

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

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

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

1. はじめに

現状の耐震診断手法¹⁾では、平面的に不整形な建物等の耐震診断を行う際、平面的に建物を分割した各ブロックの診断結果と分割せずに一体とした診断結果とを比較し、工学的な判断に基づき建物を代表する構造耐震指標を評価することが多く、各ブロックを接続するスラブの非剛床性を考慮した建物全体の耐震性能を評価する手法が確立されているわけではない。

そこで本研究では、平面的に不整形な建物を対象に、各ブロックと接続スラブの特性が建物全体の並進応答に与える影響を定式化し、接続スラブの非剛床性を伝達せん断力として考慮した耐震性能評価を試みる。定式化においては、各ブロックの質量および耐力、接続スラブの面内剛性および降伏耐力などを変数とした質点系の力のつり合い式に着目し、当該質点系の時刻歴応答解析結果との比較によりその妥当性を検討する。本報その1では、対象建物とそのモデル化について示し、建物の耐震性能評価に用いる指標「耐震性能低減率」の定義とその推定手法を提案する。

2. 解析対象建物のモデル化

2.1 平面形状に基づく建物のモデル化

本研究の対象建物は、図1に示す不整形平面を有するRC造3階建ての学校建物とした。これを平面的にブロックAとブロックBに分割し、それぞれを1質点モデルへ置換し、スラブバネにより接続した並列2質点モデルを構築した(図2左)。なお本研究では挙動の基本性状として、並進応答のみを検討対象とし、ねじれ振動は考慮しない。

ブロックAとブロックBの骨格曲線は降伏変位を一定としたTri-Linear型を想定し(図2右)、ひび割れ強度 Q_{Ac} 、 Q_{Bc} を降伏強度 Q_{Ay} 、 Q_{By} のそれぞれ R_Q (本研究では1/3と設定)倍、ひび割れ変位 δ_c を降伏変位 δ_y の R_δ (本研究では1/10と設定)倍とした。履歴特性はTakedaモデル(除荷時剛性低下指数は0.4)を用いた。ブロックAは弾性固有周期 T_A を0.3秒とし、降伏時ベースシア係数 C_{BA} は0.4で一定、3層建物(軒高10.5m)の等価高さ(7.9m)において降伏変形角が1/250rad程度(靱性指標 $F=1.0$, 降伏変位 $\delta_y=30mm$)となるよう設定し、これを各ブロックの限界変形とした。また、単位床重量は $12kN/m^2$ とし、各層の質量と剛性を均一として1次等価質量 m_A を設定した。また、ブロックBの耐力の比率を4通り(耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=1.5, 2.0, 2.5, 3.0$)、質量の比率を8通り(質量比 $m_B/m_A=1/5, 1/3, 1/2, 2/3, 1, 1.5, 2, 3$)、いずれもブロックAの値に対する比を用いて設定した。

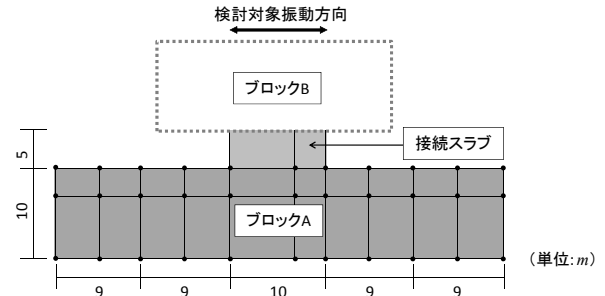
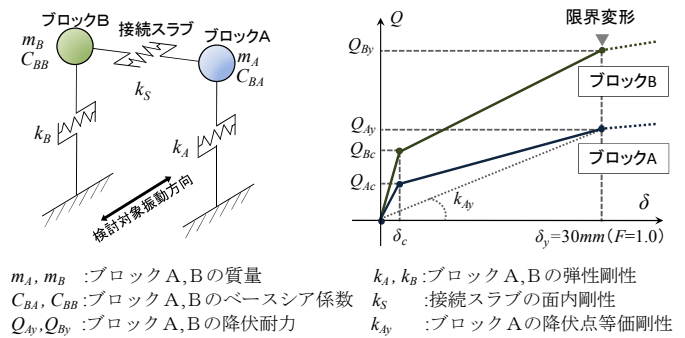


図1 対象建物の平面図



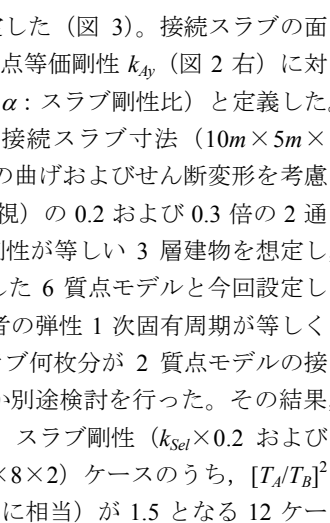
m_A, m_B : ブロックA, Bの質量
 C_{BA}, C_{BB} : ブロックA, Bのベースシア係数
 Q_{Ay}, Q_{By} : ブロックA, Bの降伏耐力
 k_A, k_B : ブロックA, Bの弾性剛性
 k_S : 接続スラブの面内剛性
 k_{Ay} : ブロックAの降伏点等価剛性

2.2 接続スラブのモデル化

2.2 接続スラブのモデル化

実例分析に基づき図1に示す通り対象建物モデルにおける接続スラブの幅を10m、また接続スラブの長さを5mと設定した。接続スラブの履歴特性は線形および非線形(除荷時剛性低下指数0.4の修正Cloughモデル)の2通り設定した(図3)。接続スラブの面内剛性 k_S はブロックAの降伏点等価剛性 k_{Ay} (図2右)に対する比 α を用いて $k_S = \alpha \cdot k_{Ay}$ (α :スラブ剛性比)と定義した。スラブ剛性 k_S は図1に示す接続スラブ寸法(10m×5m×120mm)を有するRC造面材の曲げおよびせん断変形を考慮した弾性剛性 k_{Sel} (但し梁を無視)の0.2および0.3倍の2通りを想定した。ここで、各層剛性が等しい3層建物を想定し、A, B各ブロックを3質点とした6質点モデルと今回設定した2質点モデルにおいて、両者の弾性1次固有周期が等しくなるには、3層建物の接続スラブ何枚分が2質点モデルの接続スラブ剛性として寄与するか別途検討を行った。その結果、耐力比 C_{BB}/C_{BA} 、質量比 m_B/m_A 、スラブ剛性($k_{Sel} \times 0.2$ および $k_{Sel} \times 0.3$)の異なる全64(=4×8×2)ケースのうち、 $[T_A/T_B]^2$ (=本検討では耐力比 C_{BB}/C_{BA} に相当)が1.5となる12ケー

図3 接続スラブの履歴特性



スでは 0.7~2 枚程度の寄与となり質量比による変動が大きかったが、その他の 52 ケースでは 2~2.6 枚程度の寄与となり比較的安定していた。これらの結果をスラブ剛性比 α に換算すると、本検討で設定した建物パラメータにおいては $\alpha=1.5$ ~7 程度であった。

接続スラブの降伏耐力 Q_{Sy} は降伏時のせん断応力度 τ_s を $2.0N/mm^2$ と設定し、断面寸法 ($10m \times 120mm$) に乗じて、その 1 枚あたりの耐力を $2400kN$ (ブロック A のベースシア係数換算で 0.16) とし、接続スラブ 2 枚または 2.5 枚の寄与を考慮した $4800kN$ および $6000kN$ の 2 通り定めた。

3. 耐震性能評価手法

本研究では、不整形平面を有する建物の耐震性能を評価する際に、「剛床時における建物全体の耐震性能」に対する「非剛床時における耐力が低い方のブロック A の限界変形到達をもって定められる建物全体の耐震性能」の比を耐震性能低減率と定義する。すなわち、非剛床時における建物全体の耐震性能は、剛床時における建物全体の耐震性能に耐震性能低減率を乗じて算出することを想定する。

耐震性能低減率の評価にあたっては、耐力比 4 通り、質量比 8 通り、スラブ降伏耐力 2 通りについて、スラブ剛性比 α を変数とした時刻歴応答解析による耐震性能低減率算定結果 (次報その 2 参照) を真値とみなし、後述する静的な力のつり合いに基づく耐震性能低減率推定式の結果と比較することで、推定式を用いた簡便な耐震性能評価手法の妥当性や適用範囲等を検討する。

4. 静的な力のつり合いに基づく耐震性能推定手法

4.1 接続スラブ線形応答時

接続スラブの履歴特性を線形と仮定した場合の耐震性能低減率を、静的な力のつり合いに基づき評価する。

図 4 はブロック A の応答変形が限界変形に達した際に各質点に作用する力の状態 (減衰力は無視) を静的な力のつり合い状態として示したものである。

ブロック A、ブロック B の等価加速度 (= 外力/質量) をそれぞれ a_A 、 a_B とすると、各質点の力のつり合いは式(1)、(2)となる。ここで、ブロック A が限界変形に達した際にブロック A、ブロック B それぞれが負担するせん断力の和 ($Q_{Ay}+Q_{Bmax}$) を建物全体の質量 (m_A+m_B) で除した等価加速度 a_e を定義し (式(3))、これを建物全体の耐震性能を代表する指標と考える。次に、ブロック B に作用するせん断力

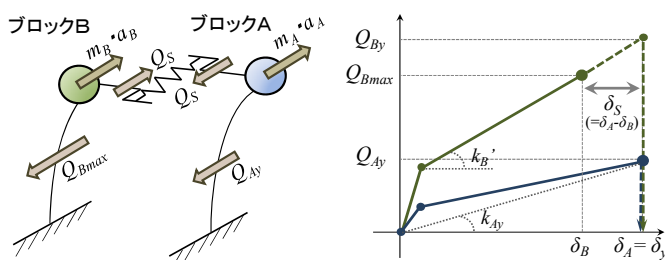


図 4 ブロック A 限界変形時の力のつり合いおよび
ブロック A とブロック B の荷重-変形関係

$Q_{Bmax}=Q_{By}-k_B'\delta_s$ (図 4 右参照) を、接続スラブ伝達せん断力と変形の関係 $Q_s=k_s\delta_s$ 、スラブ剛性比 α ($=k_s/k_{Ay}$) および限界変形時のブロック A の加速度に対するブロック B の加速度の比 β ($=a_B/a_A$) を用いて式(3)から消去すると、等価な加速度 a_e 式(4)で表される。式(4)に $\alpha=\infty$ 、 $\beta=1.0$ を代入して得られる剛床時の等価な加速度 a_{eksv} は式(5)となる。よって、「剛床時 ($\alpha=\infty$, $\beta=1.0$) の等価な加速度 a_{eksv} (式(5))」に対する「非剛床時の等価な加速度 a_e (式(4))」の比で表される耐震性能低減率 a_e/a_{eksv} は式(6)となる。

$$m_A a_A = Q_{Ay} + Q_s \quad (1)$$

$$m_B a_B = Q_{Bmax} - Q_s \quad (2)$$

$$a_e = \frac{(Q_{Ay} + Q_{Bmax})}{(m_A + m_B)} \quad (3)$$

$$= \frac{(m_A + \beta m_B) \left((Q_{Ay} + Q_{By}) \alpha + \frac{(1-R_Q)}{(1-R_\delta)} Q_{By} \right)}{(m_A + m_B) \left(m_A \left(\alpha + \frac{(1-R_Q) Q_{By}}{(1-R_\delta) Q_{Ay}} \right) + m_B \beta \alpha \right)} \quad (4)$$

$$a_{eksv} = \frac{(Q_{Ay} + Q_{By})}{(m_A + m_B)} \quad (5)$$

$$a_e/a_{eksv} = \frac{(m_A + \beta m_B) \left((Q_{Ay} + Q_{By}) \alpha + \frac{(1-R_Q)}{(1-R_\delta)} Q_{By} \right)}{(Q_{Ay} + Q_{By}) \left(m_A \left(\alpha + \frac{(1-R_Q) Q_{By}}{(1-R_\delta) Q_{Ay}} \right) + m_B \beta \alpha \right)} \quad (6)$$

4.2 接続スラブ非線形応答時

接続スラブ非線形応答時における耐震性能低減率を静的な力のつり合いに基づき推定するにあたり、接続スラブの変形は直接考慮せず、接続スラブの降伏耐力のみに着目することとした。すなわち、静的な力のつり合い式 (式(1), (2)) に、 $Q_s=Q_{Sy}$ を代入し、接続スラブ線形時の推定式と同様にブロック A、ブロック B それぞれの負担せん断力の和を建物全体の質量で除すと等価な加速度 a_e' は式(7)で表わされる。よって、「剛床時 ($\alpha=\infty$, $\beta=1.0$) の等価な加速度 a_{eksv} (式(5))」に対する「接続スラブ非線形応答時の等価な加速度 a_e' (式(7))」の比で定義される耐震性能低減率 a_e'/a_{eksv} は式(8)となる。

$$a_e' = \frac{(m_A + m_B \beta)(Q_{Sy} + Q_{Ay})}{m_A(m_A + m_B)} \quad (7)$$

$$a_e'/a_{eksv} = \frac{(m_A + m_B \beta)(Q_{Sy} + Q_{Ay})}{m_A(Q_{Ay} + Q_{By})} \quad (8)$$

5. まとめ

本報では平面的不整形建物を並列 2 質点モデルへ置換し、並進応答を対象に、接続スラブの剛床時に対する非剛床時の耐震性能の比を耐震性能低減率と定め、その推定手法を提案した。次報その 2 では、その妥当性や適用範囲を検討する。

【参考文献】 1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説

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

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