

# 論文 梁降伏型 RC 造骨組に組み込まれた方立て壁型二次壁の強度変形性状

中山 治美\*1・大久保 全陸\*2

**要旨：**梁降伏型骨組に組み込まれた方立て壁型二次壁の、主にその存在位置や枚数に注目して、実験を行いその剛性、強度、破壊性状を検討した。その結果、中央に位置する方立て壁は、柱際に位置するものに比べ、同変形レベルでは大きな水平力を負担し、骨組の剛性も大きくしていた。また、方立て壁に仮定する斜め圧縮ストラット耐力の評価式について検討し、梁降伏型骨組における方立て壁の斜め圧縮力は、梁の剛性が高い実験に基づいて誘導された既往の評価式による値より小さくなることを示した。

**キーワード：**二次壁、方立て壁、剛性、強度、破壊性状

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造ラーメン構造において、地震時に二次壁が柱梁骨組に悪影響を及ぼすことがあることは、過去に経験した地震によって周知の事実である。そこで、二次壁の先行破壊を許容することによって構造部材に悪影響を及ぼさないようにする構造設計理念がとられてきた。しかし、阪神大震災では、二次壁の破壊を安易に許容できない使用者側からの問題が発生し、二次壁の破壊を骨組の層間変形との関係で捉える必要性を痛感した。

これまで、方立て壁型二次壁について、壁自体の破壊性状や、その枚数や存在位置に視点をおいた研究は少なく、今後、二次壁の強度破壊性状をも考慮に入れた設計をしていく上で参考となる資料が乏しいのが現状である。

また、方立て壁型二次壁の斜め圧縮ストラットの評価式<sup>1)</sup>は、梁を剛にした骨組に基づいて誘導されたものであり、梁降伏型骨組中に存在する方立て壁に対して、その適合性の検討が不十分である。

そこで、梁降伏型骨組に組み込まれた方立て壁型二次壁の、主に二次壁の存在位置や枚数に

注目して、実験を行いその強度破壊性状について検討するとともに、斜め圧縮ストラットの評価式について検討することとした。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体概要

梁降伏型骨組に組み込まれた方立て壁型二次壁の強度変形性状への存在位置や枚数による影響を観るため、多層多スパン骨組の層一スパン分を取り出してモデル化し、実物の約 1/4 程度の鉄筋コンクリート造骨組とした。表-1 に示すように壁の位置と枚数を変えた壁付き骨組 4 種類と壁無し O-FRAME とした。各試験体とも、柱、梁の断面寸法と配筋方法、および方立て壁型二次壁の形状は共通とし、図-1 に示すように、柱  $B \times D = 30 \times 20(\text{cm})$ 、梁  $b \times D = 20 \times 20(\text{cm})$ 、柱内法高さ 50cm、梁内法長さ 130cm、

表-1 試験体一覧

シリーズ	試験体	壁の位置	枚数
I, II	O-FRAME	—	0
I	1W-FRAME	スパン中央	1
	2WS-FRAME	柱際(鉛直スリット付)	2
II	3W-FRAME	スパン中央, 柱際	3
	SW-FRAME	柱際(袖壁)	2

\*1 九州芸術工科大学大学院 芸術工学研究科生活環境専攻 (正会員)

\*2 九州芸術工科大学教授 芸術工学部環境設計学科 工博 (正会員)

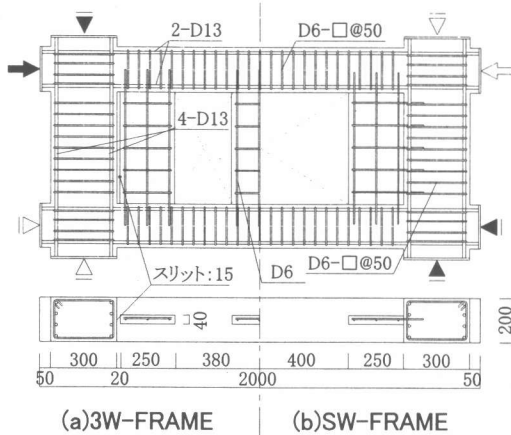


図-1 試験体図の例および加力方法

壁幅 25cm, 壁厚さ 4 cm(柱梁幅の 1/5)とした。壁無し の O-FRAME は梁降伏で設計されている。2WS-FRAME の柱梁鉛直スリット幅は 2 cm である。なお、試験体は二度に分けて作製したため、それぞれ I, II シリーズとした。

表-2, 表-3 に使用した材料の特性を示す。最大粗骨材寸法は 15mm である。

## 2.2 加力方法

加力方法は、図-1 中の矢印で示すように上下梁芯線と左右柱芯線に荷重と反力が作用するようにし、上梁の片方から水平力を加えた。加力は変位制御で行い、水平力は左右繰り返した。加力履歴は層間変形角  $R = \pm 0.25\%$ ,  $\pm 0.5\%$  で各 1 回ずつ、 $\pm 1\%$ ,  $2\%$ ,  $4\%$  で各 2 回ずつとした。ここで、 $R$  は上下梁芯線の相対変位を高さで除したものである。

## 3. 実験結果

### 3.1 荷重変形曲線

図-2 に各試験体の水平力  $Q$  と層間変形角  $R$  の関係を示す。図中には梁の降伏ヒンジ位置を同時に示した。全試験体において、約  $R = 0.7 \sim 1\%$  の間の変形で梁の主筋が引張降伏し骨組の降伏メカニズムが形成された。1W-FRAME および 2WS-FRAME は、O-FRAME と同様、梁端危険断面位置に曲げ降伏ヒンジが形成された。

表-2 鉄筋の材料試験結果

試験体	鉄筋	$\sigma_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (%)
I シリーズ	D13	363	0.208
	D6	401	0.438
II シリーズ	D13	353	0.200
	D6	395	0.370

※D6 の  $\epsilon_y$  は 0.2% off-set に対応する値。  
 ※D13 は柱梁主筋, D6 はせん断補強筋, 壁筋に用いた。

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体	$\sigma_B$ (MPa)	$\epsilon_B$ (%)	$E_C$ (GPa)	$\sigma_t$ (MPa)
I シリーズ	24.1	0.232	21.7	8.8
II シリーズ	19.0	0.202	20.1	7.9

3W-FRAME は、加力側は梁端に、加力と反対側は柱際の壁が付加している部分の梁長さのほぼ全域にわたって鉄筋が降伏し、広範囲にヒンジ領域が形成された。また、袖壁型の SW-FRAME では、壁の拘束を受けて、ヒンジ形成位置が梁端からスパン内側へ壁長さの約 1/2 程度移動した。この SW-FRAME のヒンジ形成位置については後で検討する。

なお、本加力方式では作用水平力の 1/2 が梁に変動軸力  $N$  として作用することを考慮し、柱の終局曲げ強度略算式の軸力の項を梁の略算式にプラスして式(1)により求めた O-FRAME の終局水平耐力は I, II シリーズでそれぞれ 151.0kN, 145.7kN で、骨組の降伏時の水平力とほぼ同等であった。

$$\text{Mu} = 0.9a_t \sigma_{yd} + 0.5N \cdot D(1 - N / (B \cdot D \cdot \sigma_B)) \quad (1)$$

### 3.2 破壊性状

図-3 に最終ひび割れ状況を示す。1W-FRAME と 2WS-FRAME では方立て壁がせん断破壊したが、骨組のひび割れ性状は O-FRAME と同様であった。3W-FRAME では、壁上下端での梁との接合部の壁の曲げひび割れ幅が増加し、壁自体のせん断ひび割れについては、大きな進展は観られなかったが、 $R = 2\%$  のサイクルで各壁の隅角部で圧壊が生じた。また、柱にはせん断ひび割れが発生した。SW-FRAME

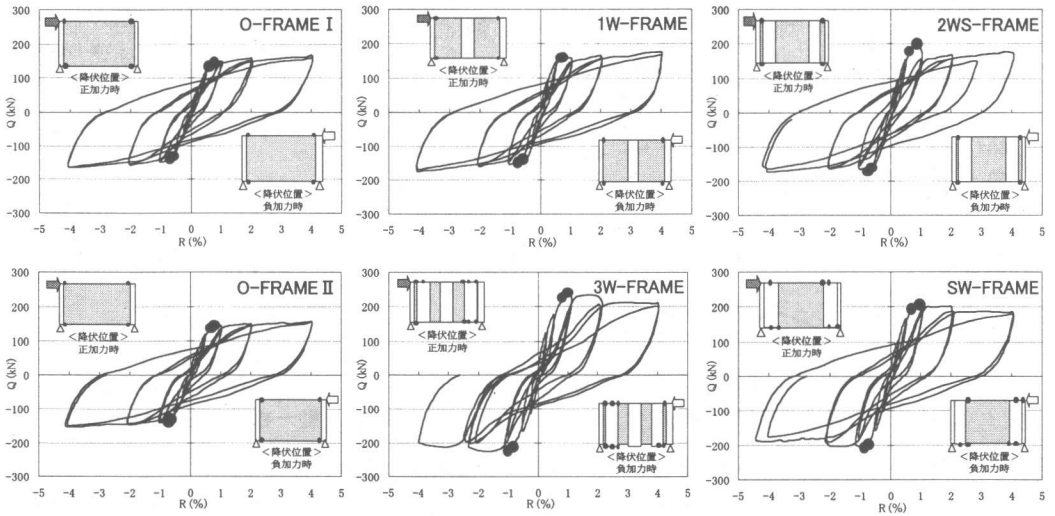


図-2 水平力-層間変形角関係



図-3 最終ひび割れ状況 (R=4%)

では壁全体にひび割れが生じ、壁から柱に連結したせん断ひび割れが発生した。また、R=2%のサイクルには袖壁の端部が圧壊した。

#### 4. 方立て壁型二次壁に関する考察

方立て壁型二次壁の負担力について実験結果より検討する。

##### 4.1 方立て壁型二次壁の負担せん断力

方立て壁型二次壁付き骨組の実験による水平力(P)は、骨組のヒンジ機構による負担力(Q<sub>F</sub>)と壁の負担力(Q<sub>W</sub>)との和であると考え、実験による任意の変形時の各壁付き骨組の水平力(P)から壁無し O-FRAME の水平力(Q<sub>F</sub>)を引いて方立て壁の負担力実験値(Q<sub>W</sub>)を式(2)で算出した。

$$Q_W = P - Q_F \quad (2)$$

図-4 にこの壁の負担力と層間変形角の関係(Q<sub>W</sub>-R 関係)を示す。なお、SW-FRAME は、ヒンジ形成位置が O-FRAME と違うため、他の3体と比べると Q<sub>W</sub> を壁の負担力とはみなし難い

が、ここでは単純にこの Q<sub>W</sub> を壁が付加したことによる影響量として捉えることとして同図中に示した。方立て壁は、変形の増加と共に負担力も大きくなっており、各壁の負担力は 1W-FRAME 以外は梁の降伏時に最大となった。1W-FRAME の方立て壁の負担力は骨組にヒンジが形成される以前の約 R=0.4% の時点で最大となった。

また、壁の枚数が多いほどより大きい水平力を負担しているが、その増加量は単純に枚数に比例しているようではなく、その位置や変形にも関係があると思われる。

柱際に2枚の方立て型二次壁を設置し、柱との鉛直接合部に完全スリットを設けた 2WS-FRAME は袖壁型の SW-FRAME よりも壁の水平負担力は小さくなっている。

##### 4.2 方立て壁一枚当たりの負担せん断力

1W-FRAME と 2WS-FRAME の壁一枚あたり

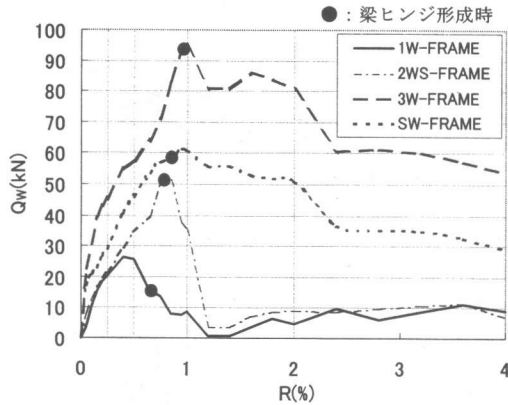


図-4 壁の負担せん断力

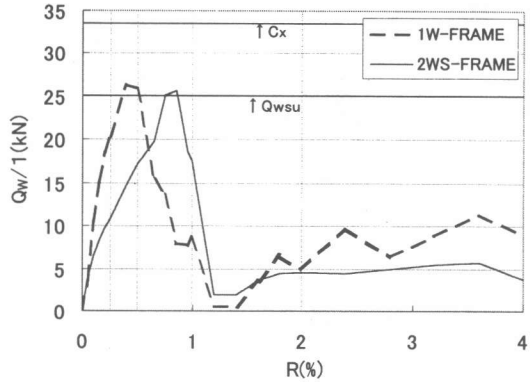


図-5 壁一枚当たりの負担力

の負担力( $Q_w/1$ )と層間変形角の関係を図-5に示す。なお、試験体は点対称形であるので2WS-FRAMEの左右各壁の負担力は等しいものとして算出した。

また、図中には梁のせん断強度推定式(3)を壁に当てはめて算出した方立て壁のせん断強度( $Q_{wsu}$ )と、斜め圧縮ストラットの鉛直成分( $C$ )の推定式(4)<sup>1)</sup>と式(5)を用いて算出した方立て壁の斜め圧縮ストラットの水平成分( $C_x$ )の値を示した。

$$Q_{wsu} = \{0.068p_{wt}^{0.23}(F_c + 180)/(M/(Q \cdot d) + 0.12) + 2.7\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}}\} \cdot b \cdot j \quad (3)$$

ここに、 $p_{wt}$ : 壁の引張側縦筋比、 $p_w$ : 横筋比、 $\sigma_{wy}$ : 横筋の材料強度。

$$C = 0.4(t \cdot l_w \cdot \sigma_B) \quad (4)$$

$$C_x = C \cdot (0.7 \cdot l_w / h_w) \quad (5)$$

ここに、 $l_w$ : 方立て壁の水平長さ、 $t$ : 方立て壁の厚さ、 $h_w$ : 方立て壁の高さ。

1W-FRAMEの方立て壁の負担力が最大となるまでの変形レベルでは、1W-FRAMEが2WS-FRAMEの方立て壁より大きな値となっており、壁がスパン中央にある方が柱際にあるよ

りも大きな力を負担している。

また、この2体の一枚当たりの方立て壁の負担力の最大値はほぼ等しく約26kNで、これは式(4)によるせん断強度値25.1kNとほぼ同等である。このときの骨組の層間変形角は1W-FRAMEで約R=0.4%、2WS-FRAMEで約R=0.85%であった。

### 4.3 梁降伏時の壁の負担力

前述したとおり、梁には水平力の1/2にあたる変動軸力が働いている。そのため、梁降伏時にそれぞれの骨組に働いている梁の軸力は違っている。そこで、方立て壁付き骨組の梁降伏時の水平力の実験値( $P_u$ )を式(1)の軸力の項に用いて、各試験体に対する骨組のみの終局水平耐力( $P_{uF}$ )を求め、さらに $P_u$ と $P_{uF}$ の差を降伏時の壁の負担力( $P_{uW}$ )として式(6)により算出した。

$$P_{uW} = P_u - P_{uF} \quad (6)$$

その結果を式(2)によって単純に算出した壁の負担力実験値 $Q_w$ と比較して表-4に示す。なお、前節で示したように、1W-FRAMEは梁降伏に至る以前の変形で負担力が最大となってい

表-4 軸力を考慮した梁降伏時の壁の負担力

試験体	R (%)	$P_u$ (kN)	$P_{uF}$ (kN)	$P_{uW}$ (kN)	$P_{uW}/1$ (kN)	$Q_w$ (kN)	$Q_w/1$ (kN)
1W-FRAME	0.76	158.6	153.0	5.6	5.6	13.6	13.6
2WS-FRAME	0.82	197.6	164.3	33.3	16.7	51.2	25.6
3W-FRAME	0.97	239.1	170.6	68.5	22.8	93.6	31.2

R: 層間変形角、 $P_u$ : 梁降伏時の水平力の実験値、 $P_{uF}$ : 各試験体の軸力を考慮して求めた骨組のみの水平力、 $P_{uW}$ : 式(6)による壁の負担力、 $P_{uW}/1$ : 一枚当たりの $P_{uW}$ 、 $Q_w$ : 式(2)による壁の負担力、 $Q_w/1$ : 一枚当たりの $Q_w$

るため、梁降伏時の値は方立て壁の負担力の最大値とはなっていない。

式(2)による  $Q_w$  は、梁降伏時の式(6)による  $Pu_w$  に比べ大きくなっている。2WS-FRAME の方立て壁一枚当たりの負担力の式(6)による値は式(2)による値より約 9kN 小さい。そのため、梁の降伏と壁の破壊が同時に起こった 2WS-FRAME のせん断破壊時の壁の負担力は前述した 25.6kN ではなく、16.7kN とみるのが適切であると考えられる。この値は、梁のせん断強度算定式(3)から得られた値よりかなり小さい。この点に関しては壁の横筋がそれほどせん断補強筋として効いていなかったことによとも考えられる。

また、壁隅角部が圧壊した 3W-FRAME の壁の一枚当たりの負担力の最大値は 22.8kN であった。この値は、式(5)による斜め圧縮ストラットの水平成分 33.6kN より小さいことから、梁の曲げ変形が生じる骨組においては、斜め圧縮ストラットの耐力は式(4)の値より小さくなる可能性がある。

#### 4.4 袖壁付き骨組のヒンジ形成位置の検討

袖壁付き骨組は、そのヒンジ形成位置から柱と一体となった異形の降伏メカニズムを形成している(図-6)。袖壁が図-6のような異形のヒンジパターンは連層でない場合の挙動に生じる。そこで、本実験における袖壁付き骨組の

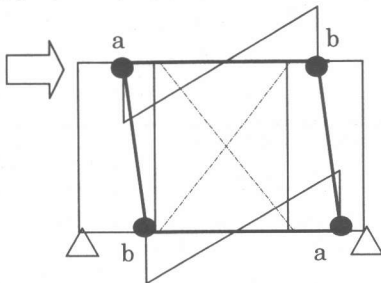


図-6 袖壁型骨組の降伏機構のマクロモデル

※1 b 点は壁端からの距離を示す。 ※2 次式による。<sup>2)</sup>

$$x = -(L-lw) + \sqrt{(L-lw)^2 + j/a} \quad (7)$$

L: 曲げモーメントの反曲点から左側または右側の梁端までの距離( $lo/2+lw$ ),  $lw$ : 袖壁長さ,  $j$ : 梁断面の応力中心距離( $0.9d$ ),  $d$ : 梁の有効せい,  $a = \{0.0844(lw/L)/p_1^2\}$ 。

※3 壁長さの 1/4。 ※4 壁長さの 1/2。

SW-FRAME のヒンジ位置を骨組の終局水平耐力を求めることによって検討した。このとき、ヒンジ位置の梁の終局曲げ強度の算定には、前述した O-FRAME と同様、式(1)を用いた。ヒンジ形成位置に関しては、文献2) を参考にして、図-6 の上下梁端 a 点にヒンジを固定したときの逆側のヒンジ形成位置(同図中 b 点)をパラメータとした。また、実験のヒンジ形成位置を参考に a 点を梁端からスパン内側に壁幅の 1/4 の距離の点に固定したときの b 点もあわせてパラメータとした。なお、試験体は点対称形の挙動を示すものと仮定した。

求めた終局水平耐力を表-5 に示す。a 点を梁端とした場合には計算値は実験値の約 5~20% 低い値となった。また、a 点を梁端から  $lw/4$  の位置とした場合には、計算値は実験値の約 0.9 ~ 1.1 倍となっており、このとき、b 点を壁端から梁端側に式(7)による距離だけ移動した場合の計算値はほぼ実験値と同等となった。

#### 5. 剛性に関する検討

二次壁が付加することにより増大する骨組の初期剛性について、実験結果と FEM 弾性解析および線材解析より検討した。その結果を表-6 に示す。なお、線材解析値は後述する種々の検討結果のうち、FEM 解析とよい対応が観られたものを示した。また、各壁付き骨組の剛性の O-FRAME の剛性に対する比  $\phi_w$  を壁付加によ

表-5 終局水平耐力の検討

a 点	b 点 <sup>※1</sup> (cm)	実験値 (kN)	計算値 (kN)	計算値 /実験値
梁端	0	206.0	198.2	0.96
	2.82 <sup>※2</sup>		190.6	0.93
	6.25 <sup>※3</sup>		182.1	0.88
	12.5 <sup>※4</sup>		168.2	0.82
梁端から $lw/4$	0		217.2	1.05
	2.82 <sup>※2</sup>		208.2	1.01
	6.25 <sup>※3</sup>		198.2	0.96
	12.5 <sup>※4</sup>		182.1	0.88

る剛性増加率と定義し、その値を同時に示した。

FEM 解析値および線材解析値とも初期剛性は、実験値に対して I シリーズでは大きい値となったが、II シリーズでは良い対応が観られた。この両シリーズ間の差に関しては、I シリーズのヤング係数が II シリーズよりも大きい値であるにもかかわらず I シリーズの O-FRAME の剛性の実験値が II シリーズの値より小さいことから、解析上の問題よりは、実験値の決め方など実験誤差の問題として捉えている。また、壁付き骨組の剛性増加率  $\phi_w$  については、各試験体とも実験値と解析値とは比較的よい対応を示した。

1 枚の方立て壁をスパン中央に設置した 1W-FRAME の剛性増加率  $\phi_w$  は、2 枚の方立て壁を柱際に設置した 2WS-FRAME より大きくなっており、方立て壁が骨組の剛性に及ぼす影響は、壁の枚数より存在位置によるところが大きいことがわかる。ここで、試験体が点対称形であるので 2WS-FRAME の剛性増加の 1/2 を柱際の壁一枚あたりの剛性寄与率と考えると、本実験ではスパン中央の壁の剛性寄与率は柱際の壁のその約 2.62 倍であった。

次に、線材置換モデルの場合に接合部に仮定する剛域長さについて検討した。このとき、剛域長さの仮定において、接合している他部材の厚さの影響を考え、他部材の厚さ( $t'$ )が自部材の厚さ( $t$ )に比べ薄い場合(図-7(i))と、厚い等しい場合(同図(ii))とで剛域長さを種々変化させた。その結果、図-7に示すように部材端か

ら剛域までの距離( $s$ )を、 $t > t'$  の場合には自部材のせい(または幅)( $D$ )の 1/2 倍、 $t \leq t'$  の場合には自部材のせい(または幅)( $D$ )の 1/3 倍とした場合に、線材置換モデルの計算値は FEM 解析値と良い対応が観られた。なお、SW-FRAME については、 $s$  を梁せいと等しくしたときに良い対応が観られた。

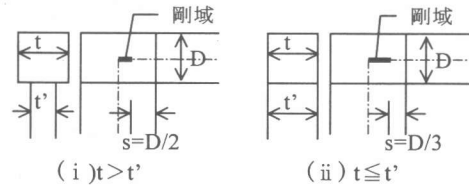


図-7 剛域の仮定

## 6. まとめ

梁降伏型骨組に組み込まれた方立て壁型二次壁の強度変形性状等について検討した結果を以下にまとめる。

- ① 方立て壁は、同変形レベルでは中央に配置されたものがより大きな水平力を負担し、骨組の剛性に及ぼす影響も大きかった。
- ② 梁に曲げ変形が生じる骨組における方立て壁の斜め圧縮力は、梁が剛な場合から得られた既往の評価式による値より小さくなる可能性があり、さらに検討が必要である。

## 参考文献

- 1) 大久保,原田,山本:構造目地を有する鉄筋コンクリート方立て壁の耐震性状,昭和 62 年度日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.233-236.
- 2) 日本建築センター:建築物の構造規定,1997

表-6 初期剛性

試験体	初期剛性 K(kN/mm)			FEM /実験	線材 /実験	線材 /FEM	剛性増加率 $\phi_w^*$			FEM /実験	線材 /実験	線材 /FEM	
	実験	FEM	線材				実験	FEM	線材				
I	O	94.91	114.67	123.43	1.21	1.30	1.08	—	—	—	—	—	
	1W	159.46	212.41	215.18	1.33	1.35	1.01	1.68	1.85	1.74	1.10	1.03	0.94
	2WS	144.70	192.48	194.91	1.33	1.34	1.01	1.52	1.68	1.57	1.11	1.03	0.93
II	O	111.00	108.34	117.27	0.98	1.06	1.08	—	—	—	—	—	—
	3W	270.62	291.60	289.17	1.08	1.07	0.99	2.44	2.69	2.47	1.10	1.01	0.92
	SW	210.42	202.64	194.91	0.96	0.93	0.96	1.90	1.87	1.87	0.98	0.98	1.00

※ 壁付き骨組の剛性の O-FRAME の剛性に対する比:  $\phi_w = K_w / K_o$   
ここに、 $K_w$ : 壁付き骨組の初期剛性、 $K_o$ : O-FRAME の初期剛性