

# 報告 カットオフ筋を有する基礎梁に関する実験的研究

濱田 真\*1・石橋 久義\*1・太田 俊也\*2・木崎 朗\*2

**要旨：**本報告は、基礎梁のようにスパン長に比べて部材せいの大きなディープビームにおいて、主筋をスパン途中でカットオフした場合の部材挙動について述べたものである。基礎梁を模擬した試験体を製作し、その曲げせん断実験を行うことにより主筋のカットオフが部材の耐力および破壊性状などに及ぼす影響を調べた。実験の結果、カットオフ筋が有る場合はカットオフ筋が無い場合に較べて耐力が小さくなった。

**キーワード：**基礎梁、ディープビーム、カットオフ、伝達長さ

## 1. はじめに

RC部材のスパン途中で曲げモーメントに対して鉄筋の一部が不要となり、主筋本数を減じることがある。これがいわゆる曲げ主筋のカットオフである。曲げ主筋のカットオフは、RC部材において曲げひび割れのみが発生した状態で、スパン方向に平面保持の仮定が成立する場合に可能となる。しかし、スパン長に比べて部材せいの大きいディープビームでは、部材の両対角端を結ぶ斜めひび割れが発生することが多く、もともと全スパンにわたって平面保持の仮定が成立しない。このような場合、現行RC規準<sup>1)</sup>ではカットオフ筋を設けることが不可能となりスパン内を通し配筋とすることが必要である。しかし、同解説にも記述されているように、基礎梁や境界梁のような短スパン部材のカットオフ筋に関する実験資料や、平面保持に立脚しない合理的な曲げ、せん断設計に対する考え方は必ずしも十分ではない。そこで本研究では、基礎梁を模擬した試験体により、カットオフ筋の有無が基礎梁(ディープビーム)の破壊性状や耐力に及ぼす影響を実験的に把握することにした。

なお、カットオフ筋はスパン内にあるので、慣用の定義による「定着長さ」と概念的に区別するために、RC終局設計資料<sup>2)</sup>にならひ、本論文ではカットオフ筋のスパン内への定着長さを「伝達長

さ」と呼ぶことにする。

## 2. 実験概要

### 2.1 実建物の基礎梁

実験計画にあたり実建物の基礎梁について調査した。対象としたRC造建物は31件で、いずれも基礎構造はベタ基礎構造あるいは杭基礎構造である。建物階数は10~18階、軒高さは28.6~57.4mで、用途はほとんどが共同住宅である。

上述の建物から代表的な基礎梁を取り出して、

表-1 変数の範囲

	記号	範囲	平均
クリアスパンせい比	L/D	1.23~3.12	1.91
引張鉄筋比	pt	0.17~0.94%	0.51
せん断補強筋比	pw	0.21~0.49%	0.30
せい幅比	D/B	1.78~6.36	3.74

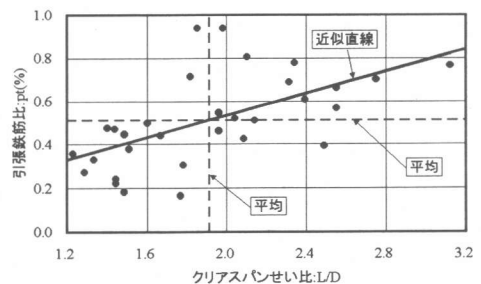


図-1 引張鉄筋比(pt) - クリアスパンせい比(L/D)

\*1 (株)熊谷組 技術研究所 建築構造研究グループ (正会員)

\*2 (株)熊谷組 建築統括部 設計部構造設計グループ

その配筋および形状について調べた。その結果から、クリアスパンせい比(L/D)、引張鉄筋比(pt)、せん断補強筋比(pw)およびせい幅比(D/B)などを計算し、各変数の範囲と平均をまとめたものを表-1に示す。この結果から基礎梁の配筋の特徴としては、上部構造の梁に比べてL/D、pt、pwが小さく、D/Bが大きいのことが分かった。また、実建物においてカットオフされている主筋本数は、全主筋本数のせいぜい1/3程度であった。これらの変数の内、基礎梁の特徴を表していると考えられるptとL/Dの関係をプロットしたものを図-1に示す。図の中に近似直線を示したが、L/Dが大きくなるほどptが大きくなり、スパンが長くなれば端部における必要鉄筋量が増えていることが分かる。

## 2.2 試験体

上記の調査結果を基に実験計画を行った。試験体は実物の約1/3程度を想定し、試験区間の両側に剛なスタブが取り付け形状とした。表-2に試験体の諸元を、図-2に試験体の形状および配筋を示す。試験体はNo.1~3の3体である。固定因子は断面、主筋、せん断補強筋およびコンクリート設計基準強度である。主筋は上下端とも4-D16を2段に配筋した。せん断補強筋は4-D6@100とした。変動因子はL/D、カットオフ筋の有無およびカットオフ筋の伝達長さである。L/Dについては実建物の平均値が1.91であったので、L/D=2.0とそれより短いL/D=1.6とした。カットオフ筋の有無はNo.1が無しで、No.2,3が有りである。カットオフする主筋本数は全主筋本数の半分とし、上下端ともその2段筋全てをカットオフした。さらに、カットオフ筋の伝達長さの影響をみるため、部材の左右でカットオフ筋の伝達長さを変化させた。図-2に示すようにカットオフ筋を有するNo.2,3では、正加力時(黒矢印)にはクリアスパンの中央位置までの長さL/2、負加力時(白矢印)にはL/4+15dの長さをカットオフ筋の伝達長さとした。実験時のコンクリート圧縮強度および試験体を使用した鉄筋の降伏強度を表-3内に記した。なお、

試験体は曲げ降伏先行型として設計されている。また、コンクリートは実建物と同様に上端から打設した。

## 2.3 加力および計測

写真-1に加力装置を示す。加力は大野式载荷とした。スタブ両端の支点を加力フレームに反力を取り、試験区間よりの加力点を4台のジャッキを用いて加力した。支点および加力点にはすべり回転支承を挿入した。载荷は正負交番繰り返して

表-2 試験体の諸元

		試験体	No.1	No.2	No.3
固定因子	断面	B	400mm		
		せい	D		
	主筋	径および強度	8-D16(SD295)		
	(上下とも)	引張鉄筋比	pt		
		せん断補強筋	4-D6(SD295)		
		せん断補強筋比	pw		
	コンクリート設計基準強度	Fc	27N/mm <sup>2</sup>		
変動因子	クリアスパンせい比	L/D	1.6	1.6	2.0
	カットオフ筋の有無		無し	有り	有り
	カットオフ筋(2段筋)の長さ (スタブフェースからの長さ)	正加力	通し配筋	780mm	980mm
		負加力	通し配筋	640mm	740mm

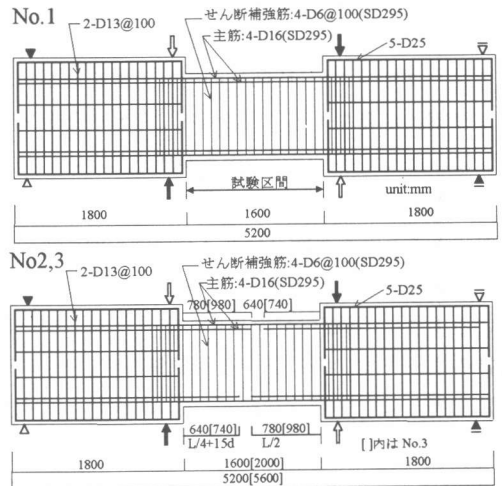


図-2 試験体形状および配筋

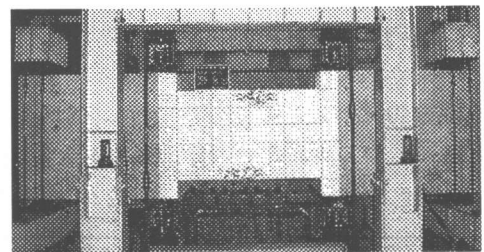


写真-1 加力装置

し、その履歴は  $R=1/2000, 1/1000, 1/333, 1/200$  rad. (以下 rad.略)と漸増させた。部材のせん断力、部材の諸変形、主筋およびせん断補強筋のひずみを計測した。なお、ひび割れの観測は目視により行った。

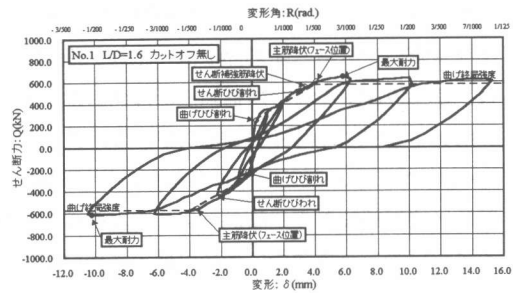
### 3. 実験結果および検討

#### 3.1 破壊経過および荷重変形関係

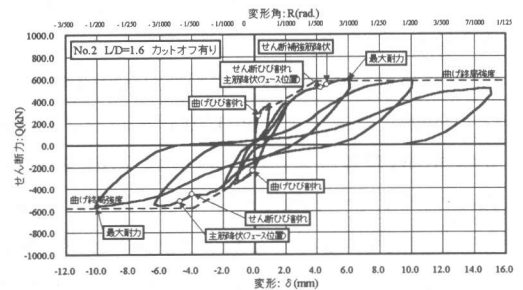
図-3に各試験体のせん断力(Q)-変形( $\delta$ )関係および最終ひび割れ発生状況を示す。

**No.1の破壊経過:** 曲げひび割れは  $Q=+251$ kN と  $Q=-225$ kN で試験区間端部(梁危険断面)位置に発生した。せん断ひび割れは  $Q=-436$ kN と  $Q=+541$ kN で発生した。そして  $Q=+553$ kN でせん断ひび割れが横切ったせん断補強筋が降伏し、 $Q=+605$ kN で試験区間端部位置の1段筋が降伏した。 $R=\pm 1/333$ のピーク時には、梁の曲げ終局強度の略算式耐力<sup>3)</sup>(以下、曲げ終局強度と記述)を上回った。その後の  $R=1/200$  と  $R=1/150$  のループでは、正負両方向とも大きな耐力低下は示さず、曲げ破壊型の履歴ループを示した。ひび割れ発生状況を見ると、下端には主筋と直交するひび割れが、上端には主筋に平行なひび割れが発生していた。これはコンクリートを上端から打設したために、上端と下端で付着強度が異なるためだと考えられる。

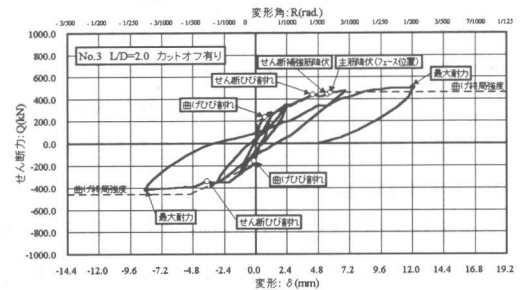
**No.2の破壊経過:**  $R=1/2000$ のループ正方向の  $Q=+267$ kN で曲げひび割れが発生した。その後、除荷時においてせん断力を加えているジャッキ(写真-1の左下)の油圧が突然抜けて、瞬間的に1点(写真-1の右上)載荷状態となり、試験スパン下端中央付近から曲げひび割れが入り、下端1段筋が局部的に降伏してしまった。そのため除荷時の  $Q=0$ kN において残留変形が1mm程度生じていた。負方向での曲げひび割れは  $Q=-230$ kN で発生したが、そのピーク時のせん断力は正方向よりも幾分小さくなっていった。次の  $R=1/1000$ のループでは、上述のひび割れによる影響のため剛性が小さくなり、ピーク時のせん断力は前ループのものと同様であった。続いて  $R=1/333$ のループ



No.1  
実線: 正  
破線: 負



No.2  
実線: 正  
破線: 負



No.3  
実線: 正  
破線: 負

図-3 せん断力(Q)-変形( $\delta$ )関係  
および最終ひび割れ発生状況

では、せん断ひび割れが  $Q=+521\text{kN}$  で発生、 $Q=+545\text{kN}$  で試験区間端部位置の主筋が降伏した後、 $Q=+591\text{kN}$  でせん断補強筋が降伏した。ピーク時において曲げ終局強度に達した。負方向は  $Q=-450\text{kN}$  でせん断ひび割れが発生、 $Q=-514\text{kN}$  で試験区間端部位置の主筋が降伏した。その後の加力において、正方向では変形の増大に伴い耐力低下を示したが、負方向では  $R=1/200$  時が一番大きなせん断力(耐力)を示したが、曲げ終局強度には達しなかった。ひび割れ発生状況は、No.1 と同様に下端よりも上端に多くひび割れが発生していた。また、No.1 と No.2 の  $Q-\delta$  関係を比較すると、No.2 の方が  $Q=0\text{kN}$  近傍でのスリップ性状が大きくなっていた。

No.3 の破壊経過：曲げひび割れが  $Q=+237\text{kN}$  と  $Q=-159\text{kN}$  で発生した。 $R=1/1000$  のループでは特に特徴的な現象は見られなかった。次の  $R=1/333$  のループは、 $Q=+439\text{kN}$  で下端中央部から上端圧縮部に向かう大きなせん断ひび割れが発生し若干耐力が低下した。その後このせん断ひび割れが横切ったせん断補強筋が降伏し、 $Q=+445\text{kN}$  で試験区間端部位置の引張鉄筋が降伏した。ピーク耐力は  $Q=+478\text{kN}$  で曲げ終局強度を上回った。同負方向は  $Q=-341\text{kN}$  でせん断ひび割れが発生し、 $R=1/286$  まで変形が進み、その時のせん断力は  $Q=-414\text{kN}$  で曲げ終局強度には達しなかった。 $R=1/200$  のループは正方向のみ加力したが、 $R=1/333$  時のピーク耐力を上回り  $Q=+500\text{kN}$  まで達した。ひび割れ発生状況をみると No.1 と No.2 とほぼ同じであった。

全主筋を通し配筋とした No.1 は、正負両方向とも曲げ終局強度に達した。スパン途中で主筋をカットオフした No.2,3 は、カットオフ筋の伝達長さが  $L/2$  の正方向では曲げ終局強度に達したが、伝達長さが  $L/4+15d$  の負方向では曲げ終局強度に達しなかった。これは主筋の伝達長さの違いが耐力差として現れたものと考えられる。

### 3. 2 主筋のひずみ分布

図-4 に(a)正加力時および(b)負加力時の上端

主筋のひずみ分布を示す。試験体ごとに加力サイクルのピーク時の1段筋(黒塗り)と2段筋(白抜き)の分布を重ね合わせて示した。

先ず No.1 の分布をみると、 $R=1/1000$  までは引張端が引張ひずみに圧縮端が圧縮ひずみになっており、①を除いて1,2段筋ともほぼ同じひずみを示していた。 $R=1/333$  の分布では正負両方向とも①で1,2段筋が降伏ひずみに達しており、試験区間端部近傍のひずみが一番大きくなっていた。圧縮端では2段筋のひずみが圧縮から引張へシフトしているのが分かる。次に No.2 の分布をみると、 $R=1/1000$  では⑥、⑦のひずみが若干引張となっているが、No.1 とほぼ同じような分布形を示していた。 $R=1/333$  の分布では引張端において1,2段筋とも、正加力時は降伏ひずみに達しているが、負加力時は降伏ひずみに達していない。1段筋は正負両方向において③が一番大きなひずみを示しているのが分かるが、この③の位置は2段筋のカットオフ端位置の近くである。一方、圧縮端側の2段筋カットオフ端(⑤)ではひずみがほとんど生じていなかった。最後に No.3 の分布をみると、 $R=1/1000$  までは1,2段筋ともほぼ同じひずみを示していた。 $R=1/333$  の分布では、引張端において正加力時の1段筋だけが降伏ひずみに達していたが、その他は降伏ひずみに達していない。また、No.2 と同じように③のひずみが一番大きな値を示していた。また、圧縮端側において値は小さいが引張ひずみに転じていた。

これらの主筋のひずみ分布より、No.2,3 のように2段筋が全てカットオフされている場合、最大ひずみを示す位置はいわゆる試験区間端部(危険断面)ではなく、スパン内で2段筋がカットオフされている端部の近傍であることが分かった。また、 $R=1/333$  時のひずみ分布から、カットオフ筋を有する No.2,3 の2段筋は、引張端側では No.1 と同様にひずみが生じているが、圧縮端側ではひずみが生じていない。これは主筋がスパン途中で途切れているために、曲げ主筋として効かなかったためだと考えられる。

以上、 $Q-\delta$  関係と主筋のひずみ分布から各試験

体の破壊モードを推定する。いずれの試験体とも耐力が急激に低下するような脆性的な破壊ではなく、むしろ靱性能に富んだQ- $\delta$ 関係を示していた。また、危険断面位置においてNo.2,3の負方向は引張主筋が降伏ひずみ達していなかった。これはカットオフ筋の伝達長さが $L/4+15d$ と短いため、コンクリートに対してカットオフ筋が滑り出してしまう、危険断面位置において曲げ主筋として有効に機能しなかったためだと考えられる。これらのことから、各試験体の破壊モードを下記のように判断した。

- No.1 正方向：曲げ破壊  
負方向：曲げ破壊
- No.2 正方向：曲げ破壊  
負方向：カットオフ筋の滑り出し破壊
- No.3 正方向：曲げ破壊  
負方向：カットオフ筋の滑り出し破壊

### 3. 3 諸強度との比較

表-3に実験結果および計算値の一覧を示す。

曲げひび割れ強度についてみると、実験値は負方向が正方向に比べて小さくなっていった。計算値に対する実験値の比(以下、比較値と記述)は0.80~1.20の範囲であった。次にせん断ひび割れ強度についてみると、実験値は曲げひび割れと同様に負方向が正方向に比べて小さくなっていった。計算値は主応力度仮説に基づいた算定式<sup>4)</sup>から求めたが、その比較値は0.78~1.18の範囲であった。

曲げひび割れおよびせん断ひび割れ強度算定式は、いずれもコンクリートの引張強度に大きく依存している式であることを考えれば、コンクリートの引張強度を適切に評価してやれば、基礎梁においても両強度算定式を適用できるものと思われる。

1段主筋降伏強度(試験区間端部位置で引張降

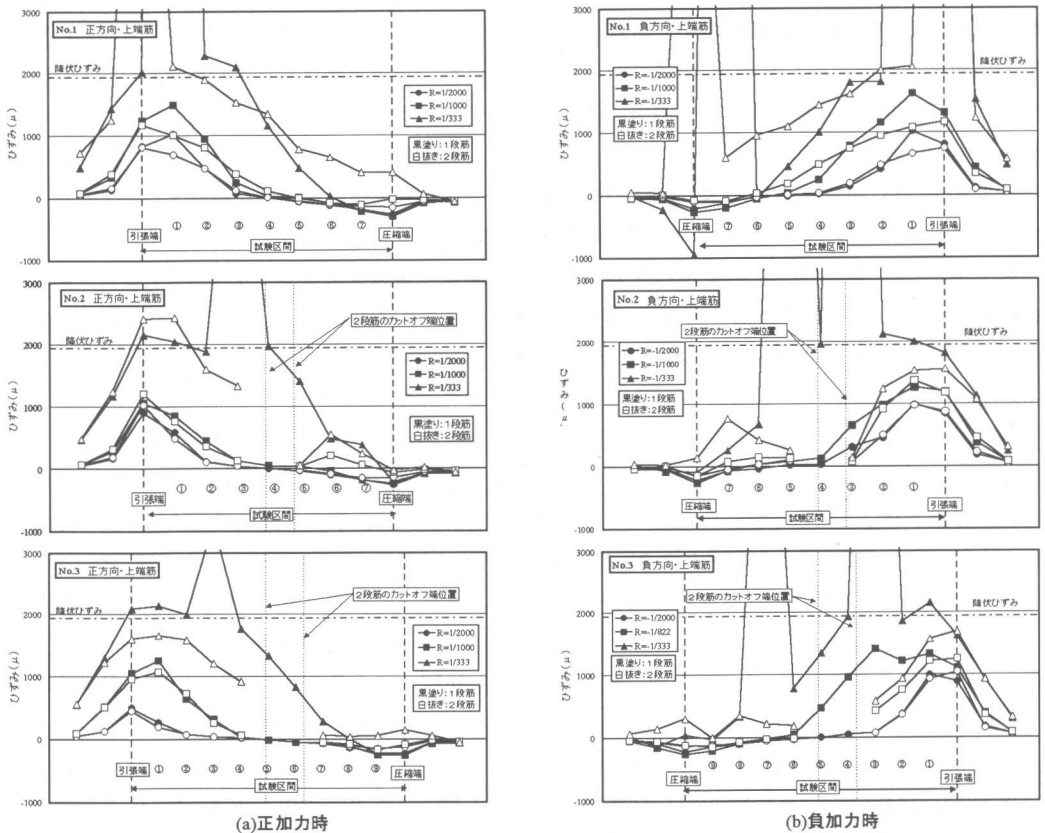


図-4 主筋のひずみ分布

伏)についてみる。実験値は鉄筋に貼付したひずみゲージの値から判断したもので、計算値は、コンクリートに  $e$  関数<sup>5)</sup>、鉄筋にバイリニアを適用して、平面保持を仮定した断面解析により求めたものである。この比較値は 0.88~1.04 でよい対応をしていた。しかし No.2,3 のようにカットオフ筋が有る場合は、実験値の方が計算値よりも小さくなっている。これはカットオフされている2段筋の付着が緩み、すべりが生じてしまい、耐力が小さくなったものと思われる。

最大耐力(実験値)と曲げ終局強度(計算値)を比較する。Q- $\delta$  関係で示したように、No.1 では正負両方向とも実験値の方が大きかった。これに対してカットオフ筋を有する No.2,3 では、伝達長さが L/2 の場合(正方向)は実験値の方が大きく、伝達長さが L/4+15d の場合(負方向)は実験値の方が小さくなっていた。したがって、1段主筋降伏強度および曲げ終局強度は、No.1 のように全主筋が通し配筋となっていれば、断面解析および略算式により推定可能であると思われるが、No.2,3 のようにカットオフ筋がある場合には、その適用に注意を要するものと考えられる。

初期剛性、曲げ剛性低下率および曲げ終局強度から求めた部材のスケルトンカーブを図-3内に破線で示したが、前述したように No.2,3 の負方向が曲げ終局強度に達していないものの、Q- $\delta$  関係の包絡線の傾向を最大耐力までは追跡できている。

#### 4. まとめ

実験結果より以下のことが分かった。

- ① L/D=1.6 で全主筋を通し配筋とした No.1 は、正負両方向とも梁の曲げ終局強度略算式から求めた曲げ耐力に達した。
- ② スパン途中で主筋をカットオフした No.2,3 において、カットオフ筋の伝達長さが L/2 の場合(正加力時)は曲げ終局強度に達したが、伝達長さが L/4+15d の場合(負加力時)は曲げ終局強度に達しなかった。
- ③ カットオフ筋の伝達長さの違いが、部材の耐力

表-3 実験結果および計算値一覧

		No.1		No.2		No.3	
実験時材齢		44 days		51 days		31 days	
コンクリート圧縮強度		30.2 N/mm <sup>2</sup>		30.9 N/mm <sup>2</sup>		27.8 N/mm <sup>2</sup>	
主筋降伏強度		347 N/mm <sup>2</sup>					
せん断補強筋降伏強度		359 N/mm <sup>2</sup>					
		正方向 負方向		正方向 負方向		正方向 負方向	
初期剛性	計算値	1306 kN/mm		1320 kN/mm		774 kN/mm	
曲げ剛性低下率	計算値 *1	0.112		0.112		0.119	
曲げひび割れ強度	実験値	251	-225	267	-230	237	-159
	計算値 *2	258		261		198	
せん断ひび割れ強度	実験値	541	-436	521	-450	439	-341
	計算値 *3	459		464		440	
1段主筋降伏強度 (試験区間端部位置)	実験値	605	-560	545	-514	445	—
	計算値 *4	582		582		463	
最大耐力	実験値	650	-615	591	-557	500	-414
曲げ終局強度(略算式)	計算値 *5	576		576		460	
せん断終局強度	計算値 *6	984		1007		830	
* 初期剛性と曲げ剛性低下率以外はせん断力換算値 単位: kN							
*1: RC規準 <sup>1)</sup> pp.57式(8.9)				*2: RC規準 <sup>1)</sup> pp.54式(8.4)			
*3: 靱性保証指針 <sup>9)</sup> pp.104式(6.2.1)				*4: 平面保持を仮定した断面解析			
*5: RC規準 <sup>1)</sup> pp.57式(8.8)				*6: 終局強度指針 <sup>9)</sup> pp.106式(6.1)			

差として現れた。

- ④ No.2,3 のように2段筋が全てカットオフされている場合、1段筋が最大ひずみを示す位置はいわゆる危険断面位置ではなく、スパン内で2段筋のカットオフされている端部近傍であった。
- ⑤ 主筋が通し配筋となっていれば、L/D=1.6 でも断面解析により1段筋主筋降伏強度を、略算式により曲げ終局強度を推定することができた。

謝辞: 本研究の実施にあたり、千葉大学の野口教授にご指導を賜りました。ここに感謝致します。

#### 参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法一, 日本建築学会, 1999.10
- 2) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 日本建築学会, 1987.9
- 3) 建築物の構造規定 一建築基準法施行令第3章の解説と運用一, 日本建築センター, 1997.12
- 4) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999.8
- 5) 武藤 清, 耐震設計シリーズ2, 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計, 丸善(株), 1964