



プレストレストコンクリート橋の維持管理を合理化するための点検・診断手法に関する研究

玉置, 一清

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2021-09-25

(Date of Publication)

2022-09-01

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第8167号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1008167>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博士論文

プレストレストコンクリート橋の維持管理を
合理化するための点検・診断手法に関する研究

2021年7月

神戸大学大学院工学研究科

玉置 一清

プレストレストコンクリート橋の維持管理を合理化するための点検・診断手法に関する研究

第1章 序論	1
1.1 本研究の背景.....	1
1.2 橋梁維持管理制度の変遷	9
1.3 プレストレストコンクリート橋の点検・診断.....	13
1.3.1 近接目視点検の課題	13
1.3.2 プレストレストコンクリート橋の診断	13
1.3.3 PC 鋼材腐食に伴うプレストレスの低下	16
1.3.4 プレストレスコンクリート橋の詳細調査	19
1.3.5 ASR が生じたプレストレストコンクリート橋の点検・診断	22
1.4 本研究の目的.....	26
1.5 本論文の構成.....	27
【参考文献】.....	29
第2章 遠望目視点検を有効に機能させるための ICT ツールの開発	31
2.1 全体概要	31
2.2 点検支援モバイルアプリ活用による点検連続性の確保	33
2.2.1 概要	33
2.2.2 モバイルアプリを使用するメリット	37
2.2.3 点検データベースの構築	39
2.3 ポール型ロボットカメラによる死角軽減.....	42
2.3.1 概要	42
2.3.2 ポール型ロボットカメラの特徴	43
2.3.3 近接目視点検の支援技術	47
2.3.4 実橋検証.....	50
2.4 モアレ法(画像解析技術)による全景写真の活用	58
2.4.1 概要	58
2.4.2 経年変化検知への課題	59
2.4.3 ひび割れ幅変化に関する基礎実験	60
2.5 本章のまとめ	69
【参考文献】.....	71

第3章 FBG 光ファイバひずみセンサによるモニタリング点検システム	72
3.1 概要	72
3.2 プレストレストコンクリート橋のモニタリング実績	74
3.3 FBG 光ファイバを用いた高耐久性センサの開発	79
3.3.1 光ファイバセンサの概要	79
3.3.2 FBG 方式の基本原理	80
3.3.3 ひずみセンサの構造およびコンクリートへ構造物への固定方法	81
3.3.4 センサの温度補償	82
3.3.5 FBG 光ファイバの特徴および維持管理への適用性	82
3.4 プレストレストコンクリート試験体による検証	84
3.4.1 概要	84
3.4.2 ひずみ検出精度	85
3.4.3 温度補償精度	85
3.4.4 プレストレス低下の検知	87
3.5 コスト縮減を目的とした運用方法	88
3.6 本モニタリングシステムによる評価方法	89
3.6.1 概要	89
3.6.2 静ひずみの経時変化	90
3.6.3 走行載荷試験	95
3.6.4 Bridge Weigh in Motion(走行車両重量測定)	97
3.7 実橋検証	100
3.7.1 全体概要	100
3.7.2 富山市における実橋検証(ASRによる劣化が疑われる橋梁)	101
3.7.3 兵庫県における実橋検証(築50年を超過し重交通下の橋梁)	119
3.8 3次元FEMによる同定シミュレーション	140
3.8.1 概要	140
3.8.2 解析手法の比較	142
3.8.3 橋面工の剛性寄与	142
3.8.4 コンクリート弾性係数の影響	143
3.8.5 主桁の荷重分配	144
3.9 簡易型 Bridge Weigh in Motion(BWIM)の活用に関する考察	144
3.9.1 簡易型 BWIMによる車両重量推定精度	144
3.9.2 橋梁ごとの比較	146
3.10 本章のまとめ	147
【参考文献】	150

第 4 章 モニタリングを用いた既存プレストレストコンクリート橋の信頼性評価	151
4.1 概要	151
4.2 既往研究の調査	152
4.3 既設プレストレストコンクリート橋の健全性を評価するための信頼性指標	153
4.4 PC 鋼材およびプレストレスの健全性評価	156
4.4.1 PC 鋼材の腐食と残存プレストレスの関係	156
4.4.2 残存プレストレスの調査	157
4.4.3 PC 鋼材が腐食する(プレストレスが低下する)可能性が高い橋梁	158
4.4.4 残存プレストレスによる平均ひずみの設定例	162
4.5 曲げひび割れ発生の信頼性評価	165
4.6 実橋検証における曲げひび割れ発生の信頼性評価結果	167
4.7 まとめ	170
【参考文献】	171
 第 5 章 結論	 172
5.1 概説	172
5.2 本研究の成果	173
5.3 今後の課題と展望	175
5.3.1 予防保全に基づくライフサイクルコストの低減	175
5.3.2 簡易 IT 活用による地域住民参加型の維持管理へ	175
5.3.3 常時モニタリング(無人監視)への移行	175
5.3.4 信頼性評価に関する課題	176
 謝辞	 178

第1章 序論

1.1 本研究の背景

2014年の道路法施行規則の改正に伴い、橋長2m以上のすべての道路橋に5年に1度の近接目視による点検が義務づけられるなど、橋梁の老朽化対策が本格始動した。国内の橋長2m以上の橋梁は2019年時点で約72万橋あり、その管理者別比率を図1.1に示す。全体の9割以上は地方自治体が管理する橋梁であり、全体の7割近くは市町村が管理していることがわかる。架設年度が古いものの中には記録が残っておらず、架設年度が不明である橋梁が約23万橋含まれているが、そのほとんどが地方自治体が管理する橋長15m未満の小規模橋梁である。地方自治体が管理する橋梁の1/3以上は記録も残っておらず、その管理の困難さが伺える。

図1.2に道路管理者別の橋長分布を、図1.3に支間15m以上の道路管理者の比率を示す。

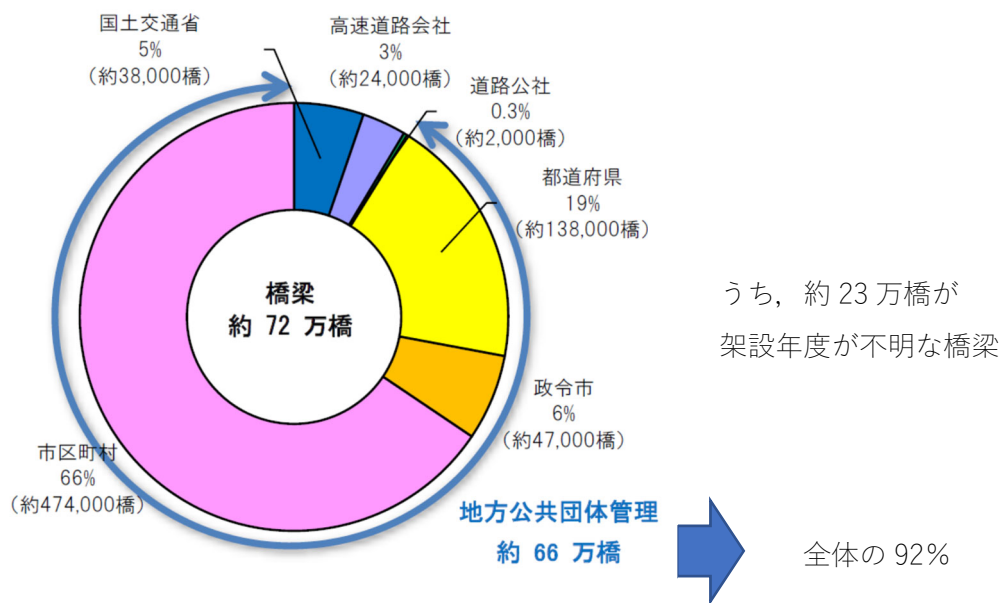


図 1.1 道路管理者ごとの橋梁数 (2019年時点)¹⁾

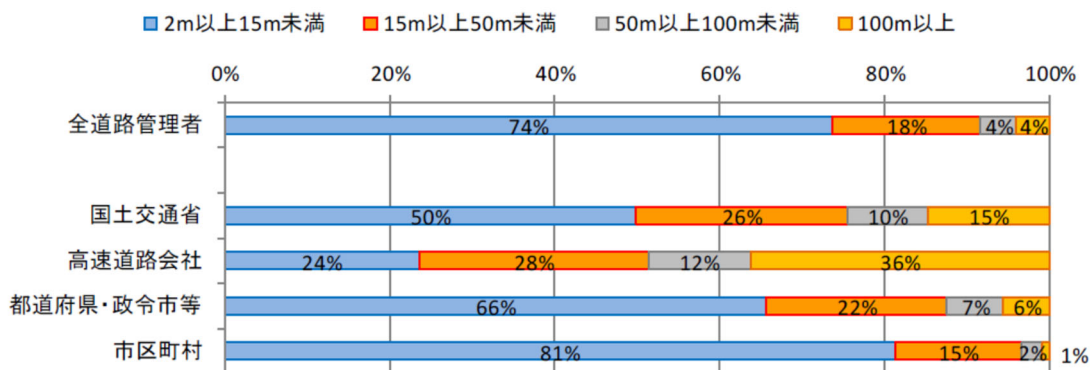


図 1.2 道路管理者別の橋長分布¹⁾

橋長 15m 以上の橋梁は全体の 26%で、支間が大きくなるほど、国交省、高速道路会社が管理している比率は増加する。しかし、それでも、中規模、大規模橋梁の半数以上は地方自治体によって管理されていることがわかる。

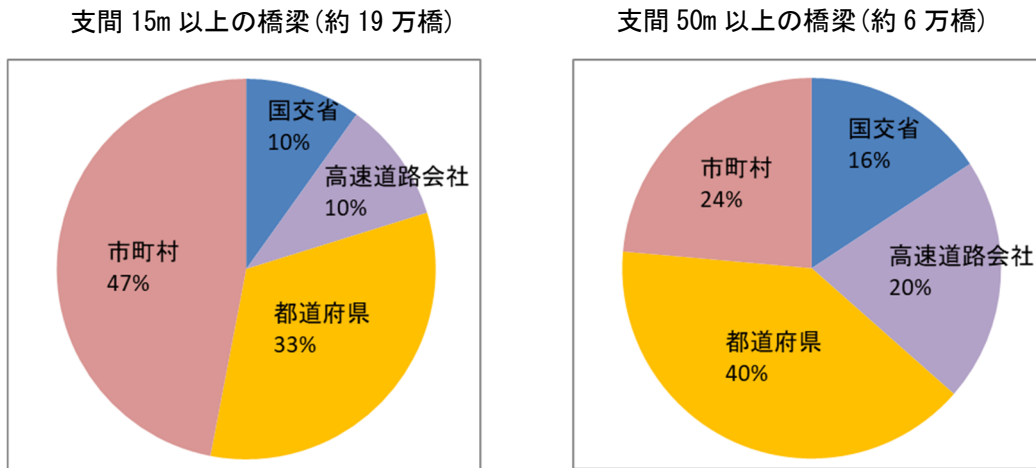
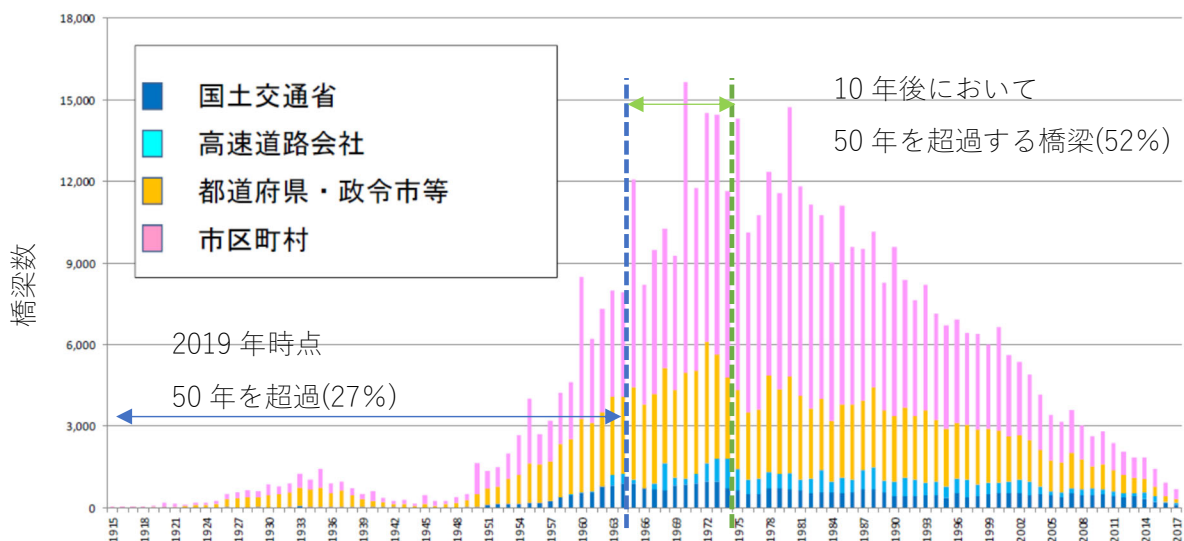


図 1.3 橋長ごとの道路管理者の比率

図 1.4 に、架設年度が判明している約 50 万橋の年度別建設数を示す。戦後となる 1945 年以降、急速な勢いで建設数が増加し、高度成長期と呼ばれた 1970 年代には、年間 1 万橋のペースで建設がすすんできた。コンクリート橋梁の寿命は、かぶりの考え方など、一般的に 50 年程度と設定されてきたが、この 50 年を超える橋梁は、2019 年時点で全橋梁の 27%であり、今後の 10 年間で、その数は急速な勢いで増加し、2029 年には全体の 52%に達するものと試算される。



※この他、古い橋梁など記録が確認できない建設年度不明橋梁が約 23 万橋ある。

図 1.4 建設年度別の橋梁数¹⁾

図 1.5 に、2014 年からの 5 年間で、全橋梁に実施された定期点検の判定区分(表 1.1)の比率を示す。全体の 10%が早期措置段階のⅢ以上と判定されているが、建設経過年数が多くなるほど、その比率は増加し、50 年経過橋梁では約 2 倍の 18%にもものぼることがわかった。

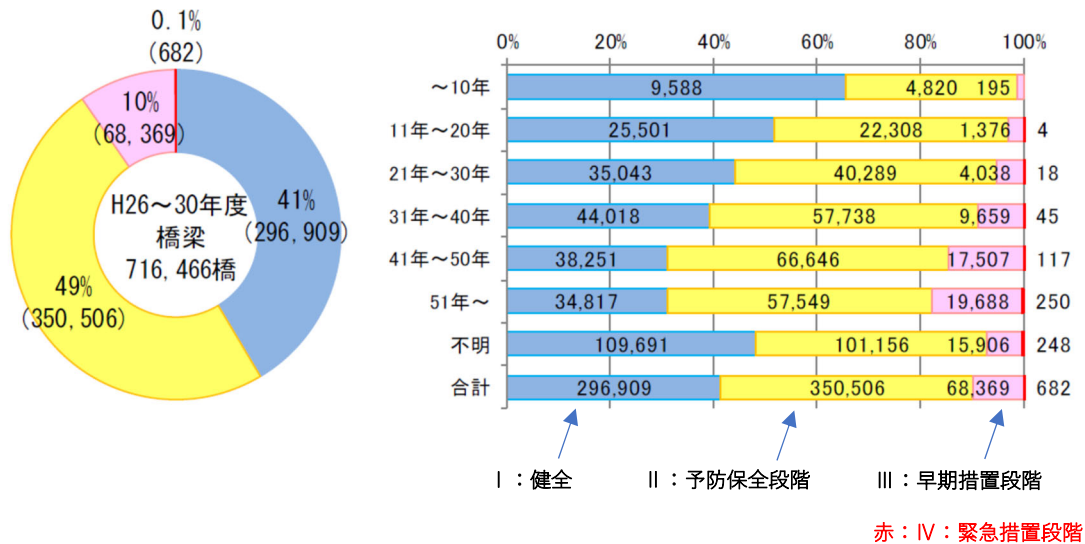


図 1.5 2014 年～2018 年に実施された定期点検における判定区分の割合¹⁾

表 1.1 道路点検要領における対策判定区分²⁾

区分	状態
I 健全	構造物の機能に支障が生じていない状態。
II 予防保全段階	構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態。
III 早期措置段階	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態。
IV 緊急措置段階	構造物の機能に支障が生じている、又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態。

表 1.2 に、判定区分が重篤であるⅢおよびⅣと判定された橋梁の修繕実施状況を示す。修繕に着手できているものが国交省でも 53%で、地方自治体では 20%程度と、まったく対策が追い付いていない状況であることがわかる。

表 1.3 に、全体の半数近くを占める予防保全段階であるⅡと判定された橋梁の修繕実施状況を示す。Ⅱと判定された場合の措置は、「状況に応じて、監視や対策を行うことが望ましい」と定義されている。ここで、監視とは、「対策工の適用を見送ると判断された箇所に対し、変形の挙動を追跡的に把握する」と規定されている。

国土交通省では 26%に何らかの予防保全対策が実施されているが、地方自治体では、予防保全に関しては、まったく手が回っていない状況であることがわかる。措置における「状況に応じて」の判断基準が曖昧であり、また、監視(モニタリング)等の具体的な規準が示されていないことが、この状況を容認してしまう大きな課題であると考えられる。

表 1.2 判定区分Ⅲ, Ⅳの修繕実施状況¹⁾

修繕着手率 : 修繕（設計を含む）に着手した割合
修繕完了率 : 修繕工事を完了した割合

	修繕が必要な施設数 A	修繕に着手済の施設数 B (B/A)	修繕に着手済の施設数 C (C/A)	修繕完了済の施設数 D (D/A)	点検実施年度	年度ごとの 着手率(B/A) 完了率(D/A)	
						0%	20% 40% 60% 80% 100%
国土交通省	3,427	1,811 (53%)	834 (24%)	617 (18%)	H26	39%	92%
					H27	27%	77%
					H28	12%	62%
					H29	7%	28%
					H30	8%	13%
高速道路会社	2,647	846 (32%)	532 (20%)	457 (17%)	H26	55%	78%
					H27	31%	49%
					H28	15%	41%
					H29	10%	25%
					H30	4%	7%
地方公共団体計	62,977	12,700 (20%)	8,391 (13%)	7,430 (12%)	H26	26%	35%
					H27	18%	29%
					H28	12%	22%
					H29	4%	1%
					H30	2%	6%
都道府県・政令市等	20,586	4,889 (24%)	3,148 (15%)	2,684 (13%)	H26	25%	34%
					H27	21%	35%
					H28	13%	26%
					H29	5%	16%
					H30	3%	9%
市区町村	42,391	7,811 (18%)	5,243 (12%)	4,746 (11%)	H26	27%	35%
					H27	16%	26%
					H28	11%	20%
					H29	4%	9%
					H30	2%	5%
合計	69,051	15,357 (22%)	9,757 (14%)	8,504 (12%)		12%	22%

↑: H30 末時点で次回点検までの修繕実施を考慮した場合に想定されるペース
 H26 点検実施施設(4年経過): 80%
 H27 点検実施施設(3年経過): 60%
 H28 点検実施施設(2年経過): 40%
 H29 点検実施施設(1年経過): 20%
 H30 点検実施施設(0年経過): 0%

H31.3 末時点

表 1.3 判定区分Ⅱの修繕実施状況¹⁾

修繕着手率 : 修繕（設計を含む）に着手した割合
修繕完了率 : 修繕工事を完了した割合

	修繕が必要な施設数 A	修繕に着手済の施設数 B (B/A)	修繕に着手済の施設数 C (C/A)	修繕完了済の施設数 D (D/A)	点検実施年度	年度ごとの着手率(B/A)完了率(D/A)						
						0%	20%	40%	60%	80%	100%	
国土交通省	11,483	2,974 (26%)	1,080 (9%)	918 (8%)	H26	15%		45%				
					H27	11%		37%				
					H28	6%		26%				
					H29	4%		12%				
					H30	5%		9%				
高速道路会社	18,979	402 (2%)	337 (2%)	255 (1%)	H26	4%		5%				
					H27	1%		2%				
					H28	1%		3%				
					H29	1%		1%				
					H30	0.3%		0.4%				
地方公共団体計	320,044	6,812 (2%)	5,261 (2%)	4,955 (2%)	H26	3%		3%				
					H27	2%		3%				
					H28	2%		2%				
					H29	1%		2%				
					H30	1%		2%				
都道府県・政令市等	92,862	1,489 (2%)	1,157 (1%)	1,041 (1%)	H26	1%		2%				
					H27	1%		2%				
					H28	1%		2%				
					H29	1%		2%				
					H30	1%		1%				
市区町村	227,182	5,323 (2%)	4,104 (2%)	3,914 (2%)	H26	4%		4%				
					H27	2%		3%				
					H28	2%		2%				
					H29	1%		2%				
					H30	1%		2%				
合計	350,506	10,188 (3%)	6,678 (2%)	6,128 (2%)		2%		3%				

H31.3 末時点

定期点検により、ⅢおよびⅣと判定された橋梁の修繕実施状況を 100%にすることは保全の最低限の使命であるはずだが、それさえ手が回らず、今後、50 年超過橋梁が飛躍的に増大することで、ⅢやⅣと判定される比率がますます増大することは明白であり、このままでは破綻を迎える危惧が高い。

図 1.6 に、2009 年に国土交通省が発表した、直轄道路における今後 40 年先までの道路工事予算の推移予測データを示す。20 年後の 2040 年には新設工事は完全になくなり、その後は更新費が膨らみ続け、更新費・維持管理費の合計は、近い将来、国が投資可能な額を上回るものと予想されている。

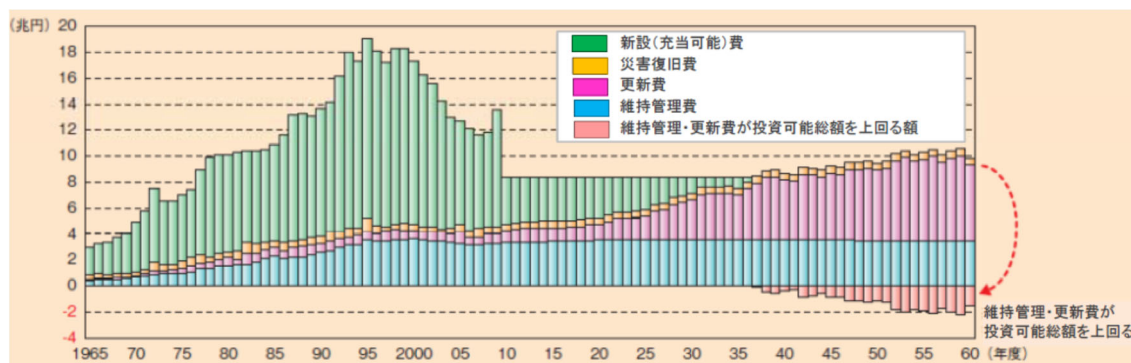


図 1.6 国交省直轄道路工事の将来予測³⁾

専門の維持管理会社を組織する高速道路会社や、1988 年以降から定期点検を義務付けてきた国交省は、この状況に対処する予算措置、体制変換を着実に着手しはじめているが、橋梁全体の 94%、支間 15m 以上でも 80%程度を管理する地方自治体では、予算や人員、技術力の不足といった全国共通の課題を理由に、画期的な打開策がないのが現状である。この悪循環を止めるためには、判定区分Ⅱ予防保全の段階で、積極的に監視(モニタリング)を導入することで、その劣化状況、速度を迅速に把握し、合理的かつ効率的に修繕または計画更新を継続することであると考える。

全道路管理者に定期点検が義務付けられる前である 2007 年に、地方自治体に対して実施されたアンケート調査結果を図 1.7 に示す。橋梁定期点検の実施状況は、都道府県および政令指定都市では 97% とほぼ実施されていたが、市町村では 90% の自治体が橋梁点検を実施していないという実態が明らかになった。

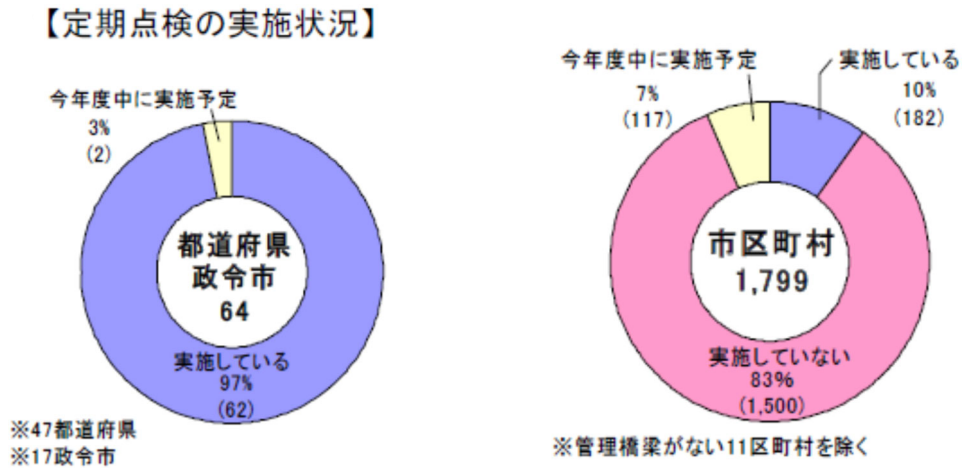


図 1.7 2007 年のアンケート調査結果⁴⁾

定期点検を実施していない理由として、専門的知見を有する技術者の不足が 65% であり、そもそも地方自治体では土木技術者が大きく不足していることが挙げられている(図 1.8, 図 1.9)。

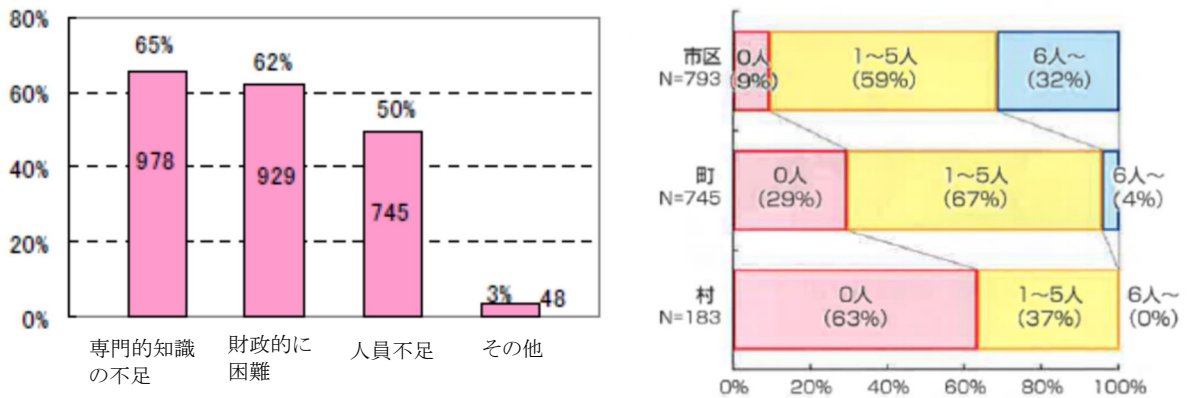


図 1.8 定期点検を実施していない主な理由⁴⁾

図 1.9 橋梁保全業務に携わる技術者数⁴⁾

図 1.10 に、点検を実施していると回答した市町村の点検手法の比率を示す。2014 年から義務化された近接目視点検を実施していたのは、わずか 22% の 38 団体であり、残りのほぼ 8 割近くが遠望目視点検により点検が実施されていた。図 1.11 に、地方自治体の点検費用の平均値を示す。遠望目視点検を主としていた市町村では、その予算は都道府県の 1/10 程度と大幅に少ない予算であった。近接目視点検を実施するためには、およそ 10 倍以上の予算が必要になるものと推察される。

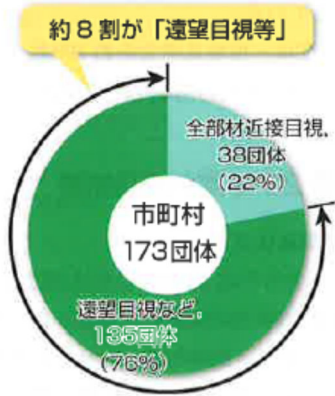


図 1.10 2007 年時点での点検手法⁴⁾

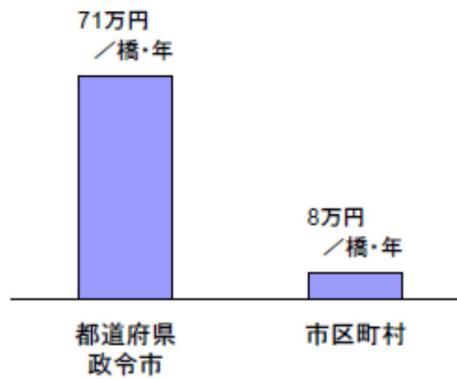


図 1.11 2007 年時点での点検予算⁴⁾

2014 年から 5 年に 1 回の近接目視による点検が全道路管理者に義務化され、ほぼ 1 巡目を終えた 2018 年に、地方自治体に対して同じアンケートが実施された結果を図 1.12 に示す。2007 年にアンケートが実施された際の地方自治体の課題であった予算不足、職員不足、技術力不足といった課題は、市町村のみならず、都道府県および政令市においても、ほぼ解消されていない、もしくはさらに悪化している状況であることがわかった。

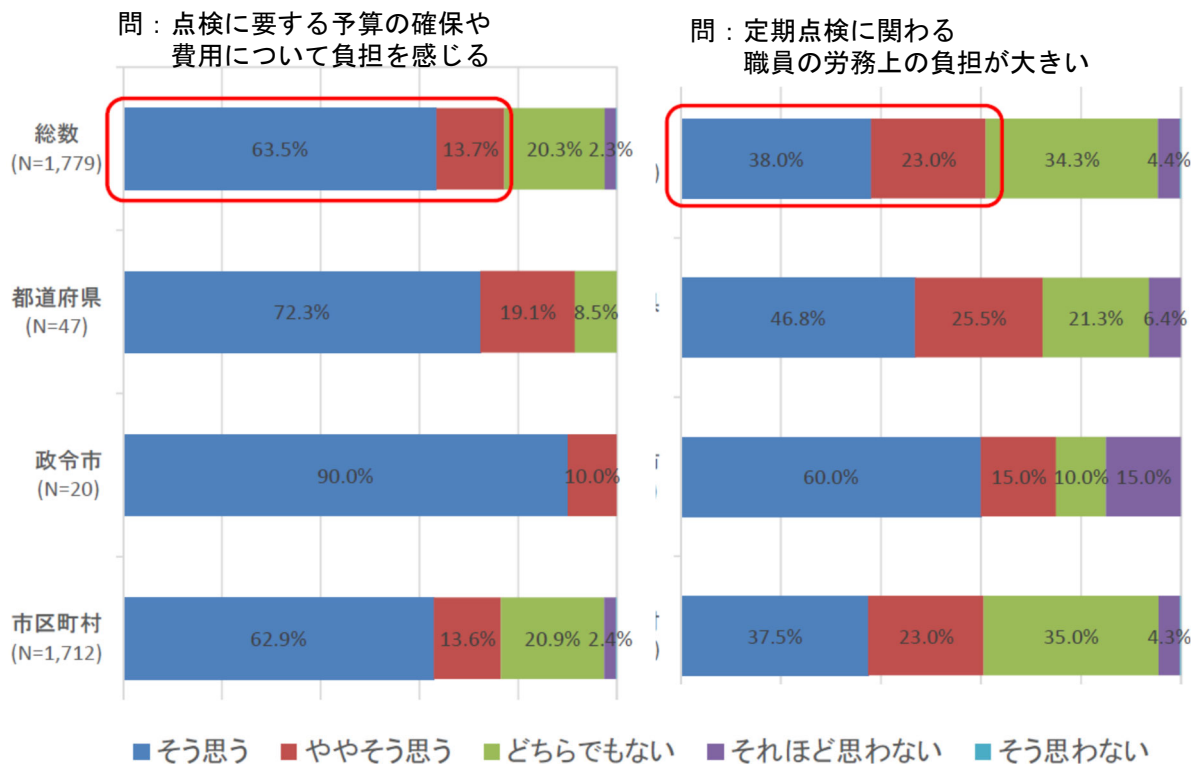


図 1.12 定期点検に対する負担感に対するアンケート結果 (2018 年)⁵⁾

この状況の中で、今後も点検を継続するにあたって、何が必要であるかの意見アンケート結果を図 1.13 に示す。法で定められている 5 年に 1 回の点検頻度の軽減の要望が 8 割近くに及んでいる。また、近接目視による点検の内容を合理化すべきや、ロボット等の点検支援技術の活用を求める声が半数近くに及んでいる。今のやり方を変える必要はないと考えている意見は、わずか 8.5%であり、橋梁維持管理制度、点検手法に対し、大きな変革が強く求められていることが浮き彫りになったと言える。

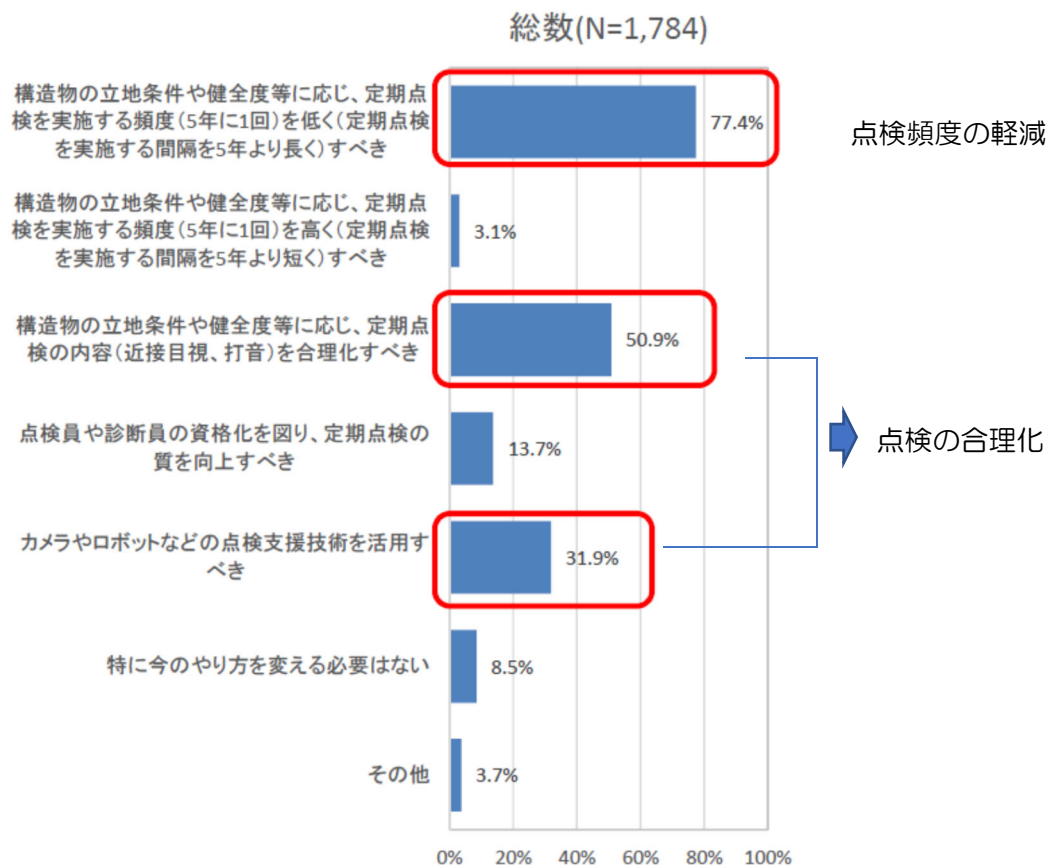


図 1.13 今後の点検継続に対するアンケート結果 (2018 年)⁵⁾

1.2 橋梁維持管理制度の変遷

国交省は、1988 年に橋梁点検要領を制定し、体系的な点検を継続している。図 1.14 に、国交省の橋梁定期点検要領の概要を示す。対象橋梁は、制定時は直轄国道の支間 15m 以上の橋梁(約 5000 橋)のみであり、その頻度も 10 年に 1 回であったが、2004 年に、現行の支間 2m 以上の橋梁(約 3 万橋)を対象として、頻度も 5 年に 1 回と改めている。これにより、その頻度は単純に、 $(3/0.5 \text{ 万} \times 10/5 \text{ 年})=12$ 倍に膨れ上がっている。

橋梁定期点検要領の適用は直轄国道のみであり、地方自治体が管理する橋梁は、簡略化も選択できる道路橋定期点検要領が制定されていたが、実施の義務はなかった。

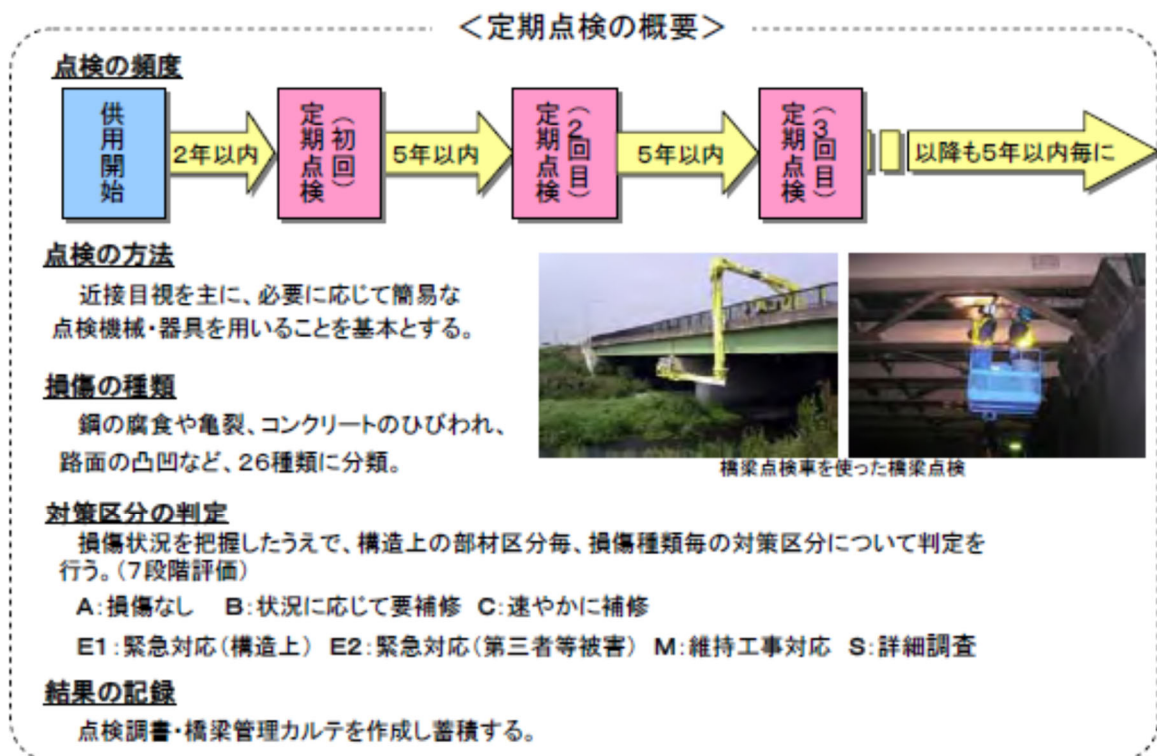


図 1.14 国交省橋梁定期点検要領の概要⁶⁾

表 1.4 に、2003 年～2010 年の国交省における定期点検回数を示す。2004 年の点検要領の改訂により、対象橋梁および頻度が単純に 12 倍に増え、点検回数が一気に増加していることがわかる。2007 年以降からは、全国 8 地方整備局の点検回数の合計が、年間 4000～5000 橋のペースで安定してきたが、しかしながら、2010 年時点では、まだ 1 回しか点検できていない橋梁が 60%も占めていたことがわかる。維持管理予算を大幅に増加させても、点検の回数を増加するには予算的、人力的に限界があり、定期点検結果を連続的に扱い、統計的な診断、分析を行うことの困難さが伺える。

表 1.4 年別点検橋梁数（国交省）⁷⁾

点検年度	点検回数				合計
	1回目	2回目	3回目	4回目	
2003	103				103
2004	234				234
2005	446				446
2006	3,263	10			3,273
2007	4,212	87			4,299
2008	3,071	1,386	59	1	4,517
2009	1,301	3,080	18		4,399
2010	551	4,121	263	3	4,938
計	13,181	8,684	340	4	22,209

国交省においても、点検の効率化は、喫緊の課題であり、その解決策として、ロボットの活用が、2013年より国交省総合政策局において検討されてきた。当初計画では、2016年から本格導入される予定(図1.15)であったが、大幅に遅れたものの、2019年3月の道路橋定期点検要領の改正により、一部のロボットのみではあるが、その活用の道筋が制定された。

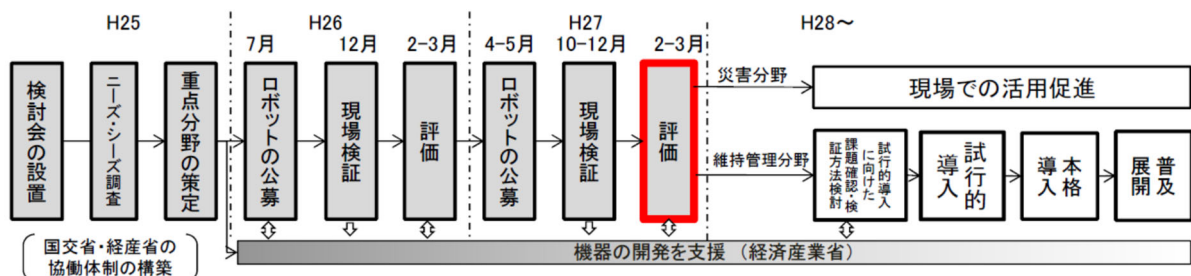


図 1.15 国交省におけるロボットカメラ点検の取り組み計画⁸⁾

2019年3月に改正された道路橋定期点検要領においても、5年に1回の頻度で近接目視により点検を行うことを基本とする規準(省令)に変更はないが、解説文には、「自らが近接目視によるときと同等の健全性の診断を行うことができると判断した場合には、その他の方法についても、近接目視を基本とする範囲と考えてよい」ことになる注意点が追加された。条件付きではあるが、近接目視以外の方法が認められることになった(図1.16)。

省令	点検は(中略)知識及び技能を有する者が行うこととし、 <u>近接目視により</u> 、五年に一回の頻度で <u>行うことを基本</u> とする。
道路橋定期点検要領(改定版)	【法令運用上の留意事項】 定期点検を行う者は、健全性の診断の根拠となる道路橋の現在の状態を、 <u>近接目視により把握するか</u> 、または、 <u>自らの近接目視によるときと同等の健全性の診断を行うことができると判断した方法により把握</u> しなければならない。
	【付録1: 定期点検の実施にあたっての一般的な注意点】
	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 48%;"> <p>(4) 状態の把握について</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 狭隘部、水中部や土中部、部材内部や埋込み部、補修補強材料で覆われた部材などにおいても、外観から把握できる範囲の情報では道路の状態の把握として不足するとき、打音や触診等に加えて必要に応じて非破壊検査や試掘を行うなど、詳細に状態を把握するのがよい。 (例)・トラス材の埋込部の腐食 <ul style="list-style-type: none"> ・グラウト未充填による横締めPC鋼材の破断 ・補修補強や剥落防止対策を実施したコンクリート部材からのコンクリート塊の落下 ・水中部の基礎周辺地盤の状態(洗堀等) ・パイロメント部材の水中部での孔食、座屈、ひびわれ ・舗装下の床版上面のコンクリートの変状や鋼床版の亀裂 ■ 機器等が精度や再現性を保証するにあたって、あらゆる状況や活用方法を想定した使用条件を示すには限界があると考えれば、利用目的や条件に応じた性能を現地でキャリブレーションするなどでも有効と考えられる。 </div> <div style="width: 48%;"> <p>(5) 部材の一部等で近接目視によらないときの扱い</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ <u>自らが近接目視によるときと同等の健全性の診断を行うことができると定期点検を行う者が判断した場合には</u>、その他の方法についても、<u>近接目視を基本とする範囲</u>と考えてよい。 ■ その他の方法を用いるときは、定期点検を行う者が、定期点検の目的を満足するように、かつ、その方法を用いる目的や必要な精度等を踏まえて適切に選ぶものとする。 <p>必要に応じてさかのぼって検証ができるように、近接目視によらないとき、その部位の選定の考え方や状態把握の方法の妥当性に関しての所見を記録に残すようにするとよい。</p> </div> </div>

図 1.16 2019年道路橋点検要領改訂における留意事項⁹⁾

2019年の道路橋点検要領の改正にあたっては、国の諮問機関である社会資本整備審議会において、「5年に1回の近接目視点検を緩めるには、まだ至らないが、点検診断の間を補うモニタリングがうまく使えるようになれば、点検頻度や手法を変えられるシステムに移行できるのではないかと議論されている。また、次項で示す、現行の近接目視点検手法の課題として、「判定区分のⅡとⅢの判定が難しい。判定の失敗例がある」とも指摘されている。

2019年7月には、国交省道路局は、定期点検のさらなる合理化を進めるため、「近接目視によらない新しい点検技術」として、モニタリング技術の公募を開始し、現場検証を経て、道路橋点検要領の解説文に記された、「近接目視と同等の方法」として、その活用を推進する方針を示した。近接目視点検の一部を代替し、近接目視による作業量を低減することを目的としている。国交省が初期段階として求めるモニタリング技術の範囲は、以下の4つである。

- ① PC ケーブルや吊材の状態
 - ・PC 上部構造の PC ケーブルの劣化の進展, 耐荷力の低下
 - ・吊材が支持する荷重
- ② 支承の機能障害
 - ・支承の変位追従機能, 荷重伝達機能の損失
 - ・上記による上部構造の拘束や支承の抵抗力の低下
- ③ 橋脚基礎の洗堀
- ④ トンネル付属物の変状

図 1.17 に、国交省が公表した今後の点検手法の推移予定を示す。国交省が求めるニーズの範囲は、順次拡大していく方針であると示されており、橋梁点検は、今後、より合理的な手法へと多様化していく方針が示されている。

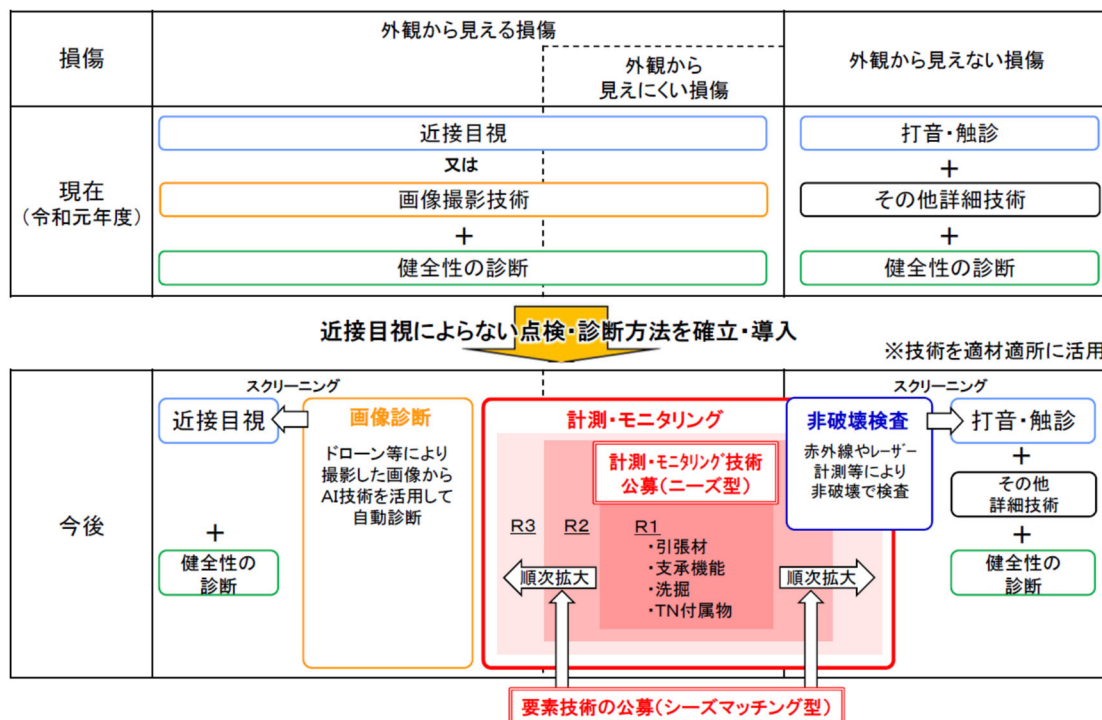


図 1.17 国交省における今後の点検手法推移の計画¹⁰⁾

1.3 プレストレストコンクリート橋の点検・診断

1.3.1 近接目視点検の課題

現行の点検ルールである近接目視点検(すべての部材を対象)は、橋梁点検車や総足場が必要となるため、2014年以前に地方自治体で一般的に行われてきた遠望目視点検に比べ、その負担、費用が大幅に増大していることは、1.1の社会背景で述べた。

さらに、技術的な課題として、次の6点が指摘されている。

- ① 5年に1回の点検では、前回点検との連続性を確保することが難しく、1回ごとの判定になってしまうケースが多い
- ② 現場における損傷状況の把握はマニュアルが整備され、主観を排除して機械的に行われているが、その診断には工学的判断を要するなど、診断技術者の技量、経験に左右され、主観的要素が入ってしまう。
- ③ 車両走行時等の動的な挙動(特に支承)の把握が困難。
- ④ 支承や伸縮継手など、気温変化による挙動が正常であるかの把握が困難。
- ⑤ プレストレストコンクリート橋において、PC鋼材に沿ったひび割れが確認された場合、ASRとPC鋼材の腐食膨張の区別が難しい。この判定によって全く異なる対策が必要となる。
- ⑥ プレストレストコンクリート橋において、PC鋼材の腐食、破断など、コンクリート内部の劣化状況に関して、外観からはまったく把握が困難である。

※上記課題のうち、④⑥が前項の国交省モニタリング公募のニーズとなっている。

1.3.2 プレストレストコンクリート橋の診断

図 1.18 に、国交省橋梁定期点検要領で示される、近接目視点検による診断手順を示す。

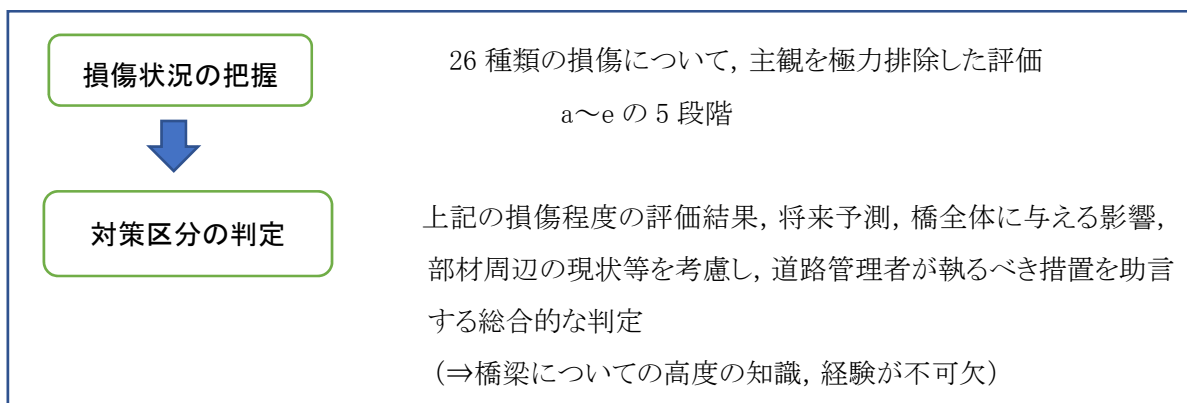


図 1.18 国交省 橋梁点検要領における診断手順

この対策区分の判定結果について、国交省が点検データを分析した結果が、玉越らにより報告されている⁷⁾。対象橋梁は、2004年点検要領改定後に点検が実施された約2万橋のデータである(前掲表 1.4の橋梁)。

以下の文章は、文献 7)のコンクリート橋点検データ分析結果を用いた、筆者の考察である。

図 1.19 に、初回点検(竣工後 2 年目)と、2 回目以降の損傷状態の比較結果を示す。RC 桁では、初回点検に比べ、損傷のある橋梁数は変化していないが、損傷の程度が進行していることがわかる。初回点検において損傷がなかった橋梁は、短期間では損傷が出現せず、逆に、初回点検で損傷が認められた橋梁は、短期間で損傷が進行することが伺える。この傾向は、比較的、誰もが想定していた現象が裏付けられたものと考える。

プレテン PC 桁は、初回点検では損傷のある橋梁数がほとんどなく、徐々に増加はしているものの、やはり損傷が生じる橋梁は非常に少ない。一方、ポステン PC 桁では、50%程度の橋梁に損傷が認められるが、初回点検とその後の点検で、損傷程度にほとんど差がない。これは、損傷の大半が、竣工直後の早期に発生した若材齢ひび割れであり、進行性が低いためではないかと推察したが、図 1.20 に示す点検記録のひび割れのパターンを見ると、初回点検とその後で、まったく損傷パターンが異なっていることがわかる。分析対象の橋梁数が異なるので連続的な現象として扱うことは難しいが、若材令ひび割れは、進展しない、もしくは閉じる方向にあり減少するが、時間とともに、新たなひび割れが生じているものと推測される。

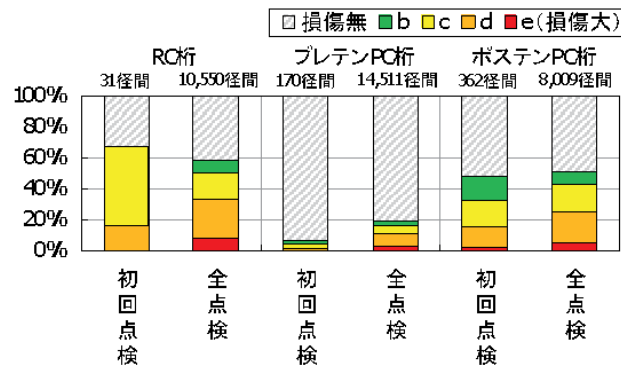
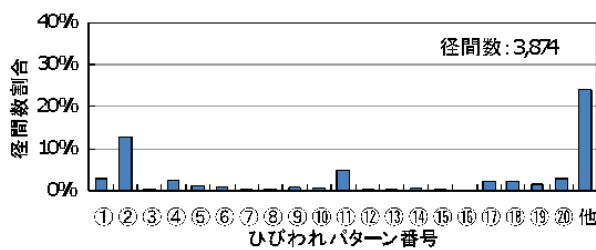
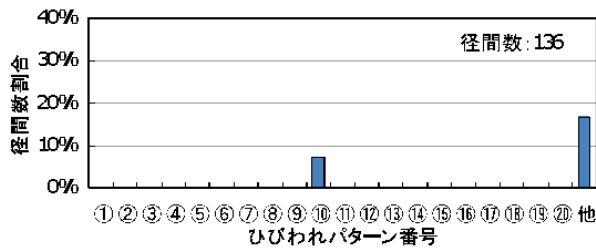


図 1.19 初回点検及び全体点検結果の主桁ひび割れの割合⁷⁾



(a) 全点検結果



(b) 初回点検結果

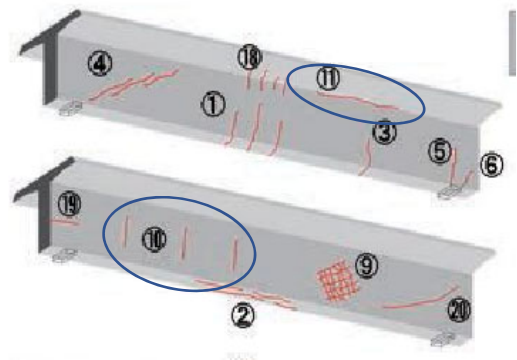


図 1.20 ポステン PC 桁のひび割れ発生パターン⁷⁾

ポステン PC 桁の点検で確認されているひび割れパターンは、設計計算において十分に検討されている①曲げひび割れや、④せん断ひび割れは 1～2%程度で、ほとんど確認されておらず、比較的、多く確認されているのは、設計段階で十分に検討されているとは言い難い②や⑩の橋軸方向ひび割れである。これらのひび割れは、ASR を原因とするひび割れであると推定されることが多い。しかし、PC 鋼材の腐食膨張の可能性もあり、この見分けは容易ではない。その原因推定によって、健全性の判定、対策措置は全く異なることを認識しなければならない。

さらに、最も多く確認されているのが、どのパターンにも当てはまらない、「その他」であり、点検者にとって想定外のひび割れとなっている。原因が不明な場合がほとんどで、これを、健全性の判断に加えることは困難であろうと考える。

次に、これらの損傷状況の把握を用いて行われた対策区分の判定結果を図 1.21 に示す。道路橋定期点検要領の橋全体の 4 段階 (I～IV) 評価の他、国交省の橋梁定期点検要領では、より詳細に、部材単位ごとに表 1.5 に示す 9 段階の判定が行われている。

表 1.5 国交省 橋梁定期点検要領における対策判定区分⁶⁾

判定区分	判定の内容
A	損傷が認められないか、損傷が軽微で補修を行う必要がない。
B	状況に応じて補修を行う必要がある。
C 1	予防保全の観点から、速やかに補修等を行う必要がある。
C 2	橋梁構造の安全性の観点から、速やかに補修等を行う必要がある。
E 1	橋梁構造の安全性の観点から、緊急対応の必要がある。
E 2	その他、緊急対応の必要がある。
M	維持工事に対応する必要がある。
S 1	詳細調査の必要がある。
S 2	追跡調査の必要がある。

定期点検要領には、対策区分の判定基準として、重篤な判定となる E や S に該当する損傷事例は具体的に示されており、比較的、明確に判定できるが、予防保全段階である B や C に判定する事例はほとんど示されておらず、技術者の総合的判断によるものとされている。RC 部材の約 6~7 割、PC 部材の約 5 割が、予防保全段階でも、より曖昧な判定内容(状況に応じて補修を行う必要がある)である B にカテゴリされているのが実態である。

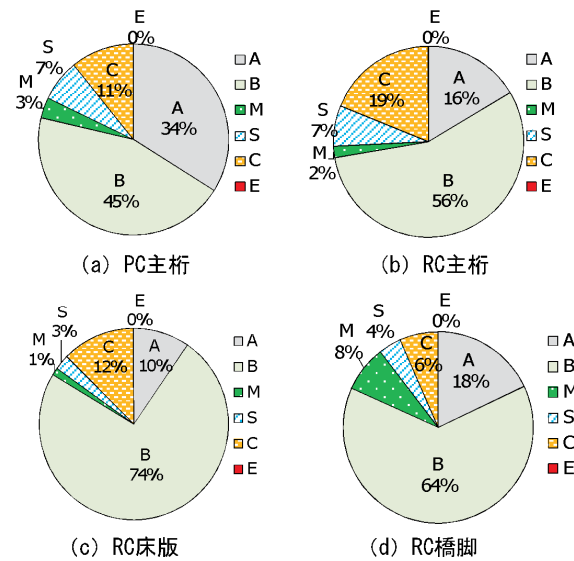


図 1.21 対策区分の判定割合(直轄国道)⁷⁾

1.3.3 PC 鋼材腐食に伴うプレストレスの低下

プレストレスコンクリート橋は、一般的に、供用荷重時におけるひび割れを許容していないため、耐久性が極めて高い構造物であるとこれまで信じられてきた。しかし、近年、PC 鋼材の腐食、さらに破断による重度の損傷事例が数多く報告されている(図 1.22, 23)。図 1.24 に、重度の損傷が公表されているプレストレスコンクリート橋¹¹⁾を、その架設された年度別の頻度を示す。



図 1.22 妙高大橋の損傷事例¹²⁾

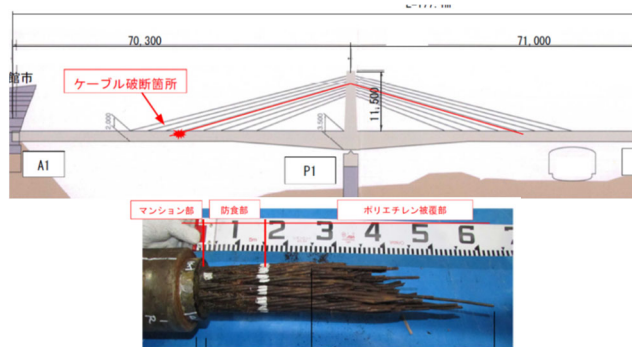


図 1.23 雪沢大橋の損傷事例¹³⁾

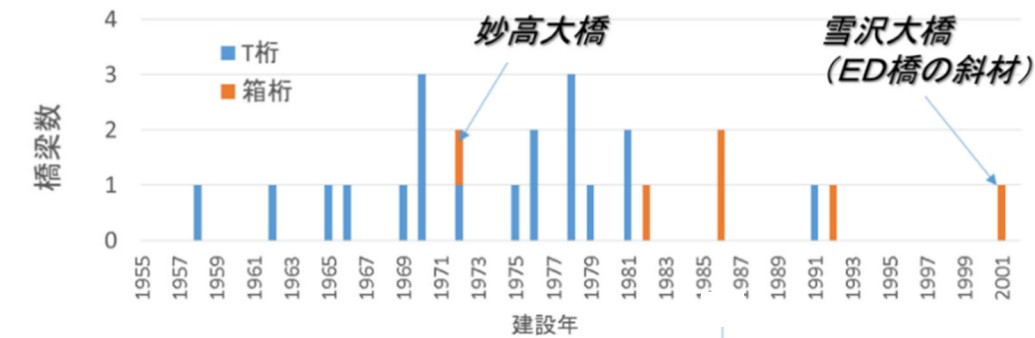


図 1.24 PC 鋼材の破断や重度の腐食が確認されたプレストレスコンクリート橋の建設年度

これらは、施工時におけるグラウト未充填に端を発していることに疑いの余地はない。プレストレストコンクリート橋は、建設時において、コンクリート内部に配置したPC鋼材を緊張することで、主桁コンクリートに大きな圧縮応力(プレストレス)が導入されている。PC鋼材はシースで構成されるコンクリート内部のダクト内に配置され、緊張作業後、このシース内の空隙にグラウトと呼ばれるセメントペーストを注入し防錆をしている。しかし、このグラウト注入が不十分であった場合、塩化物がPC鋼材に侵入し、PC鋼材に腐食が発生する可能性がある。これを長年放置し、さらに腐食が進行すると、PC鋼材の強度および緊張力が低下し、橋梁の安全性が徐々に低下していくことになる。

時代的な背景として、1980年代以前のまだPC鋼材の緊張力容量が小さかった時代に、PC鋼材の本数が多くなり、桁端だけでは定着しきれず、橋面に定着部を配置する、いわゆる上縁定着構造を採用していたことと、昨今では一般的となっている橋面防水工の整備が遅れたことにより、橋面側からの水分浸透の経路が形成されたことの相乗作用であると考えられる。1980年代に、大容量PCケーブル12S12.4が開発され、ほぼ上縁定着構造がなくなり、1986年に、PCグラウトマニュアルが整備されたことにより、1990年以降のプレストレストコンクリート橋は大いに健全性が高まったものと認識しているが、それ以前に建設されたプレストレストコンクリート橋で橋面防水工の整備が遅れている地方自治体が管理するケースでは、PC鋼材の腐食、破断の危険性は比較的高い状態にあると推察される。

図1.25に、PC単純桁において、プレストレス損失が進行した場合の状態変化を示す。一般的に、プレストレストコンクリート橋は、設計活荷重作用時に引張応力が発生しないように圧縮ひずみの導入量が設計され、約300~600 μ 程度と非常に大きな圧縮ひずみが導入されている。

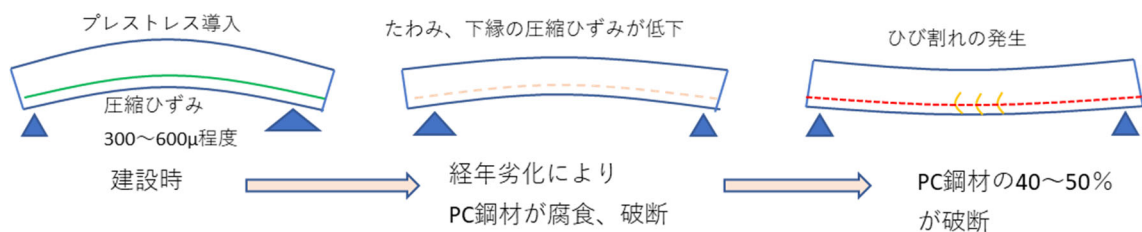
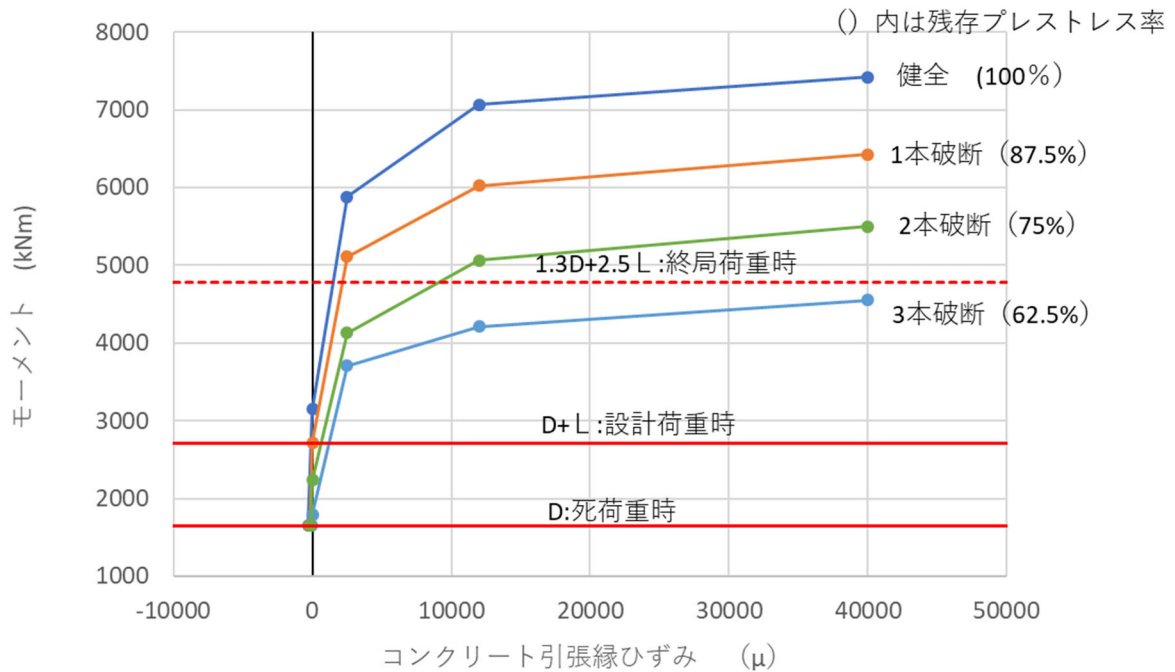


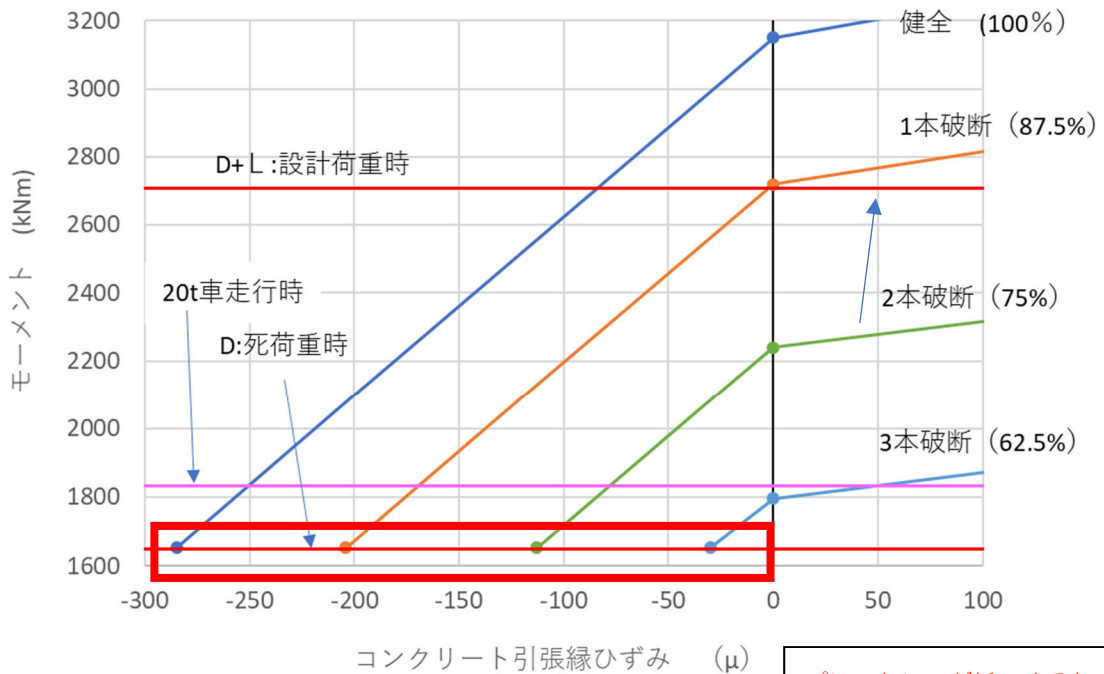
図 1.25 プレストレス損失による橋梁の状態変化

図1.26に、1960年代に建設されたPCT桁の実橋(3章3.7.3で実橋検証を実施したS橋)をモデルとし、PC鋼材が破断した場合の耐荷力を2次元ファイバーモデル¹⁴⁾によりシミュレーションした結果を示す。PC鋼材の破断が生じると、桁下縁の死荷重ひずみは引張側へと変化していくが、約5割のPC鋼材が破断するまで、死荷重状態では、曲げひび割れは生じない。約2割のPC鋼材が破断した時点で設計荷重時(L-20)に、約4割のPC鋼材が破断した時点で20tの車両が通過した瞬間に、曲げひび割れが生じる計算となるが、この状態では、車両通過後には、この曲げひび割れは閉じてしまう。PC鋼材腐食や破断によるプレストレスの低下を、曲げひび割れ等の目視点検によって検知することは難しく、死荷重状態で曲げひび割れが確認された時点では、耐荷力は大きく低下しており、健全度は末期の状態と言える。現在、PC鋼材の破断が目視確認されているものは、なんらかの要因で腐食による錆汁が流れ出したことによるものであると考えられるが、グラウト未充填がある場合、腐食膨張ひび割れが生じないために、この現

象が外観に現れにくく、目視点検では異常がないように判定されてしまう可能性が高い。図 1.22 の橋梁以外にも、特に、1990 年以前に架設されたプレストレストコンクリート橋では、相当量、安全性が低下している橋梁が潜在している可能性があると推測される。



a) 曲げ破壊モーメント



b) 使用状態におけるモーメント

プレストレスが低下すると、
死荷重ひずみが低下する

図 1.26 PC 鋼材破断のシミュレーション

1.3.4 プレストレストコンクリート橋の詳細調査

これらの PC グラウトの未充填, およびそれに伴うと考えられる PC 鋼材の腐食, 破断によるプレストレスの低下を検査する方法として, 非破壊または微破壊検査技術が数多く開発されている. しかし, これらの調査は, いずれも, 適用範囲が限定され, 全数検査はほぼ困難である. また部分検査であっても, 費用が比較的大きく, 現段階では, 合理的かつ効果的な点検手法として一般化されていないのが実状である. 以下に, 代表的な非破壊・微破壊検査手法とその課題を示す.

① グラウト未充填

表 1.6 に, グラウト未充填を調査する方法として, 現時点で実績のある非破壊検査手法を示す¹⁵⁾. いずれの方法も, 適用条件が限定され, 1980 年代に数多く建設された, PC 鋼棒が密集配置されているプレストレストコンクリート橋では, 適用可能な手法が存在しないのが現状である.

表 1.6 グラウト未充填調査における非破壊検査手法と適用条件

	適用条件	適用部位・形状
放射線透過法	部材厚さ 500mm未満	ウェブ
打音振動法	PC鋼材が直線配置であること	横締めケーブル
広帯域超音波法	シースかぶり厚 250mm以下	ウェブ
インパクトエコー法	空隙の大きさ/深さが, 0.25程度	箱桁の床版

② PC 鋼材の状態

PC 鋼材の腐食状況は, ①の非破壊検査手法でグラウト未充填が確認された箇所を, ドリル削孔し, CCD カメラ等で確認するしか, 調査手法はないのが現状である.

腐食が重度に進行し破断が生じた状態になった場合には, 漏洩磁束法により検知する手法(図 1.27)が, 近年, 注目されている.

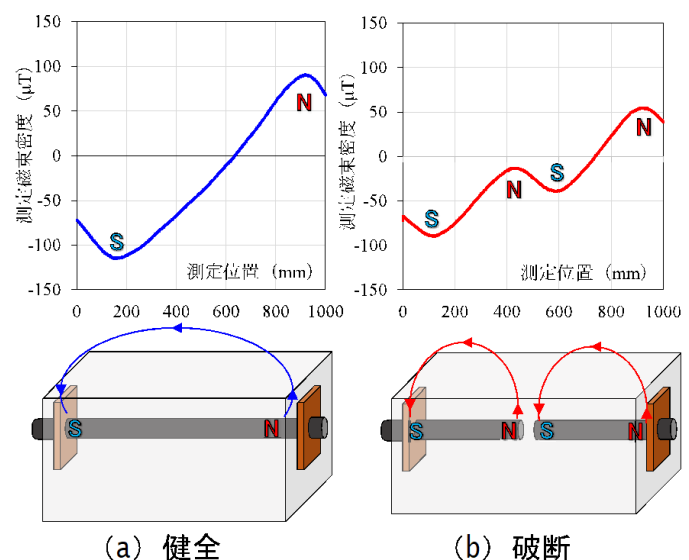


図 1.27 漏洩磁束法の概要¹⁶⁾

③ コンクリートに導入されているプレストレスの状態

コンクリートの応力を測定する非破壊調査手法は現時点では実用化されているものではなく、橋体本体にコア切込みを入れたり、ワイヤースでスリット切込みを入れるなど、プレストレスによる圧縮ひずみを部分的に開放する微破壊検査手法が唯一の手段となっている(図 1.28)。このため、これらの残存プレストレスの調査は、先のグラウト未充填調査や PC 鋼材腐食調査後に、劣化の可能性が極めて高いと診断された橋梁に対して最終確認調査として適用されることがほとんどで、一般的な調査手法ではなく、限定的な採用となっている。

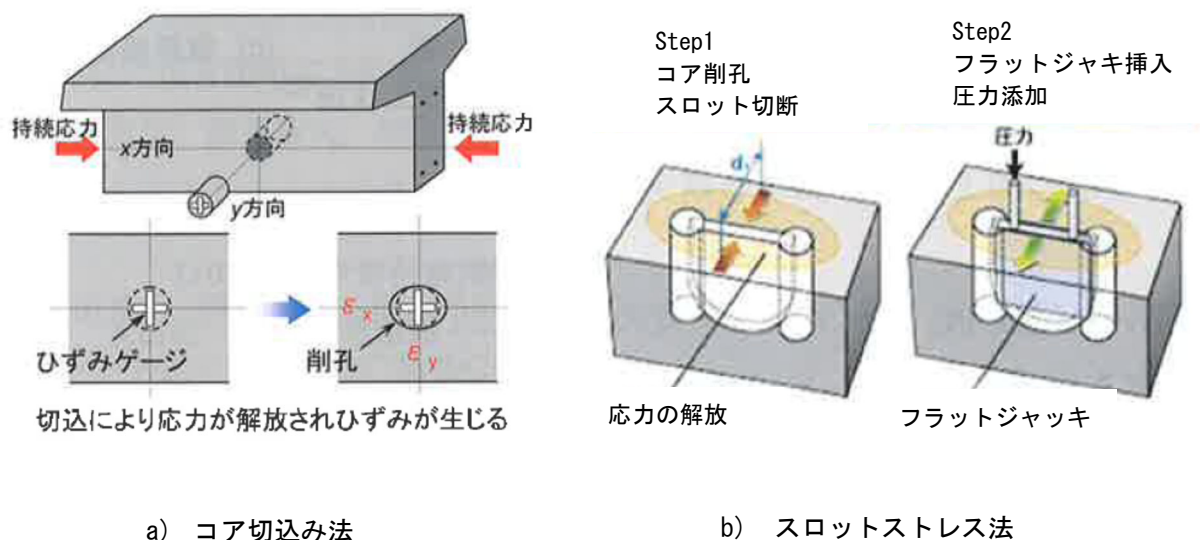


図 1.28 残存プレストレスの調査手法¹⁵⁾

筆者らは、本研究とは別に、弾性波速度が応力により変化することが証明されている音弾性効果¹⁷⁾を適用した完全非破壊による残存プレストレスの調査手法を研究開発中¹⁸⁾¹⁹⁾である。現時点では試験体レベルでの検証が終了し(図 1.29, 図 1.30), 実橋への適用性の検証段階に入っている。本技術が実用化されれば、残存プレストレスの調査は、一般的な調査手法として、広範囲に実施されることが期待される。

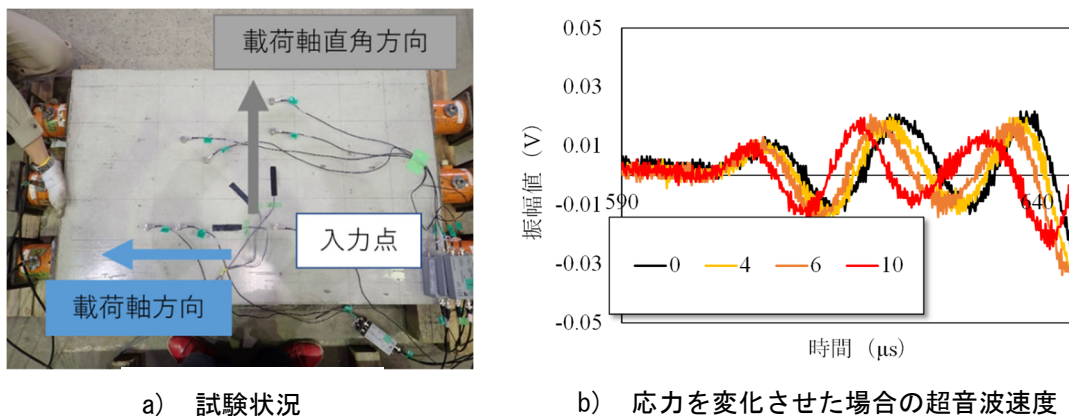
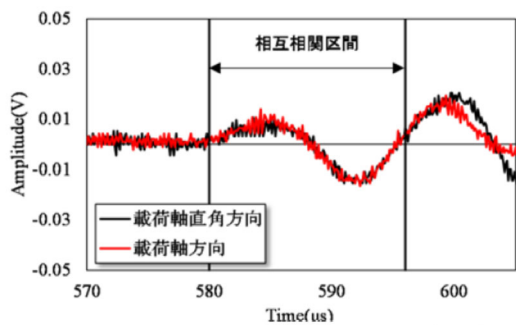
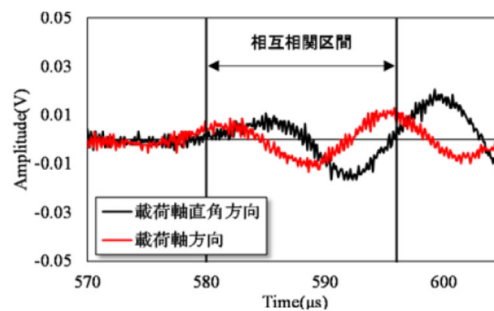


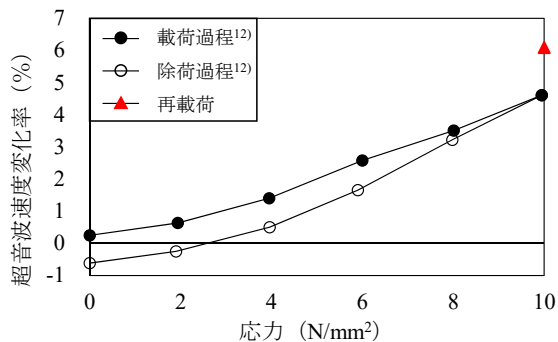
図 1.29 弾性波速度によるコンクリート応力の調査手法



(a) 作用応力 0N/mm²時の検出波形初動部



(b) 作用応力 10N/mm²時の検出波形初動部



(c) 応力と超音波速度変化率の関係

$$\frac{\Delta V}{V_v} = \frac{V_h - V_v}{V_v} = \frac{t_0}{t_0 - \tau} - 1$$

V_h : 載荷軸方向の超音波速度

V_v : 載荷軸直角方向の超音波速度

t_0 : 載荷軸直角方向の到達時間

τ : 相互相関区間における載荷方向と
載荷軸直角方向の最大時間差

図 1.30 弾性波速度変化率とコンクリート応力の関係¹⁸⁾

残存プレストレスの調査は、プレストレスコンクリート橋の維持管理において重要項目であるにもかかわらず、いまだ開発途上にあり、十分な精度が得られる保証はないのが実情である。

そこで、本研究では、現時点で適用可能な調査手法として、残存プレストレスの絶対量は把握できないが、死荷重時のひずみを長期間にわたってモニタリングすることで、プレストレス低下の有無を検知する手法を第3章に、モニタリングによる実測値を用いた信頼性評価方法を第4章で述べる。

1.3.5 ASRが生じたプレストレストコンクリート橋の点検・診断

ASRは、外観上に大きな特徴があり、橋梁の目視点検において最も見つけやすい劣化挙動であると言える。反応性骨材の使用が原因であることが判明し、1986年に反応性骨材の使用抑制などのASR対策がとられ、その発症は大きく減少したが、1986年以前に建設された発症の可能性のある橋梁が数多く残されている。

図1.31に、国交省の「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領(案)」²⁰⁾におけるASR判定フローを示す。目視点検で可能性があるると判定された場合、専門家の意見を聴取し、確定判定とする。次に、ひび割れ幅の大きさによって対策が選定されるが、いずれも最終的には定期的な監視が必要となる。

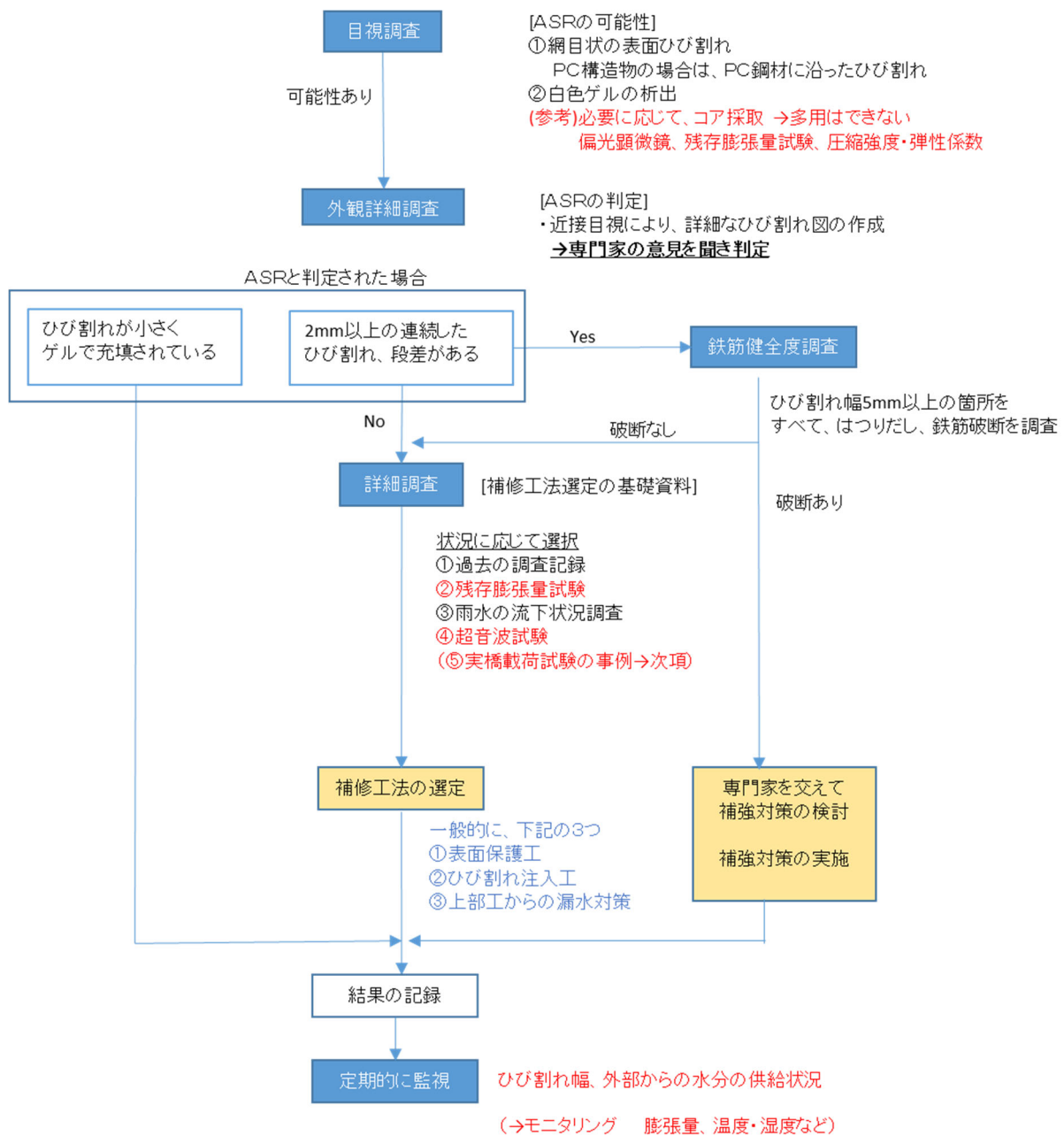


図 1.31 ASR の判定・対策フロー

表 1.7 に、ASR に関する既往の研究成果を示す。その発症について、材料的、環境的な条件が明らかになってきており、発症させないための研究はかなり進んでいる。

表 1.7 ASR が発生する条件

影響因子		既往の研究成果	文献	
製作	反応性骨材	<ul style="list-style-type: none"> ・安山岩の含有率が1%以内では、セメントアルカリ量1%でもASRは発生しない ・安山岩の含有率が4%以上になると、セメントアルカリ0.5%程度でもASRは発生する 	21)	
	アルカリ量			
環境	水分	湿度	<ul style="list-style-type: none"> ・相対湿度が85%以下になると、膨張は停止 ・相対湿度が90%以上になると、わずかな湿度の変化で大きく変化 	22)
		内部	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート内部の含水率が7~8%以上あると、ASRは進行する ・シラン系表面含浸材の塗布により、コンクリート内部の含水率が低下し、膨張が減少する 	23)
	気温	<ul style="list-style-type: none"> ・4月から10月に膨張は進展。11月~3月は停滞 	21)	

表 1.8 に、ASR と構造特性に関する主な研究知見を示す。ASR と判定された橋梁からコア抜きをした場合、圧縮強度が半分程度に低下することはよく知られているが、試験体の載荷実験では、剛性低下、耐力低下はほとんどないと報告されている。しかし、これらの知見は試験体レベルであり、実橋の構造特性に及ぼす影響については、いまだ明確になっているとは言い難い。プレストレストコンクリート橋では、PC 鋼材に沿ったひび割れが確認された場合は、ASR と判定されるケースが多い。また、PC 鋼材腐食による膨張ひび割れとの区別もつきにくく、評価ⅢまたはⅣと評価され、緊急対策工事または架替えとされるケースもある。

表 1.8 ASR が発生した場合の構造的特徴

		既往の研究成果	文献
コア抜き強度		圧縮強度、ヤング係数が、半分程度に低下する	24)
曲げ耐力	鉄筋破断がない場合	PC梁の初期剛性および破壊荷重は、ほとんど低下しない	
せん断耐力		鉄筋破断がない場合	ケミカルプレストレスにより、逆に耐力は向上する
		鉄筋破断がある場合	隅角部における破断の場合、耐力の影響は小さい

以降に、プレストレストコンクリート橋で ASR と判定された事例と、その対策を示す。

1986年に竣工したプレテンホロー桁において、2009年の定期点検で桁側面および下面に幅2mmの橋軸方向ひび割れが確認され、ASRが原因と判定された²⁷⁾。図1.32に橋梁一般図を、図1.33にひび割れ状況を示す。

コア抜きが実施され、コア強度は設計値の6割と大きく低下していることが判明した。次に、20t車2台を静的に载荷した試験(図1.34)を実施したところ、そのたわみは、計算値の50%程度であり、逆に断面剛性は十分に大きいとの結果になった。また、桁側面および下面のひび割れ幅は、車両载荷により変化をしていないことも確認された。結局、本橋は、ひび割れ注入、表面保護工の対策を施し、さらに通行さや量の重量を8t車以下に規制をして供用が継続されている。

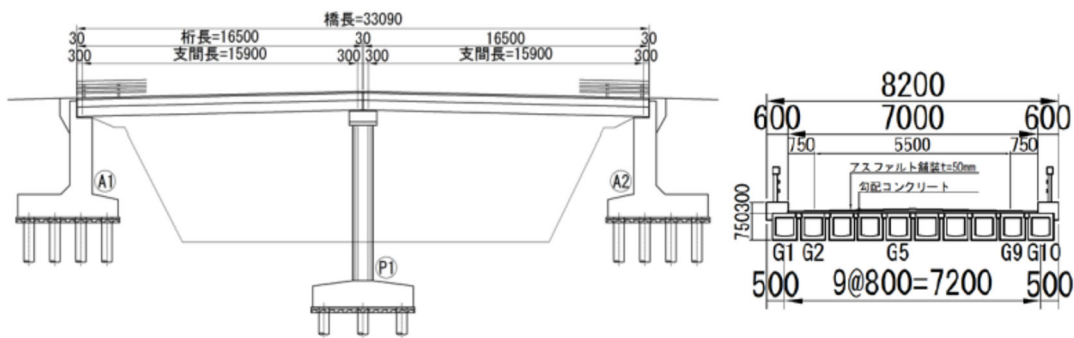


図1.32 ASRと判定されたプレストレストコンクリート橋の一般図²⁷⁾



図1.33 主桁側面のひび割れ状況²⁷⁾



図1.34 車両による静的载荷試験状況²⁷⁾

次に、1978年に竣工したプレテンホロー桁において、竣工後わずか8年の1986年に、桁下面に幅0.1mm程度の橋軸方向ひび割れが発生した橋梁の調査事例を示す²⁸⁾。図1.35に、桁下面のひび割れ状況を示す。ひび割れ注入後に、実橋載荷試験が実施され、先の橋梁と同様にたわみは計算値より十分に小さく、問題は無いと判断された。その後、レベルによる死荷重たわみの測定を毎年実施したところ、年々たわみ量が増加していることが判明し(図1.36)、1993年にコア抜き試験を実施したところ、圧縮強度が設計値の1/2、弾性係数が1/3まで低下していることがわかった。ただし、JCI-DD2法では膨張量0.04%と、基準の0.05%を下回っている。この結果、本橋はASRと判定され、架け替えが決定している。

図1.37に、架け替え後に実施された撤去桁の静的載荷試験結果を示す。製作時の静的載荷試験のデータが残っており、これと比較すると、比較的、ひび割れが多かったNo.2桁は曲げ耐力に低下はなかったが、No.1桁は2割程度、曲げ耐荷力が低下していたことが判明した。また、曲げひび割れの発生荷重は、No.1, No.2ともに計算値を大きく下回っている。

この報文には結果考察が記載されておらず、事実は不明であるが、本研究の筆者は、たわみの増加傾向や、ひび割れ発生荷重や曲げ耐荷力の低下から、ASRではなく、PC鋼材の破断が生じていたと推察する。レベル測量によるモニタリングにより、異変を認識できたことが重要であったと考える。

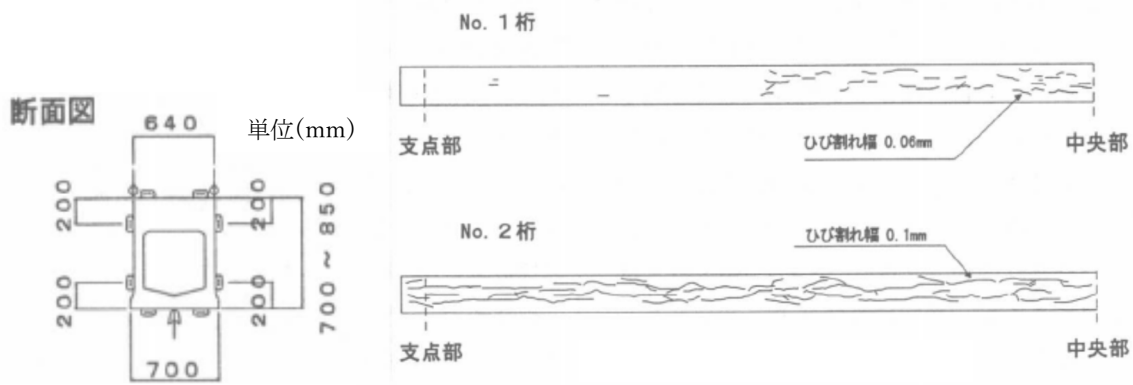


図 1.35 PC 桁下面のひび割れ状況²⁸⁾

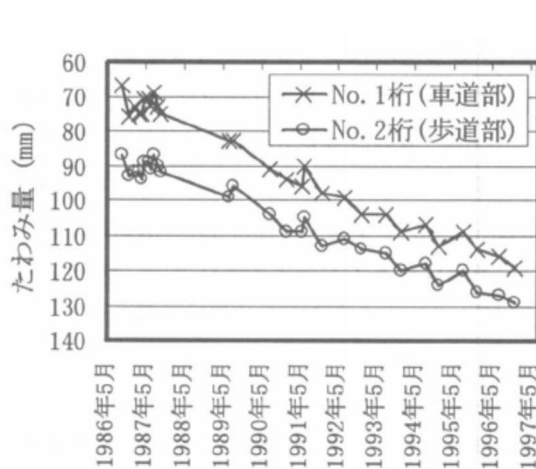


図 1.36 レベル測量結果²⁸⁾

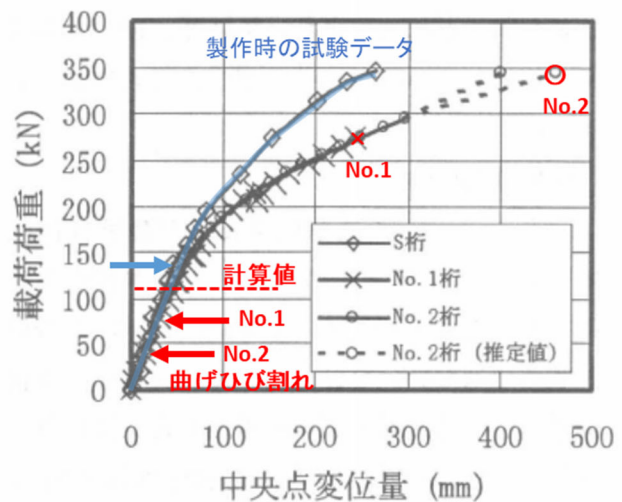


図 1.37 撤去桁の載荷試験結果²⁸⁾

1.4 本研究の目的

日本国内の橋梁インフラは、これから急速な超高齢化時代を迎え、対策、修繕が必要となる橋梁の数がますます増大していくことが予想されている。2014年に、すべての道路管理者に対し5年に1回の橋梁点検が義務付けられたが、地方自治体では、維持管理に対する予算、人員が大幅に不足し、なんとか点検まではすれども、劣化損傷が見つかった場合の対策、修繕の着手率は20%程度に留まり、予防保全にいたっては、ほぼ手を付けられていないという状況に陥っている。国内の建設事業は、今後、新規建設工事は縮小し、維持管理、更新工事に予算をシフトしていくことが計画されているが、それでも膨らみ続ける維持管理コストにいずれ予算が追いつかなくなると予想されており、早急な維持管理のコスト低減策、省力化が強く求められている。

一方、現行の5年に1回の目視点検手法では、コンクリート内部の損傷や車両走行時の動的挙動や気温変化の影響等が把握できず、適切な診断を行うのに十分ではなく、点検頻度の増加や点検内容の高度化が必要であるとの意見もある。特に、プレストレストコンクリート橋では、最重要点検項目である、コンクリート内部のPC鋼材の腐食やプレストレスの低下を、コストをかけて非破壊調査を実施しても完全に把握することが困難であり、また、ひび割れが発生している場合も、その原因が、PC鋼材腐食なのかASRなのかの区別がつきにくいなど、現行の点検、調査手法は十分であるとは言い難い。

そこで、本研究では、維持管理における予算不足といった社会的課題と、特にプレストレストコンクリート橋では、適切な診断を行うためには、さらなる高度化が必要という技術的課題の相反する命題を解決するため、下記の方針に基づく合理的な点検・診断手法を提案する。

- ① すべての部位を点検するのではなく、高度な橋梁技術者が目的に応じて点検部位を選定する。
 - ⇒ スクリーニング点検によるコスト縮減
 - ⇒ 部位ごとのミクロな診断から、構造的なマクロな診断へ
- ② 点検データは、連続性のある定量的データとする。 ⇒ ICT、センサを活用
- ③ 点検方法(定量的データの取得方法)は、極力、足場、点検車等を用いなくても可能な方法とし、専門的知識がなくても取り扱いが容易な方法とする。 ⇒ ICTを活用し点検頻度を極力多くする
 - ※ ICT活用は、高機能よりも、現場で使える技術であることを最優先とする
- ④ 点検方法は、一律同じではなく、劣化の程度に応じて、高度化していく ⇒費用対効果
- ⑤ 診断は、高度な橋梁技術者の工学的判断ではなく、定量的データの変化により判定することで、予算確保のコンセンサスを得る。 ⇒ 信頼性評価の導入

1.5 本論文の構成

本論文は、下記の 5 章から構成する。

第 1 章「序論」では、本研究の背景として、今後急速に増大する高齢化橋梁の維持管理に対して、道路管理者、特に地方自治体が抱える予算、人員不足といった社会的課題と、現行の点検・診断手法では不十分と考えられるプレストレストコンクリート橋が抱える技術的課題について述べた。

第 2 章「遠望目視点検を有効に機能させるための ICT ツールの開発」では、定期点検等の結果、判定区分 I および II と、まだ十分に健全性が確保されている橋梁では、比較的成本のかからない遠望目視点検を基本とし、それを有効に機能させるための ICT ツールを提案する。

第 3 章「FBG 光ファイバひずみセンサによる点検システム」では、判定区分が II か III か判定が難しい段階の橋梁、ならびに建設年度が 1990 年以前のプレストレストコンクリート橋のように劣化要素が潜在化している可能性が高いが近接目視点検ではその検出が困難である橋梁に対して、高度な橋梁技術者が選定した重要点検箇所光ファイバで構成する長期信頼性を有するセンサを設置し、長期にわたり、ひずみレベルのモニタリングをすることで、これまで目視点検では困難であった点検診断を可能にする構造物モニタリングシステムおよびその運用方法、評価方法を提案する。長期のモニタリングは、センサの耐久性と運用コストが課題であったが、光ファイバの使用により長期信頼性の高いひずみセンサを開発し、その特徴を活かした定期モニタリングでの運用によりコストの抑制を図っている。また、本システムを用いた Bridge Weigh in Motion を開発し、維持管理の診断において重要な要素である活荷重の実態を把握する。本点検システムを、地方自治体よりフィールド提供を受けた実橋により、1～3 年の検証を行った結果を報告する。

第 4 章「信頼性理論に基づく診断システムの構築」では、第 3 章のモニタリングにより得られた実測データに基づき、プレストレストコンクリート橋に曲げひび割れが発生する確率を評価する手法を提案する。

第 5 章「結論」では、本研究で得られた結論と今後の課題、展望を示す。

本研究のフローを図 1.38 に示す。

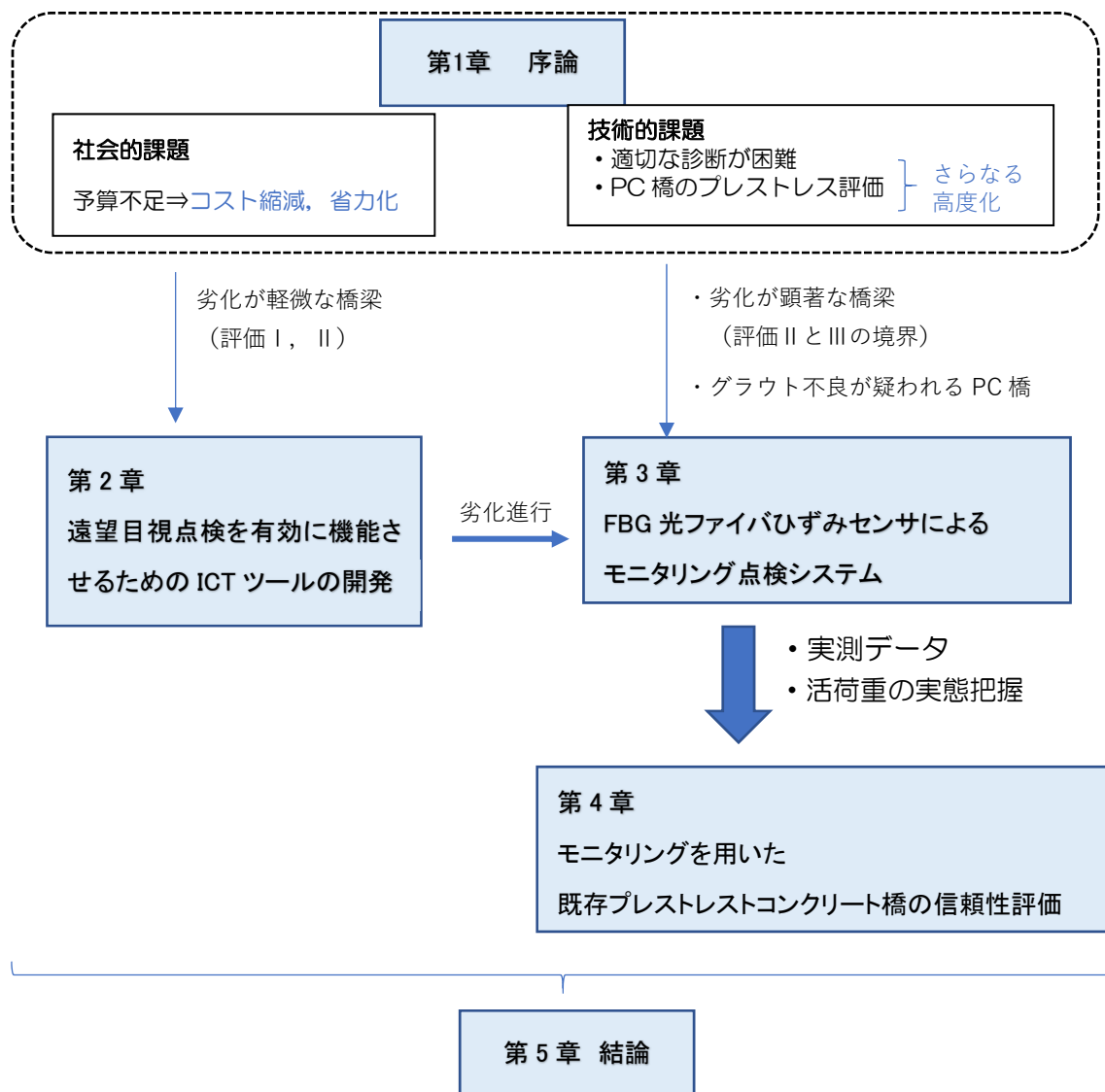


図 1.38 本論文の全体フロー

【参考文献】

- 1) 国土交通省道路局:道路メンテナンス年報, 2019.8.
- 2) 国土交通省道路局:道路橋定期点検要領, 2019.1
- 3) 平成 21 年度 国土交通白書
- 4) 国土交通省調べ(平成 19 年 9 月調査)
- 5) 社会資本整備審議会 道路分科会:第9回道路技術小委員会 配布資料, 2018.11.
- 6) 国土交通省道路橋 国道・技術課:橋梁定期点検要領, 2019.1
- 7) 玉越隆史, 横井芳輝, 石尾真理:全国規模の点検データに基づく道路橋のコンクリート部材の劣化の特徴, コンクリート工学論文集第 25 巻, 2014.
- 8) 国土交通省 PressRelease:次世代社会インフラ用ロボット(維持管理・災害対応)について, 2016.3.
- 9) 社会資本整備審議会 道路分科会:第 10 回道路技術小委員会 配布資料, 2018. 12.
- 10) 国土交通省報道発表資料:橋梁などの新しい点検技術を公募します～近接目視によらない点検手法の開発に向けて～, 2019.7
- 11) 青木圭一:プレストレストコンクリート橋における PC 鋼材破断とその調査および性能評価に関する研究, 埼玉大学大学院理工学研究科(博士後期課程)学位論文, 2016.3.
- 12) 吉越政浩, 谷口雄一, 板谷優也, 岩井雅紀:国道 18 号 妙高大橋の維持管理について, 平成28年度国土交通省国土技術研究会論文集, 2016.10.
- 13) 神田隆仁, 舟木孝仁, 高橋昌平, 高野優, 越前谷宏昭:雪沢大橋ケーブル破断への対応と今後の維持管理について, 国土交通省・平成 26 年度 東北地方整備局管内業務発表会, 2014.
- 14) 玉置一清, 新井英雄, 板井栄次, 山崎淳:非線形解析プログラムの外ケーブル構造への適用と今後の標準化について, 第 5 回 PC 技術協会シンポジウム論文集, 1995.10.
- 15) 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
- 16) 品川達哉, 四之宮彰吾, 寺澤広基, 鎌田敏郎:漏洩磁束法を用いた PC 鋼材の緊張力評価に関する検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 2019.10.
- 17) 木全伯光, 岡村明彦, 大島義信, 宮川豊章:コンクリートの音弾性効果に関する基礎的研究, 土木学会第 65 回年次学術講演概要集, V-246, 2010.
- 18) 永田昂大, 大野健太郎, 玉置一清, 野並優二:プレストレスを導入したコンクリートの超音波速度変化率の経時変化とその変動要因に関する検討, コンクリート工学年次論文集, 2020.
- 19) 永田昂大, 大野健太郎, 玉置一清, 上野敦:コンクリートの圧縮応力と超音波速度変化率の関係に及ぼす諸要因, コンクリート工学年次論文集, 2021.
- 20) 国土交通省:道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領(案), 2003.
- 21) 野村昌弘, 青山實伸, 平俊勝, 鳥居和之:北陸地方における道路構造物の ASR による損傷事例とその評価手法, コンクリート工学論文集, 2002.9.

- 22) 久保善司, 服部篤史, 栗原慎介, 宮川豊章: ASR により劣化したコンクリート構造物のシラン系表面処理による補修効果の検討, 土木学会論文集 No.690/V-53, 2001.11.
- 23) 栗原正, 片脇清士: アルカリシリカ反応における内部水分制御と抑制効果について, コンクリート工学年次論文集, 1987.
- 24) 小林和夫, 井上晋, 山崎鷹生, 中野錦一: アルカリ骨材反応を受けた PC はり部材の耐荷性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 1987.
- 25) 波多野雄士, 三方康弘, 井上晋: ASR劣化したPRC はり部材のせん断耐荷特性に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, 2008.
- 26) 高橋勇希, 澤井健二, 三方康弘, 井上晋: ASRによるせん断補強筋の破断が RC はり部材のせん断耐荷特性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, 2008.
- 27) 玉越隆史, 柴田稔, 木村嘉富, 和田圭仙: アルカリ骨材反応が生じた PC 橋の調査, 診断と対応事例, 土木技術資料, 2013.
- 28) 北園英明, 井上浩, 西尾浩志, 添田政司: アルカリ骨材反応により被害を受けたプレテンションホロー桁の力学的特性, コンクリート工学年次論文集, 1999.

第2章 遠望目視点検を有効に機能させるための ICT ツールの開発

2.1 全体概要

遠望目視点検とは、橋梁点検車や足場を使用することなく、橋梁周辺を徒歩で踏査し、必要に応じて梯子等を用いて、点検ポイントに可能な限り近づき、目視または双眼鏡等によって構造物の変状を確認する点検手法である。2014 年以前の近接目視点検義務化以前は、地方自治体の点検等では、一般的に採用されてきた点検手法であるが(図 1.10 参照)、必ずしも、すべての部位を点検できるものではないため、現行では、法定の定期点検とすることは認められていない。



図 2.1 河川堤防から遠望目視点検により撮影した事例

完成後の初回点検は、橋梁点検車や足場等を用いて、すべての部位を確認する近接目視点検は必須であると考えられる。そこで、要観察と判定された部位については、次の 5 年後の定期点検を待つことなく、できる限り頻繁に変化がないか観察することで、その後の診断は容易になる。この観察に近接目視点検を採用することはコスト的に負担が大きいため、遠望目視点検により可能な限り、情報を得るべきであろうと考える。また、気温変化に対する異常(例えば、桁端部の遊間量・伸縮継手の移動量、支承の移動量、桁たわみ、等)の確認や、降雨に伴う異常(例えば、継ぎ目からの漏水、排水設備の損傷、等)の確認は、5 年に 1 回の近接目視点検では十分に確認することは困難であり、手軽に現場確認をする遠望目視点検によりピンポイントの情報を蓄積しておくことが、橋梁の健全度診断に非常に有効であると考えられる。

遠望目視点検を有効に行うためには、点検対象橋梁の構造的特徴や過去の点検情報(劣化箇所の写真・位置情報、劣化の進行具合等)、補修履歴等を十分に調査し、そこにアプローチするための点検計画を作成するなど、本来、高度な技術力を要する。しかし、過去の点検調書が十分に整理されておらず、事前調査が困難であったり、対象橋梁に対する知識不足や、経験不足である点検員では、アプローチが可能であるにもかかわらず、現場点検において重要な点検情報を見逃してしまう可能性もあり、点検の品質は個人の技量に大きく左右されてしまう。少子高齢化により、経験豊富なベテラン点検員が不足してきたことも、本手法が認知されなくなった要因の一つであると考えられる。

そこで、本研究は、表 2.1 左項に示す遠望目視点検の欠点を補うため、表 2.1 右項の ICT の活用により、遠隔からでも有効な点検情報を取得するとともに、過去の点検情報をデジタル化およびデータベース化し、現場点検レベルの連続性を確保する手法を提案する。

図 2.2 に、本章の全体構成を示す。現場点検においては、データベースから橋梁情報および過去の点検情報をダウンロードしたタブレットと、必要に応じて遠望目視点検の死角を低減するポール型カメラを持参する。現場で得られた点検情報は、すべてタブレットに登録し、ワンボタンでデータベースにアップロードすることができる。また、データベースには、登録された全景写真から、あらかじめ設定した位置の変状情報(ひび割れ幅、桁たわみ、遊間移動量等)を画像解析する技術を導入し、この情報も通常の点検情報と一元管理する。

表 2.1 遠望目視点検の欠点と、それを補うための ICT ツール

遠望目視の欠点	ICTツール
<ul style="list-style-type: none"> 点検箇所を選定するには高度な知識を要する 過去の点検結果との変化が把握しにくい 	2.2 点検支援モバイルアプリ <ul style="list-style-type: none"> 過去の点検箇所・結果を一般図上に登録
<ul style="list-style-type: none"> 河川上、高所などは、点検が困難 →梯子等を使用した場合、安全性に懸念 	2.3 ポール型ロボットカメラ <ul style="list-style-type: none"> 高所型、懸垂型により、死角が低減 軽量で可搬性に優れる
<ul style="list-style-type: none"> 遠方は、双眼鏡では詳細情報(ひび割れ幅等)が不明確 	2.4 モアレ法を用いた画像解析 <ul style="list-style-type: none"> マーカを設置することで(足場等が一度は必要)、全景画像から詳細情報を取得



図 2.2 遠望目視点検を有効化する ICT ツールの概要

2.2 点検支援モバイルアプリ活用による点検連続性の確保

2.2.1 概要

橋梁点検を有効に行うためには、対象橋梁の橋梁諸元(構造形式, 架設年度, 設計・施工上の特徴, 等)および過去の点検情報を事前に十分調査しておくことが重要である。これらをデータベース化する取り組みは、多くの道路管理者により行われているが、アセットマネジメントを行うための統計分析や将来予測を目的としていることがほとんどであり¹⁾²⁾³⁾⁴⁾、現場点検者が閲覧、活用できるシステムは少ない。データベースが整備されている場合も、事前にデータベースから必要情報を検索し、紙に印刷して持ち出すことが行われているが、荷物が嵩張り、現場で活用するのは容易ではなかった。次に、現場で得られた点検情報(劣化箇所の変状, 写真等)を点検調書に作成し、それをデータベースに登録しなければならないが、この作業に多大な時間を要し、さらにデータベースソフトの専門知識を必要とする場合が多かった。

本研究では、これらの課題を解決する点検支援モバイルアプリを開発した。図 2.3 に、全体構成図を示す。開発した点検支援モバイルアプリは、データセンターに設置した WEB サーバ内の点検データベースから、対象橋梁の全情報をダウンロードし、この情報を閲覧しながら、現場点検情報をタブレットに登録していき、点検終了後はワンタッチで WEB サーバ内の点検データベースに追加点検情報をアップロードする仕組みである。従来から使用されてきた点検調書が必要な場合には、WEB サーバからダウンロードし、プリントアウトする機能もある。

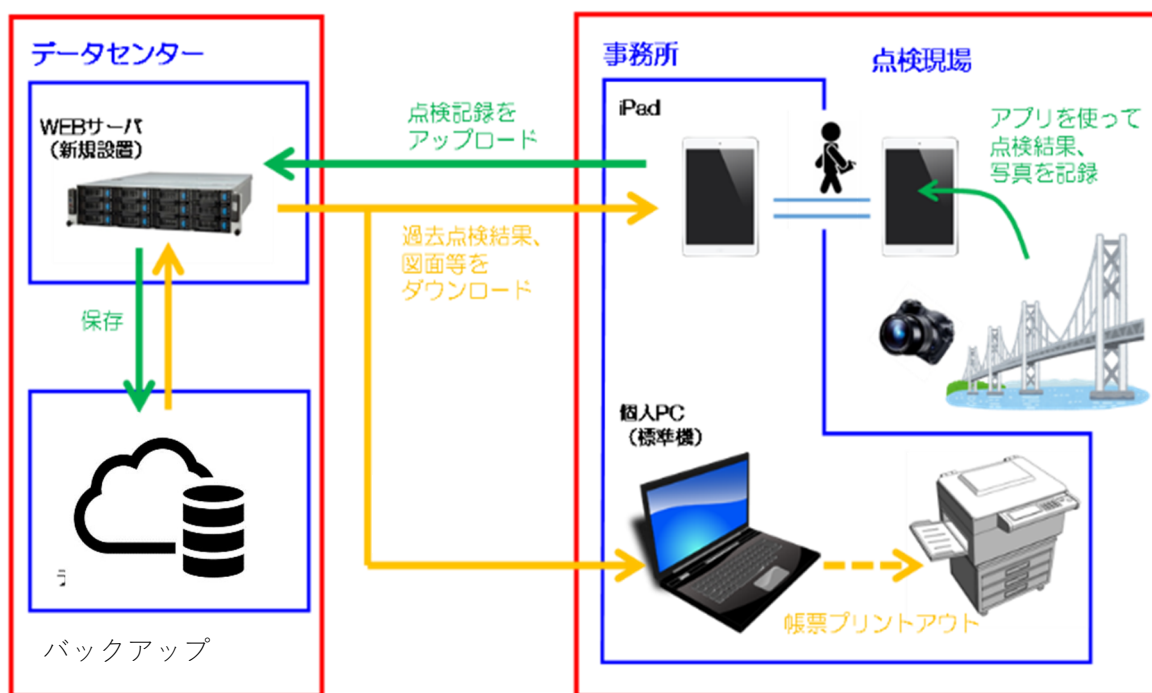


図 2.3 点検支援モバイルアプリの全体構成

図2.4に、タブレットの画面を示す。タブレット画面上には、対象橋梁の一般図が表示され、点検者は、この図面上に点検情報(評価, 写真)を登録していく。データベースに登録された過去の点検情報をダウンロードすることで、過去の点検箇所が、評価を色別にして表示され、視覚的に重要点検箇所を把握することができる。それらを参照しながら同じ箇所(point)に点検データを追加登録していく。これにより、点検実施者が異なる場合であっても、点検の連続性および客観性を確保することができ、点検の品質が向上する。

図2.5に、①橋梁情報ボタンのメニューを示す。構造形式, PC定着工法等の橋梁諸元, 図面, 計算書, 施工時の記録等の参照資料と、過去の点検者の評価, 所見の履歴がすべて閲覧できる。

一般図上には、最近に実施された点検結果のみが表示されているが、②点検結果データ一覧ボタンを押すと、過去の点検履歴の一覧が表示(図2.6)され、変状の変遷が把握できる。過去の点検写真は、タブ形式で表示される(図2.7)。

一般図には経度緯度情報を登録しており、現場に入ると、タブレットのGPS機能を使って、平面図上に自位置が表示される機能がある。

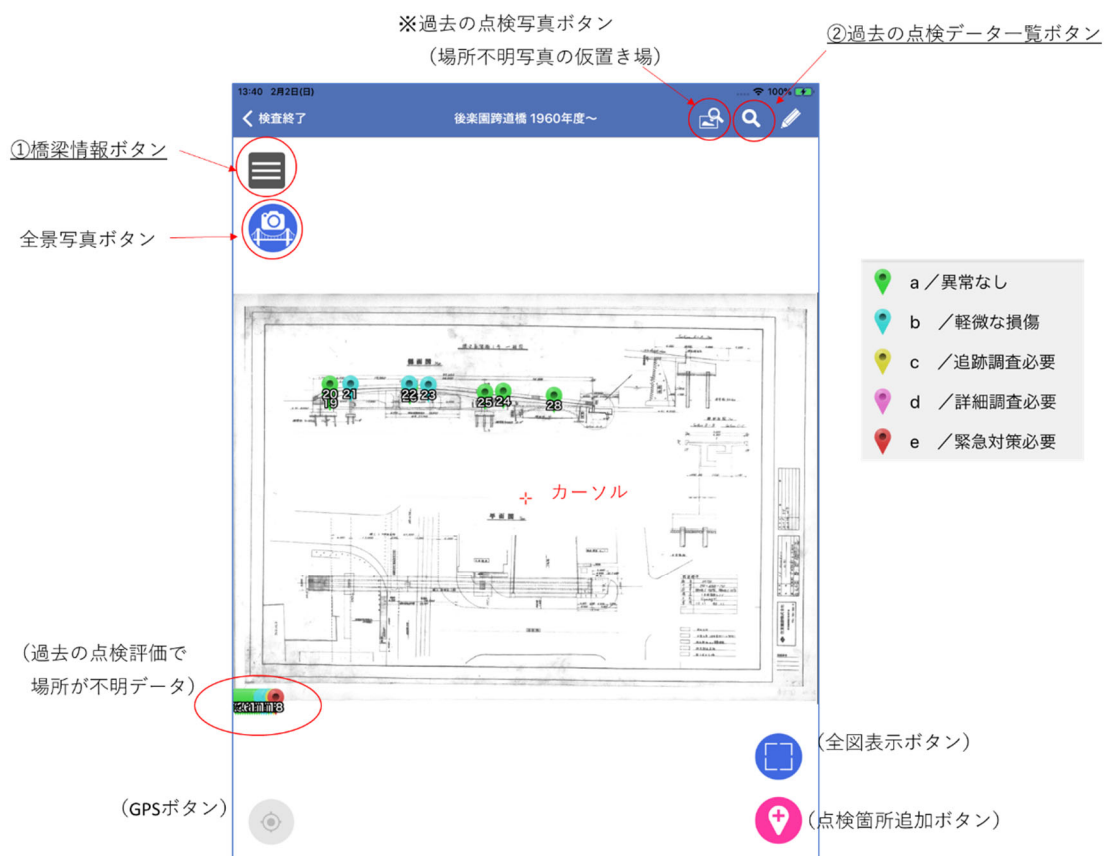
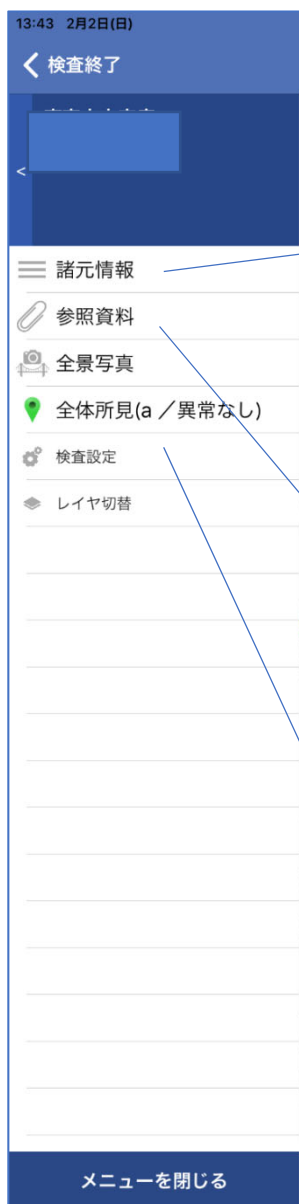


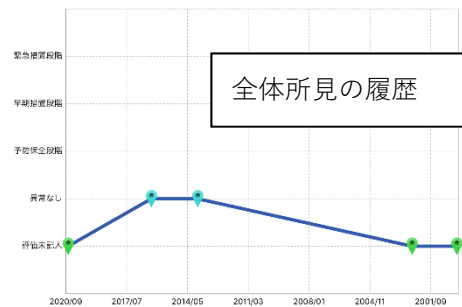
図 2.4 点検支援モバイルアプリの画面説明



構造形式
支間，幅員
PC 定着方向 etc



図面
計算書
施工時の書類 etc



全体所見の履歴

図 2.5 橋梁情報ボタンのメニュー



図 2.6 過去の点検データ一覧

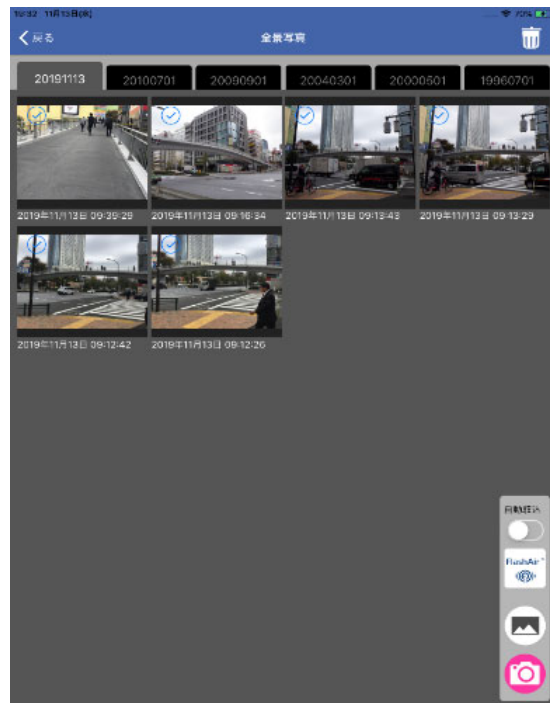


図 2.7 過去の写真一覧画面

2.2.2 モバイルアプリを使用するメリット

(1) 準備作業を軽減

従来は、対象橋梁の図面や過去の点検調書を探し、それらの書類を必要に応じて印刷をして現場に携行していたが、本アプリでは、WEB サーバに登録された対象橋梁の諸元情報、過去の点検記録をワンタッチでタブレットにダウンロードすることができる。現場への携行品はタブレット 1 台のみで、対象橋梁に関する、すべての情報を閲覧することができる。

(2) 現場作業を軽減し、点検の精度を向上

タブレット画面には、橋梁の一般図と過去の点検箇所が評価の色別マークで表示されており(図 2.8)、点検すべき箇所が一目で把握できる。このマークをタップすると、過去の点検評価、写真が閲覧でき、それを参照しながら、今回の点検評価、写真を追加登録する。



図 2.8 過去の点検箇所の表示

新たな変状が見つかった場合は、図面上の対象箇所をタップ(画面上を長押し、またはカーソルを合わせ新規登録ボタン)すると、点検入力シート(図 2.9)が表示される。最初に、部材種別(上部工、下部工、付属物)を選択すると、点検要領に応じた変状種類(「ひび割れ」「遊離石灰」など)が表示され、変状程度の選択肢から選ぶという簡便な方法で記録することができる。点検要領を熟知していない点検者であっても、適切な点検項目が選択できる。次に、タブレット搭載カメラで写真を撮影し、登録する。従来、撮影箇所の位置はメモを作成し、持ち帰ってから整理していたが、この写真は一般図上に登録するのでメモは不要となる。また、写真撮影はタブレット搭載カメラによる他、FlashAir(東芝の無線 LAN 搭載 SD メモリーカード)を挿入することで、手持ちのデジタルカメラからモバイルアプリ内に自動で取込むこともできる。



図 2.9 点検シートの入力画面

現場では、点検中に橋脚番号等の現在位置がわからなくなり、その確認に時間・労力を要したり、点検箇所を取り違えて記録しまうリスクがあったが、GPS を用いて、一般図の平面図上に、自位置を表示する機能を備えており(図 2.10)、そのリスクを低減できる。

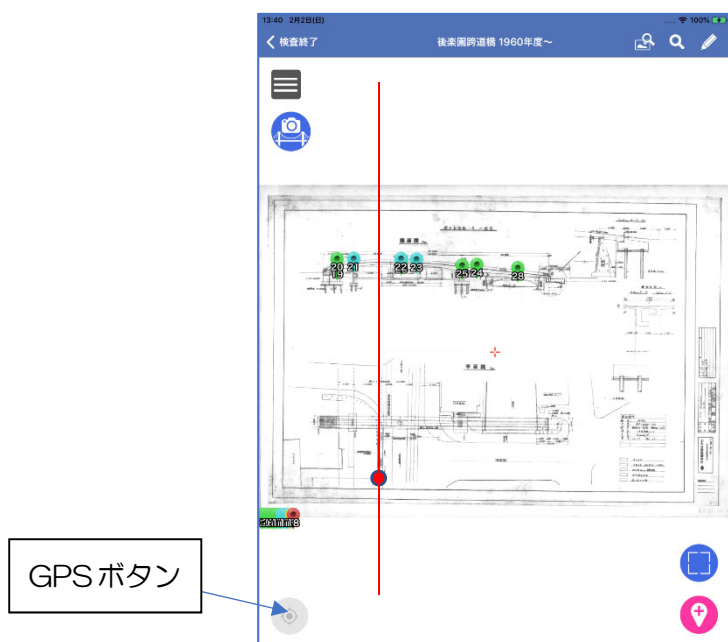


図 2.10 GPS による自位置表示

(3) 後作業(調書作成)

従来は、現場点検後、記録用紙を持ち帰って点検調書に転記する作業が必要であったが、本アプリでは、タブレットから直接、サーバのデータベースにアップロードすることができ、基本的に後作業は不要となる。

点検調書が必要な場合、サーバの専用ソフトを用いて、あらかじめ用意した調書形式で印刷することも可能である。

2.2.3 点検データベースの構築

タブレットで登録した現場の点検情報は、サーバのデータベースにワンタッチで登録され、データベースソフトの地図上にリアルタイムに表示される(図 2.11)。現場点検者が評価した判定区分や、点検未実施である橋梁を一目で確認することができる。

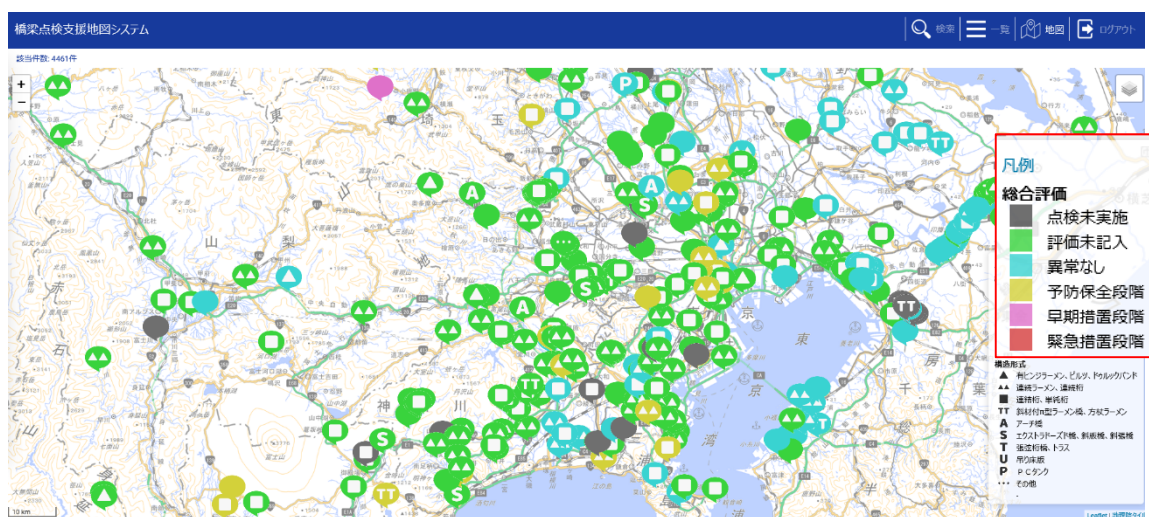


図 2.11 データベースの地図表示

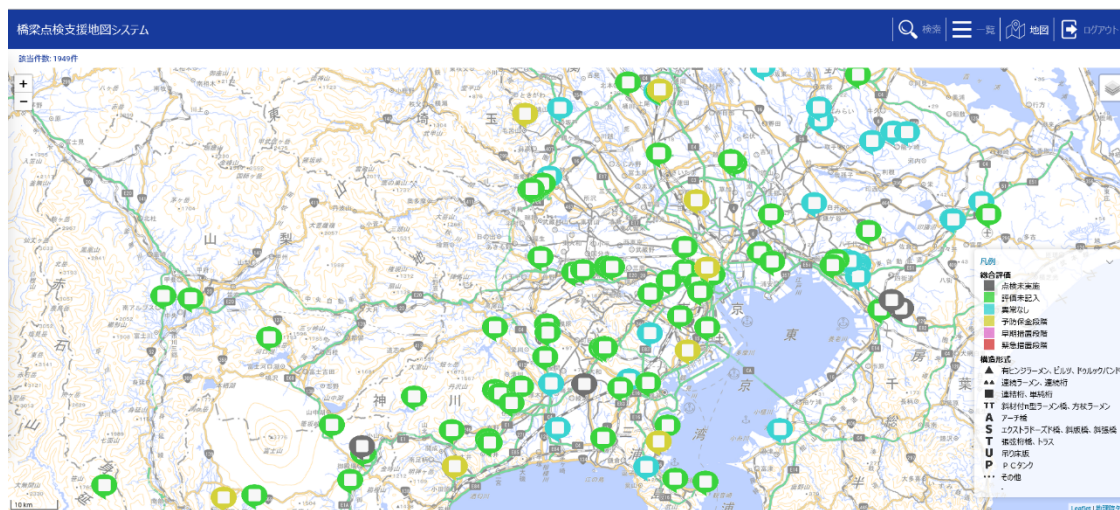


図 2.12 桁橋を抽出した地図表示

点検結果は、現場点検者がアップロードするとリアルタイムに更新され、点検一覧表(図 2.13)および集計表(図 2.14)から、点検達成度、未実施橋梁、損傷橋梁の有無等を確認することができる。地図表示および集計表は、構造条件や架設年度等の条件入力することで絞り込が可能であり、これにより、変状が生じる条件について傾向分析を行うことができる(図 2.12)。

総合評価	支店名	橋梁コード	橋梁名	竣工年月	最終点検日	点検者	表示
AA	大阪支店	00217	新築橋梁	1986年03月	2021/03/19	2 野尻高 水野浩志	表示
BB	大阪支店	00442	河川橋(単線)工架	1967年06月	2021/03/17	2 野尻高 水野浩志	表示
BB	大阪支店	00071	河川橋(単線)工架	1969年11月	2021/03/17	2 野尻高 水野浩志	表示
BB	大阪支店	00281	新築橋梁	1988年11月	2021/02/10	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00039	河川橋(単線)工架	1967年03月	2021/02/09	2 野尻高 水野浩志	表示
BB	大阪支店	00075	河川橋(単線)工架	1970年02月	2021/02/05	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00579	河川橋(単線)工架	1962年12月	2021/02/05	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00222	河川橋(単線)工架	1984年08月	2021/02/01	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00216	河川橋(単線)工架	1984年11月	2021/01/30	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00230	河川橋(単線)工架	1986年03月	2021/01/30	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00245	河川橋(単線)工架	1987年05月	2021/01/30	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00273	河川橋(単線)工架	1988年07月	2021/01/30	4 付保一	表示
S	中部支店	C0194	河川橋(単線)工架	1989年03月	2021/01/29	4 野尻高 水野浩志	表示
BB	大阪支店	00007	河川橋	1963年06月	2021/01/29	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00095	河川橋(単線)工架	1971年05月	2021/01/29	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00192	河川橋	1972年12月	2021/01/29	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00210	河川橋(単線)工架	1986年02月	2021/01/29	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00411	河川橋(単線)工架	1996年11月	2021/01/29	4 付保一	表示
BB	大阪支店	00415	河川橋(単線)工架	1997年10月	2021/01/29	4 付保一	表示
BB	中部支店	C0025	河川橋	1975年04月	2021/01/28	4 野尻高 水野浩志	表示
BB	中部支店	C0310	河川橋(単線)工架	1979年03月	2021/01/28	4 野尻高 水野浩志	表示
BB	大阪支店	00161	河川橋	1979年01月	2021/01/28	4 野尻高 水野浩志 野尻高 水野浩志	表示
BB	大阪支店	00288	河川橋	1992年04月	2021/01/28	4 野尻高 水野浩志	表示
BB	大阪支店	00197	河川橋(単線)工架	1982年11月	2021/01/27	4 野尻高 水野浩志	表示
BB	大阪支店	00225	河川橋(単線)工架	1985年03月	2021/01/27	4 野尻高 水野浩志	表示

図 2.13 点検結果の一覧表

支店	点検数	評価未記入	異常なし	予約保全済	早期点検済	緊急点検済
全体	2,001	569	1,974	682	54	12
広島支店	210	71	216	26	3	1
中部支店	210	10	235	31	2	1
静岡支店	210	5	171	29	6	3
九州支店	210	59	173	49	8	3
東北支店	110	10	110	55	3	0
福井支店	210	34	401	381	14	1
大阪支店	811	55	274	68	6	0
北海道支店	210	38	131	47	3	3
東京土木支店	610	520	84	33	8	0
国際支店	0	0	0	0	0	0
横浜支店	110	69	77	13	1	0

支店	前回の点検結果数					
	今年度	昨年度	4~7年以内	8~32年以内	33年以上前	点検未実施
全体	2,002	110	1,858	275	245	273
広島支店	210	28	94	93	104	38
中部支店	210	3	190	51	35	137
静岡支店	210	0	41	52	121	23
九州支店	210	0	21	117	155	118
東北支店	110	0	18	92	68	54
福井支店	210	0	672	100	9	173
大阪支店	811	79	178	197	47	189
北海道支店	210	0	39	86	97	51
東京土木支店	610	0	463	170	12	33
国際支店	0	0	0	0	0	51
横浜支店	110	0	142	17	1	6

図 2.14 点検結果の集計表

地図上の橋梁評価マークまたは一覧表の右端の表示ボタンをクリックすると、個別橋梁の点検詳細情報が表示され(図 2.15)、詳細点検情報および過去の点検履歴を閲覧することができる。

過去の点検履歴に切り替え

写真ボタン

The screenshot displays the '橋梁点検支援地図システム' (Bridge Inspection Support Map System) interface. At the top, there is a navigation bar with options like '情報', '検索', '一覧', '地図', and 'ログアウト'. Below this, a sidebar on the left shows a '点検結果' (Inspection Results) list with various dates from 2020 to 1994. The main content area is divided into several sections:

- 総合評価** (Overall Evaluation): Includes '調査者' (Investigator) set to '予防保全課' (Preventive Maintenance Section) and a dropdown for '事務局' (Office).
- 点検者** (Inspector) and **同行者** (Accompanying Person): Fields for entering names.
- 全体所見** (Overall Remarks): A text area containing the note: '鉄筋露出部がかなりある。新橋脚の張り出し床版の劣化が進んでいる。(電分が滞留?) チョーク跡あり隣の補修工事も小規模でこなっている。'
- 全景写真** (Panoramic Photos): A row of five thumbnail images showing different views of the bridge structure.
- 点検結果リスト** (Inspection Results List): A table with columns for 'Pq*', '部材区分1*' (Component Division 1), '部材区分2*' (Component Division 2), '調査項目*' (Inspection Item), '評価区分*' (Evaluation Division), '損傷のランク*' (Damage Rank), '考察・所見*' (Remarks/Observations), and '写真' (Photo). The table contains 8 rows of data, with the last two rows (45 and 46) highlighted in yellow.
- 位置図** (Location Map): A map view showing the bridge structure with numbered markers (38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46) indicating inspection points. A 'マウスホイール' (Mouse Wheel) control is visible in the top right corner of the map area.

タブレットで登録した点検箇所

図 2.15 個別橋梁の詳細情報

2.3 ポール型ロボットカメラによる死角軽減

2.3.1 概要

5年に1回の定期点検の合理化を図ることを目的に、2019年2月、道路橋定期点検要領の見直しが行われた。その方策の一つとして、定期点検の方法は、人が肉眼により、部材の変状等の状態を把握し評価が行える距離まで近接して目視を行う、いわゆる近接目視が基本とされてきたが、その補完または代替手段として、「近接目視と同等の健全性の診断を行うことができると判断した方法」も活用することができるよう改訂された。これを受け、人が近接することなく、ドローンや長尺ポール等に高性能カメラを搭載し、カメラを構造物に近接させることで、ひび割れ等の損傷を検出する技術が続々と開発されてきた⁵⁾。

図 2.16 に、筆者らが開発したポール型ロボットカメラの概要⁶⁾⁷⁾を示す。橋桁の側面・下面、支承部など、従来、足場や橋梁点検車などを用いて点検していた箇所に対し、端末装置(タブレット PC)から遠隔操作可能なポールユニット付点検専用カメラを用いて、点検、測定、記録採取を行うものである。桁下からアプローチする「高所型」と、桁下に入れない場合、高欄から下に伸ばす「懸垂型」の2種類がある。本装置は、日立 ICS(株)と三井住友建設(株)が共同開発したもので、2014年より一般販売を開始している。



図 2.16 ポール型カメラの概要

2.3.2 ポール型ロボットカメラの特徴

(1) 作業性の特徴

① 図 2.17 に示すように、タブレット端末は、映像を見ながら、カメラのターン、ズーム等、タッチパネルからスマートフォン感覚で行うことができ、誰でも、すぐに操作可能である。



図 2.17 ポール型カメラの操作方法

② 図 2.18 に示すように、機材一式の重量は、13～15kg ほどで、一人で持ち運ぶことができ、設置作業も5分程度で可能である。



図 2.18 ポール型カメラの荷姿

- ① 図 2.19 に示すように、集光能力に優れる高感度レンズを採用したことにより、カメラに搭載する LED ライト照明のみで、箱桁内部などの暗所でも点検、ひび割れの検出が可能である。

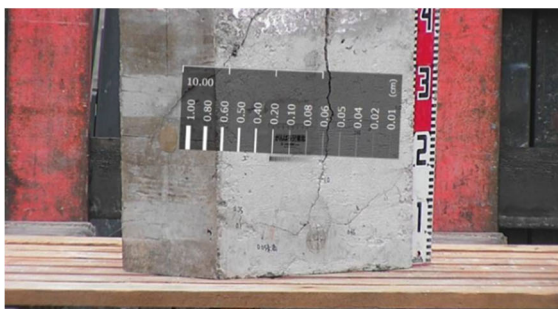


図 2.19 暗所（箱桁内）での点検状況

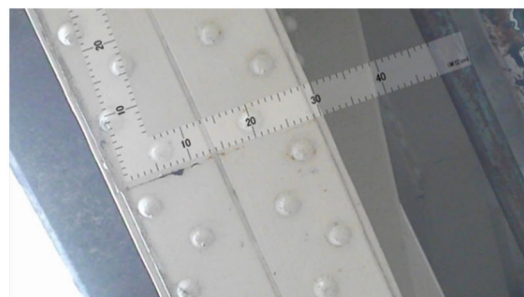
(2) 機能上の特徴

① 仮想スケールの表示

図 2.20 に示すように、対称面までの距離、角度を LRF(Laser Range Finder)で測定し、タブレット画面上に、仮想のクラックスケール、L 型スケールを表示し、ひび割れ幅や、損傷の寸法を測定することができる。



a) クラックスケール



b) L 型スケール

図 2.20 タブレット画面上の仮想スケール

図 2.21 に示すように、タブレット上に表示する仮想スケールは、カメラと対象構造物の角度に応じて、スケール幅を補正している。また、同一画像内でも、中心部と隅角部付近では、レンズのゆがみにより見かけ上の長さが増えるため、このレンズ固有のゆがみ量も補正している。試験の結果、角度が 45 度を越えた場合、この補正による誤差が 10% 程度以上生じることが確認されたため、本カメラの適用範囲は、角度 45 度以内としている。角度が 45 度を越えても、測定はできるが、誤差が大きくなっていることを、スケール表示を赤色にすることで明示している。

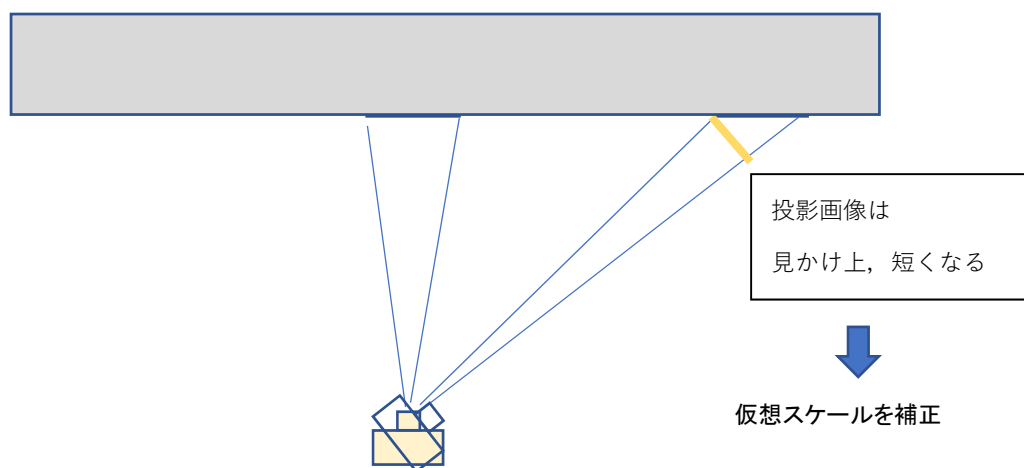


図 2.21 画像の角度による補正

一般的に、画像から認識できるひび割れ幅は、1 画素 (pixel) の寸法の 1/3 程度まで可能とされている。図 2.22 に、0.3mm/pixel のサイズで撮影したクラックスケールの画像を示す。幅 0.3mm 以下のひび割れは、色の濃淡により表示される。この濃淡の比較により、0.1mm 程度のひび割れ幅まで認識可能である。

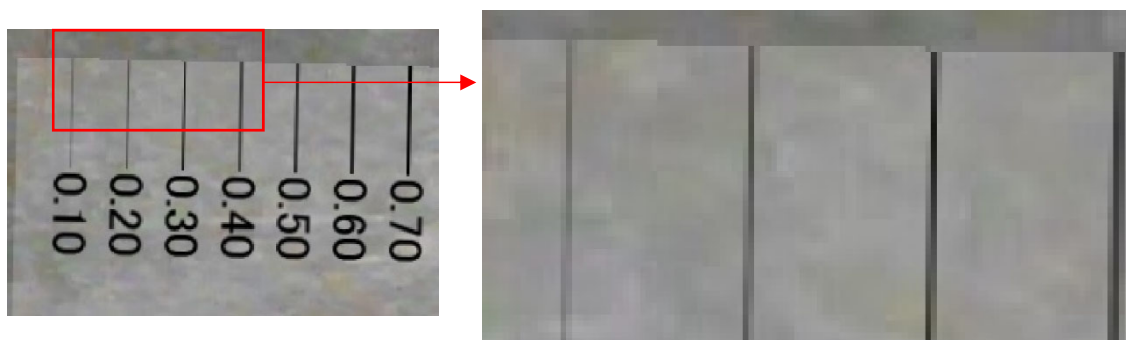


図 2.22 0.3mm/pixel で撮影したクラックスケールの画像

② カメラと対象物までの距離

認識可能なひび割れ幅と対象物までの最大距離の関係は、カメラの最大記録画素数とレンズの最大倍率の関係から決まる。最大 90 万画素、光学式 30 倍レンズの本カメラの場合、カメラと対象物との距離の 1/100 倍までのひび割れ幅が認識できることとなる。図 2.23 に、この関係式を屋外試験により確認したグラフを示す。0.05mm 程度の誤差は生じているが、およそ、この関係式が成立していることがわかる⁶⁾。

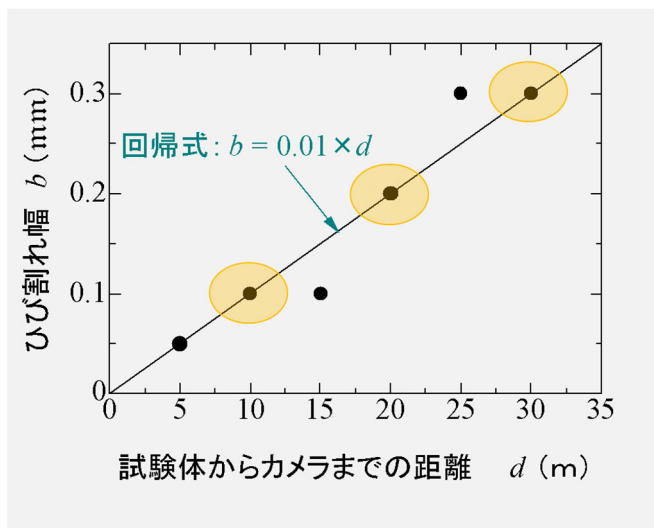


図 2.23 認識可能なひび割れ幅と、対象までの最大距離の関係⁶⁾

③ 拡大写真の位置表示

遠方からひび割れ画像を取得する場合、ズーム倍率を上げた拡大写真を必要とするが、その撮影位置を都度記録していないと、どの部位の画像かわからなくなる場合がある。

そこで、本カメラは、損傷をズームアップした写真と、ズームアウトした写真を同時に撮影する機能を有している。図 2.24 に示すように、ズームアウト写真には、同時に撮影したズームアップ位置が赤枠で記録される。これにより、データ整理を効率的に行える。

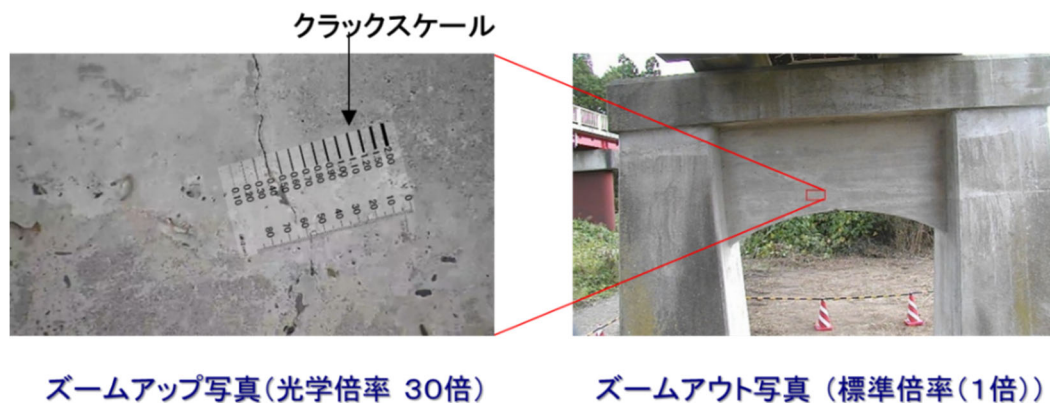


図 2.24 拡大写真と等倍写真の同時撮影

2.3.3 近接目視点検の支援技術

本装置は、基本的には、遠望目視点検において、あらかじめ特定された部位を橋梁点検車や梯子等を使用することなく、安全かつ簡易に点検するためのツールとして開発を行ったものである。

しかし、すべての部位をもれなく点検する近接目視点検の支援技術としても本装置を活用するために、新たに追加した機能と、その課題について述べる。

① 連続自動撮影機能

本装置を用いて、広大な面積から変状を探し出す作業は、双眼鏡を用いてひび割れを探すのと同様であり、かなりの集中力が必要となる。

そこで、所定のひび割れ幅が取得可能な倍率(画素数の制約から、撮影距離によって決定)を設定し、次に点検をしたい範囲を指定することで、点検カメラが自動的に、画角を割付、分割された拡大画像を取得する連続自動撮影機能を追加した(図 2.25)。この連続自動撮影機能を使用することで、広大な面積をもれなく拡大写真撮影を自動的に行うことができる。また、変状の有無に関わらず、全記録を保存することで、従来の点検では、実施してこなかった「変状がない」というエビデンスを残すことの意義も大きいと考える。この連続自動撮影機能を使った点検状況を図 2.26 に、撮影後の後処理の作業手順を図 2.27～30 に示す。

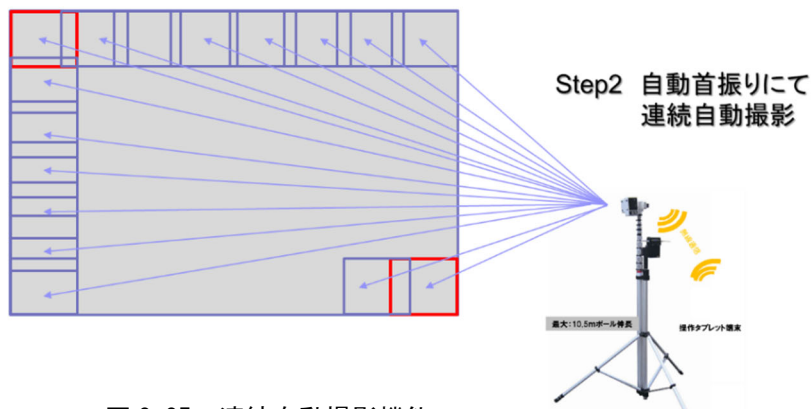


図 2.25 連続自動撮影機能

現地作業 :カメラを設置し、連続自動撮影機能により撮影を行う。

現地での損傷調査は基本的に行わない。



図 2.26 連続自動撮影機能を用いた点検状況

後処理(事務所でのパソコン作業)

Step1 すべての取得画像を1枚1枚表示し、損傷を検出(ひび割れ, 遊離石灰等を分類)

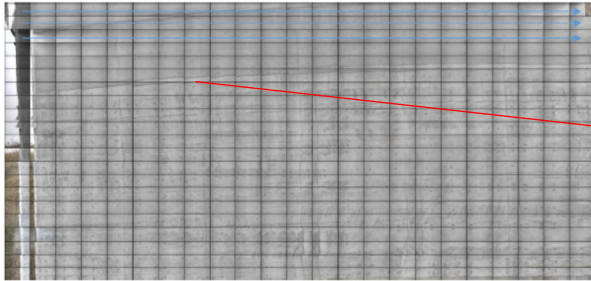


図 2.27 全撮影画像のマトリックス表示

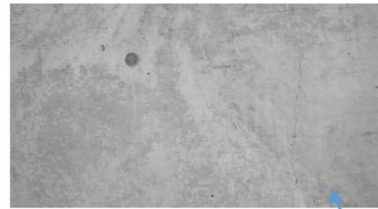


図 2.28 1枚の画像

Step2 損傷のある画像に仮想クラックスケールまたはL型スケールを表示し、
損傷程度を測定する

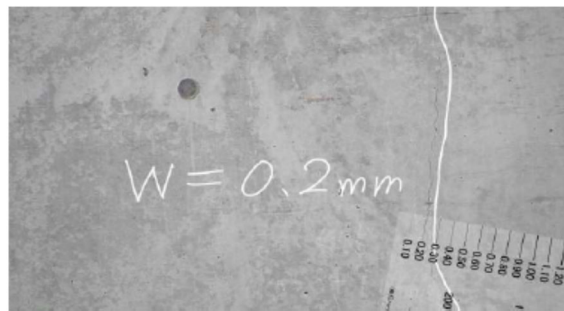
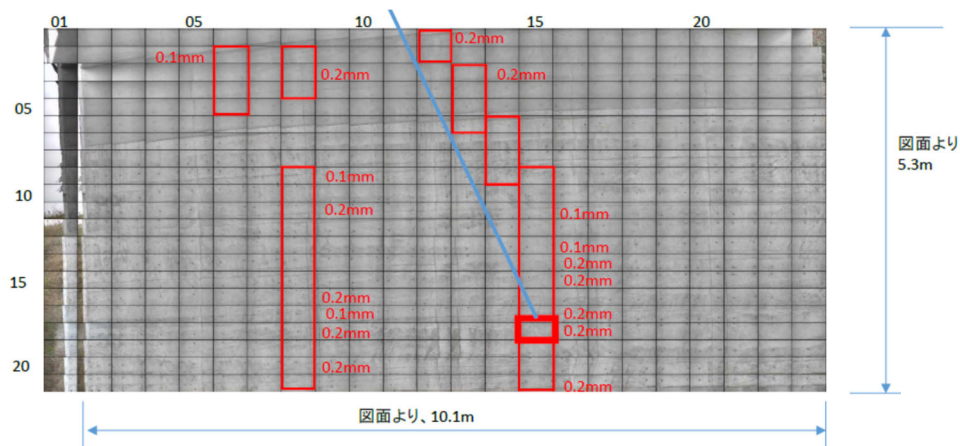


図 2.29 パソコン上にて、仮想クラックスケールを表示

Step3 画像のマトリックス番号から、損傷位置を特定



□ ひび割れが検出された画像

図 2.30 損傷情報を追加したマトリックス表示

② 自走式ユニット(懸垂型のみ)

橋面の高欄上に設置し、箱桁側面の点検に使用する懸垂型カメラは、基本的には人力で盛替え作業を行う製品であるが、オプションとして、次の点検場所に自動走行する自走台車(図 2.31)を開発した⁷⁾。

自走台車は、懸垂型カメラから連続自動撮影機能の撮影終了の信号を受け取り、次の点検場所に自走移動する。この装置の組み合わせにより、無人点検が可能となる。自走台車の橋軸方向移動距離は、設定した画角と、画像の重ね合わせ率を入力することで内部計算され、自動決定される。



図 2.31 自走式ユニット: 自走台車と懸垂型カメラを組立⁷⁾

350mm 移動 → チルトして自動撮影(高さ方向に 200mm で分割)

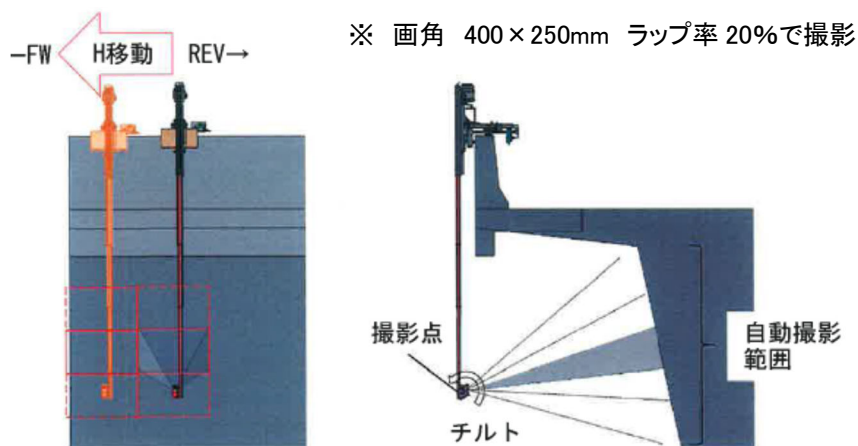


図 2.32 自走式ユニットの動作イメージ

2.3.4 実橋検証

(1) 概要

近接目視点検の支援技術として、連続自動撮影機能および自走式ユニットの現場検証を実施した。本検証は、戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)「インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」の一環として、実施されたものである⁸⁾。検証は、橋梁点検車を使用した通常の見視点検と同時に実施され、その結果を比較した。図 2.33 に対象橋梁の全景を、図 2.34 に橋梁一般図を示す。

対象橋梁

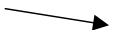
- 1) 業務名称 PC ラーメン高架橋・箱桁外面および箱桁内部の損傷調査
- 2) 実施日時 H29.7.24～25
- 3) 対象橋梁 下岡高架橋(一般国道 178 号 兵庫県美方郡香美町香住)

形式 PC2径間連続ラーメン箱桁橋

橋長 110.0m, 支間長 42.8+65.8m

全幅員 11.6m, 有効幅員 車道 7m+路肩 1.75m×2=10.5m(歩道無し)

平面線形 R=1500

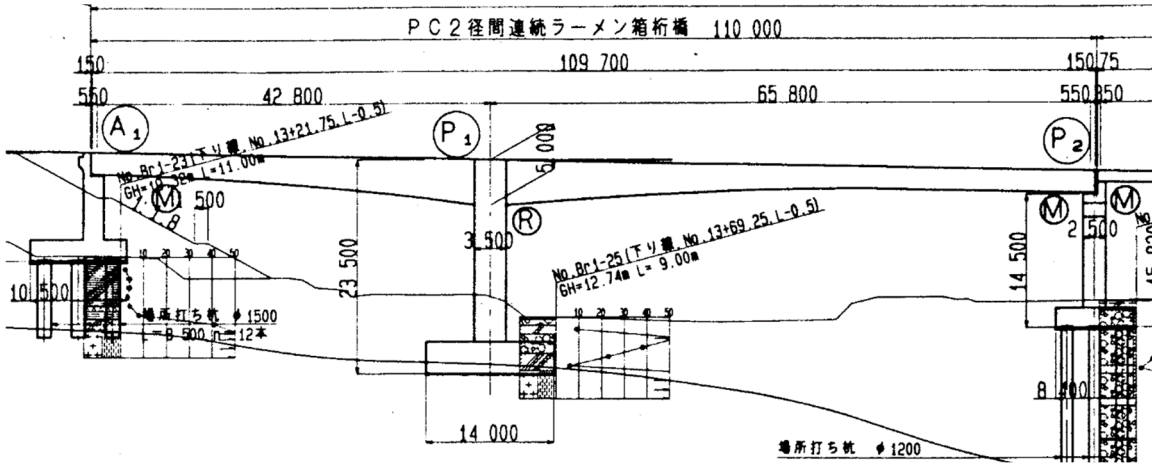
縦断勾配  2.0%

竣工 2000年7月(築18年)

供用開始 2005年3月



図 2.33 対象橋梁の全景



A₁, P₂支点上

P₁支点上

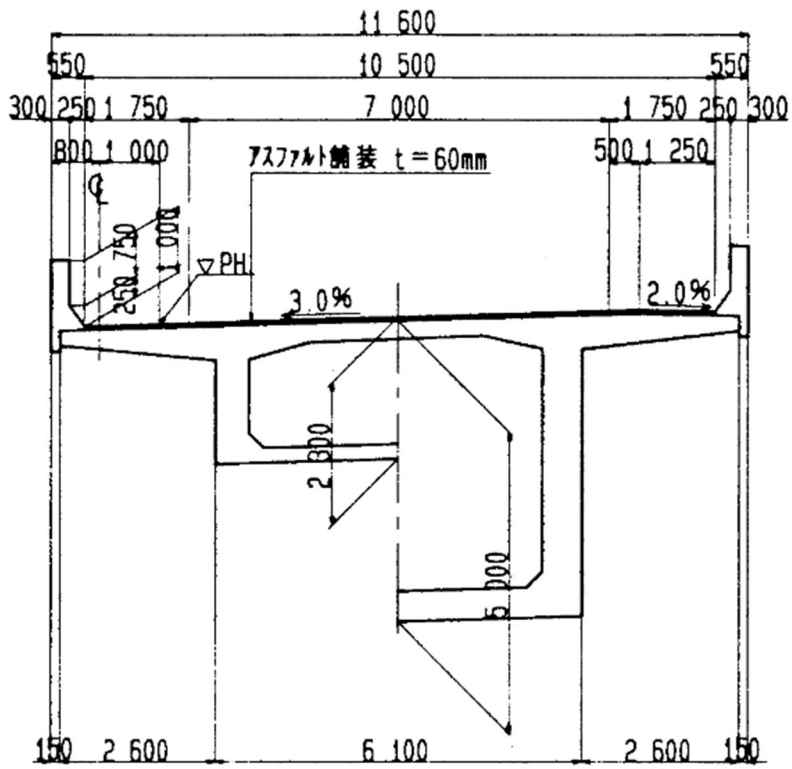


図 2.34 対象桥梁の構造一般図

(2) 暗所となる箱桁内部の点検

表 2.2 に、従来点検とロボットカメラ点検の比較を示す。箱桁内部は暗所となるため、懐中電灯等ではひび割れを見つけることは困難である。また、桁高が大きい場合には、足場を構築する必要があるが、一般的には梯子や脚立等を用いての点検が実施されており、時間を要するだけでなく、安全性にも十分に注意が必要となる。

箱桁内部にポール型ロボットカメラを設置し、上床版下面およびウェブ側面の連続自動撮影を実施した(図 2.36)。ロボットカメラ点検では、ひび割れの有無にかかわらず、すべての面をもれなく拡大写真を自動撮影する。この写真をマトリクス状に並べることで、写真の位置特性を容易に行うことができる。

1 か所での撮影は、角度 45 度の制約から、橋軸方向の長さ3m程度とし、撮影終了毎に、人力により、三脚を順次移動した(図 2.35)。1 箇所での撮影時間は、3 面合計で約 60 分程度であった。

表 2.2 従来点検とロボットカメラ点検の比較

	足場	照明	損傷調査
従来点検	単管足場 または梯子・脚立	発電機+照明 または懐中電灯	現場にて、野帳等に記載 (一般的にクラックスケールは困難)
ロボット点検	足場は無し	照明不要 (作業員の安全確保のみ)	<ul style="list-style-type: none"> 連続自動撮影機能により全面の写真を撮影 (人力により、盛換作業) パソコン上にて、クラックスケールを表示

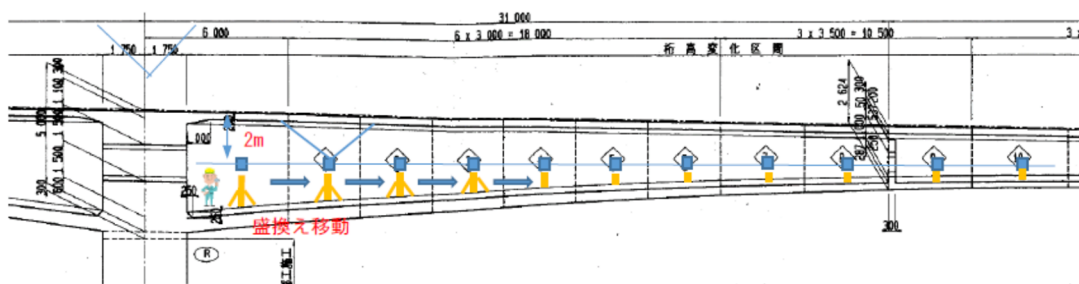


図 2.35 箱桁内部におけるロボットカメラ点検の概要



図 2.36 ロボットカメラ点検の状況

表 2.3 に、撮影枚数と撮影時間を示す。カメラは 2 台同時に使用し、合計 6474 枚の写真を自動撮影した。これに要した時間は 12 時間であった。今回は、第 1 径間のみでの点検であったが、全長を測定するためには、42 時間を要する計算となる。カメラ撮影中、ロボットカメラの作業者は、基本的に待機状態であり、さらに複数のカメラを操作することは可能であり、カメラの使用台数を増加することで、時間短縮することができる。

表 2.3 ロボットカメラの撮影枚数と撮影時間

	カメラ台数 (台)	今回の 撮影枚数 (枚)	面積 (m ²)		所要時間 (hr)	
			今回の 点検範囲	橋梁全体	今回の 点検範囲	橋梁全体 (カメラ2台と して推定)
ウェブ側面	2	4659	206	525	8	21
箱桁内部		1815	100	520	4	21
合計	2	6474	306	1045	12	42

近接目視点検の調書では、箱桁内部のウェブ側面、床版下面は健全と記載されているのみであった(図 2.37)。図 2.38 に、箱桁内部のウェブ側面の撮影写真をマトリックス上に整理したものを示す。ロボットカメラ点検でも、ウェブ側面、床版下面には、調書に記載すべき幅 0.1mm ひび割れは確認されなかったが、幅 0.05mm の微細ひび割れが 2 箇所確認されている(表 2.4)。橋全長にわたって、ひび割れの見落としがないというエビデンスが得られたものとする。

写真番号	18	径間番号	1	撮影年月日	2017年7月
部材名	主桁	要素番号	9101	メ モ	
損傷の種類		損傷程度の評価	a	左側壁 健全	
					

図 2.37 近接目視点検における箱桁内部の点検調書

表 2.4 近接目視点検とロボットカメラ点検の比較

部材		要素番号	近接目視点検	ロボットカメラ点検
			ひび割れ	ひび割れ
箱桁内部	主桁	9101	損傷無し a	0.1mm未満のひび割れ
		9102		0.1mm未満のひび割れ
	床版	9201		損傷無し
		9202		(未実施)

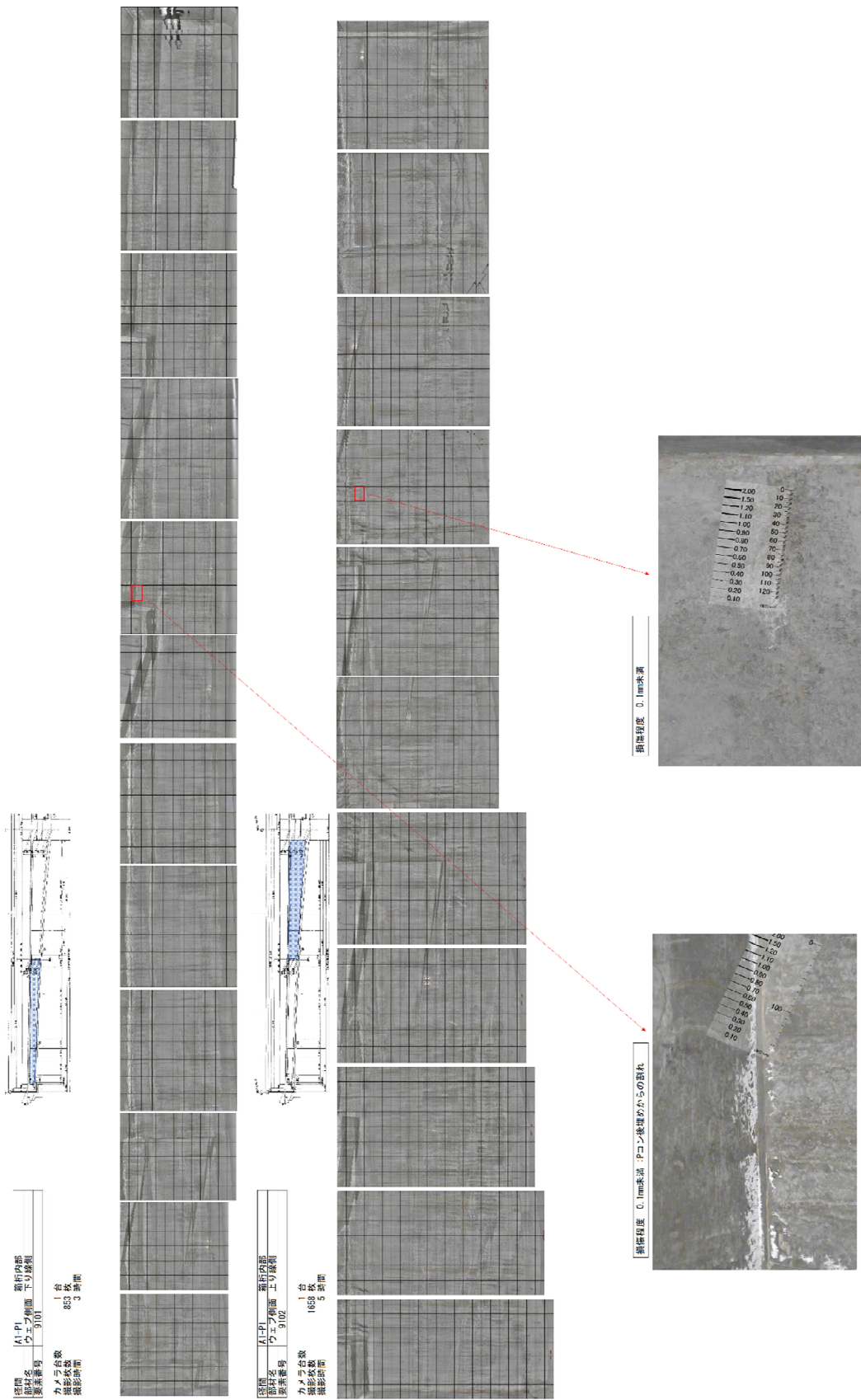


図 2.38 ロボットカメラ点検による箱内内部の調査

(3) 自走式ユニットを用いた箱桁側面の無人点検

箱桁側面は、図 2.39、図 2.40 に示すように、壁高欄の上に自走式ユニット(自走台車+懸垂型カメラ)を設置し、基本的に無人走行により連続自動撮影を実施した。ただし、壁高欄に、標識等の障害物がある箇所は、人力により盛替え作業を実施する必要があった。

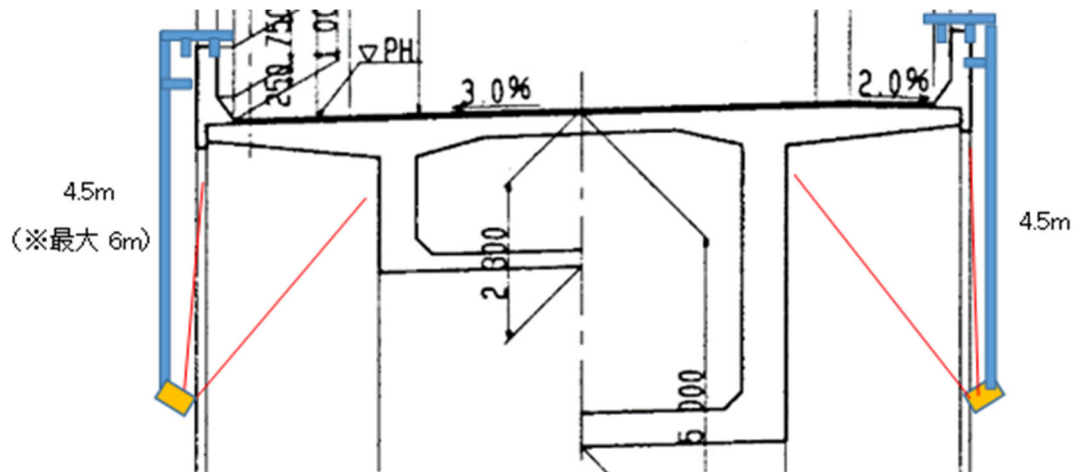


図 2.39 自走式ユニットによる箱桁側面の点検概要



図 2.40 自走式ユニットによる無人点検の状況

図 2.41 に、近接目視点検の調書を示す。幅 0.1mm のひび割れが認められているが、その本数、場所は記載されていない。

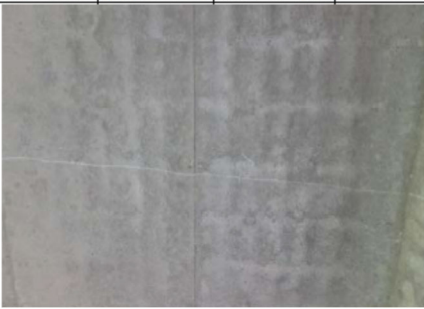
写真番号	65	径間番号	1	撮影年月日	2017年7月
部材名	床版	要素番号	0101	メ	モ
損傷の種類	床版ひびわれ	損傷程度の評価	c	パターン1、幅0.1mmの床版ひびわれが見られる	
					

図 2.41 近接目視点検による張出床版下面の調書

図 2.42 に、橋梁点検車を使った近接目視点検状況と、自走式ユニットによる点検状況の比較を示す。

図 2.43 に、自走式ユニットによる張出床版下面およびウェブ側面の点検調書を示す。

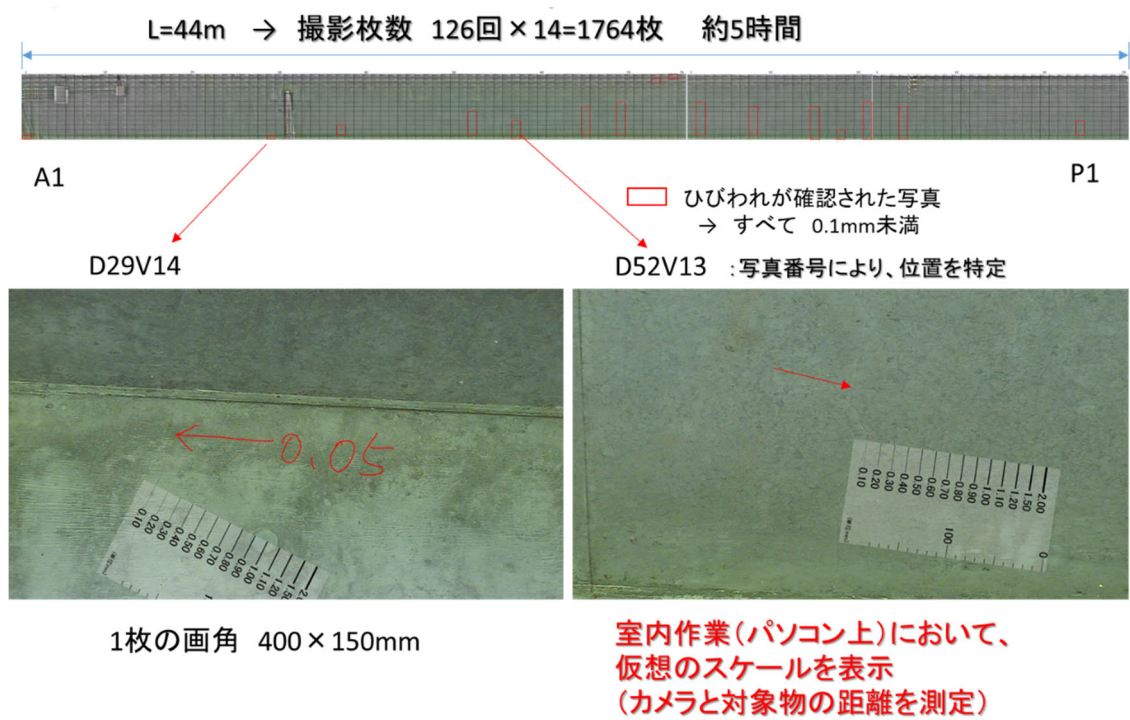
第 1 径間(43m)+1m を点検するのに 5 時間を要している。張出床版下面には、2m 間隔でのひび割れが確認されたが、幅はすべて、0.1mm 未満であった。ロボットカメラ点検を繰り返すことで、このひび割れの進展の有無が容易に確認できるものと考える。



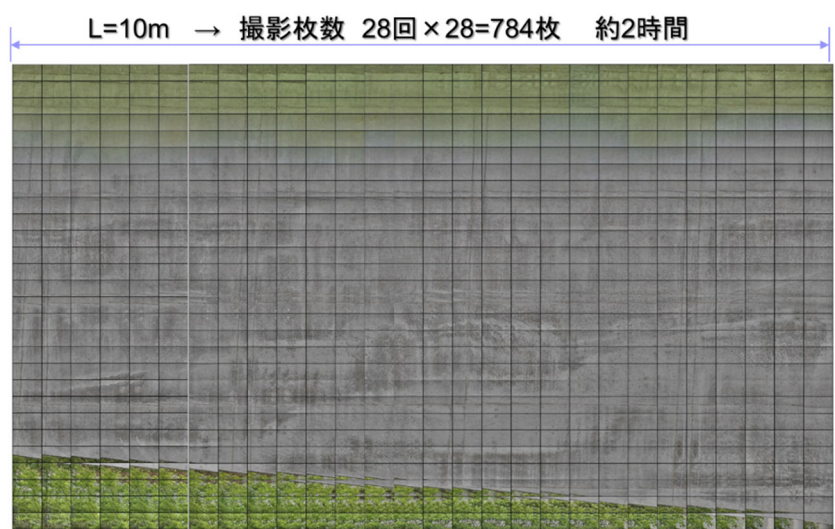
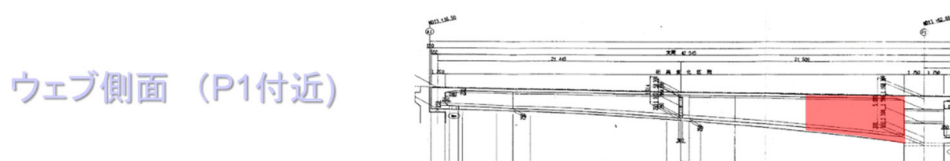
図 2.42 橋梁点検車による近接目視点検と自走式ユニットによる無人点検状況

自走式ユニットによる無人点検は、人による近接目視点検に比べ、損傷が少ない場合も全面的な写真を撮影するため時間がかかるというデメリットがあるものの、その反面として下記のメリットが確認された。

- i) 点検技術者の技量，経験に左右されず，安定して，客観的な点検情報が得られる
- ii) 橋梁点検車に比べ，橋面占有面積が小さく，車線規制の軽減が可能である
(橋梁点検車：片側交通規制 ⇒ 自走式ユニット：路肩規制)
- iii) 損傷がない場合も，そのエビデンスを残すことができる



a) 張出床版下面のひび割れ調査



損傷無し → 損傷がないことのエビデンスが可能

b) ウェブ側面のひび割れ調査

図 2.43 自走式ユニットによるひび割れ点検結果

2.4 モアレ法(画像解析技術)による全景写真の活用

2.4.1 概要

一般に、橋梁定期点検により検知が求められるひび割れ幅は、RC 構造物では 0.2mm 以上、PC 構造物の場合は 0.1mm 以上となる。これらのひび割れを、写真画像から検知するためには、0.3mm/pixel 以下の高解像度の画像が必要であり、2400 万画素の高解像度カメラを使っても、1.8m×1.2m 程度の拡大写真を取得する必要がある。拡大画像を取得した場合、従来、人が近接して記録していた場合と同様、損傷図の作成のために画像ごとに位置情報を持たせる必要がある。前項ポール型ロボットカメラでは、全数写真を取得しマトリックス状に並べることで、この課題に対する一つの取組を示したが、点検時間、それに伴いコストが多大にかかり、遠望目視点検に適しているとは言い難い。画像によるひび割れデータ取得は、この位置情報の取得技術が大きな課題となり、撮影装置が複雑化、高コスト化してしまうケースが多いと言える。

そこで、近接することなく、また特殊な機器も使用せずに、一般的な市販カメラで撮影した遠景写真等の低解像度画像から、微細な変状を検出する画像解析手法としてモアレ(干渉縞)法について基礎的な検証を実施した。

モアレ法とは、図 2.44 に示す等間隔の格子模様を点検対象部位に設置し、設置直後に取得した初期画像と、変形後に取得した画像を重ね合わせることで発生するモアレ縞が、実際の移動量より拡大して表示されることを利用した画像による変位測定手法である⁹⁾。その精度は、設置する格子サイズ(図 2.45 参照)の 1/100 程度であり、解析は理論上、1格子に 4 個以上のピクセルがあれば可能である。表 2.5 に、格子サイズと、変位検知精度、解析可能な限界解像度および 1 枚の画像の撮影範囲の例を示す。



図 2.44 モアレ法による格子設置状況

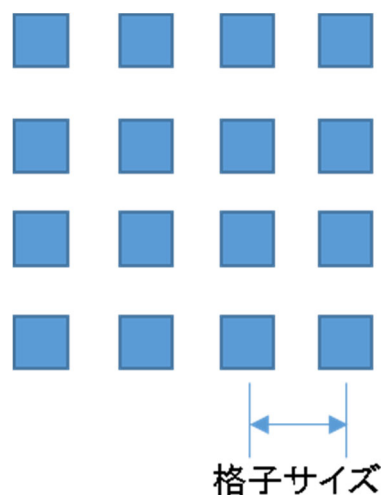


図 2.45 格子サイズの定義

表 2.5 格子サイズと必要解像度および撮影範囲の関係

格子サイズ	精度	解析可能な 限界解像度	2400万画素カメラを 使用した場合の 最大撮影範囲
mm	mm	mm/pixel	
10	0.1	2.5	15m × 10m
20	0.2	5	30m × 20m
50	0.5	12.5	75m × 50m
100	1	25	150m × 100m

格子は、撮影範囲すべてに設置する必要はなく、変位情報を得たい領域ごとに設置することができる。変位情報は、格子領域の画像ピクセル単位で得ることができ、面的にXY方向の変位が検知可能となる。モアレ法は、2.3で示したロボットカメラのようにひび割れ幅の絶対量を得るものではなく、格子設置時からの変化量を測定する技術である。このため、すでにひび割れが発生している箇所に適用する場合は、格子設置時に、ひび割れ幅の絶対量を別途、測定、記録しておく必要がある。本手法により、0.1mm精度のひび割れ幅変化を検知するのであれば、格子10mmサイズで、15m程度の範囲を一度に撮影できるため、撮影画像から、ひび割れ位置の特定は、比較的容易になるものと考えられる。

2.4.2 経年変化検知への課題

モアレ法はカメラを不動点として成立するものであり、撮影前後においてカメラ位置が微動だにしないことが前提条件となる。維持管理における経年劣化検知に本手法を適用するためには、長年にわたって屋外環境にカメラを固定設置する必要があり、これを実現するためには多大な設備が必要になる。このため、本手法を遠望目視点検に適用するのは実用的に困難であると考えられてきた。

そこで、カメラを現場に固定することなく、都度、現場に持参して遠方から撮影することで、微細なひび割れ幅変化を検知可能とする解析手法を提案し、検証する。ただし、初期画像撮影の際のカメラ位置を記録または現場にマーキングすることで、毎回、半径1m程度以内の範囲には設置できるものと想定した。



図 2.46 全景写真の撮影イメージ

2.4.3 ひび割れ幅変化に関する基礎実験

(1) 概要

格子画像は正面から撮影することが望ましいが、実構造物を対象とする場合、その環境によっては正面からの撮影が困難であり、斜めからの撮影となる場合がある。これらを考慮し、図 2.47 に示す 4 つのケースを想定した。

本実験では、微小なひび割れ幅の変化を正確に再現するため、格子をフル HD モニター画面に表示し、中央鉛直方向にひび割れが生じたことを、右半分の格子を1ドット単位(0.18mm)でずらしていく方法で模擬した(図 2.48)。なお、紙に印刷した格子とモニターに表示した格子では、解析結果に相違がないことを事前に確認している。実験は、基本的に屋外において実施した。実験状況を図 2.49 に示す。カメラおよびモニターは地上から約 50cm の高さに設置した。

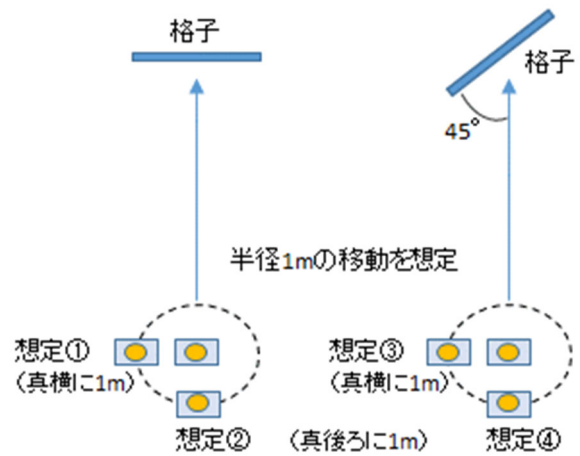


図 2.47 カメラ撮影位置の移動範囲の想定

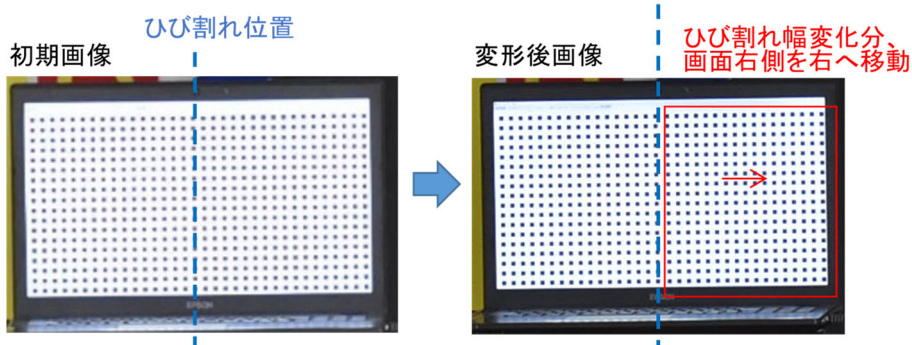


図 2.48 モニターに表示した格子

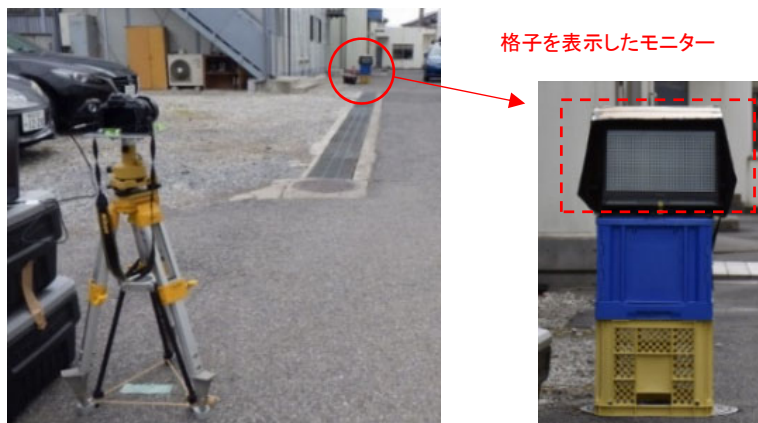


図 2.49 検証実験状況

使用したカメラを図 2.50 に、その仕様を表 2.6 に示す。



図 2.50 検証に使用したカメラおよびレンズ

表 2.6 検証に使用したカメラおよびレンズの仕様

カメラ	機種	Nikon D5600
	形式	レンズ交換型レフレックスタイプ
	有効画素数	2416万画素
	撮影素子	23.5×15.6サイズCMOSセンサー
レンズ	型式	ニコンFマウントCPU内蔵Gタイプ AF-S DX
	焦点距離	18mm - 140mm

表 2.7 に、実験ケースを示す。Case1～3 は、撮影距離を 10m, 20m, 40m と変化させ、レンズ焦点距離および記録画素数を変化させることで画像の解像度をモアレ法の解析可能限界値(表 2.5)の約 1/2 に固定したものである。case4,5 は、解像度をパラメータとし、高解像度および低解像度(解析可能限界値)に変化させたものである。斜め 45 度の位置にカメラを設置した case6 のみは、設備等の都合により室内実験としている。

表 2.7 実験ケース

			正面					45度
			case1	case2	case3	case4	case5	case6
カメラ移動			想定①②	—	想定①②	—	—	想定③④
撮影条件	環境		屋外					室内
	距離	m	10	20	40	10	20	10
モアレ格子	格子サイズ	mm	10					
カメラ設定	焦点距離	mm	70	140	140	70	70	70
	記録画素数	万画素	598	598	2400	2400	598	598
画像	解像度	mm/pixel	1.12	1.12	1.12	0.56	2.24	1.12
	1格子あたりのピクセル数	pixel	8.9	8.9	8.9	17.9	4.5	8.9

(2) カメラ固定によるひび割れ幅変化の検知精度検証

まずは、カメラを固定した標準的なモアレ法によるひび割れ幅変化検知精度の検証結果を示す。格子領域のうち、ひび割れを想定した中心部を跨ぐ横 224mm×縦 112mm の領域を解析対象とすることで、200×100 ピクセル分、2 万点の変位情報が得られる(図 2.51 参照)。図 2.52 に、右半分を 0.18mm 変位させた際の水平方向変位分布(200 点)を、縦方向ピクセル(100 点)の本数分重ねた全データを示す。距離を変化させた Case1 から 3 は、同一解像度としているため基本的に全く同じ

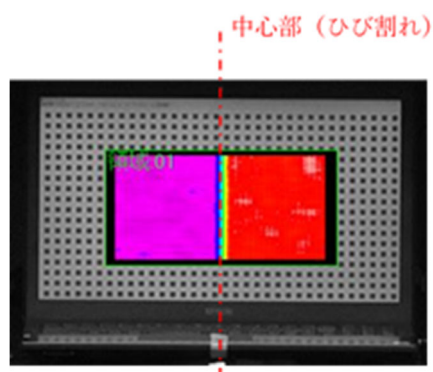


図 2.51 解析領域と解析結果コンタ

画像のはずであるが、距離が長くなるにつれ、解析値のばらつきが大きくなる傾向となった。距離 20m までであれば、おおよそ 0.2mm 程度の変化を判別することができるが、距離 40m の解析値からは読み取ることができない。また、解析可能限界値まで低解像度とした case5 も、ばらつきが大きくなり、0.2mm の変化を読み取ることが困難であった。

次に、領域の縦方向ピクセルのばらつきの平均値を算出した水平方向変位分布を図 2.53 に示す。あわせて、変位量を 0.18~1.05mm まで変化させたケースも示している。なお、各ケースは、風の影響により、カメラおよびモニターが揺れ、全体的な変位がばらついたが、領域の左端がゼロとなるよう補正することで、風の影響を受けても領域内の変位分布を安定させることができ、局所的なひび割れ幅検知には特に影響ないものとする。図中、赤実線は、変化量の設定値(正解値)である。平均値をとることで、ひび割れ幅の変化は明確になるが、距離が増大するにつれ、水平変位一定区間(ひび割れが無い区間)にも 0.1~0.2mm 程度の揺らぎが生じていることがわかる。

この解析値の揺らぎは、大気の影響を受けているものと推測される。距離 10m ではほとんど揺らぎがなく、距離 20m までの揺らぎならば、0.1~0.2mm 程度の変位量を十分に読み取ることができるが、撮影距離が 40m になると、0.2mm 以下の変化量を検知するのは難しくなる。

次に、Case5 より、解像度の設定を解析可能限界値まで大きくした場合も、揺らぎの影響が大きくなり、平均値をとることで 0.2mm 程度以上の変化ならば読み取り可能であるが、0.1mm の変化を検知するのは困難である。逆に、最も高解像度である case4 は、case1 とほぼ差異はなかった。斜めから撮影した case6 は、正面から撮影した場合に比べ、若干ばらつきが大きくなるが、平均値をとることで、精度はほぼ同等となった。

図 2.53 のグラフから、揺らぎとは異なる大きな変化があった個所をひび割れ幅変化と特定し、その前後の相対差分を読み取った値と、モニター設定値の比較を図 2.54 に示す。撮影距離 20m 以内であれば、0.1~0.2mm 程度の微小ひび割れ幅変化検知が十分に可能であるものとする。撮影距離が 40m 程度になる場合、検知可能なひび割れ幅変化量は 0.4mm 以上となり、±0.1mm 程度の誤差が生じることがわかった。

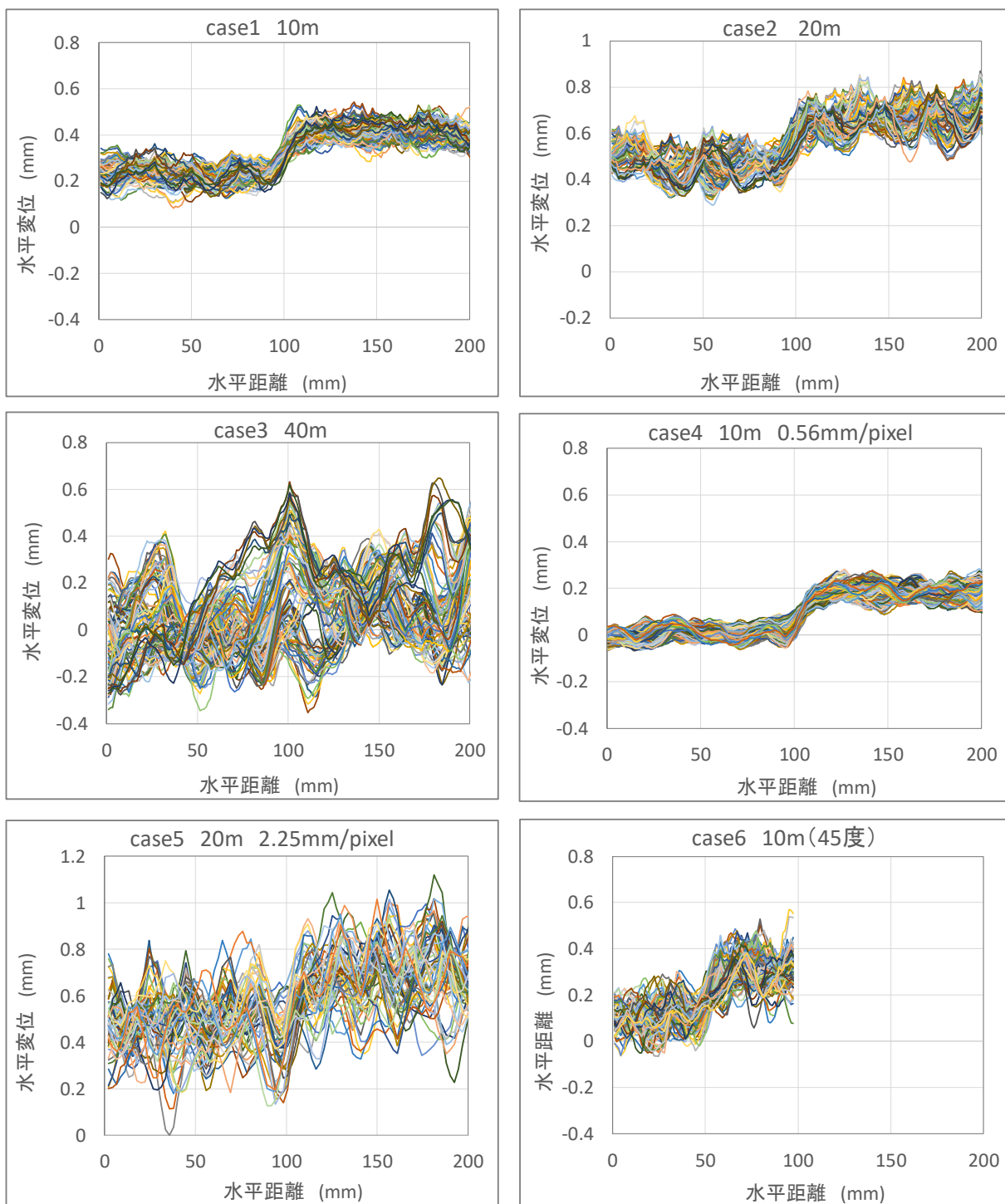


図 2.52 解析領域内の水平方向変位分布

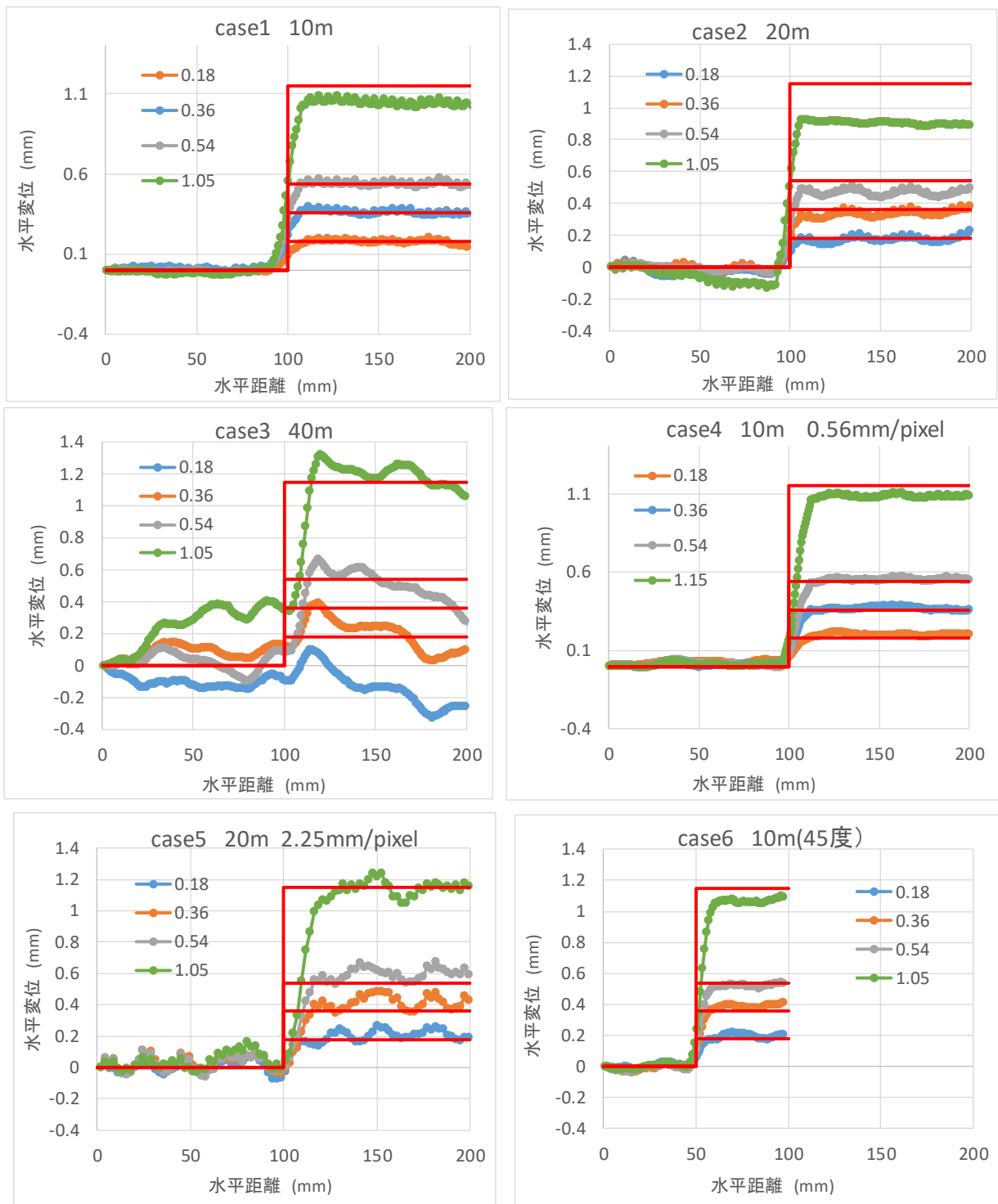


図 2.53 水平方向変位の平均値分布

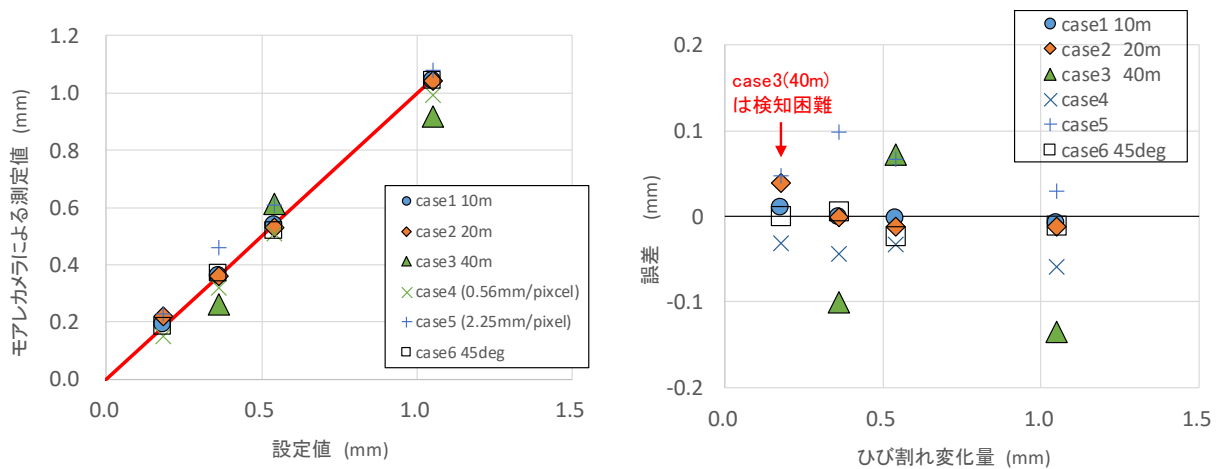


図 2.54 カメラ撮影位置を固定する標準的なモアレ法による、ひび割れ幅変化検知の精度

(3) カメラが移動したことにより生じる見かけ上の変位

本手法は、カメラの撮影位置が変化すると、画像の大きさが変化し、見かけ上、大変形が生じたものと認識される。なお、カメラ移動により、画像中の格子範囲が初期画像の格子範囲から大きく外れてしまった場合、それぞれの画像から格子領域のみをトリミング加工(図 2.55)することで解析は可能となる。

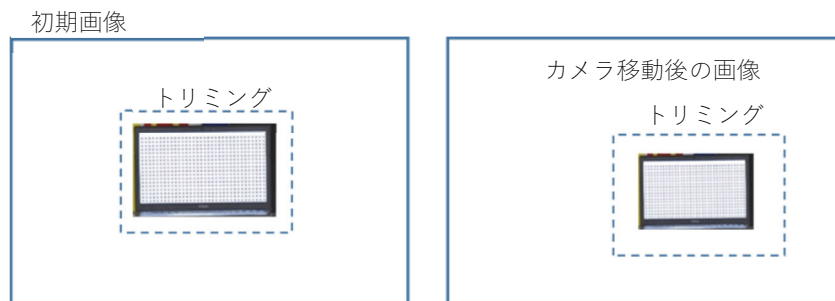
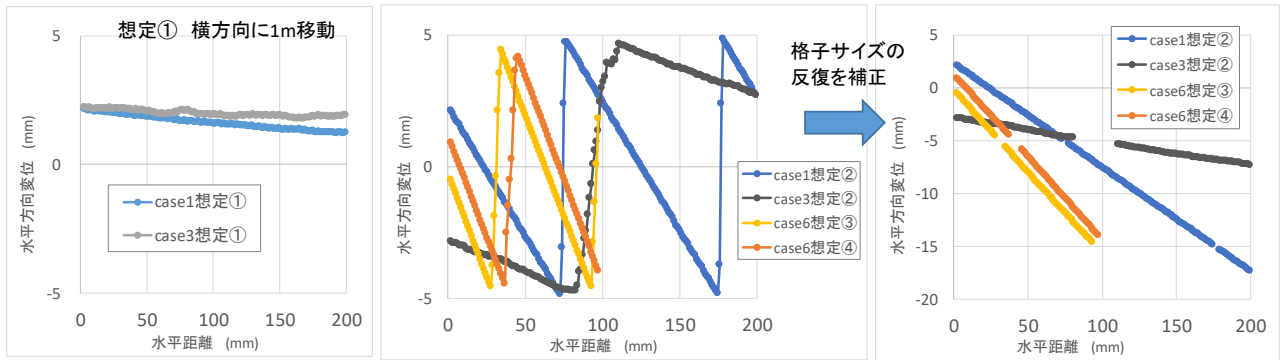


図 2.55 画像トリミングによる位置あわせ

同一画像(変位が生じていない画像)を、図 2.47 に示す想定で撮影位置を移動して取得した 2 枚の画像から解析した水平方向変位分布を図 2.56 に示す。

たとえば、撮影距離が 10m から 11m に変化する case1 想定②では、撮影範囲は 1.1 倍となり、格子領域は、見かけ上、 $1/1.1=0.91$ 倍に縮小する。この場合、横幅 224mm の領域は 20mm 縮小したと認識される。モアレ法では、格子サイズ(本実験では 10mm)以上の変位が生じた場合、変位が元に戻ったものと認識され、変位分布は反転を繰り返す(図 2.56b)。反転位置を特定し、格子サイズ分を累加する補正を行うことで連続した変位分布とすることができる(図 2.56c)。格子領域内に変化がなければ、カメラ移動による変位はほぼ単純な直線変化となる。



a) 想定①の場合 b) 想定②, ③, ④の場合 c) 左記 b)の格子サイズの反復を補正

図 2.56 カメラ撮影位置が移動したモアレ法による、水平方向変位の平均値分布

(4) カメラ移動を伴ったひび割れ幅変化検知精度検証

変位前の初期画像を撮影後、カメラを図 2.47 の想定範囲内で移動させ、ひび割れ幅が変化した格子を撮影した場合の変位解析結果を図 2.57(次頁), 図 2.58(次々頁)に示す. 前項で示したように、カメラ移動に伴い、変位は全体に一定勾配を示すが、ひび割れ幅変化位置には特異勾配が生じる. 0.5mm 程度の変化があれば、この特異勾配を確実に検出することができるが、0.1mm 程度の微小変化の場合、この特異勾配を検出することは難しい. しかし、一定勾配領域、つまり、格子領域のうち、ひび割れが生じていない範囲の勾配を検出し、これをシフト補正することで、カメラ固定で撮影した場合と、ほぼ同じグラフを得ることができる. この簡単な補正方法により、0.1~0.2mm 程度のひび割れ幅変化を検知できる可能性がある.

図 2.59 に、図 2.47 の想定内のカメラ移動を伴ったモアレ法により測定した、ひび割れ幅変化量およびその精度を示す. 斜め 45 度から撮影した case6 では、カメラ移動による見かけ上の変位が大きく、若干、精度は悪化しているが、本検討の範囲では、±0.1mm の範囲内であり、十分な精度は確保できているものと考えられる.

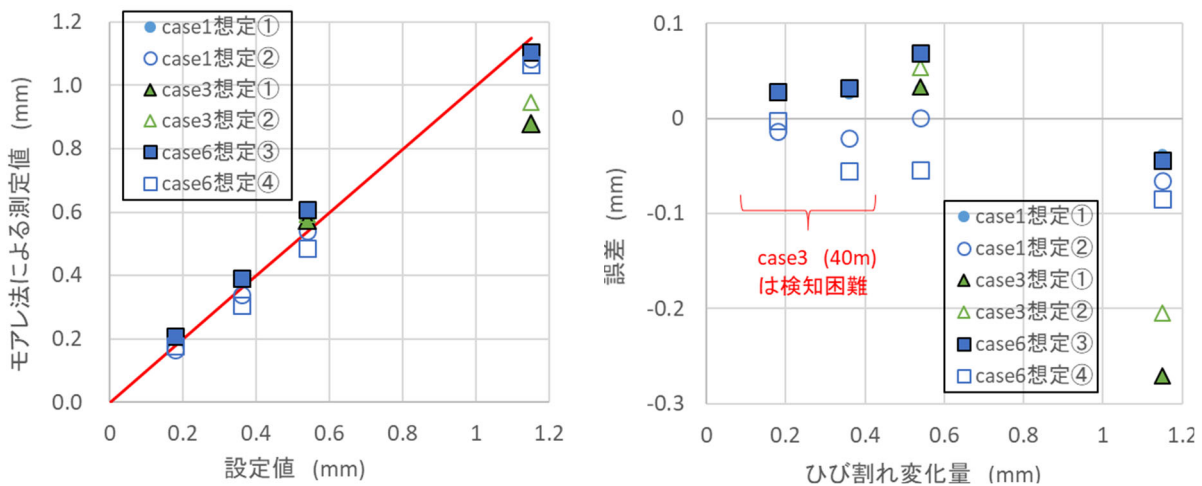


図 2.59 カメラ撮影位置が移動したモアレ法による、ひび割れ幅変化検知の精度

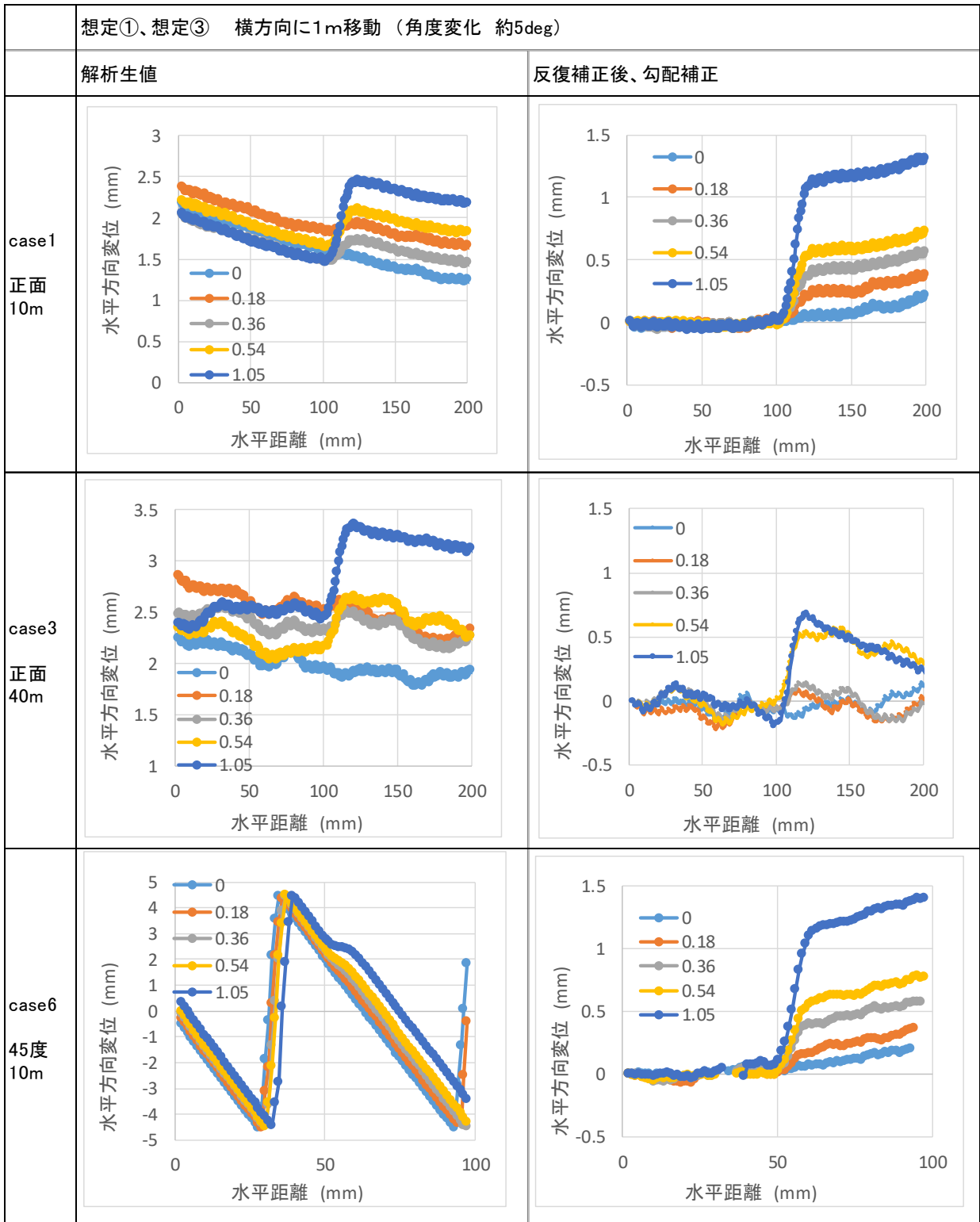


図 2.57 カメラ撮影位置が移動した場合の見かけ上の水平方向変位の平均値分布 (想定①③)

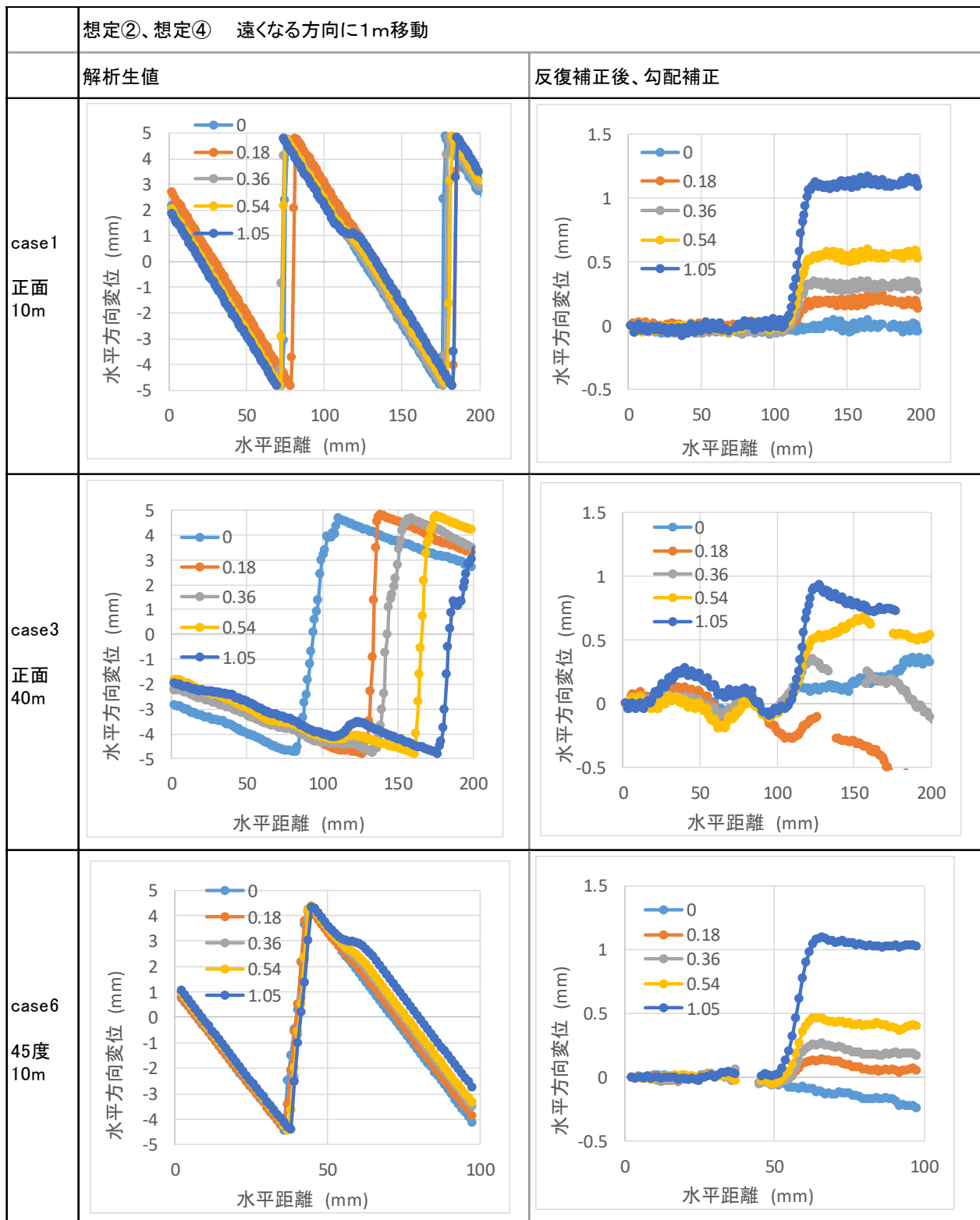


図 2.58 カメラ撮影位置が移動した場合の見かけ上の水平方向変位の平均値分布(想定②④)

2.5 本章のまとめ

本章では、遠望目視点検を有効に活用するために開発した ICT ツールの概要およびその有効性を検証した。本章で得られた主な知見を以下に示す。

【点検支援タブレット】

- 1) 点検データベースと連携する点検支援モバイルアプリを使用することで、過去の点検者の点検情報（点検箇所、写真、評価）を容易に参照することができ、点検の連続性を確保できる。
- 2) 点検支援モバイルアプリに、点検データベースから過去の点検情報を含む橋梁情報をダウンロードし、追加点検情報をアップロードすることで、準備作業の軽減および調書作成業務を不要とし、作業効率が大幅に向上する。
- 3) タブレットの GPS 機能の活用により、点検箇所の確認のための時間が短縮され、点検実施位置を誤認識するリスクが回避される。
- 4) 点検データベースに全橋梁のデータをリアルタイムに集積することにより、地域特性、構造形式ごとの傾向分析が容易になる。

【ポール型ロボットカメラ】

- 5) 筆者らが開発したポール型カメラを遠望目視点検に携行することで、高所や桁側面など、通常点検では死角となる個所を大幅に低減させることができる。
- 6) 仮想スケール表示機能により、遠隔からでも、ひび割れ幅の測定が可能となる。
- 7) 近接目視点検の支援技術として、広大な面積を連続自動撮影する機能を追加した。これにより、現場作業が軽減されるとともに、損傷がない個所の写真もすべて取得するため、「損傷がなかった」というエビデンスを示すことが可能になる。
- 8) 比較的桁高の大きい箱桁内部は暗所であり、足場設置も困難であるため、ひび割れの調査作業が困難であった。ロボットカメラは、高感度カメラにより暗所でも鮮明な画像を得ることができ、また、連続自動撮影機能を使用することで、損傷の見落としの可能性が大きく低減される。
- 9) 懸垂型と組み合わせ、高欄上を自走し、橋梁側面を自動撮影する自走式台車を開発した。これにより、基本的に無人点検が可能となる。ただし、照明柱や距離ポストなど、高欄上には障害物が多く、これを回避するために人力による盛替え作業が必要となり、まだまだ課題が多い。今後は、橋梁側面にレールを設置するなどを前提とし、完全無人点検の可能性を検討していく。

【モアレ画像解析技術】

カメラを固定して撮影する標準的なモアレ法による基本精度の検証において、以下の知見が得られた。

- 10) 本検証の範囲では、モアレ法により 0.1mm 程度のひび割れ幅変化を検知するためには、対象構造物に格子サイズ 10mm のマーカ領域を設置し、撮影距離を 20m 程度以内、解像度を、1mm/pixel 程度とすれば、定期点検における要求精度は得られることがわかった。解像度を、この約 2 倍

(0.56mm/pixel)の高解像度としても、ほとんど精度は向上しないことがわかった。

- 11) 撮影距離が 40m の場合、大気の影響と推測される揺らぎが顕著となるため、検知可能なひび割れ幅変化量は、ばらつき幅を上回る 0.4mm 以上となり、また±0.1mm 程度の誤差が生じる。
- 12) 撮影場所は、必ずしも正面とする必要はなく、斜め方向からでも十分に精度は確保できるものと考えられる。
- 13) 局所的なひび割れ幅変化検知では、風によるカメラの振動は特に結果に影響しないと考えられる。

実際の定期点検実務で想定される、カメラを都度持参し、カメラ撮影位置が若干異なる場合の検証において、以下の知見が得られた。

- 14) 格子領域内の、ひび割れが生じていない範囲における一定勾配変位をシフト補正する簡易な方法で、カメラを固定した場合と、ほぼ同じ解析結果を得ることができ、0.1～0.2mm のひび割れ幅変化検知に対し、十分な精度が得られるものと推定される。
- 15) 今回の検証は、ひび割れ幅の変化検知を同一日で行ったものであり、季節による気温変動や、日照が変化した場合の影響について、今後、検証をすすめていく。
- 16) 本手法は、鉛直方向ひび割れを対象としたものであるが、領域の水平方向ピクセルを平均とした鉛直方向変位分布図と併用することで、角度を有するひび割れにも適用可能である。

【参考文献】

- 1) 石田純一, 岡崎光央, 河村圭, 宮本文穂: 山口県における計画的維持管理の導入方法と実用的データベースシステムの開発, 土木学会論文集 F, Vol.64 No.1, pp.72-91, 2008.
- 2) 貝戸清之, 阿部允, 藤野陽三: 実測データに基づく構造物の劣化予測, 土木学会論文集, No.744/IV-61, pp.29-38, 2003.
- 3) 大島俊之, 三上修一, 山崎智之, 丹波郁恵: 橋梁健全度評価に用いる評価方法の検討と影響要因の解析, 土木学会論文集, No.675/ I -55, pp.201-217, 2001.
- 4) 大竹雄, 流石堯, 本城勇介, 村上茂之, 小林孝: 統計的手法を用いた橋梁点検データベースに基づく橋梁健全度評価に関する基礎的研究, 土木学会論文集 A2(応用力学)Vol.67, 2011.
- 5) 六郷恵哲, 羽田野英明: ロボット技術による橋梁定期点検の効率化・高度化と交通規制の大幅短縮, 建設マネジメント技術, 2018.8.
- 6) 梅津健司, 藤原保久, 玉置一清, 丹野浩二: 橋梁点検ロボットカメラの開発と適用ー近接目視困難箇所(point inspection)の点検にー, 土木施工, 2018.7.
- 7) 藤原保久, 梅津健司, 玉置一清: 橋梁の自動点検を可能にする自走式ロボットカメラの開発, 検査技術, 2018.5.
- 8) 関西大学, 神戸大学, 広島大学, 広島工業大学: 戦略的イノベーション創造プログラム(SIP) 地域実装, 関西・広島地域における SIP開発技術の実装実験活動, 2016.
- 9) 藤垣元治, 村田頼信, 栗林健一, 他: 位相解析手法を用いたインフラ構造物用画像計測システムの研究開発, NEDO インフラ維持管理技術シンポジウム, 2018.10.

第3章 FBG 光ファイバひずみセンサによるモニタリング点検システム

3.1 概要

維持管理コストを抑制するためには予防保全へと転換し、構造物を長寿命化させることが有用であることは言うまでもない。そのためには構造物の状態を常に把握しておくことが必要である。現行基準では、定期点検の頻度は5年に1回と規定されているが、地方自治体の財政・人員事情では、それすらも厳しく、頻度を下げたいとの要望が全自治体の80%にも及んでいることは1.1 本研究の背景で述べた。

一方、道路管理者の中には、建設後50年を超過する高齢化橋梁がこれから急速に増加する時代を迎え、変状が確認される橋梁が増加してくる傾向は避けられず、安全安心を優先するためには、5年に1回の定期点検では不十分であり、点検の頻度は増加すべきとの意見もある。この相反する2つの命題を解決するためには、低コストかつ省力で持続可能なモニタリングシステムと、それを運用する制度、体制の確立が急務であると考えられる。国の諮問機関である社会資本整備審議会でも、現段階では点検頻度を5年に1回より低減することは認められないが、モニタリングをうまく使えるようになれば、その可能性は検討できると審議されている¹⁾。

これまで、センサを使用したモニタリングが普及しなかった最大の課題は、インフラ構造物の寿命に比べ、センサ自体や配線ケーブルの耐久性が圧倒的に小さく、せいぜい4~5年、長いものでも10年程度が限界と考えられていることである。そのため、モニタリングの実績は、施工期間中の安全確認を目的としたものや、劣化が著しく架替えを検討する際の調査目的等、短期での採用がほとんどであった。

現在、モニタリングにおいて測定可能な主な項目とそれに使用されるセンサは、表3.1に大別される。

表 3.1 モニタリングに使用される主なセンサ

構造	ひずみ・変位	ひずみゲージ、変位計、傾斜計など
	荷重・圧力	ロードセル、圧力計など
	振動	加速度計、超音波・AEセンサ、ジャイロなど
環境	温度・湿度	熱電対、温度計、湿度計、赤外線センサなど
	化学的变化	腐食センサ、塩分計、p h 計、ガスセンサなど

構造的なモニタリングに使用されるセンサのうち、ひずみ計や荷重計は、センサ設置後を初期値として相対変化量を測定するものであり、連続性が必要となる。センサおよび配線ケーブルに僅かに劣化、変状が生じた場合でも電気抵抗が変化してしまい、センサとしての機能は喪失する。また、構造物への固定に有機系接着剤を使用した場合は紫外線等により固定度が変化したり、長期的にズレ変形が生じる等によっても機能喪失が懸念される。このため、数年程度の短期間での採用実績はあるが、長期にわたる維持管理目的への適用は難しいと考えられてきた。

加速度計等による振動測定は、測定の都度に初期値をとるため、センサに劣化、変状が生じた場合も交換すればよく、システムの連続性はあまり問題とならないケースが多い。また、配線ケーブルに関しても、無線化の開発がすすみ、現状では、長期の維持管理を目的としたモニタリングは、この加速度計を使用した研究開発が主になっている。加速度センサを使用したモニタリングは、これまでも、建築構造物である

高層ビル等においては、主に地震による被害を対象として多くの実績がある。橋梁構造物においても、加速度計を使用して、固有周期の変化＝剛性の変化を測定する診断手法が研究されている²⁾。しかし、地震による大きな損傷であれば検知は可能であるが、老朽化による時間経過がゆっくりとした損傷進展では剛性変化は微小であり³⁾、これを検知するための高精度のセンサが必要となる。無線化を実現するために省電力とした MEMS センサでは、まだ精度が高くなく、相当の劣化が進行しないと検知できないなど、実用化にはまだ課題が多い。

図 3.1 に、プレストレストコンクリート橋において PC 鋼材の腐食、破断が生じた場合の劣化挙動を示す。プレストレストコンクリート橋は、建設時に死荷重や活荷重による曲げモーメントと逆方向の曲げモーメントが発生するようにプレストレスが導入されている。PC 鋼材の腐食・破断が生じ、プレストレスが損失すると、この逆方向の曲げモーメントが減少し、主桁には、たわみ、曲げひずみが発生する。1.3.3 で示したように、PC 鋼材の 40～50%が破断するまで、死荷重状態で曲げひび割れが発生しないため、①～②の段階では目視点検により、その兆候を検知するのは難しい。同様に、ひび割れが入るまでは断面剛性も変化しないため、加速度計により固有周期変化を測定する劣化診断法を適用するのは困難である。③の段階になって、ようやく、加速度計による振動特性に異常が検知できるが、この段階では、安全性は大きく損なわれており、緊急対策が必要であり、供用を継続するのは困難である。

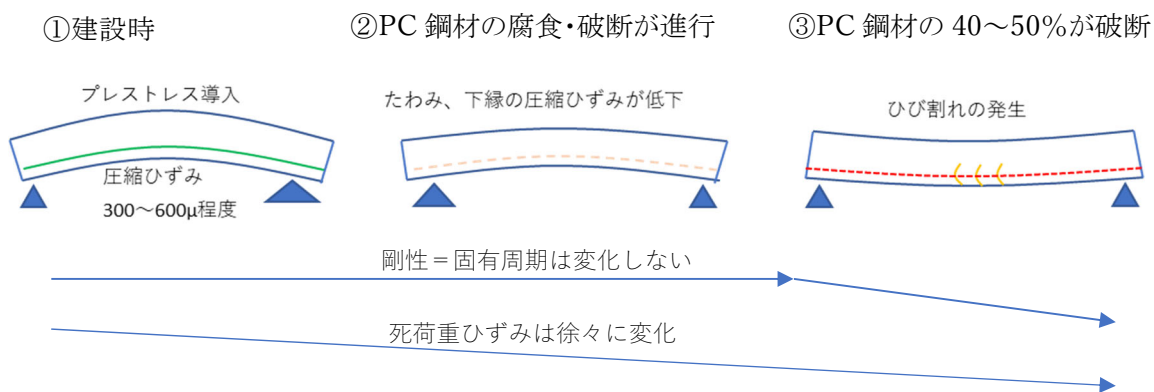


図 3.1 プレストレス損失による劣化挙動

①～②の段階で、このゆっくりとしたひずみの変化を、長期信頼性の高いひずみセンサでモニタリングできれば、プレストレス低下の兆候は検知可能であると考えられる。

そこで、本研究では、劣化が極めて小さい材料のみで構成し、また長期的に不安定である電気抵抗を一切使用しない方式である光ファイバを用いたひずみセンサを開発した。

本章では、3.2 に近年におけるプレストレストコンクリート橋のモニタリングの事例とその課題を整理し、3.3～3.6 に、開発した光ファイバひずみセンサの概要と運用方法およびそれによる評価方法を、3.7～3.8 に実橋実証事例および FEM による検討例を示す。3.9 に、本研究で開発した簡易型 Bridge Weigh in Motion(走行車両解析)の精度および活用について考察を行う。

3.2 プレストレストコンクリート橋のモニタリング実績

(1) 外ケーブルの張力変動測定⁴⁾

主桁側面からの削孔によるグラウト充填調査の結果、全48箇所のうち、11箇所で見つかった充填不良が確認された鉄道橋 PCI 形桁において、グラウト再注入後に外ケーブル補強が実施され(図 3.2a)、この外ケーブルに磁歪センサを設置し(図 3.2b)、列車通過時の張力変動を測定することで、内ケーブル破断によるプレストレスの低下を検知するモニタリングの試験施工が実施された例を示す。

図 3.2c)に列車通過時の外ケーブル張力変動のイメージを、図 3.2d)に内ケーブル破断本数と外ケーブル張力変動の計算結果を示す。死荷重時の外ケーブル張力は破断とともに線形的に変化するが、これを管理するためには、温度変化による張力変動を補正する必要があり、現時点ではこれらのデータが得られておらず補正精度の確保が困難であるため、温度変化の影響を受けない列車荷重載荷時の張力変動を常時モニタリングし、この変動値を管理する方法が提案されている。

本橋梁の設計計算によると、内ケーブルが5本破断までは列車走行時の張力変動は一定(図中①②)であるが、6本以上破断すると曲げひび割れが発生し、張力変動が増加する(図中③)。

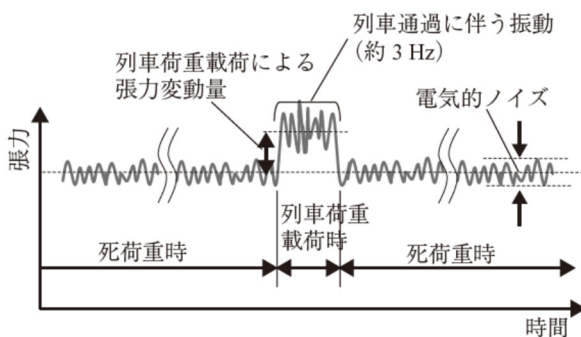
この変動値に管理値を設定するためには、列車の乗客数や衝撃係数等による計測精度のばらつきを統計的に処理する必要があり、計測データの収集、分析が実施されている。



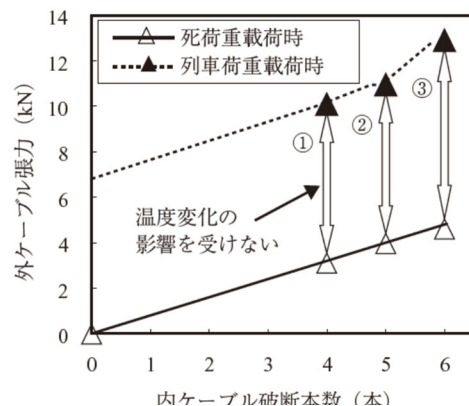
a) 外ケーブル設置状況



b) 外ケーブル張力を測定するセンサ



c) 外ケーブル張力変動の波形イメージ



d) 内ケーブル破断と外ケーブル張力変動の関係

図 3.2 磁歪法による外ケーブル張力測定事例⁴⁾

(2) 初期点検でひび割れ等の変状が確認された PC 箱桁橋のモニタリング⁵⁾

京奈和自動車道に位置する垂井高架橋では、竣工後 1 年半の点検で多数のひび割れ、変形が確認された。このため、補修、補強を施した後、下記の①～③を目的に、2007 年 8 月の供用開始と同時に、表 3.2 に示すモニタリングが開始された。図 3.3 にセンサ位置図を示す。

- ① 補修補強効果の持続性の確認
- ② 供用後における想定外の事象に対する備え
- ③ 周辺住民に対する安全情報の提供

10 年間に及ぶモニタリングの結果、桁たわみ、ひび割れ幅等の常時監視は気温変化に伴う挙動以外は生じなかったこと(図 3.4)、2 年に 1 回の頻度で実施した衝撃振動試験の結果、桁剛性の低下が確認されなかったこと(表 3.3)から、2017 年 8 月にモニタリングを終了し、通常の定期点検に移行している。

表 3.2 垂井高架橋で実施されたモニタリング一覧⁵⁾

種類	測定部位	主な目的	方法	頻度
常時監視	桁たわみ	桁のたわみの変化により変位を確認	水管式沈下計 (7点)	常時 1 時間毎 赤枠は当初から閾値を設定し監視する項目
	橋脚付け根部ウェブ変形	P2橋脚ウェブ付近の斜めひびわれの動きを観察し、変形の有無を確認	光ファイバー (12点)	
	支承の変位	支承の変位量により状態を確認	変位計 (9点)	
	ひび割れ幅	新たなひびわれ発生の把握、既存ひびわれの進展を確認	亀裂変位計 ※1) (12点)	
	上下床版平均ひずみ	上下床版のひずみの動きを確認	光ファイバー ※1) (上下各2点)	
	外ケーブル張力	張力の変動を測定、予備ケーブル緊張の有無を判断	ロードセル (4点)	
	桁内外の温度	各種計測データへ温度影響をインプット	熱電対 (12点)	
定期点検	ひび割れ幅	新たなひびわれ発生の把握、既存ひびわれの進展を確認	目視	1回/年
	上床版下面の変位	上床版下面の変位から床版の状態を確認	目視 デジカメ	
	支承	支承本体・変位制限装置の状態確認	目視	
	剥落防止シートの状態	剥落防止シートの状態を確認	目視	
	鉄筋の腐食	上床版の鉄筋の腐食を計測する事により耐久性を確認	自然電位	2年に1回程度実施、また、臨時点検において異常があった場合にも実施
橋体の振動特性	橋の振動特性を計測する事により剛性低下の有無を確認	加速度計		
臨時点検 * 震度 4 以上の地震時及び異常時	上床版下面の変位	上床版下面の変位から床版の状態を確認	目視	随時
	支承	支承本体・変位制限装置の状態確認	目視	
	剥落防止シートの状態	剥落防止シートの状態を確認	目視	

※1) 供用開始後 1 年程度で計測を終了する予定であったが、参考として引き続き計測を継続した項目

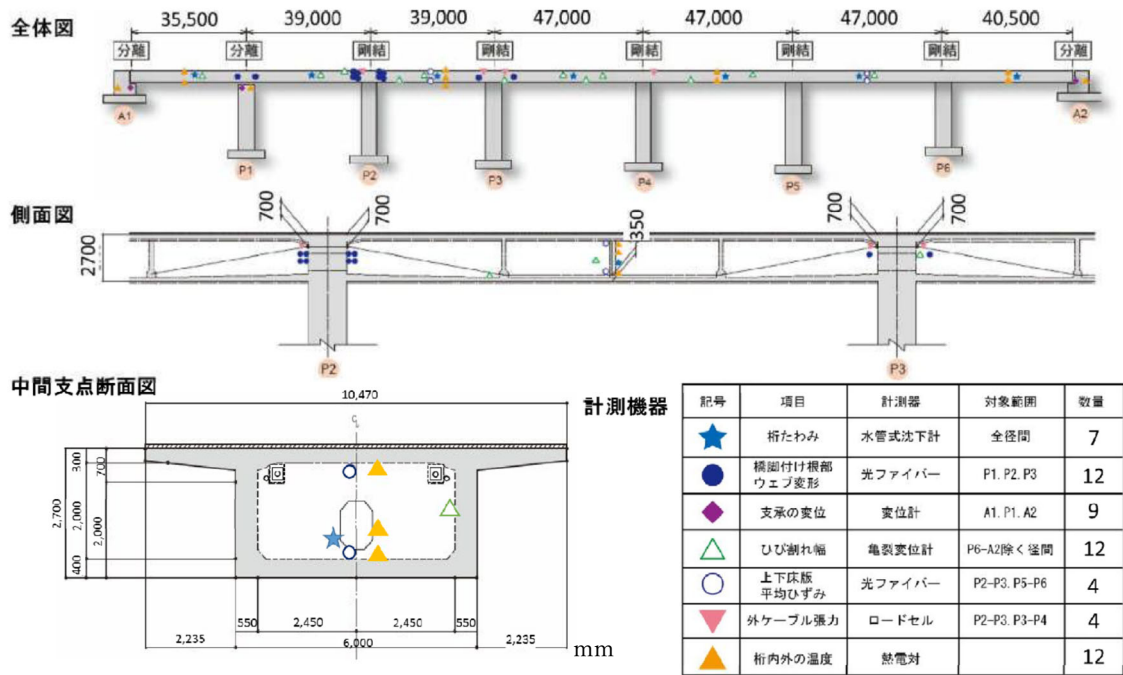


図 3.3 垂井高架橋の計測器位置図⁵⁾

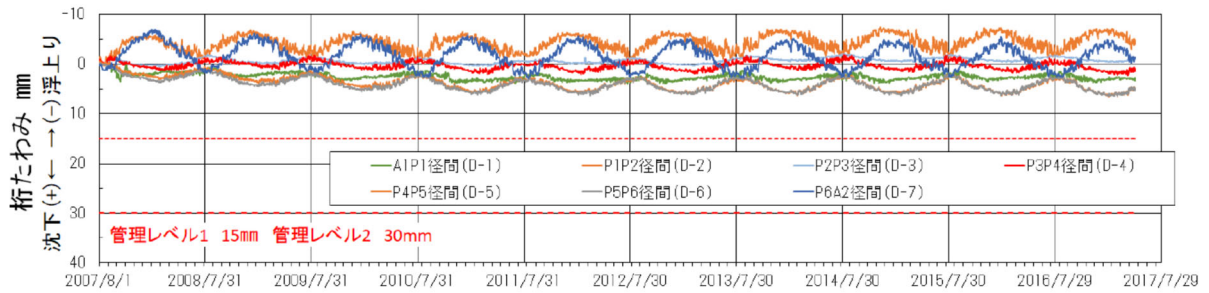


図 3.4 桁たわみ計測結果⁵⁾

表 3.3 衝撃振動試験による固有振動数の推移⁵⁾

測定ステップ	スパン (m)	第1径間	第2径間	第3径間	第4径間	第5径間	第6径間	第7径間
		(A1-P1)	(P1-P2)	(P2-P3)	(P3-P4)	(P4-P5)	(P5-P6)	(P6-A2)
補修対策前	H18.09	3.8Hz	3.9Hz	5.1Hz	3.5Hz	3.5Hz	3.5Hz	4.4Hz
ひび割れ注入後	H18.12	4.3Hz	4.3Hz	5.4Hz	3.6Hz	3.6Hz	3.6Hz	4.6Hz
補修対策後 (床版増厚後)	H19.06	4.0Hz	4.0Hz	5.2Hz	3.4Hz	3.4Hz	3.4Hz	4.4Hz
供用開始後	H19.09	—	—	5.0Hz	—	—	—	—
供用開始後	H21.07	—	—	4.9Hz	—	—	—	—
供用開始後	H23.05	3.5Hz	3.5Hz	4.9Hz	3.2Hz	3.2Hz	3.2Hz	4.2Hz
供用開始後	H25.02	3.8Hz	3.8Hz	5.0Hz	3.2Hz	3.2Hz	3.2Hz	4.2Hz
供用開始後	H27.02	3.8Hz	3.8Hz	4.9Hz	3.2Hz	3.2Hz	3.2Hz	4.2Hz
供用開始後	H29.03	3.8Hz	3.8Hz	4.9Hz	3.2Hz	3.2Hz	3.2Hz	4.2Hz

(3) PC 鋼材の破断が確認された PC 箱桁橋のモニタリング⁶⁾

プレキャストブロック工法により架設され 40 年経過した連続 PC 箱桁橋(妙高大橋)において、ブロック目地からの漏水により桁内に長期滞水したことが原因と考えられる PC 鋼材の破断が確認された。

保全検討委員会の調査検討の結果、抜本的対策として架替えが決定されたが、架替えまでの間、安全に供用するため、外ケーブル補強とモニタリングによる管理が実施されている。表 3.4 にモニタリング項目の一覧を示す。図 3.5 および図 3.6 に代表的なセンサを、図 3.7 にセンサ位置図を示す。PC 鋼材の追跡調査の結果、PC 鋼材の腐食や破断は、発見後も進行していることが確認されている。耐荷力を確認するため、2 年に 1 回程度の頻度で、大型トラックの載荷試験(図 3.8)が実施されたが、たわみ値は計算値より小さく、年度ごとの変化はないと報告されている(図 3.9)。解析検討の結果、PC 鋼材の破断本数が 22 本以下までは曲げひび割れ発生に至らず、PC 鋼材の腐食・破断が進行しても剛性低下はわずかであり、使用した変位計の感度では検出は困難であることがわかった(図 3.10 a)。PC 鋼材の腐食によるプレストレス低下を検知するためには、死荷重時のたわみの経時変化が有効であると判断され(図 3.10 b)、死荷重たわみの管理限界(表 3.5)が設定されている。

表 3.4 妙高大橋のモニタリング一覧⁶⁾

モニタリング内容		測定位置	箇所	間隔
自動計測	目地変位(亀裂変位計/支間部)	第1径間	12	10分
	目地変位(亀裂変位計/支点部)	P1 支点	4	
	たわみ(水管式沈下計)	第1径間	2	
	補強ケーブル張力	P2 支点	2	
	温度	桁内外	2	
	湿度	桁内	1	
PCケーブル追跡調査		全体	90	1~2年
載荷試験		第1、4径間	—	1~2年
回転灯装置		第1径間	1	常時
CCTV監視		全体	—	常時



図 3.5 亀裂変位計⁶⁾



図 3.6 水管式沈下計⁶⁾

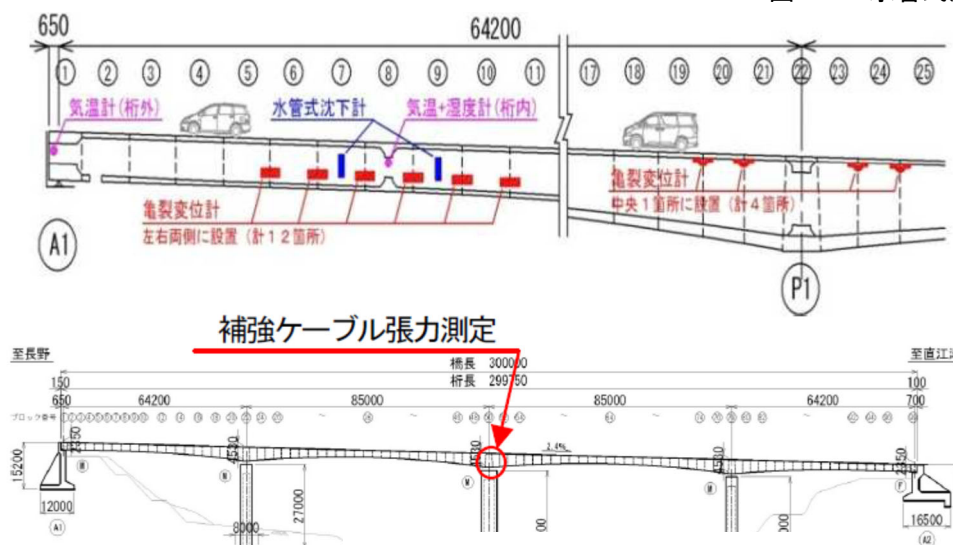


図 3.7 計測器位置図⁶⁾

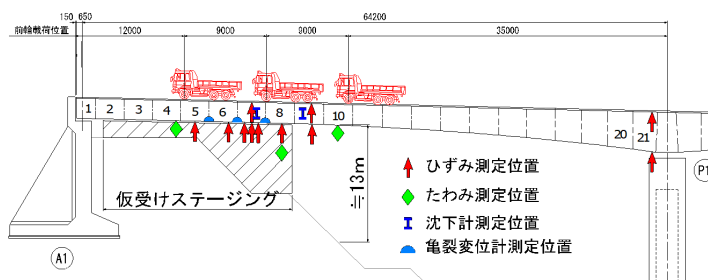


図 3.8 荷重試験状況と計測器位置⁶⁾

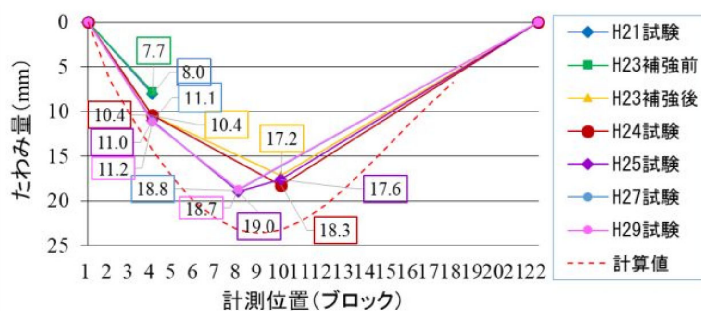


図 3.9 荷重試験たわみ計測結果と計算値の比較⁶⁾

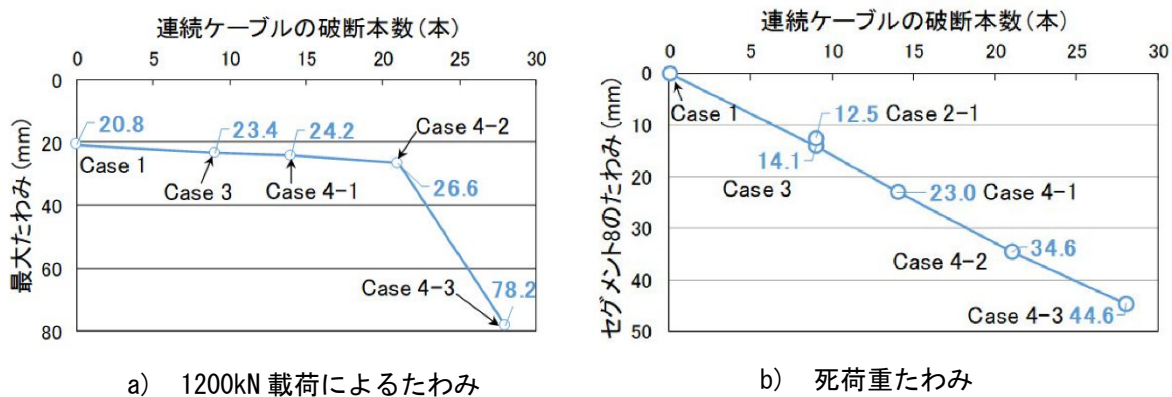


図 3.10 PC 鋼材破断による計算値⁶⁾

表 3.5 死荷重たわみの管理値案

死荷重たわみの増加	通行制限	根拠
10mm	要監視	-
20mm	荷重制限	1200kN荷重時に曲げひび割れ発生
30mm	通行止め	1200kN荷重時にPC鋼材降伏

3.3 FBG 光ファイバを用いた高耐久性センサの開発

3.3.1 光ファイバセンサの概要

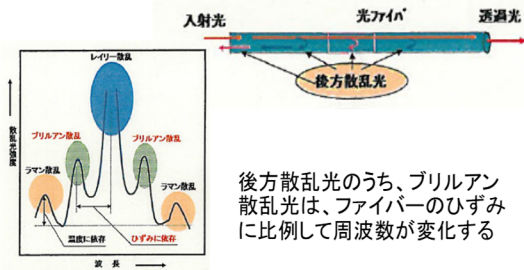
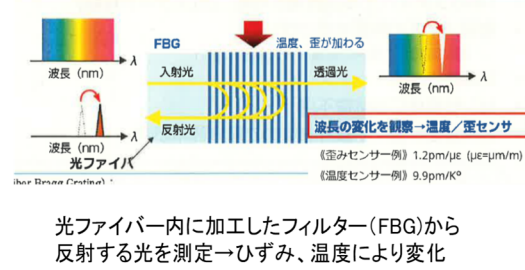
通信用ケーブルとして広く普及している光ファイバをセンサとして活用する技術は、1990年代に次々と開発されてきた。主な方式として、表 3.6 に BOTDR(Brilliant Optical Time Domain Reflectometer)方式および FBG(Fiber Bragg Grating)方式の比較を示す。

BOTDR 方式は、日本の NTT が開発したもので、光ファイバに特別な加工の必要がなく、光ファイバ全長にわたって分布計測が可能であるため、2000 年頃、国内では大いに注目されたが、1 回の測定時間が 5~30 分程度と長く、測定精度も 30~100 μ とばらつきが大きかったために普及には至らなかった。

FBG 方式は、光ファイバ内部に特殊技術で回析格子を加工した部分のみのポイント計測になるものの、従来の電気抵抗式ひずみゲージと同等の精度・分解能($\pm 1 \mu$)を有し、また 1000Hz の高速計測が可能で、航空機メーカー等で疲労試験用として普及がすすんでいる。国内では、FBG 方式センサの製品化は、いまだすすんでいないため実績は少ないが、最近では、東京ゲートブリッジの維持管理に採用されている⁷⁾。

本研究では、高精度に高周波サンプリングが可能である FBG 方式を採用し、コンクリート構造物の長期モニタリングを可能とするひずみセンサの開発を行った。

表 3.6 光ファイバセンシングの比較

	BOTDR方式 ※10 数年前までの主流	FBG方式 ※ここ最近、実用化されてきた
概要	 <p>後方散乱光のうち、ブリルアン散乱光は、ファイバのひずみに比例して周波数が変化する</p>	 <p>光ファイバ内に加工したフィルター(FBG)から反射する光を測定→ひずみ、温度により変化</p>
センサー	光ファイバ全長の測定が可能 → 分解能は1m程度	フィルター加工した部分のみ測定が可能
測定概要	最大20kmまで 分解能1m	最大50kmまで : 20箇所まで 構造物に固定
計測精度	±30~100 μ 程度 周波数分析、温度影響など、専門技術者の分析が必要	±1 μ 程度 → 電気式ひずみゲージと差なし 温度影響が明確であるため、温度補正は容易 → 専門技術者不要
計測時間	5~30分程度 (散乱光の平均処理に時間を要する)	1000Hzでの測定が可能
コスト	センサー : 光ファイバ 2000円/m程度 (被覆付) 測定器 : 1000~1500万円程度	センサー : 光ファイバ 2000円/m程度 FBG加工 1箇所 10万円程度 (両端接続プラグ) 測定器 : 200~300万円程度

3.3.2 FBG方式の基本原理

図 3.11 に, FBG(Fiber Bragg Grating)の概要を示す. FBG とは, 光ファイバの局所に紫外線レーザー光を照射することで, 光ファイバの内管部に一定間隔の回折格子を形成したものである. FBG は, 回折格子の間隔と, FBG 部の屈折率に合致した波長の光(λ)のみを反射し, 合致しない波長の光は透過させる性質を有する.

図 3.12 に FBG 方式によるセンシングのイメージを示す. 光ファイバの FBG 形成部に伸縮(歪)や温度変化が加わると, 回折格子の間隔と屈折率が変化し, 反射波長が変化することを利用し, 多波長の光信号を入力し, 特定波長の反射を検知することで, ひずみ変化および温度変化を測定するものである.

事前に, ひずみ校正試験機および温度調整器で, ひずみ変化および温度変化と, 波長変化の関係を求めておく必要がある. これらは, ほぼ比例関係にあり, 一般的に下記の関係が得られる.

ひずみ校正係数 $1.2\text{pm}/\mu$
 温度校正係数 $9.8\text{pm}/^\circ\text{C}$

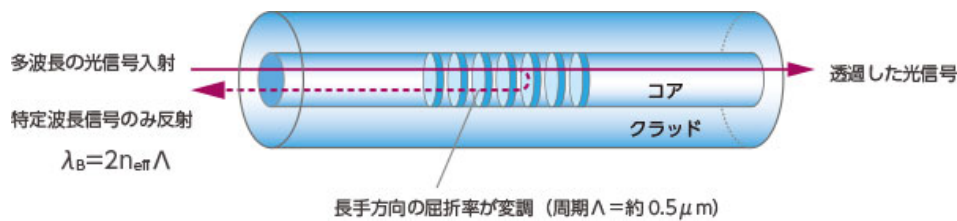


図 3.11 FBG 光ファイバの概要⁸⁾

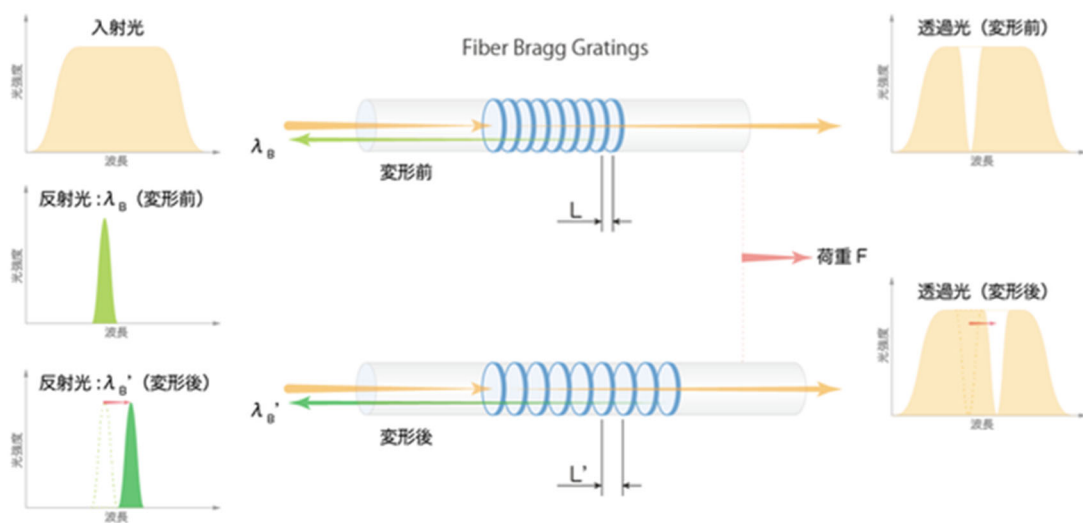


図 3.12 FBG 光ファイバのセンシング原理⁹⁾

3.3.3 ひずみセンサの構造およびコンクリート構造物への固定方法

図 3.13 に、コンクリート構造物に適用するために開発した FBG 光ファイバひずみセンサのイメージを示す。FBG を形成した光ファイバを高耐食性であるステンレス板に固定し、そのステンレス板を、コンクリート構造物にステンレスアンカで固定し、ステンレス板間の平均ひずみを測定する。ここで、ステンレス板と光ファイバの固定に接着剤を使用した場合、この接着剤に劣化が生じた場合、センサ機能の喪失が懸念されるため、長期変化のほとんどない方法が必要となる。

ステンレス板間の光ファイバにはテンションを与える必要があり、圧縮ひずみは、このプレテンション量まで測定可能となる。

FBG 光ファイバひずみセンサは任意のセンサ長を構築することができ、例えば1m程度のロングセンサとした場合、ひび割れが多い構造物であっても、測定ひずみが局所的に集中、開放されることなく、平均的なひずみが測定可能となる。

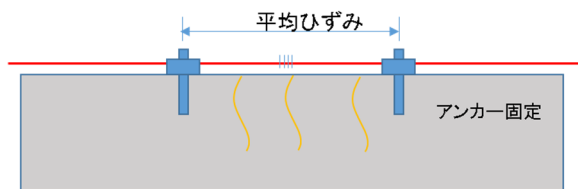


図 3.13 FBG 光ファイバによるひずみセンサ

図 3.14 に、本研究で試作開発した FBG 方式光ファイバひずみセンサを示す。固定治具は、ステンレス製の下プレートと上プレートの 2 層で構成する。FBG を形成した光ファイバと上プレートの固定は、低融点ガラス融着により行った。ガラス融着は、有機系接着剤に比べ、長期安定性に優れるが、極めて剛な固定である分、脆性的な破壊が懸念される。センサメーカーにおいて、2500～5000 μ までの疲労試験を 11 万回実施したが、試験後も波長のドリフト変化は生じず、固定点に全くずれが生じなかったことを確認している。これは、光ファイバの軸剛性が極めて小さいため、最大ひずみ時でも光ファイバに生じる張力は約 5N 程度と極めて小さいためと推定される。

設置手順は、下プレートをステンレスアンカでコンクリート構造物に固定後、光ファイバを融着した上プレートをねじで取り付ける。ねじはスライド構造になっており、専用治具を用いて、所定のテンション導入後に締め付けにより摩擦接合する構造とした。

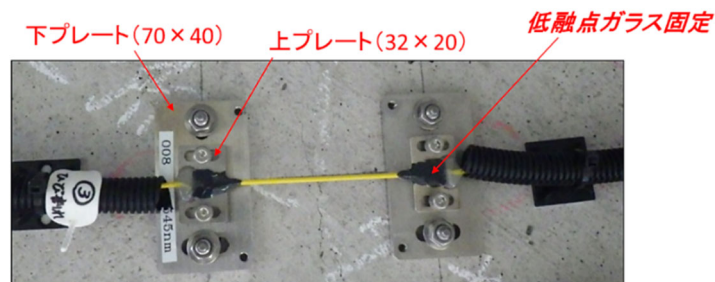


図 3.14 FBG 光ファイバひずみセンサ

3.3.4 センサの温度補償

FBG 光ファイバの測定波長は、回折格子の間隔と屈折率の変化によって変化するが、ひずみ成分は主に回折格子の間隔変化に依存し、温度成分は屈折率の変化に依存することが知られている。このため、構造物に固定したセンサ(ひずみと温度の両方で変化)の温度補償は、無拘束のセンサ(温度のみで変化)との差分をとることで比較的容易に分離することができる。

図 3.15a)に、ステンレス板(線膨張係数 17.3)に固定した FBG 光ファイバひずみセンサと、無拘束の状態で隣接設置した FBG 光ファイバ無拘束センサを、温度 20°Cから 80°Cまで変化させた場合の波長変化を示す¹⁰⁾。図 3.15b)に、ステンレス板の線膨張ひずみの理論値と、FBG 光ファイバひずみセンサと無拘束センサの差分に校正係数を乗じたひずみ換算値の比較を示す。2つのセンサを使用した差分法では 10%程度の誤差が生じているが、現場でリアルタイムに補正可能な簡易的な方法として、十分に実用的な精度と考える。今回採用した FBG の製品ごとの温度特性にばらつきがほとんどないことが確認されており、固定センサと同一ロットで製作した無拘束センサを現場に最小限に配置し、近接した複数の FBG 光ファイバひずみセンサの温度補償を行う方法を採用する。

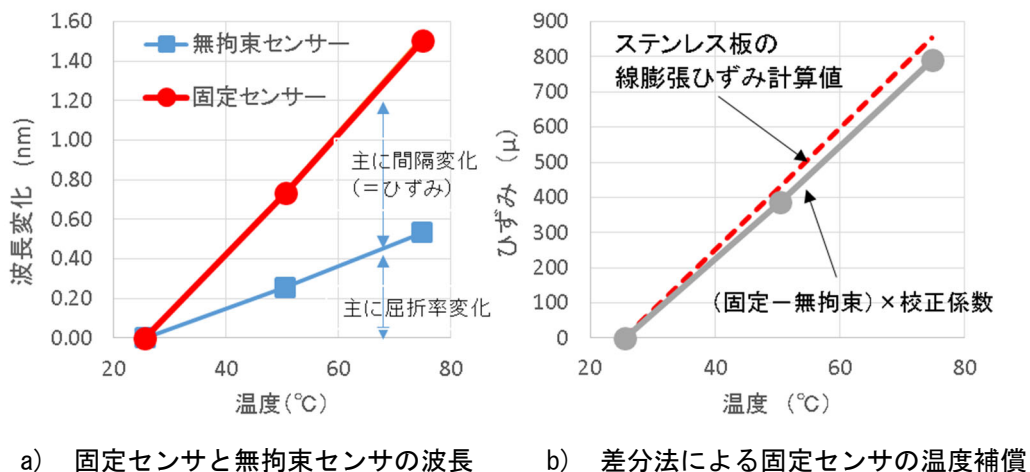


図 3.15 FBG 光ファイバの温度特性試験

3.3.5 FBG 光ファイバの特徴および維持管理への適用性

FBG 光ファイバによるモニタリングシステムは、下記の特徴により、フィールドワークに優れており、橋梁の維持管理システムに適していると考えている。

a. センサの長期安定性が高く、データの連続性が確保できる

光ファイバは、湿気により膨張するという特性があるが、被覆材により抑制することができ、極めて長期安定性が高い材料である。仮に、湿気で膨張が生じた場合は、内径が小さくなり光の強度が減衰するが、反射波長への影響はなく、センサとしての機能は保たれる。万一、光強度の減衰が確認された場合、反射が確認できなくなってしまう前にセンサの交換を行うことで、データの連続性は保たれる。

(従来の電気抵抗式のひずみゲージでは、センサが劣化したタイミングは把握できない)

b. 配線を直列配置とすることができ、配線作業および測定準備作業が容易である

FBG は、製作時に回折格子の間隔をそれぞれ変化させることで、センサごとに固有の基本反射波長が割り当てられ、1本の光ケーブルで繋げても、個別のセンサとして識別できる(図 3.16)。

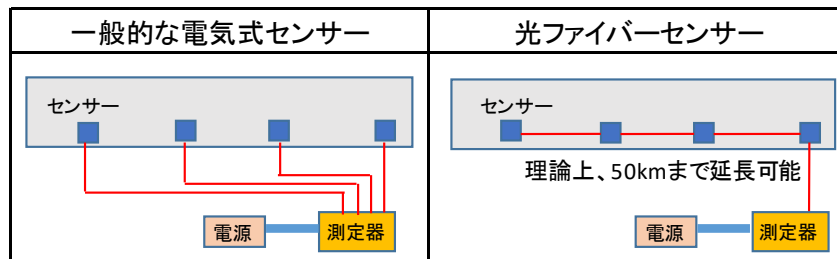


図 3.16 ひずみセンサの配置イメージ

図 3.17 に、6 個のセンサを直列接続した場合の反射波長を示す。基本波長が重複しないセンサであれば任意の位置に追加設置することが可能である。

配線がシンプルとなるため、配線作業および測定器の接続などの測定準備作業が容易となる。また、現場配線線が少ないと、その後の保守への懸念も少なくなる。

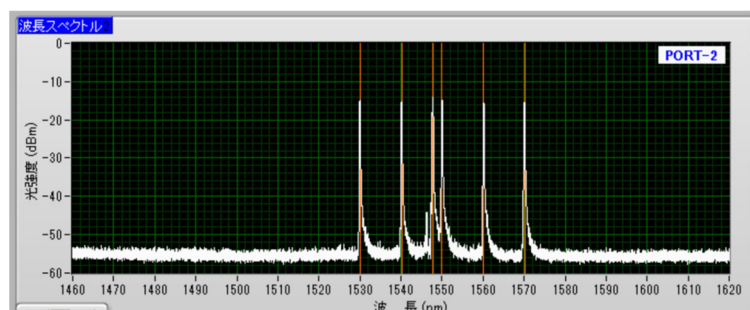


図 3.17 FBG 光センサの波長表示イメージ

c. 光ファイバの距離減衰は極めて小さく、理論上は、約 50km まで可能である

光ファイバに接続具を使用した場合には損失が大きくなるが、それでも数 km 程度先に設置したセンサの計測は十分に可能である。測定器の設置場所を測定作業に便利な遠方に設定することや、数 km 程度離れた橋梁を一つのシステムで測定することが可能となる。

d. 電磁の影響を受けないため、現場フィールドにおいても、ノイズが極めて小さい

図 3.18 に、車両走行時における 100Hz サンプリングの実測事例を示す。車両が全く走行していない時のノイズは、1~2 μ 程度である。このため、前輪通過時、後輪通過時も明瞭に認識できるレベルである。

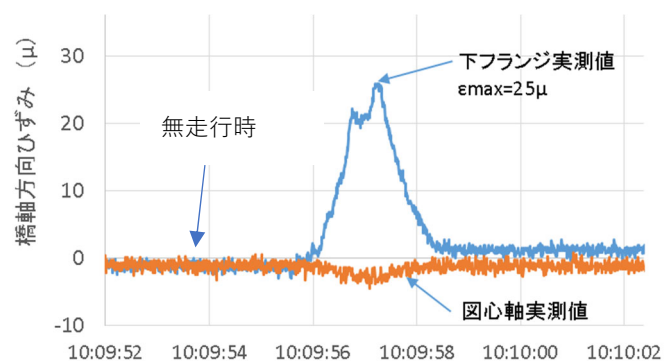


図 3.18 実橋における測定事例

3.4 プレストレストコンクリート試験体による検証

3.4.1 概要

FBG 光ファイバひずみセンサのひずみ検出精度および温度補償精度を確認するため、図 3.19 に示す試験体を作製し、プレストレス導入後に屋内暴露試験を実施した。図 3.20 に試験体寸法とセンサの配置位置を示す。

FBG 光ファイバひずみセンサは、プレストレスと平行方向(L=500mm)とその直交方向(L=250mm)に設置した。温度補償に用いる無拘束センサは、試験体上に仮置きした。精度比較のため、電気抵抗式のひずみゲージを試験体表面およびコンクリート打設前に軸方向鉄筋に貼り付けた。PC 鋼棒の張力をロードセルで測定し、この張力をコンクリート断面積で除することにより試験体のコンクリート応力およびひずみの理論値を算定する。

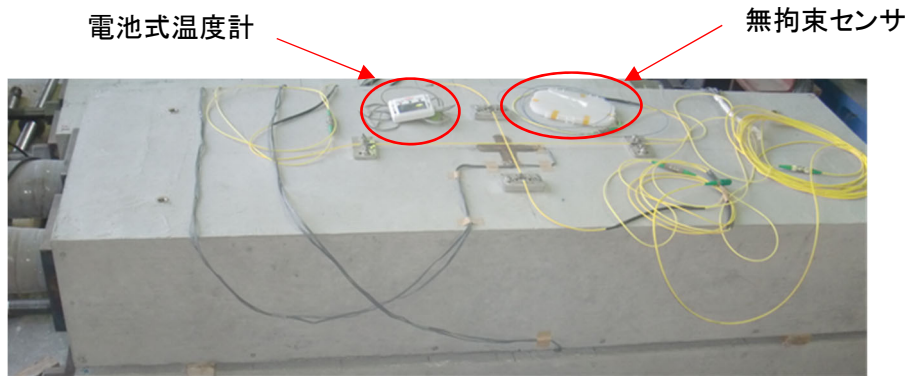


図 3.19 プレストレストコンクリート試験体

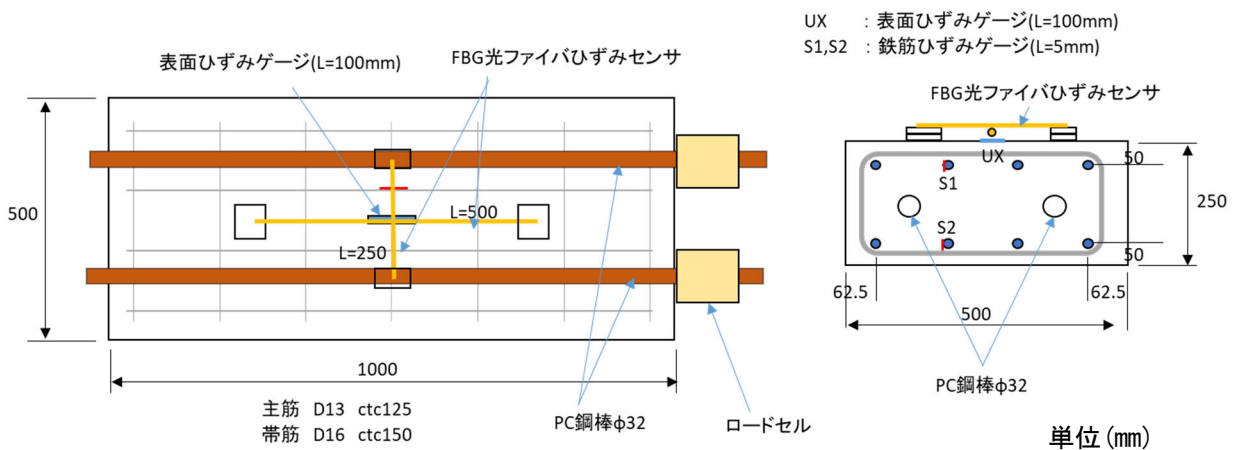


図 3.20 プレストレストコンクリート試験体の概要

3.4.2 ひずみ検出精度

コンクリート打設後、材齢 7 日で、PC 鋼棒を緊張し、 $450\text{kN} \times 2 \text{ 本} / (250 \times 500\text{mm}) = 7.2\text{N/mm}^2$ のプレストレスを導入した。プレストレス導入時のコンクリート強度は 42.2N/mm^2 、ヤング係数は 30.2kN/mm^2 であった。図 3.21 に、各センサで得られたプレストレス導入方向のひずみ測定値の比較を示す。

FBG 光ファイバひずみセンサは、PC 鋼棒張力から算定される弾性ひずみ理論値 ($7.2\text{N/mm}^2 / 30.2\text{kN/mm}^2 = 238 \mu$) に対して小さい値となっているが、コンクリート表面の電気抵抗式ひずみゲージとは、ほぼ一致している。FBG 光ファイバひずみセンサおよび表面の電気抵抗式ひずみゲージの値が理論値より小さくなったのは、下側の鉄筋ひずみゲージが大きな値を示していることから PC 鋼棒配置が中心から下側に配置誤差が生じ、曲げひずみが生じた影響と考えられ、この測定結果は妥当であると考えられる。FBG 光ファイバひずみセンサの検出精度は、電気抵抗式ひずみゲージ同様に数 μ 程度を有していることが確認された。

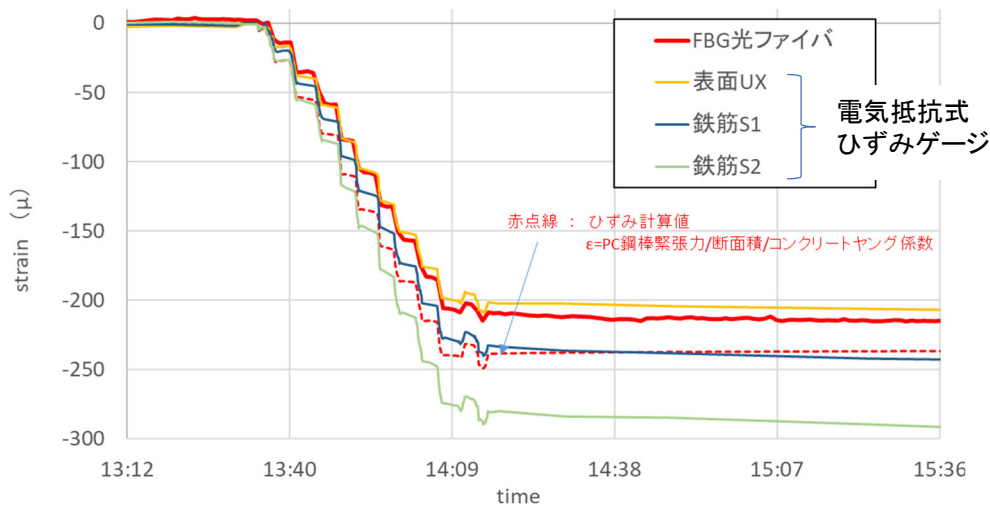


図 3.21 プレストレス導入時のひずみ比較

3.4.3 温度補償精度

プレストレス導入後、直接風雨が当たらないテントハウスの下で約 1 年間の暴露試験を実施した。図 3.22 に、テントハウス内の温度変化および、図 3.23 にひずみ測定値の変化を示す。FBG 光ファイバひずみセンサ単体の測定値(温度補償なし)は、電気抵抗式ひずみゲージと夏場には 300μ 程度の差ができていたが、無拘束センサの値を差し引くことにより、ほぼ同じ値となることが確認された。測定開始から 1 年後の同程度の気温時と比較すると、温度補償による補正值との差はほとんどなくなっている。例えば年 1 回の測定で時期を固定することで、FBG 光ファイバの課題である温度補償を特に気にすることなく評価することが可能と考えられる。

図 3.24 に、クリープ乾燥収縮が収束したと考えられる材令 8 か月を初期値とした比較結果を示す。電気抵抗式ひずみゲージは、コンクリートと線膨張係数がほぼ同じであるため、気温変化によるコンクリートの線膨張ひずみを検出しないが、FBG 光ファイバひずみセンサは、線膨張係数がコンクリートの約 $1/10$ であり、おおむねコンクリートの線膨張ひずみを含む実ひずみを測定していることがわかる。

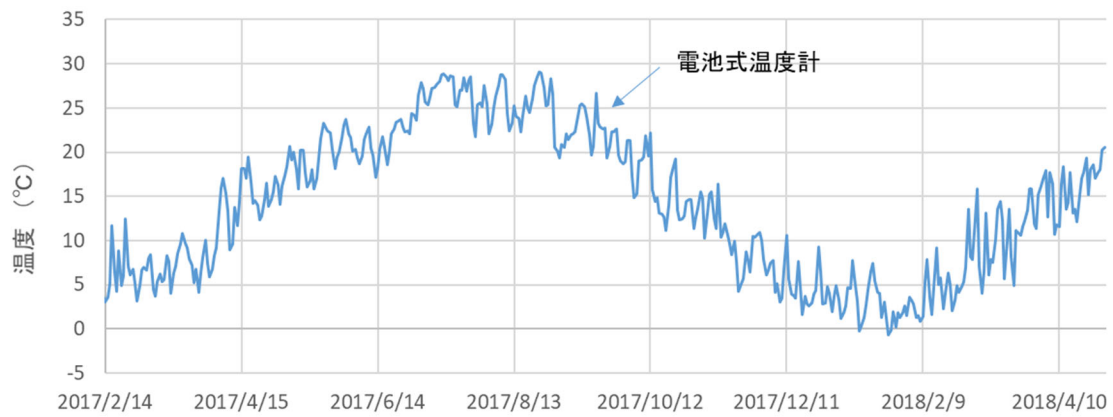


図 3.22 暴露環境下の温度

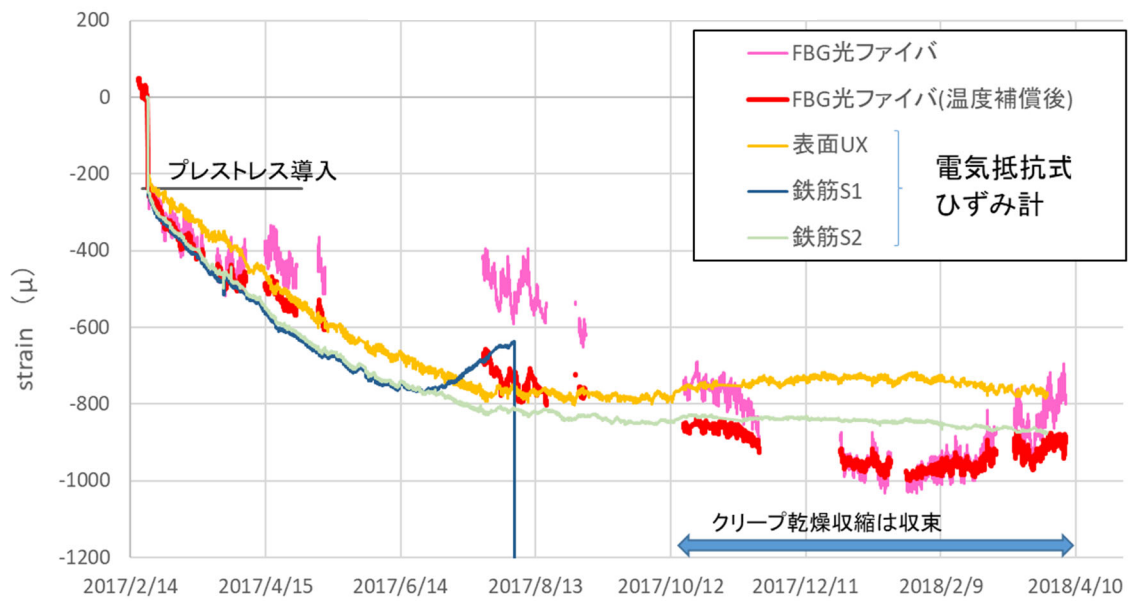


図 3.23 暴露試験におけるコンクリートひずみ

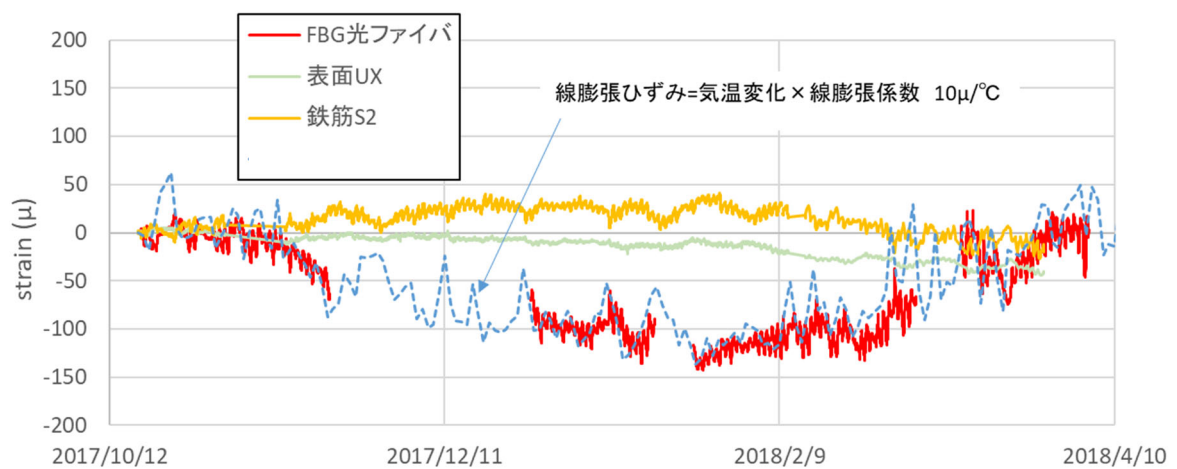


図 3.24 クリープ乾燥収縮収束後の測定値

3.4.4 プレストレス低下の検知

図 3.25 に、FBG 光ファイバひずみセンサによって測定されたプレストレス方向のひずみ変化と、プレストレス導入と直角方向のひずみ変化を示す。若材令時の暴露試験では、プレストレス導入方向には、気温変化に伴う線膨張ひずみの他、乾燥収縮ひずみと、弾性ひずみに伴うクリープひずみおよびプレストレス低下による弾性ひずみが複合的に作用する。一方、直角方向にはプレストレス導入時にポアソンひずみが生じ、その後の暴露試験では、気温変化に伴う線膨張ひずみの他、主に乾燥収縮ひずみのみが生じる(軸方向のプレストレス低下によるポアソンひずみの低下も生じるが、その影響は小さく、無視する)。

したがって、プレストレス導入方向のひずみから、プレストレスに直角方向のひずみを差し引くと(図中、 $\epsilon_x - \epsilon_y$)、プレストレス低下によるひずみとクリープひずみの合計が得られる。

コンクリート打設後ただちにモニタリングを開始した場合、プレストレスの低下量を測定するためには、クリープ係数を別途把握し、その差分を得る必要がある。

クリープおよび乾燥収縮が収束した時点を超えれば、プレストレス応力方向と、応力のかからない方向との差は、プレストレス損失による歪みのみが生じていると考えることができる。逆に、この2方向のひずみ変化が一致している場合には、プレストレスの低下は生じていないと考えることができる。(ひずみ変化は、気温変化に伴う、線膨張ひずみと一致する)

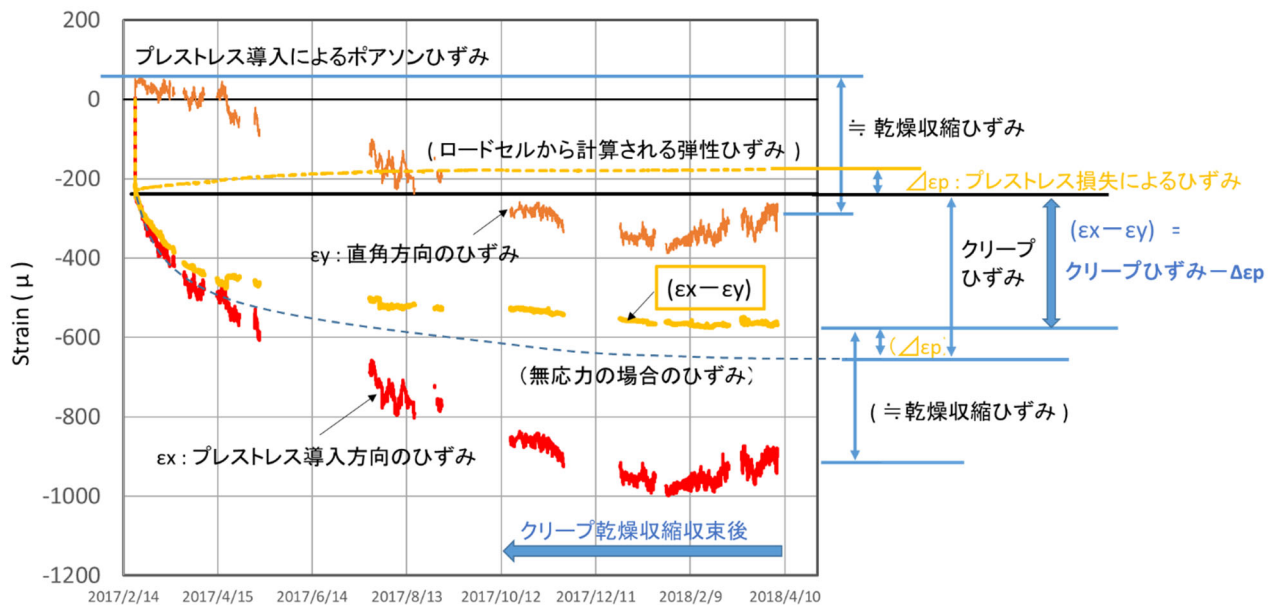


図 3.25 プレストレス低下の検知

3.5 コスト縮減を目的とした運用方法

モニタリングの運用は、完全無人化を目指すのが理想であるが、そのためには現場に測定装置や無線通信等を常設し、さらに常時電源を確保する必要がある。これら設備の耐久性は脆弱であることが多く、設備の維持管理が問題となり、本末転倒となることがこれまでモニタリングの普及を大きく妨げてきた要因の一つでもあると考える。

FBG 光ファイバによるシステムは従来の電気式システムに比べ、配線が直列でシンプルであるため、測定に要する設備および準備作業が簡便になることを 3.3.5 で述べた。図 3.26 に、本モニタリングシステムの構成を示す。必要な設備は、専用測定器とデータ保管用のノートパソコンのみであり、専用測定機に、光ファイバ配線の端末を 1 本、挿すだけで測定が可能である。電源は、700Wh 程度のポータブルバッテリー 2 台で約 30 時間程度の連続計測が可能である。そこで、本システムの運用は、現場にはセンサと配線のみを設置し、所定の間隔(年 1 回以上を想定)で、図 3.26 の機器を現地に持ち込む定期モニタリングにより実橋検証を開始する。なお、1 回の測定は、24 時間連続で高周波サンプリング(100Hz)を行うことを基本とする。断続的な測定においては、測定器の校正が確保できていることが条件となる。本検証では、ガスセルによる絶対波長校正機能を有する測定器(例えば、Micron:EFOX-1000B 共和電業 OEM)を使用する。



図 3.26 本モニタリングシステムの測定装置構成

表 3.7 に、センサ設置作業を除く、運用(測定、データ整理)にかかわる概算コストを示す。365 日の常時モニタリングをするためには、橋梁ごとに測定システムを設置し、電源工事を行う必要があるため、準備コストが大きくなる。一方、年に 1 回の定期モニタリングの場合は、測定の度に、測定器、バッテリーをレンタルすると想定した。(購入し所有する場合には、複数の橋梁を転用して測定することができ、その場合、レンタルよりさらに安くなる可能性がある。)

準備後の年間運用費は、常時モニタリングは無人測定を想定しているが、膨大となるデータの通信、データ整理に費用がかかり、有人で行う定期モニタリングと、ほぼ同程度になると試算された。無人測定

の場合、熱暴走など、機器の故障等のリスクも大幅に増加し、その対応で、さらにコストが膨らむ可能性も十分に考えられる。しかし、劣化の進行速度が極めて速い場合には、常時モニタリングを検討する必要がある。今後、その検証を開始する予定である。

表 3.7 運用方法によるモニタリングのコスト比較（センサ設置作業は除く）

単位 万円

モニタリング方法	コスト区分	必要機材 (購入費用)	測定器	400	900	システムの劣化 により保守・交換 が必要
			365日 24時間連続測定	準備コスト		
			無線システム	200		
			システム収納設備	50		
	運用コスト	人件費	システム設置労務	100	72	月1万円として1年間 月5万円として1年間
		工事	電源工事	100		
		通信費		12		
		人件費	データ保守・整理	60		
定期モニタリング	準備コスト			0	0	
年1回 24時間連続測定	運用コスト	必要機材 (損料)	測定器	20	72	
			データ保管装置	1		
			バッテリー	1		
		人件費	測定器設置・撤去	20		
			データ整理	30		

3.6 本モニタリングシステムによる評価方法

3.6.1 概要

3.5で示した定期モニタリングにより本モニタリングシステムを運用した場合の評価項目を表3.8に示す。試験車走行による載荷試験を併用することで、プレストレス低下の評価以外にも、さまざまな評価が可能となる。表3.8の項目は、それぞれ別々に測定するものではなく、現場作業は、測定器設置後に高周波サンプリングで24時間連続測定を開始し、その24時間の中で試験車両を走行させ通過時間を記録するだけであり、24時間のデータを持ち帰り、数値処理により、それぞれの検討を行うものである。次項に検討事例を示す。

表 3.8 本モニタリングシステムの運用による主な成果

項目	測定内容	測定方法	評価項目
①静ひずみの経時変化	死荷重時のひずみ	年に1回程度 (1回の測定は1時間ピッチで 24時間測定とする)	PC橋のプレストレス損失の有無
			ASR等の材料異常の有無
②走行載荷試験 (実橋載荷試験)	軸重測定をした 試験車両走行時の 応答ひずみ	試験車両通過時の記録	主桁剛性の評価、変化の有無 (コンクリート弾性係数、ひび割れの発生等)
			支承回転機能障害の有無
③走行車両解析 (Weigh in Motion)	橋梁上を通過する 全車両の応答ひずみ	24時間連続測定	交通荷重の実態 ・ 応答ひずみの頻度分布 ・ 走行車両の重量、台数 ・ 過積載車の頻度

3.6.2 静ひずみの経時変化

(1) プレストレストコンクリート橋のプレストレス低下の可能性を検知

①基本的な考え方

図 3.27 に、プレストレストコンクリート橋における、プレストレスの低下の可能性を検知するための FBG 光ファイバ設置例を示す。プレストレスが最も導入されている位置と、プレストレスが導入されていない方向の 2 箇所、FBG 光ファイバひずみセンサを設置する。プレストレスが最も導入されている位置とは、死荷重時の曲げモーメントが最も大きい断面(=設計断面)の引張側となり、計算書、図面等により確認する。単純桁であれば、支間中央の下フランジの橋軸方向がプレストレスが最も導入されている方向で、ウェブ鉛直方向がプレストレスが導入されていない方向と考えることができる。

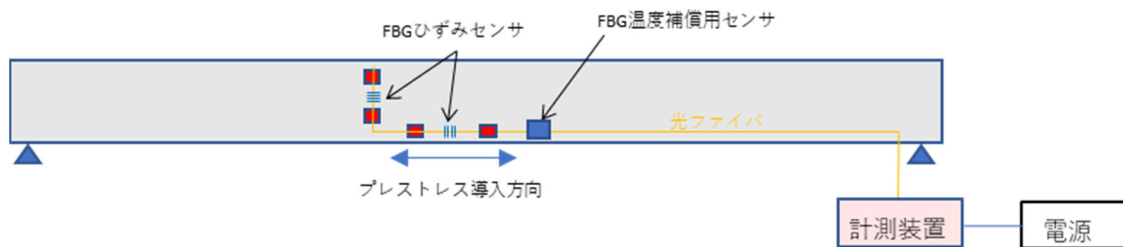


図 3.27 PC 単純桁のセンサ配置事例

図 3.28 に、3.7.3 に示す PC 単純桁における実測例を示す。図中には、参考値として、日平均気温にコンクリート線膨張係数 $10 \mu / ^\circ\text{C}$ を乗じた線膨張ひずみを青点線で示している。

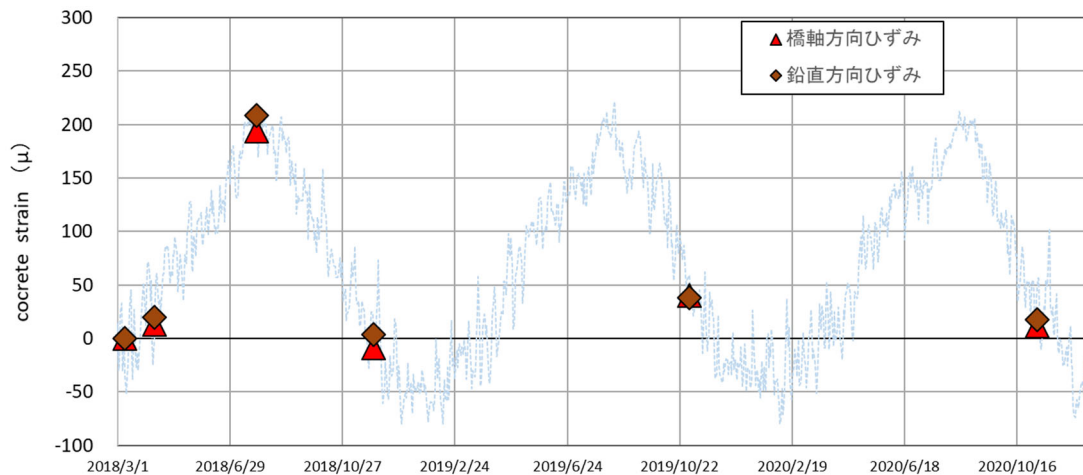


図 3.28 PC 単純桁の計測事例

橋軸方向ひずみと、鉛直方向ひずみは、常に一致した挙動を示しており、その値は、気温変化に伴う線膨張ひずみと一致していることがわかる。このことから、モニタリング開始から、この橋梁に異常は一切生じておらず、プレストレス低下の可能性は小さいとみなした事例である。1 年目で変状の進行が無いと判断されたため、2 年目以降は測定頻度を年 1 回としている。

②グラウト未充填区間が部分的である場合のプレストレス低下検知の考え方

図 3.29 に、図 3.28 に実測例を示した PC 単純桁の PC 鋼材配置図を示す。PC 鋼材は、1 主桁に 8 本配置されており、半分の 4 本 (PC 鋼材①～④) が上縁定着されている。

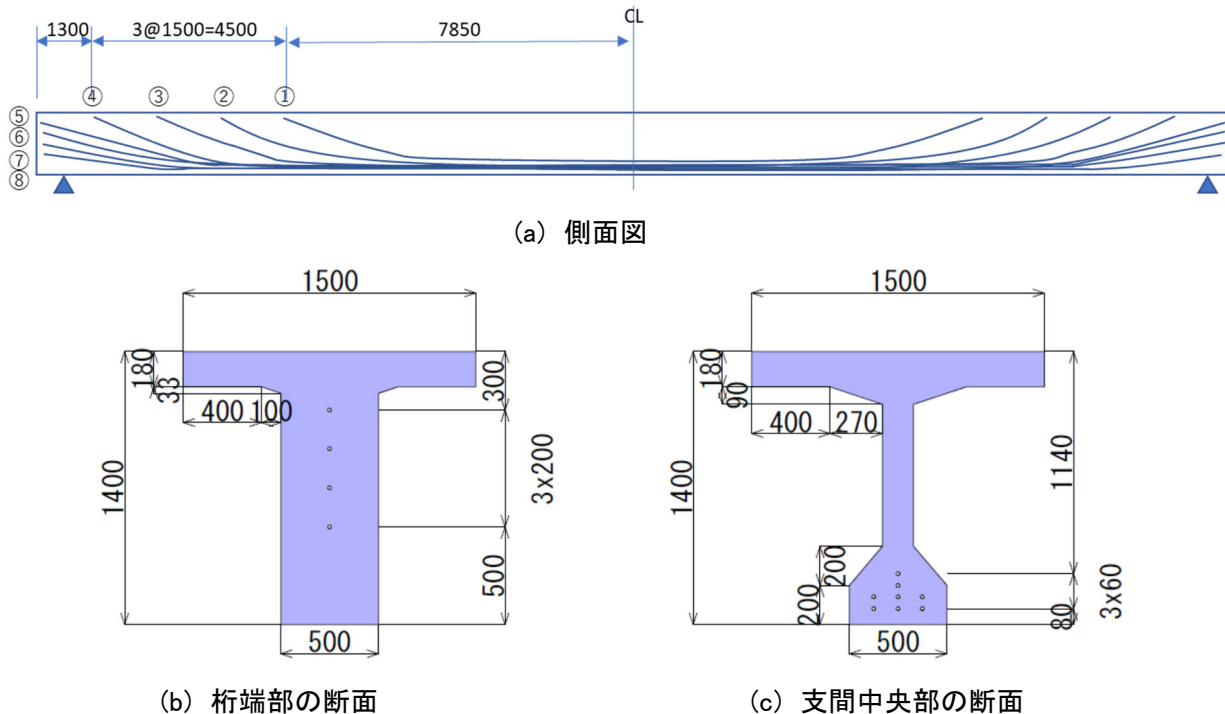


図 3.29 PC 単純桁の PC 鋼材配置

図 3.30 に、復元設計(3.7.3(3))における、主桁下縁のコンクリートひずみ分布を示す。支間中央部では、自重(主桁、横桁、舗装、地覆)により 400μ の引張ひずみが生じるが、8 本の PC 鋼材合計で 595μ の圧縮ひずみ(有効プレストレス)を導入し、死荷重時には 195μ の圧縮ひずみとなっている。設計荷重時は、死荷重時に B 活荷重が積載された際の各断面の最大ひずみである。8 本の PC 鋼材が健全であれば、B 活荷重が積載しても、支間中央部以外には引張ひずみは発生しない。

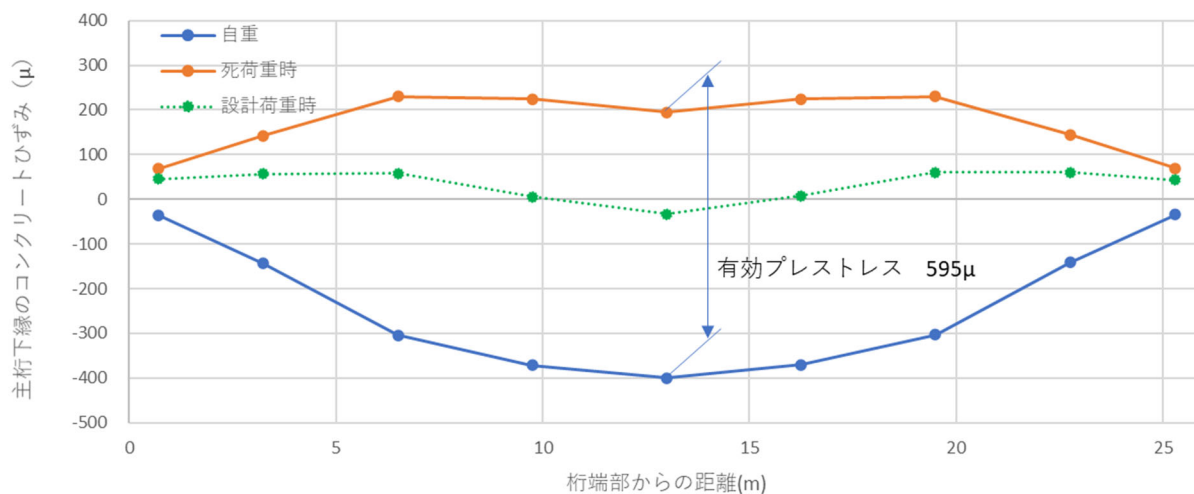


図 3.30 復元設計における主桁下縁のコンクリートひずみ分布

図 3.31 に、仮に上縁定着されたPC鋼材①, または PC 鋼材④が破断した場合の死荷重時におけるコンクリートひずみ分布を示す. PC 鋼材のシーす全長にわたってグラウトが充填されていない場合は, いずれの箇所でも PC 鋼材に破断が生じて, その影響は全長に及び, 支間中央部(設計断面)に最も大きな変化が生じることがわかる.

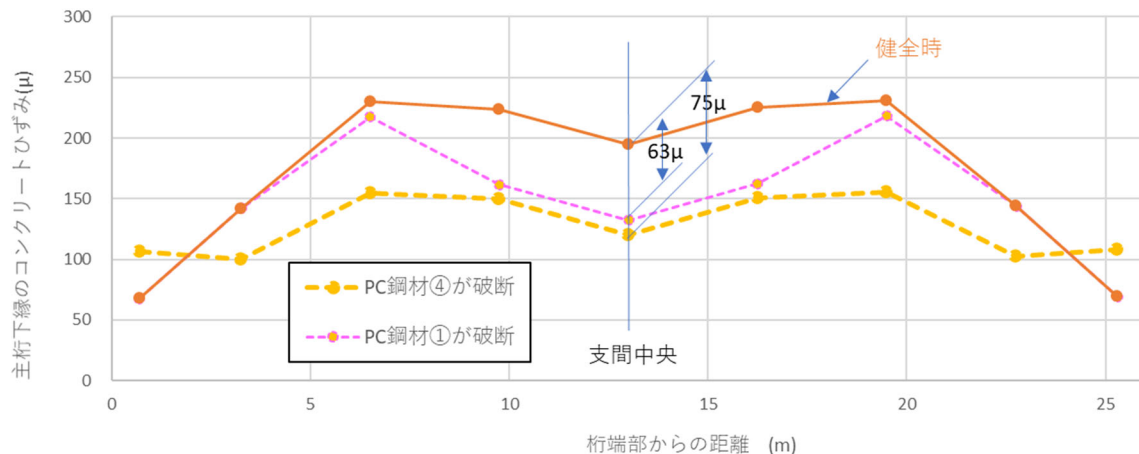


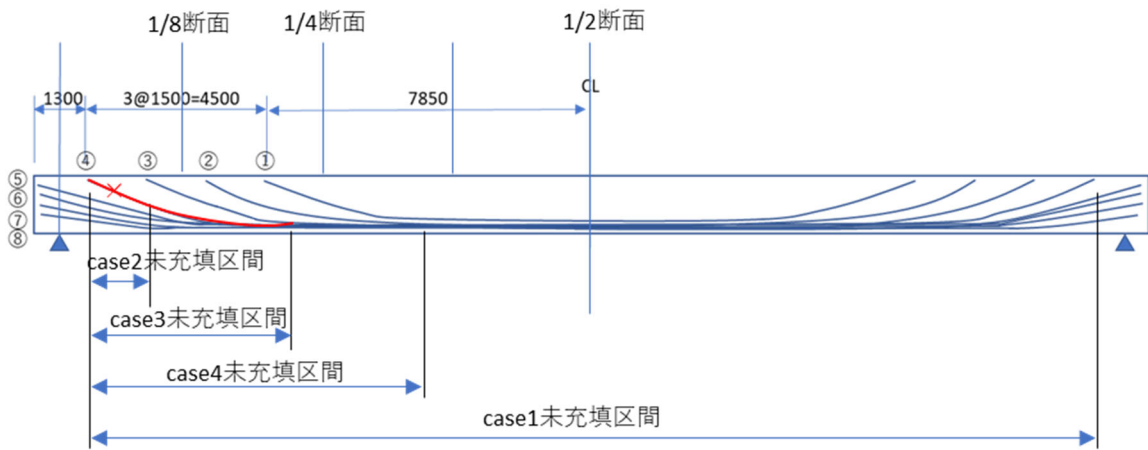
図 3.31 PC鋼材破断時の死荷重時における主桁下縁のコンクリートひずみ分布

しかし, グラウト未充填区間が部分的であり, 設計断面近傍ではグラウトが充填されている場合には, グラウト未充填区間で PC 鋼材が破断をしても, グラウト充填区間から 65 φ の距離で付着定着され, コンクリートひずみの変化は限定的な範囲となり, 支間中央部(設計断面)に設置したセンサでは, この PC 鋼材の破断を検知できない可能性がある.

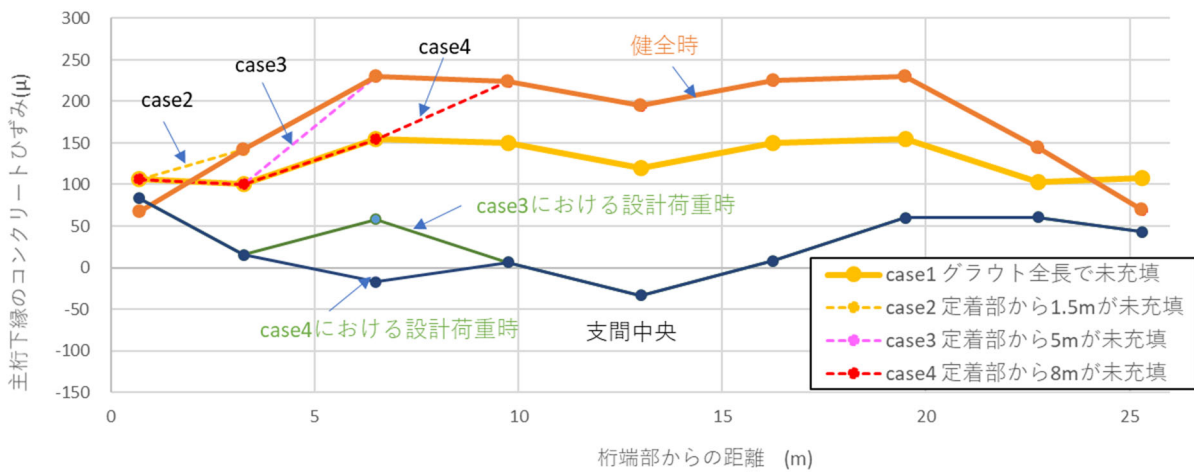
図 3.32 に, 上縁定着されたPC鋼材④のグラウト未充填区間が部分的であると仮定した場合の, 主桁下縁のコンクリートひずみ分布を示す. グラウト未充填区間では, 死荷重時のコンクリートひずみは変化するが, グラウトが充填されている区間ではコンクリートひずみに変化がないと想定される.

case2 のようにグラウト未充填区間が定着部近傍から 1~2m 以内であれば, PC 鋼材が破断したとしても, 死荷重時のひずみ状態にほとんど変化はなく, 構造的にはまったく影響がないと考えることができる. 未充填区間が, 定着部から, 1/4 断面(設計断面と曲げモーメントがゼロとなる断面の中間位置)まで及ぶ場合(case3,case4)も, この領域では活荷重による影響が小さいため, 設計荷重時のひずみは, 支間中央(設計断面)より小さく, 構造的にクリティカルとなることはないことがわかる.

PC 鋼材の破断を確実に検知するためには, グラウト未充填区間を非破壊調査等により特定し, そこにセンサを配置する必要がある. 構造的にクリティカルとなる PC 鋼材の破断のみを検知するためには, 設計断面から 1/4 断面までの範囲に, 複数のセンサを設置するか, もしくは, ひずみ検知精度は若干低下するものの, センサ長が数mに及ぶ長尺のひずみセンサを設置する方法がある(3.3.3 参照).



(a) PC 鋼材④のグラウト未充填区間の仮定



(b) 主桁下縁のコンクリートひずみ分布

図 3.32 グラウト未充填区間で PC 鋼材④が破断した場合の
死荷重時及び設計荷重時における主桁下縁のコンクリートひずみ分布

(2) ASR 等の材料異常の検知

ASR や収縮等の材料異常は、ひび割れ等の外観変状が生じるため、基本的に、その発症を目視点検で確認することは容易である。しかし、材料異常によるひび割れは、それが進行中であるのか、停止状態にあるのかで、その対処方法は大きく異なる。材料異常が進行中の場合、気温や湿度等の環境作用を強く受けることが知られており、これらの関係を把握できていないと診断は難しい。この診断を5年に1回の目視点検で実施するのは容易ではない。また、対策実施後には、その効果を確認することも重要である。

図 3.33 に、ASR の発症が確認されたプレストレストコンクリート橋において、ASR の進行をモニタリングした事例を示す。FBG 光ファイバひずみセンサは、目視点検により、ひび割れが多いことが確認された主桁端部と、比較的ひび割れが少ない支間中央部および端支点横桁に設置した。すでに過密に生じているひび割れを跨ぐよう、センサ長は 500mm を採用している。

前項と同様に、材料に異常がない場合は、コンクリートのひずみは、気温変化による線膨張ひずみと一致する。(コンクリートの線膨張ひずみは、現場に温度計を設置するか、もしくは気象庁発表の日平均気温より算出することができる)。1 年間の測定の結果、支間中央部では ASR は収束していると考えてよいが、桁端部では、まだ収束に至っていないことが判明した事例である。

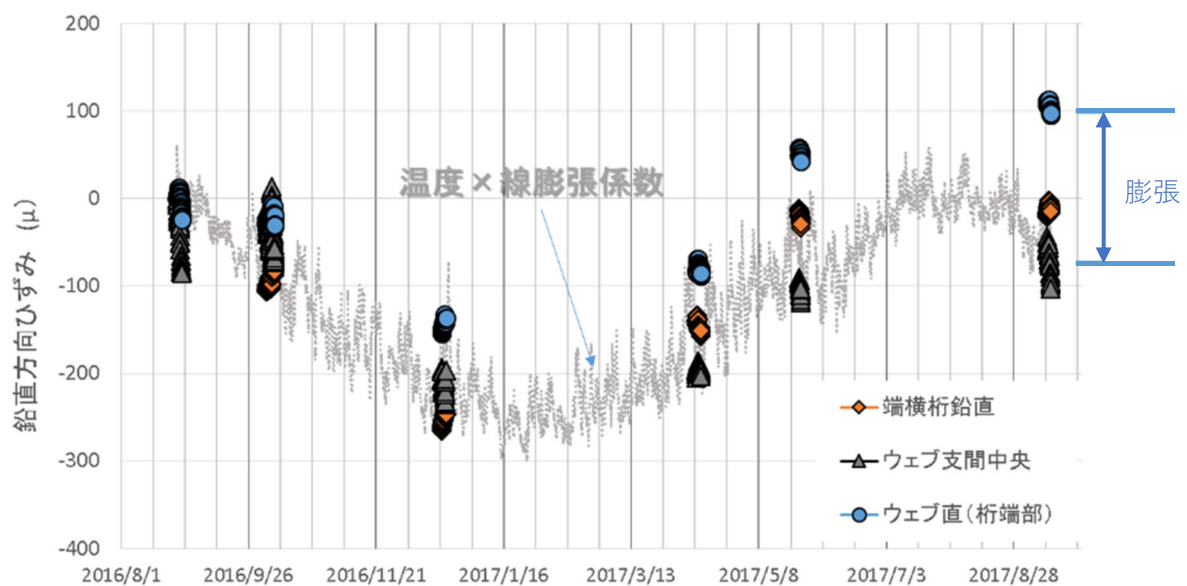


図 3.33 ASR と推定される膨張ひずみを検知した事例

3.6.3 走行載荷試験

(1) 主桁の剛性の評価

外観調査によりひび割れ等の変状が認められた場合も、それが構造特性に影響するのかを判断するのは非常に難しい。判定区分もⅡとするか、Ⅲと判定すべきかは、定期点検要領にも明確な基準がなく、技術者の工学的判断にゆだねられているのが実情である。ほとんどのケースでは、ひび割れの幅、密度を過去の事例等と比較し、経験的に判定されているものと想像する。

1.3.5 の ASR が生じたプレストレストコンクリート橋の点検や、3.2 のプレストレストコンクリート橋のモニタリング実績においても一例を紹介したが、外観の異常に対して判定が難しいと判断された場合、実橋載荷試験を実施して、外観の異常が主桁剛性に及ぼす影響を定量的に判断しようとするケースが数多く採用されている。実橋載荷試験を実施するためには、橋を通行止めにして実施することが一般的であり、この試験を頻繁に実施することは難しい。

図 3.34 に、本モニタリングシステムにおける走行載荷試験のイメージを示す。FBG 光ファイバひずみセンサで高周波サンプリングしている時間中に、重量を測定した試験車両を対象橋梁上に通常走行させることで、通行止め等の規制を行うことなく実施することができる。これにより実橋載荷試験にかかる手間、コストは大幅に低減し、頻繁に実施することが可能となる。橋梁上の通過時間および他の一般車両との関係は、車載のドライブレコーダで把握する。他の車両の影響を排除したデータを得るためには数回の走行を実施する必要があるが、後方の車間距離保持のため後方誘導車を付けることで、良好なデータを得る確率は高くなる。



図 3.34 走行載荷試験のイメージ

図 3.35 に、ASR が確認された PC 単純桁において試験車両の走行載荷試験を実施した事例を示す。試験車走行時の応答値を、設計計算書(もしくは復元設計)や構造解析等と比較することで、主桁剛性の妥当性を検証する。一般に、コンクリート圧縮強度(=弾性係数に比例)の余裕度や、舗装や地覆・高欄等の影響により、設計計算書の 50~80%程度の応答値になることが多いと言われている。万一、応答曲げひずみが計算値を超える場合は、すでに構造特性に重大な影響を及ぼす異常が生じていると考えなければならない。

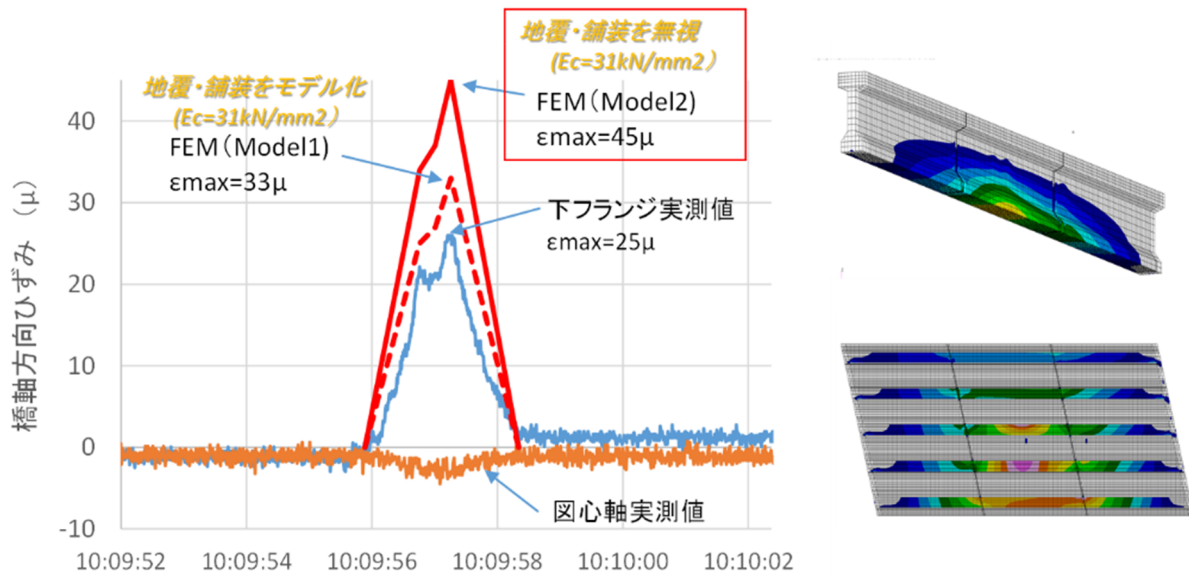


図 3.35 支間中央の応答曲げひずみと 3 次元 FEM を比較検証した事例

(2) 支承の回転機能

支承の回転機能が正常である場合、車両走行時における支承部近傍の曲げモーメントは、ほぼゼロであり、主桁には応答曲げひずみは発生しない。車両走行時に、支承近傍に大きな応答曲げひずみが発生する場合には、支承の回転機能に障害が生じているものと考えなければならない(図 3.36)。

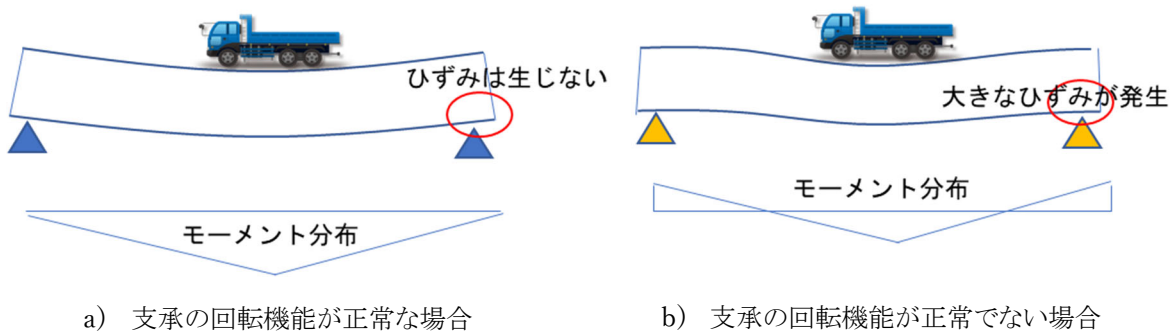


図 3.36 支承の回転機能障害による応答曲げひずみの変化イメージ

(3) 同一の試験車両を定期的に走行

走行載荷試験の実施は、使用車両、積載荷物、走行経路等の仕様を事前に協議しておくことで、比較的容易に繰り返すことができる。図 3.37 に走行載荷試験を毎年繰り返したイメージを、表 3.9 に走行載荷試験時の応答曲げひずみに増減が発生した場合に考えられる要因および感度を示す。

3.2(3)でも指摘されているように、載荷試験は、初期段階のプレストレス低下や、断面欠損等の部分的な異常には感度が低く、これらを検知することは困難であるが、曲げひび割れの発生の有無や、支承機能の異常には感度が高く、これらの検知が可能である。逆に、前回の測定結果と変化がなければ、これらの変状は生じていないものと断定することができる。

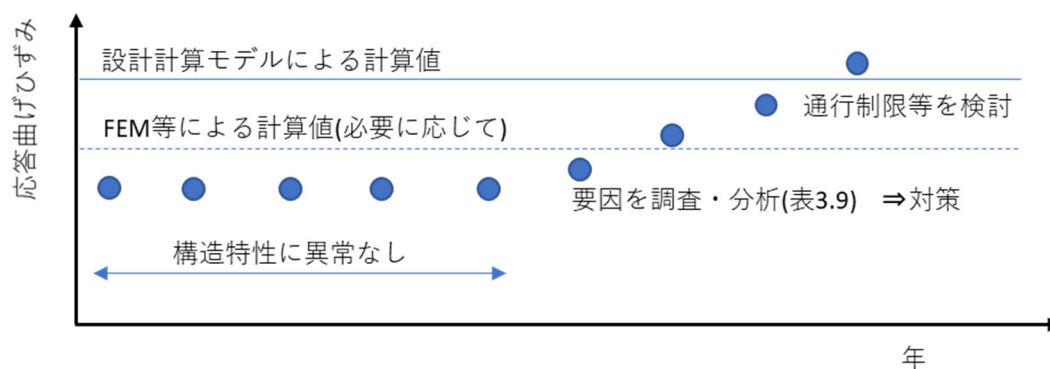


図 3.37 定期的に走行載荷試験を実施するイメージ

表 3.9 試験車両による応答曲げひずみが増減する要因

応答曲げひずみ	想定される要因	感度	
増加	断面欠損、橋面工の損傷	△	
	PC鋼材の腐食・破断 (プレストレスの低下)	曲げひび割れ発生前	×
		曲げひび割れ発生後	◎
	コンクリート弾性係数の低下	◎	
	舗装凹凸による衝撃の影響	○	
減少	支承回転機能の低下	○	

3.6.4 Bridge Weigh in Motion(走行車両重量測定)

Bridge Weigh in Motion(以下、BWIM)とは、橋梁上を走行する車両の重量等の情報を測定するという一般的な概念であり、様々な手法が提案されている^{11)~14)}。例えば、全車両の応答曲げひずみを測定し、頻度分析することで、車両重量と台数を把握することができ、大型車混入率や、法定重量を越える過積載車両の頻度など、活荷重の実態を把握することができる。

図 3.38 に、(株)TTES(東工大発ベンチャー)により提案されている BWIM の概要を示す¹¹⁾。図 3.39 に、鋼橋において試験車を走行した際の応答曲げひずみを示す¹²⁾。一般的に大型車は軸数が多く、舗装凹凸等による衝撃を伴うため、車両走行時の応答曲げひずみは、複雑な挙動を示すことが多い。そこで、TTES らは、橋軸方向の離れた位置に設置した 3 点のセンサを使用し、通行車両の速度を算出し、曲げひずみ-時間の面積と、この速度との積が車両重量と相関するとして車両重量を算定している。

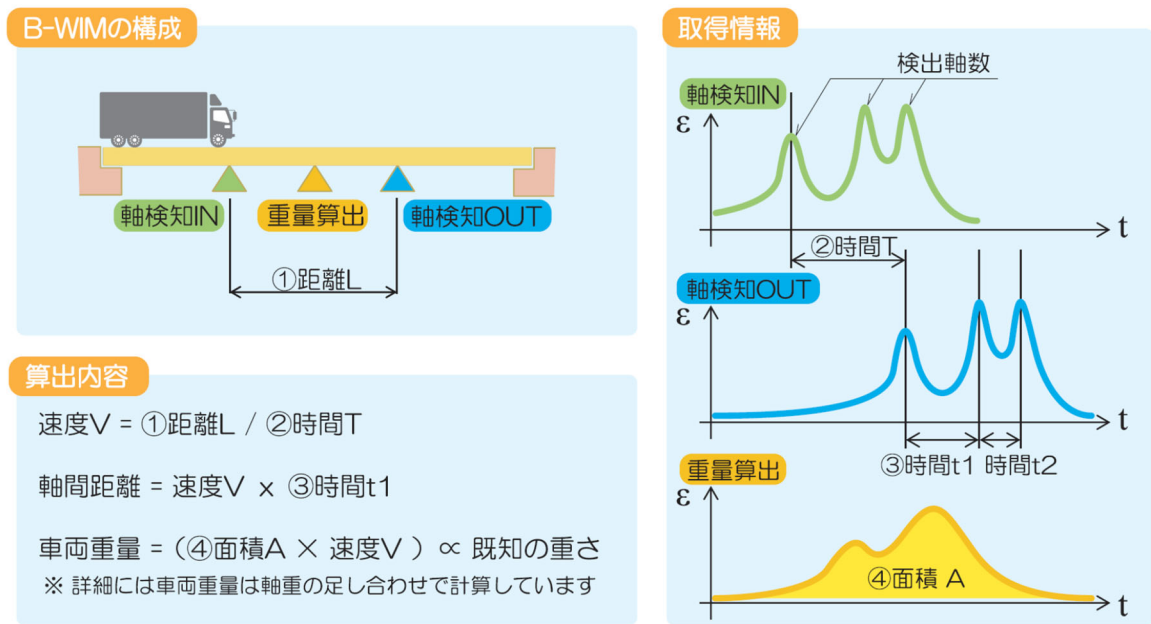


図 3.38 (株)TTES の BWIM ¹¹⁾

一方、プレストレストコンクリート橋では、実橋検証の結果、大型車通過時の応答曲げひずみは、衝撃による振動が小さく、次項の図 3.69 (M 橋), 図 3.96 (S 橋) で示すように、1 台の車両の応答曲げひずみはシンプルな山形で比較的明瞭になることがわかった。そこで、本研究では、各車両の応答曲げひずみの最大値を抽出する簡易的な BWIM を開発した(図 3.40)。

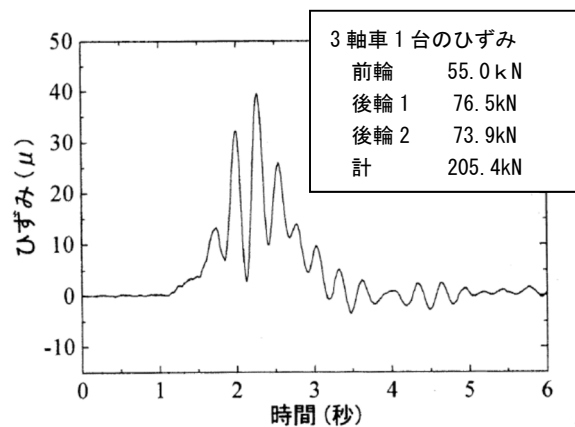


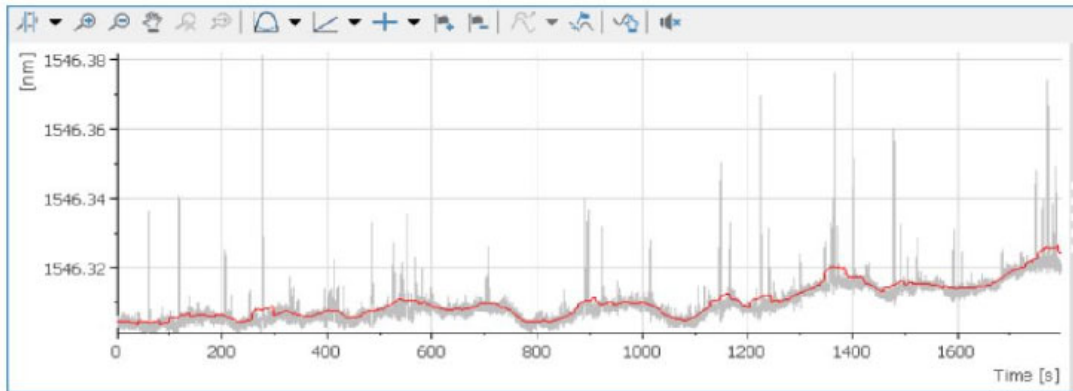
図 3.39 鋼橋におけるひずみ波形例 ¹²⁾

本研究の簡易 BWIM は下記の特徴を有する。

- 車両速度を必要としないため、使用するセンサは支間中央の 1 か所のみとすることができ、3.6.2 静ひずみ測定、3.6.3 走行載荷試験で使用するセンサを兼用することができる。
- 長時間にわたって 100Hz サンプリングの連続測定をするためには、データ保管のためのハードディスク容量およびバッテリー容量を確保する必要があるだけで、大きな追加コストは特に必要としない。
- 重量測定をした試験車の曲げひずみをキャリブレーションとし、走行車両の重量は比例計算により求めることができ、計算は容易である。

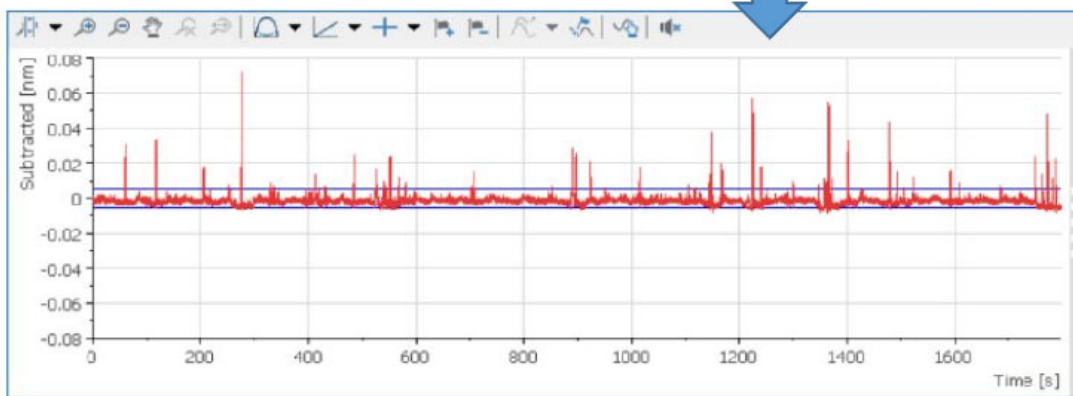
⇒ (株)TTES の BWIM と、本研究の簡易 BWIM を実橋検証した結果は、3.9 で後述する。

1. 元のチャンネルデータから移動平均を計算



2. 元のチャンネルデータから移動平均を減算

温度変化を除去



3. 設定した閾値を超える範囲から、最大値を抽出

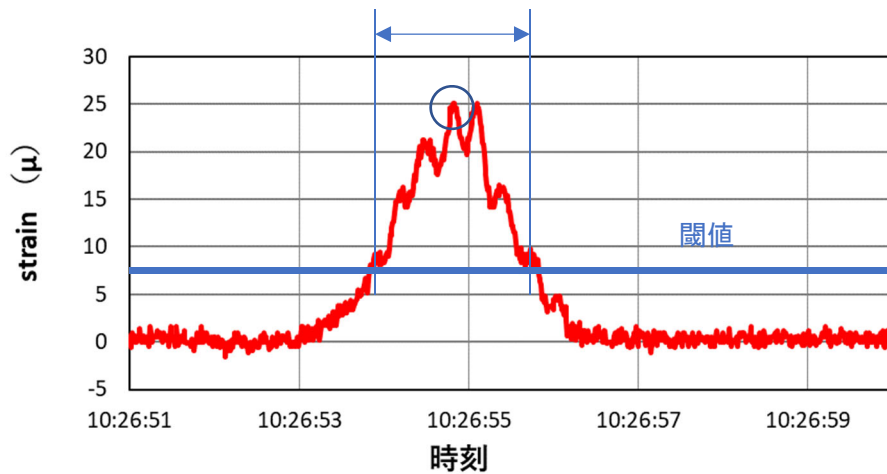


図 3.40 本研究で開発した簡易 BWIM の流れ

3.7 実橋検証

3.7.1 全体概要

本モニタリングシステムの有効性を確認するため、道路管理者の協力を得て、表 3.10 に示す実橋2橋において、数年にわたる現場検証を実施した。いずれも、PC 単純T桁橋で、同種の構造形式である。

M橋は、建設後 20 年程度で ASR と推定されるひび割れが無数に確認され、補修工事が繰り返し行われてきた橋梁である。日本海側の積雪地帯に位置し、日交通量は比較的少なく、大型車混入率も 7% 程度と少ない。

S橋は、建設後 56 年を超過した高齢化橋梁である。直近の定期点検においても、ひび割れは、ほぼ確認されていないが、建設当時のかぶり不足に起因すると思われる、かぶりの剥離、鉄筋露出が点在し、定期点検の診断はⅡ、「状況に応じて、監視や対策を行うことが望ましい」とされている。架設地点は、瀬戸内海沿岸を走る幹線道路で、道路沿いに工場地帯が近接しているため、交通量は日2万台と多く、また大型車混入率も 20%と過酷な環境下にある。

表 3.10 実橋検証を実施した橋梁情報

		M橋	S橋
橋梁諸元	管理者	富山市	兵庫県
	完成年	1978年（築43年）	1962年（築59年）
調査情報	図面の保管	有	無
	橋面防水 （建設時⇒現在）	無 ⇒ 有	無 ⇒ 有
環境	日交通量	5,000台/日	20,000台/日
	大型車混入率	7%	20%
	海岸からの距離	16km	1.8km
	積雪	積雪地域	非積雪地域
構造	形式	PC単純T桁	PC単純T桁
	支間長	28.2m	26.0m
	桁高	1.5m	1.4m
	全幅	12φ8×8	12φ7と推定 非破壊調査より、8本
	PC鋼材	上縁定着あり	上縁定着あり
直近の点検情報		ASRと推定される ひび割れが多数	・主桁にひび割れ無し ・かぶり不足と推定される 剥離、鉄筋露出あり ⇒ Ⅱ
モニタリング期間		2016年8月～2017年9月（約1年間） ⇒ 下部工耐震補強工事、 上部工補修工事のため一時撤去 2020年10月より再開	2017年12月～2020年11月 （約3年間）

3.7.2 富山市における実橋検証(ASRによる劣化が疑われる橋梁)

(1) 橋梁概要

河川上に架設された築 40 年程度(1978 年竣工)の PC 単純T桁(M 橋)を実証フィールドとして、2016 年 8 月より本モニタリングシステムの検証を開始した。図 3.41 に M 橋の遠景写真を、表 3.11 に本橋の補修、点検履歴を示す。築 20 年の段階で ASR と推定される軸方向ひび割れが確認され、ひび割れ注入工事および特に劣化が激しかった桁端部の断面修復工事が実施されている。その後の定期点検においても、注入したひび割れの再開口や、桁端部の断面修復部にひび割れが発生する等、新たなひび割れの発生が確認されており、補修工事が繰り返し実施されている橋梁である。



図 3.41 M橋の全景

表 3.11 M橋の履歴

年	工事	点検
1978	竣工	
1998		施工会社の自主点検 ・ひび割れを多数確認 ⇒ASRと推定
2000	補修工事 (ASR対策) 上部工 ひび割れ注入、桁端部の断面修復 下部工 ひび割れ注入、断面修復 防水塗装、炭素繊維巻立て	
2008		定期点検 ・主桁下面に0.5mmの軸方向ひび割れ
2013	補修工事 橋面防水工、伸縮装置交換	
2014		定期点検 ・ひび割れが散在 ⇒予防措置が望まれる
2016	補修工事	モニタリング開始 (ひび割れ注入未着手支間)
2018	ひび割れ注入を開始	モニタリング撤去 (ひび割れ注入着手のため)

図 3.42 に、全体一般図を示す。6連の単純桁で、2016 年以降から順次、開口したひび割れへの再注入工事が開始されている。今回、モニタリング対象としたのは、ひび割れ注入工事まで、約 2 年の遅れが見込まれる右岸から 2 番目の径間 (BR05) とした。図 3.43 に、BR05 径間の構造一般図を示す。

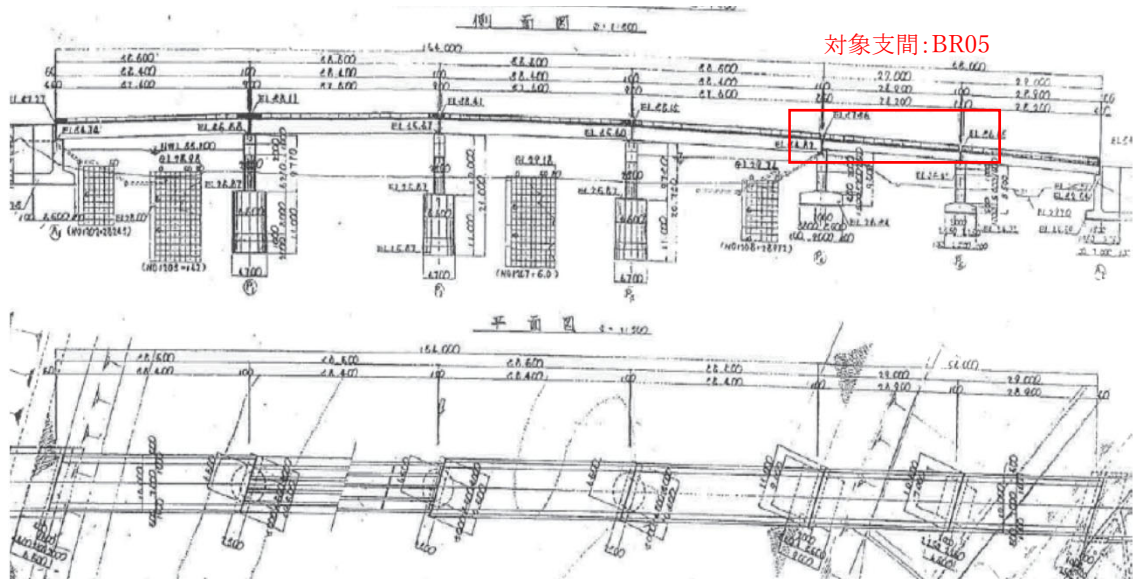


図 3.42 M橋の一般図(1978年建設当時の図面)

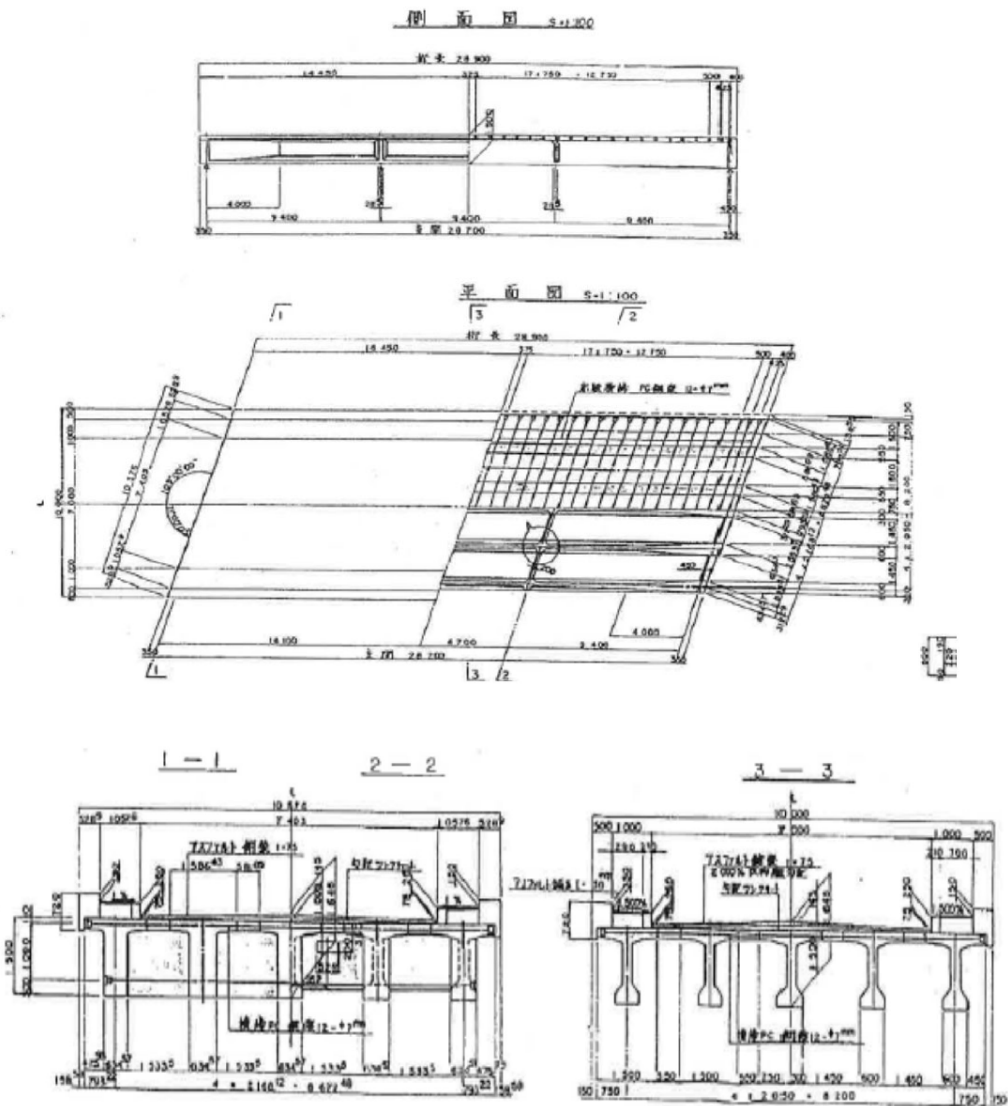


図 3.43 M橋 BR05 支間の構造一般図(1978年建設当時の図面)

(2) 定期点検(近接目視)による評価

富山市では、定期点検における診断に富山県橋梁維持管理システム(BMS)を採用している。各部材の点検項目の評価値を入力すると、自動的に、健全度が算出される仕組みとなっている。

対象橋梁の近接目視点検は、定期点検義務化前の2008年と、義務化初年度である2014年に実施されている。図3.44に、富山県橋梁維持管理システムにより算出された上部工健全度の変化を示す。すべての径間で健全度が悪化しているが、特に右岸側のBR06径間の差異が大きい。

この結果について、詳細に点検結果内容を照査したところ、補修材の剥がれや欠け落ち等と、排水装置の劣化が、BR06径間の点数を大きく低下させていることがわかった。ASRが原因と考えられる無数のひび割れについては、全般的に評価が悪化していたが、点検調書では定量的な比較は難しく、本質的に構造性能が低下しているか否かを推定するのは困難であると考えられた。

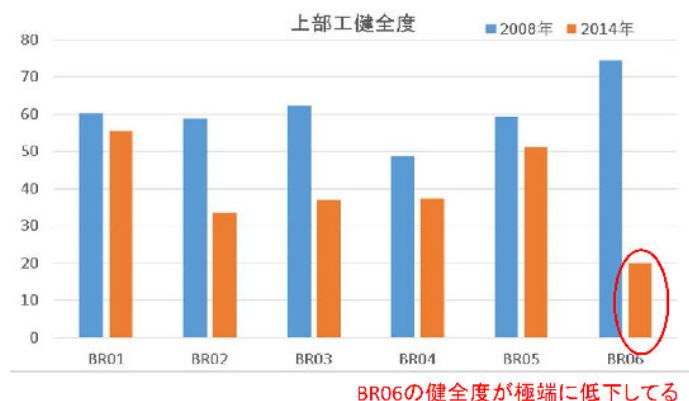


図 3.44 橋梁維持管理システム (BMS) による健全度判定

現地踏査により遠望目視点検を実施したところ、ウェブ側面に PC 鋼材に沿っていると推測されるひび割れが確認された。PC 鋼材に沿ったひび割れは、ASR の典型的なひび割れの一つではあるが、1970 年代に建設された本橋は、橋面に PC 鋼材定着体を配置する、いわゆる上縁定着が採用されており(図3.45)、橋面の定着体からシーす内に腐食性因子が侵入し、PC 鋼材が腐食膨張している可能性も否定できないと考えられた。PC 鋼材腐食の場合、本橋の診断評価は大きく深刻な状態となるが、この見極めを目視点検で確認することは容易ではない。

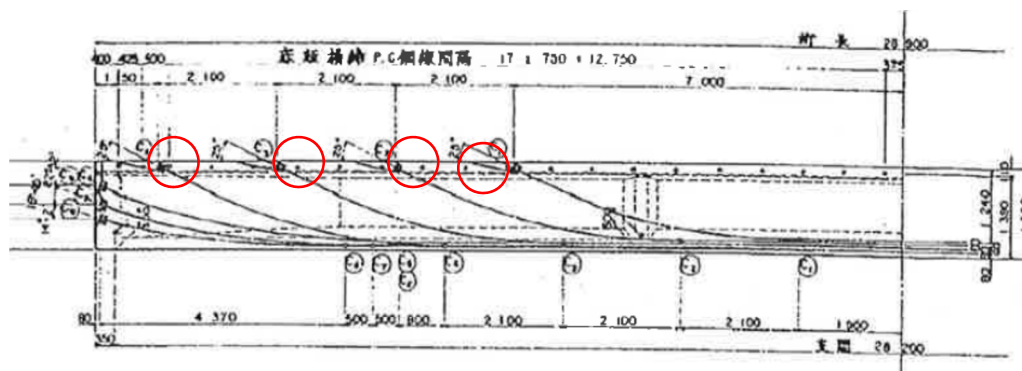


図 3.45 M橋の PC 鋼材配置

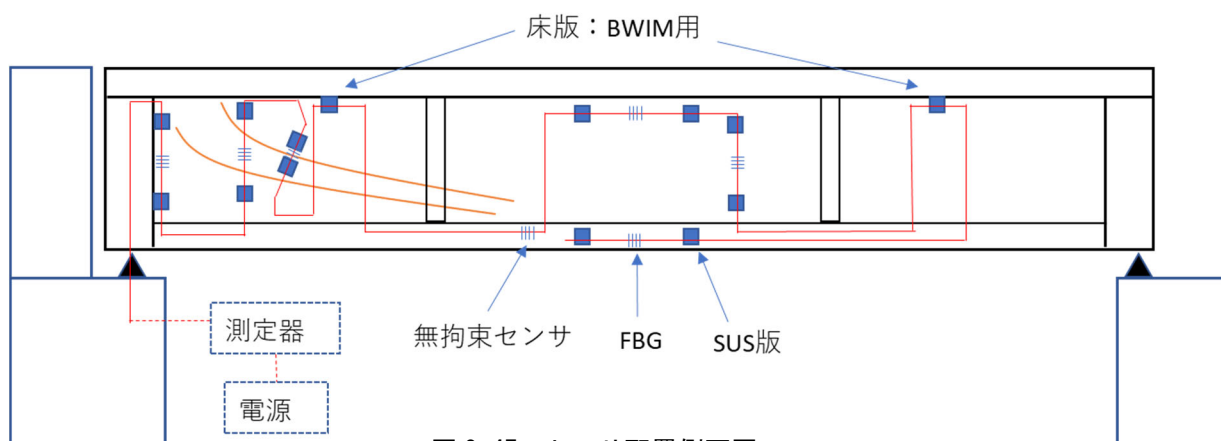


図 3.47 センサ配置側面図



図 3.48 主桁端部のセンサ設置状況



正面から

図 3.49 支間中央部のセンサ設置状況

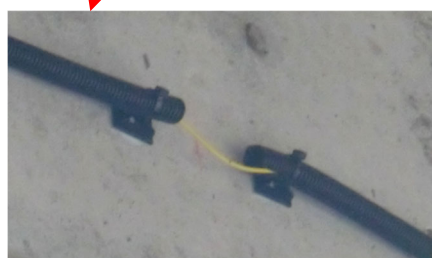


図 3.50 無拘束センサ部

(4) センサ設置工事

図 3.51 にセンサ設置状況を示す。高所作業車を2台使用し、準備・片付等を含め3日間で終了した。

FBG 光ファイバひずみセンサは、SUS プレート在所定の位置に SUS アンカでコンクリートに固定後、固定板間の光ファイバにプレテンションを導入する。図 3.52 にプレテンション導入時の状況を示す。プレテンション導入は、測定器を接続し、 3000μ 相当 (波長 3nm) のテンションになるよう管理した。



図 3.51 センサ設置状況

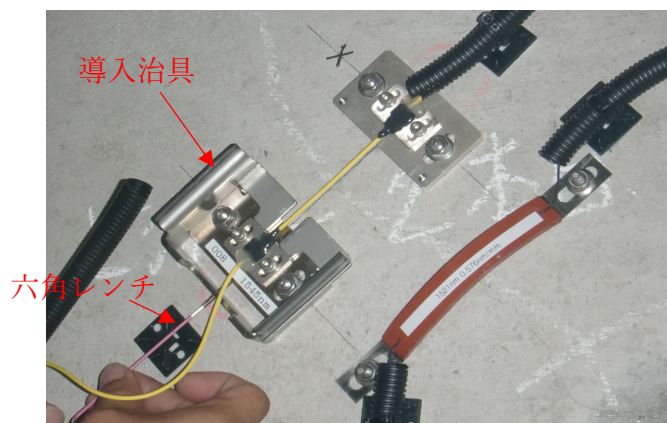


図 3.52 プレテンション導入状況

(5) 測定結果

① 静ひずみの経時変化による評価

a. 環境温度

図 3.53 に、FBG 無拘束センサから算出した温度測定値と、現場に常置した電池式温度計との比較を示す。FBG 無拘束センサは、主桁の支間中央部にあるが、電池式温度計は桁端部に設置し、位置は 10 m 離れている。図 3.54 に、2 回目(10/3~10/7)測定時の温度実測値を拡大して示す。10/5 深夜に台風 18 号の通過があり、気温が大きく上昇したが、電池式温度計と無拘束センサの若干の誤差が生じているものの、おおむね値は一致している。

FBG 測定器は、現場に常設することなく、接続、撤去を繰り返す断続的な測定を実施したが、無拘束センサの波長の変化には矛盾がなく、電計抵抗式ひずみゲージ等で問題であったドリフト現象は発生していないことが確認できた。絶対波長校正機能(ガスセル)が内蔵された FBG 測定器であり、無拘束センサの温度変化が正確に測れていることで波長測定に矛盾(ドリフト)がないことを確認した。

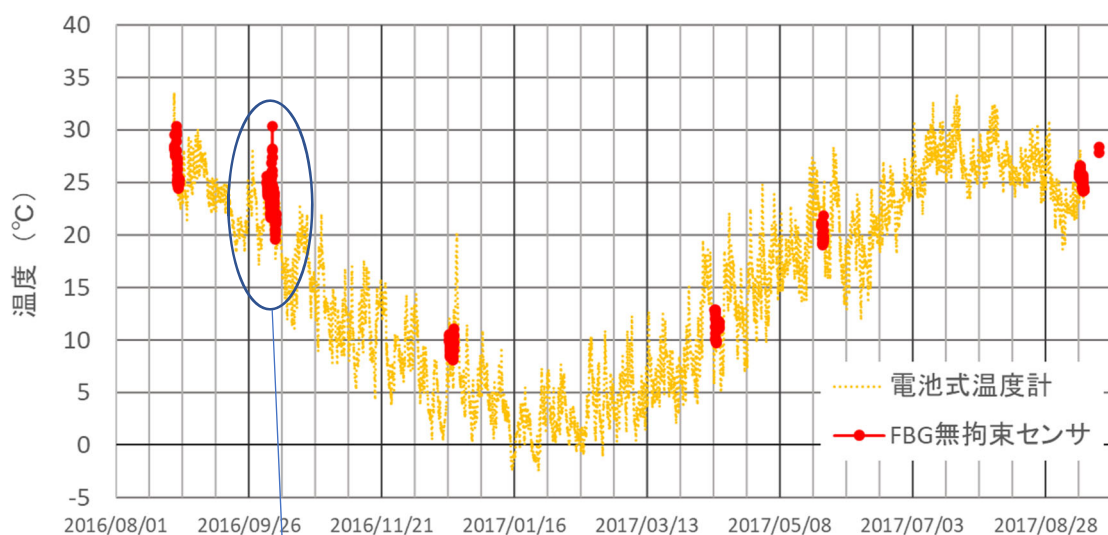


図 3.53 温度測定データ

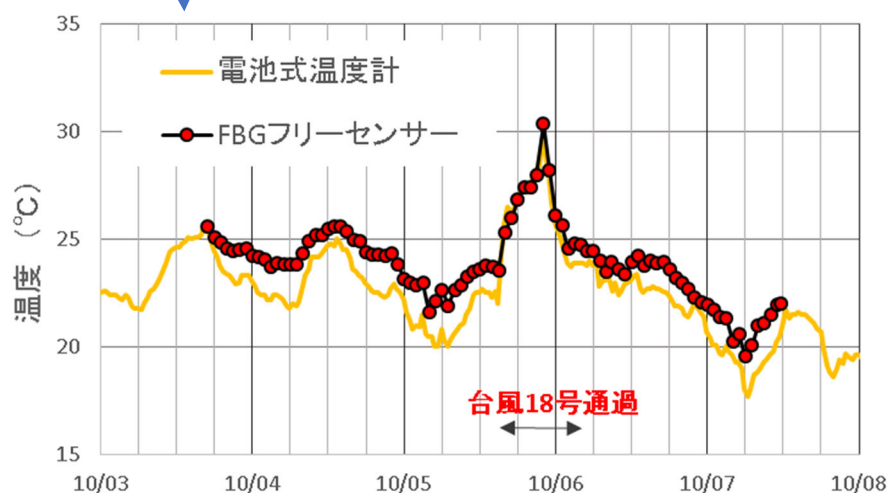


図 3.54 温度測定データ拡大図 (2 回目)

b. PC 鋼線に沿ったひび割れ

図 3.55 に、PC 鋼線に沿ったひび割れに設置したセンサ長 100mm の FBG 光ファイバひずみセンサの 1 年間の変位を示す。図 3.56 に、2 回目(10 月)の測定の拡大を示す。図中、気温変化に線膨張係数とセンサ長 100mm を乗じて、センサ長 100mm の気温変化による変位理論値をあわせて示す。モニタリング測定値は、気温変化による理論値とほぼ同じ傾向を示しているが、わずかに下回っており、1 年後で比較すると、ひび割れ幅は 0.01mm 程度閉じる方向に挙動していたことがわかった。

PC 鋼材の腐食膨張が進行している場合、ひび割れ幅が徐々に増加すると考えられたが、その可能性は低いものと考えられる。

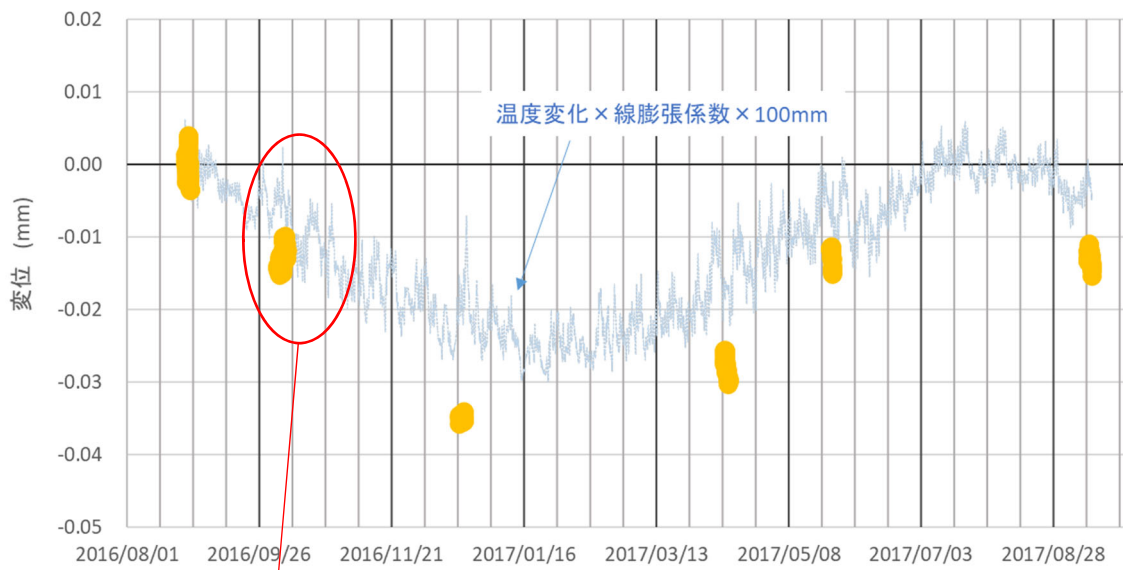


図 3.55 ひび割れ幅測定データ

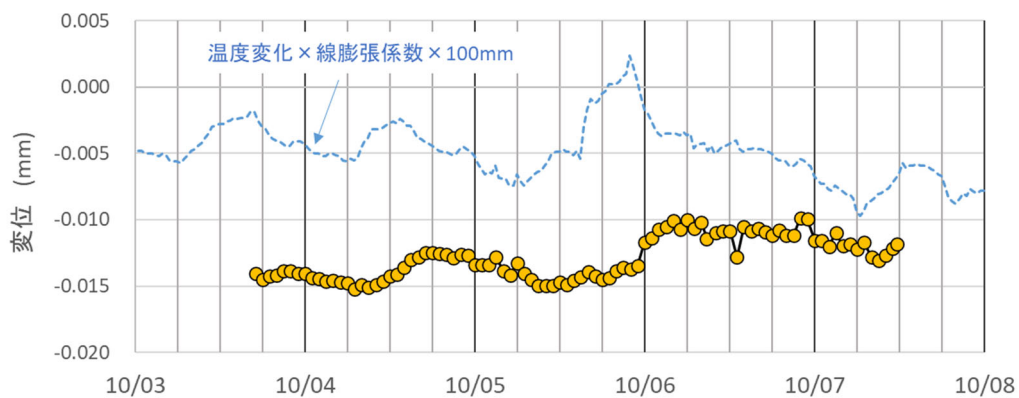


図 3.56 ひび割れ幅測定データ拡大図(2 回目)

c. 主桁の膨張ひずみ

図 3.57 に、ASR による膨張ひずみの進行度把握を目的として、端支点横桁および、目視点検でひび割れが多く確認された桁端部と、比較的ひび割れが少ない支間中央部のウェブ鉛直方向に設置した FBG 光ファイバひずみセンサの 1 年間の測定結果を示す。

ウェブ支間中央部の測定値は、線膨張ひずみに一致して挙動しており、ASR の進行は発生していないと考えてよいと推定される。端支点横桁および主桁端部では、線膨張ひずみを上回る挙動を示していることから ASR による膨張進行が確認され、主桁の桁端部では 1 年間で 150μ 程度の膨張が進行していることがわかった。ASR の定性的な傾向は、基本的に目視点検におけるひび割れ密度と一致している結果であるが、定量的な進行度合いをコア削孔することなく本システムにより継続的に把握することが可能である。

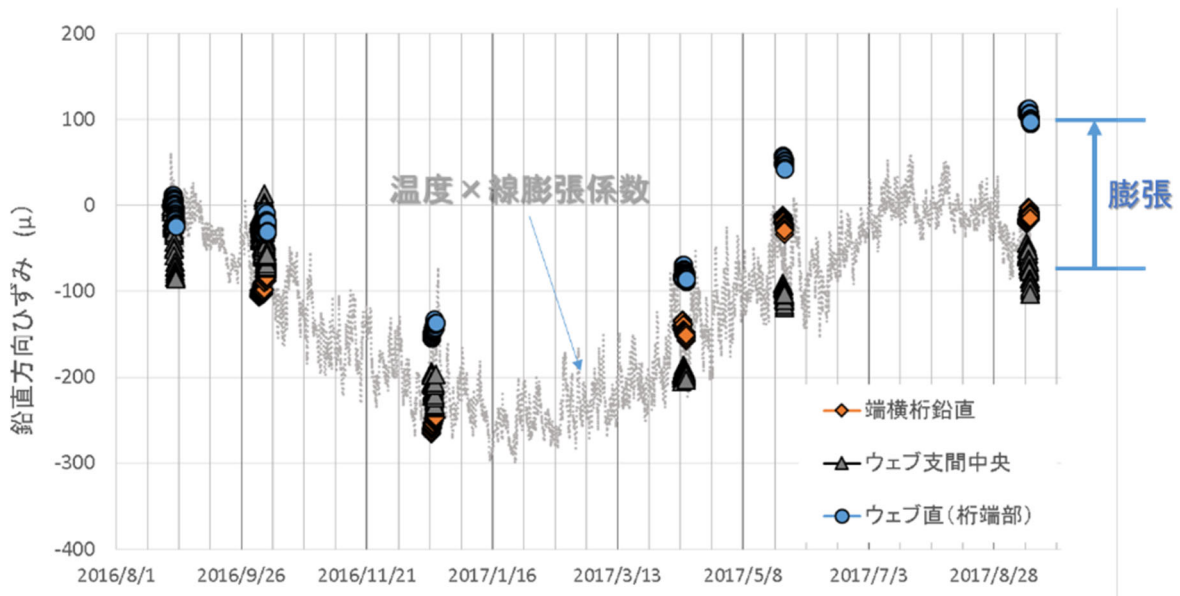


図 3.57 鉛直方向ひずみ測定データ

参考として、センサ長 120mm の電気抵抗式ひずみゲージを ASR が進行中の桁端部および端支点横桁のひび割れを避けた位置に、2 回目となる 10/4 から追加設置した(図 3.58)。図 3.59 に、電気抵抗式ひずみゲージを追加設置した直後 5 日間の測定値の比較を示す。気温変化との関係に着目すると、FBG 光ファイバひずみセンサの平均ひずみは、気温上昇に伴い膨張側に挙動しているが、ひび割れ間に設置した電気抵抗式ひずみゲージでは、逆に収縮方向に挙動していることがわかる。このことから、劣化構造物の膨張・収縮を正しく把握するためには、ひび割れを数本跨ぐ、ロングセンサが有効であると考えられる。



図 3.58 電気抵抗式ひずみゲージ

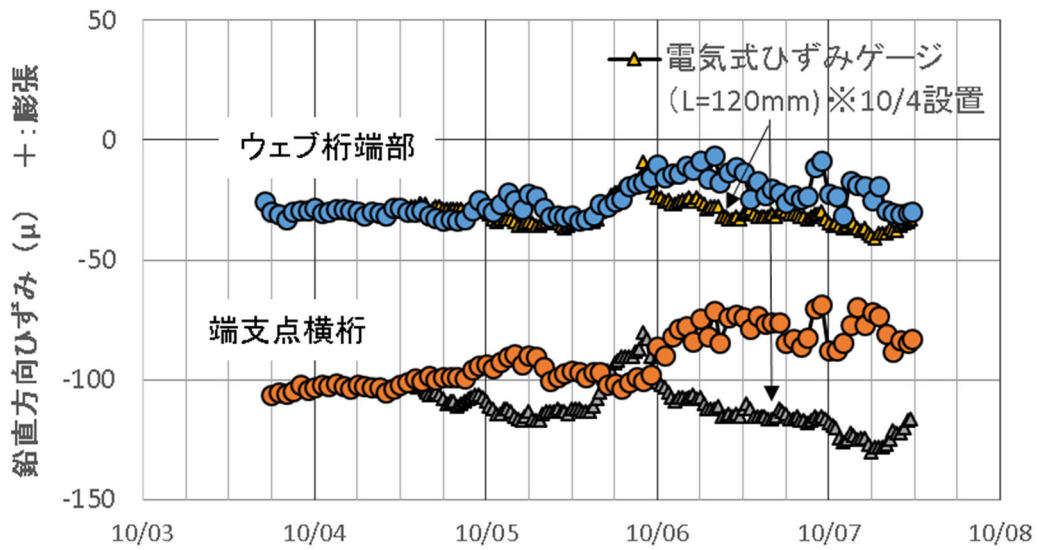


図 3.59 電気抵抗式ひずみゲージとの比較(設置直後)

図 3.60 に、電気抵抗式ひずみゲージの測定を1年間継続した結果を示す。測定値は、線膨張ひずみから大きく逸脱しており、その変化量は非常に大きい。主桁の膨張や収縮とは考えにくく、リード線の劣化等により電気抵抗が変化した影響ではないかと推測される。電気抵抗式ひずみゲージを用いて屋外で長期に測定するためには、厳重な養生と細心の注意が必要であり、今回のように想定と大きく異なるデータが得られた際の判断は難しい。

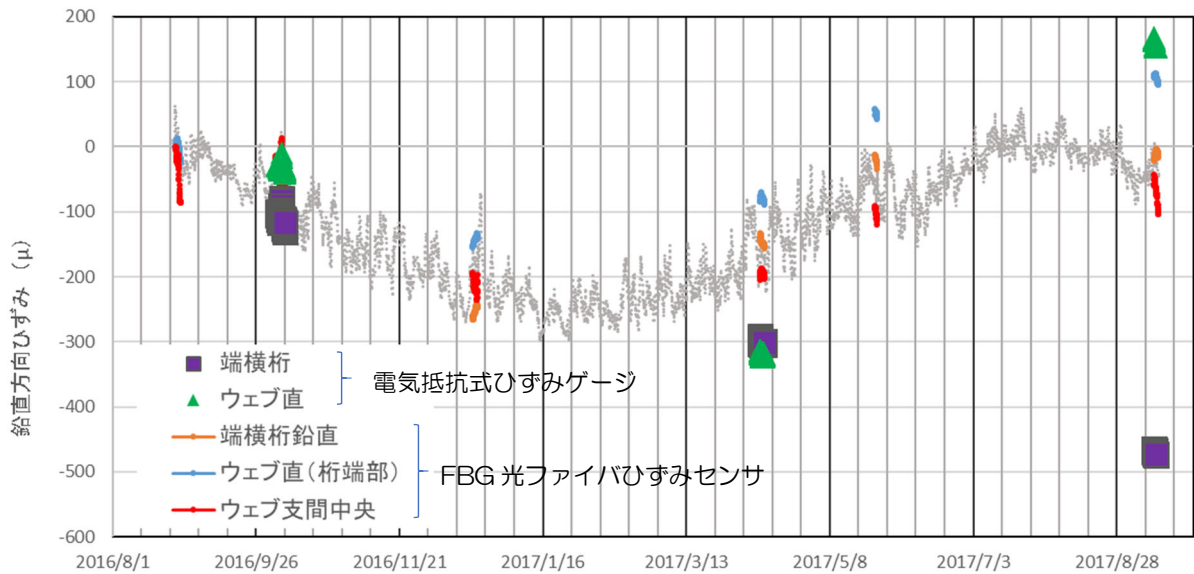


図 3.60 電気抵抗式ひずみゲージとの比較(1年間)

本モニタリングの ASR 進行判定の妥当性を確認するため、ASR の膨張挙動と相関が高いと考えられているコンクリート内部の含水率測定を実施した。図 3.61 に、コンクリート内部の含水率測定概要を示す¹⁵⁾。ウェブ側面から、ウェブ中心部となる深さ 150mm まで $\phi 6\text{mm} \times 2$ 本の削孔を行い、ブラシ型センサを 10mm 毎に深さを変えながら挿入し、深さごとの含水率を測定した。図 3.62 に測定位置を示す。膨張の進行が確認された桁端部から断面修復部と非修復部、および支間 1/4 断面付近ウェブの上、下の計6箇所とした(支間中央部は足場が必要となるため、未実施)。図 3.63 に M 橋における測定状況を示す。

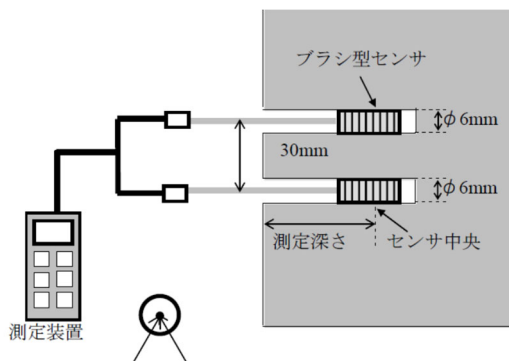


図 3.61 コンクリート内部の含水率測定概要¹⁵⁾

図 3.63 コンクリート内部の含水率測定状況

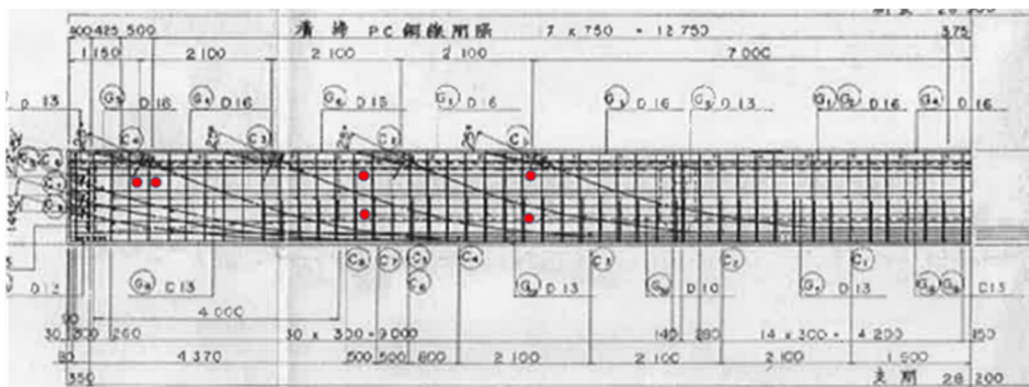


図 3.62 コンクリート内部の含水率測定位置

図 3.64 に、コンクリート内部の含水率測定結果を示す。横軸は、ウェブ表面からの距離で、グラフ左側が表面、右側がウェブ厚の中心位置となる。コンクリート表面近くは、いずれの部位も乾燥しており、含水率は2%程度であるが、深くなるほど含水率は高くなり、深さ 60mm 以上からは安定した数値になっていることがわかった。コンクリート内部の含水率は、支間 1/4 付近では、ウェブの上側、下側に差はなく、いずれの部位も、4~5%程度であり、比較的乾燥している。一方、桁端部は断面修復部、非修復部の差はなく、内部の含水率は7%程度であった。1章 1.3.5 表 1.7 で示した文献 21)によると、含水率が7~8%程度で ASR は進行するとの知見から、本橋の桁端部の ASR 進行が裏付けされた。

今後は、コア抜きやドリル削孔をすることなく、本システムにより、ASR の進行度が十分に評価できるものとする。

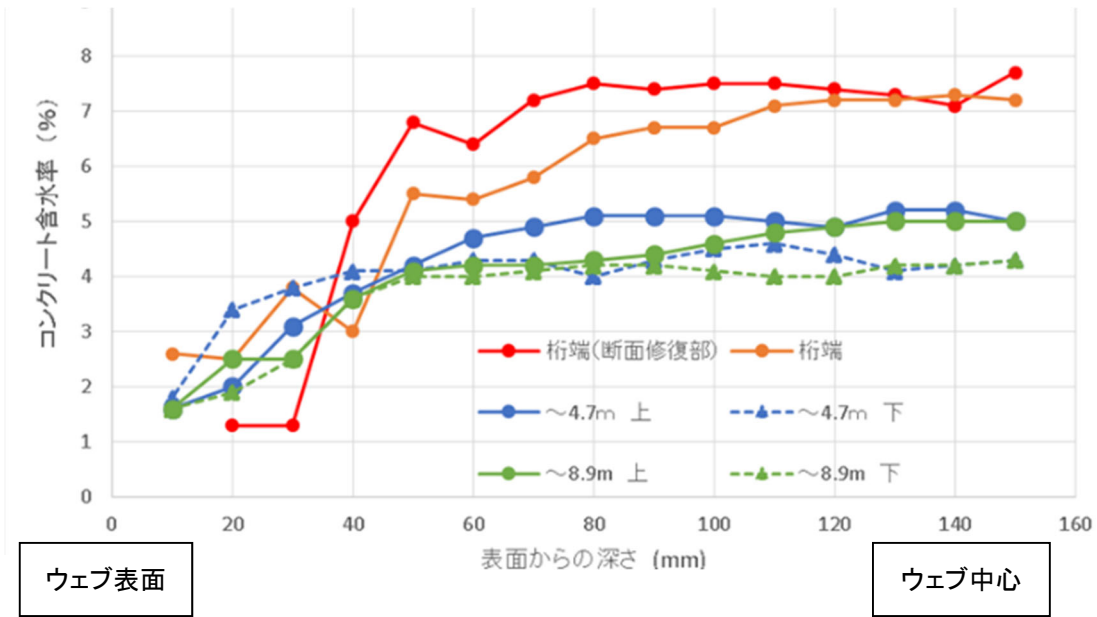


図 3.64 コンクリート内部の含水率測定結果

d. 主桁曲率

図 3.65 に、支間中央における上縁、下縁の橋軸方向ひずみから算出した主桁曲率の 1 年間の変化を示す。1 年間を通じ、主桁の上縁と下縁の橋軸方向ひずみは同じ変化をしており、主桁曲率はほとんど変化していないことがわかった。単純桁である本橋では、気温変化によっても、曲率≡桁たわみの変動はなく、このことはレベル測量でも確認している。ASR では、コンクリート弾性係数の低下による主桁剛性の低下が懸念されるが、桁端部に残存していることが確認された ASR による膨張は、主桁全体の剛性低下には影響していないものと考えられる。主桁剛性の絶対量については、次項の走行載荷試験で検証する。

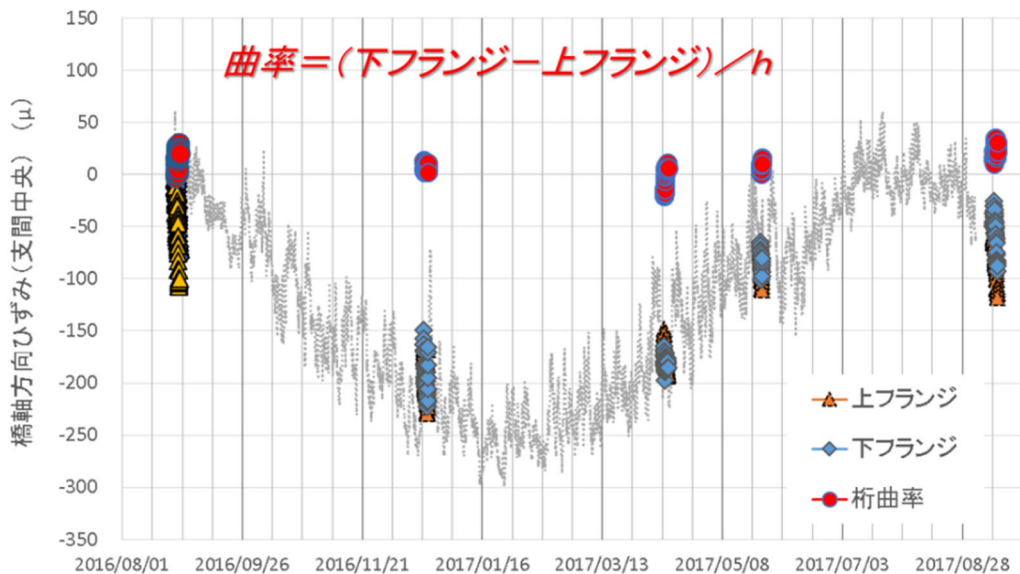


図 3.65 橋軸方向ひずみの測定データと主桁曲率の変化

② 走行載荷試験による応答曲げひずみによる評価

ASRによりひび割れが散在するプレストレストコンクリート橋において、主桁剛性が設計値を確保されているかを確認するため、重量を測定した試験車を走行させ、応答曲げひずみを測定する。図3.66に試験車の寸法を示す。車体重量は120kNであるが、荷台に鉄板を積み込み、総重量を200kNとした。図3.67に軸重測定状況を、表3.13に測定結果を示す。試験は、2回目の測定の最終日となる、2016年10月7日に実施した。

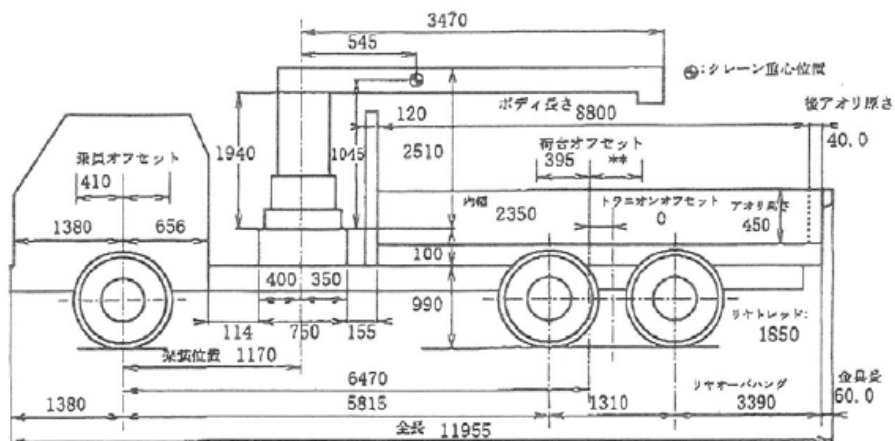


図 3.66 試験車の寸法



図 3.67 軸重測定状況

表3.13 試験車の軸重測定結果

前軸重量	後輪 2 軸重量	総重量
65.4kN	131.2kN	196.6kN

軸重測定後、後導車を付け、前後の車間距離を確保して橋梁上を11往復した。走行速度30km/hrで5往復後、50km/hrで5往復し、最後に対象支間を歩行者と同程度の速度(3km/hr)で徐行した。図3.68に、対象支間を走行中の状況を示す。



図 3. 68 走行載荷試験状況

図3.69に、7往復目で時速50km/hrで通過した際の、支間中央部の主桁下フランジとウェブ上端(ほぼ図心軸)の応答曲げひずみを示す。3.6.4 図3.39に、文献12)に示される鋼橋(支間35.6m, 単純桁)におけるひずみ波形事例を示したが、車1台の波形に2~5Hz程度の卓越した波形が見られるのに対し、プレストレストコンクリート橋である本橋では、このような複雑な波形は全く検出されず、前輪と後輪の通過による2つの山が明瞭に確認できる。本橋の車両走行による橋梁振動は極めて小さいものと推察される。

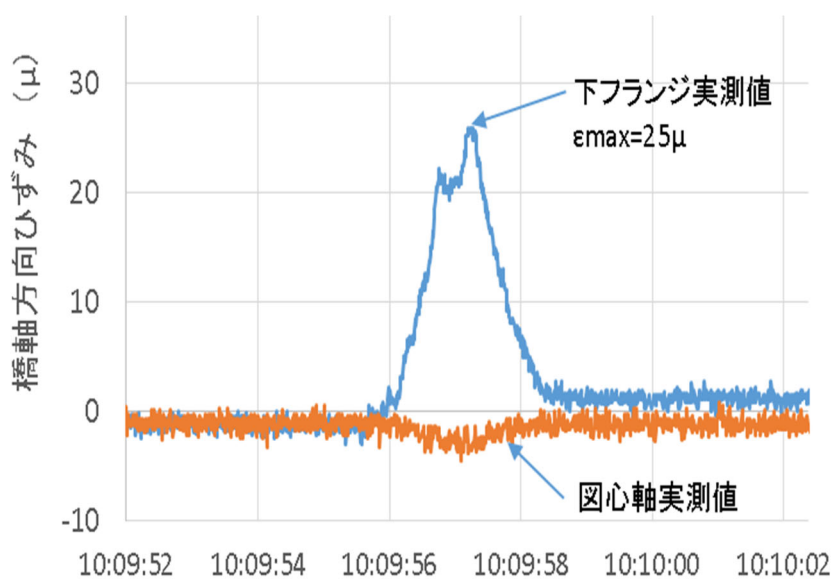


図 3. 69 試験車通過時の応答曲げひずみ (case7)

表3.14に、後輪通過時に発生する最大ひずみの一覧を示す。対向車線は規制していないため、橋梁上で大型車と離合した、case1, case2, case9はデータとして除外する。case11の徐行以外は、すべて $25 \pm 1 \mu$ であり、計測値は非常に安定している結果となっている。表中の走行速度実測値は、3.9で後述するBWIM用に床版に追加設置した2か所のFBG光ファイバひずみセンサの応答時間差から算出したものである。

表 3.14 走行載荷試験一覧表

	設定速度	走行速度 実測値 (km/hr)	最大応答ひずみ (後輪通過時) (μ)	対向車線の状況
case1	30km/hr	32	27	2tトラック
case2		33	24	大型トラック
case3		28	25	乗用車
case4		30	25	
case5		34	24	乗用車
case6	50km/hr	47	26	乗用車
case7		46	25	
case8		48	26	
case9		48	28	トラック3台連行
case10		49	24	
case11	徐行	2.5	23	

図 3.70 に、走行速度と応答曲げひずみの関係を示す。徐行に比べ、走行時の応答曲げひずみは、速度が増えるにつれて若干大きくなる傾向はあるが、その差は小さく、誤差の範囲とも考えられる。道路橋示方書では、走行時の影響として衝撃係数が規定されているが、本データにおける徐行との差は、この衝撃係数の 1/3 以下であることがわかる。この傾向は、プレストレストコンクリート橋共通のものであるのか、本橋のみの傾向であるのかは、今後のデータ収集で明らかにしていく。

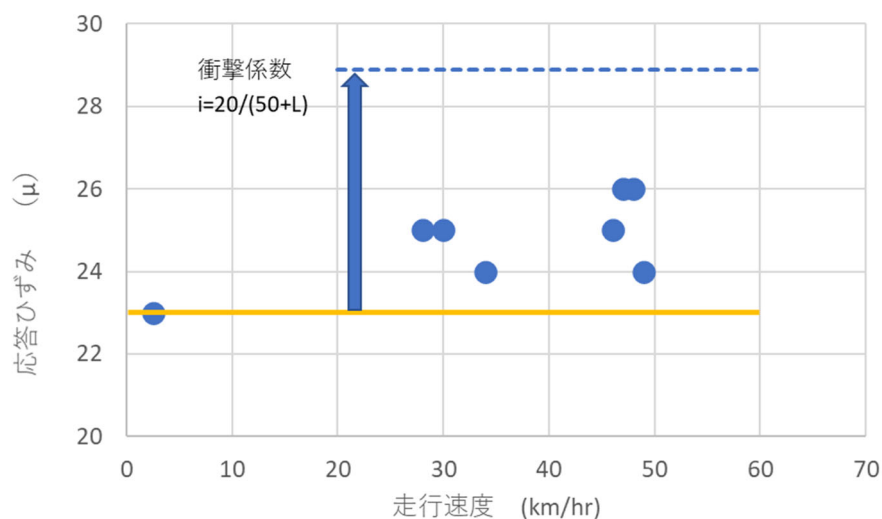


図 3.70 試験車の走行速度と応答曲げひずみの関係

主桁剛性の妥当性を検証するため、試験車の応答曲げひずみを3次元FEMと比較する。

FEM モデルは、舗装および地覆が主桁と一体化し剛性に寄与すると仮定した Model1 と、一般的に設計計算で採用されている橋面工は剛性に寄与しないとした Model2 の 2 種類とした。

表 3.15 に解析に用いた弾性係数を示す。弾性係数は、いずれも不明であり、設計計算で一般的に使用されている数値を用いた。舗装のアスファルトは、温度により弾性係数は大きく異なり、0°Cでの弾性係数は約 10kN/mm² 程度であるが、夏場には舗装温度は 50°C以上となり、弾性係数はほぼゼロに近く、ほとんど剛性に寄与しないことが知られている。試験時(2016/10/7)の気温は 22°Cと比較的高く(図 3.54 参照)、舗装の表層温度は 40°Cであった。舗装の剛性寄与は極めて低いものと推測されるが、舗装の内部温度までは不明であり、0°C時の弾性係数の 1/2 と設定した。

表 3.15 FEM に使用した弾性係数

	単位	Model1	Model2
主桁・横桁	kN/mm ²	31	31
地覆		25	0
歩道マウントアップ		25	0
舗装		5	0

荷重は、センサ設置側の車線に、試験車の輪荷重(前輪 2 点、後輪 2 点)を順次位置を変えながら載荷した。図 3.71 に、後輪がセンサ直上に来た時の下面のひずみ分布を示す。

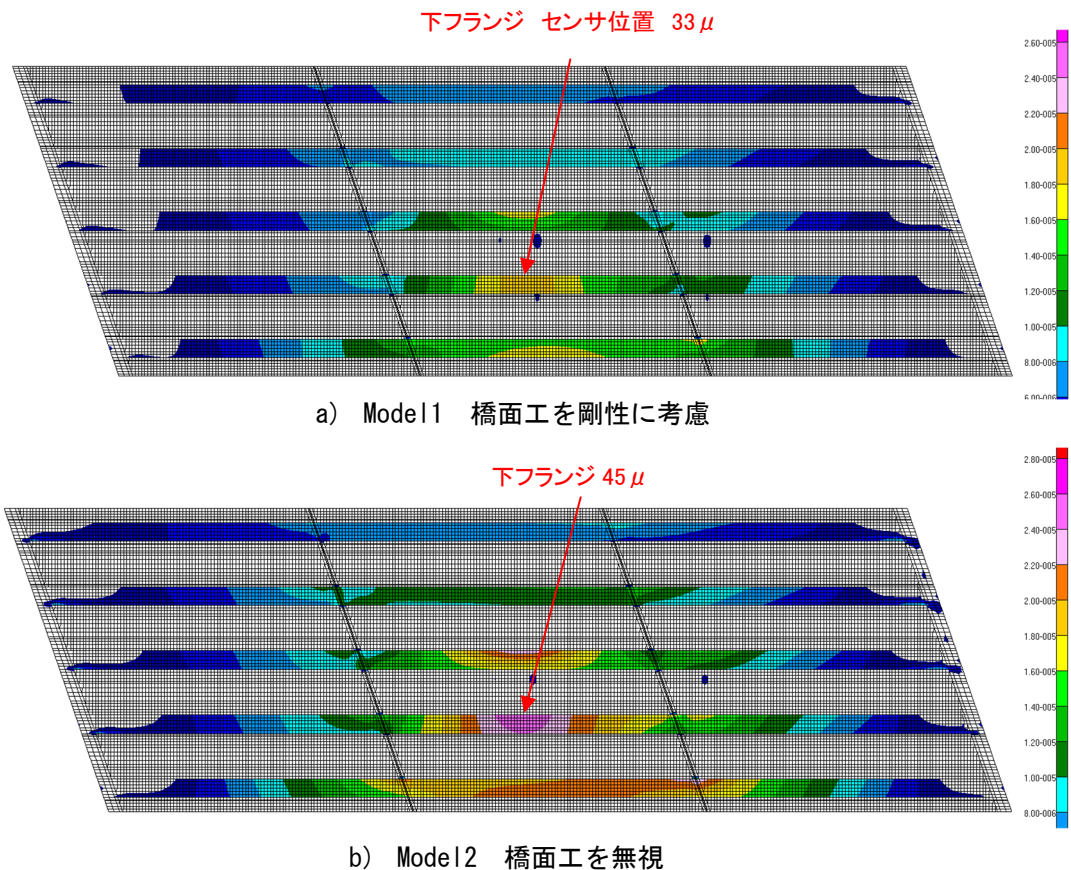


図 3.71 試験車両走行時の FEM 結果

図3.72に、センサ位置とFEMのひずみ抽出位置を、図3.73に、実測値との比較を示す。

試験車走行時の応答曲げひずみは、橋面工の剛性を無視したModel2の55%であり、橋面工が剛性に寄与すると仮定したModel1よりも、さらに小さい結果となった。実際のコンクリート圧縮強度は、設計値より高く、それに伴い、コンクリート弾性係数も設計で想定するより高いケースが多いため、実橋載荷試験の応答値は計算値より小さくなるのが一般的であり、本結果は、この傾向に矛盾しない。

本橋の応答値は、既往の実績から想定される範囲であり、ASRによる劣化が疑われる橋梁であるが、主桁剛性は十分に確保できているものと考えてよい。

重量既知の試験車両を定期的に走行させ、その応答曲げひずみを今回の結果と比較することで、最も重要な構造特性である主桁剛性について、マクロな健全性診断が可能である。

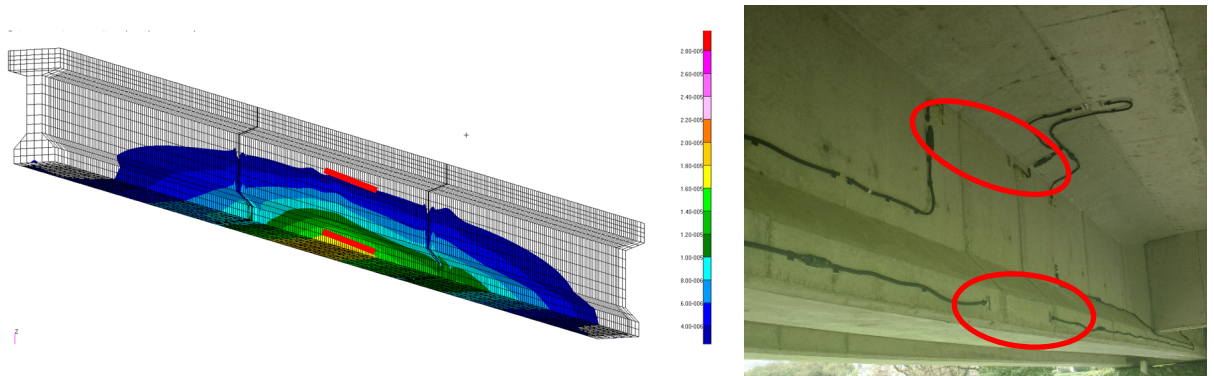


図 3.72 センサ位置とひずみ抽出位置

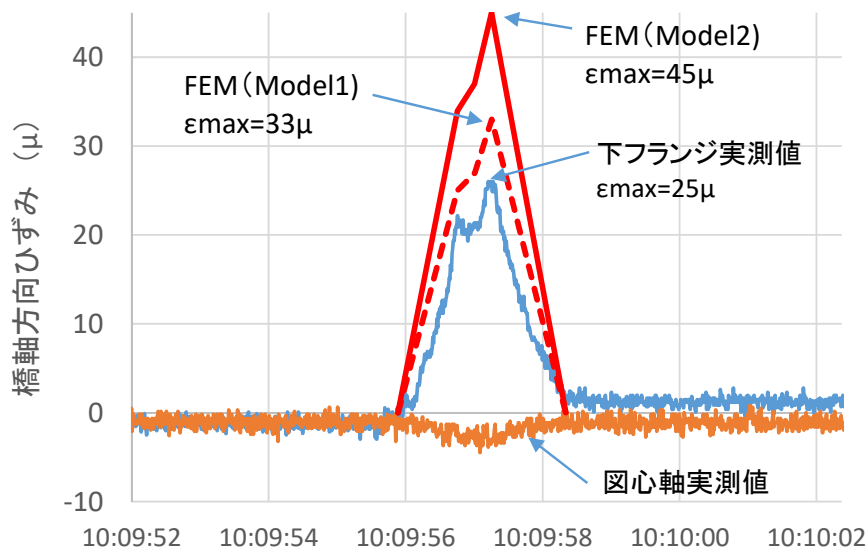


図 3.73 試験車両走行時のひずみ実測値と FEM 結果の比較

③ 簡易BWIMによる活荷重の実態把握

図 3.74 に、試験車を走行させた前日の 10/6(木曜日)11 時から、10/7(金曜日)11 時までの 24 時間に本橋を走行した全車両の応答曲げひずみの時間別頻度を示す。解析には、3.6.4 図 3.40 で示した、本研究で新たに開発した簡易 BWIM(ピーク抽出ソフト)を使用した。なお、一般乗用車通過時の応答曲げひずみは、数 μ 程度でノイズとの識別が困難であったため、確実に車両通過が認識できる応答曲げひずみとして、 12.5μ 以上と設定した。

24 時間の最大応答曲げひずみは 55μ であった。前項の走行載荷試験では、総重量 200kN の車両の応答曲げひずみが 25μ であったことから、およそ 400kN 超の車両が朝 7 時台に通過したと推定される。法定荷重の 250kN を超過すると思われる車両が 1 日で数十台確認されている。地方自治体が管理する道路が過酷な環境下におかれていることが改めて認識された。

本橋では、(株)TTESが提案するBWIM手法との差異を比較検証するため、速度測定のためのひずみセンサを追加設置し、本データの解析を(株)TTESに外注している。このBWIM手法による比較考察、および次項で示す日交通量が4倍で大型車混入率の高いS橋との比較検証は、3.9項で後述する。

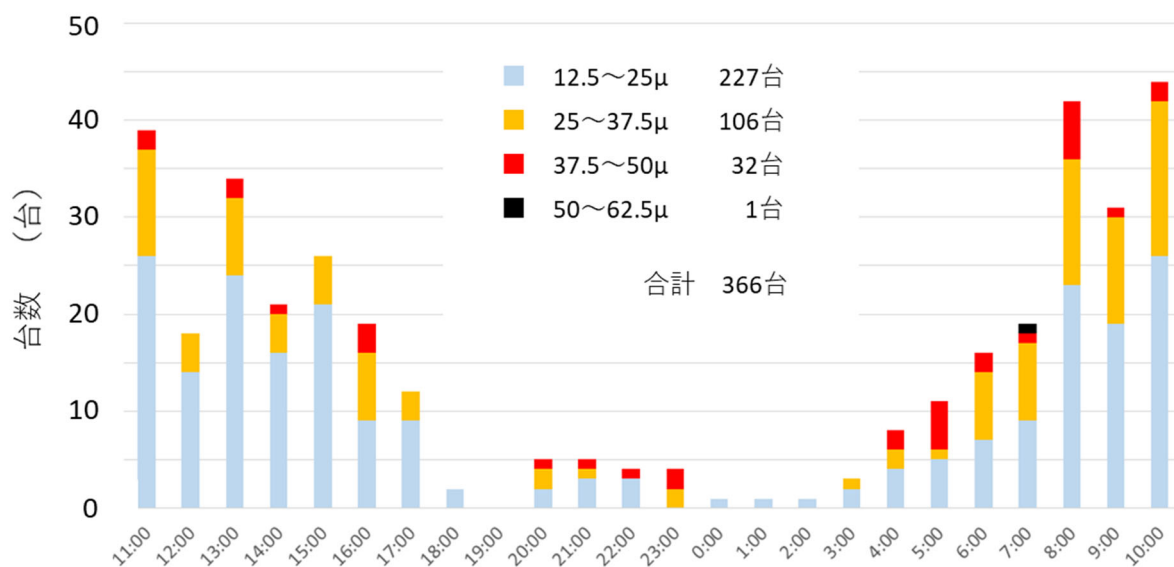


図 3.74 時間ごとの応答曲げひずみ頻度

3.7.3 兵庫県における実橋検証(築 50 年を超過した重交通下の橋梁)

(1) 橋梁概要

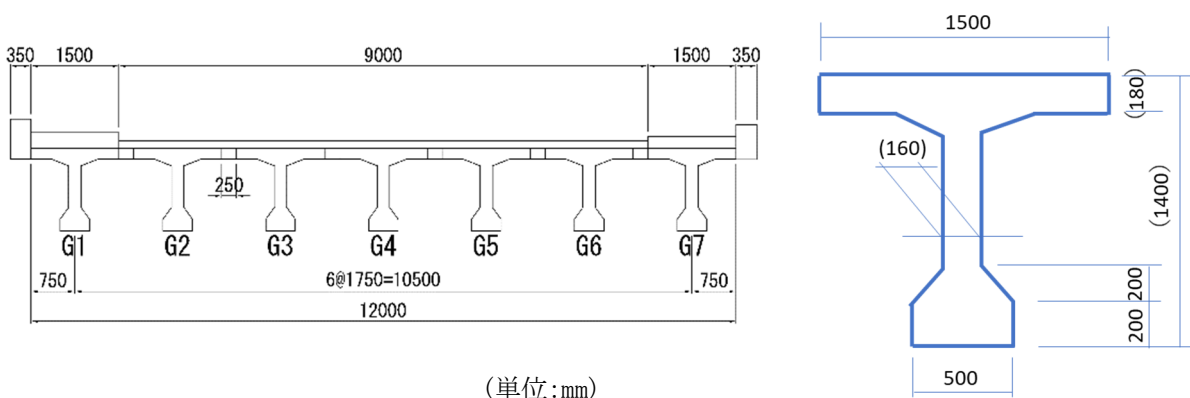
対象橋梁は、兵庫県内の瀬戸内海沿岸部を走る幹線道路の河川上に架かる 7 連の PC 単純 T 桁(図 3.75)で、1962 年に竣工し、築年数 50 年を超過している。海岸沿いの工場が密集する地域に隣接するため、日交通量は 2 万台を超え、大型車混入率が 20%と重交通下に晒されている。支間長は、建設当時は 26.5m であったが、1994 年の調査時に鋼製支承の著しい腐食が確認されたため、既往支承の前面にゴム支承の盛換設置および沓座拡幅工事を行い、現在の支間長は 26m となっている。



図 3.75 対象橋梁全景

対象橋梁の断面図を図 3.76 に示す。建設当時の図面は残っておらず、可能なかぎり寸法を実測したところ、1969 年に建設省で制定された標準図 S27.5 と部材厚がほぼ一致していることがわかった。

舗装がある状態では桁高、床版厚は実測できないため、建設省標準図から、桁高は 1.4m、床版厚は 180mm(建設当時の最小版厚 140mm)と推測した。



(単位:mm)

()内の数字は標準図から推測

図 3.76 S 橋の断面図

(2) 定期点検(近接目視)による評価

2016年に実施された近接目視点検では、主桁には、建設当時のかぶり不足に起因すると推測される鉄筋露出と、床版間詰め部のエフロレンスが多数記録されているものの、上部構造物にひび割れはほぼ存在せず、全体の健全性はⅡ(予防保全段階)と評価されている。

兵庫県内のプレストレストコンクリート橋でⅡと評価されている橋梁は管理する全橋梁の約60%を占める。対策の緊急性は回避されているものの、特に本橋のように重交通下で築50年を超過する橋梁では、次回点検までに急変することが懸念される。

(3) 詳細調査

① 概要

本橋は、設計図面、設計計算書ともに保管されていないため、PC鋼材配置およびコンクリート圧縮強度の現地調査を実施した。調査方法は、非破壊調査を基本とするが、コンクリート圧縮強度については疑問が生じたため、道路管理者の了解を得て、コア削孔による調査を追加した。

現地調査後、これらの情報をもとに、復元設計を実施し、死荷重時および試験車を走行させた場合のひずみ状態の推定を行った。

② 非破壊調査

図3.77にPC鋼材の調査結果を示す。PC鋼材の本数は標準図では12φ7が9本であったが、電磁波法により調査したところ1本少なく、8本(上縁定着4本、桁端定着4本)であることが確認された。

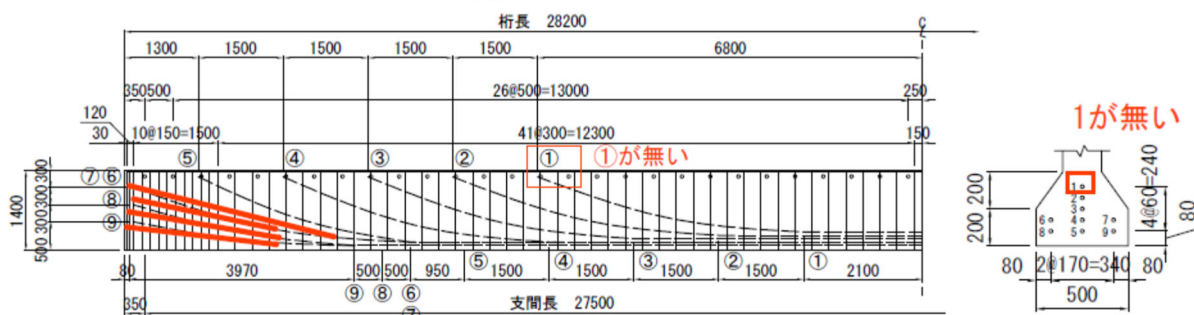


図 3.77 主桁PC鋼材の調査結果

図3.78に、床版の調査結果を示す。横締めPC鋼材の間隔は平均450mmであった。床版間詰め部の打継ぎ面には差し筋は配置されておらず、間詰め部内も横締め鋼材以外は全くの無筋であることを確認した。歩車道境界部の直下となる床版間詰め部には多数のエフロレンスが析出していたが、それ以外の間詰め部には特に異常は見られなかった。

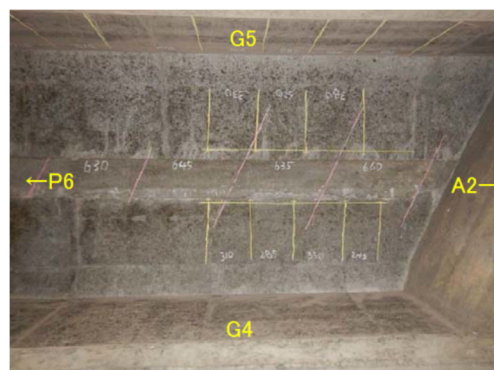


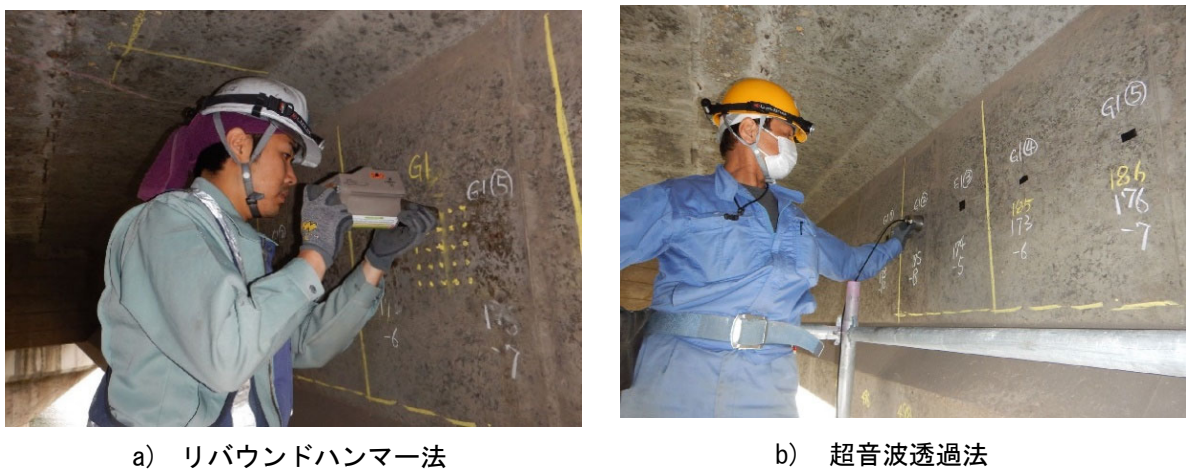
図 3.78 床版の調査結果

コンクリート圧縮強度は、ポストテンション桁で一般に採用される設計基準強度 40N/mm^2 であろうと推測されるが、50 年前の施工で強度が低下している可能性もあるため、リバウンドハンマー法および超音波透過法による圧縮強度推定調査を実施した。調査位置は海側の最も外側となる G1 桁および幅員中央となる G4 桁の支間中央付近のウェブ側面とした。

図 3.79 に非破壊試験の実施状況を示す。表 3.16 に、非破壊試験による圧縮強度の推定結果を示す。

リバウンドハンマーによる反発度および超音波透過法による伝播速度ともに、海側の G1 桁、幅員中央の G4 桁に差異はなく、ほぼ同じ値となった。超音波伝播速度は 4000m/sec を若干下回る程度であり、健全なコンクリートの範囲と言え、問題のある状態でないことは確認できた。

リバウンドハンマー法では、年数が経過し、乾燥が進行したコンクリートの反発度は大きくなることが知られている。DIN1048 では、1000 日以上では推定式に 0.6 を乗じるとの見解が示されており、この補正係数を参考とすると、圧縮強度は 40N/mm^2 を下回るものと推測される。また、兵庫県内の実構造物のコンクリート超音波伝播速度とコア強度の関係から構築した森川らの推定式¹⁶⁾でも、ほぼ同様の推定結果が得られた。現場施工では設計基準強度に対し 1.645σ の余裕を持って配合設計がなされることを鑑みると、現時点での圧縮強度は一般的なポステン PC 橋梁(設計基準強度 40N/mm^2)に比べると小さめではないかとの推測がなされる。



a) リバウンドハンマー法

b) 超音波透過法

図 3.79 圧縮強度推定のための非破壊調査状況

表 3.16 非破壊調査による圧縮強度の推定結果

	リバウンドハンマー法			超音波透過法	
	平均反発度	推定強度	推定強度 $\times 0.6$ (材齢補正)	超音波速度	推定強度 (森川らの式 ¹⁶⁾)
	R	N/mm^2	N/mm^2	m/sec	N/mm^2
G1	59.7	57.8	34.7	3956	34.6
G4	59.5	57.6	34.6	3852	31.1

③ コア抜き試験

1994 年における本橋の調査書類に、コア削孔調査を実施した記録が見つかった。削孔を実施した支間、箇所は不明であるが、圧縮強度は、 $39\sim 47\text{N/mm}^2$ の範囲であったことが判明した。1994 年の調査では、弾性係数は記録されておらず、中性化深さが記録されていた。

対象支間の非破壊調査では、コンクリート圧縮強度が 40N/mm^2 を下回っている可能性が高いと予測されたため、道路管理者の了解を得て、コア削孔を実施し、強度および弾性係数および中性化深さの調査を実施した。

コア削孔は、非破壊調査を実施した G1, G4 桁に加え、最も山側にある G7 桁を追加し、各 1 か所の計 3 か所とした。非破壊調査は支間中央部で実施したが、コア削孔は曲げモーメントが最も大きい部位は避け、主桁端部のウェブで実施した。

表 3.17 に、削孔したコアの調査結果と 1994 年の調査結果をあわせて示す。図 3.80 に、コアの応力-ひずみ曲線を示す。圧縮強度、弾性係数ともに、3 本の桁で大きなばらつきが生じる結果となった。

G1, G4 桁の圧縮強度は、おおむね非破壊調査の結果と一致しており、 40N/mm^2 を下回っている可能性が高いと推測された。しかし、山側の G7 桁の圧縮強度は高く、平均で比較をすると、1994 年の調査結果とは差はないと推測され、劣化により、強度低下したものとは考えにくい。

本橋の弾性係数は、一般的な設計値に比べ、平均的に低い傾向にある可能性が高いことが判明した。

表 3.17 削孔したコアの調査結果

		中性化深さ (mm)		圧縮強度 (N/mm^2)		弾性係数 (kN/mm^2)
		1994年	2018年	1994年	2018年	2018年
海側	G1	箇所不明	4	箇所不明	37.7	21.9
中桁	G4		8		41.5	28.0
山側	G7		5		54.5	31.5
平均		8~9	6	39~47	44.6	27.1

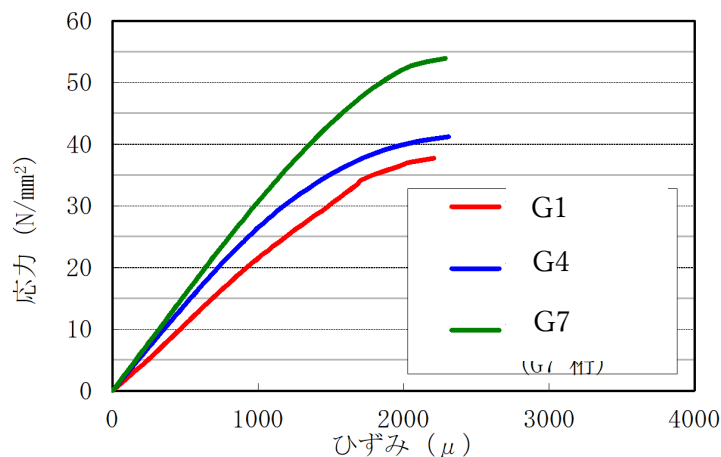


図 3.80 採取したコアの応力-ひずみ曲線

④ 復元設計

本橋の現地調査結果(構造寸法, PC 鋼材配置)を反映し, 死荷重および試験車載荷時の応力状態を把握するため復元設計を実施した. 図 3.81 に解析モデルを示す. 解析モデルは, 7 主桁の荷重分担および斜橋の影響を考慮するため格子モデルとしている.

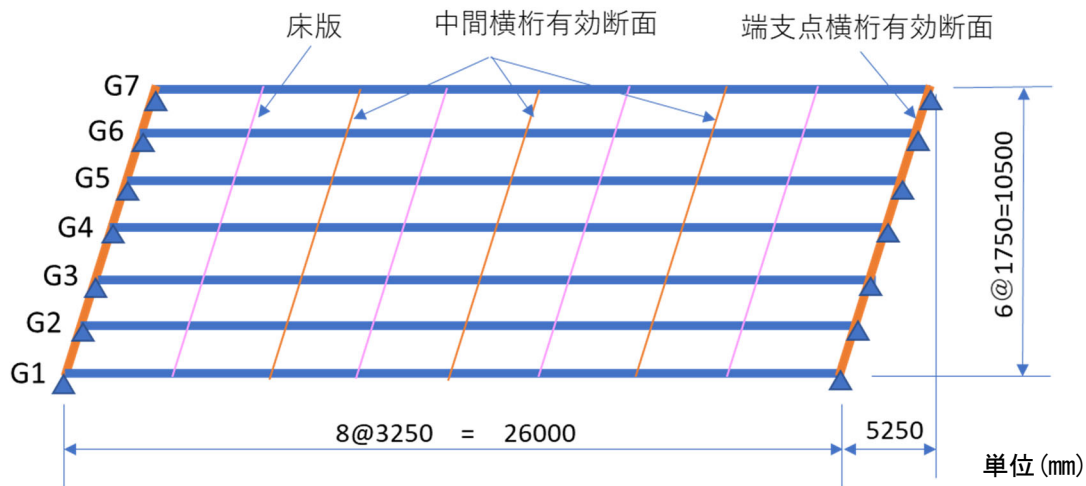


図 3.81 S橋の格子モデル

1993 年の道路構造令改正前の橋梁は, 基本的に自動車荷重 200kN を想定した TL-20 により設計されている. また, 床版設計時の輪荷重に大型車の割増が規定され現行の 100kN と規定されたのは 1971 年からであるため, 本橋の床版は輪荷重 80kN として設計されているものと推定される.

表 3.18 に, 復元設計に用いた材料条件の一覧を示す. 設計・施工資料は残っていないため, 建設当時の設計基準等から推測したものである. PC 鋼材の本数は現地調査により確定できたが, 使用鋼材までは判明せず, 当時一般的であった 12φ7 が使われ, 片引きにより 0.9σ_y で緊張したと想定した.

表 3.18 復元設計に用いた設計条件

コンクリート	圧縮強度	設計	40	N/mm ²
		PS導入時	34	
	弾性係数	設計	31	kN/mm ²
		PS導入時	29.2	
	クリープ係数		2.6	-
乾燥収縮度		200	μ	
PC鋼材	引張強度		1500	N/mm ²
	降伏強度		1300	
	許容応力	導入時	1170	
		導入直後	1050	
		有効PS	900	
	リラクセーション		5	
セット量		5	mm	

表 3.19 に支間中央における主桁曲げモーメントを、表 3.20 に主桁 2 下縁のコンクリー曲げ応力を示す。参考として、B 活荷重および海側の車線(以下 WEST)に 200kN 車を 1 台載荷したケースもあわせて算出した。

主桁の製作は現地条件を鑑み、現地付近で製作された主桁を単体で架設した後に、横桁、間詰床版を現場施工し一体化する施工方法であると推測し、死荷重応力を算定している。したがって、主桁自重および導入プレストレスは、すべての桁が同じ値になる。その他の荷重については多主桁が一体化になった後に作用するため、各主桁の荷重分配を格子モデルで算定しているが、主桁ごとの応力状態のばらつきは小さいことがわかる。

死荷重時の主桁下縁の圧縮応力は 6N/mm^2 程度と比較的大きく、20kN 車載荷時の引張応力増加は、 1N/mm^2 であり、計算上、1200kN 車以上が走行した場合に引張応力が発生することになり、通常に走行する大型車走行では曲げひび割れの発生は限りなく可能性が低いと推測される。ただし、B 活荷重が作用した際には、G2 桁の下縁引張応力が現行の許容応力(1.5N/mm^2)を超過しており、コンクリートの引張強度が低下していた場合には、曲げひび割れが発生する可能性がある。

表 3.19 支間中央の主桁曲げモーメント (単位 kN・m)

	死荷重				活荷重		曲げ抵抗 モーメント
	主桁自重	横桁・床版 間詰自重	橋面荷重	死荷重 合計	L20 +群集	B活荷重 +群集	
G1	1347	90	504	1942	894	1160	6226
G2	1347	181	515	2042	929	1147	
G3	1346	180	479	2006	926	1133	
G4	1346	181	469	1996	907	1112	
G5	1346	180	480	2006	926	1132	
G6	1347	181	516	2044	923	1140	
G7	1346	90	516	1953	889	1156	

表 3.20 支間中央の主桁下縁応力計算値 (単位 N/mm^2)

	自重	横桁・床版 間詰自重	橋面荷重	有効プレ ストレス	死荷重時	TL20	群集 荷重	設計 荷重時		B活荷重	設計荷重時 (B活荷重)	200kN車 載荷時
G1	-8.6	-0.5	-2.8	17.9	6.0	-5.0	-0.9	0.1		-6.5	-1.4	-1.0
G2	-8.6	-1.0	-2.9	18.0	5.6	-5.2	-0.8	-0.3		-6.4	-1.6	-1.0
G3	-8.6	-1.0	-2.7	18.0	5.7	-5.1	-0.7	-0.1		-6.3	-1.3	-1.0
G4	-8.6	-1.0	-2.6	18.0	5.8	-5.0	-0.6	0.1		-6.2	-1.1	-0.8
G5	-8.6	-1.0	-2.7	18.0	5.7	-5.1	-0.7	-0.1		-6.3	-1.2	-0.7
G6	-8.6	-1.0	-2.9	18.0	5.6	-5.1	-0.8	-0.3		-6.3	-1.5	-0.5
G7	-8.6	-0.5	-2.9	17.9	5.9	-5.0	-0.9	0.0		-6.5	-1.5	-0.3

図 3.82 に、PC 鋼材が劣化し残存プレストレスが低下した場合の支間中央の主桁下縁応力計算値を示す。死荷重時に曲げひび割れが発生する可能性があるのは、残存プレストレスが 55%以下まで低下した時点となる。近接目視点検において、曲げひび割れが確認されていない本橋では、最低でも、プレストレスは、55%以上は残存していることは確定できると考えられる。同様に、200kN 車走行時に、曲げひび割れが発生しなければ、残存プレストレスは 60%以上であることを確定することができる。

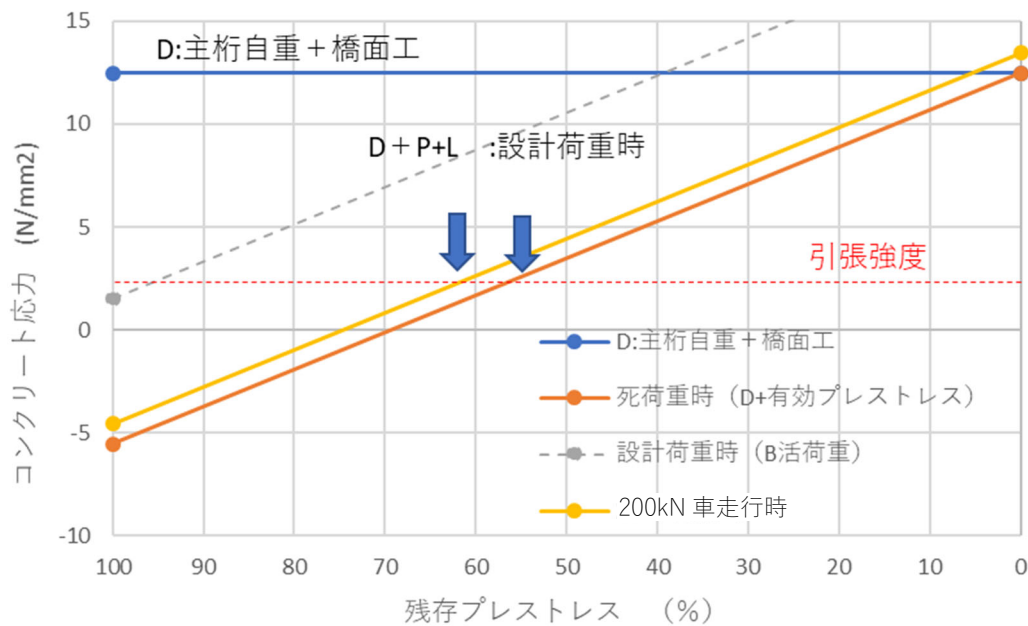


図 3.82 残存プレストレスと支間中央の主桁下縁応力との関係

表 3.21 に、床版の復元設計結果を示す。当時の設計基準である輪荷重 80kN では、床版に引張応力はまったく発生しないが、現行の設計基準の輪荷重である 100kN では、若干ではあるが引張応力が発生する結果となっていることがわかる。輪荷重 100kN とは、単純に総重量 300kN 程度の車両と想定され、現実に走行する可能性は高く、主桁に比べると、曲げひび割れが入るリスクは高いことが想像される。

表 3.21 床版の応力計算値 単位 N/mm²

		張出床版		主桁上		床版中央	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
自重+群集荷重		-0.5	0.5	-0.1	0.1	0.1	-0.1
有効プレストレス		2.8	0.6	2.8	0.6	1.2	3.7
死荷重時		2.3	1.1	2.6	0.7	1.4	3.5
輪荷重	80kN	-0.1	0.1	-2.4	2.4	3.1	-3.1
	100kN	-0.1	0.1	-3.0	3.0	3.8	-3.8
合計	80kN	2.2	1.2	0.2	3.1	4.4	0.4
	100kN	2.2	1.2	-0.4	3.7	5.2	-0.3

(4) モニタリング計画

表 3.22 に、モニタリングの目的とセンサ計画を、図 3.83 にセンサ配置位置を示す。

FBG 光ファイバひずみセンサは、海側となる G1 桁、G2 桁、幅員中央の G4 桁、山側の G7 桁に配置した。プレストレスおよび活荷重による曲げひずみが最も大きくなる支間中央部の下フランジおよび図心軸の橋軸方向のセンサは、プレストレスの低下、主桁剛性の把握、BWIM の目的を兼用する。鉛直方向のセンサは、線膨張ひずみを把握するために使用する。桁端部のセンサは支承機能の異常を検知することを目的としたもので、支承機能が健全であれば基本的に反応しないものと想定している。床版には、ほぼ直上に輪荷重が通過すると考えられる G3-G4 桁間の床版間詰め部打継ぎ目の橋軸直角方向にひずみ計を設置した。その他、桁ごとに温度補償用の無拘束センサを配置している。

表 3.22 モニタリングの目的とセンサ配置計画

	測定目的	測定箇所		測定方向	センサ長	センサ個数				サンプリング
						G1	G2	G4	G7	
①静ひずみの経時変化	プレストレスの低下	ウェブ	支間中央	鉛直方向	500mm	1	1	1	-	1時間
②試験車による動ひずみ	主桁剛性の把握	主桁上下縁	支間中央	橋軸方向	1000mm	2	2	2	2	100Hz
③走行車両解析	活荷重の実態把握									
②-2 動ひずみ	支承の回転機能の障害	主桁下縁	桁端部	橋軸方向	500mm	1	1	1	-	
	床版間詰め部のひび割れ	床版間詰め部	支間1/4	橋軸直角方向	100mm	-	-	1	-	
-	温度補償	主桁	支間中央	-	-	1	1	1	1	1時間

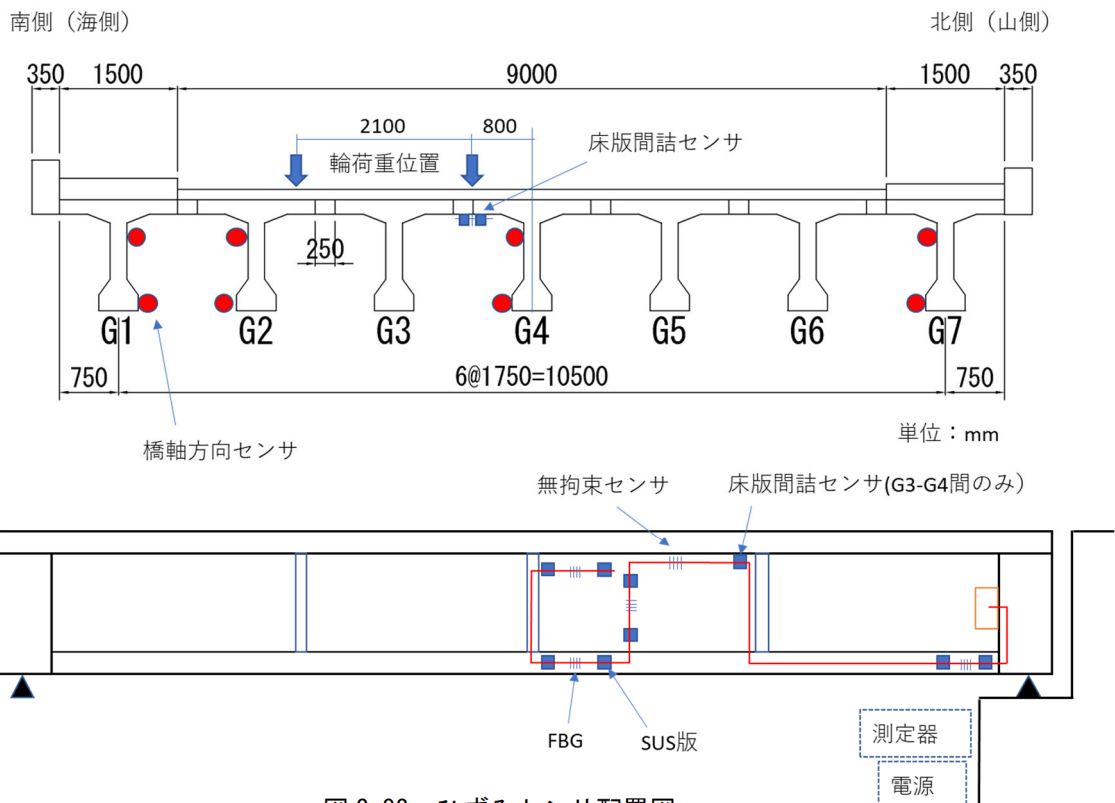


図 3.83 ひずみセンサ配置図

(5) センサ設置工事

図 3.84 に、FBG 光ファイバひずみセンサ設置工事の作業フローを示す。図 3.85～91 に施工時の写真を示す。図 3.92 に、センサ設置完了時の状況全体を示す。

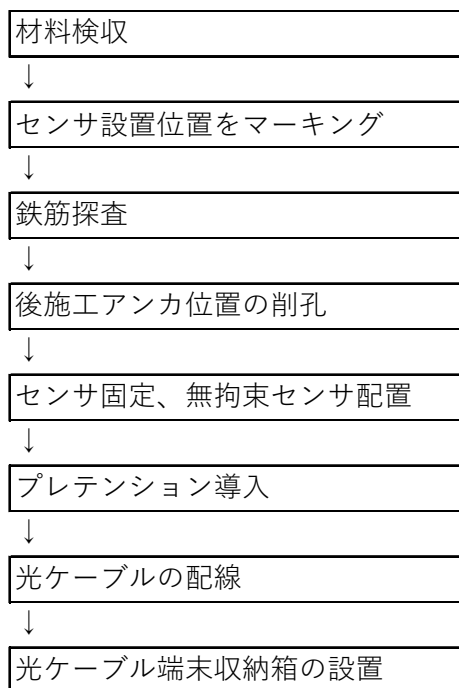
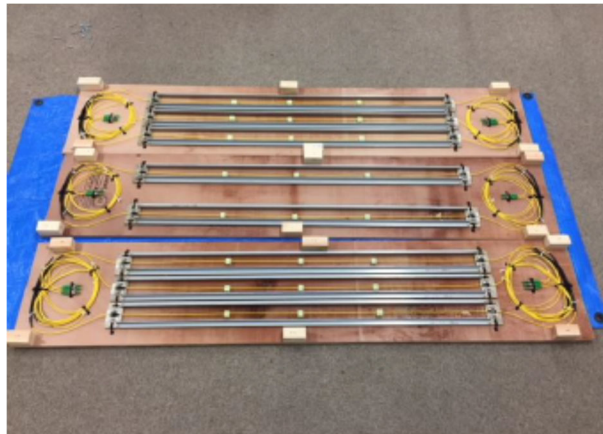
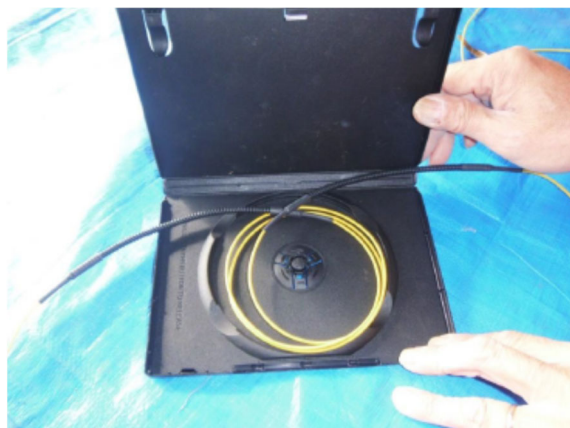


図 3.84 ひずみセンサ設置フロー



a) FBG 光ファイバひずみセンサ



b) FBG 無拘束センサ(温度補正用)

図 3.85 センサ材料検収



図 3.86 鉄筋探査状況



図 3.87 アンカ削孔状況



図 3.88 センサ固定状況



図 3.89 センサ固定部



a) FBG ひずみセンサ



b) FBG ダミーセンサ(温度補正用)

図 3.90 配線状況



図 3.91 光ケーブル端部の収納



図 3.92 センサ配置完了状況

(6) 測定結果

① 静的ひずみの経時変化による評価

図 3.93 に、支間中央部におけるウェブ鉛直方向と主桁下縁の橋軸方向のひずみの経時変化を示す。G7 桁だけは、鉛直方向のひずみ計を設置していない。図中、青点線は光ケーブル端末収納箱内に設置した電池式温度計の温度にコンクリート線膨張係数 $10 \mu / ^\circ\text{C}$ を乗じた値である。

初年度のみは、夏季を含む年 4 回測定したが、すべてのひずみが線膨張ひずみと一致し、変状の進行がなかったため、2 年目以降は、気温が比較的安定している 11 月に年 1 回の測定を実施した。

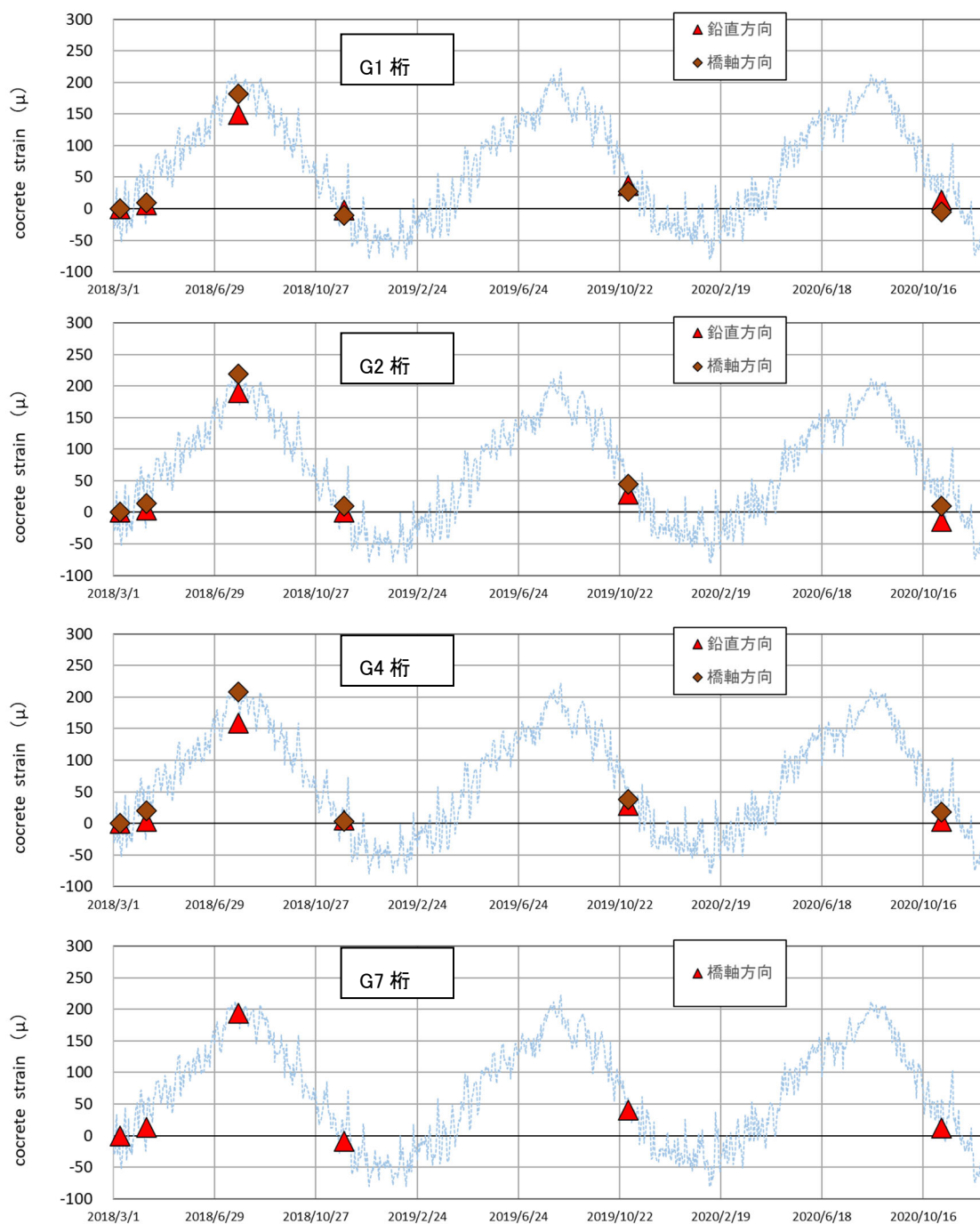


図 3.93 静ひずみの経時変化

初回測定時から、3年間にわたり、支間中央の曲げひずみに増加はなく、PC鋼材腐食等に伴うプレストレス低下が発生した可能性はないと考える。年1回の測定で、気温が同程度とみなせる時期に測定を行う場合は、単純に曲げひずみの値に変化がないことで確認できる。気温が異なる夏季等に測定をした場合は、曲げひずみと鉛直方向ひずみ(=線膨張ひずみ)に差がないことで、同様な判定を行うことが可能である。

以上のように、静ひずみの経時変化から、非常に簡単なデータ整理により、異常がないことのエビデンスを得ることができる。

例えば、鉛直方向ひずみは線膨張ひずみと一致するが、橋軸方向ひずみが鉛直方向ひずみ(=線膨張ひずみ)より大きくなる場合は、プレストレスの低下が疑われ、1.3.4に示した詳細調査を実施する必要がある。本橋の復元設計より、支間中央部では、 580μ の圧縮ひずみが導入されている。したがって、橋軸方向ひずみが、鉛直方向ひずみより、 60μ 程度大きくなった場合は、約10%のプレストレスが低下した可能性があると考えられることができる。

鉛直方向ひずみを含むすべてのひずみが、線膨張ひずみと一致しない場合には、ASR等の材料異常が疑われ、1.3.5に示したような詳細調査が必要となる。

S橋では、3年間にわたり、すべてのひずみが、気温変化から算定される線膨張ひずみに、ほぼ一致していることから、前項M橋で確認されたようなASR等の材料異常の可能性はないと考えることができる。

本評価は、基本的に電気抵抗式ひずみゲージでも同様な考え方で行うことができるが、筆者の知る範囲では、電気抵抗式ひずみゲージを現場環境で用いて、数年にわたって有意な測定結果が得ることは難しく、上記のような特異値が出た場合も、センサのエラーと判断されるケースがほとんどであった^{例えば 17)}。本検証において、特異なデータが得られなかったことは、FBG光ファイバひずみセンサの長期信頼性が確認されたものとする。

② 試験車両走行時の応答曲げひずみによる評価

a. 試験車概要

図 3.94 に試験車の寸法を示す。試験車は長さ 12m, 幅 2.5m, 最大許容総重量 250kN のトラックを使用した。試験は, 2017 年(12/11), 2019 年(10/31), 2020 年(11/10) の 3 回実施し, すべて同じ車両を使用している。

車体重量は空荷で 120kN であり, 荷台に鉄板を載せて 200kN となるように調整した。表 3.23 に, 各年の軸重測定結果を示す。軸重は, 前輪のダブルタイヤで 1 回, 後輪のダブルタイヤで 1 回, 全輪同時の計 3 回を個別に測定したが, 前輪後輪の合計と全荷重量はほぼ一致している。年によって, 後輪荷重で $\pm 3\text{kN}$ ($\pm 2.5\%$) の誤差はあるが, ほぼ同じ重量とみなし補正をせず, 以降の評価を行う。

図 3.95a) に, 車両重量測定状況を示す, 図 3.95b) に S 橋上を走行する状況を示す。

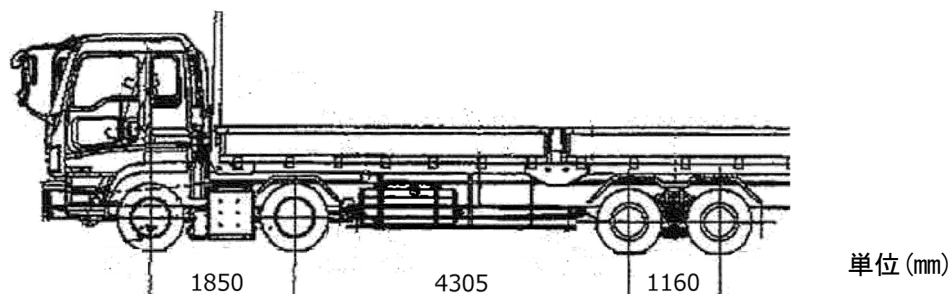


図 3.94 試験車の寸法

表 3.23 試験車の軸重

	前輪荷重	後輪荷重	全荷重
1 回目(2017 年)	82.3kN	121.9kN	204.2kN
2 回目(2019 年)	80.6kN	125.6kN	207.4kN
3 回目(2020 年)	72.2kN	128.6kN	200.8kN



a) 軸重測定状況



b) 橋梁上を走行する状況

図 3.95 試験車走行試験状況

b. 車両走行载荷試験結果

初回となる2017年は、対向車通行の影響を検証するため、6周回分の測定を実施した。以降、海側の車線(G1側)を走行した場合を WEST、山側の車線(G7側)を走行した場合を EAST と表記する。図 3.96 に、対向車線に車両がなく、橋梁上を単独で走行した3回目の WEST 走行時の G2 桁の応答曲げひずみを示す。M 橋の応答曲げひずみ(図 3.69)と比較すると、前輪、後輪通過時間が明瞭ではなく全体的に小さい振幅が混ざった形となっているが、図 3.39 で示した鋼橋の振幅ほどではなく、最大ひずみは明確に確認することができる。

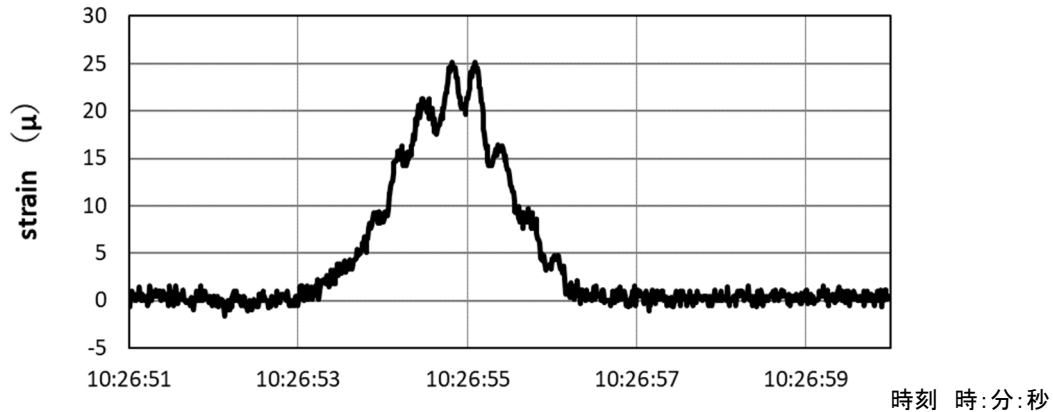


図 3.96 試験車両走行時の G2 桁支間中央部における応答曲げひずみ (2017 年, 3 周目)

図 3.97 に、WEST 走行時の各桁の応答曲げひずみの最大値を示す。交通量が多く、対向車線と離合することが多かったが、1 周目と 3 周目は対向車がなく、橋梁上を単独走行となった。走行速度は、おおむね時速 40km/hr で流れていたが、6 周目のみ後方から車両が来ていないことを確認し、走行速度 10km/hr で徐行した。対向車線に車両がない場合のデータは、おおむね $\pm 2\mu$ 程度の範囲内にあり安定している。

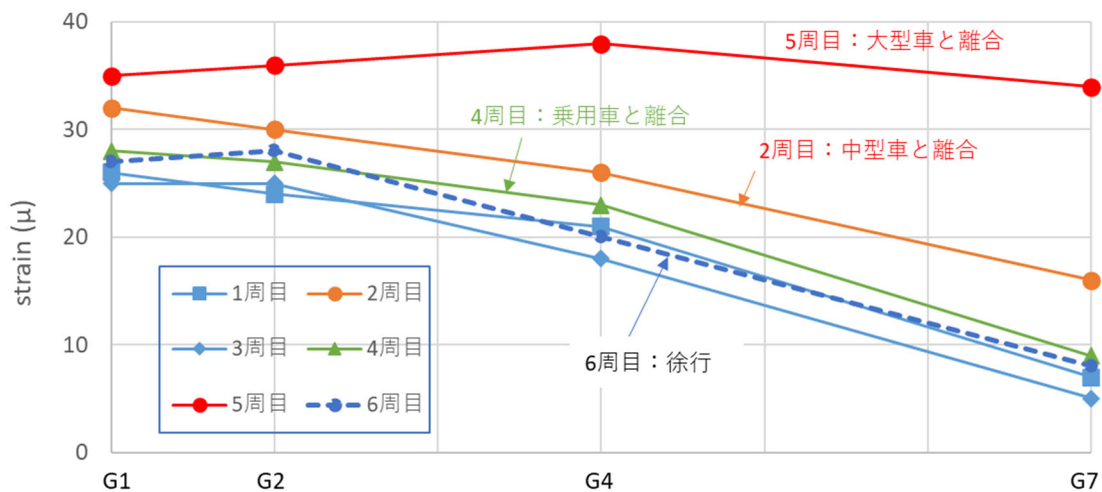


図 3.97 各主桁の応答曲げひずみ最大値

表 3.24, 25 に, 2017 年から 2020 年に実施した 3 回の車両走行載荷試験結果を示す. 各年, 周回を何度も繰り返し, 対象支間上で対向車線と離合したデータは除外している.

表 3.24 2017 年から 2020 年の測定結果 (WEST)

実施年度	速度(km/h)		G1(μ)	G2(μ)	G4(μ)	G7(μ)
2017	40	①	26	24	21	7
		②	25	25	18	5
		平均	25.5	24.5	19.5	6
	10		27	28	20	8
2019	40	①	26	22	18	5
		②	23	22	18	5
		③	30	27	20	5
		平均	26.3	23.7	18.7	5
2020	40	①	30	27	18	8
		②	27	27	18	7
		平均	28.5	27	18	7.3
		10		24	26	20

表 3.25 2017 年から 2020 年の測定結果 (EAST)

実施年度	速度(km/h)		G1(μ)	G2(μ)	G4(μ)	G7(μ)
2017	40	①	7	12	23	28
		②	7	12	23	30
		平均	7	12	23	29
2019	40	①	6	9	23	25
		②	7	10	23	22
		③	6	9	20	19
		平均	6.3	9.3	22	22
2020	40	①	8	18	22	25
		②	9	15	22	25
		平均	8.5	16.5	22	25
		10		10	15	24

図 3.98 に, 各年の平均値と, 格子解析モデル(復元設計)による計算結果の比較を示す. 横軸は主桁の番号(1はG1, 7はG7とそれぞれ対応させた)を示している. 設計値に対し, すべての桁で実測値は, 計算値を下回っていることが確認され, S 橋の主桁剛性は, 設計計算で想定されている値よりも, 十分に高い値を維持できていることが確認できた.

2017 年から 2020 年にかけて応答曲げひずみに若干の差はあるものの, 主桁の剛性低下が生じている傾向はないものと判断できる.

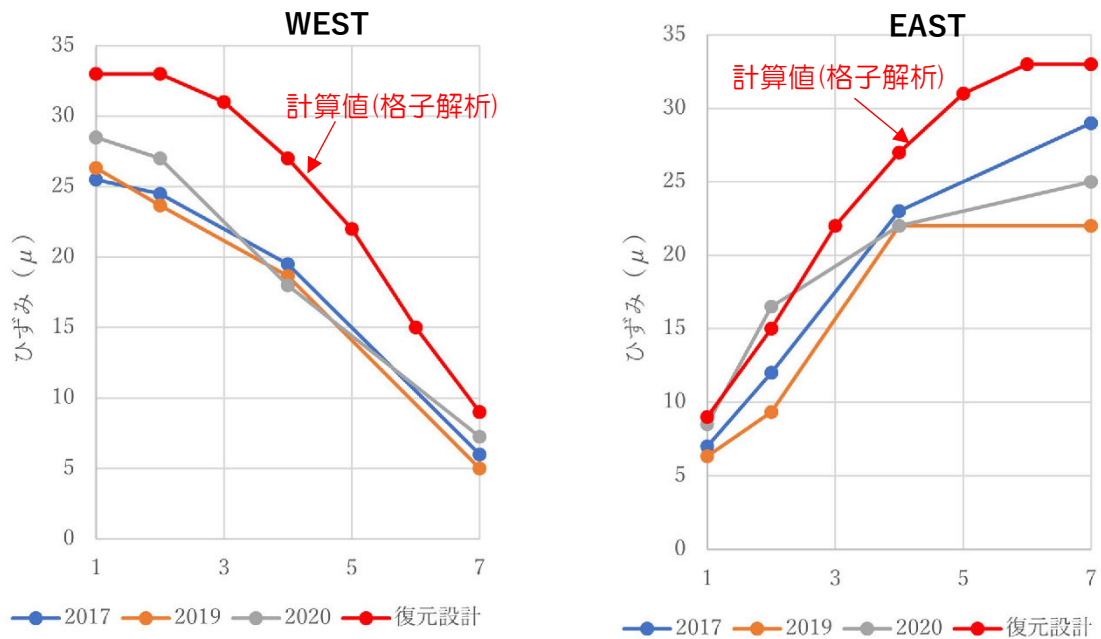


図 3.98 復元設計による計算値と実測値の比較

c. 舗装凹凸による衝撃の影響に関する考察

有意な差ではないが、WEST側で応答ひずみの増加が見られる。この増加は舗装凹凸により衝撃の影響が増加した可能性が考えられたため、2020年にも、2017年(WESTのみ)に実施した徐行を再び実施した。図 3.99 に通常走行(時速 40km/hr)と徐行(時速 10km/hr)との比較を示す。M 橋の実績(図 3.70)では、速度を落として静的に载荷試験を実施した場合、衝撃の影響がなくなり、ひずみ値は低下すると想定していたが、S 橋ではほとんど変化ないことがわかった。逆に言うと、本橋には衝撃の影響は、ほとんどないと確認できたとも言える。現時点では、これらのばらつきは、構造上の変化ではなく、測定の誤差の範囲であると判断する。

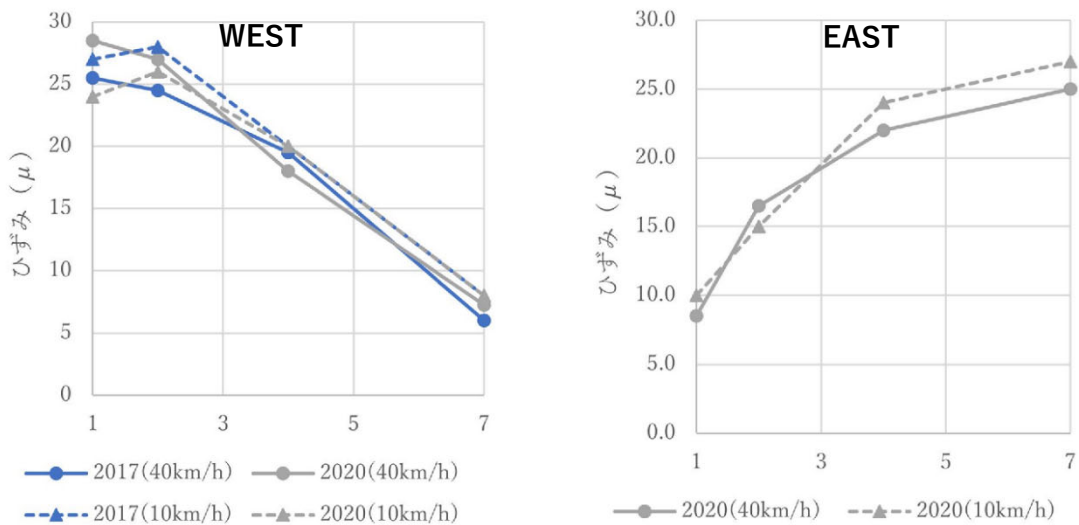


図 3.99 徐行と通常走行の比較

②-2 応答曲げひずみの履歴による評価

a. 設計荷重(復元設計)との比較

図 3.100 に、試験車走行を含む、G2 桁支間中央部主桁下縁の応答曲げひずみの 1 時間分(午前 10 時から 11 時)の履歴を示す。前日から、24 時間の測定を実施していたが、試験車通過の 30 分後の 10 時 57 分頃に、この 24 時間測定中で最大ひずみとなる 70μ が確認された。応答曲げひずみの形から、これは、渋滞が生じて複数の車両が橋梁上に停滞した中に大型車が含まれていたものと推定された。復元設計における G2 桁の活荷重ひずみ(表 3.20 参照)は、L-20 で 168μ (B 活荷重で 206μ) であるが、この最大の応答値は L-20 設計荷重の $1/2$ 以下(B 活荷重の $1/3$) 程度であった。また、試験車両(総重量 205kN) を大きく越える大型車両の通過が頻繁に確認できるが、これらの通過後に残留ひずみは生じておらず、厳しい重交通下においても主桁は十分弾性範囲に留まっているものと推定され、本橋の残存プレストレスは十分に高いレベルにあるものと推測できる。

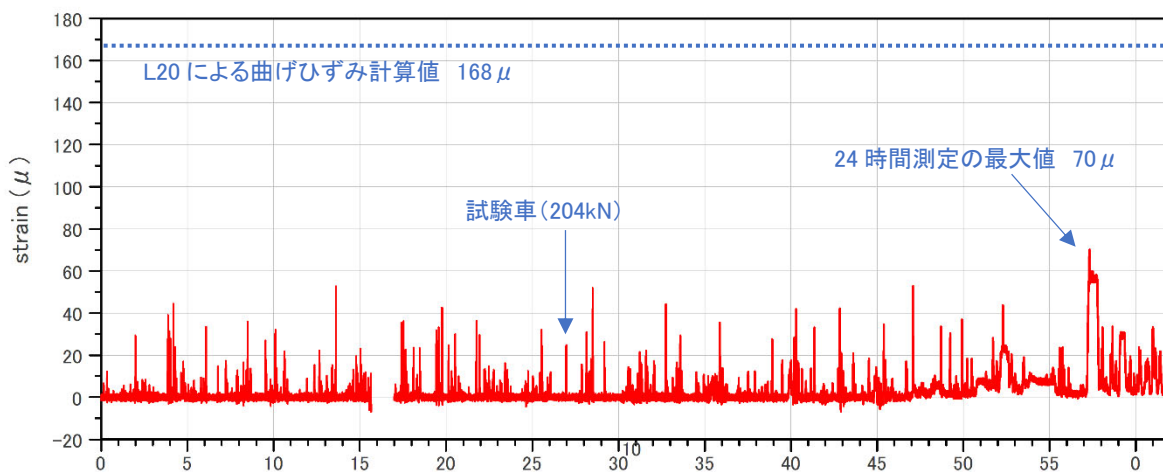


図 3.100 G2 桁応答曲げひずみの履歴 (午前 10 時から 11 時までの 1 時間分)

b. 支承部の挙動

図 3.101 に、G2 桁端部(支承近傍)主桁下縁に設置したセンサの試験車走行時の応答曲げひずみを、図 3.102 に、試験車を含む 1 時間分の履歴を示す。

伸縮継手、落橋防止システムの拘束や、車両が伸縮継手を通過する際の振動の影響等により複雑な挙動を示すものと考えられるが、主桁下縁に圧縮ひずみはまったく生じておらず、支承機能はほぼ健全に

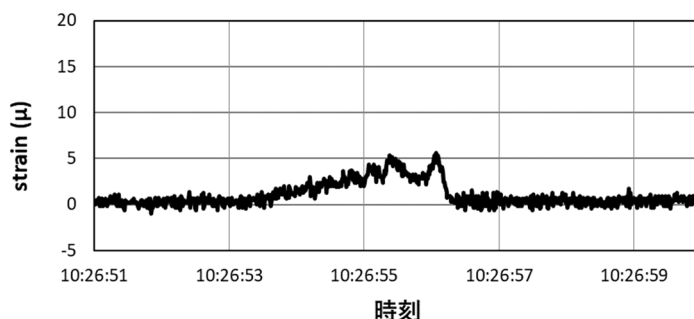


図 3.101 試験車両通過時の主桁端部の応答曲げひずみ

作用しているものと考えてよいと判断できる。

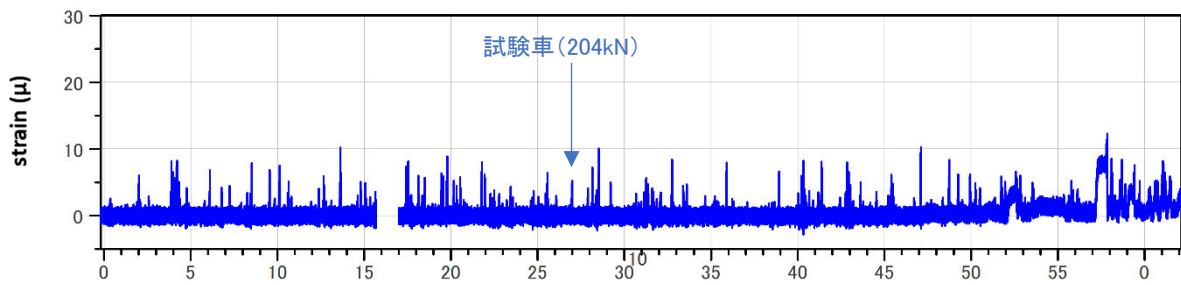


図 3.102 試験車両通過時の主桁端部の応答曲げひずみ

c. 床版間詰め部の挙動

図 3.103 に、床版間詰め部における橋軸直角方向ひずみの 1 時間の履歴を示す。建設当時の輪荷重 80kN とした復元設計(表 3.21)では、床版下縁に 3.1N/mm^2 の応力、ひずみにすると 100μ が発生すると設計されているが、実測値は最大で 70μ が確認され、主桁と比較すると大幅に余裕は少ない。

3 年間の測定で、 70μ 程度の応答曲げひずみは頻繁に確認されているが、これを越える応答曲げひずみは、いまのところ確認されておらず、床版横締めプレストレス(3.7N/mm^2 , 表 3.21 参照)が十分に健全であれば、厳しい重交通下でも、ひび割れが生じる可能性は小さいと考えられる。

床版間詰め部の側面にテーパを付け、くさび効果により抜け落ち防止を規定したのは 1969 年「建設省標準設計」以降であり、本橋の床版間詰め部の側面は鉛直と推測される。本橋の床版間詰め部は、無筋構造かつ、当時の設計荷重が 80kN と現行基準よりも小さいことを鑑みると、抜け落ちに対する抵抗性は近年建設されたプレストレストコンクリート橋に比べ、かなり低い構造であると考えなければならない。無筋構造の場合、間詰め部の抜け落ちは脆性的に生じると考えられ、これを定期点検で未然に予見することは容易ではない。引き続き、本モニタリングシステムにより、床版の応答曲げひずみの実態把握と、残存プレストレスが低下していない(=静ひずみに変化がない)ことの把握は重要であるとする。

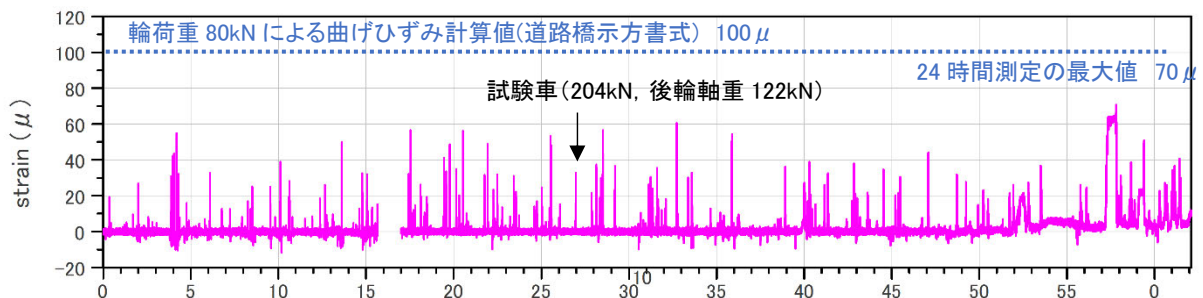
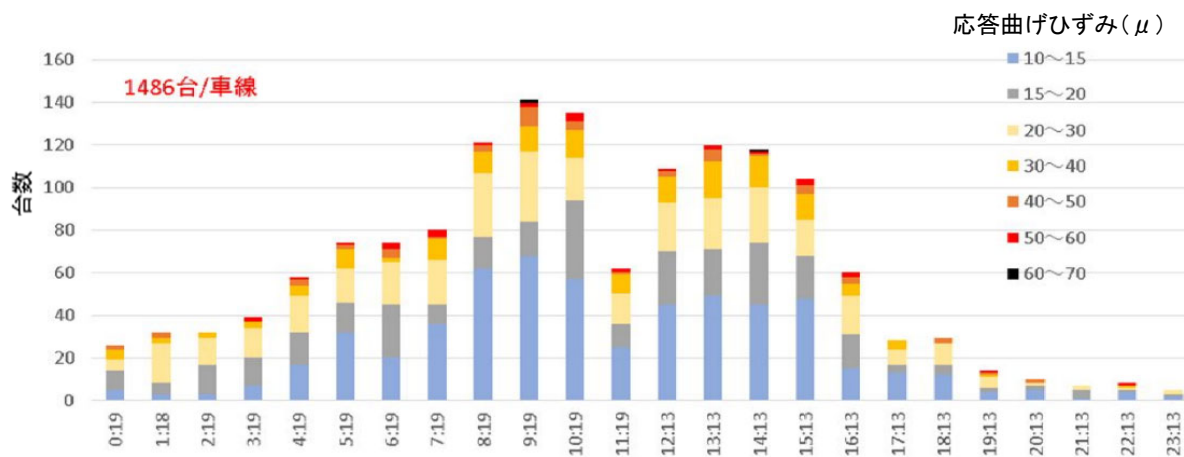


図 3.103 床版間詰め部の応答曲げひずみの履歴 (午前 10 時から 11 時までの 1 時間分)

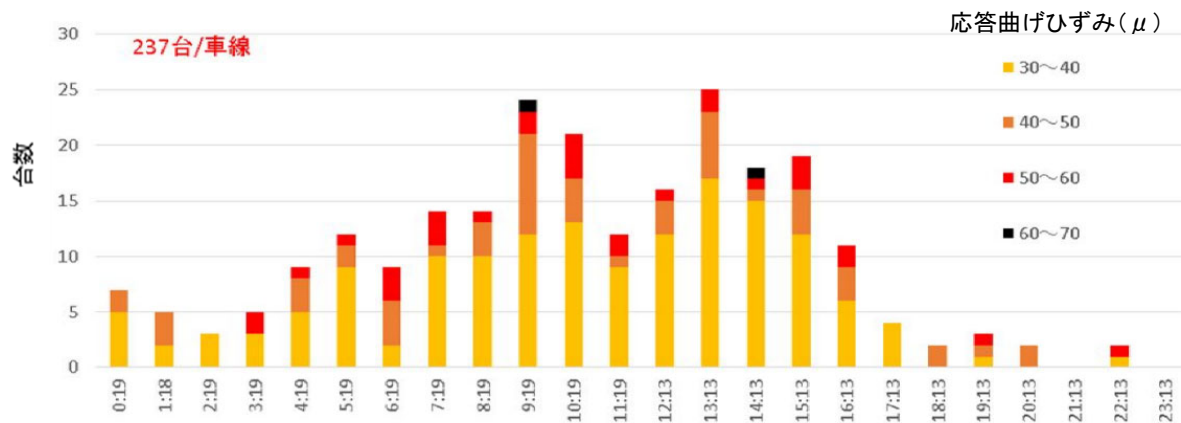
③ 簡易 BWIM による活荷重の実態把握

図 3.104 に、2017 年 12/8(金)24 時間の G2 桁の応答曲げひずみの時間別頻度を示す。G2 桁は、主に WEST を走行する車両に対して大きく反応する。図下段は、車両重量が 250kN 程度と想定される応答曲げひずみ 30μ を超過する車両の時間別頻度を、図上段から抽出したものである。 30μ を超過する車両は 24 時間で 237 台確認されたが、深夜時間帯には、ほとんど確認せず、朝 8 時から 16 時までに密集していることがわかる。

12/8(金)24 時間の最大の応答曲げひずみは、朝 9 時台に通過した車両の 68μ であった。試験車両を走行させた 12/11(月)にも、同じく 70μ の応答曲げひずみが確認されており(図 3.100 参照)、この過大な曲げひずみは、1 日に 1~2 回程度の頻度であるが、ほぼ毎日発生しているようである。本橋における最大曲げひずみ 60μ 超は、渋滞の可能性もあるが、単独走行した車両であると仮定した場合、総重量 500kN 超の車両であると推測される。



a) 推定 80kN 車以上の分布



a) 推定 250kN 車以上の分布

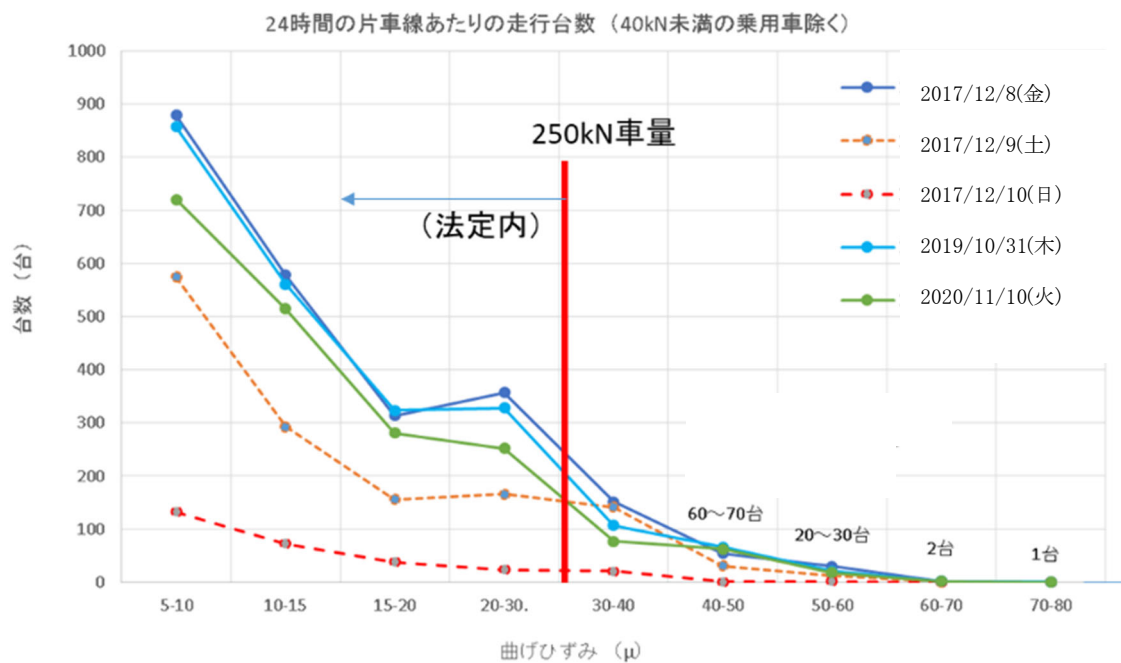
図 3.104 S 橋の時間交通量

3年間で、土曜、日曜を含む計5回の24時間測定を実施した。図3.105に、応答曲げひずみ 5μ 以上の頻度分布を示す。

平日に関しては、毎回ほぼ同じ分布になっており、応答曲げひずみの最大値も毎回 $60\sim 70\mu$ の範囲であった。近隣工場地帯の同じ大型車両が、日常的に本橋を利用している実態が伺える。

土曜、日曜になると台数が大きく減少しているように見えるが、土曜、日曜は、本橋と隣接した位置にショッピングセンタがある関係で常態的に渋滞が発生し交通量は平日より多い。そのほとんどが乗用車であり、応答曲げひずみは $1\sim 2\mu$ 程度と小さいために、図3.105の頻度には反映されていない。

本測定結果とM橋の比較は、3.9項で改めて考察する。



$$\text{推定車両重量} = \text{応答曲げひずみ} / 25\mu \times 200\text{kN}$$

図 3.105 S橋の応答曲げひずみの頻度分布

3.8 3次元FEMによる同定シミュレーション

3.8.1 概要

実橋載荷試験を実施した場合、曲げひずみの実測値は設計計算値に対し 3~5 割程度小さくなることが一般的である。本橋でも、格子解析(復元設計)に対し、応答実測値は3割程度小さくなっている。その要因として、一般的に次の2点が指摘されている。

- ・設計計算では無視する橋面工が、実際には主桁剛性に寄与している
- ・主桁コンクリートの弾性係数が設計値よりも大きい

⇒しかし、本橋ではコア抜き調査を実施し、主桁コンクリートの弾性係数は、平均 $E_c=27\text{kN/mm}^2$ と逆に小さいことが確認されており、この要因は基本的にないものと考えられる。

本項では、応答曲げひずみの実測値が、設計計算値に対して、十分に小さいレベルである上記の要因について、3次元 FEM により同定シミュレーションを行う。この検討結果を用いることで、今後、試験車走行時の応答曲げひずみの値が変化した場合の要因分析に活用することも目的とする。

図 3.106 に、FEM 解析モデルを示す。ソリッド要素とし、要素数は約 42 万点である。アスファルト舗装、地覆、歩道のマウントアップをモデル化している。地覆には鋼製高欄が設置されているが、薄い材料でできており、剛性への影響は小さいものとして本解析では無視した。

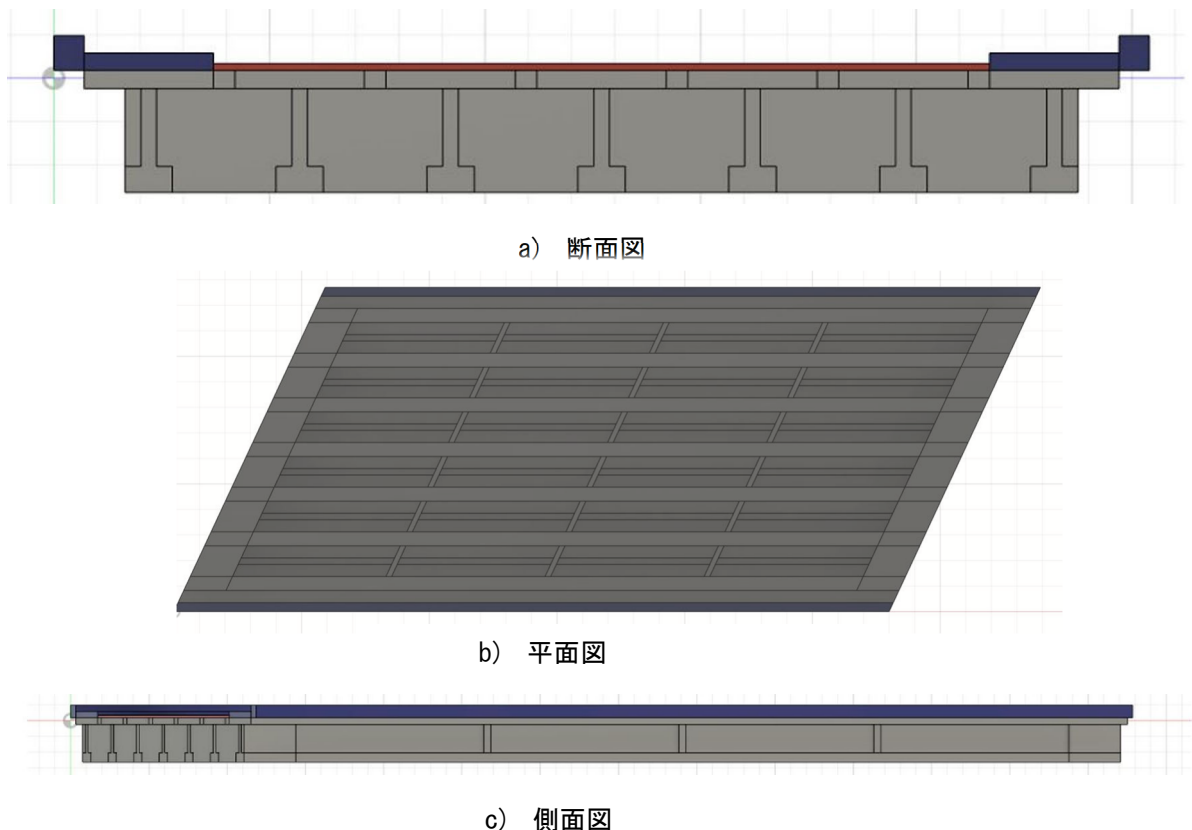


図 3.106 3次元 FEM モデル

図 3.107 に、荷重載荷パターンを示す。荷重位置は、走行車線ごとに 4 輪のタイヤ位置を動かし、主桁に最も大きなひずみとなる位置を探した。

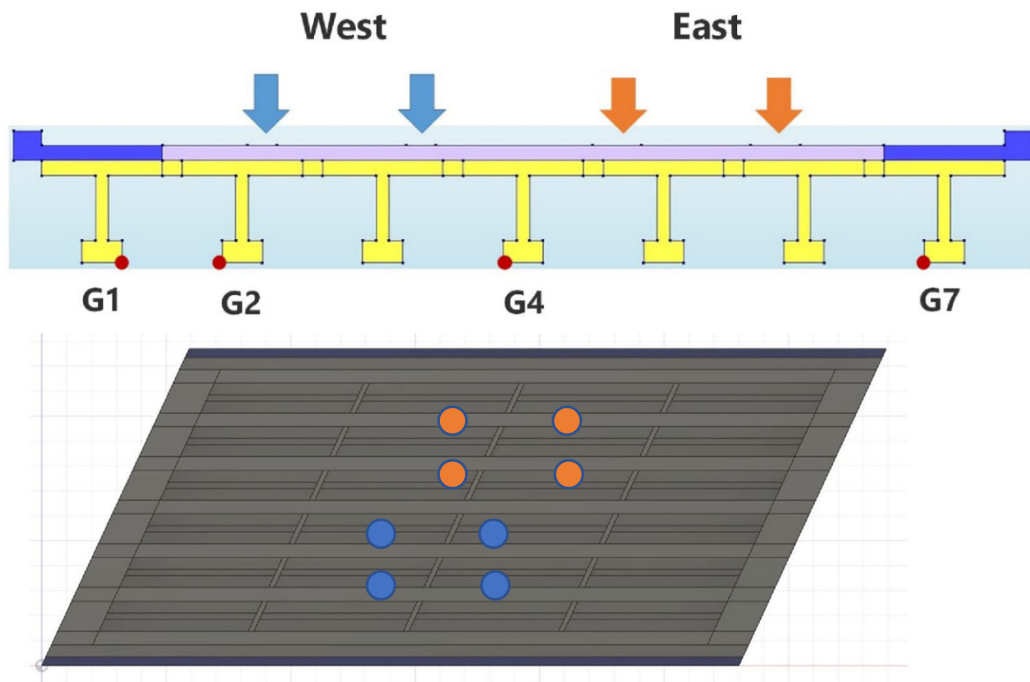


図 3.107 試験車の載荷パターン

表 3.26 に、解析モデルに用いた弾性係数の基本値を示す。表 3.27 に、次頁以降で検討した解析ケースの一覧を整理する。

表 3.26 解析に用いた弾性係数

		弾性係数	単位	設定根拠
本体	主桁コンクリート	27	kN/mm ²	桁端部のコア試験から推定 p122参照
	横桁コンクリート	27		(主桁と同一と仮定)
橋面工	舗装	6.2		気温によって異なり、1(40°C)~10(0°C)kN/mm ² と変化 試験時の最高気温15°Cから推定
	地覆	25		設計強度21N/mm ² と仮定
	歩道マウンドアップ	25		
	鋼製高欄	-		FEMモデル化していない

表 3.27 検討ケースまとめ

		橋面工	弾性係数(kN/mm ²)	
			主桁	中間横桁
case0	(設計計算との比較)	なし	31	
case1	基本ケース		27	
case2	橋面工の影響	あり	30	
case3	主桁弾性係数の影響		30	2
case4	中間横桁の影響		30	2

3.8.2 解析手法の比較

図 3.108 に、3.7.3(3)で示した格子解析モデル(復元設計)による計算値と、橋面工をモデル化しない 3次元 FEM による解析値(case0)との比較を示す。主桁コンクリートの弾性係数は、 $E_c=31\text{kN/mm}^2$ と合わせている。格子解析では、荷重分配が小さく、荷重載荷位置の桁の負担が大きく評価されているが、3次元 FEM では荷重分配が平滑化していることがわかる。格子解析では、床版の有効幅を考慮した剛性で横桁をモデル化しているのに対し、3次元 FEM では床版・横桁の実寸法で主桁を繋げている。実測値の荷重分配の勾配は、この中間程度に位置しているようである。

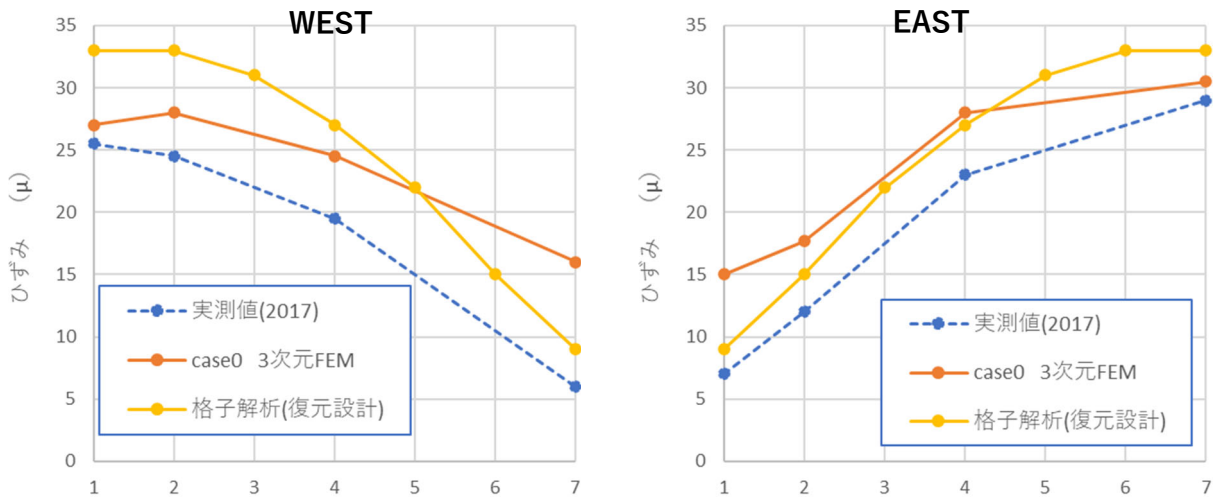


図 3.108 解析手法の比較

3.8.3 橋面工の剛性寄与

図 3.109 に、3次元 FEM における、橋面工(地覆, 歩道マウントアップ, 舗装)の有無による比較を示す。主桁コンクリートの弾性係数は 3.7.3(3)詳細調査で示した実構造物のコア試験から採取した $E_c=27\text{kN/mm}^2$ とした。

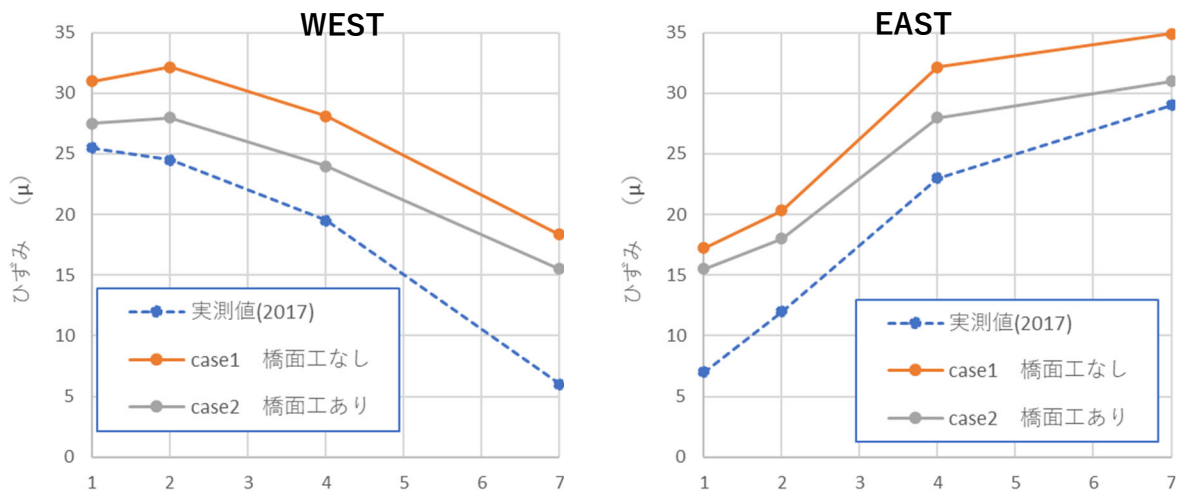


図 3.109 橋面工の影響

橋面工(地覆, 歩道マウントアップ, 舗装)は, 施工上, 主桁本体とは積極的に一体化されてはおらず, 設計計算では主桁剛性に寄与しないと考えるが, ずれ止め程度の僅かな鉄筋でも, 合成効果が生じてしまうと考えられている。

本解析では, 橋面工が主桁と完全に一体化し, 主桁剛性に寄与するとしてモデル化(case2)を行ったが, 橋面工を考慮することで実測値には近づくが, 実測値に対し, まだ 10%程度大きい値であることがわかった。

3.8.4 コンクリート弾性係数の影響

実構造物の事前調査においてコア採取は, 曲げモーメントの小さい主桁端部で実施したが, 構造解析において主桁全体のコンクリートを代表するには妥当ではなかった可能性が十分に考えられる。

実測値の応答曲げひずみが最も大きくなる桁に着目して, コンクリートの弾性係数を同定シミュレーションした結果, 主桁コンクリートの弾性係数は $E_c = 30\text{kN/mm}^2$ と推定された(図 3.110)。設計強度 40N/mm^2 のコンクリートとしては小さめの値であり, コア試験の結果や, 3.7.3(3)で示した非破壊調査の推定とも大きく異なるものではなかった。

コンクリートの弾性係数は, 試験車走行試験による応答曲げひずみ測定を, 橋面工をモデル化した 3次元 FEM で同定解析することで, 十分に精度よく推定することが可能であることが示唆される。

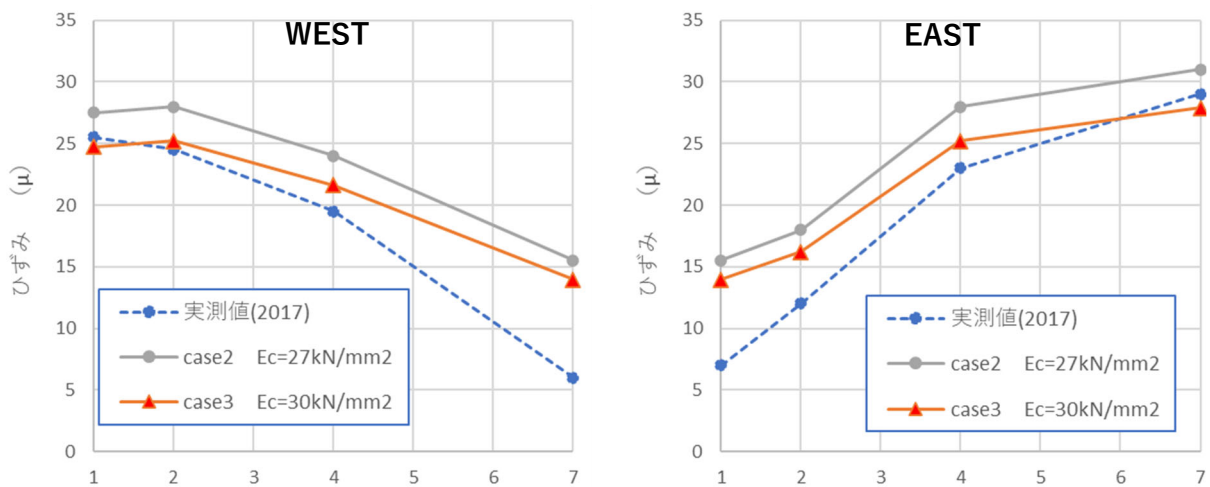


図 3.110 主桁コンクリート弾性係数の影響

3.8.5 主桁の荷重分配

図 3.110 のコンクリート弾性係数を変化させたシミュレーションでは、荷重分配の相違を同定できていない。そこで、中間横桁の弾性係数を変化させていき、主桁の荷重分配を実測値に同定させた結果を図 3.111 に示す。なお、本検討では、端支点横桁の剛性は変化させていない。

中間横桁の弾性係数と荷重分配は比較的、鈍感であることがわかり、最終的に、中間横桁の剛性をほぼゼロとなる値 ($E_c=2\text{kN/mm}^2$) まで下げないと、荷重分配の勾配が実測値に近づかないという結果になった。ただし、この場合、歩道の下にある G1 桁 (外桁) の荷重分配が実測値を下回り、矛盾が生じている。荷重分配は、中間横桁以外にも、端支点横桁や上床版によっても伝達されており、これらをすべて同定する組み合わせを見つけるには複雑な検討を要する。現状では、単なる数字の遊びとなる可能性もあるため、載荷試験のパターンを増やすなど現場調査の追加検討をし、今後の課題とする。

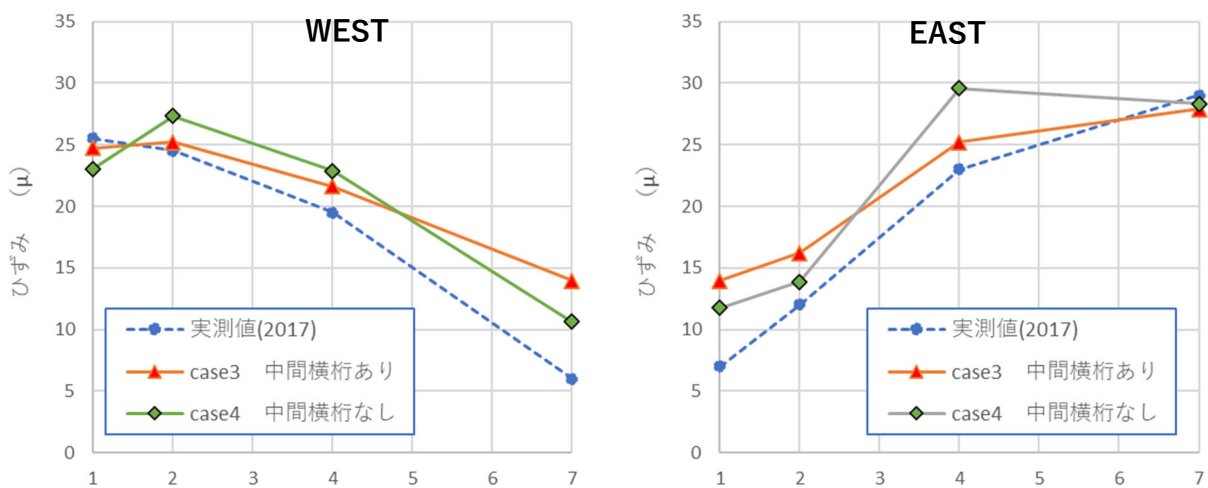


図 3.111 中間横桁の影響

3.9 簡易型 Bridge Weigh in Motion (BWIM) の活用に関する考察

3.9.1 簡易型 BWIM による車両重量推定精度

M橋では、図 3.112 に示す床版下面に車両速度検知用の FBG 光ファイバひずみセンサを追加設置し、図 3.38 に示した (株)TTES に外注委託をして BWIM を実施した。

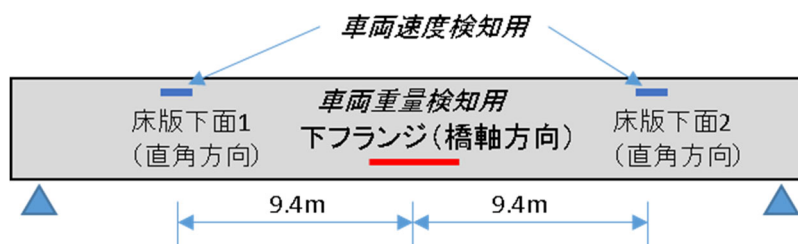


図 3.112 BWIM のための追加設置センサ

図3.113に、(株)TTESの解析結果を示す。表3.28および図3.114に、本研究の簡易型BWIMとの比較を示す。走行車両の重量は、試験車の応答曲げひずみとの比に比例するとした本手法は、100～200kNの中型車両の台数を大きく見積もっていることがわかった。これは、前輪後輪の軸間距離が試験車よりも短い車両では、軽量の車両でも応答曲げひずみが大きくなることから、このような車両の重量を大きく見積もっている影響であると推測される。逆に、本手法は、400kN以上の大型車はトレーラタイプが多く軸間距離が長いことから、その車両重量を小さく見積もっているものと考えられる。

この誤差改善のためには、センサ数を増加し、速度判定から軸間距離を推定し、これを考慮するようソフト改修を行うことで可能と考える。本改善は今後の課題とする。

図3.114より、本手法は簡易的な方法ではあるが、おおむねの傾向は十分に把握できており、次項に示す橋ごとの活荷重実態の比較検討や、年度ごとの傾向変化を把握するという目的においては十分に活用できるものと判断できる。

4章の信頼性評価では、車両重量の推定は使用せず、応答曲げひずみのみを使用する。

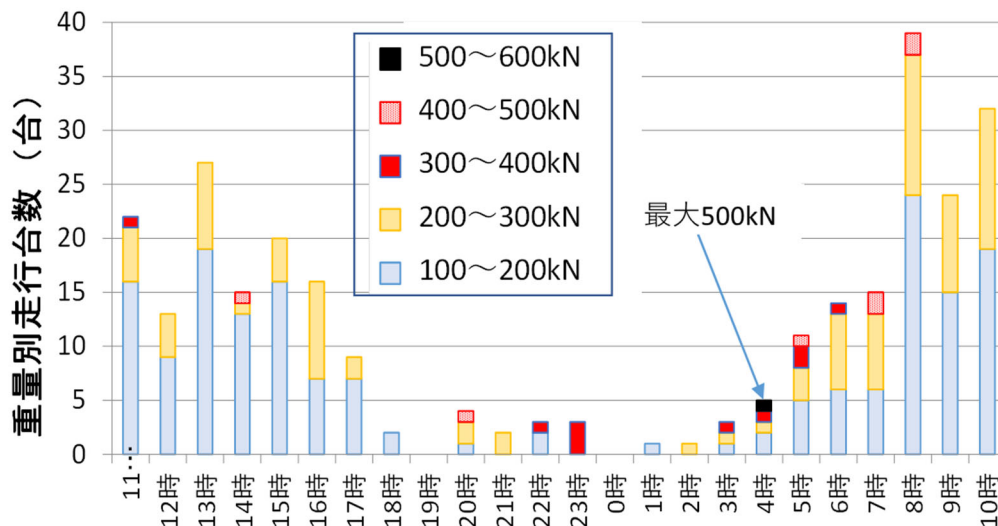


図 3.113 (株)TTES による BWIM 結果

表 3.28 BWIM 手法の比較

簡易BWIM(本研究)			TTES BWIM
応答曲げひずみ	試験車から比例計算した車両重量	台数	台数
12.5～25 μ	100～200kN未満	227	172
25～37.5 μ	200～300kN未満	106	92
37.5～50 μ	300～400kN未満	32	10
50～62.5 μ	400～500kN未満	1	7
62.5～75 μ	500～600kN未満	0	1
合計台数		366	282
最大重量	460kN		500kN

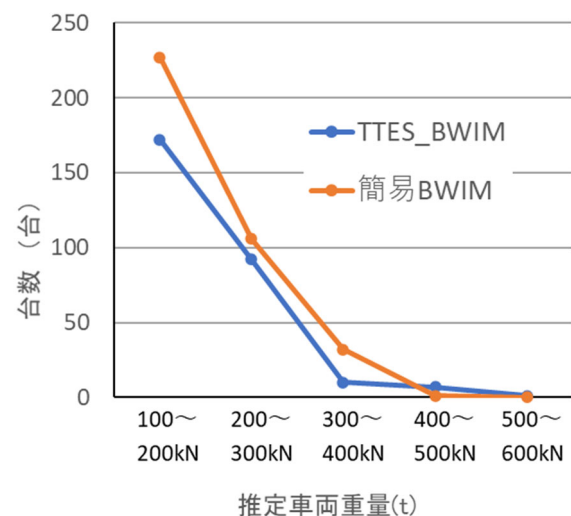


図 3.114 BWIM 手法の比較

3.9.2 橋梁ごとの比較

図 3.115 に、ほぼ同じ構造である M 橋と S 橋における、24 時間測定における支間中央の応答曲げひずみの分布を示す。道路の周辺環境により、交通量および最大応答曲げひずみは大きく異なることがわかる。また、いずれの橋も、総重量 200kN の試験車両走行時の応答曲げひずみは 25μ であったが、それを倍以上も上回る応答曲げひずみが、ほぼ日常的に作用している実態がわかった。

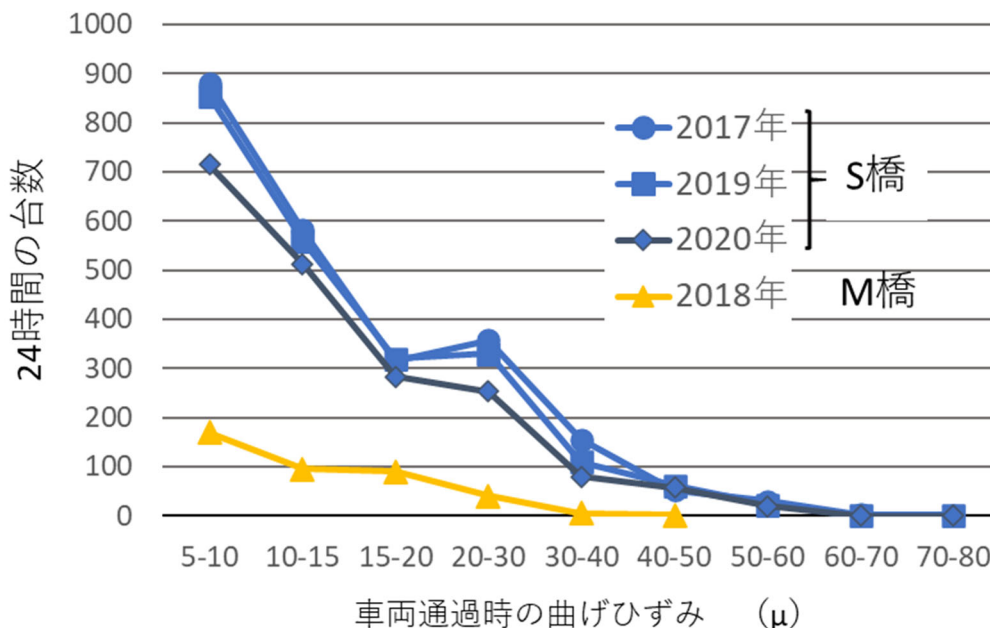


図 3.115 各橋梁の応答曲げひずみ分布 (活荷重の実態)

道路の周辺環境によって、橋ごとに、走行する車両の種類、重量および台数が異なることは十分に想定されることである。しかし、それを新規設計時に予測することは困難であるため、道路橋示方書では、国内の主要道路を一等橋、それ以外を二等橋として分類してはいるものの、日本全国一律に、最悪のケースを想定した設計荷重を規定し、これに耐えられるよう設計されている。このため、橋梁が健全であれば、大きな安全余裕度を有しているものと考え、このような実態が常態化してしまっても問題ないと安心してしまっているのではないかと邪推してしまう。

老朽化した既設橋梁では、本モニタリングシステムの簡易 BWIM により、法定最大重量を大きく上回る活荷重の実態を把握することで、この安全余裕度を定量的に確認することが重要である。

4 章では、この安全余裕度の定量的な把握を用いて、老朽化または品質不良等により劣化したプレストレストコンクリート橋に、曲げひび割れが発生するリスクの検討を行う。

3.10 本章のまとめ

維持管理を予防保全へと転換し、膨らみ続ける維持管理コストを抑制するためには、モニタリング技術が有用であると考えられている。しかし、長期モニタリングを行うにはセンサの長期信頼性が大きな課題であった。

本章では、この課題を解決する一つの手段として、長期信頼性を有する FBG 光ファイバひずみセンサを開発し、これを用いたモニタリングの評価について、地方自治体の協力を得て実橋検証を実施した。本章で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) プレストレストコンクリート橋は、コンクリート内部の PC 鋼材の劣化が重度になるまで外観に曲げひび割れ等の変状が現れないため、劣化の初期段階において、目視点検で PC 鋼材の変状を検知するのは困難である。PC 鋼材に劣化が生じると、曲げひずみやたわみレベルでの微細な変化が生じる。これらを捉えるセンサを用いた長期モニタリングにより、PC 鋼材の変状を検知できる可能性がある。
- 2) 本研究で開発した FBG 光ファイバひずみセンサは、劣化の懸念のない材料で構成することで長期信頼性を有し、従来の電気抵抗式ひずみゲージと同等の精度を有している。また、高周波サンプリングが可能であり、車両走行時の応答曲げひずみも測定可能である。
- 3) FBG 光ファイバひずみセンサは、従来の電気抵抗式ひずみゲージに比べ、直列配置が可能なことから作業性に優れ、電磁によるノイズや長期的なドリフト現象が生じにくいことから、フィールドでの長期使用に適している。
- 4) プレストレストコンクリート構造において、プレストレス導入方向と、その直角方向のひずみを長期的に測定し、その差異がなければ、プレストレスの低下は生じていないと考えることができる。
- 5) 常時モニタリングシステムは、測定装置の購入費用、電源工事費、無線システム等の構築費など、運用にかかわる準備費用が膨大となる。測定装置の故障、修理などの保全があると本末転倒なシステムとなる可能性がある。現場にはセンサのみを常設し、測定装置およびバッテリーを測定の際に都度、現場に持参する定期モニタリングを採用することで、運用にかかわる準備費用を大幅に低減できるとともに、システムの保全を容易に行うことができる。
- 6) FBG 光ファイバひずみセンサを用いた定期モニタリングにより、下記の評価を行うことができる。
 - ① 静ひずみの経時変化 ⇒ プレストレス低下の検知、ASR等の材料異常の有無
 - ② 試験車走行時の動的挙動 ⇒ 主桁剛性の評価、支承回転機能障害の有無
 - ③ 走行車両解析(Bridge Weigh in Motion) ⇒ 活荷重の実態把握、過積載車の有無・頻度
- 7) ASR による劣化が疑われる PC 単純T桁の実橋検証により以下の知見が得られた。
 - ① 1 年間の測定で、FBG 光ファイバの波長にドリフト現象は生じなかった
 - ② PC 鋼線に沿ったひび割れは、1 年間で全く増加していないことがわかり、PC 鋼材の腐食膨張によりひび割れが生じた可能性は低いと判断できる。
 - ③ ひび割れ密度の小さい支間中央部では、ASRの進行は確認されなかったが、ひび割れ密度の大きい桁端部では、まだ ASR と推定される膨張が 1 年間で 150μ 進行していることがわかった。

参考として、コンクリート内部の含水率測定を実施したところ、桁端部の含水率は 7%であり、支間中央部に比べ倍程度大きく、本システムによる ASR 評価の妥当性が裏付けされた。

- ④ 桁端部において ASR は進行しているが、主桁の曲率に変化はなく、コンクリート弾性係数低下に伴う主桁剛性の低下は生じていないことが確認された。
 - ⑤ 軸重測定をした試験車を走行させ、支間中央部の応答曲げひずみを測定したところ、3次元FEMによる解析値よりも十分に小さいことがわかった。外観上は、ひび割れ密度が大きく、著しく劣化しているように見えるが、主桁剛性は健全橋梁と同程度確保されていることがわかった。
 - ⑥ 24時間連続で、橋梁上を走行するすべての車両の応答曲げひずみを測定し、簡易 Bridge Weigh in Motion により頻度分析を実施した。試験車の総重量 200kN による応答曲げひずみ 25μ を上回る車両は 1日に数十台確認され、最大の応答曲げひずみは 55μ であった。地方自治体が管理する道路が過酷な交通環境下におかれていることが改めて認識された。
- 8) 建設後 50 年を超過し、重交通下にある PC 単純T桁の実橋検証により、以下の知見が得られた。
- ① 図面、計算書が保管されていなかったため、非破壊調査等による現地調査を実施したところ、構造寸法は本橋建設の 7 年後に制定された建設省標準図 S27.5 に一致するが、PC 鋼材の本数は、この標準図より 1 本少ないことがわかった。
 - ② コンクリート圧縮強度について、非破壊調査およびコア抜き試験を実施したところ、設計基準強度である 40N/mm^2 を下回る部位もあることがわかった。24 年前に実施されたコア抜き試験の記録が見つかり、当時も同様に低かったことから、劣化によるものではなく、建設当時から低かった可能性があるかと推測した。
 - ③ 現地調査を反映した復元設計を実施したところ、死荷重状態における支間中央部主桁下縁の応力は 6N/mm^2 程度と大きく、有効プレストレスが 55%まで低下するまで曲げひび割れが入らない計算となった。目視点検では、曲げひび割れは確認されておらず、これにより有効プレストレスは最低でも 55%以上残っていることが確定できる。
 - ④ FBG 光ファイバひずみセンサを用いたモニタリングを 3 年間実施した。3 年間にわたって、支間中央部の主桁下縁の曲げひずみに変化はなく、鉛直方向ひずみ(=線膨張ひずみ)とも一致していることから、本橋にプレストレスの低下はなく、ASR等の材料異常の可能性もないと評価できる。
 - ⑤ 軸重測定をした同一の試験車を、2017 年、2019 年、2020 年の 3 回走行させたが、応答曲げひずみに変化はなかった。事前調査で、コンクリート圧縮強度が設計強度より低いことが判明したが、徐々に低下をしている傾向はないと推定できる。
 - ⑥ 試験車走行時の応答曲げひずみは、格子解析モデルによる計算値に対し、2 割程度小さく、主桁剛性は、設計時の想定以上確保できていると考えることができる。
 - ⑦ 24 時間連続測定で、応答曲げひずみの最大値は 70μ であった。復元設計の設計荷重 L20 によるひずみは 168μ (B 活荷重は 206μ) であり、現実の活荷重は設計荷重の 1/2 以下であることがわかった。

- ⑧ 支承近傍の主桁下縁に設置した FBG 光ファイバひずみセンサに、車両走行時に大きなひずみは生じておらず、支承回転機能に問題はないと判断できる。
 - ⑨ 床版間詰め部に設置した FBG 光ファイバひずみセンサの応答曲げひずみは、最大で 70μ 程度であった。復元設計における建設当時の輪荷重 80kN による床版ひずみは 100μ であり、主桁の余裕度に比べると、かなり小さいことがわかった。引き続き、作用側の実態と、静ひずみの経時変化により床版横締めプレストレスに低下の可能性がないかを把握する必要がある。
 - ⑩ 簡易 Bridge Weigh in Motion により、24 時間の応答曲げひずみ頻度分布を比較したところ、毎回、その頻度分布に、ほとんど差がないことがわかった。総重量 200kN の試験車の応答曲げひずみ 25μ を越える車両は数百台/日におよび、最大値は、ほぼ毎回、 $60\sim 70\mu$ が確認され、過酷な重交通が、ほぼ常態化していることがわかった。
- 9) S橋の応答曲げひずみが、格子解析モデルによる計算値に比べ、2 割程度小さい理由について、3 次元FEMを用いて同定シミュレーションを実施した結果、下記の知見が得られた。
- ① 格子解析モデルは、7主桁の荷重分配が小さく、3 次元FEMでは荷重分配が大きく算出されたが、実測値はこの中間程度に位置する。3 次元FEMにおける、中間横桁の剛性をほぼゼロとしたときに、実測値に近づいたが、端支点横桁をパラメータとはしておらず、主桁を繋ぐ横桁・床版のモデル化は今後の課題となった。
 - ② 橋面工が主桁と一体化していると仮定し、実測値との差分をコンクリート弾性係数で同定したところ、 $E_c=30\text{kN/mm}^2$ と推定され、コア試験による平均弾性係数 $E_c=27\text{kN/mm}^2$ とほぼ一致した。本モニタリングシステムにより、軸重測定をした試験車を走らせ、橋面工をモデル化した 3 次元 FEM で同定することで、コア抜きをすることなく、コンクリートの弾性係数を推定することが可能であると考える。
- 10) 本研究で開発した簡易 Bridge Weigh in Motion は、基本的に、応答曲げひずみの頻度分布を得るものである。この応答曲げひずみと、試験車の応答曲げひずみから比例計算で、車両重量を推定した場合、車両の軸間距離の相違により誤差はあるが、おおむねの傾向は把握できていることがわかった。橋梁ごとの活荷重実態の比較や、年度ごとの傾向の変化に活用することができる。
- 11) 道路環境の異なる橋では活荷重の実態は大きく異なる。道示では、このばらつきを見越し最悪の状況を想定した設計荷重を規定しているため、実際の荷重に対しては相当の安全余裕度があるものと推測されてきた。本モニタリングシステムにより、この安全余裕度を定量的に把握することができる。

【参考文献】

- 1) 社会資本整備審議会 道路分科会：第10回道路橋技術小委員会，2018.12.
- 2) 小林寛，運上茂樹，加納巧：加速度センサを用いた道路橋の地震時被災判定手法の開発，土木学会地震工学論文集，2005.
- 3) 木村嘉富，七澤利明，澤田守：損傷橋梁の監視技術に関する調査，土木研究所研究成果報告書，2010.
- 4) 村田一郎，及川雅司，大坪正行，森川英典：鉄道 PCI 形桁のケーブル破断を想定した維持管理- 外ケーブル張力モニタリング方式の設計・施工・計測 -，プレストレストコンクリート Vol.55, No.6, 2013.
- 5) 土木学会：垂井高架橋の損傷に関する調査特別委員会最終報告書，2008.
- 6) 武田健太，田中泰司，伊藤裕章，大谷拓矢，登石清隆，樋口徳男：鋼材の腐食劣化が進行した PC 連続箱桁橋の構造性能評価- 妙高大橋の事例 -，構造工学論文集 Vol.66A, 2020.
- 7) 横田昭人，秋山秀登：東京ゲートブリッジ モニタリングから予防保全管理まで，土木学会誌，2013.11.
- 8) 伸興電線 HP <http://www.shinko-ew.co.jp/products/FBG/>
- 9) 共和電業 HP <https://www.kyowa-ei.com/jpn/product/special/efox-1000b/what.html>
- 10) 長野計器：FBG 光ファイバセンサ技術，2016.
- 11) TTES パンフレット <http://ttes.co.jp/wproot/wPContent/uploads/2016/05/TTES-BWIM.pdf>
- 12) 小林祐介，三木千尋，佐々木栄一：FBG 光ファイバセンサによる Weight-In-Motion システムの構築，応用力学論文集，2003.
- 13) 小塩達也，Eugene O'Brien, Susan Taylor: PC 桁橋における非接触 Bridge Weigh-in-Motion の試み，構造工学論文集 Vol.65A, 2019.
- 14) 虻川高宏，三枝賢斗，窪田光作，菊地俊明，入江健夫，関屋 英彦：MEMS 加速度センサを用いた Bridge-Weigh-In-Motion の計測精度に関する検討，土木学会第 74 回年次学術講演会，2019.
- 15) 下田智也，細田暁，松田芳範，小林薫：含水率による表層の吸水抵抗性と表面含浸材の効果の分析，コンクリート工学年次講演集，Vol32, No.1, 2010.
- 16) 森川英典：既存コンクリート橋の安全性および寿命予測に関する基礎的研究，博士論文，神戸大学，1994.
- 17) モニタリングシステム技術研究組合 (RAIMS)：Sub-WG5 PC 箱桁橋の健全性確認のモニタリング共同研究業務報告書，2021.

第4章 モニタリングを用いた既存プレストレストコンクリート橋の信頼性評価

4.1 概要

信頼性設計の歴史は比較的長く、1986年、ISO2394において構造物の信頼性に関する一般原則が示され、限界状態設計法を原則とする信頼性設計手法が提示された。信頼性設計を確率論的に扱うには数値計算の専門知識を要することから、従来の許容応力度設計手法に類似した手法で信頼性レベルを扱える部分係数法が実務者用として、あわせて提示されている。国内においては、1986年に土木学会コンクリート標準示方書が限界状態設計法へ移行し、1992年にはJRが鉄道構造物等設計標準に限界状態設計法および部分係数法を導入した。道路橋では2002年に国交省が「土木・建築にかかる設計の基本」により信頼性設計への移行を宣言したのち、ISO2394発刊以来、約30年の時がかかったが、2017年の道路橋示方書改訂により、ようやくその一歩を踏み出した。

信頼性理論を新設構造物の設計に導入するには、現地データの収集・分析に多大な労力を要し、まだ施工者が決定していない段階では施工情報を予測しにくいという大きな課題がある。これらの克服には、さまざまな構造物管理者を横断する国家的なインフラ情報収集分析システムの構築や、設計施工を一体化する発注制度作りなどが必要であり、一足飛びに進んでいないのが実情である。

従来から用いられてきた許容応力度設計法は、すべての安全率が一つに集約されているため、一定品質以上の構造物を大量生産するには便利であったが、現実に発生する様々な現場条件下における信頼性レベルは不明確であった。このため、許容応力度設計法で設計された既存構造物は、考えられる最悪の事態が重なっても耐えられるよう、過剰な信頼性レベルが付与されていたものと推測する。

fib Bulletin80 Partial factor methods for existing concrete structures では、既存コンクリート構造物の評価を行う際には、新設構造物の設計時以上に経済性の概念を重要視すべきと示されている¹⁾。

老朽化した既設構造物に対して新設構造物と同等の信頼性を求めては必要となる費用は莫大となり、いずれ維持管理予算が破綻することは容易に予想できる。今後、急激に増加する老朽化橋梁の維持管理コストを抑制するためには、新設構造物で用いられている画一的な評価基準とは異なる、架橋地点の環境や過去の点検、補修情報の他、対象橋梁が晒されている交通状況等に即した合理的な個別の評価基準が必要である。これらを合意する手段として、現場調査および経年的なモニタリングを反映した信頼性設計の導入が不可欠であると考える。

図4.1に、現場調査およびモニタリングを反映した信頼性レベルのイメージを示す。新設構造物では、過積載車の存在や施工不良等が予

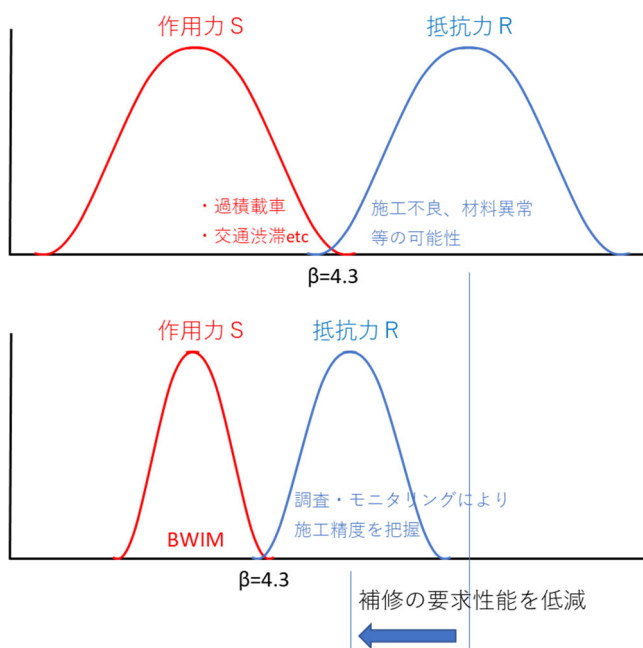


図4.1 モニタリングを活用した信頼性評価

測できず、そのばらつきを大きく設定し、必要抵抗力を設定するが、調査、モニタリングにより、これらを把握することで、より小さな抵抗力で、同等の信頼性レベルを確保することができる。また、BWIM を活用することにより実働作用力を把握でき、合理的な信頼性評価が可能となる。

4.2 既往研究の調査

表 4.1 に、コンクリート橋に対し信頼性評価を実施した研究事例を比較する。森川ら²⁾は、新設の RC 橋を対象として、鉄筋の腐食予測式を用いて耐荷力の信頼性評価を試みている。作用側は B 活荷重が作用するとし、鉄筋腐食により剛性が低下した際の荷重分配の影響を考慮したモンテカルロシミュレーションにより作用曲げモーメントを算定している。松崎ら³⁾は、新設のプレテンション PC 橋を対象として、PC 鋼材の腐食による信頼性評価を試みている。PC 鋼材の腐食量は、プレテンション PC 橋にはシースがないため森川らの鉄筋腐食予測式を用いることができるとし、腐食量を変えた PC 梁試験体の耐荷力実験データを使用し耐荷力を算定している。作用側は、全国の活荷重実態調査データから自動車荷重列を作成し、モンテカルロシミュレーションにより算定している。張⁴⁾は、作用側に本研究で得られた S 橋の BWIM の結果を用いている。耐荷力側は、入念な施工が行われ施工的要因が無視できる PC 梁 32 本の耐荷力実測値の確率分布をベースとし、PC 鋼材配置精度のばらつきを考慮し算定している。

表 4.1 コンクリート橋における信頼性評価の研究事例

		森川らの研究 ²⁾	松崎らの研究 ³⁾	張の研究 ⁴⁾
対象構造		RC橋	プレテンPC橋	ポステンPC橋
対象橋		既設橋（Z橋）	すべての橋に適用	既設橋（S橋）
検討項目		終局時の検討 $M_u - (M_d + M_L) > 0$		
作用側	死荷重モーメント Md	コンクリート弾性係数、 鉄筋腐食による断面剛性の ばらつきを考慮	寸法誤差の ばらつきを考慮	コンクリート弾性係数 による断面剛性の ばらつきを考慮
	活荷重モーメント ML	B活荷重 ⇒変動荷重16.6%の 正規分布	全国の活荷重実態調査 ⇒自動車荷重列を作成し モンテカルロ シミュレーション	S橋のBWIM（本研究 3.7.3） ⇒応答曲げひずみを車両重量 に換算し、変動荷重16.6%の 正規分布
抵抗側	鉄筋腐食量	潜伏期、加速期、進展期に 分けて予測 ・表面塩化物 ・塩化物の浸透速度	—	—
	PC鋼材腐食量	—	プレテンの場合、 鉄筋と同じ（森川らの式） ・拡散係数、飛来塩分量	鉄筋と同じ（森川らの式）
	断面耐荷力 Mu	FEM 非線形解析 鉄筋腐食量を考慮	PC鋼材腐食量を変えた PC梁の実験データ	・健全なPC梁の 実験データ（土木学会） + PC鋼材有効高さの 誤差を考慮

4.3 既設プレストレストコンクリート橋の健全性を評価するための信頼性指標

図 4.2 に、3.7.3 に示す S 橋に交通渋滞が発生し、大型車両で満載された場合のイメージを示す。すべての車両が車線内を走行すると想定した場合、橋長 26m の橋上に同時に留まる大型車両は、上下線で 6 台が限界である。ここで、6 台すべての車両が法定最大の 250kN とした場合の支間中央部の主桁下縁の曲げ応力度を算出すると $3.1\text{N}/\text{mm}^2$ となる。3.7.3 表 3.19 の復元設計で示した設計荷重 L20 の応力 $5.2\text{N}/\text{mm}^2$ と同等となるためには、6 台すべての車両重量が 1.7 倍である 420kN である必要がある。S 橋のモニタリング計測では、1 日に 20~30 台が確認されており、あり得なくはないが 6 台同時に渋滞する確率は低いと考えられる。現行規準の B 活荷重の曲げ応力 $6.4\text{N}/\text{mm}^2$ となるためには、すべての車両重量が 520kN となる。厳しい重交通下にある S 橋でも、このような重車両が走行する台数は 1 日に 1 台であり、B 活荷重相当が生じることは、まずあり得ない想定であると考ええる。

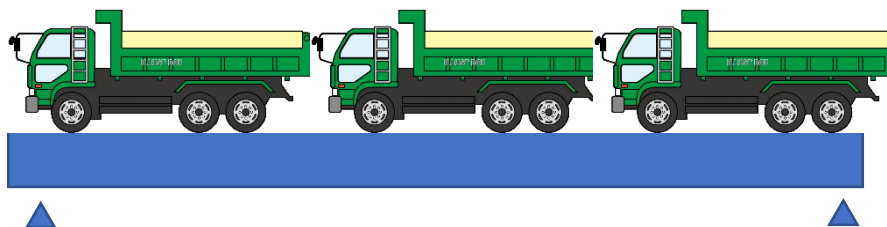
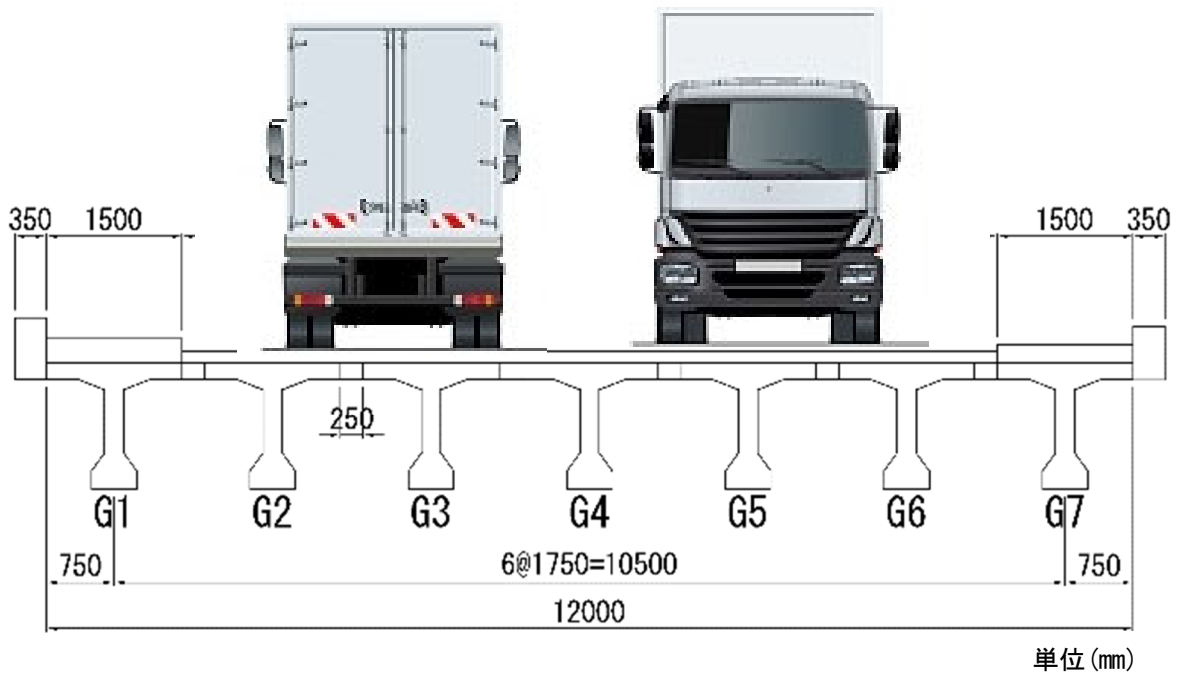


図 4.2 S 橋に大型車が満載するイメージ

図 4.3 に、張の研究により、PC 鋼材に腐食がないと仮定した場合の S 橋の信頼性指標 β を算出した結果を示す⁴⁾。作用側に、現実にはあり得ない B 活荷重が発生するとした場合でも、最もクリティカルとなる支間中央部の信頼性指標は ISO 目標信頼性指標 $\beta = 4.3$ を大きく上回り、 $\beta = 6.6$ と算定されており、破壊に対する安全性は非常に高い。従来の許容応力度法で設計されたプレストレストコンクリート橋は、一般的に、設計荷重時に曲げひび割れを発生させないという条件で PC 鋼材量が決定され、1.3D+2.5L の終局荷重は余裕を持って満足するため、終局状態に対して、このような過大な信頼性が得られてしまうものと推測される。

ここで、設計荷重として、モニタリングにより得られた BWIM(実働荷重)を反映して算出した信頼性指標 β は 8.2 と算定され、破壊に対する安全性はさらに高くなる。

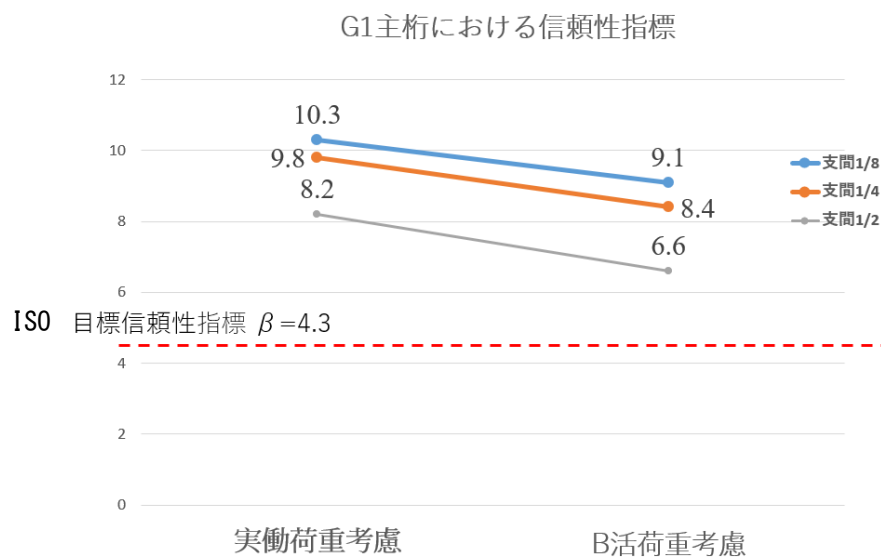


図 4.3 S 橋の信頼性評価結果⁴⁾

このように過大と思われる安全余裕を有しているプレストレストコンクリート橋のはずであるが、維持管理実務者の感覚としては、この評価のように安全性が高い構造物とは認識されていないと考える。

図 4.4 に、プレストレストコンクリート橋の一般的な劣化フローを示す。ポストテンション PC 橋の場合、シース管に注入されたグラウト材により PC 鋼材は保護されており、コンクリート表面から浸透した塩化物が PC 鋼材に到達するまでは、かぶり 35mm の鉄筋に到達するとされる 50 年の数倍はかかると予測される。しかし、施工時におけるグラウトの注入が不完全であった場合、その部位において PC 鋼材の腐食が早期に発生する可能性がある。PC 鋼材が腐食すると、PC 鋼材の緊張力が低下し、コンクリートに導入されていたプレストレスが低下する。この初期状態を外観目視点検で検知することは容易ではなく、この状態を放置すると、腐食はさらに進行し、PC 鋼材は破断し、まずは車両走行時に曲げひび割れが発生する。さらに、PC 鋼材の腐食、破断が進行すると、死荷重で曲げひび割れが発生する。以降は主桁の剛性低下が生じ、たわみが目に見えて増大し、やがて落橋(終局)へと至る。

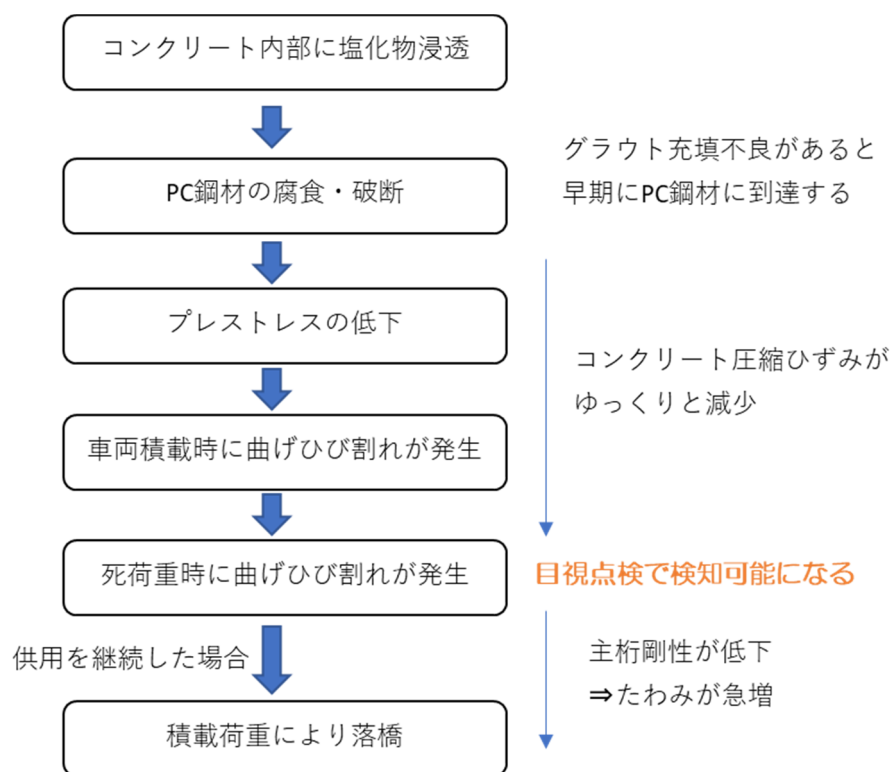


図 4.4 プレストレストコンクリート橋の一般的な劣化フロー

本来、プレレストレストコンクリート橋の維持管理において最重要点検項目は、PC 鋼材の腐食の検知であると言える。しかし、コンクリート内部の不可視部分であり、外観目視点検で見つけることは不可能であり、非破壊調査等が必要となる。PC 鋼材の腐食調査は、全数調査を行うことは難しく、一般的に、最初にグラウト不良部を衝撃弾性波法、レーダ法、X 線等で探し出し、そこを削孔して腐食状況を CCD カメラで確認する手順が採用されている。しかし、これにより、酸素不足により停滞していた腐食に、新たな酸素供給を生じさせてしまい、腐食の進行を加速させてしまうとの懸念も指摘されており、調査箇所は最低限に抑制されている。また、上記の限定的な調査手法でも、多大な手間と費用がかかり、プレレストレストコンクリート橋の鋼材全長の腐食調査が行える目途はたっておらず、手付かずの状態が続いているのが実情である。

プレレストレストコンクリート橋維持管理の実状は、劣化の後期段階である、死荷重時のひび割れの有無によって健全性が評価されているのが現実である。しかし、死荷重時に曲げひび割れが確認された時点では、緊急措置として通行止めをし、外ケーブル補強などの大規模修繕または架け替えを検討すべき状態であることは、1.3.3 で述べた。

このような事態に陥る前に、プレストレスの健全性(PC 鋼材腐食によりプレストレス低下が進行している可能性)をモニタリング等により評価し、BWIM により橋個別の交通実態に応じて、曲げひび割れが発生する可能性を評価する手法を提案する。この段階で評価することで、予防保全、補修の優先順位を検討していくことができ、プレレストレストコンクリート橋の維持管理の合理化に有効であると考えられる。

4.4 PC 鋼材およびプレストレスの健全性評価

4.4.1 PC 鋼材の腐食と残存プレストレスの関係

海岸部で 34 年間供用されていたプレストレスコンクリート橋から採取された PC 鋼線 (SWPR1A ϕ 5mm) の機械的性質を図 4.5, 図 4.6 に示す⁵⁾。腐食した PC 鋼線の引張強度の低下は, PC 鋼線の質量減少率より比率が大きくなり, 広く分布していることがわかる。平均的に腐食した場合は 1~2 倍程度となるが, 孔食がある場合は, 局所的な低下に支配されるため, 大きくばらつくものと考えられる。また, PC 鋼線の破断伸びは, 腐食が軽微な段階でも急激に低下し, わずか数%の質量減少率により降伏点以下でも破断に至ってしまう可能性があることが報告されている。

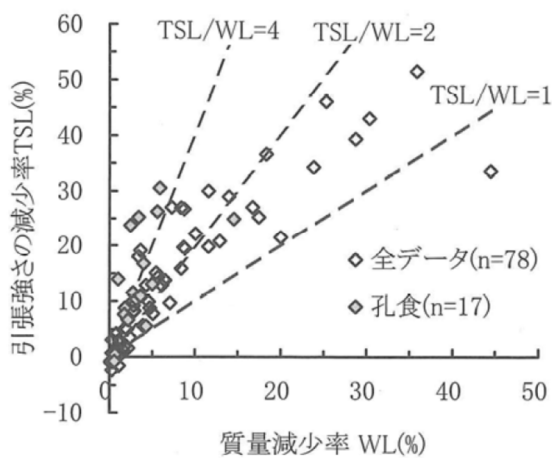


図 4.5 腐食した PC 鋼材の引張強度⁵⁾

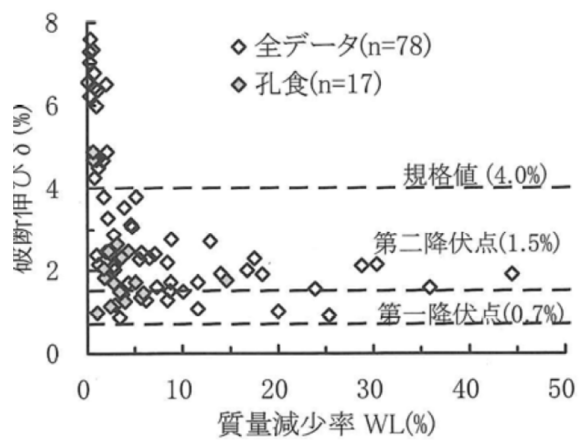


図 4.6 腐食した PC 鋼材の破断伸び⁵⁾

陸らの研究⁶⁾⁷⁾において, コンクリート内部の PC 鋼より線 (SWPD3L ϕ 2.9mm \times 3 本より) を電食法により腐食促進させた梁試験体の曲げ載荷試験結果を図 4.7 に示す。PC 鋼材の腐食程度は, 載荷試験後に PC 鋼材をはつりだし, 質量減少率を測定することで確認している。

図 4.8 に, 健全 (腐食の無い PC 鋼材) な梁 (N) の曲げひび割れ発生荷重を 1 として, PC 鋼材が腐食した梁の曲げひび割れ発生荷重の比と, PC 鋼材の質量減少率との関係を示す。

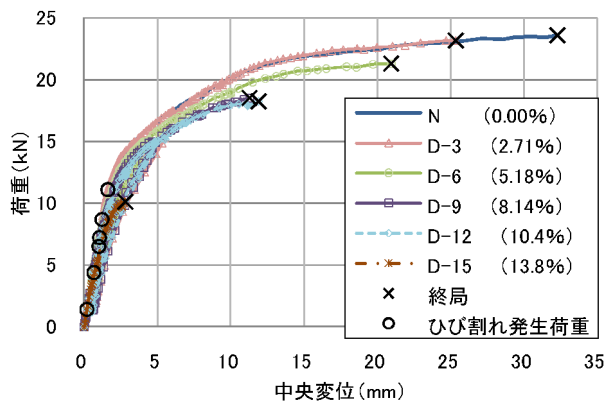


図 4.7 腐食した PC 梁の曲げ載荷試験結果⁶⁾

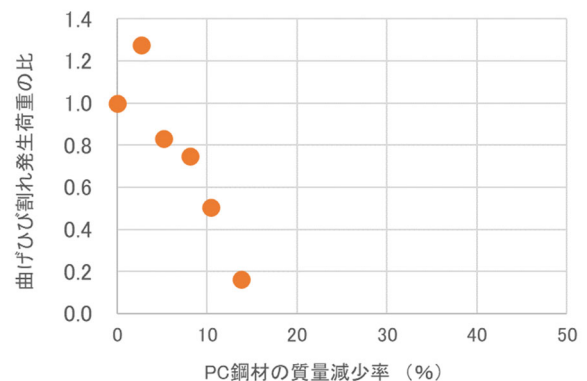


図 4.8 腐食した PC 梁の曲げひび割れ発生荷重の比

腐食程度(質量減少率)が大きくなると、曲げひび割れ発生荷重が低下していることから、PC 鋼材の腐食により残存プレストレスが低下していることがわかる。残存プレストレスは、質量減少率にほぼ比例して低下し、質量減少率が 15%程度を越えると、ほぼゼロになることがわかる。これは、図 4.6 に示した、腐食した PC 鋼材の破断伸びが著しく低下する現象により、初期緊張力によって破断に至っているためと推測される。

4.4.2 残存プレストレスの調査

残存プレストレスは、載荷試験を行えば、曲げひび割れ発生荷重により把握することが可能である。工場製作されるプレテンション PC 梁は、出荷前、ロットごとに載荷試験を行い、導入プレストレス量の検査を実施している。しかし、現場打ちされる実橋では曲げひび割れを発生させるまでの荷重載荷は容易ではなく、現実的ではない。

プレストレスコンクリート橋の残存プレストレスは、陸らの研究により、PC 鋼材の腐食程度に比例することが室内実験で明らかになっているが、実橋において、腐食した PC 鋼材をはつり出して質量減少率を把握することは不可能である、陸らの研究成果を直接、プレストレスコンクリート橋の評価に反映することは現実的には難しい。外観調査が可能な場合、表面に腐食が生じている PC 鋼材あるいは防食機能が完全でなく将来的に腐食が進行する可能性のある PC 鋼材は緊張力がゼロになっていると評価するのが現実的であると考え。プレストレスコンクリート橋の施工技術の発展により、PC 鋼材の防食性能は飛躍的に向上しており、近年建設されプレストレスコンクリート橋では、PC 鋼材の腐食に伴う残存プレストレスの低下の可能性は著しく低いと考えてよいが、過去に建設されたプレストレスコンクリート橋は PC 鋼材の防食機能が完全とは言えず、環境によっては腐食が進行しているリスクが高いと考えざるを得ない。

残存プレストレスの調査は喫緊の課題であるが、現時点において、実用的な残存プレストレス調査方法は、コンクリート構造物に局所的な切り込みを入れる応力解放法しかないことは 1.3.4 で述べた。同じ部位で繰り返し調査することは不可で、基本的に 1 回きりの調査となる。微細ひび割れなどがあり弾性体とみなせない部位では適用できない等の課題もあり、限定的な採用にとどまっているのが実状である。

3 章で示した本モニタリングシステムにより、3.6.2 静ひずみの経時変化を把握することで、残存プレストレスの低下の有無を検知することができることを述べた。しかし、モニタリング開始時点の残存プレストレスの絶対量は把握することはできず、低下傾向がないということは、100% 残存している可能性が高いと推測するにとどまる。腐食により残存プレストレスが低下していたが、酸素供給がなく停滞しているという可能性は否定できない。

以上、現時点では、残存プレストレス量を効率的に調査する技術はないが、PC 鋼材が腐食するメカニズムから、残存プレストレスが低下している可能性が高い橋梁は絞り込むことができるものとする。

次項 4.4.3 に、PC 鋼材が腐食している可能性が高い橋梁の条件を考察する。

4.4.3 PC 鋼材が腐食する(プレストレスが低下する)可能性が高い橋梁

(1) グラウト充填調査

1996年(平成8年)、2012年(平成24年)に、高速道路会社が実施した大規模なグラウト充填調査結果が報告されている⁸⁾⁹⁾。表4.2に調査概要を、表4.3に調査内容を示す。

1968年から1996年までに施工された橋梁148橋を選び、4087本のPC鋼材のグラウト調査が実施されている。平均して1橋あたり約30本のPC鋼材を調査した計算になる。調査方法は、1996年は、主桁の主ケーブルにはX線透過法を、横桁および床版の横締めケーブルには打音法が併用されている。2012年の調査は主ケーブルのみで、高速道路会社がプレストレスコンクリート橋の完成検査で標準的に採用している広帯域超音波法が用いられている。

表4.2 高速道路会社により実施されたグラウト充填調査の概要⁹⁾

項目	H8調査	H24調査
調査規模	18路線、120橋	16路線、30橋(重複2橋)
施工年度	S37～S60	S43～H8
構造形式	ポステンT桁・I桁 プレテンション横締め	箱桁、連結合成桁 連続ラーメン箱桁

表4.3 グラウト充填調査の内容⁹⁾

調査部位	調査したPC鋼材の本数 (本)			調査箇所数と調査方法 (箇所)				
	H8調査	H24調査	合計	H8調査			H24調査	合計
				X線透過法	打音法	削孔法	広帯域超音波法	
主桁ケーブル	407	500	907	620	0	0	500	1120
横桁横締め	593	0	593	376	525	102	0	1003
床版横締め	2587	0	2587	60	2401	653	0	3114
		総計	4087				総計	5237

図 4.9 に、部位別のグラウト充填状況を示す。主ケーブルに比べ横締めケーブルの方が若干悪い傾向にあるが大きな差はない。総計では、7.7%がグラウト施工時のエラー等を原因とする不充填であり、次に全体の 18.3%がグラウトは注入されているものの空隙等が生じ充填が十分でない状態であることがわかる。これらを合わせると、およそ 3 割弱の PC 鋼材がグラウト不良、つまり PC 鋼材の防食機能に問題がある状態であると言える。

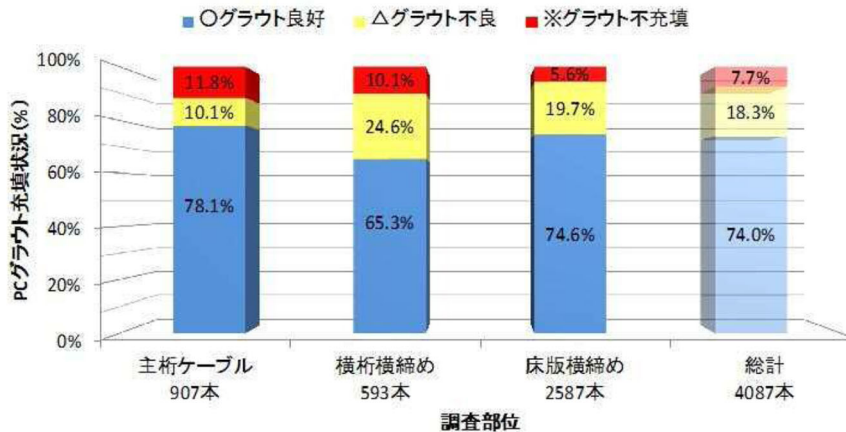


図 4.9 調査部位別のグラウト充填状況⁹⁾

図 4.10 に、施工年度による比率を、鋼材種別ごとに整理したグラフを示す。1990 年以前までは、鋼材種別にかかわらず、2~3 割の比率で定常的にグラウト充填不良が生じていたが、1986 年の PC グラウト施工マニュアル発刊以降、PC 鋼より線では大きく改善されていることがわかる。しかし、PC 鋼棒に関しては、PC グラウトマニュアル発刊以降も、改善されたとは言いがたい状況が続いていたことがわかる。

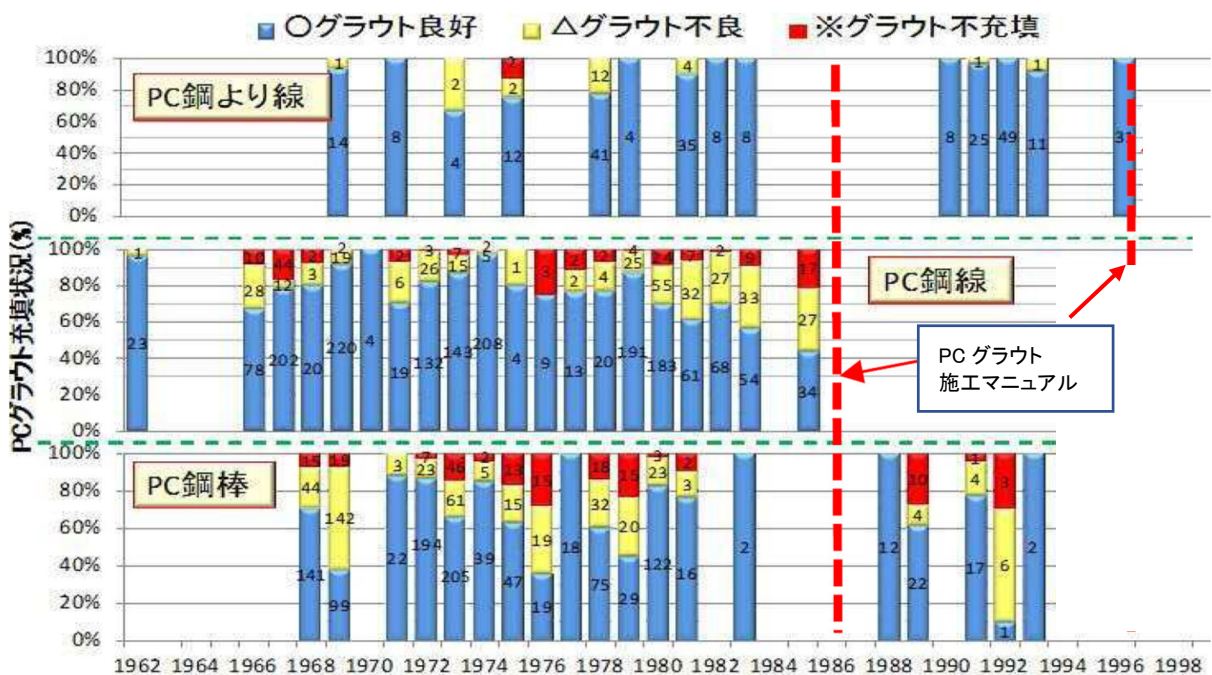


図 4.10 施工年度および鋼材種別ごとのグラウト充填状況⁹⁾

PC 鋼材の腐食の有無は報告されておらず、どの程度の腐食が進行していたのかは明らかにされていない。グラウト不良がある場合、必ずしも PC 鋼材の腐食が生じるものではないが、1990 年以前に施工されたプレストレストコンクリート橋、および PC 鋼棒を使用しているプレストレストコンクリート橋では、3 割程度の PC 鋼材の防食機能が完全ではなく、塩分が侵入しやすい環境下にある場合は、すでに腐食が生じているリスクがかなり高いものと考えられる。

(2) 塩化物の浸入経路

図 4.11 に、国内で PC 鋼材の破断や、重度な腐食などの重大損傷事例が確認された 27 橋の、海岸からの距離および床版防水工の有無の件数を示す¹⁰⁾。海岸から 1km 以上離れた橋梁にも多くの損傷事例が生じており、橋面防水工が無い、もしくは建設当初にはなく後施工された橋梁での損傷事例が 85%を占めることがわかる。これらの傾向より、PC 鋼材の破断、腐食は、主に、橋面からの凍結防止剤の侵入が原因である可能性が高いと考えられる(図 4.12)。

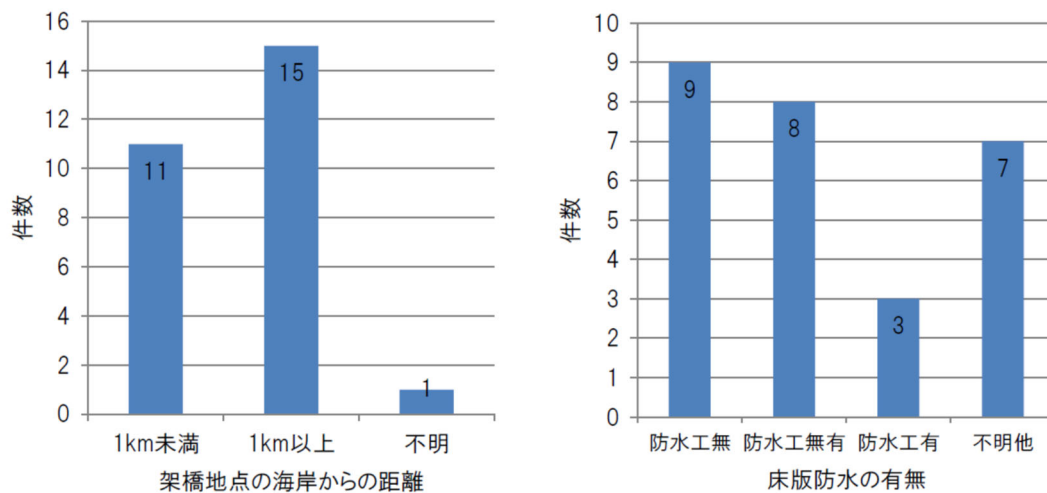


図 4.11 重大損傷が確認された国内プレストレストコンクリート橋の条件ごとの件数¹⁰⁾

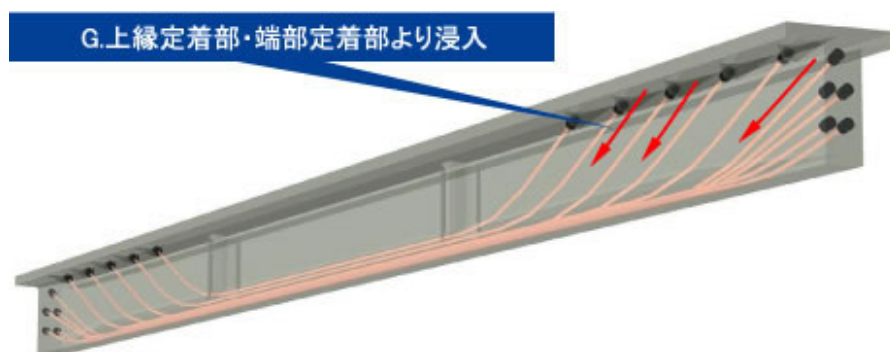
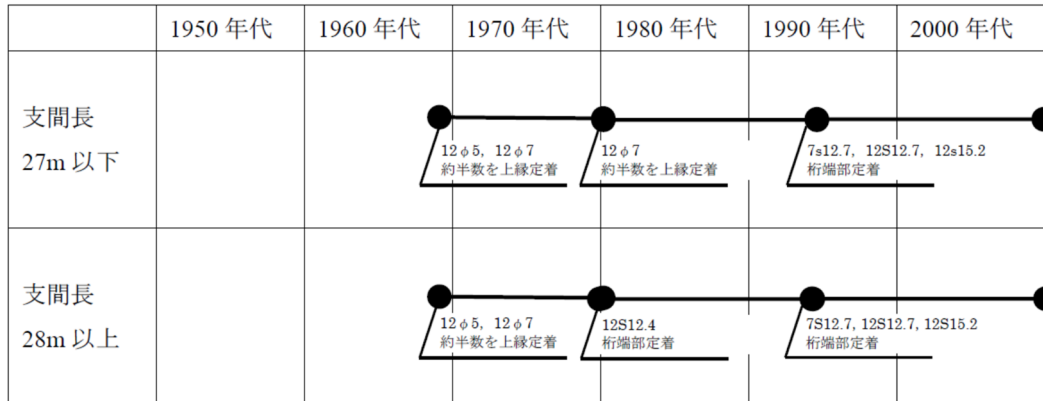


図 4.12 PC 鋼材シース内への塩化物の侵入経路¹¹⁾

表 4.4 に、旧建設省の T 桁標準設計図の変遷を示す¹⁰⁾。支間 27m 以下では、1990 年代半ばまで、上縁定着が標準とされ、支間 28m 以上でも、1980 年まで上縁定着が標準とされてきた。

表 4.4 T 桁標準設計(旧建設省)の変遷¹⁰⁾



一方、橋面防水工は、1972 年に鋼道路橋示方書に考え方が示され、1987 年に「道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料(日本道路協会)」が発刊されて以降、RC 床版ではほぼ適用が始まっている。しかし、プレストレストコンクリート橋において完全に実施が始まったのは、2002 年に道路橋示方書で防水層が原則とされて以降である。¹²⁾

(3) PC 鋼材が腐食する確率

以上の情報を整理すると、グラウト充填不良が生じている PC 鋼材が腐食している確率は、表 4.5 の条件により可能性が高くなっていくものと考えられる。

腐食調査は、現時点では削孔調査しか方法がなく、ほぼ確実に腐食が進行していると確信された部位を対象として行われることがほとんどであるが、それすらも、ほとんど公表されていない。残念ながら、PC 鋼材の腐食確率を評価するための有意な統計データを得ることはできなかった。

本研究では、PC 鋼材腐食の一般的な信頼性評価の考え方を示すとともに、暫定的に PC 鋼材の腐食確率を 3 段階(腐食確率 100%, 50%, 20%)に区分して、以降の検討を行う。

今後、腐食調査のデータを蓄積し、この確率を補正していく必要がある。

表 4.5 グラウト充填不良の PC 鋼棒が腐食している可能性

架橋地点	橋面防水 (建設当初)	上縁定着	PC鋼材が腐食 している確率	本研究の信頼性評価における仮定【暫定】
凍結地域	無	有	高	⇒グラウト未充填部のほぼ100%が腐食
		無	中	
	有	有		⇒グラウト未充填部の50%が腐食
		無		
非凍結地域	無	有	中	⇒グラウト未充填部の20%が腐食 (海岸から1km未満は「中」)
		無	低	
	有	有		
		無		

4.4.4 残存プレストレスによる平均ひずみの設定例

図 4.13 に本研究における残存プレストレスの設定フローを示す。

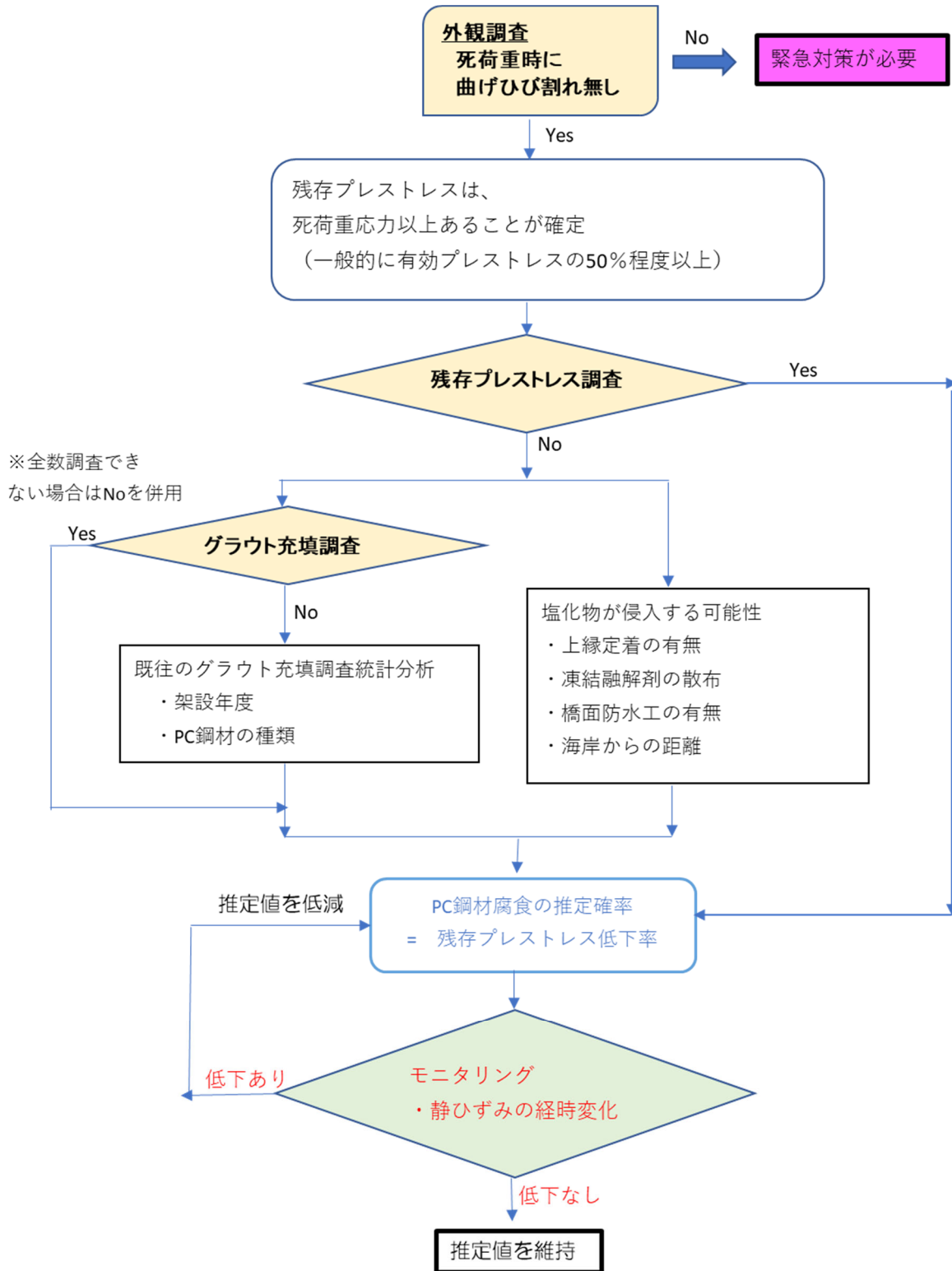


図 4.13 残存プレストレスの設定フロー

プレストレストコンクリート橋の残存プレストレスは、外観目視点検において、死荷重時に曲げひび割れがないことが確認されれば、主桁の死荷重時応力以上は残っていることは、まず確定できる。一般的なプレストレストコンクリート橋の設計では、死荷重時応力は有効プレストレスの 50%程度である。逆に、死荷重時に曲げひび割れが確認された場合は、残存プレストレスが 50%程度以下になっていることが確定することになり、ただちに通行止め等を実施し、緊急に補強対策を実施しなければならない。

1989 年以前に建設されたプレストレストコンクリート橋では、PC グラウトの充填不良が一定の比率で存在しており、残存プレストレスが 100%である保証はできない。グラウト充填不良部が、例えば、上縁定着部近傍のみの局部的であり、その他の部位にはグラウトが充填されている場合には、PC 鋼材の腐食、破断によりプレストレスが低下しても、グラウト充填部では付着定着され、死荷重曲げモーメントが最大となる設計断面まで影響しない場合も十分に考えられる。逆に、グラウト充填不良部が広範囲におよぶ場合は、いずれの箇所でも腐食が生じても、その影響は設計断面に最も大きく現れる。設計断面において、主桁コンクリートに微破壊を加える応力解放等による残存プレストレス調査を実施するか、あるいは PC 鋼材全数、全長のグラウト充填調査および PC 鋼材の腐食調査が可能な場合には、残存プレストレスの推定が可能であるが、すべての橋梁に、これらの調査を行うことは現時点の技術では現実的に困難である。

そこで、本研究では、一定の比率でグラウト充填不良が存在しているプレストレストコンクリート橋に対し、個別橋梁において残存プレストレス調査を行わない場合は、架橋年度、架橋環境等から推定した平均的な PC 鋼材の腐食確率から残存プレストレスを評価する手法を提案する。グラウト充填不良部は、局部的ではなく広範囲にわたっているものと安全側に仮定し、PC 鋼材の腐食によるプレストレス低下は、いずれの箇所でも生じても、すべて設計断面に影響すると仮定している。

3.6.2(1)で述べた FBG 光ファイバを用いたモニタリングにより、数年にわたってプレストレスに変化が生じないことが確認された場合、たとえグラウト充填不良が存在していたとしても、設計断面のプレストレスは 100%残存している可能性が高いと推測できる。しかし、本研究では、これを証明するには至らず、モニタリング結果は、安全側の推定値を維持または減少させる側だけにのみ反映することで、この推定方法の不確実さを担保する。

今後は、1.3.4③で述べた筆者らが研究開発中の完全非破壊による残存プレストレス調査手法とモニタリングを組み合わせることで、残存プレストレスの推定精度を高めていくことを目指している。

残存プレストレス調査を行わない場合、設計断面において、

残存プレストレスにより主桁コンクリートに生じている圧縮ひずみを、次式により設定する。

$$\textcircled{1} \quad \varepsilon_{pr} \text{ の平均値} = \{ (1 - \alpha_1 \times \alpha_2) - \Delta \varepsilon_d / (1 - \alpha_1 \times \alpha_2) \varepsilon_{pe} \} \times \varepsilon_{pe}$$

ここで、 ε_{pr} : 残存プレストレスにより主桁コンクリートに生じている圧縮ひずみ

ε_{pe} : 有効プレストレスにより主桁コンクリートに生じる圧縮ひずみ

(設計計算書もしくは、PC 鋼材配置図から復元設計を実施)

$\alpha 1$: PC グラウト不良を考慮した係数(表 4.6)

表 4.6 PC グラウトの不良を考慮した係数

使用鋼材	施工年	$\alpha 1$
PC鋼より線	1989年以前	0.3
	1990年以降	0.1
PC鋼棒	すべて	0.3

$\alpha 2$: 環境条件等から腐食しやすさを考慮した係数(表 4.7)

表 4.7 環境条件等による腐食しやすさの係数

架橋地点	橋面防水 (建設当初)	上縁定着	PC鋼材が腐食 している確率	$\alpha 2$ 【暫定】
凍結地域	無	有	高	1.0
		無		
	有	有	中	0.5
		無		
非凍結地域	無	有	低	0.2
		無		
	有	有	低	0.2
		無		
海岸から100m以内	すべて	すべて	高	1.0

$\Delta \epsilon d$: モニタリングによる静ひずみの変化(図 4.14)

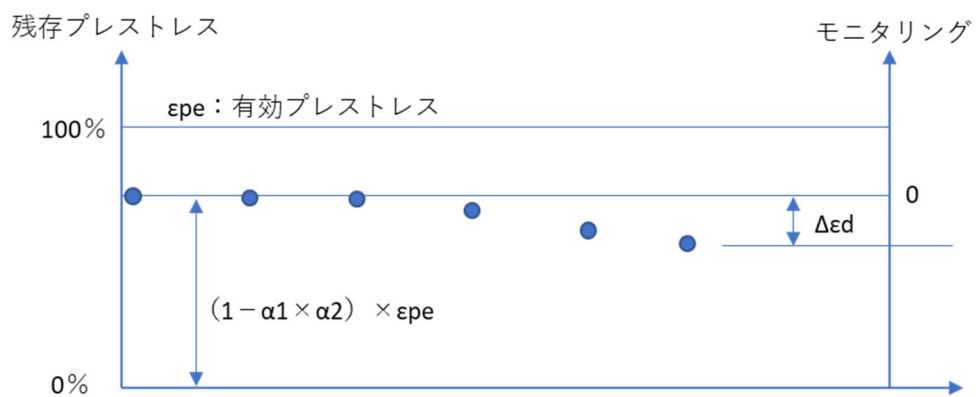


図 4.14 モニタリングによるプレストレス低下率

② 残存プレストレスのばらつき(3σ) = ϵ_{pr} の平均値 - ϵ_d

ここで、 ϵ_d : 死荷重により生じる
主桁コンクリートの引張ひずみ
(設計計算書または復元設計による)

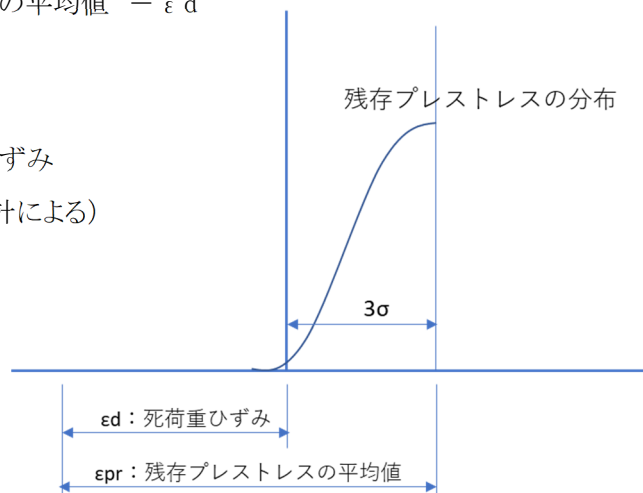


図 4.15 残存プレストレスの分布仮定

4.5 曲げひび割れ発生の信頼性評価

表 4.8 に、プレレストコンクリート橋の予防保全、補修の優先順位を検討することを目的として、実際の交通状況に応じた曲げひび割れの発生に着目した信頼性評価指標を示す。表 4.9 に、信頼性評価指標を算出するためのパラメータ一覧を示す。

対象橋梁の解析値(格子解析 or 3次元FEM)と試験車走行試験における実測値を比較することで、主桁剛性(弾性係数, 断面寸法)を同定算出し、これを用いた復元設計により死荷重ひずみを算出する。


活荷重ひずみは、24 時間連続測定により、橋梁上を走行するすべての車両による曲げひずみをピーク解析し、各ひずみの頻度分布を作成する。曲げひずみは車両重量には換算せず、そのまま使用する。これにより、活荷重ひずみは、橋面工の剛性の影響を含んだ評価とすることができる。

残存プレストレスは、応力解放法等の現地調査を実施しない場合、4.4.4 で示した確率分布として与え、モンテカルロシミュレーションにより曲げひび割れの発生を算出する。

表 4.8 曲げひび割れ発生の評価指標

	評価指標	信頼性が低い場合の対策案
(参考)	モニタリングを実施しない場合 B活荷重積載時に曲げひび割れが生じる	新設と同等とした場合の評価 基準を満足しない ※B活荷重の発生確率が 低い場合判断が曖昧となる
第1段階	24時間の最大応答ひずみにより曲げひび割れが生じる ⇒ 1日に1回だけ、ひび割れが入る確率	予防保全を検討
第2段階	24時間の上位100台の応答ひずみにより、曲げひび割れが生じる ⇒ 1日に100回、ひび割れが入る確率	早急な予防保全が必要 ⇒ 監視対象とする
第3段階	死荷重時に、曲げひび割れが生じる	緊急対策が必要

表 4.9 曲げひび割れ発生の信頼性評価に用いるパラメータの一覧

		モニタリングを実施する場合	モニタリングを実施しない場合
対象構造		ポステンPC橋	
検討項目		曲げひび割れの発生リスク $\varepsilon_{pr} - (\varepsilon_d + \varepsilon_L) > 0$	
		第1段階 最大重量車両走行時にひび割れ発生 第2段階 1日に、100回ひび割れが発生 第3段階 死荷重時にひび割れが発生	・ B活荷重積載時にひび割れ発生 ・ 死荷重時にひび割れ発生
作用側	死荷重ひずみ ε_d	試験車走行試験により、 主桁剛性（橋面工含む）を把握 ⇒ 構造解析により、 コンクリート弾性係数を同定 ⇒ 復元設計	設計計算書または復元設計
	活荷重ひずみ ε_L	BWIMにより、活荷重の実測データを把握 第1段階 最大応答ひずみ 第2段階 上位100台のひずみ	B活荷重
抵抗側	健全な場合の有効プレストレス ε_{pe}	設計計算書 または 復元設計による	
	残存プレストレスによるひずみ ε_{pr}	応力解放法等により、 残存プレストレスを調査	-
	目視点検	死荷重時に曲げひび割れが確認できない場合、 残存プレストレスは、 ε_d 以上あることは確定 (残存プレストレス率 $\varepsilon_d / \varepsilon_{pe}$ 以上 ※一般的に50%程度以上)	
	(残存プレストレス調査を実施しない場合)	<p><u>PC鋼材が腐食している可能性を推定</u></p> <p>①グラウトの充填度合 ②腐食しやすさ ・凍結融解剤の散布 ・上縁定着の有無 ・橋面防水工の有無</p> <p>⇒ <u>PC鋼材の腐食推定確率を残存プレストレスの低下率と仮定</u></p>	
	<p style="text-align: center;"></p> <p>モニタリングにより、 静ひずみの変化がないことで、 上記仮定を担保</p>		残存プレストレス推定の担保は無く、信頼性は不明

4.6 実橋検証における曲げひび割れ発生信頼性評価結果

表 4.10 に、3 章 3.7 の実橋検証で得られた、曲げひび割れ発生信頼性評価を行うためのデータ一覧を示す。着色部は、モニタリングおよびBWIMにより得られたデータである。

M 橋と S 橋は、死荷重ひずみおよび活荷重ひずみが同程度であり、また 200kN 試験車走行時にも同じ応答曲げひずみが生じており、作用荷重に対しては、支間と桁高のバランスから、ほぼ同じ性能を有するプレストレストコンクリート橋であると考えてよい。復元設計の有効プレストレスに大きな差が出ているのは、M 橋では設計図面が残されており、12φ8 が 8 本使用されていることが判明したが、S 橋には設計図面が残されておらず、非破壊調査の結果、建設後に制定された建設省標準図(12φ7×9 本)より PC 鋼材本数が 1 本少ないことが判明したためである。S 橋の PC 鋼材も 12φ8 が使用されている可能性もあるが調査困難であるため、PC 鋼材は 12φ7 として有効プレストレスを算定している。S 橋は、現在、建設省標準図発刊以降(1969 年)に建設されたプレストレストコンクリート橋よりも、曲げひび割れが発生する確率が高くなることが想定される。一方、凍結地域にある M 橋は、凍結融解剤の散布により上縁定着部から PC 鋼材に塩化物が浸透し腐食している可能性が高いと推定され、有効プレストレスを平均で $\alpha 1 \times \alpha 2 = 30\%$ 低減して、曲げひび割れ発生推定を行う。

表 4.10 実橋における曲げひび割れ発生信頼性評価のためのデータ

		(着色部は、モニタリング実測値)	M橋	S橋
橋梁諸元	建設年		1978年	1962年
			$\alpha 1=0.3$	$\alpha 1=0.3$
	架橋地点		凍結地域	非凍結地域
	橋面防水 (建設当初→現在)		無→有	無→有
	PC鋼材の腐食のしやすさ		$\alpha 2=1.0$	$\alpha 2=0.5$
構造	単純T桁	支間	28.2m	26m
		桁高	1.5m	1.4m
	PC鋼材	本数	12φ8×8本	12φ7×8本
		上縁定着	有	有
抵抗側	静ひずみの変化 (=プレストレスの減少)	$\Delta \varepsilon d$ モニタリング開始時～	0μ	0μ
	有効プレストレス εpe	(復元設計)	870μ	668μ
	残存プレストレス εpr	4.4.4による推定	609μ	568μ
作用側	死荷重ひずみ εd	(復元設計)	480μ	462μ
	B活荷重ひずみ		210μ	205μ
	活荷重ひずみ 実測値	第1段階 24時間の最大ひずみ	50μ	80μ
		第2段階 上位100台の最小値	20μ	40μ
		第3段階 死荷重時	0μ	0μ

図 4.16 に、曲げひび割れ発生の信頼性評価指標 β のシミュレーション結果を示す。図中、参考値として、曲げ破壊抵抗モーメントの平均値を $M_U \times (1 - \alpha_1 \times \alpha_2)$ とし、下限値を $M_U \times 0.55$ (参照 図 3.82) とした場合の曲げ破壊に対する信頼性評価を点線で示す。曲げ破壊の信頼性指標は、モニタリングの情報が無く B 活荷重が作用するとした場合でも β は 4 程度となり、モニタリングによる実際の最大荷重で評価すると β は 5~6 程度へと上昇する。

一方、曲げひび割れ発生の信頼性は、両橋とも、B 活荷重が積載されると仮定すると信頼性指標 β はマイナスとなり、ほぼ確実に曲げひび割れが入ると評価される。しかし、BWIM による最大応答曲げひずみにより、1 日に 1 回だけ曲げひび割れが生じる信頼性指標 (第 1 段階) を求めると、S 橋では $\beta = 0.72$ と評価され、発生確率は 50% を下回る。一方、M 橋は PC 鋼材が腐食する可能性が高い環境下ではあるが、プレストレス量に十分な余裕があり、BWIM による最大応答曲げひずみも S 橋の 60% 程度であるため、第 1 段階の $\beta = 1.84$ と評価され、発生確率は 10% を下回る。次に、1 日に 100 回、曲げひび割れが発生する信頼性指標 (第 2 段階) は、S 橋では $\beta = 1.83$ 、M 橋では $\beta = 2.49$ と、その差は小さくなり、死荷重時に曲げひび割れが発生する信頼性 (第 3 段階) は、S 橋、M 橋ともに $\beta = 3.0$ (発生確率 0.1%) と同じ評価となった。

瞬間的な曲げひび割れの発生を許容し、死荷重状態で曲げひび割れが入らなければよいと評価する場合は、ほぼ同じ信頼性を有する両橋であるが、実働荷重によって瞬間的にも曲げひび割れが発生する橋梁は劣化の兆候があり、その進行が速い可能性が高く、予防保全を行うべきであると考えられる。

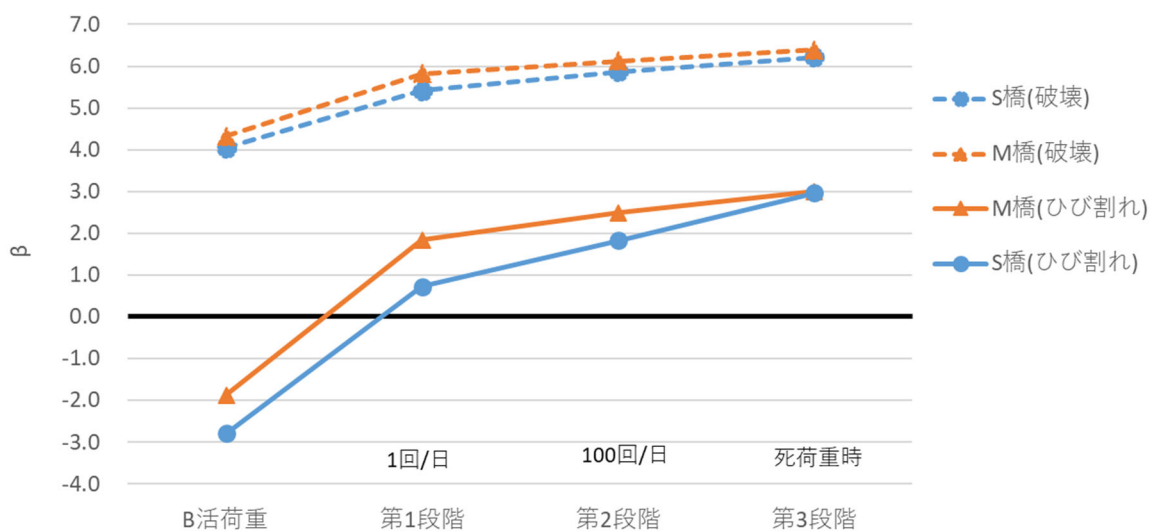


図 4.16 実橋における曲げひび割れ発生の信頼性評価結果

本指標は、構造的な安全性を表すものではなく、定量的なしきい値を設定する必要はないと考える。本指標は、構造物のポテンシャルと、実際に晒されている負荷の度合いのバランスを表すものであり、この指標が小さいほど、構造物が悲鳴を上げている状態であると認識できる。

指標値の小さい順または指標値の経年的な変化量を評価指標として、予防保全を実施する優先順位とするなどの活用が見込まれる。

表 4.11, 図 4.17 に, 第 1 段階の信頼性指標の収束性確認を示す。プレストレスひずみに対してモンテカルロシミュレーションを 10 回～10000 回実施し, そのそれぞれの信頼性計算結果を 5 回ずつプロットし, その平均値と標準偏差を求めた。試行回数を増やすと, 標準偏差 σ が小さくなり, ばらつきが小さくなることが確認された。100 回程度では, ばらつきが十分に小さくない場合もあったため, 本算定の算定回数は 1000 回程度が望ましいと考える。

表 4.11 信頼性指標の収束性の確認(第 1 段階)

		10回	100回	1000回	5000回	10000回
S橋	1	0.38	0.90	0.76	0.73	0.72
	2	0.49	0.65	0.73	0.74	0.73
	3	0.75	1.10	0.71	0.74	0.74
	4	0.85	0.72	0.73	0.74	0.72
	5	0.91	0.80	0.72	0.70	0.74
	平均値	0.676	0.834	0.730	0.730	0.730
	標準偏差	0.231	0.175	0.019	0.017	0.010
M橋	1	2.21	1.69	1.89	1.79	1.84
	2	1.47	1.87	1.87	1.82	1.83
	3	1.61	1.56	1.83	1.83	1.84
	4	2.33	2.01	1.88	1.85	1.84
	5	2.56	1.97	1.82	1.82	1.85
	平均値	2.036	1.820	1.858	1.822	1.840
	標準偏差	0.473	0.191	0.031	0.022	0.007

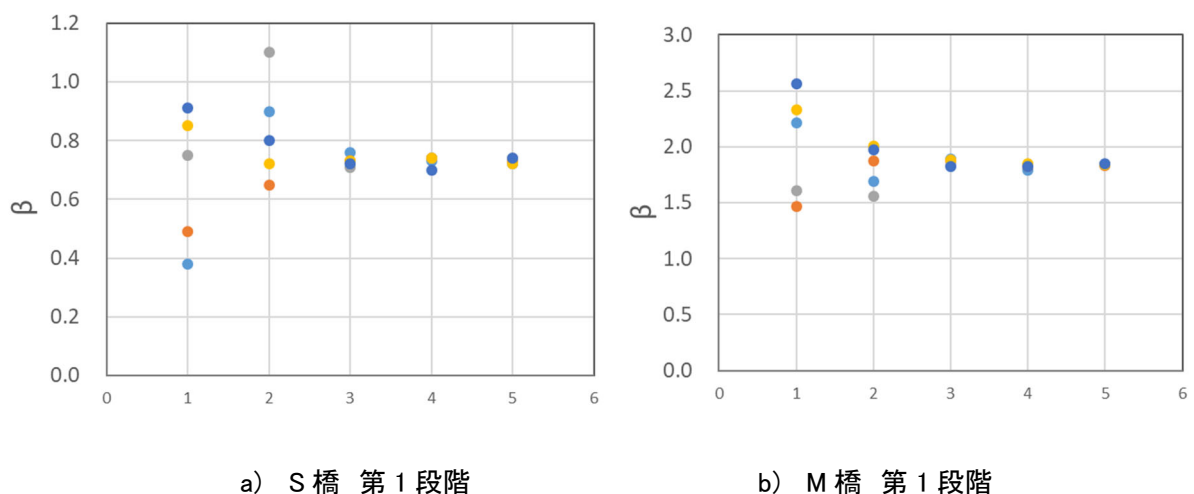


図 4.17 信頼性指標の収束性の確認

4.7 まとめ

本章では、既存プレストレストコンクリート橋の診断において、実際の交通状況に応じた曲げひび割れの発生について、モニタリングを活用した信頼性評価方法を示した。本章で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 既存構造物の評価を行う際には、新設構造物と同じ評価基準を用いるとコストが膨大となると予想される。維持管理コストを抑制するためには、経済性の概念を重要視した新しい評価基準の導入が必要である。
- 2) 道路橋示方書の設計荷重は、想定される最悪の状況をモデル化したものであるが、通常の交通状態と比較するとほぼあり得ない想定となっている可能性が高い。
- 3) プレストレストコンクリート橋の PC 鋼材は、設計荷重時における曲げひび割れを発生させないことがクリティカルとなり設計されており、この PC 鋼材が健全(腐食がない)であれば破壊に対する信頼性は極めて高い構造物である。
- 4) プレストレストコンクリート橋の破壊は、PC 鋼材の腐食が進行することでプレストレスが低下し、やがて曲げひび割れが発生し、その後に、主桁のたわみが急増するという経過で発生する。予防保全の観点からは、PC 鋼材の腐食を検知することが重要であるが、現時点の調査技術では容易ではない。
- 5) モニタリングにより PC 鋼材の健全性を推定し、BWIM により実際の交通状況に応じた曲げひび割れ発生の可能性を評価することで、プレストレストコンクリート橋の予防保全または補修補強の優先順位を検討することができ、合理的なプレストレストコンクリート橋の維持管理が可能になると考えられる。
- 6) 残存プレストレスの調査は、現時点では、局部的にコンクリートに切り込みを入れる応力解放法が唯一の手段となる。応力解放法が適用できない場合は、目視点検結果およびグラウト充填度、腐食環境から残存プレストレスの範囲を推定する手法を提案した。この推定の確かさは、モニタリングにより修正をすることで担保される。
- 7) 曲げひび割れ発生の信頼性評価は、B 活荷重が積載されると想定した場合には信頼性を確保できないが、BWIM により実働荷重を把握することで信頼性指標を 1~2 程度と評価可能である。
- 8) 本章で提案したプレストレストコンクリート橋の曲げひび割れ発生の信頼性評価は、構造物のポテンシャルと実際に晒されている負荷の度合いのバランスを表すものであり、この指標が小さいほど、構造物が悲鳴を上げている状態であると認識できる。

この指標値にしきい値を設けることは難しいが、指標値の小さい順または指標値の経年的な変化量を評価指標として、予防保全を実施する優先順位として活用するなどが見込まれる。

【参考文献】

- 1) fib Bulletin80 :Partial factor methods for existing concrete structures, 2016.
- 2) 森川英典, 森田祐介, 小島大祐:不確定性を考慮した塩害劣化 RC 橋における劣化および安全性の評価, 土木学会論文集 E, 2006.
- 3) 松崎裕, 秋山充良, 大木文宏, 中嶋啓太, 鈴木基行:塩害環境下にあるコンクリート桁の設計耐用期間にわたる構造安全性評価手法とそのプレテンション PC 桁への適用, 土木学会論文集 E, 2010.
- 4) 張予坤:FBG 光センサを用いた既設 PC 道路橋の載荷試験再現解析と構造安全性評価に関する研究, 神戸大学修士論文, 2020.
- 5) プレストレストコンクリート建設業協会:プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き (案) 断面修復工法, 2009.
- 6) 陸賢, 田中泰司, 山口貴幸, 下村匠:鋼材が腐食したプレテンション PC 梁の載荷実験, 第 20 回 PC 技術協会シンポジウム, 2011.
- 7) 陸賢, 田中泰司, 山口貴幸, 下村匠:腐食した PC 鋼より線の機械的性質とプレテンション PC 梁の残存耐力の評価, 第 21 回 PC 技術協会シンポジウム, 2012.
- 8) 東・中・西高速道路会社 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会 報告書参考資料②, 2014.
- 9) 寺田典正:プレストレストコンクリート橋における PC グラウト充填状況に着目した維持管理のあり方に関する研究, 京都大学博士論文, 2015.
- 10) 青木圭一:プレストレストコンクリート橋における PC 鋼材破断とその調査および性能評価に関する研究, 埼玉大学学位論文, 2016.
- 11) プレストレストコンクリート建設業協会 HP :
<https://www.pcken.or.jp/techinfo/hosyu/tenken>
- 12) 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 橋の更なる予防保全に向けて—, 2015.

第5章 結論

5.1 概説

2012年12月の笹子トンネルの落盤事故で尊い9名の人命が失われた翌年、日本のインフラが危機に瀕していることを目の当たりにした国交省はメンテナンス元年を宣言した。以降、インフラの維持管理を目的とした研究開発がIT企業を中心に数多く行われてきたが、いまだどれも実用化の目途が見えてこない。その原因として、国内の維持管理制度の保守的な体質が新技術の導入を妨げているという言い訳をよく耳にするが、インフラを管理する担当者は、老朽化がすすんだインフラの安全に不安を感じており、現行の維持管理制度に大きな変革を確実に求めている。実用化が進まない一番の問題点は、新技術の開発者は、高性能、高品質、高精度を求めることに主眼を置くがために自治体を持つ予算にコスト感が合わないことに加え、最も致命的な問題は、それでも導入しようとした時、結局、過酷な現場環境下では精密機器やシステムは故障を頻発し、その機器の維持管理にさらに大きな費用と労力を要するという本末転倒なことを繰り返したことにあると考える。

本研究は、第一に、現場で使える技術であることを主眼におき、開発および現場検証をすすめてきた。結果として、精密機械を現場に常設するのはリスクが高く、時期尚早と考え、情報量は減るが、年1回程度の頻度で定期的に点検情報を得るという方針を基本とした。

また、これまでの点検・診断は経験豊富なベテラン技術者の高いスキルに頼り、なんとか保たれてきたが、少子高齢化によりその継承は怪しくなってきた。そのため、適切な点検・診断が難しくなり、曖昧な評価で問題先送りとするケースが多くなってきたと考える。本研究では、プレストレストコンクリート橋の点検・診断において、現場に持ち込み可能なICT機器または長期信頼性の高いセンサの常設により定量的かつ連続性のある点検データを取得し、それを設計値や構造解析と比較することで、経験によらない工学的な診断でエビデンスを確保することを検討した。現状の現場点検技術だけでは十分な確証が得られないプレストレストコンクリート橋のPC鋼材の腐食や残存プレストレス量については、ばらつきを考慮した信頼性理論による評価を検討・提案した。

表 5.1 に、現行の維持管理手法と、本研究で提案する新手法の比較を示す。

表 5.1 現行手法と本研究で提案する新手法との比較

	現行	新システム → 詳細調査のスクリーニング
点検手法	近接目視点検 (人が近接して、肉眼で)	センサーモニタリング
	高度な知識、経験を有する点検員	ICT化により、誰でも可能に
対象	すべての部位	高度な橋梁技術者が選定した重要部位
頻度	5年に1回	年に1回
評価	a,b,c 等のランク分け	ひずみ、変位等の定量的データによる変化の有無
・内部損傷	(評価困難または経験的な推測)	静的ひずみの経時変化から推測
・橋の機能		試験車両走行時の動的ひずみから推測
診断	高度な知識、経験を有する 橋梁点検員が、技術的判断により、 総合的に評価	作用力(交通量等)の実態、耐荷力の実測に基づき、 信頼性評価 (β 値) を算出

5.2 では、各章で得られた知見をとりまとめ、5.3 に維持管理の省力化点検システムの今後の課題について述べる。

5.2 本研究の成果

第1章「序論」では、本研究の背景として、国内の橋梁インフラの92%を管理する地方自治体は、これから迎える橋梁インフラの急速な高齢化に対して、予算不足や人員不足といった維持管理の制度、体制が抱える社会的課題から、維持管理コスト、労力を抑制するための省力化を強く求められている一方、近接目視を原則とする現行の点検手法では、点検後の診断に主観的要素が入り曖昧であること、車両走行による動的挙動や年間を通じての気温変化による影響が把握困難などの多くの技術的課題が残していることを述べた。特に、プレストレストコンクリート橋の維持管理では、PC鋼材の腐食に伴うプレストレスの低下やASRの判定など、十分な点検・診断ができていない致命的な状況にあることを指摘した。このような背景・課題を踏まえた上で、本研究の目的を示した。第2章以降において、この省力化という社会的課題と、さらに労力を要する高度化という技術的課題の相反する命題を解決する合理的な手法の提案を行った。

第2章「遠望目視点検を有効に機能させるためのICTツールの開発」では、定期点検等の結果、健全性の判定区分ⅠおよびⅡとなった、まだ十分に健全性が確保されている橋梁では、比較的成本のかからない遠望目視点検を基本とし、これを有効化する手法を提案した。遠望目視点検とは基本的に簡易点検であるため、その点検の品質、精度は点検技術者の技量に大きく依存する。そのため、高度な技術力が継承されていかないと成立しないと考えられ、2014年以降の定期点検の完全義務化の際に法定点検とは認められていない。そこで、点検の品質、精度が点検技術者の技量に依存するという課題をICTにより補うことで、比較的成本のかからない遠望目視点検を有効に機能させる。本研究では、データベースからダウンロードするだけで過去の点検データを容易に参照できる点検支援タブレットの開発、足場や高所作業車を使用しない遠望目視点検の死角を軽減するポール型ロボットカメラの開発、および遠方から撮影した全景写真から微小変状を検知するモアレ法による画像解析技術の基礎実験を行った。これらのICTツールから得られた点検情報は共通のデータベースに集約され、過去の点検データとの連続性を定量的に把握することで健全性の低下度合を「見える化」する。これらのICTツールの大部分は、すでに実用化しており、点検業務の省力化を達成しながら、遠望目視点検(簡易点検)の品質、精度向上に貢献している。

第3章「FBG光ファイバひずみセンサによるモニタリング点検システム」では、健全性の判定区分がⅡかⅢか判定が難しい段階の橋梁、ならびに建設年度が1990年以前のプレストレストコンクリート橋のように、グラウト不良等の劣化要素が潜在化している可能性が高いが近接目視点検ではその検出が困難である橋梁に対して、高度な橋梁技術者が選定した重要点検箇所長期信頼性の高いFBG光ファイバひずみセンサを設置し、これまで目視点検では困難であった、曲げひずみ等の微小な変化や車両走行時の動的挙動に基づく点検診断を可能にする構造物モニタリングシステムとその運用方法、評価方法を提案した。これまで、モニタリングの普及に大きな課題であったセンサの長期信頼性については、劣化の懸念のない材料のみで構成するFBG光ファイバひずみセンサを開発し、そのひずみ検出精度および長期

測定における温度補償について検証した。モニタリングには大きなコストがかかるという課題については、比較的ゆっくりとした劣化進行に対しては、測定システムの常設や電源工事が必要となる常時モニタリングを適用せず、測定の都度に測定器、バッテリーを現場に持ち込む定期モニタリングによる運用を提案し、そのコスト比較および定期モニタリングによる評価方法を示した。年1回程度の定期モニタリングによる主な評価項目は以下である。

- ① 静ひずみの経時変化 ⇒ プレストレス低下の検知, ASR等の材料異常の有無
- ② 試験車走行時の動的挙動 ⇒ 主桁剛性の評価, 支承回転機能障害の有無
- ③ 走行車両解析(Bridge Weigh in Motion) ⇒ 活荷重の実態把握, 過積載車の有無・頻度

地方自治体と連携した実橋検証により、現時点では、対象とした橋梁に劣化の進行がないことの確かなエビデンスを得ることができた。また同時に、Bridge Weigh in Motionにより、地方自治体が管理する橋梁が過酷な重交通下に晒されていることを明らかにした。

第4章「モニタリングを用いた既存プレストレストコンクリート橋の信頼性評価」では、第3章のモニタリングにより得られたデータを活用し、プレストレストコンクリート橋の曲げひび割れ発生の確率を評価する手法を提案した。新設設計と同様に、活荷重としてB活荷重が作用するとして評価すると、信頼性が成り立たないケースでも、モニタリングおよびBridge Weigh in Motionにより実際の活荷重を把握することで、信頼性を高く評価することが可能であることを示した。モニタリングを用いた曲げひび割れの信頼性評価は、交通量の変化や、構造的な劣化の進行度合いなど、評価レベルの変化を評価する指標であり、現時点ではこの指標値にしきい値を設けることは難しいが、指標値の小さい順、またはこの指標値の変化量を指標として予防保全を実施する優先順位とするなどの活用が見込まれる。

第5章「結論」では、各章で得られた知見を要約するとともに、本研究の結果を踏まえて、プレストレストコンクリート橋の合理的な維持管理に向けた今後の課題と展望について取りまとめている。

5.3 今後の課題と展望

5.3.1 予防保全に基づくライフサイクルコストの低減

現行の維持管理制度の点検、診断では、予防保全段階と判定される橋梁は全体の50%に及び(参照 p3, 図 1.5), 実質、予防保全段階の判定は問題先送りの方便となり、判定が悪化するまで手付かず状態となっているのが実状である(参照 p5, 表 1.3). 判定が悪化してからの対処療法は大規模となることが多く、架け替えを検討する方が安上がりというケースも往々にある。

予防保全段階と判定された橋梁には、本研究で提案した劣化程度に応じたモニタリングシステムの監視を義務化することを提案する(現状は必要に応じて監視する). 早期措置段階(判定Ⅲ)へと悪化する前に、補修補強対策の優先順位を付与して計画的に行うことができ、本来あるべき予防保全およびライフサイクルコストの概念がはじめて成立するものとする。後手後手の大規模な対処療法より、軽微な対処を効率的に繰り返す方が長寿命化への効果は確実に大きく、維持管理の費用対効果に相当するライフサイクルコストの低減を図ることが可能である。

5.3.2 簡易 IT 活用による地域住民参加型の維持管理へ

遠方から撮影したカメラ画像から、変形(たわみ)やひび割れなどを解析する技術は日進月歩であり、近い将来、維持管理を画期的に合理化する最有力の技術であるとする。例えば、専門の点検会社に依頼しなくても、地域企業、住民の方と契約し撮影を依頼することで、点検情報を集めることも可能となる。

また、橋梁点検用のスマホアプリを地域住民の方に配布し、例えば、課金制度などによりインセンティブを与えることで、橋面排水柵のつまりや排水管の損傷、伸縮継手の異音などの日常点検情報を早期に高頻度で得られる可能性がある。日常点検の充実は、確実に橋梁の長寿命化に寄与するものとする。

劣化を診断するための本質的な橋梁維持管理に完全に置き換えることは難しいが、橋梁技術者による点検に対し、ポイントを絞り込むなど効率化することができ、維持管理コストを低減できる可能性がある。

5.3.3 常時モニタリング(無人監視)への移行

本研究では、初期コストが大きくなる完全無人の常時モニタリングを断念し、人力でデータを採取する定期モニタリングによる運用を提案したが、地震等の突発的な事象の把握や、劣化速度が速い緊急的な点検のためには、常時モニタリングが必要となる。

現在、IT 企業と共同で、本研究の成果をベースとしたコストダウンの開発をスタートした。コストダウンの方策としては、高品質化、高機能化を追求するのではなく、逆に、橋梁技術者の観点から、診断を行うための最低限のスペック(物理量の感度、送信頻度等)を IT 企業に提示し、必要最小限の機能に絞った安価なシステムを開発する。これには、IT 企業のみでは難しく、巨大なインフラの構造特性、現場条件を熟知する建設会社とのコラボが不可欠とする。また、モニタリングの普及がすすめば、製品メーカーではスケールメリットによる大幅なコストダウンによる相乗効果も見込まれている。測定システムの耐久性など課題は多いが、近い将来の実現を目指す。

安価なセンサの普及がすすめば、点検情報はビッグデータとなり、確率論に基づく信頼性理論の導入

が、ますます促進されることになると考える。

5.3.4 信頼性評価に関する課題

1) 施工情報の活用

国内の橋梁構造物が破損した事例を分析した報告によれば、洪水や船舶衝突による基礎の移動が約半数を占め、残り半分は、地震等、偶発作用の超過によるもの、疲労等、経年劣化による損傷によるもの、そして、施工ミスまたは設計ミスによるものの3つに等分される。信頼性設計でよく議論されている材料の強度不足、寸法不足や変動作用の超過等、統計分析がすすんでいる要因によるものはほとんどない。特に、材料強度、部材寸法については、日本ではかなり高い水準で管理されていると考えてよく、現行の材料係数、部材係数等は過大評価されていると考えられる。しかし、それでも、破壊・破損がなくなるのは、①経年劣化の予想不十分、②予期できない事故に加え、③施工ミス、設計ミスといったヒューマンエラーの存在であろう。

経年劣化については、最新の研究成果を信頼性設計に十分に反映可能であろう。予期できない事故については新設段階からロバスト性を強化することが妥当であると思われるが、新設構造物の設計段階において、施工ミス等のヒューマンエラーまで加味するのは、あまりにも不合理であり不経済である。

一方、既設構造物の評価においては、施工段階における情報を反映させることは十分に対応可能であると考え。近年、施工の生産性向上を目的に i-construction の導入が急ピッチで進められている。i-construction は、施工の生産性向上には疑問があるが、多少コストがかかっても、センシング技術の活用により、従来の人力施工よりも膨大な施工情報が蓄積され、それを維持管理、すなわち既存構造物の評価に繋げることで、ライフサイクルコストを下げるという考えにシフトすべきであると考え。I-construction による貴重な施工情報を埋もれさせることなく、維持管理の信頼性設計に繋げる枠組みを早急に構築すべきと考える。

2) 信頼性レベルの設定

現状の許容応力度は、確率論的アプローチによるものではなく、様々な災害、事故等を経て経験的に変遷してきたものと言え、それなりに合理性を持ってきた。国内における許容応力度法は、結果的に、永続作用に対しては極めて高い信頼性レベル、変動作用に対してはやや低く、地震等の偶発作用に対しては低めの信頼性レベルを有しているとの試算例が報告されている。この結果は、作用が発生する頻度から勘案すると、それぞれに対する費用対効果の面で説得力はあると考えるが、信頼性レベルに差をつけることをユーザに説明することは難しいであろう。米国 鋼建築設計規準案等では、すべての作用に対して一律同じ信頼性レベル($\beta=3$)とすべきと提示されている。この場合、ユーザへの説明は簡単ではあるが、費用対効果を考えると不合理である。信頼性レベルの設定は、本来、国レベルが、経済性(費用対効果)、構造物の重要性、復旧性などを総合的に勘案して決定すべきものであるが、それは容易ではない。この困難さが、国内において信頼性設計の導入が遅れてきた大きな理由と考えられる。

Fib Bulletin80 には、既設構造物では残存供用期間に応じて信頼性レベルは低下することを容認する

という、一つの考え方が示されている。本来は、さらに、構造物の周辺環境や交通量、代替道路の存在、維持管理の容易さ等によって、構造物ごとにきめ細かく信頼性レベルの設定を議論することも必要であり、非常に複雑である。

信頼性設計を行う上で重要な議論として、構造物が破壊した場合の致死率が fib Bulletin80 に示されている。日本人は「人の命は地球より重い」と言うお国柄、これが最も苦手な議論である。我々は、すぐに「ゼロ災害」「絶対に安全なものを作る」という言葉を使ってしまうが、確率ゼロでは信頼性設計の答えは得られない。

ISO13822:2010 では、目標とする信頼性指標 β は、破壊がもたらす影響に応じて表 5.2 が提案されている。日本人の感覚では、公共構造物である橋梁において破壊がもたらす影響の差をつけるのは難しい。最も影響が高い構造物の目標信頼性指標 $\beta = 4.3$ は、先進国における事故による死亡確率に対して 1 桁少ない確率として設定され、信頼性設計の研究では、すべての構造物に対し、この値を目標として設定することがほとんどである。この数値は信頼性設計の根幹をなすものであるが、工学的に決めることはできず、政治的な判断を要する課題であると考える。

表 5.2 目標とする信頼性指標

構造物の破壊がもたらす影響	信頼性指標	破壊確率
小さい	2.3	10^{-2}
多少	3.1	10^{-3}
中程度	3.8	10^{-4}
高い	4.3	10^{-5}

← 先進国における事故による死亡確率

謝辞

本論文は、2017年10月から、途中、コロナ禍による1年間の研究中断を余儀なくされましたが、2021年9月までの、のべ4年間在籍した神戸大学大学院 工学研究科 市民工学専攻 博士後期課程において行った研究をとりまとめたものです。研究を行うにあたり、多くの皆様から貴重なご指導を賜りました。

神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻教授 森川英典博士は、31年前の神戸大学大学院在学中の恩師であり、その縁で、神戸大学大学院後期博士課程への入学をすすめていただき、本研究遂行にあたり、維持管理の現実とその難しさをご指導いただき、目指すべき方向を導いて頂きました。謹んで厚く御礼申し上げます。長年にわたり橋梁維持管理に先駆的に取り組まれてこられた神戸大学在学中の恩師である山口大学名誉教授 宮本文穂博士には、本研究へ大きな刺激と貴重な助言を数多く賜り、また、森川英典博士のもとで学位取得を目指すことを勧めていただきました。心から感謝申し上げます。

本研究の方針や今後の展望にあたり、貴重な助言とご意見を頂戴しました神戸大学大学院市民工学研究科教授 澁谷啓博士、芥川真一博士に厚く御礼申し上げます。また、神戸大学大学院工学研究科技術職員 中西智美氏、神戸大学大学院(現 応用地質(株))張予坤氏、神戸大学大学院工学研究科研究員(株みの総合技術事務所)美濃智広博士には、実橋検証や信頼性評価について貴重なご意見とご支援をいただきましたこと、感謝します。神戸大学大学院(現 国土交通省勤務)の殿井杏梨氏とは、全4年間にわたり、第3章のモニタリング実橋検証、第4章の信頼性評価を共に研究してきました。膨大な実測データの整理や、FEM解析、信頼性シミュレーションと多岐にわたり、一緒に悩み苦しんできたこと感謝します。

第2章のポール型ロボットカメラは(株)日立産業制御ソリューションズと共同開発をしたもので、SIP地域実装において、神戸大学森川教授と合同で実橋検証を実施しました。丹野浩二氏をはじめとする(株)日立産業制御ソリューションズの方々には共同開発者として感謝申し上げます。また、貴重な機会をいただきました、SIPに感謝申し上げます。

第3章の実橋検証にあたっては、富山市役所、兵庫県庁に、フィールド提供をいただきました。維持管理の最前線で実務をされている、富山市役所の植野芳彦氏、杉谷真司氏、土地頭司氏をはじめとする保全課の方々、兵庫県庁の高橋篤志氏、竹本修氏をはじめとする県土整備部 道路保全課の方々、兵庫県姫路土木事務所道路第二課の方々、兵庫県まちづくり技術センタの渡邊佳秀氏、岩戸寿明氏には、貴重なご意見、ご助言を賜りましたこと、感謝申し上げます。

第3章のFBG ひずみセンサの開発にあたっては、長野計器(株)、共和電業(株)、(株)シミウス、伸興電線(株)に、FBGの原理から優位性を丁寧にご教示いただき、ひずみセンサの試作および測定について、多大なご支援を賜りました。ここに、感謝の意を表します。

第3章のBridge Weigh in Motionに関して、(株)TTESの菅沼久忠博士と議論を交わし、本研究遂行に大いに参考になったこと、ここに感謝の意を表します。

新井英雄博士、藤田学博士(現 SMC テック(株))、春日昭夫博士、石井祐二氏(現 ファイベックス(株))、石井精一氏(現 SMC プレコンクリート(株))、藤原保久氏、室田敬博士、梅津健司博士、浅井洋博士、中村

收志博士, 安藤直文氏, 永元直樹博士, 西尾新一氏をはじめとする三井住友建設株式会社の上司および諸先輩, 同僚の方々には, 入社以来, プレストレストコンクリート橋の設計, 施工に関する最前線の技術, 情報をご教示賜り, 本研究の維持管理においても多大なご指導, ご支援を賜りました. また, 湯浅香織氏には, とともに現場検証や室内実験を繰り返し, 本研究全般にわたり, ご協力をいただきました. ここに, 謹んで感謝申し上げます. 昨年 4 月に急逝されました益子博志氏には, 入社以来, 常に厳しいご指導とともに暖かい言葉で励まされ, どうにかここまでやってこれました. 博士論文の執筆が遅れ, この完成をご報告できなかったこと, くれぐれも悔やまれます. 心からご冥福をお祈り申し上げます.

最後になりますが, 今まで著者を温かく見守り続けてくれた家族に感謝の意を表し, 謝辞といたします.

2021 年 7 月

神戸大学大学院博士論文「プレストレストコンクリート橋の維持管理を合理化するための点検・診断手法に関する研究」全 179 頁

提出日 2021 年 7 月 16 日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ Kernel にて掲載される場合, 掲載登録日(公開日)はリポジトリの該当ページ上に掲載されます.

© 玉置 一清

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます.