

論文 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

秋田 知芳^{*1}・倉本 洋^{*2}

要旨:筆者の一人は既往の研究において,高次モード応答を考慮することで限界耐力計算による RC 造純フレーム建築物の地震応答評価精度を向上させることができることを示した。本論では,RC 造壁フレーム建築物についても同様な精度向上が可能であるか否かの検証を目的として,高次モードを考慮した限界耐力計算による当該建築物の最大地震応答予測値と時刻歴地震応答解析による最大応答値を比較した。その結果,RC 造壁フレーム建築物についても,純フレームに対するものと同様な手法によって高次モードの影響を考慮することができ,限界耐力計算による最大地震応答予測が可能であることが示された。

キーワード:限界耐力計算, RC 造壁フレーム建築物, 地震応答, 高次モード応答, 2 乗和平方

1. はじめに

筆者の一人は,RC 造純フレーム建築物を対象として,高次モード応答を考慮することによって限界耐力計算による地震応答の予測精度を向上させることができることを示した¹⁾。本論では,RC 造壁フレーム建築物についても同様な精度向上が可能であるか否かの検証を目的として,高次モードを考慮した限界耐力計算による当該建築物の最大地震応答予測値と時刻歴地震応答解析による最大応答値を比較し,限界耐力計算による地震応答評価手法の妥当性および地震応答予測精度を検討する。また,等価 1 自由度系の応答値を各層に分配して耐震壁およびフレームそれぞれの負担せん断力を評価する方法についても併せて検討する。

2. 限界耐力計算による地震応答評価の手順

本章では,静的非線形荷重増分解析に基づく RC 造壁フレーム建築物の等価 1 自由度系への縮約方法(以下,静的縮約と呼称)および等価 1 自由度系の応答値を各層に分配した場合の耐震壁とフレームそれぞれの応答値の評価方法を示す。さらに,限界耐力計算の手順も併せて示す。なお,静的縮約の際に用いる静的非線形荷重増分解析の外力分布は弾塑性 1 次モード比例分布とする(以下,MAP 解析と呼称)²⁾。

2.1 静的縮約方法

多層建築物における等価 1 自由度系の静的な代表荷重 - 代表変位関係 (${}_1S_a - {}_1S_d$ 関係) は MAP 解析結果

を用いて以下の式で与えられる^{2),3)}。

$${}_1S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i\right)^2} {}_1Q_B = \frac{\sum_{i=1}^N {}_1P_{i1} \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i} \quad (1)$$

$${}_1S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N {}_1P_{i1} \delta_i} {}_1S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i} \quad (2)$$

ここに, m_i は i 層の質量, ${}_1\delta_i$ は i 層での 1 層床位置に対する相対変位, ${}_1P_{i1}$ は i 層の作用水平力, および ${}_1Q_B$ はベースシアをそれぞれ示す。

一方,壁フレーム建築物では, i 層の耐震壁およびフレームに作用する水平力を,それぞれ ${}_wP_i$ および ${}_fP_i$ とすると

$$P_{i=} {}_wP_i + {}_fP_i \quad (3)$$

の関係が得られ,等価 1 自由度系における耐震壁およびフレームの応答加速度成分 ${}_{1w}S_a$ および ${}_{1f}S_a$ は次式で与えられる。

$${}_{1w}S_a = \frac{\sum_{i=1}^N {}_wP_{i1} \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i} \quad (4)$$

$${}_{1f}S_a = \frac{\sum_{i=1}^N {}_fP_{i1} \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i} \quad (5)$$

また,耐震壁およびフレームに対する代表変位は建築物全体と同様に式(2)で与えられる。

2.2 等価 1 自由度系応答値の各層への分配方法

一般に建築物の i 層における層せん断力および層間変形の 1 次モード成分 ${}_1Q_i$ および ${}_1\delta_i$ は等価 1 自由度系の応答値 ${}_1S_a$ および ${}_1S_d$ と 1 次刺激関数 ${}_1\beta \cdot {}_1u_i$ を用いて次式で与えられる。

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

*2 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 助教授 博士(工学) (正会員)

$${}_1\delta_i = {}_1\beta \cdot {}_1u_i \cdot S_d \quad (6)$$

$${}_1Q_i = \sum_{j=i}^N {}_1P_j \quad (7)$$

$$\text{ここに, } {}_1P_i = {}_1\beta \cdot {}_1u_i \cdot m_i \cdot S_a \quad (8)$$

一方、壁フレーム建築物では、建築物全体の各層の応答値は式(6)および(7)によって評価できるが、耐震壁およびフレームに対する各層の応答成分の評価においては、各層のせん断力の負担割合が一樣ではないため、等価1自由度系の応答値を1次刺激関数 ${}_1\beta \cdot {}_1u_i$ を用いて分配することができない。そこで耐震壁およびフレームに対する見かけの1次刺激関数(以下、分配係数と呼称) ${}_{1w}\beta \cdot {}_{1w}u_i$ および ${}_{1f}\beta \cdot {}_{1f}u_i$ を設定して等価1自由度系の応答値を各層に分配する⁴⁾。

耐震壁およびフレームの*i*層における分配係数 ${}_{1w}\beta \cdot {}_{1w}u_i$ および ${}_{1f}\beta \cdot {}_{1f}u_i$ は、式(8)の関係を応用して次式で与えられると仮定する。

$${}_{1w}\beta \cdot {}_{1w}u_i = {}_{1w}P_{iCSM} / m_i \cdot {}_{1w}S_{aCSM} \quad (9)$$

$${}_{1f}\beta \cdot {}_{1f}u_i = {}_{1f}P_{iCSM} / m_i \cdot {}_{1f}S_{aCSM} \quad (10)$$

ここで、 ${}_{1w}P_{iCSM}$ 、 ${}_{1w}S_{aCSM}$ および ${}_{1f}P_{iCSM}$ 、 ${}_{1f}S_{aCSM}$ はそれぞれ限界耐力計算における等価1自由度系の最大応答値に相当する MAP 解析結果の荷重ステップでの耐震壁およびフレームの*i*層における作用水平力と応答加速度である。

耐震壁およびフレームの各層の応答せん断力は、式(9)および(10)による分配係数 ${}_{1w}\beta \cdot {}_{1w}u_i$ および ${}_{1f}\beta \cdot {}_{1f}u_i$ を用いて次式によって与えられる。

$${}_{1w}Q_i = \sum_{j=i}^N {}_{1w}P_j \quad (11)$$

$${}_{1f}Q_i = \sum_{j=i}^N {}_{1f}P_j \quad (12)$$

$$\text{ここに, } {}_{1w}P_i = {}_{1w}\beta \cdot {}_{1w}u_i \cdot m_i \cdot S_a \quad (13)$$

$${}_{1f}P_i = {}_{1f}\beta \cdot {}_{1f}u_i \cdot m_i \cdot S_a \quad (14)$$

なお、耐震壁およびフレームの各層の応答変位は建築物全体と同様に式(6)で与えられる。

2.3 限界耐力計算の手順

RC 造壁フレーム建築物の地震応答評価は以下に示す手順で行う。

- 1) MAP 解析により各層の層せん断力 - 層間変形関係、並びに耐震壁およびフレームの各層の負担せん断力 - 層間変形関係をそれぞれ求める。
- 2) 建築物全体、耐震壁およびフレームの等価1自由度系における代表荷重 ${}_1S_a$ 、 ${}_{1w}S_a$ および ${}_{1f}S_a$ と代

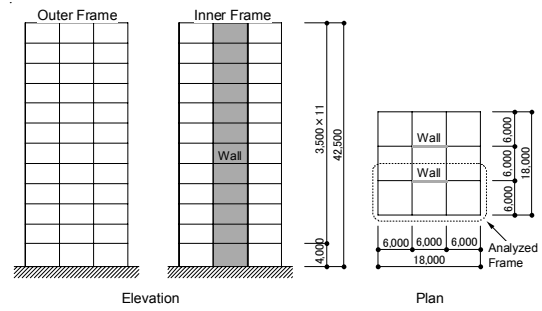


図 - 1 解析対象建築物

表変位 ${}_1S_d$ を MAP 解析結果に基づいて式(1)、(4)、(5)および(2)により算定する。

- 3) 上記 2)で求めた ${}_1S_a - {}_1S_d$ 関係をバイリニアにモデル化し、等価減衰*h*を次式で算定する⁵⁾。

$$h = 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) + 0.05 \quad (15)$$

ここに、 μ ：塑性率

- 4) 式(15)を用いて次式により応答スペクトルの低減係数 F_h を得て、それにより低減されたスペクトルと ${}_1S_a - {}_1S_d$ 関係の交点から最大応答点を得る⁵⁾。

$$F_h = 1.5/(1 + 10 \cdot h) \quad (16)$$

3. 解析対象建築物と時刻歴地震応答解析の概要

図 - 1 に解析対象建築物の軸組および平面図を示す。解析対象とした建築物は、文献 6)に示されている純ラーメン形式の12層RC造建築物に連層耐震壁を付加したものである。平面形状は桁行および張間方向ともに6.0m×3スパンで、建築物高さは42.5m(1層4.0m、2層以上3.5m)である。連層耐震壁は内側構面の中央のスパンに配置され、壁厚は300mm、配筋は縦筋、横筋ともD13@200のダブル配筋(ps=0.4%)となっている。時刻歴地震応答解析およびMAP解析ともに、梁部材を材端バネモデルに、柱および耐震壁部材をマルチスプリングモデル(MSモデル)によりモデル化し、復元力特性にはTakedaモデルを用いた。なお、解析は図 - 1に示すように片側2構面に対して行った。

時刻歴地震応答解析に用いた地震波は、El Centro NS (1940)、Taft EW (1952)、Hachinohe EW (1968)およびJMA-Kobe NS (1995)の4波であり、それぞれ最大速度を25cm/sec、50cm/secおよび75cm/secに基準化した計12波とした。なお、解析における粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、限界耐力計算による比較を念頭に置いて、

弾性 1 次固有周期に対して減衰定数を 5%と仮定した。
 数値解析には Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用いた。

4. 等価 1 自由度系縮約の妥当性の検証

図 - 2 は El Centro 波 75cm/sec 入力時における時刻歴地震応答解析に基づく等価 1 自由度系縮約 (以下、動的縮約と呼称) の結果と静的縮約結果を比較したものである。建築物全体, 耐震壁およびフレームそれぞれについて示している。なお, 動的縮約には時刻歴地震応答解析結果と以下に示す式(17)~(20)を用いた^{2),4)}。

$${}_1S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i(t) \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i(t)} \quad (17)$$

$${}_1S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \beta \cdot u_i \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \beta \cdot u_i} \quad (18)$$

$${}_{1w}S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i(t) \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i(t)} \quad (19)$$

$${}_{1f}S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i(t) \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i(t)} \quad (20)$$

ここに, $P_i(t)$ は時刻 t における i 層の作用水平力,

${}_w P_i(t)$ は時刻 t における i 層の耐震壁に作用する水平力, ${}_f P_i(t)$ は時刻 t における i 層のフレームに作用する水平力, $\delta_i(t)$ は時刻 t における i 層での 1 層床位置に対する相対変位, および ${}_1\delta_i(t)$ は $\delta_i(t)$ の 1 次モード成分 (${}_1\delta_i(t) = \beta \cdot u_i \cdot S_d(t)$) をそれぞれ示す。

図 - 2 より建築物全体, 耐震壁およびフレームのいずれについても, 動的縮約による等価 1 自由度系における最大応答変形時の応答値 (図中の 印) およびそれ以前の応答履歴においてある時刻までに経験した最大応答変形点 (図中の 印) は概ね静的縮約による代表荷重 - 代表変形曲線上にあることが分かる。すなわち「等価 1 自由度系における最大応答時以前の応答履歴では, ある時刻までに経験した最大応答変形点が 1 次モードに対する MAP 解析結果とほぼ一致する²⁾」という傾向が壁フレーム建築物についても認められ, かつ耐震壁およびフレームそれぞれについてもその傾向が認められる。従って, 壁フレーム建築物でも等価 1

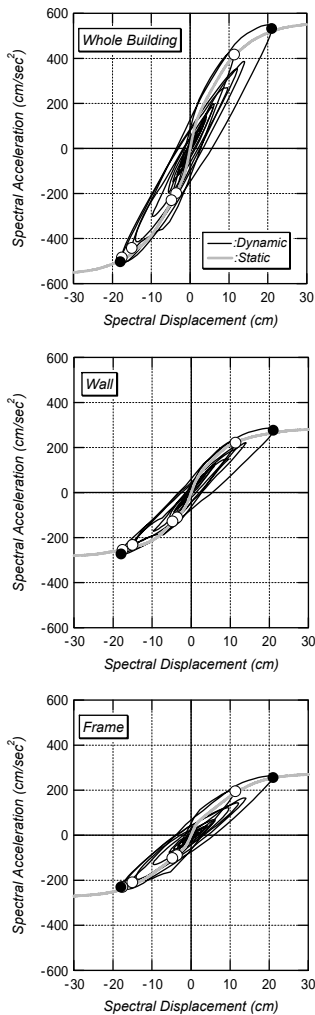


図 - 2 縮約結果の比較

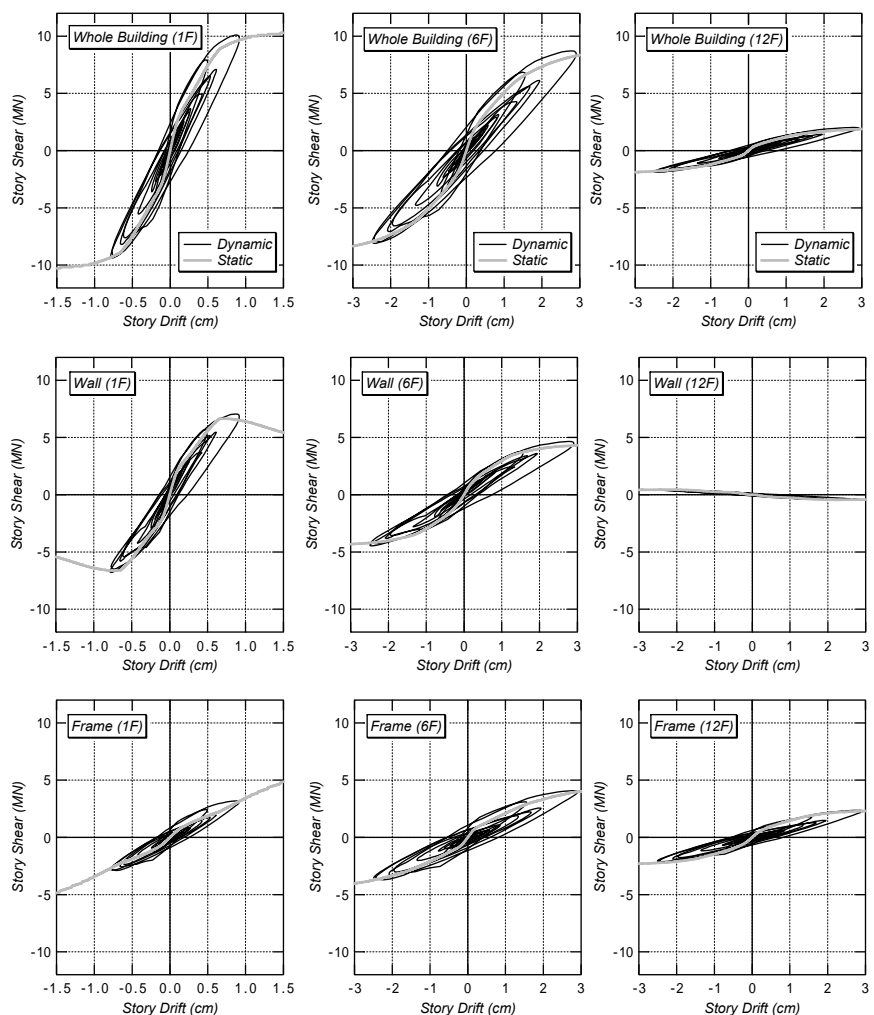


図 - 3 各層における 1 次モード応答の比較

自由度系に関して動的縮約と静的縮約の整合性が認められ、2.1節で示した等価1自由度系の代表荷重 - 代表変形関係は妥当なものであると考えられる。

図 - 3 は El Centro 波 75cm/sec 入力時に対する1層、6層および12層における時刻歴地震応答の1次モード成分と MAP 解析結果を比較したものである。図 - 2 の等価1自由度系の場合と同様に建築物全体、耐震壁およびフレームのいずれにおいても、各層における時刻歴応答の1次モード成分は、その最大値が概ね MAP 解析による代表荷重 - 代表変形曲線上にある。従って、2.2節で示した等価1自由度系応答値の各層への分配方法も妥当なものであると判断できる。

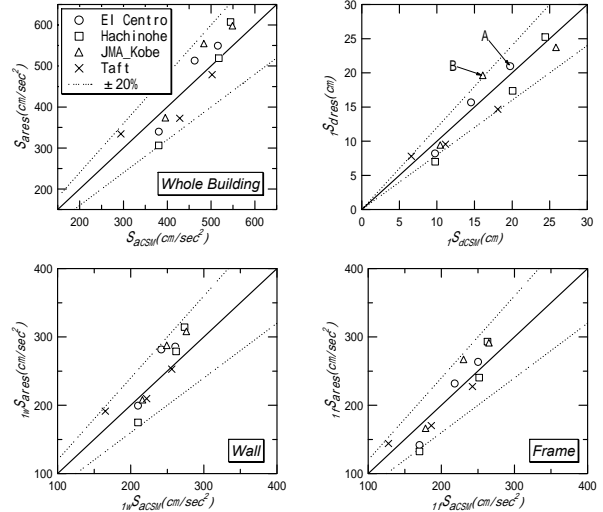


図 - 4 等価1自由度系応答の予測精度

5. 限界耐力計算による最大地震応答の評価

5.1 等価1自由度系応答の予測精度

図 - 4 に 2.3 節で示した限界耐力計算により算定した各入力地震波における建築物全体、耐震壁およびフレームの等価1自由度系の応答予測値 ${}_1S_{aCSM}$ 、 ${}_1S_{dCSM}$ 、 ${}_{1w}S_{aCSM}$ および ${}_{1f}S_{iCSM}$ と動的縮約の最大応答値 ${}_1S_{ares}$ 、 ${}_1S_{dres}$ 、 ${}_{1w}S_{ares}$ および ${}_{1f}S_{ares}$ の比較を示す。いずれにおいても最大応答値に対する応答予測値の比率は概ね ±20% の範囲にあり、限界耐力計算による等価1自由度系の応答予測精度は概ね良好であると判断できる。

図 - 5 に図 - 4 で示した等価1自由度系の動的応答値と限界耐力計算による予測値の対応が良好であった El Centro 波 75cm/sec 入力と、良好でなかった JMA Kobe 波 50cm/sec 入力 (図 - 4 の ${}_1S_{dres} - {}_1S_{dCSM}$ 関係における A と B) に対する限界耐力計算結果と等価1自由度系応答の様子を示す。対応が良好であった El Centro 波 75cm/sec 入力では等価1自由度系応答は定常的に応答している。それに対して、対応が良好でなかった JMA Kobe 波 50cm/sec 入力では等価1自由度系応答が片側にシフトし、限界耐力計算における基本仮定から逸脱した非定常な応答を示しており、それによって限界耐力計算による応答予測値が等価1自由度系の動的応答値に対して過小となったと考えられる¹⁾。

5.2 層せん断力および層間変形の予測精度

ここでは、限界耐力計算における高次モードの影響を考慮した最大層せん断力および最大層間変形の評価式¹⁾を用いて最大地震応答の評価を行い、その予測精

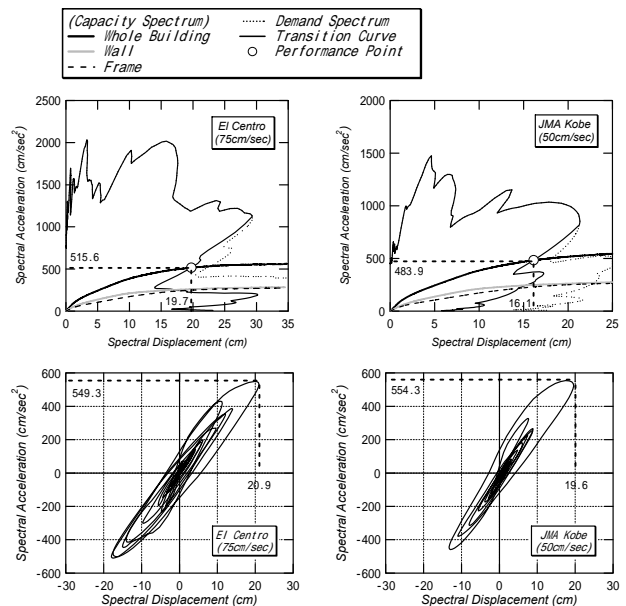


図 - 5 限界耐力計算結果と等価1自由度系応答

度を検証する。

i 層における層せん断力 Q_{iCSM} は、限界耐力計算により求めた等価1自由度系の応答加速度 ${}_1S_{aCSM}$ を用いて式(22)により算定される1次モード成分 ${}_1Q_{iCSM}$ と式(23)で与えられる高次モード成分 ${}_hQ_{iCSM}$ に SRSS を適用して式(21)で与えられる¹⁾。

$$Q_{iCSM} = \sqrt{{}_1Q_{iCSM}^2 + {}_hQ_{iCSM}^2} \quad (21)$$

$${}_1Q_{iCSM} = \sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_1\beta_j \cdot u_j \cdot {}_1S_{aCSM} \quad (22)$$

$${}_hQ_{iCSM} = \sqrt{{}_2Q_{iCSM}^2 + \left\{ \sum_{j=1}^N m_j \left(1 - \sum_{s=1}^2 \beta_s \cdot u_j \right) \cdot \ddot{x}_{0max} \right\}^2} \quad (23)$$

ここで、 \ddot{x}_{0max} は地動加速度の最大値であり、 ${}_2Q_{iCSM}$

は2次の固有周期に対応する2次加速度応答スペクトル ${}_2S_{aCSM}$ により次式で与えられる。

$${}_2Q_{iCSM} = \sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_2\beta \cdot {}_2u_j \cdot {}_2S_{aCSM} \quad (24)$$

なお、 ${}_1\beta \cdot {}_1u_i$ は次式で算定する。

$${}_1\beta \cdot {}_1u_i = \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_{iCSM}}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_{iCSM}^2} \right) \cdot \delta_{iCSM} \quad (25)$$

ここで、 ${}_1\delta_{iCSM}$ は限界耐力計算による応答値をMAP解析に基づいて各層に分配して得られる i 層での1層床位置に対する相対変位を示す。

また、式(3)、(8)、(13)および(14)より、等価1次モードに対する建築物全体の等価質量 ${}_1\bar{M}$ 、耐震壁の等価分担質量 ${}_{1w}\bar{M}$ およびフレームの等価分担質量 ${}_{1f}\bar{M}$ との間に下式(26)の関係が得られる。

$${}_1\bar{M} = {}_{1w}\bar{M} + {}_{1f}\bar{M} \quad (26)$$

$$\text{ここに、} {}_{1w}\bar{M} = \frac{{}_1S_{aCSM}}{{}_1S_{aCSM}} \cdot \sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_{1w}\beta \cdot {}_{1w}u_j \quad (27)$$

$${}_{1f}\bar{M} = \frac{{}_1S_{aCSM}}{{}_1S_{aCSM}} \cdot \sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_{1f}\beta \cdot {}_{1f}u_j \quad (28)$$

さらに、建築物全体、耐震壁およびフレームのそれぞれのベースシアに対する高次モード成分を ${}_hQ_B$ 、 ${}_{hw}Q_B$ および ${}_{hf}Q_B$ とすると、

$${}_hQ_B = {}_{hw}Q_B + {}_{hf}Q_B \quad (29)$$

の関係がある。一方、高次モード成分が地動加速度 \ddot{x}_0 に比例する性質²⁾を用いると、 ${}_hQ_B$ は次式で与えられる。

$${}_hQ_B = -(M - {}_1\bar{M}) \cdot \ddot{x}_0 \quad (30)$$

さらに、式(26)~(30)より

$$\begin{aligned} {}_hQ_B &= -(M - {}_{1w}\bar{M} - {}_{1f}\bar{M}) \cdot \ddot{x}_0 \\ &= -(M - {}_1\bar{M}) \cdot \left(\frac{{}_{1w}\bar{M}}{{}_1\bar{M}} + \frac{{}_{1f}\bar{M}}{{}_1\bar{M}} \right) \cdot \ddot{x}_0 \\ &= \frac{{}_{1w}\bar{M}}{{}_1\bar{M}} \cdot {}_hQ_B + \frac{{}_{1f}\bar{M}}{{}_1\bar{M}} \cdot {}_hQ_B \end{aligned} \quad (31)$$

が得られる。従って、式(31)より限界耐力計算における耐震壁およびフレームに対する層せん断力の高次モード成分 ${}_{hw}Q_{iCSM}$ および ${}_{hf}Q_{iCSM}$ は下式で与えられる。

$${}_{hw}Q_{iCSM} = \frac{{}_{1w}\bar{M}}{{}_1\bar{M}} \cdot {}_hQ_{iCSM} \quad (32)$$

$${}_{hf}Q_{iCSM} = \frac{{}_{1f}\bar{M}}{{}_1\bar{M}} \cdot {}_hQ_{iCSM} \quad (33)$$

したがって、耐震壁およびフレームの各層の最大応

答せん断力はそれぞれの1次モード成分と式(32)および(33)による高次モード成分を用いて式(21)のごとくSRSSを適用することによって算定できる。

一方、 i 層の層間変形 δ_{iCSM} は限界耐力計算により得られた等価1自由度系の代表変位 ${}_1\Delta_{CSM}$ を用いて式(35)によって算定される1次モード成分 ${}_{1st}\delta_{iCSM}$ と残余等価変位 ${}_{hst}\delta_{iCSM}$ (高次モード代表変位)を用いて式(36)で与えられる高次モード成分 ${}_{hst}\delta_{iCSM}$ にSRSSを適用して式(34)で与えられる¹⁾。

$$\delta_{iCSM} = \sqrt{{}_{1st}\delta_{iCSM}^2 + {}_{hst}\delta_{iCSM}^2} \quad (34)$$

$${}_{1st}\delta_{iCSM} = {}_1\beta ({}_1u_i - {}_1u_{i-1}) \cdot {}_1\Delta_{CSM} \quad (35)$$

$${}_{hst}\delta_{iCSM} = {}_h\beta ({}_h u_i - {}_h u_{i-1}) \cdot {}_h\Delta_{CSM} \quad (36)$$

ここで、残余等価変位 ${}_h\Delta_{CSM}$ は ${}_1\Delta_{CSM}$ と2次モード代表変位 ${}_2\Delta_{CSM}$ を用いて下式で与えられる。

$${}_h\Delta_{CSM} = \frac{\sqrt{({}_2\bar{M} \cdot {}_2\Delta_{CSM})^2 + \left\{ ({}_1\bar{M}_e - {}_1\bar{M}) \cdot {}_1\Delta_{CSM} / 2 \right\}^2}}{{}_2\bar{M} + {}_1\bar{M}_e - {}_1\bar{M}} \quad (37)$$

ここに、 ${}_1\bar{M}_e$ は弾性1次モードに対する等価質量および ${}_2\bar{M}$ は弾性2次モードに対する等価質量をそれぞれ示す。

図-6は層せん断力および層間変形について、限界耐力計算による応答予測値 ${}_1Q_{iCSM}$ 、 ${}_{1w}Q_{iCSM}$ 、 ${}_{1f}Q_{iCSM}$ および ${}_{1st}\delta_{iCSM}$ と動的縮約による等価1自由度系の最大応答値 ${}_1Q_{ires}$ 、 ${}_{1w}Q_{ires}$ 、 ${}_{1f}Q_{ires}$ および ${}_{1st}\delta_{ires}$ (すなわち1次モード応答の最大値)を比較したもので、および図-7は限界耐力計算による応答予測値と最大地震応答値 ${}_wQ_{ires}$ 、 ${}_fQ_{ires}$ および ${}_{st}\delta_{ires}$ (すなわち高次モード応答を含むもの)を比較したものである(図中の μ は平均値、 β は変動係数を表す)。図-6と図-7を比較すると、限界耐力計算による応答予測は1次モード応答の最大値に対しては比較的良好な精度で予測可能であるが、最大地震応答値(高次モード応答を含むもの)に対しては過小評価となることが認められる。

一方、図-8は層せん断力および層間変形について、高次モード応答を考慮した式(21)および(34)によって算定した値 ${}_iQ_{CSM}$ 、 ${}_wQ_{iCSM}$ 、 ${}_fQ_{iCSM}$ および ${}_{st}\delta_{iCSM}$ と最大地震応答値を比較したものである。図-8より、層せん断力については、いずれにおいても図-7と比べて応答の予測精度が向上していることが認められる。それに対して層間変形については、ほとんど変化が認

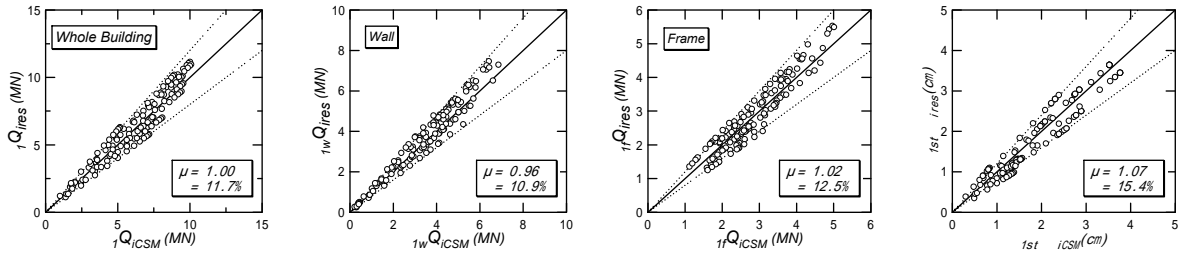


図 - 6 層せん断力および層間変形の等価 1 自由度系の最大応答値と限界耐力計算による応答予測値の比較

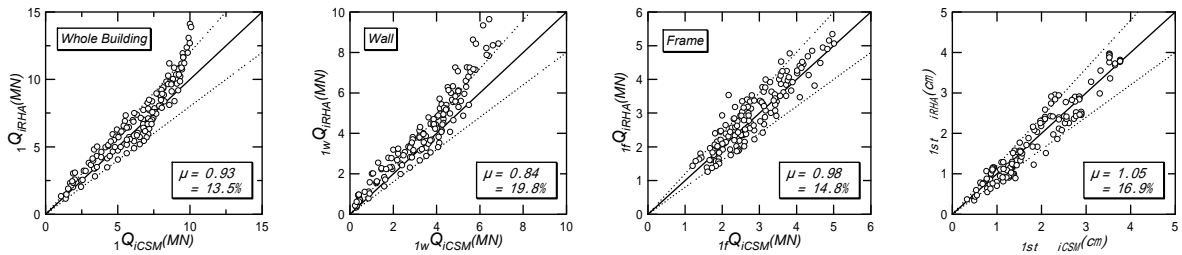


図 - 7 層せん断力および層間変形の最大地震応答値と限界耐力計算による応答予測値の比較

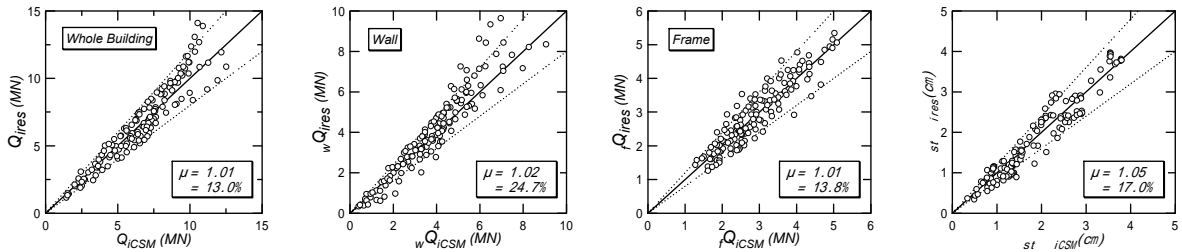


図 - 8 高次モード応答を考慮した場合の比較

められないが、これは層間変形における高次モード成分が小さかったためである。

以上より、RC 壁フレーム建築物についても式(21)および(34)によって限界耐力計算による地震応答予測精度の向上が可能であると判断できる。また、限界耐力計算における耐震壁およびフレームに対する層せん断力の高次モード成分は式(32)および(33)で評価できる。

6. まとめ

RC 造壁フレーム建築物を対象として、限界耐力計算による地震応答評価手法の妥当性および地震応答予測精度を検討した。以下に本研究で得られた知見を示す。

- 1) 耐震壁およびフレームの各層の応答せん断力は式(9)および(10)による分配係数を用いて式(11)および(12)によって評価することができる。
- 2) RC 造壁フレーム建築物についても、高次モードを考慮した限界耐力計算(式(21)および(34))によって応答予測精度の向上が認められ、同式による評

価が可能である。

- 3) 限界耐力計算における耐震壁およびフレームに対する層せん断力の高次モード成分は、式(32)および(33)によって概ね評価できる。

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) 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
- 3) 倉本洋, 勅使川原正臣, 小鹿紀英, 五十田博: 多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, 第 546 号, pp.79-85, 2001.8
- 4) 倉本洋, 中坂亮, 松本和行: 多層制震建築物に対する限界耐力計算, パッシブ制振構造シンポジウム 2004 論文集, 2004.11, pp.119-127
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課, 他 3 団体共編: 2001 年版 限界耐力計算法の計算例とその解説, 2001.3
- 6) 国土交通省建築研究所, (財) 日本建築センター: 日米共同構造実験研究「高知能建築構造システムの開発」平成 12 年度報告書, pp. -65- -86, 2001.3