

論文 亀裂変位計を用いたモニタリングによる ASR 劣化橋梁の維持管理

奥山 和俊*1・石井 浩司*2・笹谷 輝彦*3・鳥居 和之*4

要旨：ASR による劣化構造物は橋梁の橋脚や枕梁において報告され、補修・補強が実施されている。しかし、ASR による膨張は長期にわたり継続し、補修・補強を実施した後に再び ASR による膨張が進行し、再劣化を生じることもしばしばある。そのため、補修・補強後の定期的な観測による維持管理が重要となる。そこで本研究は補強を実施した石川県能登有料道路の 4 橋の橋脚に亀裂変位計を設置し、長期的にモニタリングをすることにより、ASR による膨張量の変化を計測した。その結果、適用した補強工法の ASR 膨張抑制効果に対する有効性が明らかとなり、また、ASR 劣化橋脚の維持管理を行う上での基礎データを得ることが出来た。
 キーワード：亀裂変位計，モニタリング，PC 鋼材巻立て工法，鋼板巻立て工法，ASR 膨張の抑制効果

1. はじめに

わが国では 1970 年から 1980 年に建設されたコンクリート構造物においてアルカリシリカ反応（以後、ASR）による劣化が確認されている。これらは当初、北陸地方や中国地方、近畿地方などで発見されたがその後、東海地方、九州地方、四国地方でも相次いで確認され全国的な広がりを見せている状況である。この ASR による劣化に対しては適切な対策を講じる必要があるが、従来、ASR による劣化構造物は鉄筋等の鋼材がコアコンクリートを適切に拘束していれば、耐荷性能の大きな減少は生じないと考えられてきた。そこで、ASR の劣化因子である水分供給を遮断すれば ASR による膨張を防ぐ事ができるとの判断より主に表面保護工法による補修が行われてきた。しかし、結果として ASR 膨張を防ぐ事が出来ず、再び劣化を生じる事例も多数存在した。また、近年では、拘束効果を期待する鉄筋自身の破断事例も報告され、構造物における耐荷性能向上のための補強も考慮に入れた ASR 対策工法¹⁾が求められている。

一方、ASR による膨張は長期にわたり持続することやひび割れがコンクリート内部にまで伸展していることも報告されており²⁾、補修・補強工法の選定や適用時期ならびにそれによる ASR 膨張の抑制効果の把握を目的とし、補修・補強前後の構造物の膨張量を適切に評価することが重要と考えられる。

そこで本研究は、補強工法として PC 鋼材巻立て工法、鋼板巻立て工法を施した石川県能登有料道路の 4 橋の橋脚について亀裂変位計によるモニタリングを行うことにより、ASR による膨張量の変化や補強工法の有効性、補強後の維持管理について述べるものである。

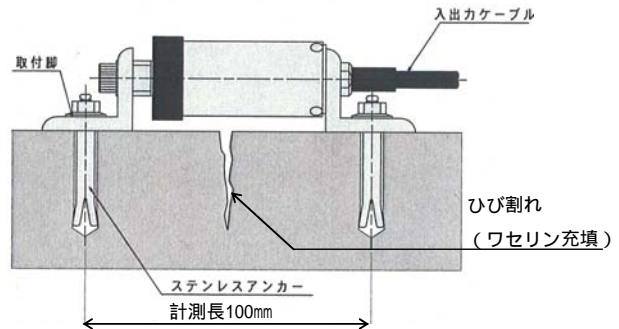


図 - 1 亀裂変位計の設置概要図

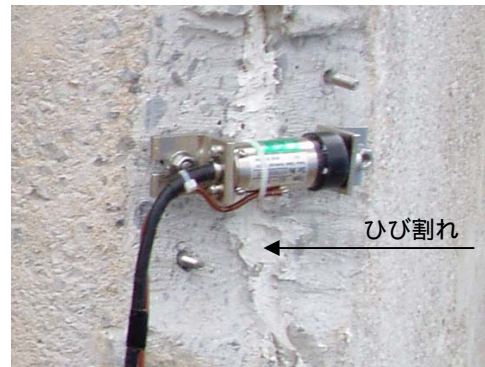


写真 - 1 亀裂変位計の設置状況

2. 亀裂変位計の概要

モニタリング計測に使用した亀裂変位計は測定容量として±5mm、全長 64mm の変位計である。この亀裂変位計はコンクリート表面のひび割れに跨がせてひび割れ幅の変化を測定するものである。亀裂変位計の設置状況を図 - 1 および写真 - 1 に示す。亀裂変位計をコンクリート表面に設置した後は水の侵入を防ぐために中にワセリンを充填させた保護カバーで覆い、変位計の養生

*1 (株)ピーエス三菱 大阪支店 開発営業部 工修 (正会員)

*2 (株)ピーエス三菱 土木本部 メンテナンス部 工博 (正会員)

*3 (株)国土開発センター 設計事業部 工博 (正会員)

*4 金沢大学大学院 自然科学研究科社会基盤工学専攻教授 工博 (正会員)

表 - 1 ASR 劣化橋脚の補強概要

橋梁名	枕梁部	柱部	フーチング部	備考
豊川橋	表面塗装	PC鋼材巻立て工法	-	
安津見高架橋	部分的に打替え	PC鋼材巻立て工法または鋼板巻立て工法	-	鉄筋破断有り
徳田2号橋	全て打替え	PC鋼材巻立て工法	PC鋼材巻立て工法	鉄筋破断有り
鹿島橋	全て打替え	鋼板巻立て工法	-	鉄筋破断有り

これらの4橋には粗骨材として安山岩碎石（反応性）、細骨材として川砂（非反応性）が使用されている。

を行った。この亀裂変位計を用いて手動計測または自動計測（午前 10 時および午後 10 時の 1 日 2 回）による測定を実施した。

3. 各橋梁の概要

PC 鋼材巻立て工法および鋼板巻立て工法にて橋脚の補強を実施した 4 橋についての補強概要を表 - 1 に示す。

3.1 豊川橋の概要

豊川橋は 1979 年に施工された橋梁であり、上部工は 3 径間連続鋼トラス橋である。下部工は正方形断面の SRC 柱 2 本を RC の壁で結合するラーメン構造橋脚である²⁾。1990 年前後において ASR によるひび割れが確認され、その後の追跡調査により PC 鋼材巻立て工法による補強が施された。補強全後の橋梁全景を写真 - 2 に示す。また、柱部に発生したひび割れの状況を写真 - 3 に示す。

3.2 安津見高架橋の概要

安津見高架橋は 1974 年に施工された橋梁であり、上部工は 4 径間単純鋼合成鉄桁橋で下部工の形式は単注式鉄筋コンクリート橋脚である²⁾。ASR による劣化の状況は橋脚の柱部において軸方向鉄筋にそって数本のひび割れが下端から上端まで確認され、それを繋ぐように柱全面にひび割れ網が形成されていた。事前の各種調査により ASR による膨張の抑制ならびに耐震補強という観点から PC 鋼材巻立て工法が採用された。補強後の橋脚の状況を写真 - 4 に示す。また、柱部に発生したひび割れの状況を写真 - 5 に示す。

3.3 徳田 2 号橋の概要

徳田 2 号橋は 1980 年に施工された橋梁であり、上部工は 9 径間単純 PC ポストテンション T 桁橋で下部工の形式は張出式鉄筋コンクリート中空橋脚である³⁾。本橋梁の特長としては橋脚フーチング部の ASR 劣化が挙げられる。本来、梁部を打ち替えるため、上部構造を支柱支保工で支持する必要があるため、その際の土砂掘削時においてフーチング劣化が確認された。ASR による損傷状況はフーチングにひび割れや亀裂が発生し、天端面では一部亀甲状のパターンを呈していた。補強方法は梁部に



補強前

補強後

写真 - 2 豊川橋全景



写真 - 3 豊川橋柱部のひび割れ状況



写真 - 4 安津見高架橋全景（補強後）



写真 - 5 安津見高架橋柱部のひび割れ状況

においては打替え、柱部およびフーチング部は PC 鋼材巻立て工法により補強された。補強前後の橋脚を写真 - 6 に示す。また、フーチング部に発生したひび割れの状況を写真 - 7 に示す。

3.4 鹿島橋の概要

鹿島橋は 1978 年に施工された橋梁であり、上部工は 2 径間単純鋼合成鉄桁橋で下部工の形式は張出式鉄筋コンクリート中空橋脚である。ASR による損傷状況は特に枕梁にひび割れが発生しひび割れ幅は水平方向に数 mm に達する程であった。本橋においては事前調査および検討により、梁部は打替え、柱部は鋼板巻立て工法により補強された。さらに梁部と柱部の境界には橋軸および直角方向に PC 鋼棒を配置し、ASR による膨張抑制対策工を実施した。補強前後の全景を写真 - 8 に示す。また、枕梁部のひび割れ状況を写真 - 9 に示す。

4. 各橋梁のモニタリングの結果

4.1 豊川橋におけるモニタリング

(1) 事前モニタリング

豊川橋において ASR によるひび割れが確認された後、橋脚の残存膨張性を把握する目的でひび割れのモニタリング調査を実施した。モニタリング方法はコンタクトゲージ法であり、周方向膨張量（橋脚軸方向ひび割れ幅の変化）を測定した。図 - 2 に測定結果を示す。測定箇所は柱部において 2 箇所、柱を繋ぐ壁部で 1 箇所の合計 3 箇所である。いずれの測定箇所でも 1 年間で 0.2~0.3% 程度の膨張量が確認され、ASR による膨張は進行中であるものと判断された。

(2) 補強後のモニタリング位置

既設橋脚において代表的なひび割れを選定し、このひび割れを跨ぐように亀裂変位計を設置した。設置位置を図 - 3 示す。設置点数は日射の影響の大きい西側面に対して 2 点、東側面に対して 1 点の合計 3 点である。

(3) プレストレス導入直後のモニタリング結果

本橋脚は PC 鋼材巻立て工法にて補強を行った橋脚である。PC 鋼材巻立て工法は、PC 鋼材を緊張し、既設橋脚の中心方向に圧縮力を導入して ASR による膨張を抑制する事が特長の工法である。プレストレス導入量は耐震性能の改善を図るため降伏強度の 1/3 程度で緊張した。この時の中心方向圧縮力は約 0.23N/mm^2 である。プレストレス導入直後におけるひび割れ幅の変化を図 - 4 に示す。この図より、ひび割れはプレストレス導入後、急激に減少するのではなく、数日にわたり徐々に減少することが判明した。また、変化量はモニタリング位置に因らず全ての位置でほぼ均等に減少していることからプレストレスが均一に導入されていることも判明した。



写真 - 6 徳田 2 号橋全景



写真 - 7 徳田 2 号橋フーチング部のひび割れ状況



写真 - 8 鹿島橋全景



写真 - 9 鹿島橋枕梁部のひび割れ状況

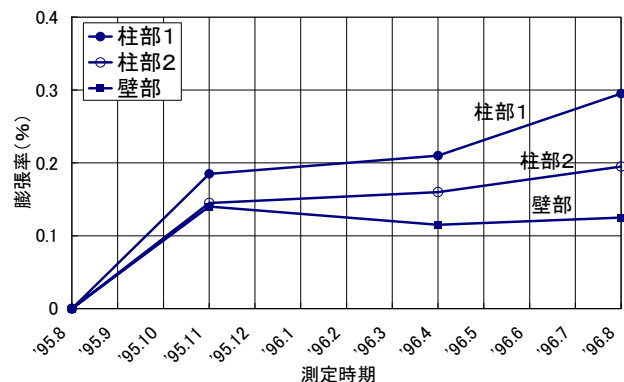


図 - 2 豊川橋の張率の経時変化（補強前）

(4) 補強後のモニタリング結果

補強完了後から約 10 年間測定したひび割れ幅の経時変化を図 - 5 に示す。ASR による膨張は季節変動や日変動の影響を受け変動する事が知られているが、図 - 5 に示す結果も同様に増加と減少を繰り返しながら徐々に増加しており、現在では収束傾向にあると推定され No.2 では 0.18mm、No.3 では 0.08mm である。また日射量の多い No.2 がひび割れ幅の増加が大きい結果となっている。一方、No.1 のひび割れ変化は他の 2 点とは異なり、徐々に減少しており、現時点で -0.28mm であるが、この両者の相違については ASR 膨張が橋脚全体にわたり均一な状態で膨張せず、局部的に膨張の相違が生じたものと思われる。

4.2 安津見高架橋におけるモニタリング

(1) 事前モニタリング

安津見高架橋における事前モニタリングの結果を図 - 6 に示す。モニタリング方法は豊川橋と同様にコンタクトゲージ法であり、測定箇所は東西南北の 4 箇所である。この結果から、日射の影響により測定箇所で異なるが、0.08 ~ 0.12% / 年の膨張速度であり、ASR における膨張は進行中であるものと推定された。

(2) 補強後のモニタリング結果

亀裂変位計によるモニタリング結果を図 - 7 に示す。測定位置は事前モニタリングを実施した位置とほぼ同位置である。豊川橋のひび割れ幅は増加傾向を示していることに対して、本橋ではひび割れ幅が減少または若干の増加傾向を示している。したがって、本橋は PC 鋼材巻立て工法による ASR 膨張の抑制効果がより高い傾向にあった。この原因としては ASR の残存膨張量や環境条件、補強体積比の影響があると考えられる。

4.3 徳田 2 号橋におけるモニタリング

(1) 補強後のモニタリング位置

本橋は柱部の他にフーチングに対しても PC 鋼材巻立て工法にて補強を行った橋脚である。そこでモニタリング位置は柱部に周方向 2 箇所、フーチング部に水平、鉛直方向の各 4 箇所の合計 6 箇所を選定した。測定箇所の位置を図 - 8 に示す。

(2) 補強後のモニタリング結果

モニタリング結果を図 - 9 および図 - 10 に示す。柱部のひび割れ幅は季節変動に伴い、増加と減少の変動を示しているが、全体の傾向としては初期値を中心にほぼ 0 の値である。したがって、本工法により ASR による膨張が適切に抑制されていると推定される。フーチング部におけるひび割れ幅は夏期において若干増加し、その他の季節においては平衡状態を示している。これは、水平および鉛直の両方向に対して同様の傾向である。また、2007 年 3 月 25 日に発生した能登半島地震において柱部

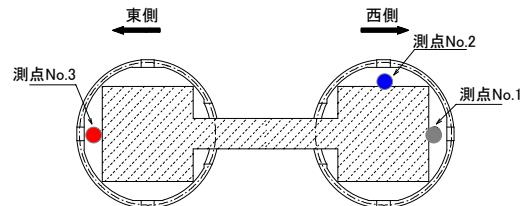


図 - 3 豊川橋モニタリング位置図 (補強後)

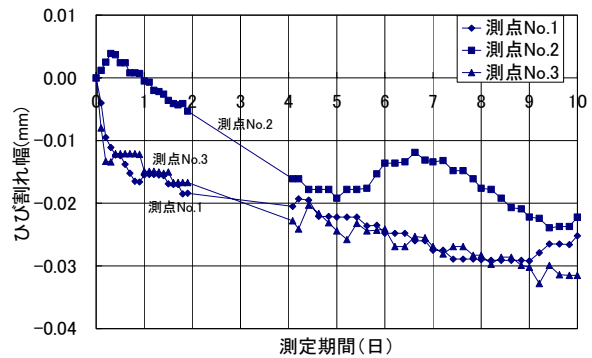


図 - 4 豊川橋プレストレス導入直後のひび割れ幅の経時変化

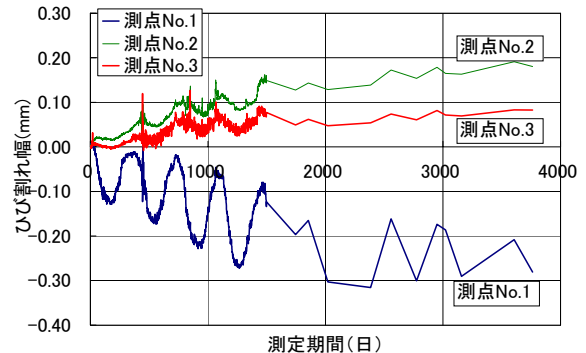


図 - 5 豊川橋のひび割れ幅の経時変化 (補強後)

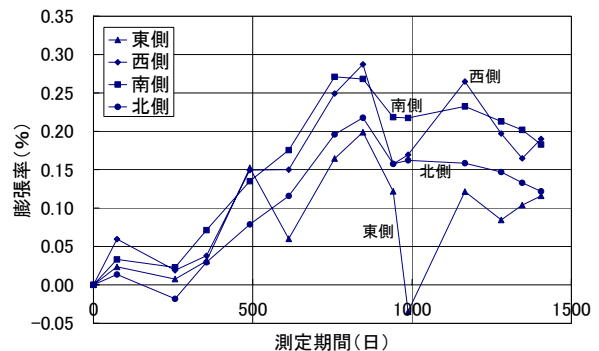


図 - 6 安津見高架橋の膨張率の経時変化 (補強前)

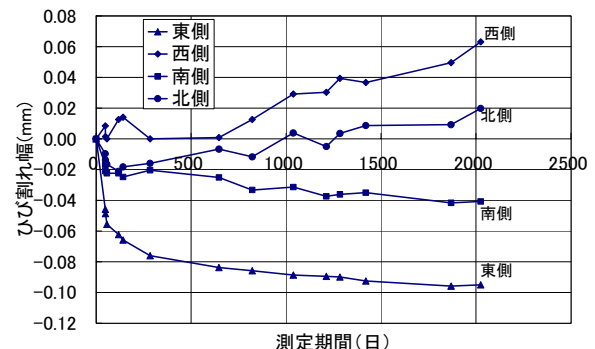


図 - 7 安津見高架橋のひび割れ幅の経時変化 (補強後)

のひび割れ幅が瞬間的に 0.05mm 程の変化が発生しているがその後はひび割れ幅が回復し、残留変位は生じていない。フーチング部においては柱部より少なく瞬間的に 0.02mm 程の変位が発生しているが、柱部と同様に残留変位は生じていない結果となった。以上の事から、地震に対する PC 鋼材巻立て工法の有効性が確認できる。さらにこのデータは能登半島地震の地震動を解析する際の重要な計測データの一つであると考えられる。フーチングのようなマスコンクリートに対する ASR 膨張の抑制工法を実施した事例はほとんど無く、PC 鋼材巻立て工法の効果がいまだ解明されていない状況であるので、さらにモニタリングを継続し本工法の有効性を確認する必要がある。

4.4 鹿島橋におけるモニタリング

(1) 事前モニタリング

本橋は枕梁における損傷が激しく、ひび割れ幅も大きい状態であったため、梁部および柱部に亀裂変位計を設置し、モニタリングを実施した。計測位置を図-11に、結果を図-12にそれぞれ示す。図-12より、枕梁の柱頭部に位置する No.1 および No.2 の膨張量が大きく、ひび割れ幅の増加量は 0.8mm に達している。また、枕梁の張り出し部においても 0.4mm の増加量であった。また、ひび割れが計測期間中に大きく進展し、ASR による劣化進行が著しいことが判明した。そこで抜本的な対策として枕梁打替え工法を採用した。さらに、柱基部の膨張量は約 0.25mm であった。柱部の補強については高い橋脚なために、基礎への影響を可能な限り小さくする必要があり、かつ ASR の抑制効果が期待できる鋼板巻立て工法とした。

(2) 補強後のモニタリング結果

亀裂変位計は橋脚基部の気中および土中の 2 箇所に設置し、柱の周方向膨張量を測定した。モニタリング結果を図-13に示す。これより若干増加傾向があるが、増加量は気中部で最大 0.037mm、土中部で 0.020mm あり、ASR 膨張の抑制効果についてはさらにモニタリングを継続する必要がある。また、他の橋梁と同様に季節変動、日変動の影響を受けて増加と減少を繰り返しているが、温度変化の影響のすくない土中部の方がより変動幅が少なく推移している。

5. ASR 抑制効果の比較

コンタクトゲージ法および亀裂変位計により実施した補強前後のモニタリング結果を用いて各橋梁における ASR 抑制率を算出した。算出方法は補強前の膨張量と補強後の膨張量の差を補強前の膨張量で除して算出した。したがって ASR 抑制率は補強前後の膨張速度比を表すこととなる。なお亀裂変位計における ASR 膨張速度

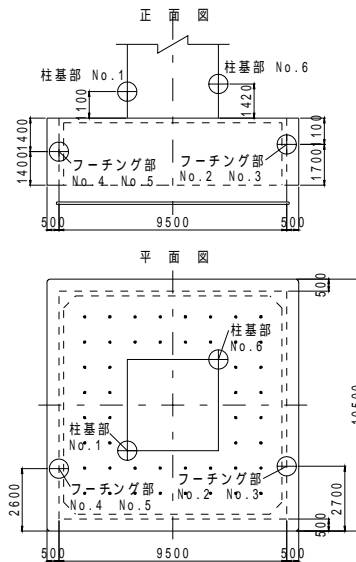


図-8 徳田2号橋のモニタリング位置

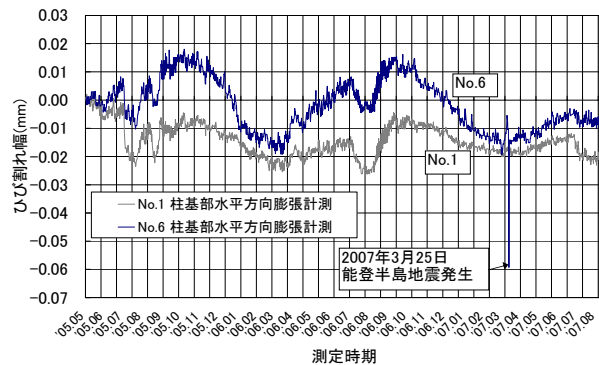


図-9 徳田2号橋のひび割れ幅の経時変化(柱部)

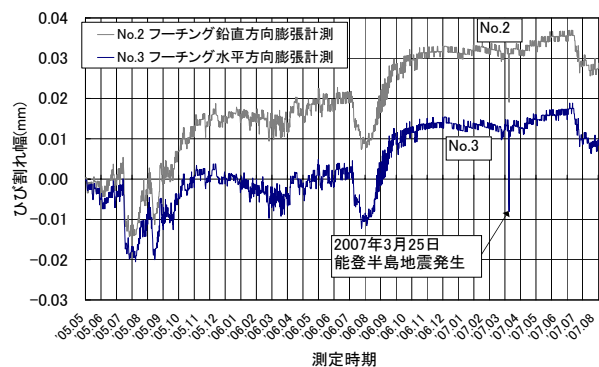


図-10 徳田2号橋のひび割れ幅の経時変化(フーチング部)

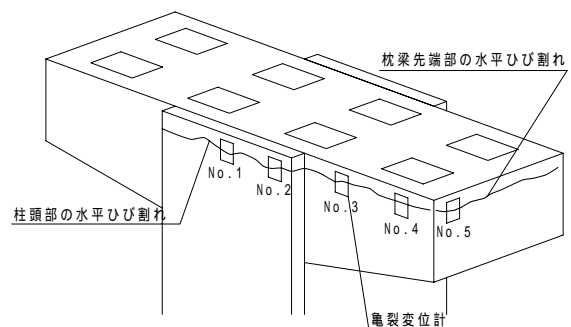


図-11 鹿島橋のモニタリング位置(補強前)

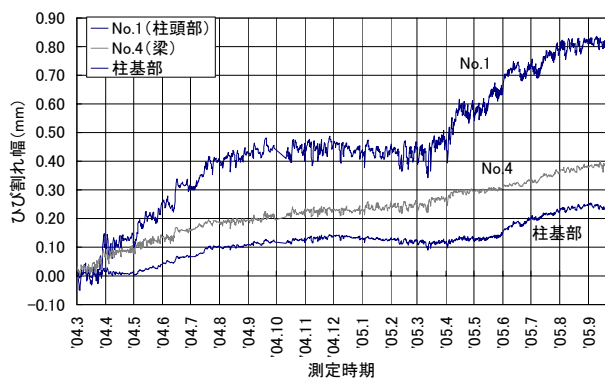


図 - 12 鹿島橋のひび割れ幅の経時変化（補強前）

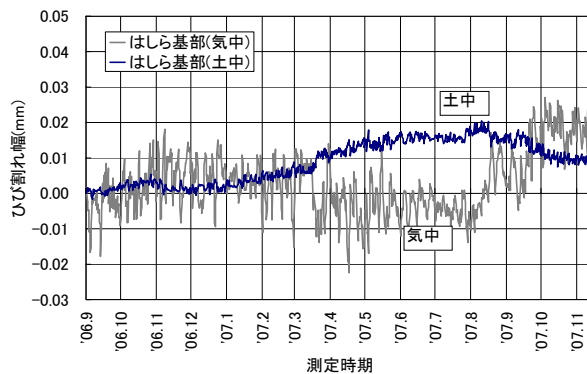


図 - 13 鹿島橋のひび割れ幅の経時変化（補強後）

表 - 2 各橋における ASR 抑制率の比較

橋梁名	測点	補強前 膨張速度 (%/年)	補強後 膨張速度 (%/年)	ASR抑制率 (%)
豊川橋	No.1	0.300	-0.023	107.7
	No.2	0.300	0.026	91.3
	No.3	0.200	0.011	94.5
安津見高架橋	北側	0.094	-0.004	104.3
	南側	0.116	-0.012	110.3
	東側	0.086	-0.036	141.9
	西側	0.124	0.004	96.8
鹿島橋	気中部	0.158	0.030	81.3
	土中部	0.158	0.002	98.7

(%/年)はひび割れ幅の変化量を亀裂変位計の基長(約100mm)で除して算出した。なお算出は補強前後ともにモニタリングを実施した3橋とする。3橋の算出結果を表-2に示す。

これより、安津見高架橋の東側測点における抑制率が最も高く141.9%であり、他の橋梁でも約90%以上の高い膨張抑制率を示す結果となった。また、補強後におけるコンクリートの浮きや剥離等の不具合も生じることはなかった。したがってPC鋼材巻立て工法および鋼板巻立て工法はASRの膨張を効果的に抑制可能な工法であることが示された。

6. 結論

ASR劣化構造物の補修・補強においては、対策工法を実施してもその後の追跡調査がなされておらず、ASRの進行状況や補修・補強効果の確認が出来ずに結果として再劣化を生じてしまう様な場合も存在する。本研究で述べた4橋の事例のようにASR劣化構造物の補修・補強に対して亀裂変位計を用いてモニタリングを行うことで、補修・補強工法の有効性やASRの進行状況の確認が可能

となることが判明した。また亀裂変位計による計測は計測作業の自動化が図れ、かつ季節変動による温度変化によるデータのばらつきを押さえる事が可能であり、より精度の高い計測を行う事ができる。

これらのデータは再劣化防止やASR抑制工法の確立に大変役立つものであり、本計測手法が今後の維持管理を行う上で重要なデータとなることを示すものである。これらのデータを基本として橋脚柱部や枕梁部の補強のみならず、フーチングやボックスカルバートといったマスコンクリート構造物におけるASR抑制対策の開発に十分役立つものと思われる。

謝辞:本研究を実施するに当たり、石川県道路公社(株)アルスコンサルタンツ並びに(株)東京コンサルタンツの方々にご協力を頂いた事を深く感謝します。

参考文献

- 1) 鳥居和之, 奥田由法, 石井浩司, 佐藤健一: PC鋼材巻立てにより補強したASR損傷コンクリート柱の交番載荷試験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, pp.1051-1056, 1999
- 2) 石井浩司, 奥田由法, 谷川伸, 鳥居和之: ASRにより劣化したコンクリート橋脚も補修・補強工法による抑制効果, コンクリート工学, Vol.43, No.7, pp.42-50, 2005.7
- 3) 奥山和俊, 石井浩司, 奥田由法, 鳥居和之: ASRが発生したフーチングの補修・補強とモニタリング, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.1, pp.1263-1268, 2007