論文　ASR 膨張した RC 梁の付着および破壊形式への a/d の影響

IGusti Made Shota Sattwa[*1]・水田　真紀[*2]・葛目　和宏[*3]・児島　孝之[*4]

要旨：本研究では，ASR によるコンクリート膨張量と，載荷条件として a/d を変化させた RC 梁の載荷実験を行った。ASR が生じると，コンクリートの圧縮強度が減少する影響を観察するため，圧縮型の破壊形式である曲げ破壊とせん断圧縮破壊を想定し，a/d=3.5 と 1.1 の載荷条件下で実験を実施した。その結果，いずれの載荷条件においても，膨張量が 2000×10^{-6} までであれば，破壊形式や耐荷荷重に変化がないことを確認した。また，膨張量が 1000×10^{-6} までであれば，健全なコンクリートと同等の付着性能を見込めることがわかった。

キーワード：ASR，a/d，膨張，付着，破壊形式

1. はじめに

アルカリシリカ反応（以下，ASR）性骨材を含有するコンクリートは，コンクリート中の高いアルカリ性を示す空隙水と反応して，コンクリートに異常な膨張を引き起こし，それに伴い，コンクリート表面に多数のひび割れを発生させることがある。そして，ひび割れが発生した場合，そのひび割れから浸入した水や空気により内部の鉄筋が錆び，鉄筋とコンクリートの間の付着に影響を及ぼし，最終的には，コンクリート構造物の耐荷力まで低下させることが懸念される。ASR により過大な膨張がコンクリート構造物に発生した場合，コンクリートの強度や弾性係数の低下のみならず，曲げ加工部や圧接部での鉄筋破断などの大きな損傷を発生したという事例も報告[1)]されている。

多くの実験的検討がなされ ASR の基本的なメカニズムが解明されようとしているが，ASR の発生，進行に影響する要因は非常に多くあり，未解明の部分も多い。したがって，ASR が発生した実構造物の劣化度を評価する診断や手法がないのが現実である。そこで本研究では，ASR 劣化したコンクリート構造物の合理的な補修・補強方法を提案することを目指し，ASR によるコンクリート膨張量とせん断スパン有効高さ比（以下，a/d ）をパラメータとした RC 梁の載荷実験を実施した。そして，ASR によるコンクリートの膨張がコンクリートと鉄筋の付着と破壊形式に与える影響に着目した検討を行った。

2. 実験概要

2.1 実験計画

本研究では，曲げを受ける RC 梁について，主鉄筋の付着および定着部分の挙動が，ASR が引き起こすコンクリート膨張によってどのように変化するのかに着目し，実験を計画した。したがって，ASR を生じたコンクリートの劣化度を表す材料的要因として，コンクリートの膨張量を取り上げることにした。また，ASR 膨張を生じたコンクリートでは，膨張前よりも圧縮強度が減少する傾向があることから，圧縮型破壊を生じる載荷条件で実験を行うことにし，構造的要因も考慮した。そして，材料的要因と構造的要因を組み合わせて，実験を計画した

表－1　供試体一覧

供試体名	膨張量 ($\times10^{-6}$)	a/d	使用鉄筋
ST-r-3.5	0	3.5	φ9
ST-d-3.5	0		D10
ASR1000-3.5	1000		
ASR2000-3.5	2000		
ST-r-1.1	0	1.1	φ9
ST-d-1.1	0		D10
ASR1000-1.1	1000		
ASR2000-1.1	2000		

2.2 実験要因

供試体一覧を**表－1** に示す。実験要因は，2.1 節で述べたように，材料的要因となるコンクリートの膨張量と，構造的要因である載荷条件とした。まず，コンクリートの膨張量として，0，1000，2000×10^{-6} の 3 水準を設定した。すべてのコンクリートに，ASR 反応性骨材を用い，膨張量が 1000 および 2000×10^{-6} の供試体を ASR シリーズ，膨張量が 0 の供試体を ST シリーズと呼ぶことにする。ここで，コンクリートの膨張量とは，

*1 立命館大学大学院　創造理工学専攻　博士前期課程 1 年　(学生会員)
*2 立命館大学　理工学部都市システム工学科助教　博(工)　(正会員)
*3 （株）国際建設技術研究所　代表取締役社長　(正会員)
*4 立命館大学　理工学部特命教授　工博　(正会員)

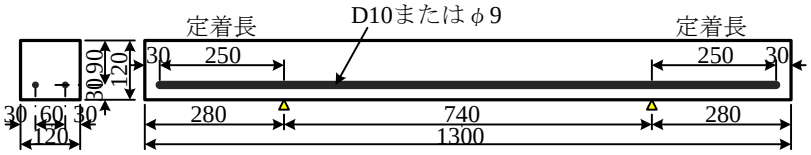


図-1　供試体寸法および配筋図

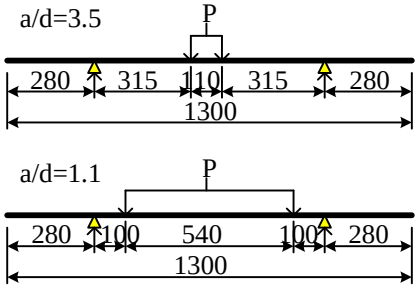


図-2　載荷条件

表－4　鉄筋の基本特性

	規格	単位：N/mm^2		
		f_y	f_u	E_s
D10	SD295A	371.0	506.3	2.0×10^5
φ9	SR295	344.9	456.0	2.0×10^5

表－2　示方配合

W/C (%)	s/a (%)	単位体積重量 (kg/m^3)							AD (ml)	NaCl (kg)
		W	C	細骨材		粗骨材				
				S1	S2	G1	G2	G3		
62	47	168	271	262	612	249	249	494	678	20.1

表－3　各使用材料の基本特性

材料		略記	主な性質
セメント		C	早強ポルトランドセメント(密度 3.16kg/m^3)
非反応性	細骨材	S1	高槻産砕砂 (硬質砂岩，密度：2.64g/cm^3，吸水率：2.11%，FM：2.71)
	粗骨材	G1，G2	高槻産砕石 (硬質砂岩，密度：2.68g/cm^3，吸水率：0.73%，FM：7.00) G1：粒径 5～13mm，G2：粒径 13～20mm
反応性	細骨材	S2	北海道産安山岩系砕砂　(密度：2.64g/cm^3)
	粗骨材	G3	北海道産安山岩系砕石　(密度：2.64g/cm^3)
混和剤		AD	AE 減水剤（リグニンスルホン酸化合物とポリオールの複合体）
塩分		NaCl	精製塩

RC 梁供試体と同時に作製した 100×100×400(mm)の角柱コンクリートの長軸方向に 100(mm)間隔で 3 点に取り付けたコンタクトチップ間の距離を測定した値とし，3 体の角柱コンクリートの平均値とした。

次に，ASR 膨張によるコンクリートの劣化の影響を観察するため，圧縮型の破壊を生じる a/d が 3.5 および 1.1 となる 2 種類の載荷条件を設定した。ここで，コンクリートの膨張量が 0 であれば，a/d=3.5 の場合は，主鉄筋降伏後，コンクリートの圧縮破壊が生じる曲げ破壊を想定した。また，a/d=1.1 の場合は，せん断ひび割れ発生後もタイドアーチ的な性状を示すことから，コンクリートの圧縮破壊により終局に達する，せん断圧縮破壊を生じる載荷条件である。

本研究では，コンクリートと鉄筋との付着あるいは定着が十分でなくなった場合，RC 梁が破壊するまでの挙動を確認するため，ST シリーズでは異形鉄筋（記号 d）以外に丸鋼（記号 r）も使用した。

2.3 実験方法

(1) 供試体概要

RC 梁供試体寸法および配筋図を**図－1** に示す。また，載荷条件を**図－2** に示す。

載荷実験の対象は，正方形断面を有する 120×120×1300(mm)の RC 梁とした（**図－1**）。2 本の鉄筋を梁下側のみに配置し，梁側面と底面から鉄筋中心までの距離を 30(mm)，鉄筋間隔を 60(mm)とすることで，コンクリートと鉄筋間の付着が均等になるように配慮した。また，定着部にはフックを設けず，コンクリート標準示方書 [2)]で定められる基本定着長以上に鉄筋を支点外に延伸することで，支持スパン内の付着と支持スパン外の定着がどの程度コンクリート膨張の影響を受けるのかを観察した。ここで，基本定着長は D10 について算出した。

(2) 材料特性

コンクリートの示方配合を**表－2** に，各使用材料の基本特性を**表－3** に，鉄筋の基本特性を**表－4** に示す。こで，ASR シリーズのコンクリートには，反応を促進するために，コンクリートの目標アルカリ量が 12.0(kg/m^3)となるよう NaCl を添加した。また，反応性

表-5　載荷実験結果

供試体名	曲げ：最大荷重(kN)			せん断：最大荷重(kN)			圧縮強度 (N/mm^2)	破壊形式
	実験	計算	実験/計算	実験	計算	実験/計算		
ST-r-3.5	23.47	23.54	0.99	－	－	－	39.7	曲げ引張破壊
ST-d-3.5	31.47	28.17	1.12	－	－	－	39.7	
ASR1000-3.5	32.53	26.68	1.20	－	－	－	23.1	
ASR2000-3.5	39.33	26.25	1.50	－	－	－	20.6	
ST-r-1.1	－	－	－	61.20	58.13	1.05	39.7	鉄筋降伏後 コンクリートの 圧縮破壊
ST-d-1.1	－	－	－	93.20	61.16	1.52	39.7	
ASR1000-1.1	－	－	－	91.47	42.60	2.14	23.1	
ASR2000-1.1	－	－	－	90.33	39.46	2.28	20.6	

骨材には，JIS A 1145（化学法）で無害でないと判定された骨材を使用し，事前に行ったペシマム試験から，最も反応性の高かった反応性骨材と非反応性骨材の割合を決定した。よって，粗骨材では反応性骨材：非反応性骨材=50：50，細骨材では 70：30 とした。

(3) 測定項目

載荷試験時の測定項目は, コンクリートの圧縮強度, 鉄筋のひずみ，梁中央の変位，ひび割れ状況とした。ただし，鉄筋のひずみは ST シリーズの供試体のみ測定した。また，コンクリートの圧縮強度は，各梁供試体と同時に製作した 4 本の円柱供試体（φ100×200(mm)）の平均値とした。

ST シリーズの鉄筋のひずみは，1 本の鉄筋の中央から 60mm 間隔に計 12 ヶ所にひずみゲージを貼り付けて測定した。そして，鉄筋のひずみから平均付着応力を算出し，コンクリートの膨張が曲げを受ける RC 梁の付着に与える影響についての検討を行った。ここで，平均付着応力は，隣り合うゲージで測定された鉄筋ひずみの差が，その間の付着により生じるものと仮定して算出した。また，本研究で設定した膨張量を測定するために，RC 梁供試体と同時に作製した角柱コンクリート（100×100×400(mm)）の側面に 100(mm)間隔で 3 点にコンタクトチップを取り付けた。打込み後 1 日目に脱型し，コンタクトチップを取り付け，初期値を測った後，定期的に膨張量を測定した。ここで，膨張量は, 角柱コンクリート 3 体の平均値とした。そして，設定した膨張量に達したことを確認し，すぐに載荷試験を実施した。

載荷実験に先立ち，ASR シリーズの供試体については梁全面のひび割れをスケッチした。そして，載荷実験は荷重制御で行い，梁の変位については，RC 梁供試体の支点と梁中央の 3 点に変位計を取り付けて測定を行った。載荷実験時には，ひび割れ進展の状況を確認した。

3. 載荷試験結果および考察

3.1　健全なコンクリート（ST シリーズ）

本節では, まだ膨張していない健全な状態の ASR コンクリートとの付着の良否が，曲げを受ける RC 梁の破壊までの挙動に及ぼす影響を検討した結果について述べる。対象とする供試体は，引張側鉄筋に異形鉄筋を用いた ST-d と丸鋼を用いた ST-r 供試体である。

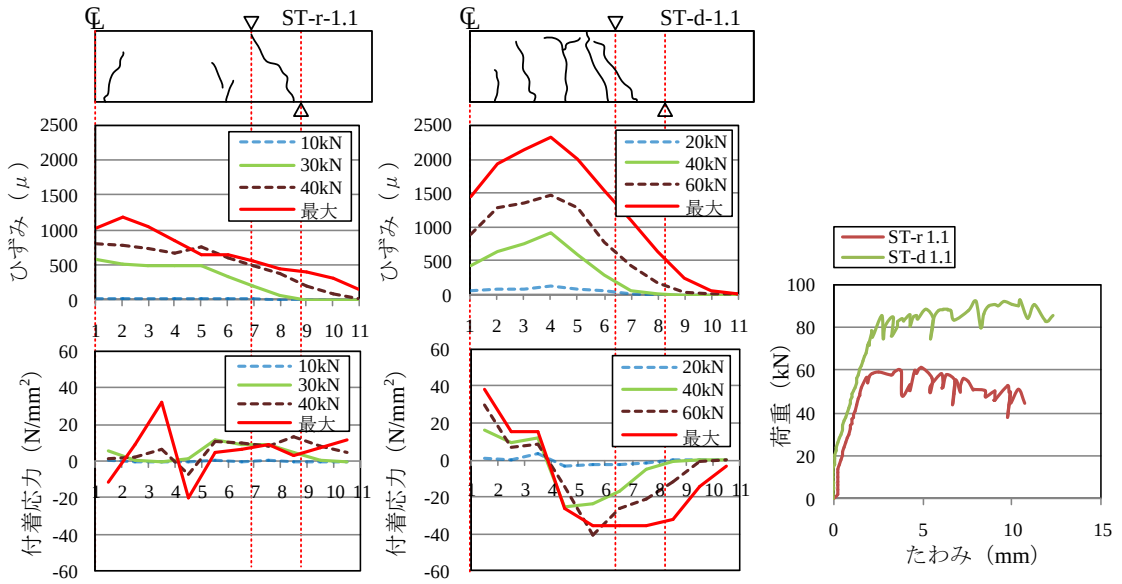
a/d=3.5 および 1.1 の載荷条件で実験を行い，実験終了後の梁側面のひび割れ状況，各荷重段階の鉄筋のひずみ分布と鉄筋のひずみから算出した平均付着応力分布の結果を以下の項に示す。また，**表－5** には，載荷試験結果を示す。ここで，**表－5** には，本研究で載荷実験した全供試体の結果を示し，a/d=1.1 の場合のせん断圧縮破壊耐力の計算値は，文献 [3)]を参考に算出した。

(1) 載荷条件 a/d=3.5 の場合

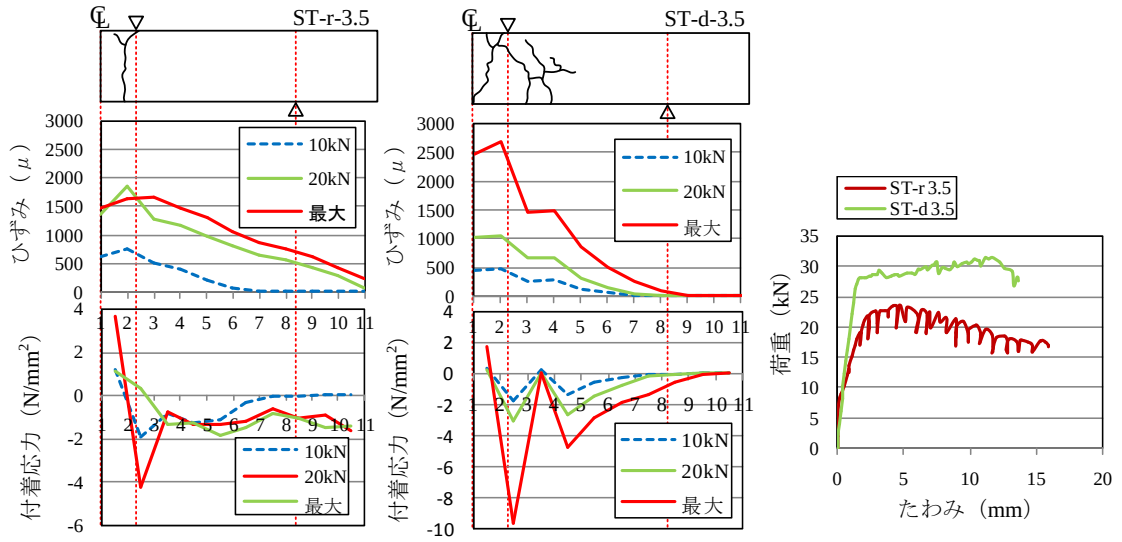
図－3 に，ST-d および ST-r 供試体のひび割れ状況，鉄筋のひずみ分布, 平均付着応力分布をそれぞれ示す。ここで，各グラフの横軸の数値は，鉄筋に貼付したひずみゲージの番号を示している。さらに，図には荷重－たわみ関係も同時に示している。また，いずれの供試体も曲げ引張破壊を生じ，鉄筋の違いによって破壊形式は変化しなかった。さらに，曲げ耐力も，計算値と同等あるいはそれ以上であった。

まず，ひび割れ発生状況を比べると，丸鋼を用いた ST-r 供試体では曲げスパンに 1 本のひび割れが発生したのに対し, 異形鉄筋を用いた ST-d 供試体ではせん断スパンまで複数本のひび割れが発生した。ひび割れ本数の違いから，丸鋼は広範にわたってすべりが生じていると予想できる。

次に，鉄筋のひずみ分布と平均付着応力分布について考察する。ST-d 供試体について，支点外の定着部の鉄筋にはほとんどひずみが生じなかったことから，a/d=3.5 の載荷条件では，今回設定した鉄筋の定着長が十分であったと判断できる。一方，ST-r 供試体では，



図−3　ひび割れ状況・鉄筋ひずみ・付着応力連携図および荷重ーたわみ関係



図−4　ひび割れ状況・鉄筋ひずみ・付着応力連携図および荷重ーたわみ関係

荷重の増加とともに定着部の鉄筋にもひずみが生じ，曲げひび割れが発生した部分を除いて，鉄筋全体の平均付着応力が一様になった。コンクリート標準示方書[2)]では，丸鋼の付着強度は異形鉄筋の 40%としているが，今回の載荷条件では，破壊形式を変化させることはなかった。これより，曲げ引張破壊を生じる a/d=3.5 の条件で ASR 劣化した RC 梁の載荷実験を実施した場合，コンクリートと鉄筋の付着の劣化による影響を判断するための一つの判断基準となるデータを得ることができた。

(2) 載荷条件 a/d=1.1 の場合

図−4 に，ST-d および ST-r 供試体のひび割れ状況，鉄筋のひずみ分布，平均付着応力分布をそれぞれ示す。**図−3** と同様，各グラフの横軸の数値は，鉄筋に貼付したひずみゲージの番号を示している。また，図には，荷重ーたわみ関係も同時に示す。**図−4** のひび割れの状況を見ると，付着の良否が曲げスパン内のひび割れ本数の違いとして現れた。また，せん断スパン内の斜めひび割れについては，ST-r，ST-d 供試体ともに支点から載荷点方向にシフトする傾向が見られた。さらに，鉄筋のひずみ分布の定着部に着目すると，ST-d 供試体では最大荷重の 60%程度（60(kN)）からすべり始めたのに対し，ST-r 供試体では最大荷重の 50%程度（30(kN)）ですべり出した。したがって，定着部がすべり始める荷重までは，ディープビームで観察される強固なタイドアーチ機構が形成されていたと考えられる。また，ST-d 供試体の最大荷重の 60%は，ほぼせん断圧縮破壊耐力の計算値に合致していた。しかしながら，いずれの供試体も，**図−4** に見られるように，鉄筋が降伏した後もたわみが増大し，載荷点付近のコンクリートの圧縮破壊によって，終局に至ったことから，定着部の鉄筋のすべりにより，予想していたせん断圧

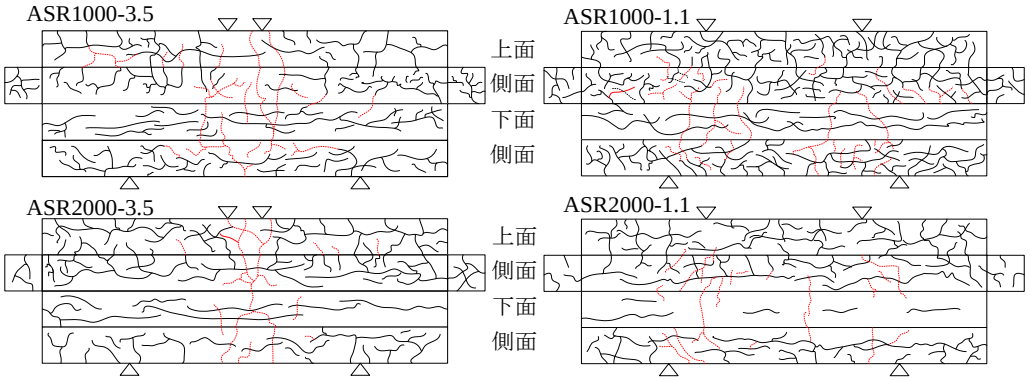


図-5 ひび割れ状況

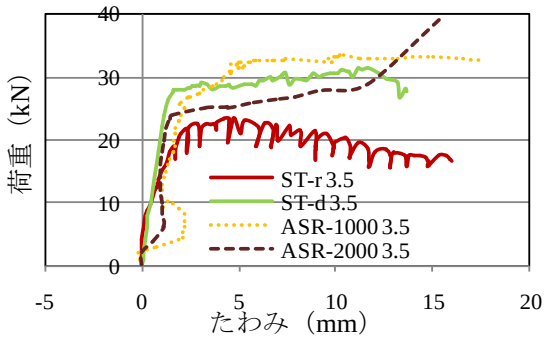


図-6 荷重-たわみ関係 （a/d=3.5）

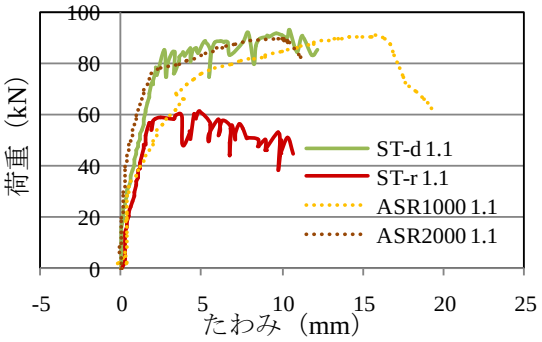


図-7 荷重-たわみ関係 （a/d=1.1）

縮破壊から別の破壊モードに変化したものと考える。

以上の実験結果から，a/d=1.1 のディープビームの場合，今回設定した定着長は十分ではなく，タイドアーチ機構を破壊まで保持していたとは考えにくい。したがって，ST-d 供試体で，定着部の鉄筋がすべり始めたと考えられる最大荷重の 60%までの挙動を，以降の ASR シリーズとの比較の主たる対象とする。

3.2 ASR 膨張コンクリート（ASR シリーズ）

(1) 載荷実験前のひび割れ状況

図－5 に，載荷実験を実施する前のひび割れ状況を示す。ここで，載荷実験時に発生したひび割れも同図に赤色で示しており，載荷実験前に発生していたひび割れと区別している。すべての供試体で，下面を除く面に多数のひび割れが亀甲状に発生した。また，供試体下面には，鉄筋に沿った軸方向のひび割れが卓越して生じており，いずれの膨張量においても，軸直角方向のひび割れはほとんど観察されなかった。これらの結果から，ASR 膨張によって，**表－5** に示したコンクリートの圧縮強度が低下した結果と同様，ASR によるコンクリートの劣化が進行していることを確認できた。さらに，供試体が上に凸状に反り上がり，鉄筋とコンクリートの付着が ASR 膨張を拘束している様子がうかがえた。これは，膨張材を添加したコンクリートで同形状の RC 梁供試体の曲げ載荷実験を行った既報の実験結果[4)]と類似の傾向であった。

(2) 載荷実験結果（a/d=3.5 の場合）

図－6 に荷重－たわみ関係を示す。ここで，比較のため，図には ST シリーズの実験結果もあわせて表示した。また，ひび割れ状況については，**図－5** を参照することにする。

表－5 に最大荷重の計算値と実験結果を示す。ここで，最大荷重の計算には，梁載荷実験時の圧縮強度を用い，ASR による膨張を考慮した。**表－5** に示すとおり，ASR1000，ASR2000 供試体ともに，曲げ引張破壊を生じ，最大荷重も ST-d 供試体を上回った。また，ひび割れ状況から，ASR1000 供試体には曲げスパンに複数のひび割れ，せん断スパンにもひび割れが発生しており，ST-d 供試体と同程度の付着があるものと推測できる。それに比べ，ASR2000 供試体に発生したひび割れの本数は減少し，ST-r 供試体と同程度であったことから，コンクリートが健全なときよりも付着が悪くなっている可能性がある。

次に，**図－6** の ASR1000 供試体を ST-d 供試体と比較すると，鉄筋が降伏し始める 30(kN)あたりまでは傾きが緩やかだが，その後は良く似た挙動を示した。そして，ASR2000 供試体についても，ST-r 供試体よりも ST-d 供試体に近い挙動を示したが，鉄筋降伏後の挙動は，他の供試体とは少し異なり，コンクリートの圧縮破壊の前に急激に荷重が増加した。このように，ASR シリーズについて，載荷荷重が 10(kN)程度までの初期段階で，不安定な挙動を示したり，破壊前に急激な荷重増加が見られたのは，供試体が反っていた影響があ

ったものと考えられる。このように，ASR によって膨張量が 2000×10^{-6} も生じ，鉄筋に沿ったひび割れが発生し，さらに，圧縮強度が健全な初期状態の 50%程度まで低下しても，a/d=3.5 の曲げ破壊を生じる載荷条件では，破壊形式が変化したり，耐荷荷重が減少したりする劣化程度ではないことを確認することができた。

(3) 載荷実験結果（a/d=1.1 の場合）

図－7 に荷重－たわみ関係を示す。上項と同様に，比較のため, ST シリーズの実験結果もあわせて表示した。また，ひび割れ状況についても同様に，**図－5** を参照することにする。

図－5 の支持スパン内のひび割れ発生状況を見ると，ASR1000 供試体に発生したひび割れは ST-d 供試体よりもわずかに少なく，ASR2000 供試体のひび割れは ST-r 供試体と同程度だった。このことから，膨張量が 1000×10^{-6} 程度であれば，健全なコンクリートと鉄筋の付着と同程度の性能を見込めるが，膨張量が 2000×10^{-6} 程度になると，丸鋼との付着ほど悪くなっている可能性があることがわかった。また，ASR1000，ASR2000 供試体ともに，ST-d 供試体と同様，鉄筋が降伏した後，載荷点付近のコンクリートが圧縮破壊し，終局に至った。

次に，**図－7** に示す荷重－たわみ関係について考察する。3.1(2)項で述べたように，ディープビーム特有のタイドアーチ機構が形成されていたと考えられる ST-d 供試体の最大荷重の 60%，60(kN)までの ASR シリーズの挙動に着目すると，ASR1000 供試体は，ST-d 供試体とほぼ同じ挙動を示した。このことから，膨張量が 1000×10^{-6} 程度であれば，コンクリートと鉄筋の付着は，コンクリートが健全な場合とほぼ同等であると考えられる。また，コンクリートストラットは，載荷荷重により生じたアーチ状の圧縮応力を受け持っていたと予想される。ただし，圧縮強度が健全なときの約 60%に低下していていたことから，載荷実験前に ASR 膨張で生じていたひび割れの影響を受けて，健全なコンクリートの場合よりもストラットの範囲が広がったという可能性も考えられる。一方，ASR2000 供試体は，ST-d 供試体よりも，さらに ST-r 供試体よりも，傾きが緩やかになっていた。このことから，コンクリートの圧縮強度の低下とともに，付着も悪くなっていたものと予測される。このように，ディープビーム的な性状を示す a/d=1.1 の載荷条件では，膨張量が 1000×10^{-6} 程度であれば健全なコンクリートと同等の付着，膨張量が 2000×10^{-6} 程度になると幾分付着が悪くなる傾向があることがわかった。しかし，本研究で設定した膨張量 2000×10^{-6} までであれば，破壊形式や耐荷荷重が変化しないことを確認することができた。

3.3 今後の課題

本研究で，a/d を変化させ，2 種類の載荷条件で ASR 膨張した RC 梁の載荷実験を実施し, 膨張量 2000×10^{-6} までであれば，破壊形式や耐荷荷重が変化しないという結果を得たことは，非常に有意義な実験であったと言える。これは，定着不良を模擬した RC 梁の載荷実験を行った既報の研究 [5]から，ある程度の膨張量までは付着劣化を起こさないと予測していた結論とも矛盾しないものであった。しかし，実験対象とした RC 梁の形状が違い，膨張量の設定方法も異なることから，ASR によるコンクリートの劣化度を定量的に評価することができなかった。したがって，ASR によるコンクリートの劣化度の定量化も含めて，ASR 膨張したコンクリートと鉄筋の付着，載荷条件の違いによる破壊形式の変化を評価することは，今後の課題とする。

4. まとめ

本研究では，圧縮型破壊形式を想定した 2 種類の載荷条件で, ASR 膨張した RC 梁の載荷実験を実施した。これにより，以下の結論を得ることができた。

(1) 載荷条件を a/d=3.5 および 1.1 とした場合，ASR による膨張量が 2000×10^{-6} までであれば，破壊形式が変化したり，耐荷荷重が減少しないことを確認することができた。

(2) 種類の載荷条件の下で行った実験から，ASR による膨張量が 1000×10^{-6} までは，健全なコンクリートと同等の付着性能を見込めることがわかった。

参考文献

1) 葛目和宏，河野広隆，中谷昌一，玉越隆史：ASR 劣化の生じた道路橋の維持管理について，コンクリート工学，Vol.42，No.6，2004

2) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），pp.195-197 および pp.34-36，2007

3) 二羽淳一郎 : FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-128，1983

4) IGusti Made Shota Sattwa，西部徳人，葛目和宏，水田真紀，児島孝之：コンクリートの膨張が RC 梁の曲げ耐荷性状に与える影響について，土木学会全国大会第 66 回年次学術講演会概要集, V-552, 2011

5) 水田真紀，藤井洋介，葛目和宏，児島孝之：付着劣化を模擬した ASR 劣化コンクリート梁の破壊挙動，JCI 年次論文集，Vol.32，No.2，pp.631-636，2010