

論文 [2092] 超高層 RC 骨組の耐震性能確認実験

丸田 誠*¹・別所佐登志*¹・中村 雅彦*¹

1. はじめに

近年、RC材料の高強度化について多くの研究・開発が行われている。一方、高層RC建物の需要も増加し、40階を超える高層建物も計画されるようになった。このような建物への適用を目的に高強度RC材料を用いた高層RC骨組の実験的研究も近年行われているが、^{1)~5)}今回、50階程度の高層RC建物の建築計画に様々な形状を有する骨組を対象として、特に耐震性能の確認を主眼とした実験を行った。各種骨組の耐力・変形性状の確認、既往の終局強度式等での検討を通し、高強度材料を使用した超高層RC建物の設計データの蓄積を目的とした。

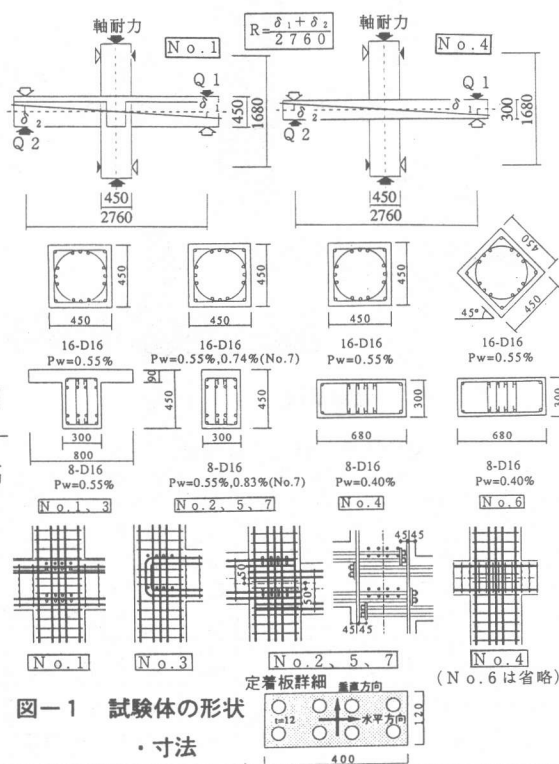
2. 実験計画

2.1 試験体

代表的な試験体の形状・寸法を図-1に、試験体形状の一覧及び断面詳細を表-1に示す。試験体は実物の約1/2縮尺模型7体であり、No.1, No.3の十字型、ト型試験体にはスラブ(T型ばりの効果)・直交ばり(1D長)を設けた。No.3は、はり主筋をU型定着した。No.2, No.5, No.7は、建築計画に上段差を有する骨組であり、はり主筋は接合部内で定着板で端部定着される。この定着板は、はりの片側主筋(2段8本)毎に止める様に設計した。No.2は直交ばり(1D長)を有し、No.5は直交ばりを無しとしその影響を確認する。No.7は接合部の耐力確認のため、直交ばり無しではり主筋にUSD685を用い接合部への入力を大きくした。No.4, No.6は、外周骨組であり眺望を考慮した、偏平ばり骨組である。No.6は、建物の平面形状が円・楕円といった場合にも対応できるように、平面的に柱をはりに対して45°傾斜させた。基本的にNo.7試験体を除き、超高層RC建物の設計⁶⁾で行われているはりの曲げ降伏耐力に対しての各部材毎の余裕度を確保する様に試験体の設計を行った。各試験体とも、主筋にはSD490、横補強筋にはUSD785を用い、コンクリート強度は試験時目標 $\sigma_c = 600 \text{ kgf/cm}^2$ とした。ただし、偏平ばり(No.4, No.6)の横補強筋にはSD295, No.7の主筋にはUSD685を用いた。使用材料の力学的性質を表-2に示す。コンクリートは、水セメント比38%、細骨材率46%とし高性能A/E減水剤を用いて調合した。なお、粗骨材の最大粒径は13mm(6号砕石)とした。

2.2 加力方法及び計測方法

加力は一定柱軸力を作用させた後、左右のはり端部に逆対称荷重を加えた。変形制御により、層間変形角 $R=1/400 \text{ rad}$ で1サイクル、 $1/200, 1/100, 1/50, 1/20 \text{ rad}$ で各2サイクルの繰り



* 1 鹿島 技術研究所 (正会員)

返し加力を行った。内柱を対象としたNo.1, No.2, No.5, No.7試験体には長期軸力 N_L ($0.2cNu : 235tf$, cNu : 柱の軸耐力計算値)を想定し作用させた。外柱を対象としたNo.3, No.4, No.6試験体では、試験体の安定を計るため10tfの柱軸力を導入した。

変形の計測は、はり端変形、軸方向変形、変形成分を分離するための接合部及び柱変形等について行った。鉄筋のひずみ計測は、危険断面位置の主筋及び主要点の横補強筋についてW.S.G.で行った。

3. 実験結果

3.1 実験経過及び荷重-変形関係

実験結果を一覧として表-3に示す。No.1, No.5, No.6と接合部破壊が生じたNo.7の最終状況を写真-1に示す。各試験体のはり端せん断力-はり端変形関係 ($Q-\delta$ 関係)を図-2に示す。この図中にACI R C規準解説による方法で計算した骨組スケルトンカーブを併記した。No.7を除きはりの曲げ降伏が先行する結果となったが、最大耐力実験値は、はりの

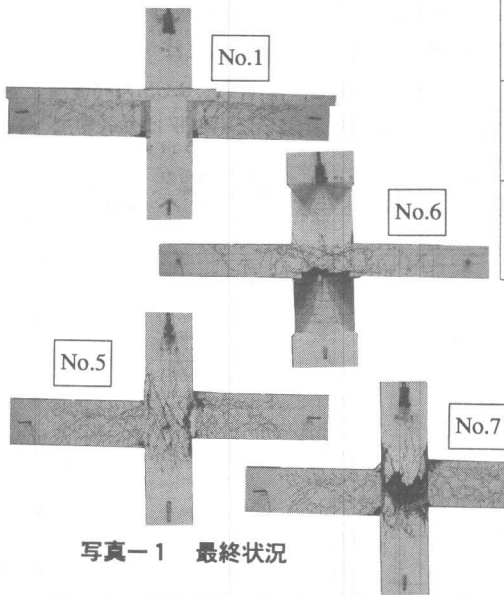


写真-1 最終状況

表-3 実験結果一覧 (はり端せん断力)

(正荷重時、但し最大耐力は正負両方向より判断 単位: tf)

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7
はり	曲げひび割れ	5.0	5.0	4.0	2.0	4.0	3.0
	せん断ひび割れ	19.0	16.5	15.0		17.8	15.7
	主筋降伏 (一役目)	32.3	30.5	29.6	17.3	31.2	18.5
	主筋降伏 (二役目)	35.8	35.2	35.9		37.4	46.4
柱	コンクリート圧壊	40.2	34.0	38.9	21.0	34.6	23.3
	曲げひび割れ	19.0	20.9	16.1	9.5	38.6	11.5
接合部	主筋降伏			42.3			
	せん断ひび割れ				12.9	23.5	16.7
	最大耐力	45.4	39.9	45.3	22.1	40.9	23.3

注) ・破壊モードはNo.7のみ接合部せん断破壊 (破壊) で、他ははりの曲げ破壊 (B破壊) であった。

表-1 試験体の形状及び断面詳細一覧

試験体 No.	形状	柱	はり ^{*1}	接合部
①		$b \times D$ = 450 × 450	$b \times D$ = 300 × 450 ・主筋 8-D19(SD490)	フープ筋 2-D8(USD785) $P_w=0.18\%$ 直交ばり 300 × 450
②		・主筋 16-D19(SD490) $P_g=2.26\%$	<1・2段筋 合せて> $P_t=1.70\%$ ・補強筋 4-D8(USD785) @120 $P_w=0.55\%$	フープ筋 2-D8(USD785) $P_w=0.11\%$ 直交ばり 300 × 450
3		・補強筋 角フープ 丸フープ	4-D8(USD785) @80 $P_w=0.55\%$	フープ筋 2-D8(USD785) $P_w=0.18\%$ 直交ばり 300 × 390
4		4-D8(USD785) @80 $P_w=0.55\%$	$b \times D=680 \times 300$ ・主筋 6-D19(SD490) ・補強筋 6-D6(SD295)@70	フープ筋 2-D8(USD785) $P_w=0.18\%$
⑤		No.7のみ @=60 $P_w=0.74\%$		No.2と同じ 直交ばり無し
6				No.4と同じ No.4と同じ
⑦				・主筋 USD685 ・補強筋 @80 他はNo.2と同じ

注) *1: はりの危険断面から1.5Dをヒンジゾーンとし、それ以外の P_w は表中の値の1/2

*2: ○は軸力 $N_L=235\text{ton}$ ($0.2cNu:cNu$ 柱のACIによる軸耐力計算値)

表-2 使用材料の力学的性質

○コンクリート

試験体	圧縮強度 σ_B (kgf/cm^2)	弾性係数 ^{*1} ($\times 10^4 \text{kgf/cm}^2$)	割裂強度 (kgf/cm^2)
No.1	706	3.79	41.0
No.2	698	3.77	35.0
No.3	684	3.38	38.0
No.4	656	3.58	37.0
No.5	665	3.65	43.0
No.6	688	3.72	37.0
No.7	649	3.62	41.0

*1: 各値は3本の平均

*2: 各値は実験時現場封緘養生の値

*3: $\sigma_B/3$ 時の割裂剛性の値

○鉄筋

種類	降伏点 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	弾性係数 ($10^4 \times \text{kgf/cm}^2$)	伸び (%)
SD490(D19)	5150	6940	1.89	17.8
SD685(D19)	7460	9360	2.11	11.0
SD785(D8)	8140 ^{*2}	10000	2.16	9.0
SD290(D8)	3880	4770	2.00	20.7
SS400 ^{*1} (#400×長さ120×厚さ12)	2540	4210	2.30	32.7

*1: JIS 1号試験片による。No.2の定着板に使用。

*2: 0.2%オフセット値

曲げ降伏計算値を上回っている。また、No.7を除き最大耐力が確認できたのは $R=1/20$ rad 載荷時であった。高層RC設計時の動的解析での許容層間変形 $R=1/200$ (レベルⅠ), $1/100$ rad(レベルⅡ)での繰り返しではいずれの試験体でも安定した履歴性状が得られた。

1) No.1, No.3 試験体 (直交ばり・スラブ付き)

No.1, No.3では、スラブ筋の影響も考慮し曲げ耐力の算定を行った。No.1, No.3とも、最大耐力は、はりの曲げAIJ略算式での算定値より3割程大きな値となり、T型ばりの効果が大きく現われた。但し、はりの2段筋の降伏とAIJ略算式での算定値はほぼ一致した。計算骨組スケルトンカーブとの比較からは、初期剛性は計算値とほぼ一致しているが、はりの曲げひび割れ発生以降計算結果が若干高めの剛性となっている。

両試験体とも、 $R=1/20$ までの大変形まで安定した挙動を示した。接合部部分は、殆どひび割れも発生せず健全であった。特に、はりの2段筋共U型定着を行ったNo.3では、その定着性状が良好であることが確認された。

- | | |
|--------------|-------------|
| ● 曲げひび割れ | ◆ 二段筋降伏 |
| ▲ セン断ひび割れ | 田 柱主筋降伏 |
| △ パネルセン断ひび割れ | × 接合部横補強筋降伏 |
| ■ 柱曲げひび割れ | ○ 最大耐力 |
| ◇ 一段筋降伏 | --- 復元力特性 |

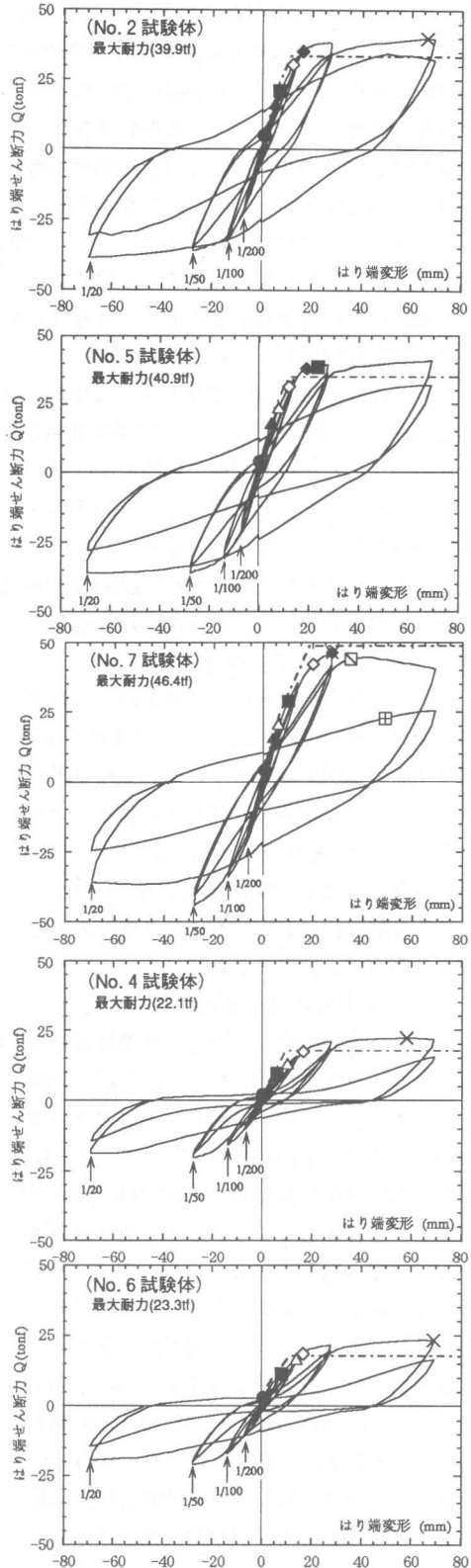
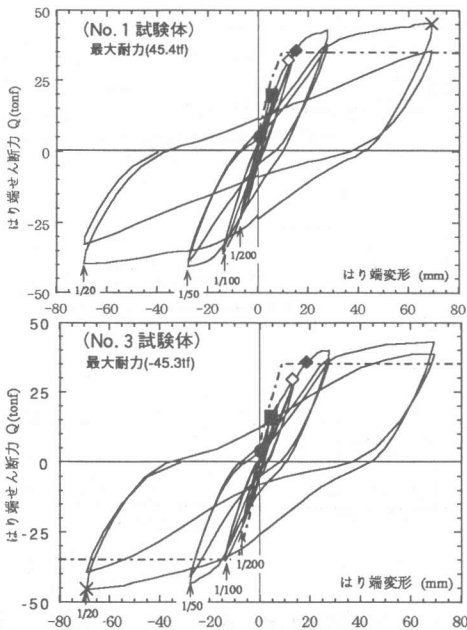


図-2 荷重-変形関係

2) No.2, No.5, No.7試験体 (段差ばり・十字型・内柱)

No.2, No.5の実験結果を比較すると、ほぼ同様な荷重-変形関係が得られた。いずれも、 $R=1/20$ までの大変形まで安定した挙動を示した。No.5では、最大耐力近傍で接合部部分にせん断ひび割れが数多く発生していたが、その影響は少なくNo.2と比較しても直交ばりの影響はみられなかった。No.5では、はりの曲げ耐力と接合部のせん断耐力の既往の計算式⁸⁾による計算結果(表-4参照)がほぼ同様な値となっている。しかし主筋の定着性状が良好だったため、はりの曲げ降伏が接合部のせん断破壊より先行した。No.7は、はりの曲げ耐力計算値に最大耐力が達せず、接合部の破壊が顕著であった。この接合部のせん断破壊を生じたNo.7に於ては $R=1/50$ で最大耐力に達し、その後の $R=1/20$ 載荷時に接合部破壊が進み、耐力低下が生じたが脆性的な破壊とならず、 $R=1/20$ の繰り返しまでの性状確認ができた。

3) No.4, No.6試験体 (偏平ばり・十字型・外柱)

No.4, No.6を比較すると、ほぼ同様な結果となった。最大耐力がNo.4に比べNo.6のほうが5%程度大きい、これははり端部の危険断面位置が若干No.6では、No.4のそれより柱側となっていることが、ひび割れ状況より確認できた。両試験体共、骨組計算スケルトンカーブより実験値の方が剛性が低い結果となった。また、繰り返しループではかなり逆S字型の履歴特性となっている。これらは、偏平ばりであり、外側のはり主筋が柱内に定着されていない等による接合部の損傷に起因する。しかし、両試験体とも、 $R=1/20$ の繰り返しまで安定した挙動を示した。

3.2 はり主筋のひずみ分布

図-3に接合部を含む、はり主筋(上端筋)のひずみ分布の推移を試験体No.1~No.4について示す。No.4を除いて $R=1/100$ のピークではり主筋の降伏がみられた。偏平ばりのNo.4では $R=1/50$ 、はり主筋の降伏がみられている。このひずみ分布より、ひずみ差を計算し平均付着応力度を算出すると、接合部内も $R=1/100$ 以内では、平均付着応力度 $\tau=50\text{kgf/cm}^2$ 以下と小さい。いずれの試験体においても、はり端部の応力が接合部内で十分伝達されている。

3.3 諸耐力計算値と実験値の比較

表-4に実験での最大耐力と各部位毎の各最大耐力計算値を比較して示す。各部位の値をはり端荷重に置換して示す。各耐力算定は、柱の曲げについてはACIの方法⁷⁾で、柱とはりのせん断及び付着耐力はAIJ終局設計指針¹⁰⁾に基づいて算定している。はりの曲げ耐力はAIJ RC規準の略算式による。接合部のせん断耐力は文献⁸⁾に基づいた。No.7を除く各試験体では、はりの曲げで最大耐力に達したが各はり曲げ耐力計算値より20%~30%高い結果となった。No.7では、接合部のせん断耐力計算値より33%高い結果となった。No.1, No.3では、はりのせん断耐力計算値が実験最大耐力を下回ったがせん断破壊的な兆候はみられなかった。

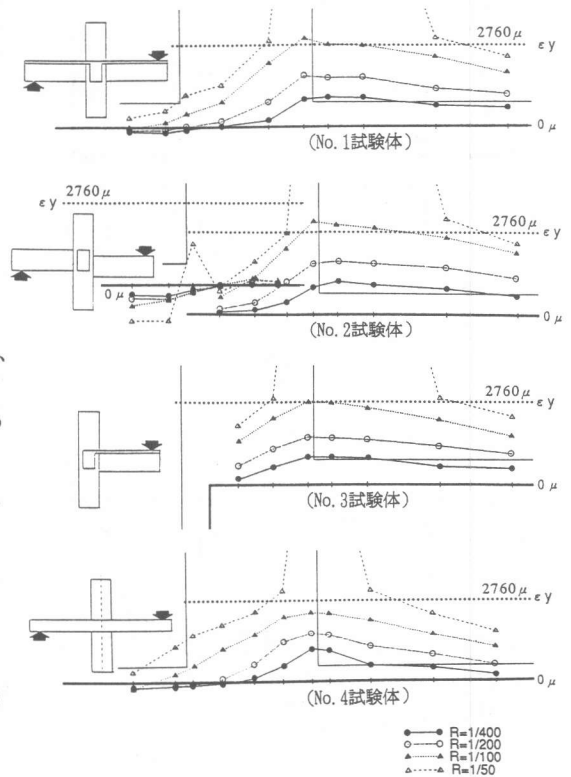


図-3 はり主筋のひずみ分布性状 (正方向・上端)

4. 考察

4.1 はり最大曲げ耐力の検討

No.1~No.6の各試験体では、はりの曲げで終局に至っている。AIJ RC規準の略算式の算定結果は実験結果よりかなり小さめの評価を与える。終局強度型の設計を行う場合には、このはりの曲げ耐力算定値が基本となる。今回の試験体は、はり形状が様々であり、そのはり耐力を正確に算定するために、①AIJ RC規準の略算式②ACIのストレスブロックによる方法⁷⁾ ③平面保持により鉄筋・コンクリートの材料モデルを仮定したM-φ計算で算定する方法による結果を表-5に示す。計算断面位置は柱フェースとした(No.6はNo.4と同)。特に、スラブ付の試験体(No.1, No.3)、偏平ばりを有する試験体(No.4, No.6)では、AIJ RC規準の略算式の計算結果は実験結果よりかなり小さめである。これは、AIJ RC規準の略算式では①ひずみの適合性(中立軸位置)②材料非線形性(鉄筋のひずみ硬化等)を考慮していない点に起因する。T型ばりや偏平ばりのようなひび割れ後中立軸が圧縮側に片寄るような部材をかなり大きな変形レベルで評価する場合、特に高強度材料を用いる場合は、ACIもしくは精算解(M-φ計算)を行うのが望ましい。ただし、実験結果に於けるはり主筋(二段筋)降伏荷重とAIJ RC規準の略算式の計算値はほぼ一致しており、その時の変形はおおよそR=1/100であった。

4.2 接合部耐力の検討

No.7は、接合部のせん断破壊で耐力に達している。筆者等の既往実験結果^{1,8,9)}をせん断応力度とコンクリート強度の関係にまとめたものにNo.7の実験結果を追加し図-4に示す。段差ばり骨組接合部パネルの大きさの規定は既往の指針等ではなく、通常の十字型接合部パネルと同じ大きさと仮定し算定した。算定はAIJ終局設計指針¹⁰⁾に示してある方法で行った。この結果から、接合部破壊した通常の十字型接合部パネルと段差ばり骨組の接合部パネルで同程度のせん断耐力値となっている。このことから、段差ばり骨組のパネルゾーンの大きさの算定は通常の十字型接合部と同等と扱える。

4.3 接合部内はり主筋の付着指標の検討

北山ら¹¹⁾は、はり主筋の接合部内付着指標の検討を行い、その復元力特性と柱幅内平均付着応力

表-4 最大耐力と各計算耐力の比較

(材料試験結果に基づく)

終局耐力試験体	柱			はり			パネル最大耐力値 (tf)	実験最大耐力値 (tf)
	曲げ耐力 (tf)	せん断耐力 (tf)	付着耐力 (tf)	曲げ耐力 (tf)	せん断耐力 (tf)	付着耐力 (tf)		
No. 1	71.5 (2.05) <1.57>	73.3 (2.10) <1.61>	49.0 (1.40) <1.08>	34.9 <0.77>	43.0 (1.23) <0.95>	52.2 (1.50) <1.15>	49.4 (1.42) <1.09>	45.4 (1.30)
No. 2	71.3 (2.12) <1.79>	73.3 (2.18) <1.84>	48.7 (1.45) <1.22>	33.6 <0.84>	42.9 (1.27) <1.08>	50.0 (1.49) <1.25>	48.4 (1.44) <1.21>	39.9 (1.19)
No. 3	88.8 (2.54) <1.96>	146.4 (4.19) <3.23>	96.3 (2.75) <2.13>	34.9 <0.77>	42.9 (1.23) <0.95>	51.4 (1.47) <1.13>	66.1 (1.89) <1.46>	45.3 (1.30)
No. 4	39.5 (2.23) <1.79>	72.5 (4.10) <3.28>	47.2 (2.67) <2.14>	17.7 <0.80>	31.4 (1.77) <1.42>	37.7 (2.13) <1.71>	31.6 (1.79) <1.43>	22.1 (1.25)
No. 5	70.0 (2.08) <1.71>	73.2 (2.18) <1.79>	47.5 (1.41) <1.18>	33.6 <0.82>	42.9 (1.28) <1.05>	48.7 (1.45) <1.19>	34.1 (1.01) <0.83>	40.9 (1.22)
No. 6	49.7 (2.81) <2.13>	72.5 (4.10) <3.11>	—	17.7 <0.76>	31.4 (1.77) <1.35>	38.6 (2.18) <1.66>	32.3 (1.82) <1.39>	23.3 (1.32)
No. 7	69.5 (2.07) <1.56>	73.1 (2.18) <1.64>	44.2 (1.32) <0.99>	48.7 (1.45) <1.09>	59.4 (1.77) <1.33>	54.1 (1.61) <1.21>	33.6 <0.75>	44.6 (1.33)

() : 各耐力計算値/はり曲げ耐力計算値
< > : 各耐力計算値/実験最大耐力値

表-5 はりの曲げ最大耐力の検討比較

(正荷重時、但し最大耐力は正負両方向より判断 単位: tf)

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
主筋降伏(二段目)	35.8	35.2	35.9	17.3 (一段目)	37.4	18.5 (一段目)
最大耐力	45.4	39.9	45.3	22.1	40.9	23.3
平面保持計算*と最大耐力	41.2 (1.10)	35.6 (1.12)	45.6 (0.99)	20.8 (1.06)	35.4 (1.16)	21.0 (1.11)
ACI計算結果と最大耐力	39.4 (1.15)	34.7 (1.15)	42.9 (1.06)	18.9 (1.17)	34.5 (1.19)	19.0 (1.23)
AIJ計算結果と最大耐力	35.0 (1.30)	33.6 (1.19)	35.0 (1.30)	17.7 (1.25)	33.6 (1.22)	17.7 (1.32)

注) 下段()内: 実験値/計算値 実験値、解析値とも左右のはりの平均値 (但し、No.3を除く)

*: コンクリートはパラボラで仮定、鉄筋はひずみ硬化を考慮

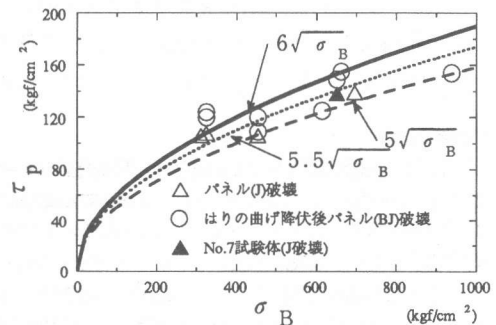


図-4 接合部応力度-コンクリート強度関係

接合部破壊した通常の十字型接合部パネルと段差ばり骨組の接合部パネルで同程度のせん断耐力値となっている。このことから、段差ばり骨組のパネルゾーンの大きさの算定は通常の十字型接合部と同等と扱える。

度を関係づけた。今回の実験及び近年の高強度材料を用いた既往の研究^{1)~5)}結果より、北山の方法と同様な方法すなわち、はり降伏先行で $R=1/50$ まで接合部破壊しなかった実験結果の $R=1/50$ の2回目の繰り返しループ時における等価粘性減衰定数 heq と平均付着応力度 $u_b/\sqrt{\sigma_B}$ の関係を追加プロットし図-5に示す。ただし、北山らのデータの内 $\sigma_B < 270 \text{ kgf/cm}^2$ のデータは省いた。図中に点線で最小二乗法で求めた直線を示す。この結果より、特にはり主筋に高強度主筋を用いる場合には、その降伏点が高いため大変形時でも塑性化が進まず、履歴面積が大きくなる。材料強度の様々な組み合わせにより、はり主筋の付着劣化が観察されない場合でも $R=1/50$ の2回目の繰り返しループでは10%以上の heq の確保は難しくなっている。

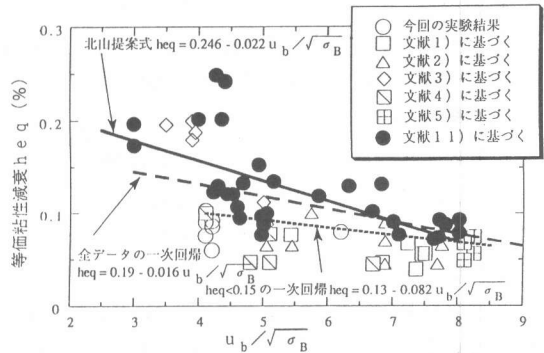


図-5 等価粘性減衰定数と平均付着応力度の関係

5.まとめ

高強度材料を使用した超高層RCの各種設計骨組の耐震性能について以下の結論を得た。

- 1) 各試験体とも $R=1/20$ の大変形時まで安定した荷重-変形関係を示し靱性のある骨組であることが確認された。また、接合部破壊したNo.7を除きはりの曲げ降伏で最大耐力が決まり、その値は、曲げ耐力計算値を上回った。
- 2) 段差ばりを有する骨組（定着プレート法）でも、通常の十字型接合部と同等以上の良好なはり主筋の定着性状が確認された。また段差ばり接合部の大きさの算定も通常の十字型接合部と同様な大きさとして評価できることがわかった。
- 3) 偏平ばりを有する骨組では、実験値の剛性が計算値より小さいため地震応答解析等で復元力特性を評価する場合、注意が必要となる。また平面的に、はりが柱に対して 45° 傾斜した偏平ばり骨組でも通常の偏平ばり骨組と同等の耐震性状を示した。
- 4) AIJ RC規準による、はりの曲げ耐力計算結果は層間変形角 $R=1/100$ の実験値とほぼ対応したが、T型ばりや偏平ばりの様なはり断面の終局曲げ耐力算定には平面保持精算法、ACIのストレスブロック法による方が望ましい。
- 5) 高強度な主筋を用いる骨組は、はり主筋の付着劣化が観察されない場合でも層間変形角 $R=1/50$ の2回目の繰り返しループでの10%以上の等価粘性減衰定数 heq の確保は難しい。

<参考文献>

- 1) 別所他:高強度材料を用いた高層RC十字型接合部の水平加力実験,AJ大会(構造II),pp583~590, '91.9
- 2) 河内他:高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部の構造特性に関する研究,清水建設研究報告 第53,54号 平成3,4年
- 3) 菅野他:高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究,竹中技術研究報告 第42号 '89.11
- 4) 河口 :高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部の実験的研究,熊谷技報第49号 '91.3
- 5) 野口他: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,JCI年報14.2,PP397~400,'92.9
- 6) 北村他:30階鉄筋コンクリート造高層建物の耐震設計その1 設計方針と構造設計概要,AJ大会(構造II),pp161~162,S60.10
- 7) 「State-of-the-Art Report on High-strength Concrete」ACI Journal July-August '84
- 8) 別所他:高層鉄筋コンクリート造建物の柱及びはり接合部に関する実験的研究,鹿島建設技術研究所年報,第27号 pp85~94, 昭和53年度
- 9) 別所他:30階高層鉄筋コンクリート造建物の柱及びはり接合部に関する実験的研究,鹿島建設技術研究所年報,第34号 pp107~114, 昭和60年度
- 10) 「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」日本建築学会, '90
- 11) 北山他:鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の耐震設計法,JCI年報10.3,PP491~496,'86.6