

# 報告 鉄筋コンクリート部材のだぼ耐力に関する実験的研究

花木 健哉\*1・溝口 光男\*2

**要旨:** 耐震壁の側柱脚部が水平方向へずれるような破壊を起こす場合を想定して、せん断すべり面を有する鉄筋コンクリート柱を用いて、主筋本数、主筋間隔およびかぶり厚を変化させた実験を行い、主筋に D13 を使用した場合のだぼ耐力を検討した。その結果、主筋間隔が 100mm の場合にはだぼ耐力は主筋本数に比例すること、だぼ耐力は主筋間隔が狭くなると低下し、主筋 1 本あたりのだぼ耐力でみると、間隔 100mm では 12.2kN 程度、間隔 33mm では 8kN 程度となること、だぼ耐力はかぶり厚が小さいと低下し、側方かぶり厚よりも加力方向のかぶり厚の方が影響は大きくなることを示した。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, 柱, だぼ耐力, 主筋間隔, かぶり厚

## 1. はじめに

高層建物内に配置される連層耐震壁はL形やコ形などの立体壁の形状で配置されている場合が少なくない。このような立体の耐震壁の下層では、一般に水平力を受けると曲げの影響とともに他に直交する壁から境界応力を受け、水平力に対して圧縮側となる側柱に大きな引張力が作用し、側柱脚部が引張降伏以上に大きく伸びることがあると考えられる。筆者らは、これまでに側柱脚部に大きな伸びを与えた平面壁やL形断面耐震壁の加力実験を行い、側柱脚部の伸びが大きくなるとせん断耐力は低下することを明らかにした<sup>1),2),3)</sup>。このせん断耐力の低下した耐震壁では、側柱脚部は柱の水平ひび割れが水平方向にずれるような破壊状況となり、側柱主筋のだぼ作用が耐震壁のせん断抵抗に大きく影響していると考えられる。

本研究では、せん断すべり面を有する鉄筋コンクリート柱の水平加力実験を行い、柱主筋間隔およびかぶり厚さが柱主筋のだぼ耐力に与える影響について検討する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は上部と下部にそれぞれ加力梁と基礎梁を有する鉄筋コンクリート柱モデルとし、柱上部と加力梁の接合面をせん断すべり面とした。試験体数は 8 体とし、試験体形状は全試験体共通とした。図-1 に各部の寸法と配筋の一例として No.2 の配筋を示す。試験体は表-1、図-2 に示すように、せん断すべり面を横切る主筋本数、主筋間隔およびかぶり厚をそれぞれ変化させて作製した。柱内法高さは 400mm、柱断面は 300×300mm 角とした。せん断すべり面は、グリースを塗布した厚さ 1mm のスチレンペーパーを配し、このスチレンペーパーを境に柱部

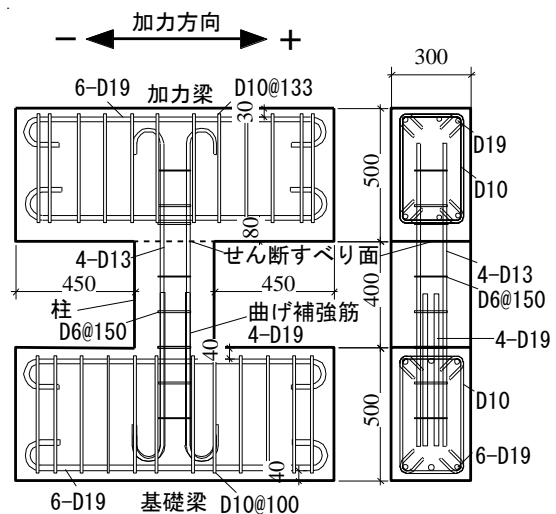


図-1 試験体概要 (No. 2) (単位: mm)

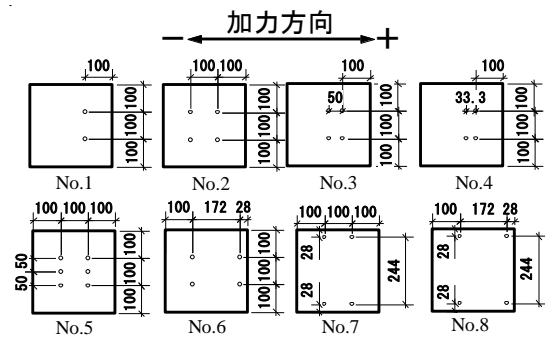


図-2 せん断すべり面配筋図 (単位: mm)

と加力梁のコンクリートを打ち分け、骨材の噛み合いや摩擦による影響を除去した。柱の主筋は D13 を使用し、最小間隔<sup>4)</sup>を満たすような間隔として配筋した。コンクリートは、早強ポルトランドセメントを用いた普通コン

\*1 室蘭工業大学 大学院工学研究科建築社会基盤系専攻 (正会員)

\*2 室蘭工業大学 大学院工学研究科くらし環境系領域教授 博 (工学) (正会員)

クリート(粗骨材の最大寸法：13mm)とし、設計基準強度は 27N/mm<sup>2</sup>とした。コンクリートの性状は表-1 に、鉄筋の性状は表-2 にそれぞれ示す。

## 2.2 加力方法および計測方法

図-3 に加力装置の立面図を示す。加力は 3 台のアクチュエータを図のように配置して行った。アクチュエータ 1, 2 の加力は、加力梁と基礎梁の平行を保つと同時に、加力梁の自重がせん断すべり面に加わらないように、アクチュエータ 1 と 2 の荷重の合計値が加力梁の重量(約 6kN)となるような加力とした。アクチュエータ 3 の加力は、水平方向の変位漸増正負繰り返しとし、1, 2 サイクルでは基礎梁に対する加力梁の変位が各ピーク時で 0.5mm, 1.0mm となるように加力し、3 サイクル目の正加力で最大荷重を確認するまで加力することを原則とした。変位の計測は、加力梁と基礎梁の間の水平変位をデジタル変位計で計測し、せん断すべり面のすべり変位を歪ゲージ式変位計で直接計測した。荷重はすべてアクチュエータに組み込まれているロードセルにより計測した。主筋のひずみ度は、既往の研究<sup>5)</sup>を参考にして、せん断すべり面から下方向の距離 13mm (=d: 鉄筋径), 52mm (=4d), 91mm (=7d) の位置と、上方向の距離 13mm (=d) 加力方向の曲げを計測するため、加力方向からみて中心に取り付けたワイヤーストレインゲージにより計測した。

## 3. 実験結果

### 3.1 ひび割れ状況および荷重-変形関係

各試験体の水平方向の荷重とせん断すべり面のすべ

表-1 試験体一覧

試験体	配筋状態				コンクリート性状		
	主筋本数(本)	主筋間隔(mm)	後方かぶり厚さ(mm)	側方かぶり厚さ(mm)	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数*(N/mm <sup>2</sup> )
No. 1	2	0	100	100	29.1	2.86	20400
No. 2	4	100	100	100	30.8	3.48	22500
No. 3	4	50	100	100	31.3	3.39	21400
No. 4	4	33	100	100	34.5	3.76	23500
No. 5	6	100	100	100	34.8	3.76	23400
No. 6	4	172	28	100	34.8	3.79	22700
No. 7	4	100	100	28	37.2	4.59	24100
No. 8	4	172	28	28	35.1	3.51	23800

\*圧縮強度  $\sigma_B$  の1/3のときの割線弾性係数

表-2 鉄筋の性状

種別	断面積*(mm <sup>2</sup> )	降伏点(N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪( $\times 10^{-6}$ )	備考
D19	286.5	576	2420	175000	2200	梁主筋
D13	126.7	388	560			柱主筋
D10	71.3	127	584	184000	2340	あばら筋
D6	31.67	432**	518			帯筋

\*JIS G 3112 \*\*0.2%耐力

り変位の関係を図-4 に示す。図-4 中の●印と▲印はだぼ耐力時を示しており、このだぼ耐力時直後のひび割れ状況を図-5 に示した。ここで、だぼ耐力は、文献<sup>6)</sup>を参考として、せん断すべり面から上下 13mm 位置の主筋すべてが降伏した点(図-4 中●)または主筋に沿った割裂ひび割れがコンクリートに発生し荷重が急激に低下した点(図-4 中▲)として定めた。なお、図-5 の破線は主筋位置を示している。

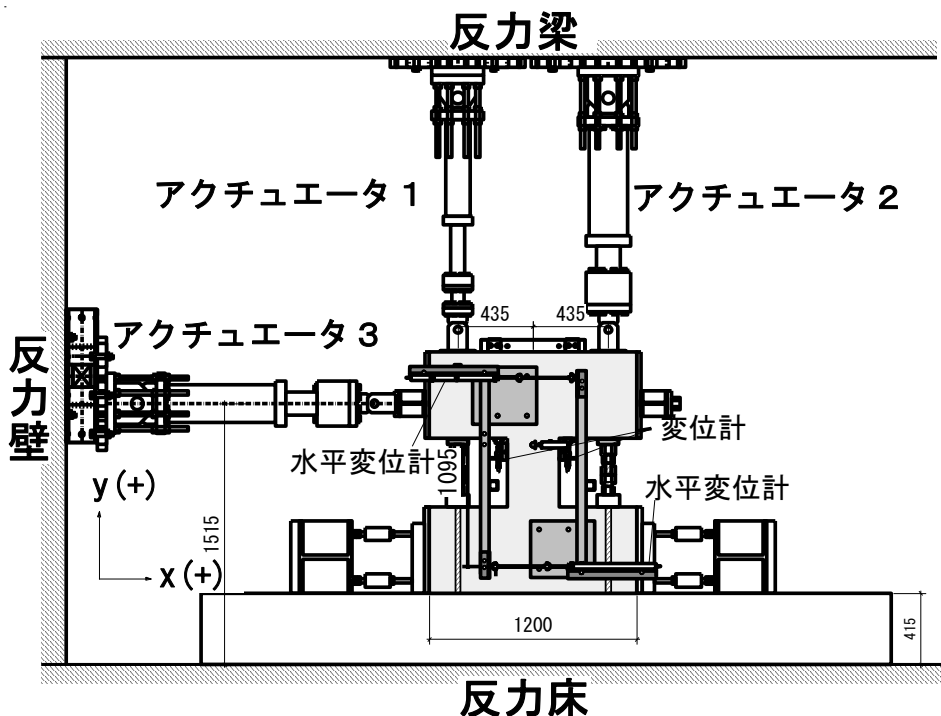


図-3 加力装置立面図

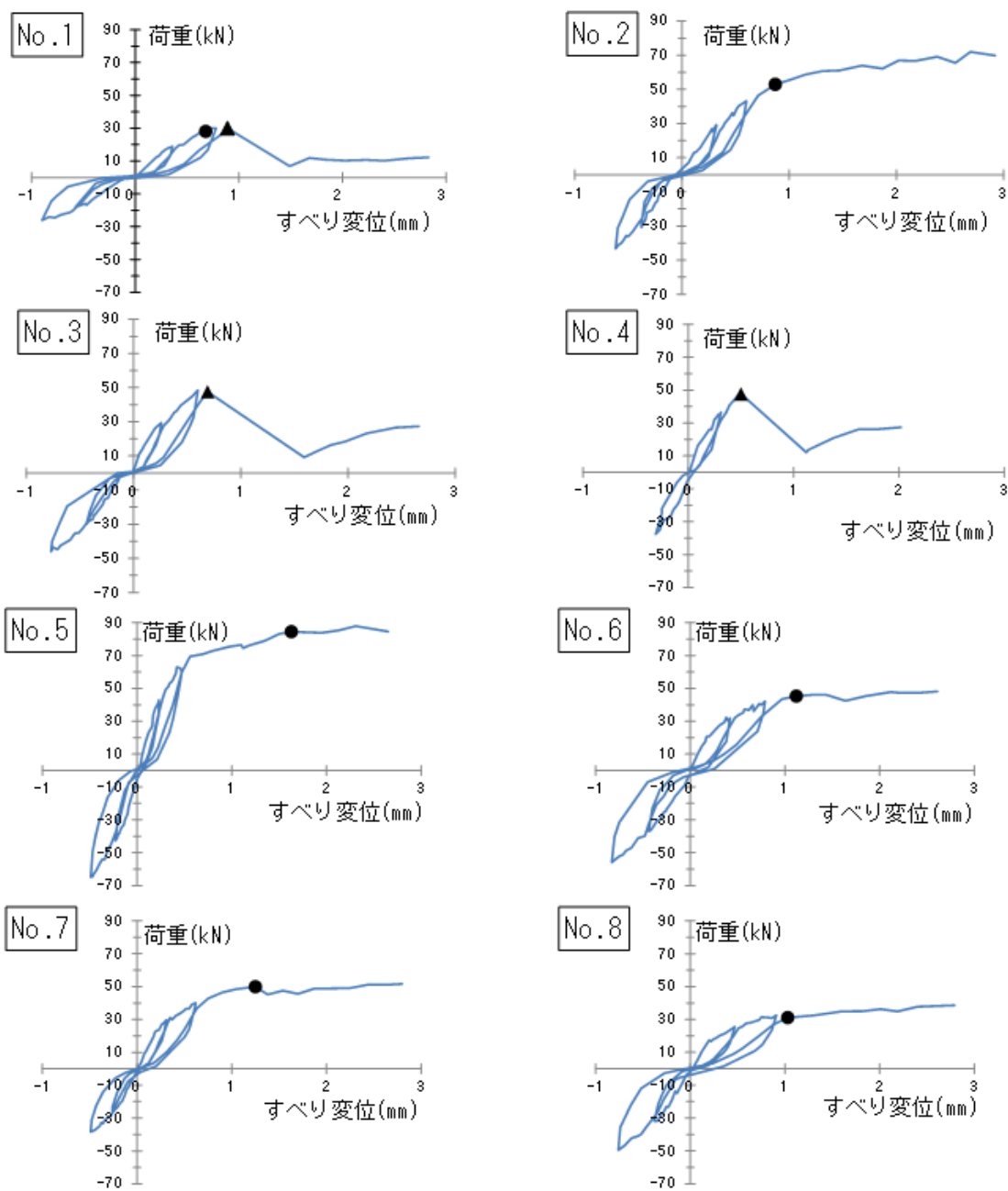


図-4 荷重-すべり変形曲線

図-4 をみると、荷重-すべり変形曲線は主筋の本数や位置およびコンクリートのかぶり厚によって異なるものとなっている。No.1, No.3, No.4 は、他の5体に比べてだぼ耐力時のすべり変形が小さく、だぼ耐力後に荷重が大きく低下している。No.3, No.4 は、図-5 に示す主筋に沿った割裂ひび割れの発生により荷重が急激に低下してだぼ耐力が得られた。No.1 は主筋が降伏した点としてだぼ耐力が得られているが、だぼ耐力後に主筋に沿った割裂ひび割れが発生し荷重が急激に低下した。No.2, No.5, No.6, No.7, No.8 の5体は、図-5 に示すひび割れが発生

したものの急激な荷重低下がみられず、すべり変位が約1mm以降で主筋が降伏した点としてだぼ耐力が得られている。

### 3.2 主筋のひずみ度分布

一例として、試験体 No.2, No.4, No.6 のだぼ耐力直前のひずみ度分布を正加力方向に対して前方主筋と後方主筋に分け、せん断すべり面位置を基準として図-6 および図-7 にそれぞれ示す。図中凡例 a および b はそれぞれ正加力方向に対して主筋側面の圧縮側および引張側の計測値を示している。図をみると、主筋間隔 33mm の No.4

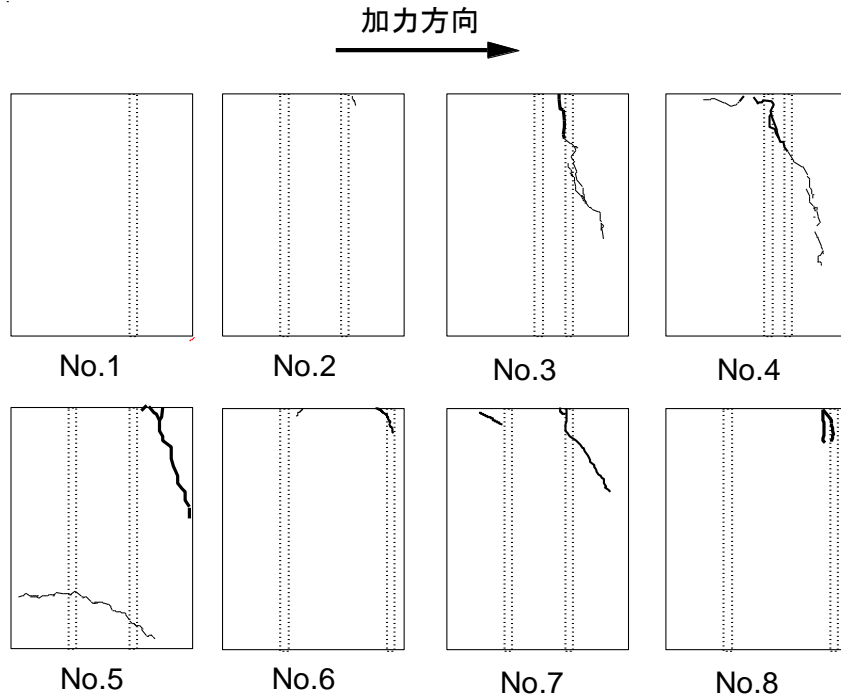


図-5 だぼ耐力時直後のひび割れ状況

のひずみ度分布は、No.2に比べて、前方主筋と後方主筋ともに小さくなっており、この直後にコンクリートが割裂破壊していることから、主筋間隔が近づく支圧応力を負担するコンクリート部分が重なるようになり、その部分のコンクリートが局部的に大きな圧縮力を受けているものと考えられる。後方かぶり厚 28mm の No.6 のひずみ度分布は、No.2に比べて、後方主筋のひずみ度が大きく異なっている。これは、かぶりコンクリートが早期に破壊したことによるものと考えられる。

### 3.3 最大耐力

表-3 に各試験体のだぼ耐力時の荷重実験値  $Q_d$  とせん断すべり変位  $s$  を示す。なお、各試験体のコンクリート圧縮強度にばらつきがみられたので、No.1 のコンクリート強度を基準として、各試験体のだぼ耐力時の荷重実験値  $Q_d$  を、No.1 に対する各試験体のコンクリート強度の比で除して求めた値を補正值  $Q_d'$  として表-3 に示した。このだぼ耐力補正值  $Q_d'$  と主筋本数の関係を図-8 に示す。図-8 をみると、加力方向の主筋間隔を 100mm とし主筋本数を 2 本、4 本、6 本と変化させた No.1, No.2, No.5 では、主筋本数にほぼ比例して  $Q_d'$  は増加している。このことから、これら 3 体の主筋 1 本当たりのだぼ耐力は配筋位置にかかわらずほぼ一定の値と考えられる。この値を、3 体について  $Q_d'$  を主筋本数で除した値を表-1 の  $Q_{d1,前}$ ,  $Q_{d1,後}$  欄に示す。 $Q_{d1,前}$ ,  $Q_{d1,後}$  は加力方向に対して前方にある主筋(表中●)および後方にある主筋(表中●)のそれぞれ 1 本当たりのだぼ耐力負担分を示してい

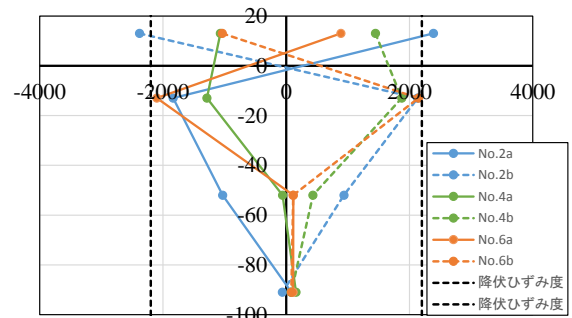


図-6 正加力方向に対して前方主筋のひずみ度分布

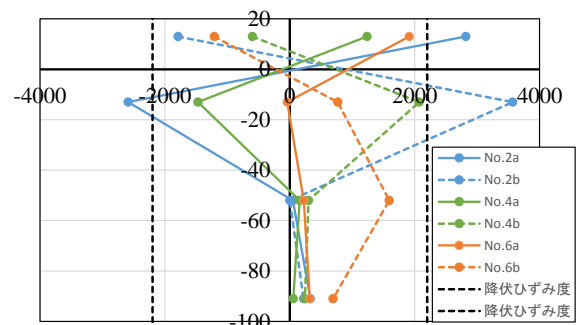


図-7 正加力方向に対して後方主筋のひずみ度分布

る。No.1, No.2, No.5 はそれぞれ 12.2kN, 12.5kN, 11.8kN であり、平均で 12.2kN となった。加力方向の主筋間隔を 100mm, 50mm, 33mm と変化させた No.2, No.3, No.4 について、配筋位置の変化しない後方の主筋 1 本のだぼ

表-3 最大耐力

試験体	実験値		補正值				破壊型	
	だぼ耐力	すべり変位	だぼ耐力	主筋1本あたりのだぼ耐力		コンクリート強度		強度比
	$Q_d$ (kN)	$t$ (mm)	$Q_d'$ (kN)	$Q_{d1,前}$ (kN) 加力	$Q_{d1,後}$ (kN) 加力	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )		$f^{**}$
No. 1	24.4	0.55	24.4	12.2	12.2	29.1	1.00	降伏
No. 2	52.9	0.87	49.9	12.5	12.5	30.8	1.06	降伏
No. 3	47.5	0.69	44.2	9.9	12.2	31.3	1.08	割裂
No. 4	47.7	0.50	40.2	7.9	12.2	34.5	1.19	割裂
No. 5	84.5	1.63	70.6	11.8	11.8	34.8	1.20	降伏
No. 6	45.3	1.12	37.9	12.2	6.7	34.8	1.20	降伏
No. 7	49.9	1.25	39.0	9.7	9.7	37.2	1.28	降伏
No. 8	31.1	1.03	25.7	9.7	3.1	35.1	1.21	降伏

\* $Q_d' = Q_d / f$  \*\* $f = \sigma_B / (\text{No. 1の } \sigma_B)$

耐力  $Q_{d1,後}$  を No.1, No.2, No.5 の平均値 12.2kN と仮定して求めた、配筋位置の変化する前方の主筋1本のだぼ耐力を表-3の  $Q_{d1,前}$  に示す。No.2, No.3, No.4 の値は 12.5kN, 9.9kN, 7.9kN であり、図-9 のように主筋間隔が狭くなるほど  $Q_{d1,前}$  は低下している。また、表-1 には、No.2 に対し加力方向および加力方向に直交方向のかぶり厚を変化させた No.6, No.7, No.8 について求めた  $Q_{d1,前}$ ,  $Q_{d1,後}$  を示す。No.6 では、 $Q_{d1,前}$  を No.1, No.2, No.5 の平均値 12.2kN と仮定して  $Q_{d1,後}$  を計算した。No.7 では、No.2 と同様に加力方向の主筋間隔の影響はないものとして  $Q_d'$  を主筋本数の4で除した値を  $Q_{d1,前}$ ,  $Q_{d1,後}$  とした。No.8 では No.7 と同位置の前方の主筋のだぼ耐力  $Q_{d1,前}$  を No.7 と同じと仮定して  $Q_{d1,後}$  を計算した。図-10 に No.2, No.6, No.7, No.8 の4体の  $Q_{d1,後}$  とかぶり厚の関係を示す。図-10(a)をみると、加力方向のかぶり厚（後方かぶり厚）が 100mm に対して 28mm の場合は  $Q_{d1,後}$  が小さくなり、加力方向に直交方向のかぶり厚（側方かぶり厚）にかかわらず、この低下量は 6kN 前後となっている。図-10(b)をみると、側方かぶり厚が 100mm に対して 28mm の場合は  $Q_{d1,後}$  が小さくなり、加力方向のかぶり厚にかかわらず、この低下量は 3kN 前後となっている。また、図-10 では、 $Q_{d1,後}$  に対するかぶり厚の影響は、側方かぶり厚よりも後方かぶり厚の方が大きく表れている。本研究では、主筋間隔が狭くなると、だぼ耐力が低下したことから、主筋のだぼ作用によりコンクリートに発生する支圧応力の影響があると考えられるが、この点についてはさらに検討したい。

4. むすび

主筋としてD13を使用したせん断すべり面を有する鉄筋コンクリート柱を用いて、主筋本数、主筋間隔およびかぶり厚を変化させた実験を行い、だぼ耐力を検討した。以下に、得られた結果を示す。

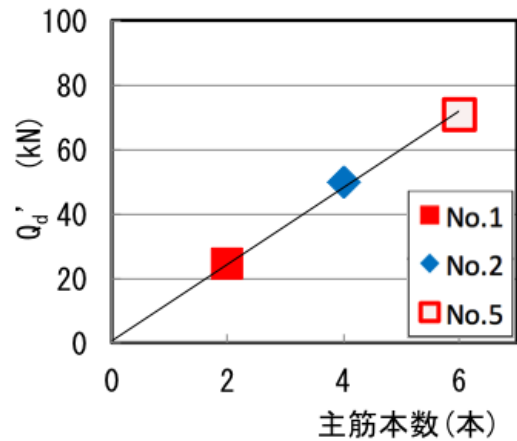


図-8 だぼ耐力と主筋本数

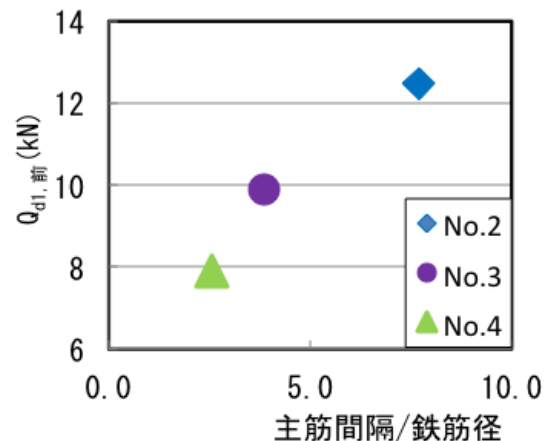
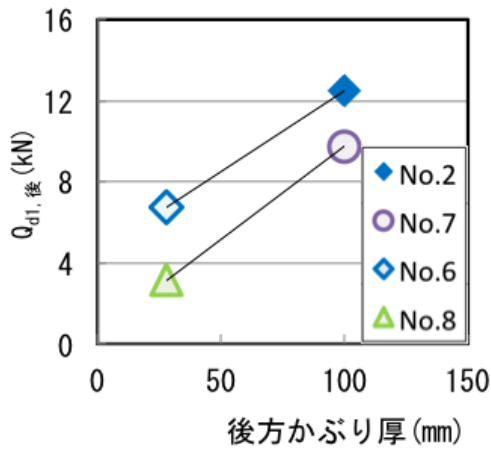
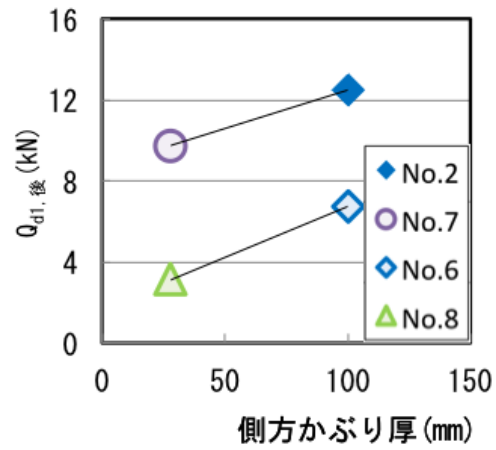


図-9 主筋1本のだぼ耐力と主筋間隔

- 1) 主筋間隔が 100mm (≒7.7d) の場合、だぼ耐力は主筋本数に比例した。
- 2) だぼ耐力は主筋間隔が狭くなると低下し、主筋1本のだぼ耐力でみると、間隔 100mm で 12.2kN 程度、間



(a) 後方かぶり厚



(b) 側方かぶり厚

図-10 主筋1本のだぼ耐力とかぶり厚

隔 33mm で 8kN 程度となった。

- 3) だぼ耐力はかぶり厚が小さいと低下し、側方かぶり厚よりも加力方向のかぶり厚の方が影響は大きくなった。

#### 参考文献

- 1) 森貴規, 溝口光男, 荒井康幸, 金谷修平: 側柱が伸びた柱補強筋比の小さい鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす壁筋の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp409-414, 2011.7
- 2) 下川部皓紀, 溝口光男, 荒井康幸: 側柱が伸びた鉄筋コンクリート L 形断面耐震壁のせん断耐力, コンクリート工学年次論文集, vol.35, No.2, pp.415-420, 2013.7
- 3) 花木健哉, 溝口光男, 荒井康幸, 下川部皓紀: 側柱が伸びた鉄筋コンクリート L 形断面耐震壁のせん断耐力に及ぼす帯筋比の影響, コンクリート工学年次

論文集, vol.36, No.2, pp.319-324, 2014.7

- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 1999
- 5) Yoshiki Tanaka and Jun Murakoshi: Reexamination of Dowel Behavior of Steel Bars Embedded in Concrete, ACI Structural Journal, Vol.108, No.6, pp.659~668, November, 2011
- 6) E.N.Vintzeleou and T.P.Tassios: Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic condition, Magazine of Concrete Research, Vol.38, No.134, pp.13~33, March, 1986