

非剛床性を考慮したスラブの伝達せん断力に着目した耐震性能低減率

その2 耐震性能低減率推定手法の検証

耐震診断 非剛床 不整形平面  
スラブ面内剛性 スラブ降伏耐力 地震応答解析

正会員 ○中神 宏昌\*1 同 高橋 典之\*2  
同 崔 琥\*2 同 中埜 良昭\*3

1. はじめに

本報では、前報その1で示した建物モデルを用いた時刻歴地震応答解析から耐震性能低減率を算出し、その1で提案した推定手法との比較を行い、推定式の妥当性および適用範囲について検討を行う。

2. 時刻歴地震応答解析

入力地震動はEl Centro NS 1940, 東北大学 NS 1978, JMA神戸 NS 1995, BCJ-L1の4波を用い、一方向入力とした。数値積分法はNewmark-β法(β=1/6)、積分時間刻みは0.001秒、減衰は瞬間剛性比例型の減衰定数5%とした。

耐力が低い方のブロックAが限界変形に達する時の最大入力加速度(以下、限界変形時最大入力加速度 $a_g$ )を建物全体の耐震性能を表す指標とし、これを収束計算により算出した。その結果から「剛床時の限界変形時最大入力加速度 $a_{gkvs}$ 」に対する「非剛床時の限界変形時最大入力加速度 $a_g$ 」の比を耐震性能低減率 $a_g/a_{gkvs}$ として求めた。

3. 各質点に作用する応答加速度の評価

本章では、まずその1で示した推定式に用いる各ブロック応答加速度の比 $\beta (=a_B/a_A)$ について検討する。接続スラブ線形応答時について、スラブ剛性比 $\alpha$ に対する応答加速度比 $\beta$ の関係を時刻歴応答解析の結果から算出した一例(耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=3.0$ , 質量比 $m_B/m_A=1.0$ )を図1に示す。同図にはその1で算出したスラブ剛性比 $\alpha$ の範囲(1.5~7)を併せて示す。図1より $\beta$ は $\alpha$ の増大に伴い1.0に漸近する。次に、 $\beta$ のばらつきが比較的小さいスラブ剛性比 $\alpha$ が2.0以上の範囲を対象に、 $\beta$ に対する等価加速度 $a_e$ の感度を、 $\beta=1.0$ のときの等価加速度 $a_{e(\beta=1.0)}$ に対する任意の $\beta$ における等価加速度 $a_e$ の比 $a_e/a_{e(\beta=1.0)}$ として算出した例(耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=3.0$ , 質量比 $m_B/m_A=1.0$ )を図2に示す。ここで、スラブ剛性比 $\alpha$ が2~7における $\beta$ の値の範囲(0.49~1.05)を図中のハッチで示した。 $\alpha$ が2~7の範囲においては $a_e/a_{e(\beta=1.0)}$ の値の変動が1割程度であり、また図2に例示したパラメータに限らず、 $\beta=1.0$ での等価加速度 $a_{e(\beta=1.0)}$ に対する $a_e$ の感度が低いことがわかった。従って、本検討では $\beta=1.0$ を仮定し、その1の式(6)で表される耐震性能低減率を式(1)で近似した。また、接続スラブ非線形応答時についても同様に $\beta=1.0$ を仮定し、その1の式(8)を式(2)で近似した。

$$a_e/a_{e_{kvs}} = \frac{(m_A + m_B) \left( (Q_{Ay} + Q_{By})\alpha + \frac{(1-R_Q)}{(1-R_\delta)} Q_{By} \right)}{(Q_{Ay} + Q_{By}) \left( m_A \left( \alpha + \frac{(1-R_Q)Q_{By}}{(1-R_\delta)Q_{Ay}} \right) + m_B \alpha \right)} \quad (1)$$

$$a'_e/a_{e_{kvs}} = \frac{(m_A + m_B)(Q_{Sy} + Q_{Ay})}{m_A(Q_{Ay} + Q_{By})} \quad (2)$$

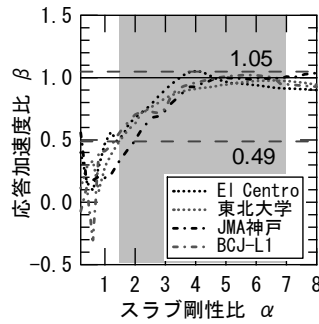


図1 スラブ剛性比 $\alpha$ と応答加速度比 $\beta$ の関係

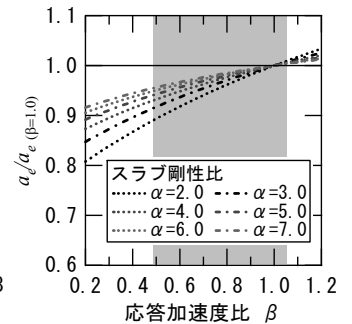


図2 応答加速度比 $\beta$ と $a_e/a_{e(\beta=1.0)}$ の関係

4. 接続スラブ降伏の有無の判断

接続スラブ線形応答時のスラブ最大応答せん断力が、設定したスラブ降伏耐力 $Q_{Sy}$ よりも大きくなると、接続スラブは降伏し非線形領域に入る。ここで、接続スラブ線形応答時のスラブ最大応答せん断力の一例(耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=3.0$ , 質量比 $m_B/m_A=1.0$ )を図3に示す。スラブ剛性比 $\alpha$ が2.0以上(図3中のハッチ部分)では、スラブ最大応答せん断力が一定の値に収斂しており、その値は式(3)に示す剛床時に接続スラブが負担するせん断力 $Q_{S(剛床)}$ で近似できる。ここで式(3)は、静的な力のつり合い式(その1の式(1), 式(2))に剛床仮定の条件 $Q_{Bmax}=Q_{By}$ ,  $a_A=a_B$ を代入し求めた。耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=3.0$ , 質量比 $m_B/m_A=1.0$ のときの剛床時接続スラブ負担せん断力 $Q_{S(剛床)}$ を図3に併記する。

$$Q_{S(剛床)} = \frac{m_A Q_{By} - m_B Q_{Ay}}{m_A + m_B} \quad (3)$$

各質量比, 耐力比における $Q_{S(剛床)}$ をスラブ断面積(長さ: 10m, 厚さ: 120mm)2枚分および2.5枚分で除した剛床時負担せん断応力度を表1(数値左: 2枚分/同右: 2.5枚分)に示す。接続スラブの降伏時せん断応力度 $\tau_S$ を2.0(N/mm<sup>2</sup>)とすると、接続スラブ2枚の寄与では7ケース(表1中の灰色表示), 2.5枚の寄与では4ケース(同灰色表示)で降伏すると予想される。実際これらの11ケースでは時刻歴応答解析においても接続スラブが非線形化していた。以上より、式(3)による $Q_{S(剛床)}$ と降伏耐力 $Q_{Sy}$ の大小関係から接続スラブの降伏の有無が判断できるものとする。また、設定したスラブ降伏耐力 $Q_{Sy}$ はその1で示したスラブ寄与率が2枚を下回る $[T_A/T_B]^2$ (=本検討では耐力比 $C_{BB}/C_{BA}$ に相当)が1.5の12ケースにおいては耐力を過大評価しているが、実情に応じた降伏耐力に低減しても本検討における入力レベルにおいては接続スラブが非線形化しないことを確認している。

## 5. 推定式の精度

### 5.1 接続スラブ線形応答時

本節では、接続スラブ線形応答時における推定式(式(1))の時刻歴応答解析結果に対する推定精度を検討する。耐力比4ケース、質量比8ケースおよび地震波4波の計128ケースについて、「時刻歴応答解析結果に基づく耐震性能低減率(真値と想定)」に対する「式(1)に基づく耐震性能低減率(推定結果)」の比(以下、[推定結果/解析結果])を算出し、その平均値( $\mu$ )、最大値、最小値および $\mu \pm 1.64\sigma$ ( $\sigma$ :標準偏差、算出結果が正規分布に従うものと仮定した際に全サンプルの90%を含む範囲)についてそれぞれ図4に示す。ここで、[推定結果/解析結果]における $\mu \pm 1.64\sigma$ が全て1.0に対して $\pm 5\%$ に収まる範囲を推定式の許容誤差とすると、スラブ剛性比 $\alpha$ が2.0以上では[推定結果/解析結果]における $\mu \pm 1.64\sigma$ が0.95~1.05に収まり推定結果と解析結果が良好に対応することが分かった。以上から、今回設定した建物モデルにおいて、スラブ剛性比 $\alpha$ が2.0以上の範囲では推定式から耐震性能低減率を評価可能であると判断した。

### 5.2 接続スラブ非線形応答時

接続スラブが降伏した前述の11ケースに地震波4波を入力した計44ケースについて、式(2)による耐震性能低減率の推定結果と時刻歴応答解析による耐震性能低減率の比(以下、[推定結果/解析結果])、スラブ塑性率および応答加速度比 $\beta$ を算出し、それらと接続スラブ降伏耐力/剛床時負担せん断力( $Q_{Sy}/Q_{S(剛床)}$ )との関係を図5(a)~(c)に示す(スラブ2枚:●,スラブ2.5枚:○)。

図5(a)より、 $\alpha \geq 5.0$ かつ $Q_{Sy}/Q_{S(剛床)} \geq 0.8$ の範囲では推定結果と解析結果が比較的良好に対応したが(図中のハッチ部分)、 $Q_{Sy}/Q_{S(剛床)} < 0.8$ および $\alpha = 3.0$ では[推定結果/解析結果]のばらつきが大きかった。本推定手法では、前述したとおり、接続スラブの耐力のみ考慮し、その変形の大小(塑性率)の影響は無視していること、また、 $\beta = 1.0$ と見なしていること

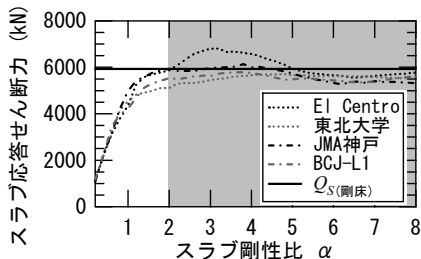


図3  $\alpha$ とスラブ最大応答せん断力の関係

表1 剛床時負担せん断応力度 ( $N/mm^2$ )

$\frac{C_{BS}}{C_B}$	1.5	2	2.5	3
1/5	0.21/0.16	0.41/0.33	0.62/0.49	0.82/0.66
1/3	0.31/0.25	0.62/0.49	0.93/0.74	1.24/0.99
1/2	0.41/0.33	0.82/0.66	1.24/0.99	1.65/1.32
2/3	0.49/0.40	0.99/0.79	1.48/1.19	1.98/1.58
1	0.62/0.49	1.24/0.99	1.86/1.48	2.47/1.98
1.5	0.74/0.59	1.48/1.19	2.23/1.78	2.97/2.38
2	0.82/0.66	1.65/1.32	2.47/1.98	3.30/2.64
3	0.93/0.74	1.86/1.48	2.78/2.23	3.71/2.97

\* スラブ2枚時の $\tau_s$ (左)/同2.5枚時の $\tau_s$ (右)  
\_は降伏を表す

から、接続スラブの塑性率が大きい、または $\beta$ が1.0を大きく下回る範囲( $\alpha < 5.0$ または $Q_{Sy}/Q_{S(剛床)} < 0.8$ )では、提案した推定手法から建物を一体として建物全体の耐震性能を評価するのは困難で、ブロックごとの評価が必要と考えられる。

## 6. まとめ

本研究では、不整形平面を有する建物を対象に接続スラブが非剛床時の一方向並進応答における耐震性能の定量的な評価手法の検討を行った。その結果を以下にまとめる。

- (1) 接続スラブ線形応答時 ( $Q_{S(剛床)} \leq Q_{Sy}$ ) では、接続スラブの面内剛性と主体部建物(本検討ではブロックA)の水平剛性の比 $\alpha$ を評価し、式(1)による耐震性能低減率を剛床時の耐震性能に乘じることで、接続スラブの非剛床性を考慮した一方向並進応答に基づく構造耐震性能を評価できる。
- (2) 接続スラブ非線形応答時 ( $Q_{S(剛床)} > Q_{Sy}$ ) では、 $\alpha \geq 5.0$ かつ $Q_{Sy}/Q_{S(剛床)} \geq 0.8$ の条件下で、式(2)による耐震性能低減率を剛床時の耐震性能に乘じることで、構造耐震性能を評価できる。

【謝辞】本研究は国土交通省建築基準整備促進事業課題「耐震診断法の高度化に関する検討」(委員長:壁谷澤寿海(東大地震研教授), RC造部会長:中埜良昭)の一環として行いました。関係各位に感謝いたします。

【参考文献】1) 崔琥ほか:非剛床性を考慮したスラブの伝達せん断力に着目した耐震性能低減率 その1対象建物のモデル化と耐震性能低減率推定手法の提案,日本建築学会学術講演梗概集,2011年

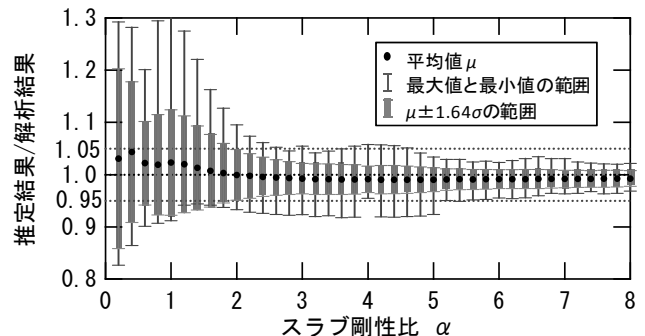


図4 スラブ剛性比 $\alpha$ に対する推定式の精度

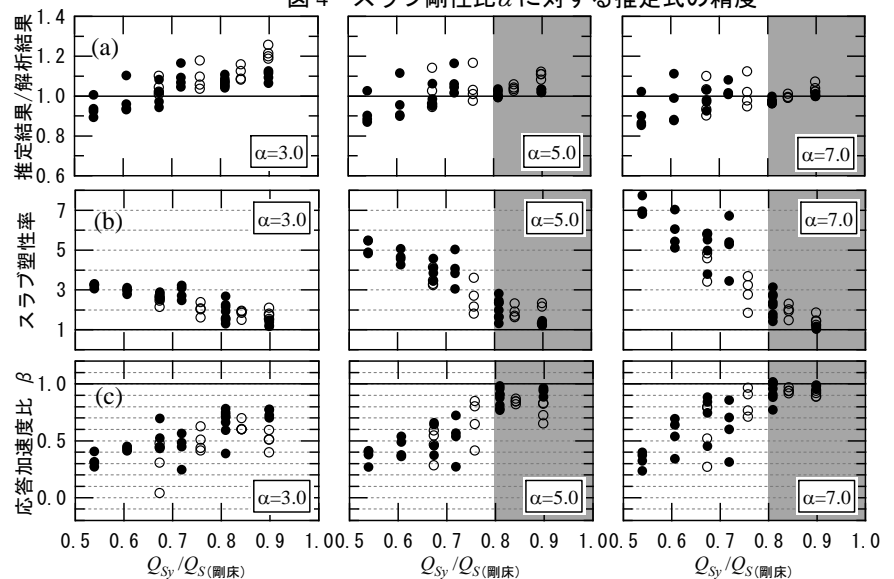


図5  $Q_{Sy}/Q_{S(剛床)}$ と推定結果/解析結果,スラブ塑性率,応答加速度比 $\beta$ の関係

\*1 (株)日本設計 修(工)  
\*2 東京大学 生産技術研究所 助教 博(工)  
\*3 東京大学 生産技術研究所 教授 工博

\*1 Nihon Sekkei Inc., M.Eng.  
\*2 Research Associate, Institute of Industrial Science, The Univ. of Tokyo, Ph.D.  
\*3 Professor, Institute of Industrial Science, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.