

ASR による劣化を受けた PC 梁部材のせん断耐荷力 に関する実験的検討

阪神高速道路(株) 技術部 技術開発課
 (財)阪神高速道路管理技術センター 企画研究部 調査研究課
 阪神高速道路(株) 神戸管理部 保全工事課

新名 勉
 久利 良夫
 佐藤 彰紀

要 旨

アルカリ骨材反応性を有する骨材を用いて、スターラップの破断本数や部材寸法等をパラメータとした PC 梁供試体を作製し、約 4 年間にわたる自然暴露を行い、ASR 膨張の収束傾向を確認した後、せん断耐荷力の確認試験を実施した。この結果、スターラップ破断の無い供試体は耐荷力の低下が見られないこと、破断本数と耐荷力の低下には相関性があることを確認した。また、既往の評価法によりせん断耐荷力を評価し、計算値が供試体の耐荷力を安全側に評価していることを確認した。

キーワード: アルカリ骨材反応, PC 梁, せん断耐荷力, 鉄筋破断

はじめに

阪神高速道路の一部のコンクリート構造物では、アルカリ骨材反応（以下、ASR）が確認されている。少数ではあるが、ASR による劣化を受けた PC 梁部材において、スターラップ曲げ加工部の破断が生じている事例もあり、構造物の安全性も含め、維持管理上重要な課題と認識されている。スターラップの破断は、せん断耐荷力の低下に直接繋がるものであるが、ASR 劣化を受けてスターラップが破断した PC 梁部材の耐荷力評価に関する研究は少なく、現状では耐荷力機構は十分に明らかになっていない。

そこで、反応性骨材を用いて、スターラップの破断本数や部材寸法等をパラメータとした PC 梁部材を作製し、約 4 年間の自然暴露により ASR 劣化を発生させた上で、せん断耐荷力の確認試験を

実施した。本稿では、これらの供試体における ASR の進行状況と、載荷試験結果に対する耐荷力評価について報告する。

1. 供試体概要

コンクリートの配合は、ASR 劣化により鉄筋破断が生じた実構造物（1979 年完成の PC 梁橋脚）の配合を参考に決定した。ASR コンクリートに使用した骨材を表-1 に、配合を表-2 に示す。設計基準強度は 35N/mm² とし、セメントには早強セメントを用いた。反応性骨材と非反応性骨材の割

表-1 使用骨材

	粗骨材		細骨材	
	反応性	非反応性	反応性	非反応性
産地	北海道	兵庫県	北海道	兵庫県
表乾密度(g/cm ³)	2.67	2.62	2.64	2.55
吸水率(%)	1.99	1.53	0.85	1.76

表-2 ASR コンクリートの配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	Slump (cm)	W/C (%)	air (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)							
					水 W	セメント C	細骨材		粗骨材		混和剤 A	添加アルカリ NaOH
							非反応性 Sn	反応性 Sr	非反応性 Gn	反応性 Gr		
20	8	45.1	3.0	43.1	172	381	375	385	494	514	3.81	8.06

表-3 供試体諸元

分類	シリーズ (寸法: mm)	番号	計画プレストレス		せん断補強 鉄筋比 (%)	スターラップ			
			10 (N/mm ²)	7.5 (N/mm ²)		破断レベル			
						なし	1本	2本	3本
ASR	シリーズ 小型 (300 × 300 × 2000)	1			0.4				
		2							
		3							
		4							
		5							
		6							
		7							
		8							
	シリーズ 中型 (600 × 600 × 4000)	1							
	2								
健全	シリーズ 小型 (300 × 300 × 2000)	1							
	2								
	シリーズ 中型 (600 × 600 × 4000)	1							

合は、ペシマム試験に基づき、粗骨材・細骨材とも 50%とした。また、全アルカリ量（等価 Na₂O 量）が 8.0kg/m³ となるように NaOH を添加した。

表-3 に供試体諸元を示す。供試体は、鉄筋破断が生じた PC 梁のせん断耐荷力の確認を目的として、プレストレスレベル、スターラップ破断本数をパラメータとした。反応性骨材を用いた ASR 供試体と、比較のため反応性骨材を用いない健全供試体を作製した。供試体の寸法は、シリーズ および は 300 × 300 × 2000mm（小型供試体）、寸法効果の確認を目的とするシリーズ および は 600 × 600 × 4000mm（中型供試体）とした。ここで、供試体名称は、シリーズと供試体番号を組み合わせ -1, -2 のように称する。

せん断補強鉄筋比は、当社 PC 梁の標準的な値である 0.4%とした。スターラップの破断は、せん断スパン内の引張縁側の曲げ加工部を予め切断することにより模擬した。プレストレスは、供試体下縁において、シリーズ および は 10N/mm², 7.5N/mm² の 2 水準、シリーズ および は 10N/mm² として、材令 12~13 日で導入した。なお、プレストレスの調整が必要となる状況を想定して、



写真-1 供試体暴露状況

供試体は全てアンボンドで作製した。

ASR 供試体は、2004 年 1~2 月に作製し、写真-1 のとおり、京都府八幡市内の屋外敷地において自然環境下で暴露し、ASR を発現させた。健全供試体は 2007 年 12 月に作製し、全供試体のせん断載荷試験を 2008 年 2 月に実施した。

図-1 に供試体形状とゲージ等の配置を示す。コンクリート表面ひずみの測定用に、コンタクトゲージ測定用のチップを、供試体軸方向の上縁・下縁と供試体中央部の鉛直・軸直角方向に設置した。スターラップには、せん断スパン内に位置する鉄筋の鉛直方向の上縁・中央・下縁付近の 3 箇

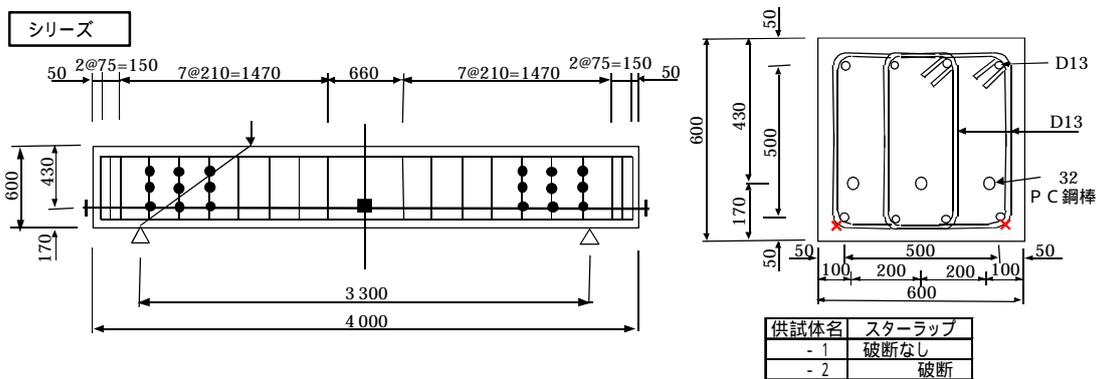
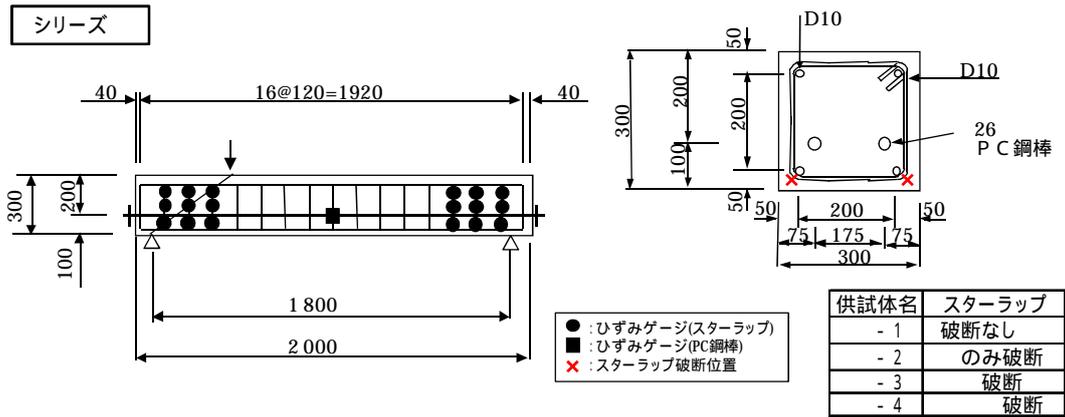


図-1 供試体形状およびゲージ等の配置

所に溶接型ひずみゲージを設置した。PC 鋼棒には、同じく溶接型ひずみゲージをスパン中央部に設置した。予め模擬したスターラップ破断位置は図中に「×」印で示す。

2. ASR の進行状況

図-2～図-9 に代表供試体の材令 45 ヶ月におけるひび割れ、ひずみ、圧縮強度および静弾性係数の経時変化を示す。

図-2 のひび割れ密度は、ひび割れ幅毎のひび割れ延長を、それぞれ供試体の表面積で除して算出した。ひび割れ密度の合計は材令 750 日あたりまで増加し、それ以降は大きな増加は見られない。一方で、材令 1200 日から 1350 日にかけて、0.2mm 以上のひび割れ密度が増加し、0.2mm 未満のひび割れ密度は減少した。

コンクリート表面ひずみは、年 2 回の測定のうち、

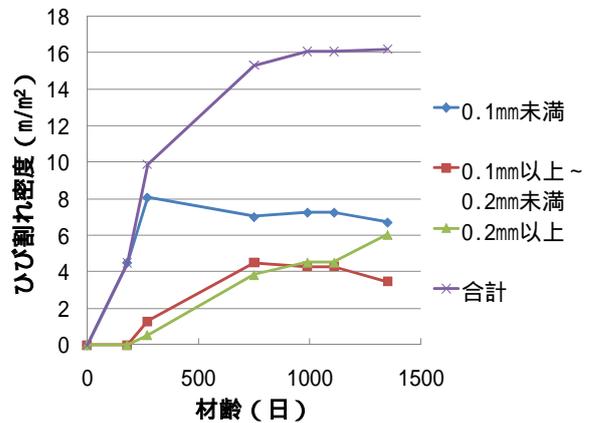


図-2 ひび割れ密度の経時変化(-1)

ち、夏季を経過した時期（材令 570 日，990 日）の測定において、前回測定から大きく進展する傾向が見られ（図-3）、高温多湿環境により ASR の進行が促進したと考えられる。また、測定位置の違いによりひずみの値が異なっており、PC 鋼棒位置に最も近い下縁側ではほとんどひずみが発生

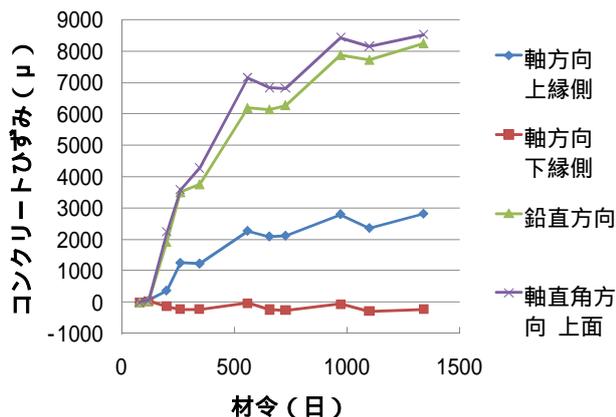


図-3 コンクリート表面ひずみ(-1)

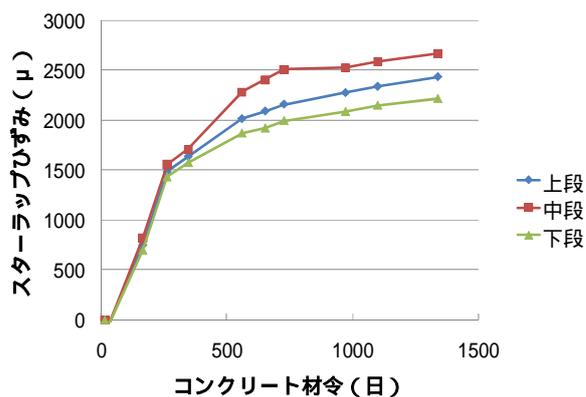


図-4 スターラップひずみ(-1)

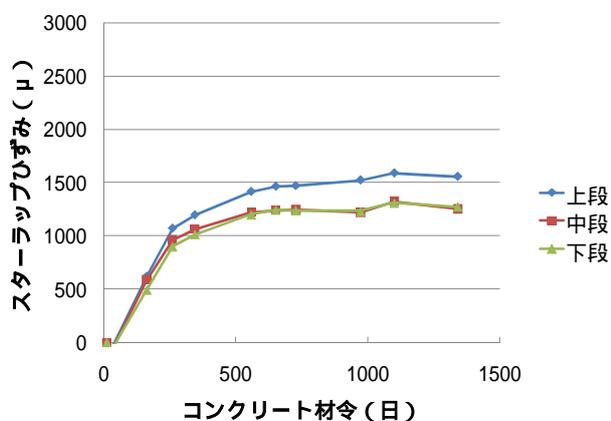


図-5 スターラップひずみ(-4)

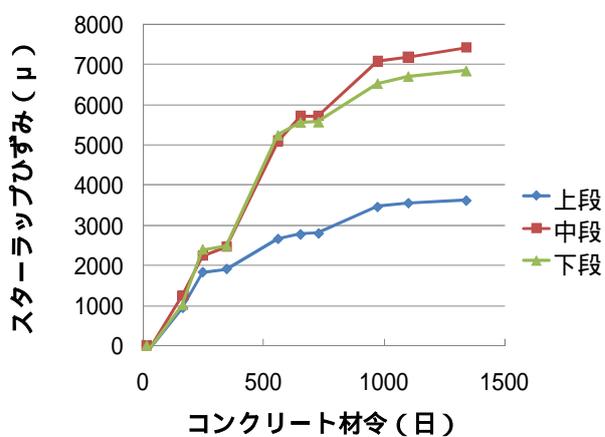


図-6 スターラップひずみ(-1)

していない。これは、プレストレスにより膨張が拘束されたことによるものと考えられる。また、寸法の違う小型・中型供試体で、ひずみの大きさにそれほど差はなく、最大値はともに 8000 μ 程度であった。

スターラップひずみは、小型供試体でスターラップ破断のないものは 2000 ~ 3000 μ 程度(図-4)、最も破断本数の多い供試体で 1000 ~ 2000 μ 程度(図-5)であり、降伏ひずみと同等あるいはそれ以上のひずみを生じた。破断があると膨張に対する拘束力が小さくなるため、破断のない場合に比べてひずみが小さくなったと考えられる。また、中型供試体では、破断のないものは 6000 ~ 8000 μ 程度(図-6)、破断のある供試体で 2000 ~ 4000 μ 程度のスターラップひずみを生じており、小型供試体と同様、破断がある場合にひずみが小さく

なる結果となった。

PC 鋼棒ひずみは、材令 160 日時点で圧縮側に 400 μ 程度まで生じたが、その後、概ね引張側に推移する傾向を示した(図-7)。この理由として、ASR の膨張圧が作用したことが推察される。

ASR 供試体と同時に作製し、同条件で自然暴露した円柱供試体(10 × 20cm)について、図-8 に圧縮強度、図-9 に静弾性係数の経時変化を示す。圧縮強度は、材令 180 日まで上昇したが、材令 570 日では前回測定値から減少し、それ以降は 30 ~ 40 N/mm² 程度で推移した。静弾性係数は、材令 28 日までは増加したが、その後、材令 570 日まで減少し、以降は 40 N/mm² 程度でそれほど変化しなかった。材令 1440 日時点での圧縮強度は 40.0N/mm²、静弾性係数は当初の約 4 割程度の 0.93 × 10⁴N/mm² であった。

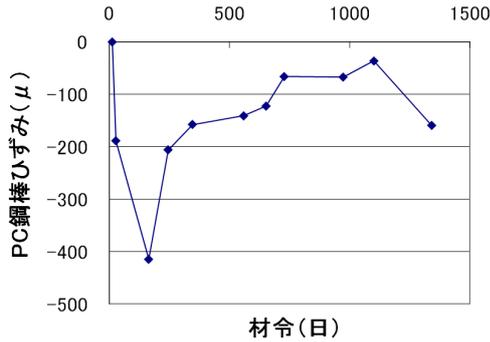


図-7 PC 鋼棒ひずみ(-1)

以上のコンクリート表面ひずみおよびスターラップひずみの経時変化から、ASR 供試体の膨張が今後著しく増加する可能性は低いと考えられ、これらのひずみの発生量も ASR によるせん断耐荷力を検討するための劣化レベルに達していると判断し、後述する載荷試験を実施した。

3. せん断載荷試験

本供試体は、実構造物を想定して配筋を決定したため、せん断破壊が起こりにくいものとなっている。試験の載荷条件は、予備載荷試験¹⁾から、せん断破壊が先行するよう、せん断スパン比 $a/d=2.0$ に設定した。

また、長期暴露に伴うプレストレスの減少が懸念されたため、図-7 に示す PC 鋼棒ひずみの経時変化や、曲げひび割れ発生荷重確認試験より、残存プレストレスを評価した。その結果、当初のプレストレス導入量はほぼ確保されていた¹⁾ため、再緊張によるプレストレスの調整は行わないこととし、載荷試験 4 週間前にシーズ内にグラウトを注入した。

3-1 小型供試体

-1 供試体の破壊状況を写真-2 に示す。供試体は、荷重の増加に伴い斜めひび割れが発生した後、急激に耐力低下を生じ、せん断破壊した。一般に、 $a/d=2.0$ という比較的小さいせん断スパン比では、アーチ機構の形成により、せん断圧縮破

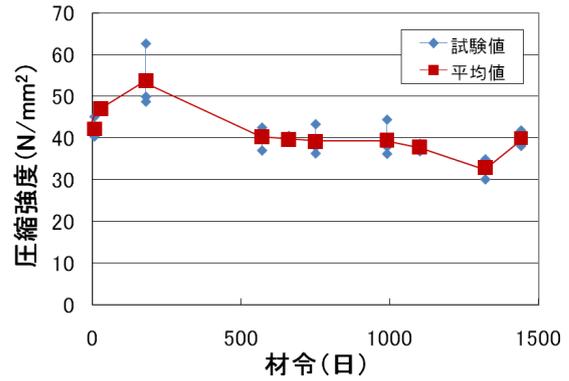


図-8 圧縮強度の経時変化

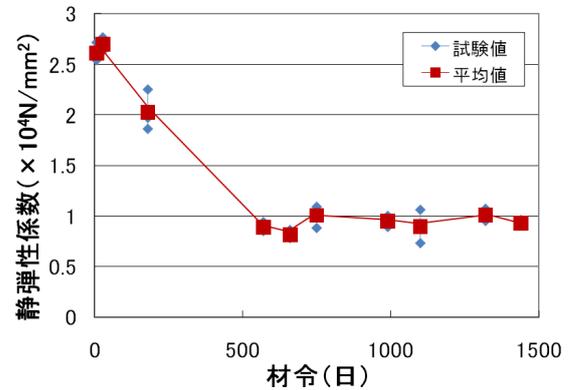


図-9 静弾性係数の経時変化

壊が卓越すると言われているが、写真-3 に示す普通コンクリートで作製し、斜め引張破壊した健全供試体ではスターラップが降伏しており、当該せん断スパン比ではトラス機構が形成されたものと推察される。

図-10、図-11 に、支間中央における荷重 - 変位関係を示す。図-10 は計画プレストレス 10N/mm^2 、図-11 は 7.5N/mm^2 のケースである。スターラップ破断のない ASR 供試体 (-1, -5) と健全供試体 (-1, -2) の破壊荷重はほぼ同等となった。スターラップ破断のない ASR 供試体の剛性は健全供試体に比べて低い傾向にあるが、せん断耐荷力は、スターラップで拘束されたコンクリート断面に ASR 膨張によるケミカルプレストレスが作用した影響から、健全供試体と同等レベルを有する結果になったものと考えられる。また、スターラップ破断のある供試体の破壊荷重は、破断本数が多いほど小さくなる傾向となった。

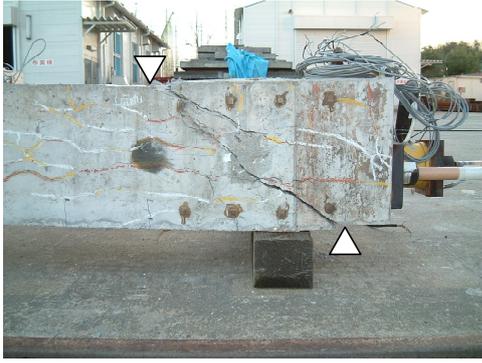


写真-2 供試体破壊状況 (-1)

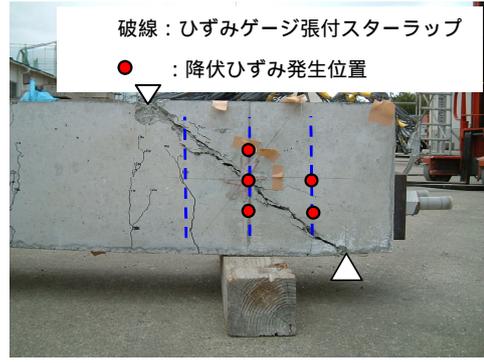


写真-3 供試体破壊状況 (-1)

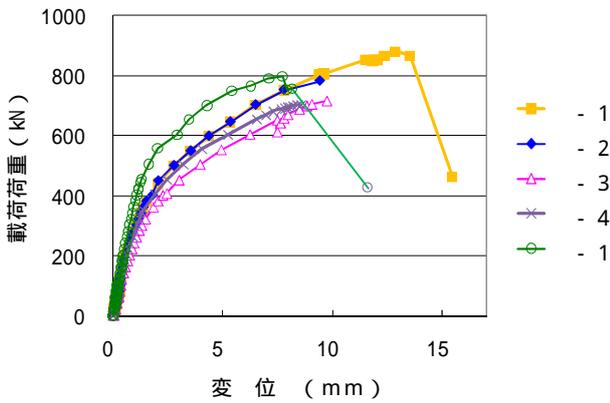


図-10 荷重 - 変位関係 (-1~4, -1)

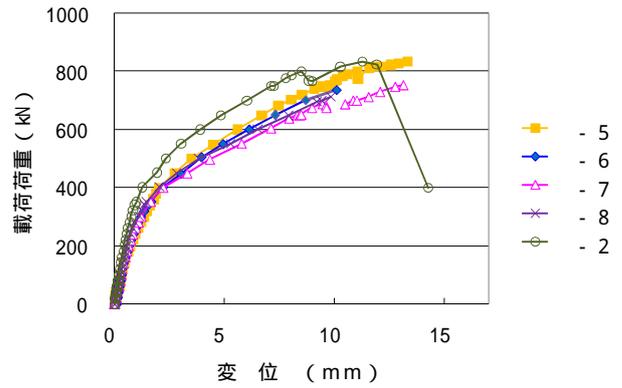


図-11 荷重 - 変位関係 (-5~8, -2)

3-2 中型供試体

中型の健全供試体 (-1) に対し、小型と同様に $a/d=2.0$ の条件で載荷試験を実施したところ、斜めひび割れは発生せず、上縁コンクリートの圧壊による曲げ圧縮破壊を生じた。本試験では、供試体をせん断破壊させる必要があるため、ASR 供試体 (-1, -2) では、せん断スパン比を

$a/d=1.8$ に低下させ、試験を行った。図-12 に -1, -2 供試体の支間中央における荷重 - 変位関係を示す。スターラップ破断の無い ASR 供試体 (-1) では、斜めひび割れの発生は見られたが、最終的には上縁コンクリートの圧壊による曲げ圧縮破壊に至った。破断を模擬した ASR 供試体 (-2) では、斜めひび割れ発生後、急激に耐力低下を生じてせん断破壊した (写真-4)。

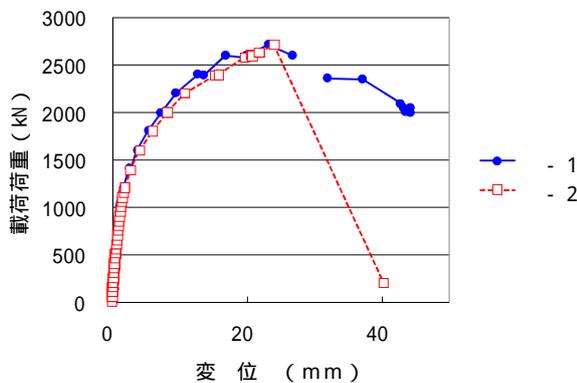


図-12 荷重 - 変位関係 (-1, -2)

4. せん断耐力の評価

3. の実験では、各供試体で斜め引張破壊が生じたことから、土木学会コンクリート標準示方書のせん断耐力算出式に基づく計算値との比較により、せん断耐力を評価した。

コンクリートの受け持つせん断力 V_c の算出には、二羽ら²⁾の提案式を用いた。

表-4 せん断耐荷力の実験値と計算値の比較結果

供試体分類	供試体No.	a/d	プレストレス(N/mm ²)		破壊荷重(kN)	破壊形式	計算値				
			計画	残存プレストレス			全スターラップ有効		有効付着長考慮		
							耐力(kN)	実験値/計算値	耐力(kN)	実験値/計算値	
小型	健全	- 1	2.0	10.0	9.2	794	せん断	628	1.26	-	-
	ASR	- 1			10.0	879		646	1.36	-	-
		- 2			10.1	780		649	1.20	600	1.30
		- 3			8.6	715		615	1.16	518	1.38
	健全	- 4	8.6	700	615	1.14		470	1.49		
		ASR	- 2	6.9	834	576		1.45	-	-	
			- 5	8.5	834	613		1.36	-	-	
			- 6	7.1	737	581		1.27	532	1.38	
	ASR	- 7	7.4	750	588	1.28		491	1.53		
		- 8	8.0	713	601	1.19		457	1.56		
中型	健全	- 1	2.0	10.0	9.3	2470	曲げ	2316	-	-	-
	ASR	- 1	1.8	10.0	9.4	2718	曲げ	2410	-	-	-
		- 2	1.8	10.0	9.3	2710	せん断	2402	1.13	2190	1.24

$$V_c = 0.23 \sqrt{f'_c} \sqrt{p_w} \sqrt{1000} d \{0.75 + 1.4/(a/d)\} \cdot b_w \cdot d \quad (1)$$

ここに、 f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²),
 $p_w = 100A_s/(b_w \cdot d)$, A_s : 引張鉄筋断面積(mm²),
 b_w : ウェブ幅(mm), d : 有効高さ(mm),
 a : せん断スパン(mm)

また、プレストレスの効果は、池田ら³⁾の知見より、ひび割れ発生モーメントを直接評価し、コンクリートの受け持つせん断力に加算した。

$$V_{cu} = V_c + M_{cr} / a \quad (2)$$

ここに、 V_{cu} : 再評価したコンクリートの受け持つせん断力, M_{cr} : ひび割れ発生モーメント

このほか、破断を模擬したスターラップの定着長について、破断部から 20 の範囲を無効とした場合の影響を検討した⁴⁾。小型供試体は、スターラップ径は 10mm のため破断部から 200mm が無効となるが、直線長は 180mm であり、スターラップは付着を確保できない。中型供試体では、破断しても有効付着長が確保できるスターラップは、破断させた 3 本のうち、最も载荷点側の 1 本のみとなる。また、破断しても付着が確保できるスターラップについては、圧縮合力の作用位置と引張鉄筋の重心位置との距離 Z を、 $Z = d/1.15 - 20$ とし、負担するせん断力を求めた。

以上の条件で算出したせん断耐荷力を表-4 に示す。いずれの計算値も実験値を下回る結果となり、計算値は耐荷力を安全側に評価していること

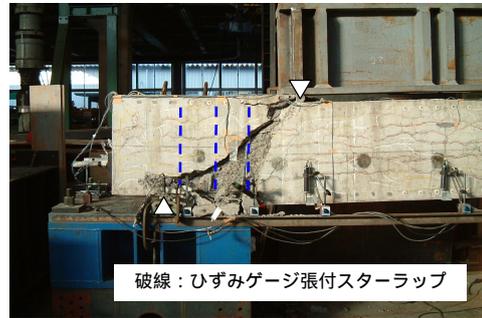


写真-4 供試体破壊状況 (-2)

を確認した。有効付着長を考慮せず、破断したスターラップを全て有効と考えた場合、破断本数が多いほど安全率は低下し、3 本破断させた供試体 -4, -8, -2 の安全率は同程度となった。

また、有効付着長を考慮した場合には、安全率は破断のない供試体に比べ同程度か、高い結果となっている。シリーズにおいて、スターラップに破断が生じている供試体では、破断本数が多いほど安全率が高くなる傾向があるが、これは有効付着長を安全側に評価しているためと考えられる。

5. 結論

反応性骨材を用いて、スターラップの破断本数や部材寸法等をパラメータとした PC 梁供試体を作製し、自然暴露により ASR 劣化を進行させ、約 4 年にわたってその膨張挙動を追跡調査した。材令 45 ヶ月時点で ASR 膨張の収束傾向を確認し、

せん断耐荷力の確認を目的とした載荷試験を実施した。試験から得られた結果を以下に示す。

- (1) 小型供試体の試験結果より、スターラップ破断のない ASR 供試体は、反応により生じたひび割れで剛性が低下する傾向があるが、健全供試体と同等のせん断耐荷力を有することを確認した。この一因には、ASR 膨張によるケミカルプレストレスが耐荷力の増加に寄与したことが考えられる。
- (2) 小型供試体の試験結果より、スターラップの破断本数が増加するほどせん断耐荷力は低下することが明らかとなった。中型供試体においても、スターラップ破断のある供試体のみせん断破壊を生じたことから、破断が耐荷力の低下に影響を与えることが確認された。
- (3) 土木学会式および二羽式、池田式を用いてせん断耐荷力を評価し、いずれの供試体も計算値は耐荷力を安全側に評価することを確認した。なお、供試体寸法による破壊形式の違いやスターラ

ップの破断がせん断耐荷力に与える影響の詳細な評価、本検討の実構造物への適用については、今後の検討課題と考えている。

謝辞：本検討にあたり、「ASR 構造物の維持管理に関する検討会（委員長：京都大学大学院 宮川豊章教授）」においてご指導を賜りました。委員長はじめ関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 十名ほか：ASR により劣化した PC 梁供試体のせん断耐荷力実験に関する基礎検討，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 7 巻，pp.97-104，2007.11.
- 2) 二羽ほか：せん断補強鉄筋のない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No.372/ -5，pp.167-176，1986
- 3) 伊藤ほか：プレキャストセグメント PC はりの曲げせん断挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，1994
- 4) 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 - 鉄筋破断と新たな対応 - ，2005.

EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR STRENGTH OF PRESTRESSED CONCRETE BEAMS DETERIORATED BY ALKALI-SILICA REACTION

Tsutomu NIINA, Yoshio HISARI and Akinori SATO

An experimental study was carried out on shear strength of prestressed concrete (PC) beams deteriorated by alkali-silica reaction (ASR). PC beam specimens with varied dimensions and numbers of fractured stirrups were exposed to a long term exposure (about four years) and tested to evaluate their shear strengths after ASR-induced expansion. No shear strength decrease was observed in the specimens without stirrup fracture, and a relationship was found present between the number of fractured stirrups and the degree of decrease in the shear strength. Shear strength evaluation was also carried out using a conventional method to confirm adequate safety margin in the calculated values of the specimens.

新名 勉



阪神高速道路株式会社
技術部 技術開発課
Tsutomu Niina

久利 良夫



(財)阪神高速道路管理技術センター
企画研究部 調査研究課
Yoshio Hisari

佐藤 彰紀



阪神高速道路株式会社
神戸管理部 保全工事課
Akinori Sato