

論文 PC 鋼材巻き立てによって補強した ASR 損傷コンクリート モデル柱の正負交番載荷試験

奥山 和俊*1・岩波 光保*2・横田 弘*3・鳥居 和之*4

要旨: ASRによる損傷コンクリート柱の耐震性能に着目し、PC鋼材巻き立て工法によるASR損傷コンクリート柱の補強効果を確認する目的で、無補強および補強供試体の正負交番載荷試験を実施した。試験の結果、ASR損傷供試体ではASRによるひび割れの影響で基部にひび割れが集中し、またかぶりコンクリートの剥落が早期に生じること、およびPC鋼材で巻き立てることにより供試体の耐荷性能および変形性能を改善できることが明らかになった。

キーワード: アルカリシリカ反応, 正負交番載荷試験, PC鋼材巻き立て工法, 耐震補強

1. はじめに

近年、アルカリシリカ反応（以後ASR）により劣化したコンクリート構造物の補修・補強が重要な課題となっている。しかし、ASRによる劣化機構は必ずしも明確でなく、また将来にわたる劣化の進行を適切に予測することは困難である。したがって決定的な補修・補強工法は開発されていないのが現状である。

ASRによる損傷を受けたコンクリート橋脚は、柱の軸方向に複数の大きなひび割れが発生し¹⁾、軸方向鉄筋とかぶりコンクリートの付着性能が著しく低下する²⁾ことが報告されている。このASR損傷橋脚の補強工法の一つにPC鋼材巻き立て工法がある。この工法は橋脚にPC鋼材を巻き付けプレストレスを導入するもので、ASR損傷橋脚の横拘束効果を高めるとともに、かぶりコンクリートの剥落防止の効果を有するため、靱性に優れた粘り強い橋脚とすることが可能となる³⁾。

本研究は、地震時のコンクリート橋脚の力学的挙動に及ぼすASR損傷の影響とPC鋼材巻

き立てによる補強効果を確認する目的で、屋外にて約3年半暴露したASR損傷コンクリートモデル柱供試体の正負交番載荷試験を実施したものである。

2. 試験概要

2.1 試験供試体

供試体の形状寸法を図-1に、供試体の諸元を表-1に示す。

供試体はフーチングを有する独立一本柱形式で、柱断面は補強前が直径40cm、補強後が直径45cmの円形断面である。軸方向鉄筋と帯鉄筋には、それぞれD10およびD6の異形鉄筋(SD295A)を使用した。供試体は脱型後、ASRを促進させるために、材齢1ヶ月まで温度60℃で蒸気養生し、平成9年6月から約3年半の間、金沢大学工学部内で屋外暴露した。暴露期間中は柱の膨張量と鉄筋ひずみを計測した。

PC鋼材巻き立てによる補強は、PC鋼より線(SWPR2N, 2φ2.9)を75mm間隔で配置し、570N/mm²(降伏強度の1/3)の緊張力でPC鋼

*1 (株)ピー・エス 開発技術第一部研究員	工修 (正会員)
*2 独立行政法人港湾空港技術研究所 構造強度研究室	工博 (正会員)
*3 独立行政法人港湾空港技術研究所 構造強度研究室長	工博 (正会員)
*4 金沢大学教授 工学部土木建設工学科	工博 (正会員)

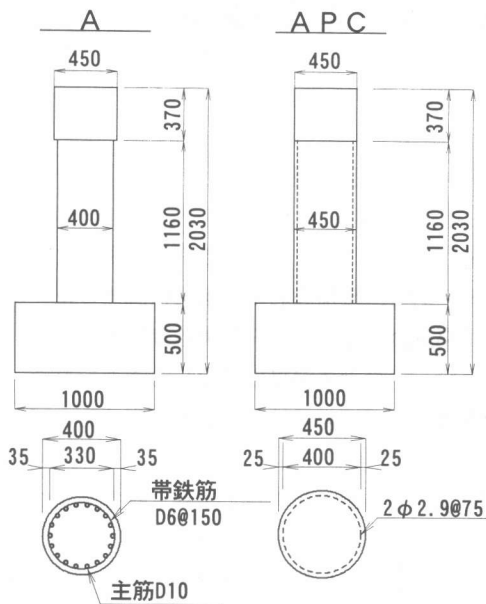


図-1 供試体の形状寸法

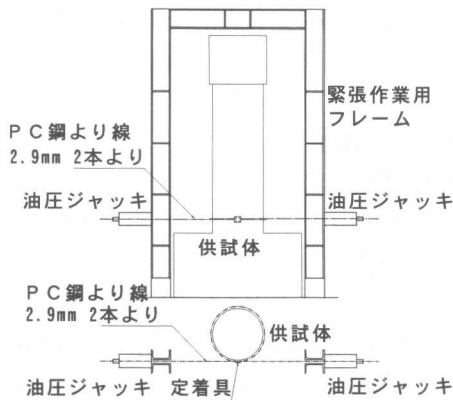


図-2 緊張作業図

より線を各段 180 度ずらしながら一本毎に緊張した。緊張は供試体の両側に緊張用フレームを設置し、油圧ジャッキを取り付け両引き緊張にて行った。緊張した PC 鋼より線は 2 枚の鋼製プレートではさみ、ボルトで締め付けて定着した。図-2 に緊張作業図を示す。

その後、試験体の側面に 25mm の増し厚コンクリートを打設した。なお補強は荷重試験直前に行い、荷重時の既設コンクリート材齢は約 1300 日、増し厚コンクリートの材齢は約 30 日である。

表-2 コンクリートの配合

粗骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	水セメント比 (%)	単位量 (kg/m ³)				
					W	C	S	G1	G2
20	8 ± 2.5	2 ± 1	4.2	5.3	164	308	784	563	562

注) G1, G2 はそれぞれ非反応性骨材および反応性骨材を示す。

2.2 コンクリートの配合

骨材は細骨材として非反応性の川砂（富山県早月川産）を使用し、粗骨材としては ASR を促進させるために、火山ガラスおよびクリストバライトを反応性鉱物として含有する両輝石安山岩砕石（石川県能登半島産、骨材のアルカリシリカ反応性（化学法）： $Sc=609\text{mmol/l}$, $Rc=223\text{mmol/l}$ ）を使用した。また、単位アルカリ量が 8kg/m^3 となるように、練り混ぜ水に NaOH を添加し、アルカリ量を調整した。表-2 にコンクリートの配合を示す。

2.3 正負交番荷重試験の荷重方法

荷重装置は水平方向荷重にアクチュエータを鉛直方向荷重に油圧ジャッキを使用した。

鉛直方向の荷重は橋脚の上部構造重量を想定し、既設部断面に作用する鉛直軸力が 1N/mm^2 となるように一定の軸力（126kN）を荷重した。

水平方向の荷重はひび割れ発生までは荷重制御、その後は変位制御で行い、初期降伏変位 δ_y （計算上の降伏荷重を作用させた時の変位量が約 5mm であったので、降伏変位 δ_y を正負ともに 5mm にした）の整数倍毎に正負 3 回ずつ繰り返した²⁾。試験は水平荷重が最大荷重の 60~70% まで低下した時点で終了した。

水平荷重の方向は供試体暴露時の南北方向とし、北面圧縮時の荷重および変位を (+)、南面圧縮時の荷重および変位を (-) の符号で示すものとした。

表-1 供試体の諸元

補強の有無	A	APC
補強の有無	無補強	PC鋼材巻き立て補強
試験時の既設部圧縮強度 (N/mm ²)	24.4	24.4
試験時の補強部圧縮強度 (N/mm ²)	—	54.7
断面直径 (mm)	400	450
荷重点高さ (mm)	1345	1345
既設部主鉄筋	D10×18本	D10×18本
既設部帯鉄筋	D6ctc150mm	D6ctc150mm
補強部PC鋼材	—	2φ2.9ctc75mm
既設部帯鉄筋の体積比	0.0024	0.0024
補強部PC鋼材の体積比	—	0.0017
軸力 (kN)	126	126

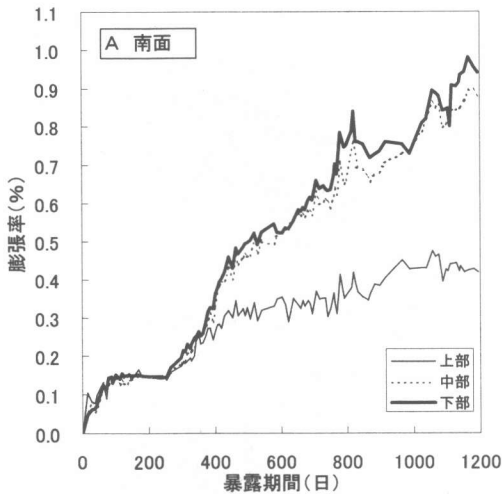
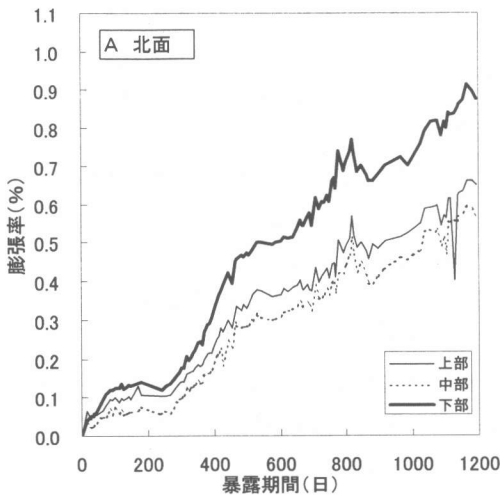


図-3 A 供試体の膨張率の経時変化

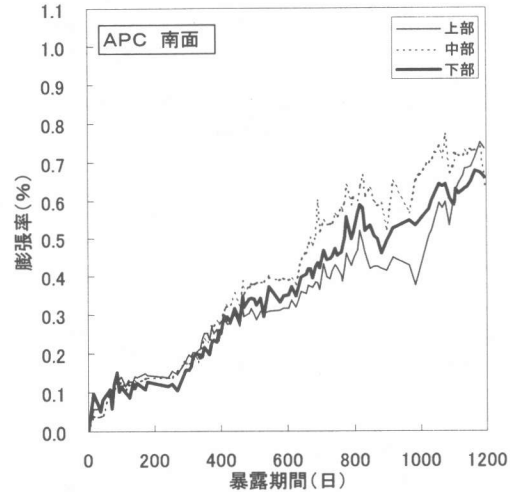
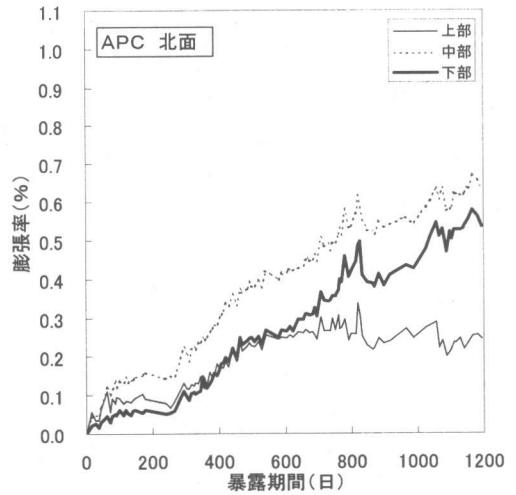


図-4 A P C 供試体の膨張率の経時変化

3. A S Rによる供試体の損傷状態

膨張率の経時変化を図-3 および図-4 に示す。膨張率は柱部の水平方向の膨張をコンタクトゲージにて測定した。また、測定位置は柱の上部、中部、下部の3箇所である。無補強供試体であるAは、北面と比較して南面の方が膨張しており、損傷がより進行している。膨張率は南面が最大1.0%、北面は最大0.9%とともに柱下部にて最大値となっている。また、供試体表面にはA S R特有の亀甲状のひび割れが発生し、最大で約3mmであった。補強供試体であるA P Cでは、膨張率が南面で最大0.7%、北面で最大0.6%となり、軸方向のひび割れ幅はAと同じく

約3mmに達した。

供試体の鉄筋ひずみの経時変化を図-5 に示す。計測はひずみゲージにて行い、ゲージの添付位置は主鉄筋ではフーチング天端より上15mm、帯鉄筋は柱部の再下段に配置されている帯鉄筋（フーチング天端より上35mm）の位置である。A S Rの進行によるコンクリートの膨張に伴って、試験時点においてAでは主筋に2500 μ 、帯鉄筋に1500 μ のひずみが発生しており、ひずみのレベルとしては降伏ひずみまで達している状態（SD295Aの降伏ひずみは1810 μ ）であった。A P Cでも、主筋、帯鉄筋ともに1500 μ 程度のひずみが発生しており、降伏ひずみに近

い状態となっていた。

これらのことから供試体はASRによる損傷がかなり進行しており、補強が実施された実橋脚に発生したASRの損傷レベル⁴⁾に近い状態に達していると思われる。

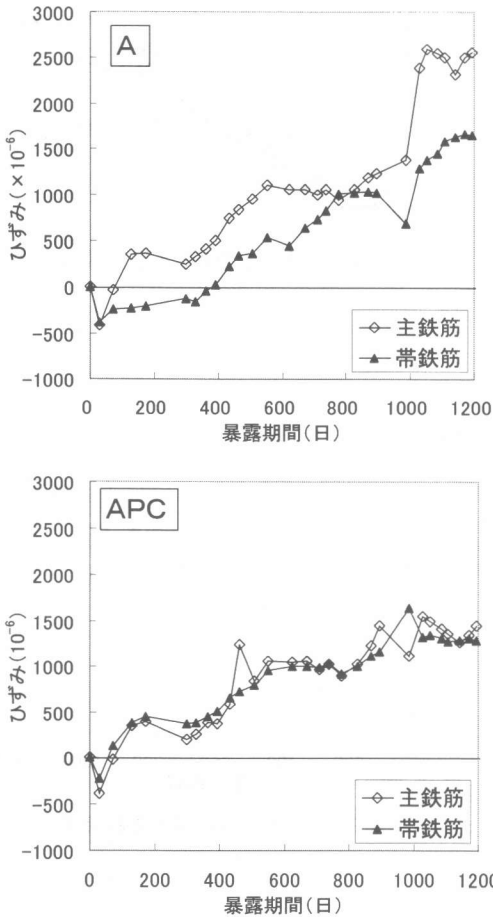


図-5 各供試体の鉄筋ひずみの経時変化

4. 試験結果および考察

4.1 荷重-変位曲線

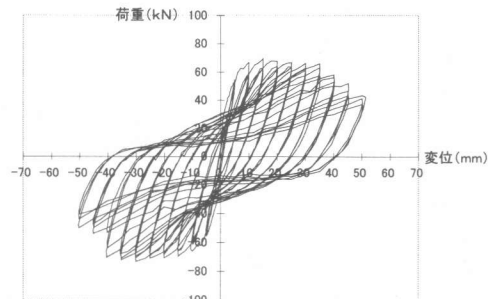
図-6 に各供試体の荷重-変位曲線を示す。

図中、Nは、反応性骨材の使用やアルカリ量調整を行わない通常配合のコンクリートでASR損傷を受けていない供試体である。また形状寸法はAと同一である²⁾。

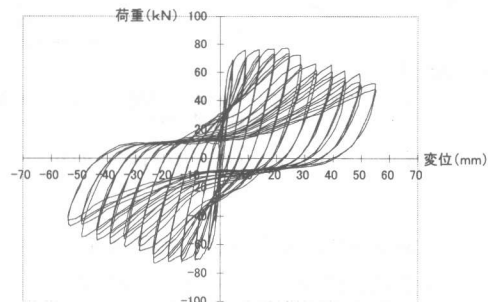
実験終了時での変位は、Aが $11\delta_y$ (55mm)、APCでは $12\delta_y$ (60mm) であった。また最大荷重はAが 75.9kN、APCが 93.4kN であった。

荷重-変位曲線の形状は一般的なRC橋脚と同様であり、通常配合のNとも大きく相違しない。しかし最大荷重時の変位はNが $6\delta_y$ であるのに対してAは $5\delta_y$ と若干低下した。Aでは、ASR損傷によるひび割れの影響でかぶり部分のコンクリート強度が低下していること、またASR損傷の影響で表面に発生した亀甲状のひび割れによって鉄筋との付着力が低下していること²⁾が一因と考えられる。

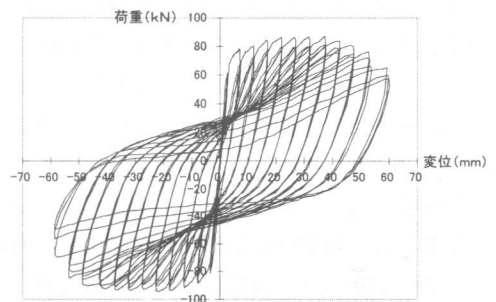
補強供試体のAPCでは、最大耐力、変形性能ともにAを上回る結果となった。また最大耐力時の変位は $5\delta_y$ であった。



N (ASR損傷なし)



A (ASR損傷あり)



APC (ASR損傷あり, PC鋼材巻き立て)

図-6 各供試体の荷重-変位曲線

通常のRC橋脚では主筋の座屈に伴い、かぶりコンクリートが剥落し、圧縮領域が急激に低下するため耐力低下が著しいが、APCではPC鋼材によって主筋の座屈現象が抑制されることにより、変形が進行した段階においても圧縮力を鉄筋が負担できたことが理由と考えられる。

4.2 荷重状況および破壊形態

試験終了時の供試体の状態を写真-1 および写真-2 に示す。Aでは荷重の初期の段階で、柱基部付近に曲げひび割れがまず発生した。その後はひび割れの分散がほとんど見られず、初期に発生した位置にひび割れが集中し断面方向に貫通した。その後荷重サイクルの進行に伴い主筋の座屈によるコンクリートの剥離・剥落が $6\delta_y$ にて発生し、最終的には鉄筋の破断に至った。

APCも同様に柱基部付近に曲げひび割れが発生した。しかしAと比較して発生したひび割れの本数は少なく、またひび割れが集中する傾向もなく、PC鋼材による巻き立てによってひび割れが分散化した。しかしながら、変形が進行すると、基部付近に発生したひび割れの幅が増大した。コンクリートの剥離開始は $6\delta_y$ であ

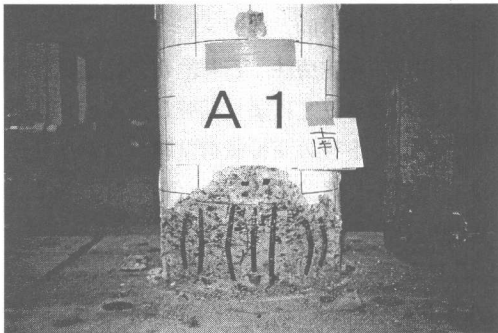


写真-1 A破壊状況



写真-2 APC破壊状況

り増し厚部のコンクリートが剥離したが、それまでは既設部と増厚部の一体化が十分に図れていた。最終的な破壊状態は、主筋の座屈は顕著に現れず、Aと同様に鉄筋が破断した。

4.3 荷重変位包絡線

各供試体の荷重変位包絡線を図-7 に示す。

A, APCともに包絡線の正負側で荷重変位包絡線の形状に差異が見られる。これはASRによる損傷度が供試体の南北方向によって異なっていたため、供試体の力学性能に異方性が発生したことによる。

また、NおよびAを比較すると、前述のように最大荷重発生時期はAの方が早期であったが両者の最大荷重および変形性能はほぼ同様の値を示していた。Aの鉄筋には降伏に達するほどの初期ひずみが発生していたが、最大荷重時は終局状態でN, Aともに軸方向鉄筋降伏後の状態であったため、初期ひずみによる影響は小さかったと思われる。また圧縮側では、かぶりコンクリートの剥落がASRによるコンクリートの劣化および鉄筋との付着切れに起因しておりコンクリート剥落後も鉄筋自体の座屈抵抗に余裕があり、またASRによる損傷が主筋内部のコアコンクリートにまで及んでいなかったために、両者の最大耐力および変形性能がほぼ同様になったものと推察される。

また、APCでは、PC鋼材により導入された円周方向の緊張力が、既存のひび割れを拘束するとともに、PC鋼材によって柱の横拘束効果が高まり主筋が座屈せずかぶりコンクリートの剥離に対する抵抗力が増大した。その結果、

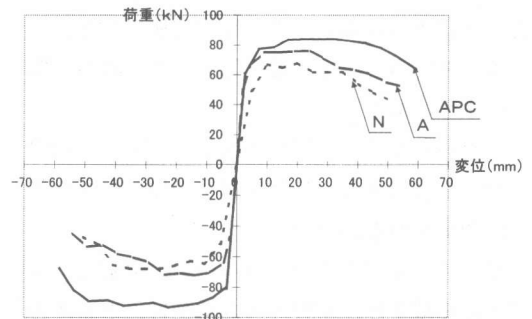


図-7 各供試体の荷重変位包絡線

正負の繰り返し载荷によっても基部の剥離が進展することがなく、試験終了まで供試体の一体性が保持されており、最大荷重および変形性能がAと比較して増大した。

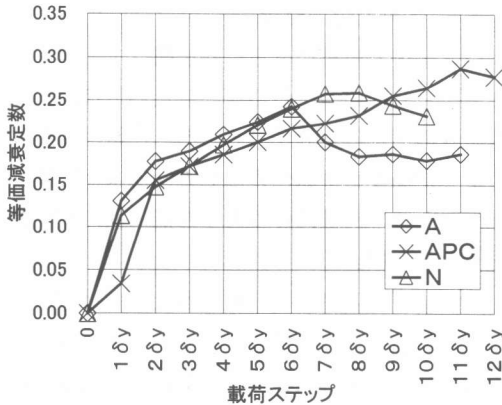


図-8 各供試体の等価減衰定数

4.4 等価減衰定数

各供試体の等価減衰定数⁵⁾を図-8に示す。

Aでは、 $6\delta_y$ まではNとの相違は見られないが、 $6\delta_y$ 以降、急激に等価減衰定数が低下し、0.2を若干下回る値となっていた。したがって、ASR損傷供試体は、通常の供試体に比べて最大荷重以降、コンクリートの剥離が発生すると、エネルギー吸収性能の低下が顕著であることがわかる。これに対し、APCでは、 $11\delta_y$ まで、等価減衰定数が単調増加し、安定した減衰能力を有しているといえる。

5. まとめ

コンクリート柱供試体の正負交番载荷試験を実施し、ASRによる損傷の影響とPC鋼材巻き立てによる補強効果を実験的に検討した。

本研究で得られた主要な結果をまとめると以下のようである。

- (1) 耐荷性能および変形性能については通常の健全な供試体とASR損傷供試体で大きな差異は認められなかった。
- (2) ASRによるコンクリートの膨脹は、局所的な環境条件の影響を大きく受け、供試体の東西南北の方向での異方性が存在した。

(3) ASR損傷供試体は、かぶりコンクリートの剥離・剥落が早期に生じた。

(4) ASR損傷供試体は、基部にひび割れが集中し、ひび割れが分散しない。

(5) ASR損傷供試体は、最大荷重以降の減衰能力の低下が通常の供試体に比べて著しい。

(6) PC鋼材巻き立てによって補強することにより、ASR損傷供試体の耐荷性能および変形性能を大幅に改善することが可能である。

謝辞

本研究は独立行政法人港湾空港技術研究所、金沢大学工学部、(株)ピー・エスとの共同研究として実施したものであります。試験実施にご協力いただいた港湾空港技術研究所構造強度研究室、金沢大学工学部土木材料研究室、ならびに(株)ピー・エス開発技術第一部の関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鳥居和之, 奥田由法, 松田康孝, 川村満紀: ASRによる損傷を受けた鉄骨・鉄筋コンクリート橋脚の補強設計のための調査, 第24回セメント・コンクリート研究討論会論文報告集, pp.155-160, 1997.11
- 2) 鳥居和之, 奥田由法, 石井浩司, 佐藤健一: PC鋼材巻き立てにより補強したASR損傷コンクリート柱の交番载荷試験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No2, pp.1051-1056, 1999
- 3) 石井浩司, 奥田由法, 森拓也, 鳥居和之: ASR損傷橋脚の補強に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, pp.931-936, 1997
- 4) 佐藤健一, 奥田由法, 石井浩司, 鳥居和之: PC鋼材巻き立てにより補強したコンクリート橋脚の長期的性状の追跡調査, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.1, pp.295-300, 2000
- 5) 太田実: 繰り返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第292号, pp.65-74, 1979.12