

# 高強度せん断補強筋を用いたフック付き重ね継手を有する RC 基礎梁のせん断性状

## 1. はじめに

RC 基礎梁の場合、通常、断面寸法が大きく、施工上、基礎梁せい中間部でコンクリートを打継ぎ、せん断補強筋を中間部で重ね継手とすることが多い。RC 配筋指針<sup>1)</sup>によると、図 1 に示すように、SD490 以下のせん断補強筋の場合には、基礎梁せい中間部にフック付き重ね長さ  $L_{1h}$  以上の重ね継手を配置できる。

上記のフック付き重ね長さは、基礎梁実験によらず、施工上の必要性から工学的判断に基づき規定されたと考えられる。一方、SD490 を超える高強度せん断補強筋の場合、RC 配筋指針の適用範囲外であるので、通常、基礎梁せい中間部にはフック付き重ね継手を配置できない。これらより、本資料では、高強度せん断補強筋の鋼種 (685N/mm<sup>2</sup> 級, 785N/mm<sup>2</sup> 級) およびせん断補強筋比を実験因子とし、フック付き重ね継手を有し、打継ぎ部を設けない RC 基礎梁のせん断性状を確認する。

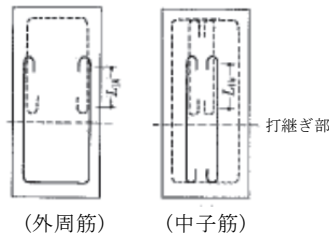


図 1 基礎梁せん断補強筋のフック付き重ね継手<sup>1)</sup>

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体および実験因子

試験体は、図 2 に示すように、剛強な中央部(反力部、図 3 参照)の左右に 2 体ずつ配置し、それぞれせん断スパン比  $a/D=1.125$ 、基礎梁断面寸法 250mm×1000mm、上下主筋 3+2-D25 (SD390)、重ね継手末端は 135° フック、重ね継手位置は基礎梁せいの中央とした。

本実験は、表 1 に示すように、系列 1 と系列 2 からなり、系列 1 では、せん断補強筋鋼種 (685N/mm<sup>2</sup> 級, 785N/mm<sup>2</sup> 級) と重ね長さ  $l$ 、系列 2 では、せん断補強筋鋼種を 685N/mm<sup>2</sup> 級とし、せん断補強筋比  $p_w$  と重ね長さ  $l$  を実験因子とした。いずれもコンクリートの目標圧縮強度は 24 N/mm<sup>2</sup> であり、試験体数は各 8 体、計 16 体である。

両系列ともに、試験体記号に  $\infty$  を付した試験体は、重ね継手なし試験体であり、重ね継手あり試験体の重ね長さ  $l$  は、RC 配筋指針<sup>1)</sup> に準じて計算した必要重ね長さ比  $l/d$  の値を基に設定した (6 章 参照)。  $d$  はせん断補強筋の呼び名の値を示す。

系列 1 の場合、せん断補強筋は 2-D10@250mm ( $p_w=0.23\%$ ) であり、荒川 mean 式のせん断余裕度  $Q_{su}/Q_{Fu}$  は 0.8 程度である。また、系列 2 の場合、せん断補強筋は 2-D10@250mm ( $p_w=0.23\%$ ) および 2-D10@125mm ( $p_w=0.45\%$ ) であり、 $Q_{su}/Q_{Fu}$  は 0.8 程度および 1.0 程度である。 $Q_{su}$  は荒川 mean 式のせん断終局耐力<sup>3)</sup>、 $Q_{Fu}$  は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力を示す (5 章 参照)。

(注) 図中の  $B_i$  は基礎梁主筋、 $H_i$  はせん断補強筋のひずみ測定位置

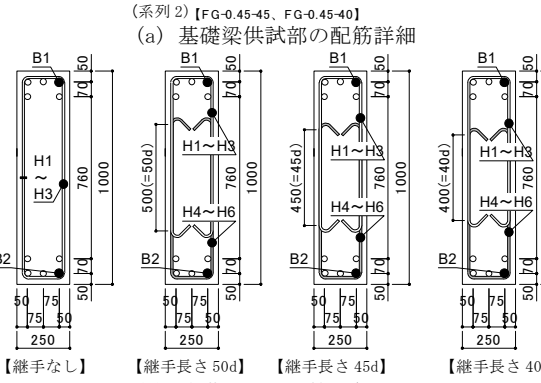
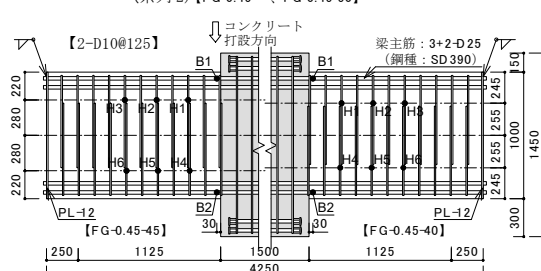
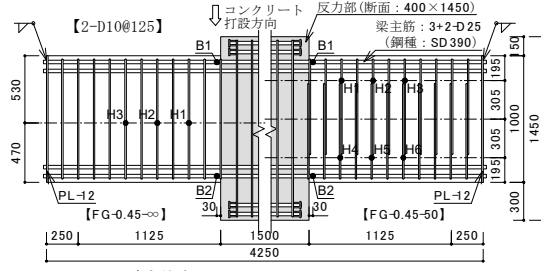
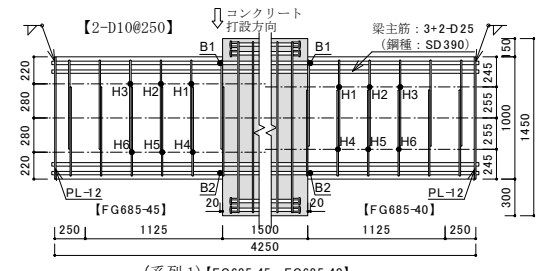
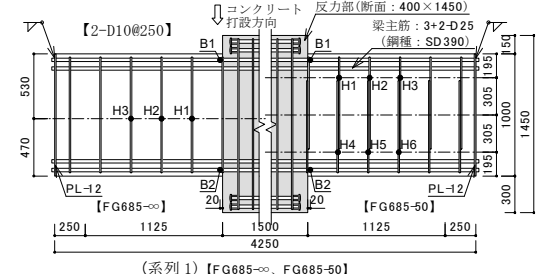


図 2 代表的試験体の形状寸法および配筋 (寸法単位: mm)

表 1 実験計画

試験体	系列1		系列2	
	せん断補強筋 鋼種	重ね長さ	試験体	せん断補強筋 pw(%) 重ね長さ
FG785-∞	785 N/mm <sup>2</sup> 級	-*	FG-0.23-∞	-*
FG785-55		55d	FG-0.23-50	50d
FG785-50		50d	FG-0.23-45	45d
FG785-45		45d	FG-0.23-40	40d
FG685-∞	685 N/mm <sup>2</sup> 級	-*	FG-0.45-∞	-*
FG685-50		50d	FG-0.45-50	50d
FG685-45		45d	FG-0.45-45	45d
FG685-40		40d	FG-0.45-40	40d

※：重ね継ぎなし、d：せん断補強筋呼び名の値  
 $p_w = a_w / (b \times x)$ ：せん断補強筋比、b：梁幅、x：せん断補強筋間隔  
 【せん断補強筋鋼種】(系列1)785N/mm<sup>2</sup>級：KH785、685N/mm<sup>2</sup>級：KH685  
 (系列2) いずれも685N/mm<sup>2</sup>級：SPR685  
 系列1、系列2ともに、コンクリートの目標圧縮強度24N/mm<sup>2</sup>

表 2 材料試験結果  
 (a) コンクリート

試験体	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{co}$ ( $\times 10^{-3}$ )	$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
系列1				
FG785	29.8	2.11	24.5	2.85
FG685	27.7	2.04	24.9	2.68
系列2				
FG-0.23	31.2	2.06	26.5	2.82
FG-0.45	34.0	2.15	28.7	3.17

$\sigma_B$ ：実圧縮強度(各3本の平均値)  
 $\epsilon_{co}$ ： $\sigma_B$ 時ひずみ、 $E_c$ ：ヤング係数、 $\sigma_t$ ：割裂強度

(b) 鉄筋

使用部位	鋼種	呼び名	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	
基礎梁主筋	SD390	系列1	440	615	22	
		系列2	432	609	28	
せん断補強筋	785N級	系列1	D10	827	1028	15
	685N級	系列2	D10	784	936	17
	685N級	系列2	D10	715	868	17

$\sigma_y$ ：降伏点、 $\sigma_u$ ：引張強さ  
 【せん断補強筋鋼種】(系列1)785N級：KH785、685N級：KH685  
 (系列2) いずれも685N級：SPR685  
 (注)685N級および785N級の呼び名はD10として略記した。

系列1、系列2のせん断補強筋は大臣認定取得の高強度せん断補強筋(KH785、KH685、SPR685)であり、それぞれJIS G 3112の規格に近い節形状寸法を有する。材料試験結果を表2に示す。

## 2.2 実験方法

本実験では、図3に示すように、試験体中央の反力部左右の供試部1,2に、それぞれ油圧ジャッキを用いて加力した。載荷履歴は、目標部材角 $R = (5, 10, 20) \times 10^{-3} \text{rad}$ で1サイクルずつの正負繰返し載荷後、正加力方向への単調載荷とし、上端筋引張時を正加力方向とした。部材角は、加力位置のたわみ量 $\delta$ をせん断スパン長(1250mm)で除した値とした。

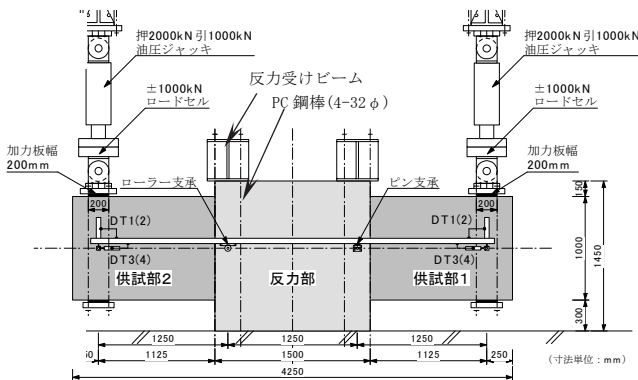


図 3 実験装置

一方、図3に示すように、載荷前に中央部(反力部)の両端に配置した反力受けビームをPC鋼棒(1台当たり4本-32φ、計2000kN)で締め付け、鉛直加力用油圧ジャッキの両端をピン支持とすることで、供試部を水平方向に拘束しないようにした。

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 各試験体の荷重-変形状および破壊形式

代表的試験体のせん断力 $Q_g$ -部材角 $R$ 関係を図4、ひび割れ状況を写真1に示す。図4中には、最大耐力 $Q_{max}$ 、限界部材角 $R_{80}$ および主な発生現象を示した。 $R_{80}$ は最大耐力 $Q_{max}$ の80%耐力低下時の限界部材角実験値である。図4に示すように、

系列1試験体では、いずれも $R = 5 \sim 6 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に基礎梁主筋が引張降伏(BTY)し、 $R = 7 \sim 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大耐力に達した後、材端部曲げ圧縮部に向かうせん断ひび割れ幅が急増した(写真1(a)参照)。最大耐力後、FG685-∞を除く試験体では、基礎梁主筋の塑性ひずみが進展し、FG685-∞の基礎梁主筋は $R = 6.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に降伏ひずみに達したが、その後ほとんど進展しなかった。

上記のひずみ性状の違いは、せん断ひび割れの進展状況の差異に起因すると考えられる。すなわち、FG685-∞のせん断ひび割れは、重ね継ぎなしせん断補強筋のため対角線状に発生し、FG685-∞以外の重ね継ぎありせん断ひび割れは、2本のせん断補強筋の重ね継手部を避けた部分に発生した。

$p_w = 0.45\%$ の系列2試験体では、 $R = 5.0 \sim 5.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に基礎梁主筋が引張降伏(BTY)し、 $R = 10 \sim 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大耐力に達した後、基礎梁主筋の塑性ひずみが進展し、これに伴い、材端部曲げ圧縮部に向かうせん断ひび割れ幅が急増した(写真1(b)参照)。

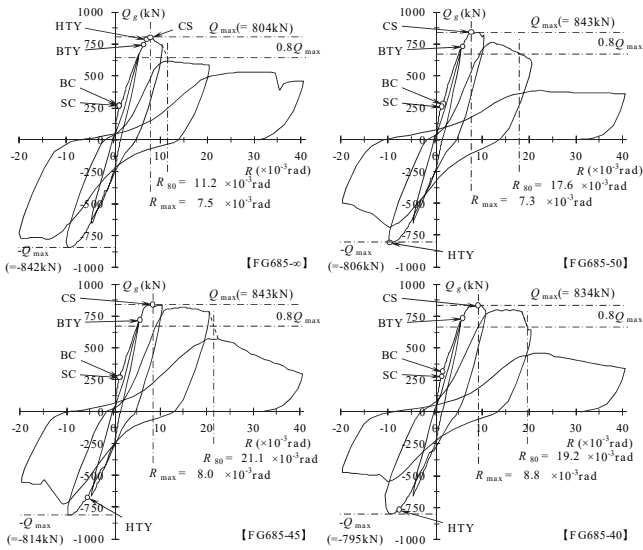
### 3.2 実験因子別の正加力時準標準化梁せん断力 $Q_g/Q_{fu}$ -部材角 $R$ 関係

表記の $Q_g/Q_{fu}$ -部材角 $R$ 関係を図5に示す。 $Q_{fu}$ は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力である。同図によると、

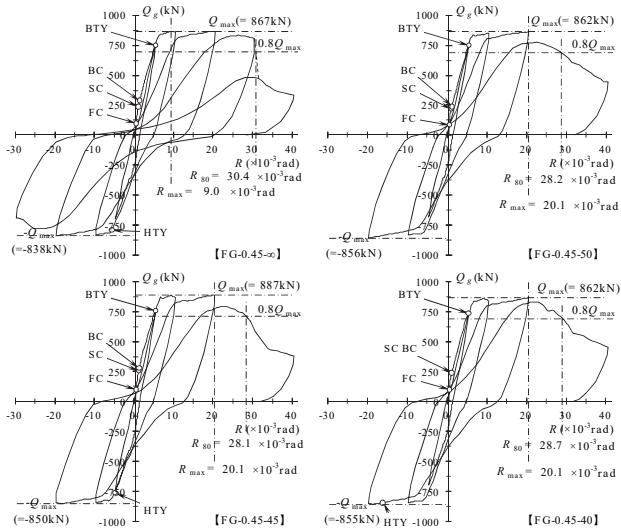
- 1) 系列1の785N/mm<sup>2</sup>級せん断補強筋を用いた試験体では、いずれも主筋が引張降伏(BTY)し、せん断補強筋が引張降伏(HTY)するとともに、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度以降、ほぼ一定耐力を保持し、 $R = 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度より耐力低下を起こした。重ね継ぎあり試験体の耐力低下度合いは、重ね継ぎなし試験体よりも大きい、重ね長さによる有意差は認められない。
- 2) 系列1の685N/mm<sup>2</sup>級せん断補強筋を用いた試験体は、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度まで同様に挙動したが、それ以降、耐力低下を起こした。重ね継ぎあり試験体の耐力低下度合いは、重ね継ぎなし試験体よりも小さく、重ね長さによる有意差は認められない。重ね継ぎなしとありの耐力低下度合いの違いは、3.1節で前述したように、両者のせん断ひび割れの進展状況の差異に起因すると考えられる。
- 3) 系列2の $p_w = 0.23\%$ の場合、系列1と同様、重ね長さによる有意差は認められない。
- 4) 系列2の $p_w = 0.45\%$ の場合、主筋引張降伏(BTY)後、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度以降、ほぼ一定耐力を保持し、 $R = 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度より耐力低下を起こした。重ね継ぎあり試験体の耐力低下度合いは、重ね継ぎなし試験体よりも大きい、重ね長さによる有意差は認められない。また、せん断補強筋の引張降伏(HTY)は、FG-0.45-50

では発生せず、それ以外の試験体では  $R = \pm 10$  または  $\pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$  の繰返し載荷時に発生した。

$Q_{\max}$  : 最大耐力,  $R_{80}$  : 限界部材角,  $SC$  : セン断ひび割れ  
 $BC$  : 付着割裂ひび割れ,  $CS$  : 材端部コンクリート圧壊  
 $BTY$  : 梁主筋引張降伏,  $HTY$  : セン断補強筋引張降伏



(a) 685N/mm<sup>2</sup> 級を用いた系列 1 試験体 ( $p_w = 0.23\%$ )



(b) 685N/mm<sup>2</sup> 級を用いた系列 2 試験体 ( $p_w = 0.45\%$ )

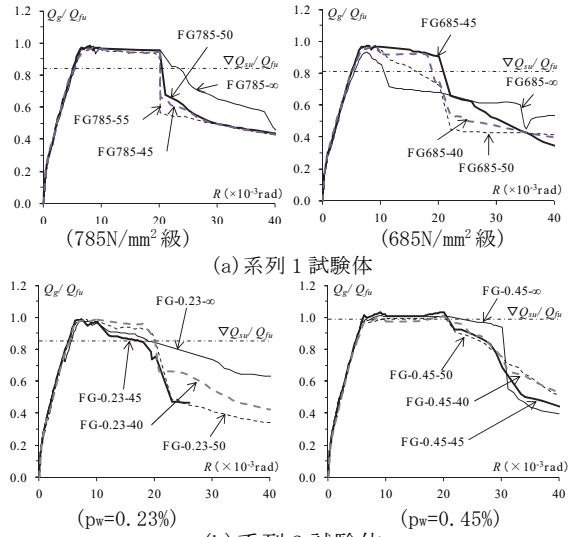
図 4 代表的試験体のせん断力  $Q_g$  - 部材角  $R$  関係

### 3.3 最大せん断ひび割れ幅の推移

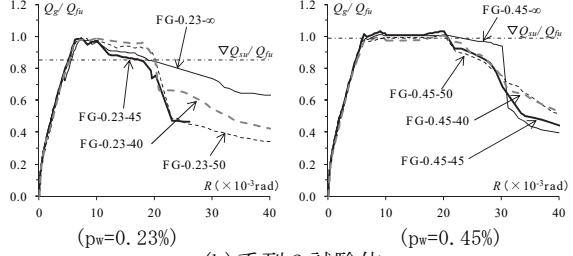
最大せん断ひび割れ幅  $w_s$  の推移を図 6 に示す。最大せん断ひび割れ幅  $w_s$  は、測定段階ごとに、クラックスケールを用いて 6 箇所程度で測定した値の最大値(写真 1 参照)であり、同図中には、損傷短期許容せん断力時の最大せん断ひび割れ幅  $w_s$  を ●▲■◆ で示した(4 章 参照)。同図によると、

- 1) 系列 1 試験体の場合、785N/mm<sup>2</sup> 級、685N/mm<sup>2</sup> 級せん断補強筋ともに、せん断ひび割れは  $R = 0.7 \sim 1.2 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度で発生した後急増し、主筋引張降伏(BTY)が発生した  $R = 5 \sim 6 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度より、最大せん断ひび割れ幅  $w_s$  の増加割合がやや小さくなった。
- 2) 系列 2 の  $p_w = 0.23\%$  試験体の  $w_s$  は、系列 1 試験体と同様に推移し、 $p_w = 0.45\%$  試験体の  $w_s$  は、 $p_w = 0.23\%$  試験体よりも明らかに小さい。

$Q_{fu}$  : 曲げ終局耐力時せん断力計算値,  $Q_{su}$  : 荒川 mean 式のせん断耐力計算値



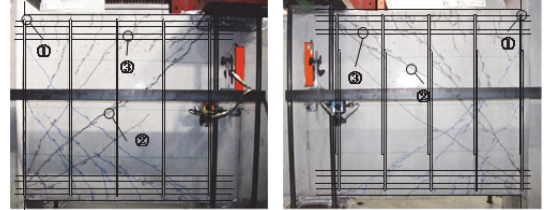
(a) 系列 1 試験体



(b) 系列 2 試験体

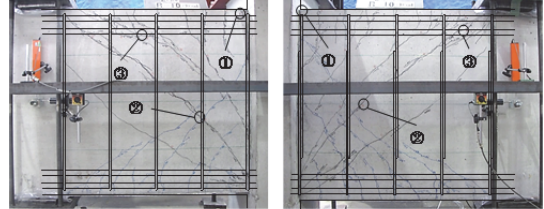
図 5 実験因子別の正加力時基準化  $Q_g/Q_{fu} - R$  関係

- ① 曲げひび割れ, ② セン断ひび割れ, ③ 付着割裂ひび割れ (重ね継手なし) (重ね長さ 50d) (中央・反力位置)



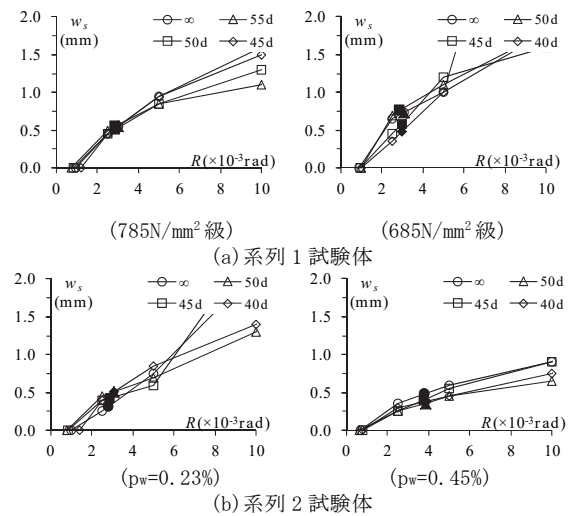
(a) 685N/mm<sup>2</sup> 級を用いた系列 1 試験体 ( $p_w = 0.23\%$ )

(中央・反力位置)

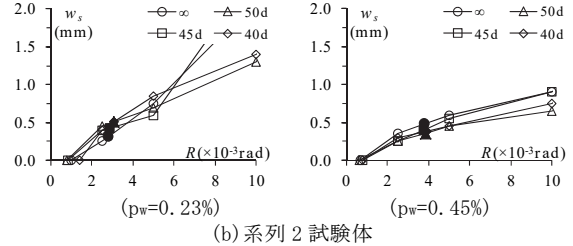


(b) 685N/mm<sup>2</sup> 級を用いた系列 2 試験体 ( $p_w = 0.45\%$ )

写真 1 代表的試験体の  $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$  時ひび割れ状況



(a) 系列 1 試験体



(b) 系列 2 試験体

図 6 最大せん断ひび割れ幅  $w_s$  の推移

### 3.4 せん断補強筋ひずみの推移

本実験では、図7に示したせん断補強筋  $H_i$  のひずみを測定した。系列1のせん断補強筋ひずみ  $\epsilon_{Hi}$  の推移を図8に示す。同図によると、785N/mm<sup>2</sup>級および685N/mm<sup>2</sup>級の  $\epsilon_{Hi}$  は、重ね継手の有無、重ね長さに係わらず同様に推移し、スパン中央に近いせん断補強筋ひずみ  $\epsilon_{H2}$ ,  $\epsilon_{H3}$  が大きくなる傾向があった。

次に、せん断補強筋の最大ひずみ  $\epsilon_{Hmax}$  の推移を図9に示す。同図によると、系列1の  $\epsilon_{Hmax}$  は、概ね、 $R=20 \times 10^{-3}$ rad. 時に降伏ひずみに達した。系列2の  $\epsilon_{Hmax}$  は、概ね、 $p_w=0.23\%$  の場合、重ね継手なしのFG-0.23- $\infty$ では  $R=5 \times 10^{-3}$ rad. 時、重ね継手あり試験体では  $R=10 \times 10^{-3}$ rad. 時に降伏ひずみに達した。また、 $p_w=0.45\%$  の場合、概ね、 $R=20 \times 10^{-3}$ rad. 時に降伏ひずみに達した。

以上によると、3.2節で前述したように、梁主筋引張降伏後に発生した耐力低下は、せん断ひび割れ幅の進展に伴い生じたせん断補強筋の引張降伏(HTY)に起因したと考えられる。

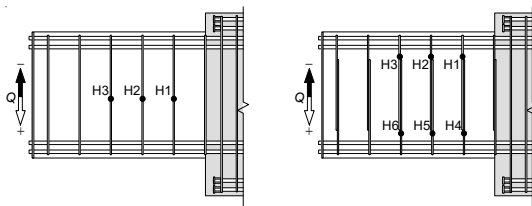


図7 せん断補強筋ひずみの測定位置

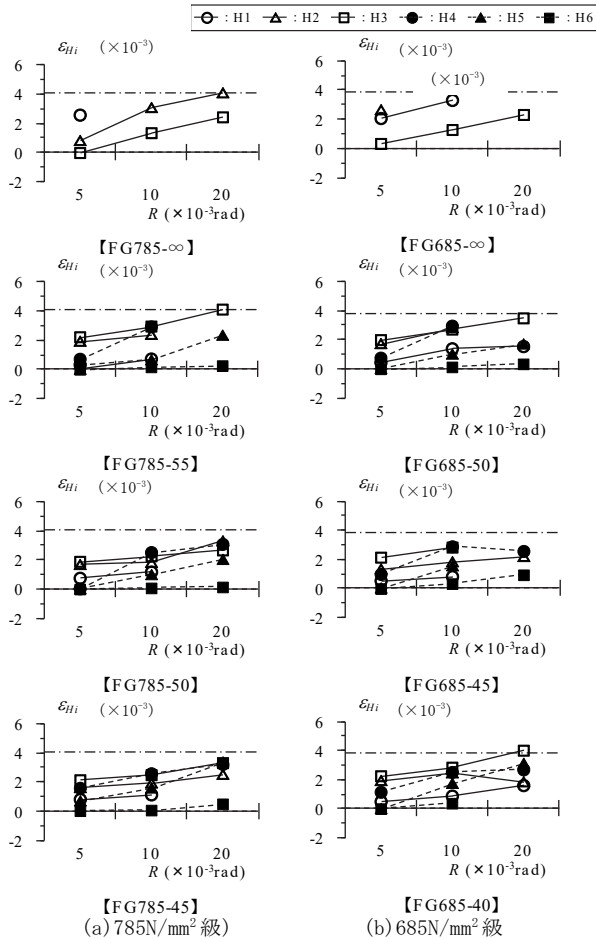


図8 系列1試験体のせん断補強筋ひずみ  $\epsilon_{Hi}$  の推移

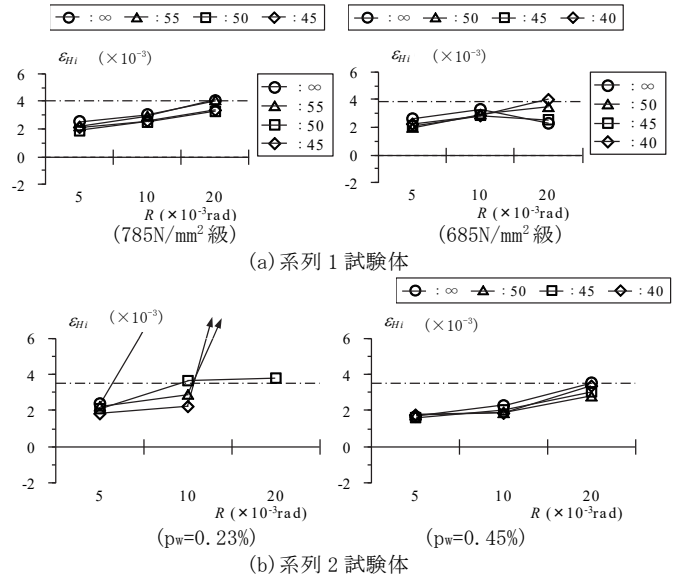


図9 せん断補強筋の最大ひずみ  $\epsilon_{Hmax}$  の推移

## 4. 損傷短期許容せん断力時の最大せん断ひび割れ幅

### 4.1 検討方法

本検討では、文献4)提案の損傷制御短期許容せん断力(以下、損傷短期許容せん断力と略記)に準じ、下式で求めた本実験の基礎梁試験体と純ラーメン架構を対象とした一般梁試験体<sup>5)</sup>の損傷短期許容せん断力時最大せん断ひび割れ幅の実験値を比較、検討する。

$$Q_{AS} = b \cdot j \{ \beta_c \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5 w_{ft} \cdot (p_w - 0.001) \} \quad (1)$$

$$\beta_c = 1 - (100 p_w - 0.2) / 3 \quad (2)$$

$$\alpha = 4 / (M / Qd + 1) \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

$b$ : 梁幅,  $j$ : 応力中心距離,  $d$ : 有効せい

$f_s$ : コンクリートの短期許容せん断応力度

$w_{ft}$ : せん断補強筋の短期許容引張応力度

685N/mm<sup>2</sup>級, 785N/mm<sup>2</sup>級ともに,  $w_{ft} = 590 \text{N/mm}^2$

$p_w$ : せん断補強筋比,  $\beta_c$ : せん断補強筋比  $p_w$  の影響係数

$\alpha$ : せん断スパン比  $M/Qd$  の割増し係数

### 4.2 検討結果

基礎梁試験体(16体)および一般梁試験体(58体)<sup>5)</sup>の損傷短期許容せん断力時最大せん断ひび割れ幅実験値( $w_s$ )<sub>AS</sub>—せん断補強筋比  $p_w$  関係を図10に示す。 $(w_s)_{AS}$ は文献4)提案の算定方法で求めた。

同図によると、基礎梁試験体の  $(w_s)_{AS}$  は、一般梁試験体よりも大きく、一般梁試験体の上限値(0.4mm)を超える場合が多い。すなわち、基礎梁試験体のせん断スパン比  $a/D$  が一般梁試験体よりも小さくなるか、または梁せい/梁幅比が大きくなると、 $(w_s)_{AS}$  は増加すると考えられる。

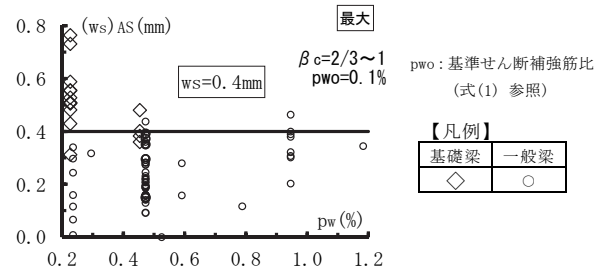


図10 基礎梁試験体と一般梁試験体の  $(w_s)_{AS}$ — $p_w$  関係

## 5. 終局耐力の検討

基礎梁試験体(16体)および一般梁試験体(58体)<sup>5)</sup>の耐力安全率  $Q_{max}/Q_{fu}$ —せん断余裕度  $Q_{su}/Q_{fu}$  関係を図11に示す。 $Q_{su}$ は荒川mean式のせん断終局耐力、 $Q_{fu}$ は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力であり、同図中には、一般梁試験体のせん断破壊型 ( $Q_{su}/Q_{fu} < 1$ ) の回帰勾配(1.27)を示した。計算耐力は材料試験結果の実強度を用いて算定した。同図によると、基礎梁試験体の  $Q_{max}/Q_{fu}$  は、一般梁試験体の範囲に概ね入る。

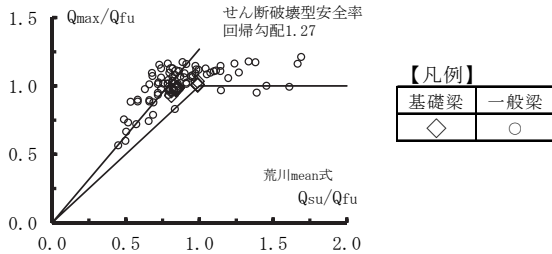


図11 基礎梁試験体と一般梁試験体の  $Q_{max}/Q_{fu}$ — $Q_{su}/Q_{fu}$  関係

## 6. フック付き重ね継手の必要重ね長さの検討

RC 計算規準 16 条<sup>2)</sup>では、フック付き重ね継手の場合、フックが鉄筋引張力の 1/3 を負担し、重ね継手部が鉄筋引張力の 2/3 を負担するとしている。これらより、RC 配筋指針<sup>1)</sup>では、式(3)と式(4)の大きい方の計算値を基に、SD295~SD490 のせん断補強筋のフック付き重ね長さ比  $L_{1h}/d$  を表3で規定している。

$$l \geq (2/3) \cdot \{\sigma_t \cdot d / (4f_a)\} \quad (3)$$

$$l \geq (2/3) \cdot \{\sigma_t \cdot d / (4K \cdot f_b)\} \quad (4)$$

$l$ : フック付き重ね長さ、 $d$ : 鉄筋呼び名の値

$\sigma_t$ : 短期許容引張応力度、 $f_a$ : 短期許容付着応力度(上端筋の値)

$f_b$ : 付着割裂の基準となる強度

$K$ : 鉄筋配置とせん断補強筋による修正係数( $K=1.9$ とする)

重ね継手なしとフック付き重ね継手あり試験体の限界部材角実験値  $R_{80}$  に及ぼす影響を図12に示す。 $R_{80}$ は、最大耐力  $Q_{max}$  の80%耐力低下時の限界部材角実験値(図4参照)であり、 $f_a$ および $f_b$ は、表2(a)のコンクリートの実圧縮強度  $\sigma_B$  を用いて求めた。

図12によると、系列1、系列2ともに、フック付き重ね継手あり試験体の限界部材角実験値  $R_{80}$  については、重ね継手長さに係わらず、重ね継手なし試験体との有意差は認められない。これらより、表3では、SD295~SD490と同様、コンクリートの設計基準強度  $F_c$  を用いて求めた 685N/mm<sup>2</sup> 級および 785N/mm<sup>2</sup> 級せん断補強筋のフック付き重ね長さ比  $l/d$  の計算値を示すとともに、これらの計算値を安全側にまらめめたフック付き重ね長さ比の設計値を示した。

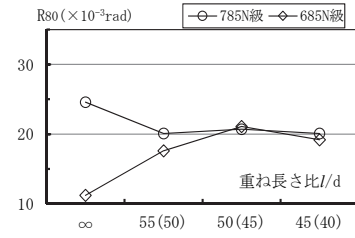
## 7. まとめ

本資料では、高強度せん断補強筋を用いたフック付き重ね継手を有するRC基礎梁の実験を行い、以下の知見を得た。

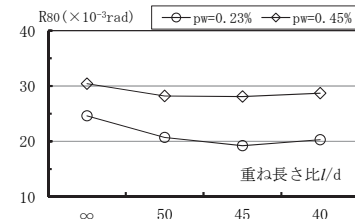
- 1) 本実験の基礎梁試験体は、 $R=5 \sim 6 \times 10^{-3}$ rad. 時に基礎梁主筋が引張降伏(BTY)した後、 $R=10 \sim 20 \times 10^{-3}$ rad. 時に耐力低下を起こした。これは、せん断ひび割れ幅の進展に伴い生じたせん断補強筋の引張降伏(HTY)に起因したと考えられる。
- 2) 基礎梁試験体の損傷短期許容せん断力時最大せん断ひび割れ幅実験値  $(w_s)_{AS}$  は、一般梁試験体よりも大きく、一般梁試験体の上

限值(0.4mm)を超える場合が多い。すなわち、基礎梁試験体のせん断スパン比  $a/D$  が一般梁試験体よりも小さくなるか、または梁せい/梁幅比が大きくなると、 $(w_s)_{AS}$  は増加すると考えられる。

- 3) 基礎梁試験体の荒川mean式による耐力安全率  $Q_{max}/Q_{fu}$  は、一般梁試験体の範囲に概ね入る。
- 4) SD295~SD490と同様、コンクリートの設計基準強度  $F_c$  を用いて求めたフック付き重ね長さ比  $l/d$  の計算値を安全側にまらめると、685N/mm<sup>2</sup> 級および785N/mm<sup>2</sup> 級せん断補強筋のフック付き重ね長さ比の設計値が得られる。



(a) 系列1試験体



(b) 系列2試験体

図12  $R_{80}$  に及ぼすフック付き重ね長さ比  $l/d$  の影響

表3 高強度せん断補強筋のフック付き重ね長さ比

$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$L_{1h}/d$				$l/d$		設計値	
	SD295	SD345	SD390	SD490	685N級	785N級	685N級	785N級
21	30			—	54.4	62.3	—	—
24		30	35		50.1	57.4		
27				40	47.7	54.7	50	55
30		25			45.5	52.2		
33					43.5	49.9		
36			25	30	41.7	47.8	45	50
39				35	40.1	45.9		
42					38.5	44.1		
45					37.1	42.5		
48					35.8	41.0	40	45
54		20	25	30	33.4	38.3		
60					31.3	35.9		

$F_c$ : コンクリートの設計基準強度、SD295~SD490の  $L_{1h}/d$  はRC配筋指針による。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説、2010
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人建築研究所監修：2015年度版 建築物の構造関係技術基準解説書 2015
- 4) 市岡有香子、田川浩之、足立将人、益尾潔：SD295~785N/mm<sup>2</sup> 級横補強筋を用いた RC 梁の残留せん断ひび割れ幅制限値に基づく短期許容せん断力、日本建築学会構造系論文集、No. 662, pp. 821-828, 2011. 4
- 5) 林哲平、小寺耕一朗、益尾潔：SD490 および 785N/mm<sup>2</sup> 級横補強筋を用いた RC 梁の構造性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV, pp. 457-458, 2015. 9
- 6) 益尾潔：785N/mm<sup>2</sup> 級および 685N/mm<sup>2</sup> 級高強度せん断補強筋を用いたフック付き重ね継手を有する RC 基礎梁のせん断性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV, pp. 455-456, 2015. 9

## (注記)

本実験は、岸和田金属(株)および東京鉄鋼(株)による高強度せん断補強筋の開発実験として(一財)日本建築総合試験所で行われた。