

第4章 高強度材料を用いた部材の構造性能

4.1 はじめに

高強度コンクリートと高強度鉄筋を使用した鉄筋コンクリート造部材および、これらの部材を組み合わせた接合部の構造性能を評価する手法、そして部材に要求される構造性能を確保する手法を提案するための研究を構造性能分科会で実施した。研究の主眼は、普通強度の材料を用いた鉄筋コンクリート造部材から高強度の材料を用いた鉄筋コンクリート造部材の構造性能を合理的に評価できる手法を開発することにある。そこで研究は、これまでの評価法にとらわれることなく、合理的な評価手法を提案し、その評価手法を実験的に確認する手法を原則とした。実験的に確認するというのは、ただ単にパラメータを増し、数多くの試験体の実験を行うことにより確認するのではなく、重要なポイントを実験的に押さえながら、論理的に評価手法を開発することである。

対象とした部材は、曲げ応力の卓越する梁および柱（線材 WG 担当）、側柱付耐震壁（面材 WG 担当）、せん断応力の卓越する梁および柱（せん断 WG 担当）、さらに柱梁接合部（接合部・架構 WG 担当）である。これらの部材に対して、例えば超高層建築物に想定される高軸方向力を加えた実験や、地震力の二方向入力を想定した実験を実施し、これまでにはあまり実験資料のなかった範囲の実験も行った。

以下では、New RC 総プロでの高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いた部材に関する実験的研究と、部材の構造性能評価手法の概要を、構造性能分科会の成果報告書を基に述べる。

なお本文中に JIS 規格にはない SD80 や SD100 等が使用されているが、それらは降伏点が $8000\text{kg}/\text{cm}^2$ や $10000\text{kg}/\text{cm}^2$ 級の異形鉄筋を意味しているので注意されたい。

4.2 梁および柱の構造性能

本プロジェクトでは、高強度鉄筋および高強度コンクリートを用いた柱および梁の曲げ応力およびせん断応力に対する構造性能の評価法の開発を目的として以下の項目に関する研究を実施した。

- 1) 梁の曲げ応力に対する耐力および変形性能に関する研究
- 2) 高軸方向力を受ける柱の曲げ応力に対する耐力および変形性能に関する研究
- 3) 線材の曲げ降伏以後の付着割裂破壊に関する研究
- 4) 梁のせん断応力に対する耐力および変形性能に関する研究
- 5) 柱のせん断応力に対する耐力および変形性能に関する研究
- 6) 梁および柱の付着割裂破壊に関する研究

以下に特徴的な実験結果について記述する。

4.2.1 梁の曲げ降伏後の付着割裂破壊に関する研究

1) 研究目的

高強度鉄筋と高強度コンクリートの組み合わせでは普通強度の場合に比べて、より付着割裂破壊が重要な問題となることが予想される。本研究は、圧縮強度 $800\text{kgf}/\text{cm}^2$ 級のコンクリートと降伏点 $7000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 級の鉄筋を用いた梁部材の正負交番逆対称曲げせん断載荷実験を行い、以下の項目について検討した。

- (1) 高強度鉄筋分科会での付着割裂破壊性状、強度に関する研究成果と実際の梁部材中での付着割裂破壊性状の相関
- (2) 二段配筋の効果、せん断スパン比の影響の検討
- (3) 降伏後の梁の変形能力と付着劣化性状との相関関係の究明

2) 実験計画

a) 試験体

試験体は縮尺 $1/2\sim 1/3$ の矩形断面梁試験体 6 体 (No.1~No.6) である。実験変数は、せん断スパン比と横補強筋量、二段配筋の組み合わせとした。図 4.2.1.1 に試験体形状および配筋詳細を示す。梁幅 $b:180\text{mm}$ 、梁クリアースパン長さ $L:1080\text{mm}$ は全試験体で共通である。表 4.2.1.1 に試験体の特性一覧表を示す。本実験で調査した要因は、梁せい（せん断スパン比）、横補強筋量、断面内の鉄筋配置（一段、二段）が付着割裂破壊に及ぼす影響である。実験時のコンクリート圧縮強度は $\sigma_c=830\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、割裂引張強度は $\sigma_t=30.2\text{kgf}/\text{cm}^2$ であった。

b) 載荷方法

載荷は建研式加力装置で、逆対称曲げせん断変形を与えた。変位履歴は部材変形角 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/33$ 、 $1/20$ で正負各 2 回の繰り返し載荷を行った。

3) 実験概要

表 4.2.1.2 には各試験体の曲げひび割れ、せん断ひび割れ、曲げ降伏、最大耐力時の荷重と変形、さらに限界変形、破壊モードを示す。各荷重の定義は表の脚注に示す。曲げ降伏荷重実験値の日本建築学会略算式による曲げ終局耐力計算値に対する比は $1.04\sim 1.12$ であった。

4) 付着割裂破壊と部材変形性能の関係

試験体相互の変形性能を比較するために、荷重のみを降伏荷重 (P_y) で無次元化した包絡線を図 4.2.1.2 に、荷重、変形双方を P_y 、降伏変形 (δ_y) で無次元化した包絡線を図 4.2.1.3 に示す。せん断補強筋量の異なる No.1 と No.2 を比較すると、せん断補強筋量の増大による付着劣化抑制が耐力低下を遅らせるとともに、エネルギー吸収能の改善に寄与することがわかる。梁せいの異なる試験体間では、とりわけ、塑性率を横軸とした図 4.2.1.3 の上で、No.3、No.1、No.4 の順に梁せいが小さくなるほど塑性変形能力は低下する性状が現れている。二段配筋と一段配筋の試験体を比較すると、部材としての変形性能の上では明らかに二段配筋の方が悪いので、付着に対する設計の余裕度を一段配

筋の場合よりも大きく考える必要があるといえる。

必要がある。

5) 梁の付着性能評価

図 4.2.1.4 に、荷重-変形曲線の包絡線上で、最大耐力の 80% となるときの部材角 R_{80} と付着指標 ($\tau f / \tau kaku$) の関係を示す。ここで、付着指標とは、両材端で圧縮、引張降伏するとし、付着長さを $L-D$ (L はクリアースパン長さ、 D は梁せい) とした場合の付着設計応力 τf を、角、張らの付着割裂強度式^{4.1)}から得られる算定値 $\tau kaku$ で除したものである。図 4.2.1.5 には同様に限界塑性率 μ_{80} と付着指標の関係を示す。

図 4.2.1.4 より指標値が小さいほど限界変形角が大きくなる傾向にあり、指標は普通強度コンクリートの梁試験体^{4.2)}と同様に、付着割裂破壊する梁部材の塑性変形性能の尺度にもなり得ることがわかる。

塑性率を横軸とした図 4.2.1.5 でも同様に付着指標が小さいほど限界塑性率が大きくなることわかる。特に、梁せいの小さい(せん断スパン比の大きい)供試験体、および、二段配筋試験体では、指標値に比して限界塑性率が、他の試験体(せん断スパン比:2、一段配筋の試験体)に比して小さくなることに留意する

6) 結論

本実験から得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 高強度 RC 梁の降伏後の繰り返し載荷による付着割裂破壊に対して、設計付着応力と付着割裂強度の比で表した付着指標が、変形性能評価においても有効な尺度になることを確認した。また、顕著な塑性変形性能の低下を生じない付着指標値は 1.0 程度と考えられる。
- 2) 内側筋と外側筋の鉄筋配置が等しい二段配筋では、外側筋の付着応力(せん断応力)の影響で内側筋のレベルでの付着割裂ひび割れが先行して生じる。
- 3) 二段配筋と一段配筋では、繰り返しによる付着劣化性状の相違は明確ではないが、部材の変形性能は二段配筋の場合が早期に劣化する性状を示す。
- 4) 梁せいの大きい梁(せん断スパン比の小さい梁)ほど付着劣化しやすいが、付着劣化が部材の変形性能に及ぼす影響は梁せいの小さい梁よりも小さい。

表 4.2.1.1 試験体特性一覧

試験体 No	内法スパン L(mm)	幅 B(mm)	せい D(d)(mm)	L/D (M/QD)	上端主筋 下端主筋	主筋比 pt(%)	せん断補筋筋	せん断補筋筋比 pw(%)	試験体の特徴
No. 1	1080	180	270(240)	4(2)	4-D13 4-D13	1.18	2-D6@80	0.39	基本
No. 2									2-D6@50
No. 3			360(330)	3(1.5)		0.86	2-D6@80	0.39	梁せい大
No. 4			180(150)	6(3)		1.88			梁せい小
No. 5			270(225)	4(2)	8-D13 8-D13	2.51	2-D6@50	0.62	二段配筋
No. 6			270(225) 270(240)	4(2.67) 4(1.33)	8-D13 4-D13	2.51 1.18			上下端筋量の相違

表 4.2.1.2 実験結果一覧

試験体		曲げひびわれ				せん断ひびわれ				曲げ降伏		最大耐力		限界変形 δ_{80} (mm)	破壊性状
		Pc(tf)	δ_c (mm)		Ps(tf)		δ_s (mm)		Py(tf)	δ_y (mm)	Pu(tf)	δ_u (mm)			
No. 1	正負	3.39 4.95	0.87 1.61	6.16 6.35	2.60 2.75	16.29	15.6	16.84	20.1	49.7	FB				
		3.63 1.61	0.55 0.47	7.21 7.21	3.03 3.03	15.10	15.5	16.40	21.1	45.3					
No. 2	正負	3.58 5.01	1.05 1.84	6.96 6.96	3.27 3.27	15.98	14.4	17.24	32.2	80.6	FB				
		4.63 2.24	1.05 0.10	8.21 7.03	3.47 2.53	15.04	11.9	17.66	32.9	-----					
No. 3	正負	5.94 6.19	0.83 0.97	6.94 7.43	1.31 1.59	22.26	13.2	23.80	21.7	56.1	FB				
		5.61 5.61	0.27 0.27	8.56 10.09	1.39 2.44	22.38	19.2	22.71	21.7	38.1					
No. 4	正負	1.40 1.76	0.91 1.28	3.95 3.95	4.80 4.80	9.45	21.5	9.45	21.5	51.3	FB				
		1.84 0.85	0.89 0.28	5.81 4.63	7.29 5.13	9.76	21.8	9.76	21.8	43.5					
No. 5	正負	3.00 4.45	0.46 0.85	8.43 9.44	2.76 3.30	27.99	19.7	29.14	32.8	63.0	FB				
		3.04 5.55	0.04 0.99	9.58 9.30	3.13 2.98	28.41	21.1	28.77	21.6	51.3					
No. 6	正負	2.19 4.63	0.38 1.18	7.40 5.40	2.86 1.64	22.56	21.7	22.61	54.1	65.7	FB				
		4.09 3.09	0.58 0.10	7.61 7.04	2.54 2.19	23.16	20.1	23.31	21.1	-----					

Note: (1) 曲げひびわれ荷重、せん断ひびわれ荷重は、目視によるひびわれ発見荷重である。各欄の左右は、両材端部での発見荷重を表す。(実験時には試験体を材軸方向に立てて載荷したので、左が上側、右が下側の材端部を表す。)

(2) 降伏荷重は、荷重変形曲線上の急激な折れ曲がり点を採用し、この直前、直後の荷重階で危険断面位置の鉄筋ひずみが降伏ひずみを越えていることを確認した。荷重-変形曲線上で明瞭でない場合にはひずみゲージの出力で降伏ひずみを越えた時点とした。(二段筋の場合は、二段共降伏した時点とした。)

(3) 限界変形は、包絡線(各変位段階の1回目の変位ピーク点および、載荷途上での最大耐力点を結んだもの)上で、最大耐力の80%の耐力にまで劣化した時点の変形とした。

(4) 破壊モード: FB: 曲げ降伏後付着割裂破壊、 B: 付着割裂破壊

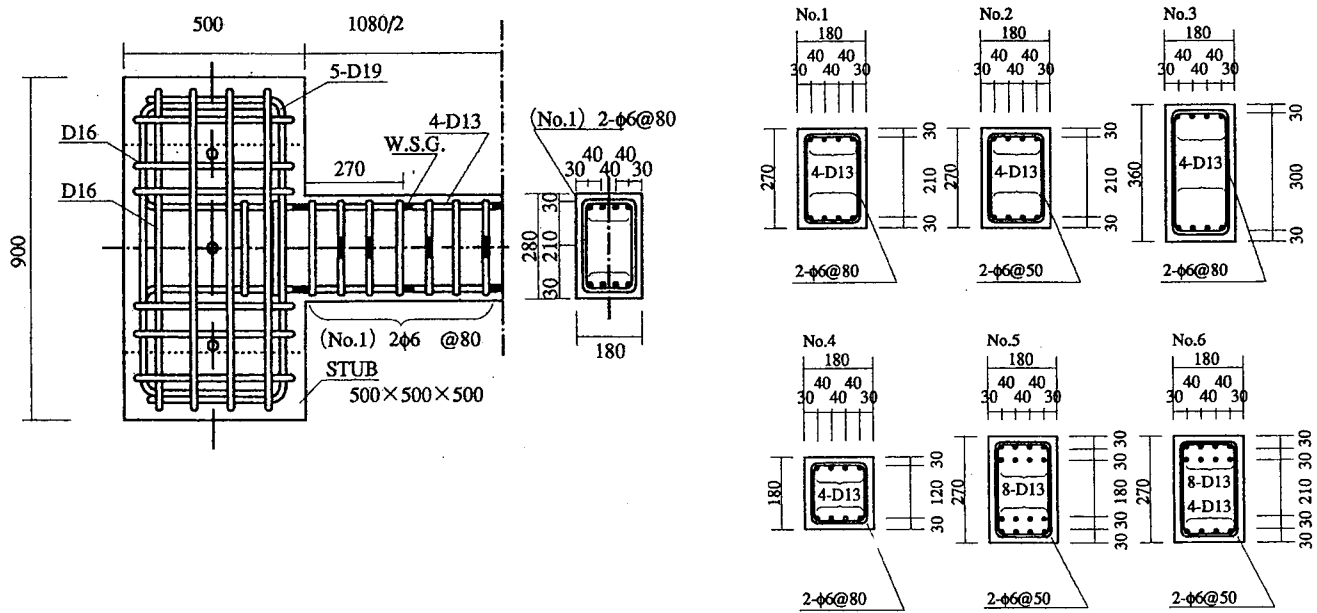
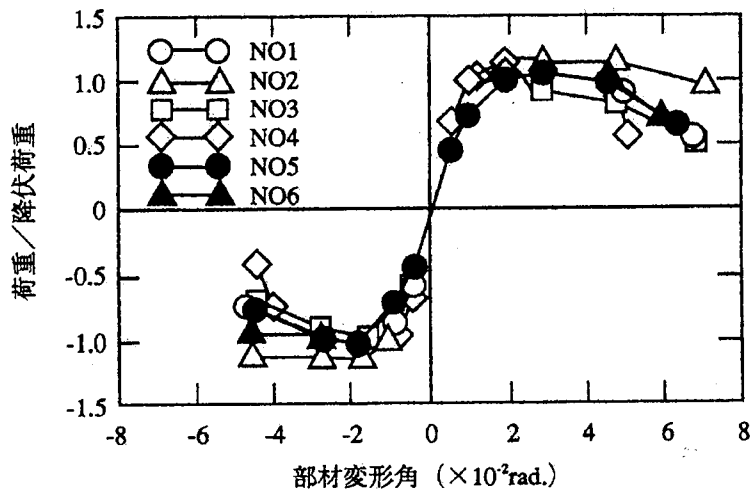


图 4.2.1.1 試驗体形状、寸法、配筋



4.2.1.2 無次元化荷重(P/P_y)—変形角(R)包絡線

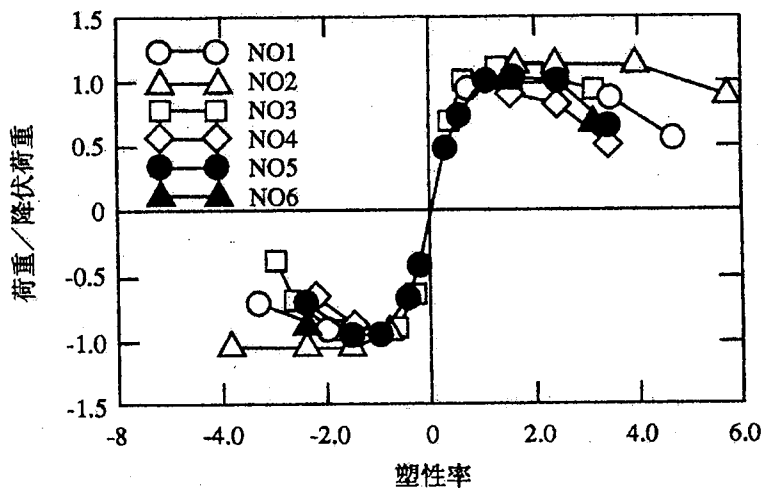


图 4.2.1.3 無次元化荷重(P/P_y)—塑性率(μ)包絡線

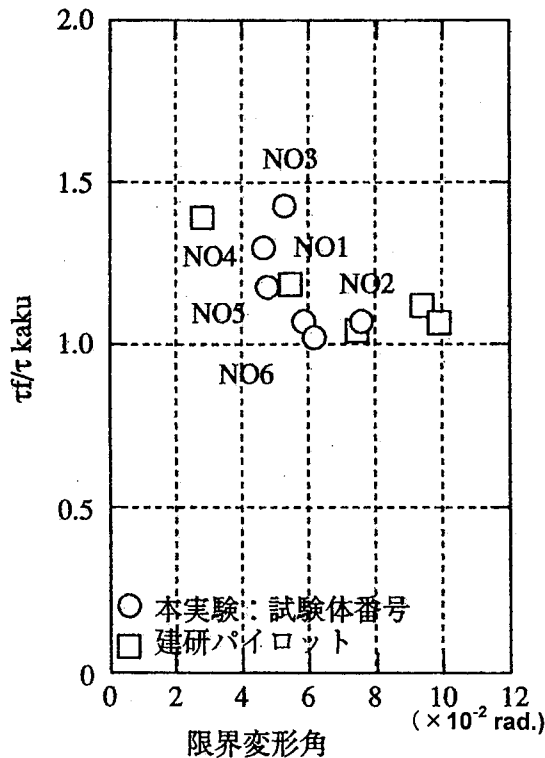


図 4.2.1.4 付着指標 ($\tau f / \tau kaku$) - 限界変形角 (R_{80}) 関係

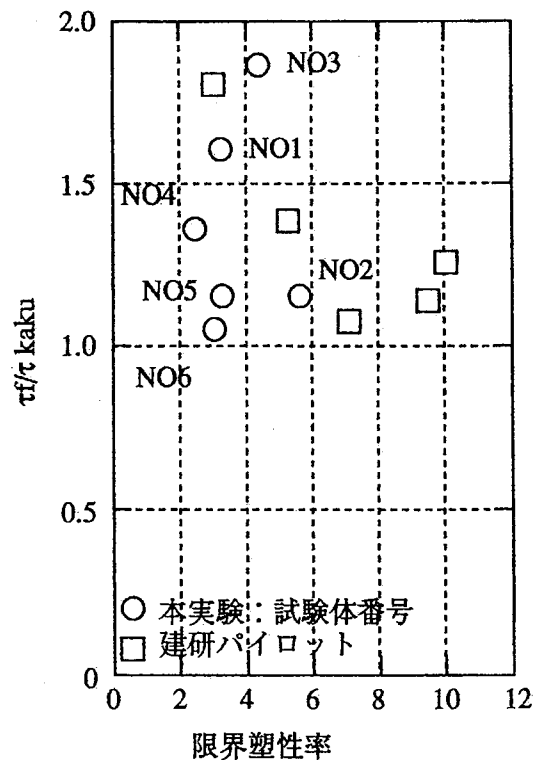


図 4.2.1.5 付着指標 ($\tau f / \tau kaku$) - 限界塑性率 (μ_{80}) 関係

4.2.2 梁の曲げ性能に対するスラブの効果に関する研究

1) 研究目的

T形はりおよび矩形はりの片持ちばり形式繰り返し変形加力実験^{4,3)}を実施し、剛性（初期剛性・降伏点剛性）、耐力（降伏耐力・終局耐力）の評価に有効なスラブの協力幅、および曲げ性能について検討する。

2) 研究方法

a) 試験体

試験体は縮尺 1/3 程度の T 形はり 5 体、矩形はり 1 体の計 6 体とした。試験体一覧を表 4.2.2.1、試験体の配筋図を図 4.2.2.1 に示す。梁断面は $b \times D = 20\text{cm} \times 27\text{cm}$ 、スラブ厚 5cm（幅片側 100cm）とした。主なパラメータは、スラブ主筋降伏強度 ($\sigma u = 10000\text{kgf/cm}^2$ 、 3000kgf/cm^2)、スラブのコンクリート圧縮強度 ($F_c = 700\text{kgf/cm}^2$ 、 300kgf/cm^2)、配筋筋量 ($P_g = 0.47\%$ 、 0.30%)、シアスパン比 ($a/D = 3.0, 1.8$) とした。表 4.2.2.2 にコンクリートの力学的特性を示す。また、表 4.2.2.3 に鉄筋の機械的性質を示す。

b) 実験方法:

図 4.2.2.2 に加力図を示す。加力方法は、反力壁に取り付けたフレームに両端ピン支持のジャッキを垂直に取り付け、片持ちばり形式繰り返し変形加力とした。

3) 実験結果

図 4.2.2.3 に試験体の荷重-変形曲線を、図 4.2.2.4

に最終ひび割れ図を示す。プロトタイプとなる試験体 BS01 と各試験体の履歴性状について比較すると、BS01（プロトタイプ）は変形 $R=1/800$ (red) までに曲げひびわれが発生し、変形が $R=1/67$ (rad) 付近で、梁主筋が降伏し、その後あまり耐力の上昇は見られなかった。しかし、BS02（スラブ筋、高強度）は、梁主筋降伏後も変形 $R=1/20$ (rad) まで耐力の上昇がみられた。BS03（スラブコンクリート圧縮強度 $F_c=300\text{kg/cm}^2$ ）、BS04（配筋筋量を減じた試験体）は BS01 同様の履歴性状を示した。BS06 ($a/D=1.8$) は変形 $R=1/800$ (rad) までに曲げひび割れが発生し、変形 $R=1/67$ (red) 付近で、梁主筋が降伏した。BS06 は変形 $R=-1/50$ (rad) で変位計取り付け不良により計測を終了した。なお破線部分は予測である。

初期剛性と降伏点剛性および、ひび割れ耐力の計算値と実験値を比較して見ると、初期剛性については有効幅を 0.1L 考慮した場合に良い対応を示し、降伏点剛性は 0.3L、ひび割れ耐力については有効幅を 0.5L 考慮した場合に良い対応を示した（図 4.2.2.5）。降伏耐力および終局耐力の実験値と計算値を比較すると、矩形の試験体とスラブが全幅有効の場合は実験値がやや高いものの良い対応を示した（図 4.2.2.6）。なお、スタブ面より加力点位置までの距離を 1L とした。計算式は図 4.2.2.5 及び 6 の右に示す。

4) まとめ

1) スラブ筋に高強度鉄筋を用いることにより耐力の上昇がみられた。

- 2) スラブのコンクリート圧縮強度を変えても耐力に大きな変化はみられなかった。
 3) 配力筋量の変化による影響はみられなかった。
 4) スラブ有効幅を初期剛性の場合 0.1L、ひび割れ耐

- 力は 0.5L、降伏点剛性については 0.3L 考慮した場合、実験値とよく対応した。
 5) 降伏耐力や終局耐力の比較をみる限りスラブ幅は全幅有効で終局耐力計算式で推定可能である。

表 4.2.2.1 試験体一覧

試験体番号	b×D (d)	M/QD	梁主筋 (上下共)	横補強筋	スラブ筋	スラブコンクリート圧縮強度 (kgf/cm ²)
BS01	20 cm × 27 cm (24.3)	3.0	4-D13 (SD70) Pt=1.05%	2-D6@50 (SD100) Pw=0.63%	主筋: D6@135 (SD30) 配力筋: D6@145 (SD30)	Fc=700 (δ _B =583)
BS02					主筋: D6@135 (SD100) 配力筋: D6@145 (SD100)	
BS03					主筋: D6@135 (SD30) 配力筋: D6@145 (SD30)	Fc=300 (δ _B =288)
BS04					主筋: D6@135 (SD30) 配力筋: D6@255 (SD30)	
BS05					—————	—————
BS06		1.8	主筋: D6@135 (SD30) 配力筋: D6@145 (SD30)	Fc=700 (δ _B =583)		

(共通事項) : 梁のコンクリート圧縮強度 Fc=700 kgf/cm² (δ_B=583), スラブ厚:5 cm, スラブ幅:片側 100 cm

表 4.2.2.2 コンクリートの材料試験結果

設計基準強度 Fc (kgf/cm ²)	材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	静弾性係数 (kgf/cm ²)	備考
700	42	584	2.70×10 ⁵	BS01,02,03,05,06, 骨材:筑波産
300	38	288	2.98×10 ⁵	BS04(スラブ), 骨材:青梅産

表 4.2.2.3 鉄筋材料試験結果

鉄筋径	規格	降伏応力度 σ _y (kgf/cm ²)	降伏歪 ε _y (%)	弾性係数 Es (kgf/cm ²)	引張強度 σ _{max} (kgf/cm ²)	破断時伸び (%)
D13	SD70	7138	0.36	2.00×10 ⁶	9499	11.5
D6	SD100	9795	0.70	1.96×10 ⁶	11411	5.9
D6	SD30	3461	0.40	1.75×10 ⁶	5271	11.7

注) 降伏応力度および降伏歪は、0.2%オフセット法による。また、計算に用いた断面積は、公称断面積とした。

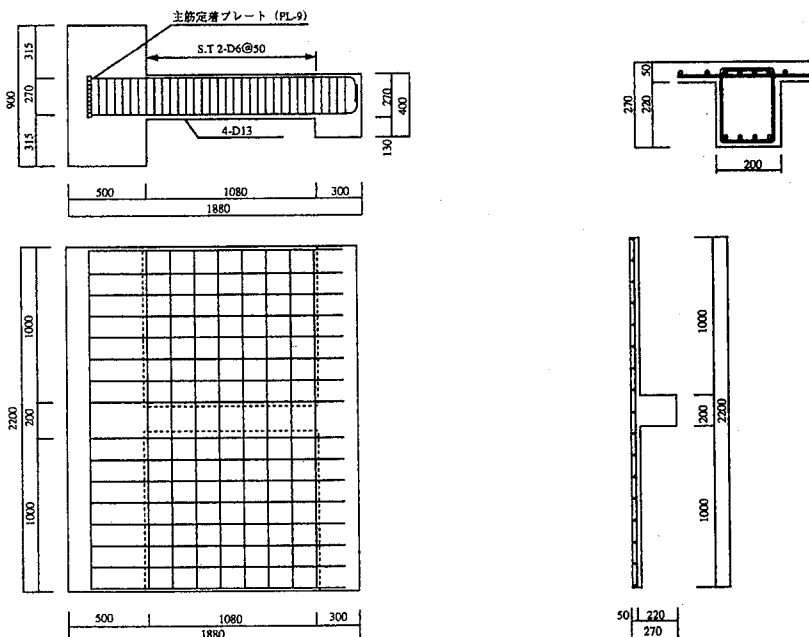


図 4.2.2.1 試験体配筋

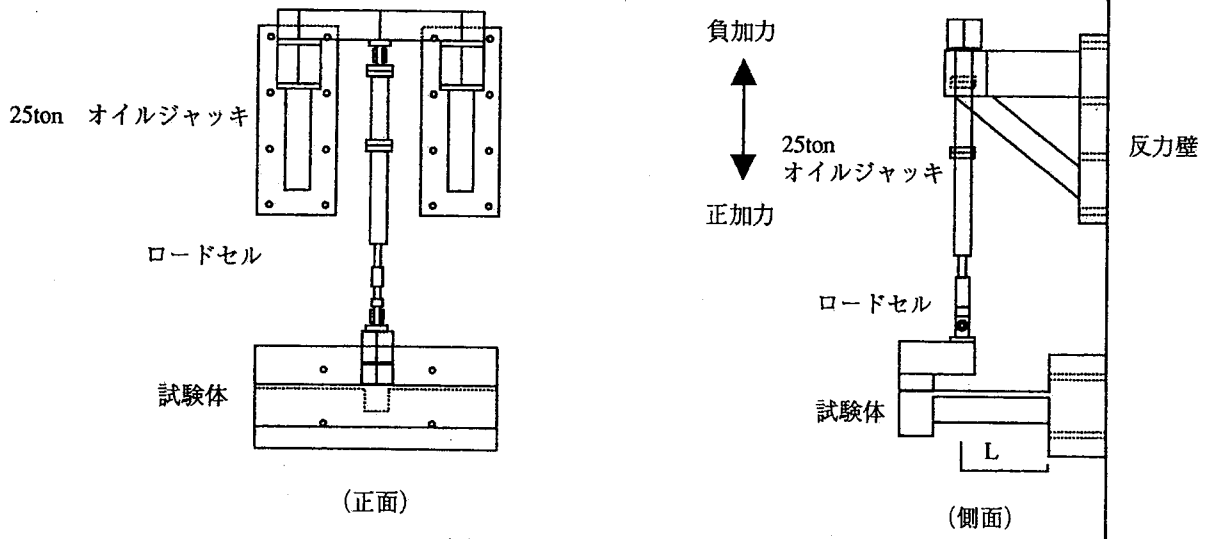


図 4.2.2.2 加力装置

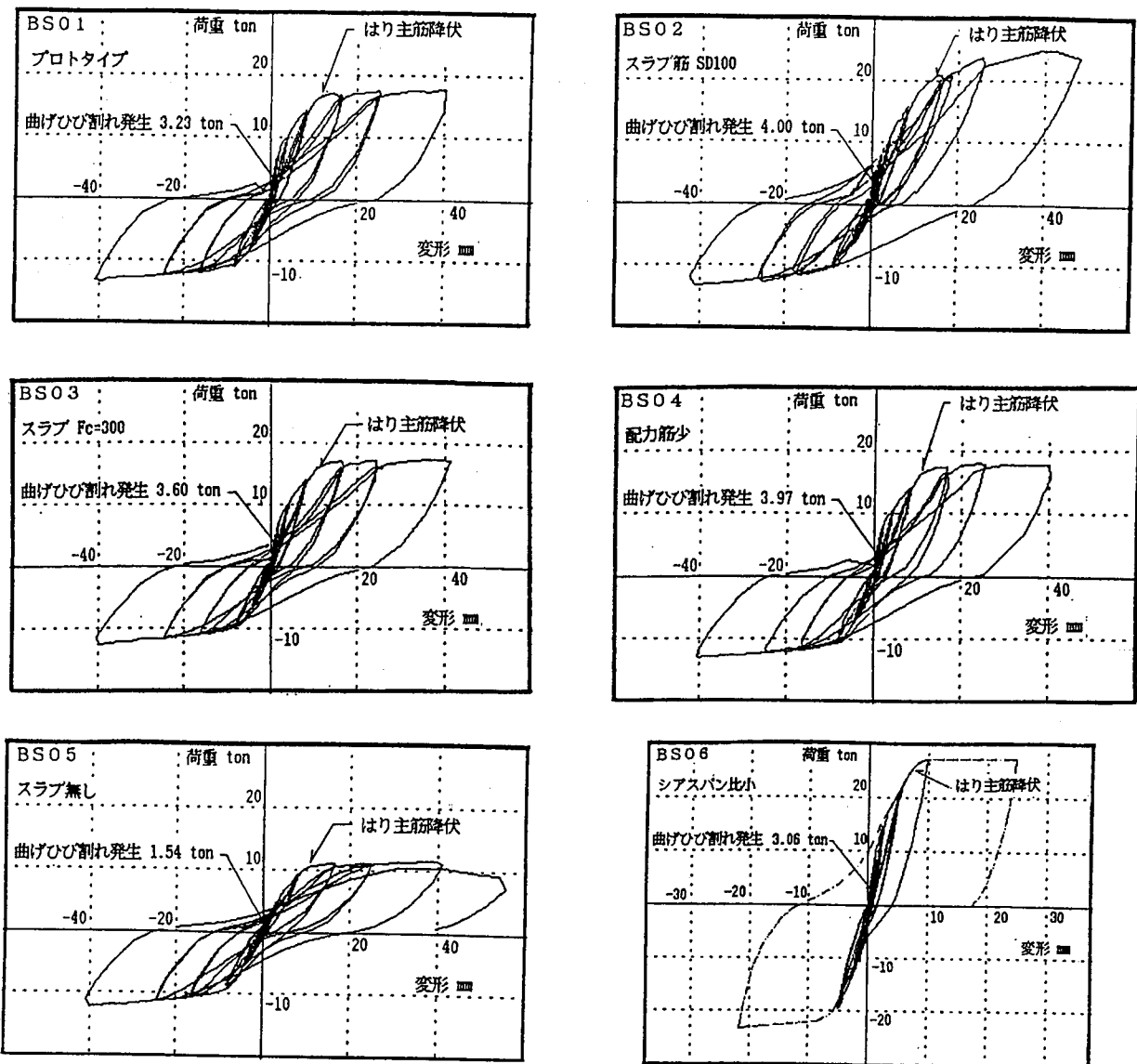


図 4.2.2.3 荷重変形関係

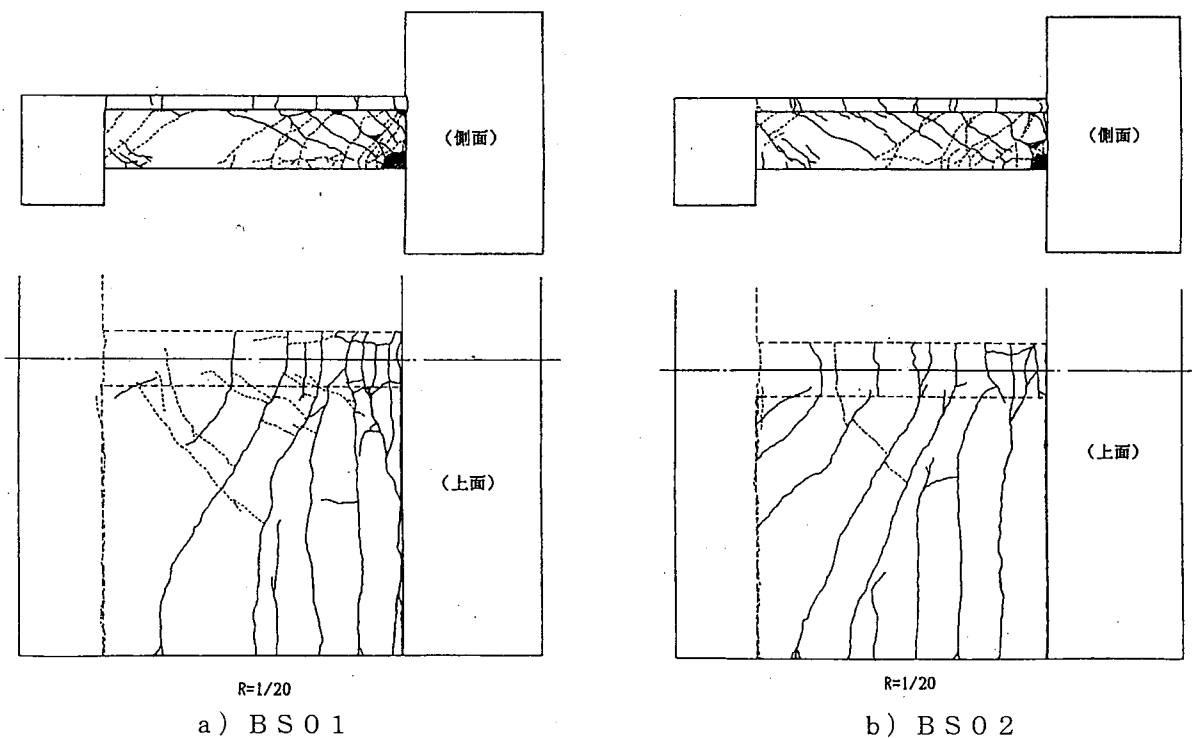


図 4.2.2.4 最終ひび割れ図

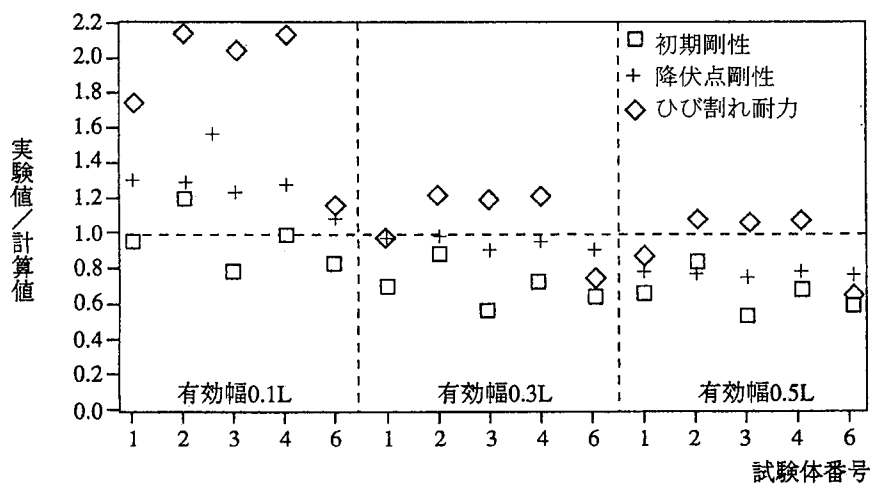


図 4.2.2.5 実験値と計算値の比較 (初期剛性、降伏点剛性、ひび割れ耐力)

<初期剛性>
 $K_e = 1 / (\delta_B + \delta_s)$
 $\delta_B = h_e^3 / (3 \cdot E_c \cdot l)$
 $\delta_s = \kappa \cdot h_e / (G_c \cdot A)$
 $h_e = h_0 + D/4$
 h_0 : スタブ面から加力位置までの距離
 E_c : コンクリートヤング率
 $l = ((l_e - b) \cdot t \cdot (t^2/3 + (2X - t)^2) + b \cdot D \cdot (D^2/3 + (2X - D)^2)) / 4$
 l_e : スラブ有効幅 t : スラブ厚
 b : はり幅 D : はりせい
 $X = ((l_e - b) \cdot t^2 + b \cdot D^2) / (2 \cdot ((l_e - b) \cdot t + b \cdot D))$
 $\kappa = 1.2$
 $G_c = E_c / 2.34$
 $A = b \cdot D$

<降伏点剛性>
 $K_y = c \alpha y \cdot K_e$
 $c \alpha y = (0.043 + 1.635 \cdot n \cdot pt + 0.043 \cdot a/D) \cdot (d/D)^2$
 n : 材料試験より得られたヤング係数比
 $pt = (atb + ats) / ((l_e - b) \cdot t + A)$
 atb : はり引張鉄筋断面積
 ats : スラブ筋断面積
 a/D : シアスパン比
 d : はり有効せい

<曲げひび割れ耐力>
 $cQ_{bc} = 1.8 \sqrt{\sigma_B} \cdot Z/h_0$
 σ_B : 材料試験より得られたコンクリート圧縮強度
 $Z = l/X$

<降伏耐力>
 $Q_{my} = 7/8 (\Sigma (atb \cdot \sigma_{by} + ats \cdot \sigma_{sy}) \cdot d/h_0)$
 σ_{by} : はり引張鉄筋降伏応力度
 σ_{sy} : スラブ筋降伏応力度

<終局耐力>
 $Q_{\mu} = 0.9 (\Sigma (atb \cdot \sigma_{by} + ats \cdot \sigma_{sy}) \cdot d/h_0)$

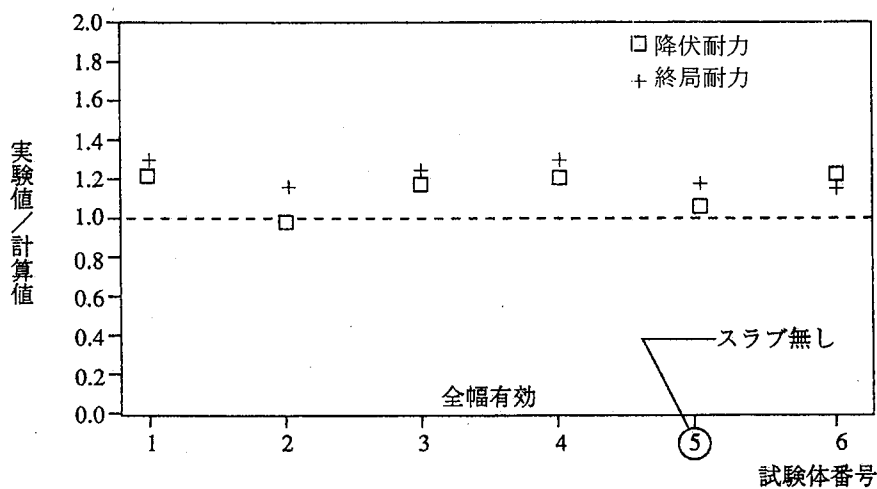


図 4.2.2.5 実験値と計算値の比較 (降伏耐力、終局耐力)

4.2.3 柱の曲げ降伏後の変形性能に関する研究

1) 研究目的

文献 4.4)では、降伏ヒンジを計画する部材について、想定する塑性変形に応じてコンクリートの有効係数を低減してせん断耐力を算定する方法を提案している。本研究^{4,5)}では、このせん断耐力算定式の高強度鉄筋コンクリート柱への適合性を検証するとともに、鉄筋コンクリート柱の曲げ降伏後の変形性能を確保するための配筋詳細を検討する。具体的な着目点として以下の項目を取上げる。

- 1) 文献 4.4)のせん断耐力算定式の適合性
- 2) 軸力の変形能に及ぼす影響
- 3) 縦割れによる破壊の検討

2) 実験方法

a) 試験体

試験体は5体で、シアスパン比1.5のものを2体(試験体 S6、S7)、2.0のもの(試験体 S8~S10)を3体製作した。試験体のパラメータを表 4.2.3.1 に、配筋図を図 4.2.3.1 に示す。シアスパン比1.5の試験体では、断面寸法(30×30cm)、コンクリート設計基準強度(800kgf/cm²)、主筋・横補強筋降伏点($\sigma_y=3960$ kgf/cm²、 $\sigma_{wy}=12600$ kgf/cm²)、配筋詳細を同一にし、軸力比(軸力/全断面積/コンクリート圧縮強度=0.5、0~0.5)を変化させた。シアスパン比2.0の試験体では、断面寸法(25×25cm)、コンクリート設計基準強度(800 kg/cm²)、主筋・横補強筋降伏点($\sigma_y=3960$ kgf/cm²、 $\sigma_{wy}=8740$ kgf/cm²)、配筋詳細を同一にし、軸力比(軸力/全断面積/コンクリート圧縮強度=0.15、0.35、0.5)、曲げ終局耐力を変化させた。なお、各試験体とも指針に従って付着強度が曲げ降伏時に生じる付着応力度を上回ることを確認した。

b) 使用材料

コンクリートは設計基準強度 800 kgf/cm²程度(実際は 750 kgf/cm²程度)の高強度コンクリートを2バッチ練って使用した。主筋は、降伏点 3960 kgf/cm²の D13 の異形鉄筋、横補強筋は降伏点 8740 kgf/cm²および 12600 kgf/cm²の丸鋼外周スパイラル筋および中子筋を使用した。 $\sigma_y=8740$ kgf/cm²の横補強筋には明確な降伏点がみられなかったが、その他の鉄筋には明確な降伏点がみられた。明確な降伏点のみられなかった鉄筋の降伏点は0.2%オフセットにより算出した。

c) コンクリートの打設方法

コンクリートの打設は施工の都合上、試験部分とスタブ部分を別々に打設する方法を取り、試験部分の打継にはシアキー(凸凹)を設けた。また、打設方向は横打ちとした。

d) 加力方法

一定軸力をかけた状態で上スタブと下スタブの平行を維持し、水平変位で制御して繰り返し曲げせん断加力を行なった。試験体 S6、S7 では、部材角 1/400rad

で1サイクル、1/200、1/100、1/50rad で2サイクルずつ行なった後、大変形の載荷を行なった。試験体 S8、S9、S10では、部材角1/200radで1サイクル、1/100、1/50、1/25rad で2サイクルずつ行なった後、大変形の載荷を行なった。なお試験体 S7 の正方向では軸力比 0.5 の一定軸力を与え、負方向では軸力を与えなかった。

3) 実験結果

各試験体のひび割れ状況(最大耐力を示したサイクル時)を図 4.2.3.2 に、荷重-変形角関係(P- Δ 効果、支承の摩擦を補正)を図 4.2.3.3 に示す。また水平変形と軸方向変形の関係を図 4.2.3.5 に示す。いずれの試験体においても主筋の圧縮降伏が先行し、その後コンクリートの圧壊によって最大耐力が決まった。

最大耐力以降の挙動は軸力によって大きく異なり、軸力比が 0.15 から 0.5 と大きくなると、大きな耐力低下の生じる変形角が 1/20rad から 1/100rad と小さくなり、軸力比が大きいほど変形性能は劣った(試験体 S8~S10)。

変動軸力で加力を行った試験体 S7 では、一定軸力の試験体 S6 に比べ最大耐力以降耐力低下は小さかった。

また、試験体 S6、S7 では部材角 0.004rad、水平力 69tonf において縦ひび割れが部材中央の主筋に沿って数本発生し、縦ひび割れは最大耐力以降圧縮端のひび割れが部材中央の主筋に沿って数本発生し、縦ひび割れは最大耐力以降圧縮端のひび割れとつながって耐角線状のひび割れに進展した。このひび割れが最大耐力以降の挙動に及ぼす影響は大きいと思われる。

図 4.2.3.3 の細実線はコンクリートの応力-歪関係に境のモデル^{4,6)}を用いたときの曲げ耐力である。いずれの試験体においてもやや過小評価となり、軸力が大きいほどその傾向が顕著である。

外周スパイラル筋の歪は、負側で軸力を与えなかった試験体 S7 よりも一定軸力を与えた試験体 S6 のほうが鉄筋の歪が若干大きい。また試験体 S8、S9、S10 では、軸力が大きくなるほど試験体中央部横補強筋の歪が大きくなっている。端部の歪は軸力の影響をあまりうけていない。横補強筋の歪みはいずれも降伏歪には達していない。

4) まとめ

- 1) 変動軸力下での柱では一定軸力下のものに比べ変形性能が優れていた。
- 2) シアスパン比が 2.0 の柱においても軸力による変形性能の違いが顕著にみられ、高軸力であるほど変形性能は劣った。
- 3) シアスパン比 1.5 の試験体で部材中央に縦ひび割れが発生した。

表 4.2.3.1 試験体一覧

ID	主筋		M/QD	軸力比	横補強筋			
	σ_y	配筋			配筋	σ_{wy}	pw	$pw \cdot \sigma_{wy}$
S6 S7	3960	16-D13	1.5	0.5 0, 0.5 0.15	4-5 ϕ @50	12600	0.0053	67
S8 S9 S10		12-D13			2.0	0.35 0.5	4-5 ϕ @80	8740

σ_y : 主筋降伏点 (kgf/cm²), M/QD : シアスパン比
 軸力比 = 軸力 / 全断面積 / コンクリート圧縮強度
 σ_{wy} : 横補強筋降伏点 (kgf/cm²), pw : 横補強筋比

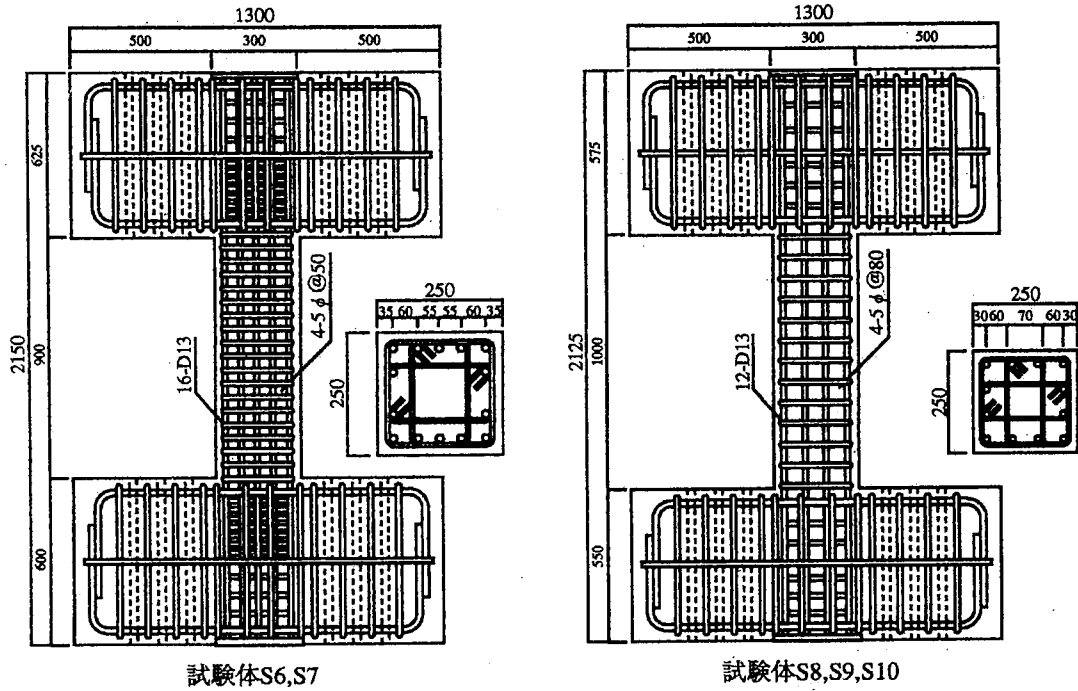


図 4.2.3.1 試験体形状、寸法、配筋

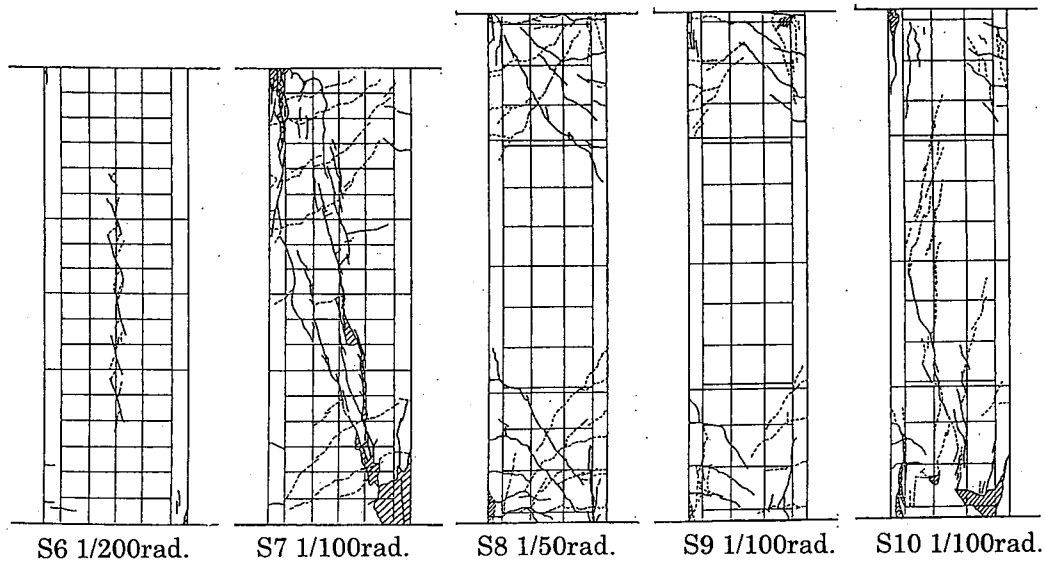


図 4.2.3.2 ひび割れ状況 (最大耐力時)

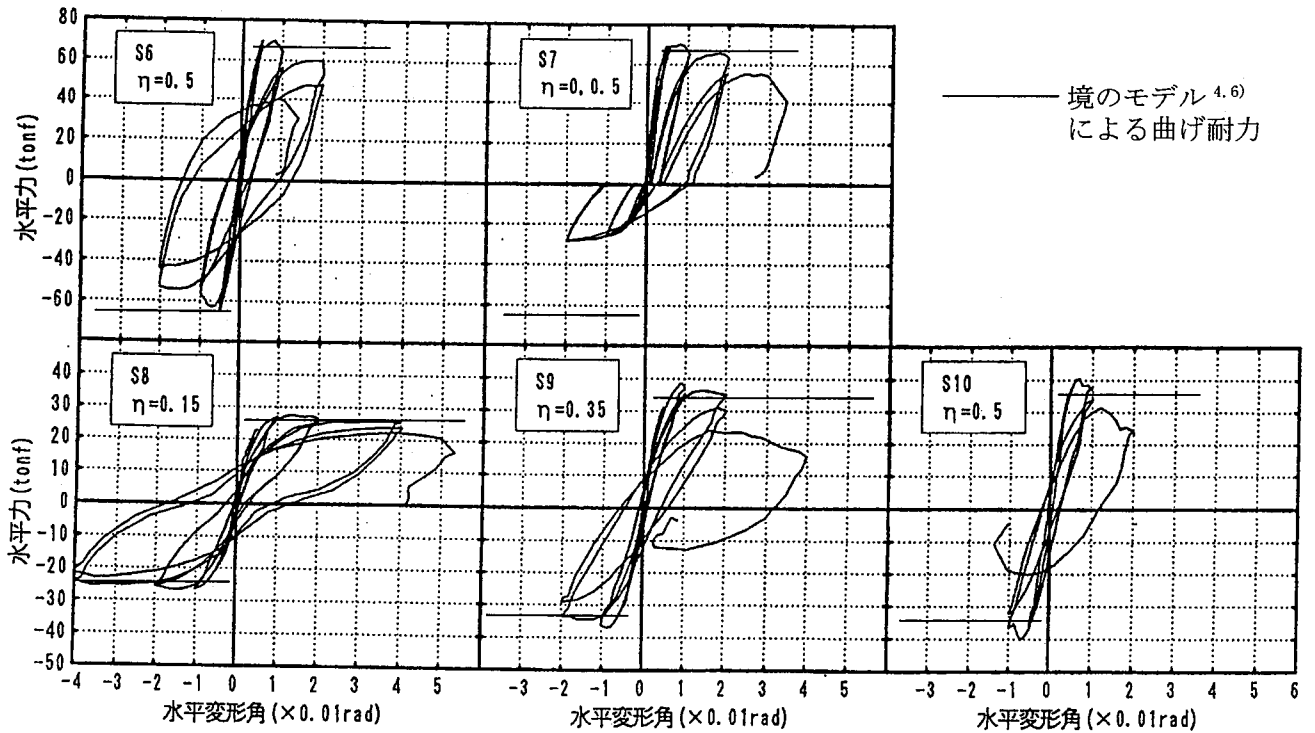


図 4.2.3.3 水平力-水平変形角関係

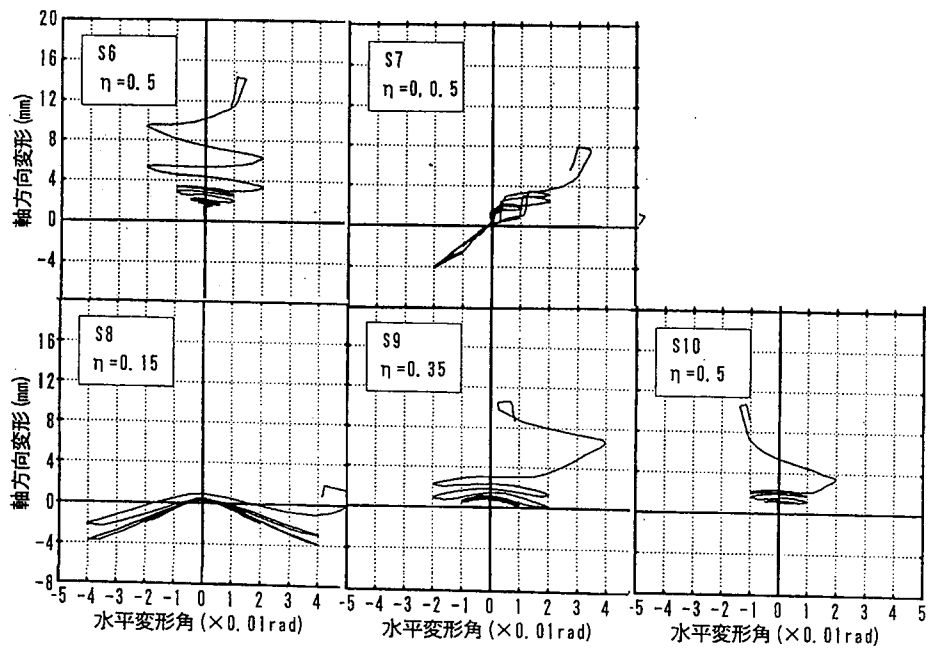


図 4.2.3.4 軸方向変形-水平変形角関係

4.2.4 二方向曲げ応力を受ける柱の曲げ性能に関する研究

1) 研究目的

超高層鉄筋コンクリート造建築物の1階柱は高軸力下となり、二方向に変形を強制された場合、変形能の確保が厳しくなるものと考えられる。本研究^{4.7)}では高軸力レベルのRC柱に二方向の変形を与え、その特性について検討した。

2) 実験方法

表 4.2.4.1 に試験体一覧を示す。実験変数は軸力比、変位パス、加力方法である。軸力は $0.35bD\sigma_B$ および $0.6bD\sigma_B$ とし、変位パスは一方方向荷重および二方向(四葉型)荷重とした。また、加力方法は、逆対称変形加力形式および片持ち加力形式とした。図 4.2.2.1 に試験体の断面形状を示す。すべての試験体は、断面が $25\text{cm} \times 25\text{cm}$ で、主筋は 8-D13 ($P_g=1.63\%$)、横補強筋は 3- $\phi 4$ ($P_w=0.58\%$) を使用し、学会終局強度指針

式^{4.4)}により部材角 1/50 でせん断耐力が曲げ耐力を上回るように配筋した。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果は表 4.2.4.1 中に示す。

図 4.2.4.2 に加力装置を示す。軸力は、所定の一定軸力のもとで、逆対称変形加力形式の場合は試験体上部の加力ビームが反力床と平行になるように、片持ち加力形式の場合は、試験体上部の加力ビームが反力床と平行になるように、片持ち加力形式の場合は、試験体柱頭の曲げモーメントがゼロになるように 4 基の鉛直方向のアクチュエーターを用いて導入した。また 3 基の水平方向のアクチュエーターにより二方向の正負繰返し変形を加えた。図 4.2.4.3 に載荷履歴および変位パスを示す。一方向載荷の場合は、同一の最大部材角で 2 回の繰返しを行なった。二方向載荷の場合は、柱頭の軌跡が四葉型になるようにし、順方向で 1 回最大部材角を増やし、逆方向で 1 回さらに最大部材角を増やし順方向 1 回という加力を繰り返した。

3) 実験結果

図 4.2.4.4 に各試験体のせん断力-部材角関係および平均軸方向変形- N-S 方向部材角関係を示す。

SA35 試験体では部材角 1/400 で曲げひび割れが発生した。部材角 1/200 で隅のコンクリートが圧壊を開始し、1/150 で主筋が圧縮降伏した。部材角 1/100 で最大耐力に達した後 1/67 の負側 2 サイクルの途中 (図中▲印) で中間筋に添った縦ひび割れが発生した。部材角 1/50 での耐力が最大耐力の 60% 程度しか回復しなかったのは、このひび割れが主たる原因と思われる。その後、部材角 1/40 より顕著となった軸方向変形が 1/33 で急激に増大し最終的には軸力が保持できなくなった。

CA35 試験体では部材角 1/200 で曲げひび割れが発生

し、1/100 で隅のコンクリートが圧壊を開始した。部材角 1/67 で最大耐力に達した後 1/40 で軸方向変形が顕著となり徐々に耐力が低下し、1/33 で横補強筋が破断 (図中●印) して実験を終了した。

CB35 試験体では部材角 1/400 で曲げひび割れが発生し、1/200 で変位パスが進むにつれ隅のコンクリートが圧壊した。部材角 1/100 でさらに圧壊および軸方向変形が顕著に進行し、1/67 で全周にわたりカバーコンクリートが剥落した。部材角 1/50 で軸力が保持できなくなり実験を終了した。

CB60 試験体では、部材角 1/800 で隅のコンクリートが圧壊を開始し、1/400 で主筋が圧縮降伏した。部材角 1/200 で曲げひび割れが発生し、最大耐力に達した。このサイクルで軸方向変形は著しく増大し、部材角 1/200 の変位パスの 3/4 に達した時に横補強筋が破断し、瞬間的な激しい破壊に至った。実験終了後、四隅の主筋が座屈していることが確認された。

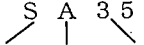
CB35 試験体の E-W 方向のせん断力-部材角関係には、N-S 方向の載荷の影響による耐力低下が見られ、特に部材角 1/100 の負側で顕著である。CB60 試験体の部材角 1/200 の時の軸方向変形は CB35 試験体の 1/67 の時の軸方向変形にほぼ匹敵する程の大きな値となっている。

4) まとめ

- 1) 高軸力下 ($0.6bD\sigma_p$) で二方向の変形を強制される柱は、部材角 1/200 程度の小さな変形で圧縮破壊に至った。
- 2) 二方向の繰返し載荷を受ける柱は、一方向のみの載荷を受ける柱に比較して著しい軸方向変形を生じた。

表 4.2.4.1 試験体一覧

試験体名	b×D (cm)	M/QD	設定軸力		コンクリート 強度 σ_B (kg/cm ²)	主筋	せん断補強筋	加力形式	載荷履歴
			軸力 N (ton)	軸力比 N bD σ_B					
SA35	25 × 25	2.5	187	0.35	854	8-D13	spiral	逆対称変形 加力形式	一方向載荷
CA35									
CB35		347	0.60	925	σ _y =7138 kg/cm ²	σ _y =10000 kg/cm ²	片持ち 加力形式	四葉型載荷	
CB60									

S A 35

 載荷 履歴 軸力比

S: 逆対称変形加力形式 C: 片持ち加力形式
 A: 一方向載荷 B: 四葉型載荷
 軸力比 (N/bD σ_B) 35:0.35 60:0.60

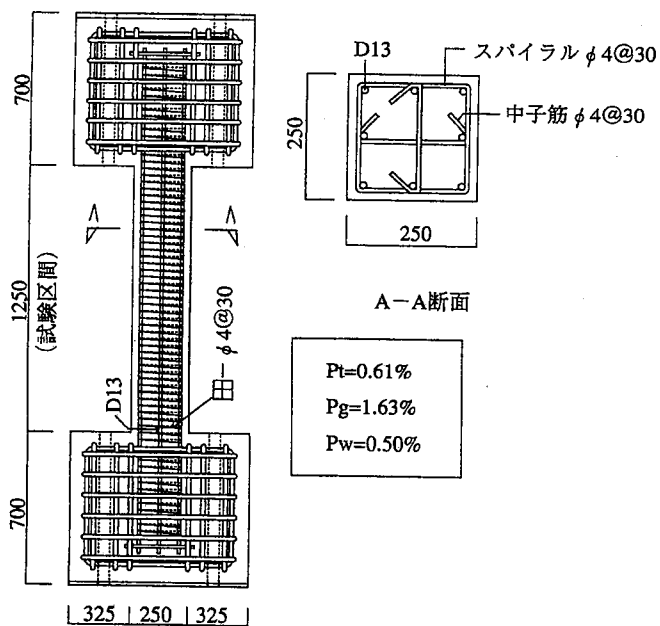


図 4.2.4.1 試験体形状、寸法、配筋

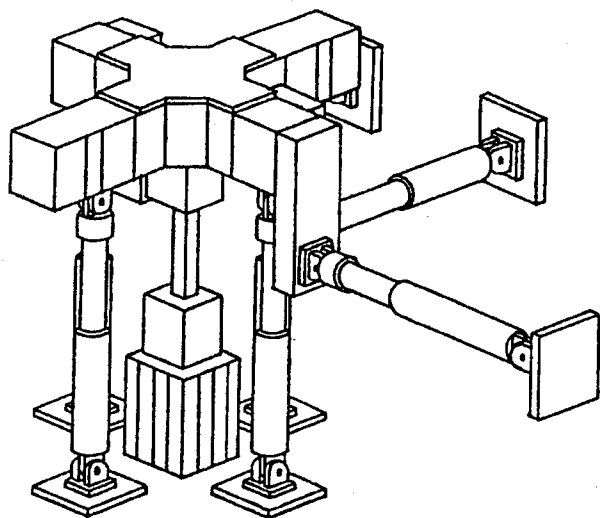


図 4.2.4.2 二方向加力装置

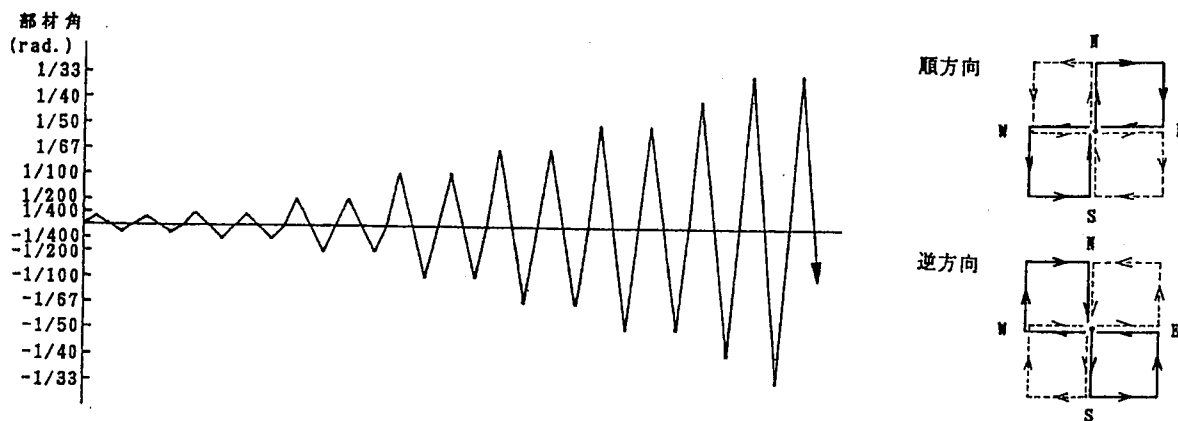
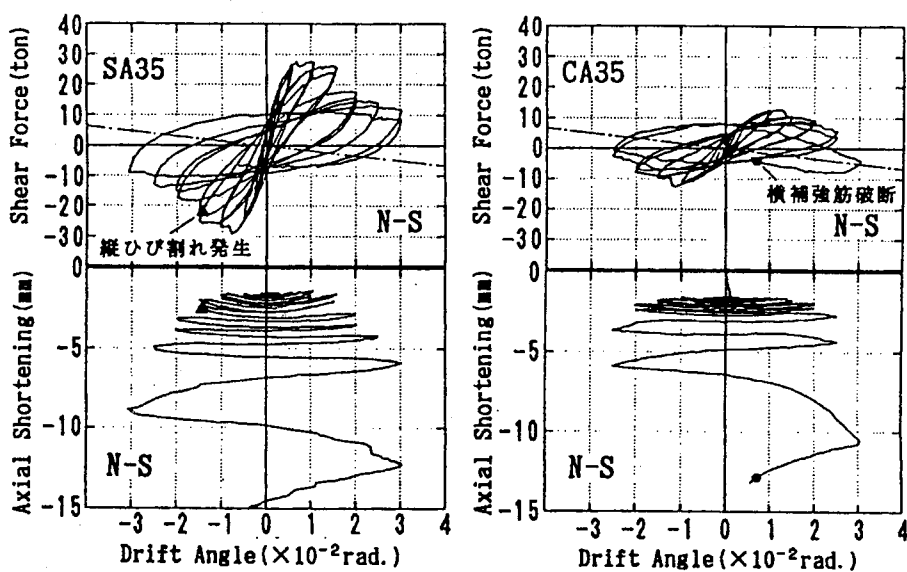


図 4.2.4.3 荷重戴加履歴と変位パス



a) SA35

b) CA35

図 4.2.4.4-a) せん断力-部材角、平均軸方向変形-N S 方向部材角関係

c) 既往実験データ^{4.9), 4.10)}の検討

図 4.2.5.3 に作用せん断応力度 (τ_s) / 一面せん断ひび割れ強度 (τ_{su}) と軸力比の関係を示す。ここで $\alpha=5.5$, $\beta=1.0$ さらに $p=0$ を仮定している。縦割れ破壊を生じた試験体の τ_s / τ_{su} の値は大きく、生じていない試験体の τ_s / τ_{su} の値は小さい。

3) まとめ

この縦ひび割れをモデル化した破壊面における作用せん断応力度 (τ_s) と一面せん断ひび割れ強度 (τ_{su}) を、実験結果を用いて比較した結果、縦割れの発生メカニズムを説明できた。

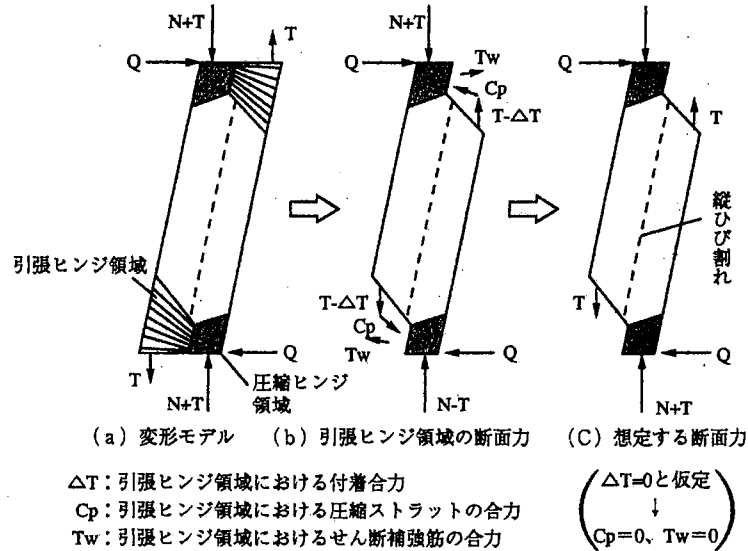


図 4.2.5.1 変形モデルと断面力

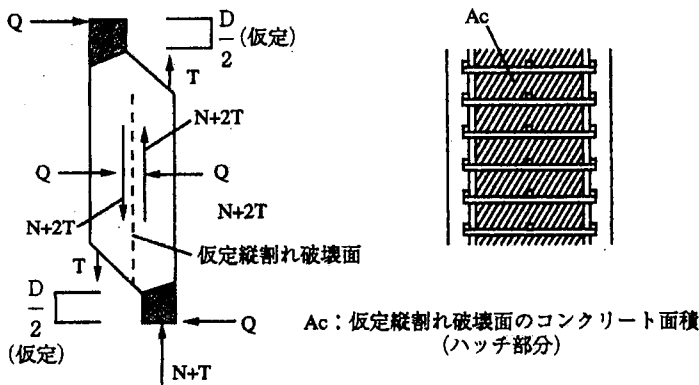


図 4.2.5.2 縦割れ破壊面における応力

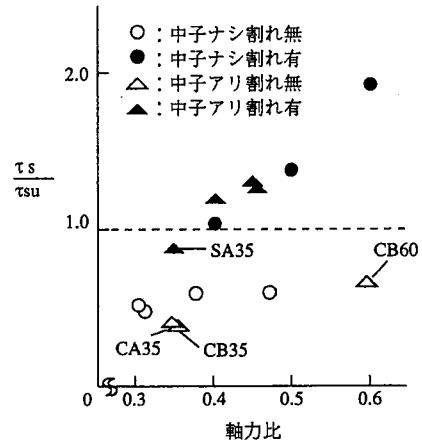


図 4.2.5.3 τ_s / τ_{su} - 軸力比関係

4.2.6 柱のせん断性能に関する研究

1) 研究目的

本研究^{4.11)}は、圧縮強度が $\sigma_B=600\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用いてRC柱のせん断破壊性状を実験的に検討した。ここでは、破壊モード、履歴曲線、斜引張りひび割れ耐力、終局せん断耐力に関する実験挙動、および終局せん断耐力の評価法について検討する。

2) 研究方法

実験変数は、表 4.2.6.1 に示すように軸力比 ($n=N/bB\sigma_B$) として2種類 ($n=1/6$ と $1/3$) 選択し、またせん断補強筋比 P_w として2種類 ($P_w=0.53\%$ と 1.19%) およびせん断補強筋の引張降伏強度の σ_{wy} として2種類 ($\sigma_{wy}=3500\text{kgf/cm}^2$ と 8000kgf/cm^2) を

選択し、これらを組み合わせて合計8体の試験体を計画した。試験体の断面構成および形状寸法を図 4.2.6.1 に示す。柱断面は $b \times D=300\text{mm} \times 300\text{mm}$ であり、柱長さ L は 900mm である。主筋には 12-D19 (SD685) を使い、せん断補強筋には D6 および D10 (SD345, SBPR785/930) をそれぞれ用いた。せん断補強筋の配筋は、フラッシュバット溶接による閉鎖型の中子筋方式とした。コンクリートの配合設計を表 4.2.6.2 に、使用材料の機械的性質を表 4.2.6.3 に示す。実験は、建研式加力装置を改良した载荷装置を用いて、正負交番漸増逆対称曲げせん断载荷によった。

3) 研究結果および考察

a) 破壊状況

表 4.2.6.4 に初期ひび割れ荷重、変位部材角 $R = \pm 0.01\text{rad}$ における耐力および最大耐力を示す。なお、初期斜張力ひび割れおよび最大耐力については、その変位部材角も合わせて示している。

各試験体とも、曲げひび割れが生じた後、斜張力ひび割れが生じた。しかしながら最大耐力時の破壊状況は、実験変数によって異なる。 $Pw \cdot \sigma_{wy}$ が小さい場合には典型的なせん断破壊の様相を示したが、 $Pw \cdot \sigma_{wy}$ が大きい場合には曲げ圧縮域の付着割裂破壊の様相を示した。しかしながら軸力比に対しては、破壊モードに顕著な相違は認められなかった。

b) 履歴曲線

図 4.2.6.2 に履歴曲線を示す。縦軸はせん断力 Q (tf) を、横軸は変位部材角 R ($\times 10^{-2}\text{rad}$) をそれぞれ示す。図中の ∇ 印は曲げひび割れ発生時を、 \blacktriangledown 印は斜張力ひび割れ発生時を、 ∇ 印は最大耐力時をそれぞれ表す。図中の点線には、 $P-\delta$ 効果を示す。また後述の曲げ耐力 Q_F 、終局せん断耐力として若林・南式^{4.12)}による耐力 Q_M 、AIJ-A 法^{4.4)}による耐力 Q_A 、AIJ-B 法^{4.4)}による耐力 Q_B の理論値をそれぞれ示す。

c) 斜張力ひび割れ耐力の検討

図 4.2.6.3 に斜張力ひび割れ耐力と軸力比の関係を示す。縦軸はせん断力 Q (tf) を、横軸は軸力比 n を表し、図中の \circ 印は実験値を表す。実線は主応力度理論から求めた理論値を示す。圧縮力によって斜張力ひび割れ耐力が増加する傾向は、ほぼ理論値と一致している。しかし、その値については、実験値は理論値に対して、70%程度と実験値が小さい値になっている。

d) 終局せん断耐力の検討

表 4.2.6.4 に終局せん断耐力に関する実験値と理論値の比較を示す。なお表中の $Pw \cdot \sigma_{wy}$ の値は材料強度の実測値に基づく値を、軸力比 n は作用軸力の実験値に基づく値をそれぞれ示している。図 4.2.6.4 に終局せん断耐力とせん断補強筋量 $Pw \cdot \sigma_{wy}$ および作用軸力の関係を示す。縦軸はせん断力 Q (tf) を、横軸の正側は $Pw \cdot \sigma_{wy}$ を横軸の負側は軸力 N をそれぞれ表す。図中の \circ 印および \square 印は実験値を表す。点線は AIJ-A 法による理論値 Q_A を、一点鎖線は AIJ-B 法による理論値 Q_B を示している。実線は若林・南理論による理論値 Q_M

を示す。また終局時のコンクリートの応力度分布を三角形と仮定して、一般化累加強度理論を適用して求めた曲げ耐力 Q_F を合わせて示している。 $Pw \cdot \sigma_{wy}$ を変数とした場合、AIJ-A 法は $Pw \cdot \sigma_{wy}$ の増加に伴う耐力の増加状況を表している。しかし、AIJ-A 法は実験値に対して全般的に耐力を低く評価しており、AIJ-A 法には軸力の影響は含まれていない。それに対して B 法は実験値に対して高めの値を与えるのが、AIJ-A 法と同様に軸力の影響は含まれていない。それに対して AIJ-B 法は実験値に対して高めの値を与えるが、AIJ-A 法と同様に軸力の影響は含まれていない。これらに対して、若林・南式は実験値に対して高めの値を与えているが軸力比および $Pw \cdot \sigma_{wy}$ による耐力の変動状況は、ほぼ対応していることがわかる。

4) 結論

- 600kgf/cm² 級の高強度コンクリートを用いた RC 柱部材のせん断耐力は、 $Pw \cdot \sigma_{wy}$ の増加に伴い大きくなるが、その増加率は $Pw \cdot \sigma_{wy}$ の増加に対して小さくなる。またその作用軸力の影響は、 $Pw \cdot \sigma_{wy}$ の小さい場合には生じるが大きい場合には顕著な相違は生じない。
- $Pw \cdot \sigma_{wy}$ は同じ量であっても、せん断補強筋の引張強度によって終局せん断耐力は異なり、 σ_{wy} を高強度として、その径を小さくしたものは逆のもの比べてせん断耐力は小さくなる。
- 600kgf/cm² 級の高強度コンクリートを用いた RC 柱部材の斜張力ひび割れ耐力を主応力度理論式で評価する場合、実験変数に対する耐力の性状はほぼ評価できるが、その数値については実験値の方が理論値に対して 70%程度低い。
- 実用的なせん断耐方式である AIJ-A 法および AIJ-B 法で検討する場合実験値に対して AIJ-A 法は低く AIJ-B 法は高い値を与えるが、AIJ-A 法と AIJ-B 法では軸力が考慮できないので、実用的な形で軸力の効果を導入する手法を更に検討する必要がある。なお、終局せん断耐力を若林・南式で検討する場合、実験変数に対する耐力の性状はほぼ評価できるが、その値については理論値の方が高い傾向を与える。

表 4.2.6.1 実験変数

試験体名	軸力比	Pw	δ_{wy}	$Pw \delta_{wy}$	ϕ
CA06-6-1	1/6	0.53	3500	18.6	D6
CA06-6-2		1.19	3500	41.7	D10
CA06-6-3		0.53	8000	42.4	D6
CA06-6-4		1.19	8000	95.2	D10
CA06-3-1	1/3	0.53	3500	18.6	D6
CA06-3-2		1.19	3500	41.7	D10
CA06-3-3		0.53	8000	42.4	D6
CA06-3-4		1.19	8000	95.2	D10

Pw : せん断補強筋比 (%) δ_{wy} : せん断補強筋強度 (kgf/cm²), $Pw \cdot \delta_{wy}$: せん断補強筋量 (kgf/cm²), ϕ : せん断補強筋の径

表 4.2.6.2 コンクリートの調合表

G max (mm)	W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	S/A (%)	単位量 (kg/cm ²)				
					W	C	S	G	AD
10	35	22.5	2.6	41.0	194	554	633	972	11.08

砕石 1005 岡山県後月郡芳井町 比重 2.70 FM 5.80、 海砂 広島県豊田郡瀬戸町高根島 比重 2.53 FM 2.75

表 4.2.6.3 材料強度 (単位 kgf/cm²)

(a) 鉄筋

	種類	σ_y	σ_u
主筋	D19-7000	7565	8360
帯筋	D6 -3500	4023	5578
	D10-3500	4092	5736
	D6 -8000	9310	13054
	D10-8000	10911	10911

(b) コンクリート

材令	Fc	Ft
3 日	375	
7 日	492	
3 5 日	654	39
1 5 1 日	735	49

σ_y : 引張降伏強度 σ_u : 最大引張強度

Fc: 圧縮強度 Ft: 割裂強度

表 4.2.6.4 実験値 (単位 Q: tf R: $\times 10^{-2}$ rad,)

試験体名	曲げひび割れ		斜張力ひび割れ		R=±1.0%		最大耐力
	正 負		正 負		正 負		正
	Q _r (R _r)	-Q _r (-R _r)	Q _D (R _D)	-Q _D (-R _D)	Q	-Q	Q _{max} (R)
CA06-6-1	27.20 (0.22)	-27.05 (-0.23)	39.00 (0.47)	-32.95 (-0.43)	46.30	-43.45	46.50 (0.97)
CA06-6-2	27.55	-25.15	37.50 (0.40)	-37.55 (-0.38)	52.00	-56.25	66.55 (2.06)
CA06-6-3	22.50 (0.19)	-25.05 (-0.16)	35.00 (0.37)	-40.10 (-0.39)	51.80	-52.00	57.00 (1.80)
CA06-6-4	27.45 (0.20)	-27.45 (-0.21)	37.50 (0.35)	-40.00 (-0.43)	55.75	-56.30	70.45 (2.00)
CA06-3-1	42.55 (0.37)	-32.45 (0.18)	47.45 (0.46)	-42.50 (-0.31)			53.20 (0.67)
CA06-3-2	34.95 (0.27)	-30.10 (0.18)	45.00 (0.41)	-50.05 (-0.46)	62.05	-65.60	70.65 (2.00)
CA06-3-3	34.95 (0.27)	-45.00 (-0.30)	50.00 (0.54)	-50.10 (-0.40)	57.45	-60.55	58.50 (1.56)
CA06-3-4	39.95 (0.34)	-42.40 (-0.26)	49.95 (0.50)	-52.50 (-0.42)	63.25	-67.95	74.70 (2.56)

表 4.2.6.5 実験値と理論値の比較

試験体名	作用軸力 (軸力比)	Pw σ_{wy} (kgf/cm ²)	実験値 Q(tf)	曲げ耐力 Q _r (tf)	せん断耐力			付着材裂耐力 藤井・森田式 Q _s (tf)
					若林・南式 Q _n (tf)	AIJ-A法 Q _A (tf)	AIJ-B法 Q _B (tf)	
CA06-6-1	110 tf (n=0.167)	21.3	46.50	78.76	60.85	32.16	62.02	85.19
CA06-6-2		48.7	66.55		68.34	50.73	71.76	94.94
CA06-6-3		49.3	57.00		68.79	51.00	71.98	84.68
CA06-6-4		129.8	70.45		70.12	64.90	101.84	96.23
CA06-3-1	195 tf (n=0.3000)	21.3	53.20	89.83	60.85	32.16	62.02	85.19
CA06-3-2		48.7	70.65		70.78	50.73	71.76	94.94
CA06-3-3		49.3	58.50		71.44	51.00	71.98	84.68
CA06-3-4		129.8	74.40		82.68	64.90	101.84	96.23

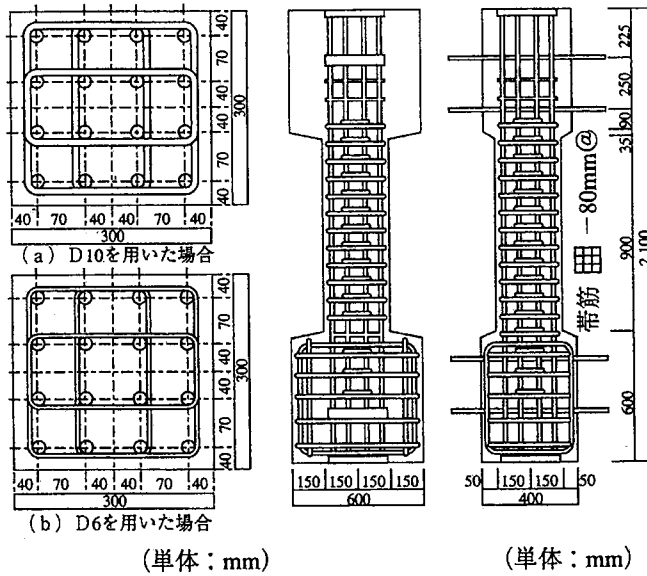


図 4.2.6.1 試験体形状、寸法、配筋

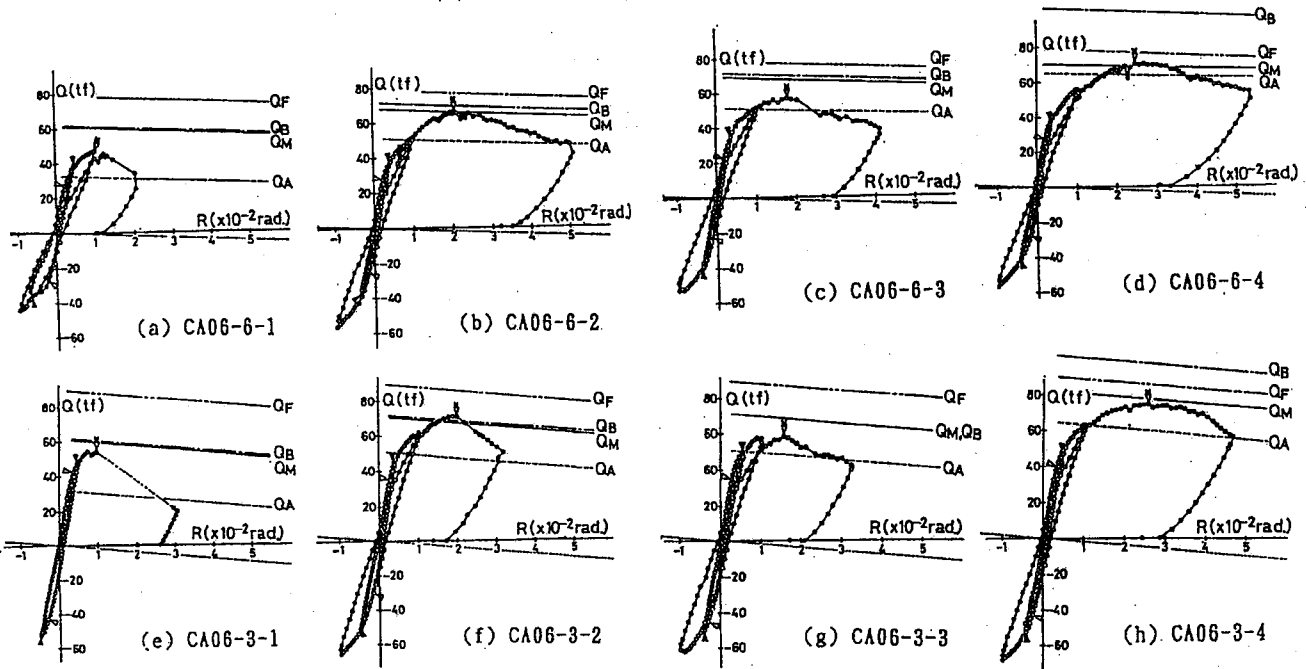


図 4.2.6.2 履歴曲線

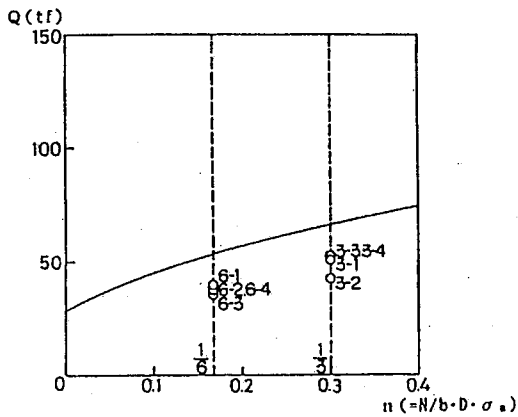


図 4.2.6.3 斜張力ひび割れ耐力と軸力比の関係

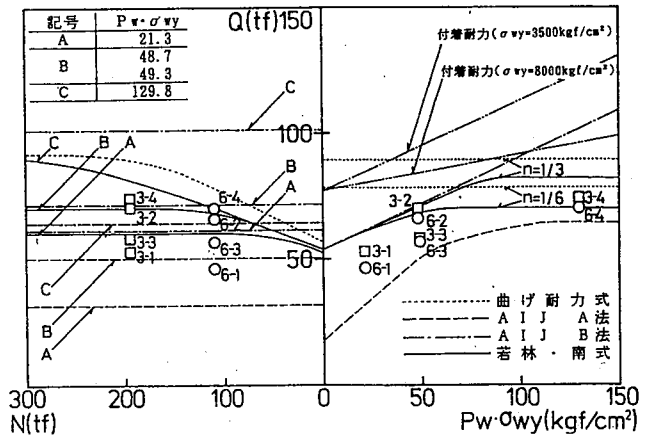


図 4.2.6.4 終局せん断耐力と $P_w \cdot \sigma_{wy}$ および軸力比の関係

4.2.7 梁のせん断性能に関する研究

1) 研究目的

New RCプロジェクトにおいて、梁のせん断耐力は、コンクリート有効圧縮強度を適切に与えれば、AIJ-A法^{4,4)}に示される方法で圧縮強度が1200kgf/cm²程度の高強度コンクリートに至るまでかなり精度よく推定できることがあきらかになった。

有効圧縮強度を与える関数については、その一つとして $v_0 \cdot f_c = 3.68f_c^{0.667}$ が有効と考えられている。一方、実際の建物設計では梁崩壊型の機構設計が考えられており強度部材としての梁せん断設計は少なく、梁はじん性部材としてせん断設計される。この場合、先に述べたAIJ-A法では、トラス機構に於ける $\cot \Phi$ (Φ :コンクリート圧縮応力の角度 Φ)コンクリート有効強度 $v_0 \cdot f_c$ を要求される部材変形に応じて低減する手法をとっている。ここでは、AIJ-A法に基づいて梁のせん断設計を行なう際の、強度部材せん断耐力算定時の有効圧縮強度からじん性部材に対する有効圧縮強度の低減の仕方までを統一的に検討し、適切な有効圧縮強度算定法を得ることを研究目的とした^{4,13)}。

2) 研究方法

a) 試験体

強度部材から靱性部材まで連続的に有効圧縮強度を評価するために、同一せん断補強筋量、同一試験体寸法、同一コンクリートで、主筋降伏強度のみ(場合によっては主筋量を若干変化させる)を変数とした4体の梁試験体に関する曲げせん断実験を実施した。試験体の断面寸法は $b \times D = 15 \times 30$ cmで、表4.2.7.1に示す4体であるがせん断スパン比のみが $a/h = 2.0$ と異なる。これらの試験体は、曲げ耐力のみが異なり、せん断耐力は同一となっている。

用いたコンクリートは表4.2.7.2に示す普通コンクリートで、目標圧縮強度は600kgf/cm²であった。主筋として、SD30-D16、SD80-D16、SD100-D16の3種類を用いた。せん断補強筋はSD295-D6で溶接閉鎖型とした。これらの引張試験より得られた強度を表4.2.7.1に示す。

試験体は4体で、各々15×30cmの断面寸法を持っており、試験域長さは90cmである。但し後に述べるように、試験体試験域の端部から60cmのところには反曲点がくるような荷重方法をとっており、 a/h は2.0となっている。これら試験体の詳細を表4.2.7.1にまとめて示す。また試験体の配筋および寸法を図4.2.7.1に示す。

b) 実験方法

荷重は、梁左側スタブを固定し、梁右側スタブに固定した鉄骨の図4.2.7.1の反曲点位置に正負繰り返し荷重を加えることにより行なった。曲げ変形、せん断変形および軸変形をヒンジ域に於て、また試験体左側スタブに対するたわみを反曲点位置で計測した。

3) 研究結果および考察

a) 荷重たわみ関係

各試験体とも、7tonf前後でせん断ひび割れが生じた。その後、BE-1は、1/200~1/100の間で最大耐力に達し、3/200以降はヒンジを形成することなく、荷重-たわみ関係は急激な下り勾配となった。また、BE-2は、部材角3/200まで耐力は上昇したが、1/50の一回目まで耐力を維持した後、BE-1と同様、ヒンジを形成することなく、荷重-たわみ関係は急激な下り勾配となった。それに対し、BE-3は引っ張り主筋の降伏を経験した後、部材角1/50まで耐力が上昇し、それ以降は1/25の1回目サイクルで緩やかな耐力減少を示した。それ以降のサイクルで上端主筋に付着破壊が生じ、耐力は急激に低下した。またBE-4は部材角1/200で主筋の降伏を生じ最大耐力に達した後、1/25の一回目まで耐力は低下せず、変形だけが進行した。実験より得られた荷重-たわみ関係を図4.2.7.2に示す。

b) 靱性の評価

ここでは、実験で計測されたヒンジ回転角よりAIJ-A法によって有効圧縮強度低減係数および $\cot \phi$ を計算し、潜在的に部材の持っているせん断耐力を求め、実験結果との比較を行った。ただし基本有効圧縮強度式としては $v_0 \cdot f_c = 3.68f_c^{0.667}$ を、また靱性の指標となるヒンジ回転角は曲げ降伏した後の塑性回転角 R_p をとるべきであるが、軸鉄筋の降伏強度の大きい場合には、弾性曲げ回転のみでも相当大きな値となることが想定されたため、想定ヒンジ部(梁長さ30cmで梁全断面高さと同じと仮定)の全回転角を R_p とした評価を行なった。

結果をBE-1およびBE-4試験体について図4.2.7.3に示す。同図よりせん断破壊が先行したBE-1では精度よくせん断耐力を推定しているといえる。また、曲げ降伏が先行したBE-4試験体でも精度よく塑性域での限界変形を推定できている。

4) 結論

本研究より、梁部材のせん断設計時に基本となる有効圧縮強度として、強度部材に用いられる $v_0 \cdot f_c = 3.68f_c^{0.667}$ 式を用いれば、AIJ-A法に示す有効圧縮強度低減法で、設計に必要な精度を有する靱性部材としての梁のせん断設計が可能であることが明らかになった。靱性評価の指標としての R_p として、ここでは便宜的にヒンジ部の全回転角をとったがその適否については今後の検討が必要である。

表 4.2.7.1 供試体

供試体	主筋			せん断補強筋					コンクリート 圧縮強度 kgf/cm ²
	種別	降伏強度 (fy) kgf/cm ²	比 %	種別	降伏強度 (fwy) kgf/cm ²	間隔 cm	比 (pw) %	pw · fwy kgf/cm ²	
BE-1	5-D16	9697	2.49	4-D6	3371	7	1.22	41.13	693
BE-2	4-D16	9697	1.97						
BE-3	4-D16	6542							
BE-4	4-D16	4240							

表 4.2.7.2 コンクリートの配合

設計強度 kgf/cm ²	スランプ (実測) cm	骨材最 大寸法 mm	W/C %	S/A %	セメント kg/m ³	水 kg/m ³	重量配合 (kg)			圧縮強度 fc kgf/cm ²
							細骨材 kg/m ³	粗骨材 kg/m ³	混和剤 kg/m ³	
600	18	20	30	40	533	160	679	1024	13.3	693

セメント：普通ポルトランドセメント 比重 3.16 細骨材：京都府城陽産山砂 比重 2.60
 粗骨材：京都府静原産砕石 比重 2.65 混和剤：高強度混和剤（レオビルド sp・9s）
 水：上水道水

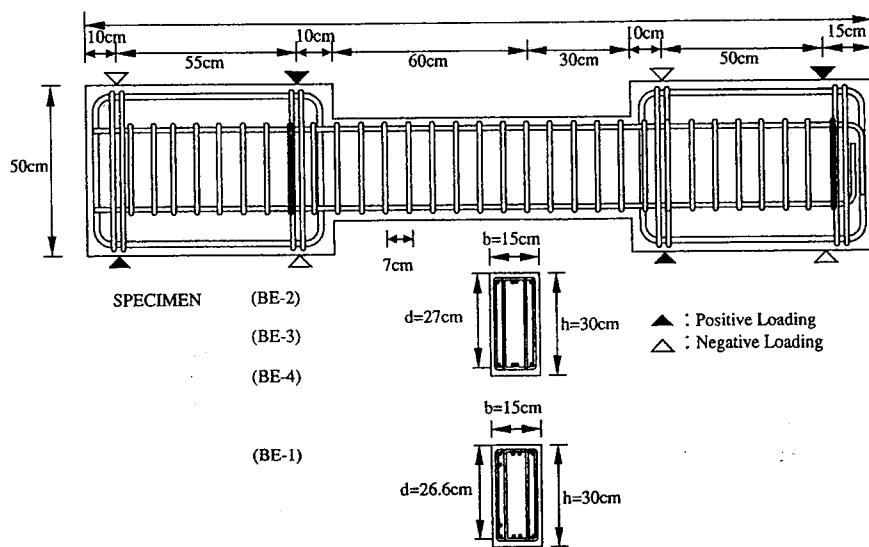


図 4.2.7.1 試験体寸法と配筋

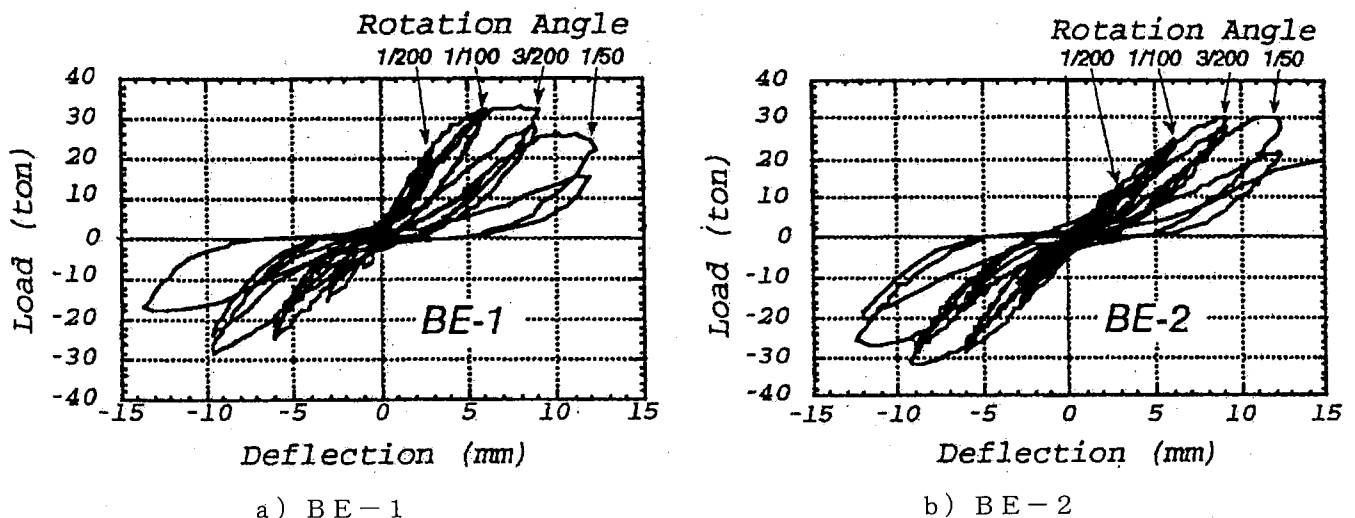
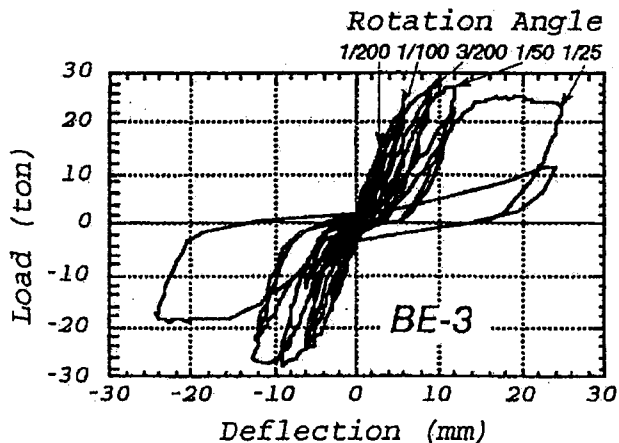
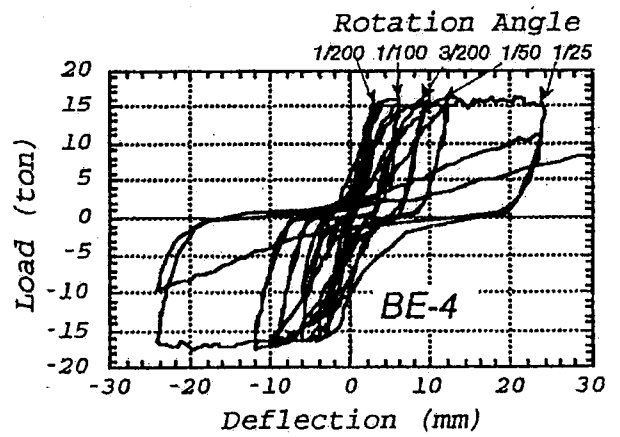


図 4.2.7.2-a) せん断力たわみ関係

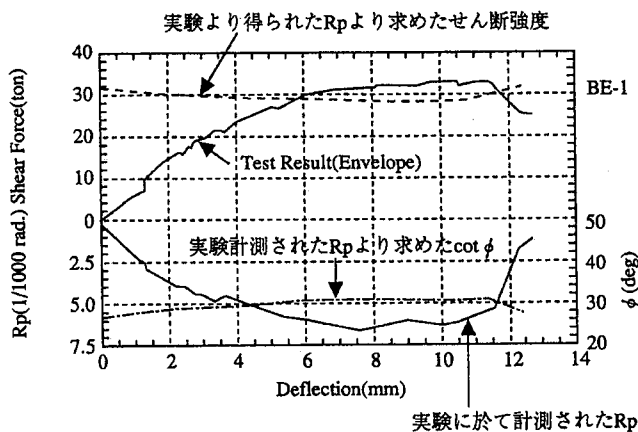


c) BE-3

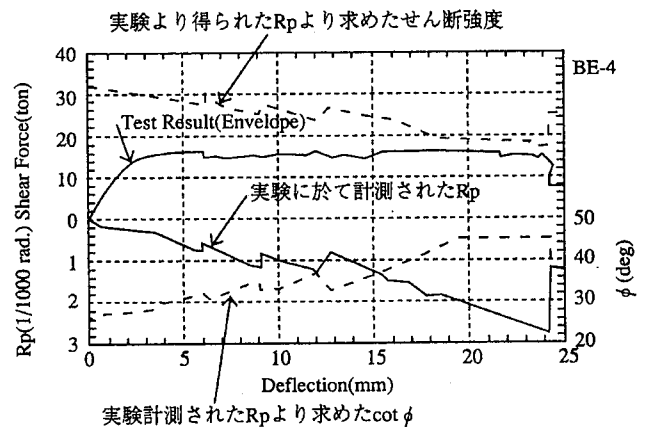


d) BE-4

図 4.2.7.2-b) せん断力たわみ関係



a) BE-1



b) BE-4

図 4.2.7.3 ヒンジ部靱性の評価

4.3 耐震壁の構造性能

New RC 造建築物は部材断面が小さくなる事により、その剛性は低下する事が考えられる。耐震壁を建築物の中に取り込むと剛性の確保および層間変形の均一化に有効である。そこで高層および超高層 New RC 造建築物に用いる連層耐震壁の曲げ変形性能およびせん断耐力に主として着眼して、以下の研究を行い、連層耐震壁の靱性設計のための資料を得るとともに、解析モデルのための諸量の評価式を提案した。

- 1) 耐震壁の構造性能に関する解析的研究
- 2) 耐震壁の曲げ性能に関する実験的研究
- 3) 耐震壁のせん断性能に関する実験的研究

4.3.1 壁板せん断圧縮破壊型耐震壁の曲げ性能に関する研究

1) 研究目的

本研究^{4.14)}の目的は、高強度鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験より、曲げ降伏前後で横補強筋の降伏あるいは壁板のせん断圧縮破壊を生じる耐震壁の破壊性状、復元力特性(降伏点剛性、耐力、靱性)等を明らかにし、その設計式を検討することである。

2) 研究方法

試験体は、実大の約 1/4 スケールの 1 層 1 スパンの耐震壁 4 体 (NW-3~NW-6) で、断面寸法および形状は共通で、スパン長 150cm、柱寸法 20×20cm、壁厚 3cm および壁内法高さ 300cm とし、柱主筋および壁筋の配筋量をパラメーターとした(図 4.3.1.1、表 4.3.1.1)。使用材料の強度は、鉄筋では SD70 (側柱帯筋は SD130) を、コンクリートでは設計基準強度で $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ をそれぞれ基本とした(表 4.3.1.2)。シアスパン比 ($M/(Ql_w)$ 、 l_w : 柱芯々距離) は全試験体に 2.0 であり、作用軸力は、試験体 NW-3 および NW-5 では 160tonf、NW-4 および NW-6 では 140tonf とした。

3) 研究結果

a) 破壊状況および復元力特性

全試験体共に変形部材角 $R=1/400$ において引張側の側柱および壁脚部に曲げひび割れが発生した後、曲げせん断、せん断ひび割れが前後して生じ、 $R=1/133$ までに曲げおよびせん断ひび割れが密に発生した。その後、試験体 NW-3 では、 $R=+1/100$ の 2 回目の繰返しにおいては耐力低下が顕著となり、 $R=1/67$ サイクルの 1/100 を過ぎた所で、壁板の圧縮側下層部から中央

部にかけてせん断ひび割れが生じ、せん断補強筋が破断して破壊に至った。試験体 NW-4 では、 $R=+1/100$ で壁板圧壊の兆候が観察され、耐力低下が若干生じた後、 $R=-1/100$ において下層部から2m程度上部で横補強筋が破断し、壁板中央部の圧壊を生じた。試験体 NW-5 では、 $R=1/100$ 程度の変形で曲げ降伏を生じた後、 $R=+1/67$ で壁板中央部の圧縮側柱よりに圧壊の兆しが見られ、 $+1/67$ の変形を過ぎた直後に壁板中央部および下層部において圧壊が生じ、破壊に至った。試験体 NW-6 では、 $R=1/100$ のサイクルまでは試験体 NW-5 と同様に安定した履歴性状を示したが、 $R=+1/75$ で壁板下層部に突然圧壊が生じ、急激な耐力低下を生じた(図 4.3.1.2)。なお、全試験体共に高強度鉄筋コンクリート耐震壁特有のエネルギー吸収能力の少ない S 字型の復元力特性を示した(図 4.3.1.3)。

b) 耐力および変形能力

既往の略算式による曲げ耐力計算値に対する実験値の比率と曲げ耐力計算値に対する学会終局強度指針式^{4.4)}によるせん断耐力計算値の比率の関係を検討した結果、学会終局強度指針式において $\nu_0=3.68\sigma_B^{-1/3}$ および $\cot\phi=1.5$ とすることにより、実験値と計算値の良

好な対応が得られた(図 4.3.1.4)。図中の NW-1 及び NW-2 は文献 4.15)による。また、耐震壁の変形能力に関しては、曲げ耐力時のせん断耐力計算値に対して学会終局強度指針式から求められるコンクリート強度有効係数が小さなものほど累積変形能力(耐力が80%に低下するまでの全試験体に共通の加力履歴による水平変形の累積値)が大きい(図 4.3.1.5)。

4) まとめ

- 1) 試験体 NW-3 では $R=1/100$ を過ぎた所でせん断補強筋の破断、NW-4 は $R=-1/120$ で壁板の圧壊、NW-5, 6 は圧縮側下層部の壁板圧壊、によってそれぞれ脆性的な破壊を生じた。しかし、側柱は健全で、いずれも軸力は十分に保持され安定していた。
- 2) せん断耐力は、 $\nu_0=3.68\sigma_B^{-1/3}$ 、 $\cot\phi=1.5$ とすることになり、学会終局強度指針式^{4.4)}によって評価できる。
- 3) 耐震壁の累積変形能力は、曲げ耐力時せん断力に必要なコンクリート強度有効係数が小さいほど大きくなる。

表 4.3.1.1 試験体一覧

試験体名	側柱				壁板		
	形状 b×D(mm)	主筋 SD70 (pg %)	帯筋 SD130 spiral (pw %)	副帯筋* SD130 閉鎖 tie (pw %)	内のり 高さ lw (mm)	壁厚 tw 内のり 長さ lw (mm)	壁筋 SD80 (ps %)
NW-3	200 × 200	12-D10 (2.14)	2-5φ @ 40 (0.49)	2-5φ @ 40 (0.49)	3000 (2.00)	80 × 1300	D6 @150 千鳥格子 (0.27) 2-D6 @150 (0.53)
NW-4		16-D10 (2.85)					
NW-5							
NW-6		12-D13 (3.81)					

注) *副帯筋配筋範囲: $0 \leq hw \leq 1500$

表 4.3.1.2 使用材料強度 (単位: kgf/cm²)

(a) コンクリート

試験体	材令	圧縮 強度	強度時 歪	ヤング 係数	割裂 強度
NW-3	42	556*1	0.25%	342000	34.6
NW-4	47	597*2	0.25%	348000	37.9
		557*1	0.25%		
NW-5	55	615*2	0.26%	370000	42.7
	63				
NW-6	74	677*2	0.27%	368000	45.3
		665*1	0.27%	358000	

(b) 鉄筋

補強筋 径	規格	降伏 強度	引張 強度
柱主筋 : D10 D13	SD70	7272	8568
	SD70	7403	9347
壁筋 : D6*3	SD70	7685	9712
柱帯筋 : 5φ*3	SD130	12583	15540

- *1 : 10φ × 20 テストピース
- *2 : 15φ × 30 テストピース
- *3 : 0.2% off set

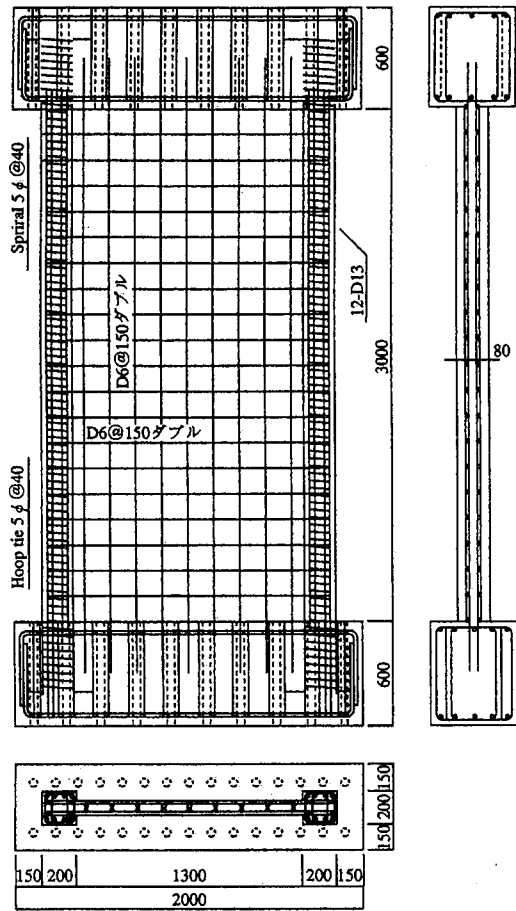
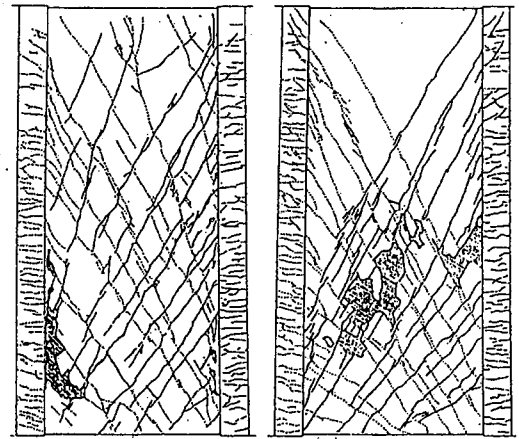
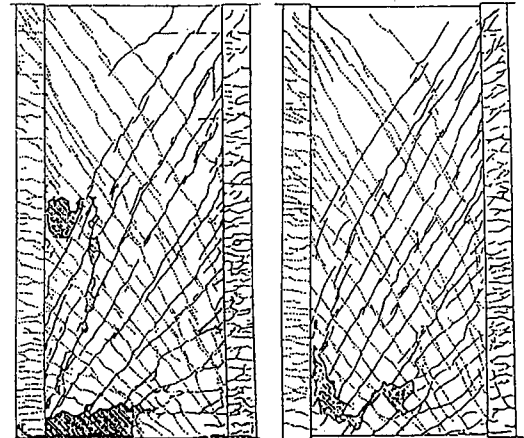


図 4.3.1.1 試験体配筋詳細



Specimen NW-3

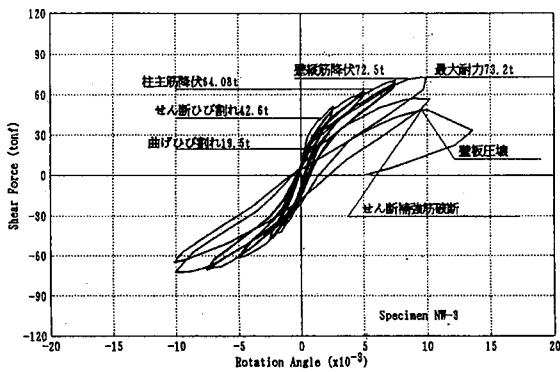
Specimen NW-4



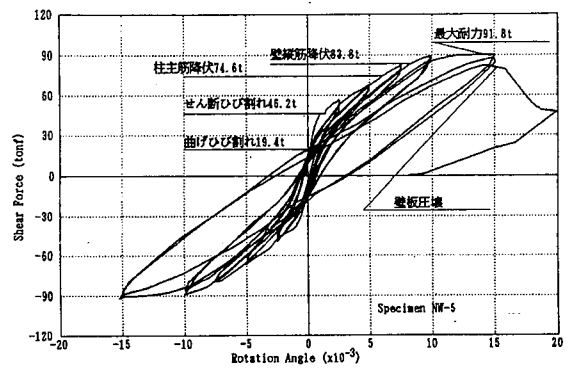
Specimen NW-5

Specimen NW-6

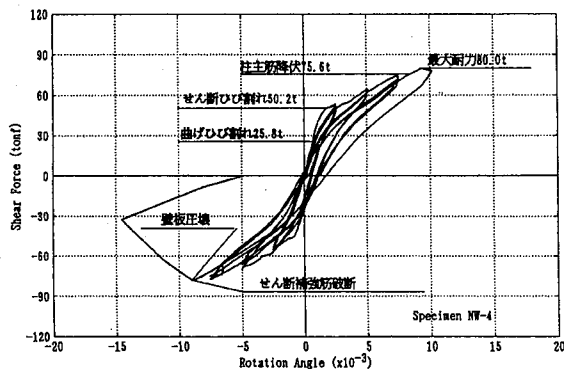
図 4.3.1.2 試験体最終破壊状況



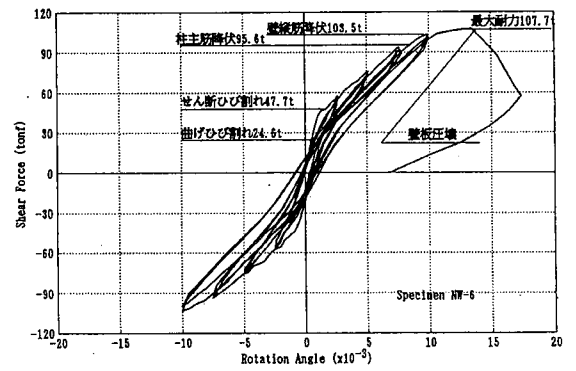
a) NW-3



c) NW-5



b) NW-4



d) NW-6

図 4.3.1.3 復元力特性

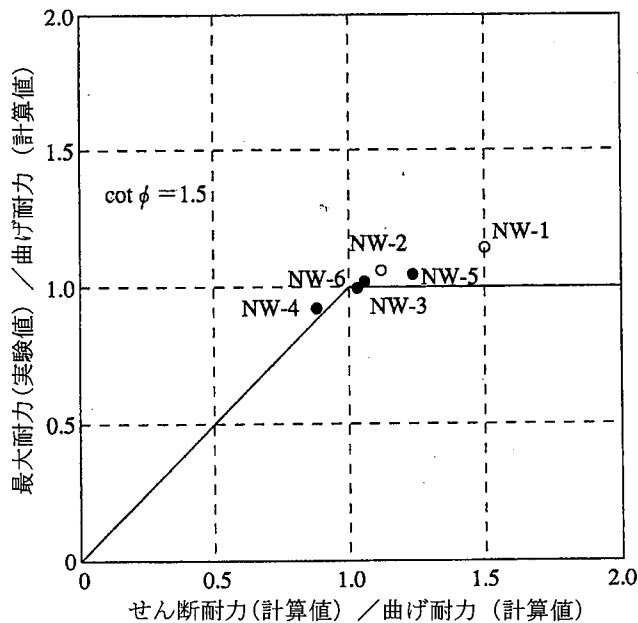


図 4.3.1.4 終局耐力に関する実験値と計算値

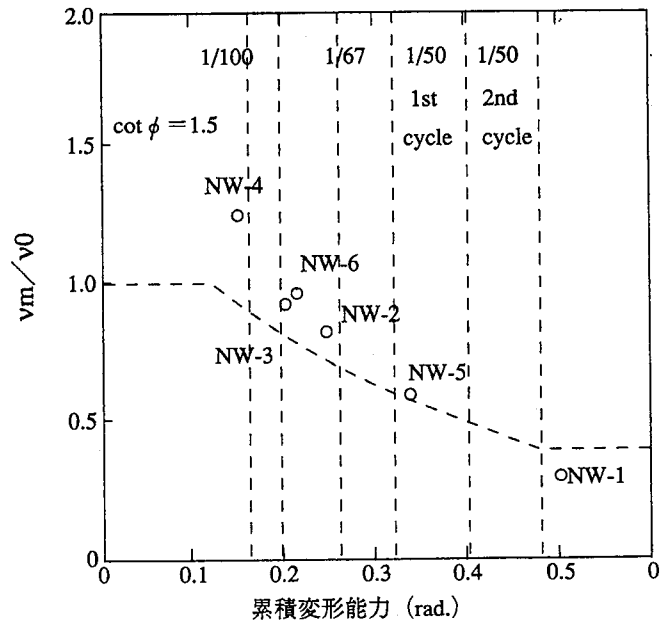


図 4.3.1.5 コンクリート強度有効係数と累積塑性変形

4.3.2 二方向変形を受ける耐震壁の変形性能に関する研究

1) 研究目的

高層・超高層建築物の連層耐震壁の地震時の挙動を考えると、曲げ降伏後の連層耐震壁においては、片足立ちとなった状態で圧縮側柱が直交方向に繰り返し変形を強制されると、あまり大きくない変形下で崩壊する危険性があり、このことが連層耐震壁に許容される変形の限界となる可能性が考えられる。そこで本研究^{4.16)}では連層耐震壁の二方向載荷実験を行い、二方向変形を受ける耐震壁の挙動を把握し変形の限界について検討する事を目的とした。

2) 実験概要

図 4.3.2.1 に壁試験体配筋図を、表 4.3.2.1 に試験体一覧を示す。試験体は、連層耐震壁の下層部を対象とした実大の 1/4 スケールの耐震壁 4 体と柱 1 体である。壁試験体の固定因子は断面形状、コンクリート設計強度、鉄筋強度 (D10: $\sigma_y = 8650 \text{ kgf/cm}^2$, D6: $\sigma_y = 8260 \text{ kgf/cm}^2$) および側柱の主筋と壁筋の量である。変動因子は、側柱の拘束筋量、側柱に対する軸力比 ($N/2bD\sigma_p$)、加力パスである。図 4.3.2.2 に二方向 H 型載荷の加力パスを示す。図 4.3.2.3 に加力装置概要を示す。面内方向加力はシアスパン比が 2.0 の片持ち梁型加力、面外方向加力は逆対称加力とした。

3) 実験結果

図 4.3.2.4 にせん断力と水平変形の関係を示す。

a) 破壊状況

一方向加力の M35X は部材角 (Rx) +1/55 の変形で壁板の圧縮破壊を生じ耐力が急激に低下した。M35H は変形角 1/67 の 2 回目のサイクルで、軸力比の小さな

M30H は、変形角 1/50 の 1 回目のサイクルで、柱の拘束量の少ない P35H は変形角 1/67 の 1 回目のサイクルでいずれも壁板の圧縮破壊を生じ耐力が急激に低下した。

b) 変形性状

M35X は破壊まで安定した曲げ降伏型の復元力特性が得られた。M35H、M30H、P35H は、ともに面外方向の繰り返し加力により、面内方向の水平力の低下が見られるが、壁板の圧縮破壊で急激な耐力低下が生じるまで面内変形、面外変形ともに安定した曲げ降伏型の復元力特性が得られた。

図 4.3.2.5 に面外方向加力終了後の柱と側柱近くの壁の圧縮歪と変形角の関係を示す。いずれの試験体も変形の増大により柱の圧縮歪が進み、しかも二方向載荷を受けた試験体では 2 回目の繰り返しにより圧縮歪が進んでいる。柱の軸縮みにより壁の軸歪が進展し最終的に壁板の圧縮破壊に至ったと考えられる。

4) まとめ

本実験により以下の点が明かになった。

- 1) 一方向加力の変形能力に比べ二方向 H 型加力の試験体の変形能力は低下した。
- 2) 二方向載荷を受けるものの中でも軸力の高い試験体および柱の拘束量の少ない試験体の変形能力は低下した。
- 3) 柱の軸歪み進展が耐震壁の変形能を低下させる要因である事が解った。

表 4.3.2.1 試験体一覧

試験体	側柱				壁板			軸力		コンクリート 圧縮強度 実験時 kgf/cm ²	加力 パス
	形状 b×D (mm)	主筋 (pg %)	帯筋 spiral (pw %)	副帯筋 (pw %)	内法高さ hw(mm) [M/(Qlw)]	壁厚 tw × 内法 長さ lw (mm)	壁筋 (ps %)	軸力比 $\frac{N}{2bD\sigma_B}$	軸力 N tonf		
M35X	200 × 200	12-D10	D6 @60	2-D6 @60	2000	80 × 1300	2-D6 @100 (0.80)	0.35	180	683	面内 一方向
M35H				(0.53)					196	700	H型 二方向
P35H				-----					190	678	
M30H				(2.14)	(0.53)	2-D6 @60	-----	0.30	150	626	一方向
CM				-----	-----	(0.53)	-----	-----	変動軸力	626	

試験体名 : M 35 H
 ↓ ↓ ↓
 柱拘束の度合 軸力比 加力パス

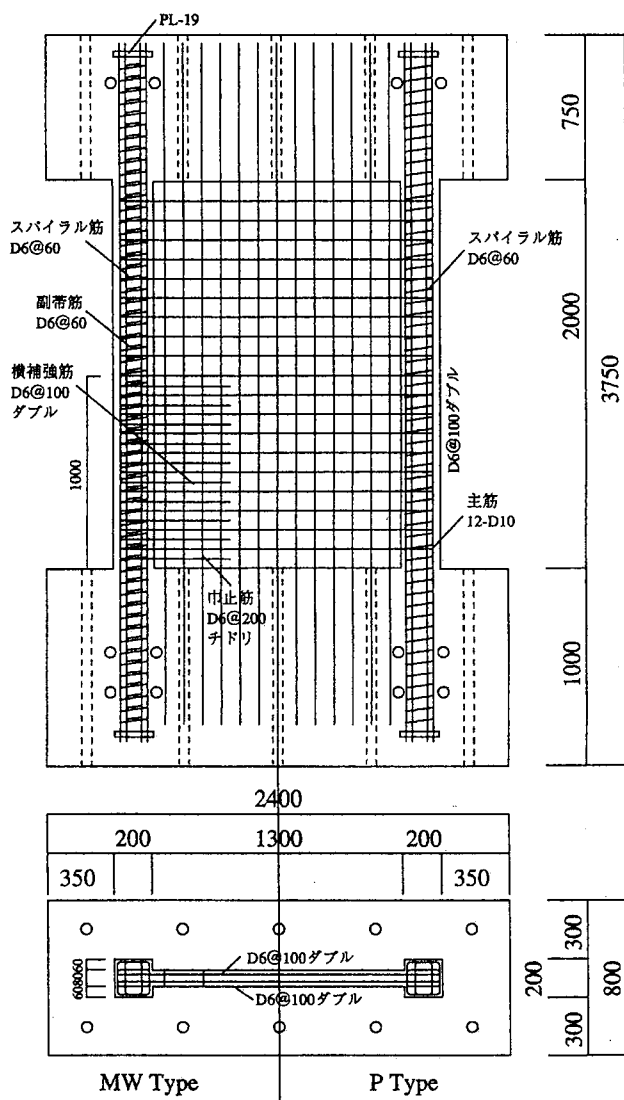


図 4.3.2.1 壁試験体配筋

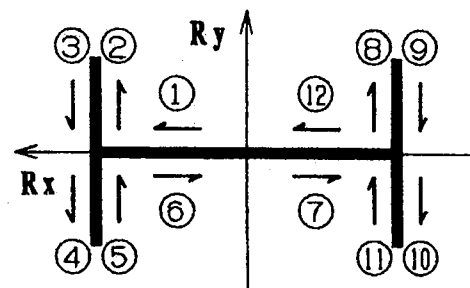


図 4.3.2.2 二方向H型加力パス

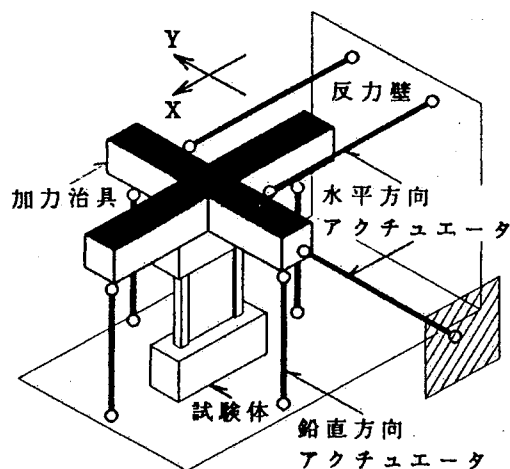
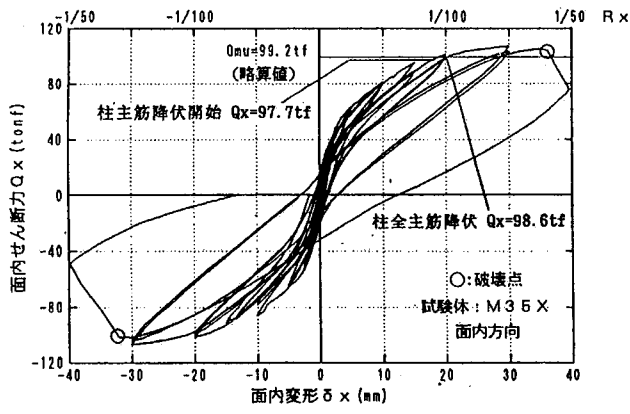
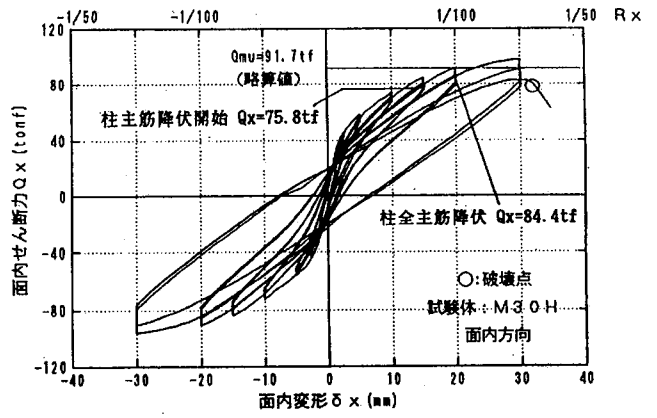


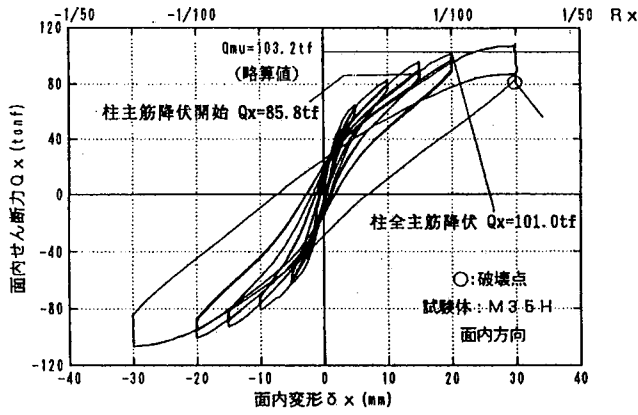
図 4.3.2.3 加力装置概要



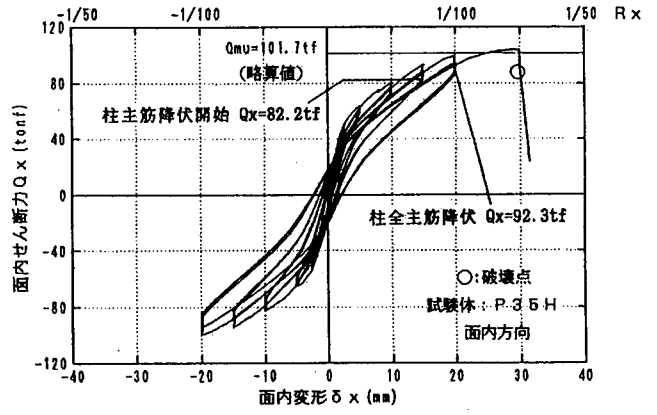
a) M35X



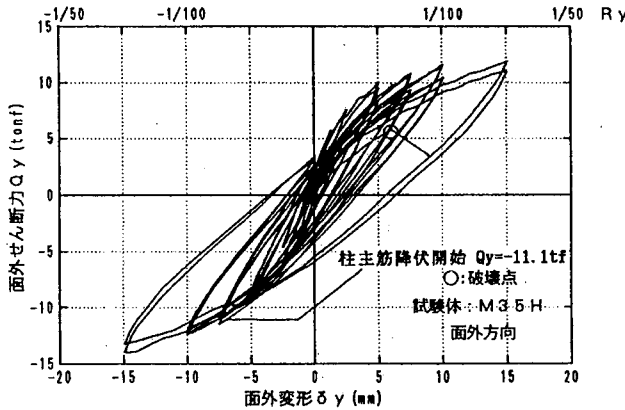
b) M30H



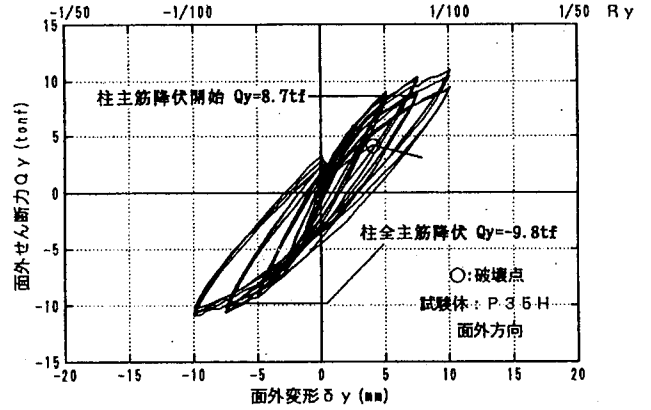
a) M35H



b) P35H

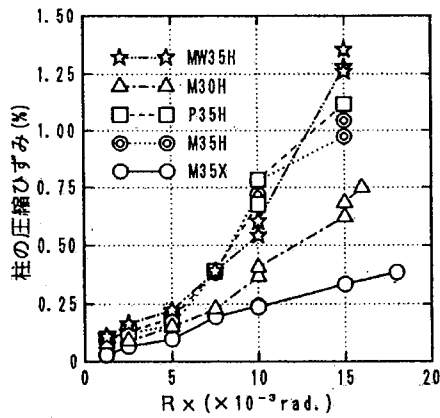


a) M35H

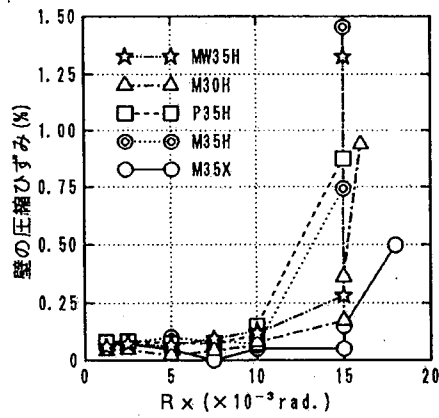


b) P35H

図 4.3.2.4 せん断力と水平力の関係



(a) 柱



(b) 壁

図 4.3.2.5 柱および壁の圧縮歪と面内方向部材角の関係

4.3.3 耐震壁のせん断耐力に関する研究

1) 研究目的

本研究^{4,17)}は、高強度鉄筋と高強度コンクリートを組合せたせん断型耐震壁の静的加力実験を行い、(1)学会終局強度指針式(せん断耐力式)^{4,4)}の適合性[①コンクリート圧縮強度の有効係数、②トラス機構のコンクリート圧縮束の角度、③補強量の上限值、下限値]、

(2)破壊性状の把握、(3)復元力特性のモデル化等の検討を行う。

2) 実験概要

a) 試験体

使用材料は、コンクリートを $F_c=600, 1000\text{kgf/cm}^2$ 、壁筋を SD80、SD130 の各 2 種類とし、柱主筋は SD80、柱帯筋は SD130 を用いた。表 4.3.3.1 に各材料の試験結果を示す。

表 4.3.3.2 に試験体一覧を示す。試験体は壁のせん断補強筋比を主なパラメータとし、一部コンクリート圧縮強度とシアスパン比を変化させている。試験体形状はパイロット試験体と同一の 1/4 スケール 1 層 1 スパン無開口耐震壁である。壁断面寸法は、壁厚 8cm、壁内法寸法 130cm、側柱 20cm×20cm であり、試験体の数は、壁内法高さ 200cm のものを 7 本、壁内法高さ 300cm のものを 1 体の計 8 体とした。図 4.3.3.1 に代表的な試験体 (No. 3、No. 5) の配筋図を示す。

b) 実験方法

図 4.3.3.2 に加力装置の概要を示す。軸力載荷フレームに取付けた 2 台の 200tf ジャッキにより一定軸力 ($\sigma_0=F_c/3$) を与え、試験体端部に設置した水平加力用の押引き 250tf ジャッキにより正負漸増繰返し加力をした。加力サイクルは、変形部材角 $R=2.5, 5.0, 7.5, 10.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ で各 2 回の繰返し加力を行った。

3) 実験結果

表 4.3.3.3 に各試験体の最大耐力、各ひび割れ発生荷重を、図 4.3.3.3 に各試験体の荷重包絡線を示す。また、代表的な試験体 (No. 3、No. 5) のせん断力と水平変位の関係を図 4.3.3.4 に、最終耐力時のひび割れ図を図 4.3.3.5 に示す。各試験体の破壊経過は、ほぼ共通しており、以下のような経過をたどった。

$M/(Q \cdot d)=1.33$ の試験体では、変形角 $R=0.7 \sim 1.06 \times 10^{-3}\text{rad}$ で壁板にせん断ひび割れが発生し、 $R=0.63 \sim 1.39 \times 10^{-3}\text{rad}$ で側柱に曲げひび割れが発生した。その後、せん断ひび割れが伸展し、壁板の対角線を結ぶ大きなせん断ひび割れとなった。 $R=5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 位までにはほぼ主要なせん断ひび割れのほとんどが発生した。 $R=4.0 \sim 5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ で壁板圧縮ストラットと側柱の間にひび割れが生じ、それに前後してせん断補強筋比が 0.53% 以下の試験体では、壁横筋が降伏した。その後、壁板圧縮ストラットと側柱の間のひび割れが伸展し、 $R=7.5 \sim 5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで壁板圧縮ストラットが圧潰し最終耐力となった。最大耐力時における、柱主筋(引張側)の歪は降伏歪の 40% 程度であった。

$M/(Q \cdot d)=2.0$ の No. 5 試験体は、 $R=5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ までには他の試験体とほぼ同様な破壊経過をたどった。 $R=7.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルまで壁板の対角線を結ぶような大きなせん断ひび割れが発生した。その後、圧縮ストラットと側柱の間のひび割れが伸展し、 $R=10.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルのピーク荷重時にストラットが圧潰し最終耐力となった。最大耐力時における、柱主筋(引張側)の歪は、降伏歪の 60% 程度であった。

4) まとめ

- 1) 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性は、残留変形が小さく、S 字型でエネルギー吸収能力の低い履歴性状となり、 $M/Q \cdot d=1.33$ の試験体では $R=7.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 、 $M/Q \cdot d=2.0$ の試験体では $R=10 \times 10^{-3}\text{rad}$ 付近で圧縮ストラットの圧潰によりせん断耐力に至った。
- 2) せん断補強比の増加に伴い、せん断耐力は増加したが、せん断補強筋比が 0.62% 以上の試験体は増加の度合いが緩やかになった。
- 3) 学会終局強度指針式^{4,4)}を用い、 $\nu=0.7-\sigma_B/2000$ 、 $\cot \phi=1.0$ として計算すると、計算値と実験値の適合性は悪い。高強度コンクリートである事を勘案して $\nu=3.68 \sigma_B^{0.667}/\sigma_B$ の値を用いると、せん断補強筋比の小さい試験体 (No. 1、No. 2、No. 3) では $\cot \phi=2.0$ で計算値と実験値は良く適合するが、せん断補強筋比の大きい試験体 (No. 7、No. 8) では、 $\cot \phi=1.0$ とすると計算値は実験値と良く適合する。

表 4.3.3.1 使用材料

・コンクリート

試験体	材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{kgf/cm}^2$)
No. 1	49	664	-----
No. 2	70	722	3.05
No. 3	60	732	3.05
No. 4	95	1055	3.65
No. 5	101	782	3.07
No. 6	94	756	2.92
No. 7	70	729	3.09
No. 8	66	776	3.14

・鉄筋

	規格	径	降伏強度 (kgf/cm ²)	降伏歪 ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 ($\times 10^6 \text{kgf/cm}^2$)
壁筋	SD80	D6	8079	6187	10154	1.93
	SD130		14480	8929	15294	2.09
柱主筋	SD80	D13	10289	7205	11329	1.98
柱帯筋	SD130	D6	14222	8637	15326	2.14
柱副帯筋			14222	9003	15122	2.02

表 4.3.3.2 試験体一覧表

試験体 No.	コンクリート 圧縮強度 (kgf/cm ²)	側柱				壁板		
		形状 b×D (mm ²)	主筋 SD80 (P _g , %)	帯筋 SD130 スパイラル (P _w , %)	中子筋 SD130 (P _w , %)	内りの高さ (mm) [M/Q・D]	壁厚(mm) × 内りの 長さ(mm)	壁筋 SD80 (P _s , %)
1	600	200×200	16-D13 (5.08)	内りの高さ 上層 1/2 2-D6@40 (0.80%)	内りの高さ 上層 1/2 なし	2000 [1.33]	80×1300	2-D6@400 (0.20)
2								2-D6@230 (0.35)
3								2-D6@150 (0.53)
4	2-D6@150 (0.53)							
5	3000 [2.00]			2-D6@150 (0.53)				
6	600			内りの高さ 下層 1/2 2-D6@50 (0.64)	内りの高さ 下層 1/2 2-D6@50 (0.64)	2000 [1.33]		2-U6.4@122 [SD130] (0.62)
7								2-D6@80 (1.00)
8								2-D6@55 (1.45)

表-3 最大耐力とひび割れ荷重

試験体	コンクリート 圧縮強度 (kgf/cm ²)	最大耐力 (tf)	部材角 (×10 ⁻³ rad)	壁		側柱	
				せん断 ひび割れ (tf)	曲げ ひび割れ (tf)	せん断 ひび割れ (tf)	曲げ ひび割れ (tf)
No. 1	664	112.3	7.1	50.4	-----	86.2	40.8
		110.7	7.2	55.7	-----	99.1	43.1
No. 2	722	122.1	7.5	50.2	-----	77.3	50.2
		128.0	7.0	51.7	100.0	81.7	48.0
No. 3	732	140.6	7.6	48.0	101.0	84.0	58.0
		135.3	6.7	62.1	-----	83.7	64.2
No. 4	1055	173.1	7.2	81.9	120.3	118.1	81.9
		165.2	7.4	84.9	136.1	116.3	77.3
No. 5	782	118.2	10.0	39.6	77.4	90.5	45.6
		114.7	10.0	39.4	76.3	88.0	43.5
No. 6	755	144.0	7.2	54.2	116.1	86.0	54.2
		122.2	5.0	62.2	112.1	84.0	56.0
No. 7	733	148.8	7.5	56.3	120.0	106.1	58.1
		152.9	7.4	63.1	108.1	112.1	55.0
No. 8	776	165.2	7.4	62.2	106.1	109.5	61.1
		167.2	7.6	66.8	112.1	112.1	76.2

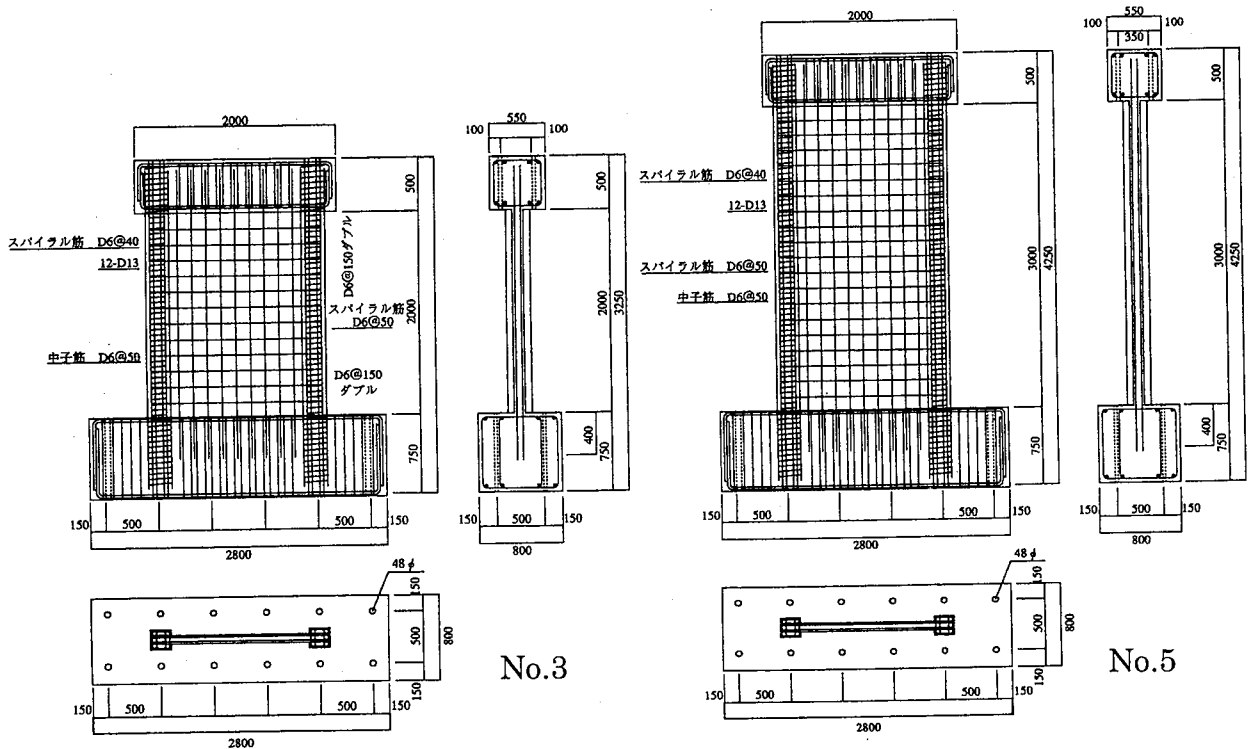


図 4.3.3.1 試験体形状、寸法、配筋

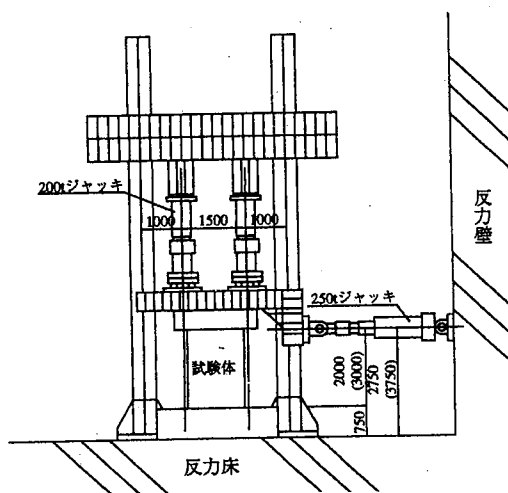


図 4.3.3.2 加力装置概要

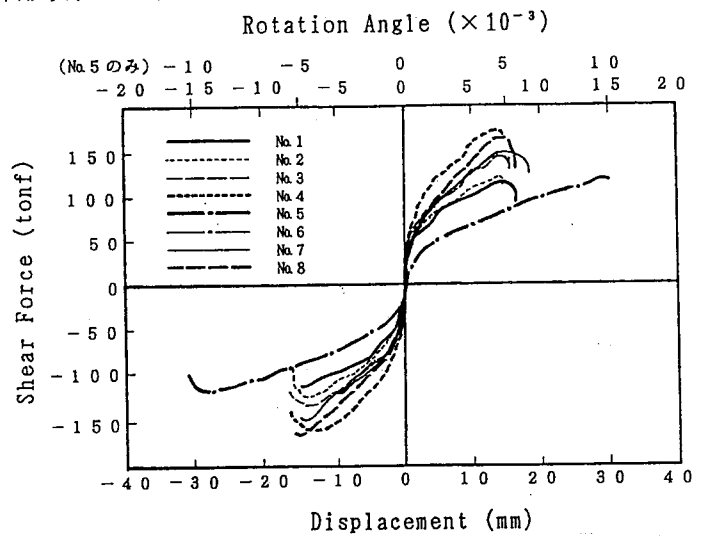


図 4.3.3.3 せん断力-水平変形関係包絡線

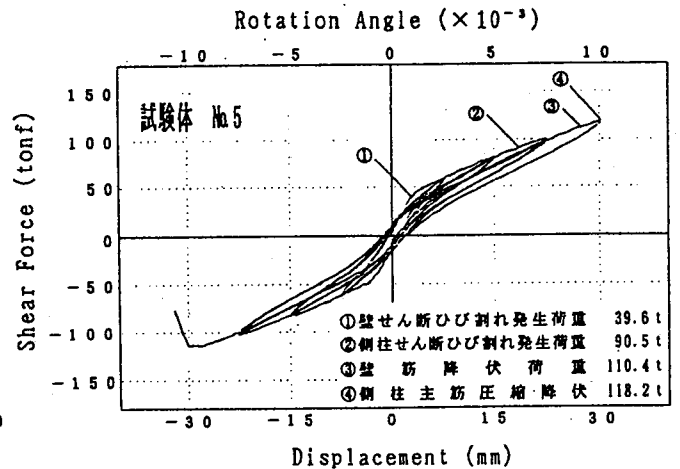
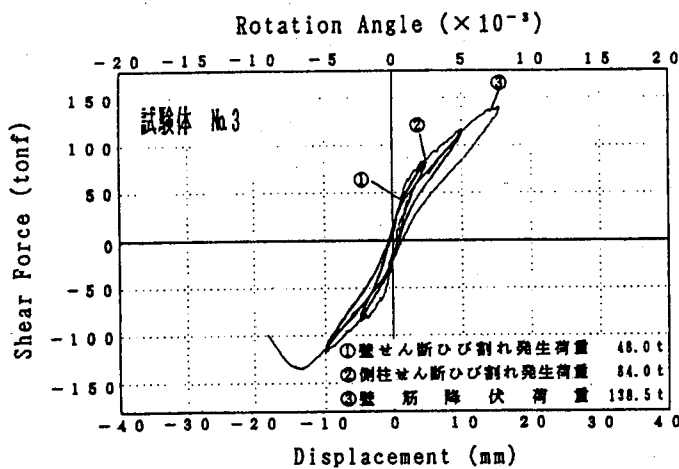
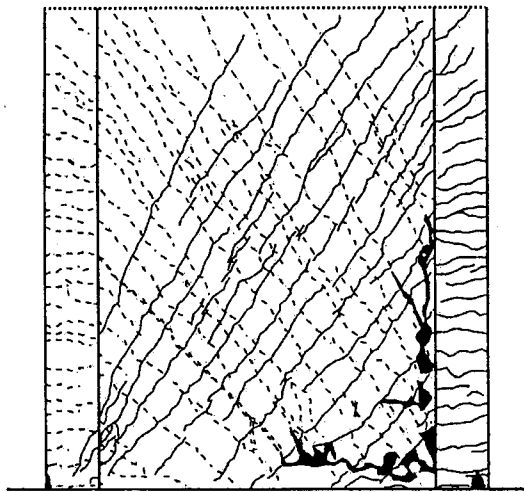
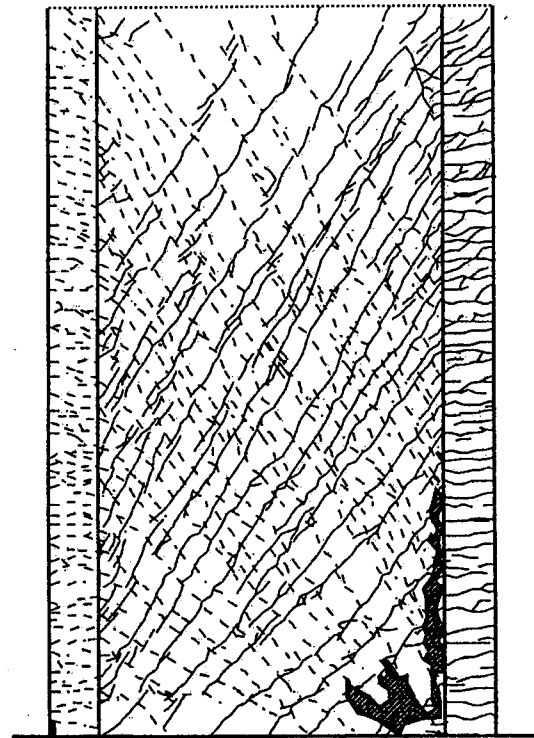


図 4.3.3.4 せん断力と水平変形の関係



No. 3 試験体



No. 5 試験体

図 4.3.3.5 ひび割れ状態

4.4 柱梁接合部の構造性能

New RC 造建築物の接合部は、柱断面および梁断面の減少と主筋強度の増大により、大きなせん断応力度を受け、さらに接合部に通し配筋させる鉄筋の付着・定着応力度も大きくなる。そのため、接合部のせん断破壊や付着・定着破壊の生じる可能性が高い。また破壊に至らなくとも、せん断剛性の低下や鉄筋抜け出し量の増大が考えられ、建築物の剛性の低下および地震応答変形の増大につながる。本研究では、以下の研究を行い、せん断応力に対する剛性および耐力の評価法、付着・定着破壊の防止法、および鉄筋の抜け出し量の評価法と考え方を提案した。

- 1) 接合部のせん断性能に関する研究
- 2) 接合部の主筋定着性能に関する研究
- 3) 柱と基礎梁の接合部に関する研究

4.4.1 内柱梁接合部の定着・付着性能に関する研究

1) 研究目的

学会終局強度指針^{4.4)}では、RC 建物を靱性のある梁降伏型の全体降伏機構に設計することが提案されている。この梁降伏型の場合には、内柱梁接合部内に通し配筋される梁主筋の過度の付着劣化を防止することが、建物全体のエネルギー消費能を良好に保つために必要である。このため、学会終局強度指針では付着劣化の制限として付着指標 μ が提案されているが、高強度材料を用いた RC (New RC) 内柱梁接合部に対しての適用について不明確な点が多い。そこで、本研究では、NewRC 内柱梁接合部の梁曲げ降伏後の梁通し筋の付着劣化性状について実験的に検討を行っている。更

に、SD130 ($\sigma_y=13000\text{kgf/cm}^2$) レベルの高強度補強筋を用いた試験体(OKJ-5U 試験体)についても検討を行う。

2) 研究方法

定着および付着性能に関する試験体は、学会終局強度指針の付着指標と本プロジェクトにおいて提案された村上、藤井らの付着設計指標^{4.19)}を用いて、梁主筋の付着劣化が顕著となるように設計された実大の約 1/3 スケールの平面十字型接合部 4 体である。試験体の配筋図を図 4.4.1.1、試験体諸元を表 4.4.1.1、材料特性を表 4.4.1.2 に示す。主なパラメータは、コンクリート圧縮強度 (F_c800 、 F_c1100)、接合部せん断入力レベル (中レベル: $\tau_{py}=3\sqrt{F_c}$ 、高レベル $\tau_{py}=4.5\sqrt{F_c}$) である。また、コンクリート打設は平打ちとした。加力は、柱頭に定軸力 ($\sigma_0 \doteq 0.1\sigma_B$ 、 σ_0 : 柱軸応力度) を与えた後、南、北梁の端部に 100tf アクチュエーターで行った。載荷履歴は、層間部材角 $R_s=1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/33$ 、 $1/25\text{rad}$ で、各々正負 2 回の逆対称繰り返し載荷を行った。

また、せん断性能に関する試験体である OKJ-5U は、接合部横補強筋として高強度横補強筋 (ウルボン、SD130) を使用し、破壊モードが接合部破壊先行型である OKJ-5^{4.20)} と接合部横補強筋量 $p_w \cdot w \sigma_y$ (p_w : 接合部横補強筋比、 $w \sigma_y$: 横補強筋降伏応力度) を等量として、高強度横補強筋の有用性について検討を行う。OKJ-5 と OKJ-5U の試験体諸元を表 4.4.1.4 に示す。試験体の全体形状ならびに加力方法等は、定着・付着性能実験と同様である。

3) 定着・附着性能に関する研究結果

a) 破壊モード

表 4.4.1.3 に実験結果一覧を示す。全試験体とも層間部材角 $R_s=1/50\text{rad}$ で、南、北梁の曲げ降伏が確認され、その後 $R_s=1/33\text{rad}$ で最大耐力となった。接合部せん断変形は、 $R_s=1/50\text{rad}$ 以降から増大し、図-3 に示すように、変形成分も 20%程度となっているので、全試験体を梁曲げ降伏後の接合部破壊型 (B・J 型) と判断する。

b) 履歴特性

図 4.4.1.2 に層せん断力-層間変位関係を示す。ループ形状は、MKJ-1 が特に梁曲げ降伏 ($R_s=1/50\text{rad}$) 以降からの逆 S 字化が激しく、各試験体ともエネルギー消費能力の低い履歴ループとなっている。図 4.4.1.3 には、層間変位に占める各部材変形成分の推移を示す。接合部せん断変形成分は、 $R_s=1/50\text{rad}$ 以降から次第に増大し、せん断変形は MKJ-1~4 の順に、 $R_s=1/33\text{rad}$ で 0.9、0.9、0.5、0.7%、 $R_s=1/25\text{rad}$ で 1.0、2.3、1.2、2.1% と増大がみられる。しかしながら、昨年度行った接合部せん断破壊先行型 (J 型) の OKJ-5 と比較すると、梁主筋の抜け出しを含む梁曲げ変形成分が大部分を占めている。梁主筋の附着劣化が履歴特性に与える影響を検討するために、等価粘性減衰指標 heq を図 4.4.1.4 に示す。学会終局強度指針では、「 $R_s=1/50\text{red}$ での heq を 10%以上確保すること」を附着劣化の限界として、附着指標 μ を 12.5 以下と規定している。本実験の 4 体は全て $\mu=16$ 程度であり、梁主筋の附着劣化が予想され、MKJ-1 がかろうじて $heq=10\%$ を確保しているが、他の 3 本は 7%程度とエネルギー消費量の少ない履歴性状を示している。せん断入力レベルの影響：図 4.4.1.5 に、梁曲げ降伏時の接合部内平均附着応力度 τ_b とせん断入力レベル $\tau_{py}/\sqrt{\sigma_B}$ の関係を示す。図中の○△印は MKJ-1、2、●▲印は MKJ-3、4 のデータを表し、コンクリート圧縮強度の相違を示している。せん断入力レベルが、附着応力度に与える影響は不明確で、附着応力度はほぼ $130\sim 200\text{kgf/cm}^2$ の範囲に分散している。

c) 破壊モードの判別

図 4.4.1.6 で、縦軸に表 4.4.2.1 に示される接合部破壊判定指標 J 、横軸に学会終局強度指針の附着指標 μ をとり、本実験結果の検討を行なった。本実験は、附着指標 $\mu=16$ 程度という新しいゾーンでの試みであり、 $J=1.8$ 以上なので破壊モードは接合部破壊先行型とはならなかった。しかしながら、 J が 2.5~2.8 であったにも関わらず、梁曲げ降伏以降で接合部破壊の進行がみられた。この原因としては、附着劣化によるコンクリートストラットへの圧縮応力集中と高強度材料使用によるコンクリート有効係数 ν の低下が考えられる。

4) せん断性能に関する研究結果

a) 破壊モード

OKJ-5U は、OKJ-5 と同様に層間部材角 $R_s=1/200\text{red}$ で、接合部せん断ひび割れの発生がみられ、その後、梁主筋の降伏が確認されないまま、 $R_s=1/33\text{red}$ で最大耐力に達し、接合部せん断破壊先行型となった。

b) 履歴特性

図 4.4.1.7 および図 4.4.1.8 に、OKJ-5 と OKJ-5U の層せん断力-層間変位関係と接合部せん断応力度-接合部せん断変形角関係の比較を示す。コンクリート圧縮強度の違い (OKJ-5: $\sigma_B=714\text{kgf/cm}^2$ 、OKJ-5U: $\sigma_B=930\text{kgf/cm}^2$) を考慮して、図 4.4.1.9 の接合部平均せん断応力度-コンクリート圧縮強度関係をみると、OKJ-5 が $5.65\sqrt{\sigma_B}$ に対し、OKJ-5U では $5.34\sqrt{\sigma_B}$ と 5%程度低めとなる。実験から求めた接合部横補強筋応力 σ_{pw} と補強筋比 p_w の積は、最大耐力時で OKJ-5 が 25.4kgf/cm^2 、OKJ-5U が 23.8kgf/cm^2 となり、横補強筋の負担に、大きな差はみられない。また、最大耐力時 ($R_s=1/33\text{rad}$) の接合部せん断変形角は、OKJ-5U が $10\times 10^{-3}\text{rad}$ 以下に抑えられている。コンクリート圧縮強度に差があったことから明確なことはいえないが、SD130 レベルの高強度補強筋を接合部に使用しても、最大耐力としては顕著な差はみられず、また p_w の減少による接合部せん断変形の増大もみられなかった。

5) まとめ

- 1) 高強度材料を用いた柱梁接合部では、せん断耐力余裕度 (τ_{py}/τ_{max} 、 $\tau_{max}=6\sqrt{\sigma_B}$) が 0.5~0.75 程度のせん断入力に対しても、梁曲げ降伏後の梁主筋附着劣化により、コンクリートストラットへの圧縮応力集中が生じて、普通強度接合部以上にコンクリート有効係数 ν の低下が著しく、接合部破壊が助長される。
- 2) せん断入力レベルと梁曲げ降伏時附着応力度の関係は、本実験の範囲では、それ程明確な差異は生じなかった。
- 3) 接合部破壊判定指標 J と附着指標 μ による破壊モードの判別では、B・J 型破壊ゾーンが、 $\mu=10$ 以上から附着劣化を考慮した線に沿って、右上がりの傾向を示している。
- 4) SD130 レベルの高強度補強筋を接合部に使用しても、耐力としては顕著な差は見られず、また p_w の減少による接合部せん断変形の増大もみられなかった。

表 4.4.1.1 試験体諸元 (定着・付着性能実験)

試験体名		MKJ-1	MKJ-2	MKJ-3	MKJ-4
梁	上端主筋	2-D19	3-D19	2-D22	3-D22
	下端主筋	2-D19	3-D19	2-D19	2-D22
	スター ラップ	□2-D6@90 $p_w=0.36\%$	□2-D6@60 $p_w=0.53\%$	□2-D6@70 $p_w=0.46\%$	□2-D6@50 $p_w=0.63\%$
柱	主筋	12-D10	12-D16	12-D13	12-D19
	フープ	□2-D6@80 $p_w=0.27\%$	□2-D6@50 $p_w=0.43\%$	□2-D6@65 $p_w=0.33\%$	□2-D6@40 $p_w=0.53\%$
接合部	フープ	□4-D6×3セット@50 $p_w=0.54\%$			
コンクリート圧縮強度 F_c		800 kgf/cm ²		1100 kgf/cm ²	
梁曲げ降伏時接合部 せん断入力レベル τ_{pv} (kgf/cm ²)		91.7 =0.11 F_c =3.2 $\sqrt{F_c}$	137.6 =0.17 F_c =4.8 $\sqrt{F_c}$	107.7 =0.10 F_c =3.2 $\sqrt{F_c}$	154.6 =0.14 F_c =4.7 $\sqrt{F_c}$
梁主筋付着指標 μ		16.5		16.2	

表 4.4.1.2 材料特性

コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm ²)	圧縮強度時歪 (μ)	1/4 F_c 割線剛性 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)
F_c 800	860	3070	392000	57.0
F_c 1100	1004	2880	422000	51.0
鉄筋	降伏対応力度 (kgf/cm ²)	降伏時歪 (μ)	最大応力度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
D6 (SD80)	6880	*6350	8940	1430000
D10 (SD70)	6570	3880	7970	1890000
D13 (SD70)	8100	3740	10550	2390000
D16 (SD70)	7320	*5740	10430	2160000
D19 (SD70)	7860	3870	9600	2030000
D22 (SD70)	7570	5340	8500	1800000

注) * : 0.2%off set

表 4.4.1.3 実験結果一覧

試験体	接合部せん断応力度 τ_p (kgf/cm ²)						破壊 モード
	接合部せん断ひび割れ発生時			最大荷重時			
	実験値 ¹⁾	計算値 ²⁾	1)/2)	実験値 ¹⁾	計算値 ³⁾	1)/3)	
MKJ-1	72.8	79.2	0.92	93.7	176.0	0.53	B-J
MKJ-2	58.6	79.2	0.74	130.3	176.0	0.74	B-J
MKJ-3	65.0	85.8	0.76	110.0	190.1	0.58	B-J
MKJ-4	67.9	85.8	0.79	149.2	190.1	0.78	B-J

1) $\tau_p = 2Q_p / (D_e \times (b_c + b_b))$

2) $\tau_p = Ft \sqrt{(1 + \sigma_0 / Ft)}$, $Ft = 1.6 \sqrt{\sigma_B}$

3) $\tau_p = 6 \sqrt{\sigma_B}$

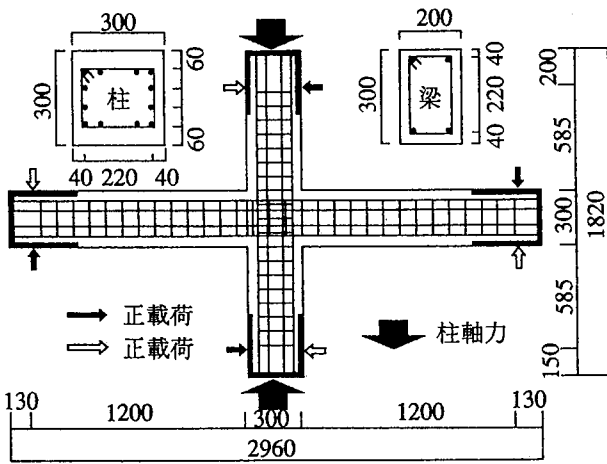
Q_p : 接合部せん断力、 D_e : 柱せい、 b_c : 柱幅、 b_b : 梁幅、

σ_0 : 柱軸応力度、 σ_B : コンクリート圧縮強度

表 4.4.1.4 試験体諸元 (せん断性能追加実験)

試験体名		OKJ-5	OKJ-5U
梁	断面寸法	20cm×30cm	
	上端主筋 下端主筋 スターラップ	10-D13(* $\sigma_y=7320\text{kgf/cm}^2$) 10-D13($\sigma_y=7280\text{kgf/cm}^2$) 10-D13(* $\sigma_y=7320\text{kgf/cm}^2$) 10-D13($\sigma_y=7280\text{kgf/cm}^2$) □2-D6, @50, $p_w=0.63\%$	
柱	断面寸法	30cm×30cm	
	主筋 フープ	24-D13(* $\sigma_y=7320\text{kgf/cm}^2$) 24-D13($\sigma_y=7280\text{kgf/cm}^2$) □2-D6, @40, $p_w=0.53\%$	
接合部	フープ	□4-D6×3 セット (* $\sigma_y=9740\text{kgf/cm}^2$) @50, $p_w=0.54\%$	□2-U6.4×2 セット+ □4-U6.4×1 セット ($\sigma_y=13430\text{kgf/cm}^2$) @50, $p_w=0.37\%$
		コンクリート圧縮強度 σ_B , kgf/cm^2	714

注) *0.2%off set



MKJ-1

図 4.4.1.1 試験体の形状・寸法

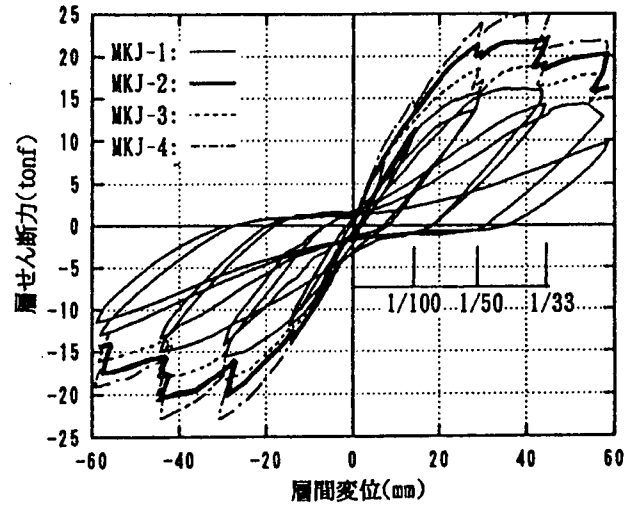


図 4.4.1.2 層せん断力-層間変形関係

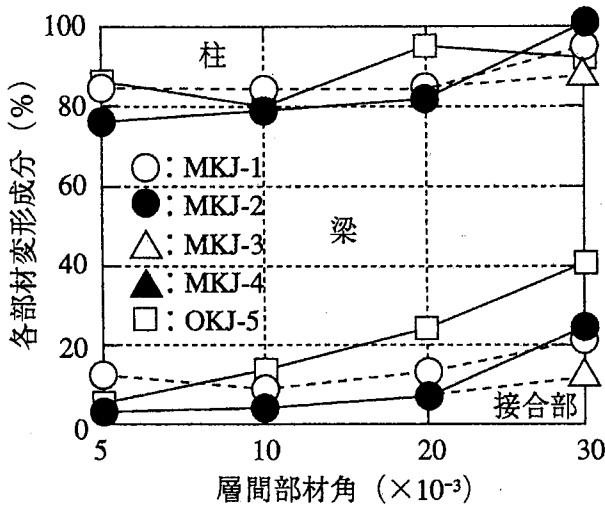


図 4.4.1.3 変形成分の推移

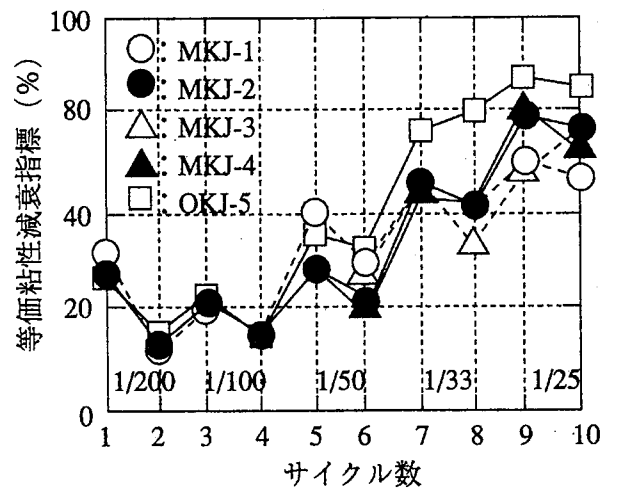


図 4.4.1.4 投下粘性減衰指標

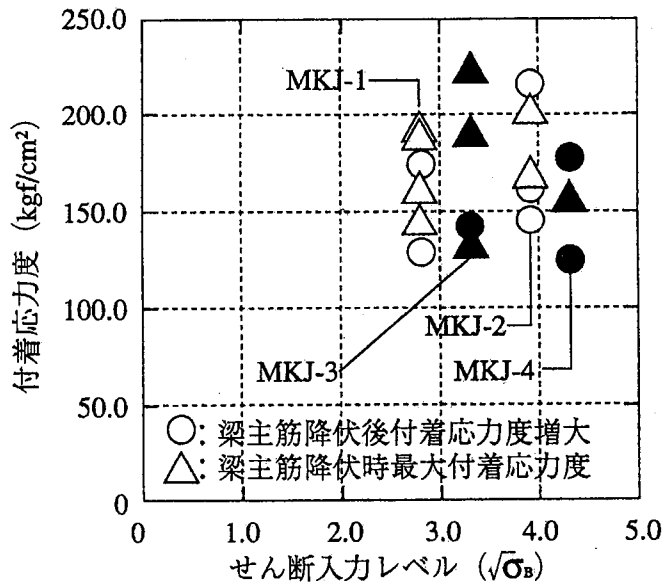


図 4.4.1.5 せん断入力レベルの影響

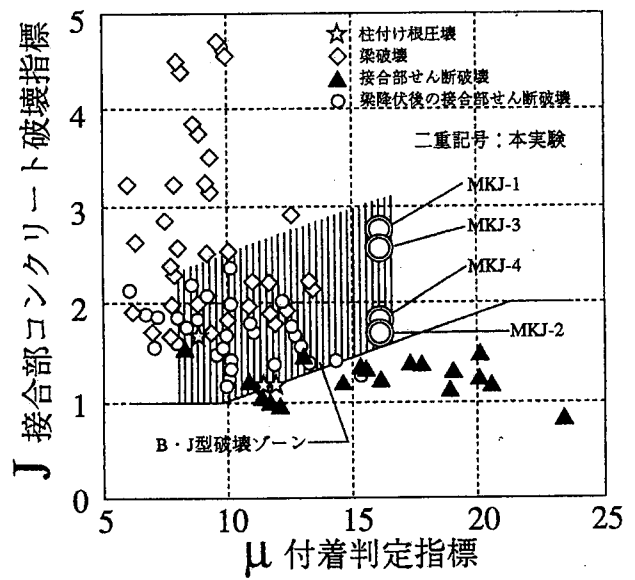


図 4.4.1.6 破壊モードの判別

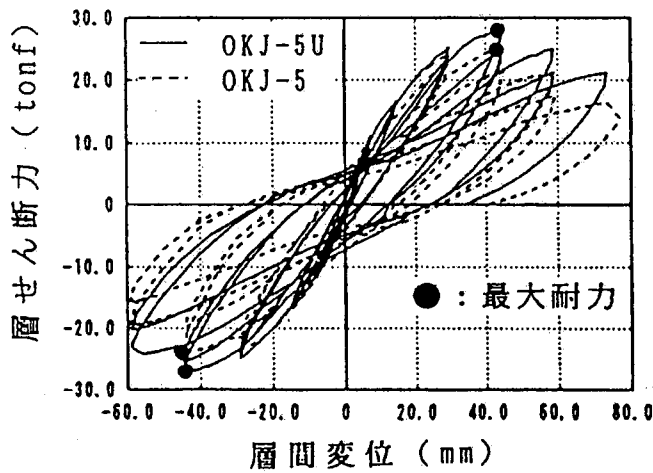


図 4.4.1.7 層せん断力-層間変形関係

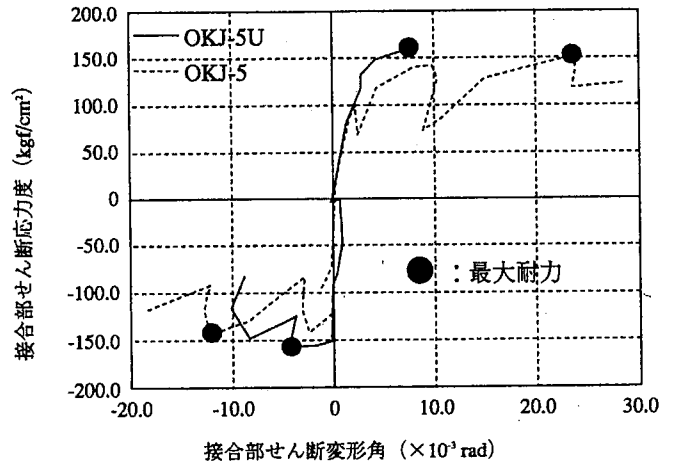


図 4.4.1.8 接合部せん断応力度-せん断変形角関係

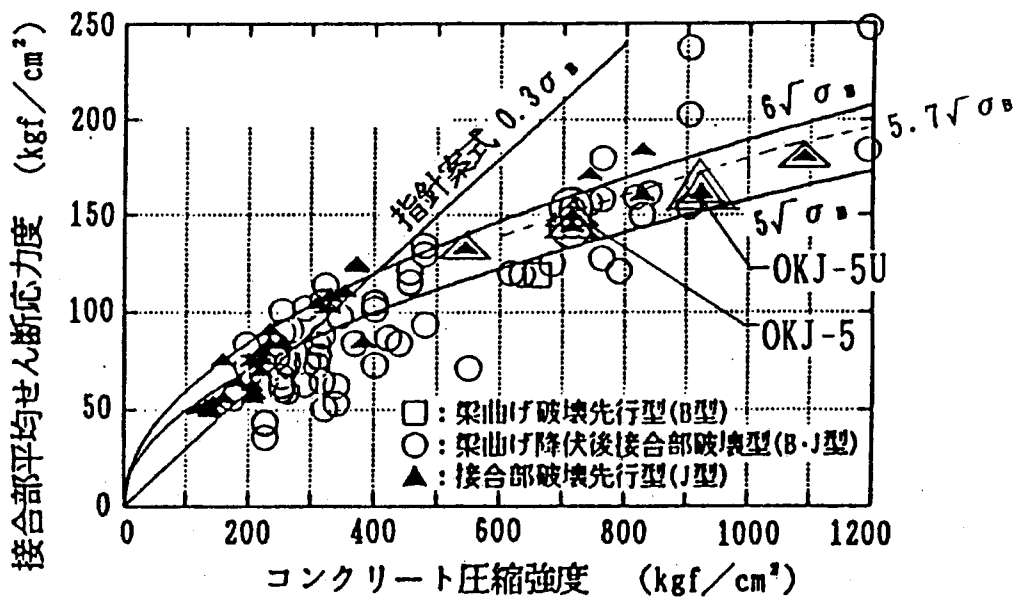


図 4.4.1.9 接合部平均せん断応力度-コンクリート圧縮強度関係

4.4.2 二方向荷を受ける直交ばり付き柱梁接合部のせん断性能に関する研究

1) 研究目的

本研究^{4,21)}の目的は、高強度コンクリートと高強度鉄筋を用い、柱に三方向あるいは四方向から梁とスラブが接続した現実的な立体架構を対象として、柱梁接合部の2方向荷実験を行い、その性能を検討するものである。そこで、試験体として約2.5分の1スケールの十字型立体柱梁接合部試験体1体(J-12)と直交ばりを有するト型立体柱梁接合部試験体1体(J-13)の計2体を作成し二方向地震力を考慮した静的繰返し荷実験を行った。

2) 研究方法

a) 試験体と加力方法

試験体の断面と配筋は、梁降伏と同時に接合部破壊が生ずるように設計した。設計には、タイとストラットのモデルにより、接合部内の応力伝達機構を考慮した、表4.4.2.1に示す接合部破壊指標 $J^{4,22)}$ の考え方をういた、表中の係数 a_1 は高強度鉄筋を主筋に使用した場合に接合部コアコンクリートの有効圧縮強度の増加を考慮する係数で、係数 a_2 は直交梁主筋や接合部横補強筋による接合部のコンファインド効果によるコンクリートの有効圧縮強度の増加を考慮する係数である。2体の試験体はいずれも J の値が1となるように断面形状と配筋を決定した。試験体の概要を表4.4.2.2に示す。また、図4.4.2.1に試験体の形状を、図4.4.2.2に配筋をそれぞれ示す。梁主筋の定着は、内

柱試験体(J-12)では両方向通し配筋とし、外柱試験体(J-13)のト型方向ではU字型とし、その直交方向の梁主筋では通し配筋とした。使用材料の力学特性は、表3に示す。スラブ筋を梁の曲げ耐力に考慮して算出した。公称接合部せん断入力応力度は、試験体J-12で $0.35\sigma_B$ 、試験体J-13で $0.22\sigma_B$ (J-13)となった。図4.4.2.3に加力装置を示す。層間変位の加力履歴は、図4.4.2.4に示すような四葉のクローバー型とした。

b) 実験結果

表4.4.2.4に、実験結果の概要を示す。図4.4.2.5に試験体J-12のNS方向及び試験体J-13のEW方向の層間変位と層せん断力の関係を示す。図4.4.2.6に、各試験体の接合部のせん断応力度 τ の履歴を示す。

c) 結論

実験結果の検討の結果、次の結論が得られた。

- 1) 直交ばり、スラブの効果により接合部の最大せん断力は、既往の平面柱は接合部のせん断耐力と比較してかなり高く、内柱タイプでは $0.37\sigma_B$ 、外柱タイプでは $0.20\sigma_B$ となった。
- 2) 二方向加力の影響により、主方向に加力した後梁端変位を保ったまま直交方向にも加力すると、主方向の接合部のせん断力は20%程度低下した。
- 3) 立体接合部であっても、接合部破壊指標 J が1となるように設計することにより、梁降伏前の接合部破壊を防止することができたので、ここで定義した接合部破壊指標の妥当性が確認された。

表4.4.2.1 接合部破壊指標 J

$$J = (\omega_1 + \omega_2)(1 + \alpha) \quad (4.4.2.1)$$

$$\omega_{(1,2)} = \frac{\Sigma a_i \sigma_y}{b D_B v \sigma_B}$$

$$v \sigma_B = a_1 a_2 3.68 \sigma_B^{0.667}$$

$$a_1 = 1 - 0.1 \frac{\sigma_y - 3500}{3500} \quad (\text{単位は、kgf/cm}^2) \quad a_2 = 1 + \frac{0.61 p_w \sigma_y}{\sigma_B}$$

$$\alpha = \begin{cases} 0 & [\mu \leq 10] \\ \frac{\mu - 10}{10} & [10 < \mu \leq 20] \\ 1 & [20 < \mu] \end{cases} \quad \mu = \frac{d_B}{D_c} \frac{\sigma_y}{\sqrt{\sigma_B}}$$

ここに、
 Σa_i : 梁危険断面の引張り主筋の断面積(cm^2)、 σ_y : 梁主筋の降伏強度(kgf/cm^2)、
 ω : 補強比、 ω_1 : 梁1の引張り鉄筋の補強比、 ω_2 : 梁2の引張り鉄筋の補強比、 b : 接合部有効厚さ(cm)、
 D_B : 梁せい(mm)、 D_c : 柱せい(mm)、 $v \sigma_B$: コンクリートの有効圧縮強度(kgf/cm^2)、
 σ_B : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm^2)、 σ_y : 鉄筋の降伏強度(kgf/cm^2)、
 σ_w : 接合部内の横補強筋比(直交梁が両方についている場合には、直交梁全主筋量を梁断面積で除した値を考慮する)とする。 d_b : 主筋直径(cm)、 α : 付着係数、ト型接合部ではこの値は1とする。

表 4.4.2.2 試験体概要

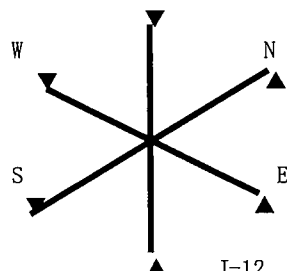
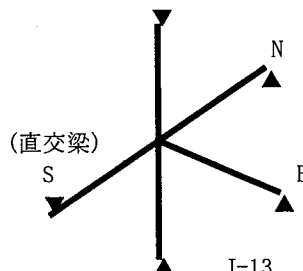
試験体名	J-12	J-13	
		E 梁	NS 梁
(a) 梁			
断面サイズ	24cm*32cm	24cm*32cm	24cm*32cm
上端筋	10-D13	9-D13	7-D13
下端筋	10-D13	9-D13	7-S13
あばら筋	2-D6	2-D6	2-D6
間隔(mm)	50	50	50
(b) 柱			
断面サイズ	30cm*30cm	30cm*30cm	
主筋	20-D16	20-D16	
帯筋	3-D6	3-D6	
間隔(mm)	50	50	
(c) 接合部			
帯筋	2-D6	2-D6	
数、間隔	5@50	5@50	
(d) スラブ			
鋼種	SD35	SD35	
配筋	D6@150 シングル	D6@150 シングル	
			
(e) コンクリート圧縮強度 σ_B (kgf/cm ²)	615	615	
(f) 入力せん断力レベル	$0.35 \sigma_B$	$0.22 \sigma_B$	$0.24 \sigma_B$
(g) 接合部破壊指標 J	1.02	0.97	0.86

表 4.4.2.3 使用材料の力学特性

試験体名	J-12	J-13
(a) コンクリート		
圧縮強度 (kgf/cm ²)	615	
割裂引張強度 (kgf/cm ²)	37.0	
ヤング率 ^{1*} (kgf/cm ²)	3.54×10^5	
ポアソン比 ^{1*}	0.239	
(b) 鉄筋		
梁主筋	USD685	
降伏強度 ^{2*} (kgf/cm ²)	7,248	
引張強度 (kgf/cm ²)	9,673	
歪硬化開始歪 (%)	-----	
伸び率 (%)	20.3	
柱主筋	USD980	
降伏強度 ^{2*} (kgf/cm ²)	9,925	
引張強度 (kgf/cm ²)	10,790	
歪硬化開始歪 (%)	-----	
伸び率 (%)	18.7	
横補強筋	USD780	
降伏強度 ^{2*} (kgf/cm ²)	8,160	
引張強度 (kgf/cm ²)	9,692	
歪硬化開始歪 (%)	-----	
伸び率 (%)	17.6	
スラブ筋	SD345	
降伏強度 (kgf/cm ²)	3,452	
引張強度 (kgf/cm ²)	5,104	
歪硬化開始歪 (%)	0.94	
伸び率 (%)	17.2	

^{1*} 1/3 強度時の値

^{2*} 0.2% オフセットの値

表 4.4.2.4 実験結果の概要

試験体名	実験結果の概要		
	J-12	J-13	
		E 梁	NS 梁
1. 最大層せん断力 (tonf)	EW: 35.9 NS: 37.8	18.3	27.3
2. 接合部最大せん断応力度 (kgf/cm ²)	EW: 221 (0.36 σ_B) NS: 225 (0.37 σ_B)	EW: 110 (0.20 σ_B)	167 (0.27 σ_B)
3. 破壊モード	FS	FS	FS

FS: 梁降伏後の接合部破壊

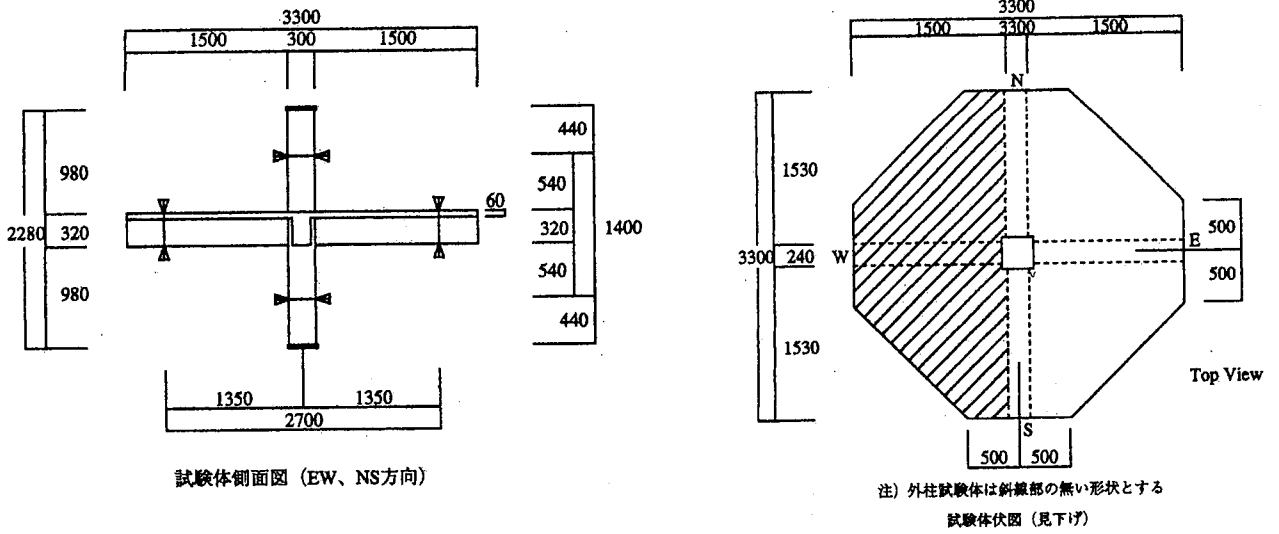


図 4.4.2.1 試験体形状

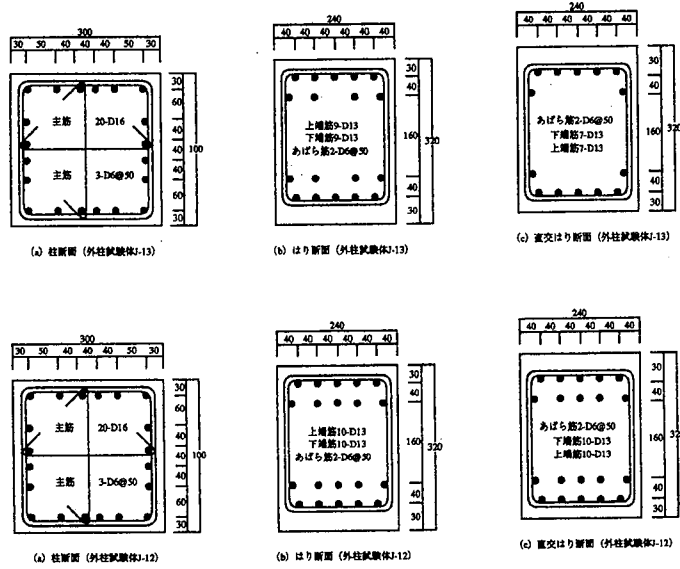


図 4.4.2.2 試験体の配筋

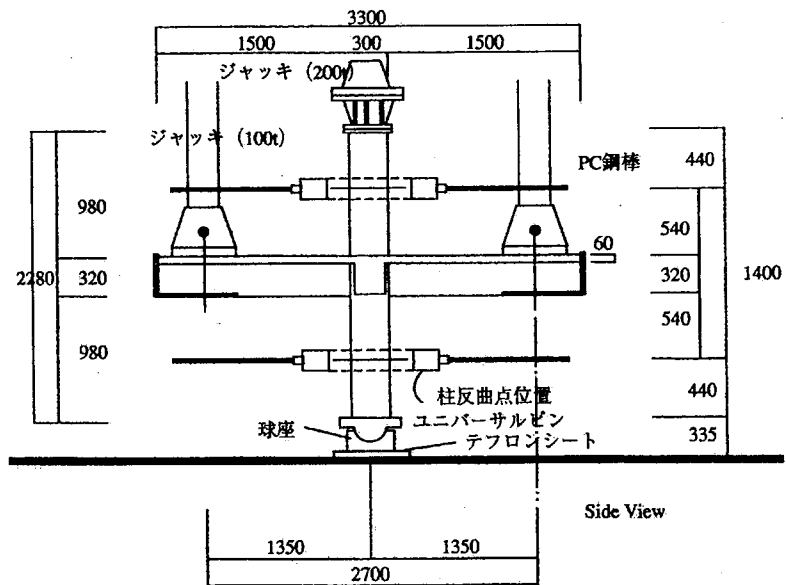
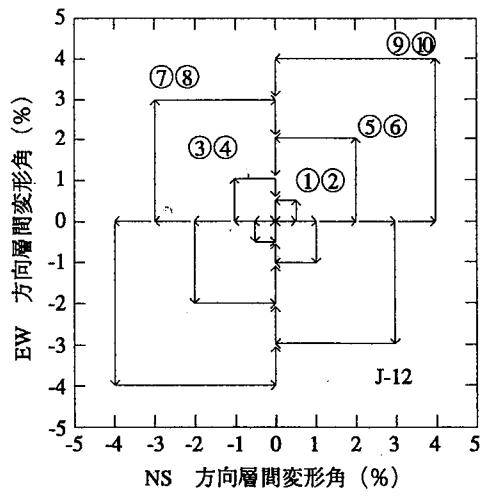
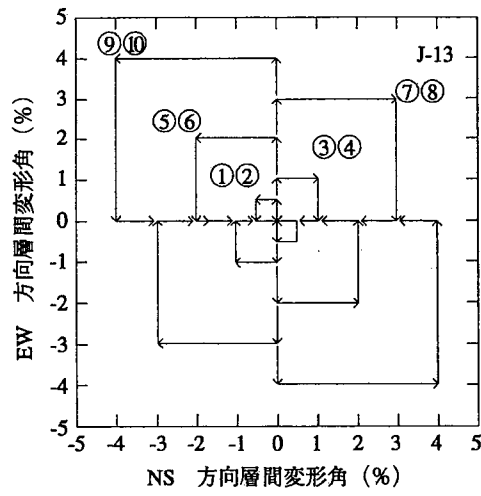


図 4.4.2.3 加力装置 (EW、NS両方向)

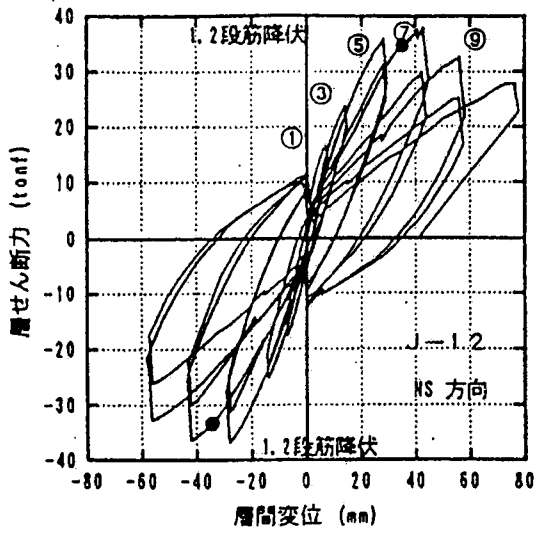


a) J-12

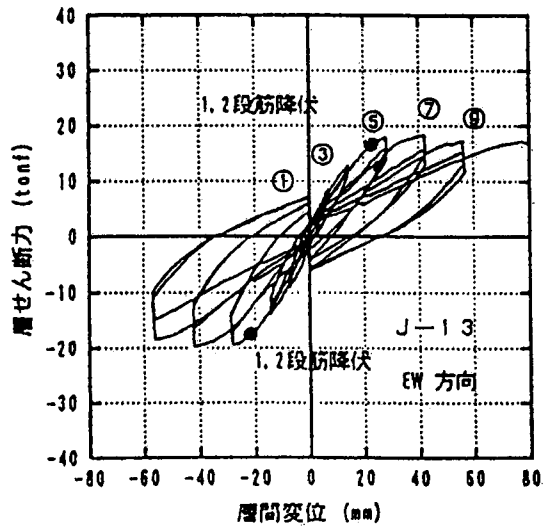


b) J-13

図 4.4.2.4 加力履歴

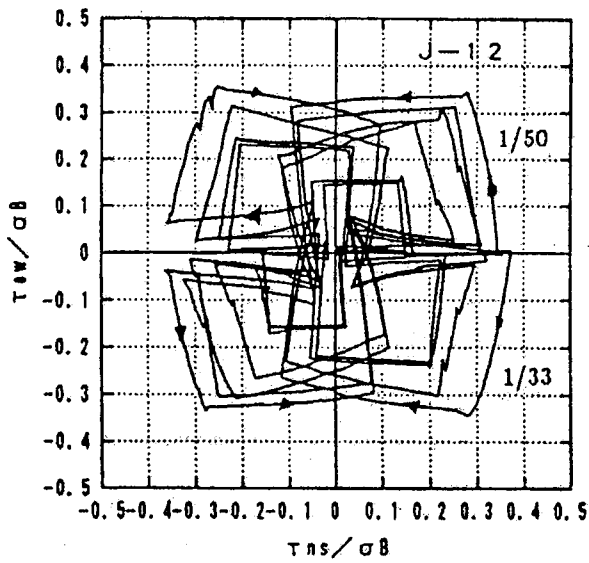


a) J-12

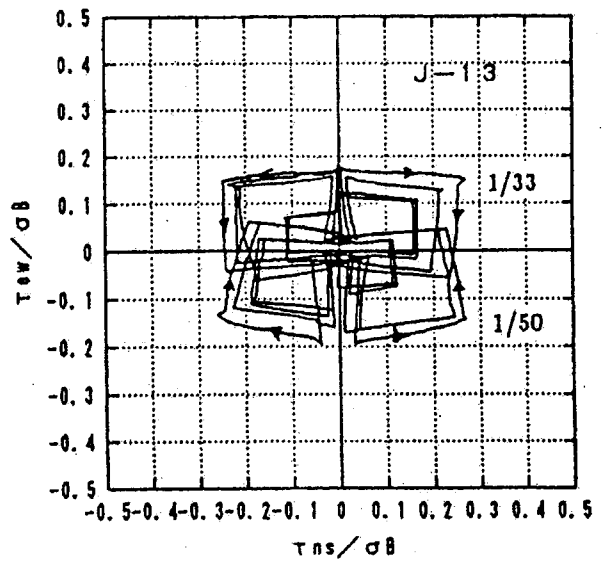


b) J-13

図 4.4.2.5 層せん断力と層間変位の関係



a) J-12



b) J-13

図 4.4.2.6 接合部せん断力と応力度の履歴

4.4.3 外柱梁接合部のせん断性能に関する研究

1) 研究目的

本研究^{4.23)}は、500~800kgf/cm²級の高強度コンクリートと降伏点が7000kgf/cm²級の高強度鉄筋からなる外部柱梁接合部について、実施設計と同様に梁降伏先行型とした場合の地震時せん断抵抗性能を実験的に把握することを目的とした。

2) 研究方法

a) 試験体形状

試験体の外形寸法は、実大架構における階高3.5m、柱スパン7.15m、柱断面75cm×75cm、梁断面60cm×75cmからなる平面架構ト形外部柱梁接合部を1/3に縮小したものである(図4.4.3.1)。実験変数としてせん断余裕度 α (接合部終局せん断耐力/梁降伏時接合部せん断力)、横補強筋比 p_w 、付着指標に対応する水平定着長(l_{dn} /鉄筋径(d_b))としている(表4.4.3.2)。

b) 使用材料

コンクリートは、早強ポルトランドセメント、5mm径鶴川産砂、13mm径常盤産砕石、および高性能減水剤を使用した。柱梁主筋はD13($\sigma_y=7000\text{kgf/cm}^2$ 級)を、接合部横補強筋はインデントタイプ6 ϕ ($\sigma_y=8000\text{kgf/cm}^2$ 級)と丸鋼4 ϕ ($\sigma_y=8000\text{kgf/cm}^2$ 級)を用いた。

c) 加力方法

加力は、梁先端の正負繰返し変位漸増加力である。柱軸力は、試験体を安定させるために $0.02\sigma_B$ を初期値として加えた。

3) 研究結果および考察

表4.4.3.3に実験結果の一部を示す。

a) 接合部終局せん断耐力

梁降伏前に接合部せん断破壊したJ8をせん断破壊した試験体J1~J7^{4.24)、4.25)}に加えて求めた σ_B のベキ乗回帰式は、 $\tau_{ju}=1.85\times\sigma_B^{0.655}$ となった(図4.4.3.2)。J8の実験値はいずれの推定式から求めた計算値に対しても最も小さな耐力比を示しているが、J8以外のJ1~J7には定着破壊防止用直交筋が梁筋折曲げの内側に設けられていること等の効果によるものと思われる。 l_{dn}/d_b が小さいJ9は梁筋に沿う全割裂型定着破壊を生じ、梁降伏耐力にもせん断耐力にも至っていない。

b) 梁終局曲げ耐力と変形性能

梁降伏後の定着破壊となったJ12とJ13は、横補強筋比 p_w の高いJ13のみが終局曲げ耐力計算値を上回り、 p_w が低いJ12は計算値に達していない。また、いずれも最大耐力後の耐力低下が顕著であり、これらとほぼ同じコンクリート圧縮強度で梁降伏前にせん断破壊した過年度試験体J2とJ3よりも耐力・変形能力が共に小さい。これは折れ曲げ定着耐力の二段配筋による低減効果によるもので、定着破壊防止には横補強筋と直交筋の効果が期待できることを示している(図4.4.3.3)。

4) 結論

- 1) 外部柱梁接合部の終局せん断耐力は、コンクリート圧縮強度 900kgf/cm^2 以下の全域にわたって $\tau_{ju}=1.85\times\sigma_B^{0.655}$ で表わされる。
- 2) 90度折曲げ筋の定着耐力としてサイドスプリット破壊の他に全割裂破壊による評価が必要である。
- 3) 二段配筋折曲げ定着の各段の定着耐力は、一段配筋の定着耐力より大幅に低下するので、設計ではこれを考慮することが必要である。

表4.4.3.1 試験体諸元

試験体名	(1) Fc σ_B	(2) α α'	(3) p_{ju}	(4) l_{dn}/d_b
NRC-J8	800 548	1.25 1.02	0.2	16.5
NRC-J9	800 503	1.25 0.90	0.6	12.0
NRC-J12	740 854	1.25 1.39	0.2	16.5
NRC-J13	740 810	1.25 1.34	0.6	16.5

(1) Fc : コンクリート設計基準強度(kgf/cm²)

δ_B : コンクリート実圧縮強度(kgf/cm²)

(2) α : Fcを用いて算出したせん断余裕度予定値

α' : δ_B を用いて算出した実せん断余裕度

(3) p_{ju} : 接合部補強筋比(%)

(4) l_{dn}/d_b : 梁筋水平投影長さ/鉄筋呼び径(図4.4.3.1参照)

4.4.4 1階柱と基礎のコンクリート強度差の影響に関する研究

1) 研究目的

近年、25～30階建の高層建築物がRC構造で建設されるようになり、これにともない高強度のコンクリートが使用されるようになって来ている。高層RC構造では高強度コンクリートを用いる1階柱に比べて、基礎梁は普通強度のコンクリートを用いるのが一般的である。この強度差が接合部や柱の曲げ圧縮破壊性状に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする^{4,26)}。

2) 研究方法

以下に述べる3種類の実験を行いコンクリートの強度差がRC部材の破壊性状に与える影響について検討を行った。

1) 強度の異なるコンクリートが混在する一軸圧縮テストピース実験

強度の異なるコンクリートが図4.4.4.1に示すように分布する一軸圧縮テストピース実験を行った。この実験は、強度の異なるコンクリートが混在する場合の基本的な破壊挙動の把握を目的に行ったものである。試験体の種類は図中に示す2層、3層、内外殻の3種類とした。

2) 基礎梁接合部を含む柱の純圧縮実験

図4.4.4.2に示す柱基礎梁接合部の純圧縮実験を行った。柱寸法は10cm×10cm、であり、コンクリート強度分布は柱部が600kgf/cm²、基礎梁部分が200kgf/cm²とした。梁幅は10cm、15cmの2種類、基礎梁形状は+形、T形、L形の3種類があり、試験体数は全部で6体である。

3) 基礎梁接合部を含む柱の曲げ破壊実験

図4.4.4.3に示す柱・基礎梁接合部の曲げ破壊実験を行った。試験体は、強度600kgf/cm²のコンクリートで一体打ちしたものと、柱部分の600kgf/cm²に対し基礎梁部分を200kgf/cm²と強度を達えたものの2体である。

3) 実験結果および考察

a) 強度の異なるコンクリートが混在する一軸圧縮テストピース実験

強度分布及び一軸圧縮実験結果を一覧表にして表4.4.4.1に示す。2層、3層の各層の強度をその層の(高さ/直径)の比からBauschingerの(4.4.4.1)式を用いて計算した強度を換算値として表中に、また内外殻試験体の強度を面積比から計算した値を同じく換算値として同表中に示した。2層、3層、内外殻供試体の強度は、これら換算値(2層、3層の場合は各層の換算強度の最小値)の約1～2割増しの値となった。

$$\sigma' = c \sigma_B \{0.95 + 0.2(d/h)^2\} \quad (4.4.4.1)$$

σ' : 各層のコンクリート圧縮強度(kgf/cm²)

$c \sigma_B$: $h=2d$ の円柱試験体のコンクリート圧縮強度(kgf/cm²)

d : 各層の直径(cm)

h : 各層の高さ(cm)

b) 基礎梁接合部を含む柱の純圧縮実験

実験結果をまとめて図4.4.4.2に示す。実験の結果、+形では柱部分が、T形、L形では基礎梁部分が破壊し最大耐力に達した。柱と基礎梁のコンクリート圧縮強度比は柱が1に対して基礎梁は0.36である。+形の柱部破壊耐力は約60tであり、これを1としたときのT形、L形の基礎梁部破壊耐力はそれぞれ、0.83、0.63であった。基礎梁側面のコンクリートの主歪図から、柱からの力の流れは+形、T形、L形で異なったものとなっており、概ね図中の斜線部分に流れていることが観察された。

c) 基礎梁接合部を含む柱の曲げ破壊実験

実験結果及び破壊性状を図4.4.4.3に示す。600/600試験体と比較し、600/200試験体の破壊は基礎梁部材に広がる傾向がみられた。しかし、最大耐力はそれぞれ2.67tfと2.36tfであり荷重-変形関係上には、それほど大きな違いは見られなかった。

4) 結論

柱と基礎梁のコンクリートの圧縮強度比として1:3～4という大きな値を算定した実験を行い、柱基礎梁接合部の破壊性状について研究を行った。その結果、次のような結論が得られた。

- 1) 基礎梁の形状が+形である場合には、本研究の強度差程度であれば、一軸圧縮時及び曲げ圧縮時において特に問題となることはないと思われる。
- 2) 基礎梁の形状がT形、L形である場合は一軸圧縮時において柱部分より先に基礎梁部分で破壊することが予想され、高軸圧縮力の作用する隅角部や隅部の設計においては基礎梁の支圧強度の検討を行う、あるいは、張り出し部分を設けて+字形とする事などが望ましい。

表4.4.4.1 一軸圧縮実験結果

形状	強度分布	複合試験体強度	目標強度	標準強度	換算強度
一層	300	259	300	324	373
	200		200	199	228
	800	277	800	824	948
	200		200	199	228
	300	284	300	324	372
	250		250	225	259
三層	200	292	200	281	393
	300		300	324	454
	200		200	198	278
	200	310	200	281	393
	800		800	824	1154
	200		200	199	279
	250	338	250	312	437
	300		300	324	454
	250		250	199	278
	内外殻	200	302	300	324
300		200		199	
200		200		199	
200		493	800	824	424
800			200	199	
200			200	199	
250		303	300	324	261
300			250	225	
250	250		225		

*強度単位: kgf/cm²

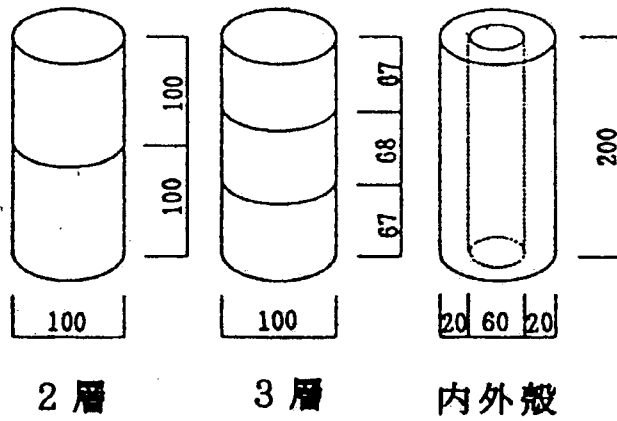
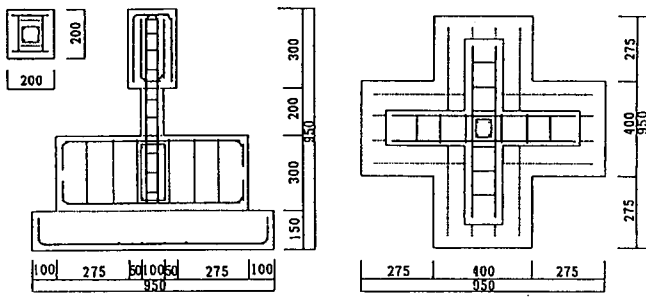


図 4.4.4.1 一軸圧縮テストピース実験

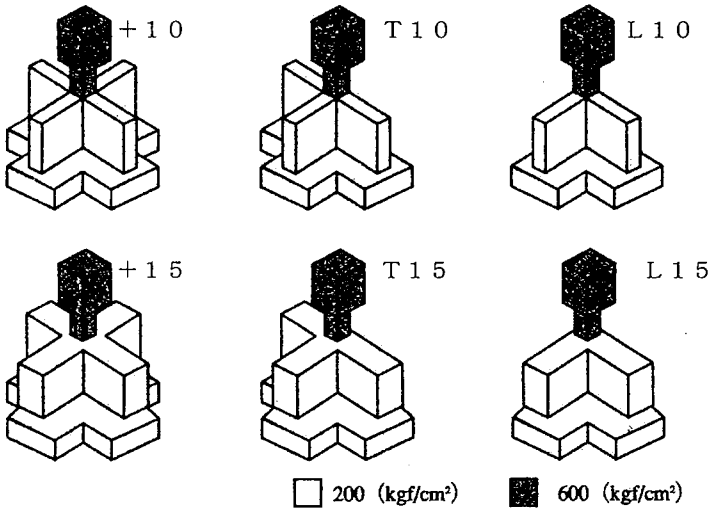


試験体形状、配筋

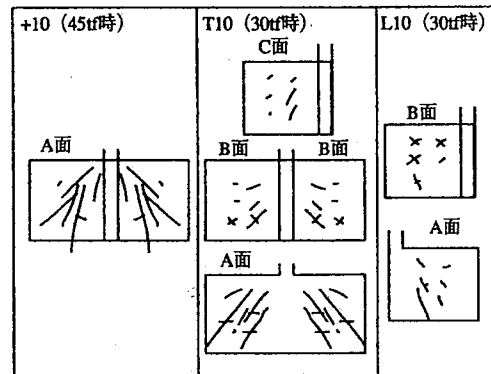
コンクリートおよび鉄筋の力学特性

コンクリート	Fc	σ_b	ポアソン比	ヤング率	
	600	554	0.25	3.62×10^5	
200	200	0.17	2.42×10^5		
鉄筋	サイズ	断面積	ヤング率	降伏強度	引張強度
	6 ϕ	0.217	2.33×10^6	4051	5512
	D10	0.630	2.08×10^6	4007	5901

単位：強度(kgf/cm²)、ヤング率(kgf/cm²)、断面積(cm²)



試験体名称、形状、コンクリート強度

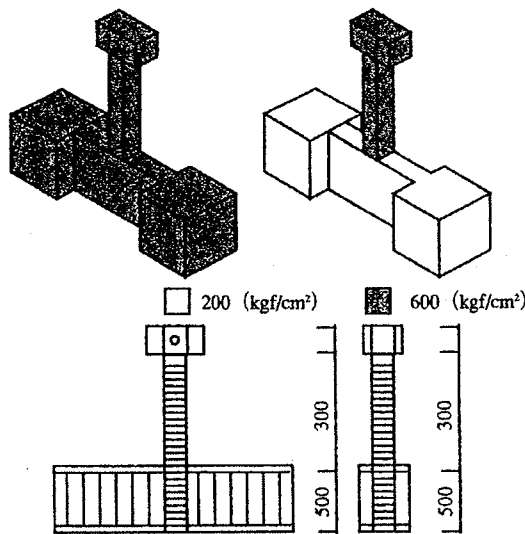


試験体基礎梁の主歪

最大耐力および破壊部位

試験体	L10	L15	T10	T15	+10	+15
最大 (tf) (軸応力度 kg/cm ²)	36.4 (364)	39.0 (390)	39.0 (390)	50.0 (500)	50.3 (503)	59.4 (594)
破壊部位	梁	梁	柱	梁	柱	柱

図 4.4.4.2 基礎梁接合部を含む柱の純圧縮実験

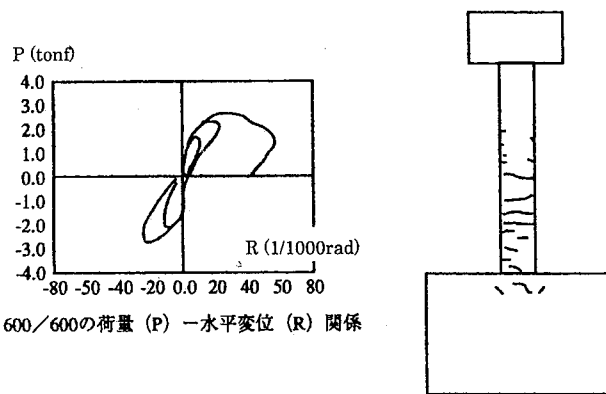


試験体形状、コンクリート強度、配筋

コンクリートおよび鉄筋の力学特性

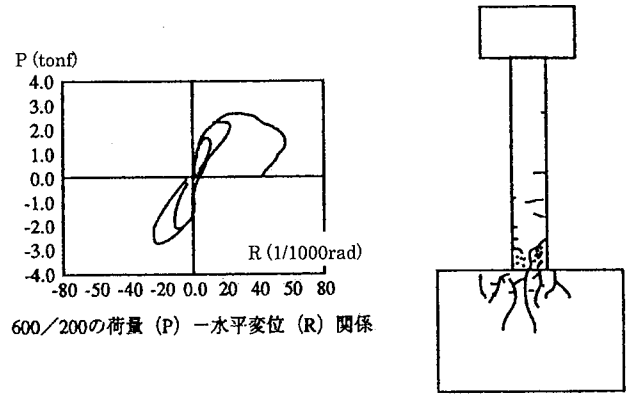
コンクリート	試験体	F_c	σ_B	ポアソン比	ヤング率	引張強度
	600/600	600	754	0.17	4.13×10^5	53
	600/200	600	783	0.17	4.13×10^5	47
鉄筋		200	215	0.12	2.37×10^5	23
	サイズ	断面積	ヤング率	降伏強度	引張強度	
	6φ	0.217	2.33×10^6	4051	5512	
	D10	0.630	2.08×10^6	4007	5901	
	D10	0.518	2.32×10^6	9879	15696	

単位：強度(kgf/cm²)、ヤング率(kgf/cm²)、断面積(cm²)



600/600の荷重(P) - 水平変位(R) 関係

荷重変形関係およびひび割れ状況 (600/600 試験体)



600/200の荷重(P) - 水平変位(R) 関係

荷重変形関係およびひび割れ状況 (600/200 試験体)

図 4. 4. 4. 3 基礎梁接合部を含む柱の曲げ破壊実験

4.5 構造性能評価法

高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いたRC造構造部材の構造性能評価法を、線材WG、面材WG、せん断WG、および接合部WGの研究成果を基に、構造設計に適用できるように、構造性能分科会で提案した。以下に、提案された評価法について述べる。

4.5.1 梁の復元力特性

近年の建築物（高層建築物）では、大地震動時において1階柱脚部と各階梁両端部に降伏ヒンジを形成する全体破壊機構が想定されており、地震時の入力エネルギーの多くは梁両端部の降伏ヒンジ部において消費されることになっている。このような建築物の耐震性能を評価するためには、梁の復元力特性を正しく評価し、モデル化する必要がある。復元力特性のモデル化には各種の方法が考えられるが、New RC 総プロでは、既往の実験および本プロジェクトでの実験から得られた復元力特性を図 4.5.1.1 に示す方法でモデル化した。

このモデル化の特徴は、降伏耐力が終局曲げ耐力に一致し、降伏後の剛性はゼロと仮定していることである。このモデル化に必要な諸量、初期剛性 (K_e)、曲げひび割れ耐力 (Q_{bc})、降伏変形 (δ_y)、終局曲げ耐力 (Q_y)、さらに限界部材角および等価粘性減衰について、線材WGにおいて検討した。以下に検討結果の概要を示す。

1) 初期剛性

初期剛性は、曲げ剛性およびせん断剛性より算定する。その際の部材スパン長さに、内法スパンよりも剛域を考慮した長さ（内法スパン長さ+梁せい÷2）を用いたほうが実験値との適合性がよかった。剛域を考慮した場合の実験値と計算値の比較を図 4.5.1.2 に示す。

2) 曲げひび割れ耐力

曲げひび割れ耐力は、コンクリートの引張強度 (σ)

t) および鉄筋断面を考慮した等価断面係数 (Ze) の積より算定する。コンクリートの引張強度に割裂強度または $0.56\sqrt{\sigma_B}$ (σ_B はコンクリート圧縮強度、 N/mm^2) を用いた場合、計算値は、いずれも実験値に対するバラツキはあるものの、実験値の平均的な値を示している。コンクリートの引張強度に $0.56\sqrt{\sigma_B}$ (N/mm^2) を用いた場合の実験値と計算値の比較を図 4.5.1.3 に示す。

3) 降伏変形 (角)

降伏変形角の実験値を、New RC 総プロでの実験および既往の実験結果を合わせて図 4.5.1.4 に示す。既往の実験では、約 $1/150 \sim 1/100$ の範囲に分布しているが、New RC 総プロの実験では、 $1/100$ を越えた範囲に降伏変形角が分布している。この理由として、New RC の試験体に主筋として用いている高強度鉄筋の降伏時ひずみが既往の実験の試験体に用いている普通強度鉄筋より大きいこと、さらに鉄筋強度の増大に比してコンクリートと鉄筋間の付着強度があまり大きくないことにより固定スタブ (接合部に相当) からの鉄筋の抜け出しおよび降伏ヒンジ領域長さの増大が、降伏変形角の増大につながると考えられる。

次に降伏点剛性低下率という観点から整理する。降伏点剛性低下率の算定式には通常用いられている (4.5.1.1) 式を用いて検討した。

$$\alpha y = (0.043 + 1.64n \cdot pt + 0.043 \alpha / D + 0.33 \eta o) \cdot (d/D)^2 \quad (4.5.1.1)$$

αy : 降伏点剛性低下率

n : ヤング係数比 pt : 引張鉄筋比

α : シアスパン長さ (mm) D : 梁せい (mm)

ηo : 軸力比 d : 梁の有効せい (mm)

その結果を図 4.5.1.5 に示す。ばらついているものの、計算値は実験値の平均的な値を示している。

4) 終局曲げ耐力

終局曲げ耐力の検討は、以下の3つの考え方 (計算式) によって行った。

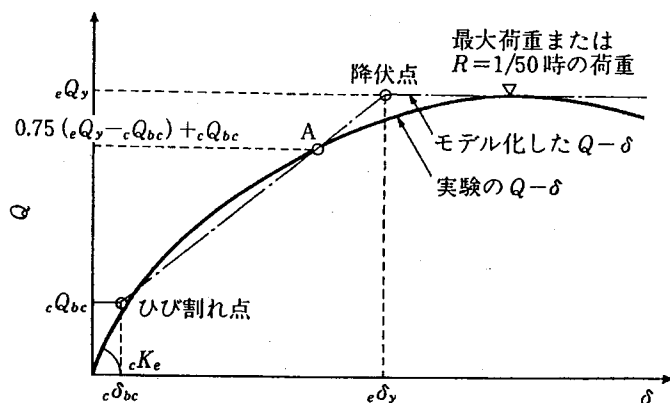
1) 日本建築センター略算式^{4.27)}

$$Mu = 0.9 \Sigma at \cdot \sigma y \cdot d \quad (N \cdot mm) \quad (4.5.1.2)$$

at : 引張鉄筋断面積 (mm^2)

σy : 引張鉄筋の材料強度 (N/mm^2)

d : 梁有効せい (mm)



2) 精算式 1

コンクリートのストレスブロックを A C I 標準の矩形とし、圧縮縁ひずみが 0.3% に達したときの荷重を終局曲げ耐力とする。

3) 精算式 2

コンクリートのストレスブロックを高強度鉄筋分科会提案の形状とし、圧縮縁ひずみが 0.3% に達したときの荷重を終局曲げ耐力とする。

以上の計算式の特徴は、次のようにまとめられる。

- 1) A C I 標準および高強度鉄筋分科会提案のコンクリートストレスブロックを用いた精算式による計算値どうしの差は小さかった。
- 2) 矩形ばりにおいて、略算式は実験値より 1 割程度小さく評価する。精算式は略算式と若干差はあるものの近い値となった。
- 3) T 形ばり (スラブ片側幅をクリアスパンの 0.2 倍以上) において、略算式は、スラブの協力幅を全幅有効とすると実験値より 1 割程度小さく評価し、矩形ばりに適用した場合とほぼ同じ精度であるが、精算式はスラブ協力幅を全幅有効とすると、ほぼ実験値を評価できた。

5) 限界部材角

降伏ヒンジ領域のせん断破壊について検討した。その結果、降伏ヒンジを計画する梁ではヒンジ領域の塑性回転角 R_p を確保するために、降伏ヒンジ領域におけるせん断耐力は柱の変形性能に関する提案式 (4.5.2.3) を満たす必要がある。

6) 等価粘性減衰

曲げ変形が卓越している梁の試験体においては、弾性時の等価粘性減衰は 5~10% 程度に分布し、変形が増大するほど減衰は増加する。変形角 $1/50$ 程度で 10~15% 程度であった。

以上のように梁の復元力特性を検討し、New RC 造部材も通常の R C 造部材とほぼ同様の考え方でそのモデル化が可能であることがわかった。しかしながら、地震応答解析等に用いるフレームモデルでは、復元力特性を曲げバネとせん断バネ等に分離する必要がある場合もあり、これらの研究成果のより詳細な検討が必要である。

手順

- ① 初期剛性 (剛域考慮) cK_e と曲げひび割れ耐力 cQ_{bc} の計算値からひび割れ点を決める。
- ② 最大荷重 (最大荷重が $R=1/50$ 以前に出現した場合) 又は $R=1/50$ 時の荷重を降伏荷重 eQ_y とし、実験時の $Q-\delta$ 上で $0.75(eQ_y - cQ_{bc}) + cQ_{bc}$ となる点を A 点とする。
- ③ A 点とひび割れ点を結んだ延長線と、最大荷重または $R=1/50$ 時の荷重の接線との交点を降伏点 $e\delta_y$ とする。

図 4.5.1.1 復元力特性のモデル化

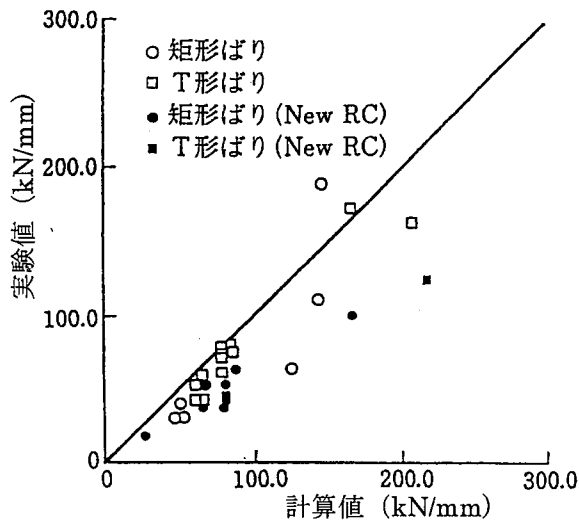


図 4.5.1.2 初期剛性の実験値と計算値

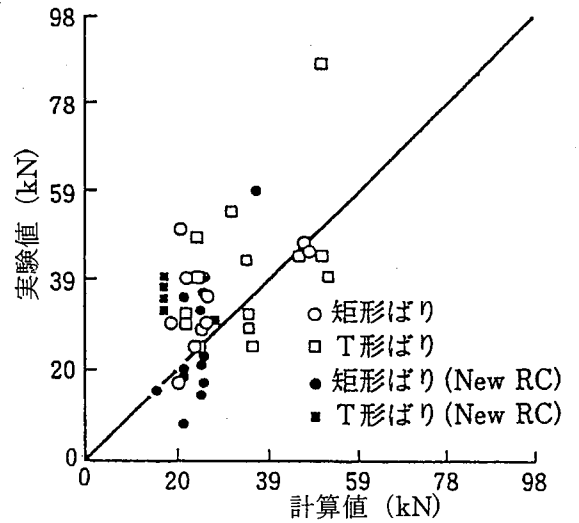


図 4.5.1.3 曲げひび割れ耐力の実験値と計算値

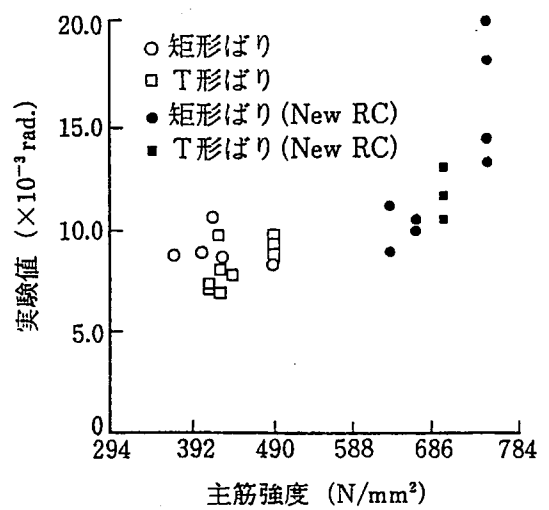
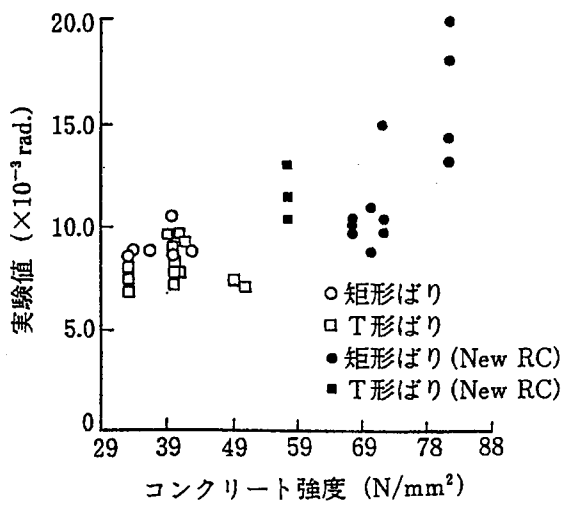


図 4.5.1.4 降伏変形角の実験値

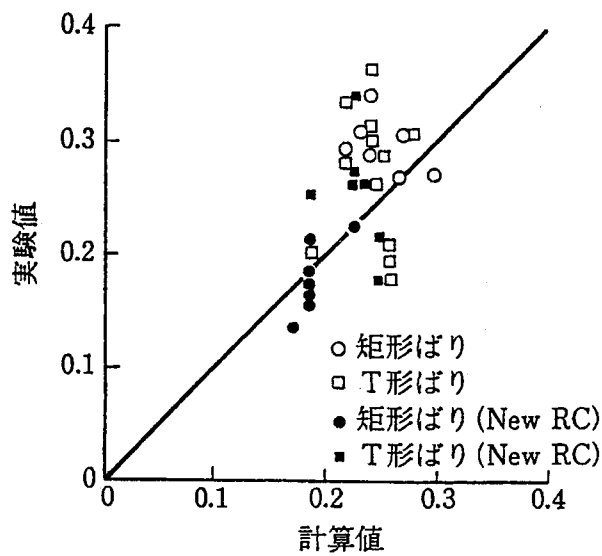
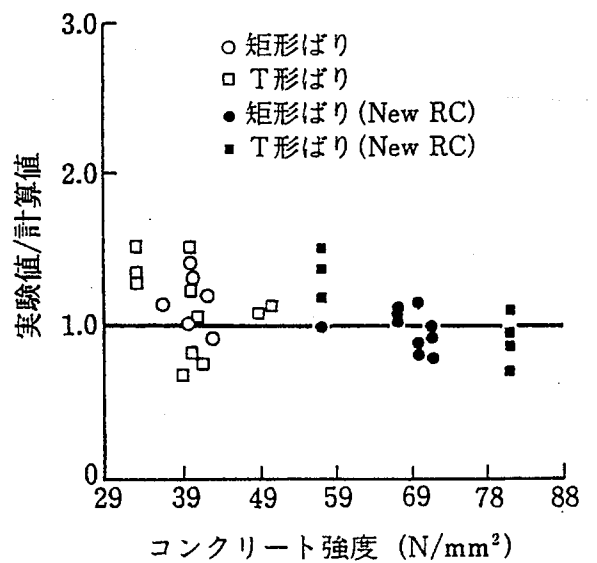


図 4.5.1.5 降伏点剛性低下率 α_y の実験値と計算値



4.5.2 柱の変形性能

曲げが卓越する柱は、引張主筋が引張り降伏する場合には限界部材角が1/50以上となり、十分な変形性能を有することが多い。しかしながら、高軸力による曲げ圧縮破壊、主筋に沿った付着割裂破壊、または曲げ降伏ヒンジ部のせん断破壊が生じる場合には限界部材角が1/50以下となり、早期に破壊することがある。そこでNew RC総プロでは、それぞれの破壊形式における限界部材角の評価方法を検討した。その成果を以下に示す。

1) 高軸方向力による曲げ圧縮破壊

高軸方向力を受けている柱に曲げ応力が作用した場合、変形が進むと、かぶりコンクリートが圧縮応力によりコアコンクリートから剥離し耐力が若干低下するが、その後は圧縮応力側鉄筋および横補強筋で拘束されたコアコンクリートが圧縮応力を支え、変形が進むことができる。しかしながら軸方向応力度が大きく、コンクリート強度が低く、そして横拘束が小さくなるにつれ、圧縮破壊の発生が早まり、変形能力は小さくなる。この曲げ圧縮破壊時の限界部材角と軸方向力の関係を示す式として(4.5.2.1)式が提案されている。

(4.5.2.1)式は、普通強度のコンクリートを用い、曲げ圧縮破壊をした試験体の実験結果を基に、横拘束された柱のコアコンクリート部分の圧縮強度に対するコア断面に作用する軸応力度を指標にして、限界部材角の下限値を与えるものである。(4.5.2.1)式はNew RC総プロでの実験結果にも適用可能である。

$$Ru = (0.5 - \eta) / 7 \quad (\text{rad}) \quad (4.5.2.1)$$

$$Ru \leq 0.04 \text{ rad}$$

$$\eta = N / (Ac \cdot f'c)$$

$$f'c = Fc \cdot (1 + Ca \cdot pw \cdot \sigma_{wy} / Fc) \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$Ca = 4.41 \alpha \cdot \beta (1 - 1.24S/D)$$

Ru : 限界部材角 (rad)

N : 軸力 (N)

Ac : コア断面積 (mm²)

Fc : $\sigma_B \times 0.85$ (N/mm²)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

pw : 帯筋比

σ_{wy} : 帯筋の降伏強度 (N/mm²)

α, β : 中子筋の本数(n)による補正係数

n	0	1	2	3
α	0.700	0.775	0.850	0.925
β	0.657	0.911	0.948	0.964

S : 帯筋の間隔 (mm)

D : 柱せい (mm)

2) 主筋に沿った付着割裂破壊

主筋に沿った付着割裂破壊によって決定される限界部材角を評価する指標として、作用する付着応力度を付着強度で除した付着強度指標が考えられる。付着応力度を算定する際には、主筋は両端において降伏応力度に達しているとし、付着長さは柱の全長から柱の有効せいを差し引いた長さとする方法が学会終局強度指

針^{4.4)}にある。New RC総プロでは、学会終局強度指針と同様の考え方に、高軸力を受ける柱の場合の付着長さを軸力の大きさとともに短くするという考え方を加えた提案((4.5.2.2)式)がなされている(文献4.28)。

$$\tau_f = db \cdot (2\sigma_y) / (4 \cdot Lb) \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.5.2.2)$$

$$Lb = l - d - d \cdot \gamma \quad (\text{mm})$$

$$\gamma = \alpha \cdot N / (b \cdot D \cdot \sigma_B) \leq 1 \quad (\alpha = 3)$$

db · σ_y : 主筋の径(mm)と降伏応力度 (N/mm²)

Lb : 付着長さ(mm)

l, D, d, b : 試験体の全長、全せい、有効せいおよび幅 (mm)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

N : 軸方向力(N)

付着強度に対して多くの算定式が提案がなされている(文献4.4、4.29、4.30)。文献4.29)による付着強度指標と限界変形角の関係を図4.5.2.1に示すが、付着強度指標と限界変形角を関係式として表現するには、実験データのばらつきが大きい。そこで設計的には、ある変形性能、例えば変形角で1/50以上を確保するための付着強度指標の上限値(例えば0.8)を示す方が有効である。

3) 曲げ降伏ヒンジ部のせん断破壊

曲げ降伏ヒンジ部のせん断破壊時変形角を評価するための式として、New RC総プロで新しく提案された(4.5.2.3)式で検討した。この提案式は学会終局強度指針に示されているA法の靱性評価法と類似のものである。学会終局強度指針A法との相違点は、コンクリート圧縮強度有効係数の与え方、cot ϕ の採り方およびせん断補強筋強度の制限値の3点である。本提案式の精度検証結果を図4.5.2.2に示す。結果としては、実験より得られた限界変形角は、提案式より推定された限界変形角より大きく、提案式は安全側の評価を与えている。

$$Q = b \cdot jt \cdot pw \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \alpha \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B \quad (\text{N}) \quad (4.5.2.3)$$

$$\text{ただし、} Q \leq b \cdot jt \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (\text{N})$$

$$\sigma_{wy} \leq 125 \sqrt{v_0 \cdot \sigma_B} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{ここに、} \alpha = \{ \sqrt{1 + (L/D)^2} - L/D \} / 2$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot pw \cdot \sigma_{wy} / (v \cdot \sigma_B)$$

ただし、 β の算定に限りcot ϕ はヒンジ領域外の値を、pw · σ_{wy} はヒンジ領域の値を用いる。

$$v_0 = 1.7 \cdot (1 + 2n) \cdot \sigma_B^{-1/3} \leq 1.0$$

ここで、 v_0 はヒンジ領域におけるトラス機構のコンクリート圧縮束材の材軸となす角度 ϕ とコンクリート圧縮強度有効係数 v の値)

$$\cot \phi = \min(A, B, C) \geq 1.0$$

$$A = 2.0 - 3n - 50Rp \quad (0 < Rp \leq (1 - 3n) / 50)$$

$$= 1.0 \quad ((1 - 3n) / 50 < Rp)$$

$$B = jt / (2 \cdot \alpha \cdot D)$$

$$C = \sqrt{v \cdot \sigma_B / (pw / pwy) - 1.0}$$

$$v = (1.0 - 15Rp) v_0 \quad (0 < Rp \leq 0.05)$$

$=0.25 \nu_0$
 ここで、 b 、 D 、 L ：柱幅、柱せい、柱の長さ (mm)
 jt ：主筋間隔 (多段配筋の場合は鉄筋の塑性重心間距離) (mm)
 n ：無次元化軸力 ($n=N/(b \cdot d \cdot \sigma_B)$)

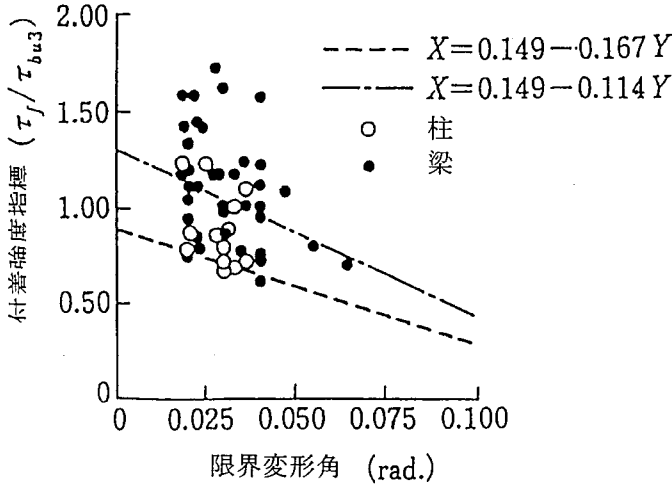


図 4.5.2.1 付着強度指標と限界部材角

p_w ：せん断補強筋比
 R_p ：ヒンジ領域の塑性回転角 (rad)
 σ_B ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)
 σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏点 (N/mm²)

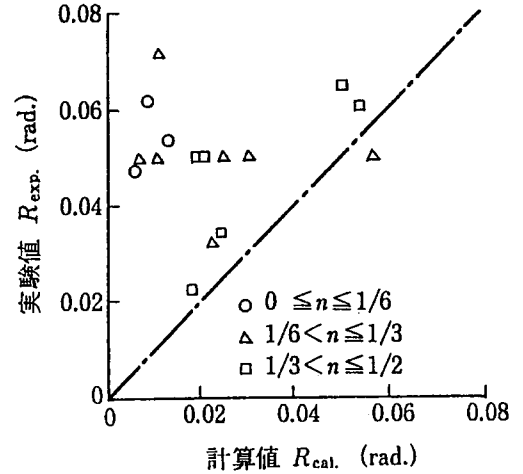


図 4.5.2.2 変形能力予測精度の検証結果

4.5.3 梁及び柱のせん断耐力

鉄筋コンクリート造梁および柱部材のせん断耐力の評価には、学会終局強度指針で示されているように、トラスモデルとアーチモデルを組み合わせた評価式が従来の実験式と比較してより合理的な式として提案されている。New RC 総プロでは、普通強度の鉄筋コンクリート造部材から高強度の New RC 造部材まで適用可能なトラスモデルとアーチモデルによる梁のせん断耐力評価式を検討した。

せん断耐力式として9種類の式について検討を行ったが、ここでは、比較的精度のよかったせん断式 (学会終局強度指針^{4.4)}に示されているA法に、コンクリート有効係数としてCEB-MC90 (1988ドラフト)の提案式を用い、さらに軸力を考慮したせん断耐力式)について示す。(4.5.3.1)式は柱のせん断耐力式としても提案された式である。

$$Q = b \cdot jt \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \alpha (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu_0 \cdot \sigma_B \quad (\text{N}) \quad (4.5.3.1)$$

ただし、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ が $\nu_0 \cdot \sigma_B / 2$ を超える場合は、

$$p_w \cdot \sigma_{wy} = \nu_0 \cdot \sigma_B / 2 \text{ とする。}$$

$$\sigma_{wy} \leq 125 \sqrt{\nu_0 \cdot \sigma_B}$$

$$\text{ここに、} \alpha = \{ \sqrt{1 + (L/D)^2} - L/D \} / 2$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} / (\nu_0 \cdot \sigma_B)$$

$$\nu_0 = 1.7 (1 + 2n) \cdot \sigma_B^{-1/3} \leq 1.0$$

$$\cot \phi = \min (A, B, C) \geq 1.0$$

$$A = 2.0 - 3n$$

$$B = jt / (2 \cdot \alpha \cdot D)$$

$$C = \sqrt{\nu_0 \cdot \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy})} - 1.0$$

ここで、 b ：柱幅(mm)、 D ：柱せい(mm)

jt ：主筋間隔 (多断配筋断面の場合は塑性

重心間距離) (mm)

L ：柱長さ(mm)

n ：無次元化軸力 ($n=N/(b \cdot D \cdot \sigma_B)$) (圧縮力正)

p_w ：せん断補強筋比

ν_0 ：コンクリート圧縮強度有効係数

σ_B ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

ϕ ：トラス機構におけるコンクリート斜め圧縮束材の材軸となす角度

せん断耐力実験値 Q_{exp} 、(4.5.3.1)式によるせん断耐力計算値 Q_s および曲げ耐力計算値 Q_f の関係を図4.5.3.1に示す。この場合の主筋間隔 jt は主筋重心間としている。その結果、(4.5.3.1)式をはじめ、検討した各理論式は平均的に精度がよいといえる。特に、(4.5.3.1)式は、基になった学会終局強度指針A法に対して新しいコンクリート圧縮強度有効係数の提案式を用いているため、コンクリート強度の高い範囲の精度が向上している。

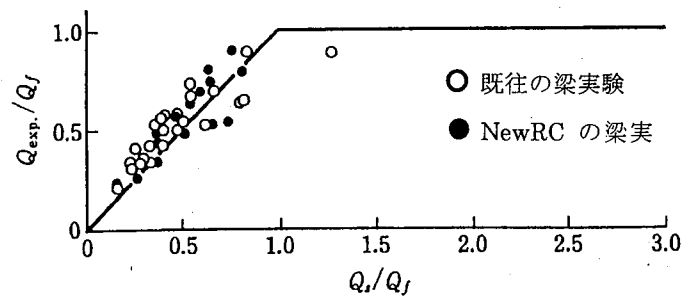


図 4.5.3.1 梁部材によるせん断耐力式 (4.5.3.1)の精度検証

4.5.4 曲げ降伏型耐震壁の耐力

曲げ降伏型の耐震壁の重要な耐力として、側柱の主筋が降伏したときの耐力と、荷重が最大に達したときの耐力がある。New RC 総プロでは、耐震壁の引張側柱脚部の全主筋が降伏したときの耐力を曲げ降伏時耐力と、そして耐震壁の危険断面における曲げモーメントが最大値に達するときの耐力を曲げ耐力として定義し、検討した。図 4.5.4.1 に、高強度材料を使用した曲げ降伏型耐震壁の実験の荷重-変位関係^{4,15)}を示す。耐震壁の復元力特性のモデル化において、引張側柱主筋すべてが降伏した点は概ね荷重-変位関係の降伏点とみなしてよいと考えられる。

1) 曲げ降伏時耐力

耐震壁の曲げ降伏時耐力は、断面力の釣合条件およびひずみの適合条件に基づいて、引張側柱の全主筋が降伏するときの耐力として評価する。ただし、断面形状、配筋および外力条件等が著しく変則的でないと判断されるような場合には、略算式 (4.5.4.1) により耐震壁の曲げ降伏時耐力を評価できる。

$$M_y = (0.8T_y + 0.2wT_y + 0.5N(1 - \sigma_o / \sigma_B)) \cdot L \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.5.4.1)$$

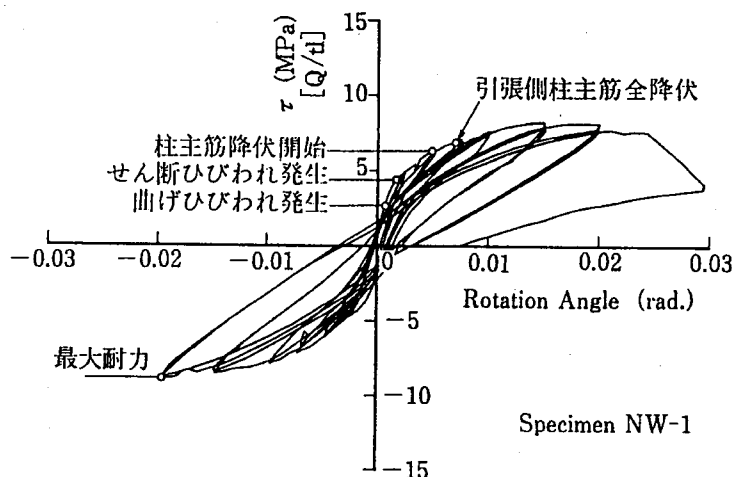


図 4.5.4.1 曲げ降伏型耐震壁のせん断応力と部材角の関係

4.5.5 柱梁接合部のせん断耐力

New RC 造建築物では、高強度の材料を用いることにより柱および梁の断面を小さくすることが可能である。その結果としては柱梁接合部は小さくなり、通常の鉄筋コンクリート造では問題とならなかった柱梁接合部の検討が必要になってきた。New RC 総プロで提案された柱梁接合部のせん断破壊防止の設計法は、下界応力場を用いた塑性理論により導かれたものである。以下では、そのモデルの仮定と設計法を示す。

1) 平面柱梁接合部の下界応力場

ストラットとタイの方法を用いて、柱梁接合部に作用する外力と内力との力の釣合い条件が満たされ、か

- T_y : 引張側柱の全主筋の降伏強度 (N)
- wT_y : 耐震壁の全縦筋の降伏強度 (N)
- N : 耐震壁に作用する軸力 (N)
- L : 耐震壁の全せい (mm)
- σ_o : 耐震壁に作用する軸応力度 (N/mm²)
- σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

2) 曲げ耐力

耐震壁の曲げ耐力は、断面力の釣合条件およびひずみの適合条件に基づいて、圧縮縁のコンクリートひずみが 0.3% に達するときの耐力として評価することを原則とする。ただし、断面形状、配筋および外力条件等が著しく変則的でないと判断されるような場合には略算式 (4.5.4.2) により耐震壁の曲げ耐力を評価できる。実験値との比較を図 4.5.4.2 に示す。

$$M_u = (0.9T_y + 0.4wT_y + 0.5N(1 - \sigma_o / \sigma_B)) \cdot L \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.5.4.2)$$

記号は (4.5.4.1) 式と同じ。

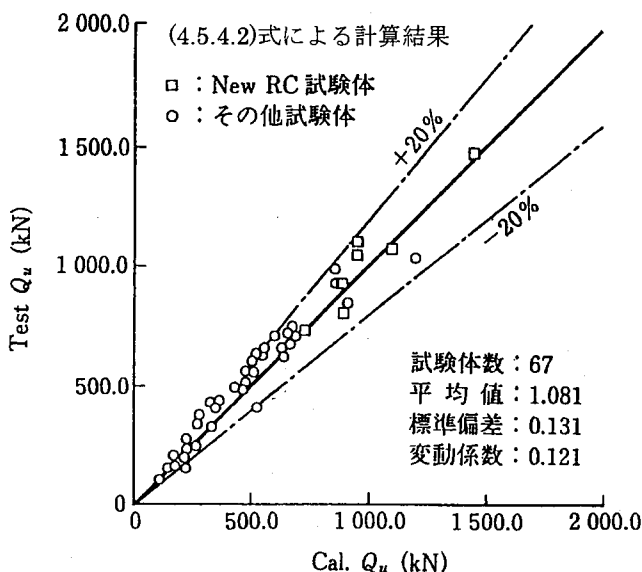


図 4.5.4.2 曲げ耐力に関する実験値と計算値の比較

つ、すべての位置で内力が材料の降伏条件に達しない応力場（静的許容応力場）を組み立てる。柱と梁の主筋の強度が無限に大きいと仮定し、さらに塑性理論の下界定理を適用して柱や梁に作用するせん断力が最大となる条件を求める。この時のせん断力よりも、梁降伏（または柱降伏）によって決まる時のせん断力が小さい場合には、梁降伏（または柱降伏）が先行し、柱梁接合部のせん断破壊は生じないことになる。十字形柱梁接合部の静的許容応力場を図 4.5.5.1 に示す。梁と柱の圧縮ゾーンから接合部に伝えられる圧縮力とせん断力は接合部の主対角点に集まり接合部パネル内に主ストラットを形成する。ト形柱梁接合部にも十字形柱梁接合部と同じようにストラットとタイのモデルが

適用できる。

2) コンクリートの有効圧縮強度

コンクリートの有効圧縮強度は、高強度コンクリートにまで拡張して適用できると考えられる CEB-MC90 (1988 ドラフト) の提案式を基本とする。さらに高強度主筋を用いると接合部最大せん断耐力が低下すること、および直交ばりの効果によって接合部最大せん断耐力が増大することが認められた。したがって、これらの効果を適切に設計法に取り入れることとした。下界定理を用いたこのモデルでは、これらの効果をコンクリートの有効強度の変化として考慮することとし、(4.5.5.1)式の強度低減係数 a_1 、強度上昇係数 a_2 を設けた。

3) 設計法(文献 4.22)

地震力による水平荷重に抵抗する梁降伏型骨組の十字形およびト形の柱梁接合部に定着される梁主筋量(通し配筋も含む)は、梁降伏前に接合部破壊が生じることを防止するため、接合部破壊指標 J が次の条件(4.5.5.1)式を満たすようにする。この式は表 4.4.2.1 の式を改良したものである。

$$J = \left\{ \frac{\sum (a_t \sigma_y)}{D \cdot b_{eq} \cdot v \cdot \sigma_B} \right\} (1 + \alpha) < 1.0 \quad (4.5.5.1)$$

$\sum a_t \sigma_y$: 柱梁接合部内に定着される梁の引張鉄筋の断面積の総和 (mm^2)、及び降伏点 (N/mm^2)

D : 梁せい (mm)

b_{eq} : 接合部の有効幅 (mm)

$v \cdot \sigma_B$: コンクリートの有効圧縮強度 (N/mm^2)

$$v \cdot \sigma_B = a_1 \cdot a_2 \cdot 1.70 \sigma_B^{0.667}$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

a_1 : 高強度鉄筋を使用した場合の強度低減係数

$$a_1 = 1 - 0.18(\sigma_y - 343)/343$$

a_2 : 直交部材の拘束効果による強度上昇係数

$$a_2 = 1 + 1.6(pw \cdot \sigma_{wy} + pg \cdot \sigma_{ty}) / \sigma_B$$

pw, σ_{wy} : 接合部内の横補強筋比、降伏点 (N/mm^2)

pg, σ_{ty} : 直交梁内の主筋比、降伏点 (N/mm^2)

α : 付着係数

$$\alpha = 0 \quad [\mu \leq 10]$$

$$\alpha = (\mu - 10)/10 \quad [10 < \mu \leq 20]$$

$$\alpha = 1 \quad [20 < \mu]$$

$$\mu = (\sigma_y \cdot d_b) / (0.31 \sqrt{\sigma_B} D_c)$$

d_b : 梁の引張鉄筋の公称直径 (mm)

D_c : 柱せい (mm)

また構造規定として、柱梁接合部内の最小必要横補強筋量を 0.2% とする。この考え方は、ト形柱梁接合部にも適用できる。

D : 梁せい

v : コンクリート強度低減係数

σ_B : コンクリート圧縮強度

α : 梁の通し主筋の付着力伝達性能の指数 (0-1)

P_1 が最大となる条件

$$\frac{\alpha T_1 + T_2}{b v \sigma_B} = \frac{D}{2}$$

P_2 が最大となる条件

$$\frac{T_1 + \alpha T_2}{b v \sigma_B} = \frac{D}{2}$$

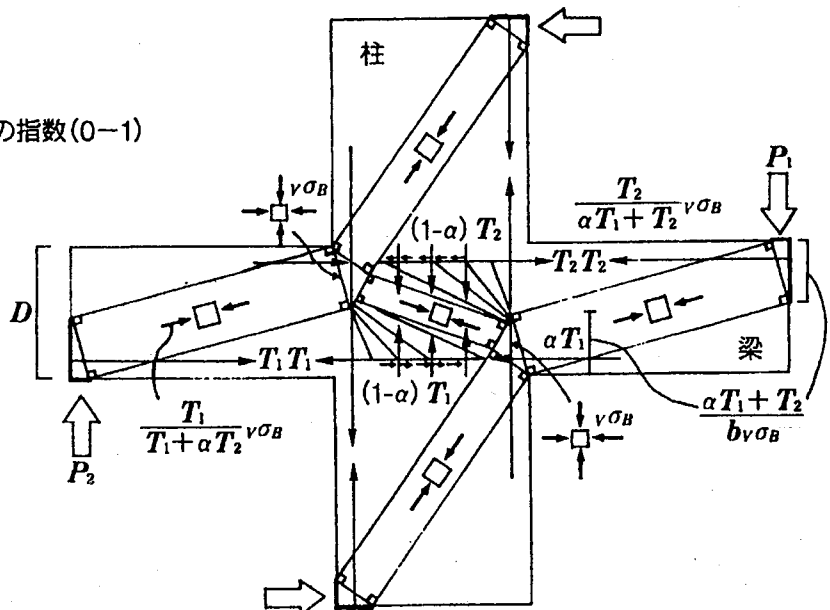


図 4.5.5.1 十形柱梁接合部のストラット・タイによる静的許容応力場

4.5.6 1階柱基礎梁接合部の鉛直軸力支持性能

鉄筋コンクリート構造ではある程度高層となると、下層部の柱は負担軸力の増大に比べて断面の増大が抑えられる傾向にある。結果として下層部ほど高強度のコンクリートが用いられることが多い。一方、基礎梁を含めて基礎のコンクリートの強度は相対的に低く抑えられる傾向にある。そのため、基礎梁と柱の境界において、コンクリート強度の不連続が生じることが多い。基礎梁のコンクリート強度が直上の柱のコンクリ

ート強度より低い場合、柱軸耐力が基礎梁との接合部の耐力で決まってしまう場合が生じる。この原因は柱と基礎梁のコンクリート強度差のほかには柱基礎梁部の平面形状の影響が大きい。基礎梁の平面形状がL形の試験体の柱に鉛直力を加えた実験の結果を図 4.5.6.1 に示す。これらの実験結果を基に検討し、柱基礎梁接合部の設計法を提案した(文献 4.31)。以下に設計上留意すべき点について示す。

1) 支圧応力

柱の曲げ圧縮部に基礎梁が曲げ応力の方向に連続する場合については、柱と基礎梁のコンクリート圧縮強度差による問題は少ないが、平面形がL形やT形の基礎梁で曲げ応力の方向に連続しない側については基礎梁部の支圧強度を検討する必要がある。

2) 支圧応力に直交する割裂応力

コンクリートは局部的に強い圧縮力（支圧）を受けると、その圧縮力の作用方向と直交する引張応力が発生する。柱脚部直下に起こる引張応力は割裂応力、柱近傍の基礎梁上面に生じる引張応力は、はく裂応力と呼ばれている。この二つの応力とも十形、T形、そしてL形の平面形状になるにつれ、大きくなる傾向があるので注意が必要である。これらの検討には、文献

4.32) の定着部支圧に関する資料を参考にするとよい。十形の場合は、基礎梁部のコンクリート圧縮強度が直上柱のコンクリート圧縮強度の1/3程度でも特に問題となることはないと思われる。

3) 柱基礎梁接合部の補強

柱のコンクリート強度と基礎梁のコンクリート強度の差が、建築物の構造性能に大きな影響をおよぼさなため基礎梁の構造方法を以下に示す。

- 1) 基礎梁の幅を増す。
- 2) 外側へ跳ね出し基礎梁（基礎梁せいの1/3程度）を設ける。
- 3) 割裂応力に対しては、PC 規準に準じた補強筋を配筋する。
- 4) 基礎梁のコンクリート強度を上げる

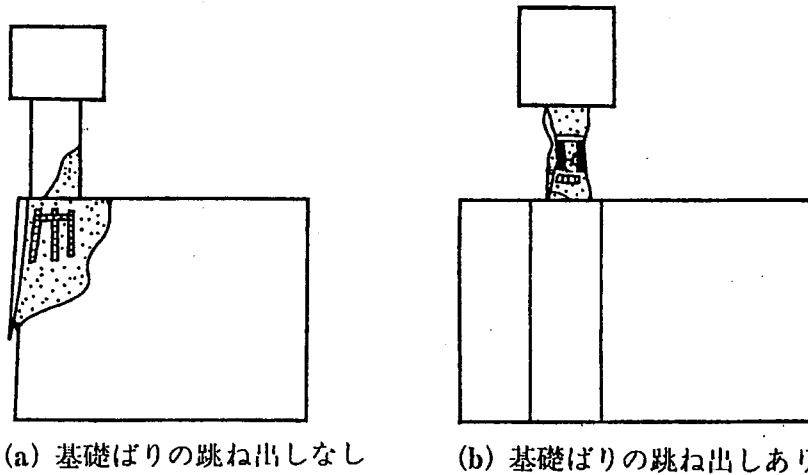


図 4.5.6.1 平面形状がL形で高強度コンクリートの柱と普通強度コンクリートの基礎梁の試験体の破壊状況

4.6 おわりに

New RC 総プロの構造性能分科会では、高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造部材の構造性能評価手法を検討した。できるだけ合理的な考え方を提案し検討を進めてきたが、降伏変形角、限界変形角、および二方向加力の影響等、十分な合理性と精度を有した提案までには至らなかった部分も残った。これらの残った部分は、New RC 総プロ以後の研究に期待したい。

参考文献

- 4.1) 角、張、飯塚：高強度鉄筋コンクリートレベルをも包含する RC 部材の付着割裂強度算定式の提案、コンクリート工学論文集、第3巻第1号、pp. 97-108、1992。
- 4.2) 森田、藤井、栗林、森本：鉄筋コンクリート短柱の付着割裂破壊についての検討(その1、その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 2101-2104、1983.9
- 4.3) 荒井、藤沢、上之蘭、泉田、五十嵐：はりの曲げ性能に対するスラブの効果に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 251-252、1991.9
- 4.4) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針、日本建築学会、1990.10
- 4.5) 青山、日比、小谷：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の変形性能に関する研究(その1 曲げせん断実験とその結果の概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 571-572、1992.8
- 4.6) 境有紀：横拘束された高強度コンクリートの構成

- 則、コンクリート工学年次論文報告集、第 13 巻第 2 号、pp. 43-48、1991. 6
4. 7) 栗原、村田、薬研地、今西、上之菌、平石：二方向の変形を受ける柱の曲げ性能に関する研究（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 187-188、1991. 9、pp. 373-374、1992. 8
4. 8) 村田、栗原、薬研地、上之菌、平石：高強度鉄筋コンクリート造柱の縦割れに関する検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 155-156、1991. 9
4. 9) 平石、他：高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状（その 1-6）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 757-758、1990. 10
4. 10) 平石、他：高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状（その 1-2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 845-848、1990. 10
4. 11) 谷口、南本、桑田、南：600kgf/cm² 級の高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱のせん断破壊性状（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 637-640、1992. 8
4. 12) 若林、南：コンクリート系構造部材のせん断強度について、京都大学防災研究所年報、第 24 号 B-1、pp. 245-277、1981. 4
4. 13) 榎本、下垣内、渡辺、六車：高強度コンクリートを用いた梁のせん断強度と靱性、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 713-714、1992. 8
4. 14) 五味、壁谷澤、倉本、松本：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の曲げ性能に関する研究（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 341-344、1992. 8
4. 15) 壁谷澤、松本：高強度鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ性能に関する実験的研究、第 8 回日本地震工学シンポジウム、pp. 1353-1358、1990
4. 16) 田中、平石、加藤、福山、今西、村田：二方向変形を受ける高強度 RC 造耐震壁の変形性能に関する実験研究（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 373-376、1992. 8
4. 17) 柳沢、狩野、上出、高木、山本、中川：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート耐震壁のせん断性能（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 347-350、1992. 8
4. 18) 柏崎、北山、野口：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の梁主筋付着性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 263-264、1992. 8
4. 19) 村上、山田、藤井、森田：高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 619-622、1991. 9
4. 20) 柏崎、野口：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 577-578、1991. 9
4. 21) 坪崎、塩原、岡、古川：二方向積荷を受ける直交ばり付き柱・はり接合部のせん断性能（その 1、その 2、その 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 877-882、1993. 9
4. 22) 小河原、塩原、岡：高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造接合部の耐震設計法（その 8）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 601-602、1991. 9
4. 23) 沢田、城、牧部、三浦、後藤、柴田：高強度材料を用いた RC 造外部柱梁接合部のせん断抵抗性能について、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 197-200、1992. 8
4. 24) 三浦、城、鬼塚、柴田、後藤：高強度コンクリートを用いた外部柱梁接合部のせん断破壊性状について、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 391-394、1990. 10
4. 25) 牧部、城、三浦、柴田、後藤：高強度材料を用いた RC 造外部柱梁接合部のせん断抵抗性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 641-644、1991. 9
4. 26) 宮本、野村、衣笠：高強度コンクリート 1 階柱に及ぼす基礎梁コンクリート強度の影響に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 621-622、1992. 8
4. 27) 構造計算指針・同解説、日本建築センター、1988 年版
4. 28) 村上、加藤：高強度材料を用いた RC 柱の曲げ性能の評価に関する研究（その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 213-314、1991. 9
4. 29) 角・張・他 2 名：高強度コンクリートレベルをも包含する RC 部材の付着割裂強度算定式の提案、コンクリート工学論文集、第 3 巻第 1 号、1992. 1
4. 30) 前田、小谷、青山：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の提案、構造工学論文集、Vol. 38 B、pp. 293-306、1992. 3
4. 31) 野村、衣笠、宮本、古市：高強度コンクリート 1 階柱に及ぼす基礎梁コンクリート強度の影響に関する研究（その 2、その 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 883-886、1993. 9
4. 32) プレストレスコンクリート設計施工規準・同解説、日本建築学会編、1998. 11