

現行基準木造住宅の耐震等級が崩壊余裕度に及ぼす影響の実験評価と手法検証

名古屋大学 工学部 環境土木・建築学科 建築学コース
長江研究室 太田和杜

1 序論

木造住宅は昨年新築延床面積で全体の 40%を占める。1995 年兵庫県南部地震での被害以降、柱梁接合部・柱脚の補強金物などの技術向上が進められ、建築準法の改正では、接合部金物の規定、耐力壁の配置規定がなされた。また、住宅の品質確保の促進等に関する法律の制定では、耐震等級による耐震性能評価が取り入れられた。現在も建設が盛んな、木造住宅の構造性能は向上している。しかし、大地震時の終局性能の評価方法については知見が十分ではない。部材要素レベルでの強度評価で一定の信頼性が確保できていても、それらが複雑に関係しあう建物レベルでは、終局強度は評価できていない。近い将来、発生が予想される南海トラフ地震や首都直下地震に対して、終局性能を評価し、建物が崩壊するまでの余裕度の定量化することは、地震前の被害予測、地震時の即時危険度判定、地震後の建物の機能維持、継続利用の判断など多岐に役立つと考えられる。本研究では、2019 年実施の E-Defense 実験、耐震等級 3 の 3 層木造住宅の実験データに基づき終局強度以降の強度劣化を表現する解析を実施し、2009 年 E-Defense 実験の耐震等級 1, 2 (図 1)の解析を合わせて、耐震等級による崩壊余裕度への影響を評価する。強度劣化しない通常の非強度劣化解析を用いた実用化手順の検証も行う。

2 試験体概要

本研究の対象となる 2019 年 E-Defense 実験の 3 層木造住宅試験体の全景を図 2 に示す。2 棟の試験体は軸組工法と枠組壁工法の異なる工法で施工されており、許容応力度設計により、耐震等級 3 の耐震性能を有している。また、同一平面、同一立面で構成されている。実験工程を表 1 に示す。各棟で Phase ごとに基礎の条件を変え、JMA 神戸波、JR 鷹取波に対して 25%、50%、100%の倍率で段階的に地震動を入力し、試験体が段階的に損傷していくことを意図した加振が行われた。



図 1 2009 年 E-Defense 実験



図 2 2019 年 E-Defense 実験

3 試験体の再現解析

3-1 等価一自由度縮約

試験体の時刻歴応答から、最上階層が最大変形となる際の各層の変形を仮定することで、本研究で用いる 1 次モード成分を抽出し、等価一自由度縮約をする。

3-2 解析条件

繰り返し変形による累積エネルギーを参照して強度や剛性の低下を再現する修正 IMK-Pinching モデル(Ibarra-Medina-

Krawinkler Pinching) ¹⁾を用いて、OpenSees による解析を行った。解析に必要な基本的なパラメータは実験結果より作成した骨格曲線に基づき設定する (図 3) ²⁾。骨格曲線の 1 次剛性は、変形角 1/200 の割線剛性とし、2 次剛性は、変形角 1/100 の点と強度低下を開始する点を結んだ線とする。本実験では強度が十分低下するまで、加振が行われず、実験値から負勾配を求めるのが困難であるため、2009 年の E-Defense 骨格曲線をもとに負勾配を作成した。劣化挙動を再現するパラメータ λ は履歴エネルギーが最も近くなる値を採用した。解析入力波には建物の繰り返し加振による劣化を考慮するため、振動台上で観測した地震動の各加振を実際に加振した順に直列につなげてたものを用いる。各加振の間に、解析モデルの振動を十分に減衰させるために 50 秒間 0 データを挟んでいる。

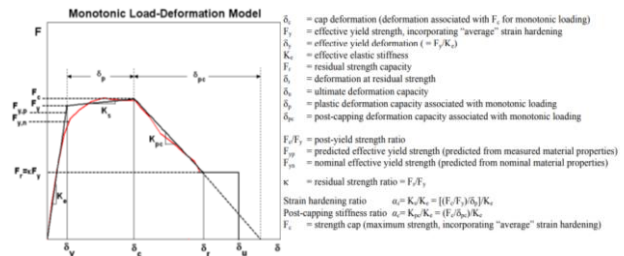


図 3 骨格曲線に基づくパラメータ ²⁾

3-3 解析結果

解析結果を図 4 に示す。軸組工法では長辺方向、短辺方向ともに、十分に復元力特性を再現できたといえる。一方、枠組壁工法では履歴エネルギーが実験値と大きくかけ離れており、履歴特性を再現できたとはいえない。この理由として、軸組工法では層せん断による崩壊が生じたのに対し、枠組壁工法では、1 階壁脚部における引き抜き破断に起因して倒壊した際に、浮き上がりが生じ、複雑な挙動を示したことが原因だと考えられる。このように、同様な設計基準強度でつくられた木造住宅において、軸組工法と枠組壁工法で崩壊メカニズムが異なることは、有限要素法解析等での分析が必要である。

4 崩壊余裕度評価法 ²⁾

4.1 地震ハザード曲線

本研究は、地震サイトを名古屋市とし、再現期間に対して想定される地表面最大加速度 PGA を用いて評価した。あるサイトにおける再現期間に対する PGA を用いて地震ハザードは、式(1)で表すことができる。

$$\lambda_{PGA} = k_0 PGA^{-k} \quad (1)$$

第 2 種地盤を想定し、再現期間 500 年と 2500 年の値を用い、ハザード曲線のパラメータを $k_0 = 0.000913$ 、 $k = 4.83$ とした。

4.2 解析手法

動的漸増地震動応答解析 (IDA) により、変形が発散的に大きくなる点を崩壊限界キャパシティ $PGA_{collapse}$ と定義することで、確率論的に崩壊余裕度を評価する。地震動は、サイ

トに適した条件の波形群を用いるが、ここでは、関連研究でよく用いられる FEMAP695 の Far-Field の 2 方向 22 セット、計 44 地震動で代替し、再現期間が 100 年となる $PGA = 0.5G$ で、基準化して漸増させた。PGA に対する fragility 曲線は対数正規分布に従うと仮定する。地震ハザード λ_{PGA} と崩壊 fragility $F_{collapse}$ を式(2)に基づき積分することで、地震動のばらつきを考慮した平均年間超過度数 $\lambda_{MAFcollapse}$ が求められる。また、式(2)は式(1)を用いて、式(3)に書き換えられる。

$$\lambda_{MAFcollapse} = \int_0^{\infty} F_{collapse}(x) |d\lambda_{PGA}(x)| \quad (2)$$

$$\lambda_{MAFcollapse} = k_0 PGA_{50collapse}^{-k} \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \delta_{PGAeq}^2\right) \quad (3)$$

4.2 解析結果

図 5 に解析結果を示す。平均年間超過度数から崩壊再現期間は、耐震等級 1 で 4854 年、耐震等級 2 で 6369 年、耐震等級 3 で 32476 年と計算できる。また、長辺方向の耐震等級 3 の建物では 84746 年となった。

4.3 非強度劣化解析による実用化手順

より実用的な崩壊余裕度評価を行うため、実用化の手順を検証する。非強度劣化モデルの解析データより、強度低下開始変位と強度ゼロ変位の間で消費される、非強度低下モデルのエネルギー消費量に低減係数を乗じた値を強度低下開始変位と強度ゼロ変位の間で消費される強度低下モデルのエネルギー消費量と仮定する。本研究では解析結果より、低減係数を 0.25 として、強度低下モデルの崩壊エネルギー $E_{collapse}$ は非強度劣化モデルの崩壊エネルギー E_{end} 、強度低下開始までの消費エネルギー $E_{threshold}$ を用いて式(4)で示される。

$$E_{collapse} = 0.75 E_{threshold} + 0.25 E_{end} \quad (4)$$

PGA に対する最大層間変形角 IDR_{max} 曲線および消費エネルギー E 曲線また、最大層間変形角 IDR_{max} に対する等価対数標準偏差 δ_{PGAeq} は式(5)で示される。

$$IDR_{max} = a PGA^b, E = c PGA^d, \delta_{PGAeq} = e IDR_{max}^f \quad (5)$$

式(3), (4), (5)をまとめて、 $\lambda_{MAFcollapse}$ は式(6)で評価できる。

$$\lambda_{MAFcollapse} = k_0 \left(\frac{3}{4} \left(\frac{IDR_{threshold}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} + \frac{1}{4} \left(\frac{IDR_{end}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} \right)^{\frac{k}{d}} \times \exp\left(\frac{1}{2} k^2 (e IDR_{max}^f)^2\right) \quad (6)$$

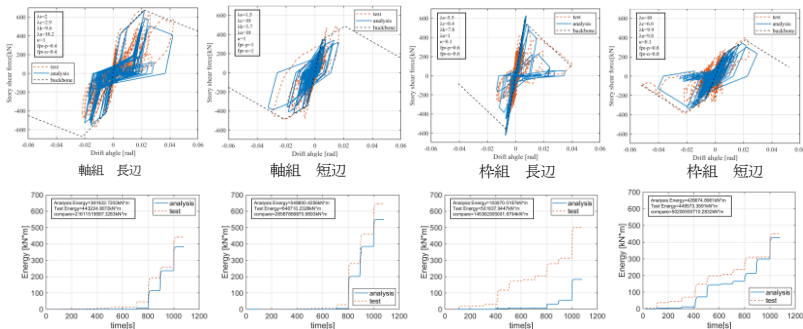


図 4 解析結果

a, b, c, d, e, f は最小二乗法より求めることができる。簡易式による崩壊ハザードフォーマットを図 6 に示す。実際の解析では、崩壊再現期間 32476 年であるのに対し、簡易式による算定では 30003 年であり、誤差 10% 以内で再現することができた。このフォーマットにより、全体を俯瞰でき、強度ゼロ時の変形角が小さいところで崩壊余裕度の変化率が大きく、また、強度低下開始時の変形角が小さいほどより顕著であることが見て取れる。

5 まとめ

実大 3 層木造住宅に対する振動台実験分析に基づき、履歴エネルギーから修正 IMK モデルの主要パラメータを特定した。耐震等級が崩壊余裕度に及ぼす影響について確認し、実用化手順により、社会実装に向けた検証も行った。

参考文献

- 1) Ibarra L.F., and Krawinkler, H. (2005), "Global collapse of frame structures under seismic excitations", Rep. No. TB 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
- 2) 長江拓也, 林静雄, 中島正愛: 全体降伏機構を呈する鉄筋コンクリートフレーム構造の強度劣化と終局限界, コンクリート構造年次論文集 Vol.29No. 3, 2007

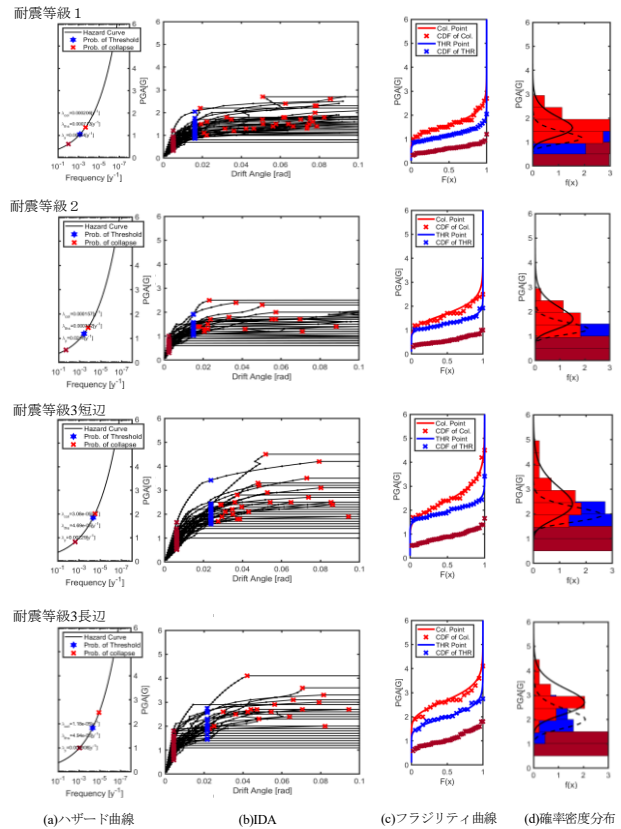


図 5 崩壊ハザード

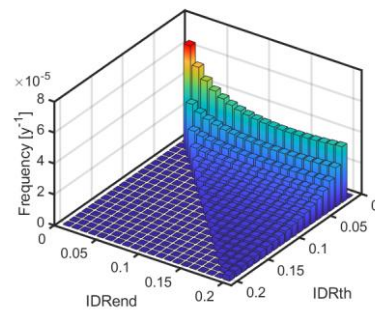


図 6 崩壊ハザードマップフォーマット