

3.2 鉄筋コンクリート建物実験

3.2.1 鉄筋コンクリート建物の3次元動的破壊実験

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カ年の年次実施計画
- (e) 平成16年度業務目的

(2) 平成16年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の成果
 - 1) 実験概要
 - 2) 実験結果の概要
- (c) 結論ならびに今後の課題
- (d) 引用文献
- (e) 成果の論文発表・口頭発表等
- (f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

(3) 平成17年度業務計画案

(1) 業務の内容

(a) 業務題目：鉄筋コンクリート建物の三次元動的破壊実験

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター	客員研究員	壁谷澤寿海	kabe@eri.u-tokyo.ac.jp
	研究員	松森 泰造	taizo@bosai.go.jp
	研究員	加藤 敦	kato@bosai.go.jp
	特別研究員	陳 少華	sh_chen@bosai.go.jp
東京大学大学院工学系研究科	大学院生	金 鎮坤	jingon@ eri.u-tokyo.ac.jp

(c) 業務の目的

既存の大型一次元振動台および実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）により鉄筋コンクリート建物の震動破壊実験を行い、構造物の三次元地震応答性状と破壊メカニズムの解明を行う。

(d) 5ヵ年の年次実施計画

1) 平成14年度：

耐震壁単体の1/3縮小モデル試験体2体の1方向振動台実験により、以下の知見が得られた。(1)従来の耐力および靱性評価式による計算でせん断破壊先行と予想した試験体が、曲げ降伏後のせん断破壊型に至った。最大耐力も、各評価式による予測値を大きく上回った。(2)曲げ降伏先行型と予想した試験体では、最大耐力は計算値とほぼ対応したが、継続時間の長い入力波の影響により、実験による終局変形角は計算値を下回った。

2) 平成15年度：

耐震壁の基礎浮き上がりの影響を明らかにするために、基礎固定型および基礎浮き上がり回転型という2種類の耐震壁フレーム構造の1/3縮小モデルの1方向振動台実験を行った。耐震壁が負担する水平力の負担割合は、基礎固定型で70%以上、基礎浮き上がり型で50%未満であり、最上階の最大応答変位は基礎浮き上がり型が1.5倍程度大きかった。現実の構造物では基礎完全固定は想定しがたく、振動台実験において、基礎の支持条件を正確に模擬することが重要であることがわかった。

3) 平成16年度：

前2年度と同様に既存の大型1次元振動台にて、鉄筋コンクリート立体フレーム構造の1方向振動台実験を行う。試験体は、平成17年度にE-ディフェンスで行う予定の実大6層試験体の1/3縮小モデルとする。

4) 平成17年度：

E-ディフェンスにより、実大鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験を実施する。試験体は、1970年代建設を想定した6層連層耐震壁フレーム構造とする。特に、

連層耐震壁の強度と変形能に着目し、構造物が崩壊に至るまでの過程を解明する。

5) 平成18年度：

E-ディフェンスにより、実大鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験を実施する。前年度と同規模の試験体を予定し、耐震補強を主眼とし、耐震補強の効果について明らかにする。

(e) 平成16年度業務目的

平成17年度にE-ディフェンスにて行う予定の実大試験体の1/3縮小モデルの1方向振動台実験を行い、実大実験の予備実験として、振動台実験手法に関する技術を蓄積するとともに、鉄筋コンクリート壁フレーム構造の崩壊までの破壊過程の把握し、強度と変形能について検証する。

(2) 平成16年度の成果

(a) 業務の要約

平成17年度にE-ディフェンスにて行う予定の実大試験体とほぼ同形の鉄筋コンクリート造6層耐震壁フレーム構造の1/3縮小モデルの1方向振動台実験を行った。試験体は、連層耐震壁の壁脚曲げ降伏先行の全体降伏機構を設定した。地震波入力加振において、連層耐震壁の1層脚部の曲げ降伏後、耐震壁が1層でせん断破壊し、さらに大きな加振において1層層崩壊に至った。全体降伏機構を設定しても、最終的には脆性的な層崩壊に至ることが実証された。最大耐力は設計値の1.6倍であり、連層耐震壁を含む構造物の強度と変形能の評価には、今後、検討の余地がある。

(b) 業務の成果

1) 実験概要

a) 試験体

試験体は、6階建て鉄筋コンクリート建築構造物の1/3縮小モデルである。柱スパンは、長手X方向が2.0mの3スパン、直交方向が2.0mの2スパンからなる。振動台実験は、防災科学技術研究所のつくばの大型耐震実験施設（1次元振動台）を用い、X方向を加振方向とする。試験体の概要を図1に、基準階床伏図を図2に示す。

試験体は、1層柱以上の上部構造とそれより下の基礎部で構成される。階高は各層とも1.0mであり、1層柱脚から最上階までの高さは6.0m、基礎部を含む総高さは6.69mである。上部構造の軸組図を図3に、基礎部立面図を図4に、基礎部切り出し立体図を図5に示す。

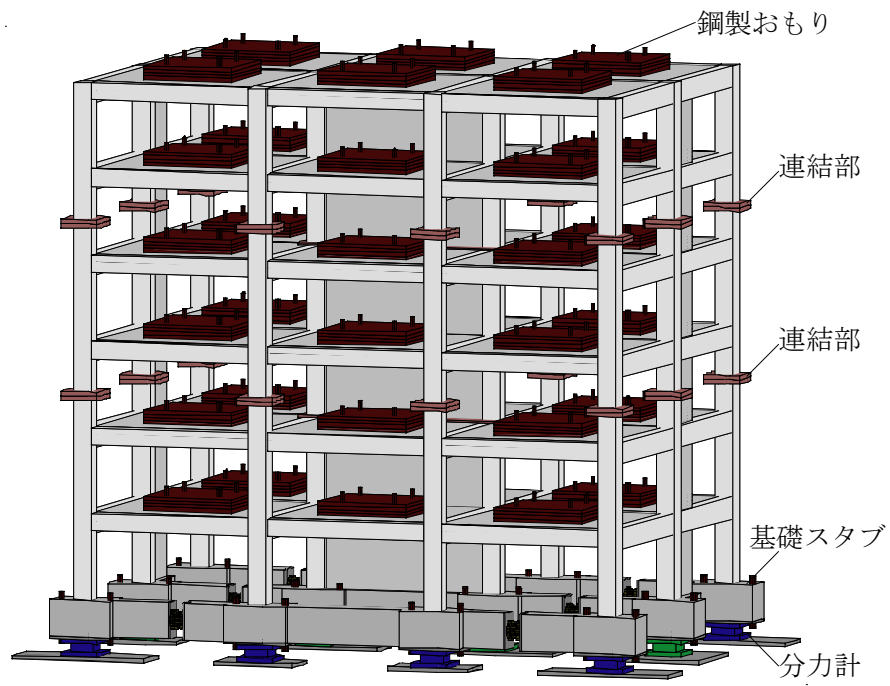


図1 試験体の概要図

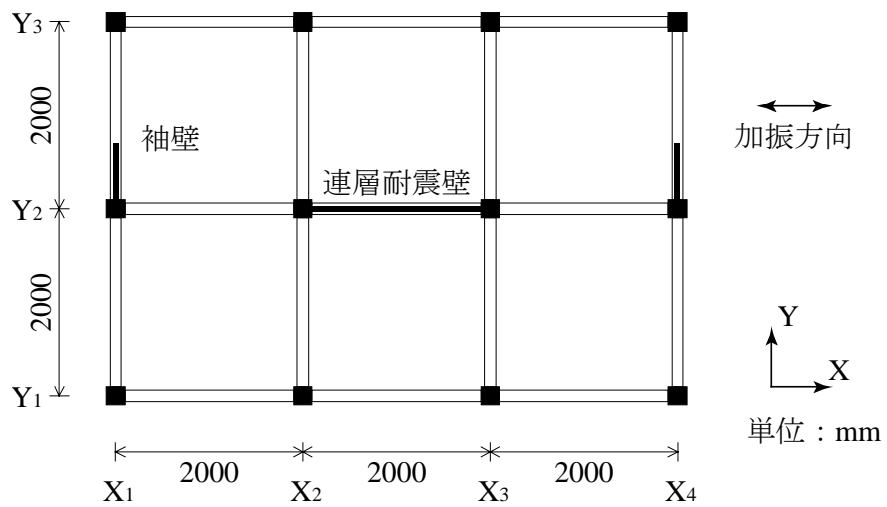


図2 基準階床伏図

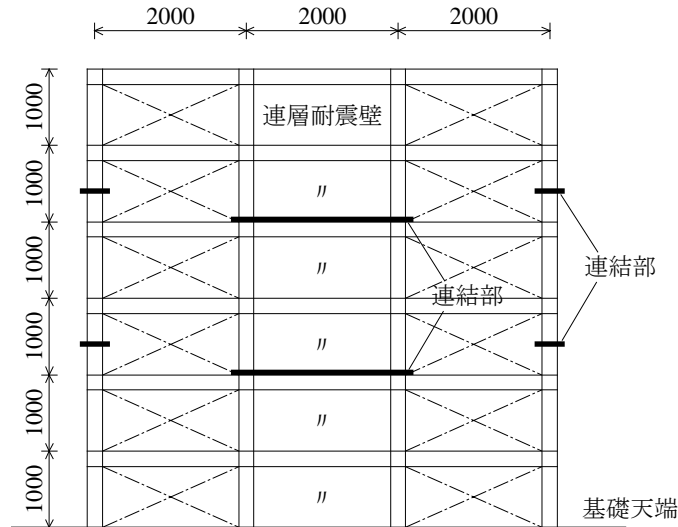


図3 Y₂通り軸組図

i) 上部構造

加振方向であるX方向の3構面のうち、側構面(Y₁, Y₃通り)が純ラーメン構造であり、中構面(Y₂通り)は中央X₂-X₃間に連層耐震壁(厚さ60mm)を含むラーメン構造である。Y方向は全構面とも純ラーメン構造であるが、X₁Y₂柱およびX₄Y₂柱には袖壁(厚さ60mm、幅300mm)が取り付けく。

柱断面は全層全柱とも200×200mmである。連層耐震壁の側柱であるX₂Y₂柱およびX₃Y₂柱では、主筋を4-D10+4-D6(D10を隅角部に配する)(全鉄筋比 $p_g=1.03\%$)、横補強筋を2-D4@40mm(横補強筋比 $p_w=0.31\%$)とした。1層耐震壁の側柱についてのみ、曲げ変形性能の向上のために、さらに中子筋1-D4@80mm(合計 $p_w=0.39\%$)を加えた。連層耐震壁の側柱以外の柱では、主筋を8-D10($p_g=1.43\%$)、横補強筋を2-D4@40mm($p_w=0.31\%$)とした。

梁断面は、一般的な梁では140×200mm、後述の連層耐震壁の連結部の直下となる梁(3、5階のY₂通りX₂-X₃間)では240×200mm、X₁通りおよびX₄通りの梁では150×250mmである。一般的な梁では、主筋を上端、下端ともに2-D10(引張鉄筋比 $p_t=0.51\%$)、横補強筋を2-D4@80mm($p_w=0.22\%$)とした。

連層耐震壁では、壁板の厚さを60mm、壁筋は縦横ともD4@120mmを千鳥にダブル配筋(せん断補強筋比 $p_s=0.35\%$)とした。

床スラブは、厚さを100mm、上端、下端ともD6@100mmとした。下端筋は梁内には定着していない。床スラブ厚は1/3スケールではない。

ii) 試験体の分割製作

振動台の使用可能期間と天井クレーンの定格荷重30tonfの制限により、試験体は実験施設の屋外で製作し、3分割して移動し、振動台上で再組立てした。

分割は3層と5層で行い、単独柱および袖壁付き柱はクリア高さの1/2点で分割し、連層耐震壁は脚部で分割した。分割面の上下で、あらかじめ鋼板を柱主筋あるいは壁筋に溶

接取り付けしておき、鋼板同士を切り離すかボルト接合することにより、試験体の分割、連結を可能とした。耐震壁の壁板部については、壁脚で壁筋に溶接して接合した鋼板と、その下部にくる梁の底面に置いた鋼板を、梁を挟み込む形でボルト接合させた。ボルトのための貫通孔を設けるために、分割部の下部となる3階梁および5階梁では幅240mmと広い。鋼板との溶接部の破断を防止するため、溶接部近傍では柱主筋、壁筋の本数を増やし、溶接部補強筋とした。溶接部補強筋は、柱では8-D10、長さ150mmであり、耐震壁パネル部ではD4@60mm千鳥配置、長さ120mmである。

iii) 基礎の詳細

振動台からの反力を計測するために、基礎下には12個のロードセル（うち8個は3分力計、4個は2分力計）を設置した。すなわち、各柱の下に700(X)×410(Y)×425(H)mmの基礎スタブを設け、その下にロードセルを設置した。

まず、振動台上にねじ切り加工済みの厚さ40mmの鋼板PL-40を敷き、振動台取付け用M51ボルト4本で締め付ける。その上にロードセルを設置し、鋼板PL-40とロードセル底板をM24高力ボルト16本で緊結する。ロードセルの上にねじ切り加工済みの厚さ25mmの鋼板PL-25を置き、ロードセル天板と鋼板PL-25をM24高力ボルトで緊結する。鋼板PL-25の上に基礎スタブを載せ、基礎スタブと鋼板PL-25底面を2本のネジ節PC鋼棒（呼び径32）を緊張して一体化する。2本のPC鋼棒の距離は500mmである。さらに、鋼板PL-25の上面の両端には突起部を設けておき、突起部と基礎スタブの隙間をモルタル注入することにより、基礎スタブおよび鋼板PL-25間のせん断ずれを防ぐ。

基礎スタブのY軸回りの回転を抑制するために、X方向に並ぶ4個の基礎スタブは基礎梁で連結した。基礎梁の断面は240×425mmである。基礎下にロードセルを設置した理由の一つは、X方向3構面それぞれの分担せん断力を分離することであり、基礎スラブとY方向の基礎梁を設けないことにした。X1-X2間およびX3-X4間の基礎梁の中央付近にはロードセル（2分力計）を1台ずつ合計6台設置した。

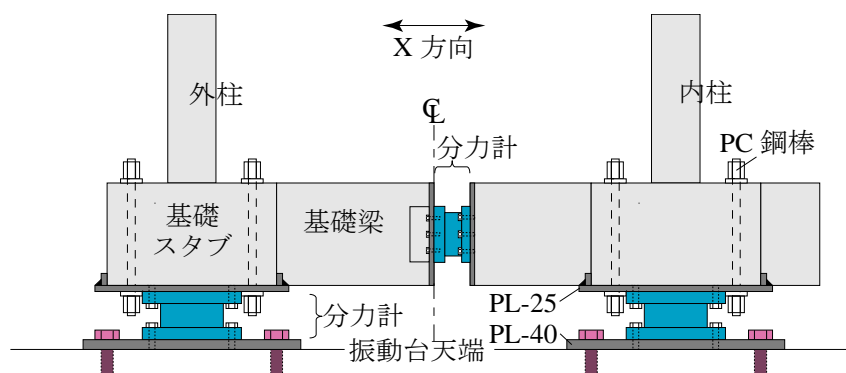


図4 基礎部立面図

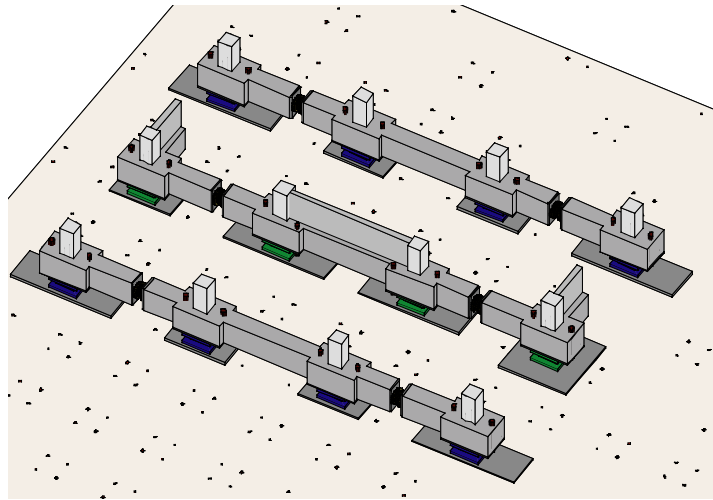


図5 基礎部切り出し立体図

iv) 各階の質量

1/3 縮小模型における応力度および加速度が原型と等しくなるための質量（重量）および時間に関する相似比は、それぞれ $1/9$ 、 $1/\sqrt{3}$ である。質量に関する相似比を満足させるために付加質量が必要となる。そこで、スラブを厚目に製作し（厚さ 100mm）、さらに、各階床の各スパン中央に鋼製のおもり（主に、幅 1,000×奥行 1,000×高さ 320mm）を設置した。鉄筋コンクリート躯体および鋼製おもりの体積の計算値に対して、密度 2.3 および 7.86 をそれぞれ乗じて算出した各階の質量は 22.78～24.3 ton となり、基礎ロードセルより上の基礎スタブおよび基礎梁も含む総質量は 148.6 ton になる。ここで、柱および壁は、内法高さの中央より上を上階の質量、下を下階の質量としている。

b) 試験体の設計

X方向では、耐震壁脚部、境界梁端、各階梁端および1層柱脚に曲げ降伏ヒンジを想定する全体降伏機構を設定した。降伏を計画する部材の強度は、部材の剛性を低下させた線形応力解析（ベースシア係数 0.45、層せん断力の分布係数 A_i ）による応力程度とした。線形解析における部材の剛性低減率は耐震壁脚部と各階梁で 0.3 とし、1層柱脚で 0.7 とした。Y方向では、各階梁端および1層柱脚に曲げ降伏ヒンジを設定し、ベースシア係数を 0.30 とした。

層せん断力の分布係数を A_i とした非線形解析によるX方向の層せん断力－層間変位関係を図6に示す。柱、梁は材端塑性バネモデルとし、復元力特性はトリリニア型とした。耐震壁は上下の梁を剛とし、側柱を軸方向バネ、パネル部をビームモデルにモデル化した。ベースシア係数 0.3 程度で1層の耐震壁の側柱が引張降伏し、その後、圧縮側柱および純フレーム部材の抵抗により耐力が上昇し、ベースシア係数は最大 0.44 程度であった。最大ベースシア時に、1層における連層耐震壁のせん断力が層せん断力全体に占める割合は 58.8% であり、広沢式²⁾によるせん断強度に対するせん断余裕度は 1.35 であった。

弾性1次固有周期は 0.168 秒であった。

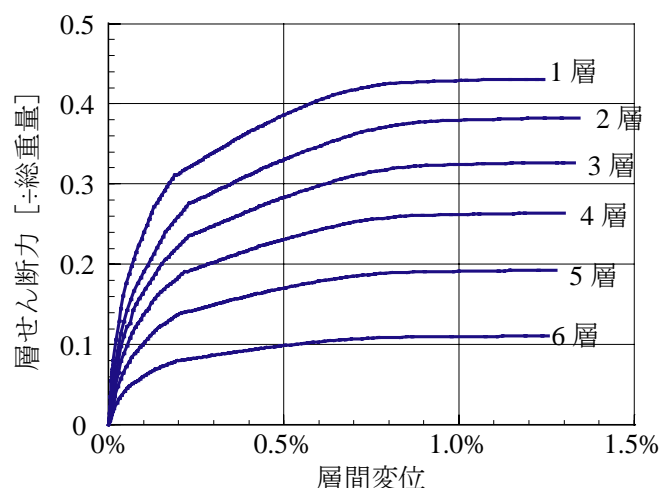


図6 非線形解析結果

c) 材料強度

コンクリートは下層部から順に9回に分けて打設した。設計基準強度はいずれも 21 N/mm^2 である。加振日（後述の加振5実施日）のコンクリートの材齢は79~138日であった。各打設に対して6本ずつのテストピースを採取して、加振15日前および15日後に3本ずつの圧縮強度試験を行い、合計6本の平均値を表1に示している。1層柱から2階床までのコンクリートに対してのみヤング係数の試験と割裂引張強度試験を行い、その結果はそれぞれ 26.2 kN/mm^2 、 2.95 N/mm^2 であった。

鉄筋の材料特性を表2に示す。D10のみ明瞭な降伏棚を示し、D6およびD4は0.2%オフセット応力度を降伏点応力度とした。

表1 コンクリートの材料特性

部位	圧縮強度	加振日材齢
最上階まで	25.7 N/mm^2	78日
6階床まで	33.7 N/mm^2	89日
5階柱半分	24.7 N/mm^2	96日
5階床まで	30.2 N/mm^2	99日
4階床まで	29.8 N/mm^2	106日
3層柱半分	21.3 N/mm^2	113日
3階床まで	26.3 N/mm^2	117日
2階床まで	33.0 N/mm^2	126日
基礎	33.1 N/mm^2	138日

表2 鉄筋の材料特性

呼び名	材質	降伏点応力度	ヤング係数
D10	SD295A	350 N/mm^2	179 kN/mm^2
D6	SD295A	348 N/mm^2	178 kN/mm^2
D4	SD295A	408 N/mm^2	200 kN/mm^2

d) 計測計画

振動台テーブル内の試験体外部に設置した鉄骨計測架構に対する各階床の水平変位、各層の層間変位、部材端部の曲率、鉄筋のひずみ、基礎に設置したロードセルの軸力およびせん断力、各階床の重心位置の絶対加速度など、合計 250 成分の計測を行った。サンプリング周波数は 1 kHz とした。集録データは、加速度については 0.05~30.0 Hz でフィルタリングし、その他は 30.0 Hz のローパス・フィルタとし、すべての集録記録が連続するよう前集録の残留値を継ぎ足した。

2) 実験結果の概要

a) 加振内容

地震波入力加振の内容を表-3 に示す。El Centro NS 波 (1940) と神戸海洋気象台 NS 波 (1995) の振幅倍率を変えて順次入力し、最終的には極大な模擬波で試験体の崩壊に至らしめた。同表には、計測された振動台テーブルの最大加速度と最大速度も合わせて示している。相似則によれば、本模型実験における加速度および速度のそれぞれ 1.0 倍、 $\sqrt{3}$ 倍が原型における加速度および速度に対応する。本実験における地震波加振は波形の再現性は必ずしも良いとは言えないが、原型換算の最大速度は概ね目標値に近い値が得られた。なお、表中に示した波形誤差は式(1)による。

$$e = (\Sigma(A_{rsp} - A_{tgt})^2 / \Sigma A_{tgt}^2) \times 100 (\%) \quad (1)$$

ここに、 A_{rsp} : 応答加速度時刻歴波形 (m/s^2)、 A_{tgt} : 目標加速度時刻歴波形 (m/s^2) である。

各地震波入力加振の前後には、ランダム波 (周波数成分 0.1~40 Hz、最大加速度 0.15 m/s^2 程度) による周波数特性把握加振を行なった。

表 3 地震波入力加振の内容

加振番号	名称 (原型目標最大速度)	目標最大加速度	計測最大加速度	計測最大速度	原型換算最大速度	波形誤差
1	El Centro NS (0.25 m/s) 1 回目	2.40 m/s^2	2.39 m/s^2	0.153 m/s	0.265 m/s	27%
2	El Centro NS (0.25 m/s) 2 回目	2.40 m/s^2	2.54 m/s^2	0.157 m/s	0.272 m/s	28%
3	El Centro NS (0.50 m/s) 1 回目	4.80 m/s^2	4.39 m/s^2	0.275 m/s	0.477 m/s	18%
4	El Centro NS (0.50 m/s) 2 回目	4.80 m/s^2	3.91 m/s^2	0.261 m/s	0.452 m/s	14%
5	神戸海洋気象台 NS (0.85 m/s)	8.10 m/s^2	9.91 m/s^2	0.517 m/s	0.896 m/s	8.5%
6	神戸海洋気象台 NS (0.67 m/s)	6.40 m/s^2	5.63 m/s^2	0.358 m/s	0.620 m/s	5.7%
7	模擬波 (1.40 m/s)	8.10 m/s^2	8.95 m/s^2	0.814 m/s	1.401 m/s	6.2%

b) 初期振動特性

ランダム波加振による振動台テーブルに対する試験体最上階の初期の応答伝達関数を図 7 に示す。基礎スタブ X₂Y₂上面の振動台テーブルに対する応答倍率もあわせて示している。

1 次固有周期は 0.199 秒 (1 次固有振動数 5.03 Hz) であり、計算値より長い。振動台へ

の設置時の吊り上げによる損傷や乾燥収縮の影響が考えられる。基礎スタブ X_2Y_2 上面の応答倍率は、15 Hz以下でほぼ1.0であり、5.03 Hzにおいては1.75である。基礎下に設置したロードセルの水平剛性は鉄筋コンクリート躯体の剛性に比べれば大きく、基本モードにおけるロードセル設置の影響は小さい。

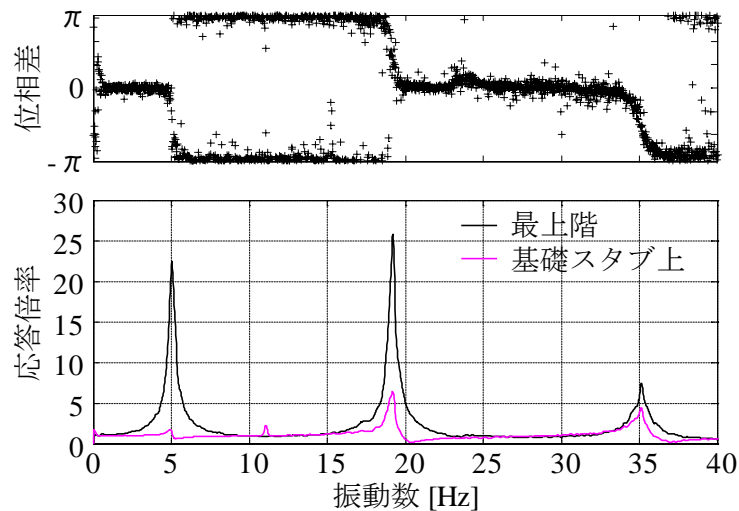


図7 ランダム波加振による伝達関数

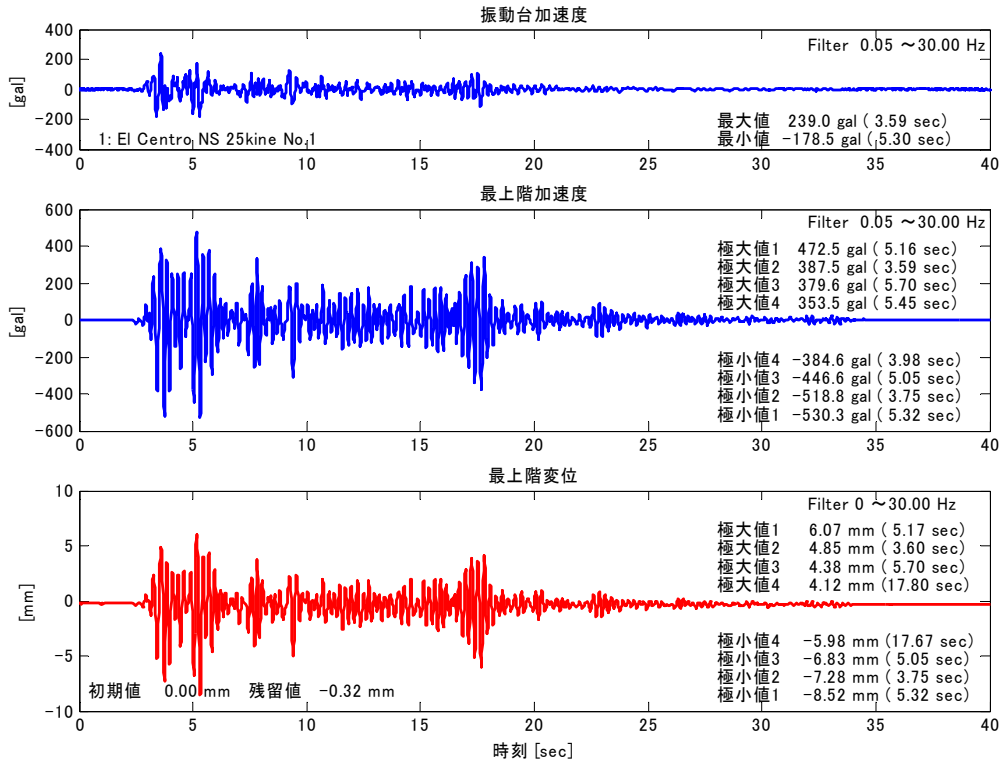
c) 最大応答変位と固有周期の変化

各地震波加振による最上階の最大応答加速度、最大応答変位、加振前のランダム波加振による1次固有周期を表4に示す。また、最上階の応答加速度および応答変位の時刻歴波形を図8に、振動台加速度の応答スペクトルと試験体の1次固有周期の関係を図9に示す。

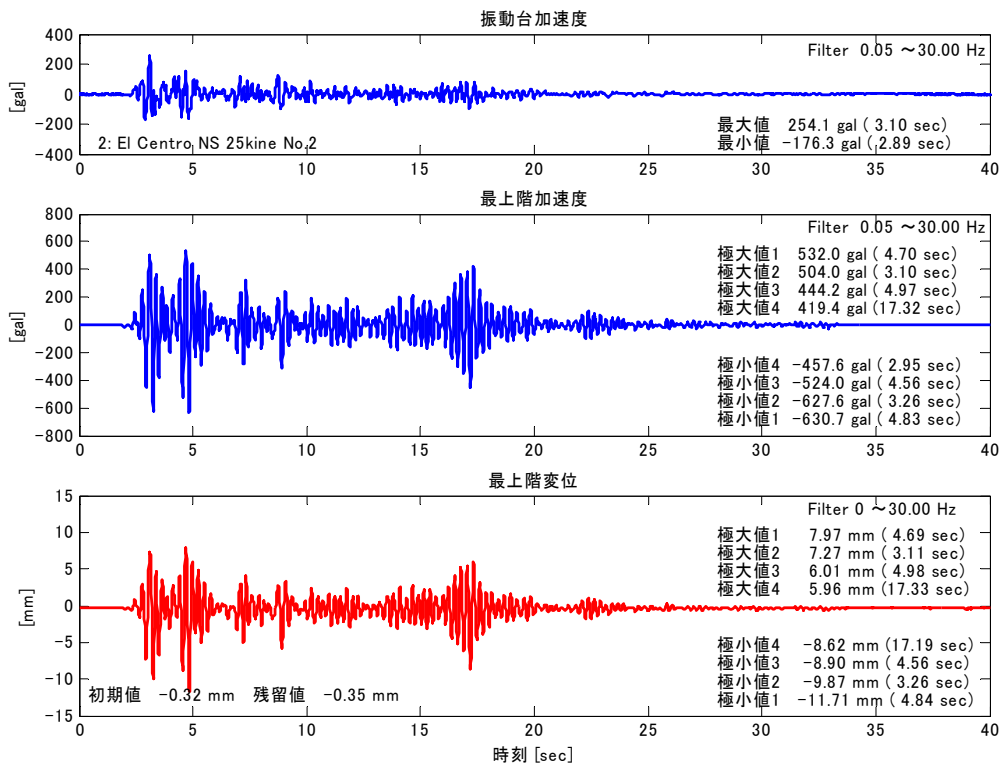
加振1から加振5まで、加振ごとに最大応答加速度および最大応答変位は増大している。加振1と加振2、加振3と加振4はそれぞれ振動台への入力命令は同一であるが、それぞれ加振2、加振4の方が最大応答は増大している。加速度応答スペクトルにおける応答のピーク点が試験体の1次固有周期よりも長いところにあることから、固有周期の増大により、2回目の加振の方が応答が増大すると考えられる。応答加速度は加振3でやや頭打ちとなるが、加振5および加振7で応答変位が増大している。

表4 最大応答と加振前の固有周期

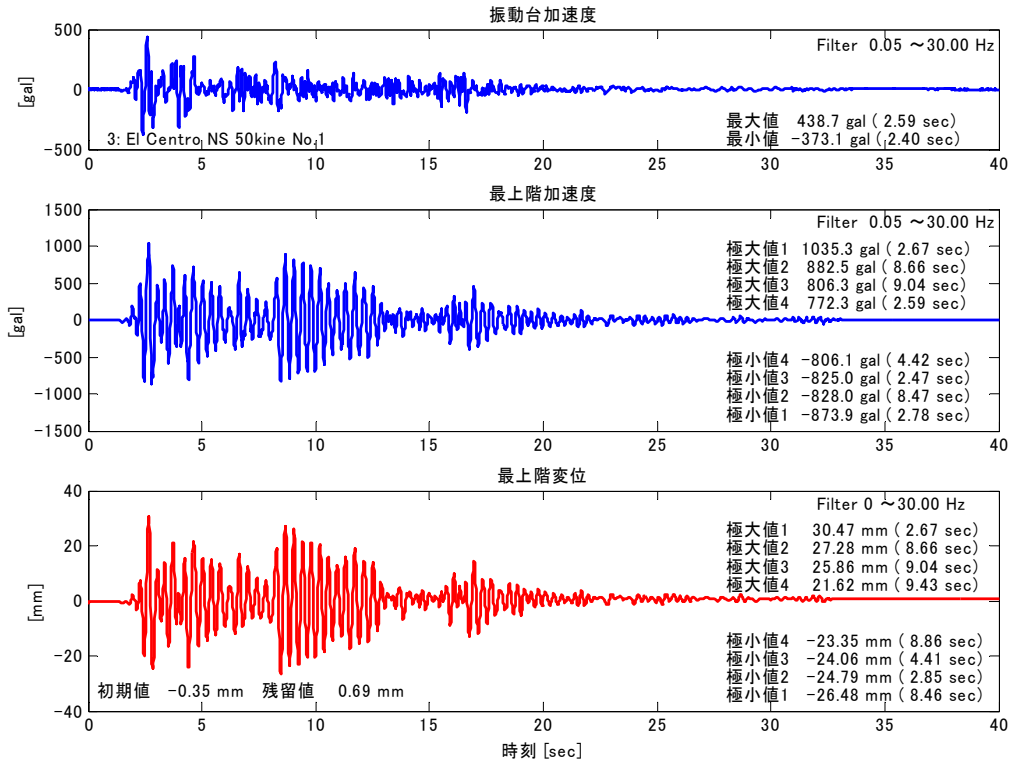
加振番号	加振前 1次固有周期	最上階最大 応答加速度	最上階最大 応答変位
1	0.199 秒	5.30 m/s ²	8.52 mm
2	0.212 秒	6.31 m/s ²	11.71 mm
3	0.218 秒	10.35 m/s ²	30.47 mm
4	0.266 秒	12.20 m/s ²	50.06 mm
5	0.291 秒	14.06 m/s ²	155.27 mm
6	0.538 秒	10.55 m/s ²	125.04 mm
7	実施せず	10.11 m/s ²	300 mm 超



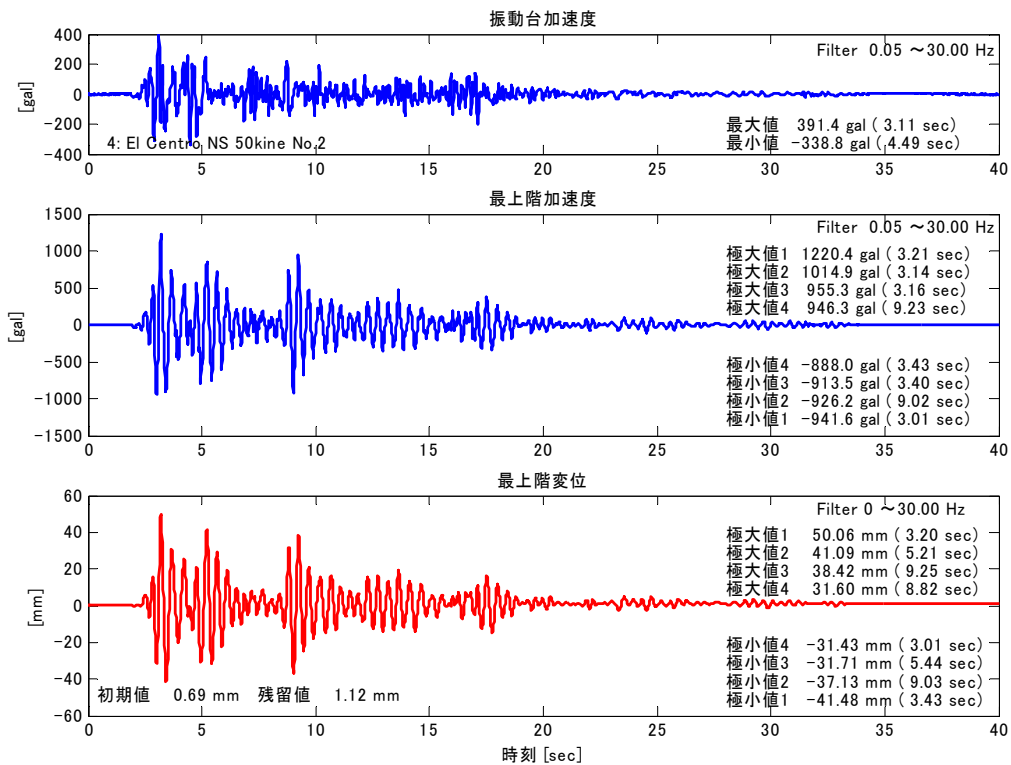
(1) 加振 1



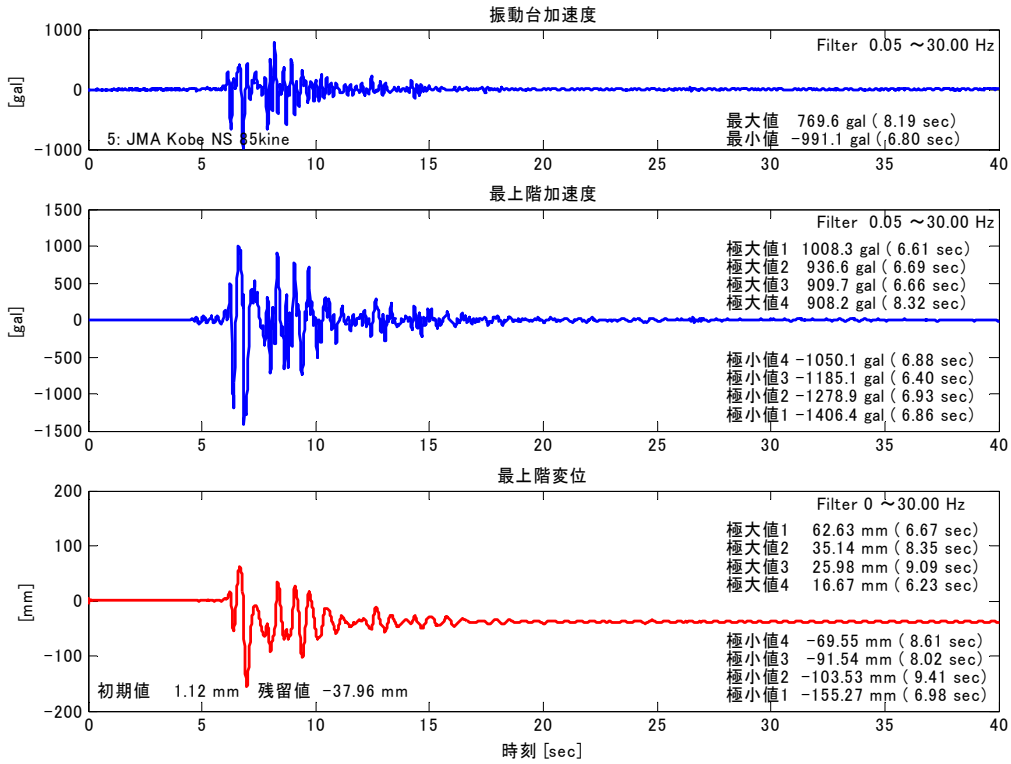
(2) 加振 2



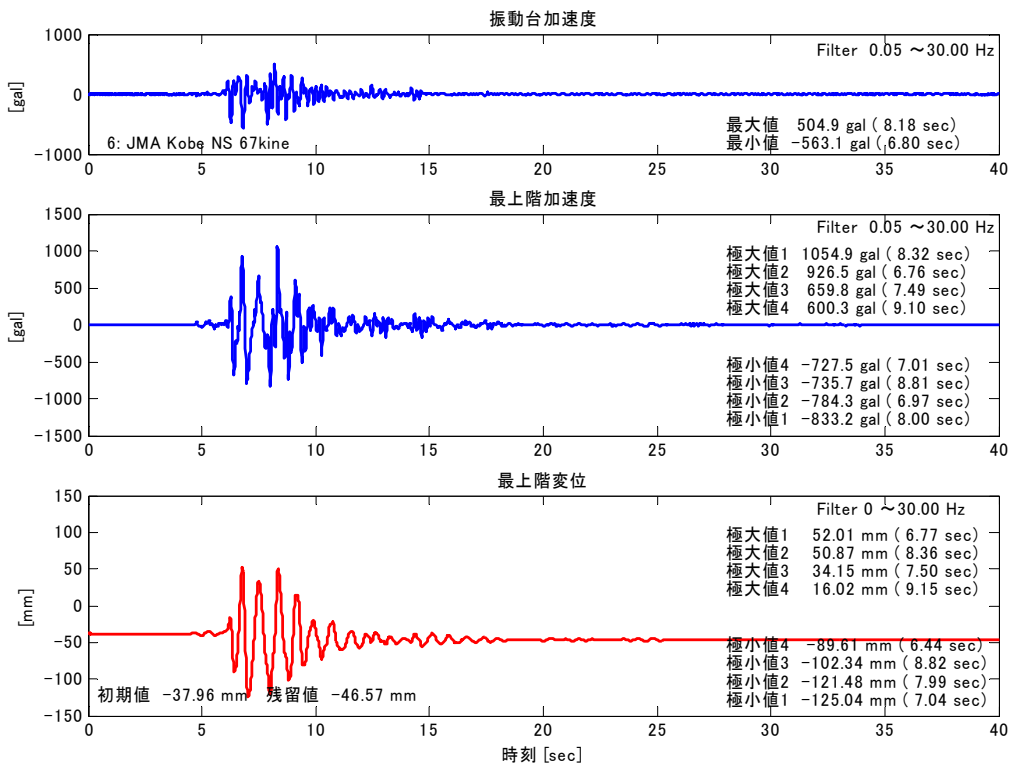
(3) 加振 3



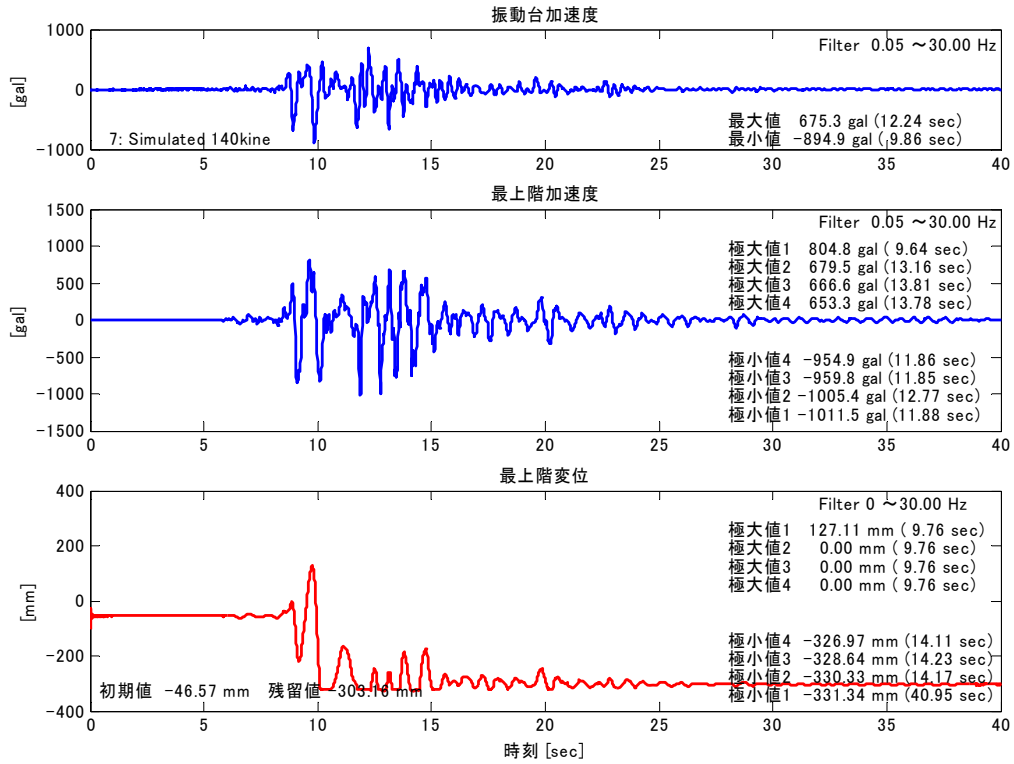
(4) 加振 4



(5) 加振 5



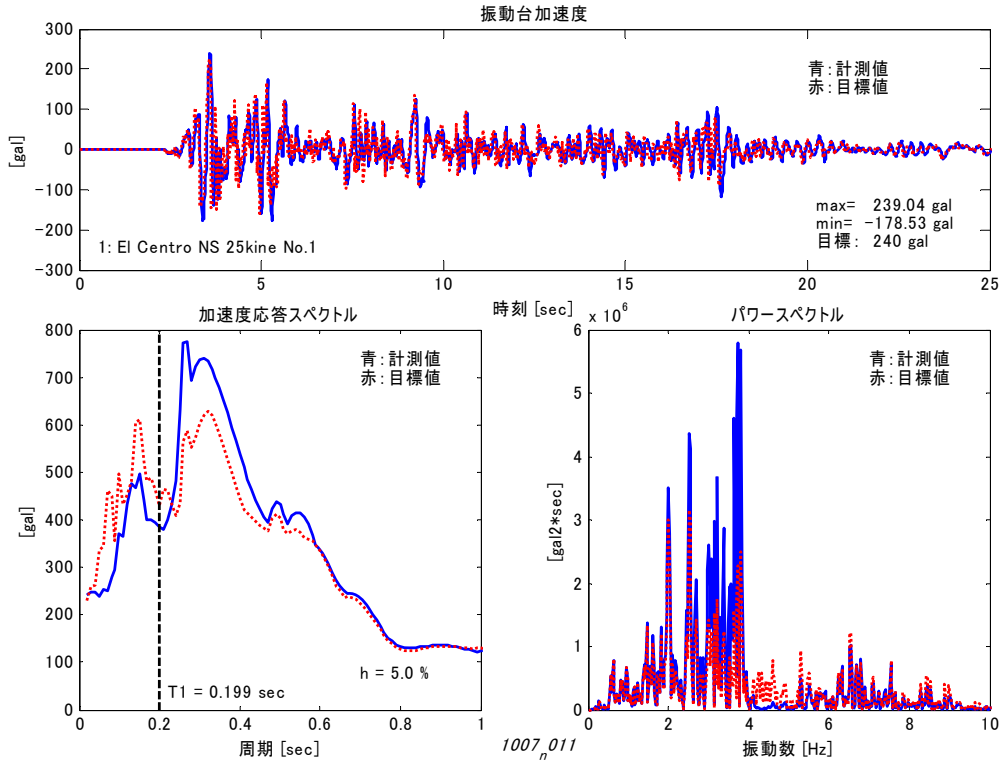
(6) 加振 6



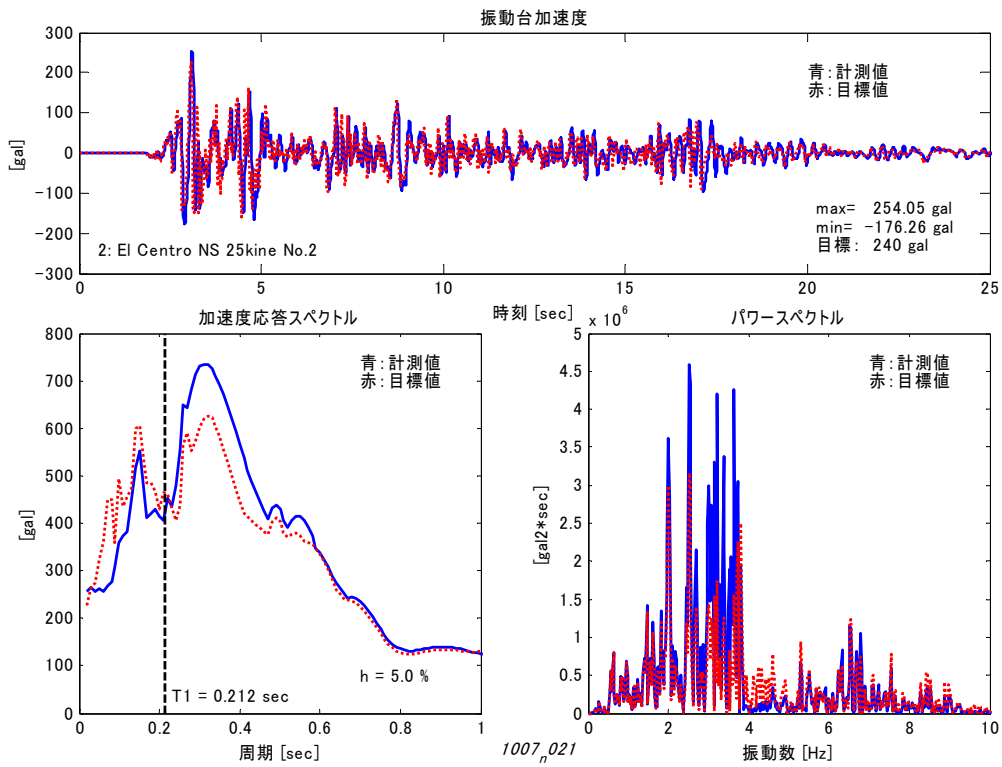
(注：最上階変位は測定範囲を超えている)

(6) 加振 6

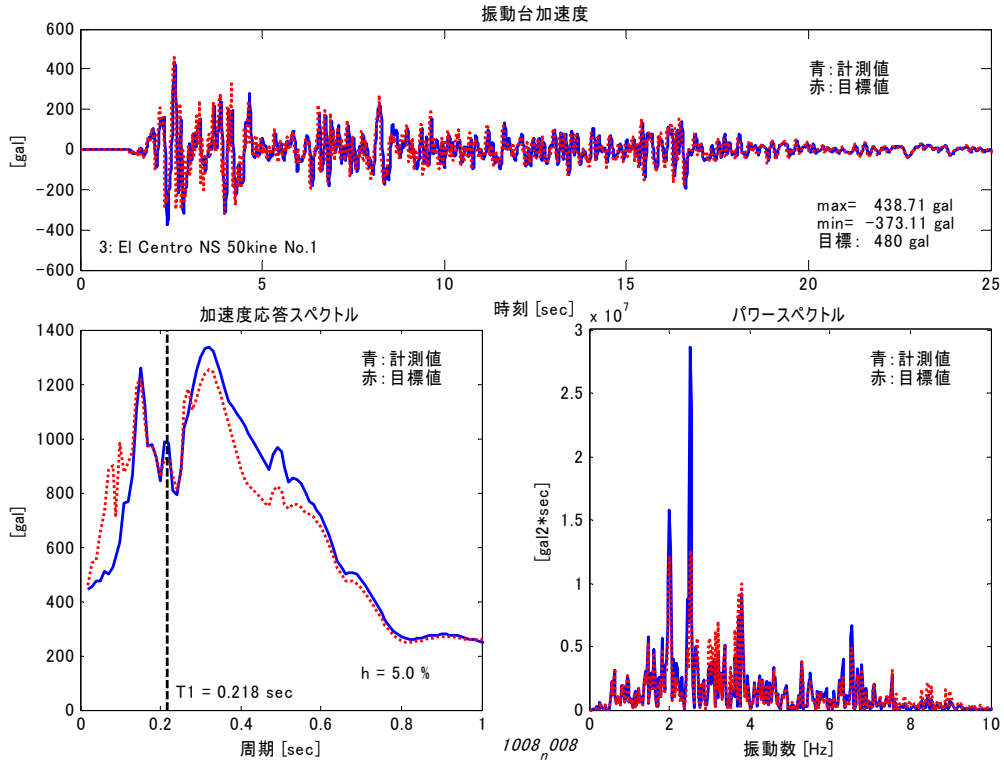
図 8 最上階の応答加速度および応答変位



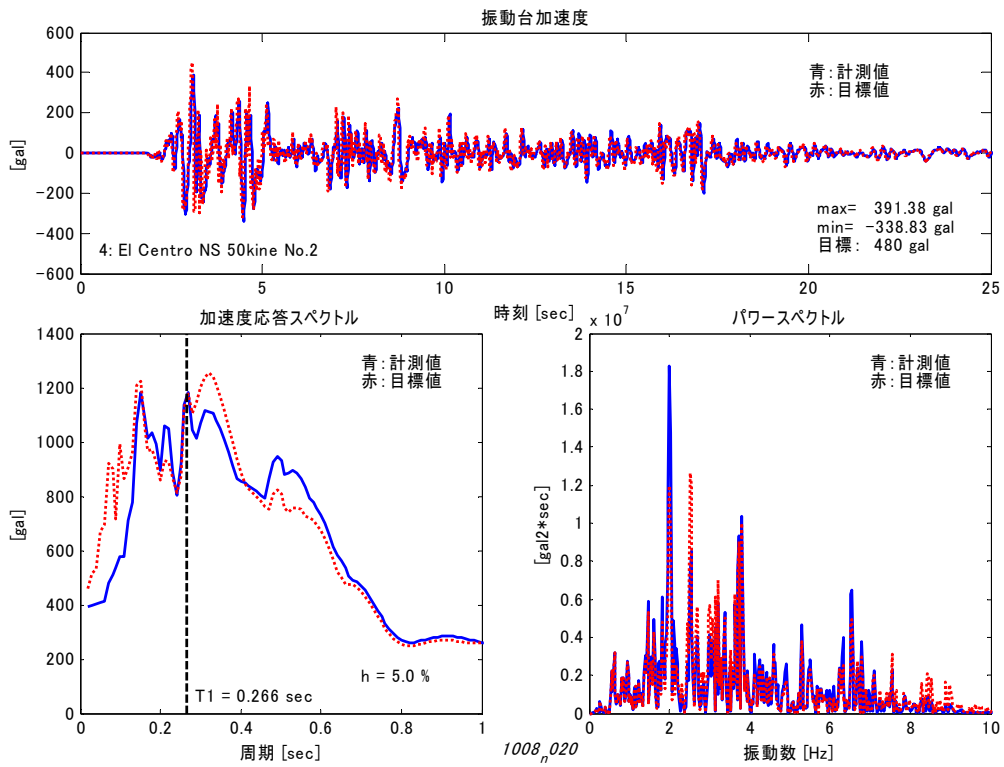
(1) 加振 1



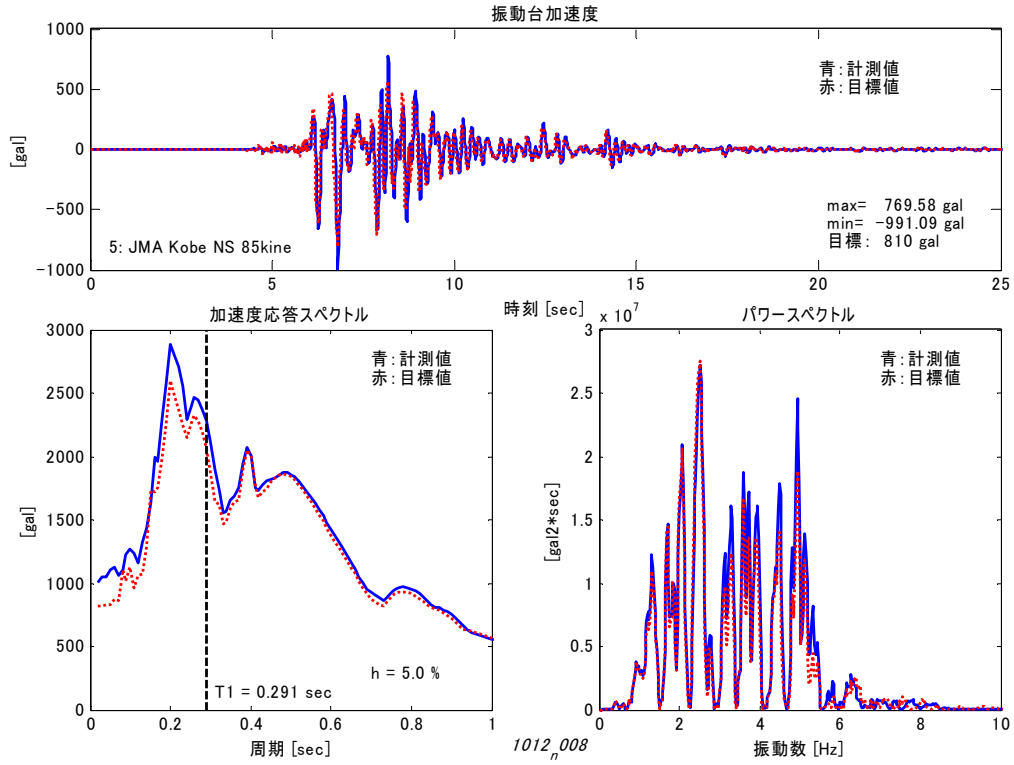
(2) 加振 2



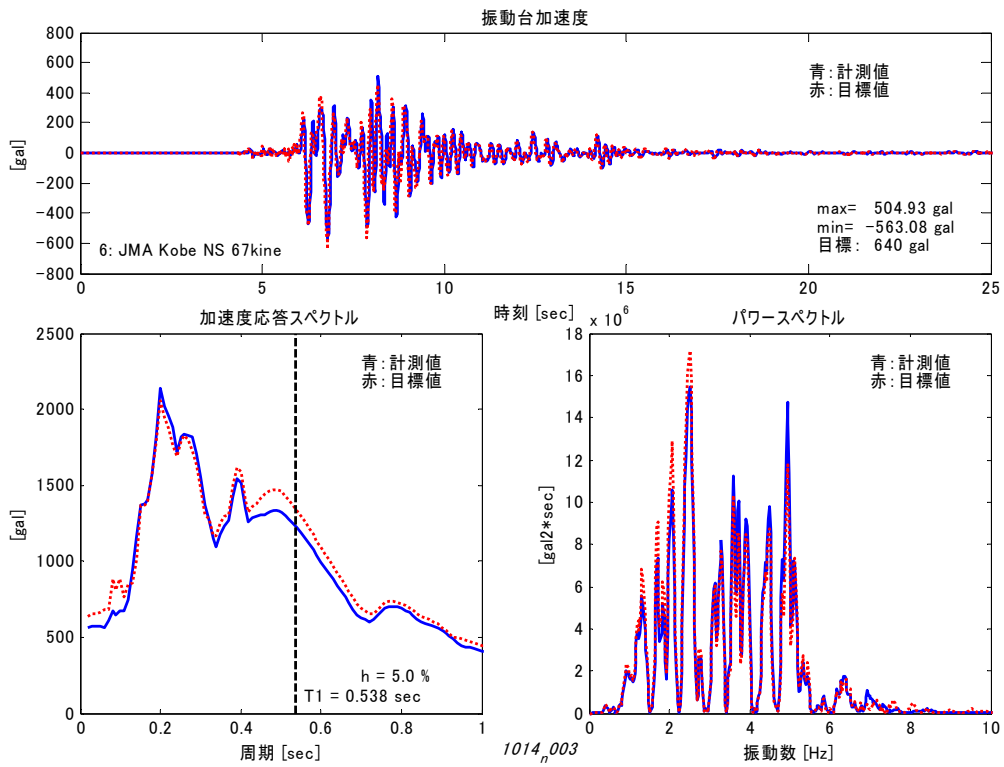
(3) 加振 3



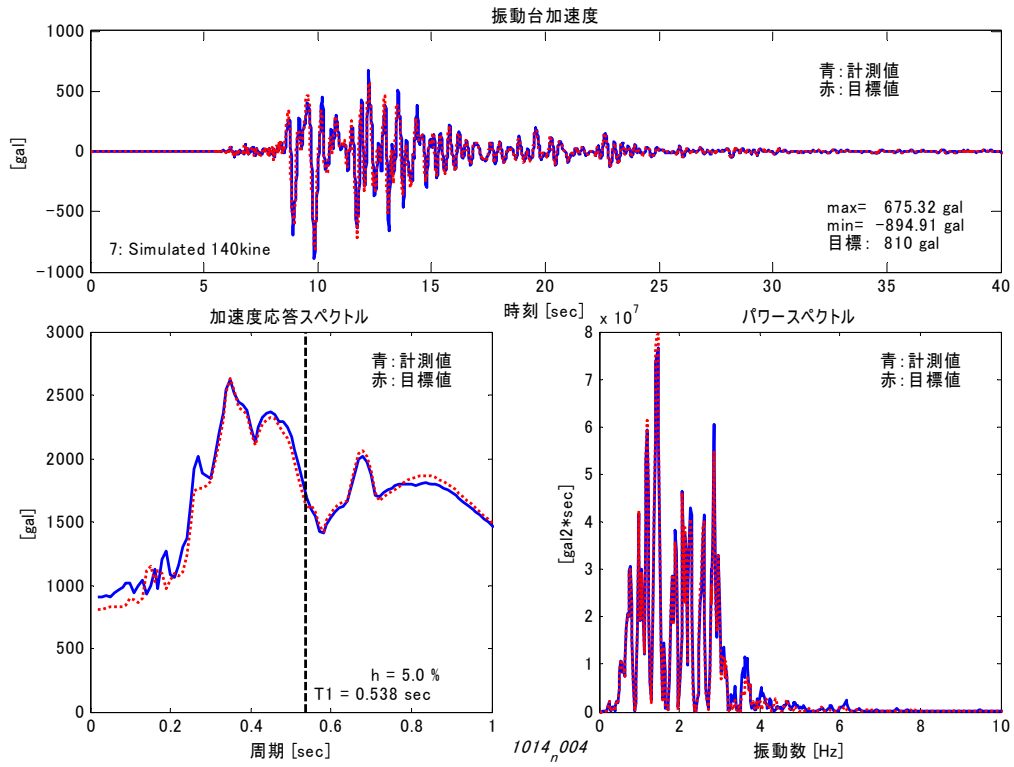
(4) 加振 4



(5) 加振 5



(6) 加振 6



(7) 加振 7

図 9 入力波の加速度応答スペクトルとパワースペクトル

d) 損傷経過

各加振における概況は以下のとおりである。

- 1) 加振前：実験実施場所であるつくば地方では、加振1の前日（2004年10月5日）深夜、震度5弱の地震があり、基礎ばり、純フレーム構面の最上層柱頭、純フレーム構面の2階梁端の一部に曲げひび割れが生じた。ランダム波加振による1次固有周期も前日の0.194秒から0.199秒に変化した。
- 2) 加振1：各階の梁端スラブ上面に曲げひび割れが生じた。5階および6階で顕著であり、特に6階では、梁 X_3 - X_4 の X_3 側の上面でひび割れが Y_1 から Y_3 まで連続した。
- 3) 加振2：外観の残留ひび割れ状況は加振1後と同様であった。最上階の最大応答変位は、変位角で換算して、加振1では1/704に対して、加振2では1/512に増大した。
- 4) 加振3：1～3層で耐震壁にせん断ひび割れが多数生じ、4層でも2本の微小なせん断ひび割れが見られた。梁端の曲げひび割れも全箇所で見られ、各階で同程度であった。梁端曲率計測用の変位計によれば、純フレーム構面における最大ひび割れ幅は0.5mm程度であった。主筋の降伏は、すべての階の境界梁の端部、1層の耐震壁側柱の柱脚、壁縦筋、単独柱の1層柱脚で確認できた。
- 5) 加振4：各箇所の残留ひび割れ状況は加振3後より顕著になり、梁端の最大ひび割れ幅も0.7mmに増大した。1層における耐震壁の残留せん断ひび割れ幅の最大値は0.3mmであった。最上階の最大応答変位は、加振3の1/197に対して、加振4では1/120に増大した。
- 6) 加振5：連層耐震壁が1層でせん断破壊し、壁パネル部ではコンクリートの崩落により壁の向こう側が見える状態になった。せん断ひび割れは両側柱も貫通し、 X_2Y_2 柱は柱頭付近で、 X_3Y_2 柱は柱脚付近で残留ずれが生じた。純フレーム構面では、2～6階梁、最上層柱頭の主筋の降伏が確認できた。2階床の最大応答変位は35.5mm（層間変形角1/28）、残留水平変位は9.1mmであった。入力加速度の正向きは $X_4 \rightarrow X_1$ であり、神戸海洋気象台NS波に対して南への残留変位が生じたことになる。加振後も試験体は自立状態であり、全体的な鉛直支持能力は失われていなかった。
- 7) 加振6：1層の耐震壁のせん断破壊面に沿うコンクリートの剥落が激しくなった。
- 8) 加振7：1層の耐震壁を除く柱の曲げ破壊により層崩壊が生じ、試験体の横に設置した鉄骨造計測架構に衝突し、1層に設置した鉄骨造落階時支持架構に2階床が落階、着地した。

実験開始前の全景を写真1に、最終加振後の応急補強後の全景を写真2に示す。また、加振5後のY2通り1，2層の損傷状況を図10に示す。



写真1 実験開始前の全景



写真2 最終加振後応急補強後の全景

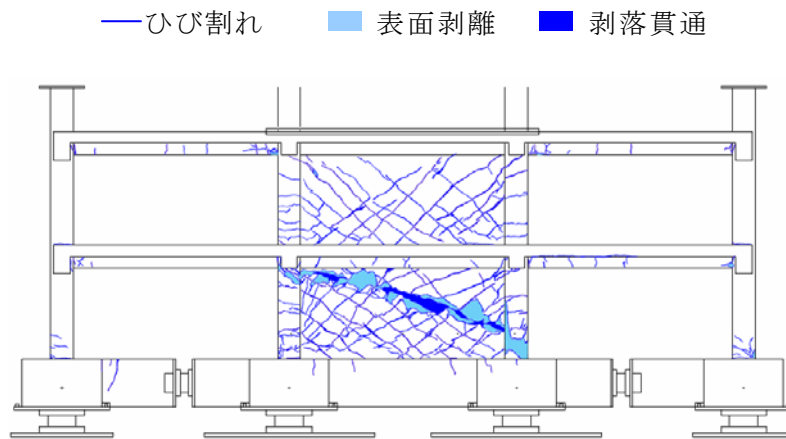


図 10 Y2 通り 1, 2 層の損傷状況 (加振 5 後)

e) 転倒モーメントー最上階変位関係

転倒モーメントー最上階変位関係を図 11 に示す。各階床の重心位置の加振方向の加速度の計測値と各階の質量の計算値をもとに、転倒モーメントを算出した。

転倒モーメントー最上階変位関係については、過去の最大応答点を指向する規則性のある曲線であり、壁のせん断破壊前は頂点指向型に近い履歴エネルギー消費の小さいループ形状であった。転倒モーメントは加振 4 で頭打ちとなり、加振 5 では大きな塑性変形が見られる。

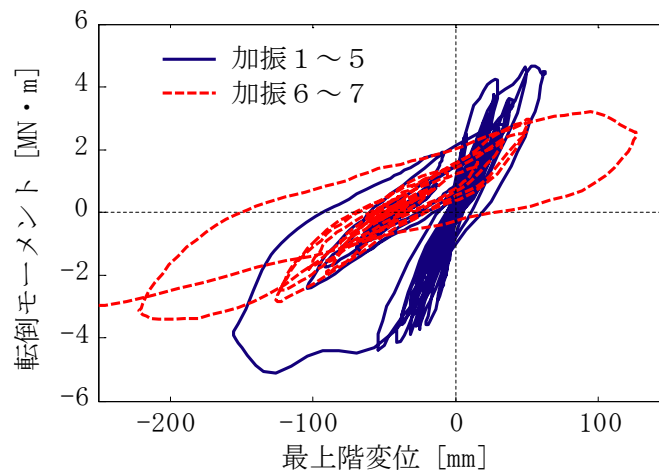


図 11 転倒モーメントー最上階変位関係

f) ベースシアの分担

i) ロードセルによる力の計測

3 分力計または 2 分力計における 3 成分または 2 成分のひずみ出力に対して、単分力負荷の較正試験結果をもとに他軸の干渉補正を行い、3 方向または 2 方向の力に変換した。ただし、較正試験が厳密な単分力負荷のもとで行われているのに対して、実際にはモーメ

ントを含む6分力の負荷が与えられる。鉛直軸力と水平せん断力、さらに曲げモーメントが作用すれば、ロードセルの特性値は単分力負荷時とは異なることが考えられる。多分力負荷による較正試験と、その結果をもとにしたデータの補正は今後の課題である。

ii) ベースシアの算出

基礎下ロードセル位置におけるベースシアを2通りの方法で算出した。第一の方法は、各階床の重心位置における加振方向の加速度の計測値と各階の質量の計算値をもとに算出するものであり、各階および基礎部に働く慣性力の総和とし、減衰力は無視した。また、各階のすべての質量は、加速度の計測点に集中するものと仮定している。第二の方法は、基礎下に設置した12台のロードセルのX方向分力の総和である。加振1および加振4における2通りの方法で算出したベースシアを比較して図12に示す。

加振1においては、2通りの方法で算出したベースシアは極めて近い値を示している。最大値は、ロードセルによるベースシアでは505kN,-555kN、加速度から算出したベースシアでは513kN,-550kNであり、差は1.6%である。加振4においては、両者に比較的大きな差が見られる。最大値は、ロードセルによるベースシアでは824kN,-961kN、加速度から算出したベースシアでは967MN,-967MNであり、正側では15%を超える差が生じている。ベースシアが増大するほど両者の差は増大する傾向にあり、特に、正側ではロードセルによる算出値が小さくなる。これは、ロードセルの非直線性と、出力されるひずみから力への変換方法の問題に起因すると考えられる。

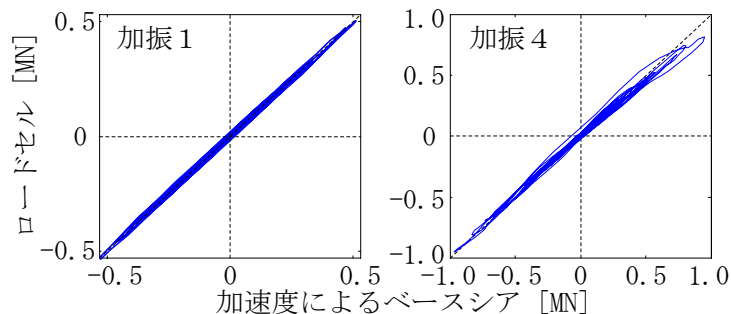


図12 ベースシアの算出方法の比較

iii) 各構面の負担せん断力

ロードセルによる力の計測結果をもとに、構面ごと、あるいは部材ごとの負担せん断力を算出する。まず、構面ごと4台ずつのロードセルのX方向分力の和により、各構面が負担するせん断力が分離できる。X方向に並ぶ3構面のうち、Y_j構面が負担するせん断力Q_jは次式となる。

$$Q_j = Q_{1i} + Q_{2i} + Q_{3i} + Q_{4i} \quad (2)$$

ここに、Q_{ij}は、柱X_iY_jの下に設置したロードセルのX方向分力である。

地震波入力加振におけるベースシアおよびY₂構面の負担せん断力の変遷を図13に示す。後述の耐震壁の負担せん断力も併せて示している。同図は、各地震波入力加振における最大応答値をプロットしたものである。前項で述べたように、加振1および加振2では、ロードセルによるベースシアと加速度から算出したベースシアはほぼ等しいが、加振3以降の特に正側で差が大きい。加速度から算出したベースシアの方が最大応答値としてはより確からしいと判断し、分担率算出の分母として用いることにする。

耐震壁のあるY₂構面のせん断力が全ベースシアに占める分担率は、加振1の正側で70%、負側で67%であった。純ラーメンであるY₁およびY₃構面の分担率は約15%ずつであった。以後、加振5まで構面ごとの分担率に大きな変化はなく、Y₂構面の分担率は、加振5の正側で68%、負側で69%であった。耐震壁のせん断破壊後の加振6では、Y₂構面の分担率は著しく低下し、正側で38%、負側で34%であった。

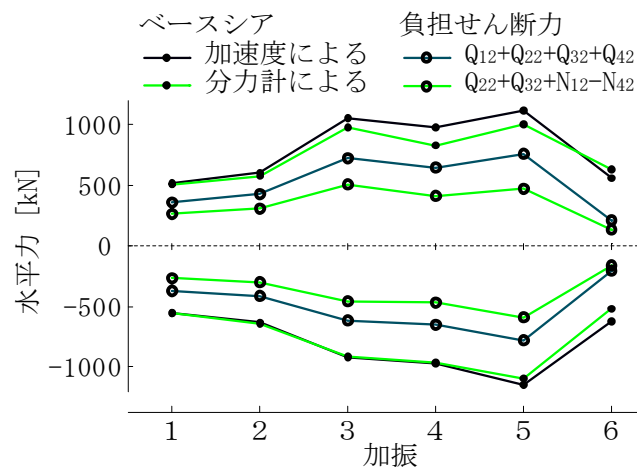


図13 最大応答せん断力の変遷

iv) 耐震壁の負担せん断力

連層耐震壁の側柱の下に設置した2台のロードセルのX方向分力と、基礎梁中に設置したロードセルの軸方向力を組み合わせることにより、連層耐震壁が負担するせん断力が検出できる。連層耐震壁が負担するせん断力 Q_w は次式となる。

$$Q_w = Q_{22} + Q_{32} + N_{12} - N_{42} \quad (3)$$

ここに、 Q_{ij} は、柱 $X_i Y_j$ の下に設置したロードセルのX方向分力であり、 N_{1j}, N_{4j} は、それぞれ、基礎梁 $X_1 Y_j - X_2 Y_j, X_3 Y_j - X_4 Y_j$ の中央付近に設置したロードセルによる軸方向力である。

なお、壁脚の曲げモーメントを評価するには至っていない。

加振5における加速度から算出したベースシアー2階変位関係、および耐震壁のせん断力ー2階変位関係を図14に示す。縦軸は総重量で除したせん断力係数として示している。既往の算定式による諸強度を図15に示す。

耐震壁の最大応答せん断力は、正側は加振3時で508kN、負側は加振5時で589kNで

あった。略算による曲げ終局時のせん断力を大きく超えるせん断力が生じている。せん断スパン比が 1.0 よりも小さい応力分布形になっていると考えられる。また、曲げ強度算定時の作用軸方向力の過小評価や、ひずみ速度の影響による強度上昇によるものとも考えられる。また、最大応答せん断力は、広沢式¹⁾によるせん断強度と正側はほぼ等しく、負側は大きかった。靱性保証指針²⁾による算定値との比較では、実験による最大応答せん断力は、終局変形角 0.015 程度の算定値に対応した。

耐震壁のせん断力が全ベースシアに占める分担率は、加振 1 では正負とも 50% 程度であった。耐震壁の正側の最大応答せん断力は加振 3 で頭打ちとなり、加振 4 および加振 5 における正側の分担率は 42% 程度に低下した。耐震壁のせん断破壊後の加振 6 では、正側 23%、負側 26% と大きく低下した。

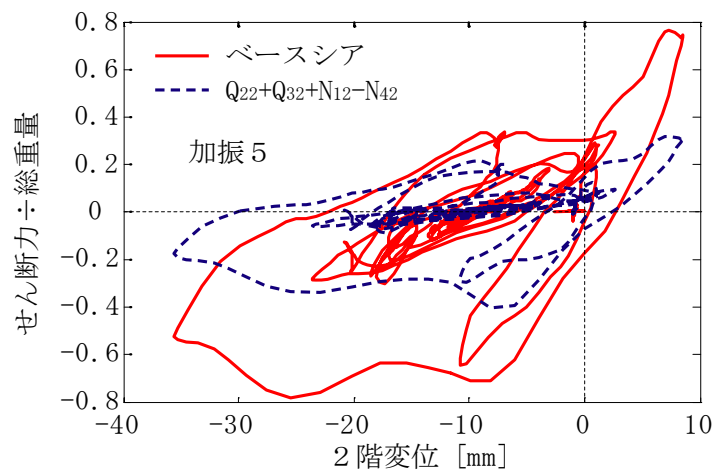


図 14 ベースシア - 2 階変位関係

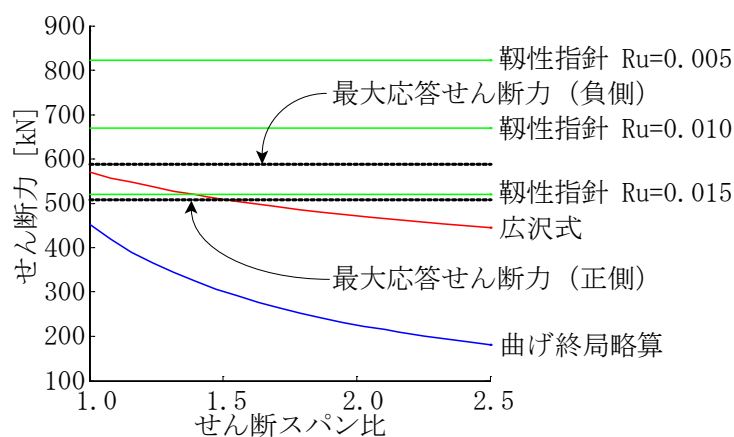


図 15 耐震壁の諸強度

(c) 結論ならびに今後の課題

既存一次元振動台にて、平成17年度にE-ディフェンスにて行う予定の実大試験体とほぼ同形の鉄筋コンクリート造6層耐震壁フレーム構造の1/3縮小モデルの1方向振動台実験を行った。試験体は、連層耐震壁の壁脚曲げ降伏先行の全体降伏機構を設定した。

- ・地震波入力加振において、当初の計画通り、連層耐震壁の1層脚部の曲げ降伏後、耐震壁が1層でせん断破壊した。耐震壁のせん断破壊後のさらに大きな加振において、1層のすべての柱が曲げ破壊し、1層の層崩壊に至った。全体降伏機構を想定した構造物であっても、極大地震においては特定層の層崩壊に人命を脅かす危険性がある。
- ・最大応答せん断力は、非線形解析による予測値よりも1.6倍も大きく、今後、非線形解析手法を見直す必要がある。
- ・1層の耐震壁の最大応答せん断力は、略算による曲げ終局時のせん断力を大きく超えるものであった。せん断スパン比が一般的に考えられる1.0よりも小さい応力分布形となっていることや、曲げ強度算定時の作用軸方向力の評価の問題、ひずみ速度の影響による強度上昇などによるものとも考えられる。最大応答せん断力は、既往の算定式によるものと同程度であった。

また、振動台実験の各種手法については以下の知見が得られた。

- ・最終的な層崩壊時に、1層に設置した落階時着座架構が有効であることが実証された。ただし、本実験においては、試験体横に設置した計測用架構が多大な水平変形を止める役目を果たしており、これと同様の架構をもうけることができない実大実験においては、過大な水平変位を止める工夫や、より強固な着座架構が必要となる。
- ・三分力計においては、モーメントが作用しないように三分力計の配置と試験体の基礎構造を工夫したため、加振方向のせん断力は概ね計測できた。加振と直交方向の分力と鉛直力については、必ずしも正確な値が検出できていない。三次元加振である実大実験に臨むにあたっては、三分力計の多分力負荷による較正試験が必要である。

(d) 引用文献

- 1) 広沢雅也ほか：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析，建築研究資料 No.6，建築研究振興協会，1975.3.
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，1997.

(e) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
松森泰造	大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ「震動台活用による耐震性向上研究」	コンクリート工学 第42巻11号	平成16年11月
松森泰造 壁谷澤寿海	鉄筋コンクリート造6層耐震壁フレーム構造の1/3縮小モデル	コンクリート工学年次 論文集	平成17年7月 (投稿中)

金 鎮坤	ルの振動台実験		
松森泰造 金 鎮坤 壁谷澤寿海	6層RC造耐震壁フレーム構造 の振動破壊実験 その1. 実験 の概要	日本建築学会学術講演 梗概集	平成17年9月 (投稿中)
金 鎮坤 松森泰造 壁谷澤寿海	6層RC造耐震壁フレーム構造 の振動破壊実験 その2. 耐震 壁の負担せん断力	日本建築学会学術講演 梗概集	平成17年9月 (投稿中)

(f) 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
なし	

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成17年度業務計画案

Eーディフェンスにおいて、実大鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験を実施する。実験の目的は、鉄筋コンクリート建物の三次元動的挙動と破壊メカニズムの解明、既存建築物の耐震補強方法の確立、現行耐震設計法の検証と耐震性能評価手法の高度化およびシミュレーション解析のためのデータ取得である。

試験体は、6層の鉄筋コンクリート造耐震壁を有するフレーム構造とし、1970年代建設を想定した1体とする。Eーディフェンスの能力に合わせて、平面は10×15m(2×3スパン)、総高さ16m、総質量1000t程度とする。震動実験においては、主に、中小地震を想定した小さいレベルの加振と既往の大地震を再現した加振を行う。各加振における構造物の損傷状況の記録と動的応答性状の検討を行い、最終的には建物が鉛直支持能力を喪失するまで加振を行う。連層耐震壁の基礎下にロードセルを設置し、連層耐震壁が時々刻々負担するせん断力とせん断強度を検出する。