

## 11 F 壁式共同住宅の試設計

Preliminary Aseismic Design of an 11-story R.C.Wall Housing Structure

坪井善勝\*

Yoshikatsu TSUBOI

## 1. はじめに

壁式共同住宅は5Fまでの低層が数多く建てられており、8F程度の中層も設計されている。低層壁式構造は、5F開発時にさまざまな角度から再検討<sup>1)</sup>が行われ、さらに建研ストロングルームにおいていくつかの実大実験<sup>2)</sup>が行われ、その結果、高い耐力によってその安全性が確認された。又、過去の震害の考察から、耐震性には壁量の確保が重要であることが明らかであるが、現在の低層壁式構造はこれに対して十分な壁量を有している。このように主として実験あるいは被害統計から安全性を確認していることは、逆に言えば壁式構造の複雑さ、解析的取り扱いの困難さを示しているともいえる。

しかし壁式構造の高層化にあたっては、こうした低層における、量の確保という設計理念は変化せざるを得ず、また、何らかの解析的アプローチも欠かせなくなってくる。高層化による周期の伸びは震力の減少を期待するにはまだ短周期側にあり、依然として大きな応答を示す範囲にある。しかし単純に壁量・壁率を確保することにも限界がある。このような矛盾を解消する解がみつからなければ高層壁式は存在し得ないだろう。

本報告は、日本住宅公団の委託によって行った11F壁式共同住宅の試設計のあらましである。十勝沖地震以後のRC構造物の耐震安全性の見直しの中で、短周期構造物の存在範囲を追求してみた。具体的テーマは11F壁式集合住宅3LDK型を計画面も含めて検討し、可能と思われる構造システムを提案することである。

## 2. 試設計案へのアプローチ

## 2-1 11Fの問題点

11Fにおける問題点の把握のため、在来型プランの拡張による11F、および各種想定した単位壁柱(壁梁つき)を対象として応力解析、簡単な振動解析を行った。その結果次のような事項を指摘できる。

まず、設計あるいは検討する際の外力分布は逆三角分布が妥当である。

次に、増大する応力に対し、在来のプラン先行型の設計では対応に限界がある。例えば大開口を要求される南

構面と、水まわりの小開口と階段スリットのある北構面が混在する在来構面は、バランスが悪く高層においては好ましくない。従って平面計画を含めた改善策が必要である。

従来の中構面にみられるような大きな壁柱と相対的に弱小な壁梁よりなる構面については、設計理念と結びついた問題が生じる。この形式は梁端の曲げ降伏による回転壁としての変形能力に期待することになる。実大実験でのこの構面の挙動をみると、設計外力時(0.2g)で梁端が曲げ亀裂を生じはじめ、その時の層間変形角(壁柱の部材角ではない)は $0.8 \times 10^{-3}$  rad程度、壁柱の破壊は $1.9 \times 10^{-3}$  rad程度で起こっている。(表-1参照)一方11F壁柱試算では、約0.2g外力時に $1.0 \sim 2.0 \times 10^{-3}$  rad近くの層間変形角が起こり得る。従って壁梁の塑性化は比較的低い外力レベルで開始することになる。壁式構造では壁梁は室内での重要なビルディング・エレメントの一つであることと、公共住宅は数が非常に多いことを考えると、どの程度の地震に対してどの程度の梁の損傷を許容するかについては、構造上の観点以外からの検討を含めて設計理念を形造らねばならない。

終局的な見方をすれば、壁柱一本の回転壁としての略振動解析によれば400gal入力に対し $R = 4.3 \times 10^{-3}$  rad程度の応答が予想される。従って変形能力があれば崩壊に至らない範囲といえよう。壁柱の部材実験<sup>3)</sup>では $5.0 \sim 20.0 \times 10^{-3}$  rad程度の靱性を付与することは可能とされており(図-1参照)、この中構面形式は成り立ち得よう。ただしその場合前提となる梁の早期塑性化については、前述の問題の他、短いスパンでは曲げ降伏設計部材が実験でせん断破壊を起こす例も報告<sup>4)</sup>されていることなどを考慮しておく必要がある。

## 2-2 試設計案の方針

11Fの固有周期を推定してみると、0.3~0.4秒程度、短辺方向では地盤の効果を入れると0.5~0.6秒程度であろう。この周期では上部の応答は基礎の動きに対して2~3倍は予想しなければならぬ。従って設計には次の2点が主要な問題となる。

まず基礎の動きとして、地盤との相互作用を考慮した入力の適正な評価である。在来型短辺方向はロッキングによる入力軽減が定性的に認められている。この効果を両方向に期待する塔状形式は一つの可能な形式であろう。

\*東京大学名誉教授

表-1 実大実験における各構面壁柱の破壊時変形

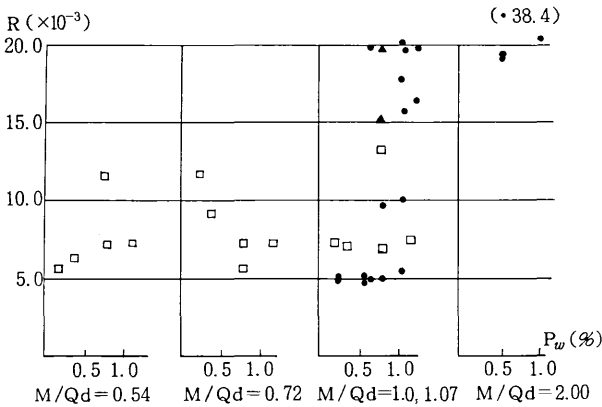
順序	個所	Ps	M/Qd*	層間変位**	層間部材角1	部材角2***
1	C. 短柱	0.25%	0.45	0.3 cm	$1.2 \times 10^{-3}$	$5 \times 10^{-3}$
2	C. 短側柱		0.85	0.4	1.5	6.7
	C. 長側柱		0.38			
3	B. 中柱		0.88	0.5	1.9	2.5
4	B. 同上		0.80	0.8	3.1	4
5	C. 右側柱		0.50	1.2	4.6	8.6
6	残り A	0.47 ~ 1.4	1.8	6.9	9	
	B	0.69			10	
	C	0.45			30	

\* 文献(2)関連報告書の荷重階1および最大荷重階でのフレーム解析結果より算定した。

\*\* 同上文献より破壊時荷重階からグラフで読みとった。

\*\*\* 層間変位がクリアスパンに強制されるとした値。

(日本住宅公団・住宅構造資料集Iより) 作成・坪井研究室



○ ● 曲げて耐力がきまるもの □ ■ せん断で耐力がきまるもの  
白: 軸力なし 黒: 軸力あり(約20kg/cm<sup>2</sup>)

(日本住宅公団・住宅構造資料集Iより) 作成・坪井研究室

図-1 最大耐力時の部材角

(文献(3)の各データより作成したもの)

しかし、まだ設計に用いるほどには定量的な段階に至っていないので今回はこの点については考慮していない。

次に、長辺方向の降伏は避け得ないから、エネルギー吸収のため破壊部材を設定する。ただしこの部材の破壊によって構造物の安定がすぐには失われないように、軸力の負担に注意する。この点から梁の塑性化による回転壁の形式が考えられる。これには2-1で触れたような問題が付随している。逆に低レベルでの変形をおさえるためには数層単位の架構を考慮することができる。又、構面の役割は明確化され、異なったタイプの構面が設定される。

平面計画を含めた検討の面からは、従来の壁式の弱点であったオープンプランニングの困難さを解消するべく、戸内の壁配置はできる限り単純であることが要請されること、あるいは、アクセス方式を構面形状と結びつけることなどがあげられる。

以上を総合して基本方針として次の諸点を定めた。

- i) 長辺方向の構面数は4とし、形状は外と中の2種類とする。

ii) これらの構面は数層単位の構成により、かなりの剛性・強度を確保する。

iii) 一方の構面を塑性化を前提とした構面とし、もう一方をできるだけ健全な状態を保持するものとする。

iv) 構面形状の選定にあたってはプレファブの可能性も念頭におく。

### 3. 千鳥状構面の性状

#### 3-1 設計への適用性

フレームに組み込まれた千鳥状の耐震壁は各々の耐力がまんべんなく発揮されて、耐震要素として有用であることが認められている<sup>5)</sup>が、周辺拘束のない壁式のこのような構面は脆いことが懸念される。しかし、スラブあるいは直交壁があることを考慮すると、必ずしも脆いという先入観でこの構面を捨て去ってしまうのはどうか。壁式構造において、塑性まで考慮した耐震抵抗機構の役割を考えると、うまく使用すればこうした構面にもそれなりの役割を評価できるのではないかと、という観点から2, 3の検討を行ってみた。そのうちモルタル模型実験に関して次節に示す。これらの結果、以下のような点に留意すれば設計に採用しても差し支えないのではないと思われる。

- i) スラブ、直交壁などの補強リブの挙動と効果を把握すること。
- ii) この構面があまり軸力を負担しないこと。
- iii) 他構面の変形に追従できるように配筋法を考慮すること。

試設計案の段階ではこれらの点の検討は十分でないが、解決の可能性は十分であると判断されたので設計案に採用した。その理由は、数層単位の構成が可能で、十分な剛性が確保できること、破壊箇所は壁体の接合部でありこの破壊は一層に集中することなく必ず各層で連成する。さらにその後壁体の塑性エネルギー吸収が期待できる、などによる。

#### 3-2 モルタル模型実験及び解析

##### 3-2-1 試験概要

壁式千鳥状構面の弾塑性々状及び在来の回転壁構面との相違の把握のため、モルタル模型による静加力実験を行った。

試験体の形状・寸法等を図-2, 3に示す。F<sub>1</sub>が壁式千鳥状構面、F<sub>2</sub>が従来の構面である。どちらもいわゆる“壁量”は等しい。想定した実大寸法の約1/15であるが壁厚は割り増ししてある。スラブ・直交壁はついていない。

加力はオイルジャッキにより、水平一方向繰返しを行った。軸力は装置等の制約によりかけていない。

測定は第3層と第5層の水平変位をダイヤルゲージで

読みとった。

### 3-2-2 試験結果

図-4に荷重～変位曲線を、図-5にF<sub>1</sub>の最終ひびわれ図を示す。

初キレットはF<sub>1</sub>では④部の引張キレットで荷重は700kg、F<sub>2</sub>では最下層梁内端の曲げキレットで荷重は800kgであった。この荷重は壁体の平均せん断応力度で約2.3～2.6 kg/cm<sup>2</sup>のときになる。

これ以後の進行状況は、F<sub>2</sub>は引張接合部に次々にキレットが生じ、③④を境として二つの部分にわかれこれらをつなぐ水平鉄筋の降伏によって構面が降伏したと思われ

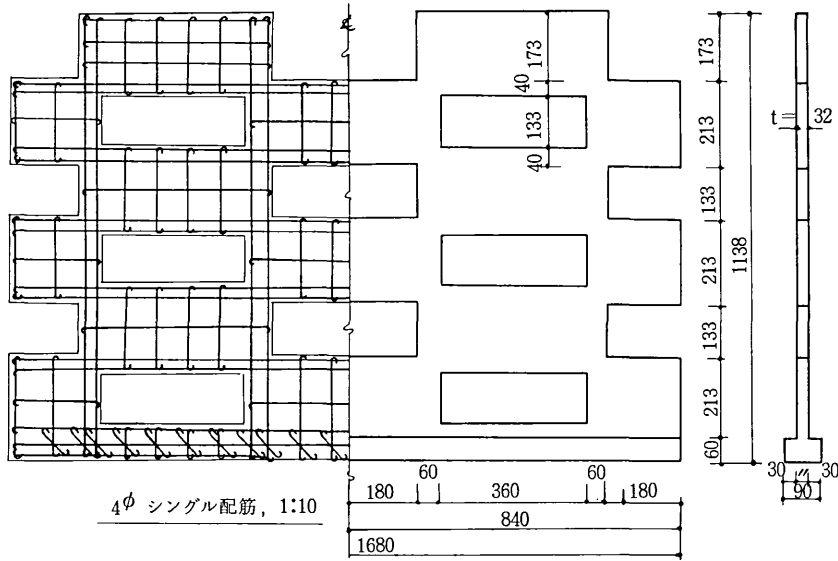


図-2 試験体 TYPE F1

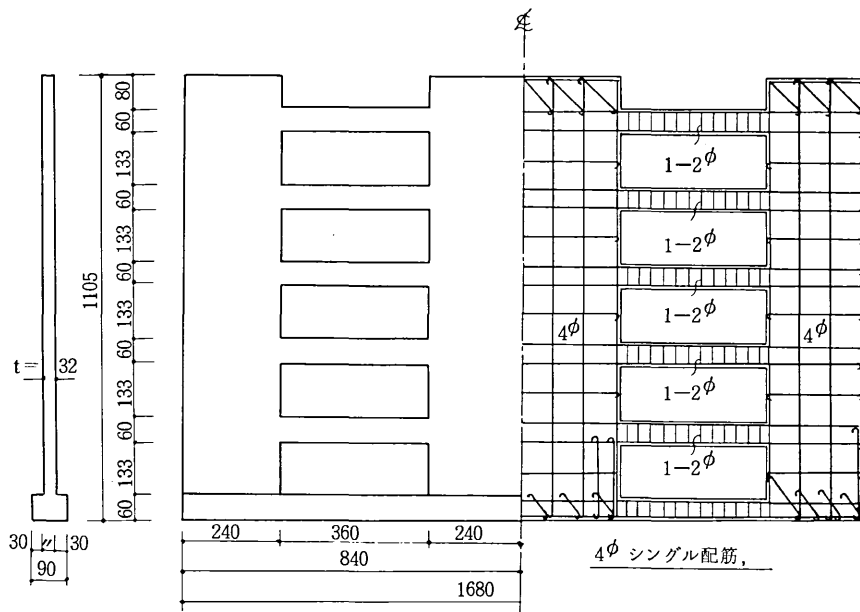


図-3 試験体 TYPE F2

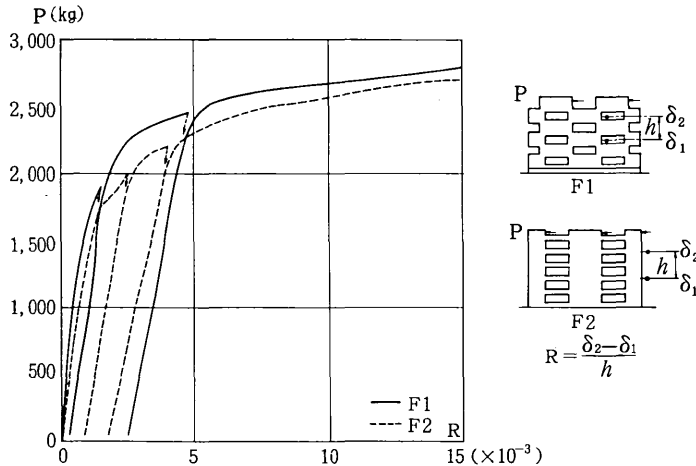


図-4 試験体F1, F2の荷重-変形曲線

れる。この時の荷重はグラフからはほぼ2,250kg前後で、水平鉄筋降伏時の計算値は2,213kgであるからこの推定は当たっている。以後荷重は漸増し、最大2,950kgに達した。

F<sub>2</sub>では梁端部の曲げキレツが進行し、壁柱脚の曲げ降伏によって構面が降伏した。その後荷重は漸増し最大2,800kgに達した。

変形は軸力がないため $20 \times 10^{-3}$  rad 以上まで追隨している。

### 3-2-3 解析と考察

図-6にFEMによる解析結果のうち主応力図を示す。各接合部への応力集中が明らかであるが、初キレツの生じた④部の要素において最大の引張応力度があらわれている。キレツ時応力は、 $\sigma_t = 35 \text{ kg/cm}^2$ であり、モルタル引張強度の65%である。要素の大きさを考えればこの程度の値は妥当であろう。

FEMによる初期剛性の計算値は実験値の1.11倍であった。一方実用解法として壁体をブレースに置換して行った解析では初期剛性は1.59倍となっており非常に剛目になっている。これは置換の際のモデルの下辺固定の条件と、構面内壁体の下辺の条件の違いが主要な原因であろう。従ってブレース置換で解析する際には剛性をある程度低下させる必要がある。

破壊状況は、接合部の損傷が全構面にわたっている。もしスラブ、直交壁等の補強材があればキレツの進展状況も遅れることが予想される。少なくとも $5 \times 10^{-3}$  rad程度の変形ではそう顕著な損傷とはなっていない。これらのことから、この種の構面が予想した程不利な構面ともいえないのではないかと推測された。

### 3-3 スラブつき解析

接合部付近でのスラブの効果について大略を知るために、図-7のような部分についてFEM解析を行った。この解析は面内変形と面外変形を独立とした単純なもの

であり、境界線上での変位は適合していないので、その解析結果には限界があるが、おおよそ同図のような応力分布が得られた。

## 4. 試設計案

### 4-1 計画概要

図-8に1F平面図、図-9に長手方向外構面、図-10に長手方向中構面、図-11に短手方向構面図を示す。住戸は3LDK型で6戸1棟11階建である。住戸専用部分は71.1~76.2M<sup>2</sup>となっている。アクセスは各階廊下により、1階おきに外構面の内・外側を通っている。これは短手方向構面の健全化及び外構面の構成上からきている。

図に示されたように外構面は簿肉ラーメン、中構面は千鳥状、短手方向は独立耐震壁となっている。壁厚は、外構面が20~35cm、中構面及び短辺構面が20~30cmである。スラブ厚は13cm、内部間仕切はALC板、及び木造パネル程度を想定した。

使用材料はコンクリート $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋SD35、30である。

### 4-2 構造設計概要

構造設計は通常の手順に準じて行ったが、次の2点が異なっている。

まず仮定外力分布は逆三角形分布としている。基準法震度によるベースシアアと同一の時の外力を便宜的に0.2g時外力と呼称する。

次に断面算定は、0.4g時で外構面は曲げ降伏、中構面は水平鉄筋引張降伏とし、せん断耐力については0.6g時を目標値とした。算定式は、曲げ降伏式は学会規準略算式、梁せん断補強は学会式、壁せん断耐力は修正荒川式を用いた。

解析法は、外構面が曲げせん断剛域考慮のラーメン解法、中構面がブレース置換で3-2-3によって剛性を

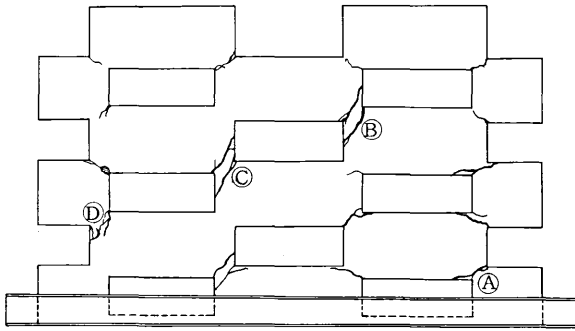


図-5 試験体F1  $R=37.1 \times 10^{-3}$  のときの状況

STRESS LOAD CASE 1

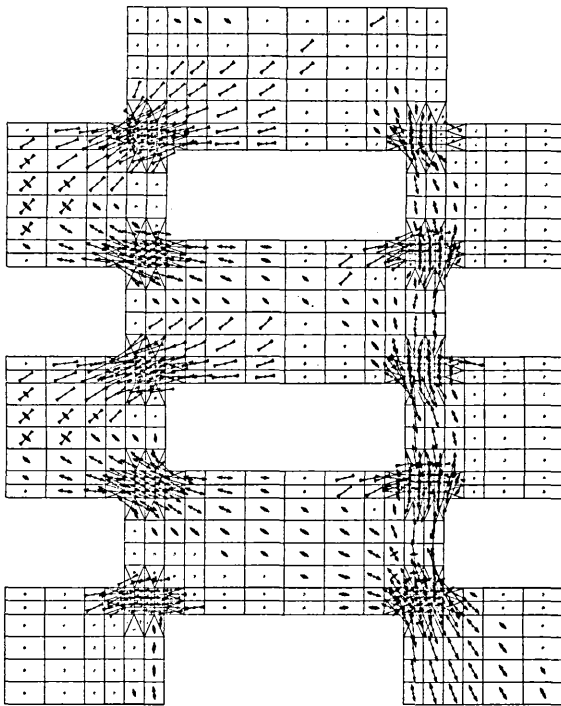


図-6. F1 FEM 解析結果 (主応力)

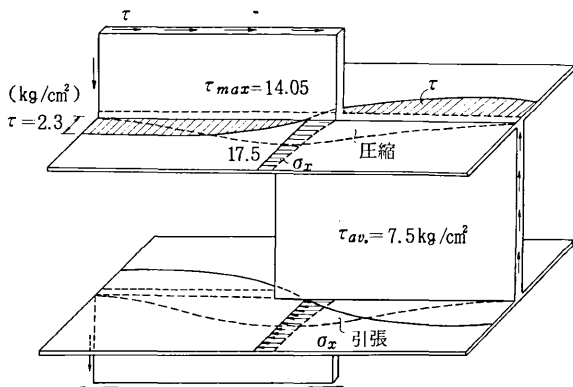


図-7 スラブの応力伝達 (FEM解析による)

約60%に低下させたものによる。

中構面の配筋については3章での検討に基づいて各部の配筋量を算定した。

壁軸圧は1階の平均で約 $11 \text{ kg/cm}^2$ で、偏りを考えると $9 \sim 27 \text{ kg/cm}^2$ 程度であり、どちらかといえば中構面に集まっている。これは改善の必要がある。

なお、短辺方向に対しては $0.3 \text{ g}$ 時で曲げ降伏、 $0.4 \text{ g}$ 時外力に対し壁筋を算定した。この方向の設計レベルについては、地耐力の問題とあわせて設計方針を定めるべきで、今回は深く吟味していないが、地盤の降伏を許容する方向で考えて差し支えなからうと思われる。

4-3 振動解析

4-3-1 弾性応答

振動系は11質点曲げせん断型である。剛性マトリクスは静解析より求めた。

固有周期は長辺方向が $0.26$ 秒、短辺方向で $0.25$ 秒と非常に剛い。短辺方向について $V_s = 150 \text{ m/sec}$ の地盤として山原式より求めたロッキングバネを付加すると周期は $0.58$ 秒に伸びる。

減衰は内部粘性で $h=3\%$ とした。使用地震波はEL CENTRO NS '40, TAFT EW '52, 八戸 NS '68の3種である。

100 gal入力に対する応答を表-2に示す。

表-2 弾性応答 (100 gal)

	最大部材角(層・波)	ベースシア係数(波)
長辺方向	$0.32 \times 10^{-3}$ (5, TAFT)	0.244 (TAFT)
短辺方向	$0.27 \times 10^{-3}$ (9, E.C.)	0.200 (八戸)
短辺方向 (ロッキング)	$0.15 \times 10^{-3}$ (9~7, E.C.)	0.123 (E.C.)

この表より、降伏レベルの $0.4 \text{ g}$ 時外力分布は、約200 gal前後の入力に対応していることがわかる。

4-3-2 弾塑性応答

弾塑性復元力特性の設定は、中構面について資料がほとんどないこと、及び中構面の塑性化は各層が連成し、本来せん断型置換は実状と異なること、などから、極めて大づかみに次のようにした。

外構面は慣用されている方法によって全梁端降伏時を折点とするバイリニアに、中構面は水平鉄筋降伏時を折点とするバイリニアに理想化し、これらを組み合わせたトリリニア型のせん断型質点系とした。

400 gal入力に対し最大部材角は $2.68 \times 10^{-3}$  (6層・八戸)となっている。これは中構面の折点より $2.58$ の塑性率、外構面の折点より $1.21$ の塑性率となっており、外構面は変形可能で、中構面の変形能力次第というところであろうが可能性は十分あると考えられる。

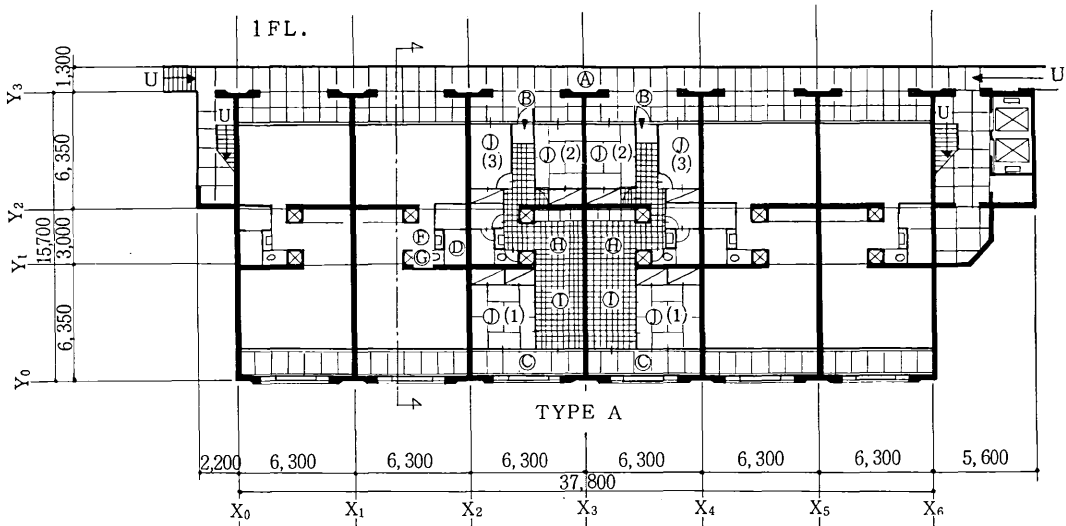


図-8 試設計案 1F 平面図

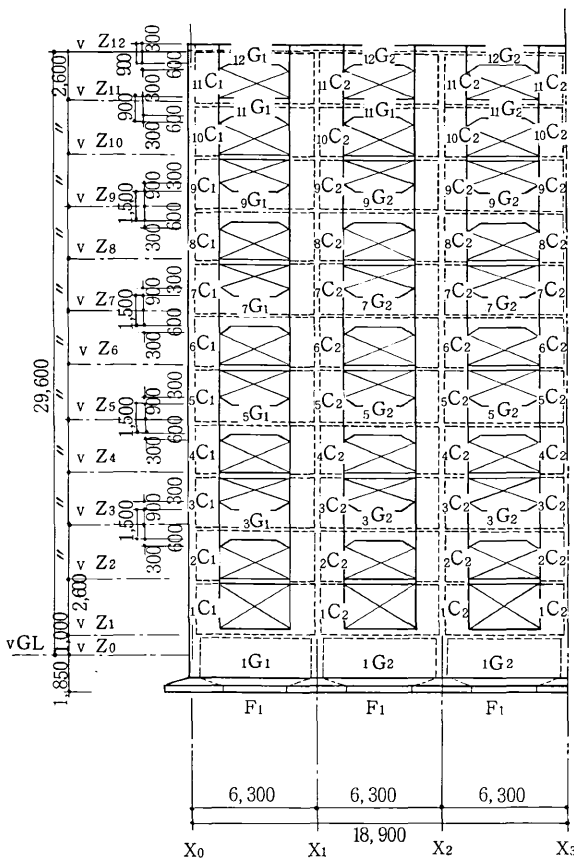


図-9 Y0 通り軸組図

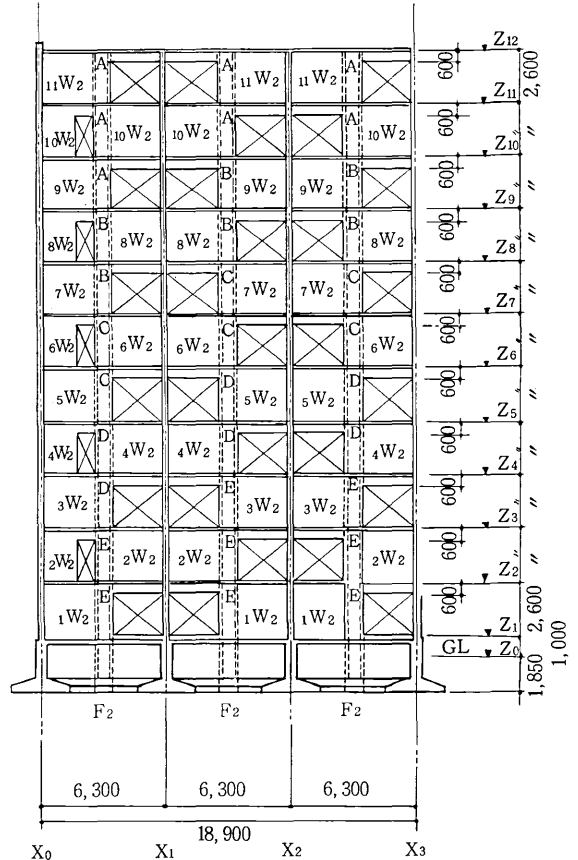


図-10 Y1 通り軸組図

5. おわりに

以上、11F 壁式集合住宅の可能性を探る試みを報告した。文中でも述べたように本案にはまだ解明の不十分な点が残っている。例えば各種直交部材をもつ軸力を伴う

千鳥状構面の塑性々状はまだ把握されていない。設計レベルもこのような塑性々状を十分ふまえて設定する必要がある。しかしながら、在来タイプの延長でなく、11F の規模として何らかの発想を必要とした結果、役割の異なった2種の構面を組み合わせることを提案した。そして

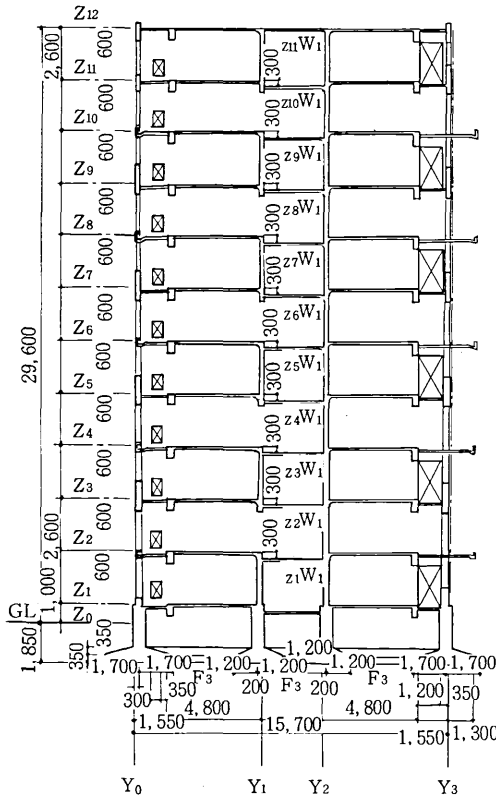


図-11 X通り軸組図

既往の壁柱の実験データでは小さな変形から塑性化がはじまることから、変形をおさえるような構面として干鳥状構面を考えたわけである。高層壁式が、現在の耐震理念の見直しの中でどのように位置づけられるか、まだ確たる見解はないが、その中での方向づけとして一つの提案をおこなった次第である。

剛性のより高い構面を用いたことについてもう一つ付け加える。構造物の崩壊時点を正確に把握できるように

することが現在の急務であることは論をまたない。しかし、これに加えて二次部材のハク離・落下など、すなわち内部空間及び外部空間の耐震安全性に関しても、構造として対処しなければならない。この観点から、特にRC構造のように剛い構造の高層化に際しては、大きな地震入力に対する塑性化レベルの問題、ロッキングなどによって起こる大きな絶対加速度の問題など、単に崩壊時点に限らない検討によって設計理念の明確化をはかる必要性を感じる。

謝 辞

本試設計の機会を与えられた日本住宅公団の方々、実験を担当された足利工大名須川教授及び学生諸君、計画面を担当された芸大坪井講師及び院生諸君その他の関係諸氏に感謝の意を表します。

なお、本試設計、本報告のとりまとめは、坪井善勝研究室武田正紀君の担当によるものである。

(1977年2月15日受理)

参 考 文 献

- 1) 坪井・富井・矢代他 「壁式R.C.構造の再検討」1～9 学会大会 昭和40年9月
- 2) 松島「実大5階建壁式RC造アパートの実験的研究」建研年報43年度  
品川・遠藤「上下および水平ずれ壁式構造実大実験」同上45年度
- 3) 広沢・後藤「現場打ち壁式構造の高層化のための卸材実験」建研年報45年度  
広沢・後藤「軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度と粘り」建研年報47年度  
齊藤・吉崎他「鉄筋コンクリート壁板のせん断試験」学会大会48年10月
- 4) 遠藤「8階建壁式プレキャスト構造に関する実験的研究—その2」建研年報49年度
- 5) 園部・今井他「耐震壁の配置の異なる2つの架構の実験的研究—その1～3」学会大会48年10月

