

論文

[2092] 高強度材料を用いた高層 RC 梁の曲げせん断実験

正会員○中村雅彦 (鹿島技術研究所)

正会員 別所佐登志 (同上)

加藤友康 (同上)

正会員 張 愛暉 (同上)

1. はじめに

近年、超高層集合住宅のニーズは高く、より高層化、より自由な平面計画を実現させ、多様な架構形式・都市型複合ビルに対応する技術の開発が必要となってきた。そこで、本研究では50階建程度のRC超高層集合住宅の開発を目標に、普通及び高強度コンクリート ($F_c=300, 600 \text{ kgf/cm}^2$) と高強度鉄筋 (主筋: SD490、横補強筋: SD785) を用いた梁部材の曲げせん断実験を行い、コンクリート強度及び横補強筋量等が梁部材の強度、変形、破壊及び主筋の付着性状に与える影響を把握し、既往各種設計式との適合性の検討を行った。

表-1. 試験体一覧

試験体No.	1	2	3	4	5	
Fc(kgf/cm ²)	300		600			
スパン(m)	2.6 (クリアスパン：2.2m)					
B×D(mm)	300×450					
主筋	8-D22(SD490) , Pt=2.75%					
端部	同上 (ただし、二段筋は中央でカットオフ)					
中央部	同上 (ただし、二段筋は中央でカットオフ)					
肋筋	端部*	4-D6 Pw=0.66% @=65 2-D6	4-D6 Pw=0.95% @=45 2-D6	4-D6 Pw=0.45% @=95 2-D6	4-D6 Pw=0.66% @=65 2-D6	4-D6 Pw=0.95% @=45 2-D6
	中央部*	Pw=0.33% @=65	Pw=0.48% @=45	Pw=0.23% @=95	Pw=0.33% @=65	Pw=0.48% @=45
シアスパン比		M/Qd=2.93 (M/QD=2.44)				

注*) 筋筋の材質はすべてSD785

2. 実験概要

2-1. 試験体

本実験の試験体は表-1 及び図-1 に示すように、超高層RC建物梁部材を対象とした1/2縮尺模型5体である。要因は、コンクリート強度及び横補強筋比である。

No. 1 及び No. 2 は、普通コンクリート ($F_c=300 \text{ kgf/cm}^2$) と高強度

鉄筋 (主筋: SD490、横補強筋: SD785) を組み合わせた試験体で、横補強筋量の違いにより No. 1 を曲げ降伏後のせん断破壊 (FS) 型、No. 2 を曲げ破壊 (F) 型とした。

No. 3 ~ No. 5 は、高強度コンクリート ($F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$) と高強度鉄筋 (主筋: SD490、横補強筋: SD785) を組み合わせた試験体で、横補強筋量の違いにより No. 3 をせん断破壊 (S) 型、No. 4 を曲げ降伏後のせん断破壊 (FS) 型、No. 5 を曲げ破壊 (F) 型とした。

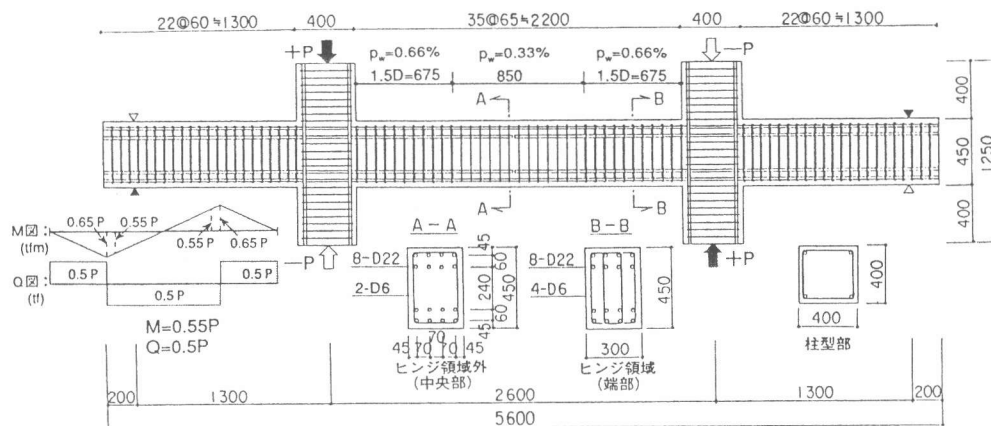


図-1. 試験体の形状及び配筋例 (No.1,4)

梁のスパン中央部分でカットオフした梁二段筋の定着長さは、既往式¹⁾で算定した場合、Fc600の試験体は満足するが、Fc300の試験体は定着不足となる。なお、横補強筋にはスターラップ及び中子筋共閉鎖型の物を用い、梁両端部から梁せいDの1.5倍以外の中央部分で梁端部の1/2の配筋量にした。本実験で使した鉄筋の機械的性質を表-2に、コンクリートの性質を表-3に示す。

表-2 鉄筋の機械的性質

鉄筋種別	降伏点 σ_y kgf/mm ²	引張強さ σ_t kgf/mm ²	降伏歪 $\times 10^{-6}$	伸び %	ヤング係数 E kgf/mm ²
D6(SD785)	86.3*	94.1	6670*	12.4	18500
D22(SD490)	53.3	69	2750	17.9	19400

注 *) 0.2%耐力時

表-3 コンクリートの性質

試験体名	材令 (day)	圧縮強度 σ_b	割裂強度 σ_t	ヤング係数 ($\times 10^5$)
No.1(Fc300)	28.0	374	28.1	2.49
No.2(Fc300)	37.0	383	27.6	2.40
— (Fc600)	平均	379	27.9	2.45
No.3(Fc600)	28.0	598	—	3.10
No.4(Fc600)	55.0	619	43.7	3.25
No.5(Fc600)	44.0	606	44.7	3.33
— (Fc600)	62.0	625	42.2	3.39
— (Fc600)	平均	617	43.7	3.28

注) すべて現場封蔵養生、単位: kgf/cm²

2-2. 実験方法

加力は、試験体の左右端をピンローラー支持した状態で柱型部分の上下から油圧ジャッキにより左右逆対称せん断力を部材変形角 $R=1/400\text{rad}$ で1回、 $R=1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/25\text{rad}$ で各2回変形制御で正負繰り返すことを原則とした。計測は、作用荷重と主要各点の変形及び歪について行った。

3. 実験結果及び考察

3-1. 実験経過と破壊、変形状

実験結果一覧を表-4に、梁せん断力-部材変形曲線を図-2に、その包絡線の比較を図-3に、最終破壊状況を図-4に、等価粘性減衰定数(he)の推移を図-5に示す。

いずれの試験体も、部材変形角 $R=1/200\text{rad}$ までに曲げ及びせん断ひび割れが生じ、 $R=1/100\text{rad}$ 付近までに梁端部の主筋一段筋及び二段筋が降伏した。又、その最大耐力はいずれもACI規準による梁曲げ耐力を上回った。

No.1は、 $R=1/50\text{rad}$ で梁端コンクリートが圧壊し、その負加力側で鉄筋の破断と思われる音が発生し耐力が低下した。その後、 $R=1/25\text{rad}$ の加力途中で梁中央部においてせん断破壊及び付着割裂ひび割れが顕著になり、耐力が低下した。

No.2は、 $R=1/50\text{rad}$ の繰り返しにおいても耐力の低下はほとんど無く、 $R=1/25\text{rad}$ で最大耐力を示した後にその負加力側で梁中央上端での付着割裂破壊が顕著になり、その後の繰り返しで耐力が低下した。

No.3は、 $R=1/50\text{rad}$ で最大耐力を示し、その後の繰り返しで梁中央部のスターラップと中子筋が相次いで降伏し、 $R=1/25\text{rad}$ のサイクル途中ですさまじい爆裂音と共にせん断破壊した。せん断破壊した部分において、溶接部分や曲げ加工部分で破断しているスターラップが確認された。

表-4 実験結果一覧

試験体名	梁主筋降伏			最大耐力			破壊 モード 3)
	上:一段筋、下:二段筋			上:正加力、下:負加力			
	Qy(tf)	Qy cal 1)	δ (mm)	Q(tf)	δ (mm)	Q/bQu 2)	
1 (B-300-7)	41.1 49.2	42.4 47.4	21.8 39.0	53.3 -51.7	52.0 -46.0	1.10 1.07	FSB
2 (B-300-10)	42.9 46.6	42.6 47.5	21.8 25.9	53.5 -52.1	104 -52.0	1.10 1.07	FB
3 (B-600-4)	43.3 48.5	43.7 48.7	19.8 23.9	56.7 -53.9	52.0 -52.0	1.12 1.07	FS
4 (B-600-7)	44.2 47.9	43.6 48.6	21.1 24.1	59.1 -59.2	104 -104	1.17 1.17	F
5 (B-600-10)	43.7 50.9	43.7 48.7	19.0 24.1	60.2 -59.3	104 -104	1.19 1.17	F

注1) Qy cal: 平面保持を仮定したRC矩形断面のM- ϕ 計算値

2) bQu: 表-5のACI規準による曲げ耐力計算値

3) FSB: 曲げ降伏後の付着及びせん断破壊型 FS: 曲げ降伏後のせん断破壊型

FB: 曲げ降伏後の付着割裂破壊型 F: 曲げ破壊型

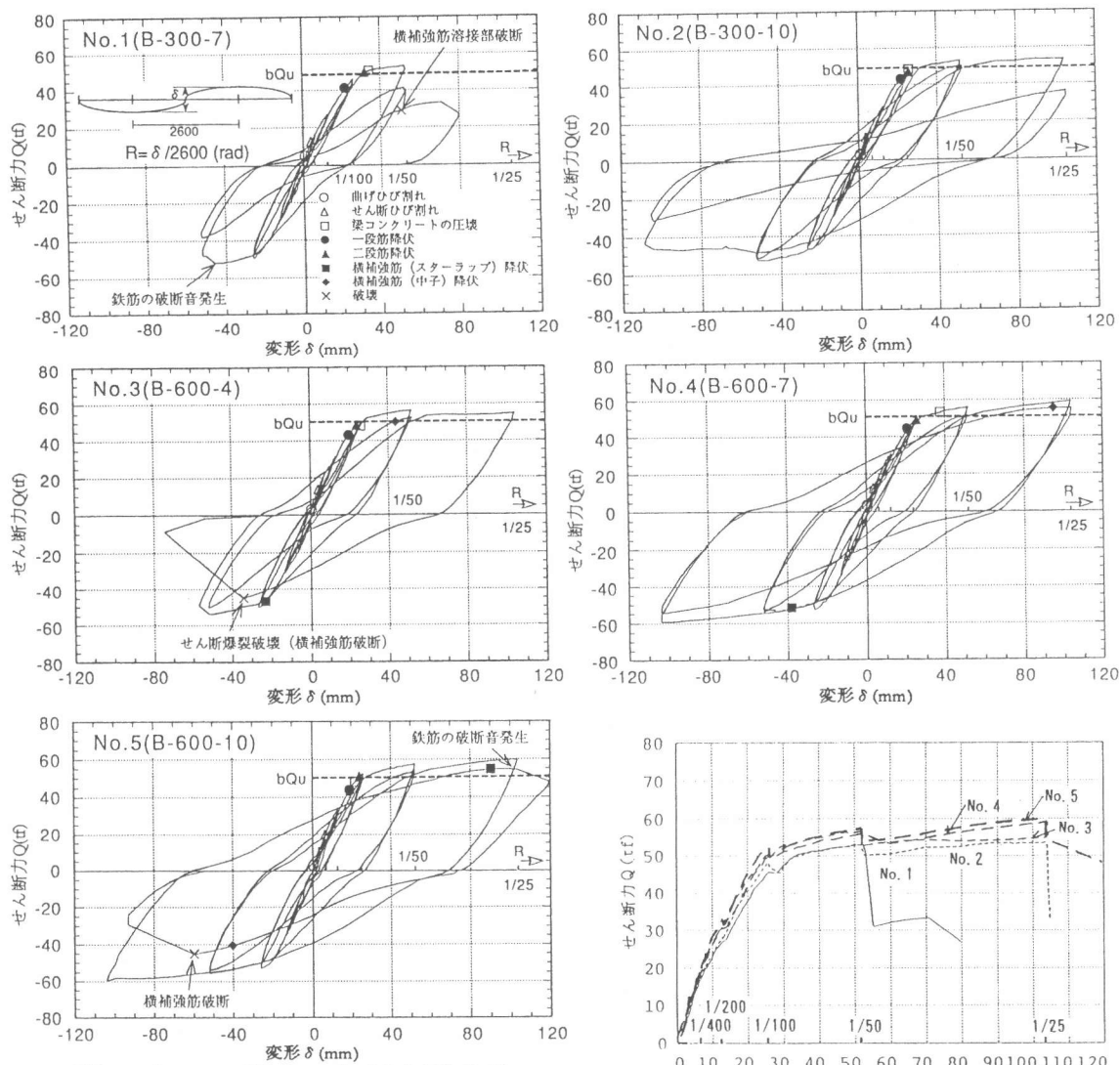


図-2 梁せん断力一部材変形曲線

No. 4 は、 $R=1/50\text{rad}$ で梁端コンクリートの圧壊後、その負加力側で梁中央部のスターラップが降伏し、 $R=1/25\text{rad}$ で最大耐力を示した。その後の繰り返しで梁端部の横補強筋が降伏したが、耐力の低下はほとんど無く $Q-\delta$ 曲線も他の試験体に比べ膨らみの大きい紡錘形状を示した。

No. 5 は、 $R=1/25\text{rad}$ で最大耐力を示し、梁端部でのひび割れが顕著になり、その後の繰り返しで梁端部のスターラップが降伏し、その直後降伏した補強筋の付近から鉄筋の破断音が発生し耐力が低下した。その後、負の繰り返しで梁端部の中子筋が降伏し、その直後梁上端主筋の座屈により耐力が大きく低下した。

梁主筋の降伏耐力は、すべての試験体で表-4の注(1)による計算値との適合性は良い。ただし、付着破壊したNo. 1 は主筋二段筋降伏時の変形が他に比べ若干大きくなった。

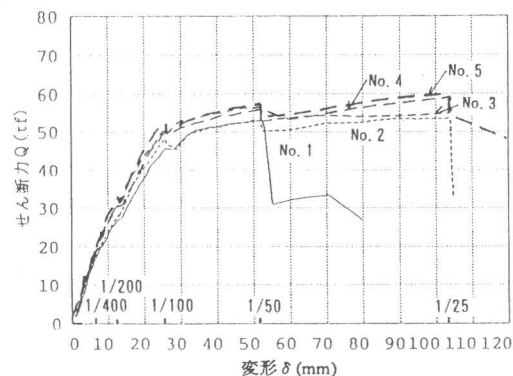


図-3 包絡線の比較 (正加力)

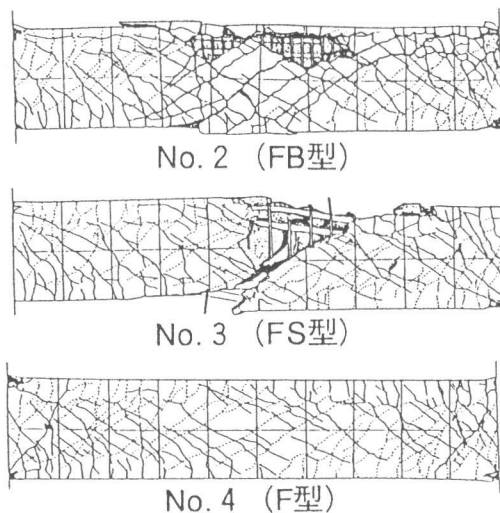


図-4 最終破壊状況 (No. 2 ~ 4)

コンクリート強度の影響は、等量配筋の試験体と比較すると、コンクリート強度が高い方が最大耐力も大きく、 h_e の値もエネルギー吸収能力が若干大きくなった。

横補強筋量の影響は、 p_w の増加に伴い $R=1/50\text{rad}$ 以降の靱性が改善され、エネルギー吸収能力が大きくなった。

3-2. 最大耐力

最大耐力の(実験値)/(ACI規準による計算値)の値(表-4参照)は、 F_c300 の試験体に比べ F_c600 の試験体はわずかに大きな値となる傾向が見られるが、1.1~1.19となり適合性は良く、安全側の評価となった。又、曲げ破壊型のNo.4,5は $R=1/25\text{rad}$ で最大耐力を示したが、付着及びせん断破壊型の性状を示したNo.1~3は $R=1/50\text{rad}$ で最大耐力を示した。

各試験体の計算耐力一覧を表-5に示す。ここでRC終局強度型耐震設計指針²⁾によりせん断耐力を算定するにあたり、梁両端部に降伏ヒンジを計画し、端部をヒンジ領域、中央部をヒンジ領域外として計算した。その結果、曲げ耐力をACI規準により、せん断及び付着耐力をRC終局強度型耐震設計指針により評価した場合、せん断余裕度、付着余裕度とも実験結果の破壊モードと良く対応しているが、従来のHIRCせん断耐力式によると過小評価する傾向がある。

又、主筋中心間距離 j_t の値を主筋の一段筋間の距離としてNo.3のせん断余裕度を計算した場合、ヒンジ領域で0.83、ヒンジ領域外で0.85となり、 j_t を主筋重心間距離で評価したものに比べ、より実験結果に近い評価となった。

表-5.試験体計算耐力一覧

No	曲げ耐力 bQ_u (tf)	せん断耐力 (tf)		付着耐力 (tf)	付着余裕度 (τ_{bu}/τ_f) 4)	せん断余裕度 (V_u/bQ_u)
		ACI式(N=0)	HiRC式 1) RC終局 V_u 2)			
1	48.5	36.0	51.3(49.4)	47.0(42.2)	0.97(0.87)	1.06(1.02)
2	48.6	40.3	61.3(56.4)	53.9(46.2)	1.11(0.95)	1.26(1.16)
3	50.5	39.6	35.0(35.0)	57.6(53.0)	1.14(1.05)	0.69(0.69)
4	50.4	42.7	51.3(51.3)	62.5(55.4)	1.24(1.10)	1.02(1.02)
5	50.5	47.3	73.8(65.6)	71.2(61.1)	1.41(1.21)	1.46(1.30)

注・ヒンジ領域の値。ただし、()内はヒンジ領域外の値

・すべて材料強度による計算値 $bQ_u=(0.5/0.55)M$

・AIJ式による曲げ耐力は、47.5tf(設計値)、50.6tf(材料強度による値)

$$1) Q_u = \alpha \left(\frac{0.12 k_u k_f (F_c + 180)}{M(Qd) + 0.12} + 2.7 f_p w \sigma_{wy} \right) b j \quad (\text{HiRC式}) \quad 3) \tau_{bu} = (0.4 b_i + 0.5) \sqrt{\sigma_B} + \left(\frac{20}{N_i} + \frac{5 N_u}{N_i} + \frac{15 N_k}{N_i} \right) p_w b \sqrt{\sigma_B} / d_b$$

$$2) V_u = b j_i p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2 \quad (\text{RC終局せん断})$$

$$Q_{bu} = Q_u \times \frac{\tau_{bu}}{\tau_f} \quad (\text{RC終局付着})$$

4) τ_{bu} : RC終局強度指針による付着割裂強度計算値

* ただし、 j_t の値は、主筋重心間距離とする。

τ_f : RC終局強度指針による設計用付着応力度計算値

3-3. 鉄筋の歪性状

a) 梁主筋の歪分布

図-6に、No.2~4における鉄筋の歪分布(正加力、各変形レベルにおける第1サイクル時)を示す。上端筋において、 $R=1/100\text{rad}$ 以前ではいずれの試験体も主筋の歪分布に違いは見られないが、 $R=1/100\text{rad}$ 以降付着破壊していないNo.3,4は直線的に歪が分布しているのに対し、No.2は梁中央付近で歪が一樣に分布し付着が切れていることがわかる。又、下端筋においても $R=1/100\text{rad}$ 以前ではいずれも同様な傾向を示すが、せん断破壊したNo.3は $R=1/100\text{rad}$ 以降梁中央部で歪が一樣に分布している。これは、 $R=1/100\text{rad}$ 以降梁中央部下部に生じたせん断ひび割れの口開きが顕著になったことに起因すると思われる。

b) 横補強筋の歪分布

曲げ降伏後せん断破壊したNo.3は、 $R=1/100\text{rad}$ 以降、梁端部から中央部に向かうにつれてスターラ

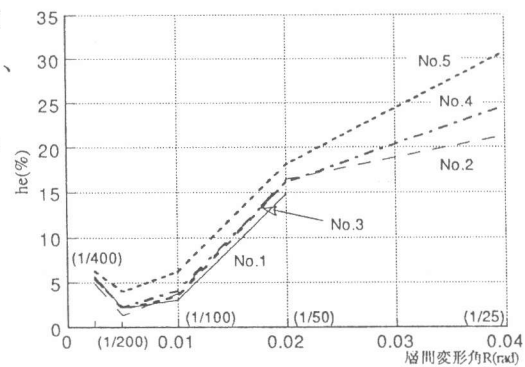


図-5.等価粘性減衰定数の推移
(正加力、繰返し時)

ップ、中子筋共歪が直線的に増加し4000~5500 μ (R=1/50rad時)に達し、その後の繰り返りでスターラップ、中子筋共降伏した。しかしながらNo.4は、中子筋で補強されていない梁中央部の歪がR=1/50radで4000~5000 μ まで達しているにもかかわらず、中子筋で補強された梁端部から梁せい0.5~1.5倍の範囲で歪が2500~3000 μ で一様に分布し、その後もR=1/25rad付近まで降伏せず、せん断破壊を起こさなかった。つまり梁中央部（ヒンジ領域外）で横補強筋量を半減した場合においても、表-5で用いたせん断余裕度を1.0以上にすればせん断破壊を防ぎ、靱性のある部材となった。

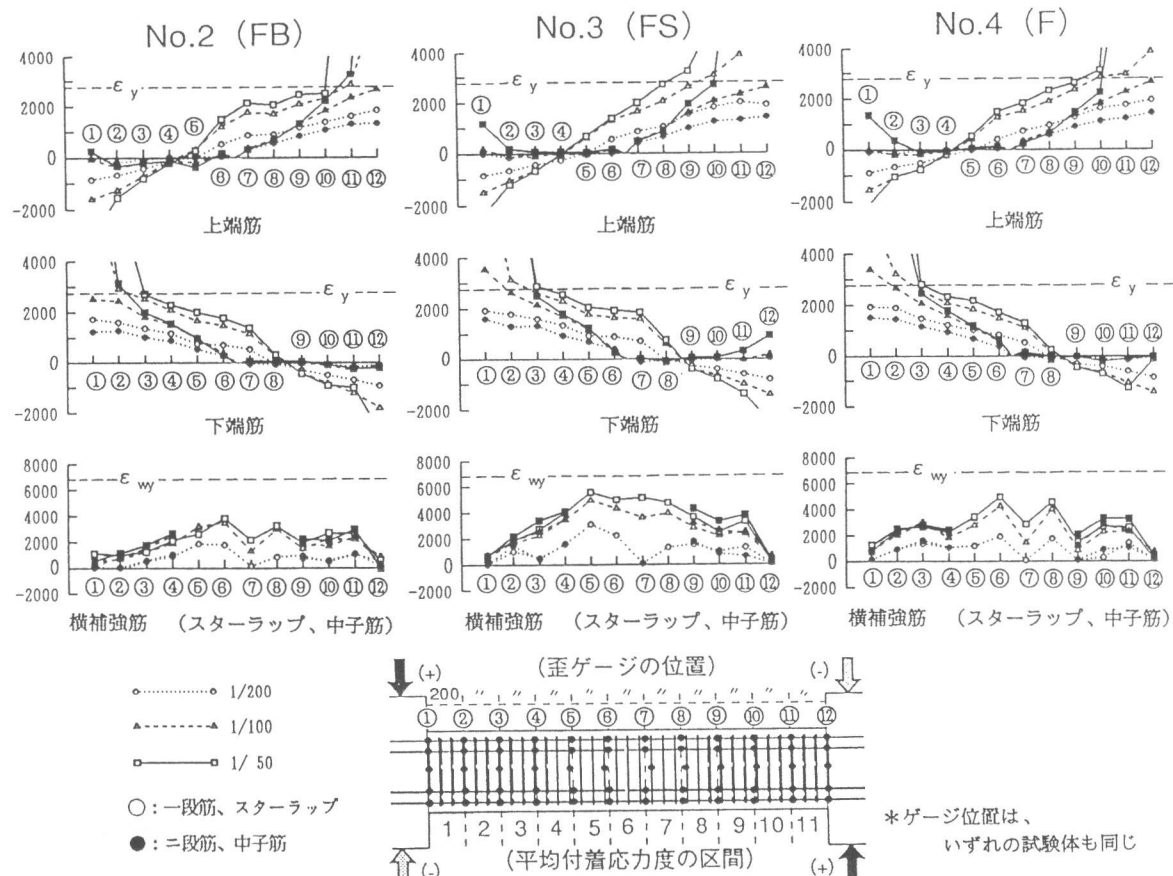


図-6.鉄筋の歪分布（正加力）

3-4. 梁主筋の付着応力度

図-7に、式（1）によって求めたNo.2の上端筋の平均付着応力度（ τ_a ）—部材変形関係包絡線（正加力側）を示す。

$$\tau_a = (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \cdot A_s \cdot E_s / (\phi \cdot \Delta L_i) \quad \text{----- (1)}$$

$\varepsilon_i, \varepsilon_{i+1}$: 主筋の歪、 i : 歪測定点番号、 A_s : 主筋の断面積

E_s : 主筋のヤング率、 ϕ : 主筋の周長、 ΔL_i : ゲージ間距離

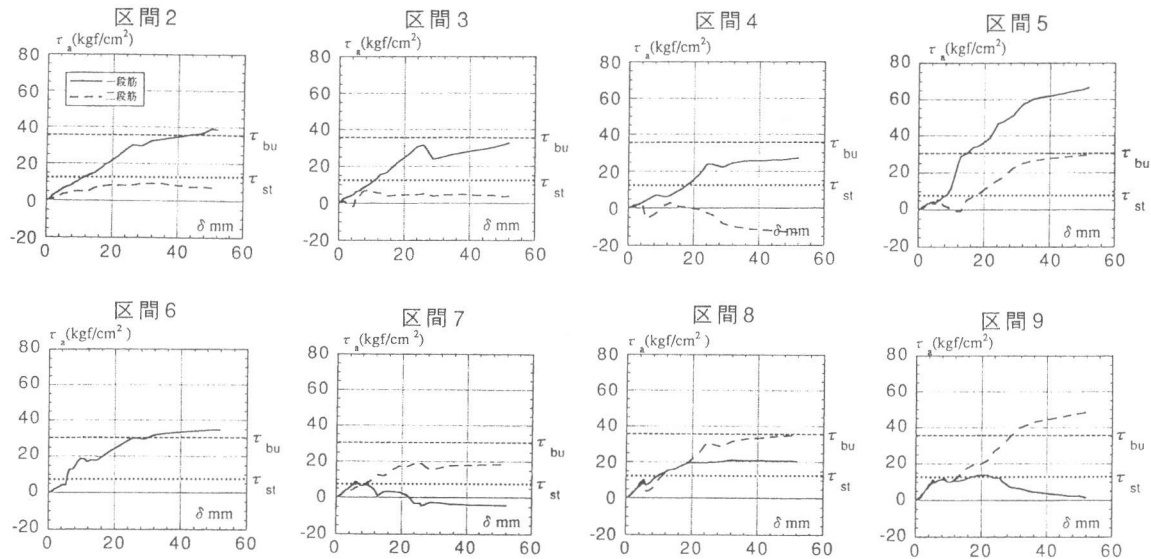
付着破壊を生じたNo.2は、6~9の区間における分布が一様でなく、7と9の区間では変形が進むにつれて一段筋の τ_a が小さくなる傾向が見られる。又、RC終局強度型耐震設計指針に示される付着割裂強度計算式（2）

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad \text{----- (2)}$$

τ_{co} : コンクリート負担分

τ_{st} : 横補強筋負担分

における τ_{bu} と τ_{st} の値を当てはめてみると、上端筋が引張力を受ける 7～9 の区間においては、横補強筋による効果を表わす τ_{st} の値が一段筋の平均付着応力度を近似し、その値にコンクリートによる負担分 τ_{co} を加えた τ_{bu} が二段筋の平均付着応力度を近似する傾向が見られる。一方、上端筋が圧縮力を受ける 2～4 の区間においては、引張力を受ける区間とは反対の傾向が見られる。二段筋をカットオフした梁中央区間 6 では、二段筋による付着が期待できないので一段筋の平均付着応力度は τ_{bu} が近似し、区間 5 ではカットオフの影響により全体に τ_a の値が大きくなった。なお下端筋においても、上端筋と同様な傾向が見られた。また曲げ破壊型の No. 5 においても、 τ_a の低下は認められなかったが、その上限値は No. 2 同様に τ_{st} と τ_{bu} の値で近似する傾向が見られた。



*区間名は、図-6を参照

図-7. 平均付着応力度—部材変形関係包絡線 (No. 2 上端筋、区間 2～9)

4. まとめ

以上のことから、本論の結論を次のようにまとめる。

- ・コンクリート強度を $F_c 300 \sim 600$ とし、主筋に SD490、横補強筋に SD785 を用いた梁部材は、曲げ耐力を ACI 規準、せん断及び付着耐力を RC 終局強度型耐震設計指針により適切に設計すれば、最大耐力を安全側に評価し、破壊モードをほぼ推定できた。
- ・本実験において、閉鎖型横補強筋の溶接部及び曲げ加工部における破断が一部にあり、今後溶接部及び曲げ加工部の強度信頼性について検討する必要がある。

(参考文献)

- (1) 別所佐登志、岡本公夫他：高層鉄筋コンクリート造のはり構造に関する研究、鹿島建設技術研究所年報第24号
- (2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説