

ISSN 1883-3594

NO. 17-7



道路政策の質の向上に資する技術研究開発

成果報告レポート

No. 17-7

研究テーマ

ASR 劣化構造物安全性能評価手法の開発

平成20年7月

研究代表者： 京都大学大学院工学研究科

共同研究者： 大阪工業大学工学部

神戸大学工学部

京都大学大学院工学研究科

京都大学大学院工学研究科

(株)国際建設技術研究所

教授 宮川 豊章

教授 井上 晋

教授 森川 英典

准教授 服部 篤史

准教授 山本 貴士

代表取締役 葛目 和宏

新 道 路 技 術 会 議

目 次

概要.....	1
第1章 はじめに	3
1.1 研究の背景と目的	3
1.2 委託研究の進め方	3
1.3 研究成果とそれが社会に果たす役割	4
第2章 ASR に関する既存の研究.....	4
2.1 ASR とコンクリート構造物の維持管理.....	4
2.2 ASR が構造物の安全性能に与える影響.....	6
第3章 非破壊試験方法による構造物内部の劣化状況の評価.....	7
3.1 超音波法の適用性について.....	7
3.2 電磁誘導法の適用性について	23
第4章 ASR 構造物の安全性能に関する実験的検討	33
4.1 ASR 劣化モデル供試体による付着特性.....	33
4.2 ASR 劣化を生じたはり供試体による安全性の検証.....	39
第5章 まとめ（今後の道路政策への提案など）	42
5.1 超音波法による ASR 劣化深さの推定	42
5.2 電磁誘導法による鉄筋破断検査.....	43
5.3 安全性能評価方法(案)	44
参考文献.....	47

公表用資料

平成17年度採択分
平成20年 7月30日作成

研究課題名 A S R劣化構造物安全性能評価手法の開発

研究代表者及び共同研究者/所属研究機関・役職

- ・研究代表者氏名(ふりがな) 宮川 豊章 / 京都大学大学院工学研究科・教授
- ・共同研究者氏名(ふりがな) 井上 晋 / 大阪工業大学工学部・教授
- 森川 英典 / 神戸大学工学部・教授
- 服部 篤史 / 京都大学大学院工学研究科・准教授
- 山本 貴士 / 京都大学大学院工学研究科・准教授
- 葛目 和宏 / (株)国際建設技術研究所・代表取締役

【研究の概要】

アルカリ骨材反応の顕在化した構造物の保有耐荷性能を評価する上で重要となるコンクリートの劣化深さ、鉄筋破断状況を簡便に評価できる非破壊検査手法の開発を行った。補修・補強ガイドライン(案)の耐荷性能の評価が過度に安全側とならないよう検査結果に基づく付着力の低下をどのように評価するのか、その手順を示した。

【キーワード】

アルカリ骨材反応、鉄筋破断、超音波法、電磁誘導法、耐荷性能、付着強度

(研究開始当初の背景・動機)

アルカリ骨材反応(以下A S Rと略称する)に起因するコンクリート構造物の損傷については、近年、部材中の鉄筋が破断している事例も発見されており、従来のようにA S Rに起因する変状は構造部材の内部には進行しないため防水を主体とした補修で対応できるという見解を見直さざるを得ない状況になってきている。このように鉄筋破断を伴うような著しいA S R劣化を生じたコンクリート構造物の安全性能をどのように評価すべきかが、道路管理者にとっての緊急課題の1つとなっている。

ともすれば過大となりがちなA S R劣化構造物の補修・補強対策を適切に行えるような手順を示したいと考えた。

(研究の目的)

A S Rが顕在化した構造物を適切に維持管理するために、コンクリートの品質特性、鉄筋破断量、コンクリートと鉄筋の一体性などを、簡便に評価できる非破壊検査手法の開発が不可欠である。本研究では超音波法と電磁誘導法とを取り上げ、実構造物への適用事例の収集、検出精度の検討を行って現場で実施する簡便な検査手法の提

案を行なうことを目的としている。

さらにA S R劣化構造物の外観状況、非破壊検査結果などから、合理的に構造安全性を評価し、構造物の管理者が補修・補強の対策を適切に選択できる手順を提案することを、本研究の究極の目標とした。

(研究の方法)

下記の3WGに分かれた研究体制で実施した。

統括責任者 宮川豊章

超音波法検討WG

主査：服部篤史(山本貴士、井上晋、葛目和宏)

電磁誘導法検討WG

主査：葛目和宏(服部篤史、山本貴士)

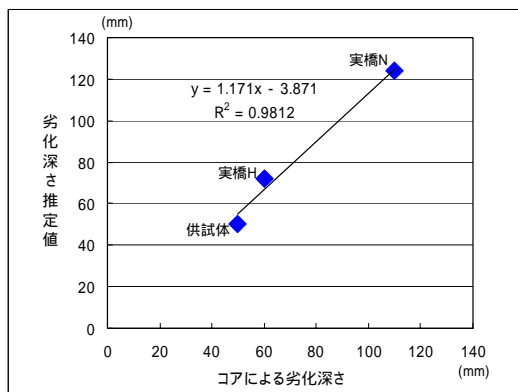
一体性評価WG

主査：井上晋(森川英典、服部篤史、山本貴士、葛目和宏)

設備、機材の購入は行なわずリースを主体とした。また、供試体の製作、著しい劣化橋脚の現地調査、テストピースの切り出し運搬等の現場安全管理を伴うものについて外注作業とした。

(研究の主な成果)

超音波を部材の隅角部で斜めに透過させる斜角法を用いれば、ASRによる表面劣化深さを定量的に評価できる。

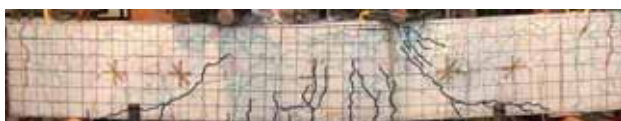


斜角法による劣化深さ推定値と実測値との関係
かぶり 100 mm以内で鉄筋間隔がかぶりより大きければ電磁誘導法による鉄筋曲げ加工部の鉄筋破断の検出は 73~75%の確率で可能である。



測定状況

せん断補強筋を破断させたASR劣化供試体では、主鉄筋に沿う膨張ひび割れが観察され、これが付着割裂ひび割れに進展する傾向が認められた。



供試体ひび割れ・破壊状況

破断した鉄筋の有無、鉄筋に沿うひび割れ鉄筋付近の超音波伝播速度、横補強筋の有無などを適切に評価できれば、鉄筋の付着定着性能を定量的に評価できる可能性があることをフローチャートで示した。

(主な発表論文)

・成清公平, 山本貴土, 服部篤史, 宮川豊章: ASR

膨張ひび割れを模擬したコンクリートと鉄筋の付着・定着性状, 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, pp125-126, 2006.9

・金海鈺, 葛目和宏, 山本貴土, 服部篤史, 宮川豊章: ASR 劣化が顕在化した既存構造物の内部劣化の評価手法について, 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, 第 6 巻, pp95-102, 2006.10

・山本貴土, 成清公平, 服部篤史, 宮川豊章: ASR 膨張ひび割れを模擬したコンクリートと鉄筋の付着特性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 1, pp1293-1298, 2007.7

(今後の展望)

超音波斜角法は、コンクリート表面の過大なひび割れや浮きがある場合の対策を確立できれば、補修・補強を前提とした詳細調査手法として有効性が高い。また、測定器の性能を統一できれば、煩雑にはなるが超音波トモグラフィーへの展開も可能と考えられる。

鉄筋径、かぶり、表面ひび割れに関する広範囲なデータを収集できれば、主鉄筋あるいはスタップの破断に応じたASR劣化コンクリートと鉄筋の付着・定着性能の取扱い手順を提案できることから、管理者にとっても理解し易い考え方を示すことができると考えられる。

今回の実験は必ずしもASRが顕在化した状態を反映したものではないが、ケミカルプレストレスによって耐荷性能が低下するとは限らないという結果になっている。しかし、ひび割れが増加すると付着すべりが生じ、ASR劣化による破壊形態の変化することが示されており、注意が必要である。

(道路政策の質の向上への寄与)

超音波斜角法は、構造物の表面から内部に向けて進行するコンクリート劣化深さを簡便に定量的評価する方法として有効であり、ASR以外の劣化現象にも適用すれば耐荷性能を評価する場合に有用な資料を収集できる。

今回開発した電磁誘導法を利用すれば、直線状に配置され鉄筋破断の有無は容易に検出できる。

本研究で提案した安全性能評価手法(案)は、塩害が顕在化した構造物において、鉄筋の付着・定着性能を評価しなければならない場合にも、基本となる考え方を適用できる。

第1章 はじめに

1.1 研究の背景と目的

アルカリ骨材反応（以下 ASR と略称する）に起因するコンクリート構造物の損傷については、近年、部材中の鉄筋が破断している事例も発見されており、従来のように ASR に起因する変状は構造部材の内部には進行しないため防水を主体とした補修で対応できるという見解を見直さざるを得ない状況になってきている。このように鉄筋破断を伴うような著しい ASR 劣化を生じたコンクリート構造物の安全性能をどのように評価すべきかが、道路管理者にとっての緊急課題の1つとなっている。

現時点では、ASR で劣化した道路構造物の維持管理は、平成 15 年 3 月に通達された「道路橋のアルカリ骨材反応に関する維持管理要領(案)」に従って対応することになる。しかし、ASR についてはデータの不足や未解決の問題も多く残されていることから、この問題の解決には経験豊富な「専門家」の検討が必要とされている。このため道路管理者が示された手順に従って検討を進めれば、適切な回答が得られるようなシステムは完成されていない。

本研究の目的は、コンクリート橋梁の安全性能を評価する上で重要と考えられる、コンクリートの品質特性、鉄筋破断量、コンクリートと鉄筋との付着特性などを、現地で簡便に評価できる非破壊検査手法を開発することと、ASR 劣化の進行と共に付着特性がどのように変化するのか、その変化が安全性能にどのように影響するのかを実験的に検証することであった。

1.2 委託研究の進め方

(1)非破壊検査手法の開発

平成 17 年度から 3 ヶ年の研究期間で、ASR 劣化を模擬した供試体や ASR 劣化した実構造物を対象に、超音波法や電磁誘導法などの非破壊試験を適用することにより、ASR 膨張ひび割れによる劣化深さや鉄筋破断の有無を評価する方法の検討を行った。

a. 超音波法によるコンクリートの品質特性の評価

実験室内で、ASR 反応性コンクリートを用いた供試体や実構造物から切り出した供試体などを対象に、超音波法を適用する範囲や手法に関する基礎資料の整理を行うと同時に、実橋脚を対象にした測定事例の収集を行った。

- ・採取コアと実構造物とで得られた超音波測定データに関する検討
- ・部材内部の劣化状況に関する検討

b. 電磁誘導法による鉄筋破断の評価

鉄筋破断の有無を評価する電磁誘導法に関しても供試体での測定だけでなく実構造物での実施例を増

やし、測定装置および測定方法の確立を目標とした研究を行った。

- ・電磁誘導法による鉄筋破断検出方法の検討
- ・実構造物での測定実績の電磁誘導法を ASR 劣化した道路橋下部工に適用してその実用性を検討する。

(2)非破壊試験方法によるコンクリートと鉄筋の一体性評価

ASR 劣化が顕在化した場合には鉄筋の付着力も低下すると考えられ、ASR 膨張を生じたコンクリートと鋼材の付着・定着特性(一体性)を明らかにすることは、ASR 劣化コンクリート構造物の安全性能を評価する上で重要である。

付着応力 すべり関係を定式化するために反応性骨材を使用した供試体による実験を行った。ここでは、非破壊的な検査手法である超音波伝播速度と付着力との関係についても実験的に検討した。

本研究では、ASR 反応性骨材を用いて矩形断面隅角部に異形鋼材を配置したカンチレバー型の付着試験供試体を作製し、ASR 膨張の促進暴露を行った後、付着試験を実施することで、ASR 膨張劣化を生じたコンクリート構造物における、

ASR 膨張が主筋の付着応力 - すべり挙動に与える影響

ASR 膨張および横補強筋(せん断補強筋)破断の有無が主筋の付着応力 - すべり挙動に与える影響

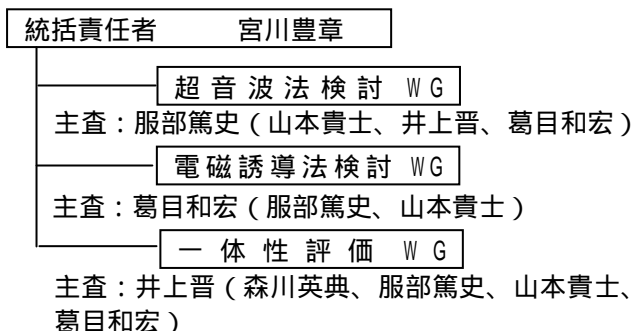
ASR 膨張およびせん断補強筋隅角部の破断がせん断補強筋の定着長に与える影響などを明らかにすることを目的とした。

(3)付着劣化が耐荷性能に与える影響に関する研究

付着劣化試験と同様に ASR 反応性骨材を使用した供試体を作成し、実構造物の構造安全性を評価する基礎データを整理した。このため劣化度の異なるはりモデルを用いて曲げやせん断耐荷力を付着強度と関連させて検証する実験を行った。

また、ASR 膨張劣化を生じたコンクリートでは、膨張に対する鋼材拘束が十分であれば付着特性に問題はないと予想されるが、横補強筋の隅角部破断により鋼材拘束が開放されると断面隅角部に過大な膨張ひび割れが発生して異形鋼材の機械的な付着作用が低下する可能性がある。そこで、本研究では ASR 損傷によりせん断補強筋の破断を生じた RC はり部材のせん断耐荷性状を明確にすることを目的とし、反応性骨材を用いた RC はり供試体の暴露試験と載荷試験ならびに付着強度試験を実施し、普通コンクリートを用いた供試体とその性状を比較した。

(4) 研究体制



研究者氏名・所属

宮川豊章：京都大学大学院工学研究科・
社会基盤工学/教授・工学博士
服部篤史：京都大学大学院工学研究科・
社会基盤工学/准教授・工学博士
山本貴士：京都大学大学院工学研究科・
社会基盤工学/准教授・工学博士
井上 晋：大阪工業大学工学部・
都市デザイン工学科/教授・工学博士
森川英典：神戸大学工学部・建設学科/
教授・工学博士
葛目和宏：(株)国際建設技術研究所/
代表取締役社長・工修 技術士

1.3 研究成果とそれが社会に果たす役割

(1) 研究成果

コンクリートの品質特性の評価基準
実構造物における鉄筋破断探查方法の提案
コンクリートと鉄筋の一体性評価

構造物中におけるコンクリートと鉄筋の一体性は、かぶりコンクリートの品質と鉄筋破断量との評価結果と密接に関連することから、上記、の成果から非破壊的に評価する基準を設定する。その結果と部材の載荷実験における耐荷性能や変形性能との関係から構造安全性の評価や、補修・補強の対策選定を行う方法を提案する。

(2) 成果が社会に果たす役割

目視を主体とした現在のコンクリート構造物点検では、ASRの劣化度を明確にすることは出来ないが、研究成果から得られた非破壊検査手法を適切に採用することによって構造安全性を照査できる。これによって次のような社会貢献ができる。

非破壊検査手法を主体とするので、調査そのものを簡便に行えるだけでなく、広範囲な調査結果を定量的な評価とでき、今後のモニタリングの初期値ともできる。

ある程度「専門家による検討」を簡略化できるので、対策の選定が短時間でできる。

結果として、管理者が道路構造物を安全に供用できるだけでなく、適切な補修・補強を選択でき

るので維持管理費用の削減にも繋げることができる。

第2章 ASRに関する既存の研究

2.1 ASRとコンクリート構造物の維持管理

(1) ASR劣化構造物の現状

ASRによる劣化事例の中で新たな問題となっている鉄筋破断に関連して、ASRによる劣化事例の全国的な調査が現在も継続されている。このことを踏まえると、供用期間中にASRによる劣化が構造物に生じた場合、構造物の剛性、耐荷力等の構造性能がどのように変化するかを精度良く評価することが重要であると考えられる。また、ASR劣化既存コンクリート構造物の補修・補強を含めた維持管理を行っていくためにも、劣化が生じた場合の構造物の性能を評価することは重要であるが、明らかにすべき課題が数多く存在し、これらの定量的な評価には至っていないのが現状である。また、既往の研究結果を踏まえて、ASRが生じた構造物の耐荷性能の低下は顕著ではないと考えられてきたため、ASRが生じた構造物に対してシート接着工法を、曲げ補強を対象として適用した事例が少なく、データ数が不足しているのが現状である。

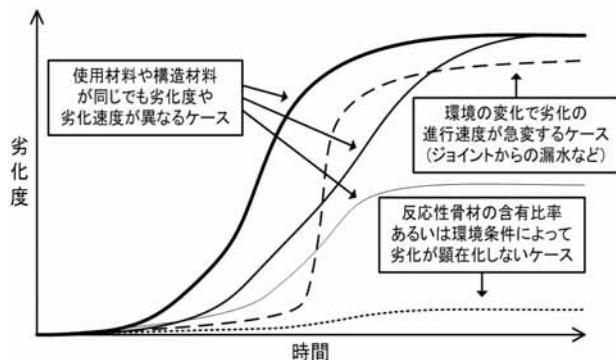


図2-1 ASRによる劣化進行モデル図¹⁾

上記のように、ASR劣化構造物の補修・補強を含めた維持管理対策が急務となっているが、図2-1に示すようにASRは、温度、湿度、日射などの劣化外力が複合的に影響を及ぼすため、構造条件や使用材料、供用年数が同じであっても劣化の進行度合いは一樣ではなく、十分な維持管理対策が確立されていないのが現状である。ASR劣化構造物の安全性評価を行うために、従来よりASRが生じたコンクリート部材についての種々の検討がなされており、RCはり部材においては、ASRによる膨張が鋼材により適切に拘束されている状態であれば、ケミカルプレストレスや先行ひび割れの影響によって、部材の顕著な耐荷力の低下は見られないとされてきた。しかし、

耐力力が低下するケースも報告されており^{2),3)}、さらに、ASR による劣化でコンクリートの弾性係数は著しく低下するが、RC はりの部材剛性は低下しないことが知られている²⁾⁻⁵⁾。これらを踏まえると、ASR による劣化が生じたコンクリート部材の評価を行う上では、不確定性を考慮した評価が重要であると考えられる。

さらに、既往の研究での実験の多くは、実験室内で促進養生された供試体を用いており、実験室内で促進養生された供試体の ASR による劣化状況が実際の構造物を的確に反映しているとは考え難い。また、近年では ASR により内部の鉄筋が破断に至る著しく劣化したケースも報告されており、ASR が生じた場合に強度低下、鉄筋の降伏・破断などにより耐力力が低下する可能性が懸念される。

ASR による劣化損傷の特徴は、コンクリートの膨張に伴うひび割れおよび部材の変位・変形などである。ASR によるひび割れは、構造物の形状、応力状態、鉄筋・PC 鋼材による拘束条件によって異なり、ある方向の拘束が卓越している場合には、拘束方向に平行なひび割れを生じる。ASR によるコンクリート構造物の劣化損傷の種類と特徴を表 2-1 に示す。

一般に、建築構造物は、部材断面積に対する拘束鉄筋の量が多く、外部環境(水分、日射など)の影響を直接に受けにくい構造体であるので、ASR による顕著な劣化は発生しにくいとされている。しかし、土木構造物の場合は、ASR による劣化した構造物の損傷状況は各構造物の形状、環境条件等により異なり、部材断面積に対する拘束鉄筋の量が少なく、屋外環境に曝されることが多い橋脚・橋台の劣化損傷の特徴としては、環境条件の影響が大きく、同一構造物内においても局所的な使用・環境条件に大きく左右されること、路面排水等の影響を受けやすいことなどが挙げられる。特に、橋脚の特徴として、積雪寒冷地域での凍結防止剤の散布により ASR 膨張が促進され、さらに、鉄筋腐食との複合的な劣化現象を生じる場合もある。トンネルの劣化損傷の特徴としては、降雨および日射等の影響を受けにくい坑内に比べて、それらの影響を直接受け、温度変化の大きい坑口の損傷が顕著であることが挙げられる。また、トンネルでは、第三者影響度を考慮した対策とし、コンクリートのはく離・はく落防止を目的と

して、繊維シートによる補修が行われた事例がある。さらに、ダムなどの水理構造物では、常時貯留水による影響を受けるため、長期にわたって過大な膨張を生じることが特徴として挙げられる。

ASR により劣化した構造物に対して、現段階では、構造物の重要性、残存供用期間、コスト等を総合的に判断して、補強・補修対策とともに、部分的な打換え、解体・撤去および全面的な架替えなどの選択を検討し、対処していく必要がある。

(2) ASR 構造物の維持管理

これまで ASR はコンクリート構造物の表面に通常の原因では発生しないような過大な幅や長さのひび割れの発生が外観上の特徴となっている。このようなひび割れは、コンクリート空隙中の高アルカリ水溶液と骨材中の不安定なシリカ鉱物を含む骨材とが反応して生成したアルカリゲルが水分によって膨潤して体積が増大する時に生じると考えられている。このため ASR によるひび割れは、構造物の中でも ASR の発生しやすい日射や雨水の影響を受けやすい位置でコンクリート構造物中の鉄筋による拘束を受け難い方向、構造物内に生ずる応力に沿う方向に発生するという特徴がある。

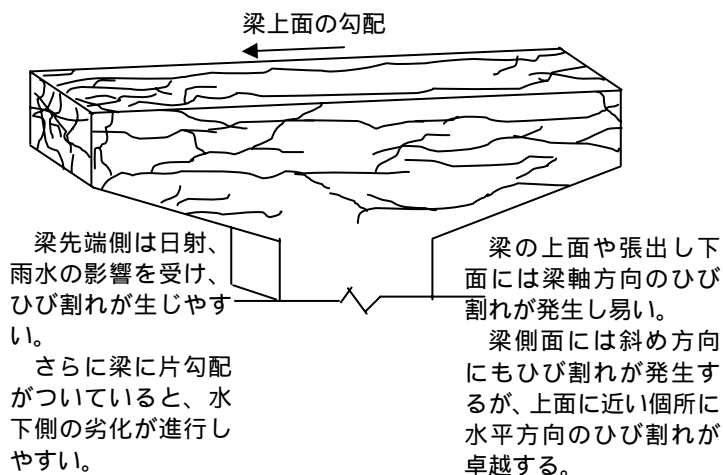


図 2-2 T 型 RC 橋脚でのひび割れ発生事例

このように、ASR を生じた構造物の劣化状況は、その進行が化学反応に影響されることから環境条件

表 2-1 ASR によるコンクリート構造物の劣化損傷の種類とその特徴⁶⁾

対象	劣化損傷の種類	特徴
コンクリート	ひび割れ	無筋および鉄筋量の小さいコンクリートは亀甲状にひび割れが発生する。 一方、鉄筋量の大きい RC や PC のはりでは、方向性を有したひび割れが発生する。
	変位・変形	コンクリートの膨張により変位・変形を生じる。
	ゲルの滲出	ASR によって劣化したひび割れに白色のゲルが滲出する。
	変色	ASR の進行により、コンクリートの表面が茶褐色に変色する。
	ポップアウト	湿度の高い条件下において、骨材のポップアウトが生じる。
	かぶりのはく離・はく落(は)	橋梁のはり端部など鉄筋拘束の小さい部分や著しいひび割れ損傷が生じた箇所では、かぶりコンクリートのはく離・はく落が生じる。
	コンクリートの強度低下	ASR が長期にわたって進行すると、鉄筋の内部のコンクリートにもひび割れが発生し、コンクリートの強度が低下する。
鉄筋	鉄筋腐食	劣化によるひび割れが鉄筋腐食を促進させる。
	鉄筋の降伏・破断	劣化により過大な膨張が生じると、鉄筋比の小さい構造物では鉄筋の降伏・破断を生じる。

(注)事例としては少ない

や使用環境などの多くの要因が関連するため、損傷状況も多様となる。したがって ASR を生じた構造物の耐荷性能や補修の必要性の判断やその具体的な方法は、個々の構造物によって異なることから、一般論として適切に診断することは困難である。

また一方で、ASR がコンクリート構造物の劣化現象として取り上げられたのは 1940 年代と言われており、1970 年代に欧米諸国で ASR に対する関心が高まり、ASR に関する国際会議は第 1 回がデンマークで開催された。我が国では 1970 年代に研究が開始されたものの 1980 年代に阪神高速道路の橋脚で ASR が確認されるまでは全国的な問題とは捉えられていなかった。さらにこの時期には ASR は構造物の表面部分に著しい劣化が生じるものの鉄筋が適切に配置されていれば、構造物の安全性が問題になることはなかった。

しかし、2000 年代に入り使用環境によっては、ASR によって構造物が予想以上に劣化し“加速期後期あるいは劣化期”と呼ばれる段階にまで達した場合にコンクリート内部の鉄筋に破断が生じていることがあること、鉄筋量が少ないとひび割れが内部にまで進展することなどが判明してきた。このように当初 ASR が問題視されてから全国的に見れば、相当期間必ずしも ASR に対して適切に維持管理されていなかったこともあって、著しい ASR 劣化に関して把握が不十分なだけでなく構造安全性を適切に評価する方法も確立されていないのが現状である。

現時点では、鉄筋破断が生じているような可能性のある構造物に対しては平成 15 年 3 月に通達された「道路橋のアルカリ骨材反応に関する維持管理要領(案)」(以下 要領(案)と略す)に従って対応することになるが、ここでは問題の解決には経験豊富な「専門家」による個別の検討が必要となっており、統一された構造物の耐荷力の評価方法が具体的には示されていない。このため管理者としては結果的には過剰な対策を行ったり、逆に対策を先送りして結果的に維持管理コストの上昇を招いたりする場合がある。

要領(案)に示される対応フローは、従来の対症療法的な維持管理から合理的な予算配分や行政運営を目指すアセットマネージメントへ移行していくという観点から、調査や対策の「効果/費用」を大きくしようという思想を背景に書かれたものといわれている。ここでの合理的な維持管理は次のような提言に基づいて行われると考えられる。

塩害とは異なり、アルカリ骨材反応に対しては「予防保全」より「事後対応」で対応する方が合理的である。

種々の原因推定試験法が提案されているが、現状では「目視」による原因推定と劣化度判定が実用的である。

原因がアルカリ骨材反応であると判定した場合、直ちに補修を検討するよりは、まずは水の供給を絶つことが先決である。補修については時間をか

けて必要性を見極めても大丈夫である。

ただし、幅広いひび割れのある構造物の鉄筋破断は要注意である。

しかし、ASR による劣化は使用材料や環境条件によっては深刻な劣化度まで進展する可能性があることから、劣化現象とくに進行性を正確に把握し、適切な時期に補修補強対策の方向性を見極めるという計画性をもって維持管理することは、道路管理者にとって非常に重要な課題である。

道路橋の維持管理では先ず ASR 劣化現象を見逃さないシステムが完備していなければならないが、現時点ではコンクリート橋に ASR が発生しているか、否かは定期点検によって発見されたひび割れの原因が ASR による影響を受けたひび割れの外観上の特徴を満たしているかどうかで検出されることが前提となっている。しかし、目視点検の結果だけで「ひび割れが ASR の影響を受けている可能性があるかどうかの判定」も全ての道路構造物に適用できる基準を提案することは、現時点では容易ではないのが現実である。

また一方では、ASR 劣化が進行した構造物を発見した場合には、第三者被害の防止や排水処理など緊急に対応すべき事項は別として適切な時期に、より有効と思われる対応策を講じることが出来るようにしなければならない。しかし前述のような ASR の複雑さを考慮すれば、知識や経験が不足している技術者にとって「専門家を交えた検討」なしで適切な回答を得ることは困難であるが、少なくとも補修補強を前提とした検討を実施するうえでの基本的な方針を理解できるようにしておけば、ぶれの少ない対応策を講じられると考えられる。

2.2 ASR が構造物の安全性能に与える影響

(1) ASR 劣化とコンクリートの特性

ASR によるコンクリートの膨張および膨張に伴うひび割れの進展により、ASR による劣化が生じたコンクリートの力学的性質は ASR が生じていないコンクリートに対し変化することが知られている。したがって、ASR が生じた構造物の構造性能を評価するために、これらの力学特性の変化を考慮する必要があるが、定量的に評価する手法は十分に確立されていないのが現状である。

既往の研究で、ASR が生じたコンクリートの圧縮強度試験の結果より、圧縮強度が低下することが明らかになっているが^{6)・9)}、ASR による劣化が圧縮強度の低下に与える影響は顕著ではなく、弾性係数の低下に顕著に表れることが明らかとなっている^{8)・9)}。しかし、圧縮強度については膨張とともに緩やかな低下を示すことも明らかとなっており⁸⁾、今後はより大きな膨張段階においての検討が必要であると考えられる。また、鉄筋による膨張の拘束が ASR に及ぼす影響も検討されており¹⁰⁾、拘束が大きいほど弾

性係数の低下の程度は小さくなるが示されている。さらに、鉄筋による拘束量と弾性係数の低下の程度は、供試体の保存温度によって異なることも示されている。また、供試体からの採取コアの実験により、コア採取時に鉄筋による膨張拘束の程度に応じた膨張が生じることで、円柱供試体による圧縮強度の低下に比べて、コア強度の低下が顕著であることも示されている¹¹⁾。また、ASR によるひび割れの影響により、圧縮強度の低下に比べて引張強度の低下が顕著である場合が考えられるが、引張強度の検討をされた例は少ない¹²⁾⁻¹⁴⁾。ASR 劣化構造物より採取したコアの引張強度試験(割裂引張試験、直接引張試験)結果より¹⁴⁾、ASR により引張強度は低下するが、特に直接引張強度の低下が著しいことが明らかとなっている。

ASR が生じたコンクリートと鉄筋の付着性状に関しては、ASR による膨張を模擬的に再現するために膨張剤をコンクリートに添加し、ASR による膨張ひび割れを模擬した供試体での実験結果が報告されているが^{15),16)}、骨材の反応に起因する ASR とセメントの反応に起因する膨張コンクリートでは膨張特性が異なっていることが考えられ、ASR が生じたコンクリートと鉄筋性状を的確に表しているとは考え難い。実際に ASR が生じたコンクリートと鉄筋の付着性状の検討も行われているが^{13),17)}、実験データが不足しているというのが現状である。海外において付着強度試験が行われた結果、鉄筋および十分なかぶりによって膨張が拘束されている場合には、付着強度は鉄筋種類に関わらず劣化の影響を受けないが、拘束が無い場合やかぶりが鉄筋径に比べて少ない場合には、付着強度は低下することが示されている¹⁸⁾。

これらの既往の研究を踏まえた結果、本研究では ASR による劣化状態が異なる供試体で劣化状態を把握するための非破壊検査を行い、劣化状態の評価を行う。また、圧縮強度試験、割裂強度試験および付着強度試験を行い、ASR が生じたコンクリートの特性に関する基礎データの収集および ASR による劣化状態の違いが各種力学的性質に及ぼす影響を定量的に評価する。

(2) ASR 劣化と RC 部材の耐荷性能

ASR が生じたコンクリートは、骨材の膨張によって骨材まわりのコンクリート組織が損傷を受け、それらが相互に連結して、巨視的な剛性の低下をもたらすことが知られている。RC はり部材について、静的載荷試験、付着強度試験、疲労載荷試験を行った結果により、耐荷性能、変形状、終局耐力等において健全なものに比べて顕著な差は見られなかったとする報告が多い^{4),19)}。また、柱の一軸圧縮特性に関する検討においても、降伏耐力、終局耐力、変形状のいずれにおいても健全なものに比べて、顕著な低下は認められなかったと報告されている¹²⁾。その他、ASR により劣化した部材の耐荷性能に関する検討から、健全なものに比べて耐荷性能(PC 部材の耐荷性能、はり部材のせん断耐力、疲労性状など)

は顕著な低下を示さないと報告されている²⁰⁾。これらの既往の研究結果を踏まえて、基本的には、鋼材の拘束により適切に膨張が抑制された場合には、健全なものに比べて顕著な耐荷性能の低下はないとされてきた。

しかし、荷重によるひび割れとの相互作用や剛性低下により、破壊モードや変形能、部材耐力などに影響が現れることが既往の研究から明らかとなっている^{2)-5),13)}。健全供試体ではせん断破壊する供試体が、ASR が生じた供試体ではケミカルプレストレスなどの影響により曲げ破壊することが確認され²⁾、また、ASR 劣化構造物から切り出した供試体の載荷試験結果により、同形状・同配筋であっても、劣化状態の違いによりせん断耐荷機構が変化することが確認されている¹³⁾。さらに、ASR が生じた供試体が健全供試体よりせん断耐力が低下するケースも見られ、また、鉄筋破断の生じた ASR 劣化構造物において、鉄筋の付着・定着機能が十分発揮されない場合、部材の耐荷力が低下する可能性が考えられる。これらのことを踏まえると、部材の性能評価を行う上では破壊モード、耐荷機構等の変化も包括した評価が重要であると考えられる。そこで本研究では、屋外暴露環境で劣化の促進を行った供試体を用いて実験を行い、反応性骨材の分布性状、水分供給、日射等の影響により供試体内または供試体間で異なる劣化状態が RC 部材の耐荷性能に及ぼす影響を評価する。

第3章 非破壊試験方法による構造物内部の劣化状況の評価

3.1 超音波法の適用性について

超音波とは、一般に弾性波のうち周波数領域が可聴域(20Hz~20kHz)よりも高いものをさす。コンクリートを対象にした非破壊試験で用いられる超音波は、主に圧電効果を利用して探触子の機械的な振動によって発信され、伝播してきた弾性波形を電圧信号に変換する機能を持つ探触子によって受信される。このような圧電効果を利用して発生させた弾性波を「超音波」とよび、これを利用してコンクリートの圧縮強度、弾性係数、内部欠陥位置、ひび割れ深さなどの推定などに広く用いられている。

コンクリートを対象に超音波を用いた評価手法としては、伝播時間を用いた方法と伝播時間以外の受信波形の周波数、振幅値などの変化を用いた方法が挙げられる。

(1) 供試体を用いた基礎的研究

a. ASR 劣化度と超音波伝播速度、スペクトル重心の

関係

ASR が生じた構造物には、コンクリート表面にひび割れが発生するため、外観の観察によってある程度は劣化の状況を把握することができる。しかしながら、かぶり部と鉄筋で拘束された内部とでは劣化状況が異なる場合も多く、また、耐荷性能への影響が懸念される鉄筋破断は外観から発見することが困難である。

これまで、超音波法による ASR 構造物の劣化度調査では、伝播速度を指標とするのが一般的であったが、劣化がある程度顕著になった構造物においては、劣化状況と伝播速度の傾向が一致しない場合もあった。

今回製作した ASR 試験体は、100×100×400mm の角柱で、無筋（表 3-1～表 3-2 および写-3-1 参照）、反応性骨材の割合を多少変えて、設計基準強を 24N/mm²（普通セメント使用）で 5 種類×2 体 = 計 10 体、35N/mm²（早強セメント）3 種類×2 体 = 計 6 体 作製した。この試験体を約 7 ヶ月間、促進養生室（温度 40℃、RH=100%）で養生しながら、定期的に超音波測定と膨張率の測定を行った。



写 3-1 試験体外観（100×100×400mm）

表 3-1 設計基準強度 24N/mm² 供試体の反応性骨材量

試験体	粗骨材		細骨材	
	反応性	非反応	反応性	非反応
50-50	50%	50%	50%	50%
50-60	50%	50%	60%	40%
50-70	50%	50%	70%	30%
60-50	60%	40%	50%	50%
70-50	70%	30%	50%	50%

セメントは、普通セメントを使用

表 3-2 設計基準強度 35N/mm² 供試体の反応性骨材量

試験体	粗骨材		細骨材	
	反応性	非反応	反応性	非反応
H50-50	50%	50%	50%	50%
H50-60	50%	50%	60%	40%
H60-50	60%	40%	50%	50%

セメントは、早強セメントを使用

b. 伝播距離が超音波測定に与える影響

弾性波を利用した超音波法では、弾性波の特徴を捉え、その特徴を理解して計測を行うことが、測定結果の精度に多段に影響を与えることになる。

コンクリート構造物における弾性波速度の計測においては、弾性波と部材寸法との関係について、見かけ上の伝播速度が変化することが指摘されている。ここでは、部材寸法の異なる健全なコンクリート供試体から算出した伝播速度と部材寸法の間を、また同時期、同期間、同環境下（40℃、RH=100%）同配合で作製した部材寸法の異なる ASR 劣化した供試体の場合の弾性波速度と部材寸法の間について検討を行った。

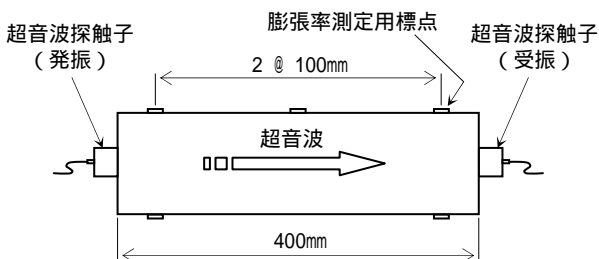


図 3-1 試験体測定要領

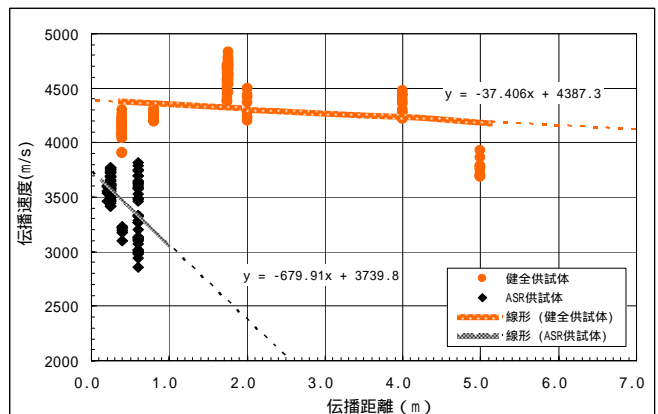


図 3-2 伝播速度と伝播距離の関係

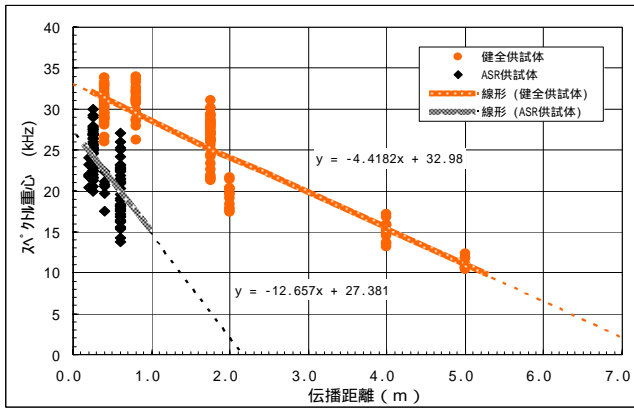


図 3-3 スペクトル重心と伝播距離の関係

健全、および ASR コンクリートのデータは、設計基準強度 24N/mm^2 で配合し、各打設時期、養生期間、環境下をほぼ同じで作製した部材寸法の異なる供試体からプロットしたものである。

一般にコンクリートを透過させた超音波は、周波数が高いと減衰が大きいが、この傾向は ASR 劣化が進行すると強まる。

伝播速度は、健全供試体、ASR 供試体とも伝播距離が長くなれば低下する傾向を示しており、その低下傾向は ASR 供試体の方が顕著である。

スペクトル重心も、伝播距離が長くなるにつれて減衰する傾向を示している。低下傾向は、劣化している ASR 供試体の方が大きい。

図 3-5、図 3-6 に示す結果は、ASR 劣化した実構造物の梁から貫通コアを採取し、伝播速度、スペクトル重心について、長さ毎にプロットしたものである。貫通コアの測定要領を図 3-4 に示す。コアは、梁の側面から水平方向に約 65cm および 50cm の長さで抜き取ったもので、その長さごとに段階的に切断し、伝播速度とスペクトル重心を測定した。最終的には直径の 2 倍の長さまでコアのカットを行った。

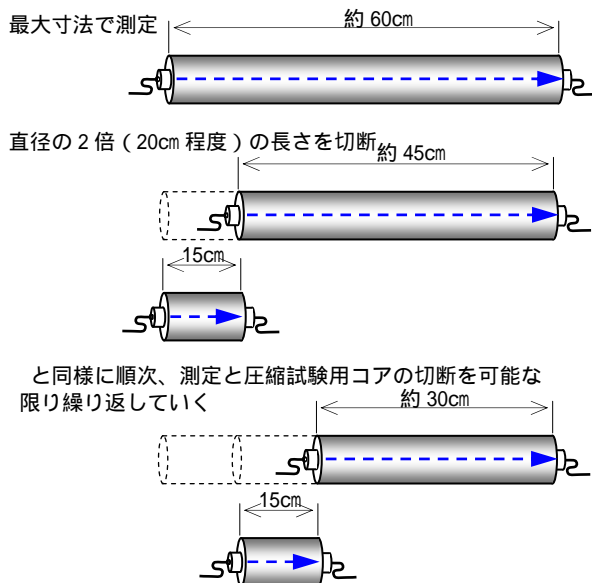


図 3-4 貫通コアの測定要領

図 3-2、図 3-3 に示した供試体と同様に、伝播速度、スペクトル重心とも伝播距離が長くなるに従って低下していく傾向にあるが、その割合はやはりスペクトル重心の方が大きい。

以上の結果から、伝播速度、スペクトル重心とも、50cm 程度以上の伝播距離を有していれば、劣化度の評価が可能であることがわかったが、反面、同じ状態のコンクリートであっても伝播距離によって変化するので、部材寸法の異なる測定結果を比較する場合にはその影響を考慮する必要がある。特に距離による影響はスペクトル重心で顕著である。

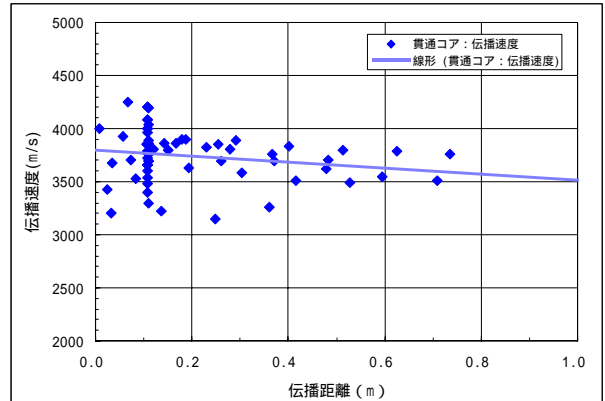


図 3-5 伝播速度と伝播距離の関係

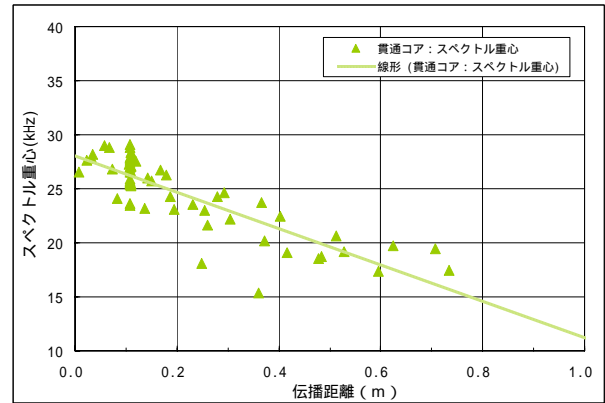


図 3-6 スペクトル重心と伝播距離の関係

図 3-7、図 3-8 は、図 3-2、図 3-3 に示した近似線を基に、健全供試体、ASR 供試体の伝播速度、およびスペクトル重心の距離減衰について伝播距離 20cm に対する比率で表示したものである。

超音波伝播速度比を見ると、健全供試体については、ほとんど低下は認められていない。しかし、ASR 供試体では 2m の範囲で 15% 程度の低下が認められる。

スペクトル重心比では、2m で健全供試体で 30% 程度低下、ASR 供試体では測定外となった。部材寸法のものに対しての測定には、スペクトル重心は有効な手段であると思われるが、伝播距離が異なる計測には不向きであると考えられる。

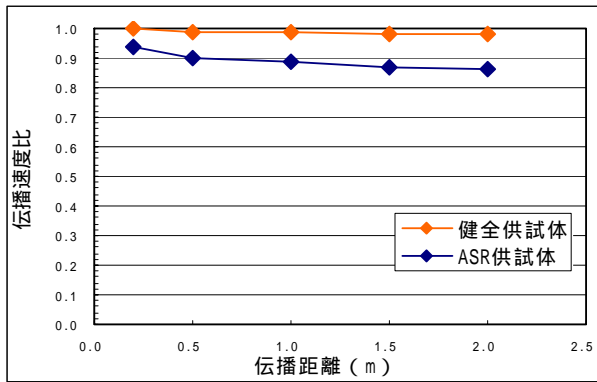


図 3-7 伝播速度と伝播距離の関係

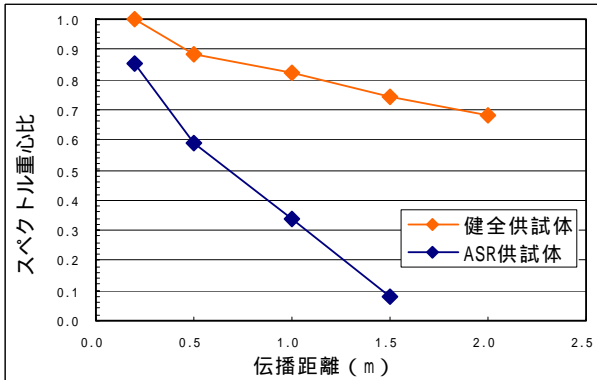


図 3-8 スペクトル重心と伝播距離の関係

C. 超音波測定器の比較

本研究で使用した超音波システム以外に、一般に市販されている超音波計測機器を使用して、計測器の性能について比較を行った。

下記に比較検討を行った計測機器の仕様を記す。

本研究で使用しているのは、K 社の USO であり、使用する探触子も用途に応じて共振周波数の異なる 3 種類 (40kHz、80kHz、140kHz 探触子) が用意されている。E 社製の機器に付属する探触子については、この選定した機器の中では共振周波数が最も低く 28kHz であった。T 社製の超音波発生機器については、印加電圧が最も低い仕様であった。

この 3 機種を使用し、下記について検討を行った。

- 1) モデル供試体での伝播特性 (伝播速度、周波数解析)
- 2) 実構造物からの切り出しブロックでの伝播特性 (伝播速度、周波数解析)

- 1) モデル供試体での伝播特性 (伝播速度、周波数解析)

100×100×400mm の角柱供試体を用いて表 3-4 に示す 4 種類の供試体を使用した。健全モデルとは、設計基準強を 35N/mm² として配合設計した普通コンクリートである。また、劣化部とは、コンクリート



USO

E 社

T 社

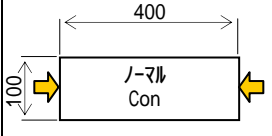

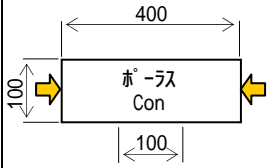

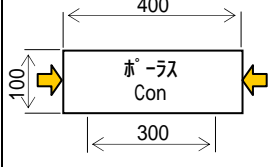

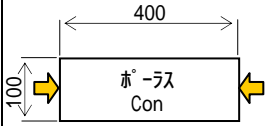

写 3-2 超音波測定器一覧

表 3-3 超音波測定器の仕様

超音波発生装置	USO			E 社	T 社
印加電圧	1200V			1000V	700V
放電時間	0.5 μ sec			不明	0.5 μ sec
探触子 共振周波数(実測値)	40kHz (42.0kHz)	80kHz (77.1kHz)	140kHz (147.0kHz)	28kHz (28.3kHz)	50kHz (42.5kHz)
探触子直径	60mm	35mm	20mm	20mm	40mm

実際に探触子同士を合わせて行った実測値

表 3-4 供試体の概要

試験体	仕様	試験体概要	外観	備考
健全 モデル	密実で 健全な コンクリート			
小劣化 モデル	内部の 一部に 劣化			
中劣化 モデル	内部の 一部に 劣化			
全体劣化 モデル	全体が 劣化した コンクリート			

↑：透過方向

の密実性に差を付けることを意図し、それをポーラスコンクリートで模擬したものである。

USO を用いた 3 種類の探触子、E 社、T 社の測定器を用いて、矢印で示す軸方向に対して超音波を透過した。図 3-9 に超音波伝播速度の結果を示す。

健全モデルでは、どの測定器を用いても同等であったが、供試体的に劣化部の占める割合が大きくなるほど、測定結果に差が生じる傾向が認められた。

小、中劣化モデルでは、T 社の測定器が伝播速度が低い傾向にある。T 社は 3 種類の測定器の中で最も印加電圧が低い。印加電圧が低いと超音波の減衰が大きくなるため、これにより伝播速度にも影響を及ぼしているものと考えられる。

全体劣化モデルでは、USO の 140kHz、E 社の測定器による測定結果が、伝播速度は遅い傾向にある。これら二つの共通点は、探触子の直径がともに 20mm と非常に小さい事である。全体劣化モデルは、ポーラスコンクリートであるため、表層は探触子と密着させにくい。探触子は面全体で発振・受振するため直径の小さいこれらの探触子では、その接触面の不完全さから差が生じたと考えられる。

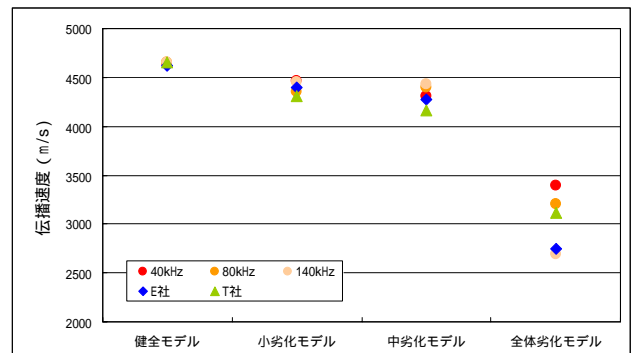


図 3-9 超音波伝播速度結果

d. 実橋から切り出した供試体での測定

能登半島(K橋)の梁部から撤去された供試体は、図 3-10 に示す梁部の部分である。本測定には B ブロックを用いて、さらに検討を行った。

ASR 構造物の劣化は、まず、外部からの水分供給を受けるかぶり部分で顕在化する。このため、超音波による測定は、梁軸直角方向から行うこととし、切断してきた断面の中から、スターラップで囲われて

いないかぶり部分と、逆に鉄筋で囲われている内部の部分にそれぞれ測点を設置して、その評価を行った。

測定結果を図 3-11 に示す。かぶり部分と鉄筋に囲まれている内部では、かぶり部分の方が、鉄筋内に囲まれた測点と比べて、伝播速度が低下している傾向を示していた。また、この傾向はスペクトル重心とも一致する。外観上は顕著なひび割れが認められ

ていたが、切り出しブロック断面の外観状況や超音波の結果を考慮すると、ASR によって顕著に劣化していた部分は、かぶり部分までではないかと考えられる。

水平に超音波を透過させた場合のスペクトル重心を用いた分析では、一様な部材（伝播距離が同じ）に対して、劣化部位、箇所の特定に関しては有効な手段であるが、表面だけ劣化しているような場合の劣化深さまで知ることはできない。

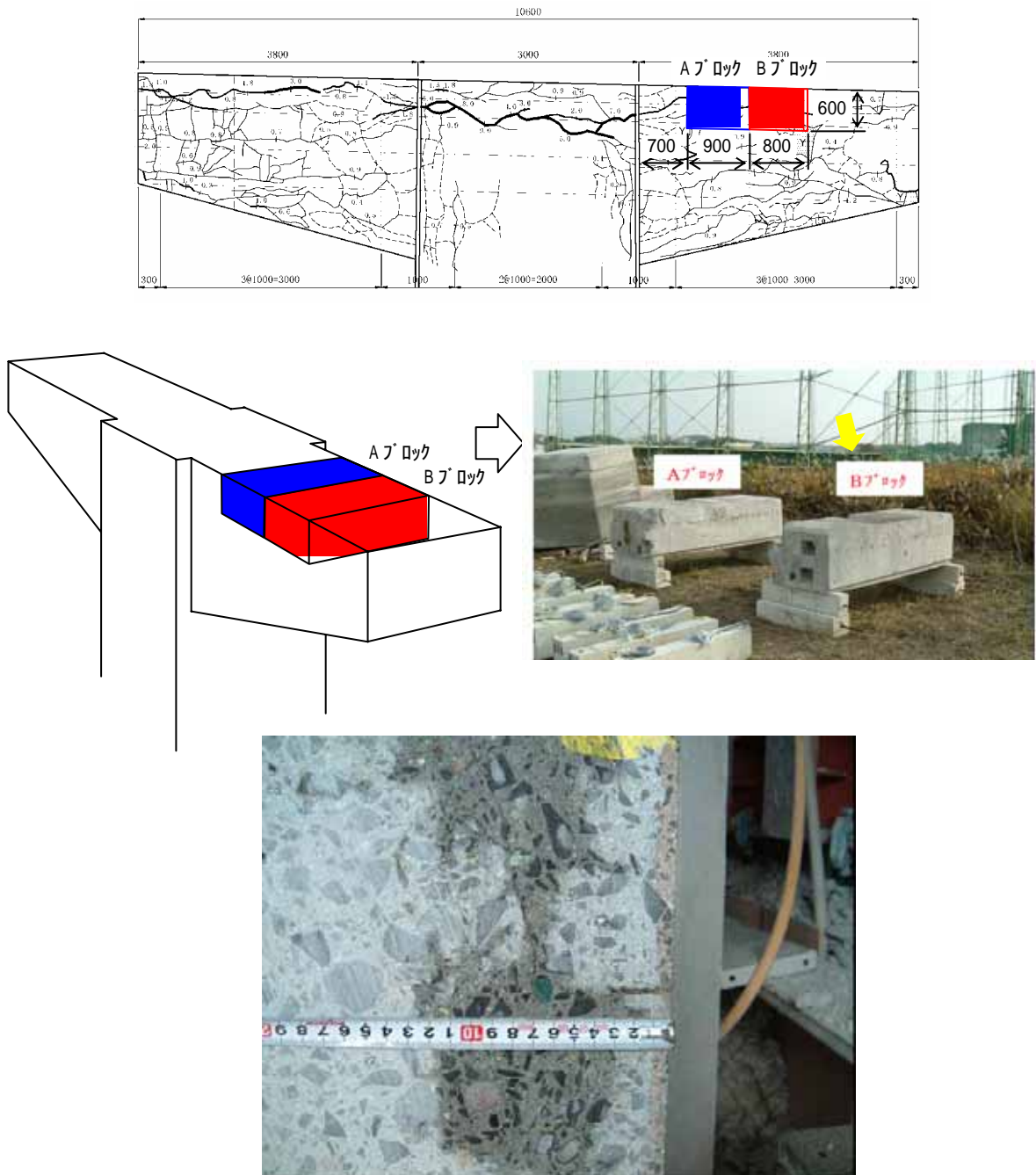


図 3-10 切り出しブロック

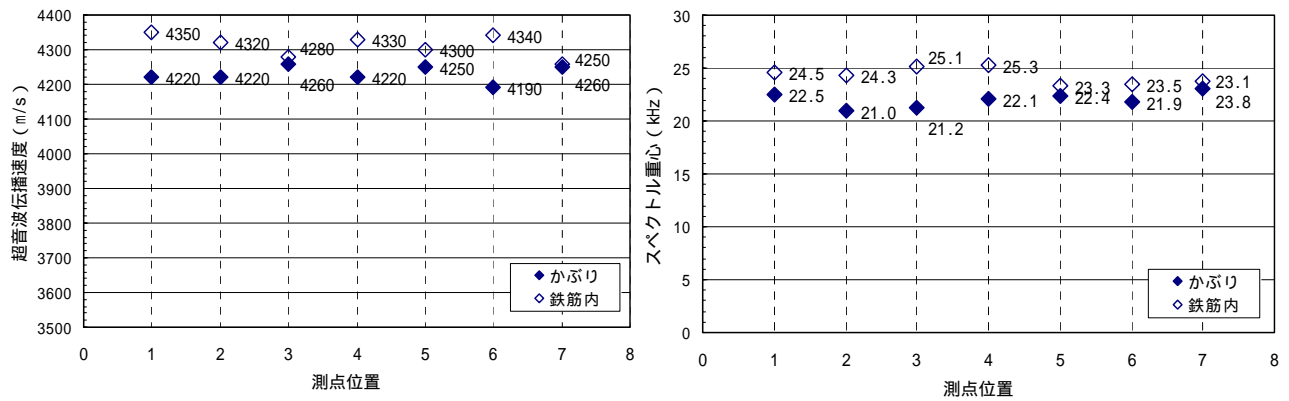


図 3-11 切り出しブロック B の超音波測定結果

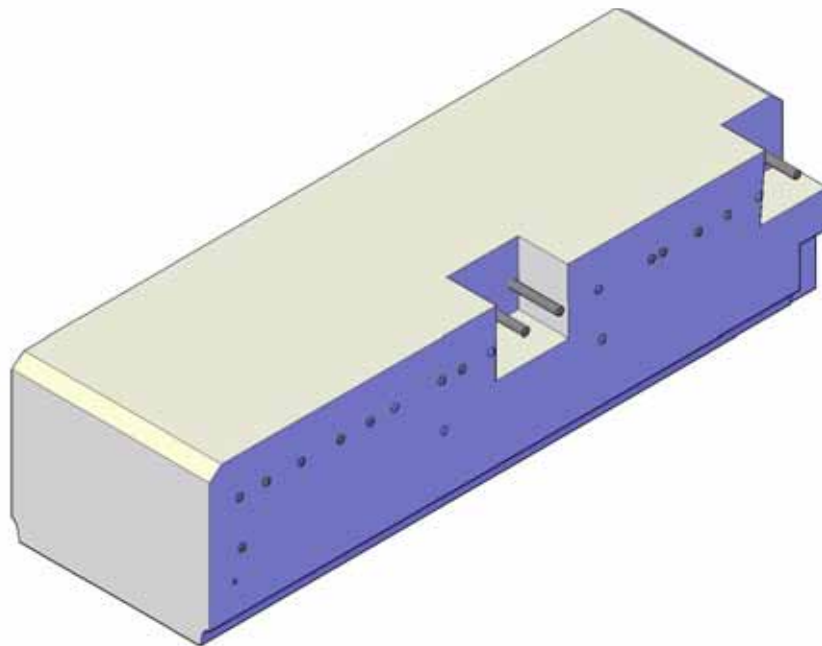
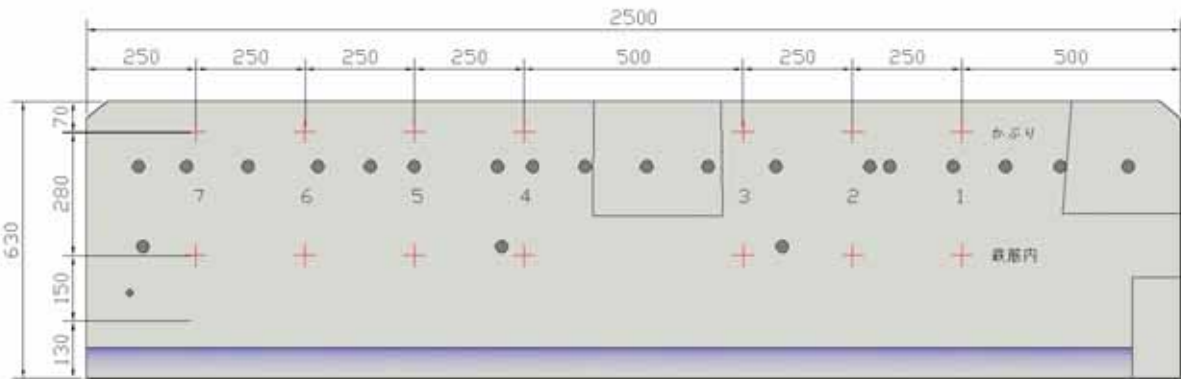


図 3-12 切り出しブロック B の測定位置図

(2) 斜角法による劣化深さの推定

ASR 構造物のひび割れ劣化は、外部からの水分供給を受けるかぶり部分で顕在化する。このため、劣化が比較的初期の段階では表面のひび割れの発生状況を観察することで劣化の進行度合いを把握できる。しかし、ある程度まで劣化が進行した段階になると、表面のひび割れは飽和状態となって増加しなくなるため、外観状況だけで劣化の進行度合い(かぶりだ

けの劣化なのか？それとも内部まで劣化しているのか？)を判別するのは困難である。

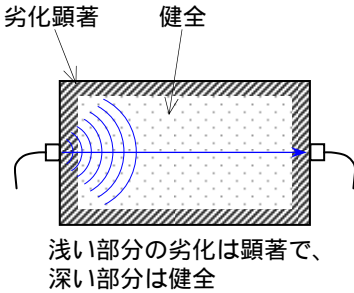
超音波は、その伝播経路にあるひび割れの発生状況に応じて散乱・減衰する性質がある。この性質を利用することにより部材内部の劣化状況を非破壊的に把握することを試みた。しかしながら、従来の部材を挟んで探触子を正対させる測定方法(透過法)では、透過させた断面全体についての平均的な評価

となるため、劣化度の評価、および劣化部の特定はできなかった（図 3-13 参照）。

このような背景から、劣化度分布の把握できる手法の開発を目標として、斜角法による内部の劣化度評価を試みた。

・透過法（従来の測定手法）

透過法は、透過した経路の全体的な評価となるため、右記のような状況を判別するのが難しい



・斜角法

透過法に斜角法を組み合わせることによって、劣化の顕著な部分の特定も可能となる。

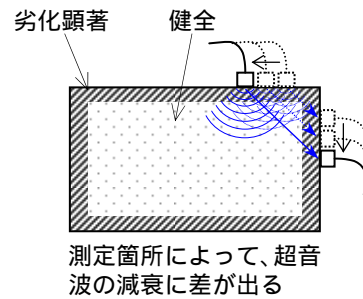


図 3-13 斜角法による内部の劣化度評価の概念

a. 走時曲線と探触子間距離の補正

測定物の表面に、図 3-14, 図 3-15 に示す要領で、隅角部から受・発振子を同距離で順次遠ざけていき、採取した測定データを縦軸に伝播時間(時間差)、横軸に中心間距離として整理すると、一様なコンクリートの場合、走時曲線は図 3-16 のように、原点を通る直線の式で表される。

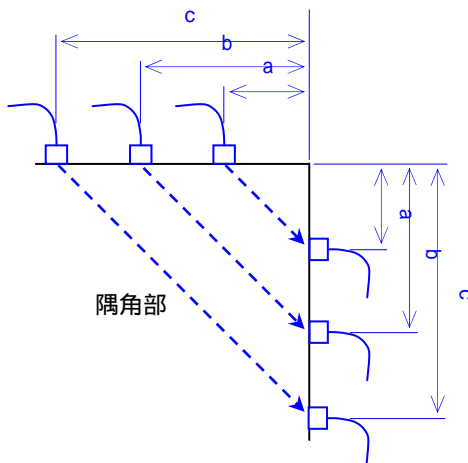


図 3-14 斜角法による測定イメージ

一方、コンクリート表面に劣化部が存在する場合やひび割れがある場合、発振子から発せられた超音波は、一様なコンクリート部を透過してくる場合と比較して、超音波の到達時間が遅れることになる。

そのため、表層劣化部と内部の健全コンクリート部とは伝播速度が異なるため、図 3-16 に示すような変化点を持った走時曲線が得られることになる。

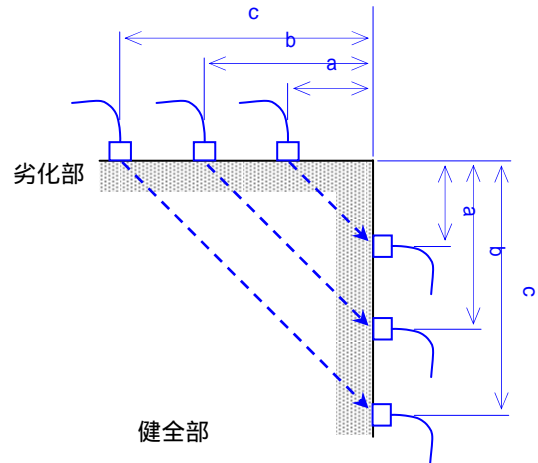


図 3-15 斜角法による測定イメージ

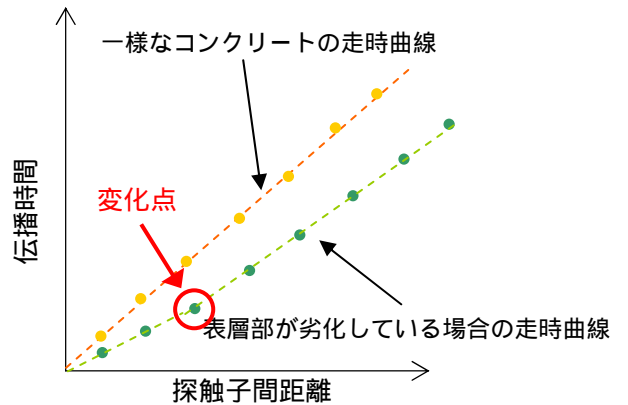


図 3-16 表層劣化部がある場合の走時曲線

b. 健全コンクリートでの斜角法の測定

健全なコンクリートの一例として、実構造物から切り出してきた切り出しブロックを使用することとした。このブロックは、道路計画で撤去されたもので、都市高架道路の RC 橋脚の梁部である。この橋脚は、建設後 40 年経過したものであるが、その間、維持管理上問題となるような劣化は認められていないものである。

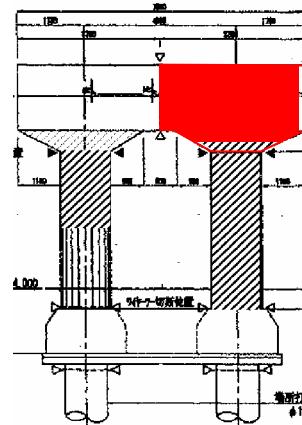
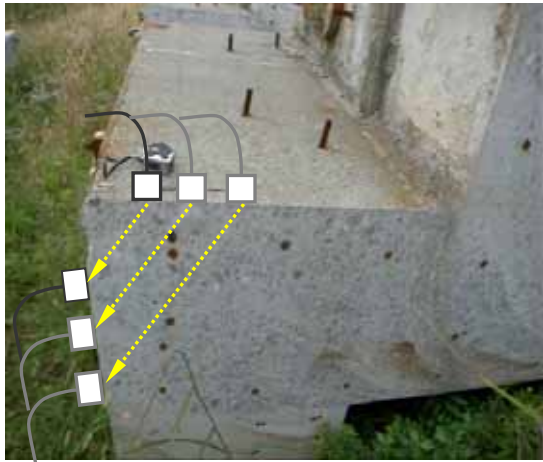


図 3-17 湊町入路撤去試験体

この試験体による測定は、写 3-3 に示す胸壁の隅角部を対象に斜方向を行った。探触子位置は、隅角部からの距離を 100、150、200、300、400、500mm とし、常に探触子の傾斜角が 45° になるよう行った。



写 3-3 測定要領

測定結果を図 3-18 ~ 図 3-19 に示す。図 3-17 は、探触子間距離を、補正する前の探触子中心間距離と伝播時間の関係である。青矢印で示した、原点から生じているズレが、中心間距離の影響によって生じていると考えた。

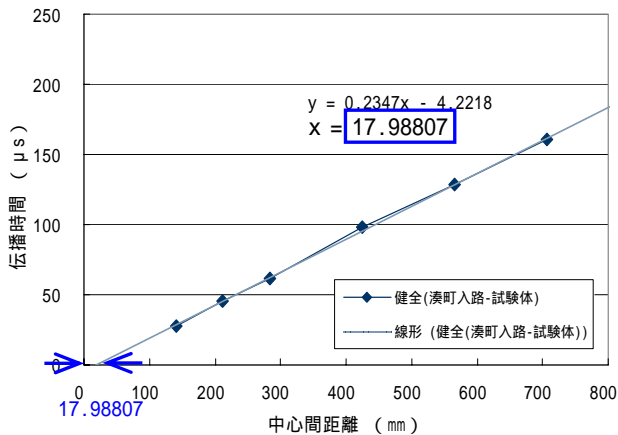


図 3-18 健全供試体における中心間距離と伝播時間との関係(補正前)

図 3-19 に、補正前と補正後の各探触子間距離から算出した伝播速度との関係を示す。

補正前の伝播速度では、探触子間距離が最も短い 100-100 間の測点が 5000m/s を超え、明らかに、みかけの伝播速度を示している。

補正後の伝播速度では、この影響を修正してほぼ一定の伝播速度となっていることが分かる。

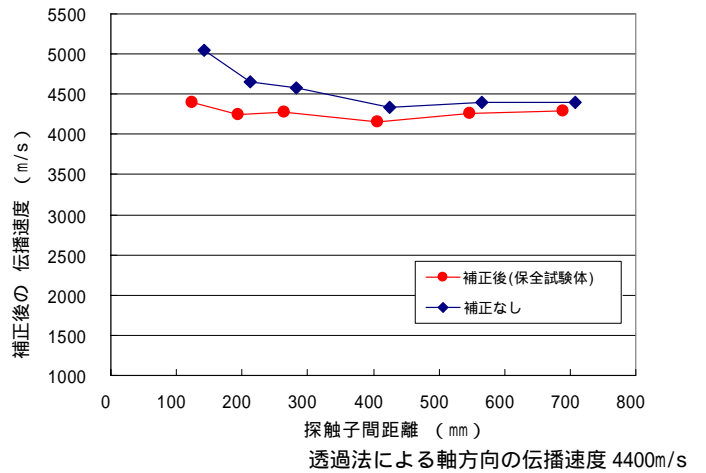


図 3-19 探触子間距離による伝播速度の変化

c. ASR 劣化供試体での測定

ASR による劣化が進行したケースとして、供試体 -600, 400 を用いた。測点は写 3-4 に示す隅角部を対象に、隅角部からの距離を 50、100、150、200、300、400、500mm(供試体-400 は、測点 300mm まで)として、常に探触子の傾斜角が 45° になるよう配置した。なお測定は、対面の隅角部においても行った。



供試体-600



供試体-400
写 3-4 測定要領

測定結果を図 3-20～図 3-23 に示す。

中心間距離と伝播時間の関係を見ると、中心間距離 100-100mm の箇所に変化点があることが見てとれる。近似式を用いて補正値を算出し、修正した伝播速度の結果を図 3-21 に示す。探触子間距離の短い箇所では伝播速度が低下していることが認められる。

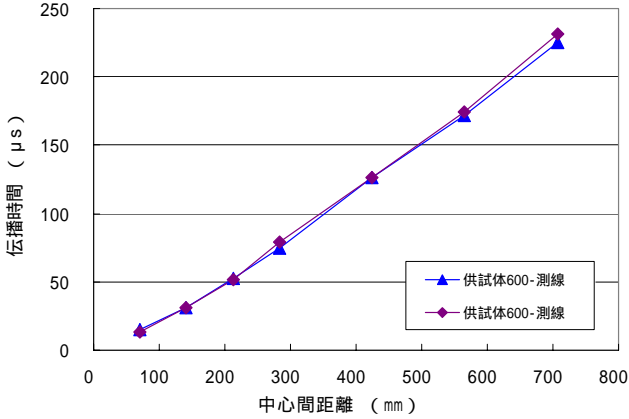


図 3-20 中心間距離と伝播時間との関係 (供試体 600 の測定結果)

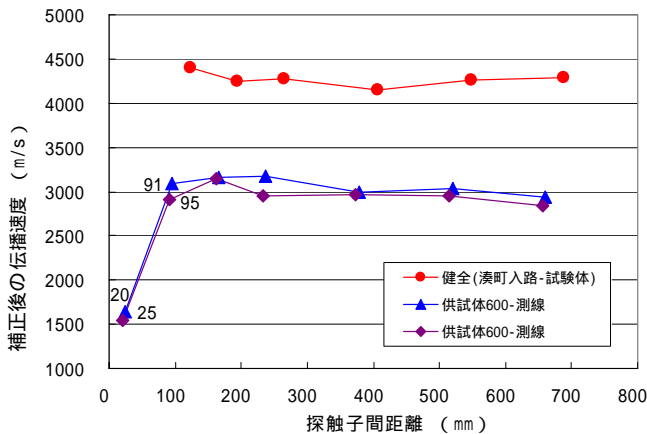


図 3-21 伝播速度と探触子間距離との関係

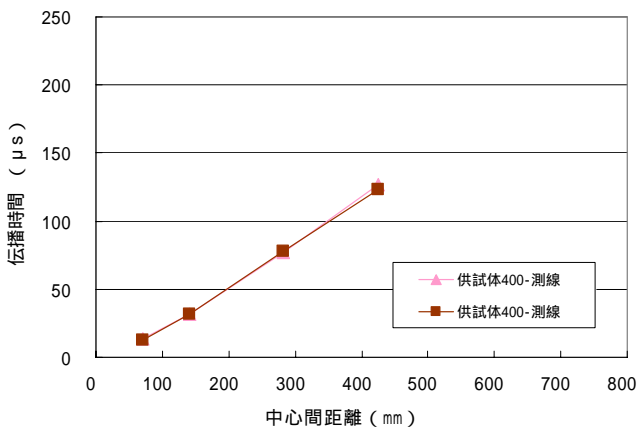


図 3-22 中心間距離と伝播時間との関係 (供試体 400 の測定結果)

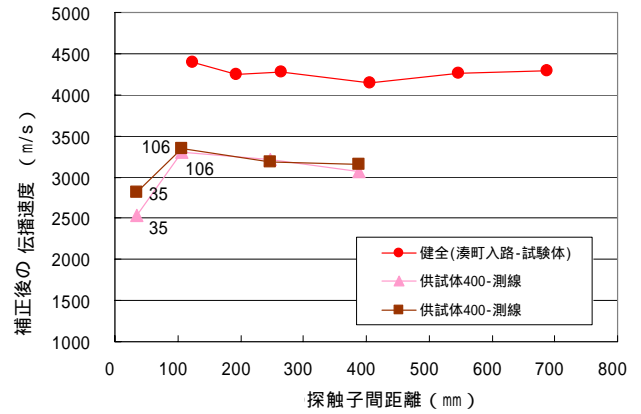


図 3-23 伝播速度と探触子間距離との関係

探触子間距離と補正後の伝播速度の関係から、伝播速度が低下している箇所までを表面からの劣化深さと推定できる。探触子間距離と補正後の伝播速度との関係から、図 3-24 に示す変化点までの探触子間距離を X_0 とすると、推定内部劣化深さ l は、下式により定まる。

$$l = \frac{1}{2\sqrt{2}} \times X_0 \quad (\text{式 2.2.1})$$

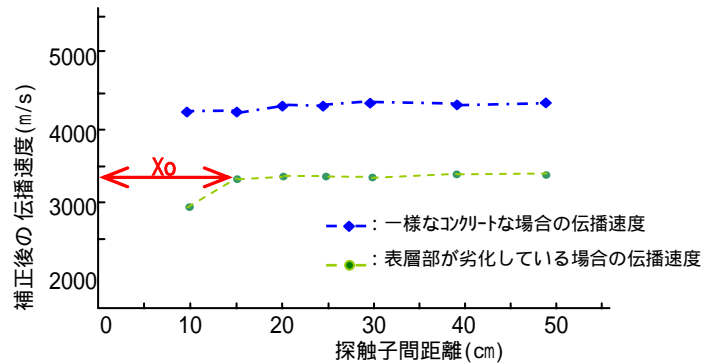


図 3-24 探触子間距離と補正後の伝播速度の関係

表 3-5 に供試体-400,600 における表面からの内部劣化深さの推定結果を示す。供試体-600 では、探触子間距離 91～95mm 程度の箇所で、供試体-400 については、106mm 程度の箇所で伝播速度が低下している傾向を示した。これらを、上式により求めると供試体 600 の内表面劣化深さは 64～67mm 程度、供試体 400 の内部劣化深さは 75mm 程度であると推察された。

表 3-5 内部劣化深さの推定結果

試験体		変化点 X_0	l (mm)	備考
供試体	供試体-600	91	64	
	供試体-600	95	67	
	供試体-400	106	75	
	供試体-400	106	75	

供試体-600 および 400 について、ワイヤーソーを用いて供試体をスライスし、断面のひび割れ状況の確認を行った(黄色の斜線部で切断)。

供試体 600、および 400 とも目視観察の結果、かぶり部までは大きなひび割れが進展しているのが認められた。しかし、かぶり厚を超える内部にまでは、ひび割れの進展は認められていなかった。

供試体-600：かぶり 100mm 程度、顕著なひび割れ 60mm 付近の位置まで認められた。

供試体-400：かぶり 50mm 程度、顕著なひび割れ 50mm 付近の位置まで認められた。



写 3-8 供試体-600(0~220mm)



写 3-5 切断位置(供試体-600)



写 3-9 切断位置(供試体-400)



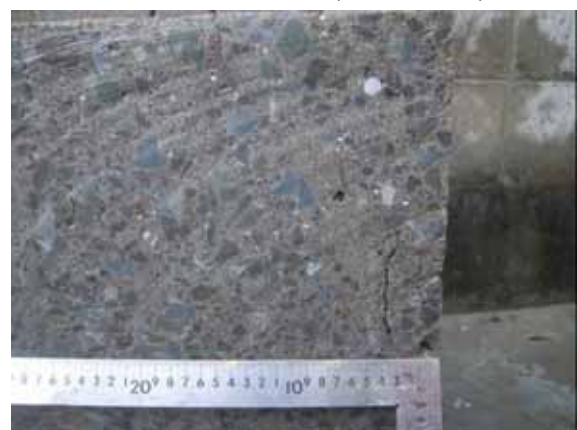
写 3-6 切断面(供試体-600)



写 3-10 切断面(供試体-400)



写 3-7 顕著なひび割れ



写 3-11 顕著なひび割れ



写 3-12 供試体-400(0~140mm)

d. 実橋での測定事例

1) 概要

本調査は、検討してきた超音波法が実際の構造物を対象とした場合、その適用性、および精度等を確認するとともに、その妥当性について検証したものである。

対象とした構造物は、外観上 ASR が顕在化している RC 構造の橋脚である。

2) 調査対象構造物

現地踏査によって、ASR 劣化がある程度進行しているが現時点では未対策の構造物であること、管理者から今年度内の調査が許可される構造物であること、協議や調査用仮設備が少なく済むこと、などを考慮して以下の構造物を調査対象として選出された。

) 中国地整管内

国道 2 号線	五日市高架橋の側道 美鈴橋 P1 橋脚
構造形式	鉄筋コンクリート T 型単柱式橋脚
ASR 劣化状況	梁部分に 0.2~0.3mm 程度の ひび割れが発生



写 3-13 美鈴橋 P1 橋脚

) 北陸地整管内

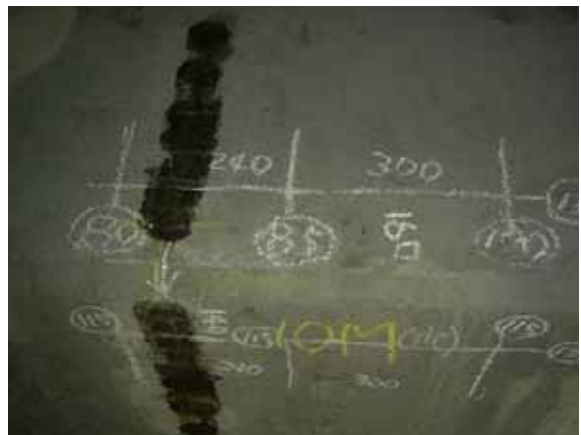
国道 8 号線	新潟大橋 P6 橋脚
構造形式	鉄筋コンクリート
ASR 劣化状況	雨がかりのある部分に幅 0.5mm 以上のひび割れや白い滲出物が 生じている。



写 3-14 新潟大橋 P6 橋脚

3) 調査内容

調査はひび割れの発生が多い、梁部分を調査範囲とした。原則として、超音波透過法は梁の側面を対象にし、超音波斜角法および電磁誘導法は梁上側隅角部、または梁下側隅角部を対象に実施した。



写 3-15 美鈴橋 P1 橋脚



写 3-16 新潟大橋 P6 橋脚

広島での実施例

測定した箇所は、L側端部から、4.5m、6.5m、8m、10m 地点における、各上面側の隅角部である。測点は、100-100mm をセンサ設置の最短距離とし、300-300mm まで 50mm 間隔でセンサ距離を設置した。測点は、500-500mm まで設けた。なお、上面の天端仕上げでは、不陸が認められたため、全ての調査位置でケレンを行ってから実施した。

また、不陸の影響が少ない、端部の隅角部(起点側面とL面端部との隅角部)についても、1箇所測点を設けて計測を行った。

センサ距離と伝播時間の関係、およびセンサ間距離補正後の伝播速度の結果を図 3-25 ~ 図 3-28 に示す。

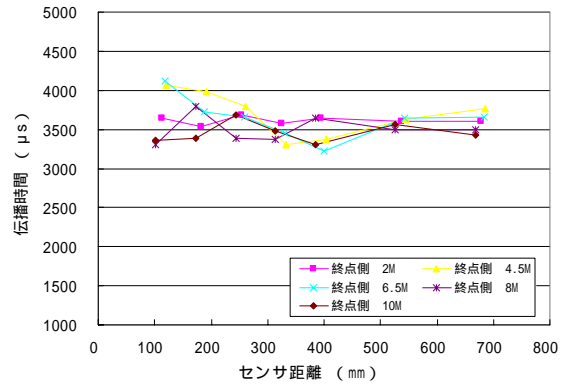


図 3-28 終点側伝播速度 (補正後)

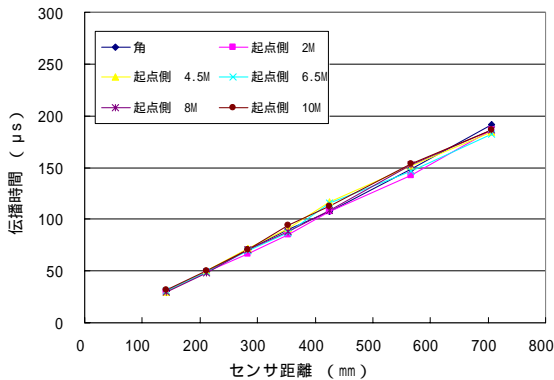


図 3-25 起点側センサ距離と伝播速度の関係

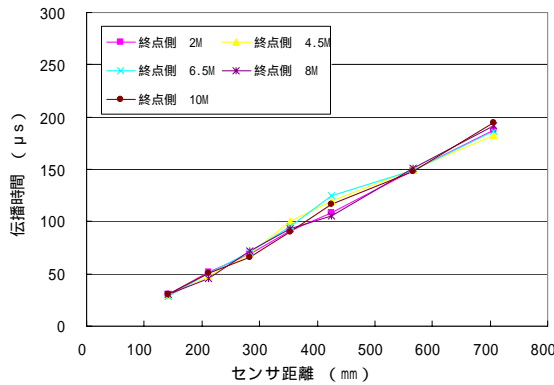


図 3-26 終点側センサ距離と伝播速度の関係

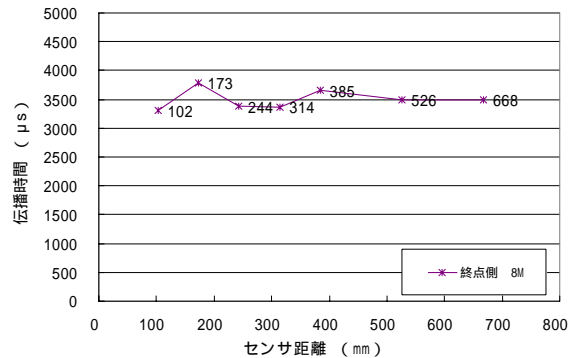


図 3-29 終点側 8m 伝播速度

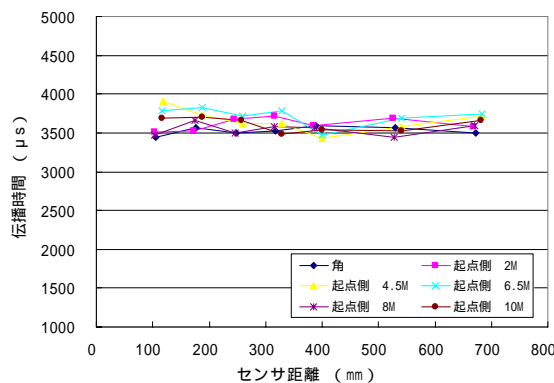


図 3-27 起点側伝播速度 (補正後)

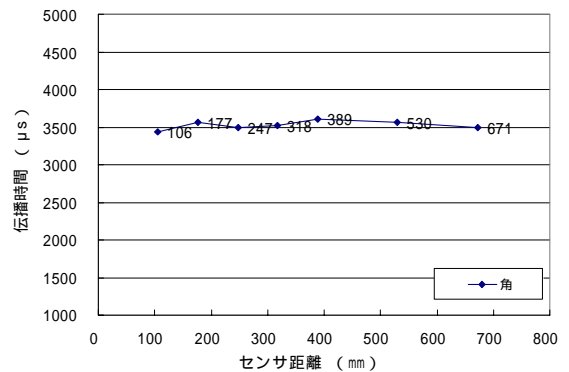


図 3-30 隅角部 伝播速度

超音波伝播速度補正後の図 3-27、図 3-28 を見ると、起点側では大きな変動も見られておらず、ほぼ一様に劣化していることが推察された。一方、終点側では大きな変動は見られてはいないが、起点側と比較すると表面側での変動が大きいことが観察される。

図 3-29 に見られる多少のバラツキは、天端仕上げの影響、および測点位置での顕著なひび割れの影響によるものと考えられる。

ここでは、表面側の伝播速度が最も低下していた終点側 8m 地点の結果、および最も不陸の影響の少ない端部の隅角部(起点側面とL面端部との隅角部)について、内部劣化深さの推察を行った。

終点側 8m 地点では、センサ距離 102mm の位置において、伝播速度の低下が端部隅角部ではセンサ距離 106mm の位置において、伝播速度がわずかに低下している傾向が見てとれる。これを供試体で検討した、内部劣化深さの推定式に当てはめると、終点側 8m 地点では 72.2mm、端部隅角部では 74.8mm 程度まで進展していると推察された。



写 3-17 終点側 8m



写 3-18 隅角部

・コア採取による内部劣化深さの検証
 透過法及び斜角法の測定結果より、起点側 10m 測点の上面から 500mm 位置、終点側 8m 測点の上面より 300mm 位置の計 2 箇所コアを採取した。
 終点側の採取コアでは、表面側から 50～60mm の位置付近で、コアを 2 分する程の鉛直方向のひび割れが観察された。
 一方、起点側のコアでは、顕著なひび割れは観察されなかった。



写 3-19 終点側 8m 地点コア



写 3-20 終点側 8m 地点コア穴



写 3-21 起点側 10m 地点コア

表 3-6 採取コア 試験結果

	伝播速度(m/s)	圧縮強度(N/mm ²)	静弾性係数(kN/mm ²)	備考
表面側コア	3580	18.1	8.1	
内部側コア	3640	22.6	14.1	

新潟での実施例

測定した箇所は、各桁間の上面で1~2測線、梁下面の両側(R側、L側)で各3測線ずつ実施した。測点は、100-100mmをセンサ設置の最短距離とし、300-300mmまで50mm間隔で、以降は100mm間隔でセンサ距離を設置した。測点は、500-500mmまで設けた。なお、上面の天端仕上げでは、不陸が認められたため、全ての調査位置でケレンを行ってから実施した。

また、不陸の影響が少ない端部の隅角部(起点側面とR面端部との隅角部)についても、1箇所測点を設けて計測を行った。

センサ距離と伝播時間の関係、およびセンサ間距離補正後の伝播速度の結果を図3-31~図3-34に示す。

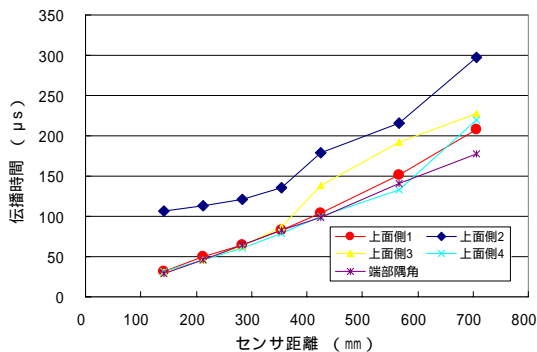


図 3-31 上面側センサ距離と伝播速度の関係

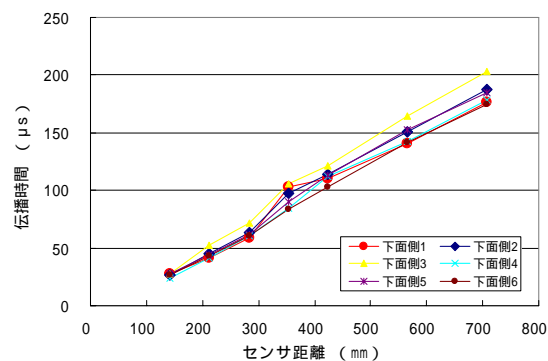


図 3-32 下面側センサ距離と伝播速度の関係

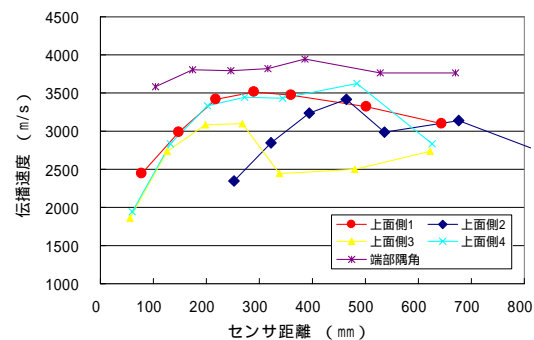


図 3-33 上面側伝播速度(補正後)

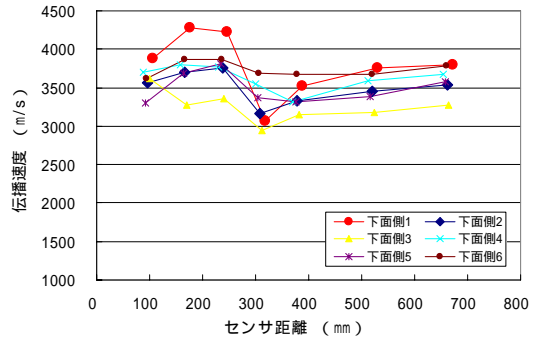


図 3-34 下面側伝播速度(補正後)

超音波伝播速度補正後の図3-33、図3-34を見ると、上面側では測点位置ごとのバラツキが大きい。これは、上面のかぶりコンクリート部分が浮いていた事によるものである。

下面側では上面側ほどのバラツキは見られてはいないが、センサ距離300mm程度まで伝播速度の変動が大きい。下面では、隅角部から200~300mmの地点で断面修復を行った箇所が見られており、その新・旧コンクリートの境目に大きなひび割れが生じていた。これが起因して、変動が生じていると思われる。

上面、および下面とも、これらの箇所から内部劣化深さを推察することは困難である。そのため、浮きや断面修復の影響が生じていない、端部の隅角部(起点側面とR面端部との隅角部)から、内部劣化深さについて推察を行った。



写 3-22 上面の状況(浮き)



写 3-23 斜角法 測定状況

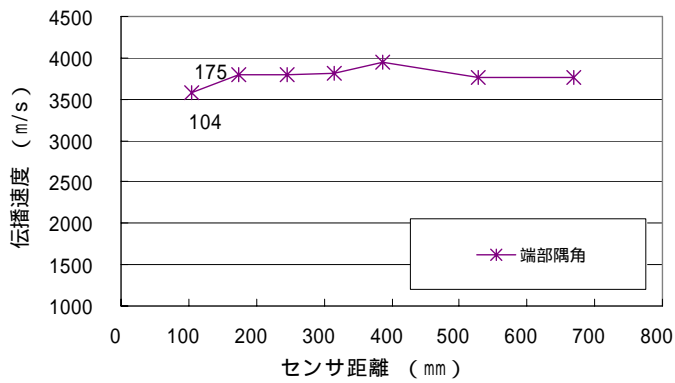


図 3-35 端部隅角部の結果および状況

センサ距離 175mm の位置において、伝播速度が低下しているのが見てとれる。内部劣化深さの推定式から算出すると、123.7mm 程度であると推察された。

表 3-7 採取コア 試験結果

	伝播速度(m/s)	圧縮強度(N/mm ²)	静弾性係数(kN/mm ²)	備考
表面側コア	3850	21.4	15.1	
内部側コア	4100	27.0	17.7	

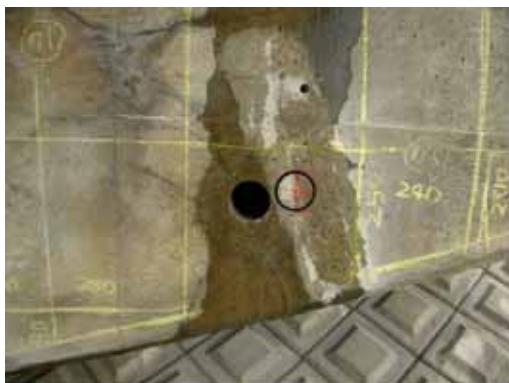
・コア採取による内部劣化深さの検証

透過法及び斜角法の測定結果より、L 側梁下面近傍(かぶり 70mm 程度)と、R 側梁下面近傍(かぶり 230mm 程度)から、各 1 本ずつコアを採取した。

L 側梁下面近傍の採取コアでは、コア全体にひび割れが観察されていた。R 側梁下面近傍の採取コアは、表面側から 110mm 程度まで、顕著なひび割れが観察されたが、それ以降の奥側からはひび割れは認められなかった。



写 3-24 L 側梁下面近傍のコア



写 3-25 R 側梁下面近傍のコア

測定事例のまとめ

- ・今回の斜角法の補正方法について、健全コンクリートおよび ASR 劣化コンクリートでその妥当性を検証した。健全コンクリートにおいては、表面側および内部側ともほぼ均一な伝播速度に補正された。ASR 劣化コンクリートでは、表面側が最も伝播速度は低下する傾向を示し、内部はほぼ一様の傾向を示した。
- ・ASR 劣化コンクリートの供試体を切断し、外観観察、および透過法による測定を行い劣化状態を比較したが、斜角法による表面側のみが劣化しているとする傾向とほぼ同じであった。
- ・供試体、実構造物で現場調査結果から、斜角法による内部劣化深さの有効性が確認された。
- ・高周波（140kHz）の探触子では、内部劣化深さの評価は困難であった。また、印加電圧においては、高い(1000V 程度)方が望ましい。
- ・現場調査から、内部劣化度評価を行う測定では伝播距離が短いため、特にひび割れや浮き、不陸の影響を受けるためその影響が生じていない箇所測定することが望ましい。測定状況が悪い場合は、複数箇所を行って、検証をすることも必要である。

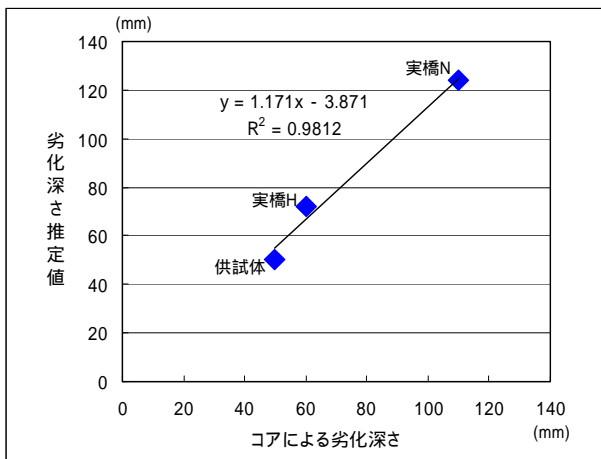


図 3-36 斜角法による劣化深さ推定値と実測値との関係

3.2 電磁誘導法の適用性について

既存コンクリート構造物を対象とした鉄筋破断検出手法としては、電磁誘導法や磁束密度測定、超音波法といった非破壊検査技術の開発が進められているが、現状では実用的な手法として確立するためには現場実測データの蓄積が不足しているといえる。ASR 膨張が進行して生じる鉄筋の破断の有無は、構造物の補強を視野に入れた検討を行う必要があるか否かの判断を行う上で非常に重要となる。このため、国土交通省の「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領（案）」では、幅2mm 以上の連続したひび割れがある場合には、鉄筋の健全性に関する詳細調査を行うように定めている。しかし、構造物内の鉄筋をはつり出すことは多大な労力を要すること、同一構造物で繰り返し追跡調査することもあること等を考慮すると、破断した鉄筋を効率的に検出する

ための、非破壊による破断探査技術を確立する必要がある²¹⁾。

橋脚はり部分を対象に鉄筋破断を非破壊的に探査する方法は、コンクリート構造物中の鋼材位置や鋼材量を検出する方法を高度化することで実現できるのではないかと考えられた。現在この目的に使用される検査手法としては、電磁誘導法、電磁波法、超音波法などがあげられる。

ここでは電磁誘導法をもちいて、コンクリート構造物中の鉄筋破断を検出する原理を説明する。電磁誘導法では図3-37 に示すように、センサの励磁コイルより発生させた磁束を鉄筋に作用させ、反射してきた磁束を検出コイルで捉えて鉄筋破断の検出を行う。

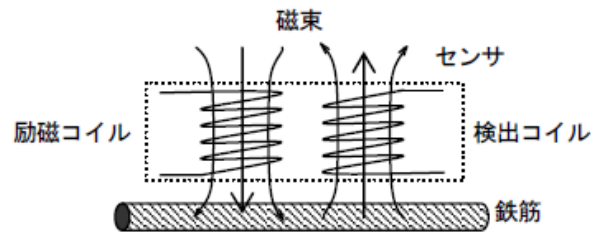



図 3-37 電磁誘導法の原理

センサをコンクリート表面で移動させた時、検出コイルで捉えた磁束は、電圧波形として表されることから、鉄筋破断がある場合は鉄筋量の急激な減少現象として検出することができる。この原理を応用してNTT ではコンクリート柱が損傷した場合、軸方向鉄筋の破断の有無を検出する方法として過流探傷法技術を実用化している。

ここでは電磁誘導法および着磁法による磁束変化を利用した鉄筋破断診断方法^{22),23)}を検討した。

電磁誘導法は、電磁誘導により発生させた磁束を鉄筋に作用させ、破断部で変化する磁束を検出することにより、破断を検知するものである。一方、着磁法は、磁石を用いて鉄筋を磁化し、破断部での磁束密度の変化を検出することにより、破断を検知するものである。いずれの手法についても、精度、確度の向上、および検査手法のマニュアル化が進められているが、実用的な手法としての確立には現場実測データの蓄積が不足しているといえる。

(1) センサ走査型

この手法で検出しているのは、センサから出た磁束がセンサに帰ってきたときの変化を見ており（図中の）、曲げ鉄筋が破断していると、破断箇所では磁束の変化が起こるため、健全な曲げ鉄筋を測定した信号と異なる波形形状となる。

本手法で使用するセンサは1 つであり、このセンサを用いて鉄筋上を走査する事で、破断箇所からの磁束変化を捉え、鉄筋破断の有無を識別する。

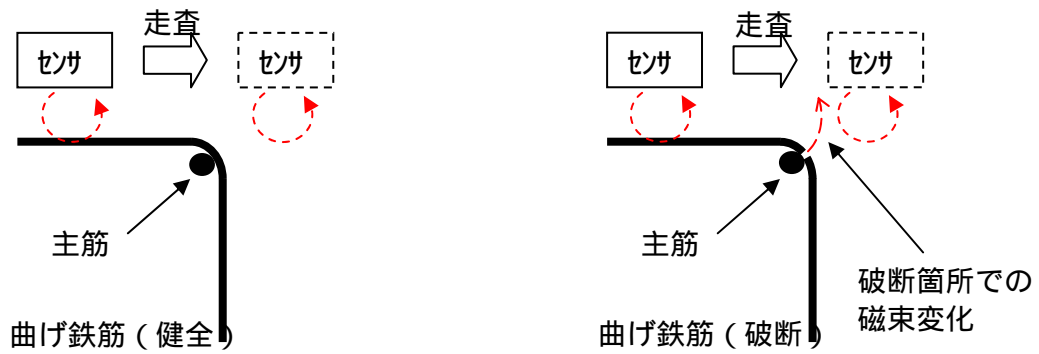


図 3-38 センサ移動型測定時の磁束イメージ

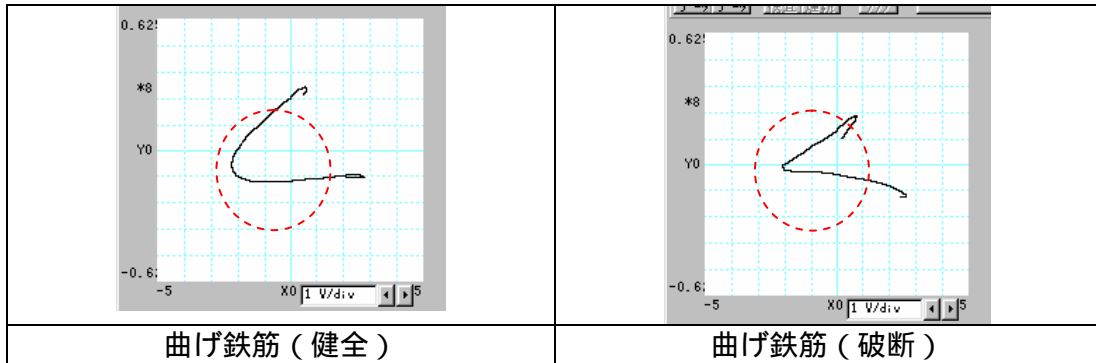


図 3-39 測定波形の例 (センサ移動型)

(破線円内の波形に注目：健全では丸みがあり、破断では尖がる)

(2) センサ静止型

この手法は、送信センサから出た磁束が受信センサに到達する磁束を測定するものである。(この手法はセンサを2つ用い静止した状態で測定する。)

鉄筋が破断している場合、破断箇所から磁束が漏れるため健全鉄筋を測定した磁束に比べ小さくなる。(時間的な変化としては磁束が早くなる。)この変化を捉えることにより鉄筋破断の有無を識別する。

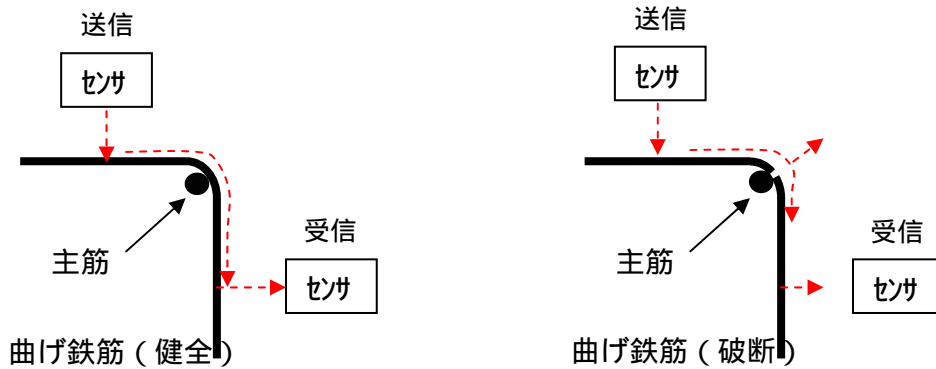


図 3-40 センサ静止型測定時の磁束イメージ

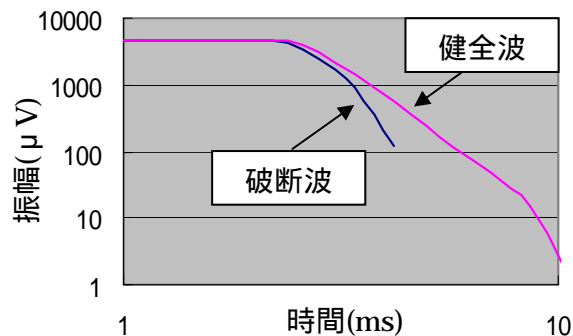


図 3-41 測定波形例 (センサ固定型)

この方法は、コイルに交流を流して作り出した磁束の変化を利用することから、鉄筋径やかぶりの影響は移動型と同様な性能をもっているが、構造物の隅角部の両面（上面と側面）にセンサを配置しなければならないこと、健全部との比較が必要であることなどから、検査方法としてはセンサ移動型の開発をすすめることとした。

(3) 磁束密度の変化量測定システムとの比較

永久磁石を利用して構造物内の鉄筋を着磁させ、鉄筋破断がある場合にそこで生じる磁束密度の変化を測定して、曲げ加工部での鉄筋破断の有無を評価しようとする方法が提案されている。これについても実験モデルで性能比較を行った。

鉄筋が強磁性体であることを利用し、図 3-42 のように、永久磁石を内蔵した磁石ユニットを、検査する鉄筋が埋設されているコンクリート表面上で鉄筋長手方向に数往復動かすことにより、鉄筋を着磁する。その後、コンクリート表面のコンクリート面に垂直な方向成分の磁束密度を、高感度センサを内蔵したセンサユニットで測定する。測定した磁束密度分布波形から、鉄筋破断箇所付近に発生する漏洩磁束の有無を判定することで、鉄筋破断の有無を検査する。(図 3-43) ここで、磁束密度とは、磁束の単位面積あたりの面密度である。磁束密度 B (単位はテスラ T) は透磁率 μ と磁場の強さ H の積で表され、単に磁場と呼ばれることもある。

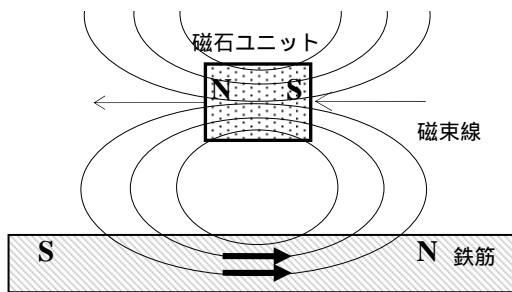


図 3-42 磁石ユニットによる鉄筋着磁

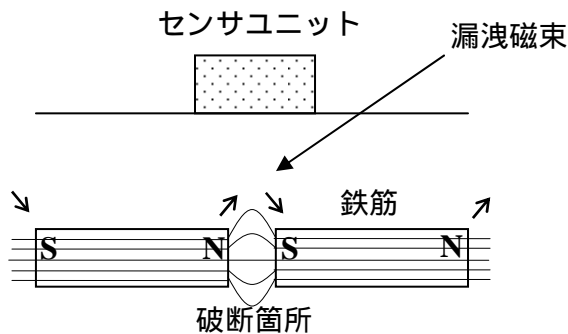


図 3-43 センサユニットによる磁束密度測定

検査装置は、検査する鉄筋を長手方向に磁化するための永久磁石を内蔵した磁石ユニットと、コンクリート面に垂直な方向成分の磁束密度を測定するセンサユニットからなる(写真 3-26)。磁石ユニット底面から 150mm 離れた位置における磁束密度は約 7mT である。センサユニットは、移動距離と磁束密度を測定、記録することができ、磁束密度分布をリアルタイムで表示することができる。磁束密度測定範囲は、-300 μ T ~ 300 μ T である。

鉄筋隅角部の測定手順は、既往の研究²⁴⁾に従い、鉄筋隅角部を境界として上面と側面の 2 面に分け、以下のように行った。

- | | |
|-------|--------|
| 側面を着磁 | 上面を着磁 |
| 上面を測定 | 側面を再着磁 |
| 側面を測定 | |



磁石ユニット センサユニット

写真 3-26 検査装置外観

破断鉄筋のかぶり 50mm の場合は、ばらつきが大きいため、近似式に反映させずにまとめた。健全の場合は、かぶりが大きくなるとピーク位置が隅各部に寄り、破断の場合は隅各部から遠い位置でピークが出るという結果が得られた。これより、かぶりとピーク位置の明確な傾向は得られなかったといえる。

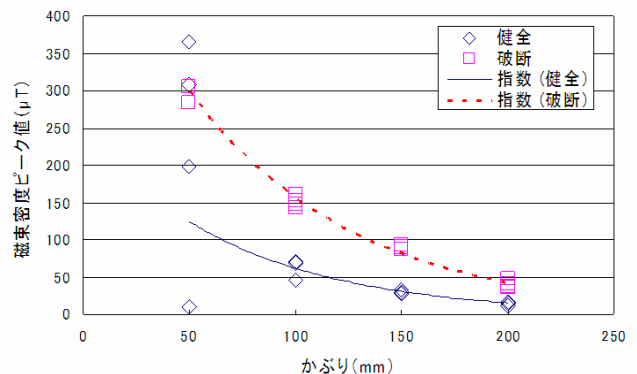


図 3-44 磁束密度の各指標とかぶりの関係

かぶりコンクリートや内部の鉄筋量の影響により磁束密度分布波形が変動する可能性があること、センサが大型になりがちで現場作業性に問題がありそうなどの理由から本研究では、永久磁石を使用しない方法について検討することとした。

ASR の膨張が原因となって発生する鉄筋破断は、写真 3-27 に示すようにコンクリート構造物の曲げ加工部で発生しており、これまで直線状の鉄筋が破断した事例は発見されていない。



写真 3-27 鉄筋の破断事例
(曲げ加工隅角部で脆性的に破断)

このため鉄筋破断検出を目的とした検査手法では

対象とする鉄筋が曲げ加工されているので、センサと鉄筋の距離が急激に増加しても検出精度に影響を受けないものでなければならない。

破断は延性的な現象ではなく引っ張り破断のように伸び変形に伴って鉄筋断面積が徐々に減少していく状況はなく、脆性的に急激に断面変化する現象を捉える必要がある。

下部工のかぶり是一般に設計上 5 ~ 10cm 以内となっているので、ある程度深いかぶりにも対応する必要がある。

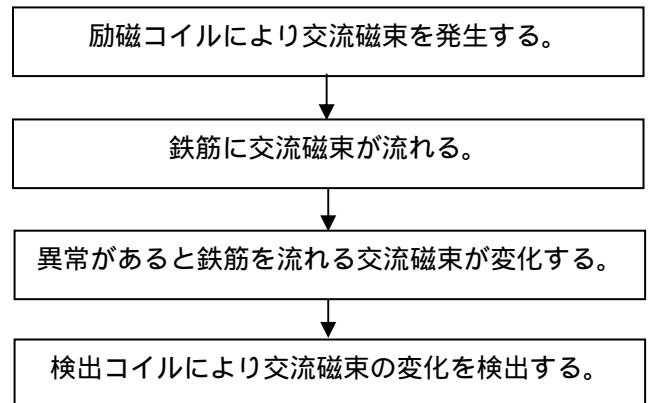
というような条件が課せられることとなった。

a. 電磁誘導法測定装置の開発

電磁誘導法は電磁波法に含まれるが、実構造物によく使用される電磁波レーダ法とは、測定原理が異なっている。この方法ではコンクリート表面に配置されたアンテナから構造物中に電磁波が発射され、コンクリートとは電気的特性(比抵抗や比誘電率)の異なる物体(例えば鉄筋)が存在する場合、その境界面において電磁波が強く反射するため、これの反射から鉄筋などの存在位置や深さを推定することができる。さらに、鉄筋探査のほかに大きな空洞の探査に用いられる場合がある。しかしながら、構造物表面での水分や表面に最も近い鉄筋によって電磁波の強い反射が生じるため、表面から深い部分の状況を診断する場合にはこれらの影響を十分に考慮する必要がある。このように電磁波レーダ法はかぶり 15 ~ 20cm 程度のコンクリート構造物内部の鉄筋探査には威力を発揮するが、鉄筋破断を検出するには適用できないと考えられた。

検査手法を前述のように電磁誘導法に限定して、鉄筋の傷や破断を探査しようとする以下のような流れとなる。

一般的に電磁誘導法のセンサは励磁コイルと検出コイルから構成されており、励磁コイルは磁束を発生させ鉄筋に影響を与える。検出コイルは励磁コイルによって影響を受けた鉄筋からの磁束変化を検出する。



つぎに破断している鉄筋上をセンサ走査したときについて考える。図 3-45 に鉄筋とセンサ位置の関係を示す。ここで、センサ位置 A とセンサ位置 B における検出コイルの電圧波形を見ると、図 3-46 に示す時間波形が見られる。

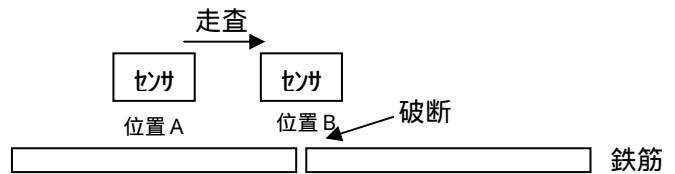


図 3-45 鉄筋とセンサ位置の関係

励磁コイルの励磁電圧波形(基準波形)

検出コイル位置 A での検出電圧波形

検出コイル位置 B での検出電圧波形

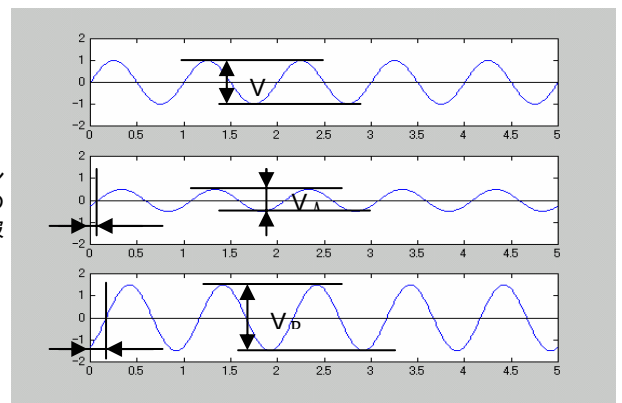


図 3-46 電圧波形の時間波形
(縦軸: 電圧、横軸: 時間)

ここで各電圧波形を式であらわすと

$$\begin{aligned}
 &= V \sin \\
 A &= V_A \sin(\quad - A) \\
 B &= V_B \sin(\quad - B)
 \end{aligned}$$

↑ 振幅 ↑ 位相(角度)

となり、電圧波形は振幅と位相（角度）の2つのパラメータで構成されていることがわかる。

すなわち、電圧波形は大きさと方向を持ったベクトルで表すことができる。

ここで、電圧波形を平面表示（、表示）させると図 3-47 のようになり、センサが位置 A から B に移動したときの軌跡は破線で表せる。この波形をリサージュ波形と呼ぶ。このように検出コイルの電圧波形をリサージュ波形で観察することにより、鉄筋の破断検出を行うこととした。

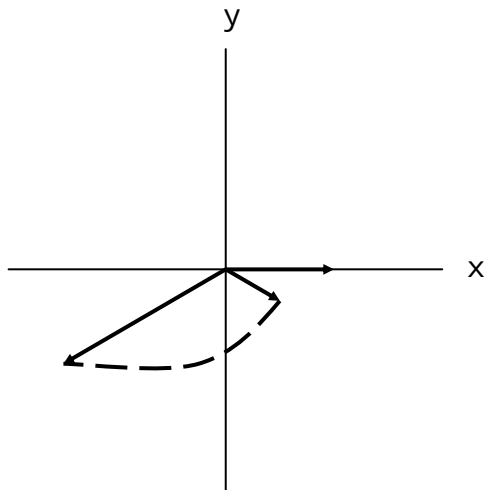


図 3-47 電圧波形の平面表示（リサージュ波形）

検査装置は、渦流探傷器、パワーアンプおよびセンサからなる。センサ構造は、センサ・鉄筋間距離（かぶり）が大きい場合を想定し、励磁コイルによる磁束強度を高めることを目的にフェライトコアを用いており、この形状は検出コイルを可能な限り鉄筋に近い配置となるよう馬蹄形としている¹¹⁾。図 3-48 は当初開発したセンサの構造を示したもので、コイルの材質は 0.4mm の銅線で、210 回巻きを使用している。磁束の強さは電流とコイルの巻き数に比例するが、巻き数がいたずらに多くなるとコイルインピーダンスが高くなる。フェライトコアは透磁率が高いことから、磁束を通しやすいので採用した。

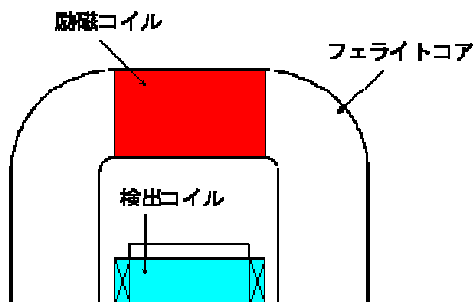


図 3-48 センサ構造

このセンサを用いて鉄筋直上のコンクリート表面を走査することで、破断箇所からの磁束変化を捉え、鉄筋破断の有無を識別しようとした。

この装置はかぶり 100mm までは十分に適用できるという実験結果に基づいて実橋での測定に使用したが、実構造物ではかぶり 100mm 以上の場合もあること、鉄筋以外にもスペーサーや段取り筋などが存在することなどから、より高出力な磁界を作り出せること、検出コイルの出力波形を解析的に処理して、現場での判定ができるように装置の改良を行った。

1) 多重周波による不用信号の抑制

初期装置は 500KHz の単一周波であるため不用信号（横筋等）を抑制することができなかった。

新規製作装置は多重周波が可能な装置であり、試験周波数の異なる信号（1000KHz）を同時に採取できることから、これらの信号による減算処理（MIXING）を行うことにより、破断信号を抽出しやすくした。（複合波形より不用信号の抑制することで、破断信号の抽出を行う。）

図 3-49 に MIXING イメージ図を示す。

図 3-50 に鉄筋曲げ加工部が健全および破断のモックアップデータによる多重周波の信号処理例を示す。この図において生波形である F1 波形および F2 波形は鉄筋曲げ加工部と主筋の信号が複合されたものであり、MIXING 処理後の M1 波形は不用信号である主筋信号を抑制したものである。これらの波形の振幅に注目すると、生波形の F1 波形の振幅 A1 と B1 はほぼ同じ大きさであるが、MIXING 処理後の M1 波形の振幅 AM は BM に比べ小さくなっている。この理由は AM には破断信号が含まれていないのに対し、BM には破断信号が含まれているため、このように振幅に違いがでる。

これら波形の各振幅値の比（AM/A1 と BM/B1）を求め、その振幅比の大きさを鉄筋の破断の有無を識別することができる。

ここで波形の振幅比を用いている理由として、波形の振幅はかぶりが大きくなるほど小さくなり、かぶりが小さいほど波形の振幅は大きくなることからわかっており、かぶりの違いによる振幅変化の影響を抑制するためである。このような信号処理を行うソフトを製作し、技術員の技量の違いによる評価結果のバラツキを防止する。

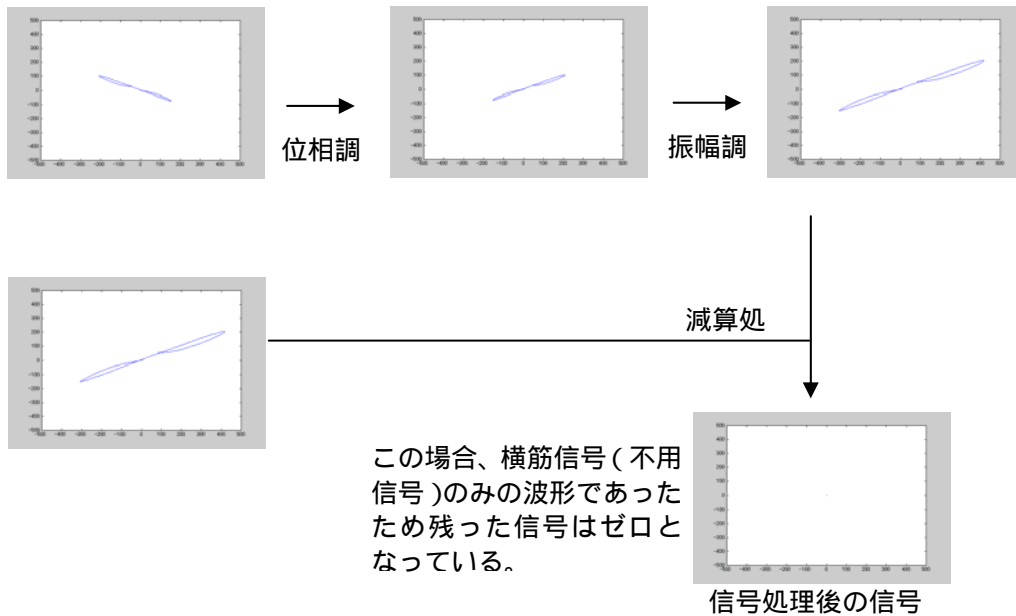


図 3-49 MIXING イメージ図

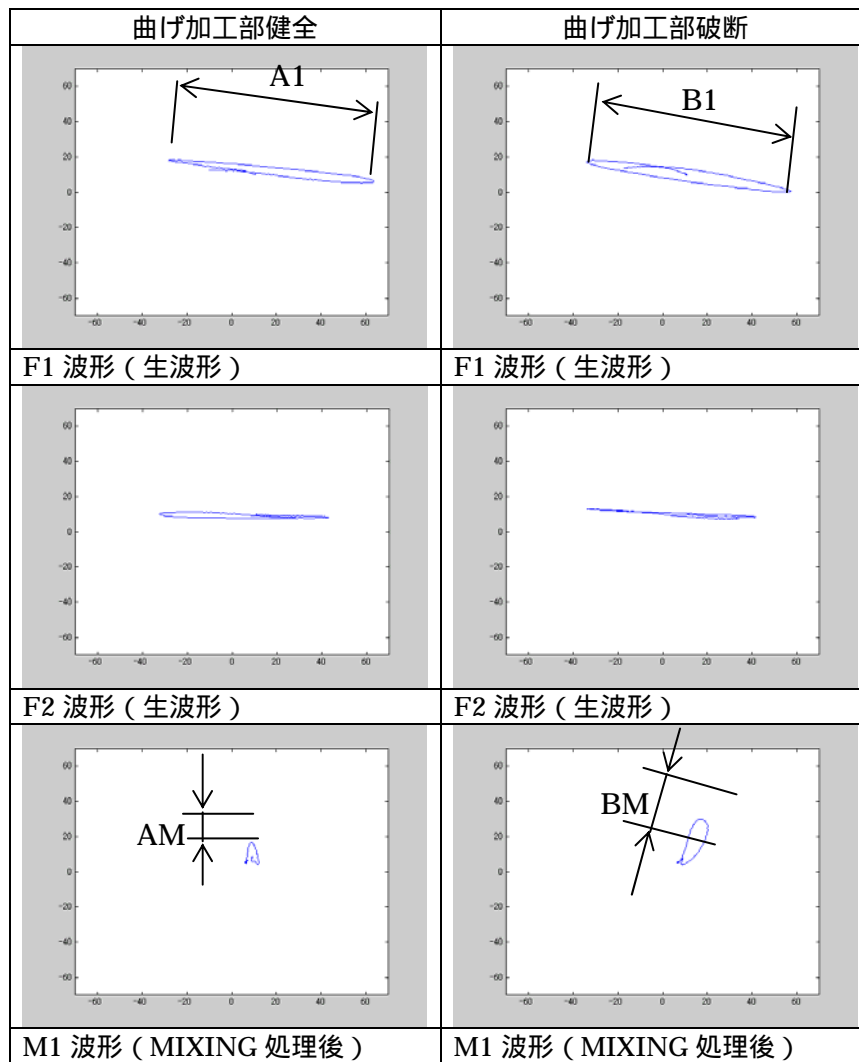


図 3-50 多重周波の信号処理例

2) センサ改良による不用信号の抑制

初期装置のセンサは検出コイルが1個であったが、センサを改良し検出コイルを2個(大、小)とし、

それらの信号を MIXING することで不用信号(横筋等)を抑制することが可能となる。(検出コイル2個の信号を同時に採取可能な装置が必要)現状のセ

ンサおよび改良型センサの概略図を図 3-51 に示す。

この改良型センサを試作し、検出コイル大、小によるデータを採取した。図 3-52 に測定配置を示し、図 3-53 に測定波形を示す。これらの波形において主筋信号を抑制する MIXING を行うと図 3-54 に示すように破断信号のみを抽出できると考えられる。抽出される破断信号の振幅は以下に示すような値になる。

検出コイル大の振幅比：D13 破断信号 / D32 主筋信号 = $1.16/8.96 = 0.13$

検出コイル小の振幅比：D13 破断信号 / D32 主筋信号 = $1.47/4.10 = 0.36$

となり、これらの信号にて主筋信号を抑制する MIXING を行うと、単純計算 ($0.36-0.13=0.23$) で、主筋の信号が消去され破断信号 (主筋信号の 0.23 倍の振幅値) のみが抽出される。

上述の 2 種類の周波数の採用と同様に MIXING 処理後の振幅と生波形の振幅の比を求めることにより、鉄筋破断の有無を識別できる。

このような信号処理を行うソフトを製作し、判断する人による評価結果のバラツキを防止するようにした。

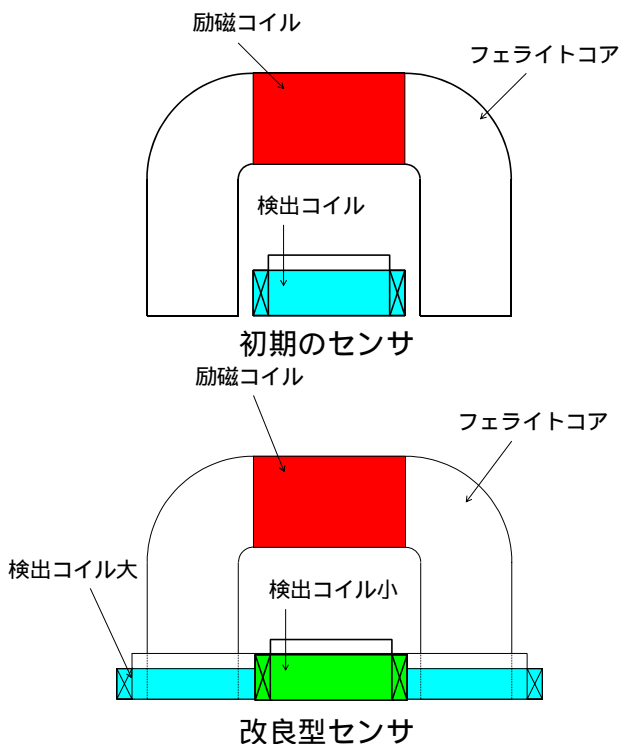


図 3-51 初期のセンサおよび改良型センサの概略図

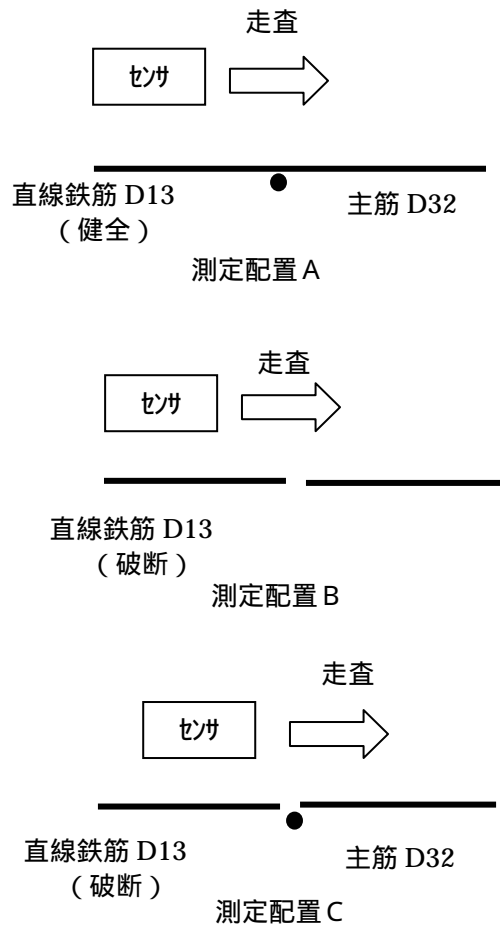


図 3-52 測定配置

かぶり：60mm、試験周波数：0.5kHz

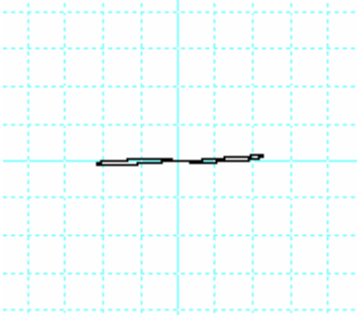
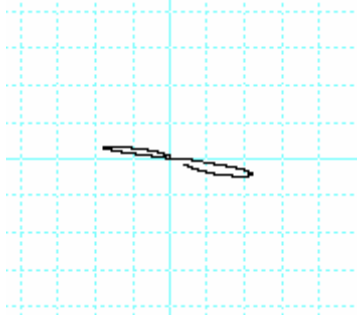
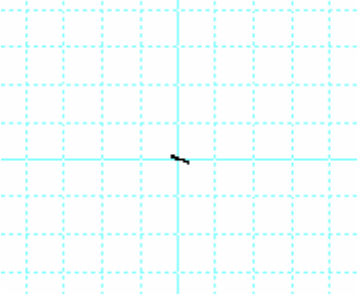
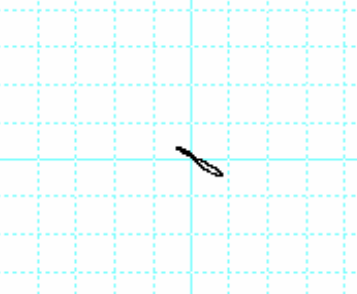
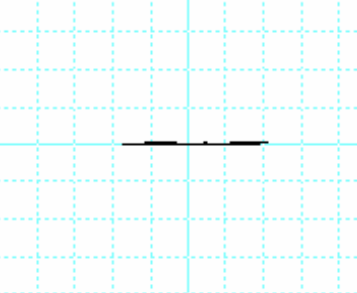
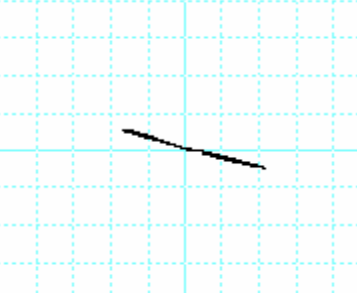
検出コイル大	検出コイル小
	
測定配置 A の波形：A1 D32 主筋信号（振幅値：8.96V）	測定配置 A の波形：A2 D32 主筋信号（振幅値：4.10V）
	
測定配置 B の波形：B1 D13 破断信号（振幅値：1.16V）	測定配置 B の波形：B2 D13 破断信号（振幅値：1.47V）
	
測定配置 C の波形：C1 D32 主筋信号 + D13 破断信号	測定配置 C の波形：C2 D32 主筋信号 + D13 破断信号

図 3-53 検出コイル大、小によるデータ

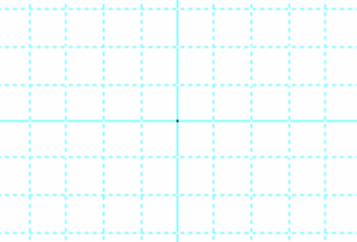
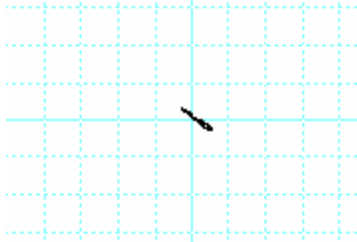
	
波形 A1 と A2 の MIXING 波形（健全）	波形 C1 と C2 の MIXING 波形（破断）

図 3-54 検出コイル大、小によるデータの MIXING イメージ

3) 生波形の信号処理

人が判断していた波形形状の違いを自動的に識別するアルゴリズムを構築し、以下のような方針で鉄筋破断の有無をコンピュータで評価する。

MIX1/F1 の振幅比の計算

多重周波による解析設定値との比較
 の計算結果が の設定値より小さければ、大きければ×とする。

MIX2/F1 の振幅比の計算

検出コイルによる解析設定値との比較
 の計算結果が の設定値より小さければ、大きければ×とする。

F3 波形の角度計算： 1

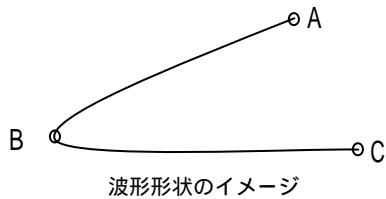
生波形による解析設定値との比較
 の計算結果が の設定値より小さければ、大きければ×とする。

総合評価の表示： 2

、 の結果がすべて なら総合評価は と表示する。

、 の結果がすべて×なら総合評価は × と表示する。

、 の結果が と×が混在していれば総合評価は と表示する。

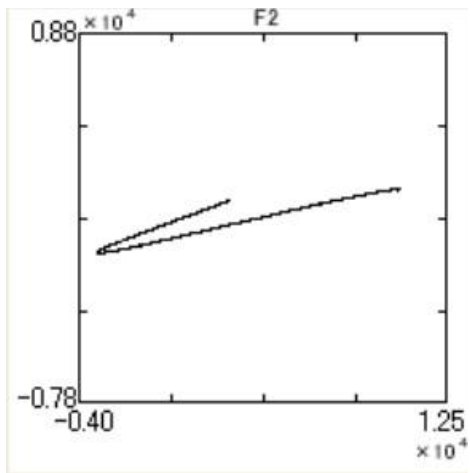


1 F3 波形の角度計算方法は以下の通り

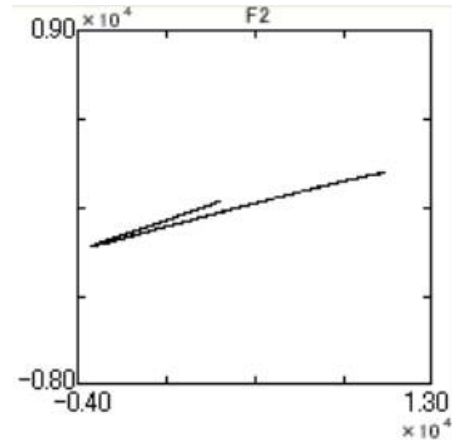
上図の波形で説明する

- ・ A-B の中点を A とする
- ・ B-C の中点を C とする
- ・ A -B-C の角度を計算する

角度は、かぶり、鉄筋径によって異なるので、現場で健全と思われるものを標準にして、その都度決定している。



検出波形（健全、かぶり 80mm）
 角度：12 度



検出波形（破断、かぶり 80mm）
 角度：4 度

2 、×、 の説明

- ・ は鉄筋が健全と評価される
- ・ × は鉄筋が破断と評価される
- ・ は評価困難

4) 総合評価

以上 3 項目による信号処理を行い、それらの評価結果をまとめ総合評価による鉄筋破断の有無を決定する。（総合評価用ソフトを作成する。）表 3-8 に自動解析による総合評価の例を示す。

また、総合評価により鉄筋破断の有無が決定できない場合は、手解析による評価を実施する。

表 3-8 自動解析による総合評価例

	測定 A	測定 B	測定 C	測定 D
多重周波による解析結果		×		×
検出コイル大、小による解析結果		×		×
生波形による解析結果		×	×	
総合評価		×		

：健全、×：破断、 ：手解析による評価の実施

b. 実橋での測定事例

1) 能登有料道路 鹿島橋橋脚（平成 17 年度実施）

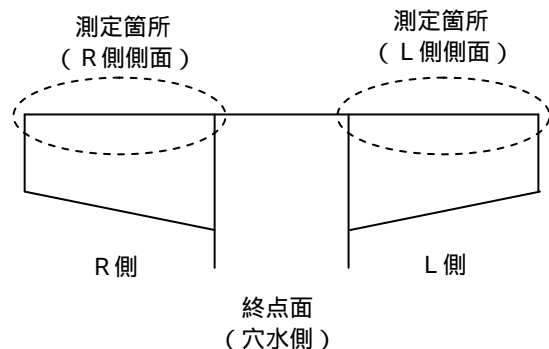


図 3-55 鹿島橋 橋脚梁部分 鉄筋破断探查位置



写真 3-28 測定状況

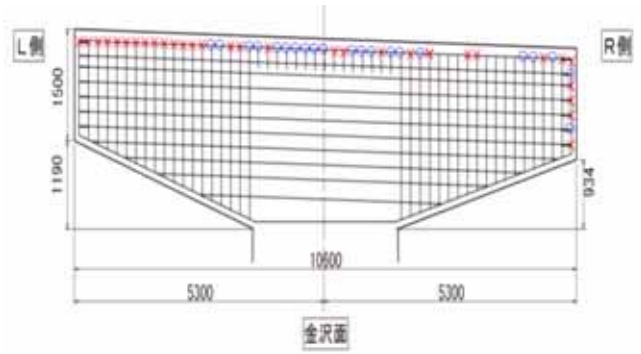


図 3-56 鹿島橋 はつり出し作業による鉄筋破断位置の確認

鹿島橋におけるはつり調査によって、スターラップを対象としたはつり出し時の目視確認した曲げ加工部の破断と電磁誘導法による探査結果とが一致していたのは金沢側で 14 本/19 本、穴水側で 23 本/30 本で合計 37/49 = 76%となった。金沢側の的中率が低いのは、かぶりが 10cm を超えることが多かったためと考えられる。

2) 有沢橋 (平成 18 年度)

有沢橋は 1972 年に竣工した L = 457m 下路式連続トラス橋で富山県神通川に架かる県道である。写真中央に見えているのは 2 期工事部分 (下流側) P4 橋脚で、ASR 劣化が著しいと判定され耐震補強も視野に入れて打ち替え工事用の囲い込み工事が始まっているところである。

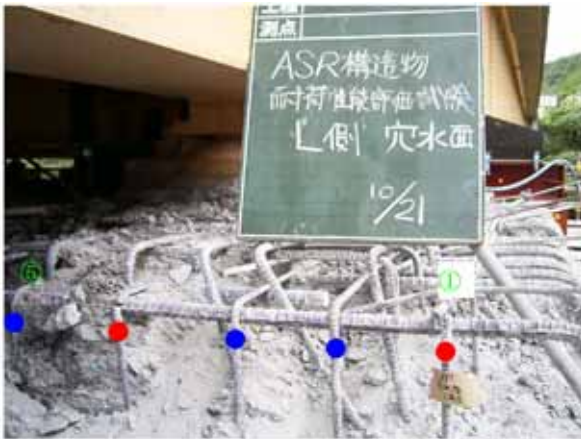


写真 3-29 鹿島橋 鉄筋はつり調査 (穴水側 L 側はり先端部)

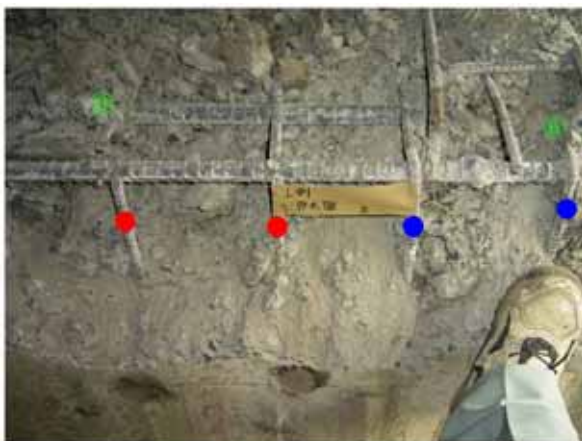


写真 3-30 鹿島橋 鉄筋はつり調査 (穴水側 L 側はり出し中央部)



写真 3-31 有沢橋補強工事状況

有沢橋では、既に P2 橋脚が同様の工事が完了しており、昨年度の P6 橋脚の工事 (2007 年 5 月竣工予定) に平行して本研究でも現場調査を実施した。

写真 3-32 は、はつり始めてから着目鉄筋の曲げ加工部が確認できた段階で、分かり難いが、鉄筋は破断していないように見える。少なくともこの時点では鉄筋曲げ加工部では、「はなれ」現象は見られていない。



写真 3-32 はつり途中段階

電磁誘導法では有沢橋では破断はないと評価していた。事前には2箇所怪しそうなところをはつり出して確認したが、曲げ加工内側に目視でひび割れらしいものを発見したという報告はあるが、鉄筋は破断していないことを確認していた。



写真 3-33 はつり作業終了後

有沢橋で梁のコンクリートはつりを開始して約 5 時間程度経過した時 (13:46) の、小杉側梁隅角部の状況を上記の写真 3-33 に示す。着目した鉄筋は写真のほぼ中央にあり、曲げ加工部で大きな「はなれ」があり、明らかに破断していたと伺わせる状況にあることが分かる。

以上のことから、鉄筋のハツリだし作業による鉄筋破断確認は相当慎重に行う必要がある。

3) 鉄筋破断検査要領 (案)

電磁誘導法による ASR 劣化構造物内部にある鉄筋破断の有無を確認するための手法や評価方法を取りまとめて『電磁誘導法による鉄筋破断検査要領 (案)』を作成した。以下にその目次を示す。

~目次~

1 章 総則	1
1.1 適用の範囲	1
1.2 引用規格	2
1.3 用語の定義	2
1.4 検査技術者	3
2 章 検査機器	4
2.1 鉄筋検査装置	4
2.1.1 必要な機能	4
2.1.2 保障方法	4
2.2 鉄筋検査装置を構成する機器 およびプログラムソフトウェア	5
2.2.1 過流探傷器	5
2.2.2 センサ	6
2.2.3 搭載された プログラムソフトウェア	6
3 章 実証試験	8
3.1 一般	8
3.2 保障方法	9
4 章 検査要領	10
4.1 検査要領書の作成	10
4.2 検査の実施	10
4.2.1 一般	10
4.2.2 検査に対する 客観的証拠の提示方法	10
5 章 判定	10
6 章 報告	10

第 4 章 ASR 構造物の 安全性能に関する実験的 検討

4.1 ASR 劣化モデル供試体による付着特性

(1) 実験概要

本節では、ASR 劣化コンクリートと鋼材の付着・定着特性を明らかにすることを目的として、矩形断面の隅角部あるいは短辺最外縁に異形鋼材を配置したカンチレバー型の付着試験供試体に対して、促進暴露によって ASR 劣化させるシリーズ、および膨張コンクリートを利用して ASR 膨張ひび割れを模擬するシリーズを設け、それぞれの劣化供試体に対して鉄筋の引抜き試験を行った。

a. 供試体

供試体の形状・寸法を図 4-1、図 4-2 に示す。既往

の研究²⁵⁾で用いられた付着試験供試体を参考に、幅×高さ=200^B×300^Hmmの矩形断面を有する全長(付着試験長さ)が400(200)、400(300)(促進暴露シリーズでは330)、500(400)mmのカンチレバー型引抜試験体を作製した。

引抜試験対象の鉄筋は、主筋を想定(D16, D19, D22)した供試体では隅角部に4本、せん断補強筋を想定(D10)した供試体は断面短辺中央上下端に1本ずつ、合計2本をそれぞれ配置した。かぶりはいずれも25mmとした。鉄筋の付着(試験区間)長さ以外の部分

である70mm、100mmあるいは200mmの非付着区間には0.2mm厚のビニルシートを鉄筋周囲に布テープで巻きつけてコンクリートとの付着を切った。

健全供試体は各要因3体ずつ、ASR膨張模擬供試体は各要因1体ずつ、ASR劣化供試体は各要因2体ずつ作製した。促進暴露供試体およびASR膨張ひび割れ模擬供試体では、膨張に対して鉄筋の拘束の有無による膨張およびひび割れの挙動の相違を検討するために、鉄筋を配さない供試体を1体作製した。以上の供試体一覧を表4-1に示す。

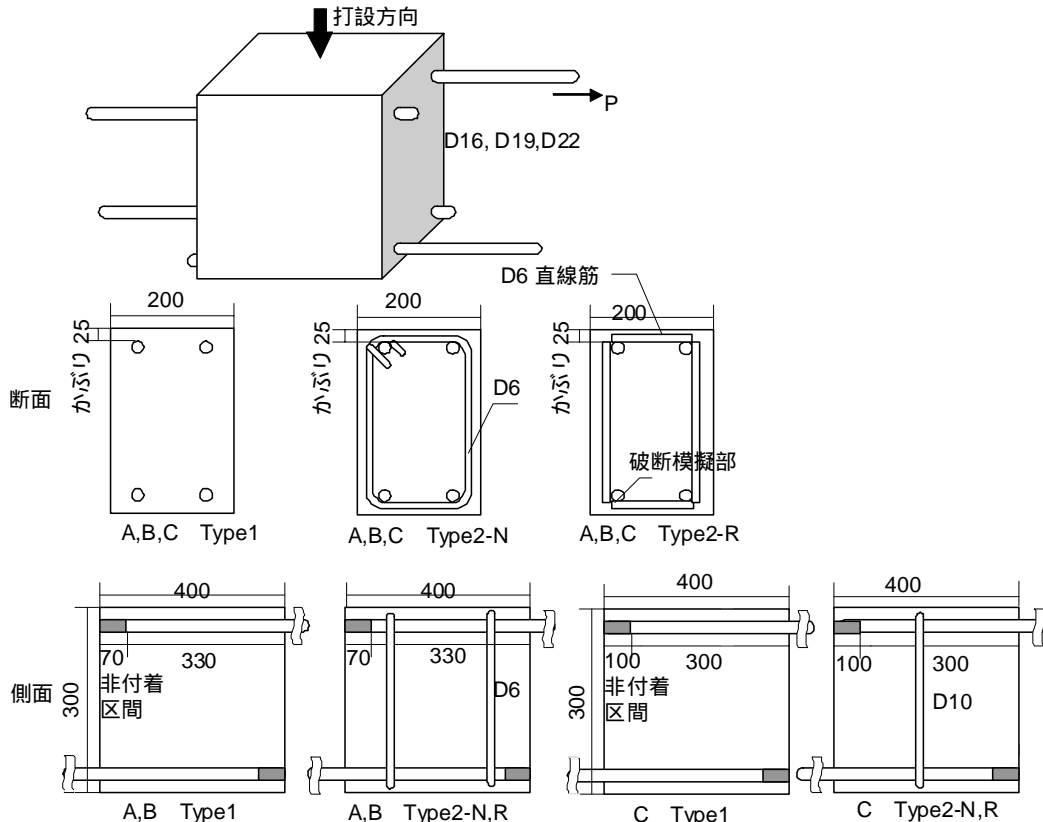


図 4-1 供試体の形状・寸法(D16, D19, D22 供試体) (単位: mm)

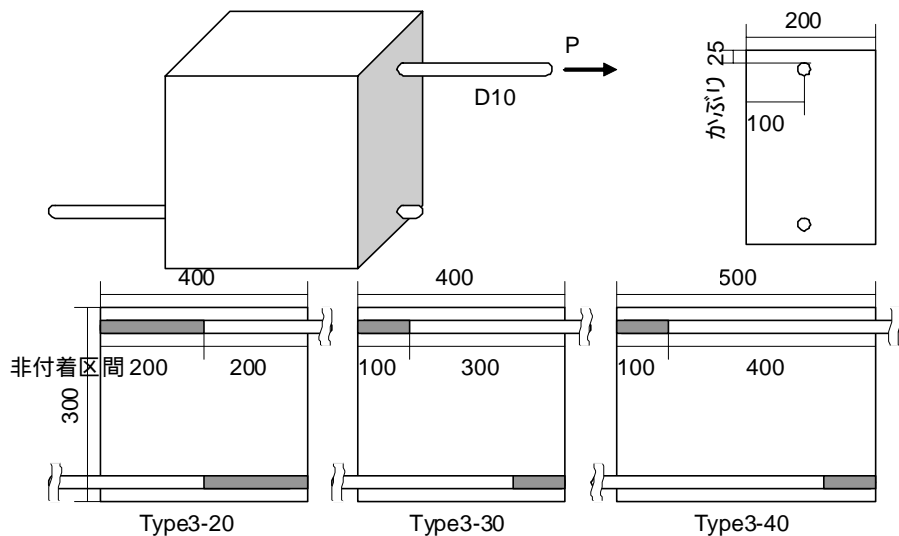


図 4-2 供試体の形状・寸法(D10 供試体) (単位: mm)

表 4-1 供試体一覧

劣化段階	鋼材径	横補強筋比 (%)	横補強筋の破断	付着試験区間長さ (mm)	対応する目的	供試体*
健全 (骨材: 普通)	D10	0.00		200	せん断筋 (ASR+破断)	A-T3-20
				300		A-T3-30
				400		A-T3-40
	D16	0.18	無 有	300	主筋(ASR) 主筋(ASR+破断無) 主筋(ASR+破断有)	A-16T1
						A-16T2N A-16T2R
	D19	0.18	無 有	300	主筋(ASR) 主筋(ASR+破断無) 主筋(ASR+破断有)	A-19T1
A-19T2N A-19T2R						
ASR 膨張 模擬 (骨材: 非反応性)	D10	0.00		200	せん断筋 (ASR+破断)	B-T3-20
				300		B-T3-30
				400		B-T3-40
	D16	0.18	無 有	300	主筋(ASR) 主筋(ASR+破断無) 主筋(ASR+破断有)	B-16T1
						B-16T2N B-16T2R
	D19	0.18	無 有	300	主筋(ASR) 主筋(ASR+破断無) 主筋(ASR+破断有)	B-19T1
B-19T2N B-19T2R						
ASR 劣化 (骨材: 反応性)	D10	0.00		200	せん断筋 (ASR+破断)	C-T3-20
				300		C-T3-30
				400		C-T3-40
	D16	0.16	無	330	主筋(ASR) 主筋(ASR+破断無)	C-16T1
						C-16T2N
	D19	0.16	無 有	330	主筋(ASR) 主筋(ASR+破断無) 主筋(ASR+破断有)	C-19T1
C-19T2N C-19T2R						
D22	0.16	無	330	主筋(ASR+破断無)	C-22T2N	
未膨張 (骨材: 反応性)	D10	0.00		200	せん断筋 (ASR+破断)	D-T3-20
				300		D-T3-30
				400		D-T3-40
	D16	0.16	無	330	主筋(ASR) 主筋(ASR+破断無)	D-16T1
						D-16T2N
	D19	0.16	無 有	330	主筋(ASR) 主筋(ASR+破断無) 主筋(ASR+破断有)	D-19T1
D-19T2N D-19T2R						
D22	0.16	無	330	主筋(ASR+破断無)	D-22T2N	

b. 供試体の製作

1) 打設, 脱型および養生

打設には、供試体寸法に合わせて作製した化粧ベニヤ板製の型枠を用いた。早強セメントを用いた健全供試体は、打設翌日に脱型し、約3週間の散水湿布養生を行った。

ASR 膨張模擬供試体は、後述する外郭部コンクリートの打設翌日に脱型を行った。1週間の散水湿布養生の後、中空部に膨張コンクリートを打設し、さらに1週間(外郭部に対しては計2週間)の散水湿布養生を行った。膨張コンクリートの配合は、普通セメントに内割り25%で膨張材(エトリンナイト・石灰複合系)を加え、水結合材比 W/B を 0.63 とした。

ASR 劣化供試体は打設翌日に脱型し、4週間の散

水湿布養生を行った。反応性骨材を用いた供試体の配合を表4-1に示す。

2) 促進暴露

4日間40℃, 95%RH, 3日間乾燥(20℃, 60~70%RH)を1サイクルとする促進暴露環境下に277日暴露し、2サイクルに一度(乾燥(20℃, 60~70%RH)時)の頻度で膨張量の測定を行った。

c. 引抜き載荷試験

引抜き載荷試験の状況を図4-3に示す。引抜き対象の鉄筋をセンターホール型油圧ジャッキ(容量500kN, ストローク100mm)に接続し、引抜き鉄筋の端部に溶接した鋼板によって引抜き端の反力を取り、引抜き載荷を行った。ロードセルは、この反力用鋼

板とジャッキの間に設置した。

引抜き荷重は、引抜き端変位で約 0.05mm ずつ漸増させて行った。反対側の鉄筋に対しては、片側の鉄筋の荷重終了後、供試体を 180° 回転させて同様に荷重した。なお、膨張ひび割れ模擬シリーズの D16, D19, D22 供試体では、打設面側、底面側のそれぞれ 2 本の鉄筋が同じ方向に突き出している。このため、1 本の引抜き試験の付着割裂破壊にともなうひび割れが、残り 1 本の鉄筋周囲のコンクリートまで達することが多く、試験結果が 2 本中 1 本のみとなる場合が多かった。これに対し、促進暴露シリーズでは、付着割裂破壊にともなうひび割れの影響を小さくするために鉄筋の配置を交互にすることとした。

荷重試験時の測定項目を以下に示す。

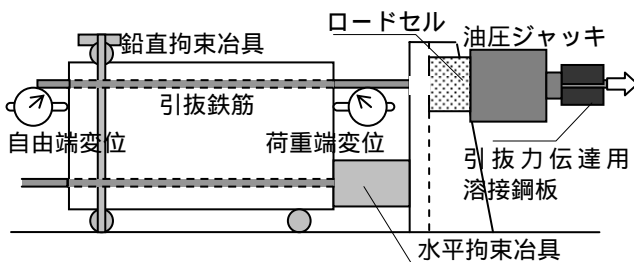


図 4-3 引抜き荷重試験の状況

引抜き荷重：ロードセル(容量 100kN, 感量 0.1kN)にて測定した。

自由端変位：自由端に変位計(容量 10mm, 感量 0.001 mm)を取付けて測定した。

引抜き端変位：引抜き端に変位計(容量 25mm, 感量 0.01mm)を取付けて測定した。

付着割裂ひび割れ性状：荷重終了後の付着割裂ひび割れをスケッチした。

(2) 解析概要

反応性骨材を用いて促進暴露した供試体においては、膨張にともなう付着強度の顕著な低下は見られなかった。これに対し、膨張コンクリートを用いて鉄筋周囲のコンクリートに ASR 膨張ひび割れを模擬した供試体では、鉄筋に沿ったひび割れの存在により、付着強度が大きく低下した。

そこで、この付着強度の低下が大きかった膨張ひび割れ模擬シリーズの結果に対して、鉄筋とコンクリートの要素間に局所的付着応力 - すべり関係を適用した有限要素解析を適用し、実験結果と解析の出力結果を比較検討することにより、ASR 膨張ひび割れを生じたコンクリートと鉄筋の付着応力 - すべり(τ - s)関係の定量化を検討した。

a. 解析モデル

解析メッシュを図 4-4 に示す。解析の対象は、膨張ひび割れ模擬シリーズの供試体とした。また、ASR 膨張劣化を受けたコンクリート中で引張を受ける鉄筋が降伏する定着長を検討するため、全長(付着試験長さ)を 1000(400~900)mm とした場合についても解析した。

コンクリートには 2 次元 1 次の四辺形要素を、鉄筋には 1 次元 1 次のトラス要素を用いた。鉄筋とコンクリートの付着は、各要素の節点間をつなぐバネ要素で表現した。健全なコンクリートと鉄筋との付着を表すバネ要素の構成則には、次式(4.1)~(4.4)に示す CEB-FIP²⁶⁾モデルを用いた。付着応力 - すべり関係の概略を図 4-5 に、モデルパラメータを表 4-2 に示す。このモデルは、付着割裂破壊における鉄筋周囲のコンクリートの割裂破壊を節点間バネ要素の特性として考慮するものである。

$$\tau = \tau_{max} \left(\frac{S}{S_1} \right)^\alpha \quad (0 \leq S \leq S_1) \quad (4.1)$$

$$\tau = \tau_{max} \quad (S_1 \leq S \leq S_2) \quad (4.2)$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_R) \left(\frac{S - S_2}{S_3 - S_2} \right) \quad (S_2 \leq S \leq S_3) \quad (4.3)$$

$$\tau = \tau_R \quad (S_3 \leq S) \quad (4.4)$$

ここで、τ: 付着応力, τ_{max}: 最大付着応力(=2.0), S: すべり, α=0.4

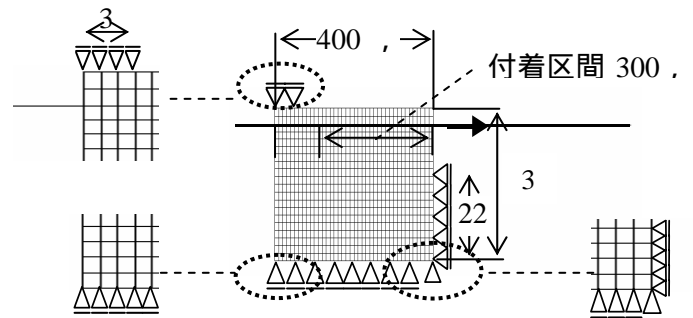


図 4-4 解析モデル

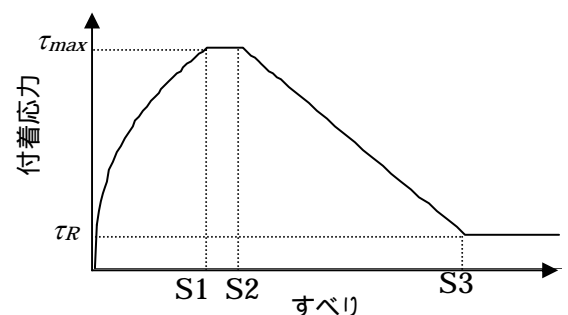


図 4-5 付着応力 - すべり関係²⁶⁾

表 4-2 CEB-FIP モデルパラメーター²⁶⁾

Bond condition	Good	All other
S_1	0.6mm	0.6mm
S_2	0.6mm	0.6mm
S_3	1.0mm	2.5mm
	0.4	
max	$2.0 \sqrt{f_c}$	$1.0 \sqrt{f_c}$
R	0.15 max	

b. コンクリートおよび鉄筋の材料特性および構成則
解析に用いたコンクリートおよび鉄筋の力学特性

を表 4-3 に、材料構成則を図 4-6 に示す。

コンクリートには、塑性損傷コンクリートモデルを使用し、応力 - ひずみ関係には、圧縮側に CEB-FIP モデル²⁶⁾を用いた。引張側には、ひび割れ発生前は弾性挙動を、ひび割れ発生後は軟化挙動を示す CEB-FIP モデル²⁶⁾を用いた。圧縮強度は $f_c=30.0\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数および引張強度には CEB-FIP モデルにより算出した値を用いた。また、ポアソン比 $\nu=0.167$ 、膨張角 $\psi=30^\circ$ ²⁷⁾とした。膨張角は、弾塑性型のコンクリート構成則の降伏曲面を表現する際に用いるパラメーターである。

鉄筋の応力 - ひずみ関係には、ひずみ硬化を考慮した Thompson モデル²⁸⁾を用いた

表 4-3 コンクリートおよび鉄筋の力学特性
コンクリート

圧縮強度 f_c (N/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	ポアソン比 ν	膨張角 ψ
30	2.37	3.17×10^4	0.167	30°

鉄筋

種類	降伏強度 f_{sv} (N/mm ²)	引張強度 f_{su} (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	伸び
D10	357	508	2.00×10^5	0.26
D16	345	508	2.00×10^5	0.27
D19	375	540	2.00×10^5	0.25

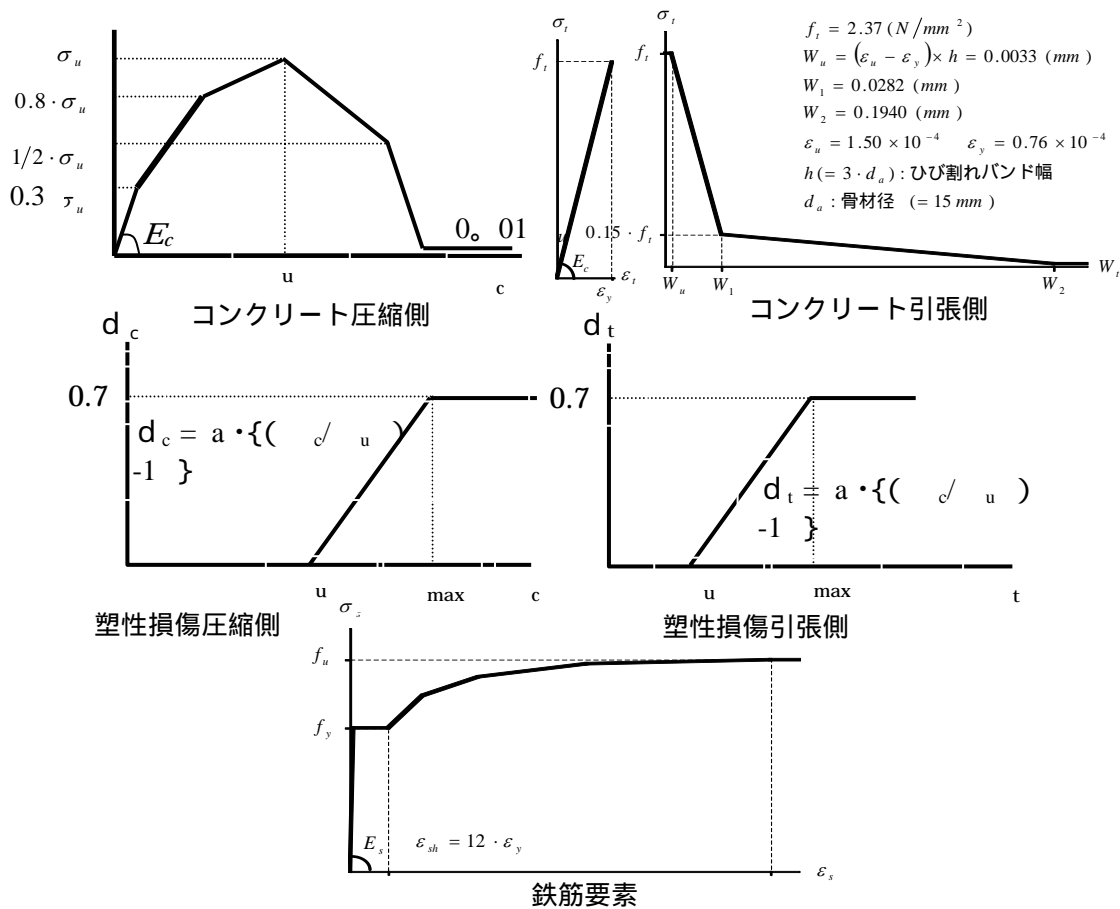


図 4-6 材料構成則

(3) 解析結果および考察

表 4-2 に示した CEB-FIP モデルコードの諸係数を用いた場合の荷重 - 自由端変位関係の解析結果を図 4-7 に示す。D10 は鉄筋が降伏し、さらに荷重端変位を 11mm まで増加させたときに引張強度まで達した。D10 の自由端変位は 0.2mm 程度だった。これに対し、D16 および D19 は早期に自由端変位が大きくなり鉄筋は降伏した。

D19 の解析結果と実験結果の荷重 - 自由端変位関係を図 4-8 に示す。実験においては自由端変位がほとんど生じないうちにコンクリート部分に付着ひび割れが発生し、最大荷重を迎えて付着割裂破壊に至った。解析では付着要素に用いたバネ要素の変形が大きく、付着試験区間長さ全長にわたって鉄筋が引抜ける破壊形態であり、鉄筋周囲の引張、せん断あるいは圧縮破壊などは見られなかった。したがって、解析では、実験において鉄筋周囲のコンクリートが付着割裂破壊する現象を付着バネ要素の変形、破壊によって表現していることになる。CEB-FIP モデルコードの諸係数を用いた場合、最大荷重の解析値は実験値を 40kN 程度上回った。平均付着強度(最大荷重/付着区間面積)の解析値は 6.79N/mm²、実験値は 4.72N/mm² であった。また、最大荷重までの荷重 - 自由端変位曲線の初期剛性は実験値より解析値の方が小さくなった。

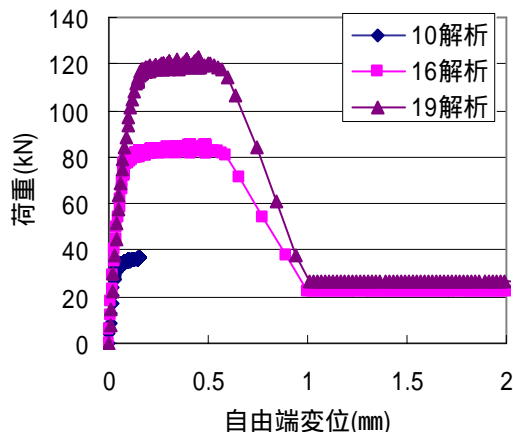


図 4-7 荷重 - 自由端変位
(CEB-FIP モデルコード係数を使用)

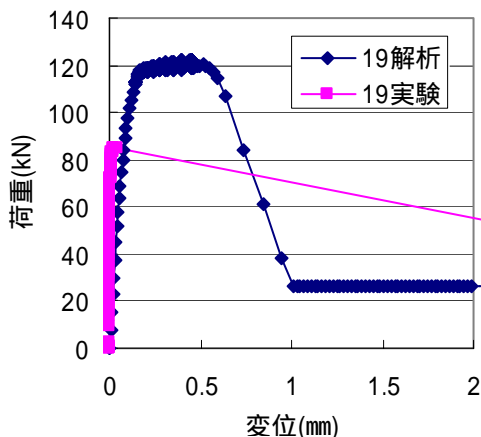


図 4-8 荷重 - 自由端変位
(D19 供試体)

(4) ASR 劣化コンクリートと鉄筋の付着特性

ASR モデル供試体を用いた ASR 劣化コンクリートと鉄筋の付着特性の引抜き試験による検討において、反応性骨材を用いて促進膨張させたシリーズでは、不規則な膨張ひび割れが供試体表面で観察されたものの、実際の橋脚はり部のような主筋に沿った顕著なひび割れ²⁹⁾の存在は確認できなかった。

これに対し、膨張ひび割れ模擬シリーズでは、不規則かつ微細な膨張ひび割れは見られなかったものの、主筋に沿った大きなひび割れが発生した。

以上のことから、ASR を生じた RC 部材の劣化状況に今回の実験シリーズの状況を当てはめると、促進暴露シリーズは、比較的劣化が部材の表面上均等に進行した場合、膨張模擬シリーズは、膨張が鉄筋拘束によりきわめて異方性を有し、鉄筋に沿ったひび割れが発生する大きな劣化段階に達した場合の付着特性としてまとめることができると考えられる。

したがって、以下では促進暴露シリーズは膨張量で、膨張模擬シリーズでは鉄筋に沿ったひび割れ幅で付着強度をまとめることで、ASR 劣化と付着特性との関係を整理することとした。

(5) 膨張量と付着強度の関係

促進暴露により膨張劣化を生じた供試体の付着強度と軸方向の膨張量の関係を図 4-9 に示す。なお、横補強筋を有する D16 供試体では、横補強筋による ASR 膨張の拘束効果によって鉄筋が降伏したため、データをプロットしていない。

最大 0.13% 程度までの軸方向の膨張量(軸直角方向には 0.4~0.8%)においては、付着強度の大きな低下は見られず、また、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]³⁰⁾の付着強度(コンクリート強度 30N/mm² で 2.70N/mm²)も満足している。特に、横補強筋がある場合、膨張に対する拘束が有効に機能し、むしろ付着強度が増加する傾向にある。既往の研究成果³¹⁾では、かぶり鉄筋径比 $c/d=4$ 程度の付着試験供試体で、1500 μ 程度の膨張量において健全に比べ付着強度が増加するといった報告がされている。今回の D16, D19 供試体は、 $c/d=1.3\sim 1.5$ と既往研究よりも小さく、拘束の効果が現れにくいことも想定できたが、同様に膨張拘束による付着強度の増加が見られた。すなわち、定着部の主筋曲げ加工部の破断に対して、横補強筋に破断が見られず有効に膨張を拘束していれば、付着強度の低下は生じないと考えられる。

これに対し、横補強筋がない、あるいは横補強筋の隅角部が破断している場合、0.13% 程度までの軸方向の膨張量において、付着強度に若干の低下が見られたものもあった。Chana らの研究²⁵⁾では、本研究のかぶり鉄筋比に比較的類した $c/d=1.5$ で、0.2% 程度の軸方向膨張量において、横補強筋がない場合、40% の付着強度の低下が見られたとしている。横補強筋による拘束がない、あるいは有効に機能していない場合、付着割裂に対する ASR 膨張の影響が現れると考えられる。この研究成果を合わせて考慮

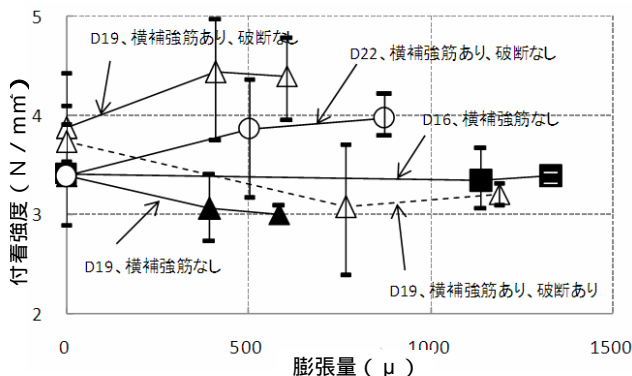


図 4-9 付着強度と軸方向膨張量の関係

すると、定着部主筋の曲げ加工部の破断に対して、横補強筋がない、もしくは横補強筋の隅角部が破断している場合、付着強度を 50%程度低下させることが安全側の評価になると考えられる。

超音波伝播速度と付着強度の関係では、横補強筋が有効に機能している場合、3300～3500m/s 程度の超音波伝播速度があれば、大きな付着強度の低下はなく、鉄筋が引張材として有効に機能するといえる。これに対し、膨張コンクリートとひび割れを模擬したスリットを用いた供試体による既往研究¹⁵⁾では、約 2500m/s の伝播速度までは示方書の付着強度を満足することが伺える。しかし、劣化の部位ごとのばらつきは劣化の進行とともに大きくなると推察され、これともなう破壊の局所化で付着強度がばらつき、大きく低下する場合もある可能性を考慮すると、超音波伝播速度 2500～3500m/s では、付着強度を低下させる必要があると考えられる。

一方、隅角部の破断したスターラップが、降伏まで機能するために必要な付着長に関する検討結果では、D10 供試体において軸方向の膨張量 0.4%(超音波 3400m/s)の膨張であっても、付着長 200mm で鉄筋が降伏している。したがって、かぶり鉄筋径比 $c/d=2.6$ の条件下において、膨張量 0.4%(超音波 3400m/s)の膨張が生じたコンクリート中の鉄筋の定着長については、20d が確保できているといえる。

(6) ひび割れ幅と付着強度の関係

促進膨張によって ASR 劣化させた供試体においては、顕著な付着強度の低下はなかったが、しかし、実構造物での ASR 劣化では、主筋に沿ったひび割れが入りやすいことが特徴としてあげられる²⁹⁾。このことから、ASR 膨張ひび割れ模擬によって、鉄筋に沿って発生したひび割れが付着強度に与える影響

について検討した。鉄筋に沿って発生した膨張ひび割れ幅の付着強度に対する影響を考察するとき、鉄筋径が相違すれば、ひび割れ幅の影響も相対的に異なることになる。したがって、ひび割れ幅の影響について、ひび割れ幅を鉄筋径で除すことで無次元化し、付着強度とひび割れ幅鉄筋径比の関係で整理した。付着強度とひび割れ幅鉄筋径比の関係を図 4-10 に示す

(注-1) 主鉄筋定着部で鉄筋が破断し、主筋に沿った膨張ひび割れが発生している状況で、ひび割れ幅鉄筋径比 0.019 以上のひび割れが定着域の鉄筋に沿って発生している場合、当該鉄筋は引張材として有効に機能しない可能性があり、無効とみなすことが安全側の判断となる。

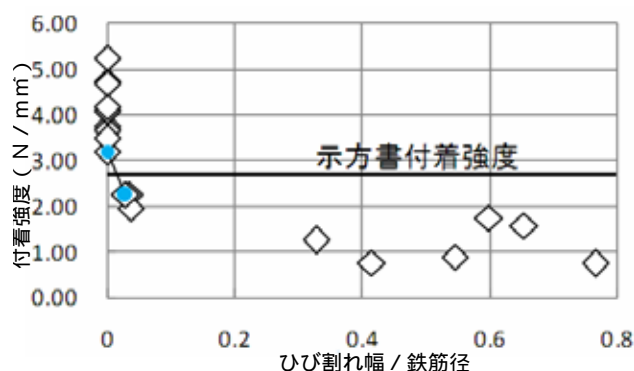


図 4-10 付着強度とひび割れ幅鉄筋径比の関係

4.2 ASR 劣化を生じたはり供試体による安全性の検証

(1) せん断補強筋の破断が耐力特性に及ぼす影響 a. 供試体

はり供試体は 300×300×2000mm の RC 単純はりを用い、せん断補強筋が健全な供試体、ASR 損傷による鉄筋破断を模擬するため、せん断補強筋の断面引張側隅角部を切断した供試体を作製した。表 4-4 には各供試体のファイバー法による曲げ耐力計算値、ならびに土木学会コンクリート標準示方書によるせん断耐力計算値 (V_c 、 V_s 、 V_y)、最大荷重の実測値を併せて示しているが、計算値の算定に際しては定着不良ならびにケミカルプレストレスは考慮していない。ただし、 V_c の算定には二羽らによる a/d の影響を考慮した式を用いた。また、今回の実験ではすべてせん断破壊が先行するように設計した。

表 4-4 RC はり試験供試体詳細と試験結果

供試体名称	コンクリートの種類	スターラップ破断	スターラップ間隔 s(mm)	曲げ耐力計算値 P_u (kN)	せん断耐力計算値			最大荷重実測値 P_{MAX} (kN)	破壊形式
					V_c (kN)	V_s (kN)	V_y (kN)		
N-1	普通	無	120	458	234	177	411	521	斜め引張破壊
H-1	ASR	無	120	456	232	177	409	520	曲げ破壊
H-5	ASR	有	120	456	232	177	409	487	曲げ破壊

載荷はせん断スパンを 520mm(普通コンクリート供試体は曲げスパン 760mm、ASR コンクリートは曲げスパン 560mm)とした対象 2 点集中載荷方式(a/d=2)とし、破壊に至るまで単調漸増載荷を実施した。

b. 実験結果と考察



図 4-11-1 N-1



図 4-11-2 H-1



図 4-11-3 H-5

図 4-11 供試体ひび割れ・破壊状況

1) ひび割れ性状と破壊形式

供試体の載荷によるひび割れ・破壊状況例を図 4-11 に示す。普通コンクリートを用いた N-1 供試体は、荷重の増加とともにせん断スパン内のひび割れが進展し、急激な荷重の低下を伴ったせん断破壊に至り、計算上の破壊形式と一致する結果となった。一方、ASR コンクリートを用いた供試体である H-1 は、荷重が増加するにつれ、せん断スパン内の載荷前から生じていたひび割れがせん断ひび割れへと進展していったが、最終的には曲げスパン内のコンクリートが圧壊する曲げ破壊に至った。これは、せん断補強筋が健全なために有効に機能したことに加え、ASR 膨張によるケミカルプレストレスによって、せん断耐力が向上したことに起因していると考えられる。これに対して H-5 供試体は、せん断補強筋の引張縁側隅角部を切断しているため、変位の増加に伴い主鉄筋に沿った付着割裂ひび割れが進展している。しかし、最終的には載荷点付近で若干圧壊した後、曲げスパン中央での圧壊により曲げ破壊で終局している。ただし、最大荷重は H-1 供試体と比較して約 5%減少する結果となった。これらのことから、本試験体の膨張段階では、せん断補強筋の破断による補強効果の低下よりも、ケミカルプレストレスによるせん断耐力の向上効果が上回っていたと考えられる。ちなみに、付着強度試験から、せん断補強筋が降伏するのに必要な定着長を算定すると 5 程度となり、ケミカルプレストレスの効果もあって、破断鉄筋の定着がそれほど劣化していなかったと推測できる。

c. まとめ

本研究では、ASR 損傷を生じたコンクリートの付着強度ならびに ASR によりせん断補強筋が破断した RC はりのせん断耐荷特性を検討した。得られた主な結果を以下にまとめる。

- 1) 材齢 491 日、自由膨張量約 3200 μ の ASR コンクリートの圧縮強度は 27.7N/mm²、付着強度は D10 で 17.2N/mm²、D13 で 12.3N/mm² であり、普通コンクリートと比較してその低下率は小さい。しかし、ASR コンクリートでは付着強度試験時の破壊状況が割裂破壊となる傾向が強くなる。
- 2) 普通コンクリートはりがせん断破壊したのに対し、ASR コンクリートはりはいずれも曲げ引張破壊した。このことから、本研究で用いた供試体に見られた損傷程度では付着強度の低下はわずかであり、部材の耐荷特性に及ぼすせん断補強筋破断の影響よりはケミカルプレストレスの効果の方が卓越する結果となった。ただし、せん断補強筋を破断させた供試体では、主鉄筋に沿う膨張ひび割れが観察され、これが載荷時の付着割裂ひび割れへと進展する傾向が認められた。

以上のように本研究からはせん断補強筋の破断が耐荷特性に及ぼす影響は少なかったものの、今後更なる劣化を生じた場合、耐荷性状が変化する可能性があり、継続的に暴露による経時変化を観察し、所定の損傷が生じた段階で載荷試験を実施する予定である。

(2) ASR 劣化を生じた RC 部材の曲げ耐荷性能

a. 実験概要

本研究では、反応性骨材を用いて同条件で作製、屋外暴露環境で劣化の促進を行った ASR 劣化供試体において、供試体内または供試体間で異なる劣化状態の不確定性の評価およびそれらの不確定性がコンクリートの力学的性質、RC 部材に与える影響の評価を行うことを目的とし実験を行った。

せん断供試体は、断面は幅 150mm、高さ 240mm、有効高さ 200mm の矩形断面を持つ、スパン 1000mm の RC はりである。配筋は圧縮鉄筋に D13 を 2 本、引張鉄筋に D16 を 3 本、スターラップには D6 を用い 150mm 間隔で配置した。また、健全供試体ではせん断破壊する供試体でも、ASR が生じるとケミカルプレストレスの影響や先行ひび割れの影響によって、コンクリートが負担する耐力が増加し曲げ破壊するケースも確認されており²⁾、本実験ではせん断スパン比 2.0 とし実験を行った。また、ASR に起因するひび割れにより付着が低下することが懸念されるため、引張鉄筋を曲げ上げることで端部の定着を確保した。

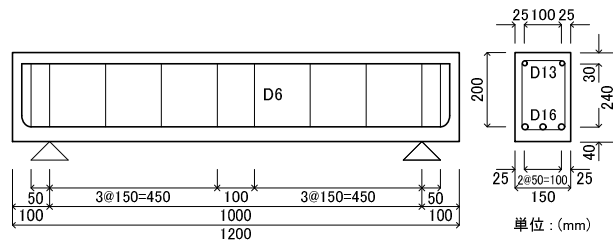


図 4-12 せん断供試体の側面図および断面図

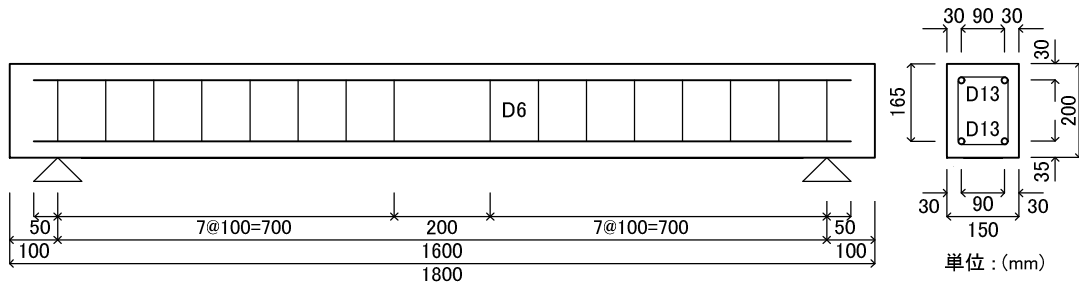


図 4-13 曲げ供試体の側面図および断面図

曲げ供試体の概略図を図 4-13 に示す。曲げ供試体は、断面 150mm、高さ 200mm、有効高さ 165mm の矩形断面を持つ、スパン 1600mm の RC はりである。配筋は圧縮鉄筋および引張鉄筋ともに D13 を 2 本、スターラップには D6 を用い 100mm 間隔で配置した。

b. はり部材の弾性係数

ひび割れ発生前の範囲では変位が小さく、弾性係数が変位に及ぼす感度が小さいと考えられるため、本研究では、健全供試体において理論値と実験値の整合が確認できたひび割れ発生後の範囲において、理論値と実験値の同定を行った。検討は、各供試体の曲げひび割れ発生荷重時、その荷重から 10 (kN) 後、20 (kN) 後の荷重段階の 3 点における実験値の変位と理論値の変位の誤差の二乗和が最小となるように、弾性係数の値を 0.1 (kN/mm²) ずつ変化させて行った。理論値と実験値との比較結果を図 4-14 に、理論値算出に用いた各値および同定することで推定された弾性係数の値を表 4-5 に示す。

同定結果より、載荷試験前の B-1 および C-1 の供試体内の弾性係数は 18.5 (kN/mm²) および 22.2 (kN/mm²) 程度であると推察され、この結果はシリンダーおよびコアの圧縮試験結果から得られた弾性係数とは大きく異なることがわかる。この結果から、拘束鋼材比の大きい供試体軸方向の力学的性能の低下は小さく、耐荷力に影響の大きい供試体軸方向の剛性は大きいことがわかった。

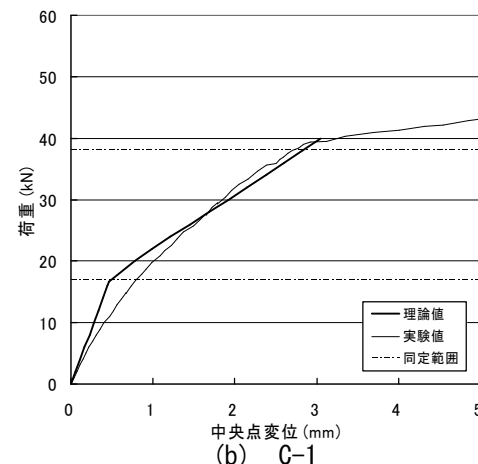
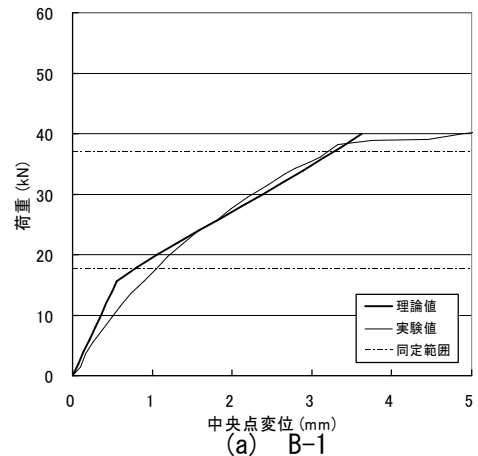


図 4-14 ASR 劣化供試体における比較結果

表 4-5 弾性係数の推定結果

供試体名	曲げひび割れ発生		推定弾性係数 (kN/mm ²)
	荷重 (kN)	モーメント (kN・m)	
B-1	15.7	11.0	18.5
C-1	16.7	11.7	22.2

表 4-6 ケミカルプレストレスが剛性に与える影響

(a) 理論値による検討

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	部材降伏時の剛性 理論値						
			ケミカルプレストレス (N/mm ²)						
			=0.0	=0.5	=1.0	=1.5	=2.0	=2.5	=3.0
A-1	17.7	17.7	9.96	10.06	10.22	10.44	10.74	11.13	11.62
A'-1	24.2	28.2	11.66	11.82	12.05	12.36	12.77	13.29	13.92

(b) 実験値

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ケミカルプレ ストレス (N/mm ²)	部材降伏時の 剛性 実験値
A-1	17.7	17.7	0.0	9.54
A'-1	24.2	28.2	0.0	10.46
B-1	23.7	21.8 ¹	1.4	11.49
C-1	25.0	22.1 ¹	1.1	13.45
			1.7	

1: 荷重-中央点変位関係からの推定値

c. 剛性に与えるケミカルプレストレス

剛性に与える影響の検討結果を表 4-6 に示す。A-1 および A'-1 の理論値は弾性係数推定に用いた理論値と同様に算出した。理論値の検討結果より、B-1 に導入されていると考えられるケミカルプレストレス量である 1.5(kN/mm²)による理論値の剛性の増加程度と A'-1 と比べた場合の B-1 の実験値の剛性の増加程度が同程度であることがわかる。しかし、C-1 ではその関係は見られず、A'-1 と比べた場合の C-1 の実験値の剛性の増加程度が顕著であることがわかる。これらのことを踏まえると、ケミカルプレストレスの影響により、A'-1 と比べて B-1 での剛性の増加が見られたが、B-1 および C-1 に導入されているケミカルプレストレス量では剛性に及ぼす影響は小さいと考えられる。A'-1 と比較して C-1 での顕著な剛性の増加は、導入されているケミカルプレストレス量によるものであると考えられる。理論値による検討結果より、ケミカルプレストレスが 2.0(N/mm²)程度以上になると、ケミカルプレストレスが剛性に及ぼす影響が大きくなることがわかった。よって、C-1 に実際に導入されているケミカルプレストレスは算定した量より大きく、その影響が剛性の増加に起因したものと考えられる。

d. ASR による付着劣化の影響

付着強度試験の結果より、ASR 劣化により付着強度が低下する可能性が考えられる。付着強度試験の供試体と RC はり供試体では、供試体寸法、拘束状況などが異なるため、付着強度試験の結果を直接用いることはできないが、RC はり供試体においても、付着強度の低下が生じている可能性が考えられる。そこで、実験結果を踏まえて、付着強度の低下の有無、付着強度の低下の影響の検討を行った。

荷重-鉄筋ひずみ関係において、A シリーズ供試体に比べて B および C シリーズ供試体の同荷重段階での鉄筋ひずみが小さいことがわかる。また、A シリーズ供試体と ASR 劣化供試体の差が顕著になるのは 20(kN)程度以降であることがわかる。

これらのことを踏まえると、ASR 劣化供試体では、荷重の進展に伴い付着すべりが生じた可能性が考えられる。このことは、ひび割れ図からも同様の傾向が伺える。

これらのことから、ASR 劣化が生じた RC 部材では、劣化により生じた引張鉄筋近傍のマイクロクラックに起因する付着すべりが生じることがわかった。また、付着すべりによって、ひび割れが局所化し、荷重ひび割れの分散性およびひび割れ本数が低下することがわかった。

第 5 章 まとめ（今後の道路政策への提案など）

5.1 超音波法による ASR 劣化深さの推定

ASR による劣化が発見された場合、通常目視で観察されるひび割れ状況から劣化の程度をグレーディングによって潜伏期、進展期、加速期、劣化期と分類することが行われる。補修・補強のような対策は、このうち加速期以降の構造物を対象として検討されるが、コンクリートが ASR によってどの程度膨張したのかを知ることが構造安全性能を評価する上で重要となる。

本研究では超音波法を適用することによって、コンクリートの膨張量を、透過させた超音波伝播速度、周波数特性などから推定できる可能性があるという結論が得られた。

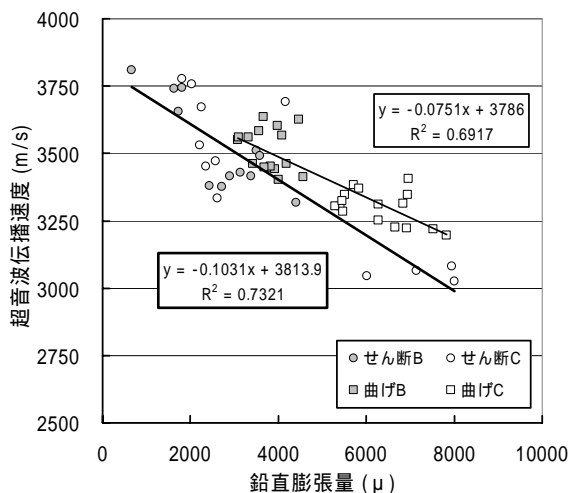


図 5-1 膨張量と超音波伝播速度の関係

ただし、超音波伝播速度や周波数特性には伝播距離による補正を行う必要性があり、一般的な道路橋の下部工の寸法として2～3m程度の寸法に関するデータを、少なくとも進展期以前と加速期以降に分けて広範囲に収集しなければ全国的に適用できる定量的な基準値を設定できない段階にある。

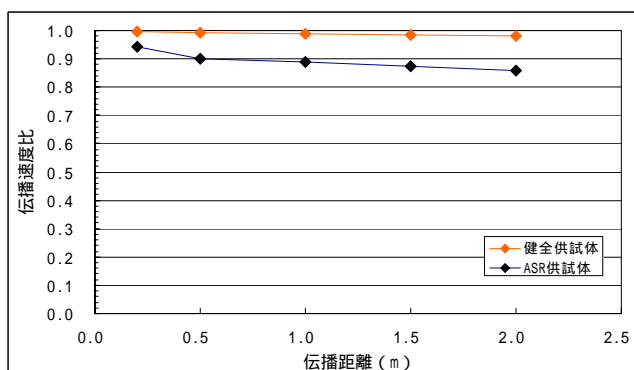


図 5-2 伝播速度と伝播距離の関係 (加速期後期)

本研究では斜角法を用いれば、部材表面からのASR劣化深さが推定できることが分かった。この場合、探触子間距離の補正を行うこと、斜角の伝播距離を変化させながら変曲点を見つけ出すことが重要である。

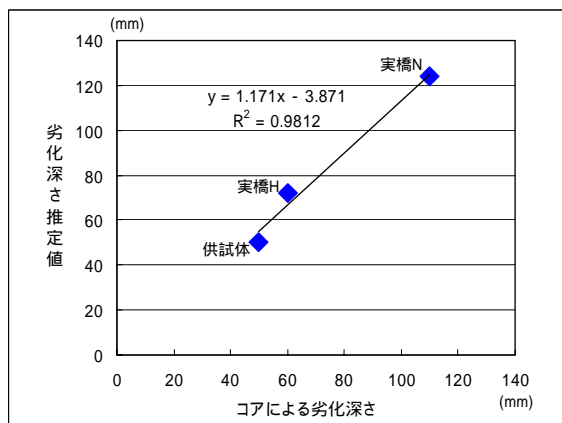


図 5-3 斜角法による劣化深さ推定値と実測値との関係

上記のデータは構造物での実測が不足しており、「超音波法による内部劣化評価要領(案)」を策定するためには全体で数点のデータを収集したい。大型供試体での測定機会があれば、そのデータも取り込んで、早期に収集することが望ましい。

また、かぶりに近い測点ではコンクリート表面の凹凸、鉄筋の影響などが伝播速度に影響することから、測定線の設定、サンダー作業など事前作業を丁寧に行うことが重要となる。

超音波法はコンクリートの非破壊試験方法の中では、比較的実績の多い方法であるが、装置の規格が定められていない現状ではメーカーのよって仕様が異なっている。今回の研究の範囲でも、周波数としては100kHz以下、印加電圧が1000V程度のもものがASR劣化構造物を対象とした測定に適していると考えられる。

5.2 電磁誘導法による鉄筋破断検査

本研究では、鉄筋曲げ加工部での鉄筋破断を検出する非破壊検査手法として電磁誘導法を取り上げて次の手順で検討を進めた。

(1) 多重周波による不用信号の抑制

初期装置は500kHzの単一周波であるため不用信号(横筋等)を抑制することができなかった。

新規製作装置は多重周波が可能な装置であり、試験周波数の異なる信号(1000kHz)を同時に採取できることから、これらの信号による減算処理(MIXING)を行うことにより、破断信号を抽出しやすくした。(複合波形より不用信号の抑制することで、破断信号の抽出を行う。)

(2) センサ改良による不用信号の抑制

初期装置のセンサは検出コイルが1個であったが、センサを改良し検出コイルを2個(大、小)とし、それらの信号をMIXINGすることで不用信号(横筋等)を抑制することが可能となる。(検出コイル2個の信号を同時に採取可能な装置が必要)

(3) 生波形の信号処理

これまで、測定者が判定していた波形形状の違いを、多重周波による解析、検出コイルズ大小による解析、生波形による解析をソフトで識別するアルゴリズムを構築した。

(4) 適用範囲

実験結果では、かぶり110mmを超える場合には、鉄筋破断の評価が一致しないことがあること、鉄筋間隔が狭いと隣接する鉄筋の影響を受けること等があり、電磁誘導法ではかぶり100mmを超えると信頼性が低下する。また、スペーサーや段取筋など金属材料が対象鉄筋の近くにある場合は評価が難しい

(5) 実橋での検証事例

鹿島橋におけるはつり調査によって、スターラップを対象としたはつり出し時の目視確認した曲げ加工部の破断と電磁誘導法による探査結果とが一致していたのは金沢側で14本/19本、穴水側で23

本/30本で合計 37/49 = 76%となった。金沢側の中率が低いのは、かぶり厚が 10cm を超えることが多かったためと考えられる。

(6) 鉄筋破断検査要領 (案)

実橋での測定を富山県,新潟県,広島県でも試みたが、いずれも鉄筋破断が生じておらず、電磁誘導法の現場検証データが不足している。現時点で、電磁誘導法による ASR 劣化構造物内部にある鉄筋破断の有無を確認するための手法や評価方法を取りまとめて『電磁誘導法による鉄筋破断検査要領 (案)』を作成した。

5.3 安全性能評価方法 (案)

本研究で得られた ASR 劣化コンクリートと鉄筋の付着に関する基本的な考え方をもとに、鉄筋破断を生じた道路橋橋脚等の ASR 劣化コンクリート部材の

耐荷性能評価におけるコンクリートと鉄筋の付着・定着性能の取り扱い方法をフローチャートの形式で整理して図 5-4 に示す。このフローに示される ASR 劣化コンクリートと鉄筋の付着・定着性能の評価は、「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領(案)」(以下、維持管理要領)に示される対応フローにおける、5章の「補修で十分であるかの判断」において、構造物の耐荷性能を判断する材料として用いることができる。維持管理要領では、構造物中の鉄筋が破断している恐れがある場合には、構造物の補強を行うことも視野に入れた検討を行う、としている。

補強の適用を検討するにあたっては、ASR 劣化部材の保有耐荷性能照査が必要となる。これに対し、「アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋脚躯体に関する補修・補強ガイドライン(案)」

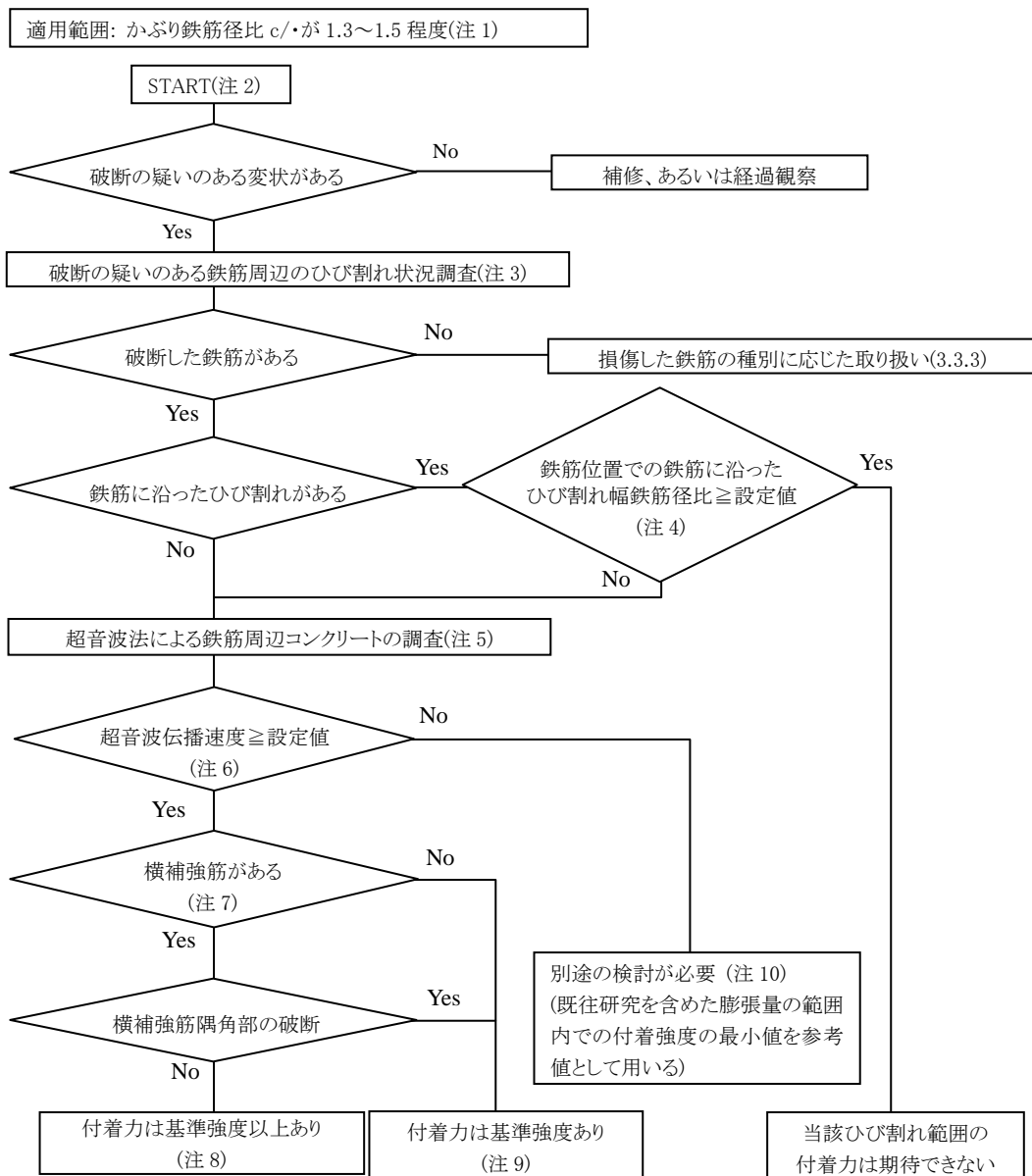


図 5-4 鉄筋破断を生じた ASR 劣化部材の耐荷性能評価における ASR 劣化コンクリートと鉄筋の付着・定着性能の取扱い(案)

(以下、ガイドライン)では、6.2.5あるいは6.2.6にて、曲げ、軸力あるいはせん断力に対する検討を行う際の損傷を受けた鉄筋の評価方法が示されている。6.2.5あるいは6.2.6で示された評価において、損傷した鉄筋が有効に機能するとして照査に用いることができるか否かは、当該鉄筋の付着に着目することとしている。

ASR劣化したコンクリートと鉄筋の付着は、ガイドラインの6.2.3において評価することとなっている。ここにおいて、鉄筋とコンクリートの付着が健全であるか否かを判断する材料として、鉄筋周囲のひび割れや浮きに注目することになっており、鉄筋に沿ったひび割れが存在する場合には付着力が喪失あるいは喪失している恐れがあるとの評価を行うこととしている。ただし、付着強度の低下を定量的に取り扱うことができるまでの知見が、現時点では不足していると考えよう。

これに対して、図5-4に示す本研究の成果は、鉄筋に沿ったひび割れの性状や鉄筋周囲のコンクリートの健全性から付着性能を判断する手法、特に、ガイドラインによる耐荷性能の評価が極度に安全側とならないように、劣化程度によって有効に機能する鉄筋とそうでない鉄筋をスクリーニングする手法として提示するものである。なお、フロー中に現れる具体的な数値に関しては、模擬実験あるいは膨張による劣化度が限られた実験データからのものであるため、今後さらにデータを蓄積して精度を上げる必要があると考える。

(注1) 実験供試体の条件から、かぶり鉄筋径比 c/d の範囲は 1.3~1.5 程度とした。この範囲は、比較的部材最外縁に位置し、例えば、D32 鉄筋であればかぶり 50mm で配筋された状態に相当する。すなわち、かぶり部分に顕著に発生することの多い膨張ひび割れの影響を大きく受けることが予想される鉄筋に相当し、付着や定着機能の確保において、最も厳しい条件下にある鉄筋を対象にしている。このことは、今回の実験において、軸方向膨張量が 0.3% 以上となった D10 供試体(かぶり鉄筋径比 $c/d=2.6$)で、付着長 200mm においても鉄筋が降伏しており、十分な付着強度を発揮していることから明らかである。したがって、かぶり鉄筋径比 $c/d=1.3\sim 1.5$ 以上を有する鉄筋に対しては、同程度の膨張量における付着力を安全側に評価できる。一方、隅角部で破断したスターラップの付着・定着機能の判断についても、この取り扱いフローを参考にすることができる。この場合、隅角部で破断したスターラップ周辺のコンクリートの劣化あるいはスターラップに沿ったひび割れの有無を検討する。また、スターラップについては、通常、これを取り囲む横補強筋はないため、「横補強筋なし」のフローで判断することになる。

(注2) 維持管理要領に従った対応においては、「5.補修で十分であるかの判断」が NO となった場合、鉄

筋の詳細調査の段階に入る。この調査結果をもとに、ガイドライン 6.2.3、6.2.5 ならびに 6.2.6 に従って部材の耐荷性能を評価するが、ここから本フローを適用すれば、破断の恐れのある鉄筋が有効に引張材として機能するまでの付着が確保されているか否かを判断するための参考とできる。

(注3) 鉄筋の破断位置は、部材の構造性能に与える影響を判断するために、できるだけ確に把握する必要がある。鉄筋破断の有無は、維持管理要領「8.詳細調査(鉄筋健全度調査)」に示されているような部分的な鉄筋のはつり出しのほか、前章で示した電磁誘導法による破断鉄筋検出手法が有効である。

(注4) ひび割れ幅鉄筋径比の設定値は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]の付着強度を基準(例えば、コンクリート強度を 30N/mm^2 とすれば、付着強度は 2.70N/mm^2 である)として、実験結果の付着強度がこの基準の付着強度に達するときのひび割れ幅鉄筋径比を求めて定める。例えば、付着強度の低下直線のうち、もっとも低下率の大きなものは、 $w/\phi = -27.6(w/\phi) + 3.23$ の直線で表され、これと $w/\phi = 2.7 (\text{N/mm}^2)$ との交点を求めると、 $w/\phi = 0.019$ となる。また、かぶり鉄筋径比の増加にともなって限界のひび割れ幅鉄筋径比 w/ϕ は大きく設定でき、 c/ϕ が本研究の範囲である 1.3~2.6 において、付着強度が基準値を下回らない限界のひび割れ幅鉄筋径比 w/ϕ の値が、かぶり鉄筋径比 c/ϕ に比例して増加すると仮定すると、限界ひび割れ幅鉄筋径比 w/ϕ は次式で求められる。

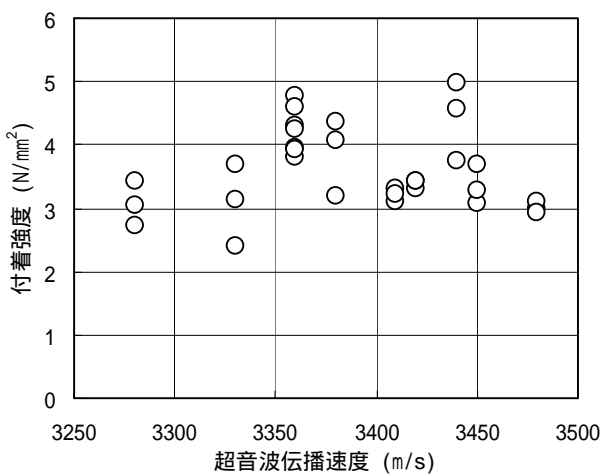
$$\frac{w}{\phi} = 0.342 \frac{c}{\phi} - 0.518 \quad (5.1)$$

ただし、今回の膨張ひび割れの模擬方法では、引抜き対象鉄筋の内側、すなわちコアコンクリート部から供試体表面に向かって断面の鉄筋位置を通過するひび割れが発生している特徴がある。主筋が部材奥行き方向に複数本配置されている状況において、主筋あき方向、すなわち部材奥行き方向に連なったひび割れが貫通している場合は、本検討で模擬した劣化状況に近く、ひび割れによる付着力の低下が実験結果同様に大きいと考えられる。しかし、鉄筋位置からかぶり方向にのみひび割れが発生している部材中の鉄筋では、同じひび割れ幅に対しての付着力の低下が大きく評価されることになる。さらに、部材表面でのひび割れ幅で評価すると、付着強度に大きく安全側の評価を与えることになると考えられる。このことから、鉄筋に沿ったひび割れが認められる場合は、ひび割れが鉄筋位置にも到達して存在しているか否かを調査すると同時に、存在する場合には、鉄筋位置でのひび割れ幅を測定し、このひび割れ幅を「鉄筋に沿ったひび割れ幅」として取り扱うのがよい。なお、検討対象の鉄筋周辺あるいは部材内部のコアコンクリートの劣化を調査す

る手法には、従来からののはつり調査のほか、非破壊検査手法として、前章までに検討した超音波伝播速度測定における斜角法が有効である。

(注 5) 鉄筋の存在は、超音波伝播速度の測定結果に影響を与える。しかし、付着力に与える鉄筋周辺コンクリートの情報を得るためには、鉄筋にできるだけ近い位置で測定する必要がある。したがって、鉄筋の影響を受けない範囲において、最も鉄筋に近い位置で測定することが望ましい。また、ここでの超音波伝播速度の測定方法は、鉄筋周辺のコンクリートの平均的な劣化程度を把握することを目的として、従来からよく用いられている透過法を想定している。透過法において、対象鉄筋近傍で鉄筋に平行となる方向で超音波を透過させると伝播経路に与える鉄筋の影響が特に大きく現れる。このため、測定方向は対象鉄筋(軸方向)に対して直角となる方向(軸直角方向)とするのがよい。

(注 6) 本検討結果では、主筋に拘束される方向である供試体軸方向の膨張量が 0.13%以下の場合において、この主筋拘束方向と直角の軸直角方向での超音波伝播速度が 3300 ~ 3500m/s であった。本研究で得られた付着強度を超音波伝播速度で整理した結果を参考図-1 に示す。付着強度と伝播速度の関係に強い相関は見られないが、伝播速度 3500m/s を下回った場合、付着強度の低下が幾分大きなものもみられる。したがって、安全側の伝播速度値の参考値として、3500m/s を設定することができる。なお、劣化前の健全状態での超音波伝播速度は、同配合の供試体において約 4700m/s であった。したがって、ここで示す超音波伝播速度のしきい値は、劣化前においてコンクリート中に内部欠陥やひび割れがなく、4500m/s 以上の伝播速度を有するコンクリートにおいて、ASR 膨張劣化によって低下したものを対象としている。



参考図-1 超音波伝播速度と付着強度の関係

(注 7) 対象とする鉄筋を取り囲むスターラップ、帯鉄筋等の鉄筋。

(注 8) 3.2 節で検討した RC はりの膨張量は、付着検討供試体の膨張量と同程度であった。この膨張劣化状態において、スターラップの破断のない ASR 劣化 RC はりの耐荷力は、ケミカルプレストレスの効果もあって低下することはなかった。すなわち、RC 構造として機能した結果を以って、基準強度以上の付着力を十分に発揮したと判断できる。

(注 9) (注 8)と同様に、スターラップの隅角部を破断させた ASR 劣化 RC はりの耐荷力においても、ケミカルプレストレスの効果もあって大きく低下することはなかった。したがって、少なくとも基準強度を満たす付着力が存在したと判断できる。

(注 10) 本研究で対象とした劣化を超える場合は、別途の更なる検討が必要である。例えば、Chana²⁵⁾の成果($c/d=1.5$)によれば、約 0.15%の軸方向膨張量(軸直角方向の拘束のない方向では 0.4%)において、横補強筋がない場合、40%の付着強度の低下があるとされている。特に、付着強度が一般的に小さくなるとされている供試体打設面に近い鉄筋の付着強度では、1.4 N/mm² (平均 2.7 N/mm²)まで低下するものがみられている。この付着強度が、これまでのところ検討された膨張量の範囲内で、もっとも小さい付着強度を与えている結果となっている。したがって、本研究の検討範囲を超える劣化で、鉄筋拘束方向 0.15%(自由膨張量 0.4%)の劣化までは、付着強度 1.4 N/mm² を用いることが安全側の評価になると考えられる。この研究では超音波伝播速度の測定は行われていないが、0.15%の膨張量に達した場合、伝播速度は 3500m/s もしくはこれを下回っていることが予想される。なお、膨張コンクリートを用いて作製した供試体中の鉄筋に対して引抜き試験を行った国総研の成果¹⁵⁾ (付着長 320mm、 $c/d=2.6$)では、本研究や Chana の供試体よりも c/d が大きい、超音波伝播速度 2500m/s 以上でコンクリート標準示方書の付着強度を満足する結果を示している。さらに劣化が進行して膨張量が大きくなった場合の検討例は見当たらないが、コンクリートの引張強度を用いて付着強度を求める算定式に対して、ASR 膨張にともなう低下が大きいとされている(直接)引張強度の低下を用いると、膨張量 0.25%で付着強度 $f_b=0.37$ N/mm²、膨張量 0.50%で付着強度 $f_b=0.31$ N/mm²、膨張量 1.00%で付着強度 $f_b=0.25$ N/mm²、さらに膨張量 1.50%で付着強度 $f_b=0.19$ N/mm² と推定できる。なお、(直接)引張強度との関係で用いた膨張量は自由膨張作用を受けるときの値であり、鉄筋拘束条件下においては膨張が抑制されることから、ここで示した付着強度の算定値によって、安全側の評価が得られると考えられる。

(1) 損傷した鉄筋の種別に応じた付着・定着性能の取扱い

ASR 劣化部材の劣化状況および鉄筋の損傷状況は、対象部材を主筋とスターラップからなる棒部材と

して簡単化して考えると、以下の3形態に分類できることが多い。

主筋は破断しているが、スターラップは破断していない場合

主筋は破断しており、スターラップも破断している場合

主筋は破断していないが、スターラップは破断している場合

以下では、これら(1)~(3)を想定した場合における図5-4に示したフローの適用の仕方を記す。フロー注釈(注1)にも示した通り、本フローは隅角部で破断したスターラップに対してもかぶり鉄筋径比 c/d を満足していれば適用できる。

主筋が破断しているため、付着性能の検討対象は主筋である。したがって、透過法による超音波伝播速度の測定は、当該主筋の周辺コンクリートに対して行う。あわせて、当該主筋の周辺の内部の劣化、および鉄筋に沿ったひび割れを調査する。また、当該主筋に対する横補強筋は、この場合スターラップであり、本ケースではスターラップは破断していないので、「横補強筋あり」および「破断なし」のフローに沿って評価することになる。一方、スターラップは破断していないので、有効に機能すると考えてよい。

主筋もスターラップも破断しているため、両方に対する付着性能の評価が必要になる。そこで、まず主筋に対する付着性能の評価を行う。当該主筋周辺コンクリートの劣化程度、および当該鉄筋に沿ったひび割れの調査を行う。以降、主筋に沿った大きなひび割れがないときは、スターラップが存在して破断していることから、「横補強筋あり」および「破断あり」のフローに沿って評価することになる。ただし、主筋を取り囲むスターラップが破断していることから、主筋に沿ったひび割れ幅が大きく進展していることが予想される。したがって、当該主筋の付着に対しては、「当該ひび割れ範囲の付着力は期待できない」との評価になることが多いと考えられる。次に、破断したスターラップの付着性能の評価を行う。主筋と同様に当該スターラップ周辺コンクリートの劣化程度、および当該鉄筋に沿ったひび割れの調査を行う。なお、スターラップに沿ったひび割れは、膨張の拘束度の関係から、主筋に比べて少ない、あるいは存在してもひび割れ幅が小さいことが予想されるため、横補強筋の有無を判断するフローに至ることが多いと考えられる。横補強筋の有無の判断においては、スターラップに対しては、通常これを取り囲む鉄筋が存在しないことから、「横補強筋なし」に沿った評価となる。

主筋が破断していない場合、ガイドライン6.2.5にあるように、当該部材をアンボンド部材として扱うかどうかを判断するために、部材中の付着

喪失あるいは付着強度低下範囲が全長にわたる、あるいは局所的かを検討する必要がある。当該主筋周辺コンクリートの劣化程度、および当該鉄筋に沿ったひび割れの調査結果から、付着を期待できる範囲とそうでない範囲を特定し、部材の耐荷性能の評価に用いる。以降は、の主筋に対する評価と同様である。また、破断したスターラップの評価についても、のスターラップと同様の扱いになる。

【参考文献】

- 1) 電気書院：ASR劣化構造物の維持管理マニュアル 阪神高速道路株式会社編，2007.1.
- 2) 小柳治，六郷恵哲，石田裕哉：アルカリ骨材反応によるひび割れとRC部材の性状，セメント技術年報，39巻，pp.352-355，1985.6.
- 3) 山田昌郎，魚本健人：アルカリ骨材反応が生じた鉄筋コンクリート梁の変形と耐荷重性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.1，pp835-840，1990.6.
- 4) 小柳治，六郷恵哲，内田祐市，長瀬道雄：著しいAAR損傷を生じたRCはりの挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.1，pp947-952，1993.6.
- 5) 村角保行，細川高志，松本直樹，光木史朗：アルカリ骨材反応が生じた鉄筋コンクリート部材の物性確認試験と部材試験，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp1-6，2005.6.
- 6) 久保善司，鳥居和之：アルカリ骨材反応によるコンクリート劣化損傷事例と最新の補修・補強技術，コンクリート工学，Vol.40，No.6，pp3-8，2002.6.
- 7) 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書 鉄筋破断と新たな対応-，2005.8.
- 8) 小林一輔，白木亮司，森弥広：ASRを生じたコンクリートの圧縮強度性状に関する2,3の考察，土木学会論文集，No.426/Vol.14，pp91-100，1991.2.
- 9) 久保善司，服部篤史，宮川豊章：ASRコンクリートの力学的特性と劣化度評価について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.25，No.1，pp1799-1804，2003.7.
- 10) 矢村潔，西林新蔵，田中修一：鉄筋拘束がアルカリ骨材反応に及ぼす影響に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.1，pp135-140，1989.
- 11) 尼崎省二：超音波法によるアルカリシリカ反応の非破壊評価に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.1，pp751-756，1990.
- 12) 棚橋和夫，岩永武士，小柳治，浅野幸夫：ASRによって劣化したRCはりおよび柱の力学挙動について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.1，pp843-848，1996.
- 13) 田附伸一，津吉毅，松田芳範，今井勉：ASR膨張により劣化したRC部材の耐荷性能について，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp1765-1770，2004.

- 14) 野村倫一, 北後征雄, 大江崇元: ASR 劣化構造物から採取したコンクリートコアの引張強度, 土木学会第 62 回年次学術講演会, pp875-876, 2007.9.
- 15) 武田達也, 玉越隆史, 廣松新: ASR 劣化を模擬した鉄筋コンクリート部材の付着性状実験, 土木学会第 60 回年次学術講演会, pp37-38, 2005.9.
- 16) 成清公平, 山本貴士, 服部篤史, 宮川豊章: ASR 膨張ひび割れを模擬したコンクリートと鉄筋の付着・定着性状, 土木学会第 61 回年次学術講演会, pp125-126, 2006.9.
- 17) 高橋勇希, 澤井健二, 波多野雄士, 三方康弘, 井上晋: ASR 損傷コンクリート中の鉄筋の付着特性に関する基礎的研究, 土木学会関西支部年次学術講演会, V-33, 2007.5.
- 18) P.S.Chana: Bond strength of reinforcement in concrete affected by alkali-silica reaction, Transport and Road Research Laboratory, Contractor report 141, 1989.
- 19) 小林和夫: アルカリ骨材反応を生じた部材や構造物の耐荷重性能-はり部材-, コンクリート工学, Vol.24, No.11, pp77-78, 1986.
- 20) 小林和夫, 井上晋, 山崎鷹雄: アルカリ骨材反応を受けた PC はり部材の耐荷性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.1, pp843-848.
- 21) 土木学会: コンクリートライブラリー124 アルカリ骨材反応対策小委員会報告書, 2005.
- 22) 柳谷俊, 寺田孚: 弾性波 CT による岩石のダイレイタンシー局所化の観察, 土木学会論文集, 第 370 号 / -5 1986.6.
- 23) 日本材料学会: 建設材料実験, 2001.
- 24) 松田耕作, 廣瀬誠, 前田龍己, 横田優: コンクリートの補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 6 巻, pp425-430, 2006.
- 25) S.Chana: Bond Strength of Reinforced in Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction, Transport and Road Research Laboratory, England, Contractor report
- 26) Comite Euro-International Du Beton: CEB-FIP MODEL CODE 1990, 1991.
- 27) 井上博登, 田辺義博, 柴田悟: 塑性損傷コンクリートモデルを用いた鉄筋コンクリート構造解析 ABAQUS 国内ユーザーズミーティング 2002.10.
- 28) Thompson, K. J. and Park, R.: Ductility of Prestressed and Partially Prestressed Concrete Beams Sections, PCI Journal March-April, pp.46-77, 1980.
- 29) 例えば, 阪神高速道路管理技術センター: ASR 構造物の維持管理マニュアル, pp22, 2007.2.
- 30) 土木学会: 2002 年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp21, 2002.3.
- 31) 土木学会: アルカリ骨材反応対策小委員会報告書 - 鉄筋破断と新たなる対応 -, コンクリートライブラリー24, 第 11 編, pp11-84~11-87 2005.8.