

軸方向ひび割れの発生メカニズムとその変状を有する中小規模 PC 橋の
維持管理におけるリスクアセスメントの利用に関する研究

2019 年 9 月

西 弘

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.1.1 橋梁の現状と高齢化	1
1.1.2 市町村が抱える維持管理の課題	2
1.2 本研究の目的	3
1.3 本論文の構成	5
参考文献	8
第2章 PC 橋の維持管理の現状と課題	10
2.1 PC 橋の維持管理の現状	10
2.1.1 PC 橋の現状と問題	10
2.1.2 落橋事例からの維持管理に関する課題	10
2.1.3 PC 橋の維持管理基準の現状	12
2.1.4 グラウト充填不足による外観変状と原因	13
2.2 軸方向ひび割れに関する既往の研究	17
2.2.1 軸方向ひび割れ発生の原因	17
2.2.2 軸方向ひび割れとシーす内部の状況	18
2.2.3 軸方向ひび割れと耐荷性能に関する研究	19
2.3 今後の課題	20
参考文献	21
第3章 軸方向ひび割れを有する既設ポステン T 桁橋の調査に基づくリスク評価	25
3.1 はじめに	25
3.2 軸方向ひび割れを有する既設ポステン T 桁橋の調査	25
3.2.1 A 橋の調査	25
3.2.2 B 橋の調査	29
3.3 調査結果に基づくリスク評価	33
3.3.1 建設年次を背景としたリスク評価	33
3.3.2 A 橋のリスク評価	33
3.3.3 B 橋のリスク評価	34
3.4 まとめ	34
参考文献	34

第4章 軸方向ひび割れの発生メカニズムとひび割れ性状に関する検討	37
4.1 はじめに	37
4.2 凍結融解試験による軸方向ひび割れの発生メカニズムの検討	37
4.2.1 検討概要	37
4.2.2 試験概要	38
4.2.3 試験結果と考察	42
4.3 数値解析による検討	57
4.3.1 検討概要	57
4.3.2 検討ケース	57
4.3.3 解析モデルおよび条件	58
4.3.4 解析結果	58
4.4 軸方向ひび割れの発生メカニズムの考察	60
4.5 まとめ	60
参考文献	61
第5章 シース径とかぶりが軸方向ひび割れに与える影響に関する検討	62
5.1 はじめに	62
5.2 試験概要	62
5.2.1 試験要因	62
5.2.2 供試体諸元	62
5.2.3 電食方法	63
5.2.4 試験項目	63
5.3 試験結果	64
5.3.1 コンクリート表面のひび割れ性状	64
5.3.2 コンクリート表面のひび割れ幅	64
5.3.3 コンクリート断面のひび割れ性状	66
5.4 まとめ	69
参考文献	70
第6章 軸方向ひび割れを有する PC はりの耐荷性能に関する検討	72
6.1 はじめに	72
6.2 試験概要	72
6.2.1 試験要因	72
6.2.2 供試体概要	73
6.2.3 測定方法	74
6.3 試験結果と考察	75

6.3.1	電食後のひび割れ状況	75
6.3.2	PC はり供試体の腐食状況	75
6.3.3	PC はり供試体のひずみ分布	76
6.3.4	残存プレストレス量の割合	77
6.3.5	曲げひび割れ状況	78
6.4	まとめ	78
	参考文献	79
第7章	リスクアセスメントの既設 PC 橋維持管理への利用	80
7.1	はじめに	80
7.2	検討方法	80
7.3	建設当時の背景と全般検査に基づいたリスク分析	81
7.3.1	建設当時の背景によるリスク分析	81
7.3.2	全般検査（定期点検）によるリスク分析	82
7.4	グラウト充填状況によるリスク評価と数値解析によるシナリオ上のリスク低減策	83
7.4.1	グラウト充填調査によるリスク評価	83
7.4.2	既設 PC 橋の耐荷性能の解析的検討によるリスク評価	87
7.4.3	既設 PC 橋のリスク低減策	96
7.5	既設 PC 橋の維持管理に関するリスクアセスメント	97
7.6	まとめ	99
7.6.1	建設当時の背景によるリスク分析・評価	99
7.6.2	全般検査によるリスク分析・評価	99
7.6.3	グラウト充填度調査によるリスク分析・評価	100
7.6.4	PC 橋の耐荷性能の検討によるリスク分析・評価	100
	参考文献	101
第8章	結論	103
8.1	本研究で得られた結論	103
8.2	今後の課題	108
8.3	軸方向ひび割れが発生した中小規模 PC 橋の維持管理の提案	109
	参考文献	111
	謝辞	112
	本論文に関する投稿論文・口頭発表一覧	114

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.1.1 我が国における橋梁の現状

我が国は、高度経済成長期に集中的に整備された社会資本ストック（道路橋、トンネル、河川、下水道、港湾等）が数多く蓄積されている。そのため、今後20年間で建設後50年以上を経過するインフラが加速度的に増加すると予測されている^{1.1),1.2)}。インフラの老朽化による事象事例の一つとして2012年12月に発生した中央自動車道笹子トンネル天井板落下事故がある。この事例からインフラの維持管理に対する世論の意識が高まり、国土交通省では2013年を「社会資本メンテナンス元年」と定め、老朽化対策の取組みが推進されている。2013年11月には、政府全体の取組みとして「インフラ長寿命化基本計画」が、2014年5月には「国土交通省インフラ長寿命化計画（行動計画）」が策定された。これらを契機に関係省庁や地方公共団体は具体的な行動計画の策定とそれに基づくインフラ長寿命化対策を実施している^{1.1),1.2)}。今後も引き続き、持続的、実効的な社会資本メンテナンスの実現が課題となっている。

社会資本ストックの一つである我が国の道路橋は、国土交通省道路局調べ（道路メンテナンス年報 平成30年8月^{1.3)}）では、橋長2m以上の橋梁数が約73万橋となっている^{1.3),1.4)}。図1-1の建設年度別橋梁数（橋長2m以上）に示すように、橋梁数は戦後復興の1950年頃から高度成長期に増加し、1973年の第1次オイルショック頃をピークに減少傾向となっている。建設後50年を経過した橋梁の割合は、現在の2018年では約25%であるのに対し、5年後の2023年には約39%、10年後の2028年には約50%、2033年には約63%を占め、橋の高齢化が急速に進むと予測されている^{1.2),1.3)}。

図1-2に橋長2m以上の橋梁の道路管理者別橋梁数を示す^{1.3)}。内訳は、国土交通省では約38,000橋（5%）、高速道路会社は約24,000橋（3%）、道路公社は約2,000橋（0.3%）、①都道府県は約138,000橋（19%）、②政令市は約46,000橋（6%）、③市町村が約477,000橋（66%）となっており、地方公共団体（①+②+③）が管理する橋梁は約660,000橋で、全体の約91%を占めている。これら多くの橋梁を管理する地方公共団体では2014年7月に全都道府県で「道路メンテナンス会議」が設置され、例えば、点検・診断の高度化、効率化、データベースシステムの開発・導入、市町村への

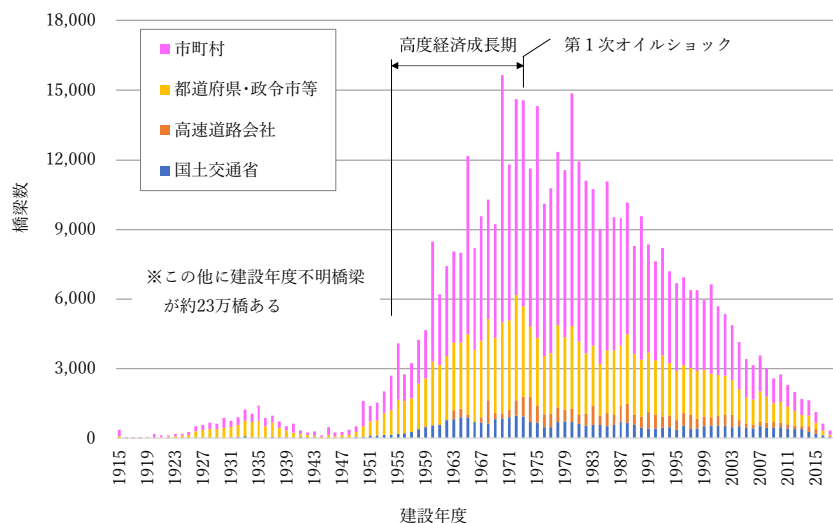


図1-1 建設年度別橋梁数（橋長2m以上）^{1.3)}

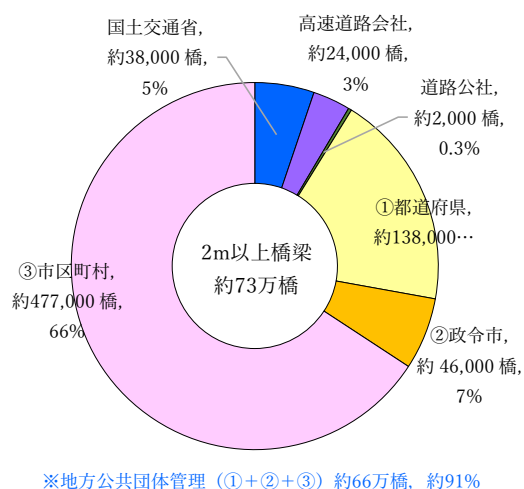


図1-2 道路管理者別橋梁数 ^{1.3)}

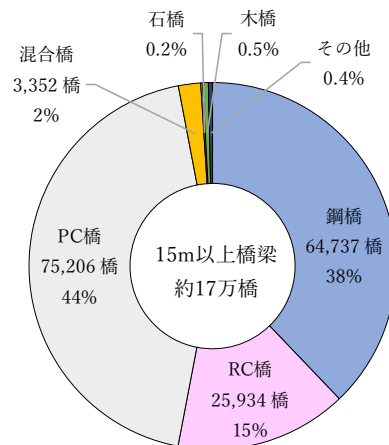


図1-3 上部工使用材料別橋梁数 ^{1.4)}

技術的助言を行う窓口の設置など、インフラ長寿命化対策の取組みが進められるとともに、その活動事例の情報共有がなされている。しかし、そのうちの約66%の橋梁を管理する市町村の現状は厳しく、財政状況、人員面、人材面において深刻な状態となっている^{1.2)}。

図1-3に示す橋長15m以上の橋梁に関する上部工使用材料別の割合は、全数17万橋のうちコンクリート橋が全体の半数以上を占め、内訳は、鋼橋が約38%、RC橋は約15%、PC橋は約44%、混合橋、石橋、木橋、その他が約3%となっている^{1.4)}。一方、構造形式別橋梁数では桁橋が約73%を占め、橋長分布では約96%の橋梁が橋長100m以下である。このように我が国では中小規模橋梁のPC桁橋を数多く保有していることがわかる^{1.3),1.4)}。

1.1.2 市町村が抱える橋梁の維持管理に関する現状 ^{1.5)}

市町村が抱える橋梁の維持管理に関する課題について、市町村の橋梁維持管理研究会では、政令指定都市を除く、近畿圏内2府4県下の市町村に対して、独自アンケートを実施している。配布数210通、回答数130通、回収率62%である。アンケート結果の主な内容を以下に示す^{1.5)}。

- (1) 研修会や講習会の参加状況について、所属機関内での研修会や講習会はほとんど開催していないが77%である。一方、所属機関外への参加状況は、積極的に参加38%、内容によって参加60%であり、職員の技術力向上、情報収集、知識の蓄積が積極的に行われている。
- (2) 市町村の職員が求めている講習会の内容について、室内講習では、点検手法15%、診断方法16%、対策方法17%、積算基準16%、対策の優先順位決定手法13%の回答でありほぼ同程度の回答数であった。一方、現地実習では、対象橋梁の損傷評価と対策工法の研修が約40%、現地点検実務講習が約30%を占めている。室内講習では維持管理に関して全体的な内容が、現地実習では実務に即した具体的な点検・調査の体験、具体的な橋梁での地域特性や特有な問題を考慮した損傷評価と対策の選定についての研修が望まれている。
- (3) 技術系職員と管理体制について、橋梁の維持管理に従事する技術系職員数は、0名6%、1

名 22%, 2 名 31%, 3 名 16%, 4 名 13%となっており, 4 名以下の市町村が 88%と高い割合となっている。今後の人材確保については「充足の見込みがない」あるいは「未定」との回答がほとんどとなっている。問題として経験年数が短いことが上げられ, 職場内での異動や配置換えによる要因が大きく, 技術の蓄積や伝承が難しい状況にあるといえる。なお, 技術レベルや知識を得るためには 3~5 年以上の経験が必要であるとの回答が多く見受けられた。

- (4) 技術系職員の必要性について, コスト縮減 52%, 職員の技術力向上 28%, 管理者としての意識向上 14%の理由から, 約 80%の市町村の職員が自ら点検を行う必要があると回答されており, 維持管理への積極的な取組みが伺える。「誰が対策の可否を判定するのか」に対する回答について, 約 20%の市町村では職員で判断しているが, 約 70%の市町村の職員が建設コンサルタントへの委託による判断と回答している。
- (5) 「管理者の立場からどのような維持管理マニュアルが必要か」との問いに, 診断マニュアル 27%, 優先順位決定マニュアル 20%との回答が多く, 現在, 現場に即した実務を行う上で, 最も参考文献や資料が少ない種類のマニュアルであることが判った。

このように, 技術系職員が少ない市町村では技術系職員の人数が少ないものの, 橋梁の維持管理に取組む意識は高く, 今後, 自ら維持管理の実務を実行する必要があるとの回答がほとんどであり, 中小規模橋梁やコンクリート橋を多く抱えている市町村では, 職員や実務者が活用しやすいマニュアルが求められている。中小規模橋梁や PC 橋に着目した維持管理方法をまとめることが問題解決の一助になると考えられる。

1.2 本研究の目的

国内の PC 橋のうち数多く採用されている構造形式は, ポストテンション方式 (以下, ポステンと称す) T 桁橋である。橋梁の設計において, 適用支間長が 20~45m の中小規模橋梁の構造形式を選定するにあたって, 1969 年に旧建設省の標準設計図集が制定されたことや, 経済的であることなどから, ポステン T 桁橋は 1960 年代から急速に増加し, 1970~1979 年をピークに数多く建設され, 現在, 橋齢 40~60 歳を迎えるタイプの中小規模 PC 橋である。



(a) 主桁下面の橋軸方向ひび割れ



(b) ウェブの主ケーブルに沿ったひび割れ

図 1-3 ポステン T 桁橋のひび割れパターン

玉越らの道路橋の定期点検に基づく分析^{1.6)}では、このポステンT桁橋の損傷のうち最も多い損傷が、図1-3(a)に示すような主桁下面に発生している橋軸方向ひび割れであり、図1-3(b)のようにウェブの主ケーブルに沿ったひび割れも高い頻度で発生していると報告されている。これらのPCケーブルに沿ったひび割れ（以下、軸方向ひび割れと称す）は、PC橋特有の変状の一つであると認識されており、PCグラウト（以下、グラウトと称す）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^{1.7),1.8)}。しかし、そのメカニズムや進行性などは明らかにされていない。

国土交通省令により道路橋などの構造物は5年に1回の定期点検が、鉄道橋では2年に1回の通常全般検査が実施されている。しかし、これら現行の定期点検要領^{1.9),1.10)}や維持管理標準^{1.11)}には、PC構造物の耐荷性能、耐久性能の生命線であるグラウト充填不足やPC鋼材腐食に対する健全性を評価する方法が具体的に記されていない。そのため、外観上でPC構造物の健全性を評価することが極めて難しく、容易に診断できないリスクを保有している。

以上のことから、国内の中小規模PC橋では、高齢のポステンT桁橋を数多く保有していること、このタイプの橋梁の損傷の多くは軸方向ひび割れであること、これらの診断には専門的な知識を必要とすること、市町村職員や橋梁点検の実務者が目視レベルでPC構造物の健全性を評価する指標が求められていることがわかった。

本研究では、数多く建設されたポステンT桁橋に発生する頻度が高い「軸方向ひび割れ」に着目して、維持管理に関するリスクアセスメント、点検実務者が判断できるシナリオ上での維持管理におけるリスクヘッジを整理するために、以下に示す5点を目的として検討を行った。

- (1) 橋梁定期点検は近接目視が基本となっているが、PC橋特有の変状の一つである軸方向ひび割れの原因は、グラウト充填不足やPC鋼材腐食に起因する劣化といわれている。そのため、軸方向ひび割れを有する既設ポステンT桁橋の「外観変状とシース内の状況との関係」と「軸方向ひび割れ付近のコンクリート性状」を確認する目的で、供用中の実橋（道路橋）にて詳細調査を実施した。
- (2) 軸方向ひび割れが生じている中小規模PC橋において、リスクアセスメントの利用による維持管理方法を提案することを目的に、橋梁点検、グラウト充填度調査、PC鋼材腐食度調査、補修・補強方法などPC橋の維持管理の現状と課題を整理した。
- (3) 軸方向ひび割れの主な原因は、シース内に滞水した水の凍結膨張圧、プレストレスの横方向ひずみ、アルミ粉（混和剤）の膨張圧、グラウトの注入圧、コンクリートとグラウトの乾燥収縮と熱膨張係数との相違、鋼製シースの腐食膨張圧などが単独あるいは複合的に形成し、顕在化するといわれている^{1.12)~1.20)}。コンクリート内に鋼製シース、PC鋼材、グラウトで構成されているため、ひび割れ発生のメカニズムは複雑であり、明確には整理されていない。そのため、この軸方向ひび割れの原因究明とメカニズムを整理することを目的にPC構造物を模擬した供試体を用いて、凍結融解試験、数値解析、電食試験により、ひび割れ発生メカニズムとひび割れ性状を確認した。また、シースとPC鋼材を電食により軸方向ひび割れを発生させたPCはり供試体を用いた載荷試験を行い、軸方向ひび割れがPCはりの耐荷性能に与える影響を確認した。

- (4) PC 構造物はグラウト充填不足や PC 鋼材腐食により PC 鋼材の破断が生じると、耐荷性能や耐久性能、場合によっては第三者に対する安全性に大きな影響を与える。一方、道路橋や鉄道橋ともポステン T 桁橋は数多く架橋されている。また、建設年次が古い橋梁ほど健全性が劣る傾向にあることから、ポステン T 桁橋を維持管理する上で、保有しているリスクを把握しておく必要がある。そのため、1960 年代に建設されたポステン T 桁橋を数多く保有している東京メトロ東西線の任意区間を事例研究の対象として選定し、建設当時の設計図書による机上調査、全般検査、近接打音検査、グラウト充填と PC 鋼材腐食の状況を把握するための詳細調査を実施し、その結果に基づくリスク分析、リスク評価、リスク低減策などのリスクアセスメントを実施した。
- (5) 2014～2017 年の橋梁の健全度診断で「Ⅳ：緊急措置段階」に判定された橋梁は、国土交通省道路局調べ（道路メンテナンス年報 平成 30 年 8 月^{1.3)}）では、国土交通省が 4 橋、都道府県・政令指定都市等が 27 橋、市町村では 512 橋と、市町村が非常に多くのリスクを保有していることから、緊急対策時においても実務者が橋梁の健全性を早急かつ正確に判断する必要がある。そのため、リスク低減策を提案することを目的に、東京メトロ東西線 PC 橋の任意区間をモデルとして、プレストレス低下による既設 PC 橋の耐荷性能を数値解析にて検討するとともに、ひび割れの発生過程をシナリオ上にてまとめ、その過程ごとにリスク低減策を示した。

1.3 本論文の構成

本論文は 8 章から構成しており図 1-4 に本論文の構成を、各章の要約を以下に述べる。

第 1 章「序章」では、本研究の背景として国内の社会資本ストック、市町村が抱える問題と要望、中小規模 PC 橋の保有数などの現状を述べるとともに、本研究の目的、本論文の構成について示した。

第 2 章「PC 橋の維持管理の現状と課題」では、PC 橋の現状、技術基準の変遷、落橋や変状事例の原因、PC 構造物の健全性を評価するための調査方法の現状など、本研究に関連する既往の研究をまとめ、中小規模 PC 橋の維持管理の現状と課題について整理した。

第 3 章「軸方向ひび割れを有する既設ポステン T 桁橋の調査に基づくリスク評価」では、軸方向ひび割れが発生している既設ポステン T 桁橋の実態を調べるため、地方公共団体が管理する道路橋の 2 橋を事例研究の対象として選定し、コンクリート表面のひび割れ状況、グラウト充填状況、PC 鋼材腐食状況、滞水状況などの関係を調べ、この詳細調査結果、建設当時の時代背景、過年度の定期点検結果に基づいた既設ポステン T 桁橋におけるリスク評価と維持管理上の着目点を整理した。

第 4 章「軸方向ひび割れの発生メカニズムとひび割れ性状に関する検討」では、PC 橋特有の変状の一つである軸方向ひび割れに着目し、PC 構造物を模擬した小型供試体を用いた凍結融解試験、数値解析により、シース内の水が凍結膨張圧力の作用によって、部材軸直角方向にひずみ（以下、横方向ひずみと称す）が生じ、軸方向ひび割れが発生する。その発生メカニズムを整理した。

第5章「シース径とかぶりが軸方向ひび割れに与える影響に関する検討」では、第4章の実験的検討の結果、軸方向ひび割れの発生メカニズムは、シースが円周方向に膨張して、ひび割れが発生したことから、シース腐食と類似した挙動である可能性を示した。以上のことから、電食によりシースを腐食膨張させる実験を行い、シースの膨張によってシース径とかぶりがコンクリート表面のひび割れに与える影響を検討した。

第6章「軸方向ひび割れを有するPCはりの耐荷性能に関する検討」では、電食により軸方向ひび割れを発生させたPCはり供試体を用いて載荷試験を実施した。軸方向ひび割れの幅、シース、PC鋼材の腐食の程度によって、曲げひび割れ性状、挙動と耐荷性能に与える影響について、ひび割れ発生前までの挙動を検討した。

第7章「リスクアセスメントの既設PC橋維持管理への利用」では、事例研究の対象として、東京メトロ東西線の既設ポステンT桁橋を用い、建設当時の時代背景に基づくハザードの特定、全般検査、グラウト充填度調査、PC鋼材腐食度調査に基づくリスク評価を行った。また、プレストレス低下による耐荷性能を数値解析にて算出するとともに、ひび割れの発生過程と各段階の行動計画を検討し、シナリオ上にてリスク低減策を整理することで、既設PC橋の維持管理に関するリスクアセスメントを実施した。

第8章「結論」では、各章において得られた結論を示すとともに、これらの結論に基づき、今後の課題と中小規模PC橋の維持管理方法に関する提案を行った。



図 1-4 本論文の構成

参考文献

- 1.1) 国土交通省：平成 29 年度年次報告 国土交通白書 2018
<http://www.mlit.go.jp/hakusyo/mlit/h29/hakusho/h30/index.html>
- 1.2) 国土交通省総合政策：インフラメンテナンス情報，社会資本の現状と将来
http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/maintenance/02research/02_01.html
- 1.3) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報（平成 29 年度）
http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen_maint_index.html
- 1.4) 国土交通省道路局：道路統計年報 2018
<http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/index.html>
- 1.5) 市町村の橋梁維持管理研究会：道路管理者のための中小規模橋梁の維持管理ハンドブック，pp.3-7，2017.8
- 1.6) 玉越隆史，大久保雅憲，道路構造物群のマネジメント（管理）における点検データの活用～定期点検結果の分析から見た損傷発生・進行の特徴及び現有性能の指標化～，土木技術資料 53-12，pp.18-21，2011.
- 1.7) プレストレストコンクリート工学会：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
- 1.8) プレストレストコンクリート工学会：PC 技術規準シリーズ コンクリート橋・複合橋保全マニュアル，2018.7
- 1.9) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領，2014.6
- 1.10) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2014.6
- 1.11) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，2007.1
- 1.12) 林正道：プレストレストコンクリート用グラウトに関する実験的研究，土木試験所報告 第 29 号，1962.
- 1.13) 林正道：PC げたの縦ひびわれとその防止，北海道開発局土木試験所月報第 209 号，1970.
- 1.14) 小林崇，北野勇一，花井拓，木村嘉富：既設 PC 橋のグラウト充填状況が PC 鋼材の腐食に与える影響，プレストレストコンクリート工学会 21 回シンポジウム論文集，pp.443-448，2012.10
- 1.15) 小林崇，國富康志，本間英貴，木村嘉富：グラウト充填状況が既設 PC 橋の外観変状に及ぼす影響，プレストレストコンクリート工学会 22 回シンポジウム論文集，pp.265-268，2013.10
- 1.16) 小林崇，中西昌洋，北野勇一，本間英貴：PCT 桁橋の桁腹部に発生したシース沿いひび割れ原因に関する解析的検討，プレストレストコンクリート技術協会 第 23 回シンポジウム論文集，pp.91-94，2014.
- 1.17) 櫻井義之，國富康志，谷口秀明，木村嘉富：PCT 桁橋の桁下面に発生した縦ひび割れ原因に関する解析的検討，プレストレストコンクリート技術協会 第 23 回シンポジウム論文集，pp.85-90，2014.

- 1.18) 西弘, 近藤拓也, 中谷明登, 大西弘志: PC 部材のシースの腐食ひび割れに与えるシー
径とかぶりの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1267-1272, 2017.
- 1.19) 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
生性状に関する一考察, 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.
- 1.20) 西弘, 近藤拓也, 横飛翔太, 大西弘志: 軸方向ひび割れを有する既設 PC 橋の維持管理
に関する一考察, 材料 (Journal of the Society of Materials Science, Japan), Vol.68,
No.3, pp.228-234, 2019.3

第2章 PC 橋の維持管理の現状と課題

2.1 PC 橋の維持管理の現状

2.1.1 PC 橋の現状と問題

我が国における PC 橋は、1951 年にプレテンション方式（以下、プレテンと称す）床版橋として長生橋（石川県七尾市）が最初に建設され、1954 年には第一大戸川橋梁（信楽高速鉄道）が国内初の本格的なポステン桁橋として架橋された。これを契機に数多くの PC 橋が建設され、現在、橋長 15m 以上の道路橋においては 75,206 橋となっている^{2.1)}。

PC 構造物は高強度コンクリートの使用とプレストレス導入によるひび割れ制御によって、一般的に構造物としての耐久性が高く、維持管理が容易であると認識されている。国内初の長生橋は、御祓川の河川改修に伴い 50 年の供用期間を経て撤去され、その撤去桁を用いた各種健全度調査が行われた。その結果、材料的、力学的にも高い健全性を保有していたことが報告されている^{2.2)}。しかし、近年、国土交通省令によって実施されている橋梁定期点検の結果、既設 PC 橋の損傷や劣化が多数認められている。重大災害としてポステン橋の落橋事例が国内外で報告されており、例えば、英国では 1985 年に Ynys-y-gwas 橋において PC 鋼材腐食が原因で落橋し^{2.3),2.4)}、昨年の 2018 年 8 月 14 日にはイタリアのジェノバでポルチェベラ高架橋（モランディ橋）が落橋した^{2.5)}。国内では 1989 年に新菅橋（長野県木祖村）、1990 年に島田橋（岐阜県福田町）が PC 鋼材の破断が原因で落橋している^{2.6)}。また、落橋に至っていないが、最近の PC 鋼材の腐食・破断事例として、暮坪橋、須井川橋、新赤石橋、妙高大橋などが報告されている^{2.7)~2.10)}。このように PC 構造物の生命線であるグラウト充填不足、PC 鋼材の腐食、破断などの変状が問題となっている。

2.1.2 落橋事例からの維持管理に関する課題

(1) 落橋事例の概要

主な落橋事例の一覧を表 2-1 に示す。PC 橋の落橋事例（地震などの災害による落橋事例を含まない）の原因から維持管理における着目点を整理した。英国の Ynys-y-gwas 橋では、1985 年 12 月 4 日にグラウト充填不足、凍結防止剤散布による塩化物イオンの侵入により、PC 鋼材が腐食・破断して、突然、落橋したと報告されている。建設後 32 年で落橋している。英国運輸省では、Ynys-y-gwas 橋以外でも著しい PC 鋼材腐食を有するポステン橋が認められたことから、①不十分なグラウトにより PC 鋼材が腐食すること、②PC 鋼材腐食によるプレストレス低下の発見が困難であること、③PC 鋼材の維持管理と交換が困難であること、④プレストレスが低下した PC 橋は何の前触れもなく、突然、落橋することなどから、1992～1996 年までグラウトを行うポステン方式の使用が禁止された^{2.3),2.4)}。

村道菅線新菅橋では、1989 年 6 月 15 日に 10t トラックの走行時に、突然、支間中央部が折れ曲がり両岸 7m 前後のセグメント目地で 3 つに折れて落橋した。建設後 24 年であった。外ケーブル方式プレキャストセグメント工法という、建設当時は新しい工法を採用された橋梁であったが、定期的な橋梁点検が実施されておらず、外ケーブルのグラウト充填不足部分からの

PC 鋼材腐食に気付かず落橋に至ったと報告されている^{2,6)}。

町道下田瀬1号線島田橋では、1990年7月16日に4tトラックの走行時に、突然、斜材ケーブル4本のうち左岸側の2本のケーブルが破断し、ゲルバー形式橋梁のため、破断したケーブル側の受桁と支間中央部の吊桁が落橋した。建設後27年であった。原因は定期的な橋梁点検が実施されておらず、桁を吊る斜材ケーブル(PC鋼材)の腐食に気付かず、PC鋼材破断により落橋したと報告されている^{2,6)}。

(2) 維持管理の課題

上記のPC橋の落橋事例の原因はPC鋼材腐食による破断であり、建設後30年程度の経過で何の前触れもなく、突然、落橋している。Ynys-y-gwas橋や新菅橋ではセグメント目地からの塩化物イオンの侵入やグラウト充填不足に起因するPC鋼材腐食があり、国内事例の2橋では、十分な橋梁点検が実施されていなかったことなどから、PC橋を維持管理上、下記の点に着目しておくことが重要であるといえる。

- ① PC鋼材腐食によるプレストレスの低下を外観目視で発見することは極めて困難である。
- ② PC鋼材腐食・破断による落橋は何の前触れもなく脆性的な破壊形態になる。
- ③ グラウトの充填はPC構造物の健全性(耐荷性能、耐久性能)に重要な要素である。

表 2-1 PC 橋の落橋事例と原因^{2,3),2,4),2,6)}

橋 名	Ynys-y-gwas橋	村道菅線 新菅橋	町道下田瀬1号線 島田橋
場 所	英国	長野県木祖村	岐阜県大垣市福田町
構造形式	ポストテンション方式単純PC桁橋 車道側：I 桁橋 (Pcaセグメント橋) 歩道側：箱桁橋 (Pcaセグメント橋)	ポストテンション方式単純箱桁橋 (外ケーブル方式Pcaセグメント橋)	ゲルバー式PC斜版橋
橋梁規模	支間長 18.3m, 幅員 8.9m	橋長 26m, 支間長 25m, 幅員 4.5m	橋長 38.7m
建設年次	1953年	1965年	1963年
落橋年次	1985年	1989年	1990年
経過年数	32年	24年	27年
落橋状況	日常点検では異常は発見されず、1985年12月4日に何の予兆もなく、突然落橋した。	1989年6月15日、10tトラックの通過時に支間中央部が折れ曲がり、両岸から7m前後のセグメント目地で3つに折れて落橋した。	1990年7月16日、4tトラックの通過時に斜材ケーブル4本のうち2本が破断し、桁が折れ曲がり落橋した。
落橋原因	セグメント目地から、グラウト充填不足のシーズ内に、凍結防止剤散布による塩化物イオンが侵入してPC鋼材の腐食、破断により落橋した。	橋梁点検を実施しておらず、外ケーブルのグラウト充填不足部分のPC鋼材腐食に気付かず、破断により落橋した。	橋梁点検を実施しておらず、桁を吊る斜材ケーブル(PC鋼材)の腐食に気付かず、破断により落橋した。
キーワード	グラウト充填不足、PC鋼材腐食、セグメント、突然の落橋	無点検、グラウト充填不足、PC鋼材腐食、セグメント、突然の落橋	無点検、PC鋼材腐食、突然の落橋

2.1.3 PC 橋の維持管理の現状

(1) 橋梁の点検要領

国土交通省、内閣府沖縄総合事務局が管理する道路橋の定期点検は、昭和 63 年に旧建設省土木研究所が取りまとめた「橋梁点検要領（案）土木研究所資料 2651 号 昭和 63 年 7 月」を基準として点検が始められた。現在では「橋梁定期点検要領 国土交通省道路局国道・防災課平成 26 年 6 月^{2.11)}（以下、直轄点検要領と称す）」に従って実施されている。一方、地方公共団体の道路橋では「道路橋梁定期点検要領 国土交通省道路局 平成 26 年 6 月^{2.12)}」を、鉄道橋では「鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物 国土交通省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編 平成 19 年 1 月^{2.13)}」など各管理者が定めた基準により、近接目視点検にて構造物の健全度を判定している。例えば、直轄点検要領では損傷状況の把握と対策区分の判定に分類されており、損傷状態の把握では客観的事実を定められたルールによって損傷の大きさ、深さ、数量などの性状を損傷程度として評価する。対策区分の判定では、対策実施の緊急性、供用安全性への影響などの側面から、管理者の立場として対応の方針を判定するものである。このように近接目視による定期点検は数多い橋梁の維持管理において、経済性、効率性などを総合的に考えると、現時点では合理的な方法であると考えられている。

(2) PC 構造物の維持管理に関する技術基準

コンクリート構造物の維持管理の原則と一般的な手法が示されているのが「コンクリート標準示方書〔維持管理編〕土木学会（以下、維持管理編と称す）」である。維持管理編は 2001 年に制定され、2013 年の改定から「プレストレストコンクリート」の章が新設されて 2018 年^{2.14)}の改訂が最新版として活用されている。PC 構造物は、鉄筋コンクリート（以下、RC と称す）構造物とは異なる構造特性を有していることから、PC 構造物特有の劣化が生じることがあり、PC 鋼材、定着部、偏向部の腐食や劣化、グラウト充填不足等に伴う PC 鋼材の腐食や破断、架設方法の特徴に起因した劣化などに留意して維持管理を行うように規定されている。

また、近年のグラウト充填不足による PC 鋼材腐食・破断の問題から、例えば、プレストレストコンクリート工学会では、2016 年 9 月に「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」^{2.16)}が発刊され、既設のポステン PC 橋の資産数、健全度、損傷実態の整理、PC 構造物の詳細調査、対策（補修、補強）方法に関する最新の知見を指針として示されている。さらに、2018 年 7 月には「PC 技術規準シリーズ コンクリート橋・複合構造保全マニュアル」^{2.17)}が刊行され、継続的に PC 橋、複合構造橋梁に関する保全の適正化、効率化の取り組みが行われている。これらの指針等にはグラウト充填不足、PC 鋼材腐食に関する詳細調査を早急に実施し、その状況と傾向を把握することが急務であり、これらの情報を踏まえて予防保全的な維持管理を行うことが望ましいとされている。いずれの基準においても維持管理計画の策定にあたっては、表 2-2 に示す PC 技術に関する技術基準類の変遷^{2.15)}や建設当時の時代背景を考慮に入れ、リスクが高いと考えられる年代に建設されたポステン橋は、詳細調査を実施して状況を把握することが重要であるとされている。表 2-3 に PC 構造物特有の変状に対応した詳細調査の事例^{2.18)}を示す。

PC 橋の維持管理の現状は、国土交通省令により実施されている定期点検の結果、PC 構造物

表 2-2 適用基準類の変遷に基づく鋼材変状の発生の危険性^{2.15)}

要 因			PCグラウト充填不足およびPC鋼材腐食の発生リスク												背 景	
			1975	1980	1985	1990	1995	2000	2005	2010						
充 填 不 足	品質管理 (充填管理)														1986年	PCグラウト記録
															1996年	流量計、講習会受講義務
	ブリーディング に起因する空隙														1996年	ノンブリーディング推奨
															1999年	ノンブリーディング標準
															2005年	鉛直管試験導入
	先流れ現象に 起因する空隙														1996年	粘性型PCグラウトの記載
															1999年	高粘性・低粘性型の使用
	シース径に 起因する 空隙	PC鋼線 PC鋼より線													PC鋼より線12S12.7	
															1973年	60mm→65mm
		PC鋼棒													1980年	65mm→70mm
												PC鋼棒φ32mm				
												1994年	38mm→39.3mm			
鋼 材 腐 食	床版防水層の設置 に起因する腐食														1973年	必要に応じて防水層を設置
															2002年	防水層の設置を原則
															2007年	高性能対応の試験項目追加
	グラウトホースの 処理に起因する腐食														1999年	深さ1cm以上のエポキシ樹脂であと埋め
															2005年	あと埋め上に防水工を設置
															2012年	グラウトホース間のあきを確保
	PC鋼材の上縁定着 に起因する腐食														1980年	道路橋T桁支間28m以上は 端部定着
												1994年	道路橋T桁は全て端部定着			

注) 発生リスク ■ : 対象とする要因に対して規定がない、もしくは対策に不備があった。

■ : 要因対策が実施されているが、途中経過的な対策であった。

□ : 要因対策が完了しており、PCグラウト充填不足やPC鋼材腐食が発生する可能性が低い。

特有の変状や著しい損傷が認められた場合、その事象に対して専門的知識を有する技術者らが、表 2-3 などを参考にして詳細調査、診断、対策の立案などを実施している。直轄点検業務で上記事象が認められた場合、緊急性に応じてその業務内で実施されているが、第1章 1.1.2 で示したように地方公共団体、特に市町村での点検業務の場合では対応が厳しいところであり、市町村の技術職員等が活用しやすいマニュアルが求められている^{2.19)}。

2.1.4 グラウト充填不足による外観変状と原因

(1) グラウト充填不足による外観変状

近年の PC 構造物の問題の一つとして、グラウト充填不足が問題となっている。本節では、グラウト充填不足によって PC 構造物に認められる外観変状とその変状の発生原因について述べる。

現行の土木学会コンクリート標準示方書^{2.20)}やプレストレストコンクリート工学会 PC 構造物高耐久化ガイドライン^{2.21)}などでは「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



図 2-1 主桁ウェブに発生した PC ケーブルに沿ったひび割れ (白線は加筆)

表 2-3 プレストレストコンクリート特有の変状に応じた詳細調査の事例 ^{2,18)}

調査項目	調査手法の例		評価内容の例
PC鋼材の状態	外観調査	水しみ、エフロレッセンス、ひび割れ等の発生状況から水の浸入経路とPC鋼材の配置との相関を確認する。	PC鋼材の配置やPC鋼材の腐食範囲を推定する。
	はつり調査 削孔調査	コンクリートはつりまたは削孔を行い、PC鋼材の状態を目視または工業用内視鏡を用いて確認する。	調査位置におけるPC鋼材の腐食状況や破断本数を特定する。
	電磁波レーダ法	コンクリート表面から電磁波を放射して鋼材境界面からの反射波画像を確認する。	調査位置におけるPC鋼材の位置やかぶりを推定する。
	X線透過法	コンクリート表面からX線を使って放射線透過写真を撮影する。	
	漏えい磁束法	コンクリート表面から鋼材を磁化させ、その極性の変化を鋼材に沿って記録する。	破断箇所の特徴的な極性変化を利用して、破断箇所を推定する。
	振動法	外ケーブルを振動させ、固有振動数を計測する。	得られたケーブルの物理量（ひずみ、速度、加速度）から固有振動数を求め、緊張力を推定する（振動、光ファイバ）。測定電圧より、外ケーブル張力を推定する（磁歪）。
	磁歪法	外ケーブル外周に磁歪センサを取り付け、ケーブルの磁束密度を変化させて発生した誘導電流の電圧を測定する。	
	光ファイバ法	ケーブル内にFBGなど光ファイバセンサを設置し、静的／動的にケーブルのひずみを測定する。	
	アコースティック・エミッション法	コンクリート表面にAEセンサを複数設置し、PC鋼材破断に伴うAE波を連続的に計測する。	PC鋼材の破断時間や位置を推定する。AE源の発生範囲に基づきグラウト再定着領域を推定する。
PCグラウトの状態	X線透過法	コンクリート表面からX線を使って放射線透過写真を撮影する。	調査位置におけるPCグラウトの充填状況を推定する。
	インパクトエコー法	PC鋼材が配置されている部分のコンクリート表面に加速度センサや超音波センサを単数あるいは複数取り付け、鋼球やハンマ等で打撃した弾性波を設置した加速度センサで受振し、受振波のパラメータ（速度、エネルギー、周波数など）を分析する。（一般に20kHz以上の弾性波を対象とする場合は超音波センサ、それ以下の弾性波を対象とする場合は加速度センサが用いられる。）	
	弾性波トモグラフィ法	PCを取り囲むようにセンサを設置し、センサ位置で逐次超音波などの弾性波の受振振を繰り返す。各センサで得られた受振波の到達時間やエネルギーなどを利用してPC内部の状況を弾性波パラメータで画像化する。なお、発振点情報が未知の場合は、発振情報（場所、時間）を併せて推定するAEトモグラフィ法がある。	調査断面のPCグラウトの充填状況やコンクリートの劣化を評価する。
	通気法（空圧法）	内ケーブルに対して削孔した穴を利用し、通気または圧縮空気を送り込むことにより、PCグラウト充填不足部の体積やシース内の密実性を把握する。	PCグラウト充填不足部分を推定し、シース内の密実性を把握する。
プレストレスの状態	コンクリートの応力解放法	2方向のひずみゲージを貼り付け、コア削孔を行うか、またはコアカッターにより円形の溝を切り込むことによって解放されるひずみを測定する方法（コア切込み法）、コンクリート表面から部分的に線状の溝を切削し、応力解放した際のひずみを光学的ひずみ計測装置により測定する方法（スリット法）、および部材に切断した溝に小型のフラットジャッキを挿入し、応力の解放によって生じた変形量を復元させるために要する圧力を測定する方法（フラットジャッキ法）等がある。	調査位置における乾燥収縮およびクリープひずみの影響を除去し、応力を推定する（コア切込み法）。撮影した範囲内の位置・方向のひずみを画像解析し、応力を推定する（スリット法）。調査位置におけるプレストレスを直接的に評価する（フラットジャッキ法）。
	鉄筋の応力解放法	プレストレスが導入されている方向の鉄筋を切断した時のひずみを測定する（鉄筋解放ひずみ法）。	調査位置における鉄筋の解放ひずみを応力に換算し、乾燥収縮およびクリープひずみの影響を考慮してプレストレスを評価する。

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。」と記載されており、**図 2-1** に示す PC ケーブルに沿ったひび割れは、一般に PC グラウト充填不足に起因する変状パターンと認識されている。土木研究所資料の道路橋の定期点検に基づく分析では、このポステン T 桁橋の損傷のうち最も多い損傷が、②主桁下面に発生している橋軸方向ひび割れであり、⑩ウェブの主ケーブルに沿ったひび割れも高い頻度で発生していると報告されている^{2.22)}。

(2) グラウト充填不足の原因

1) グラウトの要求性能

グラウトの要求性能は、PC 鋼材を腐食から保護すること、PC 鋼材と部材コンクリートの間の一体性を確保することと規定され、グラウトはその品質や施工の良否により、PC 橋の耐久性に大きな影響を与える重要なものである^{2.23),2.24)}と理解されている。

充填不足と鋼材腐食の主な原因と変状発生の危険性を**表 2-2**に示す^{2.15)}。グラウトの作業はコンクリート内に配置したシース内にセメントを主原料とした粘性を有する液体を注入する作業であり、注入口から注入し、排出口から排出したグラウトを確認する単純な作業である。グラウトに関する技術基準が整備されるまでは、グラウトの充填メカニズム（先流れ現象や空隙のでき方）やブリーディング水が蒸発した後の空隙の存在が十分に把握されていなかった。そのため、グラウト材料、シース径と PC 鋼材の隙間（空隙率）、ケーブル角度の影響、グラウト注入・排出ホースの取り付け方など細部にわたり技術水準が未熟であった。また、注入作業、施工機器の性能、施工管理体制など施工に関する知識、意識も低かったことなどから、グラウト充填不足の問題が生じたと考えられている^{2.25)}。以下に中小規模 PC 橋においてグラウト充填不足が発生する主な原因を整理する。

2) グラウト材料

グラウト基準は、硬化前のグラウト性状の違いから 1993 年頃を境として前期と後期に分類される。グラウト注入後にシース内で生じたブリーディングについて、前期では上限値を設定してブリーディングを許容し、アルミニウム粉末を用いて膨張させて、その効果によってブリーディング水をシース外に排出させるものとしていた。一方、後期においてはノンブリーディング型の混和剤の開発に伴ってノンブリーディング型のグラウトが推奨され、1995 年の PC 施工の手引き^{2.26)}、

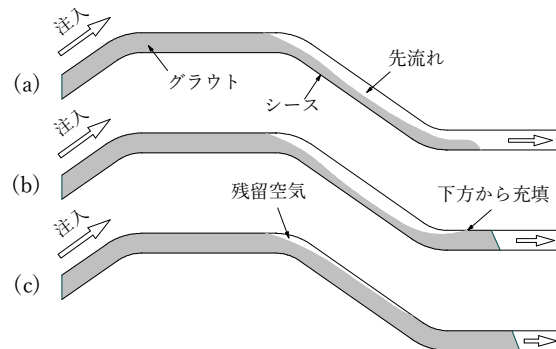


図 2-2 PC グラウトの充填状況^{2.25)}

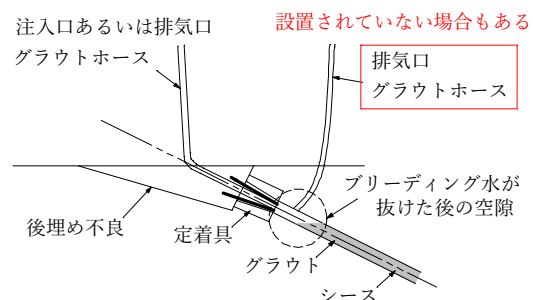


図 2-3 上縁定着詳細図^{2.25)}

1997 年の構造物施工管理要領^{2.27)}、2003 年のコンクリート標準示方書^{2.28)}からノンブリーディング型のグラウトが標準となった。1990 年以前のポステン橋はブリーディングによる空隙のリスクを保有している。

3) 先流れ現象

グラウトの充填メカニズムは、**図 2-2**に示すようにグラウトをシース内に注入すると、粘性が低い場合、グラウトがシース断面に充填することなく、(a)シースの底部に沿って流下し、(b)グラウトが下方から充填する。(c)この時にシース内部に閉じ込められた空気が高いところに集まったのが残留空気である。

4) シースと PC 鋼材の隙間

シース断面積から PC 鋼材断面積を引いた空隙部の面積が少ないとグラウトの注入圧力が高くなり、グラウトが閉塞する可能性がある。1994 年以前の PC 鋼棒 $\phi 32\text{mm}$ を配置させる場合、シース内径は $\phi 38\text{mm}$ (空隙率 29%) と低いものがあり、グラウト充填不足のリスクが高い年代である。

5) 上縁定着ケーブル

PC 鋼材配置において、巻上げケーブル区間の配置角度が大きいほどせん断力に対する抵抗が大きくなるため、なるべく大きな配置角度が推奨されていた。そのため上縁定着では PC ケーブルの配置角度が $20^\circ \sim 25^\circ$ のものが多い (**図 2-3**)。このように上縁定着のものはブリーディング率が大きなグラウトを注入した場合、ブリーディング水が抜けた後に定着付近に空隙ができやすい。また、シース径とグラウトの粘性関係により、適切な排気口が配置されていない場合、先流れによる空隙が形成される可能性もある。さらに、緊張ジャッキ切欠き部の後埋め処理が不適切な場合、橋面から浸透した雨水等が滞水しやすくなる (**図 2-4**)。

この形式は 1969 年に旧建設省より通知された標準設計図集から、全てのポステン T 桁橋の主ケーブルには、上縁定着、端部定着併用で PC 鋼線 $12\phi 7\text{mm}$ が使用されている。その後、1980 年に改訂され、1994 年までは、支間長 28m 未満は上縁定着・端部定着併用で PC 鋼線 $12\phi 7\text{mm}$ が、支間長 28m 以上には全端部定着方式で PC 鋼より線 12S12.4mm が使用されている。1994 年 3 月に活荷重の変更に伴い、この頃から全て端部定着方式となり、支間長によって PC 鋼より線 (7S12.7mm, 12S12.7mm, 12S15.2mm) が使い分けられ、上縁定着方式が使用されなくなった。1990 年代まで上縁定着方式が採用されていたため、この頃のポステン T

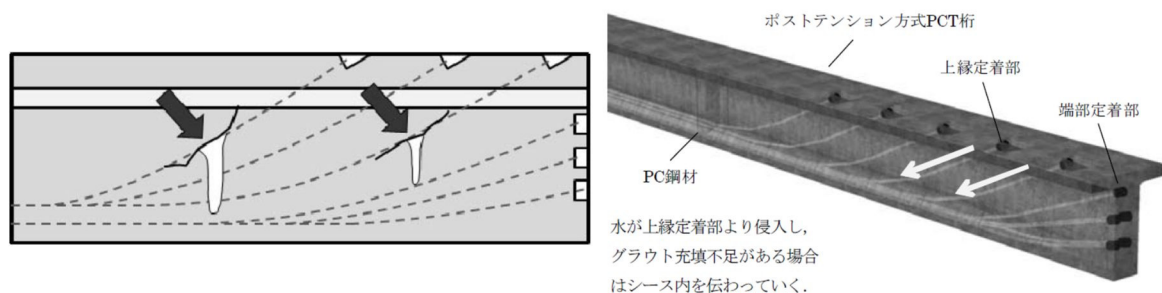


図 2-4 上縁定着方式ポステン T 桁の劣化例^{2.15)}

桁橋はグラウト充填不足と PC 鋼材腐食因子の侵入に対して、リスクを保有しているので注意が必要である。

6) 施工機器と施工管理

グラウトミキサーの性能が不適切な場合、練り混ぜ不良や材料分離などのリスクが高くなる。グラウトポンプの性能が低い場合、注入圧力が高くなるなど注入時の閉塞が発生しやすくなる。1984 年に電動スクイズ式ポンプが導入されてから施工性、確実性の向上が図られている。1996 年より流量計による注入量の管理が義務付けられ、注入忘れや注入不足のヒューマンエラーのリスク低減が図られている。

2.2 軸方向ひび割れに関する既往の研究

2.2.1 軸方向ひび割れ発生原因

ポステン橋の PC ケーブルに沿ってコンクリート表面に現れる軸方向ひび割れの原因は、前節の通り、現行の標準示方書など^{2.20),2.21)}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」と記されている。PC 橋の維持管理において、PC 鋼材の状態を把握することは重要であり、その結果に基づき計画を立案することが基本となる。PC 鋼材腐食を予防するためには、グラウトの充填状況を把握する必要がある。グラウト充填不足部分があると軸方向ひび割れが生じる恐れがある。一方、アルカリシリカ反応による劣化の場合も軸方向にひび割れが発生するが、前者と比べひび割れ幅が大きく、断面当たりのひび割れ本数が多いことが PC 構造物に現れるアルカリシリカ反応による劣化の特徴として知られている。このように軸方向ひび割れの発生メカニズム、シース内部とひび割れの関係、性状などを把握することは、PC 構造物の予防保全を行う上で必要であるといえる。

このような軸方向ひび割れが散見され始めたのは、国内で PC 橋が実用化された 1953 (昭和 28) 年から数年も経たないうちに認められ、はじめに北海道の道路橋で発見された。数例の PC 橋の状況調査から発生原因はシース内に存在している水分の凍結膨張圧によるものであり、寒中グラウトの配慮不足と認識されたことから、軸方向ひび割れは寒冷地特有の問題であるとの強い印象を与えた。その後、本州、九州地区でも同様なひび割れが発見され、さらに道路橋より部材が大きい鉄道橋にも認められたことから^{2.29)~2.31)}、林ら^{2.32),2.33)}によって、当時の、ひび割れが発生した PC 橋の状況調査、グラウトの配合、膨張剤などの混和剤、凍結融解など広範囲な調査および研究が実施された。その結果、以下の①～⑦に示す原因が単独あるいは複合してひび割れが発生すると結論づけられ、当時の PC 構造物に関する設計・施工ならびに研究に対する指針となった。

- ① グラウト注入前のシース内に滞水した水、十分に硬化していないグラウト、グラウトの分離水などの凍結による体積膨張
- ② プレストレスによるポアソン比相当の横方向ひずみ

- ③ グラウト注入作業時の注入圧
- ④ 膨張剤混和によるグラウトの膨張圧
- ⑤ グラウトとコンクリートとの熱膨張係数、乾燥収縮の相違により発生する内圧
- ⑥ シースの波打ちによるプレストレスの腹圧力の影響
- ⑦ 組立用鉄筋あるいは引張鉄筋のプレストレスによる座屈の影響

佐々木ら^{2.34)}は、軸方向ひび割れが生じた既設ポステン T 桁橋において、調査と補修方法の検討、補修前後の自然電位計測を実施している。シース内部の状況調査の結果、軸方向ひび割れの発生原因は、グラウト充填不足が認められたこと、シース内の滞水が著しいことから、冬期にシース内に侵入した水が凍結膨張によってひび割れが発生したと述べられている。

近藤ら^{2.35)~2.38)}の一連の研究では、塩害などでコンクリート表面から劣化因子が侵入すると、鋼製シースが腐食膨張してひび割れが発生することと、その発生メカニズムを PC 構造物を模擬した小型供試体を用いて電食試験と数値解析により明らかにしている。

Minh ら^{2.39)~2.41)}の研究では、シース内の空隙に伝い水が侵入して PC 鋼材が腐食すると想定し、グラウト充填量と電食での通電量を試験要因として PC 鋼材断面減少量と PC はりの曲げ耐荷性能の関係について実験的検討を行っている。PC 鋼材断面減少にともない最大荷重、靱性が低下することと、コンクリート表面に発生するひび割れについて論じている。

小林ら^{2.42)}はウェブに、櫻井ら^{2.43)}は主桁下面に発生する軸方向ひび割れに着目し、林ら^{2.32)}の研究を参考として、原因究明のための解析的検討を行っている。検討要因を、(a)ケーブルの曲上げ角度（シースの波打ち）によるプレストレスの腹圧力、(b)グラウトの注入圧、(c)グラウトに混和するアルミ粉末の膨張圧、(d)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と設定して、解析的検討を実施している。その結果、ウェブに発生する軸方向ひび割れの検討では、(a)と(d)がコンクリート表面に発生する単独の応力として、(b)、(c)に比べ大きい値（ 0.64N/mm^2 ）を示したが、単独の要因でひび割れが発生するほどの応力ではなく、(a)~(d)の要因が複合的に作用し、ケーブルの曲上げ角度が大きいほどひび割れ発生確立が高くなると述べられている。一方、主桁下面に発生する軸方向ひび割れの検討では、単独の応力として、シースかぶり（34mm）が小さい場合の(d)の影響が大きい、ウェブの検討と同様、(a)~(d)の要因とクリープ・乾燥収縮などの要素が複合的に展開し、軸方向ひび割れが発生したと考察している。

2.2.2 軸方向ひび割れとシース内部の状況

既設ポステン T 桁橋における軸方向ひび割れとシース内部の関係について、これまでに撤去桁の解体調査、軸方向ひび割れが発生した既設 PC 橋の詳細調査など、さまざまな調査検討が実施されており、ひび割れ幅、グラウトの充填状況、水の侵入、滞水状況、PC 鋼材腐食状況などの結果が報告されている。

佐々木ら^{2.34)}の既設ポステン T 桁橋の調査・検討では、主桁の外観変状が遊離石灰を伴う最大幅 1.4mm の軸方向ひび割れであり、ウェブ、主桁下面ともに確認されている。ひび割れからは漏水が認められ、全て上縁定着のケーブルであった。シース内部の調査では、グラウトの

未充填、一部の充填不足、グラウトの材料分離などが認められている。橋面舗装撤去による主桁上面調査では上縁定着切欠部の後打ちモルタルの状態が悪く、切削水がシース内部に侵入したことから、常時、水が供給されていたと判断されている。ひび割れ幅の変動は12月から翌年4月まで1回/月のコンタクトゲージによる計測が行われ、変動量の最大値が0.009mmと極めて小さい値であったことが報告されている。なお、このPC橋は1979年に供用され、場所は北海道であり海岸から100mの距離に位置している橋梁である。供用開始から約12年経過後の点検にて多数のひび割れが認められたことから詳細調査が実施されている。

撤去橋梁(PC桁)を用いた臨床研究^{2.44),2.45)}では、塩害による劣化やその他の理由により撤去される橋梁の利活用が推進され、そのなかでPC桁の解体調査が実施されている。北海道苫小牧市の植苗橋は1961年に建設されたポステンT桁橋であり、海岸から10km離れた位置に架橋されている。外観変状はウェブ、主桁下面に軸方向ひび割れが発生し、その最大ひび割れ幅は0.15mmであり、ウェブのひび割れには漏水と遊離石灰が析出されている。軸方向ひび割れとシース内部の状況は、軸方向ひび割れの有無に関わらずグラウトは充填されており、水の侵入、滞水の痕跡が認められるケーブルには軸方向ひび割れが発生していた。なお、滞水の無いケーブルのPC鋼材はおおむね健全であったことが報告されている^{2.45)}。一方、既設PC橋のグラウト充填状況とPC鋼材腐食の関係は、グラウト充填不足の場合でシース内部に水が侵入していない状況ではPC鋼材は健全(腐食無し)であった。塩害を受けるPC橋では充填状況が良好な場合でも最外縁のPC鋼材が腐食(質量減少率 平均4%以下)し、充填不足の場合ではPC鋼材に著しい腐食(質量減少率 平均10%以上)と素線の破断が認められたと報告されている^{2.44)}。

近江大橋(建設年次1974年)の事例^{2.46)~2.48)}では、グラウト充填不足が箇所数比率で約10~17%であり、おおむね充填されていたものの、水の侵入、滞水があるケーブルに軸方向ひび割れが認められている。PC鋼材破断のメカニズムは、上縁定着部から凍結防止剤を含んだ水がシース内の空洞部に侵入、滞留し、破断に至ったと報告されている。

1970年代に建設された国道2号姫路バイパス 船場側道橋、水尾川橋、玉手高架橋の事例^{2.49)}では、グラウト充填不足(箇所数比率 約39~74%)とアルカリシリカ反応の複合劣化が原因で、外観変状として、ひび割れ幅0.2mm以上の軸方向ひび割れが認められた橋梁である。シース内部の状況はグラウト未充填部分が比較的乾燥しており、グラウトの塩化物イオン含有量は少なく、PC鋼材の腐食レベルも低かったと報告されている。

2.2.3 軸方向ひび割れと耐荷性能に関する研究

供用しているPC橋は設計荷重時に曲げひび割れを発生させず、荷重に対して全断面有効の設計を行っている。そのため、軸方向ひび割れが生じた場合は断面欠損が生じることになり、断面剛性低下による曲げひび割れ荷重、破壊荷重、プレストレスの低下など、耐荷性能の低下が生じると考えられる。PC鋼材腐食と耐荷性能に関する研究は数多くの研究がなされているが、軸方向ひび割れが耐荷性能に与える影響についての研究事例は極めて少ない。現在まで実施されている事例を以下に示す。

近藤ら^{2.50)~2.52)}の研究では、電食により鋼製シース腐食による軸方向ひび割れを発生させたポステン方式 PC はりの曲げ載荷試験を実施している。鋼製シースを電食して腐食ひび割れが発生した PC はりでは曲げひび割れ発生荷重は健全な供試体よりも低下する傾向を示し、曲げひび割れが軸方向ひび割れ付近から分散する傾向がみられた。このことから、シース腐食により、シースとコンクリートの付着性能など、内部の応力状態が変化する可能性が示された。ただし、最大荷重には変化が見られなかったと考察されている。また、コンクリート中に NaCl を混入した状態で約 10 年間暴露し、シース腐食による軸方向ひび割れが発生したポステン方式 PC はりの曲げ載荷試験と 2 次元 FEM 解析を行った検討^{2.53)}では、付着リンク要素と腐食ひび割れ要素を用いた梁モデルで、曲げひび割れ以降の荷重と変位関係および曲げひび割れの発生傾向が、実験を模擬することを確認している。さらに梁モデルの数値解析から、シース腐食が生じた PC はりの曲げひび割れ以降では、シース腐食面を境として重ね梁に類似した挙動が生じる可能性を示すことを明らかにしている。

青柳ら^{2.54)}は、主桁下面に軸方向ひび割れが発生したプレテン床版橋の撤去桁を用いた載荷試験を実施している。その結果、ひび割れが少ない桁（ひび割れ密度 6.5m/m^2 ）とひび割れが多い桁（ひび割れ密度 25.3m/m^2 ）ともに同程度の耐荷性能であり、JIS A5319-1963 のひび割れ発生荷重（42kN）および曲げ破壊荷重（80kN）に対し、2 割程度大きい結果を示した。解体調査では PC 鋼材の付着切れや腐食による断面欠損、破断は認められず、PC 鋼材の引張試験から機械的性質の低下は無かったと報告されている。

2.3 今後の課題

PC 橋の維持管理の現状では、PC 構造物の生命線となっているグラウト充填状況と PC 鋼材腐食に対する健全性を外観上で診断することは極めて難しい。このことからグラウト充填不足に起因する軸方向ひび割れなど PC 構造物特有の変状が認められた場合、現在、非破壊検査および微破壊検査などを用い、グラウト充填状況と PC 鋼材腐食に関する詳細調査を行って専門的知識を有する技術者がその健全性を判断している。そのため、国内でも膨大な橋梁数がある PC 橋を個別に診断することは物理的に難しいことから、PC ケーブル内の健全性の診断が軸方向ひび割れの外観上の情報で、ある程度の評価ができれば効率的な維持管理が可能となる。以上から、軸方向ひび割れに着目して、軸方向ひび割れ発生の原因、軸方向ひび割れとシース内部の状況、軸方向ひび割れと耐荷性能について、現在までに明らかになっている研究および調査・検討事例を整理した。しかし、グラウト充填状況や PC 鋼材腐食に関する研究は数多く実施されているが、軸方向ひび割れに関する研究は少なく、グラウト充填不足による外観変状の一つとして取り扱われていることが多い。そのため、本論文の範囲で検討すべき課題について以下に整理し、これらに着目して検討を行った。

- (1) 軸方向ひび割れが発生した既設ポステン T 桁橋において、軸方向ひび割れとシース内部の状況（グラウト充填状況、PC 鋼材腐食状況、滞水の有無など）を、撤去橋梁を用いた臨床研究^{2.44),2.45)}、近江大橋の事例^{2.46)~2.48)}、国道 2 号姫路バイパスの事例^{2.49)}から、軸方向ひび割れとグラウト充填との関連性は低く、水の侵入、滞水の痕跡が認められるケーブル

には軸方向ひび割れがあり、滞水の無いケーブルの PC 鋼材はおおむね健全であったことが報告されている。このように軸方向ひび割れとグラウト充填状況、PC 鋼材腐食、滞水に一定の関連性があるため、実橋におけるひび割れ性状（ひび割れ幅、ひび割れ位置）とシース内部の状況を整理する必要がある。

- (2) 既設ポステンT桁橋に発生した軸方向ひび割れの原因を、佐々木ら^{2.34)}は最大ひび割れ幅とシース内のグラウト充填状況や水の侵入状況などを詳細に調べている。調査場所が北海道であったこと、シース内に大量の水の存在が認められたことから、ひび割れの原因はシース内に滞水した水の凍結膨張圧によるものと述べられている。一方、小林ら^{2.42)}や櫻井ら^{2.45)}の撤去橋梁を解析モデルとした解析的検討では「ケーブルの曲上げ角度やシースの波打ちによるプレストレスの腹圧力」と「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」が軸方向ひび割れに与える影響が大きいと述べられているが、凍結膨張圧による検討は行っていないことから、凍結膨張圧によるシース周辺の応力状態を把握する必要がある。また、プレストレスによってポアソン比相当の横方向ひずみが発生するため、その影響も確認する必要がある。
- (3) 軸方向ひび割れの原因の一つとして、シース内に侵入した水の凍結膨張によって、ひび割れが発生することを、林ら^{2.32),2.33)}は定性的な実験により明らかにしている。しかし、水の凍結融解時のコンクリート温度、シース内の水の温度、シース周辺のひずみの挙動に着目されていない。軸方向ひび割れの発生メカニズムを整理するためには、これら温度とひずみの関係を定量的に確認する必要がある。
- (4) 軸方向ひび割れが発生した PC はり供試体の曲げひび割れ発生荷重は、健全な供試体と比べひび割れを有する供試体の方が低下する傾向を示している。一方、曲げひび割れ発生以降は、軸方向ひび割れを境に曲げひび割れが分散する傾向（重ねはりに類似した挙動）を示すことを、近藤ら^{2.52,2.53)}の実験および解析的研究で明らかにしている。実際の既設 PC 橋では曲げひび割れが発生していることは稀であるため、曲げひび割れ発生以前のひずみ性状、たわみ性状、ひび割れ性状、残存プレストレスを把握する必要がある。
- (5) 構造物の維持管理において、補修施工時、定期点検時、緊急対策時などの場面では、構造物の健全性を速やかに判断しなければならないことに直面する場合がある。国内の保有数が多いポステンT桁橋に発生する頻度が高い軸方向ひび割れであるため、これに着目して、維持管理の実務者が容易に判断できるように、あらかじめ、既設 PC 橋に内在するリスク評価、維持管理に関するシナリオ上でのリスク低減策を整理しておく必要がある。

参考文献

- 2.1) 国土交通省道路局：道路統計年報 2018
<http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/index.html>
- 2.2) 西垣義彦，小門前亮一，奥田由法，鳥居和之：日本最初の PC 橋－長生橋の耐久性調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.607-612，2002.7

- 2.3) R.J.Woodward, F.W.Williams : Collasp of Ynys-y-Gwas bridge, West Glamorgan, STRUCTURAL ENGINERRING GROUP Proc.Engrs, Part1, pp.635-669, 1988,84, Aug.
- 2.4) 日経コンストラクション：英 PC 橋のグラウト禁止 日本の技術者にも大きな波紋, 1993.3
- 2.5) 日経コンストラクション：イタリア「モランディ橋」はなぜ落ちた？ 43 人死亡の落橋事故, 日本の土木技術者への教訓, 2018.12
- 2.6) 日本道路協会：道路橋の保全・補強に関する施策について
<http://www.road.or.jp/event/pdf/56-1-5.pdf>
- 2.7) 三浦尚, 西川和廣, 見波潔, 上阪康雄：暮坪陸橋の塩害による損傷と対策－(2)PC 鋼材の腐食とその補強対策, 橋梁と基礎, pp.37-40, 1993.12
- 2.8) 鴨谷知繁, 森川英典, 白川祐太：実橋の腐食ひび割れを考慮した塩害劣化 PC 橋の安全性低下予測, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, 2010
- 2.9) H.Minagawa,Y.Koda,M.Hisada : Inspection of PC bridge girders severely damaged in coastal environment,safety,Reliability and Risk of Structures,Infrastructures and Engineering Systems,pp.653-660.2009
- 2.10) 小林憲一, 大平英生, 登石清隆, 羽田伸介：妙高大橋の PC ケーブル破断調査と対策, 橋梁と基礎, Vol.45, No.9, 2011.9
- 2.11) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領, 2014.6
- 2.12) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領, 2014.6
- 2.13) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物, 2007.1
- 2.14) 土木学会：2018 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編], 2018.10
- 2.15) 土木学会：2018 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編], p.235, 2018.10
- 2.16) プレストレストコンクリート工学会：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
- 2.17) プレストレストコンクリート工学会：PC 技術規準シリーズ コンクリート橋・複合橋保全マニュアル, 2018.7
- 2.18) 土木学会：2018 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編], p.241, 2018.10
- 2.19) 市町村の橋梁維持管理研究会：道路管理者のための中小規模橋梁の維持管理ハンドブック, pp.3-7, 2017.8
- 2.20) 土木学会：2018 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編], p.370, 2018.10
- 2.21) プレストレストコンクリート工学会：PC 技術規準シリーズ, PC 構造物高耐久化ガイドライン, p.62, 2015.4
- 2.22) 玉越隆史, 大久保雅憲, 道路構造物群のマネジメント（管理）における点検データの活用～定期点検結果の分析から見た損傷発生・進行の特徴及び現有性能の指標化～, 土木技術資料 53-12, pp.18-21, 2011.
- 2.23) プレストレストコンクリート工学会：PC グラウトの設計施工指針改定版, 2012.12

- 2.24) プレストレストコンクリート建設業協会：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル 2013 改訂版，2013.8
- 2.25) 土木学会：PC 構造物の現状の問題点とその対策，コンクリート技術シリーズ No.52，pp.106-120，2003.6
- 2.26) 東日本旅客鉄道：PC 施工の手引き，1995
- 2.27) 日本道路公団：構造物施工管理要領，1997.9
- 2.28) 土木学会：2003 年制定コンクリート標準示方書，2003
- 2.29) 友永和夫：我が国における PC 鉄道橋の問題について，プレストレストコンクリート Vol.2，No.2，pp.1-7，1960.4
- 2.30) 仁杉巖：友永博士の論説を読んで，プレストレストコンクリート，Vol.2，No.6，pp.75-76，1960.11
- 2.31) 横道英雄：友永博士の論説に関して，プレストレストコンクリート Vol.3，No2，pp.39-41，1961.4
- 2.32) 林正道：プレストレストコンクリート用グラウトに関する実験的研究，寒地土木研究所月報，1962.3
- 2.33) 林正道：PC げたの縦ひびわれとその防止，寒地土木研究所，pp.1-9，1970.10
- 2.34) 佐々木慎一，堺孝司：グラウト不良により劣化した PC 橋の調査と補修，コンクリート工学年次論文集，Vol.18，No.1，pp.1089-1094，1966
- 2.35) 鈴木佑典，近藤拓也，山本貴士，宮川豊章：PC 部材中のシース腐食とコンクリート表面のひび割れに関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.1091-1096，2011
- 2.36) 近藤拓也：ポストテンション方式 PC 鉄道構造物の腐食に着目した維持管理方法に関する研究，京都大学博士論文，2012.3
- 2.37) 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 のひび割れ発生性状に関する一考察，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
- 2.38) 西弘，近藤拓也，中谷明登，大西弘志：PC 部材のシースの腐食ひび割れに与えるシース径とかぶりの影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.1267-1272，2017
- 2.39) Minh,H.,Mutsuyoshi.H.,Taniguchi,H. and Niitani,K. : Chloride-induced corrosion in insufficiency grouted post-tensioned concrete beams,Journal of Materials in Civil Engineering,Vol.20,No.1,pp.85-91,2008.1
- 2.40) Minh,H.,Mutsuyoshi.H. and Niitani,K. : Influence of grouting on crack and load-carrying capacity of post-tensioned concrete beam due to chloride-induced corrosion,Construction and Building Materials,Vol.21,No.7,pp.1568-1575，2007.7
- 2.41) 谷口博胤，睦好宏史，今野洋一，Ha Minh，仁井谷教治：グラウトの充填度が PC 鋼材腐食に及ぼす影響，土木学会コンクリート技術シリーズ 52-PC 構造物の現状の問題点とその対策，pp.197-198，2011.9

- 2.42) 小林崇, 中西昌洋, 北野勇一, 本間英貴, PCT 桁橋の桁腹部に発生したシース沿いひび割れ原因に関する解析的検討, プレストレストコンクリート技術協会 第 23 回シンポジウム論文集, pp.91-94, 2014.10
- 2.43) 櫻井義之, 國富康志, 谷口秀明, 木村嘉富, PCT 桁橋の桁下面に発生した縦ひび割れ原因に関する解析的検討, プレストレストコンクリート技術協会 第 23 回シンポジウム論文集, pp.85-90, 2014.10
- 2.44) 小林崇, 北野勇一, 花井拓, 木村嘉富: 既設 PC 橋のグラウト充填状況が PC 鋼材の腐食に与える影響, 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, pp.443-448, 2012.10
- 2.45) 小林崇, 國富康志, 本間英貴, 木村嘉富, グラウト充填状況が既設 PC 橋の外観変状に及ぼす影響, プレストレストコンクリート工学会 第 22 回シンポジウム論文集, pp.265-268, 2013.10
- 2.46) 中川義規, 三上貴之: 近江大橋(旧橋)における主桁の調査と補修状況報告, 平成 24 年度国土交通省近畿地方整備局研究発表会 防災・保全部門 No.23, 2012
- 2.47) 西口裕之, 中川義規, 伊手一弘, 廣井幸夫, グラウト充填度調査手法の選定ー近江大橋主桁補強工事の施工報告ー, 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, pp.421-424, 2012.10
- 2.48) 木谷秀幸, 新庄克樹, 西村一紀: 近江大橋ポストテンション方式 T 桁における内ケーブルのグラウト再注入, プレストレストコンクリート工学会 第 23 回シンポジウム論文集, pp.701-704, 2014.10
- 2.49) 玄海彰則, 崎谷和也: 道路橋既設ポストテンション PC 桁のグラウト充填不良に対する補修について, 平成 25 年度国土交通省近畿地方整備局研究発表会 施工・安全管理対策部門 No.22, 2013
- 2.50) 近藤拓也, 鈴木佑典, 高谷哲, 山本貴士, 宮川豊章: 腐食により生じるポストテンション方式 PC 桁のひび割れに関する実験的検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, Vol.10, pp.299-304, 2010.10
- 2.51) 近藤拓也, 山本貴士, 高谷哲, 宮川豊章: 腐食ひび割れが生じたポストテンション方式 PC はりの曲げ耐荷性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1489-1494, 2012
- 2.52) 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, pp.1429-1434, 2012
- 2.53) 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, pp.57-62, 2012.10
- 2.54) 青柳聖, 木村嘉富, 和田圭仙, 花井拓: 橋軸方向ひび割れが生じたプレストレストコンクリート撤去橋の載荷試験, プレストレストコンクリート工学会 第 22 回シンポジウム論文集, pp.349-352, 2013.10

第3章 軸方向ひび割れを有する既設ポステン T 桁橋の調査に基づくリスク評価

3.1 はじめに

これまでに実施された既設ポステン T 桁橋の調査^{3.1)~3.9)}では、軸方向ひび割れの有無、PC グラウト充填状況、PC 鋼材腐食状況に着目されたものは多いが、これらの調査研究では、コンクリート表面に発生しているひび割れ性状（ひび割れ幅、ひび割れ位置など）とシース内部の状況の關係に着目した調査は実施されていない。また、既設ポステン T 桁橋に生じている軸方向ひび割れの周辺では、水しみや遊離石灰を伴っている場合が多いが、コンクリート性状については考察されていない。

これらを調べるために、過年度の橋梁点検業務にてアルカリシリカ反応による劣化と認められてなく、軸方向ひび割れが発生している既設ポステン T 桁橋 2 橋（A 橋、B 橋）を選定し、状況調査を実施した。調査対象とした橋梁概要を表 3-1 に示す。調査対象橋梁とした A 橋では、軸方向に発生しているひび割れ状況とシース内部の状況の關係に着目し、B 橋では、軸方向ひび割れ周辺のコンクリート性状を把握することを目的とした。また、その調査結果に基づき、軸方向ひび割れを有する既設ポステン T 桁橋についてのリスク分析と評価を行った。なお、本稿のリスクアセスメントに関する用語は、ISO/IEC Guide51:2014^{3.10)}、JIS Z 8051:2015^{3.11)} に準じて、リスクは危害の発生確率およびその危害の程度の組合せ、ハザードは危害の潜在的な源として定義している。

3.2 軸方向ひび割れを有する既設ポステン T 桁橋の調査

3.2.1 A 橋の調査

(1) 調査内容

A 橋は 1975 年に架設された桁長 31.2m/径間、幅員 11.25m、6 主桁の 4 径間ポステン単純

表 3-1 調査対象橋梁の諸元

項 目	A 橋	B 橋
構造形式	4 径間ポステン方式単純 T 桁橋	1 径間ポステン方式単純 T 桁橋
架設年次	1975（昭和 50）年	1980（昭和 55）年
適用示方書	昭和 48 年 鋼道路橋示方書	昭和 53 年 道路橋示方書
場 所	栃木県	埼玉県
橋梁規模	桁長 31.20m, 全幅員 11.25m	橋長 25.55m, 全幅員 10.00m
	斜角 右 73° 6 主桁/径間	斜角 右 6 主桁/径間
活荷重	活荷重 TL-20（一等橋）	活荷重 TL-20（一等橋）
設計基準強度	主桁コンクリート 40N/mm ²	主桁コンクリート 40N/mm ²
PC 鋼材	PC 鋼線 SWPR 12φ7mm	PC 鋼線 SWPR 12φ7mm
鋼製シース	φ45mm	φ45mm
主ケーブル	上縁定着 5 本/桁 端部定着 5 本/桁	上縁定着 4 本/桁 端部定着 4 本/桁

T 桁橋である^{3.12)~3.15)}。調査項目は、軸方向のひび割れ幅の測定とシース内のグラウト充填状況、PC 鋼材腐食状況、滞水状況を確認した。ひび割れ幅の計測位置は定着部（床版とウェブの付根部）から 100mm 間隔で 2m 区間とした。ひび割れの進行性を確認するため、2016 年と 2018 年に計測し、その値を比較した。

計測方法は、ひび割れ幅にはクラックスケール（精度：0.05mm）を使用した。グラウト充填状況の調査は、非破壊調査手法から、衝撃弾性波法、超音波法、電磁パルス法、X 線透過法を抽出し、適用範囲、作業性、実績から示す衝撃弾性波法（インパクトエコー法）を使用した^{3.16)}。図 3-1 にインパクトエコー法の測定方法を

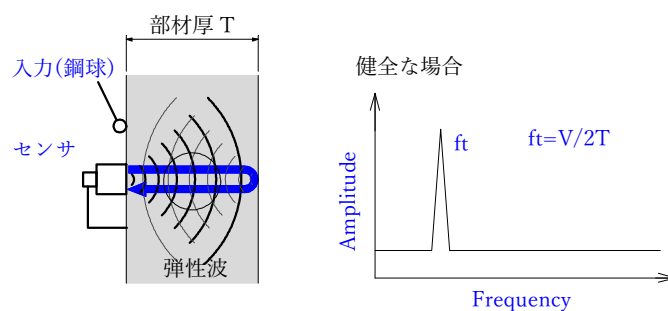
示す。コンクリート表面にインパクト（鋼球）にて弾性波を入力すると、弾性波の縦波成分がコンクリート内部の空洞表面に反射して、コンクリート表面と空洞表面との間を往復する定常な波が生じる。これを縦波共振現象といい、この共振周波数により得られる周波数スペクトルは、P 波の伝播速度 V とすると、部材厚 T による周波数 f_t 、かぶり d による周波数 f_{void} が出現する。それらは式(3.1)、式(3.2)のように表される。

$$f_t = V/2T \quad \text{式(3.1)}$$

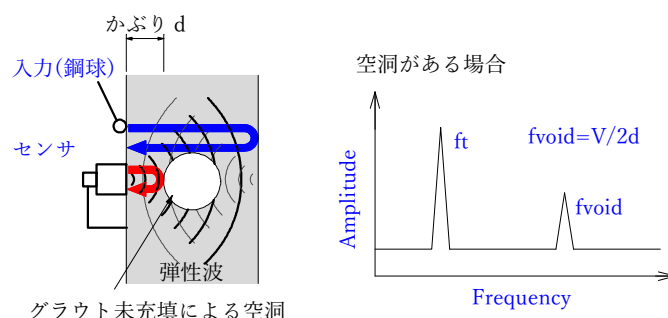
$$f_{void} = V/2d \quad \text{式(3.2)}$$

ここに、 f_t 、 f_{void} ：周波数、 T ：部材厚、 d ：かぶり

このように、入力付近における波形の周波数スペクトルのピーク位置からコンクリート内部の空洞状況を定性的に推定する方法であり、近年使用実績が多くなっている。グラウト充填度調査では、予め電磁波レーダにて PC ケーブル位置とシースのかぶりを特定する。次に、その位置のコンクリート表面に弾性波を入力し、センサにて反射波を受信して波形収録機に記録する手順である^{3.16)}。また、シース内部のグラウト充填状況、PC 鋼材腐食状況、滞水状況調査



(a) グラウト充填（健全）の場合



(b) グラウト未充填による空洞がある場合

図 3-1 インパクトエコー法による調査^{3.16)}

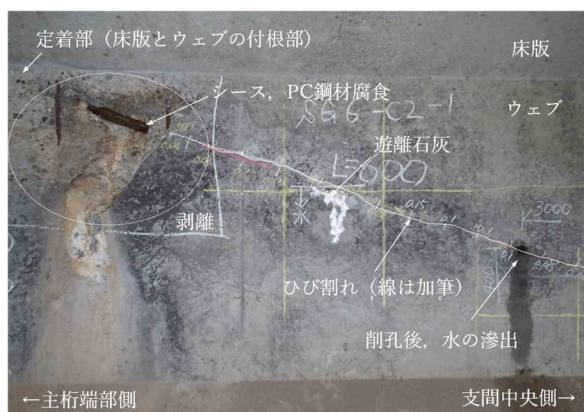


図 3-2 ひび割れ状況 (C2 ケーブル終点側)



図 3-3 図 3-2 の剥離部の近景

は、ドリルによる削孔と CCD カメラを挿入して確認した（以下、削孔法と称す）。調査箇所数は、橋面防水工が施されている車道部の G1, G3, G5 桁のうち任意の主ケーブルを 60 箇所と、橋面防水工が施されていない歩道部の G6 桁の主ケーブルを 40 箇所、合計 100 箇所の主桁の上縁定着ケーブルを調査対象とした。

(2) 調査結果と考察

代表例として、本橋で外観上、最も変状が著しい G6 桁、C2 ケーブルのひび割れ、剥離の状況を図 3-2 に示す。PC ケーブル定着部（床版とウェブの付根部）のコンクリートが剥離し、シース、PC 鋼材が腐食していた。図 3-3 に示すように、この部分のひび割れは放射状に分散している。また、この剥離位置から「削孔後、水の滲出」を指している位置まで、シース内部に滞水が認められたが、シース、PC 鋼材ともに軽微な腐食であった。

図 3-4 に G6 桁の C1～C5 ケーブル起点側と、外観上、最も変状が著しい C2 ケーブル終点側のひび割れ幅の計測結果を示す。2016 年と 2018 年のひび割れ幅、長さの計測結果はおおむね一致しており、ひび割れ幅、長さとも進行は認められなかった。佐々木ら^{3.1)}の 5 ヶ月間のコンタクトゲージによるひび割れ幅の計測でもほとんど変動がなかったとの報告もあり、計測期間は短いものの、鋼製シースや鋼材の著しい腐食が認められない場合は、1～2 年程度ではひび割れの進展は進まないと考えられる。定着部付近（床版とウェブの付根部）は、床版の拘束の影響によりひび割れ幅は小さい値であるが、定着部から 400mm 程度離れた位置から支間中央部に向ってはひび割れ幅が減少傾向にあり、一定の規則性を有していると考えられる。

図 3-5 にシース内に水が滞水している箇所数（以下、滞水箇所数と称す）、ひび割れ発生箇所数、グラウト未充填箇所数、PC 鋼材腐食箇所数の調査結果を示す。滞水箇所数は橋面防水工が施されている G1, G3, G5 桁（以下、防水有側と称す）では調査箇所数 60 箇所に対し滞水箇所数は 3 箇所（滞水割合＝滞水箇所数／調査箇所数×100＝5％）であり、橋面防水工が施されていない G6 桁（以下、防水無側と称す）は、調査箇所数 40 箇所に対し滞水箇所数は 26 箇所（滞水割合 65％）であった。橋面防水工が施されている場合、滞水割合が小さいことから橋面防水工は重要であり、シース内の滞水に対しても、有効なリスク低減策であることが確認できた。

滞水と軸方向ひび割れの関係は、滞水割合が 5%の防水有側では滞水箇所数 2 箇所のうち、ひび割れ箇所数 1 箇所であり、滞水箇所数とひび割れ箇所数がともに少ないが、滞水箇所にひび割れが発生していた。一方、滞水割合 65%の防水無側では滞水箇所数 26 箇所、ひび割れ箇所

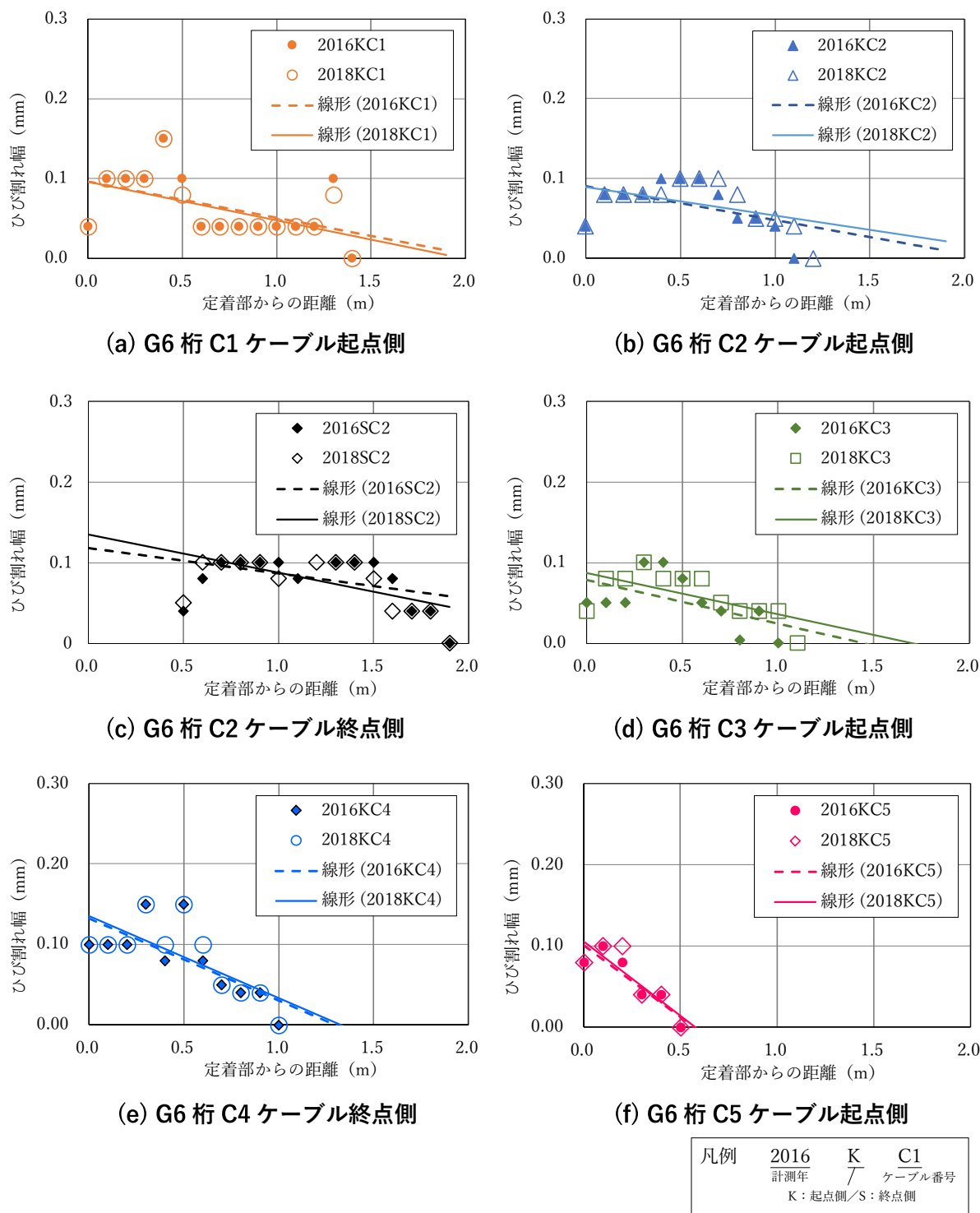


図 3-4 2016 年と 2018 年のひび割れ幅の推移

所数 29 箇所であり、防水無側では滞水していない箇所においてもひび割れは認められたが、滞水箇所数、ひび割れ箇所数ともに多い傾向を示している。以上から、シース内の滞水と軸方向ひび割れの関係性は強いと考えられる。

ひび割れとグラウト未充填の関係は、防水工有側のひび割れ箇所数は 1 箇所であり、調査箇所数 60 箇所に対し、グラウト未充填箇所は 34 箇所（未充填割合＝グラウト未充

填箇所数／調査箇所数×100＝57％）であった。ひび割れ箇所数が 1 箇所と少なくとも未充填割合が 57％と多く認められた。一方、防水無側ではひび割れ箇所数が 29 箇所とひび割れ箇所数が多くても、調査箇所数 40 箇所に対し、グラウト未充填箇所が 34 箇所（未充填割合 85％）と多いことから、グラウトとひび割れの関係性は弱いと考えられる。撤去橋梁の解体調査^{3.4),3.5)}でも、シース内に水が侵入、滞水の痕跡が認められた PC ケーブルにはグラウト充填の有無に関わらず、軸方向ひび割れが発生していたとの報告もあることから、軸方向ひび割れはグラウトより滞水の影響の方が強い関係があると考えられる。このことから後述する試験要因として、シース内の水の量とひび割れの間関係を考慮することとした。滞水と PC 鋼材腐食の関係は本調査で認められた PC 鋼材腐食箇所数は少ないが、滞水箇所数が多い G6 桁ほど PC 鋼材腐食箇所数が多い傾向を示していた。

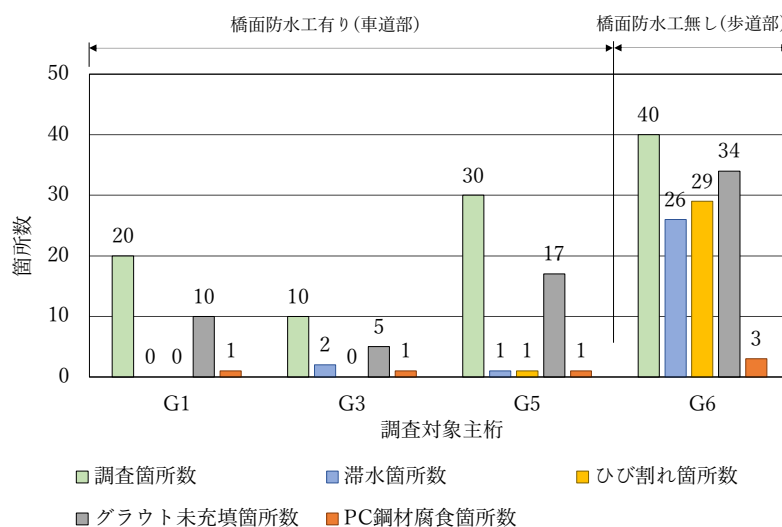


図 3-5 軸方向ひび割れとシース内部の状況

3.2.2 B 橋の調査

(1) 調査内容

B 橋は 1980 年に建設された橋長 25.5m、幅員 10.0m、6 主桁の 1 径間単純ポステン T 桁橋である。軸方向ひび割れ付近のコンクリート性状とひび割れ深さを測定項目とし、超音波法を用いて判定した。図 3-6 に測定位置を示す。コンクリート性状の調査方法は、図 3-7(a)の主桁下フランジの両側側面が対面となるようセンサを挟んで配置する「対称法」と、図 3-7(b)に示す主桁下フランジ側面と主桁下面を対面とし、センサを挟んで斜めに透過させる「斜角法」の 2 種類



図 3-6 超音波法測定位置

の配置方法にて測定を行った。測定位置は橋軸方向ひび割れ区間 (Sec.2~7) と、外観上、健全な箇所 (Sec.1) を選定して、測定区間はけた端部から 3.8m ~5.0m, 測定間隔は 200mm ピッチ, 1 桁当たり 7 箇所とした。なお、コンクリート品質の評価方法は、表 3-2 に示す超音波パルス伝播時間の標準測定方法^{3.17)}にて評価した。ひび割れ深さの測定は図 3-8 に示す Tc-To 法を用いた。測定方法は、ひび割れの開口部を中心とし、超音波の発振子と受振子を挟み込むように配置して超音波の伝播時間 Tc を測定する。一方で、ひび割れの無い箇所において発振子、受振子を Tc 測定時と同じ間隔に測定した伝播時間を To とする。Tc と To をパラメータとしてひび割れ深さを算出する方法であり、式(3.3)にひび割れ深さの算出式を示す^{3.18)}。

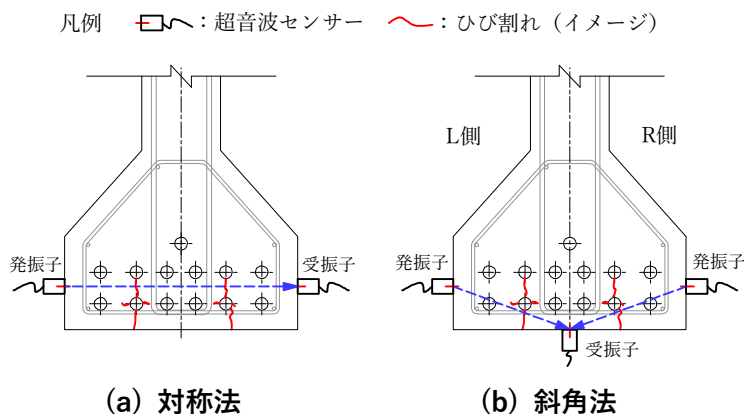


図 3-7 超音波法測定方法^{3.17)}

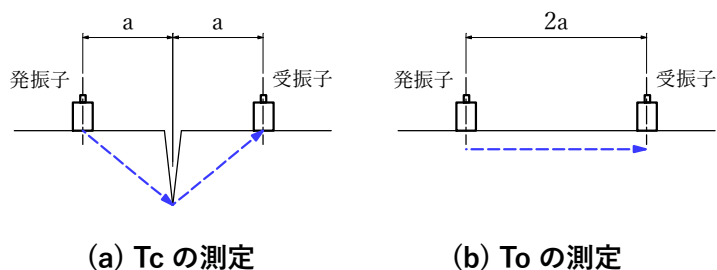


図 3-8 ひび割れ深さ測定方法^{3.18)}

$$d = a \sqrt{\left(\frac{T_c}{T_o}\right)^2 - 1} \quad \text{式(3.3)}$$

ここに、d : ひび割れ深さ (cm)

a : 発振子および受振子からひび割れまでの距離 (cm)

Tc : ひび割れ部の超音波伝播時間 (μsec)

To : ひび割れの無い箇所の超音波伝播時間 (μsec)

(2) 調査結果と考察

外観変状の特徴は、支間中央部の主桁下面や下フランジ側面に遊離石灰を伴う橋軸方向ひび割れが点在し、特に G1~G6 桁の全ての主桁下面においては、桁端部から約 4~5m の主ケーブル曲げ上げ区間に、規則性がある軸方向のひび割れが認められている。また、ひび割れ付近には、漏水、遊離石灰、セメント水和物の溶出が認められている。この区間の軸方向ひび割れの調査結果を表 3-3 に示す。最大ひび割れ幅が G3 桁で 0.7mm, 超音波法 Tc-To 法で測定し

たひび割れ深さの最大値は G1 桁で 70mm であり、ひび割れ深さがシースに達するひび割れも一部認められた。

図 3-9～図 3-14 に外観変状と超音波法（対称法，斜角法）による調査結果を示す。すべての測点および計測方法において 4000m/s 以上の伝播速度であり，超音波パルス伝播時間の標準測定方法の指標では「Generally good(良)」以上の結果となった。超音波法はコンクリート内部に欠陥が存在する場合，発信した弾性波が欠陥部分を迂回して受信側に到達するため，伝播速度は低下するが，健全な箇所（測点 1）と外観上不具合な箇所（測点 2～7）を比較しても，大きな伝播速度に差は認められなかった。つまり B 橋において外観上，セメント水和物の溶出が認められるひび割れでも，コンクリート自体には著しい劣化は認められず，現時点では，健全箇所と同等な健全性（密実性）が確保されていると考えられる。

表 3-2 コンクリート品質と伝播速度^{3.15)}

伝播速度(m/sec)	品質
4600以上	優
3700～4600	良
3100～3700	やや良
2100～3100	不良
2100以下	不可

表 3-3 ひび割れ状況調査結果一覧

桁	ひび割れ			
	本数 (本)	最大幅 (mm)	長さ (mm)	深さ (mm)
G1	1	0.60	1200	70
G2	2	0.20	800	17
G3	2	0.70	970	44
G4	1	0.20	1100	42
G5	1	0.40	1500	49
G6	1	0.04	100	25

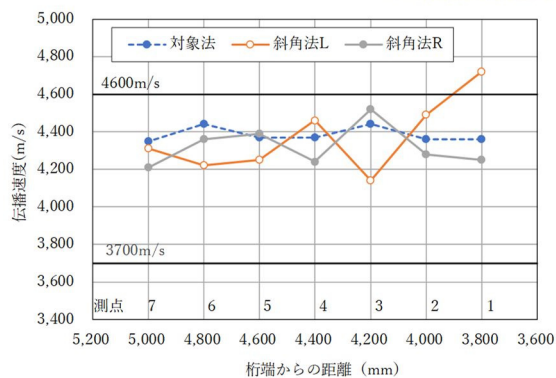


図 3-9 G1 超音波法の調査結果

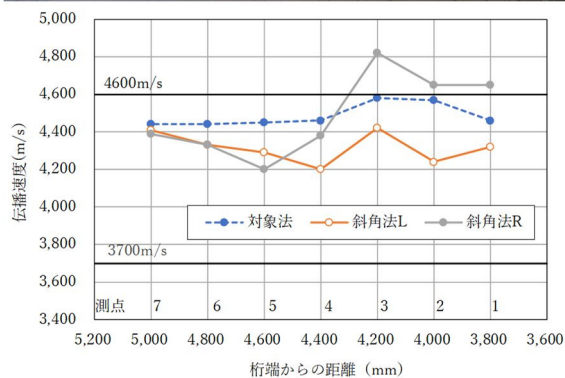


図 3-10 G2 超音波法の調査結果

第3章 軸方向ひび割れを有する既設ポステン T 桁橋の調査に基づくリスク評価

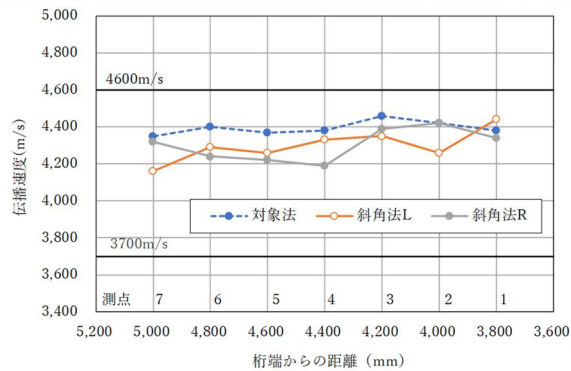


図 3-11 G3 超音波法の調査結果

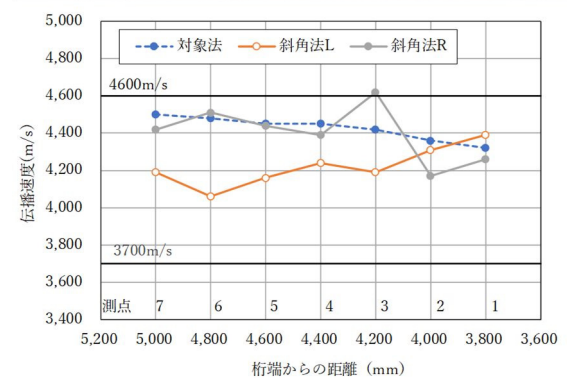
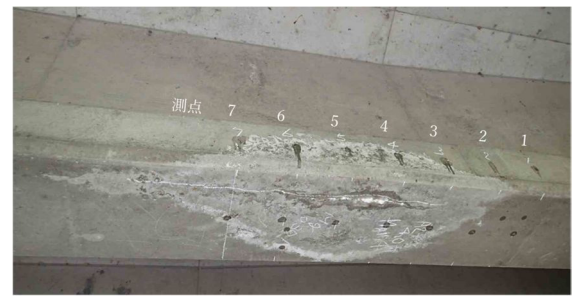


図 3-12 G4 超音波法の調査結果

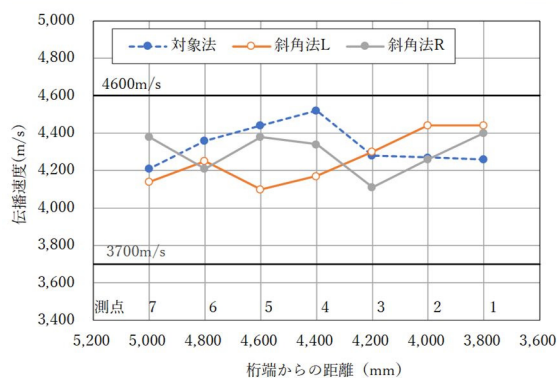


図 3-13 G5 超音波法の調査結果

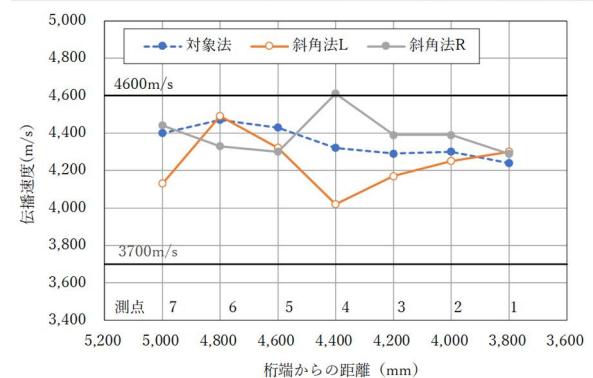


図 3-14 G6 超音波法の調査結果

3.3 調査結果に基づくリスク評価

3.3.1 建設年次を背景としたリスク評価

調査対象とした A 橋は 1975 年、B 橋は 1980 年に建設されたポステン T 桁橋である。一般に建設時期が古い PC 橋は経年の影響を受け、補修・補強などの対策を施さない橋梁ほど健全度が劣る傾向が示されている。また、建設年次によってはグラウト技術が未熟であったことから、完全にグラウトが充填されていない可能性がある^{3.19)}と指摘されている。A、B 橋が共通する建設年次の背景と架橋位置によるハザードからリスク評価すると以下の通りとなる。

- (1) グラウト材料のブリージング、グラウトの先流れ現象、施工機器の性能による空隙など、品質管理や施工管理が原因でグラウト充填不足のリスクが高く、PC 鋼材が腐食し、破断した場合、PC 桁の耐荷性能が著しく低下するリスクを保有している。
- (2) 鋼製シースの空隙率が小さいことによるグラウト充填不足に対するリスクが高い。
- (3) A、B 橋は冬期に凍結防止剤を散布する地域であるため、塩害、凍害に対するリスクが高い。
- (4) 鋼製シースが使用されているため、グラウト充填不足や、シース内へ水や塩化物イオンが侵入した場合、鋼製シース、PC 鋼材の腐食に対するリスクを保有している。
- (5) A、B 橋を含む 1990 年以前までに建設されたポステン T 桁橋は、上縁定着ケーブル方式を採用されているため、上縁定着切欠き部の後処理の不具合などから、シース内へ水が侵入するリスクを保有している。そのため、グラウト充填不足がある場合、PC 鋼材腐食や破断に至ると耐荷性、耐久性能が低下する。

3.3.2 A 橋のリスク評価

A 橋の調査結果からリスク評価すると以下の通りとなる。

- (1) 削孔法によるシース内部の滞水の状況から、橋面防水工がシース内への水の侵入に対して有効な抑止対策であることが判った。このため、橋面防水工を施していない場合はシース内に水が滞留するリスクが高いといえる。
- (2) シース内部の滞水の有無と軸方向ひび割れには、強い関係性を有することが確認できた。このことから、主桁に軸方向ひび割れが認められた場合、シース内部への水の侵入、滞水に対するリスクが高いといえる。
- (3) 滞水箇所数が多い PC ケーブルほど PC 鋼材腐食箇所数が多い傾向を示していたことから、シース内部に滞水がある場合、PC 鋼材腐食に対するリスクが高いといえる。
- (4) 軸方向ひび割れは、定着位置から支間中央部に向ってひび割れ幅は減少傾向にあることから、定着部付近から劣化するリスクが高いといえる。
- (5) 軸方向ひび割れは、グラウトより滞水の影響の方が強い関係があると考えられるが、グラウト充填不足部分があると、その部分に滞水する水量多くなるため、グラウト充填不足は、軸方向ひび割れを発生させるリスクに関係する要因の一つといえる。

3.3.3 B 橋のリスク評価

B 橋の調査結果からリスク評価すると以下の通りとなる。

- (1) 外観上、水しみ、遊離石灰を伴う軸方向ひび割れ箇所において、超音波法による詳細調査を行った結果、コンクリート自体は健全性を有していることが確認できたが、そのままにしておくと、今後、さらにシース内へ水が侵入し、凍結融解が繰り返されると、ひび割れが進展するリスクが高いと考えられる。
- (2) 最大ひび割れ幅が 0.7mm、ひび割れ深さの最大値は 70mm であり、ひび割れ深さがシースかぶりを超えるひび割れも一部認められたことから、このひび割れからシースなどを腐食させる劣化因子が侵入するリスクを保有しているといえる。
- (3) B 橋では、PC グラウト充填、PC 鋼材腐食状況に関する調査が実施されていないことから、建設年次によるリスク評価の通り、PC 鋼材腐食、破断に対してリスクを保有しているといえる。

3.4 まとめ

リスク評価をまとめると、A、B 橋は 1980 年以前に建設された上縁定着方式を採用されたポステン T 桁橋であるため、建設年次によるハザードからのリスク評価は、①グラウト充填不足、②シース内への水の侵入、③シース、PC 鋼材腐食、④塩害、凍害に対するリスクが高いといえる。

詳細調査からのリスク評価は、⑤橋面防水工が施されていない場合と、軸方向ひび割れが認められた場合は、シース内への水の侵入、滞水に対するリスク、⑥PC 鋼材腐食に対するリスク、⑦定着付近から劣化するリスク、⑧グラウト充填不足部分があるとその部分に水が侵入し、滞水するリスク、⑨水しみ、遊離石灰を伴うひび割れを放置しておくとしび割れが進展し、PC 鋼材腐食、破断に対するリスクが高くなるといえる。A、B 橋のような軸方向ひび割れを有するポステン T 桁橋を今後、維持管理する上でのリスク低減策は、早期にシース内への水の侵入を防ぐための橋面防水工を施し、シース内に水が滞水しないようにグラウト充填不足部分に再注入などの補修を施すことが必要であると考えられる。

本調査の結果^{3.13)~3.15)}から、シース内に水が侵入あるいは滞水の痕跡が認められた PC ケーブルには、グラウト充填の有無に関わらず、軸方向ひび割れが発生しており、軸方向ひび割れとシース内の水の量とに関係性が強い可能性が示された。また、A、B 橋とも積雪地域に架橋された橋梁であることから、次章の軸方向ひび割れの発生メカニズムに関する実験的検討では、シース内の水の量と凍結に着目して、凍結膨張圧によるシース周辺のひずみ、コンクリート温度、シース内の充填材料の温度、また、これらの関係性を分析するために、PC 構造物を模擬した小型供試体にて凍結融解試験を実施することとした。

参考文献

- 3.1) 佐々木慎一、堺孝司：グラウト不良により劣化した PC 橋の調査と補修，コンクリート工学年次論文集，Vol.18，No.1，pp.1089-1094，1996

- 3.2) 小林崇, 中西昌洋, 北野勇一, 本間英貴, PCT 桁橋の桁腹部に発生したシース沿いひび割れ原因に関する解析的検討, プレストレストコンクリート技術協会 第 23 回シンポジウム論文集, pp.91-94, 2014.10
- 3.3) 櫻井義之, 國富康志, 谷口秀明, 木村嘉富, PCT 桁橋の桁下面に発生した縦ひび割れ原因に関する解析的検討, プレストレストコンクリート技術協会 第 23 回シンポジウム論文集, pp.85-90, 2014.10
- 3.4) 小林崇, 北野勇一, 花井拓, 木村嘉富: 既設 PC 橋のグラウト充填状況が PC 鋼材の腐食に与える影響, 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, pp.443-448, 2012.10
- 3.5) 小林崇, 國富康志, 本間英貴, 木村嘉富, グラウト充填状況が既設 PC 橋の外観変状に及ぼす影響, プレストレストコンクリート工学会 第 22 回シンポジウム論文集, pp.265-268, 2013.10
- 3.6) 中川義規, 三上貴之: 近江大橋(旧橋)における主桁の調査と補修状況報告, 平成 24 年度国土交通省近畿地方整備局研究発表会 防災・保全部門 No.23, 2012
- 3.7) 西口裕之, 中川義規, 伊手一弘, 廣井幸夫, グラウト充填度調査手法の選定ー近江大橋主桁補強工事の施工報告ー, 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, pp.421-424, 2012.10
- 3.8) 木谷秀幸, 新庄克樹, 西村一紀: 近江大橋ポストテンション方式 T 桁における内ケーブルのグラウト再注入, プレストレストコンクリート工学会 第 23 回シンポジウム論文集, pp.701-704, 2014.10
- 3.9) 玄海彰則, 崎谷和也: 道路橋既設ポストテンション PC 橋のグラウト充填不良に対する補修について, 平成 25 年度国土交通省近畿地方整備局研究発表会 施工・安全管理対策部門 No.22, 2013
- 3.10) ISO/IEC Guide51:2014 : Safety aspects-Guidelines for their inclusion in standards (IDT),2014
- 3.11) JIS Z 8051:2015 : 安全側面-規格への導入指針 Safety aspects-Guidelines for their inclusion in standards, 2015
- 3.12) 西弘, 近藤拓也, 中谷明登, 大西弘志: PC 部材のシースの腐食ひび割れに与えるシース径とかぶりの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1267-1272, 2017
- 3.13) 西弘, 近藤拓也, 横飛翔太, 大西弘志: 水の凍結膨張圧による PC 部材のシース周辺に与える影響, 第 30 回信頼性シンポジウム講演論文集, pp.114-119, 2017.12
- 3.14) 大泉友理奈, 織田章男, 村田賢太郎, 西弘, 大西弘志, PC ケーブルに沿って発生するひび割れと内部状況に関する実橋計測, 土木学会第 73 回年次学術講演会, pp.1239-1240, 2018.8
- 3.15) 西弘, 近藤拓也, 横飛翔太, 大西弘志, 軸方向ひび割れを有する既設 PC 橋の維持管理に関する一考察, 材料 (Journal of the Society of Materials Science,Japan), Vol.68, No.3, pp.228-234, 2019.3

- 3.16) N.Ogura, H.Nishi, H.Manabe and T.H.Ahn : arious non-destructive tests for infrastructures in JAPAN, Journal of Ceramic Processing Research.Vol.16, Special.1, pp.132-137, 2015
- 3.17) 日本コンクリート工学会：JCI-SND3 超音波パルス伝播速度の標準測定方法（試案），pp.269-276, 2004
- 3.18) 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術 [基礎編]，pp.143-145, 2018
- 3.19) プレストレストコンクリート工学会：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，pp.7-15, 2016.9
- 3.20) 横飛翔太，西弘，近藤拓也，横井克則，中谷明登，シース内滞留水の凍結によるひび割れ発生メカニズムの考察，土木学会第 73 回年次学術講演会，pp.785-786, 2018.8

第4章 軸方向ひび割れの発生メカニズムとひび割れ性状に関する検討

4.1 はじめに

水が凍結すると体積が膨張することは一般に知られている現象である。図 4-1 に水の最大密度 4℃を「1.0」とした場合、-60～100℃の体積膨張率を示す。大気圧の状況下において、水は 0℃で凍り約 9%の体積が膨張する。このようにシース内に滞水した水が凍結した場合、水の体積膨張する過程の圧力によって、コンクリート表面に軸方向ひび割れが発生するといわれている。

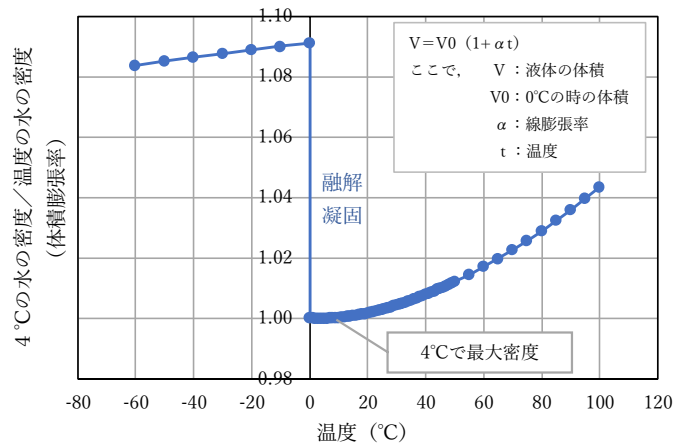


図 4-1 水の体積膨張率^{4.1)}

軸方向ひび割れは、シース内に水が侵入、滞水の痕跡が認められた PC ケーブルにはグラウト充填の有無に関わらず発生していることから、シース内の水の影響が強い可能性を示した。上述のようにシース内に滞水した水が凍結による水の体積膨張によって、シース中心を起点にシース外周に膨張力が作用して、コンクリートにひび割れが発生する可能性がある。林ら^{4.2),4.3)}の研究ではグラウトの凍結安定性、凍結による影響とかぶりコンクリートに与える影響を確認するため、PC 構造物を模擬した供試体 (150×150×800mm, シース径 φ45mm, かぶり 40mm) を製作し、冷凍庫にて供試体を凍結させた実験を行っている。そのなかの一つとして、シース内に水のみを注入させた凍結実験が行われ、供試体にシースに沿ったひび割れが発生したことを証明している。しかし、水の凍結膨張圧によるシース周辺のひずみ性状やコンクリート温度、シース内の温度、また、それら相互の関係性には着目されておらず、ひび割れ発生メカニズムについては明らかになっていない。また、既設 PC 構造物ではシース径、かぶりなどが部材によって異なりシース内に侵入する水の量もさまざまである。実務的に既設 PC 構造物の健全性を判断指標するためには、前述の諸元を含め、表面のひび割れ状況とシース周辺の内部ひずみの挙動を定量的に確認する必要がある。本章では、シース内の水の量、凍結によるシース周辺のひずみ、外観変状、コンクリート温度、シース内の充填材料の温度に着目し、小型供試体を用いて凍結融解試験と解析的検討を行った。

4.2 凍結融解試験による軸方向ひび割れの発生メカニズムの検討

4.2.1 検討概要

シース内の充填材が凍結することによってシース周辺に与えるコンクリートのひずみと外観変状を確認するため、シリーズ 1 では、シース内に充填する材料 (空, グラウト, 水) の違いによる外観変状とプレストレスによる影響に着目し、ひび割れの発生の有無、凍結融解時の

表 4-1 凍結融解試験の要因

項 目		プレストレス	鋼材	シース (mm)		C/D	シース内の充填率	
シリーズ	供試体No.			径 D	かぶり C		グラウト	水
シリーズ 1	Type1-1	0kN	無し	φ 40	30	0.75	0%	0%
	Type1-2 a	75kN	PC鋼棒 φ 23mm	φ 40	30	0.75	67%	0%
	Type1-2 b	0kN	無し	φ 30	35	0.86	100%	0%
	Type1-3 a	75kN	PC鋼棒 φ 23mm	φ 40	30	0.75	0%	67%
	Type1-3 b	0kN	無し	φ 30	35	0.86	0%	100%
シリーズ 2	Type2-1 a	0kN	無し	φ 40	30	0.75	0%	0%
	Type2-1 b	0kN	無し	φ 40	30	0.75	0%	100%
	Type2-1 c	0kN	丸鋼 φ 22mm	φ 40	30	0.75	0%	71%
	Type2-2 a	0kN	無し	φ 30	30	1.00	0%	0%
	Type2-2 b	0kN	無し	φ 30	30	1.00	0%	100%
	Type2-2 c	0kN	丸鋼 φ 16mm	φ 30	30	1.00	0%	71%
	Type2-3 a	0kN	無し	φ 20	30	1.50	0%	0%
	Type2-3 b	0kN	無し	φ 20	30	1.50	0%	100%
	Type2-3 c	0kN	丸鋼 φ 12mm	φ 20	30	1.50	0%	64%
温度サイクル	シリーズ 1	Step-1 : -5~20℃程度 : 3サイクル / Step-2 : -15~20℃程度 : 3サイクル						
	シリーズ 2	Step-1 : -5~20℃程度 : 5サイクル / Step-2 : -15~20℃程度 : 5サイクル						

温度、凍結融解サイクルを確認することを目的とした。シリーズ 2 では、シース径、シース内の水の充填量をパラメータとし、シース周辺のひずみ性状、外観変状を確認するために小型供試体を用いた凍結融解試験を行った。

4.2.2 試験概要

(1) 試験要因

凍結融解試験の要因を表 4-1 に示す。シースかぶり（以下「C」と表記）とシース径（以下「D」と表記）は、林ら^{4.2),4.3)}のひび割れ発生時の内圧と C/D の関係は C/D が 0.5 以下の場合には、ひび割れ発生時の内圧と C/D の直線関係が認められないとの研究成果を参考に C/D=0.75 以上に設定した。

シース径と鋼材径の関係は、実橋にあわせてシースに占める鋼材率（シース内の空洞断面積に占める鋼材断面積の割合）は 29.0%を目安に設定した。

プレストレスによる影響を確認するため、シリーズ 1 では実橋のプレストレス導入直後のコンクリート応力レベルにあわせ緊張力を 75kN/ケーブルに設定した。なお、後述するが、シリーズ 1 の試験結果により、プレストレスによる横方向ひずみの影響は、コンクリートのポアソン比 0.2^{4.4)}相当以下の小さい値を示すことが確認できた。そのため、シリーズ 2 ではプレストレスは試験要因から除外した。

シース内に充填する材料は、シリーズ 1 ではグラウトと水とし、充填量は充填度 0%、グラウト充填度 67%（PC 鋼材配置有り）と 100%（PC 鋼材配置無し）、水充填度 67%（PC 鋼材配置有り）と 100%（PC 鋼材配置無し）の 5 種類の供試体とした。後述するが、シリーズ 1 の試験結果から、シース内にグラウトが充填されている場合、凍結による軸方向ひび割れは発生

しなかったことから、シリーズ 2 の充填材料は水のみとした。水の充填量は、既設ポステンT桁橋の調査結果より、滞水量とひび割れに強い関係が認められたことから、水充填度 0%、水充填度 100% (PC 鋼材配置無し)、水充填度 71%、64% (PC 鋼材配置有り) の 9 種類の供試体とした。なお、水の体積は膨張量に關係するため、水充填度 71%、64%はシース内に鋼材を配置させることによって滞水量を調整した。

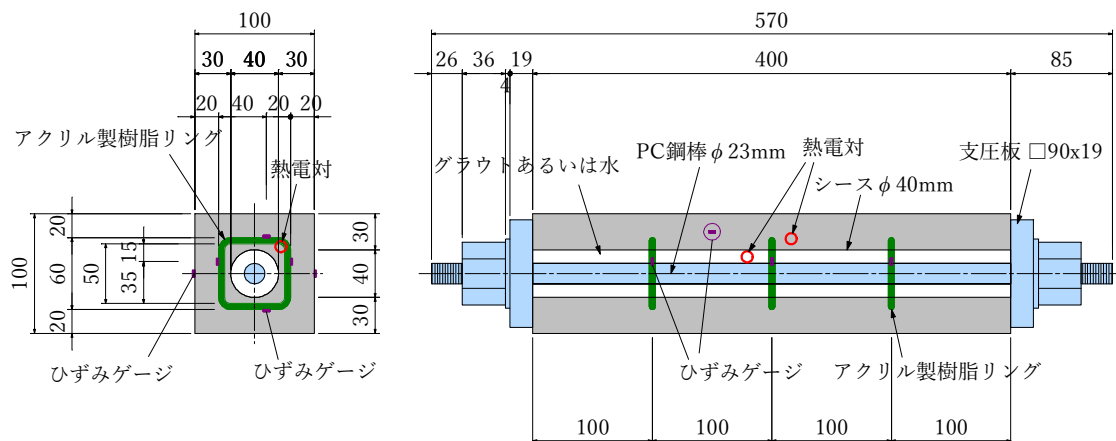
(2) 供試体諸元

供試体は 100mm×100mm×400mm の角柱供試体とした。コンクリートの配合は、文献 4.5)～4.7)の研究を参考に 1970 年代に架設されたポステン T 桁橋 (設計基準強度 40N/mm²) を想定して水セメント比を 40%とした。コンクリートの配合表を表 4-2 に示す。セメントは早強ポルトランドセメントを使用し、混和剤には AE 減水剤を添加してスランプ 8.0±2.5cm になるよう調整した。グラウトはプレミックスタイプの材料を使用し、水結合比を 36%とした。

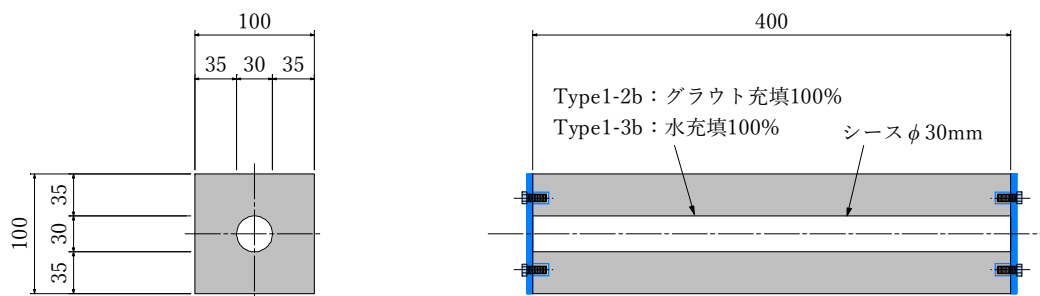
シリーズ 1 の供試体一般図を図 4-2 に示す。シリーズ 1 では、ひび割れが発生するシース内

表 4-2 コンクリートの配合表

W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				AE減水剤 (cc/m ³)
	W	C	S	G	
40	170	425	728	911	768

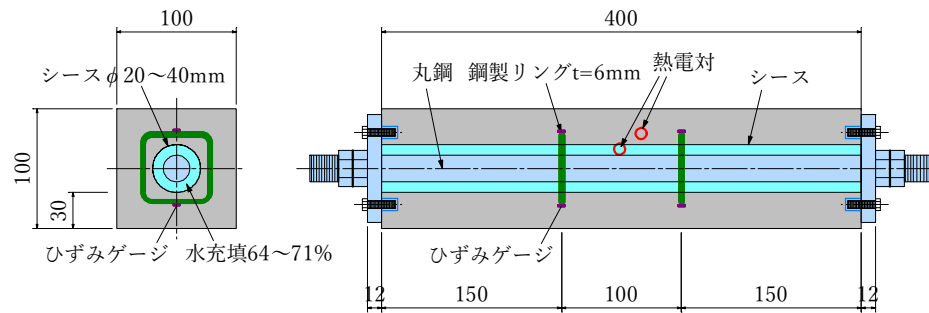


(a) Type1-1, Type1-2a, Type1-3a 温度、ひずみ測定用供試体

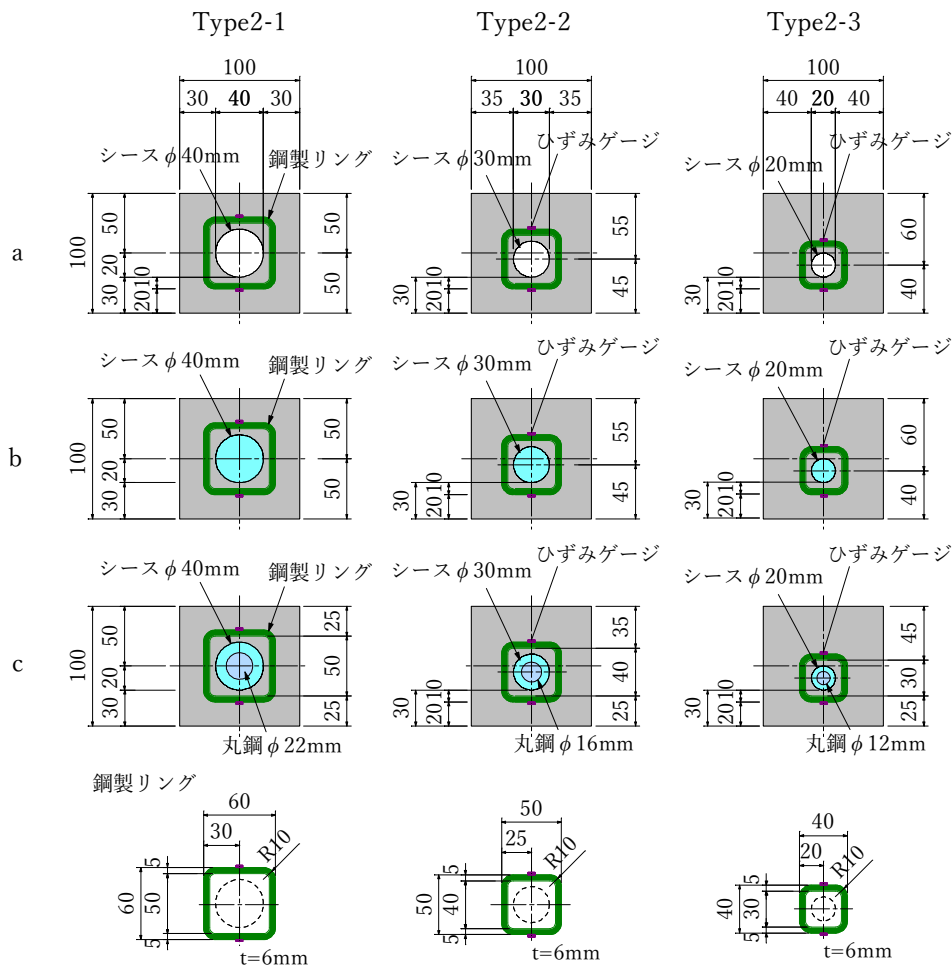


(b) Type1-2b, Type1-3b ひび割れ確認用供試体

図 4-2 シリーズ 1 の供試体一般図



(a) 供試体一般図（断面図，側面図）



(b) Type2-1～Type2-3 の断面詳細図

図 4-3 シリーズ 2 の供試体一般図

の充填材料（グラウト，水）を確認するため，予備試験として「(b)ひび割れ確認用」と「(a)温度，ひずみ測定用」の供試体を製作した．PC 鋼材には $\phi 23\text{mm}$ を使用し，シース直径は $\phi 40\text{mm}$ [(a)温度，ひずみ測定用] と $\phi 30\text{mm}$ [(b)ひび割れ確認用]，鋼板厚 0.25mm のもの

を供試体断面中心に配置して、実橋で使用されている普通鋼板の鋼製シースを用いた。

供試体の製作順序はコンクリート打設後、材齢3日でプレストレスを導入し、その後シース内に充填材料（グラウト、水）を充填した。内部ひずみを測定するためのひずみゲージの配置は、鈴木ら^{4.4)}の実験を参考に、鋼製シース周辺にアクリル製樹脂リングを3断面設置し、1リングにつき上下辺と両側面に1枚ずつの合計4枚を設置した。また、コンクリートとシース内部の温度を測定するため、1箇所ずつ供試体の中央部に熱電対を配置した。

シリーズ2の供試体一般図を図4-3に示す。シリーズ2では、丸鋼を $\phi 22\text{mm}$ 、 $\phi 16\text{mm}$ 、 $\phi 12\text{mm}$ とし、シース直径 $\phi 40\text{mm}$ 、 $\phi 30\text{mm}$ 、 $\phi 20\text{mm}$ 、鋼板厚 0.25mm のシリーズ1と同様、普通鋼板の鋼製シースを用いた。なお、シースの配置は最小かぶりを 30mm に設定した。ひずみゲージの配置は、シリーズ1の実験結果を参考にして、鋼製シース周辺に鋼製リングを2断面設置し、1リングにつき上下辺に1枚ずつの合計2枚を設置した。また、熱電対は、シリーズ1と同様、コンクリートとシース内部の温度を測定するため1箇所ずつ配置した。

(3) 試験方法

供試体を冷却する装置は、市販の冷凍庫（庫内温度「 $-20\sim 8^{\circ}\text{C}$ 」、有効内容量 146l ）を使用した。養生方法は材齢3日までを湿布養生とし、その後の材齢3日以降は空中養生とした。凍結融解サイクルは凍結時間24時間、融解時間24時間を1サイクルとして凍結融解試験を行った。図4-4に示すように、供試体表面に

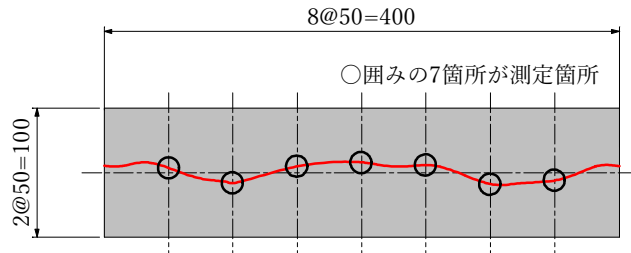


図4-4 ひび割れ幅測定箇所

発生したひび割れ幅の測定は、供試体表面に 50mm 間隔で線を引き、その線とひび割れが交差する箇所の7箇所でひび割れ幅を測定し、この7箇所のひび割れ幅の平均値を平均ひび割れ幅と定義した。複数面にひび割れが発生した場合には、供試体端部から同一距離のひび割れ発生面で発生したひび割れ幅の合計値をひび割れ幅とし、各測点におけるひび割れ幅が 0mm であっても、ひび割れ幅測定箇所の母数に加算した。なお、ひび割れ幅の測定器具にはクラックスケール（精度： 0.05mm ）を用いた。

シリーズ1では、凍結融解によるひずみ測定はコンクリート材齢105日に開始した。凍結融解温度とサイクルは、道路橋示方書の支承移動量の設計に用いる温度変化「 $-5\sim 35^{\circ}\text{C}$ 」を目安とし、Step-1では「 $-5\sim 20^{\circ}\text{C}$ 程度の常温までを3サイクル」、Step-2として「 $-15\sim 20^{\circ}\text{C}$ 程度の常温までを3サイクル」の2ステップに設定し、供試体内部のコンクリート温度にて温度管理を行った。なお、後述するが「(b)ひび割れ確認用」のType1-3b供試体では、軸方向ひび割れが確認できたことから、ひび割れ変動を把握する目的で20サイクルまで凍結融解試験を実施した。また、部材軸方向にひび割れが発生する可能性の一要因として、プレストレスによる横方向ひずみがあり、実務上議論されることが多い。そのため緊張時による横方向ひずみの影響についても測定した。

シリーズ2では、ひずみ測定はコンクリート材齢41日に開始した。凍結融解温度とサイク

ルは、Step-1 では「-5～20℃程度の常温までを 5 サイクル」、Step-2 として「-15～20℃程度の常温までを 5 サイクル」の 2 ステップとし、シリーズ 1 と同様、供試体内部のコンクリート温度にて温度管理を行った。

(4) 測定項目

シリーズ 1 では、コンクリート側面、アクリル樹脂製リングに取り付けたゲージにてひずみを、コンクリート内とシース内に配置した熱電対にて温度を測定した。

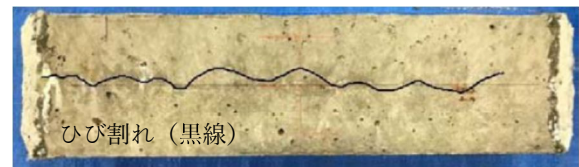
プレストレスによる横方向ひずみ測定は、コンクリート材齢 3 日に緊張時にひずみを測定した。PC 鋼棒を供試体の図心に配置しているものの、製作誤差によるプレストレスの偏心の影響を考慮して、アクリル樹脂製リング (4 枚/リング) に貼り付けた 3 断面のひずみゲージで測定した値の平均値をプレストレスによる横方向ひずみとした。

凍結融解によるひずみ測定は、10 分毎にひずみを測定し、プレストレスによる横方向ひずみの測定と同様、アクリル樹脂製リングに貼り付けた 3 断面のひずみゲージの測定値の平均値を凍結融解によるひずみとし、温度とひずみの関係を観察した。

シリーズ 2 では、シリーズ 1 と同様、鋼製リングに取り付けたゲージにてひずみを、コンクリート内とシース内に配置した熱電対にて温度を測定した。凍結によるひずみ測定も同様、10 分毎にひずみを測定して、上下側毎に 2 断面のひずみゲージの測定値の平均値を凍結融解によるひずみとし、温度とひずみの関係を観察した。



(a) Type1-2b グラウト充填の供試体



(b) Type1-3b 水充填の供試体 (黒線加筆)

4.2.3 試験結果と考察

(1) シリーズ 1

1) ひび割れ発生の確認

シリーズ 1 では、シース内にグラウトあるいは水が充填している場合、凍結膨張によって軸方向ひび割れが生じるのかを確認するために、シリーズ 2 の予備試験の位置付けで「(b)ひび割れ確認用」と「(a)温度、ひずみ測定用」の供試体を用いて凍結融解試験を実施した。図 4-5 に Type1-2b(グラウト充填)、Type1-3b (水充填) の試験結果を示す。Type1-2b では 20 サイクル目の凍結終了時でも、軸方向ひび割れは発生しなかったが、Type1-3b では 1 サイクル目の凍結終了時に

図 4-5 ひび割れ状況 (1 サイクル後)

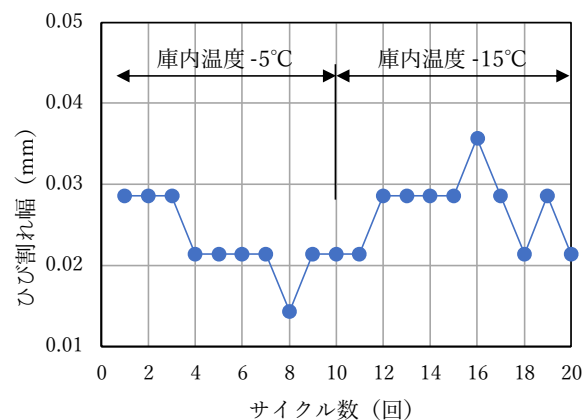


図 4-6 Type1-3b ひび割れ幅の経時変化

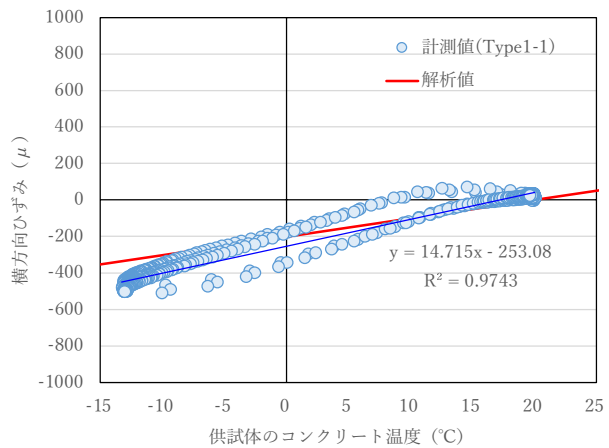
軸方向ひび割れが確認できた。ひび割れ幅の最大値は 0.05mm であった。平均ひび割れ幅のサイクル毎の変化量を図 4-6 に示す。水充填の供試体 Type1-3b では、2 サイクル以降のひび割れ幅の変動は極めて小さく、平均ひび割れ幅に換算しても変動量は 0.02mm (0.014~0.036mm) 程度であった。

2) プレストレスによる横方向ひずみ

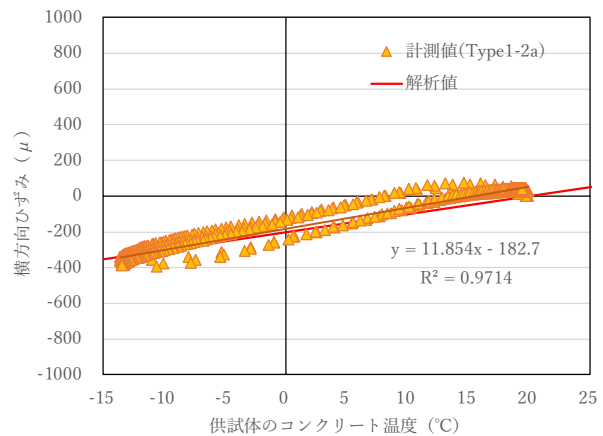
プレストレスによる横方向ひずみは、Type1-2a, Type1-3b 供試体ともに約 30~100 μ の範囲であり小さいひずみが認められた。後述するひずみの解析値でも 50 μ 程度 (コンクリートのポアソン比 0.2) の小さい値であるため、単独で縦ひび割れを発生させるまでには至らない可能性を示した。文献 4.2),4.3)の結果と同様、プレストレスによる横方向ひずみは、ポアソン比相当の影響を考慮すればよいことが確認できた。

3) 凍結による横方向ひずみ

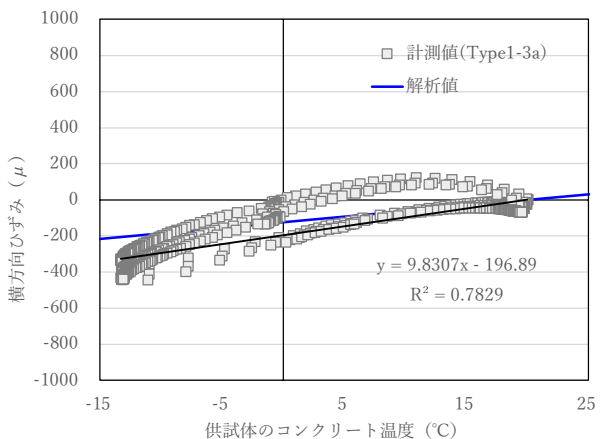
凍結融解試験は材齢 105 日に開始し、Step-1 (-5~20℃を 3 サイクル)、Step-2 (-15~20℃を 3 サイクル) のひずみとコンクリート温度、シース内の温度の測定を行った。本試験ではアクリル樹脂製リングに貼り付けた 3 断面のひずみゲージで測定した値の平均値を凍結による横方向ひずみとした。試験の結果、温度サイクル Step-1 と Step-2 は同様な傾向であった。凍結による横方向ひずみと温度との関係の例として Step-2 の結果を図 4-7 に示す。なお、「-」は圧縮、「+」は引張を示している。横方向のひずみは、温度の低下に伴って圧縮側に、温度が上昇するに従って引張側に移行している。温度とひずみの挙動は Type1-1 (未充填) と Type1-2a (グラ



(a) Type1-1 未充填の供試体



(b) Type1-2a グラウト充填の供試体



(c) Type1-3a 水充填の供試体

図 4-7 凍結融解による横方向ひずみ

ウト充填)では、おおむね線形的な挙動を示しているが、Type1-3a(水充填)では曲線性を有する挙動を示している。コンクリートの熱伝導率 λ は「 $1.6\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 」、グラウト(セメント・モルタル)の熱伝導率 λ は $1.5\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ である^{4,8)}。コンクリートとグラウトの熱伝導率はほぼ同じであるため、Type1-1とType1-2aは同様な挙動を示したと考えられる。一方、水の熱伝導率 λ は $0.561\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ であり、シース内に水が充填されているType1-3aは、コンクリートと水の熱伝導率の違いにより温度変化に時間差が生じ、Type1-1とType1-2aとは異なった挙動を示したと考えられる。

4) シリーズ1のまとめ

シリーズ1の試験結果から以下のことが確認できた。そのため、シリーズ2では水の充填量(体積)に着目した凍結融解試験を実施することとした。

- ① シース内が未充填の空の場合とグラウトが完全に充填されている場合は、凍結してもひび割れは発生しないことが確認できた。
- ② シース内に水が充填されている場合は、凍結するとひび割れが発生し、ひび割れ幅の変動量は20サイクルの凍結融解を繰り返してもほぼ変動はなかった。
- ③ プレストレスによる横方向ひずみは、ボアソン比相当の影響を考慮すればよいことが確認できた。
- ④ 凍結による横方向のひずみは、温度の低下に伴って圧縮側(供試体が縮む)に、温度が上昇するに従って引張側(供試体が膨らむ)に作用する。
- ⑤ 温度とひずみの挙動はType1-1(未充填)とType1-2a(グラウト充填)では、おおむね線形的な挙動を示しているが、Type1-3a(水充填)では曲線性を有する挙動を示す。
- ⑥ ⑤の理由はコンクリートと水の熱伝導率の違いにより温度変化に時間差が生じるためであると考えられる。

(2) シリーズ2

1) 外観変状

シリーズ2では、設定温度と凍結融解サイクルをStep-1が $-5\sim 20^{\circ}\text{C}$ の5サイクル、Step-2

表 4-3 ひび割れ発生の供試体タイプ(シリーズ2)

シリーズ2 タイプ	シース(mm)		鋼材径 (mm)	シース内の水充填状況		ひずみ※ (μ)	ひび割れ幅(mm)	
	径d	かぶりi		割合(%)	面積(mm^2)		平均値	最大値
Type2-1 a	$\phi 40$	30	—	0%	0.0	-20	0.00	0.00
Type2-1 b	$\phi 40$	30	—	100%	1256.6	778	0.26	0.90
Type2-1 c	$\phi 40$	30	$\phi 22$	71%	891.8	1192	0.06	0.20
Type2-2 a	$\phi 30$	30	—	0%	0.0	-8	0.00	0.00
Type2-2 b	$\phi 30$	30	—	100%	706.9	580	0.02	0.05
Type2-2 c	$\phi 30$	30	$\phi 16$	71%	501.6	-24	0.00	0.00
Type2-3 a	$\phi 20$	30	—	0%	0.0	-17	0.00	0.00
Type2-3 b	$\phi 20$	30	—	100%	314.2	98	0.00	0.00
Type2-3 c	$\phi 20$	30	$\phi 12$	64%	201.1	33	0.00	0.00

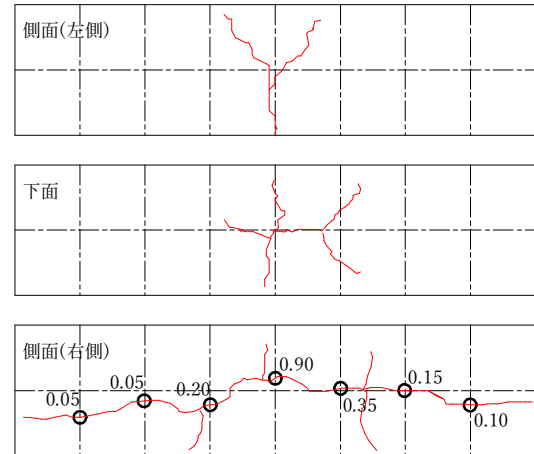
凡 例 : ひび割れ発生

※ : 1サイクル目の横方向ひずみの最大値

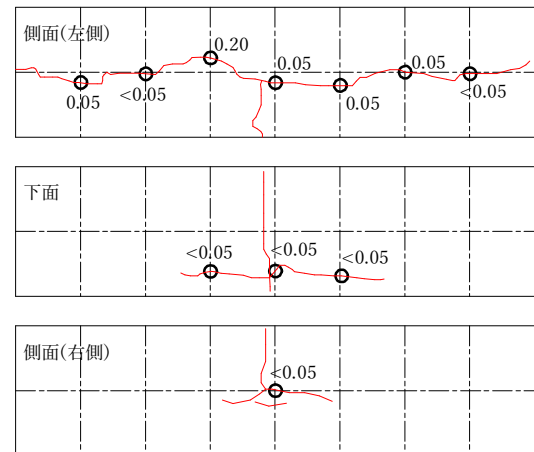
が-15～20℃の 5 サイクルを実施し、サイクル毎の外観変状の観察、シース周辺の横方向ひずみとコンクリート、シース内の温度の測定を行った。表 4-3 にひび割れ幅の結果を示す。ひび割れが発生した供試体は、水の充填量が多い Type2-1b, Type2-1c, Type2-2b であった。Type2-1b, Type2-1c では打上げ面（上面）を除く 3 側面に発生し、Type2-2b では片側 1 側面にひび割れが生じていた。ひび割れが発生した全ての供試体は 1 サイクル目終了後に確認した。平均ひび割れ幅および最大ひび割れ幅が最も大きい供試体は、水充填量の最も多い Type2-1b であった。これはシース外径（拘束面）が大きく、水充填量（体積膨張）が多いことがひび割れ幅に影響を与える要因であると考えられる。ひび割れ状況図を図 4-8 に示す。なお、ひび割れ幅がクラックスケールの精度以下の箇所は図中に「<0.05」と示した。ひび割れが発生したいずれの供試体においても軸方向ひび割れが卓越していることが確認できる。近藤ら^{4.5)~4.10)}が行った一連の研究では、鋼製シースの腐食膨張により発生するひび割れは軸方向に卓越することと、腐食膨張が大きいほど放射線状にひび割れが発生することを各種試験的検討により明らかにしている。本試験も同様な傾向を示していたことから、凍結による軸方向ひび割れの発生メカニズムは、一定の条件下では鋼製シースの腐食膨張と類似した挙動を示すことが確認できた。

2) 内部ひび割れ

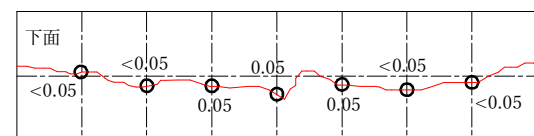
凍結融解試験終了後、供試体内部の状況を確認するために、Type 2-1（φ40mm）、Type2- 2（φ30mm）、Type2- 3（φ20mm）の供試体を端部から 200mm 位置でコンクリートカッターを用いて切断した。切断位置の状況写真を図 4-9 に示す。内部のひび割れの発生も表面ひび割れが認められた Type2-1b, Type2-1c, Type2-2b であり、水の充填量が多い供試体 Type 2-1b（水充填 100%）、Type 2-1c（水充填 71%）であった。これらの内部ひび割れの状況はシースを中心に放射状であったことから、シースを起点とした膨張（等方圧力）が作用することによってひび割れが発生したものと考えられる。



(a) Type2-1b(水充填 100%)



(b) Type2-1c(水充填 71%)



(c) Type2-2b(水充填 100%)

図 4-8 ひび割れ状況図

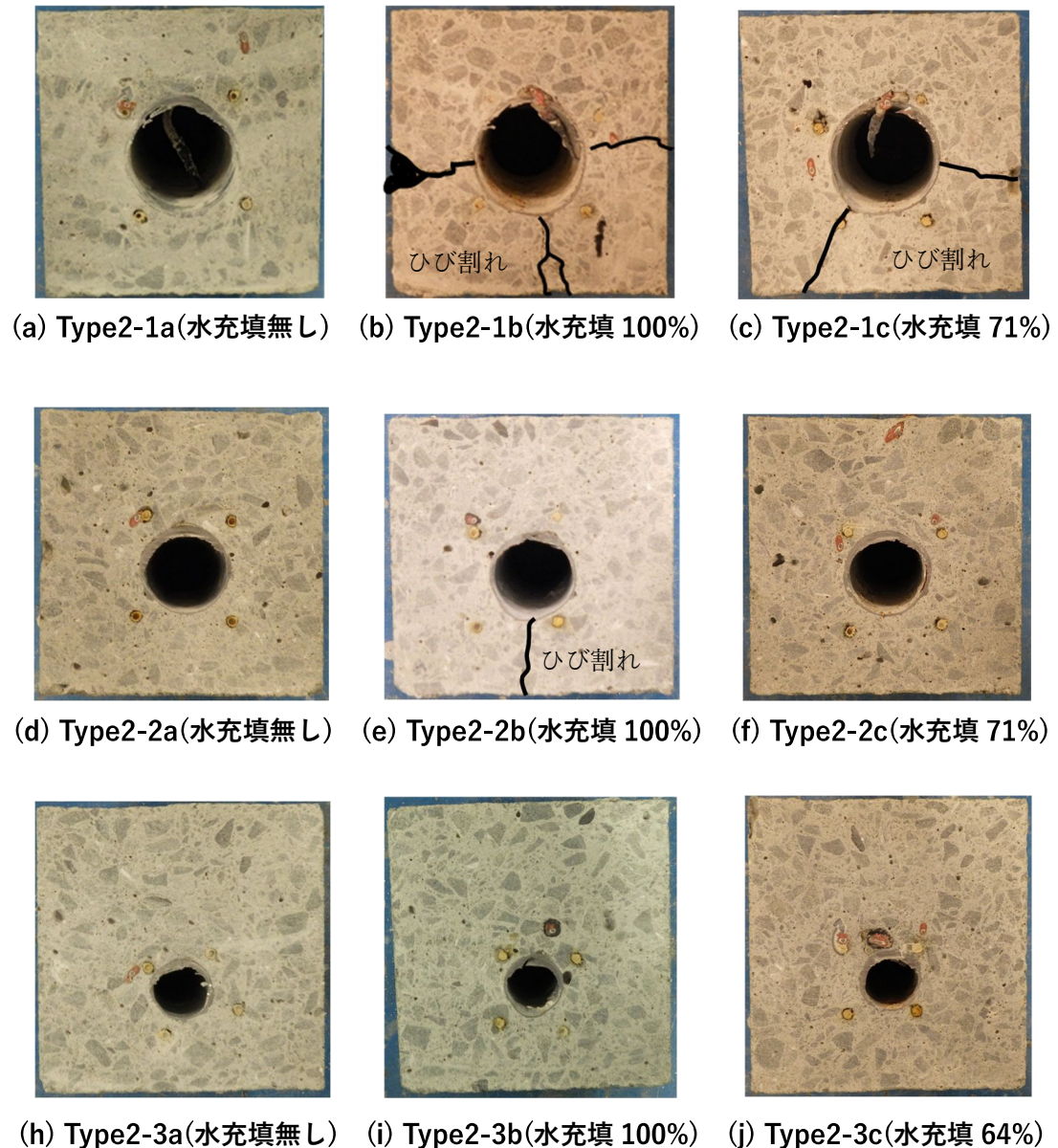


図 4-9 切断位置のひび割れ状況図(図中の黒線はひび割れとして加筆)

3) 温度変化

図 4-10 にコンクリートとシース内に配置した熱電対にて測定した温度変化の状況を示す。シース内の水の充填量に着目するために、シース内が空（充填率 0%）の Type2-1a, Type2-3a とシース内が水充填（充填率 100%）の Type2-1b, Type2-3b の 1 サイクル目を抽出し、比較した結果を示している。Type2-1a と Type2-3a は、コンクリート温度、シース内温度ともに設定温度-5℃まで下がり 24 時間まで一定の状態を維持している。一方、シース内に水が充填されている Type2-1b, Type2-3b では、温度が 0℃以下になり凍結時（図 4-10 の A 点）に、コンクリート温度とシース内温度が 0℃まで再び温度が上昇していることが確認できる。

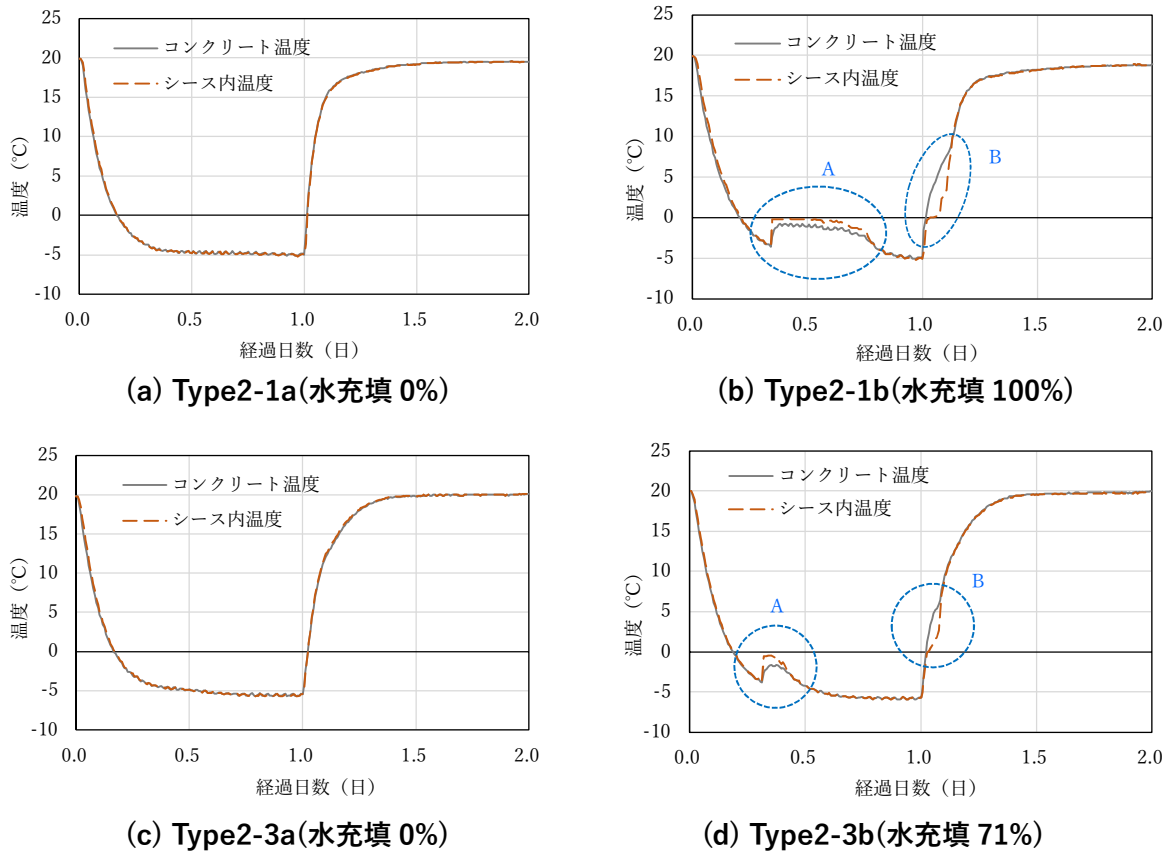


図 4-10 コンクリートとシース内の温度変化

図 4-11 に水の状態変化図を示す。等温、等圧下で、気体（気相）、液体（液相）、固体（固相）いずれかの状態にある物質が、他の相に変化する時に伴う熱を潜熱（せんねつ）という^{4.11)}。水の場合、固体から液体、液体から気体、固体から気体、あるいはその逆方向へと状態変化（相変化）する時に必要とする熱を潜熱といい、温度変化をともなわない。一方、温度変化を伴う熱を顕熱（けんねつ）という。このようにシース内の水が 0°C 以下になり凍結する際に発生する潜熱の影響によって^{4.12)}、シース内の温度 0°C を維持するようにコンクリート温度とシース内温度が一時上昇したものと考えられる。凍結時の潜熱発生時間がコンクリート温度と比べ、シース内の温度の方がわずかに低い温度を

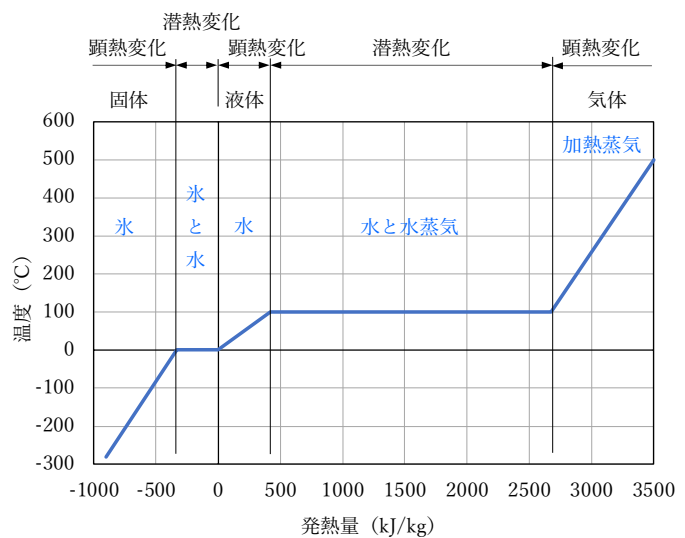


図 4-11 水の状態変化図^{4.11), 4.12)}

示している。これはコンクリートの表面が -5°C まで冷却されているが、水とコンクリートの熱伝導率の違いにより、コンクリート内部と表面に温度差が生じていると考えられる。Type2-1bとType2-3bを比較すると、潜熱変化時間の長さの違いが確認できる。これはシース内の水の充填量の差が、水の凍結に要する時間に関係していると考えられる。水の量が多いほど水全体が氷へと相変化する時間が長くなるといえる。また、Type2-1b, Type2-3bでは、温度が 0°C から融解する時(図4-10のB点)に、シース内温度がコンクリート温度より遅れて上昇していることが確認できる。これも氷から水へ相変化する際に生じる潜熱の影響であると考えられる。

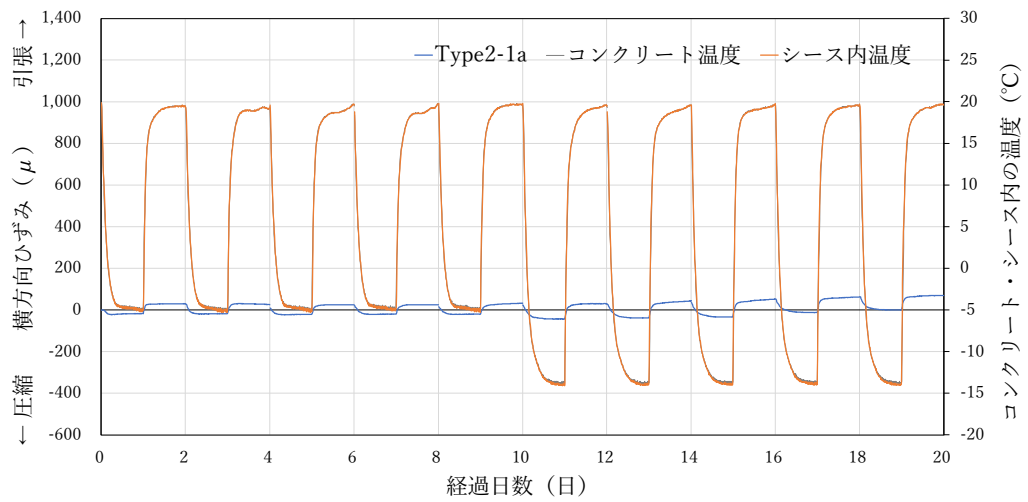
4) 横方向ひずみの経時変化

本試験では、鋼製リングに貼り付けた上下側のひずみゲージの値を上下側毎に2断面の値の平均値を横方向ひずみとした。図4-12～図4-14に下側の横方向ひずみ、コンクリート温度、シース内温度の経時変化の関係を示す。

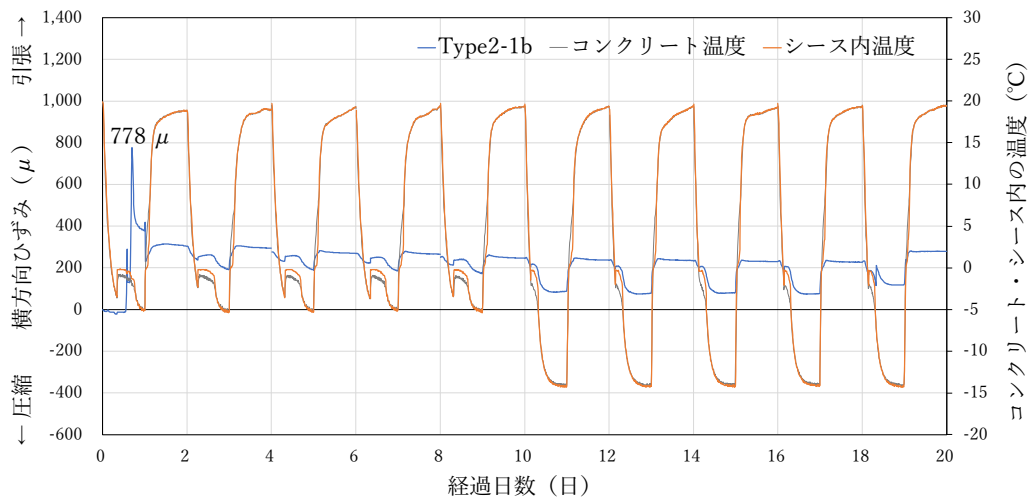
シース内が空(水充填度0%)のaタイプ供試体(Type2-1a, Type2-2a, Type2-3a)では、水が充填されていないため、コンクリートとシースの温度変化に伴ってシース周辺の横方向ひずみは同様な挙動を示している。温度の低下に伴って横方向ひずみは圧縮側に、温度上昇に従って引張側に移行している。

シース内に水を充填しているb, cタイプ供試体(Type2-1b, Type2-1c, Type2-2b, Type2-2c, Type2-3b, Type2-3c)のうち、ひび割れが認められた供試体では、1サイクル目の温度 0°C 以下になると急激に引張ひずみが生じ、表4-3に示すように、Type2-1bでは最大値 778μ 、Type2-1cでは最大値 1192μ 、Type2-2bでは最大値 580μ の横方向ひずみが生じた。後述するシースに管内等方圧力を載荷させた解析では、横方向ひずみが 740μ となり、Type2-1bの実験値とほぼ一致している。一方、Type2-1cでは実験値の方が大きな値を示しているがType2-1cはシース中心に鋼材を配置しているため、鋼材の熱伝導の影響によりシース内の水が鋼材からも冷やされType2-1bとは異なる凍結メカニズムであったと考えられる。なお、Type2-2c, Type2-3b, Type2-3c供試体の1サイクル目の横方向ひずみは 100μ 以下の小さな値であった。以上から、シース内の水の量が少ない供試体にはひび割れは発生しないことが確認できた。

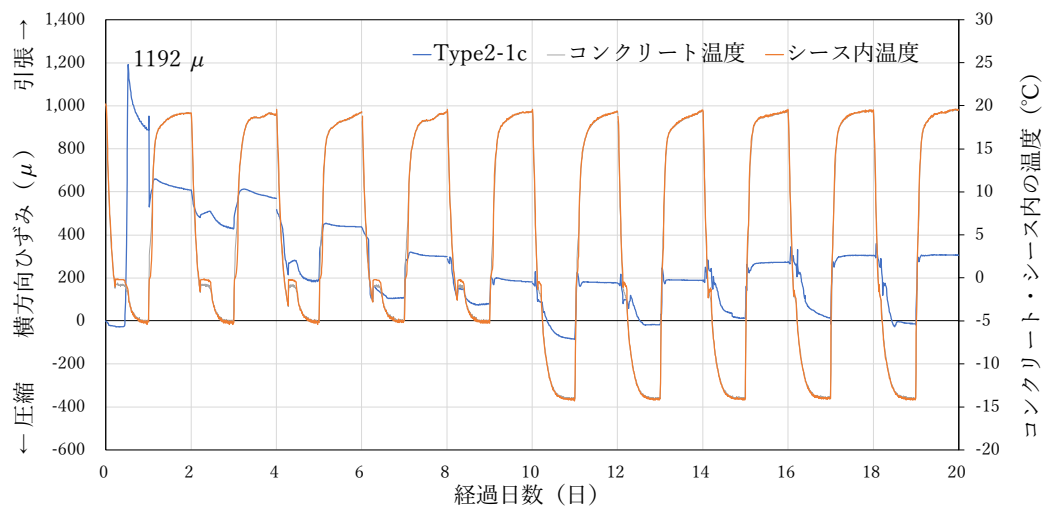
ひび割れが発生したType2-1b, Type2-1c, Type2-2bの2サイクル以降の横方向ひずみは、1サイクル目の挙動とは異なり、ひび割れが生じなかった供試体と同様、温度の低下に伴って圧縮側に、温度が上昇すると引張側に移行する挙動を示した。これは軸方向ひび割れが生じたことで、2サイクル以降はひび割れ付近の応力分布が変化したと考えられる。このように軸方向にひび割れが入った供試体では1サイクル目と2サイクル以降では異なった挙動を示すことが確認できた。



(a) Type2-1a 供試体



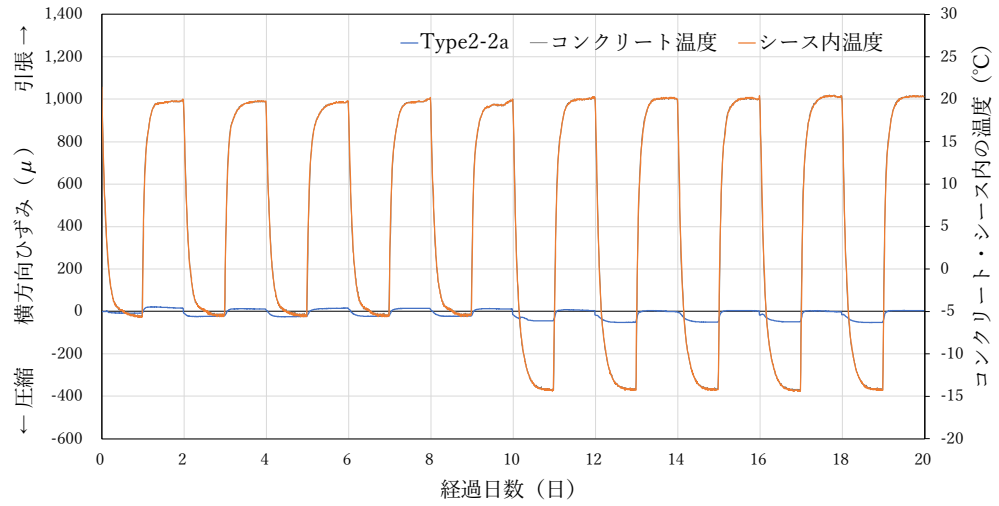
(b) Type2-1b 供試体



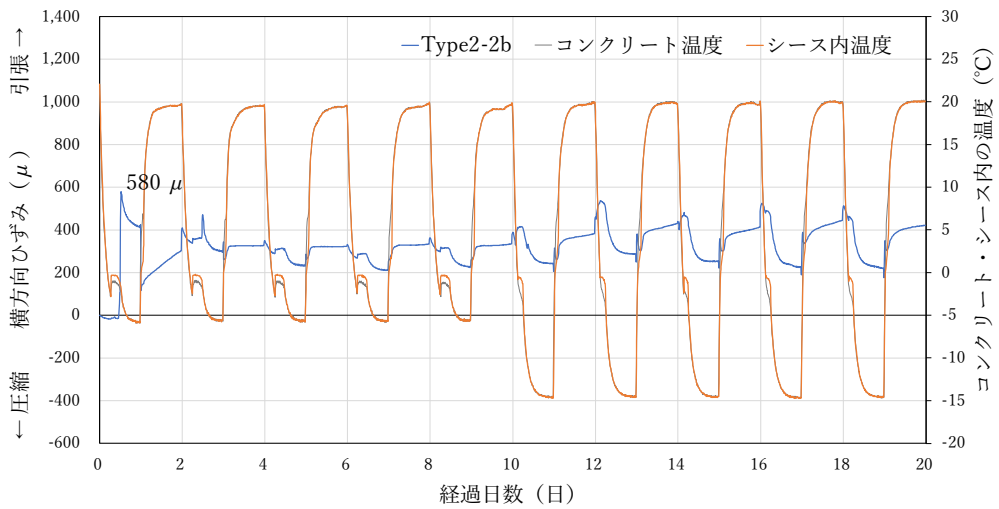
(c) Type2-1c 供試体

図 4-12 Type2-1 横方向ひずみ (下側), コンクリート温度, シース内温度の経時変化

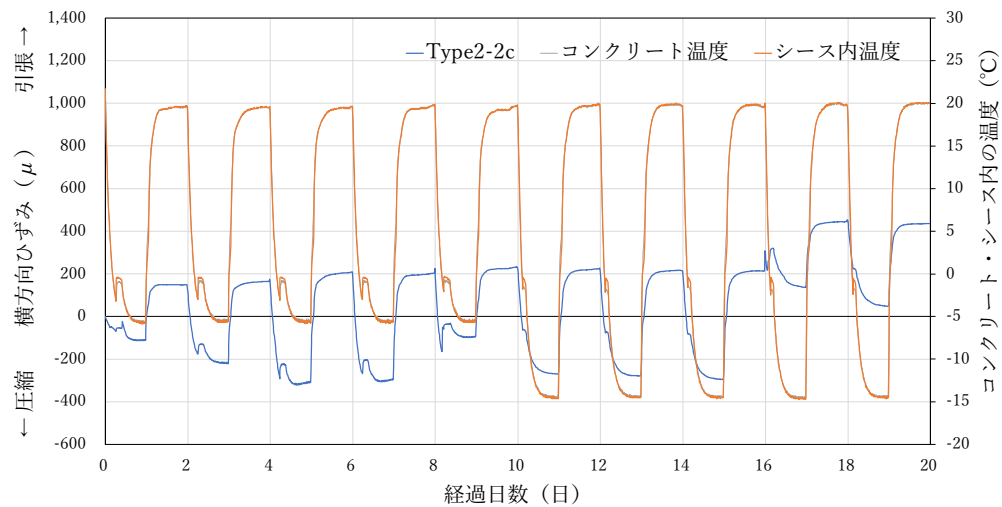
第4章 軸方向ひび割れの発生メカニズムとひび割れ性状に関する検討



(a) Type2-2a 供試体

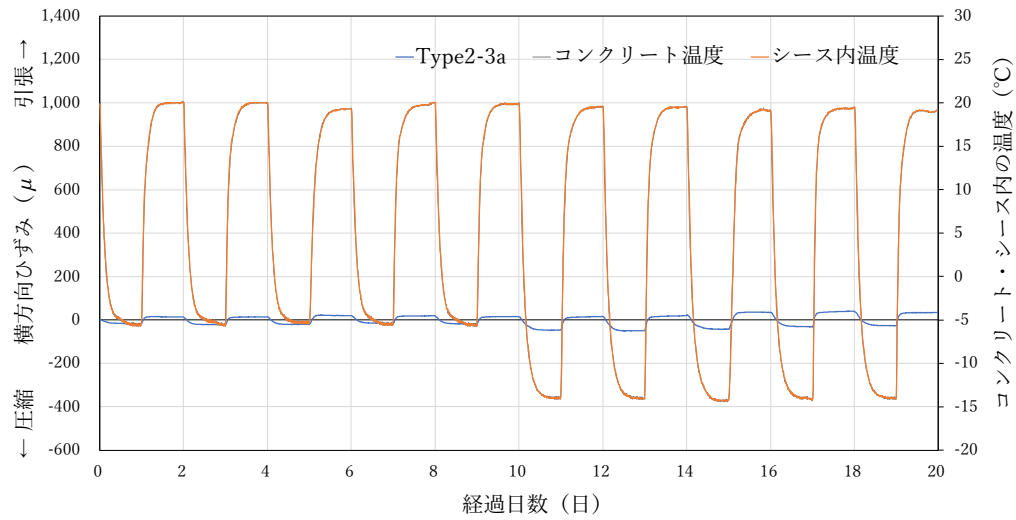


(b) Type2-2b 供試体

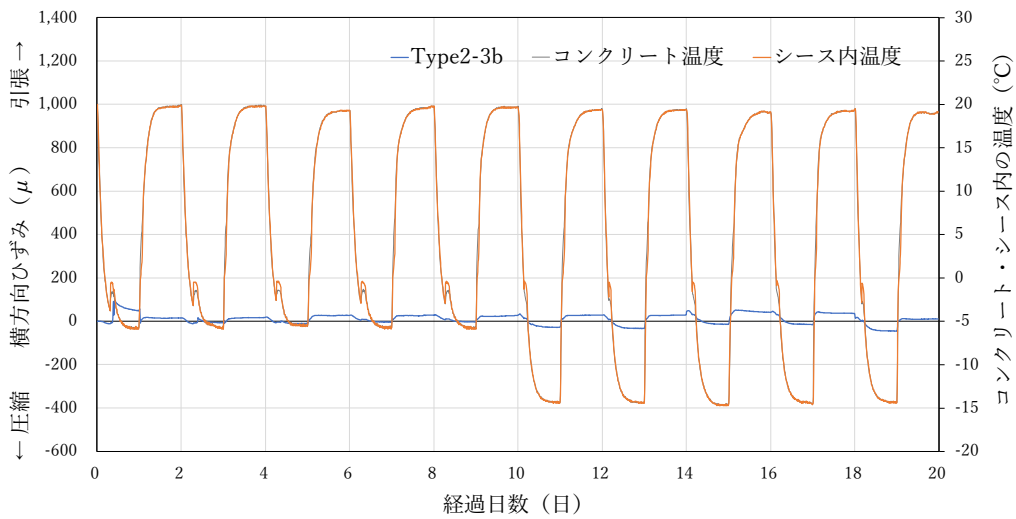


(c) Type2-2c 供試体

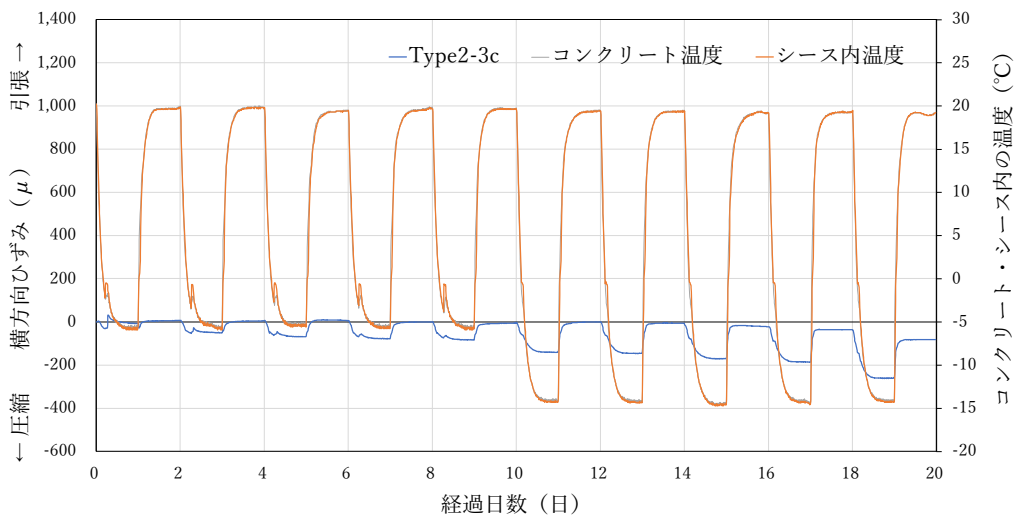
図 4-13 Type2-2 横方向ひずみ (下側), コンクリート温度, シース内温度の経時変化



(a) Type2-3a 供試体



(b) Type2-3b 供試体



(c) Type2-3c 供試体

図 4-14 Type2-1 横方向ひずみ (下側), コンクリート温度, シース内温度の経時変化

5) 横方向ひずみとコンクリート温度の関係

本試験では、鋼製リングに貼り付けた上下側のひずみゲージの値を上下側毎に2断面の値の平均値を横方向ひずみとした。図4-16に下側の横方向ひずみとコンクリート温度の関係を示す。図4-16(a)のシース内に水が入っていないaタイプの供試体(Type2-1a, Type2-2a, Type2-3a)では、横方向ひずみは温度低下に伴って圧縮側(コンクリートが縮む)に、温度上昇に伴って引張側(コンクリートが膨らむ)に作用し、温度変化量-15~20°Cの範囲では線形挙動を示している。シース内に水の充填が無いaタイプ供試体の横方向ひずみとコンクリート温度の関係は、シース径の大小に関わらず同様な挙動を示している。これはシリーズ1の水が無い供試体 Type1-1, Type1-2 の結果と同じであった。

図4-16(b), (c)のシース内に水が有る b, c タイプ供試体のうち、シース内の水の量が比較的少なく、ひび割れ発生が無い Type2-3b, Type2-3c の温度とひずみの関係は、水が無い a タイプ供試体のようにほぼ線形挙動を示している。一方、シースφ30mm で鋼材配置している Type2-2c の温度とひずみの関係は、水が無い a タイプの供試体とは異なり非線形の挙動を示している。また、図4-13(b), (c)でも判断できるように Type2-2b と比べ Type2-2c の方が潜熱発生時間は短時間である。これはシース内に配置した鋼材の熱伝導率の影響で鋼材の温度低下に伴い水が急激に冷やされたことによるものと考えられる。

図4-16(b), (c)のシース内の水の量が多く、ひび割れが発生した Type2-1b, Type2-1c, Type2-2b の温度とひずみの関係は非線形の挙動を示している。これらはシース内の水とコンクリートの熱伝導率などの違いにより温度変化に時間差が生じるためであると考えられる。また、Type2-1b, Type2-1c, Type2-2b では、コンクリート温度-3~-5°C付近で横方向ひずみが大きくなっておりこの時にひび割れが発生したと考えられる。図4-15に気象庁の気温データ^{4.14)}の抜粋したものを示す。この気温データは西日本側の太平洋に面する都道府県の主要都市を選定し、過去のデータのうち気温の低い時期(1月)をピックアップした。気象庁の気温データでは、沖縄県以外の国内でも山間部などの地域では、過去に気温-5°C以下になっている記録があることから、実構造物においてもシース内の滞水が凍結によってひび割れが発生する可能性があり、軸方向ひび割れは寒冷地域特有の変状ではない可能性を示した。

ひび割れが発生した後の2サイクル目以降は、温度とひずみの関係の履歴データにばらつきがあることから、ひび割れ発生後はシース周辺の応力分布が変化し、ひび割れが生じた1サイクル目とは異なった挙動を示したと考えられる。

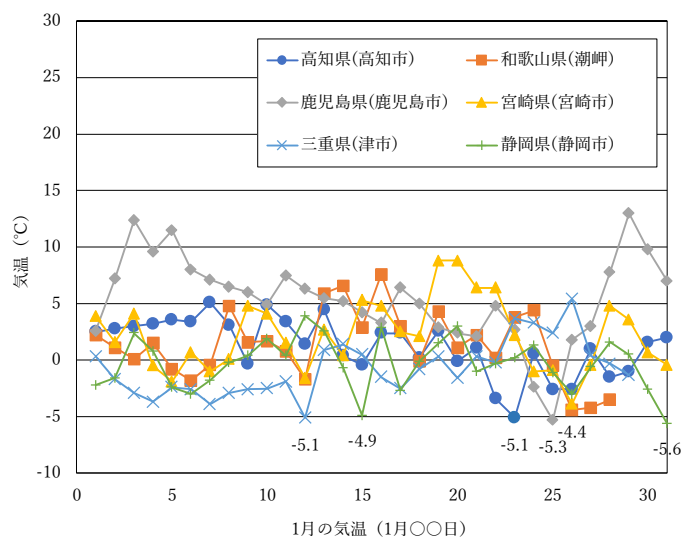
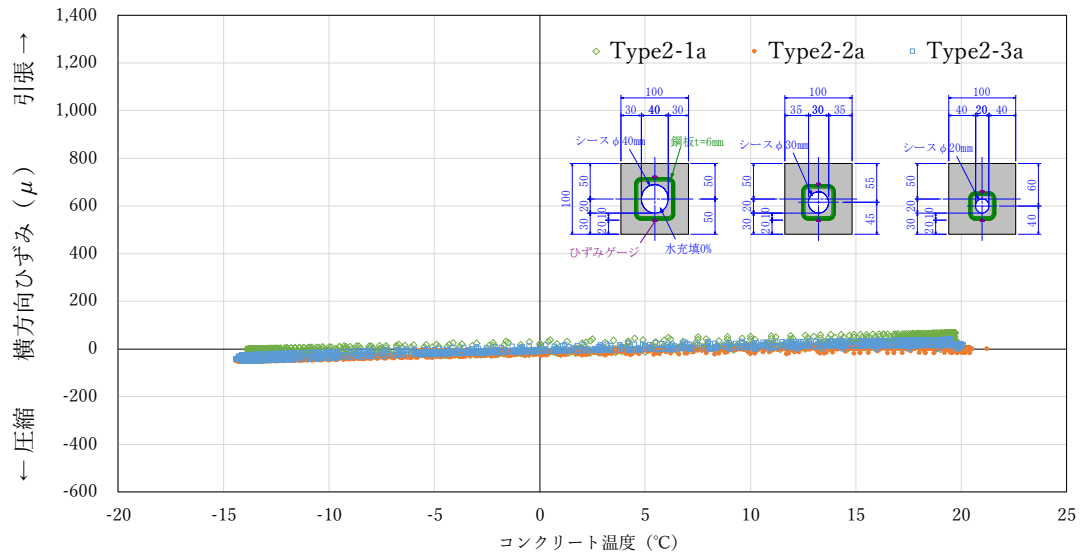
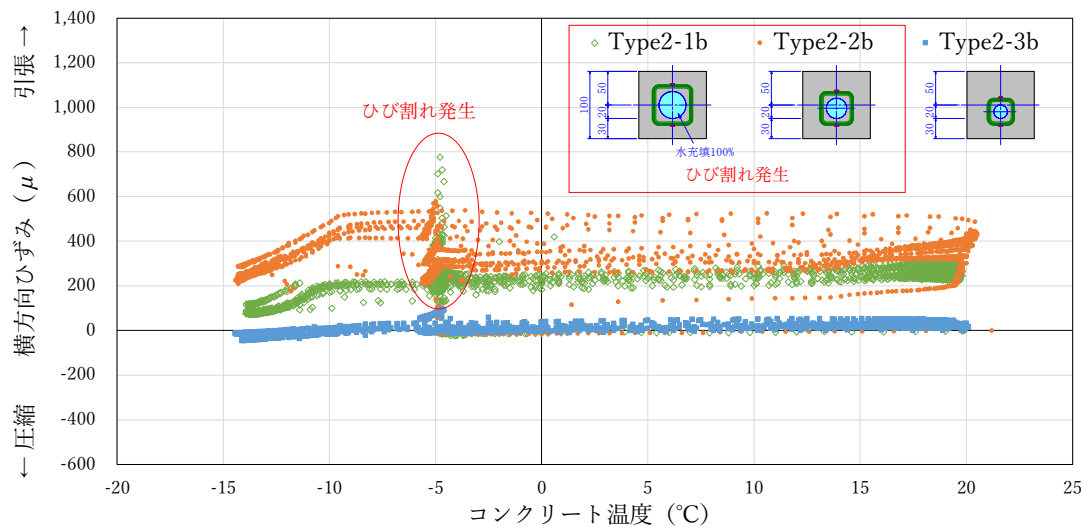


図4-15 過去の気温データ^{4.14)}

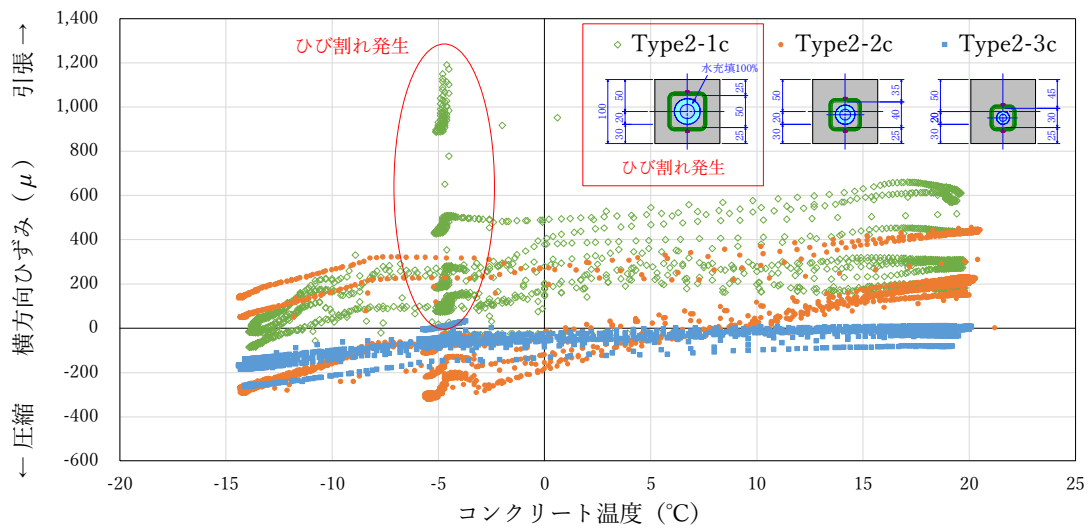
第4章 軸方向ひび割れの発生メカニズムとひび割れ性状に関する検討



(a) a タイプ供試体 (Type2-1a, Type2-2a, Type2-3a)



(b) b タイプ供試体 (Type2-1b, Type2-2b, Type2-3b)



(c) c タイプ供試体 (Type2-1c, Type2-2c, Type2-3c)

図 4-16 横方向ひずみとコンクリート温度の関係

6) 潜熱発生時間と最大横方向ひずみ

コンクリート表面にひび割れが発生する要因として、シース内の水の体積と潜熱発生時間が軸方向ひび割れに影響を与える結果が示された。そのため、シース内の水の体積と潜熱発生時間の関係、シース内の水の体積と1サイクル目の最大横方向ひずみとの関係を整理した。ここで、潜熱発生時間と1サイクル目の最大横方向ひずみの定義は、**図 4-17** に示すように、潜熱発生時間は 0°C 近く上昇した時の継続時間（図中の水平区間）とし、1 サイクル目に引張側に発生した横方向ひずみの最大値を最大横方向ひずみとした。**表 4-4** に潜熱発生時間と1サイクル目の最大横方向ひずみの結果一覧を、**図 4-18** にシース内の水の体積と潜熱発生時間の関係を示す。水の体積が大きいほど潜熱発生時間は長くなり、潜熱発生時間が長い供試体にひび割れが発生している。これは水の量が多いほど、水の温度を変化させるために時間が必要になるからであり、水の体積が大きいほど、凍結に

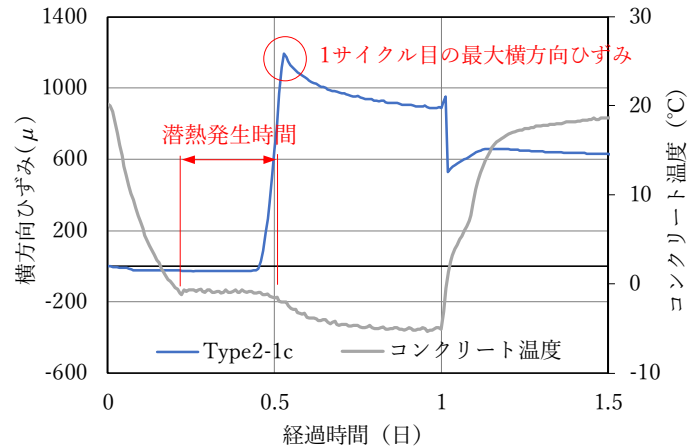


図 4-17 潜熱発生時間と最大横方向ひずみの定義

表 4-4 潜熱発生時間と最大横方向ひずみの結果一覧

シリーズ 2 タイプ	ひずみ※ (μ)	シース内の 水の体積 (cm ³)	潜熱発生時間			
			-5°C~20°C		-15°C~20°C	
			CT(-5°C)	ST(-5°C)	CT(-15°C)	ST(-15°C)
Type2-1 a	-20	0	0:00	0:00	0:00	0:00
Type2-1 b	778	503	8:00	9:50	0:30	3:30
Type2-1 c	1192	357	6:50	7:30	1:00	1:50
Type2-2 a	-8	0	0:00	0:00	0:00	0:00
Type2-2 b	580	283	5:00	5:50	0:10	2:40
Type2-2 c	-24	201	3:30	3:30	0:50	1:40
Type2-3 a	-17	0	0:00	0:00	0:00	0:00
Type2-3 b	98	126	1:10	2:10	0:00	1:30
Type2-3 c	33	80	0:40	1:50	0:00	0:20

凡 例 : ひび割れ発生

※ : 1サイクル目に発生した最大横方向ひずみ

CT(-5°C) : コンクリート温度, 設定温度-5~20°C

ST(-5°C) : シース内温度, 設定温度-5~20°C

CT(-15°C) : コンクリート温度, 設定温度-15~20°C

ST(-15°C) : シース内温度, 設定温度-15~20°C

よる体積膨張も大きくなると考えられる。コンクリートの熱伝導率は $1.6\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 、水の熱伝導率は $0.582\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ である。コンクリートとシース内の水の潜熱発生時間の関係は、熱伝導率が大きいコンクリートの方が早く熱が伝わるため、潜熱発生時間はコンクリートよりシース内の水の方が長くなる傾向を示すと考えられる。凍結試験設定温度による潜熱時間の関係は $-5^{\circ}\text{C}\sim 20^{\circ}\text{C}$ の場合は潜熱発生時間が長い。一方、設定温度 $-15^{\circ}\text{C}\sim 20^{\circ}\text{C}$ の場合では潜熱発生時間が短い。これは設定温度を -15°C にすると冷却速度が速くなるためであると考えられる。

図 4-19 にシース内の水の体積と 1 サイクル目の最大横方向ひずみの関係を示す。水の体積と 1 サイクル目の最大横方向ひずみの関係は、水の体積が大きいほど、最大横方向ひずみが大きくなる傾向を示している。Type2-2b（水の体積 283cm^3 ）では最大横方向ひずみが 580μ であり、1 サイクル目に軸方向ひび割れが発生していることから、水の体積が多いほどひび割れが発生しやすく、シース内の水充填割合 100%、シース $\phi 30\text{mm}$ 、密閉の場合、水の体積 280cm^3 程度で軸方向ひび割れが発生することがわかった。また、水の体積が大きいほど潜熱発生時間が長くなり、最大横方向ひずみも大きくなる。水の体積膨張の増加量も大きくなるため、潜熱発生時間が長い方がひび割れは発生しやすくなると考えられる。

7) シリーズ 2 のまとめ

シリーズ 2 では、シース径の大きさ、シース内の水の充填量をパラメータとした凍結融解試験を行った。試験結果を以下に示す。

- ① ひび割れが発生した供試体（Type2-1b, Type2-1c, Type2-2b）は水の充填量が多い供試体であり、水の体積が多いほどひび割れは幅が大きい値であった。
- ② ひび割れが認められた 3 体の供試体は全て 1 サイクル目に発生し、コンクリート温度 $-3\sim$

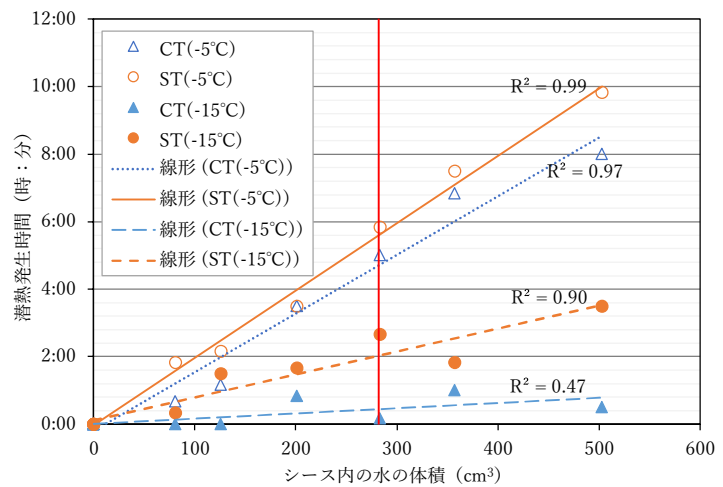


図 4-18 潜熱発生時間とシース内の水の体積

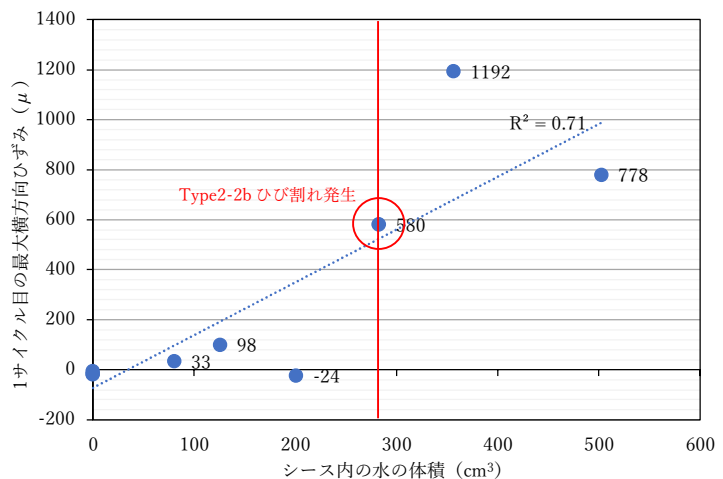


図 4-19 最大横方向ひずみとシース内の水の体積

-5°C付近で急激に横方向ひずみが大きくなったことから、この時にひび割れが発生したと考えられる。

- ③ 凍結融解試験の結果、コンクリート温度-3~-5°C付近において横方向ひずみ（引張域）の最大値を示したことから、国内でも山間部などの地域では過去に気温-5°C以下になっている記録があることから、実構造物においてもシース内の滞水が凍結によってひび割れが発生する可能性があり、軸方向ひび割れは寒冷地域特有の変状ではない可能性を示した。
- ④ ひび割れが認められた供試体の内部ひび割れ状況は、シースを中心に放射状であったことから、シースを起点とした膨張（等方圧力）が作用することによってひび割れが発生したものと考えられる。
- ⑤ シース内に水の充填が無いaタイプの供試体では、横方向ひずみが温度低下に伴って圧縮側に、温度上昇に伴って引張側に作用して、温度変化量-15~20°Cの範囲では線形挙動を示した。このタイプの供試体の横方向ひずみとコンクリート温度の関係は、シース径の大小に関わらず同様な挙動を示した。
- ⑥ 水の体積が大きいほど潜熱発生時間は長くなり、潜熱発生時間が長い供試体にひび割れが発生している。これは水の量が多いほど、水の温度を変化させるために時間が必要になるからであり、水の体積が大きいほど、凍結による体積膨張も大きくなると考えられる。
- ⑦ 水の体積と1サイクル目の最大横方向ひずみの関係は、水の体積が大きいほど、最大横方向ひずみが大きくなる傾向を示していた。
- ⑧ Type2-2b（水の体積 283cm³）では最大横方向ひずみが 580 μ であり、1サイクル目に軸方向ひび割れが発生していることから、水の体積が多いほどひび割れが発生しやすく、シース内の水充填割合 100%、シース ϕ 30mm、密閉の場合、水の体積 280cm³程度で軸方向ひび割れが発生することがわかった。
- ⑨ 水の体積が大きいほど潜熱発生時間が長くなり、最大横方向ひずみも大きくなる。水の体積膨張の増加量も大きくなるため、潜熱発生時間が長い方がひび割れは発生しやすくなると考えられる。
- ⑩ 1サイクル目にひび割れが発生した後、2サイクル以降は1サイクル目の挙動とは異なりコンクリート温度が低下するとともに圧縮ひずみ（収縮）に、温度が上昇すると引張ひずみ（膨張）の挙動を示した。

4.3 数値解析による検討

4.3.1 検討概要

凍結融解試験の結果から、以下の(1)、(2)に示すように、軸方向ひび割れに影響を与える現象が確認できた。これらの現象は Type2-1b 供試体（シース ϕ 40mm、水充填割合 100%）で明確であったことから、解析モデルは Type2-1b 供試体を選定し、1 サイクル目のコンクリート温度 -5°C の時の挙動を再現する解析的検討を行った。

(1) 凍結膨張圧による横方向ひずみ

コンクリート温度が -5°C 付近の時、シース周辺に卓越した横方向ひずみが生じたこと、ひび割れが認められた供試体内部のひび割れ状況がシースを中心に放射状であったことなどが確認できた。これは鋼製シースが腐食するとシースを起点とした膨張（等方圧力）がシース周辺に作用する現象^{4.6)}と同じように横方向にひずみが卓越して軸方向にひび割れが発生したものと考えられる。

(2) 温度勾配による横方向ひずみ

コンクリートおよびシース内の水の温度が 0°C 以下からコンクリートおよび水に潜熱が発生する。この潜熱が発生している時のシース周辺の横方向ひずみは一時的に引張が作用するが、コンクリート表面は冷却されているため収縮（圧縮）している。そのため供試体の表面と内部には温度勾配が生じ、この温度差によって軸方向ひび割れは発生することが考えられる。

4.3.2 検討ケース

検討ケースは、Type2-1b 供試体の 1 サイクル目の -5°C 時の挙動を再現することを基本に、上記(1)の水の凍結膨張圧の現象に対して、Case-1 として追分ら^{4.15)}の研究を参考に、**図 4-20**に示す -5°C の場合の管内等方圧力 $58\text{N}/\text{mm}^2$ を **図 4-21** のようにシース内に載荷させシース周りの横方向ひずみに関する検討を実施することとした。また、上記(2)の温度差が生じる現象に対しては、Case-2 としてシース内の水が凍結することで水およびシースが膨張し、シースがコンクリートの収縮を拘束するものと仮定したケース（以下、Case-2a「シース拘束有り」と称す）と、シース内に水が無い場合、温度低下によってコンクリートとシースは一体となって収縮するため、シースがコンクリートの収縮を拘束しないケース（以下、Case-2b

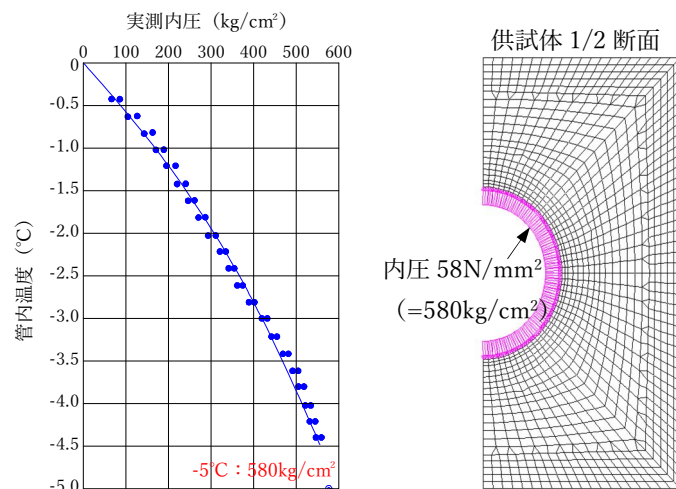


図 4-20 管内圧力と温度の関係^{4.15)} 図 4-21 載荷方法

「シース拘束無し」と称す)の2ケースを設定して、 -5°C の温度荷重を部材に載荷する検討を実施することとした。また、プレストレスによる横方向ひずみの影響を確認するために、実橋のプレストレス導入直後のコンクリート応力レベルにあわせ、載荷条件として緊張力 $75\text{kN}/\text{ケーブル}$ を支圧板の面積 ($90\text{mm} \times 90\text{mm}$) の等分布荷重を与えた検討を行った。

4.3.3 解析モデルおよび条件

凍結膨張圧によるひずみ性状と温度差によるひずみ性状を把握する目的で3次元ソリッドモデルによる弾性応力解析および温度解析を用いて、ひずみ、主応力の算出を行った。シースおよび鋼製リングは部材として考慮した。解析に用いる材料特性値を表4-5に、解析モデルを図4-22に示す。解析モデルはType2-1b 供試体の形状寸法を再現して、部材軸方向、部材直角方向の対称性を考慮した1/4モデルとした。なお、部材の拘束条件は対称面で部材軸方向、部材軸直角方向のY方向、X軸回り、Z軸回りと、支圧板中心点のZ方向を拘束とした。

表 4-5 解析に用いる材料物性値 (4.4), (4.16)

項目	単位	コンクリート	シース	支圧板	鋼製リング
圧縮強度	N/mm^2	40	—	—	—
静弾性係数	N/mm^2	31,000	200,000	200,000	200,000
線膨張係数	$\mu/^{\circ}\text{C}$	10.0	12.0	12.0	12.0
ポアソン比	—	0.20	0.30	0.30	0.30

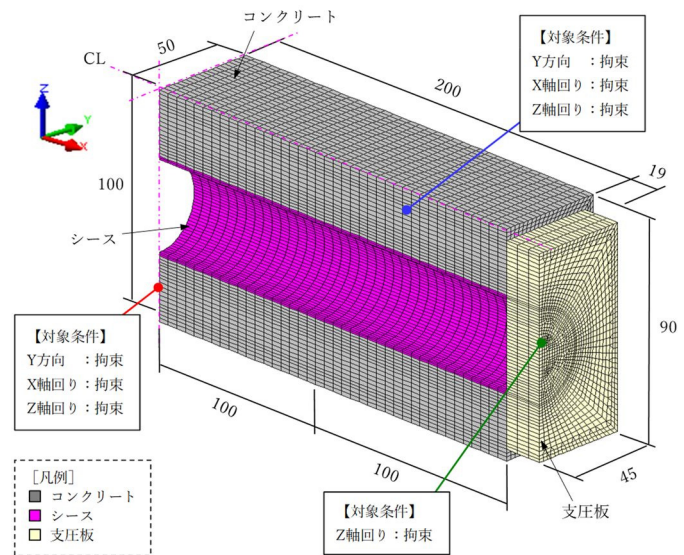


図 4-22 解析モデル

4.3.4 解析結果

(1) プレストレスによる影響

図4-23にプレストレスによる解析結果を示す。供試体中央部のひずみは、部材軸方向(X方向)には断面均等に -247μ (圧縮)であり、部材直角方向(Y方向)はコンクリート表面、ゲージ位置ともに 54μ (引張)であった。

シリーズ1の実験のプレストレスによる横方向ひずみは、Type1-2a, Type1-3b 供試体ともに約 $30 \sim 100\mu$

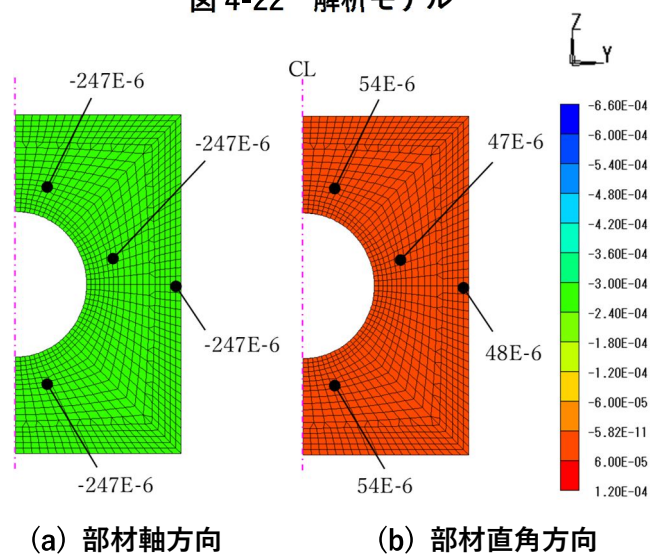


図 4-23 プレストレスによるひずみ

の範囲の小さいひずみであり、解析値でも 50μ 程度（ポアソン比 0.2）であるため、単独で軸方向ひび割れを発生させるまでには至らない可能性を示した。

(2) 凍結膨張圧による横方向ひずみ

Case-1 の温度荷重と凍結膨張圧による横方向ひずみ（Y 方向）の解析結果を図 4-24 に示す。図 4-24 (a) では -5°C の温度荷重を載荷すると、コンクリートとシースが一体となって収縮するため、断面均等に -54μ の圧縮ひずみが生じ、Type2-1a 供試体のようにシース内に水が無い場合、ひび割れは発生しない。一方、Type2-1b 供試体のようにシース内に水があり、図 4-24 (b) の凍結膨張圧として、 -5°C の管内等方圧力 $58\text{N}/\text{mm}^2$ を載荷すると、横方向ひずみはゲージ位置で解析値 740μ の引張ひずみが発生する。Type2-1b 供試体の 1 サイクル目の実験値 778μ であり、解析値と概ね一致していることから、シース内の水が凍結するとシース内に $58\text{N}/\text{mm}^2$ 程度の管内等方圧力が作用し、ひび割れが発生することがわかった。

(3) 温度勾配による横方向ひずみ

図 4-25 に Case-2 のシース拘束の有無による温度荷重 -5°C 載荷した場合のベクトル図を示す。図 4-25(b) の Case-2b シース拘束が無しの場合、コンクリートとシースが一体となって収縮するため、円周方向に引張力は発生しない。一方、Case-2a シース拘束が有りの場合、図 4-25(a) のようにシース円周方向に引張力が発生する。このようにシースの拘束条件によってシース周辺の応力分布が異なり、1 サイクル目にひび割れが発生した Type2-1b, Type2-1c, Type2-3b 供試体の 2 サイクル以降の挙動は、温度低下では圧縮側に、温度上昇では引張側にひずみ、シース内の水が凍結する時には潜熱が発生し、コンクリートの収縮ひずみをシースが拘束して、その周辺に引張ひずみが発生していると考えられる。

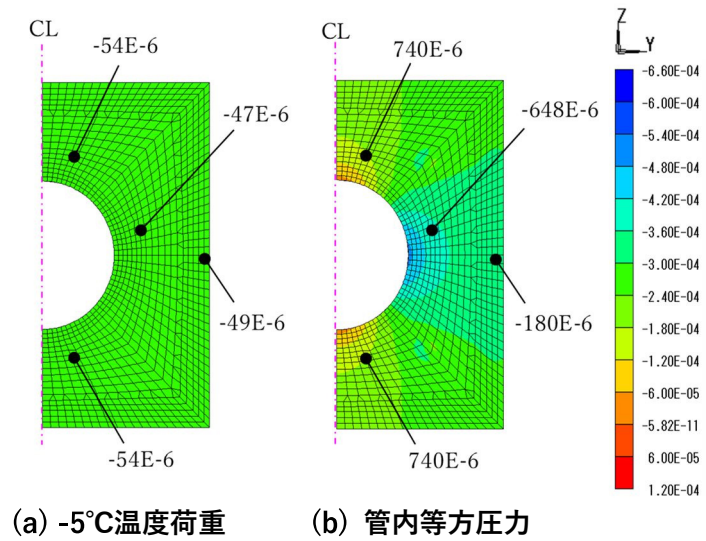


図 4-24 凍結膨張圧による横方向ひずみ

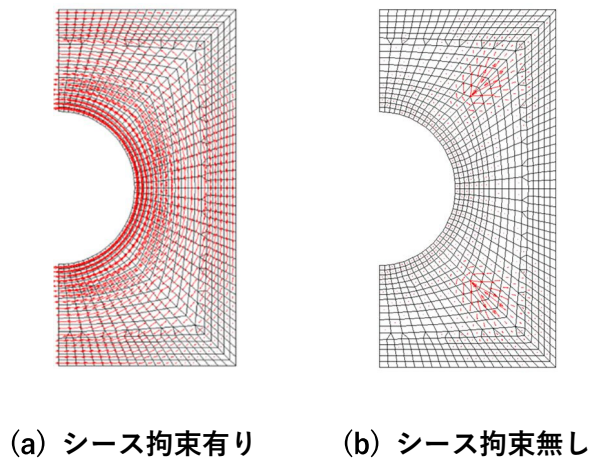


図 4-25 シース拘束の有無によるベクトル図

4.4 軸方向ひび割れの発生メカニズムの考察

凍結融解試験から Type2-1b 供試体では 1 サイクル目にコンクリート温度 0°C 以下になると急激に横方向に引張ひずみが生じ、供試体下側にひび割れが発生した。この時のひずみは実験値 778μ であり、解析値 740μ ともほぼ一致している。そのため、シース内側に水の体積膨張による管内等方圧力 $58\text{N}/\text{mm}^2$ 程度 (-5°C の場合) が作用したと考えられる。

温度勾配の現象については、シース拘束の有無による温度解析結果、シース拘束有りの場合、凍結時の潜熱の影響から、シース内の水が凍結する時にコンクリートの収縮ひずみをシースが拘束し、シース中心を起点にその周りに引張ひずみが生じることがわかった。図 4-26 に Type2-1b 供試体の 2 サイクル目の凍結融解試験結果を示す。潜熱による引張ひずみは 25μ ($=264\mu - 239\mu$) 程度と小さいひずみであり、単独の影響でひび割れが発生するまでのひずみは発生していない。

以上のことから、ポステン T 桁橋に発生している軸方向ひび割れの発生メカニズムは、シース内の水が凍結による体積膨張によって内圧が生じ、軸方向にひび割れが発生すると考えられる。また、氷の融解時にはシース内の水がひび割れに侵入し、凍結融解が繰り返されることでさらにひび割れが進展すると考えられる。

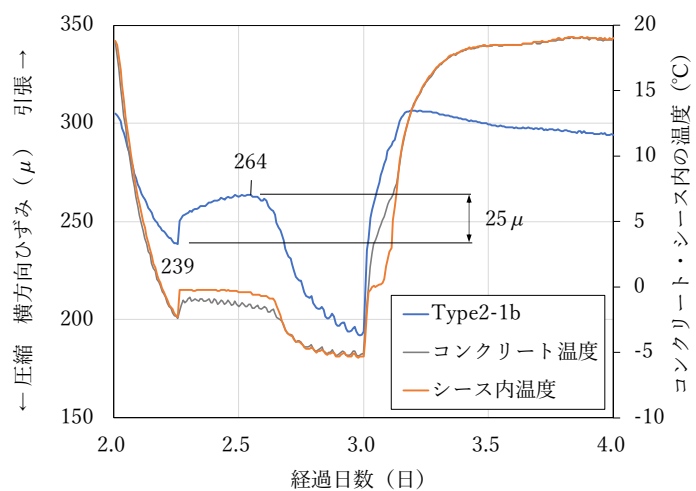


図 4-26 2 サイクル目のひずみ

4.5 まとめ

凍結融解試験では、1 サイクル目にコンクリート温度 0°C 以下になると急激に横方向に引張ひずみが生じ、供試体にひび割れが発生したこと、この時のひずみが実験値、解析値ともに同等な値を示したことから、軸方向ひび割れの発生メカニズムは、シース内の水の凍結膨張によって内圧が生じひび割れが発生したと考えられる。

これらの現象は、鋼製シースが腐食膨張し、横方向ひずみを発生させる現象と類似した挙動を示していると考えられる。そのため、次章では、PC 構造物を模擬した小型供試体を製作して、シースかぶりとシース径を試験要因とした鋼製シースの電食試験を行い、シース腐食の膨張によって、ひび割れ性状に与える影響を検討することとした。

凍結融解試験では、グラウト充填の有無に関係なく、ひび割れは発生するが、既設 PC 橋において PC ケーブル (シース) 内にグラウト充填不足部分があると、水の侵入、PC 鋼材腐食に対するリスクは高くなる。そのため、PC ケーブル内の状況調査を行う必要がある。

凍結融解試験において、コンクリート温度 $-3 \sim -5^{\circ}\text{C}$ 付近でひび割れが発生した。国内でも山間部などの地域では、過去に気温 -5°C 以下の記録があることから、実構造物の軸方向ひび割れ

は寒冷地域特有の変状ではない可能性を示した。

参考文献

- 4.1) 日本雪氷学会：新版 雪氷辞典付録 I 氷の物性値，pp.238-240，2014.3
- 4.2) 林正道：プレストレストコンクリート用グラウトに関する実験的研究，寒地土木研究所月報，1962.3
- 4.3) 林正道：PC げたの縦ひびわれとその防止，寒地土木研究所，pp.1-9，1970.10
- 4.4) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，p.43，2017.3
- 4.5) 鈴木佑典，近藤拓也，山本貴士，宮川豊章，PC 部材中のシース腐食とコンクリート表面のひび割れに関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.1091-1096，2011
- 4.6) 西弘，近藤拓也，中谷明登，大西弘志：PC 部材のシースの腐食ひび割れに与えるシース径とかぶりの影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.1267-1272，2017
- 4.7) 横飛翔太，西弘，近藤拓也，横井克則，中谷明登，シース内滞留水の凍結によるひび割れ発生メカニズムの考察，土木学会第 73 回年次学術講演会，pp.785-786，2018.8
- 4.8) 建築環境・省エネルギー機構，国土交通省国土技術政策研究所，国立研究開発法人建築研究所監修，平成 28 年省エネルギー基準解説書編集委員会編集：平成 28 年省エネルギー基準に準拠した算定・判断の方法及び解説，pp.3-34-3-35，2017.3
- 4.9) 西弘，近藤拓也，横飛翔太，大西弘志，軸方向ひび割れを有する既設 PC 橋の維持管理に関する一考察，材料 (Journal of the Society of Materials Science, Japan)，Vol.68，No.3，pp.228-234，2019.3
- 4.10) 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 のひび割れ発生性状に関する一考察，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
- 4.11) 日本雪氷学会：新版 雪氷辞典付録 I 氷の物性値，pp.48-1082，014.3
- 4.12) 赤堀弥生，名和豊春，スケーリング劣化に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.885-890，2008
- 4.13) 西弘，近藤拓也，横飛翔太，大西弘志：水の凍結膨張圧による PC 部材のシース周辺に与える影響，第 30 回信頼性シンポジウム講演論文集，pp.114-119，2017.12
- 4.14) 気象庁：過去の気象データ検索 <https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>
- 4.15) 追分重義，金山公夫：水を満たして密封した鋼管が凍結する際に生ずる歪および破壊について，北見工業大学研究報告，1 巻，2 号，pp.1-15，1964.3
- 4.16) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，pp.51-52，2017.3

第5章 シース径とかぶりが軸方向ひび割れに与える影響に関する検討

5.1 はじめに

前章で行った凍結融解試験と数値解析の結果、コンクリート温度が $-3\sim-5^{\circ}\text{C}$ 付近の時にシース周辺に卓越した横方向ひずみが生じた。また、ひび割れが認められた供試体内部のひび割れ状況がシースを中心に放射状であったことなど、実験値と解析値との傾向がほぼ一致していたことから、軸方向ひび割れの発生メカニズムは、シース内の水が凍結し体積膨張によって内圧が生じてひび割れが発生すると考えられる。これらの現象は鋼製シースが腐食膨張し、横方向ひずみを発生させる現象と類似した挙動を示すと考えられる。

シースの腐食試験に関する一連の研究^{5.1),5.2)}では、ボステン方式 PC 構造物において鋼製シースが腐食した場合、コンクリート表面に腐食ひび割れが発生する可能性が高いことが示されているが、これらの研究は同一断面諸元で実施されている。RC 構造物における腐食ひび割れは Browne^{5.3)}の研究に代表されるように各種検討が実施され、鉄筋径とかぶり厚さによりひび割れ発生性状が異なることが明らかとなっている。

既設 PC 構造物では、シース径やシースかぶりが部材や部位により異なることから、これら諸元を変更させた場合のひび割れの挙動を明らかにする必要がある。本章では、小型供試体を用いて、シースかぶりとシース径を試験要因とした鋼製シースの電食試験を行い、シース腐食の膨張によってひび割れ性状に与える影響を確認した。

5.2 試験概要

5.2.1 試験要因

本研究における試験要因を表 5-1 に示す。シースかぶり（以下「C」と表記）とシース径（以下「D」と表記）、Browne が実施した鉄筋腐食ひび割れの発生パターンに基づき^{5.3)}、C/D が、0.67、1.0、1.5 となるように設定した。なお、第 3 章、図 3-1 の A 橋での C/D は 1.27（設計値）である。グラウト充填率は、シース内にグラウトが充填されている場合と充填されていない場合の 2 種類設定した。積算電流量は、鋼製シースの腐食量がコンクリートひび割れに与える影響を確認するため 3 種類設定した。なお、供試体は 1 要因につき 2 体とした。

表 5-1 試験要因一覧

試験要因	水 準
かぶり	20mm, 30mm
シース径	20mm, 30mm
グラウト充填率	100%, 0%
積算電流量	20hr・A, 40hr・A, 60hr・A

5.2.2 供試体諸元

本章で使用する供試体断面を図 5-1 に示す。供試体は 100mm×100mm×400mm の角柱供試体とし、各試験要因に応じた位置にシースを配置した。鋼製シースは普通鋼板のものをいい、いずれの径のものも鋼板厚 0.25mm を使用した。コンクリートおよびグラウトの配合は、文献 5.1)を参考として、コンクリートは W/C=40%，グラウトを充填する供試体については

W/C=55%とした。なお、電食効率を上げるため、細骨材の1%をNaClに置き換えた。コンクリートとグラウトの配合を表5-2、表5-3に示す。

表 5-2 コンクリート配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					AE 減水剤 (cc/m ³)
		W	C	S	G	NaCl	
40	45	170	425	706	911	21.8	1063

表 5-3 グラウト配合

W/C (%)	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	AE 減水剤 (cc/m ³)
55	180	320	1800

5.2.3 電食方法

コンクリート材齢は7日で、グラウト充填を実施する供試体にはグラウトを充填した。電食開始時期は、コンクリート材齢14日とした。電食回路図を図5-2に示す。質量濃度3%のNaCl溶液の入ったプラスチック容器内に設置し、シースを陽極、供試体の底面に設置した亜鉛めっき金網を陰極として電食を行った。供試体端部は、電食時にシース内への水の侵入を防ぐため、電食開始前に厚さ5mmのゴム板を貼り付けして止水処理を行った。電流密度はシース表面積に対して0.26A/m²一定とした。そのため、D=20mmでの電流量は0.13A、D=30mmでの電流量は0.2Aとした。また、電圧については、ひび割れ発生以前についてはいずれの供試体についても20V程度として通電を行った。

5.2.4 調査項目

(1) ひび割れ確認

第4章の凍結融解試験と同じように、供試体表面に50mm間隔で線を引き、その線とひび割れが交差する箇所でひび割れ幅を測定した。測定には目視によるクラックスケール(精度:0.1mm)を用いた。鈴木らは、同種の実験を行った結果、ひび割れ幅の合計は、腐食量と比例することが述べられているため^{5,2)}、今回も同様に7箇所のひび割れ幅の平均を平均ひび割れ幅と定義し、複数面にひび割れが発生した場合には、供試体端部から同一距離の電食面で発生したひび割れ幅の合計値を、ひび割れ幅とした。また、各測点におけるひび割れ

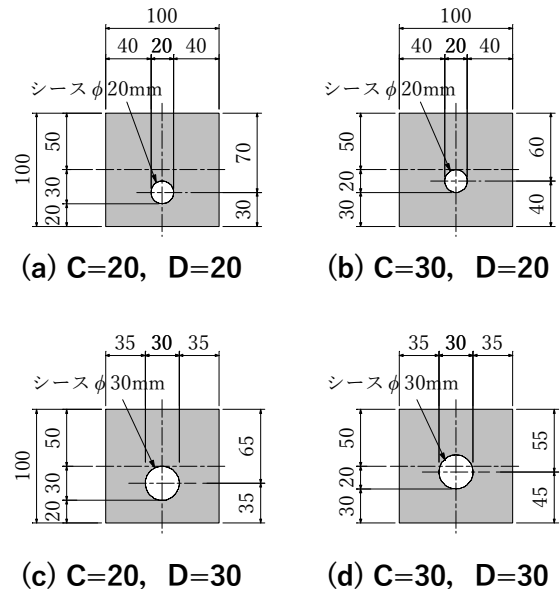


図 5-1 供試体断面図 (単位: mm)

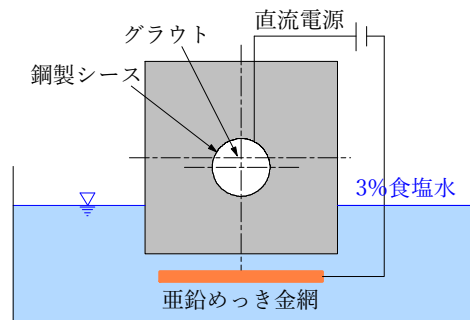


図 5-2 電食回路模式図

幅が 0mm であっても、ひび割れ幅測定箇所の母数には加算した。ひび割れ幅測定後、コンクリートカッターを用いて、供試体軸方向中央位置を切断し、そして、切断面に発生したひび割れの観察を行った。

(2) 鋼製シースの質量減少率

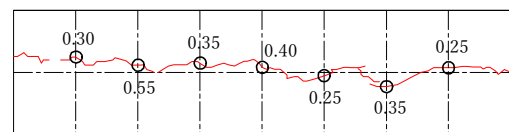
供試体切断後、コンクリートからシースを取り出し、シースの長さを測定した。その後、除錆し、質量減少率を計算した。除錆の方法については、JCI-SC1 法に準拠し、60℃の 10% クエン酸二アンモニウム溶液に、取り出した鋼製シースを 6 時間浸漬して、素地を傷めないように腐食生成物を除去した。その後、質量の測定を行った。質量の測定精度は 0.01g とした。同延長の健全鋼製シースの質量差を腐食減少量とし、腐食減少量と健全鋼製シース質量の比の百分率を質量減少率とした。

5.3 試験結果

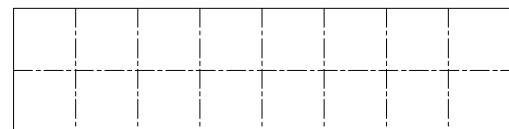
5.3.1 コンクリート表面のひび割れ性状

所定の期間電食を行った供試体の外観状況について、電食面のひび割れ状況例を図 5-3 に示す。グラウト充填率 100%の供試体では、全ての試験パターンでひび割れが確認できた。一方で、グラウト充填率 0%の供試体では、全ての試験パターンでシースの質量減少率は充填率 100%と同程度であったが、コンクリート表面のひび割れは確認できなかった。グラウトが充填されていない場合に鋼製シースが腐食した場合、シースはグラウトが充填されていないシース内側に变形するため、コンクリートに腐食膨張圧が伝わらないことを鈴木らは述べている^{5.2)}が、シースかぶりやシース径が変化してもシース腐食による圧力がコンクリートに伝わりにくいため、このような結果を示したものと考えられる。

コンクリート表面にひび割れが発生したグラウト充填率 100%の供試体を対象とした、積算電流量と平均ひび割れ幅の関係を図 5-4 に示す。1 シリーズにつき 2 体の試験を行っているため、その結果について示している。評価については、電食試験であること、近藤ら^{5.1)}の研究においても平均値と最大値で大きな差は確認されていないことから、今回は平均値で評価した。各積算電流量で異なる供試体を用いたため、積算電流量の増加とともにひび割れ幅が増加していないケースもあるが、積算電流量の増加とともに平均ひび割れ幅が概ね増加する状況が確認できる。また、ひび割れの本数については、かぶり 30mm の供試体で積算電流量が増加すると、電食面以外でひび割れが発生する傾向を示した。



(a) グラウト充填率 100%



(b) グラウト充填率 0%

5.3.2 コンクリート表面のひび割れ幅

コンクリート表面にひび割れが生じた供試体は、シース内にグラウトが充填されている供試体であった。その供試体について要因毎のひび割れ

図 5-3 電食終了後の電食面の状況
(C=30, D=30, 積算電流量=20hr·A)

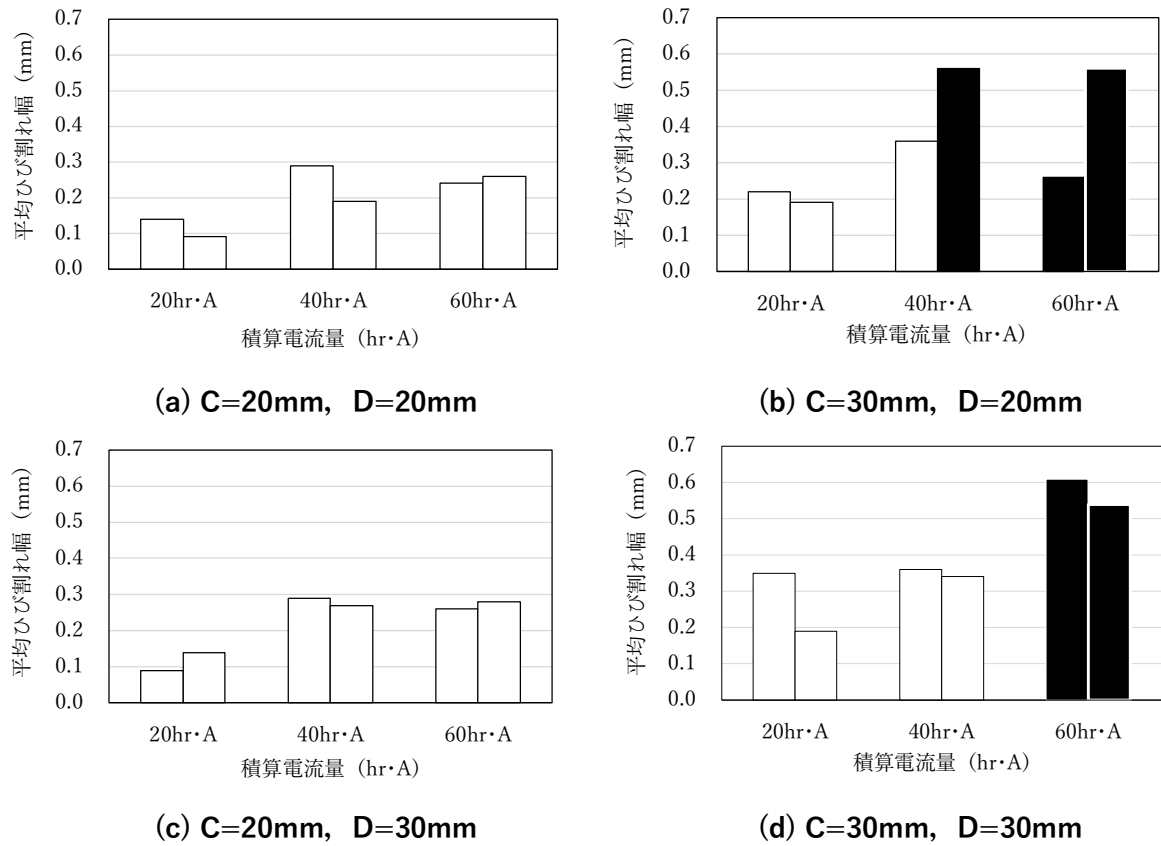


図 5-4 平均ひび割れ幅の推移

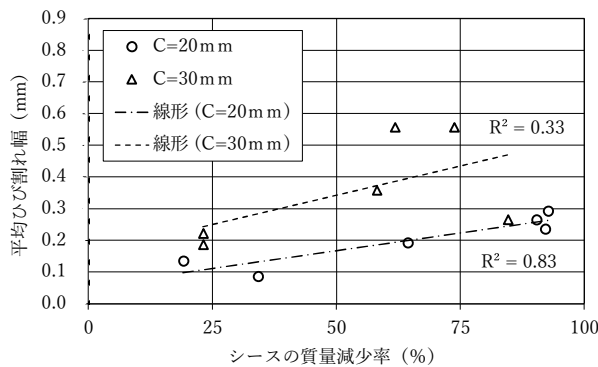
(図中 □：ひび割れが1本，■：ひび割れが複数)

幅増加傾向について検討する。

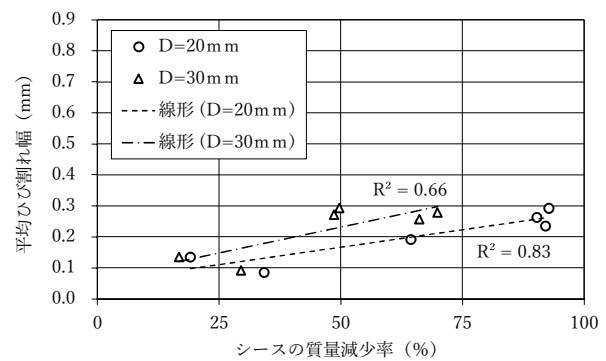
シース径を同一とした場合におけるシースの質量減少率と平均ひび割れ幅の関係について、シースかぶりで比較したものを図 5-5 に示す。いずれのシース径においても、シースの質量減少率の増加とともに平均ひび割れ幅の増加が確認できる。シースかぶりによる比較を行った場合、シースかぶりが大きい供試体のひび割れ幅が大きくなる傾向が示された。田森らは、かぶりを変化させて配置した鉄筋に電食を行った結果、同一腐食量であればかぶりの大きい供試体でひび割れ幅が大きくなる傾向を得ている^{5.4)}。今回の試験においても同様の結果が得られているため、鉄筋が腐食した場合の応力状態とほぼ同じ状態が発生しているものと考えられる。

また、今回の試験における鋼製シースの状況は、陰極に近い面での鋼製シースの損傷状況が著しく、陰極から離れた面では健全な状況であった。そのため少し異なるが、円筒内に等方圧力を発生させた場合、円周方向の伸び量は半径長に比例する^{5.5)}ため、かぶり面付近のひび割れ幅が大きくなると説明されているが、本結果についてもシースから離れるほど同一膨張量（腐食量）であってもひび割れ幅が大きくなるものと考えられる。

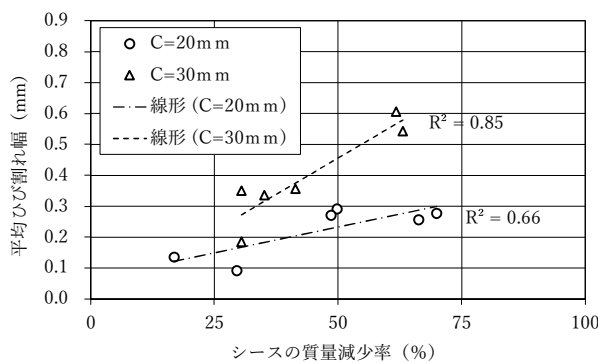
シースかぶりを同一とした場合における、シースの質量減少率と平均ひび割れ幅の関係について、シース径で比較したものを図 5-6 に示す。シース径を同一として整理した図 5-5 と比較



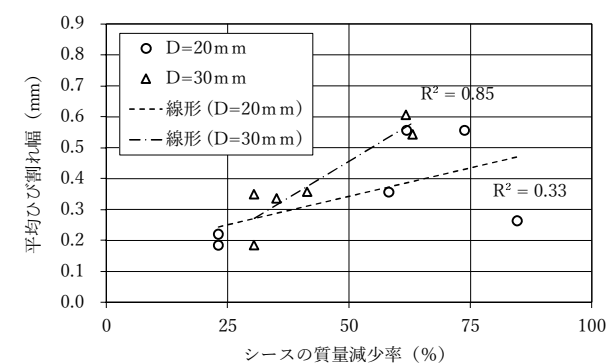
(a) シース径 D=20mm



(a) シースかぶり C=20mm



(b) シース径 D=30mm



(b) シースかぶり C=30mm

図 5-5 質量減少率と平均ひび割れ幅の関係
(シース径による比較)

図 5-6 質量減少率と平均ひび割れ幅の関係
(シースかぶりによる比較)

し、シース径の変化がひび割れ幅に与える影響は明確ではないが、いずれのシースかぶりにおいても、シース径が大きい方でひび割れ幅が大きい傾向が示された。これは、同一シース質量減少率の場合、シース周長はシース径 30mm の方が大きくなるため、シース腐食量も多くなると考えられる。このため、同一質量減少率の場合、ひび割れ幅はシース径が大きい方が大きくなると考えられる。なお、一部相関係数が小さいデータが確認できるが、これは後述するように断面内のみで発生したひび割れの影響で、コンクリート表面で測定したひび割れ幅と一致しなかったものと考えられる。

5.3.2 コンクリート断面のひび割れ性状

RC 構造物では、コンクリート内に 1 本のみ配置されている鉄筋が腐食した場合、 $C/D \leq 0.5$ (この場合、C:鉄筋かぶり、D:鉄筋径) であれば、かぶり面に 1 本のひび割れ、 $0.5 \leq C/D \leq 1.5$ であれば剥離ひび割れ、 $1.5 \leq C/D$ であれば鉄筋周辺に放射状のひび割れが発生する傾向があることが知られている^{5.3)}。ここでは、電食終了時に供試体断面を切断した後、得られたひび割れ発生傾向から、鋼製シース腐食発生時に得られるひび割れ発生傾向について示す。

電食終了時に供試体断面を切断した場合における、同一シース径、シースかぶりにおけるひ

表 5-4 C/D と積算電流量によるひび割れ発生性状の比較（I：積算電流量）

	C/D=0.67 C:20mm D:30mm	C/D=1.0		C/D=1.5 C:30mm D:20mm	C/D=1.47(実測値) C:66mm D:45mm
		C:20mm D:20mm	C:30mm D:30mm		
I=20hr・A	1 本	1 本	1 本	1 本	—
I=40hr・A	1 本	1 本	1 本	1 本・2 本	—
I=60hr・A	1 本	1 本	2 本	4 本 (放射状)	—
A 橋(参考)	—	—	—	—	複数本(放射状)

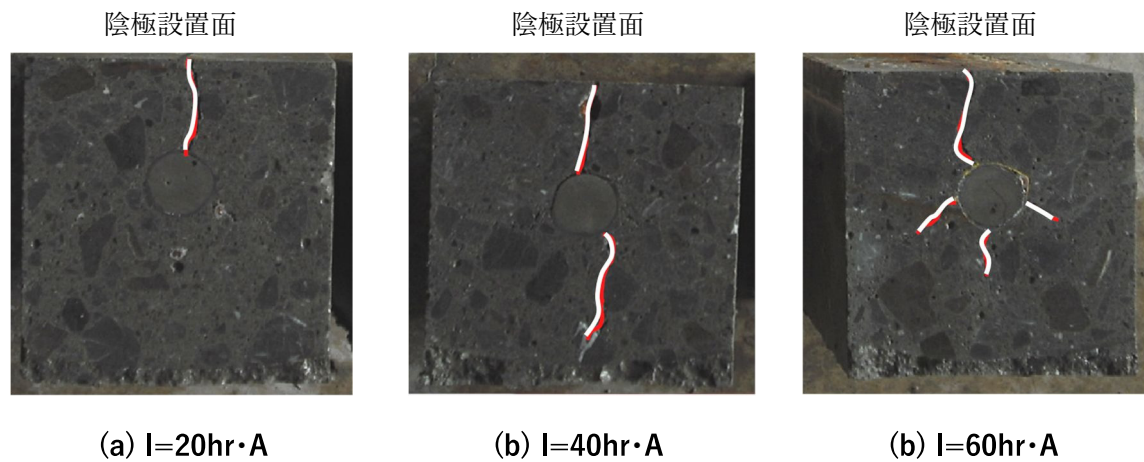


図 5-7 供試体断面のひび割れ状況（C=30mm，D=20mm，線は加筆）

ひび割れ性状の推移を図 5-7 に示す。積算電流量が小さく、シースの質量減少率が小さい段階では、シースかぶり面で 1 本のひび割れが発生している状況を確認できる。その後、積算電流量の増加とともにシース周辺から発生するひび割れの本数が増加する状況を確認できる。

コンクリート断面内に発生するひび割れ性状を全ての要因で整理したものについて、表 5-4 に示す。図 5-7 のように、積算電流量の増加とともにシース周辺から発生するひび割れ本数が増加するのは、本研究範囲内では C/D=1.5 のときのみであった。C/D=0.67 では、積算電流量が増加しても、発生したひび割れはかぶり面に発生する 1 本のみであった。C/D=1.0 では、I=40hr・A までは、かぶり面に 1 本のみひび割れが発生した状況であるが、シース質量減少率が大きくなる段階の I=60hr・A では、C/D の大きさにより異なる結果を示した。

C/D が大きくなると、鋼製シースの腐食量の増加とともに鋼製シース周辺に発生するひび割れ本数の増加を確認できる。これは鉄筋腐食を模擬し、断面内に配置した円周内に等方圧力を作用させた場合の応力分布について荒木が検討を行っている^{5.7)}。C/D が小さい場合、膨張圧がかぶり面に集中するため、引張応力がかぶり面の一部分に集中する傾向が得られている。一方で C/D が大きい場合、膨張力によりコンクリートに発生する応力は、円筒周辺に均等に作用するため、放射状のひび割れが発生するものと考えられる。グラウトが完全に充填されて

いる場合には、コンクリート中の鋼製シースが腐食した場合においてもその変形を拘束するため^{5.4)}、コンクリート中の鉄筋が腐食した場合の応力状態と似た状態になると考えられる。そのため、C/D が大きい場合は、積算電流量の増加とともにコンクリート内部のシース付近に複数のひび割れが放射状に発生し、逆に C/D が小さい場合はかぶり面に 1 本のひび割れが発生する傾向になるものと考えられる。また、鉄筋腐食の場合において $0.5 \leq C/D \leq 1.5$ の条件では剥離ひび



図 5-8 A 橋のひび割れ状況
(図 3-3 の再掲)

表 5-5 旧建設省の土木構造物標準設計図集による C/D^{5.8)~5.11)}

年次		桁長	PC鋼材種別	主桁	シース径 D (mm)	シースかぶり C (mm)	C/D
西暦	年号						
1966年	昭和41年	21m以下	12φ5mm	ウェブ側面	35	52.5	1.50
			12φ5mm	下フランジ側面	35	62.5	1.79
			12φ5mm	主桁下面	35	62.5	1.79
		23m以上	12φ7mm	ウェブ側面	45	57.5	1.28
			12φ7mm	下フランジ側面	45	57.5	1.28
			12φ7mm	主桁下面	45	57.5	1.28
1968年	昭和43年	20m以下	12φ5mm	ウェブ側面	35	57.5	1.64
			12φ5mm	下フランジ側面	35	62.5	1.79
			12φ5mm	主桁下面	35	62.5	1.79
		21m以上	12φ7mm	ウェブ側面	45	57.5	1.28
			12φ7mm	下フランジ側面	45	57.5	1.28
			12φ7mm	主桁下面	45	57.5	1.28
1980年	昭和55年	27m以下	12φ7mm	ウェブ側面	45	67.5	1.50
			12φ7mm	下フランジ側面	45	102.5	2.28
			12φ7mm	主桁下面	45	62.5	1.39
		28m以上	12S12.4mm	ウェブ側面	45	77.5	1.72
			12S12.4mm	下フランジ側面	45	102.5	2.28
			12S12.4mm	主桁下面	45	72.5	1.61
1994年	平成6年	25m以下	7S12.7mm	ウェブ側面(中央)	55	142.5	2.59
			7S12.7mm	ウェブ側面(端部)	55	87.5	1.59
			7S12.7mm	主桁下面	55	57.5	1.05
		25~38m	12S12.7mm	ウェブ側面(中央)	65	137.5	2.12
			12S12.7mm	ウェブ側面(端部)	65	78.5	1.21
			12S12.7mm	主桁下面	65	57.5	0.88
		38m以上	12S15.2mm	ウェブ側面(中央)	75	142.5	1.90
			12S15.2mm	ウェブ側面(端部)	75	78.5	1.05
			12S15.2mm	主桁下面	75	57.5	0.77

割れが発生しやすいが、本試験においては、その条件を想定した $C/D=1.0$ に剥離ひび割れに相当するひび割れ性状は確認できなかった。これは、本研究においては供試体断面が小さく、側面方向の拘束が小さいことにより、1本のみのひび割れが生じたものと考えられる。本試験において $C/D=1.0$ においては2条件で電食を行ったが、ひび割れ性状が異なったことから、断面内においては複雑な応力状態になっているものと考えられる。

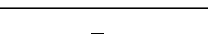
図5-8に $C/D=1.47$ （実測値）のA橋におけるひび割れ発生状況を示す。剥離断面の状況では複数本のひび割れが放射状に発生しており、 $C/D=1.5$ のひび割れ性状と類似していることが確認できた。しかし、実橋ではグラウトが未充填であってもひび割れが生じており、本試験と結果が一致しないことも確認できた。表5-5に旧建設省の土木構造物標準設計図集より、ポステンT桁橋のシースかぶり、シース径、 C/D の一覧表を示す。軸方向ひび割れの発生リスクが高い上縁定着方式が採用されている1980年以前のポステンT桁橋の C/D は1.28以上である。既設ポステンT桁橋の C/D では、 $0.5 \leq C/D$ であること、シースが複数本配置されていること、鉄筋も配置されていることから、供試体と比べ複雑な応力状態となっており、断面内では放射線状にひび割れが発生すると考えられる。

本試験におけるシース内のグラウト充填状況は、断面で見た場合に完全に充填されている場合と、全く充填されていない場合の2ケースの検討とした。シース断面で見た場合のグラウト充填状況が、鋼製シース腐食時のコンクリートへの応力伝達を変化させる^{5.2),5.4)}一方、A橋ではグラウト未充填の場合でもひび割れが認められていることから、シース内の水が凍結膨張圧によってひび割れが発生した可能性も考えられる。

5.4 まとめ

ポステンT桁橋に認められる頻度が高い損傷として軸方向ひび割れがある。この挙動は、シース内の水の凍結膨張圧と鋼製シースの腐食膨張圧と類似している仮定して、シース径およびシースかぶりを試験要因とした電食試験を行った。鋼製シースの腐食およびシース内の水の凍結によりコンクリートに発生する軸方向ひび割れの傾向を下記に、表5-6に各要因と軸方向ひび割れの傾向を示す。

表 5-6 各要因と軸方向ひび割れの傾向

項 目	電食試験			凍結融解試験			既設ポステンT桁橋（A橋）		
	←大	ひび割れ幅	小→	←大	ひび割れ幅	小→	←大	ひび割れ幅	小→
シースかぶり(C)	大		小	大		小	大		小
シース径(D)	大		小	大		小	—		
C/D	大		小	大		小	大		小
シース内のグラウト充填	有		無	無		有	無		有
シース内の水の量	—			大		小	大		小
鋼製シースの腐食	大		小	—			大		小
プレストレス	大		小	大		小	大		小

- (1) 鋼製シース内にグラウトを充填していない供試体に対して鋼製シースを電食しても、コンクリートに対するひび割れ発生はいずれの場合においても確認できなかった。これは凍結融解試験も同じようにひび割れは発生していない。
- (2) 表 5-6 のグラウト充填に関する項目で、既設ポステン T 桁橋 (A 橋) では、グラウトの有無に関わらず、軸方向ひび割れは認められたが、グラウト充填不足部分が多いと水が侵入した場合には滞水の量が多くなるため、グラウト充填が無い場合は、ひび割れ幅が大と判断している。
- (3) 同一シースかぶりと比較した場合、電食によりコンクリート表面に発生するひび割れ幅は、シース径が大きいほど大きくなる傾向が示された。
- (4) 同一シース径と比較した場合、電食によりコンクリート表面に発生するひび割れ幅は、シースかぶりが大きくなるほど大きくなる傾向が示された。
- (5) 電食終了後に供試体断面を切断して得られたひび割れ性状について、シースかぶり C とシース径 D の比が 1.5 の場合、積算電流量の増加とともに、シース位置から放射状に生じる発生するひび割れ本数が多くなる傾向が示された。この性状は $C/D=1.47$ の A 橋と凍結融解試験結果と類似している。一方で、 $C/D=0.67$ の場合、積算電流量が増加してもひび割れ本数の増加は確認できなかった。
- (6) (5) より、シース内にグラウトが完全に充填されている場合は、シース腐食やシースの内の水の凍結膨張がシース周辺のコンクリートに発生する応力状態が鉄筋腐食時と似た条件となるため、シース径とシースかぶりがシース腐食やシース内の水の凍結膨張時のひび割れ性状に与える影響は、鉄筋腐食の場合と似た状態になることが考えられる。
- (7) 軸方向ひび割れの発生リスクが高い上縁定着方式が採用されている 1980 年以前のポステン T 桁橋の C/D は 1.28 以上である。既設ポステン T 桁橋の C/D では、 $0.5 \leq C/D$ であること、シースが複数本配置されていること、鉄筋も配置されていることから、供試体と比べ複雑な応力状態となっており、断面内では放射線状にひび割れが発生すると考えられる。

参考文献

- 5.1) 近藤拓也, 鈴木佑典, 高谷哲, 山本貴士, 宮川豊章: 腐食により生じるポストテンション方式 PC 桁のひび割れに関する実験的検討, コンクリート構造物の補修、補強、アップグレードシンポジウム論文報告集, Vol.10, pp.299-304, 2010.10
- 5.2) 鈴木佑典, 近藤拓也, 山本貴士, 宮川豊章: PC 部材中のシース腐食とコンクリート表面のひび割れに関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.1091-1096, 2011.7
- 5.3) Roger. D. Browne : Mechanisms of Corrosion of steel in Concrete in Relation to Design, Inspection, and Repair of Offshore and Coastal Structures, ACI SP65-11, pp.169-204, 1965

- 5.4) 近藤拓也, 鈴木佑典, 村田一郎, 宮川豊章: シース腐食がかぶりコンクリートのひび割れに与える影響, 鉄道工学シンポジウム論文集第 17 号, 構造工学技術シリーズ No.66, pp.175-182, 2013.7
- 5.5) 田森清美, 丸山久一, 小田川昌史, 橋本親典: 鉄筋の発錆によるコンクリートのひび割れ性状に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.10, No.2, pp.505-510, 1988
- 5.6) S.チモシェンコ: 材料力学下巻, 1962
- 5.7) 荒木弘祐: かぶりコンクリート剥落による第三者損傷防止を目的とした維持管理対策に関する研究, 京都大学学位論文, 2006.3
- 5.8) 建設省: 土木構造物標準設計, 1966
- 5.9) 建設省: 土木構造物標準設計, 1968
- 5.10) 建設省: 土木構造物標準設計, 1980
- 5.11) 建設省: 土木構造物標準設計, 1994

第6章 軸方向ひび割れを有する PC はりの耐荷性能に関する検討

6.1 はじめに

PC 橋の設計は設計荷重時に曲げひび割れを発生させず、荷重に対して全断面有効の設計を行っている。そのため、軸方向ひび割れが生じた場合は断面欠損が生じることになり、断面剛性低下による曲げひび割れ荷重、破壊荷重、プレストレスの低下など、耐荷性能の低下が生じると考えられる。PC 鋼材腐食と耐荷性能に関する研究は数多くの研究がなされているが、軸方向ひび割れが耐荷性能に与える影響についての研究事例は極めて少ない。

近藤ら^{6.1)}の研究では、電食により鋼製シース腐食による軸方向ひび割れを発生させたボステン方式 PC はりの曲げ載荷試験を実施している。腐食ひび割れが生じた PC はりでは曲げひび割れ発生荷重は健全な供試体よりも低下する傾向を示したが、最大荷重には大きな変化が見られなかった。また、曲げ載荷試験と 2 次元 FEM 解析を行った検討^{6.2)}では、シース腐食が生じた PC はりの曲げひび割れ以降はシース腐食面を境として重ねはりに類似した挙動が生じる可能性を示したと報告されている。

一方、青柳ら^{6.3)}は、主桁下面に軸方向ひび割れが発生したプレテン床版橋の撤去桁を用いた載荷試験を実施している。その結果、ひび割れが少ない桁とひび割れが多い桁ともに同程度の耐荷性能であり、JIS A5319-1963 のひび割れ発生荷重および曲げ破壊荷重に対し、撤去桁では 2 割程度大きい結果を示したと報告されている。このように軸方向ひび割れを有する PC はりは著しく耐荷性能は低下しないとの報告があるが、軸方向ひび割れの劣化状態と曲げ耐荷性能の関係について、曲げひび割れ発生以前の挙動に関する研究事例は少ない。一方、既設 PC 橋では曲げひび割れが発生していることは稀であり、維持管理の実務上では曲げひび割れが発生する前に構造物の耐荷性能を把握する必要がある。以上から、本章ではボステン桁を模擬した供試体を製作し、電食にて鋼製シースおよび PC 鋼材を腐食させるとともに、軸方向ひび割れを発生させた PC はり供試体を用い、曲げひび割れ発生以前の劣化状態と曲げ耐荷性能の関係について実験的検討を行った。

6.2 試験概要

6.2.1 試験要因

本試験における試験要因を、表 6-1 に示す。鋼製シース、PC 鋼材の腐食程度が大きいほど、ひび割れ幅が大きくなる^{6.4),6.5)}。これを利用して、シースと PC 鋼材に印加する積算電流量によるものを劣化課程と設定した。供試体の種類を健全な供試体を SP-N、軽微な状態の供試体を S-25、劣化が進行

表 6-1 試験要因一覧

供試体名	積算電流量 (hr・A)		供試体数 (体)	劣化課程の目安
	シース	PC 鋼材		
SP-N	—	—	1	健全
S-25	25	—	1	軽微
S-45	45	—	1	レベル 1
SP-1	45	20	1	レベル 2
SP-2	45	20	1	レベル 2

したものを S-45、S-45 より劣化が進行したものを SP-1、SP-2 の 4 種類とし、合計 5 体の供試体にて実験を行った。

6.2.2 供試体概要

本章で使用する供試体のコンクリートとグラウトの配合は、第5章の電食試験と同様にコンクリート W/C=40%、グラウト W/C=55%とし、電食効率を上げるために細骨材の 1%を NaCl に置換した。供試体一般図、測定機器、コンタクトチップ、ひずみゲージの配置図を図 6-1 に示す。

供試体寸法は幅 100mm×高さ 200mm×長さ 1800mm の矩形断面の PC はり供試体とした。鉄筋のかぶり厚は 20mm とし、PC ケーブルは図心より 33mm 下方に偏心させた位置に 1 本の直線配置とした。使用鋼材は、鋼製シース $\phi 30\text{mm}$ 、PC 鋼棒 B 種 1 号 SBPR930/1080 $\phi 13\text{mm}$ とした。せん断補強筋は鉄筋 $\phi 9\text{mm}$ を 11 本配置し、曲げせん断耐力比 $V_u \cdot a / M_u$ は 1.16 とした。また、せん断補強筋には電食の影響から腐食の保護を行うため絶縁テープを巻き付けた。PC はり供試体へのプレストレスの導入は、目標圧縮強度 40N/mm^2 に達していることを確認

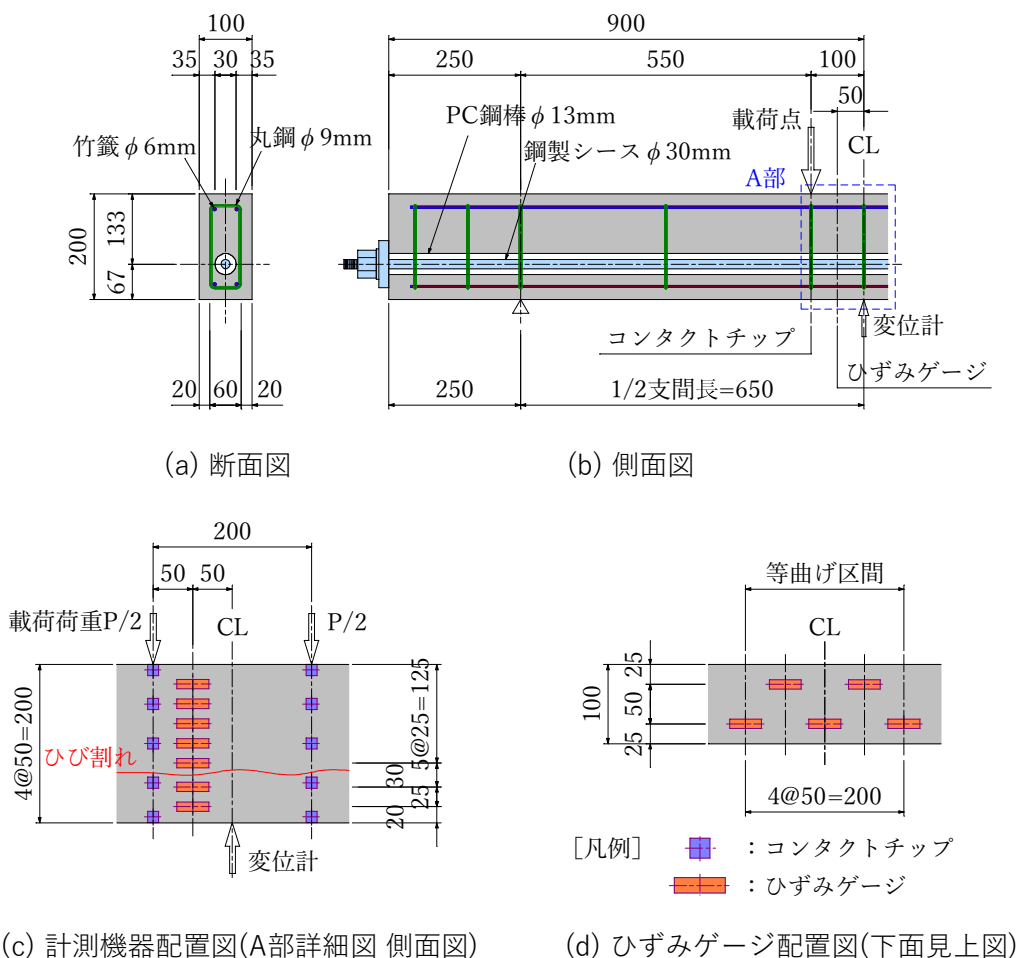


図 6-1 供試体一般図と計測機器（変位計，コンタクトチップ，ひずみゲージ）配置図

して緊張を行った。プレストレスは PC 鋼棒の引張強度 70%の緊張力を供試体に与えることで導入した。また、鋼製シースの腐食により PC 鋼棒が腐食しないように、PC 鋼材と鋼製シースが接触していないことをテスターで確認しながら緊張を行った。シース内へのグラウト注入は、プレストレス導入後、速やかに実施した。グラウトが所定の強度に達した後、供試体を 3%NaCl 溶液の入った容器に設置して電食を行った。電流密度はシース表面積に対して $0.2\text{A}/\text{m}^2$ とした。電食方法は第5章の電食試験と同じように、S-25、S-45 供試体では鋼製シースを陽極とし、供試体底面に設置した亜鉛めっき金網を陰極として通電を行った。PC 鋼棒も電食させる SP-1、SP-2 供試体では鋼製シースの電食が終了後、速やかに PC 鋼棒を陽極として入れ替え、再度、通電を行った。

6.2.3 測定方法

(1) 電食前後の測定

電食開始前に図 6-1(c)に示すように、支間中央部に標点間距離を 200mm とした位置（载荷位置）に、高さ方向 50mm 間隔でコンタクトチップを貼り付け、電食前後にて標点間距離の長さを測定して PC はり供試体の高さ方向のひずみ分布を測定した。本試験では電食にて発生した軸方向ひび割れを腐食ひび割れとし、電食終了後、PC はり供試体の側面および底面に 100mm 間隔で格子状に線を引き、線と交わる箇所のひび割れ幅を、クラックスケール（精度 0.05mm ）を用いて 100mm 間隔で腐食ひび割れ幅を測定した。このひび割れ幅の測定値の合計と測定箇所数で除した値を平均腐食ひび割れ幅と定義した。

(2) 曲げ载荷試験時の測定

载荷試験は、PC はりの支間長 1300mm とし、支間中央部の等曲げ区間を 200mm、せん断スパン 550mm の対称 2 点の鉛直一方向の载荷とし、最大荷重まで 1kN 毎に载荷荷重を漸増させた。

測定機器の取付状況を図 6-1(c)、(d)に示す。支間中央部と各支点に高感度変位計（感度 0.01mm ）を設置した。等曲げ区間の PC はり供試体下面には、曲げひび割れを特定するため千鳥状に 50mm 間隔でひずみゲージ（検長 60mm）を 5 枚貼り付け、供試体の高さ方向には支間中央部から 50mm 離れた位置に、高さ 25mm 間隔で軸方向にひずみゲージ（検長 60mm）を 7 枚貼り付けた。

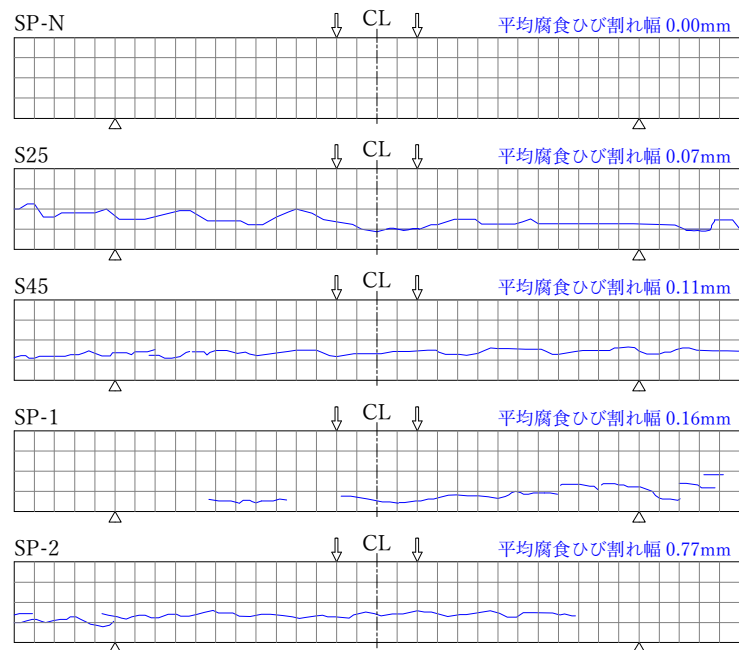


図 6-2 供試体側面の腐食ひび割れ状況図

表 6-2 試験結果一覧

供試体名	積算電流量		平均腐食 ひび割れ幅	曲げひび割れ 発生荷重	シースの 腐食減少率	劣化課程 の目安
	シーс	PC 鋼材				
SP-N	—	—	0.00 mm	14.0 kN	0 %	健全
S-25	25 hr・A	—	0.07 mm	9.9 kN	16 %	軽微
S-45	45 hr・A	—	0.11 mm	6.1 kN	20 %	レベル 1
SP-1	45 hr・A	20 hr・A	0.16 mm	5.0 kN	32 %	レベル 2
SP-2	45 hr・A	20 hr・A	0.77 mm	3.0 kN	58 %	レベル 2

(3) 曲げ載荷試験終了後の測定

曲げ載荷試験終了後、PC はり供試体の解体を行って、鋼製シーсおよび PC 鋼材を取り出した。その後、JCI-SC1 法に基づき錆を取り除いた後、シーсの質量を測定した。その腐食後のシーс質量と健全供試体 (SP-N) のシーсとの質量の差と健全供試体 (SP-N) の質量で除することにより、シーсの腐食減少率と定義した。

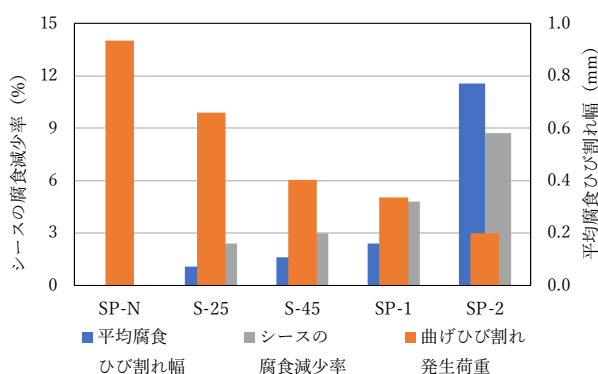


図 6-3 電食後の PC はり供試体の状況

6.3 試験結果

6.3.1 電食後のひび割れ状況

電食終了後の供試体側面の腐食ひび割れ状況を図 6-2 に示す。健全供試体の SP-N では電食を行っていないため、ひび割れは発生していない。それ以外の電食を行った全ての供試体ではシーсに沿ってひび割れが発生しており、電食期間が長い供試体ほど、平均腐食ひび割れ幅が大きくなっている。



図 6-4 腐食ひび割れ状況 (SP-2)

6.3.2 PC はり供試体の腐食状況

載荷試験後、PC はり供試体を解体し、取り出した鋼製シーсと PC 鋼棒の腐食による質量減少率を算出した。表 6-2、図 6-3 に各供試体のシーсの腐食減少率、平均腐食ひび割れ幅、曲げひび割れ発生荷重の結果を示す。電食期間が長いほどシーсの腐食減少率が大きくなり、平均腐食ひび割れ幅も大きくなっている。既往の研究^{6.6), 6.7)}においても電食期間が長いほどシーсの腐食減少量、平均腐食ひび割れ幅が増加することを明らかにしているが本試験も同様な傾向を示した。

図 6-4 に PC 鋼棒を電食した SP-2 の腐食ひび割れの状況を示す。SP-2 ではシーс腐食による錆汁を伴ったひび割れが認められ、平均腐食ひび割れ幅は SP-1 と比べ大きい値を示している。これは PC 鋼棒の電食の際に短絡回路を形成し、シーс腐食が進行したと考えられる。

載荷試験終了後の供試体の解体による確認では、SP-1、SP-2 とともにシース腐食は進行しているものの、PC 鋼棒は腐食していなかったことから、シースの腐食減少率にて評価を行うこととした。シースの腐食減少率および平均腐食ひび割れ幅が大きくなるほど、曲げひび割れ発生荷重は小さくなる傾向を示した。これは腐食ひび割れ幅が大きくなるほど、供試体の曲げ剛性が低下するためであると考えられる。

6.3.3 PC はり供試体のひずみ分布

(1) 電食前後のひずみ分布

電食前後にて標点間距離の長さを測定して、その長さの差をひずみに換算し、PC はり供試体の高さ方向のひずみ分布を示した結果を図 6-5 に示す。電食をしていない SP-N では電食期間が長い S45、SP-1、SP-2 の供試体ほどひずみ分布の勾配が傾き、上縁が圧縮に、下縁が引張に作用していることがわかる。これは平均腐食ひび割れ幅が大きいため、曲げ剛性が低下し、自重による曲げ応力度が増加した、あるいはプレストレスが低下した可能性があると考えられる。

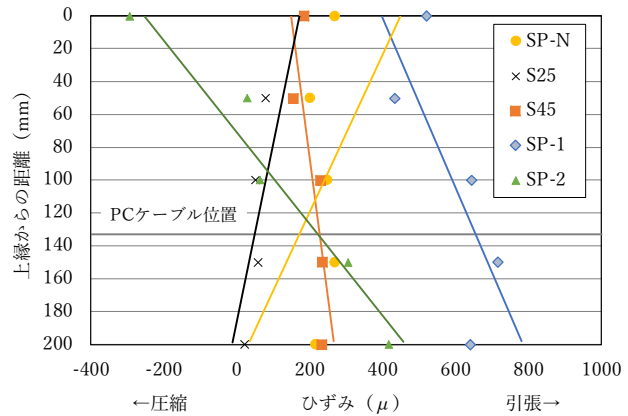
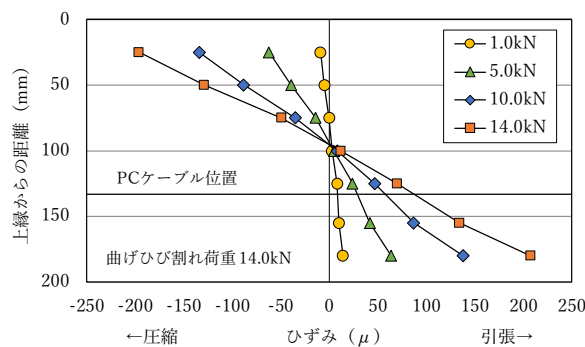


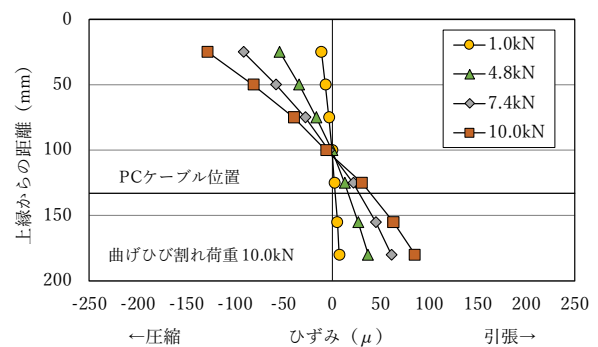
図 6-5 電食前後のひずみ分布

(2) 曲げひび割れ発生以前のひずみ分布

各供試体における等曲げ区間内の曲げひび割れ発生までの PC はり供試体高さ方向のひずみ分布を図 6-6～図 6-7 に示す。曲げひび割れ発生以前では、シース腐食による腐食ひび割れの有無、腐食ひび割れ幅の大きさに関わらず、ひずみ分布は直線性を示した。曲げひび割れ発生以前の PC はりでは断面保持の仮定が成立しており、載荷荷重に対して断面が一体となって抵抗していると考えられる。

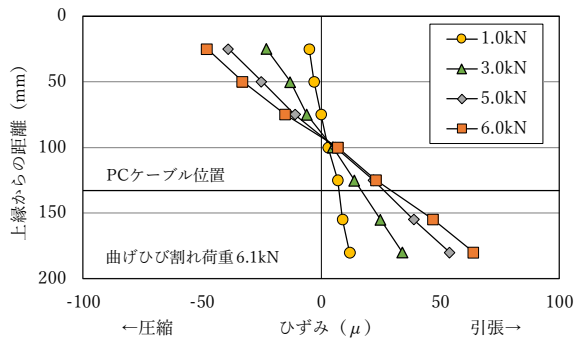


(a) SP-N (健全供試体)

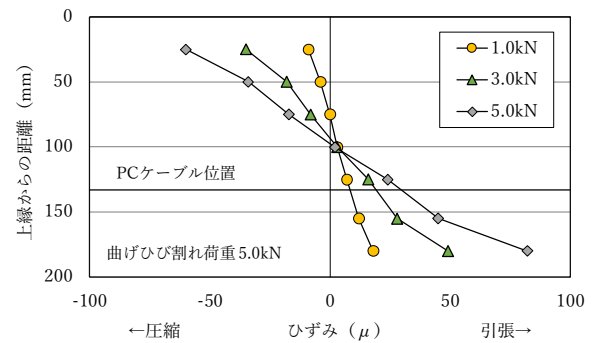


(b) S25 (シース 25hr・A)

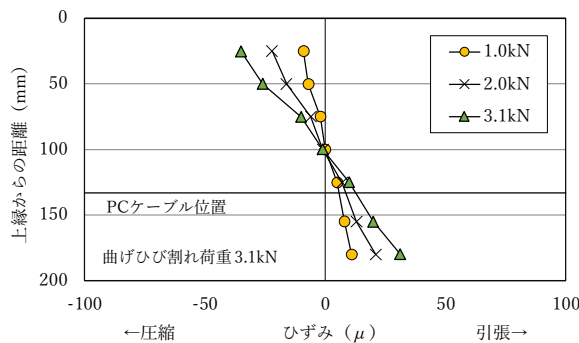
図 6-6 電食前後の PC はり供試体高さ方向のひずみ分布 (その 1)



(c) S45 (シー ス 45hr・A)



(d) SP-1 (シー ス 45hr・A, PC20hr・A)



(e) SP-2 (シー ス 45hr・A, PC20hr・A)

図 6-7 電食前後の PC はり供試体高さ方向のひずみ分布 (その 2)

6.3.4 残存プレストレス量の割合

各供試体における曲げひび割れ発生時の残存プレストレス量の割合を図 6-8 に示す。残存プレストレス量の割合の算定は、載荷試験時の曲げひび割れ発生荷重から算出した緊張力と PC はり供試体の載荷材齢と同じ材齢のコンクリート曲げ供試体の曲げ強度の結果を、プレストレス導入時の緊張力で除した値を残存プレストレス量の割合と定義した。健全供試体の SP-N の残存プレストレス量を 100%とした場合、電食した供試体 (S25, S45, SP-1, SP-2) では 70~87%と低い結果を示した。

図 6-9 の電食前後のはり供試体の短縮量を示すように、平均腐食ひび割れ量が多い SP-1 では短縮量が大きく、SP-2 では上縁が圧縮、下縁が引張の分布になり、たわみが生じている傾向であること、既往の研究^{6.2)}では、電食期間中のプレストレスの低下は

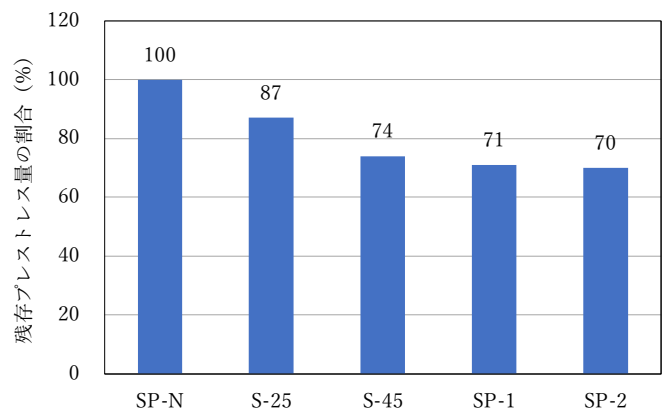


図 6-8 残存プレストレス量の割合

大きくないといわれていることから、電食後、腐食ひび割れが発生することで、若干、プレストレスが低下し、曲げひび割れ発生荷重が相対的に小さくなっていると考えられる。

6.3.5 曲げひび割れ状況

本試験では供試体が破壊するまで载荷した。図 6-10 に曲げ破壊後の PC はり供試体側面のひび割れ状況を示す。

電食を行っていない健全供試体 SP-N では、はり供試体底面から曲げひび割れが発生している。一方、電食を実施した供試体 (S25, S45, SP-1, SP-2) では、供試体底面からひび割れが発生しているだけではなく、腐食ひび割れが発生している付近の上下に向かった曲げひび割れが進展しているのが確認できる。

これらのことから、腐食ひび割れの具合によって曲げひび割れ発生荷重が相対的に低下した理由は、軸方向に発生した腐食ひび割れを境に、局所的に上下が分断され、はり供試体の有効高さが低くなり、一部分に重ねはりに類似した挙動を示したと考えられる。

そのため、腐食ひび割れの表面の縁に曲げ応力が集中し、その上

下に曲げひび割れが進展したと考えられる。しかし、曲げひび割れ発生以前では、図 6-6～図 6-7 に示す供試体高さ方向のひずみ分布が载荷荷重に対し断面が一体となって抵抗する傾向が確認できたことから、本試験で最もシース腐食減少率が大きかった SP-2 においても、供試体の断面内に一様に上下が分断される腐食ひび割れは発生していないと考えられる。

6.4 まとめ

本章では、ボステン桁を模擬した供試体を製作し、電食にて鋼製シースおよび PC 鋼材を腐

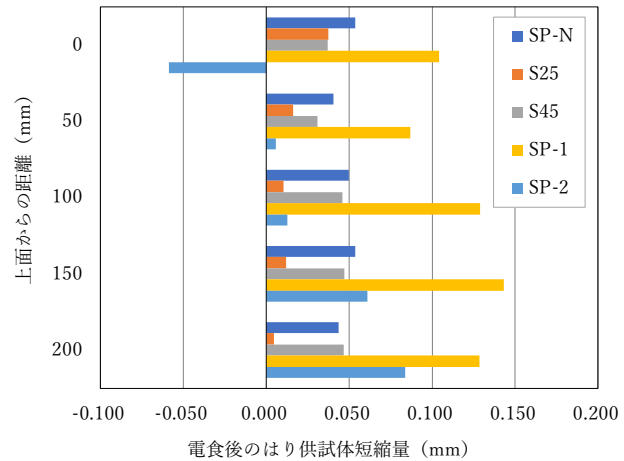


図 6-9 電食後のはり供試体の短縮量

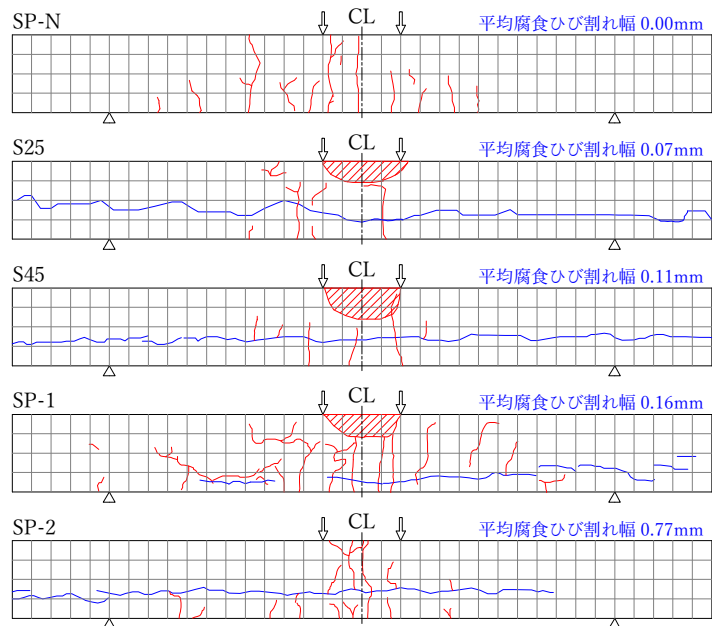


図 6-10 供試体側面の曲げひび割れ状況図

食させ、軸方向ひび割れを発生させた PC はり供試体における曲げひび割れ発生以前に着目した劣化状態と曲げ耐荷性能の関係について実験的検討を行った。以下にその結果を示す。

- (1) 曲げひび割れ発生以前では、はり供試体高さ方向のひずみ分布は、シース腐食による腐食ひび割れの有無、腐食ひび割れ幅の大きさに関わらず直線分布を示した。曲げひび割れ発生以前の PC はり供試体では断面保持の仮定が成立しており、載荷荷重に対して断面が一体となって抵抗していると考えられる。
- (2) 電食した供試体ではシースに沿ってひび割れが発生しており、電食期間が長い供試体ほど、シースの腐食減少率、平均腐食ひび割れ幅が大きくなることを示した。
- (3) 電食した供試体と健全供試体と比較すると、曲げひび割れ発生荷重は健全供試体より低下する傾向を示した。
- (4) 電食した供試体の残存プレストレス量の割合は健全供試体より低下する傾向を示した。
- (5) 電食した供試体の曲げひび割れ発生性状は、供試体底面からひび割れが発生しているだけでなく、腐食ひび割れが発生している縁で、上下に向かって曲げひび割れが進展する挙動を示した。
- (6) 最もシース腐食減少率が大きかった供試体においても、供試の断面内に一様に上下が分断される腐食ひび割れは発生していないと考えられる。

参考文献

- 6.1) 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, pp1429-1434, 2012.7
- 6.2) 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, 第 21 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, pp57-62, 2012.10
- 6.3) 青柳聖, 木村嘉富, 和田圭仙, 花井拓: 橋軸方向ひび割れが生じたプレストレストコンクリート撤去桁の載荷試験, 第 22 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.349-352, 2013.10
- 6.4) 中谷明登, 中西健太郎, 近藤拓也, 横井克則, 西弘: 腐食ポストテンション方式 PC はりの曲げひび割れ発生以前の挙動, 土木学会第 72 回年次学術講演会, pp.659-660, 2017.9
- 6.5) 中谷明登, 近藤拓也, 横井克則, 西弘: 腐食ポストテンション方式 PC 梁の曲げひび割れ発生以前の挙動, 第 26 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.657-662, 2017.9
- 6.6) 近藤拓也, 鈴木佑典, 高谷哲, 山本貴士, 宮川豊章: 腐食により生じるポストテンション方式 PC 桁のひび割れに関する実験的検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, Vol.10, pp.299-304, 2010.10
- 6.7) 鈴木佑典, 近藤拓也, 山本貴士, 宮川豊章: PC 部材中のシース腐食とコンクリート表面のひび割れに関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.1091-1096, 2011.7

第7章 リスクアセスメントの既設 PC 橋維持管理への利用

7.1 はじめに

PC 構造物はグラウト充填不足や PC 鋼材腐食による破断が生じると耐荷性能や耐久性能、場合によっては第三者に対する安全性に大きな影響を与える。一方、道路橋や鉄道橋ともポステン T 桁橋は数多く架橋されている。一般に、建設年次が古い PC 橋梁ほど健全性が劣る傾向にあることから、ポステン T 桁橋を維持管理する上で、保有しているリスクを把握しておく必要がある。そのため、1960 年代に建設されたポステン T 桁橋を数多く保有している東京メトロ東西線の任意区間を事例研究の対象として選定し、建設当時の設計図書による机上調査、全般検査、近接打音検査、詳細調査（グラウト充填度調査、PC 鋼材腐食状況調査）、耐荷性能に関する数値解析を実施し、それらの結果に基づくリスク分析、リスク評価、リスク低減策などのリスクアセスメントを実施した。



図 7-1 東西線既設ポステン T 桁橋の全景

7.2 検討方法

東京地下鉄（株）（以下、東京メトロと称す）では、現在、営業線約 195km のうちトンネルが約 85%を占め、地上構造物は 15%であり、そのうち、約 9%の 17.4km がポステン単純 T 桁橋である。

図 7-1 に示すように東京メトロのポステン T 桁橋は 1960 年代に建設されている高架橋であり、その多くが市街地に隣接している^{7.1)~7.3)}。一般に鉄道構造物は 2 年に 1 回の通常全般検査が実施されているが、現行の維持管理標準には、PC 構造物の健全性に大きく影響を与えるグラウト充填状況や PC 鋼材の腐食状況を評価する方法は具体的に記されておらず、外観上で PC 橋の健全性を評価することは極めて難しいところである。そのため、構造物管理者は予防保全的な維持管理を行うためにグラウト充

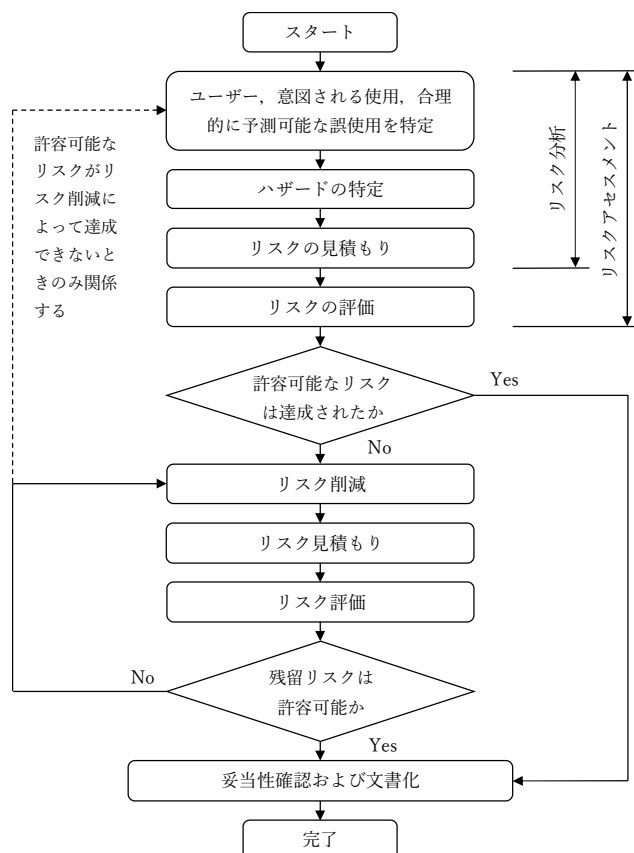


図 7-2 リスクアセスメントの手順^{7.5), 7.6)}

填状況や PC 鋼材の腐食、破断に関する調査を行って、その状況や傾向等について把握することが重要であるといわれている^{7.4)}。

これらを背景に、現在、ポステン T 桁橋を多く保有している東西線では、予防保全の補修工事を行うとともに、リスク評価としてグラウト充填度調査を実施している。一方で、全般検査時、補修施工時、緊急対策時において、ポステン T 桁橋の健全性を速やかに判断する必要があり、実務者が活用できるように、リスク低減策としてプレストレス低下によるポステン T 桁橋の耐荷性能を数値解析にて算出し、ひび割れの発生過程をシナリオ上にて整理した。

図 7-2 にポステン T 桁橋の維持管理におけるリスクアセスメントの手順を示す^{7.5), 7.6)}。本章では建設時の背景と全般検査結果に基づいたリスク分析、グラウト充填度調査によるリスク評価、数値解析によるシナリオ上でのリスク低減策の整理を行った。なお、本章のリスクアセスメントに関する用語は、ISO/IEC Guide51:2014^{7.5)}、JIS Z 8051:2015^{7.6)} に準じて、リスクは危害の発生確率およびその危害の程度の組合せ、ハザードは危害の潜在的な源として定義している。

7.3 建設当時の背景と全般検査に基づいたリスク分析

7.3.1 建設当時の背景によるリスク分析

東京メトロ東西線の全線開通は 1969 年であり、約 50 年が経過している。一般に建設時期が古い PC 橋は経年の影響を受け、古い橋梁ほど健全度が劣る傾向が示されており、その当時、グラウト技術が未熟であったことなどから、完全にグラウトが充填されていない可能性を有していると指摘されている^{7.4)}。これらの背景から、東西線ポステン T 桁橋においてもグラウト充填不足と PC 鋼材腐食や破断に対するリスクが高いといえる。建設当時を背景としたハザードを以下に示す。

- (1) 建設年次が 1960 年代であることから、グラウト材料のブリージング、グラウトの先流れ現象、施工機器の性能による空隙など、品質管理や施工管理が原因でグラウト充填不足のリスクが高い。
- (2) PC 鋼材種別では、横締めケーブルに PC 鋼棒 $\phi 24\text{mm}$ 、鋼製シース $\phi 35\text{mm}$ が使用されており、シース空隙率によるグラウト充填不足や鋼製シースの腐食に対するリスクを有し、PC 鋼棒が破断すると PC 鋼棒突出により第三者に危害を与えるリスクが高い。
- (3) 構造形式は単純ポステン T 桁橋であり、主ケーブルに PC 鋼線 $12\phi 7\text{mm}$ が配置され、主ケーブルのほぼ 3 割が上縁定着のため、上縁定着部からの水の侵入や定着部のあと処理の不具合などから、PC グラウト充填不足や PC 鋼材腐食に対するリスクが高い。

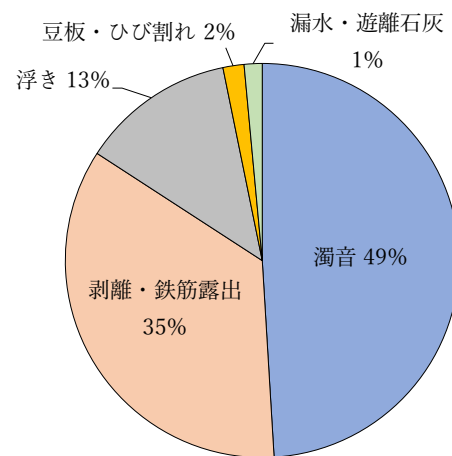


図 7-3 ポステン T 桁橋の変状割合

7.3.2 全般検査（定期点検）によるリスク分析

全般検査結果よりポステンT桁橋に発生している変状の種類と発生位置を集計し、東西線のポステンT桁橋のハザードを特定した。リスク分析の対象径間は、東西線行徳駅から妙典駅間のうち34連(17径間×2連)とした。全般検査結果は致命的な変状は無く、現状では耐荷性能上のリスクは低いと考えられる。図7-3に変状種類の割合を示す。濁音が49%、はく離・鉄筋露出が35%、浮きが13%、軸方向ひび割れは豆板・ひび割れに含まれており2%となっている。

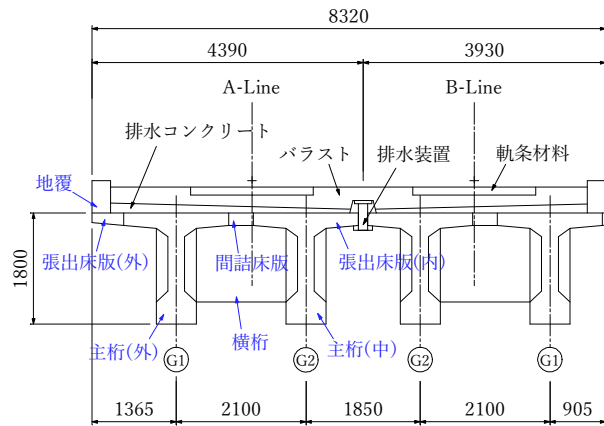


図 7-4 構造一般断面図

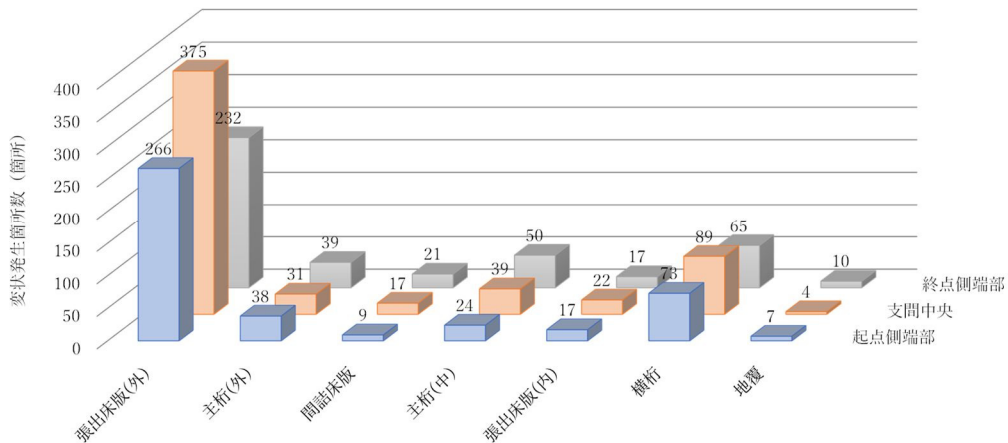


図 7-5 変状発生箇所数（部材と発生箇所）

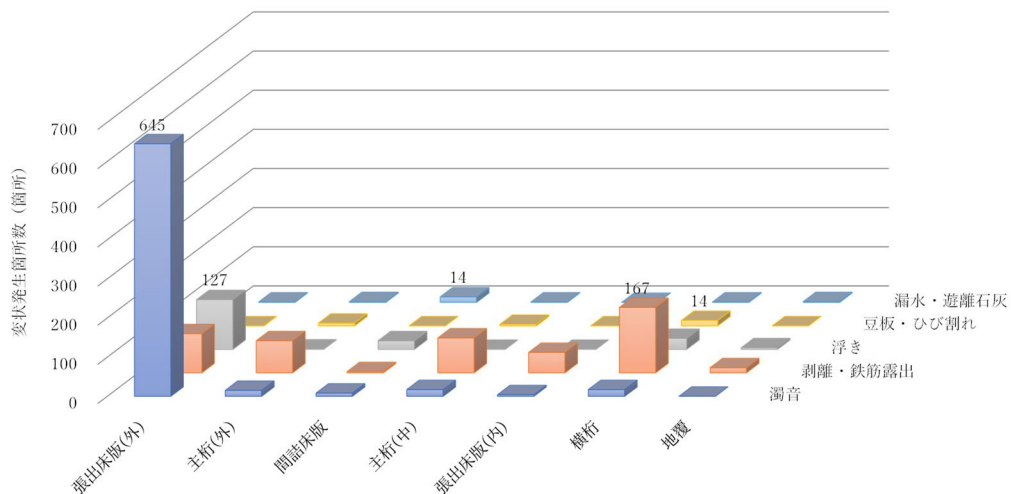


図 7-6 変状発生箇所数（部材と変状種類）

図 7-4 に部材位置を示した構造一般断面図を、図 7-5 に部材と発生箇所における変状発生箇所数を示す。変状発生箇所数の合計は 1445 箇所であり、張出床版(外)が 873 箇所と最も多く、次いで横桁が 227 箇所、主桁(外)が 108 箇所となっている。図 7-6 に部材と変状の種類における変状発生箇所数を示す。張出床版(外)の濁音が最も多く 645 箇所であり、浮きも 127 箇所認められている。次いで横桁の剥離・鉄筋露出が 167 箇所発生している。張出床版(外)に数多くの濁音、浮きが発生している原因は、横締め PC ケーブルの定着アンカープレート下側のかぶりが小さいため、ここに変状が集中して発生している。これらの変状が大きなコンクリート片として落下することで、第三者に危害を与えるリスクを保有している。

7.4 グラウト充填状況によるリスク評価と数値解析によるシナリオ上のリスク低減策

7.4.1 グラウト充填度調査によるリスク評価

(1) 調査方針

東西線ポステンT桁橋では 1 主桁当たり 11～13 本配置されている。その中で 2～4 本が上縁定着ケーブルである。この上縁定着ケーブルは端部定着ケーブルと比べ、主ケーブルの曲上げ角度が大きいため、ブリージングによるグラウト充填不足の可能性が高く、主桁上縁に切欠部を有することから、劣化因子の侵入リスクが高いケーブルである^{7.4)}。そのためリスクが高い上縁定着ケーブル 2～4 本/桁の充填状況を調査し、その結果から端部定着ケーブルの充填状況を類推して、主ケーブル全体の充填状況を評価することとした。そのため主ケーブルの調査対象はすべての上縁定着ケーブルとした。一方、横締めケーブルには PC 鋼棒が使用され、PC 鋼棒突出による第三者危害のリスクを有していることから、床版、横桁に配置されているすべての横締めケーブルを調査対象とした。

調査方法は非破壊調査手法から、衝撃弾性波法、超音波法、電磁パルス法、X 線透過法を抽出し、適用範囲、作業性、実績、経済性から衝撃弾性波法を選定した^{7.7)}。また、衝撃弾性波法により充填不足が疑われた PC ケーブルは、グラウト充填状況と腐食状況を確認するために、ドリルによる削孔と CCD カメラを挿入してシース内の状況を確認した(以下、削孔法と称す)。なお、削孔法による調査の結果、グラウトが充填不足と判断された場合は、速やかにグラウトの再注入を行った。調査対象径間は東西線葛西駅から妙典駅間のうち 33 径間とした。幅員構成は 1 径間当たり 2 主桁が 1 連として 2 連配置されており(4 桁/径間)、調査数量は拡幅径間を含む 68 連である。

(2) 主ケーブルのグラウト充填度調査

主ケーブルの調査方法は、第 3 章の A 橋の調査でも使用した方法であり(図 3-1)、部分的な空洞の有無を判断することができるインパクトエコー法を採用した^{7.7)~7.9)}。この方法はコンクリート表面にインパクトにて弾性波を入力すると、弾性波の縦波成分がコンクリート内部の空洞表面に反射して、コンクリート表面と空洞表面との間を往復する定常な波が生じる。これを縦波共振現象といい、この現象を利用して、入力付近における波形の周波数スペクトルのピーク位置からコンクリートの内部状況を定性的に推定する方法であり、近年使用実績が多くなっている。グラウト充填度調査では、予め電磁波レーダにて PC ケーブル位置とシースのかぶり

を特定する。次にその位置のコンクリート表面に弾性波を入力し、センサにて反射波を受信して波形収録機に記録する手順である^{7.7)~7.9)}。

(3) 横締めケーブルのグラウト充填度調査

横締めケーブルは、直線状に配置されている PC ケーブル全長に対して充填状況を確認する打音振動法を採用した^{7.7)~7.9)}。この方法は PC 鋼材定着付近のコンクリート表面にハンマーやバネポインターなどで打撃して弾性波を入力し、その近傍の入力信号と反対側の定着付近に伝播した弾性波の出力信号を AE センサにて受信して、波形収録に記録する手順である。評価方法は PC 鋼材を伝播する弾性波の伝播エネルギーの減衰程度と伝播速度を測定することで、グラウト充填状況を定性的に評価する方法であり、1990 年代半ばから実用化され実績も多い。図 7-7 に測定概要を、図 7-8 に測定状況を示す。グラウトが充填されている場合、シース内のグラウトの拘束によって PC 鋼材に伝播するエネルギーの減衰は多くなる。そのため出力波の振幅が減少する程度は多くなる。一方、グラウトが充填されていない場合、シース内の PC 鋼材を拘束するものが無いため、伝播エネルギーの減衰が少なくなり、出力波の振幅が減少する程度が少くなる。

また、PC 鋼材を伝播する弾性波伝播速度は、グラウトが充填されている PC ケーブルと比べ、充填されていない PC ケーブルの方が速くなる。グラウトが充填されていない場合は、主に PC 鋼材を弾性波が伝播することになり伝播速度は速くなる。一方、グラウトが充填されている場合は、硬化したグラウトと PC 鋼材を弾性波が伝播することになるため伝播速度は遅くなる。測定データの評価は、伝播速度の式(7.1)と、入力最大振幅と出力最大振幅の比である入出力比は、式(7.2)によって算出する^{7.7)~7.9)}。

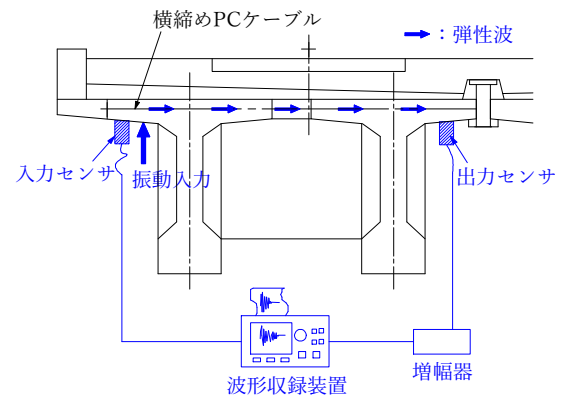


図 7-7 打音振動法の測定概要図



図 7-8 打音振動法の測定状況

$$V = L/t_o$$

式(7.1)

ここに、V : 伝播速度 (m/sec)

L : 測定間距離 (m)

To : 入力波到達時間 (μ sec)

$$S = a_o/a_i \quad \text{式(7.2)}$$

ここに、 S : 入出力比 ($\times 10^{-2}$)
 a_o : 出力信号の最大振幅 (mV)
 a_i : 入力信号の最大振幅 (mV)

入力側からの弾性波には縦波と横波の2種類が含まれており、入出力比を正確に把握するためには、先に出力側に到達する縦波のみ着目する必要がある。そこで横波が到達する時間 $t\alpha$ (式(7.3))を算出し、 $t\alpha$ 秒未満の範囲で出力側の最大振幅を設定する^{7.7)~7.9)}。

$$t\alpha = L/V_s \quad \text{式(7.3)}$$

ここに、 $t\alpha$: 横波が到達する時間 (μsec)
 L : 測定間距離 (m)
 V_s : 横波伝播速度 (2500m/s)

(4) 調査結果と考察

調査径間数は 33 径間 (68 連)、主桁本数は 140 桁、調査対象とした上縁定着の主ケーブル数は 476 ケーブル (インパクトエコー法の調査箇所数は 952 箇所) である。横締めケーブルの調査数量は、床版が 2,662 ケーブル、横桁が 336 ケーブル (打音振動法による調査数量は 2,998 ケーブル) である。インパクトエコー法と打音振動法による調査の結果、充填不足として判定したケーブルは、削孔法にて充填状況と PC 鋼材腐食状況を確認した。その数量は主桁では 5 ケーブル、床版が 117 ケーブル、横桁が 39 ケーブルであった。なお、充填状況の最終判定は目視確認ができる削孔法の結果を優先に判定した。

表 7-1 にグラウト充填度調査結果の総括を示す。主ケーブルでは 476 ケーブルのうち 1 ケーブルが充填不足 (グラウト充填不足率=充填不足 1 ケーブル/調査対象 476 ケーブル

表 7-1 PC グラウト充填度調査結果総括表

項目	主桁			床版・横桁		
	調査数量	判定		調査数量	判定	
		充填	充填不足		充填	充填不足
インパクトエコー法	476	471	5	—	—	—
打音振動法	—	—	—	2,998	2,842	156
削孔法	5	4	1	156	30	126
最終判定	476	475	1	2,998	2,872	126
グラウト充填不足率	0.21%			4.20%		

凡 例 削孔法：ドリル削孔+CCD 撮影 (単位：ケーブル)

グラウト充填不足率：削孔法の充填不足数量/調査数量 $\times 100$

×100=0.21%)であり、おおむねグラウトが充填されている結果が得られた。上縁定着ケーブルは端部定着ケーブルと比べ充填不足とPC鋼材腐食に対するリスクが高いケーブルである。今回の調査対象とした上縁定着ケーブルではグラウト充填率が高かったこと、建設時のグラウト注入は一連の作業で施工することが基本であることから、今回、調査を実施していない端部定着ケーブルもほぼグラウトが充填されていると推定した。以上から、今回の調査実施区間の主桁は、グラウト充填に対して健全性は確保されており、リスクは低いと考えられる。

横締めケーブルでは、調査数量 2,998 ケーブルのうち 126 ケーブルが充填不足（充填不足率 4.20%）であり、充填不足率は低いもののグラウトの充填不足が認められた。部材別のグラウト充填状況を図 7-9 に示す。床版が 3.68%であり、横桁が 8.33%である。横締めケーブルはPC鋼棒突出による第三者災害が残留リスクであり、東西線は市街地に隣接していることから、今後もリスク低減策としてPC鋼棒突出防止を実施する必要があるといえる。

図 7-10 に車線別に分類したグラウト充填状況を示す。A～D 線のうち B 線の充填不足率が最も高い値（充填不足率 4.93%）を示している。図 7-11 に区間別に分類したグラウト充填状況を示す。区間は補修工事の工区にて分類しており、第 1 区間は葛西方面、第 3 区間は行徳方面であり、第 2 区間は第 1 区間と第 3 区間の間である。そのうち第 2 区間の充填不足率が最も高い値（充填不足率 7.25%）を示している。車線別と区間別に分類したグラウト充填状況は、充填不足率と建設当時の工区

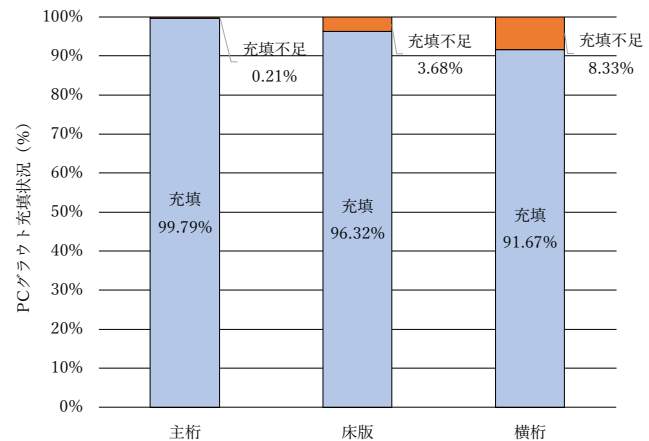


図 7-9 部材別のグラウト充填状況

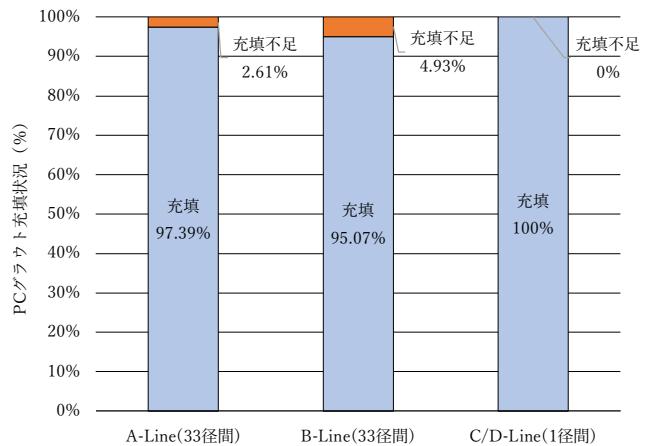


図 7-10 車線別のグラウト充填状況

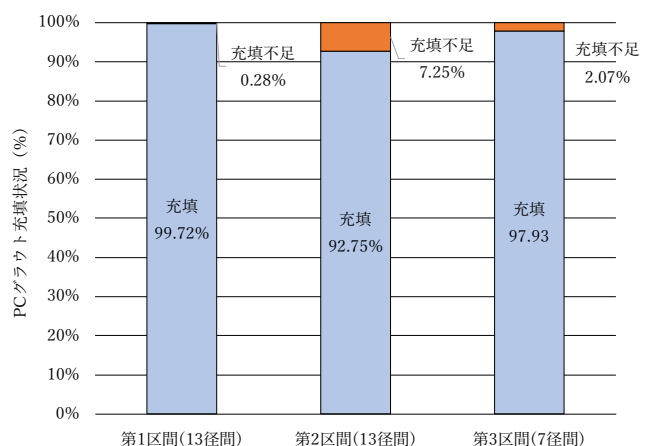


図 7-11 区間別のグラウト充填状況

に関係しており，施工会社の違いによるものと考えられる．そのため，リスク評価として今後も継続的にデータ収集と分析を行う必要があると判断している．

7.4.2 既設 PC 橋の耐荷性能の解析的検討によるリスク評価

(1) 検討概要

1) 検討方法

東西線では建設ときにキロ程，橋長，車線に分類し，標準桁が設定され，設計されている（以下，標準設計と称す）．検討対象径間は，標準設計より設計荷重時に最も大きい断面力が生じている径間とし，**図 7-4** に示す A-Line の 1 連を選定した．**表 7-2** に橋梁諸元を示す．検討方法は 3 次元ソリッドモデルによる線形 FEM 解析を用いた．

2) 検討条件

主ケーブル本数は 1 主桁当たり 13 ケーブル配置されている．PC 鋼材の破断の想定はプレストレスによる曲げ応力度の影響が大きい最下段の主ケーブルから 1 本毎にプレストレス量を除去することとし，プレストレス量は有効引張力に弾性変形ロス分を足し合わせた平均値（361.663kN/ケーブル）とした．除去本数は最多 4 ケーブルとして，プレストレス低下による主桁，床版，横桁の応力状態と変位を確認した．主ケーブルのプレストレスを低下させる主桁は G1 桁を基本とし，2 主桁とも破断した場合の影響を確認するために G2 桁が健全な場合と主ケーブル 1 本除去した場合を検討した．

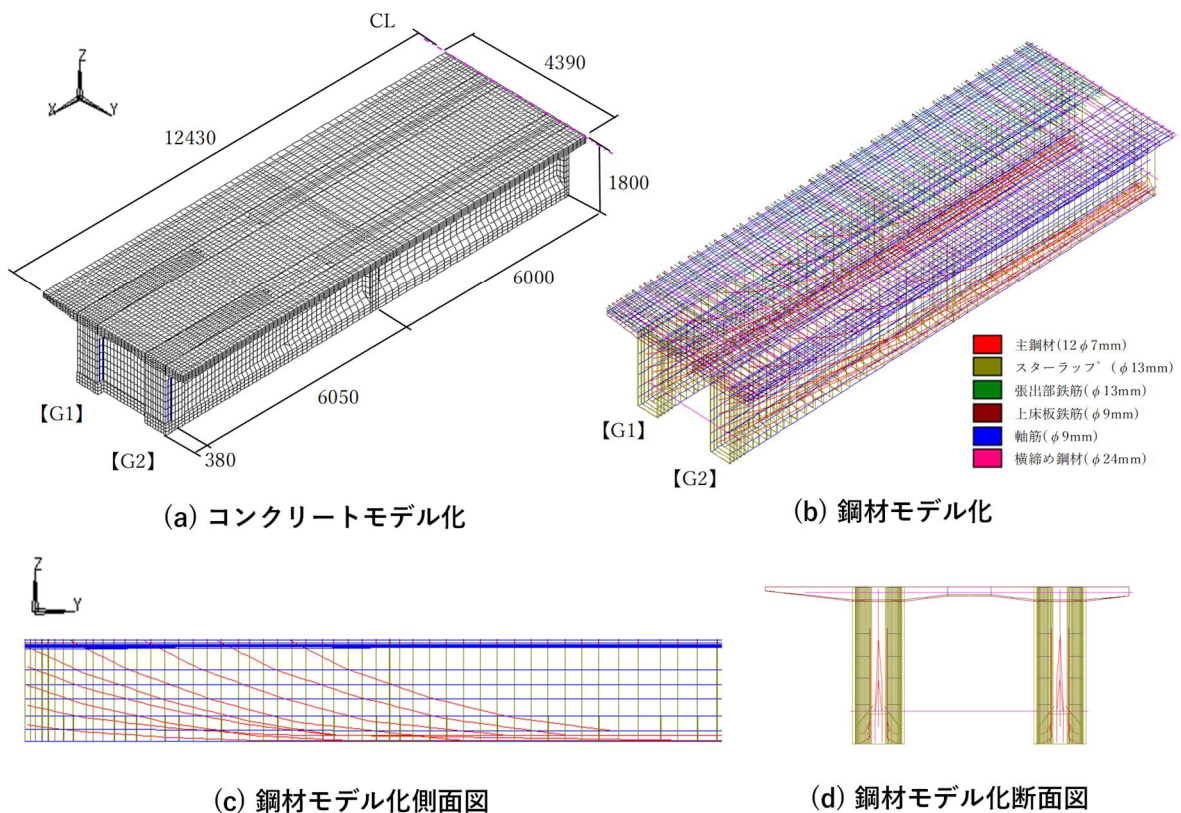
表 7-2 橋梁諸元

構造形式		ポストテンション方式単純 T 桁橋
桁 長		24.96m（支間長 24.10m）
幅員 / 斜角		4.39m / 90°
活荷重		軸重 16tf（Train load）
コンクリート	主桁	圧縮強度：40N/mm ² （単位体積重量：24.5kN/m ³ ） 弾性係数：35,000 N/mm ² ポアソン比：0.167 ひび割れ強度：fbck=1.34N/mm ² （40N/mm ² h=1.80m）
	床版・横桁	圧縮強度：30N/mm ² （単位体積重量：24.5kN/m ³ ） 弾性係数：30,000 N/mm ² ポアソン比：0.167 ひび割れ強度：fbck=1.18N/mm ² （30N/mm ² h=1.54m）
PC 鋼材	主桁 （PC 鋼線）	SWPR 12 ϕ 7mm（単位体積重量：77.0kN/m ³ ） 弾性係数：200,000 N/mm ² ポアソン比：0.3 緊張力：361.663kN/ケーブル
	床版・横桁 （PC 鋼棒）	SBPC110 ϕ 24mm（単位体積重量：77.0kN/m ³ ） 弾性係数：200,000 N/mm ² ポアソン比：0.3 緊張力 床版：254.683kN/ケーブル 横桁：263.532kN/ケーブル
鉄 筋		SR235 単位体積重量：77.0kN/m ³ 弾性係数：200,000 N/mm ² ポアソン比：0.3
骨材最大寸法		25mm

横締めケーブルのプレストレス低下の影響を確認するために、床版は標準部の配置間隔600mmのところ最多2ケーブルのプレストレス量(254.683kN/ケーブル)を、横桁では中間横桁、端部横桁とも配置ケーブル本数は1本/横桁であり、その1本のプレストレス量(263.532kN/ケーブル)を除去する検討を行った。なお、横締めケーブルのプレストレス量は有効緊張力の平均値とした。

3) 評価方法

ひび割れの評価は、死荷重時と設計荷重時における各部材の引張応力度が、コンクリート標準示方書^{7.11)}の曲げひび割れ強度($f_{bck}=1.34\text{N/mm}^2$, 40N/mm^2)に達した時にひび割れが発生することとした。なお、粗骨材の最大寸法は建設当時の設計図書より25mmとした。



【使用要素】 コンクリート：ソリッド要素
 主ケーブル，横締めケーブル，鉄筋：埋込鉄筋要素
 定着部および定着部切欠き：考慮しない
 支承：梁要素
 節点数：69,217 要素数：59,483

図 7-12 解析モデル

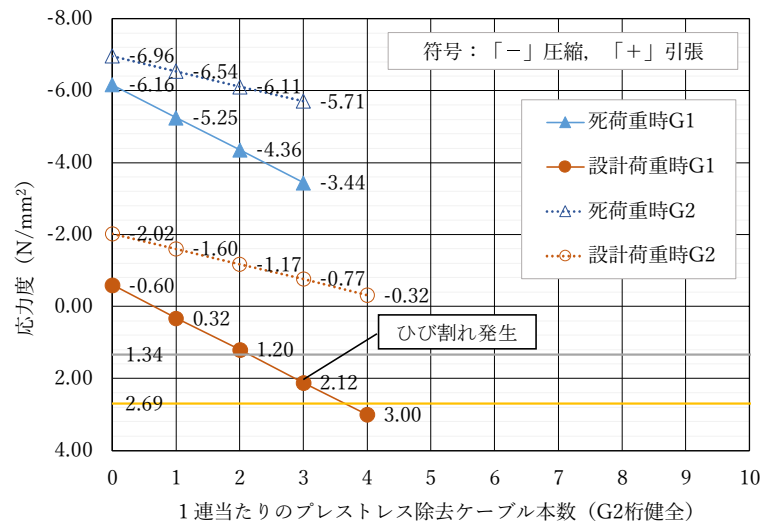
4) 解析モデル

解析モデルを図 7-12 に示す。本橋のポステン T 桁橋は 1 連が 2 主桁の構成であり、PC 鋼材の破断対象を主ケーブルと横締めケーブルに着目することから、主桁、床版、横桁を構成した 2 主桁で、橋軸方向の対称性を考慮した支間 1/2 モデルとした。拘束条件は、支間中央部対称面で橋軸方向の Y 方向、Y 軸回り、Z 軸回りと G1、G2 支承部の Z 方向、G2 支承部のみ Y 方向を拘束とした。使用要素はコンクリートがソリッド要素、PC ケーブルと鉄筋を埋込鉄筋要素、支承を梁要素とした。なお、解析ステップは建設当時の施工順序（主桁架設、横組工、橋面工、活荷重）を再現した。

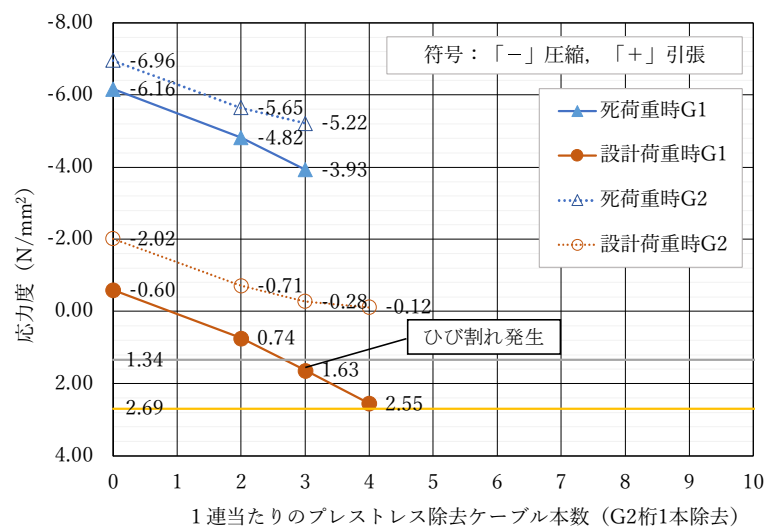
(5) 解析結果

1) 主桁のひび割れ

図 7-13(a) に G2 桁が健全で G1 桁の主ケーブルを 1 本毎にプレストレス量を除去した時の主桁下縁支間中央部の合成応力度を示す。設計荷重時において G1 桁の主ケーブルを 3 本除去した場合、G1 桁下縁に引張応力度 2.12N/mm^2 が生じ（図 7-14(a)）、曲げ引張強度（ 1.34N/mm^2 ）以上となる。さらに主ケーブル 4 本除去すると、主桁下縁引張応力度 3.00N/mm^2 となり（図 7-14(b)）、コンクリート引張強度（ 2.69N/mm^2 ）以上となる。G1 桁のプレストレスの低下とともに、G1 桁のたわみが増加して G2 桁に荷重分配する。その G2 桁に生じる増加応力は G1 桁の主ケーブル 1 本除去ごとに 0.4N/mm^2 程度発生することが確認できた。

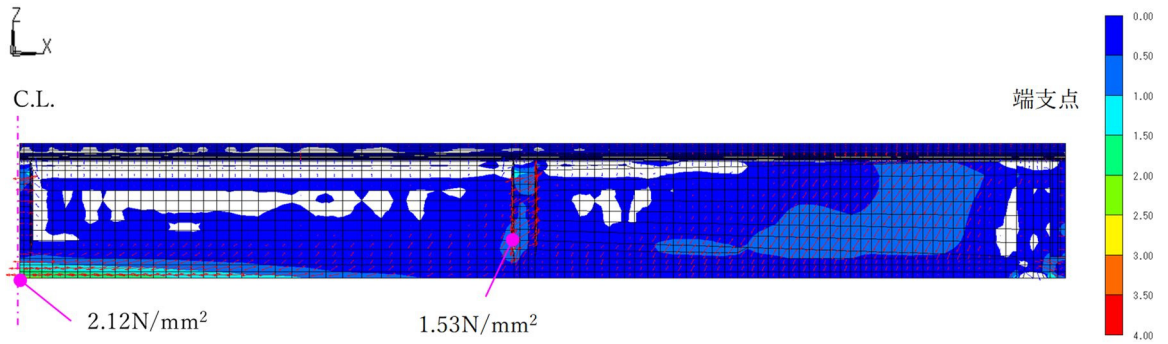


(a) G1 桁支間中央部下縁側の合成応力度
(G2 桁健全の場合)

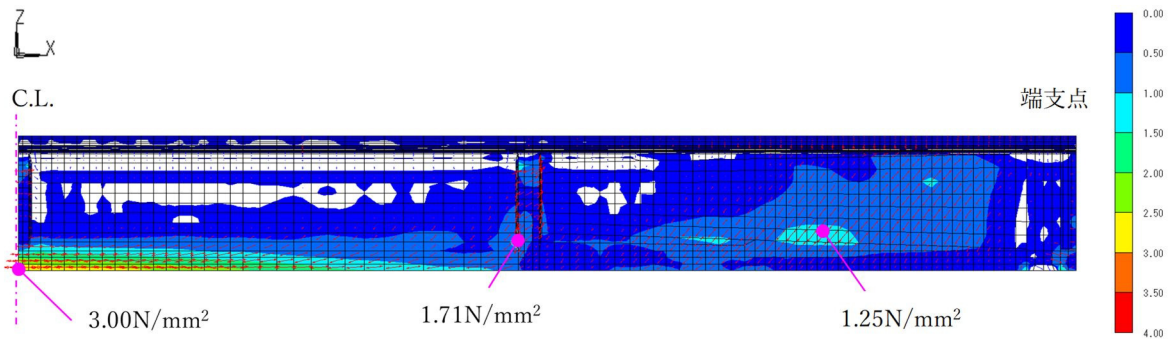


(b) G1 桁支間中央部下縁側の合成応力度
(G2 桁主ケーブル 1 本除去の場合)

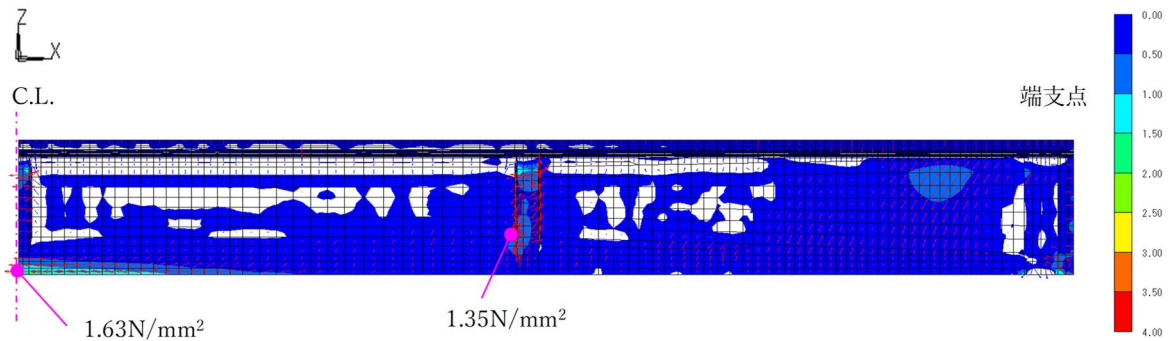
図 7-13 G1 桁の主ケーブル除去本数による合成応力度



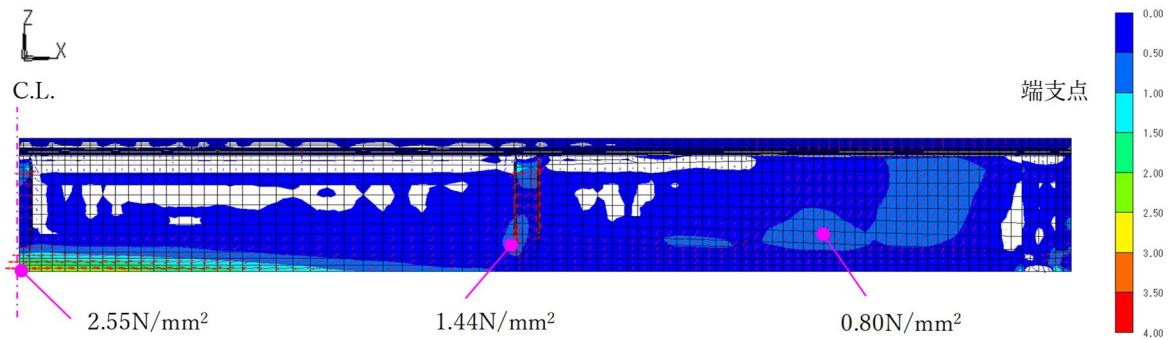
(a) G1 桁主ケーブル 3 本除去の合成応力度 (G2 桁健全の場合)



(b) G1 桁主ケーブル 4 本除去の合成応力度 (G2 桁健全の場合)



(c) G1 桁主ケーブル 2 本除去の合成応力度 (G2 桁主ケーブル 1 本除去)



(d) G1 桁主ケーブル 3 本除去の合成応力度 (G2 桁主ケーブル 1 本除去)

図 7-14 G1 桁の主ケーブル除去本数による支間中央部下縁側の合成応力度

図 7-13(b)に G2 桁のプレストレス量が 1 本除去で G1 桁の主ケーブルを 1 本毎にプレストレス量を除去した時の主桁下縁支間中央部の合成応力度を示す。G2 桁の主ケーブル 1 本除去した場合には、G1 桁に曲げひび割れが生じる G1 桁の主ケーブル除去本数は 2 本となり、1 連当たり除去する主ケーブル本数が設計荷重時 1 連当たり 3 本除去と同等な時期に、主桁下縁支間中央部に曲げひび割れ強度以上の引張応力度 1.63N/mm^2 (図 7-14(c)) が、1 連当たり 4 本除去では引張応力度 2.55N/mm^2 (図 7-14(d)) が発生する結果となった。

2) 横桁のひび割れ

上部工の挙動は主ケーブルのプレストレス低下により、プレストレスを除去した方の主桁のたわみが増加する。この時、G1 桁と G2 桁のたわみ差によって、主桁と横桁にねじりが生じ、主桁と端部横桁、主桁と中間横桁の接合付近に橋軸直角方向の引張力が発生した。

図 7-15 に G1 桁の主ケーブル除去本数による横桁への影響を示す。G1 桁の主ケーブル除去本数が 2 本の場合、死荷重時に主桁と端部横桁の接続付近に引張応力度 1.38N/mm^2 が、3 本の場合には主桁と中間横桁の接続付近に引張応力度 1.49N/mm^2 が生じ、曲げひび割れ強度 ($f_{bck}=1.18\text{N/mm}^2$, 30N/mm^2) 以上の引張応力度が発生する結果となった。

図 7-16 に横締めケーブルを除去した場合の各部材に与える影響を示す。横締めケーブルのプレストレスを除去した場合の横方向への影響は、床版では床版横締めケーブル 1 本除去すると床版支間中央下縁に 0.9N/mm^2 程度の引張応力度が発生したが、2 本除去の場合は除去していない横締めケーブルのプレストレスの影響があり、設計荷重時の合成応力度は圧縮応力度

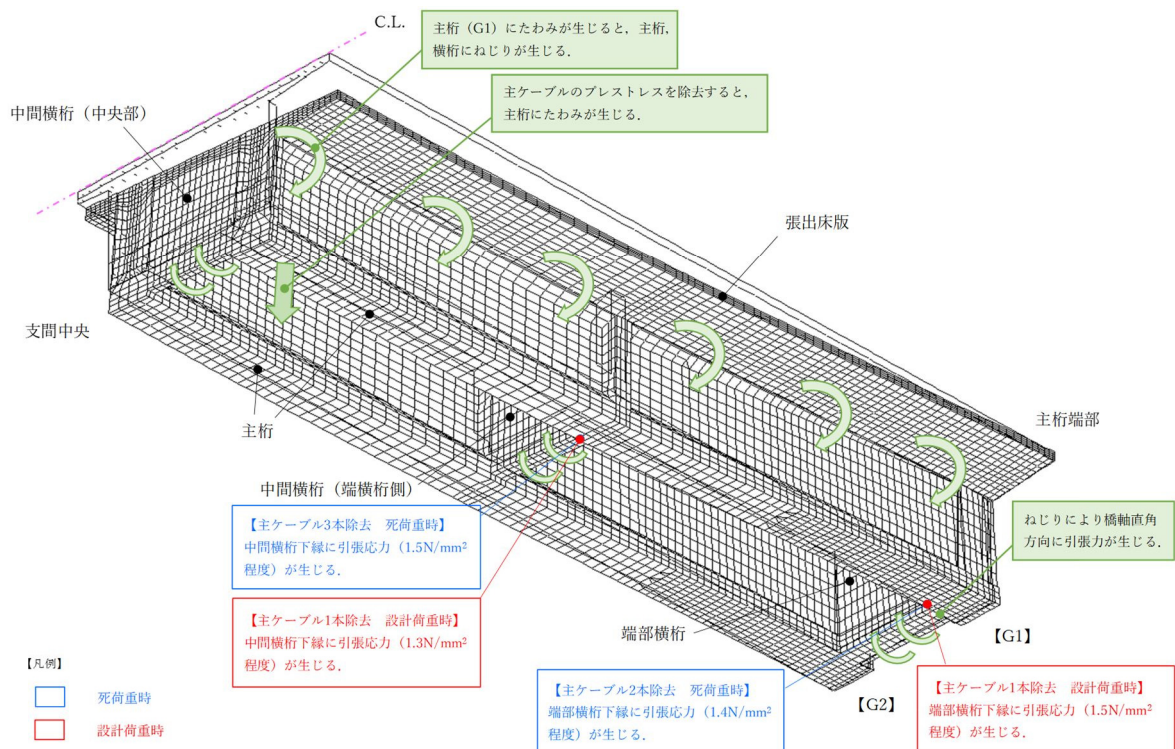


図 7-15 G1 桁主ケーブル除去本数による横桁への影響

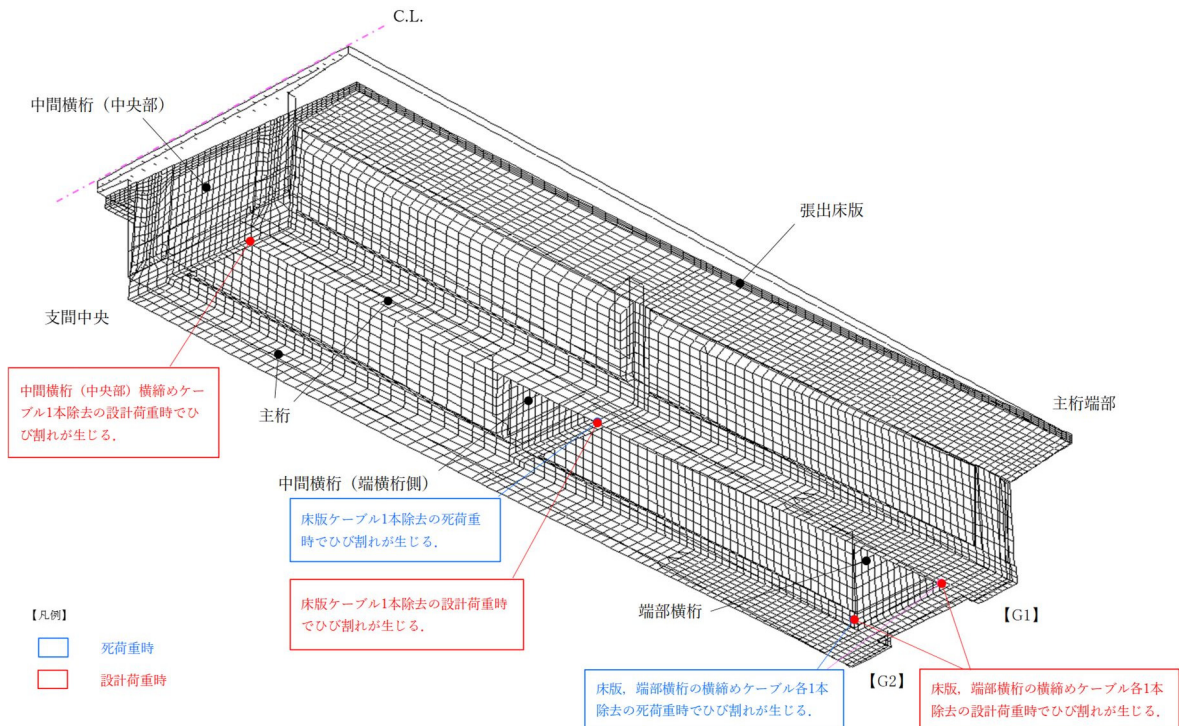


図 7-16 横締めケーブルを除去した場合の各部材に与える影響

1.75N/mm²であった。横桁では横桁横締めケーブル 1 本除去すると、設計荷重時において横桁下縁に引張応力度が生じ、中間横桁（中央部）では引張応力度 1.35N/mm² が、中間横桁（端部側）では引張応力度 1.60N/mm² が発生した。一方、端部横桁では死荷重時に引張応力度 1.61N/mm² が発生した。

横締めケーブルのプレストレスを除去した場合の主桁への影響は、主桁支間中央下縁で、横締めケーブル 1 本当たり、床版では引張応力度 0.25N/mm²、中間横桁では引張応力度 0.12N/mm² の橋軸方向に引張応力度が発生した。以上から、横桁には曲げひび割れ強度以上の引張応力度は発生するが、主桁には支間中央下縁に引張応力度 0.12～0.25N/mm² 程度の増加応力であり、曲げひび割れ強度を超過するまでには至らないことが確認できた。

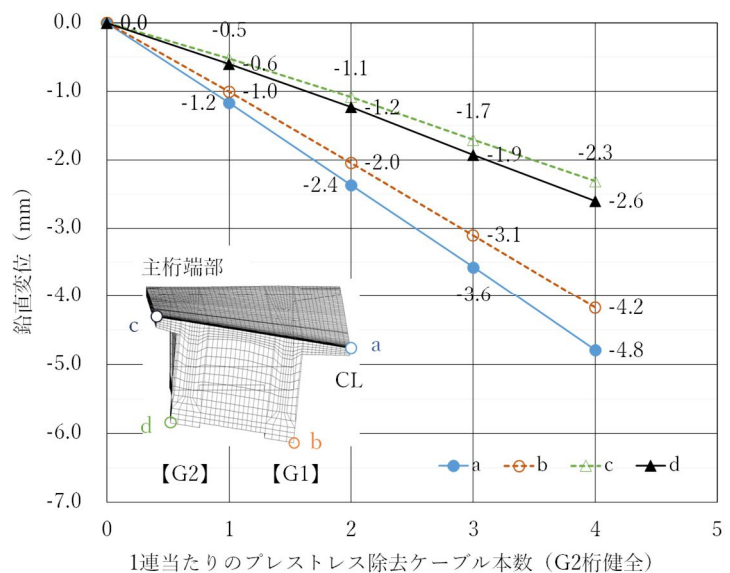


図 7-17 主ケーブル除去本数による主桁のたわみ

以上から、横桁には曲げひび割れ強度以上の引張応力度は発生するが、主桁には支間中央下縁に引張応力度 0.12～0.25N/mm² 程度の増加応力であり、曲げひび割れ強度を超過するまでには至らないことが確認できた。

3) 主桁の変位

図7-17にG2桁が健全な場合で、G1桁の主ケーブル1～4本のプレストレスを除去した時の鉛直変位を示す。4本除去した場合、G1桁では支間中央部の主桁下縁bで4.2mm、G2桁の主桁下縁dでは2.6mmの鉛直変位が生じている。G1桁の主ケーブルのプレストレス量が1本分除去する毎に1mm程度の鉛直変位がG1桁の支間中央部で発生することが確認できた。そのため、高感度の計測機器を用いることで上部工の健全度をモニタリングできる可能性があると考えられる。

4) プレストレスによる横方向ひずみ

PC構造物の部材軸方向にプレストレスを導入する時、部材軸直角方向（横方向）にポアソン比相当のひずみが生じる。過大なプレストレスが導入される場合やコンクリート引張強度が発現していない若材齢時期に緊張作業が行われた場合など、この現象によって部材軸方向にひび割れが発生する可能性があると考えられている。第4章の小型供試体を用いた実験では、約 $30\sim 100\mu$ の小さい横方向ひずみが認められ、解析でも 50μ 程度の小さい値であったことから、単独で軸方向ひび割れを発生させるまでには至らない可能性が示された。本章では、既設ポステンT桁橋においてプレストレスによる横方向ひずみの影響を確認することを目的に、東西線ポステンT桁をモデルとして、プレストレス導入直後（主桁自重+プレストレス）の主桁の主応力を算出した。プレストレス導入直後の主桁の最大主応力コンターおよびベクトル図を

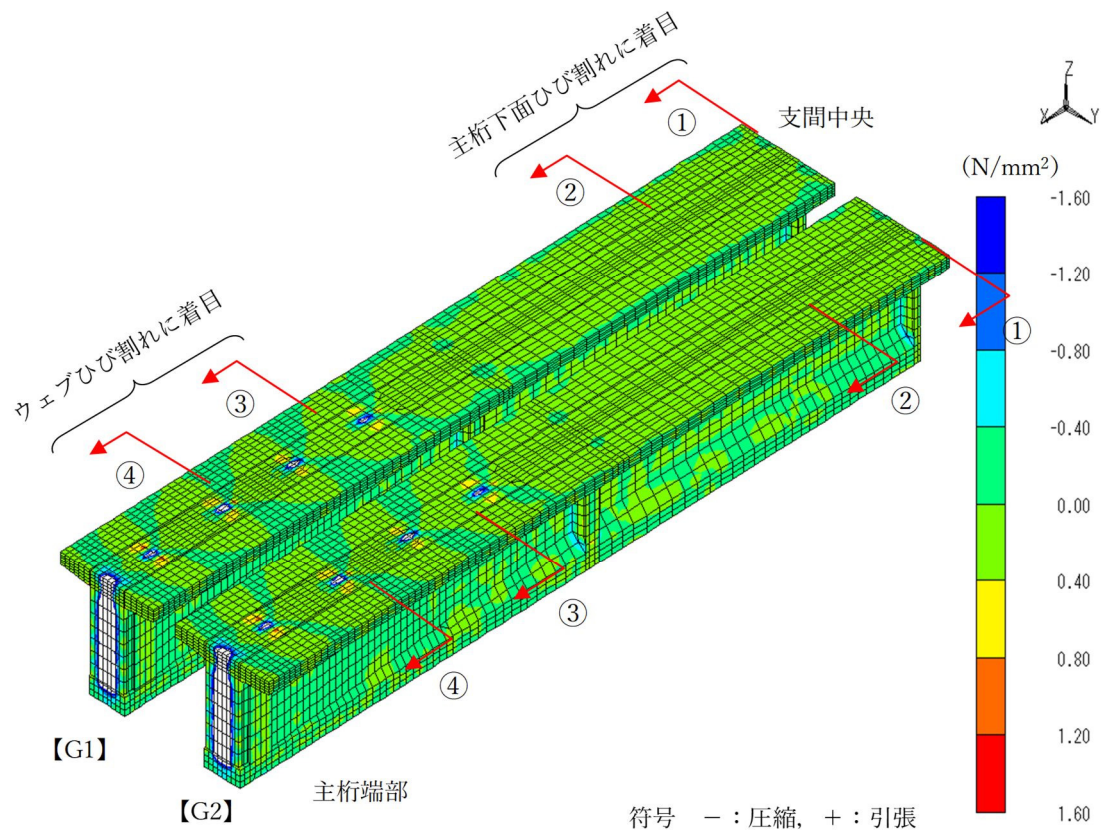
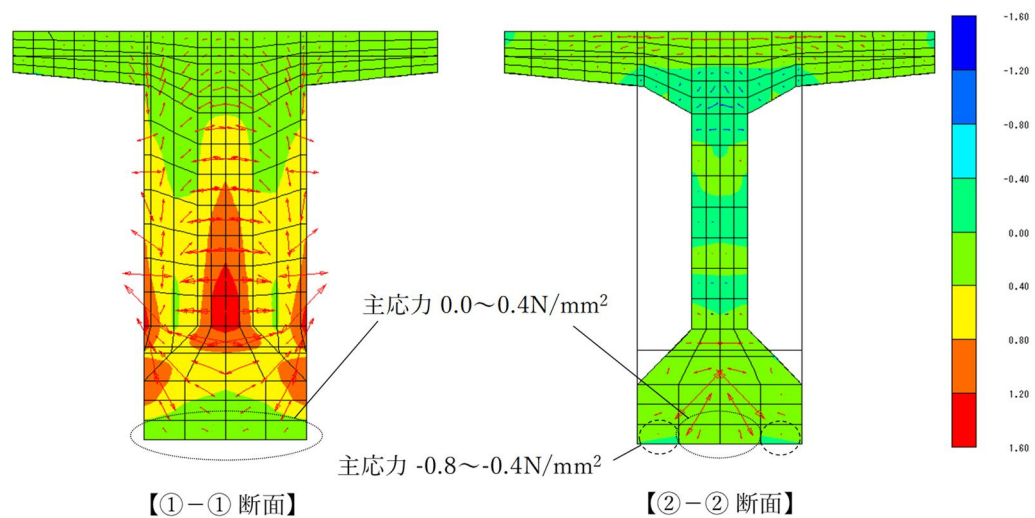
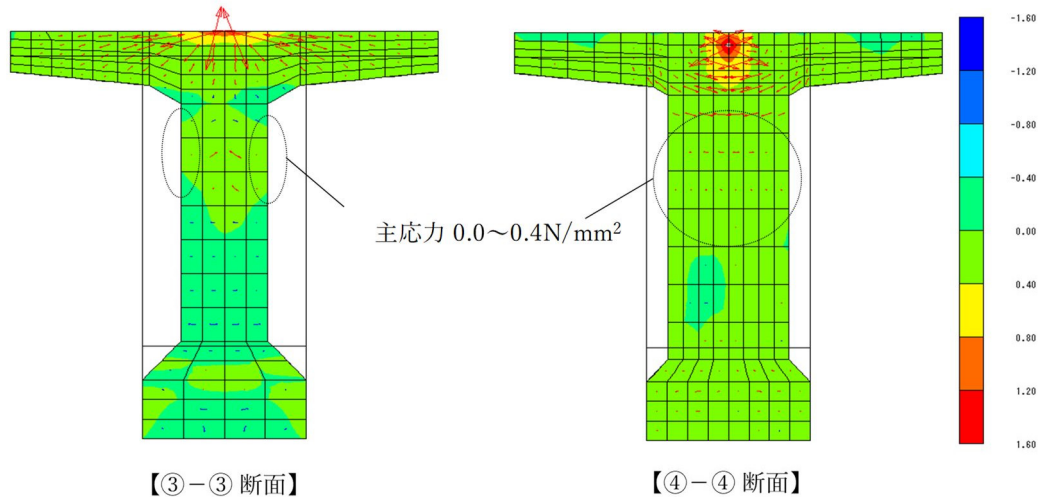


図7-18 プレストレス導入時による最大主応力コンターおよびベクトル図

図 7-18 に示す。図 7-19(a)の支間中央部では主桁下面に横方向ひずみが卓越するため、この位置での主桁断面の最大主応力コンターおよびベクトル図を、図 7-19(b)の上縁定着ケーブルが配置されている支点付近ではウェブにひび割れが発生することが多いため、ここに着目した最大主応力コンターおよびベクトル図を示す。いずれの部位においても主最大応力の最大値が 0.4N/mm^2 程度であり、曲げひび割れ強度 ($f_{bck}=1.34\text{N/mm}^2$, 40N/mm^2) 以下の比較的小さな応力であった。以上のことから、プレストレスによる横方向ひずみのリスク評価は、既設ポステンT桁モデルでも、小型供試体と同様、単独で軸方向ひび割れを発生させるまでの応力は発生しておらず、ポアソン比相当を考慮すればよいと考えられる。



(a) ①-①断面, ②-②断面 主桁の最大主応力コンターおよびベクトル図



(b) ③-③断面, ④-④断面 主桁の最大主応力コンターおよびベクトル図

図 7-19 各断面の主桁の最大主応力コンターおよびベクトル図

5) 断面欠損による影響

PC 橋の耐荷性能に影響を与える一要因として断面欠損がある。断面欠損による PC 橋の耐荷性能に対するリスク評価を行う目的で、東西線ポステンT桁橋の通常全般検査（定期点検）結果から、径間単位で最も大きかった断面欠損（豆板など）を抽出し、既設ポステン T 桁のモデルに断面欠損を再現して、弾性 FEM 解析により断面欠損による主桁の応力低下を算出した。



図 7-20 主桁の断面欠損（豆板）状況

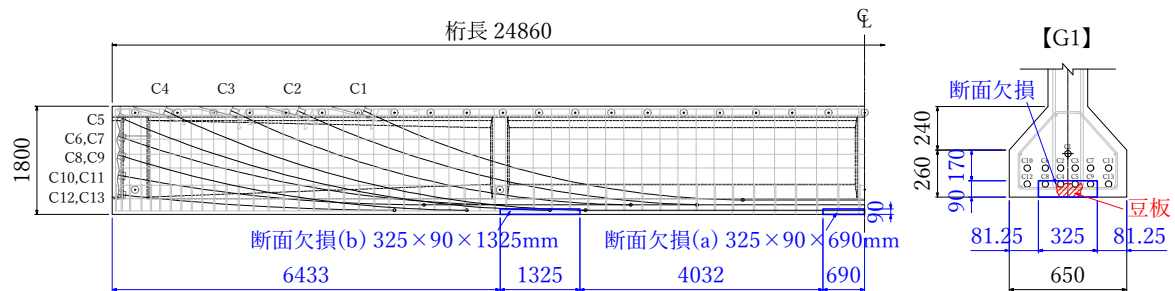


図 7-21 主桁の断面欠損（豆板）の寸法

断面欠損 (a) は $325 \times 90 \times 690\text{mm}$ ，断面欠損(b)は $325 \times 90 \times 1325\text{mm}$ と設定した。表 7-3 に G1 桁における「①健全の場合」と「②断面欠損を考慮した場合」の合成応力度比較表を示す。①，②とも死荷重時，設計荷重時において制限値^{7.10)}を満足しており，断面欠損による影響は小さかった。これは，本検討では変状が豆板であったことから打設後以降には断面

表 7-3 G1 桁の合成応力度比較表 (N/mm²)

項 目	① G1 桁(健全)		② G1 桁(断面欠損)	
	上縁	下縁	上縁	下縁
主桁，床版，横桁	3.77	-5.30	3.88	-5.93
プレストレス	-2.87	16.35	-3.30	18.35
橋面	3.05	-4.87	3.16	-5.56
活荷重	2.86	-4.68	2.96	-5.36
死荷重時	3.95	6.18	3.74	6.86
制限値 ^{7.10)}	$0.00 < \sigma_c < 16.00$			
設計荷重時	6.81	1.50	6.70	1.50
制限値 ^{7.10)}	$-1.36 < \sigma_c < 16.00$			

欠損が生じていると仮定しているため，健全な場合の設計断面の面積に比べ，断面欠損の面積が小さいことから，死荷重，活荷重，プレストレスによる各曲げ応力度の低下が小さいと考えられる。図 7-22 に G1 桁の断面欠損を考慮した場合の主桁，床版，横桁による橋軸方向応力

コンター図を示す。その結果、断面欠損による応力低下は生じているものの、大きな局部応力は発生していないことが確認できた。以上のことから、今回仮定した寸法の豆板程度の断面欠損では、PC 桁の耐荷性能のリスクは小さいといえる。ただし、鋼材、シーースが露出しているため、耐久性能に対してリスクを保有しており、リスク低減策として早期に断面修復を行うことが望ましい。

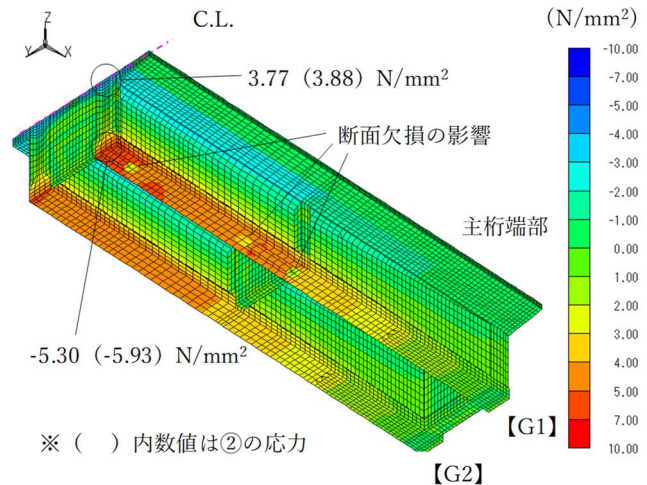


図 7-22 断面欠損による応力コンター図

7.4.3 既設 PC 橋のリスク低減策

既設 PC 橋の維持管理において、リスク低減策の判断として、ポステン T 桁橋の外観変状と耐荷性能の関係をシナリオ上にまとめると以下の通りとなる。

(1) PC ケーブルに沿ったひび割れ

1) 外観変状

グラウト充填不足が存在すると、その充填不足部分に水や塩化物などの劣化因子が侵入し、水の凍結膨張圧あるいはシーース腐食などが原因で、図 7-23(a)に示すような PC ケーブルに沿った軸方向ひび割れが発生する。

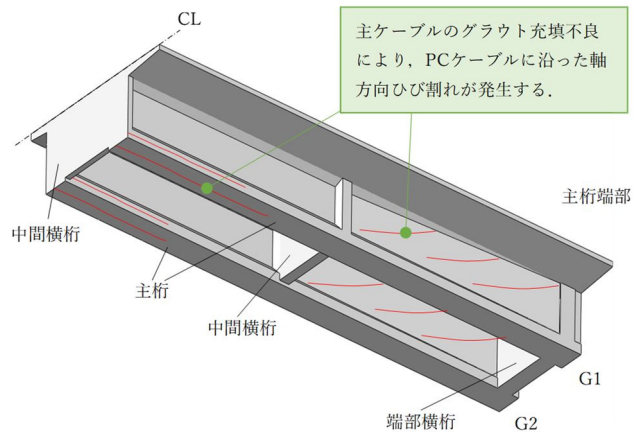
2) リスク低減策案

PC 鋼材腐食に対するリスクを保有しているため、グラウト充填度調査、PC 鋼材腐食状況調査、補修の検討を実施することが望ましい。

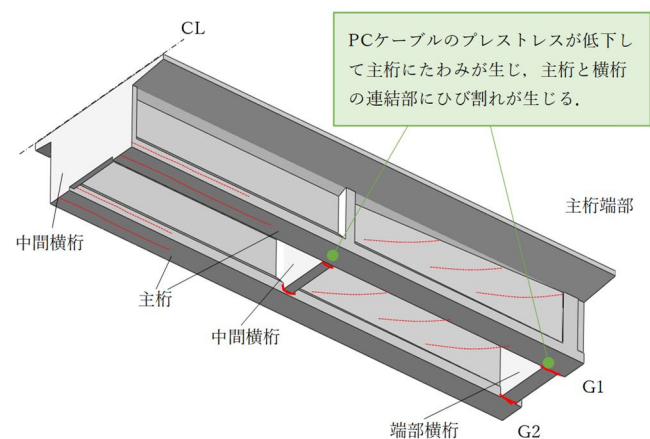
(2) 主桁と端部横桁の接合部にひび割れ

1) 外観変状

死荷重時に主ケーブル 2 本分のプレストレスが低下すると、主桁の相対変位に伴い主桁と横桁にねじりが生じ、図 7-23(b)に示すように、主桁と端部横桁の



(a) PC ケーブルに沿った向ひび割れの発生



(b) 端部横桁，中間横桁にひび割れが発生

図 7-23 ポステン T 桁橋の劣化過程

接合部にひび割れが発生する。この時、主桁が健全な時と比べると、主ケーブルが破断した主桁のたわみ量は鉛直方向に約 2mm 増加する。

2) リスク低減策案

ポステン T 桁の耐荷性能に対するリスクが高くなっている状態のため、PC 鋼材の腐食状況、残存プレストレス量、上部工の変位量などに着目した詳細調査と耐荷性能に対する健全度を検討および評価して、補修および補強の計画を実施することが望ましい。

(3) 主桁と中間横桁の接合部、主桁の支間中央部にひび割れ

1) 外観変状

死荷重時において、主ケーブル 3 本分のプレストレスが低下すると、主桁と中間横桁の接合部に橋軸直角方向のひび割れが生じる。また、設計荷重時では図 7-23(c)に示すような主桁の支間中央部に曲げひび割れが生じる。この時、死荷重時の主桁のたわみ量は鉛直方向に約 3mm となる。

2) リスク低減策案

上記(2)よりさらにポステン T 桁の耐荷性能に対するリスクが高くなっている状態のため、主桁の応力改善を目的とした補強を実施することが望ましい。

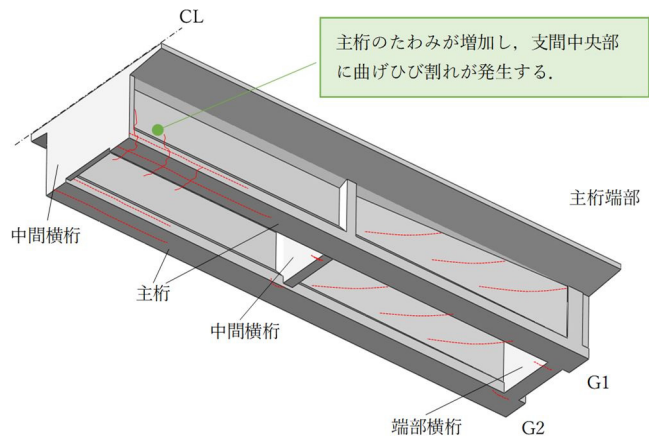
(4)主桁の支間中央部に曲げひび割れ（設計荷重時）

1) 外観変状

設計荷重時において、主ケーブル 4 本分のプレストレスが低下すると、主桁の支間中央部に上記(3)より顕著に曲げひび割れが発生する。この時の死荷重時の主桁のたわみ量は鉛直方向に約 4～5mm となる。

2) リスク低減策案

ポステン T 桁の耐荷性能が著しく低下し、落橋に対するリスクが高くなっている状態のため、列車運行停止の準備とともに、上部工の荷重支持による緊急対策を実施することが望ましい。



(c) 主桁の支間中央部に曲げひび割れが発生

図 7-23 ポステン T 桁橋の劣化過程

7.5 既設 PC 橋の維持管理に関するリスクアセスメント

東西線ポステン T 桁橋を対象としたリスクアセスメントの結果の概要を表 7-4 に示す。なお、リスク評価の危害の重大性、発生頻度の指標は、文献 7.12)～7.14)を参考にし、その指標を表 7-5、表 7-6 に示す。全般検査の結果からは致命的な変状は無く、現状では耐荷性能上のリスクは極めて低い、剥落等の第三者災害のリスクを保有している。

表 7-4 東西線ポステン T 桁橋のリスクアセスメント

ハザード特定	リスク見積	リスク評価		リスク低減策
		危害の程度	発生頻度	
1960 年代に建設されたポステン T 桁橋を多く保有しているため、グラウト充填不足による PC 鋼材破断の恐れがある。	主ケーブルが破断すると主桁の耐荷性能が低下するが、グラウト充填度調査の結果、充填状況は良好であったことから、PC 鋼材破断のリスクは低いと考えられる。	Critical (Ⅲ)	Incredible (1)	数値解析による外観変状と耐荷性能の関係をシナリオ上にて整理
	数値解析の結果、径間当たり、主ケーブルが 3 本破断し、活荷重が載荷すると主桁に曲げひび割れが発生する。その時の主桁のたわみ量は 3mm 程度生じる。	Critical (Ⅲ)	Incredible (1)	数値解析による外観変状と耐荷性能の関係をシナリオ上にて整理
	横締めケーブルが破断すると PC 鋼棒突出による第三者災害が起こる。	Marginal (Ⅱ)	Remote (2)	グラウト充填度調査と PC 鋼材突出防止工
通常全般検査の結果、主桁下面に数ヶ所の軸方向ひび割れが認められた。	数値解析の結果、耐荷性能の低下は軽微であるが、鋼材腐食等のリスクを保有している。	Negligible (Ⅰ)	Improbable (1)	ひび割れ注入工
通常全般検査の結果、主桁下面に数ヶ所の豆板（断面欠損）が認められた。	数値解析の結果、耐荷性能の低下は軽微であるが、鋼材腐食等のリスクを保有している。	Negligible (Ⅰ)	Improbable (1)	断面修復，剥落防止工
通常全般検査の結果、濁音、剥離・鉄筋露出、浮きの変状が多く認められ、剥落の恐れがある。	コンクリート片が剥落し、第三者災害が起こる。	Critical (Ⅲ)	Occasional (3)	断面修復，剥落防止工
東西線は市街地に隣接している。	コンクリート片が剥落し、第三者災害が起こる。	Critical (Ⅲ)	Occasional (3)	断面修復，剥落防止工
通常全般検査の結果、張出し床版下面に多くの変状（浮き）が認められた。	コンクリート片が剥落し、第三者災害が起こる。	Critical (Ⅲ)	Occasional (3)	断面修復，剥落防止工

表 7-5 危害の程度 ^{7.14)}

レベル	定性的な表現	
IV	致命的	Catastrophic
III	重大	Critical
II	中程度	Marginal
I	軽微	Negligible
0	無傷	None

表 7-6 発生頻度 ^{7.14)}

レベル	定性的な表現	
5	頻発する	Frequent
4	しばしば発生する	Probable
3	時々発生する	Occasional
2	起こりそうに無い	Remote
1	まず起こり得ない	Improbable
0	考えられない	Incredible

一方、グラウト充填度調査の対象径間では、おおむねグラウトは充填されていたものの、横締めケーブルには一部充填不足が認められた。東西線はリスクが比較的高いといわれている年代のポステン T 桁橋であることから、他の径間も予防保全としての補修工事、リスク評価としてグラウト充填度調査およびデータ蓄積を継続的に行っている。

7.6 まとめ

7.6.1 建設当時の背景によるリスク分析・評価

建設当時を背景としたハザードからリスク分析の結果をまとめると以下の通りとなる。

- (1) 建設年次が 1960 年代であることから、グラウト材料のブリージング、グラウトの先流れ現象、施工機器の性能による空隙など、品質管理や施工管理が原因でグラウト充填不足のリスクが高い。
- (2) PC 鋼材種別では、横締めケーブルに PC 鋼棒 $\phi 24\text{mm}$ 、鋼製シース $\phi 35\text{mm}$ が使用されており、シース空隙率によるグラウト充填不足や鋼製シースの腐食に対するリスクを有し、PC 鋼棒が破断すると PC 鋼棒突出により第三者に危害を与えるリスクが高い。
- (3) 構造形式は単純ポステン T 桁橋であり、主ケーブルに PC 鋼線 $12\phi 7\text{mm}$ が配置され、主ケーブルのほぼ 3 割が上縁定着のため、上縁定着部からの水の侵入や定着部のあと処理の不具合などから、PC グラウト充填不足や PC 鋼材腐食に対するリスクが高い。

7.6.2 全般検査によるリスク分析・評価

全般検査結果よりポステン T 桁橋に発生している変状の種類と発生位置を集計し、東西線のポステン T 桁橋のハザードを特定し、リスク分析をまとめると以下の通りとなる。

- (1) 全般検査結果は致命的な変状は無く、現状では耐荷性能上のリスクは低いと考えられる。
- (2) 変状種類の割合は、濁音が 49%、はく離・鉄筋露出が 35%、浮きが 13%、軸方向ひび割れは豆板・ひび割れに含まれており 2%となっている。
- (3) 変状発生箇所数では、変状の総数は 1445 箇所であり、張出床版(外)が 873 箇所と最も多く、次いで横桁が 227 箇所、主桁(外)が 108 箇所となっている。
- (4) 部材と変状種類の発生箇所数は、張出床版(外)の濁音が最も多く 645 箇所であり、浮きも

127箇所認められている。次いで横桁の剥離・鉄筋露出が167箇所発生している。

- (5) 張出床版(外)に数多くの濁音、浮きが発生している原因は、横締め PC ケーブルの定着アンカープレート下側のかぶりが小さいため、ここに変状が集中して発生している。これらの変状が大きなコンクリート片として落下することで、第三者に危害を与えるリスクを保有している。

7.6.3 グラウト充填度調査によるリスク分析・評価

リスク評価としてグラウト充填度調査を行った結果をまとめると以下の通りとなる。

- (1) 主ケーブルでは476ケーブルのうち1ケーブルが充填不足（充填不足率0.21%）であり、おおむねグラウトが充填されている結果が得られた。このことから、主桁の耐久性能、耐荷性能に対するリスクは低いといえる。
- (2) グラウト充填不足に対するリスクが高い上縁定着ケーブルの充填率が高かったこと、建設時のグラウト注入は一連の施工であることから、調査対象外の端部定着ケーブルもおおむね充填されており、調査対象径間の主桁の健全性は良好であるとともに PC 鋼材腐食に対するリスクは低いと考えられる。
- (3) 横締めケーブルでは2,998ケーブルのうち126ケーブルが充填不足（充填不足率4.20%）となり、充填不足率は低いものの、グラウトの充填不足が認められたことから、今回の調査対象外の径間について、PC 鋼材破断は残留リスクと考えられる。
- (4) 横締めケーブルの充填不足率の内訳は、床版が3.68%、横桁が8.33%である。PC 鋼棒突出による第三者災害は残留リスクであり、東西線は市街地に隣接していることから、今後もリスク低減策として PC 鋼棒突出防止を実施する必要があるといえる。

7.6.4 PC 橋の耐荷性能の検討によるリスク分析・評価

リスク低減策をシナリオ上にて判断するために検討したプレストレス低下によるポステン T 桁橋の耐荷性能に関する結果を以下に示す。

- (1) 上部工の挙動は、主ケーブルのプレストレスが低下すると、主桁の相対変位に伴ない主桁と横桁にねじりが生じ、主桁と横桁の接合部に橋軸直角方向の引張応力が生じる。その後、プレストレス低下が進むと主桁の支間中央部に曲げひび割れが生じる。
- (2) 解析の結果、例えば G1 桁の主ケーブル2本分のプレストレスを除去すると、死荷重時に主桁と横桁の接合部の横桁側に曲げひび割れ強度以上の引張応力度が発生する。この時、主桁にはひび割れは発生していないが、その後、主ケーブル3本分のプレストレスが除去され、列車荷重が載荷されると G1 桁の支間中央部に曲げひび割れが発生する。
- (3) 主ケーブル4本分のプレストレスを除去した場合の設計荷重時には、G1 桁の支間中央部に発生している曲げひび割れは顕著となる。そのため、主桁に曲げひび割れが認められた場合は、速やかに詳細調査、健全度評価、列車運行停止の準備を行うとともに耐荷性能を回復するための対策が必要となる。
- (4) 一連当たりの主ケーブルのプレストレスが1本除去する毎に1mm程度の鉛直変位が主桁

の支間中央部で発生することから、高感度の計測機器を用いることで上部工の健全度をモニタリングできる可能性があることが確認できた。

- (5) プレストレスによる横方向ひずみのリスク評価は、既設ポステン T 桁モデルでも、供試体と同様、単独で軸方向ひび割れを発生させるまでの応力は発生しておらず、この影響はボアソン比相当を考慮すればよいと考えられる。
- (6) 今回仮定した断面欠損の寸法 ($325 \times 90 \times 690\text{mm}$, $325 \times 90 \times 1325\text{mm}$) では、ポステン T 桁橋の耐荷性能のリスクは小さいといえる。ただし、鋼材、シースが露出しているため、耐久性性能に対してリスクを保有しているため、リスク低減策として早期に断面修復を行うことが望ましい。

参考文献

- 7.1) 柳沢有一郎, 小柴康平, 亀井啓太, 保栖重夫, 西弘: プレストレス低下によるポステンション単純 T 桁橋の健全性に関する検討, 土木学会第 68 回年次講演会論文集, pp.213-214, 2013.9
- 7.2) 西弘, 大塚努, 亀井啓太, 大西弘志, PC 鋼材破断を想定した PC 橋の健全度に関する解析的検討, 第 29 回信頼性シンポジウム講演論文集, pp.91-96, 2016.12
- 7.3) 西弘, 大塚努, 亀井啓太, 大西弘志, 東西線 PC 橋の維持管理に関するリスクアセスメント, 材料 (Journal of the Society of Materials Science, Japan), Vol.67, No.2, pp.163-169, 2018.3
- 7.4) プレストレストコンクリート工学会: 既設ポステンション橋の PC 鋼材調査および補修・補強指針, 2016.9
- 7.5) ISO/IEC Guide51:2014: Safety aspects-Guidelines for their inclusion in standards (IDT), 2014
- 7.6) JIS Z 8051:2015: 安全側面-規格への導入指針 Safety aspects-Guidelines for their inclusion in standards, 2015
- 7.7) Norihiko Ogura, Hiroshi Nishi, Hideki Manabe, Tae-Ho Ahn, “Various non-destructive tests for infrastructures in JAPAN”, Journal of Ceramic Processing Research.Vol.16, Special.1, pp.132-137, 2015
- 7.8) 鎌田敏郎, 浅野雅則, 川嶋雅道, 内田慎哉, 六郷恵哲: 弾性波による PC グラウト充填評価手法の実構造物への適用, 土木学会論文集, Vol.62, No.3, pp.569-586, 2006.9
- 7.9) 鎌田敏郎, 内田慎哉, 角田蛍, 佐藤浩二: 実橋梁 PC 桁での非破壊試験による PC グラウト充填評価方法に関する研究, 土木学会論文集, Vol.68, No.4, pp.238-250, 2012
- 7.10) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], pp.38-43, 2017.3
- 7.11) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説 (構造物編) コンクリート構造物, 2004.1
- 7.12) ISO/IEC Guide51:1999: Safety aspects-guidelines for their inclusion in standards, 1999

7.13) JIS Z 8051:2004, : 安全側面-規格への導入指針 Safety aspects-Guidelines for their inclusion in standards, 2004

7.14) 経済産業省：リスクアセスメント・ハンドブック実務編, 2011.6

第8章 結論

本論文では、国内の PC 橋のうち数多く架橋されているポステン T 桁橋において、発生頻度が高い軸方向ひび割れに着目し、軸方向ひび割れが生じている既設ポステン T 桁橋の詳細調査、実験および解析を行って、変状の要因、軸方向ひび割れの発生メカニズム、ひび割れ性状を整理した。また、中小規模 PC 橋（実橋）において、リスクアセスメントの利用による維持管理方法の検討を行い、予防保全として、リスク評価、リスク低減策をシナリオ上にてまとめた。本章では、各章で実施した各種検討による結論、今後の課題と検討項目、今後の維持管理の提案について述べる。

8.1 本研究で得られた結論

各章で実施した各種検討による結論を以下に述べる。

第1章「序章」では、本研究の背景として国内の社会資本ストック、市町村が抱える問題と要望、中小規模 PC 橋の保有数などの現状を述べるとともに、本研究の目的、本論文の構成について示した。以下に主な内容を示す。

- (1) 我が国では高度経済成長期に集中的に整備された社会資本ストックが数多く蓄積されており、今後 20 年間で建設後 50 年以上を経過するインフラが加速度的に増加するといわれている。そのうち道路橋は約 73 万橋あり、今後 50 年経過した橋梁の割合が約 10 年後の 2028 年には約 50%を占めると予測されている。
- (2) 道路管理者別の橋梁数の割合では地方公共団体が約 91%、市町村では約 66%であり、財政状況、人員面、人材面などにおいて深刻な状態になっている。
- (3) 橋梁種別の割合では保有数が多いのは PC 橋 44%であり、近年の橋梁点検の結果から、ポステン T 桁橋の変状のうち軸方向ひび割れが最も多く認められていると報告されている。これらの原因は、グラウト充填不足や PC 鋼材腐食に起因するものと考えられているが、そのメカニズムは明らかにされていない。
- (4) 国土交通省令により道路橋などの構造物は 5 年に 1 回の定期点検が、鉄道橋では 2 年に 1 回の通常全般検査が実施されている。しかし、これら現行の定期点検要領や維持管理標準には、PC 構造物の耐荷性能、耐久性能の生命線であるグラウト充填不足や PC 鋼材腐食に対する健全性を評価する方法が具体的に記されていない。そのため、外観上で PC 構造物の健全性を評価することが極めて難しく、容易に診断できないリスクを保有している。
- (5) 以上から、国内の中小規模 PC 橋では、高齢のポステン T 桁橋を数多く保有していること、このタイプの橋梁の損傷の多くは軸方向ひび割れであること、これらの診断には専門的な知識を必要とすること、市町村職員や橋梁点検の実務者が目視レベルで PC 構造物の健全性を評価する指標が求められていることがわかった。
- (6) 本研究では、数多く建設されたポステン T 桁橋に発生する頻度が高い軸方向ひび割れに着目し、軸方向ひび割れが生じている既設ポステン T 桁橋の詳細調査、PC 部材を模擬した供試体を用いた実験および数値解析を行って、変状の要因、軸方向ひび割れの発生メカニ

ズム、ひび割れ性状を整理した。また、供用中の既設 PC 橋において、全般検査、詳細調査、耐荷性能に関する数値解析を行い、リスクアセスメントの利用による維持管理方法を検討し、予防保全としてのリスク評価、リスク低減策をシナリオ上にてまとめた。

第2章「PC 橋の維持管理の現状と課題」では、PC 橋の現状、技術基準の変遷、落橋や変状事例の原因、PC 構造物の健全性を評価するための調査方法の現状など、本研究に関連する既往の研究をまとめ、中小規模 PC 橋の維持管理の現状と課題について整理した。主な内容を以下に示す。

- (1) PC 橋の維持管理の現状は、国土交通省令により実施されている定期点検の結果、PC 構造物特有の変状や著しい変状が認められた場合、その事象に対して専門的知識を有する技術者らが、詳細調査、診断、対策の立案などを実施している。
- (2) 直轄点検業務で、PC 構造物特有の変状や著しい変状が認められた場合、緊急性に応じてその業務内で実施されているが、地方公共団体、特に市町村での点検業務の場合では対応が厳しいところであり、市町村の技術職員等が活用しやすいマニュアルが求められている。
- (3) 近年の PC 構造物の問題として、グラウト充填不足、PC 鋼材腐食が問題となっており、グラウト充填不足によって PC 構造物に認められる外観変状として軸方向ひび割れがあげられる。
- (4) 軸方向ひび割れとグラウト充填状況、PC 鋼材腐食、滞水に一定の関連性があるため、実橋におけるひび割れ性状（ひび割れ幅、ひび割れ位置）とシース内部の状況を整理する必要がある。
- (5) 水の凍結融解時のコンクリート温度、シース内の水の温度、シース周辺のひずみの挙動に着目されていない。軸方向ひび割れの発生メカニズムを整理するためには、これら温度とひずみの関係を定量的に確認する必要がある。
- (6) 軸方向ひび割れが発生した PC はり供試体の曲げひび割れ発生荷重は、健全な供試体と比べひび割れを有する供試体の方が低下する傾向を示している。実際の既設 PC 橋では曲げひび割れが発生していることは稀であるため、曲げひび割れ発生以前のひずみ性状、たわみ性状、ひび割れ性状、残存プレストレスを把握する必要がある。
- (7) 予防保全の補修施工時、定期点検時、緊急対策時などにおいて、構造物の健全性を速やかに判断する必要がある。実務者の維持管理の活動が容易にできるように、国内の保有数が多いポステン T 桁橋に発生する頻度が高い軸方向ひび割れに着目して、既設 PC 橋に内在するリスク評価、維持管理に関するシナリオ上でのリスク低減策を整理する必要がある。

第3章「軸方向ひび割れを有する既設ポステン T 桁橋の調査に基づくリスク評価」では、軸方向ひび割れが発生している既設ポステン T 桁橋の実態を調べるため、地方公共団体が管理する道路橋の2橋を事例研究の対象として選定し、コンクリート表面のひび割れ状況、グラウト充填状況、PC 鋼材腐食状況、滞水状況などの関係を調べ、この詳細調査結果、建設当時の時代背景、過年度の定期点検結果に基づいた既設ポステン T 桁橋におけるリスク評価と維持管理上の着目点を整理した。その結果を以下に示す。

- (1) 軸方向ひび割れが発生している既設ポステン T 桁橋にて、実橋における軸方向ひび割れの

- 性状（ひび割れ幅，位置）とシース内部（グラウト充填状況，PC 鋼材腐食状況，滞水状況）の関係を調べた結果，シース内の滞水とひび割れに強い関係性を有することが確認できた．
- (2) 建設後 40 年程度経過した PC 橋の軸方向ひび割れの変動は，1～2 年間程度では特に変化がなかった．
 - (3) A 橋ではひび割れ幅がおおむね 0.05～0.15mm であり，平均的には 0.10mm が多かった．
 - (4) ひび割れ発生傾向は，定着部より 400mm 程度離れた位置から支間中央部に向ってひび割れ幅が減少傾向にあり，一定の規則性を有していると考えられる．
 - (5) B 橋では最大ひび割れ幅 0.7mm 程度のひび割れが認められ，水しみを伴うひび割れ周辺のコンクリート性状は，著しいコンクリートの劣化は認められなかった．しかし，PC 鋼材腐食は確認していないため，そのリスクは保有している．
 - (6) 本調査の結果から，シース内に水が侵入あるいは滞水の痕跡が認められた PC ケーブルには，グラウト充填の有無に関わらず，軸方向ひび割れが発生しており，軸方向ひび割れとシース内の水の量と関係性が強い可能性が示された．
 - (7) A, B 橋とも積雪地域に架橋された橋梁であることから，**第4章**の軸方向ひび割れの発生メカニズムに関する実験的検討では，シース内の水の量と凍結に着目して，凍結膨張圧によるシース周辺のひずみ，コンクリート温度，シース内の充填材料の温度，また，これらの関係性を分析するために，PC 構造物を模擬した小型供試体にて凍結融解試験を実施することとした．

第4章「軸方向ひび割れの発生メカニズムとひび割れ性状に関する検討」では，PC 橋特有の変状の一つである軸方向ひび割れに着目し，PC 構造物を模擬した小型供試体を用いた凍結融解試験，数値解析により，シース内の水が凍結膨張圧力の作用によって，部材軸直角方向にひずみが生じ，軸方向ひび割れが発生する．その発生メカニズムを整理した．その結果を以下に示す．

- (1) 凍結融解試験では，1 サイクル目にコンクリート温度 0℃以下になると急激に横方向に引張ひずみが生じ，供試体にひび割れが発生したこと，この時のひずみが実験値，解析値ともに同等な値を示したことから，軸方向ひび割れの発生メカニズムは，シース内の水の凍結膨張によって内圧が生じひび割れが発生したと考えられる．
- (2) これらの現象は鋼製シースが腐食膨張し，横方向ひずみを発生させる現象と類似した挙動を示していると考えられる．そのため，**第5章**では，PC 構造物を模擬した小型供試体を製作して，シースかぶりとシース径を試験要因とした鋼製シースの電食試験を行い，シース腐食の膨張によって，ひび割れ性状に与える影響を検討することとした．
- (3) グラウト充填の有無に関係なく，ひび割れは発生するが，グラウト充填不足部分があると，水の侵入，PC 鋼材腐食に対するリスクは高くなる．そのため，PC ケーブル（シース）内の状況調査を行う必要がある．
- (4) 凍結融解試験において，コンクリート温度-3～-5℃付近でひび割れが発生した．国内でも山間部などの地域では，過去に気温-5℃以下の記録があることから，実構造物の軸方向ひび割れは寒冷地域特有の変状ではない可能性を示した．

第5章「シース径とかぶりが軸方向ひび割れに与える影響に関する検討」では、第4章の実験的検討の結果、軸方向ひび割れの発生メカニズムは、シースが円周方向に膨張して、ひび割れが発生したことから、シース腐食と類似した挙動である可能性を示した。以上のことから、電食によりシースを腐食膨張させる実験を行い、シースの膨張によってシース径とかぶりがコンクリート表面のひび割れに与える影響を検討した。その結果を以下に示す。

- (1) 鋼製シース内にグラウトを充填していない供試体に対して鋼製シースを電食しても、コンクリートに対するひび割れ発生はいずれの場合においても確認できなかった。これは凍結融解試験も同じようにひび割れは発生していない。
- (2) 既設ポステンT桁橋（A 橋）では、グラウトの有無に関わらず、軸方向ひび割れは認められたが、グラウト充填不足部分が多いと水が侵入した場合、水の量が多くなるため、グラウト充填が無しの場合、ひび割れ幅は大となる。
- (3) 同一シースかぶりで比較した場合、電食によりコンクリート表面に発生するひび割れ幅は、シース径が大きいほど大きくなる傾向が示された。
- (4) 同一シース径で比較した場合、電食によりコンクリート表面に発生するひび割れ幅は、シースかぶりが大きくなるほど大きくなる傾向が示された。
- (5) 電食終了後に供試体断面を切断して得られたひび割れ性状について、シースかぶり C とシース径 D の比が 1.5 の場合、積算電流量の増加とともに、シース位置から放射状に生じる発生するひび割れ本数が多くなる傾向が示された。この性状は $C/D=1.47$ の A 橋と凍結融解試験結果と類似している。一方で、 $C/D=0.67$ の場合、積算電流量が増加してもひび割れ本数の増加は確認できなかった。
- (6) シース内にグラウトが完全に充填されている場合のシース腐食や、シースの内の水の凍結膨張によるシース周辺の応力状態が鉄筋腐食時と似た条件となる。そのため、シース径とシースかぶりがシース腐食やシース内の水の凍結膨張時のひび割れ性状に与える影響は、鉄筋腐食の場合と類似した状態になることが考えられる。
- (7) 軸方向ひび割れの発生リスクが高い上縁定着方式が採用されている 1980 年以前のポステン T 桁橋の C/D は 1.28 以上である。既設ポステン T 桁橋の C/D では、 $0.5 \leq C/D$ であること、シースが複数本配置されていること、鉄筋も配置されていることから、供試体と比べ複雑な応力状態となっており、断面内では放射線状にひび割れが発生すると考えられる。

第6章「軸方向ひび割れを有する PC はりの耐荷性能に関する検討」では、ポステン桁を模擬した供試体を製作し、電食にて鋼製シースおよび PC 鋼材を腐食させ、軸方向ひび割れを発生させた PC はり供試体における曲げひび割れ発生以前に着目した劣化状態と曲げ耐荷性能の関係について実験的検討を行った。その結果を以下に示す。

- (1) 曲げひび割れ発生以前では、はり供試体高さ方向のひずみ分布は、シース腐食による腐食ひび割れの有無、腐食ひび割れ幅の大きさに関わらず直線分布を示した。曲げひび割れ発生以前の PC はり供試体では断面保持の仮定が成立しており、載荷荷重に対して断面が一体となって抵抗していると考えられる。
- (2) 電食した供試体ではシースに沿ってひび割れが発生しており、電食期間が長い供試体ほど、

シースの腐食減少率，平均腐食ひび割れ幅が大きくなることを示した。

- (3) 電食した供試体と健全供試体と比較すると，曲げひび割れ発生荷重は健全供試体より低下する傾向を示した。
- (4) 電食した供試体の残存プレストレス量の割合は健全供試体より低下する傾向を示した。
- (5) 電食した供試体の曲げひび割れ発生性状は，供試体底面からひび割れが発生しているだけでなく，腐食ひび割れが発生している縁で，上下に向かって曲げひび割れが進展する挙動を示した。
- (6) 最もシース腐食減少率が大きかった供試体においても，供試体の断面内に一様に上下が分断される腐食ひび割れは発生していないと考えられる。

第7章「リスクアセスメントの既設 PC 橋維持管理への利用」では，事例研究の対象として，東京メトロ東西線の既設ポステン T 桁橋を用い，建設当時の時代背景に基づくハザードの特定，全般検査，グラウト充填度調査，PC 鋼材腐食度調査に基づくリスク評価を行った。また，プレストレス低下による耐荷性能を数値解析にて算出するとともに，ひび割れの発生過程と各段階の行動計画を検討し，シナリオ上にてリスク低減策を整理することで，既設 PC 橋の維持管理に関するリスクアセスメントを実施した。その結果を以下に示す。

- (1) 建設年次が 1960 年代であることから，グラウト材料のブリージング，グラウトの先流れ現象，施工機器の性能による空隙など，品質管理や施工管理が原因でグラウト充填不足のリスクが高い。
- (2) PC 鋼材種別では，横締めケーブルに PC 鋼棒 $\phi 24\text{mm}$ ，鋼製シース $\phi 35\text{mm}$ が使用されており，シース空隙率によるグラウト充填不足や鋼製シースの腐食に対するリスクを有し，PC 鋼棒が破断すると PC 鋼棒突出により第三者に危害を与えるリスクが高い。
- (3) 構造形式は単純ポステン T 桁橋であり，主ケーブルに PC 鋼線 $12\phi 7\text{mm}$ が配置され，主ケーブルのほぼ 3 割が上縁定着のため，上縁定着部からの水の侵入や定着部のあと処理の不具合などから，PC グラウト充填不足や PC 鋼材腐食に対するリスクが高い。
- (4) 全般検査結果は致命的な変状は無く，現状では耐荷性能上のリスクは低いと考えられるが，張出床版(外)に数多くの濁音，浮きが発生していた。この原因は横締め PC ケーブルの定着アンカープレート下側のかぶりが小さいため，ここに変状が集中して発生しており，これらの変状が大きなコンクリート片として落下することで，第三者に危害を与えるリスクを保有している。
- (5) 主ケーブルではグラウト充填不足率は 0.21% であり，おおむねグラウトが充填されている結果が得られたこと，グラウト充填不足に対するリスクが高い上縁定着ケーブルの充填率が高かったことから，主桁の耐久性能，耐荷性能に対するリスクは低いといえる。
- (6) 横締めケーブルのグラウト充填不足率は 4.20% であり，充填不足率は低いものの，グラウトの充填不足が認められたことから PC 鋼材破断は残留リスクと考えられる。また東西線は市街地に隣接していることから，今後もリスク低減策として PC 鋼棒突出防止を実施する必要があるといえる。
- (7) 上部工の挙動は，主ケーブルのプレストレスが低下すると，主桁の相対変位に伴ない主桁

と横桁にねじりが生じ、主桁と横桁の接合部に橋軸直角方向の引張応力が生じる。その後、プレストレス低下が進むと主桁の支間中央部に曲げひび割れが生じる。

- (8) 解析の結果、例えば G1 桁の主ケーブル 2 本分のプレストレスを除去すると、死荷重時に主桁と横桁の接合部の横桁側に曲げひび割れ強度以上の引張応力度が発生する。この時、主桁にはひび割れは発生していないが、その後、主ケーブル 3 本分のプレストレスが除去され、列車荷重が載荷されると G1 桁の支間中央部に曲げひび割れが発生する。
- (9) 主ケーブル 4 本分のプレストレスを除去した場合の設計荷重時には、G1 桁の支間中央部に発生している曲げひび割れは顕著となる。そのため、主桁に曲げひび割れが認められた場合は、速やかに詳細調査、健全度評価、列車運行停止の準備を行うとともに耐荷性能を回復するための対策が必要となる。
- (10) 一連当たりの主ケーブルのプレストレスが 1 本除去する毎に 1mm 程度の鉛直変位が主桁の支間中央部で発生することから、高感度の計測機器を用いることで上部工の健全度をモニタリングできる可能性があることが確認できた。

第8章「結論」では、各章において得られた結論を示すとともに、これらの結論に基づき、今後の課題と中小規模 PC 橋の維持管理方法に関する提案を行った。

8.2 今後の課題

本研究から得られた軸方向ひび割れを有する中小規模 PC 橋の維持管理方法について、得られた課題と検討項目について以下に示す。

(1) 軸方向ひび割れを有する既設 PC 橋のデータ収集

本研究で実施した既設 PC 橋の詳細調査では、軸方向ひび割れとシース内の状況の関係について一定の規則性があることを確認することができた。しかし、調査のサンプル数が少ないこと、架橋箇所も関東地域であることから、今後さらにデータ蓄積と、架橋地域、構造形式が異なった橋梁のデータ分析が必要である。

(2) 実橋と室内試験との整合性

室内試験においてシース内の水の量が多いほどひび割れが発生しやすいこと、凍結融解サイクルを増加させても顕著にひび割れは進展しないことが確認できた。このことは今回調査対象とした既設 PC 橋では同様な傾向を示すことを確認することができた。しかし、実構造物は施工方法、配筋、環境が異なるため、室内試験結果と異なる場合が多い。そのため、上記(1)とあわせてデータ収集し、架橋地域、構造形式などの条件ごとに整理する必要がある。

(3) 軸方向ひび割れに関する一連の要因と PC 構造物に与える影響の整理

軸方向ひび割れの原因は、グラウト充填不足、PC 鋼材の腐食が起因するといわれている。しかし、本研究ではグラウト充填の有無に関わらずひび割れが発生し、シース内の水の量がひび割れに与える影響が大きいことがわかった。その他の要因として、乾燥収縮、アルカリシリカ反応による劣化などの影響も考えられることから、これらも検討し、PC 構造物の軸方向ひび割れに対する要因を整理する必要がある。また、各要因が単独あるいは複合的に作用した場合、PC 構造物に与える影響を整理する必要がある。

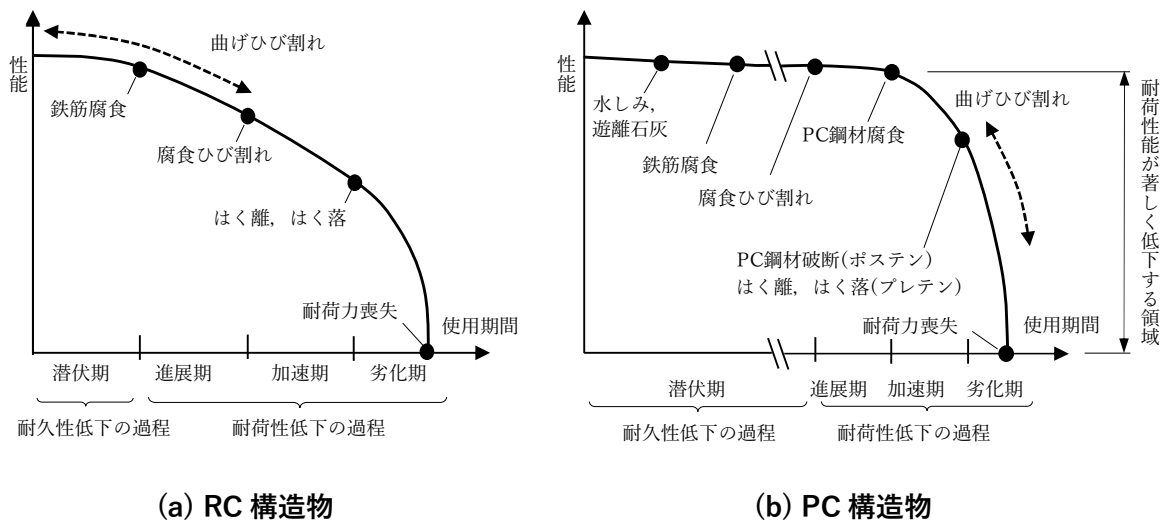
(4) PC 鋼材腐食に対する非破壊検査方法の確立

本研究では、グラウト充填不足が軸方向ひび割れに与える影響は直接的には関係なく、グラウト充填不足部分に水が侵入し凍結膨張した場合にひび割れが発生すると結論づけている。一般に、実橋において軸方向ひび割れが認められた場合、グラウト充填度調査が行われるが、PC 構造物にとってプレストレス量は生命線であるため、特に重要なのは PC 鋼材腐食状況調査である。

現在、PC 鋼材腐食状況調査は、ドリル、コアなどでコンクリート削孔し、その孔に CCD カメラを挿入して、CCD カメラの画面を介して目視にて鋼材の腐食状況を確認する微破壊方法で行われることが多い。既設構造物を傷つけることなく非破壊検査にて PC 鋼材腐食状況を把握する方法がいろいろと提案されているが、作業性、経済性、確実性などの関係で汎用的には使用されていない。今後、汎用的にかつ確実に PC 鋼材腐食状況を確認できる非破壊検査方法を確立する必要がある。

(5) モニタリング方法の充実

図 8-1 は PC 構造物の劣化課程^{8.1)}を示しているが、著しく耐荷性能が低下する領域は PC 鋼材腐食、破断からである。第 7 章において解析的検討した東西線 PC 橋では、一連当たりの主ケーブルのプレストレスが 1 本除去する毎に 1mm 程度の鉛直変位が主桁の支間中央部で発生することが確認できたことから、高感度の計測機器を用いることで上部工の状況をモニタリングできると考えられる。PC 構造物は PC 鋼材腐食から耐荷性能が加速度的に低下するため、汎用性のあるモニタリング技術の確立が必要である。

図 8-1 コンクリート構造物の劣化過程^{8.1)}

8.3 軸方向ひび割れが発生した中小規模 PC 橋の維持管理の提案

現在、道路橋の健全性の診断は、構造物の機能に支障が生じる変状であるかどうかを評価することで、その際に基本事項が示されているのが「国土交通省道路局 道路橋定期点検要領 平

成 26 年 6 月^{8.2)}」である。約 66 万橋を管理する地方公共団体では、この定期点検要領によって道路橋の維持管理を行っている。実務上でコンクリート部材のひび割れの診断では、ひび割れが新しいものか、古くから発生しているものかに着目して判定し、古いひび割れの場合は進展する可能性が低い「Ⅱ（予防保全段階）」となり、前回の点検結果と比べて、明らかにひびわれ幅や長さが大きくなっているものは、今後も進行する可能性があるため「Ⅲ（早期措置段階）」と判定している。さらに、ひび割れが進行して広範囲にコンクリートの剥離・鉄筋露出や内部に配置された鋼材に著しい腐食が認められた場合は「Ⅳ（緊急措置段階）」と判定してい

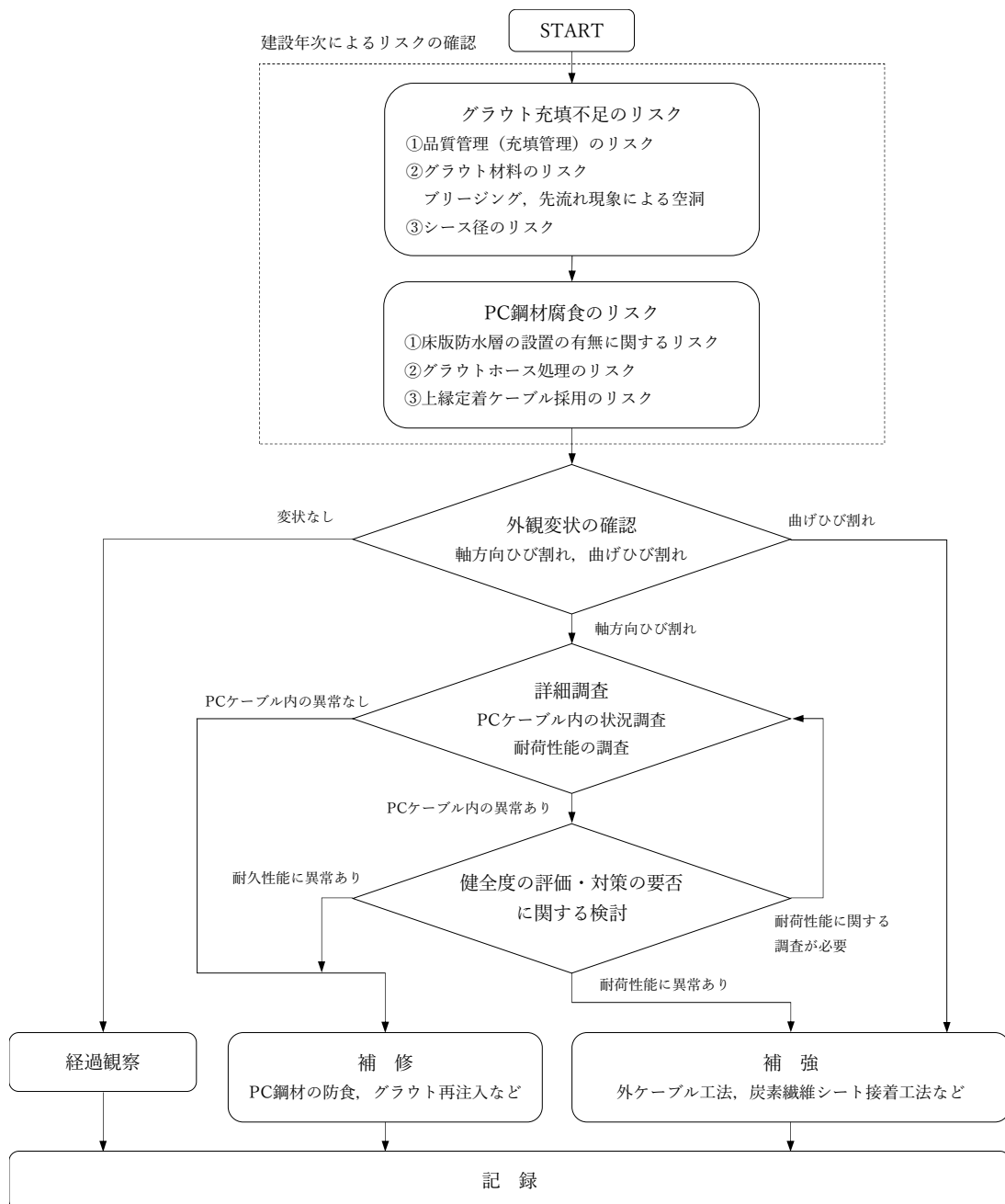


図 8-2 PC 橋の維持管理方法（案）

るのが現状である。これらの判定は RC 構造物に対応した判定指標であり、PC 構造物特有のひび割れには適切とはいえない。

軸方向ひび割れを有する PC 橋の維持管理方法案に関するフローを図 8-2 に示す。PC 橋において外観上に軸方向ひび割れが認められた場合、PC 鋼材腐食に対してリスクを保有しているため、シース内の滞水状況、グラウト充填状況、PC 鋼材腐食状況を把握するために PC ケーブル内の詳細調査を行う必要がある。調査前には対称の PC 橋の建設年次によるリスクの項目を確認することが望ましい。PC ケーブル内の状況調査には、コンクリートと PC 鋼材を傷つけることなく実施できる非破壊調査方法として、衝撃弾性波法、インパクトエコー法、X 線透過法などを活用してグラウト充填状況を確認し、充填不足が認められた場合は、削孔法にて滞水状況、PC 鋼材腐食状況を把握することが望ましい。この状況調査によって、異常がない場合は耐久性能に関する補修を実施し、異常がある場合は健全度の評価、対策の要否に関する検討を行って補修あるいは補強を実施、記録することが望ましい。

今後、加速度的に高齢化する PC 橋などの社会資本ストックに対応するためには、現状の健全度を的確に把握するとともに、リスク分析、リスク評価、リスク低減策の立案などリスクアセスメントを活用して適切な予防保全を実施することが、今後の維持管理に有効であると考えられる。

参考文献

- 8.1) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 構造物の維持保全－PC 橋の更なる予防全に向けて－，pp.74-75，2015.3
- 8.2) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2014.6

謝 辞

本論文は、筆者が 2016 年 10 月から 3 年間に在学した岩手大学大学院工学研究科博士後期課程において、岩手大学理工学部システム創成工学科 大西弘志准教授のもとで取り組みました「軸方向ひび割れの発生メカニズムとその変状を有する中小規模 PC 橋の維持管理におけるリスクアセスメントの利用に関する研究」の成果をまとめたものです。

本研究を進めるにあたって、研究開始前から終始懇切丁寧なご指導とご教授を賜りました大西弘志准教授には心より深謝いたします。また、本論文をまとめるにあたり貴重なご助言を賜りました岩手大学理工学部システム創成工学科 山本英和准教授、大河原正文准教授には心より厚く御礼申し上げます。研究初動、途中、終盤において定期的に貴重なご教授、あたたかい激励をいただきました岩手大学工学研究科 岩崎正二名誉教授、出戸秀明名誉教授に心より厚く御礼申し上げます。在学中に好意的かつ有益に情報交換していただきました(株)小野工業所 高橋明彦氏、(株)中央コーポレーション 堀合聡氏をはじめとする岩手大学工学部システム創成工学科社会基盤・研究コース大西研究室の皆様には御礼申し上げます。

本研究を遂行するにあたり高知工業高等専門学校にて凍結融解試験、腐食試験、載荷試験など多数の実験のご協力をいただき大変お世話になりました。実験計画、供試体製作、各種実験、考察に至るまで多大なるご指導とご教授さらに激励を賜りました高知工業高等専門学校ソーシャルデザイン工学科 近藤拓也准教授には心より深謝いたします。また、軸方向ひび割れを有する PC はり載荷試験、腐食試験に協力いただきました中谷明登氏（現：(株)CORE 技術研究所）、凍結融解試験に約 2 年の長期間にわたって協力いただきました横飛翔太氏をはじめとする近藤研究室の皆様には多大なるご支援を賜ったことに感謝いたします。

リスクアセスメントの既設 PC 橋維持管理への利用に関する検討にあたって貴重なデータの提供、詳細調査、数値解析の検討などに多くのご協力とご指導を賜りました東京地下鉄(株) 大塚努氏、亀井啓太氏に深く感謝申し上げます。また、本検討の初動にあたり貴重な機会とご助言をいただきました東京地下鉄(株) 山本努氏、大泉正彦氏（現：(株)メトロレールファシリテーターズ）、諸橋由治氏に厚く御礼申し上げます。

既設ボステン T 桁橋の詳細調査にあたり実橋のデータ収集には栃木県矢板土木事務所 村田賢太郎氏、(株)富貴沢建設コンサルタンツ 小川幸子氏、川田建設(株) 織田章男氏、(株)CORE 技術研究所 大泉友理奈氏、滑川町役場 江森徹氏、共和コンサルタント(株) 海津誠昭氏、ヒグチユニオン(株) 益村拓朗氏にはご理解とご協力をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

筆者の社会人博士課程入学に誰よりもご理解をいただき、研究の機会と入学後においても全面的に応援していただきました(株)CORE 技術研究所代表取締役社長 真鍋英規博士に心より深謝いたします。

筆者が今年 6 月まで所属していた(株)CORE 技術研究所 東京支店において、設計部 塩畑隆氏、技術部 小椋紀彦氏、管理部 林央子氏をはじめとする東京支店の皆様には、いろいろと迷惑をかけましたが、研究活動にご理解とご協力をいただきました。ここにお詫びするとともに

厚く御礼申し上げます。高知工業高等専門学校の各種実験では、本社 城代和行氏（現：東京支店長）、技術部 長田昌太郎氏、高木譲二氏に多くのご協力をいただきました。また、本社 技術部 中野幸一氏、近藤充氏、設計部 森田肇氏、管理部 加賀加代子氏、開発部 竹之内繁宏氏、営業部 久林正和氏をはじめとする本社の皆様に数多くのご支援をいただきました。ここに、深く感謝の意を表します。

筆者の研究開始前から終始に至るまで貴重なご助言と激励をいただきました(株)IHI インフラ建設 中村定明博士には心より深謝いたします。

最後に、本論文をまとめるにあたり多くの方々にご指導、ご協力、激励をたくさんいただきました。関係各位に心より感謝の意を表し謝辞とさせていただきます。

2019 年 9 月
西 弘

本論文に関する投稿論文・口頭発表一覧

投稿論文

1. Chien-wen Huang, Tae-Ho Ahn, Jun-Hui Park, Yuuji Konishi, Norihiko Ogura, Hiroshi Nishi, Koichiro Sato, Ryo Ishikawa and Toshiharu Kishi : The estimation of the self-healing repair technology for cracked underground structures on the urban highway system, Proceedings of fib Symposium 2017 Maastricht, pp.251-258, June,2017
2. 西弘, 近藤拓也, 中谷明登, 大西弘志 : PC 部材のシースの腐食ひび割れに与えるシーす径とかぶりの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1267-1272, 2017.7
3. 中谷明登, 近藤拓也, 横井克則, 西弘 : 腐食ポストテンション方式 PC 梁の曲げひび割れ発生以前の挙動, 第 26 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.657-662, 2017.10
4. 西弘, 大塚努, 亀井啓太, 大西弘志 : 東西線 PC 橋の維持管理に関するリスクアセスメント, 材料 (Journal of the Society of Materials Science, Japan), Vol.67, No.2, pp.163-169, Feb.2018
5. 西弘, 近藤拓也, 横飛翔太, 大西弘志, 軸方向ひび割れを有する既設 PC 橋の維持管理に関する一考察, 材料 (Journal of the Society of Materials Science, Japan), Vol.68, No.3, pp.228-234, Mar.2019
6. 横飛翔太, 西弘, 近藤拓也, 横井克則 : シース内の滞留水の凍結による軸方向ひび割れ発生メカニズムに関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.493-498, 2019.7

口頭発表

1. 西弘, 大塚努, 亀井啓太, 大西弘志 : PC 鋼材破断を想定した PC 橋の健全度に関する解析的検討, 第 29 回信頼性シンポジウム講演論文集, pp.91-96, 2016.12
2. 中谷明登, 中西健太郎, 近藤拓也, 横井克則, 西弘 : 腐食ポストテンション方式 PC はりの曲げひび割れ発生以前の挙動, 平成 29 年度土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集, jsce7-104-2017, 2017.5
3. 中谷明登, 中西健太郎, 近藤拓也, 横井克則, 西弘 : 腐食ポストテンション方式 PC はりの曲げひび割れ発生以前の挙動, 土木学会第 72 回年次学術講演会, Vol.72, V-330, pp.659-660, 2017.9
4. 西口裕之, 加藤俊, 郷保英之, 西弘, 城代和行, 小椋紀彦, 橋本達朗, 小西雄治 : 気体流量センサを用いた PC グラウト充填不足部における新たな空隙体積推定手法の提案, 土木学会第 72 回年次学術講演会, pp.531-532, 2017.9
5. 西弘, 近藤拓也, 横飛翔太, 大西弘志, 水の凍結膨張圧による PC 部材のシーす周辺に与える影響, 第 30 回記念信頼性シンポジウム講演論文集, pp.114-119, 2017.12

6. 横飛翔太, 西弘, 近藤拓也, 横井克則: シース内滞留水の凍結によるひび割れに関する一考察, 平成 30 年度土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集, jsce7-048-2018, 2018.5
7. 大泉友理奈, 織田章男, 村田賢太郎, 西弘, 大西弘志, PC ケーブルに沿って発生するひび割れと内部状況に関する実橋計測, 土木学会第 73 回年次学術講演会, Vol.73, V-620, pp.1239-1240, 2018.8
8. 横飛翔太, 西弘, 近藤拓也, 横井克則, 中谷明登: シース内滞留水の凍結によるひび割れ発生メカニズムの考察, 土木学会第 73 回年次学術講演会, Vol.73, V-393, pp.785-786, 2018.8
9. S.Yokotobi, T.Kondo, H.Nishi, and K.Yokoi : Effect of Freezing of Water in the Sheath on Cracks along the Sheath, Proceedings of The 3rd International Symposium on Concrete and Structures for Next Generation, pp.68-73, 2018.9
10. 谷口望, 櫛原弘貴, 西弘, 佐々木巖, 大西弘志, 鋼構造物のトリプルコンタクトポイント部に着目した暴露試験, 鋼構造年次論文報告集第 26 巻, pp.751-756, 2018.11
11. 横飛翔太, 西弘, 近藤拓也, 横井克則: シース内の水の量が軸方向ひび割れ幅に与える影響, 土木学会第 74 回年次学術講演会, Vol.74, V-208, 2019.9