

第6章 まとめ

(1) 損傷限界・安全限界変形の妥当性に関する検討

①損傷限界・安全限界に関する LCC 的要素を含めた検討

地震による損傷・倒壊リスクを考慮した建築物のライフサイクルコスト(以下「LCC」)、総費用最小化原理およびそれに基づく最適耐震性能を指標として、長期優良住宅に関する「長期使用構造とするための措置及び維持保全の方法の基準(平21国交告第209号)」、第3 長期使用構造とするための措置、2. 耐震性の規定(以下「長期優良耐震規定」)に規定される耐震強度の割増率および安全限界変形の低減率の妥当性に関する検討を行った。結果の要約を以下に示す。

- 1) LCC を最小にする最適降伏せん断力係数 は大地震による大破・倒壊などのリスクよりも、むしろ中小地震による内装クロス・下地石膏ボードの損傷リスクに強く依存し、地震損傷関数の設定においてそれらの損傷を修復するとするか否かによっての値は大きく変化する。
- 2) しかし、供用期間 = 100 年および 200 年を基準とした の比率は地震損傷関数の設定にはほとんど依存せず、本検討で設定した 4 種類の地震損傷関数のいずれを用いても - 比率関係はほぼ同一であった。
- 3) 一般住宅の を 40~50 年とし、長期優良住宅の を 100 年とすれば の割増率はほぼ 1.25 となり、「長期優良耐震規定」において長期優良住宅に耐震等級 2 相当の耐震強度を求めることは妥当である。
- 4) 長期優良住宅の を 200 年とする場合は の割増率は 1.5 程度となり、耐震等級 3 相当の耐震強度を求めることが妥当である。
- 5) に相当する耐震強度を有する建築物に生じる最大層間変位を最適安全限界変位と定義した。 = 100 年および 200 年を基準とした最適安全限界変位の比率は地震損傷関数にはほとんど依存しないが、地盤種別によって異なる値となった。
- 6) 長期優良住宅の を 100 年とする場合の第 2 種地盤における最適安全限界変位の低減率は 0.75 程度であり、「長期優良耐震規定」に一致するが、第 1 種地盤における低減率はそれよりも大きく、第 3 種地盤ではそれより小さな値となる。また、長期優良住宅の を 200 年とする場合は 100 年とする場合より小さい値とする必要がある。
- 7) 最適安全限界変位の値は地震損傷関数の設定によって異なる値となる。本検討では、実態としての耐震性能は非構造部材の寄与により構造躯体によって決まる値の 1.5 倍程度以上であることを考慮して、最も大きな最適安全限界変位をもたらす地震損傷関数を採用してその推奨値を設定した。結果として、長期優良住宅の を 100 年とする場合は、第 1 種地盤における推奨値は「長期優良耐震規定」に一致し、第 2 種地盤、第 3 種地盤ではそれよりやや大きな値となった。長期優良住宅の を 200 年とする場合は、第 3 種地盤における推奨値が「長期優良耐震規定」に一致し、第 1 種地盤、

第2種地盤ではそれよりやや小さな値となった。

② 枠組壁工法の安全限界に関する検討

2009年度に実施した引き倒し実験および既往研究より、枠組壁工法住宅における経験最大変形量と損傷の関係について技術資料の収集・整理を行った。外壁サイディングおよび構造用合板については既往研究とは異なる、あるいは新規の経験最大変形角と残留変形時損傷の関係を求めることができた。また、内壁について既往研究と振動実験結果はほぼ同様の経験最大変形角と残留変形時損傷の関係と考えられえる。

③ 木質接着パネル工法の安全限界に関する検討

既往の研究として、木質接着複合パネルを用いた木質接着パネル工法の偏心を有する2層建物及びほぼ整形な3層建物の実大静加力実験の荷重-変形 関係を示した。2層建物の1層では、最大荷重時の平均変形角が $1/63\text{rad}$ 、 $0.8P_{\text{max}}$ の平均変形角が $1/37\text{rad}$ であった。その後、平均変形角で $1/16\text{rad}$ まで加力を続けたが接合部及び結合材の破断により実験を終了している。なお、3層建物では、 $0.8P_{\text{max}}$ 時の変形角は $1/32$ であった。

(3) 木造軸組構法の損傷限界・安全限界変形に関する実験的検証

- 1) 接合部を保有耐力接合した場合、 0.1rad を超える変形域では筋かいや面材耐力壁をもつ試験体は軸組試験体の荷重変形関係に一致することが確認された。また、積載荷重が大きいほど倒壊限界変形角は小さくなることが確認された。
- 2) 接合部を保有耐力接合していない場合、筋かい及び筋かい+石膏ボード試験体はロッキングするが、構造用合板試験体は柱と横架材に構造用合板を釘打ちしていることで接合部の浮き上がりが拘束されてロッキングが起こりにくいことが確認された。
- 3) ロッキングが起こった場合、耐力要素が同じであれば積載荷重が大きいほど水平抵抗力は大きくなることが確認された。
- 4) 接合部が保有耐力接合されずロッキングした試験体は、保有耐力接合した場合に比べて耐力を発揮できず、壁倍率換算で $50\sim 70\%$ 程度に減少することが確認された。
- 5) 接合部を保有耐力接合している場合、柱の負担せん断力による荷重変形関係は試験体の仕様に関わらず概ね一致する。
- 6) $P\Delta$ 効果による付加せん断力は、試験体を1質点系モデルに置換することで概ね追跡できることが確認された。
- 7) ロッキング時の水平抵抗力は、一般的な転倒復元力特性に柱脚の引き抜き抵抗力を考慮することで概ね追跡できることが確認された。
- 8) 引き倒し実験の試験体の1階支持重量が総2階建てに相当するように積載荷重を載せた場合、 $P\Delta$ 効果の影響により倒壊限界変形角が約 35% 小さくなることが確認さ

れた。

(4) 構造特性係数の設定方法に関する検討

等価線形化手法が正しいとして、エネルギー一定則に乗じる加速度一定領域での割り増し係数を定義した。以上によって割り増し係数を必要とする脆性壁を定義するとともに、割り増し係数を提案した。この評価法による精度については今後の課題としたい。

(5) 木造3階建て軸組構法住宅の地震時挙動に関する検証

①試験体1, 2

接合部設計のみが異なる2棟の木造3階建て軸組構法住宅の震動台実験を実施し、建築基準法で規定する大地震動の1.8倍に相当する地震波に対して、試験体1ではせん断変形による層崩壊、試験体2では軸組接合部が先行破壊したことによる、ロッキング挙動を起こした結果を詳細に検討した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 建築基準法で規定する大地震動に相当するBSL波90%加振では、固有振動数の低下、浮き上がり変位に多少の違いがあるものの、最大層せん断力及び最大変位、目視による損傷状況の違いは確認できなかった。しかし、抵抗挙動はことなり、試験体1では大半がせん断変形であったのに対して、試験体2では浮き上りによる変形が30%程度を占めていた。
- 2) 建築基準法で規定する大地震動に相当するBSL波160%加振では、さらに脚部の変形の差が大きくなった。それによって、筋かいの水平力負担割合は試験体1が60%程度で、試験体2が40%程度であった。試験体1は壁の持つせん断力が十分に発揮できていたが、試験体2では接合部がはずれ壁の性能が発揮できずに最大耐力が試験体1に比べ小さくなっていた。
- 3) 試験体1の入力エネルギーは試験体2よりも1割ほど大きかった。また、試験体2はロッキングによるエネルギー吸収と滑りによるエネルギー吸収で全体のエネルギー吸収の約半分を占めていた。これによってせん断変形が試験体2では小さくなり、これらのことが、倒壊・非倒壊を分けた要因のひとつである。
- 4) 接合部の抵抗力を考慮した転倒復元力を求め、各試験体が浮き上がるか否かを判定した。試験体1はせん断力が転倒復元力より小さく、試験体2は転倒復元力を上回り浮き上がることが確認できた。また、試験体1が保有している真の層せん断力をPD効果の影響を無視することで推測したところ、1/10radを超えた変形であっても $C_0=0.35$ 程度を有していることがわかった。試験体2は、脚部接合金物の荷重変形関係から、層の荷重変形関係の包絡線を推定できることがわかった。
- 5) 試験体とした住宅についてロッキングするモデルとしないモデルをそれぞれ作成

し、実験結果に合うようにせん断ばね、回転ばねの復元力特性を与えて時刻歴応答解析をおこなった。せん断型 3 質点系モデルでは、1 層の正側では実験結果より応答が大きくなったが、負側に変形が進む現象を $1/5.7\text{rad}$ までは良好に追跡できた。一方ロッキングモデルでは、実験結果の追跡精度は低いものの、ロッキングしない場合に比べて応答が小さくなることが確認できた。また、本研究では、ロッキング成分の減衰力や、せん断ばねの復元力特性を暫定的に定義したものであり、今後さらなる検討が必要であると考えている。

②試験体 3

試験体 3 の 1 階柱脚接合部と水平構面について分析を行った。接合部の解析、水平構面の解析と共に、水平構面が剛床であった他の試験体と比べ許容応力度計算との比較では一致しない点も見受けられた。許容応力度計算では水平構面が剛床であることを前提としているため、水平構面が柔床である建築物を許容応力度計算で評価すること自体が正確であるとは言い難いが、水平構面が柔床である住宅では各耐力要素への応力の流れを予測することは難しく、現段階では各耐力要素への応力の流れについて更なる解析をし、それについての知見を深めることが優先されると考えられる。

③試験体 4

接合部の引抜き力、1 スパンの筋かい架構の荷重－変形関係、構造物全体の応答性状と、いくつかのスケールに分けて設計値と実験値の比較を行った。その結果、各分析において設計値と実験値に差異はあるものの、設計値は多くの場合で安全側の評価を与えていることが確認された。しかし、性能設計という観点からみれば、解決すべき課題が山積していることは言うまでもなく、これまでの分析結果を踏まえると、各部の構造計算において終局時の性能を適切に評価できているか否かを検討しておくことが特に重要と思われる。

接合部における実験値と設計値の関係に着目すると、1 層目が許容耐力に達したと設計値は実験値に比して十分に安全側の評価を与えていたわけだが、筋かい架構の荷重－変形関係を分析した結果からみれば、終局時には接合部が先行破壊したことが推定されている。もちろん、それらを含めても十分に余力のある耐力を本試験体が有していたことは、過大な入力を受けてもお倒壊しなかった事実がある以上明らかだが、許容耐力に基づく構造計算、つまり許容応力度計算が、保有耐力時の構造計算にそのまま転用されることは困難であるように思われる。また、応答性状の分析から分かるように、保有耐力設計で対象となるような大変形時には、層せん断力分布の変化が著しく、今後、耐震要素の非線形性も考慮にいた、精度の高い層せん断力分布の予測こそが、保有耐力時の構造物の耐震安全性評価にとって大きな役割果たすことが示唆される。

④壁構面の動的せん断試験 及び 接合部の動的引張試験

木造 3 階建て軸組構法住宅の震動台実験に用いた壁構面及び接合部と同一仕様の試験体を用い、壁構面及び接合部要素の動的加力、静的加力実験結果から以下の結果を得た。

- 1) 壁構面のせん断試験で求めた荷重－変形曲線から算出した特定変形角時の耐力、降伏耐力、終局耐力、最大耐力には、動的加力と静的加力の間には正の相関関係が見られた。また動的加力と静的加力での耐力の回帰直線を求めた結果、傾きの平均は 1.09 となり、動的加力による耐力上昇は 10%程度であることが確認された。
- 2) 接合部の引張試験で求めた荷重－変形曲線から算出した特定変形時の耐力、降伏耐力、終局耐力、最大耐力において、動的加力と静的加力の間には正の相関関係が見られた。また動的加力と静的加力での耐力の回帰直線を求めた結果、傾きの平均は 1.13 となり、動的加力による耐力上昇は 10%程度であることが確認された。