

論文 逆対称曲げ RC ディープビームの破壊性状に関する解析的研究

米花 萌^{*1}・渡辺 健^{*2}・二羽 淳一郎^{*3}

要旨：逆対称曲げを受けるせん断スパン有効高さ比(a/d)の小さい鉄筋コンクリートはり(RC ディープビーム)の破壊性状を評価することを目的に、二次元有限要素解析による数値解析的検討を実施した。検討では、既往の研究で実施された RC ディープビームの載荷実験結果に対して、特に a/d およびせん断補強鉄筋比に依存して異なるひび割れ性状を、概ね再現することができた。また、逆対称曲げを受ける RC ディープビームでは、せん断補強鉄筋を配置することで高ひずみ領域が大きくなること、および a/d が大きくなると破壊性状が軸方向鉄筋とコンクリートの付着特性に左右されやすくなることを解析的に確認した。

キーワード：RC ディープビーム, 逆対称曲げモーメント, 有限要素法, 付着特性

1. はじめに

鉄筋コンクリート(RC)ラーメン高架橋の地中はりや中層はりにおいて、地震による水平荷重が作用すると、はりの支間中央においてモーメントの正負が反転する、逆対称曲げモーメント分布が形成される。これらの部材は、構造物の種類によっては、せん断スパン a が有効高さ d に対して比較的小さくなる、RC ディープビーム型の構造形式になることも多い。逆対称曲げが作用する a/d の比較的大きな RC はりに関する研究はこれまでに多くなされてきたが、 a/d の小さな RC はりに関する研究は数少なく、その破壊性状は明らかとなっていない。現在、このような土木構造物の設計では、単純支持条件下の RC ディープビームの載荷実験結果に基づいて導出されたせん断耐力評価式¹⁾が照査に利用されている。しかし、支持条件の相違が RC ディープビームの破壊性状およびせん断耐力に影響を及ぼすことが、実験による既往の研究²⁾で確認されている。そのため、逆対称曲げが作用する RC ディープビームにおいては、現行の評価式を適用できない可能性がある。また、想定すべき地震力の増大に伴い、せん断補強鉄筋量の増大が要求されやすい近年の土木構造物の建設において、必要鉄筋量を減ずることが期待されている。以上のことから、逆対称曲げを受ける

RC ディープビームの破壊性状の把握および合理的なせん断耐力評価法の確立が重要であると言える。

本研究では、逆対称曲げが作用する RC ディープビームの破壊性状を数値解析的に再現し、把握することを目的としている。すなわち、既往の研究²⁾の RC ディープビームの載荷実験結果を参考に非線形有限要素解析を行い、実験結果と解析結果とを比較することで解析の再現性を検討するとともに、せん断スパン有効高さ比(a/d)およびせん断補強鉄筋比(r_w)と、逆対称曲げ作用下の RC ディープビームの破壊性状との関連について検討した。

2. 実験および解析概要

2.1 既往の研究²⁾における実験概要

既往の研究²⁾では、逆対称曲げを受ける RC ディープビームの破壊性状を実験的に捉え、現行のせん断耐力評価法の適用の可能性を検討することを目的に、 a/d および r_w を変化させた実験を実施している。

図-1 に試験体概要(DB408)および載荷方法、表-1 に使用した鋼材の材料特性、表-2 に試験体諸元を示す。試験体は、左右にフーチング部を有する矩形断面の RC はりであり、RC ラーメン高架橋に使用されている一般的な諸元を模擬している。載荷は、4 点曲げ単調載荷とし、支間

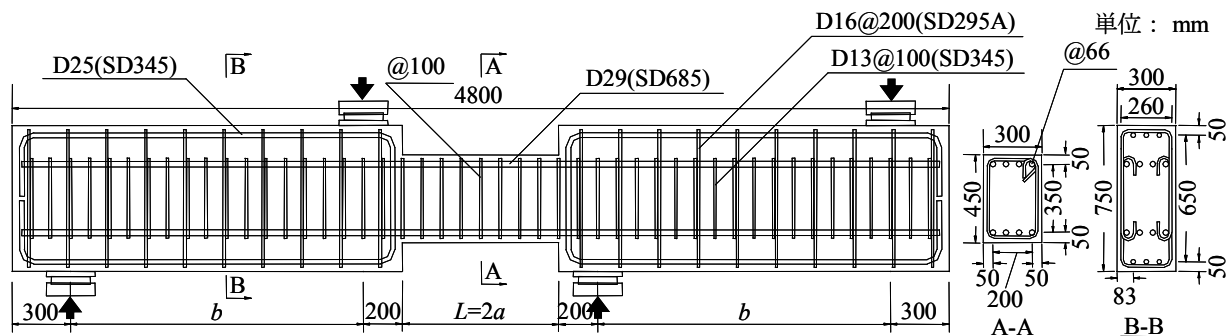


図-1 試験体概要および載荷方法

*1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*2 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻助教 Ph.D. (正会員)

*3 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻教授 工博 (正会員)

表-1 鋼材の材料特性

	断面積 (mm ²)	降伏強度 f_w (N/mm ²)	弾性係数 E_s (N/mm ²)
D29	642	721	1.94×10^5
D13	127	369	1.91×10^5

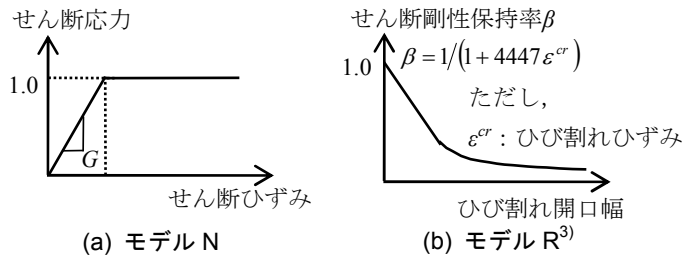


図-2 ひび割れモデル

表-2 試験体諸元

試験体名	a/d	a (mm)	b (mm)	コンクリート				
				せん断補強鉄筋	r_w (%)	f'_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)
DB400	1	400	1500	-	0	28.6	2.26	24.4
DB408				D13	0.84	28.9	2.27	26.9
DB600	1.5	600	1300	-	0	30.3	2.35	26.7
DB608				D13	0.84	28.9	2.25	23.9
DB800	2	800	1100	-	0	29.3	2.35	27.8
DB808				D13	0.84	29.3	2.35	26.5

中央においてモーメントの正負が反転する逆対称曲げモーメントを作用させている。載荷点および支点は、水平方向の拘束を取り除くためにローラー支承としている。

2.2 非線形有限要素解析概要

有限要素解析プログラム DIANA を用い、既往の研究²⁾のRCディープビーム6体の諸元を参考に、二次元の非線形解析を行った。コンクリートの要素には、8 節点アイソパラメトリック平面応力要素を用いた。また、軸方向鉄筋には3 節点はり要素、せん断補強鉄筋には埋込み鉄筋要素を用いた。種々検討した結果、要素の辺長は10 mm とした。軸方向鉄筋に沿ったひび割れの発生に伴う軸方向鉄筋とコンクリートの付着劣化を組込むために、軸方向鉄筋要素とコンクリート要素の接合面に界面要素を設定した。

(1) 解析モデル

コンクリートには、固定ひび割れモデルを使用した。図-2(a)および(b)に、使用したせん断応力-せん断ひずみ関係のモデル(以下、モデルN)および Rots ら³⁾によって提案された、ひび割れの開口幅に応じてせん断伝達力が変化するモデル(以下、モデルR)を示す。コンクリートの非線形構成則として、圧縮力を受けるコンクリートには、Thorenfeldt モデルに圧縮破壊エネルギー G_{FC} を適用したモデルを用いた。計算では Drucker-Prager タイプの破壊規準を用いており、二軸応力状態による影響を考慮している。一方、引張力を受けるコンクリートには、Hordijk のモデルを用いた。

また、両側に設置したフーチング部のコンクリートは、弾性係数 E_c を有する線形弾性体とし、鉄筋の応力-ひずみ関係は、完全弾塑性モデルとした。

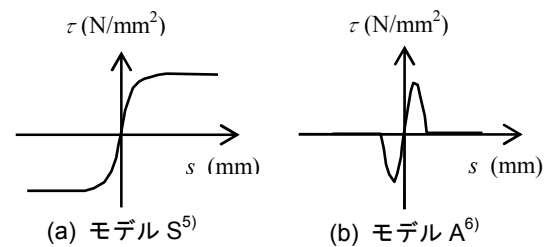


図-3 界面要素の付着特性

既往の研究の載荷実験²⁾において、せん断力が最大値(以下、ピーク)に達する前に、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが多く発生した試験体が観察された。そこで、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが、RCディープビームの破壊性状に与える影響を考慮に入れるために、コンクリートと軸方向鉄筋の付着特性を完全付着としたもの、島ら⁴⁾が提案した式(1)に示す付着応力(τ)-すべり変位(s)モデル、菅ら⁵⁾が提案した図-3(a)および式(2)に示す付着応力-すべり変位モデル(以下、モデルS)、せん断補強鉄筋のない試験体を対象に提案された図-3(b)および式(3)に示す付着応力-すべり変位モデル⁶⁾(以下、モデルA)を用いて試解析を実施した。本解析では、載荷実験結果との整合性を考慮してモデルSを採用することとした。界面要素の奥行きは、軸方向鉄筋の周長とし、高さは5 mm に設定している。

$$\tau = 0.90(f'_c)^{\frac{2}{3}} \left(1 - \exp(-40(s/D)^{0.6}) \right) \quad (1)$$

$$\tau = 0.4 \times 0.90(f'_c)^{\frac{2}{3}} \left(1 - \exp(-40(s/D)^{0.5}) \right) \quad (2)$$

$$\tau = 2 \cdot \sigma_t \cdot \beta \cdot s \cdot \frac{(r_u/d_b)^2 - (\beta \cdot s)^2}{(r_u/d_b)^2 + (\beta \cdot s)^2} \cdot \cot \alpha \quad (3)$$

ただし、 s : すべり変位量(mm)、 D : 鉄筋径(mm)、 σ_t : コンクリート割裂強度、 β : 10.2(1/mm)、 r_u : 鉄筋の中心か

らコンクリート表面までの距離(mm), d_b : 主鉄筋径(mm), $\alpha: 34(^{\circ})$ 。

支圧板は弾性係数 $2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, 分配桁は弾性係数 $1.00 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$ を有する線形弾性体とした。

(2) 荷重方法および境界条件

解析における荷重は、変位制御で行った。支点および片側荷重板の水平方向の拘束を除去した。

3. 解析結果および考察

3.1 セン断力ー層間変位関係

図-4 に実験および解析におけるピークを比較した結果、図-5 に実験および解析で得たせん断力ー層間変位関係、図-6 に層間変位の計測方法を示す。ただし、層間変位は両側のスタブ間の変位であり、凡例中の(モデル N+S)は、ひび割れモデルとしてモデル N、付着特性としてモデル S を用いたことを示している。DB400 ならびに DB600 は、斜めひび割れ発生後から解析結果が実験結果と異なるせん断力ー層間変位関係を示した。これは、本解析で用いているモデルでは、せん断補強鉄筋のない試験体の斜めひび割れ面におけるせん断伝達力が、適切に評価できていないことに起因すると考えられる。

そこで、DB400 を対象に、モデル R を用いて解析を行った。図-5(a)中に、モデル R を用いた解析のせん断力ー層間変位関係を示す。図-5(a)より、モデル R を用いることで、斜めひび割れ発生後の剛性が実験結果に近付くことを確認した。

ひび割れ面におけるせん断伝達力のモデルに関しては改善の余地があるものの、初期剛性およびピークがほぼ一致するという点において、本解析により実験結果のせん断耐力ー層間変位関係を概ね再現できたと言える。

3.2 破壊性状およびひび割れ図

図-6 に実験および解析におけるピーク直後のひび割

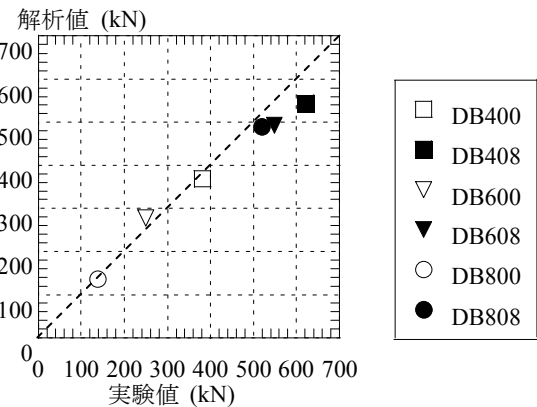


図-4 実験および解析におけるピーク

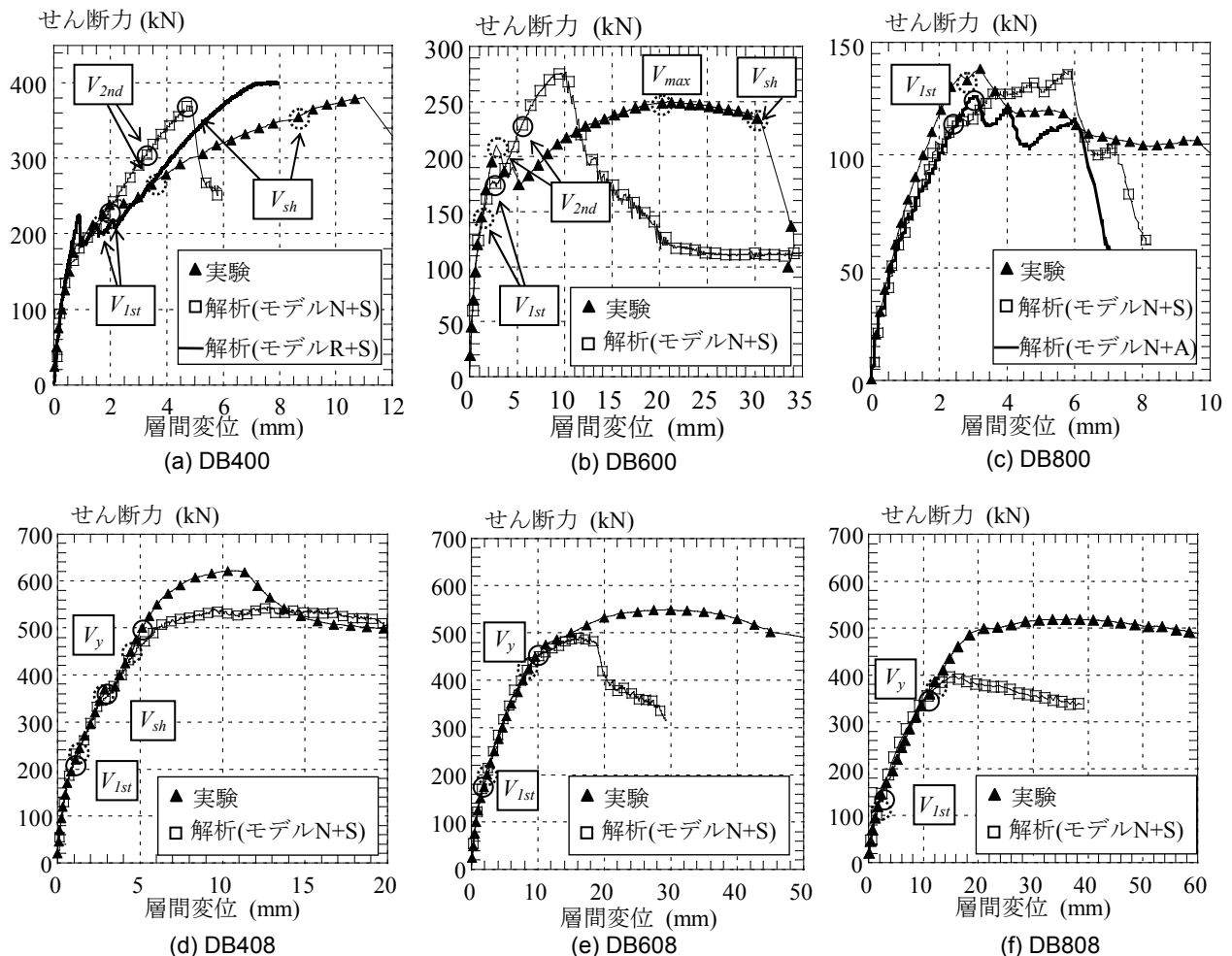


図-5 セン断力ー層間変位関係

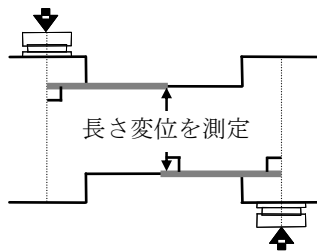


図-6 層間変位の計測方法

表-3 実験および解析結果

試験体名	実験値 (kN)					解析値 (kN)				
	V_{1st}	V_{2nd}	V_{sh}	V_y	V_{max}	V_{1st}	V_{2nd}	V_{sh}	V_y	V_{max}
DB400	185	244	350	-	381	210(228 ^{*1})	266(219 ^{*1})	369(402 ^{*1})	-	369(402 ^{*1})
DB408	210	275	375	498	621	232	232	371	458	544
DB600	145	145	235	-	250	168	227	-	-	277
DB608	201	201	-	479	549	191	191	324	414	492
DB800	135	-	-	-	138	118(126 ^{*2})	126(120 ^{*2})	-	-	137(126 ^{*2})
DB808	150	175	-	391	519	132	132	258	358	397

ただし、*1 はモデル R+S、*2 はモデル N+A を用いた結果を示す。

V_{1st} : 一本目の曲げせん断ひび割れ発生時のせん断力

V_{2nd} : 二本目の曲げせん断ひび割れ発生時のせん断力

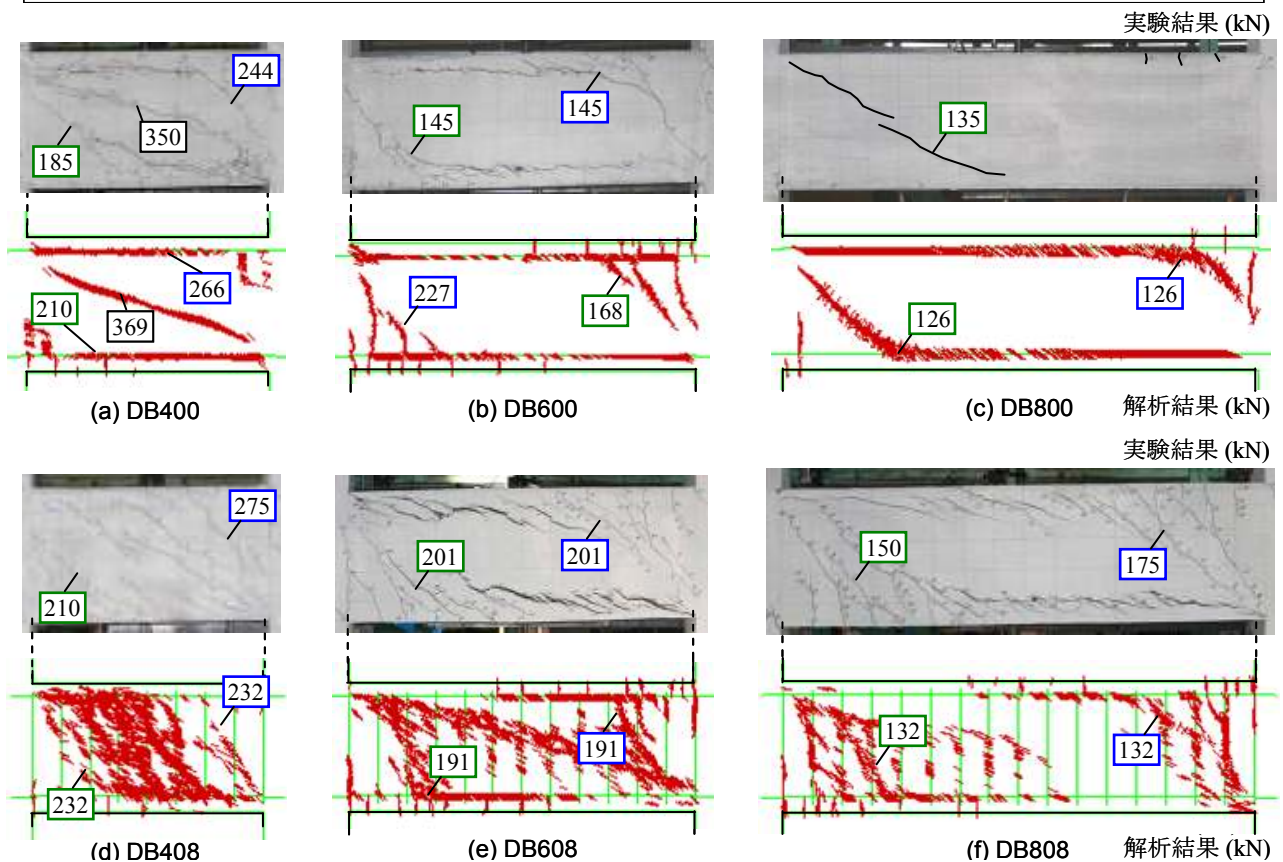


図-7 ピーク直後のひび割れ状況の比較

れ状況の比較、表-3 に実験および解析結果を示す。ただし、解析におけるひび割れ図は、引張主ひずみの矢線図を90度回転させたものに等しいと仮定しており、塑性ひずみが 2000×10^{-6} 以上のものを表示している。図-7 に示すように、曲げせん断ひび割れ発生時のせん断力を V_{1st} , V_{2nd} , 斜めひび割れ発生時のせん断力を V_{sh} , せん断補強鉄筋降伏時のせん断力を V_y , せん断力の最大値を V_{max} とする²⁾。解析でのこれらの値は、ひび割れ図および鉄筋の主引張応力分布より判断した。なお、図-7 中の数字は、ひび割れ発生時におけるせん断力を示している。載荷実験では、試験体ごとに異なるひび割れ性状が確認されたが、それぞれのひび割れ性状に対する解析結果の再現性を検証する。

(1) DB400

実験では、試験区間の両端部の引張縁に曲げひび割れが発生し、せん断力が V_{1st} , V_{2nd} に達した際、曲げひび割れから曲げせん断ひび割れに移行した。その後、軸方向鉄筋に沿ったひび割れの進展が観察され、 V_{sh} において支間全体を対角に結ぶ斜めひび割れが発生した。その後、 V_{max} において急激に耐力が低下した。解析では、 V_{1st} , V_{2nd} において曲げひび割れがせん断ひび割れに移行した後、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展した。その後、 V_{max} において支間全体を対角に結ぶ斜めひび割れが支間中央から発生し、荷重が急激に低下した。このことから、実験と同様の破壊性状を再現できたと言える。図-8 に、ピーク直前におけるコ

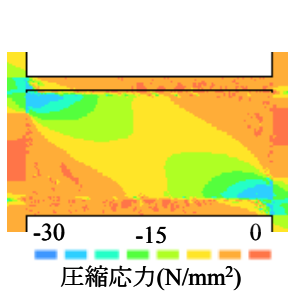


図-8 ピーク直前の主圧縮応力分布
(DB400)

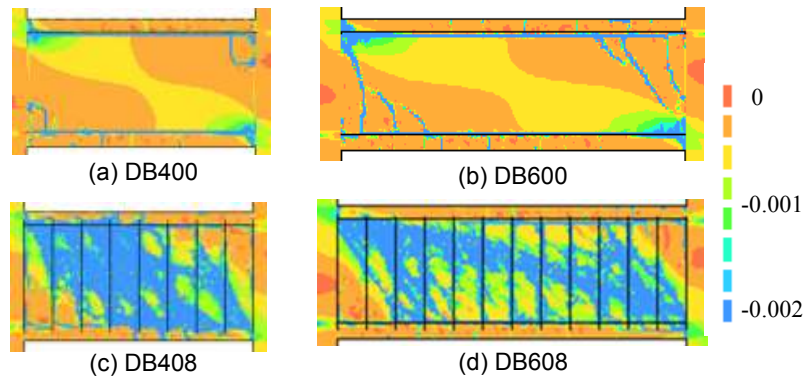


図-9 ピーク直前の主圧縮ひずみ分布

ンクリートの主圧縮応力分布を示す。図-8に示すように、ピーク直前において、はりの両端部の圧縮縁付近のコンクリートに作用する圧縮応力が、コンクリートの圧縮強度に達していたことを、本解析によって確認した。

(2) DB408

実験では、DB400と同様に、せん断力の増加とともに V_{1st} 、 V_{2nd} において曲げせん断ひび割れおよび軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展し、 V_{sh} で支間中央に斜めひび割れが多数発生した。さらに V_y でせん断補強鉄筋が降伏し、 V_{max} に耐力が低下した。解析では、 V_{sh} において支間中央で斜めひび割れが多数発生した。ピーク時にせん断補強鉄筋の降伏が確認できたことから、解析により実験と同様の破壊性状を追跡することができたと考える。

(3) DB600

実験では、DB400と同様に、せん断力が V_{1st} 、 V_{2nd} で曲げせん断ひび割れおよび軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展した。 V_{max} に達した後、 V_{sh} において支間全体を対角に結ぶ斜めひび割れが発生し、同時に急激に耐力が低下した。解析では、 V_{1st} および V_{2nd} において曲げせん断ひび割れおよび軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展した後、ピークに至った。また、ピーク直前において、試験区間の両端部の圧縮縁付近のコンクリートに作用する圧縮応力がコンクリートの圧縮強度に達していたことを、解析により確認した。

(4) DB608, DB800

実験では、 V_{1st} 、 V_{2nd} において曲げせん断ひび割れおよび軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生した。 V_y において軸方向鉄筋付近でせん断補強鉄筋の降伏を確認した後、 V_{max} において耐力が低下した。いずれの試験体においても支間中央の斜めひび割れは確認されず、軸方向鉄筋に沿ったひび割れの開口が顕著であった。解析では、 V_{1st} 、 V_{2nd} において曲げせん断ひび割れおよび軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生した。しかし、 V_{sh} では支間中央に複数の斜めひび割れが確認でき、実験とは異なるひび割れ性状を示した。軸方向鉄筋に沿って発生する付着割裂ひび割れを再現することは現状のモデルでは困難であったが、要素形状やコンクリートと鉄筋との付着関係等⁷⁾

の要因を取込んだモデルを用いてさらに検討を重ねることにより、ひび割れ性状の再現が可能になると考えられる。また、本試験体において、試験区間の両端部の圧縮縁付近のコンクリートに作用する圧縮応力がコンクリートの圧縮強度に達していたことを、解析を通して確認した。

(5) DB800

実験では、 V_{1st} における斜めひび割れの発生と同時に耐力が低下した。解析では、 V_{1st} で斜めひび割れが入ると同時に軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生したが、その後もせん断力が増加し、 V_{max} において軸方向鉄筋に沿ったひび割れが開くことで耐力が低下したため、本解析において、実験時の破壊性状を再現することができなかったと言える。

3.3 主圧縮ひずみ分布

谷村ら⁸⁾は、単純支持条件下のRCディープビーム $a/d=1.0$ および 1.5 、 $r_w=0\%$ および 0.84% の試験体についてFEM解析を行い、せん断補強鉄筋を配置することにより高ひずみ領域が増加する傾向があることを明らかにしている。図-9に、今回の解析から得られたDB400、DB408、DB600およびDB608の最大荷重時における主圧縮ひずみ分布を示す。ただし、図-9では圧縮側を負として表示している。図-9より、 $a/d=1.0$ および 1.5 の試験体では、せん断補強鉄筋を配置することで、主圧縮ひずみが -2000×10^{-6} を超える領域が増加することが分かる。このことより、逆対称曲げを受けるRCディープビームにおいても、せん断補強鉄筋を配置することで、高ひずみ領域が増加することを解析的に確認した。

3.4 付着特性が破壊性状におよぼす影響

3.2(5)に示したように、DB800において、付着特性としてモデルSを用いた解析では、斜めひび割れ発生後もせん断力が増加したため、実験結果を再現することができなかった。これは、解析において斜めひび割れと同時に軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生し、軸方向鉄筋とコンクリートとのずれ変位が生じたが、その際、界面要素では、応力がせん断強度に達した以降も図-3(a)に示されるせん断応力を負担したために、その後もせん断力が増加したと考えられる。このことは、せん断補強鉄筋

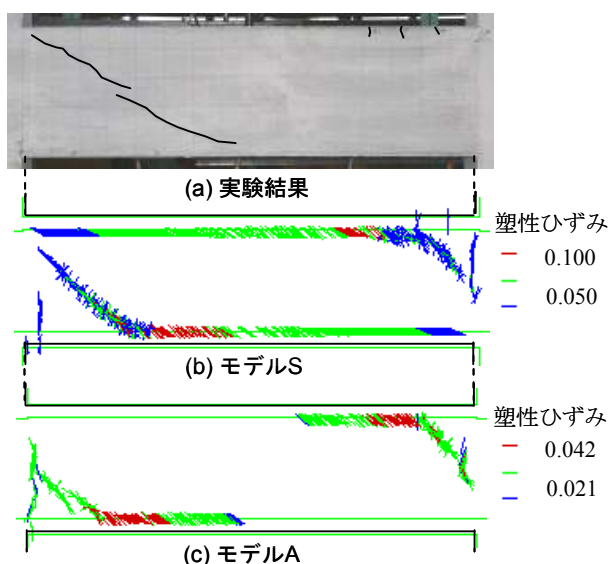


図-10 ピーク直後のひび割れ状況(DB800)

のない本試験体に対しても、せん断補強鉄筋を有する試験体と同一の付着応力-すべり変位モデルを用いて軸方向鉄筋とコンクリートの付着劣化を評価したことが要因だと考えられる。せん断補強鉄筋のない試験体では、せん断補強鉄筋による軸方向鉄筋の拘束効果がないため、せん断補強鉄筋を有する試験体とは異なる付着特性を示すと予測される⁶⁾。

そこで、モデル A を用いて解析を行った。図-5(c)中に、モデル A を用いた解析のせん断力-層間変位関係を示す。また、図-10 に実験結果、モデル S およびモデル A を用いた解析のピーク時におけるひび割れ状況の比較を示す。図-10 の(b)および(c)においては、ひび割れ状況に大きな差異は認められなかった。一方で、図-5 に示すせん断力-層間変位関係においては、モデル A を用いた解析では、実験結果と同様に、斜めひび割れ発生直後に耐力が低下したことが確認できた。このことから、モデル A は、本研究の実験結果を再現するのに、より適切なモデルであったと言える。逆対称曲げが作用する RC ディープビームの解析では、せん断補強鉄筋に配慮した付着応力-すべり変位モデルを使用する必要があることが示された。

一方で、DB400 および DB600 では、せん断補強鉄筋のない試験体であるにも関わらず、モデル S およびモデル A に関係なく、実験結果を再現することができることを確認した。このことは、DB400 および DB600 の破壊性状が、軸方向鉄筋とコンクリートの付着特性にはほとんど影響を受けないことを示唆するものであると考える。

以上のことから、RC ディープビームの破壊性状は試験体諸元に強く依存して変化するが、特に a/d が大きくなると付着特性を考慮する必要があることが示された。

4. 結論

(1) 非線形二次元有限要素解析によって、逆対称曲げが

作用するせん断補強鉄筋を有する RC ディープビームの載荷実験で行われたせん断力-層間変位関係を概ね再現することができた。ただし、せん断補強鉄筋のない試験体では、斜めひび割れ発生後の剛性を精度よく再現することができなかった。

- (2) 非線形二次元有限要素解析を用いて、逆対称曲げが作用する RC ディープビームのひび割れ性状を概ね再現することができた。ただし、付着割裂ひび割れが卓越する試験体では、精度よく再現することができなかった。
- (3) 逆対称曲げを受ける RC ディープビームにおいても、単純支持条件下の RC ディープビームと同様に、せん断補強鉄筋を配置することで、高ひずみ領域が大きくなることを解析的に確認した。
- (4) 逆対称曲げを受ける RC ディープビームでは、せん断補強鉄筋比が増加し、 a/d が減少すると、破壊性状が軸方向鉄筋とコンクリートの付着特性にあまり依存しなくなることが、DB400、DB600 および DB800 の解析結果の比較により推察された。

参考文献

- 1) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力力算定式，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.119-126，1983.10
- 2) 渡辺健，田所敏弥，谷村幸裕，黒川浩嗣：逆対称曲げが作用したディープビームの破壊性状に関するせん断スパン比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.691-696，2007.7
- 3) Rots, J. G., Nauta, P. Kusters, G. M. A. and Blaauwendraad, J.: Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete, HERON, Vol.30, No.1, 1985
- 4) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべりひずみ関係，土木学会論文集，第 387 号，土木学会，pp.165-174，1987.2
- 5) 菅満宣，中村光，檜貝勇，斉藤成彦：RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.295-300，2001
- 6) 八十島章，金久保利之：補強コンクリート部材の付着割裂性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 614 号，pp.91-98，2007.4
- 7) 長谷川俊昭：RC はりの斜め引張破壊解析における鉄筋付着の影響：土木学会第 62 回年次学術講演会，2007.9
- 8) 谷村幸裕，佐藤勉，渡邊忠朋，松岡茂：スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究，土木学会論文集，No.760/V-63，pp.29-44，2004.5