

論文 中央構面に連層耐震壁を有する6層RC造試験体のエネルギー性状とエネルギー釣合に基づく最大応答変形予測

卯野 恵美*1・向井 智久*2・斉藤 大樹*3・野村 設郎*4

要旨：中央構面に連層耐震壁を有する6層RC試験体に対して仮動的実験を行った結果を基に、基礎の固定条件の違いによる各試験体の応答変形及びエネルギー性状の比較、検討を行った。また一方で、本試験体に対してエネルギー入力速度概念を用いたエネルギー釣合に基づく最大応答変形予測手法を適用し、実験値に基づく精度検証を行った結果、本試験体の最大応答変形が概ね安全側に評価でき、妥当な精度を有していることを確認した。

キーワード：連層耐震壁、基礎固定条件、変形分離、エネルギー釣合、最大応答変形予測

1. はじめに

筆者らは、これまでに中央構面に連層耐震壁を有する6層立体RC建物に対して仮動的実験を行い、基礎の回転を許容した基礎回転モデル(以下、基礎回転)と基礎を固定した基礎固定モデル(以下、基礎固定)における復元力特性や損傷過程などの実験結果を示した¹⁾。本論では、試験体の変形を最大4成分に分離して変形性状の考察を行い、その後エネルギー応答性状について検討する。また、本試験体に対して繰り返しを考慮したエネルギー釣合に基づく最大応答変形予測手法を適用し、手法の妥当性を検証する。

2. 実験概要

試験体形状及び加力装置を図-1に示す。試験体は6層1×2スパンで、中央に連層耐震壁を有している。なお試験体の縮尺は1/3である。また、両固定条件の実験は同一試験体で行い、単点加力より得られた固有周期は、基礎回転：0.157sec、基礎固定：0.269secとなった。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の設計を行って

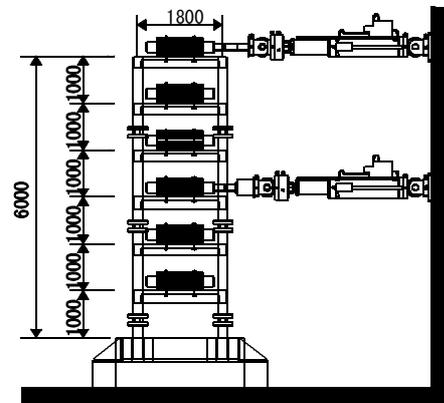


図-1 試験体形状及び加力装置

る。また、文献2)で指摘されている直交梁及びスラブ効果を考慮し、逆三角形の外力分布を想定した場合の試験体の保有水平耐力は基礎回転：415kN($C_B=0.74$)、基礎固定：739kN($C_B=1.32$)となった。仮動的実験に先立って実施した予備加力実験の結果、各階剛性が非常に高く(約1,470kN/mm)、アクチュエータを目標変位に到達させることが困難であった。その為、試験体の自由度を2自由度に縮約し、4階とR階の2カ所で加力することとした。また、実験では試験体の縮小率を考慮し入力加速度波形の時間軸を $1/\sqrt{3}$ 倍し、表-1に示す地震動を実大相当速度が小さいものから順に入力した。

*1 東京理科大学大学院生 理工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *2 独立行政法人建築研究所 構造グループ 博(工) (正会員)
 *3 独立行政法人建築研究所 国際地震工学センター 工博 (正会員)
 *4 東京理科大学 理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

3. 試験体の変形性状

本章では試験体の変形成分の分離を行い、それらを基に地震時の変形性状を把握する。試験体の水平変形は試験体外に設置した不動点からマグネスケールを用いて計測を行った。これにより得られた絶対変形(以下、 δ_A)は式(1)に示すように、回転変形(以下、 δ_{ro})、曲げ変形(以下、 δ_m)、せん断変形(以下、 δ_{sh})、滑り変形(以下、 δ_{slip})の4成分に分離した。

$$\delta_A = \delta_{ro} + \delta_m + \delta_{sh} + \delta_{slip} \quad (1)$$

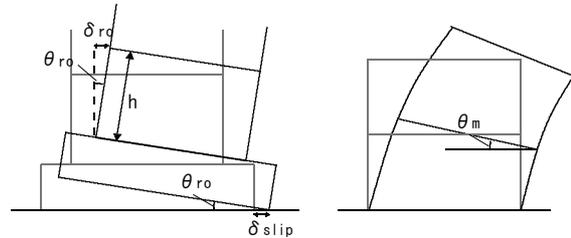
以下に各成分の算出方法を示す。 δ_{ro} は図-2(a)に示すように基礎部に設けた垂直変位計から基礎浮き上がり回転角 θ_{ro} を算出し、各階までの高さに乗じて値を算出した。また δ_{slip} も同様に基礎部に設けた水平変位計から算出した。 δ_m は各階壁側柱に設けた変位形から各階の曲げ回転角 θ_m (図-2(b))を算出し、その階までの回転角を足し合わせたものに階高を乗じることにより求めた。 δ_{sh} に関しては、求めた δ_m と δ_{ro} の値に δ_{slip} を足し合わせ、 δ_A から差し引いた値とした。

図-3には固定条件別に最上階変形の変形分離を行い、包絡線として算出した結果を示す。基礎回転時に着目すると、回転変形成分が卓越しており、その割合は東北大(以下、TOH25)では最大で全体の約6割を占めていたが、JMA Kobe75(以下、KOB75)では7割以上を占めている。また、JMA Kobe50(以下、KOB50)開始時以降、各変形の割合は一定であることが確認できる。一方、基礎固定時に着目すると、基礎回転時とは異なり δ_m が卓越していることが分かる。しかし、Takatori(以下、FTAKA250)開始以降で δ_{sh} が卓越し始める。これは実験時に確認された連層耐震壁一階部分が曲げ降伏後、せん断破壊した事との相関性を示している。

図-4には横軸に最上階変形を、縦軸に1階の層間変形に対する各変形成分割合を示す。基礎回転において正側でEl centro(以下、ELCE37)以降、負側ではKOB50以降に載荷方向とは逆にせん断変形が見られている。この挙動は基

表-1 入力地震動

基礎回転		基礎固定	
入力地震動	実大相当速度[m/sec]	入力地震動	実大相当速度[m/sec]
東北大	0.25	JMA Kobe50	0.50
El Centro	0.37	JMA Kobe75	0.75
JMA Kobe50	0.50	Takatori	2.50
JMA Kobe75	0.75		



(a) 回転変形及び滑り変形 (b) 曲げ変形

図-2 変形成分の算出方法

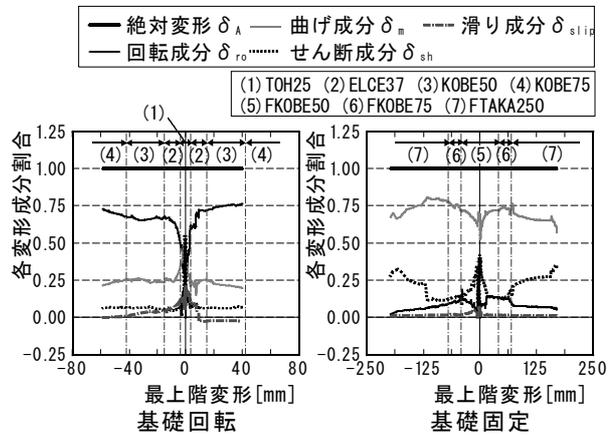


図-3 最上階変形の変形分離

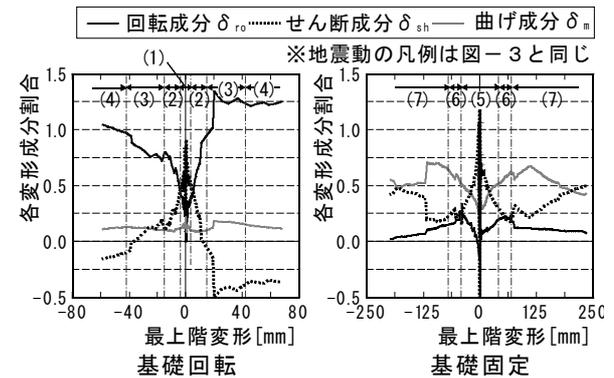


図-4 1階部分の変形分離

礎固定では見られないことから、基礎の固定条件の違いにより発生しているものと考えられ、このような連層耐震壁付きラーメン構造物の逆せん断の現象は既往の研究³⁾においても見られており、詳細な検討を要するものと思われる。

4. 試験体のエネルギー応答性状

4.1 エネルギー吸収の分類

図-5に地動加速度と応答速度より算出した入力エネルギー、及び1, 2層の各履歴吸収エネルギー及び1, 2層粘性減衰吸収エネルギーの和を各地震動ごとに示す。ここで1層とは試験体の1~3階, 2層とは4~R階部分を指し、例えば2層の層間変形とは、4階とR階の間の変形である。また、粘性減衰吸収エネルギーは入力エネルギーから履歴吸収エネルギーを差し引いたものである。図-5から基礎回転, 基礎固定の両試験体において共通の地震動であるKOB E50, KOB E75 双方とも同程度のエネルギーが入力されたことが確認できる。次に基礎回転に着目すると、地震動が大きくなるに従って履歴吸収エネルギーの吸収割合が減少している。一方、基礎固定においては地震動が大きくなるにつれて履歴吸収エネルギーの割合が大きくなっている。この結果から、基礎回転試験体は基礎固定と比べて履歴エネルギー吸収性能の小さい試験体であると考えられる。

4.2 エネルギー入力と最大応答変形

筆者らは既往の研究において、単位時間当たりのエネルギー入力最大の際に最大応答変形が発生するという特性に基づいてランダムな地震応答を定変位振動に置き換え、等価な繰り返し数を考慮したエネルギー釣合手法の提案を行っている⁴⁾。そこで、本試験体においても単位時間当たり(本論では各層の正負最大応答変形時の割線剛性から得た周期)のエネルギー入力と最大応答変形との関係について検討する。図-6に基礎回転時、固定時における最終地震動であるKOB E75, FTAKA250について、エネルギー入力と最上階変形の時刻歴を示す。図より、基礎回転についてみると1秒付近で単位時間当たりの入力エネルギーが最大となっているが、最大応答変形は3秒付近で生じていることがわかる。そこで、最大応答変形を迎えた際の単位時間当たりの入力エネルギーについてみると最大入力エネルギーと同程度のエネルギーが入力されていることがわかる。これより単位時間当たりの入力エネルギーと応答変形において相関

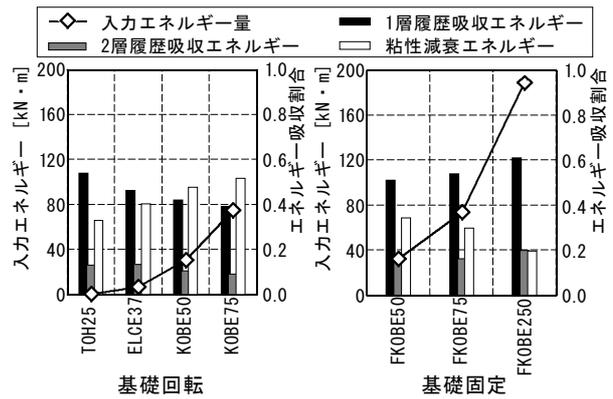


図-5 入力エネルギー量とエネルギー吸収割合

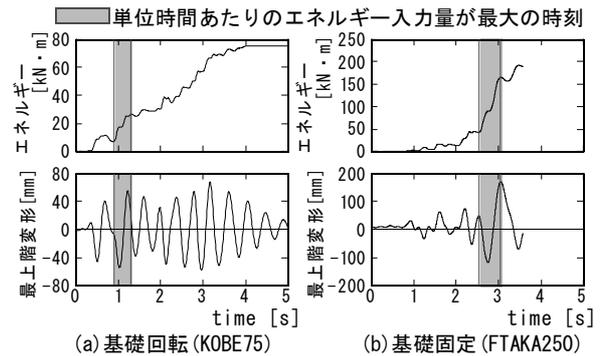


図-6 最終地震動におけるエネルギー入力と最大応答変形

性を確認することができた。一方、基礎固定についてみるとエネルギー入力最大の際に最大応答変形が発生していることが確認できる。

4.3 ループ面積係数 ξ

エネルギー釣合手法の精度向上のためには、繰り返しによる履歴エネルギー吸収を正確に評価する事は重要である。筆者らが提案しているエネルギー釣合手法においては、ループ面積係数 ξ によって繰り返しによるエネルギー吸収性能を表現している。図-7に示すように、 ξ は式(2-1)、式(2-2)で表される。

$$\xi = E_i / (4Q_y \delta_p) \quad \langle \text{塑性時} \rangle \quad (2-1)$$

ただし、 δ_p : 塑性変形 ($\delta_p = \delta_D - \delta_y$)

δ_D : 最大応答平均変形, δ_y : 降伏変形

$$\xi_c = E_i / \{4Q_D (\delta_D - \delta_c)\} \quad \langle \text{弾性時} \rangle \quad (2-2)$$

ただし、 δ_c : ひびわれ時の変形

$$Q_D = Q_c + \frac{Q_y - Q_c}{\delta_y - \delta_c} (\delta_D - \delta_c)$$

本節では、本試験体における ξ について検討を行う。試験体の ξ を正確に算出する場合、例えば正負交番繰り返し載荷実験(繰り返し数は2

回以上) を行い, 各変形時における 1 サイクル当たりのループ面積 E_i を求める必要がある。しかし, 本実験は地震動を入力しているため応答変形はランダムな値である。そこで, 図-8 に示すように各ループにおける最大変形点(A 点)から荷重 0 を向かえる点(B 点)を結んだ直線を除荷時剛性 K' とし, K' より最大点指向を仮定した菱形の面積を簡易に E_i として算出した。なお, ξ で表すループ面積は 2 サイクル目以降であるため, A 点が経験している最大点でない場合のみ K' を求めた。図-9 に横軸塑性率, 縦軸 K' を示す。図より, 塑性率が増加するに従い K' が低下していく傾向を示す基礎回転時と比較し, 基礎固定時の K' はどの塑性率の範囲においてもほぼ一定の値を示す。これは, 両固定条件の実験を同一試験体で行っており, 基礎固定時には既にオープンフレーム構面の梁が損傷しているためであると考えられる。この結果より得られた K' を塑性率の近似曲線化し, K' より計算した ξ , 及び武田モデルを仮定した際の ξ を図-10 に示す。なお, 基礎固定においては塑性後の採用点が 1 点のみであったため図中に示すことが出来なかった。一方基礎回転においては, 図-9 より塑性率が 1 以上の範囲でばらつきが少ないため, 塑性率 2 以上の範囲でも適用可能であると判断した。図より, 基礎回転時における ξ は塑性率の小さい範囲では小さな値であるが, 塑性率の増加と共にその値は大きくなる。また武田モデルの ξ の計算結果は, 塑性率の大きな範囲では基礎回転時と比較的近い値を示すことが確認できる。本実験では基礎固定について検討できなかったが, 基礎固定条件の違いによる ξ の値の違いについて今後検討の必要があると考えられる。

5. エネルギー入力速度概念に基づいた最大変形量予測

筆者らがこれまで提案してきた文献 4) 等に示した手法は, 解析モデルを用いたものであり, 多層建物である試験体を対象に検討は行ってい

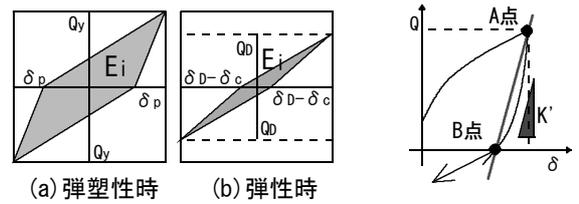


図-7 ξ の決定法 図-8 K' の決定法

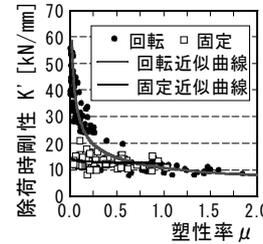


図-9 除荷時剛性

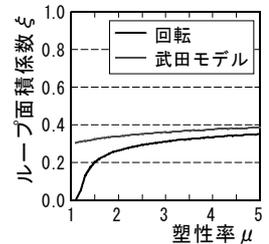


図-10 ξ の決定法

ない。そこで本章では, 仮動的実験における総入力エネルギー量 ED , 等価な繰返し数 ND を用いて最大応答変形を予測し, 実験値との比較を行うことによって本手法の妥当性について検証する。

5.1 エネルギー吸収のモデル化と変形推定式

1 質点 RC 構造物において最大応答平均変形 δ_D (正負最大応答変形の平均値) を定変位振幅としてランダムな地震応答を定常応答に置き換えることが出来ると仮定⁴⁾すると, 式(3)のように ND を表すことが出来る。

$$ND = ED / \Delta E_{\max} \quad (3)$$

ただし, ΔE_{\max} : 単位時間あたりのエネルギー入力の最大値

次にエネルギー吸収のモデル化を示し, 応答変形推定式を導く。まず, 建物が弾塑性範囲にある場合について考える。図-11 に示すように RC 造建物のエネルギー吸収量 ES を弾性歪みエネルギー E_y と 1 サイクル目の塑性歪みエネルギー E_{ds} , 2 サイクル目以降の累積歪みエネルギー E_c , 粘性減衰吸収エネルギー E_h の 4 種類に分類し式(4)によってモデル化を行う。なお, E_h は初期剛性比例型の式となっている。

$$\begin{aligned} ES &= E_y + E_{ds} + E_c + E_h \\ E_y &= 0.5 \{ \delta_c Q_c + (\delta_y - \delta_c)(Q_y + Q_c) \} \\ E_{ds} &= 2Q_y(\delta_D - \delta_y) \\ E_c &= 4Q_y \xi (ND - 1)(\delta_D - \delta_y) \\ E_h &= 2\pi h (\omega_e / \omega_0) Q_{0D} \delta_D^2 ND \end{aligned} \quad (4)$$

ただし, Q_c : ひび割れ耐力, δ_c : ひび割れ時の変形量, Q_y : 降伏耐力, δ_y : 降伏時の変形量, h : 減衰定数, ξ : ループ面積係数, ω_e : 固有

円振動数, ω_0 : 初期固有円振動数,
 $Q_{0D} = K_0 \times \delta_D$ (K_0 : 初期剛性)

式(4)で表されるエネルギー吸収量 ES と入力エネルギー量 ED が等しいと仮定し, δ_D について解くと, 式(5)が得られる。

$$\delta_D = \frac{ED \cdot K_{ey} - \{0.5(\beta - \alpha\beta - 3) - 4\xi(ND - 1)\}Q_y^2}{2Q_y \{ [1 + 2\xi(ND - 1)]Q_y + \pi\gamma ND \cdot Q_{0D} \}} \cdot \delta_y \quad (5)$$

ただし, $\alpha = K_{ey} / K_0, \beta = Q_c / Q_y, \gamma = \omega_e / \omega_0$

続いて, 建物の応答変形が降伏変形以下, かつひび割れ時の変形量以上の場合について考える。図-12(a)に示す用に, エネルギー吸収を分類し, ES は式(6)で表す。

$$\begin{aligned} ES &= E_y + E_c + E_h \\ E_y &= 0.5 \{ \delta_c Q_c + (\delta_D - \delta_c)(Q_D + Q_c) \} \\ E_c &= 4Q_D \xi_c (ND - 1)(\delta_D - \delta_c) \end{aligned} \quad (6)$$

弾塑性範囲と同様に $ED=ES$ として δ_D について解くと, 式(7)が得られる。

$$\delta_D = \frac{\{0.5 + 4\xi_c(ND - 1)\}\delta_c + ED/Q_D}{0.5 + 4\xi_c(ND - 1) + 2\pi\gamma ND \cdot Q_{0D}/Q_D + 0.5Q_c/Q_D} \quad (7)$$

最後に応答変形がひび割れ時の変形量以下である場合について考える。図-12(b)に示すようにエネルギー吸収を分類し ES は式(8)で表す。

$$\begin{aligned} ES &= E_y + E_h \\ E_y &= 0.5\delta_D Q_D \end{aligned} \quad (8)$$

同様に $ED=ES$ として δ_D について解くと, 式(9)が得られる。

$$\delta_D = \sqrt{\frac{ED}{K_0(0.5 + 2\pi\gamma ND)}} \quad (9)$$

なお, 式(5)及び式(7)については, ξ 及び ED , ND (弾性スペクトルを用いて算出する場合)が塑性率の関数となっているため, 仮定した応答変形と変形推定式によって得られる応答変形が等しくなるまで収束計算を行う必要がある。また, 推定式の適用手順としては, 弾塑性範囲における収束計算を行い, そこから算出された値が降伏変形以下であれば, 式(7)を用いてもう一度収束計算を行う。更にその値がひび割れ変形量以下である場合は, 式(9)を用いて変形量の推定を行う。

5.2 最大応答変形推定過程

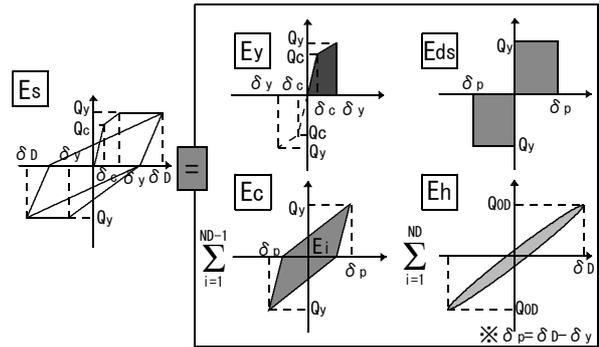
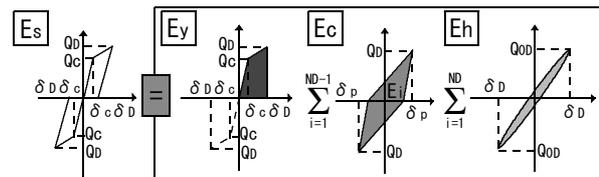
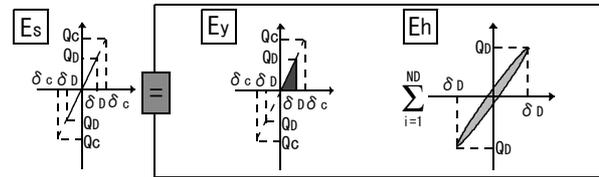


図-11 弾塑性範囲のエネルギー吸収のモデル化



(a) $\delta_c < \delta_D < \delta_y$ の場合



(b) $\delta_D < \delta_c$ の場合

図-12 弾性範囲のエネルギー吸収のモデル化

本論では仮動的実験から算出された ED , ND を用いて, 5.1で述べた方法により応答変形推定を行う。以下に具体的な最大応答変形推定過程について述べる。

(1) 多層建物である本試験体を 1 質点系に縮約する。まず, 実験から得られたベースシア Q_B - 最上階変形 δ_{top} 曲線から包絡線を作成し, 文献5)に基づきトリリニア化を行う。また除荷時剛性を, 4.3で示したように, δ_D の関数として算出する。

(2) (1)で得られたトリリニア骨格曲線から, 降伏時剛性 K_{ey} , 降伏時周期 T_{ey} を算出し, 式(10)により, 等価質量 M_e を算出する。また, ベースシア係数 C_B に M_e を乗じることで 1 質点系の降伏耐力 Q_{y1} を求め, 骨格曲線を作成する。

$$M_e = K_{ey} \cdot (T_{ey}/2\pi)^2 \quad (10)$$

(3) 4階と R 階の 2カ所で加力を行った 2 質点データの実験結果から正負最大応答変形時の割線剛性を用いて固有値解析を行い, 等価周期

Teを算出する。

(4)地動加速度及び、応答速度を用いて、試験体の入力エネルギー ED を算出し、式(11)を用いて1質点系の入力エネルギー ED₁に変換する。また式(3)によって繰り返し回数 ND を算出する。

$$ED_1 = (M_e \cdot VE^2) / 2 \quad (11)$$

$$VE = \sqrt{2ED / M_{all}}$$

ただし、VE：入力エネルギー速度換算値

M_{all}：試験体の全質量

(5) δ_Dを仮定し、5.1で示した式(5)、式(7)、式(9)を用いて最大応答変形の推定を行う。

5.3 結果と考察

表-2は5.2より推定した正負最大塑性率の平均値（以下、推定値）及び、実験で計測された最上階における正負最大塑性率の平均値（以下、実験値）を示したものである。ただし、基礎回転における最終地震動であるKOBE75については、前入力地震動である KOBE50が入力された時点でトリリニア化における降伏点まで変形が達していたため、骨格曲線がトリリニアからバイリニアに近づいていると考えられるため、式(4)におけるE_yをバイリニアモデルとし式(12)を用いて推定を行った。

$$\delta_D = \frac{ED \cdot K_{cy} - \{1.5 + 4\xi(ND - 1)\}Q_y^2}{2\{1 + 2\xi(ND - 1) + \pi h \gamma ND\}Q_y^2} \cdot \delta_y \quad (12)$$

また、基礎固定については4.3でも述べたように塑性後のξについて採用点が少なかったため、武田モデルにおけるξを使用した。表より基礎回転、固定ともに弾性範囲において推定値は実験値の1.5～1.8倍とやや過大評価するが、塑性範囲では推定値は実験値の1.1～1.3倍となり塑性範囲では比較的良い精度で推定できると言える。また、本論では除荷時剛性を簡易に設定したが、除荷時剛性を適切に決定し、履歴エネルギー吸収を評価することで推定精度はさらに向上すると考えられる。

6. まとめ

本論では、仮動的実験結果に基づき連層耐震壁

表-2 実験値と推定値の最大平均塑性率

基礎回転			基礎固定		
地震動	実験値	推定値	地震動	実験値	推定値
TOH25	0.08	0.14	FKOBE50	0.56	0.82
ELCE37	0.33	0.59	FKOBE75	0.80	1.21
KOBE50	1.08	1.48	FTAKA250	2.04	2.59
KOBE75	1.73	2.02			

を有する立体 RC 造試験体の応答変形及びエネルギー吸収性状の検討を行った。また、試験体に対してエネルギー釣合による最大応答変形予測手法を適用し、その精度を確認した。

謝辞：中央構面に連層耐震壁を有する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示す。

参考文献

- 岡野裕，勅使川原正臣，向井智久，楠浩一：中央構面に連層耐力壁を有する1×2スパンRC構造物の仮動的実験による損傷過程，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.571-576，2004
- 上之蘭隆志，芳村学，岡本伸，中田慎介：鉄筋コンクリート造実大7層建物の仮動的実験 - 日米共同研究 その3-，日本建築学会構造系論文集，第372号，pp.55-64，1987.2
- 芳村学：鉄筋コンクリート造実大7層建物の弾塑性解析と1質点による仮動的実験手法 - 日米共同研究 その2-，日本建築学会構造系論文集，第377号，pp.64-76，1987.7
- 向井智久，衣笠秀行，野村設郎：地震動を受けるRC構造物の限界応答変形量を保証するに必要な耐力算出法とその精度検証，日本建築学会構造系論文集，第532号，pp.137-143，2000.6
- 織裳慎一郎，向井智久，衣笠秀行，野村設郎：RC造ピロティ建物の1質点化に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.225-228，2001