

# 論文 アルカリ骨材反応により劣化したプレテンションホロー桁のせん断耐力に関する実験的検討

仲澤 拓巳<sup>\*1</sup>・田中 泰司<sup>\*2</sup>・高橋 章<sup>\*3</sup>

**要旨:** 本研究では、促進養生によりアルカリ骨材反応により劣化した大型のプレテンションホロー桁を作製し、曲げせん断試験を実施した。アルカリ骨材反応によって、特に鋼材拘束の少ない箇所に亀甲状のひび割れやPCより線に沿うひび割れが発生した。載荷試験の結果、自由膨張量が2000 $\mu$ の場合は健全試験体と同等のせん断耐力となったが、自由膨張量が3500 $\mu$ の場合は健全な試験体と比べてせん断耐力が90%まで低下した。

**キーワード:** アルカリ骨材反応, プレテンションホロー桁, せん断耐力

## 1. はじめに

近年、プレストレストコンクリート（以下、PC）橋梁においてアルカリシリカ反応（以下、ASR）を伴う劣化事例が報告されており、その損傷メカニズムの解明や損傷評価法の確立が求められている。特に、PC箱桁橋やPCホロー桁橋においては、写真-1に示すように、ASRに伴い、橋梁軸方向にひび割れが生じる劣化事例が報告されている<sup>1)</sup>。このような水平ひび割れの発生が進行した場合、重ね梁化によって部材の耐力や剛性が低下する恐れもある。また、引張鋼材への付着伝達力も低下するために、定着部への負担が増大し、定着破壊が生じる可能性も危惧される。そこで本研究では、ASR劣化したPC部材のひび割れの進展状況の確認を行うとともに、ASRによるコンクリートの劣化が部材耐荷性能や耐荷機構に与える影響を実験的に検討することとした。

ASRは骨材の膨張反応であるので、ASRに伴って発生するひび割れの諸特性は、骨材寸法に依存していると考えられる。その場合、供試体寸法が小さいと、実構造物の寸法の場合とは異なる結果が得られるおそれがある。また、付着や定着に関する性能は、構造細目の形状や寸法に大きく依存するので、なるべく実構造物に近いもので検討するのが望ましい。これらを勘案して、本研究で



写真-1 ASRによる軸方向ひび割れの劣化事例

は、比較的大型のプレテンションホロー桁を作製し、ASR促進劣化を行ったうえで、曲げせん断力を加えて、曲げせん断性状の確認を行った。

## 2. 試験体概要

### 2.1 緒元

試験体の寸法を図-1に示す。試験体はプレテンション方式によるホロー桁で、JIS規格（JIS A 5313）に適合した桁長15m用のプレテンション方式橋桁の断面を再現したものである。PCより線は7本より15.2mm（SWPR7BN）、スターラップはD10（SD295）を使用し

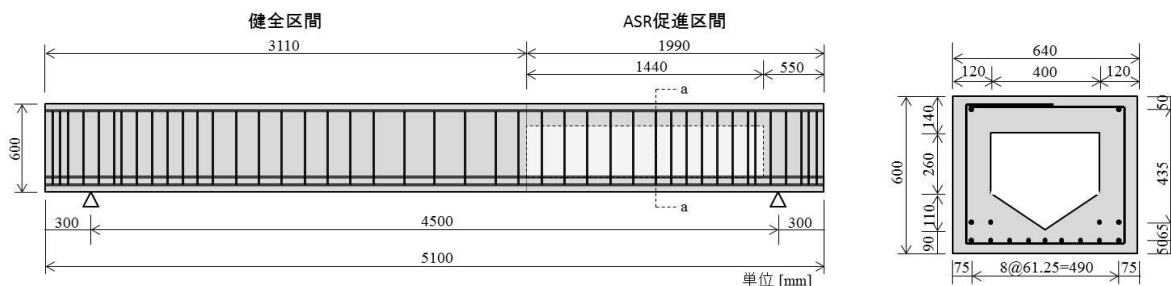


図-1 試験体寸法（左：側面図、右：a-a断面図）

\*1 長岡技術科学大学大学院 工学研究科 建設工学専攻 (学生会員)

\*2 長岡技術科学大学 環境・建設系 博(工) (正会員)

\*3 長岡技術科学大学大学院 工学研究科 建設工学専攻

表-1 コンクリートの配合

コンクリートの種類	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	アルカリ量 (kg/m <sup>3</sup> )	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad		アルカリ NaOH
ASR	40	46	9.0	185	463	756	861	13.9 (SP8HU)	3.24 (303A)	11.6
健全	39.5	35.5	0	154	390	622	1189	3.90		0

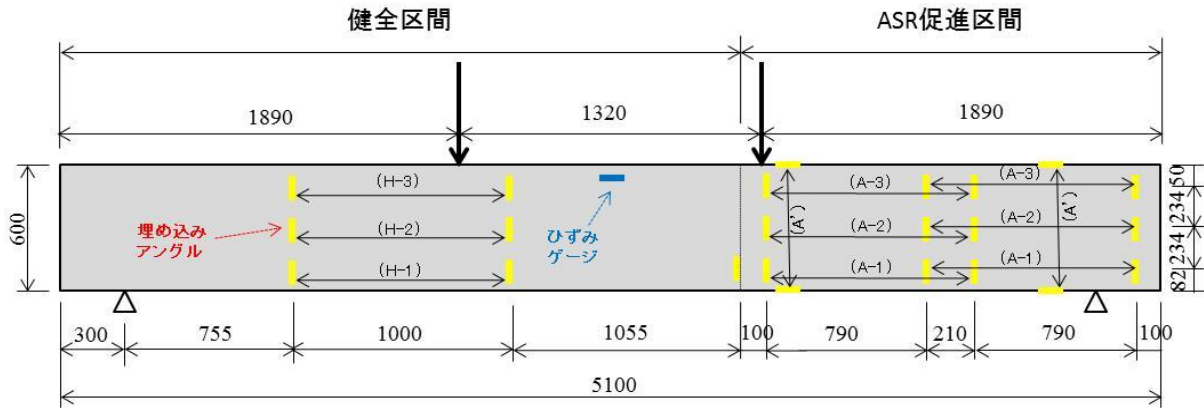


図-2 埋め込みアングル・ひずみゲージの取り付け位置と荷重位置

た。試験体は ASR を促進させる区間(1990mm)と、ASR が生じない健全区間 (3110mm) とに分けて打設を行った。ASR 促進区間においては、組み立てたコンパネをコンクリート内に埋め込むことで中空形状とした。また、破壊領域を ASR 促進区間に限定するため、健全側は中実断面としてせん断耐力を高めた。

試験体にプレストレスを導入するため、試験体の打設後約 10 日間、封緘養生を行い、試験体打設時に採取した円柱供試体の圧縮強度が 30N/mm<sup>2</sup> に達していることを確認した後、PC より線の緊張力解放により、試験体にプレストレスを導入した。プレストレス力は、PC より線 1 本あたりの設計荷重作用時における許容引張応力度である 1110N/mm<sup>2</sup> を断面積 138.7mm<sup>2</sup> を乗じた 154kN とし、トータルで 2310kN 導入した。プレテンション力の導入後は、ASR 膨張を防ぎながら強度を十分に発現させる目的で気中養生を行った。全ての試験体の打設が完了した後、ASR 促進養生を同時に開始した。ASR 促進養生は、ASR 促進区間のみで行い、健全区間においては気中養生を継続した。試験水準を表-2 に示す。荷重試験用の試験体は計 3 体作製した。試験因子はコンクリートの膨張量とし、自由膨張量が 0μ, 2000μ, 3500μ を試験水準とした。自由膨張量 0μ の水準では、全区間で健全なコンクリートを使用した。

自由膨張量測定用の供試体には、φ100×400mm の円柱供試体を使用した。供試体数は 3 体とした。供試体端部にゲージプラグを埋め込み、ダイヤルゲージ法により膨張量測定を行った。

表-2 試験水準

No.	使用骨材	自由膨張量	名称
1	反応性骨材	2000μ	A-2000
2	反応性骨材	3500μ	A-3500
3	非反応性骨材	—	H

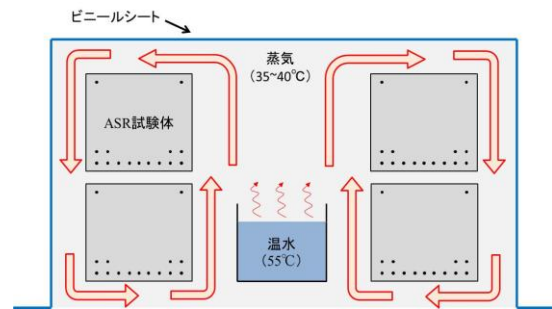
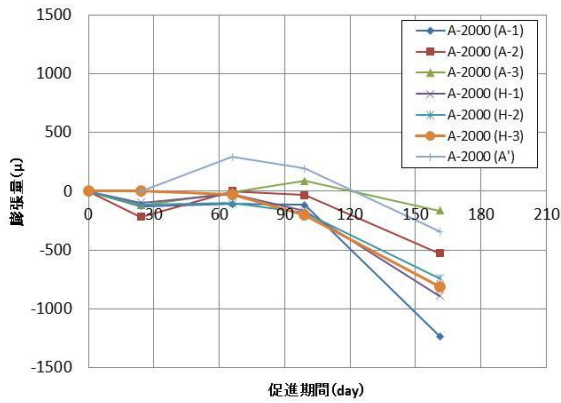


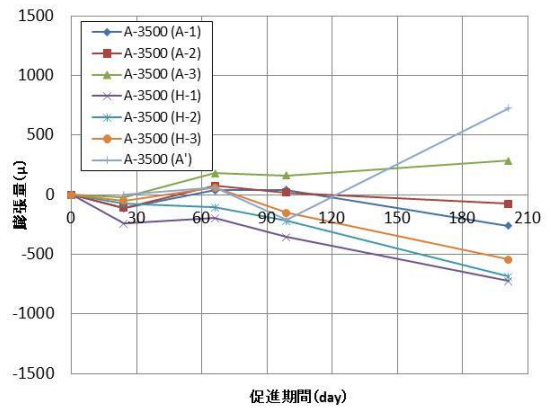
図-3 促進養生のイメージ図

## 2.2 使用材料

ASR 試験体と健全試験体のコンクリートの配合を表-1 に示す。ASR コンクリートにおいては、水酸化ナトリウムの添加により流動性が低下したために、単位水量を調整することで所定のスランプを確保した。本研究では、早期の強度発現のため、セメントには早強ポルトランドセメントを用いた。ASR 反応を促進させるため、コンクリートには水酸化ナトリウムを Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub> で 9.0kg/m<sup>3</sup> 添加した。細骨材には非反応性骨材 (信濃川産、表乾密度 2.64g/cm<sup>3</sup>) を、粗骨材には反応性骨材 (姫川産、表乾密度 2.58g/cm<sup>3</sup>) を用いた。粗骨材の化学法 (JIS A 1145) の試験結果は、アルカリ濃度減少量 Rs が 300mmol/l、溶解シリカ量 Sc が 350mmol/l であり、無害でない判定さ



(a) 自由膨張量 2000 μ



(b) 自由膨張量 3500 μ

図-4 プレテンションホロー桁の膨張量

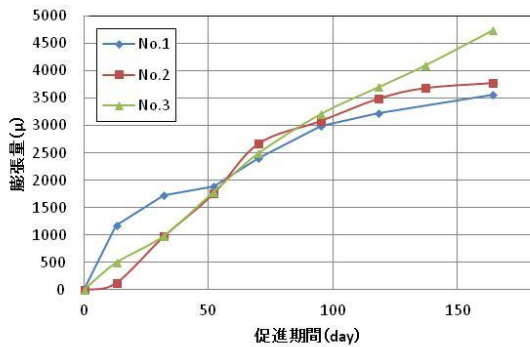


図-5 円柱供試体の自由膨張量

れた。一方、モルタルバー法 (JIS A 1146) による材齢 6 か月時点での膨張量は 520μ であり、無害と判定されたものの、アルカリ量をセメント重量の 1.5%Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub> とした場合 (JIS の規定値は 1.2%) には、膨張量は 3300μ となり、高い反応性を示した。また、岩石薄片の偏光顕微鏡観察の結果、反応性鉱物として多量のクリストバライトとトリディマイト、少量のオパール、ガラスを含有していることが確認された。

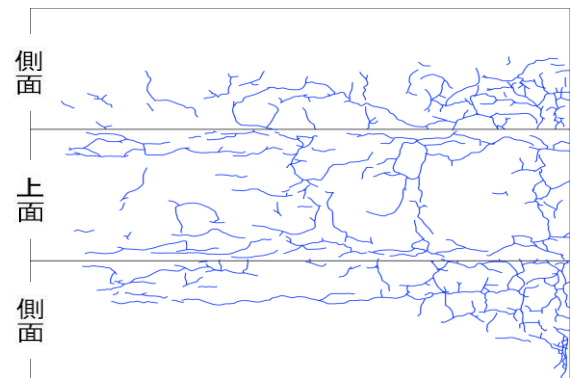
### 2.3 促進養生方法

本研究で作製した大型の試験体ではデンマーク法のように、高温の水中に試験体を浸漬する促進養生方法を用いるのは困難である。そこで本研究では、図-3 に示すように、試験体の ASR 促進区間をビニールシートで覆い、水槽に溜めた水の温度を投げ込みヒーターにより上昇させ、蒸気により試験体を湿潤・高温状態を保つ方法を採用し、促進養生を行った。水温を約 55°C となるように温度調節を行うことで、ビニールシート内は 35~40°C に保たれた。

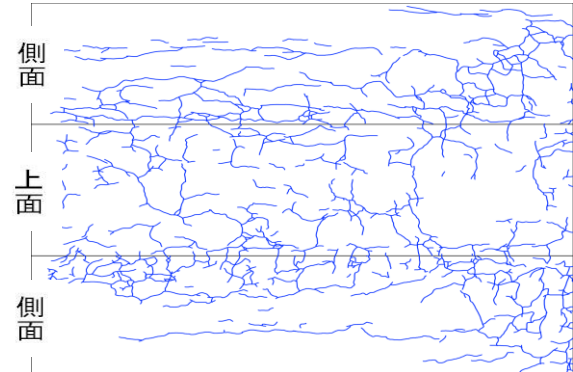
## 3. ASR 促進による試験体性状

### 3.1 プレテンションホロー桁の膨張量測定

プレテンションホロー桁の膨張量測定は試験体側面で行い、図-2 における位置・方向で測定した。膨張量測定は、試験体表面に埋め込んだステンレス製アングルを



(a) 自由膨張量 2000 μ



(b) 自由膨張量 3500 μ

図-6 ASR 劣化による試験体のひび割れ

約 1m のノギスで測定することで行った。アングルは試験体両側面に設置し、ASR 促進区間・健全区間それぞれにおける高さをパラメータとし、膨張量測定を行った。測定した膨張量の経時変化を図-4 に示す。いずれの試験体においても、健全部では 600~700μ 程度の収縮が生じていた。この収縮は、乾燥収縮とプレストレスによるクリープに起因するものと考えられる。ASR 促進部分のひずみ測定結果は、試験体によって異なっているものの、PC 鋼材が集中している下側 (A-1) の収縮量は大きく、鋼材による拘束が比較的少ない上側 (A-3) の収縮量が少なくなる結果となった。試験体によるばらつきはあるものの、ASR による膨張変形は大きくないという

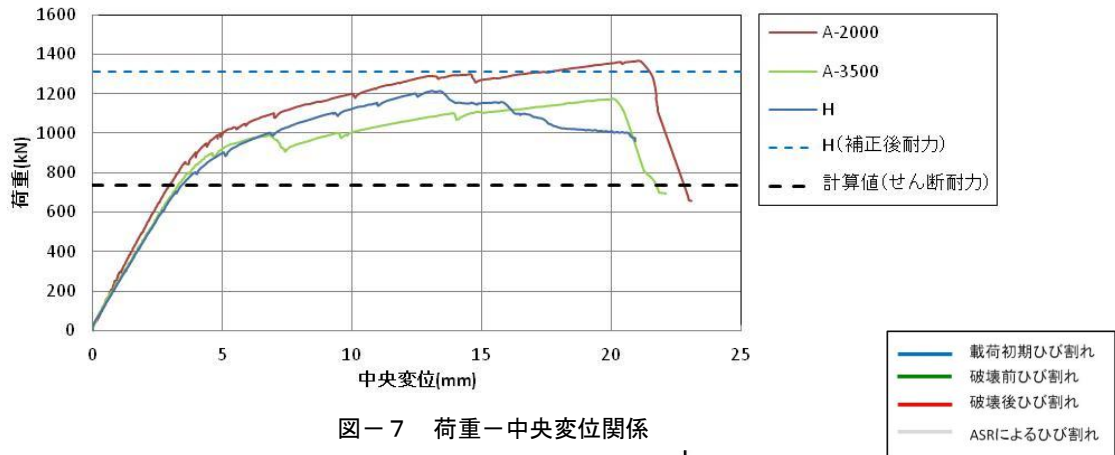


図-7 荷重-中央変位関係

点では共通しているといえる。これは、PC より線による部材軸方向の拘束力が大きかったためと考えられる。

### 3.2 円柱供試体の自由膨張量測定

自由膨張量測定用の円柱供試体は、プレテンションホロー桁と同条件下にて促進養生を行った。自由膨張量の経時変化を図-5に示す。促進養生開始から、円柱供試体の膨張がすぐに発生し、促進開始約60日で膨張量が2000 $\mu$ を超えた。さらに、促進開始約120日で3500 $\mu$ に到達した。円柱供試体が載荷試験水準の自由膨張量に達した時点で、載荷試験を行うプレテンションホロー桁の促進養生を終了し、載荷試験を行った。

### 3.3 ASR劣化による試験体のひび割れ状況

ASRの進行によりプレテンションホロー桁に生じたひび割れ状況を図-6に示す。ひび割れ図は、試験体側面と上面の展開図で、ASR促進区間(1990mm)のみ示している。いずれの試験体においても、亀甲状のひび割れを確認した。また、ASR促進期間が長くなるにつれて、ひび割れの数が増加する傾向にあった。ひび割れはPC鋼材による拘束が少ない部材端部や上側に多く発生し、PC鋼材が集中して配置されている下側では比較的少なかった。これは、図-4に示すプレテンションホロー桁の膨張量の傾向と同様であり、PCより線による拘束が比較的少ない試験体上側においてひび割れが発生したものと考えられる。自由膨張量2000 $\mu$ の試験体の場合、試験体上側に配置されたPCより線に沿ったひび割れが確認された。さらに自由膨張量3500 $\mu$ の試験体の場合、試験体下側に配置されたPCより線に沿ったひび割れも発生していた。ただしこのPCより線に沿ったひび割れのひび割れ幅は0.06~0.08mmと比較的小さく、写真-1にみられるひび割れのように、部材の重ね梁化などが危惧されるレベルには至っていなかった。

実構造物では、ウェブまたは下フランジの鋼材に沿った軸方向ひび割れが卓越しており、部材上側の亀甲状ひび割れは発生していなかった。そのため、今回の試験体

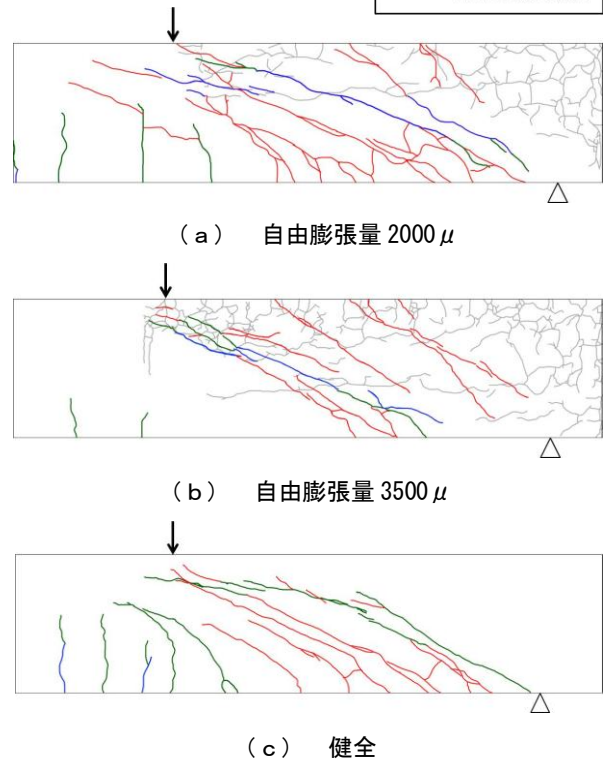


図-8 載荷によるひび割れ

で観察されたひび割れパターンは、実構造物とはかなり異なっていると言える。その理由としては、実構造物では表面が乾燥、ホロー内側が湿潤状態であり、構造物への水分の供給面が異なるためであると考えられる。

## 4. 載荷試験

### 4.1 試験概要

載荷試験は図-2に示すように2点載荷とし、ASR促進区間にてせん断破壊するように行った。載荷点位置は、有効高さ $d=530\text{mm}$ に対して、 $a/d=3$  ( $a=1590\text{mm}$ )となるように決定した。試験項目は、試験体のせん断耐力、載荷によるひび割れの進展状況、破壊モードとした。載荷試験中に適宜、ひび割れの観察を行った。

### 4.2 試験結果

各試験体の荷重-中央変位関係を図-7に示す。自由

膨張量 2000 $\mu$  試験体の最大荷重は 1369kN, 最大変位は 23.1mm であった。自由膨張量 3500 $\mu$  試験体の最大荷重は 1174kN, 最大変位は 22.1mm であった。また、健全試験体の最大荷重は 1213kN, 最大変位は 20.9mm であった。ただし、荷重試験時における各試験体の圧縮強度はかなり異なっていたことから、せん断耐力の大小関係を比較する際には、圧縮強度に関する補正が必要になる。

荷重試験により発生したひび割れを図-8に示す。この図は ASR 促進区間の支点から試験体中央までのひび割れ状況を示している。青色の線は荷重初期のひび割れ、緑色は破壊前のひび割れ、赤色は破壊後のひび割れ、灰色は ASR によるひび割れを示す。荷重試験時のコンクリート上縁に貼り付けたひずみゲージの測定結果が図-9であり、それぞれの試験体の荷重初期ひび割れ発生荷重をマークで示した。また、試験体が破壊する前に行った最後の観察時のひび割れを破壊前のひび割れとした。健全試験体については、曲げひび割れが先行し、曲げひび割れの数も多くみられた。一方で、自由膨張量 2000 $\mu$  ならびに 3500 $\mu$  試験体については、せん断ひび割れが先行し、曲げひび割れはほとんど発生しなかった。特に、3500 $\mu$  試験体については、破壊に至るまでせん断区間に曲げひび割れが生じなかった。この原因のひとつとしては、ASR 膨張によってケミカルプレストレスが追加的に試験体に導入され、その結果、曲げひび割れ荷重が増加したことが考えられる。ただし、図-4に示す結果の限りでは、ASR による部材軸方向の膨張が明確には計測されていないので、詳細については今後も検討を要する。

自由膨張量 2000 $\mu$  ならびに 3500 $\mu$  試験体の荷重試験においては、変位が 20mm を超えた後に荷重がピークに達し、荷重点近傍のコンクリートの圧縮破壊とせん断破壊が同時に発生した。試験体はホロー桁であるため、破壊は奥行方向に均等には発生せず、手前側または奥側のいずれか片側で発生した。その後、しばらくしてから、もう一方で破壊が起こり、荷重が減少した。健全試験体の場合、変位が 13mm の時点で荷重のピークがみられ、せん断区間に曲げひび割れとせん断ひび割れが発生しながら変位が増加し続けたが、ASR 試験体のように急激に荷重が減少するような破壊は生じなかった。また、最後までひび割れは圧縮縁に達することはなかった。

円柱供試体による圧縮強度および弾性係数の測定結果を図-10に示す。ASR 供試体の圧縮強度は 53-59N/mm<sup>2</sup> の範囲であり、ASR 劣化の進行度によらず、各試験体の圧縮強度にはほとんど差がみられないことを確認した。また、弾性係数測定結果については、ASR 劣化のしていない供試体の弾性係数を基準とすると、自由膨張量 2000 $\mu$  では 69%, 自由膨張量 3500 $\mu$  では 55%まで弾性係数が低下していた。このように、既往の研究と同様に

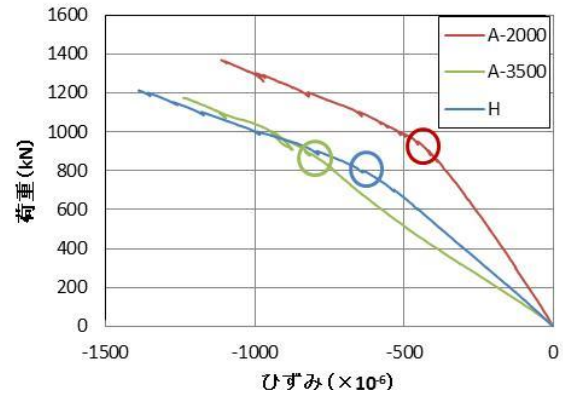


図-9 コンクリート上縁の荷重-ひずみ関係

ASR 劣化によって弾性係数の劣化は顕著であるものの、荷重-変位関係における部材剛性としてはほとんど変化が見られなかった。部材内のコンクリートは PC より線によって常に拘束を受けているのに対し、円柱供試体はいったん拘束が解放されるために、圧縮試験により測定される圧縮強度・弾性係数は必ずしも実構造物の劣化状況を示すものではない可能性がある。

#### 4.3 実験値と計算値との比較

せん断耐力の計算値はコンクリート標準示方書<sup>2)</sup>による以下の式-(1)により求めた。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1)$$

ここに、 $V_{cd}$ :せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力で、式-(2)による。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2), \quad \beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad (d: \text{mm}),$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v}, \quad \beta_n = \sqrt{1 + \sigma_{cg} / f_{vtd}}, \quad b_w: \text{腹部の幅 (mm)},$$

$$d: \text{有効高さ (mm)}, \quad p_v = A_s / (b_w \cdot d),$$

$$A_s: \text{引張側鋼材の断面積 (mm}^2), \quad f'_{cd}: \text{コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm}^2), \quad f_{vtd} = 0.23 f'_{cd}{}^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2),$$

$$\sigma_{cg}: \text{断面高さの 1/2 の高さにおける平均プレストレス (N/mm}^2), \quad \gamma_b: \text{本研究では 1.0 とする}$$

$V_{sd}$ :せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力で、式-(3)による。

$$V_{sd} = [A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s \cot \theta + \cos \alpha_s) / s_s + A_{pw} \sigma_{pw} (\sin \alpha_{ps} \cot \theta + \cos \alpha_{ps}) / s_p] z / \gamma_b \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3)$$

$$A_w: \text{区間 } s_s \text{ におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm}^2),$$

$$A_{pw}: \text{区間 } p_s \text{ におけるせん断補強用緊張材の総断面積 (mm}^2), \quad \sigma_{pw}: \text{せん断補強鉄筋降伏時におけるせん断補強緊張材の引張応力度 (N/mm}^2),$$

$$\sigma_{pw} = \sigma_{wpe} + f_{wyd} \leq f_{pyd}, \quad \sigma_{wpe}: \text{せん断補強用緊張材の有効引張応力度 (N/mm}^2), \quad f_{wyd}: \text{せん断補強鉄筋の設計降伏強度 (N/mm}^2), \quad f_{pyd}: \text{せん断補強用緊張材の設計降伏強度 (N/mm}^2), \quad \alpha_s: \text{せん断補強鉄筋が部材軸となす角度, } \alpha_{ps}: \text{せん断補強緊張材が部材軸となす角度, } \theta: \text{コ}$$

表-3 実験値と計算値との比較

名称	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	試験結果(kN)			計算値(kN)			試験結果 /計算値
		$V_c$	$V_s$	$V_y$	$V_{cd}$	$V_{sd}$	$V_{yd}$	
A-2000	54.8	437	248	685	208	159	367	1.87
A-3500	54.8	413	174	587	208	159	367	1.60
H	42.9	563	44.1	607	203	167	370	1.64
H'(補正)	54.8	610	44.1	654	208	159	367	1.78

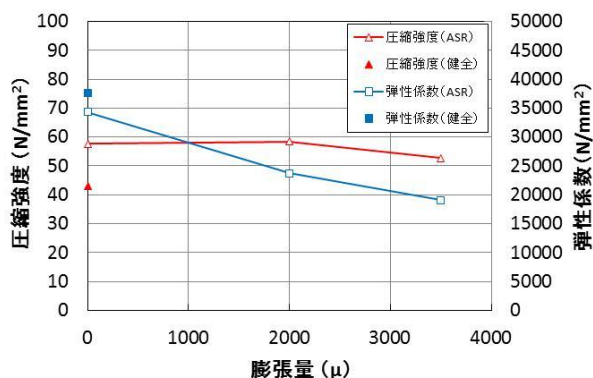


図-10 圧縮強度・弾性係数の測定結果

コンクリートの圧縮ストラットの角度 ( $36^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ),  $s_s$ : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm),  $s_p$ : せん断補強緊張材の配置間隔 (mm),  $z$ : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に  $d/1.15$  としよ、 $p_w = A_w / (b_w \cdot s_s) + (A_{pw} \cdot \sigma_{pw} / f_{wyd}) / (b_w \cdot s_p)$ ,  $\gamma_b$ : 本研究では 1.0 とする

$V_{ped}$ : 軸方向緊張材の有効引張力のせん断耐力に平行な成分であるが、本研究では  $V_{ped}=0$  である。

計算値と実験値の比較のため、安全率を 1.0 として計算すると、 $P_{yd}=2V_{yd}$  より  $P_{yd}=733.6\text{kN}$  の計算結果が得られた。載荷試験による最大荷重は、自由膨張量 2000μ の試験体で  $P_y=1369.2\text{kN}$  であり、計算値の 2 倍近くの耐力となった。

本試験では ASR 促進部と健全部で配合の異なるコンクリートを使用したため、せん断耐力の比較においてはコンクリートの圧縮強度の補正計算を行う必要がある。そこで、以下の式-(4)によって補正計算を行った。

$$V'_{cd} = V_{cd} \left( \frac{f_{ASR}}{f} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4)$$

ここに、 $V'_{cd}$ : 補正後の斜めひび割れ発生荷重 (kN),  $V_{cd}$ : 試験によるせん断耐力 (kN),  $f$ : 補正する試験体のコンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $f_{ASR}$ : ASR 試験体劣化前のコンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>) である。

$V_c$  はせん断ひび割れ発生荷重をあらわすので、各試験体の  $V_c$  は、図-9 のグラフの傾きの変化や、載荷試験のひび割れ観察図から推定した。また、その値を用いて健

全試験体のせん断耐力の補正計算を行った。実験値と計算値の比較を表-3 に示す。ASR 試験体の劣化前における圧縮強度を基準としてせん断耐力の補正計算を行った。健全試験体の載荷試験において、せん断ひび割れを確認した 1125kN を  $V_c(=563\text{kN})$  として補正計算をすると、せん断耐力は 654kN となった。補正後の最大荷重は図-7 に点線で示した。自由膨張量 2000μ までの ASR 劣化の場合、せん断耐力は健全試験体とほぼ同等であったことから、軽微な ASR 劣化が構造性能に与える影響は小さいと考えられる。自由膨張量 3500μ まで ASR 劣化が進行すると、せん断耐力は健全試験体と比較して約 1 割低下した。ASR 膨張した試験体の圧縮強度はほとんど低下していないことや、式-(4) に示されるように、圧縮強度がせん断耐力に与える影響は、感度が比較的小さいことから、圧縮強度以外の要因で構造性能が低下したものと考えられる。その原因としては、ASR 膨張に伴って発生した亀甲状のひび割れが、破壊を誘発したことなどが考えられるが、その検証については今後の課題である。

## 5. まとめ

本研究では ASR 促進により劣化した大型のプレテンションホロー桁の載荷試験を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) ASR によるひび割れは、PC 鋼材による拘束が少ない部材端部や上側に多く発生し、PC 鋼材が集中して配置されている下側では比較的少なかった。
- (2) ASR 試験体では健全試験体に比べて曲げひび割れが発生しにくくなる傾向が確認された。
- (3) 圧縮強度の補正を行ったうえでせん断耐力を比較したところ、自由膨張量 2000μ までの軽微な劣化では ASR が構造性能に与える影響は小さかったが、自由膨張量が 3500μ まで劣化すると、せん断耐力は約 1 割低下した。

## 参考文献

- 1) 関 慎一郎, 木村 嘉富, 花井 拓, 中島 道浩: 軸方向ひび割れの発生したプレストレストコンクリート橋の調査 (その 1), 土木学会全国大会, 2012.9
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書[設計編], 2013.3