

平成8年度 農林水産省補助事業  
低コスト住宅資材供給体制整備事業  
住宅資材標準化推進事業

35-1

# 住宅資材標準化推進指導事業報告書 (木造住宅構造設計手法の開発)

34-2

平成9年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター



## ま え が き

良質な住宅の供給コストの削減を達成するためには、住宅生産の量産・工業化に対応し得る住宅供給体制の整備促進を推進する必要がある。このためには、それに対応した資材供給や設計施工体制の整備が重要となる。特にその中でも、兵庫県南部地震において多数の木造住宅が全半壊したことを契機として、木造住宅の耐震性能に関する技術開発が急務となっている。

この事業は、こうした状況をふまえ、木造住宅の構造分野について、より精度の高い設計体制を整備・標準化するために必要な技術資料を収集・整備する事を目的として推進したものである。

平成8年度は、設計法の枠組み、現行の壁量設計法の改訂、さらに精度の高い構造計算法等について、委員会を設置して検討を行った。ただし、各内容については、現時点における研究成果をふまえた試案段階であり、今後さらに審議を進める必要があるものである。

多忙な中で、精力的に討議・執筆していただいた委員各位のご尽力に対して厚くお礼を申し上げます。

平成9年3月

(財) 日本住宅・木材技術センター  
理事長 岡 勝 男



執筆者

- 第1章 設計法の枠組み : 宮澤委員
- 第2章 レベルA及びBの設計法 : 大橋委員
- 第3章 レベルCの設計法 : 村上委員
- 第4章 レベルDの設計法 : 稲山委員

木造住宅構造設計手法開発委員会 委員名簿

(五十音順)

- 委員長 坂 本 功 東京大学大学院工学系研究科 教授
- 委員 稲 山 正 弘 株式会社稲山建築設計事務所 代表取締役
- 〃 大 橋 好 光 東京大学大学院工学系研究科 助手
- 〃 河 合 直 人 建築研究所耐風研究室 主任研究員
- 〃 宮 澤 健 二 工学院大学建築学科 助教授
- 〃 村 上 雅 英 近畿大学理工学部建築学科 専任講師

## 要約

設計法の枠組み、現行の壁量設計法の改訂（レベルA、B）、パソコンを用いて行う精算型の設計法（レベルC）、壁量設計法と精算型設計法の中間的な位置付けのもの（レベルD）について、方向性の検討を行った。

設計法の枠組みについては、項目を荷重レベル、必要性能グレード、計算ルートに区分し、各内容を明らかにした。

壁量設計法の改訂については、現行設計法の問題点を明らかにした上で、改訂案の骨子を示した。

パソコンを用いて行う精算型の設計法については、モデル化と計算法に関する考え方を示した。

壁量設計法と精算型設計法の中間的な位置付けのものについては、精算型をベースにした簡略計算法に関して提案を行っている。

## キーワード

構造計算、必要性能、壁量設計法、保有耐力、バイリニアール、荷重変形曲線、耐力壁線、壁線間距離、性能規定、許容応力度、水平構面、層間変形角、壁倍率、床ならし荷重、立体効果、せん断パネル、雑壁効果、簡易3次元解析モデル

# 目 次

第1章 設計法の枠組み	1
1 設計法の枠組み	1
1.1 目的	1
1.2 概要	1
2 荷重レベル	1
3 必要性能グレード	1
4 構造計算ルート	2
5 各設計法の詳細	4
第2章 レベル（ルート）A、Bの設計法（壁量設計法の改訂について）	18
1 壁量設計法の前提	18
1.1 性能規定と設計の原則	18
1.2 要求性能のレベル	18
1.3 法律に定める要求性能のレベル	19
2 用語の定義	20
3 全体の枠組みについて	20
4 軸組構法の設計法	22
5 軸組構法設計法の一般的な原則	23
6 壁量設計法の検討項目	24
簡易（壁量）設計法骨子（案）	32
1 適用範囲	32
2 必要壁量	32
3 壁倍率	35
3.1 耐力壁の仕様	35
3.2 壁倍率の低減	35
4 構造計画	36

4. 1	耐力壁線	36
4. 2	耐力壁の配置	37
4. 3	水平構面	37
5	保有耐力の確認	38
6	各部の仕様	39
6. 1	基礎の設計	39
6. 2	柱脚の引き抜きの確認	39
6. 3	金物の使用	40
第3章	レベル（ルート）Cの設計法	41
1	本設計法の特徴	41
2	解析手法	41
3	木造住宅の構造設計におけるモデル化等に関する検討項目	46
3. 1	床ならし荷重の推定方法	46
3. 2	荷重偏在率	46
3. 3	柱の軸力の推定方法	49
3. 4	屋根荷重による地震力について	53
3. 5	地震力と梁伏せ図との関係について	53
3. 6	水平構面について	54
3. 7	下屋部分の屋根面と梁のせん断力の伝達割合について	54
3. 8	鉛直構面（耐力壁）について	54
3. 9	木造住宅の簡易耐震2次設計法	61
3. 10	立体効果を考慮した捻れ変形の評価モデル	64
3. 11	阪神・淡路大震災における木造住宅の倒壊原因に関する考察と 過大応答の生じる建物の2次設計のあり方	67
第4章	レベル（ルート）Dの設計法	78
1	はじめに	78



2	雑壁と水平構面を含む終局耐力計算の必要性	78
3	力学的に考慮すべき要素	79
4	建物のモデル化の方法	79
5	簡易3次元解析モデルのつりあい方程式	81
5.1	軸材の軸方向力のつりあい方程式	81
5.2	曲げを受ける軸材の節点のつりあい方程式	82
5.3	せん断パネルのつりあい方程式	82
5.4	建物の3次元モデルの系剛性方程式	82
5.5	簡易3次元解析モデル化のまとめ	82
6	まとめ	83
	おわりに	84



# 第1章 設計法の枠組み

## 1. 設計法の枠組み

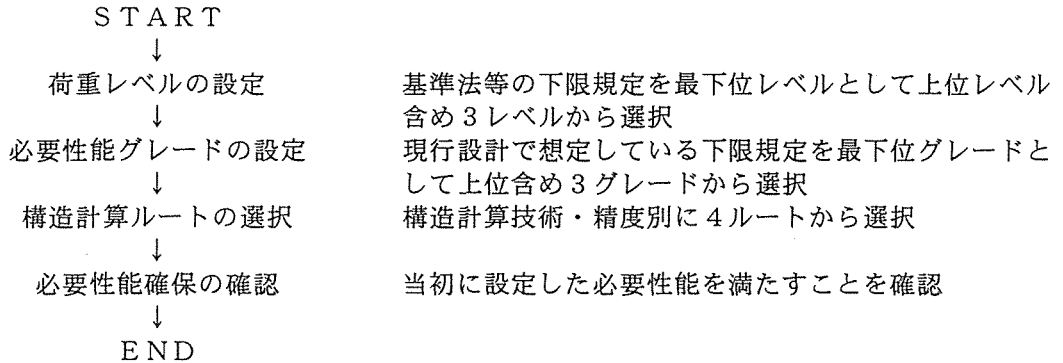
### 1.1 目的

従来木質構造、特に住宅等では構造設計が曖昧な部分が多く、どのような条件でどのような安全性が確保されているのか明確でなかった。また阪神・淡路大震災における木質住宅等の大きな被害、一方、社会的要請から、建築物の品質保証、特に安全性の性能の明確化が求められるようになった。

このため、特に大地震を念頭に、設計の前提条件、設計手法、必要性能とその判定のガイドラインを示し、今後の適正な設計法の方向を示す。

### 1.2 概要

設計条件、設計の信頼性、性能評価の多様化と明確化のために、次の段階を設定する。



## 2. 荷重レベル

建築基準法や現行設計法レベルを標準とし、上位レベルも設定し、設計時に施主や設計者が選択設定する。以下の荷重レベルは建物の重要度や安全性の重視等を目的とするもので、海岸近くの強風域、軟弱地盤や地震地域係数等従来の規定で採用されていた規定は、これとは別途従来どおり導入する。

荷重レベル	長期仮設等 実態荷重	恒久施設 実態荷重	火災 (構造的見地) 平常時火災	風荷重時 40√ h程度	中地震時 C <sub>o</sub> =0.2	大地震時 C <sub>o</sub> =1.0
レベル1	実態荷重 下限	実態荷重 下限	中地震火災	60√ h程度	C <sub>o</sub> =0.25	C <sub>o</sub> =1.25
レベル2	x1.1 実態荷重	x1.1 実態荷重	大地震火災	80√ h程度	C <sub>o</sub> ≥0.3	C <sub>o</sub> ≥1.5
レベル3	x1.2 実態荷重	x1.2 実態荷重				

注) 標準せん断力係数0.2と1.0は暫定的な値とし、今後の検討によっては引き上げる。

## 3. 必要性能グレード

下記のように、外乱別に性能グレードを選択可能とする。

性能	長期仮設等	恒久施設	火災 (構造的見地で)	風荷重時	中地震時	大地震時
グレード1	許容応力度 たわみ制限 1/200, 2cm	準短期許容 クリープ たわみ制限 1/300, 2cm	短期性能確保	短期許容 飛散防止 振動障害	大きな損傷無 補修ほぼ不要 補修費建物原価 の5%以下	倒壊防止 補修費建物原価 の50%以下
グレード2	許容応力度 たわみ制限 余裕率1.2	準短期許容 クリープ たわみ制限 余裕率1.2	長期性能確保	短期許容 飛散防止 振動障害 余裕率1.2	小さな損傷 補修不要 平時水平振動障 害なし	被害軽微 内外装脱落防止 補修費建物原価 の20%以下
グレード3	許容応力度 たわみ制限 余裕率1.5	許容応力度 クリープ たわみ制限 余裕率1.5	中地震性能確保	ほぼ弾性域 飛散・ずれ防止 振動障害 余裕率1.2	損傷なし 補修不要 平時水平振動障 害なし	ほぼ弾性域 内外装亀裂軽微 補修費建物原価 の5%以下

\*1

#### 4. 構造計算ルート

設計技術レベル、設計精度別に下記の計算ルートを設定し、選択できるようにする。全てのルートが全ての性能グレードを保証出来る設計法が理想的であるが、高位のルートは、低位のルートより設計の信頼度が上がる。従って、同じ性能グレードを満足する設計であっても、高位のルートの設計の方が設計の信頼度が上がり、この信頼性を考慮するとより安全率は上がることになる。しかしながら、ルートAは例外であり、計算の簡略化のためこの設計ルートでは高位のグレードは保証出来ない。

手法	内 容	備 考
ルートA	<p><b>壁量設計法</b> 整形な2.5階まで</p> <p>仕様条件、余力1/3確保、<math>D_s</math>上限値0.5位以上想定、剛床</p> <p>耐力壁線、壁線間距離、区画面積、最大開口、開口率、耐力壁直下、剛床</p> <p>形状規定（整形、辺長比、狭小率、偏心・剛性の概略検討） 偏心率<math>\leq 0.15</math>相当</p> <p>接合仕様、壁仕様、倍率規定（剛性、<math>D_s 0.5</math>以下再検討）</p> <p>鉛直長期、許容応力度設計相当</p> <p>水平耐力 外力計算→必要壁量（保有耐力保証）→存在壁量チェック</p> <p>必要壁量は今後検討し、<math>D_s 0.5</math>、雑壁考慮し必要壁量再検討</p> <p>雑壁期待値を明示する</p> <p>保有耐力は間接的に保証（余力、<math>D_s</math>最大値で）または強度型設計</p>	性能グレード3は殆ど保証不可
ルートB	<p><b>保有耐力間接保証短期設計法</b> 整形な3階まで</p> <p>耐力壁線、壁線間距離、区画面積、最大開口、開口率、耐力壁直下、剛床</p> <p>形状規定（整形、狭小率、偏心の概略検討） 偏心率<math>\leq 0.15</math></p> <p>接合仕様→耐力壁<math>P-\delta</math></p> <p>壁耐力は変形性能を考慮し、1次設計で保有耐力を間接的に保証</p> <p>耐力壁はバイリニアモデル、<math>\eta</math>、<math>D_s</math> →保有耐力保証短期許容耐力</p> <p>脚部引き抜きは、耐力保証設計</p>	
ルートC	<p><b>保有耐力保証エネルギー設計法</b></p> <p>耐力壁線、壁線間距離、区画面積、最大開口、開口率、耐力壁直下、剛/柔床</p> <p>形状規定（整形、狭小率、偏心の概略検討） ねじり補正</p> <p>接合仕様→耐力壁<math>P-\delta</math></p> <p>壁耐力は変形性能を考慮し、1次設計と簡易保有耐力設計を行う</p> <p>耐力壁はマルチリニアモデル、1/240 1/120 1/60 1/30 1/20</p> <p>エネルギー等価設計、<math>D_s</math>は荷重-変形曲線からになる</p> <p>脚部引き抜きは、耐力保証設計</p>	
ルートD	<p><b>保有耐力設計法</b></p> <p>接合部の変形性能を考慮し、1次設計と保有耐力設計を行う</p> <p>形状規定：剛床/柔床、ねじり補正、保有耐力設計</p> <p>耐力壁はマルチリニアモデル、1/240 1/120 1/60 1/30 1/20</p> <p>非線形応力解析</p> <p>雑壁も考慮（仕様、許容損傷を明確に規定する）</p>	

設計ルート別各部評価に おける考慮の有無

考慮部位	検討種別	応 力 計 算				断 面 ・ 各 部 検 討				
		偏 心 率 剛 性 率	長 期 風 荷 重	中 地 震	終 局 耐 力	長 期	短 期 風	中 地 震	終 局 強 度	
ルートA	接合部	標準仕様	標準仕様として				標準仕様として			
	躯体	○	○	○	○	○	○	○	○	△
	雑壁	△			○間接的					△間接的
ルートB	接合部	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	躯体	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	雑壁	○			○					○
ルートC	接合部	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	躯体	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	雑壁	○ & ×			○			△		△
ルートD	接合部	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	躯体	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	雑壁	○ & ×			○ & ×			○		○ & ×

\*1) 「ルート」は第2章以降における「レベル」に相当するものである。

構造解析モデル又は計算条件（検討すべき事項）

	ル ー ト A	ル ー ト B	ル ー ト C	ル ー ト D
荷重	均し荷重			精算
固定荷重				
積載荷重				
地震荷重				
許容値種別	壁倍率	許容耐力		接合部
状態		終局間接保証		許容、終局
材料定数				
強度、弾性定数				
クリープ				
構造条件				
建物形状				
躯体				
接合部				
屋根構面				
床構面				
雑壁				
内装				
外装				
基礎				
形状判定				
耐力壁直下				
偏心率				
剛性率				
長期応力計算				
接合部				
部材				
内外装				
ねじり／立体				
直交壁／直交架構				
短期応力計算	壁量で	各壁剛性に基づく	耐力壁非線形	接合部、部材非線形解析
接合部				
架構				
梁・胴差継手				
雑壁				
偏心				
平面／立体解析	平面	平面、ねじり補正	平面、ねじり補正	立体
判定				
接合部				
部材				
床面内せん断				
鉛直変形				
水平変位				
転倒				
基礎				
保有耐力設計				
終局耐力計算				
D s 評価				
F es 評価				
判定				

## 5. 各設計法の詳細

### (1) ルートA：壁量設計法

- ・ 現在壁倍率設計法に概ね準拠
- ・ 壁倍率若干見直し
- ・ 必要壁量割り増し
- ・ 雑壁の根拠示す（仕様により評価する：外力負担率  $0 \sim 1/3$ ）
- ・ 標準仕様の提示
- ・ 隅角規定
- ・ 形状条件（壁線構成、壁線間距離、ブロック面積）
- ・ 壁配置条件
- ・ 床仕様と性能評価
- ・ 最大開口・開口率
- ・ 概算偏心率
- ・ 確認申請：構造仕様、構造概要図、チェックリスト方式

### (2) ルートB：保有耐力間接保証短期設計法

- ・ 中地震・大地震時の設計→表面上は許容応力度計算  
変形性能を考慮し、短期許容耐力を降伏耐力の  $1/5 D_s$  とし、 $0.2$  のせん断力係数により設計
- ・ 別紙詳細
- ・ 偏心率、ねじり補正
- ・ 雑壁、内外装考慮、設計思想明示  
中地震時を想定し、内外装考慮した場合と無視した場合について偏心率チェック
- ・ 平面架構解析
- ・ 確認申請：構造仕様、構造概要図、構造略計算、チェックリスト方式

### (3) ルートC：保有耐力保証エネルギー設計法

- ・ 各水平耐力要素を、実験または解析により荷重－変位曲線を求め、 $1/240$   $1/120$   $1/60$   $1/30$   $1/20$  ラジアン時の耐力を求める。
- ・  $1/240$ （又は $1/120$ ）ラジアン時の耐力と変形で無次元化する
- ・ 各層各方向毎に、水平耐力要素の荷重－変位曲線の和をとる。
- ・  $1/240$ （又は $1/120$ ）ラジアン時の剛性と中地震時必要耐力から求まる必要エネルギーを求める。  
→  $E_{N\#}$
- ・ 大地震時必要エネルギーを  $E_{N*} = 25 \cdot E_{N\#}$  とする。
- ・ 荷重－変位曲線から  $E_{N*}$  を満たすことを確認する。→ 最大変位が求まる。
- ・ 最大変位は、許容変形以内であることを確認する。
- ・ 各水平耐力要素、特に脚部引き抜き耐力が終局耐力以内であることを確認する。

#### 脚部降伏耐力保証設計

#### 変形に対する影響検討

#### [図解説]

各層毎に各耐震要素の荷重  
変位曲線の和をとり、層せん  
断力－層間変位曲線をマルチ  
リニアアースとしてモデル化

弾性必要耐力を弾塑性エネルギー  
で確保する

層間変位を求める

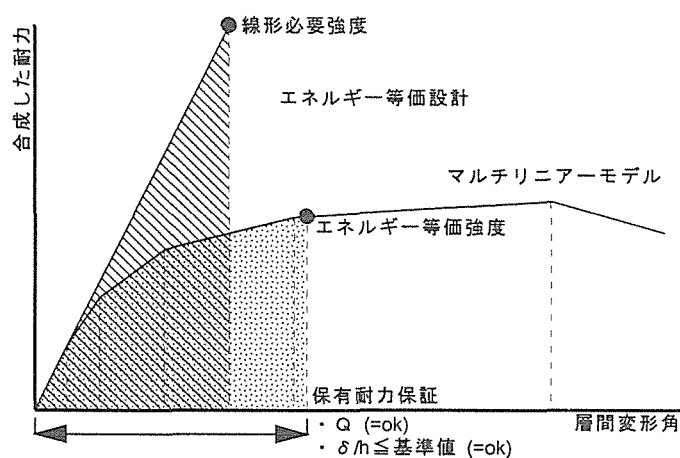


図 ルートC（保有耐力保証エネルギー設計法）の概念図

- ・ 確認申請：構造仕様、構造概要図、構造計算、チェックリスト方式

(4) ルートD：保有耐力設計法

- ・ 詳細荷重算定
- ・ 接合部モデル、構造モデル
- ・ 雑壁、内外装考慮、設計思想明示
  - 中地震：考慮した場合と無視した場合について偏心率チェック
  - 大地震：許容損傷と補修方法を規定した上→無視、減衰要素、耐力要素
- ・ 立体効果を考慮した解析
- ・ 中地震→許容応力度計算
- ・ 大地震→終局強度計算、D s 評価
- ・ 確認申請：構造仕様、構造図、構造計算、チェックリスト方式

付録 1

1. Bi-Linear並列パネ系の解析

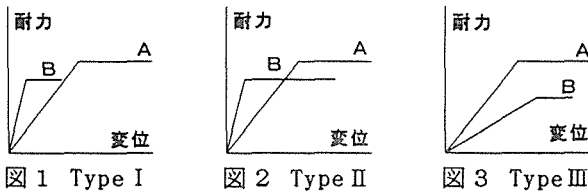
耐力要素の短期許容耐力を弾性エネルギーを考慮して、降伏強度の  $1/(5Ds)$  とし、中地震時の許容耐力設計で間接的に保有耐力を保証する手法の妥当性を検討する。

1. 2 解析方法

水平耐力要素はバイリニアールとし短期許容耐力は、それぞれ降伏強度の  $1/(5Ds)$  で設定する。このような二つのパネ系の組み合わせについて考える。

合成パネ系の大地震時の線形応答（短期許容値の5倍）とエネルギー等価な弾塑性応答が許容されるかどうかを試算する。

解析は変形性能の大小から、図1～3の3つのタイプに分けて行う。また、並列パネ系の剛性の組み合わせを各タイプごとに1:1、1:2として検討する。



1. 3 解析結果

並列パネ系では、いずれか一方のパネ系の破壊により強度が決まるので、他のパネ系が破壊していてもエネルギー等価な弾塑性応答が許容されるとは限らない。したがって、

$$[\text{エネルギー等価変位}] \leq [\text{終局変位}] \quad \dots \textcircled{1}$$

を条件として検討した。図4に①を満たす場合の例を示す。

検討の結果、Type IIIの一部が図5に示すように、条件を満たさなかった。

この場合に関して、Type IIIとなる条件と①の条件を満たす靱性の組み合わせの最小値を調べた。方法としては、基準とするパネ系に対して、降伏変位を1.5、2.0倍したものについて、剛性をそれぞれ0.5、1.0、2.0倍したもの、耐力をそれぞれ0.5、1.0、2.0倍したものについて、それぞれ前項で示した解析を行い基準とするパネ系の靱性を変えた場合に対し、それぞれ、他のパネ系の靱性の取り得る範囲を調べる。

結果を図6に示す。

解析の結果、靱性の最小値の関係は剛性に関わらず降伏変位により、同様の傾向を示すことが分かった。また、降伏変位が異なる場合でも靱性の大きさの比率としてはほぼ同様で、図6に示すように直線の傾きがほぼ等しくなる。これは、グラフより傾きが大きければ、①の条件を満たしている、つまり設計法としては安全側であることを示している。

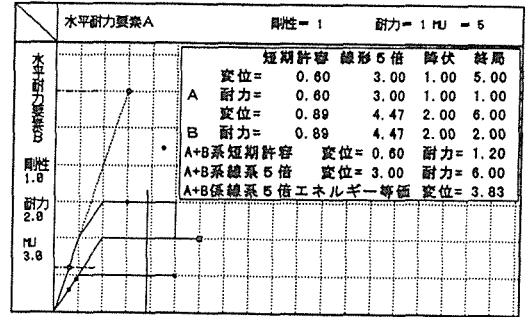


図4 弾塑性荷重-変位曲線

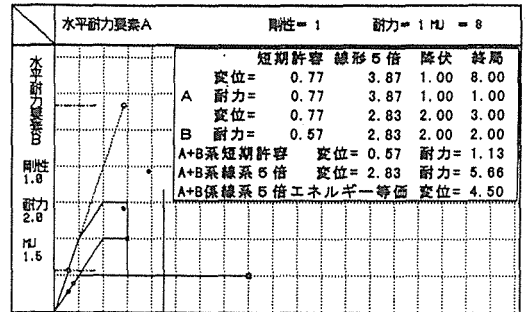


図5 弾塑性荷重-変位曲線

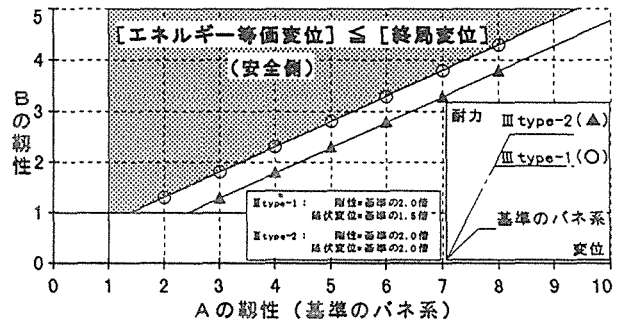


図6 靱性の関係

1. 4 考察

二つのパネ系では、降伏変位の大きさにより必要とされる靱性の大きさが決まり、その比は線形的に変化していく。これらのことから、大地震時の外力に対処するためには、並列パネ系は以下の条件のどちらかを満たすことが必要である。

- (1) 一方のパネ系の終局変位と降伏変位が他のパネ系より共に大きい、あるいは等しい。(図7)
- (2) 終局変位が小さいパネ系の方が、降伏変位が大きい場合(図8)、終局変位が小さいパネ系の靱性が他のパネ系の靱性の1/2~3/8以上であれば安全側である。

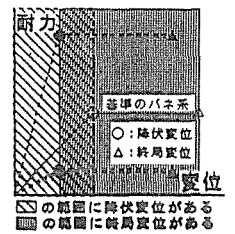


図7 靱性に関する条件(1)

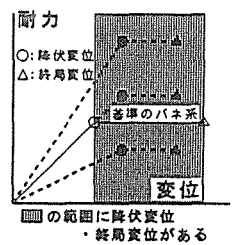


図8 靱性に関する条件(2)



## 2. 3質点系応答解析

中地震時の許容耐力設計で間接的に保有耐力を保証する方法について検討するため、非線形応答と地震波の入力による応答解析を行う。

### 2.1 解析方法

3階建て建物を3質点系の線形、パイリニアートにモデル化し、それぞれ大地震時を考慮し、記録地震波を50cm/secとして、減衰が5%の場合について応答解析を行う。解析モデルの概要を図9、表1に示す。

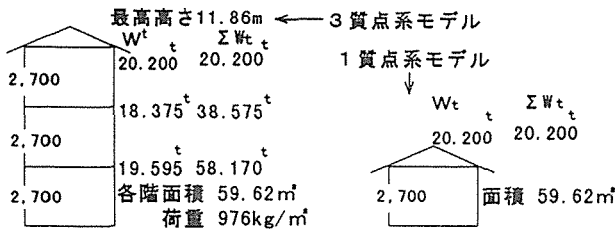


図9 解析モデル

1質点系モデルは3質点系モデルを、そのままモデル化したものであり、固有周期を3質点系モデルと等しくするため、初期剛性を小さくした。

表1 固有振動解析結果

	固有周期 (sec)	剛性 (1/cm)
3質点系	0.337	31.03
1質点系	0.337	7.02

### 2.2 応答解析結果

応答結果の代表表を図10に、最大応答値を表2に示す。

解析結果から1階に変形が集中しやすく層間変位が1/54~1/100rad程度であることが分かった。

また、1階に比べ3層の線形モデルの層間変位と弾塑性モデルの層間変位との差は大きい。これは、他の層の挙動の影響を受けるためである。

ここで、許容耐力設計で間接的に保有耐力設計を行う方法は1質点系のエネルギー一定則の考えに基づくものであるということから、1質点系の応答解析結果と比較することで、これを3質点系に適用することの妥当性を評価する。

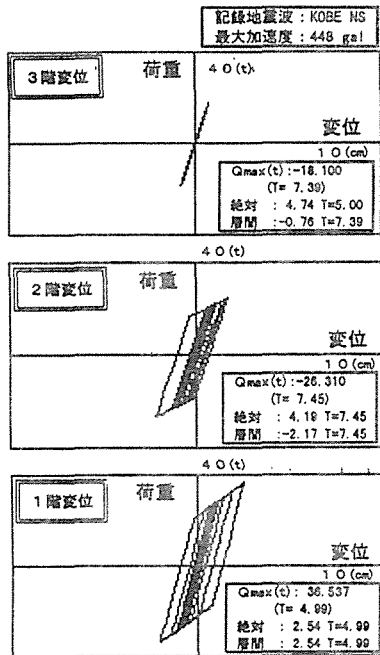


図10 応答履歴

表2 3質点系の最大応答値

地震波名	階	履歴モデル		
		2.5倍モデル		
		非線形モデル h=0.05(50cm/sec)	線形モデル h=0.05(50cm/sec)	
EL CENTRO NS 510cm/sec <sup>†</sup>	3階	絶対	4.87	5.92
		層間	0.86 1/314	1.43 1/189
		Q	20.605 1.02	34.195 1.69
	2階	絶対	4.30	4.52
		層間	2.30 1/117	2.29 1/118
		Q	26.782 0.69	54.626 1.42
1階	絶対	2.07	2.24	
	層間	2.07 1/130	2.24 1/121	
	Q	33.869 0.58	67.835 1.17	
KOBE NS 448cm/sec <sup>†</sup>	3階	絶対	4.74	7.55
		層間	0.76 1/355	1.73 1/156
		Q	18.100 0.90	41.271 2.04
	2階	絶対	4.19	5.82
		層間	2.17 1/124	2.94 1/92
		Q	26.310 0.68	70.159 1.82
1階	絶対	2.54	2.88	
	層間	2.54 1/106	2.88 1/94	
	Q	36.537 0.63	87.174 1.50	

線形モデルの応答と、弾塑性モデルの応答を比較、評価する方法として、

$$[\text{弾塑性モデル}] / [\text{線形モデル}] \dots \textcircled{2}$$

を用いる。結果を図11、図12に示す。

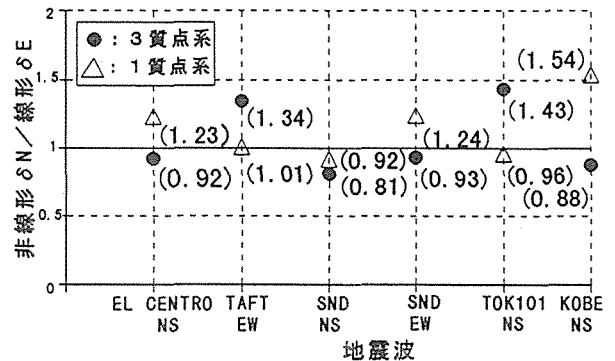


図11 変位の評価

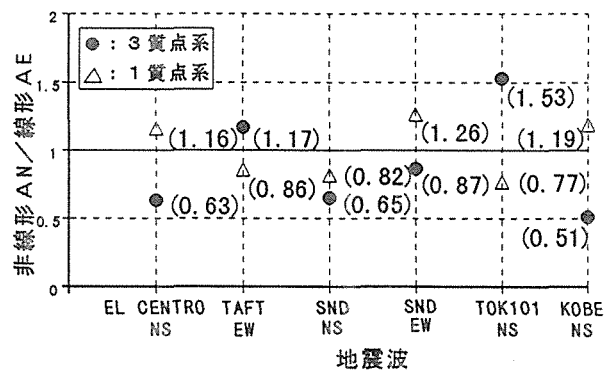


図12 エネルギーの評価

### 2.3 考察

この結果、変位の評価に関しては、1.0より大きな値をとるものが多くエネルギー等価の条件を満たす傾向が見られた。エネルギーの評価に関しては、3質点系は一部の地震波を除き、ばらつきは0.5~1.2の間に収まり、ばらつきの最大値は2割以下となった。1質点系の評価のばらつきを基準に検討すれば、②の値が1.2以下ならば安全側であるといえる。即ち、中地震の許容耐力設計で間接的に保有耐力が保証される。

## 付録2 筋かい耐力壁の有効水平剛性と等価柱曲げ応力の試算—ルートBのために

耐力壁の脚部と頂部は鉛直方向に固定されておらず、他の部材により弾性支持されている。この影響を考慮するには二つの方法が考えられる。一つはトラス・ラーメンモデルにより耐力壁とその他の部材（特に胴差や梁）を同時に考える有限要素法等の応力解析法である。これは厳密な方法である。 → ルートCまたはD

もう一つの方法は、耐力壁近傍の影響を考慮し単位壁の有効剛性を誘導し、これを用いて計算する方法である。これは壁倍率法を理論化したものに相当し、以下のように行う。

### (1) 計算方法

#### ①単位耐力壁を取り出す

単位耐力壁を取り出し（左右の梁はスパンの1/2まで）下記のような計算を行う。

#### ②耐力壁の剛性計算

前述のブレース置換を行ない、柱と筋かいの等価断面積を計算する。

#### ③耐力壁に接続する梁・胴差の剛性計算

梁継ぎ手はピンとし、垂れ壁、腰壁や床の曲げ拘束効果を考え剛性を決定する。

#### ④水平応力計算

適当な水平荷重（例えば、等分布、風又は地震力分布）について応力解析を行う。

注) 部材の剛性計算は、略算的に次の方法によって行なう。

- ・柱：トラス材とし、全断面積の75%を有効断面積とする。
- ・梁、胴差：ラーメン材とし、垂れ壁、腰壁及び床の曲げ拘束効果を考え断面二次モーメントは100%と200%について示す。単体耐力壁との比較のため、曲げ剛性無限大（断面二次モーメント1000倍）についても計算する。
- ・筋かい：トラス材とし、全断面積の50%を有効断面積とする。

### (2) 計算例

#### 1) 構造形状と荷重

ここでは簡単な3層筋かい構造の計算例を示す。構造形状と荷重は図-14に示す。

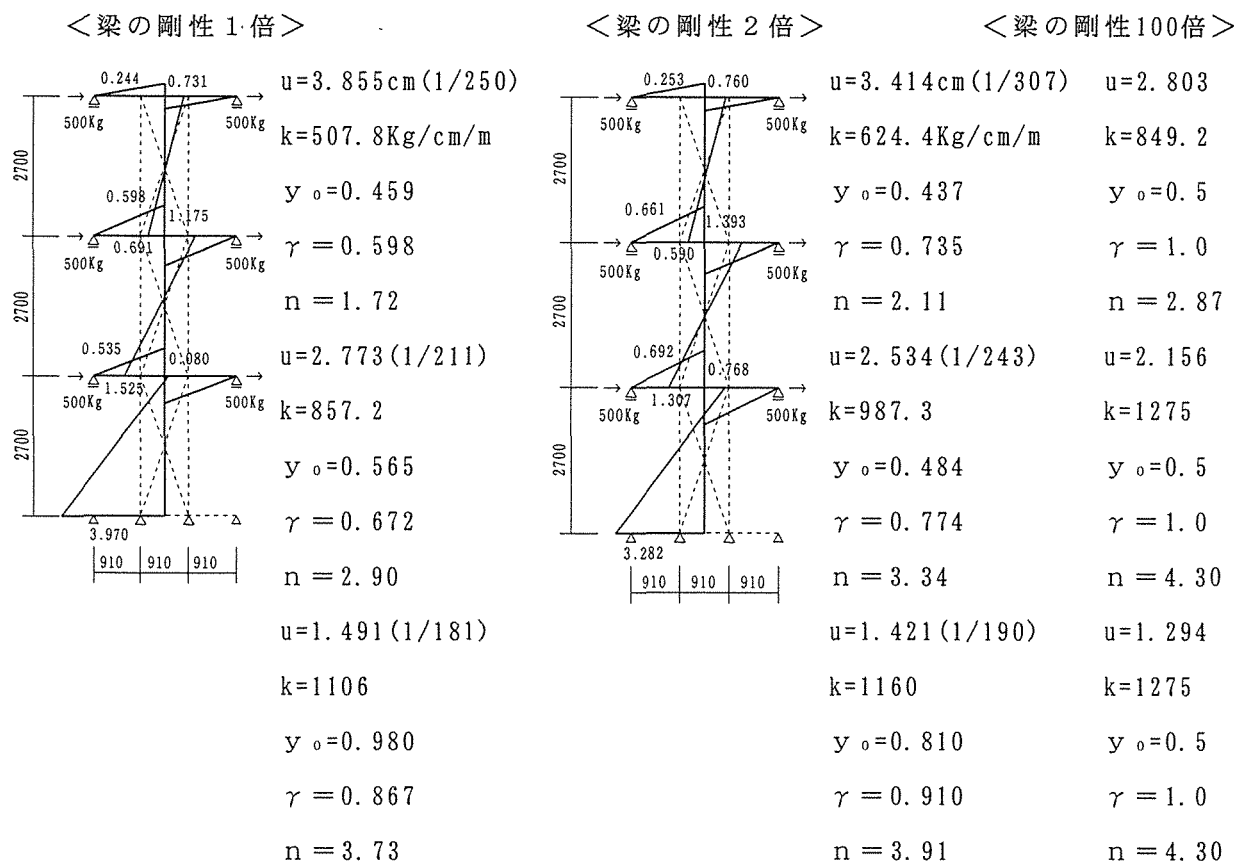
#### 2) 部材と有効剛性

部材と有効剛性を表-1に示す。

表-1 部材と有効剛性（樹種は全てべいつが、 $E = 80,000\text{Kg/cm}^2$ 、単位： $\text{cm}^2$ 、 $\text{cm}^4$ ）

階	柱断面	有効断面積75%	梁断面 (Iは1,2と100倍)	筋かい断面	有効50%
3	10.5×10.5	Ae=82.69	12.0×18.0 A=216 I= 5832	3.0×9.0	Ae=13.50
2	10.5×10.5	Ae=82.69	12.0×24.0 A=288 I=13824	4.5×9.0	Ae=20.25
1	12.0×12.0	Ae=108.0	12.0×24.0 A=288 I=13824	4.5×9.0	Ae=20.25

### 3) 結果



**凡** u;水平変位(層間変形角)、k;層剛性、 $y_o$ ;反曲点高さ比、 $\gamma$ ;梁剛に対する層剛性の比  
**例** n;層間変形角1/200時の筋かい1本当たりのせん断力(200Kg/mに対する比、倍率相当)

図-1 解析結果

#### (3) 考察

これらの結果より以下のことが分かる。

- 1) 柱の有効断面積75%、筋かい50%、梁の断面二次モーメント200%は、既往の実験研究などからかなり高めの値である。このためには相当しっかりした接合が必要である。
- 2) 層間変形角1/200を確保するためには、前1)に近い有効剛性が必要である。
- 3) 境界梁の変形により耐力壁の有効水平剛性はほぼ60~90%となる。
- 4) 連層耐力壁では、耐力壁の反曲点高さ比(従来の $\beta$ に相当)は1階で0.8~1.3、2階で0.5~0.8、3階で0.4~0.6位となる。

### 付録3 木質耐力壁の耐力と変形性能

#### (1) 目的

軸組構法住宅の水平耐力要素である筋かいや面材耐力壁の水平加力実験を行い、耐力及び変形性能を評価する。

#### (2) 実験概要

耐力壁頂部に固定荷重 200kg/m を載荷し、コンピュータ制御の5tアクチュエータにより、正負水平交番繰り返し加力で、層間変形角1/600, 1/300, 1/150, 1/120, 1/100, 1/60, 1/40, 1/30rad. 破壊まで行った。筋かい、OSBパネル及びモルタル耐力壁の3種類で、接合金物等を変えて行った。そして、各部の変位とひずみを測定した。

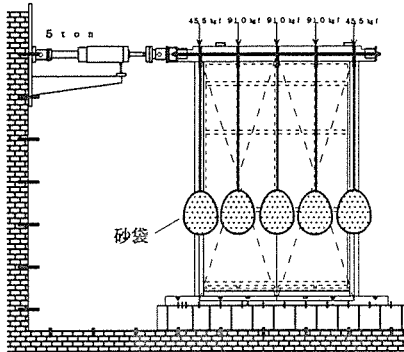
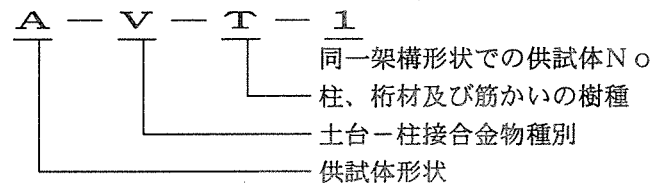


図-1 耐力壁実験装置概要

#### (3) 実験供試体の名称

供試体は、パネル、筋かい形式、柱-土台接合方法や樹種により、以下のように供試体名を定義した。



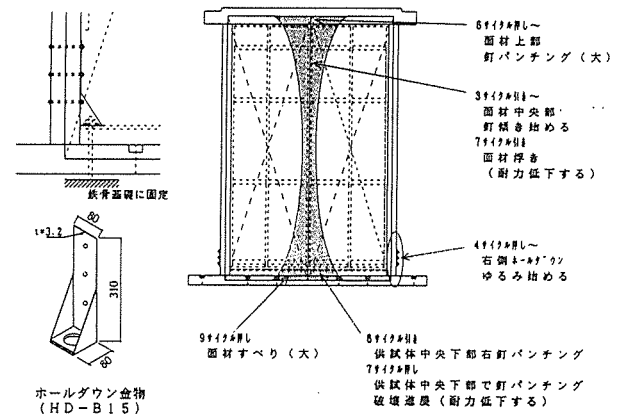
#### (4) 実験供試体概要

供試体の樹種、接合部等の概要を表-1に示す。各供試体の接合部等の詳細図は、図-2に示す。

表-1 耐力壁供試体概要

供試体名	樹種	供試体仕様及び接合部概要
AVT-1	梅	OSBパネル化、山形金物使用
AHDT-1	梅	OSBパネル化、ホルダウン金物使用
CBNT-B	梅	N90-3筋かい横架材打ち
CBHDT-1	梅	ホルダウン金物、山形金物、筋かいプレート使用
CBH-A	梅	ホルダウン、山形、プレート、モルタルアスファルトシート
CBH-P	梅	ホルダウン、山形、プレート、モルタルプラスチックシート
CWT-1	梅	山形金物、筋かいプレート、@910筋かい使用

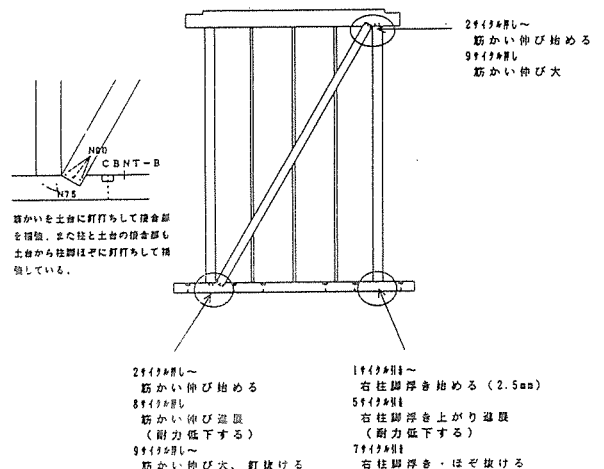
本実験は、全部で26体（パネル形式15体、筋かい形式11体）行ったが、ここでは代表的な7体について、変形性能を評価する。土台は全て基礎にボルトで完全固定した。



ホルダウン金物 (HD-B15)  
 上図のホルダウン金物を用いて供試体柱脚部の柱と土台の接合を補強した。

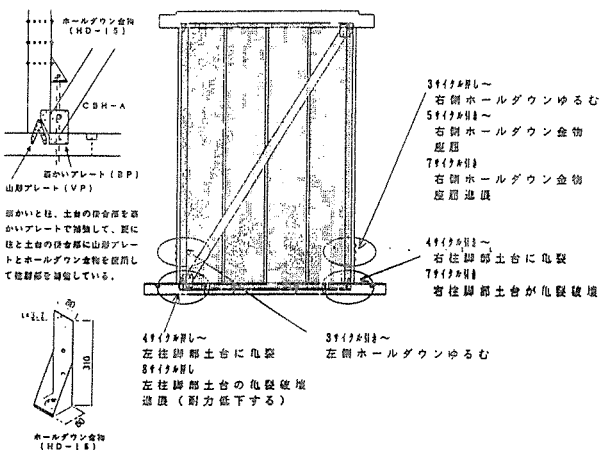
#### AHDT-1

押し：筋かい引張り  
 引き：筋かい圧縮



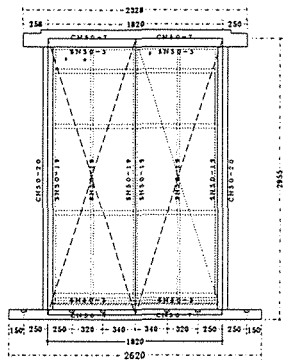
#### CBNT-B

押し：筋かい引張り  
 引き：筋かい圧縮



#### CBH-A

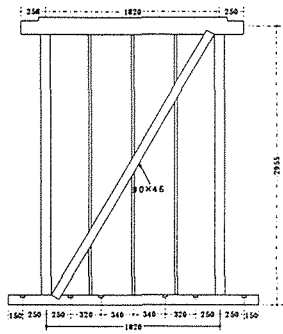
(5) 実験供試体図面  
A-TYPE



AVT-1 接合部詳細

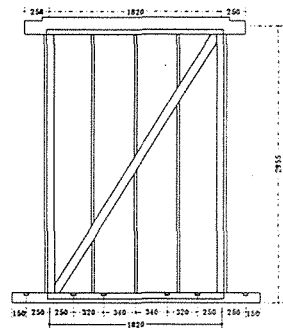
AHDT-1 接合部詳細

C-TYPE

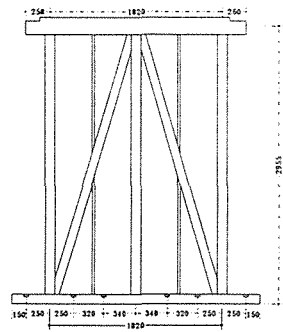


CBNT-B 接合部詳細

CBHDT-1 接合部詳細



CBH-A及びCBH-P  
接合部詳細



CWT-1 接合部詳細

図-2 供試体及び接合部詳細図

(6) 完全弾塑性モデルによる評価

スケルトンカーブから最大荷重時の変位、最大荷重の2/3、2/5、1/10時の変位をそれぞれ求め、次の二つの方法でエネルギー等価な完全弾塑性モデルを作成する。

[評価法1] 最大荷重の80%の耐力低下まで評価する方法

80%耐力低下点変位までのエネルギー等価な完全弾塑性モデルを作成する(図-3、4)。初期のあそびを除去し、最大耐力の0.1と0.4の荷重時の変位から初期剛性を決め、弾性勾配とエネルギー等価な最大耐力の交点を、エネルギー等価仮想降伏点( $P_y$ )と呼ぶ<sup>2)</sup>。

[評価法2] 最大耐力以降をエネルギー評価しない方法  
荷重低下域は評価しない。その他は方法1と同じ。

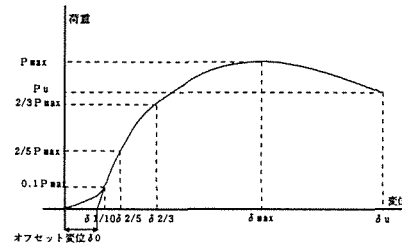


図-3 実験値のスケルトンカーブ

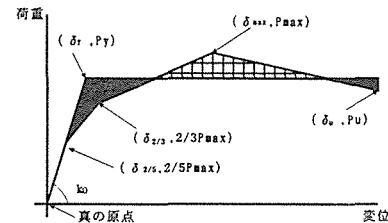


図-4 完全弾塑性モデル

あそびを除去し、次の諸式を定義する。

$$\begin{aligned}
 \text{初期剛性} & K_0 = (2/5 P_{max}) / \delta_{2/5} \\
 \text{塑性率} & \mu = K_0 \delta_u / P_y \\
 \text{構造特性係数} & D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1} \\
 \text{短期許容耐力係数} & \beta = 1 / (5 \times D_s) \\
 & = 1 \quad (\text{但し } \mu \geq 1.3 \text{ のとき}) \\
 \text{短期許容耐力} & sPa = \beta \times P_y \\
 \text{初期あそび係数} & \alpha = \delta_y / \delta_0
 \end{aligned}$$

(7) 評価結果

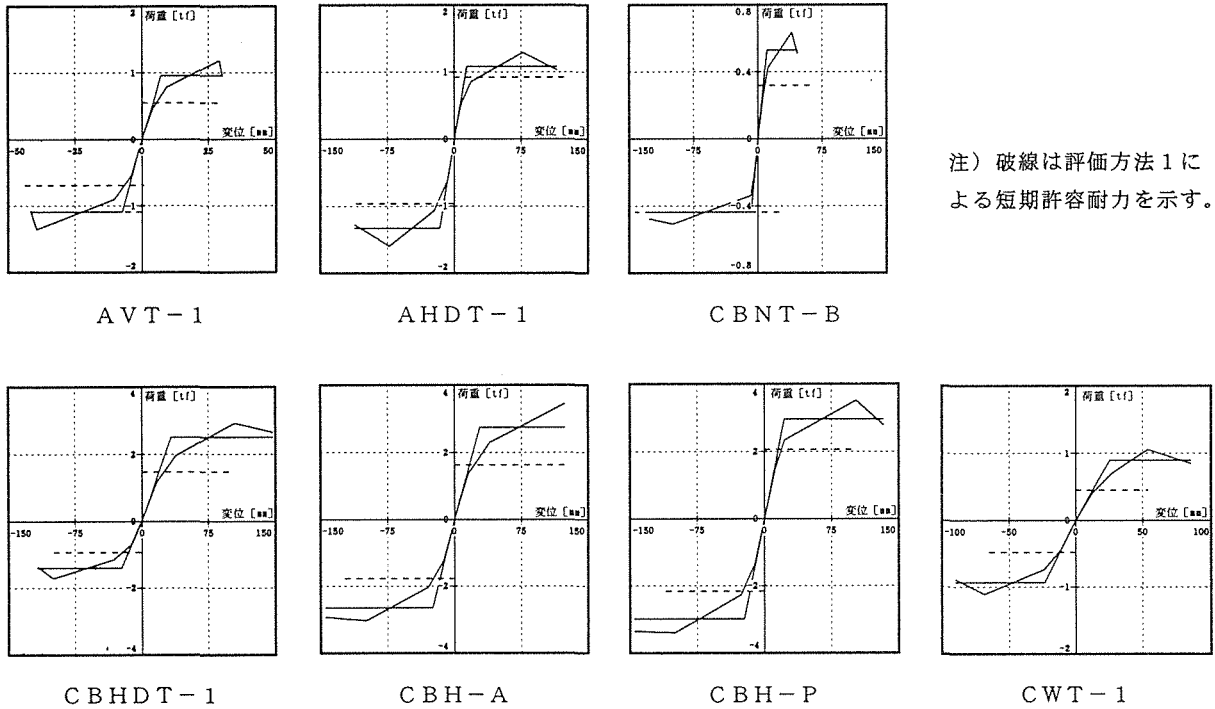
評価方法1で求めた完全弾塑性モデルと、提案する短期許容値を図-5に示す。実験から得られたスケルトンカーブの主要値と評価値を、表2と3に示す。

AVT-1、AHDT-1、CWT-1の3体は、終局強度が最大の80%まで下がったが、他の供試体はそれ以前に中断または破壊したので方法1でも最大荷重時までの評価とした。

(8) 考察

釘接合は耐力も変形性能も劣り、面材耐力壁、ホールダウン金物やモルタルは、耐力と変形性能の両面で優れている。塑性域の変形性能を考慮して、短期許容耐力を評価する方法は合理的と思われる。

モルタル耐力壁は、この他に耐久劣化の問題がある。



注) 破線は評価方法1による短期許容耐力を示す。

図-13 実験結果の完全弾塑性モデルと短期許容値の評価

表-2 最大耐力の80%低下域までを評価した完全弾塑性モデルと短期許容値

供試体名	スケルトンカーブ (単位 tf, mm)								完全弾塑性モデルと短期許容値						
	最大荷重点		終局点		Pmax 10 時の	2Pmax 5 時の	2Pmax 3 時の	オフ セット 変位	初期 剛性	エネルギー 等価板型 降伏点	塑性率 $\mu$	構造特 性係数 Ds	短期許 容応力 度係数 Pa/Py	初期 あそび 係数 $\alpha$	
	Pmax	$\delta_{max}$	Pu	$\delta_u$	$\delta_{1/10}$	$\delta_{2/5}$	$\delta_{2/3}$	$\delta_0$	Ko	Py tf					
AVT-1	引き	1.184	29.049	0.947	30.205	1.029	4.116	9.410	-1.102	1.57	0.957	4.778	0.342	0.585	-6.55
	押し	-1.351	-39.228	-1.081	-41.610	-0.974	-3.896	-10.283	0.499	1.59	-1.093	5.986	0.302	0.662	-14.76
AHDT-1	引き	1.289	76.757	1.031	115.207	1.883	7.533	19.020	-1.756	0.89	1.086	9.323	0.238	0.840	-8.03
	押し	-1.596	-73.339	-1.277	-112.214	-1.970	-7.879	-22.582	0.288	0.84	-1.331	7.073	0.276	0.725	-55.90
CBNT-B	引き	0.633	39.686	0.506	44.585	1.450	5.799	11.571	-1.647	0.61	0.529	5.136	0.328	0.609	-6.36
	押し	-0.508	-99.627	-0.478	-126.927	-0.992	-3.967	-8.219	0.491	0.59	-0.437	16.916	0.175	1.000	-16.36
CBHDT-1	引き	2.928	104.416	2.651	147.016	4.212	16.849	38.137	-2.955	0.84	2.510	4.839	0.339	0.589	-11.22
	押し	-1.714	-99.573	-1.371	-117.399	-2.940	-11.760	-31.373	1.234	0.65	-1.395	5.481	0.317	0.631	-18.40
CBH-A	引き	3.457	124.087	3.457	124.087	4.067	16.030	39.407	-3.534	1.11	2.757	4.839	0.339	0.589	-8.04
	押し	-3.045	-99.715	-2.930	-144.715	-2.950	-11.798	-29.416	0.743	1.10	-2.642	6.004	0.301	0.664	-33.44
CBH-P	引き	3.510	102.430	2.780	133.105	2.853	11.411	22.598	-1.869	1.47	2.966	6.510	0.288	0.693	-11.90
	押し	-3.408	-100.215	-3.360	-145.290	-2.695	-10.780	-25.770	1.351	1.45	-2.986	6.970	0.278	0.719	-16.48
CWT-1	引き	1.055	53.816	0.844	85.706	3.311	13.243	27.201	-2.713	0.40	0.899	3.700	0.395	0.506	-9.40
	押し	-1.111	-68.644	-0.889	-89.881	-2.871	-11.483	-24.197	0.647	0.41	-0.932	3.927	0.382	0.524	-36.20

表-3 最大耐力までを評価した完全弾塑性モデルと短期許容値

供試体名	スケルトンカーブ (単位 tf, mm)								完全弾塑性モデルと短期許容値						
	最大荷重点		終局点		Pmax 10 時の	2Pmax 5 時の	2Pmax 3 時の	オフ セット 変位	初期 剛性	エネルギー 等価板型 降伏点	塑性率 $\mu$	構造特 性係数 Ds	短期許 容応力 度係数 Pa/Py	初期 あそび 係数 $\alpha$	
	Pmax	$\delta_{max}$	Pu	$\delta_u$	$\delta_{1/10}$	$\delta_{2/5}$	$\delta_{2/3}$	$\delta_0$	Ko	Py tf					
AVT-1	引き	1.184	29.049	1.184	29.049	1.029	4.116	9.410	-1.102	1.57	0.951	4.618	0.348	0.574	-6.50
	押し	-1.351	-39.228	-1.351	-39.228	-0.974	-3.896	-10.283	0.499	1.59	-1.082	5.695	0.310	0.645	-14.61
AHDT-1	引き	1.289	76.757	1.289	76.757	1.883	7.533	19.020	-1.756	0.89	1.038	6.450	0.290	0.690	-7.63
	押し	-1.596	-73.339	-1.596	-73.339	-1.970	-7.879	-22.582	0.288	0.84	-1.258	4.884	0.338	0.592	-52.78
CBNT-B	引き	0.633	39.686	0.633	39.686	1.450	5.799	11.571	-1.647	0.61	0.519	4.470	0.355	0.564	-0.22
	押し	-0.508	-99.627	-0.508	-99.627	-0.992	-3.967	-8.219	0.491	0.59	-0.421	13.767	0.194	1.000	-15.73
CBHDT-1	引き	2.928	104.416	2.928	104.416	4.212	16.849	38.137	-2.955	0.84	2.338	3.658	0.398	0.503	-10.38
	押し	-1.714	-99.573	-1.714	-99.573	-2.940	-11.760	-31.373	1.234	0.65	-1.357	4.720	0.344	0.581	-17.87
CBH-A	引き	3.457	124.087	3.457	124.087	4.067	16.030	39.407	-3.534	1.11	2.757	4.839	0.339	0.589	-8.04
	押し	-3.045	-99.715	-3.045	-99.715	-2.950	-11.798	-29.416	0.743	1.10	-2.437	4.476	0.355	0.564	-30.76
CBH-P	引き	3.510	102.430	3.510	102.430	2.853	11.411	22.598	-1.869	1.47	2.894	5.113	0.329	0.607	-11.59
	押し	-3.408	-100.215	-3.408	-100.215	-2.695	-10.780	-25.770	1.351	1.45	-2.754	5.190	0.327	0.613	-15.12
CWT-1	引き	1.055	53.816	1.055	53.816	3.311	13.243	27.201	-2.713	0.40	0.836	2.450	0.506	0.395	-8.67
	押し	-1.111	-68.644	-1.111	-68.644	-2.871	-11.483	-24.197	0.647	0.41	-0.898	3.105	0.438	0.457	-34.85

付録4 各種木質構造の変形性能

1 評価方法

繰り返し加力実験の荷重-変位曲線のスケルトンカーブから、次式(1)の塑性率(μ)と式(2)で定義する構造特性係数を求める。

$$\mu = \frac{\epsilon \delta_{max}}{\delta_{1/300}} \quad \text{--- 式(1)}$$

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad \text{--- 式(2)}$$

$\epsilon \delta_{max}$  : 実験による荷重-変位曲線の最大変位

$\delta_{1/300}$  : 層間変形角1/300radの変位

2 評価結果

図-2に示すような実験供試体で行われた各種木質構造の変形性能を、前式(2)の構造特性係数で評価した結果を、表-1に示す。また、筆者の実験だけでなく、建設省建築研究所(表中建設省と略)、同所・安村及び森林総合研究所・小松の実験結果(公表されている荷重-変形曲線)から評価し、比較検討する。

表-1 実験から求めた各種木質構造の構造特性係数

実験者	供試体名	供試体仕様	Ds	
無開口耐力壁	建設省	合板	合板9mm	0.225
		石膏ボード	石膏ボード9mm	0.245
		P38-2	合板9mm	0.223
	建設省	P38-3	合板9mm	0.212
		G38-1	石膏ボード12mm	0.228
		G38-2	石膏ボード12mm	0.228
	安村	G38-3	石膏ボード12mm	0.257
		PG38-1	合板9mm, 石膏ボード12mm	0.291
		PG38-2	合板9mm, 石膏ボード12mm	0.288
2層実用大開口耐力壁	宮澤	PG38-3	合板9mm, 石膏ボード12mm	0.223
		A3-315	2P開口, 合板9mm	0.402
		B2-315	2P開口, 2階のみ隠壁, 合板9mm	0.274
	宮澤	C2-315	2P開口, 隠壁, 合板9mm	0.335
		CG1-315	2P開口, 隠壁, 合板9mm, 石膏ボード12mm	0.330
		CR1-315	2P開口, 隠壁, 合板9mm, 釘, 金物, 補強	0.374
		D1-315	2P開口, 隠壁, 合板9mm, 直次壁有り	0.241
		F2-315	3P開口, 隠壁, 合板9mm	0.288
大架	建設省	総3階建て住宅	合板9mm, 石膏ボード12mm	0.283
	森林総合研究所	試験体1	鋼板添え板釘接合	0.337
	試験体2	鋼板添え板ドリフトピン接合	0.474	
架構+耐力壁	宮澤	試験体3	鋼板添え板ボルト接合	0.348
		FR-1S	架構のみ, 耐力壁なし	0.512
		FW-1S	架構+6P耐力壁(合板9mm)	0.229
		FWJ-1S	架構+6P耐力壁(合板9mm), 接合部弱	0.223
		FWA-1S	架構+4P耐力壁(合板9mm), 垂れ壁付き	0.285
		FWB-1S	架構+2P耐力壁(合板9mm), 中央開口	0.297
		FWC-1S	架構+2P耐力壁(合板9mm), 隣在開口	0.280
無開口大断面耐力壁	宮澤	AHDT-1	合板9mm, ホルタウ金物	0.257
		AVT-1	合板9mm, 山形金物	0.322
		CBH-P	HD金物, 山形金物, モルタル, プラスチック	0.283
		CBH-A	HD金物, 山形金物, モルタル, アスファルトシート	0.320
		CBHDT-1	ホルタウ金物, 山形金物, 筋かいプレート	0.328
		CWT-1	筋かいプレート, 山形金物	0.389
		CBNT-B	筋かい釘打ち	0.252
トラスラーメン	宮澤	TRS-1	架構+トラス(ネイルプレート)	0.621
		TRS-2	架構+トラス(ネイルプレート1.5倍)	0.713

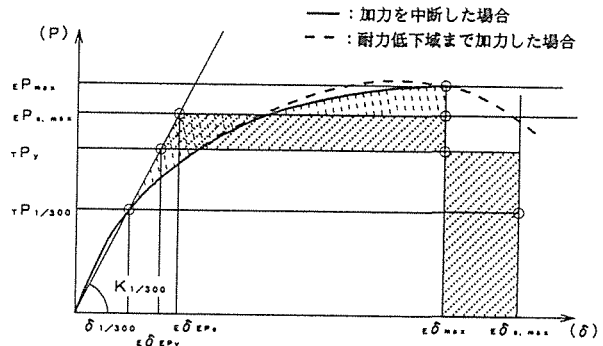
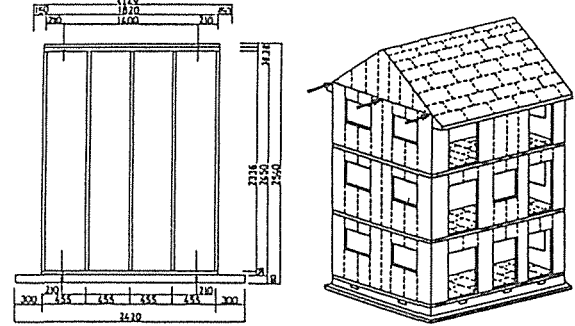
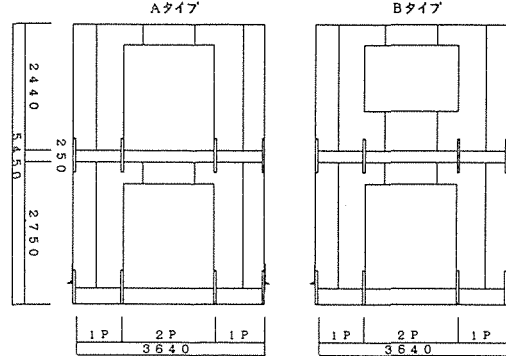


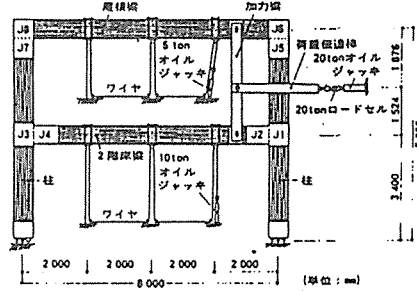
図-1 塑性率と構造特性係数の評価方法



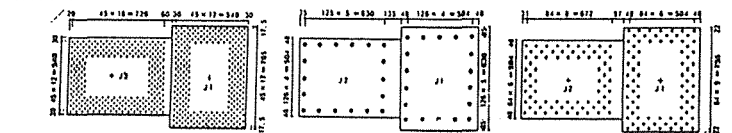
無開口単位耐力壁(建研) 総3階建て枠組壁構造(建研)



2層有開口耐力壁実験(宮澤)

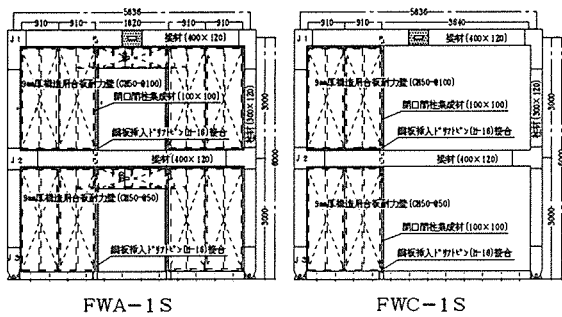


(接合部詳細)

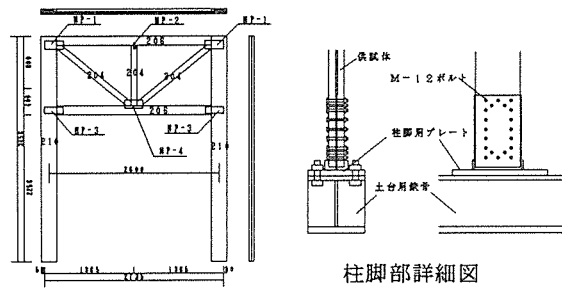


(a) 鋼板添え板釘打ち接合 (t=9mm CN65釘) (b) 鋼板挿入ドリフトピン打ち接合 (t=9mm 二重 φ18ドリフトピン) (c) 鋼板添え板ボルト締め接合 (t=9mm B18ボルト) 通直集成材剛接ラーメンの実験(小松)

図-2 変形性能の比較を行った実験供試体(その1)



架構+耐力壁実験 (宮澤)



実大トラスドラーメン実験 (宮澤)

図-3 変形性能の比較を行った実験供試体(その2)

表-2 建設省告示による木造建築物の構造特性係数Ds

架構の形式	(い)	(ろ)	(は)
	剛接架構 又はこれ に類する 形式	(い)(は) に掲げる 以外のもの	(い)(は) に掲げる 以外のもの
架構の性状			
(1) 耐力が急激 に低下する破壊 が生じ難く、塑 性変形が特に大 きいもの	0.25	0.3	0.35
(2) (1)に掲げ る以外のもので 塑性変形の度が 高いもの	0.3	0.35	0.4
(3) (1)(2)に掲 げる以外のもの で耐力が急激に 低下しないもの	0.35	0.4	0.45
(4) (1)~(3)以 外のもの	0.4	0.45	0.5

(昭55建設省告示第1792号)

### 3 考察

実験から求めた各種木質構造の構造特性係数は、面材耐力壁で0.20~0.35(釘、金物補強した特殊な形状は除く)で、木質架構は0.35~0.50、壁付きの場合は0.22~0.30、軸組では0.25~0.50であった。接合部仕様により大きく変わることが分かる。また、建設省告示と両者を比較してみると、面材耐力壁が特に良い値となっている。

告示の数値は実験的裏付けが殆どなかったが、本研究で各種構造の概要が分かったことは大きな成果であった。

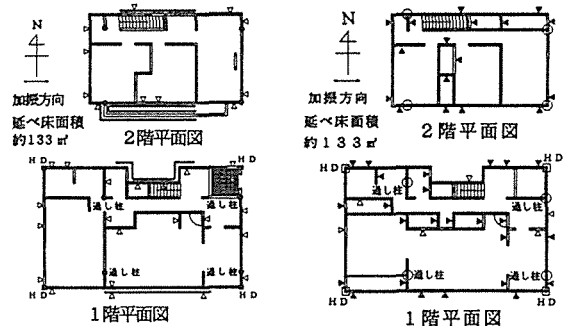


## 軸組構法住宅の実大振動実験 (層せん断力と筋かいの時刻歴応答)

X1: 耐震設計 X3: 振動実験 Y2: 筋かい、柱  
Y7: 軸組構造 Z2: 層せん断力 Z3: 時刻歴応答解析  
1. 研究目的

正会員 ○北野志乃\*  
正会員 小原勝彦\*\*  
正会員 宮澤健二\*\*\*

木造軸組構法住宅の耐震性を実証するために1995年11月～1996年1月に多度津工学試験所にて、(財)日本住宅・木材技術センターのもとで委員会を設置し実験が行われた。この実大振動実験の目的、実験概要、損傷概要等については、昨年すでに報告<sup>文献1) 2)</sup>されている。表-1、表-2に実験概要の一部抜粋したものを示す。本報告では測定した加速度とそれを2回積分した変位をもとに、層間変位、層せん断力、建物全体の地震時応答挙動を定量的に把握し考察することを目的とする。



○: 筋かい位置(当初仕様) B棟 図-1 各棟平面図  
—: 7x7 2からモルタルを撤去

表-1 B棟の実大振動実験概要

7x7	壁量の比EW/NS	実験	地震波	HD	最大加速度 軒南/北	常時微動 前/後
1	1.08/1.01	2	神戸海洋	有	1,153/1,084	6.49/6.49
		3	神戸海洋	無	1,722/1,350	5.76/5.13
		4	EL	無	1,108/739	5.13/5.13
外壁モルタル約1/3撤去(1,2階南北面中央)						
2	0.99/0.99	6	神戸海洋	有	1,861/1,632	4.64/3.86
		7	神戸海洋	無	2,295/1,881	3.83/3.27
内壁石膏ボード約1/3撤去						
3	0.99/0.99	8	神戸海洋	無	1,882/1,595	3.17/2.51
		9	EL	無	1,014/768	2.59/2.51
筋かい一部撤去、内壁石膏ボードさらに1/6撤去						
4	0.66/0.99	10	神戸海洋	無	1,366/1,449	2.64/1.93
筋かいと石膏ボード一部撤去、合板補強						
5	0.46/0.99	11	神戸海洋	無	1,145/1,055	2.81/1.76

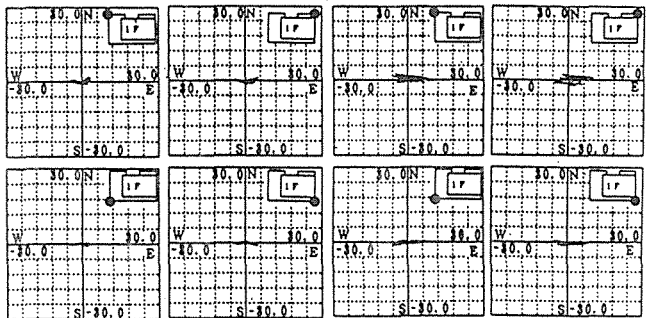
表-2 F棟の実大振動実験概要

7x7	壁量の比EW/NS	実験	地震波	HD	最大加速度 軒南/北	常時微動 前/後
1	1.52/1.55	3	神戸海洋	有	1,646/1,396	5.45/5.08
1F南側開口、筋かい一部撤去・挿入、偏心発生						
2	1.52/1.36	4	神戸海洋	有	1,887/1,657	4.93/4.83
		5	神戸海洋	無	2,255/1,950	4.74/4.59
1Fサイディング撤去						
3	1.52/1.36	7	神戸海洋	無	2,141/2,000	4.35/4.05
1Fサイディング撤去、1F石膏ボード撤去、接合金物釘打直し						
4	1.52/1.36	8	神戸海洋	無	1,286/1,087	2.29/3.32
建て起こし、1F筋かい撤去(EW全、NS一部)、合板補強						
5	1.25/1.55	10	神戸海洋	有	999/868	

壁量: 施行令に対する比、加速度: gal、固有周期: Hz

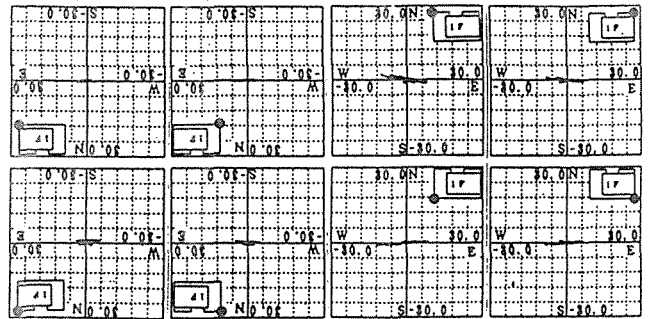
### 2. 各階四隅の絶対変位と層間変位

各階外壁沿いに測定した加速度から変位に変換し、各階床を剛床と仮定し、各階四隅の絶対変位を計算した。この後、各階層間変位を平面の四隅で評価した。また、積分計算等の誤差のために前半20秒間のみで評価した。図-2,3に示すように、B、F棟共に7x7-1に比較し7x7-2は加振直交方向へのぶれが大きい。これらは、偏心による影響であると考えられる。



7x7-1 実験No. 2 7x7-2 実験No. 7

図-2 B棟1階4隅の層間変位の軌跡



7x7-1 実験No. 3 7x7-2 実験No. 5

図-3 F棟1階4隅の層間変位の軌跡

Full-Scale Shaking Table Test of Two Storied Wooden Dwelling House  
(Response of Story Shear Force and Axial Force of Brace)

### 3. 最大応答層せん断力

R階と2階の合計重量(36.27t)、と加速度から求めた1階の最大応答層せん断力を表-3,4に示す。

表-3 B棟1階最大層せん断力とそのときの変位

実験No.	1-2神戸	1-3神戸	2-6神戸	2-7神戸	3-8神戸	5-11神戸
最大せん断力[t]	39.55	48.27	50.56	53.54	43.79	27.41
変位(cm)	1.53	1.84	2.98	4.10	5.06	17.87

表-4 F棟1階最大層せん断力とそのときの変位

実験No.	1-3神戸	2-4神戸	2-5神戸	3-7神戸	4-8神戸	5-10神戸
最大せん断力[t]	42.49	49.57	52.18	45.75	24.08	22.96
変位(cm)	3.56	6.72	7.48	8.94	12.20	22.40

各実験における1階の壁量、層せん断力係数及び実験前後に測定した固有周期の変遷を図-4に示す。

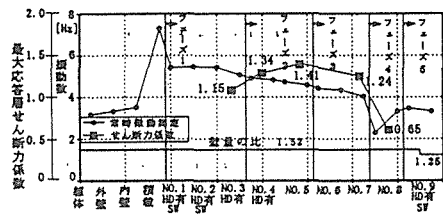
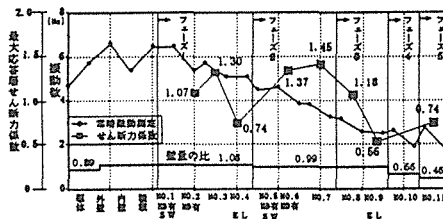


図-4 1階最大応答層せん断力係数の1階の最大応答せん断力係数は1.0に近い値を示したが、筋かいを撤去し偏心をもたせた実験やホールドを取り除いた実験では、せん断力係数の値が大きくなっている。実験が進むにつれ壁量を減らしたことで、躯体が劣化し固有周期が長くなったためと考えられる。

更に壁量を少なくした実験では、固有周期は0.5秒に近い長周期となり応答変位は大きい、加速度は小さくなっている。

更に壁量を少なくした実験では、固有周期は0.5秒に近い長周期となり応答変位は大きい、加速度は小さくなっている。

### 4. 層せん断力と層間変位

建物のR階と2階の合計重量(36.27t)と絶対加速度から層せん断力を求め、加振方向の層間変位との関係を得た。B、F棟について以下に示す。ここで、加速度は各階の南側と北側の平均値を用いた。初期剛性においてはモルタルを用いたB棟の方が大きいことが分かるが、実験が進むにつれB、F棟共に、剛性が小さくなり、変形は大きくなっている。フェーズ2 No. 7(B棟)フェーズ2 No. 5(F棟)において加速度が最大になるためせん断力も最大になるが、これをピークにせん断力が徐々に落ちていく。これは、接合部や筋かいなど躯体の劣化と壁量減による長周期化によるものと思われる。

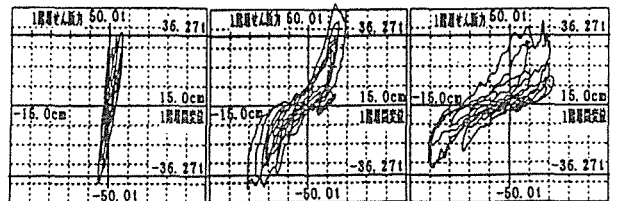


図-5 B棟1階の層せん断力と層間変位  
最大せん断力39.55(t) 最大せん断力53.54(t) 最大せん断力43.79(t)  
フェーズ1実験No.2 フェーズ2実験No.7 フェーズ3実験No.8

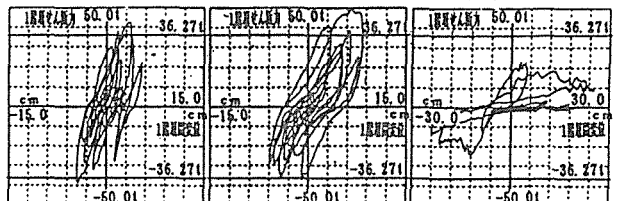


図-6 F棟1階の層せん断力と層間変位  
最大せん断力42.49(t) 最大せん断力52.18(t) 最大せん断力24.08(t)  
フェーズ1実験No.3 フェーズ2実験No.5 フェーズ4実験No.8

### 5. 筋かいの軸力と層間変位

加振方向の筋かいの軸力と層間変位の関係を得た。F棟はB棟に比べてかなり大きな軸力が出ている。これはB棟でモルタルが軸力を負担している事が考えられる。また上図の層せん断力と比べるとB、F棟共軸力の筋かい負担率がかなり低いことが分かる。しかしF棟で内外装を撤去したフェーズ4では、1階層せん断力の約1/2を筋かいが負担し、座屈破壊が見られた。

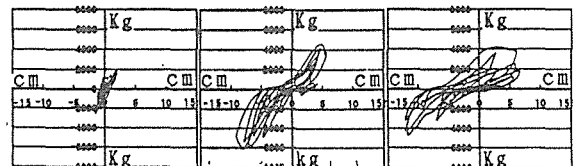


図-7 B棟1階筋かいの負担層せん断力と層間変位  
フェーズ1実験No.2 フェーズ2実験No.7 フェーズ3実験No.8

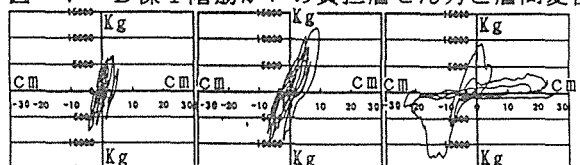


図-8 F棟1階筋かいの負担層せん断力と層間変位  
フェーズ1実験No.3 フェーズ2実験No.5 フェーズ4実験No.8

### 6. まとめ

現行耐震基準で建てられた適正な接合部を有する初期状態はほぼ線形の挙動を示し、内外装の影響が大きい。筋かいのせん断力負担性状が把握された。

#### 【参考文献】

- 宮澤、大橋、坂本他：「軸組構法住宅の震動実験(B棟)」、22069~22070、日本建築学会大会学術論文便覧集、1996年、pp.137~142
- 宮澤他：「軸組構法住宅の震動実験(F棟)」、22077~22078、日本建築学会大会学術論文便覧集、1996年、pp.153~156

\* 工学院大学建築学科大学院修士1年生 Graduate Student, Grad.School of Arch., Kogakuin University  
 \*\* 工学院大学建築学科大学院修士2年生 Graduate Student, Grad.School of Arch., Kogakuin University  
 \*\*\* 工学院大学建築学科教授 博士(工学) Prof., Dept. of Arch., Kogakuin University, Dr. Engi.

7. 追加資料

多度津振動実験における筋かいの1階層せん断力負担率

	加速度から換算した最大層せん断力(tf)	筋かいの軸力測定から換算した最大層せん断力(tf)	筋かいの測定最大軸力の総和から推定した最大層せん断力(tf)					
			測定CH.	筋かい方向・長さ(mm)	各筋かい軸方向力(Kgf)	Q (Kgf)	Q (Kgf)	
					→ ←	→ ←	→ ←	
B棟	accQ max=39.55	bQ max=2.00	017Z 018Z	∖ 910	-237 336	-76 108		
1-2			019Z 020Z	/ 1820	636 -1251	350 688		
			021Z 022Z	/ 910	298 -186	95 -60		
			023Z 024Z	∖ 910	-717 419	-229 134		
			025Z 026Z	/ 910	525 -891	168 -285		
			027Z 028Z	∖ 910	-1036 652	-332 209		
			029Z 030Z	/ 910	809 -1758	259 -563		
			未測定	未測定	/ 910	298 -186	95 -60	
			未測定	未測定	/ 910	-237 336	-76 108	
			未測定	未測定	∖ 1365	-237 336	-107 151	
			未測定	未測定	/ 1820	636 -1251	350 -688	
			合計 Q (tf)		2137	3054		
	accQ max=53.54	bQ max=6.00						
2-7								
	accQ max=43.79	bQ max=4.50						
3-8								
F棟	accQ max=42.49	bQ max=7.50						
1-3								
	accQ max=52.18	bQ max=12.00						
2-5								
	accQ max=24.08	bQ max=12.00						
4-8								

## 第2章 レベル（ルート）A、Bの設計法（壁量設計法の改訂について）

### 1. 壁量設計法的前提

壁量設計法の改訂を考えるに当たって、その前提となる設計法全体の枠組みについて、いくつかの点について、考察を加えておく。

#### 1.1 性能規定と設計の原則

構造設計法の性能規定化が唱えられている。これは、従来の仕様書的な設計から、要求される性能を規定することに変更することとされる。これによって、具体的な設計法は、複数の手法が許容される状況が生まれる。

そうした設計法の体系の下では、要求性能にもいくつかのレベルが設定されうることから、まず、基本的な設計の原則を確認しておく必要がある。ここでは、以下のような原則を前提とする。

「設計者は、建て主と協議の上、建物の要求性能のレベルを明示した上で設計に当たる必要がある。」

#### 1.2 要求性能のレベル

次に、この要求性能のレベルを確認しておく。

現在、建設省により進められている、いわゆる「新構造総プロ」によれば、地震時の主要構造に対する要求性能のマトリクスは、表1.1、1.2のようである。

設計者は、概ねこのようなマトリクスを参照して、要求性能のレベルを設定することになる。また、このようなマトリクスを独自に設定できる企業などは、独自に作成してよい。現実には、いくつかの設計事務所、施工会社ではそのような要求性能のレベルを提示しているところがある。すなわち、設計法は、これらのいくつかの要求性能に対応できる手法が望ましいことになる。

\* 1) 「レベル」は第1章における「ルート」に相当するものである。

表1.1 地震時の主要構造に対する要求性能マトリクス

荷重レベル	L 1	L 2	L 3	L 4	
再現期間	20年	100年	500年	1000年	
50年間の 超過確率	9.2%	3.9%	9.5%	4.9%	
主要構造の グレード	A	無被害 変形制限*1	無被害 変形制限*1	継続使用可 常時荷重支持部材弾性 残留変形制限	補修後使用可 残留変形制限
	B	無被害 変形制限*1	継続使用可 常時荷重支持部材弾性 残留変形制限	補修後使用可 残留変形制限	非倒壊 人命保護
	C	継続使用可 常時荷重支持部材弾性 変形制限*1	補修後使用可 残留変形制限	非倒壊 人命保護	
	D	補修後使用可 残留変形制限	非倒壊 人命保護		

\*1：非構造部材との関連において決定されるクライテリアであり、画一的に制限値を与えるものではない。

表1.2 風荷重時の主要構造に対する要求性能マトリクス

荷重レベル	L 1	L 2	L 3	L 4	
再現期間	20年	100年	500年	3000年	
50年間の 超過確率	9.2%	3.9%	9.5%	1.7%	
主要構造の グレード	A	無被害	無被害	継続使用可 短期許容応力度以下	補修後使用可 概ね弾性
	B	無被害	継続使用可 短期許容応力度以下	補修後使用可 概ね弾性	非倒壊 人命保護
	C	継続使用可 短期許容応力度以下	補修後使用可 概ね弾性	非倒壊 人命保護	
	D	補修後使用可 概ね弾性	非倒壊 人命保護		

### 1.3 法律に定める要求性能のレベル

一方、基準法などで設定する要求性能は、法律の主旨から、「必要最低限の基準」に留まることから、前述のマトリクスに置き換えると、主要構造のグレードは、「C」グレードに相当すると考えられる。

ただし、基準法は「最低基準」。主要構造のグレードは、「C」グレード

## 2. 用語の定義

壁量の設計法を考える場合に、いくつかの用語の定義を暫定的に行っておく。  
まず、ここで想定する「軸組構法」を定義しておく。

軸組構法とは

「木質系材料の柱と土台・梁等による軸組と、筋交い、火打ちその他これに類するもので構成され、部材相互を緊結した構法」

ただし、この定義は、軸組部分のみを表現しており、これだけでは「建物」は表現できていない。例えば、主要な部位である壁や床が抜け落ちている。前述の軸組が定義案のように構成されていれば、床や壁の構法を問わないのか、現時点では明確でない。現在の大部分の構法は問題ないと考えられるが、そもそも「性能規定化」により、個々の構法は、様々なものが現れてくることが考えられるため、軸組の部分のみの定義で十分であるかは、今後の工法開発の推移を待たなければならない。

また、現時点でも、軸組構法の耐力壁に構造用合板などの面材の進出が著しく、軸組構法とツーバイフォー構法の協会は曖昧になってきている。一層の検討が必要である。

次に、「仕様」と「計算」について、仮の定義を示しておく。

「仕様」：部材の大きさ、組み合わせ方などが特定されているもの。

いくつかの特定された構法から選択する場合も含む。

「計算」：量・大きさを算出するもの。壁量の「計算」もこれに含む。

そこで、「性能に基づいた計算による設計」も、設計の手法を一つ特定してしまったあとの、具体的な設計法の段階では、極端に違った手法になると考える必要はないことが分かる。「仕様による設計」も「性能に基づいた計算による設計」も、「仕様」と「計算」の割合の問題であると考えられる。

## 3. 全体の枠組みについて

次に、木造建物の設計法に関して、具体的な内容について、いくつか前提となる項目を整理しておく。

まず、要求性能については、

全体の構造安全性に関する要求性能の基準は他構造とも共通

ここで、企業や協会による設計規準の場合は別として、法律のレベルを考えると、ツーバイフォー構法他の構造と異なった基準となることはあり得ないので、上記のように、各

構造ともに共通となる。したがって、もちろんこの内容は、木造軸組単独で設定するような内容ではなく、法・令のレベルの内容である。

具体的には、例えば、地震時には、「耐用年限中に数度は遭遇する程度の地震動（中地震動）に対して、構造性能の低下が生じないこと。」などと言った表現になると考えられる。そこで、次に、

荷重・外力は他構造とも共通、  
ただし、荷重継続の問題から、積雪荷重の扱いに関しては改訂が望まれる。  
また、風圧荷重は、 $60\sqrt{h}$ の改訂が望まれる。

荷重・外力の設定方法については、木質構造内部のみならず、鉄筋コンクリート構造、鉄骨造なども含めて、各構造で共通になると考えられる。

また、要求性能と同様に、木造だけで決定される内容ではない。

ただし、木造関係で特に問題となる、荷重継続に関しては、改訂が必要と考えられる。特に、積雪荷重について、現在、多雪区域については長期扱いになっているが、荷重の継続時間から見ると、中間的かつ地域により継続時間が異なっている。木造関係からは、強く改訂を要望したい。

また、風圧荷重に関しては、 $69\sqrt{h}$ の現在の風速プロファイルは、建築学会の荷重指針などとの整合がとれていない上に、やや大きすぎるという意見が高い。幸い、改訂されたツーバイフォー構法の技術基準告示の中で、是正されることとなった。これを、政令レベルでも追認する必要がある。

次に、各部位ごとの要求性能を見てみよう。各部位レベルの要求性能は、

各部位に対する要求性能の基準は木造で共通。

例えば、床のたわみ制限などの変形制限などは、木造の内部で共通となろう。従って、ツーバイフォー構法の告示で詳細に触れられているとすれば、それを軸組構法の観点から再検討するのが早い。

また、材料の許容応力度に関しては、同様に、木造で共通となろう。

材料の許容応力度は木質構造で共通。従って、ツーバイフォー構法などとも共通。

従って、許容応力度の求め方なども、共通となる可能性が高い。そこで、各部位の要求性能と同様に、ツーバイフォー構法の告示で詳細に触れられているとすれば、それを軸組構法の観点から再検討するのが早い。特に、試験方法に関しては、十分な検討が必要であろう。今回のツーバイフォー構法の告示にとらわれずに、議論するのが望ましい。

なお、個別の材料の許容応力度の数値自体は、認定機関等が定めることになると考えら

られる。

以上をまとめると、以下のようになる。

	要求性能	
全構造共通	構造安全の要求性能	荷重・外力
木質構造共通	各部位に対する要求性能	許容値、設計の原則
各構法		各部位の設計

#### 4. 軸組構法の設計法

さて、設計法は、前述のように、「仕様」による部分と「計算」による部分の割合の違いにすぎない。そこで、設計法をいくつに分けるかは、いくらでも考えられる。考え方次第である。そこで、むしろ、実際にいくつに分けるのが、使われやすく、かつ分かり易いかで決めるのが合理的であろう。ここでは、当面、軸組構法の設計法は、以下の3つ程度に分かれることとして、いわゆる壁量設計の検討を行った。

軸組構法の設計法は、次の3つとする。

- ①簡易設計法（いわゆる壁量設計）
- ②許容応力度法に基づいた標準設計法
- ③その他の設計法

これらの、設計法の内容は、当面、以下のように設定して作業を行った。

- ①簡易設計法：大部分を仕様によって設計する方法
  - ・現在のいわゆる壁量による設計を修正する。
  - ・各部の仕様を設定する際に、強度・剛性・靱性を考慮して行う。
- ②許容応力度法による標準設計法：
  - ・現在の許容応力度法を前提とした弾性設計
  - ・耐力壁などの剛性・強度を考慮したもの。
  - ・ただし、許容応力度の設定時に、靱性を考慮する。
- ③その他の設計法
  - ・詳細に検討する方法など

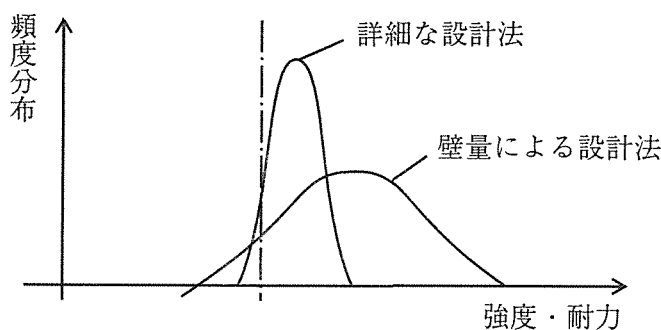
前述のように、これからの建物の設計は、要求性能を建て主と協議の上、設定して行う



とすれば、いずれの設計法であっても、耐震性のレベル（要求性能の高い、低い）とは関係なく用いることができることが望ましい。将来的には、各々の設計法ごとに性能のレベルを詳細に設定できるのが望ましい。ただし、当面は、基準法（最低）レベルのものを整備することが最重要課題である。

なお、それぞれの適用範囲は明らかにしておく必要がある。例えば、建物の形態、規模などで、どうしても想定しない範囲の建物は、別途構造計算を行う必要となる。

また、それぞれの設計法によってできる建物の有する耐震性の平均値が異なってしまうという指摘がなされたが、「仕様」で設計する割合の高い「壁量設計」などでは、平均的には、高い耐震性を有するものが多くなる可能性があるのは、仕組み上避けがたいと考えられる。



## 5. 軸組構法設計法の一般的な原則

以上のように整理すると、軸組構法の設計法の一般的な原則は以下のようになろう。これらは、各企業や協会などが別個に設計法を策定する場合にも参考となろう。

①設計により実現される建物の性能レベルが明らかであること。

または明らかになること。

②架構のモデル化

実態に即した適切なモデル化がなされていること。

木質構造の場合には、接合部の滑り剛性などが考慮されたものであること。

また、床や屋根の水平剛性が十分でない場合には、適切に評価されているものであること。また、木造の架構の通りが整然としていないことを考慮したものであること。

③部位・接合部の設計

荷重継続を考慮したものであること。

材料の直交異方性を考慮したものであること。

## 6. 壁量設計法の検討項目

壁量の設計法は、標準的な計算による設計法を、ブレイクダウンしたものであることが望ましい。この部分は、別途考えられることになっている。その部分が確定しないが、ここでは、設計に当たって検討すべき項目について、現状にこだわらず、壁量設計ではどのように考えるかを整理しておく。

### ①荷重・外力

荷重・外力は、基本的には、施行令に盛り込まれる内容である。

しかし、木造建物の設計では、いくつか再検討すべき内容が残っている。以下にその項目を整理する。

#### ア)積雪荷重を考慮する。

現在の壁量設計では、積雪荷重を考慮した壁量の設定がない。したがって、多雪区域における壁量は、積雪が考慮されていないために、不足している可能性が高い。

#### イ)荷重継続を考慮する。

現在、積雪荷重は、多雪区域においては長期荷重扱いとされているが、木造は、荷重継続による影響が大きく、合理的な設定が必要である。長期と短期という、2つの区切りでは不十分である。

#### ウ)風荷重の合理化

風荷重は、施行令で  $60 \sqrt{h}$  のプロファイルが規定されているが、実状に応じた合理的な荷重設定を行う必要がある。ツーバイフォー構法の告示により、概ね  $50 \sqrt{h}$  程度の数値が示されている。これと必要壁量との整合をとる必要がある。

#### エ)固定荷重を適切に評価する

壁量設計で前提としている建物の固定荷重は、実体に合わない場合がある。兵庫県南部地震で明らかになった、土葺きの屋根や土塗り壁は、現在の壁量の前提となっている構法に比べ、著しく大きいことが分かっている。また、小屋組に関しては、大きな小屋梁を使用したものも見られる。これらを適切に評価して壁量を設定する必要がある。

また、壁の仕様についても、重量の大きな窯業系のサイディングやモルタル塗りなどが普及している。

また、軸組構法の場合、ベランダ荷重を床面積に含めない例が多い。また、集合住宅の外廊下の水平荷重を建物躯体での負担するなど、実態に即した荷重の設定が求められる。

### ②許容応力度

許容応力度についても、基本的には、施行令・告示等に盛り込まれる内容である。

ただし、許容応力度を求めるときの評価基準が必要である。ツーバイフォー構法の告示

にいくつかの項目についての、評価基準が設定がなされているが、軸組構法の観点からの検討が必要である。同じ木質構造であり、できれば統一的な評価法が求められる。

### ③ 架構の構造計画～耐力壁線の設定

従来の壁量設計は、構造設計に相当する概念がほとんど欠落していた。これは、軸組構法が「在来工法」であり、従来から自由に間取りの設計が行われてきたという、いわば「既得権」のようなものであった。しかし、3階建てまで可能になった今日、一定の構造計画が必要であることは、議論の余地がないであろう。実際に、いわゆる住宅メーカーといわれるところでは、独自に構造計画に相当する設計ルールを設けているところが多い。一般の工務店などにそうした考え方を普及する意味でも、構造計画に関する記述が必要である。

また、例えば、基礎の設計など、耐力壁線の考え方がないと、構造設計の考え方が定量化できない。耐力壁線の問題を導入する必要があることを強調したい。

ただし、地方の軸組構法などでしばしば見受けられる「続き間」が、どの程度の壁線間距離であれば、また、どのような要件が備わっていれば、問題なく設計できるのか、議論の分かれるところである。この点に関しては、一層の検討が必要である。

### ④ 耐力要素を適切に評価する

軸組構法の耐力壁は、壁倍率という指標でその強度を評価してきた。これは、壁量の設計と一体をなすもので、簡便であるだけでなく、相当程度普及しているという実績がある。しかし、倍率が高く、粘りの小さい耐力壁が増えているなど、当初の倍率3.0程度以下が大部分を占めていた時代と比べると、変化が生じている。倍率が、強度と剛性、靱性を総合的に評価した指標であるが、それらを一つの建物で異なった倍率の耐力壁を混在させる場合のルールが不足している。

また、筋交いによる耐力壁は、本来、接合部の剛性を考慮したものとする必要がある。同様に、面材による耐力壁は釘打ちのスケジュール・仕様を考慮したものとするべきであろう。壁量の設計も、それらをできるだけ取り入れたものとするべきであろう。

### ⑤ 非耐力要素の考慮

また、非耐力要素をどのように、設計に取り込むかも、重要な課題である。兵庫県南部地震の被害調査を初めとして、実際の木造住宅は、むしろ耐力壁よりもそれ以外の非耐力要素の効果が大きかったことが指摘されている。

この非耐力要素は、詳細な設計法については、これを適切に評価する方向で検討が進んでいる。壁量設計法でどのように取り入れるかは、大きな課題となっている。いわゆる1次設計と呼ばれる許容応力度設計の段階で、これを取り入れる方法もあり得る。その場合には、等価的な倍率をこれらの非耐力壁に付与するという方法も考えられる。

ただし、例えば、サイディング類は、それで強度を負担するという考え方がなく、構法・材料が開発されており、実際、金物に付けるだけで全く強度上の寄与の期待できない構法も多い。等価的な倍率の可能な構法と、そうでない構法を判別しなければならないであろう。また、一方で、保有耐力設計の段階でのみ考慮するという方法も考えられる。

また、非耐力壁の考慮方法についても、例えば、開口部を評価した杉山式などがあるが、壁量の設計では複雑な計算は現実的でない。現実的で有効な手法が必要である。

また、詳細な設計では、耐力壁上下の横架材の曲げ変形を考慮することも考えられるが、壁量設計で取り入れるのは難しいと考えられる。

## ⑥保有耐力の確認

現在の施行令によれば、保有耐力の確認は2次設計以降の段階で行われている。しかし、性能規定に移行していくことを前提にすると、許容応力度段階でも何らかの手法で保有耐力を確認する必要があると考えられる。

現行の法規は、中地震時に構造体に大きな損傷を生じないことと併せて、大地震時に倒壊しないことを目標として掲げている。現在のいわゆる1次設計で保有耐力の確認を省略しているのは、その設計法によって実現される建物がどのような $D_s$ の値になるか、などが概ね推定でき、許容応力度設計で確認しておけば、保有耐力の確認が省略できるためと考えられる。

しかしながら、性能規定に移行した場合には、どのような架構のものが出てくるのか、予想できない。例えば、 $D_s$ が大きい架構も考えられ、その場合には、現在の手法では、保有耐力を担保できない。上記の中地震と大地震それぞれの目標に対応する具体的な手続きが必要であると思われる。

同様な意味で、詳細な計算でない、壁量設計でも何らかの手法を取り入れる必要があろう。

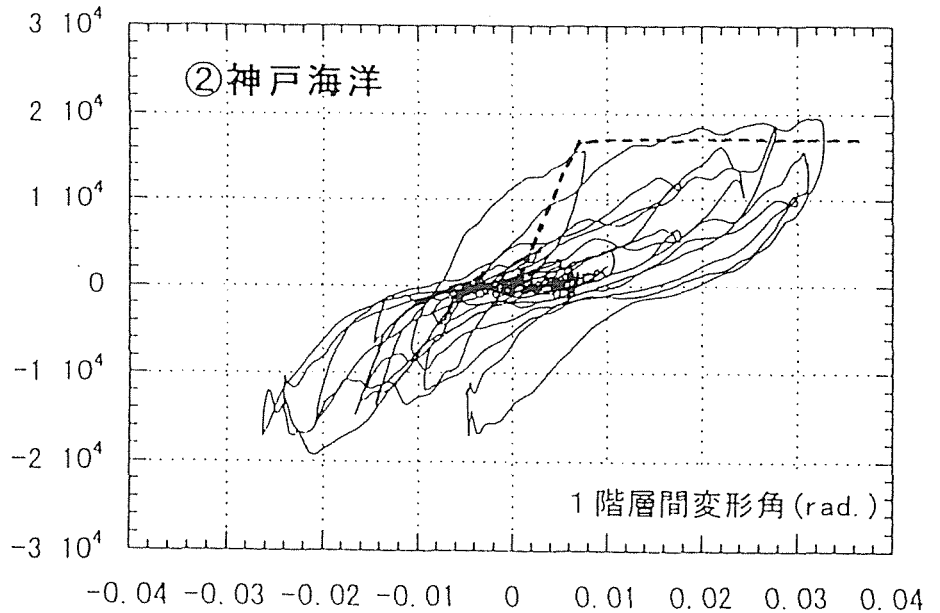
## ⑦大地震の揺れの基準はどの程度か

保有耐力の確認を行う場合に、大地震の揺れをどの程度を想定するかが問題となろう。従来は、保有耐力計算のための標準せん断力係数は $C_0 = 1.0$ であった。しかし、兵庫県南部地震を初めとして、近年の比較的大きな地震では、大きな加速度が観測されている。兵庫県南部地震では、神戸海洋気象台で $800\text{ga}$ を越える加速を観測している。これが、建物に加わった場合には、2階建ての建物では、 $1.2 \sim 1.5\text{G}$ に増幅されることが予想される。兵庫県南部地震を基準とすると、 $C_0 = 1.0$ では、不足する可能性がある。

以下に、神戸海洋気象台の観測波を用いた実大の振動実験結果を示す。

右図は、筋かい壁量が  
施行令の1.5倍、内  
装石膏ボード、外壁サ  
イディングという、ほ  
ぼ仕上状態の木造建物  
の、加振結果を示して  
いる。

{試験体の状態}  
・筋かい壁量1.5  
・内装石膏ボード張り  
・外装サイディング張り  
建物重量21t  
(2階床、小屋の合  
計重量は17～18t)



これをまとめると、このA棟は、

- ①最大耐力は、層せん断力係数にして1.0程度あった。
- にも拘わらず、
- ②加振時に最大1/30rad.程度まで変形した。

そこで、これらを忠実に表現すると、まず、①より、必要壁量は $C_0 = 0.2$ を基準  
にしていることを考慮すると、1.0はその5倍に当たる。

また、②より、最大1/30rad.程度まで変形したが、1/120rad.を降伏変位とした場合、  
塑性率は約5.0は確保できている。従って、 $D_s$ は0.3から0.35程度は見込む  
ことができること。

そして、これらを総合すると、塑性率5.0は、弾性応答における保有耐力は層せん  
断力係数で3.0に近いことを意味している。

神戸の地震を基準とすると、現在の保有耐力の標準せん断力係数 $C_0 = 1.0$ は、小  
さい可能性がある。また、近年の中地震時の加速度も、100gal程度は頻繁に生じており、  
 $C_0 = 0.2$ では小さすぎる可能性がある。木造建物に関する限り、これまで1/3を  
十分に越える非耐力要素の寄与により、兵庫県南部地震でも新しい建物は、それほど大  
きな被害を生じなかった。性能規定により、耐力壁以外の要素、例 えば非耐力壁や腰  
壁・垂れ壁の強度を、細かく見積もった設計で $C_0 = 0.2$ 及び $C_0 = 1.0$ の設計  
で、結果的に現在の建物よりも平均的に弱いものにならないことを、検討する必要があ  
らう。

## ⑧水平構面

床や屋根の水平構面の剛性が不明快であることも、軸組構法の弱点の一つである。壁量の設計は水平構面は剛であるとの前提にたった手法であるが、どの程度の剛性があれば、剛と見なしてよいかの情報は不足している。

ただし、これまでのツーバイフォー構法関係で蓄積された実験・解析によれば、合板を使用することで、従来の火打による水平構面よりも相当程度剛性が高まっていることが分かっている。軸組構法でも、合板の普及が進んでいるという実態があるが、合板を用いた場合にも根太と合板の関係がさまざま、構法により剛性にも差があると考えられる。どの程度の剛性があれば、剛と見なしてよいか、定量的な検討が必要である。

なお、現在のいわゆる「剛床」以上の仕様の場合は、剛として扱ってよいと考えられる。

屋根剛性の扱いも同様である。合板を用いたような仕様の場合、屋根面は剛として扱ってよいと考えられる。ただし、これも床と同様に、どの程度の剛性があればよいのか、定量的な指標がない。また、小屋組との接合方法も不明確な点が多い。

また、近年、勾配天井とするケースが増えているが、小屋梁面に水平構面が形成されない場合の屋根面に要求される水平剛性の定量的な値が示されていない。勾配が大きくなる場合の性能の違いについての検討が必要である。

また、1階の下屋部分に水平構面が構成されていないことも大きな問題点である。下屋の外周部分に設けられた耐力壁が水平構面で一体化されていない。有効に働かない可能性がある。これについて、「下屋」と「セットバック」を峻別する必要がある。「セットバック」の2階床は、外周部まで一体の床構面を構成すべきである。

## ⑨鉛直構面(耐力壁など)の水平力の分担

水平構面が剛と仮定できる場合には、耐力要素の剛性比率で分配する事ができる。そうでない場合は、詳細に検討する場合には、疑似立体剛性マトリクス計算などの手法が適用できる。ただし、壁量設計では、壁倍率に比例するという現在の手法でほとんどの場合は問題ないと考えられる。

前述の、水平構面の剛性の影響の検討と併せて、壁量の設計にも考慮するかを検討することになろう。

## ⑩強度の検討

詳細な設計では、各部材・接合部が、短期許容応力度以下であることを確認する事になる。壁量の設計では、多くの部分で「仕様」によることとなろう。各「仕様」ごとに、どのような強度・剛性を有しているかを事前に確認しておく必要がある。

## ⑪層間変形角の検討

詳細な設計では、層間変形角の確認が必要となろう。水平構面が剛と仮定できる場合には、全体の層間変形角が制限以下であることを確認する。

その層間変形角の基準値としては、構造種別に異なった値を設定することも考えられる。以下は、その例である。

- ・層間変形角の制限値：軸組 1/120、  
（ 釘打ちパネル式（含む2×4） 1/200、）  
（ 接着パネル式 1/300 ）

水平構面が剛と見なせない場合には、構面単位で確認することも考えられる。

壁量の設計では、層間変形角の計算を実施する必要があるかどうか。詳細に検討する必要がある。現状のような、倍率による強度の検討で、層間変形も所定の基準以内にあることを事前に確認しておく方法も考えられる。

一方、例えば、異なった種類の耐力壁を混在させて、建物を設計することが多いとすれば、耐力壁の層間変形角ごとの剛性・強度を指定しておく方法も考えられる。以下は、そうした方法の考え方を示した例である。これらを、混在させて建物を設計する場合には、変形角を1つ設定して、壁倍率を合計するというものである。なお、この場合、細かくは、それぞれの耐力壁ごとに、 $D_s$ も異なっている。これをどのように取り入れるかは、一層の検討課題である。

耐力壁を混在させて建物を設計する場合の壁倍率の設定方法例

	各変形角ごとの壁倍率		
	1/300rad.	1/200rad.	1/120rad.
耐力壁A	1.0	1.2	1.5
耐力壁B	1.0	1.1	1.2
耐力壁C	1.5	1.3	1.2
耐力壁D	1.3	1.3	1.3

## ⑫偏心の確認

兵庫県南部地震で指摘された軸組構法の問題点の一つに、耐力壁の偏心がある。現状では、施行令に「（耐力壁を）釣り合いよく入れる」という、定性的な表現があるのみで、実質的に、偏心の確認がなされていない。これを解消する最も分かり易い方法は、偏心率の計算を行うことである。その結果、例えば0.15以内に収まっていることを

確認することである。

しかし、この偏心率の計算は、手順が細かく、壁量の計算には馴染みにくい。あるいは、壁量の設計では、例えば、「隅角部に耐力壁を配置すること」というような、具体的な配置法でもよいのかもしれない。どのような方法で確認していくか、具体的かつ実務的な方法が必要である。

### ⑬上下階の剛性のバランスを図る

木造建物では、上下階の剛性のバランスも、特に確認していない。現実の建物が、ほとんどの場合、1階部分で被害を生じていることや、壁率の充足率は、1階と2階の剛性のバランスは崩れていることが分かる。実質的に1質点の構造になっている。

2階は、個室が多く、自ずと剛性の高い層が構成される傾向にある。1階部分の剛性をより高めれば解決するのか、やはり、厳密に上下階の剛性を適正に合わせる必要があるのか。検討が必要である。

### ⑭各部の設計

各部の設計は、壁量設計では「仕様」による部分が大部分を占めることになると考えられる。その場合、基本的に、「仕様」ごとにどの程度の強度・剛性を有しているのかが適切に評価されている必要がある。それは、一つには、建物全体の耐力のグレードをあげる設計にも適用できるようにするためである。また、別の「仕様」を開発して置き換えていく場合の基準ともなるものである。

各部の設計は、基本的には現状のディテールの強度を確認していくことから始めなければならない。その標準的なディテールは、金融公庫仕様書が参考となろう。

その中でも、個別に検討すべき部位を以下に述べる。

#### ア)基礎の設計

軸組構法の基礎は、構造計算に基づいていない場合がほとんどである。近年、倍率の大きな耐力壁が増えており、今後は、適切な評価方法・計算方法が必要となろう。その中で、鉄筋のない基礎は、使用できなくなるであろうし、地盤調査も必須なものとなるであろう。

#### イ)柱脚の引き抜きの確認

兵庫県南部地震では、新しい住宅は、比較的面積の小さい建物に被害が大きかったことが報告されている。これは、間口の小さい建物では、隅角部の引き抜きが大きくなるのに対して、ホールダウン金物などの引き寄せ金物を取り付けられていなかったためと報告されている。壁量の設計では、構造計算によらない場合には、例えば、「隅角部の柱には、引き寄せ金物を取り付ける」などの仕様の規定が必要と考えられる。



#### ウ)金物の使用の徹底

出隅の引き寄せ金物以外にも、筋かい金物などの使用が不十分であることも指摘されている。それらの金物の使用を徹底する。

## 簡易(壁量)設計法骨子(案)

以下に、簡易設計法(壁量設計法)の骨子を示す。ここに述べる部分は、従来の方法との変更点を示したものである。また、数値は例であり、別途、具体的に検討が必要である。

### 1 適用範囲

簡易設計法を適用できる建物は、延べ床面積が500㎡以下の軸組構法建物とする。

具体的な適用の範囲を定める必要がある。

### 2 必要壁量

地震に対する必要壁量は、各階の層せん断力を基準壁耐力で割ったものとする。

$$L_{ri} = Q_i / P_0$$

ここで、 $L_{ri}$  : 必要壁量(m)

$Q_i$  : 各階の層せん断力(kgf)

$P_0$  : 耐力壁の基準強度 = 200kgf/m

また、 $Q_i$ は、次のようにして求める。

$$Q_i = W_i \times C_0 \times A_i$$

$W_i$  : 各階の支える重量(kgf)

$C_0$  : 標準せん断力係数 = 0.2

$A_i$  :  $A_i$ 分布

標準的な $A_i$ 分布として、以下の値を用いてもよい。

	1階部分	2階部分	3階部分
平屋	1.0	—	—
2階建て	1.0	1.4	—
3階建て	1.0	1.3	1.5

① $W_i$ は、次のように求めてもよい。以下に2階建ての例を示す。ただし、3階建て、小屋裏3階建ての場合にも同様にして計算することができる。

2階の支える重量( $W_2$ )は、

$$W_2 = \left( W_r + \frac{W_g}{2} + \frac{W_n}{2} \right) \times A_2$$

$W_r$  : 床面積当たりの屋根荷重  
 $W_g$  : 床面積当たりの外壁荷重  
 $W_n$  : 床面積当たりの内壁荷重  
 $A_2$  : 2階床面積

ただし、多雪区域の場合には、

$$W_2 = \left( W_r + \frac{W_g}{2} + \frac{W_n}{2} + W_s \right) \times A_2$$

$W_s$  : 水平投影面積当たりの積雪荷重

1階の支える重量 ( $W_1$ ) は、以下のように求める。

総2階建ての場合には、

$$W_1 = W_1' + W_2$$

$$W_1' = (W_g + W_n + W_f) \times A_1$$

$W_g$  : 床面積当たりの外壁荷重  
 $W_n$  : 床面積当たりの内壁荷重  
 $W_f$  : 床面積当たりの床荷重  
 $A_1$  : 1階床面積

部分2階建ての場合には、

$$W_1 = W_1' + W_2$$

$$W_1' = \left( \frac{W_g}{2} + \frac{W_n}{2} \right) \times (A_2 + A_1) + W_f \times A_2 + W_r \times (A_1 - A_2)$$

$W_g$  : 床面積当たりの外壁荷重  
 $W_n$  : 床面積当たりの内壁荷重  
 $W_f$  : 床面積当たりの床荷重  
 $A_2$  : 2階床面積  
 $A_1$  : 1階床面積

部分2階建て、多雪区域の場合には、

$$W_1 = W_1' + W_2$$

$$W_1' = \left( \frac{W_g}{2} + \frac{W_n}{2} \right) \times (A_2 + A_1) + W_f \times A_2 + (W_r + W_s) \times (A_1 - A_2)$$

$W_g$  : 床面積当たりの外壁荷重  
 $W_n$  : 床面積当たりの内壁荷重  
 $W_f$  : 床面積当たりの床荷重  
 $W_s$  : 水平投影面積当たりの積雪荷重  
 $A_2$  : 2階床面積  
 $A_1$  : 1階床面積

ここで、各荷重は、実状に応じて設定する。ただし、標準的な構法の場合、以下の値を用いることができる。

床面積当たりの屋根荷重 ( $W_r$ )

瓦屋根（土葺き有り）	240 kg
瓦屋根（土葺きなし）	130 kg
カーベスト・金属板屋根	95 kg

床面積当たりの外壁荷重 ( $W_g$ )

土塗り壁	120 kg
ラスモルタル壁	75 kg
サイディング壁	50 kg

床面積当たりの内壁荷重 ( $W_n$ )

石膏ボード下地壁	20 kg
土塗り壁	45 kg

床面積当たりの床荷重 ( $W_f$ )

	120 kg
--	--------

多雪区域の床面積当たりの積雪荷重 ( $W_s$ )

$$W_s = S \times d \times s \times k$$

$$= S \times d \times 1.45$$

$S$  : 単位積雪重量 = 2 kg/cm<sup>2</sup> (または、3 kg/cm<sup>2</sup>)

$d$  : 積雪深さ (cm)

$s$  : 屋根の勾配による割り増し係数 = 1.15 (5寸勾配の場合)

$k$  : 軒による割り増し係数 = 1.3 (軒の出 600mm の場合)

- ②小屋裏3階も同様に考え、2階屋根部分に3階の床荷重分を追加する。
- ③建物躯体が負担すべき荷重は、実状に合わせて、適切に考慮する。たとえば、以下のよな荷重は、構造躯体でその水平荷重を負担する。

- ・ベランダ荷重
- ・外廊下の水平荷重

### 3. 壁倍率

#### 3.1 耐力壁の仕様

耐力壁の壁倍率は、仕様により以下の数値とする。（表示法の例）

筋かいの種類	筋かい端部金物の種類	柱と横架材の接合	壁倍率
3 cm × 9 cm	B P 金物または同等以上	V P 金物または同等以上	1.5
4.5cm × 9 cm	B P 2 金物または同等以上	V P 金物または同等以上	2.0
.....	.....	.....	.....
.....	.....	.....	.....

②筋交いは、石膏ボードなどのボードと一体となっているものを評価する。

③耐力壁は、具体的な仕様を特定する。

壁倍率に相応しい金物、及びそれを組み込むことのできる柱-横架材の金物を併せて指定する。

#### 3.2 壁倍率の低減

##### 壁倍率の低減

壁高さが大きい場合には、壁倍率を低減する。

$$K_b = K_0 \times k$$

$K_b$  : 有効壁倍率

$K_0$  : 基準壁倍率

$k$  : 壁高さによる修正係数

壁高さ	$k$
~ 3.0 m	1.0
3.0 ~ 3.5 m	0.85
3.5 ~ 4.0 m	0.7

①壁高さにより倍率を低減する。

#### 4. 構造計画

##### 4.1 耐力壁線

耐力壁線：

建物は、外周を耐力壁線で構成し、平面は閉じた耐力壁線によって区画する。

- (1)耐力壁線は、上部が桁などの横架材、下部は、2階にあっては梁等、1階にあっては土台および布基礎、をそれぞれ有するものとする。
- (2)相対する耐力壁線相互の距離は、原則的に8 m以下とする。ただし、水平構面を適切に補強した場合には、12 m以下とすることができる。
- (3)耐力壁線で囲まれた部分の水平投影面積は、原則的に40 m<sup>2</sup>以下とする。ただし、水平構面を適切に補強した場合には、60 m<sup>2</sup>以下とすることができる。
- (4)1階および2階の耐力壁線は、原則として上下一致させるものとする。

耐力壁線 の概念を導入する。形態その他の設計ルールを設定するためには耐力壁線 の概念が必要である。

(1)耐力壁線とは、建物の平面を構造的に区分した線分で、上部には、桁などの横架材、下部は2階にあっては、はり等、1階にあっては、土台および布基礎をそれぞれ有するものをいう。

(2)相対する耐力壁線相互の距離は、原則的に8 m以下とする。ただし、構造計算または実験の結果より床の面内剛性が確保され、安全上支障のない場合には、この限りでない。

(3)耐力壁線で囲まれた部分の水平投影面積は、原則的に40 m<sup>2</sup>以下とする。ただし、構造計算または実験の結果により面内剛性が確保され、安全上支障のない場合には、60 m<sup>2</sup>以下とすることができる。なお、耐力壁線で囲まれた部分の平面形は長方形でなくともよい。

(4)1階および2階の耐力壁線は、原則として、上下一致していること。ただし、1階および2階の耐力壁線の水平方向のずれが、2 m以内で、かつ、有効な水平力の伝達および床の水平剛性の確保の措置が講じられている場合はこの限りでない。(オーバーハングにあっては1 m以内に限る)

(5)耐力壁のずれは、平面上2 m以内のずれで、かつ、力を有効に伝達するように一体化されたものは一つの耐力壁線と見なすことができる。

## 4.2 耐力壁の配置

- (1)各方向とも、構造耐力上、必要な壁量を有すること。この場合、耐力壁線外にある壁（耐力壁と同等以上の耐力を有する壁に限る）で、上部および下部が構造耐力上有効に緊結されているものについては、壁量として参入することができる。
- (2)2階の耐力壁は、原則として下階の耐力壁の直上に設ける。2階の耐力壁が1階の耐力壁の直上に配置されない場合は、2階の耐力壁の壁倍率を適切に低減すること。
- (3)耐力壁は、耐力壁線上に釣り合いよく配置し、かつ、隅角部は耐力壁などで適切に補強する。
- (4)耐力壁線上の連続する開口部の幅は4 m以下、かつ、一つの耐力壁線上の開口部の幅の合計は、当該耐力壁線の長さの3/4以下とする。  
ただし、次の条件を満たした場合には、連続する開口部の幅員を6 m以下とすることができる。
  - ①その上層の床または小屋組が十分な強度を有する水平構面が構成されていること。
  - ②建物内で1カ所であること。
  - ③当該部分の上下階で耐力壁線にずれがないこと。または、平屋部分であること。
  - ④開口の両側に耐力壁線の交点があるL型に耐力壁が配置されていること。
  - ⑤面外風圧に対して十分な強度を有していること。

- (1)2階の耐力壁は、市松状に配置してもよい。
- (2)耐力壁線上の開口部は、平面的に折れ曲がってもよいが、隅角部には柱等を設けること
- (3)(4)の但し書きは、和室の続き間を実現するための条件として設けたものである。詳細については、一層の検討が必要である。

## 4.3 水平構面

- (1)2階床面、小屋梁面、屋根面等の水平構面は、十分な面内剛性を有し、応力を耐力に壁に安全に伝達できること。特に、吹き抜き部分を設ける場合には、構造上の支障を生じないこと。吹き抜け部分の平面形は、整形なものとし、その外周に面する壁面は、2面以下とする。
- (2)2階の層せん断力は、2階の直下の1階部分に、伝達するようにすること。  
ただし、2階床（1階屋根部分を含む）が水平剛性を確保した場合には、2階外周壁線から4 m以内にあるけた行方向、はり間方向の1階耐力壁に2階の層せん断力を伝達させることができる。

(3)セットバックの小屋裏には、床構面を設ける。

(1)「セットバック」と「下屋」を区別する。「セットバック」は、下階の耐力壁線が上階の耐力壁線よりも、外に設けられている場合をいう。「下屋」は、上下で耐力壁線は一致しており、その外側に外壁線が設けられている場合をいう。「セットバック」の場合には、小屋裏に水平構面を設ける必要があり、床構面を設けることとした。

## 5. 保有耐力の確認

保有耐力の確認

次の式により、保有耐力を確認する。

$$(2.0 \times \sum \alpha \cdot l_b + 1.33 \times \sum l_t) > 5.0 \times l_r$$

2.0：耐力壁の 1/120rad.時耐力に対する最大耐力の比率

$\alpha$ ：それぞれの耐力壁の壁倍率

$l_b$ ：それぞれの耐力壁の実長

1.33：無開口壁（額力壁）の 1/120rad.時耐力に対する最大耐力の比率

$l_t$ ：無開口壁の実長

5.0：許容応力度設計の必要壁量に対する保有耐力の必要壁量の比率

$l_r$ ：必要壁量

保有耐力確認の式は次のようにして導かれた。

保有耐力は、次の式によって確認するものとした。

$$(4/3 \times 1.5 \times \sum \alpha \cdot l_b + 4/3 \times 1.0 \times \sum \beta \cdot l_t) > 5.0 \times l_r$$

4/3：実験によるばらつきの逆数

1.5：耐力壁の 1/120rad.時耐力に対する最大耐力の比率

$\alpha$ ：それぞれの耐力壁の壁倍率

$l_b$ ：それぞれの耐力壁の実長

1.0：無開口壁の 1/120rad.時耐力に対する最大耐力の比率

$\beta$ ：無開口壁の等価倍率 = 1.0

$l_t$ ：無開口壁の実長

(問題のある「無開口壁」は除外する)

5.0：許容応力度設計の必要壁量に対する保有耐力の必要壁量の比率

$l_r$ ：必要壁量

故に、上式は、次のように略することができる。

$$(2.0 \times \sum \alpha \cdot l_b + 1.33 \times \sum l_t) > 5.0 \times l_r$$



ここで、左辺は、耐力壁と非耐力壁の保有耐力を加算したものである。耐力壁の1/120rad.時耐力に対する最大耐力の比率は1.5としたが、非耐力壁が繰り返し加力による低下があることなどを考慮して1.0とした。また、無開口壁は、壁面の下地および仕上げが表裏合わせて、等価的に1.0倍の壁倍率があるものとした。この場合、1.0倍として評価できない工法の部分は除く必要がある。また、耐力壁部分は、無開口壁部分に再度含めてよい。

右辺は、許容応力度設計の必要壁量に対する保有耐力の必要壁量の比率である。5.0は、多度津で実施された実大振動実験より設定したものである。

## 6 各部の仕様

各部の仕様は以下の通りとする。

各部の設計は、壁量設計では「仕様」による部分が大部分を占めることになると考えられる。その場合、各部の要求性能を具体的に数値で表示し、それを満足しているディテール・金物を指定する。従って、「仕様」ごとにどの程度の強度・剛性を有しているのかが適切に評価されている必要がある。

各部の設計は、基本的には現状のディテールの強度を確認していくことから始めなければならぬ。その標準的なディテールは、金融公庫仕様書が参考となろう。

各部の仕様中でも、個別に検討すべき部位を以下に述べる。

### 6.1 基礎の設計

#### 基礎の設計

- (1) 1階（あるいは最下階）の耐力壁線の下部には、一体のコンクリート造布基礎またはこれと同等以上の強度を有するものを設ける。
- (2) 基礎は、構造計算に基づいた鉄筋コンクリート造布基礎またはべた基礎とする。
- (3) 基礎の設計に当たっては、地盤調査を行う。

軸組構法の基礎は、構造計算に基づいていない場合がほとんどである。近年、倍率の大きな耐力壁が増えており、今後は、適切な評価方法・計算方法が必要となろう。その中で、鉄筋のない基礎は、使用できなくなるであろうし、地盤調査も必須なものとなるであろう。

### 6.2 柱脚の引き抜きの確認

### 柱脚の引き抜きの確認

建物隅角部の柱に生じる引き抜き力に十分耐え得るような引き寄せ金物等を設置する。

兵庫県南部地震では、新しい住宅は、比較的面積の小さい建物に被害が大きかったことが報告されている。これは、間口の小さい建物では、隅角部の引き抜きが大きくなるのに対して、ホールダウン金物などの引き寄せ金物に取り付けられていなかったためと報告されている。壁量の設計では、構造計算によらない場合には、例えば、「隅角部の柱には、引き寄せ金物を取り付ける」などの仕様の規定が必要と考えられる。

### 6.3 金物の使用

#### 金物の使用

接合部は、所定の金物を使用する。（表示法の例）

柱－梁           せん断耐力〇〇 kg 以上の金物（例：〇〇金物、××金物）

柱－胴差し   せん断耐力〇〇 kg 以上の金物（例：〇〇金物、××金物）

梁－梁           せん断耐力〇〇 kg 以上の金物（例：〇〇金物、××金物）

梁－束           せん断耐力〇〇 kg 以上の金物（例：〇〇金物、××金物）

.....

出隅の引き寄せ金物以外にも、筋かい金物などの使用が不十分であることも指摘されている。それらの金物の使用を徹底する。

### 第3章 レベル（ルート）Cの設計法

#### 1 本設計法の特徴

本設計法は、現行の壁量設計+仕様規定（レベルA及びB）と高度なモデル化による構造設計（レベルD）の中間的な位置づけとしている。コンピュータが普及している現在、構造計算が少し複雑になると、コンピュータによる構造計算ソフトに依存することになる。そのため、モデルが多少複雑でも、入出力を単純化することにより高度なモデル化による構造設計が可能となる。しかしながら、高度なモデル化に基づく構造設計では、多量の入力情報が必要となる。そこで、高度なモデル化による構造設計手法を用いて予め鉛直構面と水平構面の仕様毎に、剛性、耐力などを計算して設計図表を整備しておき、それらを簡略化したモデルに組み込むことにより、精度の高い木造住宅の構造設計を簡便に行なうことが可能となる。本手法では、鉛直構面と水平構面を考慮するため、構造計画的な面もある程度構造計算の過程で定量的に評価できる。

#### 2 解析手法

本設計法では、各構面は保有耐力に達した後は完全塑性化すると仮定し、各構面に作用する地震力とその構面の保有耐力の過不足分を水平構面を通して再分配する。そして、水平構面については、伝達すべきせん断力に対してせん断耐力の検定を行う。

平屋を例に図3-1に本設計法の概要を説明する。

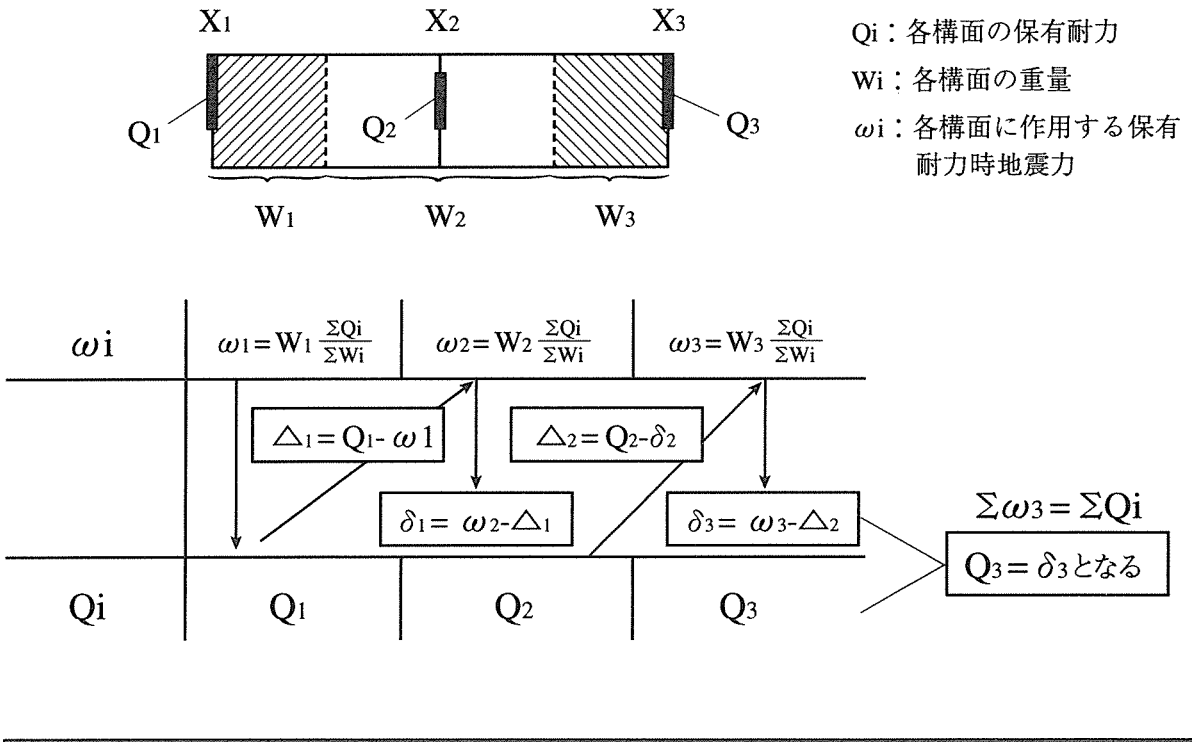
- 1.各構面の負担荷重を求める。
- 2.各構面の壁の仕様より壁の保有耐力を求める。（ここでは、 $1/120 \text{ rad}$ . 時の許容耐力を用いた場合の計算例を示した。許容耐力は、壁倍率に基づき各構面の壁長 $\times$ 壁倍率 $\times 200 \text{ kgf/m}$ として求めた。）
- 3.建物全体の保有せん断力係数 $C_d$ を求め、各構面の負担荷重 $\times C_d$ より建物全体が保有耐力に達したときの各構面に作用する地震力を求める。
- 4.水平構面のせん断力伝達に関する計算をする。
- 5.バランス指標 $\Sigma \Delta / \Sigma P$ を計算する。
6. $\Delta$ より各水平構面のせん断耐力の検定を行う。

計算に際しては、各構面の地震力の総和と保有耐力の総和を等しくして、地震力の再分配を計算する。そのため図3-2に示すような2階建て以上の建物の場合、2階部分のせん断力を1階に伝達させる際には、1階部分のせん断力を保有耐力と等しくすると共に、 $A_i$ 分布の比率で1階の地震力と2階から伝達されるせん断力に按分する。2階の各耐力壁に作用するせん断力はその総和が按分した2階部分のせん断力の総和と等しくなるように比例計算を行い、1階へ伝える。以下に2階建てを例に本計算法を示す。

本設計法では、変形の適合条件を無視して耐力壁と水平構面の応力の再配分のみを行っている。本計算手法が成立するためには、耐力壁のせん断力-変形角関係が完全弾塑性型である必要がある。そのため、耐力壁の保有耐力に所定変形時（たとえば $1/120 \text{ rad}$ . 時）の耐力を採用すると、耐力壁の剛性はかなり大きくなり、変形の適合条件をを考慮していないため、応力再配分により、実際の応力が保有耐力を越える構面が生じることもある。

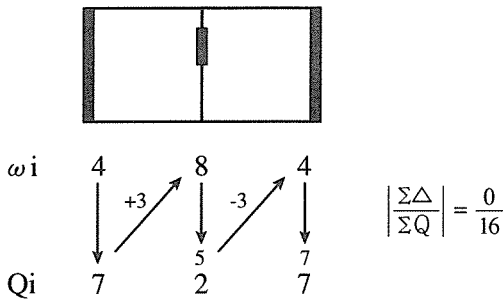
\* 1) 「レベル」は第1章における「ルート」に相当するものである。

水平力の再分配の手順

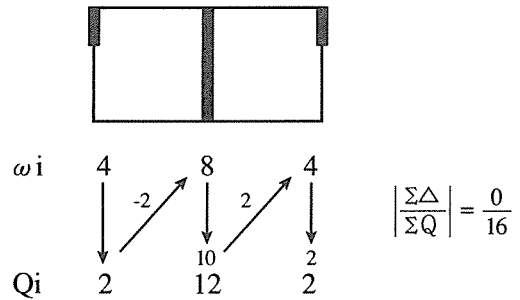


平屋におけるシュミレーション例

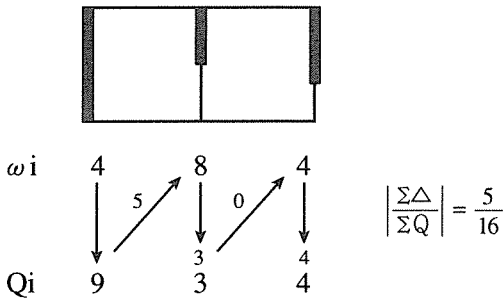
ex. 内壁が少なくバランス良



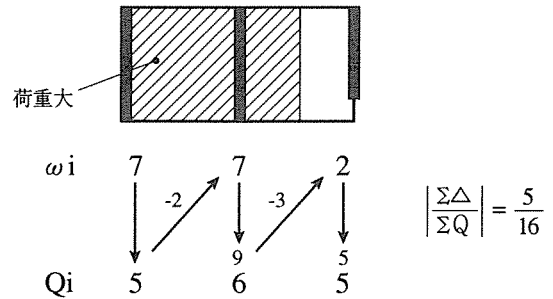
ex2. 外壁が少なくバランス良



ex3. 壁のかたより

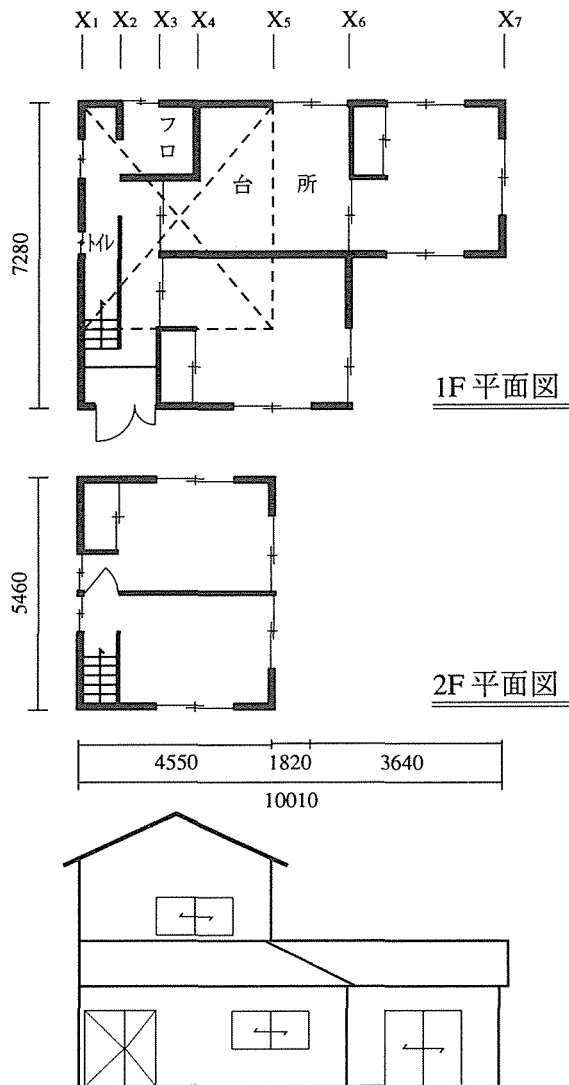


ex4. 荷重のかたより



$|\frac{\sum \Delta_i}{\sum Q_i}|$  を用いると簡単に壁や荷重のかたよりに対する指標が得られる

図 3-1 平屋による水平構面を含む構造計算法の例



Y方向

仮壁倍率

外壁 1.25

内壁 0.75

●各階の各構面の実壁長×壁倍率 (lidi)

1階

X1  $l_{1d1}=5.46\text{m} \times 1.25=6.83\text{m}$

X2  $l_{2d2}=3.64\text{m} \times 0.75=2.73\text{m}$

X3  $l_{3d3}=1.82\text{m} \times 0.75=1.365\text{m}$

X4  $l_{4d4}=1.82\text{m} \times 0.75=1.365\text{m}$

X5  $l_{5d5}=0$

X6  $l_{6d6}=1.82\text{m} \times 1.25+1.82 \times 0.75=3.64\text{m}$

X7  $l_{7d7}=1.82\text{m} \times 1.25=2.275\text{m}$

2階

X1  $l_{1d1}=3.64\text{m} \times 1.25=4.55\text{m}$

X2  $l_{2d2}=1.82\text{m} \times 0.75=1.37\text{m}$

X3  $l_{3d3}=1.82\text{m} \times 1.25=2.275\text{m}$

各階の各構面の重量 (床ならし荷重の設計表と各構面の支配面積)より算出した。荷重の偏在については無視)

1階	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	X <sub>5</sub>	X <sub>6</sub>	X <sub>7</sub>
W <sub>i</sub>	386kg	1960kg	1960kg	4899kg	0	3183kg	796kg
2階	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	X <sub>5</sub>		
W <sub>i</sub>	2388kg	0	0	0	2127kg		

注) 屋根重量は全て外壁構面のみに負担させた。  
(地震力が直接内壁構面に伝達される構造になっていないため)

図 3-2 2階建ての計算例

## 2階水平力の再分配(Y方向)

通り名	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>5</sub>	
各構面の重量W <sub>i</sub>	2388	0	2127	ΣW <sub>i</sub> =4515kg
保有耐力時地震力ω <sub>i</sub>	867	0	773	ω <sub>i</sub> =W <sub>i</sub> × $\frac{\Sigma Q_i}{\Sigma W_i}$ =W <sub>i</sub> × $\frac{1640}{4515}$
Δ <sub>i</sub> =Q <sub>i</sub> -ω <sub>i</sub> δ <sub>i</sub> =ω <sub>i</sub> -Δ <sub>i-1</sub>				ΣΔ=360 $ \frac{\Sigma \Delta_i}{\Sigma \omega_i}  = \frac{360}{1640} = 0.220$
各構面の保有耐力Q <sub>i</sub> <sup>(注)</sup>	910	274	456	ΣQ <sub>i2</sub> =1640kg
各構面の余裕度	$\frac{867}{910} = 0.953$	$\frac{0}{274}$	$\frac{773}{456} = 1.695$	

注)ここでは、各構面の保有耐力=各構面の実壁長×壁倍率×200kgf/mとした。  
 $\frac{\Sigma \Delta_i}{\Sigma \omega_i}$ は、全地震力に対して、水平構面に伝達される不釣り合い力の割合

## 1階の水平力の再分配のための準備計算

1階のΣlidi=18.205m

1階の保有耐力=Σlidi×200kgf/m=3641kgf

2階重量W<sub>2</sub>=ΣW<sub>i2</sub>=4515kg      1階重量W<sub>1</sub>=ΣW<sub>i1</sub>=1318kg

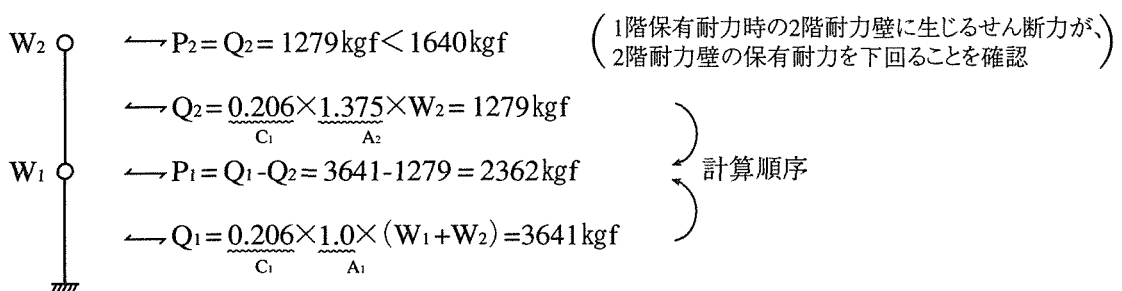
建物全重量ΣW<sub>i2</sub>+ΣW<sub>i1</sub>=17699kg

A<sub>i</sub>分布をA<sub>1</sub>=1.0, A<sub>2</sub>=1.375と仮定する

1階の保有せん断力係数      C<sub>1</sub>= $\frac{3641}{17699} = 0.206$

2階の保有せん断力係数      C<sub>2</sub>= $\frac{1640}{4515} = 0.363$

1階の保有耐力時の2階せん断力と1階地震力の関係



1階水平力の再分配(Y方向)

通り名	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	X <sub>5</sub>	X <sub>6</sub>	X <sub>7</sub>	
2階保有耐力時Q <sub>i</sub>	910	274	0	0	456	0	0	ΣQ <sub>i</sub> =1640kgf
1階保有耐力時の 2階Q <sub>i</sub>	710	214	0	0	355	0	0	$Q_{1/2} = Q_{12} \times \frac{1279}{1640}$
1階各構面の重量W <sub>i</sub>	386	1960	1960	4899	0	3183	796	ΣW <sub>i</sub> =13184kg
1階保有耐力時 地震力ω <sub>i</sub>	70	350	350	878	0	571	143	$\omega_i = W_i \times \frac{2362}{13184}$
1階保有耐力時 地震力の合計Q <sub>i</sub> +ω <sub>i</sub>	780	564	350	878	355	571	143	Σ(Q <sub>i</sub> +ω <sub>i</sub> )=3641
各構面の保有耐力 <sup>(注)</sup>	1366	546	273	273	0	728	455	ΣQ <sub>i</sub> =3641
各構面の余裕度	$\frac{780}{1366} = 0.57$	$\frac{564}{546} = 1.03$	$\frac{350}{273} = 1.30$	$\frac{878 + \frac{355}{2}}{273} = 3.9$	構面がないときは両となりの構面にスパン比で割りふる		$\frac{143}{455} = 0.31$	

### 3 木造住宅の構造設計におけるモデル化等に関する検討項目

ここでは、先に示したレベルCや後述するレベルDの設計手法に至るまでに検討された事項について項目毎に説明する。以下に示す幾つかは、間接的或いは直接的にレベルC或いはレベルDに反映されたものもある。

#### 3. 1 床ならし荷重の推定方法

各構面の負担荷重の算定方法には、梁伏せ図から順次柱の軸力を計算する従来の手法の他に、建物の仕様と形態に基づき回帰的に求められた負担荷重の推定方法も有効である。本手法は、耐震診断など床伏せ図がない場合にも対応できる。

建物の仕様と形態に基づき、回帰的に求められた床ならし荷重を算出するための設計表の一例を表3-1に示す。また、その適用例を図3-3に示す。必要な情報は、建物の縦横の長さ、外壁と内壁の長さとそれらの開口率、軒の出、1階と2階の床面積等である。本手法による推定値と精算値との誤差は5%程度である。

#### 3. 2 荷重偏在率

内壁と外壁の荷重の偏在を床ならし荷重を基に偏在率で修正する方法も考えられる。荷重偏在率は、建物の使用や形態により回帰的に求める必要があり、現在開発中である。



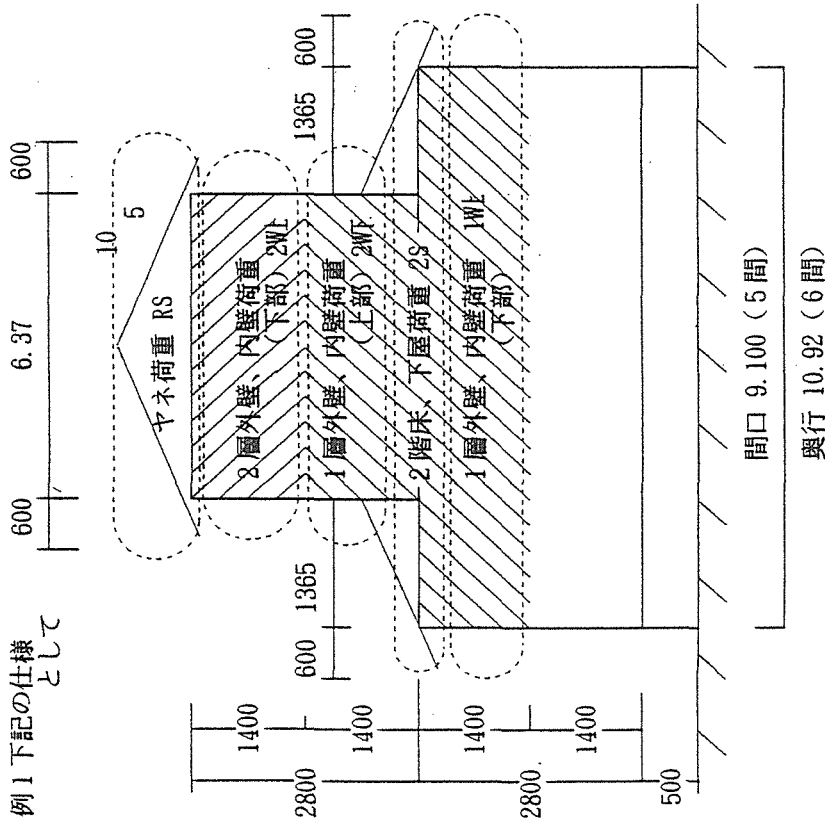
表 3 - 1 2 階建木造住宅の建物重量 (床ならし荷重) 略算表

各部位の床面積当たりの荷重

大屋根	平均配 5 寸 1.1.2 倍 天井等				外壁 仕様	外壁		内壁		開口率				
	仕様	軒の出 300mm 葺側の出 300mm	軒の出 600mm 葺側の出 600mm	軒の出 900mm 葺側の出 900mm		開口率		仕様	開口率	開口率 50% 60% 70%				
						30%	40%			50%	外壁長に対する内壁長の割合			
かべス 56kg/d	56+20=76 ※1	56+20=76 ※1	56+20=76 ※1	56+20=76 ※1	サイディング 65kg/d	※2 55×0.95 =53kg/d	※2 55×0.88 =48kg/d	※2 55×0.78 =43kg/d	ボード	50%	33kg/d (0.73)	25kg/d (0.56)	16kg/d (0.37)	
棧瓦 84kg/d	76×1.28=97kg/d	76×1.45=110kg/d	76×1.62=123kg/d	76×1.62=123kg/d	75kg/d	※2 90×0.95 =85kg/d	※2 90×0.83 =75kg/d	※2 90×0.73 =65kg/d	仕上	66%	26kg/d (0.58)	20kg/d (0.44)	13kg/d (0.29)	
土葺瓦 168kg/d	84+20=104 ※1	84+20=104 ※1	84+20=104 ※1	84+20=104 ※1	75kg/d	※2 90×0.95 =85kg/d	※2 90×0.83 =75kg/d	※2 90×0.73 =65kg/d	45kg/d	75%	23kg/d (0.50)	17kg/d (0.38)	11kg/d (0.24)	
※1	104×1.28=133kg/d	104×1.45=150kg/d	104×1.62=168kg/d	104×1.62=168kg/d	土塗壁 145kg/d	※2 145×0.92 =133kg/d	※2 145×0.83 =120kg/d	※2 145×0.72 =103kg/d	土塗壁	50%	78kg/d (0.65)	59kg/d (0.49)	39kg/d (0.33)	
	168+20=188 ※1	168+20=188 ※1	168+20=188 ※1	168+20=188 ※1	※2	※2 145×0.92 =133kg/d	※2 145×0.83 =120kg/d	※2 145×0.72 =103kg/d	仕上	66%	56kg/d (0.47)	42kg/d (0.35)	28kg/d (0.23)	
	188×1.28=240kg/d	188×1.45=272kg/d	188×1.62=305kg/d	188×1.62=305kg/d	※2	※2 145×0.92 =133kg/d	※2 145×0.83 =120kg/d	※2 145×0.72 =103kg/d	120kg/d	75%	45kg/d (0.38)	34kg/d (0.28)	23kg/d (0.19)	
	建物重量比 各タイプ共通 平均増係数 1.28	建物重量比 各タイプ共通 平均増係数 1.45	建物重量比 各タイプ共通 平均増係数 1.62	建物重量比 各タイプ共通 平均増係数 1.62	※2	※2	※2	※2						( ) 内は各仕上荷重に対する比

2 階床 (下屋部分を含む)		(O.L) (L.L)		(T.L)		
		6.0 kg/m <sup>2</sup> + 6.0 kg/m <sup>2</sup> = 12.0 kg/m <sup>2</sup>				
下屋 仕様	四方向下屋		二方向下屋		一方向下屋	
	①	②	③	①	②	③
かべス	119kg/d (0.99)	130kg/d (1.08)	145kg/d (1.21)	115kg/d (0.96)	122kg/d (1.02)	130kg/d (1.08)
棧瓦	132kg/d (1.10)	150kg/d (1.25)	170kg/d (1.42)	126kg/d (1.05)	136kg/d (1.14)	146kg/d (1.22)
土葺瓦	177kg/d (1.48)	210kg/d (1.74)	243kg/d (2.03)	160kg/d (1.33)	178kg/d (1.48)	196kg/d (1.63)
	① 軒の出=4.5.5 mm	② 軒の出=9.1.0 mm	③ 軒の出=1.3.6.5 mm	① 軒の出=1.3.6.5 mm	② 軒の出=1.3.6.5 mm	③ 軒の出=1.3.6.5 mm
	( ) 内は各タイプ床面積換算平均増係数					

例1 下記の仕様  
として



屋根棧瓦 = 150kg/m<sup>2</sup>  
RS = 69.56 × 150 = 10434kg

外、内壁 開口率40%  
∴ 外壁 = 75kg/m<sup>2</sup>、内壁 = 20kg/m<sup>2</sup>

外壁 2WL = 69.56 × 75 = 5217kg × 1/2 = 2608kg  
内壁 2WL = 69.56 × 20 = 1391kg × 1/2 = 696kg

2階  
Σ W = 13737kg  
(13.74t)

13.74t

外、内壁 開口率40%  
∴ 外壁 = 75kg/m<sup>2</sup>、内壁 = 20kg/m<sup>2</sup>

外壁 2WF = 69.56 × 75 = 5217kg × 1/2 = 2608kg  
内壁 2WF = 69.56 × 20 = 1391kg × 1/2 = 696kg

棧瓦 (2方向下屋) = 136kg/m<sup>2</sup>  
2S = 99.37 × 136 = 13514kg

1階  
Σ W = 21537kg  
(21.54t)

35.28t

外、内壁 開口率40%  
∴ 外壁 = 75kg/m<sup>2</sup>、内壁 = 20kg/m<sup>2</sup>

外壁 1WF = 99.37 × 75 = 7452kg × 1/2 = 3726kg  
内壁 1WF = 99.37 × 20 = 1987kg × 1/2 = 993kg

屋根 = 棧瓦葺き  
外壁 = ラスモルタル  
各階軒の出 = 600mm  
各階裏側の出 = 600mm  
(二方向下屋として)

(建物間口、奥行比 1:1.5)  
2階床面積 A<sub>2</sub> = 6.37 × 10.9 = 69.56 m<sup>2</sup>  
(建物間口、奥行比 1:1.0)  
1階床面積 A<sub>1</sub> = 9.1 × 10.9 = 99.37 m<sup>2</sup>  
外壁 開口率40% 内壁 開口率40%

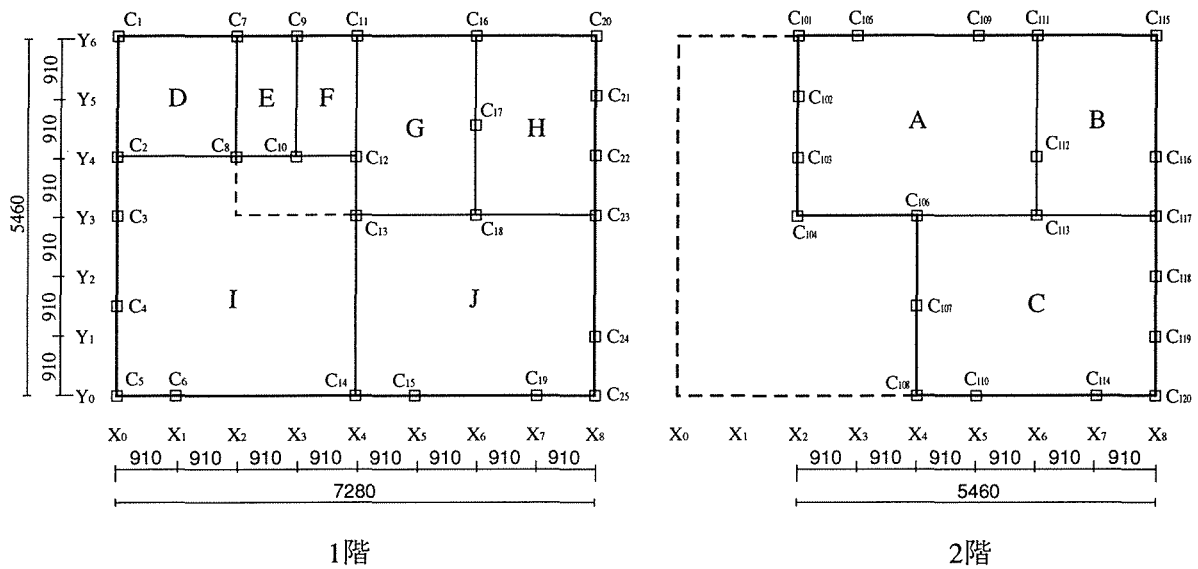
図3-3 建物重量の算出例

### 3. 3 柱の軸力の推定方法

床ならし荷重を基に、各柱の軸力の略算手法の一例を以下に示す。

1. 耐力壁線で囲まれた矩形領域の重量を前述の床ならし荷重×矩形面積で求める。
2. 耐力壁線で囲まれた矩形領域の重量÷矩形の外周長より外周単位長さ当たりの重量を算出する。
3. 各柱間の midpoint で外周を切断して各柱に属する外周長×外周単位長さ当たり重量より各柱の支配する重量を算出する。その際、2つの矩形領域の外周線が重なる部分では、外周単位長さ当たり重量は2つの外周の値の合計とする。

図3-4に具体的な計算例を示す。



屋根：棧瓦、外壁：ラスモルタル、内壁：ボード

軒、ケラバの出：600mm、外壁開口率：40%、内壁開口率：50%

2階 外壁長：24M、内壁長：7M、外壁長に対する内壁長の割合：7/24=0.3

1階 外壁長：28M、内壁長：21M、外壁長に対する内壁長の割合：21/28=0.75

床ならし荷重の設計表より

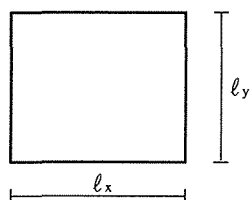
$$\begin{aligned}
 \text{2層重量 } \Sigma W_2 &= (A: 129 \text{ kg/m}^2 + \frac{B}{2}: 37.5 \text{ kg/m}^2 + \frac{C}{2}: 5 \text{ kg/m}^2) \times \text{2階床面積} \frac{0.8281 \times 30}{24.843 \text{ m}^2} \\
 &= 171.5 \text{ kg/m}^2 \times 24.843 \text{ m}^2 = 4261 \text{ kg} \\
 &\quad \text{2階上} \qquad \qquad \qquad \text{2F}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{1層重量 } \Sigma W_1 &= (\frac{B}{2}: 37.5 \text{ kg/m}^2 + \frac{C}{2}: 12.5 \text{ kg/m}^2 + D': 130 \text{ kg/m}^2) \times \text{1階床面積} \quad 5.46 \times 7.28 \\
 &\quad + (\frac{B}{2}: 37.5 \text{ kg/m}^2 + \frac{C}{2}: 5 \text{ kg/m}^2) \times \text{2階床面積} \quad 24.843 \text{ m}^2 \\
 &= 180 \text{ kg/m}^2 \times 39.7488 \text{ m}^2 + 42.5 \text{ kg/m}^2 \times 24.843 \text{ m}^2 = 8211 \text{ kg} \\
 &\quad \text{1階上} \qquad \qquad \text{1F} \qquad \qquad \text{2階下} \qquad \qquad \text{2F}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma W_1 = \text{計} 12472 \text{ kg}$$

図 3-4 柱軸力の略算出法

## 柱軸力の算定



$$\begin{aligned} \text{ゾーン面積 } A &= l_x \times l_y \\ \text{周長 } \Sigma l &= 2l_x + 2l_y \end{aligned}$$

$$\text{ならし荷重 } \Delta W \text{ としたとき、壁ならし荷重 } Wl = \frac{\Delta W \cdot A}{\Sigma l} = \frac{\Delta W_x l_x \cdot l_y}{2(l_x + l_y)}$$

## 2階

$$\text{Aゾーン} : W_A = \frac{171.5 \text{ kg/m}^2 \times 3.64 \times 2.73}{2(4+3)} = 121.7 \text{ kg/M}$$

$$\text{Bゾーン} : W_B = \frac{171.5 \times 1.82 \times 2.73}{2(2+3)} = 85.2 \text{ kg/M}$$

$$\text{Cゾーン} : W_C = \frac{171.5 \times 3.64 \times 2.73}{2(4+3)} = 121.7 \text{ kg/M}$$

$$C_{101} : (0.5+0.5) \times W_A = 121.7 \text{ kg}$$

$$C_{102} : (0.5+0.5) \times W_A = 121.7 \text{ kg} \quad C_{103} : 121.7 \text{ kg}$$

$$C_{104} : (0.5+1) \times W_A = 182.6 \text{ kg} \quad C_{105} : 182.6 \text{ kg}$$

$$C_{106} : 2W_A + 1.75W_C = 456.4 \text{ kg}$$

$$C_{107} : 1.5W_C = 182.6 \text{ kg} \quad C_{108} : 1.25W_C = 152.1 \text{ kg} \quad C_{109} : 1.5W_A = 182.6 \text{ kg}$$

$$C_{110} : 1.5W_C = 182.6 \text{ kg}$$

$$C_{111} : 1.5W_A + 2W_B = 353.0 \text{ kg} \quad C_{112} : 1.5W_A + 1.5W_B = 310.4 \text{ kg}$$

$$C_{113} : 1.9W_A + 1.5W_B + 2W_C = 553.8 \text{ kg}$$

$$C_{114} : 1.5W_C = 182.6 \text{ kg} \quad C_{115} : 2W_B = 170.4 \text{ kg} \quad C_{116} : 1.5W_B = 127.8 \text{ kg}$$

$$C_{117} : 1.5W_B + 1.5W_C = 310.4 \text{ kg} \quad C_{118} = C_{119} = C_{120} = 1W_C = 121.7 \text{ kg}$$

## 1階

$$\text{Dゾーン} : W_D = 180 \times 1.82 \times 1.82 / 2 (2+2) = 74.5 \text{ kg/M}$$

$$\text{E, Fゾーン} : W_E = W_F = 180 \times 1.82 \times 0.91 / 6 = 49.7 \text{ kg/M}$$

$$\text{G, Hゾーン} : W_G = W_H = 180 \times 1.82 \times 2.73 / 10 = 89.4 \text{ kg/M}$$

$$\text{Jゾーン} : W_J = 180 \times 2.73 \times 3.64 / 14 = 127.8 \text{ kg/M}$$

$$\text{Iゾーン} : W_I = 180 \times 3.64 \times 3.64 / 16 = 149.1 \text{ kg/M}$$

$$\text{2階下荷重の追加による2階柱荷重の割増係数} : \beta = \frac{171.5 + 42.5}{171.5} = 1.25$$

$$C_1 : 2W_D = 149 \quad C_2 : 2W_D + 1.5W_I = 372.7 \quad C_3 : 1.25W_I = 186.4$$

$$C_4 : 1.5W_I = 223.7 \quad C_5 : 1.25W_I = 186.4 \quad C_6 : 2W_I = 298.2 \quad C_7 : 2W_D + 1.5W_E = 223.6$$

$$C_8 : 2W_D + 1.5W_E + 1.5W_I = 447.2 \quad C_9 : 1.5W_E + 1.5W_F = 149.1 \quad C_{10} : 1.5W_E + 1.5W_F + 1W_I = 298.2$$

$$C_{11} : 1.5W_F + 2W_G = 253.4 \quad C_{12} : 1.5W_F + 1.5W_G + 1W_I = 357.8 \quad C_{13} : 2W_I + 1.5W_G + 2.5W_J = 751.8$$

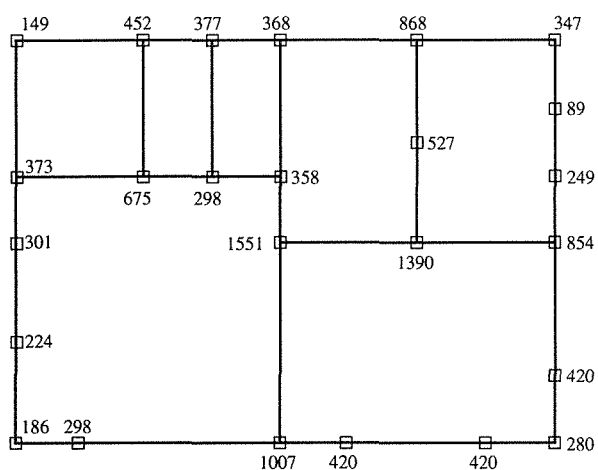
$$C_{14} : 3W_I + 2W_J = 702.9 \quad C_{15} : 1.5W_J = 191.7 \quad C_{16} : 1.75W_G + 1.75W_H = 312.9 \quad C_{17} : 1.5W_G + 1.5W_H = 268.2$$

$$C_{18} : 1.75W_G + 1.75W_H + 2W_J = 568.5 \quad C_{19} : 1.5W_J = 191.7 \quad C_{20} : 1.5W_H = 134.1 \quad C_{21} = C_{22} = 1W_H = 89.4$$

$$C_{23} : 1.5W_H + 2W_J = 389.7 \quad C_{24} : 1.5W_J = 191.7 \quad C_{25} : 1W_J = 127.8$$

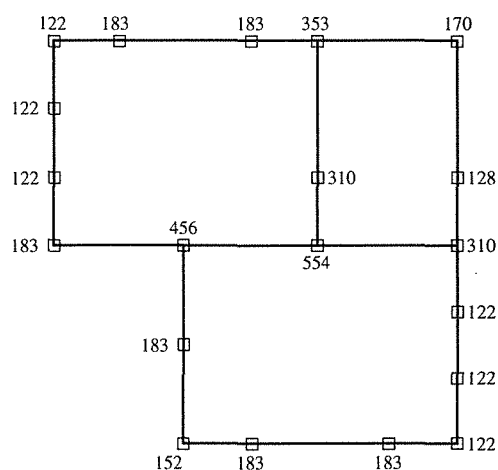
## 2階柱軸力の1階柱への追加

C <sub>101</sub> →	C <sub>7</sub> : 223.6+121.7 × 1.25=375.7	
C <sub>102</sub> → C <sub>7</sub> ,C <sub>8</sub>	C <sub>7</sub> : 375.7+121.7 × 1.25/2=451.8	C <sub>8</sub> : 447.2+121.7 × 1.25/2=523.3
C <sub>103</sub> → C <sub>8</sub>	C <sub>8</sub> : 523.3+121.7 × 1.25=675.4	
C <sub>104</sub> → C <sub>3</sub> ,C <sub>13</sub>	C <sub>3</sub> : 186.4+182.6 × 1.25/2=300.5	C <sub>13</sub> : 751.8+182.6 × 1.25/2=865.9
C <sub>105</sub> → C <sub>9</sub>	C <sub>9</sub> : 149.1+182.6 × 1.25=377.4	
C <sub>105</sub> → C <sub>13</sub>	C <sub>13</sub> : 865.9+456.4 × 1.25=1436.4	
C <sub>107</sub> → C <sub>13</sub> ,C <sub>14</sub>	C <sub>13</sub> : 1436.4+182.6 × 1.25/2=1550.5	C <sub>14</sub> : 702.9+182.6 × 1.25/2=817.0
C <sub>108</sub> → C <sub>14</sub>	C <sub>14</sub> : 817.0+152.1 × 1.25=1007.1	
C <sub>109</sub> → C <sub>11</sub> ,C <sub>16</sub>	C <sub>11</sub> : 253.4+182.6 × 1.25/2=367.5	C <sub>16</sub> : 312.9+182.6 × 1.25/2=427.0
C <sub>110</sub> → C <sub>15</sub>	C <sub>15</sub> : 191.7+182.6 × 1.25=420.0	
C <sub>111</sub> → C <sub>16</sub>	C <sub>16</sub> : 427.0+353.0 × 1.25=868.3	
C <sub>112</sub> → C <sub>17</sub> ,C <sub>18</sub>	C <sub>17</sub> : 268.2+310.4 × 1.25 × $\frac{2}{3}$ =526.9	C <sub>18</sub> : 568.5+310.4 × 1.25 × $\frac{1}{3}$ =697.8
C <sub>113</sub> → C <sub>18</sub>	C <sub>18</sub> : 697.8+553.8 × 1.25=1390.0	
C <sub>114</sub> → C <sub>19</sub>	C <sub>19</sub> : 191.7+182.6 × 1.25=420.0	
C <sub>115</sub> → C <sub>20</sub>	C <sub>20</sub> : 134.1+170.4 × 1.25=347.1	
C <sub>116</sub> → C <sub>22</sub>	C <sub>22</sub> : 89.4+127.8 × 1.25=249.2	
C <sub>117</sub> → C <sub>23</sub>	C <sub>23</sub> : 389.7+310.4 × 1.25=777.7	
C <sub>118</sub> → C <sub>23</sub> ,C <sub>24</sub>	C <sub>23</sub> : 777.7+121.7 × 1.25/2=853.8	C <sub>24</sub> : 191.7+121.7 × 1.25/2=267.8
C <sub>119</sub> → C <sub>24</sub>	C <sub>24</sub> : 267.8+121.7 × 1.25=419.9	
C <sub>120</sub> → C <sub>25</sub>	C <sub>25</sub> : 127.8+121.7 × 1.25=279.9	



1階 柱軸力

計 12481kg (+9kg)



2階 柱軸力

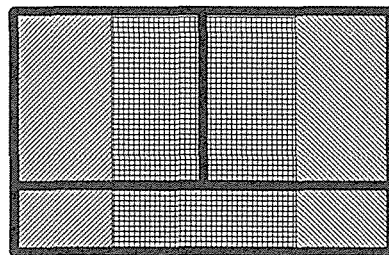
計 4263kg (-2kg)

### 3. 4 屋根荷重による地震力について

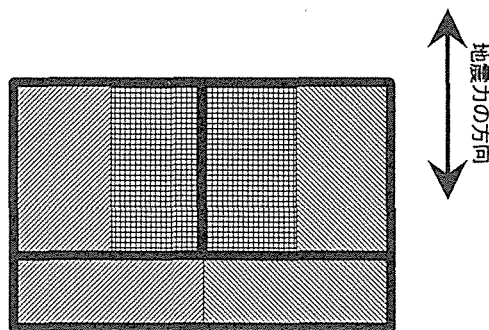
柱の軸力を算定する場合、柱の支配面積当たりの屋根荷重から算出される。しかし、切妻屋根の桁行き方向の地震力については、柱の軸力に見合う地震力が柱（小屋束）を介して2階耐力壁に伝達される様な構造（くも筋交い等）になっていないことが多い。そのような場合には、屋根に生じる地震力は屋根面を通して直接軒桁に伝達されるものとする。

### 3. 5 地震力と梁伏せ図との関係について

通常、構造設計では、図3-5 (a)のように、各構面間の中心線で床を分割し、それぞれの構面の床支配面積を求め、それらに床単位荷重を乗じて地震力を算定する。しかしながら、軸組工法では、面材が直張りで貼られていない場合や転ばし根太の場合など床の剛性に対して軸組（梁）の剛性が無視できない場合がある。その様な場合には、例えば図1の様に梁が円の字のように架かっている場合には、同図 (a)ではなく、同図 (b)の様に梁で囲まれた矩形領域に対して地震力の方向に架かる梁に支配面積を負担させるようにする方法も考えられる。



(a) 梁伏せ図を無視した各構面の床支配面積



(b) 梁伏せ図を考慮した各構面の床支配面積

図3-5 地震力と梁伏せ図との関係について

### 3. 6 水平構面について

水平構面については、鉛直構面のように単位要素に分割してモデル化することができず、建物全体で解析する必要がある。従って、鉛直構面のように剛性や耐力を予め設計図表を準備することができない。ここで示したような水平構面を考慮した簡易な構造設計では、水平構面のモデル化が計算の難易度を支配する。本来、梁伏せ図などの情報から鉛直構面と同様に面材をせん断パネル置換し、軸組を接合点での変位の適合条件を満たすようなモデル化する（レベルD）ことにより、水平構面の剛性やせん断耐力などを求める必要があるが、膨大な計算量となり手計算では不可能である。そこで、本設計法では3. 1に示すように水平構面のせん断耐力の検定のみを行うこととした。その際には、床の面材の種類、梁断面、及びスパンなどの仕様毎に水平構面の単位面積当たりのせん断耐力を定め、その値で耐力の検定を行う。

### 3. 7 下屋部分の屋根面と梁のせん断力の伝達割合について

下屋部分のモデル化の際にモデル化を単純化するための考えを以下に示す。一般的に下屋の部分を境に下側では、外壁は貼られていないが内壁と軸組は床レベルまで存在する。そのため、外壁に作用するせん断力は、床レベルまで連続している部材（筋交いを含む軸組と内壁）に作用するせん断力は梁を通して下屋部分に伝達され、下屋の部分で切れる外壁に作用するせん断力は下屋受け材を介して下屋の屋根面に伝達されると仮定することも考えられる。

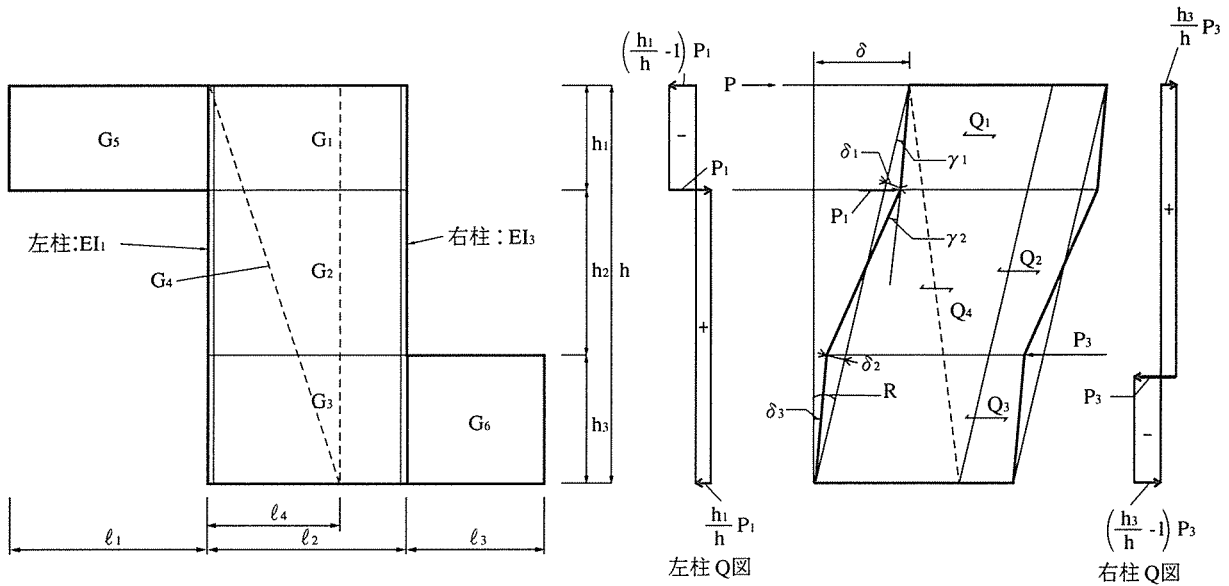
### 3. 8 鉛直構面（耐力壁）について

鉛直構面のモデル化では、耐力壁の上下に取り付いたたれ壁と腰壁を考慮されており、考慮された耐力抵抗要素としては、筋交い、内壁と外壁の面材、及び、軸組である。本モデルでは、面材をせん断パネル置換し、筋交い（筋交いもせん断パネル置換してモデルの簡略化を図っている）及び軸組を接合点で変位の適合条件を満たすように定式化した。たれ壁と腰壁については、圧縮側となる壁のみを考慮することにより、複数の耐力壁と開口からなる壁体を耐力壁を中心とするZ字型の単位壁体に分解して扱うことが可能となり、開口パターンによる分類を単純化することが出来る。本モデルにおける鉛直構面の変数としては、耐力壁の長さや高さ、内外壁の面材の種類、筋交いの断面と接合方法、軸組の断面、たれ壁や腰壁の長さや高さ等であり、たれ壁や腰壁を有した面材と軸組、及び筋交いを分離して図表化しておくことにより、各種の組み合わせに対応できるようになる。本モデルでは、耐力壁の側柱の上下はピン接合であり、耐力壁上下の梁や耐力壁脚部の浮き上がりや柱脚金物の影響については、鉛直構面のモデルに直列バネとして考慮することによりそれらの影響を考慮することとなる。

特に2階耐力壁については、軒桁から2階内壁の耐力壁へ力を伝達する場合、2階天井面に水平構面が形成されていないことから、梁の面外曲げにより外壁から内壁へとせん断力が伝達されることが多い。そのため、特に2階耐力壁の剛性や耐力の評価の際には、2階耐力壁の上下の梁の影響を考慮する必要がある。以下にモデル化の具体的な式展開を示す。



任意の面材と1部に筋かいをもつ、小壁、腰壁付耐力要素の一般式



$G_1 \sim G_6$  : 壁の面材などによるせん断弾性係数 [厚さを含んだディメンジョン(kg/cm)]

$G_4$  : 筋かい軸組部分をせん断パネル置換したときのG(kg/cm) [筋かい両端接合部バネを含む]

$Q_1$  : 上部面材部分の負担せん断力  $G_2$  : 中央部面材部分の負担せん断力  $G_3$  : 下部面材部分の負担せん断力

$Q_4$  : 筋かい軸組の負担せん断力

$P$  : 水平力、 $\delta$ : 層間変位  $R$ : 層間変形角

$P_1$  : 小壁の下枠材が左側の柱を押す水平圧縮力  $P_2$  : 腰壁が右柱を押す水平圧縮力

$\gamma_1$  : 上部面材部分のせん断変形角、 $\gamma_2$  : 中央部面材部分のせん断変形角  $\gamma_3$  : 下部面材部分のせん断変形角

$\delta_1$  :  $P_2$ によって左柱に生じる曲げたわみ  $\delta_3$  :  $P_3$ によって右柱に生じる曲げたわみ

※左小壁の下枠が押す力は、左側の柱だけを曲げて、右側の柱は影響を受けないものとした

力と変形のつりあい方程式

$$\left. \begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{Q_1}{G_1 l_2 + G_5 l_1}, \quad \gamma_2 = \frac{Q_2}{G_2 l_2}, \quad \gamma_3 = \frac{Q_3}{G_3 l_2 + G_6 l_3}, \quad R = \frac{Q_4}{G_4 l_4} \quad \dots \text{各部のせん断力とせん断変形角の関係} \\ R &= \frac{\delta}{h} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3}{h}, \quad \delta_1 = (R - \gamma_1) h_1, \quad \delta_2 = (R - \gamma_3) h_3 \quad \dots \text{変形角と変位の相互関係} \\ \delta_1 &= \frac{P_1 h_1^2 (h_2 + h_3)^2}{3EI_1 h}, \quad \delta_3 = \frac{P_3 h_3^2 (h_1 + h_2)^2}{3EI_3 h} \quad \dots \text{柱の曲げ剛性、長さとなわみの関係} \\ Q_1 + \left(\frac{h_1}{h} - 1\right) P_1 + \frac{h_3}{h} P_3 &= P - Q_4 \\ Q_2 + \frac{h_1}{h} P_1 + \frac{h_3}{h} P_3 &= P - Q_4 \\ Q_3 + \frac{h_1}{h} P_1 + \left(\frac{h_3}{h} - 1\right) P_3 &= P - Q_4 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{上部} \\ \text{中央部} \\ \text{下部} \end{array} \text{のせん断力のつりあい}$$

$$\delta_1 = (R - \gamma_1) h_1 = \frac{Q_4 h_1}{G_4 l_4} - \frac{Q_1 h_1}{G_1 l_2 + G_5 l_1} = \frac{P_1 h_1^2 (h_2 + h_3)^2}{3EI_1 h} \dots\dots\dots ①$$

$$\delta_2 = (R - \gamma_3) h_3 = \frac{Q_4 h_3}{G_4 l_4} - \frac{Q_3 h_3}{G_3 l_2 + G_6 l_3} = \frac{P_3 h_3^2 (h_1 + h_2)^2}{3EI_3 h} \dots\dots\dots ②$$

$$\begin{array}{rcl} Q_1 + \left(\frac{h_1}{h} - 1\right) P_1 + \frac{h_3}{h} P_3 = P - Q_4 & & Q_3 + \frac{h_1}{h} P_1 + \left(\frac{h_3}{h} - 1\right) P_3 = P - Q_4 \\ -) Q_2 + \frac{h_1}{h} P_1 + \frac{h_3}{h} P_3 = P - Q_4 & & -) Q_2 + \frac{h_1}{h} P_1 + \frac{h_3}{h} P_3 = P - Q_4 \\ \hline Q_1 - Q_2 - P_1 & = 0 & Q_3 - Q_2 - P_3 = 0 \end{array}$$

$$\text{よ) } P_1 = Q_1 - Q_2 \dots\dots\dots ③$$

$$P_3 = Q_3 - Q_2 \dots\dots\dots ④$$

$$R = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3}{h} = \frac{I}{h} \left\{ \frac{Q_1 h_1}{G_1 l_2 + G_5 l_1} + \frac{Q_2 h_2}{G_2 l_2} + \frac{Q_3 h_3}{G_3 l_2 + G_6 l_3} \right\} = \frac{Q_4}{G_4 l_4}$$

$$\frac{h_1}{G_1 l_2 + G_5 l_1} Q_1 + \frac{h_2}{G_2 l_2} Q_2 + \frac{h_3}{G_3 l_2 + G_6 l_3} Q_3 - \frac{h}{G_4 l_4} Q_4 = 0 \dots\dots\dots ⑤$$

$$③, ④ \text{ よ), } Q_2 + \frac{h_1}{h} P_1 + \frac{h_3}{h} P_3 = Q_2 + \frac{h_1}{h} (Q_1 - Q_2) + \frac{h_3}{h} (Q_3 - Q_2) = P - Q_4$$

$$Q_2 h + Q_1 h_1 - Q_2 h_1 + Q_3 h_3 - Q_2 h_3 + Q_4 h = Ph$$

$$Q_1 h_1 - Q_2 h_2 + Q_3 h_3 + Q_4 h = Ph \dots\dots\dots ⑥$$

$$\frac{Q_4}{G_4 l_4} - \frac{Q_1}{G_1 l_2 + G_5 l_1} = \frac{(Q_1 - Q_2) h_1 (h_2 + h_3)^2}{3EI_1 h}, \quad \frac{Q_4}{G_4 l_4} - \frac{Q_3}{G_3 l_2 + G_6 l_3} = \frac{(Q_3 - Q_2) h_3 (h_1 + h_2)^2}{3EI_3 h}$$

$$\frac{Q_4}{G_4 l_4} - \left\{ \frac{1}{G_1 l_2 + G_5 l_1} + \frac{h_1 (h_2 + h_3)^2}{3EI_1 h} \right\} Q_1 + \frac{h_1 (h_2 + h_3)^2}{3EI_1 h} Q_2 = 0 \dots\dots\dots ⑦$$

$$\frac{Q_4}{G_4 l_4} - \frac{Q_3}{G_3 l_2 + G_6 l_3} = \frac{(Q_3 - Q_2) h_3 (h_1 + h_2)^2}{3EI_3 h}$$

$$\frac{Q_4}{G_4 l_4} - \left\{ \frac{1}{G_3 l_2 + G_6 l_3} + \frac{h_3 (h_1 + h_2)^2}{3EI_3 h} \right\} Q_3 + \frac{h_3 (h_1 + h_2)^2}{3EI_3 h} Q_2 = 0 \dots\dots\dots ⑧$$

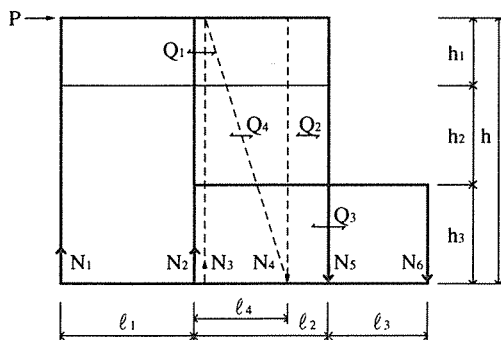
式⑤、⑥、⑦、⑧、より、 $Q_1 \sim Q_4$ を変数とする4元連立方程式は以下のとおりとなる。

$$\begin{pmatrix} \frac{h_1}{G_1 l_2 + G_5 l_1} & \frac{h_2}{G_2 l_2} & \frac{h_3}{G_3 l_2 + G_6 l_3} & -\frac{h}{G_4 l_4} \\ h_1 & h_2 & h_3 & h \\ -\left\{ \frac{h_1}{G_1 l_2 + G_5 l_1} + \frac{h_1(h_2+h_3)^2}{3EI_1} \right\} & \frac{h_1(h_2+h_3)^2}{3EI_1} & O & \frac{h}{G_4 l_4} \\ O & \frac{h_3(h_1+h_2)^2}{3EI_3} & -\left\{ \frac{h}{G_3 l_2 + G_6 l_3} + \frac{h_3(h_1+h_2)^2}{3EI_3} \right\} & \frac{h}{G_4 l_4} \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} O \\ Ph \\ O \\ O \end{pmatrix}$$

これを解いて、 $Q_1 \sim Q_4$ を得る。このとき、耐力要素の水平剛性  $D$  (kg/cm) は、

$$D = \frac{P}{\delta} = \frac{P}{Rh} = \frac{P}{h} \times \frac{G_4 l_4}{Q_4} = \frac{PG_4 l_4}{Q_4 h} \dots\dots\dots \textcircled{9}$$

また、各柱脚部の鉛直方向軸力は、次のようになる(引張方向を正とした)。



$$N_1 = Q_1 \times \frac{l_1}{l_1 + l_2} \times \frac{h_1}{l_1} = \left( \frac{h_1}{l_1 + l_2} \right) Q_1 \dots\dots\dots \textcircled{10}$$

$$N_2 = Q_2 \times \frac{h_2}{l_2} + Q_3 \times \frac{h_3}{l_2 + l_3} \dots\dots\dots \textcircled{11}$$

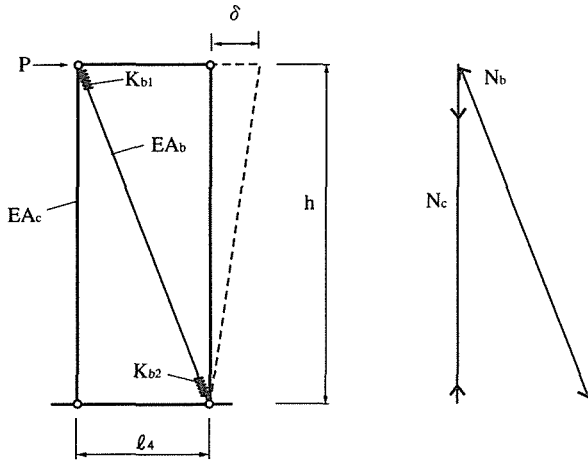
$$N_3 = -N_4 = Q_4 \times \frac{h}{l_4} \dots\dots\dots \textcircled{12}$$

$$N_5 = -\left( Q_2 \times \frac{h_2}{l_2} + Q_1 \times \frac{h_1}{l_1 + l_2} \right) \dots\dots\dots \textcircled{13}$$

$$N_6 = -\left( Q_3 \times \frac{h_3}{l_2 + l_3} \right) \dots\dots\dots \textcircled{14}$$

筋かい軸組の柱と、壁部の柱が一致するときは、 $N_2 + N_3$  および  $N_4 + N_5$  となる。

筋かい軸組のせん断パネル置換式誘導



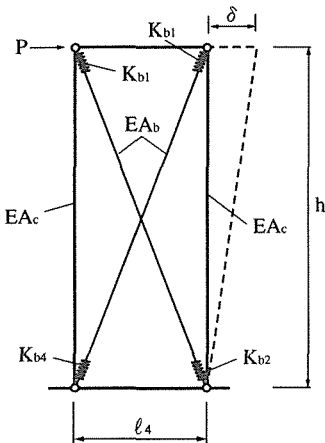
※柱脚バネは、全ての耐力要素の計算終了後に、柱鉛直荷重と、左右の耐力要素からの軸力を加えてから導入する。

$$N_c = \frac{Ph}{l_4} \quad N_b = \sqrt{\frac{P^2 h^2}{l_4^2} + P^2} = P \sqrt{1 + \frac{h^2}{l_4^2}}$$

$$\delta = \int \frac{N_0 N_1}{EA} ds = \frac{Ph}{EA_c} \times \frac{h}{l_4} \times h + \frac{P(1 + \frac{h^2}{l_4^2}) \times \sqrt{l_4^2 + h^2}}{EA_b} + \frac{P(l_4^2 + h^2)}{K_{b1} l_4^2} + \frac{P(l_4^2 + h^2)}{K_{b2} l_4^2}$$

$$= \frac{Ph^3}{EA_c l_4^2} + \frac{P(l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{EA_b l_4^2} + \frac{P(l_4^2 + h^2)}{K_{b1} l_4^2} + \frac{P(l_4^2 + h^2)}{K_{b2} l_4^2} = \frac{Ph}{G_4 l_4} \quad \text{より}$$

$$\therefore G_4 = 1 / \left\{ \frac{h^2}{EA_c l_4} + \frac{(l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{EA_b l_4 h} + \frac{l_4^2 + h^2}{K_{b1} l_4 h} + \frac{l_4^2 + h^2}{K_{b2} l_4 h} \right\} \dots \dots \dots \text{片筋かい}$$



$$\delta = \frac{P_1 h^3}{EA_c l_4^2} + \frac{P_1 (l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{EA_b l_4^2} + \frac{P_1 (l_4^2 + h^2)}{K_{b1} l_4^2} + \frac{P_1 (l_4^2 + h^2)}{K_{b2} l_4^2}$$

$$= \frac{(P - P_1) h^3}{EA_c l_4^2} + \frac{(P - P_1) (l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{EA_b l_4^2} + \frac{(P - P_1) (l_4^2 + h^2)}{K_{b3} l_4^2} + \frac{(P - P_1) (l_4^2 + h^2)}{K_{b4} l_4^2}$$

$$P_1 \left[ \left\{ \frac{2h^3}{EA_c l_4^2} + \frac{2(l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{EA_b l_4^2} \right\} + \frac{(l_4^2 + h^2)}{l_4^2} \left\{ \frac{1}{K_{b1}} + \frac{1}{K_{b2}} + \frac{1}{K_{b3}} + \frac{1}{K_{b4}} \right\} \right]$$

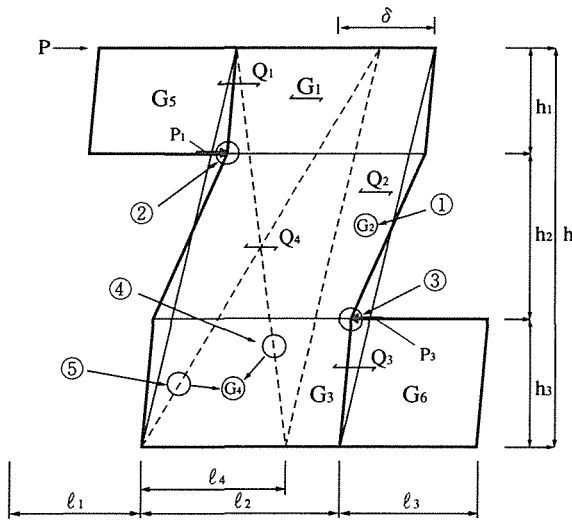
$$= P \left[ \left\{ \frac{h^3}{EA_c l_4^2} + \frac{(l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{EA_b l_4^2} \right\} + \frac{(l_4^2 + h^2)}{l_4^2} \left\{ \frac{1}{K_{b3}} + \frac{1}{K_{b4}} \right\} \right]$$

$$\therefore G_4 = \frac{\frac{l_4 h}{l_4^2} \left[ \frac{2h^3}{EA_c l_4^2} + \frac{2(l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{EA_b l_4^2} + \frac{(l_4^2 + h^2)}{l_4^2} \left\{ \frac{1}{K_{b1}} + \frac{1}{K_{b2}} + \frac{1}{K_{b3}} + \frac{1}{K_{b4}} \right\} \right]}{\left[ \frac{h^3}{EA_c l_4^2} + \frac{(l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{EA_b l_4^2} + \frac{(l_4^2 + h^2)}{l_4^2} \left\{ \frac{1}{K_{b1}} + \frac{1}{K_{b2}} \right\} \right] \left[ \frac{h^3}{EA_c l_4^2} + \frac{(l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{EA_b l_4^2} + \frac{(l_4^2 + h^2)}{l_4^2} \left\{ \frac{1}{K_{b3}} + \frac{1}{K_{b4}} \right\} \right]} \dots \dots \dots \text{両筋かい}$$

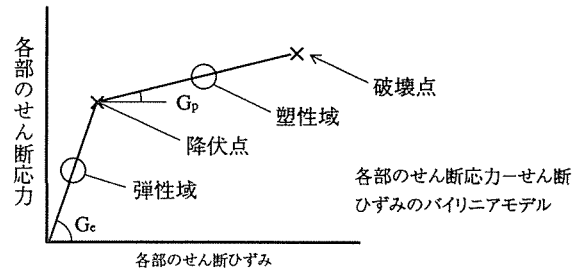
$$= \frac{EA_c EA_b l_4 h \left[ 2EA_b l_4^2 + 2EA_c (l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}} + EA_c EA_b (l_4^2 + h^2) \left\{ \frac{K_{b2} K_{b3} K_{b4} + K_{b1} K_{b3} K_{b4} + K_{b1} K_{b2} K_{b4} + K_{b1} K_{b2} K_{b3}}{K_{b1} K_{b2} K_{b3} K_{b4}} \right\} \right]}{\left[ EA_b h^3 + EA_c (l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}} + EA_c EA_b (l_4^2 + h^2) \left\{ \frac{K_{b1} + K_{b2}}{K_{b1} K_{b2}} \right\} \right] \left[ EA_b h^3 + EA_c (l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}} + EA_c EA_b (l_4^2 + h^2) \left\{ \frac{K_{b3} + K_{b4}}{K_{b3} K_{b4}} \right\} \right]} \times EA_c^2 EA_b^2 EA^2$$

$$= \frac{EA_c EA_b l_4 h \left[ 2K_{b1} K_{b2} K_{b3} K_{b4} \left\{ EA_b h^3 + EA_c (l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}} \right\} + EA_c EA_b (l_4^2 + h^2) (K_{b2} K_{b3} K_{b4} + K_{b1} K_{b3} K_{b4} + K_{b1} K_{b2} K_{b4} + K_{b1} K_{b2} K_{b3}) \right]}{\left\{ EA_b h^3 + EA_c (l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}} + K_{b1} K_{b2} + EA_c EA_b (l_4^2 + h^2) (K_{b1} K_{b2}) \right\} \left\{ EA_b h^3 + EA_c (l_4^2 + h^2)^{\frac{3}{2}} + K_{b3} K_{b4} + EA_c EA_b (l_4^2 + h^2) (K_{b3} K_{b4}) \right\}}$$

# 「1部筋かい+小壁・腰壁付」耐力要素のP-δ包絡線の算定方法

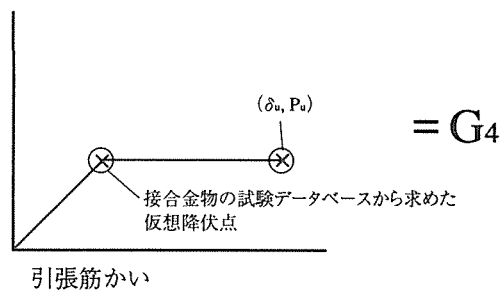
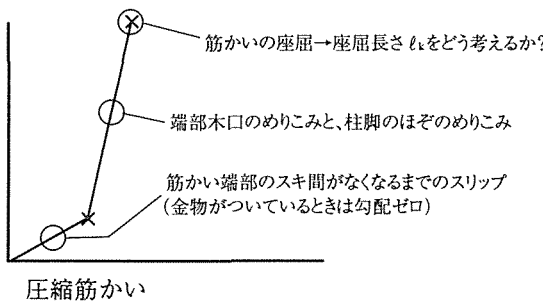


左図の①～⑤の各部分が、Pの増加に伴い、弾性域→降伏点→塑性域→破壊



のどの段階に、どういう順番で達するかを追跡することで、P-δ包絡線が求められる。

- ①：壁の面材のせん断破壊。なお、 $G_2 = G_{2外} + G_{2内}$ としておき、外壁側面材と内壁側面材のバイリニアモデルを別々に与え、それぞれの降伏、破壊を追跡する
- ②：小壁の下枠材が左側の柱を押しす力によって起こる柱の曲げ破壊
- ③：腰壁の上枠材が右側の柱を押しす力によって起こる柱の曲げ破壊  
…木材の曲げ破壊は、ほとんど脆性破壊に近い性状であるため、塑性域はなしとする。  
なお、枠材と柱の接点で、柱に断面欠損がある場合は、それを考慮したZとすること。
- ④：圧縮筋かいの、初期スリップ(すき間がなくなるまで)、端部めりこみ、座屈破壊
- ⑤：引張筋かいの、端部接合金物の降伏、破壊



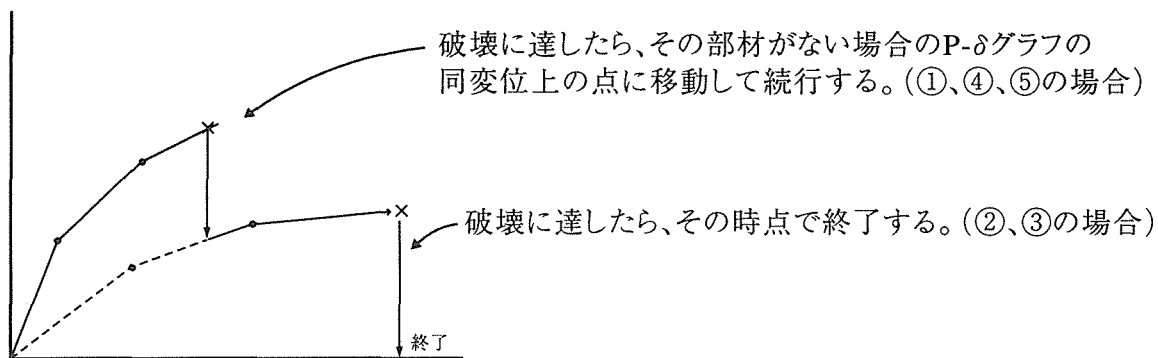
## 荷重増分解析の方法

せん断弾性係数をGe、塑性係数をGpとしたとき、

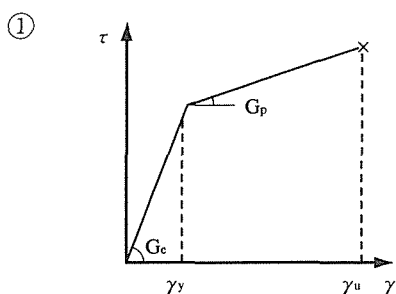
```

    graph TD
      Start([スタート]) --> Step1[全ての部材が弾性として、P=1kgの力を与えたときの Q1～Q4などを求める]
      Step1 --> Step2[それぞれの部材 i の降伏点に達するときの荷重 Pi を比べ、最小値を第 1 降伏荷重とする]
      Step2 --> Step3[部材 i の剛性を塑性 Gpi にして、P=1 を与えて再計算する]
      Step3 --> Step4[各部材の (先ほどの Pi のときのせん断応力) + (今回の再計算による応力) × Pj = 降伏応力としたときの Pj の最小値を、第 2 降伏荷重とする]
  
```

破壊点に達したときは、それぞれの部材ごとに、次のように対応する

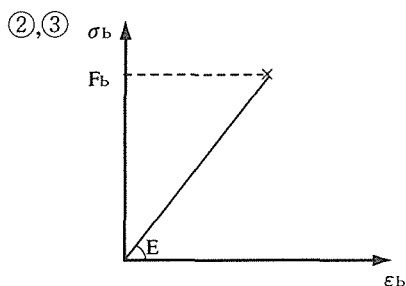


計算に必要な各部材の入力情報

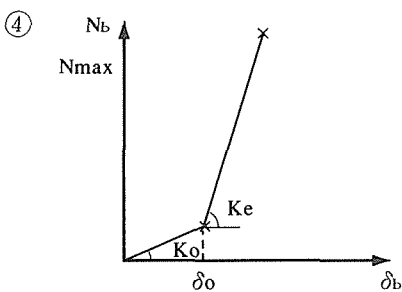
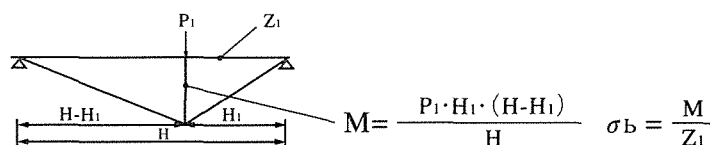


外壁面材 内壁面材それぞれについて

せん断弾性係数： $G_c$  (kg/cm)  
 せん断塑性係数： $G_p$  (kg/cm)  
 降伏せん断変形角： $\gamma_y$  (rad)  
 最大せん断変形角： $\gamma_u$  (rad)



柱材の曲げヤング係数： $E$  (kg/cm)  
 柱材の終局曲げ強度： $F_b$  (kg/cm)

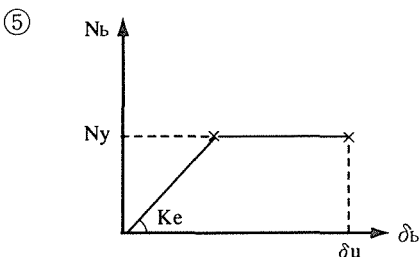


圧縮筋かい端部のスキ間がなくなるまでのオフセット変位： $\delta_o$  (cm)  
 圧縮筋かいの座屈軸力： $N_{max}$  (kg)

〔細長比が 100 以上のときは、 $N_{max} = \frac{\pi^2 E_b I_b}{\ell_k^2}$ …オイラー式  
 細長比が 100 以下のときは、 $N_{max} = (1.3 - 0.01\lambda) F_{cb} \cdot A_b$ …テトマイヤー式〕

圧縮筋かいの初期スリップ剛性： $K_o$   
 … $k_{b1}, k_{b2}$  をゼロ、又は「筋かい金物+釘」のすべり剛性としたもの

圧縮筋かいの弾性剛性： $K_e$   
 … $k_{b1}, k_{b2}$  に、端部木口のめりこみと柱脚ほぞのめりこみによる圧縮剛性を入れたもの



引張筋かい端部の接合金物の仮想降伏点荷重： $N_y$

引張筋かいの弾性剛性： $K_e$   
 … $K_{b3}, K_{b4}$  に、接合金物の弾性剛性を入れたもの。  
 接合金物の終局変位にもとづく  $\delta_u$

### 3. 9 木造住宅の簡易耐震2次設計法

2次設計を現行手法の延長として自然な形で導入できるようにするべきであると考え、靱性部材と脆性部材の混在する鉄筋コンクリート構造を例に2次設計の流れをレビューして、その手法を現行の木質構造設計法に沿うように改良を加えた2次設計法を提案する。

構造特性係数 $D_s$ とは、構造物が地震時に強度型で抵抗するか靱性型で抵抗するかを決める値であり、鉄筋コンクリート造では、各階毎に $D_s$ は定められているが、木造住宅は建物規模が小さく、その大半は1階に変形が集中する傾向にあることから、建物1棟あたり $D_s$ は1つとすべきであろう。鉄筋コンクリート構造では、建物を構成している柱や耐震壁が強度型か靱性型かを構造性能種別（FA～FD、WA～WD）で分類して、それらの構成比率に応じて $D_s$ の値が決定される。鉄筋コンクリート造では、部材の挙動を材料モデルから組み立てて表現する研究は現在かなり進んでいるが、靱性の最小評価単位である柱や耐震壁の部材実験データに基づいて構造性能種別を評価している。以上の手法を木構造に適用すると以下ようになる。

1)  $D_s$ を算出するための構造性能種別は、耐力壁の仕様毎に決めることとする。すなわち、靱性の最小評価単位は耐力壁であり、原則的には試験結果に基づいて耐力壁の構造種別が決定される。

2) 現在、接合部などの靱性を評価することが試みられているが、接合部の靱性評価から耐力壁の構造性能種別を決定するためには、接合部の靱性と耐力壁との靱性の関係を力学モデルを用いて明らかにする必要がある。

3) 靱性評価の最小単位は耐力壁であるので、接合部の性能から力学モデルを用いて耐力壁の靱性を評価する場合、力学モデルにより得られた耐力壁の $Q-R$ 関係で靱性を評価することとする。その理由は、接合部の許容応力度で耐力壁の許容耐力を規定すると許容耐力時の変形角にばらつきが生じたり、負担耐力的が少ないにも関わらず、クリティカルな接合部の許容耐力で耐力壁の許容耐力が支配されたりするため、耐力壁を1つの構造システムと考えた場合不都合が生じることによる。従って、構造種別の決定に限定すると、接合部単体の許容応力度は定義する必要はなく、接合部試験結果の $P-\delta$ 曲線をいかに単純なモデルで正確に表現できるかがポイントとなる。

4) 現行の許容応力度設計法は、原則的には層間変形角 $1/120\text{rad.}$ 時の耐力を対象としている。従って、現行設計法の枠組みを崩さず2次設計を行うには、 $1/60\text{rad.}$ 、 $1/30\text{rad.}$ 、 $1/10\text{rad.}$ 時の耐力を $1/120\text{rad.}$ 時の耐力に対する比率（ $\beta_{60}$ 、 $\beta_{30}$ 、 $\beta_{10}$ ）で表現し、靱性率の近い部材を同じグループとして構造性能種別（WA, WB, WC, WD）に分類する必要がある（図3-6）。なお、同一構造種別においては、コンピュータによる精算の場合を除いて、計算の簡略化のために $\beta_{60}$ 、 $\beta_{30}$ 、 $\beta_{10}$ の値には、それぞれ同一の値を用いる。

5) 想定変形角（ $1/60\text{rad.}$ や $1/30\text{rad.}$ など）における耐力を計算して保有耐力 $\Sigma(\beta \Sigma Q_d)$ とし、それらの値が該当する変形角になるときの必要せん断力（たとえばエネルギー一定則に基づいて算出された地震力 $1G$ に対して低減された値（ $D_s$ 値に相当する））と比較検定する（表3-2）。

6) 想定変形角が大きくなり（ $1/10\text{rad.}$ 程度）、 $D_s$ 値が要求する必要せん断力が $P-\Delta$

効果による必要せん断力を下回る場合には両者の大きい方を採用する（図3-7）。

7) 1/120rad.時は1次設計に対応するため、標準せん断力係数 $C_0$ は1/60rad.や1/30rad.時の標準せん断力係数 $\times D_s$ の値との整合性はとる必要はない。

8) 耐風設計は強度抵抗型であるため、1/120rad.時の耐力で検定する（表3-2）。

9) 耐力壁については、釘のピッチや金物の名称や面材の厚さなど仕様を具体的に明記した上で、1/120rad.時の許容耐力と共に、構造性能種別WA, WB, WC, WDに分類して表で提示する。

10) 雑壁の効果のうち、内外装仕上げ材や間仕切り壁の効果については、それらのQ-R関係を実験的に調べることにより組み込むことが可能である。ラスモルタルなど脆性的な材料は1次設計では考慮しても2次設計で無視することにより大地震時の安全性は確保される。また、小地震ではラスモルタルはかなりの耐力を負担しており、変形の抑制効果があるから1次設計では考慮する方が実際の挙動に近くなると考えられる。

11) 耐力壁のせん断力-層間変形関係については、小壁、たれ壁、腰壁の効果も含めてコンピュータによる高度なモデル化（3.3.8節参照）により、予め設計図表を準備しておく。

12)  $F_{es}$ のうち、偏心については現在設計で用いられているゾーニングと剛床の方法の中間的な手法を用いる。（具体的には3.2節或いは、3.3.10節の方法による）

手計算による設計では、具体的には表3-2を用いて検定する。2次設計時に何れの想定変形角においても不可となる場合には、下表を用いると、その原因が分かりやすく設計変更の方針がたてやすい。コンピュータにより接合部の性能から建物全体を解析する場合、 $\beta$ の値を使用せずに直接各想定変形角における耐力を算出して検定する。



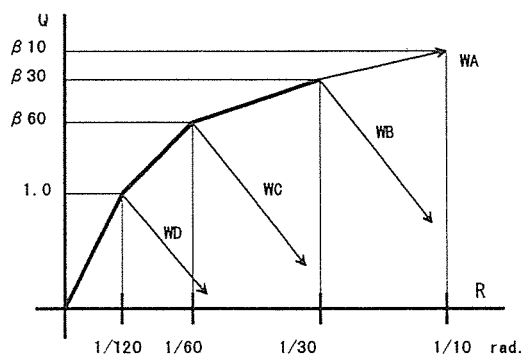


図3-6 1/120rad.時の耐力で無次元化されたQ-R曲線

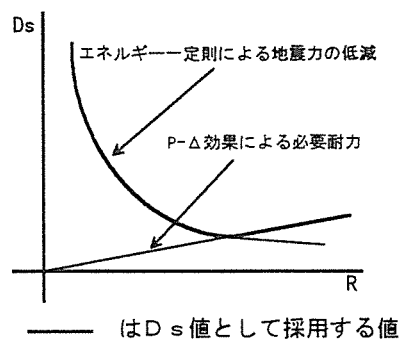


図3-7 Dsの与え方

表3-2 手計算による設計手法

想定変形角	1次設計	2次設計					
	1/120	1/60		1/30		1/10	
	$\Sigma Qd$	$\beta 60$	$\Sigma Qd$	$\beta 30$	$\Sigma Qd$	$\beta 10$	$\Sigma Qd$
WD	a	b	c=a×b	d	e=a×d	f	g=a×f
WC	↓		↓		↓		↓
WB	↓		↓		↓		↓
WA	↓		↓		↓		↓
$\Sigma Qd$	aの合計	****	cの合計	****	eの合計	****	gの合計
地震時 $\Sigma Qn$							
暴風時 $\Sigma Qn$			****		****		
判定							

\*\*\*\* は記入不要欄

$\beta 60$ 、 $\beta 30$ 、 $\beta 10$ は各想定変形角時の $R=1/120rad.$ 時耐力に対する比

地震時 $\Sigma Qn=W Ai Co Z Rt$ ; 2次設計時  $Co=Ds \times Fes \times 1.0$

最大耐力後に想定変形角がある場合には  $0 \leq \beta < 1.0$

最大耐力前に想定変形角がある場合には  $1.0 \leq \beta$

### 3. 10 立体効果を考慮した捻れ変形の評価モデル

はじめに 木造住宅の耐震診断では偏心率による耐力の低減率が示されてはいるが、木造住宅では、非木造と比べて水平構面の剛性が鉛直構面の剛性と比べてさほど大きくないこと、及び、極端にバランスの悪い建物が多いためなどから、非木造の手法をそのまま適用することに問題がある。そこで、水平構面の剛性を考慮したねじれの評価モデルを提案し、木造住宅の耐震設計・耐震診断法の開発のための基礎資料とすることを目的とする。

#### 立体効果を考慮した捻れ変形の評価モデル

図3-8のモデルを用いて以下の仮定条件に従い式展開を行った。

- 1) 各耐力壁線の剛性を剛心を境としてXY両方向とも2カ所に集約する。
- 2) 剛心回りの回転剛性を求める。
- 3) X方向の加力を考えた場合、 $k_{x1}$ と $k_{x2}$ によるねじれを $k_{y1}$ と $k_{y2}$ で抑制すると考える。その際、床のせん断変形 $\gamma$ により $\theta_x = \theta_y + \gamma$ となり、抑制効果が低減されると考える。
- 4) 重心との偏心距離 $e_y$ により生じるモーメントに対して釣り合い式を作る。

2×4間の実大水平構面実験結果より、図3-9に示すように全ての変形成分をせん断変形と仮定して水平構面のせん断剛性 $G_f$ を算出し、表3-3に示す。鉛直構面のせん断剛性 $G_w$ については、耐力壁が $1/120\text{rad}$ 変形したときのせん断力 $=120 \times 4/3 \times$ 壁倍率に対する割線剛性から算出し、壁倍率 $=1.0$ の場合では、 $G_w = 20.8 \text{ tf/m}^2$ となり、 $K_w = G_f / 2.73 = 7.62 \text{ tf/m}$ とした。

総2階建ての住宅を想定し、1階床面積に対して必要壁を求め、層間変形角 $1/120\text{rad}$ 時の想定地震力、即ち、必要壁長 $\times 1.5 \times 3/4$ を水平力として与えた。建物の質量重心は1階平面の図心にあるものとし、2階の耐力壁から来るせん断力については無視した。

**解析結果及び考察** X, Y両方向とも必要壁率とし、Y方向にはバランス良く壁が配置されており、X方向の壁配置のみを変数とした。

図3-10では、横軸は、X方向の耐力壁の偏在率 $k_{x1}/k_{x2}$ である。縦軸は剛心の並進変位に対する耐力壁の少ない方の変位の比率 $dx_1/dx$ であり、 $dx_1/dx=1.0$ は変形が許容変形内すなわち $\delta=1/120\text{rad}$ でねじれがない事を意味する。そのため、耐力壁の偏在率 $k_{x1}/k_{x2}$ を一定にしてねじれ変形を許容値以内におさめようとする、建物全体の壁率を $dx_1/dx$ の分だけ割増す必要がある。建物形状においては $L_x$ が長くなるに従い、ねじれを抑制する側の腕の長さが長くなるため、床剛性の影響が大きくなる。そのような傾向は建物の縦横比によって異なるが、実寸法には依存しない。

X方向とY方向の耐力壁による回転剛性の比で表現した図を図3-11に示す。回転剛性の比で表されているため、実寸法や縦横比による影響はあらわれない。 $k_{mx}$ と $k_{my}$ は剛床であれば式①、式②で求めたより、 $k_{mx}:k_{my}$ の値を求めて本図より $dx_1/dx$ を求める。柔床であれば式③で $k_{my}$ の低減率を求めて、 $k_{mx}:k_{my}$ の値を算出する。図3-10と図3-11より、 $k_{x1}/k_{x2} < 0.3$ 付近から急激に $dx_1/dx$ が増加する傾向がある。同図に文献で用いられている偏心率(対応する $k_{mx}:k_{my}$ の値は()で示す)との比較に示すように、精密耐震診断では偏心率 $> 0.5$ では耐力の低減率(設計では割増率)が一定となっているが、本解析では、急激に捻れ変形が増大しており、偏心率 $> 0.5$ となる時の上限値の設定が不合理であることが明らかとなった。

参考文献 建設省住宅局監修「木造住宅の耐震精密診断と補強方法」、pp.17

剛心位置を求める式

$$lx1 = \left( \frac{ky2}{ky1 + ky2} \right) \cdot lx \quad ly1 = \left( \frac{kx2}{kx1 + kx2} \right) \cdot ly$$

$$lx2 = \left( \frac{ky1}{ky1 + ky2} \right) \cdot lx \quad ly2 = \left( \frac{kx1}{kx1 + kx2} \right) \cdot ly$$

剛心回りの回転座標系から直交座標系への変換

$$dx1 = dx + ly1 \cdot \theta_x \quad dy1 = dy + lx1 \cdot \theta_y$$

$$dx2 = dx - ly2 \cdot \theta_x \quad dy2 = dy - lx2 \cdot \theta_y$$

X方向ばねによる回転剛性

$$k_{mx} = kx1 \cdot ly1^2 + kx2 \cdot ly2^2$$

$$k_{mx} = kx1 \cdot kx2 \cdot \frac{ly^2}{(kx1 + kx2)} \dots \textcircled{1}$$

Y方向ばねによる回転剛性

$$k_{my} = ky1 \cdot lx1^2 + ky2 \cdot lx2^2$$

$$k_{my} = ky1 \cdot ky2 \cdot \frac{lx^2}{(ky1 + ky2)} \dots \textcircled{2}$$

X, Y方向の力の釣り合いより

$$Px - kx1 \cdot dx1 - kx2 \cdot dx2 = 0$$

$$Py - ky1 \cdot dy1 - ky2 \cdot dy2 = 0$$

$$Py = 0 \text{ より } ky1 \cdot dy1 + ky2 \cdot dy2 = 0$$

剛心回りのモーメントの釣り合いより

$$Px \cdot ey - M_x - M_y = 0 \quad M_x = K_{mx} \cdot \theta_x \quad M_y = K_{my} \cdot \theta_y$$

床のモーメントと回転変形の関係は  $M_y = K_{mf} \cdot \gamma$

変形の適合条件より  $\theta_x = \theta_y + \gamma$

$$\text{整理して } \theta_x = \left( \frac{1}{k_{my}} + \frac{1}{k_{mf}} \right) \cdot M_y$$

$$\text{以上より } Px \cdot ey = \left( k_{mx} + \frac{1}{\frac{1}{k_{my}} + \frac{1}{k_{mf}}} \right) \cdot \theta_x$$

床が剛の場合に対する低減率  $\alpha$  を導入して

$$Px \cdot ey = (k_{mx} + \alpha \cdot k_{my}) \cdot \theta_x$$

$$\alpha = \frac{1}{\left[ 1 + \left( \frac{k_{my}}{k_{mf}} \right) \right]} \dots \textcircled{3}$$

床剛性  $k_{mf}$  は単位面積当たりのせん断剛性  $Gf$  より

$$M_y = Q (ly1 + ly2) = Q \cdot ly$$

$$Q = (lx1 + lx2) \cdot Gf \cdot \gamma = lx \cdot Gf \cdot \gamma$$

$$k_{mf} = lx \cdot ly \cdot Gf$$

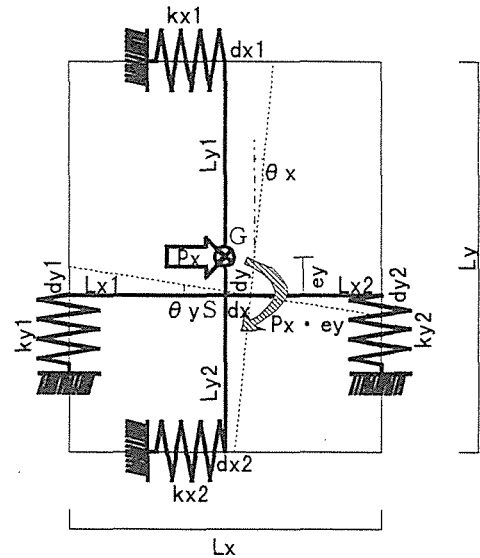


図3-8 解析モデル

表 3-3 Gf の値

床の種類	$\delta=1/120$ 時 Gf(tf/m <sup>2</sup> )	$\delta=1/300$ 時 Gf(tf/m <sup>2</sup> )
火打梁なし、合板下地 (根太と梁に渡りあご掛け)	57.53	77.88
火打梁なし、合板下地	40.88	47.39
火打梁あり、製材下地	28.19	35.85
火打梁なし、製材下地	17.14	25.55

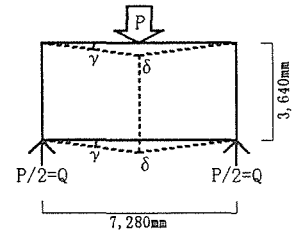
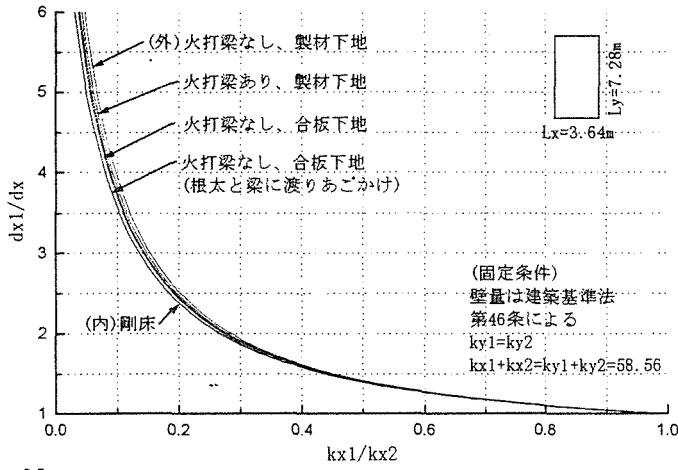


図 3-9 Gf の算出方法

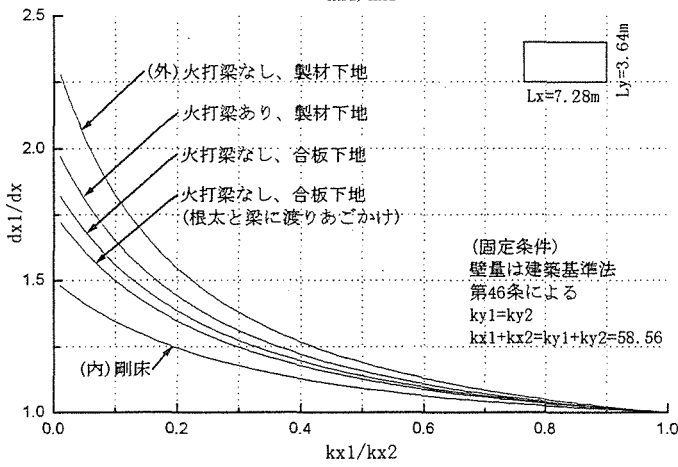


図 3-10 建物形状による比較

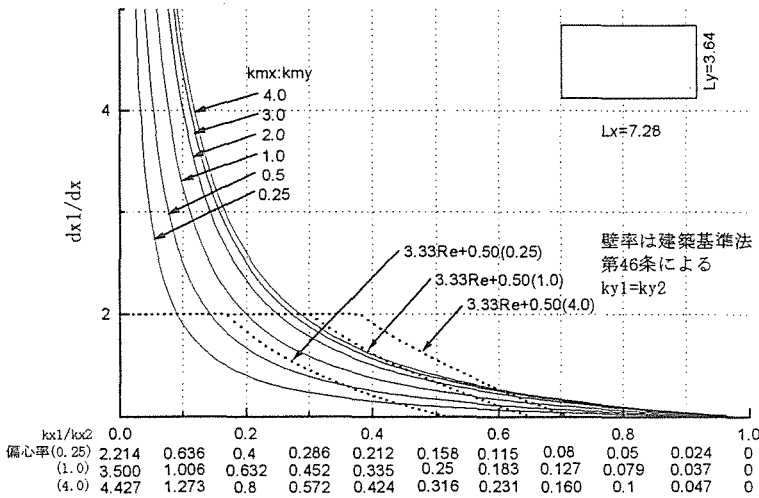


図 3-11 捻れ剛性比及び偏心率との関係

### 3. 11 阪神・淡路大震災における木造住宅の倒壊原因に関する考察と過大応答の生じる建物の2次設計のあり方

(a) はじめに

阪神・淡路大震災では14万棟余りの建物が全半壊し、約6000人の犠牲者の大半は木造住宅の倒壊より圧死した。筆者らは図3-12に示す神戸市東灘区魚崎から岡本地区の約2000棟の木造住宅の全数調査結果と阪神全域における192棟の平面図と被害の関係を記録した詳細調査結果より、限られた地域であるが木造住宅の被害の全貌を明らかにした[1]。その後、「人的被害研究会」によって同地区における全数アンケート調査やヒヤリング調査も実施された[2, 3]。その結果、犠牲者の発生した倒壊家屋において一命を取り留めた方々からは、「家屋が一瞬にして倒壊した」が7割を占め、「揺れながら倒壊した」は3割に満たなかったとの調査結果が得られた。また、過去の地震被害とは異なり、犠牲者の殆どは即死状態であり、死亡者に対する重傷者の割合が少なかった。このことは、倒壊家屋の下敷きになった場合、その多くが致命傷であったことを裏付けており、家屋倒壊を防止することがいかに重要であるかを物語っている。また、建物の全数調



図3-12 全数調査の調査対象地

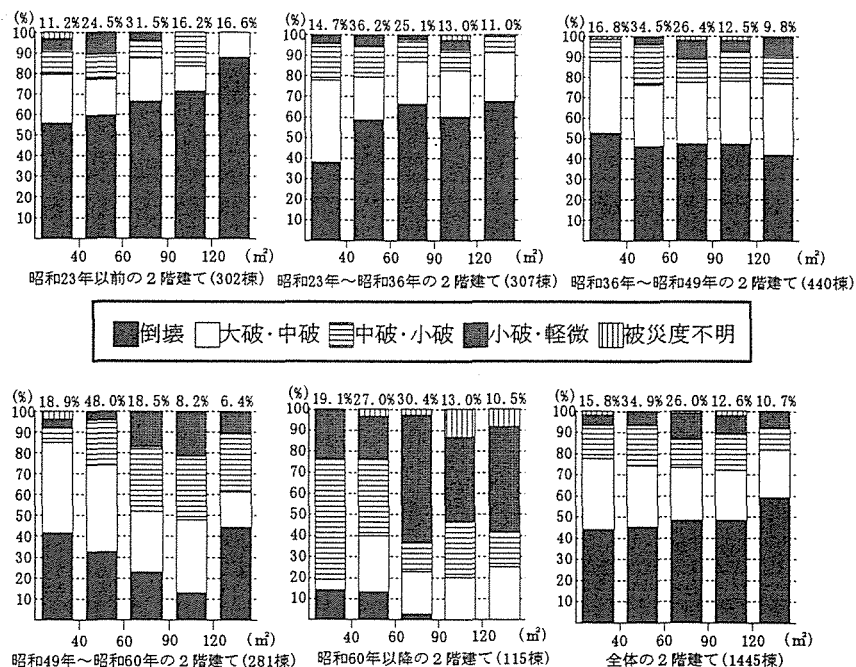


図3-13 全数調査による魚崎～岡本地区の被害内容

査と死体検案書のデータベースの結合により、倒壊した家屋においては建物の建築年代よりも建物の規模が死亡危険確率を大きく支配することも明らかになった。しかしながら建物の倒壊原因については「老朽化した」とか「絶対的な耐力不足」といった定性的な表現でしか説明されておらず、阪神・淡路大震災の経験を耐震診断や耐震補強に生かすためには、定量的な評価が必要となる。図3-12に示す神戸市東灘区魚崎から岡本地区の全数調査結果よりサンプル数の多い2階建て木造住宅では、図3-13に示すように建築年代の古い建物規模の大きいものの倒壊率が、また、建築年代の新しいものでは建築規模の小さいものの倒壊率が高い。しかしながら震度7地域の詳細調査結果では、図3-14に示すように耐震性能や入力地震動の個体差によるばらつきが大きく、また、倒壊家屋のデータが殆ど収集できなかったこともあり、詳細調査の被害事例から図3-13の被害傾向を定量的に説明するに至らなかった。そこで、本節では、全数調査と詳細調査の結果を統計的に結合して被害レベルと必要壁量の関係を明らかにすると共に、図3-13の被害傾向の再現を試みる。そして統計処理により得られた必要壁率に対して、力学的な裏付けを行

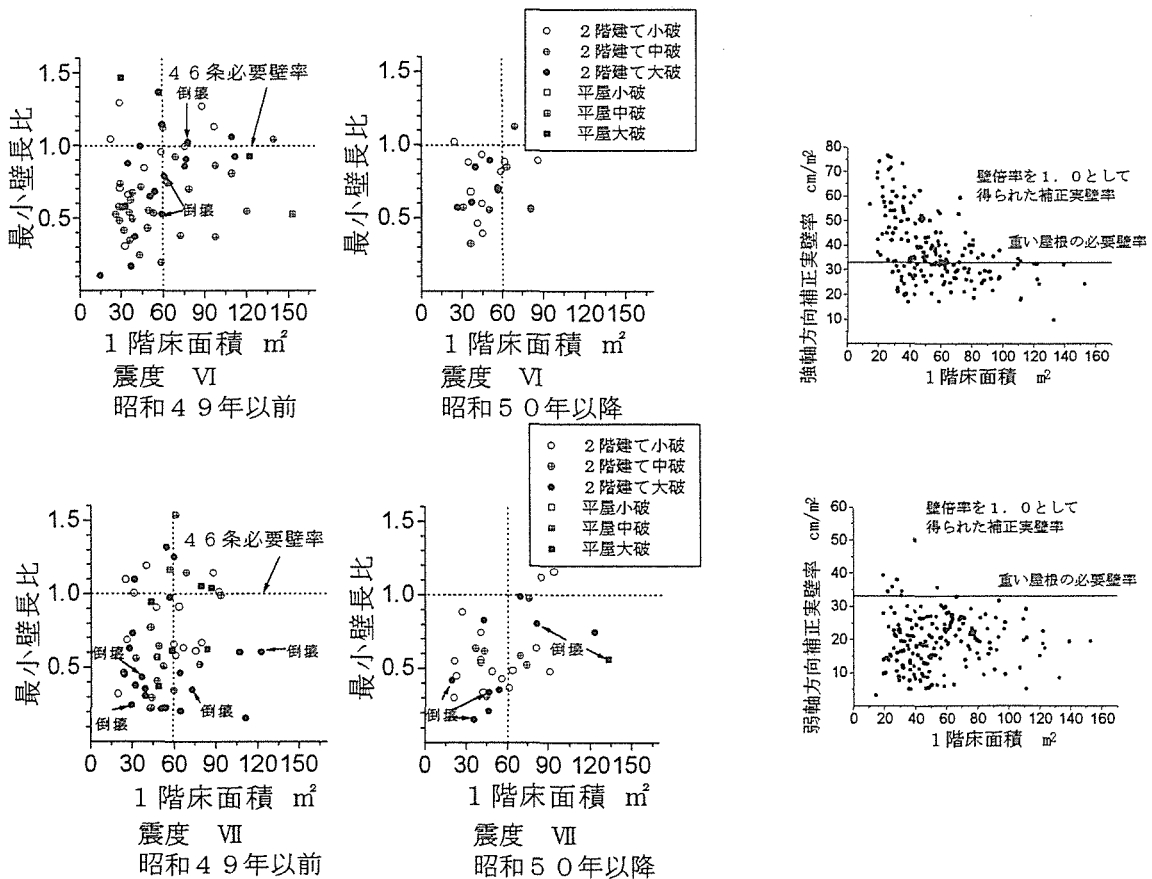


図3-14 詳細調査で得られた被害と壁倍率=1.0 補正実壁率の1階床面積に対する分布  
とした補正実壁率の充足度の関係

図3-15 強軸方向と弱軸方向の

ないその妥当性を検討し、過大応答の恐れのある建物の2次設計のあり方を示すことを目的とする。

(b) 統計処理による必要壁率の推定

全数調査で得られた被害率と詳細調査で得られた壁率は同一地域で調査していないので、対応していない。しかしながら、詳細調査は震度7と6の広範囲の地域で行っており、震度7地域の倒壊家屋の調査は殆ど不可能であったが、震度6地域で大破した家屋の調査がされている。従って、震度6地域で大破した家屋から震度7地域で倒壊した家屋の性状を類推できるものとする。各建物の平面図より半間以上の無開口壁に対して外壁と内壁共に壁倍率=1.0と仮定して実壁長を求め、それに偏心率による補正係数を乗じて補正壁率を算出した[4]。強軸と弱軸方向の補正壁率と1階床面積の関係を図3-15に示す。これらの壁率分布より、個体差の影響が少なくなるように以下の処理を行い、補正実壁率と1階床面積の関係を回帰的に算出した。1階床面積10m<sup>2</sup>毎に階級幅20m<sup>2</sup>内の補正実壁率の平均値と標準偏差を算出した。そして、その階級幅に含まれるデータの1階床面積の平均値の位置に補正実壁率の平均値と標準偏差をそれぞれプロットし、回帰分析を行なった。それらの結果を図3-16に示す。

実被害では、明らかに倒壊しそうな間取りであっても最初の第1波で葺き土と瓦が全て滑り落ちて倒壊を免れたケースや、隣家等にもたれかかって倒壊を免れたケースや、明らかに十分な壁率が確保されているにも関わらず、無筋の煉瓦やコンクリートブロック基礎であったため、基礎の被害が建物全体に及んだケースや、腐朽・蟻害により耐力不足で倒壊したケース[5]など様々であった。しかしながら、ここでは、補正実壁率のみが耐震性能

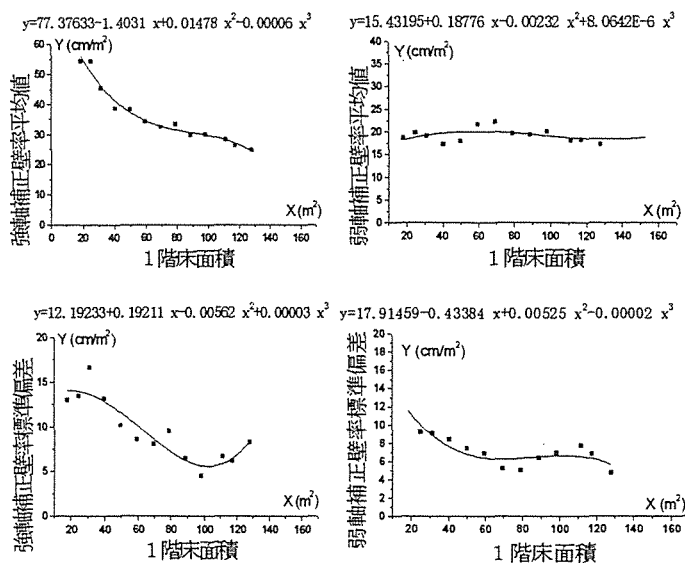


図3-16 強軸と弱軸方向の壁率の平均と標準偏差の分布

を支配すると仮定する。そして、各建築年代毎の建物の耐震性能の分布は、図3-15から導かれた図3-16の補正実壁率の分布で表現できるものとして、式(1)で図3-13の各建築年代と建築面積毎の被害レベルの被害率と補正実壁率とを関連づけることとする。なお、建築面積は1階床面積の1.1倍として換算した。

(1)

$$P_{damage}(s) = (1 - \alpha) \int_{-\infty}^x P_s(m_s(s), \sigma_s(s)) dx + \alpha \int_{-\infty}^x P_w(m_w(s), \sigma_w(s)) dx$$

ここで、

$P_{damage}(s)$  : 1階床面積がSの場合の累積被害率

但し、累積被害率とは、倒壊の側から被害率を順次累積した割合である。

$P_s(m_s(s), \sigma_s(s))$  : 1階床面積Sの場合の1階部分の強軸方向補正実壁率の正規分布  
(図3-16)

$P_w(m_w(s), \sigma_w(s))$  : 1階床面積Sの場合の1階部分の弱軸方向補正実壁率の正規分布  
(図3-16)

$m_s(s), m_w(s)$  : 1階床面積Sの場合の1階部分の強軸及び弱軸方向補正実壁率の平均値  
(図3-16)

$\sigma_s(s), \sigma_w(s)$  : 1階床面積Sの場合の1階部分の強軸及び弱軸方向補正実壁率の標準偏差  
(図3-16)

$\alpha$  : 強軸方向の影響係数 ( $\alpha = 1.0$ は、全建物が弱軸方向の耐震性能のみで被害が決まることを意味する。)

図3-16のように各方向の壁率の平均値と標準偏差を1階床面積の関数で表現して、式(1)に代入して図3-13の累積被害率と等しくなるような各被害レベルに対応した必要補正実壁率xを各建築年代毎に求める。

表3-4 強軸方向の影響

強軸方向の影響係数 $\alpha$	実被害と推定値の偏差の2乗和平均	
	倒壊のみ	全被害レベル
1	0.07	0.09
0.98	0.07	0.09
0.95	0.07	0.09
0.93	0.07	0.1
0.9	0.07	0.1
0.88	0.07	0.1
0.85	0.07	0.1
0.83	0.08	0.11
0.8	0.08	0.11

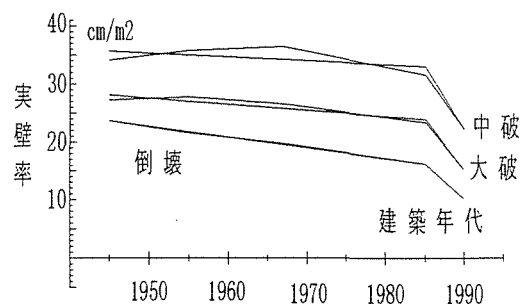


図3-17 被害レベル毎の必要補正実壁率の推定平均値とモデル化



表 3-5 被害レベル毎の必要補正実壁率の推定値 ( $\alpha = 0.95$ )

単位  $\text{cm}/\text{m}^2$

年代	建築面積	40 $\text{m}^2$ 未満	40~ 60 $\text{m}^2$	60~ 90 $\text{m}^2$	90~ 120 $\text{m}^2$	120 $\text{m}^2$ 以上	平均
S 2 3 以前	倒壊	22.1	22.8	22.9	24.7	25.9	23.7
	大破	27.2	26.5	27.7	27.4	0	27.2
	中破	37.6	31.8	32.8	0	0	34.1
S 2 3   S 3 6	倒壊	19.8	21.4	22.8	22.2	21.1	21.5
	大破	29	26.4	28.9	27.2	27.5	27.8
	中破	41.3	34.4	36.1	31.4	0	35.8
S 3 6   S 4 9	倒壊	21.4	20.1	20.1	19.6	17.5	19.8
	大破	30.6	27.1	25.7	25	24	26.5
	中破	54.4	39.6	29.7	31.1	27.5	36.5
S 4 9   S 6 0	倒壊	19.2	16.1	15.8	12	17.5	16.1
	大破	31.4	25.2	19.9	19.4	20.4	23.3
	中破	43.1	36.3	26.2	25.2	26.8	31.6
S 6 0 以降	倒壊	10.9	11.6	7.9	0	0	10.1
	大破	12.5	18.5	15.5	14.6	14.9	15.2
	中破	26.4	27	18.2	20.4	18.5	22.1

逆に各建築年代毎に各被害レベルに対応した必要補正実壁率  $x$  が予め与えられる場合には、式 (1) の左辺  $P_{\text{damage}}(s)$  は当該建築年代で 1 階床面積が  $S$  の場合の累積被害率の推定値となる。

そこで、強軸方向の影響係数  $\alpha$  を変化させて反復計算を行い、図 3-13 による累積被害率と推定値の誤差が最小となる強軸方向の影響係数  $\alpha$  を求める。表 3-4 に見られるように、倒壊のみの実被害と推定値の偏差の 2 乗和平均は、強軸方向の影響係数が  $\alpha = 0.95$  の時に最小値となった。全ての被害レベルで実被害と推定値の誤差を最小とする場合の強軸方向の影響係数は、 $\alpha = 1.0$  である。その場合、弱軸方向の補正壁率のみが被害要因となり、建物と地震動の方向の影響はモデル上では無視できることになる。

$\alpha = 0.95$  時の各被害レベル毎の必要補正実壁率の推定値を表 3-5 に示す。必要補正実壁率を累積被害率から算出する際、中破以下や倒壊の被害率が 0.0% の場合には算出せずにその部分を除いて各建築年代毎の平均値を求めた。建築年代による各被害レベル毎の必要補正実壁率の推定平均値の推移とそのモデル化を図 3-17 に示す。モデル化に際しては、昭和 60 年（厳密に言えば現行の耐震設計法の施行前後、昭和 56 年）を境に傾向が大きく異なる。実際には昭和 56 年頃を境とした階段状の関数とするべきと思われるが、ここでは 2 本の直線で近似した。図 3-17 のモデル化された必要補正実壁率と図

表3-6 累積被害率の推定値と実被害との比較 ( $\alpha = 0.95$ )

昭和23年以前	40m <sup>2</sup> 未満	40~60m <sup>2</sup>	60~90m <sup>2</sup>	90~120m <sup>2</sup>	120m <sup>2</sup> 以上
倒壊	0.657(0.595)	0.661(0.624)	0.679(0.640)	0.707(0.760)	0.772(0.860)
大~中破	0.812(0.786)	0.826(0.776)	0.862(0.850)	0.882(0.860)	0.919(1.000)
中破以下	0.939(0.952)	0.949(0.906)	0.972(0.950)	0.988(1.000)	0.994(1.000)
昭和23~36年					
倒壊	0.578(0.492)	0.576(0.561)	0.577(0.636)	0.611(0.634)	0.683(0.656)
大~中破	0.781(0.836)	0.793(0.772)	0.828(0.883)	0.849(0.854)	0.894(0.906)
中破以下	0.933(0.967)	0.944(0.939)	0.968(0.974)	0.985(0.951)	0.992(1.000)
昭和36~49年					
倒壊	0.478(0.564)	0.467(0.497)	0.446(0.482)	0.486(0.491)	0.561(0.442)
大~中破	0.740(0.872)	0.749(0.796)	0.780(0.777)	0.803(0.772)	0.856(0.791)
中破以下	0.925(0.989)	0.936(0.968)	0.963(0.902)	0.980(0.947)	0.989(0.907)
昭和49~60年					
倒壊	0.329(0.465)	0.308(0.305)	0.262(0.244)	0.304(0.130)	0.370(0.444)
大~中破	0.668(0.887)	0.673(0.727)	0.692(0.467)	0.720(0.478)	0.783(0.611)
中破以下	0.911(0.972)	0.923(0.953)	0.952(0.800)	0.970(0.783)	0.983(0.889)
昭和60年以降					
倒壊	0.123(0.143)	0.101(0.138)	0.059(0.029)	0.082(0.000)	0.112(0.000)
大~中破	0.288(0.190)	0.264(0.414)	0.215(0.229)	0.256(0.231)	0.317(0.300)
中破以下	0.595(0.762)	0.593(0.793)	0.598(0.371)	0.631(0.538)	0.702(0.500)

( ) 内の数字は実被害の累積被害率

表3-7 屋根と外内壁の仮定床ならし荷重 (単位 kg/m<sup>2</sup>)

屋根仕様	スレート瓦	各階重量	棧瓦	各階重量	土葺き瓦	各階重量
	サイディング		モルタル		土壁	
外壁仕様	ボード類		ボード類		土壁	
内壁仕様					土壁	
屋根	85	121	118	168	215	305
2階上部外内壁	36		50		90	
2階床+積載	120	191	120	220	120	299
1+2階外内壁	71		100		179	
合計		312		388		604
外内壁の1階床ならし荷重		107		150		269

平均的な都市型住宅を以下のように想定して床ならし荷重を算出した。間口6.75m×13.5mの総2階建てとし、階高=2.8m、軒の高さ=6m、屋根5寸勾配、軒の出を30cm、外壁の総長さ：内壁の総長さ=1:0.75、外壁と内壁の開口率は共に50%とした。各重量は建築物荷重指針に基づいており、葺き土の重量については、比重1.7で45mm厚として計算した。

表 3-8 各建築年代毎の倒壊家屋の床ならし荷重の平均値

(a) 屋根の床ならし荷重の平均値

	床ならし荷重 kg/m <sup>2</sup>		昭和23年以前 (253棟)		23-36 (200棟)		36-49 (233棟)		49-60 (85棟)		昭和60年以降 (10棟)	
	平均値	割合	平均値	割合	平均値	割合	平均値	割合	平均値	割合	平均値	割合
土葺き瓦	215	93.3%	200.6	79.5%	170.9	76.0%	163.3	65.9%	141.7	40.0%	86	
椽瓦	118	4.7%	4.7	13.5%	15.9	20.2%	23.8	24.7%	29.2	50.0%	59	
スレート瓦	85	2.0%	1.7	7.0%	6	3.8%	3.3	9.4%	8	10.0%	8.5	
平均荷重 kg/m <sup>2</sup>			207.8		192.8		190.4		178.8		153.5	

(b) 外内壁の床ならし荷重の平均値

	床ならし荷重 kg/m <sup>2</sup>		昭和23以前 (234棟)		23-36 (189棟)		36-49 (247棟)		49-60 (87棟)		昭和60年以降 (10棟)	
	平均値	割合	平均値	割合	平均値	割合	平均値	割合	平均値	割合	平均値	割合
土壁	269	62.0%	166.7	49.7%	133.8	35.6%	95.8	21.9%	58.8	20.0%	53.8	
モルタル	150	35.5%	53.2	49.2%	73.8	61.2%	91.7	73.6%	110.3	80.0%	120	
サイディング等	107	2.5%	2.7	1.0%	1.1	3.2%	3.5	4.5%	4.9	0%	0	
平均荷重 kg/m <sup>2</sup>			222.6		208.7		191		174		173.8	

3-16の補正実壁率分布から強軸方向の影響係数を $\alpha = 0.95$ とした場合の累積被害率の推定値と実被害の比較を表3-6に示す。全数調査では昭和60年以降の、また、詳細調査では規模の大きな建物のサンプル数が少なかったため、昭和60年以降の被害率で多少食い違っているが、本モデルでは特に倒壊率の高い昭和60年以前の建物の被害をよく再現できている。

表3-7の仮定荷重を用いて、表3-8に各建築年代毎の倒壊家屋の各種屋根と外内壁の使用の割合に基づいた平均荷重を示す。また、表3-9に各建築年代毎の倒壊家屋の1階における床ならし荷重の平均値と表3-5で示した倒壊限界必要補正実壁率より終局せん断力係数を仮定して式(2)によって算出された平均壁倍率を示す。

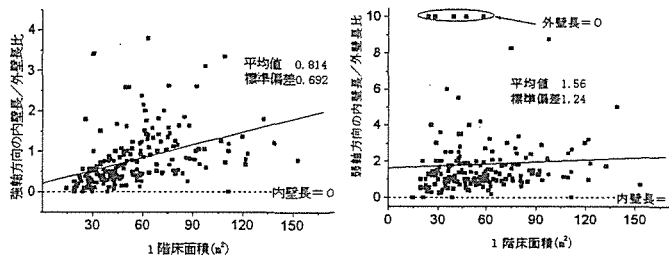
$$\text{倒壊限界必要補正実壁率} \times \text{平均壁倍率} \times 130 \text{kgf/m} \times 1.5 \times 1.5 \times 4/3$$

$$= 1 \text{階における床ならし荷重} \times \text{終局せん断力係数} \quad (2)$$

阪神地域の192棟の詳細調査で収集された間取りより、半間以上の無開口壁のみを耐力壁と見なして内壁と外壁に分けてそれぞれの壁長を算出した。そして、強軸と弱軸方向について、内壁長/外壁長比と1階床面積の関係を図3-17に示す。なお、図中の直線はそれぞれの方向の回帰直線であり、平均値と標準偏差は全データに対する値である。強軸方向については、建物規模が小さい場合には、外壁の開口率が小さくなり外壁長が長く

表 3-9 各建築年代毎の平均床ならし荷重と  
必要補正実壁率より算定した平均壁倍率

	昭和23 年以前	23- 36	36- 49	49- 60	昭和60 年以降
屋根の床ならし荷重 kg/m <sup>2</sup>	207.8	192.8	190.4	178.8	173
外内壁の床ならし荷重 kg/m <sup>2</sup>	222.6	208.7	191	174	173
2階床+積載荷重 kg/m <sup>2</sup>	120	120	120	120	120
1階における床ならし 荷重 kg/m <sup>2</sup>	550.4	521.5	501.1	472.8	446.5
倒壊限界必要補正実壁 率 cm/m <sup>2</sup>	23.7	21.5	19.8	16.1	10.1
終局せん断力=0.1時 の平均壁倍率	0.59	0.62	0.65	0.75	1.13
終局せん断力=0.15時 の平均壁倍率	0.89	0.93	0.97	1.13	1.7
終局せん断力=0.2時 の平均壁倍率	1.19	1.24	1.29	1.5	2.26



(a)強軸方向の内壁長 / 外壁長比  
(b)弱軸方向の内壁長 / 外壁長比

図 3-17 内壁長と外壁長の比率と1階床面積の関係

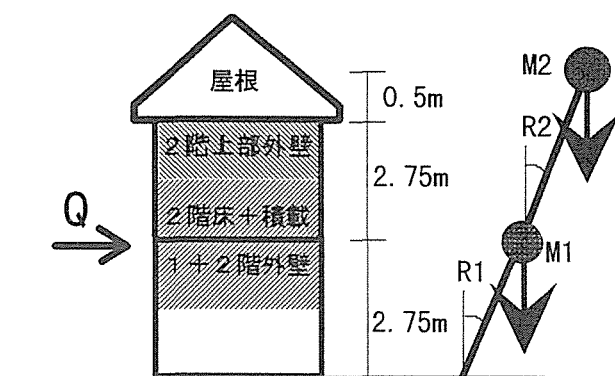
表 3-10 代表的な壁の仕様と平均倍

	内壁仕様	内壁倍率	外壁仕様	外壁倍率	平均倍率	標準偏差
Case1	土壁	0.5	土壁+木摺り	1	0.73	0.08
Case2	土壁	0.5	土壁+木摺り +3割り筋違 い(存在率 1/2)	1.0+ 1.5/2 =1.75	1.07	0.21
Case3	石膏ボード 片面張り	1	石膏ボード+ 木摺り+3割 り筋違 い(存在率 1/2)	1.0+0.5+ 1.5/2= 2.25	1.57	0.21
Case4	石膏ボード 両面張り	2	石膏ボード+ 木摺り+3割 り筋違 い(存在率 1/2)	1.0+0.5+ 1.5/2= 2.25	2.11	0.04

なり、また、間口方向に1部屋のみ配置となる場合が多いことから内壁長が短くなる傾向にある。そのため、建物規模が小さくなるに従い内壁長/外壁長比は減少傾向にある。一方、弱軸方向となる外壁は狭小住宅では接道面の外壁に、また、規模の大きい住宅では南北面になる場合が多く、ともに採光や玄関のための開口が設けられており、無開口壁の確保が難しい。また、奥行き方向には部屋が複数配置されており、それらは内壁で仕切られている場合が多いため、弱軸方向の内壁長/外壁長比は建物規模に関わらずほぼ一定値となり、その平均値は、強軸方向の平均値0.816を上回る1.56である。そこで、詳細調査した192棟についてそれぞれの内壁長/外壁長比を用いて表3-10の各Caseの内壁と外壁の壁倍率に対して内壁長/外壁長比による重み付けをして各建物全体の平均壁倍率を算出し、192棟の平均値と標準偏差を求め同表に示した。Case1→2→3及び4となるに従い建築年代が新しい工法に対応する。特にCase3及び4は昭和60年代以降で多く普及した壁の仕様である。表3-9の各建築年代ごとの壁倍率が表3-10と一致するためには、倒壊限界せん断力係数は0.15~0.20付近になければならない。

(c) P-Δ効果から算出される必要壁率とせん断力係数

地震時の過大な変形による倒壊は、主として水平力によるものよりもむしろ自重によるいわゆるP-Δ効果により不安定となり変形が増大して軸組がばらけ倒壊するものと考えられる。そこで、図3-18のように建物の1階と2階の限界変形角がR1とR2となる時の力の釣り合い式より、式(2)を用いて表3-11の様に必要壁率とせん断力係数が得られる。耐力壁の真の変形では、層間変形角が1/10rad程度では明らかに最大耐力を過ぎており、式(2)の耐力は保持できないが、大部分の建物の柱脚は金物などで緊結されていなかったため、柱の引き抜きによるロッキングで耐力が決まり、ここでは、



釣り合い式  
 限界変形時の1階脚部のP-Δ効果によるモーメントを  
 1階の耐力壁の頭部に作用するせん断力に置き換える。  

$$M2 [2.75 \times R1 + (2.75 + 0.5) \times R2] + M1 \times 2.75 \times R1 = Q \times 2.75$$

図3-18 P-Δ効果による必要せん断力の算出方法

表3-11 P-Δ効果による限界変形角における  
必要補正実壁率とせん断力係数

限界変形角	屋根	カラーベスト	椽瓦	土葺き瓦
	外壁	サイディング	ラスモルタル	土壁
	内壁	ボード類	ボード類	土壁
1/5 rad.		23 (0.29)	31 (0.30)	48 (0.32)
1/7.5rad.		18 (0.22)	23 (0.23)	36 (0.24)
1/10 rad.		12 (0.15)	15 (0.15)	24 (0.16)
1/20rad.		6 (0.07)	8 (0.075)	12 (0.08)

単位  $\text{cm/m}^2$  ()はせん断力係数

見かけの層間変形角  $1/10 \text{ rad.}$  付近まで式(2)で耐力が推定できるものと仮定する。被災地において、残存家屋の建物全体の平均残留変形の最大値は  $1/10 \sim 1/7.5 \text{ rad.}$  程度であり、建物全体の平均残留変形角が  $1/5 \text{ rad.}$  程度のものは見あたらなかった。表3-11において限界変形角を  $1/10 \sim 1/7.5 \text{ rad.}$  とすると、図3-15で示した倒壊した建物の壁率の上限值とほぼ一致する。

#### (d) まとめ

震度7において倒壊限界となる終局せん断力係数を求めるために、全数調査と詳細調査に基づいて壁率を正規分布に仮定して全数調査結果の被害率の再現を試みた。その結果推定された倒壊限界となる終局せん断力係数はP-Δ効果を考慮した略算により限界変形角を  $1/10 \sim 1/7.5 \text{ rad.}$  とした時の釣り合いせん断力係数とほぼ一致した。実際の残存家屋の平均残留変形角の最大値が  $1/10 \sim 1/7.5 \text{ rad.}$  程度であり、 $1/5 \text{ rad.}$  のものが見あたらなかったことから、本手法により、震度7地域における木造家屋の倒壊過程がほぼ説明できた。それらの結果、総合的に判断して、震度7において倒壊限界となる終局せん断力係数は  $0.15 \sim 0.20$  付近であることが判明した。倒壊した多くの木造住宅は、大振幅の第一波で大変形し揺れることなく倒壊しており、その原因がP-Δ効果によることが本分析によって理論的に裏付けることができた。従って、伝統工法のように過大な応答変位の生じる恐れのある建物では、Dsによる地震力の低減と併せて、P-Δ効果による倒壊防止の検討も重要な検討項目として加えなくてはならない。

#### 参考文献

- 1) 村上雅英、田原賢、藤田宜紀、三澤文子：「阪神淡路大震災にみる在来木造都市型住宅の問題点」、日本建築学会構造系論文集、No.481、1996年3月
- 2) 村上雅英、西村明儒、大西一嘉、大津俊雄、宮野道雄ほか：「7001～7005 1995年兵庫県南部地震による人的被害 その1～その5」、日本建築学会学術講演梗概集、平成8年9月、pp. 35～44

- 3) 宮野道雄、村上ひとみ、西村明儒、村上雅英：「1995年兵庫県南部地震における人的被害－その2．神戸市東灘区における聞き取り調査」、日本建築学会近畿支部研究報告集、平成8年、pp. 31～34
- 4) 建築省住宅局監修：「木造住宅の耐震精密診断と補強方法」、日本建築防災協会、昭和60年、pp. 9～23
- 5) 土井正、宮野道雄、呂恒儉、北本裕之：「阪神・淡路大震災における木造家屋被害に関する検討（その1．神戸市東灘地域における構造部材の蟻害・腐朽の影響等について）」、日本建築学会近畿支部研究報告集、平成7年、pp. 221～224

## 第4章 レベル（ルート）Dの設計法

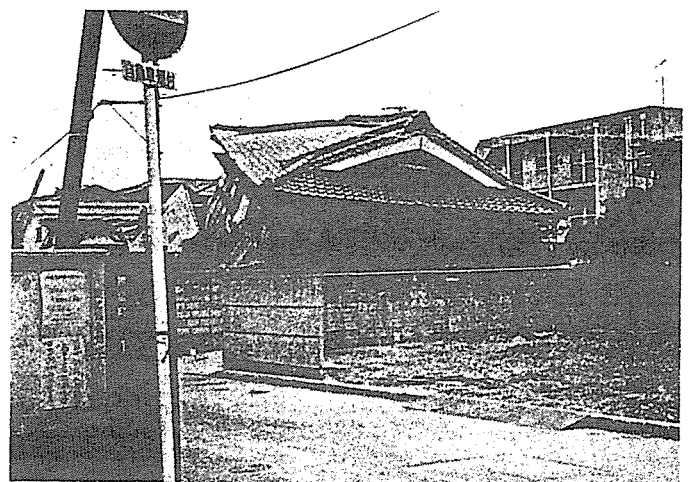
### 1 はじめに

本設計法は、荷重・外力を受ける木造建築物において力学的に考慮すべき全ての部位の応力と変形を、簡単なパソコン計算程度でおおむね正確に計算する設計法である。性能明示型設計法のレベルA～レベルDのなかでは最も精算型の設計法であり、雑壁部分や水平構面の力の流れも考慮して、弾性計算および増分法による塑性計算を行うことができる。主として在来軸組構法を対象に（枠組壁工法や伝統構法などにも適用可能）、必要最小限の変形成分のみに単純化された、[せん断パネル+曲げ材+材端軸方向バネ]から成る3次元構造モデルを、応力変形解析の基本としている。

### 2 雑壁と水平構面を含む終局耐力計算の必要性

実大振動実験によれば、耐力壁など従来の構造設計対象範囲よりも、それ以外の部分（以後、雑壁部分と呼ぶ）のほうが力の負担割合が大きく、しかも雑壁部分を含めなければ耐力壁だけでは神戸海洋波クラスの大地震に対する終局耐力設計が成り立たないことが明らかになってきた\*1。今後の設計法を考えると、阪神大震災クラスの大地震に対して終局耐力設計を行って安全性を確認することは必須条件であると思われる。この終局耐力設計を成立させるためには、必要壁量を大幅に増やして本来の耐力要素だけでも大地震に耐え得るようにするか、あるいは、雑壁部分も構造設計対象に含めてトータルで終局耐力を算定するか、のいずれかしかない。現行法の必要壁量を大幅に増やすことは、設計上の制約とコストアップを招くため住宅業界の猛反発は必至であるばかりか、世の中のほとんどの住宅に既存不適格のレッテルを貼ることにもつながるため、現実問題としてほとんど不可能といってよい。したがって、今後は実際に耐力負担している雑壁部分の力の流れについての解明と設計法の確立が急務であると考えられる。

また、在来軸組構法においては、上下階の壁線の不一致が多く、とくに下屋付き2階建て住宅では、下屋の水平構面としての性能が不十分であったために鉛直構面より先に致命的な破壊に至ったと推測される被災住宅が阪神大震災でみられた（右写真）。このように、上下階の鉛直構面のずれや壁線間距離の大きさによっては、鉛直構面より水平構面によって建物の終局耐力が



決まる場合もあり得る。本設計法では、雑壁部分や水平構面も含めて、建物の実際の力の流れと変形や破壊を、初期から終局段階まで予測し、建物の耐震性能に影響を及ぼす部位は全て構造計算で検討できることを目指すものである。

\* 1) 「レベル」は第1章における「ルート」に相当するものである。



### 3 力学的に考慮すべき要素

雑壁と称され、単体耐力壁の総和以外で建物の層せん断耐力に寄与しているのは、次の要素と考えられる。

- ・外装部分の下地(木刷り等)と仕上げ材(モルタル等)
- ・内壁部分の石膏ボード類の下地
- ・垂れ壁や腰壁部分の剛域効果
- ・上部横架材による曲げ戻し効果
- ・直交壁によるフランジ効果

構造設計上これらを耐震要素として期待して良いか否かは別として、建物のどこにどれだけ力が流れてどの部位がどういう破壊を生じるかを正しく把握するためには、これらの要素が考慮されなければならない。

また、以下の構造計画上の検討事項を力学的根拠にもとづいて決定するには、鉛直構面と同時に水平構面の力の流れと変形を計算できなければならない。

- ・上下階の壁線のずれに対して必要となる水平構面のせん断耐力と剛性  
(とくに下屋について)
- ・壁線間距離や壁線で囲まれる面積に対して必要な水平構面の耐力と剛性  
およびフランジ材の継手の引張耐力
- ・壁の平面配置のつりあい悪さによる偏心やねじれに対して必要な水平構面の耐力と剛性

### 4 建物のモデル化の方法

前記の考慮すべき項目が全て計算でき、かつ実用設計レベル(パソコンプログラム化したとき1棟あたり入力時間が30分以下)を前提条件として、次のようなモデル化を行った(図4-1、4-2)。

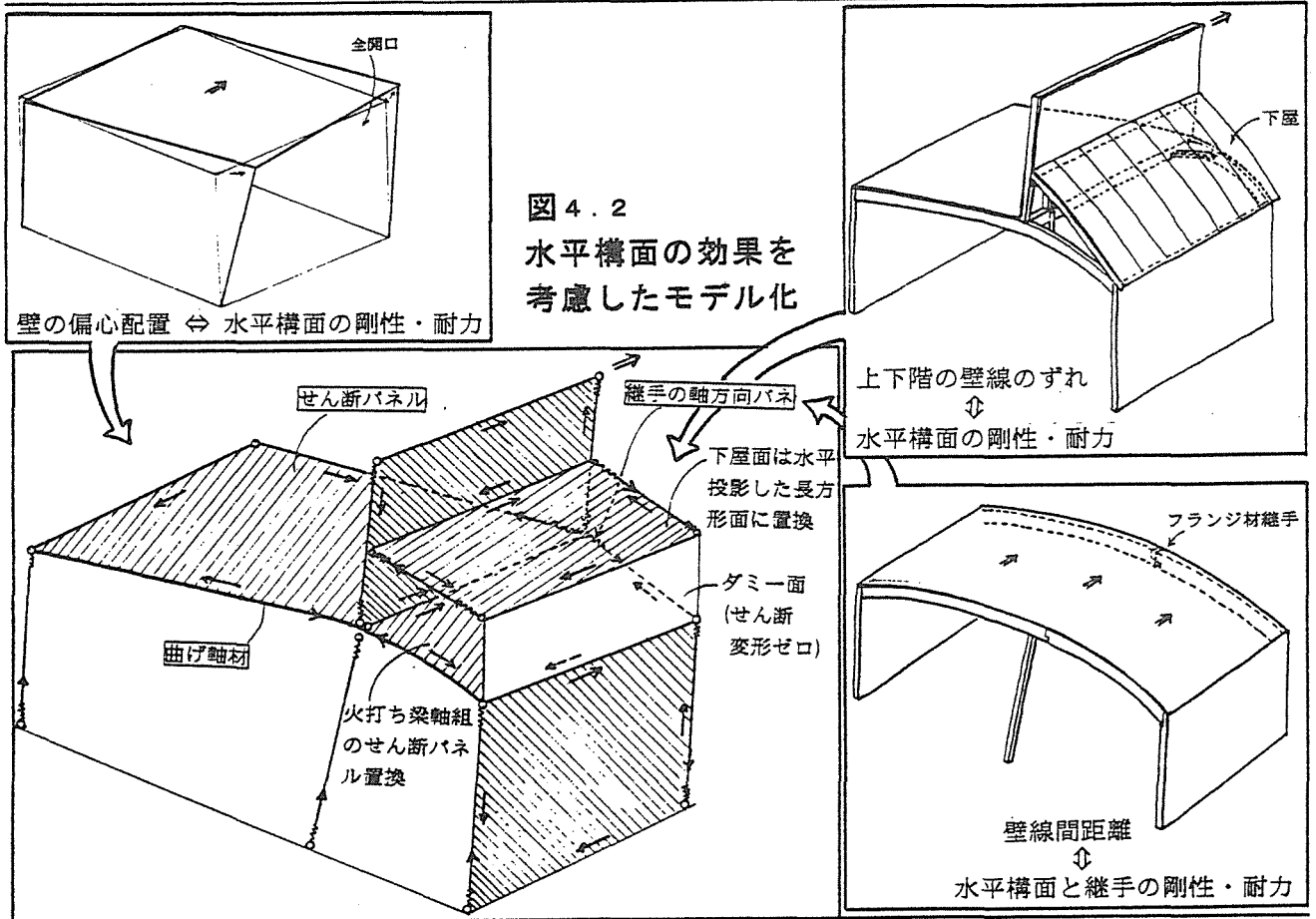
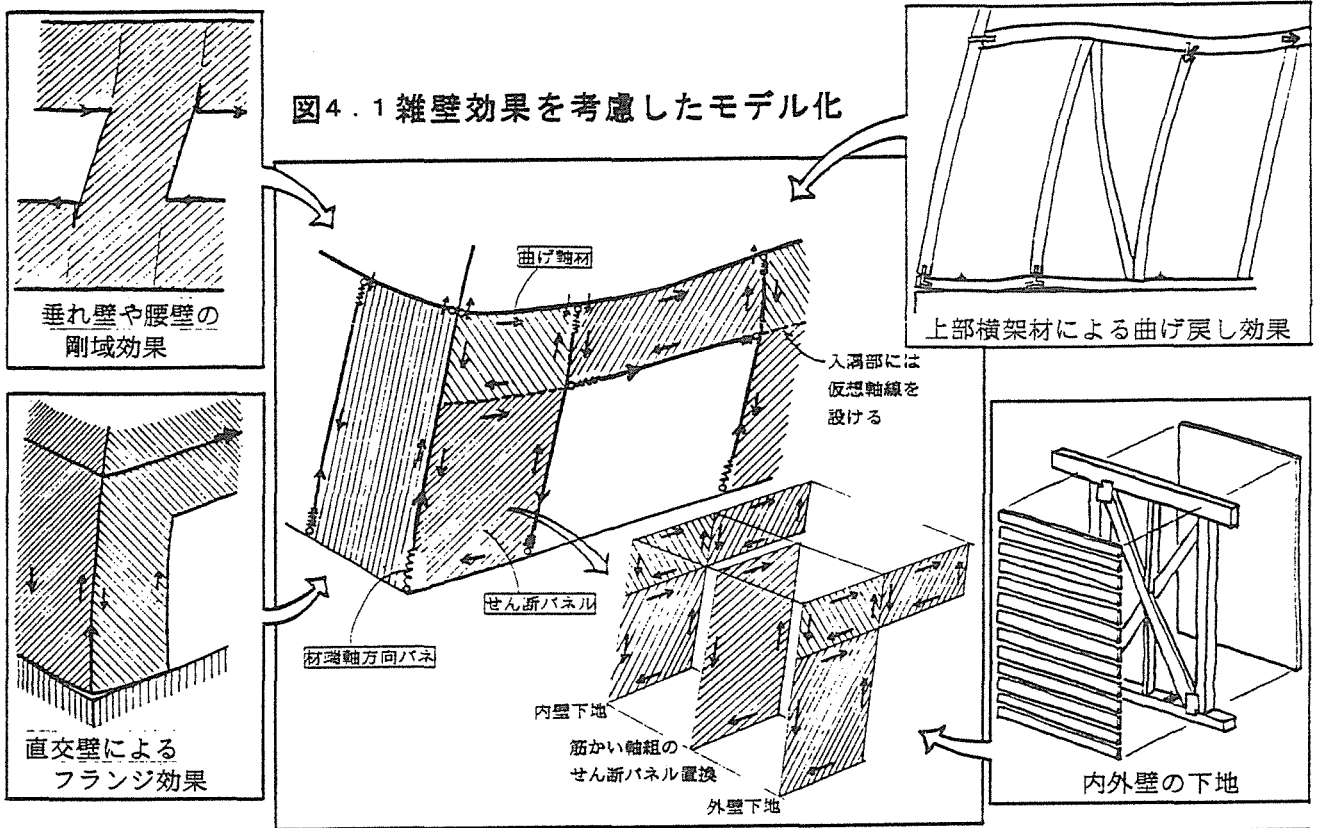
■建物各部を、①柱梁などの軸材、②軸材で囲まれた長方形の平面、③軸材端部の接合部に要素還元し、①を曲げ材、②をせん断パネル、③を軸方向バネに置換する。

建物においてはこの3つの変形成分が卓越するものと考え、これ以外の変形成分(例えば長方形面の曲げ変形など)は無視あるいは①②③の剛性評価に等価近似式を用いて組み込んでおく。

■せん断パネルは、直交3次元平面上に属し、同一のせん断剛性 $G$ を有し、せん断変形角 $\gamma$ で変形する単位長方形要素とする。内外壁下地や床下地だけでなく、筋かい軸組や火打ち梁軸組もせん断パネル置換して扱う。屋根面は、寄棟部分なども含めて水平投影した長方形せん断パネルとみなす。

■曲げ軸材は、直交3次元軸のいずれかに属し、軸方向に同一変形 $\delta$ で動き、直交2軸方向にそれぞれの曲げ剛性 $EI$ を有し、直交軸材との節点に曲げ変形 $\Delta$ を有する単位線材要素とする。線で接するせん断パネルとの間で軸方向力の伝達が行われる。また、直交する軸材との間で材端バネを介して反力の伝達が行われる。壁面の窓の四隅や床の吹き抜けの隅のように、入隅部の奥に軸材がない場合には仮想軸材を設ける。

■軸方向バネは、軸材(仮想を除く)端部と直交軸材上の節点をつなぐ。圧縮剛性 $k_c$ と引張剛性 $k_t$ が異なるものとして別々に与えておき、平均値でマトリクス計算を1回行って圧縮か引張かを決定した後、再計算させる。



## 5 簡易3次元解析モデルのつりあい方程式

### 5.1 軸材の軸方向力のつりあい方程式

図4.3に示すように、軸材につながっている長方形面*i*に流れるせん断力 $Q_i$ 、直交軸材*j*の曲げ反力 $R_j$ 、材端バネの軸力 $N_a$ 、 $N_b$ 、および軸方向外力 $P_o$ の力のつりあいより、

$$\sum Q_i + \sum R_j + N_a + N_b + P_o = 0 \quad \dots \text{式①}$$

長方形面*i*のせん断力 $Q_i$ とせん断変形角 $\gamma_i$ の関係式

$$Q_i = G_i \cdot L_i \cdot \gamma_i \quad \dots \text{式②}$$

$G_i$ :長方形面の単位長さあたりのせん断剛性(kg/cm)

$L_i$ :せん断長さ(cm)

図4.4に示す曲げを受ける軸材の反力 $R$ と節点変位 $\Delta$ の関係式は、

(反力節点数が3の場合。4以上についても用意する)

$$\begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{bmatrix} = 3EI \begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 \\ a^2 l & a^2 b & abl \\ -1 & l & -1 \\ a^2 b & a^2 b^2 & ab^2 \\ 1 & -1 & 1 \\ abl & ab^2 & b^2 l \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{bmatrix} \quad \dots \text{式③}$$

式③より、反力節点の曲げ剛性マトリクスを $A()$ と表して一般化したとき、反力節点数 $s$ の直交軸材*j*が当該軸材から反力を受ける節点番号を $q$ とすると、 $R_j$ は、

$$\begin{aligned} R_j &= EI_j \{ A_j(q,1) \cdot \Delta_{j1} + \dots + A_j(q,s) \cdot \Delta_{js} \} \\ &= EI_j \sum \{ A_j(q,k) \cdot \Delta_{jk} \} \quad \dots \text{式④} \end{aligned}$$

なおここで、 $\Delta_{jq} = \delta_o$ :当該軸材の軸方向変位

材端バネ $k_a$ が取り付く直交軸材uの節点変位 $\Delta_{ua}$ と、当該軸材の軸方向変位 $\delta_o$ の関係より、 $N_a$ は、

$$N_a = k_a (\delta_o - \Delta_{ua}) \quad \dots \text{式⑤}$$

以上より、式②、式④、式⑤を式①に代入すると、当該軸材の軸方向力のつりあい方程式は、軸方向変位 $\delta_o$ 、曲げを受ける直交軸材の節点変位 $\Delta$ 、当該軸材に接する長方形面のせん断変形角 $\gamma$ を変数として表される。

$$\sum G_i \cdot L_i \cdot \gamma_i + \sum [ EI_j \cdot \sum \{ A_j(q,k) \cdot \Delta_{jk} \} ] + k_a (\delta_o - \Delta_{ua}) + k_b (\delta_o - \Delta_{vb}) + P_o = 0 \quad \dots \text{式⑥}$$

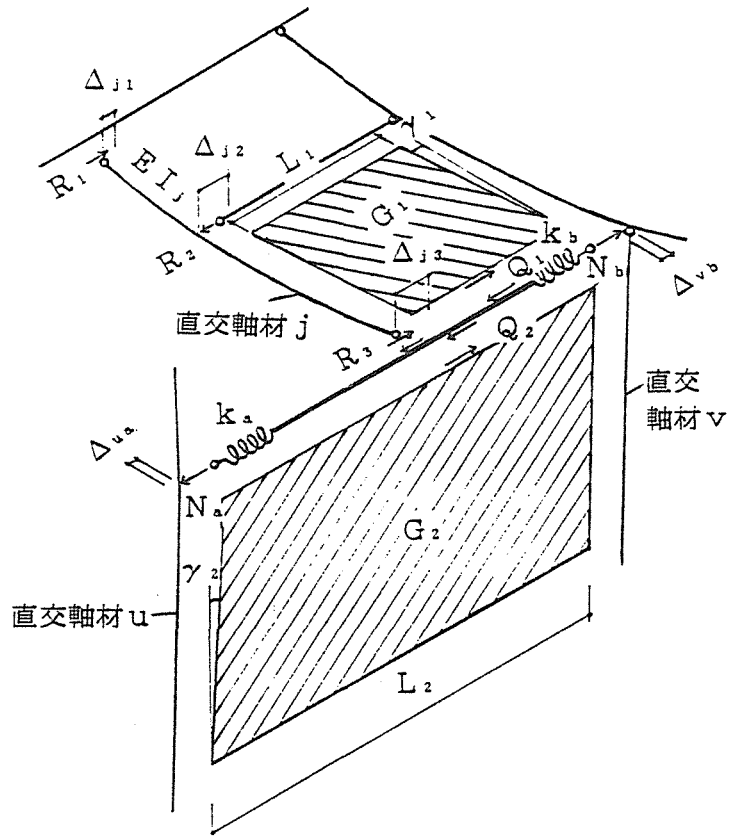


図4.3 軸材の軸方向力のつりあい

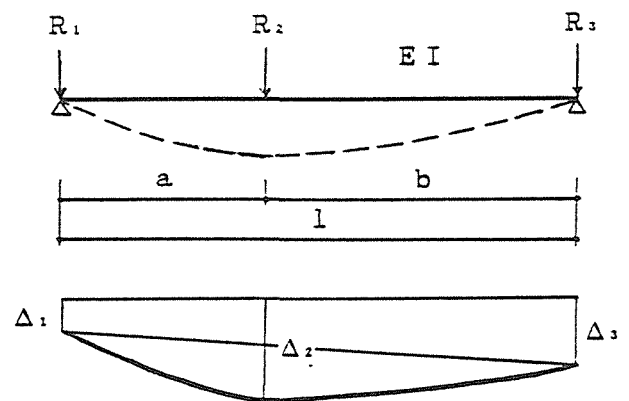


図4.4 曲げ材の反力と節点変位

### 5. 2 曲げを受ける軸材の節点のつりあい方程式

図4.5に示すように、当該節点 $q$ の変位 $\Delta_q$ の方向に追従して曲げを受ける軸材 $j$ の反力 $R_j$ 、および節点変位 $\Delta_q$ の方向につながっている材端バネ $a$ 、 $b$ の軸力 $N_a$ 、 $N_b$ の力のつりあいより、

$$\sum R_j + N_a + N_b = 0 \quad \dots \text{式⑦}$$

式⑦に式④、式⑤を代入すると、当該節点のつりあい方程式は、 $\Delta$ 、 $\delta$ を変数として、次のように表される。

$$\sum [EI_j \cdot \sum \{A_j(q,k) \cdot \Delta_{jk}\}] + k_a (\delta_1 - \Delta_q) + k_b (\delta_2 - \Delta_q) = 0 \quad \dots \text{式⑧}$$

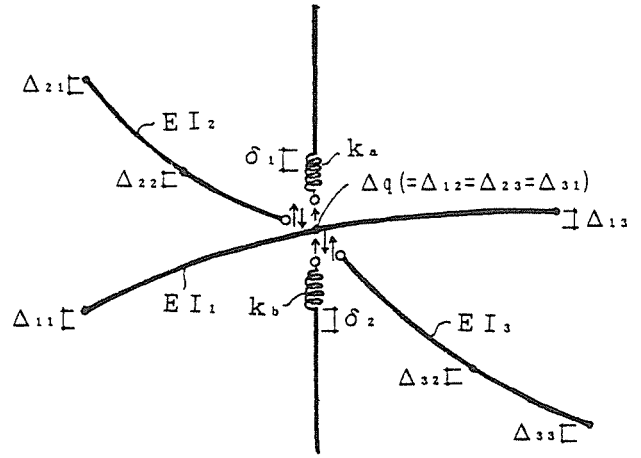


図4.5 曲げを受ける軸材上の節点のつりあい

### 5. 3 せん断パネルのつりあい方程式

図4.6に示すように、長方形面の4辺の軸材の軸方向変位 $\delta$ と、当該面のせん断変形角 $\gamma$ の関係より、

$$\gamma_{xy} = \frac{\delta_{x2} - \delta_{x1}}{L_y} + \frac{\delta_{y2} - \delta_{y1}}{L_x} \quad \dots \text{式⑨}$$

### 5. 4 建物の3次元モデルの系剛性方程式

式⑥、式⑧、式⑨により、軸材の軸方向変位 $\delta$ 、曲げを受ける軸材上の節点変位 $\Delta$ 、長方形面のせん断変形角 $\gamma$ を変数とする変位ベクトル $\delta$ と系剛性マトリクス  $[D]$  および外力ベクトル $P$ によって、3次元建物モデルの系剛性方程式が表される。

$$[D] \delta = P \quad \dots \text{式⑩}$$

このうち、系剛性マトリクス  $[D]$  は変えることなく、外力ベクトル $P$ だけを、1)長期軸力、2)X方向水平力、3)Y方向水平力、の3とおりに置き換えて解く。

### 5. 5 簡易3次元解析モデル化のまとめ

通常の3次元解析では1節点あたり6変数必要であるのに対し、ここでは主要な変形成分のみを変数としているため、通常の半分以下の行列サイズと入力時間で、雑壁や水平構面を含む建物各部の応力計算が可能となる。例えば、図4.7に示す建物モデルでは、材端バネを含めて通常の3次元解析にかけると計558変数が必要なのに対し、この簡易3次元解析法で計算すると計99変数で済む。

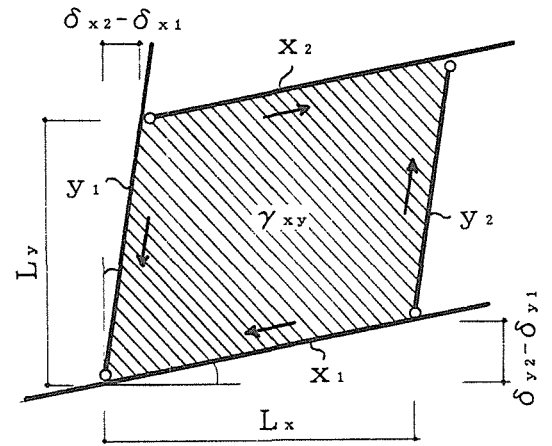


図4.6 せん断パネルの変形のつりあい

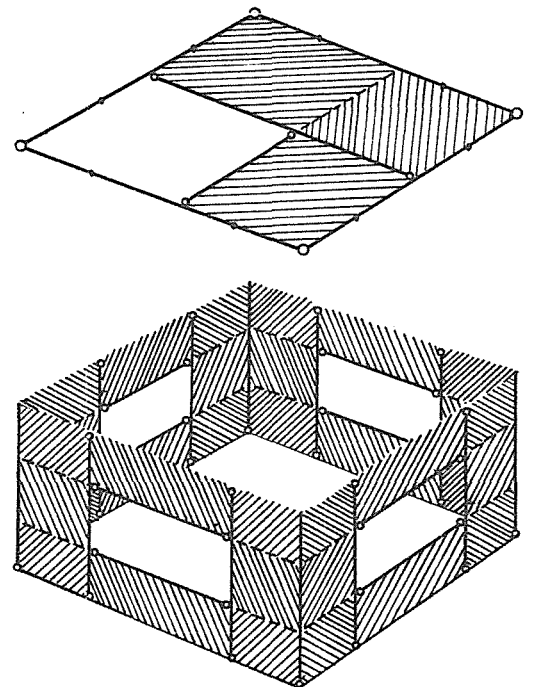


図4.7 簡易3次元モデルの例

## 6 まとめ

本設計法により雑壁や水平構面を含む建物のシミュレーション計算が簡単に行えるようになれば、水平構面の仕様に応じた耐力壁線間距離などの構造計画規定を力学的根拠に基づいて決定することが可能となる。また、建物各部の構造実験法と評価法を、構造設計に用いるデータ収集という目的において標準化することができる。すなわち、構造計算における建物の単位要素の分割ルールと計算に必要な値の受け渡しが本設計法により明確になるため、たとえば言えば電子部品のソケットの規格が決定されたようなもので、あとは各ユニットごとに必要な値をOUTPUTするための実験方法および計算式がいろいろな研究機関からばらばらに提案されても、パーツを組み立てるように建物の構造計算に組み入れることが可能となる。また、現在どのパーツの実験データや計算式が不足しているか、ということが一目瞭然でわかるため、木質構造研究の欠損分野の開拓が進展することが期待できる。

現在、この方法による一貫構造計算プログラムソフトを作成中である。また、雑壁や水平構面の効果の検証実験を計画しており、この結果の解析による修正をふまえて、最終的には実大水平加力実験の結果とおおむね合致することが確認できれば、木造住宅の性能明示型構造設計法として実用化が期待できる。

\*1)坂本功、大橋好光、宮沢健二、神谷文夫他：軸組構法住宅の実大振動実験(A棟～F棟)，  
日本建築学会大会学術講演梗概集、pp129-156、1996.9

おわりに

この事業は、木造住宅の構造分野について、より精度の高い設計体制を整備・標準化するために必要な技術資料を収集・整備する事を目的として、木造住宅構造設計手法開発委員会を設置して推進した。

今年度は、設計法の枠組み、現行の壁量設計法の改訂、パソコンを用いて行う精算型の設計法、壁量設計法と精算型設計法の間隔的な位置付けのものについて、方向性の検討を行った。

ただし、各内容については、現時点における研究成果をふまえた試案段階であり、各章の語句、内容等については整合性がとれていない部分が多くあることをご理解いただきたい。内容を含め、今後さらに審議を進める必要があるものである。