

### 3.4.3 地震動による木造住宅の崩壊パターンおよび部材・接合部の応力変形特性に関する調査分析

## 目 次

### (1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5 ヶ年の年次実施計画
- (e) 平成 14 年度業務目的

### (2) 平成 14 年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
  - 1) 木造住宅の倒壊パターン、部材・接合部の応力変形特性の調査・分析
  - 2) 応答解析手法に関する基礎的検討
- (c) 業務の成果
  - 1) 木造住宅の倒壊パターン
  - 2) 部材・接合部の応力変形特性
  - 3) 応答解析の基本方針と可能性
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

### (3) 平成 15 年度業務計画案

- (a) 木造建築物の崩壊パターンの調査・分析
- (b) 耐力壁・接合部等の応力変形特性の調査・分析
- (c) 解析理論拡張・解析プログラム試作
- (d) 解析プログラム作成技法検討
- (e) 入出力プログラムのイメージ検討

## (1) 業務の内容

(a) 業務題目 地震動による木造住宅の崩壊パターンおよび部材・接合部の応力変形特性に関する調査分析

(b) 担当者

所 属	役 職	氏 名
(株)日本システム設計	専務取締役	三宅 辰哉
(株)日本システム設計 開発設計室	主任	河尻 出

(c) 業務の目的

木造住宅の地震動による応答状態を倒壊に至るまで時系列的に予測することのできるプログラム(木造住宅倒壊シミュレーションソフト)開発が本業務の最終的な目的である。本年度はそのための事前検討として、木造住宅の倒壊パターン、部材・接合部の応力変形特性の調査・分析を行い、倒壊応答解析プログラム作成の基礎資料とする。また、倒壊応答解析の基礎理論について検討し、解析理論構築の基本方針を策定する。

(d) 5 ヶ年の年次実施計画

1) 平成14年度：

木造住宅の倒壊パターン、部材・接合部の応力変形特性の調査・分析を行い、倒壊応答解析プログラム作成の基礎資料とする。

倒壊応答解析の基礎理論について検討し、解析理論構築の基本方針を策定する。

2) 平成15年度：

倒壊応答解析の基礎理論を拡張して汎用性のある倒壊応答解析用振動モデルの構築し、テストプログラムを作成する。

データ入出力に関するグラフィック化の基本方針を策定する。

本業務と並行して行われる振動台実験・静的実験等の結果を用いて部材・接合部の応力変形特性データを拡充する。

3) 平成16年度：

解析結果を既往の震災例、実験例と比較して、応答解析の精度を確認する。必要に応じて振動モデルの修正を行う。

解析プログラムの入出力のグラフィック化を行い、汎用化する。

4) 平成17年度：

開発した解析プログラムにより、E-ディフェンスで行われる木造住宅の崩壊振動実験の結果予測を行う。

解析値と実験結果の比較により解析精度を確認する。

5) 平成18年度：

開発した解析プログラムにより、E-ディフェンスで行われる耐震補強木造住宅の振動実験の結果予測を行う。

解析値と実験結果の比較により解析精度を確認する。

(e) 平成14年度業務目的

文献調査および「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」の結果に基づいて木造住宅の倒壊パターンおよび部材・接合部の応力変形特性に関する調査分析を行う。

応答解析手法に関する基礎的検討を行い、解析手法の基本方針を策定する。

**(2) 平成14年度の成果**

(a) 業務の要約

平成14年度は次の各項目を実施した。

- 1) 木造住宅の倒壊パターンについて、地震被害報告書等の文献調査により数種類に分類されることを確認した。ただし、「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」の結果はそのいずれにも該当しない。その理由の一つとして非構造壁の水平耐力が挙げられる。
- 2) 木造住宅の部材・接合部の応力変形特性については大変形領域に渡る情報は皆無であり、今後、本プロジェクトに関連して行われる各種実験の結果から新たに特性を評価する必要性が確認された。
- 3) 倒壊応答解析の基礎理論を構築し、試解析によりその有用性を確認した。

(b) 業務の実施方法

- 1) 木造住宅の倒壊パターン、部材・接合部の応力変形特性の調査・分析
  - a) 木造住宅の倒壊パターンについて兵庫県南部地震による被害報告書など中心に調査する。
  - b) 部材・接合部の応力変形特性について日本建築学会の論文集等の文献および本プロジェクトにおける「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」の結果を対象として調査する。
- 2) 応答解析手法に関する基礎的検討
  - a) 倒壊に至る大変形問題に対応可能な時刻歴応答解析手法について、関係書籍・論文を中心に調査し、解析手法の基本理論を策定する。
  - b) 基礎的なテストプログラムを作成して、解析実行の可能性を確認する。
  - c) 「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」の結果と比較して解析理論の妥当性を検証する。

(c) 業務の成果

1) 木造住宅の倒壊パターン

兵庫県南部地震による被害報告<sup>1,2)</sup>では木造住宅の倒壊パターンは図1,2のように分類されている。

構法		在来工法			その他
年代		昭和30		昭和30	(昭和40-)
各部構法	屋根	貝き土+瓦	貝き土+瓦	(貝き土)+瓦、スレート	ツーバイフォー
用途	壁	竹小舞土塗り壁 漆喰、下屋根仕上げ 筋かいなしが多い	竹小舞土塗り壁 木すり+モルタル塗 筋かいありが多い	木すり+モルタル塗 +筋かい サイディング張り ほとんど筋かいあり	プレファブ
戸建住宅	公庫型	倒壊極めて多数 	倒壊多数 	倒壊したものあり 大きな被害は少ない	
狭小戸建住宅			戸建式文化住宅(ミニ開発) 	大傾斜多数	
共同住宅	平屋の長屋(長田地区)	倒壊極めて多数 	アパート式文化住宅 	倒壊極めて多数	大きな被害は少ない
店舗併用住宅		倒壊極めて多数 (2F増築のものも多い) 	倒壊・大傾斜多数 		

図1 兵庫県南部地震における倒壊パターン・その1<sup>1)</sup>

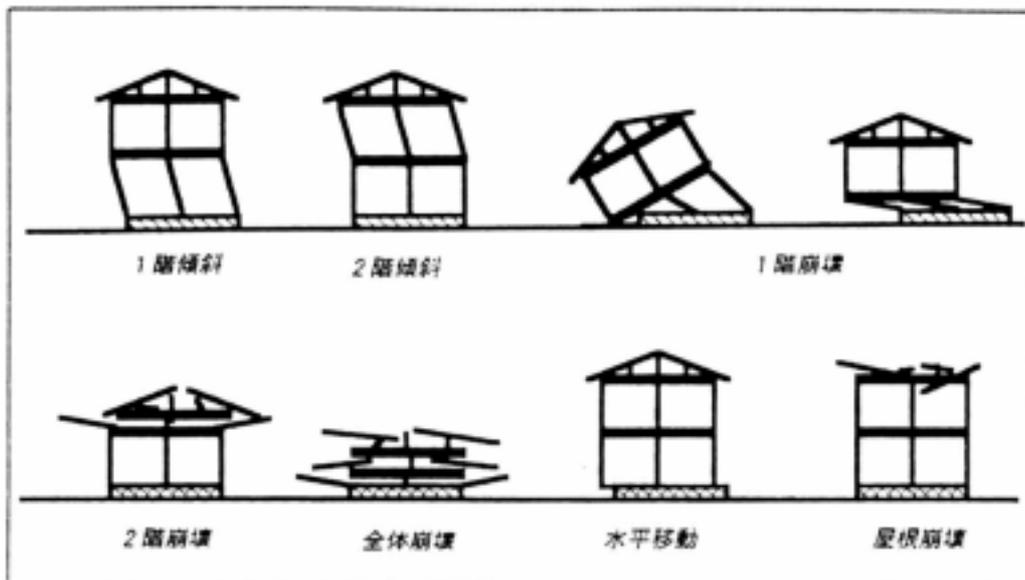


図2 兵庫県南部地震における倒壊パターン・その2<sup>2)</sup>

本プロジェクト「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」による試験体形状と倒壊状況を写真1,2に示す。本試験体の層支持重量に対する筋かい耐力壁の壁倍率の比率は、1階に対して2階が3.17倍であり、この点から1階傾斜または1階崩壊となるはずであるが、実際には写真2のように1,2階がほぼ同時に崩壊している。また、この倒壊状況は図1,2の倒壊パターンのいずれにも該当しない。このような差異が生じる理由として、本試験体には非構造壁がなく構造躯体のみで構成されていることが挙げられる。

一般的に非構造壁は構造躯体に匹敵する水平耐力があり、1,2 階の非構造壁の量が同等であれば 1 階に対する 2 階の耐力比率が大きくなって、1 階崩壊を促すことになる。また、非構造壁により筋かいのふみはずしや圧縮座屈の拘束が期待できるが、本試験では加振開始数秒ですべての筋かいがふみはずし・圧縮座屈により耐力を喪失した。このような筋かいの耐力喪失は 1,2 階でほぼ同時に生じているがその理由は、少なくとも倒壊直前までは 4 隅の通し柱は折損していないことから、通し柱が連層耐震壁のように各階の変形各を同一にするように機能したと考えられる。この「通し柱効果」も非構造壁が存在しないことで、層の水平耐力に対する通し柱の曲げ耐力の比率が大きくなって、効果が顕著になったと考えられる。

以上の考察から、非構造壁が倒壊パターンに影響を与える可能性が高く、応答解析シミュレーションでは非構造壁まで含めた耐震性能を解析モデルに盛り込む必要があるといえる。



写真 1 試験体形状



写真 2 倒壊状況

## 2) 部材・接合部の応力変形特性

### a) 既往の文献を対象とした調査

今回の文献調査では大変形領域に渡る応力変形特性に関する情報は皆無であった。従来、 $1/15\text{rad}$  程度の層間変形角に達した後は P- 効果により自壊するので、それ以上の変形領域における特性は耐震設計上無意味との認識が常識化しているといえる。したがって、これ以上の文献調査を行っても本業務に有用な情報が得られる可能性は極めて少ないと判断できる。

b) 中規模振動台実験を対象とした調査

本プロジェクトの「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」の結果に基づいて層せん断力-層間変位特性を次のように求める。

中規模振動台実験の試験体を図3のようにせん断型2質点系にモデル化する場合、次の振動方程式が成立する。

$$m_2 \cdot \ddot{x}_2 + F_2 - P_2 = -m_2 \cdot \ddot{x}_0 \quad (1a)$$

$$m_1 \cdot \ddot{x}_1 + F_1 - F_2 - P_1 = -m_1 \cdot \ddot{x}_0 \quad (1b)$$

ここで、 $m_1, m_2$  : 床レベル、屋根レベルの質量

$F_1, F_2$  : 1,2階の層せん断力

$P_1, P_2$  : 1,2階のP 効果による水平力

$\ddot{x}_1, \ddot{x}_2$  : 床レベル、屋根レベルの振動台に対する水平方向相対応答加速度

$\ddot{x}_0$  : 振動台の水平方向加振加速度

したがって復元力(=層せん断力)  $F_1, F_2$  は次のように求められる。

$$F_2 = -m_2 \cdot \ddot{X}_2 + P_2 \quad (2a)$$

$$F_1 = -m_1 \cdot \ddot{X}_1 - m_2 \cdot \ddot{X}_2 + P_2 + P_1 \quad (2b)$$

ここで、 $\ddot{X}_1, \ddot{X}_2$  : 床レベル、屋根レベルの水平方向絶対対応答加速度 ( $\ddot{X}_1 = \ddot{x}_1 + \ddot{x}_0, \ddot{X}_2 = \ddot{x}_2 + \ddot{x}_0$ )

各階の柱長さを不変とすると  $P_1, P_2$  は次のように求められる。

$$P_2 = m_2 \cdot (g + \ddot{Z}_2) \cdot \frac{\Delta_2}{\sqrt{H_2^2 - \Delta_2^2}} \quad (3a)$$

$$P_1 = \{m_2 \cdot (g + \ddot{Z}_2) + m_1 \cdot (g + \ddot{Z}_1)\} \cdot \frac{\Delta_1}{\sqrt{H_1^2 - \Delta_1^2}} \quad (3b)$$

ここで、 $H_1, H_2$  : 1,2階の柱長さ ( $H_1=2835\text{mm}, H_2=2775\text{mm}$ )

$\Delta_1, \Delta_2$  : 1,2階の層間変位

$\ddot{Z}_1, \ddot{Z}_2$  : 床レベル、屋根レベルの鉛直方向絶対対応答加速度

また、通し柱脚部・頭部および床梁端部はピンと仮定すれば、図4のような変形状態にある通し柱の1,2階の負担水平力  $Q_{c1}, Q_{c2}$  は次のように算定できる。

$$Q_{c2} = -\frac{3 \cdot E \cdot I_c \cdot (H_1 + H_2)}{H_1^2 \cdot H_2^2} \cdot \delta_c \cdot \cos \theta_c \cdot \frac{H_1}{H_1 + H_2} \quad (4a)$$

$$Q_{c1} = \frac{3 \cdot E \cdot I_c \cdot (H_1 + H_2)}{H_1^2 \cdot H_2^2} \cdot \delta_c \cdot \cos \theta_c \cdot \frac{H_2}{H_1 + H_2} \quad (4b)$$

ここで、 $E$  : 通し柱のヤング係数(公称値950kN/cm<sup>2</sup>)

$I_c$  : 通し柱の断面2次モーメント(公称断面1012.9cm<sup>4</sup>)

$\delta_c = H_1 \cdot \sin(\theta_0 - \theta_1)$

$\theta_0 = \tan^{-1}\left(\frac{H'_1 + H'_2}{\Delta_1 + \Delta_2}\right) \quad \theta_1 = \cos^{-1}\left(\frac{\Delta_1}{H_1}\right) \quad \theta_c = \frac{\pi}{2} - \theta_0$

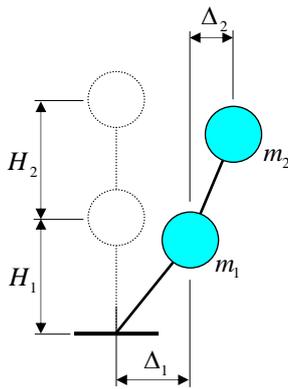


図3 試験体のせん断型振動モデル

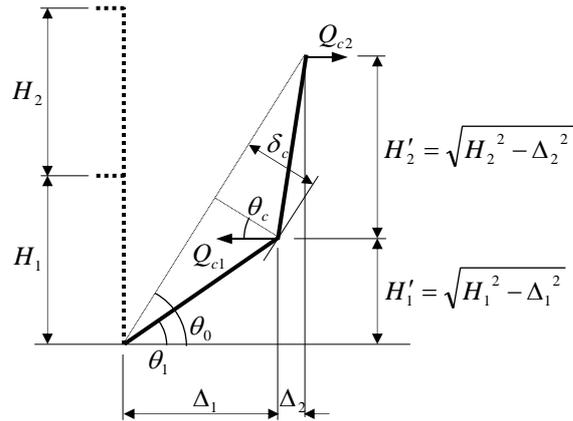


図4 通し柱の応力変形状態

通し柱の負担せん断力を除いた復元力  $F'_1, F'_2$  は次のようになる。

$$F'_2 = F_2 - Q_{c2} \quad (5a)$$

$$F'_1 = F_1 - Q_{c1} \quad (5b)$$

「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」の試験体No.1～4について上記の方法で求めた復元力特性(層せん断力-層間変位曲線)を図5～10に示す。ただし、床レベル、屋根レベルの水平方向絶対応答加速度  $\ddot{x}_1, \ddot{x}_2$  および鉛直方向絶対応答加速度  $\ddot{z}_1, \ddot{z}_2$  は各レベルの当該方向4つの加速度計による計測値の平均とし、1,2階の層間変位  $\Delta_1, \Delta_2$  はE通り-1通り隅角部近傍に設置したマーカーによる計測値を元に算出した。なお、層の挙動を把握する上で15Hz以上の振動成分は無意味と判断して、すべての計測値に当該振動数のハイカットフィルターを施した。

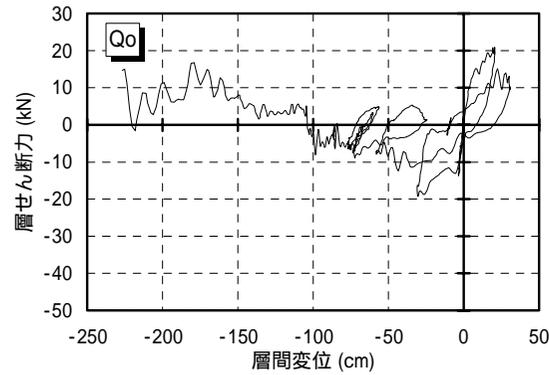
従来の耐震設計では、木造耐力壁構造は1/15rad程度の層間変形角に達するとP 効果により自壊すると考えるのが常識化しているといえるが、図5～10によれば、それを上回る変形領域でも一定の耐力を保持している。特に倒壊したNo.1,3の短辺(X)方向では層間変位が1.5m程度の大変形領域でも耐力はほとんど劣化していない。これは柱梁フレームのラーメン効果によると考えられる。

試験体No.1 (短辺一方向入力・R成分)

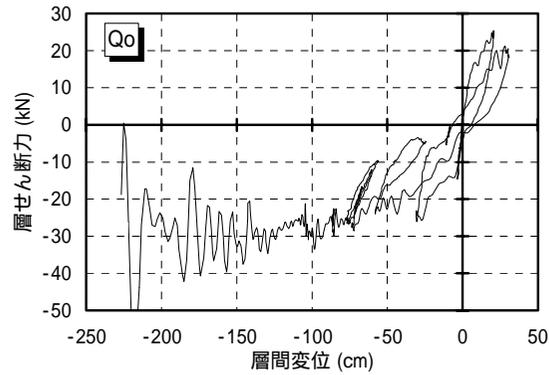
短辺方向 層せん断力-層間変位曲線

1 階

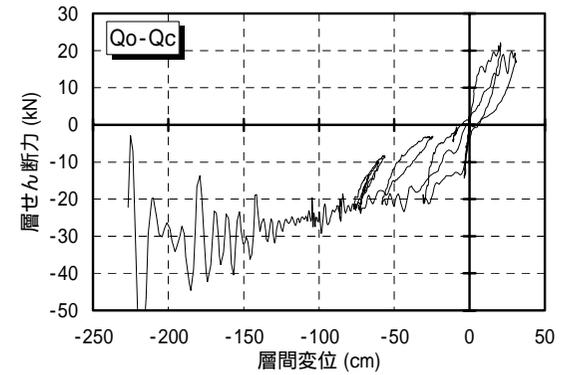
P 効果無視



P 効果考慮

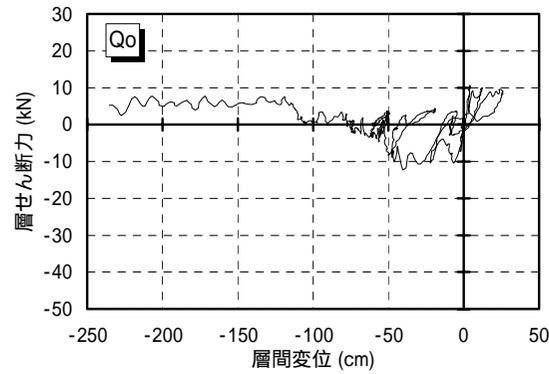


P 効果考慮、通し柱せん断力除去

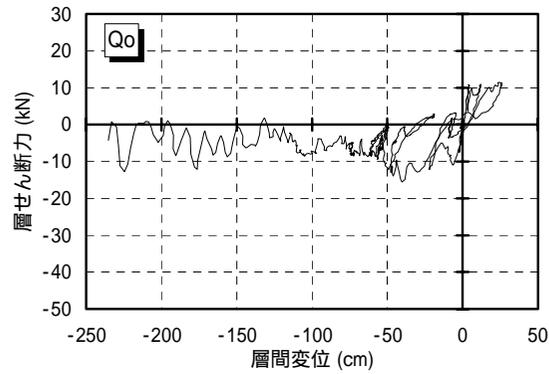


2 階

P 効果無視



P 効果考慮



P 効果考慮、通し柱せん断力除去

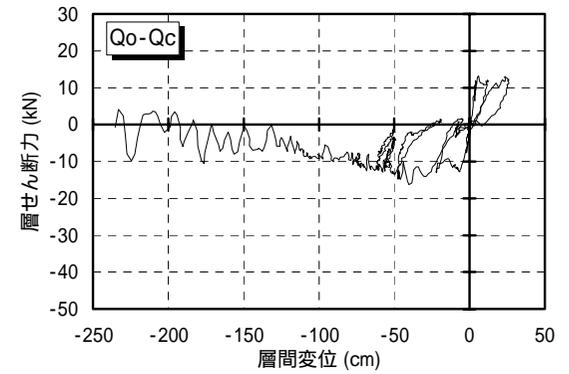
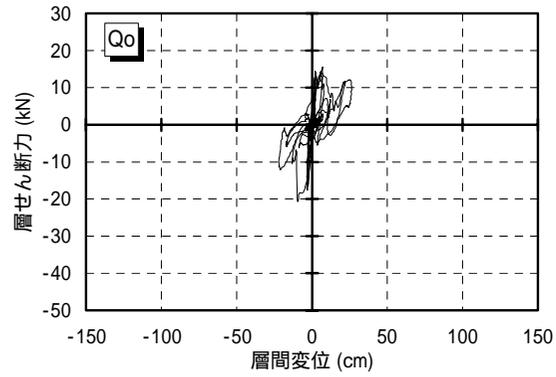


図5 中規模振動台実験による層せん断力 層間変位曲線 試験体No.1・短辺(X)方向

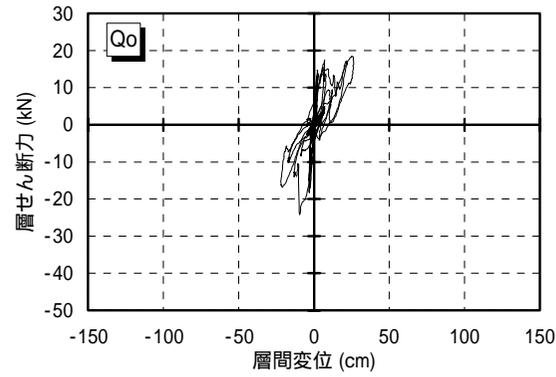
試験体No.2 (長辺一方向入力・T成分)

長辺方向 層せん断力-層間変位曲線

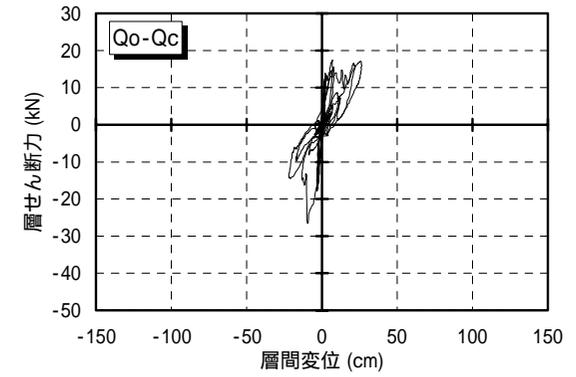
1 階



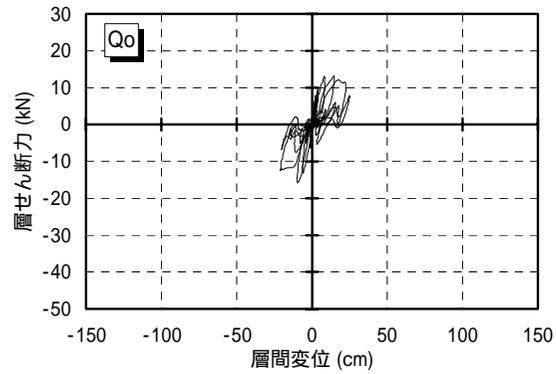
P 効果考慮



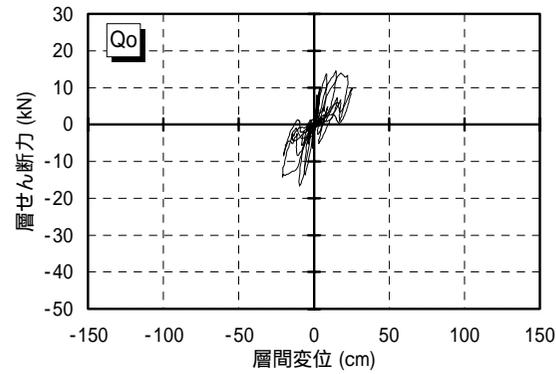
P 効果考慮、通し柱せん断力除去



2 階



P 効果考慮



P 効果考慮、通し柱せん断力除去

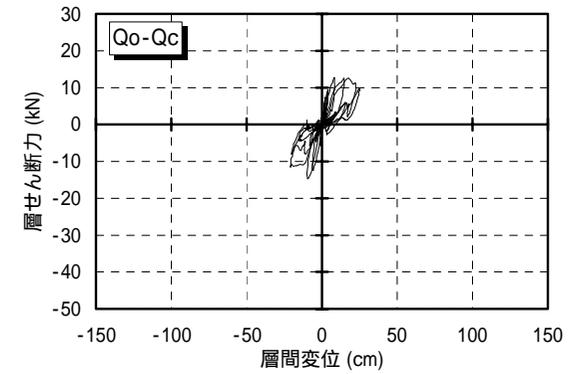


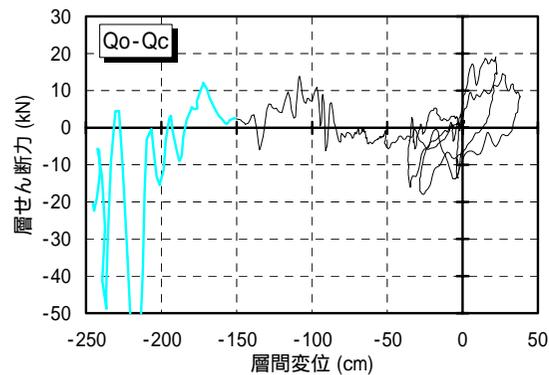
図6 中規模振動台実験による層せん断力 層間変位曲線 試験体No.2・長辺(Y)方向

試験体No.3 (二方向入力・短辺R成分・長辺T成分)

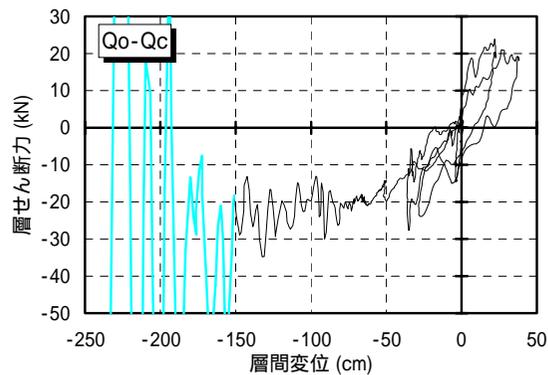
短辺方向 層せん断力-層間変位曲線

1 階

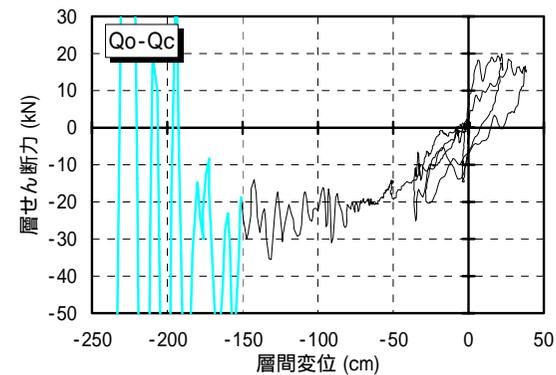
P 効果無視



P 効果考慮

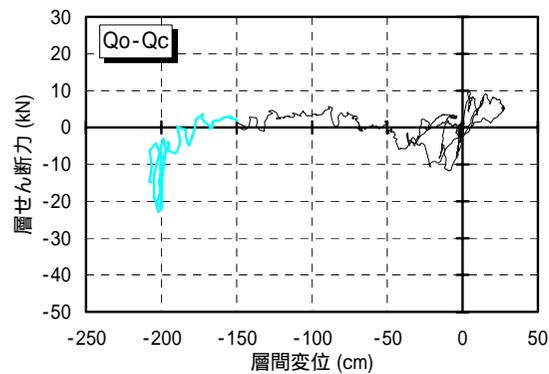


P 効果考慮、通し柱せん断力除去

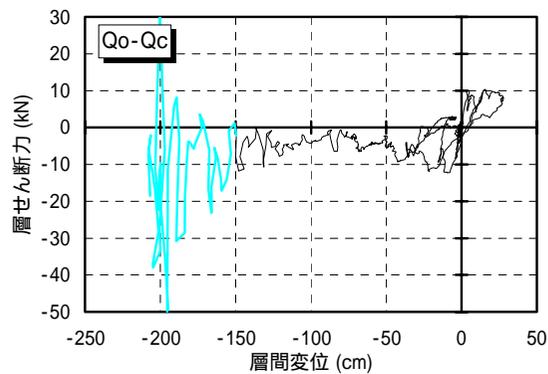


2 階

P 効果無視



P 効果考慮



P 効果考慮、通し柱せん断力除去

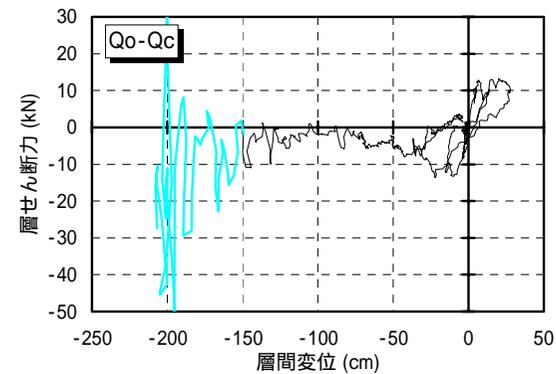


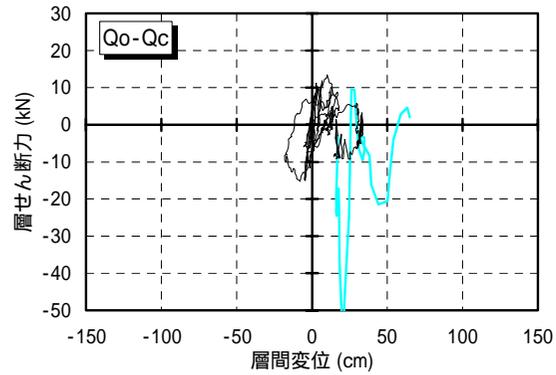
図7 中規模振動台実験による層せん断力 層間変位曲線 試験体No.3・短辺(X)方向

試験体No.3 (二方向入力・短辺R成分・長辺T成分)

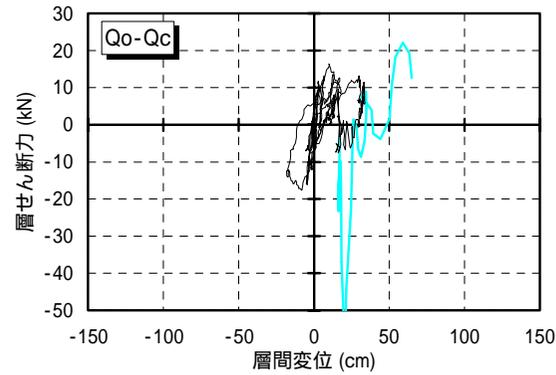
長辺方向 層せん断力-層間変位曲線

1 階

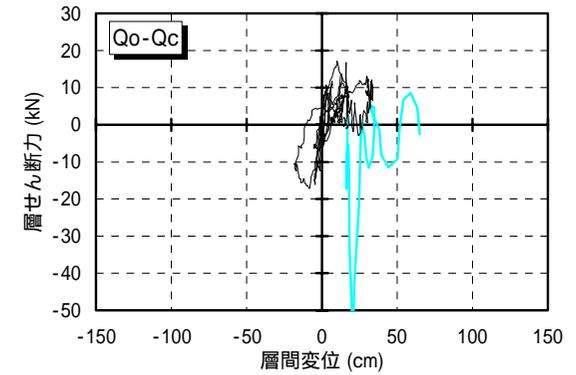
P 効果無視



P 効果考慮

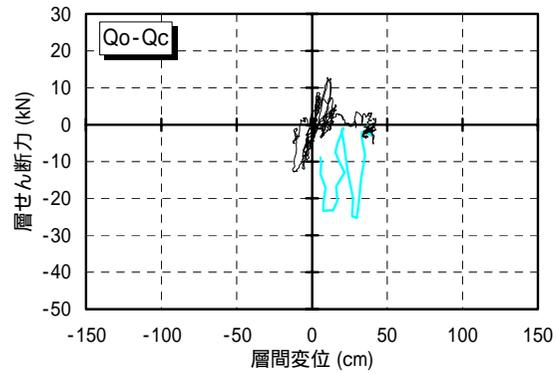


P 効果考慮、通し柱せん断力除去

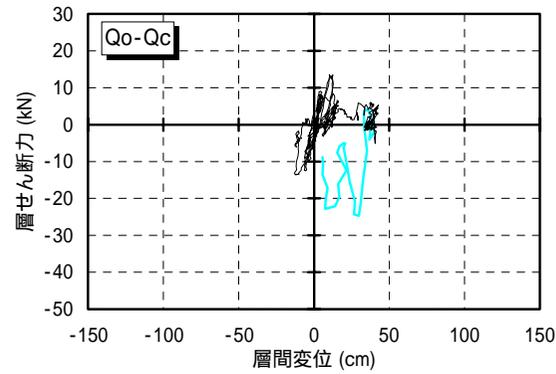


2 階

P 効果無視



P 効果考慮



P 効果考慮、通し柱せん断力除去

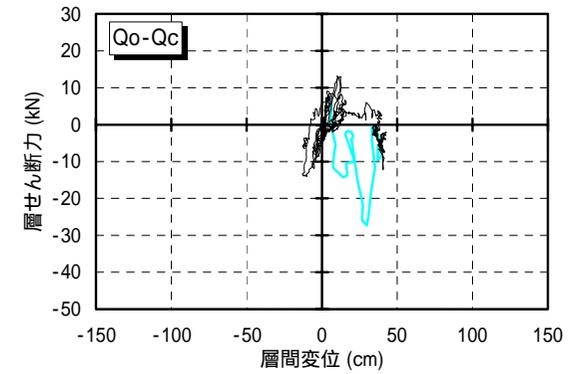


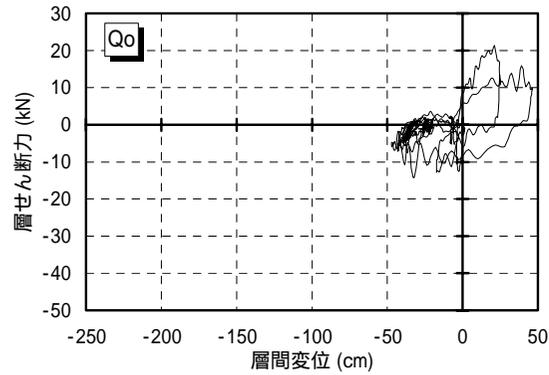
図8 中規模振動台実験による層せん断力 層間変位曲線 試験体No.3・長辺(Y)方向

試験体No.4 (三方向入力・短辺R成分・長辺T成分・上下UD方向) 1回目

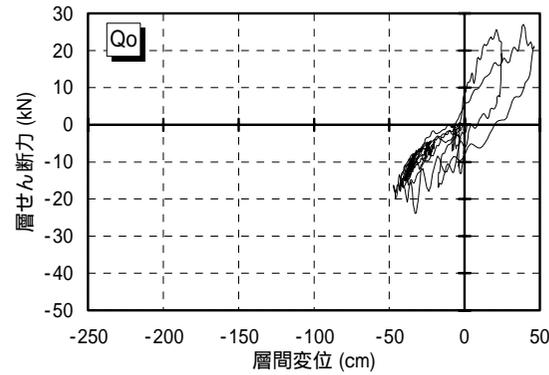
短辺方向 層せん断力-層間変位曲線

1 階

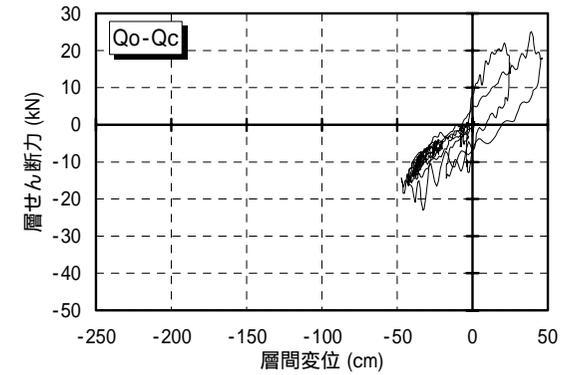
P 効果無視



P 効果考慮

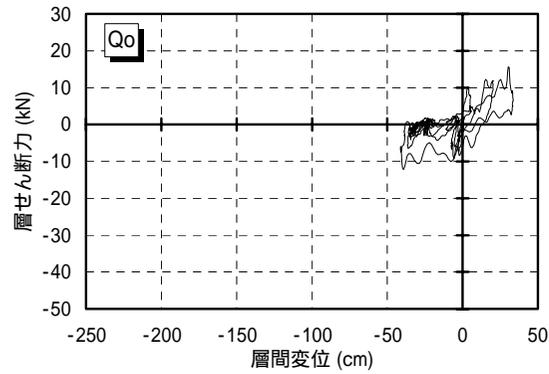


P 効果考慮、通し柱せん断力除去

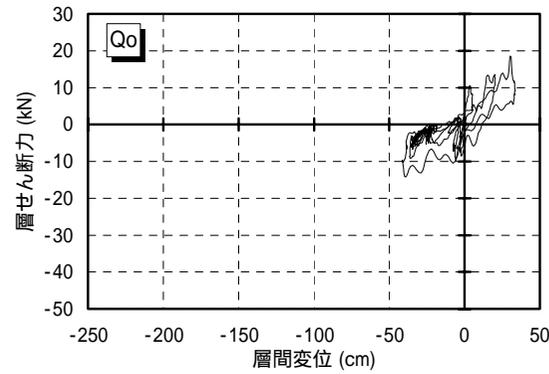


2 階

P 効果無視



P 効果考慮



P 効果考慮、通し柱せん断力除去

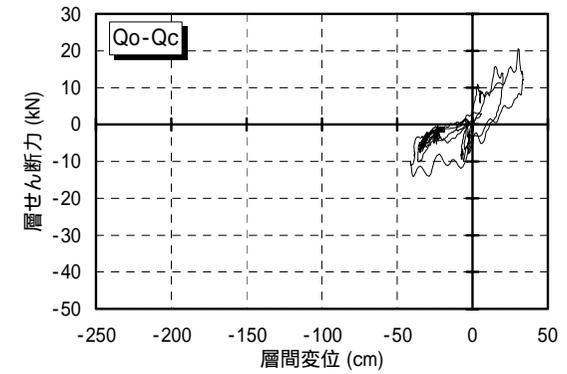


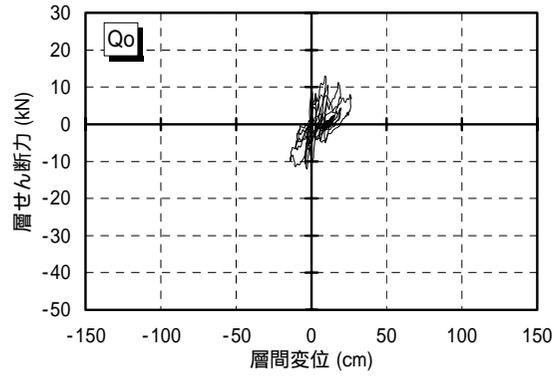
図9 中規模振動台実験による層せん断力 層間変位曲線 試験体No.4・短辺(X)方向

試験体No.4 (三方向入力・短辺R成分・長辺T成分・上下UD方向) 1回目

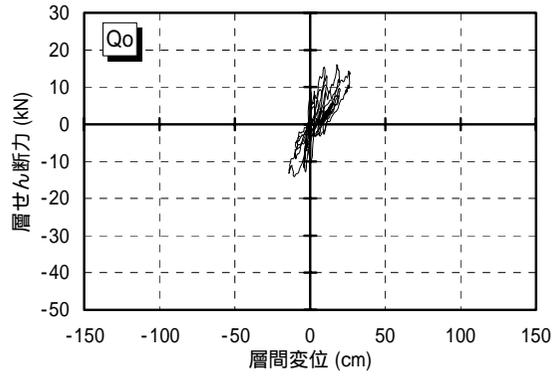
長辺方向 層せん断力-層間変位曲線

1 階

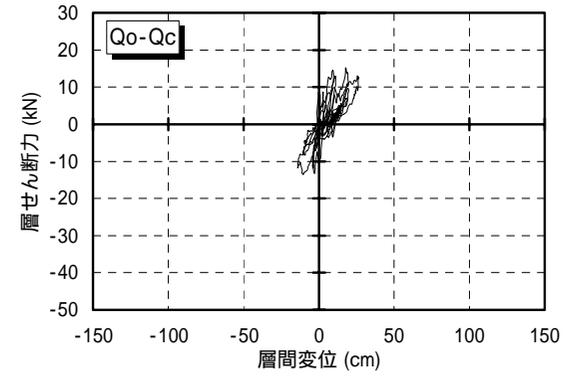
P 効果無視



P 効果考慮

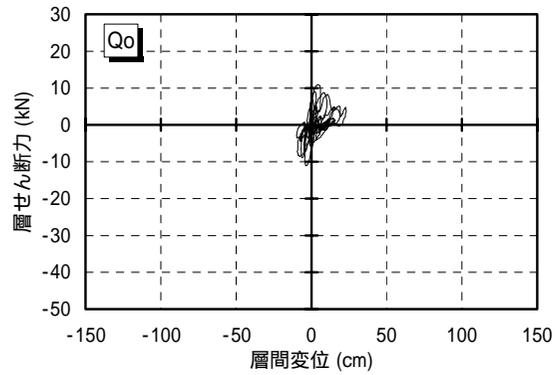


P 効果考慮、通し柱せん断力除去

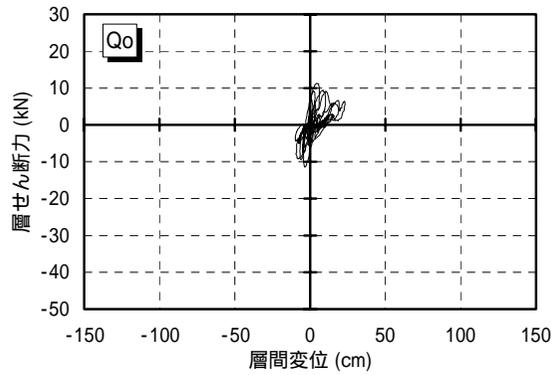


2 階

P 効果無視



P 効果考慮



P 効果考慮、通し柱せん断力除去

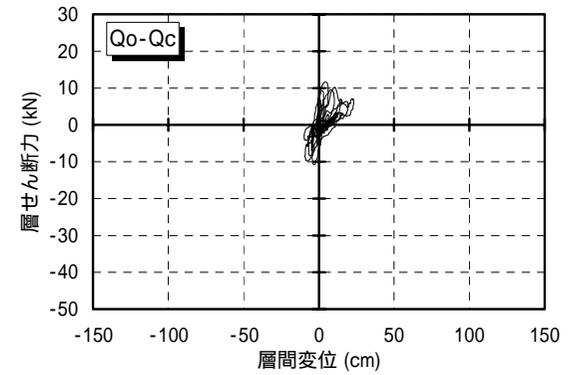


図10 中規模振動台実験による層せん断力 層間変位曲線 試験体No.4・長辺(Y)方向

### 3) 応答解析の基本方針と可能性

#### a) 応答解析の基本方針

地震動による建築物の時刻歴倒壊応答解析については、太田らは木造軸組を対象として個別要素法(以下"DEM")<sup>3)</sup>を応用した解析手法を示している<sup>4,5)</sup>。また、和田らは有限要素法(以下"FEM")に立脚した解析手法により地震動による円筒トラスの倒壊過程を追跡できることを示している<sup>6)</sup>。

DEMは地盤などの粒体が粉々に破壊する過程を解析するのに適した手法であり、木造軸組の破壊過程をDEMにより解析する場合には地盤などと同様に粒体の集合としてモデル化する。したがって、一般に扱う自由度数はきわめて大きい。ただし、DEMにおける振動方程式はFEMのように自由度間の連立を考慮する必要がないので、演算時間は短いとされている。FEMは建築物等の構造物の応力変形解析手法として極めて一般的である。FEMでは構造部材は線要素、面要素、立体要素などに置換される。木造軸組構法住宅の軸組は線要素のみでモデル化することができ、線要素はその両端にのみ自由度を有する。ゆえに扱う自由度数はDEMに比べ極めて小さくなるが、自由度間の連立を考慮する必要がある点で演算時間が長くなる。

演算時間の長短はシミュレーションソフトの実用性において重要な評価項目であるが、同一構造物を解析するのに要する演算時間はDEMとFEMでいずれが短いかは現時点では未確認である。しかし、本業務が対象とする木造住宅には面材張り壁、土塗り壁などが存在し、これらの構造特性を再現し得る解析モデルの策定はFEMの方が容易と考えられること、本業務では建物全体の倒壊過程を追跡することが目的であり、柱・梁・壁・接合部などの建物構成要素の破壊過程を詳細に追跡することは必ずしも必要でないことの2点を考慮して、和田らのFEM的解析手法に立脚することを基本方針とする。

#### b) 応答解析の基本理論

トラス要素によって構成される立体フレームの大変形と P- 効果を考慮した時刻歴応答解析手法<sup>6)</sup>の基本理論は次のようになる。

微小時間  $\Delta t$  内で構造物の瞬間接線剛性が一定であるとすると、応答変位増分に対して(6)式の振動方程式が成り立つ。

$$[M]\{\ddot{D}_{n+1}\} + [C_n]\{\dot{D}_{n+1}\} + [K_n]\{\Delta D_n\} + \{F_n\} = -[M] \begin{Bmatrix} \ddot{a}_{X,n+1} \\ \ddot{a}_{Y,n+1} \\ \ddot{a}_{Z,n+1} + g \end{Bmatrix} \quad (6)$$

ここで、 $[M]$ ：節点質量マトリクス

$[C_n]$ ：減衰マトリクス

$[K_n]$ ： $t=t_n$ における接線剛性マトリクス

$\{D_n\}$ ： $t=t_n$ における節点変位ベクトル

$\{\Delta D_n\} = \{D_{n+1}\} - \{D_n\}$

$\{F_n\}$ ： $t=t_n$ における応力ベクトル

$\ddot{a}_{X,n+1}, \ddot{a}_{Y,n+1}, \ddot{a}_{Z,n+1}$ ： $t=t_{n+1}$ における X, Y, Z 方向の地動の加速度

$g$  : 重力加速度

接線剛性マトリクス  $[K_n]$  は(7)式の要素座標系における要素剛性マトリクス  $[k_e]$  より求める。

$$[k_e] = \begin{bmatrix} [k_{e1}] & [k_{e2}] \\ [k_{e2}] & [k_{e1}] \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\text{ここで、} \quad [k_{e1}] = \begin{bmatrix} k_p & 0 & 0 \\ 0 & N_n/L_n & 0 \\ 0 & 0 & N_n/L_n \end{bmatrix}, \quad [k_{e2}] = \begin{bmatrix} -k_p & 0 & 0 \\ 0 & -N_n/L_n & 0 \\ 0 & 0 & -N_n/L_n \end{bmatrix}$$

$k_p$  : 復元力モデルから求められる  $t=t_{n+1}$  におけるトラス要素の接線軸剛性の予測値

$L_n$  :  $t=t_n$  におけるトラス要素の長さ

$N_n$  : 復元力モデルから求められる  $t=t_n$  におけるトラス要素の軸力

$t=t_n$  におけるトラス要素の変形(伸び)を  $\Delta_n$ 、 $t=t_{n+1}$  におけるトラス要素の変形の予測値を  $\Delta_p$  とする。 $\Delta_p$  は(8)式による  $t=t_{n+1}$  における節点変位ベクトルの予測値  $\{D_p\}$  を用いて算定する。

$$\{D_p\} = \{D_n\} + \{\dot{D}_n\} \cdot \Delta t + \{\ddot{D}_n\} \cdot \frac{\Delta t^2}{2} \quad (8)$$

$k_p$  は復元力モデル上の  $t=t_n$  における応力-変形点と、 $\Delta_p$  による応力-変形点を結ぶ線分の勾配とする。

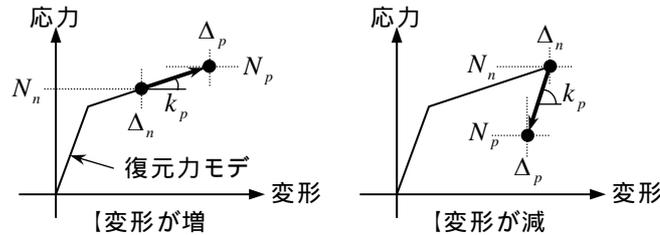


図 11 接線剛性の予測

$[k_e]$  を  $[K_n]$  に組み込む際の座標変換は  $t=t_n$  における節点座標に基づいて行う。 $t=t_n$  における節点座標変換マトリクス  $[T]$  は次のようになる。

$$[T] = \begin{bmatrix} [T_0] & 0 \\ 0 & [T_0] \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\text{ここで、} \quad X_{n,i} = X_{n,j} \text{ かつ } Y_{n,i} = Y_{n,j} \text{ のとき } [T_0] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\text{上記以外のとき } [T_0] = \begin{bmatrix} \frac{\Delta X}{L_n} & \frac{\Delta Y}{L_n} & \frac{\Delta Z}{L_n} \\ -\frac{\Delta Y}{l_n} & \frac{\Delta X}{l_n} & 0 \\ -\frac{\Delta X}{l_n} \cdot \frac{\Delta Z}{L_n} & -\frac{\Delta Y}{l_n} \cdot \frac{\Delta Z}{L_n} & \frac{l_n}{L_n} \end{bmatrix}$$

$X_{n,i}, Y_{n,i}, Z_{n,i}$  :  $t=t_n$ における  $i$  端(要素始端)側節点の  $X, Y, Z$  座標

$X_{n,j}, Y_{n,j}, Z_{n,j}$  :  $t=t_n$ における  $j$  端(要素終端)側節点の  $X, Y, Z$  座標

$\Delta X = X_{n,j} - X_{n,i}$ 、 $\Delta Y = Y_{n,j} - Y_{n,i}$ 、 $\Delta Z = Z_{n,j} - Z_{n,i}$

$L_n = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2 + \Delta Z^2}$ 、 $l_n = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2}$

節点座標変換マトリクス  $[T]$  を用いて  $[k_e]$  は次式のように全体座標系における値  $[K_e]$  に変換される。

$$[K_e] = [T]^T [k_e] [T] \quad (10)$$

また、解析の過程で支点以外の節点の  $Z$  座標が 0 以下となる場合は、当該節点は接地しており、 $Z$  方向に接地剛性  $K_L$  で支持されているものとして、 $K_L$  を  $[K_n]$  の当該節点  $Z$  方向の要素に加算する。 $K_L$  の値はここでは 50tf/cm とする。

減衰マトリクス  $[C_n]$  は次式の瞬間剛性比例型とする。

$$[C_n] = \frac{2h}{\omega_1} \cdot [K_n] \quad (11)$$

ここで、 $h$  : 減衰定数 (0.05 とする)

$\omega_1$  : 初期剛性による 1 次固有円振動数

応力ベクトル  $\{F_n\}$  は  $t=t_n$  におけるトラス要素の軸力  $N_n$  を用いて求める。要素座標系におけるトラス要素の応力ベクトル  $\{f_{e,n}\}$  を次式とする。

$$\{f_{e,n}\} = \{-N_n \ 0 \ 0 \ N_n \ 0 \ 0\}^T \quad (12)$$

$\{f_{e,n}\}$  を次のように全体座標系における応力ベクトル  $\{F_{e,n}\}$  に変換して、 $\{F_n\}$  に組み込む。

$$\{F_{e,n}\} = [T]^T \{f_{e,n}\} \quad (13)$$

以上のように設定される (6) 式の振動方程式を線形加速度法により解いて  $\{D_{n+1}\}$  を逐次求める。以下、線形加速度法の手続きを確認のために記す。

微小時間  $\Delta t$  内における応答加速度の変化を線形とすると、 $\{D_{n+1}\}$  と  $t=t_n$  における応答値がテーラー展開に基づき次のように関係付けられる。

$$\{D_{n+1}\} = \{D_n\} + \{\dot{D}_n\} \cdot \Delta t + \frac{\{\ddot{D}_n\}}{2!} \cdot \Delta t^2 + \frac{\{\dddot{D}_n\}}{3!} \cdot \Delta t^3 \quad (14)$$

$$\{\dot{D}_{n+1}\} = \{\dot{D}_n\} + \{\ddot{D}_n\} \cdot \Delta t + \frac{\{\ddot{D}_n\}}{2!} \cdot \Delta t^2 \quad (15)$$

$$\{\ddot{D}_{n+1}\} = \{\ddot{D}_n\} + \{\ddot{D}_n\} \cdot \Delta t \quad (16)$$

(16) 式より、

$$\{\ddot{D}_n\} = \frac{\{\ddot{D}_{n+1}\} - \{\ddot{D}_n\}}{\Delta t} \quad (17)$$

これを (14) 式、(15) 式に代入して、

$$\{D_{n+1}\} = \{D_n\} + \{\dot{D}_n\} \cdot \Delta t + \frac{\{\ddot{D}_n\}}{3} \cdot \Delta t^2 + \frac{\{\ddot{D}_{n+1}\}}{6} \cdot \Delta t^2 \quad (18)$$

$$\{\dot{D}_{n+1}\} = \{\dot{D}_n\} + \frac{\{\ddot{D}_n\}}{2} \cdot \Delta t + \frac{\{\ddot{D}_{n+1}\}}{2} \cdot \Delta t \quad (19)$$

これらを(6)式に代入すると次の連立一次方程式が得られる。

$$[A]\{\ddot{D}_{n+1}\} = \{B\} \quad (20)$$

$$\text{ここで、} \quad [A] = [M] + \frac{\Delta t}{2}[C_n] + \frac{\Delta t^2}{6}[K_n]$$

$$\{B\} = -([C_n] + \Delta t[K_n])\{\dot{D}_n\} - \left( \frac{\Delta t}{2}[C_n] + \frac{\Delta t^2}{3}[K_n] \right)\{\ddot{D}_n\} - \{Q\} - \{F_n\}$$

$$\{Q\} = [M] \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ \dots & & \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{a}_{x,n+1} \\ \ddot{a}_{y,n+1} \\ \ddot{a}_{z,n+1} + g \end{Bmatrix}$$

(20)式を解いて $\{\ddot{D}_{n+1}\}$ を求め、

$$\{\ddot{D}_{n+1}\} = [A]^{-1}\{B\} \quad (21)$$

$\{\ddot{D}_{n+1}\}$ を(18)式、(19)式に代入して $\{D_{n+1}\}$ 、 $\{\dot{D}_{n+1}\}$ を求める。

### c) 試解析

#### ( ) 解析モデル

解析の対象とする構造物は図 12 に示す 2 層、1×2 スパンの立体フレームである。柱、梁、ブレースはすべて軸方向の変形のみを考慮するトラス要素とし、すべての水平構面と鉛直構面にたすき掛けにブレースを配置している。

一つの水平面には 6 個の節点があり、それぞれの節点に質量を設定する。X0, X2 通りの 2 階床と屋根レベルの節点の質量をそれぞれ  $m_1$ 、 $m_2$  とし、X1 通りの節点の質量はその 2 倍とする。 $m_1$ 、 $m_2$  の値は次のように設定する。

$$m_1 \cdot g = 0.75 \text{ tf} \quad m_2 \cdot g = 0.40 \text{ tf}$$

ここで、 $g$  は重力加速度である。このとき単位床面積当りの重量は 2 階床レベルで  $0.302 \text{ tf/m}^2$ 、屋根レベルで  $0.161 \text{ tf/m}^2$  となる。

柱・梁要素は弾性とし、軸剛性を  $50 \text{ tf/cm}$  とする。ブレース要素の実剛性は床組と耐力壁の面内せん断力-せん断変形の非線形性を考慮して設定する。床組および耐力壁の面内せん断力-せん断変形履歴を図 13 に示すバイリニア成分を有するスリップ型の復元力特性にモデル化する。本復元力モデルを規定するパラメータは文献<sup>7)</sup>における筋かい耐力壁の値を参考にして次のように設定する。

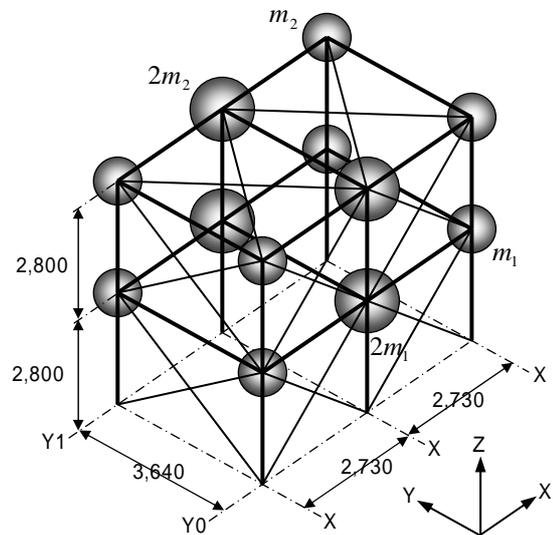


図 12 解析対象構造物

スリップ 変形：  $d_{s1} = H/120$ 、 $d_{s2} = H/48$ 、 $d_{s3} = H/15$  荷重：  $p_{s1} = 0.159 \text{ tf}$ 、 $p_{s2} = 0.233 \text{ tf}$   
 バイリニア 変形：  $d_{n1} = H/720$ 、 $d_{n2} = H/18$ 、 $d_{n3} = H/15$  荷重：  $p_{n1} = 0.032 \text{ tf}$ 、 $p_{n2} = 0.101 \text{ tf}$

ここで、 $H$  は耐力壁の高さである。荷重パラメータ  $p_{si}$ 、 $p_{ni}$  は変形が  $H/120$  のときの復元力が  $0.2 \text{ tf}$  となる値としている。

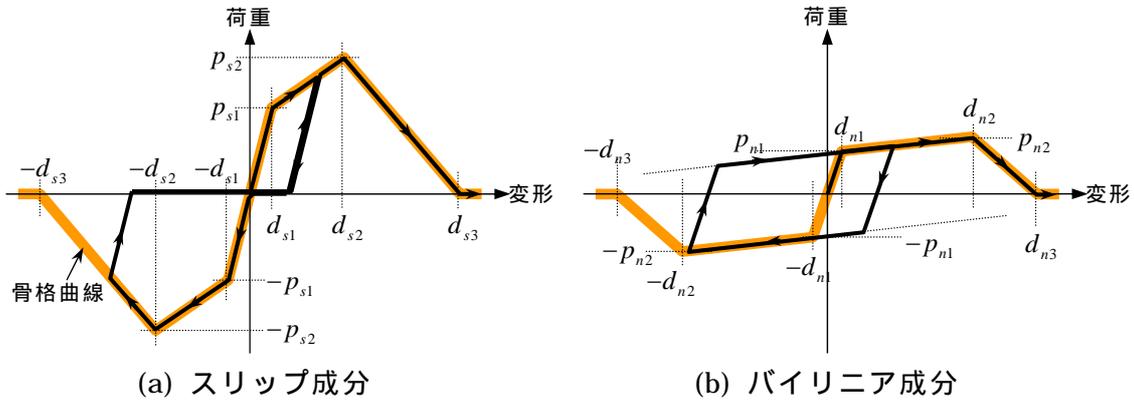


図 13 バイリニア成分を含むスリップの復元力モデル

これらをもとに、ブレース要素の軸方向応力-変形復元力特性のパラメータを定める。図 14 のようにブレース構面の幅を  $B$ 、高さを  $H$  とし、壁倍率・床倍率を  $C_s$  として、荷重パラメータ

$$\text{スリップ } P_{si} = \frac{p_{si} \cdot B \cdot C_s}{\cos \theta} \quad \text{バイリニア } P_{ni} = \frac{p_{ni} \cdot B \cdot C_s}{\cos \theta}$$

変形パラメータ

$$\text{スリップ } D_{si} = d_{si} \cdot \cos \theta \quad \text{バイリニア } D_{ni} = d_{ni} \cdot \cos \theta$$

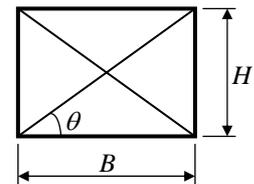


図 14 ブレース構面の形状

( ) 入力波

入力波は Kobe(JMA)原波とし、X 方向に NS 成分、Y 方向に EW 成分、Z 方向に UD 成分を入力する。図 15 に入力波の加速度時刻歴を示す。解析の対象時間は 0~12sec とし、解析の時間刻み  $\Delta t$  は 1/500sec とする。

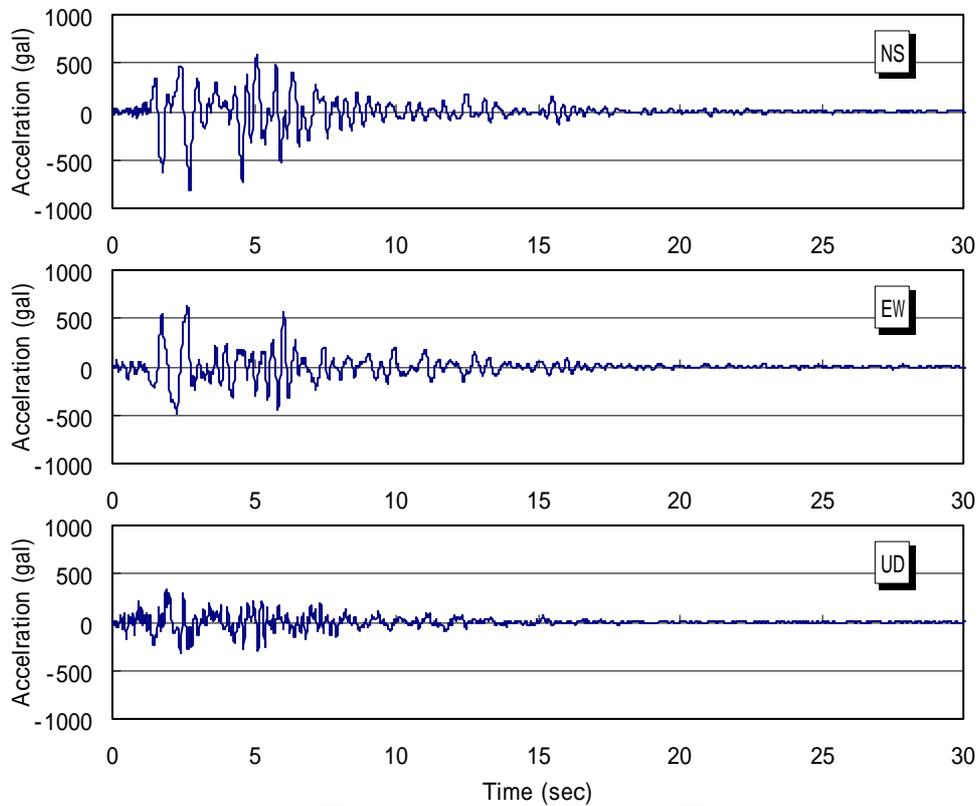


図 15 入力波の加速度時刻歴

( ) 解析結果

鉛直構面の壁倍率と水平構面の床倍率、および地震動の入力方向を解析のパラメータとして、下表の組合せを設定する。

表 1 解析の種類

解析 番号	壁倍率						床倍 率	入力方向		
	階	X0	X1	X2	Y0	Y1		X	Y	Z
1	2F	0.84	1.68	0.84	1.44	1.44	1.60			
	1F	1.40	2.80	1.40	2.44	2.44	1.60			
2	2F	0.84	1.68	0.84	1.44	1.44	1.60			
	1F	1.40	2.80	1.40	2.44	2.44	1.60			
3	2F	0.84	1.68	0.84	1.44	1.44	1.60			
	1F	1.40	2.80	1.40	2.44	2.44	1.60			
4	2F	0.84	1.68	0.84	1.44	1.44	1.60			
	1F	1.40	2.80	1.40	2.44	2.44	1.60			
5	2F	0.84	1.68	0.84	1.44	1.44	1.60			
	1F	1.40	2.80	1.40	1.20	3.60	1.60			
6	2F	0.84	1.68	0.84	1.44	1.44	1.60			
	1F	0.40	2.80	2.40	2.44	2.44	1.60			

解析番号 1~4 はいずれも解析モデルは無偏心で、入力方向のみが異なっている。解析番号 5 は X 方向入力に対して偏心している。解析番号 6 は Y 方向入力に対して偏心している。

次ページ以降に解析番号順に結果を示す。いずれの場合も倒壊現象を追跡できている。

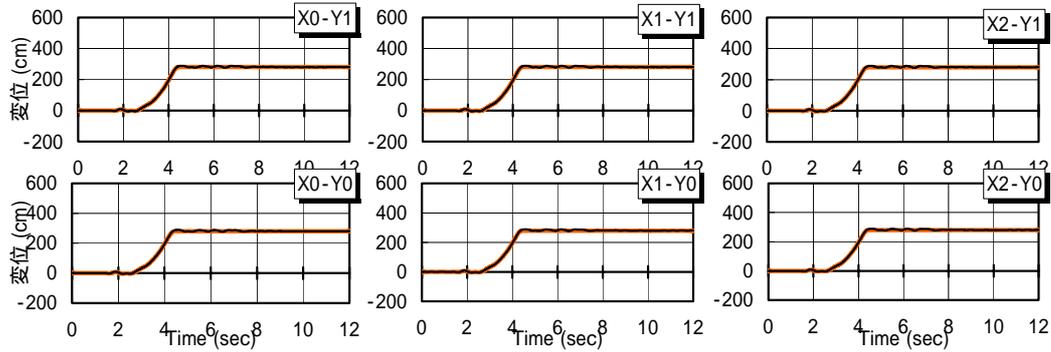
重量分布 (tf)						
1F			2F			
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40	
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40	

有効壁長 (m)					
1F			2F		
6.55	6.55		3.93	3.93	
5.10	10.19	5.10	3.06	6.12	3.06
6.55	6.55		3.93	3.93	

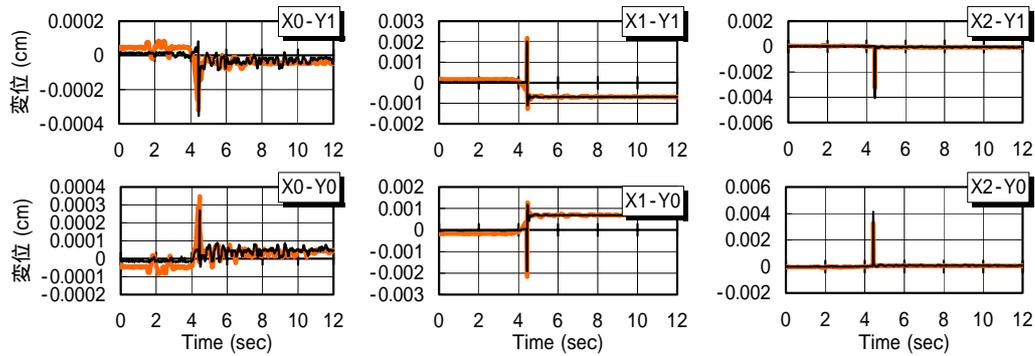
床倍率	
1F	1.60
2F	1.60
h=0.05	

入力	
X	-
Y	-
Z	-

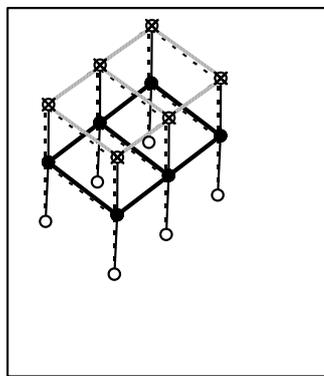
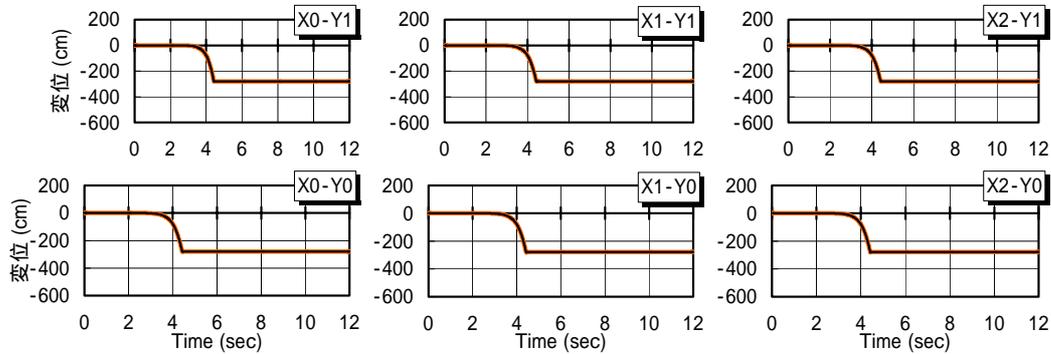
X方向変位



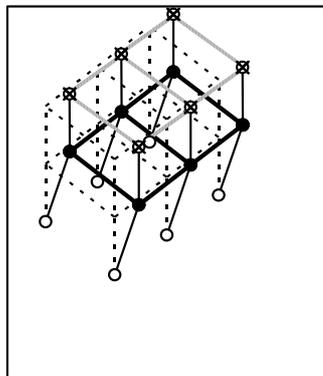
Y方向変位



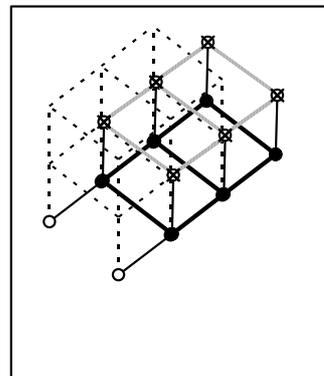
Z方向変位



2.80sec.



3.70sec.



4.67sec.

図16 試解析結果(解析番号1) 変位時刻歴・変位状態

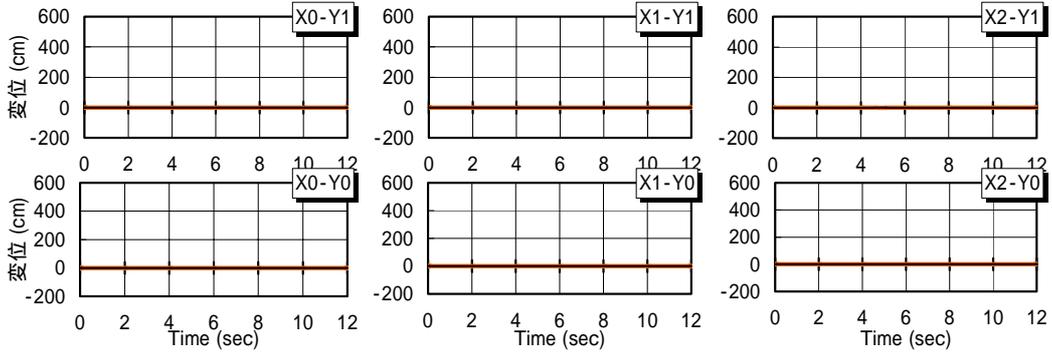
重量分布 (tf)					
1F			2F		
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40

有効壁長 (m)					
1F			2F		
6.55	6.55		3.93	3.93	
5.10	10.19	5.10	3.06	6.12	3.06
6.55	6.55		3.93	3.93	

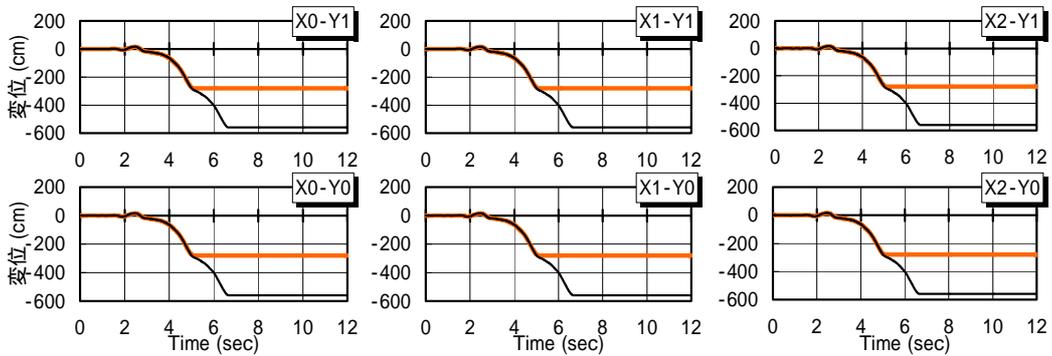
床倍率	
1F	1.60
2F	1.60
h= 0.05	

入力	
X	-
Y	-
Z	-

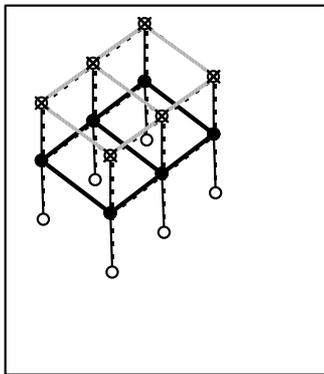
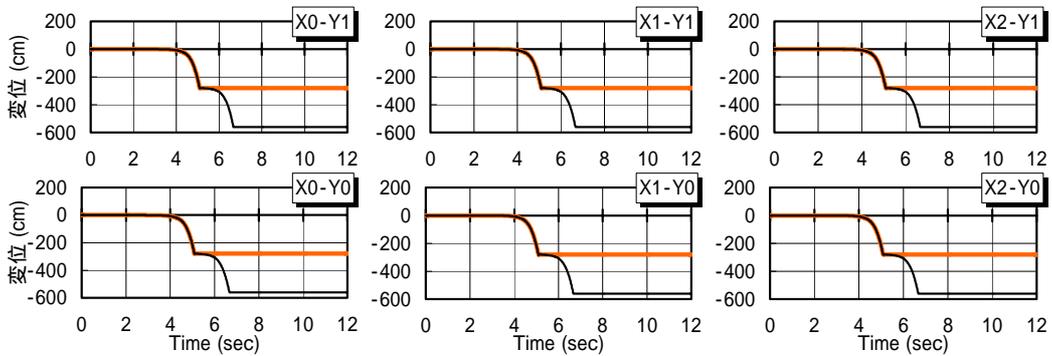
X方向変位



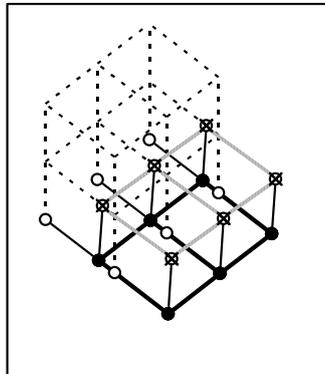
Y方向変位



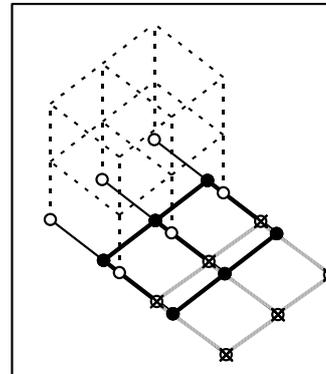
Z方向変位



2.60sec.



5.20sec.



6.80sec.

図17 試解析結果(解析番号2) 変位時刻歴・変位状態

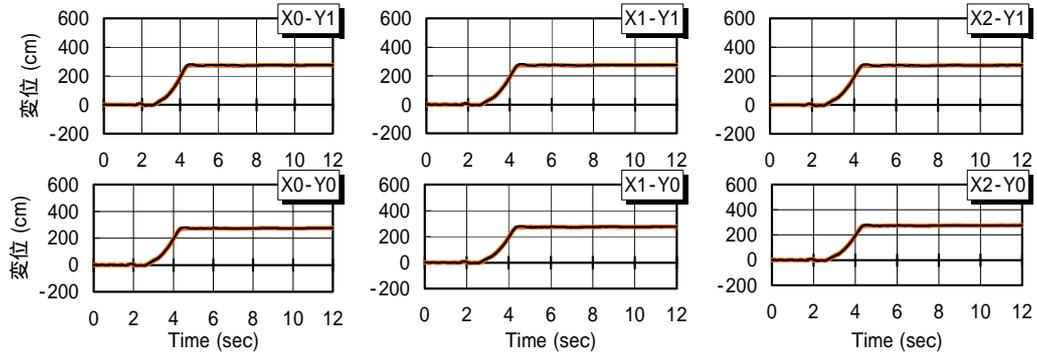
重量分布 (tf)					
1F			2F		
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40

有効壁長 (m)					
1F			2F		
6.55	6.55		3.93	3.93	
5.10	10.19	5.10	3.06	6.12	3.06
6.55	6.55		3.93	3.93	

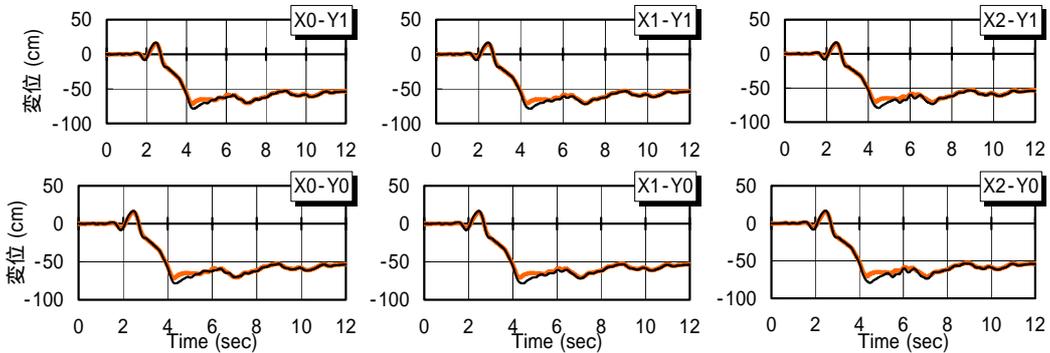
床倍率	
1F	1.60
2F	1.60
h= 0.05	

入力	
X	
Y	
Z	

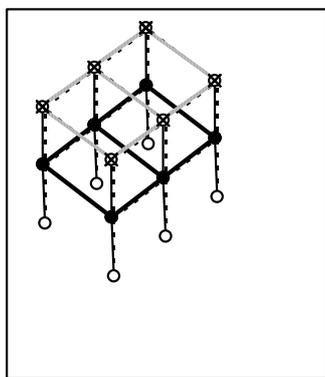
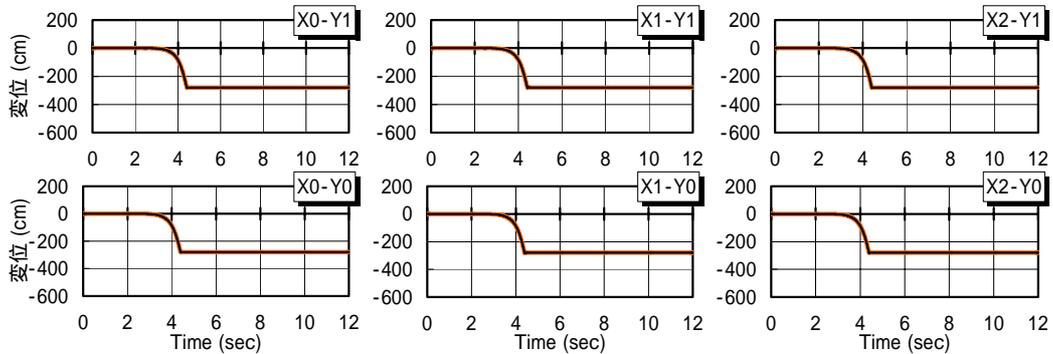
X方向変位



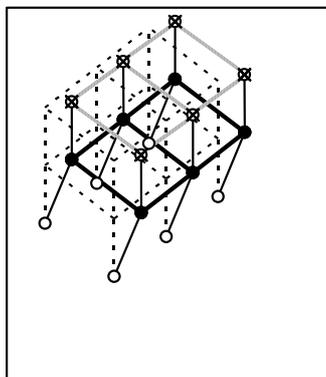
Y方向変位



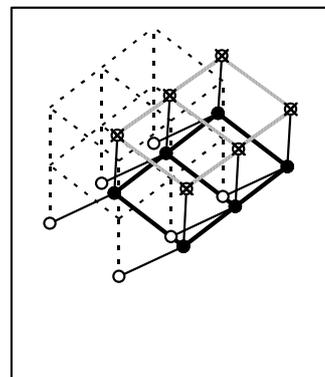
Z方向変位



2.60sec.



3.60sec.



4.60sec.

図18 試解析結果(解析番号3) 変位時刻歴・変位状態

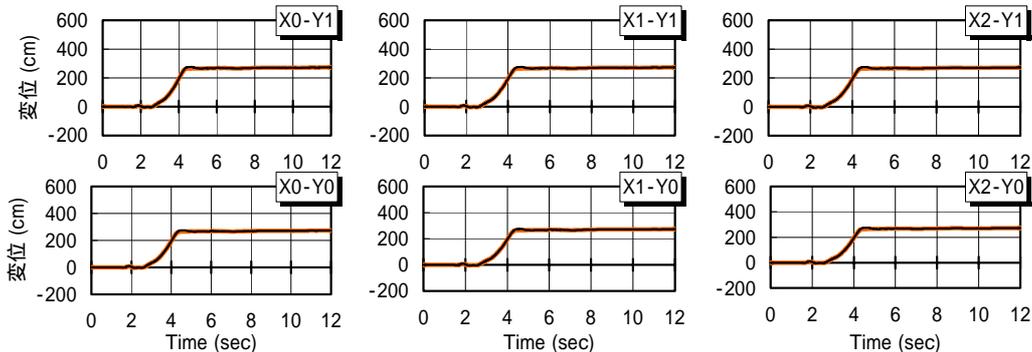
重量分布 (tf)					
1F			2F		
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40

有効壁長 (m)					
1F			2F		
6.55	6.55		3.93	3.93	
5.10	10.19	5.10	3.06	6.12	3.06
6.55	6.55		3.93	3.93	

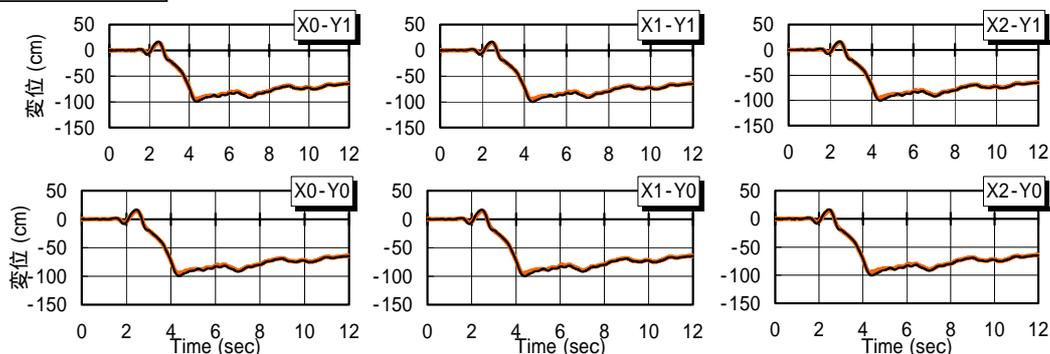
床倍率	
1F	1.60
2F	1.60
h= 0.05	

入力	
X	
Y	
Z	

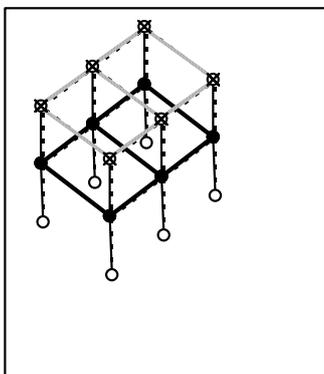
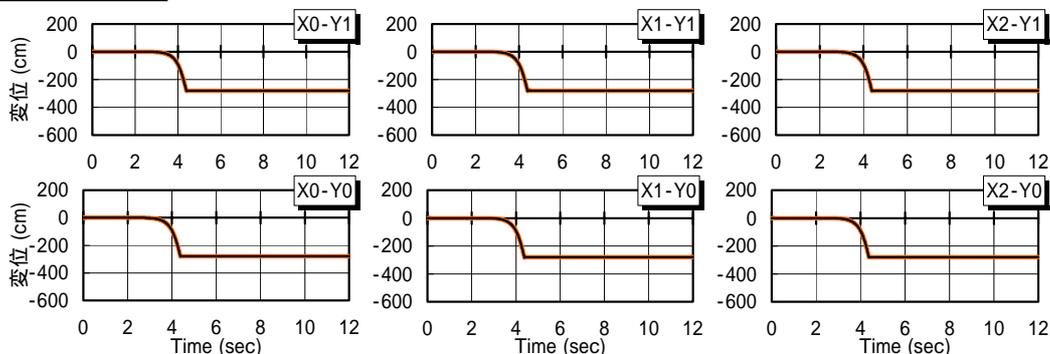
X方向変位



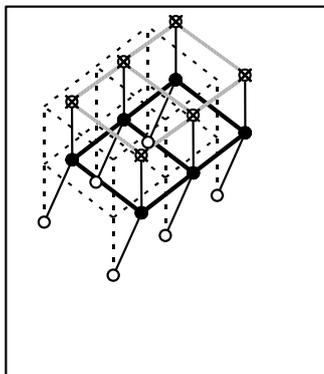
Y方向変位



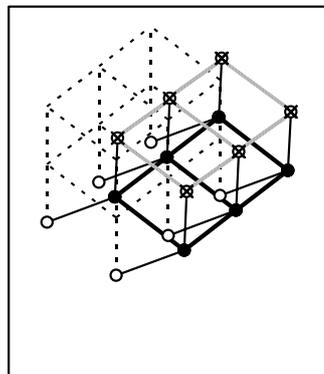
Z方向変位



2.60sec.



3.60sec.



4.60sec.

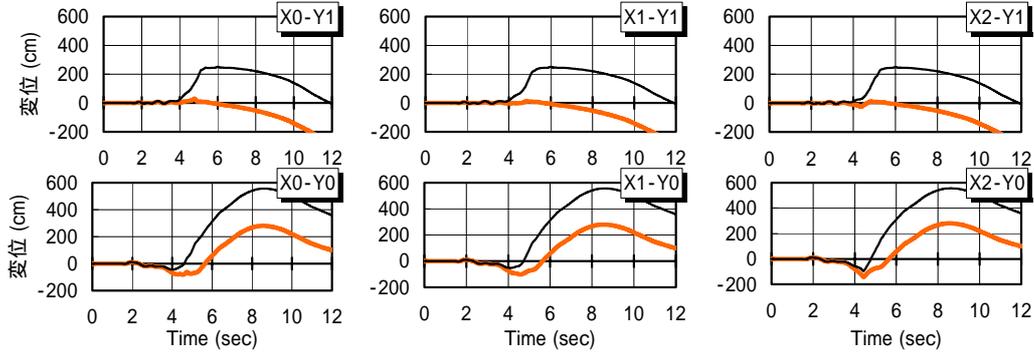
図19 試解析結果(解析番号4) 変位時刻歴・変位状態

重量分布 (tf)					
1F			2F		
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40

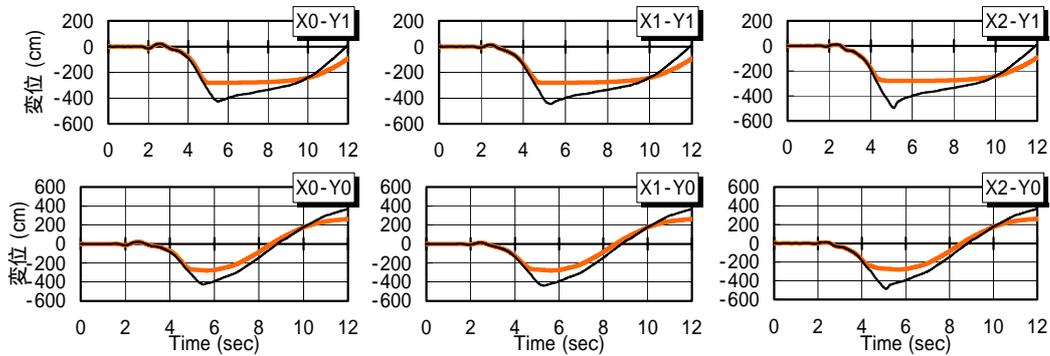
有効壁長 (m)					
1F			2F		
9.83	9.83		3.93	3.93	
5.10	10.19	5.10	3.06	6.12	3.06
3.28	3.28		3.93	3.93	

床倍率		入力
1F	1.60	
2F	1.60	Y
h= 0.05		Z

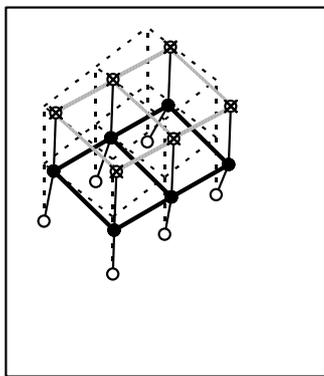
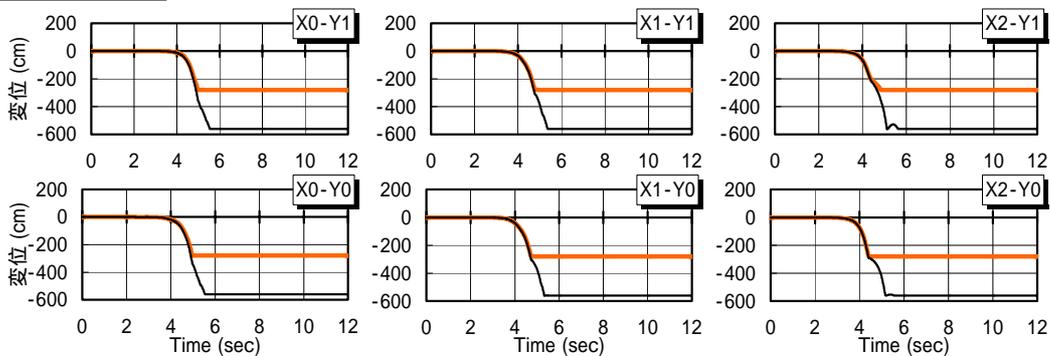
X方向変位



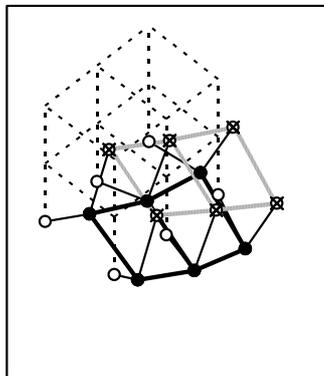
Y方向変位



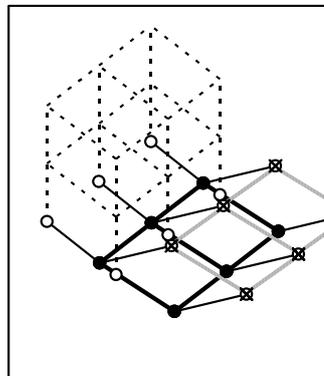
Z方向変位



3.70sec.



4.60sec.



5.80sec.

図20 試解析結果(解析番号5) 変位時刻歴・変位状態

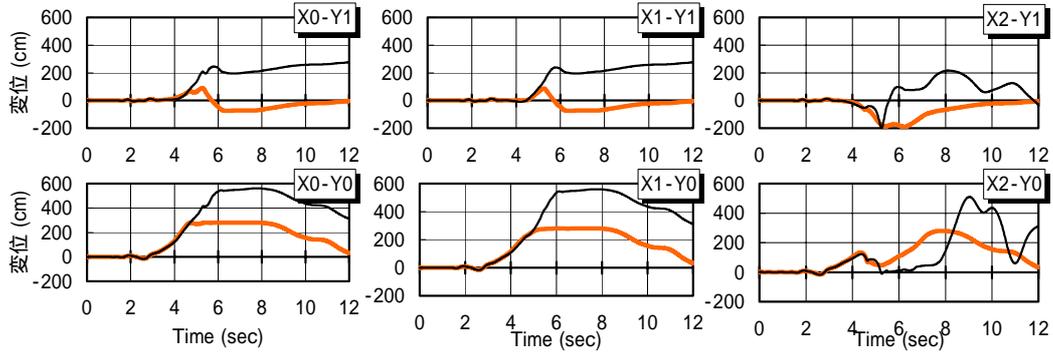
重量分布 (tf)					
1F			2F		
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40
0.75	1.50	0.75	0.40	0.80	0.40

有効壁長 (m)					
1F			2F		
6.55	6.55		3.93	3.93	
1.46	10.19	8.74	3.06	6.12	3.06
6.55	6.55		3.93	3.93	

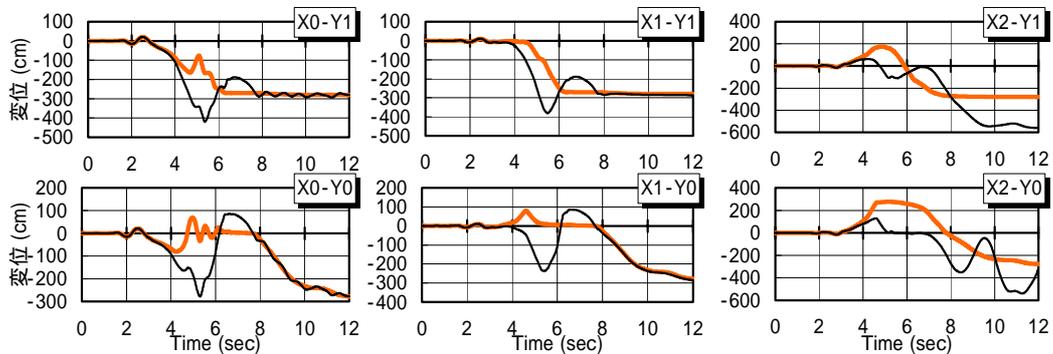
床倍率	
1F	1.60
2F	1.60
h = 0.05	

入力	
X	
Y	
Z	

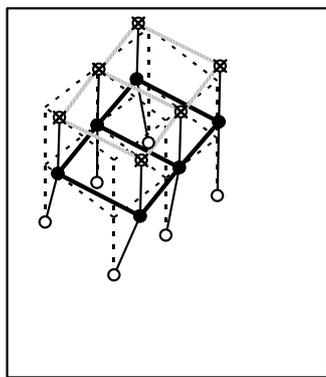
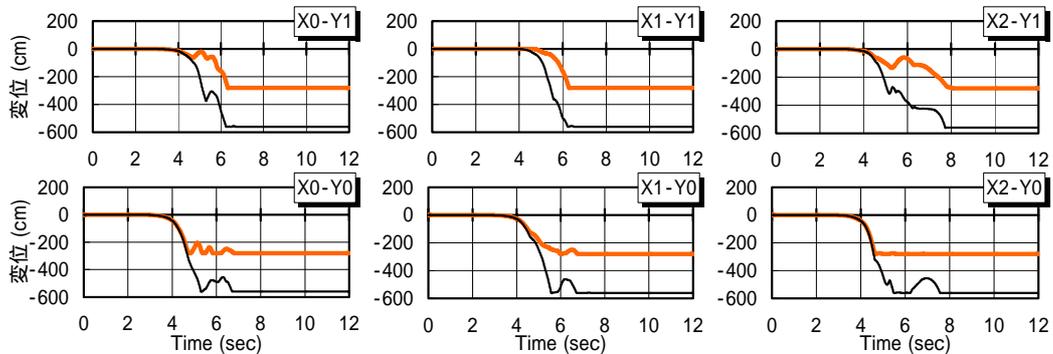
X方向変位



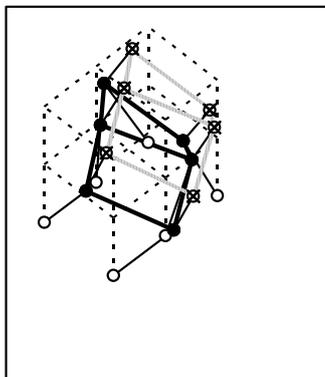
Y方向変位



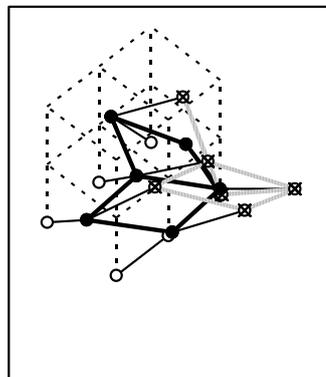
Z方向変位



3.70sec.



4.60sec.



5.77sec.

図21 試解析結果(解析番号6) 変位時刻歴・変位状態

d) 中規模振動台実験との比較

( ) 解析条件

イ) 解析モデル

「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」の試験体に対応する振動モデルとして図22の立体架構を設定する。1,2階の総質量  $m_1, m_2$  は3.138t, 2.282tとし、節点質量は各階につき1,7通りと4通りの質量比を1:2として設定する。

通し柱以外の要素はすべて両端ピンのトラス要素とする。1,2階の通し柱は2階床レベルで曲げに対して剛に接続しているものとする。解析では通し柱の曲げ剛性はc)に示す方法で通し柱脚部・頭部節点および床レベル節点間の並進方向剛性の関係に変換する。通し柱・管柱・梁の線形剛性は

公称断面寸法による断面性能とヤング係数の公称値(950kN/cm<sup>2</sup>)を用いて算定する。各水平構面には面内剛性が床倍率2に相当する値(470kN/rad)となるようにブレース要素を配置する。

各通り鉛直構面に構面の荷重変形特性を表す耐力要素を配置する。耐力要素は通り水平方向にのみ剛性・耐力を有し、各鉛直構面の対角の節点間に定義する。耐力要素の復元力モデルは図23に示す大橋モデル<sup>8)</sup>を参照した真柄らのモデル<sup>9)</sup>を用いる。復元力モデルを規定する各パラメータは図5~10に示す振動台実験による層せん断力-層間変位曲線に基づいて試験体 No.1,3,4ごとに表2,3のように設定する。通りごとの耐力・剛性の比率は、A通りとE通りを1:1、1,7通りと4通りを1:2とする。

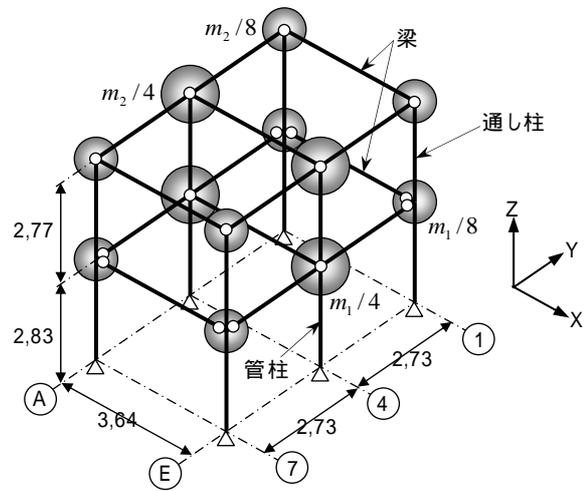


図22 解析対象構造物

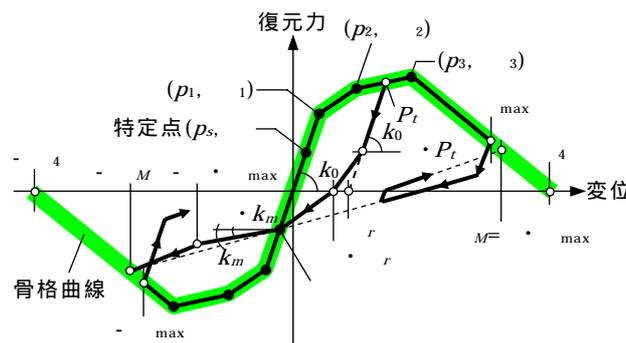


図23 鉛直構面耐力要素の復元力モデル

減衰マトリクス  $[C_n]$  は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は0.02とする。  
解析の時間刻みは1/300secとする。

表2 復元モデルのパラメータ(試験体No.1,3)

試験体 階	No.1					No.3				
	1		2	1	2	1		2	1	2
方向	X正	X負	X正 負	Y正 負	Y正 負	X正	X負	X正 負	Y正 負	Y正 負
	0.40	0.80	0.50	0.50	0.50	0.40	0.50	0.50	0.50	0.50
	0.45	0.20	0.60	0.60	0.50	0.40	0.40	0.60	0.60	0.50
	0.30	0.30	0.40	0.50	0.50	0.30	0.30	0.40	0.50	0.50
	0.70	0.70	0.30	0.60	0.60	0.70	0.70	0.30	0.60	0.60
	1.80	1.20	1.10	1.04	1.04	1.60	1.20	1.10	1.04	1.04
$\rho_1$ (tf)	1.50	1.50	0.86	0.71	0.47	1.20	1.80	0.86	0.71	0.47
$\rho_2$ (tf)	2.00	2.50	1.20	1.21	0.93	1.80	2.20	1.20	1.21	0.93
$\rho_3$ (tf)	2.65	2.00	1.20	1.50	1.30	2.00	2.00	1.20	1.50	1.30
$\rho_4$ (tf)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\rho_s$ (tf)	0.10	0.10	0.10	0.30	0.30	0.10	0.10	0.10	0.30	0.30
$l_1$ (cm)	4.75	5.64	2.00	1.28	0.83	3.80	6.77	2.00	1.28	0.83
$l_2$ (cm)	25	20	8.30	5.58	4.92	25	20	8.30	5.58	4.92
$l_3$ (cm)	175	50	50	10	10	150	50	25	10	10
$l_4$ (cm)	225	220	150	60	30	200	200	100	60	30

表3 復元モデルのパラメータ(試験体No.4)

試験体 階	No.4					
	1		2		1	2
方向	X正	X負	X正	X負	Y正 負	Y正 負
	0.70	0.40	0.30	0.60	0.50	0.50
	0.35	0.40	0.70	0.40	0.60	0.50
	0.30	0.30	0.60	0.30	0.50	0.50
	0.70	0.70	0.30	0.70	0.60	0.60
	1.20	1.30	1.10	1.40	1.04	1.04
$\rho_1$ (tf)	0.80	1.50	1.00	0.90	0.71	0.47
$\rho_2$ (tf)	2.00	2.20	1.20	1.30	1.21	0.93
$\rho_3$ (tf)	2.10	2.20	1.20	1.60	1.50	1.30
$\rho_4$ (tf)	0	0	0	0	0	0
$\rho_s$ (tf)	0.10	0.10	0.10	0.10	0.30	0.30
$l_1$ (cm)	2.53	5.64	2.33	2.09	1.28	0.83
$l_2$ (cm)	50	20	50	15	5.58	4.92
$l_3$ (cm)	150	50	70	35	10	10
$l_4$ (cm)	200	200	100	200	60	30

ロ) 入力波

入力波は振動台上の加速度計による計測加速度とする。

ハ) 曲げ剛性を有する要素の扱い

図24のように曲げについて剛に接続された一繋がり  
の要素群を考える。以下の方法で要素の曲げ剛性を  
節点間の並進方向剛性の関係に変換する

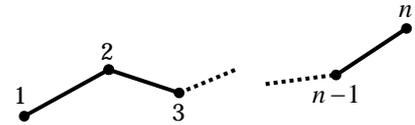


図 24 一繋がり要素群

曲げ、すなわち要素端部の回転を考慮する場合、

立体解析における要素端部の自由  
度を図25のように定義する。この  
とき要素剛性マトリクス  $[k_e]$  は12  
次の正方行列となる。図24の要素  
群の全体座標系剛性マトリクス  
 $[K]$  は要素具を構成するすべての

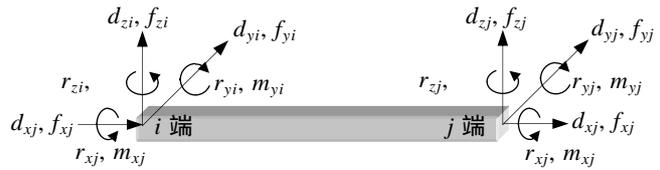


図 25 自由度の定義

要素の全体座標系要素剛性マトリクスを  $[K]$  の所定の位置に加え合わせて得られ、 $6 \times n$   
次の正方行列となる。ここで、 $n$  は要素群全節点数である。

$i$  番目の節点のXYZ軸方向並進変位と応力ベクトルを  $D_i, F_i$ 、XYZ軸回りの回転変位とモーメントベクトルを  $R_i, M_i$  と表す。 $i$  番目と  $j$  番目の節点間の剛性マトリクスも並進変位と回転変位に関する3次の部分行列  $_{dd}K_{ij}, _{dr}K_{ij}, _{rd}K_{ij}, _{rr}K_{ij}$  を用いて表す。このとき、要素群の全体座標系剛性方程式は次のよう表される。

$$\begin{pmatrix} F_1 \\ M_1 \\ F_2 \\ M_2 \\ \dots \\ F_n \\ M_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{matrix} \text{dd}K_{11} & \text{dr}K_{11} \\ \text{rd}K_{11} & \text{rr}K_{11} \end{matrix} & \begin{matrix} \text{dd}K_{12} & \text{dr}K_{12} \\ \text{rd}K_{12} & \text{rr}K_{12} \end{matrix} & \dots & \begin{matrix} \text{dd}K_{1n} & \text{dr}K_{1n} \\ \text{rd}K_{1n} & \text{rr}K_{1n} \end{matrix} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \begin{matrix} \text{dd}K_{n1} & \text{dr}K_{n1} \\ \text{rd}K_{n1} & \text{rr}K_{n1} \end{matrix} & \begin{matrix} \text{dd}K_{n2} & \text{dr}K_{n2} \\ \text{rd}K_{n2} & \text{rr}K_{n2} \end{matrix} & \dots & \begin{matrix} \text{dd}K_{nn} & \text{dr}K_{nn} \\ \text{rd}K_{nn} & \text{rr}K_{nn} \end{matrix} \end{bmatrix} \times \begin{pmatrix} D_1 \\ R_1 \\ D_2 \\ R_2 \\ \dots \\ D_n \\ R_n \end{pmatrix} \quad (22)$$

要素群端部の1節点と  $n$  節点は回転を拘束されているものとするれば、上記の方程式のうち当該自由度に関する行と列(上式網掛部)は削除できる。ここで、次のマトリクスとベクトルを設定する。

$$\left. \begin{aligned}
[K_{dd}] &= \begin{bmatrix} dd\mathbf{K}_{11} & dd\mathbf{K}_{12} & \cdots & dd\mathbf{K}_{1n} \\ dd\mathbf{K}_{21} & dd\mathbf{K}_{22} & \cdots & dd\mathbf{K}_{2n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ dd\mathbf{K}_{n1} & dd\mathbf{K}_{n2} & \cdots & dd\mathbf{K}_{nn} \end{bmatrix} & [K_{dr}] &= \begin{bmatrix} dr\mathbf{K}_{12} & dr\mathbf{K}_{13} & \cdots & dr\mathbf{K}_{1m} \\ dr\mathbf{K}_{22} & dr\mathbf{K}_{23} & \cdots & dr\mathbf{K}_{2m} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ dr\mathbf{K}_{n2} & dr\mathbf{K}_{n3} & \cdots & dr\mathbf{K}_{nm} \end{bmatrix} \\
[K_{rd}] &= \begin{bmatrix} rd\mathbf{K}_{21} & rd\mathbf{K}_{22} & \cdots & rd\mathbf{K}_{2n} \\ rd\mathbf{K}_{31} & rd\mathbf{K}_{32} & \cdots & rd\mathbf{K}_{3n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ rd\mathbf{K}_{m1} & rd\mathbf{K}_{m2} & \cdots & rd\mathbf{K}_{mn} \end{bmatrix} & [K_{rr}] &= \begin{bmatrix} rr\mathbf{K}_{22} & rr\mathbf{K}_{23} & \cdots & rr\mathbf{K}_{2m} \\ rr\mathbf{K}_{32} & rr\mathbf{K}_{33} & \cdots & rr\mathbf{K}_{3m} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ rr\mathbf{K}_{m2} & rr\mathbf{K}_{m3} & \cdots & rr\mathbf{K}_{mm} \end{bmatrix} \\
\{F\} &= \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \cdots \\ F_n \end{Bmatrix} & \{M\} &= \begin{Bmatrix} M_2 \\ M_3 \\ \cdots \\ M_m \end{Bmatrix} & \{D\} &= \begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ \cdots \\ D_n \end{Bmatrix} & \{R\} &= \begin{Bmatrix} R_2 \\ R_3 \\ \cdots \\ R_m \end{Bmatrix}
\end{aligned} \right\} (23)$$

ここで、 $m = n - 1$

このとき、要素群の全体座標系剛性方程式は次のよう表される。

$$\{F\} = [K_{dd}] \cdot \{D\} + [K_{dr}] \cdot \{R\} \quad (24)$$

$$\{M\} = [K_{rd}] \cdot \{D\} + [K_{rr}] \cdot \{R\} \quad (25)$$

モーメント外力は存在せず、2～ $m$ 節点ではモーメントは釣合っているので、 $\{M\} = 0$ とすれば(25)式より、

$$\{R\} = [K_{rr}]^{-1} \cdot [K_{rd}] \cdot \{D\} \quad (26)$$

これを(24)式に代入して $\{R\}$ を消去する。

$$\{F\} = ([K_{dd}] - [K_{dr}] \cdot [K_{rr}]^{-1} \cdot [K_{rd}]) \cdot \{D\} \quad (27)$$

### 3.4.2) 解析結果と考察

図26～28に試験体No.1, 3, 4の層間変位時刻歴、特定の時刻における解析による変形状態の解析値を示す。

振動台実験で倒壊したNo.1, 3は解析においても倒壊しており、その時刻も実験結果とほぼ一致している。振動台実験で倒壊しなかったNo.4は解析においても倒壊していない。いずれの試験体も入力方向と復元力特性以外の条件は同一とみなせる。解析ではNo.3,4についてX方向のみの入力としても同方向の応答値はほとんど変わらないので、復元力特性の相違が倒壊の有無を支配しているといえる。図5,9によればNo.1に対してNo.4は20cm程度以下の小振幅領域において、特に負方向変形時に早期に耐力が低下しており、この耐力低下によって倒壊を免れた可能性がある。

特定の時刻における解析による変形状態は振動台実験において観察された変形状態に酷似している。

重量分布 (tf)					
1F			2F		
0.39	0.78	0.39	0.29	0.57	0.29
0.39	0.78	0.39	0.29	0.57	0.29

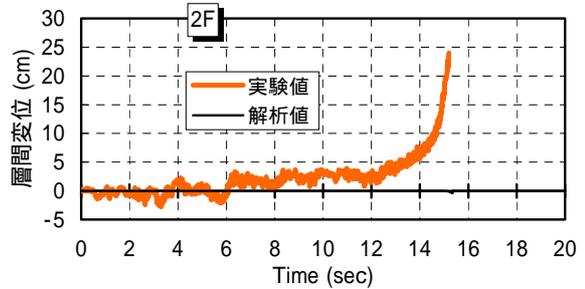
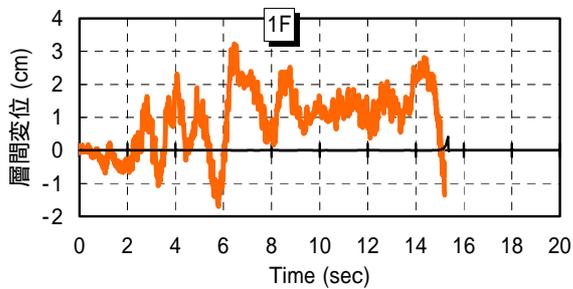
有効壁長比					
1F			2F		
1/4	1/4		1/4	1/4	
1/4	1/2	1/4	1/4	1/2	1/4
1/4	1/4		1/4	1/4	

床倍率	
1F	1.00
2F	1.00

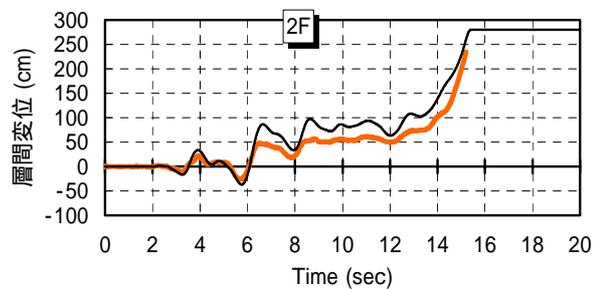
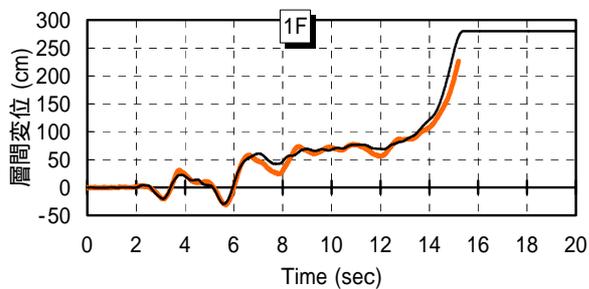
h=0.02

入力
X
Y
Z

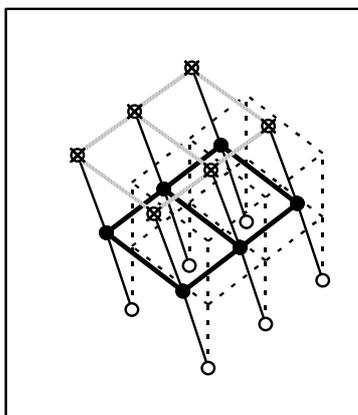
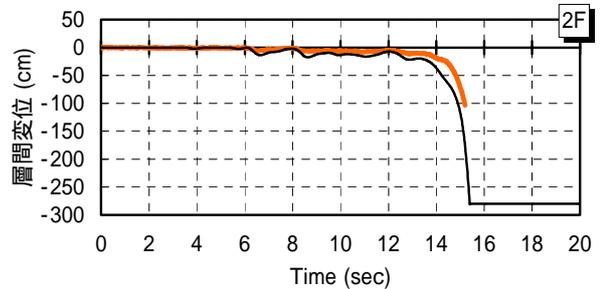
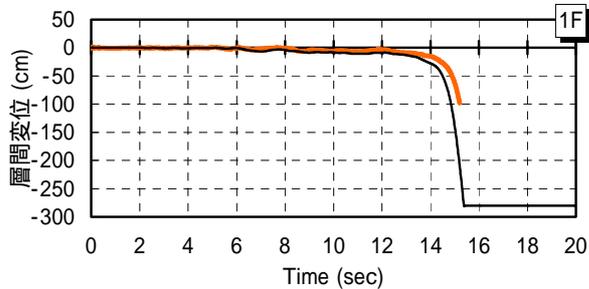
X方向変位



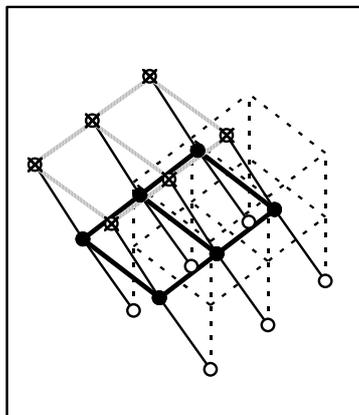
Y方向変位



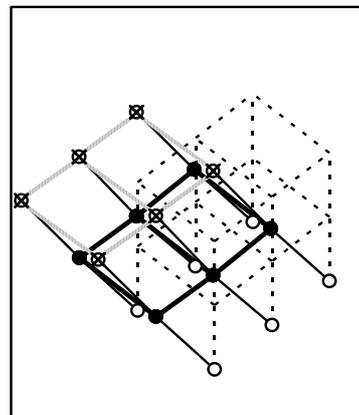
Z方向変位



14.00sec.



15.00sec.



15.30sec.

図26 中規模振動台実験に対応した倒壊挙動解析結果 試験体No.1

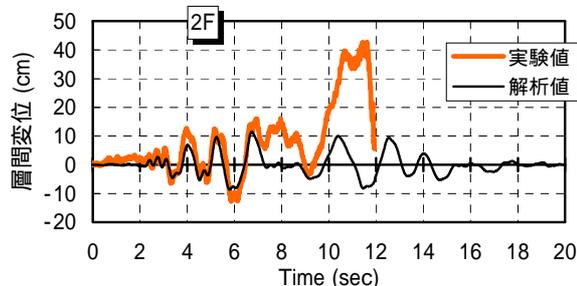
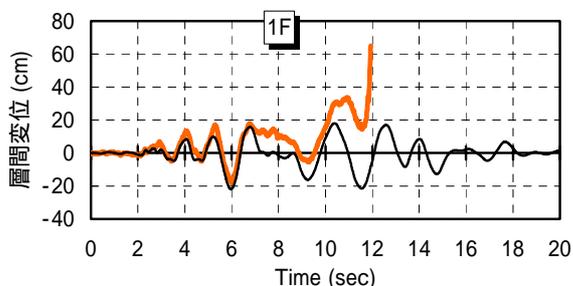
重量分布 (tf)					
1F			2F		
0.39	0.78	0.39	0.29	0.57	0.29
0.39	0.78	0.39	0.29	0.57	0.29

有効壁長比					
1F			2F		
1/4	1/4		1/4	1/4	
1/4	1/2	1/4	1/4	1/2	1/4
1/4	1/4		1/4	1/4	

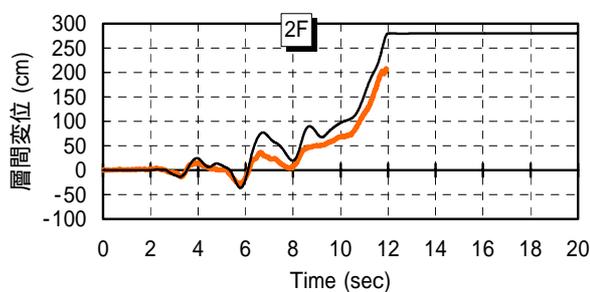
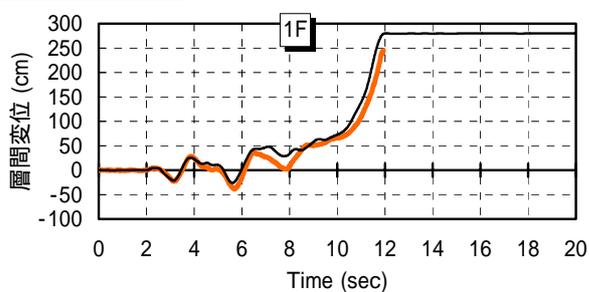
床倍率	
1F	1.00
2F	1.00
h= 0.02	

入力
X
Y
Z

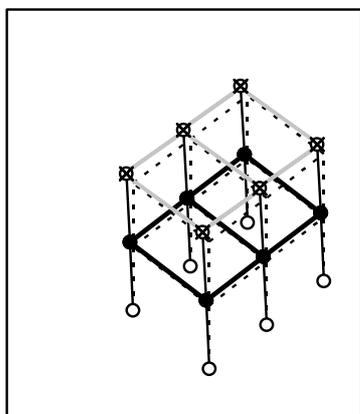
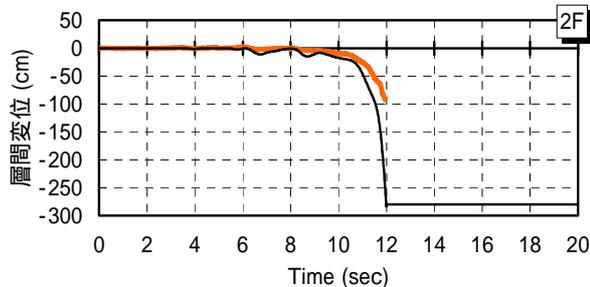
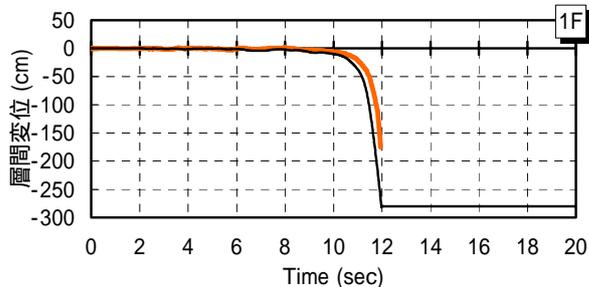
X方向変位



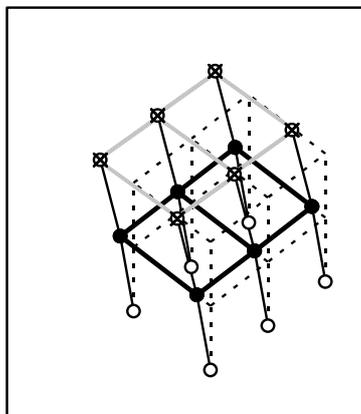
Y方向変位



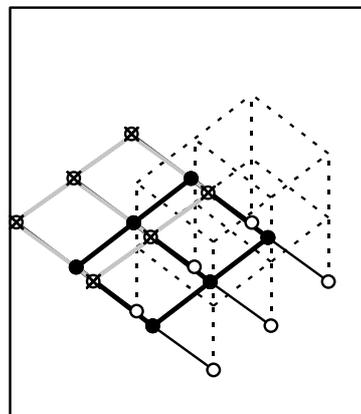
Z方向変位



4.00sec.



10.00sec.



14.50sec.

図27 中規模振動台実験に対応した倒壊挙動解析結果 試験体No.3

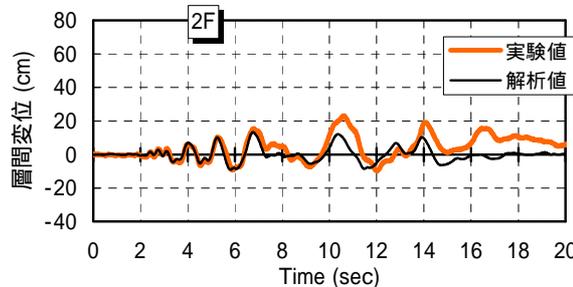
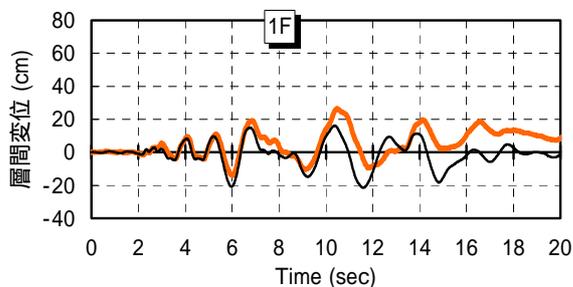
重量分布 (tf)					
1F			2F		
0.39	0.78	0.39	0.29	0.57	0.29
0.39	0.78	0.39	0.29	0.57	0.29

有効壁長比					
1F			2F		
1/4	1/4		1/4	1/4	
1/4	1/2	1/4	1/4	1/2	1/4
1/4	1/4		1/4	1/4	

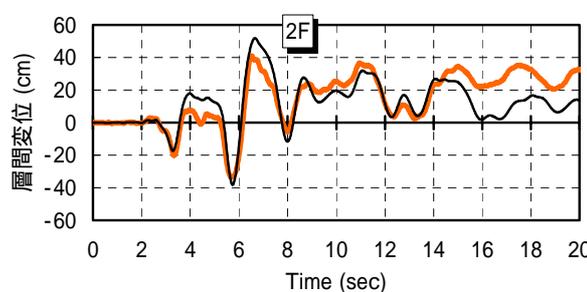
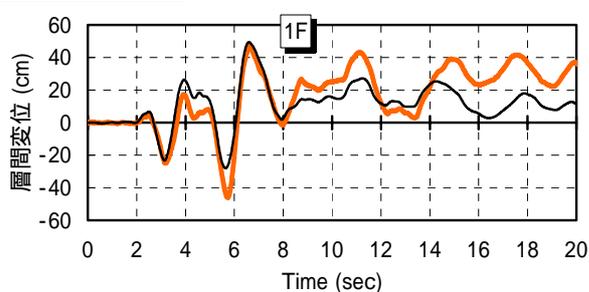
床倍率	
1F	1.00
2F	1.00
h= 0.02	

入力
X
Y
Z

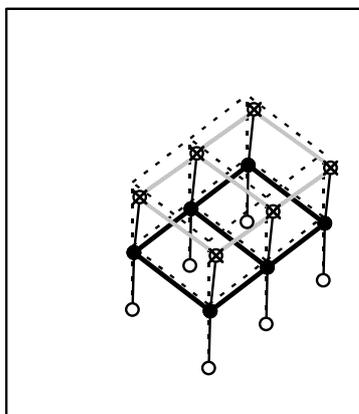
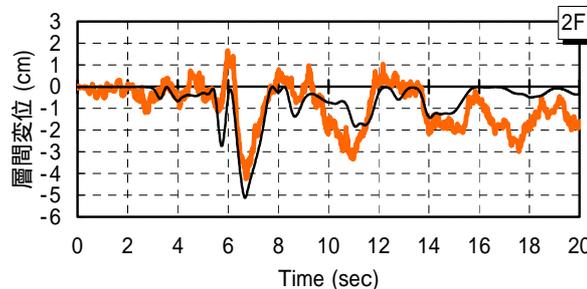
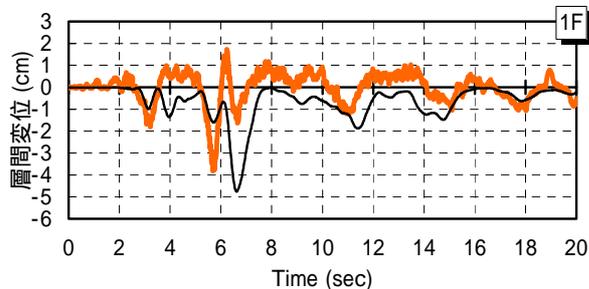
X方向変位



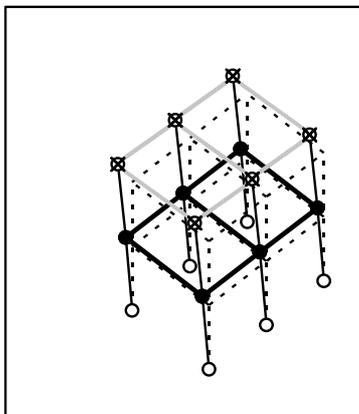
Y方向変位



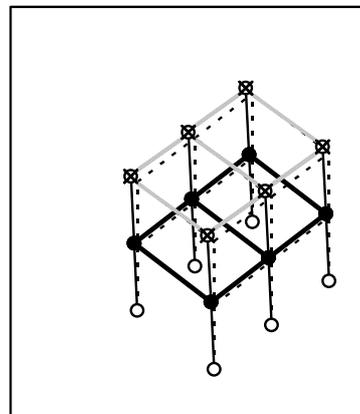
Z方向変位



5.80sec.



6.80sec.



18.00sec.

図28 中規模振動台実験に対応した倒壊挙動解析結果 試験体No.4・1回目

(d) 結論ならびに今後の課題

- 1) 兵庫県南部地震における木造軸組住宅の倒壊パターンは文献により数種類に分類されている。「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」による倒壊パターンはそのいずれにも該当しない。その理由として非構造壁の水平耐力が考えられる。
- 2) 部材・接合部の応力変形特性については、今回の文献調査では大変形領域に渡る特性に関する情報は皆無であった。
- 3) 「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」の結果に基づいて設定した層せん断力-層間変位曲線は 1.5m 程度の大変形状態においても耐力の劣化はなかった。これは柱梁フレームのラーメン効果によると考えられる。従来想定されている木造耐力壁構造の変形能力と比べ、極めて高い変形能力であるが、このような変形能力を保証する条件について今後明らかにする必要がある。
- 4) 本プロジェクトが対象とする部材・接合部は多様であり、今後これらの応力変形特性は、本プロジェクトの「3.3 木造建築物の構造要素試験」、「3.5 中規模振動台実験」などの結果に基づいて評価・設定する必要がある。このとき、上記 1)に関連して非構造壁の応力変形特性も合わせて確認されることが望まれる。
- 5) トラス要素によって構成される振動モデルの時刻歴倒壊応答解析に関する基礎的な理論を構築し、試解析によりその有用性を確認した。
- 6) 「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模振動台実験」の試験体に対応する振動モデルの時刻歴倒壊応答解析を行った。変形状態、倒壊の有無について解析値は実験値に良好に一致した。
- 7) 今後必要な応答解析理論の拡張項目として図 29 のような部材の分離・飛散現象解析機能の追加がある。この場合、解析過程で節点数、質量が変化する。原理的には本検討の解析理論で扱うことができると考えられる。ただし、接合部の引張応力、曲げ応力、変形量などをパラメータとした破断条件を設定する必要がある。また、本プロジェクトの目的を再確認の上、崩壊現象をどこまで細かく・リアルに再現しようとするのかを決める必要がある。

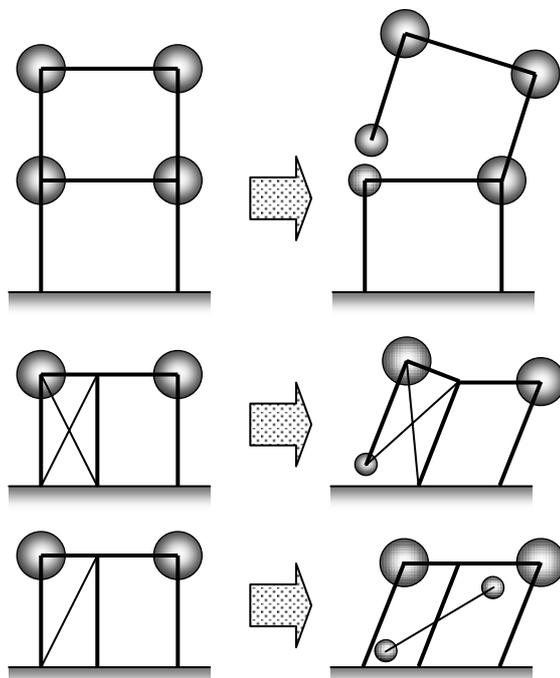


図29 部材分離の例

(e) 引用文献

- 1) 坂本 功：1.地震と被害の概要，木材工業，1995.11
- 2) 日本建築学会近畿支部：1995年兵庫県南部地震 木造建物の被害 ，1995.9
- 3) 伯野元彦：破壊のシミュレーション 拡張個別要素法で破壊を追う ，森北出版，1997.10.24
- 4) Takafumi NAKAGAWA, Masmitsu OHTA：Collapsing process simulations of Japanese frame construction model under dynamic loading, Proceedings of PACIFIC TIMBER ENGINEERING CONFERENCE, Rotorua, New Zealand, pp.303-308, 1999.5
- 5) 太田正光：木材における破壊過程シミュレーションの現状と将来性，材料，Vol.51，No.5，pp.531-535，2002.5
- 6) 和田 章，向 秀元：一方向大スパン複層円筒トラス構造物の地震応答解析，日本建築学会構造系論文報告集，第413号，pp.87-96，1990.7
- 7) 建築研究所：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景，pp.42-43，2001.3
- 8) 大橋好光：非構造部分を考慮した在来木造住宅の耐震性能に関する研究，東京大学学位論文，1984
- 9) 真柄琢哉，三宅辰哉，五十田博，田守伸一郎，笹川明：枠組壁工法建築物の地震時最大応答変位に関する考察，日本建築学会構造系論文報告集，第506号，pp.75-82，1998.4

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

1) 論文発表

著者	題名	発表先	発表年月日
なし			

2) 口頭発表、その他

発表者	題名	発表先、主催、発表場所	発表年月日
三宅辰哉	既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究 その11 実大振動台実験結果 (解析による倒壊挙動追跡)	2003年度建築学会大会 主催：日本建築学会 場所：中部大学	平成15年9月(発表予定)

(g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

名称	機能
倒壊解析理論確認用の試解析プログラム	FEMに立脚したトラス要素立体フレームの地震力による倒壊挙動時刻歴解析

3) 仕様・標準等の策定

なし

### (3) 平成 15 年度業務計画案

#### (a) 木造建築物の崩壊パターンの調査・分析

平成14年度の作業結果ならびに、本プロジェクトの一環として実施される振動実験および静的加力実験の結果に基づいて、本数値シミュレーションが対象とする崩壊パターンおよび耐力壁・接合部等の仕様を特定する。

#### (b) 耐力壁・接合部等の応力変形特性の調査・分析

平成14年度の作業結果ならびに、本プロジェクトの一環として実施される振動実験および静的加力実験の結果を用いて、耐力壁・接合部等の応力変形特性を、初期状態から建物の倒壊に至る変形領域に渡って評価する。

#### (c) 解析理論拡張・解析プログラム試作

平成14年度の作業によりトラス要素によって構成される解析モデルを用いた崩壊解析が可能となった。平成15年度はこの解析理論に、要素の分離・飛散現象解析機能などの追加を行う。本解析プログラムの精度は本プロジェクトの一環として実施される振動実験結果との比較により検証される。また、(a)の結果を踏まえて、本解析プログラムが対象とする解析モデルのバリエーションを特定する。

#### (d) 解析プログラム作成技法検討

演算の高速化を目的として、多自由度系の時刻歴応答解析プログラムコードの具体的記述方法、および多元連立方程式の解法に関する調査・検討を行う。

#### (e) 入出力プログラムのイメージ検討

本シミュレーションソフトのデータ入力および結果出力はいずれも図化イメージを媒介して行われる。平成15年度はその概略について検討する。