

HHRC 構造に関する研究 (その1)

(高強度コンクリートと高強度鉄筋からなるはり部材の曲げせん断実験)

Experimental and Analytical Study on HHRC Structure (Part 1, Flexure - Shear Test of Beam with High Strength Concrete and Bars)

笠松 照親* 塩川 真**
Teruchika Kasamatsu Shin Shiokawa

飯塚 信一**
Shin-ichi Iizuka

要 約

高層鉄筋コンクリート造建物を設計する場合、高強度のコンクリートおよび鉄筋を利用するのが有効であることは一般的に認められている。本研究では、既存の高層 RC 造で使用されている強度のものよりも一段高いコンクリート ($F_c=300\sim 600\text{kgf/cm}^2$ {29.4~58.8 MPa}) と鉄筋 (SD40~SD70級) を用いて50階建ての高層鉄筋コンクリート造集合住宅の開発の可能性について研究することを目的としている。

本報は、HHRC 構造の概要、およびに本研究で用いる高強度コンクリート ($F_c=400, 600\text{kgf/cm}^2$ {39.2, 58.8MPa}) ならびに高強度鉄筋 (SD70級) からなる、はり部材の曲げせん断実験について報告したものである。

HHRC 構造の名称は High Strength Material & High Rise RC Structure の頭文字をとったものである。

目 次

- §1. はじめに
- §2. HHRC 構造の概要
- §3. はり部材の曲げせん断実験
- §4. まとめ
- §5. おわりに

§1. はじめに

我が国の主要都市では近年住宅地の地価が高騰し、そのため土地を有効利用しようという理由から、都市部に建つ集合住宅を高層化しようとする傾向にある。他方、我が国の集合住宅には耐震性、遮音性など居住性に優れた鉄筋コンクリート構造が利用される場合が多い。この

ような社会的背景から、本研究は50階建て高層 RC 造集合住宅の開発を行うことを目的としている。

そこで本研究では、まず、高強度材料を用いた RC 部材の力学的性状について実験的に研究することから始め、次に実験から得られた部材の力学的履歴特性をもとに骨組の静的および動的弾塑性解析を行い、50階建て高層 RC 造集合住宅の耐震性能と耐震設計について検討する。

§2. HHRC 構造の概要

近年、高強度かつ高品質の材料を用いた新しい RC 造建築物の開発が行われており、既存の高層 RC 造建物で利用されているコンクリート強度は $F_c=210\sim 480\text{kgf/cm}^2$ {20.6~47.1MPa} で、主筋強度は SD40以下である。しかし、近年、SD40以上の鉄筋は勿論のこと、コンクリート強度も相当な高強度のものまで製造可能にな

*技術研究所研究部原子力課長

**技術研究所研究部原子力課

ってきた。このような高強度材料を高層 RC 造にどのように利用していくべきかは今後の大きな課題である。そこで、本研究では、これらの高強度材料を利用するひとつの試みとして、50階建ての高層 RC 造集合住宅への利用の可能性について検討する。

(1) 使用材料

①コンクリート：コンクリートは普通コンクリート ($F_c=300\sim600\text{kgf/cm}^2\{29.4\sim58.8\text{MPa}\}$)とし、将来は床スラブに軽量コンクリートの利用も考える。下層階を $F_c=600\text{kgf/cm}^2\{58.8\text{MPa}\}$ とし、上層階に従って強度を低下させる。ただし各階柱の長期軸応力度は $\sigma_o=0.3F_c$ 以下に抑える。

②主筋：下層階はSD70とし、上層階ではSD40, SD50を利用する。これは鉄筋継手、付着設計などを考えた場合、全主筋をSD70にするよりもむしろ最適な鉄筋強度を選択して使用する方が有利であると考えられるためである。

③あばら筋：あばら筋はSD70とする。あばら筋ピッチなどコンクリートのコンファインド効果を考えた場合、この程度の強度のものが設計上有用であると考えられる。

(2) 建物階数：本研究では50階建てを考える。

(3) スパン長さ：スパン長さは、5.5m×5.5mの均等スパンとする。

(4) 階高：標準階高は2.8~2.9mとする。1, 2階は4.5mとする。

(5) 構造形式：Fig. 1 に示すような純ラーメン構造である。

(6) はり、柱断面寸法：はり、柱断面寸法は施工の容易さを考え、できるだけ種類を少なくする。すなわち、はり部材では主筋の使用材料強度の変化で対応し、柱部材

ではコンクリート強度の変化で対応するようにする。Table 1 に、はり、柱断面の仮定寸法を示す。はり断面は、はり成を全階80cmと仮定し、はり幅でせん断強度、付着強度の調整を行う。Table 1 の柱断面寸法は床重量を $W=1.0\text{tf/m}^2$ とし、中柱の長期荷重時の軸応力度が各階で $0.3F_c$ 以下になることを目標に設計されている。

§ 3. はり部材の曲げせん断実験

3-1 実験概要

(1) 試験体種別

試験体は全部で12体であり、試験体種別の詳細および実験時コンクリート強度を Table 2 に示す。試験体は F_c400 シリーズと F_c600 シリーズの2シリーズに大別されている。両シリーズの相違はコンクリート強度のみである。各シリーズとも Fig. 2 に示すように、断面の曲げ強度を同一鉄筋径で鉄筋本数を増加する方法と、同一鉄筋本数で鉄筋径を増大させる方法の2種で設計されている。

Table 1 はり、柱断面の仮定寸法

階数	柱 cm (B×D)	はり cm (b×D)	コンクリート強度 $F_c(\text{kgf/cm}^2)$
1	90×90	60×80	600
10	↓	↓	↓
20	80×80	60×80	500
30	80×80	50×80	400
40	70×70	50×80	300
50	70×70	40×80	↓

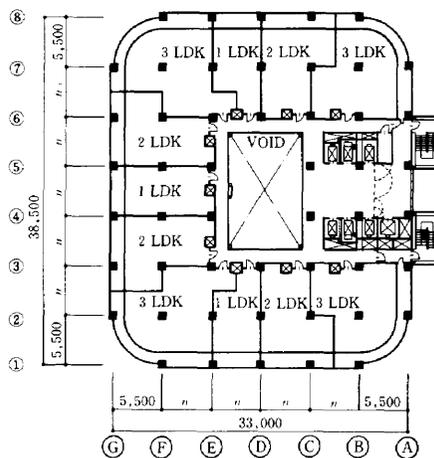


Fig.1 (a) 基準階平面図

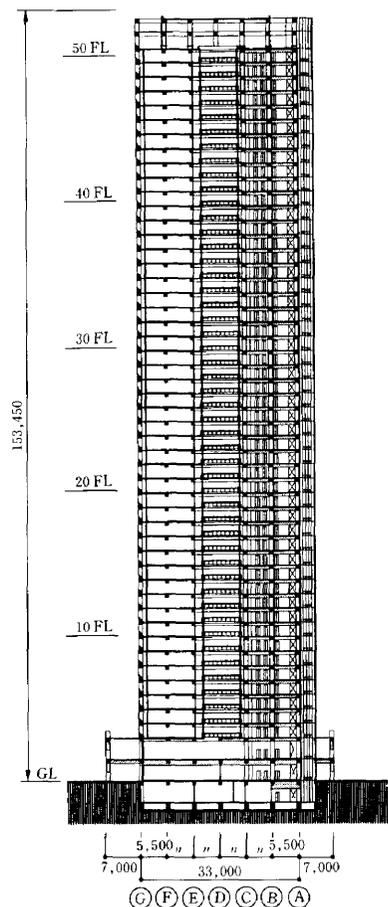


Fig.1 (b) 断面図

(2) 試験体の形状, 寸法および配筋

断面寸法は全試験体共通で, $b \times D = 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ である。試験体の形状, 寸法および配筋の例を Fig. 3 に示す。試験部分は60cm ($a/D=2.0$) である。あばら筋の間隔は全試験体共通で5cmである。

(3) 使用材料

コンクリートは, 設計基準強度 $F_c = 400\text{kgf/cm}^2$ {39.2MPa} のものが 434kgf/cm^2 {42.6MPa}, $F_c = 600\text{kgf/cm}^2$ {58.8MPa} のものが 579kgf/cm^2 {56.8MPa} であった。コンクリートはシリーズごとに同一バッチのレディミクストコンクリートである。

鉄筋は, 主筋の降伏強度は, D10, D13, D16でそれぞれ $\sigma_y = 7850, 7510, 6870\text{kgf/cm}^2$ {770, 736, 674MPa}, あばら筋は D6で $\sigma_y = 7050\text{kgf/cm}^2$ {691MPa} であった。

(4) 加力方法

加力方法は大野式逆対称加力であり, 手動式オイルジャッキ (100tf) により加力した。載荷は正負繰り返し加力で行い, 試験部分の部材角 $R = 0.5 \times 10^{-2}\text{rad}$. ステップの漸増変形制御で行った。

(5) 変形および鉄筋ひずみの測定方法

変形の測定は, 試験部分の相対たわみを電気式変位計 (1/100mm) で測定した。主筋, あばら筋ひずみの測定をワイヤーストレインゲージ (ゲージ長2mm) で行った。

3-2 実験結果および検討

(1) Q-R 曲線および破壊状況

Fig. 4 に, 荷重-変位曲線 (Q-R 曲線) の一例を示し, Fig. 4 の各試験体の最大荷重ときれつ図を Fig. 5 に示す。また, 各試験体の最大荷重, 限界部材角 ($0.8 \times$ 最大荷重時), 計算値および破壊形式を Table 3 に示す。

全試験体とも曲げ降伏しており, Fc400シリーズとFc600シリーズの同配筋のものは, 破壊形式が同一であ

Table 2 試験体種別

シリーズ	No.	試験体名	主筋	P_t (%)	F_c (kgf/cm ²)	〔共通事項〕
Fc400 シリーズ	1	B400-2D10	D10	0.76	434	はり巾=15.0cm はりせい=15.0cm 有効せい=12.5cm せん断スパン $a/D=2.0$ ($h_0=60\text{cm}$) 主筋 SD70 あばら筋 SD70 2-D6@50 $p_w=0.85\%$ 加力 正負繰り返し 主筋かぶり厚 2.5cm
	2	B400-3D10		1.14		
	3	B400-4D10		1.52		
	4	B400-2D13	D13	1.35		
	5	B400-3D13		2.03		
	6	B400-2D16		D16		
Fc600 シリーズ	7	B600-2D10	D10	0.76	579	
	8	B600-3D10		1.14		
	9	B600-4D10		1.52		
	10	B600-2D13	D13	1.35		
	11	B600-3D13		2.03		
	12	B600-2D16		D16		2.12

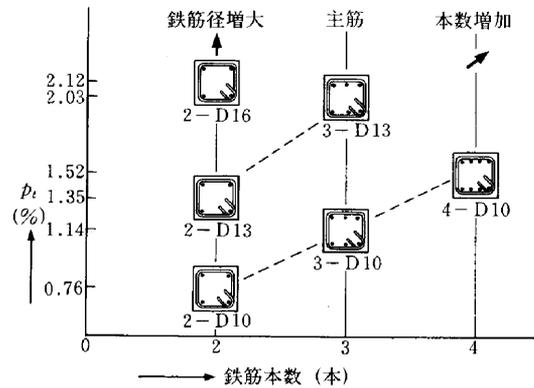


Fig.2 断面の配筋

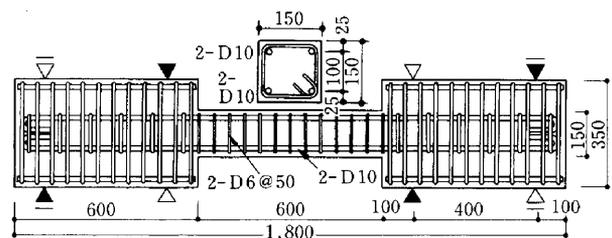


Fig.3 試験体の形状, 寸法, 配筋の一例 (B400-2D10)

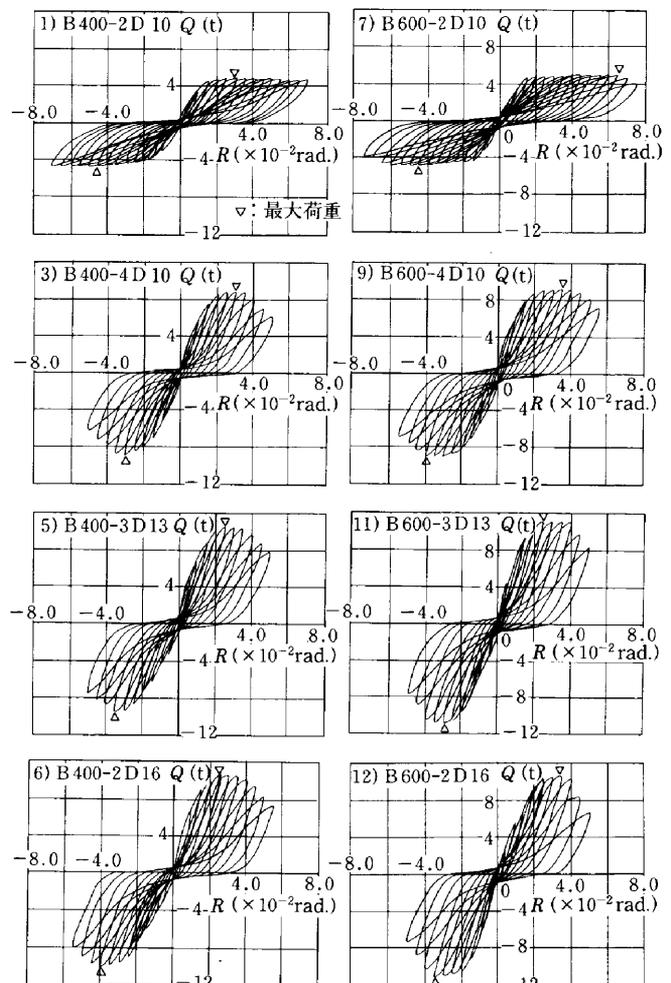


Fig.4 Q-R 曲線の一例

った。また、両シリーズとも p_t の大きい 4D10, 3D13, 2D16 試験体は、曲げ降伏後付着破壊しており、降伏直後、最大荷重に達し荷重が急激に低下している。

(2) 諸計算値との比較

Table 3 に、各試験体の実験値および計算値を示す。

Table 3 実験結果および計算値一覧

シリーズ	No	試験体名	実験値*1		計算値		*4 破壊 形式
			最大荷重 (tf)	限界部材角 ($\times 10^{-2}$ rad.)	cQ_{bc} *2 (tf)	cQ_u *3 (tf)	
Fc400 シリーズ	1	B400-2D10	4.87	>7.00	0.80	4.20	FC
	2	B400-3D10	7.39	5.75	0.85	6.30	FC
	3	B400-4D10	8.94	4.54	0.90	8.40	FB
	4	B400-2D13	7.62	6.86	0.87	7.15	FC
	5	B400-3D13	10.11	4.85	0.96	10.73	FB
	6	B400-2D16	10.26	5.22	0.94	10.25	FB
Fc600 シリーズ	7	B600-2D10	4.95	>7.50	0.91	4.20	FC
	8	B600-3D10	7.32	6.31	0.96	6.30	FC
	9	B600-4D10	9.23	5.41	1.00	8.40	FB
	10	B600-2D13	7.84	5.73	0.98	7.15	FC
	11	B600-3D13	11.00	4.69	1.07	10.73	FB
	12	B600-2D16	10.88	4.49	1.05	10.25	FB

- *1: 正負平均
- *2: 曲げ初きれつ発生荷重 $cQ_{bc} = 1.8\sqrt{F_c} \cdot Z_c/a \dots (1)$
- *3: 曲げ終局強度 $cQ_u = 0.92a_t s \sigma_y d/a \dots (2)$
- *4: FC: 曲げ降伏後曲げ破壊 FB: 曲げ降伏後付着破壊

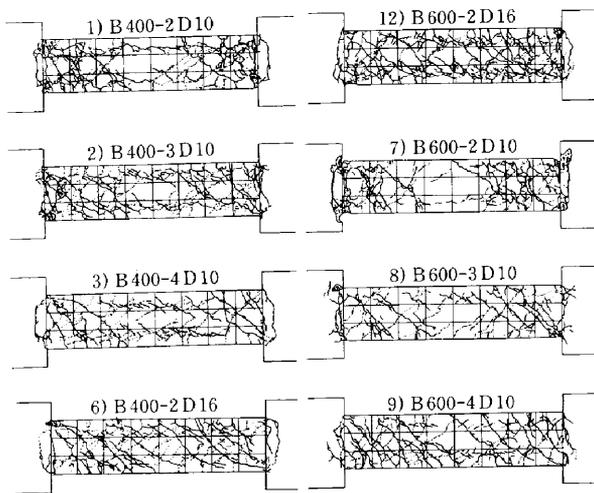


Fig.5 最大荷重時きれつ図の一例

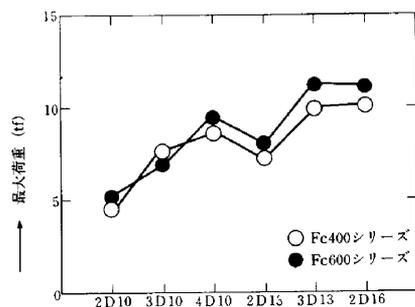


Fig.7 最大荷重におよぼす
コンクリート強度の影響

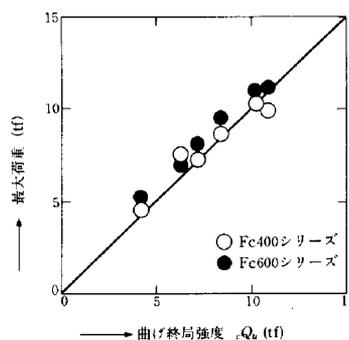


Fig.8 最大荷重と(2)式の比較

① 曲げ初きれつ強度

Fig. 6 は、グラフから求めた各試験体の曲げ初きれつ強度に関する実験値と計算値との関係を示したものである。Fc400, Fc600の両シリーズともばらつきがみられるが、曲げ初きれつ発生荷重はほぼ1.0tf { 9.8×10^3 N} 前後に集中しており、全試験体とも同程度の値を示している。実験値では、コンクリート強度あるいは主筋量などによる相違の影響は特にみられなかったが、実験値に対する計算値の比は0.75~1.25の範囲に分布しており、実験値と計算値は比較的よく合致している。

② 曲げ終局強度

Fig. 7 は、各試験体の最大荷重に関するコンクリート強度の違いによる影響を示したものである。Fc400シリーズと Fc600シリーズを比較した場合、コンクリート強度を増大することによって最大荷重は多少増加している。図中において、 p_t が大きい 3D13, 2D16 の試験体はコンクリート強度の増大による最大荷重の増加する割合が他の試験体に比べて大きい傾向が見られるが、これは Fc400シリーズでは Fc600シリーズに比べ、曲げ降伏後の付着劣化の割合が大きく、この影響が最大荷重に現れたものと思われる。

Fig. 8 は、最大荷重と曲げ終局強度計算値とを比較したものである。実験値では B400-3D13試験体を除けば計算値を上回っており、安全側の値を示している。また、実験値に対する計算値の比は0.94~1.18の範囲に分布し、よく近似しており、SD70級の主筋と本実験範囲内での高強度コンクリートを用いたはり断面の曲げ耐力は、学会式で十分計算可能であることが認められた。

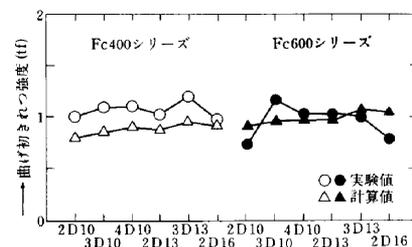


Fig.6 曲げ初きれつ強度に関する実験値と計算値の比較

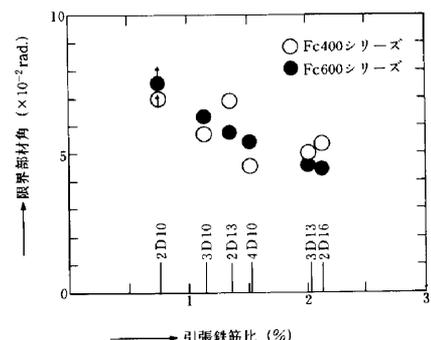


Fig.9 引張鉄筋比と限界部材角の関係

(3) 限界部材角に関する検討

Fig. 9に、限界部材角に関する p_t およびコンクリート強度の違いによる影響を示す。主筋に D10を用いた試験体では、限界部材角は3体とも Fc400シリーズよりも Fc600シリーズの方が上回っており、コンクリート強度を上げたことによる影響が認められるが、D13, D16を用いた試験体では必ずしも Fc600シリーズの限界部材角が Fc400シリーズのそれを上回っているとは限らず、コンクリート強度を上げたことによる効果があり認められない。 p_t と限界部材角とを比較すると、Fc400シリーズの場合には多少ばらつきがみられるが、Fc600シリーズの場合も含め p_t が大きくなるほど限界部材角が減少する傾向がみられる。

(4) 主筋ひずみ分布

① ひずみ履歴について

Fig. 10は、曲げ降伏後付着破壊をしなかった B400-2D10と降伏後付着破壊した B400-2D16の試験体における主筋の特定位置でのひずみ履歴の一例を示したものである。付着破壊しなかった B400-2D10では、例えば測定点③での主筋は圧縮作用時に圧縮効果を発揮しているが、付着破壊した B400-2D16では付着劣化によって圧縮効果が減少し、次第に引張化していく現象が見られる。

② 各測定点での引張ひずみの最大値

Fig. 11は、測定点①、③における主筋の引張ひずみの最大値を p_t との関係で示したものである。各試験体とも材端では降伏(D10($\epsilon_y=0.58\%$), D13, D16($\epsilon_y=0.40\%$))している。また、測定点①の引張ひずみの最大値は p_t が大きくなると小さくなる傾向がみられるが、測定点③ではその傾向があまりみられない。

Fig. 12は、Fc600シリーズで p_t の小さい B600-2D10と p_t の大きい B600-2D16試験体の各測定点での引張ひずみの最大値を比較したものである。2D10では測定点①、②、⑤、⑥で降伏しているのに対し、2D16では測定点①、⑥で降伏しているが測定点②、⑤では降伏しておらず、塑性域が小さくなっていることが分かる。

(5) 付着応力度分布

① 部材中央部(③~④区間)における付着応力の履歴

Fig. 13(a), (b)は、Fc400, Fc600シリーズでそれぞれ曲げ降伏後付着破壊しなかった2D10試験体と付着破壊した3D13試験体の部材中央部における付着応力度を部材角との関係で示したものである。Fc400, Fc600両シリーズとも付着破壊しなかった2D10試験体では部材中央部での付着応力度が曲げ降伏後付着応力度が低下しないのに対して、付着破壊した3D13試験体では付着応力度分布はパラボラ状になり、付着応力度が最大値を示

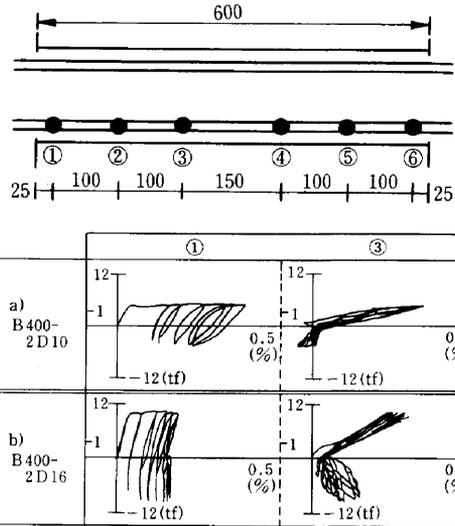


Fig.10 特定位置での主筋のひずみ履歴の一例

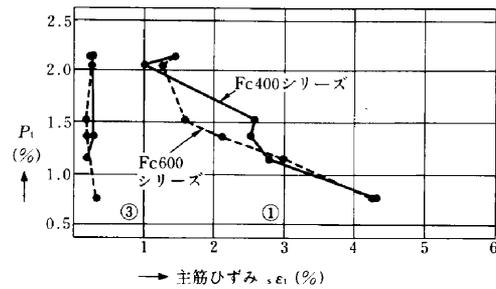


Fig.11 主筋の引張ひずみの最大値(測定点①,②)

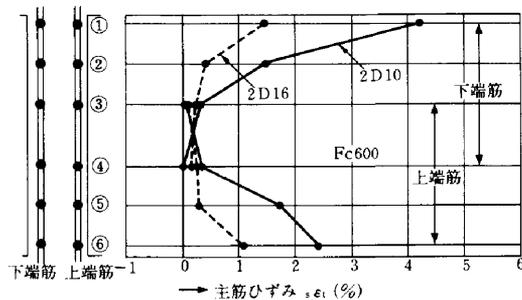


Fig.12 各測定点での主筋の最大引張ひずみ分布の一例

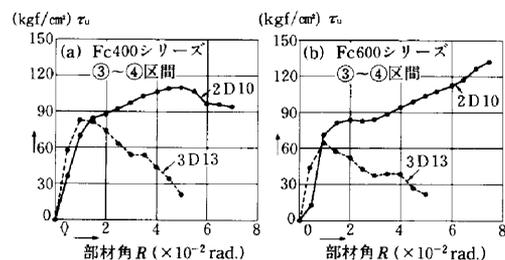


Fig.13 部材中央部(③~④)区間での付着応力の履歴

した後、付着効果が低下していることが分かる。

②部材中央部(③~④区間)の付着応力度の最大値および計算値との比較

Fig. 14は、Fc400, Fc600両シリーズにおける各試

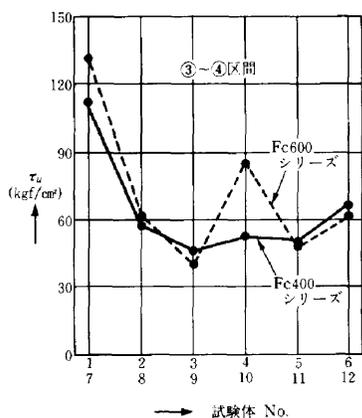


Fig.14 部材中央部(③~④)区間における最大付着応力度

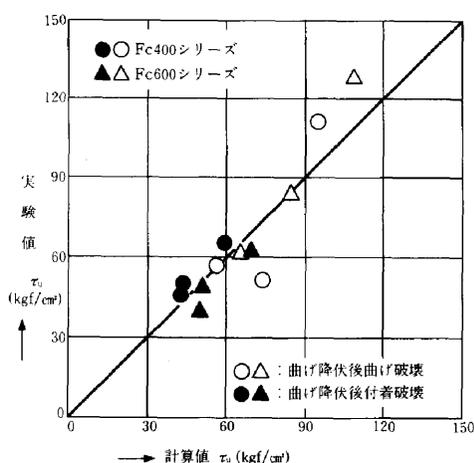


Fig.15 部材中央部(③~④)区間の最大付着応力度と計算値の比較

験体の部材中央部(③~④区間)における付着応力度の最大値を示したものである。鉄筋径が同一なら鉄筋本数の多いほど、また鉄筋本数が同一ならば鉄筋径の大きいほど最大付着応力度が低下する傾向がみられる。本実験では、コンクリート強度の増大による部材中央部の付着強度に対する効果は明確にはみられなかった。

Fig.15は、Fig.14に示した部材中央部(③~④区間)における最大付着応力度と藤井・森田の(3)式の計算値との比較を示したものである。

$$\tau_u = (0.307b_i + 0.427 + 24.9kA_{s1}/sNd_b)\sqrt{F_c} \dots\dots(3)$$

曲げ降伏後付着破壊した試験体の最大値は比較的(3)式の計算値と近似しているが、付着破壊しなかったものは計算値とのばらつきが大きい。

§4. まとめ

以上、本実験の範囲内で次のことが認められた。

- ① Fc400およびFc600シリーズとも各試験体の履歴曲線は逆S型のループであった。

- ② 鉄筋径が同一で配筋本数を増やすと、曲げ破壊から付着破壊へ移行する。
- ③ 鉄筋本数が同一で主筋径を増すと、曲げ破壊から付着破壊へ移行する。
- ④ 曲げ初されつ荷重の実験値と計算値は、多少のばらつきはあるが、比較的よく一致している。
- ⑤ 最大荷重と曲げ終局計算値はよく合致しており、SD70級の主筋と高強度コンクリートを用いたはり断面の曲げ耐力は、(2)式で十分計算可能であることが認められた。
- ⑥ 限界部材角に与えるコンクリート強度の影響はほとんど認められないが、 ρ_c が大きくなるほど限界部材角が減少する傾向がみられた。
- ⑦ 付着破壊する試験体の、はり中央部の主筋ひずみは、変形の増大とともに引張化する傾向にある。
- ⑧ 材端の引張主筋の最大ひずみは、 ρ_c が大きいほど小さくなる傾向にある。またその最大ひずみの大きさは、Fc400、Fc600シリーズでよく近似した値を示した。
- ⑨ 曲げ降伏後付着破壊した試験体の部材中央部での付着強度は最大値を示した後、低下する傾向がみられた。
- ⑩ 降伏後付着破壊した試験体の部材中央部の最大付着応力度は(3)式の計算値と比較的よく合致することが認められた。

§5. おわりに

本研究は、東北工業大学田中研究室と当社技術研究所の共同研究であり、田中礼治教授の御指導で行ったものです。ここに謹んで感謝の意を表します。また、実験に際し、大芳賀義喜助手、田中研究室卒論生には、多大な御助力を賜ったことに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1982), 日本建築学会。
- 2) 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。
- 3) 藤井・森田ほか: 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究(第2報), 日本建築学会論文報告集, 第324号, 昭和58年2月。
- 4) 藤井・森田ほか: 鉄筋コンクリート T形梁の耐力と靱性に関する2, 3の考察, 日本建築学会梗概集 昭和63年度, pp.235~236。
- 5) 狩野・高木ほか: 付着割裂破壊に支配される梁のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, 11-2, 1989, pp.81~86。