

鉛直接合部の滑り破壊を許容したプレキャスト連層耐震壁の強度評価 鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法 (その2)

STRENGTH EVALUATION OF PRECAST CANTILEVER WALLS ALLOWED SLIP FAILURE OF VERTICAL JOINTS A strength calculation method of RC cantilever wall panels (Part 2)

小坂 英之*, 溝口 光男**
Hideyuki KOSAKA and Mitsuo MIZOGUCHI

This paper discusses a strength evaluation method of precast multi-story shear wall system which allows slip failure of the vertical joint between wall panels and boundary columns. Shear force of the vertical joint is transmitted by cotters and the joint reinforcements of beam position. Ultimate strength of the wall system is evaluated by adding strength of a wall panel by the calculation method shown in our previous paper and shear forces of the columns. The results of this method were compared with loading tests of the precast wall systems. The calculated values were in good agreement with the experiments.

Keywords : Reinforced concrete, Multi-story shear wall, Precast, Ultimate strength, Vertical joint, Slip failure

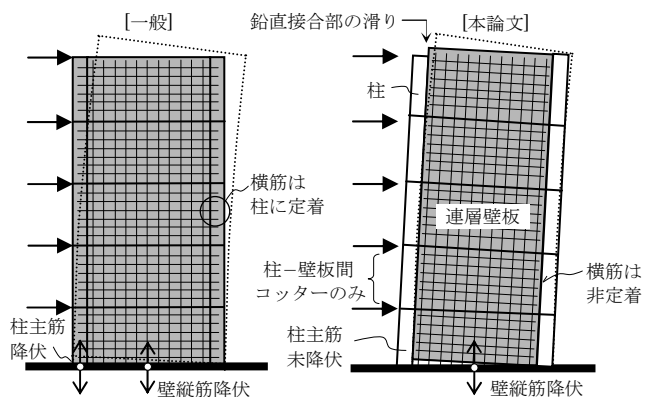
鉄筋コンクリート, 連層耐震壁, プレキャスト, 終局強度, 鉛直接合部, 滑り破壊

1. はじめに

工場で製作した鉄筋コンクリート (RC) 部材を施工現場で組み立てるプレキャスト (PCa) 工法は, 建設現場における省力化や短工期化および高品質化を目的とし, 大規模で部材数の多い建物を中心に広く適用されている。RC 耐震壁を PCa 化する際には, 壁板に配される多数の補強筋 (横筋, 縦筋) の柱・梁への定着方法が工法および構造性能に影響するため, 現場打ち RC 造と同等な性能が得られるように種々の接合方式が研究開発されてきた^{1)~3)}。柱・壁板間の鉛直接合部の簡便化としては, 梁主筋は柱に定着させるが, 壁横筋の柱への定着は省略し, 接合面にコッターのみを設けるという接合工法がある^{例えば4)~6)}。本論文で扱う PCa 連層耐震壁は, 鉛直接合部の仕様はこれと同じであるが, 図 1(2)に示すように終局時に鉛直接合部の滑りを許容する曲げ系の破壊形式 (鉛直接合部の滑り破壊型) を想定している。

このような破壊形式を想定するのは, 以下の理由による。一般の I 形断面連層耐震壁の場合には, 図 1(1)に示すように柱主筋と壁縦筋が引張降伏する曲げ破壊型とすることで優れた靱性能を確保することが可能であるが, 建物によっては曲げ破壊型とするのが困難な場合がある。低層建物では連層耐震壁を曲げ破壊させることが困難なことが多いが, 高層建物であっても側柱の主筋量が壁直交方向のラーメン架構設計時に決定される場合には連層耐震壁の曲げ強度が必

要以上に高くなり, せん断破壊を防止するために壁板の厚さ, コンクリート強度あるいは補強筋量を過剰に設定せざるを得ないことがある。そのような建物の破壊形式を曲げ破壊型とするためには, 壁直交方向の架構設計に依存することなく, 壁方向に必要な耐力を自由に設計できるようにする必要があると考えられる。そこで, 本 PCa 連層耐震壁では, 柱主筋が降伏する前に鉛直接合部の滑りを許



(1) 柱主筋が降伏する曲げ破壊 (2) 鉛直接合部の滑りを伴う曲げ破壊

図 1 一般の I 型断面連層耐震壁と本 PCa 連層耐震壁の比較

* 三井住友建設技術開発センター 工修
 ** 室蘭工業大学大学院工学研究科くらし環境系領域
 教授・博士(工学)

Technological Development Center, Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd., M. Eng.
 Prof., College of Environmental Technology, Graduate School of Engineering, Muroran
 Institute of Technology, Dr. Eng.

容し、側柱が壁板を拘束する力（鉛直拘束力 V_j ）を制限して、連層壁板の曲げ変形を卓越させる破壊形式を想定することとした。

このような耐震壁システムは、I形断面連層耐震壁とは同等ではないため、壁板、柱および両者間の鉛直接合部の仕様に基づき、その構造特性を適正に評価して設計する必要がある。そこで拙論^{7~9}では、鉛直接合部の滑り破壊型となるPCa連層耐震壁の水平加力実験を実施し、破壊性状と滑り強度について検討した。実験の結果、本破壊形式は優れた靱性能を有すること、鉛直接合部が滑り破壊する時の曲げ耐力は既往の曲げ強度式において柱主筋の引張強度を鉛直接合部の滑り強度に置き換えて算定することで概ね評価できることが確認された^{8,9}。しかしながら、本耐震壁システムを設計するためには、横筋が柱に定着されていない壁板、つまり柱主筋等の曲げ補強筋のない壁板のせん断強度の把握が不可欠である。そこで前報¹⁰では、新たなトラス・アーチ理論に基づく連層壁板の強度算定法を提案し、本算定法による計算強度が壁板のみの水平加力実験結果とよく適合することを明らかにした。

本論文は続報として、曲げ補強筋のない壁板と柱で構成される耐震壁システム全体の終局強度を評価する方法について論じたものである。システム全体の終局強度は、前報¹⁰の算定法によって連層壁板の強度を算出し、これに本論の方法により算出される柱負担せん断力を累加することによって得られる。この強度評価方法による計

算値の適合性は、先のPCa連層耐震壁の実験結果^{7~9}との比較により検証する。

2. 滑り破壊型PCa連層耐震壁の強度評価

2.1 システム全体の終局強度

本耐震壁システムは、図2の概念図に示すように壁板と柱を並列に配置し、両者間を梁主筋等の接合筋と、鉛直方向のせん断力を伝達するためのコッターにより接合したものである。地震時の水平力は、床スラブと梁を介して、壁板と柱のそれぞれに伝達され、両者間は鉛直接合部の鉛直拘束力 V_j によって連成する状態となる。したがって、システム全体の終局強度 Q_w は、鉛直拘束力 V_j を考慮して壁板強度 Q_p と左右2本の柱の負担せん断力 Q_c (=引張柱 τQ_c + 圧縮柱 $c Q_c$) を求め、次式に示すように両者の和として評価する。

$$Q_w = Q_p + Q_c \quad \dots(1)$$

2.2 壁板強度算定法¹⁰の概要と鉛直拘束力の設定

連層壁板の強度 Q_p は、前報¹⁰の強度算定法により得られる。本算定法は、RC壁板をトラス機構とアーチ機構によるせん断抵抗機構¹¹に分けて考え、各々の機構のせん断力の和を壁板のせん断強度とするものである。トラス機構では、図3に示すように壁横筋の応力度が両端部で0となり、中央部で最大応力度を示すという曲げ補強筋のない壁板に特有のせん断応力度分布を考慮している。すなわち、横筋に応力度変化のある部分で存在する横筋-コンクリート間の付着力と、コンクリートの斜め圧縮束および縦筋の引張力が釣り合うという応力抵抗機構を構成している。 n 層壁板のトラス機構は、各層の水平力の作用高さまでの n 個の壁板を合成して扱っており、トラス機構の形成は計算時にせん断応力度を検討してせん断ひび割れの多数発生する層のみとしている。一方、アーチ機構では、図4に示すように壁板を縦に m 分割し、軸力と縦筋を考慮して各要素のアーチを積算して強度を算定する。積算する要素数は、壁脚部に設定したせん断破壊判定領域における ϕ 方向 (ϕ : トラス機構の圧縮束の角度)の圧縮応力度 σ_c (トラス機構分 σ_t とアーチ機構分 σ_a の和)がコンクリートの有効強度 $\nu \sigma_B$ に達する位置 x_a までとしている。 $\sigma_c = \nu \sigma_B$ の場合はせん断強度が得られるが、全要素数 m のアーチの

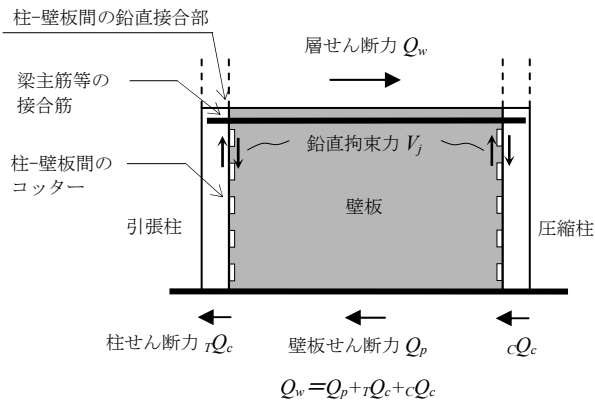


図2 耐震壁システムの概念図

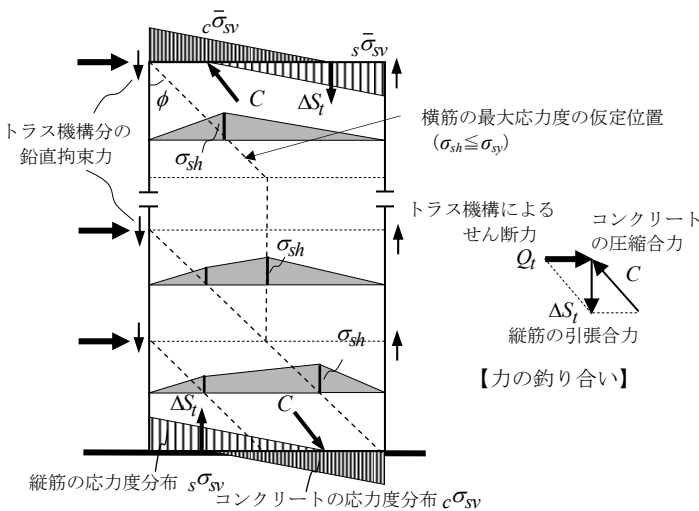


図3 トラス機構

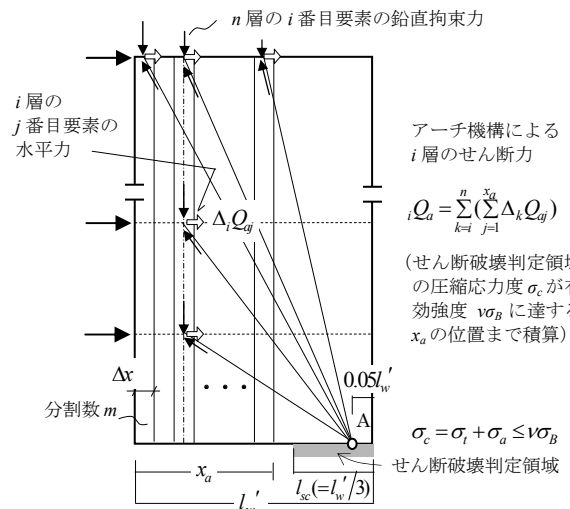


図4 アーチ機構

積算を行っても $\sigma_c < \nu \sigma_B$ の場合には次式¹²⁾の曲げ強度と一致するようにアーチの作用点(図4, A点)を設定している。

$$M_u = 0.5 p_{sv} t_w l'_w \sigma_{sy} l + 0.5 N_w l + M_j \quad \dots(2)$$

ここに、

l'_w : 壁板長さ, $l = 0.9 l'_w$, p_{sv} : 縦筋比, t_w : 壁厚, N_w : 壁板軸力, σ_{sy} : 縦筋の降伏強度, M_j : 鉛直拘束力 V_j による曲げ戻しモーメント ($M_j = V_j \cdot l'_w$)

本算定法は、壁板内のコンクリート、横筋および縦筋の応力の釣り合いから強度を求めるものであるため、壁板強度時のそれぞれの応力状態が同時に把握できる。壁板の曲げ圧壊の有無は、 ϕ 方向の σ_c を鉛直方向に換算した圧縮応力度 σ_V を検討すればよい。従来のトラス・アーチ理論では、せん断力に釣り合う鉛直方向成分の力は側柱の主筋が担うものとしているが、曲げ補強筋のない壁板に関する本算定法では縦筋を考慮しており、せん断強度時にはアーチの積算範囲(図4の x_d)の縦筋は降伏強度に達することになる。

以上が前報¹⁰⁾の壁板強度算定法の概要であるが、壁板強度を算定するには壁板の両側に作用する鉛直拘束力 V_j を特定する必要がある。終局時に鉛直接合部の滑りを許容する本システムでは、鉛直拘束力の上限は滑り強度であるので、強度算定時の V_j は次式¹¹⁾による鉛直接合部の滑り強度 Q_{DV} とする。

$$Q_{DV} = 0.10 \sigma_B \cdot A_{SC} + \sigma_y \sum a_v \quad \dots(3)$$

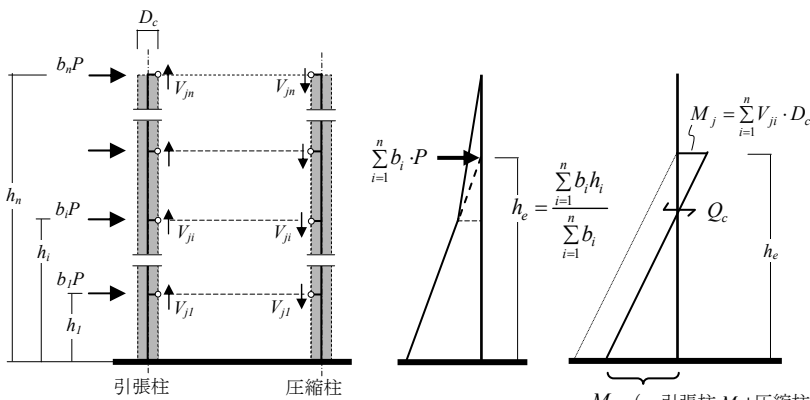
ここに、

σ_B : コッター部のコンクリート圧縮強度
 A_{SC} : コッター断面積, a_v : 接合筋断面積
 σ_y : 鉛直接合部を貫通する接合筋(梁主筋等)の降伏強度

2.3 柱の負担せん断力

図5に示すように、水平力 $b_i P$ (b_i : 水平力分布係数, i : 層数, $i = 1 \sim n$) が作用する n 層耐震壁システムの柱には、壁板の強度算定時に考慮する鉛直拘束力の反力として逆向きに同じ大きさの V_{ji} が作用している。 V_{ji} によって左右2本の柱に生じる曲げ戻しモーメントの合計 M_j は次式で表される。

$$M_j = \sum_{i=1}^n V_{ji} \cdot D_c \quad \dots(4)$$



(1) 柱に作用する鉛直拘束力 (2) 等価高さ h_e (3) 柱脚モーメントと曲げ戻しモーメントの関係

図5 柱の負担せん断力の算定

ここに、

V_{ji} : 壁板強度算定時の i 層の鉛直拘束力 (=式(3)の Q_{DV})

D_c : 柱せい

曲げ戻しモーメント M_j の作用位置を、図5(2)に示す等価高さ h_e の位置とし、柱脚の曲げモーメントの合計を M_{TC} とおくと、曲げモーメント図は図5(3)に示すようになり、1層目の柱せん断力 Q_c は次式で表される。

$$Q_c = \frac{M_j + M_{TC}}{h_e} \quad \dots(5)$$

ここで、柱脚曲げモーメント M_{TC} は、以下に示すように、壁板がせん断強度 Q_p に達するときの部材角 R_{wp} に応じて算出する。

(1) 部材角 R_{wp} の計算値

壁板強度時の部材角 R_{wp} は、図6に示すように水平剛性 K_w の1自由度モデルに Q_p が作用した場合の水平変形 δ を算出し、 δ を等価高さ h_e で除すことにより算定する。

壁板の等価曲げ剛性 K_{wb} は、図6中に示す記号を参照してたわみ角法より定式化すると、

$$K_{wb} = \frac{12 E_w I_w}{\left(1 + \frac{6 E_w I_w}{k_v l_w'^2 h_e + 2 E_w I_w}\right) h_e^3} \quad \dots(6)$$

で表され、せん断剛性 K_{ws} は次式である。

$$K_{ws} = \frac{G_w A_w}{\kappa \cdot h_e} \quad \dots(7)$$

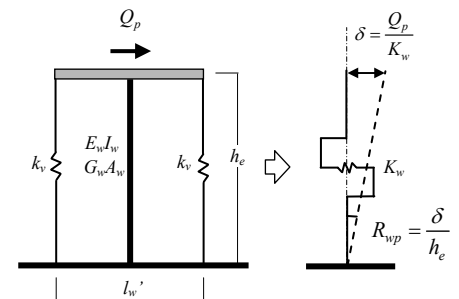
ここで、 $E_w I_w$ および $G_w A_w$ は、弾性時からの剛性低下を考慮する必要があるので、曲げ剛性低下率¹³⁾を α' 、せん断剛性低下率¹³⁾を β_y とし、 K_{wb} および K_{ws} をそれぞれ次式で表す。

$$K_{wb} = \frac{12 \alpha' E_w I_w}{\left(1 + \frac{6 \alpha' E_w I_w}{k_v l_w'^2 h_e + 2 \alpha' E_w I_w}\right) h_e^3} \quad \dots(8)$$

$$K_{ws} = \beta_y \frac{G_w A_w}{\kappa \cdot h_e} \quad \dots(9)$$

ここに、

$$\alpha' = \frac{M_u}{E_w I_w \cdot \phi_y} \quad \text{13)}, \quad \beta_y = 0.46 p_{sh} \cdot \sigma_{sy} / \sigma_B + 0.14 \quad \text{13)}$$



E_w : 壁板のヤング係数, I_w : 壁板の断面2次モーメント
 G_w : 壁板のせん断弾性係数, A_w : 壁板の断面積
 k_v : 柱の軸剛性, K_w : 壁板の水平剛性, δ : 水平変形

図6 壁板強度時の部材角の算定モデル

$$\phi_y = \varepsilon_y / c_n, \quad \varepsilon_y = \sigma_{sy} / E_w, \quad c_n = \frac{l'_w}{2} - \frac{N_w l'_w{}^2}{M_u 12}$$

p_{sh} : 壁横筋比, σ_{sy} : 壁横筋の降伏強度, ϕ_y : 降伏時曲率, σ_B : コンクリートの圧縮強度, κ : せん断変形の形状係数 (矩形断面 1.2), c_n : 弾性時中立軸から壁引張縁までの距離, N_w : 壁板軸力

表 1 柱の剛性・強度の計算式例¹³⁾

〔初期曲げ剛性〕	$K_0 = \frac{6E_c \{I_c + (n-1)I_r\}}{2h_e}$
〔曲げひび割れ強度〕	$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e + \frac{N_c D_c}{6}$
〔剛性低下率〕	$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64np_l + 0.043 \frac{h_e}{D_c} + 0.33\eta_0 \right) \left(\frac{d}{D_c} \right)^2$
〔曲げ強度〕	$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D_c + 0.5N_c g_1 D_c$ $0 \leq N_c \leq N_b \text{ の時:}$ $M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D_c + 0.5N_c D_c \left(1 - \frac{N_c}{B_c D_c \sigma_B} \right)$ $N_b < N_c \leq N_{max} \text{ の時:}$ $M_u = \left\{ 0.5a_g \sigma_y g_1 D_c + 0.024(1+g_1)(3.6-g_1) B_c D_c^2 \sigma_B \right\} \left(\frac{N_{max} - N_c}{N_{max} - N_b} \right)$
〔記号〕	σ_B : コンクリートの圧縮強度, D_c : 柱せい, B_c : 柱幅, d : 有効せい, Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数, E_c : コンクリートのヤング係数, I_c : コンクリート部分の断面 2 次モーメント, I_r : 鉄筋の断面 2 次モーメント, n : ヤング係数比, p_l : 引張鉄筋比, η_0 : 軸力比, N_c : 軸方向力 (引張柱: 長期軸力-鉛直拘束力 V_j , 圧縮柱: 長期軸力+ V_j), a_g : 柱主筋全断面積, σ_y : 柱主筋の降伏強度, g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の柱せいに対する比, N_{max} : 中心圧縮時終局強度 ($=B_c D_c \sigma_B + a_g \sigma_y$), N_{min} : 中心引張時終局強度 ($=-a_g \sigma_y$), $N_b = 0.22(1+g_1) B_c D_c \sigma_B$

表 2 試験体一覧

試験体	アスペクト比	軸圧	外力分布	壁板 (壁厚: $t_w=50\text{mm}$)				鉛直接合部				柱						
				横筋		縦筋		接合筋 注1)		コッター		幅 $B_c \times$ せい D_c	主筋					
				配筋 (mm)	補強筋比 p_{sh} (%)	配筋 (mm)	補強筋比 p_{sv} (%)	配筋	接合筋比 p_G (%)	幅 \times 高さ \times 深さ (mm)	数量 (個)							
実験 A	No.2	2.37	—	1:1	1-D6 @70	0.906	1-D6 @70	0.906	2-D6 (2~5G)	0.23	—	0	120 \times 120 [帯筋] 2-D6 @70	4-D19				
	No.3													4-D19				
	No.4													4-D10				
	No.5													4-D10				
実験 B	No.11	2.37	1.42	1:2	1-D6 @85	0.746	1-D6 @85	0.746	2-D6 (2~5G)	0.23	20 \times 42.5 \times 10	20	120 \times 120 [帯筋] 2-D6 @85	4-D13 + 2-D10				
	No.12								3-D6 (2~5G)		20 \times 42.5 \times 10							
	No.13								2-D6 (2~5G)		20							
	No.14								3-D10 (5G)		0.37				20 \times 42.5 \times 10	20		
									2-D6 (2~5G)		0.35				20 \times 42.5 \times 10	20		
No.15	1-D6 (各層中間)																	
実験 C	No.21 (スラブ付き)	2.37	1.42	1:2	1-D6 @85	0.746	1-D6 @85	0.783	2-D6 (2~5G) [スラブ] 厚さ38mm スラブ筋 6-D6	0.23 (スラブ筋除く)	20 \times 42.5 \times 10	20	120 \times 120 [帯筋] 2-D6 @85	4-D16				
	No.22	3.06	2.17						1-D6 @80						0.845	2-D6 (2~5G)	0.23	20 \times 42.5 \times 10
	No.23	4.40	3.08						1-D6 @68						1.00	2-D6 (2~5G)	0.23	20 \times 42.5 \times 10

注 1) 接合筋 = [梁主筋 (図 8 の 2~5G 位置)] + [柱に定着された壁横筋 (No.15 のみ各層 1-D6)]

壁板の水平剛性は、式(8)と式(9)の直列ばねとして、

$$K_w = \frac{1}{\frac{1}{K_{wb}} + \frac{1}{K_{ws}}} \quad \dots(10)$$

で表されるから、壁板強度時の耐震壁システムの部材角 R_{wp} は次式より得られる。

$$R_{wp} = \frac{Q_p}{K_w h_e} \quad \dots(11)$$

(2) 柱脚曲げモーメント M_{TC}

柱脚曲げモーメント M_{TC} は、図 7 に示すように引張柱、圧縮柱の曲げモーメント M -変形角 R 関係から変形角 R_{wp} (式(11)) 時の曲げモーメント M_T, M_C を求め、両者の和より算定する。表 1 に、本論文で柱の M - R 関係を作成する際に用いた既往の設計式¹³⁾を示す。

3. 実験概要

3.1 試験体および加力方法

検討対象の試験体は、表 2 に示す実験 A~C の 3 シリーズの計 12

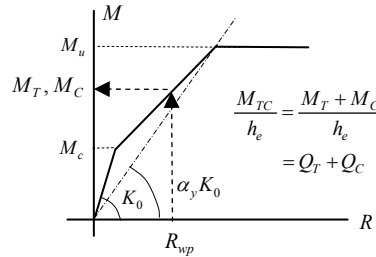


図 7 柱脚曲げモーメント M_{TC}

表 3 材料の力学的性質

(1) 鉄筋				
呼び名	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	伸び (%)	
実験 A	D19	409	630	23
	D10	418	594	24
	D6	333*	537	25
実験 B	D13	375	534	—
	D10	387	544	25
	D6	304*	506	24
実験 C	D16	393	584	23
	D10	387	551	18
	D6	309*	474	16

*: 0.2%耐力

(2) コンクリート

試験体	部位	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	
実験 A	No.2	壁板	34.8	2.74	3.87
		柱	40.2	2.39	2.64
	No.3	壁板	36.1	2.74	2.87
		柱	36.8	3.03	2.89
	No.4	壁板	46.4	2.85	3.53
実験 B	No.5	壁板	45.1	2.76	3.41
		柱	35.9	2.63	3.09
	No.11	壁板	36.5	2.79	2.58
		柱	43.1	2.80	3.34
		壁板	44.3	2.83	3.47
実験 C	No.12	壁板	43.8	2.79	3.19
		柱	41.7	2.88	3.30
	No.13	壁板	41.1	2.79	3.17
		柱	40.0	2.83	3.00
	No.14	壁板	39.2	2.82	2.87
実験 C	No.15	壁板	41.5	2.72	3.10
		柱	42.7	2.82	2.99
	No.21	壁板	50.4	2.96	3.95
		柱	48.7	2.91	3.70
	No.22	スラブ	46.6	2.95	3.60
壁板		47.6	2.96	4.05	
No.23	壁板	44.5	2.93	3.57	
	柱	47.5	2.88	4.19	

体⁷⁾⁹⁾である。試験体によって配筋量が異なるものの各部の納まりの様子は同様であるので、スラブ付きのNo.21の試験体図を図8に例示する。試験体はいずれも梁形のない4層(梁位置:同図2G~5G参照)のPCa耐震壁であり、壁高 $h_w=2,200\text{mm}$ 、壁厚 $t_w=50\text{mm}$ 、柱せい D_c ×柱幅 $B_c=120\times 120\text{mm}$ は共通である。実験A⁷⁾は、軸力の載荷がなく、等分布(2層目 b_2 :4層目 $b_4=1:1$)の水平力が載荷されたシリーズであり、鉛直接合部のコッターの有無がパラメータとなっている。実験B⁸⁾は、軸力が載荷され、逆三角形分布($b_2:b_4=1:2$)の水平力が載荷されたシリーズであり、表2に示すように鉛直接合部を貫通する全ての鉄筋の接合筋比 p_G (=梁主筋と柱に定着される壁横筋の断面積の合計/鉛直接合部断面積)がパラメータとなっている。実験C⁹⁾は、実験Bと同様に軸力および逆三角形分布の水平力が載荷され、床スラブの有無と壁のアスペクト比(柱中心間距離 L に対する壁高 h_w の形状比)がパラメータとなっている。本耐震壁システムでは、壁板-梁間の水平接合部での滑り破壊は許容しないため、試験体の製作では上下逆にして壁部分全層を先打ちし、

柱部分を後に打設しており、水平接合部は設けていない。表2に示す鉛直接合部のコッターは壁板側が凹形、柱側が凸形となっている(図8(3),(4)参照)。鉄筋およびコンクリートの力学的性質を表3に示す。

水平力は、図9に示すように、鉛直接合部の滑りを拘束しないように2層目と4層目の壁板部分のみに加力用治具を両面から圧着し、これにアクチュエータを取り付けて加力されている。水平力の制御は4層位置の部材角 R_4 で行い、折返し変形角は1000分の $\pm 1, 2, 4, 6, 10, 15, 20\text{rad}$ (各2回)である。実験B、実験Cにおける軸力は、表2に示す全断面積あたりの軸圧 σ_0 相当であり、加力用治具を介して壁板部分のみに加力されている。変形の計測項目は、図9に示すように2層と4層位置の柱の水平変位、柱脚の鉛直変位、壁板-柱間の相対変位である。

3.2 実験結果

試験体はいずれも柱-壁板間の鉛直接合部の滑りを伴う破壊形式を示した。鉛直滑りは下層部から始まり、徐々に上方に広がった。最終ひび割れ状況と荷重-変形角曲線の例を図10、図11にそれぞれ示す。荷重-変形角曲線の荷重は1層目のせん断力 Q_1 であり、変形角は部材角 R_4 (両側柱の平均)である。図11中のS印は、鉛直接

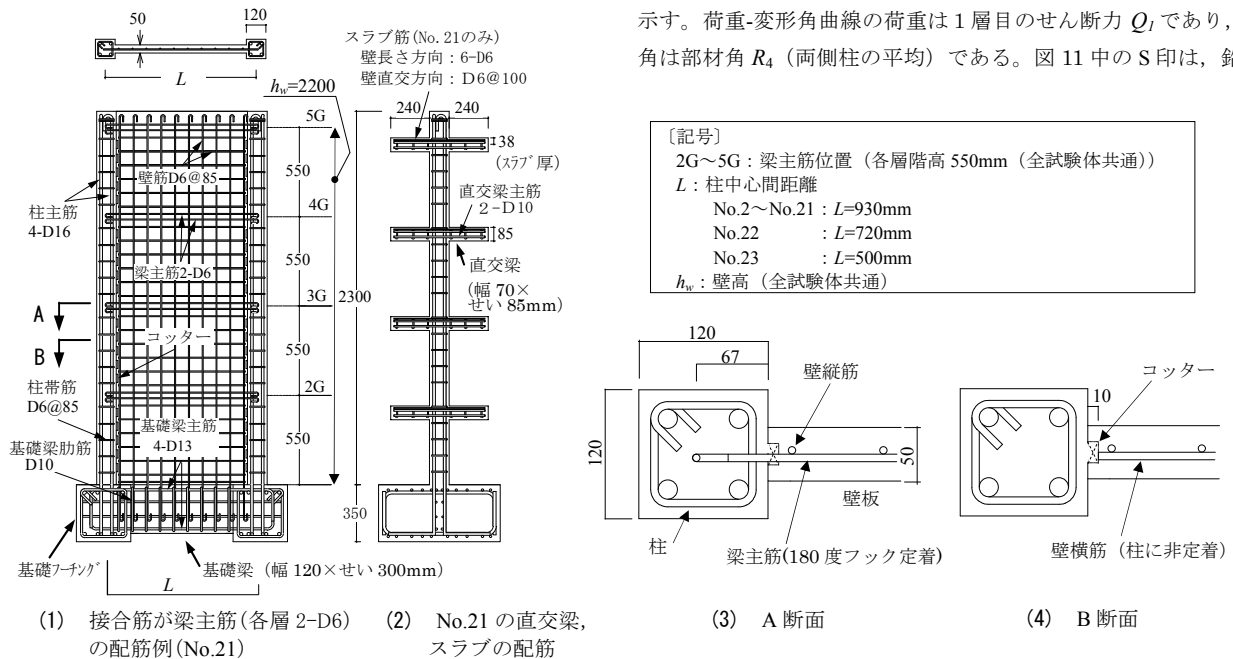


図8 試験体

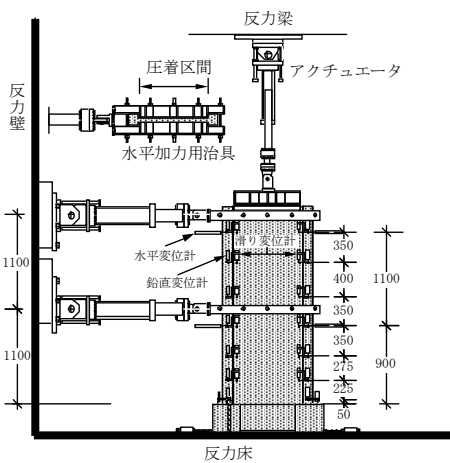


図9 加力装置

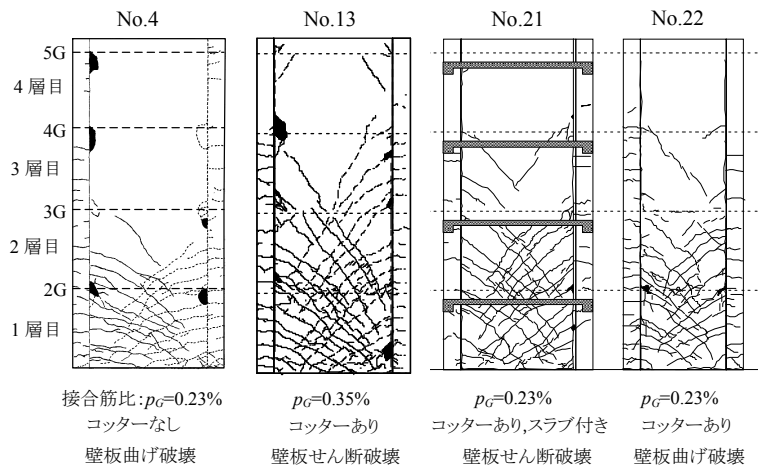


図10 ひび割れ状況例

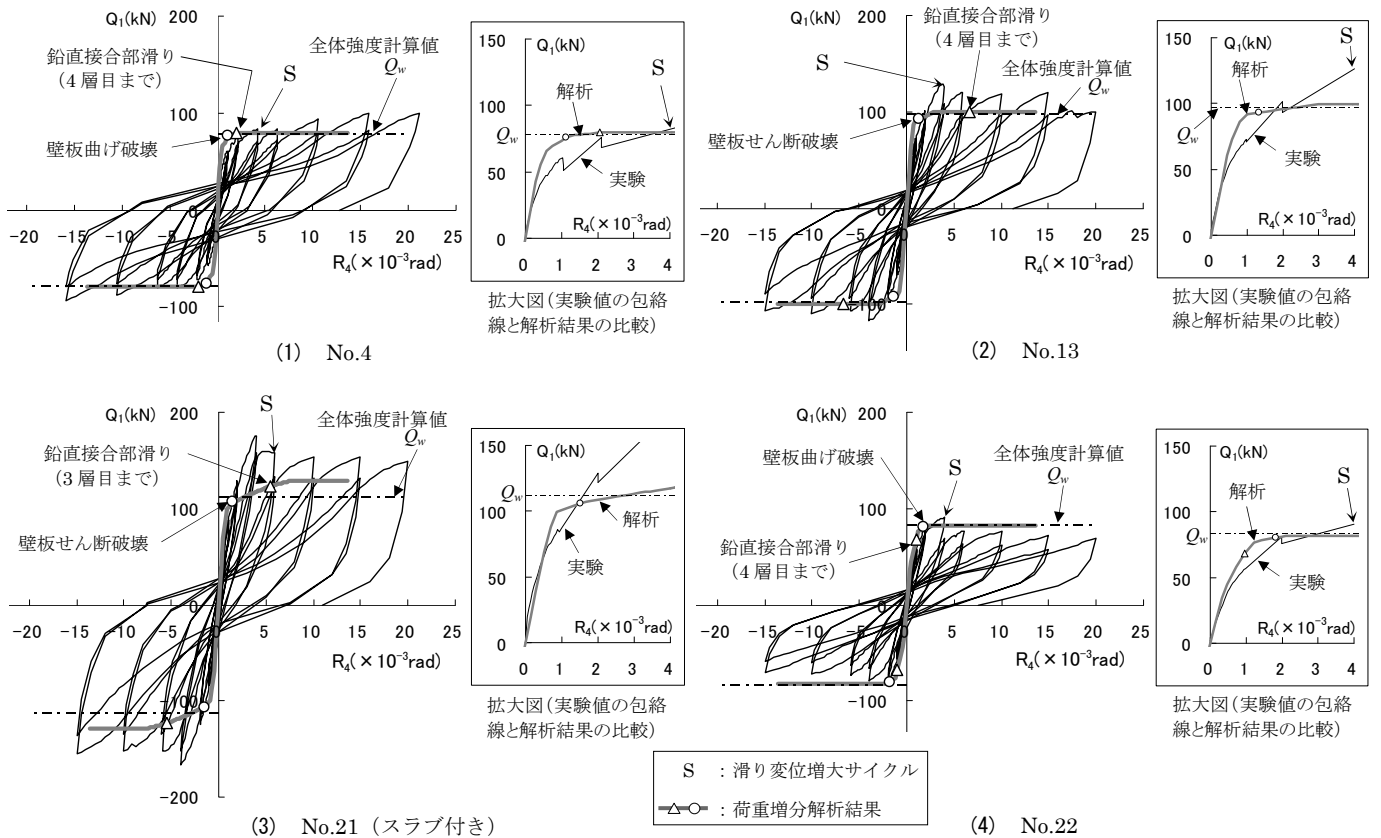


図 11 荷重-変形角曲線

表 4 滑り強度と滑り変形角

試験体	最大強度 $Q_{I_{max}}$ (kN)	滑り強度 Q_{IS} (kN)	滑り変位		滑り変形角		
			S_L (mm)	部材角 R_4 ($\times 10^{-3}$ rad)	R_S ($\times 10^{-3}$ rad)	R_S/R_4	
実験 A	No.2	111	83	2.5	4.2	2.8	0.67
	No.3	122	107	2.5	4.2	2.6	0.61
	No.4	100	84	2.0	4.2	2.0	0.48
	No.5	113	101	4.4	15.9	6.4	0.40
	No.11	117	115	1.4	4.0	1.4	0.36
実験 B	No.12	107	106	1.5	4.0	1.5	0.37
	No.13	128	127	0.7	4.0	0.7	0.17
	No.14	116	116	0.9	4.0	0.9	0.22
	No.15	124	124	0.6	4.0	0.7	0.18
	実験 C	No.21	171	158	2.1	6.0	2.5
No.22		85	91	0.5	4.0	0.6	0.15
No.23		64	56	0.3	6.0	0.2	0.03

合部の滑りが大きくなったサイクルを示している。壁板の斜めひび割れは、外力分布が等分布の No.4 では 1 層から 2 層目までに、逆三角形分布の No.13, No.21, No.22 では 3 層目までに発生している。壁板の斜めひび割れの柱への伸展は見られず、柱には水平なひび割れが発生している。このように柱の損傷程度が軽微であるのは、壁横筋を柱に定着せず、壁板と柱を一体化していないことによるものと考えられる。柱の水平ひび割れは、最外縁から発生するものほかに、壁板の取り付け面から発生するひび割れも見られ、図 5 に示したような鉛直拘束力の影響が確認できる。

荷重-変形角曲線を見ると、鉛直接合部にコッターがなく、接合筋のみの No.4 では、滑りが増大した S 印以降も荷重が徐々に大きくなっており、接合筋による鉛直拘束力の低下は見られない。接合筋とコッターのある他の 3 体では、 $\pm 4/1000$ rad で最大荷重を示し、その後のサイクルで荷重が小さくなっており、コッターが損傷したものと考えられるが、いずれも優れた変形性能を示した。

表 4 に、全試験体の最大強度 $Q_{I_{max}}$ 、滑り強度 Q_{IS} および部材角 R_4 に占める滑り変形角 R_S の割合 R_S/R_4 を示す。 $Q_{I_{max}}$ は正・負加力の 1 層目せん断力の平均値であり、 Q_{IS} は滑りが大きくなった S 印のサイクルの正加力時の 1 層目せん断力である。滑り変形角 R_S は、正加力時に引張側となる鉛直接合部の滑り変形 S_L (2G と 4G 位置の平均値) を L で除した値である。滑り強度時と最大強度時の時期は試験体によって様々であり、 $Q_{I_{max}} > Q_{IS}$ となっている試験体のうち、実験 A の 4 体では鉛直滑りが生じた後に最大強度に達し、実験 C の No.21 と No.23 では最大強度を示した次のサイクルで鉛直滑りが増大した。実験 B の 5 体と No.22 では、鉛直滑りとほぼ同時に最大強

度に達している。しかしながら、鉛直滑りが大きくなり始めるときの部材角 R_4 は、柱主筋が降伏した No.5 を除くと $R_4=4\sim 6/1000$ rad であり、荷重-変形角関係で剛性が大きく低下する近傍の部材角に対応した。滑り変形角の割合 R_S/R_4 は、実験 A を見ると柱主筋量の多い No.2, No.3 に比べて、柱主筋量の少ない No.4, No.5 で小さくなっており、柱の軸剛性が低いほど曲げ変形が増加して滑り変形が減少している。このことから、鉛直滑りを伴う場合であっても、図 6 のモデル図のように柱の軸剛性が壁板を拘束することが分かる。実験 B では接合筋比 p_G が大きい場合に滑り変形角の割合が減少すること、実験 C ではスラブがある場合 (No.21) でも R_S/R_4 に大きな差異は見られないこと、またアスペクト比が大きい (No.22, No.23) ほど R_S/R_4 が小さくなり、滑り変形の割合が減少することが確認された。

表 5 強度に関する実験値と計算値の比較

試験体	実験値		壁板計算値						柱負担せん断力計算値				全体強度計算値	実験計算		初期剛性			
	最大強度	滑り強度	注1) 壁板の曲げ強度	注2) 鉛直拘束力	壁板強度算定法 ¹⁰⁾			壁板強度	曲げ戻しモーメント	注3) 柱脚曲げモーメント分		合計		Q_w	Q_{IS}	実験値	計算値	実験計算	
					横筋応力度比	せん断破壊判定領域のコンクリート応力度比(ϕ 方向)	曲げ圧縮域のコンクリート応力度比(垂直方向)			引張柱	圧縮柱								
	Q_{Imax} (kN)	Q_{IS} (kN)	Q_b (kN)	ΣV_j (kN)	$\frac{\sigma_{sh}}{\sigma_y}$	注4) $\frac{\sigma_c}{v\sigma_B}$	$\frac{\sigma_v}{0.85\sigma_B}$	Q_p (kN)	M_j/h_e (kN)	Q_T (kN)	Q_C (kN)	Q_c (kN)		Q_w (kN)	$\frac{Q_{Imax}}{Q_w}$	$\frac{Q_{IS}}{Q_w}$	tK_0 (MN/rad)	cK_0 (MN/rad)	tK_0/cK_0
実験A	No.2	111	83	69	84	—	—	0.47	69	6	1	2	9	79	1.41	1.06	110	142	0.77
	No.3	122	107	88	123	0.48	0.92	0.61	88	9	1	3	13	101	1.21	1.06	152	162	0.94
	No.4	100	84	69	84	—	—	0.42	69	6	1	2	9	78	1.28	1.07	116	156	0.74
	No.5	113	101	87	120	0.47	0.91	0.65	87	9	0	2	11	98	1.16	1.04	129	149	0.87
実験B	No.11	117	115	99	114	0.63	1.00	0.57	87	7	1	2	10	97	1.20	1.18	137	156	0.88
	No.12	107	106	89	114	0.40	1.00	0.63	82	7	1	2	10	93	1.15	1.14	123	136	0.91
	No.13	128	127	105	151	0.40	1.00	0.65	84	10	1	2	13	97	1.32	1.31	128	137	0.94
	No.14	116	116	116	174	0.40	1.00	0.67	83	11	1	2	15	98	1.19	1.19	105	137	0.77
	No.15	124	124	106	152	0.40	1.00	0.63	83	10	1	2	13	97	1.28	1.28	117	136	0.85
実験C	No.21	171	158	127	198	0.46	1.00	0.61	94	13	1	3	17	112	1.53	1.42	169	142	1.19
	No.22	85	91	71	124	—	—	0.81	71	8	1	2	12	83	1.03	1.10	88.9	110	0.81
	No.23	64	56	49	144	—	—	1.33	47	9	2	3	14	61	1.05	0.91	48.9	78.8	0.62

注1) $Q_b=M_u/h_e$, M_u : 式(2)による曲げ強度, h_e : 等価高さ (図5参照) 注2) 式(3) (ヒンジ領域はコッター無視) 注3) $M_{TC}/h_e=M_T/h_e+M_C/h_e=Q_T+Q_C$
 注4) $\sigma_c/v\sigma_B=1$: 壁板せん断破壊, $\sigma_c/v\sigma_B<1$: 壁板曲げ破壊 (—印欄: トラス機構未形成)

4. システム全体の終局強度計算値の適合性

表5に、2章で述べた評価方法によるシステム全体の終局強度 Q_w を、実験値 Q_{Imax} および Q_{IS} と比較して示す。壁板強度 Q_p は、 $\cot \phi=1$ とし、壁板の分割数を $m=24$ とし計算した。本実験では軸力を壁板のみに載荷しているため、壁板強度の算定時にこの全軸力を考慮し、柱負担せん断力 (同表, Q_T, Q_C) の算定時には各層の鉛直拘束力の合計 ΣV_j が柱軸力 (圧縮柱 $N_c=+\Sigma V_j$, 引張柱 $N_t=-\Sigma V_j$) としして作用するものとした。最大強度時には壁板の下層部には鉛直滑りが生じており、図10に示したようにひび割れが多く発生しているため、ヒンジ領域¹¹⁾ (壁板高さの1/6または水平長さの大きいほうの長さ) に相当する部分のコッターは最大強度に寄与しないものとみなし、 Q_w を算定する際に無視した。スラブ付きのNo.21では、直交梁に定着されているスラブ筋は接合筋と同様の作用をするものと考えられるので、スラブ協力幅¹⁴⁾内のスラブ筋 (両側で2本) を接合筋に加えて計算した。

(1) 壁板部分の強度と破壊形式

まず壁板部分の強度 Q_p と破壊形式について考察する。No.2, No.4, No.22, No.23 は、壁板のせん断応力度がせん断ひび割れの多数発生する応力度 $1.5f_s^{10)}$ (f_s : 短期許容せん断応力度¹⁴⁾) 以下であったためにトラス機構は形成されず、アーチ機構のみで壁板強度が算定された。このうちNo.2, No.4, No.22の曲げ圧縮域における垂直方向の圧縮応力度 σ_v は、ACI318規準¹⁵⁾の応力ブロックの平均圧縮応力度 $0.85\sigma_B$ 以下 ($\sigma_v/0.85\sigma_B<1$) であり、明らかに曲げ破壊であることを示している。No.23の $\sigma_v/0.85\sigma_B$ は1.33となっているので、断面解析 (応力-ひずみ関係: コンクリート (梅村のe関数法, 引張応力無視), 鉄筋 (完全弾塑性型)) により検討した結果、壁板強度は本算定法と一致して47kNとなり、中立軸比は $x_n/l_w=0.26$, 圧縮縁

のひずみは $2,970 \times 10^{-6}$ であった。したがって、No.23の壁板も曲げ圧壊ではなく、縦筋の降伏による曲げ破壊であると判断される。

実験AのNo.3とNo.5は、トラス機構が形成されているが、せん断破壊判定領域における ϕ 方向の圧縮応力度は有効強度に達しておらず ($\sigma_c/v\sigma_B<1$)、いずれも壁板は曲げ破壊である。以上の曲げ破壊した6体の本算定法による壁板強度 Q_p は、式(2)の壁板の曲げ強度式による Q_b とほぼ一致している。

実験BのNo.11~No.15と実験CのNo.21は、 $\sigma_c/v\sigma_B=1$ となり、壁板はせん断破壊であることを示している。したがって、本算定法の Q_p は、曲げ強度式の Q_b を下回っている。壁板のせん断破壊と判定される、これら6体のうち、No.11, No.13, No.14, No.15は $R_4=15/1000\text{rad}$ まで、No.12, No.21は $R_4=20/1000\text{rad}$ までは荷重の急激な低下は生じていない。これは、前報¹⁰⁾の壁板単独の実験でも確認されたように、曲げ補強筋のない壁板では、縦筋が降伏してせん断破壊に至ることによるものであると考えられる。これら6体の横筋の降伏強度に対する応力度比 σ_{sh}/σ_{sy} は0.40~0.63であり、横筋はひび割れ幅の抑制に寄与していたものと考えられる。

(2) システム全体の終局強度と柱負担せん断力の占める割合

前項の Q_p に柱負担せん断力計算値 Q_c を加えることによって、システム全体の強度計算値 Q_w が得られる。表5より、 Q_w に対する最大強度実験値 Q_{Imax} の比率 Q_{Imax}/Q_w は1.03~1.53 (平均1.23) であり、 Q_w に対する滑り強度実験値 Q_{IS} の比率 Q_{IS}/Q_w は0.91~1.42 (平均1.15) となっている。図12に、実験値 Q_{Imax} , Q_{IS} と計算値 Q_w の関係を比較して示す。壁板の強度算定時の鉛直拘束力 V_j は、鉛直接合部の滑り強度式 (式(3)参照) に基づいて設定しているため、計算値 Q_w は滑り強度実験値 Q_{IS} によく適合している。

各層の接合筋量が他より多いNo.13, No.15およびスラブ付きの

No.21 では、 Q_{1s}/Q_w がやや大きくなっている。鉛直滑りは下層から生じ、徐々に上層に進展することは先に述べたが、これらの試験体では下層の接合筋が有効に機能し、鉛直接合部の滑りが上層までおよぶ時期が遅延したことによって、実験の最大荷重時には式(3)による計算値以上の鉛直拘束力が壁板に作用していたものと考えられる。しかしながら、これらの試験体は、最大荷重を示した次のサイクルでは荷重が低下して一定値を示すような荷重-変形角関係を示しており、本評価方法でシステム全体の終局強度を安全側に評価することは妥当であると思われる。スラブの存在によって実験時の最大荷重が計算値に比べて特に大きいのは、スラブ協力幅¹⁴⁾の外側のスラブ筋やスラブのコンクリートが鉛直滑りの抵抗に寄与したことや、壁板のひび割れによる膨張をスラブが拘束することによって各層のアーチ機構が形成されるなどの計算で考慮していない要因の影響が考えられる。

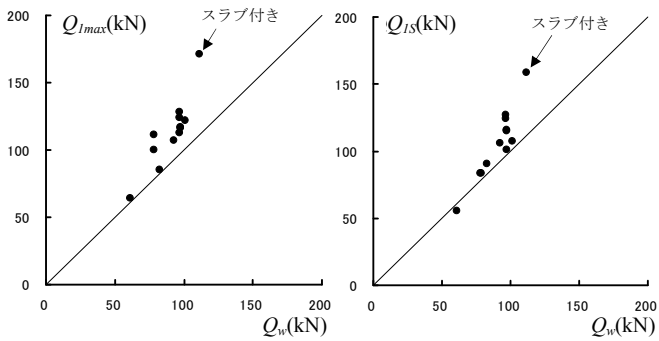
柱負担せん断力計算値 Q_c は、システム全体の強度計算値 Q_w の 10～20%程度である。柱の平均せん断応力度では $0.007\sigma_B \sim 0.013\sigma_B$ と小さく算定されており、実験時に柱の損傷が軽微であったことと対応している。 Q_c に占める曲げ戻しモーメント分 M_f/h_e と柱脚曲げモーメント分 $M_{TC}/h_c (=Q_T + Q_C)$ を比較すると、柱脚曲げモーメント分

のせん断力は非常に小さいことから、柱負担せん断力は、計算が簡便な曲げ戻しモーメント分のせん断力のみを考慮することによって概ね評価できるものと思われる。

(3) 静的非線形解析時の力学モデル

静的非線形解析を行う際の本耐震壁システムの力学モデルとしては、図 13 に示すように、3 本柱置換ばねモデル¹³⁾のように壁板と柱をそれぞれ線材置換し、柱-壁板間の鉛直接合部の位置に垂直方向のせん断ばね（滑りばね）を設けることが考えられる。柱と壁板を分離して扱うために、柱も曲げ材としている。本モデルによる試験体の荷重増分解析結果を、実験時の荷重-変形角曲線および表 5 の Q_w と比較して前出の図 11 に併記した。図 11 には加力初期の部分を比較するために、 $R_4=+4/100\text{rad}$ までの実験値の包絡線と解析結果の拡大図を示した。ここで、滑りばねは、非常に小さな変形で滑り強度に達し、その後も実験で確認されたように急激な荷重低下を生じないものとし、図 14 に示すバイリニア型の復元力モデルとした。ヒンジ領域の滑りばねは、コッターを無効として扱い、各ばねの諸元は表 5 の場合と同様に設定した。

図 11 の荷重増分解析結果では、壁板が終局強度 Q_p （曲げ強度あるいはせん断強度、図中の○印）に達して、剛性が大きく低下する状況が共通して見られる。解析結果の Q_p 時の層せん断力は、壁板と柱 2 本のせん断力を累加したものであるが、図示のように表 5 の Q_w と同程度の値を示している。上層部（3 層目、4 層目）の鉛直接合部の滑り（図中の△印）は、試験体によって Q_p 時に前後して現れるが、上層部が滑るまでは Q_p 後も荷重は若干上昇する様子が解析結果に表れている。



(1) 最大強度実験値と強度計算値 (2) 滑り強度実験値と強度計算値

図 12 実験値と計算値の適合性

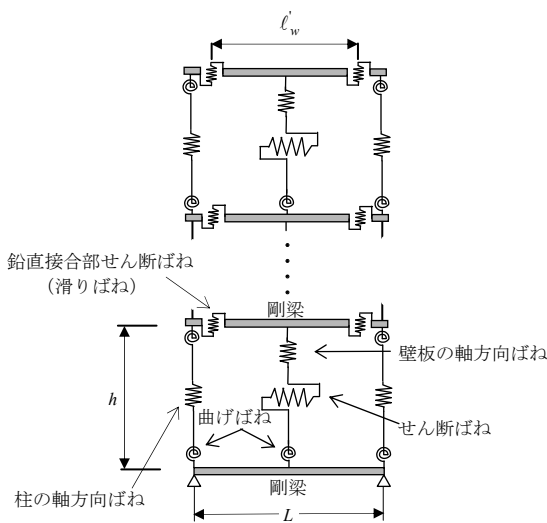
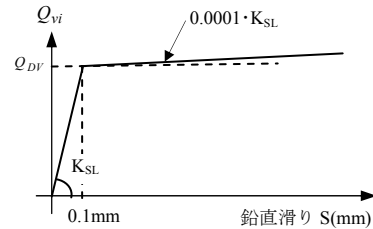


図 13 力学モデル



[ヒンジ領域以外]

$$Q_{Dv} = 0.10\sigma_B \cdot A_{sc} + \sigma_y \sum a_v \quad (\text{式(3)})$$
 [ヒンジ領域¹¹⁾]

$$Q_{Dv} = \sigma_y \sum a_v$$

図 14 鉛直接合部の滑りばね

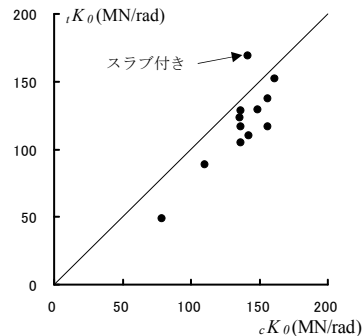


図 15 初期剛性の実験値と計算値

本力学モデルによる初期剛性の計算値 cK_0 を実験値 iK_0 と比較して表 5 および図 15 に示す。初期剛性の実験値 iK_0 は、概ね線形範囲と判断された $R_4=0\sim+0.4/1000\text{rad}$ のデータを最小二乗法により直線回帰（各試験体の相関係数の範囲： $r=0.89\sim 1.00$ ，平均 0.96）して求めた。スラブのない試験体の場合には、図 11(1),(2),(4)の拡大図に見られるように加力直後の剛性と本モデルによる計算値の対応は良好であるが、 iK_0/cK_0 は 0.62 \sim 0.94（平均 0.83）となっており、実験値は計算値より小さい。これに対し、スラブ付きの No.21（図 11(3)）では柱とスラブで構成される架構の剛性も付与されるため、 $iK_0/cK_0=1.19$ と実験値が計算値より大きくなっている。

以上で述べたように、解析結果の荷重-変形角関係は実験の傾向と概ね対応しており、本モデルを用いた静的非線形解析によって鉛直接合部の滑りを伴う本耐震壁システムの崩壊メカニズムの検証が行えるものと考えられる。

5. むすび

本論文では、柱-壁板間の鉛直接合部の滑り破壊を許容する PCa 連層耐震壁の終局強度の評価方法を提案した。本耐震壁システムは、壁板と柱を並列に配置し、両者間の鉛直接合部には鉛直方向のせん断力（鉛直拘束力）を伝達するためにコッターと梁位置の接合筋が設けられている。システム全体の終局強度は、鉛直拘束力を介在させて壁板と柱を分離して扱い、前報¹⁰⁾で提案した算定法により得られる壁板強度と側柱の負担せん断力の累加により評価している。柱の負担せん断力は、壁板強度時の鉛直拘束力によって柱に作用する曲げ戻しモーメント分のせん断力と、壁板強度時の部材角に応じたせん断力の和で算定される。本評価方法の適合性を検証するために、鉛直接合部滑り破壊型の PCa 連層耐震壁 12 体の実験結果^{7~9)}との比較を行った。強度計算値に対する滑り強度実験値の比率は、0.91 \sim 1.42（平均 1.15）となり、計算値は実験値とよい対応を示すことを確認した。また、柱の負担せん断力は、平均せん断応力度で $0.007\sigma_B\sim 0.013\sigma_B$ と小さく算定され、実験で確認された柱の損傷程度が軽微であったことと対応した。壁板と柱を分離して扱う本耐震壁システムでは、地震時の水平力は主として壁板で負担し、柱の損傷は抑制されることから、壁板破壊時における壁直交方向架構への影響を小さくすることができるものと考えられる。

また、鉛直接合部の滑りを伴う連層耐震壁の力学モデルとして、3

本柱置換ばねモデル¹³⁾に鉛直接合部の滑りばねを付加したモデルを設定した。本モデルを用いて、試験体の荷重増分解析を行った結果、壁板強度時および鉛直接合部の滑り発生時のステップは、実験時の荷重-変形角関係において剛性が低下する部分と概ね対応することが確認された。

謝辞

本研究は、室蘭工業大学大学院教授荒井康幸博士のご指導のもとに実施されたものである。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説，1984.3
- 2) 日本建築学会：プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工，1986.10
- 3) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案），2002.10
- 4) 望月重，山田勝昭，熊田鴻，金子雄太郎，石川康之：プレキャスト連層耐震壁の抵抗破壊機構に関する研究開発，その 1 鉛直接合部の水平接合筋のない場合，日本建築学会大会学術講演梗概集 C，pp.607-608，1985.10
- 5) 長稔，望月重，戸田哲雄：プレキャスト連層耐震壁の構造性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.561-566，1989.6
- 6) 五味学，壁谷澤寿海，倉本洋：プレキャスト造連層耐震壁鉛直接合部の挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.1213-1218，1993.6
- 7) 小坂英之，山中久幸，荒井康幸，溝口光男：鉛直接合部の滑りを許容した PCa 連層耐震壁の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.457 \sim 462，2005.6
- 8) 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 \sim 432，2006.7
- 9) 小坂英之，山中久幸，荒井康幸，溝口光男：床スラブを有する鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.445 \sim 450，2008.7
- 10) 小坂英之，溝口光男，荒井康幸：鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法，日本建築学会構造系論文集，No.695，pp.129 \sim 136，2014.1
- 11) 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，1999.8
- 12) 財)日本建築センター他：壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針，井上書院，p.10，2003.2
- 13) 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.2
- 15) American Concrete Institute：Building Code and Commentary ACI 318-95/318R-95，1995

(2013年11月29日原稿受理，2014年3月17日採用決定)