

高速道路におけるコンクリートのASR調査診断技術 と舗装の耐久性向上に関する研究

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 公開日: 2017-10-05 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 小松原, 昭則, Komatsubara, Akinori メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/2297/42364

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial-ShareAlike 3.0 International License.



博 士 論 文

高速道路におけるコンクリートのASR調査診断技術と
舗装の耐久性向上に関する研究

金沢大学大学院自然科学研究科
環境科学専攻
環境創成講座

学 籍 番 号	1223142005
氏 名	小松原 昭則
主任指導教員名	鳥居 和之
提 出 年 月	平成27年1月

高速道路におけるコンクリートの ASR 調査診断技術と 舗装の耐久性向上に関する研究

目 次

第 1 章 序 論

1.1 研究の背景と目的	1
1.1.1 アルカリシリカ反応 (ASR) によるコンクリート構造物の劣化	1
1.1.2 高速道路の舗装の耐久性向上	4
1.2 アルカリシリカ反応	4
1.2.1 アルカリシリカ反応の分類	4
1.2.2 アルカリシリカ反応のメカニズム	5
1.2.3 アルカリシリカ反応と岩石の分類	6
1.3 反応性骨材の種類と特徴	8
1.4 舗装の診断と補修	11
1.4.1 アスファルト舗装の診断と補修	11
1.4.2 コンクリート舗装の診断と補修	12
1.4.3 連続鉄筋コンクリート舗装	16
1.5 本論文の構成	16
【参考文献】	18

第 2 章 高速道路における ASR の調査診断

2.1 概説	20
2.2 調査概要	20
2.2.1 調査対象構造物	20
2.2.2 試験の概要	21
2.3 構造物の ASR 劣化度と岩石学的特徴	22
2.4 偏光顕微鏡によるコア薄片の観察結果	27
2.5 コンクリートのアルカリ量の測定結果	29
2.6 コアの残存膨張性試験の結果	30
2.7 コアの圧縮強度および静弾性係数	34
2.8 EPMA による ASR ゲルの化学組成分析	36
2.9 まとめ	39
【参考文献】	40

第 3 章 ASR により鉄筋破断が発生した RC 橋脚の詳細調査

3.1 概説	42
3.2 橋脚コンクリートの劣化および鉄筋の損傷状況	42
3.3 調査結果と考察	44
3.3.1 粗骨材の岩種構成率	44

3.3.2	偏光顕微鏡による劣化度の観察	46
3.3.3	塩分およびアルカリ量の測定結果	47
3.3.4	コアの促進養生試験の結果	48
3.3.5	コアの圧縮強度および静弾性係数試験の結果	48
3.3.6	実 RC 橋脚の鉄筋応力度の測定結果	48
3.3.7	鉄筋の品質確認の結果	50
3.4	ASR によるひび割れの発生過程と鉄筋の破断	53
3.5	まとめ	54
	【参考文献】	55

第4章 高速道路のASR補修工法の効果の評価

4.1	概説	56
4.2	調査対象の構造物の概要	56
4.3	各種試験方法の概要	57
4.3.1	粗骨材の岩種面積率の算出	57
4.3.2	コンクリートのアルカリ量	57
4.3.3	コンクリートの塩化物イオン量	57
4.3.4	コアの残存膨張性試験 (NaOH 溶液浸漬法)	57
4.3.5	コアの偏光顕微鏡による薄片観察	57
4.3.6	コアの EPMA による元素マッピング	60
4.3.7	構造物中の鉄筋のひずみ測定	60
4.4	NaOH 溶液浸漬法によるコアの残存膨張性の評価手法	60
4.5	表面被覆工法および連続繊維シートの経時変化とコアによる 残存膨張性の評価との関係	60
4.6	表面含浸材の性能評価とコアによる残存膨張性との関係	64
4.7	断面修復の経時変化とコアによる残存膨張性の評価との関係	68
4.7.1	ポリマーセメントモルタルによる断面修復	68
4.7.2	コンクリート巻立てによる断面修復	71
4.8	まとめ	74
	【参考文献】	75

第5章 高速道路の連続鉄筋コンクリート舗装の温度応力の解析と設計法

5.1	概説	76
5.2	コンクリート舗装の温度応力	76
5.3	温度ひずみの測定	78
5.4	平均成分	84
5.5	そり成分	86
5.6	温度応力式の検討	90
5.7	まとめ	92
	【参考文献】	93

第6章 結 論

6.1 本研究のまとめ 94

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

わが国では、近代以降の産業基盤づくり、戦後の国土復興、生活水準の確保などのさまざまな時代背景を受け、社会基盤施設や住宅などに代表される社会資本の整備が一貫して進められてきた。これらのうち、高度経済成長期を中心に建設された大量の社会資本は老朽化が認められ、ここ数年のうちにその更新時期を迎えることが予想される。一方で、国際化、高度情報化、少子高齢化などに代表されるように社会的・経済的状况は大きく変貌し、財政問題や環境問題が深刻化していくなかで国力を維持していくためには、従来のスクラップ・アンド・ビルド指向型社会からストック循環指向型社会への移行が求められている。そのため、これまでに蓄積されてきた膨大な社会資本の効果的な運用と適切な維持管理は極めて重要な課題であるといえる。

1.1.1 アルカリシリカ反応 (ASR) によるコンクリート構造物の劣化

ASR によるコンクリート構造物の劣化事例は、1970 年代以前には、東北地方、中国地方などで 2, 3 の報告があった。しかし、ASR は全国的な問題としては捉えておらず、一部の研究者を除いて、ASR 問題は潜在化していた。その後、1980 年頃に阪神地区の橋脚にて ASR が発見されると、ASR 問題は北陸、中国・四国、九州などの各地方に波及していった。当時の構造物は建設後 10~15 年程度のもものが多く、骨材はほとんどが安山岩 (火山岩) の碎石であった。また、チャートや珪質粘板岩 (堆積岩) による ASR 劣化も東海地方などで発見された。これらの問題を契機にして、建設省総合技術開発プロジェクトおよび日本コンクリート工学協会のアルカリ骨材反応調査研究委員会による全国的な調査が始まり、ASR による劣化を受けた構造物はわが国の幅広い地域に分布しており、反応性骨材も火山岩、堆積岩および変成岩を起源とする多種多様な岩種のもものが存在することが明らかになった。同時期に、ASTM C289 (化学法) および ASTM C227 (モルタルバー法) を参考にして、骨材の ASR 試験法 (化学法 (現在の JIS A1145-2001) およびモルタルバー法 (現在の JIS A1146-2001)) がわが国でも規格化された。また、建設省総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」が刊行され、骨材の ASR 試験法や ASR に対する抑制対策とともに、ASR 劣化構造物の調査・診断、補修・補強方法なども提案された。

1990 年代以降は、ASR 問題は解決されたものとして、ASR に関する関心は研究者、技術者から次第に薄れていった。また、骨材の ASR 試験法の普及により、反応性骨材が排除されるとともに、ASR のもう一つの要因である、セメントのアルカリ量も粘土原料の選別により低アルカリ形のレベルである 0.6% 程度まで減少していった。これらの対策が効果を発揮して、ASR 抑制対策の確立以後、新設構造物での ASR の発生は確実に少なくなってきた。一方、1970 年代、1980 年代に建設された ASR 劣化構造物では、経年劣化の進行とともに、表面塗装による補修が実施されたが、外部からの水分を遮断しても ASR の進行を完全に停止させることができず、再劣化を生じるものが現われてきた。ASR に対する補修工法の確立は現在でも未解決な問題であると言える。

わが国の ASR 発生地域と反応性骨材について見てみると、堆積岩、変成岩などの事例も

一部にはあるが、中新世以後に生成した、比較的新しい火山岩（安山岩、流紋岩など）によるものが多く、深成岩や半深成岩による ASR の事例は報告されていない。わが国における火山岩（安山岩、流紋岩など）の分布状況は、岩石の種類や生成年代が記載された日本地質図などによれば、全国のほぼすべての地域に ASR を発生させる火山岩の岩体が幅広く分布している。ASR の発生は昭和 40 年代や 50 年代の構造物に多くみられるが、ASR の発生地域は川砂、川砂利中に火山岩が混入しているか、または砕砂、碎石として火山岩を使用してきた地域である、と言える。コンクリート用骨材は輸送コストを低減するために産出地域で使用されてきたことから判断すると、本来、ASR の発生地域は火山岩の岩体分布状況と一致しているはずである。しかし、これまで ASR が報告されている地域は、北陸、東海、近畿、中国・四国、九州などの西日本に偏っており、関東、東北、北海道などの東日本での報告は少ない。この理由としては、構造物の ASR 調査が一定の判断基準で実施されていないことや、東北や北海道では凍害と ASR との区別が明確にされていないこと、が挙げられる。これらを裏付けるものとして、国土交通省による骨材の全国的な調査（平成 15 年）では、細骨材の約 9%、粗骨材の約 15%が、化学法により「無害でない」と判定されており、「無害でない」と判定される骨材が全国各地に存在することが確認されている。したがって、反応性骨材および ASR 劣化構造物の実態を把握するための調査を継続し、各地域の骨材がどのような使用・環境条件の下で実際に ASR が発生しているかを明らかにしていくことが重要である。

1980 年代に顕在化してきた ASR によるコンクリート構造物の劣化は、当初、鉄筋が適切に配置されている場合には、ASR によって生じたコンクリートのひび割れの進展を鉄筋が拘束するため、コンクリートの耐荷力に影響しないとされてきた^{1)・2)}。しかし、ASR が進行し、著しいコンクリートの膨張が生じると、コンクリートの強度の低下や鉄筋とかぶりとの付着力の低下、鉄筋の破断が生じることが明確になってきた。特に鉄筋の破断が起きるとコンクリートに対する拘束効果が発揮されないため、耐荷性や耐震性が大きく低下することが明らかになってきた²⁾。このため、ASR によって劣化したコンクリート構造物は十分に機能を発揮できない可能性が高まることから、構造物の安全性能の確保が懸念されている。

これまで国内各地の ASR による鉄筋破断に関して種々の調査が行われており、マクロ的な破断形態は、いずれも引張試験時に見られる伸びや絞りがなく、脆性的に破断していると報告されている。鉄筋の破断原因として、鉄筋の曲げ加工部を起点に破断していることから、曲げ加工時の微細なき裂の発生や固溶 C,N によるひずみ時効硬化の影響が報告^{2)・3)・4)}されている。また、鉄筋の一部が腐食されていることから、応力腐食割れ³⁾、水素脆化による割れ^{3)・5)}が関与している可能性も指摘されているが、ASR による鉄筋の破断メカニズムは必ずしも明確になっていない。ASR 劣化の生じた道路橋などの維持管理技術、補修・補強工法を確立するためには、鉄筋の破断機構を明確にする必要がある。

一方、ASR に対する補修は、塩害や中性化による鉄筋腐食や凍結融解、化学的浸食など、外部からの要因で生じる劣化現象とは補修における、基本的な考え方が相違している。すなわち、ASR に関与する反応性骨材、アルカリおよび水分の中で、コンクリートの要因として不可欠なものは反応性骨材であるが、それ以外のアルカリや水分はもともとコンクリートにも存在するし、外部の環境からも供給される。したがって、表面被覆などで、外部

からの水分やアルカリを遮断しても、コンクリート内に ASR を進行させるのに十分な水分やアルカリが存在する時には、ASR の進行を完全に停止することはできないのが実状である。ASR に対する補修では、このことを十分に理解しておくことが必要である。

ASR による損傷を受けたコンクリート構造物の補修技術としては、ひび割れ注入、断面修復、表面被覆などが一般的である。従来、ASR に対する補修では、外部からの構造物へ水やアルカリが供給されなくなるようにすることが基本とされてきた。このため、昭和 60 年代以後、コンクリート構造物の ASR の進行状況とは関係なく、ひび割れ追従性のよい塗膜（ASR 仕様）を使用して表面被覆を実施してきた経緯があった。しかし、北陸地方や山陰地方での補修の実態調査では、5 年以内の比較的早期に塗膜が劣化している事例が多く見つかり、表面被覆による補修が大きく見直されている。

表面被覆材に要求される性能には、①耐候性、②耐アルカリ性、③コンクリートとの付着性、④耐中性化、⑤酸素遮断性、⑥耐凍結融解抵抗性、⑦遮塩性、⑧ひび割れ追従性、⑨耐水性、⑩水蒸気透過性などがある。これらの中で、ASR 損傷構造物の補修に特に重要になるのは、⑧ひびわれ追従性、⑨遮水性、⑩水蒸気透過性である。この他に、塗膜とコンクリートとの付着性が長期にわたってコンクリートを保護するために必要な性能であり、「膨れ」、「はがれ」などの塗膜の変状を少なくするためにも重要である。

屋外にある土木構造物（橋脚や橋台）のように、コンクリートの含水率が常に高い場合には、遮水性能がある表面被覆を実施しても内部の水分のみで、ASR が進行し、塗膜が再劣化する可能性がある。これに対して、シラン・シロキサン化合物のように、主として撥水性能に期待する表面処理は、コンクリートからの水分逸散が期待できるような環境条件であれば、ASR に対する抑制効果が期待できる。シラン・シロキサン化合物は、施工が簡単であることから注目されているが、撥水材の品質のばらつきが大きいのも事実であり、表面に形成される撥水層の厚さとその経年劣化の性状を把握して、適切な撥水材を選定することが肝要である。

高速道路における ASR によって劣化した構造物の補修は、1988 年からひび割れ注入と表面被覆を実施してきた。しかし、補修後数年で表面被覆材にひび割れやふくれが発生することが多くあり、コアによる残存膨張性の評価と現場での ASR による劣化の実態が相違する結果であった⁶⁾。そこで、1998 年頃からコアによる残存膨張性の評価手法として外部からアルカリを供給する NaOH 溶液浸漬法を採用している⁷⁾。この試験法では、多数の構造物よりコアを採取し、コアの膨張率と試験日数の関係を検討した結果から閾値（試験日数 21 日での膨張率 0.1%以上の場合「残存膨張性あり」）を設けることで、現場での ASR による劣化の実態と継続調査による構造物でのひび割れの挙動との関係がほぼ一致することができた。また、NaOH 溶液浸漬法の特徴として含有する反応性骨材が多くなるほど膨張率が増加し⁸⁾、ASR が進行した場合、「NaOH 溶液浸漬法によるコアの膨張率」が低下する傾向を示すことがわかってきた⁹⁾。また、本試験は温度依存性が高く、80℃で養生することで通常反応しない岩種でも ASR が発生することも確認されている¹⁰⁾。しかし、同一の構造物に NaOH 溶液浸漬を定期的実施することによって ASR 挙動、すなわち収束や継続の方向性を判断できる可能性が確認されている⁹⁾。

その一方で、2001 年から、第 3 者に対するコンクリート片のはく落防止や鉄筋の腐食抑制を目的として、ひび割れ注入と表面被覆工法、断面修復工法、コンクリート巻立てなど

による第2次補修が実施されてきている¹⁰⁾。これらの補修材料の中には数年でひび割れが発生したものもあれば、10年経過後も健全な状態を保っているものもある。したがって、構造物における残存膨張性の傾向やコンクリート性状を把握することによって、構造物に適合した補修工法や材料を選定できる可能性があると考えられる。

本研究では、北陸自動車道のコンクリート構造物のASR劣化過程について、反応性骨材の岩石・鉱物学的特徴とその分布をもとにした耐久性診断、ASRによって鉄筋破断したRC構造物のコンクリートおよび鉄筋の詳細調査から鉄筋破断に至った経緯の検証、さらに、ASRの補修工法について、コンクリートのASR膨張の継続性を把握するとともにアルカリ量や岩石・鉱物学的な知見から、コンクリートの性状を確認することにより、北陸地方の高速道路のASR構造物を維持管理する上で必要とされる補修工法の適合性を提案することを目的とした。

1.1.2 高速道路の舗装の耐久性向上

高速道路の舗装は現在アスファルト舗装が主流である。アスファルト舗装の損傷にはわだち掘れに代表される機能的な損傷と路盤や路床の損傷を原因とする構造的損傷に大別される。新東名や新名神を建設するにあたり、後者の構造的損傷のリスクを低減し高い耐久性と走行の安全性・快適性を求めた。そこで、新たな舗装構造として連続鉄筋コンクリート舗装版をベースとし、表層にアスファルト混合物を施工するコンポジット舗装を採用した。しかし、このコンポジット舗装は当時明確な構造設計法がなかったことから、その設計法の開発が急務であった。

本研究では、高速道路の舗装に関して、コンポジット舗装のベースとなる連続鉄筋コンクリート舗装について、コンクリート版に発生する温度応力について検討し、温度応力算定式を開発することを目的としている。

1.2 アルカリシリカ反応

1.2.1 アルカリシリカ反応の分類

アルカリ骨材反応は反応のメカニズムおよび反応骨材の種類に基づき、アルカリシリカ反応(Alkali-Silica Reaction, ASR 略記)およびアルカリ炭酸塩岩反応(Alkali-Carbonate Reaction, ACR 略記)に分類される。さらに、ASRは早期膨張型ASRと遅延膨張型ASRとに細分化される¹¹⁾。

(1)アルカリシリカ反応

① 早期膨張型ASR

早期膨張型ASR(classical ASR)は、高い反応性のシリカ鉱物であるオパール、クリストバライト、トリディマイトおよびシリカを含有した火山ガラスによって引き起こされる典型的なASRである。これら鉱物の反応性は、従来行われている化学法およびモルタルバー法によって診断することができる。日本、ニュージーランド、アメリカ西海岸、アイスランドといった環太平洋地帯や活火山地帯では、新生代の火山岩やシリカ質堆積岩が広範囲にわたって分布している。また、これらの反応性鉱物は年代の若い地層に分布しているが、古い地層中においては反応性の低い石英に再結晶化されている場合もある。

② 遅延膨張型ASR

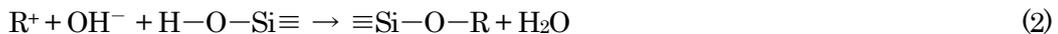
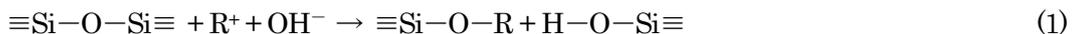
遅延膨張型 ASR (late expansive ASR) は、堆積岩や変成岩中に含まれる隠微晶質石英 (潜晶質石英) により引き起こされる。カナダ東部、アメリカ西部、イギリス、ノルウェー、スウェーデン、南アフリカ、インド、オーストラリア、ブラジルといった大陸地域では先カンブリア時代後期および古生代の数種の堆積岩 (硬砂岩、シルト岩、粘土質岩、不純物の入った石灰岩)、火成岩 (ひずみを生じた花崗岩、不透明な流紋岩) および変成岩 (板岩、千枚岩、珪岩、片麻岩) 中に隠微晶質石英 (潜晶質石英) が含まれている。遅延膨張型 ASR は、促進モルタルバー法 (CSA A23.2-25A) やコンクリートバー試験 (CSA A-23.2-14A) によって判定される。

(2)アルカリ炭酸塩岩反応

炭酸塩岩の反応は主に、①ドロマイト質の石灰岩のドロマイトの分解反応によって生じる ACR, ②ドロマイトを含まない石灰岩の反応リムを生じる ACR, ③様々な炭酸塩岩の ASR, の 3 種類に区分される。しかし、炭酸塩骨材は高い屈折率をもつ細粒な組織であるため、これまでの研究や診断の方法論では不確実な部分が多くあった。そのため、ドロマイト質骨材の ACR 膨張機構については議論の余地が多く残っており、1992 年には Katayama によって¹²⁾ドロマイト質骨材の膨張は偏光顕微鏡で観察できない隠微晶質石英による ASR である可能性があることが指摘された。その後の分析機器の発達に伴い、ACR に関する詳細な研究が行われ、これまで ACR と考えられてきた劣化は ASR に帰結するという結論が導き出された¹³⁾。

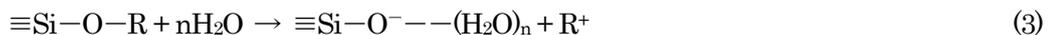
1.2.2 アルカリシリカ反応のメカニズム

アルカリシリカ反応は、骨材中の反応性シリカ鉱物と水酸化アルカリを主成分とするコンクリート中の細孔溶液との反応である。反応性骨材に含まれる結晶シリカや無定型シリカなどのシリカ粒子は、水酸化ナトリウム溶液中においてシリカ粒子の表面や内部の空隙の水素イオンを中和する反応を生じる。さらに、水酸化ナトリウム溶液の濃度が十分高い場合には、この中和反応に引き続き、シリカ内部の Si-O-Si 結合を切断し、シリカ粒子の構造を弛緩させ、アルカリシリケート (ASR ゲル) を生成する。



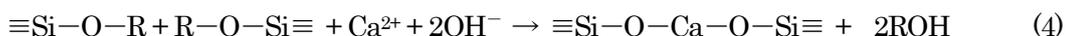
※ ここで R は Na または K

アルカリシリケート (ASR ゲル) には吸水性があり、コンクリート中の水分を吸収することにより膨張し、ひび割れなどの種々の劣化を生じる。



※ ここで n はシリケートアニオンの水和度

また、セメントペーストから供給される Ca と反応してライム-アルカリ-シリケートを生成する。



これらの反応機構から、反応性のシリカ鉱物もしくはガラス質物質、空隙水の高い OH⁻ 濃度、反応場となる水の 3 つがなければ ASR は進行しないと考えられている。

コンクリート中の空隙水の OH⁻、すなわち pH はセメントからの可溶性アルカリと水量によって決定され、アルカリイオン濃度にはほぼ比例して上昇する。可溶性アルカリは Na⁺

+OH⁻として空隙水中に存在するため、アルカリ量を制御することがASR抑制には必要不可欠である。長期的には、セメントの水和により可溶性アルカリが増加し、自由水が減少していくので、空隙水はpH=13.5程度の高アルカリ性を示すようになる。

シリカ表面のOH⁻が中和されても、NaOHがまだ十分に存在すれば、さらに内部のSi-O-Si結合が切断される。このような継続的なシリカの溶解によって、アルカリイオンは骨材が反応して生成したASRゲルやセメント水和物であるC-S-Hの遊離したシラノール基(Si-O⁻)、もしくはOH⁻によってSi-O-Siの結合が加水分解されて生成したシラノール基との相互作用によって緩く吸着される。これらが持続的に生じることで空隙水でのアルカリイオン濃度が低下し、それに伴ってpHも低下する。この反応によってASRは長期的には収束する。外部からアルカリの供給がある場合、もしくは骨材からのアルカリ溶出がある場合、長期にわたり空隙水のpHが高く維持されるため、継続的にASRが進行すると予想される。

1.2.3 アルカリシリカ反応と岩石の分類

天然に産出する鉱物の集合体を岩石といい、構成鉱物の種類と量比によって岩石が分類されている。岩石学の進歩とともに岩石の分類方法や命名方法が変更され、非常に多くの細分化された岩石名が用いられている。建設用の骨材は粗骨材と細骨材に区分され、それぞれの品質に関する基準がある。しかし、天然骨材を供給する側では、骨材の採取に関し、砕石法、鉱業法および砂利採取法の3つの法律によって規定されている¹⁴⁾。採石認可においては、これらの法律に基づき岩石名が命名されるが、岩石名が正しいかどうかは判定されない場合が多く、実際の岩石名と認可岩石名が全く異なる場合があることが問題である。また、岩石名の命名には古い命名法によるものが残っており、現状には合致していない部分もある。骨材の記載・分類にはシリカ鉱物などの含有状況を推定しやすい岩石名であること、また採掘認可申請時に最も適切な命名が可能な岩石名であることが必要である。岩石はその生成過程の種類により大きく3種(火成岩、堆積岩、変成岩)に分類することができ、この分類がコンクリート工学の立場から妥当であると考えられる。以下にその分類を示す。

(1)火成岩

火成岩は、高温の珪酸塩溶融体(マグマ)が固結して形成された岩石である。マグマの固結した場所(深さ)や冷却速度により結晶の大きさや組織が異なり、化学組成と鉱物の組合せおよび岩石の組織に基づき火山岩、半深成岩、深成岩に分類される。

① 火山岩

マグマが地表に噴出するか地表に極めて近い部分で急冷され固結した岩石である。大きな結晶(斑晶)と小さな結晶やガラス(石基)から構成される。流紋岩、安山岩、玄武岩がその代表的な例であり、凝灰岩(火山砕屑岩)を加えることもある。火山岩はとくにASRの反応例が多い。火山岩のうちシリカの含有量の多い流紋岩・デイサイト・安山岩はとくにアルカリシリカ反応性が顕著である。これは、石基中に含まれるクリストバライト、トリディマイト、火山ガラスによる。

② 半深成岩

火山岩と深成岩の生成条件の中間の条件で冷却固結して生成された岩石である。大きな結晶とやや小さな結晶から構成される。斑岩、玢岩、輝緑岩などがその例である。アルカリシリカ反応性が認められることは少ない。

③ 深成岩

マグマが地下深くで、ゆっくり冷却固結した岩石である。大きな結晶（斑晶）だけから構成される花崗岩、閃緑岩、斑レイ岩、橄欖岩などがその例として挙げられる。アルカリシリカ反応性が認められることは少ない。

(2)堆積岩

堆積岩は、砂、粘土、海棲生物の遺骸などが海底または湖底に体積し、個結して形成された岩石である。砂質堆積物が固結した岩石、泥質堆積物が固結した岩石、礫質堆積物が固結した岩石、炭酸塩岩や火山砕屑岩に分類される。

① 泥質堆積岩

泥質堆積岩は泥質岩ともいい、主要構成粒子の粒径が 0.062mm 以下の泥粒子の集合からなる岩石である。硬さや割れ方などから泥岩、頁岩と呼ばれ、泥質岩が変成作用を受けて形成される粘板岩や千枚岩も泥質岩に含めて呼称する場合がある。また、泥質岩中でシリカ鉱物をとくに多く含む場合は、珪質頁岩、チャートと呼ばれ、オパール-CT や微細な石英を多く含むため、著しいアルカリシリカ反応性を持つ。また、生物起源のシリカを含む泥質堆積物では、続成変質作用によってシリカはオパール-A からオパール-CT、さらには石英へと変化し、各鉱物相の存在がアルカリシリカ反応性を高めている。ただし、変成作用によって石英粒径が大きくなり、結晶度が良くなった場合、その反応性は減少する。

② 砂岩

砂岩は砂質岩ともいい、主要構成粒子の粒径が 0.062mm~2mm の砂粒子からなる岩石である。堆積した環境により砂粒子の大きさ、砂粒子間を埋める基質の量比、砂粒子の円磨度が異なり、0.062mm 以下の粒子が含まれることも多いため、微細な石英が含まれる可能性がある。また砂粒子の供給原によって、粒子の種類も異なり、クリストバライトなどの反応性鉱物が含まれる可能性がある。

③ 礫岩

礫岩は礫質岩ともいい、主要構成粒子の粒径が 2mm 以上の礫の集合からなる岩石である。堆積した環境により、礫の大きさ、礫と礫間を埋める基質の量比、礫の円磨度は異なり、また礫の種類も異なるため、砂岩同様、反応性鉱物を含む可能性がある。

④ 炭酸塩岩

炭酸塩岩は石灰質な岩石のことで、石灰岩（石灰石）、苦灰岩（ドロマイト）、泥灰岩などに分類される。石灰岩は主に方解石（ CaCO_3 ）からなる岩石で、石灰質な殻を有する海生動物や石灰藻などが堆積してできた岩石である。しかし、堆積後に再結晶化が進行し組織が変化するため石灰岩の分類はやや複雑である。ドロマイトは苦灰岩（ $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ ）を主とする岩石で、その多くは石灰岩が続成作用などによって Mg に富む炭酸塩岩に変化したものである。ASR に関しては、微細なドロマイト結晶の存在や微細なシリカ鉱物の存在には注意が必要である。これまで、カナダやいくつかの国に参する特定のドロマイト質石灰岩はアルカリ炭酸塩岩反応を生じるとされてきたが、近年では、この反応は微細な石英による ASR 膨張が原因であるとされている。

⑤ 火山碎屑岩

火山碎屑岩は、噴火にともなう火砕流や降下火砕堆積物が固結した岩石である。一般的には粒径と含まれる岩石の種類や量比により細分され、凝灰岩や輝緑凝灰岩がこれに相当するが、分類によってはこれらを火山岩とする場合もある。火山岩と同様にクリストバライト、トリディマイト、火山ガラス、あるいは微細な石英を含むことから反応性は顕著である。

(3)変成岩

変成岩は、火成岩、堆積岩が熱、圧力、応力などの影響により変化・生成された岩石である。加わった温度・圧力の程度と変成作用を受ける前の岩石の種類（原岩）により区分される。

① 接触変成岩

接触変成岩は、既存の岩石が火成岩の貫入により熱せられて変成した岩石である。原岩が泥質岩、砂質岩の場合は黒雲母ホルンフェルス、黒雲母堇青石ホルンフェルスなど、火山岩の場合は角閃石ホルンフェルス、透輝石角閃石ホルンフェルスなど、石灰石の場合は結晶質石灰岩あるいは大理石、チャートの場合は珪岩と呼称される。大理石の多くを除いて、反応性を有する微細な石英を含むことが多い。

② 広域変成岩

広域変成岩は、既存の岩石が地下深くにもたらされて熱と圧力の影響を受けて変成した岩石である。原岩が泥質岩の場合は粘板岩、千枚岩、泥質片岩、砂質岩の場合は低度変成作用を受けた砂岩や凝灰岩、砂質片岩、石英片岩など、火山岩の場合は低度変成作用を受けた火山岩、緑色片岩、角閃石片岩、角閃岩などと呼ばれる。また、石灰石の場合は結晶質石灰岩あるいは大理石、チャートの場合は珪岩、石英片岩と呼称される。微細な石英を含むことが多く、これらの変成岩がさらに圧砕を受け、マイロナイトやカタクレーサイトとなると微細な石英が多く生成する。

1.3 反応性骨材の種類と特徴

ASR を発生させる鉱物は、微小石英、クリストバライト、トリジマイト、玉髄、オパールならびにガラスがある。国内で確認されたアルカリシリカ反応によりコンクリート劣化の原因となった骨材は、上記の鉱物のうち、ガラス・微小石英、クリストバライトおよびトリジマイトが多い。ASR に関係する反応性鉱物と鉱物的特徴を表-1.1 に示す¹⁵⁾。岩石中の鉱物で水酸化アルカリ (NaOH および KOH) からなる、高いアルカリ性の水溶液と反応性し、ASR を発生させるのは、無定形または不安定なシリカ鉱物 (オパール、クリストバライト、トリジマイトなど)、結晶性の石英であっても微細な結晶粒や歪んだ結晶格子をもつもの (隠微晶質石英、玉髄など) であり、これら以外にシリケート鉱物 (雲母、バーミキュライトなど)、火山ガラス (非晶質ガラス) などがある。片山^{16)・17)}は、ASR が発生した構造物に使用された岩種のコンクリート研磨薄片を鉱物顕微鏡により詳細に検討している。反応を有する岩種として以下ものが挙げられる (写真-1.1 参照)。

① オパールを含有する岩石

日本におけるオパール質の頁岩とオパール質の火山岩は、中新世の後半から鮮新世にか

表-1.1 アルカリシリカ反応に関わる反応性鉱物の種類¹⁵⁾

鉱物	化学組成	安定な鉱物	反応性鉱物	(反応性鉱物の補足説明)
〈シリカ鉱物〉 石英	SiO ₂		〈特殊な石英〉 隠微晶質石英 玉髄質石英 玉髄 歪んだ石英	微細な石英(例えば 5μm 以下)の集合体 繊維状, 針状, 網目状などの石英の集合体 繊維状石英と非晶質シリカの集合体 結晶格子の歪んだ石英粒子(波動消光を示す)
クリストバライト トリジマイト オパール	SiO ₂ SiO ₂ SiO ₂ ・nH ₂ O	β型(高温) β型(高温)	α型クリストバライト α型トリジマイト オパール 結晶相を伴うオパール	低温で生成したクリストバライト 低温で生成したトリジマイト 非晶質シリカ(鉱物粒子間を充填する) オパールの一部が結晶化(クリストバライト, トリジマイトなどに变化している)
〈ガラス〉 火山ガラス 骨材に含有するガラス相	ガラス (非晶質)	塩基性の ガラス	酸性または中性の ガラス	ガラス(非晶質)は結晶性の鉱物ではないが便宜的に鉱物として分類されることが多い。マグマが急冷してできた岩石のガラスである。

けてのグリーントフ地域に存在する。オパールは続成作用や熱水変質作用を受けて生成され、もともとアルカリシリカ反応性が高い鉱物であり、5~10%の置換率でペシマム混合率を有する。

② 安山岩および石英安山岩

結晶質の火山岩は、石英の含有率により、玄武岩(5% < 石英)、安山岩(石英 5-20%)、石英安山岩(石英 20-35%) および流紋岩(35% > 石英)に分類され、それらの岩石には、反応性鉱物として、クリストバライト、トリジマイトが存在する。急冷した火山岩は、過剰なシリカ鉱物が、ガラスに入り込み、火山ガラス(SiO₂ > 65%)ではASRが顕著である。また、反応性の流紋岩質ガラス(SiO₂ > 70%)は、玄武岩、安山岩、石英安山岩および流紋岩に存在する。

オパール、クリストバライトおよびトリジマイトは、反応性が高く、モルタルバーによる試験でペシマム混合率が存在し、化学法(ASTM C 289)では、「潜在的に有害」に属する。クリストバライトやトリジマイトを含有する明るい色の結晶化した火山岩は、20%未満の含有率でペシマム混合率が存在し、暗い色を呈するガラス質の岩石や流紋岩質ガラスを部分的に含有する岩石は、ペシマム混合率が明確でない。化学法(ASTM C 289)の結果、「潜在的に有害」と判定された骨材は、非反応性の骨材と混合し、ペシマム混合率にてASRを確認する必要がある。

③ 流紋岩

流紋岩には、安山岩と同様にクリストバライト、トリジマイトおよび火山ガラスが含まれる。一方、隠微晶質石英を含有する流紋岩は、現行の化学法(JIS A 1145-2001)およびモルタルバー法(JIS A 1146-2001)では「無害」と判定される。また、微晶質石英を含有する流紋岩は、遅延型膨張のASRを発生させ、この骨材を評価する試験法が必要である。

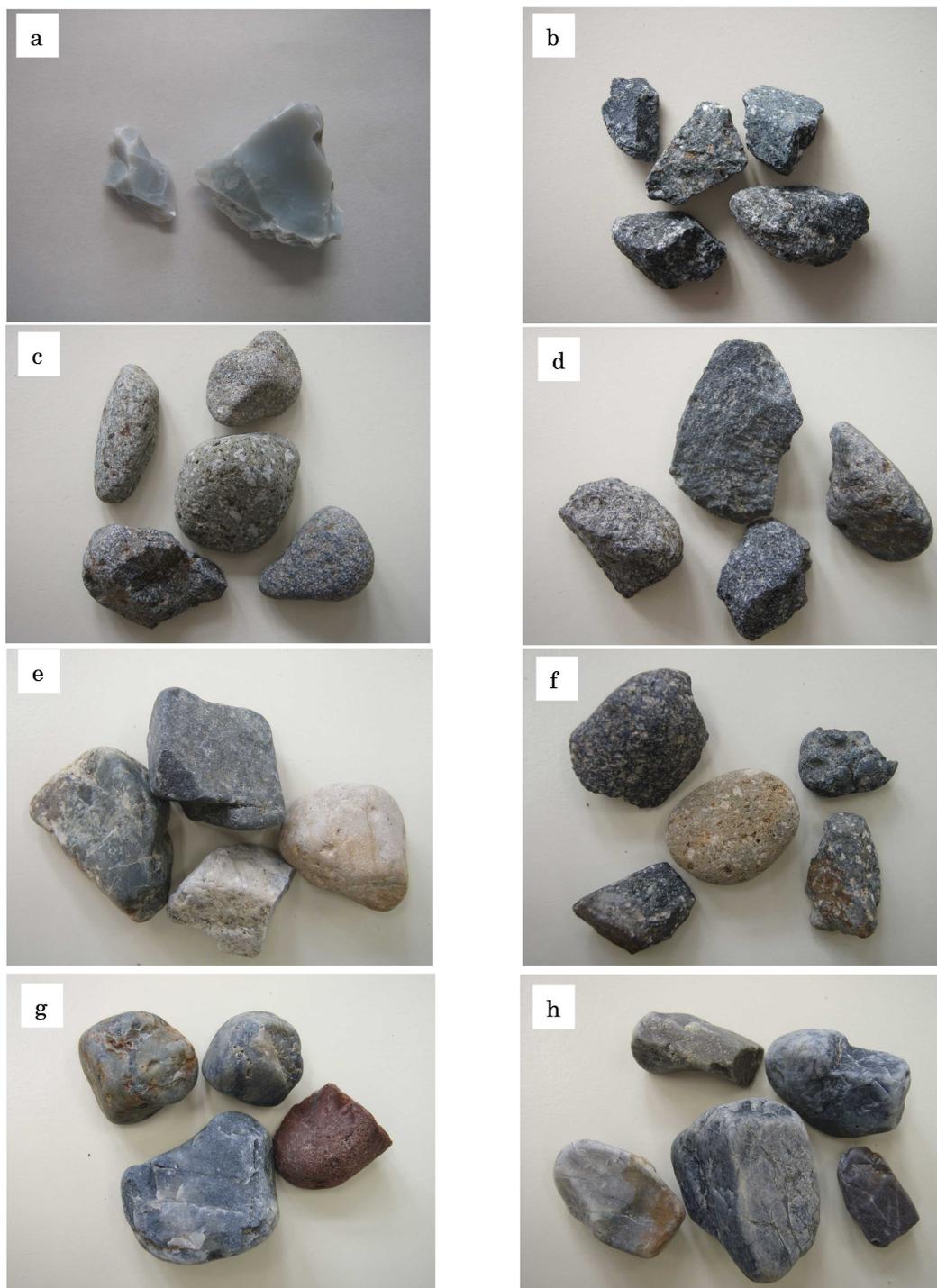


写真-1.1 主な反応性骨材（川砂利）¹⁸⁾

(a) オパール（石川県 小松市 赤瀬産）

(c) 安山岩（福井県 九頭竜川産）

(e) 流紋岩（富山県 庄川産）

(g) チャート（長野県 千曲川産）

(b) 安山岩（富山県 神通川産）

(d) 石英安山岩（福井県 九頭竜川産）

(f) 流紋岩（長野県 千曲川産）

(h) チャート（新潟県 胎内川産）

④ チャート

チャートは、堆積岩の一種で、大洋で浮遊生活をしていた放散虫（原生動物の一種）が1000年に数 mm という非常にゆったりと海底に堆積して固まってできた岩石である。チャートの大部分は、古生代から中世代によるものであり、隠微晶質および微晶質石英が混合して形成され¹⁹⁾、モルタルバー法（JIS A 1146-2001）により、非反応性の骨材に対するチャートの混入率が40～80%でペシマム混合率が存在する²⁰⁾。

1.4 舗装の診断と補修

舗装は大別して、アスファルト混合物を用いたアスファルト舗装と主にセメントコンクリートによるコンクリート舗装がある。前者は敷設が比較的容易で舗装作業開始から交通開放までの時間も短く、また乗り心地も良好で騒音・振動も小さいため現在の日本では主流となっている。短所としては、コンクリート舗装に比べて耐摩耗性に劣り、高温時における車両通過による塑性変形の発生、路床や路盤の経時変化による支持力低下、アスファルトの劣化などによるひびわれの発生などがある。

一方、後者のコンクリート舗装は、施工期間が長くなり養生などに手間が掛かるなど敷設（コンクリートの打設）の難しさはあるものの、アスファルト舗装に比べてたわみに強く耐摩耗性に優れており、場合によっては50～60年も舗装し直さなくて済む例もある。このため、高速道路、臨港地帯のような重車両が頻繁に通行する場所、トンネル内、急傾斜の坂道などといった舗装補修を頻繁に行う事が困難な場所に多く用いられる。

1.4.1 アスファルト舗装の診断と補修

アスファルト舗装では、交通荷重の繰り返しおよびアスファルト混合物の劣化、老化による疲労破壊や混合物の流動や摩耗により、車両の走行性、安全性、快適性が低下する。

アスファルト舗装の損傷は大別して、機能的な損傷と構造的な損傷に区別される。

機能的な損傷とは、わだち掘れや表面的なひびわれなどのような舗装構造の強度低下に起因しない損傷であり、表層のみの損傷にとどまることが多い。しかし、適切な補修を早期に行わず放置すると、気象・交通条件などによりその後の進行度合いに違いはあっても、いずれ基層ないしそれ以下の層に損傷が進行することが多い。機能的な損傷としては、主にわだち掘れ、ひびわれ、すべり抵抗の低下である。

わだち掘れとは、交通荷重の集中により道路横断方向に生じた路面の凹凸をいう。わだち掘れはその発生原因から、流動によるもの、摩耗によるもの及びその両方の要因によるものに分類できる。そのなか、流動及び摩耗のそれぞれの現象が卓越しているものに大別し、流動わだち掘れ及び摩耗わだち掘れと呼ぶ。

ひびわれは、混合物の劣化、老化に起因するものと構造に起因するものに大別されるが、いずれも舗装の耐久性に影響を及ぼす。放置すると、ひびわれが拡大・進行し、雨水の浸入などにより促進され、構造的損傷に至る恐れがある。

構造的な損傷とは、路盤、路床の支持力低下によるひびわれなどのような、舗装体としての構造的な強度低下に起因する損傷で、路盤、路床にまで補修の検討を要する。この損傷は、繰り返し荷重による強度低下、舗装厚及び材料強度の不足、凍上による路盤または路床強度の低下などが原因としてあげられる。また、機能的損傷にあげた、わだち掘れ、ひ

びわれもそのまま放置しておけば長期的には構造的損傷の原因となるものである。構造的損傷は、路盤や路床など下層部の強度低下及び下層部への損傷の進行に起因する 경우가多く、舗装構造の調査結果を踏まえた上で、工法の選定を行う必要がある。

舗装の診断を行うには、まず損傷形態から原因を類推し、それに適した診断手法を選定する必要がある。その種類としては、舗装構造の損傷に対し舗装体の支持力を求めるもの、路面性状（舗装が有すべき機能の低下）を把握するためのもの、混合物の性状を求めるものがある。表-1.2にアスファルト舗装における損傷に対する代表的な診断方法を示す²¹⁾。

損傷形態に応じた各種診断から得られた結果から、補修を必要とする箇所の選定、優先順位付け、工法の選択及び実施時期について、技術的判断を加えながら舗装の評価を行う。

高速道路では、路面の管理水準を一定に保ち良好な道路を確保するために、補修目標値を表-1.3のとおり設定している²¹⁾。補修目標値は、損傷の各項目がこの値に達するまでに補修を行うことが望ましいことを示す値である。なお、ここに示した補修目標値は、道路維持修繕要綱（社）日本道路協会）を一部準用している。

アスファルト舗装の補修の設計は、損傷状態及び既設の舗装設計条件を考慮して、補修工法の選定及び補修断面を決定するとともに、当該箇所の補修に適した材料や混合物を選定する。その設計には、路面の機能向上または回復を目的とした主に表層または表層・基層に関する設計と、舗装構造全体に関する設計がある。補修工法は路面の機能回復に対しては切削オーバーレイ工法、舗装構造に起因する対策としては打換え工法およびオーバーレイ工法が適用されることが多い。

1.4.2 コンクリート舗装の診断と補修

コンクリート舗装では、交通荷重の繰返し及び舗装体の温度変化などにより疲労破壊が生じたり、目地部の破損やひびわれの拡大により供用性が低下したりする。コンクリート舗装の損傷とアスファルト舗装の損傷には、ひびわれ、段差、摩耗など同様な分類をするものがあるが、目地部の損傷や座屈のようにコンクリート舗装に特有のものがある。また、同じ分類をされる損傷でも、発生形態や原因は異なることが多い。さらに、連続鉄筋コンクリート舗装のようにひびわれは破損ではなく構造設計で考慮されているものもあり、各舗装工種の設計を踏まえて損傷を判断する必要がある。コンクリート舗装の損傷の原因は、コンクリート版自体に起因するもの、路床、路盤に起因するもの、及び供用後の交通条件や気象条件など外的な要因に起因するものに分けられる。コンクリート舗装の損傷もアスファルト舗装の場合と同様に機能的な損傷と構造的な損傷に区分できる。なお、双方ともに関与する場合もある。

コンクリート舗装における損傷に対し、その評価に適する代表的な診断方法を表-1.4に示す²¹⁾。FWDによるたわみ測定を実施することで、コンクリート版の荷重分散、路盤の支持力、目地やひびわれ部の荷重伝達、および空洞の有無を評価することが可能であり、コンクリート舗装の損傷状況（健全度）を把握するうえで、有効な診断手法である。

高速道路におけるコンクリート舗装の補修目標値は、基本的にアスファルト舗装に準じるものとしているが、ひびわれ率についてはひびわれ度で行い、その目標値は 20cm/m²としている。

コンクリート舗装の補修については、施工実績がアスファルト舗装に比べ少なくかつコ

表-1.2 アスファルト舗装の損傷別の主な調査方法²¹⁾

損傷の種類		調査の種類			評価に適した主な調査方法
		構造	路面性状	混合物	
わだち掘れ	流動わだち掘れ		◎	○	・路面性状測定車によるわだち掘れ量測定 ・採取コアによる混合物性状（残存空隙率等）確認
	局部流動わだち掘れ		○	◎	・直定規によるわだち掘れ量測定 ・採取コアによる下層のはく離状況の観察 ・水浸マッシュルや水浸圧裂強度等の耐水性試験
	摩耗わだち掘れ		◎		・路面性状測定車によるわだち掘れ量測定
ひびわれ	路盤，路床の支持力低下によるひびわれ	◎	○	○	・路面性状測定車等によるひび割れ率測定 ・FWD 等によるたわみ量測定 ・現場CBR 等の支持力試験
	アスファルト混合物の劣化，老化によるひびわれ		○	◎	・路面性状測定車等によるひび割れ率測定 ・回収アスファルトの性状（針入度・軟化点等）確認
	温度応力ひびわれ		○	◎	・路面性状測定車等によるひび割れ率測定 ・回収アスファルトの性状（伸度・脆下点等）確認
	施工継目部のひびわれ		○		・目視等によるひび割れ測定
	リフレクティブクラック	○	○	○	・路面性状測定車等によるひび割れ率測定 ・FWD 等によるたわみ量測定 ・回収アスファルトや混合物の性状試験
	わだちわれ		○	◎	・路面性状測定車等によるひび割れ率測定 ・FWD 等によるたわみ量測定 ・採取コアによるひびわれ状況の確認 ・回収アスファルトの性状（針入度・軟化点等）確認
	不同沈下によるひびわれ	○	○		・目視等によるひび割れ測定 ・現場CBR 等の支持力試験
平坦性	コルゲーション，くぼみ，より		○	◎	・3m ² プロファイルメータによる測定 ・IRI による測定 ・採取コアによる混合物性状（アスファルト量・残存空隙率等）確認

第1章 序論

損傷の種類		調査の種類			評価に適した主な調査方法
		構造	路面性状	混合物	
その他	ポットホール		○	○	<ul style="list-style-type: none"> ・直定規による径と深さの測定 ・混合物の材料分離やはく離状況の観察 ・採取コアによる密度(締固め度)の確認
	すべり摩擦係数の低下		◎	○	<ul style="list-style-type: none"> ・BPN・DF テスタやすべり測定車による測定 ・グリッドの場合、採取コアによる混合物性状(アスファルト量・残存空隙率等)確認。ポリシングの場合は、粗骨材の磨耗状態の観察
	ボンピング	◎	○	○	<ul style="list-style-type: none"> ・部分切削による下層のひびわれ状況確認 ・FWD 等によるたわみ量測定 ・採取コアによる下層のはく離状況観察
	段差		◎		<ul style="list-style-type: none"> ・水糸等による段差量の測定 (表層のわだちによるものか構造物の裏込め沈下によるものかを現地状況より確認する)
	骨材飛散		○	◎	<ul style="list-style-type: none"> ・路面性状測定車によるわだち掘れ量測定 飛散骨材の観察(粗骨材の破碎か抜けかを確認する) ・採取コアによるカンタプロ試験や密度(締固め度)の確認
	はがれ		○	◎	<ul style="list-style-type: none"> ・目視によるはがれ状況の確認 ・採取コアによる密度(締固め度)の確認
	油漏れによるカットバック		○	○	<ul style="list-style-type: none"> ・ピック等によるカットバックを生じている範囲(平面、下面への影響)の確認 ・回収アスファルトや混合物の性状確認
	粗骨材の割れ		○	◎	<ul style="list-style-type: none"> ・目視による割れの確認 ・採取コアから抽出した粗骨材の安定性試験
	滞水(高機能舗装I型)		○	○	<ul style="list-style-type: none"> ・わだち量や排水工(舗装流末)の確認 ・目視による浮き水範囲の確認 ・空隙詰まり・空隙潰れ状況の観察及び現場透水試験

凡例) 調査手法 ◎: 路面状態, 舗装の損傷状況を詳細に把握するために必要な調査

○: 路面状態, 舗装の損傷状況を適宜, 全般的に把握するために必要な調査

表-1.3 補修目標値²¹⁾

わだち掘れ (mm)	段差 (mm)		すべり摩擦係数 (μV)	平坦性 IRI (mm/m)	ひび割れ率 (%)
	橋梁の取付部	横断構造物 取付部			
25	20	30	0.25	3.5	20

表-1.4 コンクリート舗装の損傷別の主な調査方法²¹⁾

損傷の種類	調査の種類			評価に適した主な調査方法	
	構造	路面 性状	材料		
摩耗	ラベリング		◎	路面性状測定車によるわだち掘れ量測定	
	はがれ (スケーリング)			○	目視によるはがれ状況の確認 試料採取による強度確認
ひびわ れ	隅角部ひびわれ縦・横断 方向ひびわれ	◎	○		目視等によるひびわれ状況の確認 FWD によるたわみ測定
	横断構造物付近のひびわ れ	○			目視等によるひびわれ状況の確認 FWD によるたわみ測定
	亀甲状ひびわれ	◎	◎		目視等によるひびわれ状況の確認 FWD によるたわみ測定, 開削調査
平坦性 低下	変形		◎		3mプロファイルやIRI による測定
目地部 の破損	目地材の破損			○	目地材の品質確認
	目地縁部の破損	◎			目視によるはがれ状況の確認 FWD によるたわみ測定
その他	すべり摩擦係数の低下		◎		BPN・DF テスタやすべり測定車による測定
	段差	○	◎		FWD によるたわみ測定, 開削調査
	ブローアップ, クラッシ ング	◎		○	FWD によるたわみ測定, 開削調査
	版の持ちあがり	◎			FWD によるたわみ測定, 開削調査

凡例) 調査手法 ◎: 路面状態, 舗装の損傷状況を詳細に把握するために必用な調査

○: 路面状態, 舗装の損傷状況を適宜, 全般的に把握するために必要な調査

ンクリート舗装そのものの耐久性が高いことなどから、確立された補修設計、施工法がないのが現状である。よって、コンクリート舗装の補修に当たっては、損傷状況や現地の施工条件等を考慮したうえ、補修材料及び補修工法の選定を行い、合理的な設計・施工となるように努めることが重要である。補修工法には、路盤支持力の回復を目的として注入工法や打換え工法、荷重伝達機能の回復を目的としてバーステッチ工法、コンクリート版の局所的な損傷やひびわれに対してパッチング工法・シール充填工法がある。

1.4.3 連続鉄筋コンクリート舗装

新東名高速道路、新名神高速道路では、一層の走行の安全性や快適性、舗装の耐久性の向上を求めて連続鉄筋コンクリート版をベースとしたコンポジット舗装が採用されている。また、他の高速道路においては、トンネル内舗装を従来のコンクリート舗装に代えてコンポジット舗装を採用している。

コンポジット舗装は、コンクリート舗装の持つ構造的な耐久性と、アスファルト舗装が持つ良好な走行性や補修の容易さ等、両者の長所を併せ持つ舗装である。ベースの連続鉄筋舗装をベースとしたのは、高い構造的耐久性に加えて、温度変化によるひびわれ部での変位が小さく、レフレクションクラックの防止効果が期待できるからである。

連続鉄筋コンクリート舗装は、縦方向の鉄筋によってコンクリートの体積変化を拘束し、微細な横ひびわれを分散させて発生させることにより、横目地を省略したコンクリート舗装の一種である。

連続鉄筋コンクリート舗装の構造設計は疲労解析を基本とし、応力解析法としてWinkler地盤上の平板FEMと複合平板理論を組み合わせた解析モデルを用いている。この解析モデルにおいて、荷重応力と温度応力の算定が必要である。前者については、横ひびわれの荷重伝達機能を適切に考慮しなければならない。このため、平板理論に基づいたFEMを用いて、ひびわれ部における3つの線形バネ（せん断、曲げおよびねじり）でモデル化し、試験舗装における載荷実験によって、ひびわれ部のコンクリート版の応力状態を調べ、それに基づいてモデルのパラメータを決定している。また、この解析モデルが荷重応力に対して十分な精度を持つことを確認している²²⁾。

一方、後者の温度応力については依然明確な算定手段がなく、コンクリート舗装の温度応力式を準用せざるをえなかった^{23,24)}。このようなことから、連続鉄筋コンクリート舗装の温度応力についての検討し、温度応力算定法の開発が本研究の目的である。本研究においては、連続鉄筋コンクリート舗装の試験舗装において温度ひずみを実測し、その結果に基づいて温度応力について検討した。

なお、連続鉄筋コンクリート舗装をベースとしたコンポジット舗装の設計法については、上層のアスファルト舗装の効果として、荷重分散効果によるコンクリート版内の交通荷重応力の減少と温度勾配の低減効果について、実測データによる設計に必要な係数値を求め、さらに連続鉄筋コンクリート舗装の応力解析モデルを用いた疲労解析による方法が提案されている²⁵⁾。

1.5 本論文の構成

本論文は図-1.1に示すように6章で構成される。

第1章 序論

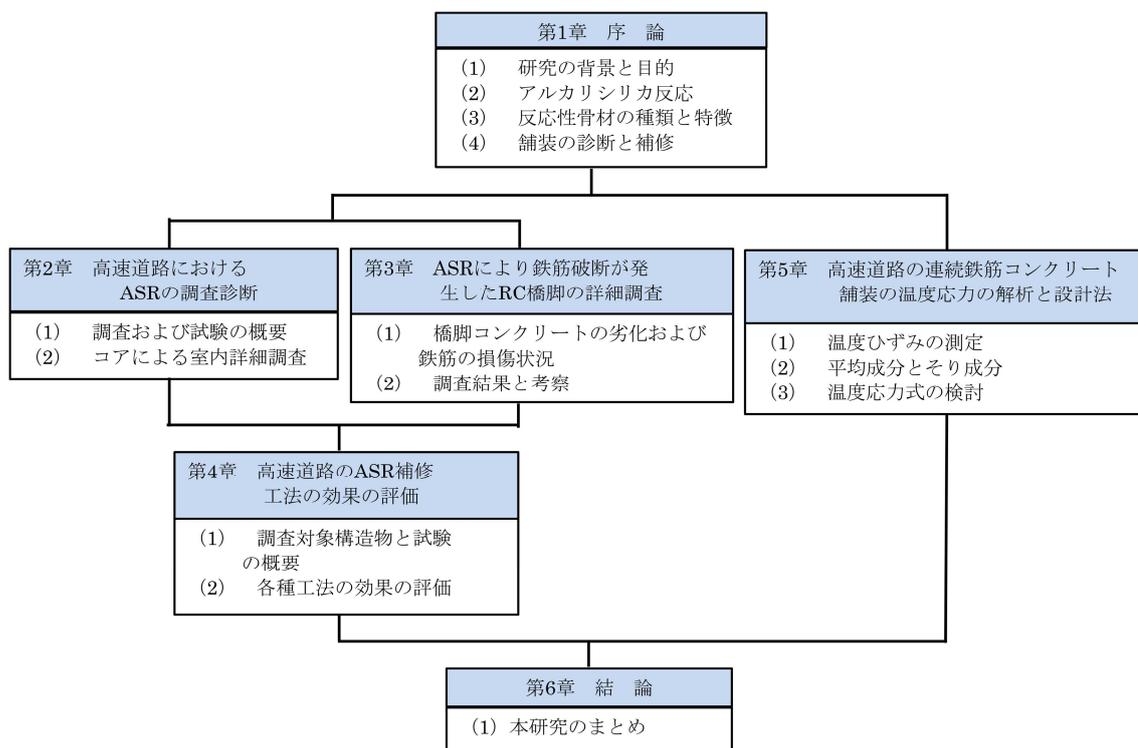


図-1.1 本論文の構成

「第1章 序論」では、本研究に至った背景を述べるとともに、研究の目的を示した。また、本研究の基礎となるASRのメカニズムや反応性骨材の種類、特徴について整理している。さらに、道路舗装の耐久性向上を目的として、舗装の診断技術と補修の現状を述べるとともに、より構造的に耐久性の高い連続鉄筋コンクリート舗装、およびこれをベースとしたコンポジット舗装の設計法について概説した。

「第2章 高速道路におけるASRの調査診断」では、北陸自動車道のコンクリート構造物からのコアを用いて、ASRによる劣化の状況の評価を各種試験の結果から、その劣化の過程を検証した。

「第3章 ASRにより鉄筋破断が発生したRC橋脚の詳細調査」では、富山県内の高速道路のRC橋脚におけるせん断補強筋の曲げ加工部に破断について、ASRによるコンクリートの劣化状況を詳細に調査するとともに、RC橋脚の鉄筋の発生応力の測定および鉄筋の品質を調査した。その結果から、鉄筋破断のメカニズムやその原因について明らかにした。

「第4章 高速道路のASR補修工法の効果の評価」では、北陸地方におけるASR補修工法について、反応性岩種とコンクリートのアルカリ量との関係から、その効果と課題を検証した。また、ASRポテンシャルと継続的に実施したNaOH溶液浸漬法による残存膨張性の傾向から、補修工法の適合性について検証した。

「第5章 高速道路の連続鉄筋コンクリート舗装の温度応力の解析と設計法」では、連続鉄筋コンクリート舗装の試験舗装において温度ひずみを実測し、その結果に基づいて温度応力についての検討に基づき温度応力算定法を提案した。

「第6章 結論」では、各章で得られた結論を総括した。

【参考論文】

- 1) K.Torii, O.Iketomi, Z.Kubo and M.Kawamura, Pro.Jpn.Conc.Inst. 23, 595, 2001.
- 2) T.Nakajima, Z.Kubo and K.Torii, J. Soc.Mater. Sci. Jpn, 57, 981, 2008.
- 3) K.Kuzume, H.Kawano, S.Nakatani and T.Tmakoshi, Contr. J. JCI, 42 [6] 11, 2004.
- 4) K.Kosa, Y.Kawashima,H.Goda and N. Koroki, Proc.Jpn. Soc. Civ.Eng., 64, 371, 2008.
- 5) T.Miyagawa, “Symposium on Fracture of Steel Bar in Reinforced Concrete (コンクリート中鉄筋の割れに関するシンポジウム)”, p.1, JSMS Kansai Branch ((社) 日本材料学会関西支部), JSCE Corrosion Center ((社) 腐食防食協会腐食センター), 2008.
- 6) 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, Vol.13, No.3, pp.105-114, 2002.
- 7) 野村昌弘, 平 俊勝, 鳥居和之:コアによるコンクリート構造物のアルカリシリカ反応の判定, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.1147-1152, 2001.
- 8) 鳥居和之, 野村昌弘, 本田貴子:北陸地方の反応性骨材の岩石学的特徴と骨材のアルカリシリカ反応性試験の適合性, 土木学会論文集 No.767/V-64, pp.185-197, 2004.
- 9) Nomura, M., Komatsubara, A., Kuroyanagi, M., Torii, K : . Evaluation of The Residual Expansivity of Cores due to Alkali-Silica Reaction in Hokuriku District, Japan, Proc. of the 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, CD-R 10pages, 2012.
- 10) 野村昌弘, 小松原昭則, 丑屋智志, 鳥居和之: ASR 劣化構造物から採取したコアの残存膨張性評価の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.965-970, 2010.
- 11) Katayama, T. : Petrography of Alkali-Alkali-Aggregate Reaction in Concrete – Reactive Minerals and Reaction Products –, Proc. of the East Asia Alkali-Aggregate Reaction Seminar Supplementary Papers, pp.A33-A59, 1997.
- 12) Katayama, T. : How to Identify Carbonate Rock Reaction in Concrete, Materials Characterization, Vol.53, No.2-4, pp.85-104, 2004.
- 13) Katayama, T. : Modern Petrography of carbonate aggregate in concrete –Diagnosis of so-called alkali-carbonate reaction and alkali-silica reaction–, Professor Marc-Andre Berube Symposium, pp.423-444, 2007.
- 14) 日本コンクリート工学協会・作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会:作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会報告書, 日本コンクリート工学協会, 2008.9.
- 15) 鳥居和之:アルカリシリカ反応にいかに対応するかー試験, 診断と対策の課題ー, セメント・コンクリート, No.696, pp.1-9, 2005.
- 16) Katayama, T. : Petrography of Alkali-Aggregate Reaction in Concrete Reactive Minerals and Reaction Products, Supplementary Papers of East Asia Alkali-Aggregate Reaction Seminar, pp.A45-A59, 1997.
- 17) Katayama, T. , St John, D.A, Futagawa, T., : The Petrographic Comparison of Some Volcanic Rocks from Japan and New Zealand, Proc. of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp.537-542, 1989.

- 18) 野村昌弘：北陸地方におけるコンクリート用骨材のアルカリシリカ反応性の評価に関する研究，平成18年度博士論文。
- 19) Katayama, T., Futagawa, T. : Diagenetic Changes in Potential Alkali-Aggregate Reactivity of Siliceous Sedimentary Rock in Japan, Proc. of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp.525-530, 1989.
- 20) Morino, K. : Alkali-Aggregate Reactivity of Cherty Rock, Proc. of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp.501-506, 1989.
- 21) 中日本高速道路株式会社，設計要領 第一集 舗装編，2013.7.
- 22) 西澤辰男，七五三野茂，小松原昭則，小梁川雅：連続鉄筋コンクリート舗装横ひび割れの荷重伝達機能，第1回舗装工学講演会講演論文集，pp.73-80, 1996.
- 23) 岩間滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究，1963.
- 24) 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱，1984.
- 25) 西澤辰男，七五三野茂，小松原昭則，小梁川雅：連続鉄筋コンクリート版をベースとしたコンポジット舗装の設計法に関する研究，第2回舗装工学講演会講演論文集，pp.53-62, 1997.

第2章 高速道路におけるASRの調査診断

2.1 概説

北陸地方のアルカリシリカ反応（以下ASR）は、主に1965（昭和40）年代後半～1975（昭和50）年代に建設された構造物で多く発生しているが、コンクリート中のアルカリ総量規制などのASR抑制対策¹⁾が実施された1985（昭和60）年代以降に建設された構造物にもASRの発生が認められるものもある²⁾。北陸地方のASRによる劣化は、コンクリート表面にひび割れが発生するだけではなく、ASRによる過大な膨張が発生した橋脚のはりやフーチングではせん断補強筋が曲げ加工部で破断している事例や主筋が圧接部や曲げ下げ部で破断している事例など、構造物の耐荷性能や使用性能に影響を及ぼすような重大な損傷も発生している^{3) 4)}。

NEXCO中日本高速道路(株)金沢支社では、北陸自動車道の木之本IC（滋賀県）～朝日IC（富山県）および東海北陸自動車道の白川郷IC（岐阜県）～小矢部砺波JCT（富山県）の約300km（供用から11年～41年経過）の維持管理を担当している。そのうち構造物は、橋梁525橋、C-Box1,200基および45のトンネルがある。いずれの構造物においてもASRが確認されており、その割合は全体の1～2割である。ASRの補修は、1988（昭和63）年から開始し、その内容はひび割れ注入および表面被覆であった。当時のASRの残存膨張性の評価は、JIS A 1146に準拠したコアによる湿気槽養生法（JCI-DD2, 温度40℃, 相対湿度95%以上）によるものであったが、その結果は、コアがほとんど膨張しなかったことから、「残存膨張性なし」と判断された。しかし、補修後数年で表面被覆材にひび割れやふくれが多く発生したことから、コアによる残存膨張性の評価と実構造物でのASRの劣化の実態が相違する結果となった⁵⁾。一方、北陸地方では、近年ASRの残存膨張性の評価手法として、外部からアルカリを供給するNaOH溶液浸漬法および飽和NaCl溶液浸漬法を採用している⁶⁾。これらの試験法では、ほとんどの構造物でコアの膨張が収束せず、「残存膨張性あり」の判定結果が得られた。その後、北陸自動車道のコンクリート構造物の補修は、2001（平成13）年から第三者に対するコンクリート片の剥落防止や内部鉄筋の腐食抑制のため、ひび割れ注入、表面被覆、断面修復、コンクリート巻立てなどが実施されてきている。

一方、構造物の維持管理では、その性能を許容範囲内に保持するために、どのタイミングでどのような補修や補強を実施するかを判断する必要がある。そこで本研究では、ASR劣化構造物の最適な補修時期と補修方法を把握するため、2008（平成20）年から2010（平成22）年にかけて、富山県、石川県および福井県（滋賀県の一部を含む）の24の北陸自動車道のコンクリート構造物（橋台、C-Box、RCスラブ、PC桁）からコアを多数採取して、コンクリートASR劣化度に関する一連の調査研究を実施した^{7) 8)}。また、反応性骨材の岩石学的評価の実施と過去の調査（1998（平成10）年～1999（平成11）年）で実施したコアによる試験の結果との関連性について検討した。さらに、コアのASRゲルの化学組成をEPMAで調べて、コアのNaOH溶液浸漬法および実構造物のモニタリングの結果と合わせて、構造物のASRの進行過程について評価した。

2.2 調査概要

2.2.1 調査対象構造物

今回の調査対象は、北陸地方を通過する北陸自動車道における24の構造物である。これらの構造物は各地域（富山県、石川県、福井県、一部滋賀県）を代表する河川水系の骨材を使用している。河川産の骨材は、河川流域およびその採取場所により岩種構成が大きく変化し、ASRと関係する火山岩（安山岩、流紋岩、溶岩凝灰岩など）以外にも、深成岩（花崗岩、閃緑岩、斑れい岩など）、堆積岩（砂岩、頁岩など）などの多種多様な岩種が骨材中に混在している。このため、それぞれの構造物はASRの劣化状況が異なっており、その劣化度を目視によって4段階（OK, C, B, A）に区分した⁹⁾。なお、これらの構造物が位置する高速道路は、1972年（昭和47年）～1983年（昭和58年）に供用しており、この時期はわが国で高濃度のアルカリ（1%程度）を含有するセメントが流通していた時期でもあった。

2.2.2 試験の概要

(1) 採取コアの岩石・鉱物学的試験

a) コア採取の方法

コアは、ASRによるひび割れが発生している近傍で $\phi=55\text{mm}$ 、 $L=400\text{mm}$ 程度を構造物の各部位より2～3本採取した。ASRによるひび割れが見受けられない場合は、ASRが発生している事例を考慮して、構造物の隅角部付近でコアを採取した。採取したコアはすぐにナイロン袋で密閉して保管した。

b) 粗骨材の岩種構成率の算出

コアの側面の直径5mm以上の骨材を対象に岩種判定を行った。コアの側面の展開写真を撮影し、この展開写真上で岩種ごとに面積を集計して構成率を算出した。

c) コンクリート薄片の偏光顕微鏡観察

コアからコンクリート片(25mm×35mm)を切り取り、コンクリート薄片(厚さ：20 μm)を作製した。薄片は、偏光顕微鏡でアルカリシリカ反応性の岩種を同定するとともに、反応リムやゲルの発達状況、ゲルスポットの有無などを確認することによって、ASRによる劣化度をKatayamaらの手法⁹⁾を参考に5段階（0～4）に区分した。

(2) セメントのアルカリ量

セメントのアルカリ量は、Katayamaらの手法⁹⁾により、コンクリート中に未水和の状態に残存しているセメント粒子をコンクリート薄片（厚さ：20 μm ）で偏光顕微鏡観察により識別し、炭素蒸着後、化学組成をエネルギー分散型(EDS)のEPMAを用いて、 C_3S 、 $\beta\text{-C}_2\text{S}$ 、 C_3A 、 C_4F ごとにZAF法により Na_2O および K_2O を定量分析した。セメントのアルカリ量は、EPMAによる等価アルカリ量（ $\text{Na}_2\text{O}+0.658\text{K}_2\text{O}$ ）の分析結果にセメント量を乗じて算出した。

(3) 構造物表面の膨張量の測定

コアを採取した付近のひび割れ部にゲージプラグを貼り付け、ゲージプラグ間の距離（基長約100mm）をコンタクトミクロンゲージにより測定した。

(4) コアの残存膨張性の評価

a) NaOH溶液浸漬法

コア（深さ100mm以深）試料を長さ150mmに切り取り整形した後、促進モルタルバー法（ASTM C1260-1994）に準拠し、コア（ ϕ 55mm, L=150mm）を温度80°Cの1N・NaOH溶液に浸漬し、コアに取り付けたコンタクトゲージプラグの基点間の膨張量（基準長100mm）をコンタクトミクロンゲージにて一定期間測定した。判定は試験日数21日の膨張率が0.1%以上を「残存膨張性あり」とした⁵⁾。

b) 飽和NaCl溶液浸漬法

コア（深さ100mm以深）試料を長さ150mmに切り取り整形した後、飽和NaCl溶液浸漬の促進モルタルバー法に準拠し、コア（ ϕ 55mm, L=150mm）を温度50°Cの飽和NaCl溶液に浸漬し、コアに取り付けたコンタクトゲージプラグの基点間の膨張量（基準長100mm）をコンタクトミクロンゲージにて一定期間測定した。判定は試験日数91日の膨張率が0.1%以上を「残存膨張性あり」とした⁵⁾。

(5) ASRゲルの化学組成分析

コンクリート薄片において、反応した安山岩を偏光顕微鏡で識別し、骨材内部からセメントペーストへと発達したASRゲルに着目した。ASRゲルの化学組成分析は、Katayamaらの手法¹⁰⁾を参考に薄片を炭素蒸着後、エネルギー分散型（EDS）のEPMAを用いて、骨材内部、セメントペーストとの境界付近、セメントペースト中、気泡内においてZAF法により定量分析した。

(6) 鉄筋切断法による構造物中の鉄筋の応力度測定

構造物で発生しているASRによる膨張が、鉄筋ひずみに与える影響を調べるために鉄筋切断法¹¹⁾によって応力解放時のひずみの測定を行った。これは、1本の鉄筋に対して長さ25cm、幅20cm程度はつり出し、切断箇所を挟んで両側に各3枚、合計6枚のひずみゲージを鉄筋に貼り付け、グラインダーで鉄筋を切断し、切断前後のひずみを計測した。さらに、鉄筋の切断箇所に鉄筋計を埋設しておき、その後鉄筋に発生するひずみを自動計測した。

2.3 構造物のASR劣化度と岩石学的特徴

構造物から採取したコアを使用して、川砂利の岩種構成率を調べるとともに、目視による構造物のASRによる劣化度を4段階で評価した。図-2.1にその評価結果を示す。北陸自動車道の構造物で確認されたアルカリシリカ反応性をもつ岩種は、火山系岩石である安山岩、流紋岩、溶結凝灰岩、および堆積岩である頁岩であった。図-2.2に反応性岩種の構成率と目視によるASR劣化度との関係を示す。上記の岩種に関しては、安山岩の構成率が高くなるに従い、ASRによる劣化度が増加する傾向があった⁵⁾。なお、安山岩が含有する主な反応性鉱物は、クリストバライト、トリディマイトおよび火山ガラスであった。以上より、北陸地方のASRは安山岩の構成率とその含有鉱物により評価できるものと考えられた。

北陸地方のASR構造物のマップおよび調査対象構造物を図-2.3に示す。また、図-2.1の結果をもとに河川水系または産地ごとに粗骨材の岩種構成率を集計して、図-2.4に示した。ASR構造物の発生状況は、その地域ごとの骨材の供給地点と密接に関係しており、特に富山県の常願寺川水系および福井県の九頭竜川水系の骨材を使用した構造物で深刻なASRが発生していた（写真-2.1参照）。

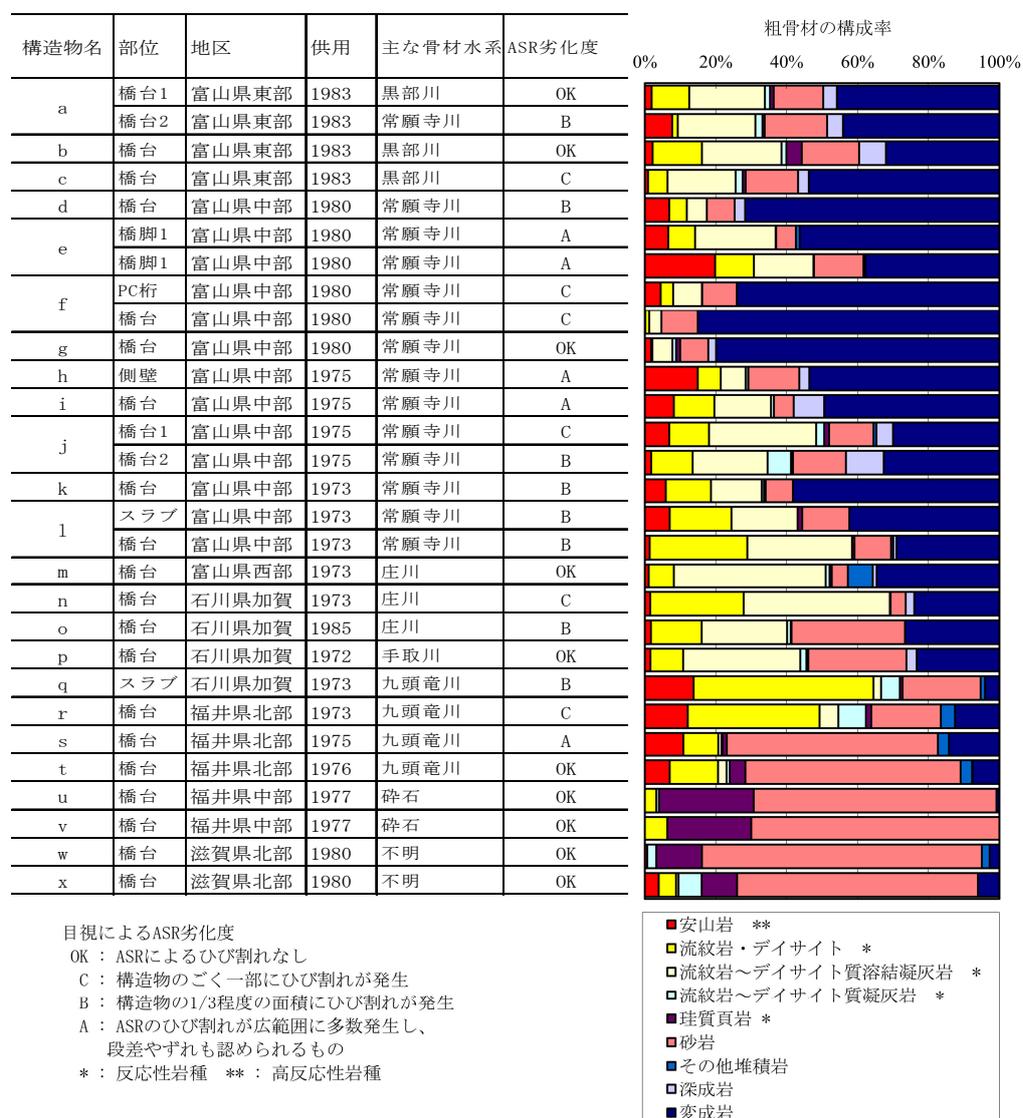


図-2.1 岩種構成率と ASR 劣化度の目視判定の関係

(1) 富山県東部（朝日IC～滑川IC）

この地域では、ASR構造物（劣化度OK～B）がわずかに点在していた。骨材は一般的に黒部川水系の川砂、川砂利が使用される場合が多かった。黒部川水系の岩種構成率の算出結果によれば、火山岩が34%占めるものの反応性の高い安山岩は約2%であり、ASRが発生する可能性は低かった。軽微なASRが発生していた構造物は、骨材の流通の関係で常願寺川水系の川砂や川砂利が使用されたことが原因であると推測される¹²⁾。

(2) 富山県中部（滑川IC～砺波IC）

この地域では、ASR劣化度が高い構造物（劣化度OK～A）が多数存在していた。一般的に常願寺川および神通川水系の川砂、川砂利が使用される場合が多かった。常願寺川およ

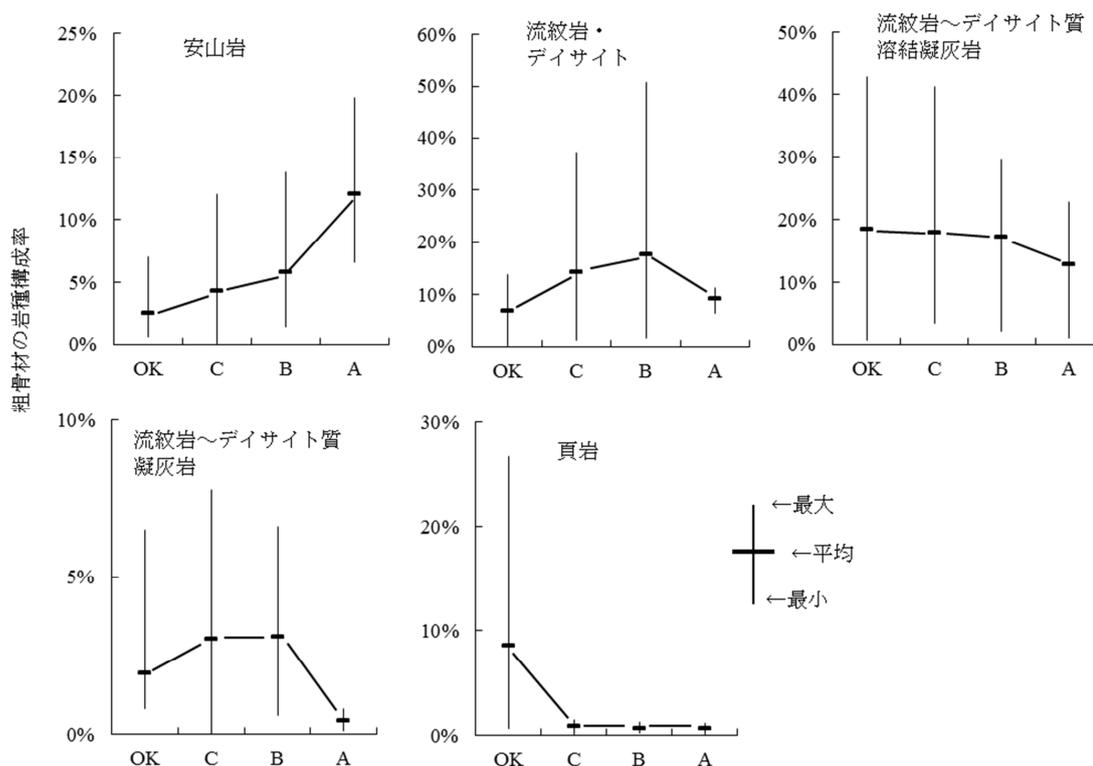


図-2.2 反応性岩種の構成率と目視によるASR劣化度

び神通川の砂利採取場は、富山平野の中央に分布している。過去に常願寺川が氾濫して富山平野が形成されたことを考慮すれば、特にこの2水系の河川産骨材を区分せず、すべて常願寺川水系とした¹³⁾。常願寺川水系の岩種構成率は34%を火山岩が占め、反応性の高い安山岩は約7%であることから、ペシマム混合率との関係よりASRが発生する可能性は高い。

(3) 富山県西部（砺波IC～県境）

この地域では、ASR構造物（劣化度OK）が点在していたが、ASR劣化度は高くなかった。骨材としては一般的に庄川水系の川砂、川砂利が使用される場合が多かった。庄川水系の岩種構成は、61%を火山岩が占めていたが、その内訳は流紋岩やデイサイト質溶結凝灰岩の構成率が高いのが特徴であった。反応性の高い安山岩は約1%であり、深刻なASRが発生する可能性は低い。

(4) 石川県加賀地区（加賀IC～県境）

この地域では、ASR構造物（劣化度OK～B）が点在しており、その骨材は一般的に手取川水系の川砂、川砂利が使用される場合が多かった。手取川水系の骨材の岩種構成率は、火山岩が46%を占め、その内訳は流紋岩やデイサイト質溶結凝灰岩の構成率が高いのが特徴であった。反応性の高い安山岩は約1%であったことから、深刻なASRに至る可能性は低いものと考えられた。これまで、手取川上流部で採取された川砂や川砂利は、ASRを発生

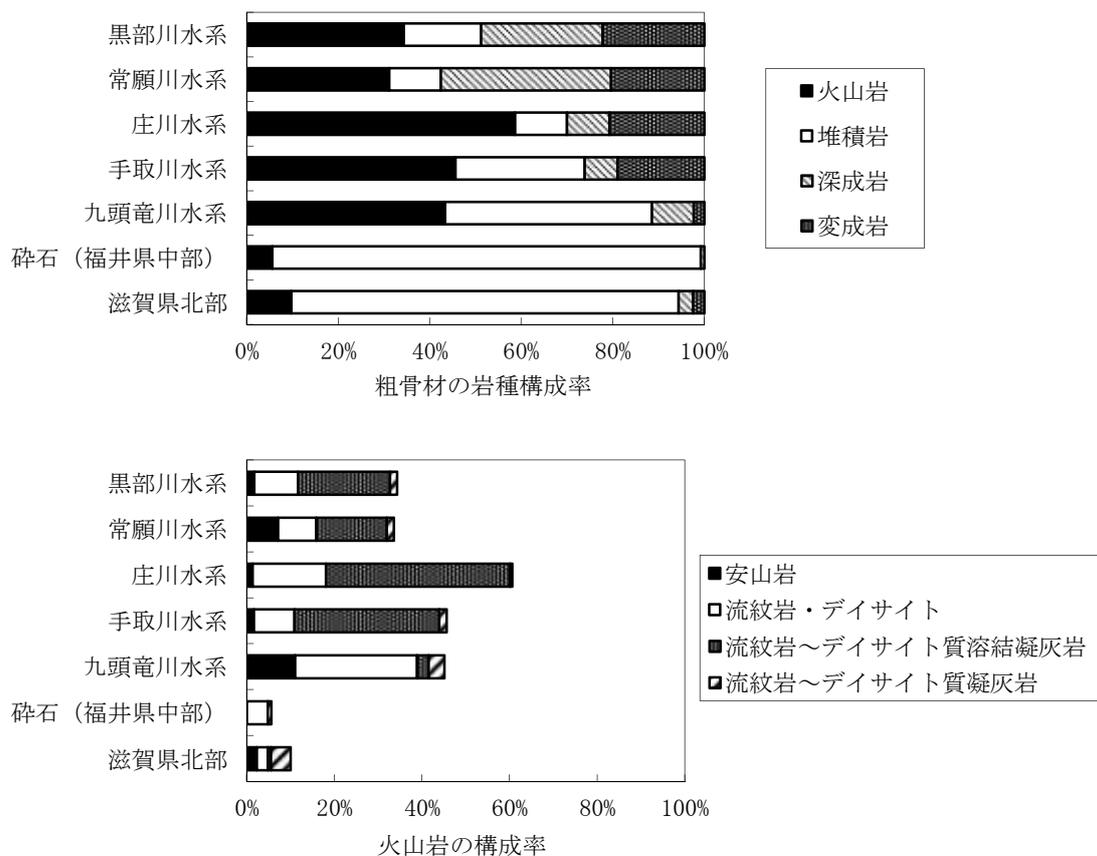


図-2.4 河川水系（産地）と粗骨材の岩種構成率



写真-2.1 構造物のASR劣化状況の一例

させることが報告されている¹⁴⁾。また、富山県との県境付近では庄川水系や常願寺川水系の川砂、川砂利が、そして、福井県との県境付近では九頭竜川産の川砂、川砂利を使用した構造物でASRが発生していた¹⁴⁾。一方、石川県能登地区では、安山岩砕石を骨材として使用した構造物で深刻なASRが発生しているが、今回の北陸自動車道の調査対象構造物では安山岩砕石を使用した事例はなかった¹⁵⁾。

(5) 福井県北部（県境～武生IC）

この地域の調査対象構造物は、九頭竜川下流域に位置し、ASR構造物（劣化度OK～A）が点在しており、その劣化度が高いものも少なくなかった。九頭竜川水系の骨材の岩種構成率は、火山岩が45%を占め、反応性の高い安山岩は約11%であったことから、ASRが発生する可能性は高いと判断された。なお、石川県や富山県の河川産骨材と比較して堆積岩の構成率が高く、その堆積岩のほとんどが砂岩であった。最近の調査¹⁶⁾から、1975年（昭和50年）前後、九頭竜川河口にて採取した浚渫砂が除塩されずにコンクリート用骨材として流通していたことが判明している¹⁷⁾。このため、この地域では内在塩分による塩害発生事例があり、ASRを助長させる一因ともなっていた。

(6) 福井県中部（武生IC～県境）

この地域の構造物では、ASRは発生していなかった。骨材としては地元の堆積岩系の碎石や日野川水系の川砂、川砂利が使用される場合が多かった。その堆積岩の内訳は70%が砂岩で、24%が珪質頁岩であった。珪質頁岩は一般的に反応性がある岩種であるが、隠微晶質石英の含有率が低いことから、構造物にASRによるひび割れが発生しなかったものと推測される。

(7) 滋賀県北部（県境～木之本IC）

この地域の構造物では、ASRは発生していなかった。工事記録では確認できなかったが、骨材は琵琶湖周辺の川砂、川砂利や一部硬質砂岩の碎石（今津産）が使用されているものと推察された。岩種構成率は、火山岩が10%、堆積岩が87%であった。安山岩や珪質頁岩の構成率が低いことからASRが発生しなかったものと推測される。

2.4 偏光顕微鏡によるコア薄片の観察結果

コアから薄片試料を作製し、偏光顕微鏡による観察を行った。表-2.1にASR劣化度の判定結果を、写真-2.2に薄片の観察事例を示す。

写真-2.2(1)の構造物e（橋脚1）は、1998年～1999年の調査時にすでにASRによるひび割れが発生していた（劣化度C）。今回の調査では、伸縮装置からの漏水の影響を受け、ひび割れの発生面積が増加するとともに段差を伴うひび割れが発生していた（劣化度A）。写真-2.2(2)の構造物h、および写真-2.2(3)の構造物sでは、1998年～1999年の調査時から段差を伴うひび割れが観察され、かなり進行したASRが生じていた（劣化度A）。この3つの構造物の薄片観察の結果は、いずれも川砂や川砂利中の安山岩が激しく反応しており、セメントペースト中へのゲルの進展と気泡内にゲルの充填が観察された（劣化度4）。

写真-2.2(4)の構造物cでは、1998年～1999年の調査時にはASRによるひび割れは発生していなかったが（劣化度OK）、薄片観察では砂利中のデイサイトや流紋岩質溶結凝灰岩に軽微な反応リムが認められた（劣化度1）。また、反応性鉱物として火山ガラスと隠微晶質石英が確認された。今回の調査では、構造物にASRによるひび割れが発生し（劣化度C）、薄片観察では流紋岩質溶結凝灰岩にASRゲルの脈が確認され（劣化度2）、ASRが進行していた。

写真-2.2(5)の構造物kでは、1998年～1999年の調査時にASRによるひび割れがすでに発

表-2.1 構造物とコア薄片 ASR 劣化度の判定結果の整合性

構造物名	部 位	1998-1999 年調査		2008-2010 年調査	
		目視	薄片	目視	薄片
a	橋台 1	OK	1	OK	1
	橋台 2	B	-	B	3
b	橋台	OK	1	OK	1
c	橋台	OK	1	C	2
d	橋台	B	3	B	4
e	橋脚 1	C	-	A	4
	橋脚 2	C	-	A	4
f	PC 桁	OK	-	C	1
	橋台	OK	-	C	0
g	橋台	Ok	1	OK	1
h	側壁	A	3	A	4
i	橋台	A	3	A	4
j	橋台 1	C	-	C	3
	橋台 2	B	-	B	3
k	橋台	C	3	B	4
l	スラブ	B	-	B	3
	橋台	B	-	B	3
m	橋台	OK	-	OK	2
n	橋台	C	-	C	1
o	橋台	B	-	B	2
p	橋台	OK	1	OK	1
q	スラブ	B	-	B	3
r	橋台	C	-	C	2
s	橋台	A	4	A	4
t	橋台	OK	-	OK	0
u	橋台	OK	-	OK	0
v	橋台	OK	1	OK	1
w	橋台	OK	-	OK	0
x	橋台	OK	-	OK	0

目視によるASR劣化度

OK:ASRによるひび割れなし
 C :構造物のごく一部にひび割れが発生
 B :構造物の1/3程度の面積にひび割れが発生
 A :ASRのひび割れが広範囲に多数発生し、段差やずれも認められるもの

薄片によるASR劣化度

0:アルカリシリカ反応性なし
 1:反応性骨材周辺のASRゲルの生成あるいは反応リムの発生
 2:軽微な骨材内部の反応およびひび割れ
 3:反応性骨材からセメントペースト相へのASRゲルの 滲出およびひび割れの進展
 4:セメントペースト相における連続的なひび割れの進展 および気泡へのASRゲルの侵入
 -:調査結果がないもの

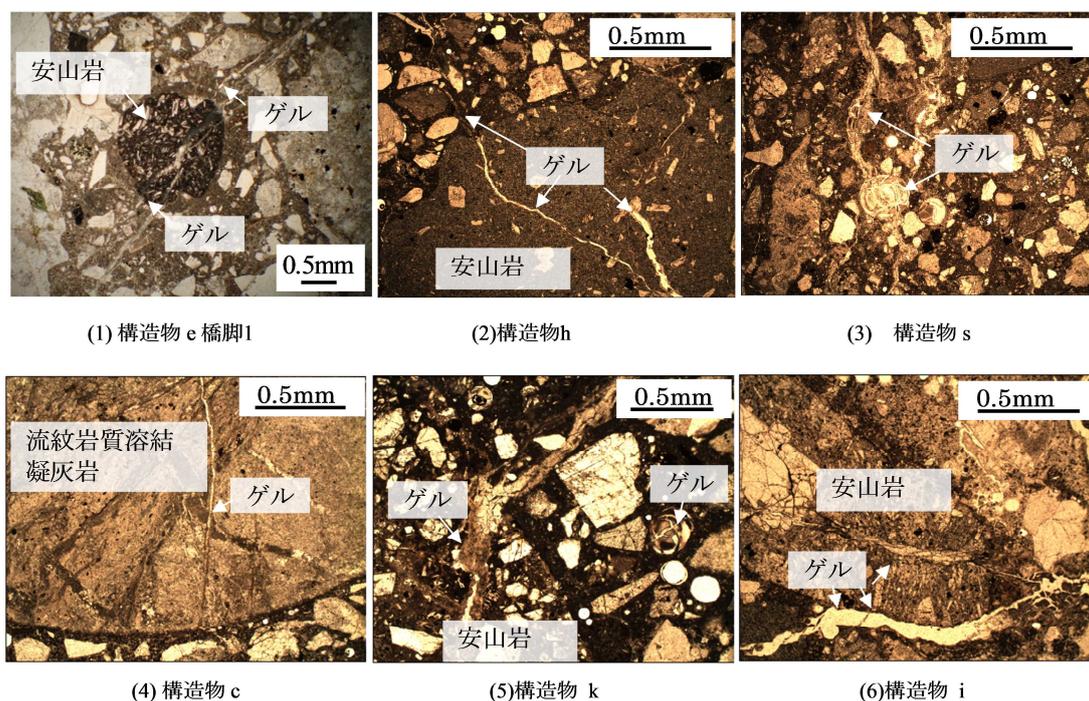


写真-2.2 偏光顕微鏡による薄片の観察の一例

生しており（劣化度C）、薄片観察では砂利中のデイサイト、流紋岩質溶結凝灰岩、安山岩、川砂中の流紋岩、流紋岩質溶結凝灰岩、安山岩が反応していた（劣化度2）。なお、流紋岩には隠微晶質石英、火山ガラス、カルセドニーが含まれていたが、反応性の高いオパールやクリストバライトは同定されなかった。今回の調査では、構造物のひび割れの発生面積が増加していた（劣化度B）。また、薄片観察では、安山岩からASRゲルが生成し、セメントペースト中にひび割れが進展するとともに、気泡内に滞留するASRゲルも確認された（劣化度4）。今後、構造物表面におけるひび割れが進展する可能性があると考えられた。

写真-2.2(6)の構造物iでは、1998年～1999年の調査時にはASRによるひび割れが発生しており（劣化度A）、薄片観察では川砂利および川砂の安山岩が反応しており、セメントペースト中にもASRゲルが充填したひび割れが多数発生していた（劣化度3）。安山岩には火山ガラスおよびクリストバライトが同定された。今回の調査では、構造物のひび割れの発生状況に大きな変化は見られなかったが（劣化度A）、薄片観察では安山岩粒子からASRゲルが生成し、セメントペースト中には激しいひび割れが発達していた（劣化度4）。このように、構造物の目視による劣化度と薄片による劣化度はほぼ対応する関係が確認された。一般的な構造物の点検は外観の近接目視によるものであるから、外観の状況から構造物内部における劣化現象が想定できるものと推察された。その一方で、薄片の劣化度が目視による劣化度よりも進行している事例も見受けられたことから判断すると、薄片観察を定期的実施することでASRの劣化予測の精度の向上が期待できる。

2.5 コンクリートのアルカリ量の測定結果

外部から構造物に浸透した凍結防止剤（アルカリ）の影響を避けるために、構造物表面

から20cm以上の深さの位置でコンクリート中のアルカリ量を測定した。安山岩の構成率、アルカリ量およびASR劣化度（目視）との関係を図-2.5に示す。コンクリートのアルカリ量と安山岩の構成率が増加するにしたがって、構造物のASR劣化度が高くなっていることがわかる。現在、JIS A 5308のアルカリ総量以下の、アルカリ量が 2kg/m^3 程度でも劣化度AのASRが発生していた。また、 1.5kg/m^3 程度のアルカリ量でも劣化度CのASRが発生していた。アルカリの分析手法は 40°C の温水抽出で、骨材から溶出するアルカリを含んでいることを考慮しても、現行のアルカリ総量規制値 3kg/m^3 を遵守してもASRの発生を完全に抑制することができないことが示唆された。

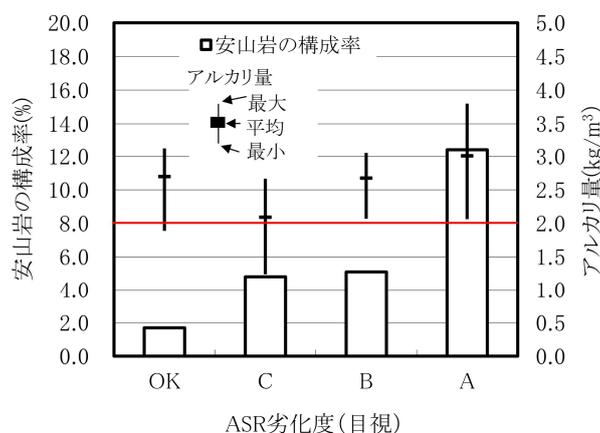


図-2.5 コンクリートのアルカリ量・安山岩構成率と劣化度

2.6 コアの残存膨張性試験の結果

(1) 1998年～1999年の調査時の残存膨張量との比較

コアの残存膨張性を評価するために、NaOH溶液浸漬法と飽和NaCl溶液浸漬法による試験を実施した。1998年～1999年の調査時の残存膨張率と比較した結果を図-2.6および図-2.7に示す。劣化度Aの構造物では残存膨張率が1998年～1999年の調査時の半分以下になっており、ASRによる膨張が収束する傾向にあることが認められた。また、劣化度Bの構造物では、ほぼ横ばいの膨張率であり、今後もASRによる膨張の継続が予想される。コアの残存膨張性試験は促進環境条件下におけるものであり、必ずしも構造物の使用環境条件とは一致せず、得られる膨張率の意味についても不明な点があることが指摘されている¹⁸⁾。コアの残存膨張率を定期的に測定し、薄片観察を併用することによりASRの進行予測の精度が向上し、構造物の維持管理や補修の必要性に役立つ有益な情報を得られる。

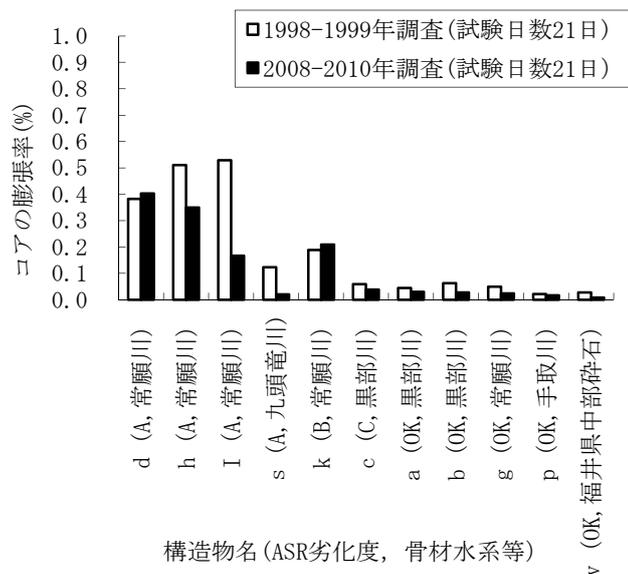


図-2.6 NaOH溶液浸漬法によるコアの残存膨張率

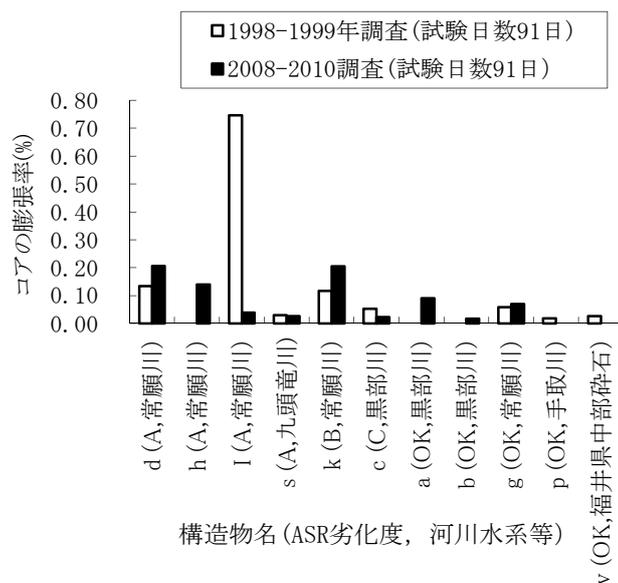


図-2.7 飽和NaCl溶液浸漬法によるコアの残存膨張率

(2) NaOH溶液浸漬法と飽和NaCl溶液浸漬法の比較

NaOH溶液浸漬法と飽和NaCl溶液浸漬法によるコアの残存膨張率の関係を図-2.8に示す。両者の残存膨張率の結果には高い相関性が認められる。1998年～1999年の調査時のNaOH溶液浸漬法(試験日数21日)と飽和NaCl溶液浸漬法(試験日数91日)のそれぞれの残存膨張率の試験結果は、ほぼ1:1の対応関係が認められたが⁵⁾、今回の調査結果では1:0.7の対応関係となった。NaOH溶液浸漬法では、コアに直接NaOH溶液を供給してASRを促進するのに対して、飽和NaCl溶液浸漬法ではコンクリート中の水和物との相互作用により、間接的にアルカリ雰囲気(NaOH)を誘発させるものである¹³⁾。供用から30年以上経過した今

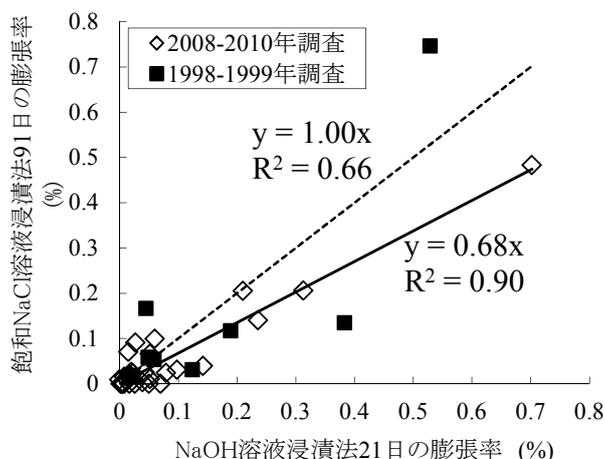


図-2.8 NaOH 溶液浸漬法と飽和 NaCl 溶液浸漬法の残存膨張率の関係

回の調査対象構造物のような場合には、水酸化カルシウムやセメント中の C_3A が大きく減少していることから、骨材のASRを促進させるのに必要なアルカリ雰囲気を作り出すことができなかった。

(3) コアの残存膨張性と構造物の膨張量との関係

ASRが進行中の構造物では、現在までの膨張量と残存膨張量の総和から鉄筋拘束による膨張抑制量を差引いた値から、以後の膨張量を予測できるとされている¹⁹⁾。富山県東部および富山県中部の構造物表面における膨張率の経時変化とNaOH溶液浸漬法による膨張率(試験日数21日)との関係を図-2.9に示す。構造物の膨張率は、コアを採取した付近における構造物表面の測定結果である。なお、横軸は開通した年からの経過年数を示している。1998年～1999年の調査時、構造物cおよびbはNaOH溶液浸漬法(試験日数21日)における膨張率が0.1%未満であり、その後の構造物の膨張挙動はほとんど停止していた。また、構造物hおよびiでは1998年～1999年の調査時のNaOH溶液浸漬法(試験日数21日)における膨張率が約0.5%と大きな残存膨張性を示していた。その後、構造物表面における膨張傾向は継続していた。しかし、今回実施したNaOH溶液浸漬法による膨張率(試験日数21日)は、1998年～1999年の調査時の膨張率より低下していたことから判断すると、ASRが収束傾向にあることが推察される。構造物dおよびkでは、NaOH溶液浸漬法による膨張率(試験日数21日)は、構造物表面における膨張傾向があるにもかかわらず、1998年～1999年の調査時とほとんど変わらなかった。したがって、ASRの進行が今後も継続する。これらの結果より、1998年～1999年の調査時にNaOH溶液浸漬法による残存膨張性の有無の閾値として提案された、「試験日数21日における膨張率0.1%未満の場合、残存膨張性なし」⁵⁾の妥当性が確認された。

(4) コンクリートのアルカリ量とコアの残存膨張性の関係

NaOH溶液浸漬法による残存膨張率の図(図-2.6)にコンクリートのアルカリ量および安山岩の構成率を加えて合成した結果を図-2.10に示す。前項で述べたように構造物dおよび

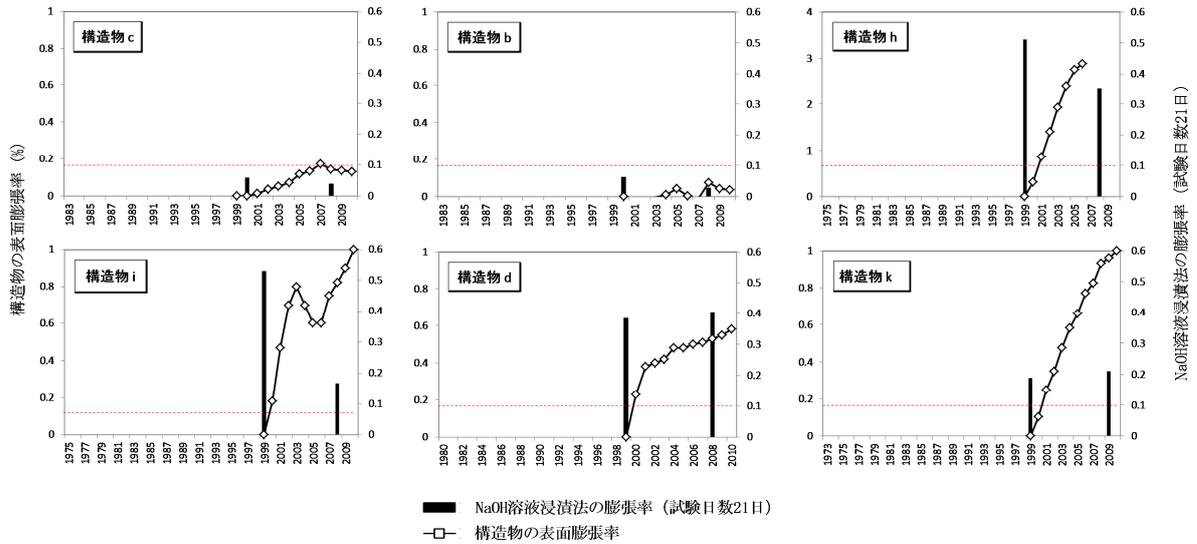


図-2.9 構造物の膨張率と NaOH 溶液浸漬法によるコアの膨張率の関係

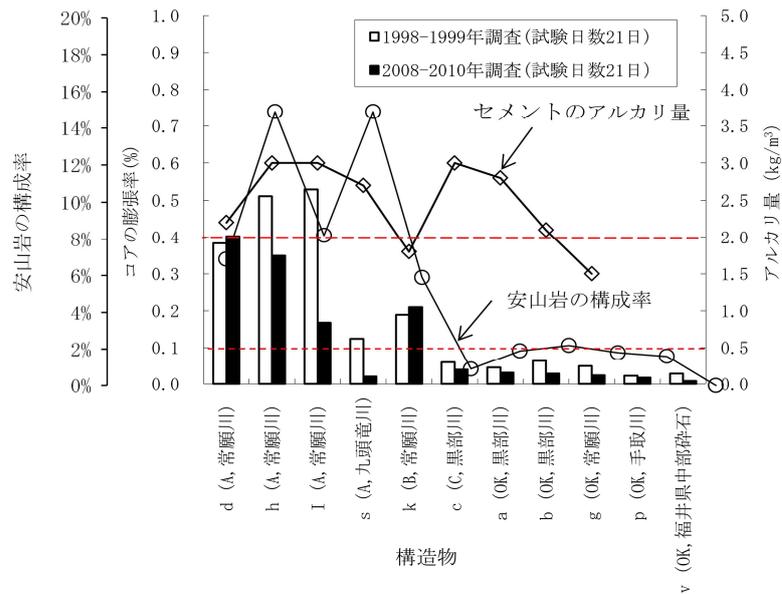


図-2.10 コンクリートのアルカリ量と残存膨張率および安山岩の構成率

kのNaOH溶液浸漬法による残存膨張率はほぼ横ばいであった。この原因は、安山岩の構成率が6%以上であるにもかかわらず、コンクリートのアルカリ量が $2\text{kg}/\text{m}^3$ 以下と低いことから、ASRの反応過程で消費される骨材が少なく、供用から30年以上経過した後もASRが継続していた。一方、安山岩の構成率が8%以上あり、セメントのアルカリ量が $2\text{kg}/\text{m}^3$ 以上ある場合は、ASRによる劣化の進行が比較的早く、ASR劣化度も高いが、30年以上経過した段階で収束傾向を覗わせる傾向を見せた。NaOH溶液浸漬法（試験日数21日）における膨張率が0.1%以上である場合は、コアの膨張の意味を把握するためにコンクリートのアルカリ量の測定や岩種構成の確認も望まれる。

2.7 コアの圧縮強度および静弾性係数

(1) 残存膨張試験後におけるコアの圧縮強度と静弾性係数の関係

コアによる圧縮強度および静弾性係数試験を実施するとともに、残存膨張試験後のコアを用いて同一の試験を行った。その結果を図-2.11に示す。目視によるASR劣化度がOKである場合、残存膨張試験前後の圧縮強度および静弾性係数は、ほぼ1:1のライン付近にプロットされた。しかし、ASR劣化度が増加するにしたがって、試験結果が1:1のラインより下側および原点方向にプロットされた。すなわち、ASRの劣化が進行するにしたがって圧縮強度および静弾性係数が低下する傾向にある。このため、補修・補強時には残存膨張試験後の圧縮強度を確認し、構造物の耐力低下の有無を考慮することが必要である。なお、構造物f(PC桁)はASR劣化度Cであったが、残存膨張試験後の強度低下が著しかった。

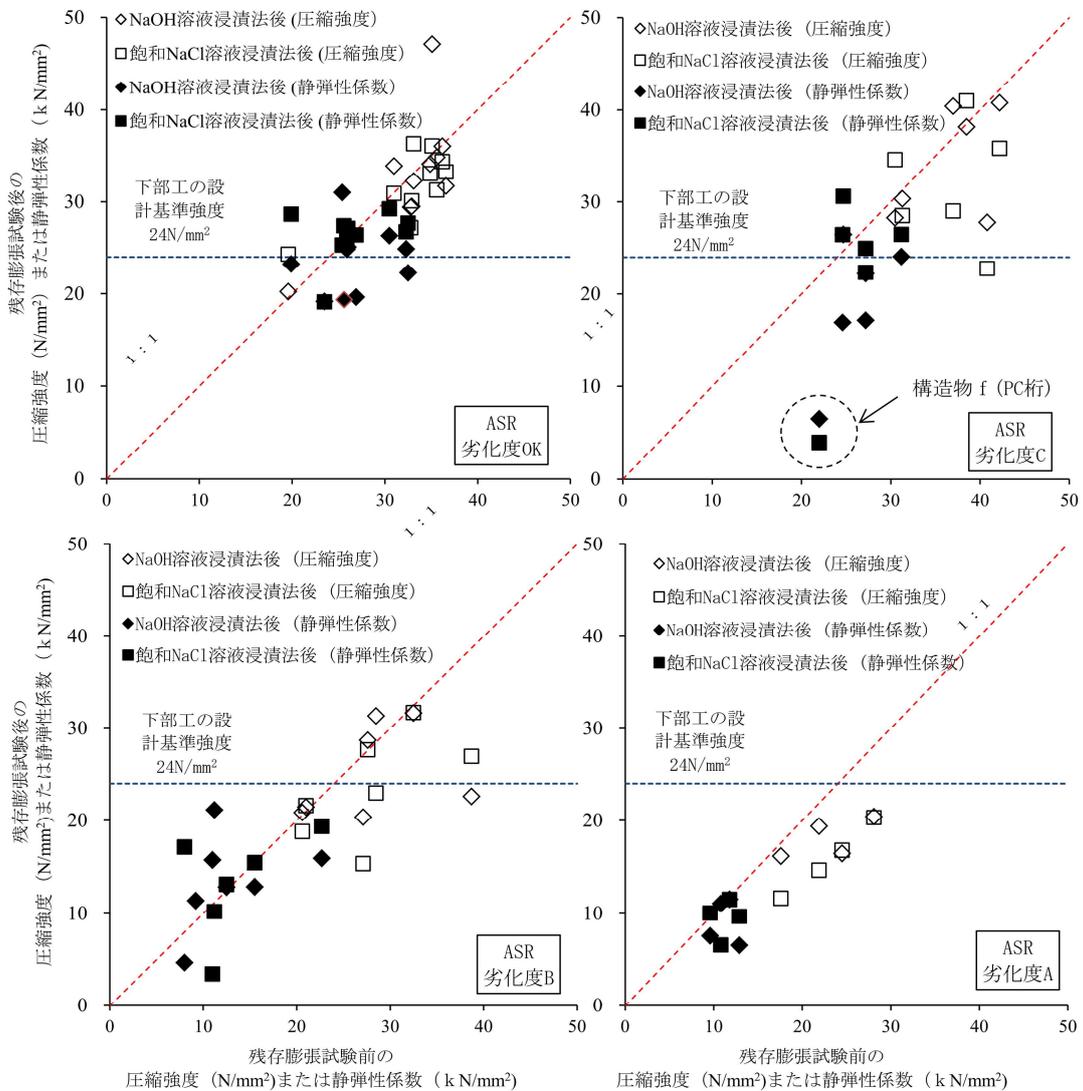


図-2.11 残存膨張試験前後のコアの圧縮強度と静弾性係数の関係

(2) 構造物f (PC桁) の残存膨張試験後の薄片観察

構造物f (PC桁) は、凍結防止剤の影響を受ける桁端部に一部ASRが発生していた程度であった。調査結果より安山岩の構成率が4.5%、コンクリートのアルカリ量は 1.8kg/m^3 であり、図-2.12に示すように残存膨張性の試験結果では大きな膨張傾向を示した。本ケースは、潜在的に反応性骨材を含有するが、コンクリート中のアルカリ量が低く、多くの未反応の反応性鉱物が残存しているものであった。NaOH溶液浸漬法や飽和NaCl溶液浸漬法による残存膨張性の結果だけで判断するのではなく、その膨張の意味を理解しなければならないよい事例であった。

残存膨張試験前の偏光顕微鏡による薄片観察では、写真-2.3(1)に示すように安山岩に反応リムなど軽微なASRが発生していたが、砂岩に反応は認められなかった。しかし、写真-2.3(2)に示すように、残存膨張試験後のコンクリート薄片では、外部から供給されたアルカリの影響によって安山岩が反応し、ASRゲルで充填されたひび割れが安山岩粒子を貫通しているなど、ASRが促進された状況が観察された。また、写真-2.3(3)に示すように、砂岩の周囲にもASRゲルが生成していた。30年程度の経過年数では反応しにくい岩種のものも厳しいアルカリ雰囲気下において反応していた。ただし、ASRゲルからのひび割れの発生は確認されなかった。

NaOH溶液浸漬法や飽和NaCl溶液浸漬法は、通常、ASRが発生しない岩種にもASRを発生させ、過大な残存膨張性を誘発させる可能性があった。しかし、NaOH溶液浸漬法の場合、前項で述べたようにコアの膨張率の閾値0.1%未満(試験日数21日)で構造物の残存膨張性がないと判断できること、ならびに構造物の残存膨張性をコアの膨張率で相対的に評価することに適していた。

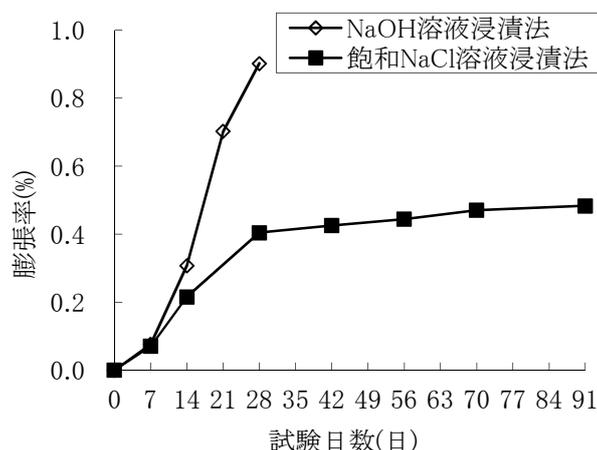
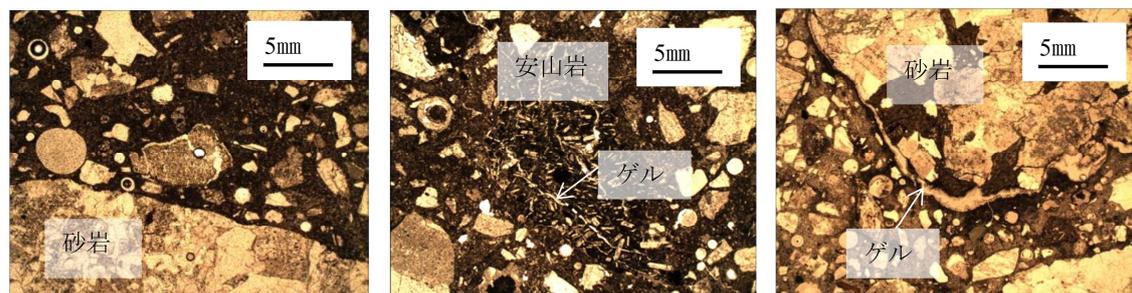


図-2.12 構造物 f (PC 桁) の残存膨張性試験の結果



(1) 残存膨張性試験前 (2) 残存膨張性試験後 (安山岩) (3) 残存膨張性試験後 (砂岩)

写真-2.3 残存膨張性試験 (NaOH溶液浸漬法) 前後における
コアの偏光顕微鏡の観察結果 (単ニコル)

2.8 EPMAによるASRゲルの化学組成分析

偏光顕微鏡により反応性骨材を確認した後、EPMAによりASRゲルの化学組成を定量分析した。分析の対象は、常願寺水系（構造物d, e, h, i, k）および九頭竜川水系（構造物q, s）の安山岩である。分析は、ASRゲルが発生した安山岩内部（砂利）、粗骨材界面、ひび割れ中、気泡中および細骨材内部の5～10点とした。各分析位置における平均値を表-2.2および表-2.3に示す。骨材中のゲルの化学組成は、シリカ (SiO_2) およびアルカリ (Na_2O , K_2O) に富んでおり、カルシウム (CaO) に乏しく、典型的なアルカリシリカゲルであった。また、シリカ (SiO_2)、アルミナ (Al_2O_3)、アルカリ (Na_2O , K_2O) は粗骨材中からセメントペースト中に向かうにつれて概ね減少する傾向があるのに対して、カルシウム (CaO) は逆に増加する傾向があった。これは、アルカリシリカゲルが骨材界面付近で生成された後、セメントペースト中のひび割れに沿って移動する間にアルカリの溶脱とカルシウムの吸収（置換）が起こるためと考えられている¹⁰。気泡内のゲルの化学組成は、シリカ (SiO_2) およびアルカリ (Na_2O , K_2O) に乏しく、カルシウム (CaO) に最も富んでいた。

ASRゲルのCa/SiおよびCa/(Na+K)の関係を図-2.13に示す。両者の関係はほぼ直線上に分布していた。また、安山岩（砂利）は安山岩（砂）と比較してCa/SiおよびCa/(Na+K)が小さい傾向を示した。これは、砂が砂利に比較して比表面積が大きいことからASRが早期に発生し、その反応過程の早い段階で粒子界面においてセメントペースト中のCaを取込んだものと考えられる。反応性のある砂が使用された場合、ASRは初期に発生するが、長期にわたって反応が継続するものではないことを示唆している。

安山岩中のASRゲルのCa/SiおよびCa/(Na+K)とNaOH溶液浸漬法による膨張率（試験日数21日）の関係を図-2.14に示す。すべての点がCa/Si=0.25未満の領域にプロットされ、吸水膨張性の高いゲルであることが推察された²⁰。

構造物eで測定した鉄筋の発生応力は、縦筋で370kN/mm²(1798 μ , D16)および横筋で178kN/mm²(864 μ , D19)であり、鉄筋にかなり大きな応力が発生していた。その後測定したひずみ量を図-2.15に示す。温度変化による季節変動を伴いながらひずみが増加する傾向を示しており、依然としてASRが収束していないことがわかる。このようにゲルの化学成分とNaOH溶液浸漬法による残存膨張性試験結果は矛盾するものではなく、残存膨張性のほとんどない構造物sおよびqのCa/Siが0.2以上であることを考慮すると、吸水膨張性の高い

表-2.2 EPMA による ASR ゲルの化学組成分析の結果 (その1)

構造物	d (常願川水系, ASR 劣化度 A)				e (常願川水系, ASR 劣化度 A)				h (常願川水系, ASR 劣化度 A)					i (常願川水系, ASR 劣化度 A)				
	Ag	AG-Cp	Sa	Cp	Ag	AG-Cp	Cp	Air	Ag	AG-Cp	Sa	Cp	Air	Ag	AG-Cp	Sa	Cp	
質量%	SiO ₂	40.81	38.78	38.86	39.03	50.40	45.80	36.89	38.94	50.37	48.04	35.41	40.09	37.29	52.48	41.88	39.56	36.24
	Al ₂ O ₃	10.44	8.61	6.73	8.68	13.66	7.71	7.44	6.20	11.25	11.32	7.70	8.53	6.77	9.08	7.60	8.70	7.57
	MgO	1.57	2.18	1.85	1.31	1.98	1.80	1.33	1.55	2.11	1.60	1.43	1.55	1.12	0.35	0.72	1.56	1.29
	CaO	7.60	9.86	11.54	13.31	5.08	10.63	12.21	13.92	5.96	9.57	14.68	13.41	14.51	2.93	10.64	10.95	12.63
	Na ₂ O	4.57	3.89	3.27	4.40	7.17	5.07	3.94	4.32	5.82	6.17	3.89	4.40	4.30	5.07	3.75	4.19	3.96
	K ₂ O	2.00	2.10	1.60	1.68	2.94	2.60	1.70	1.55	2.54	2.32	1.78	1.99	1.50	2.81	1.70	1.39	1.19
	SO ₃	0.13	0.14	0.19	0.14	0.04	0.14	0.14	0.30	0.06	0.14	0.28	0.22	0.21	0.04	0.08	0.14	0.38
	P ₂ O ₅	0.18	0.07	0.00	0.15	0.19	0.07	0.11	0.12	0.27	0.15	0.07	0.08	0.10	0.12	0.09	0.16	0.09
	Total	67.30	65.62	64.04	68.71	81.47	73.82	63.76	66.90	78.40	79.31	65.24	70.27	65.80	72.88	66.45	66.64	63.34
原子数	Si	21.23	20.93	21.61	20.30	21.40	21.92	20.69	20.73	22.44	21.25	19.60	20.40	20.28	24.74	21.71	21.05	20.73
	Ca	4.24	5.70	6.88	7.52	2.31	5.47	7.65	8.17	2.88	4.56	8.80	7.37	8.73	1.48	5.40	6.30	7.64
	Na	4.58	4.07	3.53	4.43	5.89	4.71	4.15	4.51	4.94	5.27	4.15	4.33	4.56	4.63	4.10	4.27	4.13
	K	1.37	1.44	1.13	1.11	1.60	1.59	1.25	1.05	1.46	1.30	1.25	1.29	1.01	1.69	1.24	0.93	0.84
Ca/Si	0.20	0.27	0.32	0.37	0.11	0.25	0.37	0.39	0.13	0.21	0.45	0.36	0.43	0.06	0.25	0.30	0.37	
Ca/(Na+K)	0.71	1.03	1.48	1.36	0.31	0.87	1.42	1.47	0.45	0.69	1.63	1.31	1.57	0.23	1.01	1.21	1.54	

分析位置の凡例 Ag:粗骨材中 AG-Cp:粗骨材界面近傍 Sa:細骨材中 Cp:セメントペースト中 Air:気泡中

表-2.3 EPMA による ASR ゲルの化学組成分析の結果 (その2)

構造物	k (常願川水系, ASR 劣化度 B)					q (九頭竜川水系, ASR 劣化度 B)					s (九頭竜川水系, ASR 劣化度 A)					
	Ag	AG-Cp	Sa	Cp	Air	Ag	AG-Cp	Sa	Cp	Air	Ag	AG-Cp	Sa	Cp	Air	
質量%	SiO ₂	46.61	41.12	31.14	39.03	34.50	39.18	38.96	34.55	38.50	35.96	39.68	38.94	40.92	37.27	33.80
	Al ₂ O ₃	9.79	9.37	6.37	8.68	6.79	7.68	7.59	5.87	5.45	5.65	7.95	8.59	6.46	6.72	4.82
	MgO	1.58	1.37	1.79	1.31	1.15	1.71	1.38	0.70	1.01	0.99	1.44	1.64	1.05	1.21	1.04
	CaO	6.12	11.07	15.21	13.31	14.79	7.13	9.90	15.75	15.28	14.42	7.94	9.72	12.70	14.38	15.43
	Na ₂ O	5.95	5.03	3.47	4.40	3.71	4.13	3.98	3.90	2.83	1.48	5.63	5.23	3.11	3.09	2.50
	K ₂ O	2.97	2.48	1.43	1.68	1.26	2.72	2.60	0.97	1.53	1.28	2.87	1.95	3.03	1.60	1.36
	SO ₃	0.03	0.09	0.16	0.14	0.16	0.05	0.04	0.09	0.12	0.14	0.09	0.08	0.07	0.09	0.07
	P ₂ O ₅	0.18	0.15	0.12	0.15	0.10	0.18	0.09	0.03	0.08	0.02	0.09	0.13	0.08	0.13	0.08
	Total	73.23	70.68	59.69	68.71	62.47	62.78	64.54	61.87	64.80	59.94	65.69	66.29	67.41	64.48	59.10
原子数	Si	22.15	20.68	19.01	20.30	19.95	21.82	21.39	20.29	21.43	21.66	21.32	20.79	21.88	20.81	20.79
	Ca	3.22	5.98	9.95	7.52	9.19	4.38	5.87	9.90	9.31	9.47	4.60	5.59	7.24	8.79	10.43
	Na	5.54	4.91	4.11	4.43	4.17	4.55	4.29	4.43	3.02	1.71	5.81	5.45	3.22	3.31	3.02
	K	1.82	1.60	1.11	1.11	0.94	1.96	1.84	0.73	1.08	0.97	1.99	1.35	2.11	1.13	1.07
Ca/Si	0.15	0.29	0.52	0.37	0.46	0.20	0.27	0.49	0.43	0.44	0.22	0.27	0.33	0.42	0.50	
Ca/(Na+K)	0.44	0.92	1.91	1.36	1.80	0.67	0.96	1.92	2.27	3.53	0.59	0.82	1.36	1.98	2.55	

第2章 高速道路における ASR の調査診断

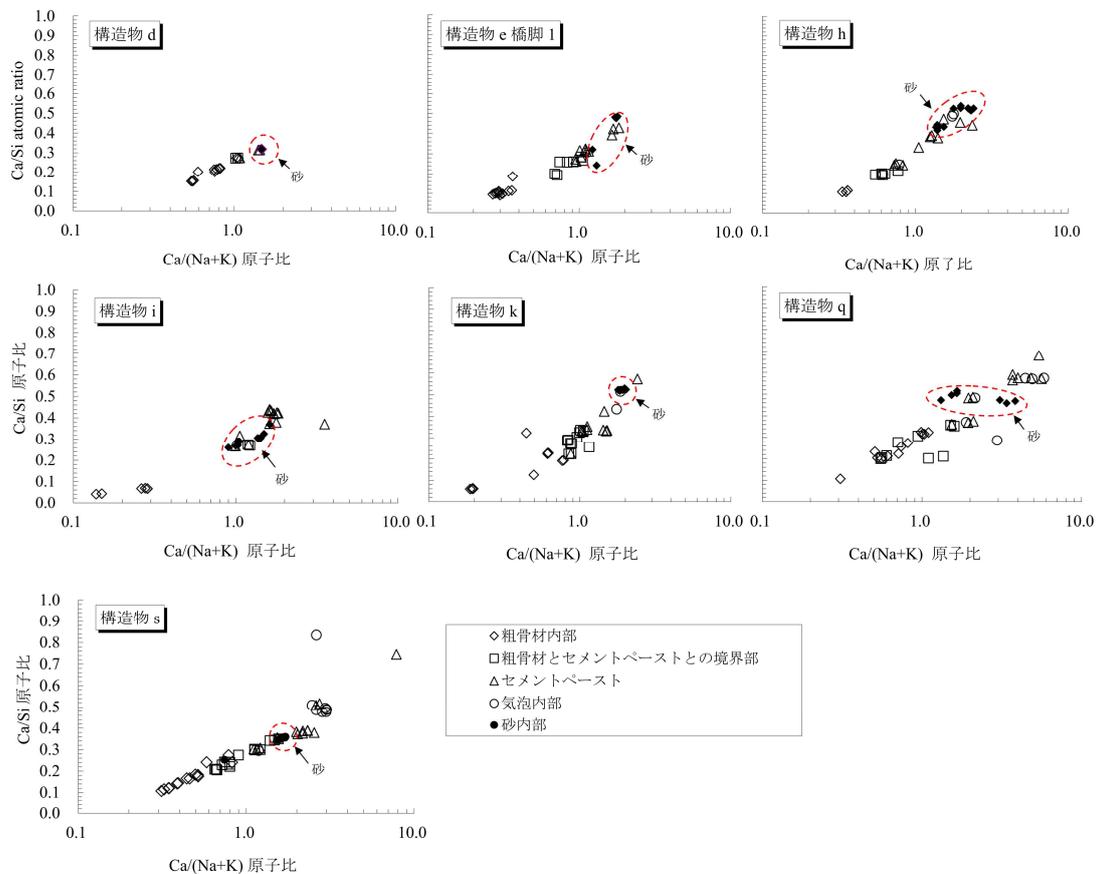
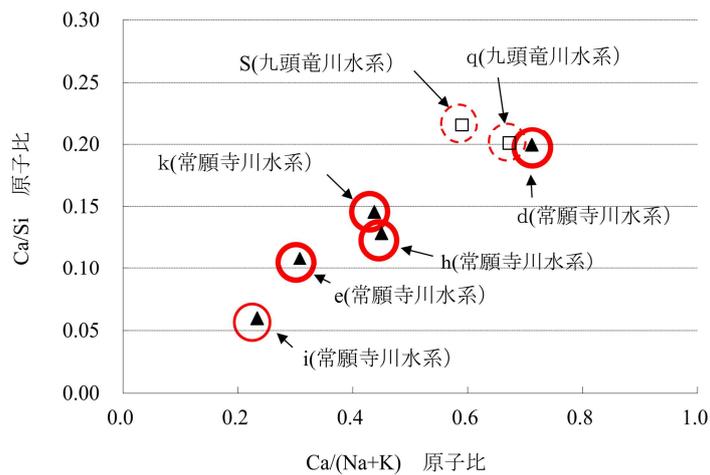


図-2.13 コア薄片内の各測定位置での ASR ゲルの化学組成の比較



カナダ法膨張率(21日) ●:0.2%≧ ○:0.1-0.2% ◌:0.1%>

図-2.14 Ca/Si および Ca/(Na+K) と膨張率の関係

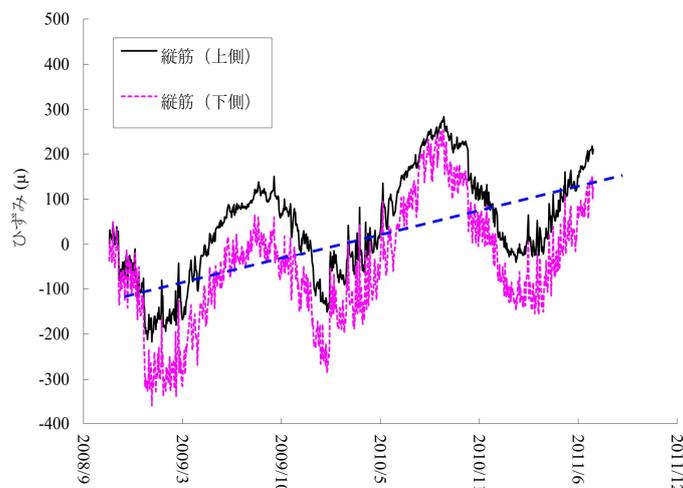


図-2.15 鉄筋に発生するひずみの経時変化

ASRであると判断されるCa/Siは0.15～0.2以下であることが推察される。

以上の結果から、供用から30年以上経過した構造物において、常願寺川水系の川砂利ではASRの進行は今後も継続する可能性が高く、一方、九頭竜川水系の川砂利ではASRの進行がほぼ収束しているものと判断された。

2.9 まとめ

本研究では、北陸地方の反応性骨材の岩石・鉱物的特徴とその分布状況を明らかにし、この地方の骨材に適したASRの評価法について検討するとともに、ASR構造物の劣化過程を把握した。本研究により得られた主要な結果は以下のとおりである。

- (1) 北陸地方では、常願寺川水系（富山県）や九頭竜川水系（福井県）の河川産骨材を使用したことにより、一部の構造物に劣化度の高いASRが発生していた。この地方のASRには、川砂および川砂利中の安山岩の構成率が関係していた。
- (2) 外観のASR劣化状況と薄片観察による結果がほぼ対応していたことから、通常の点検における外観目視から、構造物内部の劣化状況が推定できるものと考えられた。なお、コアの薄片による劣化度は、外観よりも先行する場合があったことから、構造物から定期的にコアを採取して薄片観察することによって、ASRの劣化の進行の予測精度を向上できる。
- (3) NaOH溶液浸漬法および飽和NaCl溶液浸漬法による残存膨張性試験において、通常は反応しない岩種がASRを誘発させて過大な膨張を示す場合があった。このため、コアの膨張率が0.1%を超える場合、岩種構成率やアルカリ量を同時に確認して、異常な膨張でないことを確認する必要がある。なお、NaOH溶液浸漬法による膨張率が0.1%未満（試験日数21日）であった場合は、構造物の残存膨張性がないことが確認できた。このため、定期的なNaOH溶液浸漬法による残存膨張率の確認は、ASR構造物の残存膨張性を把握する

上で有効な手段であった。

(4) ASRの劣化進行を考慮した補修・補強の設計を行う際に、NaOH溶液浸漬法および飽和NaCl溶液浸漬法による試験終了後のコアの圧縮強度および静弾性係数の値を確認することが有効であった。

(5) ASRゲルの化学組成を分析した結果、反応性の川砂は早期にASRを生じるが、長期にわたって反応が継続するものではなかった。また、EPMAによる定量分析の結果、吸水膨張性が高いASRゲルであると判断されるのは、本研究の範囲において、Ca/Siが0.2以下程度であった。

(6) ASRゲルの化学組成、NaOH溶液浸漬法による残存膨張率および鉄筋に発生したひずみ量の結果から、ASR劣化度の高い常願寺川水系の骨材を使用した構造物は、供用から30年以上経過した現在においてもASRによる膨張が継続していた。一方、九頭竜川水系の骨材を使用した構造物は、ASRによる膨張がほぼ収束したものと判断できた。

【参考文献】

- 1) 土木研究センター：建設省総合技術開発プロジェクト・コンクリートの耐久性向上技術の開発, pp.79-294, 1989.
- 2) 日本コンクリート工学協会：作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会, pp.48-51, 2008.
- 3) Daidai, T., and Torii, K. : A Proposal for Rehabilitation of ASR-affected Bridge Piers with Fractured Steel Bars: Proceedings of the 13th ICAAR: pp.42-49, 2008.
- 4) 湊俊彦・鳥居和之：コンクリート構造物の鉄筋破断および配筋不良の ASR 劣化に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.989-994, 2010.
- 5) 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, Vol.23, No.1, pp.1147-1152, 2001.
- 6) 野村昌弘・平俊勝・鳥居和之：コアによるコンクリート構造物のアルカリシリカ反応の判定, コンクリート工学論文集, Vol.13, No.3, pp.105-114, 2002.
- 7) 野村昌弘・小松原昭則・畔柳昌己・鳥居和之：北陸地方における反応性骨材の岩石学的特徴とコアの残存膨張性の評価, コンクリート工学論文集, Vol.33, No.1, pp.953-958, 2011.
- 8) Masahiro Nomura, Akinori Komatsubara, Kazuyuki Torii : Evaluation of the Residual Expansivity of Cores due to Alkali-silica reaction in Hokuriku District, Proceedings of 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. Austin, CD-R (8pages), 2012.5
- 9) Katayama, T., Oshiro, T., Sarai, K., and Yamato, T.: Late-Expansive ASR due to Imported sand and Aggregates in Okinawa Island, Southwestern Japan: Proceedings of the 13th ICAAR: pp.862-873, 2008.
- 10) Katayama, T.: Petrographic diagnosis of Alkali-aggregate Reaction in Concrete

based on Quantitative EPMA analysis, Proceedings of the 4th CANMET/ACI/JCI International Conference on Recent Advance in Concrete Technology: pp.539-560, 1998.

- 11) 野島昭二・竈本武弘・宮原茂禎・丸屋剛：ASR を生じたコンクリート構造物の鉄筋ひずみとコアの残存膨張，コンクリート工学年次論文集，Vol.31, No.1, pp.1267-1272, 2009.
- 12) 野村昌弘・小松原昭則・丑屋志・鳥居和之：ASR 劣化構造物から採取したコアの残存膨張性評価の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.32, No.1, pp.965-970, 2010.
- 13) 大代武志・鳥居和之：富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理手法の提案，コンクリート工学論文集，Vol.20, No.1, pp.45-57, 2009.
- 14) 鳥居和之・大代武志・山戸博晃・平野貴宣：石川県の反応性骨材と ASR 劣化構造物のデータベース化，コンクリート工学年次論文集，Vol.30, No.1, pp.1017-1022, 2008.
- 15) 鳥居和之・樽井敏三・大代武志・平野貴宣：能登半島の ASR 劣化構造物に関する一考察，コンクリート工学論文集，Vol.28, No.1, pp.779-784, 2006.
- 16) 丑屋智志，小松原昭則，野村昌弘，鳥居和之：福井県の ASR 劣化橋梁の分布と反応性骨材の岩石学的特徴，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，日本材料学会，Vol.11, pp.463-470, 2011.10
- 17) 丑屋智志・出口一也・野村昌弘・鳥居和之：福井県の骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化橋梁に関する調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.33, No.1, pp. 1007-1012, 2011.
- 18) 鳥居和之・野村昌弘：コンクリートコアによる ASR 残存膨張性の評価，セメント・コンクリート，No.715, pp.64-70, 2006.
- 19) 土木学会：コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，p.147, 2001.
- 20) 藤村友城・畔柳昌己・野村昌弘・鳥居和之：ASR ゲルの化学組成分析による河川骨材の ASR 劣化の実態調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.32, No.1, pp.899-904, 2010.

第3章 ASR により鉄筋破断が発生した RC 橋脚の詳細調査

3.1 概説

北陸地方では、アルカリシリカ反応（以下 ASR）による過大な膨張により鉄筋が破断する事例が多く報告されている^{1)~5)}。北陸地方の主要な反応性岩種は安山岩であり、その反応性鉱物は、クリストバライトと火山ガラスである⁶⁾。クリストバライトは、非反応性の岩種との割合でペシマムが存在するのに対して、火山ガラスはペシマムが存在しないのが特徴である。北陸地方の安山岩は、両方の鉱物を含有することから、複雑な膨張挙動を示すことが想定される。一方、鉄筋の破断の多くは RC 橋脚であるが、フーチングや橋台での破断事例も報告されている。北陸地方の事例で共通することは、凍結防止剤の影響を受けること、日射および降雨の影響を受けること、鉄筋の曲げ加工部や圧接箇所であること、鉄筋の節の形状が竹節状であること、電炉鉄筋であることが挙げられる⁷⁾。

今回調査した富山県内の道路構造物は、コンクリートのはく落片対策として、重要交差点箇所を主体に補修対策が進められていた。その中の掛違い橋脚のパラペットに鉄筋破断が確認された。パラペットは、伸縮装置からの漏水があり、冬期に散布される凍結防止剤の影響を長年にわたって受けていた。このため、ここ 10 年間で ASR によるひび割れが急速に発達し、鉄筋腐食にともなう浮き等の劣化も顕在化してきていた。破断が確認された鉄筋は、D16 のせん断補強筋であり、建設時の記録から、高炉メーカーが製造した鉄筋であることが判明している。

本章^{8),9)}では、鉄筋破断が確認された橋脚のコンクリートの劣化の特徴を調べるとともに、骨材の岩石学的特徴と構造物から採取したコアおよび鉄筋の力学的性質を詳細に検討した。さらに、RC 橋脚から取り出した鉄筋の材質を電炉鉄筋と比較検証した。

3.2 橋脚コンクリートの劣化および鉄筋の損傷状況

鉄筋破断が確認された道路橋（以下 M 橋）は、2 径間 PC ポストテンション T 桁橋で、1980 年に供用している。M 橋の平面図を図-3.1、全景写真を写真-3.1 に示す。それぞれの径間長の違いから桁高が異なり、掛違い橋脚ではパラペット（幅 1,100×高さ 1,300mm）を有する。M 橋は富山県富山市近傍の平野部に位置し、大代らが報告した鉄筋破断の事例³⁾の橋梁（以下 A 橋）から 12km ほどしか離れていない。A 橋橋脚のコンクリートは骨材周囲に微細なひび割れが多数発生しており、ブレーカーで簡単に破壊できるような状態であった。したがって、両橋ともアルカリ総量規制以前の建設であることから、常願寺川水系の同様な骨材が使用された可能性があるかと推察された。M 橋の ASR は、1993 年に発見され、当初はひび割れとコンクリートの一部に変色が発生している程度であったが、2008 年にはコンクリートの浮きが確認された。今回の調査で鉄筋破断が確認されたのは鉄筋の曲げ加工部であり、写真-3.2 に示すように当該箇所には 0.5~1.2mm の水平ひび割れが発生していた。鉄筋破断が確認されたのは路肩側であり、D16（ピッチ@300）のせん断補強筋および配力筋の曲げ加工部にて合計 16 箇所であった。また、鉄筋にはすでに腐食が発生しており、一部断面欠損も確認された（写真-3.3 参照）。なお、鉄筋の節の形状は竹節状であった。一方、橋軸直角方向に配置された D19 の鉄筋には破断は生じていなかった。

第3章 ASRにより鉄筋破断が発生したRC橋脚の詳細調査

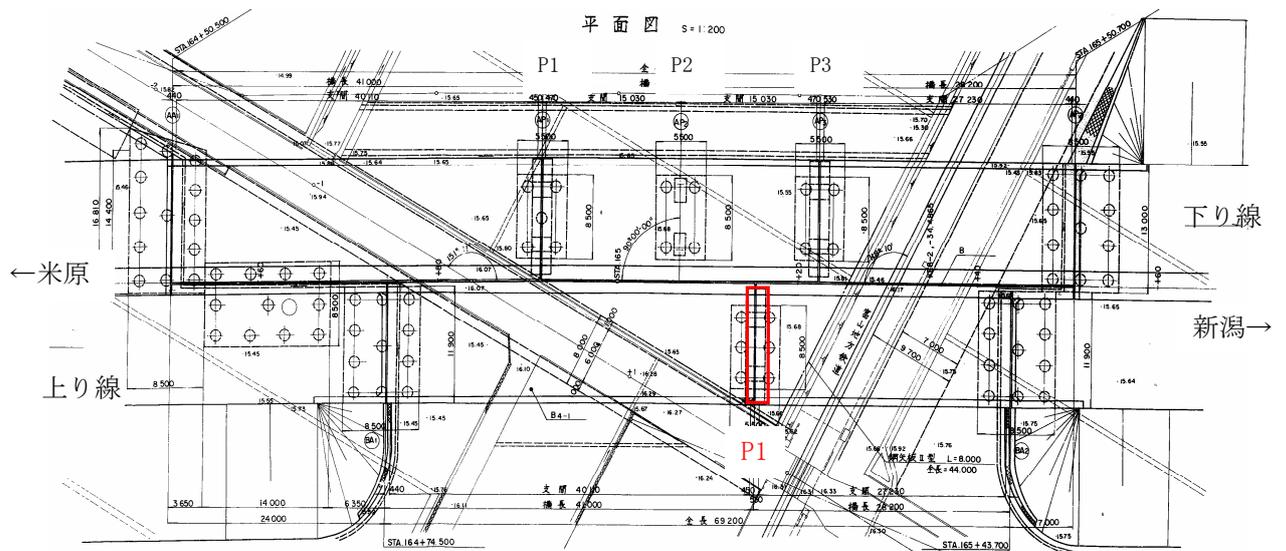


図-3.1 鉄筋破断が確認された橋梁の平面図

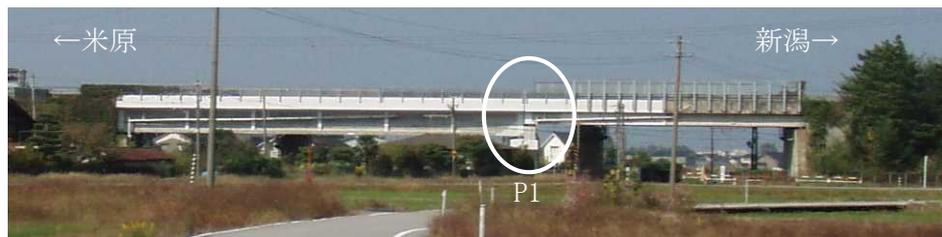


写真-3.1 鉄筋破断が確認された橋梁の全景

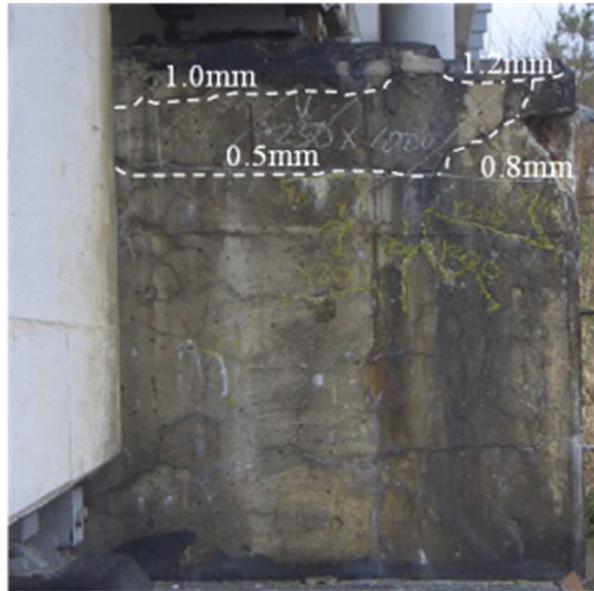


写真-3.2 鉄筋破断が確認された橋脚パラペット（上り線 P1）

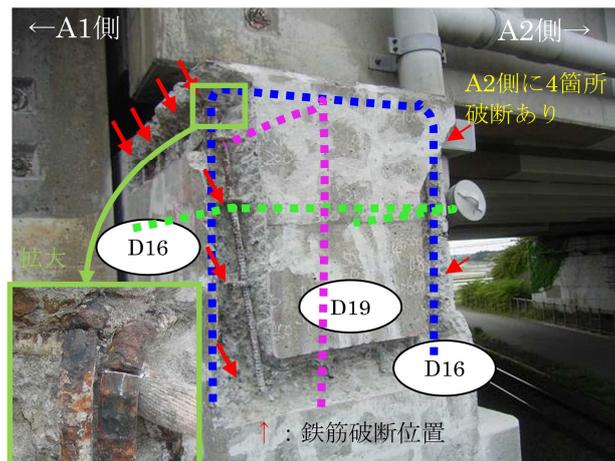


写真-3.3 鉄筋破断の位置および状況

3.3 調査結果と考察

パラペットのA1側からA2側に向かって貫通コア（ $\phi=55\text{mm}$ ， $L=1,100\text{mm}$ ）を鉄筋破断近傍（以下損傷部）および凍結防止剤の影響を受けない橋脚センター（以下健全部）からそれぞれ2本ずつ採取し、コンクリートの性状を調査した（写真-3.4，3.5参照）。なお，調査はM橋の上下線の橋脚で実施したが，調査結果は上下線とも同様な傾向を示していたことから，本論文では上り線のP1橋脚における調査結果について考察した。

3.3.1 粗骨材の岩種構成率

コア側面（ $L=200\text{mm}$ 程度）に観察される骨材粒径 5mm 以上を対象に岩種判定を行い，岩種ごとの面積を集計することにより岩石の構成率を算出した。その結果を図-3.2に示す。コンクリート用骨材として川砂および川砂利が使用されていた。アルカリシリカ反応性の

岩種として、火山岩系岩石の安山岩と流紋岩および凝灰岩が確認された。とくに、反応性の高い安山岩の構成率は7%であり、A橋の安山岩の構成率41%に比較して少なかった。北陸地方のASRは安山岩の構成率が高くなるほど深刻になることが報告されている¹⁰⁾。この結果より、M橋はA橋と比べてASRが進行していないものと推察された。



写真-3.4 コアの採取位置

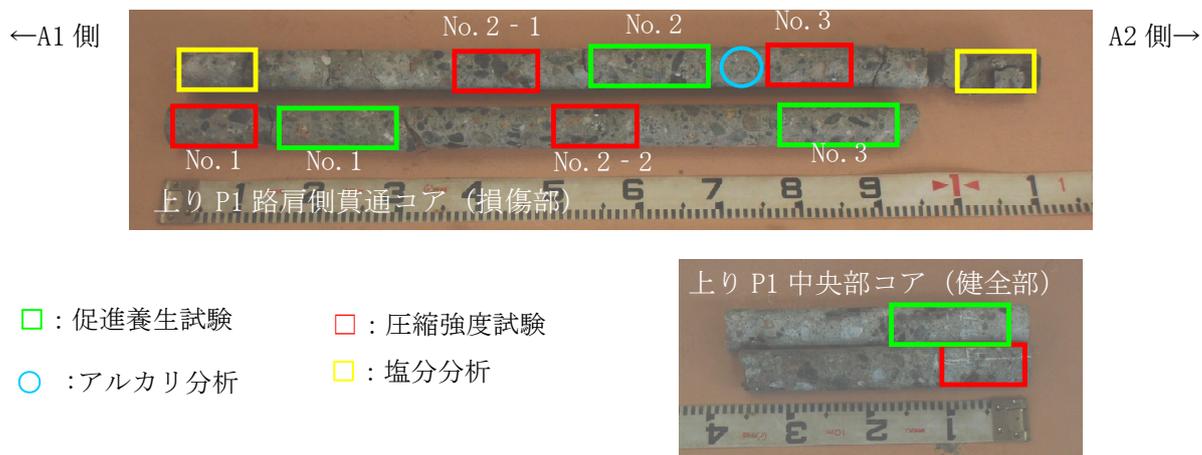


写真-3.5 採取したコアの試験位置

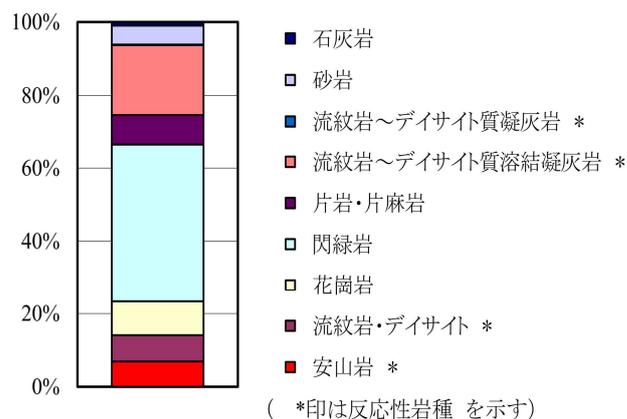


図-3.2 粗骨材の岩種構成率

3.3.2 偏光顕微鏡による劣化度の観察

内部のコアからコンクリート薄片を作製し、偏光顕微鏡を使って、ASR の劣化状況を確認した。写真-3.6 は、安山岩粒子（川砂）の反応状況を示したものである。砂粒子から発達した 0.1mm 程度のひび割れがセメントペースト中に進展し、その中には非定形・非晶質のゲルで充填されていた。写真-3.7 は、安山岩粒子（川砂利）の反応状況を示したものである。直径 20mm 程度の安山岩に幅 1mm 程度の大きなひび割れが発生し、セメントペースト中に達していた。同様に、安山岩中には非定形・非晶質のゲルが確認できた。また、安山岩の近傍には気泡内を充填するゲルも確認され、薄片観察で評価される ASR 劣化度はかなり進行した段階であり¹⁰⁾、安山岩の反応程度は A 橋とほぼ同様な程度と判断された。川砂および川砂利がともに反応しているのが、常願寺川水系の骨材の ASR の特徴である。

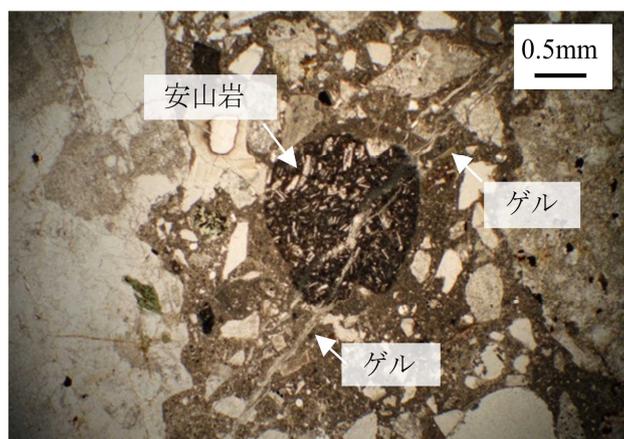


写真-3.6 川砂（安山岩）の反応（オープンニコル）

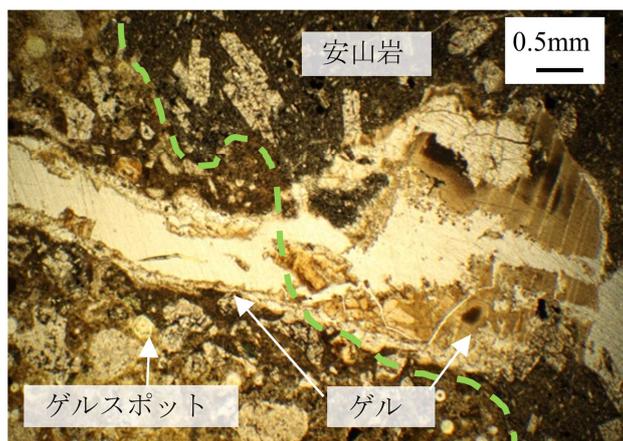


写真-3.7 川砂利（安山岩）の反応（オープンニコル）

3.3.3 塩分およびアルカリ量の測定結果

損傷部から採取したコアにて、パラペット表面から浸透した塩化物イオン濃度を測定した。測定は、JIS A 1154による硝酸抽出であり、コンクリート中の全塩化物イオン濃度を調べた。その結果を図-3.3に示す。パラペットのA1側は伸縮装置の直下で、冬期に散布される凍結防止剤の影響を受けていたことから、高濃度の塩化物イオンの浸透が確認された。その値は鋼材腐食発生限界 1.2kg/m^3 を超えており、A橋に浸透した塩化物イオン濃度より高かった。一方、A2側では塩化物イオンの浸透はわずかなものであった。しかし、A2側の鉄筋曲げ加工部でも破断が確認されており、鉄筋破断の発生原因として塩化物イオンの存在が絶対条件とされないと考えられた。

凍結防止剤の影響を受けないパラペット表面から深さ 50cm 程度の位置のコアを用いてコンクリート中の等価アルカリ量 ($\text{Na}_2\text{Oeq.}$) を測定した。測定はコンクリートの粉末試料の 40°C の温水抽出によるものである。等価アルカリ量は $2.9\sim 3.4\text{kg/m}^3$ であり、A橋の $2.6\sim 2.9\text{kg/m}^3$ とほぼ同程度であった。

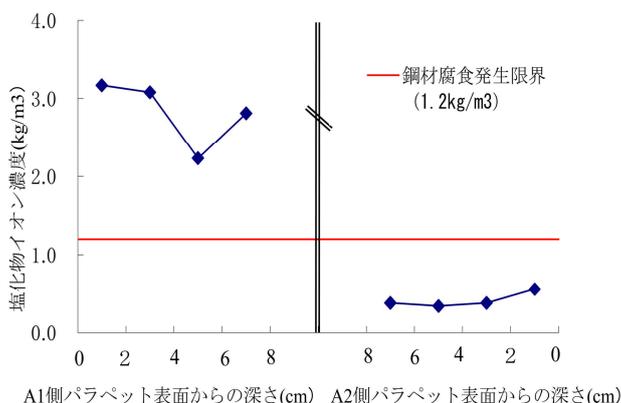


図-3.3 コンクリート中の塩化物イオン濃度の測定結果

3.3.4 コアの促進養生試験の結果

M 橋が凍結防止剤の影響を受けていたことから、コンクリートの残存膨張性をデンマークの促進モルタルバー法に準拠したコアの飽和 NaCl 溶液浸漬法（温度 50℃，飽和 NaCl 浸漬）にて評価した。試験では、貫通コアの一部を用いた。その結果を図-3.4 に示す。凍結防止剤の影響を受けていた損傷部では試験日数91日においても膨張率が0.05%以下であり、ASR がほぼ収束しているものと推察された。一方、凍結防止剤の影響を受けていない健全部の膨張率は、試験日数とともに膨張率が増加した。膨張率は A 橋と同程度であり、コンクリートの残存膨張の潜在性が認められた。橋脚の部位（パラペットの路肩側とセンター）の中でも日射の影響、乾湿の繰り返し、凍結防止剤の影響の程度により、ASR の進行が大きく異なる結果となった。

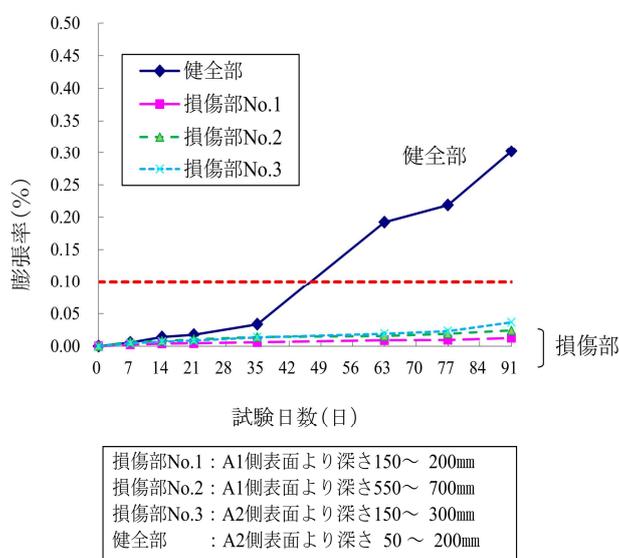


図-3.4 コアの促進養生試験（飽和 NaCl 溶液浸漬法）の結果

3.3.5 コアの圧縮強度および静弾性係数試験の結果

貫通コアの一部にてコアの圧縮強度および静弾性係数試験を行った。試験結果を図-3.5 に示す。なお、縦軸をコアの静弾性係数/圧縮強度比としている。コンクリート設計基準強度 24N/mm²を下回り、20N/mm²程度まで低下するとともに静弾性係数の低下も見られた。損傷部から採取したコアは、「健全なコンクリート」を示す曲線（土木学会及び道路橋示方書で示されている設計の圧縮強度と静弾性係数の関係から導いた近似曲線）より下側にプロットされた。

3.3.6 実 RC 橋脚の鉄筋応力度の測定結果

鉄筋に生じている応力度を推定するため、内部鉄筋の一部をはつり出し、鉄筋切断法¹⁾にて応力度を検証した。ひずみゲージの貼付け状況および切断位置の関係を写真-3.8 に示す。調査はせん断補強筋を対象とし、曲げ加工部に破断が確認されたものと破断していないものとを比較した。鉄筋が破断した箇所では約 1,800 μ （発生応力 370N/mm²）、破断していない箇所では約 1,400 μ （発生応力 290N/mm²）のひずみが確認された。なお、本データは、グラインダーによる切断時に発生する温度応力の補正を、ひずみゲージとともに

熱電対により行なった。M橋の建設時の記録から、鉄筋はSD295Aの規格のものが使用されており、これを考慮するとASRの膨張により破断した鉄筋には降伏点以上の応力が常時発生していたものと推測された。

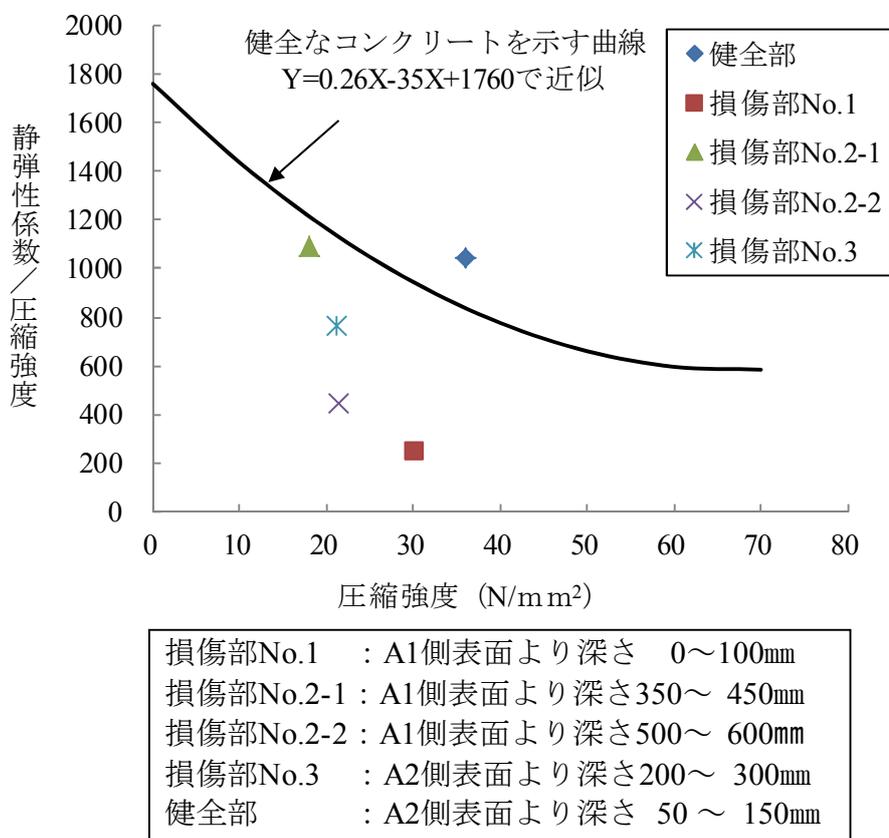


図-3.5 コアの静弾性係数/圧縮強度比と圧縮強度の関係

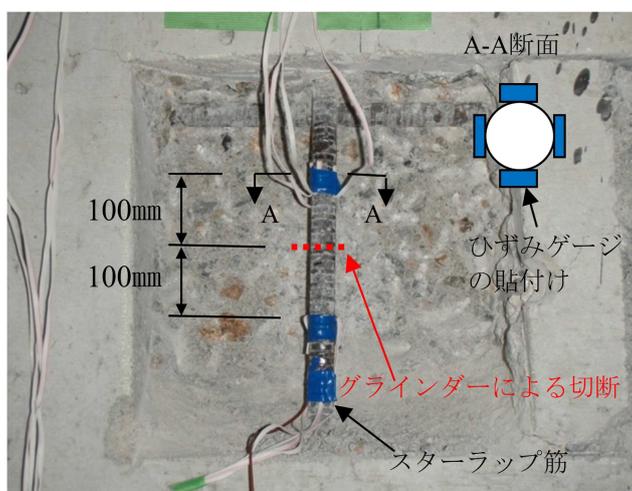


写真-3.8 鉄筋切断法による応力度の試験方法

3.3.7 鉄筋の品質確認の結果

(1) 鉄筋の節形状

D16 の鉄筋を採取し，C カットおよび L カットすることで節の形状を調べた．結果を写真-3.9 に示す．節の間隔は 9.7mm，節の高さは 1.2～1.3mm，節と軸線との角度は 45° であり，JIS G 3112 規定を満足するのであった．

(2) 鉄筋引張強さ

破断した鉄筋の機械的性質を確認するため D16 を 3 本および D19 を 1 本採取し，鉄筋の引張強さを確認した．試験結果を表-3.1 に示す．降伏点および引張強さは JIS G 3112 の規定を満足するものであった．なお，D19 の方が D16 より強度的に小さい傾向を示した．これは現場から鉄筋を採取する際，ピック等で鉄筋に傷をつけたためと考えられた．

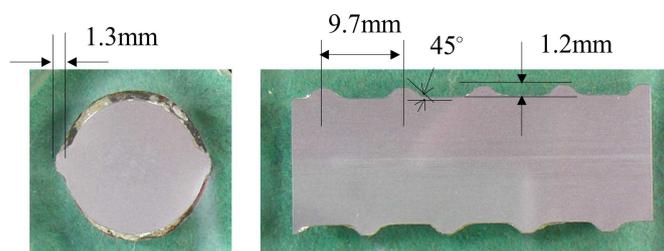


写真-3.9 鉄筋の節形状 (D16)

表-3.1 鉄筋の引張試験の結果

サイズ	降伏点	引張強さ
D16	373~381N/mm ²	555~555N/mm ²
D19	323N/mm ²	471N/mm ²

(3) 鉄筋の化学成分

D16 および D19 の鉄筋の一部にて化学成分の分析を行った．C（炭素）および S（イオウ）は赤外線吸収法（JIS G 1211 3），N（窒素）は鉄および鋼中の窒素定量法（JIS G 12283(4)），その他の元素はスパーク放電発光分光分析法（JIS G 1253）により分析した．試験結果を表-3.2 に示す．この表には電炉および高炉鉄筋での一般的な化学成分も示した．化学成分の分析結果は JIS G3112 を満足するものであったが，Si, Mn, Cu, Al, N の成分が電炉鉄筋の成分に類似した結果となった．とくに，N の含有量が多いことから，鉄筋を曲げ加工した際に，ひずみ時効の影響を受け，切り欠きじん性に劣る可能性が考えられた¹²⁾．

表-3.2 鉄筋の化学成分の分析結果 (mass %)

試料	C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo	Ni	Cu	Al	N
D16	0.27	0.16	0.84	0.035	0.018	0.11	0.010	0.071	0.20	<0.002	0.0135
D19	0.23	0.13	0.90	0.030	0.024	0.20	0.014	0.062	0.18	<0.002	0.0114
電炉 ⁹⁾	0.25	0.20	0.97	0.023	0.025	0.19	0.02	0.10	0.19	0.002	0.0116
高炉 ⁹⁾	0.22	0.33	1.40	0.027	0.021	0.06	0.01	0.02	0.06	0.007	0.0048
JIS G 3112 SD295A	—	—	—	0.05 以下	0.05 以下	—	—	—	—	—	—

(4) 曲げ半径の測定およびひび割れの確認

D16 の鉄筋の曲げ加工部を採取して、表面を酸洗いした後、デジタルマイクロスコープを用いて、曲げ半径の推測、およびひび割れの有無を確認した。試験に用いた鉄筋を写真-3.10 に示す。内側曲げ半径は 17mm であり、鉄筋径の約 1.1 倍と推測され、設計鉄筋曲げ半径 2.0 倍を満足していなかった。

鉄筋のひび割れの発生状況を写真-3.11 に示す。曲げ側面では、曲げ加工部の内面側において圧延に沿ったひび割れが発生していた。また、曲げ内側では節の R 部と圧延方向に沿ったひび割れが確認された。なお、外面にはひび割れは発生していなかった。鉄筋の微細なひび割れの発生は、鉄筋の化学成分にて N が多く含有されていたことによるじん性の低下と鉄筋の曲げ半径が小さいことが原因と考えられた。



写真-3.10 曲げ半径測定に使用した鉄筋 (D16)

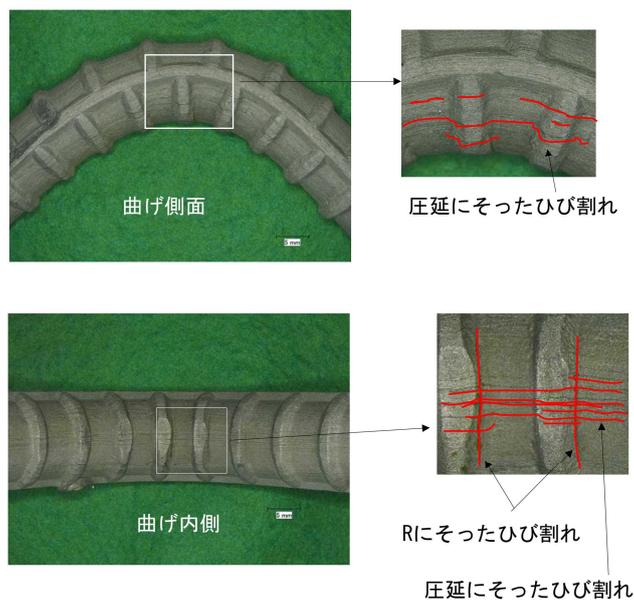


写真-3.11 鉄筋の曲げ加工部のひび割れ発生状況

(5) 鉄筋破断面のSEM観察

曲げ加工部にて破断が確認された鉄筋を酸洗いし、破断面のSEM観察を行った。破断面を写真-3.12、破断面の起点部と伝播部のSEM画像を写真-3.13および写真-3.14に示す。鉄筋の割れの起点部は曲げの内側であり、外側に向かって3段階に伝播していた。また、起点部および伝播部とも脆性的な破面を呈していた。写真-3.12に示すように脆性破壊は、起点から発生して点線ラインまで伝播して停止し、点線ラインから再度破壊(3段階に分けて)が発生したものと考えられた。このような破断形態は樽井¹³⁾の報告と一致していた。

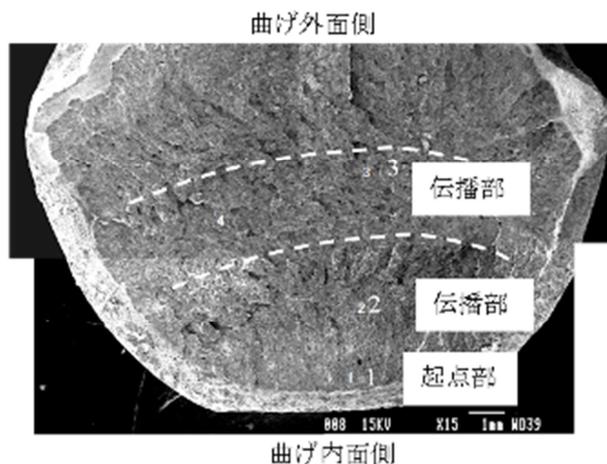


写真-3.12 鉄筋破面のSEM観察結果

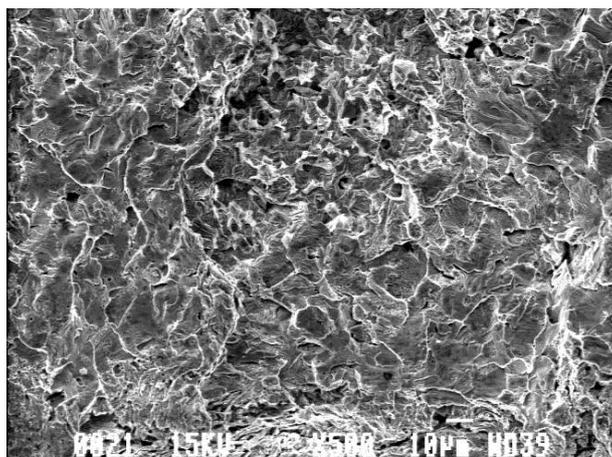


写真-3.13 1の位置（起点部）のSEM破面

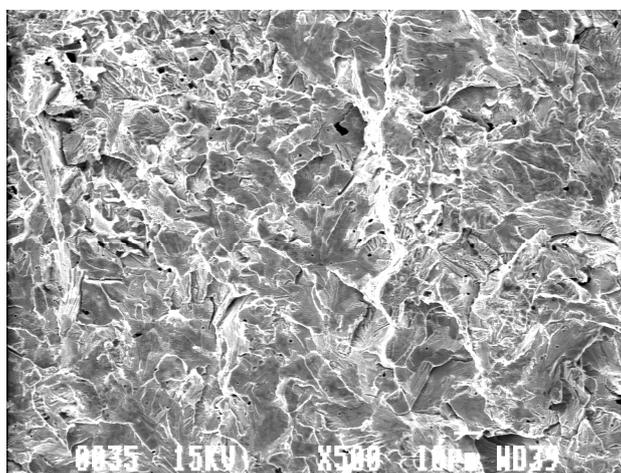


写真-3.14 2の位置（伝播部）のSEM破面

3.4 ASR によるひび割れの発生過程と鉄筋の破断

M 橋の下り線 P1 橋脚の補修において、パラペットの路肩側を切り出し、この切り出した部材を用いて ASR によるひび割れの発生過程および鉄筋破断に関する調査が実施されている¹⁴⁾。この調査では、切断面の観察や湿度分布から、表面近くに形成される非膨張層（表層部）により、内部の ASR による膨張が拘束されるために内部拘束応力が発生し、その結果、表面ひび割れが発生することを実構造物において検証している。すなわち、表面のひび割れの深さは鉄筋位置（かぶり 100mm）付近まで達しており、内部は多くの ASR ゲルや骨材内部のひび割れが観察され、湿度は 90% を超えていた。一方、表層部では湿度が 85% 以下で ASR ゲルの滲出がほとんど存在しなかったとしている。

また、鉄筋の破断が発生していた曲げ加工部の位置においては、表面水平方向に幅 4～5mm のひび割れが連続しており、切断面において部材の中心方向に長さ 400mm 程度の幅広いひび割れを確認している。この現象を躯体内部（膨張域）と表層部（非膨張層）にモデル化したコンクリート体を FEM 解析によって検証した結果、鉄筋破断後の拘束効果が一部無くなった場合、その部分における最大主応力ベクトルの角度は 45° の斜め方向で引張

応力が発生すること、さらに、ひび割れは表面から 300mm 程度であり、実態と概ね一致していることを確認している。さらに、ASR による膨張が約 0.24% で鉄筋は降伏応力に達し、曲げ加工部のひび割れによる鉄筋の有効断面積の減少によって、容易に破断に至ると結論づけている。

図-3.4 の残存膨張試験の結果に示すように、健全部の残存膨張が 0.3% 以上であることから、損傷部の ASR 膨張の過程において 0.3% 以上の膨張が発生し、有効断面積が減少した曲げ加工部の鉄筋を破断させたものであると推察される。

3.5 まとめ

高炉メーカーの鉄筋を使用した構造物で ASR 膨張による鉄筋破断が発見された。従来、高炉メーカーで製造された鉄筋は、じん性が高いので、ASR 膨張による破断の可能性は低いと考えられていた。本調査により得られた主要な結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 破断した鉄筋は、D16 のせん断補強筋および配力筋の曲げ加工部であり、鉄筋の節形状は竹節であった。
- (2) 鉄筋破断が確認された箇所では、コンクリート表面に幅 1mm 程度の ASR によるひび割れが水平方向に発生していた。
- (3) コンクリートは ASR によるひび割れの発生と拘束の低下により、設計基準強度 24N/mm^2 に対して、 20N/mm^2 程度に低下していた。
- (4) 鉄筋破断箇所では、伸縮装置からの漏水により凍結防止剤の影響を受けており、断面欠損を伴った腐食が発生していた。
- (5) コンクリート中の川砂および川砂利中の安山岩粒子がともに激しく反応を生じていた。また、偏光顕微鏡観察より、ASR ゲルはセメントペースト中のひび割れを充填し、ゲルスポットが観察された。
- (6) 鉄筋切断法により RC 橋脚の D16 の鉄筋には $1,800\mu$ のひずみの発生が確認された。この値より発生応力を推定したところ 370KN/mm^2 が作用しており、鉄筋の降伏点 (SD295A 規格) を超えていた。
- (7) 現地で回収した鉄筋の材質試験より、鉄筋の降伏点は 370N/mm^2 であった。しかし、化学組成より N (窒素) の含有量が 0.014% と大きいことから、高炉メーカーで製造された鉄筋であるが、電炉鉄筋に類似した化学組成であった。
- (8) 鉄筋の曲げ半径を測定した結果、曲率 (R/D) は 1.1 であり、設計の 2.0 を満足していなかった。また、曲げ加工部には節に沿ったひび割れと圧延方向にひび割れが発生していた。
- (9) 鉄筋破断面の SEM 観察より、曲げ加工時に発生したひび割れを起点にして 3 段階の脆性的な破壊が生じていた。
- (10) 鉄筋破断の主たる原因は、鉄筋に N (窒素) が多く含有されていたことによるじん性の低下、鉄筋の曲げ半径が小さいことによるひび割れの発生、さらに凍結防止剤の影響による過大な ASR 膨張の発生が複合したことによるものと考えられた。

【参考文献】

- 1) 鳥居和之：アルカリシリカ反応により劣化したコンクリート構造物の鉄筋破断の特徴，材料と環境，Vol.59，No.4，pp.117-120，2010.
- 2) 鳥居和之，樽井敏三，大代武志，平野貴宣：能登半島のASR劣化構造物に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.779-784，2006.
- 3) 大代武志，原田政彦，中野政信，中挟靖：コンクリート橋脚のASR劣化に及ぼす影響，コンクリート工学，Vol.44，No.12，pp.31-38，2006.
- 4) 湊俊彦，鳥居和之：コンクリート構造物の鉄筋破断および配筋不良のASR劣化に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.989-994，2010.
- 5) 丑屋智志，出口一也，野村昌弘，鳥居和之：福井県の骨材のアルカリシリカ反応性とASR劣化橋梁に関する調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.1007-1012，2010.
- 6) 野村昌弘，小松原昭則，畔柳昌己，鳥居和之：北陸地方における反応性骨材の岩石学的特徴とコアの残存膨張性の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.953-958，2010.
- 7) 土木学会コンクリート委員会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告～鉄筋破断と新なる対応～，コンクリートライブラリー，No.124，2005.
- 8) 小松原昭則，鳥居和之：アルカリシリカ反応により鉄筋破断が発生したRC橋脚の詳細調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1，pp.646-651，2012.7
- 9) Akinori Komatsubara, Kazuyuki Torii, Kiyooki Kawauti, Masahiro Nomura : The diagnosis of Severely Damaged RC bridge Piers with Fracture of Steel Bars due to Alkali-silica Reaction , Proceedings of the 3rd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Kyoto. CD-R (10pages), 2013.8
- 10) 野村昌弘，小松原昭則，丑屋智志，鳥居和之：ASR劣化構造物から採取したコアの残存膨張性評価の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.965-970，2010.
- 11) 長田光司，小野聖久，丸屋剛，池田尚治：アルカリ骨材反応で生じた変状を起こしたコンクリート部材の耐震性能－現地調査と載荷実験による評価，コンクリート工学，Vol.44，No.3，pp.34-42，2006.
- 12) 土木学会コンクリート委員会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告～鉄筋破断と新なる対応～，コンクリートライブラリー，No.124，p31，2005.
- 13) 樽井敏三，鳥居和之：アルカリシリカ反応による鉄筋の破断機構，材料と環境，Vol.59，No.4，pp.143-150，2010.
- 14) 有馬直秀，石川裕一，青山實伸，川村満紀：実際のASR劣化部材におけるひび割れ発生過程，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.979-984，2013.

第4章 高速道路のASR補修工法の効果の評価

4.1 概説

北陸地方ではコンクリート用骨材として主に河川産骨材が用いられてきたが、一部の火山系岩石（安山岩、流紋岩および凝灰岩）とアルカリ量の多いセメントを使用したことによりアルカリシリカ反応（以下ASR）が発生し、多くの構造物に被害を与えている^{1),2)}。当該地方のASRは、主に1980年代より顕在化したものであるが、当時のコアによる残存膨張性の評価は、JIS A1146「骨材のアルカリシリカ反応性試験法（モルタルバー法）」に準拠したコアを用いた湿気槽養生法（JCI-DD2、温度40℃・相対湿度95%以上の養生）によるものであった。しかし、コアは試験時にほとんど膨張せず、「残存膨張性なし」と判断された¹⁾。このため、構造物の補修は1988年よりひび割れ注入と表面被覆を実施してきたが、補修後数年で表面被覆材にひび割れやふくれが発生することが多くあり、コアによる残存膨張性の評価と現場でのASRによる劣化の実態が相違する結果となった¹⁾。このような理由で、15年ほど前よりコアによる残存膨張性の評価手法として外部からアルカリを供給するNaOH溶液浸漬法（温度80℃、1N・NaOH溶液浸漬）を採用した経緯があった³⁾。この試験法では、多数の構造物よりコアを採取し、コアの膨張率と試験日数の関係を検討した結果から閾値（試験日数21日での膨張率0.1%以上の場合「残存膨張性あり」）を設けることで、現場でのASRによる劣化の実態と継続調査による構造物でのひび割れの挙動との関係がほぼ一致することができた。また、NaOH溶液浸漬法の特徴として含有する反応性骨材が多くなるほど膨張率が増加し⁴⁾、ASRが進行した場合、「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」が低下する傾向を示すことがわかってきた⁵⁾。また、本試験は温度依存性が高く、80℃で養生することで通常反応しない岩種でもASRが発生することも確認されている⁶⁾。しかし、同一の構造物にNaOH溶液浸漬法を定期的実施することによってASR挙動、すなわち収束や継続の方向性を判断できる可能性が確認されている⁵⁾。

その一方で、2001年よりASRを抑制するわけではなく、第3者に対するコンクリート片のはく落防止や鉄筋の腐食抑制を目的として、ひび割れ注入と表面被覆工法、断面修復工法、コンクリート巻立てなどによる第2次補修が実施されてきているものもある⁶⁾。これらの補修材料の中には数年でひび割れが発生したものもあれば、10年経過後も健全な状態を保っているものもある。したがって、構造物における残存膨張性の傾向やコンクリート性状を把握することによって、構造物に適合した補修工法や材料を選定できる可能性が考えられた。

そこで本研究⁷⁾は、補修を行ったいくつかの工法別に、「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」を補修前と補修後約10年後のデータで比較した。これにより、コンクリートのASR膨張の継続性を把握するとともにアルカリ量や岩石・鉱物学的な知見から、コンクリートの性状を確認することにより、北陸地方のASR構造物を維持管理する上で必要とされる補修工法の適合性について整理する手法を提案した。

4.2 調査対象の構造物の概要

調査対象とした構造物は、富山県内の道路構造物（橋脚、橋台およびカルバートボックス、コンクリートの設計基準強度：24N/mm²）である。これらの構造物はほぼ同じ水系（常

願寺川および神通川)の河川産骨材を使用しており、冬期間には凍結防止剤の影響を受けている。当該地方のASRは、河川産骨材中の安山岩や流紋岩質溶結凝灰岩が顕著に反応しており、反応性鉱物として、オパール、クリストバライト、トリディマイト、火山ガラス、隠微晶質石英が含まれている^{4),8)}。また、コンクリート中のアルカリ量が多くなるほどASRの劣化も深刻になっており⁹⁾、そのアルカリ起源のほとんどがセメント(セメントアルカリ量:0.6~1.2%)に由来するものであるが²⁾、混和剤や骨材に由来するアルカリの影響もあると報告されている⁹⁾。また、構造物表面部では凍結防止剤由来(岩塩(NaCl)を使用)のアルカリ量が高いものもあった^{1),2)}。調査対象とした構造物の補修工法および補修後の状況を表-4.1~表-4.5に示す。補修は、表面被覆工法として、アクリルゴム系、ポリウレタン系、ウレタン系、エポキシ系、3種類の連続繊維シート、ケイ酸塩系の表面含浸材、また断面修復工法として、ポリマーセメントモルタルおよびコンクリート巻立てである。

4.3 各種試験方法の概要

4.3.1 粗骨材の岩種面積率の算出

コア側面にて、展開写真を撮影し、直径5mm以上の骨材を対象に岩種判定を行った。展開写真上にて岩種ごとの面積を集計し、個々の岩石の面積率(%)を算出した。なお、本手法は骨材の体積率や質量比率を算出しているものではない。

4.3.2 コンクリートのアルカリ量

300 μ m未満に粉砕したコンクリート試料10gを40°Cの蒸留水100mlに混合し、30分攪拌した後、ろ過液のアルカリ濃度(Na⁺,K⁺)を原子吸光光度法により測定し、コンクリートの等価アルカリ量(Na₂O+0.658K₂O) eq. (kg/m³)を算出した。

4.3.3 コンクリートの塩化物イオン量

JIS A 1154「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に従い、電位差滴定装置によりコンクリート中の全塩化物イオン量(kg/m³)を算出した。

4.3.4 コアの残存膨張性試験(NaOH溶液浸漬法)

コア試料を長さ150mmに切り取り整形した後、ASTM C1260-1994(促進モルタルバー法)に準拠して、コア($\phi=55$ mm, L=150mm)を温度80°Cの1N・NaOH溶液に浸漬し、コアに取り付けたステンレスバンドの基点間の膨張量(基準長:100mm)を一定期間測定した。判定は北陸地方での実績に基づいて、試験日数21日の膨張率が0.1%以上を「残存膨張性あり」とした¹⁾。なお、北陸地方の多くのコアで採取直後の解放膨張率を測定してきたが、膨張率が0.01%に満たないために、ここでは、解放膨張率の測定を実施していない。

4.3.5 コアの偏光顕微鏡による薄片観察

コアからコンクリート片(25mm×35mm程度)を切出し、蛍光塗料と低粘度エポキシ樹脂を混合し含浸させた。この試料で薄片(厚さ20 μ m)を作製し、偏光顕微鏡および蛍光顕微鏡により、ASRの進行状況、反応性岩種および鉱物の種類を確認した。

表-4.1 表面被覆工の種別と対象構造物

第1次補修	エポキシ樹脂系のひび割れ注入+エポキシ樹脂系の表面被覆			
第2次補修の材料	アクリルゴム系塗装	ポリウレタン系塗装	ウレタン系塗装	エポキシ系塗装
構成	上塗：アクリルウレタン系 (300g/m ²) 中塗：アクリルゴム系 (2000g/m ²) 下塗：エポキシ系 (200g/m ²)	上塗：アクリルシリコン系 (100g/m ²) 中塗：ポリウレタン系 (500g/m ²) 下塗：シラン系 (150g/m ²)	上塗：フッ素系 (300g/m ²) 中塗：ウレタン系 (2500g/m ²) 下塗：ウレタン系 (200g/m ²)	上塗：ポリウレタン系 (120g/m ²) 中塗：エポキシ系 (700g/m ²) 下塗：エポキシ系 (400g/m ²)
構造物名	A	B	C	D, E
供用年	1975	1975	1975	1975
第2次補修年	2001	2001	2001	2004
調査年	2012	2012	2012	2012
部位	橋台	橋台	橋台	橋脚
試料採取位置の環境	直接日射の影響を受けない。凍結防止剤の影響を受ける。			

表-4.2 連続繊維シートの種別と対象構造物

第1次補修の材料	連続繊維シート		
構成	上塗：アクリル系 (300g/m ²) 炭素繊維 (繊維目付317g) 含浸接着剤：エポキシ系	上塗：アクリル系 (300g/m ²) アラミド繊維 (繊維目付650g) 含浸接着剤：エポキシ系	上塗：アクリル系 (300g/m ²) ポリエチレン繊維 (繊維目付189g) 含浸接着剤：エポキシ系
構造物名	F		
供用年	1980		
第1次補修年	2002		
調査年	2012		
部位	橋台		
試料採取位置の環境	直接日射の影響を受けない。凍結防止剤の影響を受ける。		

表-4.3 表面含浸材と対象構造物

第1次補修の材料	表面含浸材 (ケイ酸塩系)	
構造物名	G	H
供用年	1973	1973
第1次補修年	1997	1995
調査年	2012	2012
部位	カルバートボックス内部	橋脚
試料採取位置の環境	直接日射の影響を受けない。凍結防止剤の影響を受けない。	直接日射の影響を受ける。凍結防止剤の影響を受ける。

表-4.4 ポリマーセメントモルタルによる断面修復工法の種別と対象構造物

第1次補修	エポキシ樹脂系のひび割れ注入+エポキシ樹脂系の表面被覆	
第2次補修の材料	ポリマーセメントモルタル	
構成		
構造物名	I, J, K, L	M
供用年	1975	1975
第2次補修年	2001	2001
調査年	2012	2012
部位	橋台	橋台
工法	湿式吹付工法	注入打設工法※
試料採取位置の環境	直接日射の影響を受けない。凍結防止剤の影響を受ける。	

※:型枠を設置後、型枠内に湿式吹付工法によるノズルを挿入して施工し、数日後、脱型するものである。

表-4.5 コンクリート巻立てによる断面修復工法の種別と対象構造物

第1次補修	エポキシ樹脂系のひび割れ注入後、エポキシ樹脂系の表面被覆	
第2次補修の材料	コンクリート	
構成		
構造物名	N, O, Q	P
供用年	1975	1975
第2次補修年	2004	2002
調査年	2012	2012
部位	橋台	橋台
工法	—	—
試料採取位置の環境	直接日射の影響を受けない。凍結防止剤の影響を受ける。	

4.3.6 コアのEPMAによる元素マッピング

コンクリート試料（縦50mm×横50mm×厚さ10mm程度）に低粘度のエポキシ樹脂を含浸させ、研磨後、JSCE-G 574-2005（EPMA法によるコンクリート中の元素の面分析方法（案））に従い、シリコン（Si）、カルシウム（Ca）、マグネシウム（Mg）などの濃度を面分析により求めた。

4.3.7 構造物中の鉄筋のひずみ測定

コンクリート（200mm×250mmの範囲）をはつり取り鉄筋を露出後、鉄筋にひずみゲージを貼り付けた。その後、グラインダーで鉄筋を切断した際に発生するひずみを測定した。その際に切断箇所に鉄筋計を設置し、鉄筋に発生するひずみを自動計測した。

4.4 NaOH溶液浸漬法によるコアの残存膨張性の評価手法

ASRによる膨張挙動は反応性岩種の種類やその含有量、アルカリ量、鉄筋による拘束、水および日射等の影響により異なるが、時間の経過に伴いある一定の膨張量に収束すると考えられている。ASR構造物における一般的な膨張概念を図-4.1に示す。残存膨張量はある一定値に収束する膨張量から構造物における膨張量の差に相当する。ここでは、残存膨張量の将来的な方向性をコアによるNaOH溶液浸漬法で2回測定（調査時点t1およびt2）することで把握する。なお、本手法は「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」が構造物のASRによる膨張量に等しいものではなく、ASRの膨張傾向を把握するための一つの手段として提案しているものである。

各NaOH溶液浸漬法により得られた試験日数21日における膨張率E1（調査時点t1）および膨張率E2（調査時点t2）との差から調査のインターバル（t2-t1）より、「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」が時間の経過とともに1次関数で減少すると仮定し、膨張率が0.1%未満となる時期を予測する（図-4.2参照）。これを使用してNaOH溶液浸漬法による残存膨張性の収束する期間、すなわち収束予想年数とする。「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率（試験日数21日）」が0.1%未満の場合、当該地方における構造物の膨張挙動がほとんど停止していることは10年間にわたる追跡調査で確認されている⁵⁾。なお、「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」が0.1%以上で $E1 \leq E2$ の場合は、ASRによる膨張の収束時期は判断できず、ここでは収束予想年数を30年以上と判定する。また、NaOH溶液浸漬法は通常反応しない岩種でもASRが発生することも確認されていることから、同時に反応性の岩種（ここでは粗骨材の面積率）を判定する。さらに構造物にASRが発生しているもののコンクリート中のアルカリ量が低い場合（水溶性アルカリ量 2 kg/m^3 程度）は、ASRによる膨張が緩やかに進行し、長期化する可能性も考えられている⁵⁾。以下では、これらの試験結果と補修材料に発生した損傷との対応関係について述べる。

4.5 表面被覆工法および連続繊維シートの経時変化とコアによる残存膨張性の評価との関係

調査対象とした構造物（補修前）にはすべてASRによるひび割れが発生していた。補修として柔軟型エポキシ系のひび割れ注入材を使用した後に、各表面被覆工法および連続繊維シートを適用した。これらの補修の目的は、凍結防止剤の浸透抑制や第3者に対するコ

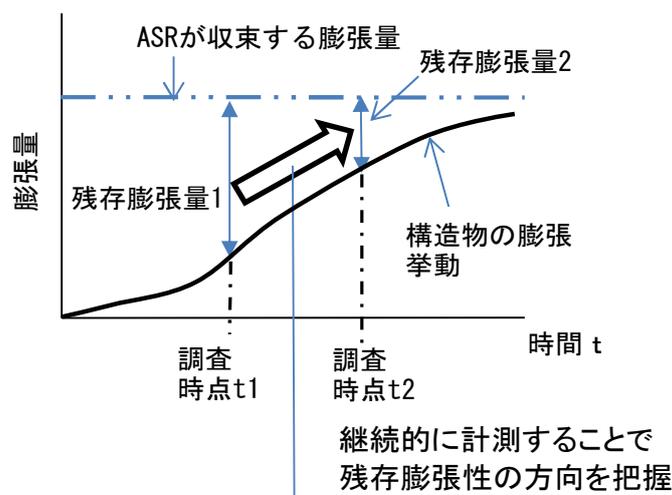


図-4.1 ASRの膨張概念

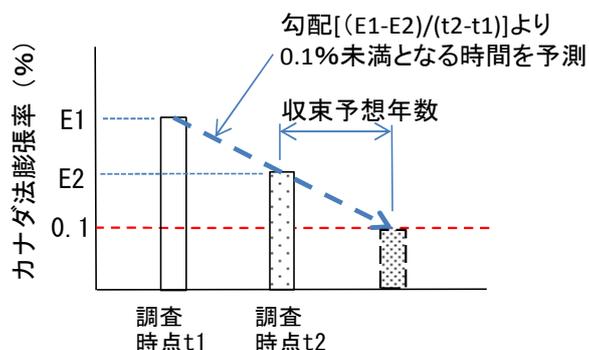


図-4.2 NaOH溶液浸漬法による残存膨張性の収束予想

ンクリートはく落片の防止を目的としており、ASRの進行を抑制するものではなかった。補修後の損傷状況の比較を写真-4.1に示す。構造物A、C、Fでは表面被覆および連続繊維シート未施工部でひび割れから溶出消石灰が発生しているが、補修を行った箇所では損傷が表面化していなかった。一方、構造物B、D、EではASRによる膨張を抑制できず、表面被覆にひび割れが発生していた。ひび割れの発生により、凍結防止剤の成分がコンクリート中に浸透し、鉄筋腐食を助長する可能性が推察された。被覆箇所に損傷が発生しているものは中塗材の塗布量が700g/m²以下のものであり、健全なものは2,000g/m²以上のものであった。したがって、中塗材を厚くすることで、ASR膨張によるひび割れ追従性を確保でき、被覆材自身の損傷のリスクを低減できるものと考えられた。

コアの薄片観察によるASRの発生状況を写真-4.2に示す。各構造物とも安山岩や流紋岩質溶結凝灰岩を含有する砂利や砂が激しく反応し、骨材中からセメントペースト中にゲルが進展していた。また、骨材中にはロゼット状のゲルが形成し、気泡内には非晶質のゲルが沈殿していた。補修を適用した構造物間の比較より、ASRによる劣化の差はほとんどないものと判断された。

反応性岩種の面積率とアルカリ量の分析結果を図-4.3、「NaOH溶液浸漬法によるコアの

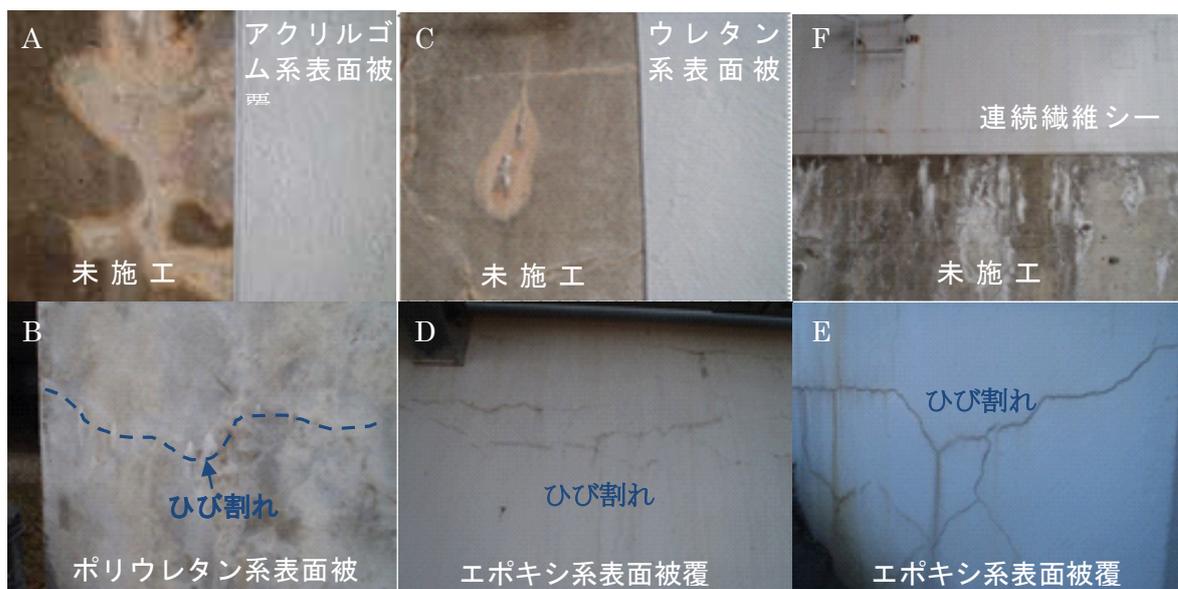
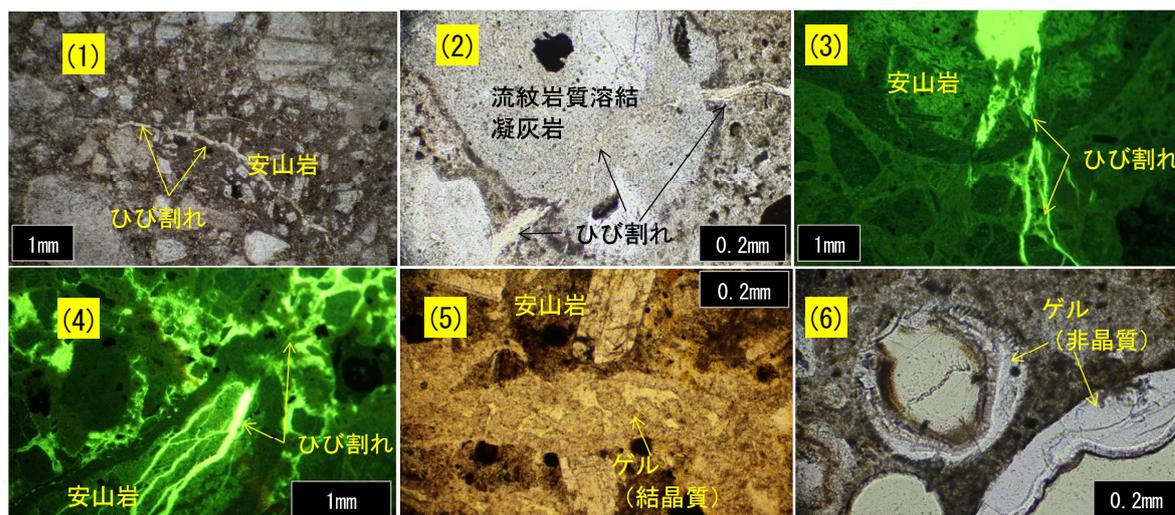


写真-4.1 表面被覆材の損傷状況の比較 (A~F: 構造物名, 2012年12月の現状)

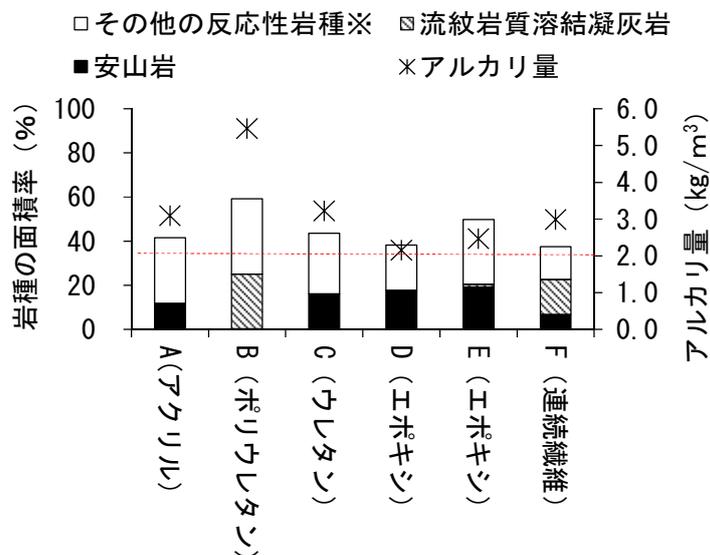


(1)安山岩(砂)から発生したひび割れ(単ニコル, 構造物 D), (2)流紋岩質溶結凝灰岩(砂)から発生したひび割れ(単ニコル, 構造物 B), (3)および(4)安山岩(砂利)から発生したひび割れ(蛍光, 構造物 EおよびC), (5)安山岩(砂利)中の結晶質のゲル(単ニコル, 構造物 D), (6)気泡内の非晶質のゲル(単ニコル, 構造物 B)

写真-4.2 コアの薄片観察によるASR発生状況の比較

膨張率」の経時変化と収束予想年数を図-4.4に示す. 構造物Aは反応性岩種の面積率が42% (そのうち安山岩は12%), アルカリ量は 3.1 kg/m^3 を含有していた. 補修当時, 「NaOH溶液浸漬法による膨張率」が0.18%であったが, 補修約10年後は0.16%となり, 収束予想年数は28年と推測された. このような性状のもとではアクリルゴム系の塗装は健全な状態を確保していた.

構造物Bは反応性岩種の面積率が59% (そのうち流紋岩質溶結凝灰岩は25%), アルカリ量は 5.5 kg/m^3 を含有していた. 補修当時, 「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」が0.18%であったが, 補修約10年後は0.12%となり, 収束予想年数は4年と推測された. 収束予想



※その他の反応性岩種：流紋岩，凝灰岩および頁岩

図-4.3 反応性岩種の面積率とアルカリ量の分析結果

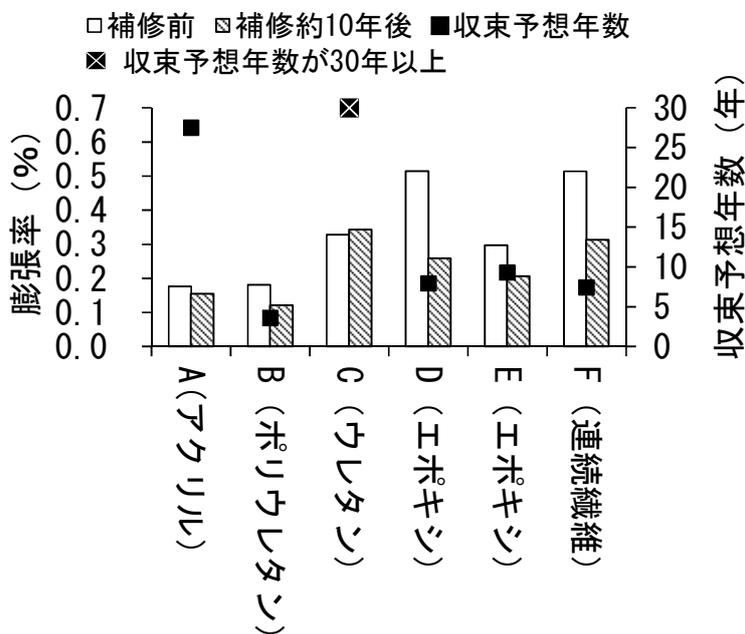


図-4.4 「NaOH 溶液浸漬法によるコアの膨張率」の経時変化と収束予想年数

年数が4年と推測されたものの調査対象とした中で反応性岩種の面積率およびアルカリ量が最も多かったポリウレタン系の塗装では損傷が発生した。

構造物Cは反応性岩種の面積率が44%（そのうち安山岩は16%），アルカリ量は3.2 kg/m³を含有していた。補修当時，「NaOH 溶液浸漬法によるコアの膨張率」が0.33%，補修

約10年後でも0.34%と膨張率の低下傾向は認められず、収束予想年数は30年以上と推測された。このような性状のもとでもウレタン系の塗装は健全な状態を確保していた。

構造物DおよびEは橋脚であり、橋台のように背面の盛土からの水の影響を受けないという点からはASRの使用環境条件としてリスクが比較的小さかった。反応性岩種の面積率が38%(構造物D,そのうち安山岩は18%)および50%(構造物E,そのうち安山岩は19%),アルカリ量は 2.2 kg/m^3 (構造物D)および 2.5 kg/m^3 (構造物E)であった。調査対象とした中ではアルカリ量が低いため、ASRによる膨張が緩やかに進行し、長期化する可能性が考えられた。構造物Dにおける補修当時、「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」が0.52%,補修約10年後でも0.26%となり、収束予想年数は8年と推測された。一方、構造物Eにおける補修当時、「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」が0.30%,補修約10年後でも0.21%となり、収束予想年数は9年と推測された。このような性状のもとではエポキシ系の塗装では大きな損傷が発生した。

構造物Fは反応性岩種の面積率が38%(そのうち安山岩は7%,流紋岩質溶結凝灰岩は16%),アルカリ量は 3.0 kg/m^3 を含有していた。補修当時、「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」が0.51%,補修約10年後でも0.31%となり、収束予想年数は7年と推測された。このような性状のもとでは3種類の連続繊維シートはすべて健全な状態を確保していた。

試験結果では反応性の岩種の含有が確認され、NaOH溶液浸漬法により得られる膨張率が反応性の岩種のASRと密接に関係していると考えられた。残存膨張量にほとんど変動がない、すなわち収束予想年数が30年程度以上と推測された構造物でもアクリルゴム系塗装やウレタン系塗装は健全な状態が確保されていた。一方で、収束予想年数が10年以内と推測された構造物に適用したポリウレタン系塗装およびエポキシ系塗装では損傷が発生した。同様に収束予想年数が9年と推測された連続繊維シートは健全な状態を確保していた。このような補修材料における健全性の評価手法を導入することで、ASRを発見してすぐに補修にとりかかるのではなく、コアによるNaOH溶液浸漬法によって残存膨張性の収束予想年数を把握し、アルカリ量や岩種面積率も確認しておくことによりコンクリート性状に適合した工法を選定でき、補修材料の損傷リスクを低減できるものと考えられた。

4.6 表面含浸材の性能評価とコアによる残存膨張性との関係

構造物G(カルバートボックス内で凍結防止剤の影響を受けない環境)およびH(橋脚で凍結防止剤の影響を受ける環境)では、ASRの補修としてケイ酸塩系(Na_2SiO_3 を主成分)、Z社製の表面含浸材を塗布したが、数年後にはひび割れが顕在化した(写真-4.3参照)。本材料は、マグネシウム(Mg)を主体とする触媒性化合物がコンクリート深部に浸透するとともに毛細管空隙や遷移帯、さらに微細なひび割れに新たなセメント結晶物(CSH)を増殖させ、コンクリートを緻密化することでASRを抑制するとされており、これらの効果を期待して適用した経緯があった。主剤の化学成分や鉱物組成を独自に分析した結果を表-4.6に示す。炭酸ナトリウムを9%含有し、本材料を塗布すると遊離したNaの影響により、ASRを促進する可能性が推察された。

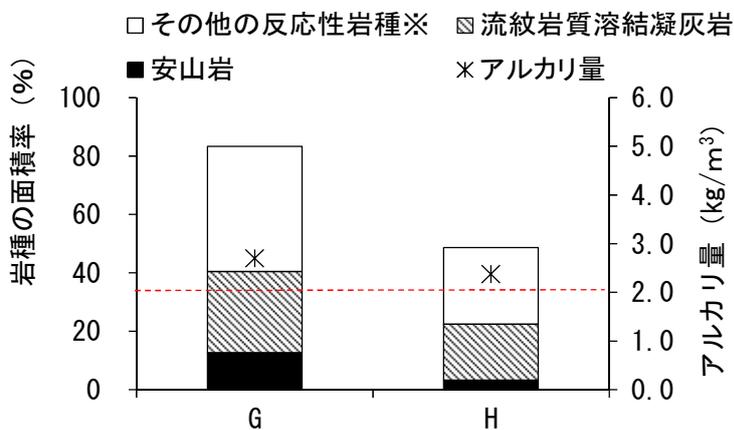
両構造物の反応性岩種の面積率とアルカリ量の分析結果を図-4.5、「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」の経時変化と収束予想年数を図-4.6に示す。構造物Gは反応性岩種の



(1)カルバートボックス内頂板（構造物G），（2）橋脚梁下面（構造物F）
写真-4.3 ASRの進行による再劣化（ケイ酸塩系，2012年12月の現状）

表-4.6 ケイ酸塩系表面含浸材（主剤）の分析結果

構成材料		含有率(%)
骨材	石英砂	33
セメント	ポルトランドセメント	43
触媒性化合物	水酸化カルシウム	3
	水酸化マグネシウム	5
無機系混和材	炭酸ナトリウム	9
有機系混和剤	フマル酸	9



※その他の反応性岩種：流紋岩，凝灰岩および頁岩

図-4.5 反応性岩種の面積率とアルカリ量の分析結果

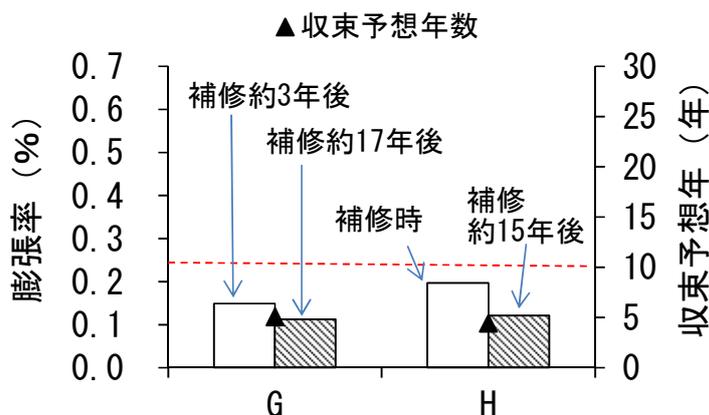


図-4.6 NaOH 溶液浸漬法によるコア膨張率の経時変化と収束予想年数

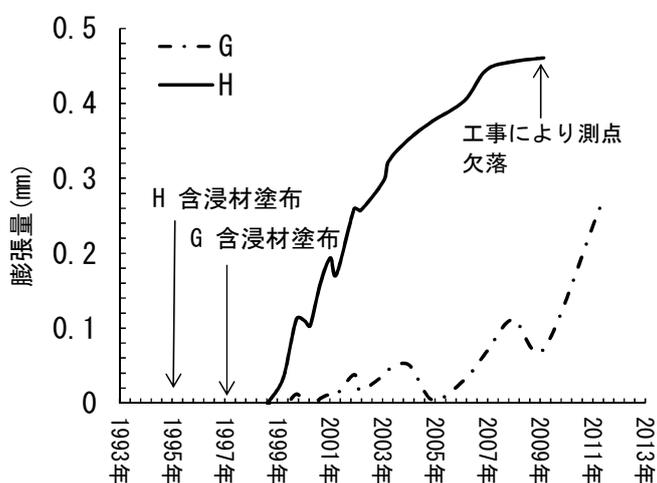
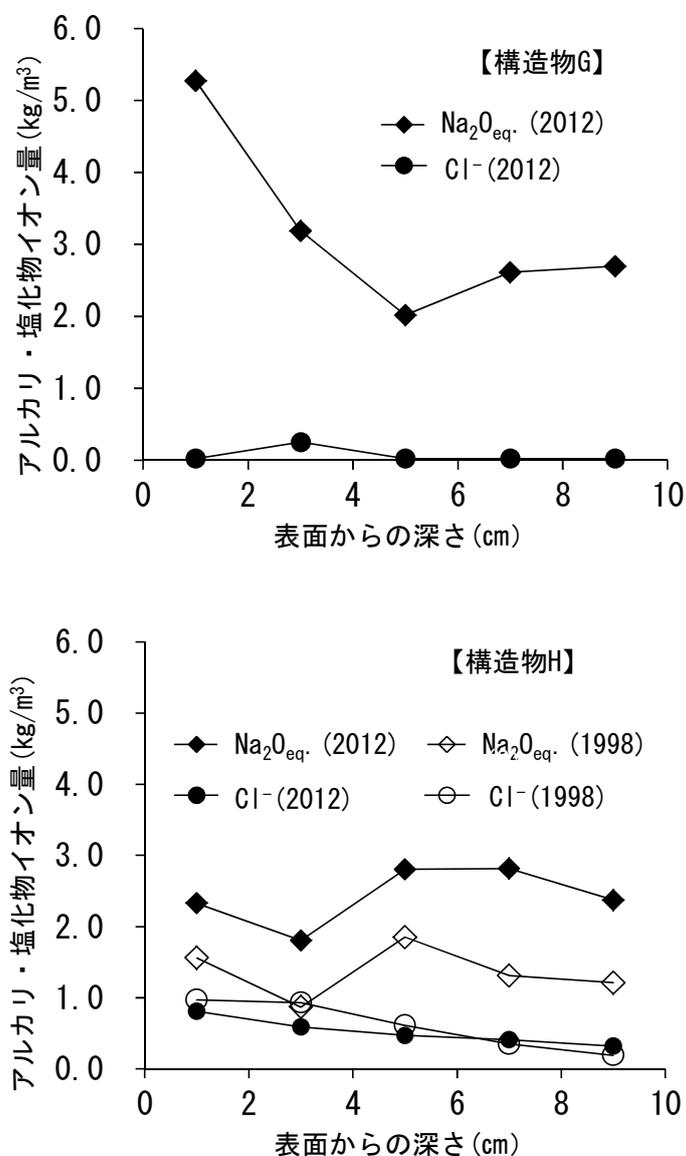


図-4.7 構造物のひび割れの挙動

面積率が 83% (そのうち安山岩は 13%, 流紋岩質溶結凝灰岩は 28%), アルカリ量は 2.7 kg/m³ を含有していた。補修約 3 年後, 「NaOH 溶液浸漬法によるコアの膨張率」が 0.15% であったが, 補修約 17 年後は 0.11% となり, 収束予想年数は 5 年と推測された。一方, 構造物 H は反応性岩種の面積率が 49% (そのうち安山岩は 3%, 流紋岩質溶結凝灰岩は 19%), アルカリ量は 2.4 kg/m³ を含有していた。補修当時, 「NaOH 溶液浸漬法によるコアの膨張率」が 0.20% であったが, 補修約 15 年後は 0.11% となり, 収束予想年数は 4 年と推測された。収束予想年数が 5 年以内と推測されたが, 構造物のひび割れの挙動は図-4.7 に示すように増加傾向にあり, 本表面含浸材の塗布による ASR 抑制効果は見られなかった。当該構造物よりコアを採取して表面からの塩化物イオンおよびアルカリ量の分析した結果を図-4.8 に示す。構造物 G はカルバートボックス内の側壁から採取したものであり, 凍結防止剤の影響を受けておらず外部からの塩化物イオンの浸透は, 認められなかった。しかし, アルカリ量は表面付近の濃度が高くなり, 外部からアルカリが浸透したことを示していた。同様に, 構造物 H でも塩化物イオンの浸透傾向に変化はなかったが, 表面にてアルカリが増加した傾向を示した。このような局所的なアルカリの増加は表面含浸材の主剤の成分が

浸透したことによるものであり、ASRを促進している可能性が高いと推察された。表面含



() 内は調査年を表す

図-4.8 塩化物イオンおよびアルカリの浸透状況

浸材の主要な成分の浸透状況およびひび割れ部の充填状況を確認するため、ひび割れ部よりコアを採取しEPMAによる元素マッピングを実施した。分析の対象は、主なセメント結晶の主たる元素としてシリコン (Si) およびカルシウム (Ca)、触媒性化合物としてマグネシウム (Mg) などとした。EPMAによる分析の結果、表面含浸材の成分が拡散浸透した形跡、すなわち、ひび割れに新たなセメント結晶生成物 (CSH) が増殖した痕跡は認められなかった。分析の一例を図-4.9に示す。これは構造物GでMgのマッピング結果を示したものであり、ひび割れ幅は0.6mmである。

本調査でのケイ酸塩系の表面含浸材にはASRを抑制する効果や触媒性化合物の浸透傾向

を確認できず、コンクリート中のアルカリ量を局部的に増加させた結果、ASRを促進した可能性が高いと判断された。

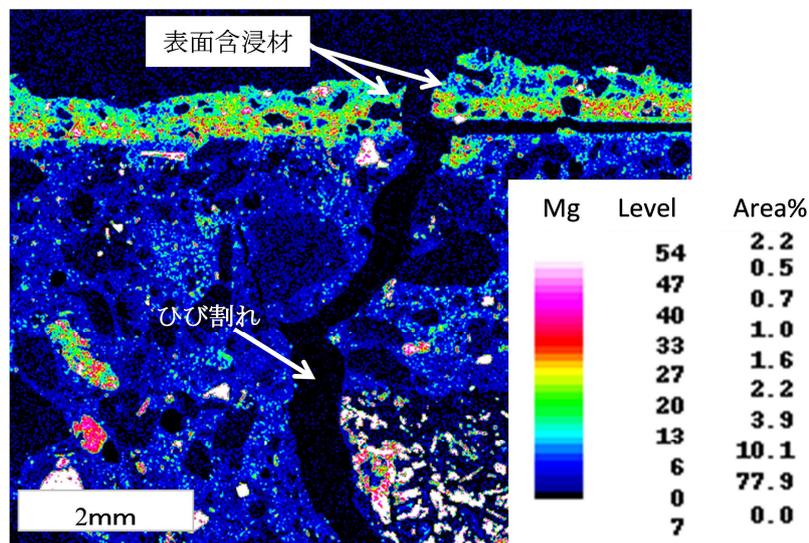


図-4.9 EPMAによる元素マッピング(Mg)

4.7 断面修復の経時変化とコアによる残存膨張性の評価との関係

4.7.1 ポリマーセメントモルタルによる断面修復

構造物 I, J, K, L, M では、かぶり部分を除去し、ポリマーセメントモルタルにより断面修復を実施した。補修の目的は、凍結防止剤の浸透抑制や第三者に対するコンクリートはく落片の防止を目的としており、ASRの進行を抑制するものではなかった。使用したポリマーセメントモルタルは同一会社の製品(F社製、プレミックスタイプ)である。この中にはひび割れを防止するためのビニロン繊維(O社製)を1.5%混入している。しかし、補修直後より、構造物Mを除き、幅0.1~0.5mm程度のセメントモルタルの乾燥収縮および自己収縮によるひび割れが発生した。その後、構造物内部のASRの進行による膨張を反映した形態の2方向のひび割れが発生し、ひび割れの延長は時間の経過とともに増加した(写真-4.4参照)。図-4.10は、ひび割れ幅0.1~0.5mmのものを対象にひび割れ延長密度の推移を示したものである。ひび割れが発生した構造物I~Lは湿式吹付工法であり、ひび割れの発生がなかった構造物は注入打設工法と、工法の違いがあった。ひび割れが発生すると、凍結防止剤の成分の浸透を抑制できず鉄筋腐食を助長することやモルタル片の落下に繋がる可能性が推察された。コアの薄片観察の結果を写真-4.5に示す。安山岩や流紋岩質溶結凝灰岩の砂利および砂がともに反応し、もっとも反応性の高いオパール粒子の存在も確認できた。ゲルは骨材からセメントペーストに発達するものが多くあり、ASRの進行度に各構造物の差は見られなかった。

反応性岩種の面積率とアルカリ量の分析結果を図-4.11、「NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率」の経時変化と収束予想年数を図-4.12に示す。湿式吹付工法を適用した構造物I~Lは反応性岩種の面積率が35~54%(そのうち安山岩は6~15%、流紋岩質溶結凝灰岩は2~13%)、アルカリ量は3.0~4.1 kg/m³を含有していた。また、収束予想年数は2~30



写真-4.4 ひび割れの発生状況
(構造物L, 2012年12月の現状)

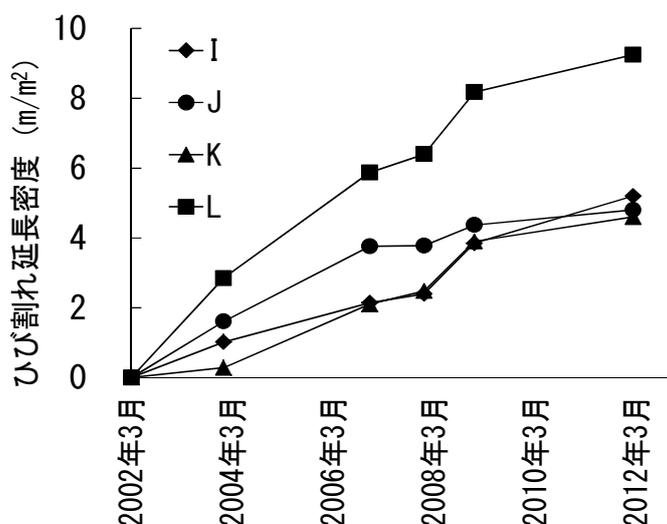
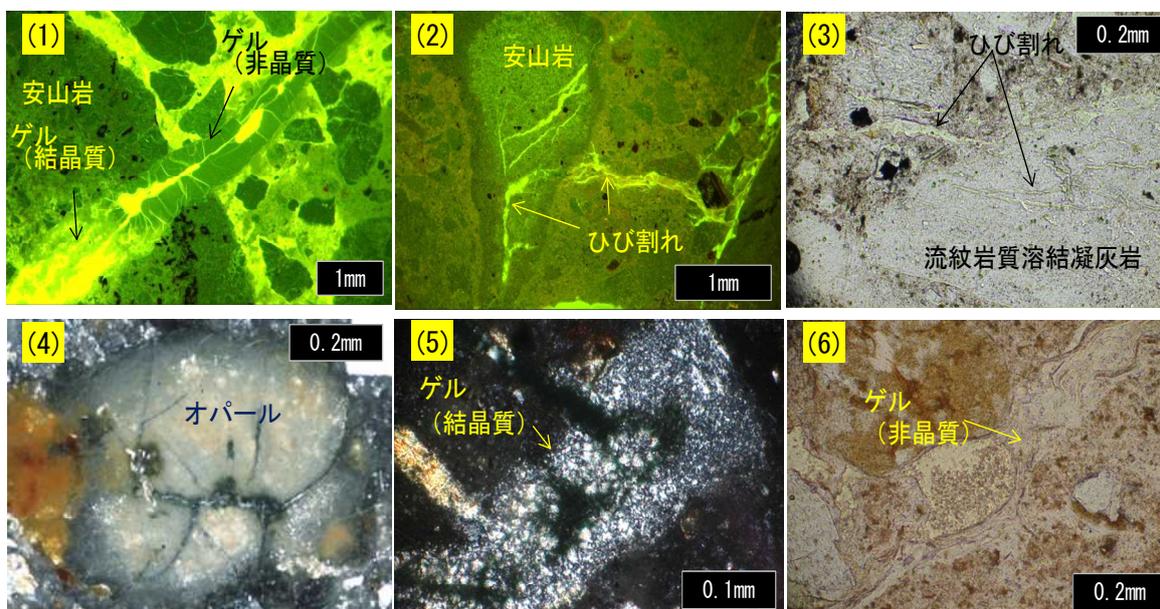


図-4.10 ひび割れ延長密度の推移

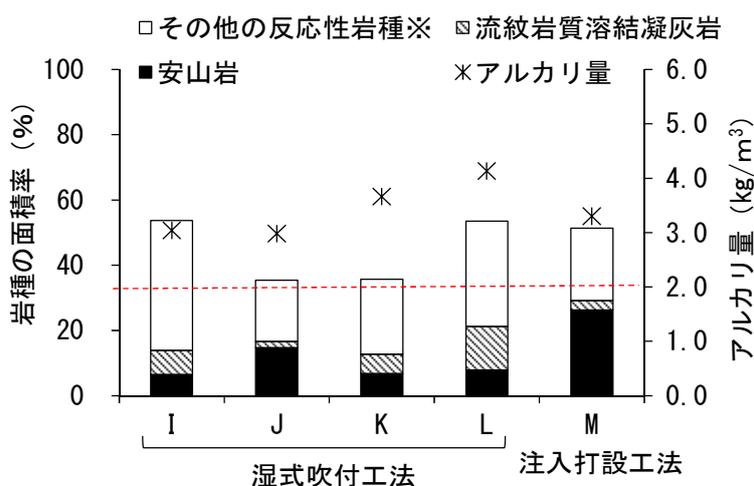
年以上と様々であった。なお、反応性岩種の面積率およびアルカリ量が最も多かった構造物Lは、ASRの潜在膨張力が高く、ひび割れ延長が最も増大する傾向と一致する結果となった。一方、注入打設工法を適用した構造物Mは反応性岩種の面積率が51%（そのうち安山岩は26%、流紋岩質溶結凝灰岩は3%）、アルカリ量は 3.3 kg/m^3 を含有していた。また、収束予想年数は30年以上であった。ポリマーセメントモルタルによる断面修復では偏光顕微鏡によるASRの進行度に差がないことならびに残存膨張性の方向性に共通点が認められなかったことから判断すると、初期に発生したセメントモルタルの自己収縮や乾燥収縮によるひび割れから水分が供給され、構造物内部のASRが促進された可能性が考えられた。

従来、補修対象のひび割れ延長密度が高い場合、ひび割れ注入と断面修復との経済比較で安易に断面修復を採用するケースがある。ポリマーセメントモルタルによる断面修復の適用に当たっては乾燥収縮や自己収縮による初期ひび割れの発生にも十分注意を払う必要があった。



(1)安山岩(砂利)から発生したゲル(蛍光, 構造物L), (2)安山岩(砂)から発生したひび割れ(蛍光, 構造物J), (3)流紋岩質溶結凝灰岩(砂)に発生したひび割れ(単ニコル, 構造物K), (4)反応を生じたオパール(直交ニコル, 構造物K), (5)安山岩(砂利)中の結晶質のゲル(直交ニコル, 構造物M), (6)安山岩(砂利)から発生した非晶質のゲル(単ニコル, 構造物M)

写真-4.5 コアの薄片観察によるASR発生状況の比較



※その他の反応性岩種：流紋岩，凝灰岩および頁岩

図-4.11 反応性岩種に面積率とアルカリ量の分析結果

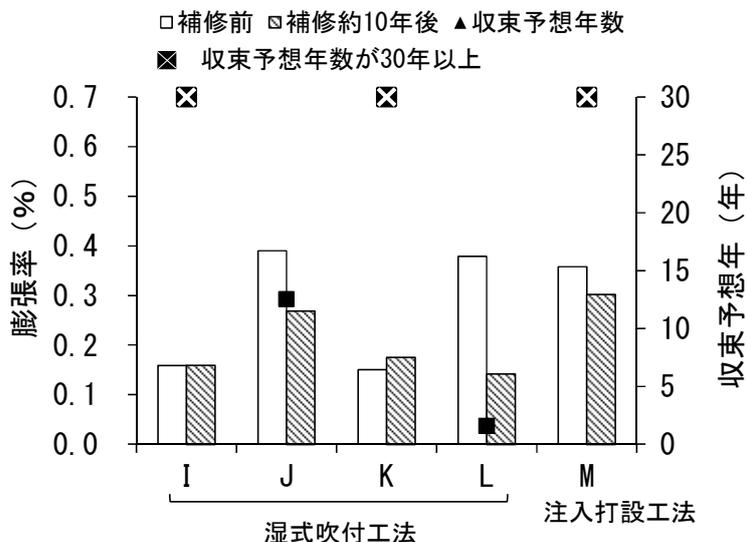


図-4.12 NaOH 溶液浸漬法によるコアの膨張率の経時変化と収束予想年数

4.7.2 コンクリート巻立てによる断面修復

構造物 N, O, P, Q では, ASR が発生したかぶり部分を除去し, 追加鉄筋 (D13@300) を配置後, コンクリートを巻立てた. 補修の目的は, 凍結防止剤の浸透抑制や第 3 者に対するコンクリートはく落片の防止を目的としており, ASR の進行を抑制するものではなかった. コンクリート巻立ての示方配合表を表-4.7 に示す. ひび割れ防止のためビニロン繊維 (K 社製) をセメント量の 0.5% を混入し, 膨張剤および高性能 AE 減水剤を添加している. しかし, 施工から約 10 年後で構造物 P では写真-4.6 に示すようにひび割れと溶出消石灰が発生した. ひび割れの発生により, 凍結防止剤の成分の浸透を抑制できず鉄筋腐食を助長することやコンクリート片の落下に繋がる可能性が推察された. コアの薄片観察の結果を写真-4.7 に示す. 本構造物も安山岩や流紋岩質溶結凝灰岩がともに反応しており, ASR の反応の程度はほとんど変わらなかった.

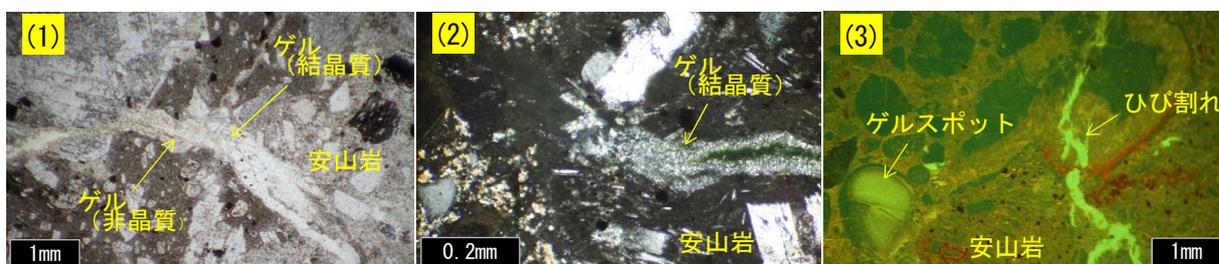
表-4.7 コンクリート巻立てに使用したコンクリートの示方配合表

W/C (%)	Gmax (mm)	SL (cm)	Air (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
					W	C	S	G	混和剤 A	混和剤 B
56%	25	21.5	6.2	47.8	171	303	827	952	30	2.997

ビニロン繊維 : 長さ 30 mm 混入率 0.5% (6.5kg/m³), 混和剤 A : 膨張剤 混和剤 B : 高性能 AE 減水剤



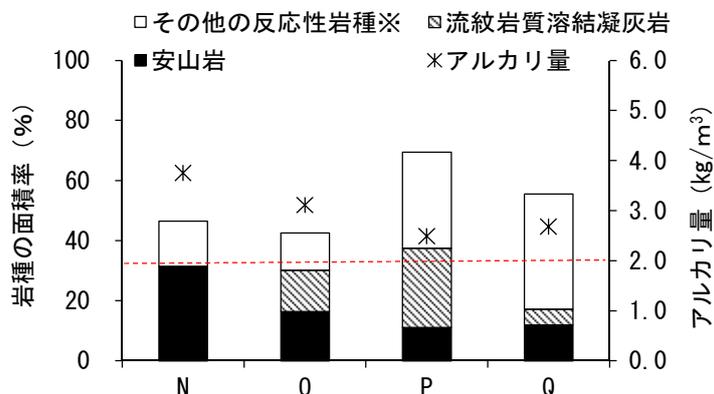
写真-4.6 損傷の状況
(構造物P, 2012年12月の現状)



(1)安山岩(砂利)から発生したゲル(単ニコル, 構造物N), (2)安山岩(砂)の中の結晶質のゲル(直交ニコル, 構造物Q), (3)安山岩(砂)の付近に発生したゲルスポット(蛍光, 構造物Q)
写真-4.7 コアの薄片観察によるASR発生状況の比較

反応性岩種の面積率とアルカリ量の分析結果を図-4.13, 「NaOH 溶液浸漬法によるコアの膨張率」の経時変化と収束予想年数を図-4.14 に示す. 損傷が発生していない構造物 N, O および Q は反応性岩種の面積率が 43~56% (そのうち安山岩は 12~32%, 流紋岩質溶結凝灰岩は 0~14%), アルカリ量は 2.7~3.8 kg/m³ を含有していた. また, 収束予想年数は 4~10 年であった. 一方, 損傷が発生した構造物 P は反応性岩種の面積率が 70% (そのうち安山岩は 11%, 流紋岩質溶結凝灰岩は 26%), アルカリ量は 2.5 kg/m³ であった. 調査対象とした中では反応性岩種を最も多く含有し, 一方でアルカリ量が低かった. このため, 比較的 ASR による膨張が緩やかに進行し, 長期化する可能性が考えられた. このことは, 収束予想年数が 30 年以上と予測した結果と一致していた. コンクリート巻立てを適用する際, 収束予想年数が 10 年以下の場合, 損傷のリスクが大きく軽減できるものと考えられた. 構造物 P の補修時, 鉄筋 (D16: 主筋, D13: 配力筋) のひずみを測定した. その結果, 鉄筋には 850 μ および 1,300 μ のひずみが鉄筋に発生していることを確認した.

その後, 鉄筋計を設置し, 鉄筋のひずみをモニタリングした. 鉄筋ひずみの計測結果を図-4.15 に示す. 増厚による補修後も ASR による膨張が継続し, 鉄筋に発生するひずみが増加した. とくに D13 の鉄筋のひずみは 2,000 μ を超え, 降伏塑性領域に達していた. ASR が進行中の構造物でコンクリート巻立てによる増厚を適用する場合, 鉄筋径に余裕をもたせる必要があるほか, 既設構造物の配力筋の耐力を期待できない可能性が考えられた.



※其他の反応性岩種：流紋岩，凝灰岩および頁岩
 図-4.13 反応性岩種に面積率とアルカリ量の分析結果

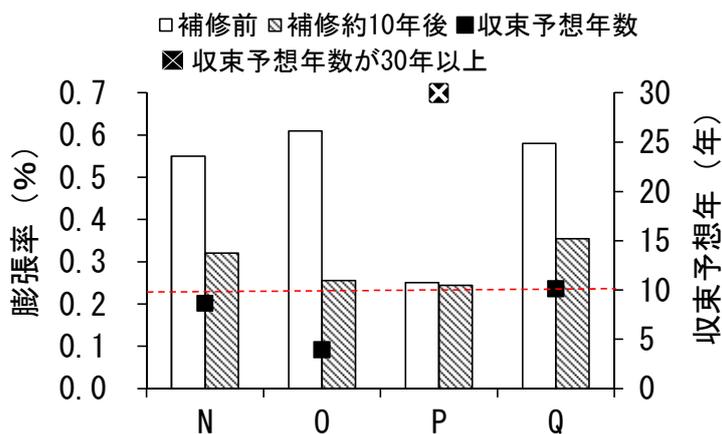


図-4.14 NaOH溶液浸漬法によるコアの膨張率の経時変化と収束予想年数

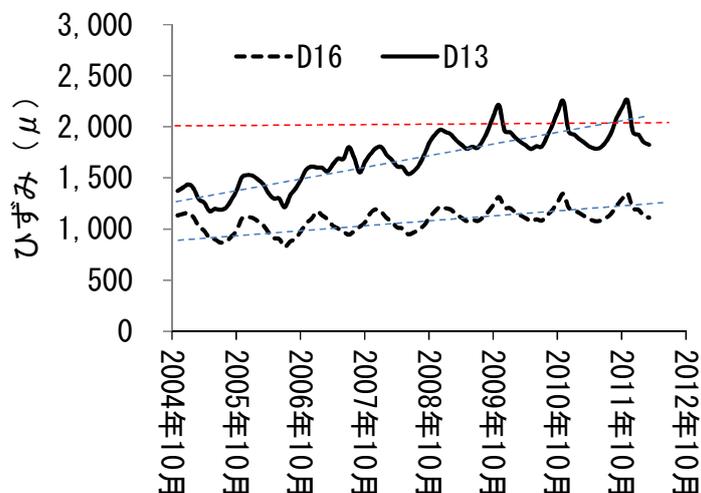


図-4.15 鉄筋に発生しているひずみ

4.8 まとめ

北陸地方で実施したASRに対する補修とコアによる残存膨張性に基づき、NaOH溶液浸漬法による収束予想年数の推定と補修工法の適合性について検討した。本調査の主要な結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 表面被覆工法および連続繊維シートの適合性について

- 1) 収束予想年数が28年以上と予測された場合でも、アクリルゴム系やウレタン系の塗装（中塗材の塗布量が $2,000\text{g/m}^2$ 以上のもの）は比較的良好な状態を継続していた。この際に、中塗材の塗布量を十分に確保することでひび割れ追従性が確保され、損傷のリスクが低減された可能性も考えられた。
- 2) 収束予想年数が9年以下と予測された場合でもポリウレタン系やエポキシ系の塗装（中塗材の塗布量が 700g/m^2 以下のもの）では比較的早期に損傷が発生した。中塗材の塗布量を十分に確保しなかったことによりひび割れ追従性に乏しく、損傷が発生した可能性も考えられた。
- 3) 収束予想年数が7年と予測された場合、連続繊維シートは比較的良好な状態を継続していた。

(2) ケイ酸塩系の表面含浸材の適合性について

- 1) 収束予想年数が5年以下と予測された場合でも本調査で追跡した表面含浸材は、主剤（ Na_2SiO_3 ）のアルカリ濃度が高く、そのアルカリがコンクリート内部へ拡散・浸透することにより、ASRを促進する可能性があった。
- 2) 本材料の特性としてのひび割れをCSHにより充填する機能は確認できず、また、ASRの進行を抑制する効果も認められなかった。

(3) ポリマーセメントモルタルによる断面修復の適合性について

- 1) ポリマーセメントモルタルによる断面修復を湿式吹付工法および注入打設工法と比較した場合、収束予想年数に関係なく注入打設工法による断面修復は、比較的良好な効果が継続していた。
- 2) 躯体内部におけるASRの劣化状況がほぼ同じであったことから、初期に発生した乾燥収縮や自己収縮によるひび割れを抑制することで、ポリマーセメントモルタルによる断面修復の損傷リスクを低減できた。

(4) コンクリート巻立てによる断面修復の適合性について

- 1) 収束予想年数が10年以下と予測された場合、コンクリート巻立てによる断面修復は良好な状態が継続した。一方、収束予想年数が30年以上と予測した場合、損傷が発生するリスクがあった。
- 2) ASR構造物の配力筋には降伏点を超えるような多大なひずみが発生していた。補修時には躯体内部の鉄筋の耐力を十分に考慮した設計が必要と考えられた。

【参考文献】

- 1) 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, Vol.13, No.3, pp.105-114, 2002.
- 2) Katayama, T., Tagami, M., Sarai, Y., Izumi,S., Hira, T. : Alkali-Aggregate Reaction under the Influence of Deicing Salts in the Hokuriku District, Japan, Materials Characterization, Vol.53, pp.105-122, 2004.
- 3) 野村昌弘, 平 俊勝, 鳥居和之 : コアによるコンクリート構造物のアルカリシリカ反応の判定, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.1147-1152, 2001.
- 4) 鳥居和之, 野村昌弘, 本田貴子 : 北陸地方の反応性骨材の岩石学的特徴と骨材のアルカリシリカ反応性試験の適合性, 土木学会論文集 No.767/V-64, pp.185-197, 2004.
- 5) Nomura, M., Komatsubara, A., Kuroyanagi, M., Torii, K : . Evaluation of The Residual Expansivity of Cores due to Alkali-Silica Reaction in Hokuriku District, Japan, Proc. of the 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, CD-R 10pages, 2012.
- 6) 野村昌弘, 小松原昭則, 丑屋智志, 鳥居和之 : ASR 劣化構造物から採取したコアの残存膨張性評価の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.965-970, 2010.
- 7) Masahiro Nomura , Akinori Komatsubara , Kazuyuki Torii : Evaluation of Maintenance Methods for ASR-damaged Structures in Hokuriku District, Japan, Proceedings of the 3rd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Kyoto. CD-R (10pages), 2013.8
- 8) 大代武志, 鳥居和之 : 富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理手法の提案, コンクリート工学論文集, Vol.20, No.1, 2009.
- 9) 野村昌弘, 西谷直人, 清水隆司, 鳥居和之 : 実構造物における骨材からのアルカリ溶出の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.791-796, 2006.
- 10) 野村昌弘, 小松原昭則, 畔柳昌巳, 鳥居和之 : 北陸地方における反応性骨材の岩石学的特徴とコアの残存膨張性の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.953-958, 2011.

第5章 高速道路の連続鉄筋コンクリート舗装の温度応力の解析と設計法

5.1 概説

連続鉄筋コンクリート舗装(以下CRCP)の設計は、横ひび割れを制御するための鉄筋量の決定と、供用後の交通荷重に抵抗するための版厚の決定とから成る。前者については佐藤¹⁾、²⁾の研究があり、我が国のコンクリート標準示方書舗装編³⁾にもその成果が盛り込まれている。後者では、CRCPの力学的挙動の正確な予測に基づいて横ひび割れ縁部の荷重応力と温度応力を算定し、それらを用いて縦ひび割れを対象とした疲労解析を行う必要がある。しかしながら、横ひび割れを有するCRCPの構造は不連続となるため力学的な取り扱いが難しく、適切な応力算定法が確立されていない。

このようなことから、著者らは有限要素法に基づいた解析モデルの開発を進めてきた⁴⁾、⁵⁾。このモデルは、コンクリート版をWinkler地盤上の弾性平板によってモデル化したもので、CRCPの横ひび割れは3つの線形ばねモデルに基づいた目地・ひび割れ要素で対応する。横ひび割れの荷重伝達能力を表すパラメータであるばね定数については、載荷実験における実測とFEM解析によって同定し、その概略値を明らかにした⁵⁾。また、この解析モデルが荷重応力に対して十分な精度を持つことを確認している。しかしながら、CRCPの温度応力については依然明確な算定手段がなく、コンクリート舗装の温度応力式を準用せざるをえない⁶⁾、⁷⁾。このようなことから、CRCPの温度応力についての検討が急務であり、温度応力算定法の開発が本研究の目的である。

本研究⁸⁾においては、高速道路に施工されたCRCP区間の一部に計測装置を埋め込んだ試験区間を設け、コンクリート版内のひずみと温度を連続して測定した。これらのひずみを平均、そりおよび非線型成分に分離し、おのおのの成分について温度との関係を調べて温度応力の検討を行った。特にそり成分については、FEMモデルによる解析を行い、このモデルが温度応力の算定においても有用であるかどうかについても検討した。さらに、これらの検討結果に基づいてCRCPの温度応力算定式を提案した。

5.2 コンクリート舗装の温度応力

温度変化によってコンクリート版に生ずる温度応力は以下のように表される⁹⁾。

$$\{\sigma_i\} = [D_e] \cdot (\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_i\}) \quad (5.1)$$

ここに、

- $\{\sigma_i\}$: 温度応力ベクトル
- $[D_e]$: 弾性応カーひずみマトリックス
- $\{\varepsilon\}$: 全ひずみベクトル
- $\{\varepsilon_i\}$: 温度ひずみベクトル

コンクリート版内の応力状態は平面応力状態と考えることができる。したがって、コンクリート版面内にx, y座標をとれば次式のように表される。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\mu)/2 \end{bmatrix} \cdot \left(\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \alpha t \\ \alpha t \\ 0 \end{Bmatrix} \right) \quad (5.2)$$

ここに,

- α : コンクリートの線膨張係数
- E : コンクリートの弾性係数
- μ : コンクリートのポアソン比
- t : コンクリート版の温度

全ひずみと温度を計測することによって, 式(5.2)から温度応力を算定することができる. コンクリート版の温度応力のうちそり応力については, Bradburyが, Westergaardの考え方に基づいたWinkler路盤上の弾性平板モデルを用いて, 次式を提案している¹⁰⁾.

・自由縁部に対して:

$$\sigma_t = \frac{CE\alpha\Delta t}{2} \quad (5.3)$$

・中央部に対して:

$$\sigma_t = \frac{E\alpha\Delta t}{2} \left(\frac{C_x + \mu C_y}{1-\mu^2} \right) \quad (5.4)$$

ここに,

σ_t : そり応力

C, C_x, C_y : 境界条件により定まる係数

- E : コンクリートの弾性係数
- μ : コンクリートのポアソン比
- Δt = 上下面の温度差

係数 C, C_x, C_y は, コンクリート版の幅 L_x , 長さ L_y および剛比半径 l から求めることができ

る. ここに, $l = \sqrt[3]{Eh^3 / 12 / (1-\mu^2) / \kappa}$, h は版厚, κ は路盤 K 値である.

一方, 我が国のコンクリート舗装版の実用的な温度応力式としては岩間の式がある⁶⁾. この式は, 実物大の試験舗装における実測に基づいて式(5.3)を修正して導かれたものであり, コンクリート舗装の構造設計に用いられている⁷⁾. 岩間の式は縦縁部を対象としており, 次式のようなものである.

$$\sigma_t = 0.35 \cdot C_w \cdot E \cdot \alpha \cdot \Delta t \quad (5.5)$$

そり拘束係数 C_w は、目地間隔によってその値が定められている。岩間は内部応力の影響を考慮すると、温度応力全体としてはそり応力の約70%になることを見だし、式(5.3)に0.7を乗じて式(5.5)を提案した。

この式をCRCPに適用するには、以下のような問題点がある。

1. 中央部や縦縁部を対象としているが、CRCPの設計において必要なのは横ひび割れ縁部を対象としたものである。
2. C_w の値は実験的に定められており、CRCPに直接適用できるという保証がない。
3. 横ひび割れの影響を考慮できない。

このようなことから、本研究では試験舗装による実測に基づいてCRCPに適用可能な温度応力算定の手法を検討することにした。

5.3 温度ひずみの測定

(1) 試験舗装の概要

CRCPの試験舗装区間は、山陽自動車道吹田山口線の兵庫県三木市の約1.8kmの上下区間である。その一部に載荷試験および温度応力測定用にひずみゲージを設置した試験区間を設けた。上りの調査区間は版厚22cmであり、作業の都合上、登坂車線に設定されたため版幅は3mと狭い。下りの調査区間は版厚25cmで、走行車線に設定されており、版幅は通常の4.5mある。測定は上下区間で行ったが、上りの車線幅は狭く横断方向の拘束が通常の舗装と異なることから、本論文では取り上げないこととする。表-5.1に下りの測定区間の諸元を示す。

この区間は1995年11月に施工され、ひずみ測定を開始した時点において横ひび割れが発生していた。ひび割れスケールを用いた目測によれば、ひび割れの開きは0.05mmから0.1mmと微細であった。試験区間におけるコンクリートの材料試験および路盤における平板載荷試験を実施し、解析に必要なコンクリートの弾性係数、ポアソン比、路盤K値を得た。その結果は表-5.1に示す通りである。

表-5.1 試験区間の断面とコンクリートおよび路盤の性状

	項 目	数 値
コン ク リ ー ト 版	版幅[m]	4.5
	版厚[mm]	250
	縦方向鉄筋間隔[D16, mm]	125
	鉄筋比[%]	0.64
	横方向鉄筋間隔[D16, mm]	500
	弾性係数[MPa]	3.47×10^4
	ポアソン比	0.134
路 盤	セメント安定処理層[mm]	150
	路盤 k_{30} 値[MN/m ³]	430

(2) ひずみ測定の概要

この試験区間において、1996年の比較的気温の低い2月中旬から3月上旬にかけて1回目のひずみ測定を、それよりも気温の高い4月下旬から5月中旬にかけて2回目のひずみ測定を実施した。図-5.1はひずみゲージの位置を示している。ひずみゲージは熱電対を内蔵した埋込み型のもので、ひずみと温度を同時に計測できる。

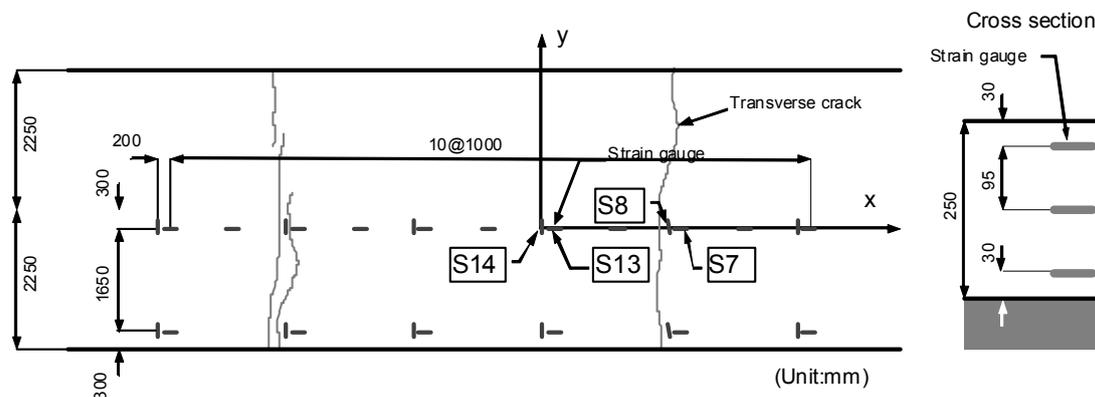


図-5.1 荷重と埋込みひずみゲージの位置

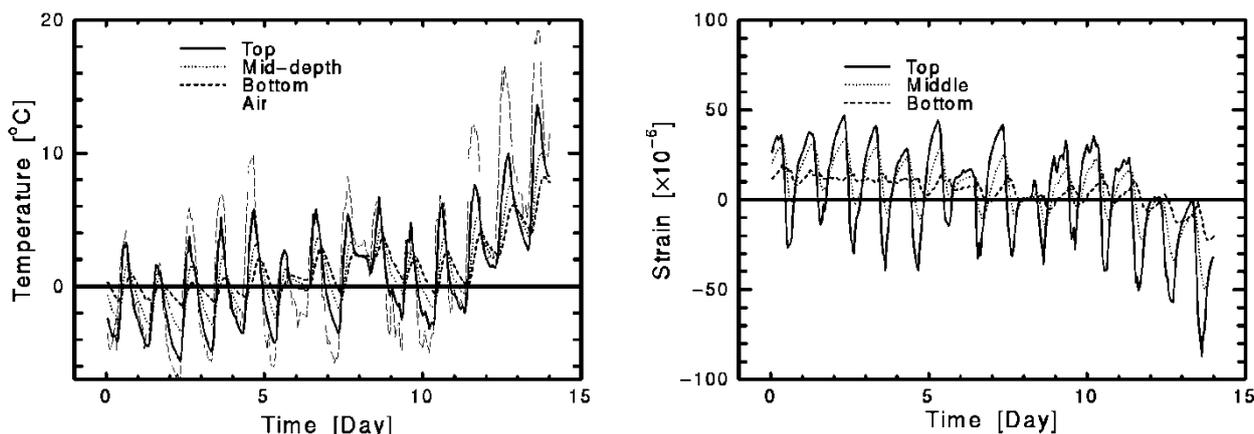
自然なひび割れを発生させるために、特別なひび割れ誘導措置はとらなかった。したがって、ひずみゲージを埋め込む段階においてはひび割れ発生位置が予測できなかったため、ひずみゲージを広い範囲に設置しておいた。ひずみゲージは1箇所につき、コンクリート版上面、中央面、下面に埋め込み、断面方向のひずみ分布、温度分布を計測できるようにした。測定時の試験区間においても、CRCP特有の横ひび割れが発生していた。これらのひび割れの発生状況も図に示してあるが、その発生位置はひずみゲージを埋め込んだ場所に近く、温度応力に及ぼすひび割れの影響の検討が可能となった。ただし、施工後3ヵ月から5ヵ月の時点でのひび割れ間隔は約6mであり、時間が経過した通常のCRCPのそれよりやや大きい。

それぞれの測定においては、2週間にわたって1時間ごとにひずみと温度を同時に計測し、その結果をデータロガーにいったん保存して、測定が終了した時点でそれを回収して解析した。測定に際しては、開始時にひずみゲージの零補正を行ったため、測定されたひずみはその時点からの相対的な値となる。そこで、コンクリート版全体にわたって上中下面の温度がほぼ一定のときのひずみを起点とし、その時点からのひずみと温度の変化量として整理した。起点としたときのコンクリート版の平均温度は、1回目と2回目の測定においてそれぞれ4.8°Cおよび15.1°Cであった。また、ひずみについてはコンクリートの線膨張係数 $\alpha = 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ として全ひずみから温度による自由ひずみを差し引いた拘束ひずみの形で整理した。

測定は図-5.1に示されたすべてのゲージで行ったが、以降においてはその中でも代表的な図中のs7, s8, s13, s14のデータを取り上げる。s7, s8は横ひび割れ縁部の長手方向と横断方向のひずみ、s13, s14は中央部の長手方向と横断方向のひずみである。

図-5.2は1回目の実測結果の1例であり、ひび割れの間にある長手方向のひずみゲージs13の点における上中下面の温度および拘束ひずみの経時変化を示している。ひずみの表

示は引張を正としている。日中はコンクリート版の表面温度が上昇し、それに伴って表面の圧縮ひずみが増加する。これは、コンクリート版の中央部分が上下面の温度差によってそり上がろうとするが、自重によって拘束されるために、圧縮ひずみとなるのである。夜間はこれと反対の挙動を示している。第1回目の測定の後半には全体的に温度が上昇し、それに伴って拘束ひずみも圧縮側に増加していく。このことから、CRCPのコンクリート版は長手方向にはかなり拘束されていることが分かる。残念ながら今回の測定ではそれぞ



れ2週間しか連続してデータを取ることができず、季節変動については十分考察することができなかった。

図-5.2 温度およびひずみの経時変化

図-5.3は温度およびひずみの深さ方向分布の1日の変化を示している。深さ方向温度およびひずみ分布は、必ずしも直線ではなく、特に日射が当たりはじめる午前中や日射が弱まる午後には、表面温度の変化に深い部分の温度が追従できず、非線型成分が大きくなることがわかる。測定された拘束ひずみおよび温度を図-5.4に示すように、深さ z 方向について、平均成分、そり成分および非線形成分に分離して整理することにした^{11) 12)}。すなわち、深さ方向の分布を次式のように表す。

$$f(z) = a + \phi \cdot z + g(z) \quad (5.6)$$

ここに、

- $f(z)$: 温度あるいはひずみの深さ方向の分布
- a : 平均成分(軸方向成分)
- ϕ : 深さ方向の勾配
- $g(z)$: 非線形成分

拘束ひずみの平均成分は軸方向成分とも呼ばれ、コンクリート版の平面方向の伸縮が路盤との摩擦や内部の鉄筋によって拘束されるために生ずる。そり成分は、コンクリート版の厚さ方向の温度勾配によるそり変形が自重によって拘束されるために生じ、この拘束ひずみに起因する温度応力はそり応力と呼ばれる。非線形成分は、厚さ方向の温度分布が直線

でないために生ずる内部応力である。

本研究においては、実測値を深さ方向の2次式で近似し、平均成分とそり成分の和を1次式で近似することにする。2次式の3つの係数はコンクリート版の上中下面に埋め込まれた計器の実測値から決定した。また、1次式の2つの係数は次式に示されるような非線形成分の自己平衡条件より決定した。

$$\int_A g(z) dz = \int_A \{f(z) - a - \phi \cdot z\} dz = 0 \quad (5.7)$$

$$\int_A g(z) z dz = \int_A \{f(z) - a - \phi \cdot z\} z dz = 0 \quad (5.8)$$

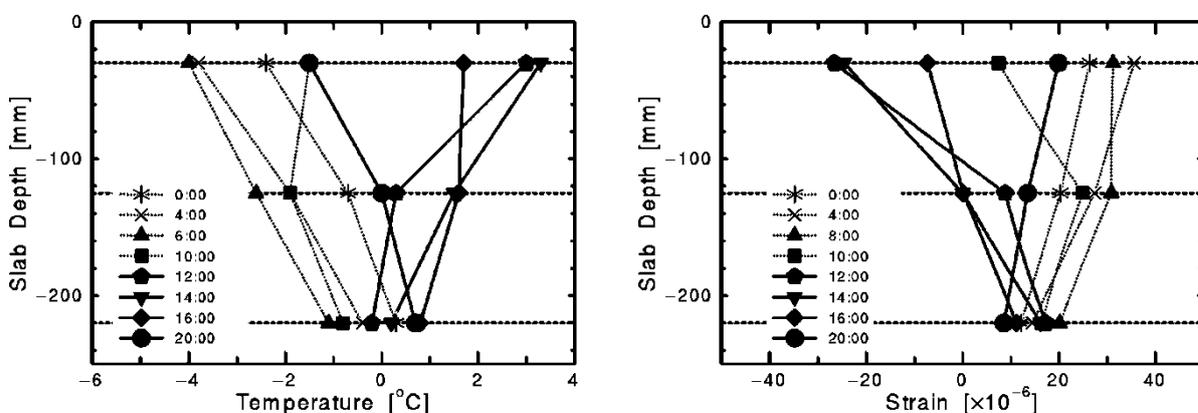


図-5.3 温度およびひずみの厚さ方向分布（第1回目）

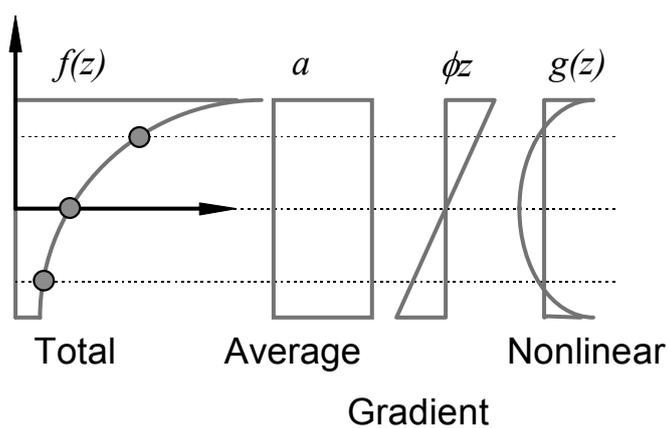


図-5.4 深さ方向の温度とひずみ分布の分離

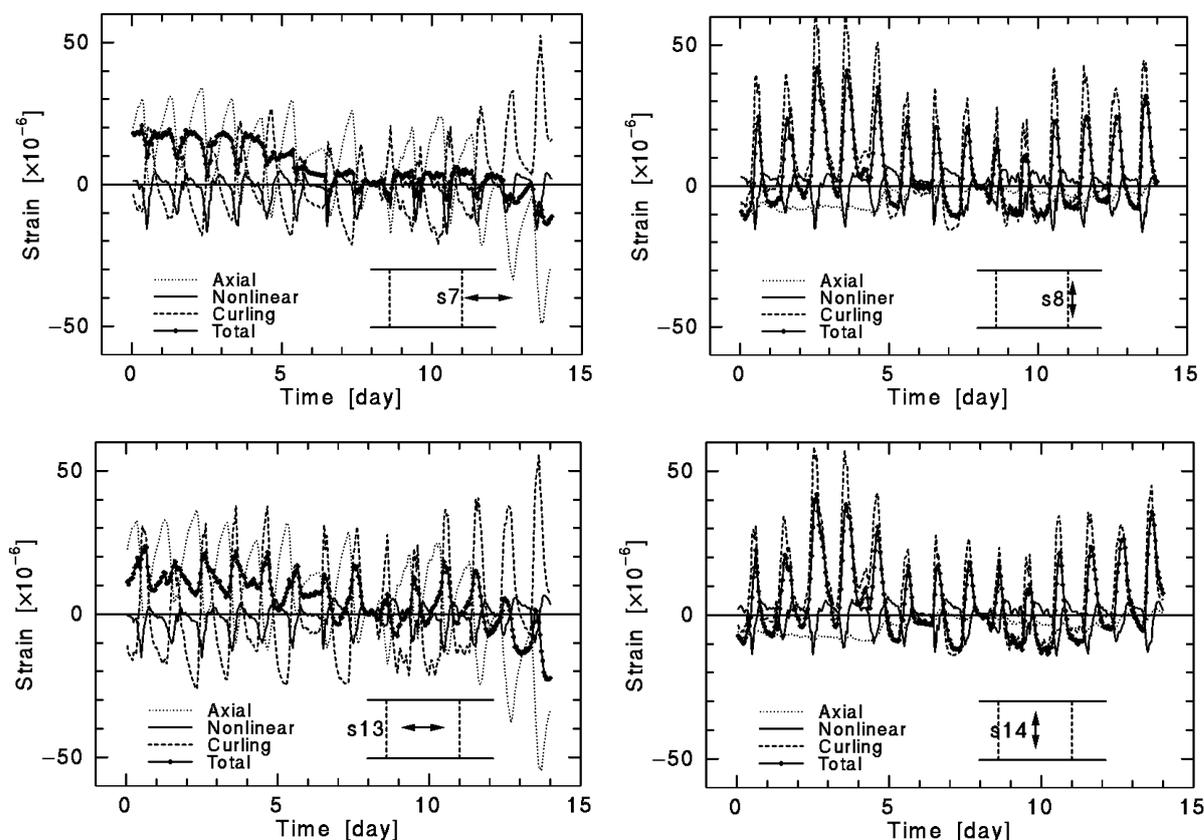


図-5.5 各ひずみ成分の経時変化 (1回目)

(3) 各ひずみ成分の経時変化

図-5.5は各成分の拘束ひずみが全体の中でどのように係わっているかを経時的に示したものである。これらの図で示されたひずみの値は、設計において問題となるコンクリート版底面における値である。s7, s13は長手方向のひずみであり、s8, s14は横断方向のひずみであるが、ひずみの方向によってその傾向がはっきりと異なっている。

長手方向については以下のようなことが分かる。平均成分とそり成分はほぼ同時刻の12時から14時ごろに、それぞれ圧縮側および引張側の最大値となる。一方、非線形成分は平均成分やそり成分よりもやや早い午前中に圧縮側の最大値に到達する。全体として平均成分がやや卓越しているが、全成分の和はそりや平均の成分単独の振幅よりは小さい。このように、長手方向のひずみはそれぞれの成分の位相が微妙にずれ、やや複雑な様相を呈しているが、全体としてはほぼ1日周期の変化となっている。また、この測定期間中の後半は全体の温度が上昇していく傾向があり、それに伴って平均成分は圧縮側に増加していく。しかしながら、ひずみ全体としては平均成分とそり成分が相殺されるため、わずかな圧縮側への変化にとどまっている。

これに対して、横断方向においては平面方向の拘束が小さく、そり成分が卓越しており、全体のひずみとしてはほぼそり成分と同じ位相で変化している。しかし、非線型成分とそり成分はでは位相が異なるため、これらが相殺し合って拘束ひずみ全体としてはそり成分より小さい。

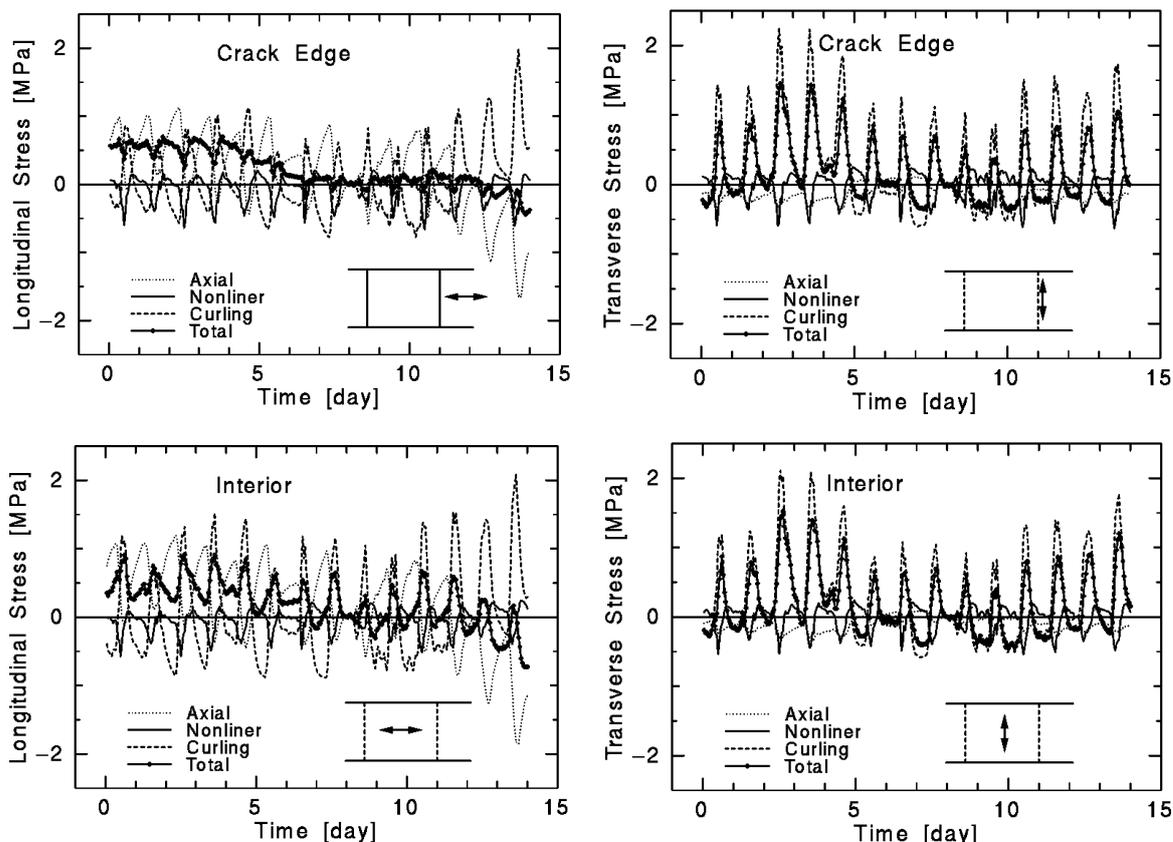


図-5.6 各応力成分の経時変化（1回目）

コンクリート版の長手方向をx座標、横断方向をy座標にとれば、 s_7 と s_8 および s_{13} と s_{14} のひずみはそれぞれひび割れ縁部と中央部の ε_x 、 ε_y となるから、式(5.2)を用いて温度応力を算定することができる。

図-5.6はこのようにして計算された温度応力を各成分について示したものである。長手方向と横断方向のひずみがポアソン比を介して相互に関連しあうが、基本的な傾向はひずみの場合と同様である。CRCPの設計においては横ひび割れの間に生ずる疲労縦ひび割れを対象にしており、その際に問題となるのは横ひび割れ近傍の横断方向の温度応力である。この応力は図からわかるように、ほぼそり成分と同様の位相で推移しているが、位相が異なる非線形成分と相殺しあって全体の最大値はそり成分単独よりも小さい。非線形成分がそり成分を相殺する割合はほぼ一定している。また、長手方向に比べ平均成分の寄与分が小さく、ほとんど無視できる。

以上の考察から、CRCPの温度応力は長手方向と横断方向ではその傾向が異なることが明らかとなった。また、平均成分とそり成分の値はコンクリート版内の温度が高い日中に大きく、コンクリート版内の温度が低い夜間は小さいという明確な周期が観測され、全体の中に及ぼす影響も大きい。一方、非線形成分のピーク到達時間は他の成分と異なり、必ずしもコンクリート版内の温度が高いときに大きくなるとはかぎらず、コンクリート版内温度分布の非線形な形状に依存している。したがって、非線形成分をコンクリート版の平

均温度や温度勾配といった単純な指標によって表現することは難しい。ただし、横断方向の応力においては、非線形成分の影響は一定の割合として取り扱うことが可能である。そこで、次項において温度と拘束ひずみの関係を平均成分とそり成分について定量的に考察し、温度応力全体への非線形成分の影響についてはある割合の低減効果として取り扱うこととする。

5.4 平均成分

図-5.7および図-5.8は拘束ひずみの平均成分 ε_a と平均温度 t_a の関係である。図に示すように、この関係が傾きを持つ場合にはコンクリート版が平面方向に自由に動くことができないことになり、傾きがなければその方向に自由に移動できて拘束がないこととなる。

長手方向のs7とs13においては温度の上昇に伴って圧縮ひずみが増加しており、この方向の拘束が認められる。とくに比較的温度の高い2回目の測定においては平均温度が10°C以上になると、その傾きがほぼコンクリートの線膨張係数に等しく完全拘束の状態にある。したがって、長手方向のひずみの平均成分に対する拘束の程度は温度によって異なることがわかる。これは、気温が高くそれに伴ってコンクリート版内の温度も高いとひび割れ幅が狭くなり、コンクリート版がひび割れを介して一体となるためであろう。ひび割れ近傍に設置されたs7とひび割れから離れた場所に設置されたs13のひずみに差がないことから、拘束の状態はひび割れの有無には影響を受けない。

一方横断方向についても、ひび割れ近傍に設置されたs8とひび割れから離れた場所に設置されたs14のひずみは、温度が上昇しても変化はなく、この方向の拘束はほとんどないといってよい。したがって、この方向の拘束状態もひび割れの有無には影響を受けないといえる。

以上のことから、CRCPの温度応力の算定にあたっては平均成分の長手方向の拘束のみを考慮すればよく、温度が高いとその拘束状態はほとんど完全拘束と考えることができる。式(5.2)によれば、横断方向の温度応力の平均成分は以下のように表される。

$$\sigma_{average} = \frac{E}{(1-\mu^2)} (\varepsilon_a^y + \mu\varepsilon_a^x) \quad (5.9)$$

ここに、 ε_a^x および ε_a^y はそれぞれ長手方向および横断方向の拘束平均ひずみである。上の議論から、 $\varepsilon_a^x \approx -\alpha t$ および $\varepsilon_a^y \approx 0$ であるから、

$$\sigma_{average} \approx -\frac{\mu E \alpha t}{(1-\mu^2)} \quad (5.10)$$

となる。測定区間のコンクリートのポアソン比 μ は0.134と小さいので、 ε_a^x が大きくても

$\sigma_{average}$ の値は比較的小さい。

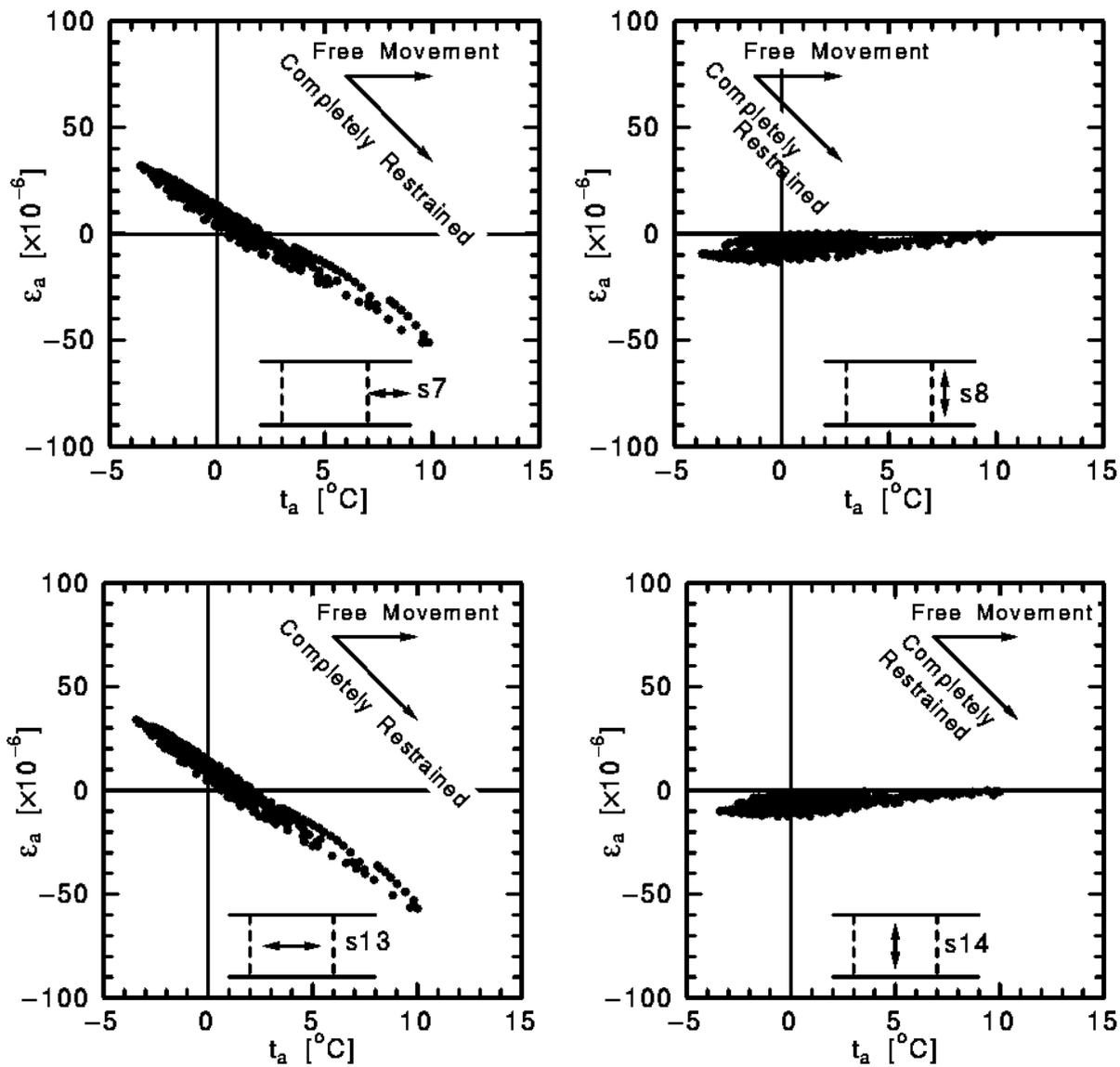


図-5.7 コンクリート版の平均ひずみ ϵ_a と平均温度 t_a の関係 (1回目)

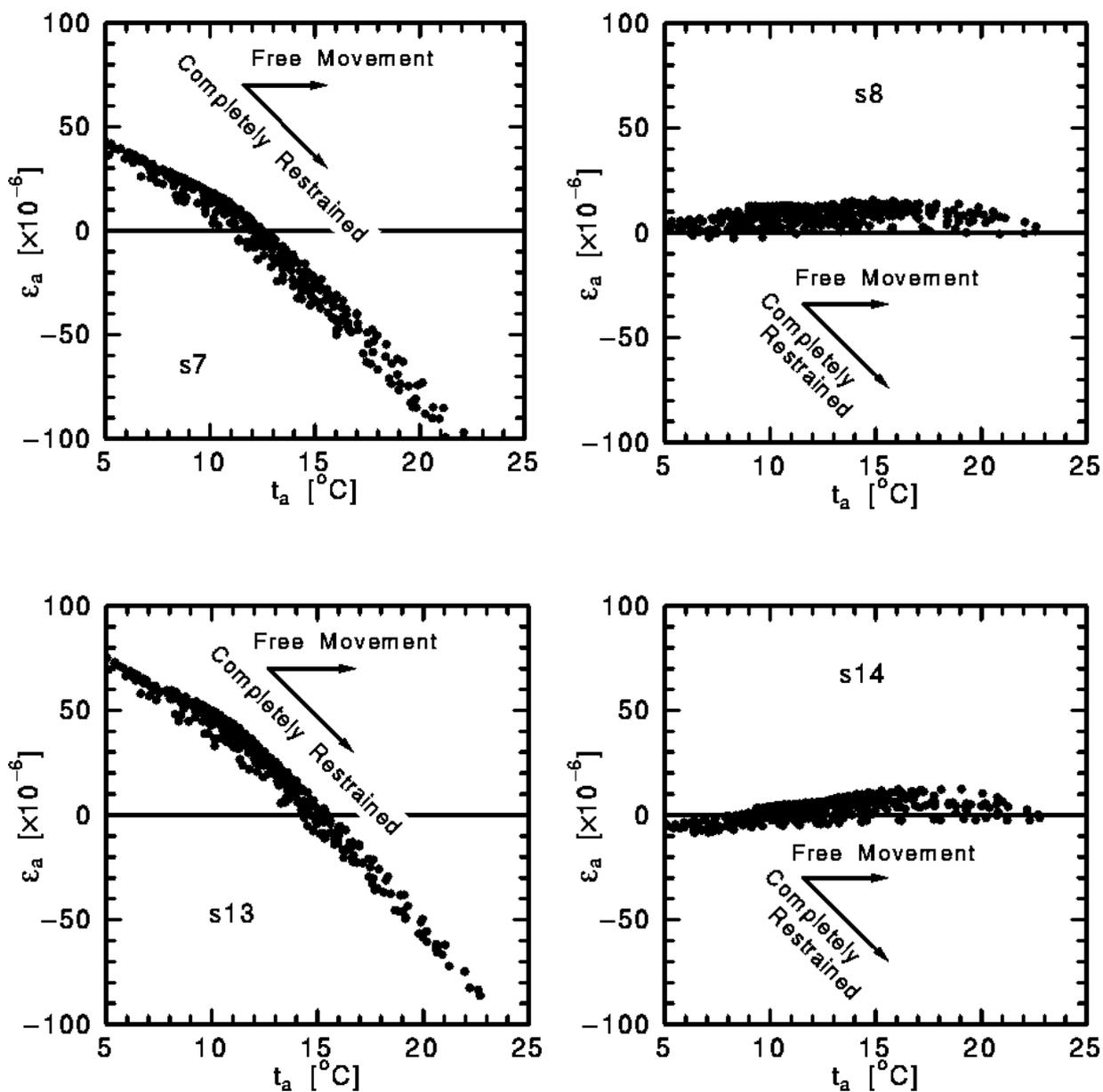


図-5.8 コンクリート版の平均ひずみ ε_a と平均温度 t_a の関係 (2回目)

5.5 そり成分

(1) FEM解析

本研究においては、そり成分について弾性平板理論に基づいたFEMによるCRCPのモデルによって解析を行った。このモデルにおいては、コンクリート版を4節点の12自由度の平板要素に分割し、路盤を1次元のばねモデルであるwinkler基礎とする。横ひび割れは、その荷重伝達機能を線形ばねでモデル化したひび割れ要素に置き換える。このようなモデル化に基づいたコンクリート舗装の剛性方程式は、次式のようになる⁵⁾。

$$(\mathbf{K} + \mathbf{J} + \mathbf{H}) \cdot \mathbf{d}_e = \mathbf{f}_s + \mathbf{f}_v - (\mathbf{J} + \mathbf{H}) \cdot \mathbf{d}_t \quad (5.11)$$

ここに,

- K** : コンクリート版の剛性マトリックス
- J** : ひび割れ部の剛性マトリックス
- d_e** : 荷重および自重による節点変位ベクトル
- d_t** : そりによる節点変位ベクトル
- f_s** : 荷重ベクトル
- f_v** : 自重ベクトル
- H** : 路盤の剛性マトリックス

である.

さらに, **d_t**は, **i**節点においては次のようになる.

$$\mathbf{d}_{ti} = \begin{Bmatrix} w_{ti} \\ \theta_{x_{ti}} \\ \theta_{y_{ti}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} w_{ti} \\ \frac{\partial w_{ti}}{\partial y} \\ \frac{\partial w_{ti}}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (5.12)$$

また温度勾配によるそり変形は次式で計算できる⁹⁾.

$$w_{ti} = -\frac{3M_t}{4h^3E}(x_i^2 + y_i^2) \quad (5.13)$$

ここに,

$$M_t = \alpha E \int_{-h/2}^{h/2} Tz dz$$

- z** : コンクリート版内の厚さ方向の座標
- α** : コンクリートの線膨張係数
- T** : コンクリート版内の温度分布
- h** : コンクリート版の厚さ
- E** : コンクリートの弾性係数
- x_i** : 版中央を原点とした2節点の**x**座標
- y_i** : 版中央を原点とした2節点の**y**座標

ばねモデルであるWinkler基礎においては, コンクリート版は変位に比例する路盤反力を受ける. ただし, 温度勾配によりコンクリート版が路盤の上方にそり上がり, 路盤の接合条件が変化する. そこで以下のような路盤との接合条件を設定した.

$$q = \begin{cases} k \cdot (w - w_0) & \text{for } (w - w_0) \geq 0 \\ 0 & \text{for } (w - w_0) < 0 \end{cases} \quad (5.14)$$

ここに

- q** : 路盤反力

- w : たわみ
- w_o : コンクリート版と路盤との隙間
- k : 路盤論値

w_o は温度勾配によるそり変形によって生ずる部分的な路盤とコンクリート版との隙間を考慮するために導入した。このような路盤条件を仮定した場合、剛性方程式(5.11)が非線形になるため、Newton-Raphson法によって解いた。

CRCPの横ひび割れにおける荷重伝達は、せん断曲げおよびねじりの3種類の線形ばねでモデル化し⁴⁾、次式のように表現する。

$$\mathbf{f}_l - \mathbf{f}_u = \mathbf{K}_J \cdot (\mathbf{d}_l - \mathbf{d}_u) \quad (5.15)$$

ここに、

- $\mathbf{f}_l, \mathbf{f}_u$: 荷重側および非荷重側の節点力ベクトル
- $\mathbf{d}_l, \mathbf{d}_u$: 荷重側および非荷重側の節点変位ベクトル

$$\mathbf{K}_J = \begin{bmatrix} \kappa_w & 0 & 0 \\ 0 & \kappa_t & 0 \\ 0 & 0 & \kappa_n \end{bmatrix}$$

$\kappa_w, \kappa_t, \kappa_n$: それぞれ、せん断、曲げ、ねじりに対する単位長さ当たりのばね定数

(2) 実測値と計算値の比較

図-5.9と図-5.10はコンクリート版の温度勾配 ϕ_T と拘束ひずみの勾配 ϕ_ε の関係を示したものである。温度勾配はコンクリート表面の温度が高い場合を正とし、ひずみ勾配はコンクリート底面に引張応力が発生する場合を正として表示している。丸印が実測値、実線はFEMによる計算値である。FEM計算においては、ひび割れの剛性、(κ_w [MPa], κ_t [MN/m])を、(5×103, 104), (5×104, 107), (5×107, 109)と3種類に変化させて計算を行った。なお、 κ_n の影響は少ないことから、その値を0 MN/mとした。

実測値をみると、ややばらつきがみられるが温度勾配が上昇するにつれひずみ勾配も比例的に増加する傾向が明らかである。2回目の測定時における温度勾配ひずみ勾配の最大値は、それぞれ $\phi_T=0.6^\circ\text{C}/\text{cm}$ 、 $\phi_\varepsilon=6 \times 10^{-6}/\text{cm}$ となり、1回目のそれらよりも大きい。2回目においてはコンクリート版内の温度が高くひび割れ幅も狭くなるため、長手方向のひずみはほとんど直線的に増加する。その傾きはほぼコンクリートの線膨張係数と同じとなり、完全拘束の状態にある。このことは平均成分の長手方向でも見られたことで、横ひび割れ幅が狭くCRCPが長手方向に一体化しているためであろう。

一方横断方向においては、温度勾配が正のときには直線的であるが、負のときにはその勾配がわずかに緩くなる傾向が伺える。これは夜間温度が低くなるとコンクリート版が収縮しひび割れ幅が開き、その結果として拘束が弱まるためであろう。この方向の平均拘束ひずみは非常に小さいので、このそり成分が拘束ひずみ全体の大きな部分となる。

FEMの結果によれば、ひび割れの剛性が増加するに従って同じ温度勾配に対するひずみ

勾配は増加する。特に、長手方向のひずみにおいてその傾向が顕著である。ひび割れの剛性が低い場合にはひび割れ間のコンクリート版が独立して変形するためその拘束の程度が小さくなり、剛性が高い場合にはコンクリート版全体が一体で変形するため拘束が大きくなるのである。このことはコンクリート版内の温度が高くなりひび割れ幅が狭くなって、その結果ひび割れでの噛み合わせ効果が高まることと対応している。横断方向はそのような影響はなく、拘束の程度はひび割れの剛性にほぼ無関係となる。ひび割れの剛性が高い場合の計算値と実測値が一致することから、CRCPにおけるひび割れはそり変形に対してかなりの拘束効果があるといえる。したがって、そり応力算定にあたっては、ひび割れの剛性(κ_w [MPa], κ_l [MN/m])を $(5 \times 10^7, 10^9)$ と高く設定しておくことが必要となる。

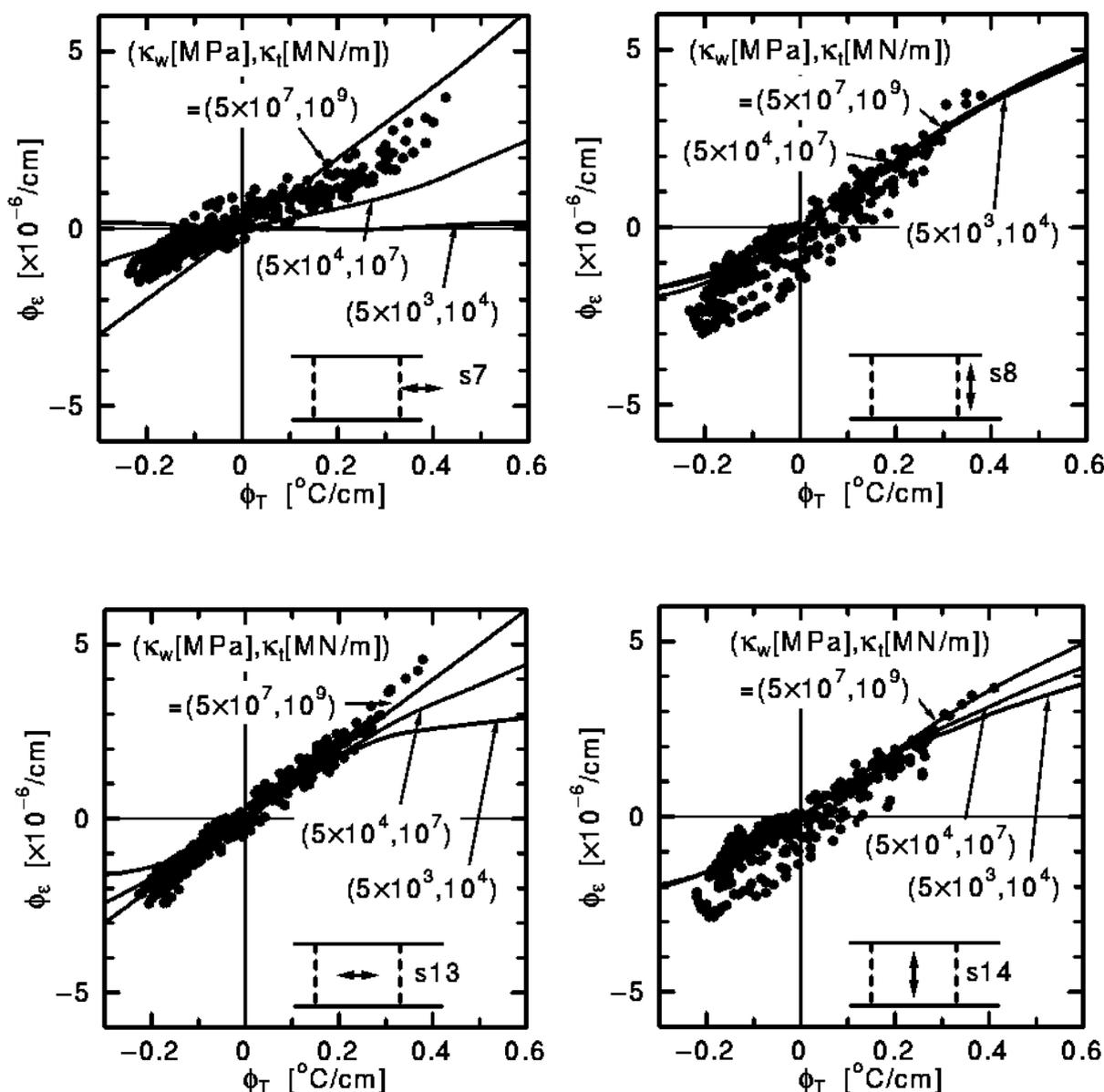


図-5.9 コンクリート版の温度勾配 ϕ_T とひずみ勾配 ϕ_{ϵ} の関係 (1回目)

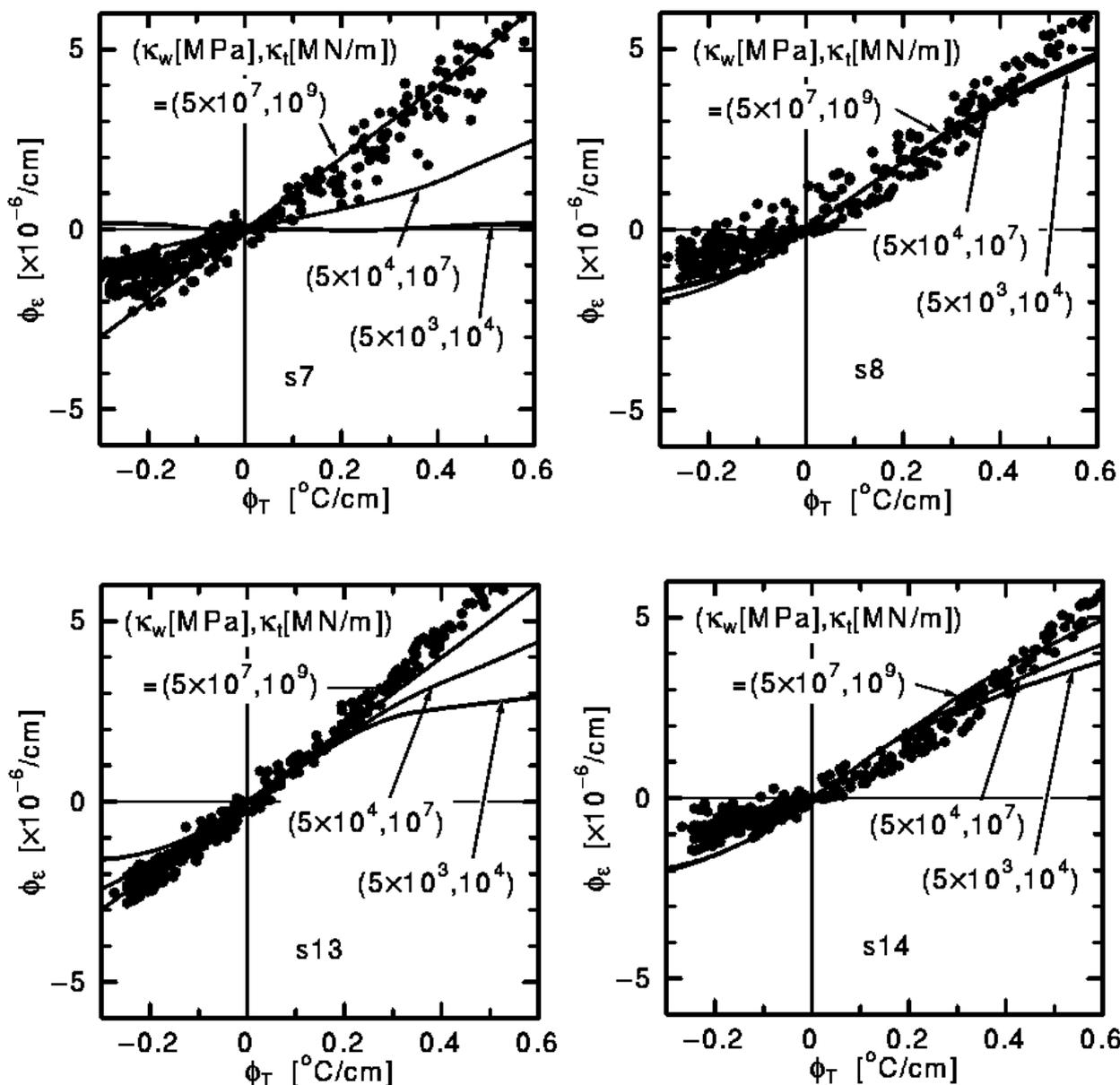


図-5.10 コンクリート版の温度勾配 ϕ_T とひずみ勾配 ϕ_{ϵ} の関係（2回目）

5.6 温度応力式の検討

これまでの考察に基づいて、本研究においては、温度応力の算定法として岩間と同様のアプローチをとる。すなわち、コンクリート版内の平均温度と温度勾配から平均成分とそり成分の温度応力を予測してそれらの和をとり、その結果を非線形成分による相殺分だけ低減するのである。このようなアプローチを採用した理由は、この方法が現在の設計法に採用されており温度勾配の頻度分布などのデータが蓄積されていること、非線形成分については温度勾配から直接推定することは困難なことによる。そこで、CRCPの横ひび割れ縁部の温度応力を以下のように算定する。

$$\sigma_t = A(\sigma_{curling} + \sigma_{average}) \quad (5.16)$$

ここで、 $\sigma_{curling}$ はFEMによって計算する横ひび割れ縁部のそり応力であり、 $\sigma_{average}$ は平均成分の寄与分である。Aは、非線形成分による低減効果を考慮するための定数である。 $\sigma_{average}$ は式(5.10)で表されるから、式(5.16)は以下のようなになる。

$$\sigma_t = A \left(\sigma_{curling} - \frac{\mu E \alpha T}{1 - \mu^2} \right) \quad (5.17)$$

Aは次のようにして定めた。まず、 $A=1.0$ とおいた式(5.17)による温度応力と、実測された温度応力を比較した。図-5.11はそのようにして比較した結果である。図から明らかなように、全体として計算値は実測値よりもやや大きな値を与える。そこで、原点を通る1次式で回帰を行ったところ、Aの平均は0.72、その標準偏差は0.02で相関係数が0.88という結果を得た。本研究では、実測値の下限側をカバーできるように、Aの値を95%上限値の0.75と設定した。

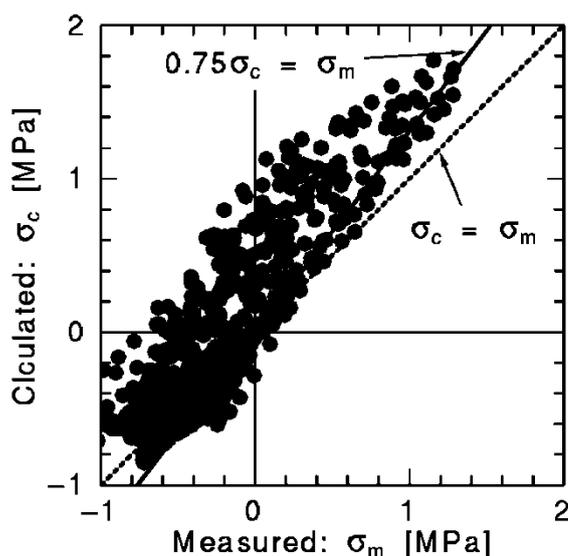


図-5.11 A=1としたときの計算値と実測値の比較

図-5.12は $A=0.75$ とした計算値と実測値を、式(5.5)とあわせて比較した結果である。黒丸は本研究による計算値との比較白丸は $C_w=0.98$ とした場合の式(5.5)による計算値との比較である。ばらつきが大きいものの、実測値との対応は良好である。また、式(5.5)と本研究の提案式はほぼ同様の値を与えている。

今回の実測によれば、平均温度の日変化による第2項の値は比較的小さい。ただし、本研究ではそれぞれ2週間の測定期間内における起点からのひずみの変動を対象としており、第2項の長期にわたる影響については十分に検討するまでには至らなかった。

また、今回実測したCRCPのひび割れ間隔はやや大きく、ひび割れ部の挙動が通常のCRCPと異なることも考えられる。しかしながら、今回のひび割れ幅は非常に狭く、実測から明らかなようにその拘束はかなり強いため、ひび割れの有無は温度応力にあまり影響

を与えていない。したがって、ひび割れ間隔が狭くなってもひび割れ幅が狭ければ基本的な挙動は今回とそう変わらないと予想される。いずれにしろ長期にわたる温度応力に及ぼすCRCPのひび割れ部の影響については今後の課題としたい。

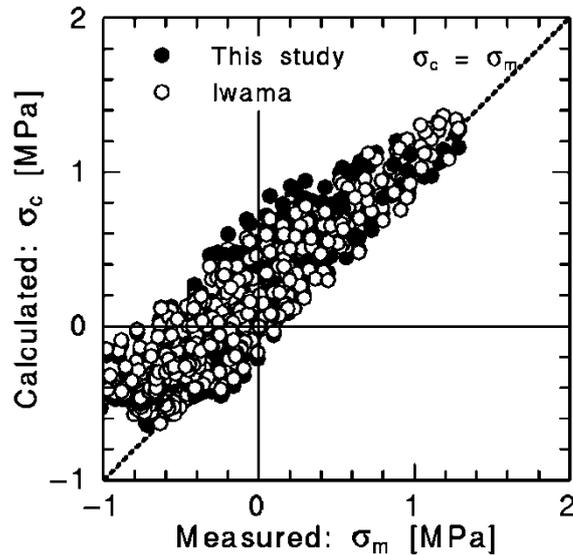


図-5.12 A=0.75としたときの計算値と実測値の比較

5.7 まとめ

本研究においては、CRCPの温度応力について試験区間における実測結果から検討し、その議論に基づいて実用的な温度応力式を提案した。基本的な考え方は岩間が提案したアプローチと同様であるが、この算定式はFEMによるそり解析を基本とし、CRCPに特徴的な長手方向の拘束を加味した。さらに、内部応力の効果を0.75という低減係数によって考慮している。提案された温度応力式は、コンクリート舗装のそれと同様の値を与えるが、FEMを基本としていることから汎用性が高く、あらゆる構造条件に適用が可能である。

しかしながら、今回のような短期間の測定では長手方向の拘束の長期にわたる影響を十分考察することはできず、この点については課題として残された。

【参考文献】

- 1) Sato, R., Hachiya, Y. and Kawakami, A.: Development of new design method for control of cracking in continuously reinforced concrete pavement, Proc. of 4th Int. Conf. on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, pp.431-443 1989.
- 2) 阿部洋一, 川上淳仁, 亀田昭一, 佐藤良一: 連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れに関する研究, コンクリート構造物の体積変化によるひび割れ幅制御に関するコロキウム論文集, pp. 61-70, 1990.
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書舗装編, 1996.
- 4) Nishizawa, T., Matsuno, S. and Fukuda, T.: A Mechanical Model for the Rational Design of CROP, Proc. of 3rd Int. Conf. on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, 1985.
- 5) 西澤辰男, 七五三野茂, 小松原昭則, 小梁川雅: 連続鉄筋コンクリート舗装横ひび割れの荷重伝達機能, 舗装工学論文集, 第1巻, pp. 73-80, 1996.
- 6) 岩間滋: コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究, 1963.
- 7) 日本道路協会: セメントコンクリート舗装要綱, 1984.
- 8) 西澤辰男, 七五三野茂, 小松原昭則, 小梁川雅: 連続鉄筋コンクリート舗装の温度応力に関する研究, 土木学会論文集, No.578/V-37, pp.123-132, 1997.11
- 9) 矢川元基, 宮崎則幸: 有限要素法による熱応力・クリープ・熱伝導解析, サイエンス社, pp. 135-142, 1991.
- 10) Bradbury, R. D.: Reinforced Concrete Pavements, Wire Reinforcement Institute, Washington, D. C.,1938.
- 11) Hank, I. E., Jianping, P., Southgate, H. and Allen, D.: Temperature Effects on Rigid Pavements, Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 1, pp. 127-143, 1994.
- 12) Choubane, B. and Tia, M.: Analysis and Verification of Thermal-Gradient Effects on Concrete Pavement. Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol.121, No.1, pp. 75-74, 1995.

第6章 結 論

6.1 本研究のまとめ

本研究では、北陸自動車道のコンクリート構造物のASRについて、その補修・補強時期の判断材料を得ることを目的に、コアの採取からコアの残存膨張性試験をはじめとする各種試験結果と使用骨材の河川水系を対応させ、構造物ごとのASRの進行過程を明らかにした。また、ASRによって劣化したコンクリート構造物の補修方法について、過去の補修事例を基に工法ごとに、残存膨張試験の結果から得られたASRの進展の程度に応じた補修工法や補修材料の適合性について検討した。さらに、ASRによって生じた鉄筋の破断事例を詳細に調査して、鉄筋に発生する応力と鉄筋の品質や破断面の調査から破断に至った原因を結論づけた。

さらに、舗装に用いられるコンクリートについて、連続鉄筋コンクリート舗装に発生する温度応力を試験舗装のひずみの実測値から合理的な温度応力算定法を提案した。これは、高速道路で採用されている連続鉄筋コンクリート舗装をベースとしたコンポジット舗装の設計法の確立を目的としたものである。

以下に各章ごとの内容および得られた結果をとりまとめて本論文の結論とする。

「第1章 序 論」では、本研究に至った背景を述べるとともに、研究の目的を示した。また、本研究の基礎となるASRのメカニズムや反応性骨材の種類、特徴について整理した。さらに、道路舗装の耐久性向上を目的として、舗装の診断技術と補修の現状を述べるとともに、より構造的に耐久性の高い連続鉄筋コンクリート舗装、およびこれをベースとしたコンポジット舗装の設計法について概説した。

「第2章 高速道路におけるASRの調査診断」では、北陸自動車道の富山県、石川県および福井県（滋賀県の一部を含む）の24の北陸自動車道のコンクリート構造物からコアを多数採取し、コンクリートASR劣化度に関する一連の調査研究を実施した。これを同一コンクリート構造物における過去の調査結果と比較検討した。調査対象構造物は各地域を代表する河川水系の骨材を使用していることから、岩石学的特徴とASR劣化状況の関係を明らかにした。また、偏光顕微鏡による薄片のコア観察、コンクリートのアルカリ量測定、コアの残存膨張性、およびコアの圧縮強度や静弾性係数、さらにEPMAによるASRゲルの化学組成分析から、使用骨材の河川水系ごとにASRを評価するとともに、その劣化過程を明らかにした。これにより、コンクリート構造物の維持管理におけるASRに対する補修・補強の実施時期の判断材料となりうることを示した。

「第3章 ASRにより鉄筋破断が発生したRC橋脚の詳細調査」では、富山県内の高速道路の橋梁で、RC橋脚のせん断補強筋の曲げ加工部に破断が確認されたことから、ASRによるコンクリートの劣化状況を詳細に調査するとともに、RC橋脚の鉄筋の発生応力の測定および鉄筋の品質を調査した。その結果、RC橋脚の鉄筋には降伏点以上の応力が発生しており、鉄筋の曲げ加工部には節に沿ったひび割れが観察され、その破断面は3段階からなる脆性的な亀裂の進展が生じていた。また、鉄筋破断の主な原因は、使用されていた鉄筋は高

炉メーカーが製造したものであったが、含有成分にN（窒素）が多かったことによるじん性が低下、鉄筋の曲げ半径が小さいことによるひび割れの発生、さらに凍結防止剤の影響による過大なASRの膨張が複合したことによるものであることを述べた。

「第4章 高速道路のASR補修工法の効果の評価」では、北陸地方におけるASR補修工法について、反応性岩種とコンクリートのアルカリ量との関係から、その効果と課題を検証した。また、ASRポテンシャルと継続的に実施したNaOH溶液浸漬法による残存膨張性の傾向から、補修工法の適合性について検討し、以下のような結果が得られたことを述べた。

表面被覆工法において、ASRポテンシャルが低い場合は、ウレタン系、アクリルゴム系の塗装、および連続繊維シートが比較的良好な状態を維持しており、ウレタン系塗装の方がアクリルゴム系より、残存膨張性が継続する場合でも良好な効果を示した。しかし、ASRが長期にわたって継続する場合、エポキシ系の塗装は早期に損傷した。

ケイ酸系表面含浸材では、主剤（ Na_2SiO_3 ）のアルカリ濃度が高く、そのアルカリがコンクリートへ拡散してASRを助長する。また、CSHによるひびわれ充填機能は確認されず、ASRの進行の抑制効果も認められなかった。

ポリマーセメントモルタルによる断面修復については、注入打設による断面修復工法は吹付工法に比べて比較的良好な結果であった。また、断面修復材の自己収縮によるひび割れの発生には十分注意を払うことが補修効果を高める。

RC巻き立てによる断面修復については、ASRポテンシャルが高く、かつNaOH溶液浸漬法による残存膨張性が収束に向かうことが確認された構造物に適用する場合は、その修復効果が確認された。一方、残存膨張性が収束傾向にない場合、その適用にはリスクがあった。さらに、ASR構造物の配筋には降伏点を超えるような引張応力が発生している場合があるので、補修時の鉄筋の耐力を十分考慮する必要がある。

「第5章 高速道路の連続鉄筋コンクリート舗装の温度応力の解析と設計法」では、連続鉄筋コンクリート舗装の試験舗装において温度ひずみを実測し、その結果に基づいて温度応力について検討した。その実測した温度ひずみを平面成分、そり成分および非線形成分に分離し、おのおのについて検討した。その結果、設計において重要な横断方向の温度応力はそり成分が卓越するが、非線形成分の影響によってコンクリート版底面において最大値で約75%程度に減少することが判った。これらの結果を踏まえて温度応力算定法を提案した。