

# 論文 鉛直接合部滑り降伏型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度

荒井 康幸\*1・溝口 光男\*2・小坂 英之\*3・山中 久幸\*4

**要旨** : PCa 連層耐震壁の工業化施工をよりいっそう推進することを目的として, 一体打ち RC耐震壁と同等の性能を得ることに拘らず, 所要の性能を確保できればよいとの観点から, 筆者等は鉛直接合部の滑りを許容する構法を考案している。本論文では, このような構造システムにおける壁パネルの強度を実験によって検討するとともに, 壁横筋のひずみ度分布を基にした新たなトラス機構を設定し, 壁縦筋によるアーチ機構と併せて強度を算定する手法を考案した。

**キーワード** : 鉄筋コンクリート, プレキャスト, 連層耐震壁, 壁パネル, 強度

## 1. はじめに

PCa 連層耐震壁の省力化構法として, 筆者等は鉛直接合部の滑りを許容する構法を考案し, 構造的にも優れた靱性能を有していることを実験によって確認している<sup>1)</sup>。しかし, このような構造システムを採用するためには, 壁パネルのせん断強度を確保しておくことが必要であり, 前報<sup>2)</sup>では, 図-1に示すような PCa 連層耐震壁の壁パネル部分を取り出し, 図-2に示すように鉛直接合部のせん断力を模した拘束力  $V_j$  の作用する壁パネルの強度を実験的および解析的に検討した。本論文では, 追加実験を行うとともに, 強度算定法についても新たな提案を行い, 前報<sup>2)</sup>の実験結果と合わせて検討した。

## 2. 実験概要

試験体は図-2に示したように前報<sup>2)</sup>と同形状であり, 壁パネルの上下に剛な梁を有している。壁長さは1200mm, 内法高さは

900mm, 壁厚は50mmとしたが, 実測した壁厚さは表-1の試験体一覧に示してある。壁の補強筋には縦横ともD6を使用し, 横筋比  $p_{sh}$  (横筋間隔)と縦筋比  $p_{sv}$  (縦筋間隔)および鉛直接合部の拘束力  $V_j$  をパラメータとして合計6体作製した。本報の試験体 (NO.11~NO.16)と前報<sup>2)</sup>の試験体 (NO.2~NO.6) を,  $V_j$ のみ変化させた(a)および(b)シリーズと横筋間隔のみを変化させた(c)および(d)シリーズに分けて表-1に示した。コンクリートは早強ポルトランドセメントを用いた豆砂利普通コンクリートであり, 材料試験結果を使用鉄筋と共に表-2に示す。

加力と計測方法についても前報<sup>2)</sup>とおなじで

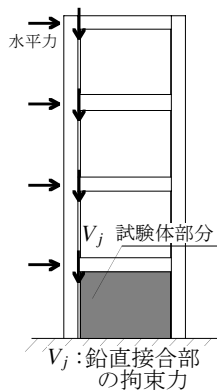


図-1 PCa 連層耐震壁

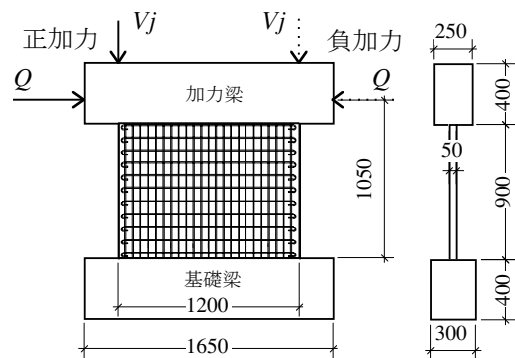


図-2 試験体

\*1 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博 (正会員)

\*2 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博 (正会員)

\*3 三井住友建設 (株) 技術研究所主任研究員 工修 (正会員)

\*4 三井住友建設 (株) 技術研究所建築研究開発部長 (正会員)

表－１ 試験体一覧

シリーズ	試験体名	壁厚 (mm)	横筋間隔 (mm)	縦筋間隔 (mm)	鉛直接合部の拘束力 $V_j$ (kN)
(a) シリーズ $V_j$ のみ変化	NO.11	56.0	120	85	180
	NO.12	56.6	120	85	120
	NO.2	49.0	120	85	59
	NO.3	47.0	120	85	29
(b) シリーズ $V_j$ のみ変化	NO.13	52.9	85	50	180
	NO.5	50.0	85	50	119
	NO.6	47.0	85	50	0
(c) シリーズ 横筋間隔のみ変化	NO.14	52.4	150	85	120
	(NO.12)	56.6	120	85	120
	NO.15	53.9	85	85	120
(d) シリーズ 横筋間隔のみ変化	NO.16	49.7	150	50	0
	NO.4	48.0	120	50	0
	(NO.6)	47.0	85	50	0

注：網かけ(NO.2~NO.6)は前報<sup>2)</sup>の試験体

あり、**図－２**に示すように設定した拘束力  $V_j$  を加えながら、水平力  $Q$  を加えている。水平力は変位漸増の繰り返し加力であり、各サイクルの部材角  $R$  を 1000 分の 1, 2, 4, 6, 10, 20 rad. としている。拘束力  $V_j$  は加力方向に対して引張側にのみ加えている。加力および計測装置は前報<sup>2)</sup>を参照されたい。

### 3. 実験結果

#### 3.1 ひび割れ及び破壊状況

せん断破壊した NO.11~NO.14 のひび割れを **図－３**に示す。1~2 サイクル目で壁中央付近に長く直線的なひび割れが多く発生し、5 サイクル目で壁脚部の圧縮側から中央付近にかけてひび割れや剥離が急激に発生して破壊した。

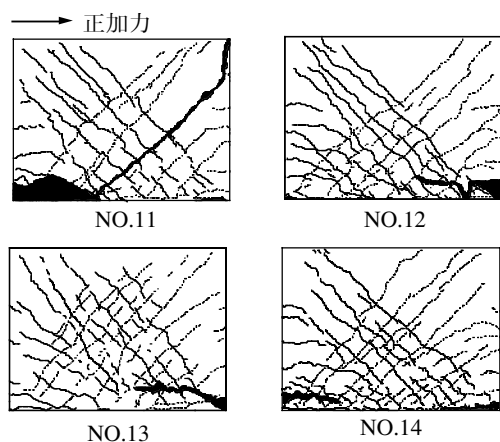
#### 3.2 荷重-変形包絡線

荷重-変形曲線の包絡線を(a)~(d)のシリーズ毎に分けて**図－４**に示す。拘束力  $V_j$  を変化させた(a), (b)シリーズでは、 $V_j$  が大きくなると破壊型式が曲げ破壊型からせん断破壊型に明らかに変化してい

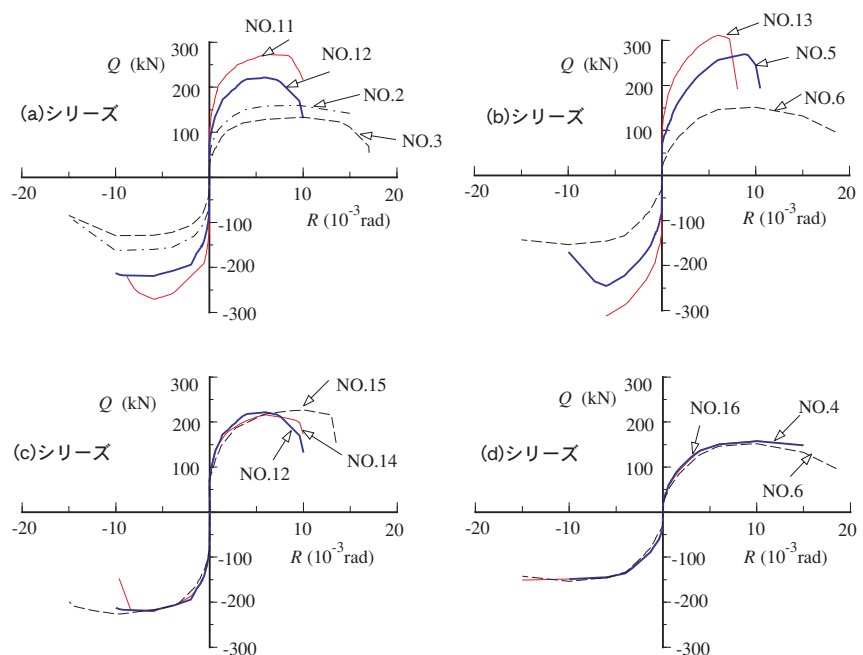
表－２ 使用材料の力学的性質

コンクリート試験体名	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.11	41.3	3.39	26300	
NO.12	38.3	3.01	25600	
NO.13	37.0	2.74	24800	
NO.14	40.5	3.36	26100	
NO.15	39.9	3.17	26000	
NO.16	38.2	3.26	25200	
壁縦横筋	断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
D6	31.7	388***	548	23.4

※：1/3 割線弾性係数，※※：0.2% 耐力



図－３ ひび割れ及び破壊状況



図－４ 荷重-変形包絡線

表-3 最大強度

シリーズ	試験体名	横筋比 $p_{sh}(\%)$	縦筋比 $p_{sv}(\%)$	鉛直接合 部拘束力 $V_j$ (kN)	実験値		曲げ強度計算値		パネル強度計算値			比較			破壊形式
					$Q_{max}$ (kN)	$R$ ( $10^{-3}$ rad)	$Q_{b1}$ (kN)	$Q_{b2}$ (kN)	$Q_p$ (kN)	Qt (kN)	$\sigma_{sh}$ $\sigma_{shy}$	$\frac{Q_{max}}{Q_{b1}}$	$\frac{Q_{max}}{Q_p}$	$\frac{Q_p}{Q_{b1}}$	
(a)シリーズ Vj変化	No.11	0.50	0.66	180	272	6.8	274	276	251	136	1.00	—	1.08	0.92	せん断
	No.12	0.50	0.65	120	220	6.0	212	215	204	136	1.00	—	1.08	0.96	せん断
	No.2	0.58	0.75	59	162	9.6	142	145	144	125	1.00	1.14	1.12	1.02	曲げ
	No.3	0.60	0.79	29	132	10.0	111	114	115	104	0.81	1.19	1.15	1.03	曲げ
(b)シリーズ Vj変化	No.13	0.73	1.15	180	312	6.0	331	327	292	193	1.00	—	1.07	0.88	せん断
	No.5	0.77	1.22	119	257	7.4	256	251	242	177	1.00	—	1.06	0.94	せん断
	No.6	0.82	1.29	0	153	10.0	133	131	133	108	0.53	1.15	1.15	1.00	曲げ
(c)シリーズ 横筋間隔 変化	No.14	0.40	0.71	120	218	6.0	212	215	196	108	1.00	—	1.11	0.93	せん断
	(No.12)	0.50	0.65	120	220	6.0	212	215	204	136	1.00	—	1.08	0.96	せん断
	No.15	0.72	0.69	120	227	10.0	212	215	211	179	1.00	1.07	1.07	1.00	曲げ
(d)シリーズ 横筋間隔 変化	No.16	0.43	1.22	0	155	12.4	146	141	145	119	0.97	1.07	1.07	0.99	曲げ
	No.4	0.59	1.27	0	153	10.0	133	131	133	108	0.72	1.15	1.15	1.00	曲げ
	(No.6)	0.82	1.29	0	153	10.0	133	131	133	108	0.53	1.15	1.15	1.00	曲げ

る。せん断破壊型の曲線について、壁補強筋量の少ない(a)シリーズと多い(b)シリーズを比較すると、(a)シリーズでは部材角  $R=1 \times 10^{-3}$ rad 付近で傾きが急に緩やかになり、その後変形が進んでせん断破壊しているのに対して、(b)シリーズでは全体的に滑らかな曲線を描きながらせん断破壊に至っている。拘束力  $V_j=120$ kN として壁横補強筋量を変化させた(c)シリーズでは、最大強度に大きな違いが見られないが、横筋比  $p_{sh}=0.40\%$  と  $0.50\%$  の NO.14 および NO.12 は  $R=6 \times 10^{-3}$ rad 付近で最大強度をとってせん断破壊しているのに対して、 $p_{sh}=0.72\%$  の NO.15 は破壊に至るまでの変形量が大きく曲げ破壊型となっている。拘束力  $V_j=0$ kN として壁横補強筋量を変化させた(d)シリーズでは、全試験体ともほとんど同じ曲線となっており、横筋比による変化が現れていない。

3.2 最大耐力

表-3 に最大強度の実験値  $Q_{max}$  と各種の計算値を示す。曲げ強度計算値  $Q_{b1}$  は式(1)による値である。

$$Q_{b1} = M_{bu} / h \tag{1}$$

$$M_{bu} = V_j \cdot l + 0.5 p_{sv} t_w l'_w \sigma_{sy} l$$

$$l = 0.9 l'_w \text{ (記号の説明は図-5による)}$$

曲げ強度計算値  $Q_{b2}$  は、コンクリート強度と壁縦筋の位置も考慮して断面解析により曲げ終局強度を算定した値であるが、 $Q_{b1}$  と比較して

注  $\sigma_{sh}$  : 強度算定時の横筋応力度

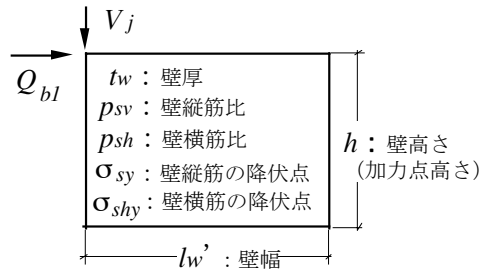


図-5 壁パネルの記号

もあまり変わらず、壁パネルの曲げ強度は式(1)によって評価して良かろう。表示のように曲げ破壊した試験体の実験値は曲げ強度計算値より平均 13% 大きな値になっている。

4. 壁パネルの強度算定法

4.1 応力機構の基本概念

拘束力  $V_j$  のみ変化させた(b)シリーズの壁横筋

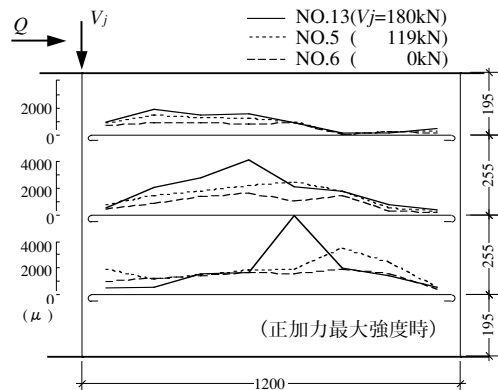


図-6 壁横筋のひずみ度分布

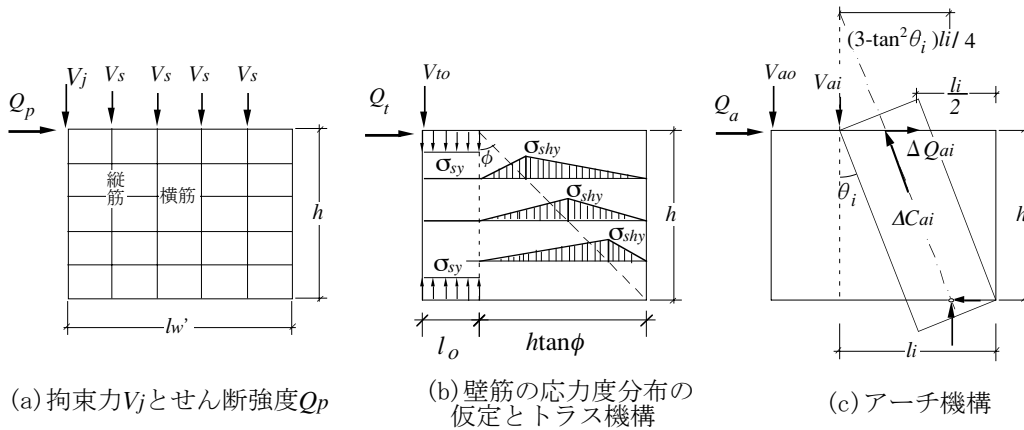


図-7 壁パネルのせん断抵抗機構

のひずみ度分布を見ると、最大強度時にも図-6に示すように横筋両端のひずみ度は  $V_j$  の大きさに拘わらず非常に小さく、壁パネルの対角を結ぶ線上付近で大きくなっている。そこで本論文では、壁横筋の応力度分布を図-7 (b)に示すように対角線上で降伏点  $\sigma_{shy}$  をとる線形分布と仮定する。壁縦筋についても  $l_o$  の領域で降伏しているものとして、これらに釣り合う水平力をトラス機構による水平力  $Q_t$  とする。さらに、この応力状態に釣り合う縦筋の応力度から同図 (c)のアーチ機構<sup>3)</sup> に使用する鉛直拘束力  $V_{ao}$  と縦筋による拘束力  $V_{ai}$  を定め、これらに釣り合う水平力をアーチ機構による水平力  $Q_a$  とする。以上より壁パネルの強度  $Q_p$  は次式となる。

$$Q_p = Q_t + Q_a \quad (2)$$

#### 4.2 トラス機構による水平力

壁縦筋が  $l_o (= l'_w - h \tan \phi)$  の領域で降伏しているとの仮定により  $S_1 = \sigma_{sy} p_{sv} t_w l_o$  であるから、図-8を参照して

$$Q_{t1} = \sigma_{sy} p_{sv} t_w l_o \tan \phi \quad (3)$$

$$C_1 = \sigma_{sy} p_{sv} t_w l_o / \cos \phi \quad (4)$$

壁横筋の応力度分布の仮定により図-9を参照して、壁頂から  $y$  の位置の微小区間  $dy$  の対角線上での引張力は  $dT = \sigma_{shy} p_{sh} t_w dy$  であるから付着応力度は  $\tau = dT / t_w y \tan \phi$  となり、これによるコンクリートの  $\phi$  方向応力度と縦筋の応力度増分はそれぞれ次式で表される。

$$d\sigma_c = \frac{\tau}{\cos \phi \sin \phi} = \frac{\sigma_{shy} p_{sh}}{\sin^2 \phi} \frac{dy}{y} \quad (5)$$

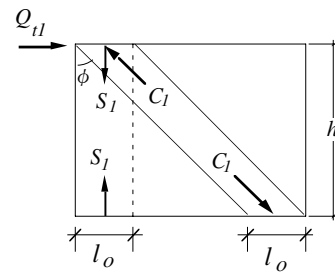


図-8 縦筋降伏の応力機構

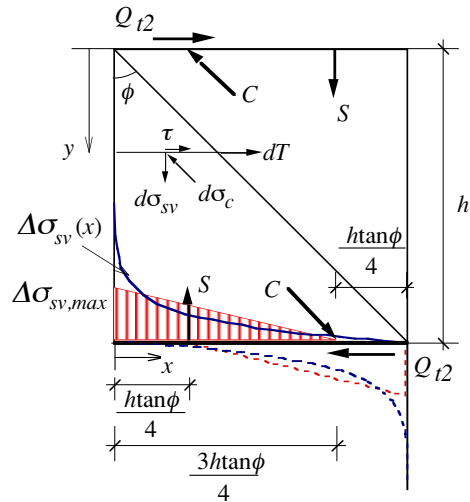


図-9 横筋による応力機構

$$d\sigma_{sv} = \frac{\cos^2 \phi}{p_{sv}} d\sigma_c = \frac{\sigma_{shy} p_{sh}}{p_{sv}} \cot^2 \phi \frac{dy}{y} \quad (6)$$

したがって、座標  $x$  における左下三角形全領域による縦筋応力度の変化量  $\Delta \sigma_{sv}(x)$  は、

$$\Delta \sigma_{sv}(x) = \frac{\sigma_{shy} p_{sh}}{p_{sv}} \cot^2 \phi \log \left( \frac{h}{x \cot \phi} \right) \quad (7)$$

これによる縦筋の引張合力  $S$  は、

$$S = \sigma_{shy} p_{sh} t_w h \cot \phi \quad (8)$$

となる。一方、コンクリートの圧縮合力  $C$  は、

$$C = \sigma_{shy} p_{sh} t_w h / \sin \phi \quad (9)$$

であるからこれに釣り合う水平力  $Q_{t2}$  は次式となる。

$$Q_{t2} = \sigma_{shy} p_{sh} t_w h \quad (10)$$

$S$  と  $C$  の作用点は共に両端から  $htan\phi/4$  である。

ところで、コンクリートの圧縮応力度の鉛直成分を縦筋の応力度に換算して同図中に示すと破線で表示した曲線のようになり、 $\Delta\sigma_{sv}(x)$  と逆対称になる。

右上三角形領域についても同様であるが、壁頂が自由端の場合には壁脚に  $2S$  の引張力と圧縮力 ( $\because C \cos \phi = S$ ) が作用することになり、壁頂の水平力  $Q_{t2}$  によるモーメントと釣り合う。

以上により、トラス機構による水平力  $Q_t$  は、

$$Q_t = Q_{t1} + Q_{t2} \quad (11)$$

と表される。

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_t$  は、後述の縦筋の応力度分布の幅に合わせて、その幅内の平均的な値として次式で表す。

$$\sigma_t = (C_1 + C) / (3t_w h \sin \phi / 4) \quad (12)$$

### 4.3 壁脚縦筋の応力度とアーチ機構に使用する鉛直接合部の拘束力

$\Delta\sigma_{sv}(x)$  は  $x=0$  で無限大となる曲線分布となるので、簡単化のため図-9に示すように合力の作用点を合わせて幅  $3htan\phi/4$  の三角形分布と見なす。これにより、壁脚縦筋の応力度  $\sigma_{sv}$  は、コンクリート圧縮応力の鉛直成分も縦筋に換算すると図-10のようになる。最大応力度は、

$$\sigma_{sv,max} = 16\sigma_{shy} p_{sh} \cot^2 \phi / 3p_{sv} \quad (13)$$

であり、 $\sigma_{sv,max} \leq \sigma_{sy}$  となるには、

$$D = \frac{16\sigma_{shy} p_{sh} \cot^2 \phi}{3\sigma_{sy} p_{sv}} - 1 \leq 0 \quad (14)$$

でなければならない。

鉛直接合部の拘束力  $V_j$  のうち、トラス機構に使用する鉛直拘束力を  $V_{to}$  として、これを図-11に示すように壁頂に作用する軸力  $N$  とモーメント  $M$  と考える。軸力  $N$  による壁脚縦筋の応力度  $\sigma_N$  は、

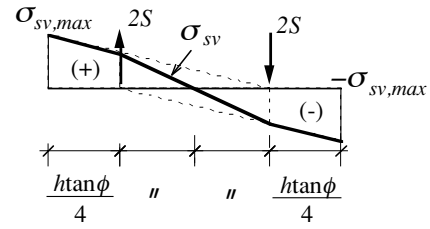


図-10 壁脚縦筋の応力度分布

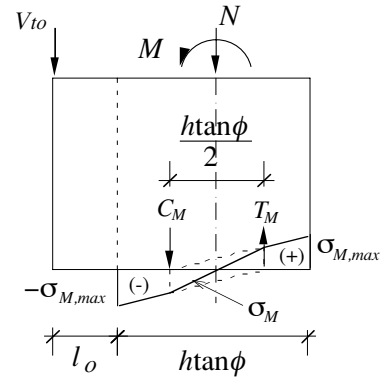


図-11 鉛直拘束力による壁脚縦筋の応力度

$$\sigma_N = -V_{to} / p_{sv} t_w htan\phi \quad (15)$$

であり、モーメント  $M$  による応力度  $\sigma_M$  は前記  $\sigma_{sv}$  と同様に定めると同図中のようになり、最大応力度  $\sigma_{M,max}$  は、

$$\sigma_{M,max} = \frac{16V_{to}(l_0 + htan\phi/2)}{3p_{sv} t_w h^2 \tan^2 \phi} \quad (16)$$

となる。したがって、 $V_{to}$  を考慮した壁脚縦筋の応力度  $B\sigma_{sv}$  は、

$$B\sigma_{sv} = \sigma_{sv} + \sigma_N + \sigma_M \quad (17)$$

であり、最大引張応力度  $B\sigma_{sv,max}$  は、

$$B\sigma_{sv,max} = \sigma_{sv,max} + \sigma_N + \sigma_{M,max} \quad (18)$$

となる。 $B\sigma_{sv,max} \leq \sigma_{sy}$  となるのに必要な鉛直力  $V_{to}^*$  は、

$$V_{to}^* = \frac{3\sigma_{sy} p_{sv} t_w h^2 \tan^2 \phi}{16l_0 + 11htan\phi} D \quad (19)$$

であるので、 $D > 0$  で  $V_j \geq V_{to}^*$  の場合には、 $V_j$  のうち  $V_{to}^*$  をトラス機構に使用して、 $B\sigma_{sv,max} \leq \sigma_{sy}$  となるようにする。すなわち、

- 1)  $D > 0$  の場合、 $V_j \geq V_{to}^*$  なら  $V_{to} = V_{to}^*$ 、  
 $V_j < V_{to}^*$  なら  $V_{to} = V_j$
- 2)  $D \leq 0$  の場合、 $V_{to} = 0$

これよりアーチ機構に使用する鉛直拘束力  $V_{ao}$  は次式となる。

$$V_{ao} = V_j - V_{to} \quad (20)$$

鉛直拘束力  $V_j$  が小さく  $B\sigma_{sv,max} > \sigma_{sy}$  となる場合には、軸力とモーメントおよび図-12 に示す圧縮応力度の分布形状の比  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  を一定にして同図の  $B\sigma_{sv}^*$  のように応力度を修正する。また、引張域  $x_y$  の限界は  $0.8h\tan\phi$  とし、限界を超える場合は横筋降伏に必要な縦筋の強度が不足していることになるので、 $x_y$  が限界値に等しくなる横筋の応力度を用いて  $Q_{i2}$  を求める。

#### 4.4 アーチ機構による水平力

アーチ機構に使用できる壁縦筋の拘束力  $V_{ai}$  は次式となる。

$$V_{ai} = (\sigma_{sy} - B\sigma_{sv}) \cdot A_s \quad (21)$$

ここに、 $A_s$  は縦筋の断面積  
ところで、 $V_j$  のみ変化させた試験体 No.11 と No.12 および No.13 と No.5 は、 $V_j$  の差  $\Delta V_j$  は共に 60kN であるが、最大強度の差  $\Delta Q$  はそれぞれ 52kN と 55kN となっており、 $\Delta Q/\Delta V_j$  は 0.87 と 0.92 である。 $\tan\theta_0$  は 0.45 であるから両者の違いはかなり大きい。この原因を鉛直拘束力と圧縮束合力の偏心 (図-7(c)参照) と考えてこれを考慮すると  $\Delta Q_{ao}/V_{ao}$  は 0.80 となる。そこで本論文では、鉛直拘束力  $V_{ai}$  に釣り合う水平力  $\Delta Q_{ai}$  は次式とする。

$$\Delta Q_{ai} = \frac{3 - \tan^2\theta_i}{4} \cdot \frac{l_i}{h} \cdot V_{ai} \quad (22)$$

したがって、アーチ機構による全水平力  $Q_a$  は次式となる。

$$Q_a = \sum \Delta Q_{ai} \quad (23)$$

また、圧縮束合力は  $\Delta C_{ai} = V_{ai} \cos\theta_i + \Delta Q_{ai} \sin\theta_i$  であるから、コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_a$  は、

$$\sigma_a = \sum (2 \cos\theta_i / t_w l_i) \Delta C_{ai} \quad (24)$$

となる。

#### 4.5 壁パネルの強度

壁パネルの強度  $Q_p$  は式(2)であり、コンクリートの圧縮応力度は  $\sigma_c = \sigma_t + \sigma_a$  であるが、 $\sigma_c$  はコンクリートの有効強度  $v\sigma_B$ <sup>3)</sup> 以下でなければならないから、縦筋の拘束力  $V_{ai}$  の総和は  $i=1$

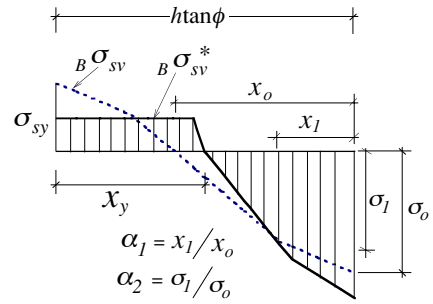


図-12 壁脚縦筋の応力度の修正

から  $\sigma_c \approx v\sigma_B$  までとする。

#### 5. パネル強度計算値の検討

パネル強度計算値  $Q_p$  ( $\phi = 45^\circ$  とした値) を表-3 に示した。実験値  $Q_{max}$  と比較すると  $Q_{max}/Q_p$  は 1.06~1.15 平均 1.10 であり、曲げ破壊型のみ  $Q_{max}/Q_{b1}$  と同程度である。せん断破壊型のみ  $Q_{max}/Q_p$  を見ると 1.06~1.11 平均 1.08 となっており、よく対応していると云えよう。 $Q_p/Q_{b1}$  と破壊状況との関係を見ると、0.99 以上で曲げ破壊、0.96 以下でせん断破壊となっており、破壊状況に対応している。

#### 6. むすび

壁パネルの追加実験を行うと共に、壁横筋のひずみ度分布に基づいた強度算定法を新たに考案し、前報の実験結果と合わせて検討した。その結果、本論文の実験結果には良く対応したが、本算定法には仮定した箇所が多々あるので更に検討したい。

#### 参考文献

- 1) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男; 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の滑り強度に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.427-432, 2006
- 2) 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸; 鉛直接合部の滑りを許容した PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.433-438, 2006
- 3) 日本建築学会: 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, 1999