

論文

[2071] 高強度コンクリートを用いたRC短柱の力学性状に関する実験的研究

正会員○藤原敏夫（フジタ技術研究所）
 正会員 狩野芳一（明治大学建築学科）
 正会員 寺岡 勝（フジタ技術研究所）
 正会員 佐々木聡（フジタ技術研究所）

1 はじめに

近年、高強度コンクリート（設計基準強度 $F_c=480\text{kg/cm}^2$ 程度）を用いた高層RC造建物の開発が行われ、実用化されている[1]。RC建物のより高層化や架構形態の多様化に対応して、更に高強度の材料（ $F_c=600\sim 1000\text{kg/cm}^2$ のコンクリート、及び高強度鉄筋）を用いた開発研究が行われてきており[2], [3], [4]、筆者らも柱・梁接合部について若干の検討をしている[5]。

高強度コンクリートを用いた梁及び柱部材の耐力に関する調査によると、曲げ耐力は、平面保持を仮定しコンクリートの応力度-歪度曲線を適切に評価した曲げ解析で、比較的良く予測できることを示している[6], [7]。しかし、せん断耐力については、既往のせん断耐力算定式では実験値との対応があまり良好ではない。これは、コンクリート強度やせん断補強筋の効果が適切に評価されていないことによると考えられる。高強度材料を用いた柱の靱性は、若干検討されているが、データも少なく不明な点が多いと考えられる[2], [3], [8]。

以上のことを考慮して、本研究では、高強度材料を用いたRC短柱について、耐震設計に必要な資料を得ることを目的とし、主としてせん断耐力性状を把握するための実験を行い、それを検討するとともに、せん断耐力及び水平限界変形角（靱性）について、既往のデータも併せて検討する。

2 実験概要

2.1 試験体と使用材料

試験体は、試設計の断面に対し約1/3縮尺模型の7体で、断面(b×D)は30cm×30cm、クリアスパン長(H_0)は80cm、M/QDは1.33である。実験因子は、①軸圧比（ $\eta_0=N/bD\sigma_B$ ）、②せん断補強筋筋量（ p_w ）、③せん断補強筋の強度（ w_{σ_y} ）、④せん断補強強度（ $p_w \cdot w_{\sigma_y}$ ）の4つである。表1に試験体の諸元を、図1に

断面配筋詳細を示す。 $\eta_0=0.3$ は中柱を、 $\eta_0=0.6$ は側柱を対象とし、 $\eta_0=0.6$ の試験体では芯鉄筋を配した。コンクリートは、 $F_c=650\text{kg/cm}^2$ の普通コンクリートを用い、主筋はSD490の鉄筋を用いた。せん断補強筋は、四角形及び八角形を組み合わせた拘束の良い□型配筋とし、高強度鉄筋（ $w_{\sigma_y}=8\text{t/cm}^2$ クラス）を用いたせん断補強筋の定着は135°フック（余長は8d）とし、普通強度（SD295）の場合は溶接閉鎖型とした。

表1 試験体諸元

試験体	軸力 N (ton) (η_0)	主筋 (p_k (%)) (p_s (%))	せん断補強筋 p_w (%)	せん断補強筋 径-間	$p_w \cdot w_{\sigma_y}$ (kg/cm^2)
HNO.1	200 (0.3)	12-HD16	0.853	□-D6 @50	27.13
HNO.2		(2.65)	1.373	□-D6, D10@50	45.33
HNO.3		[0.88]	0.853	□-HD6 @50	72.09
HNO.4	400 (0.6)	12-HD16	0.853	□-D6 @50	27.13
HNO.5		4-HD19	1.373	□-D6, D10@50	45.33
HNO.6		(3.93)	0.853	□-HD6 @50	72.09
HNO.7		[0.88]	1.320	□-HD8 @50	112.25

注) $\eta_0=0.6$ シースは芯鉄筋に□-D6 @100のせん断補強筋を配した。

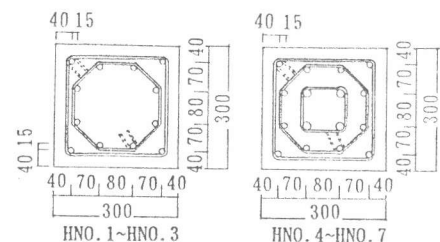


図1 断面配筋詳細

表2及び表3に、コンクリート及び鉄筋の力学的性質を示す。コンクリートの打設は平打とし、試験部と加力スタブとは打継ぎを行った。

2.2 実験概要

加力は、所定の軸力 (N=200t, 400t) を加えつつ大野式加力法により、静的な正負交番漸増繰返し曲げせん断載荷を行った。測定は、荷重及び各部の変位、主筋及びせん断補強筋の各歪度について行ったほかに、特に材中央部に発生したせん断ひび割れの角度、幅及び、ひび割れの開く方向について詳しく観察し、ひび割れの開く方向は、材軸(X軸)と直交方向(Y軸)とに分けてクラックスケールで測定した。

3 実験結果

3.1 実験結果の概要

表4に、せん断ひび割れ及び最大の荷重(eQsc, eQm)、それらの水平変形角(eRsc, eRm)、eQm時のひび割れ幅、水平限界変形角(eRu)及び軸力保持水平限界変形角(eRjik)を示す。荷重及び水平限界変形角については計算値との比を併せて示す。同表に示すeRuは最大荷重の80%を維持する変形角と、eRjikは軸力を保持し得る変形角[9]と、それぞれ定義した。図2にせん断力(Q)-水平変形角(R)関係履歴曲線例を、図3に実験終了時のひび割れ状況例を、図4に最大荷重時のせん断補強筋の歪度分布を、図5に部材中央部で数箇所測定したせん断ひび割れの開く方向のうち、せん断ひび割れ幅が最大となる所の挙動例を、それぞれ示す。

3.2 破壊過程と履歴曲線

破壊のモードは、せん断圧縮破壊と主筋の圧縮降伏後のせん断圧縮破壊の2つであった。各試験体の破壊過程及び履歴性状は、実験因子により差が見られた。eRmは、 $\eta_o=0.3$ では $R=10/1000\text{rad}$ 、付近であるのに対して、 $\eta_o=0.6$ では $R=5/1000\text{rad}$ 、付近であった。尚、せん断ひび割れ発生角度($e\theta$)は、 $\eta_o=0.3$ の試験体では $22\sim 25^\circ$ の範囲に、 $\eta_o=0.6$ の試験体では $15\sim 18^\circ$ の範囲にあり、文献[13]に示したせん断ひび割れ角度推定式による計算値($\eta_o=0.3: \theta=22.8^\circ$, $\eta_o=0.6: \theta=17.4^\circ$)との比は、 $\eta_o=0.3$ では $0.96\sim 1.10$ 、 $\eta_o=0.6$ では $0.86\sim 1.03$ であり、実験値と計算値との対応は良好であった。eQmを高める効果は、 $\eta_o=0.3$ では、 $p_w \cdot w \sigma_y$ が等しい場合、

表4 実験結果概要一覧

試験体	せん断ひび割れ			最大荷重									水平限界変形		軸力保持限界 eRjik	破壊 モード	-計算式-
	実験値		eQsc 計1	実験値		ひび割れ 幅 ΔW	eQm 計2	eQm 計3	eQm 計4	eQm 計5	eQm 計6	実験値 eRu	eRu 計7				
	eQsc	eRsc		eQm	eRm												
HNO.1	59.3	5.14	0.77	69.7	9.34	0.40	0.84	0.90	1.25	1.52	0.89	10.22	1.07	30.0	A	計1:岡島提案式[10] 計2:曲げ耐力略算式 (多段配筋 考慮)[20] 計3:e関数法 計4:清水技研 提案式[11] 計5:指針(案)式 (A法)[12] 計6:本文中(1)式 計7:本文中(2)式	
HNO.2	52.5	3.00	0.68	81.2	9.95	0.25	0.99	1.05	1.23	1.29	1.00	15.13	0.95	50.0	B		
HNO.3	61.4	3.92	0.80	76.7	9.95	0.30	0.93	0.99	0.95	0.99	0.94	13.85	1.07	30.0	B		
HNO.4	71.9	3.49	0.86	82.8	5.01	0.04	1.06	1.05	1.16	1.80	0.99	7.26	1.07	10.0	A		
HNO.5	78.5	4.08	0.94	85.0	6.55	0.10	1.08	1.08	1.04	1.34	0.98	9.74	0.86	20.0	B		
HNO.6	63.2	2.95	0.76	83.7	5.06	0.10	1.07	1.06	0.87	1.10	0.97	7.54	0.86	20.0	B		
HNO.7	71.8	3.57	0.86	81.2	5.02	0.06	1.04	1.03	0.69	0.98	0.94	15.11	1.11	30.0	B		

注) 実験値は正負平均で示す。水平限界変形角は最大荷重の80%を維持する変形角。軸力保持水平限界は軸力を保持し得る変形角。
-破壊モード- A:せん断圧縮破壊, B:主筋の曲げ圧縮降伏→せん断圧縮破壊

表2 コンクリートの力学的性質

軸圧比 η_o	圧縮強度 σ_B	同左歪度 ϵ_B	ヤング係数 $E_{1/4}$	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_{st}
0.3	723	2896	369.5	0.206	48.7
0.6	744	2835	383.8	0.189	50.1

単位: σ_B, σ_{st} (kg/cm²), ϵ_B (X10⁻⁶), E (t/cm²)
注) 粗骨材最大径は13mm.

表3 鉄筋の力学的性質

種類	降伏点 σ_y	降伏歪 ϵ_y	引張強さ σ_u	ヤング係数 E	伸び e
HD16	6230	0.354	8040	1759	10.3
HD19	6470	0.336	8340	1925	12.8
D6	3180	0.201	4390	1580	29.3
HD6	8451	0.432	10507	1957	9.1
HD8	8504	0.428	10287	1986	11.9
D10	3357	0.191	4790	1758	15.2

単位: σ_y, σ_u (kg/cm²), E (t/cm²), ϵ, e (%)
注) *は0.2%off set による値.

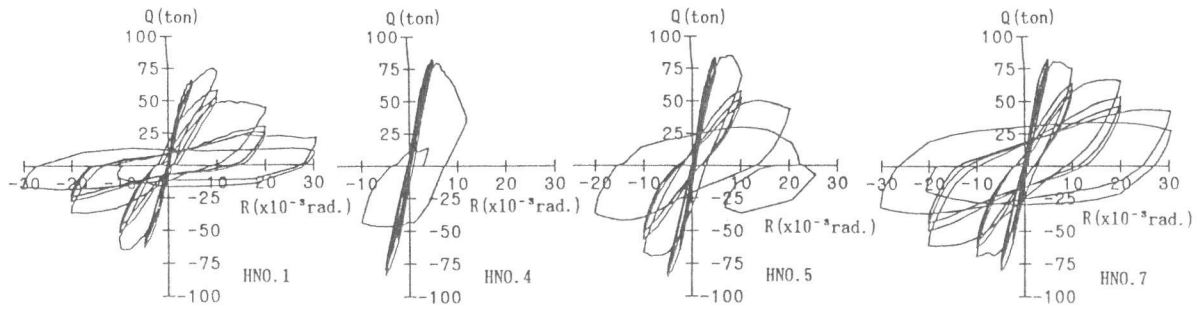


図2 せん断力 (Q) - 水平変形角 (R) 関係履歴曲線例

$w\sigma_y$ を高くするよりも p_w を多くする方が大きい。しかし、 $\eta_o=0.6$ の場合では、各量の違いが eQ_m にあたえる影響は殆ど見られなかった。

eQ_m 時までのせん断ひび割れの挙動は、 η_o に関係なく、ひび割れ面に対してほぼ直角に開いた。 eQ_m 時のせん断ひび割れ幅は、 $\eta_o=0.3$ が $\eta_o=0.6$ に比べ大きく、 $p_w \cdot w\sigma_y$ が等しい場合、 $w\sigma_y$ を高くするよりも p_w を多くした試験体が小さい値を示した。

eQ_m 時のせん断補強筋の歪度 (ϵ_m) は、 $\eta_o=0.6$ に比べ、 $\eta_o=0.3$ の場合が大きい。 $\eta_o=0.3$ の場合は、普通強度を用いた試験体では降伏し、高強度せん断補強筋を用いた試験体では ϵ_m は 0.25% 程度であった。 $\eta_o=0.6$ の場合は、高強度せん断補強筋を用いた試験体の ϵ_m

は 0.15% 程度であった。 p_w の違いで比較すると、 p_w の多い試験体の歪度は、それが少ない試験体に比べ小さい値を示した。これらのことより、 eQ_m 、及びせん断ひび割れ幅の抑制には、 $w\sigma_y$ より p_w の影響が大きいことが知れる。

eQ_m 以降の繰返しによる耐力低下は、 η_o の大きい方が小さい場合に比べ大きい。 $\eta_o=0.3$ の場合では、 $p_w \cdot w\sigma_y$ が等しいとすると、 p_w が多い場合が、 $w\sigma_y$ を高くするより耐力低下の度合いが小さかった。 $\eta_o=0.6$ の場合では、 p_w 、又は $w\sigma_y$ をそれぞれ大きくした試験体では、耐力低下が小さかった。繰返しによるひび割れの開き方は、コンクリートの中央及び端部の圧縮破壊の進行に伴い、

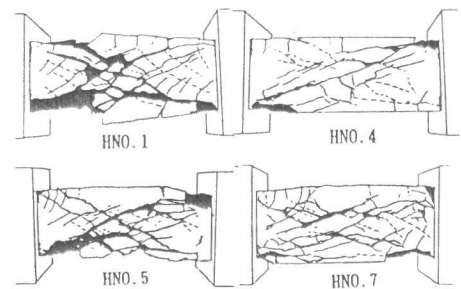


図3 実験終了時のひび割れ状況例

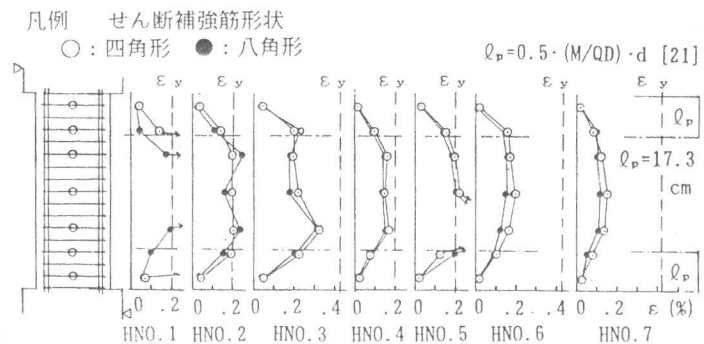


図4 最大荷重時のせん断補強筋の歪度分布

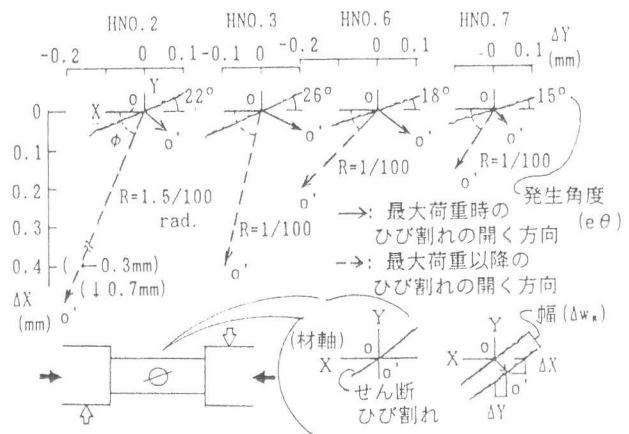


図5 ひび割れ面の挙動例

ひび割れ面に沿って滑る方向へ変化した。ひび割れの開く方向の材軸(X軸)となす角度(ϕ)は、 η_o が低い場合が高い場合に比べ、又 η_o が高い場合では p_w 、又は $w\sigma_y$ をそれぞれ大きくした場合は、それぞれ大きかった。

eRjik について、せん断補強筋の効果を比較すると、 $\eta_o=0.3$ の場合では、 $p_w \cdot w\sigma_y$ が等しい場合、 p_w は $w\sigma_y$ に比べ効果があり、 $\eta_o=0.6$ の場合では、 $p_w \cdot w\sigma_y$ が大きい試験体に効果を示した。しかし、 p_w 及び $w\sigma_y$ のどちらがよく効くか、量的効果は不明である。

4 考察

4.1 せん断ひび割れ強度

図6に、せん断ひび割れ強度の実験値($e\tau_{sc}=eQ_{sc}/b_j$)を $e\tau_{sc}/\sigma_B$ と σ_{oe}/σ_B ($\sigma_{oe}=N/A_e$, A_e :コンクリートの等価断面積)との関係で示す。同図中には、コンクリート破壊規範式(岡島式)[10]による計算値を併せて示す。 $200 \leq \sigma_B \leq 400 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で導びかれた同式の計算値は、0.8倍に低減することで実験値と良い対応を示した。

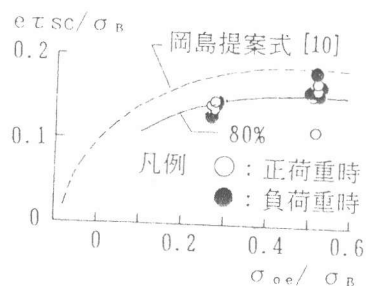


図6 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値との比較

4.2 終局せん断強度

本実験の最大荷重を決定した破壊モードはせん断圧縮破壊で、終局曲げ耐力は不明であるが、参考のために表4に実験値と既往の曲げ耐力計算値との比を示す。実験値と曲げ耐力計算値(多段配筋考慮)[20]との比は0.84~1.08の範囲に、e関数法による計算値との比は0.90~1.08の範囲にあった。

終局せん断強度について、本実験及び既往のデータ[11],[14]~[16]の33体について、高強度コンクリート($\sigma_B \geq 500 \text{ kg/cm}^2$)用に提案された清水技研式(Q_{su1})[11]、一般によく用いられる指針(案)式(A法)(Q_{su2})[12]、及び本実験で見られた材中央部がせん断圧縮破壊する場合に対応する筆者らの式(式(1))(Q_{su})[13]を用いて検討する。

$$Q_{su} = 0.8 \cdot cQ_f + 7.14 (p_w \cdot w\sigma_y)^{0.378} \cdot b \cdot j \quad (1)$$

ここで、 $cQ_f = b \cdot D \sqrt{-0.122 \sigma_{oe}^2 + 0.112 \sigma_{oe} \cdot \sigma_B + 0.00981 \sigma_B^2} / 1.5$

式(1)は、コンクリート破壊規範式より求めたコンクリートの負担力と、クリアスパン長から両端のヒンジ長(l_p)[21]を除いた範囲のせん断補強筋の平均歪から求めたせん断補強筋の負担力($\Sigma a_w \cdot w\sigma_s$)との累加を考慮して導いている。既往のデータの収集条件は、 $\sigma_B > 500 \text{ kg/cm}^2$ 、1.0

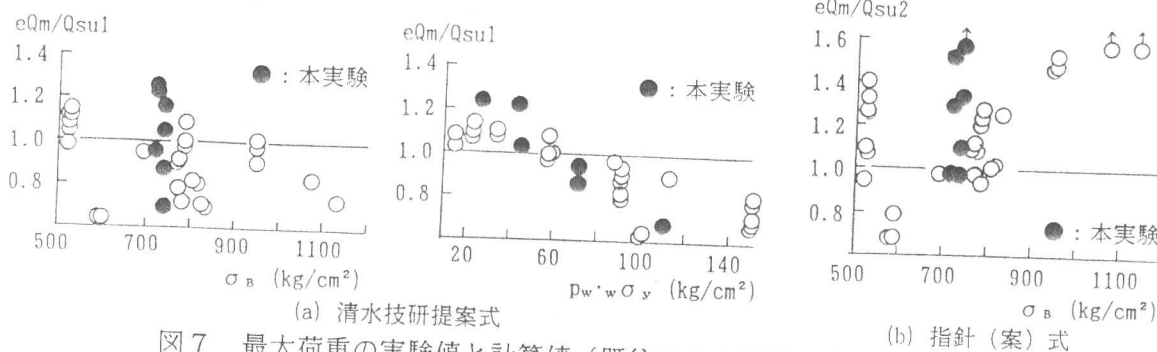


図7 最大荷重の実験値と計算値(既往のせん断耐力式)との比較

$\leq M/QD \leq 1.25$, $\eta_o \geq 0.25$, \square 及び \boxtimes 型のせん断補強筋を使用している4つである。実験値と清水技研式及び指針(案)式との比較を図7に示す。同図より見て、清水技研式では、 eQ_m/Q_{su1} の平均値は0.928、標準偏差は0.176であり、 σ_B 及び $p_w \cdot w\sigma_y$ の効果が適切に評価されていない。又、指針(案)式では、 eQ_m/Q_{su2} の平均値は1.221、標準偏差は0.323であり、実験値との対応は良好でない。後者の場合、同式の適用範囲を超える高強度コンクリートの圧縮強度有効係数の評価が適切でないためと考えられる。

式(1)の適用範囲は、 \square 型せん断補強筋を対象とし、 $0.25 \leq \eta_o \leq 0.66$, $\sigma_B \leq 400 \text{ kg/cm}^2$, 及び $p_w \cdot w\sigma_y \leq 40 \text{ kg/cm}^2$ である。ここでは、 $p_w \cdot w\sigma_y$ が 40 kg/cm^2 を超える場合について適用できるかどうかを検討するために、せん断補強筋の補強効果を推定した図を文献[13]より引用し図8に示す。同図中に本実験データを示す。これによると、高強度せん断補強筋を用いた試験体の補強効果は、 $p_w \cdot w\sigma_y \geq 40 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では頭打ちの傾向にある。従って、 $p_w \cdot w\sigma_y \geq 40 \text{ kg/cm}^2$ の場合は、 $p_w \cdot w\sigma_y = 40 \text{ kg/cm}^2$ として算定する。図9に、実験値と計算値を比較して示す。 eQ_m/Q_{su} の平均値は0.96、標準偏差は0.080で、実験値と計算値との対応は良好である。

4.2 水平限界変形角 (eR_u)

高強度コンクリートを用いた柱の水平限界変形角の検討については、2、3行われている。ここでは、本実験及び既往のデータ[2], [14]~[19]の61体について、高強度材料を用いた試験体に適用できる筆者らの推定式(式(2))[8]で検討する。式(2)の適用範囲は、 \square 及び \boxtimes 型のせん断補強筋を対象とし、 $450 \leq \sigma_B \leq 861 \text{ kg/cm}^2$, $t\sigma_y \leq 4.34 \text{ t/cm}^2$, $w\sigma_y \leq 17.98 \text{ t/cm}^2$ で、 $1.0 \leq M/QD \leq 2.0$ である。

$$R_{UH}(S1) = 0.00656 \cdot \eta_o^{-0.52} \cdot (p_w \cdot w\sigma_a / p_t \cdot t\sigma_y)^{0.99} \cdot (M/QD)^{1.63} \quad (2)$$

但し、 $w\sigma_a$ はせん断補強筋の有効強度で、 $w\sigma_y < 4.0 \text{ (t/cm}^2\text{)}$ の場合は $w\sigma_a = w\sigma_y$ 、 $4.0 \leq w\sigma_y \leq 8.0 \text{ (t/cm}^2\text{)}$ の場合は $w\sigma_a = 4.0 \text{ (t/cm}^2\text{)}$ 、 $w\sigma_y > 8.0 \text{ (t/cm}^2\text{)}$ の場合は $w\sigma_a = 0.23 \cdot w\sigma_y +$

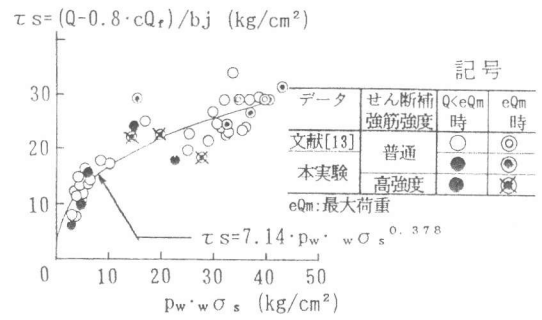


図8 せん断補強筋の補強効果 [13]

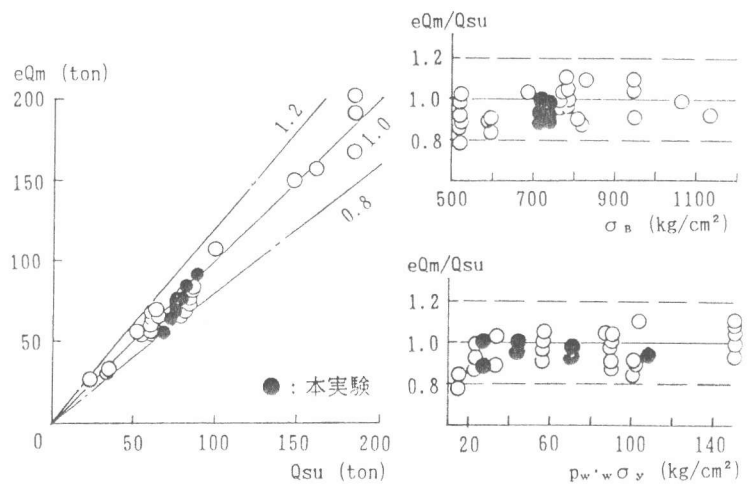


図9 最大荷重の実験値と計算値(式(1))との比較

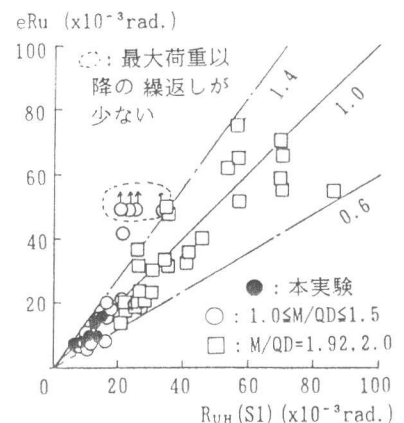


図10 水平限界変形角の実験値と計算値との比較

2.2 (t/cm²)である。

図10に、実験値と計算値 ($R_{UH}(S1)$) とを比較して示す。式(2)は、±40%の範囲で実験値を概ね推定している。尚、データの収集条件は、 $\sigma_b > 450 \text{ kg/cm}^2$ 、 $1.0 \leq M/QD \leq 2.0$ で、 \square 及び \square 型のせん断補強筋を用いた4つである。

5 まとめ

以上の検討により以下のことが知れた。

① 最大荷重、及びその時のせん断補強筋の歪度、ひび割れ幅について、 η_o 、 p_w 、 $w\sigma_y$ の影響を調べると共に、最大荷重以降の耐力低下について、せん断補強筋の影響と、せん断ひび割れ幅及びその開き方について調べ、それらの特性が知れた。

② 高強度材料を用いたRC短柱の終局せん断耐力は、 $p_w \cdot w\sigma_y$ が 40 kg/cm^2 を超える場合 $p_w \cdot w\sigma_y = 40 \text{ kg/cm}^2$ として式(1)を用いることにより精度良く推定できた。又、水平限界変形角(靱性)は、式(2)を用いることにより概ね推定できた。

【参考文献】

- [1] 日本建築学会：高強度コンクリートの技術の現状、1991.1
- [2] 菅野俊介・長嶋俊雄・木村秀樹ほか：高強度補強筋を用いた高強度コンクリート柱および梁の実験研究、コンクリート工学年次論文報告集、10-3、pp.227~232、1988
- [3] 吉岡研三・武田寿一・永原克巳：超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp703~704、1988.10
- [4] 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造構造物の超軽量・超高層化技術の開発、構造性能分科会報告書、1990.3、ほか一連の報告
- [5] 寺岡勝・狩野芳一・田中清・林和也：高強度コンクリートを用いたRC内柱・梁接合部の強度と変形性状、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp.633~638、1990
- [6] 境有紀・遠藤芳雄・小谷俊介・青山博之：高強度コンクリートを用いたRC部材の耐力と耐力算定式、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、pp.121~126、1989
- [7] 村上秀夫・藤沢正視・上之園隆志ほか：高強度鉄筋・高強度コンクリートを用いた柱部材の構造性能に関する文献研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp749~750、1989.10
- [8] 寺岡勝：高軸圧下における鉄筋コンクリート短柱の変形限界値、轍(椋代仁朗先生御退官記念出版)、pp.48~60、1990.9
- [9] 寺岡勝・狩野芳一・小林勝巳：高軸圧下における鉄筋コンクリート短柱の変形限界値、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論文集、コンクリート工学協会、II-pp229~240、1988.3
- [10] 岡島達雄：複合応力(圧縮・ねじり、引張・ねじり)を受けるコンクリートの破壊条件(その1)、(その2)、日本建築学会論文報告集、NO.178、pp.1~10、1970.12、NO.182、pp.1~10、1971.4
- [11] 来田義弘・坂口昇・河内武ほか：超高強度鉄筋コンクリート造柱の曲げせん断実験(その1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp697~702、1988
- [12] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針(案)、1988
- [13] 佐藤和彦・寺岡勝・藤原敏夫・小林勝巳・林和也：高軸圧下における鉄筋コンクリート造短柱の力学性状に関する実験的研究、フジタ工業研究所所報、NO.23、pp13~22、1986
- [14] 松谷輝雄・石田潤一郎・櫻原健一ほか：超高層鉄筋コンクリート構造に関する開発研究、鴻池組技術研究報告、pp71~84、1988
- [15] 内田和弘・狩野芳一・寺岡勝ほか：高軸圧下における鉄筋コンクリート短柱の力学性状に関する実験的研究(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp541~542、1989
- [16] 金田和浩・黒羽健嗣：高軸圧を受ける高強度コンクリート柱の履歴性状、大成建設技術研究所報、NO.23、pp171~178、1990
- [17] 山本俊彦・本田義博・白都滋ほか：高強度鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究(その1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp739~746、1989
- [18] 境有紀・日比純一・小谷俊介・青山博之：高強度コンクリートを用いたRC柱曲げ変形性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp.171~176、1990
- [19] 福本昇・西山山仁・加藤完二ほか：浅沼超高層RC住宅工法の開発、浅沼組技術研究所報、NO.2、pp.89~100、1990
- [20] 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性、1976
- [21] 吉岡研三：鉄筋コンクリート柱の強度と変形、東京大学学位論文、1978.4