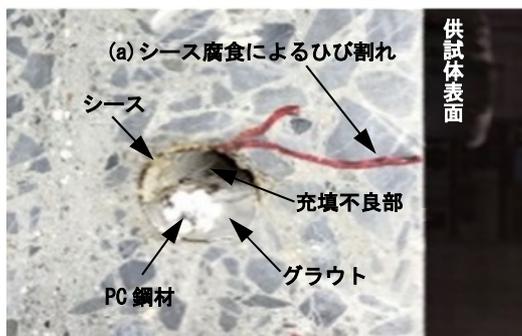


写真 3.3-1 充填不良部のひび割れ状況
(No. I-2-2 切断①)

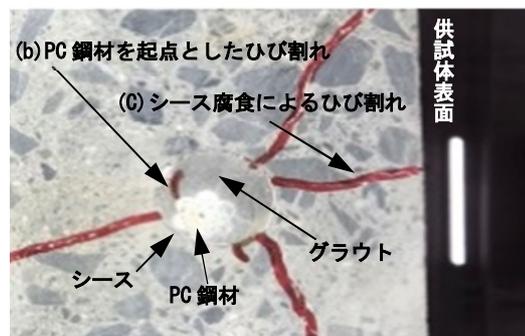


写真 3.3-2 充填不良部のひび割れ状況
(No. I-2-2 切断②)

No.I-2-2 においてシーす腐食によるひび割れが確認されたのは通電開始 4 日後であり、写真 3.3-3 はこの時点のシーす内部を CCD カメラにより撮影したものである。ひび割れ発生時には PC 鋼材はほとんど腐食しておらず、シーすについても未腐食部分が残存している様子が確認できる。このことから、ひび割れは、PC 鋼材の腐食ではなく、シーす腐食を生じ始めた初期の段階で発生することがわかる。

また、写真 3.3-4 は、No.I-2-2 で確認された 2 本のシーす同士を結ぶひび割れである。供試体切断による内部の観察は荷重試験後の実施であるため、荷重によって発生したことも考えられるが、ひび割れは、表面に顕在化しなくとも、シーすが多列配置されている場合には、内部で進展している可能性があると言える。

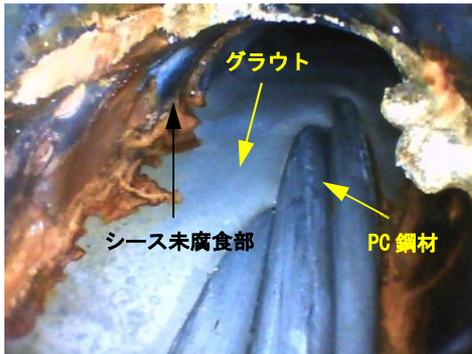


写真 3.3-3 電食中のシーす内部状況
(通電開始 4 日後)

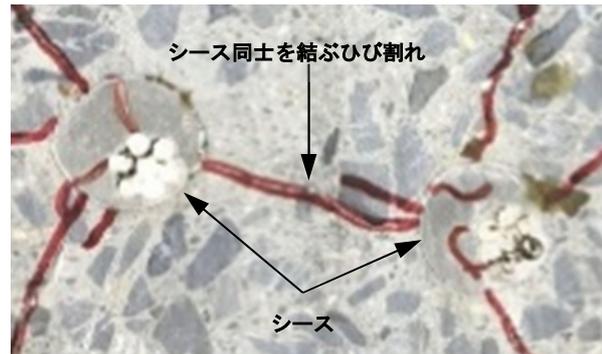


写真 3.3-4 シース同士を結ぶひび割れ

(2) ひび割れ進展

シリーズIでは、主に腐食ひび割れ発生起点や、ひび割れ発生時の内部の PC 鋼材やシーすの腐食状況に着目した。シリーズIIでは、腐食ひび割れの部材軸方向の進展状況を把握するために、電食期間中、定期的なひび割れ観察および計測を行った。No.II-3 の電食期間中におけるひび割れ進展状況を図 3.3-8 に示す。シリーズIIの電食範囲は、PC 鋼材曲げ上げ側せん断スパン 600mm であるが、この範囲はグラウト充填部と充填不良部を、約半分ずつ有している。ひび割れの発生は通電開始 2 日後に確認されたが、発生位置はグラウト充填不良部であることがわかる。このことより、シリーズIと同様に腐食ひび割れは、グラウト充填状況に関わらず表面に発生すると言える。また、この時点のシーす内部の状況を写真 3.3-5 に示す。シーすの状況を明確に確認することはできないが、PC 鋼材については、ほとんど腐食していないことがわかる。その後、通電開始 3 日後には充填不良部である曲げ上げ定着側および充填部である中央側に進展し、ひび割れの進展範囲が電食範囲とほぼ同じとなった。一方で、以降は主に充填部である中央側にのみひび割れが進展し、充填不良部である曲げ上げ定着側にはあまり進展しなかった。これは、シーす内部にグラウトが充填されているために、空隙がある場合よりも、腐食膨張圧をコンクリートに伝達しやすかったためであると考えられる⁴⁾。



写真 3.3-5 電食中のシーす内部状況
(通電開始 2 日後)

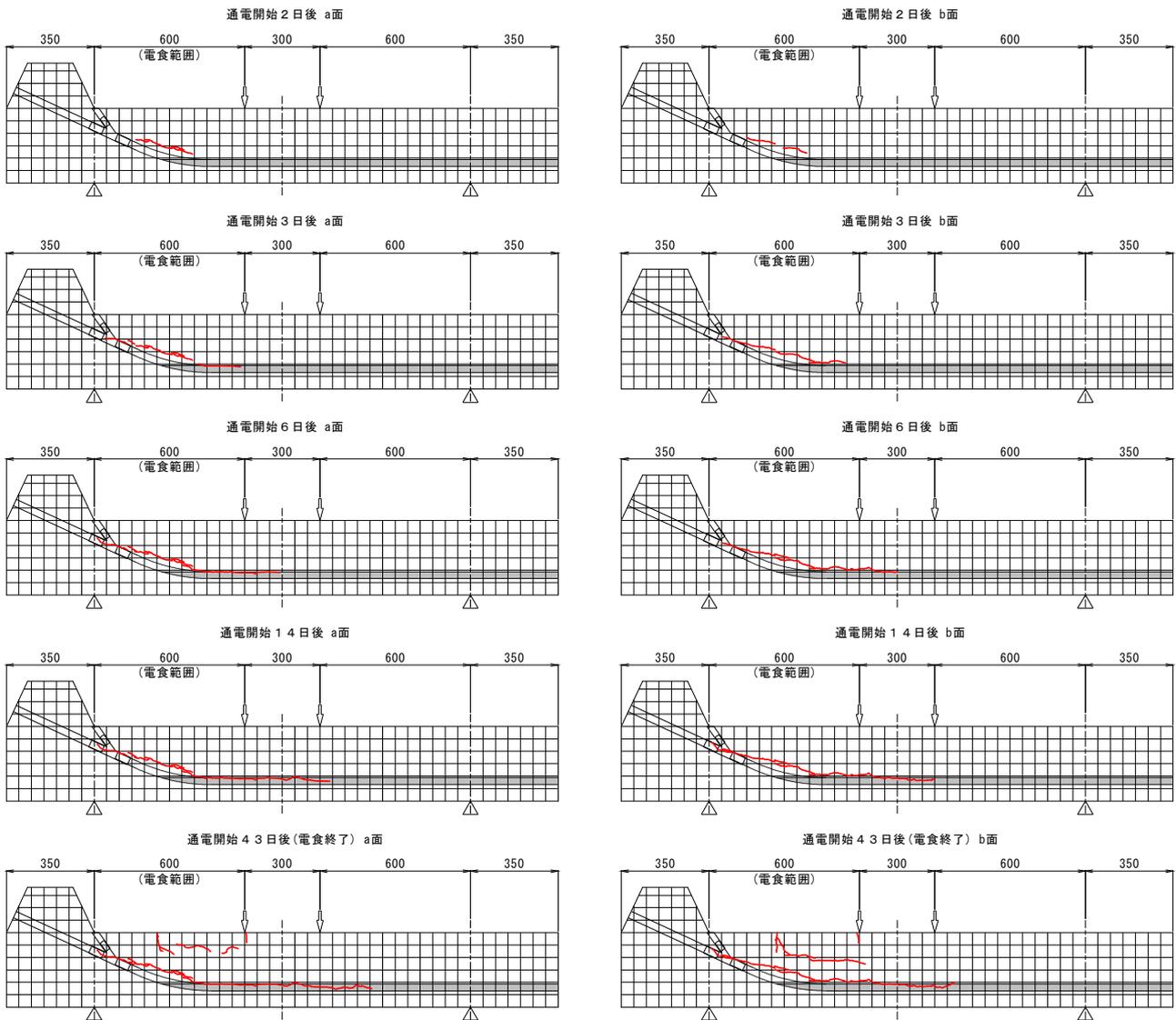


図 3.3-8 電食によるひび割れ進展状況 (No. II-3)

(3) PC 鋼材端部緊張力の推移

シリーズIIより、曲げ上げ側定着部に設置したロードセル (写真 3.3-6) により計測した、No.II-2 および No.II-3 の、電食中の PC 鋼材端部緊張力の推移を図 3.3-9 に示す。No.II-3 では、通電開始後 2 日後にひび割れの発生を確認した。その後、端部の緊張力低下が腐食量に比例すると考えた場合に対して、当初に計画した電流量では端部緊張力の減少が想定通りに進捗していなかったため、通電開始 18 日後に電流量を 0.2 (A) から 0.4 (A) に調整した。また、通電開始 45 日後に、No.II-3 の 2 本の PC 鋼より線 (以下、a 鋼材およ



写真 3.3-6 定着部ロードセル (シリーズII)

び b 鋼材) のうち, b 鋼材において緊張力が急激に低下したことから, 側線 1 本が破断したと判断し, これにより, 2 本の PC 鋼材の平均の緊張力の減少率が 15%程度に達したため, 同日に電食を終了した。

電食をしないものの, No.II-3 と同じ湿潤条件とした No.II-2 では, 電食期間を通じて緊張力の減少は確認されなかった。これは, 側面に設置した脱脂面やグラウト非充填部への NaCl 溶液の給水により, クリープ・乾燥収縮による緊張力の減少が生じなかったためであると考えられる。No.II-3 では, 通電開始より緊張力が減少し, b 鋼材の側線破断直前までの端部緊張力の減少率は, a 鋼材で 7.8%, b 鋼材で 6.4%, 平均で 7.1%であった。同じ給水条件の No.II-2 でクリープ・乾燥収縮による緊張力の減少が生じていないと考えることができることから, No.II-3 に生じた緊張力の減少は, PC 鋼材の腐食による断面積の減少や, ひび割れの発生による躯体コンクリートの剛性低下が要因であると言える。

(4) PC 鋼材端部緊張力の減少挙動

シリーズIIより, No.II-3 の端部緊張力と積算電流量の関係を図 3.3-10 に示す。本実験では電食途中において電流量を調整したため, 図 3.3-10 は, 横軸を積算電流量で示したものであるが, 端部緊張力の減少挙動は, 積算電流量に対して直線的ではなく, 電食開始初期に生じた減少が, 積算電流量=20 (A・h) 頃を境に緩やかとなり, 再び積算電流量=220 (A・h) 頃より急になっていることがわかる。図 3.3-11 は, 電食中に生じたひび割れについて, ひび割れ延長と積算電流量の関係を示したものである。図 3.3-10 と同様に電食開始初期に生じた減少が, 積算電流量 20 (A・h) 頃および 220 (A・h) 頃に変化を示している傾向にある。図 3.3-12 に緊張力の減少率とひび割れ延長の相関関係を示す。これにより, 供試体 No.II-3 における緊張力の減少挙動は, 腐食ひび割れの進展の影響も受けていることがわかる。

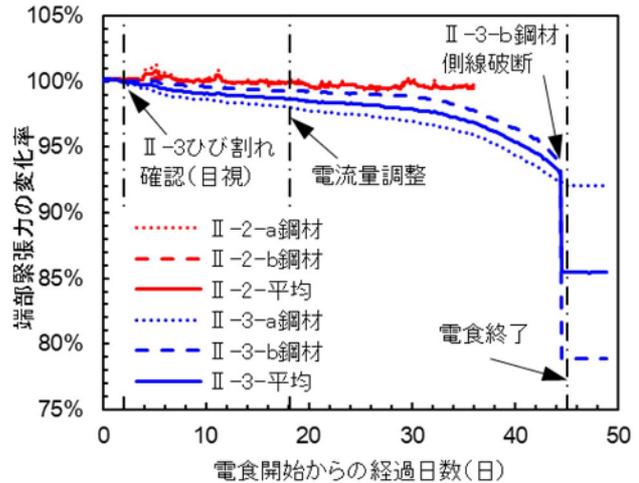


図 3.3-9 端部緊張力の推移 (シリーズII)

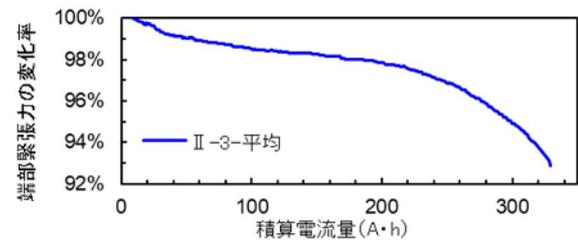


図 3.3-10 端部緊張力と積算電流量の関係

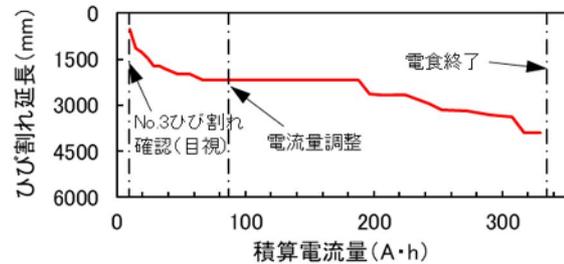


図 3.3-11 ひび割れ延長と積算電流量の関係

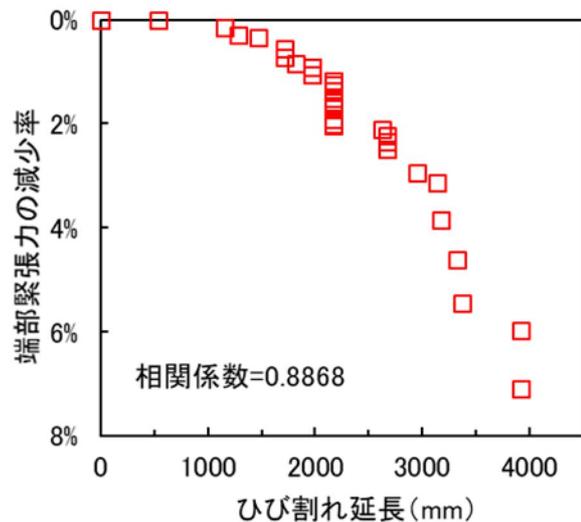


図 3.3-12 緊張力減少率とひび割れ延長の関係

(5) PC 鋼材の腐食状況および質量減少率

本実験では、荷重試験の終了後に供試体を解体して取り出した PC 鋼材について、JCI-SC1 法に基づき、濃度 10% のクエン酸水素二アンモニウム水溶液に 24 時間浸漬し (写真 3.3-7)、ブラシ処理により腐食生成物を除去した後に、PC 鋼材の質量測定と腐食状況観察を行った。



写真 3.3-7 浸漬状況

シリーズIは、電食範囲=1.000m の PC 鋼より線全体の質量減少率を測定した。No.I-2-1 の 2 本の PC 鋼より線の質量減少率は、それぞれ 5.9% と 5.1% であり、No.I-2-2 の 2 本の PC 鋼より線の質量減少率は、それぞれ 5.3% と 5.1% であった。

シリーズIIでは、グラウト充填状況と PC 鋼材腐食の関係把握するために、図 3.3-13 および写真 3.3-8 に示すように、PC 鋼材を約 200mm ごとに切断して、グラウト充填状況が異なる区間ごとの質量減少率を算出した。また、各区間における PC 鋼より線全体の質量減少率のほか、素線ごとの質量減少率も算出した。各区間の質量減少率を図 3.3-14 に示す。なお、b 鋼材については、前述のとおり、電食期間中に側線 1 本が破断したが、荷重試験時にさらに 1 本の側線が破断している。

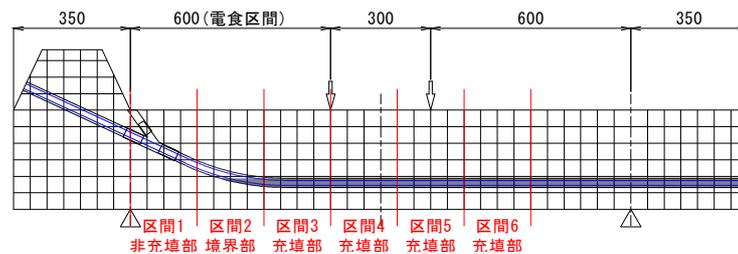
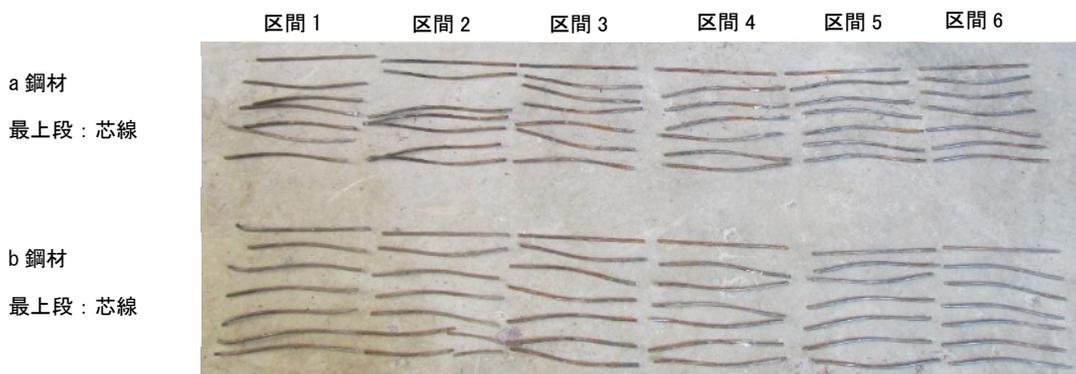


図 3.3-13 PC 鋼材切断区間

<腐食生成物除去前>



<腐食生成物除去後>

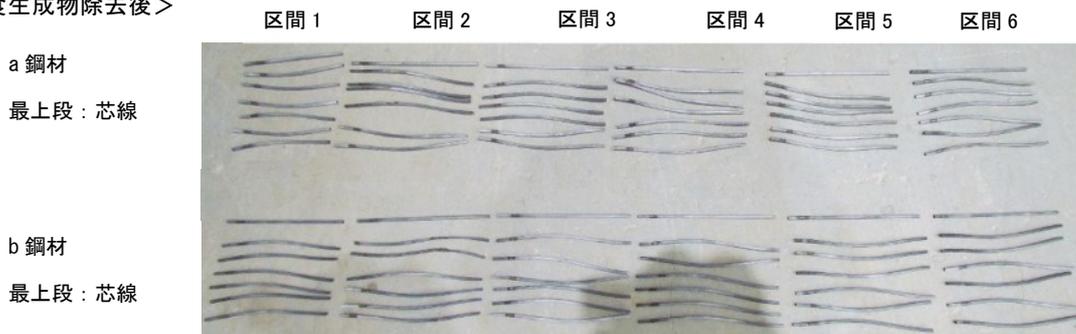


写真 3.3-8 採取 PC 鋼材

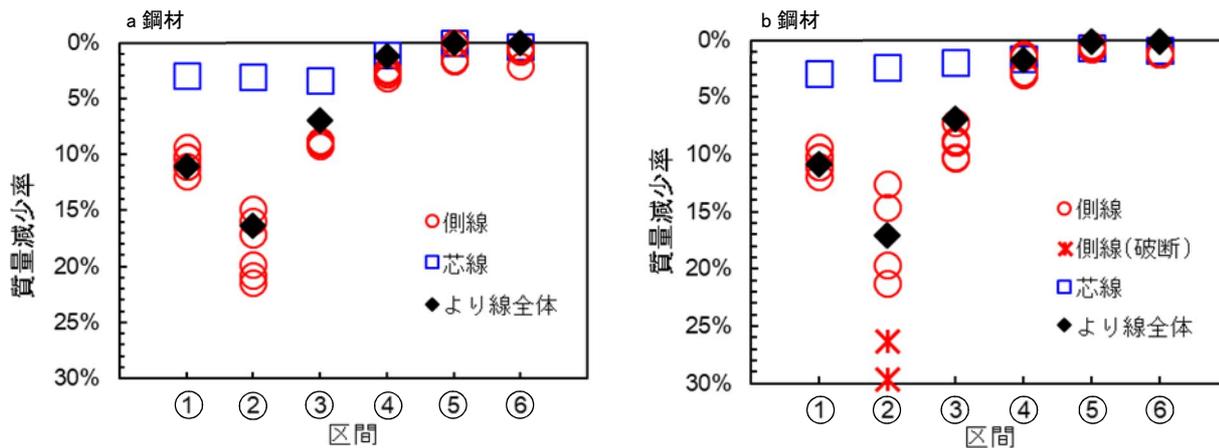


図 3.3-14 PC 鋼材の質量減少率

区間毎の PC 鋼より線全体の質量減少率について、電食範囲である区間①～③を比較すると、グラウト充填と非充填の境界部となる区間②が最も大きく、次いで非充填部の区間①、充填部の区間③の順であった。電食範囲外である区間④～⑥では、電食範囲と隣り合う区間④において若干の減少が確認されたが、区間⑤および区間⑥は、ほとんど減少していなかった。区間①～③について、芯線は2%～3%程度の減少率であり区間毎の差も小さいが、表面の6本の側線では芯線に対して減少率が大きく、さらに、側線ごとのバラツキが大きいことがわかる。特に区間②で、その影響が顕著である。写真 3.3-9 および写真 3.3-10 は、区間②の a 鋼材および b 鋼材の腐食生成物撤去後の状況である。腐食は、区間内で一様に生じておらず、局所的に PC 鋼材が減肉していることがわかる。また、写真 3.3-10 に示す破断鋼材について、破断位置を計測したところ、グラウト充填部と充填不良部の境界面と一致した。電気抵抗が大きく変化する境界面において腐食が促進される可能性が高いと考えられる。

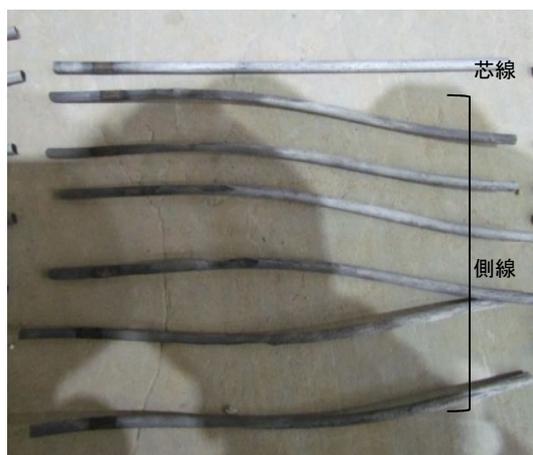


写真 3.3-9 a 鋼材 (区間②)

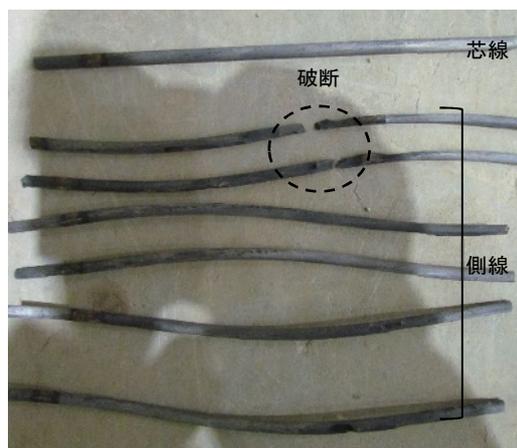


写真 3.3-10 b 鋼材 (区間②)

(6) PC 鋼材の端部緊張力と質量減少率の関係

図 3.3-15 は、No.II-3 の b 鋼材について、区間②の質量測定結果より、側線破断前の端部緊張力と質量減少率の関係および側線破断による端部緊張力と質量減少率について示したものである。なお、側線は電食時および載荷試験時にそれぞれ 1 本が破断しているが、2 本のうち、電食時にいずれの側線が破

断したのかの特定が困難なため、2本の平均値を用いて計算した。また、図中には質量減少と端部緊張力の減少が1:1で生じた場合の直線も併記している。この図より、腐食によってPC鋼材の質量が減少する場合には、質量の減少率に対して端部緊張力の減少率が小さいことがわかる。一方で、破断時には質量減少と端部緊張力の減少が1:1で生じた場合の直線に近づく。

そこで、PC鋼材の一部の範囲が腐食する場合の緊張力の低下について、図3.3-16に示すような単位長さを固定点間距離とするPC鋼材の一部の領域 γ で腐食が生じた場合を想定し、理論値の算出を試みた。

健全なPC鋼材の断面積を A 、弾性係数を E 、緊張による初期の導入ひずみを ϵ_0 とすると初期の緊張力は以下の式で表される。

$$A \cdot E \cdot \epsilon_0 \quad (\text{式 3.3-2})$$

PC鋼材の腐食による断面減少率を α とし、 $\alpha = 1$ の時を健全とする。PC鋼材が腐食することで腐食領域の断面が減少し緊張力が低下するとき、力の釣合条件を満足するために、腐食領域のひずみは増加し、それに伴い非腐食領域のひずみは低下する。腐食領域のひずみ変化を ϵ_γ とすると腐食領域の緊張力は以下の式で表される。

$$\alpha \cdot A \cdot E \cdot (\epsilon_0 + \epsilon_\gamma) \quad (\text{式 3.3-3})$$

また、非腐食領域のひずみ変化を ϵ_β とすると、非腐食領域の緊張力は以下の式で表される。

$$A \cdot E \cdot (\epsilon_0 - \epsilon_\beta) \quad (\text{式 3.3-4})$$

力の釣合条件より、腐食領域と非腐食領域の緊張力は等しいとすると、(式3.3-3)と(式3.3-4)より、以下の式を得る。

$$\alpha \cdot A \cdot E \cdot (\epsilon_0 + \epsilon_\gamma) = A \cdot E \cdot (\epsilon_0 - \epsilon_\beta) \quad (\text{式 3.3-5})$$

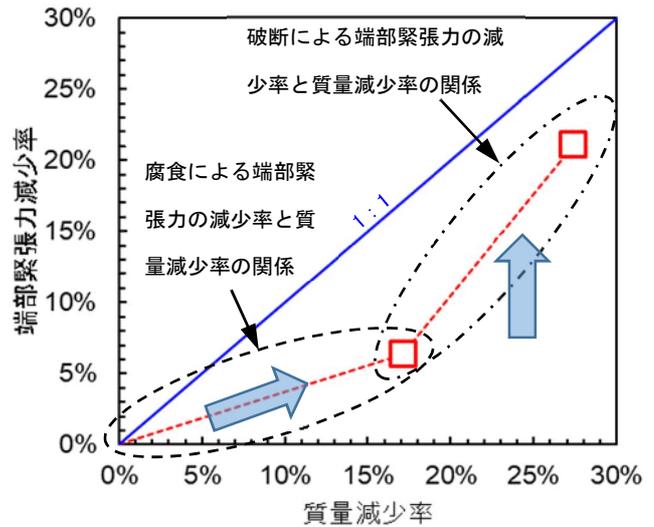


図 3.3-15 端部緊張力と質量減少率の関係

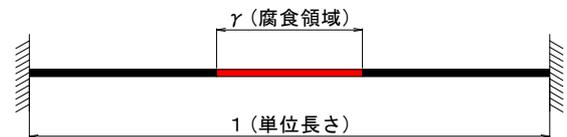


図 3.3-16 緊張力と腐食領域に関する理論値算出モデル

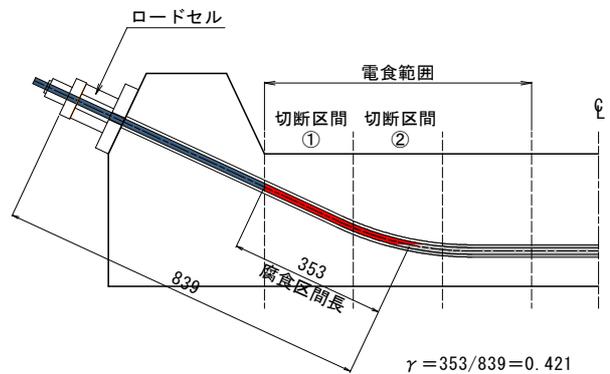


図 3.3-17 実験における腐食区間長の比率

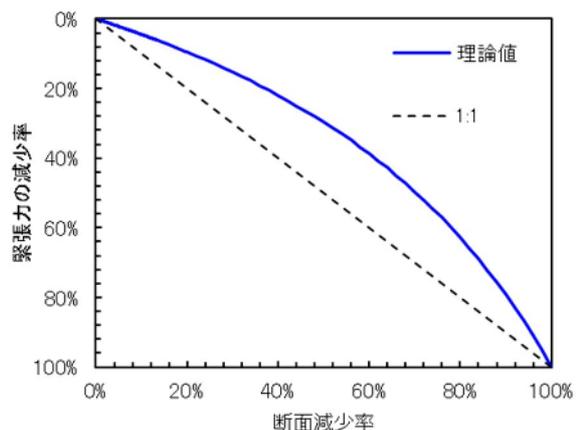


図 3.3-18 緊張力と断面減少率の関係

次に、変形の適合条件より、腐食領域の長さ変化と非腐食領域の長さ変化は等しいとすると、以下の式を得る。

$$\varepsilon_{\gamma} \cdot \gamma = \varepsilon_{\beta} \cdot (1 - \gamma) \quad (\text{式 3.3-6})$$

$$\varepsilon_{\beta} = \frac{\gamma}{1 - \gamma} \cdot \varepsilon_{\gamma} \quad (\text{式 3.3-7})$$

(式 3.3-7)を(式 3.3-5)に代入すると、以下の式を得る。

$$\alpha \cdot A \cdot E \cdot (\varepsilon_0 + \varepsilon_{\gamma}) = A \cdot E \cdot \left(\varepsilon_0 - \frac{\gamma}{1 - \gamma} \cdot \varepsilon_{\gamma} \right) \quad (\text{式 3.3-8})$$

$$\varepsilon_{\gamma} = \frac{1 - \alpha}{\alpha + \frac{\gamma}{1 - \gamma}} \cdot \varepsilon_0 \quad (\text{式 3.3-9})$$

(式 3.3-9)を(式 3.3-3)に代入することで、腐食領域の緊張力を以下の式で得る。

$$\alpha \cdot A \cdot E \cdot (\varepsilon_0 + \varepsilon_{\gamma}) = A \cdot E \cdot \left(\frac{1}{\alpha(1 - \gamma) + \gamma} \right) \cdot \varepsilon_0 \quad (\text{式 3.3-10})$$

したがって、初期緊張力からの緊張力の変化率を ΔP とすると、以下の式で表すことができる。

$$\begin{aligned} \Delta P &= \frac{A \cdot E \cdot \varepsilon_0 - \alpha \cdot A \cdot E \cdot \left(\frac{1}{\alpha(1 - \gamma) + \gamma} \right) \cdot \varepsilon_0}{A \cdot E \cdot \varepsilon_0} \\ &= 1 - \alpha \cdot \left(\frac{1}{\alpha(1 - \gamma) + \gamma} \right) \end{aligned} \quad (\text{式 3.3-11})$$

ここで、**図 3.3-17**に示すように、本実験のグラウト境界部とPC鋼材定着部の区間を固定点間距離と考へた場合、この区間内におけるPC鋼材の腐食区間長の比率は、 $\gamma = 0.421$ となる。(式 3.3-11)について、 $\gamma = 0.421$ とした場合の緊張力の減少率と断面減少率の関係を**図 3.3-18**に示す。また、同図には緊張力の減少率と断面減少率が1:1で生じた場合の直線を併記している。**図 3.3-18**より、健全なPC鋼材の一部で腐食が生じた場合の緊張力の低下率は、断面減少率と等しいと考へる場合よりも小さくなり、腐食促進試験の結果や既往の研究⁵⁾と傾向が一致する。

(7) コンクリートひずみ

図 3.3-19は、No.II-3の通電開始から7日間の供試体下面コンクリートひずみの変化量について、橋軸方向の分布を示したものである。この図より、電食範囲内では、時間の経過とともに、下面ひずみが引張側に挙動していくのに対して、電食範囲外では電食境界で反転するような挙動を示し、時間の経過とともに圧縮側に挙動しているのがわかる。これは、腐食によるシースやPC鋼材の膨張によって発生

するひび割れや部材の変形が影響しているものと考えられる。

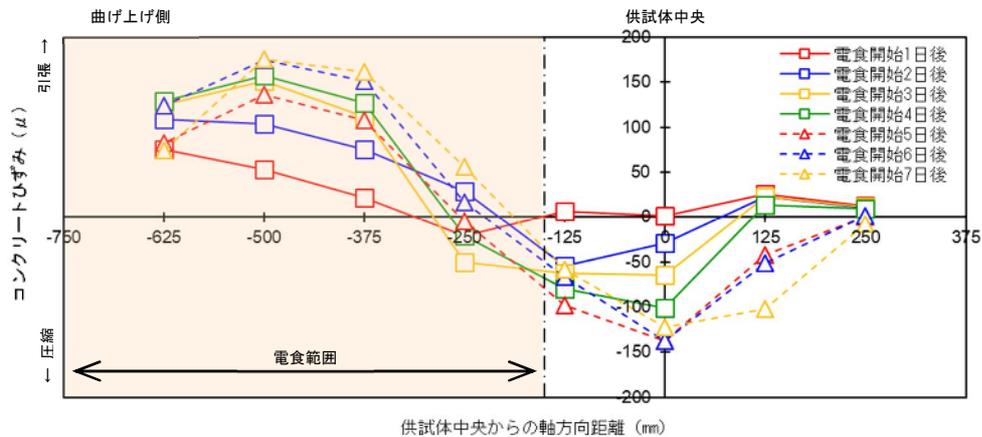


図 3.3-19 通電開始からの供試体下面コンクリートひずみの変化量

3.4 PC 鋼材の腐食範囲と緊張力に関する実験

シリーズIIの実験結果より、グラウト充填不良区間の緊張力低下は、腐食による断面減少に加えて、腐食範囲の影響を受けることが示唆された。そこで、シリーズIIIとして、PC 鋼材の腐食範囲が緊張力に与える影響を明らかにすることを目的とし、PC 鋼材の腐食を模擬した切削試験および切断試験を行った。

3.4.1 実験概要

(1) 切削試験

切削試験の実験要因を表 3.4-1 に示す。実験要因は PC 鋼材種類とし、PC 鋼棒と PC 鋼より線の断面減少過程における軸力変化を把握することを目的とした。PC 鋼棒 (φ13mm) を 1 本配置した供試体 (以下、No.III-1)、PC 鋼より線 (φ15.2mm) を 1 本配置した供試体 (以下、No.III-3)、PC 鋼より線における素線同士の摩擦やよりが軸力変化に及ぼす影響を確認するために、PC 鋼棒 (φ9.2mm) を 2 本配置した供試体 (以下、No.III-2) を製作した。全ての供試体において、目標断面切削率は 10%、切削範囲は 400mm とし、No. III-2 については、2 本の PC 鋼棒のうち 1 本を切削した。

供試体の概要を図 3.4-1 に示す。長さ 1600mm の鋼製フレームに PC 鋼材を配置して緊張力を導入した後、腐食による部分的な断面減少を模擬するため、400mm の範囲を切削用治具およびリユーターを用い

表 3.4-1 切削試験実験要因

供試体名	PC鋼材	目標断面 切削率	切削範囲
No. III-1	PC鋼棒 SBPR1080/1230 φ13×1本	10%	400mm
No. III-2	PC鋼棒 SBPR1080/1230 φ9.2×2本		
No. III-3	PC鋼より線 SWPR7BL φ15.2×1本		

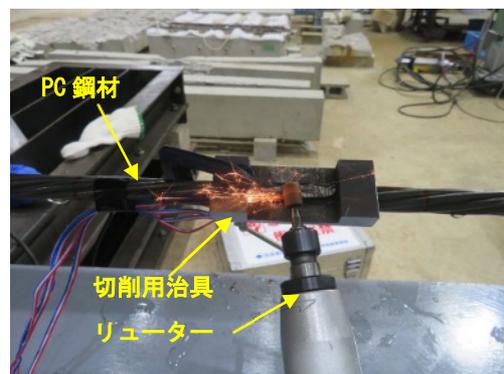


写真 3.4-1 切削状況

て切削した。切削状況を写真 3.4-1 に示す。切削は、切削範囲の中心より左右交互に 50mm ずつ範囲を広げることとし、No.III-3 のより線は、6 本の側線のうち 2 本を切削対象とした。No.III-1 および No.III-3 の目標導入緊張力は、No.III-1 の引張強度の 0.4 倍に相当する 65.3kN、No.III-2 の PC 鋼棒 1 本当りの目標導入緊張力は、半分の 32.2kN とした。

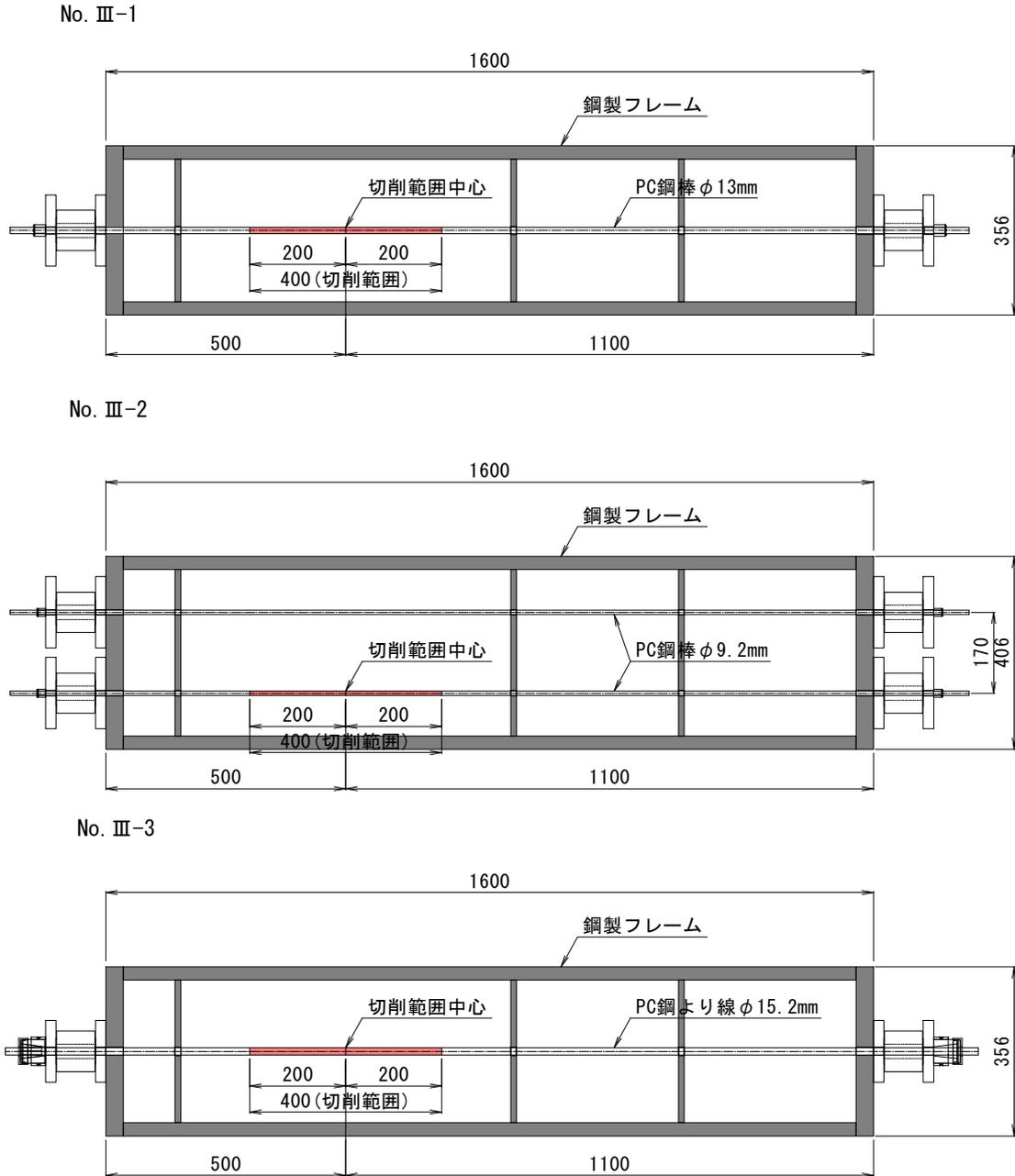


図 3.4-1 供試体概要図

計測機器の設置位置を図 3.4-2 に示す。計測項目は、PC 鋼材緊張力および PC 鋼材ひずみとした。PC 鋼材緊張力は PC 鋼材の両端部にロードセルを配置することにより計測した。PC 鋼材ひずみゲージの断面貼付位置について、No.III-1 および No.III-2 は、切削範囲において切削部を除く下面と両側面の 3 箇所に、切削範囲外では上面と下面の 2 箇所に貼付した。No.III-3 は、切削範囲において切削側線を除く 4 本

の側線に、切削範囲外では 6 本全ての側線に貼付した。また、実験後に PC 鋼材の質量を測定して、質量減少率を算出した。

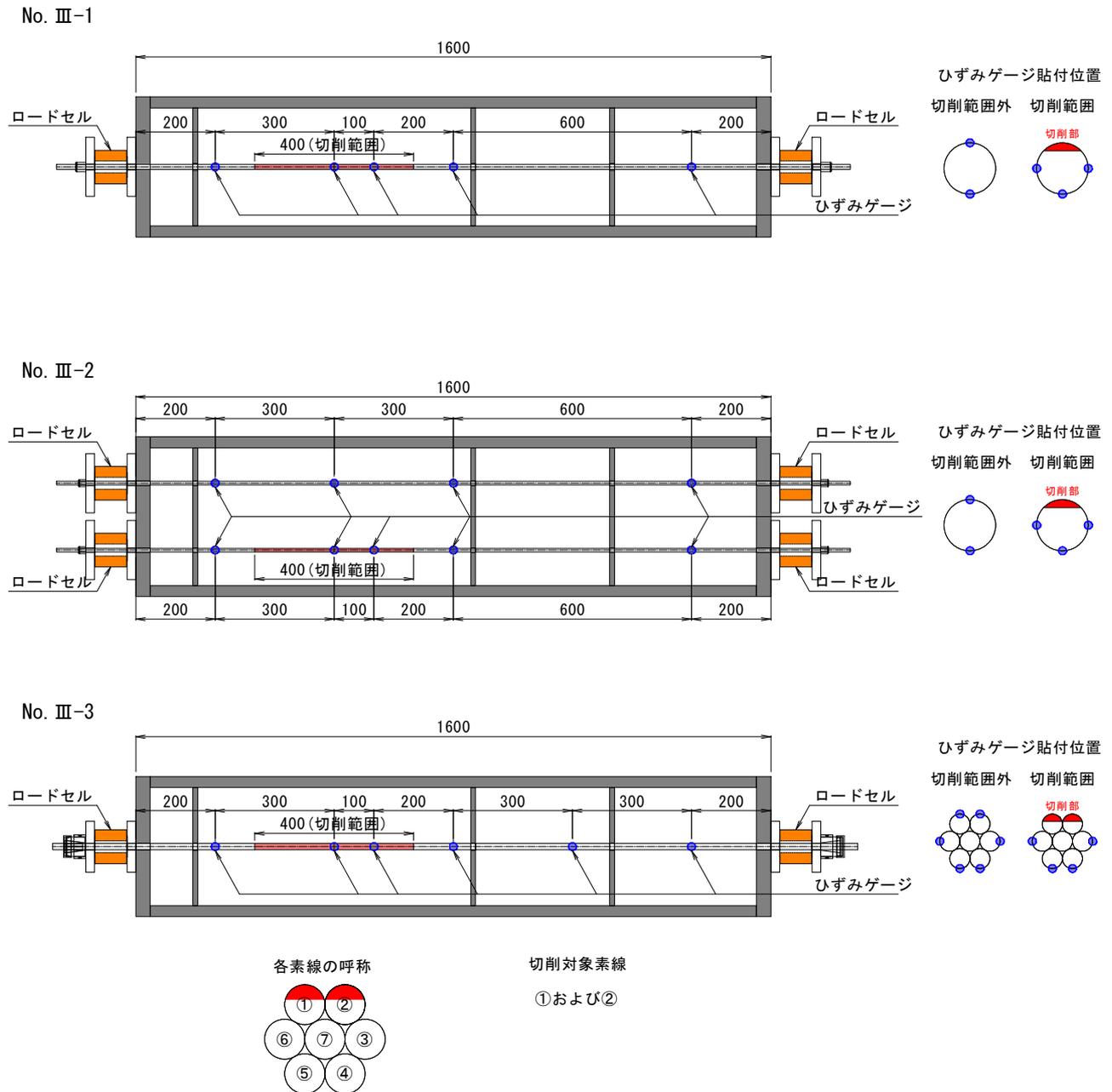


図 3.4-2 計測機器設置位置図

(2) 切断試験

PC 鋼より線の各素線切断時の軸力変化を確認するために、No.III-3 と同じ方法で供試体を 2 体(以下、No.III-4-1 および No.III-4-2) 製作し、切断試験を実施した。切断位置および切断順序を図 3.4-3 に示す。No.III-4-1 と No.III-4-2 は、同条件での試験である。計測機器の設置位置は No.III-3 と同じであるが、ひずみゲージは、全計測位置において 6 本全ての側線に貼付した。

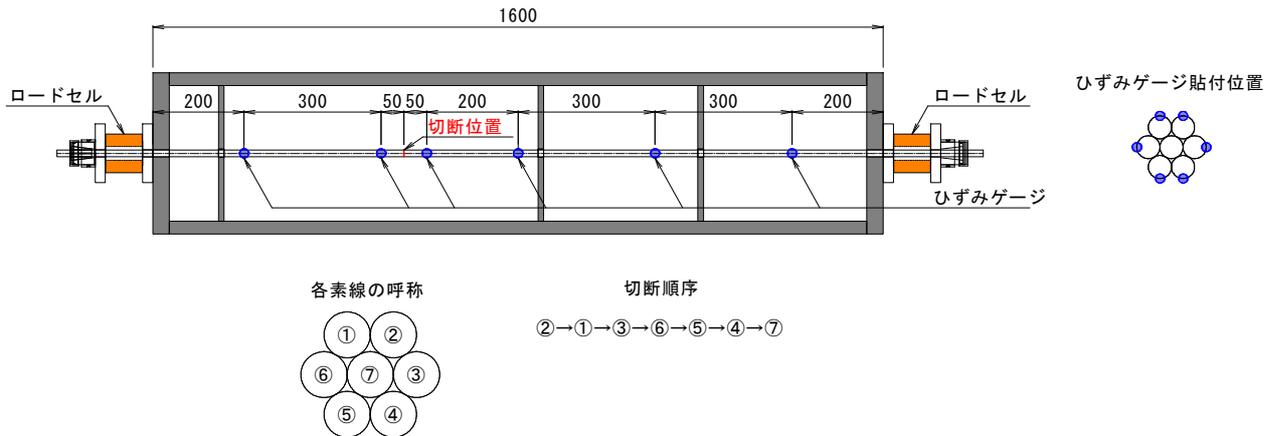


図 3.4-3 切断位置および切断順序

3.4.2 実験結果および考察

(1) 切削範囲と緊張力の関係

切削範囲と緊張力の関係を図 3.4-4～図 3.4-6 に示す。図の横軸は、切削範囲を PC 鋼材の定着間距離である 1852mm で除した切削範囲率で表している。実験後に行った質量測定より、各供試体の切削範囲における質量減少率は、No.III-1 で 8.7%，No.III-2 で 8.9%，No.III-3 で 8.1%であった。図中には、これらの質量減少率を(式 3.3-11)の α に代入した場合の理論値を併記している。全ての供試体において、切削範囲が広がるにしたがって緊張力が減少する結果であることから、理論式と同様に、緊張力の低下は断面減少に加えて断面減少範囲の影響を受けることが確認されたが、理論値よりも実験値のほうが緊張力の低下が大きい結果であった。No.III-2 の非切削鋼棒において緊張力変化は確認されなかった。このことより、PC 鋼材同士が接触しておらず、摩擦やよりの影響を受けない場合には、他の鋼材に荷重が分配されないことがわかる。

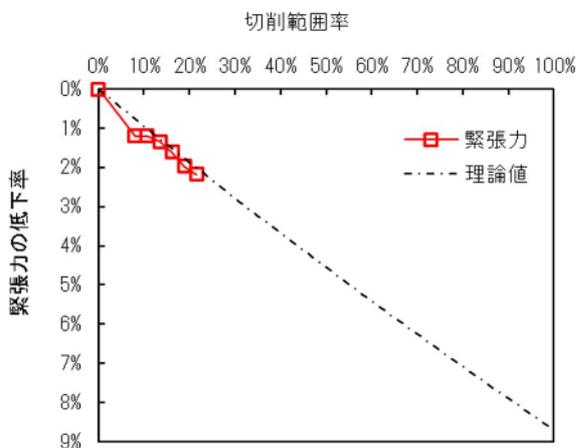


図 3.4-4 切削範囲と緊張力の関係
(No.III-1)

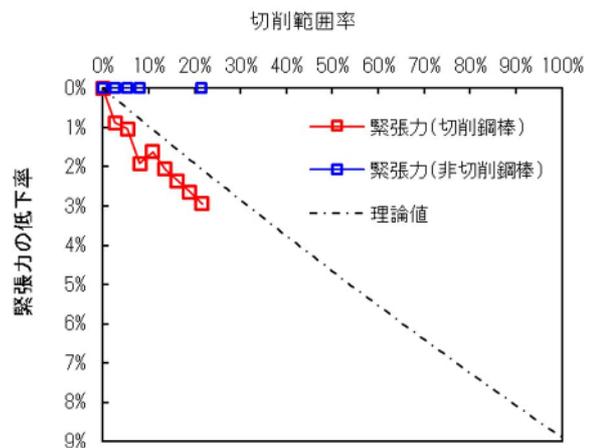


図 3.4-5 切削範囲と緊張力の関係
(No.III-2)

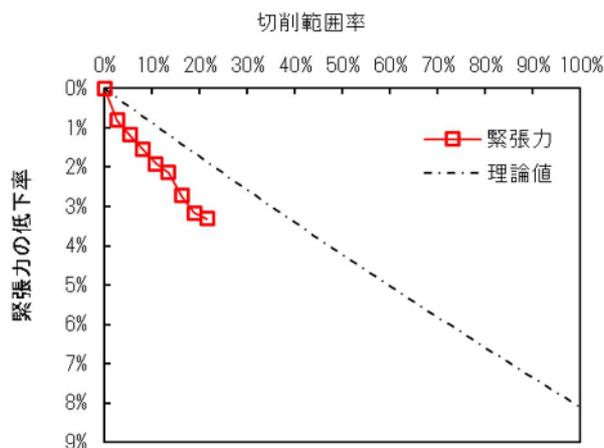


図 3.4-6 切削範囲と緊張力の関係
(No.Ⅲ-3)

No.Ⅲ-1 および No.Ⅲ-2 の PC 鋼材ひずみ変化量を、それぞれ図 3.4-7 および図 3.4-8 に示す。図に示すひずみは各測点の平均値である。前述の理論式と同様に、切削範囲を拡げるにしたがって、切削部では引張ひずみが増加し、非切削部では圧縮ひずみが増加する傾向にあることがわかる。図中には、400mm 切削後の緊張力の変化量を、切削部と非切削部それぞれの断面積ならびにヤング係数で除することにより求めた計算値を示しているが、実験値と概ね一致する結果であった。

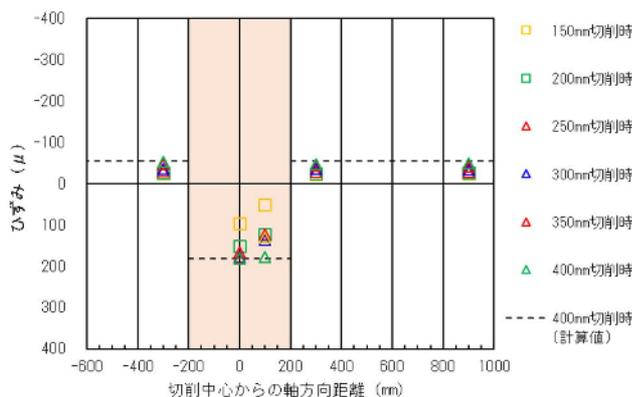


図 3.4-7 PC 鋼材ひずみ変化量
(No.Ⅲ-1)

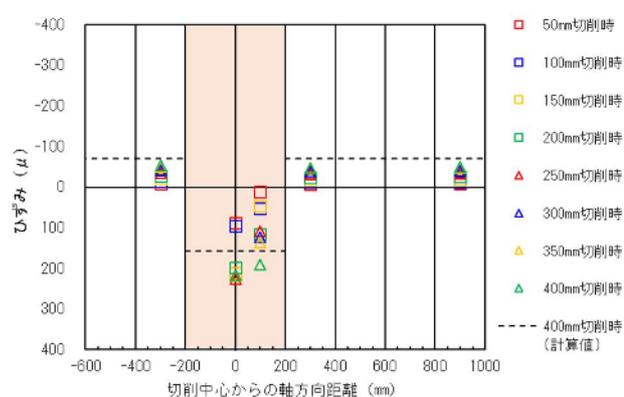


図 3.4-8 PC 鋼材ひずみ変化量
(No.Ⅲ-2)

No.Ⅲ-3 の各側線におけるひずみ変化量を図 3.4-9～図 3.4-14 に示す。切削対象とした側線①および側線②では、切削範囲を拡げるにしたがって、非切削部の圧縮ひずみが増加し、その値は切削部に近いほど大きく遠いほど小さい傾向にあり、切削中心から 900mm 位置では計算値と概ね一致する。側線①および側線②と隣り合う側線③および側線⑥では、切削部で 300 μ 程度の引張ひずみが発生するが、非切削部では切削部から遠くなるほど圧縮ひずみが増加する傾向にあり、側線①および側線②と同様に切削中心から 900mm 位置では計算値と概ね一致する。側線①および側線②の対角線上に位置する側線④および側線③では、切削範囲を拡げるにしたがって切削部の圧縮ひずみが 400 μ 程度まで増加し、非切削部では切削中心から遠いほど増加の割合が小さく、切削中心から 900mm 位置では、その他の側線と同様に計算値と一致する。

PC 鋼棒を用いた No.III-1 および No.III-2 は、切削部からの距離によらず非切削部のひずみが計算から求めた圧縮ひずみ値程度であったのに対して、PC 鋼より線を用いた No.III-3 では、切削部からの距離が遠くなるにしたがって計算から求めた圧縮ひずみ値に収束する勾配を持つ傾向にあったことから、PC 鋼より線の一部で断面減少があった場合には、素線同士の摩擦やよりの影響により、部材軸方向のひずみが一様でないと言える。

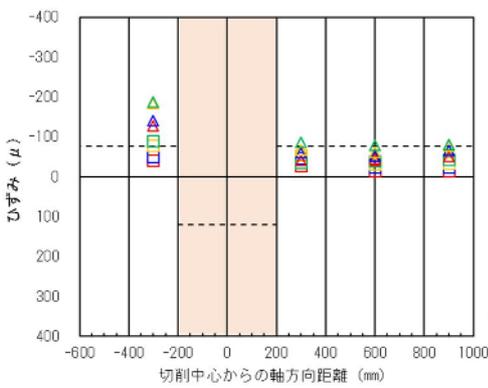


図 3.4-9 PC 鋼材ひずみ変化量
(No.Ⅲ-3 側線①)

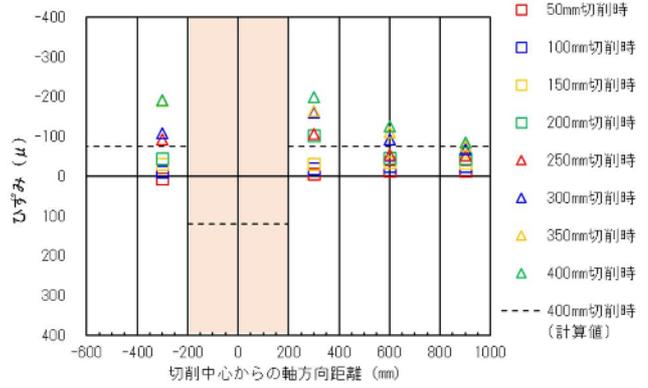


図 3.4-10 PC 鋼材ひずみ変化量
(No.Ⅲ-3 側線②)

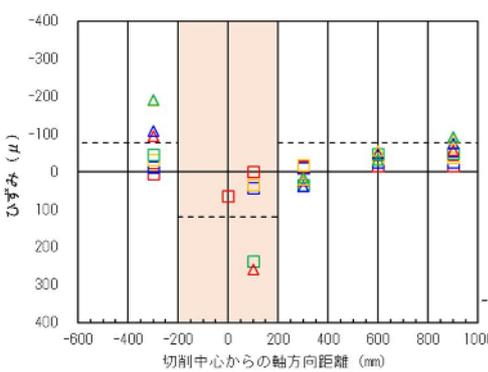


図 3.4-11 PC 鋼材ひずみ変化量
(No.Ⅲ-3 側線③)

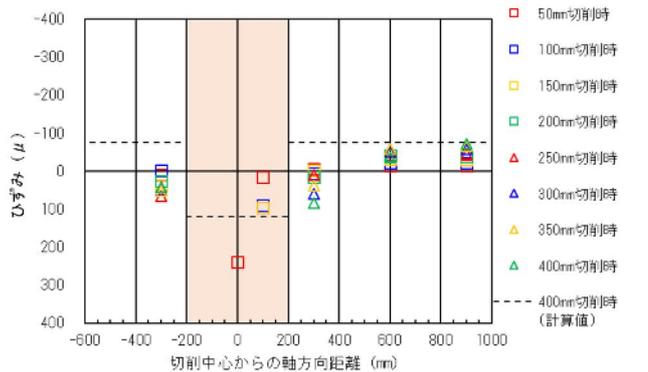


図 3.4-12 PC 鋼材ひずみ変化量
(No.Ⅲ-3 側線⑥)

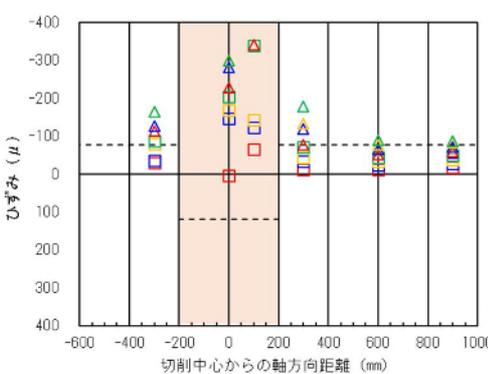


図 3.4-13 PC 鋼材ひずみ変化量
(No.Ⅲ-3 側線④)

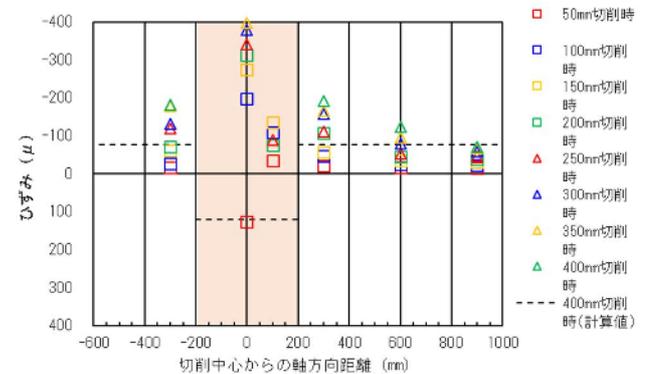


図 3.4-14 PC 鋼材ひずみ変化量
(No.Ⅲ-3 側線⑤)

(2) 素線切断と緊張力の関係

素線切断数と緊張力の関係を図 3.4-15 に、切断時の緊張力の変化より算出した各素線の緊張力分担率を図 3.4-16 に示す。それぞれの図中には、各素線の緊張力が断面積に相当すると考えた場合の計算値を併記している。これらの図より、素線を 1 本ずつ破断させた場合、既往の研究⁶⁾と同様に、素線各々の断面積に相当する緊張力を分担しないことがわかる。特に、2 本目および 3 本目に切断された側線は計算値の 1.5~1.8 倍程度の多くの緊張力を分担し、4 本目、5 本目、6 本目の側線は、計算値の 0.3~0.6 倍程度の緊張力しか分担していない。

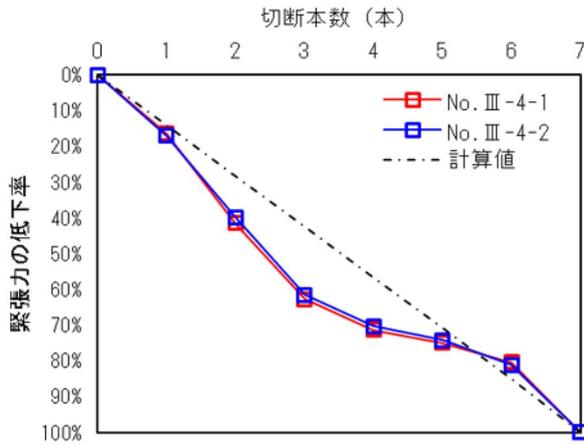


図 3.4-15 素線切断数と緊張力の関係

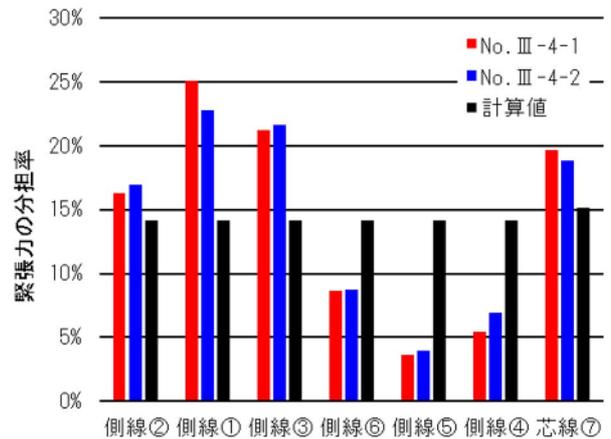


図 3.4-16 各素線の緊張力分担率

各側線破断時のひずみの変化量を図 3.4-17 および図 3.4-18 に示す。図に示すひずみは各測点の平均値である。これらの図より、側線を破断させた際、隣り合う側線では引張ひずみが増加するが、その他の側線では圧縮ひずみが増加し、特に切断側線から距離の遠い側線ほど、その影響が顕著であることがわかる。

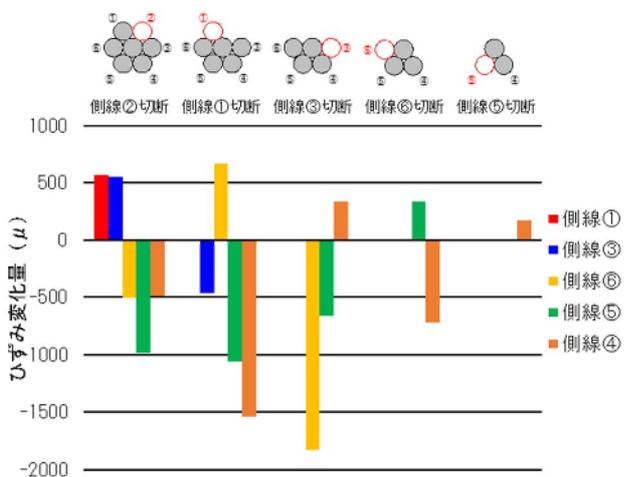


図 3.4-17 各側線破断時のひずみ変化量
(No. III-4-1)

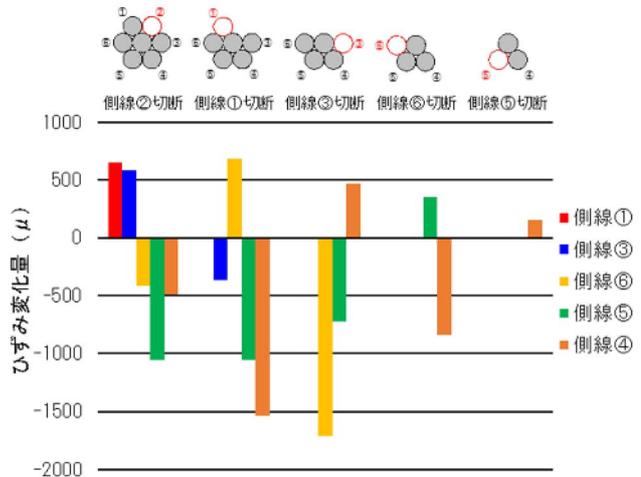


図 3.4-18 各側線破断時のひずみ変化量
(No. III-4-2)

図 3.4-19 は、各素線切断時におけるより線全体の重心と各側線の重心間距離を示したものであり、表 3.4-2 および図 3.4-20 は、より線全体の重心と各側線の重心間距離について、前切断ステップからの変化量を示したものである。より線全体重心と各側線の重心間距離の変化量（図 3.4-20）と、前述の各側線破断時のひずみの変化量（図 3.4-17 および図 3.4-18）には相関関係があることがわかる。したがって、各素線の緊張力分担の偏りは、素線切断に伴うより線全体の重心変化によって生じる断面内の力のモーメントの変化が影響しているものと考えられ、切削試験においても同様の現象が起こったものと思われる。

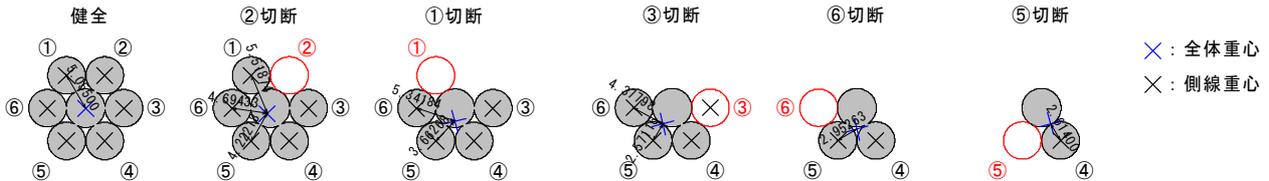


図 3.4-19 各素線切断時におけるより線全体重心と各側線の重心間距離

表 3.4-2 より線全体重心と各側線重心間距離の前切断 STEP からの変化量

		側線②	側線①	側線③	側線⑥	側線⑤	側線④
健全	全体重心-側線重心間距離 (mm)	5.05500	5.05500	5.05500	5.05500	5.05500	5.05500
	前STEPからの変化量 (mm)	---	---	---	---	---	---
側線②切断	全体重心-側線重心間距離 (mm)		5.51874	5.51874	4.69433	4.22218	4.69433
	前STEPからの変化量 (mm)		0.46374	0.46374	-0.36067	-0.83282	-0.36067
側線①切断	全体重心-側線重心間距離 (mm)			5.34184	5.34184	3.66268	3.66268
	前STEPからの変化量 (mm)			-0.17690	0.64751	-0.55950	-1.03165
側線③切断	全体重心-側線重心間距離 (mm)				4.37798	2.57116	4.37798
	前STEPからの変化量 (mm)				-0.96386	-1.09152	0.71530
側線⑥切断	全体重心-側線重心間距離 (mm)					2.95263	2.95263
	前STEPからの変化量 (mm)					0.38147	-1.42535
側線⑤切断	全体重心-側線重心間距離 (mm)						2.61400
	前STEPからの変化量 (mm)						-0.33863

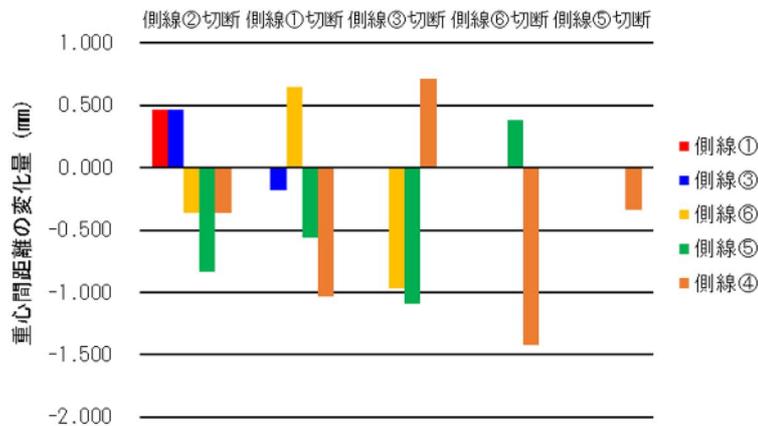
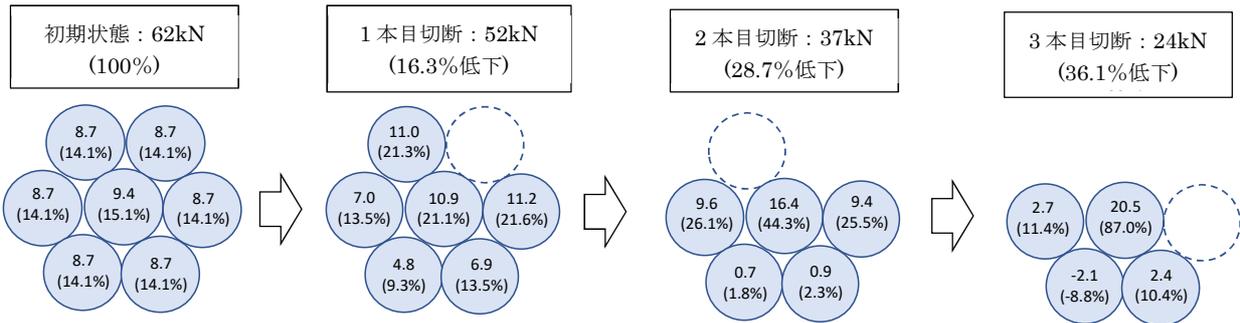
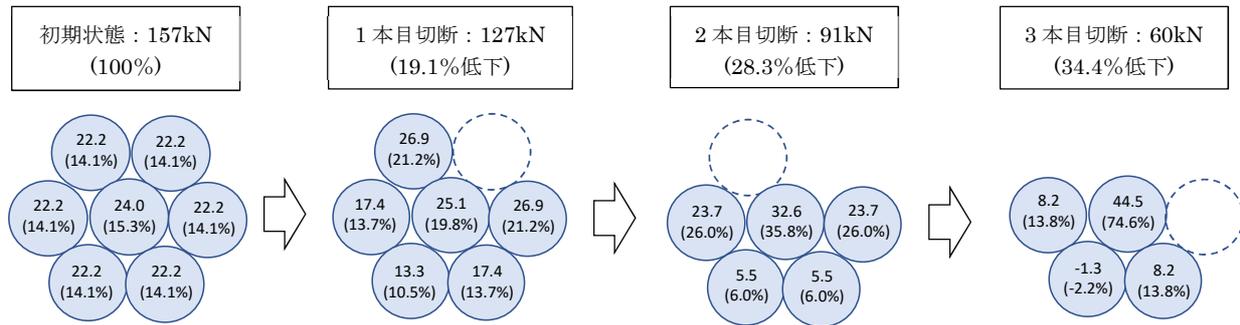


図 3.4-20 より線全体重心と各側線重心間距離の前切断 STEP からの変化量

図 3.4-21 は、各素線切断時のひずみ変化量から推定した素線軸力を示したものである。芯線については、全体の残存軸力から側線に作用する軸力合計を減じて求めた。括弧内の数値は、全体軸力に対する各素線の分担率を示している。素線切断時の挙動は、芯線を対称に反対側の側線の軸力が大きく低下し、切断した素線に接している側線の軸力が増加しており、より線断面内のモーメント変化が生じていると考えられる。一方で、より線全体の軸力は、切断した素線の分担軸力よりも大きく低下しており、素線切断による形状の崩れや絞りの解放が影響していると推察する。これらの結果は、既往の実験結果⁶⁾と同様であり、PC 鋼より線の軸力低下挙動の特徴である。



今回の実験結果 (図中の単位: kN)



既往の実験結果⁶⁾ (図中の単位: kN)

図 3.4-21 ひずみ変化から推定した各素線に作用する軸力

3.5 シース腐食によるひび割れ発生に関する解析的検討

グラウトの充填度および PC 鋼材腐食を実験要因とした電食実験を実施し、グラウト充填不足部におけるシースや PC 鋼材の腐食と腐食ひび割れ発生の関係、また、これらの損傷がプレストレスに与える影響を確認した。本節では、シリーズIIより No.II-3 を対象に実施した、FEM による腐食進行再現解析について記載する。

3.5.1 解析モデル

再現解析には、汎用 3 次元非線形 FEM 解析プログラム DIANA10.5 を使用した。図 3.5-1～図 3.5-4 に解析モデルを示す。解析の対象は No.II-3 とし、断面の対称性を考慮して 1/2 モデルとした。コンクリート、グラウトおよびシースをソリッド要素、PC 鋼材をトラス要素、鉄筋を埋め込み鉄筋要素によりモデル化した。埋め込み鉄筋要素は、節点位置に依存することなくコンクリート要素中の任意の位置に鋼材を配置できる特徴を有している。また、コンクリートとシースの境界面、シースとグラウトの境界面、グラウトと PC 鋼材の境界面には、境界面における法線方向およびせん断方向の牽引力と法線方向およびせん断方向の相対変位の関係で界面挙動を再現する要素（以下、インターフェイス要素）を用いた。モデル構成要素の一覧を表 3.5-1 に示す。なお、PC 鋼材を偏向することによって作用する緊張力の鉛直成分をコンクリートに伝えるために、PC 鋼材とシースの面直方向を、ばね要素で結合している（図 3.5-4）

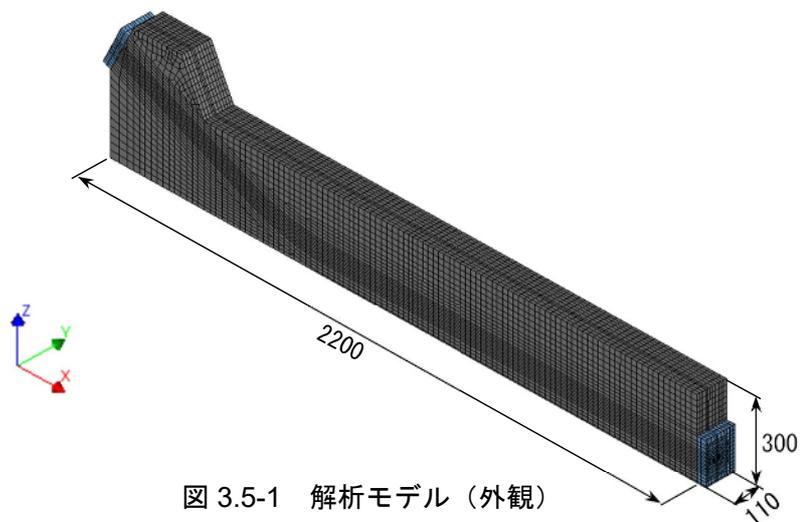


図 3.5-1 解析モデル（外観）

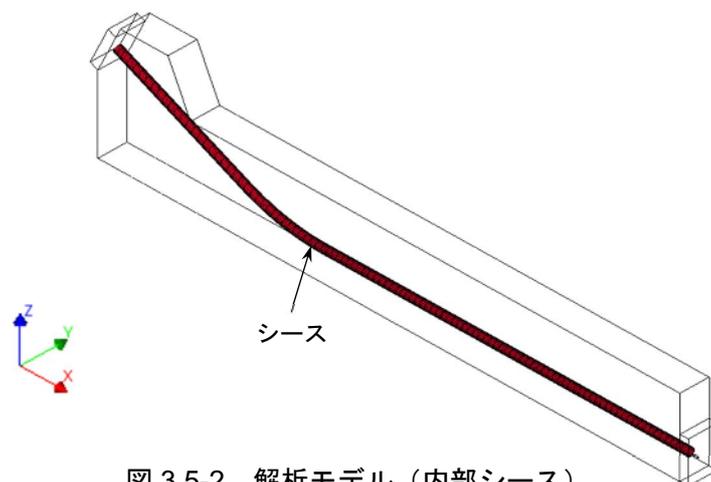


図 3.5-2 解析モデル（内部シース）

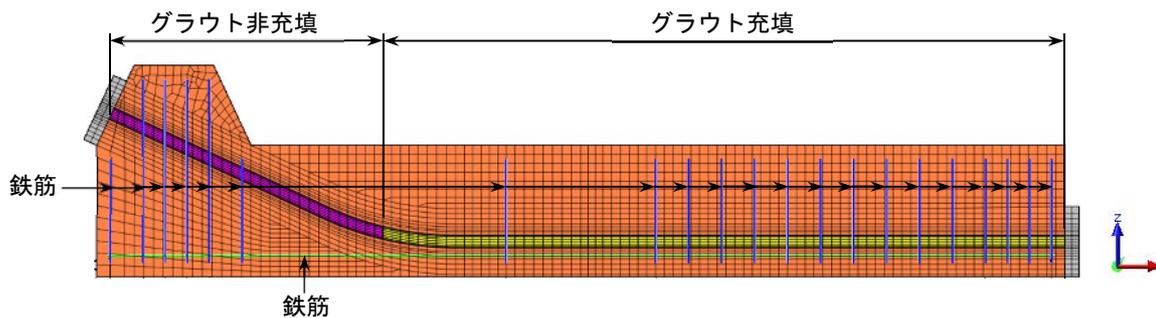


図 3.5-3 解析モデル（グラウトおよび鉄筋）

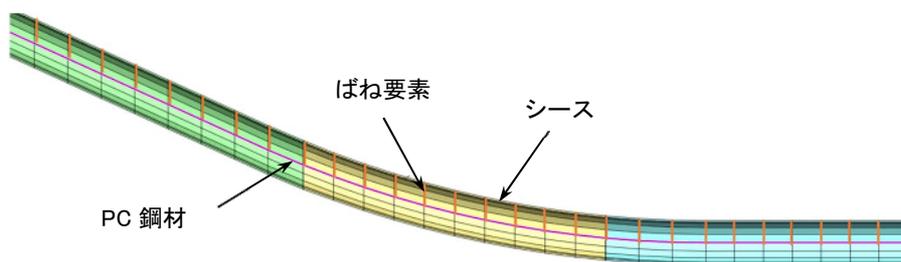


図 3.5-4 解析モデル（PC 鋼材とシース間ばね要素）

表 3.5-1 構成要素一覧

部位	使用要素
コンクリート	ソリッド要素
シース	ソリッド要素
グラウト	ソリッド要素
PC鋼材	トラス要素
鉄筋	埋込鉄筋要素
支圧板	ソリッド要素
コンクリート-シース 境界面	インターフェイス要素
シース-グラウト 境界面	インターフェイス要素
グラウト-PC鋼材 境界面	インターフェイス要素

3.5.2 材料モデル

(1) コンクリート

コンクリートの物性値を表 3.5-2 に、材料構成則を図 3.5-5～図 3.5-8 に示す。コンクリートの圧縮側特性、引張側特性、ひび割れ面でのせん断伝達、ひび割れによる圧縮強度低減は、コンクリート標準示方書⁷⁾に示されるモデルを使用した。また、ひび割れが生じたコンクリート要素では、ひび割れ後のポアソン減少を考慮し、コンクリートの破壊基準は、(式 3.5-1)で表される破壊曲面⁸⁾を用いた。

$$f = 2.0108 \frac{J_2}{f_{cc}^2} + 0.9714 \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cc}} + 9.1412 \frac{f_{c1}}{f_{cc}} + 0.2312 \frac{I_1}{f_{cc}} - 1 = 0 \quad (\text{式 3.5-1})$$

表 3.5-2 コンクリートの物性値

圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)	最大骨材寸法 (mm)	引張破壊 エネルギー (N/mm)
43.6	30973	0.2	3.38	15	0.0868
実験値	実験値	コン示より	実験値	実験値	コン示より

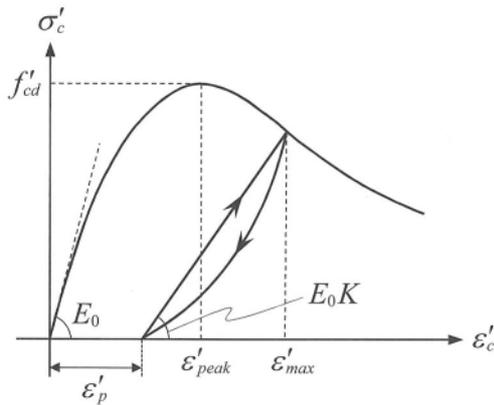


図 3.5-5 応力-ひずみ関係（圧縮側）⁶⁾

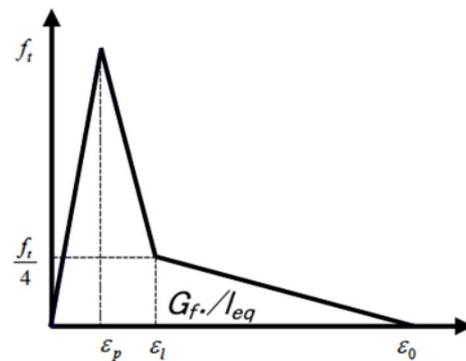


図 3.5-6 応力-ひずみ関係（引張側）⁶⁾

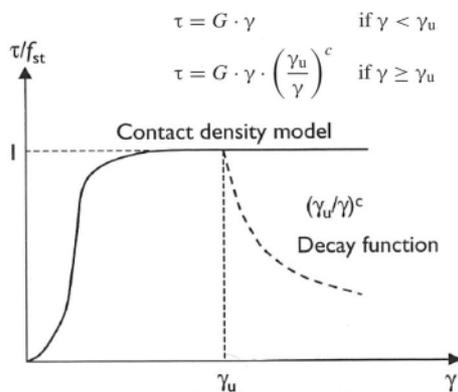


図 3.5-7 ひび割れ面でのせん断伝達モデル⁶⁾

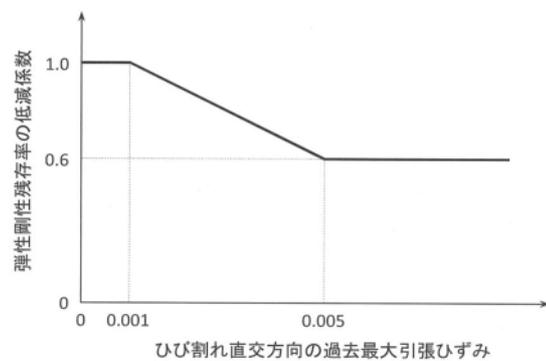


図 3.5-8 ひび割れ後の圧縮強度低減モデル⁶⁾

(2) 鉄筋およびPC鋼材

鉄筋およびPC鋼材の物性値を、それぞれ表 3.5-3 および表 3.5-4 に、材料構成則を、それぞれ図 3.5-9 および図 3.5-10 に示す。鉄筋の応力-ひずみ曲線は、道路橋示方書⁹⁾に示されるバイリニアモデルを用いた。なお、第二勾配は、解析の安定性を考慮して $E/1000$ とした。PC鋼材の応力-ひずみ曲線は、道路橋示方書⁹⁾に示されるトリリニアモデルを用いた。なお、第三勾配は、解析の安定性を考慮して $E/1000$ とした。

表 3.5-3 鉄筋の物性値

鋼種	ヤング係数 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)
SD345	200000	345
SD490	200000	490
	コン示より	規格値

表 3.5-4 PC鋼材の物性値

鋼種	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
SWPR7BL	200000	0.3	1788	1997
	試験成績表	コン示より	試験成績表	試験成績表

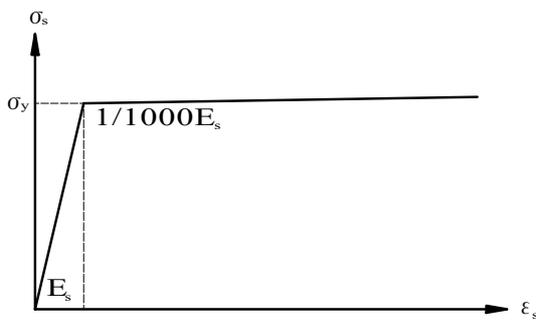


図 3.5-9 鉄筋の応力-ひずみ関係

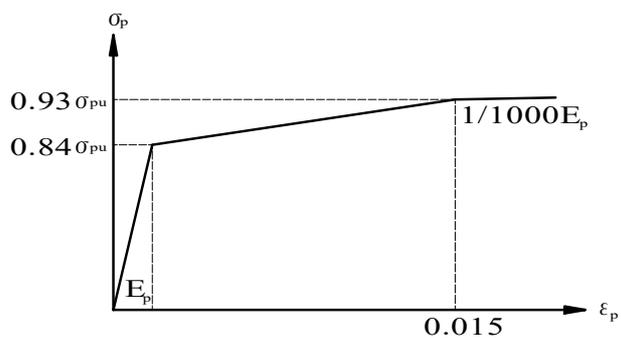
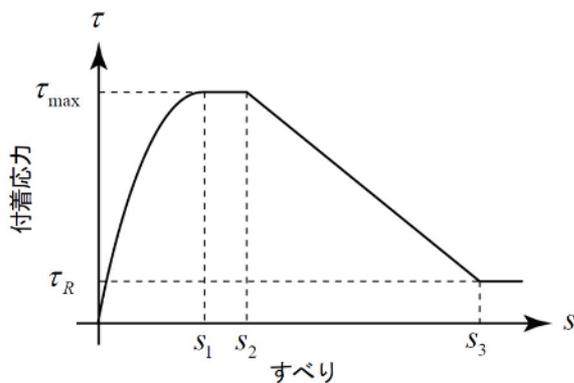


図 3.5-10 PC鋼材の応力-ひずみ関係

(3) コンクリート・シース・グラウト・PC鋼材の境界

シースとコンクリートおよびグラウト、PC鋼材とグラウトの境界は、インターフェイス要素でモデル化した。面直方向は圧縮側を剛、引張側を剥離とした。せん断方向は、図 3.5-11 に示す付着応力-すべり関係¹⁰⁾を用いた。



$$\begin{aligned}
 &S \leq S_1 \text{ の時} \\
 &\quad \tau = 0.4 \times 0.9 \times f_c^{2/3} \times \{1 - \exp(-40(S/D)^{0.5})\} \\
 &S_1 \leq S \leq S_2 \text{ の時} \\
 &\quad \tau = \tau_{max} \\
 &S_2 \leq S \leq S_3 \text{ の時} \\
 &\quad \tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_R) \times (S - S_2) / (S_3 - S_2) \\
 &S_3 \leq S \text{ の時} \\
 &\quad \tau = \tau_R \\
 &\tau_{max} = 0.4 \times 0.9 \times f_c^{2/3} \times \{1 - \exp(-40(S_1/D)^{0.5})\} \\
 &\quad \tau_R = 0.01\tau_{max},
 \end{aligned}$$

図 3.5-11 付着応力-すべり関係（せん断方向）¹⁰⁾

3.5.3 PC 鋼材の断面減少

実験後の解体調査によって得られた値をもとに、電食による PC 鋼材の質量減少を断面減少として考慮した。解析ソフトの仕様により断面積を連続的に減少させることができなかつたため、重複要素でモデル化した PC 鋼材要素を階段状に 4 ステップで削除することで考慮した。断面減少を考慮する区間は電食範囲内において PC 鋼材質量を計測した 3 区間とし、各区間内は一様な断面減少とした。PC 鋼材の断面減少区間を図 3.5-12 に、腐食進行再現解析終了時の各区間の断面減少率を表 3.5-5 に示す。なお、電食実験では電食終了時に b 鋼材の側線 1 本が破断したため、第 4 章に示す荷重漸増解析時には、破断側線も断面減少として考慮している。この値を表 3.5-6 に示す。なお、素線の破断箇所は区間②であるが、破断による緊張力の減少は、グラウトが充填されていない曲げ上げ端部側の区間にも影響すると考え、区間①および区間①の左側の区間でも破断側線分の断面を減少させた。図 3.5-13 に、PC 鋼材断面減少率と解析時間の関係を示す。

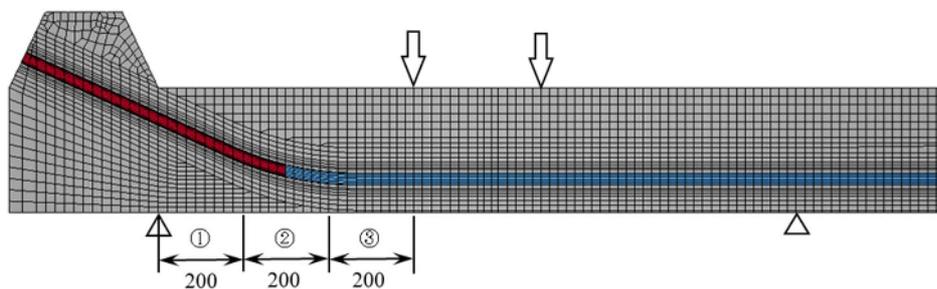


図 3.5-12 PC 鋼材の断面減少考慮区間

表 3.5-5 各区間の断面減少率
(腐食進行再現解析終了時)

鋼種	実験値 (質量減少率)			解析値 (断面減少率)
	a鋼材	b鋼材	平均値	適用値
区間①	11.1%	10.9%	11.0%	11.0%
区間②	16.4%	17.1%	16.8%	16.8%
区間③	6.9%	6.9%	6.9%	6.9%

表 3.5-6 各区間の断面減少率
(荷重漸増解析開始時)

鋼種	実験値 (質量減少率)			解析値 (断面減少率)
	a鋼材	b鋼材	平均値	適用値
区間①の左側	0.0%	14.1%	7.1%	7.1%
区間①	11.1%	23.3%	17.2%	17.2%
区間②	16.4%	27.4%	21.9%	21.9%
区間③	6.9%	6.9%	6.9%	6.9%

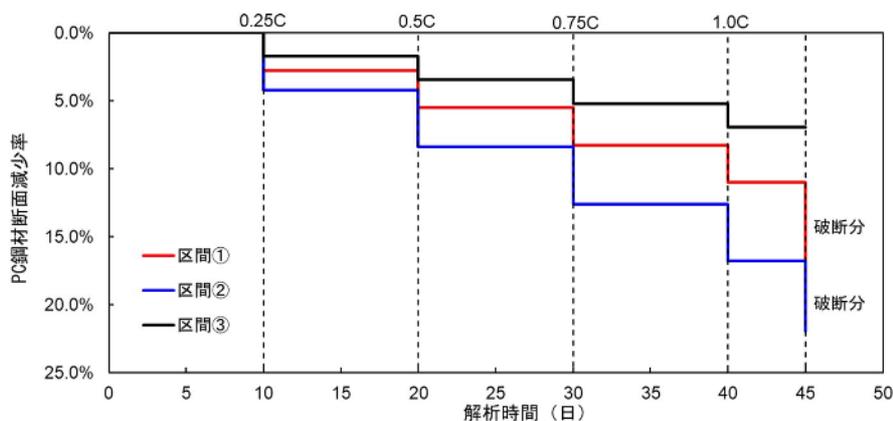


図 3.5-13 PC 鋼材断面減少率-解析時間関係

3.5.4 シースの膨張ひずみ

本解析では、シースの円周方向に直接膨張ひずみを与えることで実験で生じた腐食ひび割れを再現した。実際のシース腐食に起因するひび割れは、腐食層の膨張によって生じるものと考えられるが、前述の実験供試体で確認したひび割れの発生や進展状況を再現し、これが部材の力学的特性に与える特徴を検証することが目的であるため、本解析ではシースに直接膨張ひずみを与えた。

シースの膨張範囲は PC 鋼材の断面減少を考慮する区間と同じとした。腐食促進試験で最初にひび割れの発生を確認したのは、区間②において通電開始 2 日目である。よって、解析 2 日時点でひび割れが発生する膨張量となる 780 μ を区間②において設定し、区間①および区間③は、区間②に対して PC 鋼材の断面減少比率分の膨張が生じるものとした。2 日以降は、解析終了まで線形的に増加させた。シースの物性値を表 3.5-7 に、シース膨張ひずみ量と解析時間の関係を図 3.5-14 に示す。なお、本解析では、クリープおよび乾燥収縮の影響は考慮していない。

表 3.5-7 シースの物性値

鋼種	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	板厚 (mm)
SGCC	200000	0.3	1.0

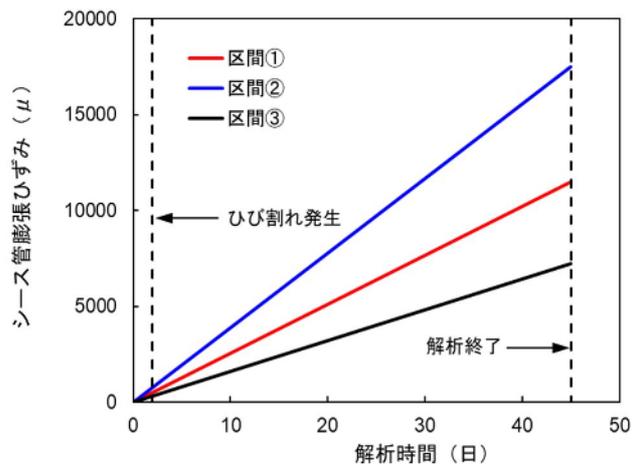


図 3.5-14 シース膨張ひずみ量-解析時間関係

3.5.5 プレストレスの導入

プレストレスの導入は、実験での供試体へのプレストレス導入手順を再現して、図 3.5-15 に示すステップで考慮した。ステップ①では、実験での導入緊張力を PC 鋼材の端部に節点荷重として外向きに載荷する一方で、これに相当する反力を支圧板に載荷する。なお、本解析における導入緊張力は実験における電食開始時の緊張力 124.5kN とした。ステップ②では、PC 鋼材と支圧板を結合する剛体要素や、グラウト要素などを設定し、ステップ①で載荷した荷重を逆載荷によって除荷した。

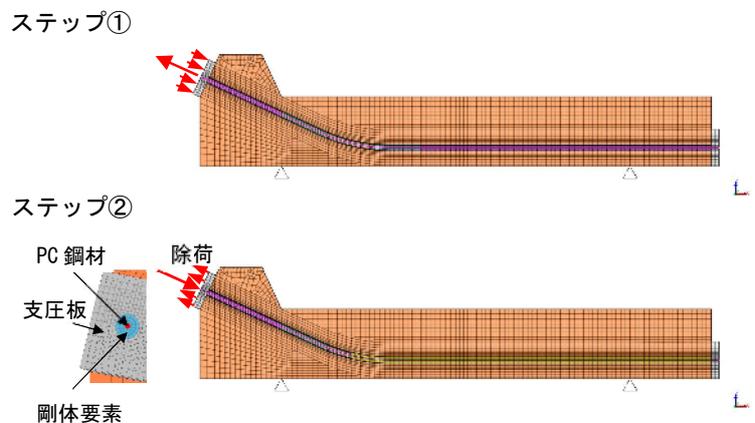


図 3.5-15 プレストレス導入のステップ

3.5.6 解析結果

(1) ひび割れ進展

腐食ひび割れ進展状況の実験と解析の比較を図 3.5-16 に示す。実験では、通電開始 2 日後にグラウト充填の境界部よりひび割れが発生した後、通電開始 3 日後には電食範囲の全域にシースに沿って進展した。その後は主に充填部である中央側にひび割れが進展し、充填不良部である曲げ上げ定着側への進展は顕著でなかった。供試体中央側では、グラウトが充填されているため、空隙がある場合よりも腐食膨張圧がコンクリートに伝達しやすかったと考えられる。解析においても、充填部ではシース内面側への膨張をグラウトが拘束することにより、充填不良部よりも外面側のコンクリートに作用する膨張圧が相対的に大きいため、同様の傾向を再現できたものと考えられる。

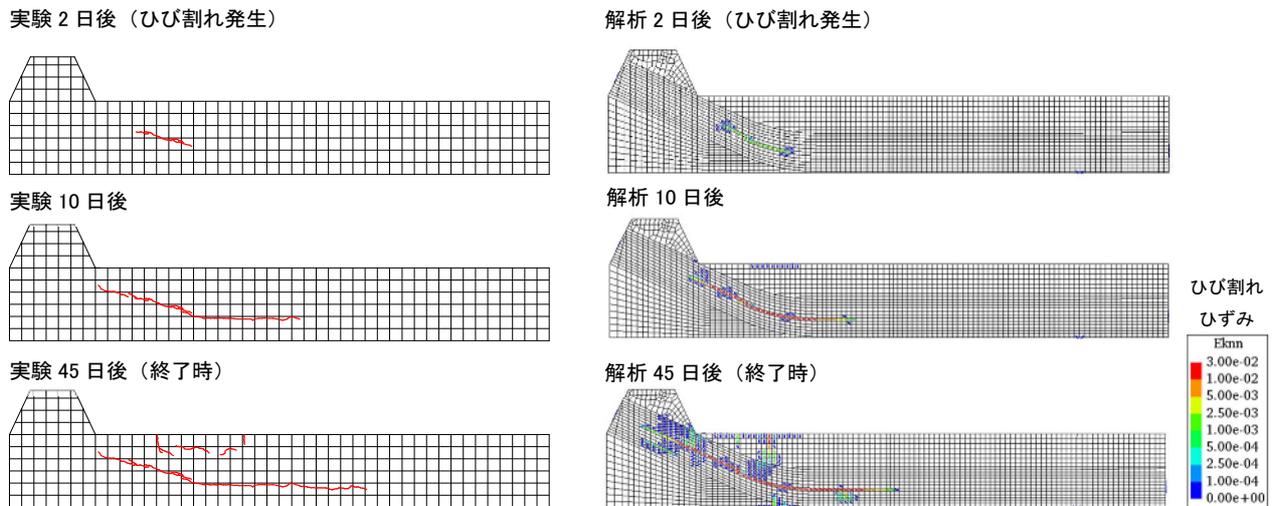


図 3.5-16 腐食によるひび割れ進展状況の比較

図 3.5-17 は、最大ひび割れ幅の推移について、解析値と実験値を比較したものである。実験に対して解析のひび割れ幅が若干小さい傾向にあるが概ね一致しており、双方ともに線形的にひび割れ幅が増幅する傾向にあることがわかる。よって、前述のシース膨張ひずみ量および線形的に増加させる挙動の設定は、概ね妥当であるといえる。

図 3.5-18 に解析における断面内のひび割れ進展状況を示す。実験では荷重試験後の切断による観察であったため、表面に現れない内部のシース同士を結ぶひび割れが、腐食と荷重のいずれに起因によるものか明らかでなかったが、供試体表面にひび割れが現れる解析 2.0 日後よりも以前の解析 1.5 日後に部材中央側に向かってひび割れが進展している状況を確認できる。

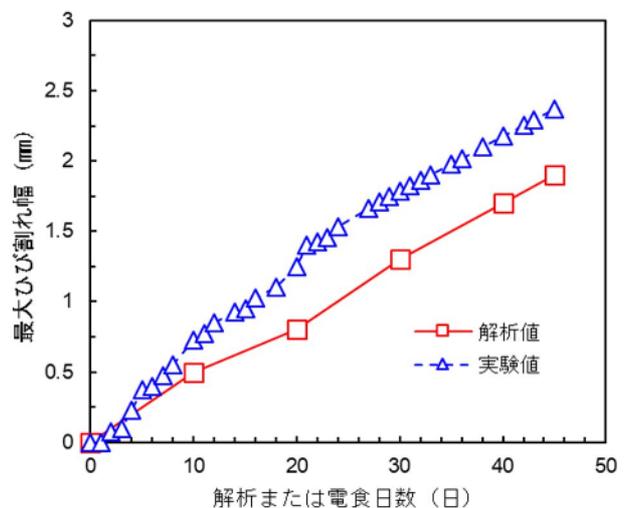


図 3.5-17 最大ひび割れ幅の推移

したがって、実験で確認されたシース同士を結ぶひび割れは、腐食に起因するものであった可能性が高いと言える。

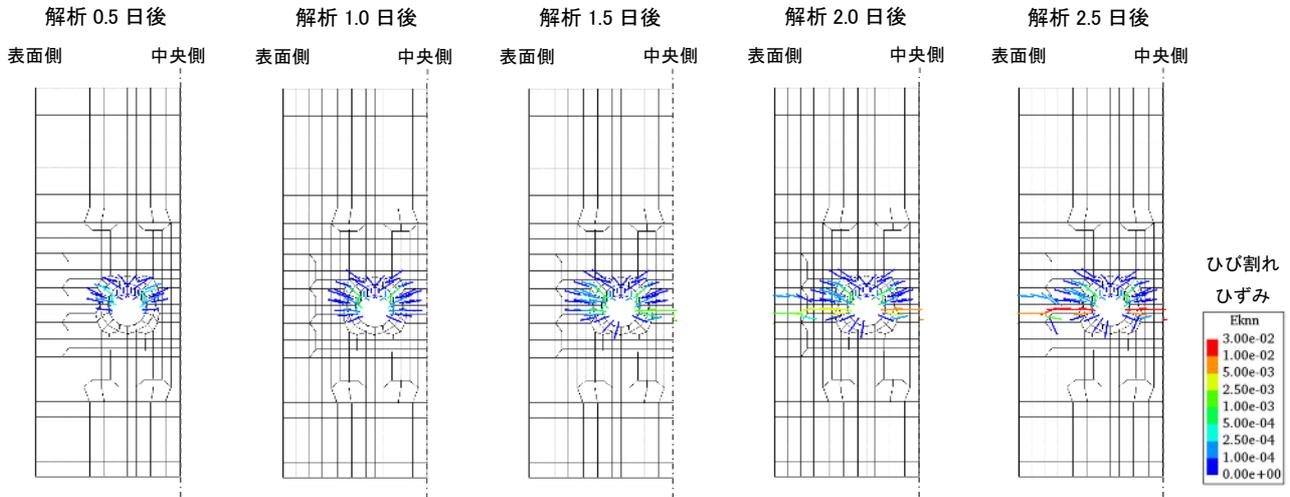


図 3.5-18 解析における断面内のひび割れ進展状況

(2) PC 鋼材端部緊張力

解析における端部緊張力の低下率を図 3.5-19 に示す。PC 鋼材の断面積を減少させた 10 日、20 日、30 日、40 日の各時点（以下、a 部）以外の区間でも、解析日数の増加にともなって端部緊張力が連続的に低下している。したがって、a 部が PC 鋼材の断面減少による端部緊張力の低下を表しており、a 部以外の区間の連続的な低下は、ひび割れの進展による躯体コンクリートの剛性低下を要因とする端部緊張力の低下を表していると言える。解析終了時の端部緊張力の低下率は 10.7%であるが、このうち a 部での低下率の合計は 6.9%であった。これに対して、躯体コンクリートの剛性低下を含まない、前述の(式 3.3-11)によって算出した理論値は 6.5%であり、両者は概ね一致する値であった。

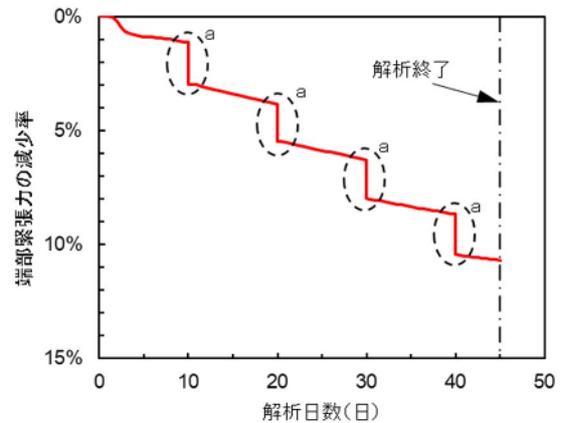


図 3.5-19 端部緊張力の減少率

(3) コンクリートひずみ

図 3.5-20 に解析開始から 7 日後までの下面軸方向ひずみの変化量を、図 3.5-21 に解析 7 日後の軸方向ひずみのコンターおよび変形図を示す。前述の実験にて、腐食ひび割れ直下の供試体下面では引張側ひずみが、供試体中央側では圧縮ひずみが進展する挙動が確認できたが、本解析でも同様の傾向が確認された。また、発生ひずみ量も同程度であり、実験と解析の分布挙動はよく一致していると言える。このような挙動を示す要因として、図 3.5-21 の変形図に示されるように、プレストレスの鉛直方向成分作用下での、シースの腐食膨張や腐食ひび割れに起因する部材の変形が影響したものと考えられる。

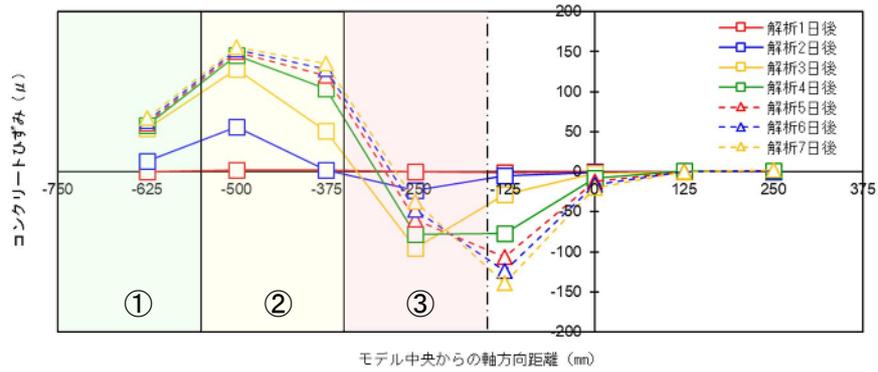


図 3.5-20 解析開始からのモデル下面軸方向ひずみの変化量

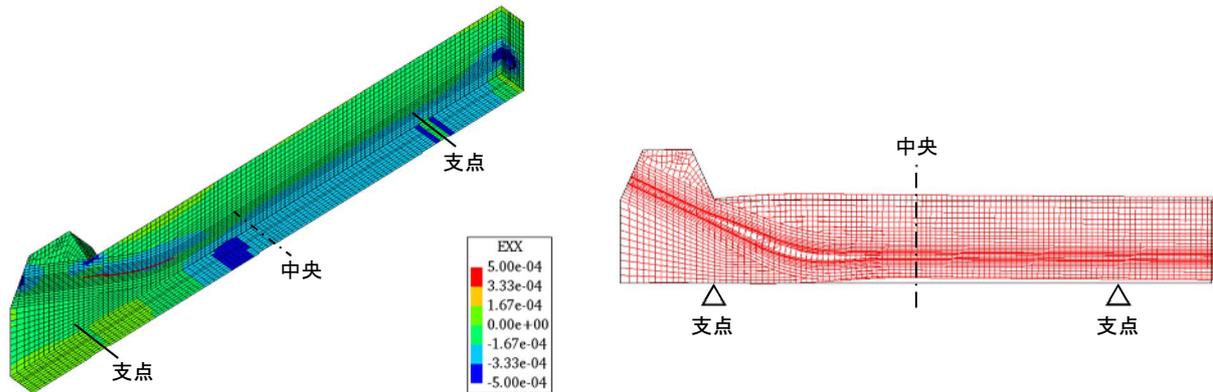


図 3.5-21 軸方向ひずみコンターおよび変形図

3.6 おわりに

本章では、シースおよび PC 鋼材腐食やグラウト充填不良を有するポステン部材の、点検・診断・評価に有効となる着目点を見出すことや、これらの損傷が、PC 部材の耐荷性能を左右するプレストレスに与える影響を把握することを目的に、供用中のポストテンション T 桁橋に対して実施されたグラウト充填調査結果（調査 PC ケーブル総数 2388 本）のデータ分析およびグラウト充填度や PC 鋼材腐食度を実験要因とした電食実験を実施し、ひび割れ発生メカニズムやプレストレス変化について検討した。また、軸力導入した PC 鋼材に対する切削試験および切断試験を行い、断面減少範囲や PC 鋼より線における素線破断がプレストレスに与える影響について検討した。さらには、電食実験を対象とした数値解析を実施し、実験の再現性を確認するとともに、実験にて得られたデータの検証を行った。以下、実橋調査に対するデータ分析、電食実験、切削および切断試験、数値解析で得られた知見について示す。

<実橋調査に対するデータ分析によって得られた知見>

- ・シース腐食による膨張圧で主桁表面にひび割れが発生するためには、膨張圧を伝える反力としてグラウト充填されている必要があるとの報告もあるが、シース沿いに発生しているひび割れの 70% について、シース内部はグラウト充填不良であった。
- ・シースに沿ったひび割れの長さや幅とグラウト充填不足長には、若干の正の相関が認められた。また、シースかぶり厚が薄い箇所のひび割れ発生頻度は高いが、PC 鋼材の腐食度との相関性は認められなかった。

<電食実験および数値解析によって得られた知見>

- ・PC 鋼材およびシースの双方が腐食する場合、コンクリート表面に現れるひび割れはシース腐食に起因して発生し、その発生時期はシースが腐食を生じ始める初期の段階であり、内部にグラウトが充填されていなくとも発生することを確認した。
- ・部材内でグラウト充填部と非充填部が連続する場合、シース腐食によるひび割れは充填部側に進展しやすい傾向が得られた。また、部材内にシースが多列配置されている場合には内部でシース同士を結ぶひび割れが発生することを確認した。
- ・グラウト非充填区間を有する部材内部で PC 鋼材腐食が生じた場合、PC 鋼材の腐食による断面減少や、腐食ひび割れによる躯体コンクリートの剛性低下による緊張力の低下は、非充填区間の全域に影響するが、緊張力の減少挙動は、腐食ひび割れの進展をひび割れ延長で表した場合の挙動と相関性があることを確認した。
- ・グラウト非充填部、グラウト充填部、グラウト充填境界部を比較した場合には、グラウト充填境界部で最も腐食が進行する。また、芯線に対して側線の腐食が著しい。さらに、側線間のバラツキが大きいことを確認した。
- ・電食範囲内の供試体下面では、橋軸方向のコンクリートひずみが腐食の進行とともに引張側に挙動する。一方で、電食範囲外では電食境界で反転する挙動を示し、腐食の進行とともに圧縮側に挙動する。これらのことより、プレストレスの鉛直方向成分作用下でのシースの腐食膨張や腐食膨張に伴うひび割れの発生に起因する変形が、部材の応力分布に影響を与える可能性があることを確認した。

<PC 鋼材の切削および切断試験によって得られた知見>

- ・PC 鋼材の一部の断面が減少する場合、緊張力の低下は断面減少に加えて断面減少範囲の影響を受けることについて理論解を示し、実験によって、この現象を確認した。
- ・PC 鋼材の切削範囲を拓げるにしたがって、切削部では引張ひずみが増加し、非切削部では圧縮ひずみが増加することを確認した。PC 鋼より線では、素線同士の摩擦やよりの影響により、非切削部の軸方向のひずみが一様とならないことを確認した。
- ・PC 鋼より線の素線の一部が破断あるいは断面減少を生じた場合、各素線の緊張力分担率に偏りが生じるが、これは、破断あるいは断面減少に伴うより線全体の重心変化によって生じる断面内のモーメントの変化が影響している可能性があることを確認した。

以上の結果より、外観調査にてシースに沿ったひび割れが確認された場合には7割程度の確率でグラウト充填不良であること、ひび割れ長さでグラウト充填不足長さには相関性があること、PC 鋼材の腐食はグラウト充填境界部で局所的に進行する傾向にあることから、ひび割れ発生起点をターゲットとして内部の PC 鋼材の状態を確認することや、PC 鋼材の腐食による緊張力の低下を評価する場合には、断面減少のみならず腐食範囲を把握することが望ましい。また、プレストレスの鉛直方向成分作用下でシースが腐食する場合、腐食膨張に起因する変形により、他とは違った応力分布を示す可能性が高く、これによって部材下面などに特徴的なひび割れが生じる可能性がある。さらに、躯体コンクリートの変状によるプレストレスの減少挙動は、ひび割れ延長と相関関係にあることから、定期的点検によってひび割れが過度に進展していることが確認された場合には、詳細調査や対策実施の優先度を高めることも有

用であり、これらの視点に基づいた調査・点検および対応の優先順位付けを行うことで、維持管理の効率化が図れるものと思われる。

参考文献

- 1) 玉越隆史, 横井芳輝, 石尾真理: 全国規模の点検データに基づく道路橋のコンクリート部材の劣化の特徴, コンクリート工学論文集, 第 25 巻, pp.167-180, 2014.
- 2) プレストレスト・コンクリート建設業協会: プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き(案) [断面修復工法], 2009.
- 3) 奥野喜久, 近藤拓也, 山本貴士, 宮川豊章: アンボンド PC 梁の曲げ耐荷性能に与える PC 鋼材腐食の影響, 第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.33-38, 2011.
- 4) 近藤拓也, 山本貴士, 宮川豊章, 鈴木裕典: 鋼製シースの腐食による PC のひび割れ発生状況に関する一考察, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.73, No.4, pp.348-362, 2017.
- 5) Jingyuan Li, Tomohiro Miki, Qiuning Yang and Mingjie Mao: Experimental Study on Prestressing Force of Corroded Prestressed Concrete Steel Strands, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.20, pp.550-563, 2022
- 6) 大島克仁, 松原喜之, 福田雅人, 青木圭一: PC 鋼より線破断時の挙動に関する一実験, プレストレストコンクリート, Vol.58, No.5, pp.62-67, 2016
- 7) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編]
- 8) 丸善株式会社: コンクリート構造物の塑性解析, 1985.
- 9) 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.
- 10) 菅満宣, 中村光, 檜貝勇, 斎藤成彦: RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.295-300, 2001

第4章 腐食ひび割れが生じたポストテンション PC 桁の耐荷性能に関する研究

4.1 はじめに

過去に建設されたポストテンション方式（以下、ポステン）PC 橋では、グラウト充填不良やPC 鋼材の腐食や破断、腐食ひび割れといった変状が多数報告されている。よって、既設ポステン PC 橋の耐荷性能を合理的にかつ長期にわたって保証するためには、これらの変状と耐荷性能の関係を把握することが重要となる。

本章では、グラウト充填不良や PC 鋼材腐食および腐食ひび割れがポステン PC 部材の耐荷性能に与える影響を検討することを目的に、支間中央部に腐食が生じた PC 梁の曲げ耐荷性能に関する実験および曲げ上げ定着部に腐食が生じた PC 梁のせん断耐荷性能に関する実験を行った。また、第3章で構築した腐食進行解析モデルを用いて、せん断耐荷性能確認実験を対象とした再現解析を実施し、グラウト充填不足の範囲やグラウト再注入が耐荷性能に与える効果について検討した。

4.2 支間中央部に腐食が生じた PC 梁の曲げ耐荷性能に関する実験

グラウト充填不良や PC 鋼材腐食および腐食ひび割れを有するポステン PC 部材の耐荷性能について検討するために、グラウト充填度および PC 鋼材腐食を実験要因とした供試体による電食実験を実施し、電食後の供試体を用いた載荷試験を行った。本節では、曲げ耐荷性能の確認を主目的として実施した、支間中央部に PC 鋼材腐食および腐食ひび割れを生じさせた供試体（以下、シリーズI）の載荷試験について記載する。

4.2.1 実験方法

試験の状況を写真 4.2-1 に示す。本実験は、3.3.1 に示したシリーズIの電食試験後の供試体3体を用いて実施した。載荷方法は図 4.2-1 に示すように、スパン 2000mm に対して、曲げスパン 300mm、せん断スパン 850mm の対象 2 点集中荷重単調載荷とした。支間中央部における PC 鋼材の有効高さ 220mm（上縁から PC 鋼材中心位置までの距離）と、せん断スパンの比は、3.86 である。試験時は、載荷荷重と変位に加え、3.3.3 に示す項目を計測した。また、ひび割れの観察を行った。



写真 4.2-1 載荷試験の状況

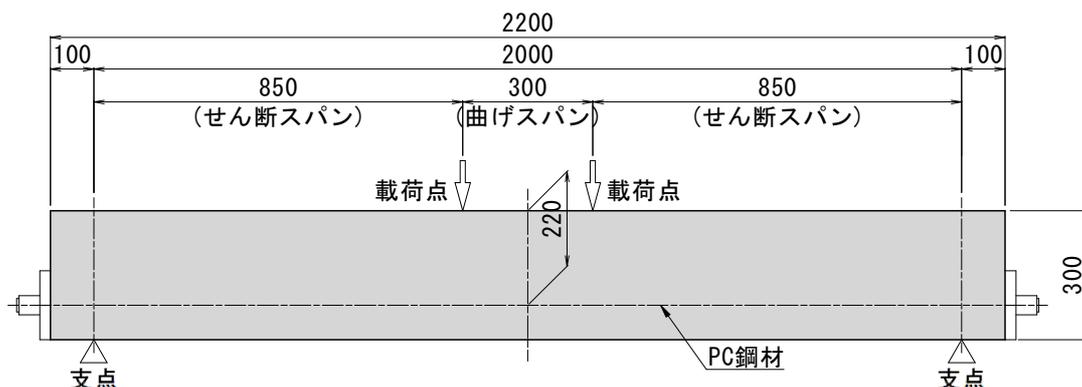


図 4.2-1 載荷方法

4.2.2 実験結果および考察

(1) 破壊性状と荷重変位関係

表 4.2-1 に荷重試験結果および計算値の一覧を示す。なお、計算値は、土木学会コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの実物性値や荷重実験時の実端部緊張力を考慮して算出している。また、コンクリート打設時にシースが浮き上がってしまったため、荷重試験後に供試体を切断して PC 鋼材の実際の配置高さを計測し、この値を考慮している。No.I-1 および No.I-2-2 の 2 体は、ほぼ同じ高さに PC 鋼材が配置されていたが、No.I-2-1 については、他の 2 体と比較して高さ位置が異なっていた。よって、3 体ともに同じ破壊形態であるが、No.I-2-1 の実験値および計算値が他の 2 体よりも大きいのはこのためである。なお、全ての供試体において、計算におけるせん断/曲げ耐力比は 2 以上である。

表 4.2-1 荷重試験結果および計算値

供試体名	計算値			実験値
	曲げ耐力 P _{Mu} (kN)	せん断耐力 P _{Vy} (kN)	P _{Vy} /P _{Mu}	最大荷重 P (kN)
No. I -1	200.0	464.2	2.321	202.6
No. I -2-1	218.5	462.0	2.114	220.4
No. I -2-2	189.1	463.1	2.449	200.4

図 4.2-2 に荷重試験の荷重変位関係を、写真 4.2-2~4.2-4 に荷重試験後の破壊状況を示す。最終的には、全ての供試体において、支間中央上縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊となった。全供試体、たわみ 5mm 程度までの耐荷挙動に明確な差はない。5mm 以降、No.I-2-1 の最大荷重が他の 2 体に比べて大きいのが、これは前述のとおり、PC 鋼材の配置高さの違いが影響しているためであり、配置高さがほぼ同じであった No.I-1 と No.I-2-1 では、最大荷重に至るまでの挙動に明確な差がない。よって、荷重位置から有効耐荷さ程度離れた位置までグラウトが充填されていれば、部材の初期剛性や耐力に着目するだけでは、グラウト充填不良部や質量減少率 5%程度の PC 鋼材腐食を発見することが困難であることが示唆されている。

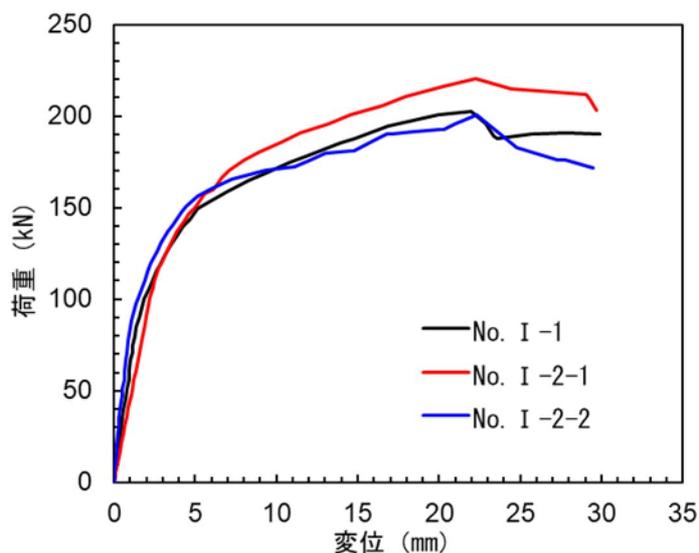
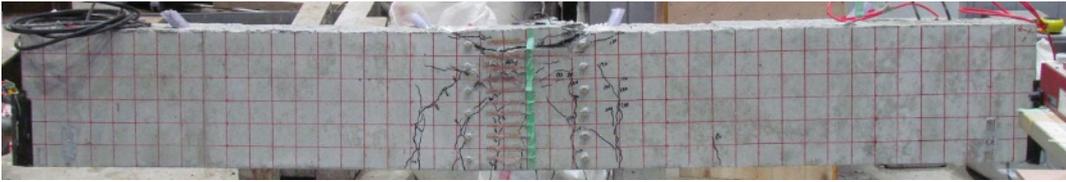


図 4.2-2 荷重変位関係

A 面



B 面



写真 4.2-2 載荷試験後の破壊状況 (No. I -1)

A 面



B 面



写真 4.2-3 載荷試験後の破壊状況 (No. I -2-1)

A 面



B 面



写真 4.2-4 載荷試験後の破壊状況 (No. I -2-2)

(2) ひび割れ発生状況

各供試体のひび割れ発生状況を図 4.2-3～図 4.2-5 に示す。図中には荷重によって発生したひび割れを緑線で示し、No.I-2-1 および No.I-2-2 については、電食によって発生した腐食ひび割れを赤線で併記している。また、各供試体の両側面において荷重時に最初に発生したひび割れを破線で囲んで示している。ひび割れの発生範囲に着目すると、No.I-1 は供試体中央付近にひび割れが集中したのに対して、No.I-2-1 および No.I-2-2 はひび割れの発生範囲が広く、曲げスパン内でのひび割れ発生が少ないことがわかる。荷重によって最初にひび割れが発生した箇所に着目すると、No.I-1 が曲げスパンにおいて発生したのに対して、No.I-2-1 および No.I-2-2 は曲げスパン外のグラウト充填部と充填不良部の境界付近において発生した。また、腐食ひび割れの上下で荷重によるひび割れが連続せず、腐食ひび割れを起点として上側のみが発生するひび割れも散見された。要因として、PC 鋼材の腐食によるグラウト充填不良部での緊張力の減少や、腐食ひび割れの発生に起因する鉄筋やシースの付着切れによって、部分的にプレストレスが減少したことなどが考えられる。

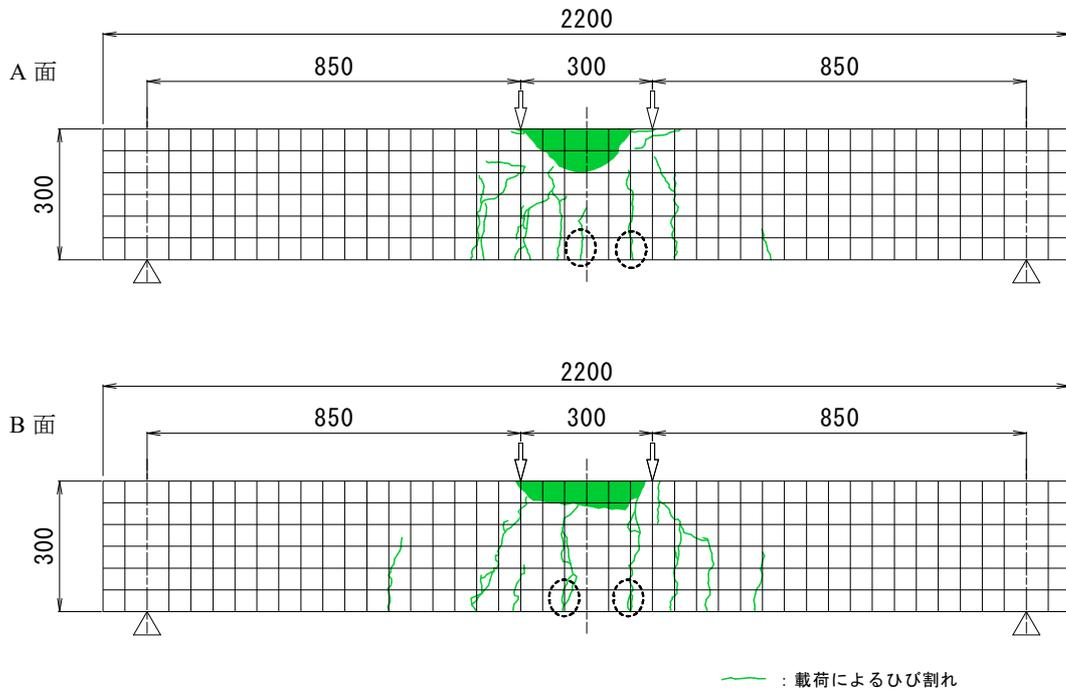


図 4.2-3 ひび割れ発生状況 (No. I-1)

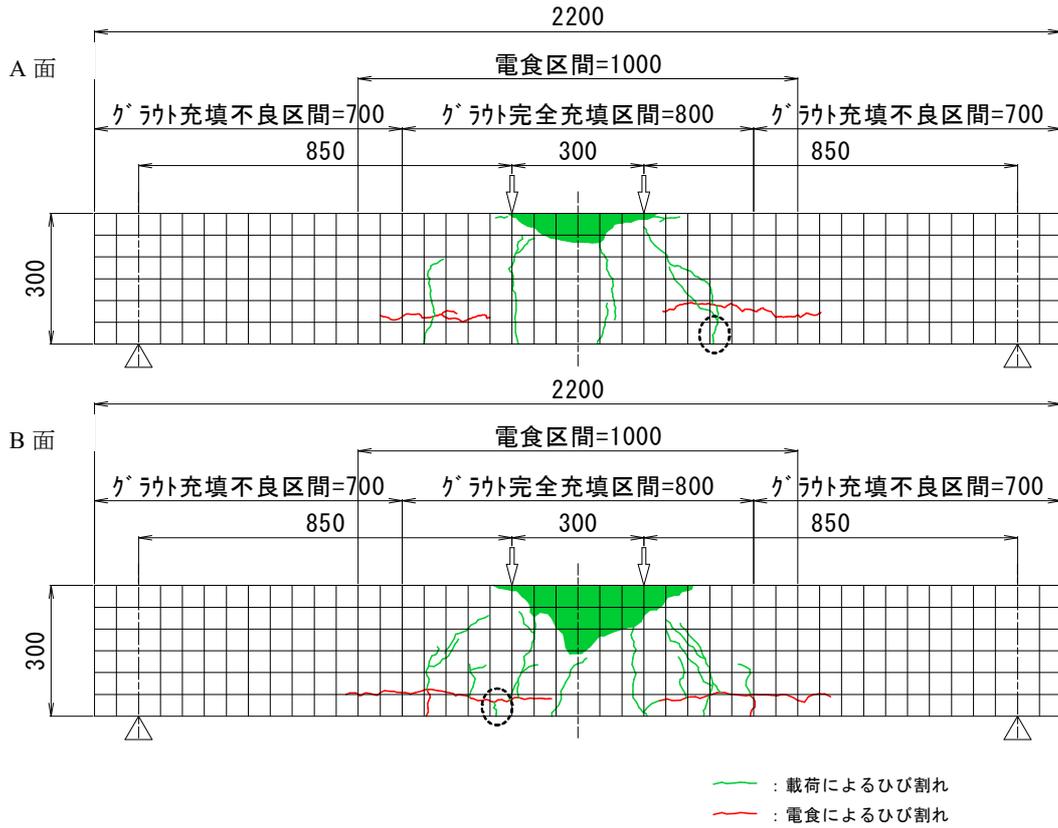


図 4.2-4 ひび割れ発生状況 (No. I-2-1)

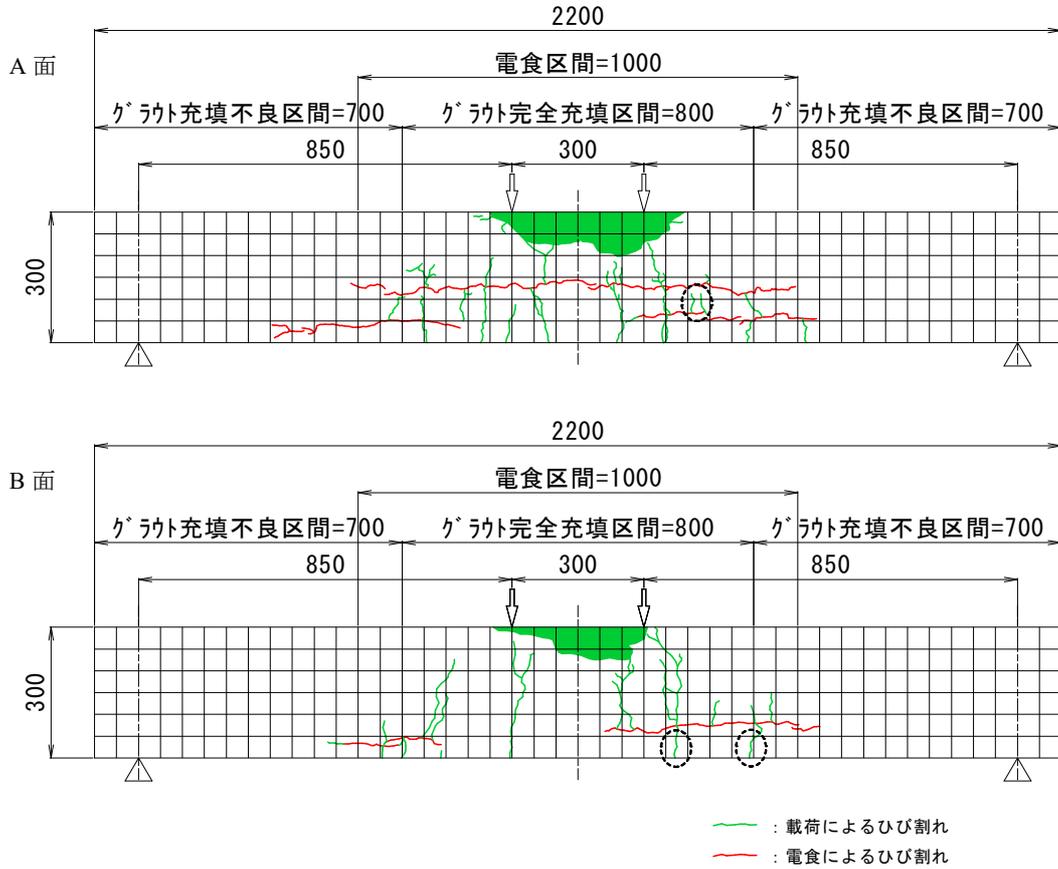


図 4.2-5 ひび割れ発生状況 (No. I-2-2)

第4章 腐食ひび割れが生じたポストテンション PC 桁の耐荷性能に関する研究

4.1 はじめに

過去に建設されたポストテンション方式（以下、ポステン）PC 橋では、グラウト充填不良やPC 鋼材の腐食や破断、腐食ひび割れといった変状が多数報告されている。よって、既設ポステン PC 橋の耐荷性能を合理的にかつ長期にわたって保証するためには、これらの変状と耐荷性能の関係を把握することが重要となる。

本章では、グラウト充填不良や PC 鋼材腐食および腐食ひび割れがポステン PC 部材の耐荷性能に与える影響を検討することを目的に、支間中央部に腐食が生じた PC 梁の曲げ耐荷性能に関する実験および曲げ上げ定着部に腐食が生じた PC 梁のせん断耐荷性能に関する実験を行った。また、第3章で構築した腐食進行解析モデルを用いて、せん断耐荷性能確認実験を対象とした再現解析を実施し、グラウト充填不足の範囲やグラウト再注入が耐荷性能に与える効果について検討した。

4.2 支間中央部に腐食が生じた PC 梁の曲げ耐荷性能に関する実験

グラウト充填不良や PC 鋼材腐食および腐食ひび割れを有するポステン PC 部材の耐荷性能について検討するために、グラウト充填度および PC 鋼材腐食を実験要因とした供試体による電食実験を実施し、電食後の供試体を用いた載荷試験を行った。本節では、曲げ耐荷性能の確認を主目的として実施した、支間中央部に PC 鋼材腐食および腐食ひび割れを生じさせた供試体（以下、シリーズI）の載荷試験について記載する。

4.2.1 実験方法

試験の状況を写真 4.2-1 に示す。本実験は、3.3.1 に示したシリーズIの電食試験後の供試体3体を用いて実施した。載荷方法は図 4.2-1 に示すように、スパン 2000mm に対して、曲げスパン 300mm、せん断スパン 850mm の対象 2 点集中荷重単調載荷とした。支間中央部における PC 鋼材の有効高さ 220mm（上縁から PC 鋼材中心位置までの距離）と、せん断スパンの比は、3.86 である。試験時は、載荷荷重と変位に加え、3.3.3 に示す項目を計測した。また、ひび割れの観察を行った。



写真 4.2-1 載荷試験の状況

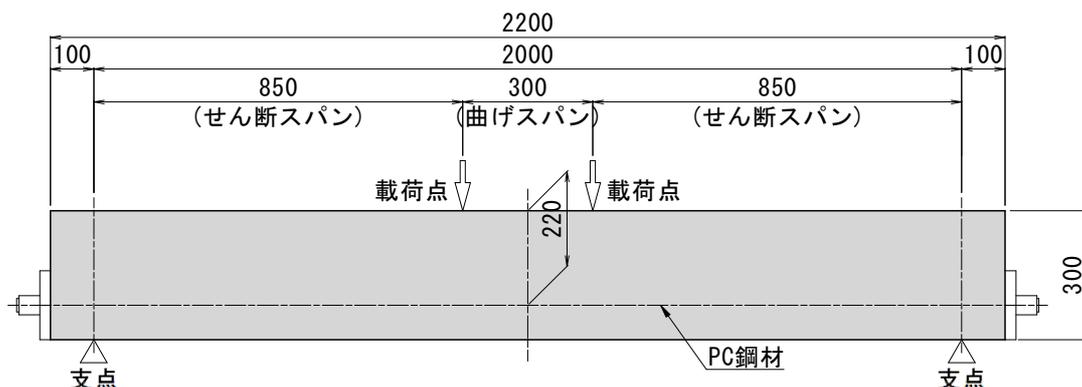


図 4.2-1 載荷方法

4.2.2 実験結果および考察

(1) 破壊性状と荷重変位関係

表 4.2-1 に荷重試験結果および計算値の一覧を示す。なお、計算値は、土木学会コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの実物性値や荷重実験時の実端部緊張力を考慮して算出している。また、コンクリート打設時にシーズが浮き上がってしまったため、荷重試験後に供試体を切断して PC 鋼材の実際の配置高さを計測し、この値を考慮している。No.I-1 および No.I-2-2 の 2 体は、ほぼ同じ高さに PC 鋼材が配置されていたが、No.I-2-1 については、他の 2 体と比較して高さ位置が異なっていた。よって、3 体ともに同じ破壊形態であるが、No.I-2-1 の実験値および計算値が他の 2 体よりも大きいのはこのためである。なお、全ての供試体において、計算におけるせん断/曲げ耐力比は 2 以上である。

表 4.2-1 荷重試験結果および計算値

供試体名	計算値			実験値
	曲げ耐力 P _{Mu} (kN)	せん断耐力 P _{Vy} (kN)	P _{Vy} /P _{Mu}	最大荷重 P (kN)
No. I -1	200.0	464.2	2.321	202.6
No. I -2-1	218.5	462.0	2.114	220.4
No. I -2-2	189.1	463.1	2.449	200.4

図 4.2-2 に荷重試験の荷重変位関係を、写真 4.2-2~4.2-4 に荷重試験後の破壊状況を示す。最終的には、全ての供試体において、支間中央上縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊となった。全供試体、たわみ 5mm 程度までの耐荷挙動に明確な差はない。5mm 以降、No.I-2-1 の最大荷重が他の 2 体に比べて大きいのが、これは前述のとおり、PC 鋼材の配置高さの違いが影響しているためであり、配置高さがほぼ同じであった No.I-1 と No.I-2-1 では、最大荷重に至るまでの挙動に明確な差がない。よって、荷重位置から有効耐荷さ程度離れた位置までグラウトが充填されていれば、部材の初期剛性や耐力に着目するだけでは、グラウト充填不良部や質量減少率 5%程度の PC 鋼材腐食を発見することが困難であることが示唆されている。

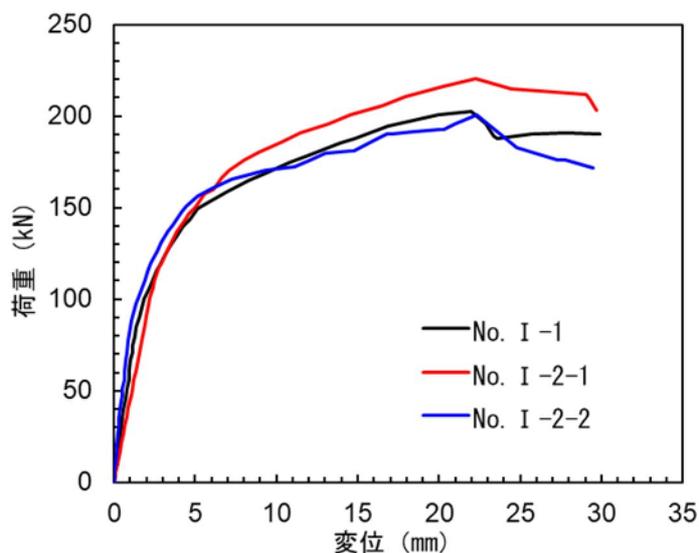
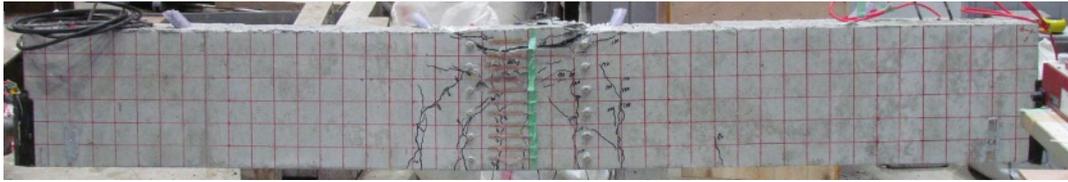


図 4.2-2 荷重変位関係

A 面



B 面



写真 4.2-2 載荷試験後の破壊状況 (No. I -1)

A 面



B 面



写真 4.2-3 載荷試験後の破壊状況 (No. I -2-1)

A 面



B 面



写真 4.2-4 載荷試験後の破壊状況 (No. I -2-2)

(2) ひび割れ発生状況

各供試体のひび割れ発生状況を図 4.2-3～図 4.2-5 に示す。図中には荷重によって発生したひび割れを緑線で示し、No.I-2-1 および No.I-2-2 については、電食によって発生した腐食ひび割れを赤線で併記している。また、各供試体の両側面において荷重時に最初に発生したひび割れを破線で囲んで示している。ひび割れの発生範囲に着目すると、No.I-1 は供試体中央付近にひび割れが集中したのに対して、No.I-2-1 および No.I-2-2 はひび割れの発生範囲が広く、曲げスパン内でのひび割れ発生が少ないことがわかる。荷重によって最初にひび割れが発生した箇所に着目すると、No.I-1 が曲げスパンにおいて発生したのに対して、No.I-2-1 および No.I-2-2 は曲げスパン外のグラウト充填部と充填不良部の境界付近において発生した。また、腐食ひび割れの上下で荷重によるひび割れが連続せず、腐食ひび割れを起点として上側のみが発生するひび割れも散見された。要因として、PC 鋼材の腐食によるグラウト充填不良部での緊張力の減少や、腐食ひび割れの発生に起因する鉄筋やシースの付着切れによって、部分的にプレストレスが減少したことなどが考えられる。

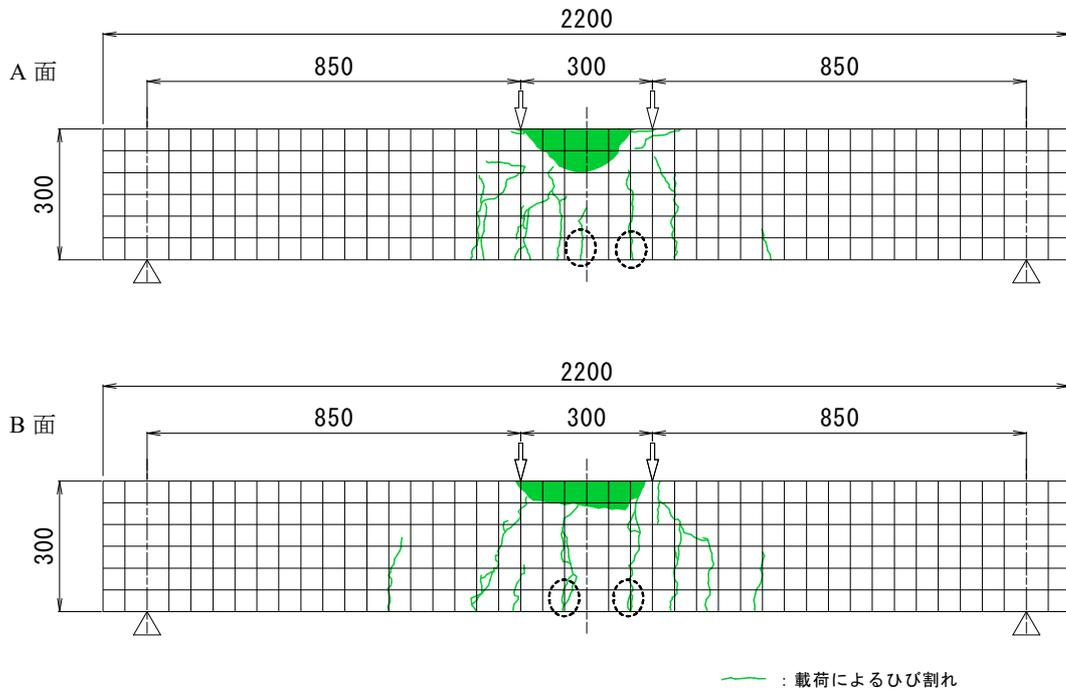


図 4.2-3 ひび割れ発生状況 (No. I-1)

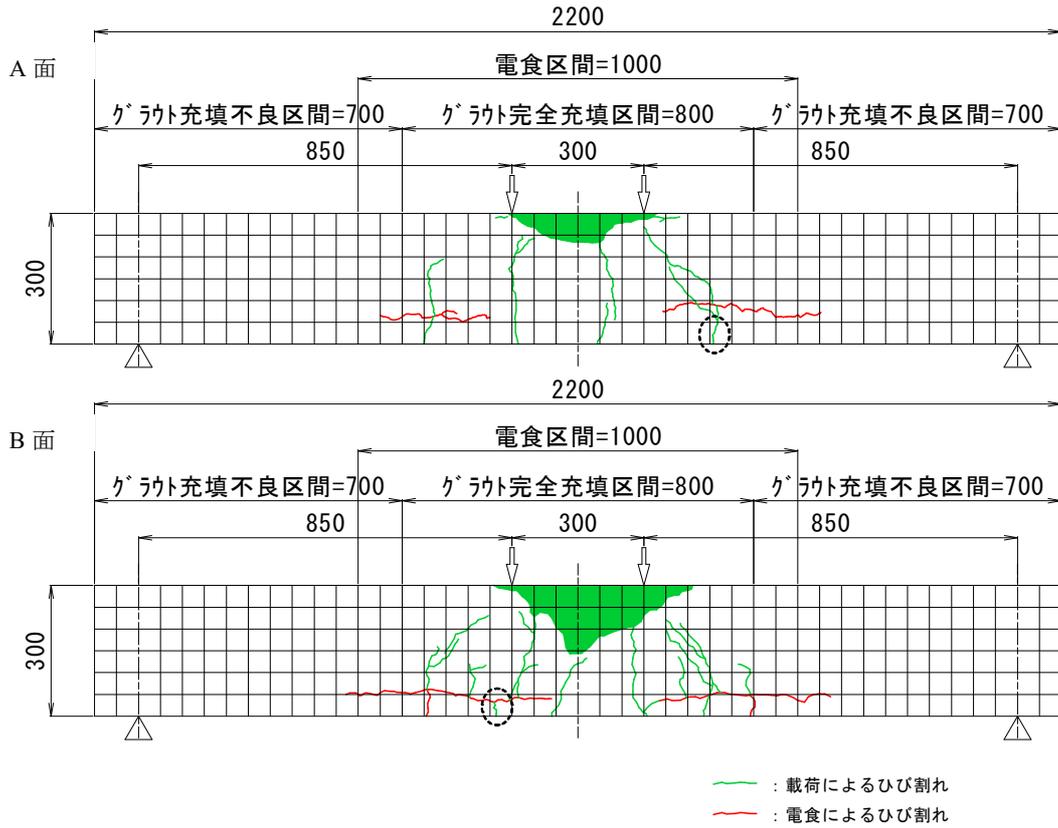


図 4.2-4 ひび割れ発生状況 (No. I-2-1)

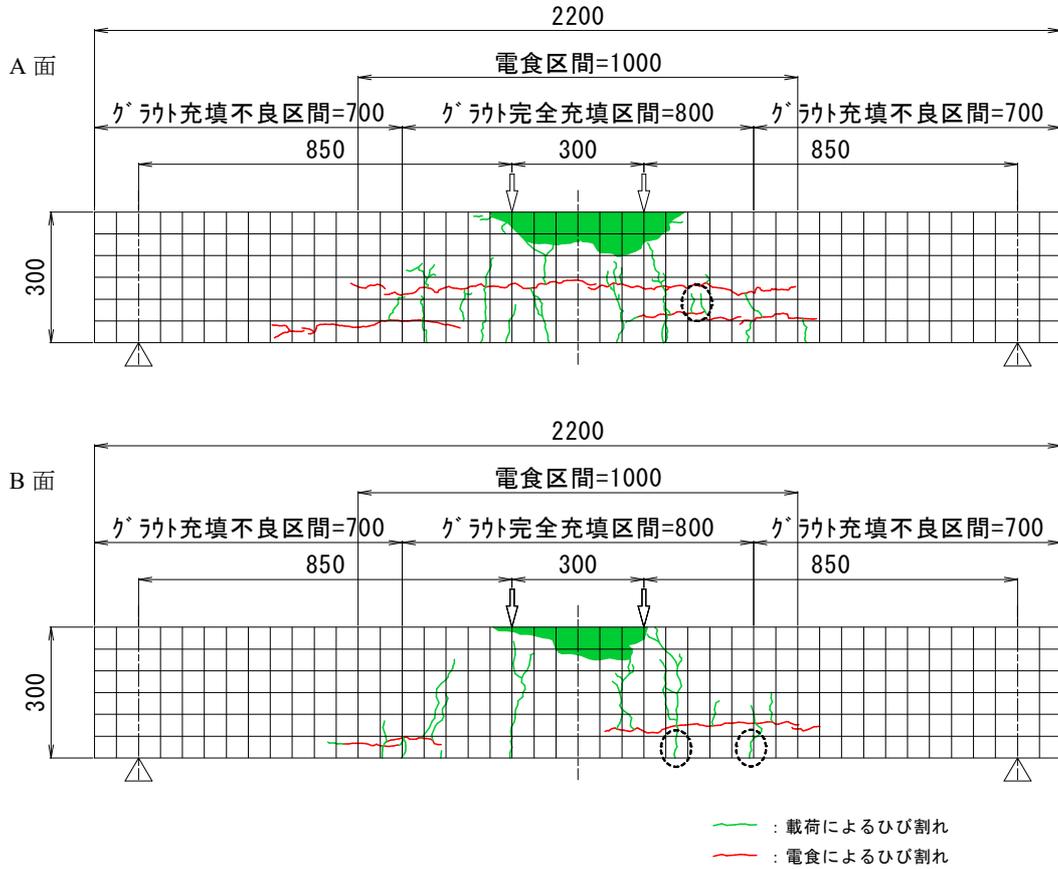


図 4.2-5 ひび割れ発生状況 (No. I-2-2)

4.3 曲げ上げ定着部に腐食が生じた PC 梁のせん断耐荷性能に関する実験

橋梁の桁端部は、せん断力の影響が大きいため、ポステン PC 橋においては、PC 鋼材を曲げ上げて配置することで、せん断耐力にプレストレスの鉛直方向成分を期待した設計が行われることが一般的である。ただし、桁端部における曲げ上げ部では、グラウトの先流れやブリージングの影響によって、曲げ上げ開始点近傍を境界として充填不良となっている事例が多い。

前節では、支間中央部に PC 鋼材腐食および腐食ひび割れを生じさせた供試体の曲げ耐荷性能について記載した。しかし、実構造部材を模擬して曲げ上げた PC 鋼材の腐食や破断によるせん断耐力への影響に着目した事例は少ない。

本節では、桁端部の PC 曲げ上げ定着部にグラウト充填不良や PC 鋼材腐食および腐食ひび割れを生じさせた供試体（以下、シリーズII）の載荷実験について記載する。

4.3.1 実験方法

試験の状況を写真 4.3-1 に示す。本実験は、3.3.2 に示したシリーズIIの電食試験後の供試体 3 体を用いて実施した。載荷試験は図 4.3-1 に示すように、スパン 1500mm に対して、曲げスパン 300mm、せん断スパン 600mm の対象 2 点集中荷重単調載荷とした。支間中央部における PC 鋼材の有効高さ 220mm（上縁から PC 鋼材中心位置までの距離）と、せん断スパンの比は、2.73 である。試験時は、載荷荷重と供試体たわみに加え、3.3.3 に示した項目を計測した。

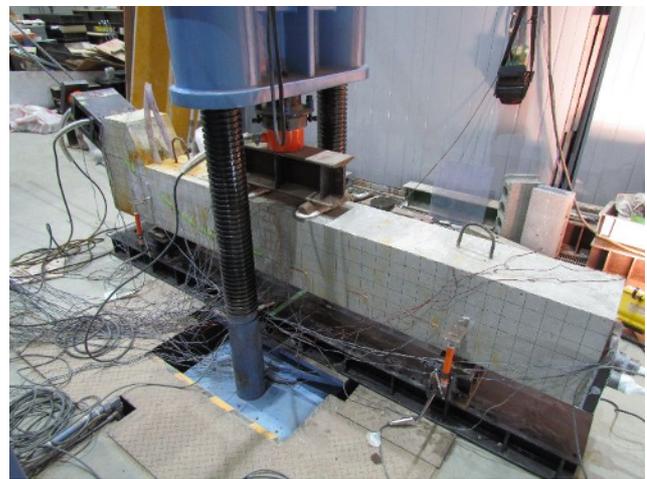


写真 4.3-1 載荷試験の状況（シリーズII）

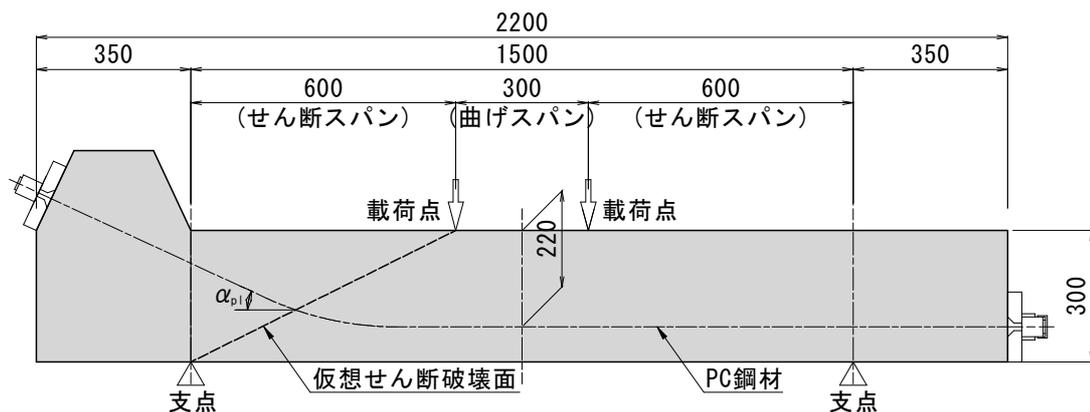


図 4.3-1 載荷方法（シリーズII）

4.3.2 実験結果および考察

(1) 破壊性状と荷重変位関係

表 4.3-1 に載荷試験結果および計算値の一覧を示す。なお、計算値は、土木学会コンクリート標準示

方書²⁾に基づき、コンクリートの実強度 (No.II-1=47.4N/mm², No. II-2=43.6N/mm², No. II-3=43.6N/mm²) や載荷実験時の実端部緊張力を考慮して算出した。以下、せん断耐力の算定式を示す。

$$V_y = V_c + V_s + V_{pe} \quad (\text{式 4.3-1})$$

ここに、 V_y : 棒部材のせん断耐力 (N)
 V_c : せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力 (N)
 V_s : せん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力 (N)
 V_{ped} : 軸方向緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分 (N)

$$V_c = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{式 4.3-2})$$

ここに、 $f_{vc} = 0.2 \sqrt[3]{f'_c}$ (N/mm²)
 $\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$
 $\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$
 $\beta_n = \sqrt{1 + \sigma_{cg}/f_{vt}}$
 b_w : 腹部の幅 (mm)
 d : 有効高さ (mm)
 $p_v = A_s/(b_w \cdot d)$
 A_s : 引張側鋼材の断面積 (mm²)
 σ_{cg} : 断面高さの 1/2 の高さにおける平均プレストレス (N/mm²)
 $f_{vt} = 0.23 f'_c{}^{2/3}$ (N/mm²)
 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

$$V_s = \{A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \alpha_s \cdot \cot \theta + \cos \alpha_s)/s_s\} \cdot z \quad (\text{式 4.3-3})$$

ここに、 A_w : 区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm²)
 f_{wy} : せん断補強鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)
 α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度
 θ : コンクリートの圧縮ストラットの角度で $\cot \theta = \beta_n$ として計算
 s_s : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)
 z : 圧縮応力の合力作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に $d/1.15$

$$V_{pe} = P_e \cdot \sin \alpha_{pl} \quad (\text{式 4.3-4})$$

ここに、 P_{ed} : 軸方向緊張材の有効引張力 (N)
 α_{pl} : 軸方向緊張材が部材軸となす角度

コンのせん断耐力式において、プレストレスの効果は、 V_{pe} のほか、 $\beta_n = \sqrt{1 + \sigma_{cg}/f_{vt}}$ として、 V_c および V_s に考慮されていることがわかる。

曲げ耐力およびせん断耐力の算定結果を表 4.3-1 に示す。PC 鋼材曲げ上げ側のせん断耐力は、図 4.3-1 に示すように、荷重点と支点を結ぶ面を仮想せん断面と想定し、この破壊面と PC 鋼材の交差する断面での条件を元に算出した値であり、供試体 No.II-3 は、PC 鋼材の腐食によるプレストレス低下を考慮している。なお、曲げ耐力は支間中央部の値を示す。PC 鋼材水平配置側のせん断耐力と曲げ耐力の比は 2 程度、PC 鋼材曲げ上げ側のせん断耐力と曲げ耐力の比は 0.7~0.8 程度であり、全ての供試体において計算上、PC 鋼材曲げ上げ側でのせん断破壊型を想定した。

また、PC 鋼材曲げ上げ側のせん断耐力に占める V_c と V_{pe} の割合を図 4.3-2 に示す。全ての供試体において、せん断耐力の 45%程度を V_{pe} が占める。なお、PC 鋼材曲げ上げ側には、せん断補強筋を配置していないため V_s は考慮していない。

図 4.3-3 に荷重試験の荷重変位関係を、写真 4.3-2 ~4.3-4 に荷重試験後の破壊状況を示す。供試体 No.II-1 および供試体 No.II-2 について、最終的な破壊形態は支間中央部上縁コンクリートの圧壊による曲げ破壊であった。これに対して、供試体 No.II-3 は、荷重 426.9kN にてケーブル 2 の側線 1 本が破断すると同時に、PC 鋼材曲げ上げ部側に生じていた斜めひび割れが破壊面となることでせん断破壊に至った。荷重荷重による PC 鋼材張力の増加に伴う側線の破断によって、せん断耐力が低下したためであると考えられる。この側線の破断による V_c と V_{pe} の低下割合は、それぞれ 1%と 3%と算定され、せん断耐力の低下には、プレストレスの低下に加えて、腐食ひび割れの影響も考えられる。

供試体 No.1 と供試体 No.2 の剛性を比較した場合に明確な差は無いが、供試体 No.3 は他の 2 体と比較して荷重初期の段階から剛性が小さい。これは、腐食によって生じたひび割れの影響によって、供試体の剛性が低下していたためであると考えられる。

表 4.3-1 各供試体の耐力計算値

供試体名	P_M^{*1} (kN)	P_{V1}^{*2} (kN)	P_{V2}^{*3} (kN)	P_{V1}/P_M	P_{V2}/P_M
No. II-1	458	369	903	0.806	1.97
No. II-2	447	356	898	0.796	2.01
No. II-3	441	325	890	0.737	2.02

※1 曲げ耐力（支間中央部）

※2 せん断耐力（PC鋼材曲げ上げ側）

※3 せん断耐力（PC鋼材水平配置側）

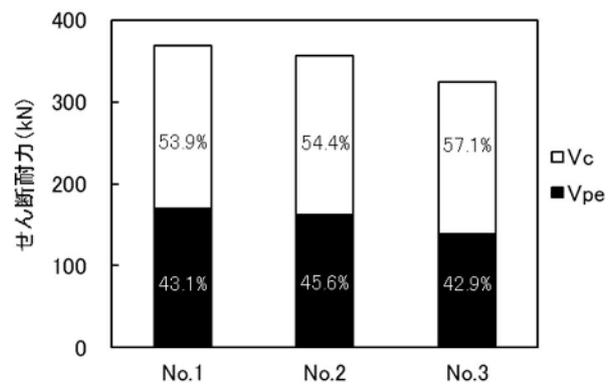


図 4.3-2 せん断耐力に占める V_c と V_{pe} の割合

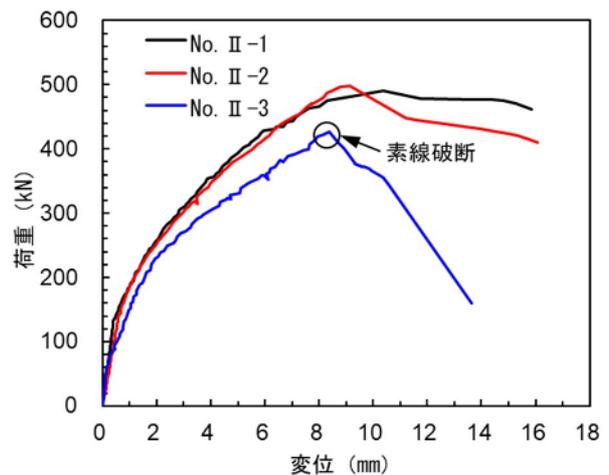


図 4.3-3 荷重変位関係

A 面



B 面



写真 4.3-2 載荷試験後の破壊状況 (No. II-1)

A 面



B 面



写真 4.3-3 載荷試験後の破壊状況 (No. II-2)

A 面



B 面



写真 4.3-4 載荷試験後の破壊状況 (No. II-3)

(2) ひび割れ進展状況

各供試体のひび割れ発生状況を図 4.3-4～図 4.3-6 に示す。図中には載荷によって発生したひび割れを緑線で示し、No.II-3 については、電食によって発生した腐食ひび割れを赤線で併記している。また、各供試体の両側面において載荷時に最初に発生したひび割れを破線で囲んでいる。

ひび割れが最初に発生した箇所および載荷荷重に着目すると、No.II-1 および No.II-2 が曲げスパン内の下縁部より、それぞれ 130kN 時および 140kN 時に発生したのに対して、No.II-3 では載荷点より外側の曲げ上げ開始点付近の下縁部より、40kN 時に発生した。これは、第 3 章および 4.2 において先述したように、シースの腐食膨張による部材の変形や、ひび割れの発生による部分的なプレストレスの減少が影響しているものと考えられる。その後、No.II-1 および No.II-2 については、鉛直方向上向きに進展していた曲げひび割れの先端が、250kN 頃より載荷点に向かって斜め方向に傾きはじめた。No.II-3 においては、下縁部より発生した曲げひび割れが腐食ひび割れの上下で連続せず、250kN 頃に曲げ上げ定着側において斜めひび割れが確認されたが、曲げひび割れ先端が傾斜するものではなく、腐食ひび割れを起点として発生した。

全供試体において、250kN 以降は PC 鋼材曲げ上げ側で斜めひび割れが進展した。各供試体の PC 鋼材曲げ上げ側において支配的となった斜めひび割れのひび割れ幅について、断面内で最も斜引張応力が大きく作用すると考えられる断面図心付近で計測（写真 4.3-5）したひび割れ幅の推移を図 4.3-7 に示す。最終的にせん断破壊となった供試体 No.II-3 の進展が著しいことから、図 4.3-3 の荷重-変位関係に示す 250kN 以降の他の 2 供試体よりも顕著な剛性低下は、斜めひび割れ部での変形が大きかったことに起因していると考えられる。共に曲げ破壊となった供試体 No. II-1 と供試体 No. II-2 を比較した場合には、供試体 No. II-2 のひび割れ幅が大きいことがわかる。供試体 No. II-2 は電食によって PC 鋼材腐食や腐食ひび割れを生じさせていないものの、曲げ上げ部より上方のグラウトが充填されていないため、斜めひび割れ面を横切る PC 鋼材がコンクリートと付着していないことが影響したものと考えられる。

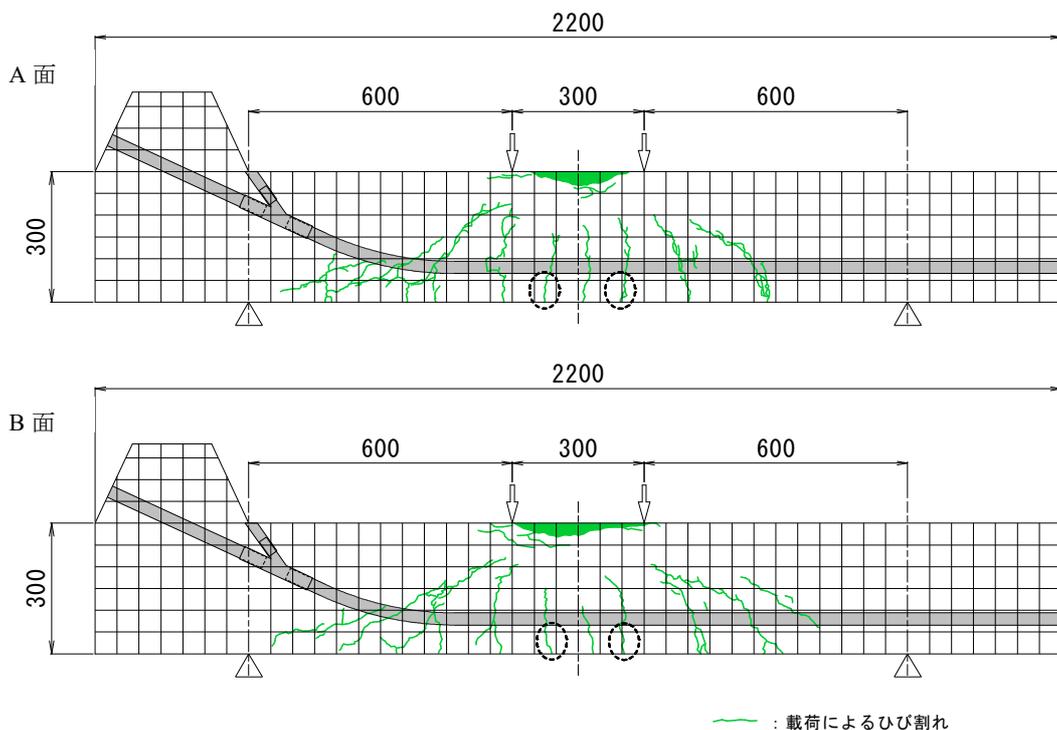


図 4.3-4 破壊時のひび割れ発生状況 (No. II-1)

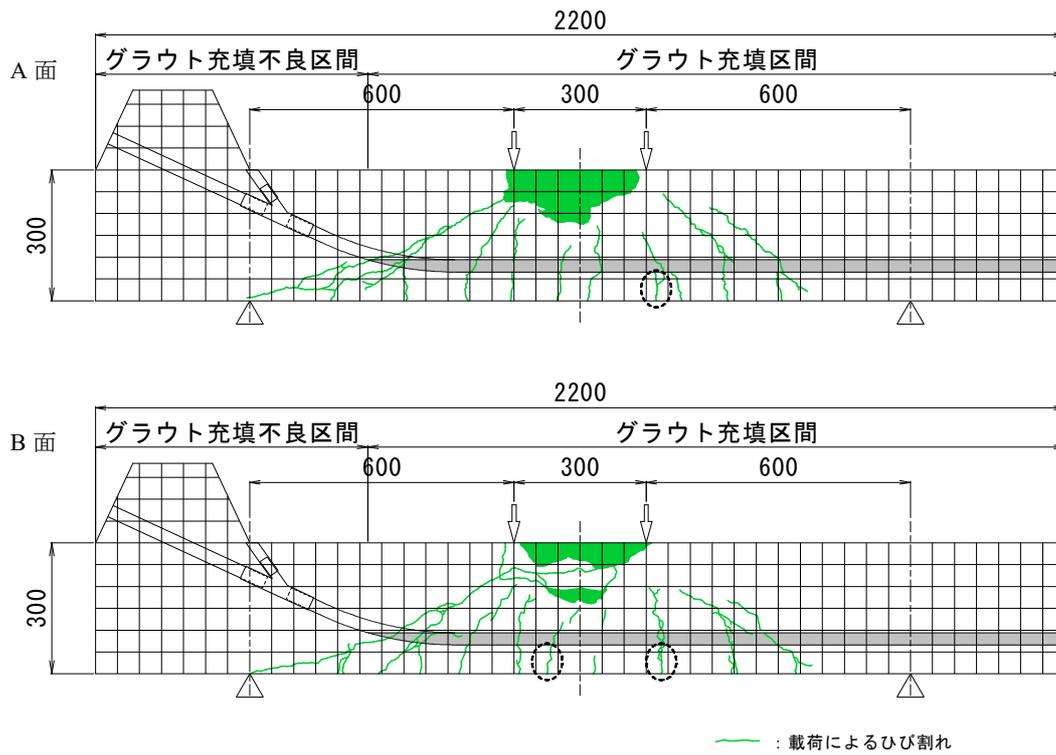


図 4.3-5 破壊時のひび割れ発生状況 (No. II-2)

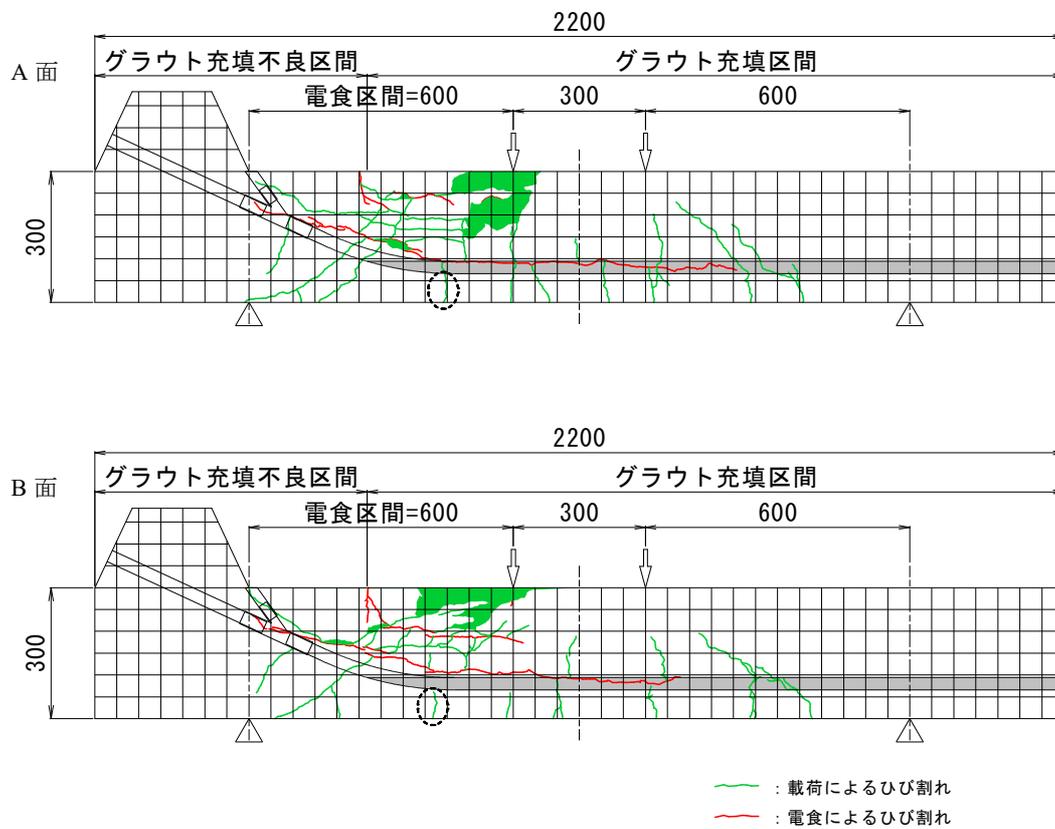


図 4.3-6 破壊時のひび割れ発生状況 (No. II-3)

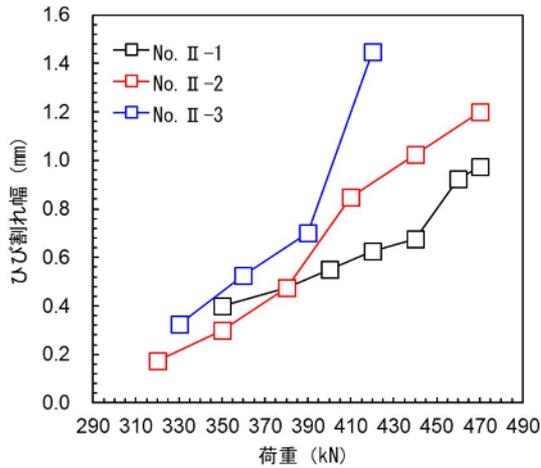


図 4.3-7 斜めひび割れ幅の推移

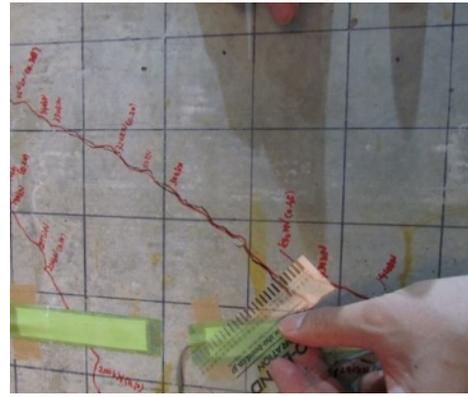


写真 4.3-5 ひび割れ幅計測

(3) 高さ方向のコンクリートひずみ分布

供試体の支間中央部におけるコンクリートひずみについて、載荷荷重ごとの高さ方向の分布を、図 4.3.8～図 4.3.10 に示す。同図は載荷荷重について約 25kN 間隔で 175kN 程度までの値を示している。また、図中には PC 鋼材位置を併記している。

これらの図より、No.II-1 および No.II-2 では、平面保持が成立するような挙動を示すが No.II-3 では、PC 鋼材位置より下側の点において成立していないことがわかる。No.II-3 では、電食によって PC 鋼材位置付近に水平のひび割れが生じていることから、載荷荷重に対して重ね梁的に挙動したためであると考えられる。

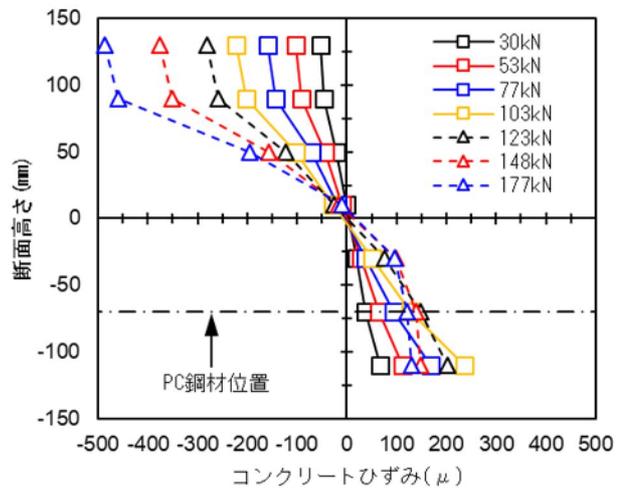


図 4.3-8 高さ方向のコンクリートひずみ分布 (No. II-1)

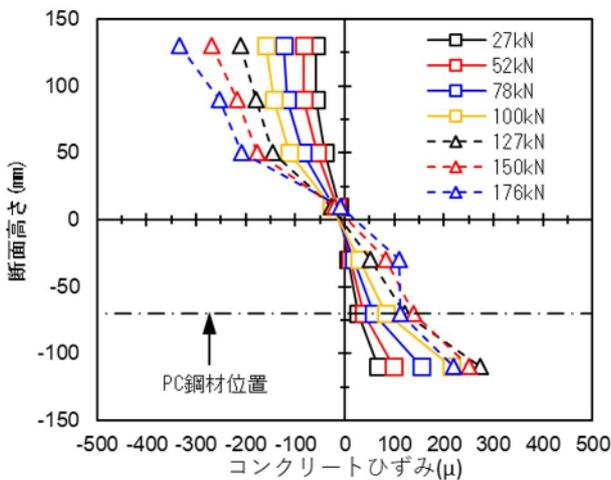


図 4.3-9 高さ方向のコンクリートひずみ分布 (No. II-2)

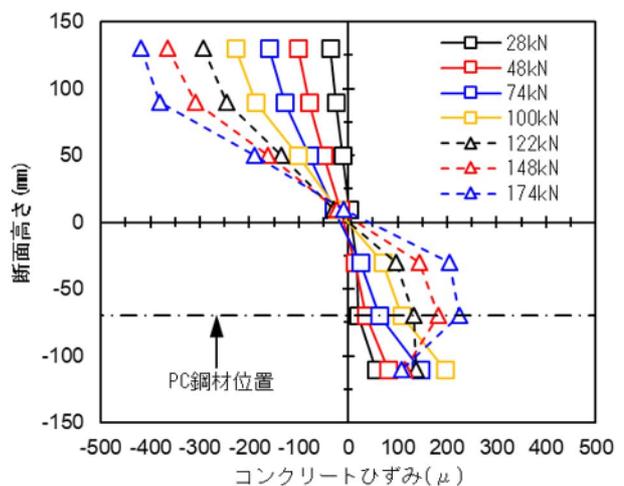


図 4.3-10 高さ方向のコンクリートひずみ分布 (No. II-3)

(4) 端部緊張力

曲げ上げ定着側端部に設置したロードセルにて計測した試験時における載荷荷重と端部緊張力増加の関係を図 4.3-11 に、変位と端部緊張力増加の関係を図 4.3-12 に示す。

No.II-1 は、最大荷重に至るまでは端部緊張力は増加せず、最大荷重後破壊に至るまでの変形によって端部緊張力が増加した。これは、最大荷重に至るまでは PC 鋼材がグラウトと付着していたが、支間中央部上縁コンクリートの圧壊によって供試体変形が増大し付着切れが生じたためであると考えられる。

No.II-2 および No.II-3 は、載荷荷重 250kN 頃、変位 3mm 頃より端部緊張力が増加を始めた。このタイミングは、斜めひび割れが進展を始める荷重と一致する。最終的な破壊形態や破壊に至るまでの挙動が相似していた No.II-1 と No.II-2 であるが、斜めひび割れ幅などに違いが生じたのは、グラウト未充填に起因する PC 鋼材の変形が影響したものと考えられる。

図 4.3-11 より、同一荷重時の端部緊張力の増加量を比較すると、No.II-2 よりも No.II-3 のほうが大きい。これは、前述の荷重変位関係に示したとおり、250kN 以降では同一荷重時における変位が No.II-3 のほうが大きいためであると考えられる。一方で、図 4.3-12 より同一変位時の端部緊張力の増加量を比較すると No.II-3 の方が小さい。これは、No.II-3 は腐食によって断面減少が生じているために、端部の緊張力の増加量も小さくなるためであると考えられる。これらより、端部緊張力の増加挙動は供試体の変形と相関が強いことがわかる。

供試体の変形に伴い PC 鋼材に増加張力が作用した際、No.II-3 では、PC 鋼材が腐食していたため素線が破断し、プレストレスの鉛直成分によるせん断耐力を損失することでせん断破壊に至ったものと推察される。このように、PC 鋼材に増加張力が作用した場合の破断リスクは PC 鋼材が腐食していることにより高まるが、載荷荷重作用時の PC 鋼材の張力増加挙動はグラウト充填不良範囲と深く関連すると考えられる。特に、曲げ上げた PC 鋼材の鉛直分力を考慮する桁端部のせん断耐荷性能評価においては、PC 鋼材の腐食状況と同様にグラウト充填不良の有無や充填不良範囲を確認することが重要である。

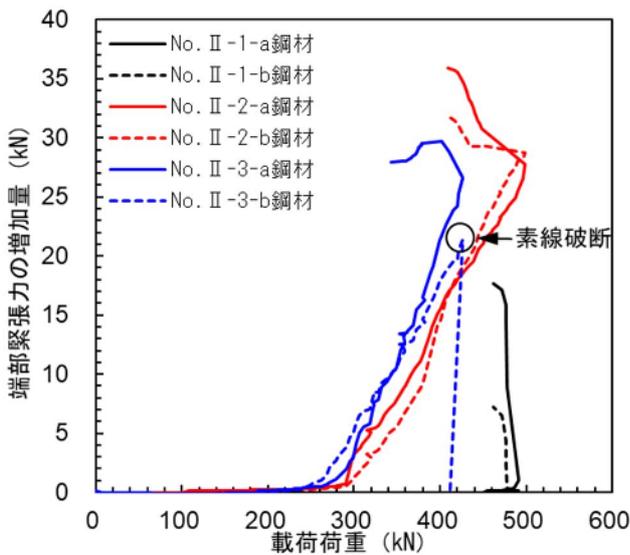


図 4.3-11 載荷荷重と端部緊張力増加の関係

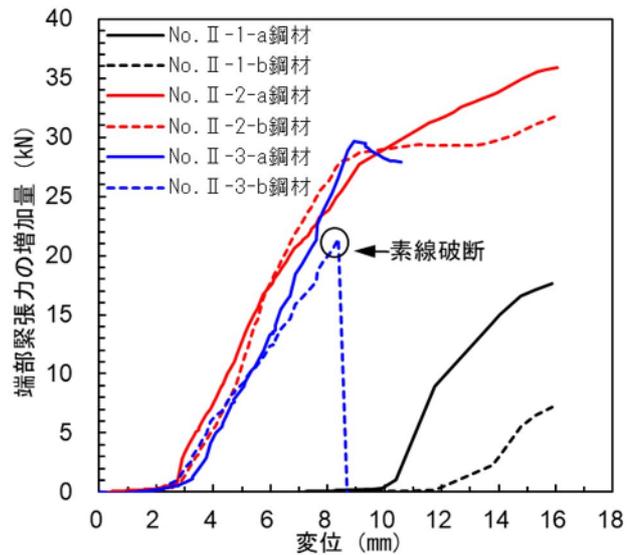


図 4.3-12 変位と端部緊張力増加の関係

4.4 グラウト充填不足の範囲やグラウト再充填が耐荷性能に与える影響に関する解析的検討

前節では、部材端部の PC 鋼材曲げ上げ部にグラウト充填不良や PC 鋼材腐食および腐食ひび割れを生じさせた供試体に対する載荷実験を実施し、耐荷挙動を確認した。その結果、計算上のせん断／曲げ耐力比が 0.8 前後であっても、健全な供試体や PC 鋼材を腐食させずグラウト充填不良のみを実験要因とする供試体においては曲げ破壊となり、せん断破壊に対して安全度を有していることがわかった。一方で、PC 鋼材を腐食させた供試体は PC 鋼材が破断することによりせん断破壊となったが、耐荷挙動に影響を与える載荷に伴う PC 鋼材の張力増加は、グラウト充填不良範囲と深く関連する可能性があることがわかった。

本節では、3.5 にて記載した腐食進行解析実施後の解析モデルを用いた荷重漸増解析を行い、荷重載荷時の耐荷挙動についてモデルの再現性を確認した。そのうえで、同解析モデルを用いて、グラウト充填不良範囲をパラメータとしたシミュレーションを実施して、グラウト充填範囲が耐荷挙動に与える影響について検討した。また近年、ポステン PC 橋においてグラウト充填不良が確認された場合、耐久性の確保を目的としたグラウト再注入が適用される事例³⁾が増えているが、グラウト再注入が耐荷性能に与える効果については、必ずしも明確ではない。よって、グラウト再注入が耐荷性能に与える効果についても検討した。

4.4.1 解析ケース

解析ケースを表 4.4-1 に示す。Case-1 では、3.5 にて記載した腐食進行解析実施後の解析モデルを用いて荷重漸増解析を実施し荷重載荷時の再現性を確認した。Case-2 では、Case-1 のグラウト境界を支間中央部の載荷点直下に移動し、腐食進行解析実施後に荷重漸増解析を実施した。Case-3 では、Case-1 のグラウト境界を端部側の支点位置に移動し、腐食進行解析実施後に荷重漸増解析を実施した。Case-4 では、Case-1 の腐食進行解析実施後モデルのグラウト充填不良部にグラウト要素を設定したモデルを用いて荷重漸増解析を実施した。Case-2 および Case-3 の PC 鋼材断面減少およびシース膨張考慮区間を図 4.4-1 に示す。なお、各区間の PC 鋼材断面減少率およびシース膨張ひずみ量は、3.5 に示した値と同じである。また、各ケースの腐食進行解析実施後のひび割れ状況を図 4.4-2 に示す。

表 4.4-1 解析ケース

ケース名	モデルの概要
Case-1	No. II -3実験再現モデル
Case-2	No. II -3実験再現モデルのグラウト界面を支間中央側に移動
Case-3	No. II -3実験再現モデルのグラウト界面を端部側に移動
Case-4	No. II -3実験再現モデルのグラウト充填不良部へのグラウト再注入

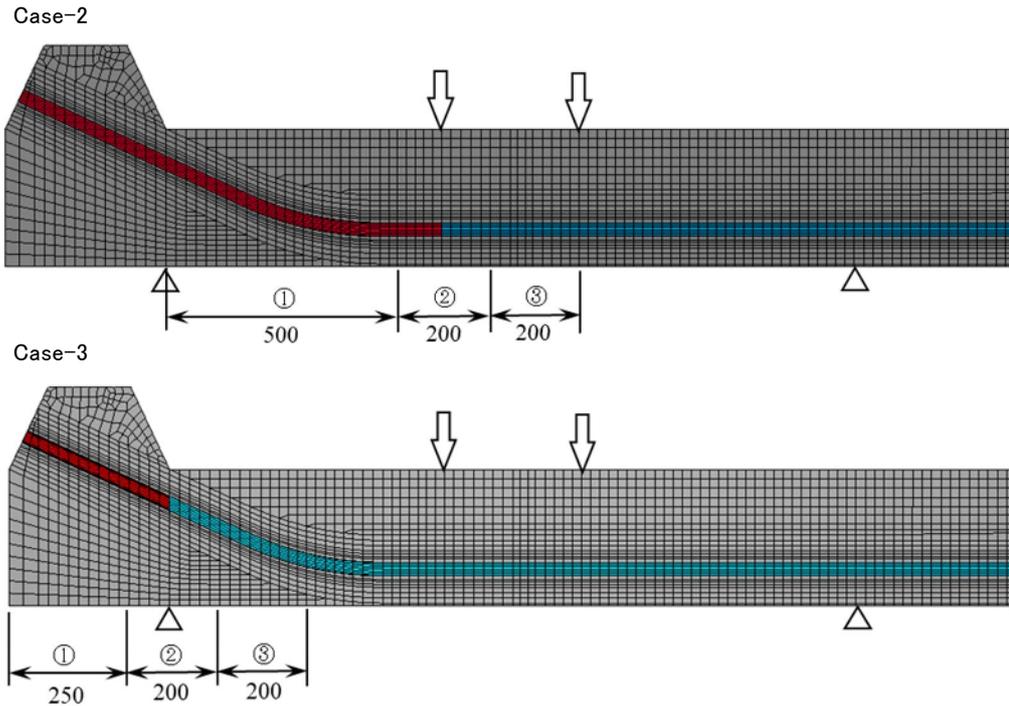
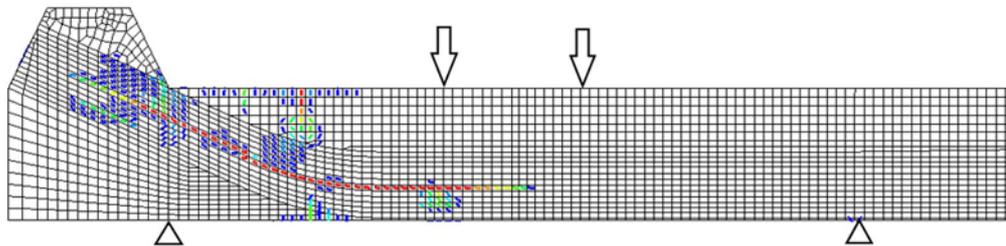
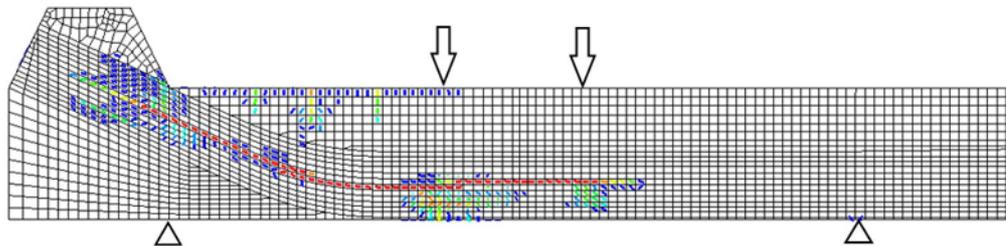


図 4.4-1 PC 鋼材断面減少およびシース膨張考慮区間

Case-1 および Case-4



Case-2



Case-3

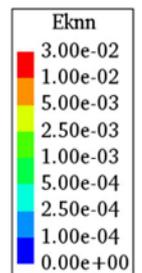
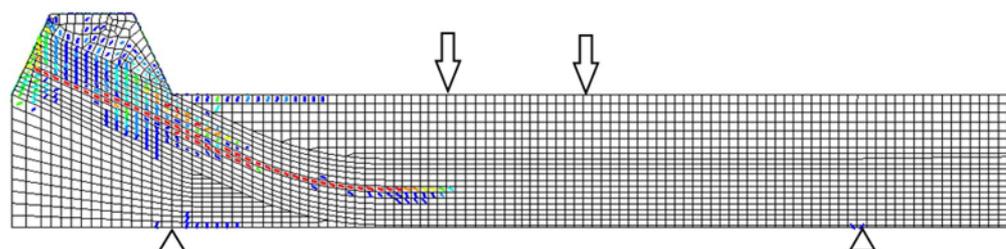


図 4.4-2 腐食進行解析実施後のひび割れ状況

4.4.2 付着—すべり関係

荷重試験時には鋼材が電食により鋼材が腐食していることを考慮して、荷重漸増解析では、JCI コンクリート構造物のリハビリテーション委員会⁴⁾によって提案された以下の実験回帰式を用いて、PC 鋼材の質量減少率に従って付着強度を低減させた。なお、Case-4 のグラウト再注入部については、腐食による付着強度の低減を考慮していない。

$$\frac{\tau_b}{\tau_{b0}} = \exp(-0.0607C) \quad (\text{式 4.4-1})$$

ここに、 τ_b/τ_{b0} ：付着強度比

C ：質量減少率 (%)

4.4.3 荷重方法

図 4.4-3 に荷重方法を示す。実験で荷重荷重位置に強制変位を荷重した。強制変位荷重では、赤線の鉛直変位量を等しく漸増させた。なお、荷重荷重による応力の集中による局所的な破壊を避けるため、荷重位置と支点の左右 1 要素分に剛なシェル要素を設けた。

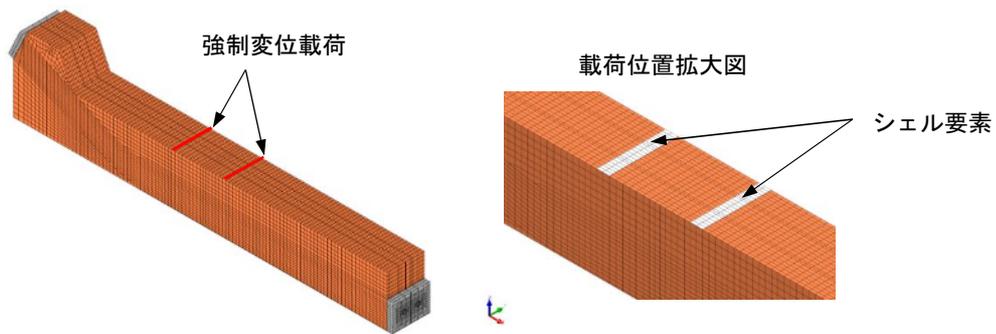


図 4.4-3 荷重方法

4.4.4 実験再現性

(1) 荷重変位関係

図 4.4-4 は、荷重変位関係について実験値と Case-1 との比較を示したものである。初期の剛性や荷重 250kN 以降の剛性変化後の剛性について実験との挙動に差が生じた。荷重初期には、PC 鋼材曲げ上げ部に沿って生じている斜め方向の腐食ひび割れ部において、ひび割れが閉じて噛み合わさりながら、ずれ変形が生じることによって供試体の変形が進むと考えられるが、ひび割れ面の伝達挙動について、実験と解析に差が生じたものと考えられる。一方で、最大荷重については概ね一致した。

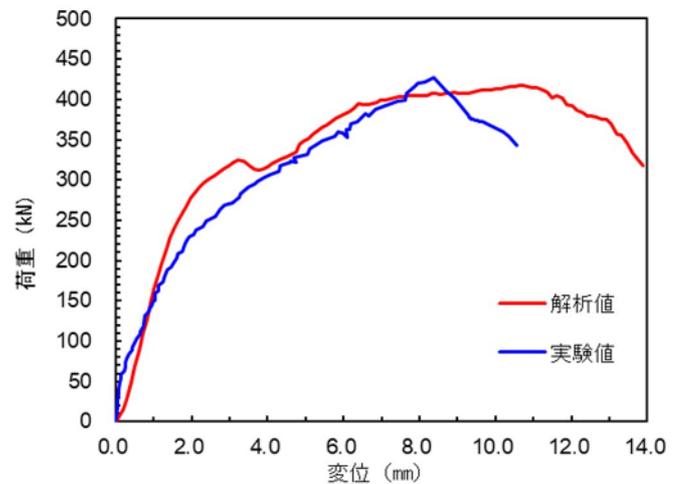


図 4.4-4 荷重変位関係

(2) ひび割れ進展

Case-1 と実験のひび割れ進展状況の比較を図 4.4-5 に示す。解析は実験での荷重によるひび割れの発生・進展状況を精度よく再現できていることがわかる。特に実験において最終的な破壊面となった PC 鋼材曲げ側の b 部の斜めひび割れに着目すると、250kN 頃に腐食ひび割れ部を起点として発生したひび割れが、荷重の増加とともに支点側と載荷点側に向かって進展する状況がわかる。

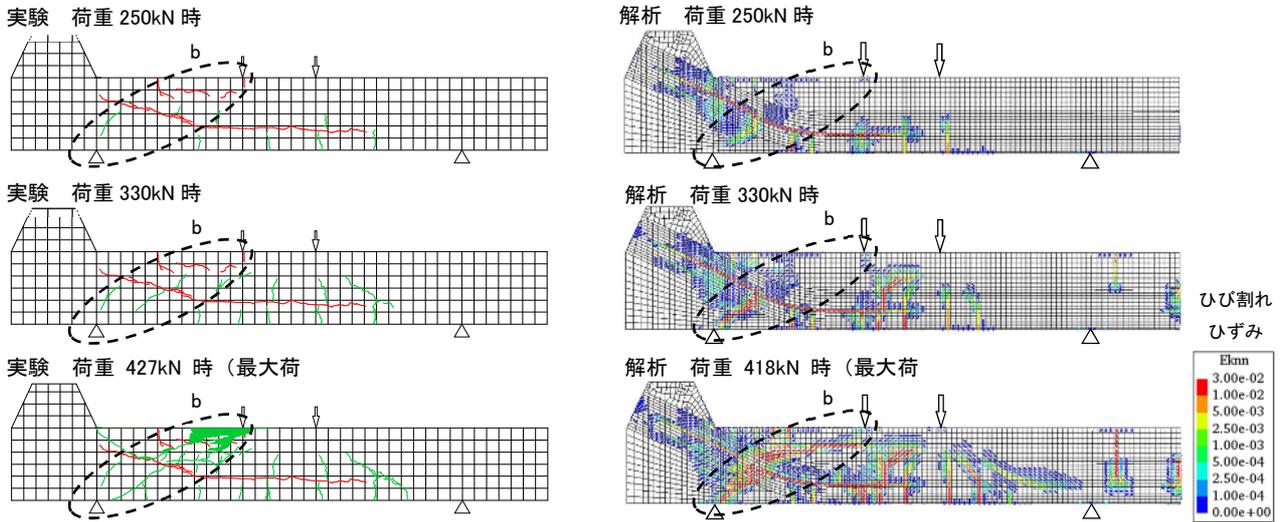


図 4.4-5 荷重によるひび割れ進展状況の比較

解析の最大荷重時における b 部の斜めひび割れについて、ひび割れ幅を図 4.4-6 に示す。ひび割れ幅は、ひび割れひずみに各要素の特性長さを乗じることで算出した。ひび割れ幅が最大で 6.6mm に達しており、実験と同様に、支点と載荷点とを結ぶ斜めひび割れが支配的なひび割れとなって耐荷力を失っていることを確認した。

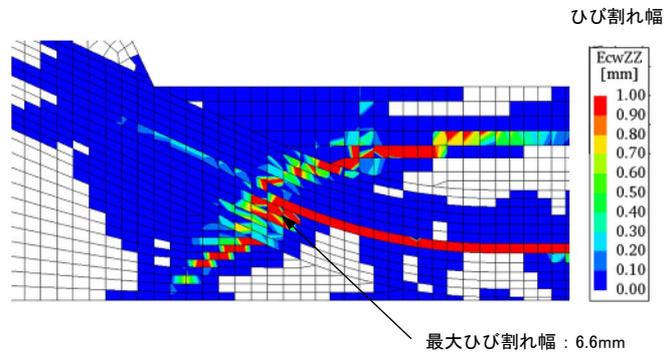


図 4.4-6 最大荷重時の b 部のひび割れ幅 (解析)

(3) 端部緊張力

荷重と端部緊張力増加量の関係について、実験値との比較を図 4.4-7 に示す。載荷初期から載荷荷重が 250kN 程度に至るまでの勾配に差はあるものの、250kN 時以降に急激に端部緊張力が増加する傾向や増加勾配について類似していることがわかる。

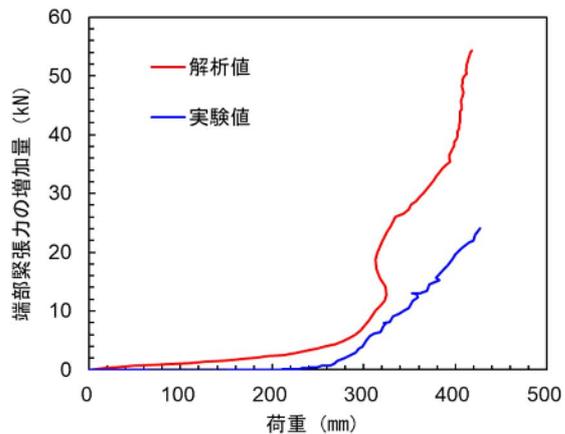


図 4.4-7 荷重と端部緊張力の増加量の関係

4.4.5 グラウト充填不足範囲が耐荷性能に与える影響

Case-1, Case-2, Case-3 の荷重変位関係について図 4.4-8 に示す。a 部として示す荷重初期の剛性に着目すると、Case-3 が最も大きく、Case-2 が最も小さいことがわかる。これは、荷重実験において、No.II-3 の初期剛性が他の 2 体と比べて小さかったことと同様に、腐食ひび割れ量が荷重初期の剛性に影響を与えたものと思われる。また、図 4.4-9 に、荷重によって最初に発生した曲げひび割れを示す (c 部)。Case-1 および Case-2 は、グラウト境界付近より曲げひび割れが発生しているが、支点上にグラウト境界が位置する Case-3 は、支間中央から曲げひび割れが発生していることがわかる。曲げモーメントが作用する区間にグラウト境界を有する場合、腐食によって境界位置が弱点となり、曲げひび割れの発生を誘発しやすいものと考えられる。

図 4.4-8 に b 部として示す剛性変化後の挙動に着目すると、剛性変化後初期の段階では、PC 鋼材に沿った腐食ひび割れ部において、ひび割れが閉じてずれ変形が生じることで荷重が一度低下する挙動を示す。その後、Case-2 および Case-3 では傾きあまり変化していないのに対して、Case-1 では変位 5mm ~ 6mm にかけて傾きが回復する傾向にある。変位 6mm 時点におけるひび割れコンターおよび最小主応力コンターを、それぞれ図 4.4-10 および図 4.4-11 に示す。これらの図より、Case-1 では、支点と載荷点を結ぶように斜めひび割れが発生し、圧縮ストラットが形成されている (d 部) のに対して、Case-2 および Case-3 では、斜めひび割れが生じておらず、腐食ひび割れにより圧縮ストラットが分断されている。Case-1 では、腐食ひび割れを横断して斜めひび割れが発生し、圧縮ストラットが形成されたことによって耐荷力が回復したが、Case-2 および Case-3 では、このよう

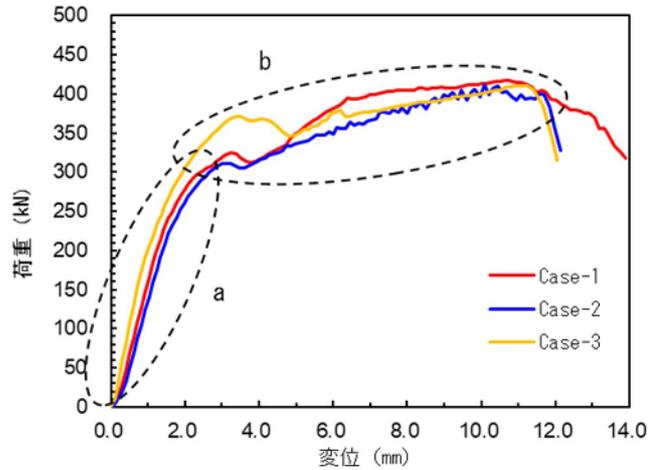


図 4.4-8 荷重変位関係

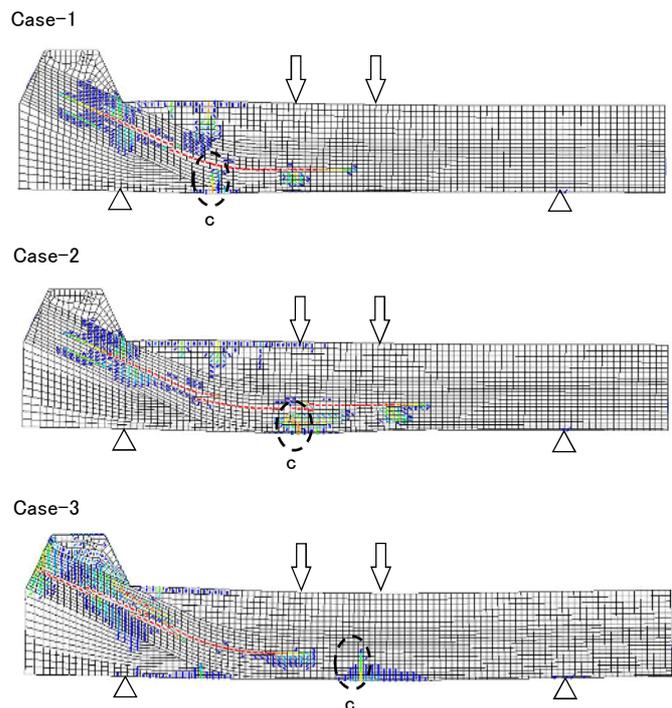


図 4.4-9 曲げひび割れ発生位置の比較

な耐荷機構が形成されなかったためであると考えられる。Case-1 では、支点と載荷点を結ぶ線上にグラウト界面が位置し、この位置での腐食ひび割れが顕著であったことから弱点となり、斜めひび割れの発生を誘発したが、他の2ケースでは、グラウト界面が支間中央側あるいは端部側に位置したためであると考えられる。

最大荷重に着目すると3ケースに明確な差はなかった。破壊時の変形図を図4.4-12に示す。Case-1では、前述の斜めひび割れ部が進展し最終的な破壊面(e部)となって耐力を失ったが、Case-2およびCase-3では、腐食ひび割れ上部の三角形のコンクリート部先端(f部)が圧縮破壊し、横滑りすることによって耐力を失う破壊形態であった。Case-1とCase-2およびCase-3では破壊形態が異なるが、破壊を生じる荷重が一致したものと思われる。

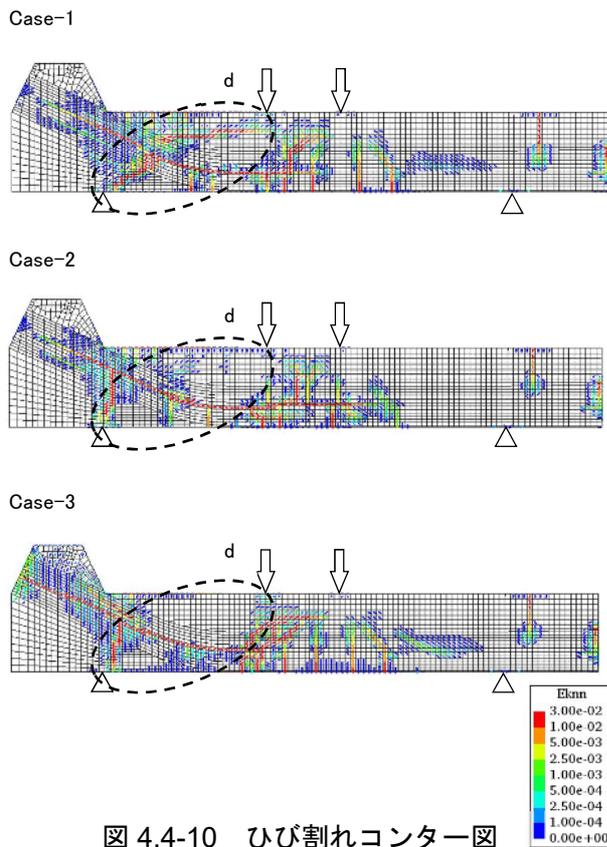


図 4.4-10 ひび割れコンター図

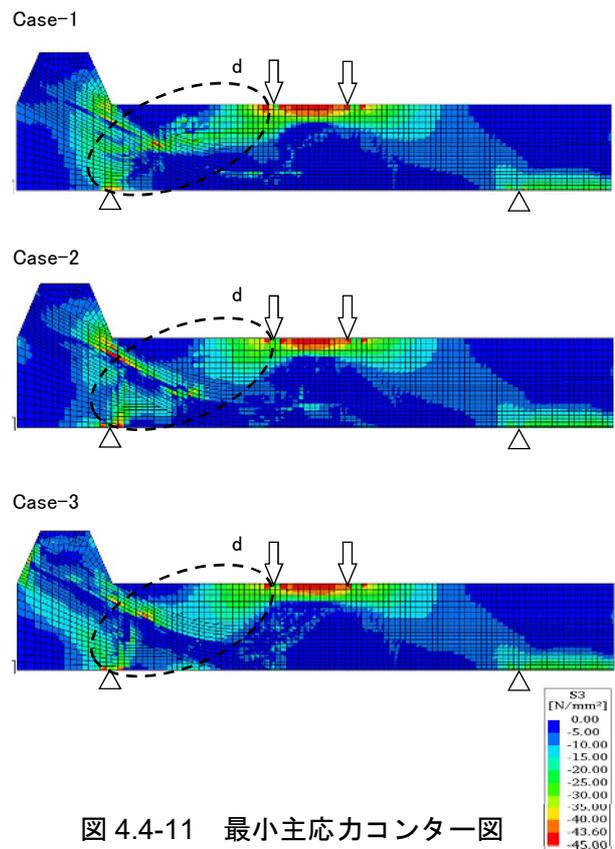


図 4.4-11 最小主応力コンター図

4.4.6 グラウト再注入が耐荷性能に与える効果の考察

Case-1とCase-4の荷重変位関係について図4.4-13に示す。最大荷重や最大荷重時の変位について明確な差は無いものの、剛性が変化するg部において挙動に違いが見られた。実験においても、250kN以降は、斜めひび割れが進展を始め、部材の剛性が大きく変化したことから、斜めひび割れ近傍での変形が支配的となる荷重段階であると言える。この変形モードに移行した際、Case-4では再注入グラウト材によって、斜めひび割れ面でのずれ変形に抵抗すること、図4.4-14に示すように、シー스가潰れる変形を抑制する効果が得られたものと考えられる。

また、今回の解析モデルでは、最大荷重が同程度となったが、破壊形態には違いが認められた。Case-4の終局時ひび割れコンターと最小主応力コンターを図4.4-15、図4.4-16に示す。Case-1は斜めひび割れの進展により終局に至っているが、Case-4は斜めひび割れがシー位置から梁上部に進展せず、腐食

ひび割れ上部コンクリートの圧縮破壊となっている。このことから、桁端のケーブル曲げ上げ部上部の圧縮域コンクリートの部材厚が確保されていれば、Case-1 と Case-4 で最大荷重が異なる可能性もあり、グラウト再充填が耐荷性能の向上に寄与する可能性がある。

ただし、グラウト再充填が耐荷性能に与える影響を評価するためには、再充填グラウトと腐食した PC 鋼材およびシースとの付着条件のモデル化、さらに、既存グラウトと再充填グラウトの接合面のモデル化を適切に設定する必要がある。

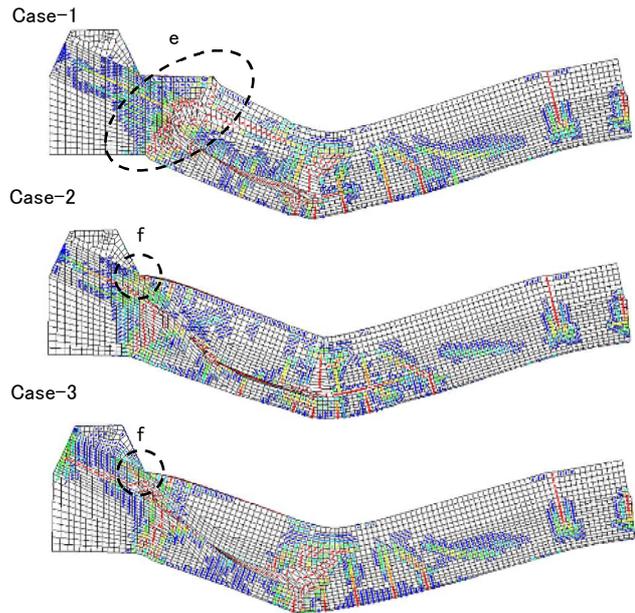


図 4.4-12 破壊時の変形の比較

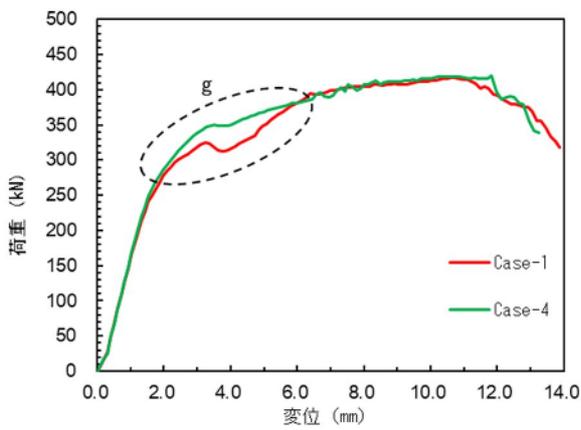


図 4.4-13 荷重-変位関係の比較

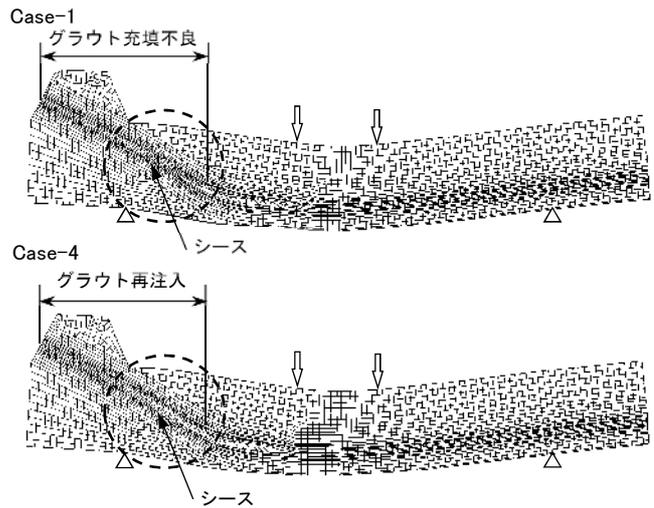


図 4.4-14 g 部での変形の比較

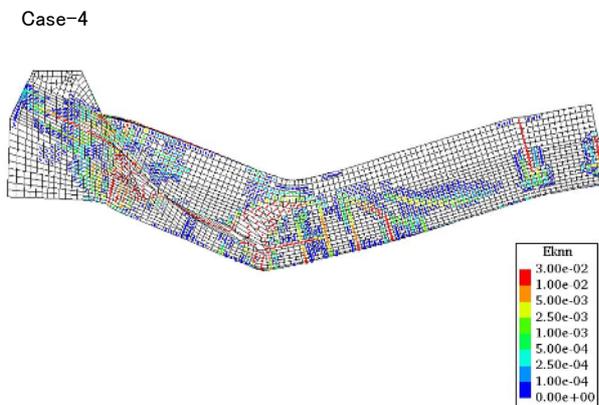


図 4.4-15 終局時のひび割れコンター図

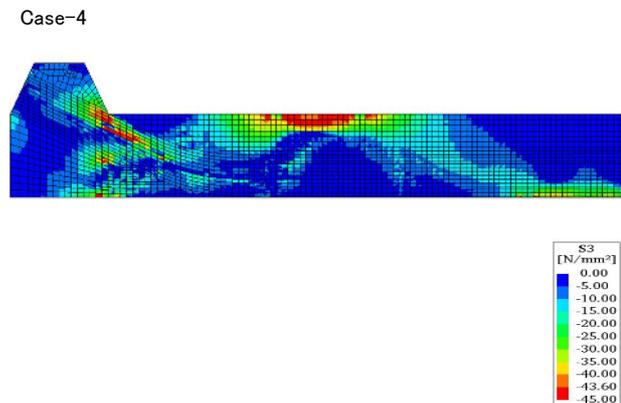


図 4.4-16 終局時の最小主応力コンター図

4.5 おわりに

本章では、グラウト充填不良や PC 鋼材腐食および腐食ひび割れを有する PC 部材の耐荷性能を把握することを目的に、グラウト充填度および PC 鋼材腐食を実験要因とした供試体による電食実験を実施し、電食後の供試体を用いて載荷実験を行った。また、載荷試験を対象とした再現解析を実施し、実験の再現性を確認するとともに、実験にて得られたデータの検証を行った。そのうえで、同解析モデルを用いてグラウト充填不良範囲やグラウト再注入が耐荷性能に与える影響について、解析的シミュレーションを実施した。以下、得られた知見について示す。

- 曲げ耐荷性能の確認を主目的とした実験では、PC 鋼材の 5%程度の質量減少および腐食によるひび割れが部材に生じていても、載荷点より PC 鋼材の有効高さ程度離れた位置までグラウトが充填されていれば、部材の初期剛性や最大荷重に至るまでの耐荷挙動に明確な差が現れないことを確認した。
- PC 鋼材の腐食および腐食ひび割れが生じている場合、曲げひび割れは、荷重による曲げモーメントが最大となる断面ではなく、グラウト充填部と不良部との境界付近に発生することを確認した。これは、PC 鋼材の腐食によるグラウト充填不良部での緊張力の減少や、腐食ひび割れに起因する鉄筋やシースの付着切れによって、部分的にプレストレスが減少したことによるものと推察できる。
- せん断耐荷性能の確認を主目的とした実験より、コンクリート標準示方書に基づいた計算で、PC 鋼材曲げ上げ部のせん断/曲げ耐力比が 0.8 前後であった供試体のうち、PC 鋼材に腐食が生じていない供試体は、グラウト充填の有無に関わらず、初期剛性や最大荷重に至るまでの挙動に明確な差はなく、最終的な破壊形態も曲げ破壊となった。ただし、健全な供試体に比べて斜めひび割れの進展が顕著であり、荷重によってグラウト非充填範囲の PC 鋼材張力が一様に増加することを確認した。
- グラウト非充填区間を有し、PC 鋼材に質量減少率 20%程度の腐食および腐食ひび割れが生じている供試体は、荷重による PC 鋼材の張力増加によって素線が破断すると同時に、せん断破壊に至った。
- 第 3 章で構築した腐食進行解析モデルを用いて荷重漸増解析による耐荷挙動を比較した。初期の剛性や最大荷重に至るまでの変形に若干の相違が認められるが、最大荷重やひび割れ進展について再現性が高いことを確認した。
- グラウト充填不良範囲を変化させたモデルを用いた解析的シミュレーションでは、腐食ひび割れ量が多いほど載荷時の初期剛性が低下することを確認した。また、斜めひび割れが形成されて最終的にせん断破壊に至るには、腐食による劣化状況が影響することを確認した。
- グラウト再注入が耐荷性能に与える効果把握を目的とした解析的シミュレーションでは、最大荷重や最大荷重時変位について明確な効果は無いものの、斜めひび割れ部近傍での変形の影響が支配的となる荷重段階において、再注入グラウト材によって、斜めひび割れ面でのずれ変形に抵抗すること、シースが潰れる変形を抑制する効果が得られることを確認した。

以上の結果より、実橋で多数のグラウト充填不良が報告されている桁端部の PC 鋼材曲げ上げ部における計算上のせん断耐力は、せん断着目断面にグラウトが充填されていなくとも PC 鋼材に腐食が生じていなければ、健全なものと同様に、ある程度の安全度を有していると言える。一方で、曲げ上げ部の PC 鋼材はプレストレスの鉛直方向成分によって桁のせん断抵抗に寄与していることから、この部分にグラウトが充填されておらず、かつ、質量減少 20%程度の PC 鋼材腐食が生じている部材は、PC 鋼材破断時にグラウトによる再定着が期待できないことも相まって、PC 鋼材の破断を起点とするせん断破壊リ

スクが高まると言える。したがって、このような状態にある PC 構造物に対しては、グラウト再充填に留まらず耐荷機構を保証する抜本的な補強対策が必要となると考えられるが、せん断破壊は予知が困難な、ぜい性的な破壊を招くリスクが高いことから、今後の供用年数やライフサイクルコスト、構造物の重要度を考慮したうえで、更新や改築の判断も視野に入れた検討が必要であると言える。

参考文献

- 1) 吉田英二, 大島義信, 石田雅博, 山本貴士, 服部篤史, 高橋良和: 定着部付近におけるケーブル破断が PC 箱桁橋の耐荷性能に及ぼす影響, 土木学会論文集 E2, Vol.77, No.4, pp.210-229, 2021.
- 2) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編]
- 3) 佐藤裕也, 桐川潔: PCT 桁橋の亜硝酸リチウム水溶液を用いたグラウト再注入ー真広橋ー, 第 25 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.111-114, 2016.
- 4) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書, 1998.

第5章 PC橋の改築更新に適したコンクリートに関する研究

5.1 はじめに

(1) PC橋の改築更新に用いるコンクリートの要求性能

2.2節で示したとおり、我が国の社会基盤は老朽化が進み、PC橋もその例外ではない。事後保全段階にあるPC橋の補修・修繕を着実に進めてゆくとともに、予防保全の考え方に基づいたインフラメンテナンスに速やかに転換することが喫緊の課題である。

一方で、地方自治体等では、限られたリソースでインフラメンテナンスを行う必要があるため、インフラ施設を群として捉え、将来必要とされる機能と現状の性能を踏まえつつ、更新（機能向上を伴う）、集約・再編、新設も組み合わせる検討するマネジメント手法への転換が図られている。

PC橋の変状の原因は、塩害・凍害・疲労などの複合劣化に加え、第3章で述べたとおり、施工の不確かさに起因する場合もある。これらの要因が複合的に作用して劣化が顕在化した場合、第4章で述べたとおり、今後の耐荷性能保持や維持管理の難しさなどから改築、または更新を余儀なくされる場合もあると想定される。PC橋の改築更新という選択に至った場合、新規製作されるPC部材に用いるコンクリートには、当然、変状の原因となった劣化因子に対する高い耐久性が求められる。また、供用中のPC橋を改築更新する工事では、一部の車線規制や通行止めを伴う可能性もあり、工事に伴う社会的影響の最小化が必須であり、施工の急速化も要求性能となる。

(2) PC橋への高炉スラグ細骨材の適用

昨今、環境問題や持続可能な開発への取り組みと、高炉スラグ細骨材(granulated Blast Furnace slag Sand:以下、BFS、写真 5.1-1)を用いたコンクリートの高い耐久性¹⁾²⁾への関心が相まって、BFSを用いたコンクリート(以下、BFSコンクリート)を塩害環境下のコンクリート構造物に適用する事例も増えている。一方、本研究で注目したのは、BFSコンクリートのクリープ・乾燥収縮は、天然細骨材を用いた場合に比して小さいとの報告がある³⁾。



写真 5.1-1 高炉スラグ細骨材(BFS)

不静定構造に適用されるPC部材は、コンクリートのクリープ・乾燥収縮による変形が拘束されて、不静定力が発生する。特に、工程短縮が求められる供用中のPC橋の改築工事などでは、十分な養生期間を設けることができないため、この不静定力が問題となる。そこで、BFSコンクリートのクリープ・乾燥収縮低減効果が、これらの構造で問題となる不静定力低減対策にも有効であると考えられる。

第5章では、今後建設するPC橋の高耐久化や脱炭素化を目的としたBFSコンクリートの適用を目指し、5.2で産地の異なるBFSを用いたコンクリートの特性や凍結融解抵抗性向上効果について、5.3でフィニッシュビリティーに着目した施工性に関する研究について、5.4で供用中の高速自動車道路のPC橋拡幅工事にBFSコンクリート適用を実装するために実施した物性評価、構造設計への反映および実橋計測結果について報告する。

5.2 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの特性に関する研究

5.2.1 製造元の異なる高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの特性に関する研究

(1) 実験の目的

既往の研究では、BFS コンクリートの高い耐久性について種々の報告がされているが、クリープ・乾燥収縮低減効果についての成果は多くないのが現状である。また、我が国には複数の BFS 製造元が存在するが、全国に点在する製鉄所から供給される BFS は、それぞれ特性が異なり、これらを用いたコンクリートのクリープ・乾燥収縮特性を同時に試験した事例はない。そこで、本研究では、製造元の異なる種々の BFS を用いて、比較的富配合のコンクリートが用いられる PC 部材を想定して供試体を作製し、クリープ・乾燥収縮を中心に、種々の特性について実験を行った。

(2) 実験概要

1) 使用材料および配合

本研究では、コンクリート用細骨材として出荷されている、製造元の異なる 5 種類の BFS を用いた。また、比較のために硬質砂岩砕砂（以下、砕砂）を用いた。本研究で用いた細骨材の諸物性を表 5.2-1 に示す。表中の CS が砕砂を、BFS-A～E が 5 種類の BFS を示す。表 5.2-2 に、本実験に用いたコンクリートの配合を示す。BFS を用いた配合では、細骨材の全量に BFS を用いた。水セメント比は、プレストレストコンクリートのプレキャスト製品に用いるコンクリートを想定して 36% に設定した。セメントには、早強ポルトランドセメント（密度: 3.13g/cm³, プレーン値:

表 5.2-1 細骨材の諸物性

種類	区分など	表乾密度 (g/cm ³)	絶乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	粗粒率
CS	硬質砂岩 砕砂	2.68	2.63	1.62	3.14
BFS-A	BFS5	2.72	2.70	0.71	2.77
BFS-B	BFS1.2	2.71	2.70	0.39	1.98
BFS-C	BFS2.5	2.71	2.69	0.80	2.35
BFS-D	BFS1.2	2.67	2.64	1.03	2.28
BFS-E	BFS5-0.3	2.85	2.80	1.71	3.15

4,600cm²/g) を用いた。粗骨材には、砕砂と同一産地の硬質砂岩砕石（最大寸法: 20mm, 表乾密度: 2.69g/cm³, 吸水率: 0.44%, 粗粒率: 6.42) を用いた。化学混和剤には、増粘剤一液タイプ高性能 AE 減水剤（ポリカルボン酸系化合物と界面活性剤系特殊増粘剤の複合体）および AE 助剤を用いた。

表 5.2-2 コンクリートの配合

細骨材 種別	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (C×%)	
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	高性能 AE 減水剤	AE 助剤
CS	4.5	36.0	41.3	162	450	716	1,018	1.00	0.005
BFS-A						725			0.010
BFS-B						723			0.010
BFS-C						759			0.010
BFS-D						722			0.010
BFS-E						711			0.005

2) 試験方法

a) 圧縮強度試験および静弾性係数試験

圧縮強度試験は、φ100×200mmの円柱供試体を用いて、JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」に準拠して行った。圧縮強度試験機を用いて最大荷重を計測し、次式により圧縮強度を求めた。試験は、供試体を3本用いて行い、その3本の圧縮強度の平均値をコンクリートの圧縮強度とした。

・圧縮強度

$$f_c = \frac{P}{\pi \times \frac{d^2}{4}} \quad (\text{式 5.2-1})$$

ここに、 f_c : 圧縮強度(N/mm²)、 P : 最大荷重(N)、 d : 供試体の直径(mm)

静弾性係数試験は、φ100×200mmの円柱供試体を用いて、JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」に準拠して行った。コンプレッソメーターを用いてコンクリートの応力および縦ひずみを計測し、次式によりヤング係数を求めた。なお、試験は、供試体を3本用いて行い、その3本の静弾性係数の平均値をコンクリートの静弾性係数とした。

・静弾性係数

$$E_s = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \times 10^{-3} \quad (\text{式 5.2-2})$$

ここに、 E_s : ヤング係数(kN/mm²)、 S_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力(N/mm²)、 S_2 : 供試体の縦ひずみが 50×10^{-6} のときの応力(N/mm²)、 ε_1 : S_1 の応力によって生じる供試体の縦ひずみ、 ε_2 : 50×10^{-6}

b) 凍結融解試験

凍結融解試験は、100×100×400mmの角柱供試体1本を用いて、JIS A 1148:2010「コンクリートの凍結融解試験方法」に規定される水中凍結融解方法(A法)に準拠して行った。凍結融解の1サイクルは、供試体の中心部温度が、5℃から-18℃に下がり、また、-18℃から5℃に上がるものとし、1サイクルに要する時間は、3時間以上、4時間以内とした(図 5.2-1)。材齢7日から試験を開始し、試験開始時および凍結融解36サイクルを超えない間隔で測定を行い、相対動弾性係数、耐久性指数および質量減少率を求めた。なお、凍結融解試験では、複合劣化を想定して、試験水に質量パーセント濃度5%の塩化ナトリウム水溶液を用いた。相対動弾性係数、耐久性指数および質量減少率を求めるために用いた式を以下に示す。なお、円柱供試体の試験結果は、3本の平均値を用いた。

・相対動弾性係数

$$P_n = \frac{f_n^2}{f_0^2} \times 100 \quad (\text{式 5.2-3})$$

ここに、 P_n : 凍結融解 n サイクル後の相対動弾性係数(%), f_n : 凍結融解 n サイクル後のたわみ振動の一次共鳴振動数(Hz), f_0 : 凍結融解0サイクルにおけるたわみ振動の一次共鳴振動数(Hz)

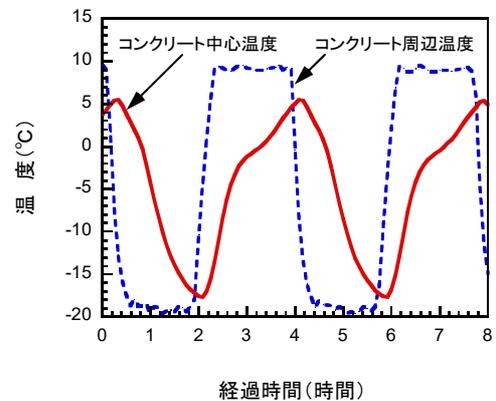


図 5.2-1 凍結融解 1 サイクルの温度設定

c) 塩化物イオン浸透性試験

塩化物イオンの浸透深さの測定には、 $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ の円柱供試体を用いて、JIS A 1154「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に規定される電位差滴定法に従って試験を行った。供試体は、 $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ の円柱供試体の、円形の2面から25mmを切断し、切り出した $\phi 100 \times 150 \text{mm}$ の円柱供試体を用いた。供試体は、成形後、1日室内で乾燥させた後、円形の1面を残し、他の円形の1面および側面をエポキシ樹脂で被覆した(写真 5.2-3)。エポキシ樹脂が硬化した後、再び試験開始材齢まで各養生を行った。各試験開始材齢より、濃度10%の塩化ナトリウム水溶液に浸漬させた(写真 5.2-3)。また、JSCE-G 572-2013「浸せきによるコンクリート中の塩化物イオンの見かけの拡散係数試験方法(案)」に従い、次式により、見かけの拡散係数および表面塩化物イオン量を求めた。



写真 5.2-3 塩化物浸透試験の試験体浸漬状況

- ・見掛けの拡散係数および表面塩化物イオン量

$$C(x, t) - C_i = C_{a0} \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \right\} \quad (\text{式 5.2-4})$$

ここに、 $C(x, t)$: 浸漬面からの距離が $x(\text{mm})$ で浸漬期間が $t(\text{年})$ における全塩化物イオン量(kg/m^3)

C_i : 初期に含有される全塩化物イオン量(kg/m^3)

C_{a0} : 浸漬試験におけるコンクリート表面の塩化物イオン量(kg/m^3)

D_{ap} : 浸漬試験による見かけの拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$)

erf : は誤差関数

d) 乾燥収縮試験

乾燥収縮ひずみの測定には、 $100 \times 100 \times 400 \text{mm}$ の角柱供試体を用いて、JIS A 1129-2:2010 附属書 A (参考) に示される「モルタル及びコンクリートの乾燥による自由収縮ひずみ試験方法」に準拠して試験を行った。供試体は、脱型直後から材齢7日まで水中で養生を行った。水中養生完了後、直ちに変位を測定するための測定用ゲージを、打設面およびその反対面を除く2面にそれぞれ2対貼り付けて、長さ変化の測定を開始した。長さ変化の測定は、JIS A 1129-2:2010 に示されるコンタクトゲージ法により、写真 5.2-4 に示すホイットモア式ひずみ計(検長:250mm, 最小目盛り:1/1,000mm)を用いて測定した。乾燥収縮ひずみの測定は、温度が $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、相対湿度が $60 \pm 5\%$ の恒温恒湿度室内で行った。

e) 圧縮クリープ試験

クリープひずみの測定には、 $100 \times 100 \times 380 \text{mm}$ の角柱供試体を用いた。供試体の中心には、持続応力導入用の PC 鋼棒 ($\phi 17 \text{mm}$, B 種 1 号 SBPR 930/1080) を通すために、塩化ビニル管 (外径 24mm, 内径



写真 5.2-4 乾燥収縮試験状況

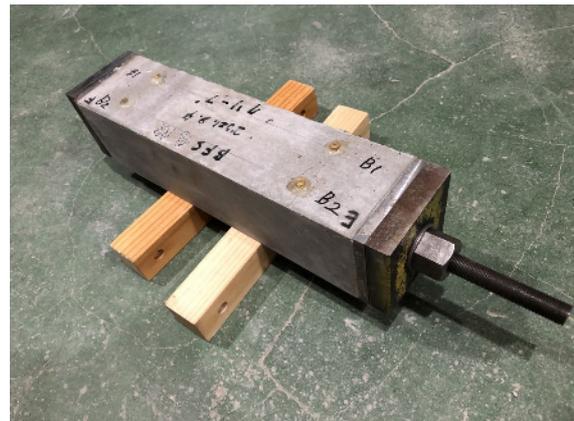


写真 5.2-5 圧縮クリープ試験状況

20mm) を埋め込んだ。供試体は、脱型直後から材齢 7 日まで水中養生を行い、その後は温度が $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、相対湿度が $60 \pm 5\%$ の恒温恒湿度室内に設置し、材齢 14 日に初期載荷を行った。初期載荷時には、同条件で養生を行った $100 \times 200 \text{mm}$ の円柱供試体 3 本の平均圧縮強度を求め、その 25% の圧縮応力を載荷した。コンクリートの乾燥収縮、クリープおよび PC 鋼棒のリラクゼーションなどによる持続応力の減少が 5% 以内になるように、初期載荷後 2 日目、9 日目、30 日目、72 日目および 128 日目に圧縮応力の再導入を行った。再導入は、供試体に与えた圧縮力を一度除荷し、初期載荷時と同じひずみを与える方法で行った。クリープひずみは、本試験で得られたひずみから、前述の乾燥収縮試験で得られたひずみを減じることで求めた。長さ変化の測定方法は前述の乾燥収縮試験と同様である。クリープ試験の実施状況を写真 5.2-5 に示す。所定の期間測定を行った後、次式により、クリープひずみおよびクリープ係数を求めた。

- ・クリープひずみ

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{at} - \varepsilon_e - \varepsilon_{st} \quad (\text{式 5.2-5})$$

ここに、 ε_{ct} : クリープひずみ ($\times 10^{-6}$)、 ε_{at} : 全ひずみ ($\times 10^{-6}$)、 ε_e : 載荷時弾性ひずみ ($\times 10^{-6}$)、 ε_{st} : 無載荷ひずみ ($\times 10^{-6}$)

- ・クリープ係数

$$\varphi_t = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_e} \quad (\text{式 5.2-6})$$

ここに、 ε_{ct} : クリープひずみ ($\times 10^{-6}$)、 ε_e : 載荷時弾性ひずみ ($\times 10^{-6}$)

- ・クリープ係数係数

$$\varphi(t) = A \cdot \log_e(t + 1) \quad (\text{式 5.2-7})$$

ここに、 $\varphi(t)$: 載荷期間 t (日)におけるクリープ係数、 A : クリープ速度係数

(3) 実験結果

a) 圧縮強度試験および静弾性係数試験

図 5.2-2 および図 5.2-3 は、細骨材に砕砂または BFS を用いたコンクリートの材齢 2 日および 28 日における圧縮強度と静弾性係数の関係を示したものである。図中の●は砕砂を用いたコンクリートの結果を示している。■, ▲, ○, □および△は、それぞれ、BFS-A, BFS-B, BFS-C, BFS-D および BFS-

EのBFSを用いたコンクリートの結果を示している。図中の実線は、コンクリート標準示方書[設計編]に示される圧縮強度と静弾性係数の関係⁴⁾を示している。この図より、いずれの細骨材を用いた場合でも、静弾性係数はコンクリート標準示方書に示される圧縮強度から求まる計算値よりも高い値を示していることが分かる。また、BFSを用いたコンクリートの静弾性係数は、材齢2日程度の若材齢時では砕砂を用いたコンクリートと同程度であるが、既往の研究と同様¹⁾、材齢28日では砕砂を用いた場合より大きくなる傾向にあることが分かる。圧縮強度は、材齢2日程度の若材齢時では砕砂を用いたコンクリートより最大で20%程度小さいが、材齢28日では砕砂を用いた場合より大きくなる傾向にある。BFSを用いたコンクリートの強度発現性が若材齢において砕砂を用いたコンクリートに比べて劣る傾向にあるのは、BFSの出荷時に添加される固結防止剤の影響を受けているためと推察される⁵⁾。

b) 凍結融解抵抗性

図5.2-4は、細骨材に砕砂またはBFSを用いたコンクリートの凍結融解試験で得られた相対動弾性係数を示したものである。この図より、BFSを用いたコンクリートの相対動弾性係数も、砕砂を用いたコンクリートの相対動弾性係数も、凍結融解の繰返し回数が300サイクルまで低下しておらず、いずれも高い凍結融解抵抗性を有していることが分かる。写真5.2-6は、凍結融解試験終了時の供試体の外観を示している。上段は砕砂を用いたコンクリート供試体であり、下段はBFS-Cを用いた供試体の外観を示している。BFS-C以外の4種類のBFSを用いた供試体も同様の外観であった。これらの写真からも、いずれの供試体も凍結融解試験終了まで顕著な劣化は生じなかったことが確認できる。

c) 塩化物イオン浸透性

図5.2-5は、細骨材に砕砂またはBFSを用いたコンクリートを112日間塩水に浸漬させた後の塩化物イオン濃度の分布を示したものである。この

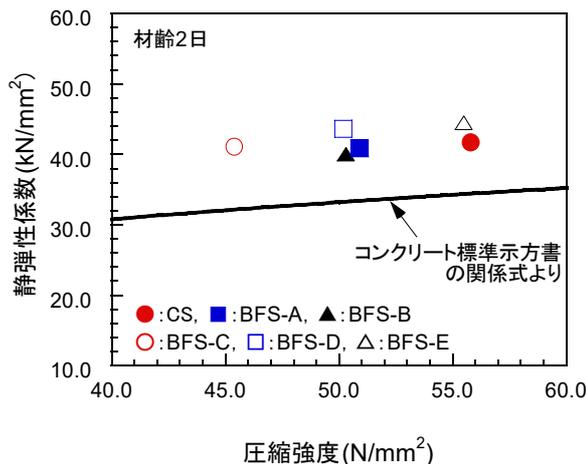


図 5.2-2 圧縮強度と静弾性係数の関係(材齢2日)

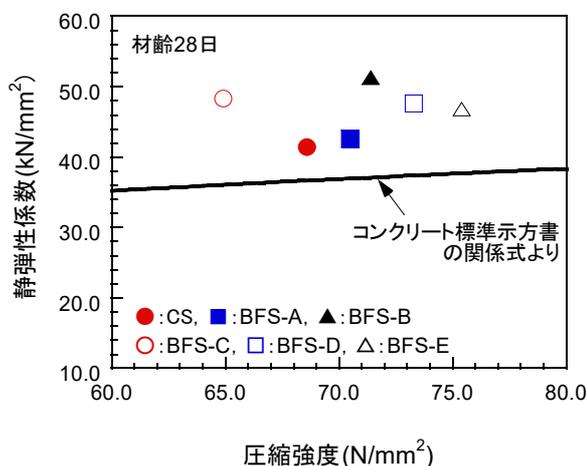


図 5.2-3 圧縮強度と静弾性係数の関係(材齢28日)

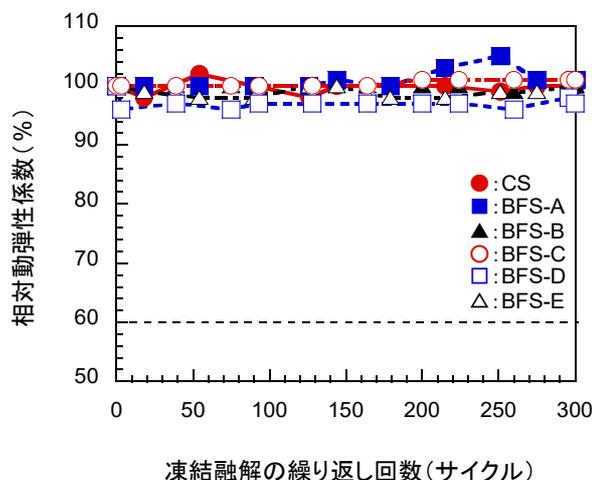


図 5.2-4 凍結融解抵抗性

塩化物イオン濃度の分布から求めた見掛けの拡散係数およびコンクリート表面の塩化物イオン濃度を、それぞれ、図 5.2-6 および図 5.2-7 に示す。塩化物イオンの見掛けの拡散係数およびコンクリート表面の塩化物イオン濃度は、塩化物イオン濃度の分布を次式によって回帰して求めた。

$$C(x,t) = C_{a0} \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right\} + C_i \quad (\text{式 5.2-8})$$

ここに、 $C(x, t)$: 浸漬面からの距離が x (mm) で浸漬期間が t (年) における全塩化物イオン濃度 (kg/m^3), C_i : 初期に含有される全塩化物イオン濃度 (kg/m^3), C_{a0} : 浸漬試験におけるコンクリート表面の塩化物イオン濃度 (kg/m^3), D_{ap} : 浸漬試験による塩化物イオンの見掛けの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$), erf : 誤差関数

図 5.2-6 より、細骨材に BFS を用いたコンクリートの見掛けの拡散係数は、砕砂を用いた場合の半分程度であり、いずれの BFS を用いたコンクリートも高い塩化物イオン浸透抵抗性を有していることが分かる。図 5.2-7 より、BFS を用いたコンクリートは、砕砂を用いたコンクリートに比して表面塩化物イオン濃度が多い傾向にあることが分かる。これは、図 5.2-6 に示すとおり BFS を用いたコンクリートの見掛けの拡散係数は砕砂を用いたものに比して小さく、コンクリートの内部に塩化物イオンが浸透しにくくなった結果、表面の塩化物量が多くなったものと推察される。

d) 乾燥収縮

図 5.2-8 は、細骨材に砕砂または BFS を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみの測定結果を示したものである。また、図 5.2-9 は、コンクリートの乾燥収縮ひずみの特性値である乾燥期間 182 日の値を比較し示したものである。これらの図より、BFS を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみは、砕砂を用いたコンクリートよりも小さい傾向にあることが分かる。図 5.2-10 は、図 5.2-9 に示



CS を用いた供試体



BFS-C を用いた供試体

写真 5.2-6 凍結融解試験終了時の供試体外観

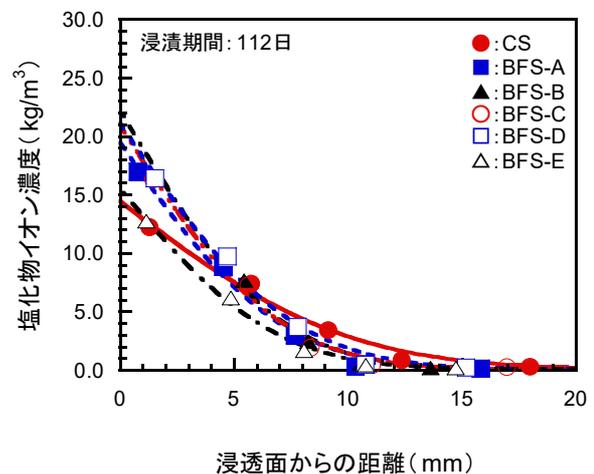


図 5.2-5 塩化物イオン濃度分布 (浸漬期間 112 日)

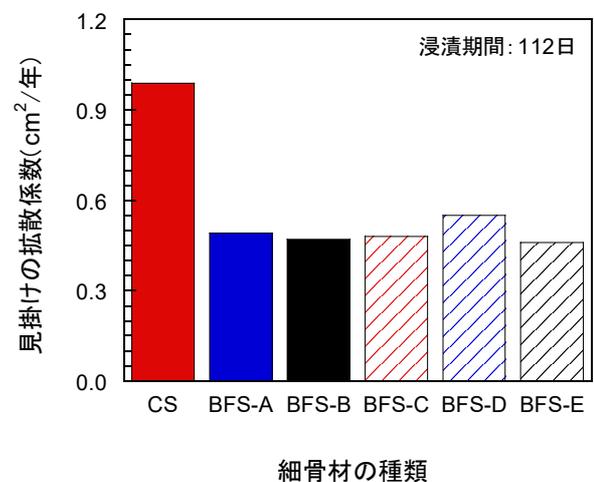


図 5.2-6 塩化物イオンの見掛けの拡散係数

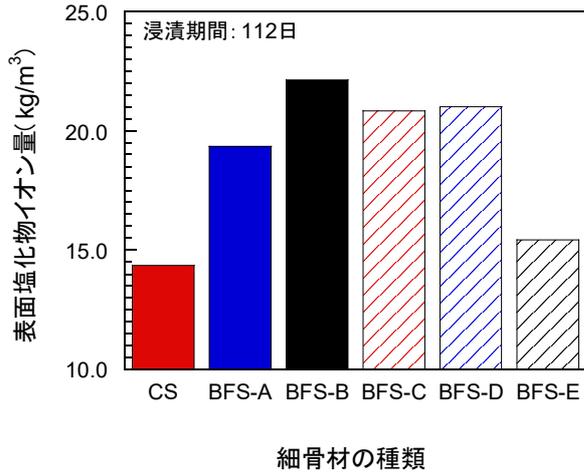


図 5.2-7 表面塩化物イオン濃度

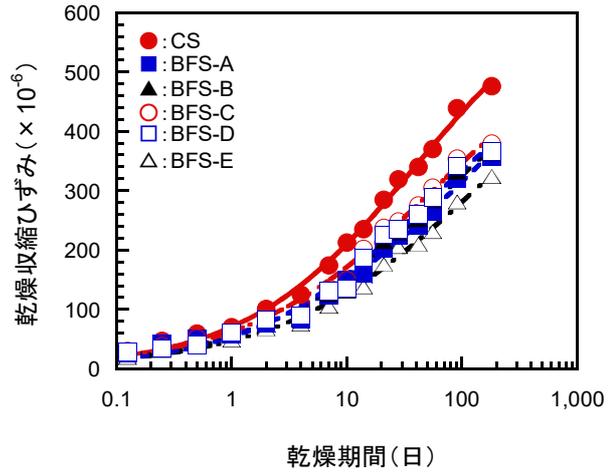


図 5.2-8 乾燥収縮ひずみの測定結果

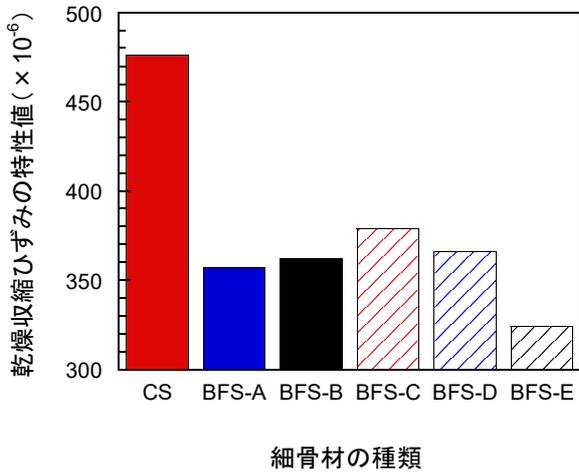


図 5.2-9 乾燥収縮ひずみの特性値

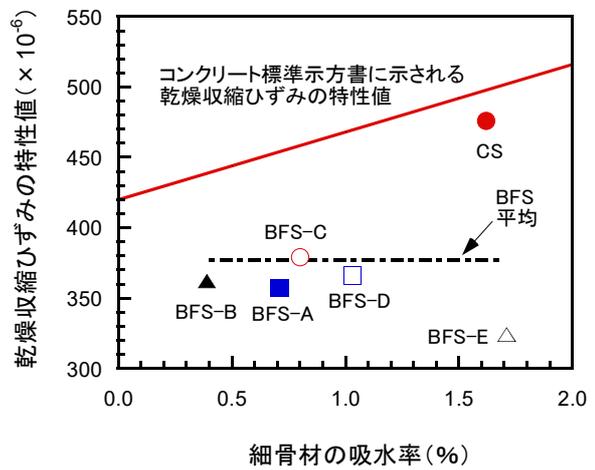


図 5.2-10 乾燥収縮ひずみと細骨材の吸水率の関係

した乾燥収縮ひずみの特性値と各細骨材の吸水率との関係を示している。図中に示す実線は、コンクリート標準示方書[設計編]に示される乾燥収縮ひずみの予測式⁹⁾から求まる値を示している。この図に示すとおり、本研究で作製した砕砂を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみは、吸水率を変数とするコンクリート標準示方書の予測値に近い値であるが、BFSを用いた場合は吸水率に大きな影響を受けず、予測式から求まる一般的な骨材を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみよりも小さい傾向にあることが分かる。

e) クリープ

図 5.2-11 は、既往の研究³⁾で示された、細骨材に砕砂または3種類のBFSを用いたコンクリートのクリープ速度係数と水セメント比の関係を示したものである。図中の数値は細骨材の吸水率を示している。BFSを用いた場合のクリープ速度係数は砕砂を用いた場合に比して小さい傾向にあるが、水セメント比が低いほど、その差は小さくなっていることが分かる。ただし、クリープ速度係数 A は、実験によって得られた载荷期間とクリープ係数の関係を次式に示される曲線により回帰し、求めたものである。

$$\phi(t) = A \cdot \log_e(t+1) \quad (\text{式 5.2-9})$$

ここに、 $\phi(t)$ ： 荷重期間 t (日)におけるクリープ係数、 A ：クリープ速度係数

図 5.2-12 は、細骨材に砕砂または BFS を用いたコンクリートのクリープ試験から得られた荷重期間とクリープ係数の関係を示したものである。この図より、BFS を用いたコンクリートのクリープ係数は、砕砂を用いたコンクリートよりも小さい傾向にあることが分かる。図 5.2-13 は、図 5.2-12 に示したクリープ試験の結果を用いて、式 5.3-9 に示される曲線から回帰して求めたクリープ速度係数 A を比較したものである。図 5.2-11 に示したとおり、水セメント比 36.0%で行った本研究の場合、骨材種別による差は小さいと推察されるが、図 5.2-13 より、BFS を用いたコンクリートのクリープ速度係数 A は、いずれも砕砂を用いたコンクリートのクリープ速度係数よりも小さい傾向にある。

図 5.2-14 は、図 5.2-13 に示した細骨材に砕砂または BFS を用いたコンクリートのクリープ速度係数 A と各細骨材の吸水率の関係を示している。この図から、BFS を用いたコンクリートのクリープ速度係数 A は、細骨材の吸水率に大きな影響を受けていないことが分かる。また、BFS を用いたコンクリートのクリープ速度係数 A は、いずれも砕砂を用いた場合に比して小さく、コンクリート標準示方書[設計編]に示されたクリープ速度係数の式⁹⁾から求まる値 0.31 よりも小さいものである。

(4) 考察

本実験によって得られた知見を以下に示す。

- ・BFS を用いたコンクリートの静弾性係数は、コンクリート標準示方書[設計編]に示される圧縮強度と静弾性係数の関係式から求めた計算値よりも高くなる傾向にある。また、材齢 2 日程度の若材齢時では砕砂を用いたコンクリートと同程度であるが、材齢 28 日では砕砂を用いたコンクリートよりも高くなる。
- ・BFS を用いたコンクリートの圧縮強度は、材齢

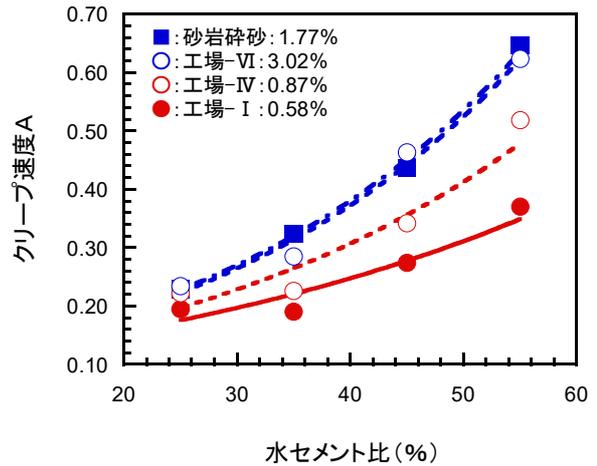


図 5.2-11 クリープ速度係数と水セメント比の関係

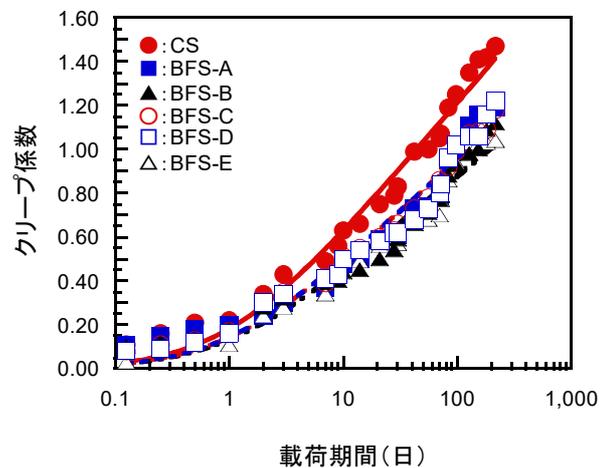


図 5.2-12 クリープの測定結果

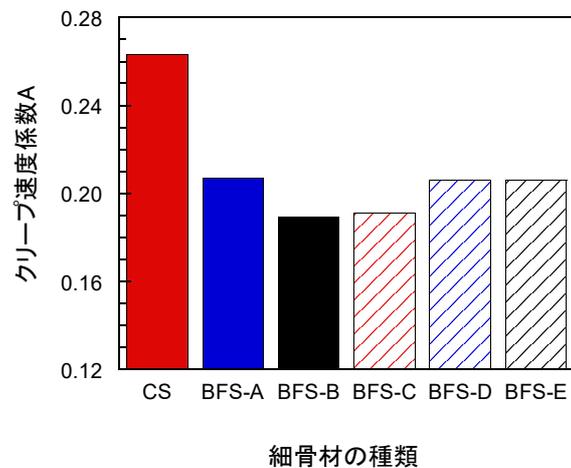


図 5.2-13 クリープ速度係数

2 日程度の若材齢時には砕砂を用いたコンクリートに若干劣る傾向があるが、材齢 28 日では砕砂を用いたコンクリートと同程度以上になる。

- BFS を用いたコンクリートの凍結融解抵抗性は、いずれの BFS を用いた場合でも高い凍結融解抵抗性を有している。
- BFS を用いたコンクリートは、塩化物イオンの浸透が抑制され、塩化物イオンの見掛けの拡散係数が砕砂を用いたコンクリートよりも小さくなる。
- BFS を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみは、いずれも砕砂を用いたコンクリートよりも小さくなる。また、BFS の吸水率が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響は小さい。

- BFS を用いたコンクリートのクリープ速度係数は、水セメント比が比較的小さい場合でも、砕砂を用いたコンクリートよりも小さくなる。また、クリープ速度係数に BFS の吸水率が与える影響は小さい。

以上、製造元の異なる種々の BFS を用いて、プレストレストコンクリートを想定した比較的富配合のコンクリートに適用した試験結果より、普通コンクリートと同等以上の強度特性、高い塩化物イオン浸透抵抗性、クリープ・乾燥収縮の低減効果を有していることが確認できた。

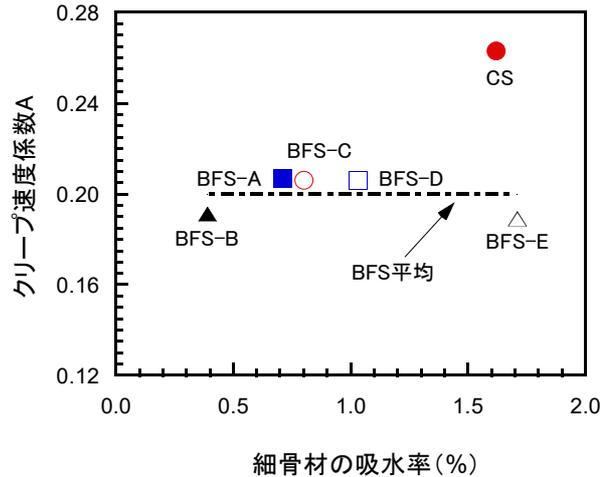


図 5.2-14 クリープ速度係数と吸水率の関係

5.2.2 高炉スラグ細骨材および高炉スラグ微粉末の耐凍害性向上機構に関する研究

(1) 実験の目的

一般に、コンクリートの凍結融解抵抗性は、AE 剤等により、セメントペースト中に微細な空気を連行することで確保している。そのため、コンクリートの凍結融解抵抗性には、コンクリート内部の空隙構造が影響することが既往の研究で報告されている^{7),8)}。また、セメントペーストと骨材界面には、セメントの水和反応で生成した水酸化カルシウムによって、脆弱な層（遷移帯）が形成されることが知られており、遷移帯の形成によって、細孔構造の変化やペーストと骨材界面の接合強度を下げることににより、コンクリートの凍結融解抵抗性を低下させることが報告されている⁹⁾。

これに対して、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートでは、AE 剤等を用いない場合でも凍結融解抵抗性が得られる。これは、高炉スラグ細骨材がセメントペーストと反応することで結合し、骨材界面の遷移帯が減少するためと考えられているが、まだ不明確な部分も多い^{2),10)}。

前項 5.2.1(3)で示したとおり、本研究でも BFS コンクリートの高い凍結融解抵抗性は確認されているが、前節の実験は、プレストレストコンクリートのプレキャスト製品に用いるコンクリートを想定して水セメント比を 36%に設定したため、砕砂を用いた場合も高い凍結融解抵抗性を有し、BFS を用いた場合との差は確認できなかった。

そこで、本項では、水セメント比が 50%のモルタル小片を用いて、高炉スラグ細骨材および高炉スラグ微粉末による凍結融解抵抗性の改善効果について、細孔構造および遷移帯の主成分であるカルシウムに着目し、凍結融解試験結果と細孔径分布およびモルタルからのカルシウムイオン溶出の関係から検討を行った。

(2) 実験概要

1) 使用材料および配合

実験は、4配合のモルタルを用いて行った。モルタルの配合は、JIS A 1146 に示される配合を参考に、水：結合材：細骨材を質量比で 1：2：4.5 の割合で用いた。結合材には、普通ポルトランドセメント（密度：3.15g/cm³，ブレン値：3,350cm²/g，以下，OPC）および高炉スラグ微粉末 6000（密度：2.91g/cm³，ブレン値：5,860cm²/g，石こう添加有り，以下，GGBS）を用いた。GGBS を用いる場合には、質量比で結合材の 50%に GGBS を用いた。細骨材には、硬質砂岩砕砂（表乾密度：2.61g/cm³，吸水率：2.98%，粗粒率：3.03，以下，砕砂）および高炉スラグ細骨材（表乾密度：2.73g/cm³，吸水率：0.30%，粗粒率：2.09，以下，BFS）を用いた。練混ぜ水には上水道水を用いた。なお、いずれのモルタルにも、AE 減水剤や AE 剤は用いていない。

2) 試験方法

a) 小片試験体の作成方法

試験には、JSCE-C507「モルタル小片試験体を用いた塩水中での凍結融解による BFS の品質評価試験方法（案）」に示されるモルタル小片試験体を用いた試験方法で行った。モルタルは、練混ぜ後、40×40×160mm の型枠に打ち込んだ。打込み後、18 時間で脱型し、脱型後は温度 20±2℃ の条件で水中養生を行った。水中養生を行ったモルタルを、湿式ダイヤモンドカッターを用いて 1 辺が 10±2mm となる小片試験体を作製した。この時、材料の均質性を確保するため、図 5.2-15 に示すように、モルタル供試体の端部から 10mm と、打込み面から 10mm の部分は破棄した。また、型枠に接している側面および底面から 5mm 程度の部分も廃棄し、6 面全てが切断面になるようにした。

b) 凍結融解試験方法

試験は、材齢 7 日または 14 日まで養生を行った小片試験体を用い、JSCE-C507「モルタル小片試験体を用いた塩水中での凍結融解による高炉スラグ細骨材の品質評価試験方法（案）」に示されるモルタル小片試験体を用いた試験方法を参考に行った。図 5.2-16 に示すように、容量が 100mL のポリプロピレン製の容器に小片試験体 6 個と凍結水を 50mL 入れ、図 5.2-17 に示す 16 時間の凍結工程と、8 時間の融解工程の計 24 時間を 1 サイクルとする温度履歴を与えた。凍結水には、濃度 5% の塩化ナトリウム水溶液（以下、塩水）を用いた。融解工程が終了後、モルタル小片を取り出し、表面の水分をペーパータオルで吸い取り、崩れ落ちた部分を取り除き、5mm のふるいに留まるものの質

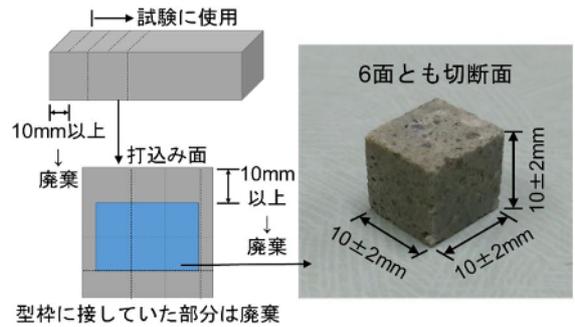


図 5.2-15 小片試験体の作製方法

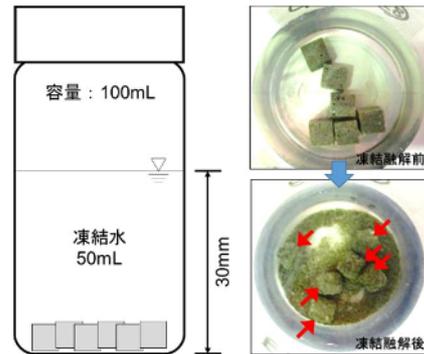


図 5.2-16 小片凍結融解試験に用いた容器と凍結融解試験中の小片の状態

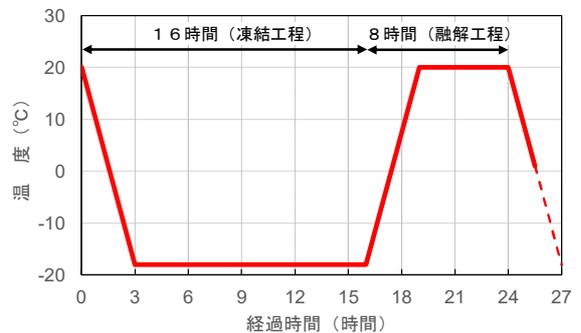


図 5.2-17 凍結融解の温度履歴

量を測定した。

c) 細孔径分布の測定

モルタルの細孔径分布は、水銀圧入法により測定を行った。試験には、材齢 42 日まで養生を行った凍結融解作用を受けていないモルタル小片を、2.5~5mm の大きさに粉砕して用いた。モルタル片をアセトンに 24 時間浸漬させ、真空乾燥を行った後に、水銀ポロシメータによって 3nm~90 μ m の細孔容積を測定した。

d) モルタル中の水酸化カルシウム量の測定

モルタル小片に含まれる水酸化カルシウム量は、熱重量示差熱同時測定装置によって測定した。試験には、材齢 42 日まで養生を行った凍結融解作用を受けていないモルタル小片をメノウ乳鉢ですりつぶして、粉末の状態にした試料を用いた。試料を昇温速度 10 $^{\circ}$ C/min で 600 $^{\circ}$ Cまで昇温し、450 $^{\circ}$ C付近の水酸化カルシウムの脱水反応による反応域を示差熱の測定結果から読み取り、その間に生じた質量減少量を用いて水酸化カルシウムの含有量を算出した。

e) モルタル小片から溶出するカルシウムイオン量の測定方法

試験には、図 5.2-15 で作製したモルタル小片を用いた。材齢 7 日または材齢 14 日まで養生を行った凍結融解作用を受けていないモルタル小片 6 個を約 50mL の塩水に浸漬させた。なお、塩水とモルタル小片の液固比を統一するために、塩水の量は、モルタル小片質量の 4.2 倍となるように調整している。浸漬期間 7 日ごとに塩水を全量抜き取り、新しい塩水に入れ替えた。抜き取った塩水中に含まれるカルシウムイオン量を原子吸光光度計により定量した。浸漬期間は 28 日とし、試験時の温度は、20 \pm 2 $^{\circ}$ Cとした。

(3) 実験結果

a) 高炉スラグを用いたモルタルの凍結融解抵抗性

図 5.2-18 は、材齢 7 日まで水中養生を行ったモルタル小片の凍結融解試験の結果である。図中の○および●は、結合材に OPC を用い、細骨材に砕砂および BFS を用いた結果である。また、□および■は、それぞれ、結合材に GGBS を質量比で結合材の 50%用い、細骨材に砕砂および BFS を用いた結果である。結合材に OPC を用いた場合、細骨材に砕砂を用いたものは 4 サイクルで消失し、BFS を用いたものは 9 サイクルで消失した。結合材に GGBS を用いた場合、細骨材に砕砂を用いたものは 11 サイクルで消失したのに対し、BFS を用いたものは 30 サイクルで 50%程度が残存している。材齢 7 日では、結合材と細骨材の両方に、高炉スラグを用いることで、凍結融解

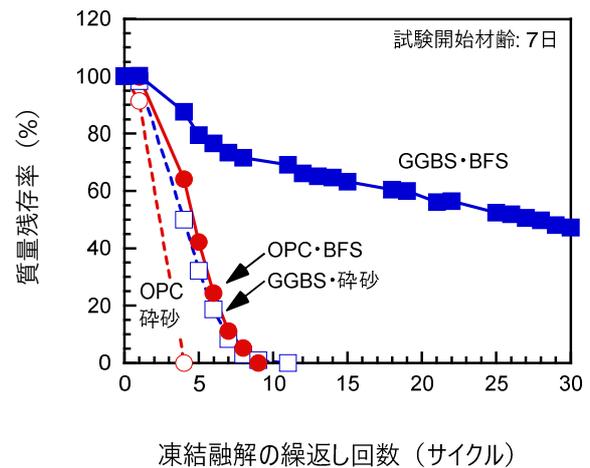


図 5.2-18 材齢 7 日のモルタルの凍結融解抵抗性

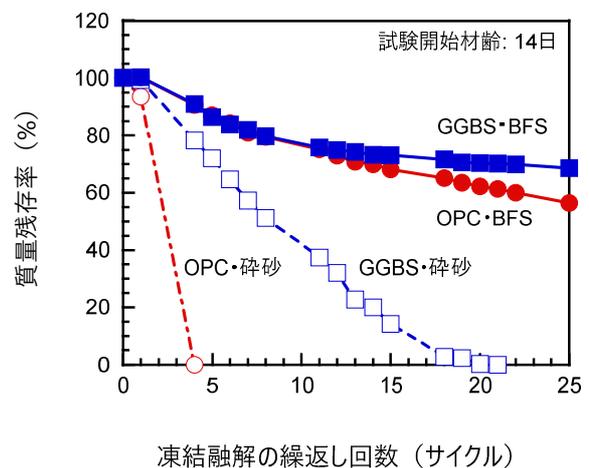


図 5.2-19 材齢 14 日のモルタルの凍結融解抵抗性

抵抗性が向上することが分かる。これに対し、図 5.2-19 は、材齢 14 日まで水中養生を行った後に凍結融解試験を開始した結果である。結合材に OPC を用い、細骨材に砕砂を用いたものは、材齢 7 日で試験を開始した場合と同様に 4 サイクルで消失した。結合材に GGBS を用い、細骨材に砕砂を用いたものは、21 サイクルでモルタル小片が消失しており、材齢 7 日で開始した場合に比べて 2 倍程度、凍結融解抵抗性が向上している。細骨材に BFS を用いた場合には、結合材に関わらず 25 サイクル時点で 60%以上が残存している。BFS を用いたモルタルの凍結融解抵抗性は、OPC のみを結合材に用いた場合でも、長く水中養生を行うことで向上することが分かる。なお、いずれのモルタル小片も、凍結融解 1 サイクル後では、ほとんど劣化は生じておらず、2 サイクル以降で劣化が生じ始めていた。

b) 高炉スラグがモルタルの細孔径分布に及ぼす影響

図 5.2-20 は、結合材に OPC を用いたモルタル小片の材齢 42 日における細孔径分布の測定結果である。青色が細骨材に砕砂を用いたもので、赤色が細骨材に BFS を用いたものの結果である。BFS を用いたものの方が、砕砂を用いたものに比べて 100~1,000nm 付近の細孔容積が多いことが分かる。図 5.2-21 は、結合材に GGBS を質量比で 50%用いたモルタルの細孔径分布の測定結果である。結合材に GGBS を用いた場合も、BFS を用いたものの方が砕砂を用いたものに比べて 100~1,000nm 付近の細孔容積が多い。しかし、その差は、結合材に OPC を用いたものに比べて小さくなっている。凍結融解抵抗性に対して、100~1,000nm の空隙内部に存在する水は、凍結膨張により硬化体組織を破壊するといわれている^{7),8)}。一方で、10~90 μ m の空隙は、100~1,000nm の空隙水の凍結膨張による応力を吸収し凍結融解による組織の破壊を低減するといわれ、また、6~20nm の空隙内にある水は-43 $^{\circ}$ Cまで凍結しないといわれている^{7),8)}。そこで、各モルタルの 100~1,000nm、6~20nm および 10~90 μ m の細孔量について比較を行った。

図 5.2-22 は、凍結融解抵抗性を低下させるといわれている 100~1,000nm の総細孔量を比較して示したものである。結合材の違いに着目すると、OPC を用いたものに比べて、GGBS を用いたものは、100~1,000nm の総細孔量が少なくなっていることが分

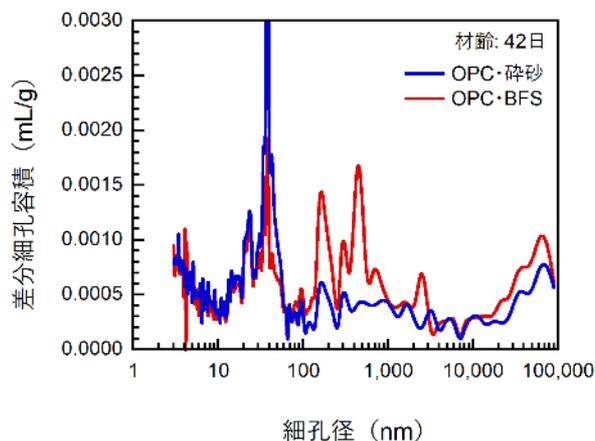


図 5.2-20 OPC を用いたモルタルの細孔径分布

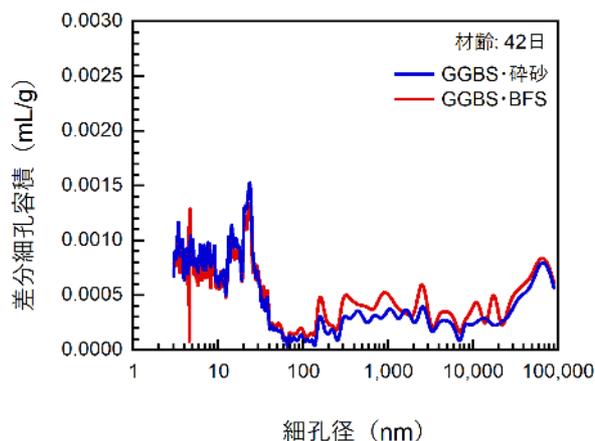


図 5.2-21 GGBS を用いたモルタルの細孔径分布

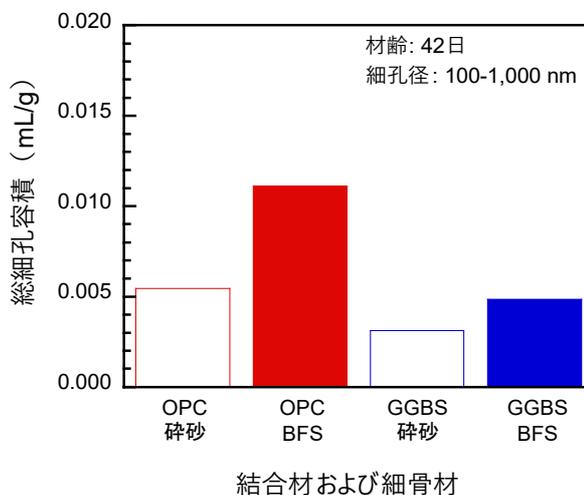


図 5.2-22 100~1,000nm の総細孔量の比較

かる。細骨材の違いに着目すると、砕砂を用いたものに比べて、BFSを用いたものの方が100~1,000nmの総細孔量は多くなっている。一方、図5.2-23は、-43℃まで空隙内にある水が凍結しないといわれている6~20nmの総細孔量を示したものである。結合材の違いに着目すると、OPCを用いたものに比べて、GGBSを用いたものの方が、6~20nmの総細孔量は多くなっている。細骨材の違いに着目すると、砕砂を用いたものに比べて、BFSを用いたものは、少なくなる傾向にある。また、凍結融解抵抗性を改善させるといわれている10~90μmの総細孔量を図5.2-24に示す。結合材の違いに着目すると、OPCとGGBSの間にほとんど差はない。細骨材の違いに着目すると、BFSを用いたものの方が、砕砂を用いたものに比べて10~90μmの総細孔量が、若干多くなっている。しかし、その差は、0.0015mL/g程度と、図5.2-22や図5.2-23の差に比べると小さいものである。以上のことから、結合材にGGBSを用いた場合には、凍結融解抵抗性を低下させる100~1,000nmの細孔が減少し、凍結融解抵抗性を改善するといわれる6~20nmが増加することで、凍結融解抵抗性が改善されたと考えられる。一方で、細骨材にBFSを用いた場合には、凍結融解抵抗性を改善するといわれる6~20nmや10~90μmの細孔に有意な

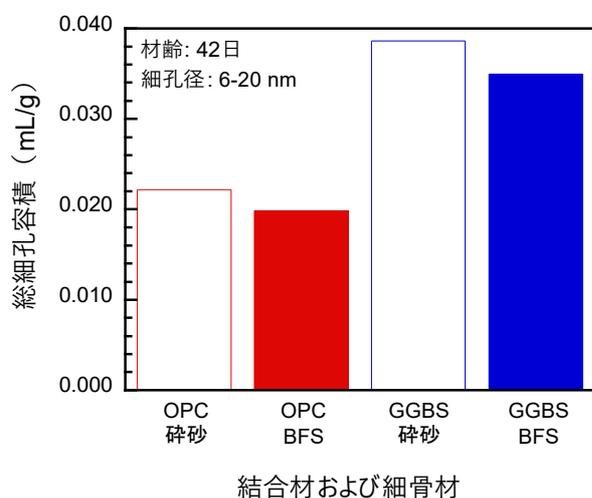


図 5.2-23 6~20nm の総細孔量の比較

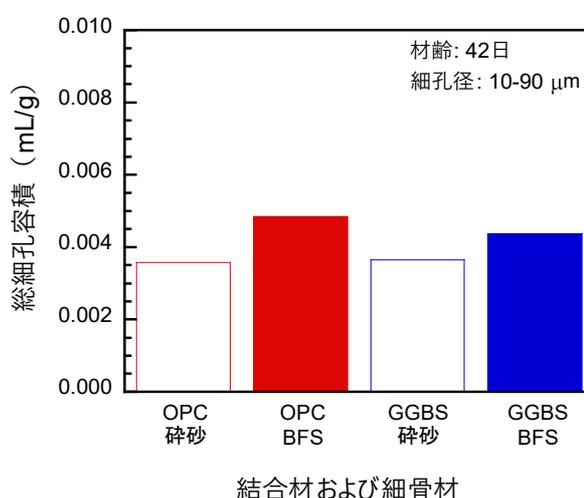


図 5.2-24 10~90μm の総細孔量の比較

差は認められず、凍結融解抵抗性を低下させるといわれる100~1,000nmの細孔は、砕砂を用いた場合に比べて増加している。このようにBFSを用いることによるモルタルの細孔構造の変化は、凍結融解抵抗性が低下する傾向を示している。したがって、BFSを用いた場合の凍結融解抵抗性の向上効果は、細孔構造の変化によるものではないと推察される。

c) 高炉スラグがモルタルの水酸化カルシウム含有量およびカルシウムの溶出に与える影響

図5.2-25は、材齢42日におけるモルタル中の水酸化カルシウム含有量を比較したものである。骨材の違いに着目すると、砕砂を用いたものもBFSを用いたものも、水酸化カルシウムの含有量に大きな差はない。結合材の違いに着目すると、GGBSを用いたものは、OPCのみを用いたものに比べて、水酸化

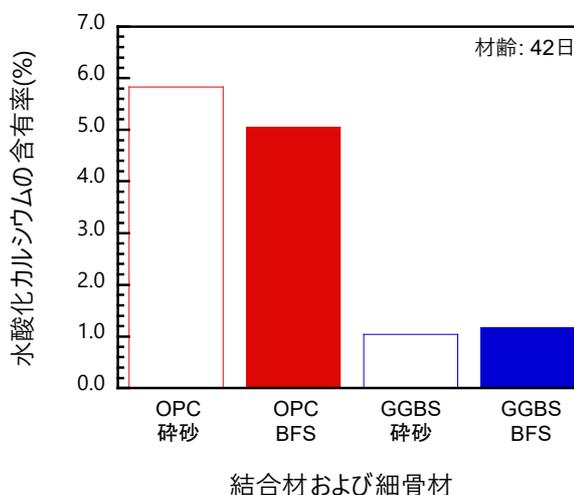


図 5.2-25 モルタル中の水酸化カルシウム量

カルシウムの含有量が大幅に少なくなっている。GGBS を OPC と置換して用いたため、OPC 量が少なくなり、それに伴って水酸化カルシウムの含有量も減少し、さらに高炉スラグ微粉末の水和反応によっても水酸化カルシウムが消費されたためと考えられる。

図 5.2-26 は、材齢 7 日まで水中養生したモルタル小片を、塩水に浸漬させ、塩水中に溶出したカルシウムイオン量の測定結果である。結合材の違いに着目すると、OPC を用いたものの方が、GGBS を用いたものに比べて、カルシウムイオンの溶出量が多くなっている。この差は、図 5.2-25 に示したように、水酸化カルシウムの生成量の違いによるものが大きいと考えられる。細骨材の違いに着目すると、結合材に GGBS を用いたものでは、細骨材の違いによるカルシウムイオン量の差は小さい。一方で、結合材に OPC を用いたものでは、細骨材に BFS を用いたものの方が、砕砂を用いたものよりもカルシウムイオン溶出量が半分程度にまで少なくなっている。モルタル中の水酸化カルシウムの含有量は、図 5.2-25 に示したように 1 割程度の差であるため、BFS によってモルタル中のカルシウムの溶出が抑制されていると考えられる。また、図 5.2-27 は、材齢 14 日まで水中養生したモルタル小片試験体を、塩水に浸漬させ、塩水中に溶出したカルシウムイオン量の測定結果である。図 5.2-26 と同様の傾向を示しているが、結合材に OPC を用いたもので比較した時に、細骨材に BFS を用いたもののカルシウムイオンの溶出が、材齢 7 日から浸漬を開始した場合よりも、さらに少なくなっている。砕砂を用いた場合には、セメントの水和反応で生じた水酸化カルシウムが骨材の周辺に集積し、脆弱な層を形成することが知られている⁹⁾。一方、高炉水砕スラグは微粉化して結合材としても用いられる材料であり、これを摩砕して粒度調整した BFS も水和反応によってセメントペーストと結合することで水酸化カルシウムが消費され、セメントペーストとの結合が強くなり、水酸化カルシウムの溶出が少なくなったと考えられる。

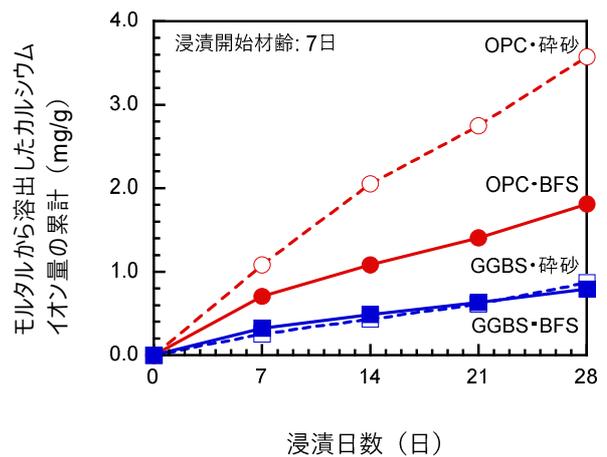


図 5.2-26 材齢 7 日のモルタルから溶出したカルシウムイオン量

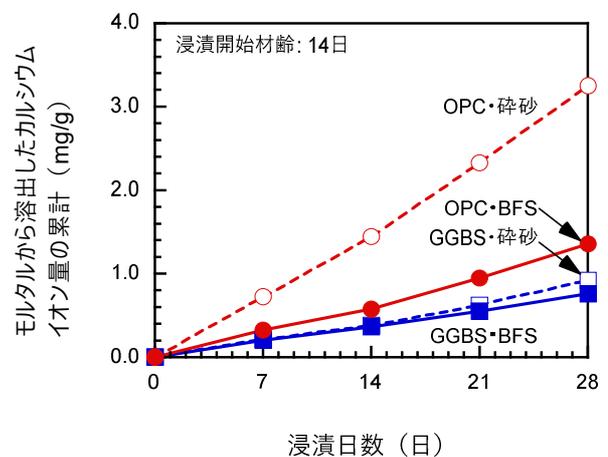


図 5.2-27 材齢 14 日のモルタルから溶出したカルシウムイオン量

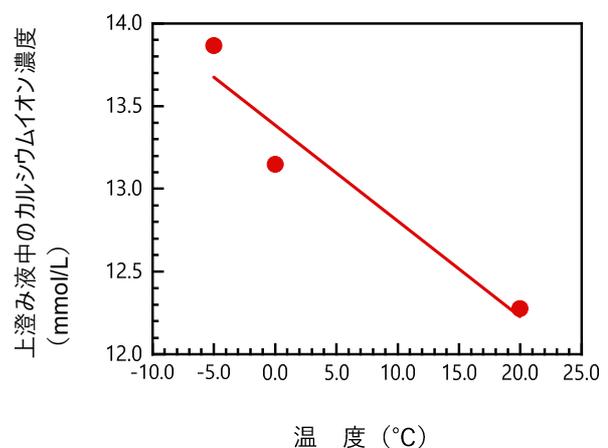


図 5.2-28 塩水中への水酸化カルシウムの溶解に与える温度の影響

図 5.2-28 は、200g の塩水中に試薬特級の水酸化カルシウム 2g を入れ、 -5°C 、 0°C および 20°C の環境下でスターラーを用いて 20 時間攪拌した後に 4 時間静置して上澄み液中に含まれるカルシウムイオン量の測定結果である。上澄み液は、5 種 B のろ紙で吸引ろ過した後に、直ちに原子吸光光度計でカルシウムイオン量を測定した。低温になるほど、上澄み液中のカルシウムイオン量が増加しており、水酸化カルシウムが塩水中に多く溶解していることが分かる。モルタル中からカルシウムイオンが溶出すると、空隙が増加することが報告されている¹¹⁾。図 5.2-18 および図 5.2-19 で示したように、モルタル小片の劣化は、早期に劣化する砕砂を用いたのものであっても、2 サイクル目の凍結融解が作用した後からである。水酸化カルシウムは、低温ほど溶液中に溶解しやすくなるため、凍結融解作用を受けた際に、より多くの水酸化カルシウムが溶出する。細骨材に砕砂を用いたモルタルは、砕砂の周辺に水酸化カルシウムの脆弱な層が形成されやすく、凍結融解作用によって、その水酸化カルシウムが溶出し、できた空隙に新たな水分が入り込み、凍結膨張することでモルタルの劣化が生じることが考えられる。一方で、細骨材に BFS を用いたモルタルでは、BFS の水和反応によって BFS 周辺に水酸化カルシウムが集積することなく強固なものとなるため、凍結融解作用を受けても、骨材周辺の水酸化カルシウムが溶出することなく、劣化が生じにくくなったと考えられる。また、結合材に GGBS を用いた場合にも、細孔構造が変化することに加え、生成される水酸化カルシウムが減少することで溶出するカルシウムイオンも減少し、凍結融解抵抗性が向上したことも考えられる。BFS や GGBS を用いたものが高い凍結融解抵抗性を示すのは、高炉スラグの水和反応によって、モルタル中のカルシウムイオンの溶出が少ないことが、一つの要因であると考えられる。

(4) 考察

本実験によって得られた知見を以下に示す。

- ・ 細骨材に高炉スラグ細骨材を用いることで凍結融解抵抗性は向上する。結合材の 50% に高炉スラグ微粉末を用いることで凍結融解抵抗性がさらに向上する。
- ・ 結合材に高炉スラグ微粉末を用いた場合には、凍結融解抵抗性を低下させる $100\sim 1,000\text{nm}$ の細孔量が減り、凍結融解による組織劣化を軽減する $6\sim 20\text{nm}$ の細孔量が増加する。一方で、高炉スラグ細骨材を用いた場合に凍結融解抵抗性が改善されるのは、細孔構造の変化のみでは説明が難しい。
- ・ 高炉スラグ細骨材を用いた場合、モルタルからのカルシウムイオンの溶出が少なくなる。高炉スラグ微粉末を用いた場合にも、モルタルからのカルシウムイオンの溶出が少なくなる。

以上、高炉スラグ細骨材を用いた場合に凍結融解抵抗性が改善するのは、高炉スラグの水和反応によって、モルタル中のカルシウムイオンの溶出が少なくなり、空隙の増加を抑制することが一つの要因として考えられる。

5.3 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの施工性に関する研究

5.3.1 仕上げ剤が高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの特性に与える影響

(1) 実験の目的

BFS コンクリートは、BFS とセメントペースト界面が反応することにより高い耐久性を有するが、コンクリート表面の緻密性を向上させるには初期養生時の水分供給が必須である。一方、ガラス質でブリーディングの多い BFS コンクリートは、材料分離抵抗性の確保や耐久性確保のために増粘剤を添加されることが多く、水セメント比が小さい場合はさらに粘性は高くなり、ブリーディングが少なくなる。ま

表 5.3-1 コンクリートの配合

細骨材 種別	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (C×%)	
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	高性能 AE 減水剤	AE 助剤
BFS	4.5	36.0	41.3	162	450	710	1,018	1.00	0.005

た、プレストレストコンクリートに用いるコンクリートは、早期に緊張可能強度を確保するために比較的水セメント比の小さな富配合のコンクリートが用いられる。さらに、早強セメントを用いたセグメントブロックなどを製作する場合、急激に硬化熱が上昇する影響で仕上げ作業の難易度は高くなる。よって、PC 構造物に BFS コンクリートを用いる場合、打設後の仕上げ作業にはフィニッシュビリティ改善のために仕上げ補助剤などが必要となる。しかし、コンクリート打設後に用いる仕上げ剤兼被膜養生剤

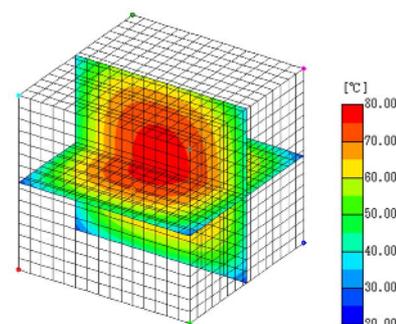


図 5.3-1 ブロック試験体の温度解析

は、湿潤養生期間中にコンクリート表面から供給される養生水の浸透を妨げる懸念がある。そこで、本研究では、BFS コンクリートブロック試験体を作製し、主成分や製造元の異なる 4 種類の仕上げ剤を散布した場合と、水道水を散布した場合、何も散布しない場合の計 6 種類の方法で表面仕上げを行い、仕上げ方法の違いが BFS コンクリートの耐久性などに及ぼす影響について検討を行った。

(2) 実験概要

1) 使用材料および配合

本試験に用いたコンクリートの配合表を表 5.3-1 に示す。水セメント比は 36.0% で、結合材には、早強ポルトランドセメント(密度: 3.13 g/cm³, ブレーン値: 4,640 cm²/g)を用いた。細骨材には高炉スラグ細骨材(表乾密度: 2.65 g/cm³, 吸水率: 0.76%, 粗粒率 2.55, 5.2.1 に示した A 工場産)を用いた。粗骨材には、硬質砂岩砕石(最大寸法: 20mm, 表乾密度: 2.67 g/cm³, 吸水率: 0.53%, 粗粒率 6.73)を用いた。化学混和剤には、増粘剤一液タイプ高性能減水剤および AE 剤を用いた。

2) ブロック試験体概要

本試験では、6 体の BFS コンクリートブロック試験体を作製した。ブロック試験体の概要を図 5.3-2 に示す。前述のとおり、PC 橋の主桁に用いるセグメント部材は、早強セメントの使用に加えてマスコンクリートとしての水和熱上昇が硬化を促進し、フィニッシュビリティの急激な低下を引き起こす場合があるため、本試験で用いるブロック試験体は、一辺が 1.5m の立方体とした。ブロック試験体の大きさは、図 5.3-1 に示すとおり温度解析を実施し、試験体中央の温度上昇が外気温に比して最大で 70℃程度高くなるように設定した。

3) 仕上げ方法

作製した 6 体のブロック試験体は、各々異なる方法で表面を仕上げた。各々の試験体の仕上げ方法を表 5.3-2 および図 5.3-2 に示す。No.1 の試験体は、コテのみを用いて仕上げる方法を採用した。ただし、前述のとおり、BFS コンクリートを用いた本試験体は、ブリーディング水が少ない、粘性が高いおよび

表 5.3-2 ブロック試験体表面の仕上げ方法

No.	仕上げ方法	仕上げ剤の主成分 (使用量)	特性	散布時期
1	コテ仕上げのみ	—	—	—
2	散水してコテ仕上げ	— (散水 100ml)	—	仕上げ時
3	散水してコテ仕上げ後に 養生剤散布	塩基シリカ化合物 (散水 100ml, 養生剤 100ml)	浸透型表面養生剤	仕上げ後
4	養生剤兼仕上げ補助剤①散布	アクリル系 (養生剤 100ml)	表面養生 兼 仕上げ補助剤	仕上げ時
5	養生剤兼仕上げ補助剤②散布	パラフィンワックス系 (養生剤 200ml)	表面養生 兼 仕上げ補助剤	仕上げ時
6	養生剤兼仕上げ補助剤③散布	パラフィンワックス系 (養生剤 200ml)	表面養生 兼 仕上げ補助剤	仕上げ時

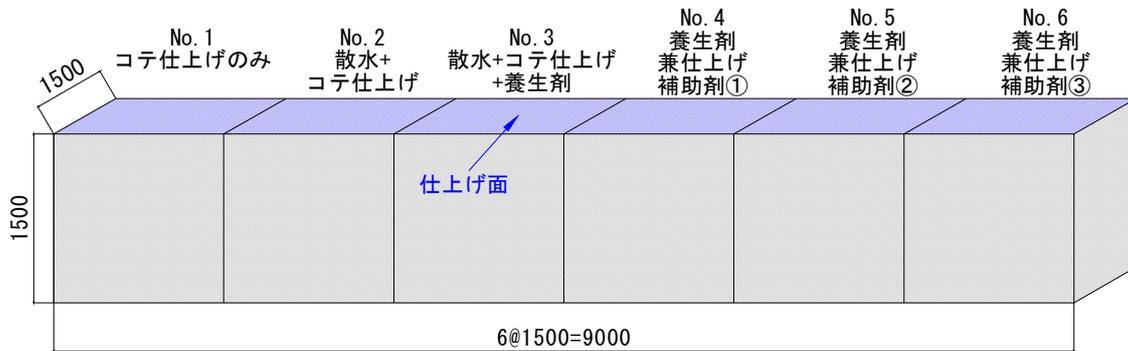


図 5.3-2 BFS コンクリートで製作したブロック試験体の概要と仕上げ方法

硬化速度が速いなどの理由から、仕上げの難易度は高い。No.2 の試験体は、水道水を散水してコテで仕上げた。No.3 の試験体は、水道水を散水してコテで仕上げた後に非撥水性の塩基シリカ化合物を主成分とする表面養生剤を散布した。No.4～No.6 の試験体に用いた養生剤は表面仕上げの補助効果を兼ね備えており、コテ仕上げ時に散布した。No.4 に用いた養生剤はアクリル系であり、撥水性はないが積極的に吸水する性質もない。No.5～No.6 の試験体に用いた養生剤はパラフィンワックス系であり、撥水性がある。養生剤兼仕上げ補助剤の使用量は、メーカー使用推奨量に寄らず、仕上げ作業に必要最小限必要な量を散布した。いずれの試験体もコンクリート表面が硬化後、保水性のある養生マットを敷設して散水し、材齢 28 日まで仕上げ面を湿潤養生した。

4) 供試体採取

図 5.3-3 にブロック試験体で行った試験種別を示す。仕上げ面ではシリバウンドハンマーを用いた非破壊の圧縮強度試験および透気試験を行った。また、仕上げ面を含む直径が 100mm で高さが 200mm の円柱供試体を鉛直方向のコア削孔によって天端から採取し、水分浸透試験、中性化試験、塩化物浸透性試験およびスケーリング試験を行った。天端から 150mm, 750mm および 1350mm の高さで水平方向に削孔した直径が 100mm で長さが 1500mm のコア供試体は、中心部から長さが 200mm の円柱供試体を各 3 本採取し、圧縮強度試験を行った。

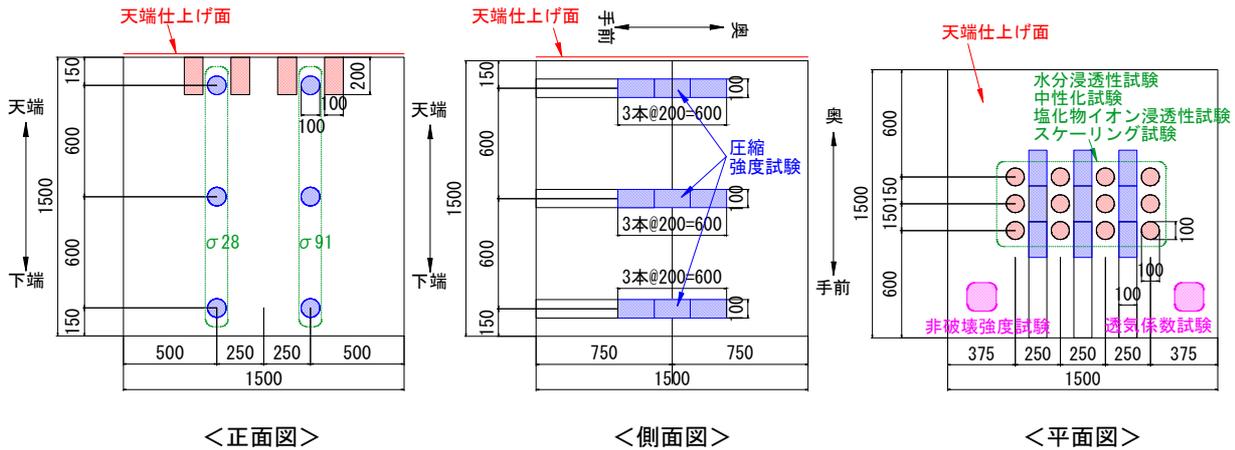


図 5.3-3 供試体採取位置と用途

5) 試験方法

a) 反発度測定

ブロック試験体の仕上げ面の強度を測定するためにリバウンドハンマーを用いた反発度の測定を行った。反発度の測定は、JISA1155:2012「コンクリートの反発度の測定方法」に準拠して行った。1箇所での打撃は20回とし、ブロック1体につき3箇所の測定を行い、その平均値を測定値とした。ただし、1箇所の打撃において偏差が平均値の±20%以上のものは除き、追加で打点した結果をこれに代わるものとして補った。

b) 透気係数測定

ブロック試験体の仕上げ面の緻密性を評価する目的で透気試験を行った。RILEM（国際材料構造試験研究機関連合）による各種透気試験の性能評価試験では、内部チャンバーと外部チャンバーの二重構造を有する装置を用いるダブルチャンバー法が最も精度が良いことが報告されているため、本試験でもこの方法を採用した。ダブルチャンバー法の原理を図 5.3-4 に示す。測定は1試験体に対して3箇所行った。

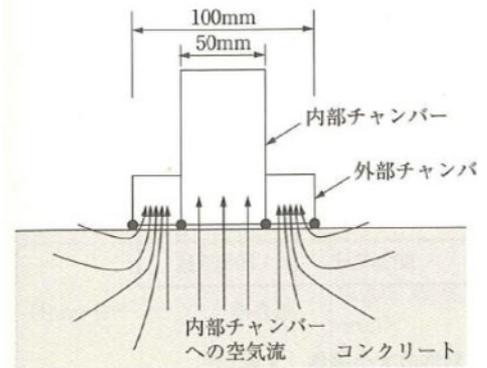


図 5.3-4 ダブルチャンバー法の原理

表 5.3-3 透気係数の評価区分

透気係数 KT($\times 10^{-16} \text{m}^2$)	0.001 ~0.01	0.01 ~0.1	0.1 ~1	1 ~10	10 ~100
透気係数 グレード	1	2	3	4	5
透気性評価	優	良	可	劣	極劣

なお、透気試験においてはコンクリート表面が湿潤な状態であると空隙に水が詰まって正確な測定が困難となるため、測定時には表面水分率が5.5%以下の乾燥状態であることを確認してから測定を行った。測定した空気量 V_c は、土木学会「コンクリート技術シリーズ 80：構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会（335 委員会）成果報告書」¹²⁾ に掲載されている次式を用いて、透気係数 kt に換算した。試験結果の評価も、同成果報告書に記載されている表 5.3-3 に示す評価区分を適用した。

$$kt = 4 \left[\frac{V_c(dP_1/dt)}{A(P_a^2 - P_1^2)} \right]^2 \frac{\mu P_a}{\varepsilon} \int_{t_0}^t \left[1 - \left(\frac{P_1}{P_a} \right)^2 \right] dt \quad (\text{式 5.3-1})$$

$$L(t) = \left\{ \frac{k P_a}{\varepsilon \mu} \int_{t_0}^t \left[1 - \left(\frac{P_1}{P_a} \right)^2 \right] dt \right\}^{1/2} \quad (\text{式 5.3-2})$$

ここに、 kt ：透気係数(m^2)、 μ ：空気の粘性係数(Nsm^{-2})、 V_c ：測定空気量(m^3)、 ε ：コンクリートの空隙率($m^3 m^{-3}$)、 A ：チャンバー断面積(m^2)、 P_1 ：内側チャンバー内の圧力(時間関数)(Nm^{-2})、 dP_1/dt ：時間 t の導関数($Nsm^{-2}sec^{-1}$)、 P_a ：大気圧(Nm^{-2})、 L ：測定面から大気圧状態であるところまでの長さ(時間 t の関数)(m)

c) 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、 $\phi 100 \times 200mm$ の円柱供試体を用いて、JIS A 1108:2018「コンクリートの圧縮強度試験方法」に準拠して行った

d) 塩化物イオン浸透性試験

塩化物イオン浸透性試験は、JSCE-G 572-2018「浸せきによるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法(案)」に準拠して行った。ブロック試験体の仕上げ面からコア削孔で採取した $\phi 100 \times 200mm$ の円柱供試体は、仕上げ面以外はエポキシ樹脂で被覆した。 $\phi 100 \times 200mm$ の型枠で作製して標準水中養生を行った円柱供試体は、両端部から 25mm を切断した $\phi 100 \times 150mm$ の供試体を用い、成形後、1 日室内で乾燥させた後、円形の 1 面を残して他の円形の 1 面および側面をエポキシ樹脂で被覆した。その後、試験開始材齢 28 日から濃度 10% の塩化ナトリウム水溶液に浸漬させた。滴定は、JIS A 1154:2020「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に規定される電位差滴定法に従って行った。

e) スケーリング試験

スケーリング試験は、JSCE-K 572「けい酸塩系表面含浸材の試験方法(案)」のスケーリングに対する抵抗性試験に準拠して行った。ブロック試験体の仕上げ面からコア削孔で採取した $\phi 100 \times 200mm$ の円柱供試体は、仕上げ面以外はエポキシ樹脂で被覆した。 $\phi 100 \times 200mm$ の型枠で作製して標準水中養生を行った円柱供試体は、両端部から 25mm を切断した $\phi 100 \times 150mm$ の供試体を用い、成形後、1 日室内で乾燥させた後、円形の 1 面を残して他の円形の 1 面および側面をエポキシ樹脂で被覆した。エポキシ樹脂が硬化した後、材齢 14 日まで再び気中養生を行った。材齢 14 日より、供試体を試験容器内で、高さ 10mm のスペーサーの上に試験面を下にして置き、試験面から 5~10mm が浸漬するように、濃度が 3% の塩化ナトリウム水溶液を入れた。試験装置の凍結融解サイクルは、16 時間の凍結工程と、8 時間の融解工程を 1 サイクルとして行った(図 5.3-5)。

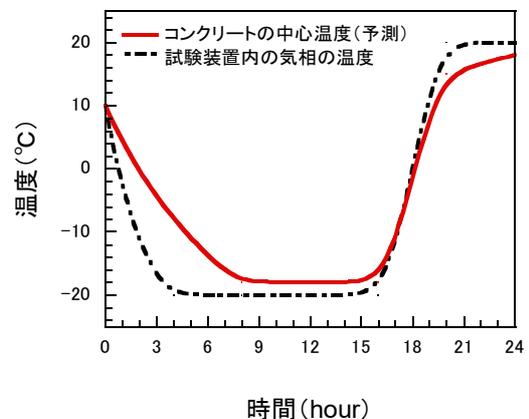


図 5.3-5 凍結融解 1 サイクルの温度

f) 水分浸透試験

水分浸透試験には、ブロック試験体からコア削孔で採取した $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の円柱供試体および $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の型枠で作製して標準水中養生を行った円柱供試体を用い、JSCE-G 582「短期の水掛りを受けるコンクリート中の水分浸透速度係数試験方法(案)」に従って行った。乾燥の条件および期間は、温度 $20 \pm 2^\circ\text{C}$ かつ相対湿度 $60 \pm 5\%$ の環境で 91 日の乾燥を与え、かつ 24 時間の質量変化が 0.1% 以下であることを確認して乾燥を終了した。乾燥終了後、水に浸漬する面およびその対面以外の面をエポキシ樹脂で被覆した。エポキシ樹脂が硬化した後、供試体の下部が $10 \pm 1\text{mm}$ 水に浸かるように浸水し、5 時間、24 時間および 48 時間の期間、浸水させた(図 5.3-6)。各浸漬期間が終了した後、浸漬時の鉛直方向に供試体の中央で割裂し、割裂面に液体漏れ試験発色現像剤を噴射した(写真 5.3-1)。噴射後、1 本につき 5~6 カ所、水分浸透深さを計測し、その平均値を水分浸透深さとした。

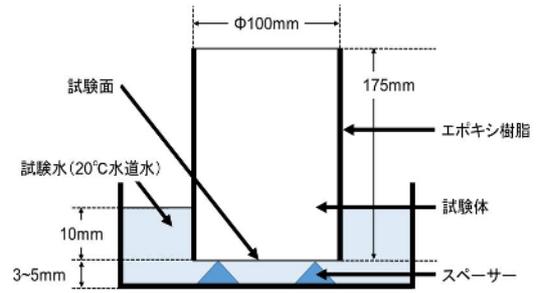


図 5.3-6 浸水の方法



写真 5.3-1 呈色の状況

(3) 実験結果

1) 試験体作製とフィニッシュビリティ

ブロック試験体の製作状況を写真 5.3-2 に示す。供試体の製作は、型枠を設置したヤードに BFS コンクリートをアジテーター車で運搬し、コンクリートポンプ車で打設して行った。ブロック試験体天端を各方法で仕上げた際のフィニッシュビリティの評価は表 5.3-4 に示すとおりで、No.1 のコテ仕上げのみの場合が「不良」で粗な仕上がり部分が生じたが、No.2~6 はいずれも「良好」であった。仕上げ面がある程度硬化したのち、天端に散水して保水性を有するマットを敷設し、型枠を存置した状態で材齢 28 日まで湿潤養生を行った。養生期間中は、養生水が不足しないよう十分配慮した。

表 5.3-4 フィニッシュビリティ

No.	仕上げ方法	フィニッシュビリティ
1	コテ仕上げのみ	不良
2	散水してコテ仕上げ	良好
3	散水してコテ仕上げ後に養生剤散布	良好
4	養生剤兼仕上げ補助剤①散布	良好
5	養生剤兼仕上げ補助剤②散布	良好
6	養生剤兼仕上げ補助剤③散布	良好



写真 5.3-3 コア供試体採取状況



<打設状況>



<仕上げ剤を用いた天端仕上げ状況>



<散水および養生状況>



<作製完了>

写真 5.3-2 ブロック試験体作製状況

2) 供試体採取

ブロック試験体をコア削孔し、円柱供試体を採取している状況を写真 5.3-3 に示す。水平方向のコアは、片側から削孔して反対側まで貫通させて連続した1本のコアとして採取し、中央部から直径がφ100mmで高さが200mmの円柱供試体を3本切り出した。ただし、中央部付近でコアが折れた場合は、中央部に近い位置から供試体を採取した。

3) 強度特性および耐久性に関する試験結果

a) 反発度

図 5.3-7 は、リバウンドハンマーを用いて材齢64日におけるブロック試験体の仕上げ面の反発度を求めた結果である。ただし、No.1は仕上げ剤や水を散布せずにコテのみで仕上げを行ったため、粗な仕上がりが生じた。よって、No.1のみ打撃箇所を仕上がりの良い2点と仕上がりが粗な2点(写真 5.3-4)の計4点として測定を行い、その平均値を求めた。その結果、No.1の粗な部分を含めて、いずれの仕上げ方法を採用した場合でも反発度に大きな差はなかった。また、天候などの影響で、反発度を計測した材齢は64日となった

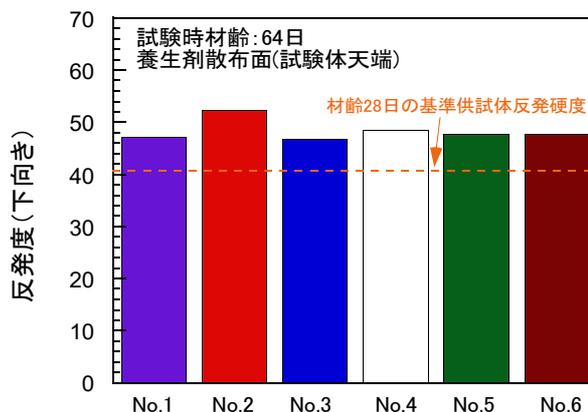


図 5.3-7 仕上げ面の反発硬度



写真 5.3-4 No.1 試験体の仕上がりが粗な部分

が、いずれの測定結果も材齢 28 日に測定した基準供試体での反発硬度 40.9 を十分に上回っていることが確認できた。



写真 5.3-5 透気係数測定状況

b) 透気係数

写真 5.3-5 は透気係数の測定状況、表 5.3-5 は透気係数の測定結果および透気性の評価である。ただし、反発度同様、No.1 は仕上がりの良い 2 点(測定箇所 1,2)と仕上がりの粗な 2 点(測定箇所 3,4)の計 4 点を測定した。その結果、No.1-3 を除き、いずれも透気グレード「1:優」または「2:良」と判定された。なお、No.1 の③および④は、仕上げ面が粗になった箇所であったにも関わらず、結果は「3:可」以上の優れた結果を示した。

c) 圧縮強度

図 5.3-8 は、天端の仕上げ方法が異なるブロック試験体の仕上げ面からの距離と材齢 37 日における圧縮強度の関係を示したものである。図中の○は天端をコテのみで仕上げた No.1 の結果を、●は天端に散水してコテで仕上げた No.2 の結果を、○は天端を散水してコテ仕上げした後に塩基シリカ化合物を主成分とする養生剤を散布した No.3 の結果を、△は天端をアクリル系の仕上げ剤兼養生剤を用いて仕上げた No.4 の結果を、▽および□は天端にパラフィンワックス系の仕上げ剤兼養生剤を用いて仕上げた No.5 および No.6 の結果を示したものである。ただし、No.5 および No.6 は、製造元が異なる仕上げ剤兼養生剤である。図中の一点鎖線は、試験体ブロック作製時にφ100×200mmの型枠で作製して標準水中養生を行った円柱供試体の同材齢における圧縮強度を示す。また、図 5.3-9 は、図 5.3-8 同様、表面仕上げ方法の異なる供試体と標準養生を行った供試体の材齢 101 日における圧縮強度を示す。これらの図より、いずれの仕上げ方法で作製した供試体も圧縮強度は同程度であり、仕上げ面からの距離および仕上げの方法が圧縮強度には影響を与えていないことが分かる。なお、ブロック試験体の中央である天端からの距離が 750mm において、圧縮強度が低い結果もあるが、これはマスコンクリートとなったブロック試験体の中央部近傍に、温度応力によるひび割れが生じていた可能性があり、これが強度低下の原因となったと推察される。

表 5.3-5 透気係数判定結果

試験体	測定箇所	表面水分率 (%)	透気係数KT ($\times 10^{-16} \text{m}^2$)		透気係数グレード	透気性評価
			個別計測値	平均値		
No.1	1	4.7	0.0460	0.0707	2	良
	2	4.6	0.0028		1	優
	3(粗)	4.6	0.1400		3	可
	4(粗)	4.5	0.0940		2	良
No.2	1	4.7	0.0280	0.0203	2	良
	2	4.2	0.0130		2	良
	3	4.3	0.0200		2	良
No.3	1	4.9	0.0330	0.0250	2	良
	2	4.5	0.0240		2	良
	3	4.7	0.0180		2	良
No.4	1	4.3	0.0140	0.0177	2	良
	2	4.7	0.0210		2	良
	3	4.7	0.0180		2	良
No.5	1	4.2	0.0580	0.0560	2	良
	2	4.3	0.0750		2	良
	3	4.3	0.0350		2	良
No.6	1	4.3	0.0290	0.0120	2	良
	2	4.7	0.0040		1	優
	3	4.7	0.0029		1	優

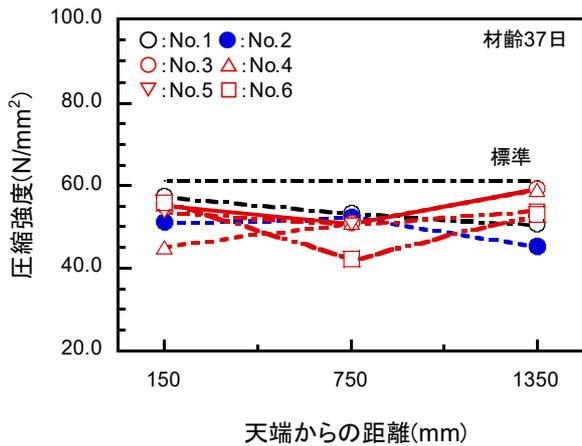


図 5.3-8 仕上げ面からの距離と圧縮強度の関係
(材齢 37 日)

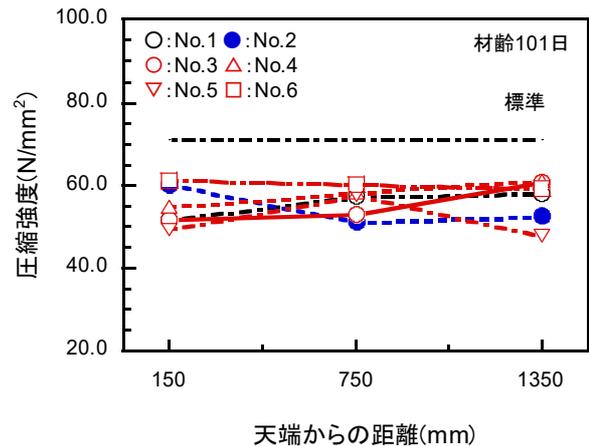


図 5.3-9 仕上げ面からの距離と圧縮強度の関係
(材齢 101 日)

d) 水分浸透性

図 5.3-10 および図 5.3-11 は、仕上げ方法の異なる供試体と標準養生を行った供試体の水分浸透深さおよび水分浸透速度係数を示している。ただし、標準水中養生を行った供試体は、円柱供試体の切断面を試験面とした。水分浸透速度係数は、図 5.3-10 の結果を線形回帰した際に得られた直線の勾配である。これらの図より、標準水中養生を行った供試体に比して、表面仕上げを行った No.1~No.6 の供試体の方が水分浸透速度係数は小さいことが分かる。標準水中養生を行った供試体は、円柱供試体の切断面を用いて水分浸透試験を実施したため、仕上げ面を試験面とした No.1~No.6 の結果との差が生じた可能性はあるが、No.1~No.6 の水分浸透性はいずれも低く、大きな差はないと判断できる。

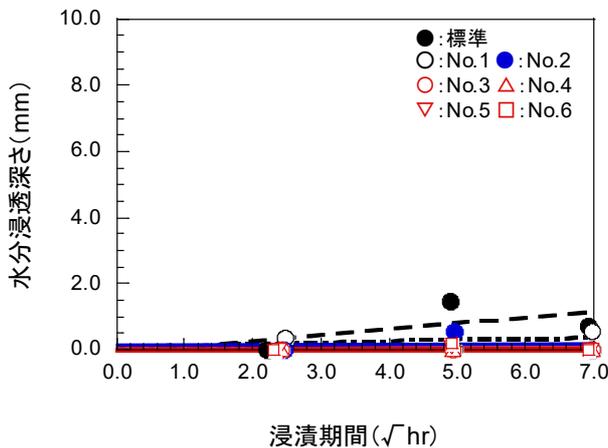


図 5.3-10 水分浸透深さ

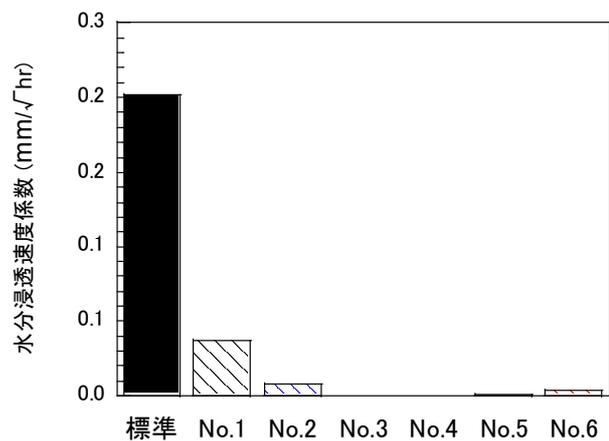


図 5.3-11 水分浸透速度係数

e) 塩化物イオン浸透抵抗性

図 5.3-12 は、仕上げ方法の異なる供試体と標準養生を行った供試体の浸漬期間 91 日における浸透面からの距離と塩化物イオン濃度分布の関係を示している。ただし、標準水中養生を行った供試体は、円柱供試体の切断面を試験面とした。図 5.3-13 は、図 5.3-12 に示す塩化物イオン濃度分布から求めた見掛けの拡散係数を示している。この図より、図 5.3-11 に示した水分浸透試験の結果と同様に、標準水中

養生を行った供試体に比して、表面仕上げを行った No.1～No.6 の供試体の方が塩化物浸透抵抗性は高く、仕上げ方法が塩化物浸透抵抗性に与える影響は小さいことが分かる。

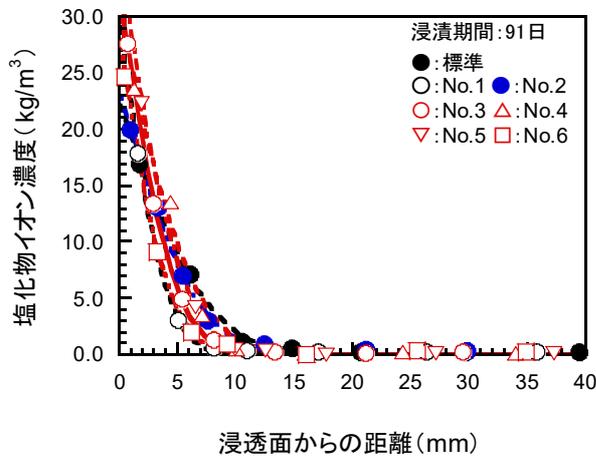


図 5.3-12 塩化物イオン浸透性

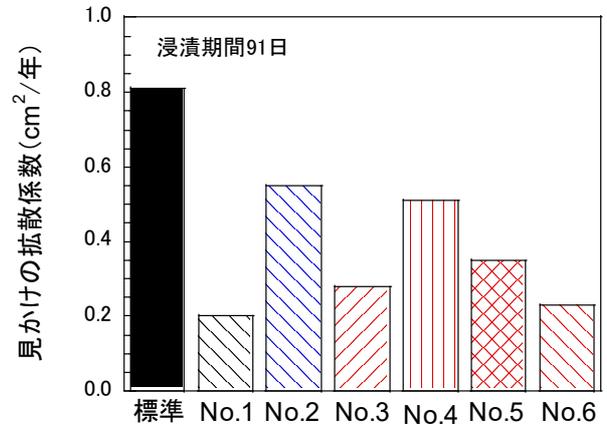


図 5.3-13 見掛けの拡散係数

f) スケーリング

図 5.3-14 は、仕上げ方法の異なる供試体と標準養生を行った供試体のスケーリング試験結果を示している。ただし、標準水中養生を行った供試体は、円柱供試体の切断面を試験面とした。この図から、コテのみで仕上げた No.1 の供試体と仕上げ剤兼養生剤を用いて仕上げた No.4～No.6 の供試体は、散水で仕上げた No.2 および散水で仕上げた後に撥水性を有しない養生剤を散布した No.3 の供試体に比して、スケーリングに対する抵抗性が劣っていることが分かる。ただし、既往の研究で粗骨材が露出するほどのモルタル剥離は、スケーリング量が 500g/m^2 程度以上¹³⁾と考えられていることを鑑みると、60 サイクル後のスケーリング量はいずれも 500g/m^2 以下であり、大きな損傷ではないと判断できる。写真 5.3-6 は、スケーリング試験 112 サイクル後において、最もスケーリング量が少なかった No.3 の試験体と、最もスケーリング量が多かった No.4 の試験体の試験面の状況である。この写真より、No.4 は No.3 に比して仕上げ面のモルタル剥離面積が多いが、粗骨材は露出しておらず、大きな差は生じていないと判断できる。

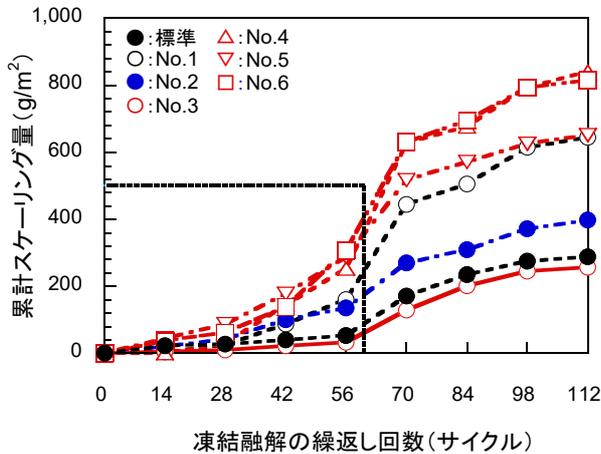
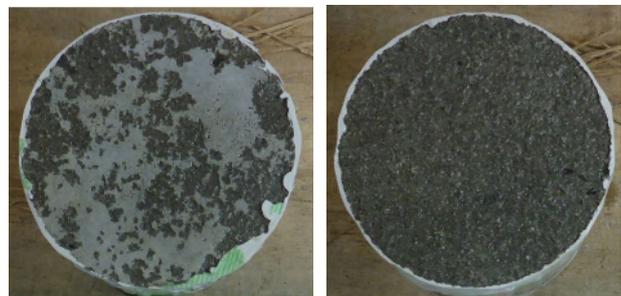


図 5.3-14 スケーリング



<供試体 No.3>

<供試体 No.4>

写真 5.3-6 スケーリング試験による供試体劣化 (112 サイクル終了時)

(4) 考察

本実験では、BFS コンクリートでブロック試験体を作製し、4種類の養生剤を散布した場合と、水道水を散布した場合、何も散布しない場合の計6種類の方法で表面仕上げを行い、仕上げ方法の違いがBFS コンクリートの強度および耐久性などに及ぼす影響について検討を行った。本実験で得られた知見を以下に示す。

- ・何も散布せずにコテのみで仕上げた No.1 は、BFS コンクリートの高い粘性や早強セメントの急速な硬化特性が原因でフィニッシュビリティーは普通コンクリートに比して低く、本試験においても仕上げ面に粗な部分が生じた。
- ・粗な面を用いて行った試験結果は、良好な仕上げ面で得られた結果に対して必ずしも劣るものではなかったが、防水層との付着性が求められる橋梁床版上面の仕上がりとしては不十分なものであった。
- ・ブリーディング水不足を補填するために、散水してコテ仕上げを行った No.2 および No.3 の場合、フィニッシュビリティーは大幅に改善され、仕上がりおよび外観は良好であった。散水した場合の試験結果も良好であったが、一般的に仕上げ時の散水は好ましくないため、作業標準とするには課題が多い。
- ・仕上げ剤兼養生剤を用いて仕上げた No.4~No.6 の場合は、フィニッシュビリティー、外観、各試験結果のいずれも良好であり、養生期間中の散水養生効果の低下に対する懸念は低いことが分かった。

以上の結果より、BFS コンクリートのフィニッシュビリティー改善には、普通コンクリート同様、仕上げ剤兼被膜養生剤の使用が効果的であることが確認できた。ただし、仕上げ剤を用いたフィニッシュビリティーの改善は対症的な手法であるとともに、長期的なスケールリングに対する抵抗性が若干劣る可能性が示された。そこで、次項にて、混和材料の添加による BFS コンクリートのフィニッシュビリティー改善効果について検討した結果を述べる。

5.3.2 BFS コンクリートのフレッシュ性状に高炉スラグ微粉末の添加が及ぼす影響に関する検討

(1) 実験の目的

前項で述べたとおり、BFS を用いたプレストレストコンクリート向けの比較的富配合のコンクリートはフィニッシュビリティーに課題がある。そこで、混和材料の添加が BFS コンクリートのフレッシュ性状に与える影響について検討を行った。既往の研究で述べたとおり、BFS を用いたコンクリートは更なる高耐久化のために高炉スラグ微粉末（以下、GGBS）を併用して RC 構造物に適用された実績がある。一方、GGBS は高流動コンクリートの製造に、粘性の低減、分離抵抗性の付与等を目的として使用されている。そこで、本研究では BFS を用いた富配合のコンクリートのフィニッシュビリティー改善のために、GGBS を添加した BFS コンクリートのフレッシュ性状について検討を行った。

(2) 実験概要

1) 使用材料および配合

本研究に用いたコンクリートは、いずれもスランプが $12.5 \pm 1.5\text{cm}$ となるよう減水剤の量を調整したものであり、その配合を表 5.3-6 に示す。結合材には、早強ポルトランドセメ



写真 5.3-7 粘度計とローター

表 5.3-6 コンクリートの配合

配合名	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)							空気量 (実測値) (%)	スランブ (cm)	
			W	C		S	G	混和剤 (C×%)				混和剤 (g/m ³)
				HPC	GGBS	BFS		高性能減水剤増粘剤一液タイプ (MG)	高性能減水剤			増粘剤 (SC)
No.15	36	41.3	162	450	0	812	1044	0.00	0.40	0	2.0	13.5
No.16		43.0		225	225	797			0.25		2.6	11.5
No.17		41.3		450	0	812			0.90	100	2.6	12.5
No.18		43.0		225	225	797			0.60		2.7	11.0
No.19		41.3		450	0	812		0.70	200	2.5	13.5	
No.20		43.0		225	225	797		0.45		2.9	11.5	
No.21		41.3		450	0	812		0.60	0.00	0	3.0	11.5
No.22		43.0		225	225	797					1.5	14.0

ント（密度：3.13g/cm³，ブレン値：4,600cm²/g，以下，HPC）および高炉スラグ微粉末 6000（密度：2.91g/cm³，ブレン値：5,860cm²/g，石こう添加有り，以下，GGBS）を用いた。細骨材には，高炉スラグ細骨材（表乾密度：2.77g/cm³，吸水率：0.55%，以下，BFS）を用いた。粗骨材には，硬質砂岩砕石（表乾密度：2.74g/cm³，吸水率：0.62%，粗粒率：6.89）を用いた。化学混和材には，高性能減水剤増粘剤一液タイプ（主成分：ポリカルボン酸エーテル系化合物と増粘性高分子化合物の複合体，以下，MG），高性能減水剤（主成分：ポリカルボン酸エーテル系化合物）および増粘剤（主成分：水溶性セルロースエーテル，以下，SC）を用いた。増粘剤である MG の添加量はスランブが 12.5±1.5cm となるように決定し，SC の添加量はメーカーヒアリングより MG と同程度の増粘効果が得られると考えられる 100g/m³ および 200g/m³ とした。練混ぜ水には，上水道水を用いた。

2) 試験方法

・レオロジー試験

レオロジー試験には，単一円筒形回転粘度計を用い，試料の測定値が適正な範囲に収まるローターを装着して測定を行った。(写真 5.3-7)。試料には，採取したコンクリート試料を公称目開き 4.75mm の網ふるいでふるったモルタル分を用いた。このモルタルを，内径約 85mm の 500ml ビーカーに入れ，試験を行った。回転速度は，5，10，20，50，100rpm とし，それぞれの回転速度で粘度(Pas)および粘度計指示値(%)を計測し，以下に示す式を用いてせん断応力，せん断速度，塑性粘度および降伏値を求めた。なお，測定は，回転速度 5rpm から順に行い，各回転速度につき，70 秒測定を行った。測定開始から 60 秒後に粘度計指示値を，その 10 秒後に粘度を計測した。その後，回転を止めて 20 秒間ゴムハンマーでビーカーに振動を与えることで試料の締め固めを行い，次の回転速度で測定を開始した。

【せん断応力】

$$s = K_1 \times \theta \quad (\text{式 5.3-3})$$

ここで、 s ：せん断応力(Pa)， K_1 ：せん断応力係数(N/mm²)， θ ：粘度計指示値(%)

【せん断速度】

$$D = K_2 \times N \quad (\text{式 5.3-4})$$

ここで、 D ：せん断速度(1/s)， K_2 ：せん断速度係数， N ：回転速度(1/s)

【塑性粘度および降伏値】

$$\eta_{pl} D = s - s_0 \quad (\text{式 5.3-5})$$

ここで、 η_{pl} ：塑性粘度 (Pas)， D ：せん断速度 (1/s)， s ：せん断応力(Pa)， s_0 ：降伏値(Pa)

・ブリーディング試験

ブリーディング試験は、JIS A 1123「コンクリートのブリーディング試験方法」に準拠して行った。容器は、内径 250mm，内高 285mm のものを使用した。試料を容器に打ち込んだ後、突き棒によりコンクリートを締め固め、試料の表面をこてで均し、気中に静置した。試料の表面を均した直後から 60 分間は 10 分毎に、その後は、30 分ごとにブリーディングが認められなくなるまで、コンクリートの上面にしみ出した水を吸い取った。その質量を測定し（最小目盛り：0.01g），次式により、ブリーディング量を求めた。

【ブリーディング量】

$$B_q = \frac{m/\rho_w}{A} \quad (\text{式 5.3-6})$$

ここで、 B_q ：ブリーディング量(cm³/cm²)

m ：最終時まで累計したブリーディングによる水の質量(g)

ρ_w ：水の密度(g/cm³)

A ：コンクリートの上面の面積(cm²)

・凝結試験

凝結試験は、JIS A 1147「コンクリートの凝結時間試験方法」に従って行った。試料には、採取したコンクリート試料を公称目開き 4.75mm の網ふるいでふるったモルタル分を用いた。モルタル試料を内径 150mm，内高 150mm 容器に入れて表面をならし、蓋をして気中に静置した。試料の硬化状態に応じて適切な断面積の貫入針を用いて約 10 秒で 25mm 貫入させ、そのときの時刻および貫入に要した力(N)を記録した。貫入に要した力を、用いた貫入針の断面積で除することで貫入抵抗値を算出した。貫入抵抗値が 3.5N/mm² になるまでの経過時間を凝結の始発時間とし、28.0N/mm² になるまでの経過時間を終結時間とした。試験に使用した貫入抵抗試験装置を写真 5.3-8 に示す。



写真 5.3-8 貫入抵抗試験装置

(3) 実験結果

1) 実験結果

a) レオロジー試験

図 5.3-15 は、コンクリートの増粘剤添加量と降伏値の関係を示している。図中の□および■はそれぞれ、結合材に GGBS を質量比で 0%および 50%用いたものを示している。この図より、GGBS の置換率が高くなると、降伏値は小さくなる傾向があることがわかる。図 5.3-16 は、コンクリートの増粘剤添加量と塑性粘度の関係を示している。図中の□および■はそれぞれ、結合材に GGBS を質量比で 0%および 50%用いたものを示している。この図より、GGBS の置換率が高くなると、塑性粘度が大きくなることがわかる。以上より、増粘剤の有無、種別および添加量に関わらず GGBS を添加すると BFS コンクリートの降伏値が小さくなり、塑性粘度が大きくなることをわかる。

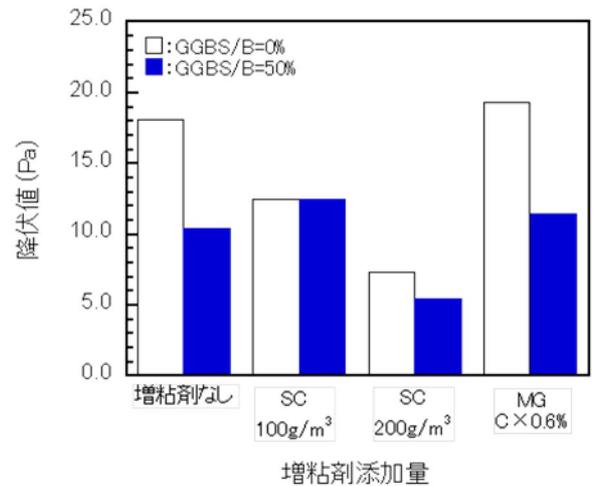


図 5.3-15 GGBS 添加量と降伏値

b) ブリーディング試験

図 5.3-17 は、コンクリートの増粘剤添加量とブリーディング量の関係を示している。図中の□および■はそれぞれ、結合材に GGBS を質量比で 0%および 50%用いたものを示している。この図より、GGBS の置換率が高くなると、ブリーディング量が増加することがわかる。

図 5.3-18 および図 5.3-19 は、結合材に HPC のみを用いた場合および結合材に GGBS を質量比で 50% 用いた場合の、ブリーディング量測定開始からの経過時間とブリーディング量の関係を示している。図中の○、●、●および●はそれぞれ、増粘剤不使用、SC を 100g/m³、SC を 200g/m³ および MG を添加した結果を示している。これらの図より、増粘剤の有無、種別および添加量に関わらず、GGBS を結合材

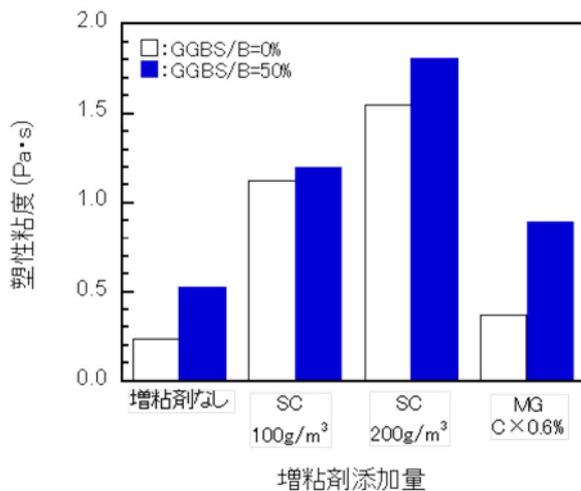


図 5.3-16 GGBS 添加量と塑性粘度

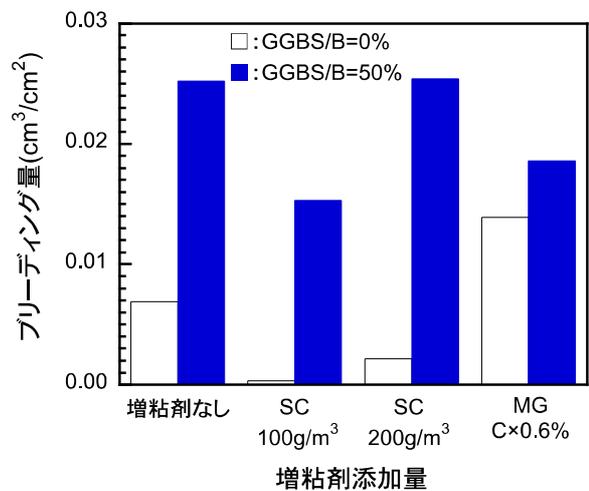


図 5.3-17 GGBS 添加量とブリーディング量

に用いるとブリーディング量が増加し、ブリーディングの継続時間も長くなることがわかる。

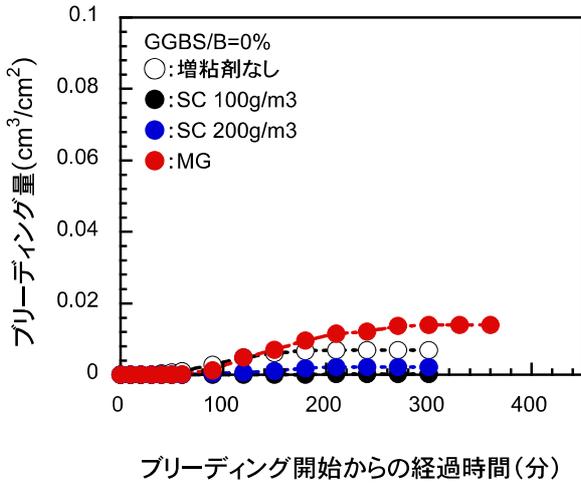


図 5.3-18 ブリーディングの推移(GGBS:0%)

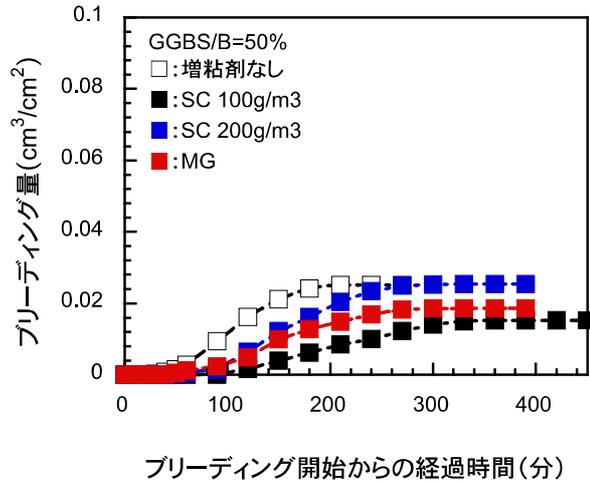


図 5.3-19 ブリーディングの推移(GGBS:50%)

c) 凝結試験

図 5.3-20 は、注水後経過時間と貫入抵抗値の関係を示している。図中の○および□は、増粘剤は使用せず、結合材に GGBS を質量比で 0%および 50%用いたものを示している。また、●および■は、SC を 200g/m³ 添加し、結合材に GGBS を質量比で 0% および 50%用いたものを示している。図 5.3-21 は、注水後経過時間と貫入抵抗値の関係を示している。図中の●および■は、SC を 100g/m³ 添加し、結合材に GGBS を質量比で 0%および 50%用いたものを示している。また、図中の●および■は、MG を添加し、結合材に GGBS を質量比で 0%および 50%用いたものを示している。これらの図より、増粘剤の有無、種別および添加量に関わらず、GGBS を結合材に用いると凝結が遅延することがわかる。

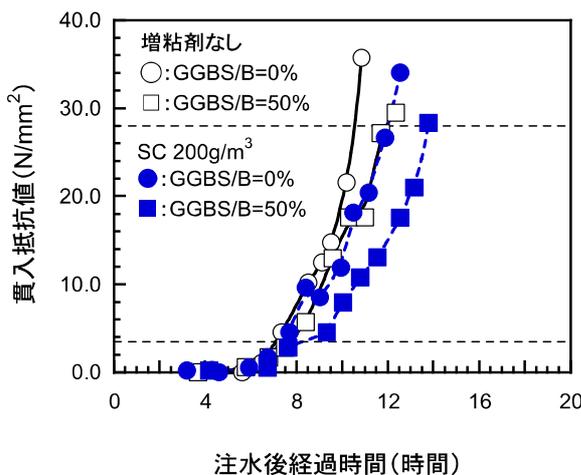


図 5.3-20 GGBS 添加量と貫入抵抗値

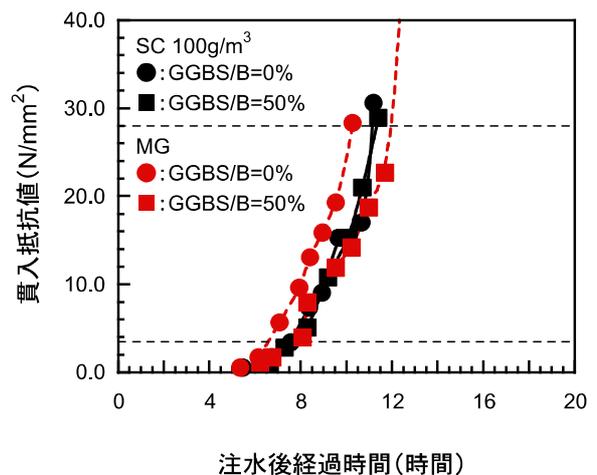


図 5.3-21 GGBS 添加量と貫入抵抗値

(4) 考察

本実験では、GGBS の添加が BFS コンクリートのフレッシュ性状に与える影響について検討を行った。試験項目は、レオロジー試験、ブリーディング試験および凝結試験とした。

その結果、増粘剤の有無、添加量および種別に関わらず、GGBS を結合材に用いると BFS コンクリートのレオロジー特性における降伏値は小さくなり塑性粘度は大きくなることが分かった。また、GGBS を結合材に用いると BFS コンクリートのブリーディング量は増加し、凝結は遅延することが分かった。

ブリーディング量については、日本建築学会発刊の JASS5¹⁴⁾において、鋼管充填コンクリートの場合 $0.1\text{cm}^3/\text{cm}^2$ 以下、水密コンクリートおよび凍結融解作用を受けるコンクリートの場合 $0.3\text{cm}^3/\text{cm}^2$ 以下と規定されている。本試験における GGBS を添加した BFS コンクリートのブリーディング量がいずれも $0.03\text{cm}^3/\text{cm}^2$ 程度以下であることを鑑みると、耐久性などの性能に影響を及ぼすことはない程度と判断できる。一方、(公社)日本コンクリート工学会が行った「構造物の耐久性向上のためのブリーディング制御に関する研究委員会」の報告書¹⁵⁾では、過度なブリーディングはコンクリートの品質低下を招くが、適量のブリーディングは仕上げ作業性を向上させ、表面のひび割れや剥離などの不具合を抑制する、と記載されている。本試験における GGBS を添加していない BFS コンクリートのブリーディング量は増粘剤 CS を用いた場合、極端に少ない結果となっており前述の不具合を生じる可能性がある。よって、増粘剤を添加した BFS コンクリートに GGBS を添加することで、耐久性の低下を生じない範囲でフィニッシュビリティーの改善に資するブリーディング水を得ることができると判断する。

以上の結果より、BFS コンクリートのフレッシュ性状は、GGBS を添加することで降伏値の低下や適度なブリーディング水の確保など、フィニッシュビリティーの改善に効果があることが確認できた。PC 橋に適した BFS コンクリートの配合検討では、本検討の成果を参考とすることで、耐久性と施工性に優れるコンクリートによる施工を計画することができる。

5.4 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートのPC 橋梁改築工事へ適用

5.4.1 工事概要

2019年に新名神高速道路 甲賀土山 IC～大津 JCT(仮称)間の6車線化が事業認可された。その中で2020年初旬に西日本高速道路(株)から発注された「新名神高速道路 つめた谷橋(PC 上部工)工事」は、2007年に甲南 IC～信楽 ICに架設され、暫定2車線で運用していたPRC2径間連続2主版桁橋であるつめた谷橋(下り線)を、完成3車線の3主版桁橋に拡幅する工事であった。工期は2020年(令和2年)6月16日～2022年(令和4年)5月6日であった。暫定2車線で供用していた着工前のつめた谷橋の状況を写真5.4-1に示す。下部工は、暫定形施工時に完成形構造で施工されていた。



写真 5.4-1 拡幅工事前のつめた谷橋

暫定形のつめた谷橋は橋長42.8m、総幅員12.95mであり、今回の工事で4.5m拡幅して総幅員は17.45mとなった。橋梁一般図を図5.4-1に示す。拡幅後の構造は、暫定形と同様に版桁構造であり、主桁を増設することで2径間連続3主版桁橋となった。拡幅方法は、供用中の2主版桁橋の壁高欄を撤去し、新設主桁と床版を接合して拡幅するものであった。

前述のとおり、材齢が異なるPC構造の主桁を接合すると、材齢の若い新設桁のクリープ・乾燥収縮が既設桁に拘束されることによって不静定力が生じる。そこで、発注時の標準設計では、新設桁を場所打ち施工で構築した後、180日間の養生期間を設けてから既設橋と接合する計画となっていた。この拡幅方法は、東・中・西日本高速道路(株)が発刊している設計要領 第二集 橋梁建設編の「10章 拡幅」¹⁶⁾において、新設桁のクリープ・乾燥収縮の進行を待つために、プレストレス導入後6ヶ月経ってから既設橋と接合する事例が紹介されているためである。発注時に示されていた施工ステップを図5.4-2に示す。

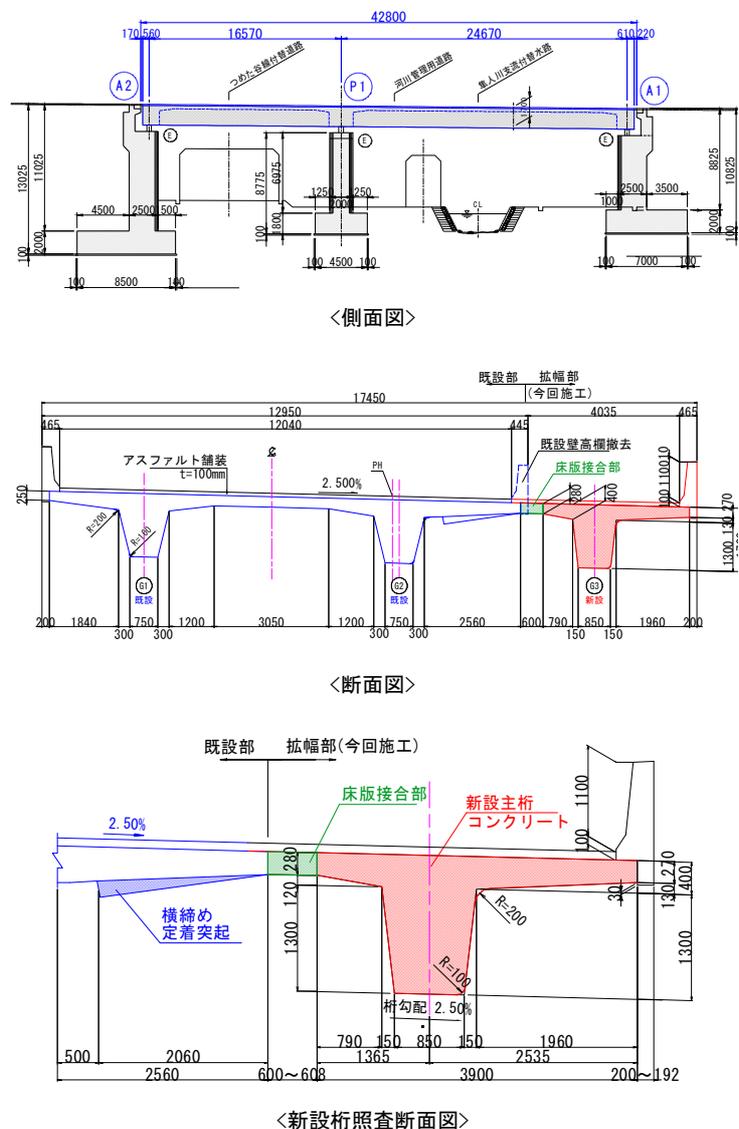


図 5.4-1 橋梁一般図

5.4.2 セグメント化と高炉スラグ細骨材を用いた工程短縮

(1) 工程短縮の要望

つめた谷橋を含む拡幅工事区間の開通時期は、本橋の完成時期に影響を受ける計画であった。つまり、つめた谷橋の拡幅工事が完了すれば当該区間を完成3車線として供用を開始できるのである。さらに、工事期間中は車線をシフトして2車線を供用しながら工事を行うため、通行車両や工事の安全性確保の観点からも、本橋の工期短縮と早期供用開始が望まれていた。

これらの事情から、本橋は標準設計で計画されていた「現場で新設主桁を施工して180日間の養生期間を設ける」という施工方法で要する工程を短縮する必要があった。

(2) セグメント工法への変更

前述のとおり、施工工程の短縮が望まれたため、標準設計では主桁の製作を支保工による場所打ち施工で計画していたが、詳細設計では主桁をプレキャストセグメント部材に変更して工場製作とし、架設現場に運搬して架設するセグメント工法へ変更した。主桁セグメントの最大

長さは、運搬の制約から最大幅3.0m以下であるが、これに接続用せん断キーの突出長さも考慮して2.625mとした。セグメントの最大重量は約20tで、全14個のセグメントに分割する計画とした。ただし、支承や横桁の施工が必要となる支点部は、場所打ち施工とした。架設ではA2-P1間の交差道路に550tクレーンを設置することで、水路と交差する長支間側のセグメントも架設可能な計画とした。セグメント工法を採用した主桁構成を図5.4-3に示す。セグメント工法を採用することで、全体工程を約30日短縮することが可能となった。

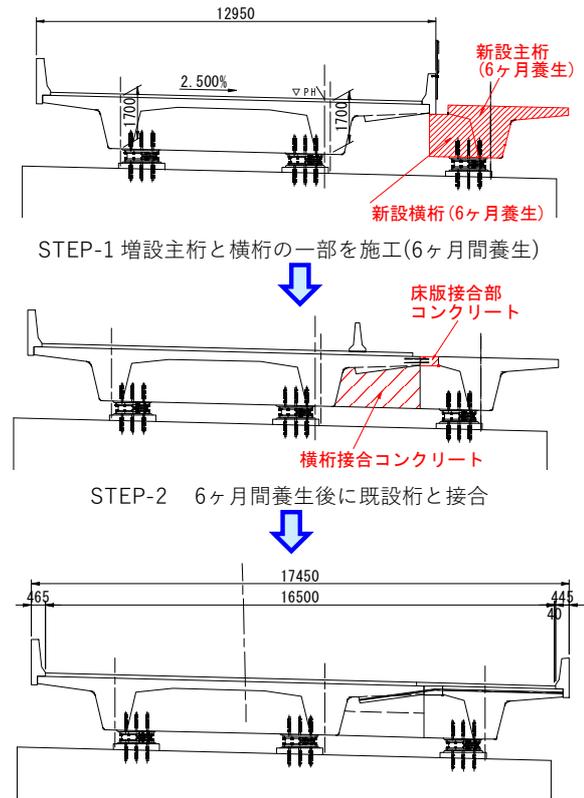


図 5.4-2 基本設計の施工ステップ

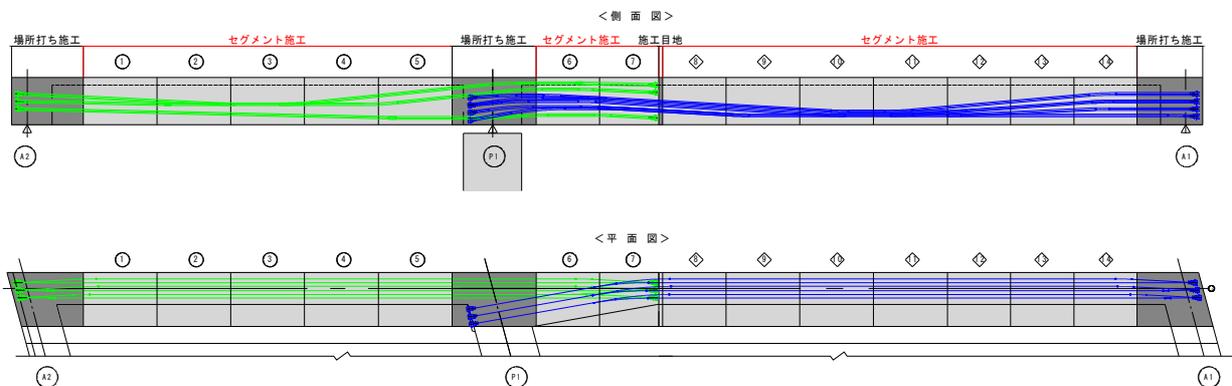


図 5.4-3 セグメント配置概要図

(3) 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの適用検討

前述のセグメント工法を採用することで全体工程は約 30 日短縮可能となるが、更なる工程短縮のため、使用材料の変更を検討した。セグメント工法を採用した場合、セグメント製作完了から架設まで、工場に存置する期間中に乾燥収縮が進行して接合後の不静定力は若干低減される。しかし、その効果は限定的で、支配的な要因は新設桁と既設橋を接合した後に進行する新設桁のクリープである。不静定力を考慮した構造解析によると、セグメント架設後に新設桁の PC 鋼材を緊張してから接合までに 100 日の存置期間が必要な結果となる。PC 鋼材緊張後、床版接合までの最短工程は約 80 日と見込まれるため、20 日間は主桁のクリープ・乾燥収縮が進行するのを待つ期間が必要となる。そこで、クリープ・乾燥収縮を低減可能な BFS を用いたコンクリートの適用を検討した。本検討では、プレキャスト部材製作工場と BFS 生産工場の位置関係などから、5.2.1 の表 5.2-1 示す BFS-A を用いる計画とした。また、プレキャスト部材の設計基準強度を 50N/mm² とすることや、場所打ち部の緊張強度を早期に得る必要があることを鑑み、コンクリートの水セメント比は 35%程度と設定した。そこで、図 5.2-12 からクリープ速度を読み取ると、BFS-A を用いたコンクリートは天然砂岩砕砂を用いた場合に比べて 30%程度クリープが小さくなっていることが分かる。同様に、図 5.2-9 から乾燥収縮ひずみの特性値を読み取ると、BFS-A を用いたコンクリートは天然砂岩砕砂を用いた場合に比べて 30%程度乾燥収縮ひずみが小さくなっていることが分かる。

(4) 高炉スラグ細骨材のクリープ・乾燥収縮低減効果を考慮した構造計算

新設桁のクリープ・乾燥収縮が既設桁に拘束されて生じる断面力は、平面格子解析を用いて算出する。格子解析モデルを図 5.4-4 に示す。格子解析モデルの G3 桁が新設桁であり、G3 に床版接合直前からクリープ終了時まで生じる自重とプレストレスによるクリープおよび乾燥収縮を与えて、既設桁 G1 および G2 の拘束によって G3 桁に生じる不静定力を求める。G3 桁に与えるクリープ・乾燥収縮による断面力は Dischinger の近似式を用いて以下の式で算出する。

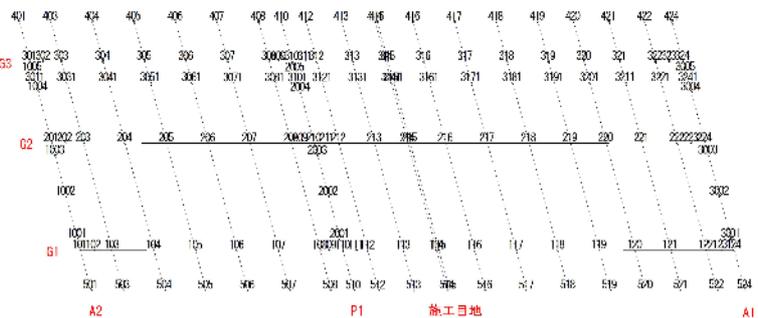


図 5.4-4 平面格子解析モデル

①クリープによる断面力と剛性低下

完成系モデルの新設桁 G3 に下記荷重を載荷する。また、既設桁と新設桁の剛性を低下させる。

- ・ 曲げモーメント

$$M_c = \left(M_d + \frac{M_{pt} + M_{pe}}{2} \right) \times \left(1 - e^{-\varphi(t, \infty)} \right) \quad (式 5.4-1)$$

- ・ 軸力

$$N_c = \left(\frac{P_t + P_e}{2} \right) \times \left(1 - e^{-\varphi(t, \infty)} \right) \quad (式 5.4-2)$$

・剛性

$$E_c = E \times (1 - e^{-\phi(t, \infty)}) / \phi(t, \infty) \quad (\text{式 5.4-3})$$

ここに、 M_c ：接合直前からクリープ終了時までのクリープによる曲げモーメント(kN・m)

M_d ：接合直前の死荷重による曲げモーメント(kN・m)

M_{pt} ：接合直前のプレストレスによる偏心モーメント(kN・m)

M_{pe} ：クリープ終了時のプレストレスによる偏心モーメント(kN・m)

N_c ：接合直前からクリープ終了時までのクリープによる軸力(kN)

p_t ：接合直前のプレストレス力(kN)

p_e ：クリープ終了時のプレストレス力(kN)

$\phi(t, \infty)$ ：接合からクリープ終了までのクリープ係数

E ：静弾性係数(kN/m²)

②乾燥収縮による断面力

既設桁および新設桁の接合後の乾燥収縮ひずみ量を温度変化量に換算し、各桁に載荷する。

・乾燥収縮ひずみの温度換算値

$$T_d = T_1 \times \alpha \quad (\text{式 5.4-4})$$

ここに、 T_1 ：接合直前からクリープ終了時までの乾燥収縮ひずみの温度換算値(°C)

α ： $1 / \{1 + \phi(t, \infty)\}$

図 5.4-5 は、細骨材に天然骨材を用いた普通コンクリートで新設主桁を製作して PC 鋼材緊張後、最短工程である 80 日後に既設桁と接合した場合の主桁下縁に発生する応力度を示している。横軸は 2 径間である本橋の A2 端支点から A1 端支点に向けた距離であり、図 5.4-1 に示すとおり A2 端支点から 16.57m が P1 中間支点、41.24m が A1 端支点である。各照査位置は主にセグメントの継ぎ目を示しており、図中の■は設計荷重時の応力度、●はセグメント構造の設計に特有の死荷重に活荷重の 1.7 倍を加算した場合の応力度、点線は各荷重状態における許容値を示している。セグメント構造における設計荷

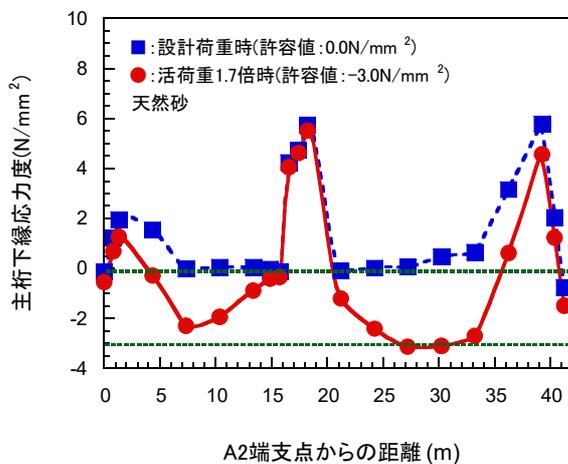


図 5.4-5 主桁下縁応力度
(普通コンクリート)

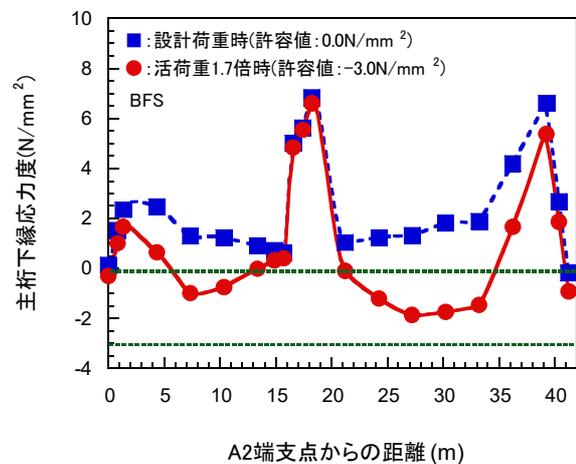


図 5.4-6 主桁下縁応力度
(BFS コンクリート)

重時の主桁下縁応力度の許容値は $0.0\text{N}/\text{mm}^2$ であり、引張を許容しない。また、活荷重 1.7 倍のセグメント継ぎ目の照査における許容値は、 $50\text{N}/\text{mm}^2$ のコンクリートを用いることを前提にして $-3.0\text{N}/\text{mm}^2$ に設定されている。設計条件として設定した PC 鋼材は、断面の小さい版桁構造に対して、より多くのプレストレスを導入するために高強度鋼材を採用して配置可能な本数の上限まで配置している。しかし、この図から分かるとおり、主桁下縁に発生する応力度は、設計荷重時に P1 中間支点近傍で引張が発生しており、活荷重 1.7 倍照査時でも P1-A1 径間の支間中央近傍で許容値を超過している。

図 5.4-6 は、細骨材に BFS を用いたコンクリートで新設主桁を製作して、前述同様、PC 鋼材緊張後に最短工程である 80 日後に既設桁と接合した場合の主桁下縁に発生する応力度を示している。ただし、BFS を天然砂と 100% 置換して用いることで、クリープ・乾燥収縮が 30% 低減可能と見込んで構造解析を行ったものである。図中の ■ は設計荷重時の応力度、● はセグメント構造の設計に特有の死荷重に活荷重の 1.7 倍を加算した場合の応力度、点線は各荷重状態における許容値を示している。この図から分かるとおり、図 5.4-5 で示した応力超過は生じておらず、いずれの照査点においても発生応力度は許容値を満足していることが分かる。これは、BFS のクリープ・乾燥収縮低減効果によって新設桁が既設桁に拘束されて生じる不静定力が減少し、引張応力度が改善されたためである。

よって、本橋は、場所打ち工法からプレキャスト部材を用いたセグメント工法に変更し、さらに使用する細骨材を天然砂から BFS に 100% 置換して用いることを決定した。セグメント工法への変更と BFS を用いたコンクリートの採用によって、50 日間の工程短縮が可能となった。

(5) 逐次解析による構造計算の妥当性検証

前述の FRAME 計算ではクリープによる不静定力の算出に Dischinger の近似式を用いたが、その結果が安全側のものであることを確認するため、三次元 FEM モデルを用いた逐次解析(応力履歴理

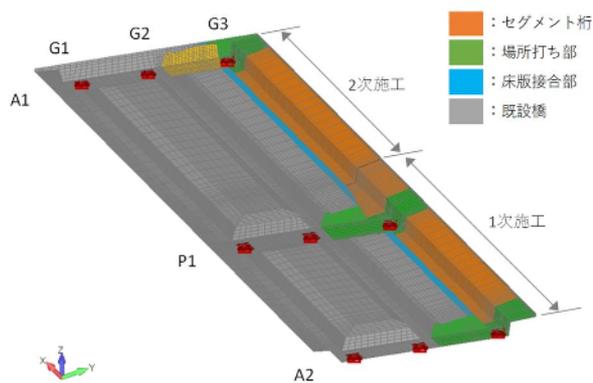


図 5.4-7 クリープ解析 3D モデル

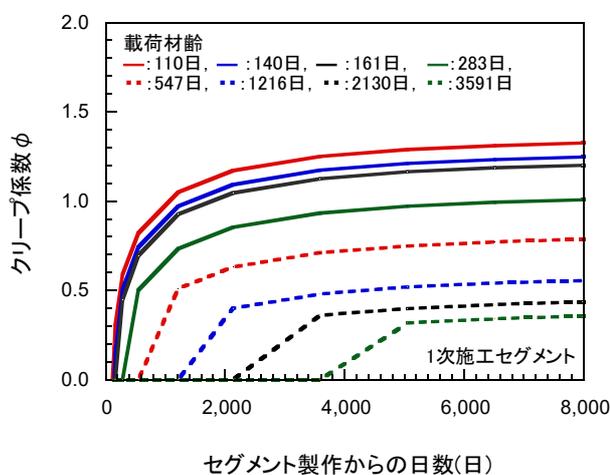


図 5.4-8 クリープ係数

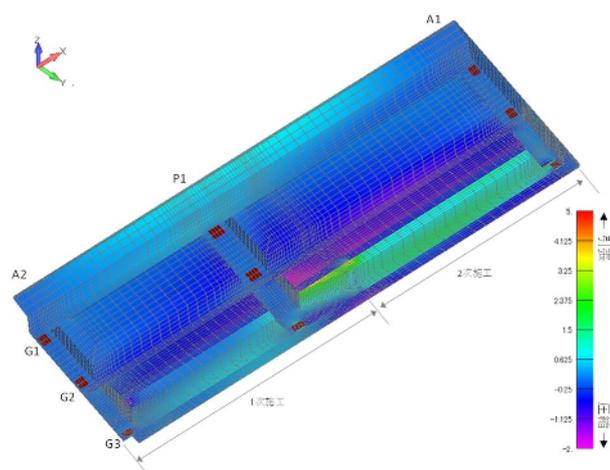


図 5.4-9 主桁接合後のクリープによる応力度

論法)を行った。解析モデルは図5.4-7に示す既設桁を含めた全体モデルとし、施工段階毎に自重とPC鋼材による緊張力を与えて実橋の施工を再現した。PC鋼材はビーム要素としてモデル化し、これらに初期ひずみを与えることで緊張力を考慮した。逐次解析では、クリープ係数で低減したヤング係数 E_φ を特性値とする解析モデルの各要素に、当該時刻歴間に進行したクリープによる自由ひずみ $\varepsilon_{\varphi free}$ を解析モデルに与えた。なお、自由ひずみ $\varepsilon_{\varphi free}$ は各要素に生じる弾性ひずみ $\varepsilon_e = \sigma_e/E_c$ にクリープ係数 φ を乗じて求めたものである。図5.4-8は、一例として1次施工の主桁セグメントに用いたクリープ係数を示したものである。図に示す各載荷開始材齢から進行するクリープ係数は道路橋示方書¹⁷⁾に従って算出し、BFSコンクリートのクリープ低減効果として30%を考慮している。また、クリープによる低減を考慮したヤング係数 E_φ は以下に示す式を用いて算出した。

$$E_\varphi = E_c \times \frac{1}{(1 + \rho\varphi)} \quad (\text{式5.4-5})$$

ここに、 E_φ :クリープによる低減を考慮したヤング係数、 E_c :クリープによる低減を考慮する前のヤング係数、 ρ :材齢係数(1.0)、 φ :クリープ係数

図5.4-9はFEMを用いた逐次解析より得られた、新設桁と既設桁を接合した後に新設桁のクリープによって橋梁全体に生じる応力度の濃淡図である。この図より、新設桁G3は既設橋にクリープ変形を拘束されることで全体的に引張力が、既設桁には反作用として圧縮力が作用していることが確認できる。

図5.4-10はDischingerの近似式を用いたFRAME解析およびFEMを用いた逐次解析から得られた新設桁の上下縁の応力度を示している。新設桁のクリープが拘束されることで生じる主桁下縁の引張応力度は、FRAME計算においても支間の長いP1-A1径間の支間中央付近で最大になるが、FEMにおいても同様の結果が得られた。また、A2-P1間およびP1-A1間のいずれの支間部においてもFEM解析よりFRAME計算結果の方が大きな引張応力度が生じており、FRAME計算を用いることが安全側の設計であることが確認できた。なお、図中のFEM解析の結果では、主桁や横桁の形状を忠実に再現したことで桁端や中間支点のPC鋼材定着部近傍で若干応力の乱れが生じているが、全体に及ぼす影響は限定的である。

図5.4-11はFEMを用いた逐次解析から得られた接合後のクリープの拘束による応力度を、FRAME計算で求めたクリープ以外の各荷重に加算して合成応力度の照査を行った結果である。この図より、FEM解析によるクリープを考慮した場合でも、全ての荷重状態で発生応力度は許容値を満足していることが確認できる。

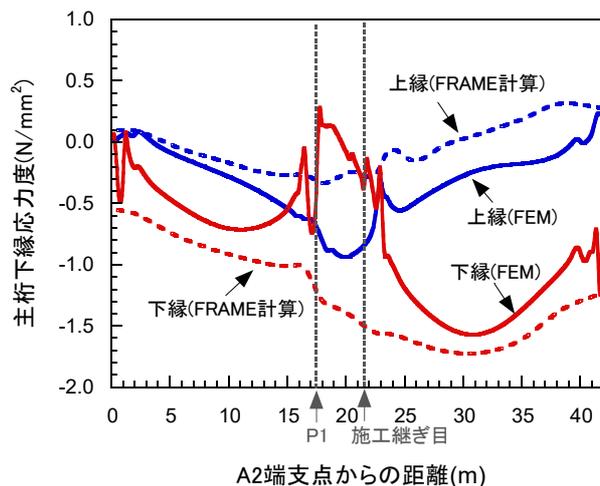


図 5.4-10 新設桁に生じるクリープによる応力度

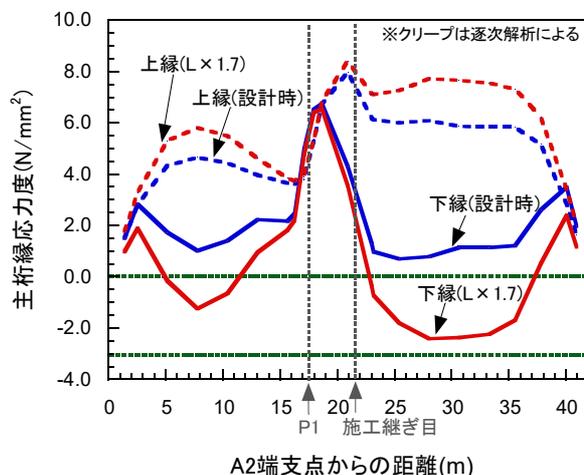


図 5.4-11 逐次解析を用いた新設主桁縁応力度

5.4.3 PC 橋を想定した配合での BFS コンクリートの性能確認試験

(1)試験の目的

前述のとおり、本橋には表 5.2-1 示す BFS-A を用いる計画とした。そこで、実際にコンクリートを製造する生コンプラントにて BFS コンクリートの試験練りを行い、特性値の確認試験を行った。なお、各々の物性値を比較するために、同配合で天然砂を用いたコンクリートの試験も行った。緊張力の導入が可能なコンクリート強度は 36N/mm² であり、材齢 2 日で新設する主桁に緊張力を導入することを目標に、水セメント比 33.0%を標準配合とした。

(2)使用材料および配合

本橋の試験練りに用いたコンクリートの配合表を表 5.4-1 に示す。BFS コンクリートの配合は、水セメント比 33.0%の BFS-B 配合を中心に、30.0%の BFS-A 配合および 36.0%の BFS-C 配合の 3 種類とした。天然砂を用いたコンクリートの CS-B 配合は、BFS-B 配合に準じて天然砂を 100%用いた。結合材には、早強ポルトランドセメント(密度：3.13 g/cm³，ブレン値：4,640 cm²/g)を用いた。細骨材には、高炉スラグ細骨材(表乾密度：2.72 g/cm³，吸水率：0.76%，粗粒率 2.55)および天然砂として硬質砂岩砕砂(表乾密度：2.65 g/cm³，吸水率：1.06%，粗粒率 2.60)を用いた。粗骨材には、硬質砂岩碎石(最大寸法：20mm，表乾密度：2.67 g/cm³，吸水率：0.53%，粗粒率 6.73)を用いた。化学混和剤には、増粘剤一液タイプ高性能減水剤および AE 剤を用いた。

(3)養生方法

コンクリートは、打込み後、18 時間型枠内で養生を行って脱枠した。実構造物の施工に準じ、蒸気養生は行わない。脱型後、水中養生を行う供試体は所定の材齢まで 20±2°Cの恒温水槽内で養生を行った。実構造物がおかれる環境を想定して水中養生を行わない供試体は、屋外に存置して所定の材齢まで養生(以下、現空養生と呼ぶ)を行った。

(4)試験方法

a)圧縮強度試験，静弾性係数試験，凍結融解試験，スケーリング試験，塩化物イオンの浸透性試験

圧縮強度試験，静弾性係数試験，凍結融解試験およびスケーリング試験は，5.2.1(2)と同様の方法で行った。

b)乾燥収縮試験

乾燥収縮ひずみの測定には，100×100×400mm の角柱供試体を用いて，JIS A 1129-1「モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法-第 1 部：コンパレータ方法」に準拠して試験を行った。脱型後材齢 7 日まで水中で養生を行ってから乾燥を開始した。供試体は，乾燥開始時材齢より，温度が 20±2°C，相対湿度が 60±5%の恒温恒湿室内に静置した。所定の期間，測定を行った後，次式により，乾燥収縮ひずみの最終値および定数を求めた。(写真 5.4-2)

表 5.4-1 試験練りコンクリートの配合

配合種別	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)							
					W	HPC※1	S※2	BFS※3	G 1505	G 2010	高性能 減水剤※4	AE剤
BFS-A	12.0	4.5	30.0	39.5	162	540	0	681	501	500	4.509	0.540
BFS-B			33.0	40.1	162	491	0	709	509	508	4.170	0.491
BFS-C			36.0	40.7	162	450	0	734	514	514	3.825	0.450
CS-B			33.0	40.1	162	491	676	0	509	508	4.170	0.491

※1:早強ポルトランドセメント, ※2:硬質砂岩砕砂, ※3:高炉スラグ細骨材, ※4:増粘剤一液タイプ高性能減水剤



写真 5.4-2 乾燥収縮試験状況

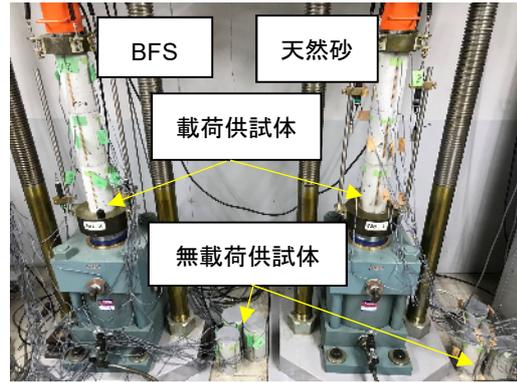


写真 5.4-3 圧縮クリープ試験状況

- ・乾燥収縮ひずみの最終値および定数

$$\varepsilon_{sh}(t) = \frac{b \times t}{a + t} \quad (\text{式 5.4-6})$$

ここに、 $\varepsilon_{sh}(t)$: 乾燥期間 t (日)における乾燥収縮ひずみ($\times 10^{-6}$)、 t : 乾燥期間(日)、 b : 乾燥収縮ひずみの最終値($\times 10^{-6}$)、 a : コンクリートの乾燥収縮ひずみの経時変化を表す定数*

※: a および b は、実験値から求める未定係数である。

e) 圧縮クリープ試験

圧縮クリープ試験は JIS A 1157 に準拠して行った。試験に用いた円柱供試体は、载荷用と無载荷用のそれぞれ 3 本である。クリープひずみを計測する供試体は同時に乾燥収縮の影響を含んでいるため、この影響を控除する目的で無载荷の供試体を用いて乾燥収縮ひずみのみを計測した。供試体は荷重を载荷する材齢 7 日まで標準養生を行い、载荷開始材齢である材齢 15 日まで温度が $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、相対湿度が $60 \pm 5\%$ の恒温恒湿室内に静置した。計測には供試体側面にひずみゲージを取り付けて行い、供試体は温度 $20 \pm 2^\circ\text{C}$ で湿度 $60 \pm 5\%$ の恒温恒湿室に保管した。圧縮クリープ試験の载荷応力度は材齢 15 日における圧縮強度の 1/3 として決定した。材齢 15 日で得られた圧縮強度は、BFS を用いた配合 BFS-B のコンクリートが 68.7N/mm^2 であったので载荷応力を 22.9N/mm^2 、天然砂を用いた配合 CS-B のコンクリートが 76.7N/mm^2 であったので载荷応力を 25.6N/mm^2 に決定した。载荷持続期間中の応力変動の許容値は $\pm 2\%$ の範囲とした。クリープ試験の実施状況を写真 5.4-3 に示す。所定の期間測定を行った後、次式により、クリープひずみ、クリープ係数およびクリープ速度係数を求めた。

- ・クリープひずみ

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{at} - \varepsilon_e - \varepsilon_{st} \quad (\text{式 5.4-7})$$

ここに、 ε_{ct} : クリープひずみ($\times 10^{-6}$)、 ε_{at} : 全ひずみ($\times 10^{-6}$)、 ε_e : 载荷時弾性ひずみ($\times 10^{-6}$)、 ε_{st} : 無载荷ひずみ($\times 10^{-6}$)

- ・クリープ係数

$$\varphi_t = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_e} \quad (\text{式 5.4-8})$$

ここに、 $\varphi(t)$: 载荷期間 t (日)におけるクリープ係数、 ε_{ct} : クリープひずみ($\times 10^{-6}$)、 ε_e : 载荷時弾性ひずみ($\times 10^{-6}$)

- ・クリープ速度係数

$$\varphi(t) = A \cdot \log_e(t + 1) \quad (\text{式 5.4-9})$$

ここに、 $\varphi(t)$: 载荷期間 t (日)におけるクリープ係数、 A : クリープ速度係数

(5)実験結果

図 5.4-12 は、水中養生を行った BFS を用いたコンクリートおよび天然砂を用いたコンクリートの材齢と圧縮強度試験結果の関係を示している。図中の●は BFS を用いた水セメント比 33.0% のコンクリート (BFS-B), 図中の▲は BFS を用いた水セメント比 30.0% のコンクリート (BFS-A), 図中の△は BFS を用いた水セメント比 36.0% のコンクリート (BFS-C), 図中の■は天然砂を用いた水セメント比 33.0% のコンクリート (CS-B) の結果を示している。この図から、BFS を用いたコンクリートも一般的なコンクリート同様、水セメント比の低下と比例して圧縮強度が高くなっていることが分かる。ただし、天然砂を用いたコンクリートの結果と比較した場合、水セメント比が 30.0% である BFS-A と天然砂を用いた水セメント比が 33.0% である CS-B の圧縮強度が同程度であることが分かる。一方、水セメント比が 33.0% である BFS-B は、天然砂を用いた水セメント比が 33.0% である CS-B に比して材齢 28 日での圧縮強度が約 9N/mm² 程度低い。BFS を用いたコンクリートは、天然砂を用いたコンクリートに比して長期的に品質が増進するが、同水セメント比で製作したコンクリートの初期強度に関しては天然砂を用いたコンクリートよりも低いことが分かった。これは、BFS の表面がガラス質で、セメントペーストとの界面が反応するまでの初期材齢においては天然砂に比して付着力が低いためであると推察される。

図 5.4-13 は、脱枠後に屋外に存置する現空養生を行った BFS を用いたコンクリートおよび天然砂を用いたコンクリートの材齢と圧縮強度試験結果の関係を示している。この図からも、水中養生の場合と同様に材齢 28 日程度の初期強度に関しては、BFS を用いたコンクリートの圧縮強度は天然砂を用いたコンクリートよりも低いことが分かる。また、現空養生の結果は、天然砂を用いた場合でも BFS を用いた場合でも、水中養生を行った結果を示す図 5.4-12 と比較すると、材齢 28 日で約 10N/mm² 程度圧縮強度が低いことが分かる。ただし、目標とする材齢 2 日の圧縮強度 36N/mm² は確保できており、要求性能を満足する結果となった。

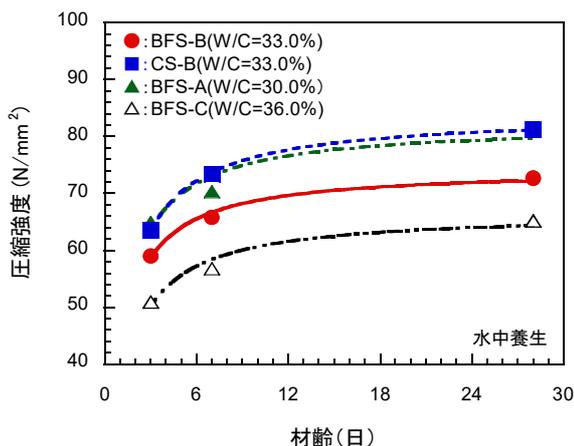


図 5.4-12 圧縮強度試験結果 (水中養生)

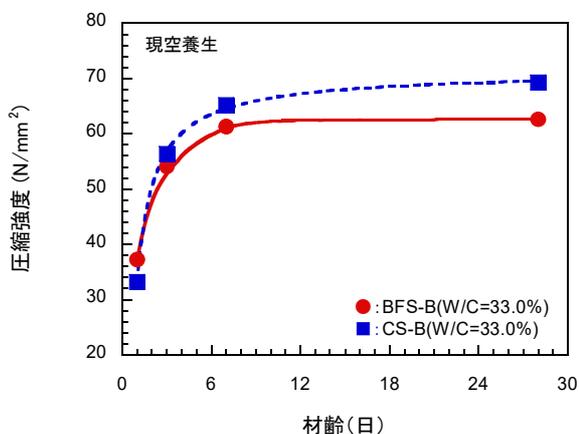


図 5.4-13 圧縮強度試験結果 (現空養生)

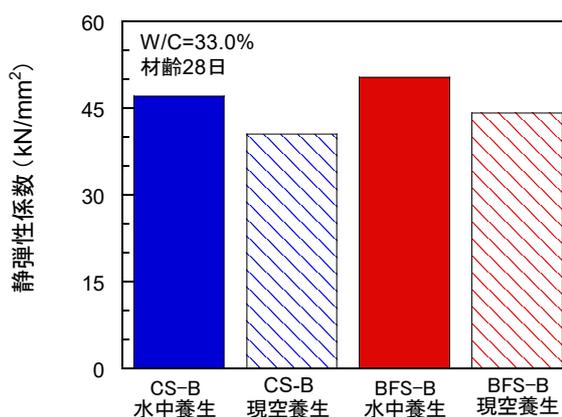


図 5.4-14 静弾性係数試験結果 (材齢 28 日)

図 5.4-14 は、BFS および天然砂を用いた水セメント比 33.0%のコンクリートの材齢 28 日における静弾性係数試験結果の関係を示している。この図から、BFS を用いたコンクリートの方が、水中養生を行った場合も現空養生を行った場合も天然砂を用いたコンクリートより静弾性係数が高くなっていることが分かる。また、BFS を用いたコンクリートも天然砂を用いたコンクリートも、水中養生を行った場合の方が静弾性係数は高くなっていることが分かる。よって、BFS を用いたコンクリートの静弾性係数は、天然砂を用いた場合と比して同等以上であることが確認できた。ただし、BFS を用いた場合、施工時の主桁短縮量や変位量が構造解析値よりも小さくなる可能性があるため、施工に関する検討には、実験によって求めた静弾性係数を用いる必要がある。

図 5.4-15 は BFS および天然砂を用いた水セメント比 33.0%のコンクリートで凍結融解試験を行った際の相対動弾性係数の測定結果を示している。いずれのコンクリートも、300 サイクルを超えて 574 サイクルまで試験を行っても凍結融解作用による劣化は生じておらず、高い凍結融解抵抗性を有していることが分かる。

図 5.4-16 は、BFS および天然砂を用いた水セメント比 33.0%のコンクリートでスケーリング試験を行った際の累計スケーリング量の測定結果を示している。いずれのコンクリートも、85 サイクルまで凍結融解作用を与えても著しい劣化は生じず、高いスケーリング抵抗性を有していることが分かる。

図 5.4-17 は、BFS および天然砂を用いた水セメント比 33.0%のコンクリートで圧縮クリープ試験を行った際のクリープひずみの測定結果を示している。いずれも材齢 15 日から荷重を行った。荷重期間 365 日までのクリープひずみを用いて算出したクリープ速度係数 A は、BFS を用いたコンクリートは 0.24 で、天然砂を用いたコンクリートは 0.17 であった。この結果より、BFS を用いたコンクリートのクリープは、天然砂を用いたコンクリートのクリープに比して 30%程度小さくなっていることが分かる。

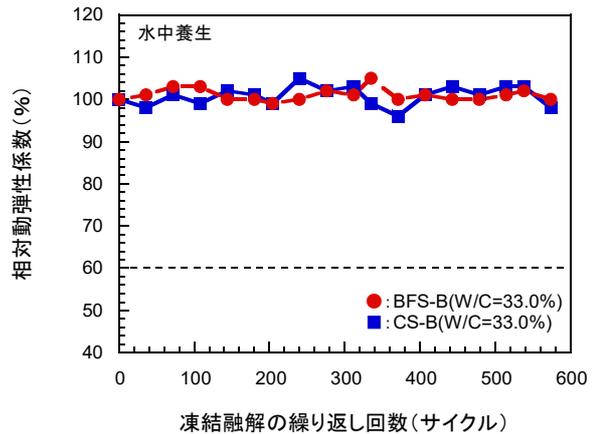


図 5.4-15 凍結融解抵抗 (相対動弾性係数)

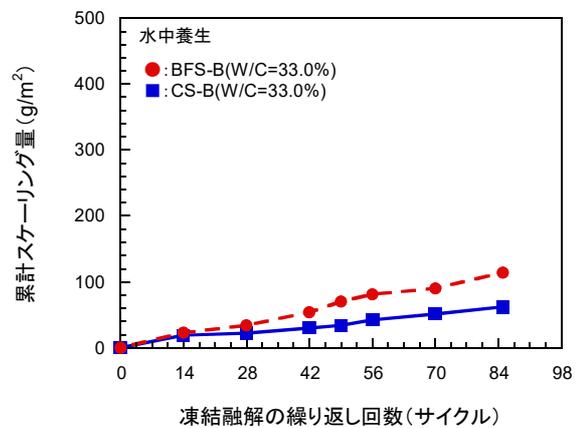


図 5.4-16 スケーリング試験

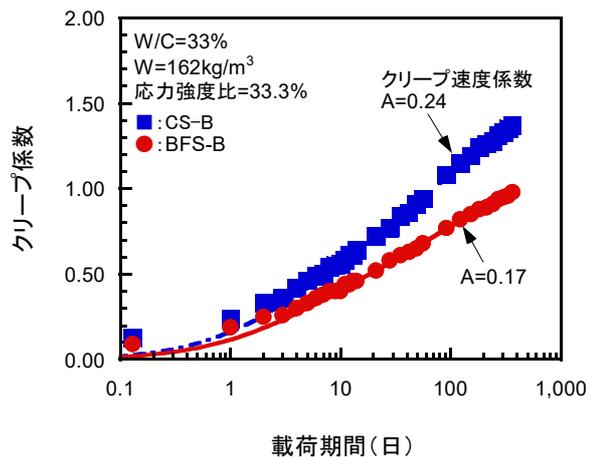


図 5.4-17 圧縮クリープ試験

図 5.4-18 は、BFS および天然砂を用いた水セメント比 33.0%のコンクリートで乾燥収縮試験を行った際の乾燥収縮ひずみの測定結果を示している。いずれも材齢 7 日から乾燥を開始した。乾燥期間 365 日までの乾燥収縮ひずみを用いて算出した最終値は、BFS を用いたコンクリートは 371 μ で、天然砂を用いたコンクリートは 504 μ であった。この結果より、BFS を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみは天然砂を用いた場合より 25%程度小さくなっていることが分かる。

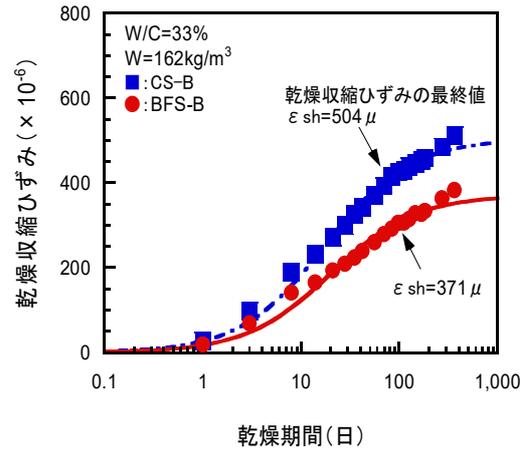


図 5.4-18 乾燥収縮試験

図 5.4-19 は、BFS および天然砂を用いた水セメント比 33.0%のコンクリートで塩化物イオンの浸透試験を行った際の浸漬面からの塩化物イオン量を示したものである。いずれも塩化物イオンの浸透深さは 10mm 程度であり、拡散係数も小さく、高い浸透抵抗性を有していることが分かる。

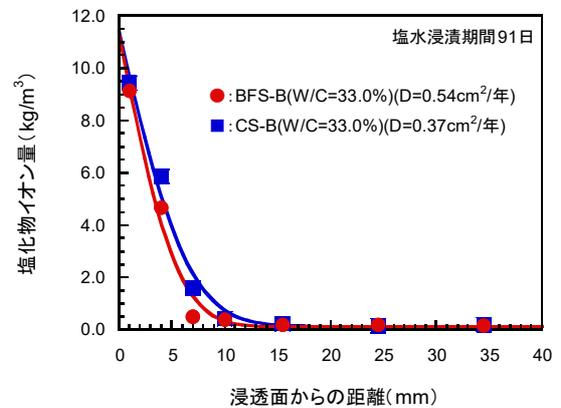


図 5.4-19 塩化物イオン分布

これらの試験結果より、BFS を用いたコンクリートのクリープ・乾燥収縮が主桁の構造計算で想定したとおりの特性を有することが確認できたため、本橋の主桁には BFS を天然砂と 100%置換して用いることを決定した。西日本高速道路(株)の実施する橋梁工事の主桁コンクリート用細骨材に、BFS を 100%用いるは本工事が初めてである。

5.4.4 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートでの主桁製作工

(1) 配合選定とフレッシュコンクリートの性能設定

本橋のコンクリートの配合は、材齢 2 日における緊張可能強度確保を条件に試験練りを行い、表 5.4-1 に示す BFS を用いた水セメント比 36.0%のコンクリート (BFS-C) を採用した。本工事の場合、レディーミクストコンクリート工場からセグメント製作工場まで、アジテーター車による運搬に約 15 分を要した。さらに、セグメント製作工場では、コンクリートポンプ車を用いて型枠内にコンクリートを打設する計画であった。そこで、図 5.4-20 に示すとおり、打ち込み箇所では求められるスランプ 12.0cm および空気量 4.5%に、運搬と施工による低下をスランプ 2.0cm、空気量 0.5%と見込み、レディーミクストコンクリート工場における練上がり直後の性状をスランプ 14.0cm および空気量 5.0%と設定した。

①目標基準値				②運搬による低下				③施工による低下				目標値	
コンクリート打ち込み箇所における品質基準			+	運搬ロス				ポンプロス			=	① + ②	
スランプ	cm	12.0		運搬時間 15 分								14.0	
空気量	(%)	4.5		1.0				1.0				5.0	
				0.5				0.0					

図 5.4-20 レディーミクストコンクリート工場における性状規格値

(2) 実機での試験練り

過去の実績や既往の研究では、BFSを用いたコンクリートの場所打ち施工への適応性も示されている¹⁸⁾。本工事でも、実際にコンクリートを製造するレディーミクストコンクリート工場で、使用するBFSを用いて実機における試験練りを実施し、フレッシュ時の性状や運搬・打設を想定した経時的な性状変化を確認した。レディーミクストコンクリート工場における実機での試験練り状況を写真5.4-4に示す。なお、本工事におけるセグメント製作では、コンクリートを積載したアジテーター車の運搬時間を15分、工場到着から4m³のコンクリート打設完了までを15分と計画していた。そこで、コンクリート練混ぜ完了から打設完了までは、最長でも60分程度と見込み、コンクリートのフレッシュ性状の経時変化を観察することとした。

図5.4-21は、実機でのコンクリート練混ぜが完了した直後から、60分後までの経過時間とスランプ試験および空気量試験の結果の関係を示したものである。この図から、練混ぜ直後に16.0cmであったスランプは、60分経過後も14.5cmであり、良好なフレッシュ性状を保てることが確認できた。また、練混ぜ直後に4.5%であった空気量は、60分経過後も同程度の空気量を確保していることが確認できた。経時変化の観察状況を写真5.4-5に示す。

(3) 主桁セグメントの製作および養生

新設桁のセグメント部材は、プレキャスト製品工場の敷地内に型枠を設置して製作した。本橋に用いるセグメントは全14ブロックと少数であること、またBFSコンクリートの供給可能日が限られることから、セグメント用の木製型枠を一連で組立て、目地部に鉄板を入れて仕切り、全てのセグメントのBFSコンクリートを1日で打設する方法で製作した。写真5.4-6は、BFSを用いたコンクリートをアジテーター車で運搬し、ポンプ車で打設している状況である。BFSコンクリートをアジテーター車で運搬し、ポンプ車で打設したのは本工事が初の事例となったが、懸念されていたポンプの圧送によるコンクリートのワーカビリティ低下などは生じず、良好な施



写真 5.4-4 実機での試験練り



写真 5.4-5 経時変化確認

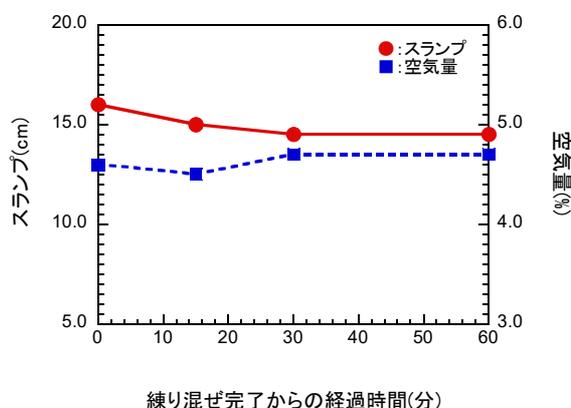


図 5.4-21 スランプの経時変化



写真 5.4-6 セグメントのコンクリート打設

工性を有するコンクリートを打設することができた。
写真 5.4-7 は、コンクリート硬化後に脱枠して、セグメントを仮置きした状況である。

BFS を用いたコンクリートは、硬化後も水和反応を継続させるために、湿潤養生または水中養生を実施する必要がある¹⁹⁾。PC 床版のような部材厚が薄い製品は、水を溜めた養生槽に浸漬させることで水中養生を行うことが可能であるが、本橋に用いる主桁セグメント部材は大型で、水中養生を実施することは困難である。そこで、部材全体をシートで覆い、材齢 28 日までミスト養生を行うこととした。ミスト養生の実施状況を**写真 5.4-8** に示す。

(4) 主桁セグメントの運搬および架設

写真 5.4-9 は、主桁セグメントを架設している状況である。セグメントの架設では、A2-P1 間の交差道路にクレーンを設置した。A2-P1 間を主とする 1 次施工区間の主桁セグメントの架設は 220t クレーンにて、水路を越える P1-A1 間の 2 次施工区間の主桁セグメントの架設は 360t クレーンにて行った。

(5) 高炉スラグ細骨材を用いた高流動コンクリート

本橋の支間部はセグメント部材を連結することで主桁を構築したが、A1, A2 の両橋台および P1 中間支点部は、増設する横桁や支承設置などの施工性を鑑み、場所打ち施工にて構築した。**図 5.4-22** に示すとおり、主桁延長線上の場所打ち支点部には、セグメント製作に用いたのと同じ配合の BFS コンクリートを採用した。増設する横桁は、既設張出床版の下にコンクリートを充填する必要があったため、BFS を用いた高流動コンクリートを採用した。配合を表 5.4-2 に示す。高流動コンクリートに BFS を採用する試みも初の事例であったため、事前に試験練りを実施し、充填性が良好であることを確認した。**写真 5.4-10** に BFS 高流動コンクリートの品質管理試験状況を示す。スランプフロー試験の規格値は $60 \pm 5.0\text{cm}$ とし、充填試験は JIS-F 511-2018 に従って実施し、U 型充填装置には R2 の流動障害を適用した。**写真 5.4-11** に BFS 高流動コンクリートの打設状況を示す。BFS コンクリートは、ブリーディング水の抑制のために、増粘剤を添加しており、同水セメント比の普通コンクリートよりも粘性



写真 5.4-7 セグメント製作完了



写真 5.4-8 ミスト養生



写真 5.4-9 主桁セグメント据付け状況

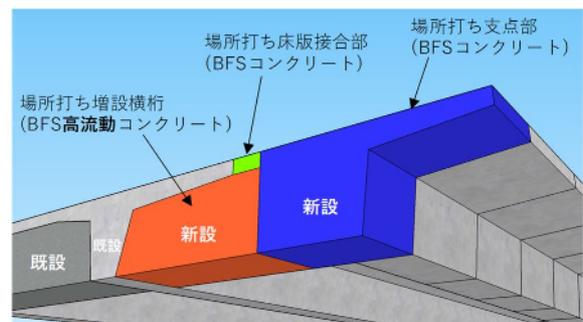


図 5.4-22 支点部の BFS コンクリート種別

表 5.4-2 高流動コンクリートの配合表

スランプ フロー (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)							
				W	HPC ^{※1}	膨張剤	BFS ^{※2}	G 1505	G 2010	高性能 減水剤 ^{※3}	AE剤
60.0	4.5	36.0	47.3	175	467	20	709	509	508	4.170	0.491

※1:早強ポルトランドセメント, ※2:高炉スラグ細骨材, ※3:増粘剤一液タイプ高性能減水剤

が高い。BFS を持ちいた高流動コンクリートは、さらに増粘剤の添加量を増やすことで材料分離抵抗性を確保しているため、主桁の他の部位に用いた BFS コンクリートよりも粘性が増加していた。しかし、写真に示すとおり、一般的な場所打ちコンクリート同様、アジテータ車で運搬し、コンクリートポンプ車で型枠内に打設することができることが確認できた。

本橋は当該路線の橋梁拡幅工事におけるパイロット工事であり、プレキャスト工法や BFS の採用による工程短縮、FEM を用いたクリープの逐次解析など様々な取組みを行った。写真 5.4-12 および写真 5.4-13 は拡幅工事が完了したつめた谷橋(下り線)の全景および橋面の状況である。



写真 5.4-10 BFS 高流動コンクリートの試験



写真 5.4-11 BFS 高流動コンクリートの打設



写真 5.4-12 工事完了全景



写真 5.4-13 橋面(舗装前に A1 側より)

5.4.5 実橋計測による高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの効果検証

(1)計測の目的

5.4.2 に示したとおり、新名神高速道路 つめた谷橋(下り線)は、新設 PC 桁のクリープ・乾燥収縮低減のために高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートを採用した。詳細設計では BFS コンクリートのクリープ・乾燥収縮低減効果を 30%と設定した三次元 FEM モデルを用いた逐次解析(応力履歴理論法)などにより、その効果を考慮した設計を行った。しかし、高速道路のプレストレストコンクリート構造の主桁に高炉スラグ細骨材を天然砂に全量置換して用いるのは初の試みであったため、BFS コンクリートのクリープ・乾燥収縮低減効果を確認する目的で主桁のひずみを計測した。

(2)計測器の設置

計測器は、P1～A2径間とA1～P1径間の両径間に設置した。計測器の埋設位置を図5.2-33に示す。各径間における計測器の橋軸方向の設置位置は、温度変化や施工荷重による変位を最小とするために、主桁の上下縁の応力が正負に交番するインフレクションポイント近傍とした。また、断面内の高さ方向についても、図心付近とすることで曲げ作用の影響を最小限に留める配慮を施した。写真5.4-14および写真5.4-15は、主桁セグメント打設前に型枠内に配置された計測器類および実橋での計測状況である。

(3)計測器の機能

本橋の計測に用いた計測器の一覧を表5.4-3に示す。鉄筋応力計および有効応力計で得られた応力値は、それぞれ鉄筋およびコンクリートの静弾性係数を用いてひずみに換算した。無応力計は、無応力容器の中に埋込ひずみ計を格納したもので、セグメント桁製作時に容器内にコンクリートを充填した。なお、埋込ひずみ計と鉄筋応力計には検温機能が内蔵されており、ひずみ計測位置の温度が同時に記録できる機能を備えている。



写真 5.4-14 計測機器の設置状況



写真 5.4-15 実橋における計測状況

表 5.4-3 埋設した計測器一覧

計測器	機能	備考
埋込ひずみ計	コンクリートの全ひずみを計測	・コンクリートに直接埋設 ・検温機能付き
鉄筋計	鉄筋の応力変化を計測	・コンクリートに直接埋設 ・検温機能付き ・鉄筋の静弾性係数を用いてひずみに換算
有効応力計	荷重変化による応力変化を計測	・コンクリートの静弾性係数を用いてひずみに換算
無応力計	コンクリートの収縮を計測	・無応力容器内に埋込ひずみ計を格納 ・周囲の応力変化を遮断してひずみを計測 ・検温機能付き
熱電対	外気温を計測	・データロガー格納ボックス ・近傍の日陰温度を計測

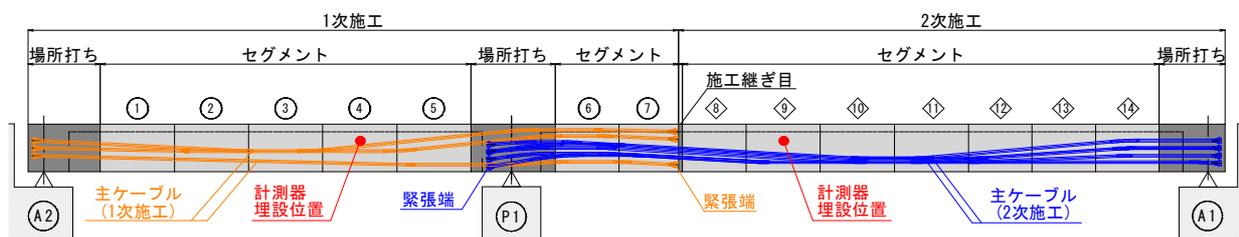


図 5.4-23 計測器埋設位置図

(4) 計測値の温度補正と 24 時間平均

図5.4-24および図5.4-25はセグメントNo.4およびセグメントNo.9に埋設した埋込ひずみ計、鉄筋計、有効応力計および無応力計で、セグメント桁が緊張された日を原点として、計測されたひずみを温度補正した後に24時間で平均した結果を示している。

温度補正とは、計測値 ε_{cd} を、以下の式を用いてひずみ計とコンクリートの線膨張係数の差に関する補正を行った値である。

$$\varepsilon_{cd} = C_\varepsilon \times \varepsilon_i + \Delta t \times (C_\beta - \gamma) \quad (\text{式5.4-10})$$

ここに、 ε_{cd} :全ひずみの補正值、 C_ε :校正係数($\times 10^{-6}/1 \times 10^{-6}$)、 ε_i :初期値からの計測値の変化量($\times 10^{-6}$)、 Δt :初期値からの温度の変化量($^\circ\text{C}$)、 C_β :補正係数で $10.7(\times 10^{-6}/^\circ\text{C})$ 、 γ :コンクリートの線膨張係数で $10.0(\times 10^{-6}/^\circ\text{C})$ である。

これらの図から、全ひずみを計測する埋込ひずみ計と鉄筋計のひずみは同等の値を示していることが分かる。また、応力に寄与しないひずみを検出しない有効応力計の値は、埋込ひずみ計および鉄筋計のひずみより若干小さな値を示している。また、コンクリートの収縮などを検出する無応力計の値は、緊張完了後からほとんど変化していないことが分かる。

(5) 計測結果と FEM 解析結果の比較

図5.4-26および図5.4-27はセグメントNo.4およびセグメントNo.9に埋設した埋込ひずみ計の計測値を温度補正した後に24時間平均した結果と、FEM解析で求めた全ひずみを比較した結果である。埋込ひずみ計の計測値は、実橋のクリープと乾燥収縮による全ひずみを表している。この図より、全ひずみの計測値は、温度の影響などにより日々変動しているものの、その中央値はBFSコンクリートのクリープ・乾燥収縮の低減効果を考慮したFEM解析結果と概ね一致していることが分かる。

(6) 構造計算の妥当性

5.2.2 述べたとおり、本橋の設計で採用した Dischinger の近似式を用いて新設桁のクリープ・

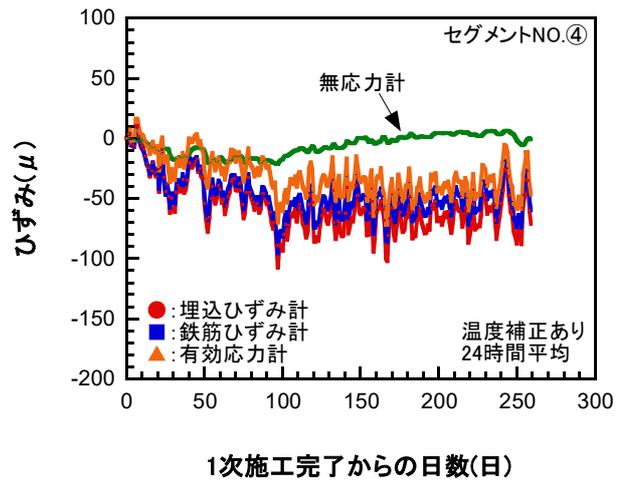


図 5.4-24 計測結果の 24 時間平均(Seg.No.4)

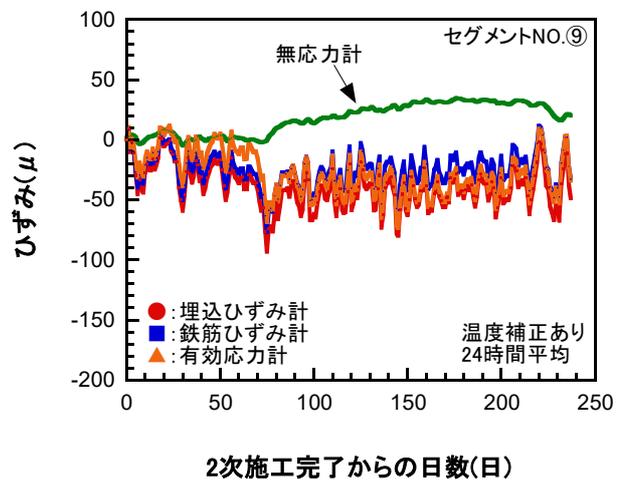


図 5.4-25 計測結果の 24 時間平均(Seg.No.9)

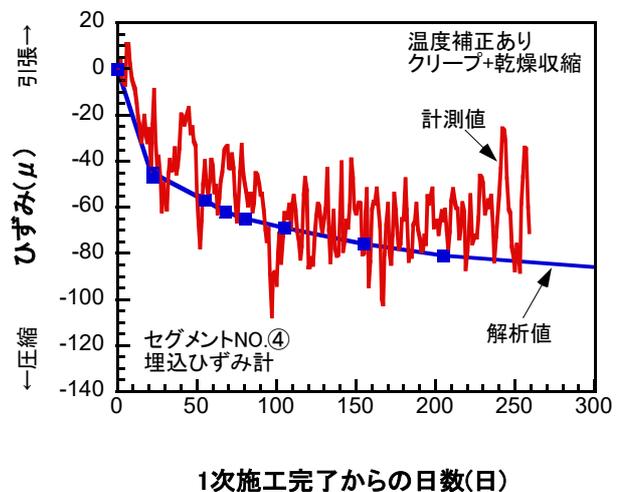


図 5.4-26 全ひずみと解析結果(Seg.No.4)

乾燥収縮を Frame 計算に反映した結果は、FEM 解析結果より安全側の設計となることを確認している。よって、実橋計測の結果が FEM 解析と概ね等しい結果が得られたことから、構造計算で考慮したクリープ・乾燥収縮をによる不静定力は実橋に生じている不静定力よりも小さいことが確認できた。

(7) 継続的な実橋計測

本工事はしゅん功を迎えたが、本稿執筆時点で本橋の計測期間は主桁の緊張完了から 1 年未満である。クリープ・乾燥収縮の進行速度が緩やかであることを鑑みると、数年間は計測を継続することが望ましいと思われたため、今後もデータの収集を行うこととした。今後得られた結果は、引き続き FEM 解析結果との比較などを行い、結果の考察を行う計画である。

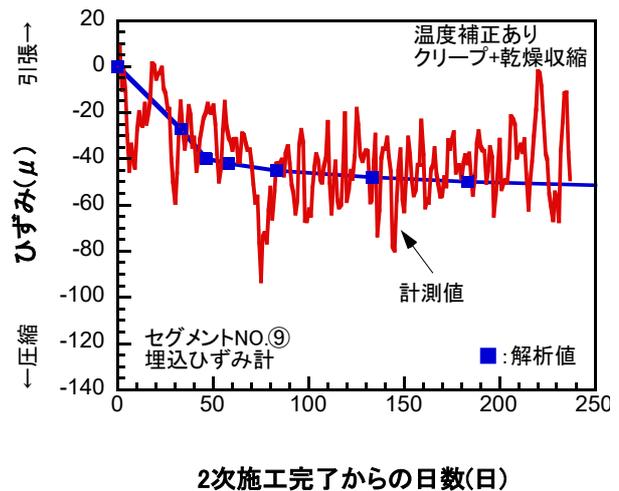


図 5.4-27 全ひずみと解析結果(Seg.No.9)

5.4.6 実装の結果

本項では、工程短縮が望まれる高速自動車道路の PC 橋拡張改築工事に、BFS コンクリートを適用した結果について報告した。既往の研究より、BFS コンクリートは、セメントペーストと BFS 界面が反応することにより、高耐久なコンクリート部材が製作可能であることが知られているが、本工事では、BFS コンクリートのクリープ・乾燥収縮低減効果に着目した。過去に実施された、既設 PC 橋に新設の PC 桁を連結して拡張する改築工事では、新設 PC 桁のクリープ・乾燥収縮が既設橋に拘束されて生じる不静定力が問題となり、新設 PC 桁を構築して既設橋と接合するまでに、クリープ・乾燥収縮の進行を待つ目的で半年間の養生期間を設けた事例もある。しかし、本工事では供用開始時期を見越した工程短縮の要望があったため、BFS コンクリートのクリープ・乾燥収縮低減効果による養生期間の短縮を試みた。

計画段階では、実際に使用する BFS コンクリートで供試体を作成し、物性試験から期待する効果が得られることを確認した。また、BFS コンクリートの場所打ち施工は初の試みであったため、実機による試験練りやフレッシュ性状の経時変化なども行い、施工面での性能も確認した。詳細設計では、実験で得られたクリープ・乾燥収縮の低減効果を構造計算に適用し、工程短縮効果を確認した。また、三次元 FEM モデルを用いた逐次解析によって、構造計算の妥当性も検証した。実装の結果、高速自動車道路の PC 橋の主桁に初採用となった BFS コンクリートによる施工は、計画どおりに進捗し、大幅な工程短縮を実現することができた。さらに、BFS コンクリートのクリープ・乾燥収縮低減効果が実橋でも設計で想定したとおりに発揮されていることを確認するために、主桁のひずみ計測を行った。その結果、計測値とクリープ・乾燥収縮低減効果を考慮した FEM 解析結果は概ね一致しており、その効果を確認することができた。

5.5 おわりに

PC 橋の改築更新に用いるコンクリートには、高い耐久性が求められ、施工の急速化も求められる場合がある。そこで本章では、高炉スラグ細骨材(BFS)を用いたコンクリートの性能および施工性に関する研究について述べた。以下に、本章で得られた知見を示す。

- ・全国に点在する製鉄所から供給される BFS は、それぞれ特性が異なり、これらを用いたコンクリートのクリープ・乾燥収縮特性を同時に試験した報告は多くない。そこで、本研究では、製造元の異なる種々の BFS を用いて、比較的富配合のコンクリートが用いられるプレストレストコンクリートを想定して供試体を作製し、クリープ・乾燥収縮を中心に、種々の特性について実験を行った。その結果、いずれの BFS を用いた場合でも、高い耐久性とクリープ・乾燥収縮低減効果を得られることが確認できた。また、BFS コンクリートの凍結融解抵抗性向上は細孔構造の変化だけではなく、BFS の水和反応がモルタル中のカルシウムイオンの溶出が少なくして、空隙の増加を抑制することが一つの要因として考えられることが分かった。
- ・BFS コンクリートは、材料分離抵抗性を確保するために増粘剤を添加されることが多く、セメント比の小さな富配合のコンクリートでは高粘性な性状と硬化速度の速さが相まってフィニッシュビリティーに課題があった。本研究ではその改善策として、仕上げ剤兼被膜養生剤の使用、または混和材料添加の 2 つの方法について検討を行った。仕上げ剤については、湿潤養生を行う仕上げ面に及ぼす影響について検討を行い、仕上げ剤が BFS コンクリートの表面強度や緻密性に及ぼす影響は小さく、仕上げ剤を用いたフィニッシュビリティーの改善策に問題がないことを確認した。混和材料の添加では、高流動コンクリートの製造にも用いられている高炉スラグ微粉末(GGBS)の添加による効果を検証し、GGBS を添加することで降伏値の低下や適度なブリーディング水の確保が可能で、フィニッシュビリティーの改善が期待できることが分かった。
- ・既設 PC 橋に新設 PC 桁を連結して拡幅する改築工事に際し、新旧 PC 桁の接合までの養生期間短縮を目的として、クリープ・乾燥収縮低減効果を有する BFS コンクリートの適用を検討し実装した。詳細設計では、BFS コンクリートのクリープ・乾燥収縮低減効果を考慮した構造解析や、三次元 FEM モデルを用いた逐次解析を行い、その効果を確認した。実装に際しては、ポンプ車による場所打ち施工適用は初の事例であったため、事前に施工性確認試験などを行い、適応性を確認した。その結果、主桁製作から接合まで、問題なく施工を進めることができ、大幅な工程短縮を実現することができた。また、主桁のひずみを計測して FEM 解析結果と比較することによって、BFS コンクリートのクリープ・乾燥収縮低減効果を確認した。

以上より、PC 橋の改築更新工事における BFS コンクリートの高い適用性が確認できた。しかし、5.2.2 で述べたように、フィニッシュビリティー改善のために GGBS の添加を行う場合、実施工に際しては、PC 部材向けの GGBS と BFS を併用した配合で、コンクリートのクリープ特性などを確認する必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会：高炉スラグ細骨材を用いたコンクリート製品の設計・製造・施工指針(案)，コンクリートライブラリー，No.155，pp.41，2019.3
- 2) 土木学会：高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートに関する研究小委員会(354委員会)成果報告書，コンクリート技術シリーズ，No.117，pp.26-27，2018
- 3) 藤井隆史，綾野克紀：高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの強度，収縮，クリープおよびアルカリシリカ反応抑制効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.1，pp.99-104，2018
- 4) 土木学会：2017 制定 コンクリート標準示方書[設計編]，p.43，2017
- 5) 齊藤和秀，木之下光男，伊原俊樹，吉澤千秋：高炉スラグ細骨材を使用した耐久性向上コンクリートの性質，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.139-144，2009.6
- 6) 土木学会：2017 制定 コンクリート標準示方書[設計編]，pp.106-110，2017
- 7) 鎌田英治：セメント硬化体の微細構造とコンクリートの凍害，コンクリート工学，Vol.19，No.11，pp.36-42，1981. 11
- 8) 羽原俊裕，沢木大介：硬化コンクリートの空隙構造とその物性，石膏と石灰，Vol. 1992，No. 240，pp.314-323，1992. 9
- 9) 内川浩：セメントペーストと骨材の界面の構造・組織がコンクリートの品質に及ぼす影響，コンクリート工学，Vol.33，No.9，pp.5-17，1995.9
- 10) 綾野克紀，藤井隆史：高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの凍結融解抵抗性に関する研究，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol. 70，No. 4，pp.417-427，2014. 12
- 11) 青山琢人，胡桃澤清文，名和豊春：セメント硬化体の Ca^{2+} 溶脱に伴う拡散変化，セメント・コンクリート論文集，No.65 (2011)，pp.161-167，2012. 2
- 12) 土木学会：コンクリート技術シリーズ 80：構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会(335委員会)成果報告書，コンクリート技術シリーズ，No.80，pp.30～31，2008
- 13) 国土交通省 東北地方整備局：東北地方における凍害対策に関する参考資料(案)，p.19，2019
- 14) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事，2022
- 15) 十河茂幸他，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.1，pp. 19-28，2017
- 16) 東・中・西日本高速道路(株)：設計要領 第二集 橋梁建設編，p.10-8，2016.8
- 17) 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，pp.49-51，2017.11
- 18) 土木学会：高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートに関する研究小委員会(354委員会)成果報告書，コンクリート技術シリーズ，No.117，付属資料 4，pp.31-40，2018
- 19) 土木学会：高炉スラグ細骨材を用いたコンクリート製品の設計・製造・施工指針(案)，コンクリートライブラリー，No.155，pp.115-118，2019.3

第6章 結論

6.1 本研究で得られた成果

持続可能な社会づくりを目指すためには、我が国の社会資本を支える PC 構造物も既存ストックに対する効率的な維持管理・延命化とともに、全体最適の視点のもと、必要に応じて更新または改築を選択することが求められている。そこで、本研究では、既存 PC 橋の健全度評価・判定技術の向上と、既存 PC 橋の改築・更新事業に適用される構造物の更なる高耐久化に関する検討を行った。

各章で得られた結果を以下に示す。

(1) 既存ポステン PC 橋の耐荷性能評価に関する研究について

第3章では、シーソおよび PC 鋼材腐食やグラウト充填不良を有するポステン PC 桁の外観ひび割れから、点検・診断・評価に有効となる着目点を見出すことや、これらの損傷が PC 桁の耐荷性能を左右するプレストレスに与える影響を把握することを目的に、実橋のグラウト充填調査結果のデータ分析およびグラウト充填度や PC 鋼材腐食度を実験要因とした電食実験を実施し、ひび割れ発生メカニズムやプレストレス変化について検討した。さらに、電食実験を対象とした数値解析を実施して、腐食進行解析モデルの構築を試みた。以下に得られた知見を示す。

- 1) グラウト充填不足部ではシーソ腐食による主桁のひび割れは生じにくいとの認識もあったが、実橋の調査結果では、シーソ沿いに発生しているひび割れの70%がグラウト充填不足であった。
- 2) 実橋データより、シーソに沿ったひび割れの長さや幅と充填不足長の関係には、若干の正の相関が認められた。また、シーソかぶり厚が薄い箇所のひび割れ発生頻度は高いが、PC 鋼材の腐食程度との関係性は認められなかった。
- 3) 供試体による電食実験により、シーソ腐食によるコンクリート表面に発生するひび割れは、腐食初期の段階で発生し、シーソ内部にグラウトが充填していなくとも発生する事を確認した。
- 4) シーソ腐食によるひび割れは、グラウト充填不足部と充填部の境界から発生しやすく、充填部側に進展しやすい傾向が得られた。
- 5) 電食実験では、PC 鋼材の腐食は、グラウト充填不足と充填部の境界部で最も進行した。また、鋼より線の側線が芯線よりも腐食が激しくなり、側線間での腐食程度のばらつきが大きくなることが分かった。
- 6) グラウト充填不足部の PC 鋼材腐食による断面減少や、腐食ひび割れによる躯体コンクリートの剛性低下による緊張力の低下は、グラウトによる付着がない区間に影響するが、緊張力の減少挙動は、腐食ひび割れの進展挙動と相関性があることを確認した。
- 7) PC 鋼材の断面減少による緊張力の低下は、断面減少率に加えて鋼材長さ方向の断面減少範囲の影響を受けることについて理論解を示し、実験により確認した。
- 8) PC 鋼より線の素線に破断が生じた場合、各素線の緊張力分担率に偏りが生じることを実験で確認し、より線全体の重心に対するモーメントバランスが変化することによる PC 鋼より線断面の曲率変化が影響している可能性について考察した。
- 9) ケーブル曲げ上げ部に腐食ひび割れが発生した場合、桁下縁の橋軸方向ひずみが腐食の進行とともに引張側に挙動した。このことから、プレストレスの鉛直分力作用下でシーソの腐食膨張や腐食膨張に伴うひび割れの発生に起因する変形が、部材の応力分布に与える可能性があることを確認した。

第4章では、グラウト充填不良やPC鋼材腐食および腐食ひび割れを有するPC桁の耐荷性能を把握することを目的に、グラウト充填度およびPC鋼材腐食度を実験要因とした供試体による電食実験を実施し、電食後の供試体を用いて載荷実験を行った。また、第3章で構築した腐食進行解析モデルを用いて、載荷実験を対象とした再現解析を実施し、グラウト充填不足の範囲やグラウト再注入が耐荷性能に与える効果について検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 支間中央部にシーブ・PC鋼材の腐食を再現した供試体による載荷試験の結果、PC鋼材の5%程度の質量減少と腐食ひび割れが部材に生じても、載荷点よりPC鋼材の有効高さ程度シフトした位置まで（本実験供試体では、支間中央部0.4L程度まで）グラウトが充填されていれば、部材の初期剛性や最大荷重に至るまでの耐荷挙動に明確な差が生じないことを確認した。
- 2) シーブ沿いのひび割れが発生している場合、曲げひび割れは、グラウト充填部と充填不良部の境界付近に発生することが分かった。これは、PC鋼材の腐食によるグラウト充填不良部での緊張力の減少や、腐食ひび割れに起因する鉄筋やシーブの付着切れによって、部分的にプレストレスが減少したものと推察できる。
- 3) 曲げ上げ定着部のグラウト充填の有無をパラメータとしてせん断耐荷性能の確認を行った結果、せん断/曲げ耐力比が0.8前後であった供試体では、PC鋼材に腐食が生じていない場合、両者の初期剛性や最大荷重に至るまでの挙動に明確な差は認められず、最終的な破壊形態も両者とも曲げ破壊となった。
- 4) 一方、曲げ上げ定着部にグラウト充填不良部が存在する場合、斜めひび割れの進展が顕著となり、載荷によってグラウト充填不足区間のPC鋼材張力が一様に増加することを確認した。
- 5) グラウト充填不足部を有し、PC鋼材に質量減少率20%程度の腐食（15%程度の緊張力低下）および腐食ひび割れが生じている供試体は、載荷荷重の増加に伴いPC鋼材の張力増加で素線が破断し、最終的にせん断破壊となった。
- 6) 3章で構築した腐食進行解析モデルを用いて荷重漸増解析による耐荷挙動の比較を実施し、初期の剛性に若干の相違が認められるが、最大荷重および最大荷重時変位、ひび割れ進展状況についてモデルの再現性が高いことを確認した。
- 7) グラウト充填不良範囲を変化させたモデルを用いた解析的シミュレーションでは、腐食ひび割れ量が多いほど載荷時の初期剛性が低下することを確認した。また、斜めひび割れが形成されて最終的にせん断破壊に至るには、腐食ひび割れと載荷ひび割れの発生状況が影響することを確認した。
- 8) グラウト再充填が耐荷性能に与える効果把握を目的とした解析的シミュレーションでは、グラウト再充填が耐荷力に与える影響を評価するためには更なる検討が必要であるが、斜めひび割れ部近傍での変形の影響が支配的となる荷重段階において、再充填グラウトによって、斜めひび割れ面でのずれ変形に抵抗すること、シーブが潰れる変形を抑制する効果が得られることを確認した。

(2) 既存PC橋の改築更新に適用するコンクリートに関する研究について

第5章では、PC鋼材の腐食による劣化程度が激しく、補修・補強などの対策に要する労力や費用が莫大なものとなり撤去・再構築しなければならないと判断した場合や、社会要請により拡幅等の改築が必要となった場合を想定し、改築更新に用いるPC部材の高耐久化や、施工の合理化が可能となるコンクリートとして、高炉スラグ細骨材(BFS)を用いたコンクリートの性能および施工性に関する研究を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 製造元の異なる種々の BFS を用いて BFS コンクリート供試体を作成し、クリープ・乾燥収縮を中心に、種々の特性について実験を行った。その結果、いずれの BFS を用いた場合でも、天然砕砂を用いたコンクリートに比べて、高い耐久性と約 2~3 割程度のクリープ・乾燥収縮低減効果を得られることが確認できた。
- 2) BFS コンクリートの耐凍害性について、その抵抗性が向上するメカニズムを検証した結果、塩水環境下においては、BFS の水和反応によってモルタル中のカルシウムイオンの溶出が少なくなることで、空隙の増加を抑制することが一つの要因として考えられることが分かった。
- 3) BFS コンクリートは、材料分離の抑制や耐久性向上の観点から増粘剤の添加が必要とされ、比較的水セメント比の小さな PC 構造物向けの配合の場合、高粘性な性状と硬化速度の速さが相まってフィニッシュビリティに課題があった。そのため、天端仕上げ剤の使用が必要とされるが、仕上げ剤がコンクリートの品質に及ぼす影響は明らかにされていない。そこで本研究では、仕上げ方法の違いが BFS コンクリートの耐久性などに及ぼす影響について検討を行い、仕上げ剤が BFS コンクリートの表面強度や緻密性に及ぼす影響は小さく、仕上げ剤を用いたフィニッシュビリティの改善策が有効であることを確認した。ただし、仕上げ剤の種類によっては、長期的なスケーリングに対する抵抗性が若干劣る可能性が示された。
- 4) 仕上げ剤を用いないフィニッシュビリティの改善方法として、BFS コンクリートのフレッシュ性状に及ぼす影響を検討し、塑性流動の降伏値低下や、適度なブリーディング水の確保が可能となることがわかり、フィニッシュビリティの改善が期待できることが分かった。
- 5) 既設 PC 橋に新設 PC 桁を連結して拡幅する改築工事の実施にあたり、新設 PC 桁のクリープ・乾燥収縮低減のために BFS コンクリートを適用し、養生期間を短縮することで大幅な工程短縮を実現すると共に、有害な拘束応力の発生を抑制した。また、BFS コンクリートのクリープ・乾燥収縮低減効果を考慮した数値解析結果と実橋のひずみ計測結果の比較より、BFS コンクリートのクリープ・乾燥収縮低減効果を確認した。

6.2 既存 PC 橋の維持管理・改築更新に関するシナリオデザイン

コンクリート橋の維持管理の手順として、コンクリート標準示方書維持管理編では、図 6.2-1 が示されている。コンクリート構造物が保有する性能は、時間の経過とともに低下するが、この低下する保有性能をどの様に把握するかが適切な維持管理を行う上で重要となる。コンクリート橋の点検では、外観調査で観察されるひび割れが性能評価の有力な手掛かりとなるが、PC 構造物は RC 構造物に比べて構造ひび割れが発生するまでに劣化が相当に進行していることがあるため、予防保全による維持管理が基本であり、劣化初期の兆候をつかむことが重要となる。

本研究では、既存 PC 橋の維持管理から改築更新までのシナリオを構想するための技術として、PC 構造物の生命線である PC 鋼材の健全性について、外観調査から得られるシース沿いのひび割れを手掛かりとした性能評価方法

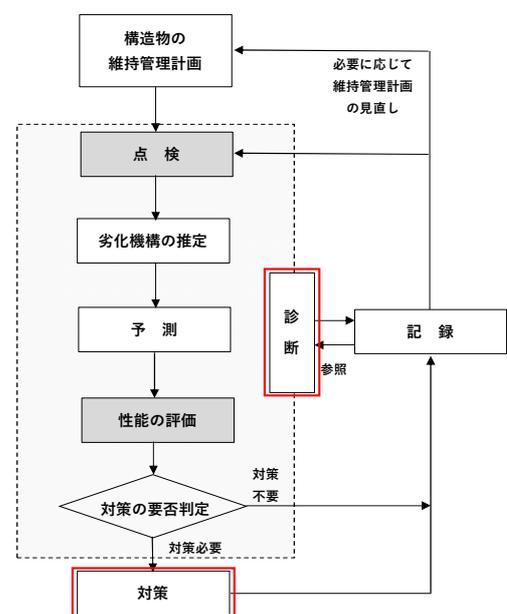


図 6.2-1 構造物の維持管理手順¹⁾

に関する検討と、既存 PC 橋の性能評価や総合的な判断により、更新改築が選定された場合に構築する PC 構造物の高耐久化に関する検討をおこなった。

以下に本研究で得られた知見に基づき、既存ポステン PC 橋の診断における点検の着目点や性能評価・判定の指標、部分的な更新・改築が必要と判定された PC 橋の耐久性向上について提案する。

(1) 点検の着目点に関する提案

外観調査でシーす沿いひび割れが確認された場合は、高い確率（7割程度）でグラウト充填不良部であると考えて良い。また、ひび割れ長さや充填不足長さには相関があり、腐食ひび割れはグラウト充填不良と充填部の境界から発生する傾向にある。さらに、PC 鋼材の腐食はグラウト境界部で局所的に進行する傾向にあることから、ひび割れ発生起点をターゲットとして内部の PC 鋼材の状態を確認する事が望ましい。

グラウト充填不良部で腐食が生じた PC 鋼材の緊張力については、鋼材断面の減少率だけでなく、グラウトによる付着がない区間の断面減少範囲の影響を受けることを理論式で示した。また、PC 鋼より線の素線が破断すると、各素線の張力分担に偏りが生じ、素線の断面減少率以上に緊張力の低下が生じるため、残存プレストレスの評価において留意する必要がある。

さらに、曲げ上げ部にシーす沿いひび割れの生じた PC 桁のプレストレス減少挙動は、ひび割れ長さの進展挙動に相関関係があることから、定期的点検によってひび割れが過度に進展していることが確認された場合には、詳細調査や対策実施の優先度を高めることが有用であり、これらの視点に基づいた点検および対策の優先順位付けを行なうことで、維持管理の効率化が図れるものと思われる。

(2) 耐荷性能評価・判定に関する提案

グラウト充填不良が生じやすい PC 鋼材曲げ上げ部は、せん断着目断面にグラウトが充填されていなくても、PC 鋼材に腐食等の劣化が生じていなければ、グラウトが充填されたものと同程度の耐荷力を有している。しかし、一方で、グラウト充填不良の場合、斜めひび割れ発生後の PC 鋼材の張力増加が大きいため、グラウト充填不良部に PC 鋼材腐食が生じていた場合は鋼材破断が生じる可能性がある。また、グラウトが充填不良であることから、鋼材破断後の付着による再定着が期待できないため、PC 鋼材の破断を起点とする脆性的なせん断破壊リスクが高まると言える。

したがって、曲げ上げ部がグラウト充填不良の状態にあるポステン PC 桁は、PC 鋼材が健全でかつ腐食性環境におかれていない状況を除いて、耐荷機構を保証する対策が必要となるが、せん断破壊は予知が困難な脆性的な破壊を招くリスクが高いことから、今後の供用年数やライフサイクルコスト、補強対策の容易さ、構造物の重要度を考慮したうえで、更新や改築の判断も視野に入れた対策の検討が必要である。

また、供試体による電食実験を対象として、一定の再現性が得られた腐食進行解析モデルの構築を試み、耐荷性能を評価する上では、シーすに直接膨張ひずみを与え、PC 鋼材の腐食による質量減少を断面減少として考慮することで、腐食によるひび割れの進展や荷重によるひび割れの進展挙動を比較的精度良く評価することが可能であることがわかった。

グラウト充填不良範囲やグラウト再注入が耐荷性能に与える影響を解析的シミュレーションで示した。曲げ上げ定着部のグラウト充填不良が生じた PC 梁について、腐食ひび割れ量が初期剛性に影響を与える事や、グラウト再注入が耐荷力に与える影響を評価するには更なる検討が必要であるが、斜めひ

び割れ発生後の剛性向上に寄与することが明らかとなった。

(3) PC 橋の改築更新に適したコンクリートの耐久性向上に関する提案

PC 橋の既存ストックを持続的に有効活用するには、劣化した部材の部分的な更新や機能向上のための改築が必要とされるケースも想定する必要があるが、PC 橋の部分的な更新や改築では、新規製作される PC 部材に用いるコンクリートには、高い耐久性が求められる。また、供用中の PC 橋の改築更新工事では、車線規制や通行止めを伴う可能性もあり、施工の急速化も要求性能となる。

PC 構造で拡幅や部分的な更新を行う場合、既設構造物との一体化の時期は一般的に新設 PC 桁の製作後、クリープ・乾燥収縮を進行させるために 6 か月間の養生期間が必要とされるが、新設桁に BFS コンクリートを用いた場合、クリープ断面力を低減することで養生期間の短縮が可能となる。さらに、乾燥収縮の低減による新旧コンクリートの打ち継ぎ部のひび割れ抑制や、塩化物イオンの浸透抑制や ASR 抑制など、構造物の耐久性を向上できる。

ただし、PC 構造物に用いる水セメント比の小さな富配合の BFS コンクリートは、材料分離抵抗性を確保するために添加される増粘剤の影響もあり、フニッシュビリティーの確保に注意が必要である。本研究で実施した仕上げ方法の比較検証成果や高炉スラグ微粉末の併用によるフレッシュ性状の向上効果を参照し、実橋で適用する BFS コンクリートの配合計画を行うのが望ましい。

以上が PC 橋の維持保全と改築更新の各段階で活用する PC 技術の端緒を検討した成果であるが、ポステン PC 桁の効率的で持続可能な維持管理手法の構築は喫緊の課題であり、調査点検の優先度の順位付け指標や非破壊による検査技術など、求められる課題は多い。さらに、今後はデジタルツインや AI を活用した維持管理技術の推進が図られるなか、PC 橋の維持管理においても、劣化予測や修繕・更新などのシミュレーションにこれらの技術が確立されれば、画期的な業務の効率化が期待できる。

また、PC 橋のメンテナンスが本格化する中で、劣化状態によっては一部更新の対策を実施するケースや、機能向上を目的とした改築などの対策を実施するケースも増加すると考えられ、今後ますます PC 構造物の特性に適した、耐久性、生産性、環境性に優れた材料や構造の開発が必要となる。

最後に PC 橋のメンテナンスサイクルのシナリオを示す (図 6.2-2)。PC 橋のメンテナンスも、他の構造物と同様に、点検・診断・措置のループとなるが、今後、膨大な建設数を有するポステン PC 橋のメンテナンスが本格化する中で、国内の生産年齢人口の減少に伴って、点検診断を行う技術者の不足が懸念される。さらに、PC 橋は、RC 構造と違って劣化の進展期から加速期への移行が急激であり予防保全型のメンテナンスには多くの課題がある。これらを解決するため、点検の着目点の効率化や性能評価の合理化、デジタル技術を活用した次世代型のメンテナンスへの取組みによって、人的資源の減少を補う必要がある。

一方、既存ストックを長期的に有効活用するためには、構造物の重要度を踏まえたうえで、改築や更新といった選択も必要となり、その場合は、PC 構造物に適し、更なる高耐久化、環境性と社会的影響を考慮した付加価値の高い構造物により社会資本を整備することが求められる。

本研究の成果は、このメンテナンスサイクルの実現に資する技術の一端であり、これらの技術がさらに充実することで、メンテナンスフリーに近い、時間軸の長いメンテナンスループによる維持管理が実現可能となると考える。

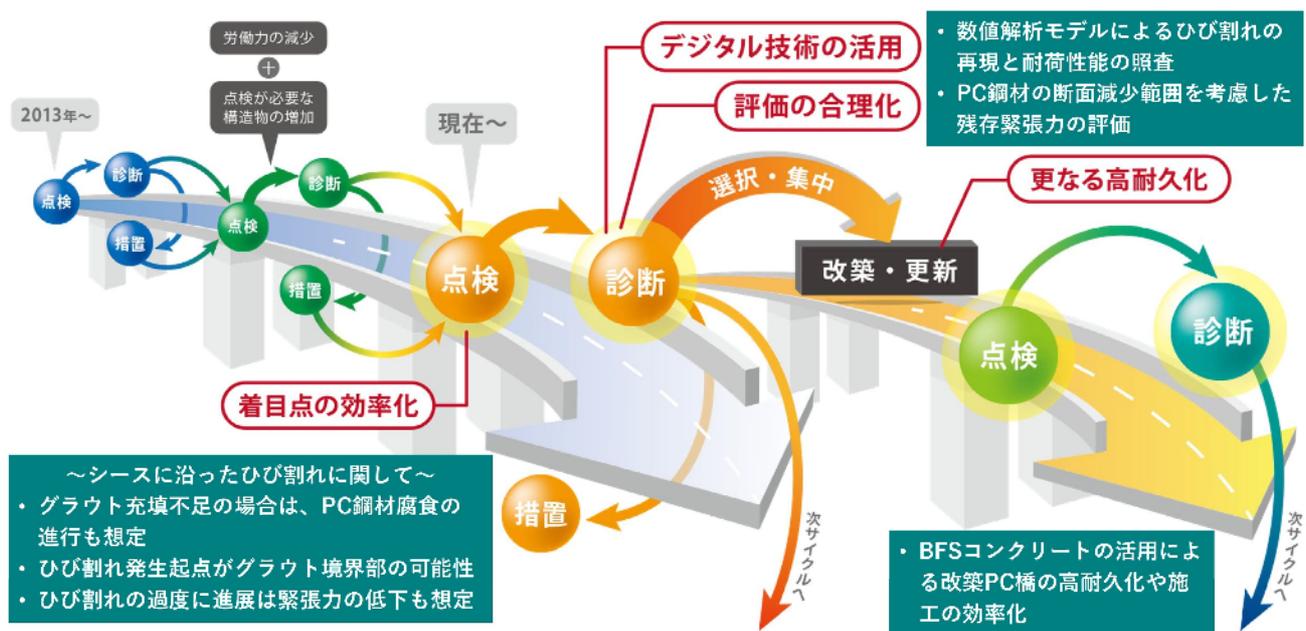


図 6.2-2 メンテナンスサイクルのシナリオ

参考文献

- 1) 土木学会：2018年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕

謝辞

本論文は、筆者が京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻博士後期課程において取り組んでまいりました「既存 PC 橋の耐荷性能照査と改築更新に適したコンクリートの開発に関する研究」についての成果をまとめたものです。本論文をまとめるにあたり、多くの方々から貴重なご指導、ご支援を賜りましたこと感謝申し上げます。

京都大学大学院教授 山本貴士先生には、本論文をまとめるにあたり、京都大学大学院への入学前から研究テーマに関するご相談をさせて頂き、幅広い見識から懇切丁寧なご指導とご助言を賜りました。ここに心より厚く御礼申し上げます。

京都大学名誉教授 宮川豊章先生には、京都大学大学院に入学する機会を与えていただくとともに、一步を踏み出す後押しをしていただきましたこと、心より厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院教授 西山峰弘先生には、建築学における PC 構造の見地からご指導およびご助言をいただきました。また、論文審査の際には貴重なお時間を割いていただきご指導いただきました。ここに深く感謝いたします。

京都大学大学院教授 北根安雄先生には、構造工学の見識よりご指導およびご助言をいただきました。また、論文審査の際には貴重なお時間を割いていただきご指導いただきました。ここに深く感謝いたします。

京都大学大学院准教授 古川愛子先生には、本論文をとりまとめるにあたり、温かい言葉でのご助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

岡山大学大学院教授 綾野克紀先生、同 准教授 藤井隆史先生、同 修士課程 能勢幸太郎氏（現：ピーエス三菱）には、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートに関する研究におきまして、実験の計画や結果の評価に関しまして多大なるご指導とご協力をいただきました。ここに心より感謝いたします。

神戸大学大学院准教授 三木朋広先生、関西大学准教授 上田尚史先生、大阪大学大学院助教 寺澤広基先生、高知工業高等専門学校教授 近藤拓也先生には、グラウト充填不足を有する既存 PC 橋の耐荷性能評価に関して貴重なご意見をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

西日本高速道路株式会社 丹野篤氏、福田雅人氏には、高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートを PC 橋改築工事へ適用するに際して、多大なるご理解とご指導をいただきました。深く感謝いたします。

本論文をまとめるにあたり、京都大学大学院構造材料研究室の皆様には数多くのご協力をいただきました。研究室のゼミでは、京都大学大学院助教 高谷哲先生、同 技術部 平野裕一氏、地方独立行政法人大阪産業技術研究所 左藤眞市氏、一般財団法人電力中央研究所 金光俊徳氏、株式会社 IHI インフラ建設 高木祐介氏、阪神高速道路株式会社 岡本信也氏から貴重なご意見、ご助言をいただきました。ここに感謝申し上げます。三井住友建設株式会社 室田敬氏、株式会社 IHI 廣井幸夫氏には、社会人課程博士としての研究の進め方に関するご助言と励ましのお言葉をいただきました。ここに感謝申し上げます。研究室秘書の三木由有氏には、事務手続き等で大変お世話になりました。ありがとうございました。

ポストテンション PC 梁の供試体実験と再現解析では、研究室の八木健志氏（現：東日本旅客鉄道株式会社）、柘植啓亮氏、住友電気工業株式会社 松原喜之氏、鷹羽邦治氏、JIP テクノサイエンス株式会社 小森宏昭氏、淵澤健一氏に多大なるご協力をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

株式会社ピーエス三菱 代表取締役社長 森拓也氏，同 特別顧問 蔵本修氏，同 顧問 森島修氏，同 顧問 三島康造氏，同 執行役員技術本部長 大山博明氏，同 執行役員大阪支店長 藤原博之氏におかれましては、業務の傍ら博士課程にて研究を行う機会を与えていただきました。この場を借りて御礼申し上げます。同 執行役員 小林仁氏には、博士課程へのチャレンジを薦めていただくと共に、多くの激励とご助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。同 大阪支店土木技術部 河中涼一氏，田邊睦氏，岡下裕一氏には、忙しい業務をこなしながら、本研究の供試体実験や解析で多大なる協力をいただきました。ここに深く感謝いたします。

最後に、傘寿を迎える両親に学位取得の報告できることは望外の喜びであります。また、この数年間、休日も自室に籠って作業していた筆者の事情を理解し、応援してくれた家族に感謝の意を表し、謝辞とさせていただきます。

橋野哲郎