

論文

[2043] 鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究

正会員○石川 裕次 (竹中工務店)

濱本 学 (住友商事)

正会員 小谷 俊介 (東京大学建築学科)

正会員 青山 博之 (東京大学建築学科)

§ 1. 目的

現在、鉄筋コンクリート造建物の高層化に伴い、鉄筋およびコンクリートの高強度化により、部材の構造特性の向上が推められている。しかしながら、これらの材料の使用により特に、梁部材においては、降伏歪の大きい高強度鉄筋の使用による曲げ降伏変位の増大が梁部材の塑性ヒンジの形成を遅延させ、曲げによるエネルギー消費を十分行なえない可能性が有ること等が問題点として挙げられる。また現在、梁部材端部に塑性ヒンジを許容する梁部材の復元力特性における不明瞭な因子として、①ひび割れ強度および弾性剛性、②降伏点剛性、③曲げ降伏後のせん断破壊、④荷重-変形関係における曲線の形状などが挙げられる。

そこで、本研究では②降伏点変位について、鉄筋(高強度鉄筋、普通強度鉄筋)およびコンクリート(高強度コンクリート、普通強度コンクリート)の材料特性の影響を検討するため、同一の曲げ耐力を有する梁部材の主筋強度(主筋降伏歪)およびコンクリート強度を変数として試験体を設計し、梁部材の復元力特性に与える影響について実験を行なった。

そして、③梁部材の曲げ降伏後の変形能については、[1]のせん断強度式A法(以下、指針式)における曲げ降伏後のせん断破壊について検討し、④は曲げ降伏後のせん断破壊以前に付着割裂破壊しないように、[1]に基づき曲げ付着強度が曲げ解析により求めた付着応力度を上回る様に付着設計をした。

表-1 試験体諸元

試験体名	BL-22	BL-13	BH-22	BH-13	BH-22R	BH-13R
σ_n [kgf/cm ²] ¹⁾ (σ_t [kgf/cm ²])	266.5 (20.01)	274.4 (20.16)	464.7 (27.02)	467.1 (26.59)	470.7 (25.95)	481.4 (24.03)
主筋 (p_t [%])	3-D22 (1.47)	3-D13 (0.48)	3-D22 (1.47)	3-D13 (0.48)	3-D22 (1.47)	3-D13 (0.48)
補強筋 ²⁾ (p_{wh} [%])	3-D3@40 (0.231)	3-D3@30 (0.308)	2-D3@65 (0.094)	2-D3@40 (0.154)	2-D3@40 (0.154)	2-D3@30 (0.205)
補強筋 ³⁾ (p_{wm} [%])	2-φ4@40 (0.260)	2-φ4@30 (0.346)	2-φ4@52 (0.200)	2-φ4@40 (0.260)	2-φ4@40 (0.260)	2-φ4@30 (0.346)
塑性部材角 ⁴⁾ $R_p \times 10^{-2}$ [rad]	0.836 (1/120)	0.995 (1/101)	0.575 (1/173)	0.654 (1/152)	1.070 (1/93)	1.036 (1/97)

- 1) σ_n : コンクリート圧縮強度, σ_t : コンクリート割裂引張強度
- 2) p_{wh} : 塑性ヒンジ領域内せん断補強筋比(梁端から1.5Dの領域, D: 梁せい)
- 3) p_{wm} : 非ヒンジ領域内せん断補強筋比
- 4) 梁塑性部材角の増加と共に低下するせん断耐力(V_w)が曲げ耐力を下回る時の梁塑性部材角、括弧内は(1/ R_p [rad])

§ 2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、実大の約1/2スケールとし、大野式加力を行うためスタブを有する梁試験体(BL-22、BL-13、BH-22、BH-13、BH-22R、BH-13R)6体である。試験体の形状寸法は、内法スパン長さ(:L)を140[cm](M/QD=2.0、梁成:D=35[cm])とし、試験体の断面は、25×35[cm](スタブ断面:25×60[cm])である。試験体の形状寸法を図-1に、試験体諸元を表-1に示す。

主筋は、各試験体の曲げ耐力を一致させるため鉄

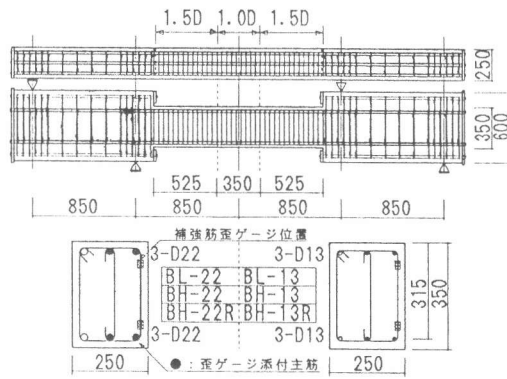


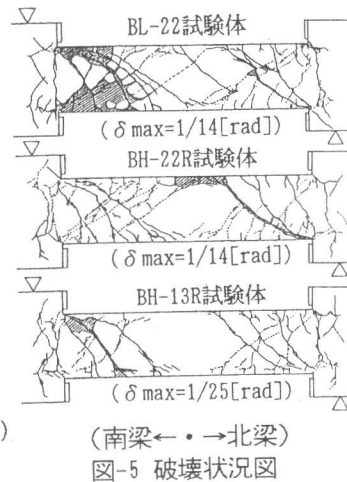
図-1 試験体形状寸法

6体の試験体の内、典型的な破壊性状を示した試験体BL-22、BH-22R、BH-13R最大変形時の破壊状況図を図-5に示す。主なひび割れとしては、主筋降伏前に危険断面位置の曲げひび割れと部材端から約D/2間隔で2~3本の曲げせん断ひび割れが発生した。試験体BL-22は、最大耐力時には各ひび割れ幅が最大2[mm]程拡大したが耐力低下は見られなかった。その後、正負のせん断ひび割れが交差し、囲まれた菱形のコンクリートが面外に押出され、載荷履歴が進むにつれてコンクリートの圧壊現象が見られ、最終的にこの各菱形のコンクリートのかみ合いを失い最大変形に至った。他の試験体は、せん断ひび割れ幅が急激に拡大し最大耐力に至った。その後、主筋沿いのひび割れ幅も拡大し以後コンクリート剥離部の主筋が局部的に変形し最大変形に至った。これらの試験体は、正サイクル時のせん断ひび割れの開口により負サイクルではせん断ひび割れが一箇所に集中する傾向を示した。

表-2 諸発生現象荷重

試験体名		BL-22	BL-13	BH-22	BH-13	BH-22R	BH-13R
		南梁	南梁	南梁	南梁	北梁	南梁
曲げひび割れ強度: Q_c [t]	実験値	2.50	1.62	2.04	1.61	1.84	2.26
	計算値 ¹⁾	2.05	1.65	2.58	2.12	2.49	1.92
せん断ひび割れ強度: Q_s [t]	実験値	4.07	2.95	4.98	4.01	3.50	2.92
	計算値 ²⁾	8.34	8.44	10.51	10.54	10.58	10.69
曲げ降伏強度: Q_y [t]	実験値	12.95	15.08	13.13	---	---	14.90
	計算値 ³⁾	12.40	14.14	12.57	14.41	12.56	14.40
最大耐力: Q_{max} [t]	実験値	13.18	15.09	13.35	13.97	13.31	15.75
	計算値 ⁴⁾	12.92	14.35	13.31	14.75	13.33	14.78
	計算値 ⁵⁾	15.21	13.81	18.06	15.59	19.06	16.47

1) $M_c = \sigma_c \cdot Z_c + N \cdot D/6$ (軸力: $N=0$)、2) $\tau_c = Q_c / (b \cdot j) = 0.085 K_c (500 + F_c) / (M/Qd + 1.7)$
 3) 曲げ解析値(鉄筋:ハ イリニア、コンクリート: e関数[2]、主筋降伏歪時の曲げ耐力)
 4) 曲げ解析値(圧縮縁コンクリート歪: $\epsilon_c = 1.5 \epsilon_B$ 時の曲げ耐力、 ϵ_B : 圧縮強度時の歪度)
 5) $\tau_p = (0.115 \cdot K_u \cdot K_p (180 + F_c) / (M/Qd + 0.115)) + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_{wy}}$
 ($p_w \sigma_{wy}$ はヒンジ領域の値を適用した。 $F_c = \sigma_B$)



(南梁 ← → 北梁)
 図-5 破壊状況図

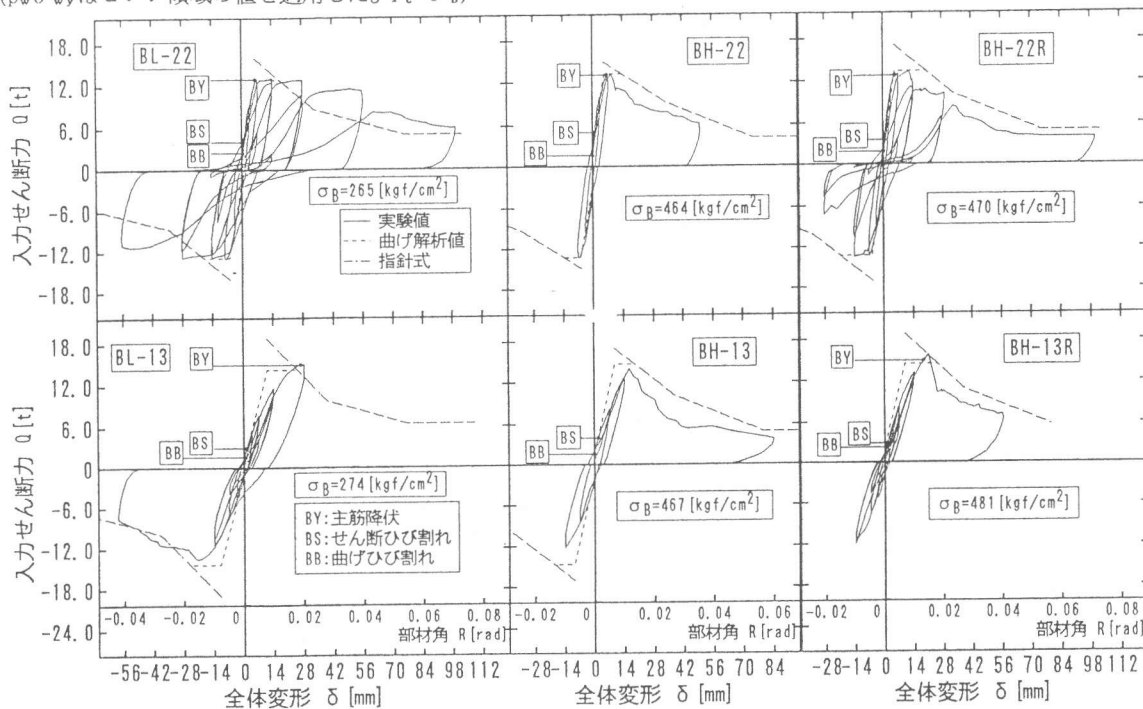


図-6 入力せん断力-全体変形関係

3.2 入力せん断力-全体変形関係

各試験体の入力せん断力-全体変形関係を図-6に、諸発生現象荷重を表-2に示す。図-6には、曲げ耐力をe関数[2]により、降伏点剛性を菅野式[3]によって算定し、曲げ降伏後のせん断強度を[1]により算定した結果を加えている。但し、[1]によって算定したせん断強度は、補強筋降伏後にコンクリート斜め圧縮束が圧壊しせん断強度に至る破壊モードを前提としている。試験体BL-

22以外の試験体では破壊モードが異っているが参考のため示した。

試験体BL-22は、部材角 $R=1/200$ [rad] の2サイクルピーク時(以下、C:サイクル数)に主筋が降伏歪に達し3C($R=1/100$ [rad])には最大耐力 Q_{max} に達した。以後各サイクルの最大荷重は低下するが、最大耐力の8割を下回ったのは最終サイクル(10C)であった。また、斜めひび割れ幅が拡大した6C($R=1/50$ [rad])以後、復元力特性にスリップ現象が見られた。試験体BH-22Rは、正サイクルにおいて、ひび割れ幅が拡大し最大耐力に至った後、負サイクル時には正サイクル時に開口したひび割れが閉じるために正サイクル時の剛性に対して著しい違いが見られる。また、最大耐力以後ひび割れが非ヒンジ領域との境界に伸展し、主筋の局所的な変形を非ヒンジ領域の補強筋($p_{wm} \sigma_{whm} / p_{wh} \sigma_{wh} = 2.8$)による拘束により、ひび割れ開口後も6C($R=1/47$ [rad], $Q_{6c} / Q_{max} = 0.76$)まで耐力を維持した。試験体BL-13は、高強度鉄筋の使用による降伏変位の増大によって+6C($R=1/50$ [rad])時にせん断ひび割れ幅の拡大により-6C時にせん断ひび割れが一箇所に集中しひび割れ面が急激に拡大し最大耐力に至った。

3.2 部材端部せん断変形

6体の試験体の内、典型的な破壊をした4体(BL-22, BL-13, BH-22R, BH-13R)の破壊した部材端における塑性ヒンジ領域の入力せん断力-せん断変形関係を図-7に示す。試験体BL-22においては、最大耐力前のせん断変形角は、ほとんど生じていない。最大耐力以後、6C($R=1/49$ [rad])にせん断降伏現象が見られる。そのため以後、包絡線荷重において徐々に各サイクルの最大荷重は低下した($Q_{6c} / Q_{max} = 0.97, Q_{9c} / Q_{max} = 0.85, Q_{10c} / Q_{max} = 0.62$)。他の試験体は、最大耐力前にせん断変形角が増大する傾向がある。

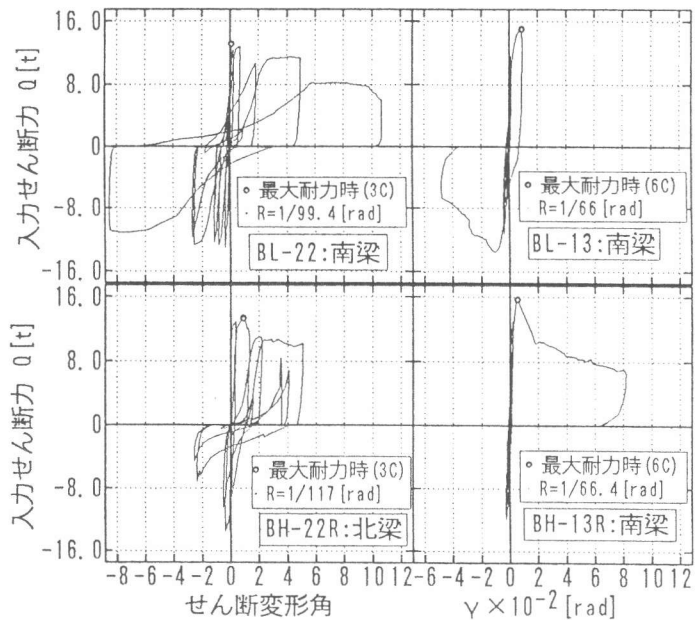


図-7 入力せん断力-せん断変形角関係

§ 4. 実験結果の検討

4.1 変形分離

全体変形の分離を以下の様に行なった。曲げ変形は測定した曲率により算定し、危険断面位置のひび割れによる開口によって生じる目開き変形は、ひび割れ面において平面保持を仮定し算定した。せん断変形は、全体変形から上述の2変形を差引き算定した。各サイクルの最大荷重stepとその前のstepおよび同変位での繰り返しの最大荷重stepの全体変形-各変形関係の例を図-8に示す。試験体BL-22は、最大耐力後の同変位の繰り返しサイクル(4C, 7C)においてせん断変形の増大が見られる。これは、繰り返し載荷によって、ひび割れた

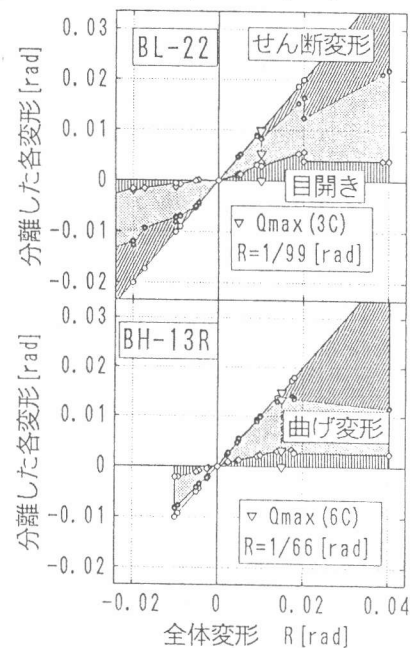


図-8 全体変形-各変形関係

コンクリートが徐々に損傷を受け、せん断変形が増大したと考えられる(図-7参照)。他の試験体は包絡線荷重において、せん断変形角が徐々に増加し最大耐力に至った。これは、試験体の補強筋がひび割れによって分断されたコンクリートを拘束することができなかったことを示している。

4.2 剛性低下率

曲げ降伏を中主筋および隅主筋が降伏歪を超えた時と定義し、求めた降伏点剛性の結果を表-3に示す。弾性剛性の実験結果は、ばらつきが大きく十分な測定が行なえなかったものと思われるが、降伏点剛性については、主筋に普通強度鉄筋を使用した場合、菅野式により求めた計算値とほぼ同様な値を示すが、高強度鉄筋を使用した場合は、計算値の約1/2程度であった。

菅野式に基づき算出した剛性低下率の計算値と実験値の関係を図-9に示す。普通強度鉄筋を使用した試験体BL-22、BH-22、BH-22Rは、計算値と実験値の対応が見られるが高強度鉄筋を使用した試験体BL-13、BH-13Rは、菅野式の適用範囲を超えているため実験値が計算値を下回る結果となった。降伏歪の大きい高強度鉄筋を使用する場合、既往の算定式では降伏変位を十分に評価し得ないと考えられる。

表-3 剛性低下率実験結果一覧

試験体名	弾性剛性 K_e [t/mm]		降伏点剛性 K_y [t/mm]		剛性低下率 α_y	
	実験値	計算値 ¹⁾	実験値	計算値	実験値 ²⁾	計算値 ³⁾
BL-22	6.966	8.01	2.018	2.112	0.251	0.263
BL-13	10.833	8.04	0.564	1.234	0.070	0.153
BH-22	25.525	10.11	1.952	2.331	0.193	0.230
BH-13	26.944	10.08	-----	1.447	-----	0.143
BH-22R	73.668	10.00	2.243	2.320	0.224	0.230
BH-13R	9.162	9.76	0.749	1.414	0.076	0.144

1) 弾性剛性計算値は部材の曲げ剛性: K_B (4)参照、2) $K_e = 1/(1/K_B + 1/K_s)$
 $K_s = G \cdot A / (\kappa \cdot L/2)$, $G = E_c/2(1+\nu)$, $\nu = 1/6$, $\kappa = 1.5$, $A = bD$, 3) 実験値: $\alpha_y = K_y/K_B$
 4) 菅野式: $\alpha_y = (0.043 + 1.64n_p + 0.043 \cdot a/D + 0.33\eta) \cdot (d/D)^2$, ($\eta = 0$)
 曲げ剛性: $K_B = 3E_c I / (L/2)^3$, $I = bD^3/12$, $n = E_s/E_c$, $L/2 = 70$ [cm] (L: 内法部材長さ)

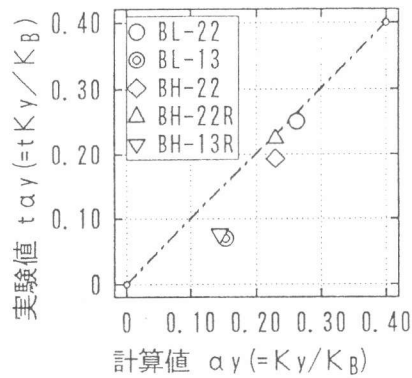


図-9 剛性低下率

4.3 せん断補強筋歪分布

破壊モードの異なる試験体BL-22、BL-13の降伏点、最大耐力およびその後補強筋歪の推移を補強筋歪分布として、図-10に示す。補強筋歪は、主筋から4.0[cm]の位置で測定した(図-10には、外周補強筋の実験結果を示す。図-1参照)。曲げ降伏後、主筋降伏域は危険断面からD/2の区間まで拡大し、南梁下端筋付根のトラス作用の喪失によってせん断補強筋歪の増加は少ない。しかし、南梁上端筋付根のせん断補強筋歪はサイクルが進につれ増大し、せん断補強筋歪は断面せい方向に対し必ずしも一様に分布していないことが分かる。

せん断圧縮破壊に至った試験体BL-22は、最大耐力までに全補強筋が降伏することはなかったが、部材端から約1.0D(D:梁せい)の補強筋は、降伏歪を示した。その後、包絡線荷重(6C)においてコンクリートの損傷と共に部材端1.0Dの領域に含まれる補強筋が降伏し、補強筋のせん断力負担分が増加していることを示している。

試験体BL-13は、6C(:R=1/49[rad])载荷中にひび割れが開口し、ほぼ全補強筋が降伏したため

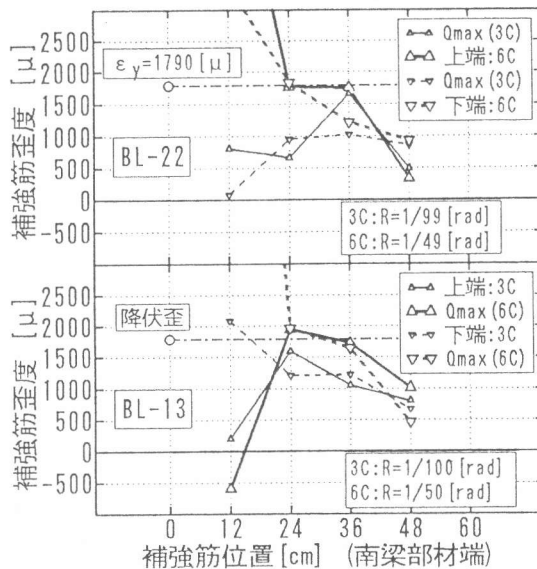


図-10 補強筋歪度分布

最大耐力に至ったと言える。他の試験体は試験体BL-13と同様な補強筋歪分布の推移を示した。

4.4 せん断力強度式の検討

補強筋による負担せん断力を最終破壊時の主なひび割れ面を横切る補強筋応力の総和として算定し、作用せん断力から補強筋負担せん断力を差引きコンクリートによる負担せん断力とし、各々指針式のトラス作用とアーチ作用との比較を行なった(図-11参照、図中の $\cot \phi$ は、ひび割れ面が上端筋、下端筋を横切る点を結び算定した。)

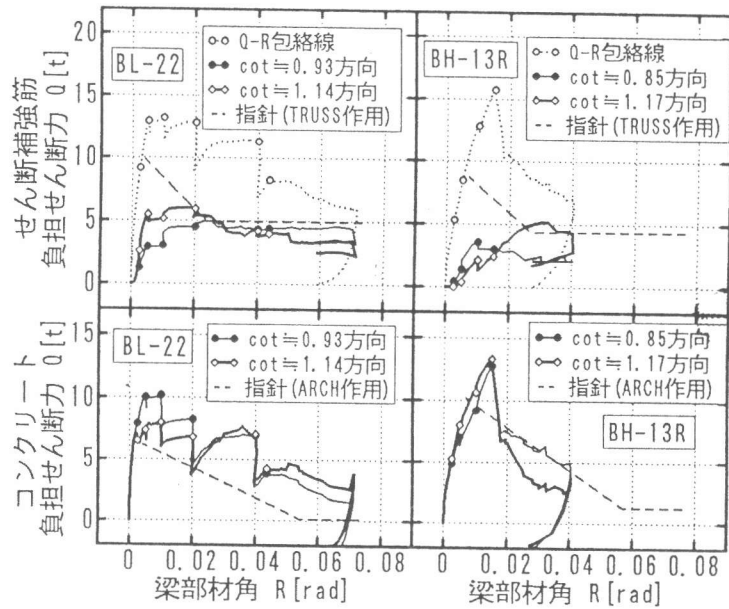


図-11 各負担せん断力-全体変形関係

曲げ降伏後せん断圧縮破壊に至った試験体BL-22は、最大耐力以後、補強筋負担せん断力はほぼ一定の値を示した。コンクリート負担分は、最大耐力時に最大となり、以後サイクルの増加と共に徐々に減少し、指針式のコンクリート有効強度の低減と相関が見られた。しかし、せん断ひび割れ面が開口し破壊に至った試験体BH-13Rは、高強度コンクリートを指針式に適用するとアーチ作用を過大に評価してしまうため、せん断補強筋量が少なく算出され、 $R_p=0$ [rad]時に $\cot \phi=2.0$ (トラス機構圧縮束の角度)となり、 $\cot \phi=1.0$ 方向のせん断ひび割れ面の拘束力が不足し異なった破壊モードとなり十分な塑性部材角 R_p を確保することができないと考えられる。

§ 5. 結び

[1]の靱性部材のせん断設計式を、塑性部材角(R_p)約 $1/100$ [rad]においてせん断圧縮破壊する梁部材として、鉄筋およびコンクリートの適用範囲($SD30 \sim SD40$, $F_c=210 \sim 360$ [kgf/cm²])を越えて適用した場合、せん断補強筋比(p_w)が $0.308 \sim 0.094$ [%]と少ない試験体(M/QD=2.0)において、次の様なことが分った。

- ① 高強度コンクリートを適用した場合、アーチ作用によるコンクリート負担分を過大評価してしまうため、適切な補強筋量を決定できない。
- ② 高強度材料の適用する場合、[1]の設計式において前提とされているせん断圧縮破壊を保証し得る必要最小せん断補強筋量を定める必要がある。

【謝辞】

本研究は、文部省科学研究費補助金(一般研究A、研究代表者 青山博之)による。試験体製作、実験実施にあたり、大成建設株式会社 溝渕孝志氏、大成建設戸田PC製作作業所の方々、東京大学工学部助手 細川洋治、田才晃両先生、青山・小谷研究室の方々にお世話頂きました。ここに、以上の方々に厚く御礼を申し上げます。

【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、1991-10
- [2] 梅村魁、鉄筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度、学会論文報告集、42号、pp59-70、1951-2
- [3] 菅野俊介、鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol. 11、pp1-9、1973