

3.1.7 木造建物実験における三次元数値シミュレーション解析

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 18 年度業務目的

(2) 平成 18 年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
- (c) 業務の成果
 - 1) 震動台実験に対応した倒壊解析シミュレーション
 - 2) 解析アプリケーション
 - 3) 復元力特性データ
- (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

(1) 業務の内容

(a) 業務題目 木造建築実験における三次元数値シミュレーション

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
(株)日本システム設計	代表取締役 次長	三宅 辰哉	miyake@nittem.co.jp
(株)日本システム設計		河尻 出	kawajiri@nittem.co.jp
(株)日本システム設計		五十嵐 冬人	igarashi@nittem.co.jp

(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追跡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)の開発が本業務の主要な目的である。本業務と並行して行われる各種動的実験、静的実験の結果および文献調査等により必要な部材・接合部の構造特性が得られ、解析の精度は振動台実験結果との比較により検証される。本プログラムはE-ディフェンスにおける三次元震動破壊実験の試験体策定等の実験計画および実験結果分析に利用される。また、個別の木造住宅の倒壊挙動を提示することは耐震改修の動機付けとなり、耐震改修の促進に寄与すると期待できる。

(d) 5 ヶ年の年次実施計画(過去年度は、実施業務の要約)

1) 平成14年度:

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。並行して行われた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。

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。

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。

2) 平成15年度:

文献調査および中規模震動台実験結果から必要な構造特性を得るとともに、木造住宅の崩壊パターンを特定した。

平成14年度の作業による基礎理論に曲げ要素(梁要素)の追加、および要素の分離・飛散現象解析機能の追加を行った。

解析結果の三次元アニメーション化を試行した。

3) 平成16年度:

耐力壁・接合部等の初期状態から建物の倒壊に至る変形領域に渡る応力変形特性を整理し、本解析手法の当面の対応範囲を設定した。

実規模の木造軸組構法住宅に対する倒壊解析手法の適用性を確認した。
解析結果と実験結果の比較により解析精度を評価した。
解析時間短縮に関する検討を行った。
入出力画面のサンプルを作成した。

4) 平成17年度：

開発した解析プログラムにより、平成17年度に行われたE-ディフェンスにおける木造住宅の震動台実験の結果予測・分析を行った。
演算の高速化に関する検討を行った。
免震建物に対応するために解析理論を拡張した。
データ入出力部を含む解析アプリケーション全体の基本設計を行った。

5) 平成18年度：

開発した解析プログラムにより、平成18年度に行われるE-ディフェンスにおける木造住宅の震動台実験の結果予測・分析を行う。
復元力特性データを整理する。
解析アプリケーションの初期バージョンを構築する。

(e) 平成18年度業務目的

木造建物震動台実験結果の予測・分析

平成18年度にE-ディフェンスで行われる木造建築物の震動台実験の結果を解析により予測して、実験計画の資料とする。また、実験結果と解析結果の比較により水平耐力要素、接合部、RC基礎梁および模擬地盤の復元力特性を推定する。

復元力特性データの整理

これまでの実験および調査により得られた復元力特性データを整理し、解析アプリケーションのサンプルデータとする。

解析アプリケーションの構築

図化イメージを介したデータ入力プログラム、解析結果の自動アニメーション化プログラムを倒壊応答解析プログラムに結合して、解析アプリケーションの初期バージョンを作成する。

(2) 平成18年度の成果

(a) 業務の要約

本年度は昨年度までに構築された解析プログラムをもとに、本業務と並行して行われる本年度木造建物震動台実験試験体に対応できるように解析理論を修正・拡張し、同実験結果の予測・分析を行った。事前解析結果により震動台実験では無補強住宅の倒壊の可能性が指摘された。実験後、実験結果に基づいて解析モデルと復元力特性の調整を行い、実験結果を再現できる解析モデル、復元力特性について検討するとともに、本年度までに得られた水平耐力要素などの復元力特性を参考にして、倒壊解析に用いる当面の標準的復元力特性を提案した。このほか、データ入出力プログラムを作成し、これらを倒壊応答解析プ

ロプログラムと統合して解析アプリケーションの初期バージョンを制作した。

(b) 業務の実施方法

1) 震動台実験に対応した倒壊解析シミュレーション

本年度の木造住宅実験試験体に対応した解析モデルを設定する。解析は実験前の事前解析と実験後の事後解析の2回を行った。事前解析では、解析モデル重量は昨年度の試験体重量と同じとし、水平耐力要素・接合部などの復元力モデルは昨年度の事後解析における設定を参考に、本年度の試験体は新築状態であることを考慮して設定した。事後解析では実験結果に基づいて、実験結果を再現しうる復元力特性について検討した。

2) 復元力特性データの整理

平成 14～18 年度に行われた実験および調査により得られた水平耐力要素、接合部、部材、模擬地盤の復元力特性データ、およびそれらを用いた解析結果の実験結果への適合性などに基づいて、解析アプリケーションにおける当面の標準的復元力特性を指定した。

3) 解析アプリケーションの構築

昨年度に試作した図化イメージを介したデータ入力プログラムを完成し、これらと倒壊応答解析プログラムを統合して解析アプリケーションの初期バージョンを制作した。

(c) 業務の成果

1) 震動台実験に対応した倒壊解析シミュレーション

a) 解析対象建物の構成

対象建物は本年度(以下「H18」)の木造建物実験に用いた二つの試験体(C棟、D棟)とする。本建物は昨年度(以下「H17」)の移築試験体(A棟、B棟)と同一形状で、仕様もほぼ同じである。ただし、H17の試験体が築後31年を経た既存建物であったのに対し、本建物は新築状態である。またH17の移築試験体は基礎部分を持たず、土台が鋼製架台に直接固定されていた。H18のC棟については同様の固定方法であるが、D棟は発泡スチロール製の模擬地盤の上に載るRC布基礎を有している。

対象建物の平面図を図1に、D棟の基礎伏図を図2に、基礎梁断面を図3に示す。木部材伏図、軸組図についてはH17成果報告書⁴⁾を参照されたい。図1に示すように、C棟、D棟はA棟、B棟と同様にほぼ同一の形状・仕様であり、両者を同時に加振している。耐力壁の仕様について、C棟はA棟(無補強)と同一、D棟はB棟(補強)と同一である。D棟の耐力壁には耐震補強のために筋かい(45×90)と構造用合板(12mm)が増設されている。柱端接合部の仕様について、C棟はA棟と同様に無補強であり、D棟には図4に示す金物補強が施されている。なお、C棟とD棟で実際の部材配置は若干異なるが、



図1 解析対象建物平面図

耐震性能に与える影響は無視できると判断して、伏図・軸組図は D 棟を基準として作成した。

柱・梁部材の断面寸法は次のように設定した。

柱 100 × 100mm

2 階床梁 X8 通り・Y4-Y7 間：100 × 200mm その他：100 × 150mm

小屋梁 100 × 150mm

以降、震動台実験以前に行った解析を「事前解析」、実験後の解析を「事後解析」と称する。

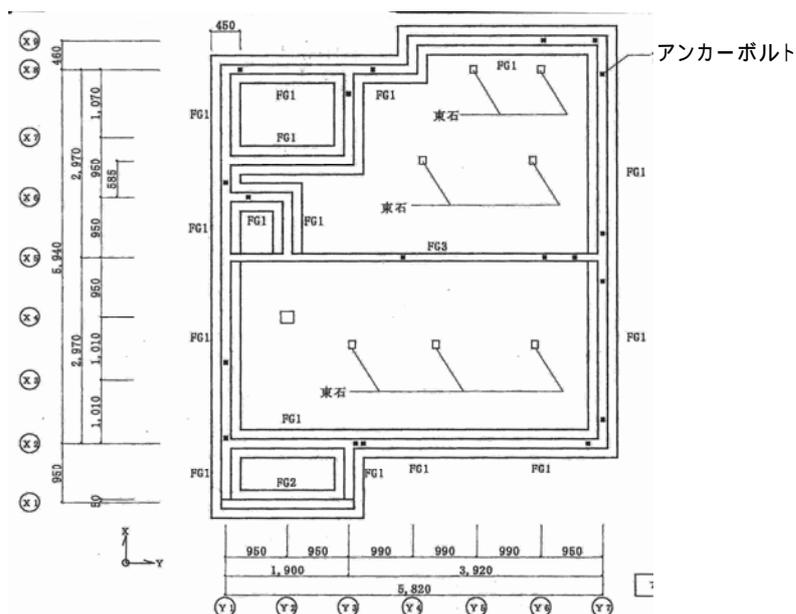


図2 基礎伏図(D棟)

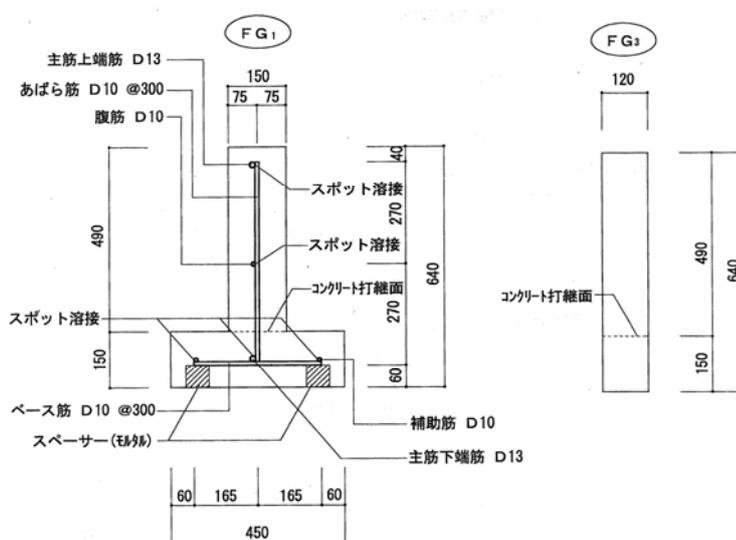


図3 基礎梁断面(D棟)

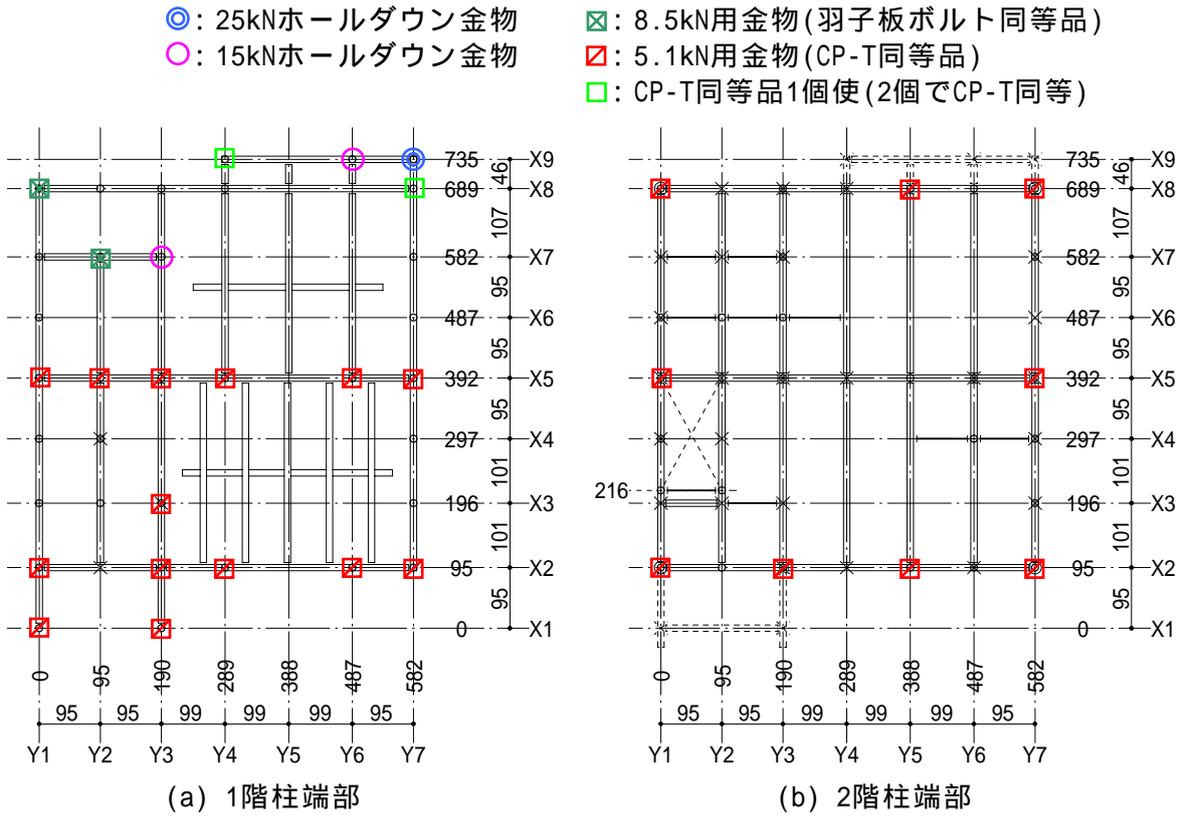


図4 D棟柱端部の補強金物配置

b) 解析モデルの設定

解析対象建物の構成に応じて、H17までに構築した方法¹⁻⁴⁾に従って解析モデルを設定する。D棟は基礎梁と模擬地盤を有するので、図5のように基礎梁部分に曲げ要素群を配置し、基礎梁レベル節点をバネにより支持する。

基礎梁の曲げ剛性はコンクリートのヤング係数を 1960kN/cm^2 とし、全断面有効とした断面二次モーメントを用いて算定する。基礎梁の曲げ耐力は、コンクリートにひび割れが生じるまではコンクリートは引張力にも抵抗できるものとして、次のひび割れモーメント M_{cr} とする。

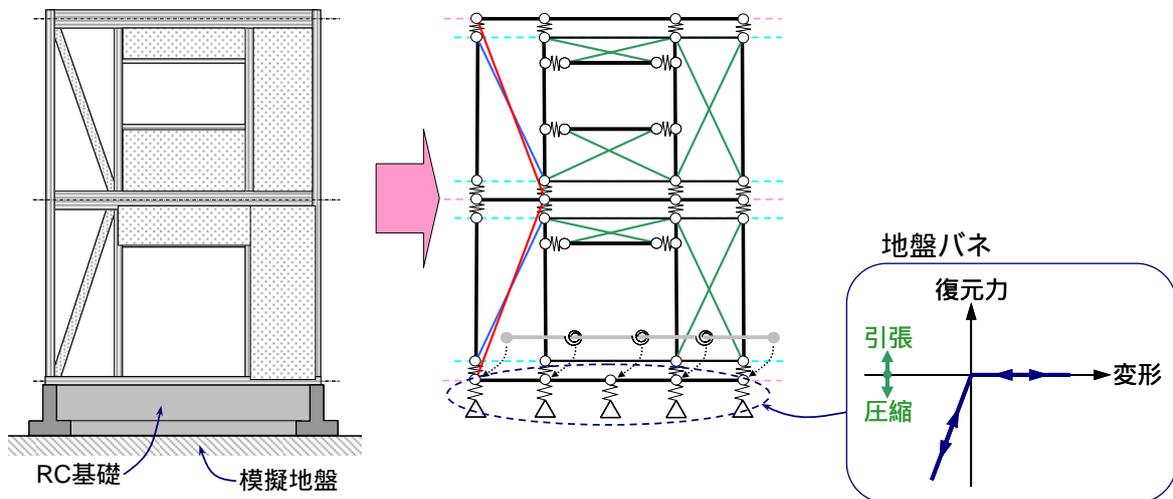


図5 基礎梁・模擬地盤のモデル化

$$M_{cr} = \sigma_{cr} \cdot Z_e \quad (1)$$

ここで、 σ_{cr} : ひび割れ応力度 (下式による)

$$\sigma_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2)$$

Z_e : 主筋を含む有効断面係数

ただし、これまでの地震では木造住宅の有鉄筋基礎梁には被害がほとんど見られないことを考慮して、主筋を有するFG1には曲げ破壊は生じないものとする。

D棟の地盤バネは図5のように引張方向には無抵抗、圧縮方向剛性は模擬地盤の反力係数に負担底盤面積を乗じた値とした。反力係数は静的実験結果に基づき 27.3 N/cm^3 とし、負担底盤面積は基礎底盤を節点間2等分点で分割して求めた。支持バネ水平方向には摩擦係数0.66および水平剛性 327 kN/cm 相当の抵抗力を設定した。このほか鉛直方向で10%、水平方向で5%の減衰定数に相当する瞬間剛性比例型粘性減衰を考慮した。

以上の方法で設定される解析モデルの規模を表1に示す。解析モデルの構成についてはH17成果報告書⁴⁾を参照されたい。

事前解析、事後解析とも試験体各部の単位重量はH17事後解析に用いた値に基づいて表2のように設定した。各階の重量は次のようになった。

1階 : 119.0kN 2階 : 91.4kN

表1 解析モデルの規模

項目	A棟(参考)	B棟(参考)	C棟	D棟
節点数	421	421	421	435
自由度	1173	1170	1173	1305
軸力要素	1373	1405	1379	1531
材端バネ要素	182	182	182	182
曲げ要素群	127	127	127	141

表2 試験体単位重量 (kN/m, kN/m²)

部位	H17年度		H18年度
	事前解析	事後解析	
FG1			2.943
FG2			1.505
1階床	0.441	0.353	0.862
2階床	1.177	0.892	0.892
屋根	1.275	0.941	0.941
庇	1.667	1.196	1.196
天井	0.059	0.059	0.059
1階外壁	1.177	0.932	0.932
1階内壁	0.785	0.618	0.618
2階外壁	1.177	0.932	0.932
2階内壁	0.785	0.618	0.618
妻壁	0.294	0.235	0.235

c) 復元力モデル・事前解析

H17⁴⁾と同様に図6に示す復元力モデルを用いる。水平耐力要素の復元力モデルを規定する骨格曲線および履歴形状を規定するパラメータ等は、H17の事後解析では表3、4のように設定した。

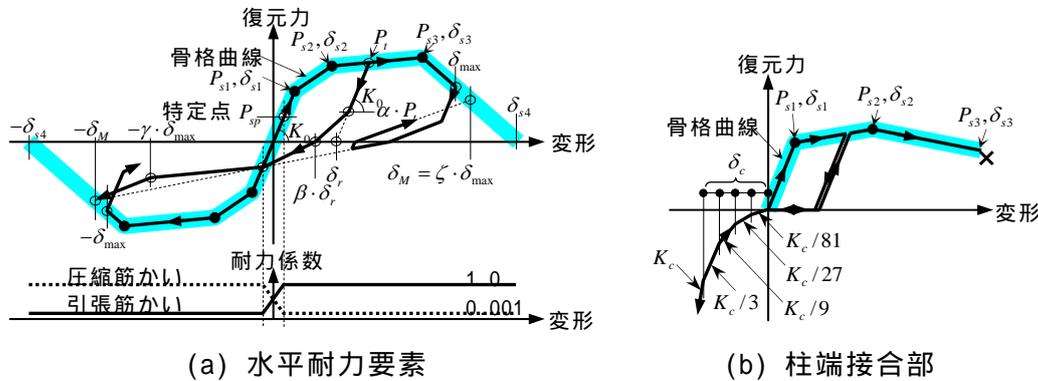


図6 復元力モデルの履歴則

表3 水平耐力要素の復元力モデル骨格曲線・H17 事後解析 (kN, $\times 10^{-3}$ rad)

パラメータ	筋かい 30×90		筋かい 45×90		土塗壁	モルタル	木ずり	柱梁架構	合板張
	引張	圧縮	引張	圧縮					
P_{sp}	0.252	0.252	0.315	1.679	0.863	0.819	0.035	0.545	0.947
P_{s1}	1.243	4.971	3.527	7.759	1.760	3.274	0.069	0.727	2.143
P_{s2}	2.335	5.458	6.391	7.793	4.401	5.567	0.198	1.817	6.649
P_{s3}	2.335	10.13	6.231	13.44	4.401	5.567	0.198	1.817	6.649
P_{s4}	0	0	0	0	0	0	0	0	0
s_1	3.89	15.6	4.37	9.63	2.50	1.10	5.00	40.0	2.10
s_2	9.73	97.1	17.0	118.4	16.0	3.40	60.0	198.7	13.1
s_3	19.4	169.4	58.4	169.4	79.9	50.7	605.2	605.2	50.0
s_4	116.5	240.7	97.1	240.7	129.6	109.8	681.6	681.6	79.9

表4 水平耐力要素の復元力モデルパラメータ・H17 事後解析 (kN, cm, kN/cm)

部材	鉛直構面							柱端接合部
	筋かい		土塗壁	モルタル	木ずり	柱梁架構	合板張	
	引張	圧縮						
	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.25	0.15	
	0.75	0.75	0.8	0.8	0.8	0.75	0.75	
	0.7	0.7	0.7	0.5	0.6	0.6	0.5	
	0.4	0.2	0.4	0.6	0.5	0.5	0.6	
	1.05	1.05	1.05	1.1	1.1	1.1	1.04	
K_c								245
c								0.01

この設定をもとに、H18 試験体は新築状態であること、および昨年度の事後解析と鵜沼抽出壁震動台実験に対する解析³⁾では動の実験結果と解析結果の適合性が検証されていることを考慮して、H18 震動台実験に対する事前解析用の骨格曲線を設定する。

まず、鵜沼抽出壁の解析に用いた骨格曲線をもとに、鵜沼再現壁におけるモルタルおよび圧縮筋かい45×90の骨格曲線を図7、のように設定する。この設定に基づいて計算される鵜沼再現壁の骨格曲線を同試験体の静的実験結果と比較すると、図8に示すように、

- ・「鵜沼再現壁」特性を用いれば N2P, N2PB とともに降伏耐力はほぼ妥当。
- ・N2P の耐力劣化領域では「鵜沼抽出壁」特性を用いたほうが実験値に近い。

・N2PBの降伏後の変形能力は実験値のほうが計算した骨格曲線より大きい。ただし、HD金物破断のため度合いは不明。

また、動的实验では図9のように「鵜沼再現壁」特性を用いる場合が実験値に良く一致している。これらの結果より、モルタルについて図7のように「鵜沼再現壁」特性に基づく「新築特性」および「鵜沼抽出壁」特性と「鵜沼再現壁」特性を包絡する「包絡特性」2種類を設定する。具体的には、鵜沼抽出壁骨格曲線耐力の1.32倍としたものがH17用骨格曲線となっていることに基づいて、鵜沼再現壁骨格曲線耐力の1.32倍としたものを新築特性とした。包絡特性はH17用骨格曲線と新築特性を包絡するように設定した。

このほか、引張筋かい30×90について、AB棟用骨格曲線耐力が45×90より高く不自然なので、図7のように45×90と同じ骨格曲線とする。これら以外の耐力要素の骨格曲線はH17用と同じとする。

表5 水平耐力要素の骨格曲線パラメータ・H18事前解析 (kN, ×10⁻³rad)

パラメータ	筋かい 30×90		筋かい 45×90		土塗壁	モルタル		木ずり	柱梁 架構	合板張
	引張	圧縮	引張	圧縮		新築特性	包絡特性			
P_{SP}	0.294	0.252	0.315	1.679	0.863	1.663	1.663	0.035	0.545	0.947
P_{s1}	1.374	4.971	3.527	7.759	1.760	5.009	5.009	0.069	0.727	2.143
P_{s2}	1.946	5.458	6.391	7.793	4.401	7.930	7.930	0.198	1.817	6.649
P_{s3}	2.109	10.13	6.231	13.44	4.401	6.678	6.400	0.198	1.817	6.649
P_{s4}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
s_1	3.60	15.6	4.37	9.63	2.50	1.0	1.0	5.00	40.0	2.10
s_2	17.47	97.1	17.0	118.4	16.0	4.0	4.0	60.0	198.7	13.1
s_3	30.83	169.4	58.4	169.4	79.9	35.0	41.0	605.2	605.2	50.0
s_4	123.0	240.7	97.1	240.7	129.6	69.9	110.0	681.6	681.6	79.9

部はH17事後解析から変更した。

以上のように設定した骨格曲線パラメータを表5に示す。なお、これらは耐力壁については幅が100cm、高さが285cmの場合の値である。幅と高さがこれと異なる場合の補正方法はH16年度³⁾と同様とする。なお、土塗り壁のうち頭部に梁が無いものの骨格曲線耐力は表5の値の0.5倍、頭部・脚部とも梁が無いものは同0.2倍とする。2階床レベル水平構面および野地板面の復元力特性は合板張りと同じとし、骨格曲線耐力は表5の値の1/0.6倍とする。

柱端接合部の復元力モデルの引張側骨格曲線は、CP-Tと羽子板ボルトについては同等品を用いており、それらの引張実験結果に基づいて図10のように再設定した。また、無補強の柱端接合部(短ほぞ差)についても最新の実験結果に基づいて図10のように再設定した。

また昨年同様、まぐさ・窓台端接合部はかすがいの復元力特性とする。骨格曲線パラメータを表6に示す。

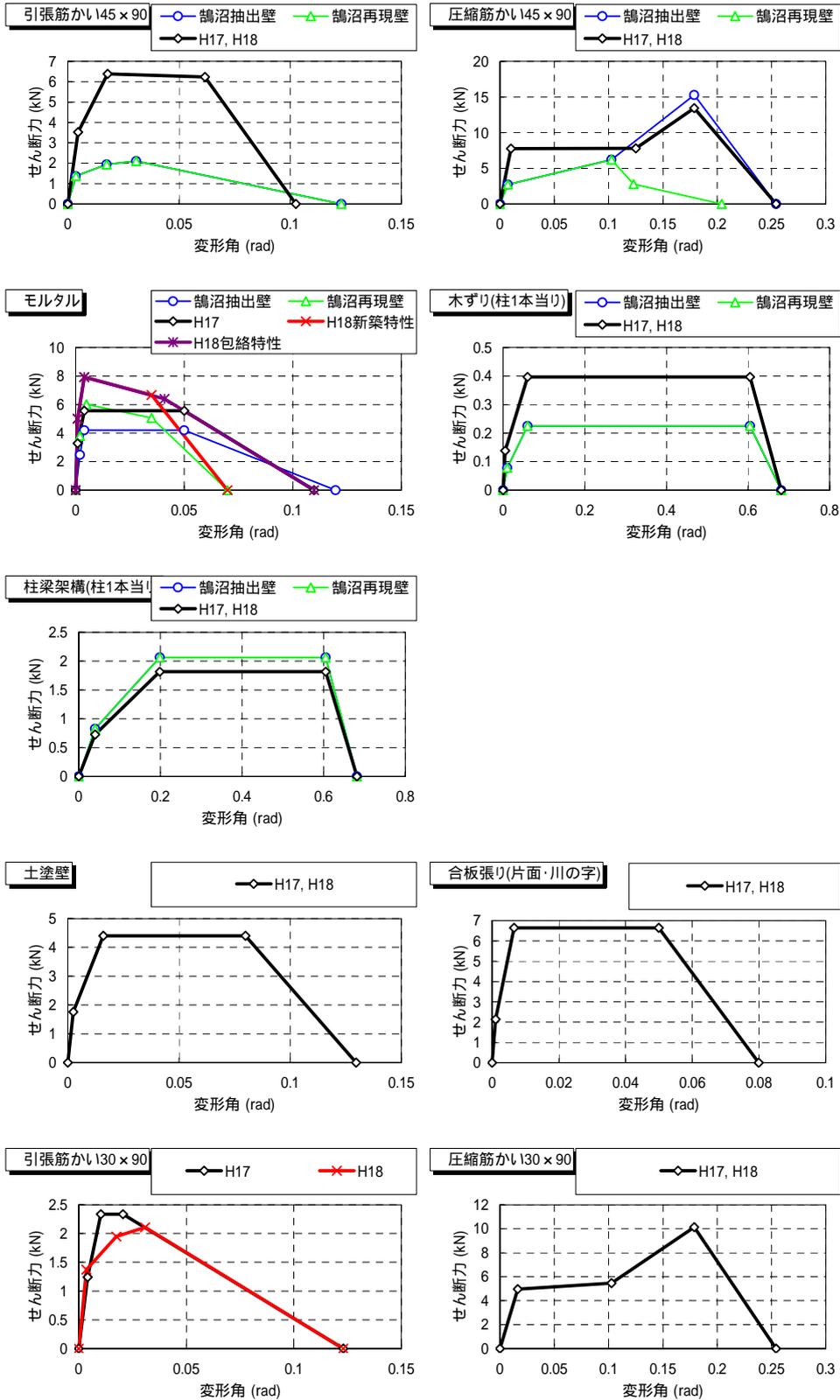
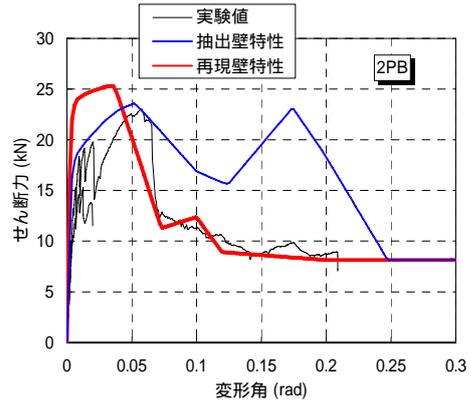


図7 水平耐力要素の復元力モデル骨格曲線(H18 事前解析)

抽出構面



再現構面

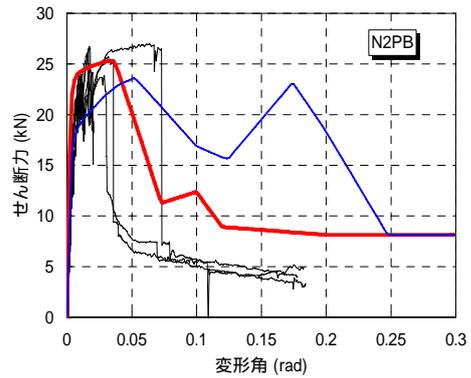
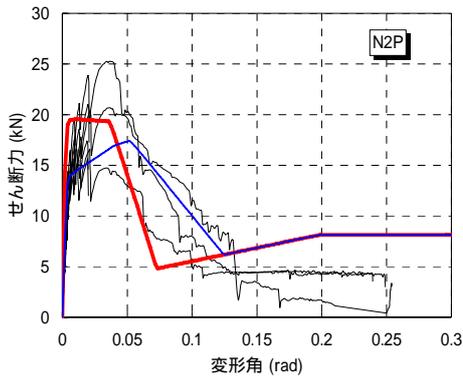
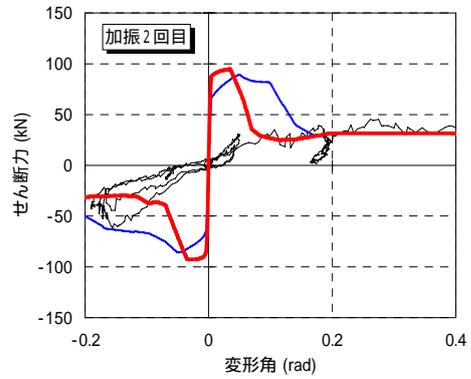
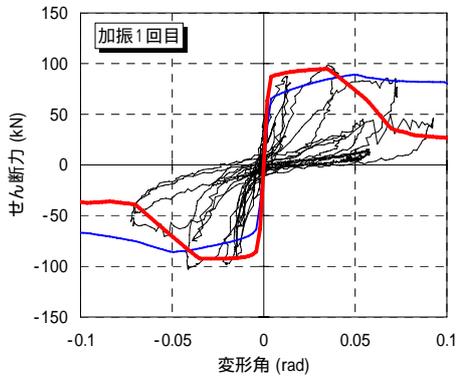


図 8 鵜沼荘壁構面静的実験と解析用骨格曲線の比較

抽出構面



再現構面

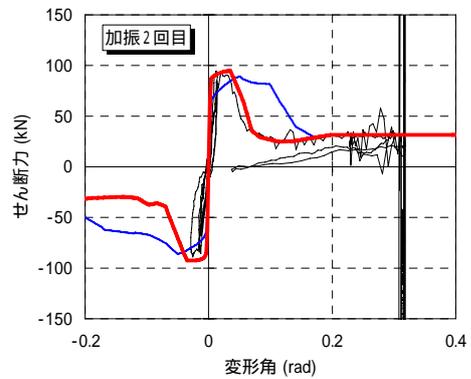
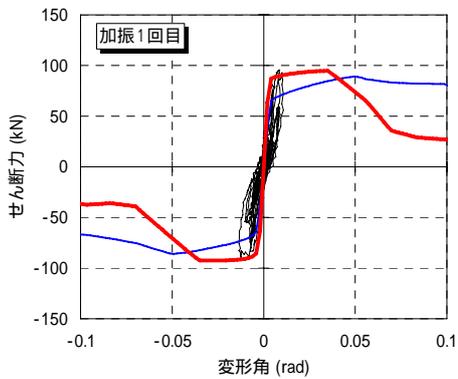
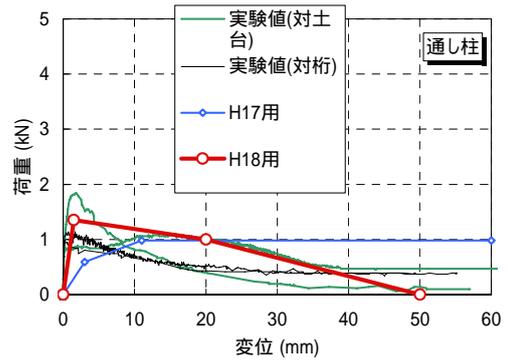
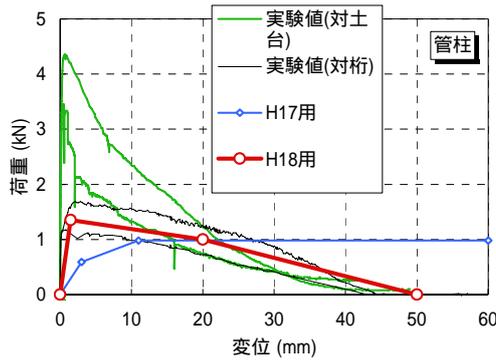
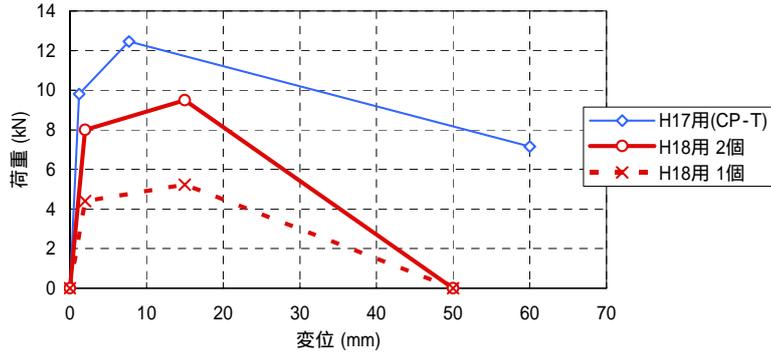


図 9 鵜沼荘壁構面動的实验と解析用骨格曲線の比較

短ほぞ差 H17 柱梁接合部等実験(五十田研)より



CP-T, CP-T同等品



羽子板ボルト、羽子板ボルト同等品

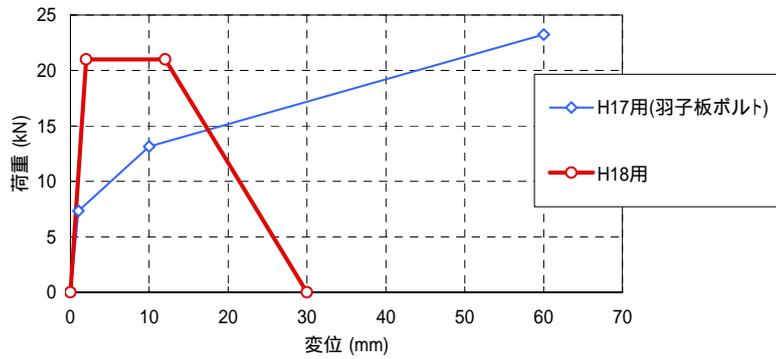


図 10 H18 事前解析における柱端接合部の骨格曲線の再設定

表 6 柱端接合部の骨格曲線パラメータ (kN, cm)
(H18 事前解析)

パラメータ	端ほぞ差	かすがい	CP-T 同等品		羽子板ボルト同等品	ホールダウン金物			
			2 個使い	1 個使い		10kN	15kN	20kN	25kN
P_{s1}	1.35	1.765	8.0	4.4	21.0	35.30	38.83	42.36	45.90
P_{s2}	1.0	2.354	9.5	5.23	21.0	35.30	38.83	42.36	45.90
P_{s3}	0	0.235	0	0	0	35.30	38.83	42.36	45.90
s_1	0.15	0.25	0.2	0.2	0.2	0.25	0.25	0.25	0.25
s_2	2.0	2.00	1.5	1.5	1.2	4.00	4.00	4.00	4.00
s_3	5.0	6.00	5.0	5.0	3.0	6.00	6.00	6.00	6.00

部は H17 事後解析から変更した。

耐力壁・柱端接合部以外の部材の軸方向剛性は線形とする。柱・梁部材についてはヤング係数と断面積の積を 108045(kN)として軸方向剛性を算定し、その他の部材については 9.8(kN/cm)の軸方向剛性とした。また、柱・梁部材に対応する曲げ要素群の回転バネの剛性と耐力は、ばらつきの上限に相当する値として、ヤング係数を 2000(kN/cm²)、曲げ強度を 8.8(kN/cm²)として設定した。

d) 復元力モデル・事後解析

事後解析では、震動台実験 JR 鷹取 100%の 1 回目加振における試験体の応答変位および損傷が事前解析結果に対して小さかったことを考慮して次のような変更を行った。

- 1) モルタルの初期耐力・剛性を図 11 のように増大。
- 2) 水平耐力要素の除荷曲線変更(パラメータ を 0.1)。
- 3) 柱端接合部は引張破断後に踏み外さず圧縮耐力を保持。
- 4) 窓台・まぐさ端接合部の破断なし(耐力を 50 倍)。
- 5) 通し柱床レベル以外の柱折損なし(曲げ耐力を 10 倍)。
- 6) 1 階台所下屋屋根面の破壊なし(耐力を 10 倍)。

また、これとは別にモルタル壁と柱梁フレームに耐力倍率を考慮した。

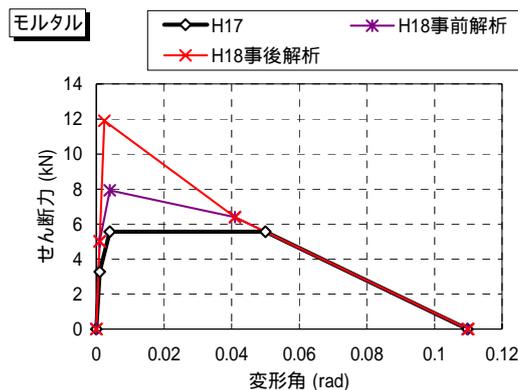


図 11 モルタルの復元力モデル骨格曲線(H18 事前解析、事後解析の比較)

e) 入力波・事前解析

事前解析では H17 実験における実際の震動台の動き (H17 加振波) を入力波とし、事後解析では H18 実験における実際の震動台の動き (H18 加振波) を入力波とする。目標波、H17 加振波および H18 加振波の加速度時刻歴を図 12 に、応答スペクトル ($S_a - S_d$ 関係) を図 13 に示す。H18 加振波の $S_a - S_d$ 関係は H17 加振波にほぼ一致している。

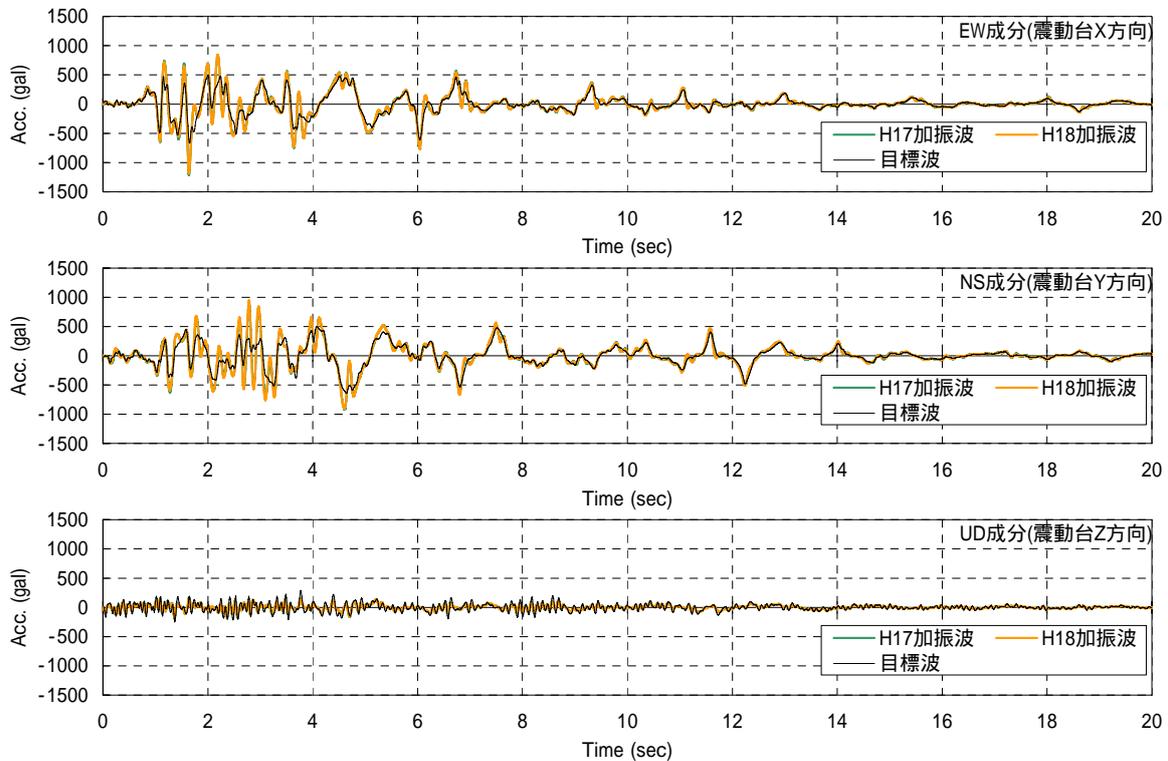


図 12 事前解析入力波の加速度時刻歴

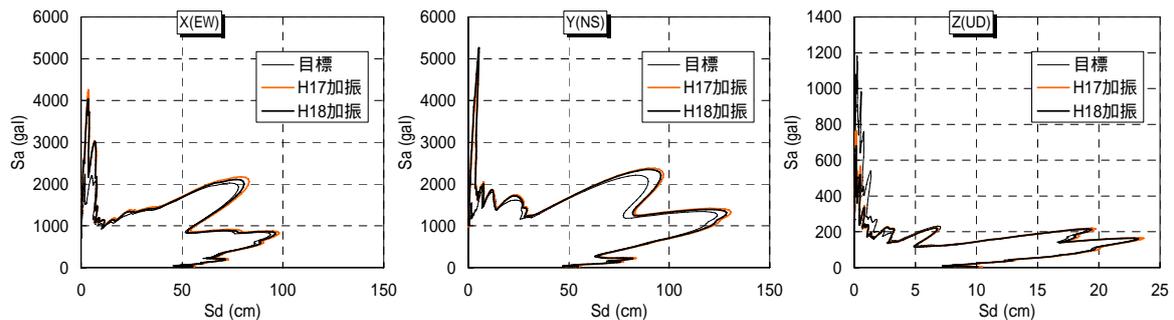


図 13 事前解析入力波の応答スペクトル ($S_a - S_d$ 関係、 $h=0.05$)

g) 解析結果

) 事前解析・C棟

以上のように設定した条件下でC棟の事前解析を行った。結果を図14、15に示す。モルタルの骨格曲線を新築特性とする場合は最大層間変位が60cm程度に達するが、倒壊は免れる結果となった。また、図示はしていないが、入力波を目標波とする場合は、応答スペクトル値が図13のように5%程度小さいにもかかわらず倒壊に至った。モルタルの骨格曲線を包絡特性とする場合は、モルタルの靱性が向上したにもかかわらず正方向に倒壊する結果となった。なお、この場合の倒壊時刻はH17・A棟の実験結果より1秒ほど早い。このように、C棟は倒壊の可能性はあるが、倒壊・不倒壊を予測することはできない結果となった。

) 事前解析・D棟

D棟の事前解析では、模擬地盤と基礎梁の性能は次のように設定した。

地盤反力係数 $27.3\text{N}/\text{cm}^3$ 水平剛性(建物全体) $327\text{kN}/\text{cm}$

基礎底摩擦係数 0.66

コンクリート $E=1960\text{kN}/\text{cm}^2$ ひび割れ応力度 $\sigma_{cr}=2.94\text{N}/\text{mm}^2$

解析結果を図16、17に示す。X5通り基礎梁の折損を考慮する場合(図16)としない場合(図17)について解析を行ったが、両者の応答に顕著な差異はなく、いずれも1階Y方向の最大層間変位が50cm程度に達するが、倒壊は免れる結果となった。また、いずれの場合も1階Y方向最大層間変位はH17実験値を大きく上回っている。これは明らかに解析モデルに地盤バネを付加したことが原因である。

) 事後解析

H18実験のJR鷹取100%の1回目加振ではC棟、D棟とも倒壊に至らず、最大応答変形は事前解析結果に対してC棟で50%程度、D棟で15%程度であった。また、損傷の度合いもH17実験に比べ小さかった。これはH18試験体が新築状態であることなどにより、水平耐力要素および接合部の耐力が相当に高かったことが原因と推定し、事後解析では前記d)に示すような復元力耐力の増大を行うこととした。しかし、そのように耐力を増大しても解析による最大応答変形は実験値より大きかった。

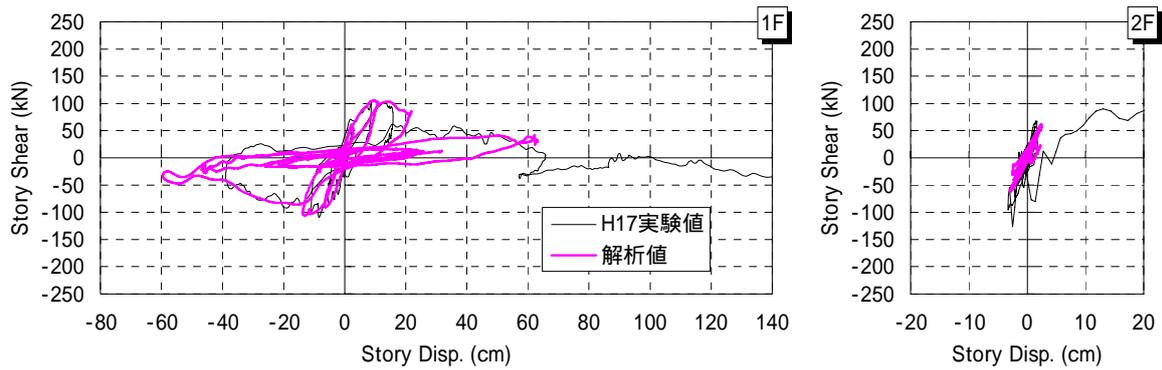
H18試験体はH17試験体に対して新築状態であることのほかに、モルタルラス固定タッカーの太さ、長さが大きく、打ち込み間隔が小さいこと、および柱梁接合部仕口加工がH17試験体では手刻みであったのに対してH18試験体ではプレカットであったという相違がある。そこで、モルタルと柱梁架構の耐力はさらに高かった可能性があると考え、これらの復元力モデル骨格曲線の耐力に乗じる耐力倍率をパラメータとした解析を行った。耐力倍率は1.25~2.00の範囲で0.25刻みで設定した。これらの解析結果のうち、1階Y方向の層間変位時刻歴が実験値に比較的良く一致するものを選んで、層間変位時刻歴と層せん断力-層間変位曲線をH18実験結果と比較して図18~21に示す。

C棟(図18、19)では、耐力倍率をモルタル、柱梁架構とも1.25とした場合に層間変位が正方向35cm程度以下の領域では層せん断力-層間変位曲線が実験値に良く一致するが、最大層間変位は耐力倍率を考慮しない場合よりむしろ大きく、実験値を大幅に上回

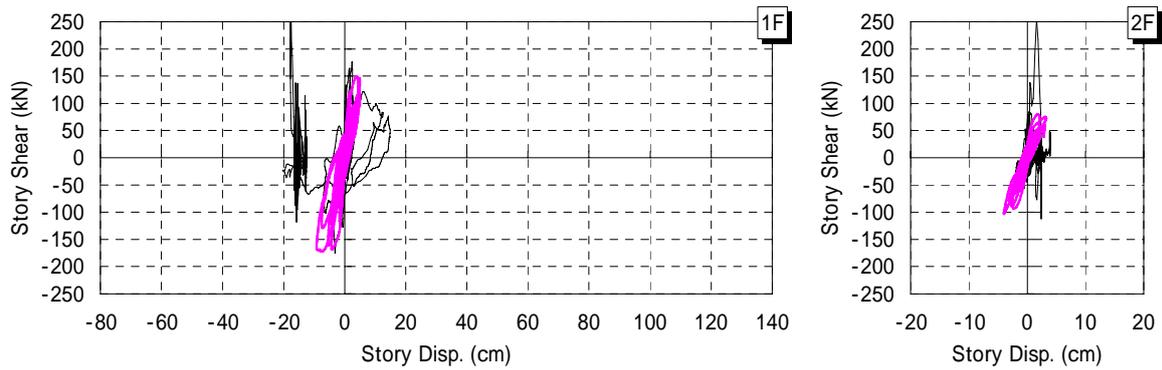
っている。耐力倍率をさらに大きくすると解析による層せん断力が実験結果より大きくなるが、それでも最大応答変位はほとんど変化しない。また、図 18 に示すように実験による層間変位は X8 通りに対して X2 通りが大きく、捩れ応答が顕著であるが、解析値にはそのような傾向はほとんど認められない。

D 棟(図 20、21)では、実験中の目視観察では模擬地盤の変形と RC 基礎の変位がほとんど認められず、X5 通りの無筋基礎梁の折損も生じなかった。これを考慮して、事後解析では RC 基礎梁の変位を拘束する場合(基礎固定)と、模擬地盤の鉛直・水平方向剛性を事前解析の 3 倍とし、かつ X5 通りの無筋基礎梁に折損は生じないとした場合(基礎バネ支持)を設定した。図 20 の層間変位時刻歴は基礎固定の場合である。耐力倍率を乗じ、基礎を固定しても 6 秒以前では解析値が実験値を上回っているが、6 秒以降では両者はほぼ一致している。図 21 の層せん断力-層間変位曲線では、層せん断力、層間変位とも解析値が実験値より大きい。また、図 22 には基礎バネ支持の場合の RC 基礎の応答変位時刻歴を実験値と比較して示した。X 方向と Y 方向では解析による応答変位が実験値よりやや小さく、模擬地盤の剛性をやや過大に設定しているといえる。Z 方向については解析値と実験値は大きく様相が異なり、解析では 6cm を超える基礎の浮き上がりが生じている。これが解析による層間変位が実験値より大きくなる一要因と考えられる。図 23 には解析による X5 通り基礎梁の曲げ応力時刻歴を示した。X5 通りの曲げ応力が最も大きく、50kN・m 程度に達している。前記)に示すひび割れ応力度をもとに X5 通り基礎梁の曲げ耐力を計算すると 24.08kN・m となり、解析では X5 通り基礎梁に折損が生じるはずであるが、これも実験結果と異なっている。

以上のように、ここまでの検討では事後解析の結果を実験結果に一致させることはできなかった。解析結果が実験結果に一致しない一つの原因として、C 棟では前述のように実験では試験体が大きく捩れたのに対して解析ではそれを再現できていないことが挙げられる。すなわち、捩れ応答により入力直交方向鉛直構面にも変形と損傷が生じ、入力されたエネルギーの一部が入力直交方向鉛直構面により吸収され、それにより入力方向の応答が小さくなった可能性が考えられる。解析による捩れの再現も結局は水平耐力要素の復元力特性の設定精度に関わる問題であり、今後の精度向上によりこの問題は解決できると期待する。D 棟についてはさらに模擬地盤の応力-変形特性の設定精度が問題となる。事後解析では基礎の X 方向、Y 方向変位は実験値と大差ないものの、Z 方向では実験結果と比べ解析では非常に大きな浮き上がりが生じている。H18 試験体では基礎底盤上にもかぶり土に相当するも模擬地盤材料が設置されている。この模擬地盤材料は下部の模擬地盤と接着により一体化しており、これが浮き上がりを拘束したことも考えられる。これらの点も含めて、解析結果を実験結果に一致させることのできる応力-変形特性の模索が今後の課題の一つである。

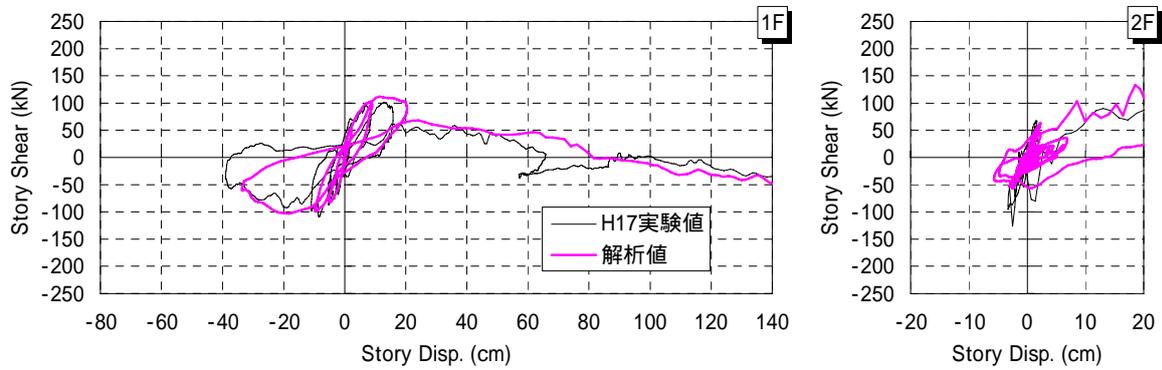


(a) Y方向

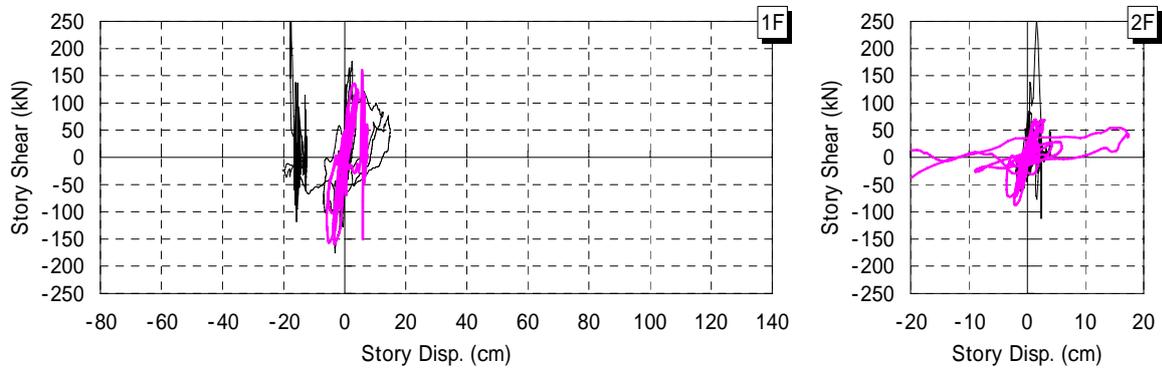


(b) X方向

図 14 事前解析・C棟・モルタル新築特性



(a) Y方向



(b) X方向

図 15 事前解析・C棟・モルタル包絡特性

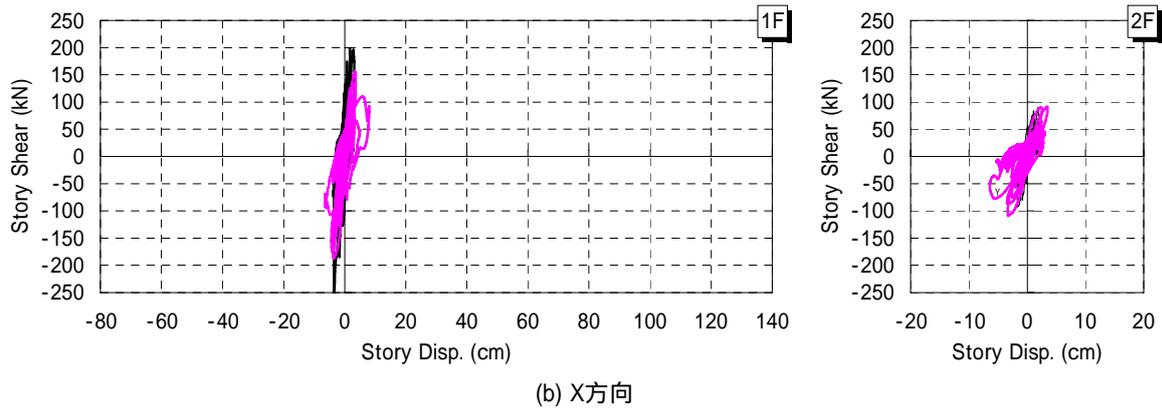
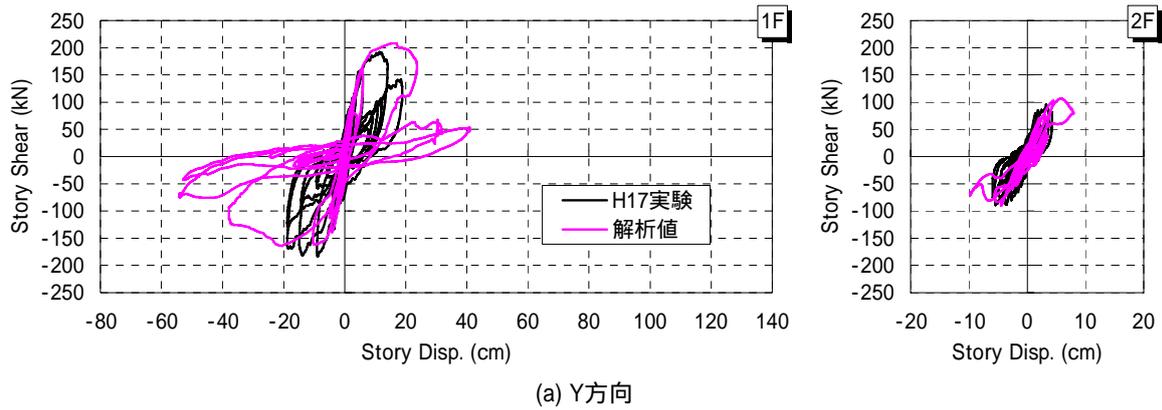


図 16 事前解析・D棟・モルタル包絡特性・基礎梁折損あり

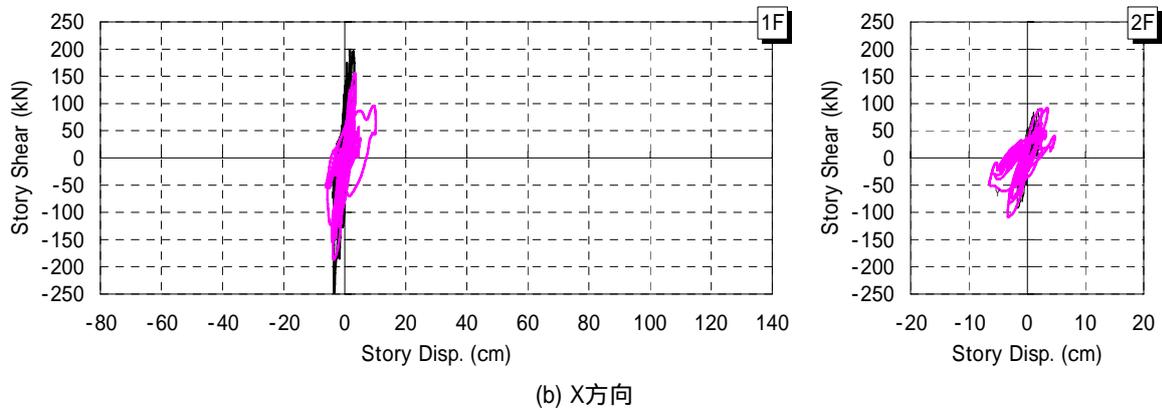
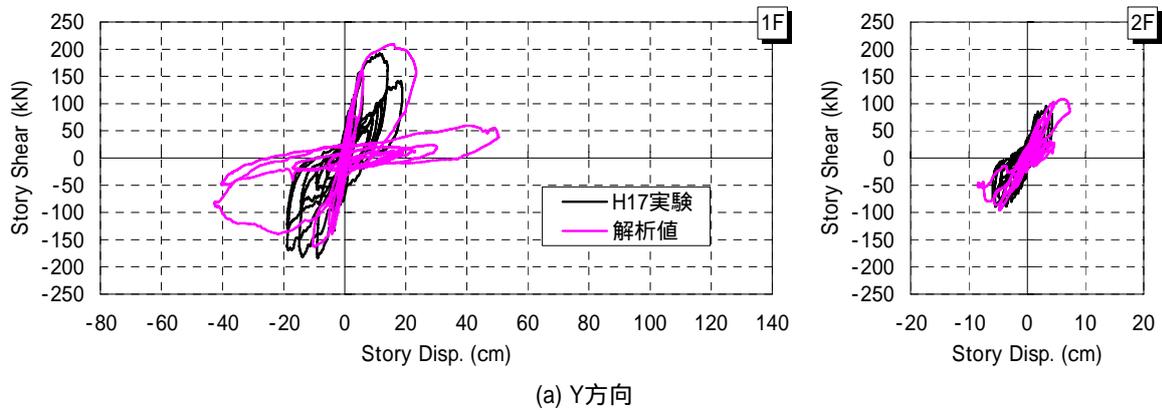


図 17 事前解析・D棟・モルタル包絡特性・基礎梁折損なし

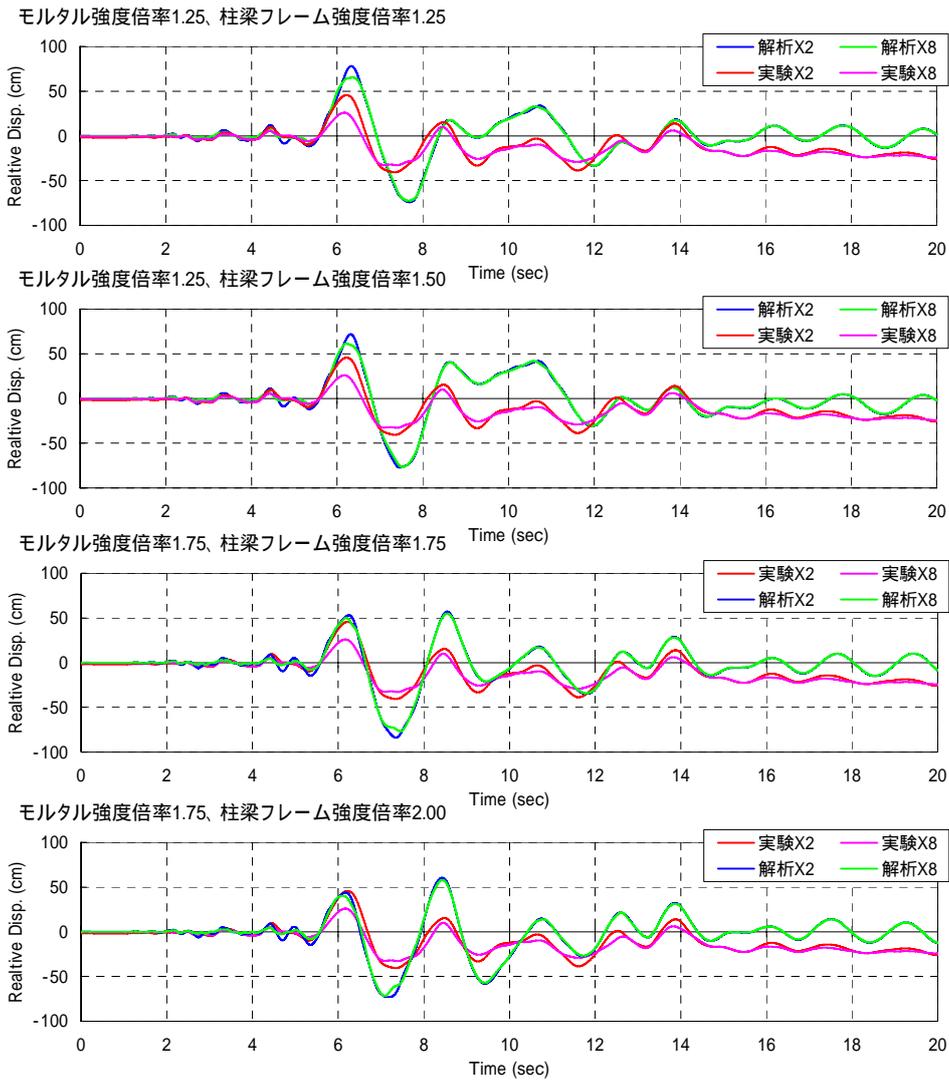


図 18 事後解析・C棟・1階 Y 方向層間変位時刻歴

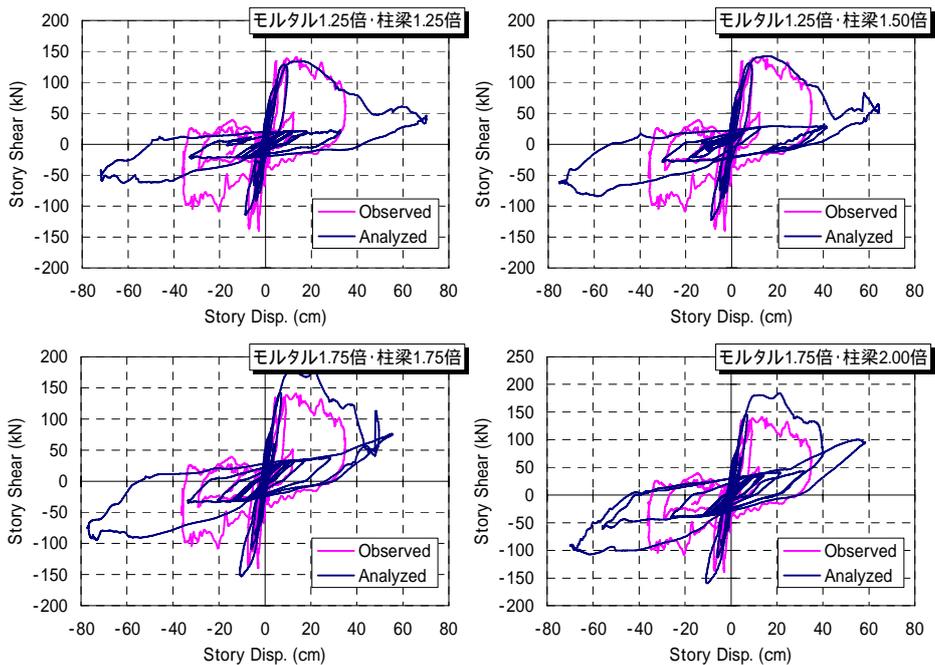
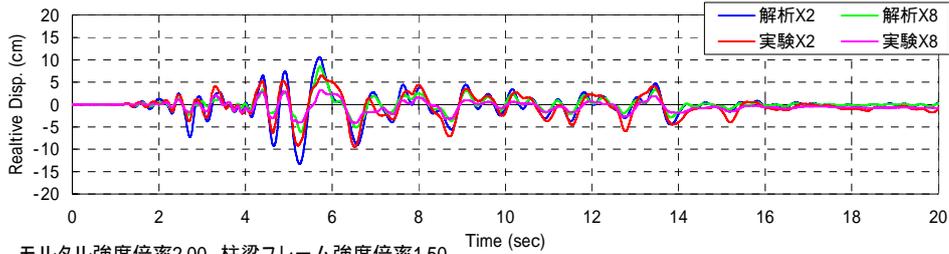
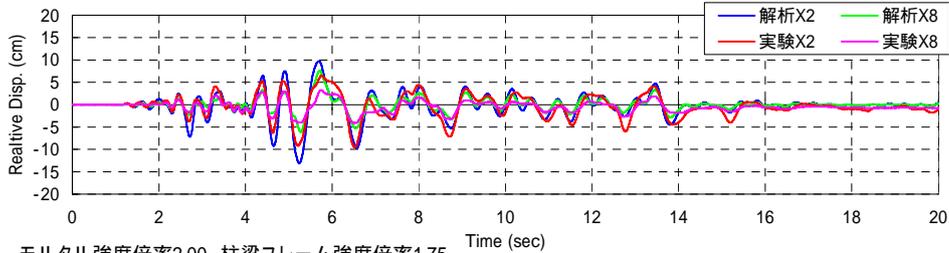


図 19 事後解析・C棟・1階 Y 方向層せん断力-層間変位

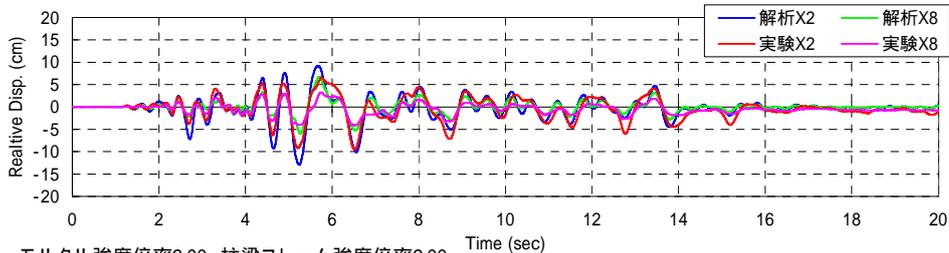
モルタル強度倍率2.00、柱梁フレーム強度倍率1.25



モルタル強度倍率2.00、柱梁フレーム強度倍率1.50



モルタル強度倍率2.00、柱梁フレーム強度倍率1.75



モルタル強度倍率2.00、柱梁フレーム強度倍率2.00

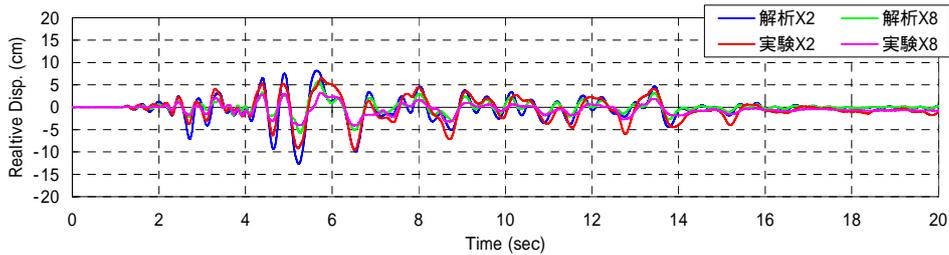


図 20 事後解析・D棟・1階 Y 方向層間変位時刻歴(基礎固定)

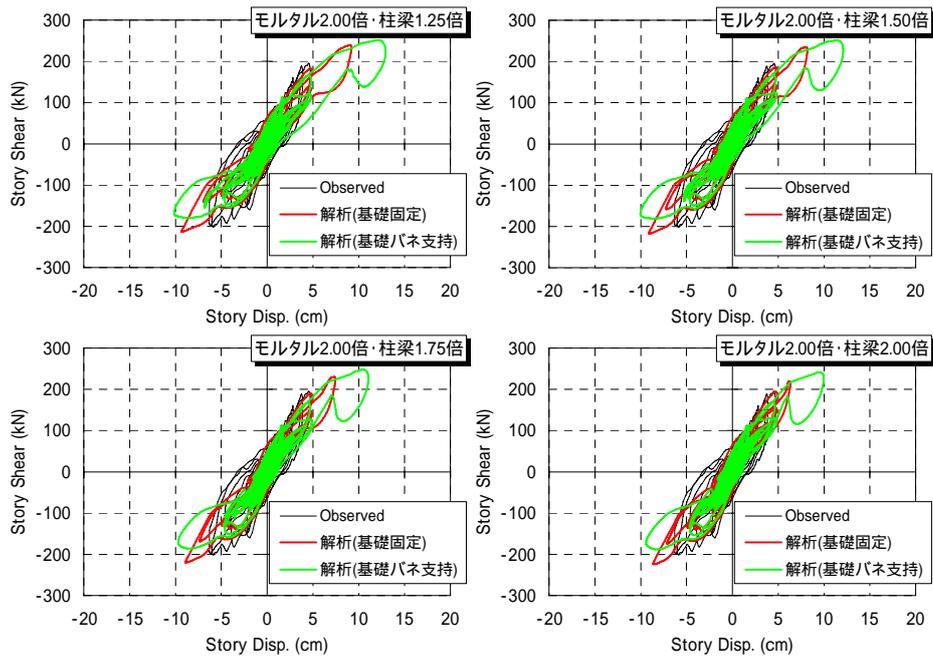
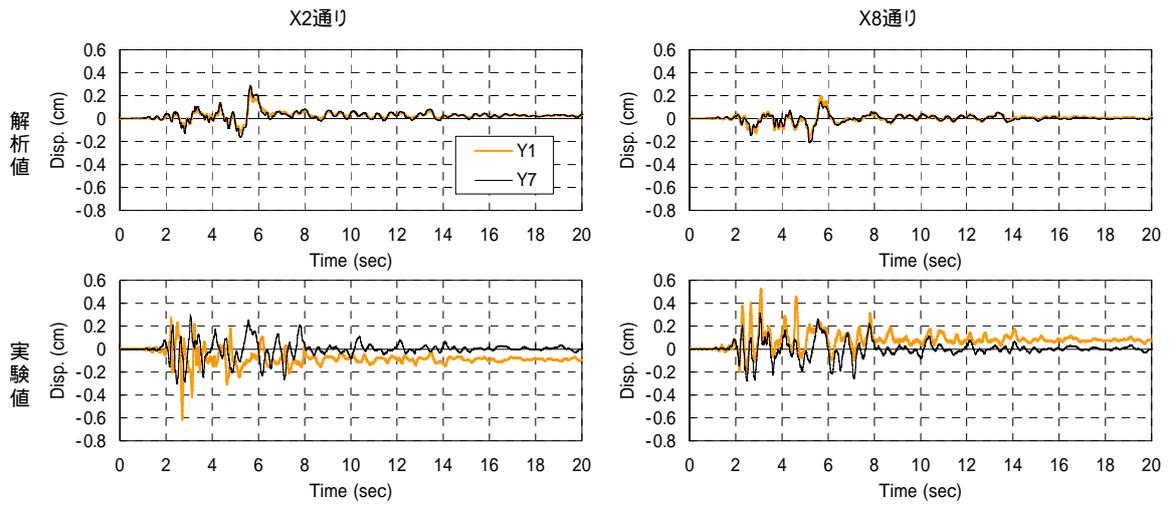
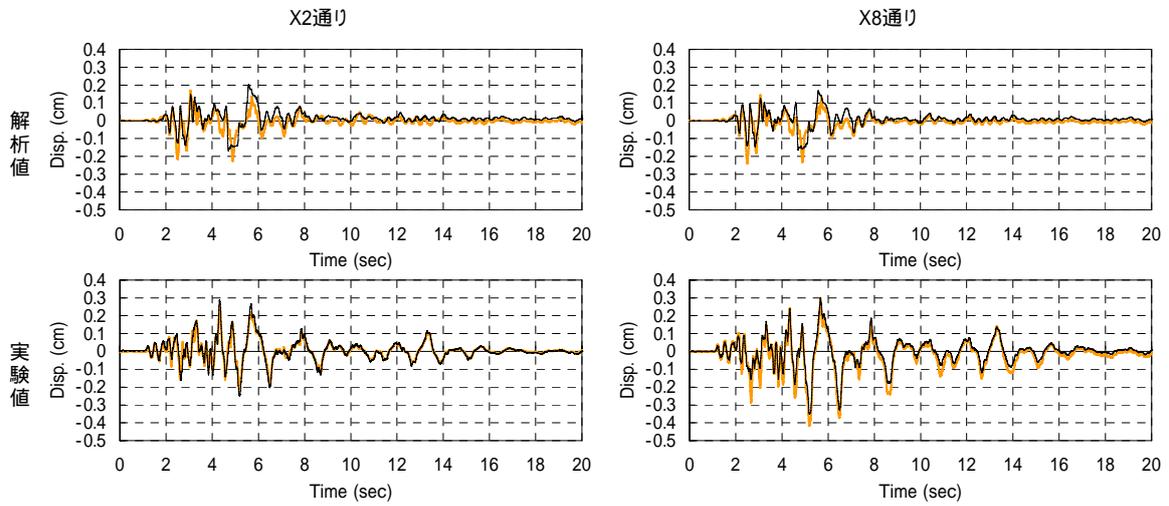


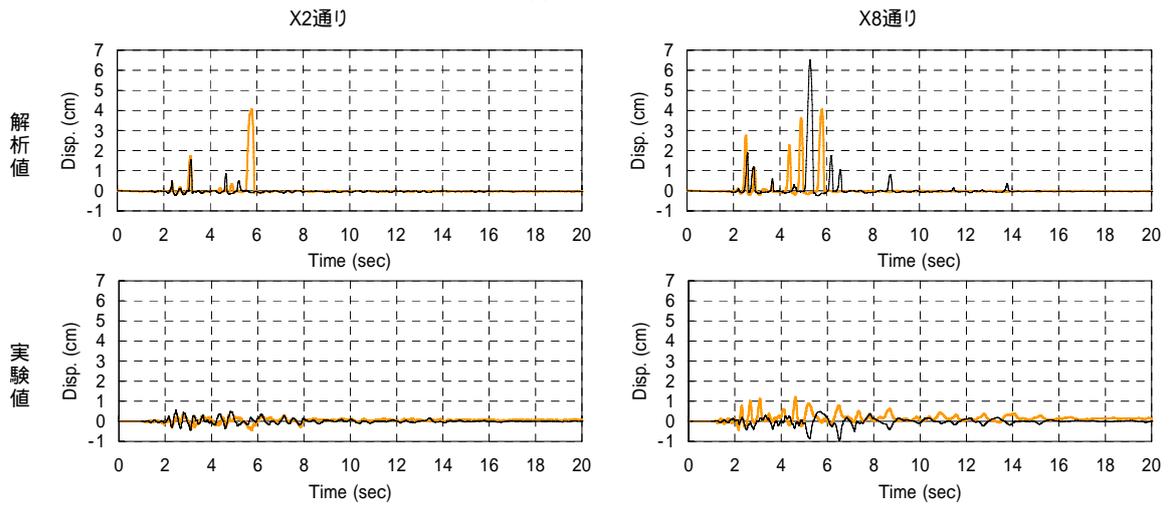
図 21 事後解析・D棟・1階 Y 方向層せん断力-層間変位



(a) X方向変位



(b) Y方向変位



(c) Z方向変位

図 22 事後解析・D棟・RC基礎梁の変位

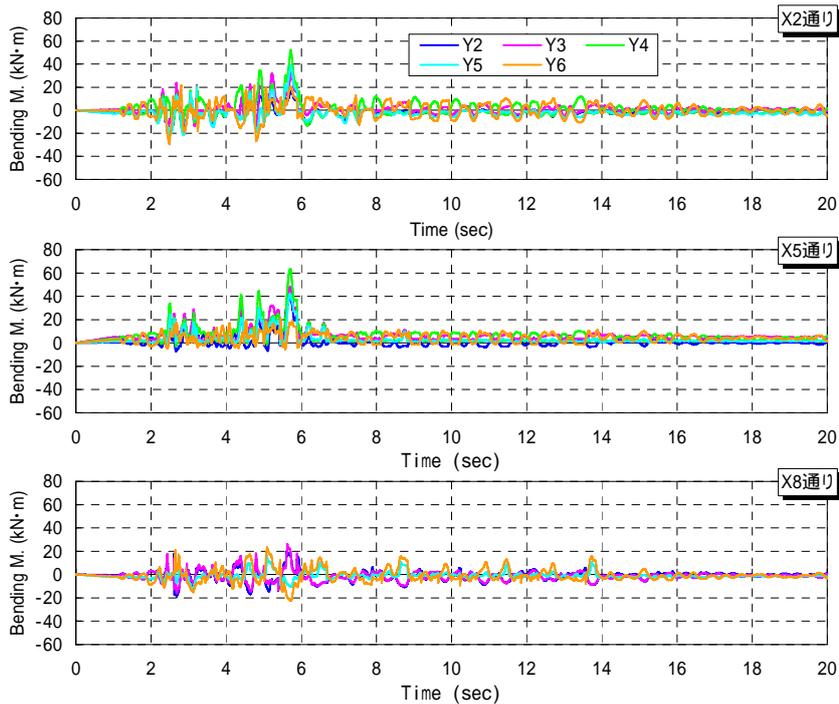


図 23 事後解析・D 棟・X5 通り RC 基礎梁の曲げ応力(解析値)

h) 等価一自由度系縮約による考察

一質点当り一自由度の多質点系の応答は下式により等価一自由度系の応答変位 $\Delta(t)$ と応答加速度 $A(t)$ に縮約できる⁵⁾。

$$\Delta(t) = \frac{\sum_i m_i \cdot u_i \cdot \delta_i(t)}{\sum_i m_i \cdot u_i} \quad (3)$$

$$A(t) = \frac{\sum_i u_i \cdot P_i(t)}{\sum_i m_i \cdot u_i} \quad (4)$$

ここで、 m_i : i 層の質量

u_i : i 層の参照モード

$\delta_i(t)$: i 層の基礎からの変位時刻歴

$P_i(t)$: i 層に作用する水平力

H18 試験体をせん断型 2 質点系とみなして、上式により応答を等価一自由度系の応答に縮約する。参照モード u_i は縮約の際に想定する振動モードであり、試験体の最大応答変形時の変形モードを参考に次のように設定する。

C 棟 X 方向 $u_1 : u_2 = 4 : 5$ Y 方向 $u_1 : u_2 = 10 : 11$

D 棟 X 方向 $u_1 : u_2 = 5 : 6$ Y 方向 $u_1 : u_2 = 3 : 5$

$\delta_i(t)$ は各階に配置された変位計計測値の平均とし、 $P_i(t)$ は各床レベルに配置された加速度計計測値の平均に質量 m_i を乗じた値とする。

結果を図 24 に示す。C 棟の正側最大変位を示す半サイクルについて、弾性ポテンシャルエネルギーを図 24(a)中の 印部で算定すると等価減衰定数は約 0.37 となる。D 棟で

は負側最大変位を示す半サイクルの等価減衰定数は約 0.14 である。図 24 ではこれらの等価減衰定数に対応する H18 加振波の加速度応答スペクトル S_a - 変位応答スペクトル S_d 曲線を併記した。

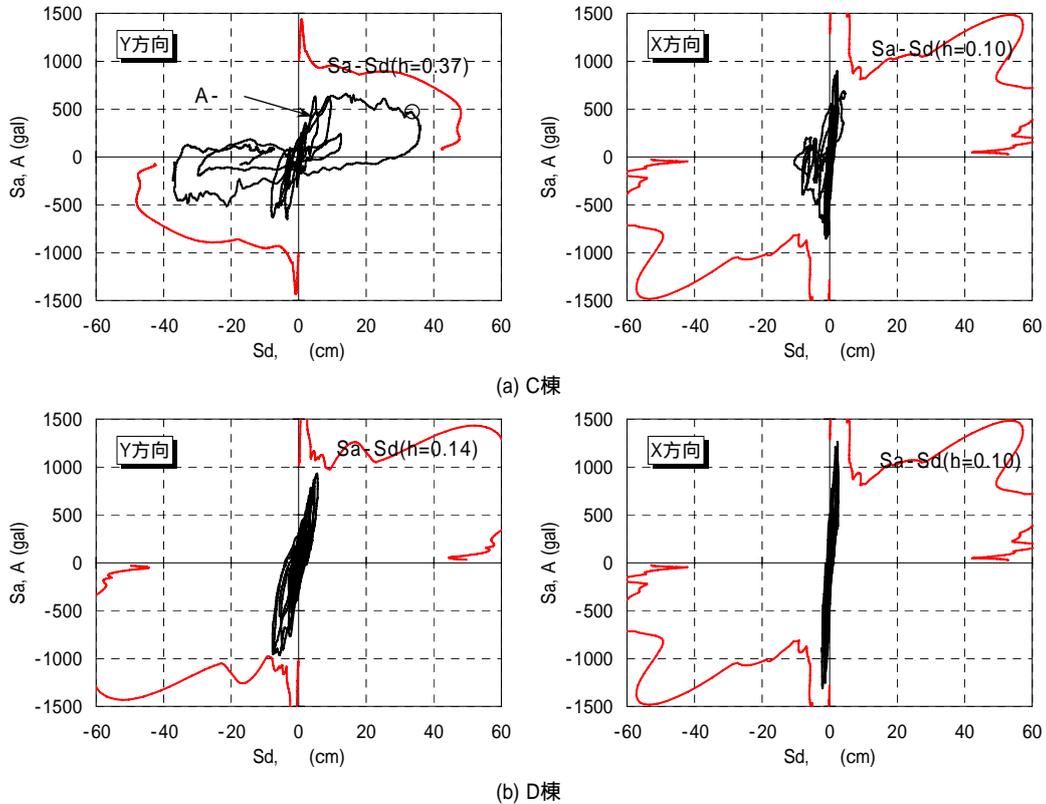


図 24 等価一自由度系の縮約応答

C 棟、D 棟とも Y 方向の $A(t) - \Delta(t)$ 曲線は $S_a - S_d$ 曲線の手前で変位を折返しており、等価線形化法で予測される最大変位に達していない。前述のように H18 実験の目視観察では加振開始後 6sec 程度以降で C 棟の 1 階が大きく換れた。また D 棟についても図 20 では X2 通りと X8 通りの層間変位が異なり、換れ応答が生じている。 $A(t) - \Delta(t)$ 曲線が $S_a - S_d$ 曲線に到達しないのは換れを含む多自由度応答を Y 方向の応答値のみに基づいて縮約したことが原因と考えられる。

一質点当り XY 方向の 2 自由度を考慮する場合の多質点系が Y 方向にのみ地震動を受ける場合の応答は下式により等価一自由度系の応答変位 $\Delta(t)$ と応答加速度 $A(t)$ に縮約できる⁶⁾。

$$\Delta(t) = \frac{\sum_i m_i \cdot \{u_{xi} \cdot \delta_{xi}(t) + u_{yi} \cdot \delta_{yi}(t)\}}{\sum_i m_i \cdot u_{yi}} \quad (5)$$

$$A(t) = \frac{\sum_i \{u_{xi} \cdot P_{xi}(t) + u_{yi} \cdot P_{yi}(t)\}}{\sum_i m_i \cdot u_{yi}} \quad (6)$$

ここで、 m_i : i 番目の質点の質量

u_{xi}, u_{yi} : i 番目の質点の XY 方向参照モード

$\delta_{xi}(t), \delta_{yi}(t)$: i 番目の質点の基礎からの XY 方向変位時刻歴

$P_{xi}(t), P_{yi}(t)$: i 番目の質点に作用する XY 方向水平力

H18 試験体の 2 階床レベル、軒レベルを剛床とみなし、図 25 のように各レベルの質量分布を 9 個の質点に集約したモデルを考える。各質点は建物幅の 4 等分線で分割される部分の重量に相当する質量を与えるものとし、質量比を図 25 のように設定する。図 25 において、 m_1 、 m_2 は 2 階床レベルおよび軒レベルの質量で、前記 b) に示す各階重量に基づいて次のように定める。

$$m_1 = 11.66(\text{ton}) \quad m_2 = 9.32(\text{ton})$$

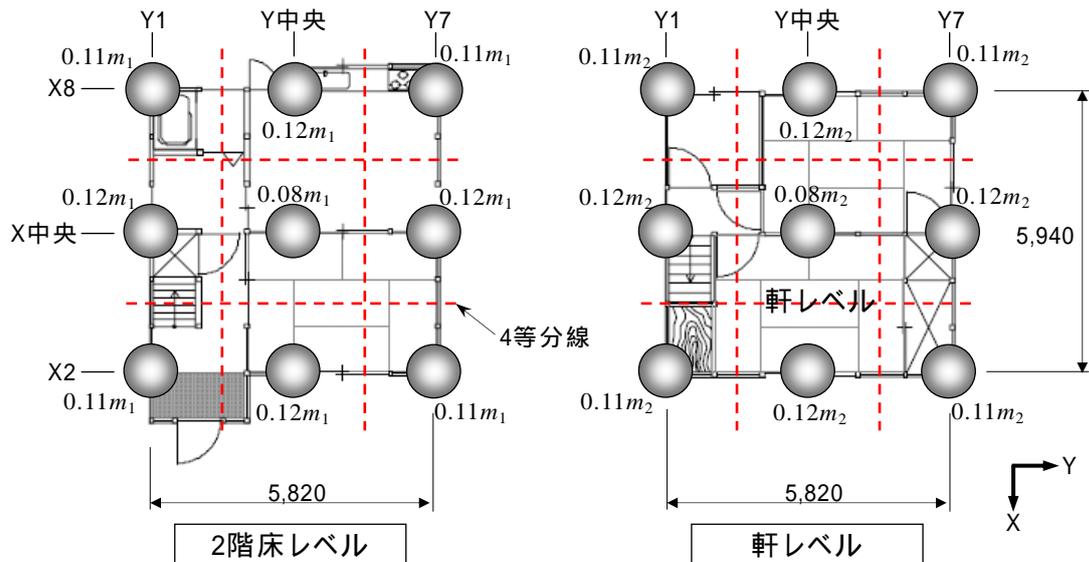


図25 縮約に仮定する質点の分布

試験体は JR 鷹取 3 方向加振を受けているが、このうち Y 方向の入力に対する応答のみを対象とすることを目的として、 i 番目の質点の基礎からの XY 方向変位時刻歴 $\delta_{xi}(t)$ 、 $\delta_{yi}(t)$ および i 番目の質点に作用する XY 方向水平力 $P_{xi}(t)$ 、 $P_{yi}(t)$ を次のように求める。X2、X8 通りの $\delta_{yi}(t)$ については実験による Y 方向応答変位とし、中央部はその相加平均とする。X2、X8 通りの Y 方向応答加速度は実験計測値、中央部の応答加速度はその相加平均とする。 $P_{yi}(t)$ はこれらに当該部分の質量を乗じた値とする。Y1、Y7 通りの X 方向の応答は X2、X8 通りの Y 方向応答値の差の 1/2 に、試験体平面の縦横比 5820 / 5940 を乗じた値として $\delta_{xi}(t)$ 、 $P_{xi}(t)$ を算定する。したがって、X 方向中央部の応答値は 0 となる。各階各通りの XY 方向参照モード u_{xi} 、 u_{yi} は 1 階 Y 方向変位が最大となる時刻の $\delta_{xi}(t)$ 、 $\delta_{yi}(t)$ とし、次のように設定する。

C 棟	1 階	Y 方向(X2, 中央, X8)	44.6:34.6:24.7	X 方向(Y1, Y7)	- 10.5: 10.5
	2 階	Y 方向(X2, 中央, X8)	44.7:35.1:26.3	X 方向(Y1, Y7)	- 10.0: 10.0
D 棟	1 階	Y 方向(X2, 中央, X8)	9.4:6.5:4.0	X 方向(Y1, Y7)	- 2.5: 2.5
	2 階	Y 方向(X2, 中央, X8)	9.9:7.7:5.5	X 方向(Y1, Y7)	- 2.0: 2.0

以上の方法による等価一自由度系の応答加速度 $A(t)$ -応答変位 $\Delta(t)$ 関係を $S_a - S_d$ 曲線とともに図 26 に示す。図 24 と比較して $A(t)$ 、 $\Delta(t)$ とともに大きくなって、 $S_a - S_d$ 曲線との対応が改善されている。

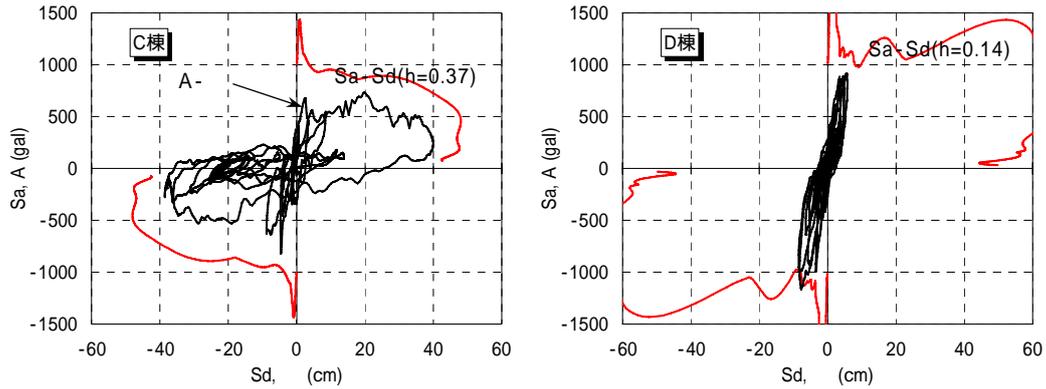


図 26 二方向自由度を考慮した等価一自由度系の縮約応答

以上の考察により、H18 試験体では主加振方向である Y 方向の並進応答変位が捩れ応答により抑制されたのはほぼ確実である。したがって、捩れ応答を再現できるように各耐震要素および接合部バネ要素の復元力特性を詳細に調整すれば、解析値は実験値に適合するものと期待できる。

2) 復元力特性データの整理

H17 の倒壊応答解析では解析結果は実験結果に良好に一致し、その点から図 6 に示す復元力モデルおよび表 3、表 4 に示す復元力モデルパラメータの信頼性は高いといえる。H18 の倒壊応答解析結果は実験結果にまだ一致していない。ここまでの検討で、モルタルと柱梁架構の耐力が昨年度試験体の 2 倍程度以上と推定されるが、それらの復元力モデルパラメータを定量的に提示できる段階にない。また、モルタルと柱梁架構の耐力がそのように増大する原因が単に仕様の違いによるものか、あるいは経年変化の影響が含まれるのかについても定かでない。これらの解明は今後の課題であるが、当面、倒壊応答解析に用いる標準的な復元力モデルパラメータを表 3、表 4 の値とすることは安全側の措置と考えられる。

3) 解析アプリケーションの構築

入力データ作成プログラム、倒壊応答解析プログラム、および解析結果アニメーション作成プログラムの外力フローチャート、プログラム間授受データなどのアプリケーションの全体構成を示すとともに、各プログラムの操作方法を操作画面を交えて解説する。

a) 入力データ作成プログラム

1) 概略フローチャート

入力データ作成プログラムの全体構成は図 27 のようになっている。

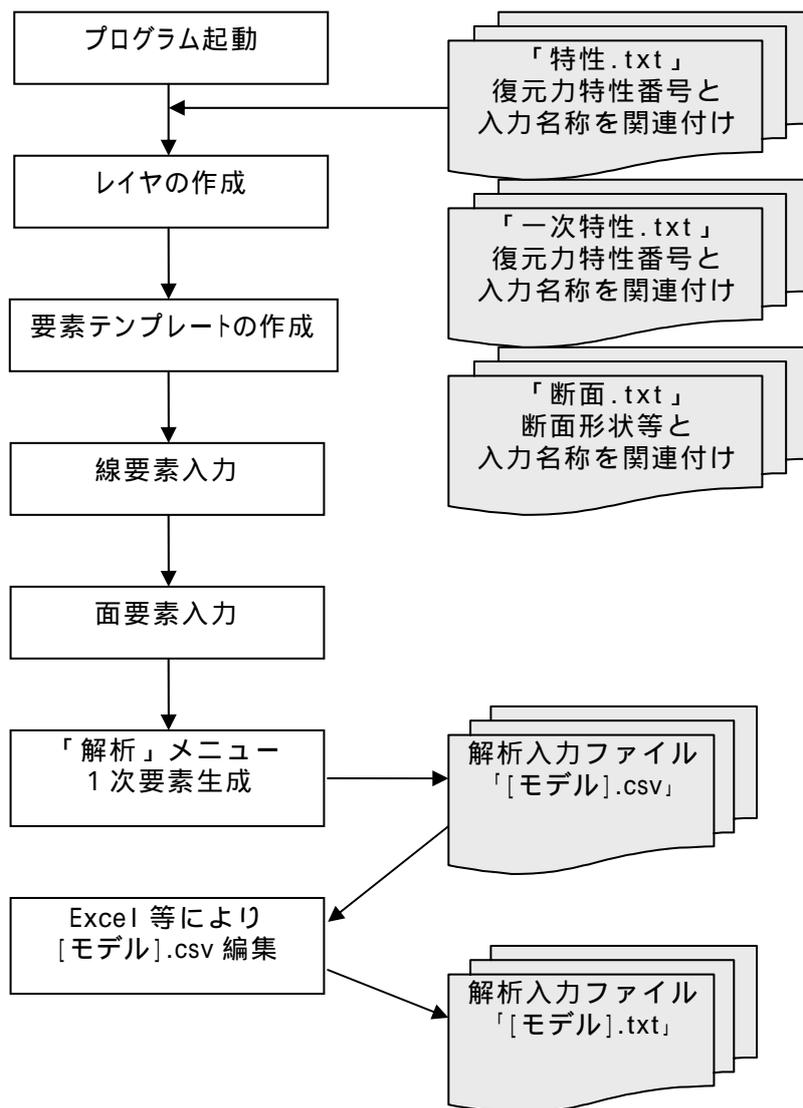


図 27 入力データ作成プログラムの概略フローチャート

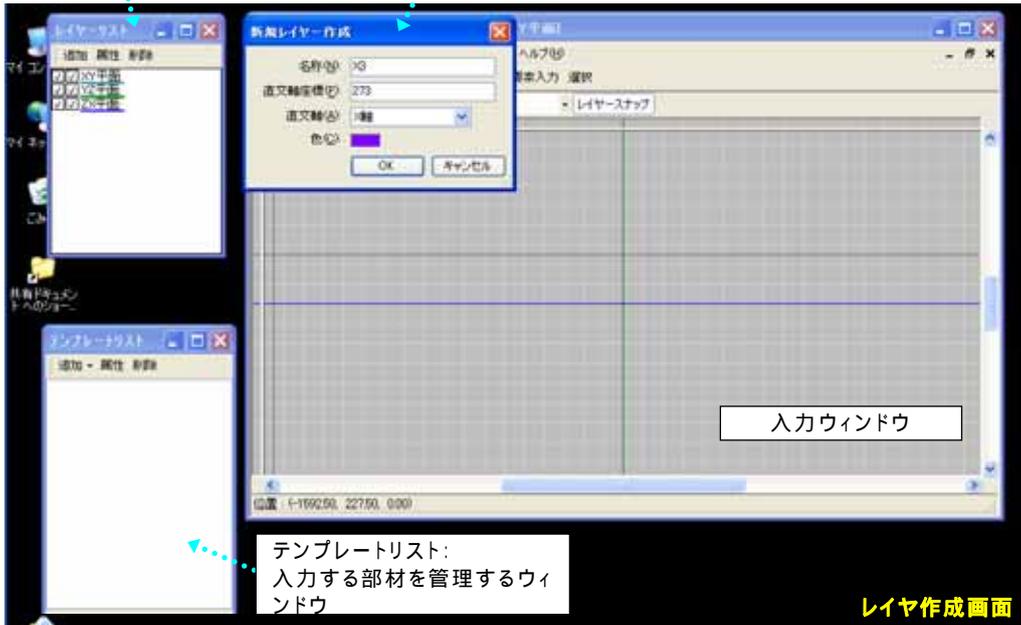
) 操作方法の概要

STEP 1 レイヤの作成

部材入力は、一部を除きレイヤ上で行うため、部材を配置する層、通りにはレイヤを作成する。

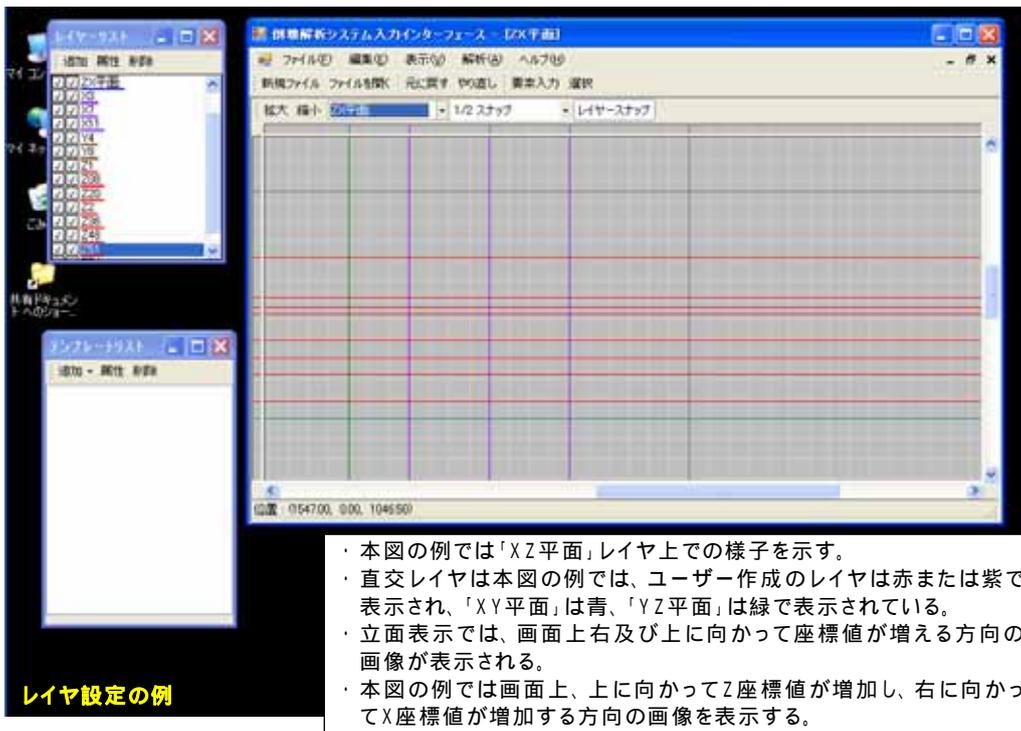
レイヤーリスト:
レイヤを管理するウィンドウ。
「XY平面」、「YZ平面」及び
「ZX平面」は規定のレイヤ
で、編集、削除共に不可。

「名称」:入力画面左上側「拡大」「縮小」ボタンの隣のリストで表示レイヤを選択するとき、選択用名称として使用。
「直交軸座標」:下記直交軸と交わる点の直交軸上の値をcm単位で入力。
「直交軸」:X、YまたはZのうち、設定したいレイヤが直交する座標軸を選択。
「色」:識別のため、レイヤは色分けしておく効率的。



テンプレートリスト:
入力する部材を管理するウィ
ンドウ

レイヤ作成画面



- ・ 本図の例では「XZ平面」レイヤ上での様子を示す。
- ・ 直交レイヤは本図の例では、ユーザー作成のレイヤは赤または紫で表示され、「XY平面」は青、「YZ平面」は緑で表示されている。
- ・ 立面表示では、画面上右及び上に向かって座標値が増える方向の画像が表示される。
- ・ 本図の例では画面上、上に向かってZ座標値が増加し、右に向かってX座標値が増加する方向の画像を表示する。

図 28 レイヤ作成画面操作

STEP 2 要素テンプレートの作成

入力する部材は、要素テンプレートから選択する。よって、入力に先立って要素テンプレートを作成する必要がある。入力データとは独立して保存可能。

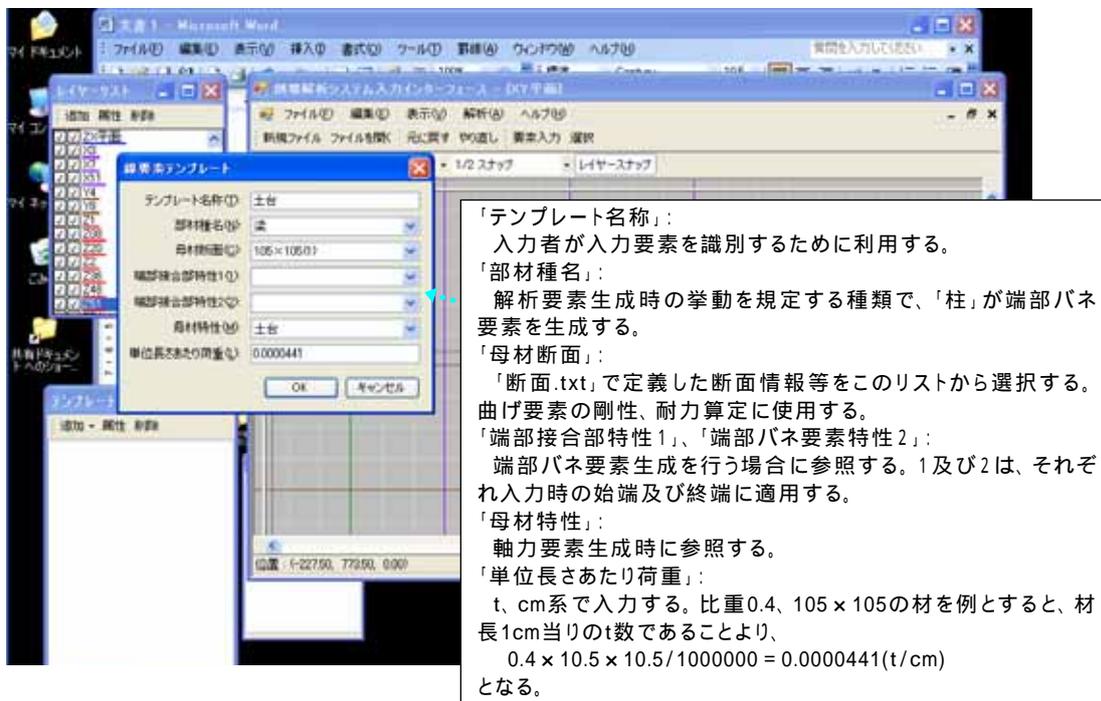


図 29 要素テンプレート作成画面操作

STEP 3 部材の入力(線要素)

設定したレイヤ、要素テンプレートを用いて線要素部材を入力する。

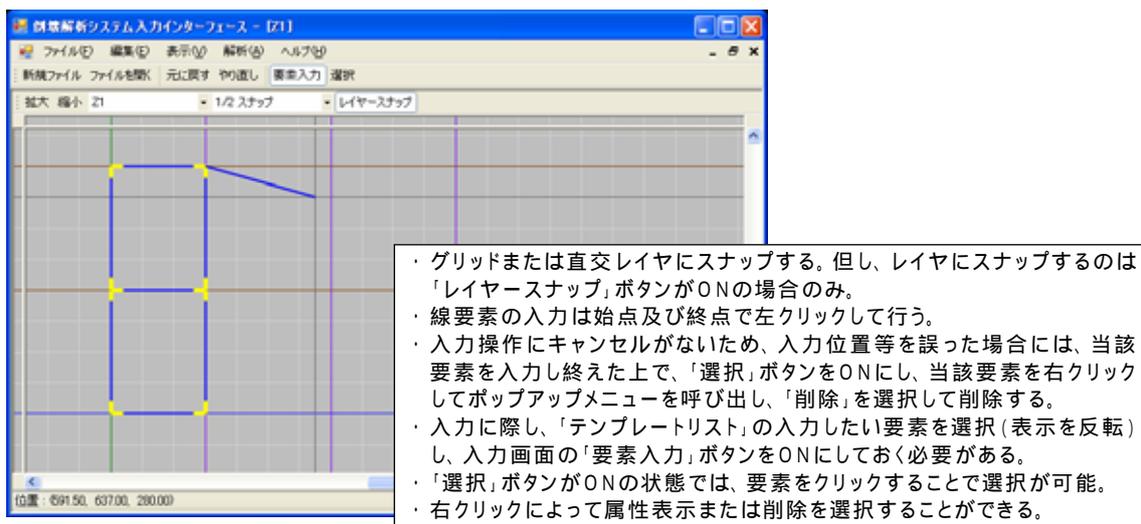


図 30 部材の入力(線要素)画面操作

STEP 4 部材の入力(面要素)

線要素部材配置に基づいて面要素部材を入力する。

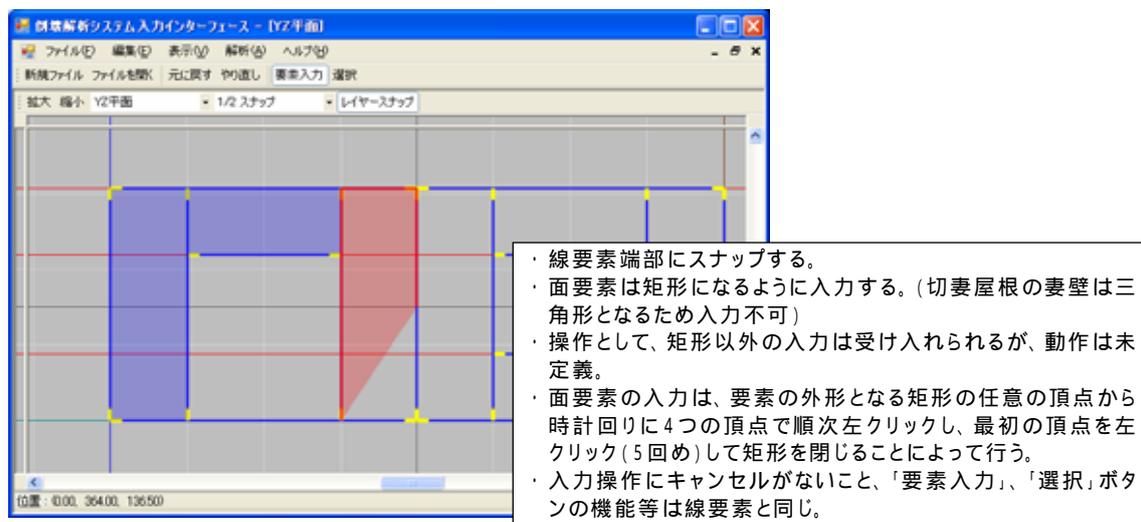


図 31 部材の入力(面要素)画面操作

b) アニメーション作成プログラムの概要

1) 概略フローチャート

アニメーション作成プログラムの全体構成は図 32 のようになっている。

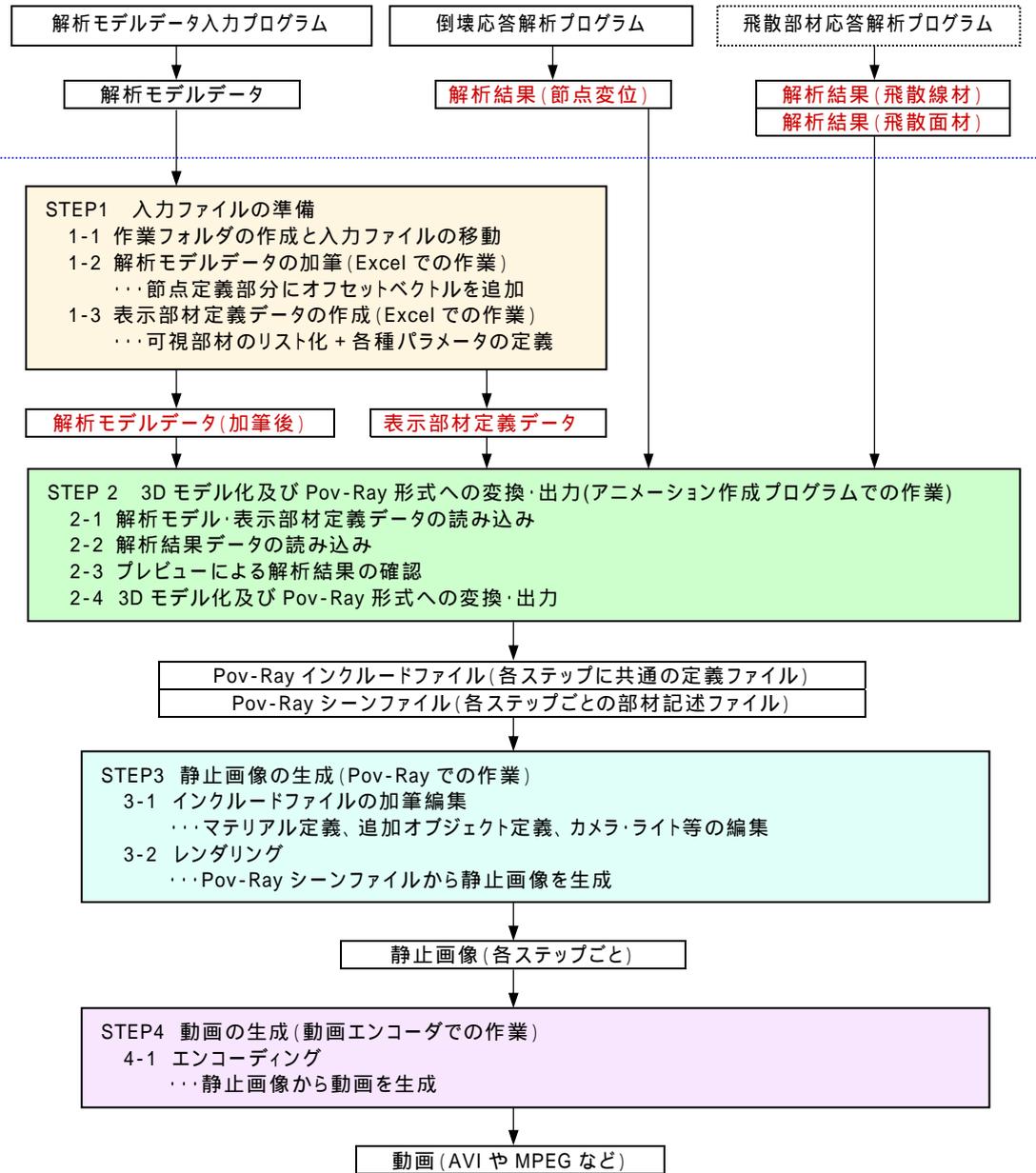


図 32 アニメーション作成プログラムの概略フローチャート

) 操作方法の概要

STEP1 入力ファイルの準備

1-1 作業フォルダの作成と入力ファイルのコピー

アニメーション作成プログラム「AnimationViewer」がある場所に、作業用のフォルダを作成し、解析モデルファイルと解析結果（節点変位ファイル、飛散線材ファイル、飛散面材ファイル）をコピーしておく（図 33）。

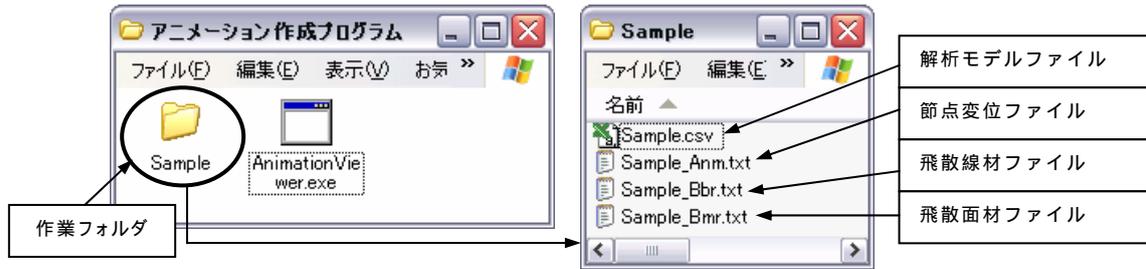


図 33 解析モデル・解析結果ファイルのコピー

rem	No.	...	weight	offset-x	offset-y	offset-z
rem						
	1	...	0.025	-1	0	0
	2	...	0.025	-1	1	0
	3	...	0.025	0	1	0
	4	...	0.025	-1	1	0
	5	...	0.025	-1	0	0

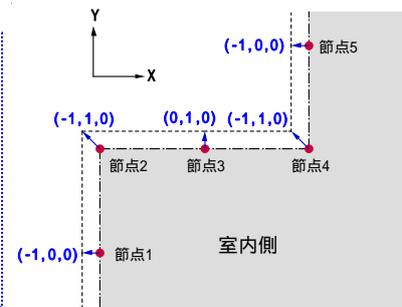


図 34 解析モデルデータの加筆

Sign	Name	Type	h1	h2	b1	b2	Hoffset	Voffset	red	green	blue
1	BEAM	BOX	5.25	-9.75	5.25	-5.25	0	0	0	255	0
2	PILLAR	BOX	5.25	-5.25	5.25	-5.25	0	0	255	0	0
3	BRACE	BOX	5.25	-5.25	2.25	-2.25	0	0	0	0	255
4	MORTAR	BOARD	0	0	0	0	5	0	100	100	100
5	KIZURI	BOARD	0	0	0	0	8	0	100	100	100
6	ROOF	BOARD	0	0	0	0	0	10	100	100	100
7	FLOOR	BOARD	0	0	0	0	0	10	100	100	100
...

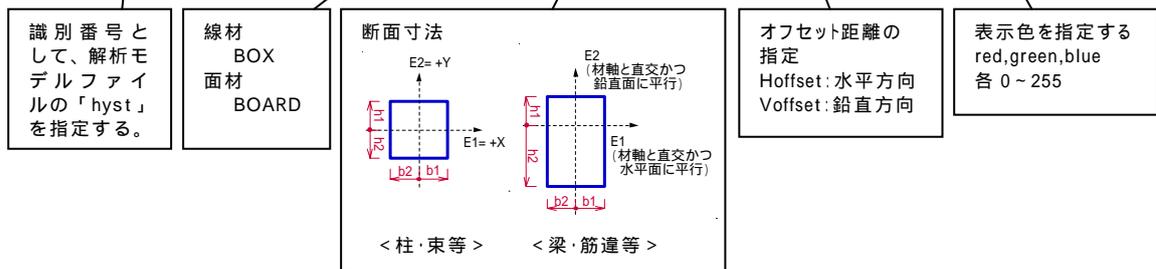


図 35 表示部材定義データの作成

1-2 解析モデルデータの加筆（Excel での作業）

きずり、モルタルなどの外壁面材を柱芯からオフセットして表示するために、外壁面上の各節点に対し、オフセット方向を示すベクトルデータを加筆する。オフセット方向は外側を正とし、オフセット距離は 1 に基準化しておく(図 34)。(実際のオフセット距離は、面材の種類ごとに、表示部材定義ファイル内で指定する。)

1-3 表示部材定義データの作成（Excel での作業）

アニメ化の対象とする可視部材のリスト及びアニメ化に必要ないくつかのパラメータを定義した「表示部材定義データ」を作成し、csv 形式で作業フォルダに保存する(図 35)。

STEP2 3D モデル化および Pov-Ray 形式への変換・出力

(アニメーション作成プログラム AnimationViewer での作業)

2-1 解析モデル・表示部材定義データの読み込み

アニメーション作成プログラム「AnimationViewer」を起動する。起動直後、下図のような画面が表示される。フォルダ名、解析モデルファイル名、表示部材定義ファイル名を入力し、「読み込み」をクリックすると、データ読み込みを行い、表示画面が立ち上がる(図 36)。

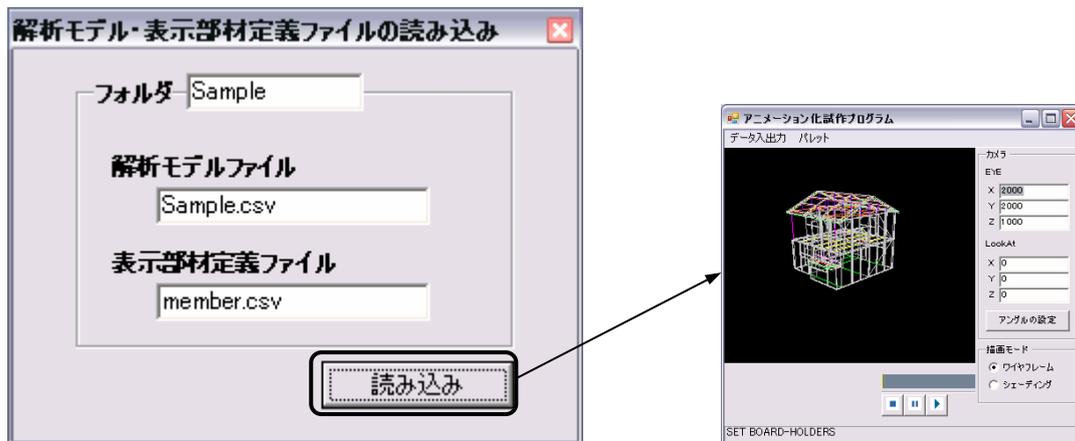


図 36 データ読み込み画面

2-2 解析結果データの読み込み

「データ入出力」 「解析結果の読み込み」 を選択すると、「解析結果ファイルの読み込み」 画面が立ち上がる(図 37)。

・ 節点変位ファイル

ファイル名、開始ステップ番号、ピッチ、総ステップ数を入力する。

・ 飛散部材

飛散部材（面材、線材）の解析結果がある場合は、それぞれのチェックボックスをチェックし、ファイル名を入力する。

「読み込み」 をクリックすると、データの読み込みを開始する。



図 37 解析結果データ読み込み画面

2-3 プレビューによる解析結果（動き）の確認

解析結果の読み込みが終了したら、画面下部のアニメーション操作パネルによって、解析結果の動きを確認することができる(図 38、39)。

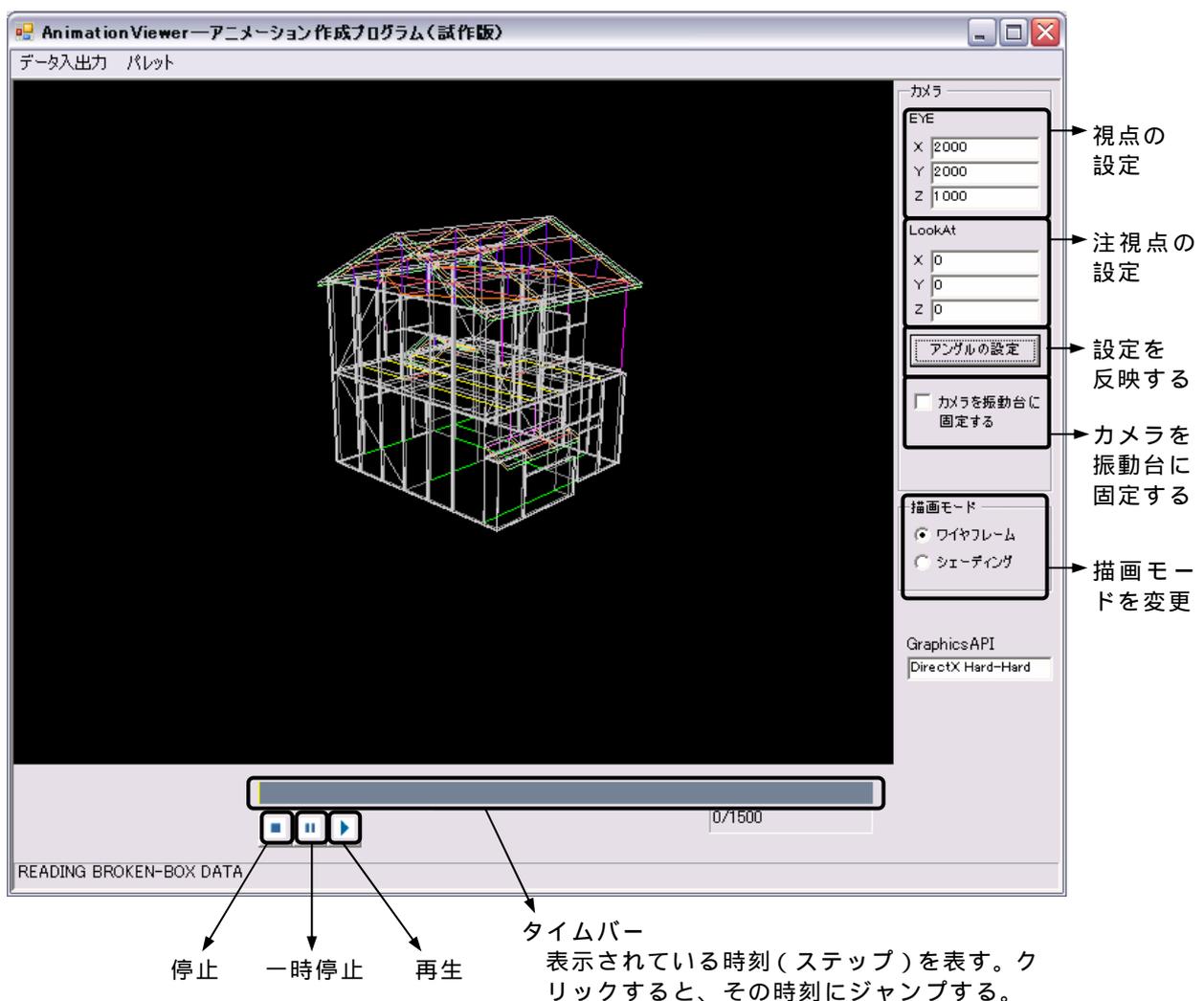


図 38 解析結果プレビュー画面



「パレット」「表示部材リスト」を選択すると、表示部材の一覧を示す画面が立ち上がる（左図）。

各部材右端の目玉アイコンをクリックすると、当該部材の表示・非表示を選択できる。

図 39 解析結果プレビュー画面(つづき)

2-4 3Dモデル化及びPov-Ray形式への変換・出力

解析結果を確認したら、可視部材の3Dモデル化を行った後、Pov-Ray形式への変換・出力を行う。3Dモデル化及びPov-Ray形式への変換は全てプログラム内部で処理を行うため、ユーザーが特に意識することはない。

書き出し作業を開始する前に、Pov-Rayファイルを保存する出力先フォルダを確保しておく。「データ入出力」「書き出し」「Pov-Ray形式出力」を選択すると、図40のような画面が立ち上がる。各パラメータを指定し、「書き出し」をクリックすると、Pov-Ray形式での書き出しを開始する。結果として、1つのインクルードファイルと、ステップ個のシーンファイルが出力先フォルダに生成される。

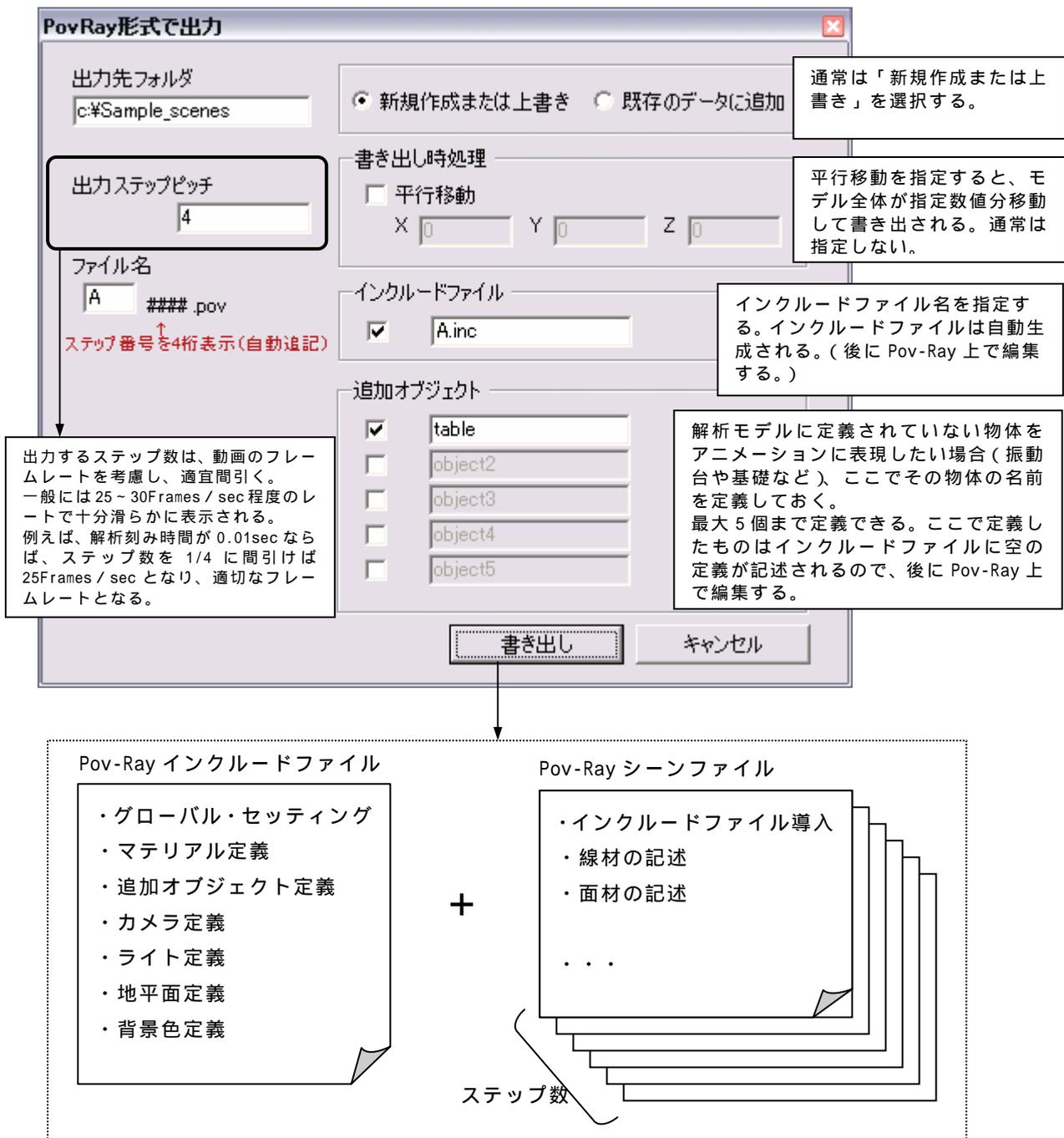


図 40 Pov-Ray 形式への変換画面

STEP3 静止画像の生成 (Pov-Ray での作業)

3-1 インクルードファイルの加筆編集

Pov-Ray を起動し、自動生成されたインクルードファイルを開く。インクルードファイルの内容を、意図する内容に適宜編集する。主な編集箇所は以下の通りである。

3-1-1 マテリアル定義

部材の色・質感は、部材の種類ごとに定義されており、デフォルトではアニメーション作成プログラムにおける表示色となっている。これらを、意図する内容に適宜変更する。

< マテリアルの定義 >

```
#declare M_DODAI=      マテリアル名は「M_部材名」となる。
material{
  texture{
    pigment{
      color rgb<0.000,1.000,0.000>
    }
  }
}
```

色の指定：r,g,bを数値で指定する。
黒：rgb<0,0,0> 白：rgb<1,1,1>

Pov-Ray にはマテリアル定義のライブラリが付属しており、定義済みマテリアル（テクスチャ）を使用することもできる。

```
#declare M_DODAI=
material{
  texture{
    EMBWood1
  }
}
```

定義済みテクスチャを指定

3-1-2 追加オブジェクト定義

追加オブジェクトを定義した場合は、それらの形状定義等を書き加える。詳細は Pov-Ray のマニュアル・解説書等に記載されている。（Pov-Ray サイト：<http://www.povray.org>）

3-1-3 カメラ・ライト定義

カメラアングルやライトを変更したい場合は適宜編集する。

< カメラ・ライトの定義 >

```
//CAMERA
camera{
  location<1200,1600,1000> 視点
  look_at<0,0,0>          注視点
  right<-1.33,0,0>        右手系座標への変換及びアスペクト比の調整。通常は編集不要
  sky<0,0,1>              カメラの天方向を設定する。通常は編集不要。
}

//LIGHT
light_source{
  <2400,3200,8000> ライトの位置 （Pov-Rayでは、ライトは点光源のみ）
  color White*1.4  ライトの色 （Whiteは定義済み色（=rgb<1,1,1>））
}
```

3-2 レンダリング

レンダリングを実行し、各ステップの静止画像を生成する。Pov-Ray では、フォトリアルな画像を生成するための一般的な手法である「レイトレーシング法（光線追跡法）」によってレンダリングを行う。Pov-Ray の「ファイルキュー」機能を利用すれば、500 個までのシーンを連続でレンダリング可能である。ステップ数（ファイル数）が 500 を超える場合は、何回かに分けてレンダリングを行う。また、レンダリングのクオリティ（アンチエイリアス等）、生成される画像サイズ・画像フォーマットなどは、オプションで指定できる。レンダリングには通常、数時間を要する。

(手順(図 41))

- 1 画面左上のポップアップリストで、画像サイズおよびアンチエイリアスの有無を選択する。(アンチエイリアス：画像がギザギザになることを防止する処理。有りを指定したほうがよい)
- 2 ツールバーの「Queue」ボタンをクリックする。
- 3 「File Queue」画面が立ち上がるので、「Add File」を選択し、レンダリングするシーンファイルを選択する(最大 500 個まで)。
- 4 「Auto Render」をチェックし、「OK」をクリックすると、レンダリングが開始され、シーンファイルと同じ場所に静止画像が生成される。

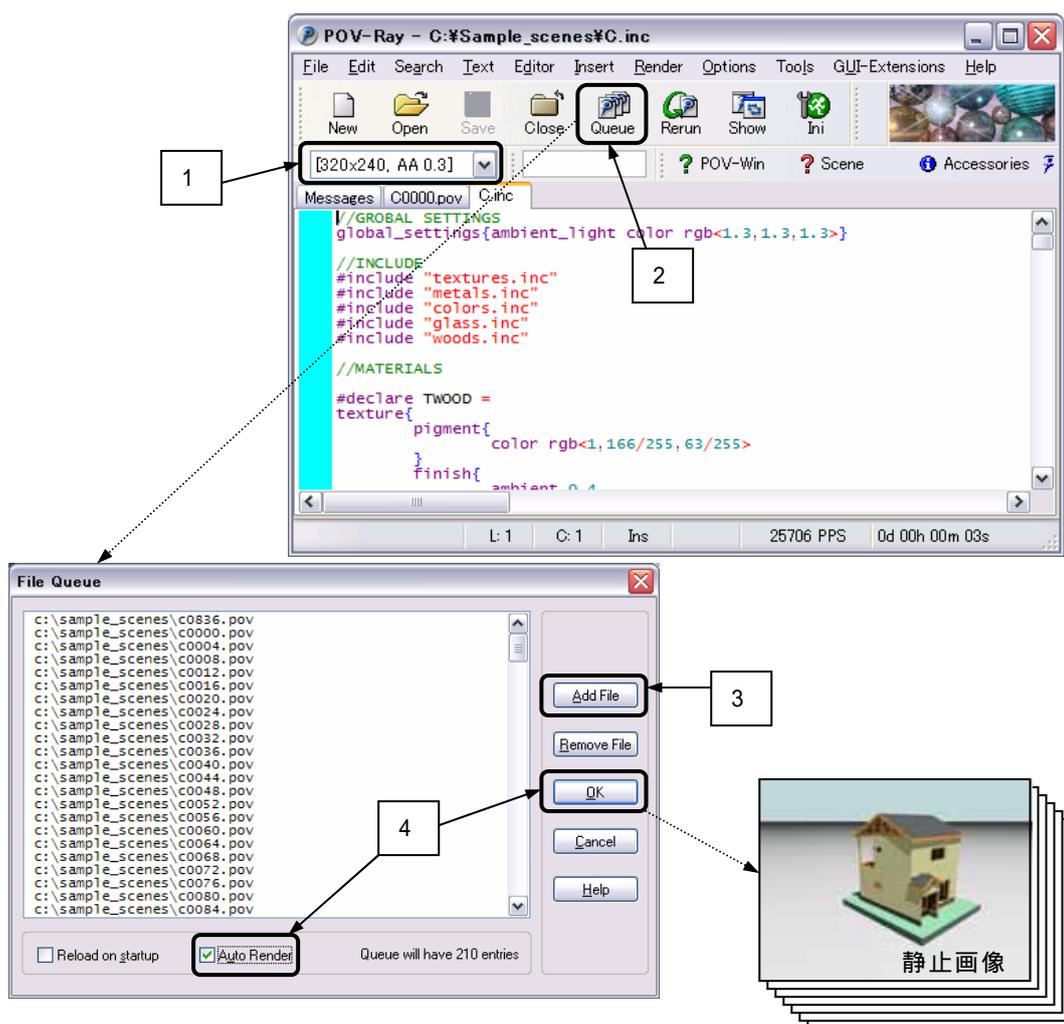


図 41 レンダリング画面

STEP4 動画の生成(動画エンコーダでの作業)

4-1 エンコーディング

静止画をつなぎ合わせ、動画を生成する(=エンコーディング)。エンコードができるソフトであれば何を利用していても良い。ここでは、フリーソフト「AVIMaker」を利用した手順を紹介する。 AVIMaker サイト：<http://yamatabi.que.ne.jp/soft/avimk/>

(手順(図 42))

- 1 AVIMaker を起動し、「File」 「Add Image Files」を選択する。
- 2 Pov-Ray で生成した静止画像を全て選択する。
- 3 Frames / sec を、ステップの刻み時間に応じて選択する (25~30Frames / sec 目安)。
- 4 Avi filename の横のボタンをクリックし、出力先フォルダと出力ファイル名を指定する。
- 5 「Making AVI」をクリックすると、エンコーディングが開始される。
- 6 「ビデオの圧縮」画面が立ち上がるので、圧縮プログラムを適宜選択して、「OK」をクリックすると、AVI 形式の動画ファイルが生成される。

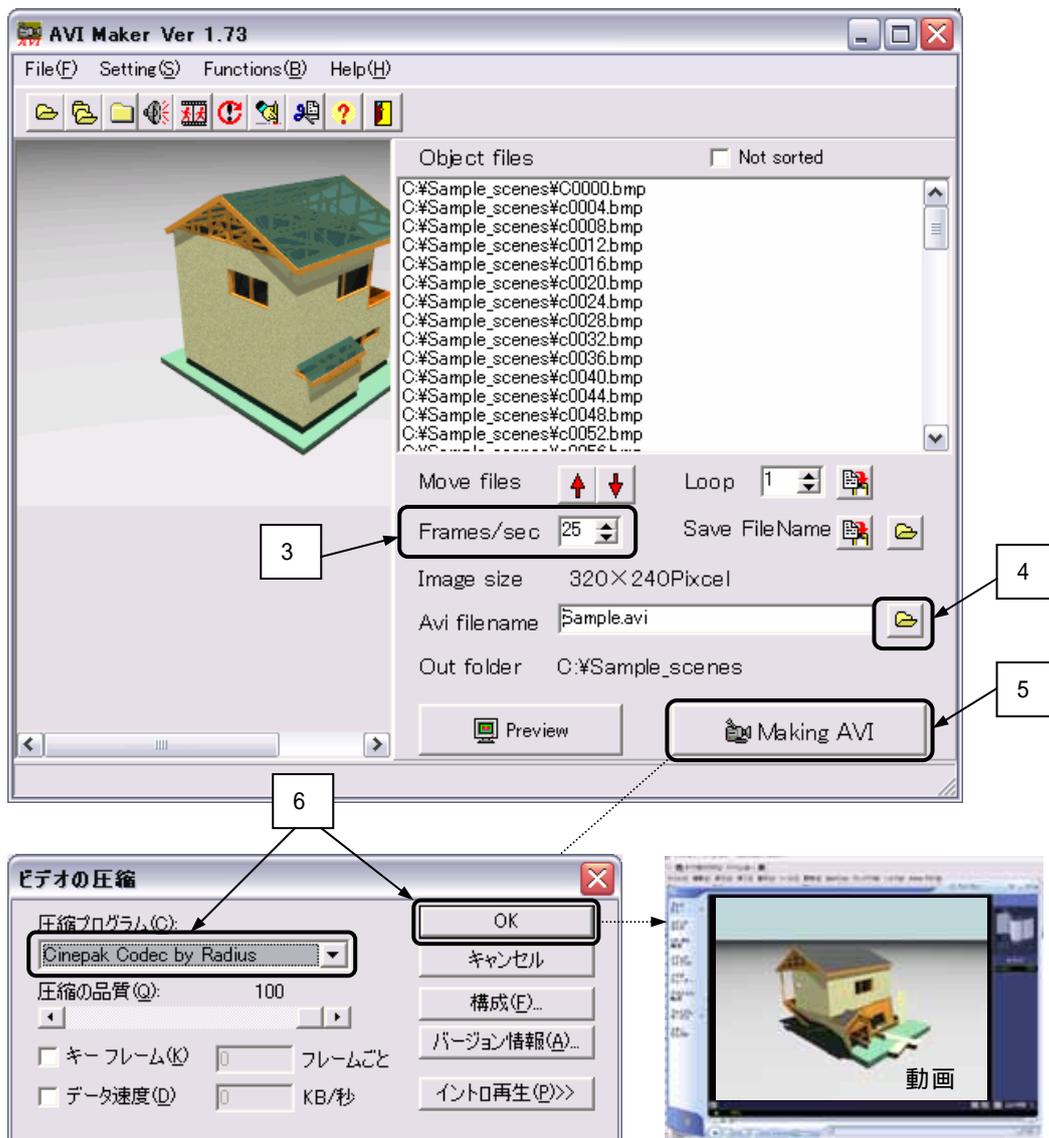


図 42 動画の生成画面

(d) 結論ならびに今後の課題

- 1) 本年度の木造建物震動台実験に対応する倒壊解析シミュレーションを行った。実験前の事前解析では解析モデル重量および入力波は昨年度と同じとした。復元力特性については昨年度の設定をもとに、本年度の試験体が新築状態であることを考慮して修正した。また、金物補強を有する柱端接合部の復元力特性について、実際に使用する金物を用いた接合部の引張実験結果に基づいて再設定した。また、RC基礎梁および模擬地盤に対応できるように解析モデルを更新した。解析の結果、無補強試験体は倒壊、補強試験体は不倒壊の可能性が高いが、いずれの試験体も倒壊・不倒壊を断言することはできなかった。実験後の事後解析では、解析結果が実験結果に適合することを条件として水平耐力要素、RC基礎梁、模擬地盤の復元力特性を妥当と考えられる範囲で調整したが、本報告書作成時点までの検討では十分な適合性を確認することはできなかった。実験では試験体に大きな捩れ応答が生じたのに対して解析ではほとんど捩れ応答が生じていないことがその主原因と考えられることを、等価1自由度系縮約法を用いた検討を介して指摘した。
- 2) 昨年度の倒壊応答解析結果は実験結果に良好に一致した。この点から、昨年度設定した既存木造住宅に対する復元力特性は信頼性が高く、当面これを倒壊応答解析に用いる標準的な復元力特性とすることが妥当と考えられる。
- 3) 入力データ作成プログラムおよび解析結果アニメーション作成プログラムの初期バージョンを作成し、それらと倒壊応答解析プログラム間の授受データなどのアプリケーションの全体構成を示すとともに、入力データ作成プログラムおよび解析結果アニメーション作成プログラムの操作方法を概説した。
- 4) 今後の課題として次のものが挙げられる。

復元力特性データの精度向上と拡充

昨年度までに設定した筋かい壁、モルタル壁、木ずり壁、柱梁架構、および柱脚・柱頭接合部の倒壊解析用復元力特性については精度が確認されたが、その根拠は一つの震動台実験への適合性のみである。また、仕様も昨年度試験体に用いたものに限定される。上述のように、本年度実験に対しては捩れ応答の再現性が不十分であることを推定主原因として、解析結果は実験結果に適合していない。捩れ応答の再現性も結局は復元力特性の精度に依存する。倒壊解析プログラムの用途拡大のためには、広範な仕様に対する復元力特性の特定が望まれる。今後の検討による本年度試験体の復元力特性の特定、およびその他の実験的研究による復元力特性データの蓄積を待つて復元力特性の精度向上と拡充を図る必要がある。

解析アプリケーションの利用促進

本年度構築した解析アプリケーションは特に入力データ生成プログラムにおいて機能が限定されており、限られた形状・部材配置にのみ対応可能である。また、アプリケーションとしての使い勝手について改良の余地を残している。本アプリケーションの利用促進のためにはこれらの課題を解決する必要がある。

(e) 引用文献

- 1) 文部科学省研究開発局，防災科学技術研究所：大都市大震災軽減化特別プロジェクト
震動台活用による構造物の耐震性向上研究，平成 14 年度成果報告書，pp.515-549，平成 15 年 4 月
- 2) 文部科学省研究開発局，防災科学技術研究所：大都市大震災軽減化特別プロジェクト
震動台活用による構造物の耐震性向上研究，平成 15 年度成果報告書，pp.538-579，平成 16 年 5 月
- 3) 文部科学省研究開発局，防災科学技術研究所：大都市大震災軽減化特別プロジェクト
震動台活用による構造物の耐震性向上研究，平成 16 年度成果報告書，pp.607-648，平成 17 年 5 月
- 4) 文部科学省研究開発局，防災科学技術研究所：大都市大震災軽減化特別プロジェクト
震動台活用による構造物の耐震性向上研究，平成 17 年度成果報告書，pp.263-311，平成 18 年 5 月
- 5) 倉本 洋：多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測，
日本建築学会構造系論文集，第 580 号，pp.61-68，2004.6
- 6) 国土交通省，建築研究所，日本建築センター：木質複合建築構造技術の開発，平成 15
年度報告書，構造分科会，pp.314-347，平成 16 年 3 月

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
三宅辰哉 河尻 出 腰原幹雄 五十田博	既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究、その 11 実大震動台実験結果(解析による倒壊挙動追跡)	2003 年度日本建築学会大会、学術講演会	平成 15 年 9 月 7 日
Tastuya MIYAKE Chikahiro MINOWA Mikio KOSHIHARA Isao SAKAMOTO	A Collapsing Behavior of Timber Structure House Subjected to Seismic Motion	2003 Pan-Pacific Symposium for Earthquake Engineering Collaboration, NIED	平成 15 年 10 月 2 日
三宅辰哉 河尻 出	新耐震以前の木造住宅を対象とした震動台実験、その 3 解析による倒壊挙動の追跡	2003 年度日本地震工学会大会	平成 15 年 11 月 11 日
三宅辰哉 河尻 出 五十田博 腰原幹雄	新耐震基準以前の仕様による木造住宅の地震時破壊挙動、その 3 数値解析による倒壊挙動の追跡	第 7 回木質構造研究会技術発表会	平成 15 年 12 月 4 日
Tastuya MIYAKE Mikio KOSHIHARA Hiroshi ISODA Isao SAKAMOTO	An Analytical Study on Collapsing Behavior of Timber Structure House Subjected to Seismic Motion	13 th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada	平成 16 年 8 月
河尻 出 三宅辰哉 腰原幹雄	既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究、その 28 倒壊事例に基づ	2004 年度日本建築学会大会、学術講演会	平成 16 年 8 月

五十田博	く倒壊応答解析理論の拡張		
三宅辰哉 河尻 出 腰原幹雄 五十田博	既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究、その 29 拡張された倒壊応答解析理論による試行解析	2004 年度日本建築学会大会、学術講演会	平成 16 年 8 月
三宅辰哉 河尻 出 腰原幹夫 箕輪親宏	既存木造住宅の耐震性能の把握と補強建物の評価、その 4 数値解析による既存木造住宅の倒壊挙動の予測	2004 年度日本地震工学会大会	平成 16 年 1 月 12 日
三宅辰哉 河尻 出 腰原幹雄 五十田博	既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究、その 49 倒壊応答解析に関する研究経緯と今後の展望	2005 年度日本建築学会大会、学術講演会	平成 17 年 8 月
河尻 出 三宅辰哉 腰原幹雄 五十田博 槌本敬大 箕輪親宏	軸組構法木造住宅の地震倒壊応答解析に関する研究、新潟中越地震記録を用いた既存木造住宅の倒壊解析例	2005 年度日本建築学会大会、学術講演会	平成 17 年 8 月
三宅辰哉	実大震動実験と時刻歴応答解析	建築技術, No.675	平成 18 年 4 月
三宅辰哉 腰原幹雄 五十田博 槌本敬大 箕輪親宏	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験、その 11 震動台実験に対応する倒壊解析	2006 年度日本建築学会大会、学術講演会	平成 18 年 8 月
三宅辰哉	地震時の木造住宅の倒壊過程を可視化する	日本建築学会、建築雑誌、Vol.121, No.1550	平成 18 年 8 月
Miyake Tatsuya Minowa Chikahiro Isoda Hiroshi Koshihara Mikio Tsuchimoto Takahiro Sakamoto Isao	A Collapsing Response Analysis of Existing Wood House Subjected to Seismic Motion	9 th World Conference on Timber Engineering, Portland, OR, USA	平成 18 年 8 月
三宅辰哉 腰原幹雄 五十田博 槌本敬大 箕輪親宏	地震動による木造住宅の倒壊シミュレーション	建築防災、2006.9	平成 18 年 9 月
三宅辰哉 腰原幹雄 五十田博 槌本敬大 箕輪親宏	E-ディフェンスにおける既存木造住宅の振動台実験および倒壊応答解析	第 7 回日中建築構造技術交流会	平成 18 年 10 月

三宅辰哉 腰原幹雄 五十田博 槌本敬大 箕輪親宏	実大三次元震動台を活用した既存木造住宅の耐震性向上に関する研究、その3振動台実験に対応する倒壊解析	第12回日本地震工学シンポジウム	平成18年11月
三宅辰哉 河尻 出 腰原幹雄 五十田博 槌本敬大 箕輪親宏	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験、その25解析による実験結果の予測・分析	2007年度日本建築学会大会、学術講演会	平成19年9月 (投稿中)

(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
倒壊応答解析入力データ生成プログラム	木造建物の倒壊応答解析プログラムの入力データを図化イメージデータから生成する

3) 仕様・標準等の策定

なし

