アウトフレーム方式による高層RC造の開発

市川 昌和<sup>\*1</sup> 古川 淳<sup>\*2</sup>

### 概 要

全戸南向きに計画できる板状形式の集合住宅については,搭状比の関係から地震時におけ る転倒モーメントが増大し,一般的に 20 階を超えるような建物の設計が難しいという問題点 があった。そこで,20~24 階程度まで建設できる新しい構造形式の開発を行った。本構造形 式は,桁行方向は手すり替わりの剛性の高い逆梁,梁間方向は下層階では柱型がない連層耐 震壁から構成されている。本報告では,24 階建て建物について実施した試設計の概要,およ び柱型のない連層耐震壁の設計法を確立するために行った連層耐震壁の構造載荷実験の概要 について述べている。

キーワード:アウトフレーム,逆梁,連層耐震壁,圧縮靭性,拘束筋

10

### DEVELOPMENT OF OUT-FRAME HIGH-RISE REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTION

Masakazu ICHIKAWA<sup>\* 1</sup> Jun FURUKAWA<sup>\* 2</sup>

#### Abstract

The slender type multifamily residential building concept allows design with all housing units facing south. A problem inherent in this type of structure is the difficulty of design when the structure has more than 20 floors, since the falling moment in case of earthquake increases because of its aspect ratio. To provide a solution for this problem, a new type of structure has been developed, allowing reasonable construction of about 20 to 24 floors. It is composed of, in the longitudinal direction, highly rigid reversed beams serving as handrails, and, in the span direction, multi-story shear walls without columns at lower floors. This paper discusses the overview of the tentative design of a 24-story building, and summarizes the structural loading tests on the multi-story shear walls, conducted to establish a reasonable design method for such type of wall.

Keywords: out-frame, reversed beam, multi-story shear walls, compressive toughness, restraining reinforcement

<sup>\* 1</sup> Manager, Architectural Technology Development Group, Institute of Technology, Engineering Division

<sup>\* 2</sup> Architectual Engineering Technology Depaertment, Engineering Division

# アウトフレーム方式による高層RC造の開発

市川 昌和\*1·古川 淳\*2

## 1. はじめに

14 階程度の中高層集合住宅の構造形式とし て、一般的に桁行方向を純ラーメン構造、梁間 方向を連層耐震壁構造とし、バルコニー・廊下 は片持ち形式としているケースが多い。この構 造形式を採用し、より高層化(20~24 階)を 図る場合、塔状比の関係から地震時における転 倒モーメントが過大となり、設計が困難となる 恐れがある。そこで、板状形式の集合住宅をよ り高層化を図るため、図-1に示すように、桁 行方向の梁を手すり替わりの梁成の大きい逆梁

(アウトフレーム方式)とし、柱をなるべく外 側に配置し、地震時における転倒抵抗の増加を 図った。また、梁間方向には境界梁を設けた下 層階では柱型がない連層耐震壁構造としている。 これは、境界梁からの曲げ戻し効果により耐震 壁脚部の損傷を低減することを図った。

本報告では、本建物について行った試設計の 概要および柱型がない連層耐震壁について実施 した構造実験の概要について述べる。

### 2. 試設計建物の概要

#### 2.1 建物概要

試設計建物は地上24階, 軒高71.1mの鉄筋コ ンクリート造である。図-2に梁伏図を, 図-3に軸組図を示す。平面形状および立面形状と もセットバックのない整形な板状の建物形状と している。建物の搭状比は3.95である。棟屋は 鉄骨造とし, 骨組への影響を小さくしている。 また, 地下階は今回設けていない。

架構計画は,桁行方向は梁成の大きい逆梁に よる純ラーメン構造,梁間方向は境界梁を設け た連層耐震壁構造としている。使用材料はコン



\*1 エンジニアリング本部 技術研究所 建築技術開発グループリーダー

\*2 エンジニアリング本部 建築技術部

クリートにはFc36~60 (N/mm<sup>2</sup>)の高強度コン クリートを用いている。柱・梁主筋にはSD490 の高強度鉄筋を、柱の芯筋にはUSD685を用い、 引き抜き力に対応させている。また、せん断補 強筋には高強度せん断補強筋(SD785)を用い ている。

### 2.2 耐震設計

## (1) 耐震設計方針

図-4に上部構造の設計フローを示す。耐震 目標として、レベル1、レベル2の地震動を想定 する。レベル1では建物の損傷は軽微であり継 続使用が可能であること、レベル2では建物は 補修により再使用が可能であることを、それぞ れ耐震目標とした。

### (2) 静的設計方針

表-1に静的設計における耐震目標を示す。
図-5に建物変形角-1階層せん断力の関係と設計クライテリアの関係を示す。ここで、建物変形角は建築物の2/3の高さの変形角としている。地震応答解析の結果を含めて、損傷限界変形、応答限界変形および架構設計変形と定義し、それぞれに対して設計クライテリアを設けている。解析にあたり、建物を構成する各部材を線材に置換した。梁、柱とも部材端部に剛塑性バネを設けたトリリニアモデルとした。壁部材は 壁谷澤モデルとし、柱梁接合部は剛域とした。

### (3) 地震応答解析方針

表-2に地震応答解析における設計クライテ リアを示す。静的増分解析の結果より、各層の 層せん断カー層間変形の関係をトリリニア型の 1階層せん断カ

÷

架構設計変形





図-5 設計クライテリア



図-4 設計フロー

表-1 耐震目標(静的設計時)

設計状態	項目	内容	
損傷限界変 形	地震力の大きさ	C <sub>B</sub> ,分布形:予備応答解析による	
	層間変形角	1/200 以下	
	部材の状態	短期許容応力度以内	
応答限界変 形	全体変形角	1/120以下	
	層間変形角	1/100 以下	
	各部材の状態	ヒンジ部材:曲げ降伏の許容 非ヒンジ部材:曲げ降伏を許容し ない	
架構設計変 形	地震力の大きさ 層間変形角	<ul> <li>静的増分解析による層せん断力と</li> <li>建物変形の関係で、応答限界変形</li> <li>までの面積の2 倍以上の面積を確</li> <li>保できる力とし、かつ最大層間変</li> <li>形角が1/100以上であること</li> <li>・メカニズム時におけるC<sub>B</sub></li> <li>C<sub>B</sub>≧0.25Rt・Z</li> </ul>	
	各部材の状態	ヒンジ部材:靭性能の確保 非ヒンジ部材:十分な強度の確認	

表-2 設計クライテリア(動的設計)

入力地震動 の強さ	項目	内容	
稀に発生す	設計用入力地震 動の強さ	最大速度振幅を 25cm/sec に基準化	
る地震動 レベル	最大応答層間 変形角	1/200 以下	
	各部材の状態	短期許容応力度以内	
	設計用入力地震 動の強さ	最大速度振幅を 50cm/sec に基準化	
極めて稀に 発生する地 震動レベル	最大応答層間 変形角	1/100 以下	
	最大応答塑性率	2.0 以下	
	各部材の状態	ヒンジ部材:応答塑性率 4.0 以下 非ヒンジ部材:十分な強度の確認	

復元力特性にモデル化し、24質点の曲げせん断 モデルで解析を行った。採用地震波は、本建物 が試設計ということを勘案し、既存波4波と日 本建築センターの人工地震波(BCJ)とした。 また、上部構造の減衰定数は、瞬間剛性比例型 で基礎固定時の1次振動数に対して3%とした。

(4) 解析結果

解析の結果,本建物の1次固有周期は,基礎 固定として,桁行方向は1.061秒,梁間方向は 1.294秒となっている。

図-6に梁間方向(耐震壁方向)の各層の層 せん断力-層間変形の関係を,図-7に建物変 形-1階層せん断力の関係を示す。これらの図 には地震応答解析の結果より,定めた各限界状 態を図示している。図-7より,応答限界変形 がR=1/120以下であること,および架構限界変 形時に1階層せん断力が0.25Rt・Z・ΣWiを上回っ ていることがわかる。

図-8にレベル1時およびレベル2時における 地震応答解析結果(層間変形角)について,桁 行方向(X方向)と梁間方向(Y方向)の結果 をそれぞれ示す。

桁行・梁間方向とも特定の層に変形が集中す ることなく,各階ともほぼ均一な変形角を示し ている。レベル2時における最大層間変形角は, 桁行方向でR=1/120(11階),梁間方向で R=1/113(13階)であり,想定したクライテリ アを満足している。

#### 3. 耐震壁の構造実験

3.1 実験概要

(1) 試験体および使用材料

柱型がない連層耐震壁の構造性能を確認し, 構造設計法を確立するために,連層耐震壁の構 造載荷実験を行った。

表-3に試験体の諸元を一覧に、図-9に No.1の試験体の配筋図を、図-10に断面図を 示す。試験体は縮尺1/5とし、試設計建物の下 層階3階をモデル化した体である。壁厚より広 い柱型を設けていないが、壁厚の2.0倍の範囲



4

にかけて、帯筋により主筋を拘束している(以下、この部分を側柱という)。主な実験因子は、 軸応力度、および側柱の拘束筋量と壁部分の拘 束範囲とした。各試験体とも側柱の主筋量、壁 の縦筋量および横筋量は一定とした。側柱の拘 束筋量については、No.1では5-D6@60、No.2 とNo.3では3-D6@90と変え、拘束筋量を影響 を把握する。壁の拘束筋は各試験体ともD6@ 60とし、壁縦筋全てを拘束しているが、拘束の 範囲を変えている。No.1とNo.2では壁全成の 1/2の範囲を、No.3では壁全成の1/3の範囲を拘 束した。また、軸力については、No.1とNo.2で は45度方向に地震力を受けるH型耐震壁を想定 し、本実験では0~0.5  $\sigma_B$ の変動軸力とした。 No.3ではI型耐震壁を想定し0.2  $\sigma_B$ の一定とした。

試験体には粗骨材の最大径が13mmのFc60の 普通コンクリートを用いた。表-3に実験時に おけるコンクリート圧縮試験結果を示す。側柱 の主筋および壁縦筋にはSD685のD10を,壁横 筋にはSD295のD10を,拘束筋にはSD295のD6 を用いた。鉄筋の試験結果を表-4に示す。

試験体名		No.1	No.2	No.3		
$\sigma_B(N/mm^2)$		63.3	66.7	68.6		
断面 b×D (mm)		120×1200				
内法高さ (mm)		2000				
M/QD		5.0				
軸力比		0~0.5	0~0.5	0.2		
側柱	断面 (mm)	120×240				
	縦筋	10-D10 (SD685)				
	pg (%)	2.47				
	拘束筋	5-D6 @ 60	3-D6 @ 60	3-D6 @ 60		
	ps (%)	0.093	0.056	0.056		
	縦筋(材質)	D10 @ 70 ダブル (SD685)				
壁部	pv (%)	1.69				
	横筋(材質)	D10@100 ダブル (SD295)				
	ph (%)	1.18				
	拘束高さ	0.5D	0.5D	0.3D		

表-3 試験体一覧

表-4 鉄筋引張試験結果

径	$\Sigma y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Es (N/mm <sup>2</sup> )	σu (N/mm²)	伸び量 (%)	備考
D10	742	$2.34 \times 10^{5}$	935	11.1	側柱, 壁縦筋
D10	328	$2.15 \times 10^{5}$	517	12.8	壁横筋
D6	367	$2.50 \times 10^{5}$	504	19.6	拘束筋

## (2) 実験方法および計測方法

図-11に実験装置の概要を示す。載荷梁に



取り付けた5000kNジャッキで軸力を加えた状 態で,試験体の左右に設けた2台の1000kN ジャッキおよび水平ジャッキ(1000kNジャッキ) でM/QDが5.0になるように曲げモーメントを加 え,変形を制御して正負交番繰り返し加力を 行った。加力サイクルは,壁頂部位置の部材角 で,層間変形角 $R=\pm 1/800$ ,  $\pm 1/400$ を1回,  $\pm$ 1/200,  $\pm 1/130$ ,  $\pm 1/100$ ,  $\pm 1/400$ を1回,  $\pm$ 1/200,  $\pm 1/130$ ,  $\pm 1/100$ ,  $\pm 1/67$ ,  $\pm 1/50$ をそ れぞれ2回繰り返すことを標準とした。変動軸 力としたNo.1とNo.2では,図-12に示す軸力 と水平力の関係で載荷を行った。

測定は,試験体の頂部の変形,材軸方向の曲 率分布,耐震壁のせん断変形および側柱および 拘束筋を設けた壁部分の圧縮歪等を変位計で測 定し,主な主筋,壁筋および拘束筋の歪を歪 ゲージで測定した。



図-12 水平力と軸力の関係(No.1,2)

3.2 実験結果

(1) 実験経過

図-13に各試験体の層せん断力-層間変形の関係を、写真-1にNo.1とNo.2の最終時のひび割れ状況を示す。

全試験体とも、R=1/800までに曲げひび割れ が発生し、せん断ひび割れは、変動軸力とした No.1とNo.2ではR=1/130までに、定軸力とした No.3ではR=1/200までに生じた。せん断ひび割 れの角度は高軸力としたNo.1とNo.2の方が軸力 が低いNo.3より大きい角度となっている。ひび 割れが発生した以降の挙動をみると、No.1では、 R=1/200で側柱の主筋が引張・圧縮降伏し、コ ンクリートの圧壊がみられた。R=1/130で側柱 の最外端部分の帯筋が降伏し、最大耐力に達し、 R=1/100の1サイクル目で側柱に最も近い壁の 拘束筋が降伏し, 側柱と壁の境界面付近からコ ンクリートが著しく圧壊し、最終状況に至った。 側柱の拘束筋量を減らしたNo.2では、R=1/130 にむかう時点で, 側柱の帯筋(最外端)が降伏 し、側柱の最外端部よりコンクリートが圧壊し、 急激な耐力低下が生じた。No.1では側柱と壁の 境界面より, コンクリートの圧壊が進展したの



写真-1 最終ひび割れ状況

に対し, No.2では側柱の端部より進展したこと により, 側柱の拘束筋量が耐震壁の破壊性状に 大きな影響を及ぼすことがわかる。一方, No.3 では, R=130で側柱端部のコンクリートの圧壊 が生じ, R=1/100で最大耐力に達した。R=1/67 のサイクルで, 側柱の帯筋および側柱に最も近 い壁の拘束筋が降伏し, 側柱端部および側柱と 壁の境界面のコンクリートがほぼ同時に圧壊し, 急激な耐力低下を生じた。

各試験体とも,最終破壊状況は曲げ破壊で あった。特に,軸力比が低いNo.3では,壁の拘 束高さが0.3Dにもかかわらず,R=1/100まで安 定した履歴を示した。

(2) 曲率分布

図-14に各試験体の正加力時,第1サイク ル目ピーク時の曲率分布を示す。曲率は壁端部 に材軸方向に設けた変位計より求めた。各試験 体とも,壁頭と比較して壁脚が大きな値を示し, 0.5D(Dは耐震壁の全成,600mm)程度の範囲 に曲率が集中している。文献1)では,連層耐震 壁のヒンジ領域は1.0Dとしているが,本実験で は0.5D程度の範囲に曲率が集中している。また, 高軸力のNo.1とNo.2では,壁脚以外の曲率が定 軸力のNo.3と比較して,小さい値を示した。

(3) 圧縮歪の分布

図-15にNo.1とNo.3の正加力時,第1サイ クル目ピーク時の壁脚部における各部位の圧縮 歪を示す。横軸は層間変形角としている。なお, 圧縮歪は変位計より求めた。各試験体とも層間 変形角が進展するに従い,圧縮歪が増加してい る。層せん断力-層間変形の関係で著しい耐力 低下を起こす直前の圧縮歪をみると,概ね 0.3%で頭打ちとなり,圧縮歪が減少している。 特に,側柱と壁の境界面のコンクリートが圧壊 し,急激な耐力低下を起こしたNo.1では,境界 面付近の圧縮歪(D36)の挙動がNo.3と比較し て大きく異なることがわかる。

#### (4) 拘束筋の歪

図-16に各試験体の破壊直前の拘束筋の分 布を示す。変動軸力としたNo.1およびNo.2と,



定軸力としたNo.3では明らかに拘束筋の歪分布 が異なっている。コンクリート壁の境界面より 破壊したNo.1では壁境界面付近の拘束筋が大き いのに対し,側柱から破壊したNo.2ではそれほ ど大きい値を示していない。耐震壁の圧縮靭性 を確保するための拘束筋量および配筋方法は必 ずしも明確でないが,拘束筋の降伏によりコン クリートが圧壊し,耐力低下を起こすことがわ かる。

## 3.3 実験値と計算値の比較

試設計に用いた耐震壁の復元力特性の妥当性 を検証するため、定軸力のNo.3の実験値と解析 結果を比較して図-17に示す。解析に用い たプログラムはRESP-Fで、曲げ強度はe関数に より求めている。実験時の曲げモーメント分布 を考慮して、図-17に示すようにモデル化 を行い、検討した。実験値と解析値を比較する と、初期剛性、耐力とも概ね対応しており、試 設計に用いた耐震壁の復元力特性が妥当である と思われる。

### 4. まとめ

板状形式の集合住宅の高層化を図るため,逆 梁と柱型がない連層耐震壁から構成されるアウ トフレーム方式の建物について,試設計を行っ た結果,十分な強度とエネルギー吸収能を確保 できる構造形式であることを確認した。また, 柱型がない連層耐震壁の構造性能を把握するた め,構造載荷試験を行った結果,側柱および壁 部分を適切に拘束することにより,安定した履 歴が得られること,および設計に用いたモデル と復元力特性の妥当性を検証した。

なお、本開発は大木建設との共同研究であり、 耐震壁の構造実験は大木建設の技術研究所にて 実施した。



#### 図-17 実験値と解析値の比較

最後に本開発を進めるに当たり,ご指導いた だきました明治大学 平石久廣教授に深く感謝 いたします。

## 【参考文献】

 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の 靭性保証型耐震設計指針・同解説 1999.8