

論文 RC梁の曲げ降伏後のせん断劣化に関する研究

小林信子*1・柏崎隆志*2・野口博*3

要旨：高強度材料を用いたRC梁部材の曲げ降伏後のせん断劣化挙動の把握、及び学会指針における靱性部材のせん断強度式の検証を目的として、梁部材実験を行った。本実験では、曲げ降伏後のせん断破壊を想定し、せん断補強筋量及び主筋量をパラメータとした。さらに実験試験体に関してFEM解析を行った。この結果、部材の持つ曲げ強度に対するせん断強度の比（せん断余裕率）が靱性に関する重要な影響因子であり、学会指針式は部材の変形能力を過小評価する傾向にあることが明らかになった。

キーワード：靱性部材、曲げ降伏、せん断劣化、変形能力、せん断余裕率

1. はじめに

日本建築学会の『鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説』[1]（以下、学会指針と略称）では、建物の梁降伏先行型の全体降伏機構を想定した設計法が示されている。この設計法において、梁部材の曲げ降伏後の梁端塑性ヒンジ部でのせん断破壊のような、脆性破壊の防止が不可欠である。しかし、梁部材の曲げ降伏後のせん断抵抗機構及びせん断破壊に関する評価は、未だ確立されていないのが現状である。学会指針における靱性部材のせん断設計式（以下、学会指針式と略称）では、塑性ヒンジ領域内のトラス機構の角度 $\cot\phi$ 、及びコンクリート有効圧縮強度係数 ν を低減させることにより、せん断抵抗機構の変化を表現している。しかし、主筋が降伏しない前提でのせん断強度を低減させて表現するという仮定上の矛盾や、低減式の妥当性が理論的には検証されていないこと、高強度材料の場合への対応など、多くの解決すべき問題点を含んでいる。また、渡辺らの実験[2]では、 $\cot\phi$ や ν の定量化の必要性が指摘されている。そこで本研究では、普通強度及び高強度材料を用いたRC梁に関して実験及びFEM解析を行い、曲げ降伏後のせん断劣化挙動を定性的・定量的に把握し、同時に学会指針式についても検討を行うことを目的とした。

2. 実験概要

試験体は実大の約1/3スケールとしたRC梁13体である。表-1に試験体諸元を示す。試験体の断面寸法は22×30cm、スパン長さ90cmである。試験体寸法及び配筋を図-1に示す。本実験では、既往の実験例[2]を参考に、反曲点を試験体中央区間の危険断面か

表-1 試験体諸元

試験体名*1(93)	ATK-1	ATK-2	ATK-3	ATK-4	ATK-5	ATK-6	ATK-7	ATK-8
	ATK-H2	ATK-H3	ATK-H4	ATK-H5	ATK-H6			
コンクリート σ_B (kgf/cm ²)	775 (93)		692 (94)				279	
主筋 σ_y (kgf/cm ²)	4-D19		4-D16		4-D13	4-D19 4-D16		
せん断補強筋	2-D6	4-D6	2-D6	4-D6	2-D6	4-D6		
間隔(cm)	Ø12	Ø9	Ø13	Ø8	Ø12	Ø13	Ø8	Ø12
Pw(%)	0.24	0.32	0.45	0.73	0.24	0.45	0.73	0.12
σ_{wy} (kgf/cm ²)	7718 (93)		8558 (94)				3214	
せん断 *2 (93)	0.93	1.28	1.74	1.27	1.75	2.39	1.46	1.16
余裕度 (94)		1.03	1.76	1.26	1.77			
設計破壊モード*3	S	FS	FS	FS	FS	FS'	FS	FS

*1 (93),(94)は1993年度,1994年度に実施。ハッチの試験体には付着割裂防止筋を配置。
 *2 せん断余裕度=せん断強度計算値(指針式)/曲げ強度計算値(略算式:My=0.9σy*at*d)
 *3 S:せん断破壊、FS:曲げ降伏後早期せん断破壊、FS':曲げ降伏後大変形時にせん断破壊

*1 千葉大学大学院 工学研究科建築工学専攻 (正会員)
 *2 千葉大学助手 工学部建築学科、工修 (正会員)
 *3 千葉大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

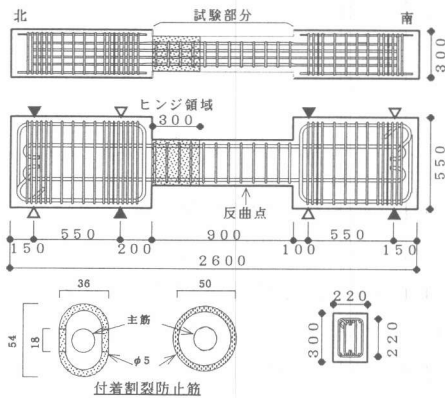


図-1 試験体寸法及び配筋

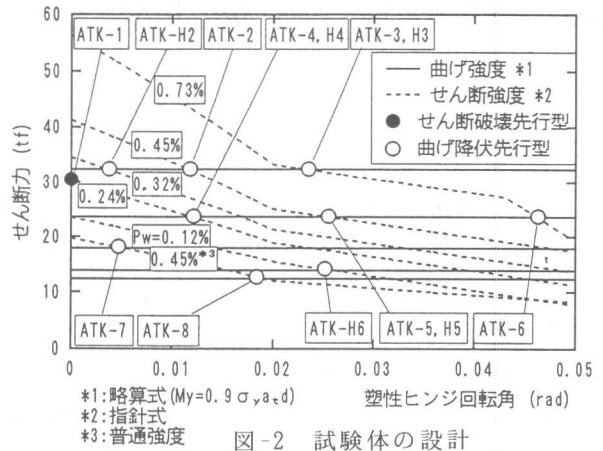


図-2 試験体の設計

ら片側60cm位置と設定して加力を行っているので、せん断スパン比 $M/QD=2.0$ となる。試験体の設計には学会指針式を用い、主筋量、せん断補強筋量をパラメータとして図-2のように設計し、せん断入力量を変え、曲げ降伏後のせん断破壊点(図の○印)を幅広い変形レベルに設定した。図-2において、図中のせん断強度と曲げ強度との交点(○印)が学会指針式により算定される限界塑性ヒンジ回転角となり、学会指針式の評価が妥当であれば、試験体はこの塑性ヒンジ回転角に達した時にせん断破壊を起こすことになる。コンクリート有効圧縮強度 $\nu_o \sigma_B$ には、CEB式(高強度用)とA I J式(普通強度用)を用いた。また、付着割裂の影響を排除するために、主筋周りにリング状またはスパイラル状の付着割裂防止筋(図-1)を配置した試験体は8体である。荷重ルールは反曲点位置でのたわみによる変位制御で、正負繰り返し荷重を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-3に、6体について最終破壊状況を示す。ATK-1では主筋が降伏せずせん断ひび割れの拡大により耐力が低下した。その他の付着割裂防止筋を配置した試験体では、曲げ降伏後、せん断補強筋量が少ない試験体ではせん断ひび割れの拡大、せん断補強筋量が多い試験体では部材腹部のコンクリートの圧壊により耐力が低下した。図-3(a)~(e)では、同一主筋量の試験体ではせん断補強筋量が多く

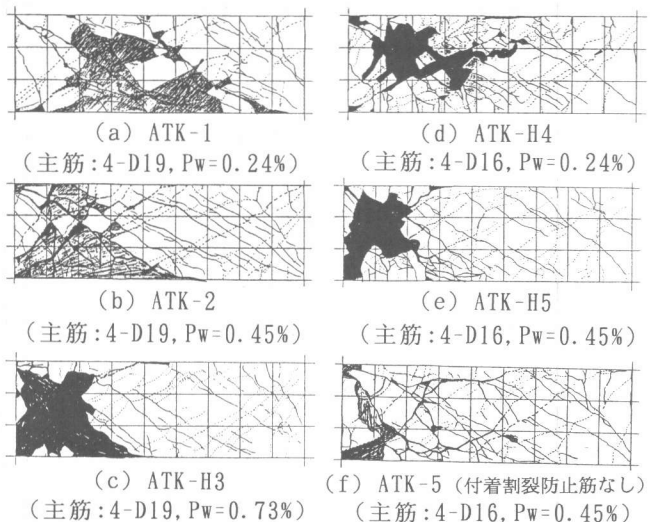


図-3 最終破壊状況

なるほど、また同一せん断補強筋量では主筋量が少ないほど、コンクリートが圧壊・剥落している劣化位置が危険断面に近くなる傾向が見られる。付着割裂防止筋を配置していない試験体 ATK-5(図-3(f))では、部材腹部のコンクリートの劣化よりも、主筋に沿った付着割裂ひび割れの拡大により耐力が低下し、同一配筋試験体 ATK-H5(図-3(e))と比べて破壊性状に違いが見られる。

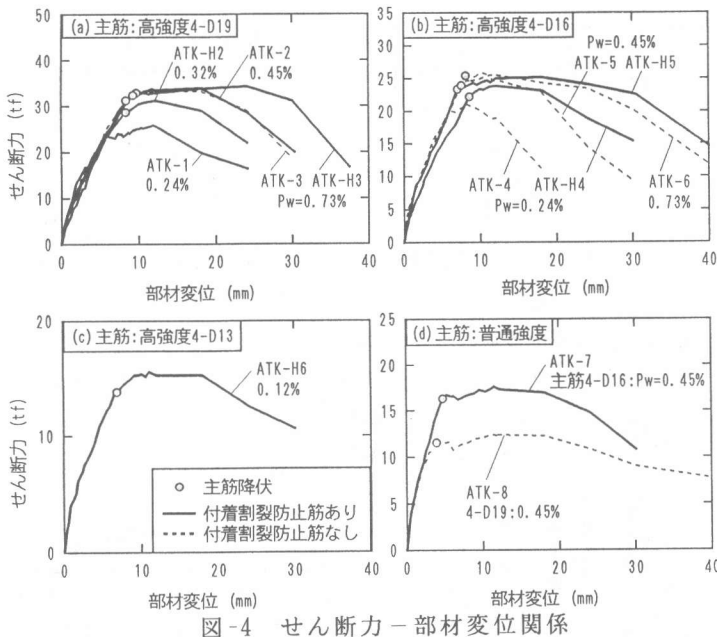


図-4 せん断力-部材変位関係

3. 2 せん断力-部材変位関係

図-4 (a)~(d)に主筋種類別に各試験体のせん断力-部材変位関係包絡線を示す。初期剛性は各試験体ともほぼ一致している。曲げ降伏後の耐力低下の時期は、せん断補強筋量の増加に伴い遅くなる事が(a)(b)から分かる。また、(a)(b)中のATK-3とH3、ATK-4とH4、ATK-5とH5のように、同一配筋の試験体では、付着割裂防止筋を配置していない試験体の変形能力が小さく、付着割裂が部材の靱性に与える影響が大きいと考えられる。

4. 実験結果の検討

4. 1 限界塑性回転角に対する検討

せん断耐力が最大耐力の80%に低下した時の塑性回転角を限界塑性回転角 R_{pexp} とし、学会指針式による計算値 R_{pcal} (0.8 Q_{max} 時)との対応を検討した。結果を 図-5(a)(b)に示す。普通強度材料を用いた場合の R_{pexp} は高強度の場合に比べ大きい傾向がある。また、付着良好な場合に比べて、付着劣化した試験体の R_{pexp} は低い傾向があり、付着劣化が塑性回転能力を低下させることがわかる。図-5(a)の横軸は、部材の持つせん断強度(学会指針式による非靱性部材のせん断強度)の曲げ強度に対する比(せん断余裕度)である。せん断余裕度と R_{pexp} の値には線形関係が見られ、せん断余裕度が部材の変形能力に大きく影響することがわかる。図-5(b)に、 R_{pexp} (実験値)/ R_{pcal} (計算値)とせん断余裕度の関係を示す。付着劣化のない試験体では、実験値/計算値=1.5~3.0程度で、せん断余裕度が小さいほどこの値は大きく、せん断余裕度が1.5程度までほぼ直線的に減少する。以上より、学会指針式は部材の靱性を過小評価し、せん断余裕度が小さいほどこの傾向が強い。

4. 2 せん断変形に関する考察

実験結果より、全体変形を曲げ変形とその他の変形(せん断変形とする)に分離した。図-6(a)(b)に、せん断変形の全体変形に対する割合と各試験体のせん断余裕度、及びせん断補強筋比 P_w の関係を示す。図-6(a)より、各試験体とも最大耐力時以後耐力低下するに連れ急増することが分かる。また、せん断余裕度が大きいほどせん断変形の割合は減少し、せん断余裕度の大きい試験

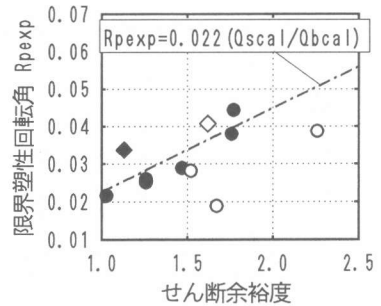


図-5(a) R_{pexp} -せん断余裕度関係

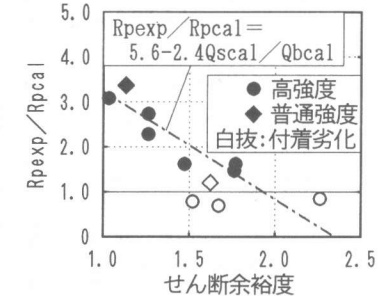


図-5(b) R_{pexp}/R_{pcal} -せん断余裕度関係

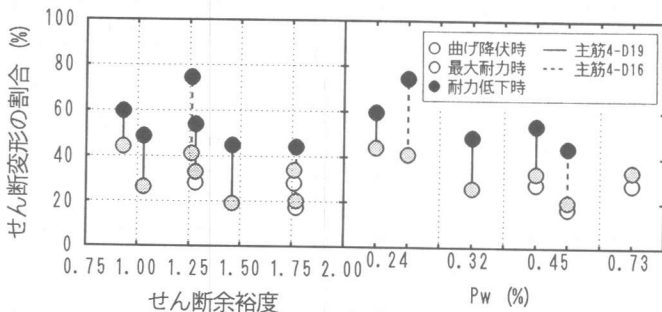


図-6(a) せん断変形の割合-せん断余裕度関係

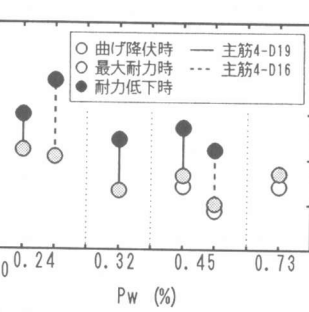


図-6(b) せん断変形の割合-Pw関係

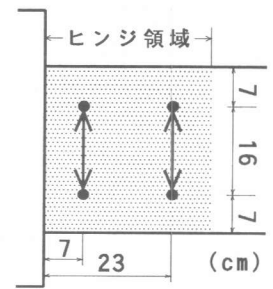


図-7 せい方向ひずみ測定位置

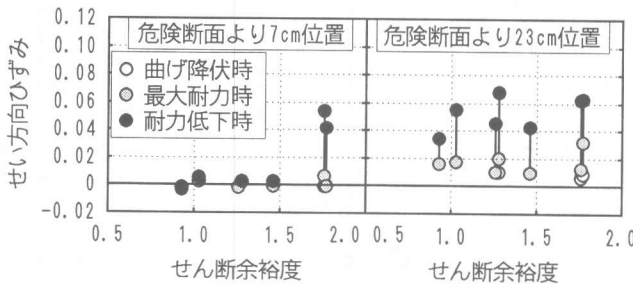


図-8 せい方向ひずみ-せん断余裕度関係

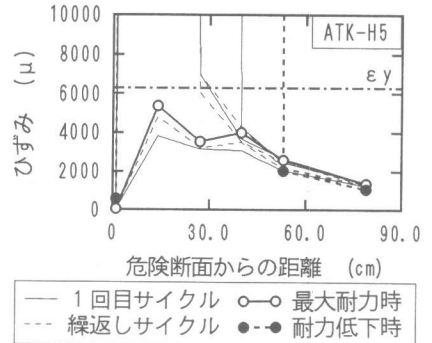


図-9 せん断補強筋ひずみ分布

体では曲げ変形が卓越していると思われる。図-6(b)では、 P_w の増加に伴いせん断変形の割合が減少する傾向が見られる。 $P_w=0.45\%$ では、主筋量（せん断入力量）が大きい程、せん断変形の割合も増加することが分かる。次に、せい方向のひずみ（測定位置は図-7に示す）の推移を図-8に示す。せん断変形と同様、耐力低下時の増加が顕著であり、耐力低下時のひずみは0.04~0.07程度で、各試験体で共通している。これは既往の実験結果 [3] と対応する。危険断面から7cm位置では、せん断余裕度が1.5以上の試験体のみが大きな値を示しているのに対して、23cm位置では、耐力低下時の増加が全ての試験体で顕著である。ひび割れ状況と比較すると、せん断ひび割れが交錯し、コンクリートの劣化が激しい位置でせい方向ひずみが蓄積されていることが分かる。次に、図-9にATK-H5のせん断補強筋ひずみ分布を、曲げ降伏サイクル以後について示す。入力せん断力はほぼ一定だが、変形が進むにつれ、ひずみが増大してゆく。最大耐力時以後耐力が低下するに従い、降伏範囲が広がる。以上より、最大耐力時以後、せい方向のひずみ及びせん断補強筋の降伏範囲の増大に伴いせん断変形が著しく増加し、耐力が低下することが分かる。

5. FEM解析

5.1 解析方法

RC梁のせん断抵抗機構をより詳細に把握するため、高強度材料を用いた実験試験体6体に関してFEM解析を行った。解析には、張らにより開発された2次元非線形有限要素解析プログラム [4] [5] を使用した。表-2に解析モデルの概要を示す。

表-2 解析モデルの概要

コンクリート	8節点平面応力要素 Darwin等の等価一軸ひずみに基づく 直交異方性モデル $\sigma_c - \epsilon_c$ 関係上昇域:Fafitis-Shahモデル 下降域(拘束コンクリート):修正Kent-Parkモデル [6] 圧縮強度低減係数:榎本-野口式 [7]
鉄筋	主筋:線材要素 ($\sigma_s - \epsilon_s$ 関係:双相型モデル) せん断補強筋:積層要素 ($\sigma_s - \epsilon_s$ 関係:トリニアモデル)
附着	離散型ボンドリンク要素
ひび割れ	ひび割れ直交方向の剛性を0とする 分布ひび割れモデル

5. 2 試験体のモデル化

図-10に試験体の要素分割を示す。本解析では、曲げ降伏後の靱性を追跡するために、変位増分解析とした。実験での加力状態を表現するために、非試験区間側のスタブに鉄筋面材要素を用いた加力梁を設け、反曲点位置（危険断面より60cm）で変位増分を与えた。加力点のコンクリート要素は補強筋比を大きくし、加力点でのひび割れの拡大や圧壊を防止した。各要素の材料特性は実験結果に従う。

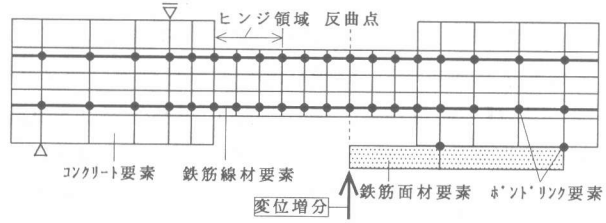


図-10 要素分割

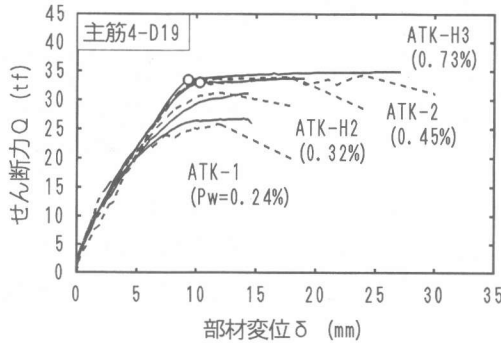


図-11(a) Q - δ 関係 (解析結果)

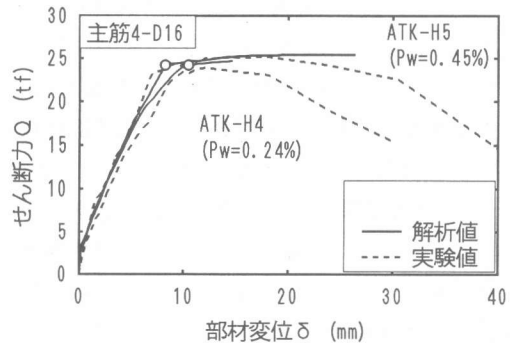


図-11(b) Q - δ 関係 (解析結果)

5. 3 解析結果

ATK-1では、危険断面上端から反曲点にかけてコンクリートの圧壊域が広がり、主筋は降伏せずにせん断破壊した。また、実験では曲げ降伏後早期にせん断破壊したATK-H2は、解析ではATK-1と同様に主筋が降伏せずにせん断破壊した。その他の試験体では、主筋降伏後、変形の増大に伴いコンクリートの圧壊が進み、解析が終了した。各試験体とも、破壊状況は実験結果と良く対応していた。図-11(a)(b)に、解析より得られたせん断力-部材変位関係を示す。剛性、曲げ降伏耐力は、解析値は実験値とほぼ一致した。曲げ降伏後の靱性については、ATK-H4では解析値がやや小さめであるが、他の試験体は実験結果と良く対応し、Pwの増大に伴い靱性が向上する結果となった。

6. 考察

6. 1 コンクリート有効圧縮強度係数 ν

実験において、最大耐力の80%に耐力低下した時の ν を、渡辺ら[8]の方法を用いて算出し、図-12(a)に示す。 ν の値は、限界時塑性回転角 R_{pu} が大きいくほど低下する傾向にある。学会指針式と比較すると、 R_{pu} が小さい試験体では学会指針式で算定される値よりも大きい値を示すが、 $R_{pu} = 0.04$ rad前後では良く対応してくる。また、普通強度材料を用いた試験体での ν の低下は比較的小さい。次に解析結果から、最終ステージにおいて $\sigma = 0.9\sigma_{max}$ 以上のコンクリート要素の ν を求

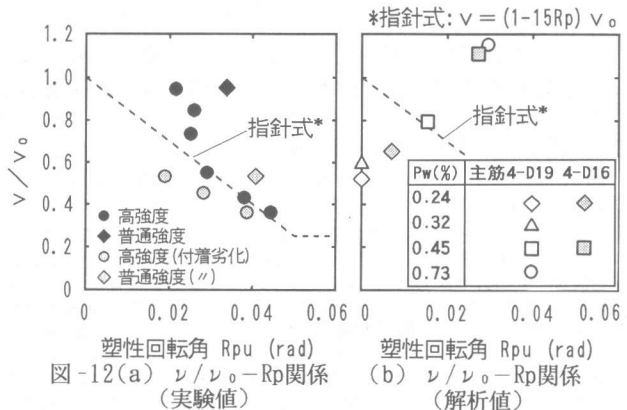


図-12(a) $\nu/\nu_0 - R_{pu}$ 関係 (実験値)

図-12(b) $\nu/\nu_0 - R_{pu}$ 関係 (解析値)

め、図-12(b)に示す。解析では、学会指針に示されるような、 R_{pu} の増加に伴う ν の低下が見られず、逆に ν は増大する結果となった。解析では、正負ひび割れの交錯によりコンクリートがブロック化し劣化するという、繰り返し載荷特有のコンクリートの劣化現象 [3] を考慮していないため、せん断補強筋量が多く R_{pu} が大きい試験体では、実験に比べてせん断劣化しにくく、引張ひずみが増大せず、 ν が低下しないと考えられる。繰り返し載荷時のコンクリートの劣化を表現するために、 ν の値を定量的に評価し、単調載荷時よりも低減させて解析を行うことが必要である。

6. 2 機構分離

解析より得られた結果を、鈴木・井上らの方法 [9] により、トラス機構(せん断補強筋・コンクリート圧縮束・主筋付着力によりトラスを形成するせん断抵抗機構)とアーチ機構(圧縮端を結ぶコンクリート圧縮束によるせん断抵抗機構)に分離し、最終ステージにおいてコンクリートの圧壊が見られる断面について、負担割合を算出した。また、その時の塑性部材角 R_p を用いて、学会指針式よりトラス機構負担割合を算出した。図-13に解析結果と計算結果の比較を示す。解析値、計算値ともに、 P_w の増加に伴い、トラス機構の負担割合が増加している。解析値は、 $P_w=0.24\%$ では計算値と良く対応しているが、 P_w が増大するに従い解析値が計算値を下回る傾向が見られた。

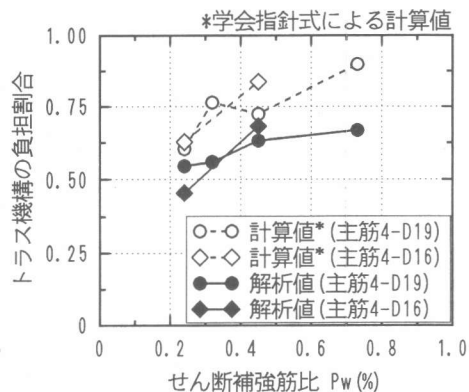


図-13 トラス機構の負担割合 - P_w 関係

7. まとめ

- 1) RC梁部材実験より、部材のせん断余裕度と変形能力はほぼ線形関係であることが分かった。
- 2) 学会指針式は、部材の靱性を過小評価する傾向にあり、適用対象である普通強度材料においてこの傾向が特に顕著であった。
- 3) RC梁部材の曲げ降伏後の耐力低下は、部材せい方向のひずみ及びせん断補強筋降伏範囲の増加に伴うせん断変形の増加現象と密接に関係している。
- 4) 実験結果よりコンクリート有効圧縮強度係数 ν を算出した結果、限界塑性回転角の増加に伴い ν の低下が見られ、これは学会指針式と対応する傾向であった。
- 5) FEM解析結果より、トラス機構のせん断力負担割合を算出した結果、 P_w が小さい場合は学会指針式計算値と良く対応し、 P_w の増大に伴って、解析値は低めの値を示した。

【謝辞】本研究を行うにあたり、京都大学六車・渡辺研究室の方々には貴重な実験資料を参考にさせていただきました。試験体に用いた鉄筋は、株式会社神戸製鋼所製鉄所及び住友金属工業株式会社より提供していただきました。ここに深く感謝の意を表します。また本研究は、文部省科研費補助金による総合研究(A)(課題番号:04302049、研究代表者 野口博)ならびに一般研究(B)(課題番号:06452283、研究代表者 野口博)の分担研究である。

【参考文献】 [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990 [2] 渡辺史夫：梁のせん断性能に関する研究、NewRC 平成3年度 構造性能分科会報告書、pp.4-11-1 - 4-11-8、1992.3 [3] 衣笠秀行、野村設郎：正負繰り返し履歴による曲げ降伏ヒンジの破壊性状、コンクリート工学論文集、第5巻第2号、pp.21-32、1994.7 [4] 張愛暉：鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に関する非線形解析、千葉大学学位論文、1990 [5] 内田和弘、野口博：混合構造接合部の有限要素解析、コンクリート工学年次論文報告集13-2、pp.475-478、1992 [6] Park, R., Priestley, M. J. N. and W. D. Gill : Ductility of Square Confined Concrete Columns, Proceedings ASCE, Vol. 108, ST4, April 1982, pp. 929-950 [7] 榎本勝則、米澤健次、野口博：ひび割れた超高強度コンクリートの圧縮特性の劣化に関する解析的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1994、pp.737-738 [8] 渡辺史夫、六車 照：曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の靱性確保に関する研究、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム、日本コンクリート工学協会、pp. II-205 - II-216、1988.3 [9] 井上範夫、鈴木紀雄ほか：鉄筋コンクリート壁の耐震機構に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.385-386、1987.10