

論文

[2104] 構面の水平抵抗性状に関する実験的研究

正会員 嶋津孝之 (広島大学第四類)

正会員 荒木秀夫 (広島大学第四類)

正会員○大田和彦 (広島大学第四類)

小倉賢人 (広島大学大学院)

1. はじめに

一つの構面内で、地震水平力によるせん断力と全体曲げモーメントとを2つの要素で分離分担させる構造形式を考案し、その耐震性に大きな影響を与えられとされる全体曲げ分担の両側柱に関する抵抗性能を検討した結果を文献1)と2)で報告した。本研究は部分実験ではなく、構面全体を対象としたものである。構面としては本構造形式の出発点となった設計案に基づいている。1/4 縮尺の試験体1体のみの実験結果ではあるが、それに基づいて建物設計案の1次及び2次設計レベルでの構面の耐震性を論ずると共に文献1)と2)の側柱実験との関連を述べる。

2. 中層集合住宅の設計概要

5層集合住宅に適用されることとなった、新しい耐震要素について説明する。階高は各層とも280cm、中央壁柱断面は各層とも $b \times D = 60\text{cm} \times 120\text{cm}$ 、側柱、断面は $b_c \times D_c = 60\text{cm} \times 30\text{cm}$ である。図1に設計案の平面および立面を文献1)より再録する。

2.1 1次設計 (弾性設計)

各部材の配筋は設計用せん断力分布を $A$ 、分布と仮定して保有水平耐力の検討を行った後に決定した。1次設計においては文献3)を参考にして設計用層せん断力 $Q_i$ を求め各部材断面を算定した。ここで、地震地域係数を1.0、振動特性係数を1.0、標準せん断力係数を0.2、設計用1次固有周期を0.3sec.としている。このようにして求めた各層せん断力を表1に示す。1次設計応力に従って一旦断面を決定し、さらに必要保有水平耐力の検討をして修正を行った。

2.2 必要保有水平耐力の算定

各階の必要な保有水平耐力 $Q_{un}$ は構造特性係数を0.4、形状特性係数を1.0、標準せん断力係数を1.0として求めた。表1中に必要保有水平耐力 $Q_{un}$ を示す。また、12構面等配分した値 $Q_{un}'$ を示す。表に示すように1

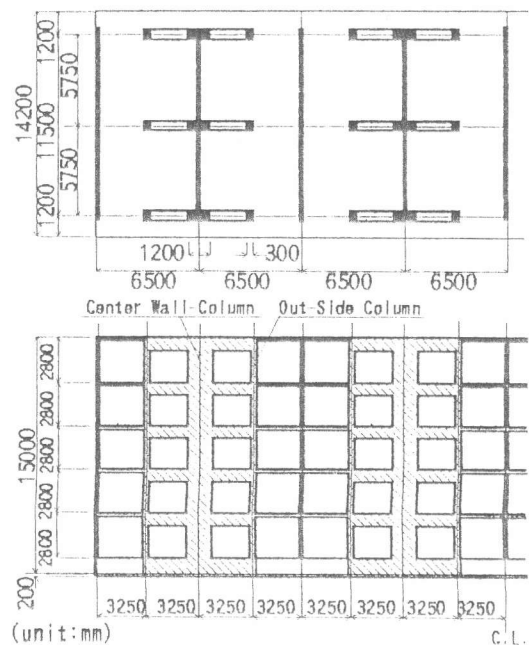


図1 5層建物設計案の平面と立面図

表1 保有耐力数値表

Story	Weight (tf)	$\alpha_i$	$\Lambda_i$	$Q_{un}$ (tf)	$Q_{un}'$ (tf)	$Q_d'$ (tf)	
5	685.2	0.199	1.644	459.6	37.6	69.2	OK
4	1373.1	0.399	1.373	754.2	62.9	64.4	OK
3	2061.2	0.600	1.218	1004.2	83.7	87.1	OK
2	2749.2	0.800	1.101	1210.7	100.9	102.7	OK
1	3437.2	1.000	1.000	1374.9	114.6	129.6	OK

T=0.3sec. Ds=0.4 Fes=1.0  $Q_{un}' = Q_{un}/12$

構面当りの保有水平耐力 $Q_d$  は129.6kF で必要保有水平耐力114.6kF を満足している。

### 3. 実験方法

#### 3.1 試験体

試験体は実物構面の1/4 縮尺であり、設計案に出来る限り忠実にすることを心がけて設計した。梁は  $b \times D = 15\text{cm} \times 17.5\text{cm}$ 、側柱は  $b_c \times D_c = 15\text{cm} \times 7.5\text{cm}$ 、中柱は  $b_c \times D_c = 15\text{cm} \times 30\text{cm}$  となっている。主筋、肋筋（帯筋）は実物ではD25、D13 であるが、試験体では主筋にはD6 を、せん断補強筋には3.2φ、2.6φ を使用し、鉄筋本数は実物と同じようにした。ただし、各層梁端上端筋には構面の終局耐力時に床スラブ筋が協力することを考え、梁両側1m 幅に存在するスラブ筋に相当する量（鉄筋2本分）だけ梁上端筋の量を増した。また、構面が水平力を受けた時の梁の反曲点は側柱に近いことを考え、梁上端筋は側柱近くまで配筋することにした。この上端筋の長さは日本建築学会RC規準（文献3）による梁内への定着長さに基づいている。また、基礎梁の断面形状は実物に対応させて30cm×30cm としたが、内部はD10 及びD6 で補強して反力床に固定した。図2に試験体形状を示す。

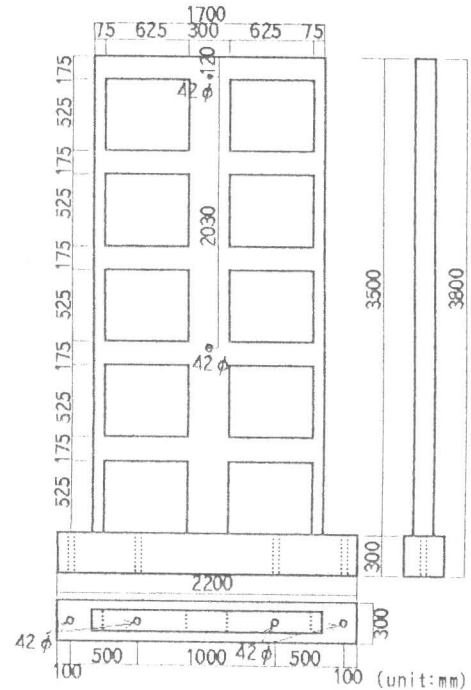


図2 試験体形状寸法

表2に各部材断面形状と配筋を示す。

表2 試験体各部材断面形状及び配筋

	Beams ( $b \times D = 150 \times 175$ )	Side Columns ( $b \times D = 150 \times 75$ )	Main Columns ( $b \times D = 150 \times 300$ )
RF	R: 5-D6 STP: 2.6φ-@30 R: 3-D6 Pw: 0.236%	R: 8-D6 H: 3.2φ-@13 Pw: 0.825%	R: 12-D6 H: 2.6φ-@30 Pw: 0.472%
5F	R: 7-D6 STP: 2.6φ-@30 R: 4-D6 Pw: 0.236%	R: 8-D6 H: 3.2φ-@13 Pw: 0.825%	R: 12-D6 H: 2.6φ-@30 Pw: 0.472%
4F	R: 9-D6 STP: 2.6φ-@30 R: 5-D6 Pw: 0.236%	R: 8-D6 H: 3.2φ-@13 Pw: 0.825%	R: 14-D6 H: 2.6φ-@30 Pw: 0.472%
3F	R: 14-D6 STP: 2.6φ-@17 R: 7-D6 Pw: 0.631%	R: 12-D6 H: 3.2φ-@13 Pw: 0.825%	R: 14-D6 H: 2.6φ-@30 Pw: 0.472%
2F	R: 16-D6 STP: 3.2φ-@25 R: 7-D6 Pw: 0.825%	R: 12-D6 H: 3.2φ-@13 Pw: 0.825%	R: 16-D6 H: 2.6φ-@30 Pw: 0.472%

R: Main Reinforcement  
H: Hoop  
STP: StIRRUP  
Pw: Shear Reinforcement Ratio [Unit: mm]

#### 3.2 試験体材料

コンクリートは生コンを使用し、打設は鋼製型枠を用いて横打後、実験室内で気中養生し、約4週間後実験を行った。コンクリートの設計強度は300kgf/cm<sup>2</sup>とし、スランプ値18cm、水セメント比46%である。粗骨材の最大粒径は10mmのものを用いた。実験時のコンクリート強度等を表3に示す。

鉄筋の引張試験はそれ

ぞれ3本ずつ行い、その平均を用いた。いずれの鉄筋も残留歪が0.2% となる時の応力度を降伏強度とした。各鉄筋の降伏強度等を表4に示す。

### 3.3 加力方法

試験体は反力床に固定した4本のH型鋼とその上にボルト接合した箱形の試験体基礎固定版上に32mm 異形鋼棒4本で固定した。また水平移動防止用として固定板内に5tf ジャッキ2本をセットした。加力方法は鉛直、水平の複合荷重であり図3に加力装置全景を示す。水平加力は水平せん断力分布がA<sub>1</sub>分布に近い形状になる2点分布加力である。加力装置は屋階梁位置および3階梁位置であり、それぞれ3:2の割合で加力するようにした。水平反力は反力ビームから50tf 能力の圧縮・引張両用ジャッキおよびロードセルを通して中柱に加えている。鉛直荷重は設計案での最下層軸力レベルを合わせるように試験体頂部に集中加力した。鉛直加力装置は試験体固定版下部にローラーを介してテンションバーにて両側柱頂部に50tf ジャッキで載荷した。初期軸力は平面計画上側柱と中柱の支配面積が同じなので、中柱の軸方向応力度が側柱のものに対して1/4の小さなものになると考え、実験では両側柱の頂部にそれぞれ4tf づつ鉛直力を加えた。軸方向応力度にすると35.5 kgf/cm<sup>2</sup>である。なお、歪測定の結果によれば、分散作用により最下層での軸力配分は側柱が3tf づつ、中央柱が2tf であった。

### 3.4 加力プログラム

側柱の実験で行った時のように水平荷重の加え方としては変位制御の正負漸増振幅繰り返し加力である。すなわち1/800、1/400、1/200、1/100、および1/50で各振幅とも2回の正負繰り返しを行い、最後に1/25の振幅のものを1回加力した。なお、ここで変形角とは頂部水平変位を試験体の全高(346.2cm)で除した値である。図4に加力プログラムを示す。

### 3.5 測定方法

水平荷重と鉛直荷重はそれぞれ20tf と50tf 用のロードセルで荷重検出を行った。各層梁中心レベルでの水平変位および側柱の鉛直変位を電気式変位で測定した。試験体下部の固定用H型鋼から10cm×10cmの角パイプを用いてリファレンスフレームを組み上げ、それを不動台とした。図5に変位形位置を示す。

各層梁、中央柱、側柱の主筋にストレインゲージを貼り、歪性状を調べた。図5中にストレイン

表3 コンクリートの材料特性 表4 鉄筋の材料特性

Values at 27 day	Maximum Strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Young's Modulus (tf/cm <sup>2</sup> )
	315.	246.

Bar Diameter (mm)	Yield Strength (tf/cm <sup>2</sup> )	Young's Modulus (tf/cm <sup>2</sup> )	Maximum Strength (tf/cm <sup>2</sup> )
2.6	6.77	2.50	7.23
3.2	6.76	2.34	6.89
D6	4.20	2.63	6.33
D10	3.38	2.13	4.79

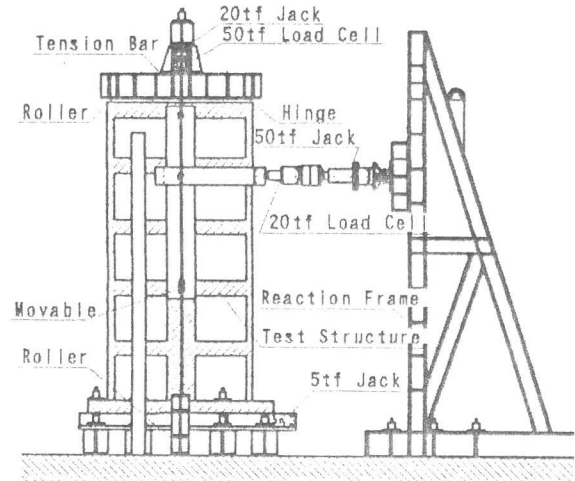


図3 加力装置

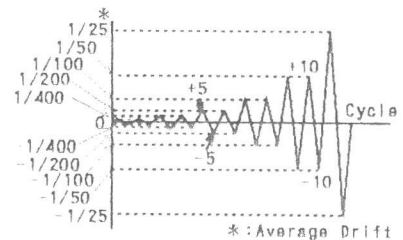


図4 加力プログラム

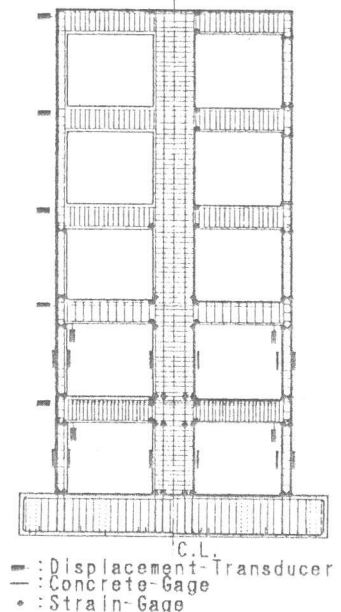


図5 変位・歪測定位置

ゲージ位置を示す。得られた測定値はデータローガーを通してパソコンに収録した。

#### 4. 実験結果の考察

##### 4.1 ひび割れ状況

図6に示すように、変位振幅が大きくなるにつれて各所にひび割れが発生してゆき、変形角が1/70の時に1層中央柱にせん断ひび割れが発生

して耐力が著しく低下した。各変位振幅でのひび割れ発生状況をまとめると表5のようになる。

##### 4.2 水平荷重の変位曲線

全水平荷重（ベースシア）と頂部水平変位との関係を図7に示す。図中に示す2つの水平線（3.58tfと7.16tf）は設計案の通りに建物を構面12枚で抵抗すると考えた場合の1次設計レベル（標準層せん断力係数 $C_s=0.2$ ）と2次設計レベル（構造特性係数 $D_s=0.4$ ）を表している。1次設計レベルでは変形角1/800程度であり、この時点ではひび割れはほとんど発見されず、除荷後における残留変形も極めて小さい。一方、2次設計レベルでは変形角は1/200程度になっている。 $D_s$  値の意味はこのレベルでの変形能を期待したもので、大地震において低層建物では1gレベルの加速度が作用すると考えられるが、それを4割程度の耐力で抵抗するにはかなりの変形能が要求される。図から明らかなように荷重はさらに10tf程度まで上昇するが、前項で述べたように変形角1/70で1層中央柱にせん断ひび割れが発生し、耐力が著しく低下する。その後繰り返しによって耐力がさらに低下してゆく。このように、中央柱のせん断破壊防止の解決策が実施設計に向けての課題である。

##### 4.3 変形形状

各振幅1回目の高さ方向の変形形状を図8に示す。振幅1/100までは直線的な変形形状で均等な層間変形が生じている

表5 ひび割れ状況

変形角	ひび割れ発生状況
1/800	ひび割れ発生せず。
1/400	加力側の4～1層側柱端部、2階梁端部及び1層中央柱中程に発生。
1/200	1/400で発生した各箇所でのひび割れ本数が増える。特に、側柱では全長にわたって発生する。なお、3階梁端部にも発生。
1/100	1/200でのひび割れがいつれも伸展。梁、柱接合部にも発生。
1/50	1/70で1層中央柱にせん断ひび割れが発生して、それが大きくひろがる。また、1層側柱の両端にも大きなひび割れ発生。
1/25	1/50のひび割れがさらに顕著になり、1層の変形が著しく増大する。

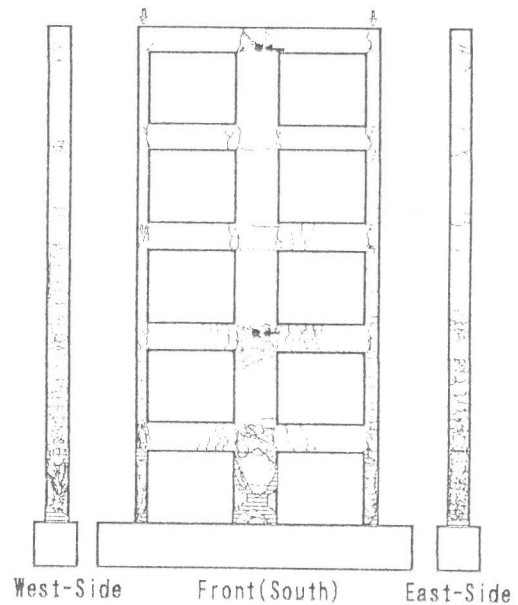


図6 ひび割れ状況 (R=1/25)

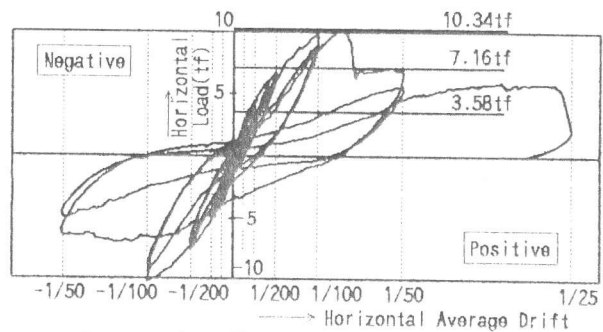


図7 水平荷重—水平変位履歴曲線

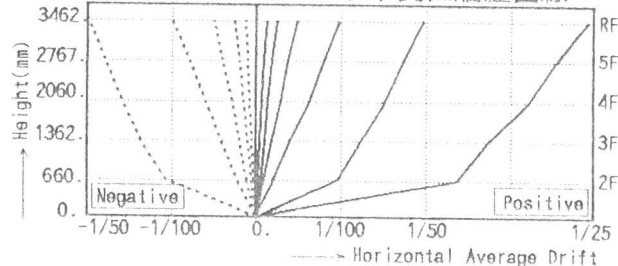


図8 水平変位分布

ことがわかる。最下層中央柱に大きなせん断ひび割れが発生した後の振幅1/50以降では変形は最下層に集中するようになる。この様子を縦軸に頂部水平変位に対する1層水平変位の割合で表すと図9に示すようになる。最終的には最下層で全体変形の半分程度が生じており、最下層集中型の崩壊メカニズムに変化したことがわかる。

#### 4.4 水平耐力の考察

各層側柱の柱頭、柱脚、各層梁内端及び最下層中央柱の柱脚部すべての断面が降伏モーメントに達したとして、構面の保有水平耐力を仮想仕事法で求めてみると10.3tfの値が得られる。ここに、側柱、梁は図10に示すように他の部材との接合面（フェイス）に降伏ヒンジが発生しているとしている。また、断面の降伏モーメントの値は日本建築学会のRC規準式によっている。実験値の最大耐力10.3tfはこれとほぼ等しい値である。保有水平耐力を計算する際に、中央柱だけを取り出し、やはり仮想仕事法でこの部分の保有耐力と曲げモーメントを描いてみると図11が得られる。なお、図中には変形角1/100の時の歪測定結果から換算して求めたモーメント分布図を破線で示しているが計算値と良く似ていることがわかる。中央柱のせん断耐力について計算値との比較を行って見たのが表6である。日本建築学会RC規準式による許容せん断力、荒川式(2式)、および広沢式(3式)による各計算値と実験値を比較している。ここに最下層のせん断スパン比の値は図11の値を用いている。この値は荒川式による値よりもはるかに小さく、また、許容せん断力と同じ程度である。このたびの最下層中央柱のせん断破壊は柱脚曲げ降伏後のせん断破壊であり、耐力の評価が難しい破壊形式である。

#### 4.5 側柱の実験との比較

構面における側柱の挙動を側柱単独実験のそれと比較検討してみた。構面は高次の不静定構造であるが、ここでは4.4で述べた全体降伏メカニズム時において両側柱の軸力を側柱が受けた最大軸力レベルであると仮定し、かつ、それに至るまでの軸力レベルは水平耐力に比例するものと仮定する。このようにして得られた構面側柱の軸力を4倍し（縮尺率が2倍）、かつ水平変形

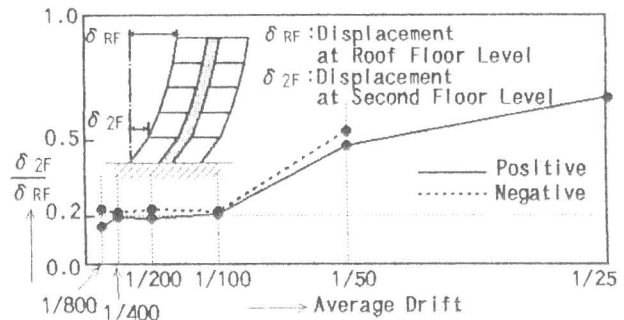


図9 最下層の変位の割合

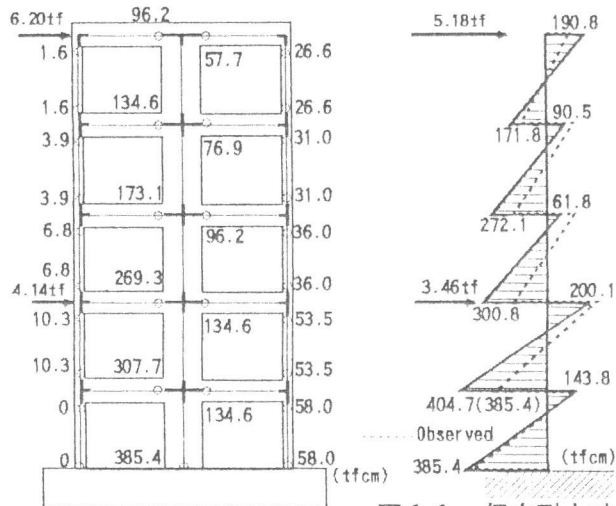


図10 メカニズム時のフェイスモーメント

図11 保有耐力時の中央柱の曲げモーメント図

表6 最下層中央柱のせん断耐力値

	せん断耐力		崩壊メカニズム時のせん断力	
	$\tau_1$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$Q_1$ (tf)	$Q_?$ (tf)	$\frac{Q_2}{Q_1}$
①	19.91	8.57	8.64	1.01
②	36.01	15.33	8.64	0.56
③	28.00	11.93	8.64	0.72

$$\textcircled{1} Q_A = (\alpha f_s + 0.5 w_f t) (P_s - 0.002) b j$$

$$\textcircled{2} Q_1 = \left( \frac{0.092 P_{te} (F_c / 180)^{0.73}}{M/QD + 0.12} \right)^{1/2} \cdot 2.7 \sqrt{P_w \sigma_y + 0.1 \frac{N}{bD}} b j$$

$$\textcircled{3} Q_1 = \left( \frac{0.053 P_{te} (F_c / 180)^{0.73}}{M/QD + 0.12} \right)^{1/2} \cdot 2.7 \sqrt{P_w \sigma_y + 0.1 \frac{N}{bD}} b j$$

ここに  $\alpha = 1.56$ 、 $f_s = 12 (F_c - 300 \text{ kgf/cm}^2)$ 、 $w_f t = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $M/QD = 1.57$  (図4-6に基づく)、 $P_{te} = 0.7$ 、 $P_s = 0.47\%$ 、 $w \sigma_y = 6670 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $N = 218 \cdot 10 \text{ tf}$ 、 $b = 15 \text{ cm}$ 、 $j = 28.4 \text{ cm}$

角測定間距離の違いによる修正を施して、側柱単独実験の結果に入れてみると図12のようになる。軸力レベルの割には水平変位は増大することがわかる。次に側柱の伸縮量に関しても両者の対応を行ったのが図13である。傾向は比較的似通っている。

### 5. 結び及び今後の研究課題

実構面の1/4縮尺の構面試験体を作成し、それについて水平加力実験を行った。構面についての第1段階実験であるが、その結果、次のことが明らかになった。

- 1) 実構造物の1次設計レベルでの構面の水平変形角(頂部水平変位を構面全高で除した値)は1/800程度でその時点ではいずれの箇所にもひび割れは発見されなかった。
- 2) 構造特性係数 $D_s$ 値を0.4とした2次設計レベルでの水平変形角1/200程度であった。この時点では各層側柱及び2階、3階梁と1階中央にはかなりのひび割れが発生していた。またこの時の残留変形は1/800程度である。
- 3) その後荷重はさらに上昇したが、変形角1/70の最下層中央柱に顕著なせん断ひび割れが発生して荷重は著しく低下した。この時点での水平耐力は全体降伏機構を考えた終局耐力計算値にほぼ等しかった。この全体降伏機構を期待して、もともと中央柱には十分なせん断耐力を計算上は与えていたのであるが、耐力評価の難しい部材の曲げ降伏後のせん断破壊が生じた。

4) 最下層中央柱せん断破壊以前においては構面における側柱の挙動は側柱単独の実験による挙動とある程度、対応していた。構面の側柱が経験した圧縮レベルは単独実験で到達していたレベルよりかなり低く、一方、引張力レベルは降伏レベルに達していた。中央柱のせん断破壊以前においては側柱はこのような全体曲げを分担しているが、中央柱の破壊後はいわゆるラーメン変形を起こすようになり、構面の耐力も著しく低下する。

- 5) 以上の構面に関する第1段階実験により、この度の設計案はある程度の耐震性を有しているとはいえ、大地震時の安全性に関しては十分なものとは言えない。建物の使用目的を考えると大地震時においても落階など決して起こらぬように十分な安全性を与える必要がある。このことより、今後、中央柱の変形能力確保のための実験並びにその場合の構面の耐震性を確認する実験が必要である。

謝辞 本論文を作成するにあたり、平成2年度卒論生、椋山健二、嶋田潤司、大石哲哉の諸君の協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

- 参考文献 1) 嶋津、荒木、大田他：耐震要素の開発に関する基礎的研究、その1、構造工学論文集、Vol. 36B、1990.3.、pp.177-186  
 2) 嶋津、荒木、大田他：耐震要素の開発に関する基礎的研究、その2、構造工学論文集、Vol. 36B、1990.3.、pp.187-196  
 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説  
 4) 日本建築センター：改正建築基準法施行令新耐震規準に基づく構造計算指針・同解説

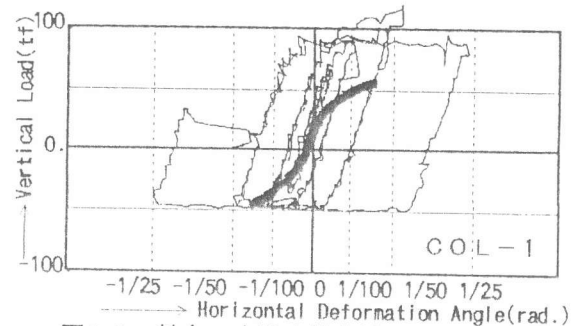


図12 軸力-水平変位曲線での対応図

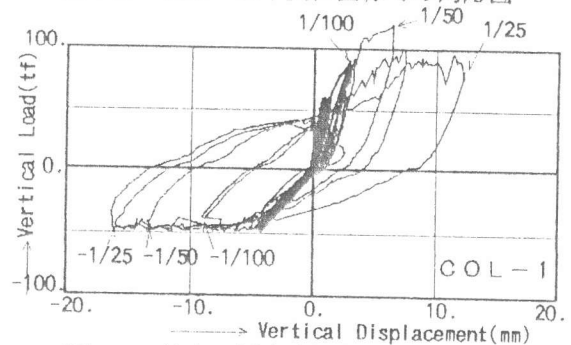


図13 軸力-鉛直変位曲線での対応図