

論文 富山市周辺の橋梁の ASR 劣化と骨材の岩石学的特徴に関する調査

大代 武志*1・広野 真一*2・野村 昌弘*3・鳥居 和之*4

要旨: 本研究では、富山市周辺の神通川および常願寺川流域における ASR が発生した橋梁での劣化形態と鉄筋損傷の程度を調べるとともに、コンクリートに使用された川砂、川砂利の岩石・鉱物学的特徴とその反応性についてコアによる調査を実施した。その結果、この地域ではトリディマイトやクリストバライト、オパールの高い反応性を有する骨材が使用されたことから、調査した橋脚での鉄筋破断は概ね建設後 12 年以内に発生し、その際のコンクリート表面のひび割れ幅は 1mm 程度であったこと、表面防水によりひび割れ幅の拡大が増大したこと、せん断補強鉄筋には降伏点を超えるひずみが発生していたことが明らかとなった。

キーワード: ASR, 骨材の組成ベシマム現象, ひび割れ計測, 残存膨張量, 鉄筋ひずみ, 偏光顕微鏡観察

1. はじめに

北陸 3 県では、昭和 40 年代後半から昭和 50 年代に建設された構造物でアルカリシリカ反応 (ASR) による劣化が顕在化しており、この時期にコンクリート用骨材として使用された安山岩砕石や安山岩粒子を含有する川砂、川砂利が原因となっている^{1,2)}。北陸 3 県の主要河川と反応性骨材の起源となる岩体の分布状況を図-1 に示す。北陸地方には、第三紀中新世の海底で噴出し、熱水作用による変質を受けたグリーンタフと呼ばれる火山岩が細長い帯状に分布しており、これらの岩体はいずれも主要な河川水系の上流域に位置することから、北陸地方で産出される河川産骨材には反応性の高い安山岩や流紋岩が混入し、それらのベシマム現象が ASR の発生に密接に関係している³⁾。その一方で、骨材は河川水系ごとに多種多様な岩種構成をもつため、河川流域に着目した ASR 劣化の実態を正確に把握することが必要になる。また、コ

ンクリートの流通は運搬距離との関係で、各地区の生コン協組の事業区域が限定されることから、橋梁の ASR 劣化の程度には地域的な偏在が認められるのが特徴である。このため、富山県内の ASR 劣化橋梁の維持管理では、地域ごとに使用された川砂、川砂利の岩石・鉱物学的特徴と橋梁の ASR 劣化との関係を明らかにすることが肝要であった。とくに、富山市周辺の常願寺川や神通川の流域では、これまでに鉄筋の破断やコンクリートの強度低下などの深刻な ASR の劣化形態が観察されており、現在でも ASR の発生が収束していないので、地域に特化した詳細な橋梁調査を実施することが必要であった。

本研究では、まず常願寺川や神通川の流域に位置する富山市周辺の 7 橋梁の ASR 劣化によるひび割れの経年変化を調査して、平成元年以後に実施した補修の適否やその課題を検証した。また、はつり点検で鉄筋破断が確認された橋梁のコンクリートの劣化程度とその構造物で実際に発生している鉄筋ひずみとの関係を調査した。さらに、橋梁から採取したコアの力学的性質の変化や使用骨材の岩石・鉱物学的特徴を明らかにすることにより、この地域で発生した深刻な ASR 劣化の特徴とその原因について 2, 3 の考察を行った。

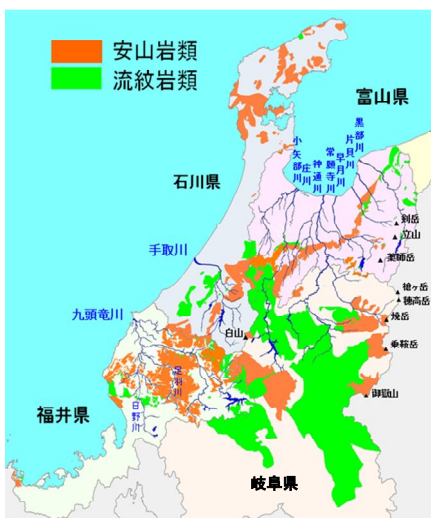


図-1 北陸 3 県における主要河川と反応性骨材の分布図

2. 調査対象橋梁の概要と調査項目

富山市周辺において調査した ASR 劣化橋梁の分布を図-2 に示す。調査は劣化の著しい下部工を対象とし、いずれも海岸部から 1.5km 以上離れており飛来塩分の影響は少ないが、冬期間は凍結防止剤が散布されている使用・環境条件にある。調査橋梁の建設時期は昭和 38 年から昭和 58 年であり、いずれも ASR 抑制対策実施以前のものである。このうち、建設後 23 年から 48 年が経過し

*1 富山県富山土木センター立山土木事務所 工務課河川班 博 (工) (正会員)

*2 (株) 太平洋コンサルタント 解析技術部 解析グループ 主任研究員

*3 野村昌弘の研究所 博 (工) (正会員)

*4 金沢大学 理工研究域環境デザイン学系 教授 工博 (正会員)

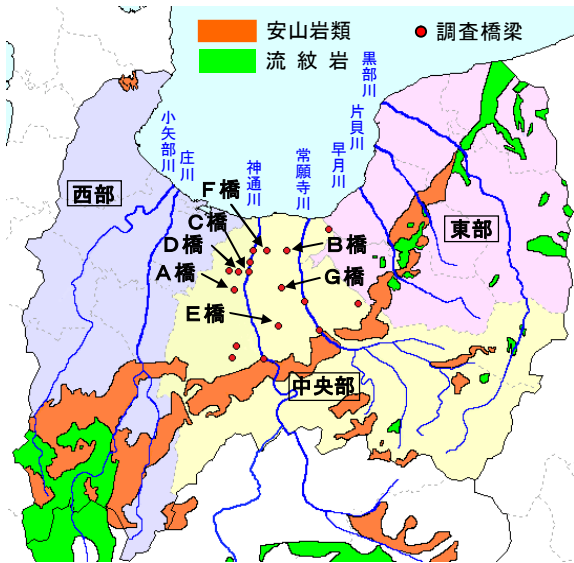


図-2 富山県内の調査橋梁の位置図

ている富山県管理の17橋を対象とした。調査項目は、構造物から採取したコア(φ100mm,長さ200mm)の力学的性質(圧縮強度,静弾性係数など)の測定を実施するとともに,平成元年以後に実施した補修(エポキシ樹脂による表面塗装)での再劣化が顕著であり,その後の調査で鉄筋破断が発見された,ASR劣化のとくに深刻なA~Gの7橋を抽出して,それらの橋梁でのひび割れの経年変化の調査やコアによる促進膨張量試験,使用骨材の岩種構成率の算出や偏光顕微鏡観察による反応性鈹物の同定などの岩石・鈹物学的試験を行った。さらに,実構造物での鉄筋の発生応力を検証するため,内部鉄筋の一部をはつり出し,鉄筋切断法⁴⁾により応力度を推定した。

3. 橋梁のASR劣化によるひび割れの経年変化と鉄筋の破断状況

A橋ではひび割れの発生時期は不明であるが,建設後12年でエポキシ樹脂によるひび割れ注入と防水塗膜による補修工事が実施された。しかし,膨張が継続し,再劣化の程度が著しいことから,補修後15年が経過した平成22年に表面塗膜を除去し,躯体のひび割れ調査を実施した。A橋・P2橋脚の梁部でのひび割れ幅の経年変化を図-3に示す。ここで,平成7年の最初の補修時のひび割れ幅はひび割れ内に残るシール材の幅とした。図-3に示すように,ひび割れ幅は補修後も経過年数とともに拡大しており,ASR劣化が進行していることが判明した。この際に,補修時の幅が1mm程度であったひび割れは,その後に3mmから5mmと大きく拡大したものがあつた。この部位ではいずれもスターラップの曲げ加工部が破断しており,鉄筋の拘束力の低下によりひび割れ幅の進行度が最大で3倍にもなつた。梁部のスターラップ(D19)の鉄筋破断状況を写真-1に示す。鉄筋の破断面にはエ

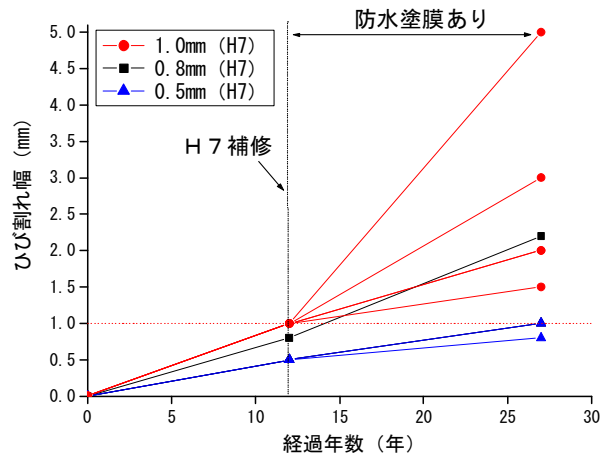


図-3 A橋におけるひび割れ幅の経年変化

ポキシ樹脂が付着していたことから判断すると,平成7年のひび割れ注入時に鉄筋はすでに破断しており,鉄筋破断を確認しないまま補修を実施していたことが明らかになった。この原因は,その当時は鉄筋破断の認識がまったくなかつたので,一律な調査と補修が適用されたことであつた。これまで鉄筋破断が建設後の何年経過した時点で発生するのかわからず,鉄筋破断面の腐食状況から判断すると,かなりの年数が経過しているとの認識は持ち合わせていた。今回の調査により,鉄筋破断が建設後12年以内に発生したことが特定でき,破断時のコンクリート表面のひび割れ幅が1mm程度であつたことが新たに明らかとなつた。また,鉄筋破断の周辺では,鉄筋に沿ってエポキシ樹脂が付着していたことから,鉄筋とコンクリートの付着が部分的に喪失していることが確認された。鉄筋破断が発生した時期の下部工のASR劣化状況を写真-2に示す。この事例では,外観の損傷状況よりASR劣化は進展期と判定される程度であつたことから,この地域の構造物ではこれまで鉄筋破断を見逃してきた可能性が高いと推察できた。実際に,外観目視の調査のみから鉄筋破断の位置を特定することは難しく,今後のASR劣化橋梁の維持管理では,ひび割れ調査時に鉄筋が破断していないかを確認するために,はつり調査を義務づける必要がある。これまでの点検結果の経験より,鉄筋破断の可能性のある部位として,外部からの水分供給を受け,表面のひび割れ幅が1mm以上ある部位を特定することがより効率的であると考えている。



写真-1 鉄筋破断面の樹脂跡



写真-2 A橋の建設後12年の状況

4. ASR 劣化橋梁での防水塗膜の効果の検証

E 橋の壁式橋脚におけるひび割れ幅の経年変化を図-4 に示す。防水塗膜による補修工事を実施した平成 8 年を基準とすると、補修後 15 年におけるひび割れ幅の進行度は建設後 25 年におけるひび割れ幅の進行度よりも傾きが急なことから判断すると、防水塗膜による補修がcaえってひび割れの進行を加速させたことを示唆していた。これは、表面塗膜自身が橋脚の天端などから侵入してくる水分の放出を阻害し、長年にわたり内部に水分を貯留させることによるものと推察された。

一方、A 橋の橋台側面における ASR による劣化の状況を写真-3 に示す。塗膜の撤去前と撤去後と比較すると、塗膜が健全にみえる部分でも実際のコンクリート表面には再劣化によるひび割れが生じており、塗膜の外観損傷と実際の内部での劣化状況とは相違していた。とくに、漏水跡のある部分では顕著なひび割れが発生していた。当初の塗膜はエポキシ樹脂の経年劣化のためにコンクリートのひび割れの拡大に追従できなくなっているものが多いのも事実である。しかし、必ずしもコンクリートのひび割れ幅が大きい箇所でも塗膜のひび割れが発生するものでもなく、施工時の塗膜厚のムラにより、厚さが薄い

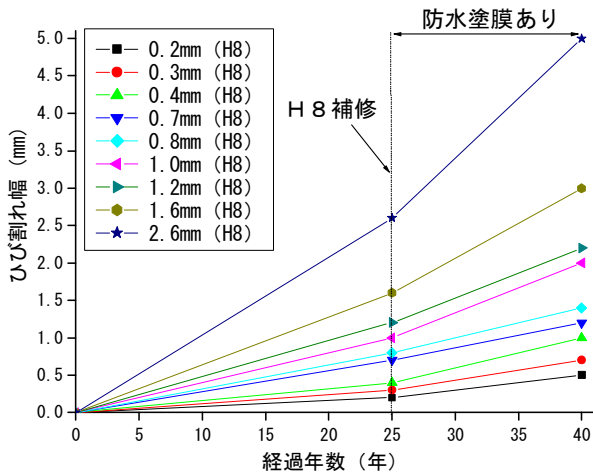


図-4 E 橋におけるひび割れ幅の経年変化

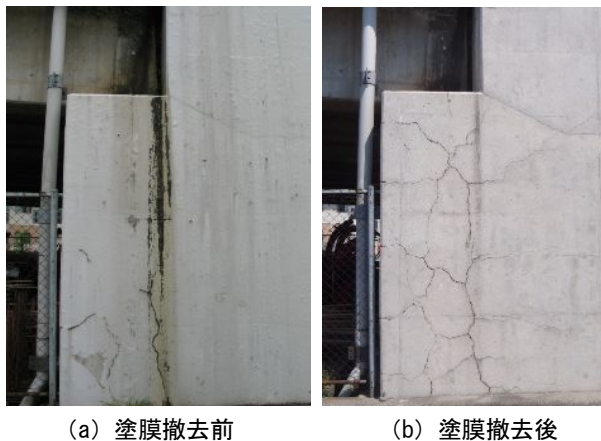


写真-3 橋台側面の ASR による再劣化の状況 (H22 調査)

箇所が最初に割れることに留意する必要がある。これまで施された防水塗膜は、経年による材料自体の劣化によりひび割れ追従性能が失われているものが多くあり、再劣化したコンクリートのひび割れ状況を正確に把握できないなど ASR 劣化構造物の維持管理上の妨げになっていると判断された。現状では、ASR 構造物の補修・補強指針に既設の防水塗膜の撤去を規定するよう見直すべきであると考えている。

5. ASR 劣化橋梁から採取したコアの力学的性質

ASR 劣化構造物は、経年劣化によりコアの圧縮強度が設計基準強度以下となる場合があるため、補強時の既設コンクリートの評価と設計用値の設定が技術的に大きな課題である。富山管内における 17 橋の ASR 劣化橋梁より採取したコア ($\phi 100\text{mm}$) の圧縮強度とその経過年数との関係を図-5 に示す。圧縮強度は 40 年程度を経過した場合でも設計基準強度 (21N/mm^2) を満足するものが多いが、設計基準強度以下となるものも全体の約 16% あり、とくに橋台や基礎構造物で顕著であった。補修・補強ガイドライン⁵⁾では、ASR により劣化したコンクリートの圧縮強度を設計基準強度が 30N/mm^2 未満の場合は 10N/mm^2 と

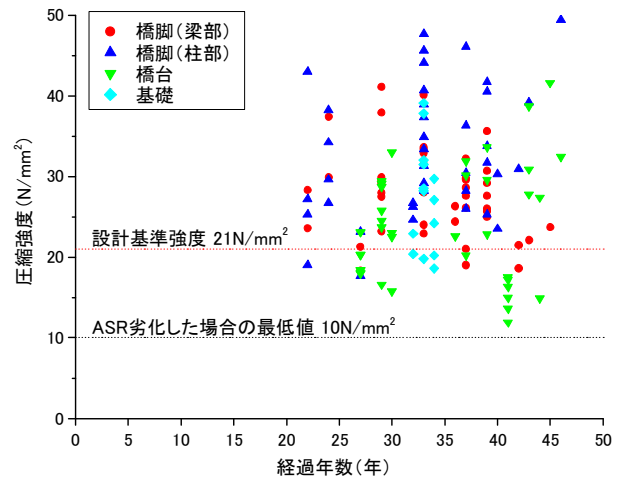


図-5 コアの圧縮強度と経過年数の関係

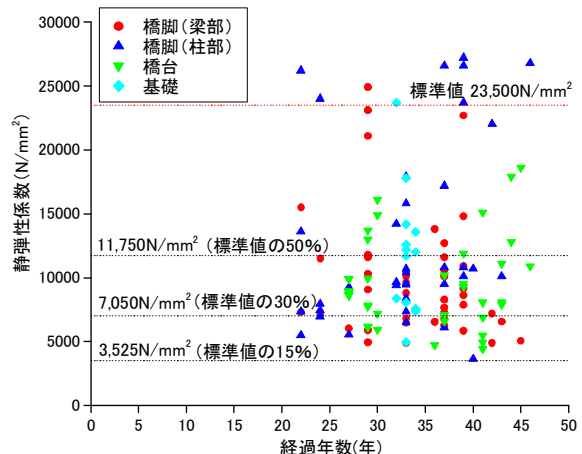


図-6 コアの静弾性係数と経過年数の関係

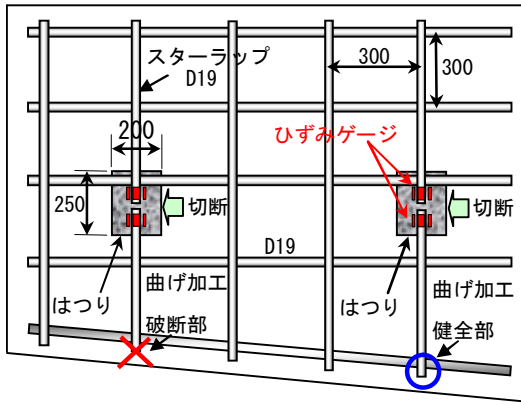


図-7 B橋梁部における鉄筋ひずみの測定方法

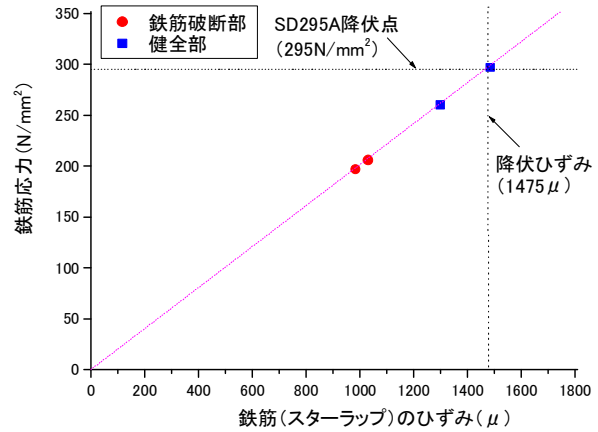


図-8 切断時の鉄筋ひずみの計測結果

する基準を定めており、今回 $10\text{N}/\text{mm}^2$ 以上を確認できた。

一方、コアの静弾性係数と経過年数との関係を図-6に示す。静弾性係数は20年以上が経過した場合、標準値の20%から50%に大きく低下していた。補修・補強ガイドラインでは、コンクリートの圧縮強度を $10\text{N}/\text{mm}^2$ とする場合は、静弾性係数を標準値の30%と規定している。同様に、富山県では経過年数が20年程度の場合でも標準値の30%を下回るものが多くあった。これは、富山県の河川産骨材を使用した場合、粗骨材だけでなく細骨材も同様に反応するために、モルタル部に発生したひび割れ網の進展によりコンクリート全体が脆弱化したことによるものと考えられた。

6. 橋脚下部工における鉄筋応力度の測定結果

実構造物におけるASRによるコンクリートの膨張が鉄筋に与える影響を検証するため、鉄筋の切断による応力開放時のひずみを測定する鉄筋切断法による調査を行った。調査はB橋の橋脚梁部のスターラップ(D19)を対象として、鉄筋破断部と鉄筋破断が発生していない健全部の2箇所を比較した。鉄筋ひずみの測定法を図-7に示す。既設鉄筋をはつり出し、切断位置の上下に計6点のひずみゲージを貼り付けた後、グラインダーで鉄筋を切断し、切断前後のひずみの変化から鉄筋に発生

していたひずみを計測した。切断時の鉄筋の温度上昇を考慮するため鉄筋温度を計測し、温度補正を行った。鉄筋ひずみの計測結果を図-8に示す。スターラップ(D19)の鉄筋ひずみは健全部で $1,485\mu$ 、鉄筋破断部で $1,031\mu$ が確認された。健全部では鉄筋破断部よりもひずみが大きく、SD295Aの降伏点のひずみ ($1,475\mu$) を超えていたことから、ASR膨張によりスターラップには鉄筋の降伏点以上の応力 ($297\text{N}/\text{mm}^2$) が発生していた可能性があった。また、鉄筋破断部におけるひずみが大きく低下していないことから判断すると、鉄筋が破断したスターラップの近傍では鉄筋の付着力を期待できるものと推察された。

7. コアの促進膨張量試験結果

富山市内の7橋で実施したデンマーク法 (50°C 、飽和NaCl溶液浸漬) および ASTM C1260法 (80°C 、 $1\text{N}\cdot\text{NaOH}$ 溶液浸漬) によるコアの残存膨張量試験の結果を表-1に示す。コア ($\phi 75\text{mm}$) の採取位置は水分供給がなくASRによるひび割れがない同一部位から2本ずつ採取し、促進養生条件の違いによる残存膨張率を比較した。デンマーク法で高い膨張率を示したB, F, G橋については、ASTM C1260においても膨張率が高く、いずれも「残存膨張性あり」の判定で一致していた。ASTM C1260とデンマーク

表-1 橋梁下部工における残存膨張量試験の結果

橋梁名	竣工年	経過年数	補修年	部位	デンマーク法(91日)		ASTM C1260(14日)	
					飽和NaCl溶液浸漬(50°C)		1N·NaOH溶液浸漬(80°C)	
					膨張率(%)	判定	膨張率(%)	判定
A橋	1983(S58)	28年	H7	橋脚・梁部	0.01	無害	0.09	無害
B橋	1968(S43)	43年	S61	橋脚・柱部	0.97	有害	0.37	有害
C橋	1972(S47)	39年	S62~H元	橋脚・柱部	0.33	不明	0.13	不明確
D橋	1975(S50)	36年	H7~H8	橋脚・梁部	0.38	不明	0.09	無害
E橋	1971(S46)	40年	H8	橋脚・柱部	0.08	無害	0.13	不明確
F橋	1966(S41)	45年	S58	橋脚・柱部	0.84	有害	0.40	有害
G橋	1967(S42)	44年	補修歴なし	橋台	0.65	有害	0.20	有害

法との膨張率の関係を図-9 に示す。両試験法の間には高い相関性が認められた。冬期に凍結防止剤が散布される環境にある富山県の構造物においては、NaCl 溶液を用いたデンマーク法による残存膨張試験が最適と考えている。また、富山県では40年以上が経過した場合においても残存膨張量試験で「有害」と判定されるものが多いことから、ASR 劣化が今後も継続することを前提とした対策および維持管理を選定する必要があった。

8. コアによる骨材の岩種構成率の観察結果

富山市内における ASR 劣化橋梁の下部工から採取したコア側面の岩種構成率の観察結果を図-10 に示す。岩種判定は5mm以上の粗骨材に着目し、岩種ごとの表面積の比率より岩石の含有率を算出した。いずれも火山岩系の安山岩および流紋岩などの反応性骨材を含有していた。とくに、A橋からD橋は安山岩の含有率が29~41%と高い値であり、それらの岩種別の構成比率も類似することから、常願寺川産の骨材が使用されたものと推定された。このうちのA、B、C橋では橋脚梁部のスターラップで鉄筋破断が確認されており、安山岩の含有率がベシム混合率と一致したことから、ASR による劣化が著しくなったものと考えられた¹⁾。一方、E橋からG橋では安山岩の含有率が5%以下と少なく、流紋岩が47~57%と高い割合を示しており、岩種別の構成比率も類似していることから、これらはいずれも常願寺川産以外の骨材、すなわち神通川産（または庄川水系）の骨材が使用されたと推定できた。富山市周辺の ASR 劣化橋梁においては、常願寺川産と神通川産の骨材による ASR が発生しており、とくに常願寺川産を使用した場合には ASR 劣化が著しくなり、鉄筋破断が発生する可能性が高いことが判明した。今後の構造物の調査・診断においては、まず使用骨材の特定を実施する必要があった。

9. コンクリートの偏光顕微鏡による観察結果

コアの薄片試料の偏光顕微鏡による観察結果を写真

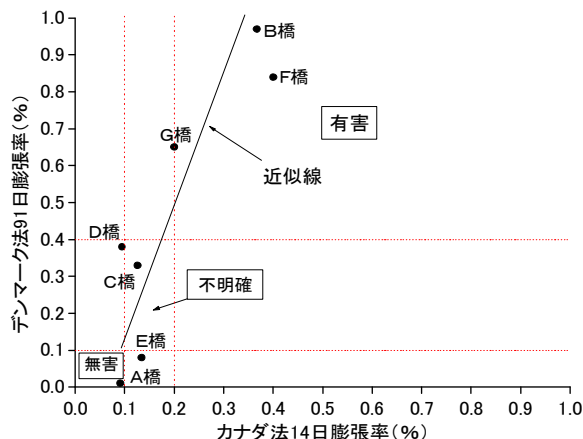


図-9 ASTM C1260 とデンマーク法との膨張率の関係

4, 写真-5 および写真-6 に示す。B橋では粗骨材の安山岩粒子中に ASR ゲルが充填したひび割れが生じており、骨材のひび割れの発生起源にはくさび状や薄板状のトリディマイトの結晶が確認された。写真-4 には安山岩の気孔中に晶出したトリディマイトの三角形の明瞭な結晶形態が観察された。D橋では、コンクリート中の多くの気泡の内部が ASR ゲルで充填されていた。また、写真-5 で ASR ゲルがひび割れているのは、薄片試料作製過程で生じたものと考えられた。さらに、安山岩粒子中のひび割れ内にはロゼット状に結晶化した ASR ゲルが生成していた。これらの ASR ゲルはガラスなどから溶出したカリウム分を取り込んで結晶化したものと推察された。一方、細骨材粒子中にはきわめて反応性が高いオパール粒子が観察された。A橋およびF橋では多くの安山岩粒子に ASR ゲルに充填されたひび割れが生じており、またこれらのひび割れはセメントペーストを介し、互いに連結し合い、ひび割れ網を形成していた。一方、E橋では安山岩中にクリストバライトが確認された。これらのトリディマイトおよびクリストバライトは高温のマグマおよびマグマから脱出したガス成分より晶出したものである。以上より、富山市周辺の ASR 劣化構造物では、トリディマイトやクリストバライト、オパールの反応性の高い鉱物によって著しい ASR 劣化が生じていることが確認できた¹⁾。今回、常願寺川の河川産骨材では新たにトリディマイトの反応性鉱物を同定することができた。

10. 結論

富山市周辺の ASR 劣化橋梁の詳細調査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) この地域の ASR 劣化橋梁のひび割れ幅は経過年数とともに増大しており、とくに鉄筋破断が発生すると拘束がなくなったことによりひび割れ幅の進行度が最大で3倍にもなっていた。

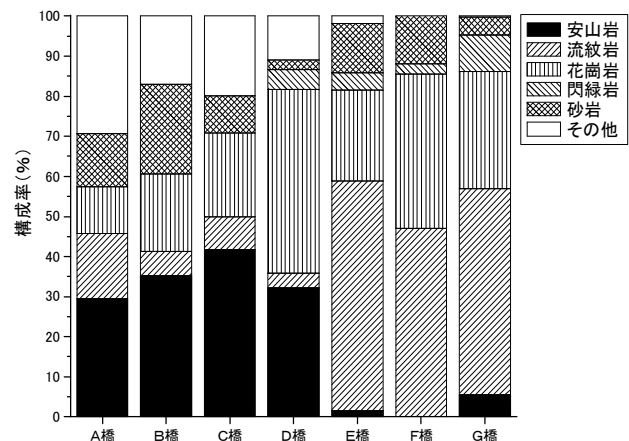


図-10 橋梁下部工の岩種構成率

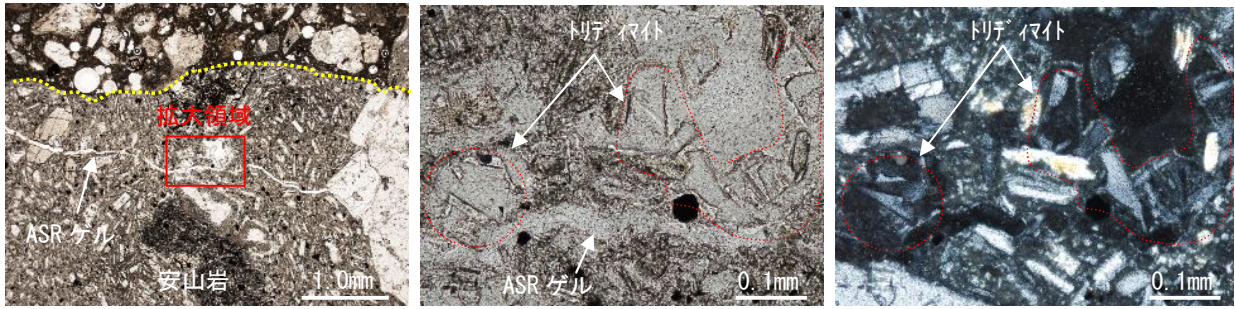


写真-4 B橋の偏光顕微鏡によるコア薄片の観察結果（左、中央：単ニコル 右：直交ニコル）

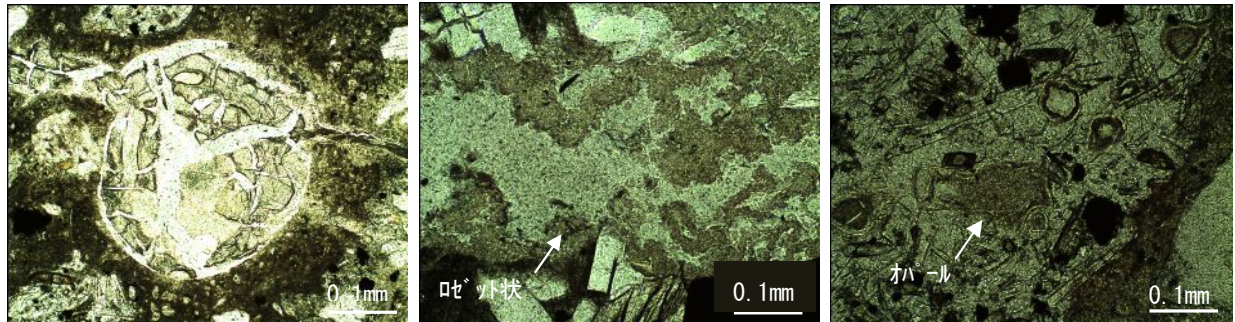


写真-5 D橋の偏光顕微鏡によるコア薄片の観察結果（単ニコル）

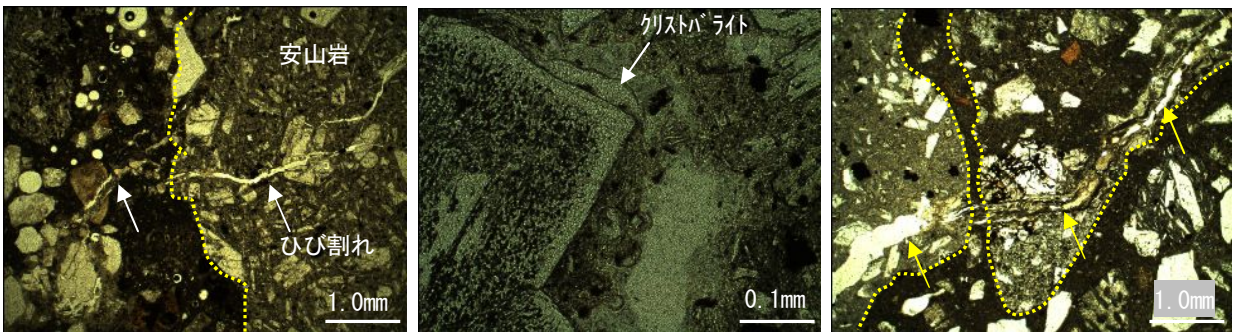


写真-6 偏光顕微鏡によるコア薄片の観察結果（単ニコル）左：A橋，中央：E橋，右：F橋

- (2) 鉄筋破断は建設後 12 年以内に発生しており，その際のコンクリートの表面のひび割れ幅は 1mm 程度であった。また，過去の補修工事では，鉄筋破断の有無を確認しない状態でひび割れ注入や表面塗装が実施されていた。
- (3) 川砂，川砂利がともに反応している場合には，微細なひび割れ網の形成によりコアの静弾性係数の低下がより顕著であった。
- (4) RC 橋脚のスターラップの鉄筋ひずみは健全部で $1,485\mu$ ，鉄筋破断部で $1,031\mu$ であり，健全部では SD295A の降伏点ひずみを超えていた。
- (5) 骨材の岩種構成率の測定結果より，鉄筋破断を伴う深刻な ASR 劣化橋梁には常願寺川産の河川骨材が使用されていた。
- (6) 薄片の偏光顕微鏡観察により，安山岩粒子にはトリディマイトやクリストバライト，オパールを含有しており，骨材の組成ペシマム現象が確認された。

- 1) 大代武志，平野貴宣，鳥居和之：富山県の反応性骨材と ASR 劣化構造物の特徴，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1251-1256，2007
- 2) 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
- 3) Katayama, T. Tagami, M. Sarai, Y. Izumi, S. and Hira, T.: Alkali-aggregate Reaction under the Influence of Deicing Salts in the Hokuriku District, Japan, Materials Characterization, Vol.53, pp.105-122, 2004
- 4) 横山和昭，長田光司，室井智文，加藤卓也：鉄筋切断法による実 PC 橋の残存プレストレス測定に関する検討，プレストレスコンクリート技術協会第 13 回シンポジウム論文集，pp.501-504，2004
- 5) アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン(案)，ASR に関する対策検討委員会(委員長宮川豊章)，2008

参考文献