

論文 セン断破壊を伴う鉄筋コンクリート造低層偏心建物における限界地震動の大きさの推定

藤井 賢志*1

要旨: 本論文では、せん断破壊を伴う鉄筋コンクリート造低層偏心建物を対象として、著者の提案する変位モード強制型静的漸増載荷解析に基づき等価1自由度系に縮約して、柔側構面にあるせん断破壊型の柱の変形が水平耐力喪失時の変形に達するときの限界地震動の大きさを等価線形化法により推定した。次いで、地震動の入力方向をパラメータとした時刻歴応答解析を実施した。検討の結果、等価周期の縮小を無視して推定した限界地震動の大きさは、安全側の推定結果となった。

キーワード: 偏心建物, 静的漸増載荷解析, セン断破壊, 耐力低下, 等価線形化法, 地震入力方向

1. はじめに

過去の日本国内外の地震被害では、耐震壁等の偏在した平面的に不整形な鉄筋コンクリート造（以下 RC 造と表記）偏心建物の被害事例が多く報告されている（例えば1）。

せん断破壊により変形能力の乏しい挙動を示す部材と曲げ破壊により変形能力の高い挙動をする部材（以下、それぞれせん断破壊型部材、曲げ破壊型部材と表記）が混在する偏心建物の地震応答に関しては、例えば文献2)にて検討が行われているものの、地震応答評価のための十分な成果が得られたとは言い難い。

一方、著者は静的漸増載荷解析に基づく偏心建物の地震応答推定手法の拡張により、任意方向からの水平1成分入力に対する柔側構面の最大応答の上限値を推定する方法を提案した³⁾。しかしながら、文献3)の検討では耐力低下の伴わない曲げ破壊型部材により構成された建物に対する検討であるため、せん断破壊型部材と曲げ破壊型部材が混在した偏心建物に対して文献3)の手法を適用するためにはさらなる検討が必要である。

本論文では、せん断破壊型部材と曲げ破壊型部材が混在した多層偏心建物を対象として、文献3)の手法を応用して、建物が終局点まで応答するときの限界地震動の大きさを推定する。なお、本研究において「限界地震動の大きさ」とは、入力地震動の応答スペクトルの周期特性が一意的に与えられた時に、建物が終局点まで応答するときの最小の入力倍率と定義し、議論の対象とする。

2. 解析諸元

2.1. 解析建物モデル

解析対象建物は、旧基準により設計された建物を想定した、図-1 に示す2種類の3層建物モデル（Model-1, Model-2）である。階高は1層が3.5m, 2層以上では3.2m, スパンは5.0m×5.0m でL字型の平面形状である。部材断面は、梁断面は300mm×600mm, 柱断面は500mm×

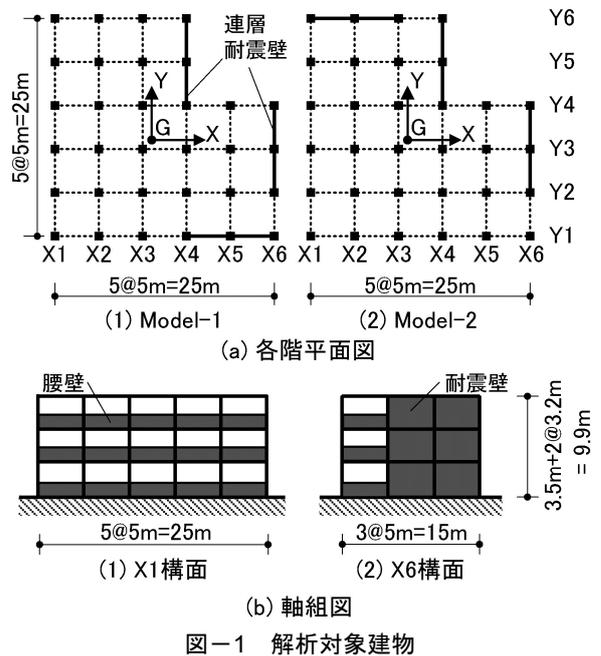


図-1 解析対象建物

500mm, 基礎梁断面は300mm×1200mm, 耐震壁の厚さは150mmである。加えて、図-1(b)に示すように、両モデルとも外周部には全ての階で高さ1100mmの腰壁（厚さ120mm）が付いている。基礎は固定とする。コンクリート基準強度は18MPa, 使用鉄筋は、主筋がSD30（降伏強度343MPa）, せん断補強筋ならびに床スラブ筋、壁筋がSR24（降伏強度294MPa）である。建物の各階質量 m と回転慣性質量 I は、単位床面積あたり質量を1.2ton/m²と仮定して算定し、 $m = 630\text{ton}$, $I = 6.01 \times 10^4 \text{ton}\cdot\text{m}^2$ とする。表-1に配筋一覧を示す。

本研究での建物のモデル化は、各階床で剛床を仮定して3自由度（X, Y 方向+回転）を設定し、各構面単位で平面骨組モデルにモデル化して構面方向と位置を考慮して立体モデルを構成する擬似立体骨組モデルとした。梁・柱部材は断面矩形部分の図心を通る線材でモデル化し、各部材の剛域はフェイス位置（腰壁・垂れ壁が存在

*1 千葉工業大学 工学部建築都市環境学科准教授 博（工）（正会員）

する部材の場合は壁端部)から部材せい(腰壁のある場合は腰壁を含む全せい)の1/4入った部分とした。部材モデルは、材中央部にせん断ばね、剛域端に曲げばねを有する材端ばねモデルを用いた。耐震壁の直交梁の効果は無視した。なお、各部材における瞬間剛性マトリックスの作成の際、梁および柱には逆対称モーメントが、耐震壁には一様モーメント分布が作用すると仮定した。加えて、鉛直部材の2方向加力の相互作用の影響は無視し、鉛直部材はX・Y両方向で独立にモデル化した。なお、個々の鉛直部材のねじり剛性は無視した。曲げ強度 M_y およびせん断終局強度 Q_{su} は文献4)に基づき定めた。ただし、腰壁の付いた梁の曲げ降伏強度 M_y は文献5)の方法により定めた。部材の破壊形式は、外周部の1層側柱と全ての層での耐震壁がせん断破壊型、他の部材は曲げ破壊型となった。各部材の復元力特性のモデル化を図-2に示す。図-2(a)に示すように、せん断破壊型部材では、部材の非線形挙動はせん断ばねによって表現する事とし、曲げばねは弾性挙動として扱う事とした。一方で図-2(b)に示すように、曲げ破壊型部材では、部材の非線形挙動は材端曲げばねによって表現する事とし、せん断ばねは弾性挙動として扱う事とした。なお、柱部材ならびに耐震壁の軸方向変形は弾性挙動と仮定した。柱およびT字梁の曲げ降伏時剛性低下率 α_y は菅野式^{6),7)}に基づき定めた。一方、腰壁の付いた梁の曲げ降伏時剛性低下率 α_y は文献5)の方法により定めた。

なお、せん断破壊型となる1層側柱に関して、図-2(a)に示すせん断ばねでの第2折れ点でのせん断ひずみ(見かけ上のせん断終局時せん断ひずみ γ_{sus})は以下の手順により定めた。部材の内法高さを h_0 、コンクリートのヤング係数を E_c 、部材の断面2次モーメントを I 、曲げ降伏時せん断力を Q_{my} 、ひび割れ時せん断力を $Q_{su}/3$ と仮定し、せん断終局時変形 δ_{su} を式(1)より定める。

$$\delta_{su} = \frac{h_0^3}{12E_c I} \left\{ \frac{Q_{su}}{3} + \frac{2Q_{su}/3}{Q_{my} - Q_{su}/3} \left(\frac{1}{\alpha_y} Q_{my} - \frac{Q_{su}}{3} \right) \right\} \quad (1)$$

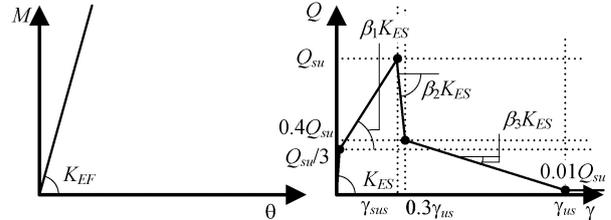
これより、 γ_{sus} は δ_{su} から弾性曲げ変形分を差し引いたものから式(2)で定まる。

$$\gamma_{sus} = \frac{1}{h_0} \left(\delta_{su} - \frac{h_0^3}{12E_c I} Q_{su} \right) \quad (2)$$

次いで、第2折れ点(せん断破壊点)以降の挙動は図-2(a)に示すように2折れ線で表現する事とし、第4折れ点(水平耐力喪失点)での見かけ上のせん断ひずみ(見かけ上の終局せん断ひずみ γ_{us})ならびに第3折れ点での見かけ上のせん断ひずみの値は、芳村らの研究⁸⁾に基づき柱部材の部材角が1.5%となる時の値ならびにその0.3倍、第3折れ点におけるせん断耐力の値は $0.4Q_{su}$ と仮定した。なお、第4折れ点(水平耐力喪失点)に達した後

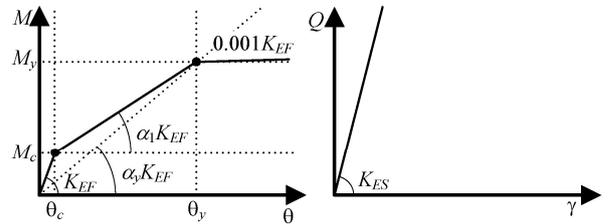
表-1 配筋一覧

		主筋	せん断補強筋
梁 (全構面)	3~R階	3-D19(上下)	2-9φ@200
	2階	4-D19(上下)	
地中梁(全構面)		3-D19(上下)	
柱(全構面, 全層)		8-D22	2-9φ@200
床スラブ		9φ@300ダブル	
壁(腰壁, 耐震壁)		9φ@300シングル 端部筋 1-13φ	



(1) 曲げばね (2) せん断ばね(柱部材)

(a) せん断破壊型部材のモデル化



(1) 曲げばね (2) せん断ばね

(b) 曲げ破壊型部材のモデル化

図-2 各部材の復元力特性のモデル化

では、数値解析上の安定性の問題回避のため非線形せん断ばねはせん断終局強度 Q_{su} の0.01倍の耐力を維持することとした。加えて、非線形せん断ばねにおいて、耐力低下域で応答する場合は、弾性時の0.001倍の値を見かけ上の瞬間剛性として用い、その後不釣り合い力を次ステップで処理する事としている。一方、せん断破壊型となる耐震壁に関しては、第2折れ点でのせん断ひずみ(見かけ上のせん断終局時せん断ひずみ γ_{sus})を0.004、第3折れ点での見かけ上のせん断ひずみを0.010、第3折れ点での残存せん断耐力を $0.3Q_{su}$ と一意的に仮定し、第3折れ点以降では耐力は $0.3Q_{su}$ を維持する事とした。

各部材の非線形ばねの履歴モデルを図-3に示す。曲げ破壊型部材の非線形曲げばねでは図-3(a)に示す武藤モデル⁹⁾を降伏点以降で除荷剛性が塑性率に応じて低下するように修正したモデル、せん断破壊型部材における非線形せん断ばねは図-3(b)に示す原点指向型モデルとした。図-4に各解析建物モデルの弾性時における1~3次のモード形ならびに固有周期 T_i と、式(3)より得られる弾性時の各モード応答の主軸方向とX軸のなす角度 ψ_{ie} ($i=1\sim3$)を示す。

$$\tan \psi_{ie} = - \frac{\sum_j m_j \phi_{yji}}{\sum_j m_j \phi_{xji}} \quad (3)$$

$$\boldsymbol{\varphi}_{ie} = \{\phi_{X1i} \dots \phi_{XNi} \quad \phi_{Y1i} \dots \phi_{YNi} \quad \phi_{\Theta1i} \dots \phi_{\Theta Ni}\}^T \quad (4)$$

ここで、 $\boldsymbol{\varphi}_{ie}$ は解析建物モデルの弾性固有モードベクトルである。図-4 により、各モード応答の主軸方向が X 方向ならびに Y 方向とは異なる方向となっている事、ならびに 1 次モードにおいて、Model-1 では X ならびに Y 方向において柔側構面となる Y6 構面と X1 構面が、Model-2 では Y1 構面と X1 構面がそれぞれ振られる側となる事がわかる。

減衰は瞬間剛性比例型とし、弾性 1 次モードに対し 5% と仮定した。ただし、せん断破壊型部材において耐力低下域で応答する場合、前述の見かけ上の瞬間剛性に対して減衰を定める事とした。

2.2. 入力地震動

入力地震動は、水平 1 方向入力とし、告示で規定された極めて稀に生じる地震動（第 1 種地盤）の設計用応答スペクトルに適合するように作成した模擬地震動 3 波とした。ここで、模擬地震動の位相特性は観測記録 2 波 (El Centro 1940 (ELC), Tohoku Univ. 1978 (TOH) の 60 秒間の記録) の主軸成分を用いる一方、残り 1 波については一様乱数とした。なお、位相特性を一様乱数とした模擬地震動において、包絡関数は文献 10) におけるレベル 2 地震動（継続時間：120 秒）を用いた。図-5 に本論文で用いる模擬地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を、表-2 に模擬地震動の一覧を示す。本研究では、地震動の入力方向をパラメータとし、図-4 に示す各モデルの弾性時における 1 次モード応答の主軸方向から 15 度ずつ入力方向を変化させる事として、1 つの地震波につき 24 ケースの解析を行った。なお、入力地震動の大きさは、次章で後述するように、静的漸増載荷解析結果に基づき推定した、限界地震動の大きさとなるように倍率を調整した。

3. 静的漸増載荷解析

3.1. 変位モード強制型静的漸増載荷解析

本研究では、文献 3) の変位モード強制型静的漸増載荷解析により静的漸増載荷解析を行った。図-6 と図-7 に両モデルの静的漸増載荷解析結果を示す。なお、本解析では、非線形領域での 1 次モード形に相似な変形を建物全体に強制させるため、建物全体としては斜め方向変位とねじり角を同時に強制させている点に留意されたい。図-6 より、Model-1 では振られ側となる Y6 構面の 1 層柱においてせん断破壊が生じ、その後、X1 構面の 1 層でもせん断破壊が生じて最終的に Y6 構面の 1 層柱の変形が水平耐力喪失点に至った事がわかる。本研究では、Y6 構面の 1 層柱の変形が水平耐力喪失点に達したステップを、Model-1 の静的漸増載荷解析に基づく建物全体としての終局点（以下では単純に終局点と表記）と定義

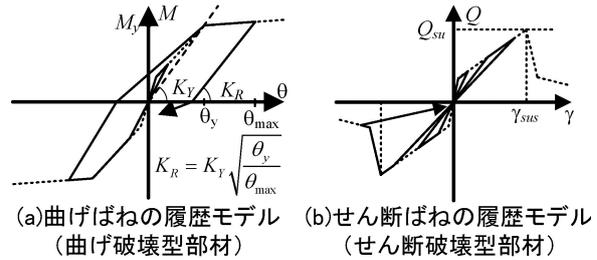


図-3 非線形ばねの復元力特性

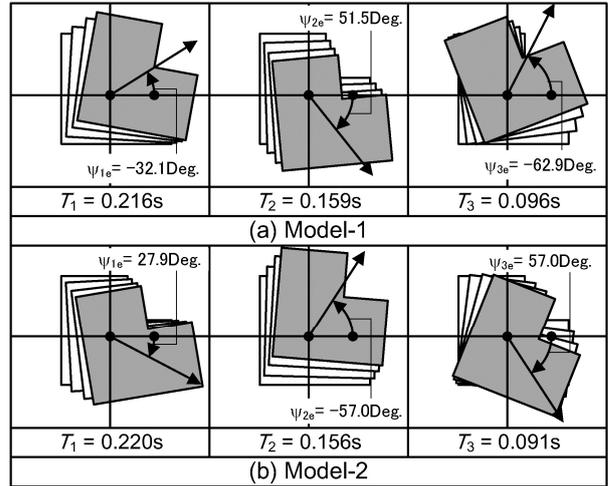


図-4 解析建物モデルの弾性モード形

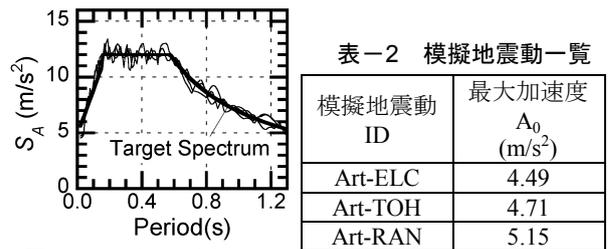


図-5 応答スペクトル

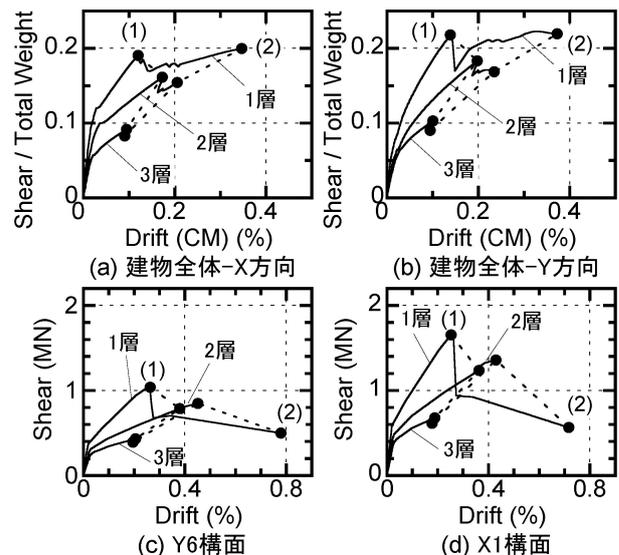


図-6 静的漸増載荷解析結果 (Model-1)

した。同様に、図-7 に示すように Model-2 では、振られ側となる Y1 構面の 1 層柱の変形が水平耐力喪失点に

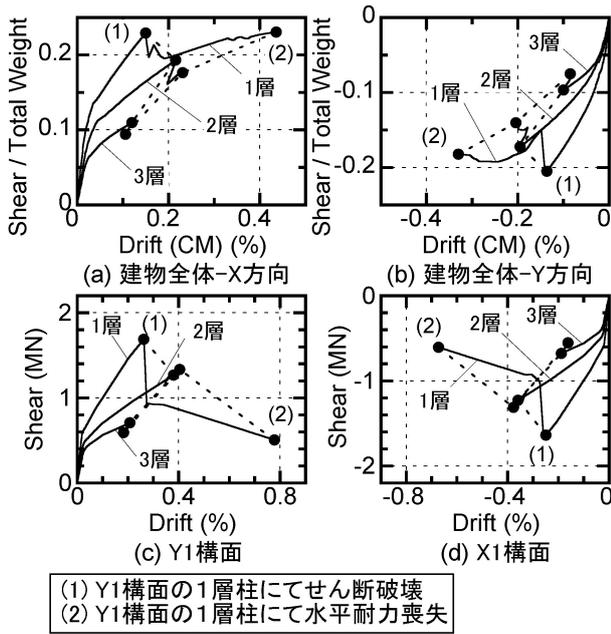


図-7 静的漸増載荷解析結果 (Model-2)

至ったステップを Model-2 の終局点と定義した。

3.2. 等価 1 自由度系縮約

次いで、前節の静的漸増載荷解析結果に基づき、等価 1 自由度系に縮約する。図-8 に、各解析建物モデルの縮約結果を示す。ここで、静的漸増載荷解析結果の各ステップにおける 1 次モードの等価変位 ${}_n D_{1U}^*$ 、等価加速度 ${}_n A_{1U}^*$ 、最大応答点割線剛性に対する 1 次等価周期 ${}_n T_{1eq}$ 、等価粘性減衰定数 ${}_n h_{1eq}$ ならびに 1 次モード応答の主軸方向 ${}_n \psi_1$ は文献(3)に従いそれぞれ式(5)~(10)より得られる。

$${}_n D_{1U}^* = \frac{\sum_j (m_j {}_n x_j^2 + m_j {}_n y_j^2 + I_j {}_n \theta_j^2)}{\sqrt{\left(\sum_j m_j {}_n x_j\right)^2 + \left(\sum_j m_j {}_n y_j\right)^2}} \quad (5)$$

$${}_n A_{1U}^* = \frac{\sum_j ({}_n f_{RXj} {}_n x_j + {}_n f_{RYj} {}_n y_j + {}_n M_{Zj} {}_n \theta_j)}{\sqrt{\left(\sum_j m_j {}_n x_j\right)^2 + \left(\sum_j m_j {}_n y_j\right)^2}} \quad (6)$$

$${}_n T_{1eq} = 2\pi \sqrt{{}_n D_{1U}^* / {}_n A_{1U}^*} \quad (7)$$

$${}_n h_{1eq} = \frac{\sum_i {}_n h_{eqi} \cdot {}_n W_{ei}}{\sum_i {}_n W_{ei}} \quad (8)$$

$$\tan {}_n \psi_1 = -\frac{\sum_j m_j {}_n y_j}{\sum_j m_j {}_n x_j} \quad (9)$$

$$\begin{cases} {}_n \mathbf{d} = \{ {}_n x_1 \cdots {}_n x_N \quad {}_n y_1 \cdots {}_n y_N \quad {}_n \theta_1 \cdots {}_n \theta_N \}^T \\ {}_n \mathbf{f}_R = \{ {}_n f_{RX1} \cdots {}_n f_{RXN} \quad {}_n f_{RY1} \cdots {}_n f_{RYN} \quad {}_n M_{Z1} \cdots {}_n M_{ZN} \}^T \end{cases} \quad (10)$$

ここで、 ${}_n \mathbf{d}$ ならびに ${}_n \mathbf{f}_R$ は静的漸増載荷解析における現ステップでの重心変位ならびに復元力ベクトル、 ${}_n h_{eqi}$ は各ばねの等価粘性減衰定数、 ${}_n W_{ei}$ は各ばねのポテンシャルエネルギーである。加えて、各ばねの等価粘性減衰定数 ${}_n h_{eqi}$ は、曲げ破壊型部材では式(11)より、せん断破

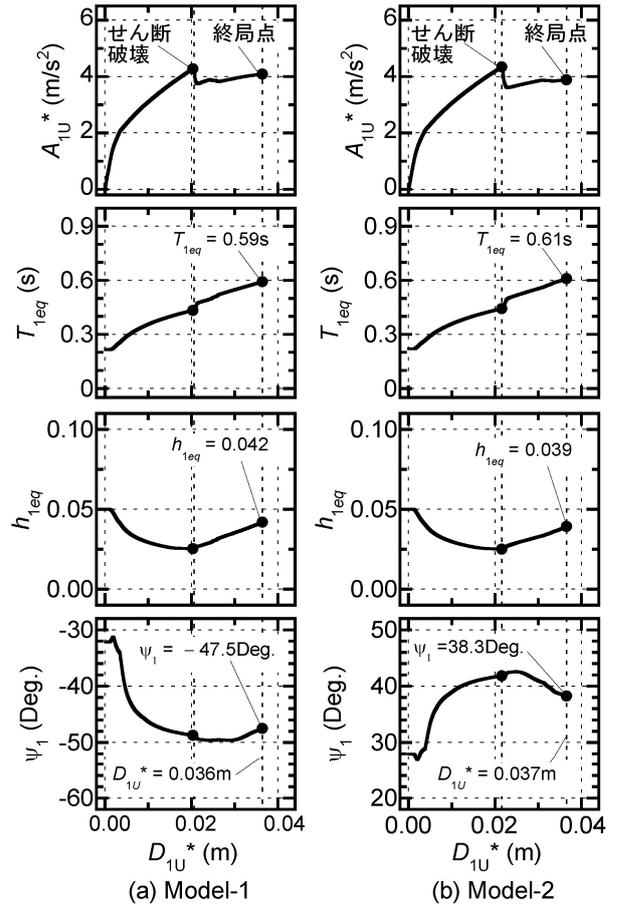


図-8 各解析建物モデルの等価 1 自由度系縮約結果

壊型部材では式(12)よりそれぞれ定めた。

$${}_n h_{eqi} = \begin{cases} h_0 \sqrt{{}_n K_{EQi} / K_{Ei}} & {}_n \mu_i < 1 \\ 0.25 \left(1 - 1/\sqrt{{}_n \mu_i}\right) + h_0 \sqrt{{}_n K_{EQi} / K_{Ei}} & {}_n \mu_i \geq 1 \end{cases} \quad (11)$$

$${}_n h_{eqi} = h_0 \sqrt{{}_n K_{EQi} / K_{Ei}} \quad (12)$$

ここで、 h_0 は RC 部材の等価粘性減衰定数の初期値 (= 0.05)、 ${}_n K_{EQi}$ 、 K_{Ei} はそれぞれ現ステップでの非線形ばねの等価剛性および弾性剛性、 ${}_n \mu_i$ は曲げ破壊型部材の非線形曲げばねの塑性率である。図-8 に示すように、終局点における等価周期 ${}_n T_{1eq}$ ならびに等価粘性減衰定数 ${}_n h_{1eq}$ の値は Model-1 では 0.59s と 0.042、Model-2 では 0.61s と 0.039 となった。加えて、終局点での等価変位 ${}_n D_{1U}^*$ の値は、Model-1 では 0.036m、Model-2 では 0.037m となった。加えて図-8 より、1 次モード応答の主軸方向が、Model-1 では弾性時の -32.1 度から終局時では -47.5 度に、Model-2 では 27.9 度から終局時では 38.3 度にそれぞれ 15 度近く変動している事がわかる。

3.3. 限界地震動の大きさの推定

次いで、各建物モデルの応答が終局点に至る時の限界地震動の大きさを等価線形化法により推定する。ここでは、等価線形化法による推定の方法として、文献(11)で示されている等価周期の縮小の影響を無視する場合

(Case 1) と考慮する場合 (Case 2) の 2 ケースを検討する。最大応答変位が n ステップ目での等価変位 ${}_n D_{1U}^*$ に達する時の入力地震動の倍率 ${}_n \lambda$ は、式(13)より得られる。

$${}_n \lambda = \frac{1+10 \cdot {}_n h_{1eq}}{1.5} \frac{2\pi}{{}_n T_{1eq}} \frac{{}_n D_{1U}^*}{S_V(\alpha_T {}_n T_{1eq}, 0.05)} \quad (13)$$

ここで、 $S_V(T, h)$ は 2.2 節で述べた入力地震動の弾性速度応答スペクトルである。加えて、 α_T は等価周期の縮小係数で、Case 1 では $\alpha_T = 1.0$ 、Case 2 では文献 11) に基づき $\alpha_T = 0.82$ とした。図-9 に、式(13)に基づき推定した、入力地震動の倍率 λ と等価変位 D_{1U}^* の関係を示す。なお、図中の $\lambda-D_{1U}^*$ 曲線の点線部分は、せん断破壊による耐力低下の影響で λ の値が当該ステップ以前に経験した等価変位での λ の値を下回っている部分である。図-9 に示すように、両モデルともに、等価周期の縮小を考慮した Case 2 では、等価周期の縮小を無視した Case 1 と比較して限界地震動の倍率が 1.2 倍に大きくなった。

4. 時刻歴応答解析

図-10 に、前章で推定した限界地震動の倍率 (Case 1 と Case 2 の両ケース) に調整したに入力地震動に対する、入力方向と Y1, Y6 構面ならびに X1, X6 構面の最上階での最大変位の関係を示す。ここでは、入力地震動として模擬地震動 Art-RAN (位相ランダム) の結果を示す。なお、図中には終局点における 1 次モード応答の主軸方向を、加えて X, Y 各方向の柔側構面では静的漸増載荷解析での終局点における最上階変位も併せて示す。

図-10(a) より、Model-1 では柔側構面である Y6 構面と X1 構面の応答に着目すると、1 次モード応答の主軸方向で大きくなる傾向にある事が確認できる。この傾向は、文献 3) で耐力低下が生じない偏心骨組に関して見られたものと同じ傾向である。加えて Y6 構面では、Case 1 の場合では最上階最大変位の最大値が終局点での変位と概ね対応する一方、Case 2 では最大変位が終局点での変位を超えるケースがある事がわかる。以上の傾向は、図-10(b) の Model-2 に関しても確認する事ができる。なお、図-10(a) の Model-1 において、Y1 構面において Case 2 で最大応答が極端に大きくなっているケースが存在する (図中の *印のケース) が、これは Y1 構面の 1 層耐震壁がせん断破壊したケースである。

以下では、前章の静的漸増載荷解析結果において柱の変形が水平耐力喪失点に至った X 方向柔側構面 (Model-1 では Y6 構面、Model-2 では Y1 構面) の最大応答に着目して議論を進める。次いで図-11 に、各解析建物モデルの X 方向柔側構面での最大層間変形角 (各地震動につき入力方向を 24 ケース変化させたときの最大値) を、静的漸増載荷解析に基づく終局点での層間変形角と比較して示す。図-11(a) より、Model-1 の 1 層の層間変形角

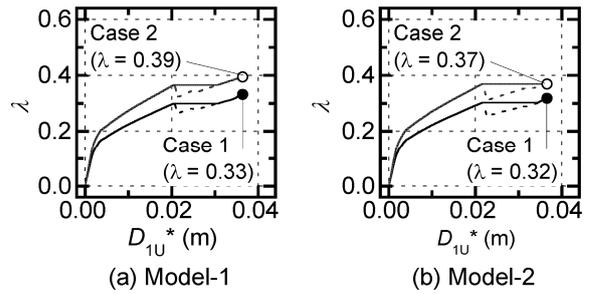


図-9 限界地震動の大きさの推定結果

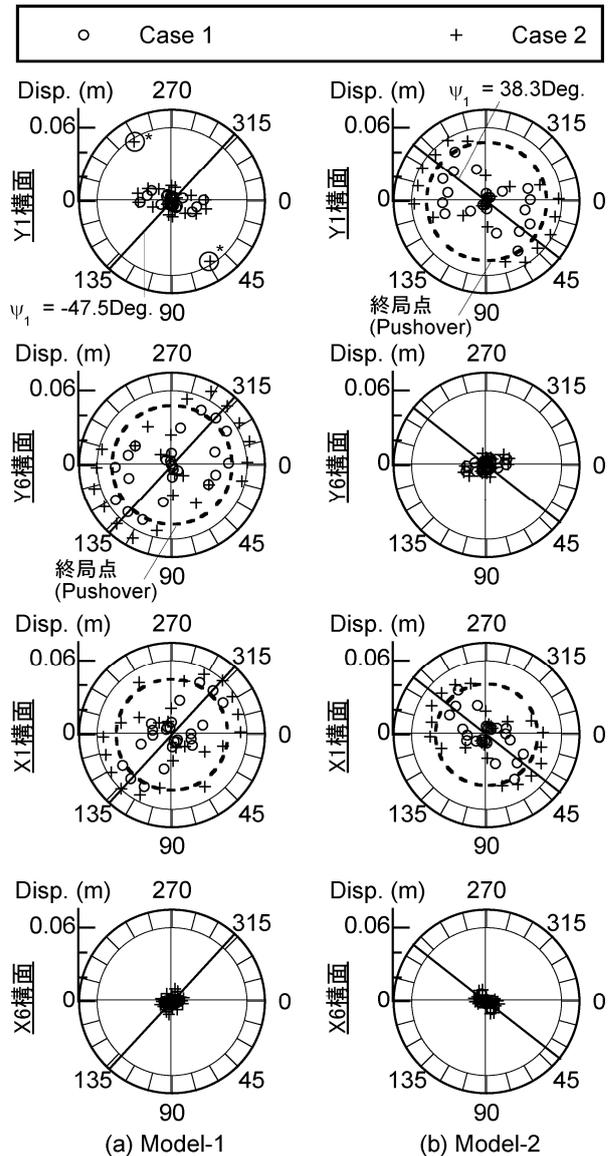


図-10 入力方向と最上階構面最大変位の関係

(入力地震動 : Art-RAN)

について以下の事が確認できる。すなわち、Case 1 の場合、模擬地震動 Art-RAN に対する応答値は終局点での層間変形角を少し上回っているものの、他の模擬地震動に対する応答値は終局点の半分程度に留まった。一方で Case 2 の場合、模擬地震動 Art-TOH と Art-RAN に対する応答値は終局点を大きく超える結果となった。一方、図-11(b) に示す Model-2 においても同様の傾向となった。

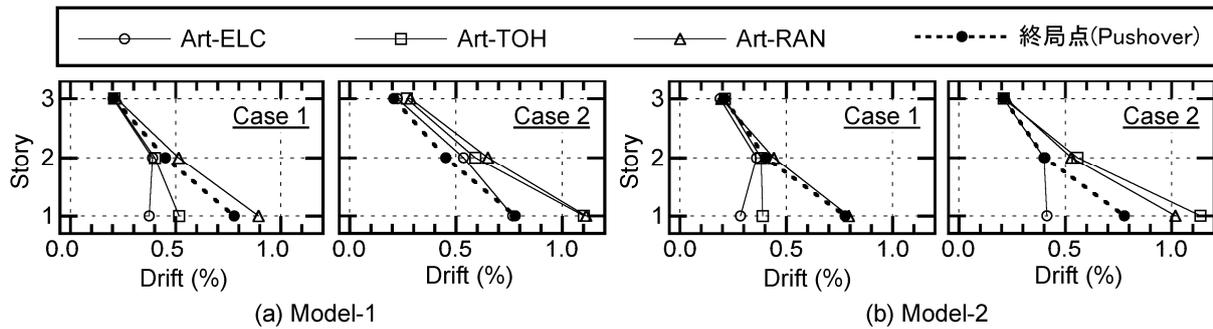


図-11 X方向柔側構面の最大層間変形角

以上より、本論文での検討範囲では、Case 1による限界地震動の推定結果は、安全側の推定結果と考えられる一方、Case 2ではやや危険側の推定結果となった。

5. まとめ

本論文では、せん断破壊型部材と曲げ破壊型部材が混在した多層偏心建物を対象として、文献3)の手法を応用して、建物が終局点まで応答するときの限界地震動の大きさの推定を試みた。結論を以下に記す。

- (1) せん断破壊型部材と曲げ破壊型部材が混在した多層偏心骨組においても、文献3)と同様、柔側構面の最大変形が最も大きくなる時の地震動の入力方向が、1次モード応答の主軸方向と対応する傾向にある事を確認した。
- (2) 本論文での検討範囲では、等価周期の縮小の影響を無視して推定した限界地震動の大きさは、安全側の推定結果となった。

なお、本論文ではせん断破壊型部材と曲げ破壊型部材が混在した構造物に対して等価線形化手法が適用可能であるものとして議論を進めた。これに関しては、本論文での対象建物について、終局点における1次モード応答の主軸方向から地震動を入力したケースでの1次モード成分を抽出して、等価線形化手法による推定結果との比較を行った。その結果、1次モード成分の最大応答は等価線形化手法による推定結果と良好に対応したため、本検討範囲内では、せん断破壊型部材と曲げ破壊型部材が混在した構造物に対しても等価線形化手法は適用可能と考えられる。今後、せん断破壊型部材と曲げ破壊型部材の比率が変化した場合での本手法の適用性について検討を進める予定である。

謝辞

本論文は、平成22年度文部科学省科学研究費補助金(若手研究(B))「任意方向からの地震入力を受ける平面的・立面的に不整形な建築物の地震応答性状の解明」、課題番号:2160443、研究代表者:藤井 賢志)として実施された成果の一部である。ここに謝意を示す。

参考文献

- 1) 日本建築学会:1968年十勝沖地震災害調査報告, 1968.12
- 2) 藤井 賢志, 楠 浩一, 中埜 良昭:せん断破壊を伴う1層鉄筋コンクリート造建物のねじれ地震応答性状, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.46B, pp.583-590, 2000.3.
- 3) 藤井 賢志:任意方向からの水平1成分地震動を受ける偏心建物の柔側構面最大応答の上限値の推定, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻第653号, pp.1247-1256, 2010.7.
- 4) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説, 2001.10
- 5) 高橋 之, 上田 博之, 角 彰, 市之瀬 敏勝, 祖父江 美枝, 田中 弘臣:腰壁と袖壁を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ設計モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻第641号, pp.1321-1326, 2009.7
- 6) 菅野 俊介:鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2, pp.1-9, 1973.2
- 7) 菅野 俊介, 東端 泰夫, 山口 育雄:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その18:初ひびわれ時及び降伏時の剛性), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造系, pp.1323-1324, 1974.10
- 8) 芳村 学, 高稻 宜和:崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.163-171, 2005.1
- 9) K. Muto, T. Hisada, T. Tsugawa, S. Bessho: Earthquake Resistant Design of a 20 Story Reinforced Concrete Buildings, Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, pp.1960-1969, 1973
- 10) 建設省建築研究所, 日本建築センター:設計用入力地震動作成手法技術指針(案), 1993.3
- 11) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.1