

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	田の字型プランを有する非剛床木質構造の自由度縮約と地震応答評価法
Title(English)	
著者(和文)	山崎義弘, 笠井和彦, 坂田弘安
Authors(English)	Yoshihiro Yamazaki, KAZUHIKO KASAI, HIROYASU SAKATA
出典(和文)	日本地震工学会大会2011梗概集, Vol. , No. , pp. 372-373
Citation(English)	, Vol. , No. , pp. 372-373
発行日 / Pub. date	2011, 11

田の字型プランを有する非剛床木質構造の自由度縮約と地震応答評価法

山崎義弘¹⁾・笠井和彦²⁾・坂田弘安³⁾

- 1) 学生会員 東京工業大学 人間環境システム専攻, 横浜市緑区長津田町4259, yamazaki.y.ai@m.titech.ac.jp
 2) 正会員 東京工業大学 建築物理研究センター, 横浜市緑区長津田町 4259, kasai@serc.titech.ac.jp
 3) 正会員 東京工業大学 建築物理研究センター, 横浜市緑区長津田町 4259, hsakata@serc.titech.ac.jp

1. はじめに

本論は水平構面のせん断変形を考慮した2×2スパン(田の字型プラン)のモデルにおいて概ね剛床と言えるクライテリアを探る. まずは一般的に用いられる振動解析モデルの自由度縮約法を示し, 応答スペクトル法により地震最大応答の傾向を分析する. 同時に, 従来の静的地震力による評価法の適用性を検証する. 本論ではモデルの自由度縮約により発生した無次元構造特性値を指標とすることで, 一体どの特性値が地震応答に影響を及ぼすのかを理論に基づき考察する.

2. 構造モデルの自由度縮約と運動方程式

図1のように剛性と粘性が一軸偏心したモデルに一方方向の地震入力を与える. 水平構面をスパンごとに区切られた4つの領域に分割し, x 方向・ y 方向の長さを l_x, l_y とする. 質量は水平面内で均等に分布している.

各領域がせん断パネルのように平行四辺形に変形すると仮定すれば, モデルの変位分布を図2(a)のように定義できる. すなわち, 剛体(剛床)変位成分として, 質量中心の並進変位 u_x (m) と回転 θ (rad), 水平構面のせん断変形による成分として $\gamma_{x1}, \gamma_{x2}, \gamma_{y1}, \gamma_{y2}$ (rad) がある. ただし, 一軸偏心した構造の場合, $\gamma_{y1} = \gamma_{y2}$ (= γ_y とする) が導かれ, さらに図2(b)の4つの白丸の位置(質量中心から質量回転半径 r_m の距離にある位置)での変位を求めるのであれば, 考慮する自由度は $u_x, (\theta + \gamma_{x1}), (\theta + \gamma_{x2}), (\theta - \gamma_y)$ の4つで十分である.

また, 各領域を繋ぐ節点に回転バネを与え, 梁の弱軸回りの曲げ抵抗を再現する. 後の解析結果が示すように, 水平構面のせん断剛性が小さいと, このバネの曲げ剛性の大きさが変位モードに大きく影響を与える.

以上の定義より, 運動方程式として次式を得る.

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} m & ml_y/4 & -ml_y/4 & 0 \\ I^{(x)}/2 & 0 & 0 & 0 \\ & I^{(x)}/2 & 0 & 0 \\ \text{sym.} & & I^{(y)} & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x1} \\ \ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x2} \\ \ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_y \end{Bmatrix} \\
 & + \begin{bmatrix} K_x & -e_{y1}K_{x1} & -e_{y2}K_{x2} & 0 \\ K_{\theta 1}^{(x)} + GV/2 + K_{\theta b} & & -K_{\theta b} & -GV/2 \\ & & K_{\theta 2}^{(x)} + GV/2 + K_{\theta b} & -GV/2 \\ \text{sym.} & & & K_{\theta}^{(y)} + GV \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ \theta + \gamma_{x1} \\ \theta + \gamma_{x2} \\ \theta - \gamma_y \end{Bmatrix} \quad (1) \\
 & = \begin{bmatrix} m & ml_y/4 & -ml_y/4 & 0 \\ I^{(x)}/2 & 0 & 0 & 0 \\ & I^{(x)}/2 & 0 & 0 \\ \text{sym.} & & I^{(y)} & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g
 \end{aligned}$$

上式において減衰項は省略した. 質量マトリクスに表れる m = 質量, I = 回転慣性, $I^{(x)}, I^{(y)}$ = 回転慣性の x 方向・ y 方向成分である¹⁾ ($I = I^{(x)} + I^{(y)}$). 剛性マトリクスに表れる特性値は, $K_{x1}, K_{x2}, e_{y1}, e_{y2}, K_{\theta 1}^{(x)}, K_{\theta 2}^{(x)}, K_{\theta}^{(y)}$ が耐力壁に関係し, 下側の二つの領域(添え字「1」)と上側の二つの領域(添え字「2」)にゾーニングした場合の総剛性, 剛性偏心距離, 振れ剛性(右上の(*)は*方向の壁による成分を表す)である(ただし, $K_x = K_{x1} + K_{x2}$, $K_{\theta} = K_{\theta 1}^{(x)} + K_{\theta 2}^{(x)} + K_{\theta}^{(y)}$). また, $GV, K_{\theta b}$ は水平構面に関係し, G = 水平構面のせん断弾性係数, V = 水平構面を弾性床版としたときの体積, $K_{\theta b}$ = 梁の弱軸曲げを表す回転バネ(前述)の回転剛性である.

3. 想定するモデルと構造特性値の定義

各壁の剛性 ($k_1 \sim k_6$) を図3(a)のように定義し, さらに剛性バランスやアスペクト比を比例定数 ($a \sim e$) を用いて図3(b)のように表す. 共通事項として $b = 1, c = 1, e = 0.33, l_y = 3.64$ m を考え, x 方向の壁量 $\alpha_x = 0.33$ m/m² とすれば, 中央壁(x)を耐力壁線とみなすためには $d \geq 0.25$ が必要である. そこで本論では Model 1 として $d = 0.33$, Model 2 として $d = 0.13$ を考慮する.

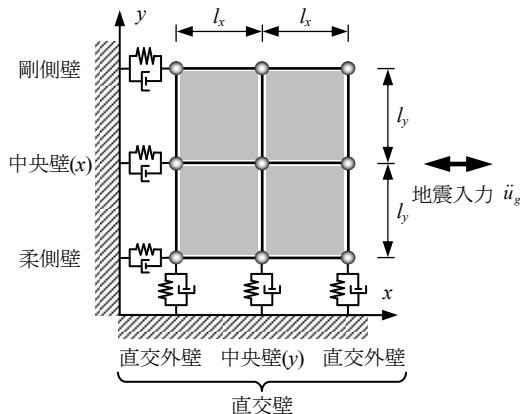


図1 考慮する構造モデル

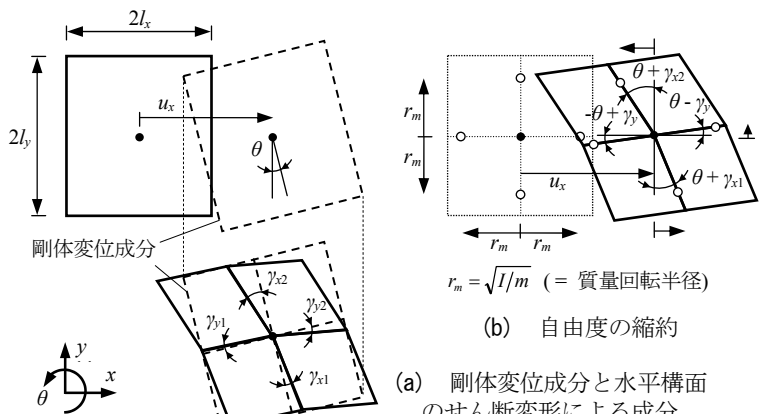


図2 モデルの変位分布

式(1)を質量マトリクスで基準化して円振動数などを用いて表せば、水平構面のせん断剛性は無次元パラメータ ω_y/ω_θ によって表される¹⁾。導出の仮定は割愛するが、これは前述の GI に関わるパラメータであり、床倍率 α_f (-), 壁量 α_x (m/m²), 比例定数 ($a \sim e$), 階高 h (m), スパン l_y (m) を用いて書き換えれば、

$$\left(\frac{\omega_y}{\omega_\theta}\right)^2 = \frac{16\alpha_f h}{\alpha_x (2l_y)^2 [1-d+(b/c^2)(1-e)]} \quad (2)$$

となる。同様に、水平構面の曲げ剛性は前述の K_{ob} によって表され、ヤング係数 $E = 8 \text{ kN/mm}^2$, 断面2次モーメント $I = 240 \cdot 120^3 / 12 \text{ mm}^4$, $l_y = 3.64 \text{ m}$ の梁が3本あることを想定した $K_{ob} = 342 \text{ kNm/rad}$ と、比較のため 3420 kNm/rad を考慮した。これらのモデルを、以下では単に「曲げ剛性小」や「曲げ剛性大」と称す。

4. 地震応答評価

前章で述べた Model 1 と Model 2 において、壁量と支持重量は、 $C_0 = 0.2$ に対して充足率 = 1 のバランスとする。地震最大応答の評価法は以下の2種を用いた。

1) 応答スペクトル法：1次固有円振動数が擬似加速度一定領域にあるとすれば、最大応答変位 u_{\max} は、

$$u_{\max} = \beta_1 \phi_1 S_{pa} / \omega_1^2 \quad (3)$$

ここに、 S_{pa} = 擬似加速度スペクトル値 (= 1960 mm/s^2 で一定), ω_1 , β_1 , ϕ_1 = 1次モード固有円振動数, 刺激係数, 固有ベクトルであり、式(1)の固有値解析より得る。式(3)は1次モードのみ考慮しているが、全モードのSRSS法の解と大差が無かったことを確認している。同様に、最大応答加速度は $\ddot{u}_{\max} = \omega_1^2 u_{\max}$ のように得る。

2) 静的評価法：質量に比例する外力分布を用いたブッシュオーバー解析による最大応答変位 $u_{\max,s}$ は、

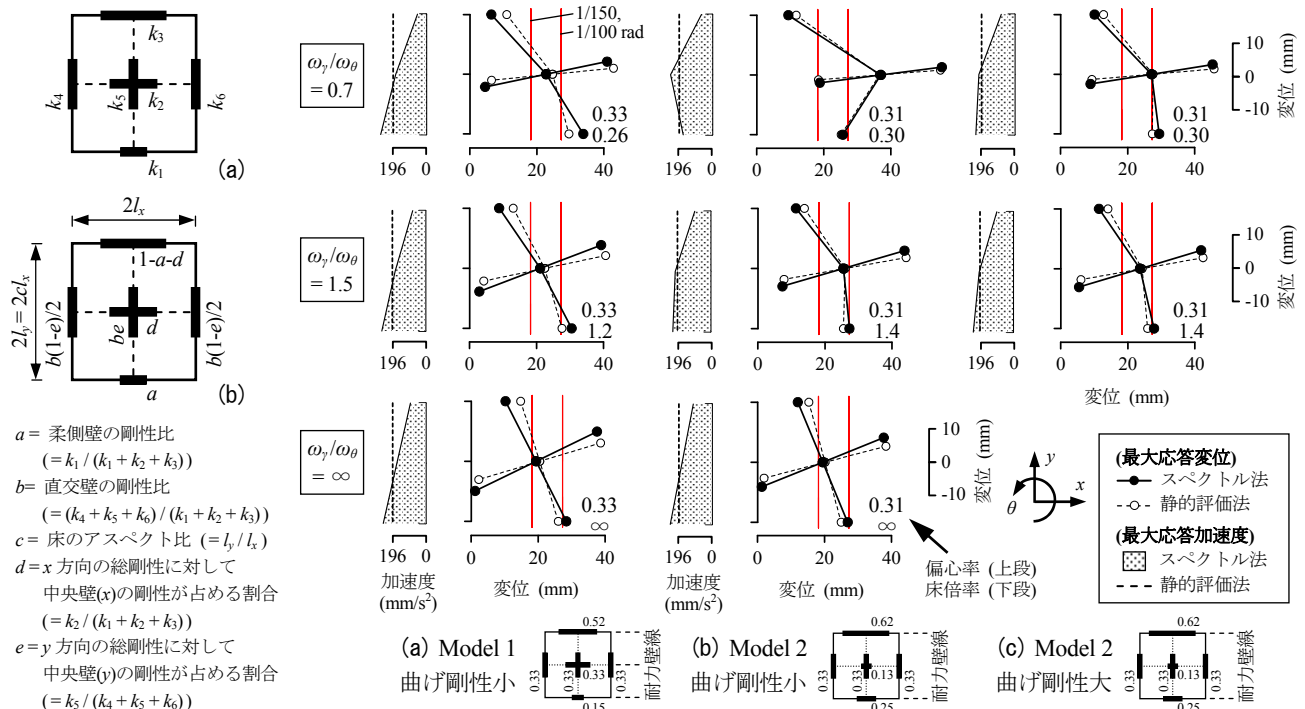


図3 モデルの剛性バランス

$$u_{\max,s} = k^{-1} m \{1\} S_{pa} \quad (4)$$

m , k , $\{1\}$ は式(1)に示す質量マトリクス, 剛性マトリクス, 要素が1と0のベクトルである。静的評価法では x 方向に均一な加速度分布を考慮していることになる。

解析結果を図4に示す。図中には各ケースの偏心率や床倍率も併記している。偏心率は0.3程度を、水平構面のせん断剛性 (ω_y/ω_θ) は3種を考慮した。柔側壁の変形や加速度が最も大きく、振れが大きいケースでは、スペクトル法に比べ静的評価法は振れが小さく評価された。このことは加速度分布の相違からも理解でき、静的評価法の適用に注意する必要があると言える (図4は y 方向の加速度を省略している)。

ここで、剛床時の最大変位と大差が無く、かつ各壁の最大変形を $1/100 \text{ rad}$ 以下に収めるための ω_y/ω_θ に関する条件を、概ね剛床と言えるクライテリアと定める。 $1/100 \text{ rad}$ という上限は、剛床 ($\omega_y/\omega_\theta = \infty$) で偏心率が0.3以下なら、 $1/100 \text{ rad}$ 以下に収まることから設定した。その結果、Model 1や水平構面の曲げ剛性によらず、 $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ なら概ね満足することが分かる。

このように、 ω_y/ω_θ 値を基にクライテリアを考えれば、中央壁(x)が耐力壁線と見なされるか否かは不問となる。それは ω_y/ω_θ (式(2)) にその影響 (d 値) が含まれるためであり、 ω_y/ω_θ が床倍率や耐力壁線間距離の他、様々な影響を考慮している点で明快と言える。

5. おわりに

田の字型プランを有する構造の自由度縮約法と、概ね剛床と言えるクライテリアの設定法を示した。

参考文献

- 山崎義弘, 笠井和彦, 坂田弘安：一軸偏心した非剛床木質構造の動的特性および地震応答に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第663号, pp.959-968, 2011.5

図4 加速度一定領域 ($S_{pa} = 1960 \text{ mm/s}^2$) における最大応答