

論文 限界耐力計算による多層 RC 建物の応答推定精度に関する解析的検討

朝長 拓也*1・土井 政人*2・真田 靖士*3

要旨：限界耐力計算における応答推定精度の検討を目的として、5、10、15 層 RC 純フレーム建物を対象に応答推定および地震応答解析を行い、推定応答値の地震応答値に対する超過率を設計用安全率と見なして比較した。はじめに、地震応答値の 1 次モード抽出を行い、スペクトル法の推定精度を確認した。次に、高次モード応答が層、部材レベルの応答推定精度に与える影響について検討した。その結果、高次モード応答による層間変形の超過率は 2.0 を超える層もあったが、弾性 2 次モード応答を考慮することで概ね安全側に評価できた。また、高次モードを考慮することで部材端回転角も概ね安全側に評価できた。

キーワード：鉄筋コンクリート、RC 純フレーム建物、性能設計、地震応答解析、高次モード応答

1. はじめに

2000 年に新たに導入された限界耐力計算は、地震時における建物の応答値が、部材性能に基づく限界値を上回らないことを検証する性能評価型設計法である。地震応答値は、縮約 1 自由度系の等価線形化法に基づく応答スペクトル解析法によって求められる。従って、各種限界状態に対する応答値の推定精度が極めて重要であり、本研究で対象とする鉄筋コンクリート造（以下、RC）建物についても、応答の推定精度の向上に着目した数多くの研究がある（例えば、1）、2）。しかし、その一方で、一般的な一次モード応答に基づく限界耐力計算で考慮すべき設計用安全率（推定応答値の地震応答値に対する超過率）を定量的に判断する資料は依然不十分である。

そこで、本研究では、層数が異なる RC 建物を対象に、限界耐力計算の応答推定精度を再検討することを目的とする。具体的には、解析対象建物として、5 層、10 層、15 層の建物を設定し、限界耐力計算による推定応答値と、同計算で用いられる設計用加速度スペクトルに基づく模擬地震動による地震応答値を比較し、その比により応答変位の超過率（設計用安全率）を算定した。とくに高次モード応答が層や部材レベルの応答推定精度に与える影響に着目して検討し、一般的な限界耐力計算で考慮すべき設計用安全率に関する基礎的な資料を収集した。

2. 解析対象建物

解析対象建物は、文献 3)の耐震壁付きラーメン構造の 5 層 RC 建物を基に設計した、5 層、10 層、15 層の RC 純フレーム建物である。図-1 に解析対象建物の平面図、図-2 に 15 層建物の立面図を示す。ただし、本研究では長辺方向（図-1 上 X 方向）のみを解析対象としたため、立面図は長辺方向のみ示す。また、設計に用いた仮定は以下のとおりである。

- 1) 保有水平耐力計算を最低限に満足する。
($D_s=0.3$, 各層の保有水平耐力の余裕度 ≥ 1.0)
- 2) 層重量は単位面積当たり 12kN として算出する。
- 3) 梁断面は 450×850mm で統一する。ただし、基礎梁は剛強であると仮定する。
- 4) 柱断面は 5 層毎に統一し、上層から 850×850mm, 1000×1000mm, 1150×1150mm とする。
- 5) 柱梁耐力比を 2.0 とする（1 階柱脚を除く）。
- 6) 各部材のひび割れ強度は降伏強度の 1/4, 降伏点剛性低下率は 0.25 とする。

（図-3 に復元力特性を示す）

表-1 に上記のとおり設計した各建物の弾性時の振動特性をまとめる。

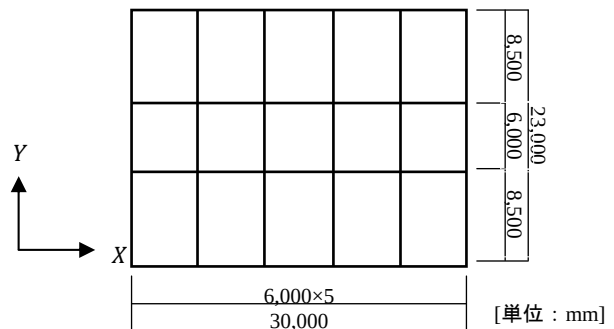


図-1 解析対象建物 平面図

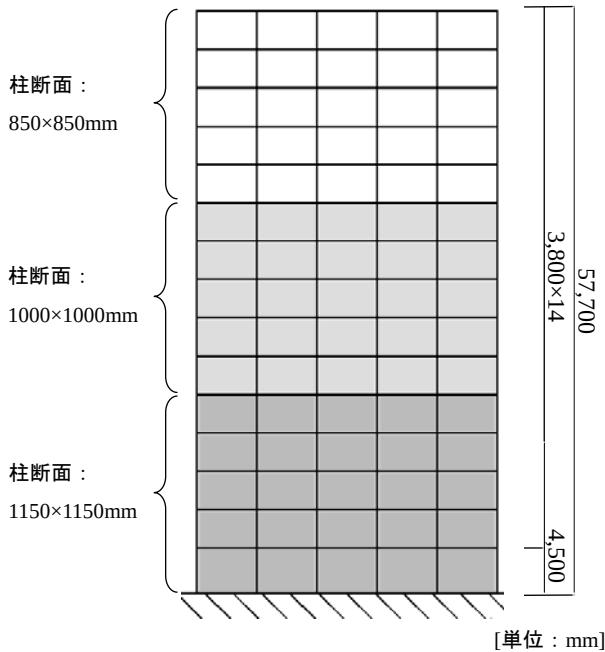
表-1 各建物の弾性時の振動特性

項目	5 層	10 層	15 層
弾性 1 次周期	0.39 sec	0.67 sec	0.94 sec
弾性 2 次周期	0.12 sec	0.23 sec	0.32 sec
弾性 1 次等価質量比	86.4 %	80.3 %	78.0 %
弾性 1+2 次等価質量比	91.8 %	87.2 %	85.0 %

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学専攻（正会員）

*2 豊橋技術科学大学 工学部建設学科

*3 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系准教授・博(工)（正会員）



図－2 解析対象建物（15層） 立面図

3. 限界耐力計算

3.1 応答推定法の概要

限界耐力計算では、対象建物を等価1自由度系に縮約し、その構造成能曲線（Sa-Sd 曲線）と設計用スペクトルに基づく要求曲線が交わる点を代表点高さでの推定応答値として評価する。そして、等価1自由度系縮約時に行う Pushover 解析結果より、代表点高さの応答値が一致するステップでの各層あるいは各部材の応答値を評価し、限界値を上回らないことを検証する。

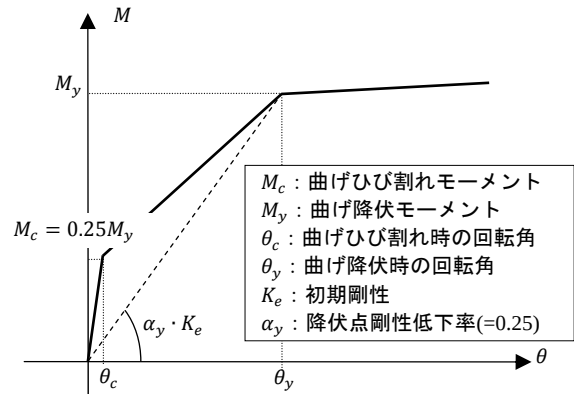
本研究では損傷、安全限界時の加速度スペクトルに地盤増幅率を乗じたものを設計用スペクトルとして採用した。なお、設定地盤は文献3)に準拠し第二種地盤である。表層地盤における地盤増幅率は、略算式である式(1)を用いて算定した。また、応答推定に用いる等価粘性減衰定数は式(2)、減衰による加速度の低減率は式(3)よりそれぞれ算出した⁵⁾。図－4に応答推定イメージ（安全限界）、図－5に各層の応答推定フロー、図－6に設計用加速度応答スペクトルと各建物の弾性1次固有周期（表－1）をそれぞれ示す。

$$G_s = \begin{cases} 1.5 & T < 0.64 \\ 1.5(T/0.64) & 0.64 \leq T < 0.864 \\ 2.025 & 0.864 \leq T \end{cases} \quad (1)$$

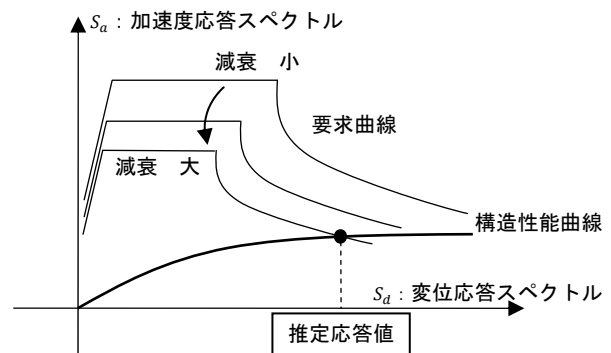
$$h_{eq} = 0.05 + \gamma(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (2)$$

$$F_h = 1.5/(1 + 10h) \quad (3)$$

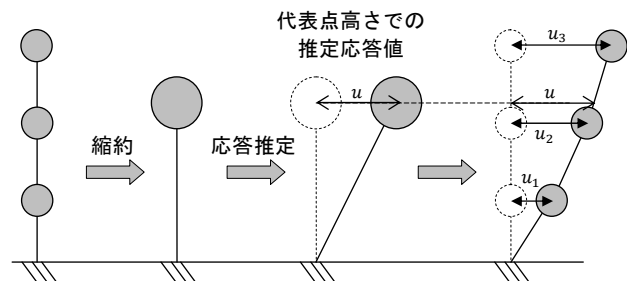
ここに、 G_s ：表層地盤における地盤増幅率、 T ：建築物の固有周期、 h_{eq} ：等価粘性減衰定数、 γ ：構造形式に応じた建築物の減衰特性を表わす係数(=0.2)、 μ ：塑性率、 F_h ：安全限界固有周期における振動の減衰による加速度の低減率、 h ：減衰定数である。



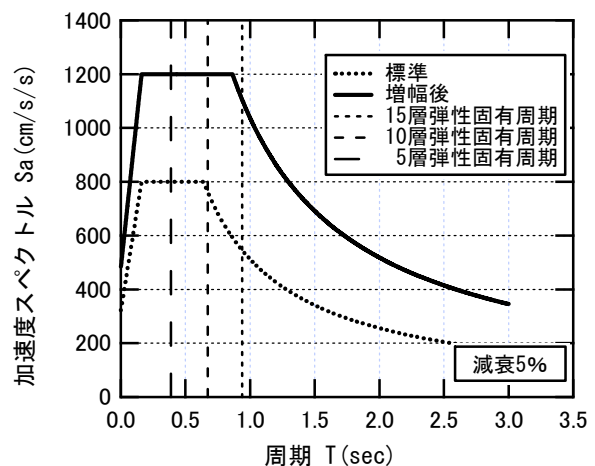
図－3 復元力特性



図－4 応答推定イメージ（安全限界）



図－5 各層の応答推定フロー



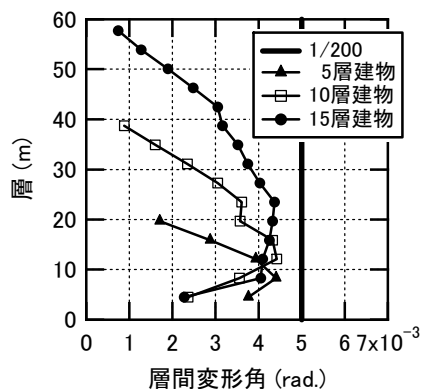
図－6 設計用加速度応答スペクトル

3.2 損傷限界時および安全限界時の検証

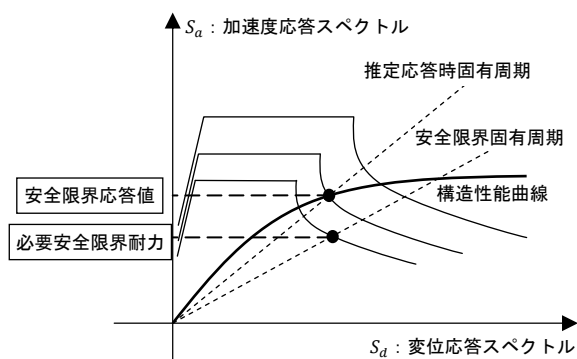
文献 3) の手順に基づき、2 章で設計した 3 種の建物に対して限界耐力計算を行う。損傷限界時では必要耐力および層間変形角に関する検証を行い、安全限界時では必要耐力のみ検証を行う。耐力の検証は図－8 に示すように、推定応答時の安全限界耐力が、安全限界固有周期から求まる必要安全限界耐力を超えることを確認する。なお、Pushover 解析に用いる外力分布は弾塑性 1 次モード比例分布とする（以下、MAP 解析⁴⁾）。建物のモデル化方法は 4 章で後述する。表－2 に損傷限界耐力の検証結果、図－7 に損傷限界時の層間変形角の検証結果、図－8 に安全限界時の耐力検証イメージ、表－3 に安全限界耐力の検証結果をそれぞれ示す。

表－2 損傷限界耐力の検証結果

建物	5 層	10 層	15 層
必要損傷限界耐力 Q_{dn} (kN)	8,736	16,399	23,849
損傷限界耐力 Q_d (kN)	10,126	19,439	25,307
余裕度 Q_d / Q_{dn}	1.16	1.19	1.06
判定	OK	OK	OK



図－7 損傷限界時の層間変形角の検証



図－8 安全限界時の耐力検証イメージ

表－3 安全限界耐力の検証結果

建物	5 層	10 層	15 層
必要安全限界耐力 Q_{sn} (kN)	11,444	23,798	28,168
安全限界耐力 Q_s (kN)	13,508	24,256	29,851
余裕度 Q_s / Q_{sn}	1.18	1.02	1.06
判定	OK	OK	OK

4. 地震応答解析

4.1 解析方法

解析モデルは、床を剛床、柱梁接合部を剛域と仮定した。柱、梁のモデル化では、曲げ特性を弾塑性バネ、せん断特性および軸特性を弾性バネでモデル化した。柱、梁の曲げバネの履歴モデルには Takeda モデルを用い、除荷剛性の剛性低下指数は 0.4 を採用した。

また、数値積分法は Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用い、粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を 5% と仮定した。

4.2 入力地震動

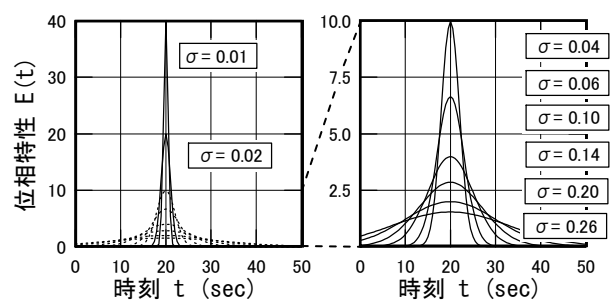
入力地震波は、図－6 に示す限界耐力計算の安全限界時の設計用加速度スペクトルに基づき作成した模擬地震動⁶⁾とした。設定マグニチュードは 8.0 である。位相特性は、桑村らの手法⁷⁾に基づき、式(4)で与えられる正規分布の標準偏差をパラメータとすることでパルス的な地震波から海洋型の地震波までを表現した。また、地震動継続時間は式(5)より算出した。

$$E(t) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(t/T_d - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (4)$$

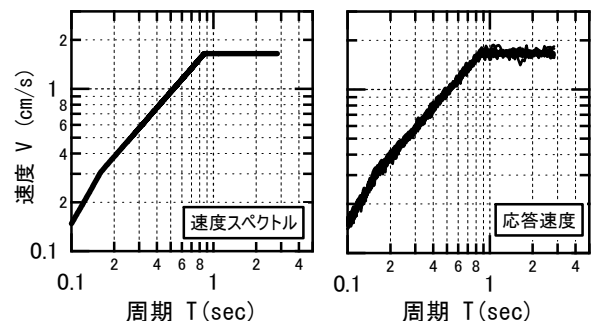
$$T_d = 10^{0.31M - 0.774} \quad (5)$$

ここに、 $E(t)$: 位相特性、 σ : 標準偏差、 μ : 平均、 t : 時間、 T_d : 地震動継続時間、 M : マグニチュードである。

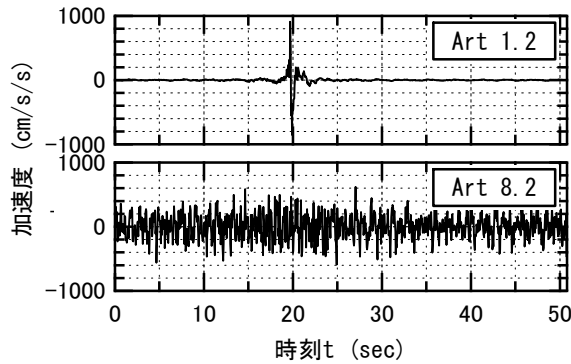
本解析では $\mu = 0.4$ (地震動継続時間に対して 40%) とし、標準偏差は 0.01, 0.02, 0.04, 0.06, 0.10, 0.14, 0.20, 0.26 の 8 種を用いた。標準偏差ごとに 3 波の加速度時刻歴を作成し、合計 24 波の地震動で地震応答解析を行った。図－9 に標準偏差ごとの位相特性、図－10 に設計用速度スペクトルと地震動の応答速度スペクトルの比較、図－11 に地震波の例をそれぞれ示す。



図－9 位相特性



図－10 設計用速度スペクトルと応答速度スペクトル



図－１１ 地震波例

5. 解析結果

5.1 スペクトル法による応答推定精度

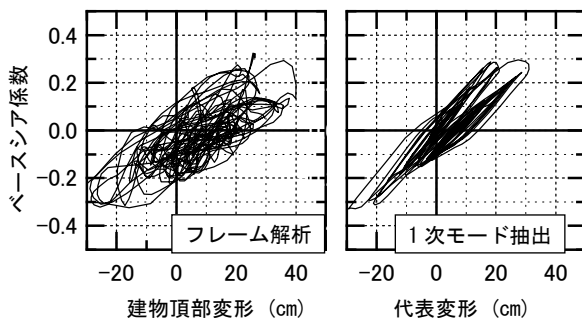
はじめに、スペクトル法を用いた応答推定の精度検証として、地震応答解析結果から抽出した１次モード応答（正解値）⁴⁾をスペクトル法による推定値と比較した。ただし本研究では１次モード応答の抽出は、固有値解析より得た弾性１次の刺激係数、弾性１次の固有ベクトルを用いて、以下の式(6)および式(7)で行った。図－１２に抽出例として１０層建物の抽出結果、図－１３に推定値と正解値の比較結果を示す。

建物の層数に関わりなく応答推定精度にバラツキが見られ、スペクトル法を用いた応答推定の精度は高いとは言えない。これは、スペクトル法が定常応答を前提とする推定手法であるためと判断される。特に、標準偏差が小さい地震波、つまりはパルス的な地震波において、推定応答値が正解値を下回り、応答を危険側に評価する傾向が確認できる。

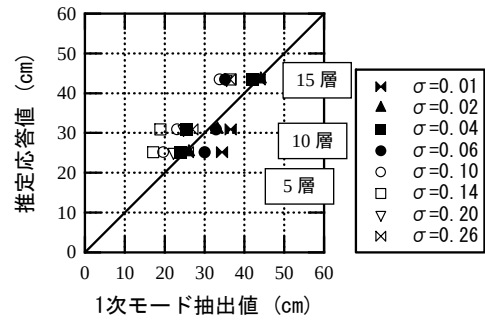
$${}_1S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i(t) \cdot {}_1\delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i(t)} \quad (6)$$

$${}_1S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\beta \cdot {}_1u_i \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\beta \cdot {}_1u_i} \quad (7)$$

ここに、 m_i : i 層の質量、 ${}_1\beta$: 弾性１次の刺激係数、 ${}_1u_i$: 弾性１次の固有ベクトルの i 層成分、 $P_i(t)$: 時刻 t における i 層の作用水平力、 $\delta_i(t)$: 時刻 t における i 層での１層床位置に対する相対変位、 ${}_1\delta_i(t)$: $\delta_i(t)$ の１次モード成分（ ${}_1\delta_i(t) = {}_1\beta \cdot {}_1u_i \cdot {}_1S_d(t)$ ）を表す。



図－１２ １次モード応答抽出例



図－１３ スペクトル法による応答推定精度

5.2 高次モードによる各層の応答変位の超過率

前節にも示すとおり、スペクトル法の限界は予てより指摘されてきた^{例えば、2)}。本稿ではこの問題は直接扱わず、特に高次モード応答の影響について検討する。そこで、１次モード応答としてスペクトル法による推定値ではなく前節で抽出した１次モード応答の最大値（以下、正解値と表記する）を用い、図－５に示す限界耐力計算によるフローに従って各層の層間変位を算出し（図－５の u に正解値を用いる）、地震応答解析による最大応答値と比較する。各層の推定応答値に対する最大応答値の比を超過率として以下の式(8)で定義する。すべての建物で高次モード応答の影響を受けやすい上層部において、超過率が大きく算定された。いずれも超過率 2.0 を超える地震応答が局所的に記録され、最大で超過率 4.0 程度の地震応答も観測された。

そこで各建物の１次応答推定時の等価周期より、式(9)を用いて、等価２次周期を算定し、代表点高さにおける２次モード応答、並びにこれを以下の式(10)より各層の２次モード応答を推定した。そして、１次モードと同様に推定２次モード応答を考慮した超過率を推定した。推定２次モード応答を考慮した超過率は、１次モードの正解値と２次モード推定応答値を直和した式(11)と、SRSSを適用した式(12)で定義した。図－１４～１６に各建物の超過率を位相特性が異なる地震動ごとに示す。ただし、各超過率は標準偏差が等しい３波の最大値の包絡線である。

直和により推定２次モード応答を考慮したとき、層間変形を概ね安全側（超過率 1.0 未満）に評価することができた。しかし、SRSSを適用した推定２次モード応答を考慮した超過率は、危険側に評価しているパターンも多く、精度よく評価しているとは言えない。

$${}_1E_i = \frac{RES\delta_i}{EST\delta_i} \quad (8)$$

$$ESTT_2 = \frac{eT_2}{eT_1} \times ESTT_1 \quad (9)$$

$$EST\delta_i = {}_2S_d \cdot {}_2\beta \cdot {}_2u_i \quad (10)$$

$$SUM{}_2E_i = \frac{RES\delta_i}{EST\delta_i + |EST\delta_i|} \quad (11)$$

$$SRSS{}_2E_i = \frac{RES\delta_i}{\sqrt{(EST\delta_i)^2 + (EST\delta_i)^2}} \quad (12)$$

ここに、 1E_i :地震応答解析による i 層の超過率、 ${}_{EST}T_2$:2次の推定等価周期、 eT_1 、 eT_2 :1, 2次の弾性固有周期、 ${}_{EST}T_1$:1次応答推定時の等価周期、 ${}_2S_d$:等価2次固有周期(減衰定数 5%)より求めた代表点応答、 ${}_2\beta$:2次の刺激係数、 ${}_2u_i$:2次の固有モード、 $\sum {}^2E_i$:直和により推定2次モード応答を考慮した i 層の超過率、 ${}_{SRSS}{}^2E_i$:SRSSにより推定2次モード応答を考慮した i 層の超過率、 ${}_{RES}\delta_i$:地震応答解析による i 層の最大層間変形、 ${}_{EST}{}^1\delta_i$ 、 ${}_{EST}{}^2\delta_i$:1, 2次モード応答による i 層の推定層間変形である。

5.3 梁の部材端回転角の比較

前節では2次モードを考慮することにより、層間変位が概ね安全側に評価できることを示した。本節ではさらに部材レベルの応答について検証する。2次モードを考

慮しない場合は、5.2節で層間変位を求めたときと同様に、地震応答解析から抽出した1次モード応答の正解値とMAP解析から、材端回転角を算出した。2次モードの影響を考慮する場合は、以下の式(13)を用いて材端回転角の割り増しを行った。本稿では2次モードの考慮の有無をパラメータとして、地震応答解析による各梁部材端の最大回転角を、推定値と比較する。なお、本稿では2次モード形より、上層部で最も2次モードの影響を受ける層、下層部で最も2次モードの影響を受ける層、最も2次モード応答の影響を受けない層の3層のみに焦点を当てて比較を行った。表-4に各建物の検討対象とする層を示し、図-17、18にそれぞれ2次モードを考慮しない場合とする場合の地震応答解析結果と推定値を、建物ごとに比較する。

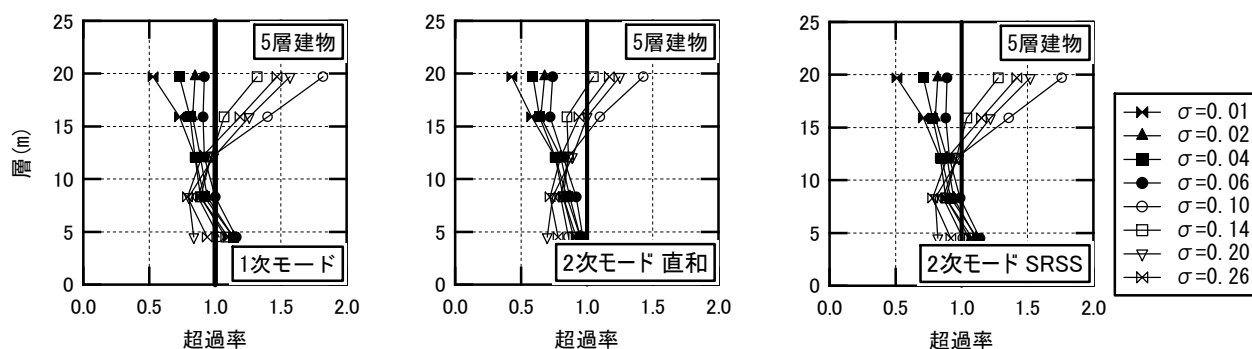


図-14 5層建物の超過率

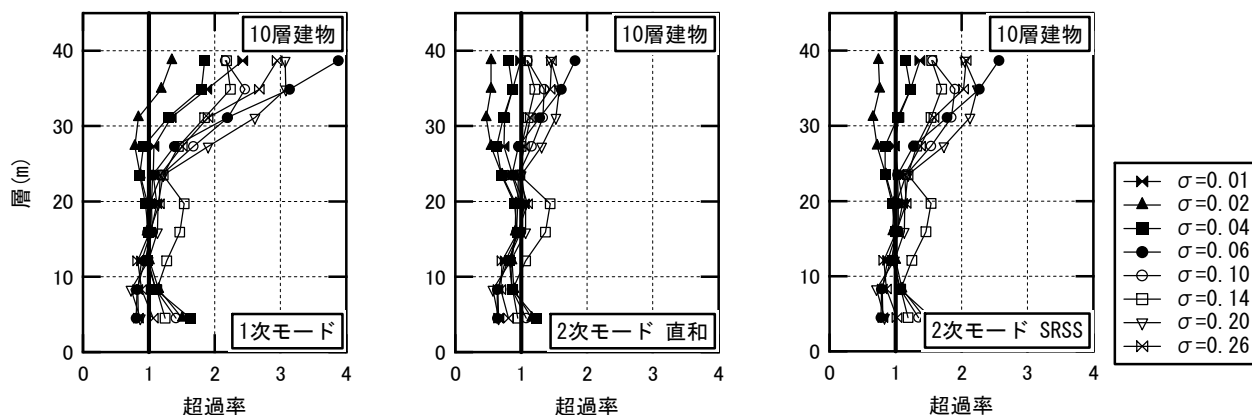


図-15 10層建物の超過率

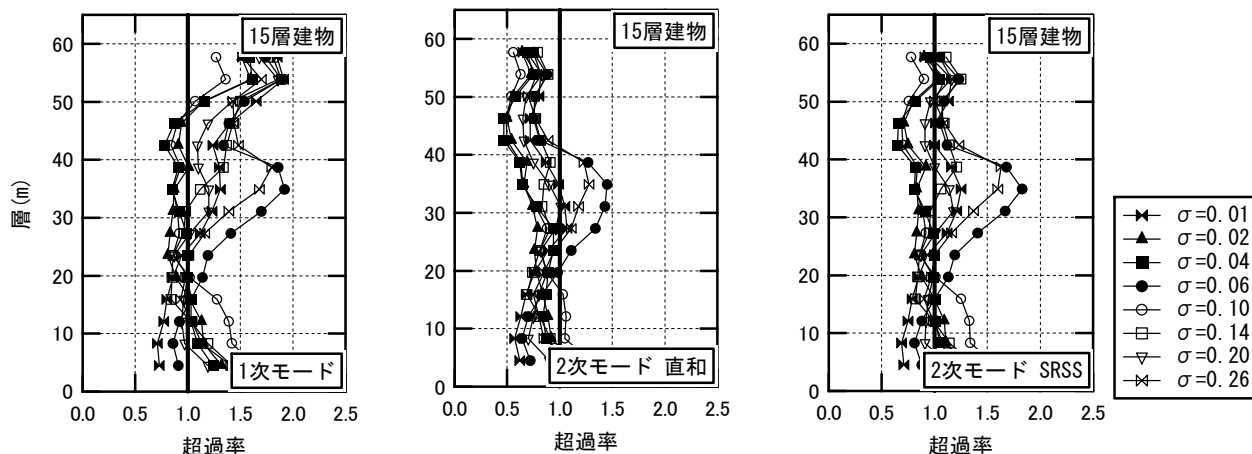


図-16 15層建物の超過率

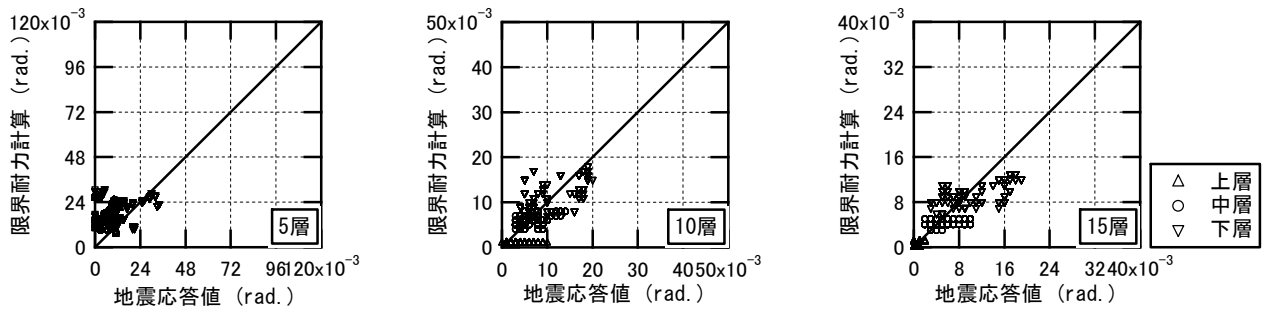


図-17 2次モードを考慮しない場合の部材端回転角の比較

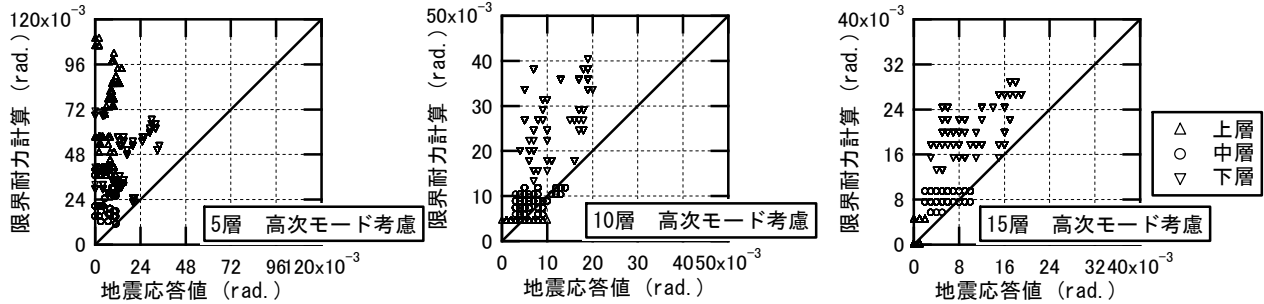


図-18 2次モードを考慮した場合の部材端回転角の比較

表-4 検討対象の層

	5層建物	10層建物	15層建物
上層	5層	10層	15層
中層	4層	7層	11層
下層	2層	4層	6層

両図から、高次モードを考慮することで、上層での部材応答を安全側に評価する傾向が得られたが、10、15層建物の、特に中層および下層では、部材応答を安全側に評価しておらず、更なる検討が必要である。

$${}_2R_i = \frac{{}_{EST}\delta_i + |{}_{EST}\delta_i|}{{}_{EST}\delta_i} \times {}_1R_i \quad (13)$$

ここに、 ${}_2R_i$: 2次モード応答を考慮した*i*層の材端回転角の推定値、 ${}_1R_i$: 地震応答解析から抽出した1次モード応答の正解値とMAP解析から求めた1次モード応答による*i*層の材端回転角の推定値、 ${}_{EST}\delta_i$: 地震応答解析から抽出した1次モード応答の正解値とMAP解析から求めた1次モード応答による*i*層の推定層間変形、 ${}_{EST}\delta_i^2$: 式(10)より求めた2次モード応答による*i*層の推定層間変形である。

6. まとめ

本研究では、多層RC純フレーム建物を対象とし、限界耐力計算による応答推定を行い、地震応答解析結果と比較し応答推定精度について検討した。さらに、高次モード応答が層、部材レベルの応答推定精度に与える影響について検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 従来の指摘通り、等価線形化法に基づくスペクトル法による1次モード応答の推定誤差は比較的大きい。その傾向はパルス的な地震波において強く現れる。
- 2) 高次モード応答による層間変形の超過率（設計用安全率）は直和で2次モード応答を1次モード応答に

累加することにより、概ね安全側に評価できた。

- 3) 式(13)に示す割増し係数より、2次モード応答を考慮することで、梁部材端回転角を安全側に評価できた。

参考文献

- 1) 倉本洋：限界耐力計算による多層建築物の最大地震応答評価における高次モード応答の考慮，日本建築学会構造系論文集，第587号，pp.69-76，2005.1
- 2) 稲井栄一，北村梢，丸橋奈々子，平石久廣：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と等価線形化法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第650号，pp.859-868，2010.4
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2001年版 限界耐力計算法の計算例とその解説，工学図書株式会社，2001.3
- 4) 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，Vol.580，pp.61-68，2004.6
- 5) Td, Bdi, 安全限界変位, Ts, Bsi, Fh及びGsを計算する方法並びに屋根ふき材等及び外壁等の構造耐力上の安全を確かめるための構造計算の基準を定める件：建設省告示第1457号，平成12年5月31日
- 6) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994.5
- 7) 桑村仁，竹田拓也，佐藤義也：地震動の破壊力指標としてのエネルギー入力率，日本建築学会構造系論文集，第491号，pp.29-36，1997.1
- 8) 秋田知芳，倉本洋：限界耐力計算によるRC造壁フレーム建築物の地震応答評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，2005