

論文 中央構面に連層耐力壁を有する1×2スパン6層RC造試験体の仮動的実験による損傷過程

岡野 裕^{*1}・勅使川原 正臣^{*2}・向井 智久^{*3}・楠 浩一^{*4}

要旨:連層耐力壁構面を有する 6 層立体 RC 建物の仮動的実験を行い, 当該構造物の三次元動的応答性状や破壊過程の検討を行う。本論では, 試験体の損傷過程について述べている。耐力は直交梁の効果を最大限考慮した値にほぼ一致した。直交梁の効果による耐力上昇で耐力壁は曲げ降伏後せん断破壊した。耐力壁基礎の固定条件が地震応答に及ぼす影響は大きかった。

キーワード:立体RC建物, 基礎固定条件, 損傷過程, 連層耐力壁, 地震応答, 直交梁

1. はじめに

筆者らは, 中央構面に連層耐力壁を有する 6 層立体RC建物に対して, 仮動的実験を行った(基礎の浮き上がりを許容した「基礎回転」の実験を行った後に, 許容しない「基礎固定」の実験を行った)。そこで本論では, 試験体の基礎の固定条件別に, 建物の 3次元動的応答性状や部材の損傷過程について述べる。

2. 試験体計画

試験体平面図を図 - 1 に示す。試験体は, 加力方向 1,800mm×1 スパン, 加力直交方向 2,000mm×2 スパンであり, 階数は 6 で, 各階高は 1000mm である。また加力装置の都合上, 無限均等スパンと仮定した支配面積に対して梁の長期設計を行い, 梁ヒンジ機構を確保できる柱として柱を設計することとした。尚, 材料試験結果を用いて算出した梁及び柱の降

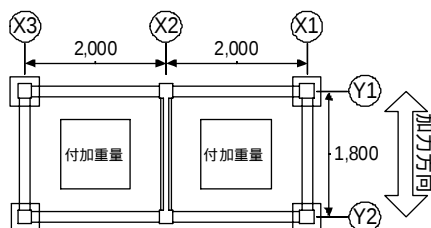


図 - 1 試験体平面図

伏曲げモーメント M_u はそれぞれ, 梁: $M_u=35.2\text{kN}\cdot\text{m}$ (スラブ考慮無しで $14.4\text{kN}\cdot\text{m}$), 柱: $M_u=34.3\text{kN}\cdot\text{m}$ となった。また, 外力分布は逆三角形を想定した場合の試験体の保有水平耐力は基礎固定で 739kN ($C_B=739/560=1.32$), 基礎回転で 415kN ($C_B=415/560=0.74$)となった。

3. 頂部変形-ベースシアー関係と損傷過程

この試験体の頂部変形-ベースシアー関係と損傷過程について, 基礎回転と基礎固定の場合に分けて述べる。試験体のひび割れ観察は連層耐力壁構面(以下, X2構面), オープンフレーム構面(以下, X1・Y1構面)について行い, 歪みゲージの測定は X2, Y1構面と X3構面にて行った。

3.1 基礎回転

図 - 2には各地震波の頂部変形-ベースシアー関係を示し, 以下に損傷過程を示す。尚, 図中の実線は試験体の保有水平耐力の計算値を示している。

(1) 東北大(0.25m/sec)(以下, T0H25)

ベースシアーの最大値は正側:128kN, 負側:-101kN となった。X2・X1・Y1構面共にひび割れの発生は見られなかった。また, 地震動

* 1 東京理科大学 理工学研究科建築学専攻 大学院生 (正会員)

* 2 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 上席研究員 工博 (正会員)

* 3 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 研究員 博(工) (正会員)

* 4 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 工博 (正会員)

入力が終了した後の自由振動から得られる周期は約 0.18s であり、加力前の弾性 1 次周期 0.157s と比較し、やや長くなっていた。

(2) EL Centro(0.37m/sec)(ELCE37)

ベースシアの最大値は正側:232kN, 負側:-289kN となった。基礎梁(Y1構面)にひび割れが生じた後, 1 階 X1構面柱頭と柱脚, 2 階梁両端部(X1構面)及び 2 階スラブにひび割れが生じたものの, 各鉄筋は降伏に至っていなかった。尚, 自由振動から得られる周期は約 0.23s であった。

(3) JMA Kobe(0.50m/sec)(K0BE50)

ベースシアの最大値は正側:420kN, 負側:-461kN となった。耐力壁には 1~4 階に顕著な斜めのせん断ひび割れが発生し, スラブには 2~R 階の全階においてひび割れが発生した。また, X1構面において柱頭と柱脚, 梁端部のひび割れが最上階まで発生しており,

その傾向は同構面のト形及び L字形接合部にも同様にみられた。Y1構面では基礎梁のひび割れが顕著であった。それに対して, X2構面では側柱のひび割れの発生は少なかった。また X3構面 2~4 階梁端部主筋と Y1構面基礎梁端部主筋が降伏に至っていた。尚, 自由振動から得られる周期は約0.28s であった。

(4) JMA Kobe(0.75m/sec)(K0BE75)

ベースシアの最大値は正側:495kN, 負側

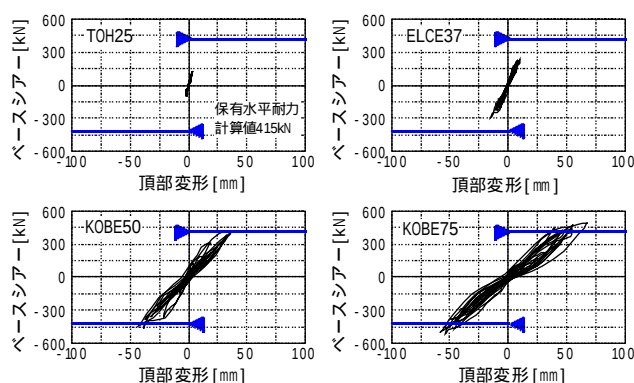


図 - 2 頂部変形 - ベースシア - 関係(基礎回転)

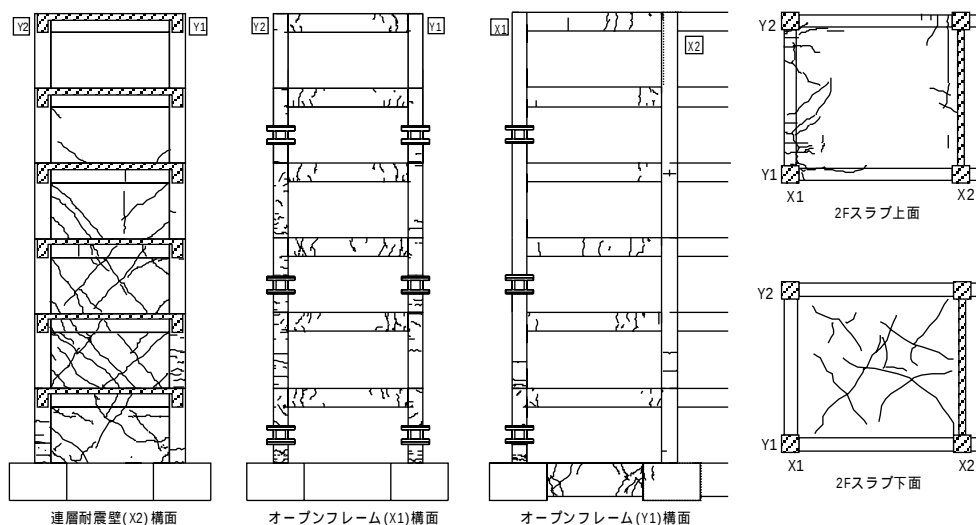


図 - 3 ひび割れ図(K0BE75)

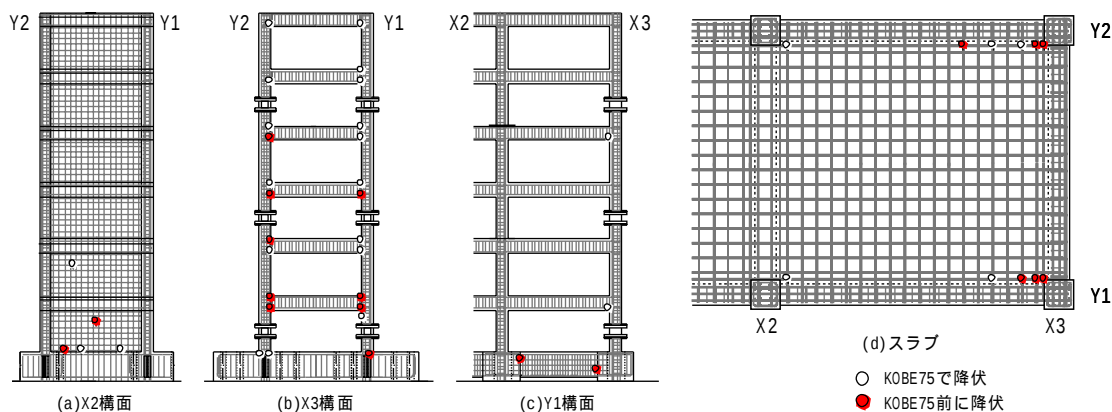


図 - 4 鉄筋降伏位置(K0BE75)

:-513kN となった。これは、試験体の保有水平耐力計算値である 415kN よりかなり大きい結果であった。図 - 3 にひび割れ図を示す。X2 構面をみると、2, 3 階耐力壁のひび割れが 1 階に比べ比較的多くみられた。図 - 4 は主筋に貼付した歪みゲージを基にした降伏位置を示す。側柱の主筋は降伏に至らなかったが、壁縦筋が 3 点降伏していた。壁横筋についても 1, 2 階で降伏した箇所が 2 点あった。また、Y1 構面直交梁のひび割れの発生が、KOB E50 時と比較して顕著にみられた。基礎梁主筋の降伏がみられ、2, 5 階の直交梁端部下端筋の降伏もみられた。それに対し、X3 構面では最上階まで梁端部主筋が降伏していた。スラブは、X2 及び X3 構面側鉄筋の降伏が発生した。また、自由振動から得られる周期は約 0.42s であり、弾性 1 次周期の約 2.7 倍であった。

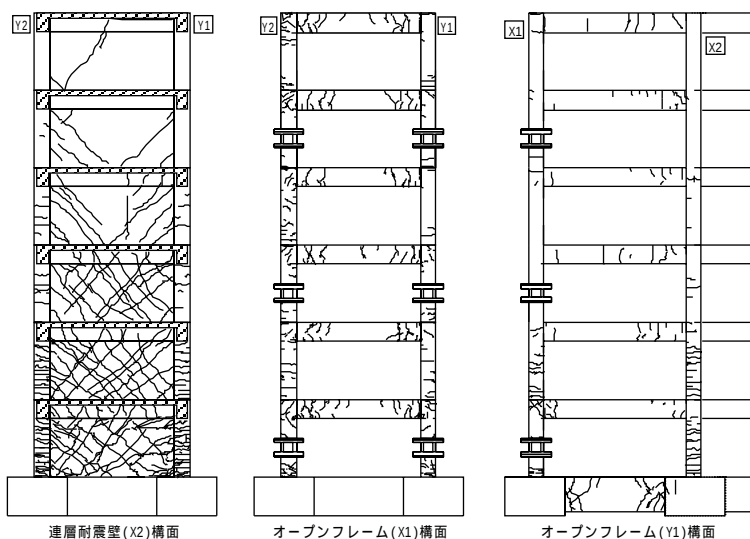


図 - 7 ひび割れ図(TAKA250)

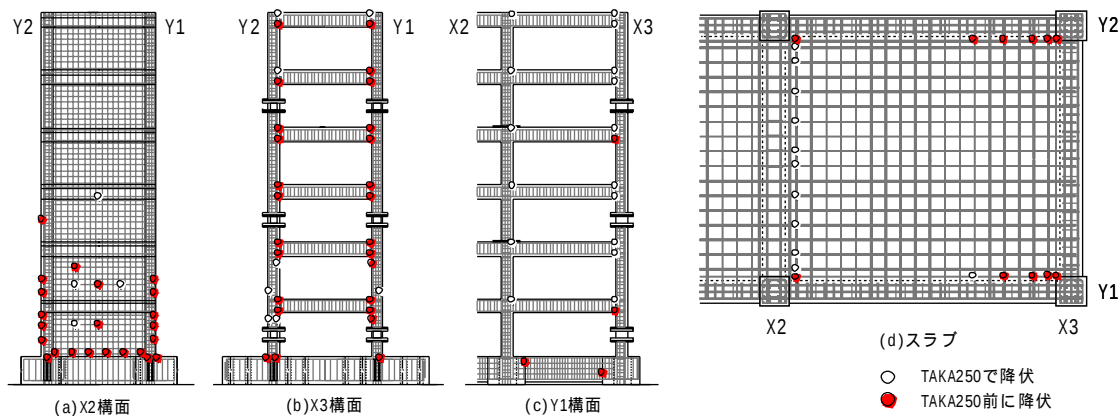


図 - 8 鉄筋降伏位置(TAKA250)

3.2 基礎固定

(1) 基礎固定試験体の単点加力

基礎固定試験体加力時の単点加力から求め

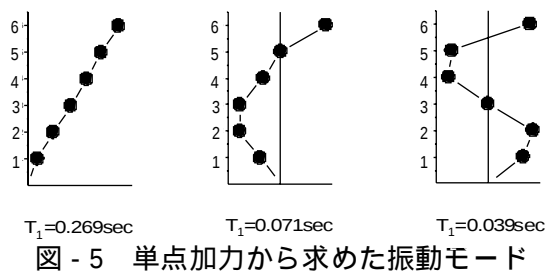


図 - 5 単点加力から求めた振動モード

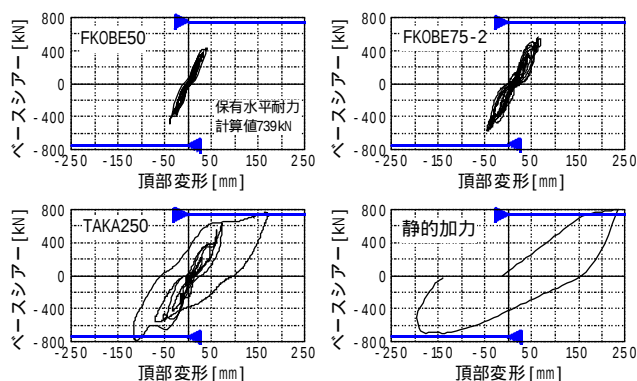


図 - 6 頂部変形 - ベースシア - 関係(基礎固定)

た 1～3 次のモード形及び卓越周期を図 - 5 に示す。1 次で 0.269sec, 2 次で 0.071sec, 3 次で 0.039sec となり, 基礎回転のものと比較すると全てやや長くなった。

図 - 6 には各地震波の頂部変形-ベースシア-関係を示し, 以下に損傷過程を示す。

(2) JMA Kobe (0.50m/sec) (FK0BE50)

ベースシアの最大値は正側:435kN, 負側:-484kN となった。X2構面 1, 2階の柱頭・柱脚の曲げひび割れが多数発生した。また, Y1構面 5～R 階の梁端部にひび割れの発生が若干みられた。そして, 1 階耐力壁のひび割れが多くなり, 1 階壁脚の縦筋が全て降伏に至っていた。尚, 自由振動から得られる周期は約 0.34s であった。

(3) JMA Kobe (0.75m/sec) (FK0BE75-2)

ベースシアの最大値は正側:563kN, 負側:-563kN となった。X2構面では 1 階, X1 及び Y1構面は 1～5 階の柱頭・柱脚のひび割れが伸展した。また, 1, 4 階の耐力壁の斜めひび割れが伸展し, 2, 4 階梁端部付近にひび割れが集中して発生した。X1構面において, 2～R 階のト形及び L字形接合部に多数ひび割れが発生した。また, X2構面の 1～2 階の柱主筋の多くが降伏していた。尚, 自由振動から得られる周期は約 0.39s であった。

(4) 鷹取 (2.50m/sec) (TAKA250)

ベースシアの最大値は正側:757kN, 負側

:-782kN となった。図 - 7 にひび割れ図を示す。X2構面では, 1～3 階の耐力壁の損傷が顕著にみられた。また, 6 階の耐力壁にも斜めひび割れが発生した。X1構面では最上階まで柱頭, 柱脚及び梁端部のひび割れが多数みられた。それに対して, Y1構面においては 6, R 階の直交梁にひび割れの発生がみられるものの, X1構面と比較すると少なかった。また, スラブの 4～6 階のひび割れが顕著に発生した。図 - 8 には鉄筋の降伏位置を示す。Y1構面の直交梁端部主筋が 2～R 階まで降伏に達した。また, 2 階の壁横筋及び X2側のスラブ筋の多くが降伏した。

(5) 静的加力

ベースシアの最大値は正側:795kN, 負側:-697kN となった。これは, 試験体の保有水平耐力計算値である 739kN よりやや大きい結果となった。また, 図 - 9 には試験体全体の変形性状を示すが, 最上階が大きく変形していることがわかる。図 - 10 には 1 階耐力壁の最終破壊性状を示す。損傷状態は壁の右上部から左中央部にかけて大きなひび割れが側柱を貫通して発生した。また, 耐力壁板のコンクリートの剥落も顕著であった。

以上のことから, 1 階の耐力壁は基礎固定条件を変えたことで曲げ降伏し, 最終的にせん断破壊したものと考えられる。

4. 建物の動的応答性状

4.1 回転角と滑り量の関係

図 - 11 は基礎の浮き上がり及び滑り量の計測方法である。基礎浮き上がり, 滑り量は基礎部分の X2WM1～4 変位計を用いて算出し



図 - 9 試験体の変形性状(静的加力)



図 - 10 1階耐力壁の最終破壊性状(静的加力)

た。それらから得られた各基礎固定条件時の基礎浮き上がり回転角の時刻歴を図 - 12 に示す。縦軸は回転角，横軸は時間であり，図中の縦実線は各地震波の開始時を示す。KOBE50 以降，基礎回転角が増大し，KOBE75 では基礎回転角は最大で $8[\text{rad./1000}]$ に達した。それに対して基礎固定時は小さく，ELCE37 程度の回転角はあった。これは，X2構面の基礎部と RC 台の間に配したゴムシートの影響によるものと考えられる。図 - 13 には，各基礎固定条件時の基礎滑り量の時刻歴を示す。基礎回転時において，ELCE37 までは正負均等に変位したが，KOBE50 の時に負側に片寄って変位した。そして，基礎固定では基礎回転の時に発生したずれの解消がされないまま滑り変形が生じた。滑り量は最大で約 -2.5mm であり，建物全体の変位に対しては極めて小さい値であった。

4.2 直交梁の歪度分布

KOBE75 と TAKA250 の R 階の正負最大変位の小さい方に着目し，Y1 構面直交梁(X2-X3 通り)の高さ方向の歪度分布を図 - 14(a) には壁側柱引張時，図 - 14(b) には壁側柱圧縮時に分けて示す。KOBE75 壁側柱引張時において，梁左端部（耐震壁 X2 側）上端筋では基礎梁（図中 1 階梁）を除いてほぼ一定の値となった。梁右端部（X3 側）下端筋では 2，5 階梁下端筋の降伏がみられた。また壁側柱圧縮時には降伏はみられなかった。TAKA250 壁側柱引張時では，梁左端部上端筋，梁右端部下端筋共に全てが降伏していた。壁側柱圧縮時においても基礎梁を除き，梁右端部上端筋では全て降伏していた。それに対し，梁左端部下端筋の歪みは小さかった。

4.3 変形分布

建物の高さ方向変形分布について，図 - 15 (a) に基礎回転時，図 - 15(b) には基礎固定時のものを示す。図には各地震波の R 階の変形が正負でピーク時の変形分布を最上階の値で規準化して示している。基礎固定条件の違い

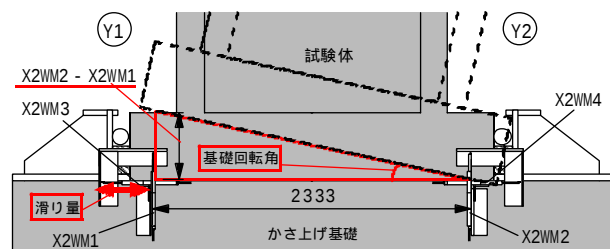


図 - 11 基礎浮き上がり量及び滑り量計測方法

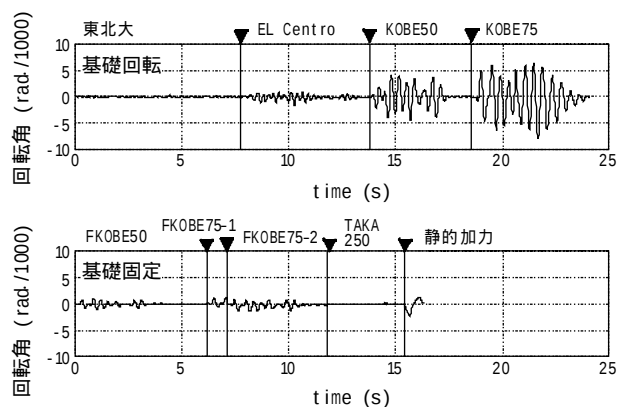


図 - 12 基礎回転角

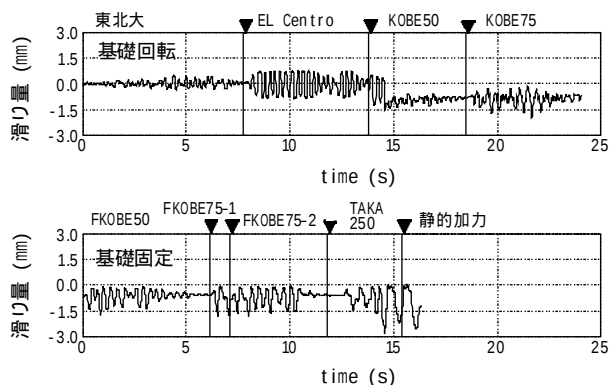


図 - 13 基礎滑り量

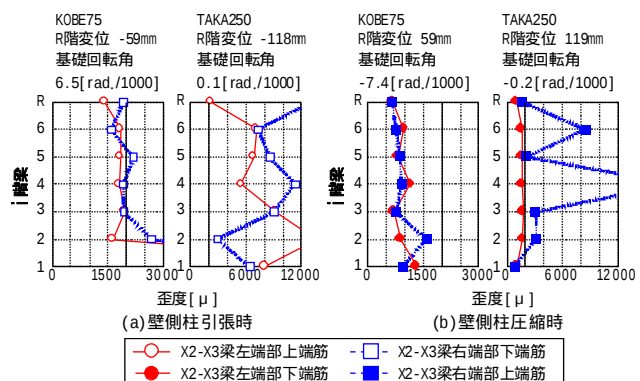


図 - 14 直交梁の歪度分布

が変形に与える影響は小さく，また地震波による変形分布の違いも殆どみられなかった。

4.4 震度分布

建物の高さ方向の震度(アクチュエータから得られた荷重の値を，当該層の重量で除し

た値)分布について、図-16(a)に基礎回転時、図-16(b)には基礎固定時のものを示す。この分布は各地震波のベースシアが最大となる時のものを示している。また、図中には等分布とAi分布に基づく震度分布も併せて示す。尚、変形分布同様、各地震波とも最上階の値で規準化している。基礎回転時において、各地震波をAi分布に基づく震度分布と比較すると、TOH25では4階の値が若干小さくなっていたが、他の地震波では4階の値は殆ど一致した。つまり、Ai分布に基づく外力分布で加力されているといえる。次に基礎固定時をみると、FKOBE50ではAi分布に基づく震度分布とほぼ一致した。また、FKOBE75-2とTAKA250においては等分布に基づく震度分布と一致していた。これらのことから、基礎固定して、FKOBE50において壁が曲げ降伏し損傷が大きくなる過程で、建物の外力分布形が変化していることが確認された。

5. まとめ

中央構面に連層耐力壁を有する立体RC建物を対象に仮動的実験を行い、試験体の基礎の固定条件別に、建物の3次元動的応答性状や部材の損傷過程について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

1) 基礎回転時の連層耐力壁の損傷は、2, 3階部分に集中した。これは、基礎の浮き上がりを許容することで、X1・X3構面の柱負担せん断力が大きくなることと関係していると考えられる。また、基礎の浮き上がりに伴い、浮き上がる構面の基礎梁、スラブや直交梁に損傷がみられた。試験体の保有水平耐力計算値は、外力分布の変動の影響のために実験値よりも小さくなった。

2) 基礎固定時には、1層の壁が曲げ破壊した後に、側柱引張時にY1構面全層の直交梁(基礎梁を除く)両端部とも曲げ降伏がみられ、側柱圧縮時には、直交梁右端部のみが降伏した。その後に1階部分の壁がせん断破壊する

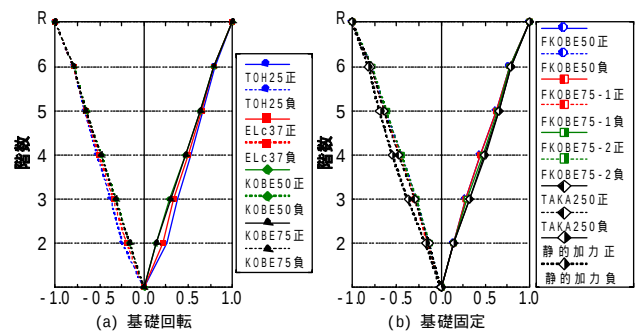


図-15 建物高さ方向の変形分布
(最上階変位正負ピーク時)

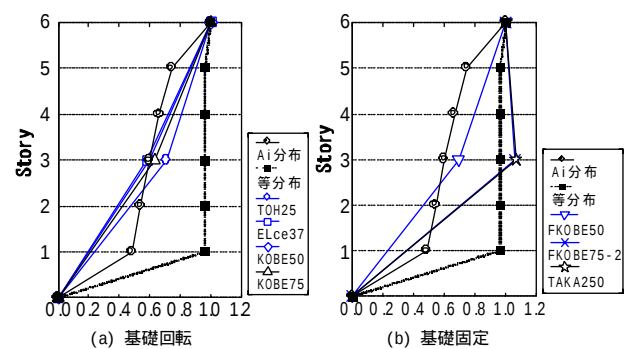


図-16 建物高さ方向の震度分布
(ベースシアピーク時)

結果となった。これは、基礎を固定することで、壁負担せん断力が大きくなることと関係しているものと考えられる。また基礎回転時と同様、外力分布の変動の影響により、試験体の保有水平耐力計算値は実験値よりもやや小さくなった。

3) 基礎固定時、ゴムシートの影響でやや回転変形がみられた。

4) 基礎の固定条件や部材の損傷状態の違いが、最大応答変形分布に及ぼす影響は小さかった。それに対し外力分布は、基礎固定時に耐震壁の損傷が小さい時点ではAi分布に基づくものであったが、損傷が大きくなるにつれ等分布に変化した。従って、耐震壁損傷と外力分布変化には関係があると考えられる。

謝辞：中央構面に連層耐力壁を有する1×2スパン6層鉄筋コンクリート造試験体の仮動的実験は、文部科学省防災科学技術研究所の「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の一環で実施された。関係諸氏に感謝の意を表す。