

回答書

目次

設計法案についての検討委員の意見に対する回答書（2013 年 5 月 31 日）	1
回答書への意見に対する再回答書（2013 年 7 月 22 日）	63
2013 年 12 月 19 日 国土交通本省及び国総研からの質門に対する回答書（2014 年 2 月 28 日） ..	78
別添検討資料（2014 年 2 月 28 日）	99
国土交通省の設計法に対する考え方に関する質問（2014 年 2 月 28 日）	133

設計法案についての検討委員の意見に対する回答書

設計法案についての検討委員の意見に対する回答書の提示に際して、伝統的構法の設計法を構築するにあたり、検討委員会での伝統的構法の設計法の背景と考え方などについて述べる。

伝統的構法の設計法の背景とその特徴

1. 現行の木造に関する耐震規定の重大な問題点

4 号建築物は一定の耐力を確保するために構造（耐力）要素として筋かいや構造合板など壁要素等の必要壁量を規定しており、主要な柱－横架材の接合部は外れることを防ぐために金物補強を規定している。柱脚は土台から抜け出さないようにホールダウン金物等で緊結することが一般的である。この方法は、地震時に建築物に作用する地震力が想定値を超えなければ、耐震性能を担保する方法として簡易で有効であるが、建築物の重量や入力地震動が想定より大きい場合は致命的な損傷を受ける可能性が大きい。4 号建築物に関する重量の規定は極めて大雑把であり、また、兵庫県南部地震以降、建築基準法で想定されている入力地震動より大きな巨大な地震が何度も起きているので、耐震規定として大きな問題を抱えていると言わざるを得ない。

2. 伝統的構法の設計法の基本的な考え方

現行の木造の耐震規定の特徴は、壁量規定・剛床仮定・柱脚固定（動かないよう留め付ける）に代表される考え方に基づいて仕様規定が作成されている。この規定に基づいて伝統的構法を設計すると、柱脚は動かないように留め付け、水平構面が剛床と見なせるよう構造合板を使用し、構造要素である土壁を壁量規定に基づいて設置することになる。このようにして設計された伝統的構法では本来持っている特徴（長所）を生かすことができないのは明白である。このために特徴を生かせるための設計法が必要であるが、そのためには、現行の規定とは全く異なった設計思想のもとに作成された設計法が必要であり、その基本的な考え方を理解しないと設計法を正しく評価できない。

再度、現行の設計法について述べると、限界耐力計算や時刻歴応答解析を除いて静的計算によっているため、「剛床仮定」が前提となり、柱脚は動かないとして支持点はピンが一般的なモデル化手法となる。ここで重要なのは、剛床仮定、柱脚の支持点・ピンが耐震的な観点から望ましいということではなく、計算・解析が容易であることから前提条件となったもので、実際の地震時の挙動や耐震性能についてはほとんど議論されていない。つまり、計算・解析をやりやすくするために設計法を計算に合わせているにすぎない。言うまでもなく望ましい設計法をまず検討し、そのためにどのような解析・計算をすればいいかを考えるのが本来あるべき姿である。本設計法はそのような観点に基づいて作成されている。超高層や免震構造を除いて、一般の建築物の耐震設計では当たり前になっているが、設計法は静的解析・計算によっているのが特徴である。しかし、地震動により建築物が振動する現象は動的なもので、動的解析・計算によるのが本来の手法であるべきであるが、現状の多くは動的現象が忘れられ理解もされない状態に陥っている。

伝統的構法の本設計法では、すでに建築物が存在し、かつ我が国において長い歴史があるものを耐震的に見直すことに大きな意義がある。したがって、その長所をできる限り生かした上で、問題点を解決することが設計法作成で最も重要になる。伝統的構法の設計法は耐震性能評価を地震時の応答計算により行っているので、地震時の現象をよりの確に反映できており、壁量計算によるよりもはるかに高度な設計法と言える。

本設計法の詳細設計法では、入力地震動として建築基準法で想定している稀に発生する地震動(中

地震動)と極めて稀に発生する地震動(大地震動)を対象にしているが、建築基準法で想定している地震動よりも巨大な地震動に対して時刻歴地震応答解析や近似応答計算を行い、崩壊・倒壊限界変形角を想定して、その限界値内に層間変形角が収まることを検証している。設計法として巨大な地震動および崩壊・倒壊限界変形角について明記していないが、設計法のバックデータとしている。なお、標準設計法は高度な計算によらずに設計できるようにするために、簡易な計算と仕様規定により構成されている。

3. 伝統的構法の主なる特徴と設計法への反映

- 1) 石場建てに代表される柱脚を留め付けない(柱脚フリー)場合を主とした設計法である。柱脚が滑ることで巨大地震時に過大な入力作用しないという大きな特徴(長所)があり、巨大地震からも人命を守るためには、このような特徴を生かす設計法を構築しなければ意味がない。もちろん設計法では柱脚が滑っても安全な仕様としなければならない。
- 2) 伝統構法は大きな変形性能を持っており、この性能を評価できる手法により設計法を構築する必要がある。このために限界耐力計算と同等の手法である近似応答計算により耐震性能評価を行い、標準設計法ではその結果に基づいて仕様規定化している。
- 3) 貫、足固め等で伝統的構法の特徴を生かせる設計法としている。現行の壁量規定のように全面壁のみの場合は、壁のみで必要な耐力を確保する必要があり、どうしても閉鎖的な空間の建築物になりやすいが、伝統的構法の構造要素を効果的に使用することで開放的な空間を持つ建築物の設計が可能になっている。
- 4) 極めて稀に発生する地震時に人命の安全を担保するために安全限界変位を規定し、最大応答変位が安全限界変形角以下に収まることを確認する手法としている。安全限界変位の設定については、あらゆる角度から実験的および解析的に検証することで、建築物が倒壊・崩壊に至らないことを確認している。
 - (ア) 建築物がクライテリアに収まることを検証するために、要素実験・実大振動台実験を実施した他、時刻歴解析により検討を行って標準設計法では必要な指標を仕様規定化している。
 - (イ) 対象としている構造要素は、全面壁(土壁、板壁)以外に小壁(垂れ壁、腰壁)付き柱、柱ほぞ、差鴨居、足固めなど軸組系要素である。
- 5) 水平構面については、剛床仮定を成立させるために構造合板を用いる考え方もあるが、伝統構法の特徴を生かすことにならない。水平構面が剛床でなく、一定の剛性を確保する設計法としているが、その場合、鉛直構面間の応答変位に違いが生じるが、その変位差が一定値以内に収まれば耐震上全く問題はない。構造合板を使用すると構造合板そのものはほとんど変形しないために、構造合板を支持している部材またはその接合部が破壊し、伝統的構法に望ましくない損傷が生じる可能性がある。また、水平構面が変形することで履歴によるエネルギー吸収により上部構造の応答変位を低減できる。時刻歴解析結果によると、この効果は無視できないほど大きいですが、定量的な評価が難しいので、設計法では安全側の評価として低減効果は考慮していない。
 - (ア) 水平構面の安全性については、水平構面を剛床仮定としている場合は、水平構面を介して移動するせん断力に対する検定が必要であるが、伝統的構法の設計法では鉛直構面と水平構面の剛性の関係から鉛直構面間の変形差として水平構面の変形角を算定すると問題となるような大きな変形差が生じることはなく、要素実験により確認されている変形性能から十分安全な変形角に留まることは実大振動台実験および立体モデルによる時刻歴解析からも確認されており、剛床仮定と同様の検定は必要としない。
 - (イ) 床の開口に対する制限は現行の規定にはないが、4号建築物の場合は剛床仮定に基づいて

いるために、伝統的構法よりも開口に関する規定が必要と考えられるが、全く抜け落ちて
いるために、耐震性能上、問題の建築物が存在するものと思われる。設計法では、水平構
面に一定の剛性を持たせるために開口制限を設けている。開口制限については、平面形状
とも関係するので、様々な事例に基づいてさらに検討することが望ましい。

- 6) 偏心によるねじれ変形の影響については、偏心率に制限値(0.3 以下)を設け、偏心率が大きくなると振られる側の鉛直構面の変形が大きくなるために、クライテリアとして鉛直構面の最大層間変形角を規定している。偏心率は、一定値 (0.15) を超えると標準設計法ではその大きさにより耐力低減を行うこととし、詳細設計法では変形の割り増し係数を算定することで最大層間変形角の検討できる形にしている。また水平構面については標準床を設定し、それより水平構面剛性が小さい場合は偏心がなくても耐力低減を行うことにしている。
- 7) 柱や横架材の検定方法
 - (ア) 長期荷重に対して伝統構法が問題になることはなく、柱については座屈しないための最小径に関する規定を設けている。
 - (イ) 地震時の安全性については、管柱については発生する曲げモーメントが小さいので、折損することはない。柱の折損が問題になるのは、通し柱・小壁付き独立柱・柱脚で標準設計法では折損しないための柱径に関する規定を設け、詳細設計法では曲げ破壊に対する検討方法を提示している。
 - (ウ) 横架材については、長期荷重に対しては、既往の資料を参考に設計者の責任で設計することを基本としており、これは4号建築物と同様である。地震時に大きな曲げモーメントが生じることは一部を除いてないが、一定以上の大きさのスパンを持つ梁上に全面壁がありかつ1階で側柱が抜けている場合に、全面壁に作用する水平力により生じる転倒モーメントにより横架材が曲げ破壊するか可能性があるので、そのことを注記している。
- 8) 石場建て形式の住宅の場合は、柱脚が極めて稀に発生する地震時に滑る可能性が大きいので、柱脚が滑っても礎石から落下しないよう仕様規定を定めている。また柱脚が滑ることで上部構造に損傷が及ばないように柱脚間を足固めで緊結する等安全性確保のための様々な仕様を設けている。想定最大滑り量 (20cm)については、実大振動台実験結果(検討委員会で行った実大振動台実験では巨大地震時(JMA 神戸3方向加振)時を含めて最大滑り量が20cm以下)および立体モデルによる時刻歴解析結果を参考に規定を定めている。滑り量に関係すると考えられる建築物の耐力や摩擦係数および偏心等の影響については定量的な把握が十分とは言えないために、想定最大滑り量(20cm)を超える滑り量が実際に起きる可能性はゼロではないが、建築物の供用期間や極めて稀に発生する地震の頻度等を考慮すると極めて小さいと言える。

4. 実大振動台実験に基づく設計法

伝統的構法の設計法の大きな特徴の一つは、要素実験および実大振動台実験を行い、その成果に基づいて耐震性能評価を行っている点にある。特に実大振動台実験まで行って設計法の作成を行うのは他に例がなく極めて異例であるといえる。実大振動台実験は限られた条件での結果で、その結果だけでは判断できないとの批判があるが、実大振動台実験を行うことで極めて貴重な結果が得られることは明らかで、他の設計法と比較しても信頼性の高いものと言える。

- (ア) 百聞は一見にしかずで、実大振動台実験の中でも、柱脚固定と柱脚フリーの同時加振実験は極めて貴重な実験で、このような実験での試験体の挙動を目の当たりにすると柱脚フリーの良さが明確に感じ取れ、実験に全く参加していない委員には伝統的構法に関する意見を言う資格がないと言っても過言ではない。
- (イ) 2008年に狭小3階建て木造住宅(在来工法)の実大振動台実験が行われているが、柱脚条件のみ異なる2つの試験体を同時加振した結果、倒壊したのは事前解析とは逆の結果で、解析

- のみに頼っている他の設計法の信頼性を揺るがす結果と言える。
- (ウ) 伝統的構法の設計法では、実大振動台実験の事前・事後に時刻歴解析を行って、解析法の精度に対する検討も行っており、信頼性の向上を図っている。

5. 設計法における工学的判断の重要性

たとえば鉄筋コンクリート造の応力・変形計算で、最も基本の定数の一つであるヤング係数を設定しないと計算が不可能であるが、法では規定がなく日本建築学会編の鉄筋コンクリート造計算基準・同解説では、膨大な実験結果から実験式としてコンクリート強度との関係でヤング係数を算定する計算式を提案している。しかし、実験結果には非常に大きなバラツキがあり、さらに同じ生コンクリートを打設しても、柱・梁・壁等部位によりヤング係数が異なることが知られているため、これらのバラツキを考慮しないと正確な応力・変形計算ができないが、膨大な組み合わせによる検討が必要なため、学会の提案式で計算することが認められている。このような判断は大胆な工学的判断の代表的なものと言える。

木造住宅（4号建築物）の場合は、他の構造種別の建築物と違って地域係数や地盤種別が考慮されていない。これは全国どこで木造住宅を建設しても同じ入力地震動になるからではなく、むしろ木造住宅への入力地震動はごく表層の地盤の影響を受けやすいため、建設地盤による違いが大きいと考えられるが、耐震規定では工学的判断（政治的な判断も含む）として同一として扱っている。

このようにすべての構造種別の建築物において、その耐震規定は、明らかになっていることをすべて厳格に考慮して設計法（または耐震規定）が作成されている訳ではない。

提案している伝統的構法の設計法においても、たとえば、標準設計法で柱脚の最大滑り量について規定しているが、この規定は実大振動台実験結果や3次元立体モデルによる時刻歴解析結果をもとにして工学的判断を加えたもので、規定値を超える可能性は極めて低いとの判断による。さらに、吹き抜けを含む水平構面の規定、構造要素の浮き上がりや偏心による耐力低減、柱脚部の検討における応力割増しなども実大振動台実験結果や要素実験結果、動的、静的力学に基づいた検討結果を踏まえ、適切な工学的判断により規定を策定している。また、標準設計法では、4号建築物に関する（極めて大雑把な）耐震規定とのバランスも考慮しないと、伝統的構法の特徴を生かした設計法の作成を阻害することになる。

検討資料として、委員会の部会・WGで検討を行ってきたことを参照し易いように、以下のようにまとめているので、参照されたい。

- 検討1 構造要素の設計用せん断耐力・設計用復元力に関する検討
- 検討2 損傷・安全限界変形角に関する検討
- 検討3 小壁付き柱の折損に関する検討
- 検討4 通し柱の折損に関する検討
- 検討5 水平構面の剛性と偏心に関する検討
- 検討6 1・2階のせん断耐力に関する検討
- 検討7 柱脚の滑りに関する検討
- 検討8 3次元立体モデルによる解析による検討
- 検討9 減衰性能に関する検討
- 検討10 柱脚の浮き上がりによる検討
- 検討11 継手・仕口接合部に関する検討
- 追加検討1 標準設計法でのCbと減衰、等価固有周期に関するケーススタディ
- 追加検討2 1/20rad時の復元力の検証
- 追加検討3 設計用復元力・せん断耐力の設定に関する検討

1. 全体的な意見

1-1. 異なる仕様等を許容しているシステムの構築の提案（岡田委員）

現状では、接合部にしろ、材料にしろ、一定の制約が必要。3年間の限られた検討で、どんなものでもOKとするのは拙速。その代わり、一定の検討をすれば、新たな仕様の建物が建設できる枠組を提案するのが良いと思う。

（回答）

伝統的構法が一定の仕様規定を付与することで優れた耐震性能を持つことが、一般にまだ十分に理解されていないと思われるので、検討委員会としてその良さを説明する努力が必要と考える。たとえば水平構面が剛床でないことが問題ではなく、むしろ適度な剛性を持つことで耐震性能上有利であることを説明する必要がある。柱脚が滑ることも柱脚の仕様規定によりその良さを生かすことが重要である。

伝統的構法に特有の大きな変形性能を生かすためには構造要素として、土塗りや板貼りの全面壁（壁体のせん断抵抗）、小壁付き柱（壁体のせん断抵抗および柱の曲げ抵抗）および柱ほぞ・差鴨居・足固め・貫（仕口接合部の木材のめり込みによる回転抵抗）とする。また、柱－横架材の仕口接合部は変形性能を担保できる仕様とする。また、石場建て（柱脚を拘束しない）を可能とするために、柱脚が滑ることで上部構造に損傷が生じないようにするための柱脚に関する仕様規定を設けている。

標準設計法では、構造要素に仕様规定的な制約を設けるとともに柱の折損等についても柱の寸法等に仕様规定的な制約を設けている。詳細設計法では、構造要素の復元力特性を設計用データベースに基づいて設定できるが、柱の折損等については計算式を提示し、検証するようにしている。

今後、構造要素として板壁や今回、提示している仕口仕様の他に追加実験を実施して設計用データベースの充実を図る必要がある。

また、標準設計法をさらに簡便にするため、重量算定、層のせん断耐力、偏心率等の計算など簡略化を検討する。

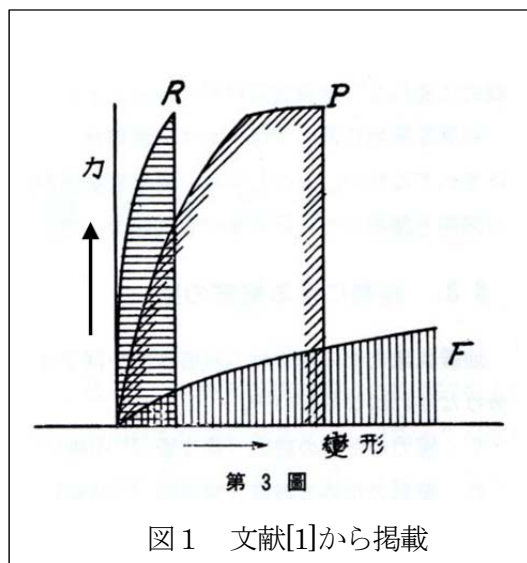
1-2. 伝統工法は柔らかい建物（岡田委員）

伝統工法は通常の木造と比べ、柔らかい、変形の大きくなる工法であることを、明言すべきだと思う。そのようなことを使用者と共有すれば、既存の規制に拘る必要はないように思う。

周期を伸ばし、地震力の低減を図っていると見えるが、それを保証する質量の関わる仕様制限が必要だと思う。同様に、建物全体の剛性に対する、柱脚の固定度の影響があるように思う。

（回答）

設計の対象としている伝統的構法木造建築物は、在来工法や枠組壁工法とは異なり、変形性能は大きい、柔構造のように耐力が低いものではない。ここで、建築物の耐震設計の考え方を整理しておく。関東大震災（大正12年）後、建築物の耐震性能や耐震設計の考え方に対して議論がなされ、柔構造と剛構造のどちらが適しているか、柔構造、剛構造をそれぞれ支持する派によるいわゆる柔剛論争があったが、昭和10年5



月に棚橋 諒は「地震の破壊力と建築物の耐震力に関する私見」を発表している[1]。建築物の耐震設計について、「構造物の耐震力を決定する處のものは、水平力によって構造物に変形してこれが破壊までに貯はえ得るポテンシャルエネルギー量にあると考えられる」、「耐震的なものとして求むる處は P の如き曲線である。乃ち Potential Energy の量の多い Rigidity と Deformability とを兼ね具ふる構造物である。」と述べている。図中の R (剛構造) や F (柔構造) よりも P のように、耐力と大きな変形性能を有し、弾塑性履歴ループによるエネルギー消費が大きいほど耐震的である。

伝統的構法の耐震設計の考え方として、実大振動台実験などで伝統的構法は大きな変形性能を有していることは確認されており、伝統的構法の大きな変形性能を生かして、上記の柔剛論争における柔でもなく剛でもない構造、すなわち、耐力と変形性能を併せて持つ構造とする。

適用範囲とその解説に、「伝統的構法は大きな変形性能を有しており、建築物全体および各構面の層間変形角 $1/15\text{rad}$ 以下なら崩壊・倒壊の恐れがないことは実大振動台実験で確認されている。本設計法では、建築物全体の層間変形角 $1/20\text{rad}$ を基準（極めて稀に発生する地震時に建築物全体としての層間変形角が崩壊・倒壊の恐れがない $1/20\text{rad}$ 以下に留まる）として耐震性能を検証している。そのため、本設計法で用いる構造要素は、要素実験で変形角 $1/10\text{rad}$ まで繰り返し載荷を行い、 $1/15\text{rad}$ まで顕著な損傷がなく、急激な耐力低下がないことを確認して使用することとしている。従って、 $1/15\text{rad}$ 以上の変形性能が確認できない筋かいや木ねじで留めつける面材は用いないこととする。」と明記し、伝統的構法が有する大きな変形性能を生かせるようにする。

周期とベースシアについては、「追加検討1 標準設計法での C_b と減衰、等価固有周期に関するケーススタディ」で示しているが、図3のように標準設計法が対象としているケースでは等価固有周期 T_e は $0.9\text{sec} \sim 1.6\text{sec}$ 程度であり、加速度応答スペクトル的には低減されているが、ベースシアについては一定以上を確保している。

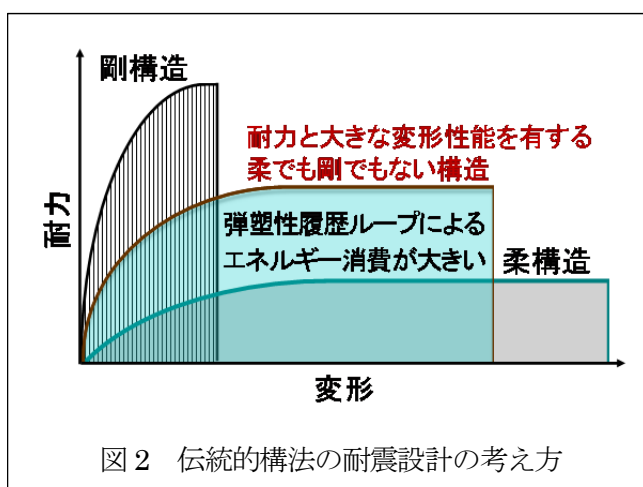


図2 伝統的構法の耐震設計の考え方

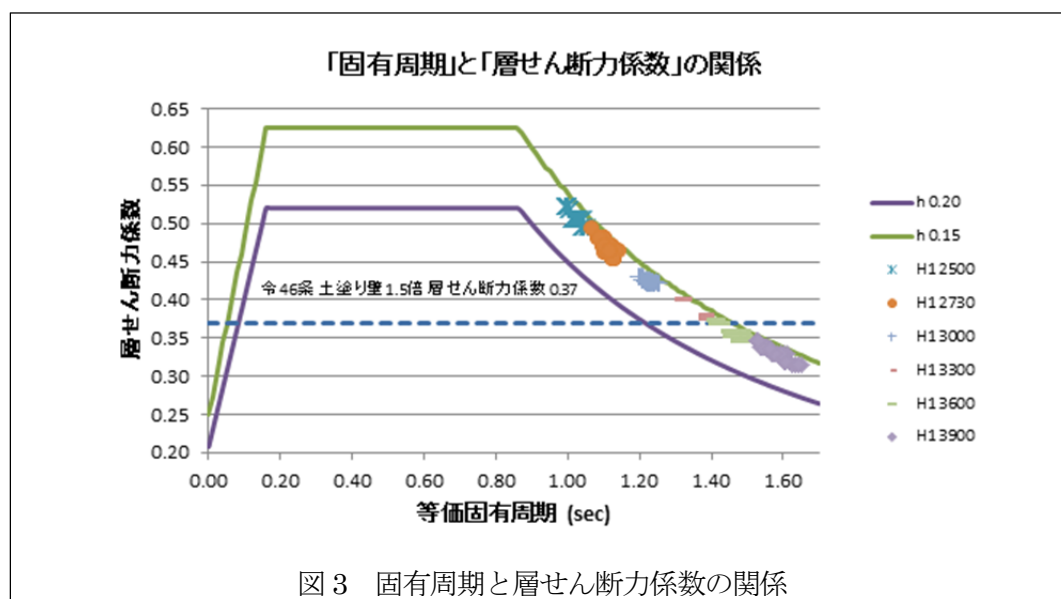


図3 固有周期と層せん断力係数の関係

参考文献

[1] 棚橋 諒：地震の破壊力と建築物の耐震力に関する私見、建築雑誌、pp. 378-387、昭和10年5月。

1-3. 関西版の限界耐力計算による設計法からの進展（大橋委員）

そもそも、この委員会が始まる前の、いわゆる、「関西版の伝統構法の限界耐力設計法」は、「水平構面の設計法の欠如」、や「荷重変形関係を担保するための接合部の設計法の欠如」、などが指摘されていた。しかし、今回の案でも、それらの課題は残ったままになっている。

（回答）

大橋委員からの意見の多くは、2012年12月28日に提示した標準設計法および詳細設計法に対する意見（宛先は関西委員会）の内容と同じで、3月2日の設計法部会および3月15日の検討委員会で「設計法案の補足説明」の形で意見に対する見解を示しているが、改めて意見に対する回答を以下に示す。

本設計法は一般の建築物で用いられている許容応力度計算や保有水平耐力計算に基づいた設計法とは違って、地震応答計算に基づいた耐震性能評価を行っているので、設計法に対する基本的な考え方が異なっており、この点を十分理解していただく必要がある。また、2年度に亘る実大振動台実験により様々な検証を行う一方で、実験結果を設計法に反映させるという他では見られない手法により設計法を構築しているので、実験結果を十分に踏まえたうえで議論することが重要である。

関西版と言っている「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアルー限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法」[1]を参考しているが、本設計法では、構造安全性に関わる構造各部の検証などを行っている。大きな変形性能を担保する仕口接合部については、要素実験で検証された仕口接合部を用いることとしている。

関西委員会と呼ばれる委員会は存在せず、このような表現は厳に慎んでいただきたい。

参考文献

[1] 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアルー限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法、学芸出版社、2004年3月。

1-4. 上部構造の性能評価法（大橋委員）

「柱脚非固定を論じる前に、上部構造の設計法が必要」と言ってきたが、「上部構造の設計法」に関する進展があまり見られない。主に、質点と見なしてのシミュレーションを行っているが、実際の建物の層剛性や床剛性をどのように評価すればよいか、に関する検討が十分でない。特に、性能のばらつきに対する検討が十分でない。上部構造の評価法の精度がよくなければ、柱脚のシミュレーションの結果も保証されない。

（回答）

「検討8 3次元立体モデルによる解析による検討」や「検討7 柱脚の滑りに関する検討」で、柱脚の滑りのみならず柱脚が水平・上下とも拘束された条件で上部構造について、質点系モデルおよび3次元立体モデルによる検討を行っている。

また、層剛性や床剛性をどのように評価するかについて「検討5 水平構面の剛性と偏心に関する検討」で3次元立体モデルによる床構面の変形や偏心によるねじれ振動に対する検討を詳細に検討を行い、それらの結果を設計法に反映させている。

1-5. 46条との比較（岡田委員）

間違っているかもしれませんが、当日、追加で出された、46条との比較ですが、あれほど、伝統の新しい設計法で壁量が必要では、伝統を建てようという意欲なくなってしまうと思う。周期を伸ばして入力低減を図っているのに、なぜか？

（回答）

伝統的構法の大きな変形性能を評価できる設計法を構築しているのであって、周期を伸ばして入力低減を図ることを意図しているわけではない。

標準設計法と令46条の壁量の比較について、①層せん断力係数、②建築物重量、③土塗り壁のせん断耐力の三点の観点から説明する。

層せん断力係数について、標準設計法は近似応答解析によるパラスタから層せん断力係数を与えている。図1は地域係数1とした場合のパラスタ結果であり、安全限界時の等価固有周期 T_e と C_b の関係をまとめたものである。図1をみると階高が高くなるほど T_e が長くなり、標準設計法が対象としているケースでは $T_e=0.9\text{sec}\sim 1.6\text{sec}$ 程度であることが分かる。加速度一定領域に対して $0.96\sim 0.54$ 倍程度の応答加速度の低減がなされている。

令46条では壁倍率1.5（土塗り壁、両面塗り、塗り厚70mm）の土塗り壁によって構成された建築物は一律に層せん断力係数0.37程度としているが階高によっては標準設計法の層せん断力係数が大きいことが分かる。標準設計法の層せん断力係数は令46条と比較して $1.49\sim 0.87$ 倍程度となっている。

伝統的構法木造建築物の住宅の地震時建築物重量は一般的に $2.0\text{kN/m}^2\sim 3.0\text{kN/m}^2$ 程度であり、令46条で与えられる地震時建築物重量は 1.58kN/m^2 であるので令46条の想定している建築物の $1.2\sim 1.9$ 倍である。

土塗り壁のせん断耐力については、モデル化、方針等の違いにより一概に比較できないが、令46条の壁倍率1.5（土塗り壁、両面塗り、塗り厚70mm）の土塗り壁の完全弾塑性モデルのせん断耐力は 8.84kN/m 程度であり、低減係数を乗じたとしても 5.36kN/m 、標準設計法が与えている $1/20\text{rad}$ 時のせん断耐力は 5.0kN/m であり、令46条と比較して必要壁量は1.07倍である。

上記をまとめたものを表1に示す。上記から標準設計法から算出した壁量は令46条と比較して $3.0\sim 1.2$ 倍程度となり、令46条より必要壁量は多くなるが、耐震診断基準（2012年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法（一般財団法人 日本建築防災協会 発行））と比較しても令46条の与える壁量は少なく、むしろ、令46条の想定している建築物重量が小さいこと等に原因があると考えられる。上記壁量の比較は全面土塗り壁のみの比較であり、標準設計法では、小壁やホゾなど令46条では加味できない耐力についても加味することができるため、著しい壁量の増加とはならない。例えば、階高3.0m、地震時建築物重量 2.5kN/m^2 の建築物に土塗り壁、両面塗り、塗り厚70mmに長ほぞが平均的に4か所程度存在すれば $1/20\text{rad}$ 時のせん断耐力は 7.0kN/m となり、壁量は令46条と比較して1.4倍程度でよいこととなり、耐震診断基準と比較しても同様な結果となっている。

（表2参照）

表1 標準設計法の想定諸量と令46条の比較

	標準設計法の想定諸量の令46条に対する倍率
必要層せん断力係数	0.87～1.49
建築物重量	1.2～1.9
全面壁のみでの必要耐力	1.04～2.83
ホゾ等の耐力(40%)程度を加味した必要耐力	0.74～2.02

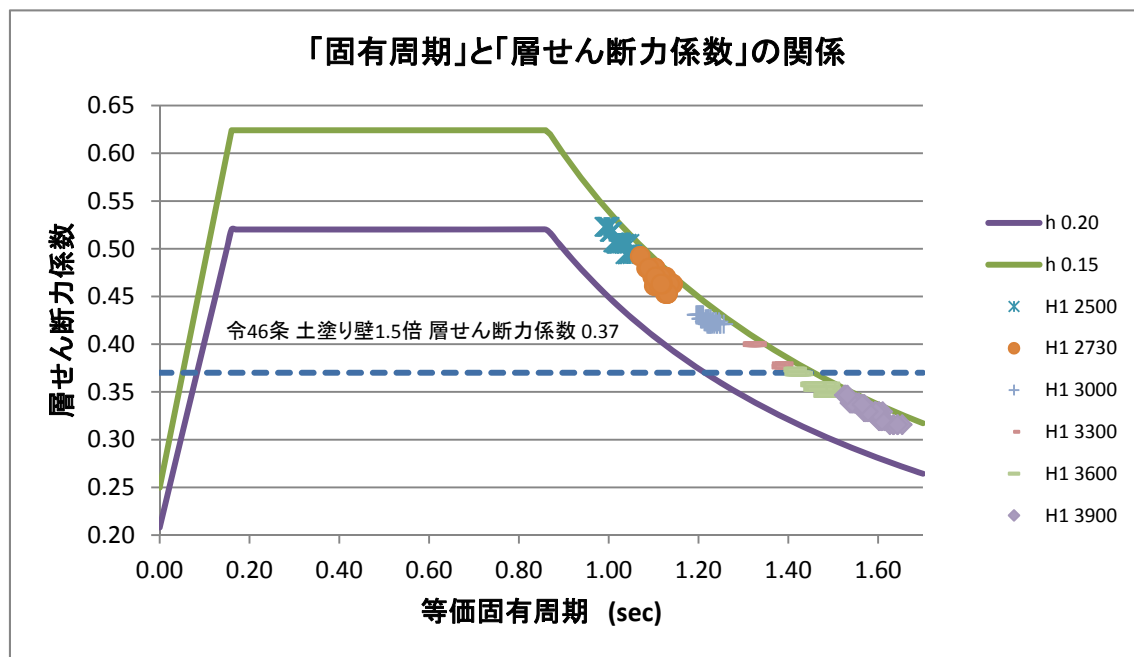


図 1 固有周期と層せん断力係数の関係

表 2 建築基準法、耐震診断基準^{※1}、標準設計法の必要壁量(cm/m²)の比較

基準	基準法	耐震診断基準				標準設計法
建築物種別	重い	重い		非常に重い		
	必要壁量	必要壁量	基準法との比率	必要壁量	基準法との比率	基準法との比率
平屋	15	20	1.33	33	2.20	0.85～2.14 程度
2階建て2階	21	27	1.29	41	1.95	
2階建て1階	33	47	1.42	62	1.88	

※1 出典 2012年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法 例題編・資料編 資表 3.3 より

1-6. 実験データの蓄積（西澤委員）

伝統構法には色々な要素があるので、多様な実験データの蓄積が必要かと思います。平成25年度以降も引続いて種々の要素実験を継続し、実施して頂きたいと思います。さらにそれらの実験データを社寺等、住宅以外の建築設計にも適用したく思っています。以上どうぞよろしくお願い致します。

（回答）

実験済みの構造要素、特に仕口接合部については標準設計法案、詳細設計法案に追加記載した。さらに社寺建築物に適用するには、追加実験による設計用データベースの充実を図る必要がある。今後の課題として検討する。

2. 標準・詳細設計法に共通の意見

2-1. 伝統木造の定義、適用範囲を明確にすべき（大橋委員）

「定義」とそれに基づいた「適用範囲」は、厳密にする必要がある。一般的に、都合の良いように、拡大解釈が行われがちなので、「適用範囲」は厳密にしておく必要がある。

以下は、いずれも曖昧な例。

「原則として丸太や・・・」「日本古来の継手・仕口・・・」「金物の仕様を極力避ける・・・」

(回答)

適用範囲とその解説を以下のように修正する。

本設計法で対象とする伝統的構法木造建築物は、丸太や製材した木材を使用し、木組みの特性を生かした継手・仕口によって組上げた軸組構法とする。

【解説】

伝統的構法木造建築物の主要な軸組や構造要素で使用する木材は丸太や製材であり、部材相互の接合は木組みの継手・仕口により、軸組材の破壊や割裂を避けるため金物の使用は極力避ける。壁は土壁や板壁を壁体として用い、床は板張りとする。柱脚に関しては、石場建て形式等の柱脚の滑りを許容する仕様を適用の範囲に含める。

建築物の主たる水平抵抗要素（または水平力に対する抵抗要素）は、伝統的構法に特有の大きな変形性能を生かすことができる構造要素として、土塗りや板貼りの全面壁（壁体のせん断抵抗）、小壁付き柱（壁体のせん断抵抗および柱の曲げ抵抗）および柱ほぞ・差鴨居・足固め・貫（仕口接合部の木材のめり込みによる回転抵抗）とする。また、柱一横架材の仕口接合部は変形性能を担保できる仕様とする。

伝統的構法は大きな変形性能を有しており、建築物全体および各構面の層間変形角 $1/15\text{rad}$ 以下なら崩壊・倒壊の恐れがないことは実大振動台実験で確認されていることを踏まえて、本設計法では、極めて稀に発生する地震動時に建築物全体としての層間変形角が崩壊・倒壊の恐れがない $1/20\text{rad}$ 以下に留まるとして耐震性能を検証している。本設計法では、極めて稀に発生する地震時の安全限界変形角 $1/20\text{rad}$ を検証して各層に必要なせん断耐力を設定している。このように各層に設定されたせん断耐力を有する場合、稀に発生する地震時においても建築物全体の層間変形角として構造耐力上主要な部分に耐力低下がなく著しい損傷が生じない損傷限界変形角が $1/90\text{rad}$ 以下に留まることを地震応答計算により検証されている。

そのため、本設計法で用いる構造要素は、要素実験で変形角 $1/10\text{rad}$ まで繰り返し載荷を行い、変形角 $1/90\text{rad}$ まで構造耐力上主要な部分に耐力低下がなく著しい損傷が生じないこと、また $1/15\text{rad}$ まで顕著な損傷がなく、急激な耐力低下がないことを確認して使用することとしている。従って、上記の変形性能が確認できない筋かいや木ねじで留めつける面材は用いないこととする。

2-2. 存在応力の算定法が設定されていない（大橋委員）

「材料」の項の「許容応力度」などを参照することになっているが、どのように利用するのか。特に、「標準設計法」は、構造計算を行わないのであれば、「材料の許容応力度」は不要。

後述するように、「詳細設計法」にも「存在応力の算定法」が示されていない。

(回答)

建築基準法で規定されている荷重・外力に対して安全な建築物を設計するためには、どのような設計法であっても使用材料に関する規定は必要であり、本設計法も例外ではなく、設計法の作成に

必要である。

標準設計法では原則として個別の計算は行わないが、柱の折損など仕様規定を検討するために用いている。どのような数値を用いているかを示すことは設計法の安全率につながる内容であるので有意であると考え。また、梁、柱等の個別の部材において、部分的に構造計算によって検討されることもあろうし、第 8 章柱の設計や第 11 章基礎の設計では構造計算によることを認めており、この場合、材料の許容応力度及び材料強度が必要となる。従って、記述が必要であろうと考える。

詳細設計法では、存在応力の算定法を直接示していない。一般に設計法で応力の算定方法まで示している例は少なく、施行令 82 条および告示（平 19 国交告第 592 号および 594 号）に、建築物の構造方法が安全性を有することを確かめるための構造計算の方法が規定されているが、構造計算の原則について記述されているだけで、存在応力等の具体的な算定方法はまでは示されていない。しかしながら、設計法を理解しやすくするための説明書が必要であり、その中で具体的な算定方法を提示する。その際、応力のみならず、変形性能に着目した検討方法も考えられる。

2-3. なぜ、安全限界変形角が「1/20rad」なのか説明が必要（大橋委員）

- ①限界耐力計算では、木造建築物の安全限界を原則的に 1/30rad としているが、今回の設計法で 1/20rad でよいとする根拠が十分に説明されていない。主要な耐力要素と想定している土壁は、1/20rad では耐力が下り勾配になっている。下り勾配の耐力は、確実性・信頼性に乏しい。また、実験した土壁も限られている。
- ②応答解析を、下り勾配のない「トリリニアモデル」で行っているが、前述のように、主要な耐力要素と想定している土壁は、1/20rad では、耐力が下り勾配になっている。適合しているか、追加の検討が必要。
- ③また、このような大きな変形角を設定するのであれば、「ビス打ち、面材は使えない」などを明記すべき。適用範囲の定義が曖昧なので、どのような構法まで使えるか、混乱が予想される。

（回答）

- ①安全限界層間変形を 1/20rad とした根拠は以下の通りである。（検討資料：検討 2 参照）

建築物の各階について定める安全限界変位の当該各階の高さに対する割合については、告示（平 12 建告第 1457 号第 6 第 2 項）で、木造の場合は 1/30rad を超えないものとしなければならない、と定めている。しかし、「ただし、特別な調査または研究の結果に基づき安全限界変位に相当する変位が生ずる建築物の各階が該当建築物に作用する荷重および外力に耐えることができることを確かめられた場合にあっては、この限りではない」としている。このために、検討委員会では必要と考えられる要素実験や実大振動台実験および詳細な時刻歴解析等を行ってきた。その結果について要点を纏めると以下ようになる。

- ・検討委員会では変形角 1/10rad まで繰り返し载荷を行ない、各変形角に応じた損傷状況を確認しているが（検討 1・2）、全面壁の剥落が大きくなるのは 1/15rad を超えてからで、1/15rad までは損傷があるものの急激な耐力低下はない。また小壁では剥落はほとんどなく耐力低下も小さいことが明らかになっている。
- ・全面壁のように復元力特性が最大耐力に達してから負勾配になる場合の安全限変形角の想定手法として、耐力が最大耐力の 80% になる時の変形角を安全限界変形角として設定する方法が提案されているが、全面壁の場合は必ず柱・横架材からなる軸組が付帯するため、全面壁と軸組の耐力を合計したものとして評価をすると、1/20rad 時の耐力が最大耐力の 80% 以上であることを確認している（追加検討 2 参照）。全面壁以外の構造要素もすべて同様の条件を満足することを確認している。
- ・応答計算での復元力特性は、想定した骨格曲線（負勾配を含む）に合わせて設定している。また

復元力に $P\Delta$ 効果を考慮している。

- ・建築物の安全性を担保するためには、柱の支持能力および仕口接合部が性能を維持することが必要になるが、このために通し柱や小壁付き柱等が折損しない条件を設定している。また、柱と横架材仕口接合部は変形性能を維持できる接合方法を選定することを条件としている。
- ・2010 年度および 2012 年度に実施した実大振動台実験の最大の目的は設計のクライテリアの検証であり、安全限界変位に相当する変位が生じても試験体の各階に作用する荷重および外力に十分耐えることができることを確認している。また実験後の計測では試験体にほとんど残留変形が生じておらず、試験体は最大層間変形角で $1/15\text{rad}$ を超える変形が生じているにもかかわらず、柱は折損せず仕口接合部に損傷がなく十分に変形性能を維持できていることを物語っており、ただし書きで求めている条件を十分に満たしていると判断できる。

(参考)

伝統的構法木造建築物は、変形角 $1/20\text{rad}$ で復元力が大きく低下すると思われる。そこで、実験で得られた土壁全面壁 1P、2P、4P、小壁（垂れ壁）の復元力と設計用復元力について $1/20\text{rad}$ 時の復元力と最大耐力の 0.8 倍との比較を示す。また、伝統的構法で一般的な構面の事例と 2012 年度実大振動台実験での部分 2 階建て試験体 No.5、No.6 の復元力を示す。（追加検討 2 および追加検討 3 を参照）

1. $1/20\text{rad}$ 時の復元力と最大耐力の 0.8 倍との比較

復元力の最大耐力の 0.8 倍と $1/20\text{rad}$ 時の耐力を比較する。図 1 から 3 に土壁・全面壁の復元力（包絡線）を示す。図 4 は、小壁（垂れ壁）の復元力を示す。図中の横線（赤線）は最大耐力の 0.8 倍を示す、また縦線（青線）は変形角 $1/20\text{rad}$ を示す。

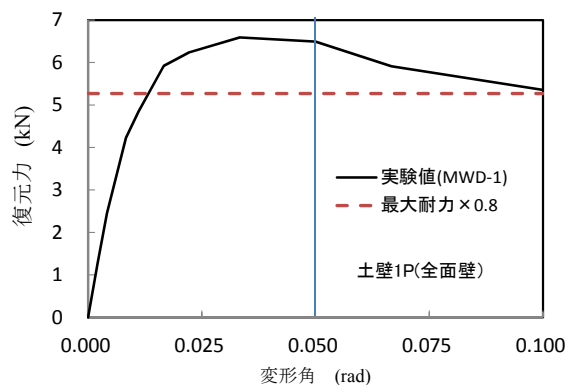


図 1 土壁 1P（全面壁）

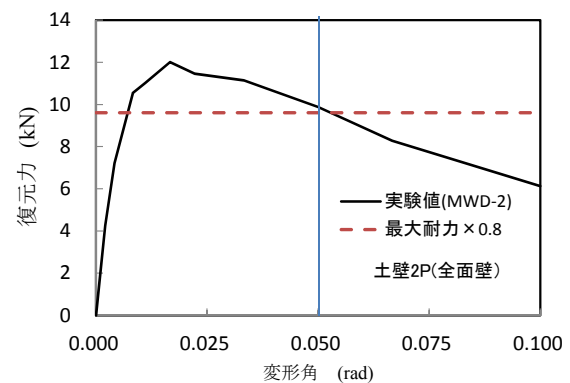


図 2 土壁 2P（全面壁）

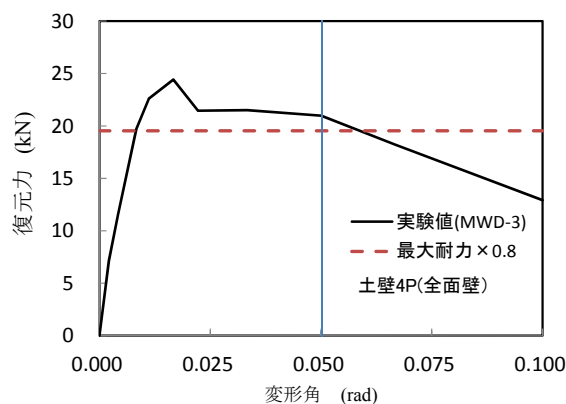


図 3 土壁 4P（全面壁）

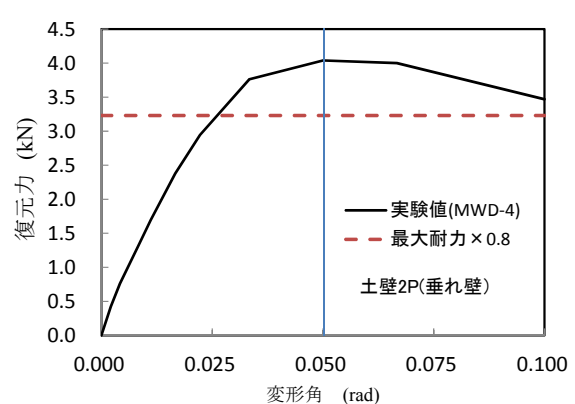


図 4 小壁（垂れ壁）

図1から図4に示されるように 1/20rad 時の耐力は復元力の最大耐力の 0.8 倍以上となっている。

2. 伝統的構法で一般的な構面の事例による復元力

伝統的構法で全面土壁の他に小壁や差し鴨居、足固めなど軸組系との組合せで構成される一般的な構面の復元力の事例を示す。

事例1

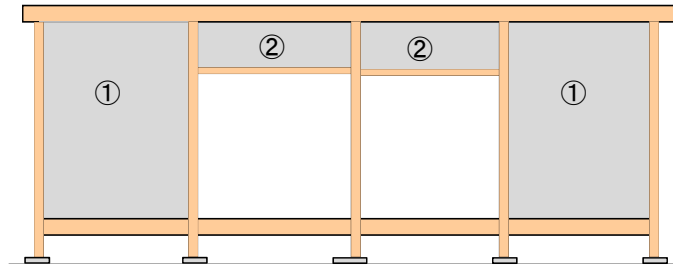


図5 構面の事例1 土壁 (2P) + 垂れ壁 (2P) + 垂れ壁 (2P) + 土壁 (2P)

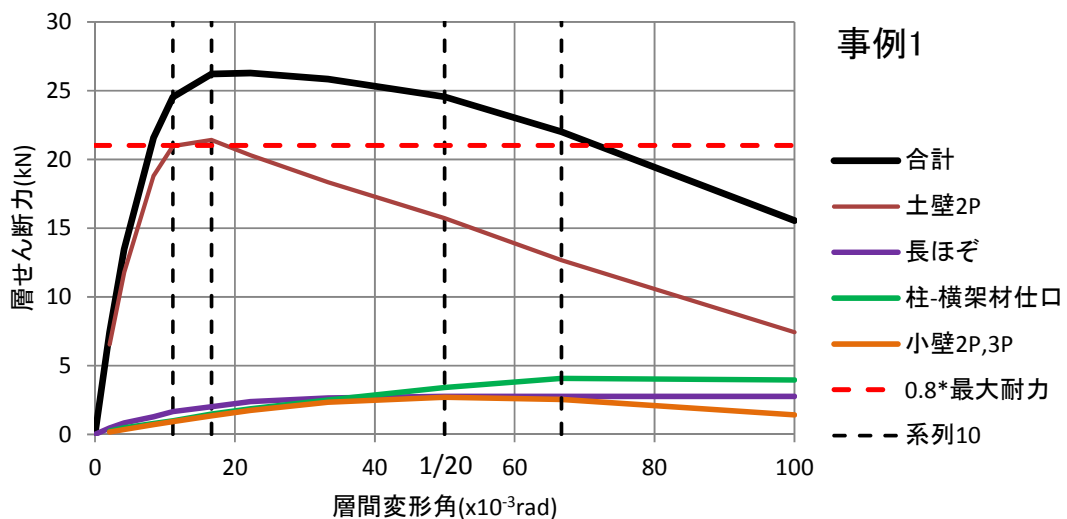


図6 構面の事例1の復元力

構面全体の復元力を黒太線、最大耐力の 0.8 倍を赤点線で示す。構面校正する各構造要素の復元力も示す。また、縦の点線は、変形角 1/90rad、1/60rad、1/20rad、1/15rad を示す。

事例2

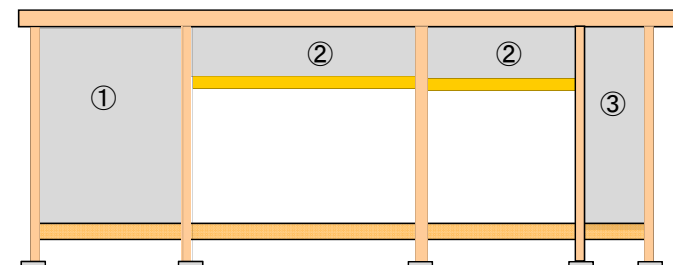


図7 構面の事例2 土壁 (2P) + 垂れ壁 (3P) + 垂れ壁 (2P) + 土壁 (1P)

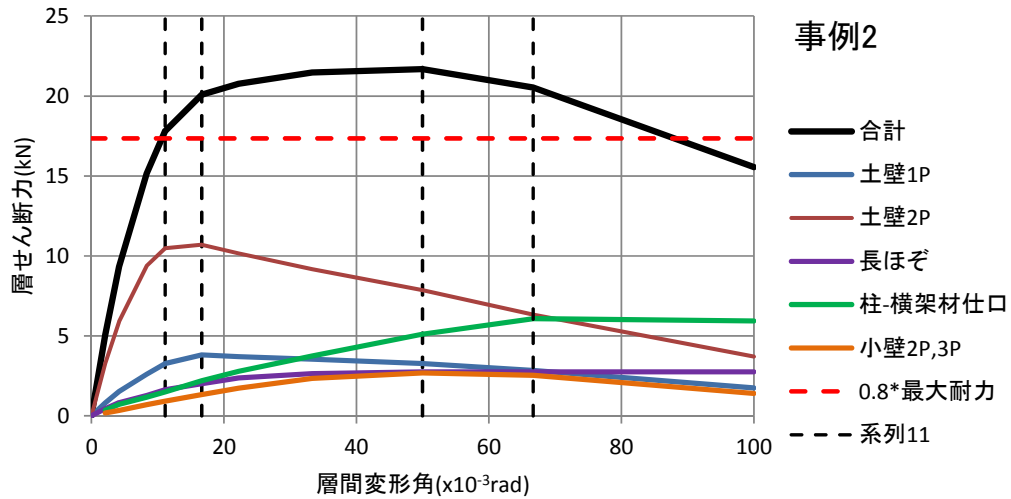


図8 構面の事例2の復元力

事例3

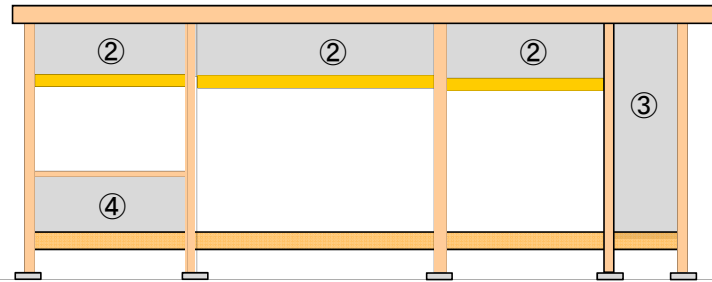


図9 構面の事例3 垂れ壁・腰壁(2P) + 垂れ壁(3P) + 垂れ壁(2P) + 土壁(1P)

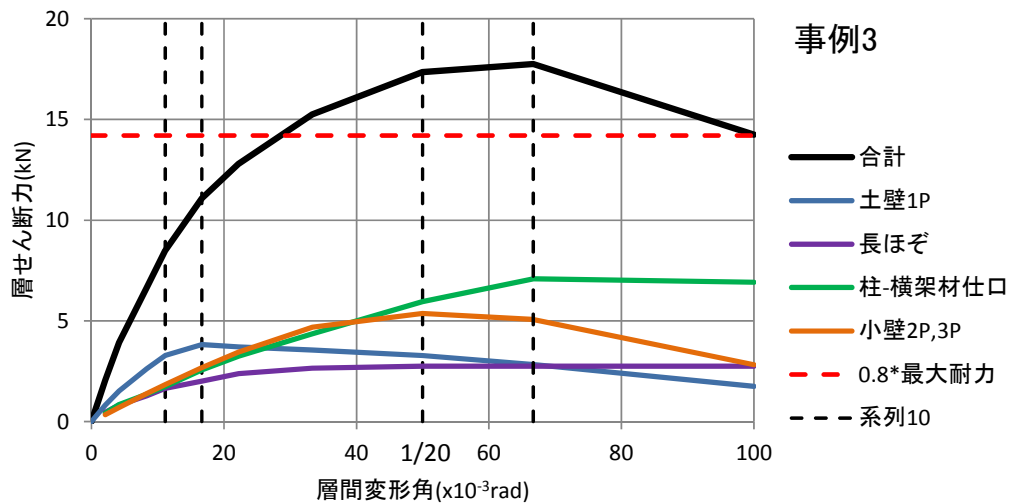
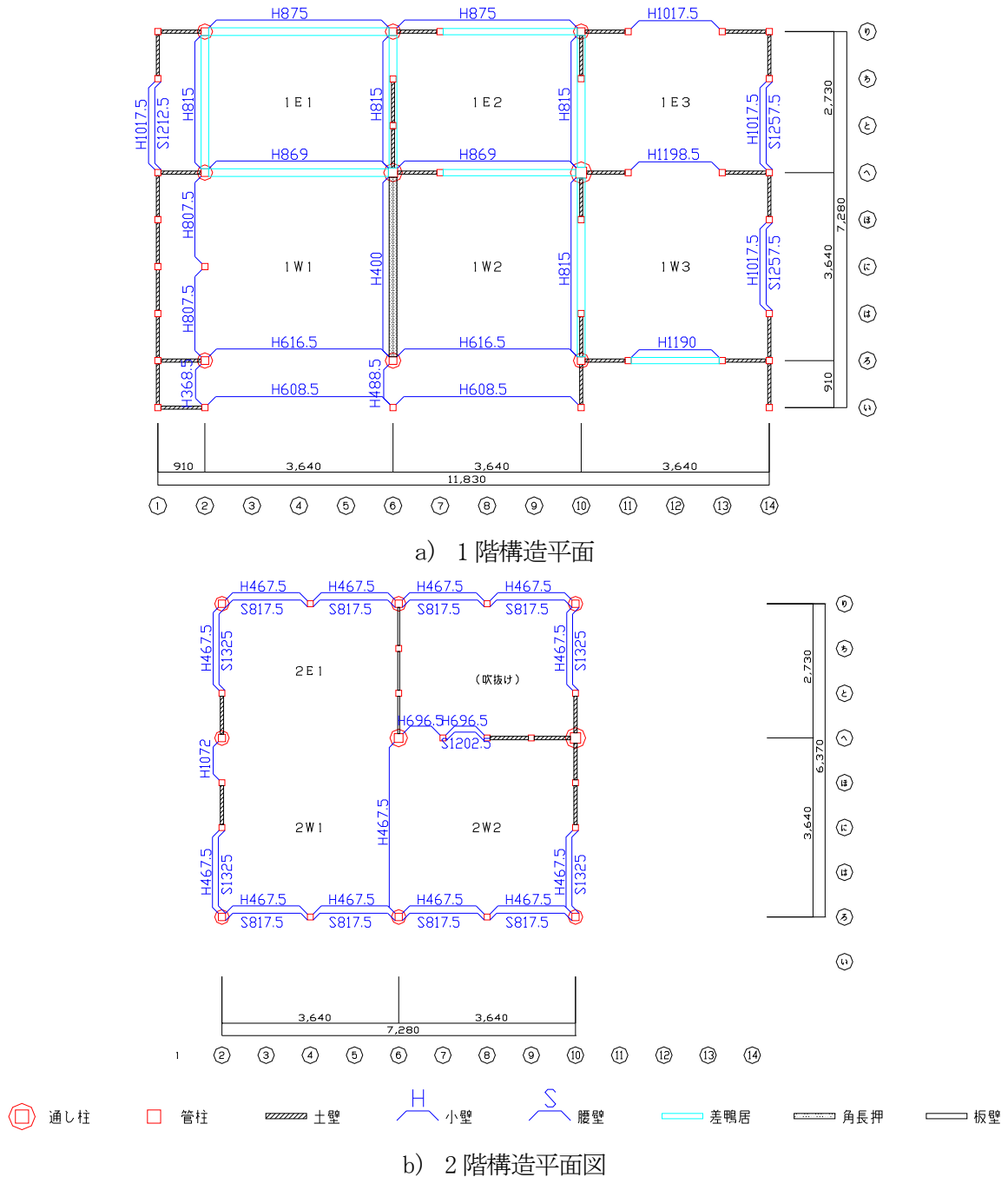


図10 構面の事例3の復元力

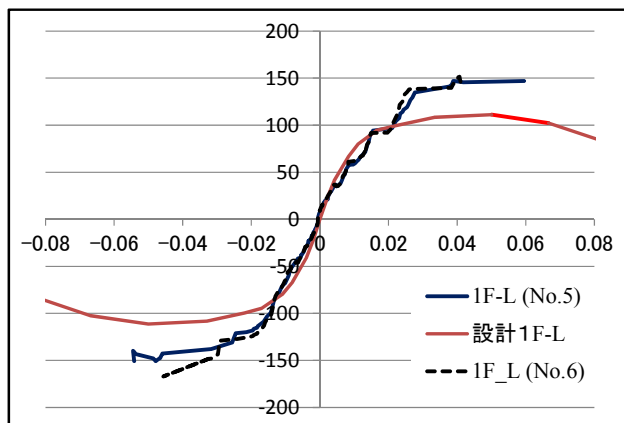
事例1では、構面全体の耐力では全面土壁が支配的なので $1/60\text{rad} \sim 1/45\text{rad}$ で最大耐力となるが、 $1/20\text{rad}$ で耐力の低下は顕著ではない。事例2では最大耐力が $1/20\text{rad}$ であり、事例3では $1/20\text{rad}$ を超え、 $1/15\text{rad}$ で最大耐力となっている。このように伝統的な構面では、 $1/20\text{rad}$ では耐力は大きく低下しないことが分かる。また、事例の全てにおいて、 $1/20\text{rad}$ 時の耐力は最大耐力の0.8倍より大きい、また $1/15\text{rad}$ 時の耐力も最大耐力の0.8倍より大きいことが分かる。

3. 実大振動台実験試験体 No. 5、No. 6 の復元力と設計用復元力から算定した復元力

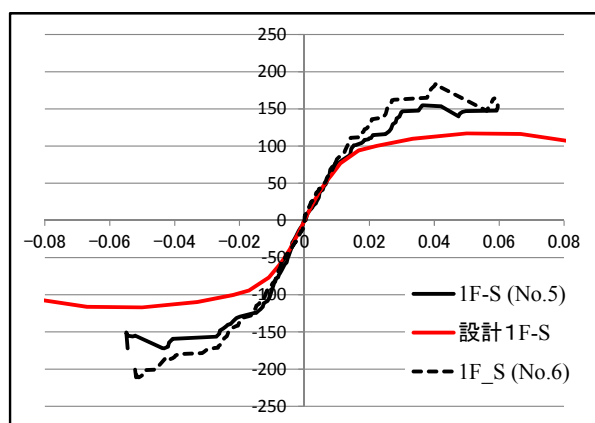
実大振動台実験での部分 2 階建て試験体 No.5、No.6 の復元力特性について検討する。試験体 No.5、No.6 の平面図（構造図）は共通であり、1 階の構造平面を図 1 に示す。



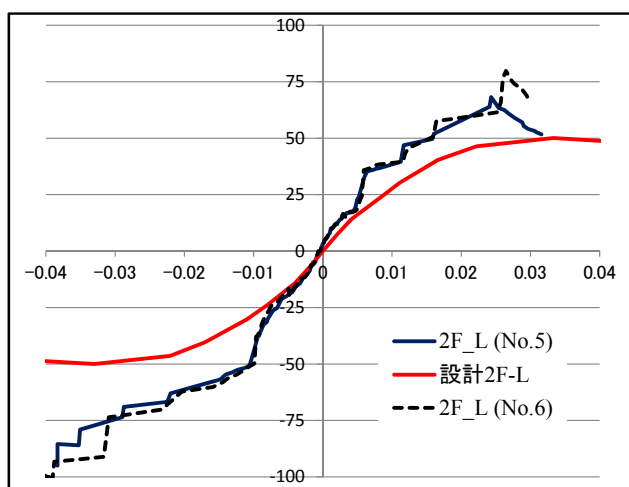
実験により得られた復元力特性を図 2 に示す。この復元力特性は動的な復元力特性である。実験により得られた復元力特性を図 2 に示す。振動台実験は稀に発生する地震動 BCJ-L1、極めて稀に発生する地震動 BCJ-L2、巨大な地震動 JMA Kobe など数回にわたる加振で得られた履歴復元力特性の包絡線である。



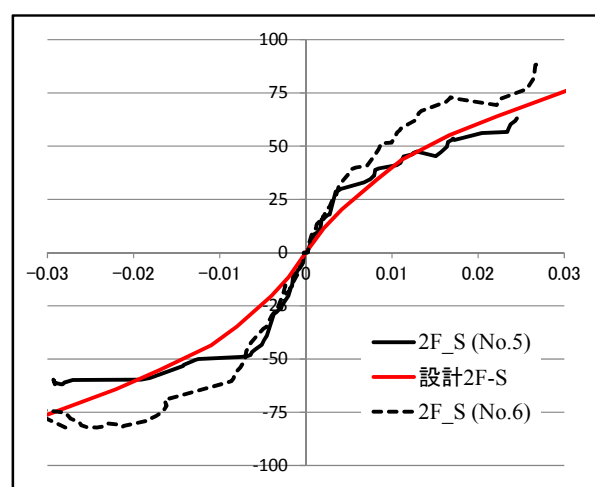
(a) 1 階長辺 (L) 方向の復元力



(b) 1 階短辺 (S) 方向の復元力



(c) 2 階長辺 (L) 方向の復元力



(d) 2 階短辺 (S) 方向の復元力

図 2 実験で得られた復元力と設計用復元力特性の比較

次に、試験体 No.5、No.6 の復元力特性を設計用復元力を用いて算定する。主要な構造要素は全て加算した。集計結果を表 1 から表 4 に示す。これらに $P\Delta$ 効果を加味した 1 階、2 階の各方向の復元力を図 2 に示す。

表 1 各通の復元力特性 (1 階 L 方向集計)

	せん断力 (kN)									
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
い通計	1.98	3.64	5.94	7.02	8.34	9.05	10.50	11.73	11.89	8.56
ろ通計	5.73	10.50	16.97	20.25	24.01	25.29	27.53	29.02	27.04	18.47
へ通計	7.48	13.78	22.63	27.20	32.57	34.49	37.81	39.56	37.63	26.74
り通計	7.56	13.92	22.80	27.38	32.84	34.85	38.61	40.18	38.12	26.45
1階X方向計	22.75	41.85	68.34	81.85	97.76	103.68	114.46	120.50	114.69	80.21

表 2 各通の復元力特性 (1 階 S 方向集計)

	せん断力 (kN)									
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
1通計	6.16	11.53	19.66	24.74	29.81	30.76	32.52	34.64	34.85	29.75
2通計	0.81	1.57	3.03	3.86	5.26	6.96	9.35	11.50	12.28	11.05
6通計	2.70	5.04	8.81	11.15	13.82	15.05	16.57	17.37	17.19	14.82
10通計	4.91	9.21	16.11	20.36	25.06	26.90	29.31	29.87	28.64	22.62
14通計	4.48	8.42	14.89	18.80	23.13	24.69	28.22	32.79	35.53	34.94
1階Y方向計	19.06	35.76	62.51	78.91	97.08	104.35	115.98	126.16	128.49	113.17

表 3 各通の復元力特性 (2 階 L 方向集計)

	せん断力 (kN)									
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
ろ通計	2.46	4.76	8.13	10.45	14.45	16.77	18.45	17.65	15.92	11.91
へ通計	2.69	5.01	8.27	10.39	13.53	14.86	16.21	16.23	14.90	10.07
り通計	2.46	4.76	8.14	10.45	14.45	16.77	18.45	17.66	15.92	11.91
2階X方向計	7.62	14.53	24.54	31.29	42.43	48.41	53.11	51.55	46.74	33.88

表 4 各通の復元力特性 (2 階 S 方向集計)

	せん断力 (kN)									
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
2通計	3.60	6.78	11.90	15.05	19.00	22.06	27.79	32.11	33.07	24.20
6通計	3.95	6.24	10.15	12.71	16.95	20.84	27.58	35.13	42.19	44.97
10通計	4.11	7.71	13.36	16.82	20.71	23.22	28.28	32.40	33.23	24.54
2階Y方向計	11.66	20.73	35.42	44.58	56.67	66.12	83.66	99.64	108.48	93.71

図 2 から、実大振動台実験で得られた復元力が設計用復元力に基づいて算定した復元力より大きくなる事が分かる。また、1/20rad 時の耐力は、実験で得られた復元力、設計用復元力ともに低下することなく、むしろ最大、あるいは 1/20rad 以上で最大となっている。

振動台実験での復元力には動的効果が含まれ、静的実験結果から算定された設計用復元力より大きくなること、また設計用復元力に基づく復元力は主要な構造要素について加算されているが、少し余力として算定されていないものが残っていることも考えられる。いずれにしても、設計用復元力に基づいて算定した復元力は実大振動台実験で得られた復元力の下側になる。

設計用復元力が静的実験から設定されたものであり、それに基づいて算定した復元力は、復元力の動的と静的の差もあり、地震時には安全側の算定となる。

以上から、実験で得られた土壁全面壁 1P、2P、4P、小壁（垂れ壁）の復元力では、1/20rad 時の復元力は最大耐力の 0.8 倍以上であることが分かる。さらに、全面土壁の他に小壁や差し鴨居、足固めなど軸組系との組合せで構成される伝統的構法で一般的な構面では、1/20rad では耐力は大きく低下することではなく、土壁全面壁の比率が小さい場合には 1/20rad 当たりで耐力は最大となっている。実大振動台実験の試験体 No.5、No.6 の復元力は、1/20rad では耐力は最大あるいは上がり勾配となっている。また実験で得られた土壁全面壁 1P、2P、4P、小壁（垂れ壁）や一般的な構面、試験体 No.5、No.6 の全てで、1/20rad 時の復元力は最大耐力の 0.8 倍以上であることが分かる。以上から、安全限界変形角を 1/20rad とすることは妥当と考えられる。

②応答計算での復元力特性は、想定した骨格曲線（負勾配を含む）に合わせて設定している。また復元力に PA 効果を考慮している。

応答解析で復元力特性をトリリニアモデルとして行っているケースでは、第 3 勾配がフラットな場合と負勾配になる場合のトリリニアモデルで行っている。また、第 3 勾配がフラットな場合と負勾配になる場合との比較検討を行い、フラットの方が若干大きくなる（ほとんど変わらない）ことを確認している。

検討 7 柱脚の滑りに関する検討において、3. 質点系による基礎的検討、4. 上部構造モデルと滑り応答の基礎的検討では、復元力特性を下り勾配を考慮したトリリニアモデルとして解析を行い、柱脚の滑り量や上部建物の応答について検討を行っている。また、検討 7 の 5. 三次元立体モデルを用いた時刻歴応答解析による柱脚の滑りの検討では、土壁の負勾配も考慮したモデ

ルとなっている。(検討7 参照)

③適用範囲については、2-1の回答の通りであり、1/15rad 以上の変形性能が確認できない木ねじで留めつける面材は使わないことを明記する。

2-4. 構造要素の荷重変形関係等(河合委員)

土塗り壁、板壁、接合部、垂れ壁と柱から成る構面などの耐力要素の荷重変形関係について、実験結果から設計用の荷重変形関係や等価粘性減衰定数を算出する方法(下限値の考え方、具体的な手順等)が示されるべきである。

(回答)

実験結果から設計用の荷重変形関係や等価粘性減衰定数を算出する方法については、検討1 構造要素の設計用せん断耐力・設計用復元力に関する検討、検討9 減衰性能に関する検討で示しているので参照されたい。

2-5. 柱脚非固定の場合の、最大変位量20cmの根拠(大橋委員)

- ・復元力のある「免震構法」でも、近年は、移動量を30cm以上とすることが増えている。復元力がない「柱脚非固定」の設計で、20cmでよいとする根拠が不十分。
- ・特に、地盤種別によっては、この範囲に収まるとは思えない。2年前の地震でも、某免震住宅メーカーの免震建築物が、フェールセーフに激突したことが知られている。
- ・具体的には、「詳細設計法」の項で、再度、コメントする。

(回答)

柱脚の滑りは、柱脚に作用するせん断力が摩擦力を超えた場合に発生する。それに対して、免震層の設計は、免震層の最大応答加速度と免震層変位を決めて最適のダンパー性能を決める。積層ゴム設計の設計許容変位は30cm程度が多いので、レベル2で30cm程度にしていると考え。免震層の性能設計であらかじめ決める変位量と、ここで扱っている柱脚の滑り量とは異なっているので、実験や解析で滑り量の検討を行っている。伝統的構法の柱脚と礎石間の摩擦係数は0.4程度と免震構造の滑り支承(摩擦係数0.1以下)と比較すると遥かに大きく、滑り支承のように大きく滑ることはない。

滑り支承を用いた免震では、人工的に滑りやすいように極めて小さい摩擦係数となるように設計されており、自然の礎石と柱との滑りとは異なる。

免震構造の例を持ち出して持論を展開しているが、伝統的構法と免震構造は構造が全く異なっており、設計法での考え方も異なるため同列に比較すること自体が意味をなさないと考える。

免震構造は、上部構造への入力をできる限り低減する(理想的には建築物と地盤を絶縁して、建築物に地盤の揺れが作用しないようにする)ことが目的の建築物で、一般に免震層を設けて入力の低減を図っている。積層ゴムアイソレータ+ダンパー形式では、より長周期化することで入力低減を図るために積層ゴムアイソレータのみに頼ることなく、滑り支承を併用することで水平剛性を極めて小さくすることで免震効果を高めている例も多い。滑り支承を用いる場合は入力低減効果を大きくするために摩擦係数を極めて小さくしているが、もとの位置に戻すためにばねを併用することが多い。ばねを強くすると滑りにくくなり、ばね剛性により免震層の長周期化の妨げともなり入力低減効果が小さくなるが、逆に弱くすると滑りやすくなり免震効果がたかまるが、滑り量が大きくなる。免震構造の設計は、いずれの形式でも免震層における変形および滑りを前

提にしているために、上部構造への入力を小さくするためには免震層の大きな変形および滑りが必要になる。

伝統的構法は滑らせるのが目的ではないが、柱脚の移動を拘束しない場合には入力地震動の加速度が大きくなって柱脚に作用するせん断力が摩擦力を超えた場合に滑りが発生する。極めて稀に発生する地震時には柱脚が滑ることで入力低減効果が期待できるが、これを設計法に取り入れるためには摩擦係数を一定値に制御できること等が必要になり、本設計法では免震構造的な手法は取り入れておらず、安全側の評価として入力低減効果も考慮していない。

比較的頻繁に発生する稀な地震動（中地震動）では、柱脚の滑りは生じず、地震後の柱脚の位置直しなどを必要としない。一方、巨大地震のように入力地震動の加速度がより大きくなると、柱脚の滑りにより入力低減効果が大きくなり、崩壊・倒壊の恐れが少なくなる長所がある。

最大の滑り量を 20cm とする根拠は以下の通りである。

- ・設計条件としては、まず第 1 に柱脚が礎石から落下しないことが、上部構造の安全性を担保するために必要である。このために極めて稀に発生する地震動に対して、最大の滑り量をどのような根拠に基づいて設定するかが重要になる。最大滑り量の設定で大きな影響があるのは、柱脚と礎石間の滑り摩擦係数である。検討委員会では最初に足固めと 4 本柱および水平構面からなる試験体により摩擦係数を明らかにするための実験を行った（検討 7 参照）。実験結果から摩擦係数はおよそ 0.3～0.5 程度でバラツキが大きい、動的実験での摩擦係数の平均値は 0.4～0.46、静的実験での平均値は 0.55 であった。ただし、この小試験体の実験では、ロッキングしながら移動する等、実際の建築物では起きにくい現象が見られたため、実大実験で検証することが是非必要との判断から 2010 年度の最後に実大振動台実験を行っている。
 - ・実大振動台実験では主として平屋の試験体（No1.・No.2）により、上部構造の壁配置・耐力等の条件を変えて実験を行ったが、足固め下に束を設置したために束のころびの影響もあり、試験体全体としての見かけの摩擦係数は 0.5 を上回る大きな値となった。
総 2 階の試験体（No.4）では見かけの摩擦係数は 0.4 程度で、立体モデルによる時刻歴解析（事後解析）でも、摩擦係数 0.4 程度とした場合が、上部構造の応答を最も精度よく再現できることが明らかになった。さらに 2012 年度には実際の住宅に近い部分 2 階建ての試験体による実大振動台実験を行ったが、試験体全体としての見かけの摩擦係数は 0.4 以上との結果が得られた。これらの実大振動台実験の結果からは、柱脚間の摩擦係数にバラツキはあるが、実建築物では柱の本数が多く見かけの摩擦係数 0.4 程度は確保できると言える。
 - ・滑り量に関しては、実大振動台実験（平屋・総 2 階・部分 2 階）結果は最大で 20cm 以下（極めて希に発生する地震時および巨大な地震動・JMA 神戸 3 方向）となっている。また様々に条件を変えた滑り量は、鉛直構面の滑り量の平均値と最大値の比で 1.1～2.0 の範囲にあり、実大振動台実験のすべてにおいて外周の構面の滑り量が大きくなっている。
 - ・立体モデルによる時刻歴解析では摩擦係数や上部構造の耐力等様々に条件を変えたパラメータスタディを行っているが（検討 8 参照）、摩擦係数を 0.4 とした場合は、最大滑り量は 20cm 以下になっている。河合委員の詳細な検討（2012.01.21 および 2012.03.10：標準設計 WG 資料）では、摩擦係数が 0.4、標準床の場合には最大滑り量は 20cm 以下になっている。
 - ・質点系モデルによる時刻歴解析結果では、摩擦係数 0.4 の場合で最大滑り量は 10cm 以下となっている。この結果が平均的な滑り量とすれば、実験結果（最大値は平均値の 1.1～2.0 倍）を踏まえると最大でも 20cm 以下となる。
- 以上、実大振動台実験結果や時刻歴解析結果から最大滑り量を 20cm としている。
- ・さらに、上部構造の偏心が柱脚の最大滑り量の増大をもたらすに要因の一つであると考えられるために、上部構造の偏心率を 0.3 以下に規制し、過大な滑りにならないための条件設定をしてい

る

- ・ 1 階の水平構面も滑りに影響を与えると考えられるために、床の仕様を標準仕様とし、鉛直構面間の滑り量の差が大きくなるよう設定している。立体モデルによる時刻歴解析結果によれば、1 階の水平構面の剛性を大きくしすぎると最大滑り量が大きくなるとの結果が得られている。
- ・ 礎石の大きさについては柱の中心が最大滑り量相当の移動をしても礎石内に収まることとしているので、最大滑り量が 20cm を超えた場合でも、たとえば柱径が 15cm の場合は滑り量が 27.5cm までは落下しない。
- ・ さらにフェールセーフ的な考え方から、万が一、柱脚が落下しても柱および上部構造に大きな衝撃を与えず損傷が大きくなるようにするために、礎石の高さを 10cm 以下としている。

2－6．滑りを許容する場合の 1 階床の性能等（河合委員）

滑りを許容する設計法 C については、滑らないという前提で上部を設計すればよいという設計法になっているが、各構面の滑り量に差が生じた場合、鉛直構面、水平構面が安全限界変形以下に収まることは十分に検証されているのかどうか、疑問が残る。

特に詳細設計法については、滑り量の予測が可能な方法を採用しているので、本来、各構面の滑り量をそれぞれ予測するべきではないかと思われる。それを行わないのであれば、水平構面の必要性能について、より慎重な検討が必要と思われる。

（回答）

河合委員が詳細な検討（2012.01.21 および 2012.03.10：標準設計 WG 資料）を行っているので、その解析結果から「各構面の滑り量に差が生じた場合、鉛直構面、水平構面が安全限界変形以下に収まる」ことを検証する。解析結果の概要は以下の通りである。

解析モデルは図 1 に示すように、短辺方向 4 構面、長辺方向 3 構面の平屋のモデルである。短辺方向は鉛直構面に長さ 0.91m の耐力壁を 8 枚、各通りの両端部に 2 枚ずつ設置し、直交方向に長さ 0.91m の壁を 12 枚、各通りに 4 枚ずつ設置した例である。耐力壁の両端の柱は礎石まで達しており、足固めの下に束は設けていない。

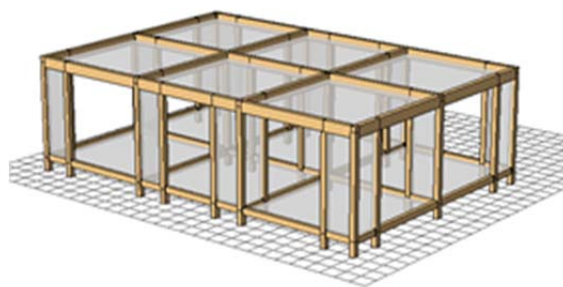


図 1 解析モデル

表1 解析ケース一覧

	1通り	2通り	3通り	4通り	備考	偏心率 r	充足率 Fe 基準法通り	充足率 Fe^*
ケース1	3.0	1.0	1.0	3.0	外壁が強い一般形	0.000	1.00	1.00
ケース2	2.0	2.0	2.0	2.0	どの通りも等しい	0.000	1.00	1.00
ケース3	2.5	2.5	1.5	1.5	弱い偏心	0.169	1.06	1.06
ケース4	3.0	3.0	1.0	1.0	強い偏心	0.354	1.50	1.68
ケース5	2.5	2.5	0.5	2.5	弱い通りがある	0.079	1.00	1.00
ケース6	3.0	2.0	2.0	2.0	各通りで充足(1)	0.112	1.00	1.00
ケース7	4.0	2.0	2.0	2.0	各通りで充足(2)	0.204	1.18	1.18
ケース8	6.0	2.0	2.0	2.0	各通りで充足(3)	0.354	1.50	1.68

充足率 Fe^* : 0.3 で頭打ちにしない $Fe=1+(r-0.15)/0.3$ ($r>0.15$)

解析は立体モデルによる時刻歴解析で、表1のように解析対象モデルは、試験体 No.1 とほぼ同じ平面を持つ平屋で、壁配置や壁量を変化させた場合を8ケース想定している。8ケースのうち偏心のないケースは2ケース（ケース1およびケース2）で、偏心の大きいケースでは0.3を超える場合も想定している。また全構面の壁量は5ケースが同じで3ケースは大きくなっている。水平構面については、標準仕様（標準設計法の標準仕様と同じ）、剛性耐力を0.5倍した場合、2倍した場合の3ケースで、柱脚条件としては、固定、摩擦係数 μ （0.3・0.4・0.5）の4ケース、柱脚移動を考慮する場合は柱の軸力変動を考慮する場合と考慮しない場合の検討を行っている。入力は極めて希に発生する地震動で第2種地盤相当とし、位相特性を7種類設定している。

詳細設計法の近似応答計算は1質点系として応答を求めているので、各鉛直構面の応答が同一の場合に相当し、床が剛床の場合は偏心のないケース1・2が該当する。標準床の場合、ケース1では偏心はないが鉛直構面の剛性が異なるために床が変形し各鉛直構面の変形は同一にならない。従って近似応答計算はケース2の場合に相当するが、設計法では偏心による振じれや床の変形による応答変形への影響は別途考慮する手法を用いている。ケース2の応答変位は柱脚固定の場合も柱脚が滑る場合もすべてのケース（ケース2以外は全架構の平均応答変位）の中で最大となっている。またケース2の最大応答変位（7波の平均）は柱脚固定で230mm、 $\mu=0.3$ で182mm、 $\mu=0.4$ で222mm、 $\mu=0.5$ で243mmとなっており、当然のことながら摩擦係数が小さくなると入力低減効果が大きくなる。

設計法で対象としている建築物ではケース2のような例はほぼないと考えられるが、床の変形を考慮せずかつ柱脚固定の条件で応答計算を行うことは安全側の評価であり問題はないと言える。

次に床の変形（7波の平均値）については、柱脚固定の場合の具体的な数値が示されているが、ケース3、4、5が大きく、最大変形角は標準床で1/32、標準×0.5で1/26、標準×2で1/40となっている。

また、柱脚が滑る場合の床の変形については示されていないため、この場合の床の変形を鉛直構面の最大応答変位の差として評価すると、1つの弱い構面があり、他が強い構面（弱い構面の5倍の剛性耐力：ケース5）の場合が最も変形差が大きく、固定、摩擦係数0.3、0.4、0.5の場合でそれぞれの変形角は1/18、1/21、1/25、1/23で柱脚固定の場合が最大であるので、柱脚固定として検討することに問題はなく、床に関しては、要素実験で変形角1/10程度まで安定した変形性能を保持することが確認されており、水平構面の安全性に問題はない。またこの場合の鉛直構面の最大応答変位は1/11と大きく、本設計法のクライテリアである最大変位1/15以下に収まる場合は床の変形角はもっと小さくなるはずである。

1階水平構面については、標準床の場合の鉛直構面間の滑り量の差は最大で7.9cmで、足固め以

下の柱脚での変形が非常に小さいので無視すると、変形角で 1/46 程度であり、安全性には全く問題はないと言える。

なお 2006 年度に実施された石場建て（平屋で 1 階床レベルに床板を張らない足固めのみの試験体）の実大振動台実験においても鉛直構面間の滑り量に大きな違いはなく、上部構造に大きな損傷が生じていないことが確認されている。

また、全 8 ケースのそれぞれ 4 構面の平均応答値を比較すると、柱脚条件に関係なく全部の鉛直構面の剛性耐力が等しい（応答変位が 4 構面とも同じ：ケース 2）場合がもっとも応答変位が大きい。この原因としては、床が変形しないことで水平構面の履歴減衰がないことが影響していると考えられる。設計法では床の履歴減衰は考慮していないので安全側の評価となっている。

このように伝統的構法では、床が変形することで上部構造の応答を抑制する効果があり、標準床の場合、床が過大な変形により損傷を受けることがないので、剛床と比較して大きな長所であり積極的に評価する姿勢が望ましい。

2-7. 束の存在による滑りの阻害（河合委員）

柱脚の滑りを許容する設計においては、束の使用に制限を加える必要はないか。実大震動台実験では、束の存在により滑りを阻害し、見かけ上の摩擦係数が増大する現象が見られた。部分的にこうした滑りの阻害が発生すると、応答が不規則になり予期せぬ損傷の原因となりかねない。

（回答）

束のころび等の影響については、この影響と考えられる見かけ上の摩擦係数の増大が見られたが、試験体 No.1・No.2 の上部構造の挙動および柱脚の滑りに、特別、設計で配慮すべき現象は見られなかったため、使用制限すべきは慎重に検討する必要がある。

石場建て形式では、束のころび等を防ぐために根絡み貫を設置することは古くから行われており、束を設ける場合には、根絡み貫などの設置を検討することが望ましい。

2-8. 柱脚非固定の場合の耐久性に関する懸念（大橋委員）

柱脚の移動を許容する場合、柱脚が露出すると、雨がかかることになる。耐久性上、問題が生じる可能性が高い。設計法の中で、対策の詳細をきちんと記述すべき。

（回答）

雨がかりなどによる腐朽・蟻害が問題になるが、その対策として、乾燥しやすい環境整備、薬剤塗布などが基本である。柱脚の移動を許容することと耐久性に関することについて、関係性はないと考えられる。

- ・雨除けとして、軒の出が長くすることや下屋を設けることで一定の効果がある。
- ・柱脚が露出することにより、外気にさらされるので早期に乾燥し、腐朽が防止できる。
- ・柱脚部に金属を使用している現代工法より問題が少ない。
- ・礎石に水切りを設けて雨仕舞いを良くすることも可能である。
- ・石場建て形式では軸組が見えるために早期に対応が可能で、柱脚部に腐朽・蟻害による劣化がある場合には根継ぎも可能である。

伝統的構法、特に石場建ては、長期に亘って使用されてきたわが国で唯一の長寿命の実績のある構法であり、石場建ての場合、床下換気や柱脚の露出により維持管理上、有利と考えられる。

2-9. 柱脚滑りを許容する設計における耐久性等の問題（河合委員）

柱脚の滑りを許容する設計においては、フラットな礎石が必要で、かつ、地盤面から 100mm 以

下という条件が設けられているが、雨がかり等による耐久性の問題などに不安を感じる。

また、不同沈下による礎石の高低差や傾斜などにより、柱脚滑りの不均衡が生じる恐れがある。柱脚の滑りを許容する場合には、より厳しいクライテリアの設定、あるいはこうした経年変化も考慮した十分な滑り量の設定が必要と思われる。

(回答)

雨がかり等による耐久性については、2－9の回答と同じ。礎石の不同沈下や傾斜については、石場建ての場合は基礎をべた基礎とすることを前提としており、礎石が不同沈下することはないと判断している。また、礎石面に傾斜がないように礎石の設置に規定を設けているほか、傾斜しないように施工することを求めている。

3. 標準設計法に関する意見

3-1. 「標準設計法」の位置づけがはっきりしない。(大橋委員)

- ・3章3節の「仕様規定」に相当するものなら、より詳細な「構造設計に関するルール」や、各部構造の「仕様規定」が必要。併せて、それらの根拠の説明が必要。
- ・現在の案は、「許容応力度計算による弾性設計」を行うのか、行わないのか不明。3月2日の設計法部会では明確な回答はなく、3月15日の検討委員会では、「簡単な計算と仕様規定による設計法」との説明のみ。
- ・「許容応力度計算」を行わないのであれば、「材料」の中の「許容応力度」はどこで使うのか。不要ではないか。

(回答)

材料強度及び許容応力度の記述に関しては、「標準設計法・詳細設計法」共通の2-2.で回答した通りである。

標準設計法では、個別の部材の検討を行わないが、通し柱、小壁付き独立柱の折損、柱脚に対する折損など伝統的構法の設計に関して重要な部位の仕様を定めている。通し柱の規定は安全限界時の変形角を確保できるように変形角から生じる応力に対して材料強度以下であることを検定して定めている。損傷限界時については、例えば柱の強制変形による曲げ応力は柱脚がピンと仮定すると $M = 3EKR$ で示される。Rは変形角であり、安全限界時のクライテリアは $1/15\text{rad}$ であり損傷限界時は $1/90\text{rad}$ であるので6倍、曲げ剛性はスギの場合 $2/3$ 倍としているので損傷限界時に対して4倍の曲げモーメントが生じている。一方で部材の許容応力と耐力の関係は材料強度と短期許容応力度の関係となるので1.5倍である。よって、安全限界時の検定により決定される。

また、小壁付き独立柱の折損については、小壁により生じる最大せん断力に対して折損しないこととしている。小壁付きの独立柱の形態にもよるが、最大せん断耐力は損傷限界時のせん断耐力に比較して1.8~4.8倍程度である。一方で部材の許容応力と耐力の関係は材料強度と短期許容応力度及び断面係数と塑性断面係数の関係となるので $1.5 \times 1.5 = 2.25$ 倍である。よって、概ね安全限界時の検定により決定される。

加えて、柱脚に対する折損は、安全限界時の層せん断力係数は損傷限界時に対して2.5~1.6倍程度あり、0層の応答加速度は4倍である。1層及び0層の重量にもよるが、最も不利な条件として仮に $W1$ が $2.0 \sim 3.0\text{kN/m}^2$ 、 $m0$ が 1.5kN/m^2 であり、安全限界時の層せん断力係数が損傷限界時に対して1.6倍であるとする、平家では $W1=4/3m0$ であるので、安全限界時に柱脚に生じる力は損傷限界時の2.44~2.15倍となる。一方で部材の許容応力と耐力の関係は材料強度と短期許容応力度及び断面係数と塑性断面係数の関係となるので $1.5 \times 1.5 = 2.25$ 倍である。よって、概ね安全限界時の検定により決定される。

上述より安全限界時の検討によって損傷限界時の規定は概ね満足しているので、損傷限界時の検定は省略した。よって許容応力度計算は不要である。

3-2. 「4.1.3 せん断耐力の低減」の設計法Bの「0.9倍」の根拠(大橋委員)

- ・0.9倍でよいとする根拠の説明が不十分。
- ・また、その比率が、土壁以外の耐力要素・壁でも適用できる根拠が示されていない。
- ・更に、柱の耐力はどうするのか。低減するのか。柱は浮き上がるのに、0.9倍の耐力を見るのか。記述がない。

(回答)

柱脚が浮き上がる場合（柱脚の拘束条件 B）のせん断耐力の低減根拠は以下の通りである

- ・立体モデルによる時刻歴解析により、柱脚固定と非固定（上下方向の移動を拘束しない）の場合の上部構造の応答を比較すると、違いが少なく非固定の方が応答が小さくなる結果もある。浮き上がりによる動的効果は、わずかな水平移動と壁が浮き上がることによる地震時のエネルギー消費が期待できるが、その定量的な把握はできていない。一方で柱脚が浮き上がることで、壁が負担する水平力が減少することが考えられる。これらを総合的に考慮すると柱脚固定と非固定では応答に差がなく耐力の低減は必要ないとの考え方もある。
- ・柱脚の浮き上がりに対して静的な力の釣り合いを考えれば、壁架構に水平力が作用し、側柱に引拔力が生じる。引拔力が柱軸力を上回ると浮き上がりが生じ、壁の耐力は浮き上がりが生じたときの耐力を維持すると考えられる。従って、浮き上がりが生じると壁の持つ耐力より小さな水平力しか負担できない場合があり、建築物の層全体としての耐力の低減を考慮する。試験体 No. 3、No. 4 での検討結果から、低減係数として 0.9 程度との結果を得ている。この検討では、横架材による曲げ戻しを考慮していない他、構造要素として、全壁のみの場合を検討しており、十分安全側の評価と言える。（検討 10）小壁等他の構造要素の割合が大きくなれば、建築物全体が負担するせん断力に対する全面壁が負担するせん断力の割合が低下するので、せん断耐力の低下は小さくなる。
- ・構造要素実験（石場建て形式土壁実験）では、柱脚が浮き上がった後は、浮き上がった時の耐力を保持する、また浮き上がった時の耐力は、柱軸力と壁の重量から算定できることが明らかになっている。（検討 10）

前検討委員会で行われた実大振動台実験の試験体は柱脚仕様規定 B を想定したもので、この場合の結果が柱脚固定の場合と比較してどうであったのか検証がされているはずなので、その検討結果を参考資料として是非提示していただきたい。

3-3. 柱の浮き上がりを許容する場合の低減係数（河合委員）

柱の浮き上がりを許容する場合の耐力の低減係数 0.9 については、その根拠あるいは 0.9 で良いとするための条件設定が不十分と思われる。耐力の低減は、平屋か 2 階建てか、連層壁か否か、構面の長さ、構面中での全面壁の位置、垂れ壁の有無などによっても変化するはずであり、より慎重な検討が必要と思われる。

（回答）

大橋委員に対する回答で示している通り、検討したケースは 2 階建てで全面壁のみを対象に検討しており、また多くは連層壁であり、最も厳しい条件と考えられる。低減係数については、今後、事例をもとに更なる検討を行うとともに、立体モデルによる時刻歴解析による検討も必要であるが、その場合、横架材の効果や柱脚が浮き上がることによるエネルギー消費をどのように評価するか検討が必要である。

3-4. 「偏心によるせん断耐力の低減」の根拠（大橋委員）

- ・偏心率 0.3 で 0.75 とする根拠が不十分。
- ・また、どこ耐力をどのように低減するのか、説明すべき。
- ・何によって偏心率を計算するのか。1/20rad の耐力か。

（回答）

根拠は以下の通りである。

- ・偏心が大きい場合、偏心によるねじれにより、振られる側（剛心と重心に隔たりがある場合、剛

心側からみて重心の外側となる縁端部)の鉛直構面の変形が増大する。詳細設計法では、偏心が大きい場合には、偏心率により最大変形が生じる鉛直構面の変形量について、応答増大率を用いて算定する方法を提示している(下記に補足を示す)。標準設計法も考え方は同じであるが、直接応答計算を行わないので、建築物の層としての耐力を低減することとしている。低減係数を乗じた耐力とした場合に1/20radのクライテリアを満足するだけの耐力を確保しておくことで、結果として偏心があっても応答変形角を小さくすることができ、詳細設計法で応答増大率を用いて算定した場合と同等の応答となるような耐力の低減係数を用いるものとしている。

- ・具体的には、「検討5(4. 標準設計法：偏心によるせん断耐力の低減)」において、偏心率が0.3の場合で低減率0.75としているが、低減しない場合の応答変形角は1/26程度とすれば、最大層間変形角のクライテリアを1/15radとすると、(最大/代表)の増大率は1.7倍程度となる。詳細設計法で用いる応答増大率で考えれば、最大変形が3割程度増加(4/3倍)と見積もっている。「検討5(3. 偏心率と床面剛性が鉛直構面の変形増大に及ぼす影響)」で用いられている3次元立体モデルでは、偏心率が0.3の場合の最大の応答増大率は1.3~1.4倍程度であり、詳細設計法における計算値に対して2割程度の安全率が見込まれている。
- ・偏心率の計算方法は、4.1.5 せん断耐力の低減(2) 偏心によるせん断耐力の低減の解説で説明している。
- ・詳細設計法における応答の増幅率の適用に関する補足：

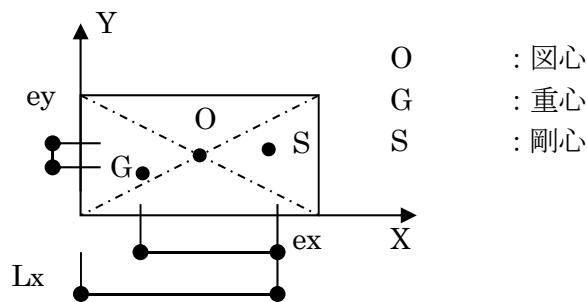
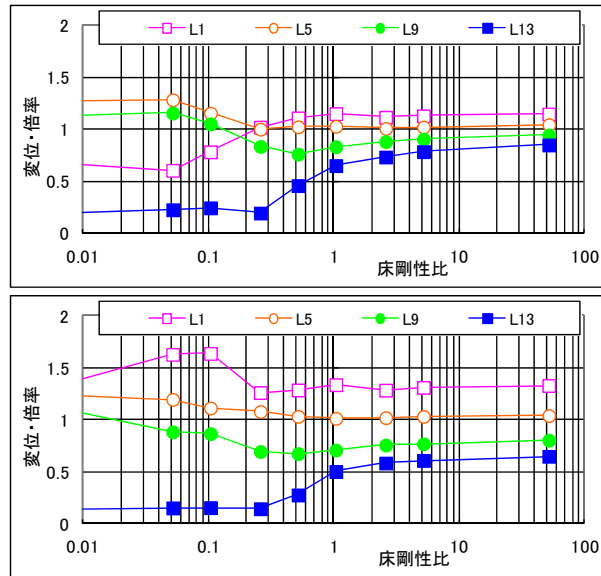


図1 剛心からの距離

「検討5 水平構面の剛性と偏心に関する検討」における3次元立体モデルによる解析結果を以下に示す。詳細設計法では、偏心のない系について評価した代表変位 δ_y に対して、偏心がある系では、図1に示すように、応答を評価したい通りの剛心から距離 L_x の位置での変位の増大(低減)率 δ_1/δ_y により応答計算を行う。応答の増大率は、偏心距離 e_x 、弾力半径 r_{ey} 、偏心率 R_{ey} を用いて(1)式で表わされる。

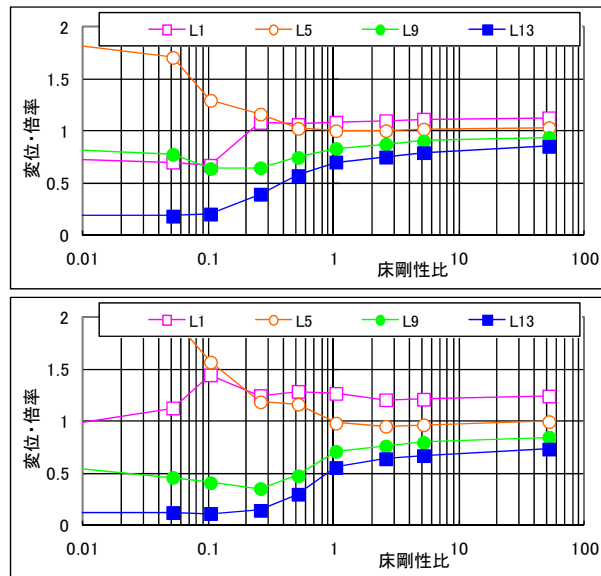
$$\delta_1/\delta_y = \left(1 + \frac{L_x}{e_x} R_{ey}^2\right) = \left(1 + \frac{L_x}{r_{ey}} R_{ey}\right) \quad (1)$$

図2は、床剛性による変位の変化(各通りの最大応答/代表変位)である。(a)、(b)は剛性偏心のあるケース、(c)、(d)は重量偏心のあるケースである。床剛性比 $\gamma = s/k$ (床剛性が基準剛性の場合 $\gamma = 0.51$)を横軸にとっており、 γ が0.2程度以上についてみると、床剛性が変化しても最大応答はほぼ横ばいで、偏心率 $R_{ey}=0.15$ では、最大応答は代表変位の1.2倍程度、偏心率 $R_{ey}=0.30$ では、最大応答は代表変位の1.4倍程度生じる。図3は、各通りの変位の増大(低減)率を式(1)により算定し、これらの応答を除いたものである。剛性偏心、重量偏心によらず、 γ が0.2程度以上あれば、各通りの応答は、代表変位に変位の増大(低減)率を乗じた値で概ね算定可能であるものと考えられる。



(a) 剛性偏心 (Rey=0.15)

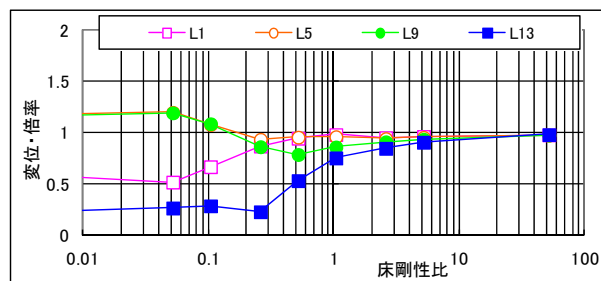
(b) 剛性偏心 (Rey=0.30)

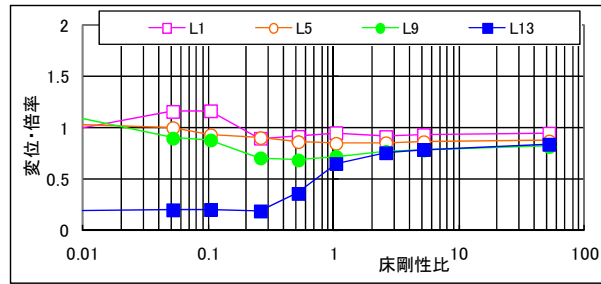


(c) 重量偏心 (Rey=0.15)

(d) 重量偏心 (Rey=0.30)

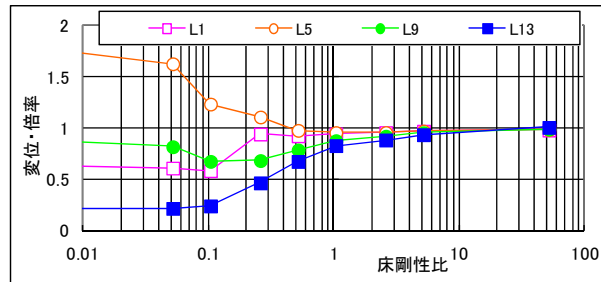
図2 床剛性による変位の変化：補正なし（各通りの最大応答／代表変位）





(a) 剛性偏心 (Rey=0.15)

(b) 剛性偏心 (Rey=0.30)



(c) 重量偏心 (Rey=0.15)

(d) 重量偏心 (Rey=0.30)

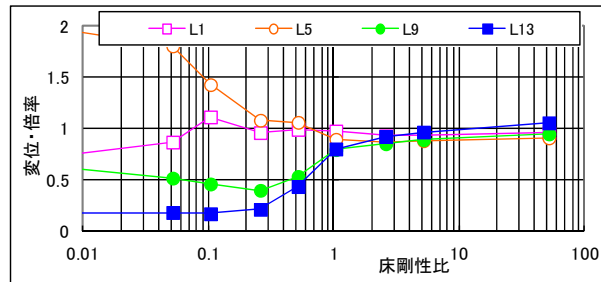


図3 床剛性による変位の変化：増大率による補正（各通りの最大応答／代表変位）

3-5. 提案の床の標準仕様で、床が一体として挙動することの根拠（大橋委員）

床の剛性・耐力に関する根拠が不十分。柱脚非固定でも、剛床を前提としているように見えるが、この仕様で「剛床」といえるか。

（回答）

「剛床」については、計算仮定としての剛床と見做すために必要な条件に分けて考えると理解しやすい。計算仮定での剛床は、偏心がなければすべての鉛直構面が水平荷重時に同じ変形をすることを意味する。剛床と見做せる条件は、鉛直構面の変形と比較して水平構面の変形が無視していい程度に小さくかつ鉛直構面が同じ変形をするために水平構面を通して伝達されるせん断力が許容値以下に収まることが必要になる。

詳細設計法では、質点系による近似応答計算により耐震性能評価を行っており、剛床仮定により応答を求めていることになる。標準設計法も耐震性能評価の方法は同様であるが、応答計算によらず仕様規定化している。設計法では、伝統的構法に相応しい水平構面として床材は合板ではなくスギ等の板材とし、標準仕様として板厚や釘径等の仕様を定めている。このため床が変形することで鉛直構面に変形差が生じることは実大振動台実験や3次元立体モデルによる時刻歴解析で確認されている。設計法では、計算仮定と実態が異なっているので、床の変形が応答に及ぼす影響を考慮するために2つの手法を導入している。

1) 設計クライテリアを代表変形角・最大変形角の2つ設定している。（詳細設計法設計資料、検討5参照）

- ・鉛直構面の剛性と床剛性の関係を考慮した解析から、床が標準仕様であれば、床が過大な変形をせず鉛直構面の変形増大率は剛床と仮定した場合と比較して1.1程度であり、（最大変形/代表変形）の20/15以下に十分収まる。床が標準仕様でない場合は、増大率が1.2程度になるが、この場合は安全側の評価としてせん断耐力を低減することになっている。
- ・床が標準仕様であれば、床が過大な変形をせずクライテリアを満足することを、解析・実大振動台実験により確認している。3次元立体モデルによる解析や実大振動台実験結果では、床の最大変形角は1/30以下となっている。（時刻歴解析では、標準の1/2程度の剛性でも全体の応答への影響は少ない）
- ・床の安全性については、剛床でないために鉛直構面の変形を同一にするためのせん断力を伝達する必要がなく従って耐力検定は必要なく、変形角が一定値以下収まっていれば損傷を受けることはない。床の要素実験によれば、繰り返し加力に対して変形角で1/10程度まで安定した履歴を維持することが分かっているが、建築物での床の変形は鉛直構面の間の変形差により決まるため、3次元立体モデルによる解析や実大振動台実験によれば変形角は1/30以下に収まり、1/10radを超える変形角になることはなく損傷を受けることはない。

2) ゾーン分けによる安全限界時の耐震性能の検討

- ・応答計算は質点系としての応答値（計算上は剛床仮定）であり、鉛直構面間の変形差が大きいと、計算値と最大変形を示す鉛直構面との差が大きくなり、鉛直構面の耐力の単純加算だと耐力の過大評価になる可能性があり安全性が担保できなくなる可能性がある。
- ・2012年度に実施した部分2階建てでは、1階部分の層間変形角で下屋部分が2階建て部分の半分弱で、このようなケースで鉛直構面の復元力の単純加算行くと、層としての応答変形を過小評価する可能性があることが判明した。この原因としては、屋根面剛性が2階床面剛性と比較して低いことおよび、2階床と下屋屋根が不連続になっていることにより下屋屋根部分に回転変形が生じている可能性があり、結果として下屋部分にある剛性の大きな構面との剛性比が小さくなっている。

このようなケースに対応する方法として2つの方法が考えられる。

① ゾーン分けをして、建築物全体およびそれぞれのゾーンでクライテリアを満足することを確認する。

② 下屋部分の鉛直構面の耐力を低減する

このうち、②の手法については、下屋部分の鉛直構面の剛性・耐力の組み合わせにより様々なケースが考えられ、対応が複雑になる。

たとえば、下屋の鉛直構面の、耐力が小さいと逆に下屋部分の変形が2階建て部分より大きくなる場合も考えられる。

この点、ゾーン分けの方が様々なケースに対応できるため、設計法ではゾーン分けの手法を提示している。ゾーン分けの手法は、他の構造でも剛床仮定が成立しない場合や平面形が不整形な場合に用いられている手法で、有効な手法と考えるが、対象建築物によってどのようにゾーン分けするか等については、事例をもとに検討が必要である。

3-6. 水平構面が不十分な場合のせん断耐力の低減係数（河合委員）

水平構面が不十分な場合（床の仕様や床開口による）のせん断耐力の低減係数として0.9としているが、その根拠は十分か。また、そもそも低減係数を設けることですむ話かどうか、精査が必要と思われる。

構造物全体の耐力低下は、多くの解析結果により確認されているようであるが、そもそも水平構面が不十分な場合に、鉛直構面が1/20に達する以前に、水平構面のせん断変形が安全限界変形角を超える恐れはないか。そのような恐れがあるのであれば、水平構面の検定を行うべきである。

また、水平構面についてのこうした検討は、特に柱脚の滑りを許容する場合に、滑り量が構面ごとに異なる可能性を考えると、より慎重な検討を行う必要があると思われる。

（回答）

これまで行われた実大振動台実験（2005年度、2006年度、2008年度）では、水平構面に関しての損傷は報告されていない。本検討委員会で行った2010年度および2012年度の実大振動台実験では、水平構面（標準床）の最大変形角はすべて1/30以下で、となっている。

河合委員の解析結果については2-6で示しているように柱脚固定の場合の具体的な数値が示されているが、ケース3、4、5で大きく、水平構面の最大変形角は7波の平均値で標準床で1/32、標準×0.5で1/26、標準×2で1/40となっている。柱脚が滑る場合の最大層間変形角は示されていないが、各鉛直構面の最大層間変形の差として比較すると柱脚が滑る方が小さくなる傾向にあり、標準床×0.5の場合でも十分安全な変形に収まると判断できる。

水平構面の剛性が標準の0.5倍のケースでは、最大応答変位はケースによっては標準の場合とほとんど変わらない場合もあるが、最大で標準の1.2倍程度であり、この程度の違いであれば安全限界変形（代表変位1/20以下、最大変位1/15以下）に収まると判断できる。また同じ0.5倍で柱脚固定と摩擦係数0.4の場合を比較すると、ほとんどのケースで柱脚固定の場合の応答が大きくなっている。福山大学での要素実験結果から、釘の斜めうちの場合でも標準の1/2程度の剛性が認められることから、安全性には問題ないと判断できる。

また、床が変形した場合の鉛直構面の変形差については、河合委員の解析で、偏心がなく外側架構の耐力が内側架構の3倍の場合（ケース1）で、床が標準仕様の場合は各鉛直構面の最大値の平均値に対して最大となる鉛直構面（内側架構）の変形増は12%程度、床の剛性耐力が0.5倍の場合で最大となる鉛直構面の変形は平均値の22%増で、静的な検討結果とよく合っている。この場合代表変形角（平均値に相当）が1/20以下なら最大層間変形角が1/15に収まる範囲であるが、安全を考えて耐力を0.9倍に低減している。

「鉛直構面が1/20に達する以前に、水平構面のせん断変形が安全限界変形角を超える恐れはない

か」については、水平構面の変形は実大振動台実験結果および水平構面の剛性を変化させた時刻歴解析結果から、水平構面が先に安全限界変形角を超えることはないと言える。

なお柱脚が滑る場合の水平構面の変形角についての解析結果については是非提示していただきたい。

3-7. 「吹き抜け」の制限など（大橋委員）

- ・「床開口の最大長さは、短辺方向の 40%以下」の根拠。提案の床仕様で大丈夫という根拠の説明が不十分。
- ・「耐力壁線の定義」「耐力壁線の間隔」や「通り庭の制限」などの構造計画的なルールがないため、現状では、どのような平面形状まで可能なのかわからない。

（回答）

- ・床の開口制限については、現行の法規定では全く欠落しており、4 号建築物の場合は剛床仮定のために、大きな吹き抜けがある場合は、その影響が耐震性能に大きな影響を及ぼす場合がある。本設計法では、開口制限を設けているが、この規定の妥当性については引き続き 3 次元立体モデルによる検討を行う。
- ・試験体 No. 5 の吹き抜けの開口長さはこの部分の全幅の 40%強である。実験結果ではこの部分の水平構面の変形は非常に小さい。事後解析において吹き抜けがない場合の検討を行っているが、ほとんど応答に変化がない。吹き抜け周りの試験体に損傷は見られず、解体後の調査でも損傷でも接合部等に損傷は見られない。また、床面の開口率的な考え方に基づいて床面剛性を検討した結果では開口の長さを 40%程度以下に収める必要がある。ゾーン分けは大きな吹き抜けがある場合にも対応が可能である。（検討 5）

3-8. 中地震に対する「損傷限界」の概念はないのか。（大橋委員）

- ・1/20rad.時の耐力で大地震に対して検討しているが、「中地震で損傷が起こらないことを確認する」という考え方がないように見える。建築基準法の根本的な考え方が欠落している。
- ・損傷限界については、「詳細設計法」でも、再度、コメントする。

（回答）

損傷限界に対しては、直接検討することとしていないが、安全限界変形角が 1/20rad 以下におさまれば、損傷限界時に 1/90rad 以下となることを確認している。損傷限界変形角と安全限界変形角の対応関係に関して小壁と土壁から構成されるモデルを仮定し、小壁の耐力が全体耐力に占める割合を、50%, 66%, 75%と可変し、安全限界変形角 1/20rad となる場合の損傷限界変形角の検討を行っている。検討の結果、標準設計法が対象としている 1 層先行降伏型のモデルではすべて 1/90rad 以下となっている。（検討 2）

また、小壁の割合が増えると損傷限界時に 1/90rad を超える可能性は生じるが、対象としている用途が住宅であることを考えると、土壁の全面壁が著しく少ないことは考えがたく、損傷限界変形角 1/90rad を上回るとは考えがたいので検討を省略することとしている。よって、建築基準法の根本的な考え方が欠落しているわけではなく、損傷限界に対しては、考慮されており、あらかじめ支障ないことが分かっているため検討を省略することとしているものである。

3-9. 2階せん断力確認の省略（大橋委員）

- ・机上のシミュレーションでは、成り立っていても、耐力要素のばらつきや、雑壁の耐力を考慮すると、実物が、このシミュレーションのようになっている保証がない。

- ・そもそも2階を省略することでどれだけのメリットがあるか。

(回答)

標準設計法は、1階の安全限界変形角が2階の安全限界変形角より大きくなる建築物としている。これは、安全限界変形角に達する際の必要ベースシア係数が、耐力、重量のばらつきによって応答値が急変しない範囲であり、安定した応答が得られるためである。すなわち、耐力がばらついたとしても、大きく応答値が変わらない規定としている。(図1、図2、検討6参照) また、パラメータスタディによって得られたベースシア係数は余裕を加味した数値となっている。

1階先行降伏型であることは判定式 (R_{co}) により担保しており、パラメータスタディや理論的にも確認されている。判定式のパラメータには1階、2階の階高比、重量比、耐力係数比が組み込まれており、2階の条件が加味されている。したがって、2階の検討を省略しているわけではなく、判定式を満足する建築物は、2階の安全限界時の応答層間変形角は、1階の安全限界変形角より小さいこととなり、安全性が確保される。

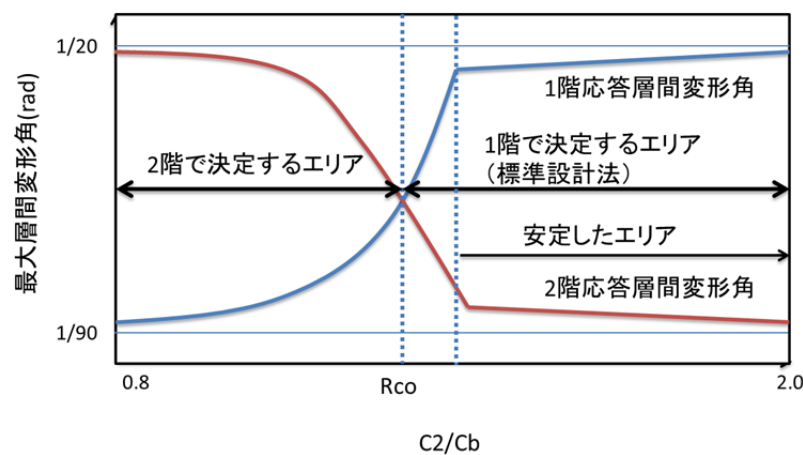


図1 ある C_b における $C2/C_b$ と最大層間変形角の関係の模式図

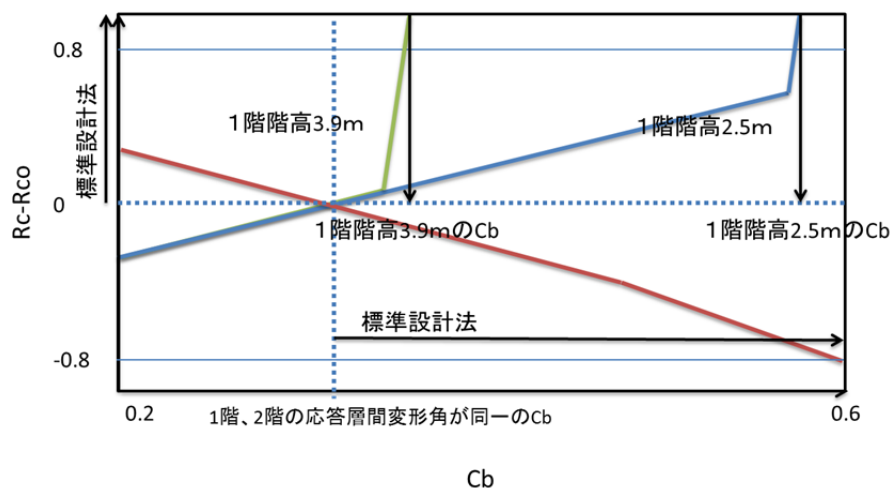


図2 C_b と R_{co} 及び階高の関係の模式図

3-10. 必要耐力の算出根拠（河合委員）

1階の作用せん断力を算出するための C_b を与えているが、この値について、1/20 ラジアン時に想定されている等価粘性減衰定数は 0.155~0.167 程度と説明されている。この等価粘性減衰定数は、垂れ壁などを含む一般的な伝統的木造住宅の値として妥当か、精査が必要であると思われる。

一般に、限界耐力計算（等価線形化法による応答予測）に用いる等価粘性減衰定数として、安定化ループでの等価粘性減衰定数に 0.8 を乗じた値を用いるのが妥当だと言われている。垂れ壁などを含む構面に対する繰り返し試験結果から等価粘性減衰定数を算出し、粘性減衰として 0.05 を加えても、1/20 ラジアン時に 0.15 には達しないように思われる。

（回答）

小壁（垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁）の減衰性能については、検討 9 減衰性能に関する検討に記載している。おいて、小壁（垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁）の減衰性能は、全面壁土壁と同様に実験結果から評価している。検討 9 の図 30(a)は、全面壁土壁 1P、2P、4P の等価粘性減衰定数を示す。図 30(b)は、垂れ壁（MWD 4）、腰壁（MWD5）、垂れ壁＋腰壁（MWD6）の等価粘性減衰定数を示す。実線は、実験の履歴ループから求めた等価粘性減衰定数、破線は近似的な応答計算で用いている評価法による等価粘性減衰定数である。

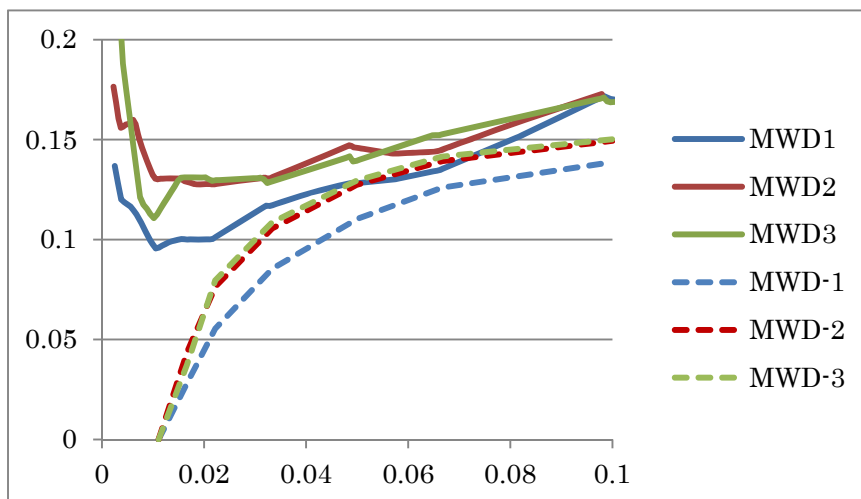


図 30(a) 全面壁土壁 1P、2P、4P

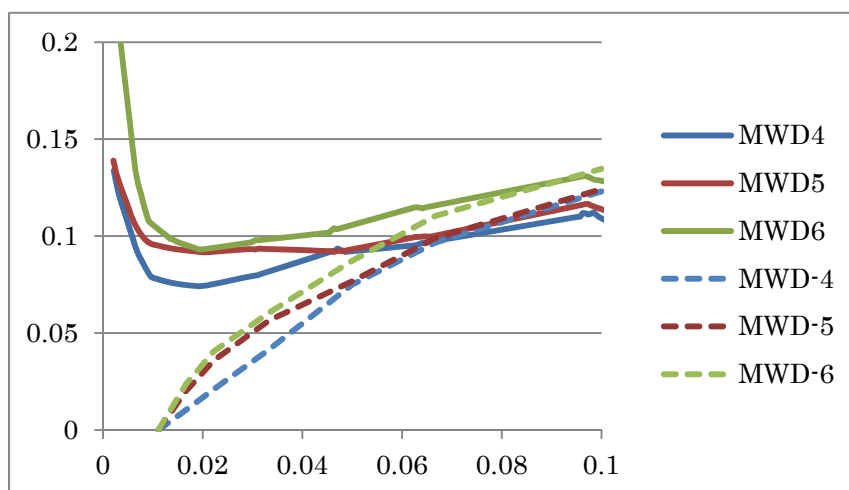


図 30(b) 小壁土壁 2P：垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁

また、図 30(c)は、下図のように全面壁 1P と垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁を組合せた 4P 軸組、MWD11 は垂れ壁のみの 4P 軸組である。

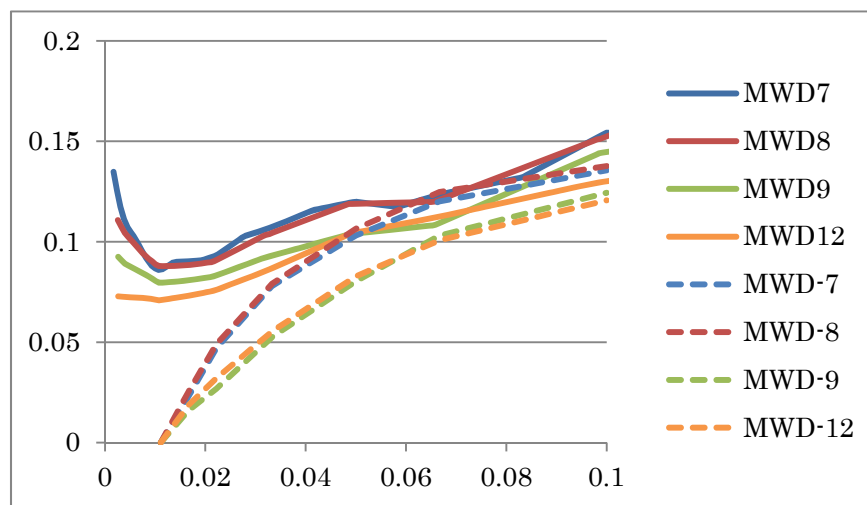
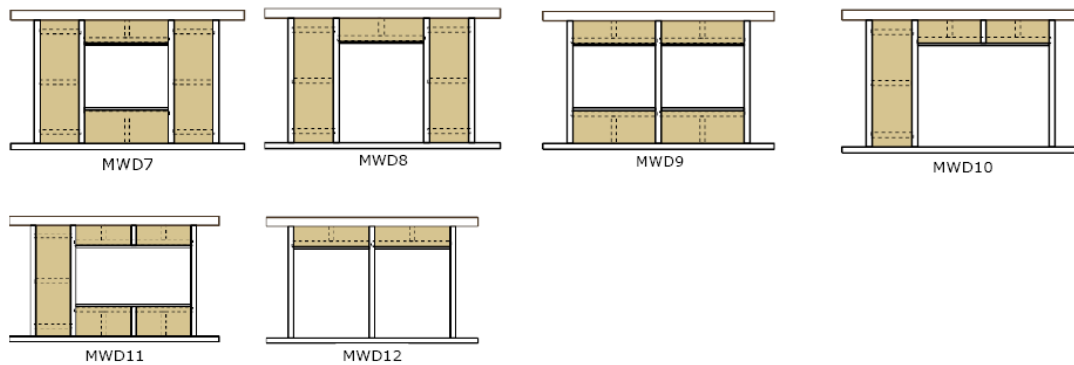


図 30(c) 4P（全面壁、垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁の組合せ）

これらの結果から、全面壁では変形角 $1/20\text{rad}$ 時に等価粘性減衰定数 13%～15%である。垂れ壁のみの 2P で 9%、4P で 11%である。 $h = h_0 + h_{eq}$ 、 $h_0 = 0.05$ として、減衰定数 h を求めると 14%、16%になる。垂れ壁＋腰壁では、さらに減衰定数は大きくなる。通常、小壁に全面壁が組み合わされるので、減衰定数は変形角 $1/20\text{rad}$ 時で 15%程度あるいは以上になる。

なお、近似応答計算では、等価粘性減衰定数を近似的に評価しているが、破線で示す近似的評価による等価粘性減衰定数は、実験の履歴ループから求めたものより小さい。これは近似応答計算が応答を安全側に評価していることになる。

検討 2 限界層間変形角（損傷限界層間変形角・安全限界層間変形角）に関する検討（3. 損傷限界層間変形角 $1/90\text{rad}$ に関する検討）では、小壁の復元力が全体の復元力に占める割合：1/2、2/3、3/4 のケーススタディを行っている。小壁の占める割合が大きくなっても安全限界変形角 $1/20\text{rad}$ 以下に、また損傷限界変形角 $1/90\text{rad}$ 以下になることを確認している。

これまで近似応答計算と時刻歴解析の比較検討を行っているが、応答結果では両者は比較的良好一致している。今後、広範な設計事例（シミュレーション）を行って、さらに検証する。

3-11. 安全限界変形から必要耐力を求める手法および地震地域係数について（北村委員）

日本で地域係数を使えるほど、地震動がわかっていないとの認識があります。その上で、限界耐力計算の批判になるかと思いますが、架構の安全限界変形を決めて、必要な耐力を求める方法を採用していることに問題があると思っています。

コーナー周期より長い範囲では、 $Z=0.8$ のとき応答スペクトルが 0.8 倍に小さくなり、必要な耐力は 0.8 倍になります。このとき等価周期が仮に 1.25 倍長くなったとすると、周期の長くなった逆数 0.8 倍だけ応答値が小さくなり、必要な耐力が 0.64 倍まで小さくなります。その結果さらに周期が伸び、収斂するまで繰り返すと、半分近くまで小さくなっています。保有水平耐力計算では固有周期を変化させないのでこのような状態は起きません。

変形が収まっておれば、剛性は不問にする。固有周期が長くなっても構わないとする考え方に問題があると考えています。

特に、木造の場合は、地震荷重だけで設計すればよいのではなく、風荷重に対する設計が重要になります。剛性不足を誘導するような設計法には反対です。

少なくとも、1次設計（損傷限界）時の変形制限を大きくするなどの剛性不足を防ぐ対策を講ずるべきと考えます。

限界耐力計算を採用されているので設計部会の検討は、そのようになるのですが、無批判に限界耐力計算を受け入れておられる所に、危うさがあると考えています。

（回答）

標準設計法で採用しているベースシア係数については、図1のとおり、 $Z1.0$ では $T_e=0.9\text{ sec} \sim 1.6\text{ sec}$ 程度、 $Z0.7$ では $T_e=1.4\text{ sec} \sim 2.2\text{ sec}$ 程度であり固有周期が 1.5 倍程度伸びておりベースシア係数は $Z1.0$ では $0.52 \sim 0.3$ 程度、 $Z0.7$ では $0.28 \sim 0.18$ 程度となっている。地域係数を加速度応答スペクトルに乗じることにより、必要耐力が小さくなり、その結果、固有周期が長くなり、さらに必要耐力が小さくなることによってベースシア係数は $Z1.0$ に対して $Z0.7$ では 0.5 倍程度となっているが、本手法は現行の建築基準法の規定に基づいた手法であり、詳細設計法との整合を鑑みると不適當な手法であるとも言い難い。

また、風荷重に対しては、本設計法では建築基準法が定める極めて稀な暴風に対して安全性を確保する規定となっており、風荷重に対する安全性は確保されていると考える。 $Z0.7$ 、 $Z0.8$ の地域ではせん断耐力が風荷重によって決定されるケースも考えられる。

ただし、御指摘の通り、地域毎の地震動については、不明確な点が多くあることも事実なので、 $Z1.0$ のベースシア係数に地域係数を乗じたものとする等、国土交通省とも協議・検討をしたい。

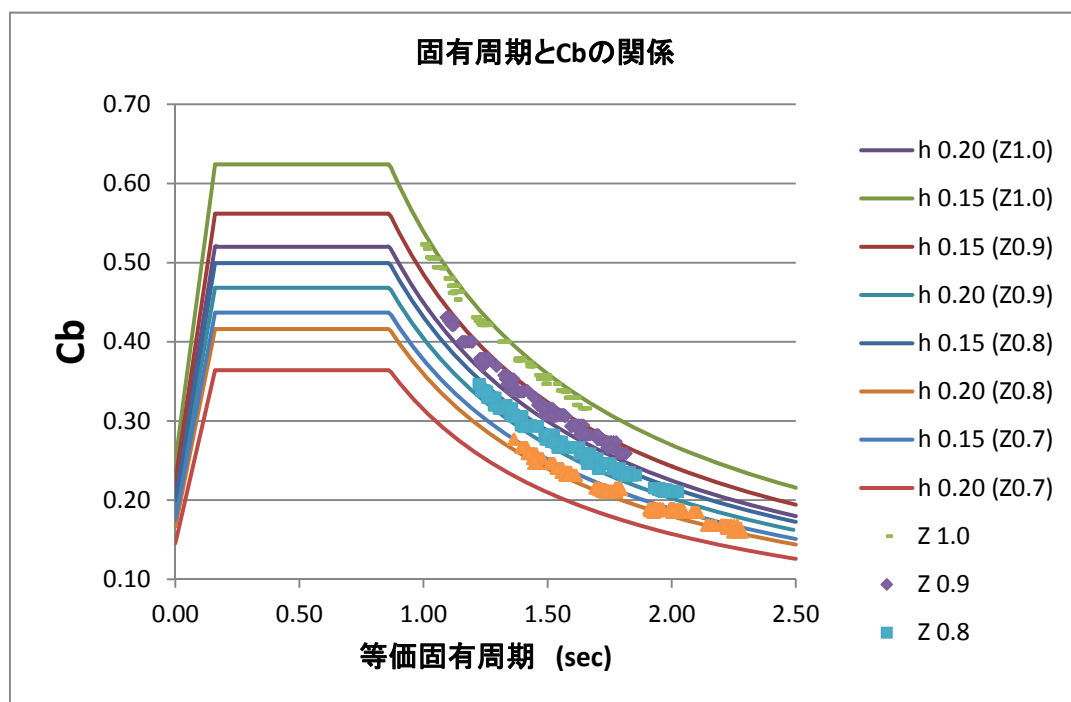


図1 地域係数ごとのベースシア係数 C_b と等価固有周期の関係

3-1-2. 多雪区域における積雪荷重の考慮（河合委員）

多雪区域の積雪荷重を地震力算出に際して考慮していないが、それでよいのか。基準法の壁量計算でも加えてはいないが、構造計算を行う場合、枠組壁工法告示、品確法（等級2以上）では加えている。

（回答）

限界耐力計算による地震力は、令82条の5第三号及び第五号において、多雪区域では応答計算で積雪荷重を考慮しなければならないとされている。その際、積雪荷重は各階の固定荷重及び積載荷重の和に加え、質量とすることとなっている。本設計法では、その規定に従っている。

なお、積雪荷重と地震荷重との組合せについては、令82条の5では記載されていないが、「建築物の構造関係技術基準解説書(黄色本)2007年版」P.221表4.4-1では、限界耐力計算時における積雪荷重に関して、「最大級の地震時の計算をするに当たっての積雪荷重は、短期積雪荷重に0.35を乗じた値を用いることとする」との記述がある。

多雪区域では、地震時の検討として固定荷重及び積載荷重に積雪荷重を加えたものを質量として作用せん断力を算出することが原則となろうが、著しく大きな作用せん断力となることが考えられるため、現行の壁量計算の規定とのバランスも含め、地震時の積雪荷重（短期積雪荷重に0.35を乗じた値）の扱いについては国土交通省と協議する。

また、多雪区域での鉛直荷重の検討として、本設計法では大きな変形を想定しているため、大変形領域では $P\Delta$ 効果を加味して耐震性能を評価することとしている。固定荷重及び積載荷重に積雪荷重（短期積雪荷重に0.35を乗じた値）を鉛直荷重とし、当該、鉛直荷重によって生じる $P\Delta$ 効果を考慮して各層のせん断耐力の低減をすること等が考えられるが、積雪荷重として短期積雪荷重に0.35を乗じた値にすることについては、上述のとおり法令上の記述がないため、積雪荷重との組合せ荷重についての検討を要するかについては国土交通省と協議する。

3-13. 継手・仕口の標準仕様の根拠（大橋委員）

- ・提案の仕様は、鉛直荷重だけを想定して設定しているように見える。「耐力壁の周辺接合部」は、耐力壁の強さに応じた強度が必要。たとえば、この柱頭柱脚の仕様で、壁の耐力に負けないという根拠は何か。
- ・特に、「梁-梁」の「蟻かけ」は引張強度がほとんどない。また、「渡り顎」も上からの押さえの重りがないと引張強度は乏しい。これらの納まりでは、耐力壁を配置できないのではないかな。
- ・また、各接合部に寸法について、「一般的な仕様」としているが、範囲を設定するのも良いが、具体的に設定すべき。

（回答）

標準仕様の根拠は以下の通りである。

以下に示す継手・仕口に関する規定の基本方針に従って仕様を設定している。鉛直荷重だけでなく、地震時の耐力壁による周辺接合部に対する影響も考慮している。

- ・外周部にあっては、比較的大きな引抜力が発生する可能性があることから水平構面を単純梁と仮定したモデルにより引張力を仮定し、仮定した引張力に対して抵抗できる仕口、継手とすることとする。
- ・兜蟻、蟻落しは、接合部が破断し落下する危険性が否定できないとの認識のもとに検討を行い落下、破断しないよう 6P 以内毎に、平ホゾ、渡アゴ等引張耐力の期待できる接合部で囲い込むこととしている。
- ・耐力壁からの突き上げによる梁の浮き上がりに対しては、台持ち継ぎなどせん断力のみに抵抗できる継手では、浮き上がった際、接合部が外れる可能性があるため、金輪継、追っかけ大栓継など曲げ、引張に抵抗できる継手とすることを規定し、浮き上がりに対して接合部がはずれない仕様とすることを規定している。

なお、継手・仕口に関しては、要素実験（追加実験も含めて）の結果を整理し、設計法に取り入れる。

3-14. 柱脚移動を許容する場合（河合委員）

柱脚移動を許容する場合の、滑り量の最大値 200mm の設定は危険ではないかと思われる。上部構造の剛性耐力、偏心がある場合、摩擦係数の変動、1 階床の性能などによって滑り量は変化する。23 年度報告書でも、摩擦係数 0.3、あるいは 0.35 の場合に柱脚の変位が 200mm を超える解析結果が散見される（報告書 I p.303 など）。

過去の地震被害でも、1948 年福井地震では 80cm の柱脚滑り、2007 年能登半島地震でも 25cm の柱脚滑りが報告されている。礎石からの脱落を生じた場合、脱落に伴う衝撃、一部の柱の脱落による不陸が発生し、さらに脱落后は滑動が阻害されるなど、脱落后の挙動は予測が困難で安全の確認ができない。脱落は避けるべきであり、その意味で滑り量の予測は十分に安全側とするべきである。

（回答）

- ・前述した河合委員が行った立体モデルによる時刻歴解析結果によると、滑り量が 200mm を超えるケースは、軸力変動を考慮しかつ摩擦係数が 0.3 の場合だけで、耐力が大きいケース 6・7・8 である。標準床で 200mm を超えるケースは、ケース 7（偏心率 0.204）とケース 8（偏心率 0.354）のみで最大 262mm である。最大はケース 7 で床剛性が標準の 2 倍の場合で 292mm となっている。従って現在提示している設計法の対象建築物はこのようなケースには該当しないと考えられ、最大滑り量が 20cm を超えることはない。

- ・「23 年度報告書 p. 301, p. 303」における滑り量 200mm を超える事例は、建築物の耐力が高く（終局せん断耐力係数 0.5 以上）かつ摩擦係数が 0.35 以下など限られたものである。入力地震動として、BCJ-L2 波は摩擦力を越える加速度が長時間かつ多数回作用する入力地震動であり、滑動には不利な地震動と言える。一方で、JR 鷹取 NS や JMA 神戸 NS では、終局せん断耐力係数 0.7、摩擦係数 0.30 でも滑り量は 20cm 以下となっている。
- ・「検討 7 柱脚の滑りに関する検討」p. 9 では、BCJ-L2 波および正弦波入力時の摩擦力の計測結果が示されている。この場合、礎石の状態（切り出し、ビシャンたたき）により平均値に差が生じている。3 枚ビシャンあるいは 6 枚ビシャンたたきであれば、平均摩擦係数が 0.4 を超えるため、仕様規定として礎石の仕上げはビシャンたたき程度としている。一方、切り出したままだと平均摩擦係数は 0.38 となっている。
- ・標準設計法の柱脚に関する仕様規定では、柱脚に最大滑り量が生じても柱心が礎石内に収まる、とより安全側の設定となっているため、実際には滑り量が 25cm 程度でも落下することはない。
- ・福井地震等非常に大きな滑り量の報告に関しては、その内容を十二分に精査してから意見を出すべきである。柱脚が大きく動いたという報告には、地盤変状による場合や倒壊した後の柱位置から推定したものが含まれており、設計法で想定している柱脚の滑り量なのか吟味が必要である。1948 年福井地震、2007 年能登半島地震での調査報告等をご提出ください。
- ・脱落下後の検討はあくまでも万が一の場合に少しでも倒壊の危険を減らすための方策である

3-15. 滑りを許容する場合の 1 階床開口の制限（河合委員）

滑りを許容する場合の床開口の制限があるが、この制限で十分であるかどうかについては精査が必要と思われる。町屋のとおりにわのような床開口（土間）は制限されるとしても、建築物の端部で土間に面する柱のように、床に接続していない柱がある場合は滑りを許容すると危険と思われる。

また 1 階床、2 階床ともに同じ位置に床開口がある場合などは、許容されるのか、許容されるとするとそうしたケースは検討されているのか。

（回答）

1 階床開口の制限については、2012 年度の実大振動台実験は、実建築物に近い状態で一部に床開口を設けた試験体で実施したが、特に問題となる損傷等は生じなかった。試験体は下屋の隅柱（1 か所）を除いてすべての柱を足固め（1 か所敷居）で緊結する仕様としていて、設計法での同様の仕様としている。どこまで許容するかについては、事例でさらに検討したい。

検討 8 3 次元立体モデルによる解析による検討（3. 下屋、床の吹抜けの耐力・位置による柱脚の滑りに関する検討）では、2012 年度実大振動台実験の試験体 No. 5 について吹き抜け部分の耐力等について検討を行っているが、1 階床、2 階床ともに同じ位置に床開口がある場合などについても、今後、検討する。

河合委員の解析では、床剛性が標準の 0.5 倍のケースについても検討が行われているが、全解析ケース（ケース 1～ケース 8、摩擦係数 0.3～0.5）で最大滑り量が 20cm 以下となっており、この結果からは指摘にある同一位置で床開口がある場合でも、すべり量が大きくなる可能性は低いと考えられるが、同じ位置に床開口がある場合を含めて床開口位置が変化した場合等について、3 次元立体モデルにより引き続き検討する。

4. 詳細設計法に関する意見

4-1. 「損傷限界」を 1/90rad としているようだが、その根拠（大橋委員）

- ・そもそも 1/90rad で損傷しないことを、想定する耐力要素、材料について、確認しているか。3月2日の資料によると、全壁の土壁は、1/90rad で損傷している。
- ・「損傷限界」が 1/90rad. では、建物がふらふらで、水平方向の振動障害が起きることが懸念されるが、大丈夫か。特に2階建ては、余力の少ない今回の設計法では、振動障害が問題となる可能性があるがどのように考えるか、説明が必要。
- ・1/90rad. とするなら「ビス打ち面材は使えない」など、使ってはいけない材料を明記する必要がある。

(回答)

損傷限界 1/90rad. とする根拠は以下の通りである

- ・構造要素実験での層間変形角 1/90rad 時の損傷の程度をしらべ、構造要素に耐力の低下が生じず、支障となる損傷は生じないことを確認している。
- ・内・外装材など非構造部材の変形制限として破損・脱落することはないことなど「木質系耐力壁形式構造に関する Q&A」に変形制限の規定が設けられた経緯が説明されているが、伝統的構法に使用されている内・外装材などの非構造部材は、経験的に 1/90rad で破損・脱落することはないと考えられ、1/90rad では著しい損傷が生じることはない判断できる。
- ・振動障害は主として人の歩行・走行や交通振動が原因で起きるが、問題となるのは上下動である。水平動による振動障害は一般に起きにくいとされる。2012年の実大振動台実験試験体 No.5、No.6の実験前の卓越振動数が白色雑音（最大 25cm/s²）加振時で 2Hz から 2.6Hz であり、損傷は認められなかった。この入力地震動は、水平動による振動障害が問題となる振動レベル 85dB 相当である。また、稀に発生する地震動 BCJ-L1（第2種地盤）約 100 cm/s²での加振において、土壁のチリ部分などに小さな亀裂が見られる程度であった。このようなことから水平動による振動障害については問題無いといえる。
- ・伝統的構法による木造建築物では、固有周期の変形依存性が強く、交通振動のような小振動の領域では 1/90rad 時の割線剛性相当の固有周期よりも短い固有周期を有している。また、建具など設計時には考慮していない要素も微小振動の領域では水平剛性に寄与する。以上より、損傷限界を 1/90rad としても現在新築されている伝統的構法の木造建物に比べて、過度に周期の長いものにはならないと考える。
- ・伝統的構法で振動障害の事例（上下動・水平動）があるかどうかについては、今後とも調査・検討する。また、事例をご存じであればぜひ情報をお寄せ頂きたい。
- ・設計法案の伝統的構法木造建築物の範囲において、使用する構造要素として以下を追記する。「本設計法で用いる構造要素は、要素実験で変形角 1/10rad まで繰り返し載荷を行い、1/90rad まで構造耐力上主要な部分に耐力低下がなく著しい損傷が生じないこと、また 1/15rad まで顕著な損傷がなく、急激な耐力低下がないことを確認して使用することとしている。従って、上記の変形性能が確認できない筋かいや木ねじで留めつける面材は用いないこととする。

4-2. 柱、小壁の耐力も考慮するこの設計法の、どこにどの程度の安全率が設定されているか（大橋委員）

- ・この設計法では、柱の耐力も、垂れ壁小壁の耐力も参入することとしている。更に、「5」で述べたように、土壁などの耐力は、信頼水準 75%の 50%下限値（すなわち、概ね平均値）が提案されている。この設計法で建てられた建物は、どこにどの程度の安全率があるか、解説されたい。

(回答)

安全率についてはどの程度か定量的な把握はしていないが、耐震性能評価を行う上で応答結果が安全側になるよう配慮している。

- ・建築物重量については大きめに評価する手法としている。
- ・作用せん断力を大きめに設定している。
- ・柱脚非固定（水平・上下を拘束しない）の場合に、安全側に応答を評価するため、入力低減効果を考慮していない。
- ・水平構面の履歴による減衰は、標準的な床の場合、大きな減衰性能を有しているが、安全側に応答を評価するため、水平構面の履歴による減衰を考慮していない。
- ・建築物を構成する各構造要素として、実験で変形角 $1/10\text{rad}$ まで繰り返し载荷を行い、破壊しないことを確認、また $1/15\text{rad}$ まで顕著な損傷がなく、急激な耐力低下がないことを確認している。また、建築物全体および各構面の層間変形角 $1/15\text{rad}$ 以下なら崩壊・倒壊の恐れがないことは実大振動台実験で確認されている。一方、設計では安全限界変形角を最大 $1/20\text{rad}$ （ねじれ等で部分的に変形が増大する構面は最大 $1/15\text{rad}$ ）とし、安全限界変形角以下に収まるようにしている。建築物や構造要素の終局耐力・変形に対する安全率と考える。

4-3. 耐力要素の特性値は、安全率を考慮すべき。(大橋委員)

- ①提案の土壁の耐力は、「ばらつき処理だけで、安全率は考慮されていない」との説明がなされた。このままでは、設計法に使用できないのではないかと。耐力要素の評価では、施工性や耐久性などを考慮して、安全率を設定する必要がある。
- ②土壁の地域差をどう考えるか、設計法に反映されていない。
- ③また、耐力要素として、設計用のデータが示されているのは土壁のみ。他の要素は、どのように示されるのか、また、どのような手続で、その数値がオーソライズされるのか、説明が必要。この点について、3月2日のデータベース委員会で、「オーソライズする手続は、想定していない。」との説明がなされた。

(回答)

- ①要素実験における試験体のばらつきの評価については、壁倍率などを求める際に用いられる評価法（信頼水準 75%の 50%下側限界値）に従うと、ばらつきが小さい場合の下限值は平均値に近いが、ばらつきが大きい場合の下限值は平均値より大きく下側になる。

設計用復元力・せん断耐力は、ばらつきを考慮して同様に評価している。50%下限値で評価しているので、設計用復元力・せん断耐力は平均値より安全側に評価している。

2012年度の実大振動台実験で得られた試験体 No. 5 および No. 6 の復元力に、設計法で提示している手法により求めた各階各方向の復元力を重ねると、実験で得られた復元力が計算値より大きくなる事が明らかになっており、本設計法で想定している構造要素の復元力は、安全側の評価となっており、妥当なものと言える。

耐久性や施工性等による耐力低下を防止する記載が必要と考えられるため、壁倍率を算定する際に乗じる低減係数（ $\alpha 1 \sim \alpha 4$ ）の考え方[1]をもとに、設計法やデータベースに追記する内容を以下のとおり検討した。

- ・用途に伴う影響（ $\alpha 1$ ）（水分による影響）について
神品・興石・山田・森田の研究[2]では、壁土の含水比が高いと圧縮強度は低下することが示されている。土壁については、常に湿度が高くなるような場所には配置せず、乾燥状態に保つことが必要であることを記載する。また、木部で雨がかりになるような部分に対しては、適切な処理（軒の出を短くしない、捨て張り、塗装、熱処理（表面を焼く）など）が必要であること

も記載する。

- ・耐久性の影響（ $\alpha 2$ ）（紫外線、温度、酸化など（水分以外））について
伝統的構法では、プラスチック系材料、金物、接着された木質系材料は使われないので、考慮の必要はないと考えられる。釘が床に使われているが、室内であるので、腐食の可能性は低い。
- ・施工性による影響（ $\alpha 3$ ）（現場での施工管理と試験体の製作管理との差）について
耐力低下を避けるための施工上の注意点を記載する。例えば、実績のない壁土（調合）の場合は予め圧縮強度を測定する、壁土に含まれる水分の凍結が予想されるときは土壁の施工を行わない、特に建築物の内部壁などは十分に乾燥するよう配慮する、チリ周りに顕著な隙間が生じた場合は補修する、など。
- ・その他の工学的判断（ $\alpha 4$ ）（事故的水がかり、木やせなど上記以外の影響）について
土壁のチリに隙間が生じたら補修するなど、定期的に点検、メンテナンスを行う必要があることを記載する。（メンテナンスを行わなければ、経年で耐力低下を生じるおそれがあることが報告されている[3]。）

今後、土壁の設計用復元力については、地域の壁土や土壁の仕様に基づいて実験を行い、土壁の設計用復元力をデータベース化することが望まれる。

参考文献

- [1] 日本住宅・木材技術センター：低減係数 α について、木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)、pp. 572-574、2008
- [2] 神品 夏葉、興石 直幸、山田 宮土理、森田 将史：壁土の性質に関する基礎的研究 第17報 吸湿が壁土の圧縮強度に及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1、pp. 901-902、2011. 8
- [3] 青木 謙治、杉本 健一、軽部 正彦、神谷 文夫：製作後 27 年程度経過した土塗り壁の水平せん断性能、木材工業、Vol. 64、No. 4、2009

②土壁の地域差については、色々な議論が存在する。本委員会では、小舞の仕様、土壁土の材料特性などをパラメータとして、実験を実施した。

小舞の仕様については、小舞材料（竹、ヨシ、すすき）や小舞間隔などの仕様を規定し、適用範囲を明示している。また、土壁土の圧縮強度では、今回の実験に使用した最低値(0.5N/mm²)を規定している。この適用範囲に収まる仕様であれば、地域に関係なく対応できると考えている。

また、地域によっては特殊な仕様が存在することも考えられるが、その場合には追加実験によって性能を把握することで地域的な対応を図れるものと考えている。

さらに、地域によっては、所定の性能を満足できない土（砂質土など）などを使用していることも考えられるので、その場合には、現在、検討中の改良方法を提供するものである。

③構造要素の設計用復元力やせん断耐力については、土壁の他に、差鴨居、足固め、貫などいくつかの仕口について提示している。

現在、土壁については、設計に必要な特性値や設計式が提案され、本委員会によってオーソライズされ、設計用データベースに格納する準備ができています。板壁については、継続的に実験を実施し、設計式の検討を行っている。また、仕口・継手についても同様状況である。

本委員会の実施した実験の範囲で設計に用いられる設計用復元力やせん断耐力の設計用データベースについてはオーソライズを行っている。なお、設計用データベースとは別にデータライブラリの構築を行っている。データライブラリについてはオーソライズをしていないが、載荷装置の性能、載荷繰り返しなど実験方法についてはオーソライズが可能である。

ただし、今後、板壁やその他の構造要素の追加実験を行って設計用復元力特性に追加して欲しいとの要望があり、追加実験を是非、実施したいが、平成 25 年 4 月以降は委員会が存在していな

いので、公的な位置づけには疑問が残る。また、どのような組織でどのようにオーソライズされるかは、未定である。

4-4. 柱脚非固定の場合の、移動量の計算方法（大橋委員）

- ①繰り返しの振動により移動が累加していくことをどのように取り込んでいるかが不明。
- ②柱の軸力変動や偏心の影響が考慮されていないなど、検討が不十分。
- ③また、時刻歴計算や、実験結果との照合が十分に説明されていない。

（回答）

- ① 案手法は、応答スペクトル法に準拠しているため、応答スペクトル法の範囲内で「移動の累加」は加味されている。
- ② 提案手法は建築物の平均的滑動量を示すものであり、個々の柱の軸力変動を考慮していない。また、偏心の影響等を考慮するためには、その影響を定量的に把握する必要があり、3次元立体モデルにより検討する。当面は標準設計法に示されているのと同様に最大滑り量を20cm（偏心・柱の軸変動等すべてが含まれている）とする。
- ③ 実験結果との検証については、4-5の回答に示す。

4-5. 滑り量を限界耐力計算で出す方法（河合委員）

実大実験などと照合して経験的に係数を定めて滑り量の算出方法を作ろうとしているが

- ①基本的に柱の軸力変動の影響を考慮していない、
- ②建物全体のねじれ振動に伴う滑り量の増加が考慮されていない
- ③地震動の継続時間の影響もある

などの懸念がある。これらを考慮した様々なシミュレーション結果を概ね包含するような算出方法であることを確認する必要がある。

（回答）

- ・建築物全体として柱脚の滑りを近似的に計算する手法であるため、柱の軸力変動や上部構造体のねじれ振動を考慮していない。そのため、摩擦係数の標準的な値0.4に安全率0.9をかけて0.36とし、また1階床レベルに作用する加速度を1.2倍して、平均滑り量を計算する。
- ・このように計算した結果は、実大振動台実験や柱の軸力変動や上部構造体のねじれ振動を考慮した3次元立体モデルによる時刻歴応答解析の結果に概ね合致する。また、滑りの減衰に関する解析パラメータ β を0.25として、滑り量を大きめに計算するように安全側の値としている。以下に、提案した計算法を実験結果に基づいて検証している。
- ・建物全体のねじれ振動では、柱脚の滑りが必ずしも増加するものではないが、構面剛性の差、負担重量の差、偏心率によって、上で得られた平均滑り量を割り増すこととしている。割り増し率等については、詳細な解析を行って検討する。
- ・地震動の継続時間について、本計算法の検証にあたって、3-14の回答でも述べたとおり、主要動の継続時間が長く柱脚の滑りにとって不利とされるBCJ-L2波も入力波のひとつとして用いている。その上で摩擦係数、解析パラメータ β を低めに設定しており、基準法で想定している範囲の地震動に対しては、安全側の評価となっている。

柱脚の滑りを考慮した近似計算の検証

伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会では伝統構法あるいは伝統的構法建築物の設計法を構築することを目的として実験検証部会を中心に2011年1月および2012年9月の2回

にわたって、独立行政法人防災科学技術研究所との共同研究として、柱脚の滑り挙動を含む実大模型実験を実施した。前節の滑りを考慮した近似計算はこの委員会活動の一環として作成検討され、実験結果との照合を行っている。本節では、提案した計算法を、実験結果に基づいて検証する。

ディフェンス震動台実験の概要

2011 年および 2012 年に実施された伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会による伝統木造建築の E ディフェンス実大実験モデルは平屋 2 棟 (No.1、No.2) および総 2 階建て 2 棟 (No.3、No.4) および部分 2 階建て 2 棟 (No.5、No.6) の 6 棟が製作されたが、ここではとくに柱脚の滑りを扱った、No.4 と No.5、6 を取り上げる。表 1 に試験体概要をまとめる。

表 1 E ディフェンス試験体概要

No.4 試験体 (2011 年 1 月)



No.5、No.6 試験体 (2012 年 9 月)



面積	平面寸法 : 10.92×7.28m 面積 : 1 階 79.5m ² 2 階 79.5m ² 延床 159.0m ²
階高	1 階 2880mm 2 階 2550mm (軒の高さ 5980mm)
軸組	天然乾燥材 柱 : 杉 150mm 角及び 120mm 角 梁 : 杉 120×240mm、120×300mm 他
床	杉板貼り (厚み 30mm)
耐力壁	伝統的な湿式土塗り壁
接合部	柱-横架材、横架材-横架材の接合部は、伝統的な仕口や継手仕様
基礎形式	足固め仕様による石場建て構法
屋根	日本瓦葺き
面積	平面寸法 : 11.83×7.28m 面積 : 1 階 86.12m ² 2 階 46.37m ² 延床 132.49m ²
階高	1 階 3620mm 2 階 2400mm (軒の高さ 7760mm)
軸組	天然乾燥材 柱 : 檜 210mm 角及び 120mm 角 (背割れ有) 梁 : 杉 120×240mm、120×300mm 他
床	杉板貼り (厚み 30mm)
耐力壁	土壁 (壁厚全面壁 60mm、垂壁・腰壁 50mm)
接合部	柱-横架材、横架材-横架材の接合部は、伝統的な仕口や継手仕様
基礎形式	試験体 No.5=石場建て 試験体 No.6=石場建て (地長押仕様)
屋根	日本瓦葺き (ガイドライン工法)

No.4 試験体は総 2 階建てで、水平構面の変形や偏心によるねじれ振動による応答への影響などを把握するとともに 1 階と 2 階との耐力バランスなどが大地震時の挙動に及ぼす影響を検証するための 2 階建て試験体 2 棟のひとつであり、柱脚固定の試験体 No.3 に対する石場建て (柱脚フリー) の試験体である。

No.5、6 試験体は部分 2 階建てで、2 棟とも建築物と基礎とを緊結しない「石場建て仕様」であるが、No.5 は柱脚フリー、No.6 は地長押を用いて柱同士をつないでいる。これは、石場建ての場合、地震時に柱脚がばらばらに移動して柱脚間が広がり、建築物に大きな損傷が生じることが懸念されることから、柱脚のばらばらに移動や柱脚間の広がりを拘束するために、地長押を柱脚部に設けて、このような効果を検証する。なお、No.6 については、地長押を介して架台に固定する、あるいは固定しないことによって、柱脚部を拘束しない、拘束する条件下での比較検証も行われた。

震動台入力地震動は、2011 年、2012 年とも①振動特性評価用波形 : White noise 25Gal 振動台 X 方向+Y 方向、②稀な地震動として、人工地震波 BCJ-L1 (第 2 種地盤用で稀地震用にレベル調

整したもの)、③極めて稀な地震動として人工地震波 BCJ-L2 (第2種地盤用に調整したもの)、④巨大な地震動として JMA 神戸(3方向加振)波である。

実験データを用いた滑りに関する減衰パラメータ β の評価

2012 年度振動台実験 No.5 および No.6 試験体計測データを用いて、滑りに関する減衰パラメータ β を再評価する。滑りに関する実験結果を表 2 にまとめる。ここで、摩擦係数は最大滑りせん断力から計算している。表 2 によれば、

- ・短辺加振で平均 3cm、長辺加振で 8cm の滑りであった。しかし、2 日目の短辺加振では荒壁補強が施されて耐力が増大したためか、滑り量が 9cm と増大している。
- ・神戸加振(短辺方向に NS 入力)では平均滑りが 6cm 程度と L2 加振より小さくなった。
- ・通り毎の最大値と平均値の比は、短辺方向加振で約 2 長辺方向加振で約 1.1 と両者の差が顕著である。これは部分 2 階の影響でとくに短辺方向に通り合計軸力の差が大きいためと思われる。
- ・基礎に作用する最大応答せん断力から摩擦係数を計算すると 0.5~0.56 の値となった。

表 2. 滑りに関する実験結果(滑り mm)

実験番号 07 L2 短辺加振 No.5 試験体					
通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	34	18	14	13	
負	-78	-44	-9	-18	
最大	78	44	14	18	
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	39	2.0	0.4	0.52	

実験番号 07 L2 短辺加振 No.6 試験体					
通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	23	7	4	4	
負	-59	-35	-7	-2	
最大	59	35	7	4	
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	26	2.2	0.2	0.53	

実験番号 09 L2 長辺加振 No.5 試験体				
通り	S01	S02	S06	S09
正	22	6	10	23
負	-84	-69	-93	-106
最大	84	69	93	106
	平均	最大変動	最小変動	μ
	88	1.2	0.8	0.56

実験番号 09 L2 長辺加振 No.6 試験体				
通り	S01	S02	S06	S09
正	1	1	1	5
負	-71	-72	-78	-82
最大	71	72	78	82
	平均	最大変動	最小変動	μ
	76	1.1	0.9	0.50

実験番号 11 L2 短辺加振 No.5 試験体					
通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	36	29	12	9	68
負	-119	-93	-75	-60	-86
最大	119	93	75	60	86
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	86	1.4	0.7	0.52	

実験番号 11 L2 短辺加振 No.6 試験体					
通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	基礎固定				
負					
最大					
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	基礎固定				

実験番号 13 神戸加振 No.5 試験体					
通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	0	31	14	18	114
負	-115	-57	-10	-14	-88
最大	115	57	14	18	114
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	64	1.8	0.2	0.50	

実験番号 13 神戸加振 No.6 試験体					
通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	18	24	25	61	127
負	-65	-18	-2	-2	-51
最大	65	24	25	61	127
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	60	2.1	0.4	0.52	

近似計算で用いる、滑りによる減衰パラメータ β の評価のため、各実験ケースごとに、滑りの発生の顕著な 1 サイクル(約 1.5 秒程度)のせん断力と滑り変形の履歴ループを図 1~4 に示す。 $\beta=1$ に対応する矩形に対する滑りの履歴面積を図に併せて示す。

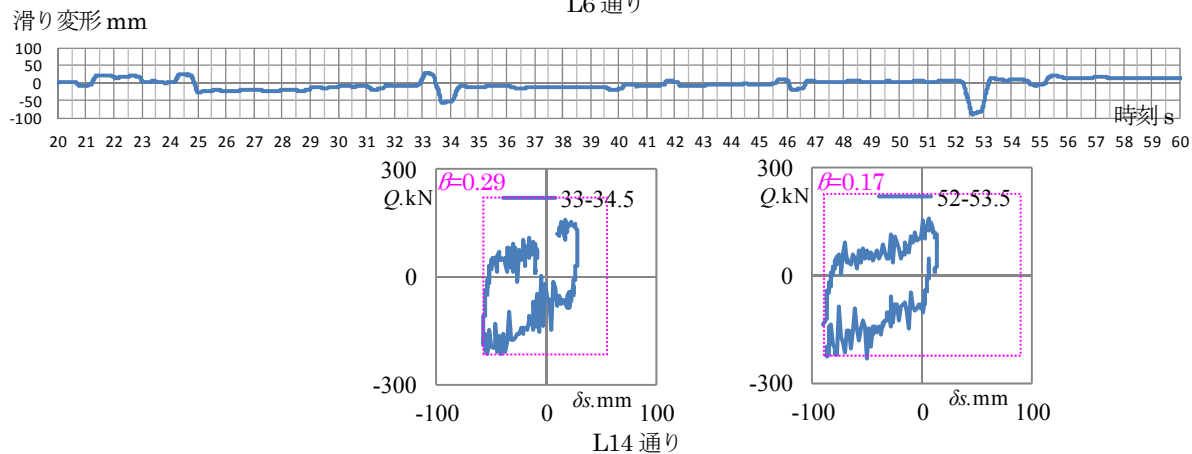
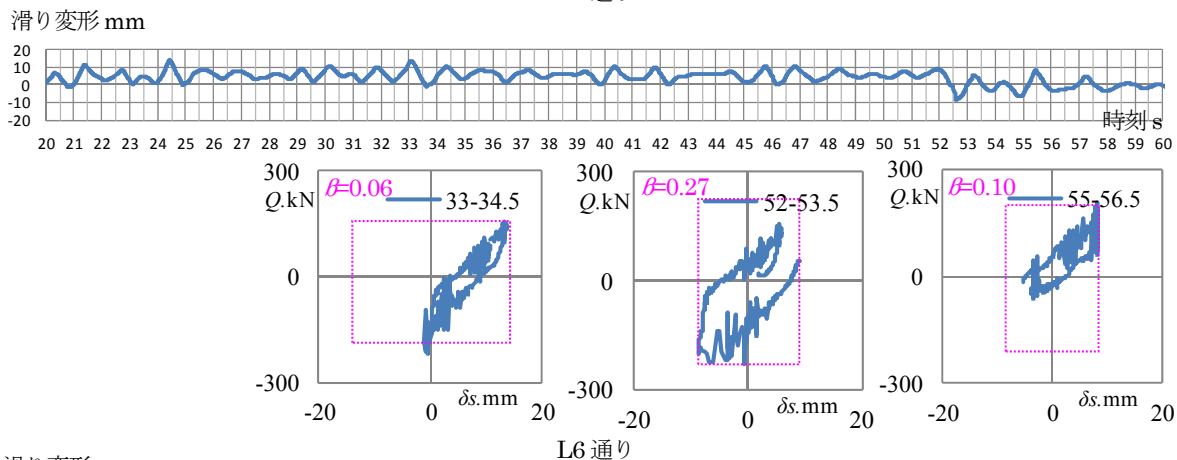
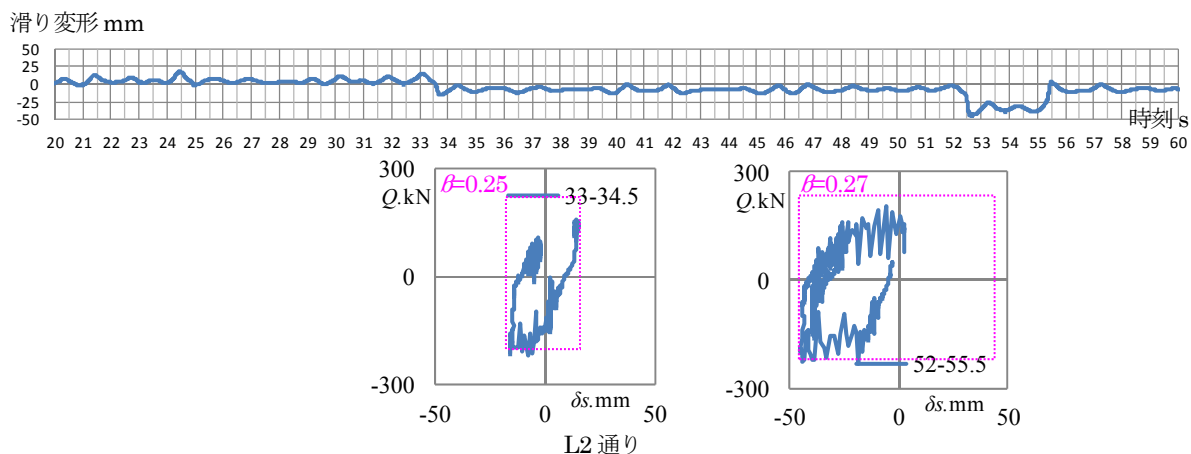
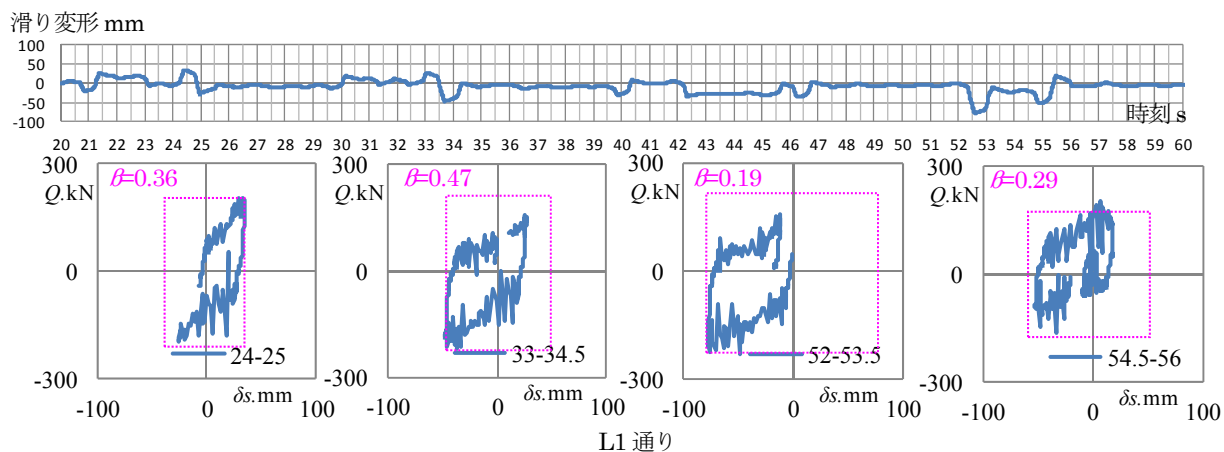


図1 滑りデータ：実験番号 07 L2 短辺加振 No.5 試験体

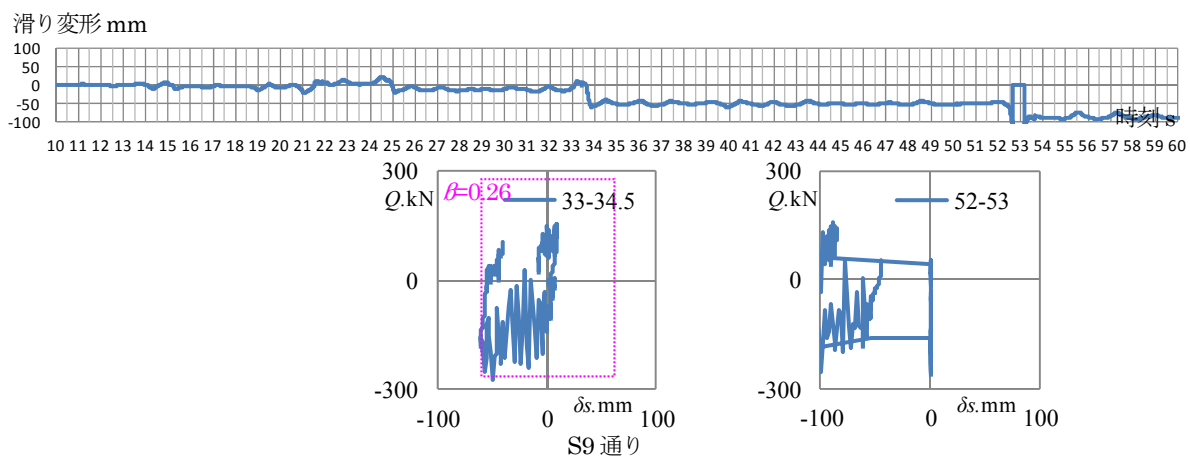
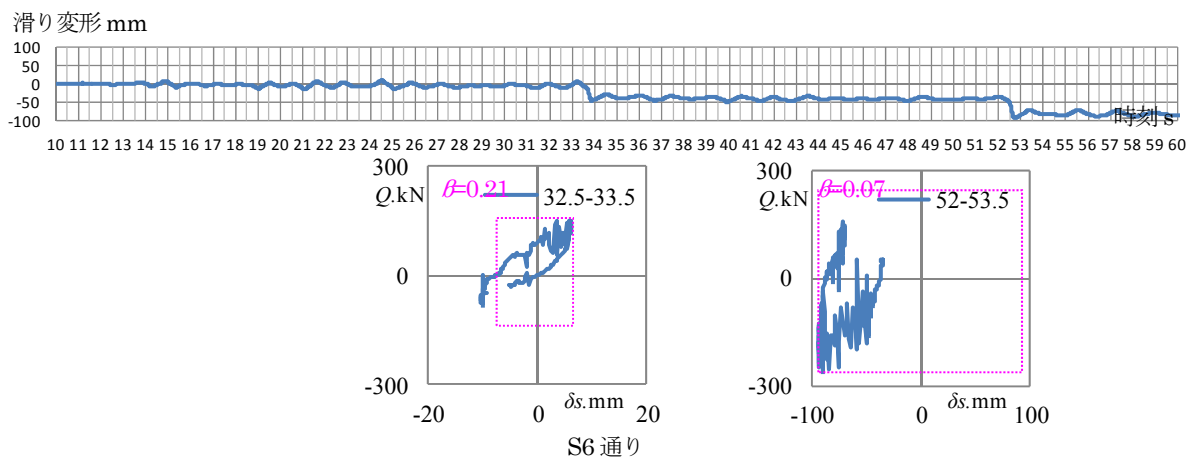
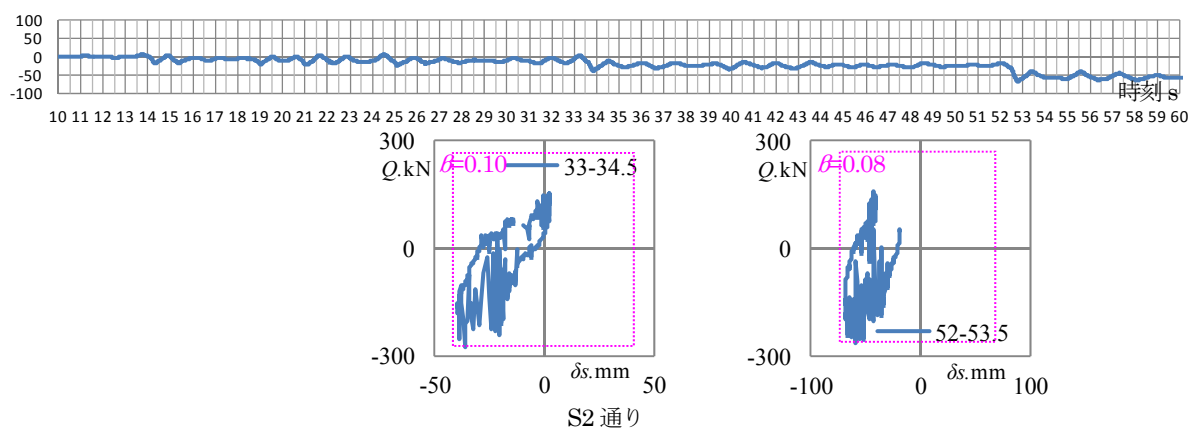
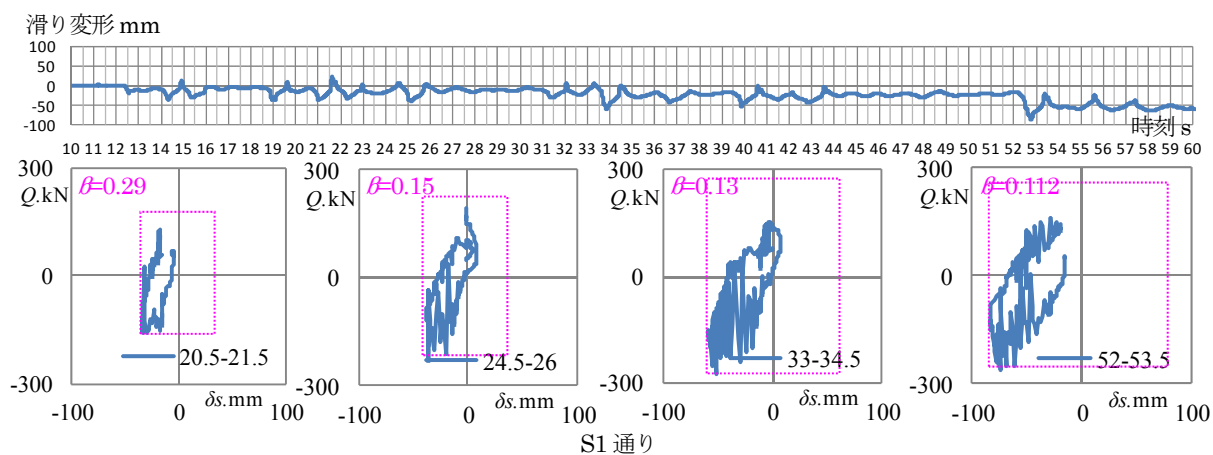


図2 滑りデータ：実験番号09 L2 長辺加振 No.5 試験体

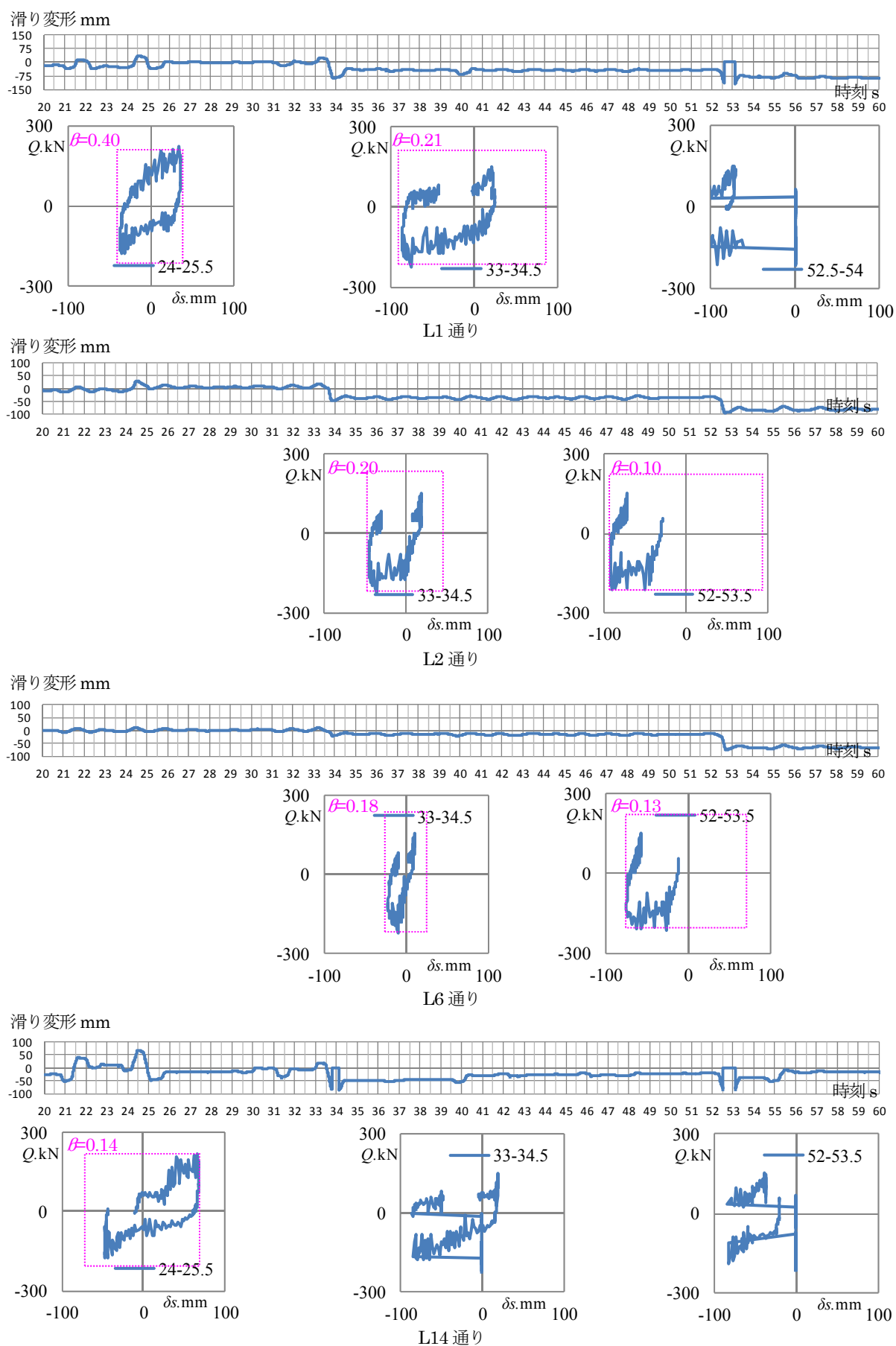


図3 滑りデータ：実験番号 11 L2 短辺加振 No.5 試験体

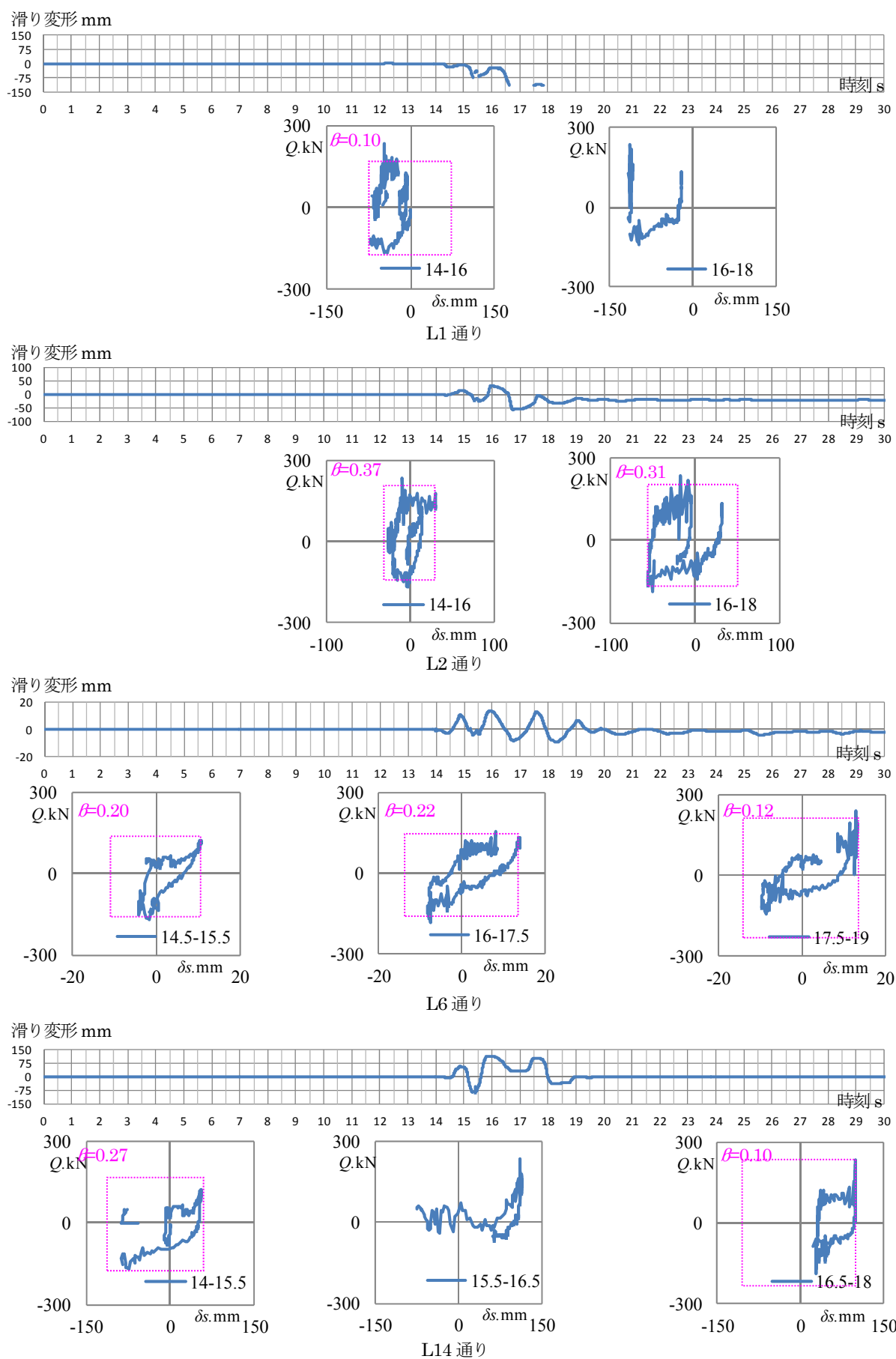
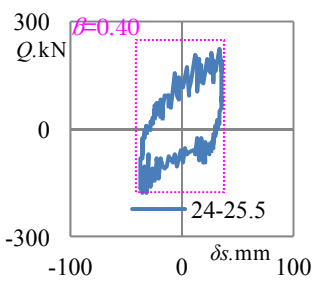
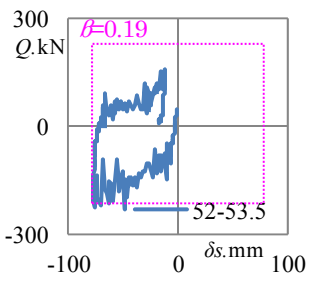
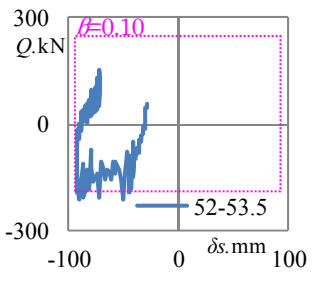


図4 滑りデータ：実験番号 13 KOBE 加振 No.5 試験体

以上によれば、滑り挙動によって β はおおよそ表3ように分類される。すなわち、滑りの減衰を表すパラメータ β は柱脚の滑り方によって支配され、正負方向に同程度の振動を示す場合の β は0.4と大きく、一方方向に段階的に滑りが進行する場合の β は0.1程度に留まる。両者の平均をとることの意味はないが、概括的な評価ということであれば、 $(0.4+0.1)/2=0.25$ とする。

表3 滑りの減衰を表すパラメータ β

両側方向で 正負振動を示すもの	片側方向で 正負振動を示すもの	一方方向に段階的に 滑りが蓄積されるもの
$\beta=0.4$ 程度	$\beta=0.2$ 程度	$\beta=0.1$ 程度
		

滑りを考慮した近似計算と実験結果との対応

No. 4 実験結果

2011年1月にEディフェンスで実施された試験体No.4(総2階建て)に対する滑りを考慮した近似計算結果を実験結果と比較して表1にまとめる。震動台入力は告示極稀地震動スペクトルに適合させた模擬波であるので、近似計算は、告示スペクトルを用いている。摩擦係数は建築物耐力を考慮して長辺方向 $\mu=0.4$ 、短辺方向 $\mu=0.38$ とし、滑りの減衰に関するパラメータは $\beta=0.4$ としている。 β の設定については検討の余地が残されるが、表4にまとめられるように、実験結果の平均データは、 $\beta=0.4$ の滑りを考慮した近似計算結果と上部建築物の変形、滑り量ともほぼ良好に対応している。等価1質点近似の近似計算で与えられる応答値は代表的な平均値であるため実験の最大値はフォロー出来ない。上部建築物応答と同様に、滑り量も大きく変動するので、設計にはこの変動を評価する工夫が必要である

表4 No.4 実験結果と近似計算結果の比較

		実験結果			限界耐力計算		
方向	階	変形角		滑り cm	変形角		滑り cm
		平均	最大		固定	滑り	
長辺	2	1/40	1/33	平均 3.4	1/95	1/60	5.8
	1	1/35	1/24	最大 4.8	1/20	1/34	
短辺	2	1/48	1/39	平均 6.0	1/92	1/56	6.0
	1	1/33	1/15	最大 10.0	1/19	1/32	

No.4 試験体の長辺方向の計算について、滑り減衰パラメータ β が滑り応答に与える影響は図5のようにまとめられる。 β が小さくなると、全体減衰が小さくなって、滑り応答が大きくなる様子が示されている。

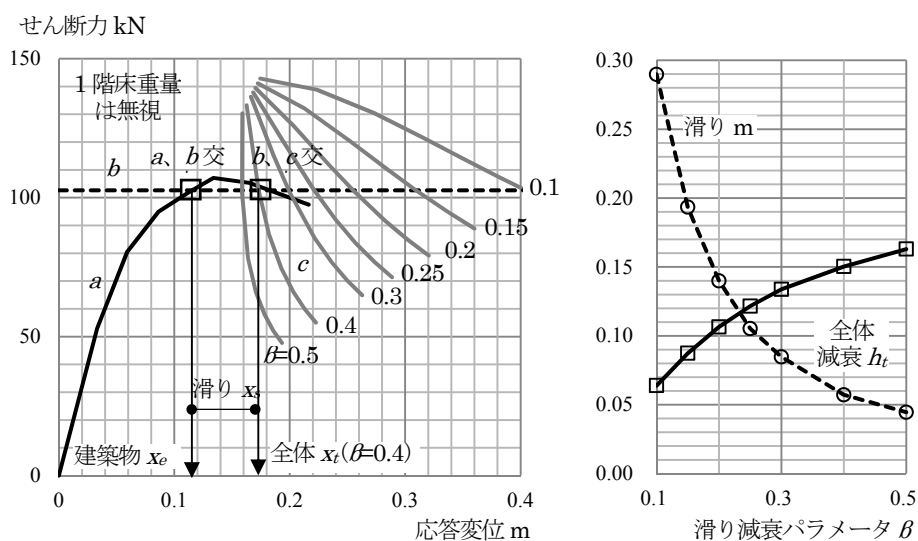


図5 β の影響(No.4 試験体長辺方向)

No.5、6 実験結果

実験データの検討から以下の条件で滑りを考慮した近似計算を行う。

- ・ 上部建築物耐力は事前解析モデルを2～7割増大させ、 $P\Delta$ の影響を考慮する。
- ・ 摩擦係数は $\mu=0.5$ とする。静摩擦・動摩擦の区別は行わない。
- ・ 滑りによる減衰評価は $\beta=0.25$ を採用する。
- ・ 滑り減衰を考慮することから、上部減衰は0.05と履歴減衰を加算するのではなく、どちらか大きい方を採用する。
- ・ 基礎に作用するせん断力の算定では1階質量に作用するL2加振とKOBE加振で共通に加速度を0.4Gとする。
- ・ 地震動は、L2は告示スペクトル(第2種地盤)、KOBEは1995JMA神戸NS成分とした。
- ・ 上部構造の応答計算は、各ステップ毎に、2階変形と等価剛性が整合するように、繰り返して固有値計算を行い、固有モードから2階変形を計算する方法を用いた。
- ・ 階高は1階2578mm、2階2143mmとする。(ただしKOBE加振では1階1995mm、2階2400mm)

図6に近似計算グラフを、表5に計算結果をまとめる。表5によれば、

- ・ 復元力特性および摩擦係数の見直しにより、上部構造については、事前解析に比べて事後解析が実験結果と良く対応するようになった。滑り量は滑り減衰を小さく評価する事後解析は概して大きな滑りを与える。L2長辺で滑りが逆転しているのは、上部応答が小さくその分滑り分が大きくなるためである。
- ・ L2短辺加振No.5試験体では、実験番号07および11とも1階1/22、2階1/46～1/50であり、近似計算結果も1階1/21、2階1/41と良好に対応している。滑り量は、実験番号07と11で異なり、07で4cm弱、11では9cmである。07と11の間に荒壁パネルによる補強が追加されているためかもしれないが、上部応答が変化しないのは説明できない。なお、近似計算による滑りは9cmであった。
- ・ L2長辺加振No.5試験体では、1階1/19、2階1/27であり、計算結果も1階1/18、2階1/22とほぼ対応している。滑り量は実験8.8cm弱に比べて計算では5.5cmとやや小さい。
- ・ KOBE加振No.5試験体では、1階1/18、2階1/39程度に対して、計算結果は1階1/20、2階1/40と良好に対応している。しかし滑り量は実験6cm前後に比べて計算では16cmとかなり大きく

なっている。入力の変位スペクトルでは $L2 < KOBE$ となるので、 $KOBE$ の滑りが小さいのは説明が難しい。

表 2 の実験結果からも明らかなように、滑り量は構面毎に変動幅があり、平均値に比べて最大 2.2 倍の増大を示す構面もある。滑り量の変動要因としては、摩擦係数、柱脚荷重、偏心などいくつか考えられるが、近似計算のような等価 1 質点モデルで扱うことは出来ない。そこで、詳細設計法では上下限をおさえるという設計的な観点からこれら変動をまとめて、摩擦係数の減少($0.4 \rightarrow 0.36$)と基礎加速度の増大($0.4G \rightarrow 0.48G$)によって滑り量の最大値を評価している。表 5 の計算結果には、これら設計的な扱いの結果を参考までにあわせて示している。 $\mu=0.4 \rightarrow 0.36$ かつ基礎加速度 $0.4G \rightarrow 0.48G$ とすると滑り量は 1 割程度増大する。なお、 $\mu=0.5 \rightarrow 0.4$ で滑り量が大きく増大するのは、建築物変形が小さくなって、全変形に占める滑り変形が大きくなるためである。

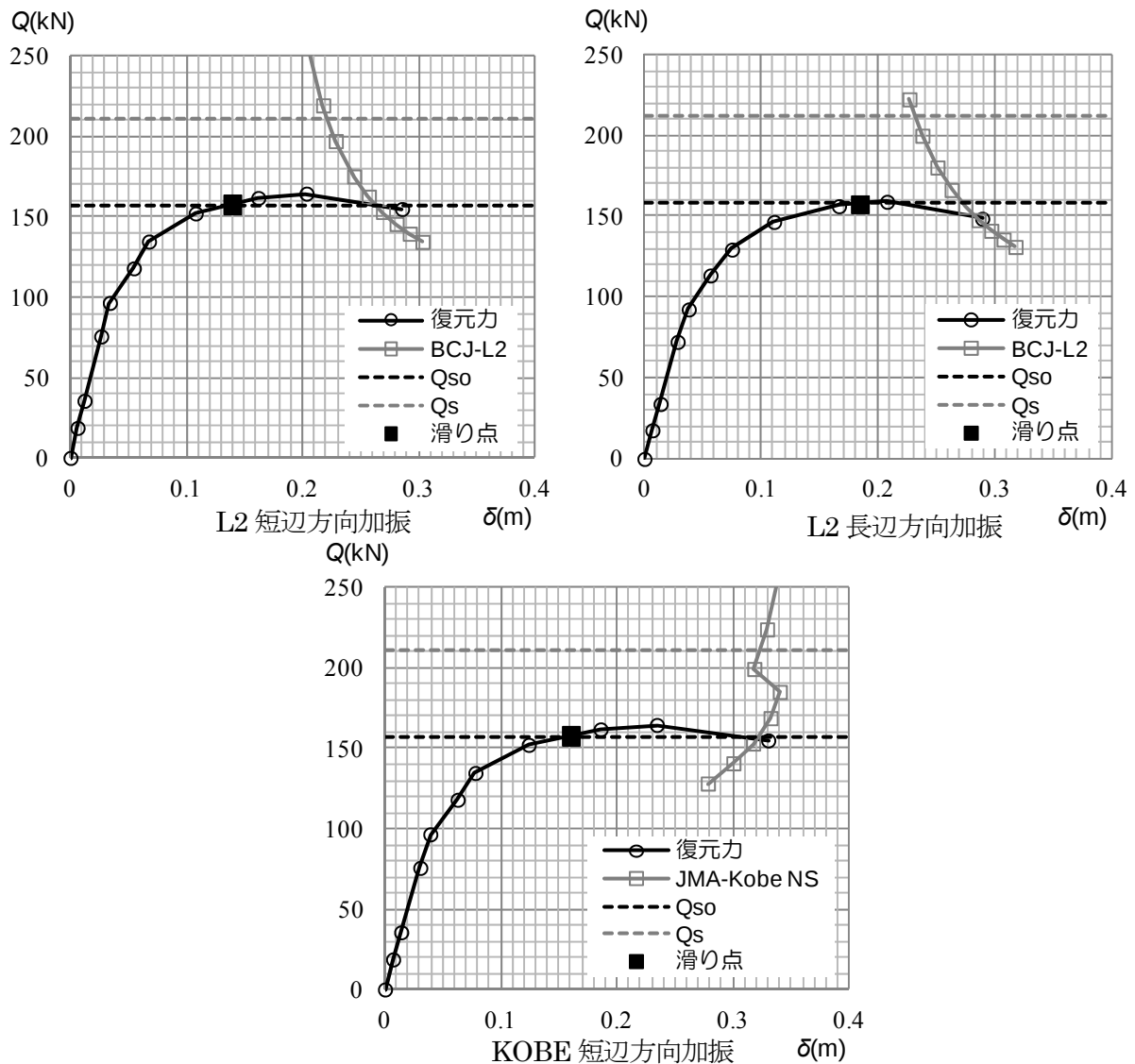


図 6 近似計算 ($\mu=0.5$, $\beta=0.25$)

表 5 近似計算結果

L2 短辺加振 短辺方向応答

	内容				平均滑り cm	1 階変形	2 階変形
実験結果	実験番号 07	L2	短辺加振	No.5	3.9	1/22	1/50
				No.6	2.6	1/22	1/45
	実験番号 11			No.5	8.6	1/22	1/46
				No.6	固定	1/21	1/52
事前解析		μ =0.4	β =0.5	基礎 0.4G	4.3	1/34	1/26
事後解析		μ =0.5	β =0.25		9.0	1/21	1/41
		μ =0.4			16.5	1/58	1/112
		μ =0.36			18.5	1/85	1/164
				基礎 0.48G	18.5	1/99	1/191

L2 長辺加振 長辺方向応答

	内容				平均滑り cm	1 階変形	2 階変形
実験結果	実験番号 09	L2	長辺加振	No.5	8.8	1/19	1/27
				No.6	7.6	1/21	1/23
事前解析		μ =0.4	β =0.5	基礎 0.4G	6.3	1/51	1/53
事後解析		μ =0.5	β =0.25		5.5	1/18	1/22
		μ =0.4			16.0	1/58	1/71
		μ =0.36			17.9	1/78	1/96
					基礎 0.48G	18.0	1/95

KOBE 加振 短辺方向応答

	内容				平均滑り cm	1 階変形	2 階変形
実験結果	実験番号 13	KOBE	3 方向加振	No.5	6.4	1/18	1/39
				No.6	6.0	1/29	1/34
事前解析		$\mu=0.4$	$\beta=0.5$	基礎 0.4G	10.1	1/33	1/26
事後解析		$\mu=0.5$	$\beta=0.25$		15.8	1/20	1/40
		$\mu=0.4$			25.0	1/58	1/113
		$\mu=0.36$			26.0	1/85	1/164
				基礎 0.48G	26.8	1/100	1/194

以上のように、滑りを考慮した近似計算は、摩擦係数や滑り減衰に関するパラメータなどの設定に十分な検討が必要とされるが、これは上部構造パラメータと同様であり、設計的な考え方からすると、上下限が抑えられればよい。実験結果との比較から、滑りを考慮した近似計算結果と上部建築物の変形、滑り量ともほぼ良好に対応していることから提案手法の実用的な可能性は高いと思われる。

4-6. 滑り量の構面ごとの差（河合委員）

柱脚の滑り量については、構面ごとに滑り量が異なり、1 階床の仕様や床開口、鉛直構面の剛性・耐力の（負担する地震力に対する割合の）差などによってはその差が大きくなる場合が考えられる。こうした場所により異なる滑り量を、ゾーニングや構面ごとの検討によって算出する必要がある場合が出てくるのではないかと考えられる。

(回答)

1階の床開口については、3-15. で述べた通りである。

1階床の仕様、鉛直構面の剛性・耐力の差によって柱脚の滑り量は構面ごとに滑り量が異なるが、検討7 柱脚の滑りに関する検討(5. 三次元立体モデルを用いた時刻歴応答解析による柱脚の滑りの検討、6. 個別要素法を用いた3次元立体モデルによる時刻歴応答解析による柱脚の滑りの検討)では、各構面の柱脚の滑り量について検討している。

検討7. 5では、立体フレームモデル三次元モデルによる時刻歴応答解析により、まず、平屋モデル(試験体 No.1、No.2)を対象に各鉛直構面の耐力を変化させ(偏心率 0、0.16、0.32、0.43と変えて)、床水平構面の剛性は剛床、半剛床、柔床の3種類について、極めて稀に発生する地震動(第2種地盤、6波)に対して解析した結果、床構面の剛性が高くなる程、各構面の最大滑り量が均一化する傾向にあるが、最大滑り量は摩擦係数 0.3 で 20cm、摩擦係数 0.4 で 12cm、摩擦係数 0.5 で 6cm となっている。摩擦係数 0.35 で、地震動の種類、床剛性による変動および各構面の耐力により差異があるが、最大滑り量は 16cm となっている。

次に検討7. 6では、個別要素法を用いた3次元立体モデルによる時刻歴応答解析により試験体 No.4 を対象にして、摩擦係数を 0.3~0.5 (0.05 刻み)に変動させて解析を行った結果、BCJ L2 入力で、柱脚の滑り量は摩擦係数が 0.3 の場合、20cm を超えるケースがあるが、摩擦係数が 0.35 以上では 20cm 以下に収まっている。

試験体 No. 4 を対象にし、各通りの動摩擦係数を 0.3~0.5 に変化させた場合、柱脚の最大滑り量は極めて稀に発生する地震動では、タイプ C で L1 通りでは約 24cm、それ以外では 20cm 以下に収まっている。巨大地震動に相当する JMA Kobe で最大 32cm 程度である。

試験体 No. 5 を対象にして、床のせん断耐力を 0. 倍~1 倍 (0. 25 刻み)に変動させて場合、柱脚の滑り量は、剛床の場合には最大 30cm となるが、床の耐力が標準やそれより小さい場合には最大 20cm に収まっている。

以上のように、平屋、総2階建て、部分2階立てを対象にした3次元立体モデルによる時刻歴応答解析から、限られたケースであるが、極めて稀に発生する地震動レベルでは、柱脚の最大滑り量は、摩擦係数 0. 35 以上、標準(半剛床)や柔床では 20cm に収まっている。

4-7. 2階床の仕様と吹き抜けの制限(河合委員)

柱脚が滑らない場合でも2階床の仕様や吹き抜けの大きさなど、2階床に必要な性能については、標準試験法と同様、精査が必要と思われる。さらに滑りを許容する場合には、鉛直構面ごとに滑り量が異なる場合があり、水平構面の必要性能がより複雑になると思われる。

仕様によって制限を加えることに限界があるならば、水平構面の変形を考慮して解く方法があっても良いと思われる。

(回答)

床の開口制限については、現行の法規定では全く欠落しており、4号建築物の場合は剛床仮定のために、大きな吹き抜けがある場合は、その影響が耐震性能に大きな影響を及ぼす場合がある。本設計法では、開口制限を設けているが、この規定の妥当性については3-15の回答で示したように引き続き3次元立体モデルにより検討を行う。

試験体 No. 5 の吹き抜けの開口長さはこの部分の全幅の 40%強である。実験結果ではこの部分の水平構面の変形は非常に小さい。事後解析において吹き抜けがない場合の検討を行っているが、ほとんど応答に変化がない。吹き抜け周りの試験体に損傷は見られず、解体後の調査でも損傷でも接合部等に損傷は見られない。また床面の開口率的な考え方に基づいて床面剛性を検討した結果では開口の長さを 40%程度以下に収める必要がある。ゾーン分けは大きな吹き抜けがある場合にも対応

が可能である。(検討5)

4-8. ゾーン分け(河合委員)

部分2階建ての場合などにゾーン分けの考え方が示されているが、ゾーン分けは応力負担割合の想定など、個々の設計では妥当性を判断が可能でも、一般的なルール化が難しい。また、ゾーン分けが必要とされるのは、どのような場合かが明確ではない。部分2階建てと平面形が細長い場合の2つが述べられているが十分か。鉛直構面の剛性・耐力(の負担する地震力に対する割合)が異なる場合、2階床に大きな吹き抜けがある場合など他のケースも考えられると思われる。

(回答)

- ・一般の建築物では、大きな吹き抜け等のために剛床仮定が成立しない場合や平面形が整形でない場合に用いられている手法である。建築物全体・各ゾーンでクライテリアを満足すれば必要な耐震性能が得られることになる。
- ・ゾーニングを合理的に行うためには、適用条件の設定が必要である。
本設計法では、ゾーニングの適用は次の4つのケースに限定してゾーン分けすることとしたい。
 - 1) 部分2階建ての場合(下屋部分と2階建て部分のゾーン分け)
 - 2) 大きな吹き抜けがある場合(吹き抜けの両側でゾーン分け)
 - 3) 平面形が不整形な場合
 - 4) 平面形が極端に細長い場合
- ・ゾーニングの具体的な方法を詳細に設定する必要がある。
特に3)の平面形が不整形な場合については、具体的なゾーニングの方法を提示し、近似応答計算および時刻歴解析によりゾーン分けが合理的に行われていることを検証しておいた方がよい。
- ・ゾーニングにおけるせん断力の負担割合は多少安全側に設定する必要がある。

4-9. 偏心率(河合委員)

偏心率と水平構面による補正について、設計資料も示されているが、一般に水平構面剛性が小さいと直交壁のねじれ剛性に及ぼす寄与が減少し、見かけ上のねじれ変形が増大する。その点が、考慮されているならば良いが、明瞭に読み取れなかったので、もし考慮されていないのであればさらなる検討を要すると思われる。

(回答)

前述した河合委員の解析結果で、偏心率が0.3を超えるケース(ケース4およびケース8)があるが、この場合の応答変位で各鉛直構面の最大値の平均と最大応答になる鉛直構面の最大変位の比較をすると、最大応答変位は平均値の1.46倍(柱脚固定の場合は1.66倍)で、設計法で提示している偏心率の変位増大率1.7程度(偏心率0.3の場合)よりかなり小さくなっており、設計法での提案式は十分安全側の評価になっていると言える。

検討5 水平構面の剛性と偏心に関する検討(3. 偏心率と床面剛性が鉛直構面の変形増大に及ぼす影響)では、直交方向の応答連成を考慮した3次元立体モデルによる時刻歴応答解析を行っており、「見かけ上のねじれ変形」については、床剛性が大きくなれば回転応答の増加により、床剛性が小さくなれば床構面のせん断変形の増加により、評価されている。これらの解析結果を通して、ねじれ振動による応答の補正について検討を行っているが、解析結果には1割程度の応答のばらつきが生じるが、最大応答/代表変位応答が、偏心率が0.15以下では、このばらつき程度の範囲内にあり、ねじれによる変位の増幅については、偏心率が0.15以下では補正の必要は無いとし、0.15を超える場合について補正を行うことを提案している。

4-10. 「存在応力の算定法」「各部の設計法」がない（大橋委員）

- ・設計法（案）には、躯体の層としての設計法が記述されているのみ。伝統的構法は、各部構法の設計が重要であるが、各部の「存在応力の算定法」が記述されていない。これがないと、接合部の検定などが行えない。その意味では、まだ、設計法としての構成になっていないのではないか。

（回答）

各部の応力および検定方法は以下の通りに考えている。

- ・各部の設計について、小壁付柱の折損に対する検討方法、通し柱に対する検討方法、梁上耐力壁に対する梁の折損の留意点、石場建て柱脚の折損に対する検討方法など伝統的構法の特色である部分については本設計法の中で記述している。
- ・設計法としての構成としては上述のとおり、伝統的構法において特に留意する点、構造上の特色についての記載を中心にまとめている。横架材の曲げ検定等は既往の手法が定着しているため、詳述していないが検定の概要は示している。
- ・水平構面の検定については、3-5 の回答の中で記述している。

4-11. 柱脚移動する場合の上部構造の検定方法（大橋委員）

- ・4-10. で記載のように、そもそも「各部の応力算定法」が記述されていない。
- ・例えば、柱脚移動を可能にする場合の床構面の検定方法、あるいは、柱脚移動を可能にする場合の、各鉛直構面の耐力検定方法などの検定方法が定まっていない。
- ・また、柱脚の移動する場合に、構面の負担せん断力を割りますのか。割り増すとすれば、どのように割り増すのか、などが示されていない。

（回答）

上部構造の検定方法は、4-10で回答している。

- ・柱脚が滑ることによる上部構造への影響を防ぐために、標準と同様柱脚の仕様を規定している。たとえば1階水平構面は標準仕様としている。1階の床は、足固め以下の柱の変形が小さいために、鉛直構面間の滑り量の差が主として床の変形差となるが、滑り量の最大差を仮に10cmとしても、床の変形性能からは問題のない変形角にしかない。
- ・柱脚部分については、柱脚部の折損を防ぐための検討方法を示している。

4-12. 摩擦係数の取り方（河合委員）

柱脚の移動の判定では摩擦係数0.36を用いているが、摩擦係数のばらつきから見て十分に小さな値かどうか疑問が残る。

（回答）

検討7 柱脚の滑りに関する検討（2. 柱脚部の摩擦係数とバラツキに関する検討）で示されるように、実験結果から摩擦係数はおおよそ0.3～0.5程度でバラツキが大きい、動的実験での摩擦係数の平均値は0.4～0.46、静的実験での平均値は0.55であった。2010年度に実験結果で、No.1・No.2試験体では束の影響もあり、試験体全体としての見かけの摩擦係数は大きくなっているが、束のないNo.4試験体では0.4程度であり、事後解析でも上部構造の応答は摩擦係数0.4の場合が最もよく実験結果と合う結果となっている。2011年度までに行われた時刻歴解析による滑り量の検討では、摩擦係数は0.3～0.5で検討が行われているが、実際の建築物に近い試験体No.5では試験体全体の見かけの摩擦係数は0.4以上あり、入力加速度と柱脚が動き出すタイミングの関係でも0.4G以上

で動き出すことが確認されている。従って、実大振動台実験結果から建築物全体としての見かけの摩擦係数は 0.4 として問題ないと判断している。なお 2005 年度に行われた京町家の実験では、既存建築物では建築物の応答せん断力係数が 0.37 で建築物はほとんど動いていないが、新築は応答せん断力係数が 0.47 であり、こちらは柱脚が移動している。

建築物全体として柱脚の滑りの検討では、摩擦係数を 0.4 とすることは妥当と考えられる。ただし、滑り量の検討では、摩擦係数は安全率 0.9 をかけて 0.36 とする。

5. 第3回検討委員会での意見

5-1. 壁土・古材の設計法における扱いについて

岡田委員

- ・実験検証部会で壁土、材料部会で古材の特性について調査していたかと思うが、その成果は設計法のどこに反映されているのか。

後藤委員

- ・壁土については、設計法で土壁の標準仕様を規定している。例えば、圧縮強度が 0.5N/mm^2 以上と適応範囲を記している。

小松委員

- ・古材を規定する法律はないが、古材については強度の推定法に関する研究が進み、学術的なデータが出てきている。実際の現場において利用できると思う。

5-2. 壁土・古材の設計法における扱いについて

岡田委員

- ・土壁の標準仕様として圧縮強度 0.5N/mm^2 としているが、スサの入れ方などについても規定を設けるべきである。古材についても、本委員会でもなんらかの提案をするべきである。

鈴木委員長

- ・壁土については、材料試験を精力的に行っているが、圧縮強度を全国一律で決めるのは本意ではない。各地域で行っている材料実験結果を実験データベースに組み入れ、このデータを設計者に使用してもらうのが理想である。
- ・古材については、検討委員会・材料部会・古材WGでは、非破壊的に強度性能を検討するため応力波伝播速度を測定し、これと木材強度に関するデータベースを用いるシミュレーション法によりヤング係数の推定に関する研究を行っている。古材を利用する場合や既存の建築物を修復する場合には有用と考えられるので、このような手法の紹介をしたい。

5-3. 今後の課題について

石崎委員

- ・設計法として公に使うためには、現在提案されている事項について更なる議論が必要だと感じている。今後の課題を議論するなら、未検討の課題へのアプローチ以外にも現在提案されていることについて検討を深めることにも重きを置いて欲しい。

5-4. 設計法の図について

西澤委員

- ・設計法で用いられている図について、いくつかおかしい点が見られる。この絵が標準とわかってしまうため、気をつけて欲しい。

事務局

- ・慎重に図等を提示する。

5-5. 実大試験体の壁量について

大橋委員

- ・資料 3.3.9-3 では、標準設計法で提案している耐力評価を行った場合、壁量計算より求まる必要壁量より多くの壁量となると書かれているが、前回議事録では必要壁量を満足しないと書かれており、矛盾している。

(回答)

本設計法では、壁量計算では算定されない小壁や軸組系も評価しているが、壁量計算に従って壁量を算定すると壁量を満たしていないケースが多くなる。詳細は1－5の回答を参照。

5－6. 標準設計法の柱脚仕様 A～C について

石山委員

- ・標準設計法の柱脚仕様 A～C は、ひとつの建物で混用することは想定しているのか。

齋藤委員

- ・想定していない。

5－7. 標準設計法における地震地域係数・固有周期について

北村委員

- ・法における地震地域係数の扱いとは、せん断力に乘じることで建物の耐力を低減しているが、ここでは違った扱いとしている。どのような考え方としたのか。

齋藤委員

- ・追加検討資料 1 に示しているケーススタディを行った。

寺門委員

- ・加速度応答スペクトルを用いて、パラメータを階高・重量などとしたケーススタディを行った。

北村委員

- ・地震地域係数とは、建物のせん断力に乘じる係数である。入力である応答スペクトルに乘じてよいかは法律の解釈として別の議論となるのでは。

寺門委員

- ・地域係数は、現行の建築基準法の規定に基づいて応答スペクトルに乘じることで考慮した。

岡田委員

- ・同様の質問であるが、応答スペクトルを用いることで設計用 C_b を決定したと思うが、応答値が求めた応答スペクトルの領域は長周期部分ではないのか。安全限界変形角を層間変形角 $1/20\text{rad}$ とする場合、建物の固有周期が想定より長くなりすぎることを防ぐため、重量・剛性などの範囲を決めておく必要があるのでは。

(回答)

- ・追加検討 1 および 3－1 1 の回答を参照。

5－8. 標準設計法の柱脚の表記について

岡田委員

- ・標準設計法 p.26 に「弱軸方向で折れる」という表現がある。誤記ではないか。

(回答)

- ・表現を改める。なお、弱軸方向については追加実験による検討が必要であり、今後の検討課題とする。

岡田委員

- ・適応範囲を広げたいのは理解できるが、まずは確実にわかる範囲のみに絞らないといけないのでは。

(回答)

- ・適応範囲については明確にする。2－1 の回答を参照。

5－9. 設計法全体についての意見

石山委員

- ・標準設計法の柱脚仕様 A～C と名前を付ける必要はなく、設計フローに付け足す程度の扱いでよい。柱脚固定という表現は日本語としておかしい。法令で示されている限界耐力計算と同じ箇所は「法令と同じ」と表現し、伝統的木造建築物にとって重要な箇所だけ表記するのが良いのではないか。

(回答)

- ・柱脚固定の表現を改め、「柱脚の水平方向、上下方向とも移動を拘束する」に変更。

5－10．基礎・地盤・礎石について意見

佐久間委員

- ・標準設計法の基礎・地盤について、十分な検討がされていないと感じる。伝統的構法では、地盤支持力 20kN/m^2 ではなく 50kN/m^2 ぐらい必要ではないか。また、石場建てなので、礎石が地盤・基礎に対してどのように固定されているのかが重要であるが、標準設計法にはその記載がない。

(回答)

基礎と地盤が受ける応力について伝統的構法の建築物と在来構法の建築物で大きな違いがあるとは考えられないが、強いて違いを言うとするれば、伝統的構法は高倍率の耐力壁がある建築物に比べて短期で地中梁の曲げ応力が小さくなると考えられ、一方、在来工法に比べて建築物重量が重い傾向にあるため、軸力は大きめとなる。

以下に伝統的構法の住宅 30 事例の結果を示す。

表 30 事例による建築物重量と必要地耐力

事例番号	1 階床面積 (m^2)	建築物総重量 (kN)	建築物単位重量 (kN/m^2)	基礎 + 1 階LL (kN/m^2)	必要地耐力 (kN/m^2)
1	70.87	497.677	7.02	4.90	11.922
2	88.69	557.669	6.29	4.90	11.188
3	69.11	523.094	7.57	4.90	12.469
4	81.10	626.724	7.73	4.90	12.628
5	93.55	702.298	7.51	4.90	12.407
6	81.36	642.385	7.90	4.90	12.796
7	78.10	533.480	6.83	4.90	11.731
8	81.10	485.227	5.98	4.90	10.883
9	106.00	523.461	4.94	4.90	9.838
10	201.32	875.016	4.35	4.90	9.246
11	81.52	685.080	8.40	4.90	13.304
12	89.43	516.170	5.77	4.90	10.672
13	65.95	592.882	8.99	4.90	13.890
14	82.12	742.814	9.05	4.90	13.945
15	48.84	551.747	11.30	4.90	16.197
16	58.89	553.242	9.39	4.90	14.294
17	105.86	781.134	7.38	4.90	12.279
18	61.10	601.141	9.84	4.90	14.739
19	68.56	564.199	8.23	4.90	13.129
20	96.82	676.254	6.98	4.90	11.885
21	59.45	549.793	9.25	4.90	14.148
22	52.57	490.615	9.33	4.90	14.233
23	70.70	542.596	7.67	4.90	12.575
24	40.72	439.609	10.80	4.90	15.696
25	92.75	780.939	8.42	4.90	13.320
26	99.30	1152.567	11.61	4.90	16.507
27	89.85	784.150	8.73	4.90	13.627
28	57.14	431.871	7.56	4.90	12.458
29	137.05	659.930	4.82	4.90	9.715
30	97.02	653.514	6.74	4.90	11.636

最大	16.507
平均	12.779
標準偏差	1.799
極大 ($E + 3\sigma$)	18.177

注.

建物総重量は1階の積載荷重と基礎重量が考慮されていない。

E列(基礎+1階LL): 1階の積載荷重($1.3\text{kN}/\text{m}^2$)とベタ基礎の重量($3.6\text{kN}/\text{m}^2$)を追加して、必要地耐力を算定。

伝統的構法の住宅 30 事例では、 $20\text{kN}/\text{m}^2$ 以下に収まっている。標準設計法が仕様になっているベタ基礎の場合、 $20\text{kN}/\text{m}^2$ あれば十分である。

標準設計法は礎石が地盤に直接支持される状態を想定していない。鉄筋コンクリート等の基礎を設け、その上に礎石を設置することとしている。標準設計法の記述に礎石を地盤に支持させるような記述があるため改める。礎石と基礎の固定方法については、移動しないように留めつける、基礎に埋め込む等の柱脚の項で記述している。さらに、据え付けモルタルで礎石を基礎に固定するなどの規定を設けるよう改める。なお、施工上は、礎石のレベル調整が必要なことから据え付けモルタ

ルで貼り付けている。

5-1-1. 土壁の復元力特性について

大橋委員

- ・設計法部会でも質問したが、設計法で提案されている土壁の標準的な復元力特性は、安全率がまったく考慮されていない。このままでは設計に用いることが出来ないのではないか。

大橋委員

- ・耐力壁の壁倍率を評価する際には低減係数を設定するのが普通であるが、この復元力特性では評価されていないのではないか。

(回答)

- ・4-4の回答を参照。

5-1-2. 継手・仕口について

西澤委員

- ・ほぞの復元力特性として「長ほぞ」は示されているが、横架材では「雇いほぞ」しか示されていない。「雇いほぞ」以外の継手・仕口は今後示されるのか。

後藤委員

- ・継手・仕口は多くの種類があり、材種や寸法を考慮すると試験体数が非常に多くなるため、今回の実験では標準的な部材・寸法のみを実験し、その適応範囲を示した。今後、データを蓄積する予定である。

5-1-3. PΔ効果の取り扱いについて

北村委員

- ・PΔ効果について設計法ではせん断力の低減として評価しているが、建物が大変形領域に至ったとき、耐力が劣化しているため、せん断力で評価するより負勾配で検討したほうがよいのでは。

長瀬委員

- ・設計法においてどのようにPΔ効果を考慮したのか、もう少しまとめたい。

(回答)

- ・2-3の回答で述べたように、1/20rad時の復元力特性は大きく低下していない。

5-1-4. 限界変形角について

大橋委員

- ・損傷限界変形角を1/90radと設定しているが、土壁ではすでにひび割れが入っている変形角である。また、振動障害についても問題ないと資料に書かれているが、説明になっていない。安全限界変形角を1/20radとしていることに関しても、安定した履歴を確認した説明されているが、私は安定していないと思っている。すべてにおいて認識の違いを感じる。

(回答)

- ・2-3の回答を参照。

大橋委員

- ・標準設計法の構造要素とは、壁量計算の仕様規定と同じような位置づけかと思うが、それぞれの構造要素について明確な仕様規定が必要ではないか。現在の書き方のままでは定性的な表現が多く、いろいろ解釈できてしまう。

(回答)

- ・適応範囲については明確にする。2－1の回答を参照。

5－15．限界変形角について

北村委員

- ・この委員会では多くの実験を行ってきた。耐震要素が違えば、復元力特性も違うため、限界変形角を1つの値に決めるのは不合理だと感じる。耐震要素毎に限界変形角を設定するべきではないか。

鈴木委員長

- ・汎用設計法では、限界変形角をある変形角と定めていない。標準設計法、詳細設計法では混乱をさけるため、現行の限界耐力計算と同様な規定とした。もちろん、限界変形角を柔軟に設定できるようにしたい。

北村委員

- ・検討委員会では限界変形角を詳細に検討し、告示の際に調整すれば良いのではないか。

齋藤委員

- ・同感である。そもそも限界耐力計算とは性能規定型である。告示など法制化においては国土交通省と協議する。

5－16．設計法全体について

河合委員

- ・安全限界変形角を $1/20\text{rad}$ に設定した根拠について、検討資料にてパラスタの減衰定数をどのように設定したかを示しているが、計算の根拠が不明確である。
- ・標準設計法では、柱脚の最大すべり量を 200mm としているが、動摩擦係数を 0.4 に固定して計算しているようである。動摩擦係数とはバラツキが非常に大きい点を考慮出来ていないが大丈夫か。
- ・伝統的構法では、柱脚の滑りが生じない場合でも水平構面が大きく変形するため、更なる検討が必要である。・今回の提案ではゾーニングによって耐震性能を検討するとしているが、ゾーニングを詳細にルール化するのは大変難しい。
- ・ゾーニングする場合、柱脚の滑り量もゾーニングで検討した方が良いのでは。

(回答)

- ・安全限界変形角を $1/20\text{rad}$ に設定した根拠については、2－3の回答を参照。
- ・要素実験(4本柱)結果からは、動摩擦係数のバラツキは大きいですが、建築物の場合は柱本数が多く全体としての見かけの動摩擦係数のバラツキはそれほど大きくはなく、実大振動台実験結果から動摩擦係数 0.4 程度が確保できている。
- ・ゾーニングについては4－8で回答しているように、適用するケースを限定すればルール化は可能である。

5－17．汎用設計法における限界耐力計算の扱いについて

石山委員

- ・汎用設計法および詳細設計法に限界耐力計算が入っている表現となっているが、汎用設計法は時刻歴応答解析だけではないのか。

齋藤委員

- ・汎用設計法の基本は時刻歴応答解析であるが、詳細設計法の対象建築物で、高さ制限が規定を超える場合等に限定して限界耐力計算を使用できるとしている。

回答書への意見に対する再回答書

6 月 7 日にお送りした回答書に対する意見等の回答期限(6 月 17 日を 6 月 28 日に延長)までに佐久間委員、西澤委員、大橋委員から意見等をいただきました。それらの意見と回答を以下に記載します。

佐久間順三委員からの意見 (6 月 8 日)

礎石・基礎についての質問と意見

佐久間の稚拙な意見に対して丁寧にご検討頂きまして有難う御座います。追加修正して頂きました「標準設計法案」について、以下の質問と意見を加えさせて下さい。

10.2 石材の種類

- (1) 石材の種類は硬石、準硬石を用いることを原則とする。
 (2) 石材の種類は、吸水・透水性、強度、摩耗性、耐火性、耐候性、耐薬品性を考慮して選定する。

表 10.1

種類	圧縮強さ (kgf/c m ²) {N/c m ² }	参考値	
		吸水率 (%)	見掛比重 (g/c m ²)
硬石	500 {4903} 以上	5 未満	約 2.7~2.5
準硬石	500 {4903} 未満 100 {981} 以上	5 以上 15 未満	約 2.5~2
軟石	100 {981} 未満	15 以上	約 2 未満

実際の礎石材料を選定する時、石の圧縮強さをどのようにして確認すればよろしいのでしょうか。石材の種類が同じものでも、圧縮強さは石材ごとに異なっているように思います。いちいち石材ごとに圧縮試験を行うことは不可能だと思いますし、石材店に圧縮強さを証明しろというのも難しいように思います。

(回答)

石材の選定については、逐一、圧縮試験などを行うことは想定しておりません。ここでは、選定する条件を列挙しており、硬石及び準硬石を仕様として用いることとしています。選定について分かりにくさがあると思われたので、一般的な仕様として花崗岩及び安山岩を用いてよいことを書き加えることとします。

1 1. 基礎

11.2 仕様規定の地盤の支持力

- (1) 地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度が 20kN/m²以上とする。
 (2) 地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度は、地盤調査を行い H13 国交告 1113 号等に基づき算出することを原則とする。
 (3) 改良された地盤にあつては、改良後の許容応力度とする。

【解説】

仕様規定の想定している荷重は基礎に 15kN/m^2 の長期荷重がかかる想定としており、基礎の自重を含めると地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度が 20kN/m^2 以上必要となる。

建物重量と基礎自重の重量より算定した数値は、理解できますが、現実的に考えますと、地耐力 20kN/m^2 という地盤は、盛土程度であっても SS 試験では簡単に確認できるものです。木造住宅の様に軽い建物は、平気で盛土の上に建築している例が多く見受けられます。平時（長期荷重時）は問題ないのですが、大地震時には盛土は大きく変状し、上部構造に大きな被害を与えることとなります。特に、本工法の様な比較的柔な構造の建物にあっては、地盤の影響は大きいように思います。在来工法は適当に設計されているのに、本工法だけが厳しく規定されるのは如何かとも思いますが、折角、日本古来の伝統工法を継続していこうという素晴らしい企画なので、しっかり足元を設計しておくことが重要だろうと思います。そこで、比較的しっかりしている 50kN/m^2 の地盤程度（良好な地盤）を推奨するべきではないかと思います。

なお、近年問題となっている、「液状化」対策についても記述する必要があると思います。

（回答）

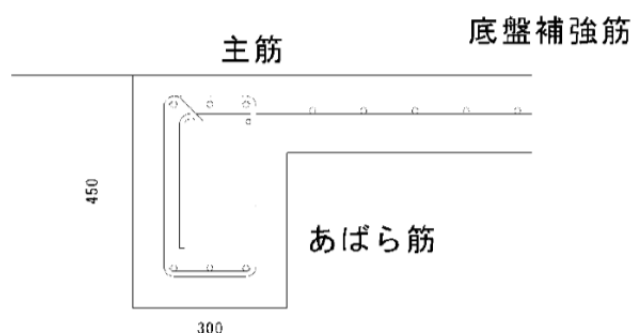
御指摘の通り、地盤変状が起こることは望ましくない状態であると考えられるので、地盤変状に対して、地盤の長期支持応力度を 50kN/m^2 以上とすることが望ましい旨の記載をします。

また、液状化については、地盤調査や自治体の液状化マップなどにより確認し、液状化が起こる場合は対策する旨を記載します。

11.3 仕様規定の基礎の使用

- (4) 基礎梁の成は 450mm 以上とし、幅は 300mm 以上と、基礎の底盤の厚さは 150mm 以上とすること。
- (5) 根入れの深さは、基礎の底部を雨水等の影響を受けるおそれのない密実で良好な地盤に達したものとした場合を除き、梁底部より 150mm 以上とし、かつ、凍結深度よりも深いものとする。その他凍上を防止するための有効な措置を講ずること。

「梁底部より 150mm 以上」と言うのは、下図の場合、梁底部より下に底盤が配置されるということでしょうか。その場合、地上部分は梁幅 300mm のみとなりますが、礎石の配置は問題ないでしょうか。柱が水平移動した場合、基礎梁幅 300mm を踏み外すことはないでしょうか。



因みに、能登半島地震の寺院本堂の柱の滑り状況の写真を添付します。本寺院は本堂直下に RC 造立ち上がりがありまして、運よく柱がそれに当たりストッパー的効果があつて、踏み外すことがありませんでした。



以上

(回答)

「梁底部より 150 mm 以上」と言うのは、梁底部より下に底盤が配置されるということではなく、根入れ部分が梁底部から上部にかけて 150 mm 以上必要であるということです。底盤の位置に対して、言及している内容ではありません。柱脚の落下については、柱脚底部から周囲の地盤、又は基礎天端までの高さを 100 mm 以下とする旨の規定を柱脚の項に設けています。したがって、礎石から、万一、脱落したとしても 100 mm 程度の落下高さとする事となっております。（図 1 参照）

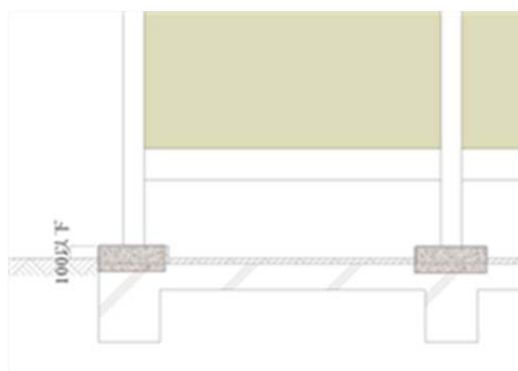


図 1 柱脚部の仕様

写真の能登半島地震の寺院本堂の柱の滑り状況については、鈴木、後藤等も調査しております。本堂の正面を除く 3 方の外壁が全面的に壁で耐震補強され、耐力が大きく向上した結果、柱脚の滑りが発生したものと考えられます。

西澤政男委員からの意見（6 月 27 日）

社寺建築にも応用できる伝統工法の要素実験

6 月 7 日回答書に対する意見等についてですが、社寺建築にも応用できる伝統工法の要素実験を出来るだけやってほしい。以上、どうぞよろしくお願い致します。

(回答)

設計法案には、構造要素の実験で得られた設計用データ（復元力およびせん断耐力）には、社寺建築物にも応用できる構造要素も含まれていますが、今後の追加実験では、さらに社寺建築物に適用できる構造要素について検討します。その際には、構造要素等の仕様などについて大工棟梁さん達とも協議します。

大橋好光委員からの意見（6月28日）

1. 「回答書」に対する全般的な意見

「意見」に回答を作成して頂き、お世話様でした。いくつかの「意見」については、修正等の対応をして頂きました。ただし、多くの「回答」については、「見解の相違」が残ったままです。今回は、主要な点についてのみ、「回答への再意見」を記します。

なお、別途、「標準設計法」が添付されていますが、3月の最終委員会から、どの部分が修正されているのか、整理して頂けるとよかったですと思います。

また、「意見」の提出の後に検討した内容を、「3月の時点で検討してある」かのような記述は誤解を生じる可能性があります。時系列を正しく記述するのがよいと思います。

「回答」

標準設計法はご承知のように、最終年度に体制を変更して設計法の作成を進めたために時間的な余裕がなく、設計法案としての精査が不十分なところもあり、委員の皆様からの意見を設計法案に反映させるべく修正・変更しておりますが、修正・変更の時系列まで分かるように整理しておりません。この点はお詫びします。最終の検討委員会以降の主な変更は、文言、記号の修正、追記等であり、設計法の基本となる耐震性能評価等の内容についての変更はありません。

2. 「1. 現行の木造に関する耐震規定の重大な問題点」、及び「2. 伝統的構法の設計法の基本的な考え方」について

まず、この部分の内容は、技術的なことだけでなく、価値観が含まれます。また、一部には、一方的な見解も含まれています。検討委員会の委員の総意ではありません。したがって、この部分の見解をまとめた委員名を記載するのがよいと思います。

その上で、この部分に関する全体的な意見を以下に記します。

やはり、「石場建て」に拘りすぎていると思います。「石場建て」は、伝統的構法の一つの柱脚の構法ですが、伝統的構法の必要条件でも十分条件でもありません。伝統的構法には、土壁や板壁の他、差し鴨居や足固め、各種の接合部など、多くの耐力要素があります。

「伝統的構法の設計法構築」といいながら「石場建ての可能性」に終始してしまいました。柱脚の設計法を議論するには、まず、上部構造の設計法が一定以上の精度で確立している必要がありますが、残念ながら、これまでの伝統構法にはそれがありません。上部構造の設計に関する記述が希薄なのは残念です。

「回答」

「1. 現行の木造に関する耐震規定の重大な問題点」及び「2. 伝統的構法の設計法の基

本的な考え方」について

伝統的構法の基本的な考え方については、これまで全部を纏めた形で提示はしていませんが、その個別の事項については設計法部会や設計法作成 WG で説明しています。基本的な考え方については大変重要と考え、改めて説明したものです。

「石場建て」の設計法について

今回の検討委員会に課せられた重要な任務の一つは、「石場建て」を含む伝統的構法の設計法を構築することです。この設計法を構築するためには、上部構造の地震応答を精度良く評価することが必須であります。

本検討委員会で検討し、設計法に盛り込んだ上部構造の復元力の作成法および地震応答の評価法は十分な精度を有していることを確認しており、柱脚は拘束されている場合にも、されていない場合にも対応できる設計法となっております。

3. 「4. 実大振動台実験に基づく設計法」について

「実大実験による裏付け」を強調しています。確かに実物大の振動台実験を行いながら設計法を作成することは、設計法の精度を検証するために大きな意味があります。しかし、一連の実験に供した試験体は、必ずしも、強調するほど設計法作成に連動したものにはなっていません。たとえば、初年度の試験体では、床束が「つかえ棒」のようになった試験体があり、分析が難しくなりました。また、昨年度の試験体は、「設計法を検証する実験」と位置づけられるはずですが、試験体設計の時点では、ほとんど設計法の形はなく、また、設計法の部会で「この試験体は、壁量はいくつで、どの程度の耐力を検証しようとしているのか。」との質問にも回答がありませんでした。この試験体の意図が何なのか、明解な説明はありませんでした。

なお、「実験に全く参加していない委員には、伝統的構法に関する意見を言う資格がないと言っても過言ではない」と書かれています。これについては、コメントするに値しますが、敢えて言えば、設計法作成の中心的委員は、「建物には重要度というものがある」とした上で、「この設計法によって建てられる伝統的建物は、数も少ないし、倒れても仕方がない」という発言をしています。担当者としていかなものかと思えます。また、回答の記述の通りであれば、「全国の大工さんも同様に、意見を言う資格がない」ということになってしまいます。

また、「伝統的構法は、振動台実験で、1/10rad. まで倒壊しないことが確認されている」ということを強調しています。実験した建物はそうだったと思います。問題は、その大きな変形性能が確実に担保できるような設計法になっているか、という点にあります。「振動台実験でそうだったから大丈夫だ」ではなく、「この設計法なら、振動台実験の建物と同じような性能が担保できる」となっているかということです。

たとえば、梁と柱の接合部で、梁端を 15mm しか大入れしていない場合、1/15rad. 以上の層間変形角になると、梁せいが大きなものでは大入れが外れる可能性があります。そうしたことが起こらないことを設計法に折り込んでおかなければいけません。振動台実験に供した実験棟は、一例に過ぎません。

「回答」

試験体の意図について

「試験体の意図が何なのか、明解な説明はありませんでした」との意見ですが、もしそうであれば設計法部会や設計法作成 WG でなぜ指摘されなかったのか理解に苦しみます。実験目的および試験体等については、設計法部会や設計法作成 WG で実験前に資料を提示し、十分説明し、多くの委員で検討しています。

実大振動台実験では、柱脚の滑り、偏心によるねじれ振動など、また伝統的構法で多い部分 2 階建ての挙動など設計法に関連する課題を解明すべき点を盛り込んでおり、多くの成果が得られており、それらの実験結果については、実験結果を整理分析し設計法に反映すべく検討を行っています。

設計法部会および設計法作成 WG の委員として実大振動台実験（合計 8 週間）に全く参加しないのは、その立場を考慮すると無責任と言わざるを得ません。実大振動台実験は建築物全体としての挙動を明らかにできる大変重要な実験で、目の前で試験体がどのような挙動を示すかを確認できる極めて貴重なものです。2009 年の 3 階建て実大実験で経験されているはずです。また、設計法の作成に加わっている立場と全国の大工さんを同列に論じるのは、全く自身が置かれている責任の重さを自覚しているとは言えません。

壁量について

「壁量」については、現行の 4 号建築物と設計の考え方が全く異なっており、壁量計算する必要性が見いだせないために検討しなかったものです。今回の設計法は近似応答計算による地震時の応答変位により耐震性能評価を行っており問題はありません。昨年度の試験体は壁量計算による設計法では設計不可能で、昨年度の第 2 回検討委員会で「すごい、なぜこのような開放的な建築物の設計ができるのか」と発言された委員がいますが、この設計法の基本を十分理解してほしいと思います。

設計法は対象となる建築物の用途や規模によって変わると考えています。建築基準法では、1 号から 4 号まで、その規模等で耐震性能を検討するための計算法を規定していますが、1 号（超高層建築物）は時刻歴解析によるとしているのは、その規模や社会的影響度を考慮し最も高度な解析が必要と考えられているからです。4 号建築物は構造図、計算書の添付を免除できる特例があり、仕様規定と簡易な計算により設計が可能であり、ほとんどの建築物は構造設計者が関与することなく設計されています。これは当然規模や用途を考慮した結果と考えられます。伝統的構法の場合は、4 号同等の規模で用途が住宅であるにも関わらず、合法的に設計するためには限界耐力計算によるしかありませんが、限界耐力計算は時効歴解析に次ぐ高度な計算法であるため、構造計算適合性判定にかかるなど実務者にとって大きな負担となっています。これは伝統的構法が法の蚊帳の外に置かれているため、今回の委員会の任務はまさに実務者の負担軽減と設計法の確立にあります。標準設計法は 4 号建築物と同様に仕様規定と簡易な計算で設計できるよう検討したものです。

梁と柱の接合部（梁端を 15mm しか大入れしていない場合）について

梁と柱の接合部は、十分な変形性能が必要なことは言うまでもありませんので、設計法案では、そのような規定を設けています。

雇いほぞ車知打ち（雇い竿車知）において、実験のパラメータとして目違いほぞの深さを 15mm として設定したため、大変形時（大回転角時）に目違いほぞが柱から外れるという現象が発生しました。これについては、設計法案に記載して注意するようにしています。また、再実験あるいは解析的に評価するなど見直しをすることとしています。大橋委員から指摘されるまでもなく、実験検証部会、設計法部会で検討済みです。

4. 「1－4 上部構造の性能評価法」について

回答は、質問とかみ合っておりません。

「回答」

前回の御意見である、「上部構造の設計法」に関する進展があまり見られない。」については、「検討 5 水平構面の剛性と偏心に関する検討」で 3 次元立体モデルによる床構面の変形や偏心によるねじれ振動に対する検討を詳細に行っております。また、「検討 8 3 次元立体モデルによる解析による検討」や「検討 7 柱脚の滑りに関する検討」で、柱脚の滑りのみならず柱脚が水平・上下とも拘束された条件で上部構造について、質点系モデルおよび 3 次元立体モデルによる検討を行っており、滑りが生じない場合の上部構造の挙動については、これらの結果を設計法に反映しています。

また、「特に、性能のばらつきに対する検討が十分でない。」との御意見については、各構造耐力要素にばらつきを考慮し、標準設計法では、1 階、2 階の耐力係数のばらつきを考慮し、ベースシア係数が急変しない安定した領域を設計範囲としており、実建築物とのばらつきについて対応しております。

5. 「2－2 存在応力の算定法が設定されていない」「4－5 「存在応力の算定法」「各部の設計法」がない」について

「2－2」の回答では、「法律の設計法には存在応力の算定法はない」として、あたかも、存在応力の算定法は必要ないという説明がなされています。しかし、この委員会に求められているのは、法律ではありません。具体的な計算法の策定のはずです。存在応力の算定法がなければ、計算が行えません。

「回答」

本設計法の耐震性能評価は近似応答計算による応答変位がクライテリアを満足することを確認する方法によっています。応答変位がクライテリアを満足していれば、各部材、接合部等に必要とされる性能は、存在応力の算定を行わなくてもその性能が担保できており、必ずしも存在応力を算定する必要がありません。また、この変形性能については実験により担保しております。なお、建築物が倒壊・崩壊に至らないためには柱の軸力支持能力を担保する必要があり、このために応答変位が生じた時に、通し柱、小壁付き柱、柱脚部の柱等が折損しないことを別途検討し安全性を確保することにしています。

6. 「2－3 なぜ、安全限界変形角が 1/20rad.」なのかの説明が必要」について

今回の委員会の報告書でも、全面壁は 1/15rad. では、耐力が大幅に低下していることが

記載されています。また、既往の土壁の面内せん断実験の文献を収集し分析した結果によると、約半分は P_{max} の 80% が $1/20rad$ より小さい変形で発生しています。今回の京都仕様の実験結果をもって、伝統的構法全体と捉えるのは早計です。(後述するように、今回の委員会では、京都の土壁しか実験していません。)

また、今回の設計法では、軸組と接合部は、別途に耐力を算定する事としているのではなかったでしょうか。この場合だけ「全面壁と軸組の耐力を合計したものとして評価すると」というのは、原則から外れています。

「回答」

全面土壁の場合、要素実験結果から大変形時に耐力の低下がみられます。特に低下の大きい 2P の場合でも、急激な低下ではなく、漸減している状態です。しかも、建築物に組み込まれた土壁には必ず付帯フレームがあり、付帯フレーム付き全面壁として復元力を評価すると、回答書で提示した資料に示したよう $1/20rad$ 時の耐力は P_{max} の 80% 以上となっています。また建築物では小壁付き柱等他の構造要素が存在しますから、耐力低下するケースは少なく仮に低下があっても非常に緩やかになります。また壁の仕様は重要ですので、圧縮耐力を確認する等詳細に規定しています。

7. 「3-1 「標準設計法」の位置づけがはっきりしない」について

まず、回答は、「安全限界変形角のクライテリアが $1/15rad$.」と記載されていて、 $1/20rad$. なのか、 $1/15rad$. なのかははっきりしません。その場その場で、使い分けている印象です。精確に定義して頂きたいと思います。

また、構造計算をしない場合、各部の仕様規定が設定されていなければなりません、「意見」で述べたように、それが不十分だと思います。設計法の中で、しばしば引用されている「 $1/20rad$. の安全限界」までの変形能力が担保されなければなりません。

「回答」

安全限界層間変形角は建築物として、偏心等がない場合の値として $1/20rad$ としています。しかし、偏心等によりそれより大きくなる鉛直構面がありますので、その最大層間変形角を $1/15rad$ 以下とすることで、建築物が倒壊・崩壊に至らないことを担保しています。このように、明確にしています。

8. 「3-2 設計法 B の「0.9 倍の根拠」について

回答に記載の内容では、0.9 の検証としては不十分だと思います。前述のように、試験建物から得られた低減係数は事例です。土壁と軸組の耐力の比率が変わったり、板壁が追加された建物の場合なども同じ係数でよいとする根拠が必要です。

「回答」

検討は、1 階、2 階のせん断力分布を A_i 分布とし、安全側の評価として横架材による曲げ戻しは考慮していません。従って、実際の低減率は 0.9 より大きくなる可能性があります。今後、設計事例を行い、検討することとしています。

2008 年度の実大振動台実験はまさに柱脚の浮き上がりを許容する試験体で、当然浮き上がりによる耐力低減について検討されているはずなので、実験結果からどうであったのか検討結果を参考資料として提示してください。

9.「3－8 中地震に対する「損傷限界」の概念はないのか」「4－1 「損傷限界」を 1/90rad としている根拠」について

この委員会では、土壁、しかも関西地方の土壁でしか実験を行っていないので、回答の記述が正しいとしても、「関西仕様の土壁では」と限定するのが正確な記述の仕方です。また、「意見」で記載したように、この委員会の資料でも、全壁の土壁は、1/90rad. で損傷していると報告されています。

また、他の地域の土壁については、どの程度の変形で損傷するのか、検証されていないのに、このようにまとめるのは、早計だと思います。前述の既往の文献調査によると、完全弾塑性に処理した降伏変形角は、大部分が 1/90rad. より小さい変形角で生じています。関西の土壁の降伏変形角は、比較的大きな方です。他の地域のものは、より小さい変形で降伏していますので、伝統的構法全体として 1/90rad で損傷しないとは言い切れないと思います。

「回答」

本設計法検討委員会では、全面壁の耐力に対する壁土種類の影響を、壁土強度で検討する方針で設計法(案)をまとめています。今回の一連の土塗り壁実験結果を受け、標準設計法(案)4.1.1 では、壁土の圧縮試験強度の最低値を示すに至っています。

また、稀に発生する地震動に対する損傷限界(1/90rad)は、構造耐力上主要な部分に耐力低下がないこと、また、補修を要する著しい損傷が生じていないことを基準に設定しており、この基準に照らして軽微と判断される亀裂等の損傷が発生したとしても、損傷限界を超えていないと判断しています。

軽微な損傷であっても損傷限界を超えたものと判断するのであれば、モルタル塗外装材：1/960rad で開口上部にひび割れ発生（構造系論文集 613 号、pp. 73-80）、石膏ボード内装材：1/150rad で木ねじのめり込みが発生（大会 2003、pp. 364-365）も問題になります。従って、本設計法案では、木ねじで留め付ける石膏ボードなどは使用しないことを明記しました。

10.「3－9 2階せん断力の確認の省略」について

回答では、「ばらつき」について、説明されていません。前述の分析によると、土壁は、大きなばらつきがあることが示されています。現状では、机上の計算では成り立っていても、実際の建物ではばらつきが大きいので、計算の通りにはならないと考えます。

「回答」

「机上の計算では成り立っていても、実際の建物ではばらつきが大きいので、計算の通りにはならないと考えます。」について、前回の回答の補足をさせていただきます。標準設計法は、1階の安全限界変形角が2階の安全限界変形角より大きくなる建築物とし、安全

限界変形角に達する際の必要ベースシア係数が、耐力、重量のばらつきによって応答値が急変しない範囲で設計することとしています。これは、1 階、2 階の耐力係数比が多少変わったとしても安定した応答が得られるためです。(図 1、図 2、検討 6 参照)

図 1 は、1 階、2 階の耐力係数比 ($C2/Cb$) を変えても、1 階、2 階の応答層間変形角がともに $1/20\text{rad}$ 以下になる時の Cb (1 階階高等により異なるが、たとえば $Cb=0.5$) に対して、 $C2/Cb$ と 1 階、2 階の応答層間変形角の関係を模式的に示したものです(標準設計法では 1 階先行降伏としているために、図の R_{co} より右側の領域が対象になります)。 R_{co} より右側の領域で $C2/Cb$ が大きくなると 1 階の応答層間変形角が大きくなり、2 階の応答層間変形角は逆に小さくなります。また、 R_{co} より右側の領域で $C2/Cb$ が R_{co} (1 階と 2 階の応答層間変形角が等しくなる時の $C2/Cb$) に近づくと応答層間変形角が急激に小さくなり R_{co} と等しくなった時の応答層間変形角が最小になることを示しています。このために、設計で $C2/Cb$ を R_{co} に近づければ Cb が小さくしても応答層間変形角を $1/20\text{rad}$ 以下に収めることが可能になりますが、この場合は図に示すように $C2/Cb$ が少し変化するだけで応答層間変形角が著しく変化します。このため、ばらつき等を考慮すると $C2/Cb$ が変わっても応答層間変形角がほとんど変わらない安定した領域で Cb を設定する必要があります。たとえば $C2/Cb$ が R_{co} の 1.5 倍以上大きい領域(図の安定した領域)では応答値の変化が小さく安定した応答変形角になるために、この領域で Cb を設定しているため、耐力比のばらつきが生じて問題ありません。

図 2 は、図 1 を補足説明するためのもので、($R_c - R_{co}$: R_c は $C2/Cb$) と Cb の関係を 1 階の階高により、どのように変化するかを模式的に示したものです。右肩上がりの線(緑、青)より下部の領域は 1 階の応答層間変形角が $1/20\text{rad}$ 以下に収まる領域で、右肩下がりの線(赤線)より上部の領域が 2 階の応答層間変形角が $1/20\text{rad}$ 以下に収まる領域を示します。両者に挟まれた領域に入っている領域の内、1 階、2 階の応答層間変形角が同一 ($1/20\text{rad}$) の Cb より右側の領域においては、1 階、2 階ともに応答層間変形角が $1/20\text{rad}$ 以下になります。標準設計法では 1 階先行降伏としているので ($R_c - R_{co}$) が正の領域が対象になります。 Cb は 1 階の階高に依存するので、1 階の階高が大きい方が Cb が小さくなります(図では階高 2.5m と 3.9m の場合を示していますが、ほとんどの建築物が両者の範囲に入ります)。たとえば、階高 2.5m の場合は ($R_c - R_{co}$) =0 だと Cb が 0.25 程度で層間変形角が $1/20\text{rad}$ に収まりますが、($R_c - R_{co}$) が大きくなるにつれて $1/20\text{rad}$ に収まる Cb が大きくなり、0.5 以上になると Cb は 0.5 以上の大きさになりその差は非常に大きくなります。従って ($R_c - R_{co}$) を挟まれた領域に収まるように設計すれば Cb を小さく設定することが可能ですが、図に示すように領域が狭いために応答が安定する領域、つまり 1 階・2 階のバランスの影響を受けない領域(図の場合は ($R_c - R_{co}$) が 0.5 より大きくなるといくら大きくなっても応答層間変形角が $1/20$ 以下に収まる領域)で Cb を設定しています。このため Cb はかなり大きな値となっています。ただし、1 階、2 階の耐力係数比のバランスを考慮した場合の対応として、一定の条件で Cb を若干低減してよい規定を設けています。したがって、耐力係数比によるばらつきに対する影響は考慮されています。上記の詳細な検討の内容については、検討 6 を御参照下さい。

土壁に対するばらつきについては、同じ建築物での土壁は壁土や施工条件が同じであるため、ばらつきは小さいと考えます。土壁に対するばらつきの詳細については、回答 12

を御参照下さい。

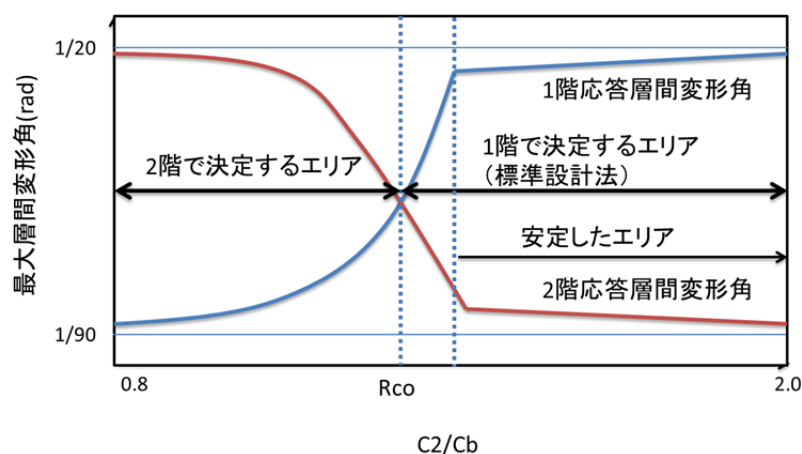


図1 ある C_b における $C2/C_b$ と 1 層、2 層の最大層間変形角の関係の模式図

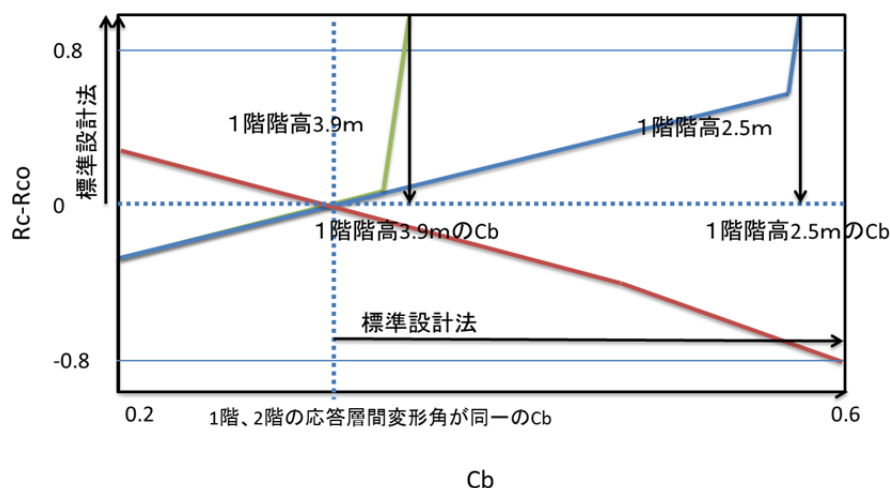


図2 C_b と R_{co} 及び階高の関係の模式図

1 1. 「4-2 柱、小壁の耐力も考慮するこの設計法の、どこにどの程度の安全率が設定されているか」について

回答にある「1/15rad. まで顕著な損傷はなく急激な耐力低下がないことを確認している」には、賛同できません。前述のように、主要な耐力要素である土壁は、多くの場合、1/20rad. 以前で P_{max} の 80% 以下に低下しており、損傷も進んでいます。

また、「意見」で記載のように、柱や垂れ壁腰壁も算入し、土壁の耐力は実験の 50% 下限値そのままとしているので、この設計法による建物は、著しく安全率が小さいと考えます。

「回答」

土壁の耐力低下について

本設計法では、1/20rad 以前に P_{max} に達し、その後耐力低下する耐力要素であっても、その挙動が脆性的ではなく、急激な耐力低下を伴うものでなければ、伝統構法が有する変

形性能を損なわないと考え、計算に算入しています。さらに、耐力要素の復元力特性を完全弾塑性モデルで置換するのではなく、耐力低下も適切に評価して負勾配を有する復元力特性を用いて地震応答を求めています。また、前述の回答でも述べていますが、壁土の性能を担保すれば、付帯フレーム付の土壁は $1/20\text{rad}$ で P_{max} の 80%以上の耐力を保持し得ます。

余力と安全率について

大橋委員の言う「安全率」は、現在の設計法（RC 造・S 造・木造（4 号を除く）等）の基本的な考え方にはなじまないと考えます。構造計算に考慮していない余力が十分あれば安全率に問題がないというのは、1981 年に耐震設計法が大幅に改定される以前の考え方です。

このような考え方は、実際に十分な余力があったために大地震時に倒壊を免れた建築物があった事実に基づいているのかもしれませんが、たとえば関東地震の際、横浜の RC 造倉庫が周囲の建築物が壊滅的な被害を受けている中で何棟か軽微な被害に留まったケースがありました。その耐力からは倒壊して当然でしたが、コンクリートブロックの間仕切りが多数あったために、これらの耐力が RC 造としての耐力を大幅に上回り大きな余力となりました。このような計算外の余力がどの程度あるかは個々の建築物により異なり、木造においても余力があることで安全率が大きくなるとの考え方がありますが、設計法の考え方や計算方法等を総合的に考慮しないと判断できないため、現在では一般的な考え方ではありません。

余力が耐震性を低下させる場合もある

また、計算で考慮しない構造要素がすべて余力になっているのであればまだしも、問題は建築物の耐震性能に悪影響を及ぼす場合が多々あることです。RC 造で雑壁（腰壁、垂れ壁、袖壁等）として扱っている耐力壁以外の壁は柱のせん断破壊の原因になり、結果として極めて靱性にとぼしい構造になる要因となる場合があります、この場合は余力ではなく極めて問題が大きいと言えます。また計算外の構造要素により大きく偏心するケースもあります。伝統構法の場合も、たとえば小壁付き柱を考慮しない場合に、その変形性能が十分でなく安全限界変形以前に折損する場合は、余力ではなく柱の支持能力を失い崩壊に至る可能性さえあります。

1981 年に改正された耐震設計法では、このようなことが起きないように設計で配慮することが求められるようになりました。しかし必ずしも計算外の構造要素が悪影響を及ぼさないよう設計されていたとは言えない状態でした。1995 年の兵庫県南部地震直後、余力・安全率の問題が取り上げられ、旧基準で設計された建築物で構造計算に考慮されていない余力が大きかった建物は倒壊を免れたので、余力が必要との主張が一部の研究者からありました。しかしたとえばマンションの雑壁が壊れて住民が生活に困ったこともあり、雑壁は余力ではなくその扱いをより明快にして構造計算することで、建築物の構造と計算でのモデル化をできる限り一致させ設計することになりました。そのため現在の設計では、とくにラーメン構造の場合はほぼすべての建築物で雑壁と柱・梁の間に構造スリットを設けており、余力になっていた計算外の構造要素がなくなりその意味において余力の小さい構

造になっているのかもしれませんが。

本設計法での「安全率」について

本設計法での安全率の扱いに話を戻しますが、より高度な計算法として近似的手法ですが応答計算により耐震性能評価を行っていますので、計算モデルをできる限り実際の構造に近づける必要があります、全面壁以外の小壁付き柱等の構造要素を考慮する形としています。余力として雑壁を計算モデルに算入しなかったり、各構造要素の復元力特性を過度に低く見積もったりすることは、応答計算結果の信頼性を低下させることになります。本来地震荷重は建築物の地震時の応答量として評価すべきですが、本設計法では耐震性能は直接応答を求めた結果に基づいていますので、より合理的な評価法と言えます。

しかし、応答計算をするために必要な基礎データは要素実験結果を基にしているのだからつきがあり、実際に建設される建築物においてもばらつきがあるのは事実です。このことも考慮して設計法ではクライテリアとして安全限界層間変形角を $1/20\text{rad}$ としています。これまでの伝統構法の倒壊実験によれば、 $1/10\text{rad}$ を超える ($1/7\sim 1/5$) 層間変形角にならないと倒壊に至らないことが明らかになっています。大地震後の被害調査でも $1/10\text{rad}$ を超える残留変形があっても倒壊に至っていない例があることが報告されています。また2009年度に行われた狭小3階建ての実大実験でも最後倒壊に至るのは非常に大きな層間変形角に達してからです。ここで、あえて「安全率」について述べると、実際の倒壊限界が $1/10\text{rad}$ より大きいとすると、極稀地震に対して倒壊しないという立場を取れば、安全限界層間変形角 $1/20\text{rad}$ は、2倍以上の余裕がある値です。

ただし、本設計法での基本的な考え方は極めて稀に発生する地震動に対しては倒壊しないことは当然ながら、地震後に補修することで再使用可能な変形に留めるというものです。伝統的構法の場合、柱の折損が無く接合部で重大な損傷が無ければ補修によって再使用が可能です。2012年度の実大実験では極めて稀に発生する地震動レベルで $1/20\text{rad}$ 程度の応答を示し、その後、損傷した一部の土壁を補修することで、巨大地震動レベルの加振にも余裕を持って倒壊に至らないことが検証されています。

伝統的構法の安全率を考える場合に重要な事項がもう一つあります。追加説明資料で示したように、水平構面が変形することに伴う履歴により応答低減効果があることが明らかになっています。このことは応答計算では考慮していませんので、ここにも安全率を大きくする要素が隠されています。

2008年度の実大振動台実験で、壁量計算(+余力)により設計された試験体は大きな変形をし、通し柱や小壁付き柱等に多くの折損が見られましたが、本設計法による2012年度の試験体は同様の柱に折損がなく、十分な耐震性能を保持していることが検証されました。この結果を見てもあえて「安全率」について言えば、本設計法には十分な「安全率」があると判断していいと思います。また、柱の折損に対する検討は本設計法のように応答変形を計算できなければ、正確に行うことはできません。

最後に一部繰り返しになりますが、本設計法は目標性能を定め近似応答計算により耐震性能を評価する性能規定型設計法であり、伝統構法の構造要素をできる限り評価して地震時挙動を精度よく把握することが求められます。たとえば壁量計算の対象である全面土壁のみを計算対象とすると、建築物としての層の復元力特性は実際と大きく異なることにな

り、耐震性能評価の信頼性を著しくおとしめることになります。本設計法の基本的な考え方が理解できなければ議論がかみ合いません。構造要素の強度のみに着目した従来の設計法で言う「安全率」とは、考え方が異なるということをご理解ください。

12. 「4-3 耐力要素の特性値は、安全率を考慮すべき」について

回答によると、「設計法復元力・せん断耐力は、ばらつきを考慮して評価している。50%下限値で評価しているの、平均値より安全側に評価している」と述べています。しかし、それだけでは不十分なのは、いわゆる「壁倍率の算定法」と比較してみれば明らかです。低減係数 α に相当するものが設定されていません。「意見」で記載したように、3月の委員会で、「安全率は評価していない」と認めています。

なお、回答に記載の α の検討は、今回、新たに検討したようですが、結局、低減は不要である、と言っているようですが、とうてい納得できません。

また、今回の回答書は、ないことが記述されています。回答の後半で、「土壁については、本委員会でオーソライズされ、」と記述していますが、3月のデータベースのワーキングでは、主査から、提案の数値を「オーソライズする手続はないし、想定していない」との回答を得ています。いつそうしたことが行われたのでしょうか。

また、「土壁の地域差」については、3月のデータベースのワーキングで、「関西の土しか検討していない」と回答を得ています。そもそも、伝統的構法では、「土壁」と「板壁」が主要な面材耐力要素であることは、委員会発足時にも想定できたはずで、他の地域の仕様について検討しなかったのは、委員会の進め方に問題があったと言わざるを得ないと思います。

<回答>

耐力要素の特性値は、安全率を考慮すべき

前項とも関連しますが、本設計法では、近似的手法による応答計算により耐震性能評価を行っていますので、できるだけ正確に建物の復元力を求める必要があります。また、構造要素のせん断耐力の低減だけを行うと、柱の折損や柱脚の滑りの検討において危険側の評価になる可能性があり、構造要素の復元力としては50%下限値が適切と考えています。構造要素自体の復元力は実験の平均値に近い値ですが、偏心率が0.15を超える場合や水平構面の面内せん断剛性が不足する場合には構造要素のせん断耐力を低減する規定があり、また、作用せん断力の評価や構造要素のせん断耐力を加算する際のルール等においても安全側の配慮がなされていますので、設計法全体では一定の安全率は確保されているものと考えています。また、耐久性に関して、伝統的構法は軸組の腐朽の状態が把握しやすいので、定期的な点検やメンテナンスを行うことを前提にすることや、耐久性に関する配慮を設計法に明記することで、耐久性によるせん断耐力の低減は少なくすることができます。施工性に関しては、使用する材料や施工者の技術等が在来軸組工法等とは異なるので、在来軸組工法等を対象とした α とは異なってきます。今後の運用に向けた議論において、伝統的構法における耐久性や施工性を考慮した低減係数についての議論を深めることができればと考えます。

データのオーソライズについて

本設計法における設計用復元力・設計用せん断耐力は、本検討委員会で行った実験結果をもとに設定し、既往の実験結果や、構面および実物大建物の実験結果との比較、検討を経て、妥当と判断されたものであり、「設計用データベース」に収録されて一般に公開される予定です。なお、この「設計用データベース」は、「データライブラリ」とは別物です。「データライブラリ」については、データの妥当性の判断は行わず、実験結果をそのまま収録しているもので、一般に公開するものではありません。

今後も、追加で行われた実験結果はそのまま「データライブラリ」に収録されますが、この実験結果から設計用復元力・設計用せん断耐力を作成し、「設計用データベース」に収録する予定です。しかし、データの妥当性を判断する組織については検討委員会が存続していないため未定の状態ですが、継続的にデータの妥当性を判断する組織について検討中であります。

「土壁の地域差」について

土壁の設計用復元力は、京都の壁土を用いた試験体による実験結果から導いています。他の産地の土を用いた土壁試験体の実験は行っていないですが、土壁のせん断耐力に大きな影響を及ぼすのは壁土の強度特性であることから、壁土の最低圧縮強度を規定することで、土壁の構造性能は大幅に低下しないものと考えます。既往の文献を収集して検討も行っていますが、壁土の産地が異なっているにもかかわらず、壁土の最低圧縮強度が確保されていれば、設計用復元力と同等のせん断耐力が得られています。また、壁土の最低圧縮強度のほかには、小舞の内法間隔や壁高さの範囲、材料等を規定していますが、これらは実験による確認を行っており、各地の土壁の仕様にも対応できるものと考えます。これらの範囲外となる仕様の土壁については、実験による構造性能の検証が必要と考えます。

「回答書」に対する大橋委員の再意見に対する見解 齋藤

これまでの意見に述べられている内容の多くは、事務局からの要望である「建設的意見」に即したのとは言えません。設計法は一部の委員で作成している訳ではなく、委員会として委員全員により検討を行ってきています。特に設計法部会・設計法作成WGの委員は当然のことながら設計法作成に協力する立場にあります。設計法に不十分な部分があればより良い設計法とするための具体的な提案が必要です。まるで他人事のような意見は設計法作成の当事者であることを全く忘れてしまっており、大変残念なことです。

2014 年 2 月 28 日

2013 年 12 月 19 日 国土交通本省及び国総研からの質問に対する回答書

設計法案について 2013 年 12 月 19 日付けの国土交通本省及び国総研からの質問に対する回答を以下に示す。

なお、回答書の作成等の責任は、検討組織（伝統的構法の設計法検討委員会（仮））で扱う。直接、実験、解析担当者に問い合わせるのではなく、一度、伝統的構法の設計法検討委員会を通して質疑応答をお願いします。

質問 1. 標準設計法、詳細設計法ともに水平構面、接合部等の設計法（各部に生じる応力の検討）の記述が不明確です。具体的な検討内容を明らかにしてください。

（回答）

1. 標準設計法

(1) 水平構面

- ・標準設計法では水平構面に関する規定や各部の規定を設けて、規定を順守すれば安全性が担保されるとしている。
- ・水平構面についての追加検討（別添検討資料－1）により、標準設計法 4.1.5(3) 水平構面の仕様とせん断耐力の低減（解説含む）を以下に差し替えることとする。

(3) 水平構面の仕様とせん断耐力の低減

1) 水平構面の標準仕様は次に示す通りとする。

・屋根の標準仕様

野地板（最上階の屋根）は厚さ 15mm 以上で、釘は脳天打ちとし N50 を用いる。

・床の標準仕様

スギ、ヒノキ、マツ材等（幅 120mm 以上、厚さ 30mm 以上）を使用し、釘は脳天打ちとする。使用する釘は N90（板厚 30mm）および N125（板厚 38mm 以上）とし、各根太（または梁）に一箇所あたり 2 本以上とする。

釘の縁あきを 25mm とし、間隔は 70mm 以上とする。

根太（又は梁）間隔は板厚 30mm の場合は 500mm 以下とする。

床板の長手方向は本実とする。

2) 部分 2 階で下屋部分の屋根については次の規定による。

- ・野地板は屋根（最上階）と同等以上の性能とする。
- ・下屋部分の屋根を受ける母屋については、母屋を受ける位置には必ず柱か小屋束を設ける。
- ・母屋と柱の仕口接合部には込栓を設ける。
- ・下屋の出が 1.5m 以下の場合は、下屋の鉛直構面のせん断耐力を 3.0kN/m 以下とする。ただし、屋根下に 2 階床と同等の補強を施す場合は、特に耐力制限を設けない。

3) 1 階床の仕様

- ・柱脚の拘束条件 C の場合の 1 階床は標準仕様による。

4) 床開口に関する規定

- ・階段、吹き抜け等による床開口の最大長さは、建物の短辺方向（下屋部分を含む）長さの 40% 以下とする。
- ・開口を挟む鉛直構面のせん断耐力を 3.5kN/m 以下とする。

5) その他

- ・最上階の屋根は、屋根面に大きな開口がなければせん断耐力の低減は必要としない。
- ・2 階床構面は、下記の条件のどちらかでも適合しない場合にはせん断耐力の低減を行う。低減係数は 0.9 とする。
 - ・水平構面の性能が標準仕様と同等以上
 - ・床開口が規定の割合以下

【解説】

水平構面に適切な剛性を持たせるため、標準仕様を設定した。

床開口について検討するため、実大震動台実験において試験体 No.5 の 2 階床に吹き抜けを設けたところ、実験結果では特に全体の応答および床開口による損傷への影響は見られなかった。さらに床開口の影響について時刻歴応答解析により検討（検討 8 3 次元立体モデルによる解析による検討および別添検討資料－5 吹き抜けや床抜けの解析による検討を参照）を行ったが、開口の

大きさが規定値以下であれば応答への影響は軽微であることが確認できている。しかし、床開口の位置や大きさ及び両側の鉛直構面の耐力によっては、残りの床を介して移動するせん断力が大きくなる可能性がある。そのため、床開口がある場合に残りの床面にて床に作用するせん断力が床のせん断耐力を上回ることがないように、床開口を挟む鉛直構面に耐力制限を加えた（別添検討資料-1 水平構面の具体的検討例を参照）。

水平構面の安全性について、屋根（下屋部分を除く）は建築物の平面形が整形であれば、地震時や実大実験において、瓦の落下を除いて損傷はほとんど見られないが、下屋部分の屋根は下屋部分に大きな残留変形が残るなどの損傷が見られる場合がある。構造要素が偏在している場合には、鉛直構面と水平構面の剛性比により、水平構面に大きな変形が生じる可能性がある。水平構面の変形については、要素実験および実大震動台実験結果から変形角が $1/15\text{rad}$ 程度までほとんど損傷は生じないが、下屋部分の屋根は2階床と高さのレベルが異なるなど、水平力の流れが複雑であるため、この部分に関する規定を設けた。平成24年度に行った実大震動台実験において、部分2階建て試験体（試験体 No.5）では、2階屋根面では最大で層間変形角 $1/35\text{rad}$ 程度の変形が生じたが、実験後に解体観察したところ、接合部に損傷は全く見られなかった。ただし、試験体は下屋屋根下部を2階床と同仕様で補強しており、その効果である可能性がある。下屋を支持する鉛直構面の剛性・耐力が大きいと下屋屋根を介して移動するせん断力が大きくなるが、下屋屋根のせん断耐力を上回ることがないように耐力制限を加えている（別添検討資料-1 水平構面の具体的検討例を参照）。

建築物の耐震性能評価は各鉛直構面が同位相で振動するという前提条件で検討しているため、そのための最小水平構面剛性が必要であるが、ここで対象としている建築物は整形な平面であり、極端に平面形が細長い場合を除いては同位相で振動すると考え、低減の必要はなしとしている。

水平構面の剛性が一定より小さいと、鉛直構面の剛性に偏在がない（偏心率が極めて小さい）場合でも、剛性の小さな鉛直構面の変形が大きくなるため、せん断耐力の低減を行うこととした。

(2) 柱・横架材・接合部等

- ・鉛直荷重に対して伝統的構法に問題がある訳ではないので、柱・横架材の安全性に関しては、現行の木造規定（4号相当）と同等の規定で確保できると考える。安全性確保に必要な断面の大きさ等については設計者の判断に委ねられている。
- ・地震力・風圧力に関しては、建築物の各階・各方向のせん断耐力の算定方法を示しており、風圧力に関しては建築物の耐力を上回ることがないことを確認することで安全性を確保できる。地震力についてはせん断耐力が作用せん断耐力以上あれば応答変形が安全限界変形以下に収まることを確認しており、直接地震時の応力を求める必要はない。ただし、小壁付き柱や通し柱および柱脚については、小壁の高さや柱径によっては折損する可能性があるために、柱の応力の算定方法の提示（詳細設計法）や柱が折損しないための条件（標準設計法：設計資料3（通し柱）、設計資料4（柱脚）、設計資料5（小壁付き柱））を示している。
- ・接合部に関しては接合部に作用する応力を直接求めなくても、安全性を確保するための条件および注意事項を標準設計法6. 継手・仕口で詳述している。根拠については、「平成24年度伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 第3回検討委員会 資料3.3.9 検討資料 検討11」に示している。

2. 詳細設計法

詳細設計法では、「6.2 個別部材の検討」で柱、横架材、小屋組部材、水平構面、屋根葺き材、接合部の検討方法を示している。このうち水平構面についてはその安全性に関する具体的な検討

方法が示されていないなかったため、6.2.4 水平構面を以下に差し替える。

6.2.4 水平構面

- ・ 検討対象は1階床を除く水平構面とする。
- ・ 水平構面に作用するせん断力が、せん断耐力以下であることを確認する。
- ・ 水平構面のせん断耐力は、水平構面の面内せん断耐力と水平構面を支持する横架材と柱仕口のモーメント（弱軸曲げ）から得られるせん断耐力の和として求めることができる。
- ・ 水平構面を介して伝達されるせん断力は、水平構面を挟む両側の鉛直構面が負担できるせん断力以下であることから、両側の鉛直構面が負担できるせん断力のうち大きい方のせん断力を検討対象とする。
- ・ 鉛直構面が負担できるせん断力は、せん断耐力から鉛直構面自身が負担する重量（固定+積載）に見合う水平力（地震時に作用する水平力）を差し引いたものとしてよい。

【解説】

- ・ 水平構面（1階床を除く）については、標準仕様であれば実大震動台実験で極めて稀に発生する地震時に変形角がすべて $1/30\text{rad}$ 以下に収まっており、全く損傷は見られていない。
- ・ 3次元立体モデルによる時刻歴解析（河合：2012.3.10 標準設計 WG 資料または平成23年度報告書 2.2.2）においても、標準床で最大変形角が $1/30\text{rad}$ 以下になっており水平構面が大きく変形することはない。
- ・ 水平構面は要素実験により変形角が $1/10\text{rad}$ まで変形性能が確認されているため、その安全性が問題になる可能性は極めて低いが、念のため安全性の検討方法を示している。
- ・ 水平構面の評価法については、平成24年度検討委員会報告書に記載されているので、この手法に準じて水平構面のせん断耐力を算定する。
この場合、鉛直構面間の変形差を小さくするために、水平構面のクライテリアとして変形角を $1/30\text{rad}$ 以下とする。
- ・ 2階床の検討は水平構面が標準仕様の場合は、部屋の大きさに応じた計算表（表1）の値を用いて算定することができる。
- ・ 2階床が標準仕様の場合で、1階鉛直構面の土壁が標準仕様で厚さが 60mm 以下の場合は、2階床面の検討を省略できる。
- ・ 下屋屋根については、評価式に基づいて算定することを基本とするが、標準仕様の場合は算定例を表2および3に示しているので、この値から推定することは可能である。

以下に水平構面のせん断耐力等の具体的な算定方法を示す。

(1) 水平構面の安全性検討方法（床面・屋根面の検討）

水平構面の安全性を担保するためには、水平構面を介して鉛直構面に伝達されるせん断力（水平力）が水平構面のせん断耐力以下である必要がある。

鉛直構面に作用する水平力は鉛直構面が負担する重量見合う水平力と水平構面を介して伝達される水平力の合計であるので、検討は以下の方法による。

Q_{su} ：水平構面を介して伝達可能なせん断力

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2}$$

Q_{su1} ：水平構面（釘のせん断抵抗による）せん断耐力

Q_{su2} ：水平構面周りの柱—横架材仕口のモーメントによるせん断耐力

Qsu1、Qsu2 はいずれも変形角 1/30rad 時のせん断耐力とする

Q：検討対象水平構面に取り付く鉛直構面に直接作用するせん断力（鉛直構面が負担する重量(W)に見合うせん断力）

$$Q = W \cdot C_b$$

Qu：検討対象水平構面に取り付く鉛直構面の 1 階せん断耐力（層間変形角 1/20rad 時）

下式により水平構面の安全性を確認

$$Q_{su} \geq Q_u - Q$$

(2) 水平構面のせん断耐力算定方法

1) 床のせん断耐力算定方法

釘の許容せん断耐力から式(1)～(3)により算定する

$$\Delta PaF = Mfa / (Lx \cdot Ly) \quad (1)$$

$$Mfa = 2 \cdot Pna \cdot d \cdot N \quad (2)$$

$$N = (Ly/p + 1) (Lx/w) \quad (3)$$

ここで、 ΔPaF ：床の単位長さあたりのせん断耐力、 Lx ：X 方向スパン、 Ly ：Y 方向スパン、 Mfa ：面内せん断方向の許容モーメント、 Pna ：釘の許容せん断耐力、 d ：釘間の距離、 N ：釘の接合点数、 p ：根太ピッチ（図 1、図 2 参照）

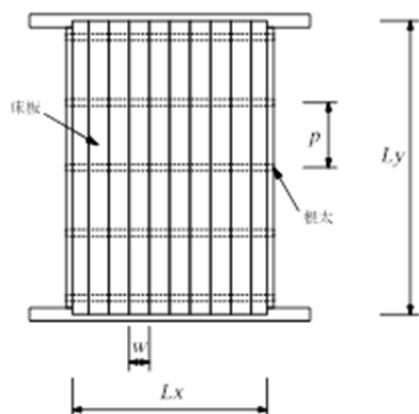


図 1 記号の定義（床の図と記号の関係を示す）

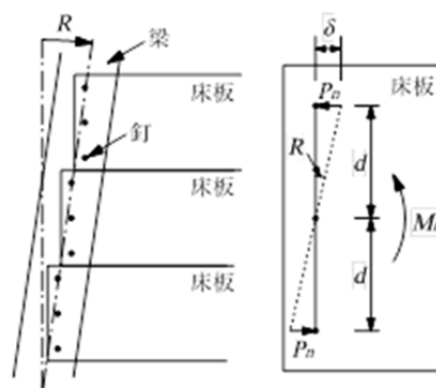


図 2 釘接合点の挙動

- ・標準床（床板：スギ床板／30×190×1820／本実加工、釘：N90×3 本（1 箇所あたり））の場合について、部屋の大きさを想定して算定した単位長さあたりのせん断耐力を表に示す。

表 1 床面積毎の剛性とせん断耐力の一覧表

部屋の大きさ	Lx (m)	Ly (m)	ΔK_F (kN/rad.m)	ΔP_{aF} (kN/m)
4 畳半	2.73	2.73	652.9	3.09
6 畳	2.73	3.64	630.9	2.99
8 畳	3.64	3.64	772.2	3.66
10 畳	4.55	3.64	913.5	4.33
12 畳	4.55	4.55	866.5	4.11

床の仕様が同様の仕様であれば、表 1 の値を用いて算定することができる。

2) 屋根のせん断耐力の算定方法

$$\Delta P_{aF} = M_{fa} / (L_x \cdot L_y) \quad (4)$$

$$M_{fa} = 2 \cdot P_{na} \cdot d \cdot N \cdot \cos\theta \quad (5)$$

$$N = (L_x / p + 1) \times (L_r / B) \quad (6)$$

ここで、 ΔP_{aF} : 屋根の単位長さ（投影長さ）あたりのせん断耐力、 L_x : X 方向スパン、 L_y : Y 方向スパン、 M_{fa} : 面内せん断方向の許容モーメント、 P_{na} : 釘の許容せん断耐力、 d : 釘間の距離、 N : 釘の接合点数、 $\cos\theta$: 勾配屋根の補正係数、 p : 垂木ピッチ、 L_r : L_y 方向の屋根長さ、 B : 板幅

屋根の場合は、床面と評価の方法は同じであるが、勾配があるのと庇が張り出しているところが床面と異なっていて、この点を考慮した評価式となっている。

次に、試験体 No.5 を例に、せん断耐力の算定例を示す。



図 3 No.5 試験体の下屋（○印：左図が切妻屋根、右図が片流れ屋根）

切妻屋根のせん断耐力（算定例）を表に示す。

表 2 切妻屋根のせん断耐力（4 寸勾配）

L_x (m)	L_y (m)	ΔK_F (kN/rad.m)	ΔP_{aF} (kN/m)
0.91	7.28	217.8	1.44
1.365	7.28	193.6	1.28
1.82	7.28	181.5	1.20
2.73	7.28	169.4	1.12
3.64	7.28	163.4	1.08

表 2 の算定条件は、4 寸勾配で（屋根勾配は 4 寸～5 寸が多くこの範囲では ΔP_{aF} がわずかな違いなので、4 分勾配の値を用いてよい）、 L_y （屋根勾配方向スパン：No.5 では短辺方向）は No.5 試験体と同じ 7.28m としている。なお L_x は屋根の出の長さで、 L_x が短いほど庇の影響が大きくなるので、部屋の大きさから 5 種類の計算を行っている。いずれも庇の出を 900mm としている。

片流れ屋根のせん断耐力（算定例）を表3に示す。

表3 片流れ屋根のせん断耐力（5寸勾配）

Lx (m)	Ly (m)	ΔK_F (kN/rad.m)	ΔP_{af} (kN/m)
1.81	0.91	297.5	2.04
2.73	0.91	276.1	1.90
3.64	0.91	266.3	1.83
7.28	0.91	251.5	1.73
11.8	0.91	246.4	1.69

この場合、屋根勾配直交方向のスパンを L_x とし、 L_y は一定（0.91m）とした場合である。

表3の算定条件は切妻屋根と同様であるが、片流れ屋根の場合は屋根勾配と並行方向のせん断耐力を示す。5寸勾配の場合垂木の本数が4寸勾配と同じで、 ΔP_{af} は4寸勾配より若干小さくなるので、4寸勾配の場合もこの算定結果を用いてよい。

表2、3の条件と異なる場合（スパン・底の出が異なる場合）の対応

個々のケースにより(4)式～(6)式から算定することになるが、表2・3をもとに釘の接合点数から推定することができる。屋根勾配方向の底の出が600mmの場合は、垂木の本数が1～2本減ること、表の ΔP_{af} の0.9倍として計算してよい。また底の出は同じ900mmの場合、 L_y が大きくなると L_r は表の値と比較して比例倍より小さくなり、 L_y が8.1mで ΔP_{af} は0.97倍、逆に小さくなると大きくなり、 L_y が6.3mで1.03倍としてよい。

(3) 梁-柱仕口1箇所あたりの曲げモーメント-回転角関係

梁-柱仕口1箇所あたりの曲げモーメント-回転角関係を図4および表4に示す。なお、完全弾塑性近似は1/30radまでのデータを用いて行っている。弱軸方向の梁-柱仕口の曲げモーメント-回転角関係の剛性と耐力は、1/30radの割線剛性を用いている。弱軸方向の梁-柱仕口の曲げモーメント-回転角関係は、本来、接合部単体の曲げせん断の要素試験結果から求めることとなるが、現段階で要素試験を実施できていないため、表4では3P×4Pの軸組のみの面内せん断試験結果から軸材を剛体と仮定して評価した値を用いている。評価に使用した軸組のみの試験体形状を図5に、仕口の詳細を図6に示す。

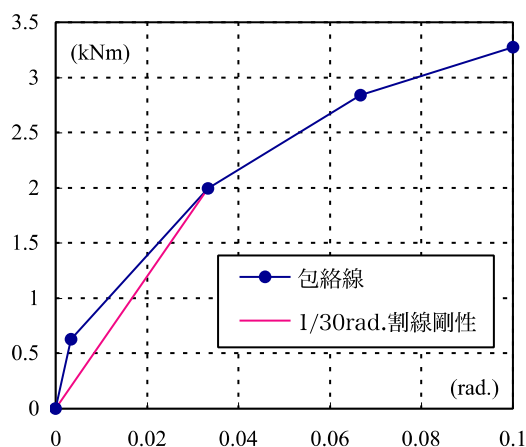


図4 梁-柱仕口1箇所あたりの曲げモーメント-回転角関係（弱軸曲げ）

(仕様 柱：ヒノキ／150×150mm、梁：スギ／120×270mm 雇いほぞ)

変形角(rad)	1/300	1/30	1/15	1/10	1/30rad 割線剛性 (kNm/rad.)
モーメント(kNm)	0.63	1.99	2.84	3.28	59.8

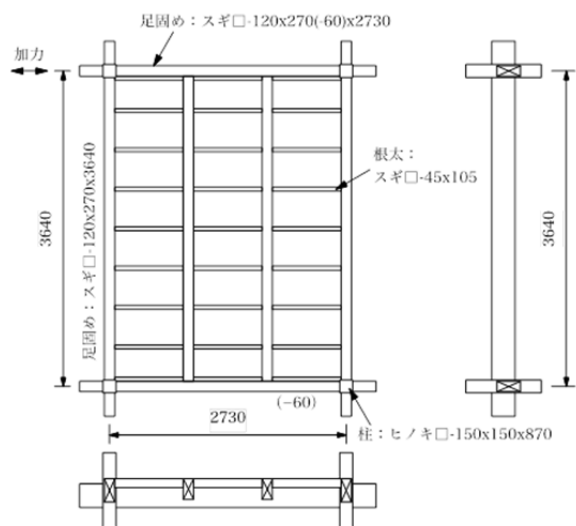


図5 軸組のみ試験体

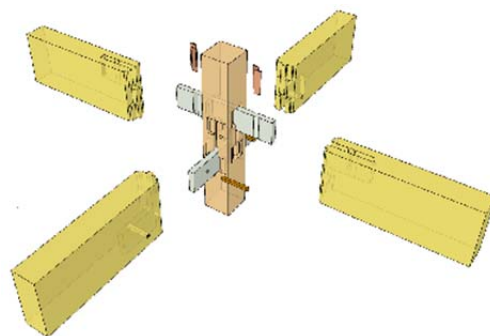


図6 仕口の仕様

(柱：ヒノキ／150×150mm、梁：スギ／120×270mm 雇いほぞ)

質問 2. 上部構造の設計法について、整形を基本としてありますが、解析等から判断可能な「整形を基本」の範囲がどこまでなのか根拠も含めて明確にしてください。

(回答)

- (1) RC 造、S 造、木造等すべての構造で、平面形は法的に規制されていないが、平面形が整形であることが設計法の基本になっているはずである。法的規制がないのは、「整形」を論理的に定義するのが困難なためと推定される。また建築物の形状を法的に規制するのは設計の自由度を奪いかねないという懸念に配慮していると考えられる。
- (2) 現行の構造計算は、超高層建築物や免震・制震構造を除いてすべて静的計算により架構の変形・応力を求め安全性を確認している。また構造計算は一般に立体モデルによっているために、平面的および立体的に複雑な構造でも計算可能である。しかし計算可能であることが必ずしも安全性を保障するものではない。
- (3) また安全性を検証するための構造実験は一般に部材や接合部の一部を取り出して行っており、複雑な接合部を含む立体的な架構としての実験は皆無である。
- (4) 地震時の安全性をより精度よく確認するためには動的な検証が必要であるが、平面的・立体的に複雑な建築物が地震時にどのような挙動を示すかは十分検証されていない。
- (5) このため、複雑な平面形状や構造特性が異なる構造要素の併用等により建築物が地震時に一体的な挙動を示さず、部分崩壊や全体崩壊に繋がることないように設計することが求められるが、設計法の中ですべて規制するのは困難である。
- (6) 本設計法では、採用できる構造要素として、十分な変形性能を保持することを条件としており、構造特性が異なることによる問題は回避できている。
- (7) 複雑な平面形の建築物に現行の規定を適用する場合にどのような配慮が必要かは一般に設計者判断によっているが、複雑な場合に多く用いられている手法は二つある。
 - ・ 第一は、構造躯体にエキスパンションジョイントを設けることで、整形な建築物の集合体として扱う手法である（別棟として扱う）。地震時の水平力の流れを明快にでき、古くから用いられている。
 - ・ 第二は、エキスパンションジョイントは設けないが、ゾーニングの手法により安全性を検証する方法である。この手法は複雑な平面形の他に大きな吹き抜けがあるために剛床仮定が成立しない場合にも用いられている。
 - ・ 二つの手法は両方とも伝統的構法に適用可能であり、具体事例により示すことが最も適切であると考えられるので、今後、事例によるシミュレーションを行う。
- (8) 本設計法では整形が望ましいと考え、設計者に強く認識してもらうためにあえて記述しているのであって、どこまでが整形なのかについては特に規定しない。あえて言及すれば、基本は矩形で多少の凹凸は許容範囲と考える。また矩形を基本としているので、L 形やコ形等はゾーニングにより安全性を確認すべきである。ゾーニングの手法については、設計法案でも示しているが、さらに具体事例による検討を行う。

質問 3. 安全限界変形角が $1/20\text{rad}$ に設定されていることについて、 $1/20\text{rad}$ 以前に全面壁は耐力が 80%以下に低下する実験例があります。全面壁でない場合も根拠となる実験の壁の仕様が限定的であり、適用範囲が不明確です。また根拠の一つとして提示されている振動台実験の荷重変形関係は $1/20\text{rad}$ より先の復元力が記録されていません。適用範囲として筋かいや、木ねじを用いて留めつける面材は使わないとありますが、その他の構法による壁の復元力特性によっては $1/20\text{rad}$ までの耐力をどのように評価するのでしょうか。

上記に関して $1/20\text{rad}$ を安全限界とすることの根拠を提示してください。また、使用が想定される壁材に関する耐力の評価を行っている場合には、その内容を全て提示してください。

(1) 安全限界変形角が $1/20\text{rad}$ に設定されていることについて、 $1/20\text{rad}$ 以前に全面壁は耐力が 80%以下に低下する実験例があります。

(回答)

「追加検討 2 $1/20\text{rad}$ 時の復元力の検証」および回答書（2013 年 5 月 31 日）の 2-3 で説明しているので参照下さい。

土壁の設計用復元力 2P（土壁部のみ）の耐力が 80%以下に低下になっているが、土壁では軸組が必ずあるので、軸組を含む土壁 2P の場合の耐力は 80%以上になっている。

(2) 全面壁でない場合も根拠となる実験の壁の仕様が限定的であり、適用範囲が不明確です。

(回答)

小壁（垂れ壁や腰壁）は実験の実施例が少ないので、今後、追加実験を実施予定で国土交通省に予算等のお願いをしているが、現時点では追加実験を実施できるか未定です。是非、追加実験等の予算を確保していただきたい。

(3) また根拠の一つとして提示されている振動台実験の荷重変形関係は $1/20\text{rad}$ より先の復元力が記録されていません。

(回答)

試験体 No. 5 および No. 6 の 1 階の最大応答変形角（補正後）は、JMA 神戸波加振で No. 5 短辺方向で $1/19\text{rad}$ 、長辺方向で $1/26\text{rad}$ 程度であり、No. 6 短辺方向で $1/17\text{rad}$ 、長辺方向で $1/24\text{rad}$ 程度であるので、回答書（2013 年 5 月 31 日）の 2-3 では、短辺方向で最大変形角 $1/17\text{rad}$ までを図に示している。

(1) 適用範囲として筋かいや、木ねじを用いて留めつける面材は使わないとありますが、その他の構法による壁の復元力特性によっては $1/20\text{rad}$ までの耐力をどのように評価するのでしょうか。

(回答)

伝統的構法の設計法案では、変形性能を確保する観点から、変形角 $1/15\text{rad}$ 以上を確保できない筋かいや、木ねじを用いて留めつける面材は使わないことにしている。壁は土壁や板壁であり、それらの設計用復元力は設計法案で示している。なお、板壁については仕様が限定されているので、今後、いくつかの仕様について検討する。追加実験も予算が確保されれば実施予定である。

(2) 上記に関して $1/20\text{rad}$ を安全限界とすることの根拠を提示してください。

(回答)

設計法案では、使用する構造要素の主要なものについては、要素実験等により $1/10\text{rad}$ まで繰り返し載荷を行い、変形角 $1/15\text{rad}$ 以上の変形性能を確保することになっている。

(3) また、使用が想定される壁材に関する耐力の評価を行っている場合には、その内容を全て提示してください。

(回答)

設計法案に規定している土壁や板壁の他には、使用が想定される壁として木摺り漆喰壁や大壁仕様の土壁がある。木摺り漆喰壁については、木摺り漆喰壁の試行実験および縮小モデルによる実験を実施している。その結果は平成 24 年度報告書 第 3 章 3.4.2 板壁検討グループに記載している。これらの実験から、木摺り漆喰壁も漆喰と併用することで高い耐力が発揮されるが、脚部の引き抜けを生じるなど、軸組の大きな損傷が発生することが分かった。今後、追加実験の予算が確保できれば、木摺り漆喰壁の改良を行って追加実験を実施し、設計用復元力特性を設計法に追加したいと考えている。

質問 4. 柱脚の浮き上がりを許容する場合のせん断耐力の低減係数について、振動台実験結果より低減 0.9 と評価していますが、荷重変形関係が異なる場合には、異なった状態になる場合があると考えられます。現状での適用範囲がどこまでか、根拠も含め明確にしてください。

(回答)

- (1) 低減係数 0.9 は、平成 22 年度および平成 24 年度の振動台実験結果(試験体 No. 4 および No. 5)のみから評価しているのではない。「検討 10 柱脚の浮き上がりによる検討」では、低減係数に関する検討は標準的なモデルとして試験体 No. 4 および No. 5 を対象に行ったもので、簡単のため横架材や小壁による曲げ戻しは考慮していないために、柱脚の浮き上がりに対しては安全側の評価となっている。(この手法は RC 造等で柱脚の浮き上がりを考慮する場合の手法として広く行われている。)
- (2) 試験体 No.4 および No. 5 を対象に行った検討に加え、今回、一般性を持たせるために浮き上がりに対して安全側の狭小スパンのモデルに対し、多くのパラメータを考慮して追加検討した結果、標準設計法で示している低減係数は妥当なものであることを確認している(別添検討資料-2 浮き上がり低減係数に関する検討を参照)。
したがって、標準設計法で対象としている建築物に適用可能と判断する。

平成 22 年度および平成 24 年度の振動台実験では、柱脚の浮き上がりのみを許容(水平方向の移動は拘束)した試験体による実験は行っていない。前検討委員会で平成 20 年度に行った振動台実験(A 棟および B 棟)は正に柱脚の浮き上がりを許容した場合で、実験結果に関する検討が行われているはずであるから、その検討資料を提示していただければ多いに参考になる。

質問５．偏心によるせん断耐力の低減について、評価を行うためには、相当なパターンに関する解析的検討が必要と考えられます。現状での適用範囲がどこまでか、根拠も含め明確にしてください

(回答)

- (1) 偏心により振られる側の構面の変形が大きくなる。このため代表変位と最大変位に関するクライテリアを設けており、代表層間変形角および最大層間変形角がクライテリアを満足することで安全性の確認を行っている。
- (2) 偏心に対する鉛直構面の変形の増大については、詳細設計法では剛体回転する場合の変形の増大を偏心率との関係で算定できる手法を示している。
- (3) 標準設計法では増大を直接算定しないので、せん断耐力を低減することで、低減後の代表変位がクライテリアを満足すれば、結果として最大変位がクライテリアを満足することを確認した上で低減係数を設定しており、内容は詳細設計法と同じである。
- (4) 算定方法は水平構面を剛体としているために、質問７の回答のように、静的な手法であるが水平構面と鉛直構面の剛性比等で補正する方法も示している。
- (5) 質問７の回答のように、鉛直構面や水平構面の剛性および偏心率等をパラメータとした立体モデルによる時刻歴解析も行っており、その結果は設計法案で示している結果に概ね反するものではない。
- (6) 「検討５ 水平構面の剛性と偏心に関する検討」で低減係数設定の根拠とした偏心パターンモデルに、さらに別添検討資料－３で示すように２つのモデルを追加して検討して、低減係数の設定が妥当であることを確認した。低減係数 0.75 は標準設計法の対象範囲で適用可能であると考えている。(別添検討資料－３ 偏心によるせん断耐力低減係数に関する追加検討を参照)

質問 6. 床の剛性・耐力に関する検討はほとんどが整形な建築物についてであるため、現状での適用範囲がどこまでか、根拠も含め明確にしてください。

(回答)

質問 1 で水平構面の検討方法を示しているが、床の剛性・耐力は部屋単位で評価できるため建築物が整形な部屋の集合体であれば適用が可能と考える。質問 1 で具体例についても検討しており、総 2 階建て、部分 2 階建て、平屋すべてに適用できる。質問 2 の回答で平面形に関する設計法での考え方を示しているが、整形でない場合の適用については、今後、さらに具体事例で検証する予定である。

質問 7. 水平構面が不十分な場合のせん断耐力の低減係数、床開口の制限に関して根拠が不明確です。根拠と適用範囲を明確にしてください。

(回答)

- (1) 水平構面が不十分な場合のせん断耐力の低減係数の根拠：水平構面の剛性が不十分な（標準仕様でない）場合、剛性・耐力が小さい鉛直構面の変形が大きくなるが、その場合でも鉛直構面の最大変形角が安全限界変形角を満足するためには、せん断耐力の低減を行って、低減後の耐力でも代表変位が安全限界層間変形角以下に収まれば、結果として最大層間変形角が安全限界変形角を満足することになる。そのための低減係数として、別添検討資料－4 床構面が不十分な場合の低減係数 0.9 に関する追加検討に説明するように 0.9 を提示している。
- (2) 3 次元立体モデルによる時刻歴応答解析（平成 23 年度報告書 2.2.2）では、水平構面の剛性を 1/2 とした場合の検討を行っているが、その場合の水平構面の変形は最大で 2 割程度の増加に留まっている。従って、たとえば釘斜め釘打ちの場合の 1/30rad 時の剛性は、脳天打ち（標準仕様）の半分程度あり、この場合でもせん断耐力を 0.9 倍として安全限界変形角を満足していれば、床の変形増大による鉛直構面の変形増大に対しては、安全限界変形角を満足することになる。釘斜め釘打ちなどのように剛性の低い、現状で良く使われている床仕様については、3 次元立体モデルによる時刻歴応答解析などで検討を行う。
- (3) 床開口制限については、3 次元立体モデルによる解析結果を参照して条件設定しているが、質問 1 でも追加検討しており、開口を許容する場合の条件（開口を挟む鉛直構面の耐力制限）を追記している。
- (4) 試験体 No. 5 における吹き抜けの影響を検討した解析結果（平成 24 年度報告書 2.3.4 及び検討 8）では、吹き抜けによる影響は軽微である。

質問 8. 中地震に対する損傷限界の考え方を追加してください。損傷限界を $1/90\text{rad}$ とする適用範囲と根拠を明確にしてください。

(回答)

中地震に対する損傷限界の考え方は、「損傷限界時において構造要素に耐力の低下がなく、地震後もそのまま継続して使用可能な状態を保持できる」としている。

土壁以外の構造要素については、要素実験で $1/90\text{rad}$ 時に損傷は見られず耐力低下もない。土壁については、要素実験結果（足固め形式および土台形式）から、 $1/90\text{rad}$ 時に軽微なひび割れが生じている試験体もあるが耐力の低下は認められない。従って、設計法で規定している構造要素による建築物であれば適用可能である。

詳細設計法では、稀に発生する地震動に対して近似応答計算で各層の最大応答が安全限界変形角 $1/90\text{rad}$ を超えないことを確認することになっている。標準設計法では、中地震に対する損傷限界については明示していないが、回答書（2013 年 5 月 31 日）の 3-8 で説明しているように、極めて稀な地震動に対して安全限界変形角 $1/20\text{rad}$ 以下になれば損傷限界変形角は $1/90\text{rad}$ 以下になることをケーススタディで確認している。（検討 2 損傷・安全限界変形角に関する検討を参照。）

質問 9. 柱脚非固定の場合

- ①柱脚の滑り量最大値 20 cm としている根拠が不明確です。現状での適用範囲がどこまでか、根拠も含め明確にしてください。
- ②柱脚を固定しない場合の構面間の滑り量の差の検討内容が不明確です。現状での適用範囲がどこまでか、根拠も含め明確にしてください
- ③柱脚を固定しない場合には、滑った際に想定外の挙動を防ぐため、柱や礎石の経年変化に関する配慮が必要と考えられます。また滑動の際に柱が割裂することも想像されます（震動台実験でも確認）がそれらの想定外の事象に対する検討がされていません。滑動を許容する場合にこれらの事象により、上部構造の変形や滑り量に想定外の外力による影響が生じないための条件について検討が行われている場合には、その内容をご提示ください。
- ④水平移動量の設定根拠等が示されていますが、提示された検討内容では不十分と思われます。詳細設計法では質点系モデルによる簡易な柱脚移動量予測式が提案されていますが、柱に作用する軸力や摩擦力は、建物や地震動により様々で、滑動を 1 質点系としてモデル化するためには、水平構面の制限事項、摩擦力のばらつき、軸力変動の影響の範囲等を考慮する必要があります。これらについて検討されている内容があれば提示してください。

- ① 柱脚の滑り量最大値 20 cm としている根拠が不明確です。現状での適用範囲がどこまでか、根拠も含め明確にしてください。

(回答)

- (1) 質点系モデルによる解析(平成 23 年度報告書 2.7.1)では、極稀地震レベルに対して、摩擦係数 0.3~0.6、終局せん断耐力係数 0.3~0.7 の範囲で解析を行い、滑り量が 20cm 以上となったのは、摩擦係数が 0.30 で 1500 ケース中 21 ケース (1.4%)、摩擦係数が 0.35 で 1500 ケース中 2 ケース (0.13%) であり、摩擦係数 0.40 以上では全て 20cm 以下となっている。
- (2) 3次元立体モデルによる時刻歴応答解析(平成 23 年度報告書 2.2.2)では、図 1 に示すように試験体 No.1 とほぼ同じ平面を持つ平屋で、壁配置や壁量を変化させた場合を 8 ケース想定している(表 2)。8 ケースのうち偏心のないケースは 2 ケース(ケース 1 およびケース 2)で、偏心の大きいケースでは 0.3 を超える場合も想定している。また全構面の壁量は 5 ケースが同じ(必要壁量を想定)で 3 ケースは必要壁量より大きくなっている。水平構面については、標準仕様(標準設計法の標準仕様と同じ)と剛性耐力を 0.5 倍した場合および 2 倍した場合の 3 ケースで、柱脚条件としては、固定、摩擦係数 μ (0.3、0.4、0.5) の 4 ケース、柱脚移動を考慮する場合は柱の軸力変動を考慮する場合と考慮しない場合の検討を行っている。入力に極めて希に発生する地震動で第 2 種地盤相当とし、位相特性を 7 種類設定している。滑り量は柱の軸変動を考慮した場合の方がやや大きいので、図 2 にその結果を示している。
- (3) 図 2 から、ケース 1~5 ではあらゆる条件で最大滑り量は 20cm 以下となっている。
- (4) ケース 6~8 では、20cm を超える場合があるが、いずれも摩擦係数が 0.3 の場合である。一方、実大振動台実験ではいずれの試験体でも摩擦係数は 0.4 程度あることが確認されており、この場合は 20cm を超えることはない。またケース 7、8 は偏心率が大きく耐力も非常に大きいケースで、設計法で対象としている建築物で該当する場合はほとんどないと考えられる。
- (5) 摩擦係数は個々の柱では大きなばらつきがある可能性があるため、検討 7 において 3 次元立体モデルの構面ごとの摩擦係数を 0.3~0.5 で変化させた検討を行っている。極稀地震レベルに対して 8 ケース中 1 ケースで最大滑り量が 20cm を超え、7 ケースで 20cm 以下となった。実際の建築物のように多数の柱が存在する場合は、個々の柱脚の摩擦係数のばらつきは平均

- 化されるため、各構面の見かけの摩擦係数は、平均的に 0.4 程度は確保できると考えられる。
- (6) 以上、解析および実験により、極めて稀に発生する地震動時の柱脚の最大滑り量は 20cm とすることに十分な妥当性があると判断できる。（検討 7 および 8 を参照）

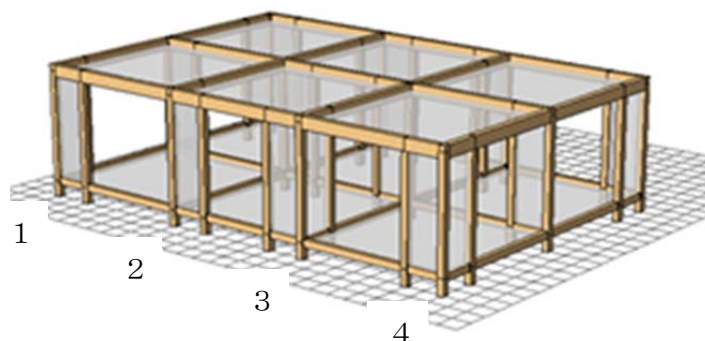


図1 解析モデル

表1 解析ケースと壁配置および偏心率等

	1通り	2通り	3通り	4通り	備考	偏心率 r	充足率 Fe 基準法通り	充足率 Fe^*
ケース1	3.0	1.0	1.0	3.0	外壁が強い一般形	0.000	1.00	1.00
ケース2	2.0	2.0	2.0	2.0	どの通りも等しい	0.000	1.00	1.00
ケース3	2.5	2.5	1.5	1.5	弱い偏心	0.169	1.06	1.06
ケース4	3.0	3.0	1.0	1.0	強い偏心	0.354	1.50	1.68
ケース5	2.5	2.5	0.5	2.5	弱い通りがある	0.079	1.00	1.00
ケース6	3.0	2.0	2.0	2.0	各通りで充足(1)	0.112	1.00	1.00
ケース7	4.0	2.0	2.0	2.0	各通りで充足(2)	0.204	1.18	1.18
ケース8	6.0	2.0	2.0	2.0	各通りで充足(3)	0.354	1.50	1.68

充足率 Fe^* : 0.3 で頭打ちにしない $Fe=1+(r-0.15)/0.3$ ($r>0.15$)

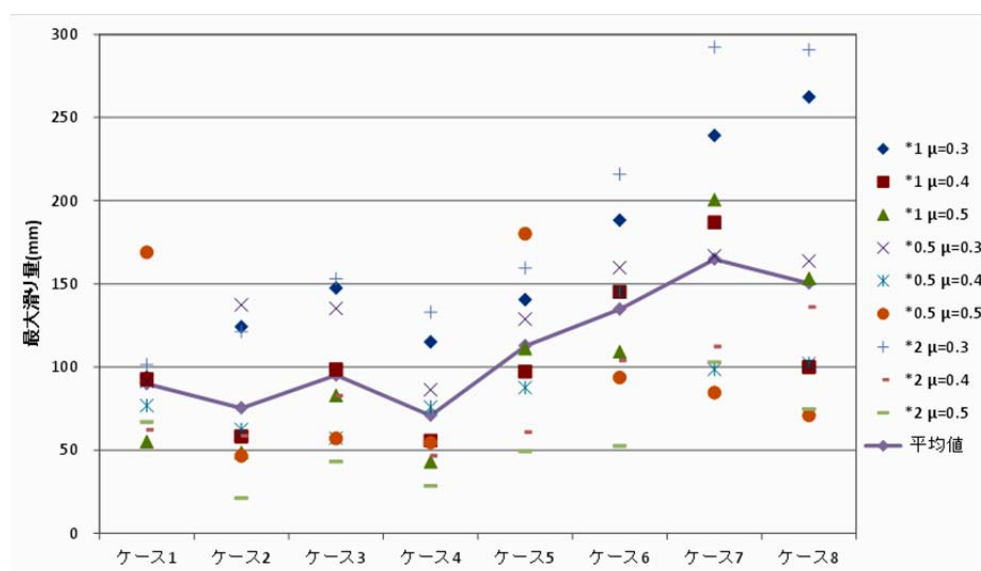


図2 解析ケースと柱脚の滑り量 (柱の軸変動考慮)

注. 図1-3は、平成23年度報告書2.2.2より参照。

② 柱脚を固定しない場合の構面間の滑り量の差の検討内容が不明確です。現状での適用範囲がどこまでか、根拠も含め明確にしてください

(回答)

- (1) 構面間で滑り量に差がある場合、1階水平構面の損傷が懸念されるが、震動台実験では水平構面の損傷は全く無かった。また、標準床の要素実験でも $1/10\text{rad}$ 以上の大きな変形性能が確認されている。
- (2) 1階水平構面の変形は鉛直構面間の滑り量の差および1階床下の柱脚部での変形差により生じる。柱脚部での変形は実験結果から最大で 1cm 程度で、大部分が鉛直構面間の滑り量の差であると考えてよい。震動台実験結果から1階水平構面の変形角は最大で $1/20\text{rad}$ 以下となっている。
- (3) ①で示したように、3次元立体モデルによる解析(平成23年度報告書2.2.2)では、1階床の剛性を大きくしても鉛直構面間の滑り量の差が小さくなる結果にはなっていない。逆に剛性を標準の半分にしても滑り量の差は必ずしも大きくなることはなく、標準設計法で示している1階床の開口制限を守れば問題ないと言える。また、別添検討資料-5によれば、河合の解析(ケース1~ケース5に相当)とはほぼ同じ条件で、床に開口(設計法での開口制限より大きい)を設けた場合の検討を行っているが、解析結果から1階水平構面の最大変形角はすべて $1/30\text{rad}$ を下まわっており、床開口の影響は小さい。従って、開口制限以下の床開口であれば問題のない結果となっている。

③ 柱脚を固定しない場合には、滑った際に想定外の挙動を防ぐため、柱や礎石の経年変化に関する配慮が必要と考えられます。また滑動の際に柱が割裂することも想像されます(震動台実験でも確認)がそれらの想定外の事象に対する検討がされていません。滑動を許容する場合にこれらの事象により、上部構造の変形や滑り量に想定外の外力による影響が生じないための条件について検討が行われている場合には、その内容をご提示ください。

(回答)

- (1) 礎石は設計法で提示している仕様を守れば、長期に渡って経年変化することはない。
- (2) 柱脚は腐朽等により経年変化することはあるが、伝統的構法では柱は露出しているため、日常メンテナンスにより常に問題のない状態を保つことは可能である。
- (3) 震動台実験で柱底面の割裂が確認されているが、極稀地震レベルや巨大地震レベルの繰り返し加振に対しても、建物全体の滑り挙動が急変することは無かったため、実際には、割裂が生じて地震後に根継ぎなどで補修することで十分と考える。ただし、設計者の判断で、柱の割裂の影響を小さくするため、柱脚にバンドを巻くなどの措置をとることは制限しない。
- (4) 足固め下での柱の折損は荷重支持能力を喪失させるためこれを防ぐ必要があり、別途作用応力度の検定を行うか、標準設計法では柱断面寸法を規定以上にすること求めている。
- (5) 柱脚の滑りに対しては想定外も考慮し、柱の中心が礎石内に留まるとしているため、 20cm 以上の滑り量でも落下しない(例えば柱径 15cm の場合 27.5cm)。
- (6) 柱脚は礎石から落下しないことを設計目標としているが、想定外を考慮して落下による衝撃を小さな範囲に留めるために、礎石の高さを 10cm 以下としている。この場合でも落下した柱が礎石に引っかかって上部構造に損傷を与える可能性があるため、この場合でも確実に安全性を確保するためには、礎石天端と基礎天端を同一にすればよいが、設計でどこまで配慮するかは設計者の判断に委ねられると考える。
- (7) 木造の耐震診断指針(日本建築防災協会)では、柱脚が拘束されていることが耐震性能を確保する上で最良の手法であるとの前提で評価がなされているが、この評価基準は在来工法に

適用するものであり、伝統的構法の石場建てには適用できないと言える。

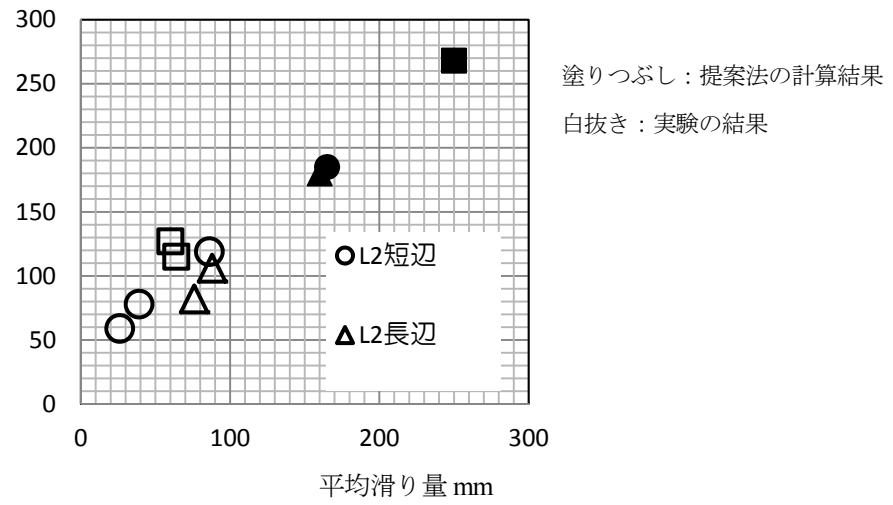
- ④ 水平移動量の設定根拠等が示されていますが、提示された検討内容では不十分と思われます。詳細設計法では質点系モデルによる簡易な柱脚移動量予測式が提案されていますが、柱に作用する軸力や摩擦力は、建物や地震動により様々で、滑動を1質点系としてモデル化するためには、水平構面の制限事項、摩擦力のばらつき、軸力変動の影響の範囲等を考慮する必要があります。これらについて検討されている内容があれば提示してください。

(回答)

- (1) 指摘にあるように、柱脚の滑り量を適切に予測するためには滑りに影響すると考えられる様々な要素を考慮する必要がある。質点系モデルによる滑り量の予測は、関与する要素およびばらつきを考慮しない場合の滑り量と考えるのが妥当である。図2に示されている平均値が質点系での滑り量予測値に近いと考えられる。ケース1～ケース5を対象とすると、平均滑り量は10cm程度で最大の場合でも平均値の2倍以下である。
- (2) 提案している滑りを考慮した限界耐力計算法は、等価1質点モデルを基本としているため、柱に作用する軸力や摩擦力のばらつき、水平構面の剛性強度などを扱うことはできない。詳細設計法の設計資料2-3に示すように、まず提案する計算法では滑りの減衰をあらわすパラメータ β を0.25とし、一定摩擦係数 μ を0.4とすることで、基準の滑り量を安全側に大きく算定している。さらに、各種ばらつきの考慮として詳細設計法5.7の解説に示すように、摩擦係数を0.9倍、基礎加速度を1.2倍することとしている。
- (3) 以上のパラメータ設定の妥当性は、No. 4, 5, 6の実大実験結果との比較によって確認している。データ比較資料は回答書(2013年5月31日)の4-5「滑りを限界耐力計算で出す方法(河合委員)」でまとめているが、再度データを示すと図3のようになる。これからも提案する滑り計算法は十分に安全側である。また、検討7で示したように柱脚の滑りに関する検討は、質点系モデルだけでなく、摩擦係数のばらつきや軸力変動を考慮した3次元立体モデルによる時刻歴応答解析によって行っている。これらの解析結果と比べても、滑り量が過小に算出されることはなく、提案手法のパラメータ設定は妥当であると判断している。
- (4) 偏心等個々の要素が滑りにどのように影響するかはまだ定量的な把握ができていないために、当面の措置として、詳細設計法においても最大滑り量を標準設計法と同じ想定で設計することも検討する。

最大滑り量 mm

実験の最大値および提案する計算法で摩擦係数を 0.9 倍, 基礎加速度を 1.2



実験の平均値および提案する計算

図3 予測式による滑り量と実験値の比較

別添検討資料

別添検討資料－ 1 水平構面の具体的検討例

別添検討資料－ 2 浮き上がり低減係数に関する検討

別添検討資料－ 3 偏心によるせん断耐力低減係数に関する追加検討

別添検討資料－ 4 床構面が不十分な場合の低減係数 0.9 に関する追加検討

別添検討資料－ 5 吹き抜けや床抜けの解析による検討

別添検討資料－１ 水平構面の具体的検討例

1.2 階床

外周構面は片側にしか水平構面が接続されていないために、内部構面と比較して水平構面を介して伝達されるせん断力が大きくなるために、図1の場合①通り－②通り間の水平構面の安全性について検討する。

・鉛直構面のクライテリアは安全限界層間変形角を $1/20\text{rad}$ としているが、水平構面は $1/10\text{rad}$ まで変形能力を有することが実験で確認されているが、鉛直構面間の変形差を小さくするために、変形角が $1/30\text{rad}$ 時に水平構面を介して伝達される水平力（せん断力）が水平構面のせん断耐力以下に収まることを確認する。

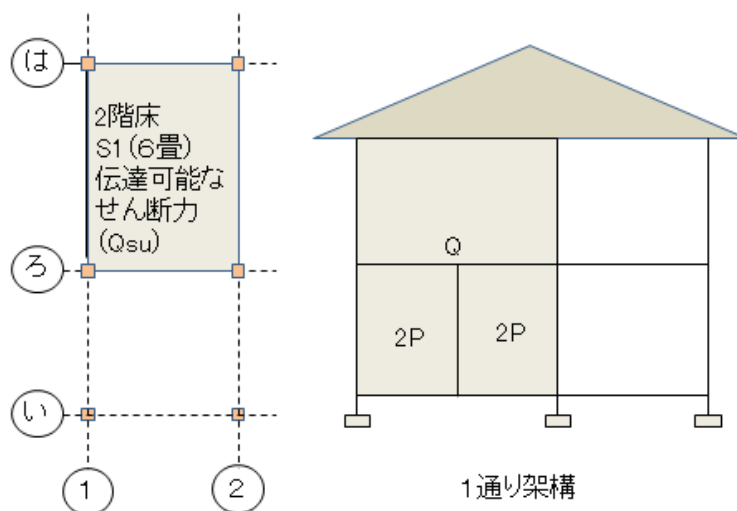


図1 水平構面の安全性の検討（具体例）

図1の①－②間、ろーは間（6畳の間）の床（S1）について検証する。

① 通りの鉛直構面は最も耐力が大きい場合として、ろーは間は土壁（ $2P+2P$ ）とする。

Q_{su1} : 本文表1から $2.99 \times 3.64 = 10.9\text{kN}$

Q_{su2} : 柱と横架材（弱軸方向）仕口接合部のモーメント（ $1/30\text{rad}$ 時）は1か所 2kNm （表4）で、せん断耐力は $(2 \times 4) / 2.73 = 2.9\text{kN}$

従って $Q_{su} = 10.9 + 2.9 = 13.8\text{kN}$

Q は、ろーは間で負担する建物重量（ W : 2階および1階の重量） $\times C_b$ として求まる。 W は m^2 あたりの重量を 3.0kN とすると、 $W = 3.0 \times 1.37 \times 3.64 \times 2 = 29.9\text{kN}$

$C_b = 0.4$ とすると、 $Q = 0.4 \times 29.9 = 12.0\text{kN}$

（ Q は建物重量と C_b により異なるが、伝統的構法建築物では、外周構面で土壁が支配的な場合は通常 3.0kN/m^2 以上ある。 C_b は階高 3m の場合に必要な耐力として想定している）

$Q_u = 7.8$ （ $2P$ 壁の $1/20\text{rad}$ 時耐力） $\times 2 + 1.0$ （長ほぞの曲げモーメントから求めたせん断耐力：階高 3m の場合） $\times 2$
 $= 15.6 + 2.0 = 17.6\text{kN}$

水平構面に作用するせん断力は

$$Q_u - Q = 17.6 - 12.0 = 5.6 \text{ kN}$$

水平構面のせん断耐力は

$$Q_{su} = 13.8 \text{ kN}$$

従って、 $Q_{su} \geq (Q_u - Q)$

具体例では、6 畳の間について検討を行っているが、4.5 畳から 12 畳まで同様の検討を行っても、安全性に全く問題はない。

従って、2 階床については、具体例からも耐力に十分余裕があるために、床および土壁（厚さ 60mm 以下）が標準仕様の場合は安全性の検討は省略してよい。壁厚が大きい場合は検討が必要である。

2. 下屋屋根

具体例として試験体 No. 5 の下屋屋根について検討した結果を以下に示す。試験体 No. 5 の場合、下屋屋根は切妻屋根（出が短い場合と長い場合）と片流れ屋根があり、下屋屋根として代表的な形状である。

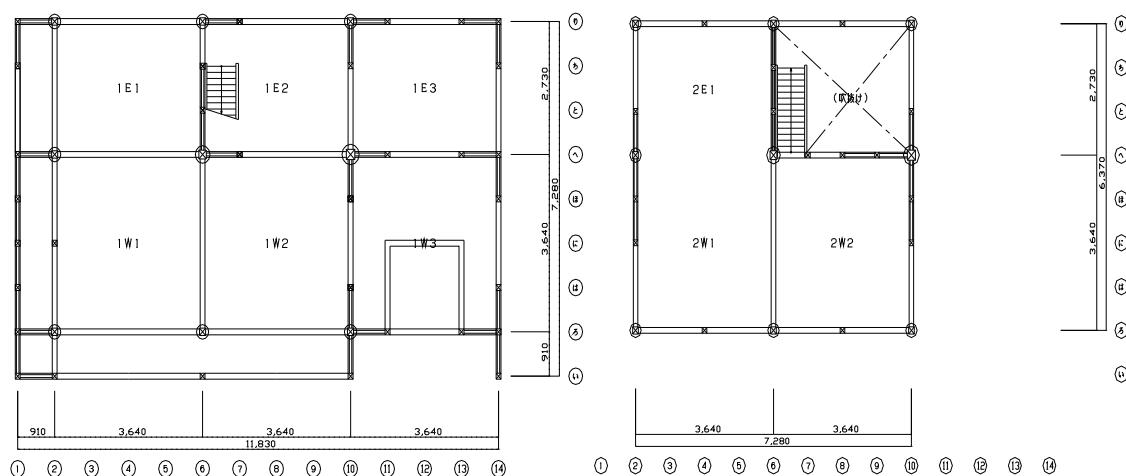


図 2 試験体 No. 5 の平面図



図 3 試験体 No. 5 の立面図

立面図の○印が下屋屋根の部分である。

2.1 ①－②間の下屋屋根(A)の検討

- ・ Q_{su} の算定

$$Q_{su1} = 10.5 \text{ kN} \quad (1/30 \text{ rad 時: 本文表 2 より } 1.44 \times 7.28 = 10.5)$$

$$Q_{su2} = 2 \times 3 / 0.91 = 6.7 \text{ kN} \quad (1/30 \text{ rad 時})$$

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} = 17.2 \text{ kN}$$

1 通りのせん断耐力 (1/20rad 時) は

$$Q_u = 34.6 \text{ kN} \quad (4.8 \text{ kN/m: 計算例から})$$

$$Q = W \times C_b = 24.3 \times 0.59 \quad (\text{応答値}) = 14.3 \text{ kN}$$

1 通り重量(W)

$$\text{屋根: } 0.94 \times 1.35 \times 9.1 = 11.5 \text{ kN} \quad \text{土壁: } 0.63 \times (7.28 \times 1.5 + 6.37 \times 1.45) = 12.8 \text{ kN}$$

$$\text{合計: } 24.3 \text{ kN}$$

$$Q_u - Q = 20.3 \text{ kN}$$

検討結果は、 Q_{su} が $Q_u - Q$ を若干下回っている。

試験体は 2 階床と同様の仕様で屋根下を補強しているため、 Q_{su} は非常に大きくなり全く問題のない結果になっているが、補強がない場合は、変形角が 1/30 を超えていた可能性がある。

従って、標準設計法では下屋部分の鉛直構面の耐力を制限する必要がある。

鉛直構面のせん断耐力が 3.0 kN/m の場合、 $Q_u - Q = 7.5 \text{ kN}$ ($Q_{su} = 17.2 \text{ kN}$: Q_{s1} のみ考慮の場合で 10.5 kN)

標準設計法では下屋の出が 1.5m 以下の場合は、鉛直構面のせん断耐力を 3.0kN/m 以下とする。
屋根下に 2 階床同等の補強をする場合は、特に耐力制限を設けない。

下屋部分に上記の制限を設けることで、屋根面の安全性を確保できる。

・ 逆に 1 通りに全面壁がない場合は、1 通りに作用するせん断力が屋根を介して 2 通りに伝達されるので、この場合の安全性について検討する。

1 通りの重量は軽くなるので壁重量を低減し、約 18kN とする。

$$Q = 18 \times 0.59 = 10.6 \text{ kN} \quad Q_u = 5.0 \text{ kN} \quad (\text{柱ほぞ程度})$$

$$Q - Q_u = 5.6 \text{ kN} \quad Q_{su} = 17.2 \text{ kN}$$

Q_{su} が $(Q - Q_u)$ を大幅に上回り安全である。

・ 参考までに算定した①－②間下屋屋根のせん断力－変形角関係包絡線を図 4 に示す。

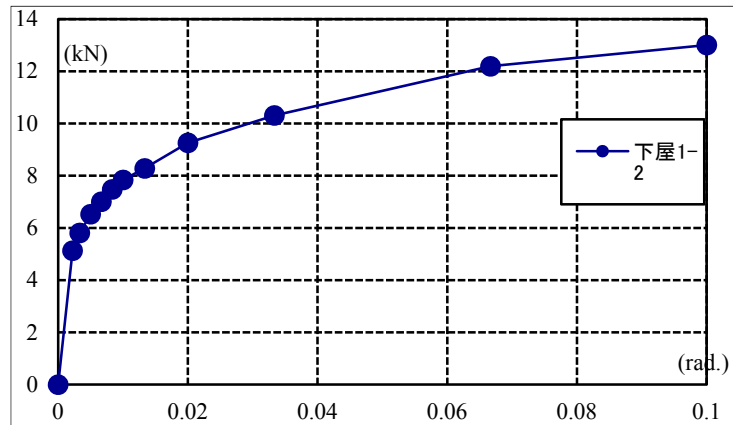


図4 下屋屋根（1－2間）のせん断力－変形角関係

2.2 ⑩－⑭間下屋屋根（B）の検討

・ Q_{su} の算定

$Q_{su1} = 7.9\text{kN}$ (1/30rad 時：表 2 より $1.08 \times 7.28 = 7.9\text{kN}$)

$Q_{su2} = 2 \times 6 / 3.64 = 3.3\text{kN}$ (1/30rad 時)

$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} = 11.2\text{kN}$

14 通りのせん断耐力 (1/20rad 時) は

$Q_u = 32.8\text{kN}$ (4.5kN/m)

$Q = W \times C_b = 38.3 \times 0.59$ (応答値) $= 22.6\text{kN}$

14 通り重量(W) 屋根： $1.04 \times 2.72 \times 9.1 = 25.7\text{kN}$

土壁： $0.63 \times (7.28 \times 1.5 + 6.37 \times 1.44) = 12.6\text{kN}$ 合計：38.3kN

$Q_u - Q = 10.2\text{kN}$

$Q_{su} \geq (Q_u - Q)$

この場合のように下屋の出が大きい（部屋がある）場合は、鉛直構面のせん断耐力が大きくても水平構面の変形は 1/30rad 以下に収まるが、変形量が大きくなるために鉛直構面間に大きな変形差が生じる可能性がある。このため設計法ではゾーニングによる検討を行うことで建築物の安全性を確認することになっている。

2.3 いーろ間（C）の検討

・ Q_{su} の算定

$Q_{su1} = 18.9\text{kN}$ (1/30rad 時：表 3 より $1.69 \times 11.8 = 19.9\text{kN}$)

$Q_{su2} = 2 \times 4 / 0.9 = 8.9\text{kN}$ (1/30rad 時)

$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} = 28.8\text{kN}$ (2.4kN/m)

い通りのせん断耐力 (1/20rad 時) は

$Q_u = 11.7\text{kN}$ (1.0kN/m：計算例から)

$Q = W \times C_b = 19.9 \times 0.52$ (応答値) $= 10.3\text{kN}$

い通り重量(W) 屋根： $0.94 \times 1.35 \times 13.6 = 17.3\text{kN}$

土壁： $0.63 \times (2.73 \times 1.5) = 2.6\text{kN}$ 合計：19.9kN

$Q_u - Q = 1.4\text{kN}$

この場合はい通りが負担する重量に見合う水平力とせん断耐力がほぼ同じなために、屋根面を介して伝達されるせん断力は極めて小さく安全な結果となっているが、標準設計法では片流れ屋根の場合も、切妻屋根と同様の鉛直構面の耐力制限が必要である。

3. 床開口（吹き抜け）がある場合の検討

図 1 で床開口（1-2 間、い-ろ間）がある場合の検討

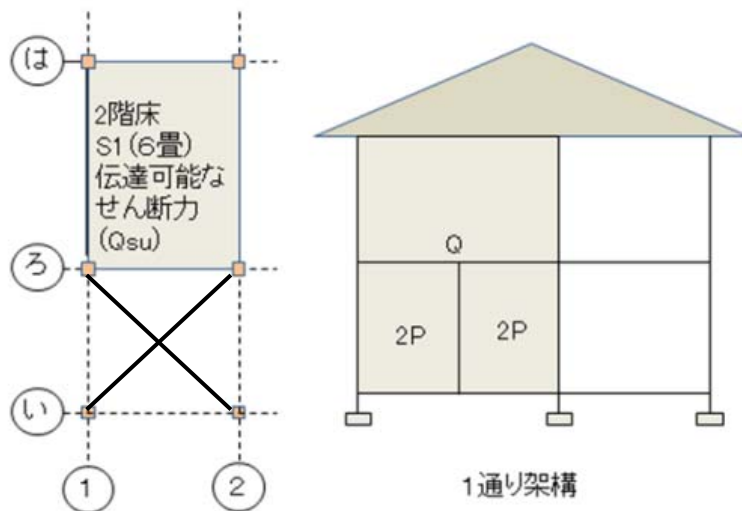


図 5 床開口（吹き抜け）がある場合の検討

この場合の開口幅は全幅の 43%である。

図 5 の 1－2 間、ろ－は間（6 畳の間）の床で水平力を伝達できるか検証する。

1 通りの鉛直構面は最も耐力が大きい場合として、ろ－は間は土壁（ $2P+2P$ ）とする。
い-ろ間のせん断耐力は 2.0kN（土壁なし）～13.1（土壁： $1P+2P$ ）とする

Q_{su1} ：表 1 から $2.99 \times 3.64 = 10.9\text{kN}$

Q_{su2} ：柱と横架材（弱軸方向）仕口接合部のモーメント（ $1/30\text{rad}$ 時）は 1 か所 2kNm（表 4）
で、せん断耐力は $(2 \times 6) / 2.73 = 4.4\text{kN}$

従って $Q_{su} = 10.9 + 4.4 = 15.3\text{kN}$

Q はろ－は間で負担する建物重量（ W ：2 階および 1 階の重量） $\times C_b$ として求まる。 W は m^2 あたりの重量を 2.5kN とすると、 $W = 2.5 \times 1.37 \times 3.64 \times 2 = 24.9\text{kN}$

$C_b = 0.4$ とすると、 $Q = 0.4 \times 24.9 = 10.0\text{kN}$

（ Q は建物重量と C_b により異なるが、伝統的構法建築物では、外周構面で土壁が支配的な場合は通常 3.0kN/m^2 以上あるが、床開口ががあるので 2.5kN/m^2 とする）

$Q_u = 17.6$ （ろ-は間） + $(2.0 \sim 13.1) = 19.6 \sim 30.7\text{kN}$

水平構面に作用するせん断力は

$Q_u - Q = (17.6 \sim 30.7) - 10.0 = 7.6 \sim 20.7\text{kN}$

水平構面のせん断耐力は

$Q_{su}=15.3\text{kN}$

従って、いーろ間が 1P 程度の土壁 ($Q_u-Q=12.9\text{kN}$) であれば

$Q_{su} \geq (Q_u-Q)$ は成立する

この場合の 1 通りのせん断耐力は 22.9kN (3.6kN/m) である。

2 階に床開口がある場合は、残りの床で水平力（せん断力）を伝達できることを確認する。標準設計法では開口の大きさは建築物全幅（下屋を含む）の 40%以下とし、開口を挟む鉛直構面のせん断耐力を 3.5kN/m 以下とする。

上記の規定により、床開口がある場合の安全性を確保することができる。

4. 水平構面の評価法

質問 1 の回答で示した水平構面（床・屋根）のせん断耐力算定方法は、平成 24 年度検討委員会報告書 2.3.2(4)3)② 床水平構面の評価法(簡易評価法)を参照しているので、その主要関係部分を以下に示す。

② 床構面の評価法(簡易評価法)

床面全体の回転剛性と回転モーメントは次式により評価することができる

$$\text{床面全体の回転剛性 (kNm/rad.) } K_{F\theta} = \alpha \cdot 2 \cdot k_n \cdot d^2 \cdot N + \sum_i k_{ji} \quad (2.3.2-38)$$

$$\text{床面全体の回転モーメント (kNm) } M_{Fa} = 2 \cdot P_{na} \cdot d \cdot N + \sum_i k_{ji} \cdot \frac{P_{na}}{d \cdot k_n} \quad (2.3.2-39)$$

ここで、 α ：床水平構面全体の面内せん断変形に対する床板と根太の釘接合点間の回転による床板面全体の見かけのせん断変形の割合

床板直張りとは床板+落とし込み根太の場合は $\alpha=1.0$

床板+転ばし根太の場合は $\alpha=0.9$ (根太-桁接合部の変形が生じるため)

N ：床面全体の床板と根太・梁との釘接合点の総数

釘接合点：図 2.3.2-146 に示すように床板と根太・梁との交差部で釘により接合されている部位。

d ：釘接合点の釘の間隔(図 2.3.2-146 参照)

k_{ji} ：軸組仕口の面内せん断方向の回転剛性($1/30\text{rad}$.割線剛性)(添え字 i は接合部個数を表す)

床構面の単位長さ当たりのせん断剛性 ΔK_F とせん断耐力 ΔP_{aF} への変換は次式で行う。

$$\text{単位長さ当たりのせん断剛性 (kN/rad.m) } \Delta K_F = \frac{K_{F\theta}}{L_x \cdot L_y} \quad (2.3.2-40)$$

$$\text{単位長さ当たりのせん断耐力 (kN/m) } \Delta P_{aF} = \frac{M_{Fa}}{L_x \cdot L_y} \quad (2.3.2-41)$$

ここで、 L_x 、 L_y は、床の各辺の長さである。

図 2.3.2-156 のように床の面積を $L_x \cdot L_y$ とし、板幅を w 、根太間隔を p とすると、釘接合点数 N は、次式で与えられる。

$$N = \left(\frac{L_y}{p} + 1 \right) \left(\frac{L_x}{w} \right) \quad (2.3.2-42)$$

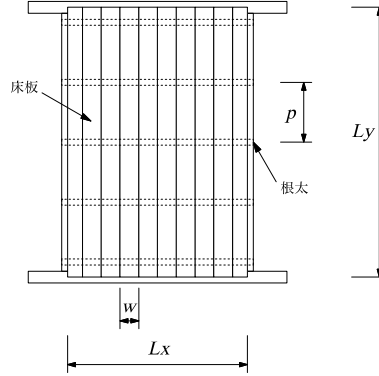


図 2.3.2-156 記号の定義（床の図と記号の関係を示す）

③ 床構面の評価法(包絡線の推定)

釘 1 本のせん断力 ($P_n(\delta)$)－滑り (δ) 関係と軸組仕口の面内せん断方向の曲げモーメント (M_{ji})－回転角 (R) 関係より、次式を用いて床構面の回転モーメント ($M_{F(R)}$)－変形角 (R) 関係に変換できる。

$$M_{F(R)} = 2 \cdot P_{n(\delta)} \cdot d \cdot N + \sum_i M_{ji(R)} \quad (2.3.2-43)$$

$$\delta = d \cdot \alpha \cdot R \quad (2.3.2-44)$$

変形角 R 時の床構面の単位長さ当たりのせん断耐力 $\Delta P_{F(R)}$ は、式 2.3.2-43 を式 2.3.2-45 に代入することによって求まる。

なお、本方法で包絡線が推定可能な変形角は $1/30\text{rad}$ までとする。

$$\Delta P_{F(R)} = \frac{M_{F(R)}}{L_x \cdot L_y} \quad (2.3.2-45)$$

④ 切り妻屋根構面の評価法(簡易評価法)

切り妻屋根面全体を水平投影した場合の面内せん断力に対する回転剛性 (kNm/rad .)

$$K_{F\theta} = \alpha \cdot 2 \cdot k_n \cdot d^2 \cdot N \cdot \cos^2 \theta \quad (2.3.2-46)$$

切り妻屋根面全体を水平投影した場合のせん断耐力 (kNm)

$$M_{Fa} = 2 \cdot P_{na} \cdot d \cdot N \cdot \cos \theta \quad (2.3.2-47)$$

ここで、 α ：水平投影した切り妻屋根全体の面内せん断変形に対する野地板と垂木の釘接合点間の回転による野地板面全体の見かけのせん断変形の割合 $\alpha=0.9$

N ：切り妻屋根面全体の野地板と垂木との釘接合点の総数

釘接合点：図 2.3.2-146 に示すように野地板と垂木との交差部で釘により接合されている部位。

d ：釘接合点の釘の間隔(図 2.3.2-146 参照)

θ ：切り妻屋根の勾配

水平投影した切り妻屋根構面の単位長さ当たりのせん断剛性 ΔK_F とせん断耐力 ΔP_{aF} への変換は式 2.3.2-40 および式 2.3.2-41 で行う。

⑤ 切り妻屋根構面の評価法(包絡線の推定)

釘 1 本のせん断力 $(P_n(\delta))$ －すべり (δ) 関係より、次式を用いて水平投影した切り妻屋根構面全体のモーメント $(M_{F(R)})$ －変形角 (R) 関係に変換できる。

$$M_{F(R)} = 2 \cdot P_{n(\delta)} \cdot d \cdot N \cdot \cos \theta \quad (2.3.2-48)$$

$$\delta = d \cdot \alpha \cdot R \cdot \cos \theta \quad (2.3.2-49)$$

従って、水平投影した切り妻屋根構面の単位長さ当たりのせん断耐力 $\Delta P_{F(R)}$ は、式 2.3.2-48 および式 2.3.2-49 を式 2.3.2-45 に代入することで求まる。但し、 L_x 、 L_y は、切り妻屋根の軸組(軒桁＝ L_x 、妻梁＝ L_y) の各辺の長さとする。

切り妻屋根面の野地板－垂木間の釘接合点の総数 N は、以下のように算出する。野地板幅を w 、軒方向の垂木間隔を p 、妻方向の勾配面に沿った軒の出を含む屋根面の総長さ(切り妻屋根では両面の合計)を L_r とすると、次式で与えられる。

$$N = \left(\frac{L_y}{p} + 1 \right) \left(\frac{L_x}{w} \right) \quad (2.3.2-50)$$

別添検討資料－２ 浮き上がり低減係数に関する検討

標準設計法において、柱脚を鉛直方向のみフリーにする仕様については、耐力要素の浮き上がりによる低減を考慮する必要がある。既存の設計手法において、浮き上がり低減係数を採用しているものに、「2012 年改訂版木造住宅の耐震診断と補強方法（一般財団法人 日本建築防災協会）」（以下、診断基準という。）がある。診断基準は耐震改修促進法において国土交通大臣の認定を受けている手法である。よって、低減係数の妥当性を説明するため、診断基準に示されている浮き上がり低減係数の解析根拠を元に簡略化した手法により検討する。

検討するモデルの概要は下記の通りである。下記モデルにおける土台と基礎の接している部分の鉛直バネの自由（水平方向の移動を拘束するが、上下方向の移動を拘束しない）及び固定（上下方向及び水平方向の移動を拘束する）とした場合のせん断力を比較することにより、浮き上がり低減係数が算出される。

1) 平屋及び2階建て解析モデルの概要

1. 解析は静的変位増分解析による。
2. 1階、2階の荷重分布は A_i 分布及び同一とする。
3. A_i 分布は2階の $\alpha_i=0.5$ と仮定し、 C_b 検討の際に算出した等価固有周期が 1.01～1.66sec であったので、当該等価固有周期を用いて算出した。結果、水平力分布は $P_2=3$ 、 $P_1=1$ とした。
4. 解析モデルの概略は図 1 に示す。階高は各階 3000mm とした。
5. 柱脚の浮き上がりが生じやすい狭小スパンを考慮して、平家、2階について、それぞれ 4P（1P は幅 910mm）モデルとする。
6. 土壁の配置を変えて、検討を行う。（図 2 参照）
7. 柱はスギ 120mm 角、梁はスギ 120×240mm、土台はスギ 120×120mm とする。
8. 土壁 60mm の耐力壁の復元力をブレース置換し、負勾配を有するトリリニアモデルとし、柱の接合部は長ほぞを想定し、柱端部をトリリニアモデルの曲げバネとしてモデル化する。土壁及び長ほぞ 4 箇所を組み合わせた 1P の復元力特性を図 3 に示す。
9. 地盤バネは考慮しない。
10. 接合部は梁の曲げは考慮しない。
11. 土台と基礎の接している部分の鉛直バネは圧縮に関してはめり込みバネ 3800N/mm、引張に関しては、固定及び自由をモデル化する。
12. 浮き上りに抵抗する鉛直荷重を加える。鉛直荷重はN値法にて想定している負担面積である中柱 $1.82 \times (1.82+0.6)$ 、側柱 $(0.91+0.6)^2$ に対して、屋根は、中柱 $0.91 \times (1.82+0.9)$ 、側柱 $(0.45+0.9)^2$ 、2階は中柱 0.91×1.82 、側柱 0.45^2 とした。本検討は柱が隣接していること、伝統的構法であるので軒が出ていることから負担範囲を補正した。また、単位荷重は屋根荷重、2階床は 1000N/m²、土壁は 850N/m²、その他の壁として 425N/m²（開口率 0.5）とした。（表 1 参照）
13. 浮き上がりが生じた場合は、浮き上がった時点での耐力を維持する。

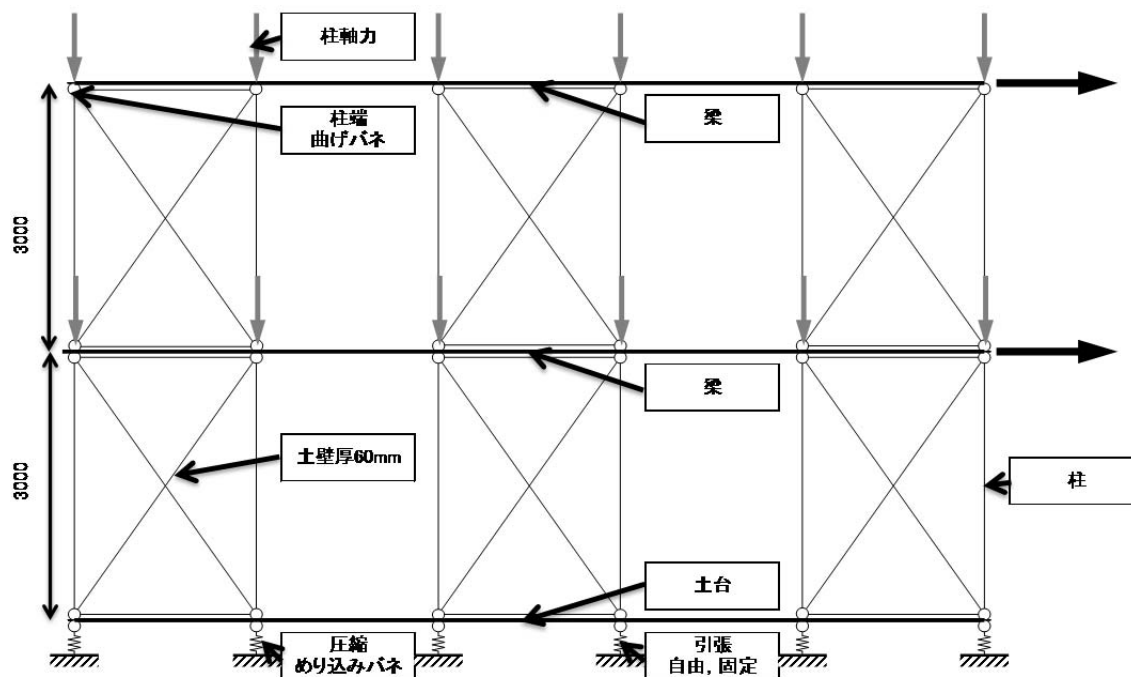
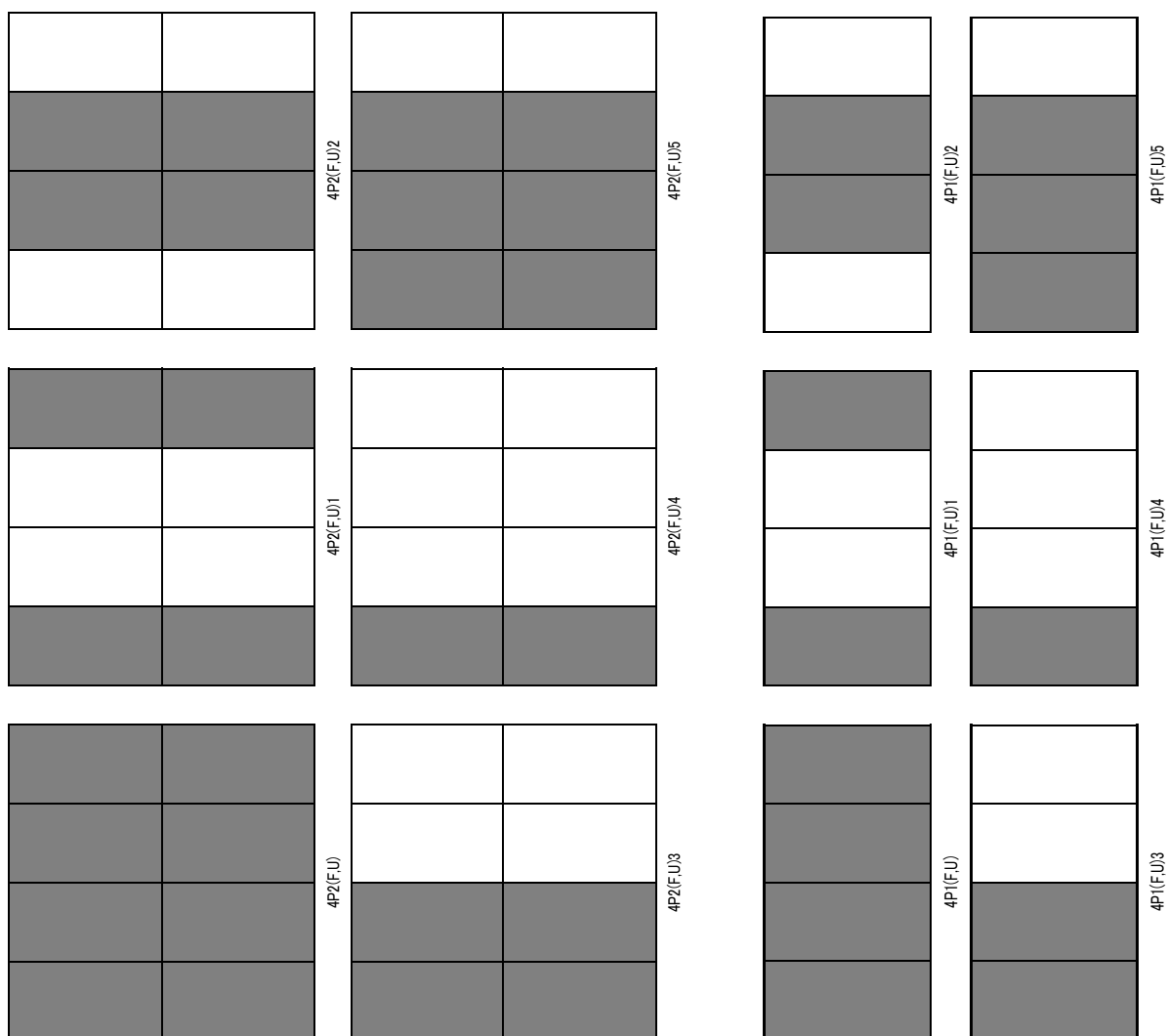


図 1 検討モデル概要

表 1 荷重の根拠

部位	材料	N/m ²	
屋根	瓦	516	
	ルーフィング	12	
	野地板	60	
	垂木	40	
	母屋	65	
	小屋梁	270	
	天井下地	60	
	天井板	50	
		1073	→1000
床	床梁	250	
	根太	35	
	床板	50	
	天井下地	60	
	天井板	50	
	住宅積載	600	
		1045	→1000
壁	土壁	707	
	軸組	150	
		857	→850

詳細設計法 固定荷重参考値参照



2階建て

平屋

図2 4Pモデルの壁配置

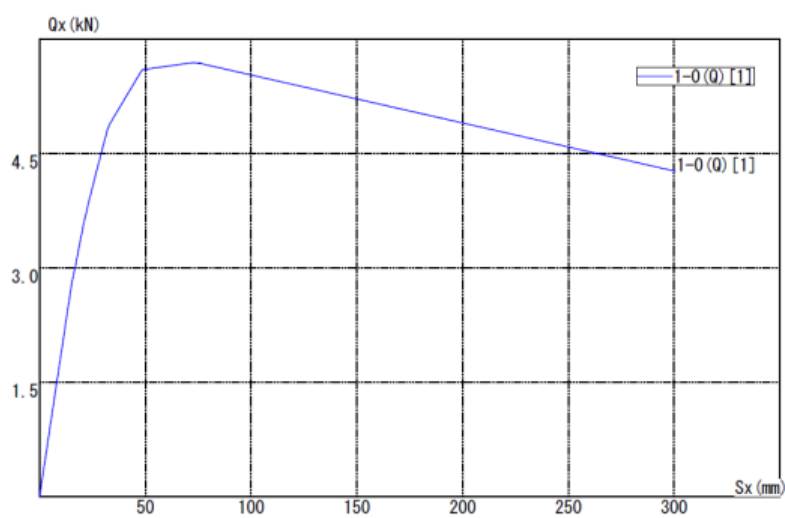


図3 土壁 1P (長ホヅ 4箇所含む) 復元力

2) 結果

検討した結果を表 2 に示す。

表 2 各モデルの各層間変形角におけるせん断力の比較

外力	階	モデル	固定モデル(F)(kN)				浮き上がり(U)(kN)				浮き上がり/固定			
			1/120	1/90	1/60	1/20	1/120	1/90	1/60	1/20	1/120	1/90	1/60	1/20
同一	平屋	全面壁	14.2	17.3	19.8	17.8	10.4	11.8	13.3	13.8	0.73	0.68	0.67	0.78
		1	8.9	10.6	12.1	11.4	7.0	8.3	10.3	11.9	0.79	0.79	0.85	1.04
		2	9.0	10.6	12.1	11.4	7.8	8.8	10.1	12.0	0.87	0.83	0.83	1.05
		3	9.0	10.6	12.1	11.4	6.7	7.4	8.6	12.2	0.75	0.70	0.71	1.07
		4	6.4	7.3	8.3	8.2	5.1	5.7	6.8	8.5	0.80	0.78	0.83	1.04
	2階 (1階)	全面壁	14.3	17.2	19.8	17.8	10.8	12.5	14.8	17.1	0.76	0.73	0.75	0.96
		1	8.9	10.6	12.1	11.4	7.1	8.5	10.8	11.7	0.80	0.80	0.89	1.03
		2	9.1	10.7	12.1	11.4	7.9	9.4	11.0	11.6	0.87	0.87	0.91	1.02
		3	9.0	10.6	12.1	11.4	7.1	8.2	9.8	12.0	0.79	0.78	0.81	1.05
		4	6.3	7.3	8.3	8.2	5.4	6.1	7.4	8.4	0.85	0.84	0.89	1.02
	2階 (2階)	全面壁	—	—	—	—	6.7	7.3	8.0	8.5	—	—	—	—
		1	—	—	—	—	5.2	5.9	—	—	—	—	—	—
		2	—	—	—	—	5.3	6.0	—	—	—	—	—	—
		3	—	—	—	—	4.6	5.0	5.8	—	—	—	—	—
		4	—	—	—	—	3.7	4.2	—	—	—	—	—	—
Ai	2階 (1階)	全面壁	14.2	17.2	19.8	17.8	10.0	11.3	13.0	14.6	0.70	0.66	0.66	0.82
		1	8.8	10.6	12.1	11.4	6.7	8.1	10.1	11.8	0.77	0.76	0.83	1.04
		2	9.0	10.7	12.1	11.4	7.6	8.6	10.3	12.1	0.84	0.81	0.85	1.06
		3	8.9	10.6	12.1	11.4	6.6	7.6	8.8	12.3	0.73	0.72	0.73	1.08
		4	6.3	7.3	8.3	8.2	5.1	5.7	6.9	8.5	0.81	0.78	0.83	1.03
	2階 (2階)	全面壁	13.9	—	—	—	8.1	9.2	10.0	11.0	0.58	—	—	—
		1	8.5	—	—	—	6.0	7.1	8.6	—	0.71	—	—	—
		2	8.8	—	—	—	6.4	7.2	8.1	—	0.73	—	—	—
		3	8.7	—	—	—	5.6	6.1	7.1	—	0.64	—	—	—
		4	6.1	—	—	—	4.4	4.9	5.9	—	0.71	—	—	—
	2階 (2階)	全面壁	11.3	—	—	—	6.9	7.8	8.9	10.8	0.61	—	—	—
		1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

※—は当該変形角まで至らなかったことを示す。

3) 結論

標準設計法は浮き上がりによる低減係数を一律 0.9 としている。本検討において、土壁とホゾによる全面壁は 1/20rad 時に 0.78～0.96 の低減が生じているが、その他のケースにおいては低減が生じておらず、むしろ耐力が上昇する結果となった。

浮き上がりが生じていない場合は、土壁の復元力特性の負勾配の耐力低下が生じるが、浮き上がりが生じている場合は浮き上がった時点での耐力を維持しているため、結果として耐力が上昇することとなった。

浮き上りにより耐力低減が生じているケースがわずかであることや、それ以外のケースでは浮き上っても耐力が上昇していることを鑑みれば、全体としての低減係数として 0.9 は十分に安全側の評価であると結論付けられる。

なお、本検討は梁端部の曲げバネや直交の曲げ戻し、小壁の曲げ戻し効果などは考慮しておらず、加えて 4P モデルという比較的浮き上がりが生じやすいモデルで検討しており、安全側の検討となっている。

別添検討資料－３ 偏心によるせん断耐力低減係数に関する追加検討

- ・低減係数設定の根拠とした偏心パターンモデルに、さらに表１に示すように２つのモデルを追加して検討して、低減係数の設定が妥当であることを確認した。低減係数 0.75 は標準設計法の対象範囲で適用可能であると考えている。
- ・低減係数は、偏心による変形増大率を α_e とすれば $1.33/\alpha_e$ と計算される。標準設計法においても偏心率の計算を行うので、弾力半径などの諸元を用いて変形増大率 α_e の計算も容易である。低減係数 0.75 は十分に安全側と考えられるが、検討モデルには限りがあるので、特殊なパターンの場合は、建物モデル個別に計算する方法も推奨できる。

１）標準設計法の作成で想定した偏心のパターンの再説明

標準設計法では「偏心によるせん断力の低減」として「低減係数は偏心率が 0.3 で 0.75 とし、偏心率が 0.15～0.3 の間は線形補間により算定する」としており、低減係数 0.75 の根拠は「検討資料５ 水平構面の剛性と偏心に関する検討 P63」に説明しているとおりである。すなわち変位が増幅される側の外縁の最大変位 δ_1 を次式で計算している。

$$\delta_1 = \delta_y \left(1 + \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x \right) = \delta_y \left(1 + \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x \right) = \delta_y \left(1 + \frac{L_x}{e_x} R_{ey}^2 \right) = \delta_y \left(1 + \frac{L_x}{r_{ey}} R_{ey} \right) \quad (1)$$

ここで、 L_x =増幅される側の外縁までの剛心からの距離、 R_{ey} =偏心率、 r_{ey} =弾力半径を表わす。耐力の低減係数は偏心により割り増される変形、すなわち変形増大率 δ_1/δ_y の逆数としている。

(1)式から、偏心率 R_{ey} を 0.3 とすれば、変形増大率

$$\frac{\delta_1}{\delta_y} = 1 + \frac{L_x}{r_{ey}} R_{ey} = 1 + \frac{L_x}{r_{ey}} \times 0.3 \quad (2)$$

は、最外縁までの距離に比例し、弾力半径に逆比例する。

標準設計法の作成で想定した偏心のパターンは、表１の「平面一様」モデルである。これは、両方向とも単位面積あたり一様な剛性 k を有する $a \times a$ の平面で、表１にまとめられるように、

$$K_\theta = \frac{ka^4}{6}, \quad K_y = ka^2 \quad (3)$$

$$r_{ey} = \sqrt{\frac{\frac{ka^4}{6}}{ka^2}} = \frac{a}{\sqrt{6}} = 0.408a \quad (4)$$

$$L_x = 0.5L + e_x = 0.5L + r_{ey}R_{ey} = 0.5L + 0.3r_{ey} = 0.622a \quad (5)$$

となつて、変形増大率 α_e は

$$\alpha_e \equiv \frac{\delta_1}{\delta_y} = 1 + \frac{L_x}{r_{ey}} \times 0.3 = 1 + \frac{0.622a}{0.408a} \times 0.3 = 1.46 \quad (6)$$

と計算されるので、1.5 倍程度の増幅となる。増幅率の設定には、質疑にあるように相当なパターンの検討が必要であるがその代わり、弾力半径を $1/1.5$ に減じて $0.408a/1.5=0.272a$ とし、 L_x を少し大きく $0.7a$ と安全側に設定した。その結果、 $L_x/r_{ey}=0.7a/0.272a=2.57$ となるので、変形増大率 α_e は $1+2.57 \times 0.3=1.77$ 倍となる。1.77 倍された変形を $1/15$ 以下とするには、偏心補正前の変形を $1/(15 \times 1.77)=1/27$ に抑えればよい。これは、変形と耐力が線形関係にあれば $1/20$ 耐力を $20/27=0.75$ 倍とすることに対応することから偏心率 $R_{ey}=0.3$ の場合の低減係数を 0.75

としている。すなわち、せん断力低減係数は $20/(15 \times \alpha_e) = 1.33/\alpha_e$ で計算している。

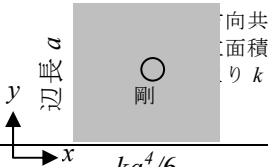
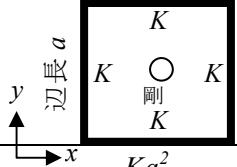
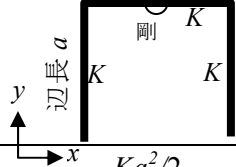
このように想定した偏心パターンモデルにおいて、弾力半径を低減し、最外縁までの距離を増大させることで、十分に安全な評価を行ったものと考えられる。

2) 追加検討の偏心のパターン

表1の「外周一様」「外周偏在」の偏心パターンを追加検討した。弾力半径の低減や最外縁までの距離の増大を施さないで計算される追加検討モデルの変形増大率は最大1.39である。これは低減率 $20/(15 \times 1.39) = 0.96$ に対応するので、設定値0.75は十分に安全側の数値となっている。

なお、標準設計法においても、(2)式の変形増大率計算に必要なパラメータは計算されているので、以上の設定値に代えて対象とするパターンについて直接計算することができる。すなわち(2)で計算される増大率を α_e とすれば、低減係数は $1.33/\alpha_e$ で与えられるので、本検討で想定したモデル検討範囲ではない場合や精算したい場合は個別に計算することもできる。

表1 変形増大率の計算

		これまでのモデル		追加検討モデル			
		平面一様		外周一様	外周偏在		
剛性分布		辺長 a  辺長 a 剛		辺長 a  辺長 a 剛		辺長 a  辺長 a 剛	
回転剛性	K_θ	$ka^4/6$		Ka^2	$Ka^2/2$		
並進剛性	$\frac{K_x}{K_y}$	ka^2		$2K$	K		
					$2K$		
弾力半径	r_{ex}	$a/\sqrt{6}=0.408a\rightarrow0.272a^{*1}$		$a/\sqrt{2}=0.707a$	$a/\sqrt{2}=0.866a$		
	r_{ey}				$a/2=0.500a$		
偏心率0.3に対応する 偏心距離	e_x	$0.122a$		$0.212a$	$0.150a$		
	e_y				$0.256a$		
偏心率0.3に対応する 最外縁	L_x	$0.622a\rightarrow0.7a^{*2}$		$0.712a$	$0.650a$		
	L_y				$0.756a$		
変形 増大率	x	$1.38\rightarrow1.78^{*3}$		1.30	1.39		
	y				1.26		
せん断力 低減係数	x	$1.33/\alpha_e=0.96\rightarrow0.75^{*3}$		$1.02\rightarrow$ 低減なし *4	0.96		
	y				$1.06\rightarrow$ 低減なし *4		
備 考		*1 安全を見て弾力半径を $1/1.5\rightarrow.408a/1.5=0.272a$ *2 安全を見て最外縁距離 を増大$\rightarrow0.622a$ を $0.7a$ とする *3 その結果増大率は 1.78、低減係数は 0.75 となる *4 変形が増大しても $1/15$ 以下に収まれば低減 は不要					

別添検討資料－４ 床構面が不十分な場合の低減係数 0.9 に関する追加検討

- ・ 床構面が不十分な場合の低減係数についてはすでに検討資料をまとめているが、0.9 の根拠について再説明を行う。
- ・ 3次元立体モデルの動的解析による検討の再説明
「検討資料 5 水平構面の剛性と偏心にに関する検討 2. 床剛性と偏心による構面間応答差の評価のための検討」によれば、図 1 のモデルを用いた動的解析結果の鉛直構面の変形が構面剛性と剛性または重量偏心によって図 2 のようにまとめられる。

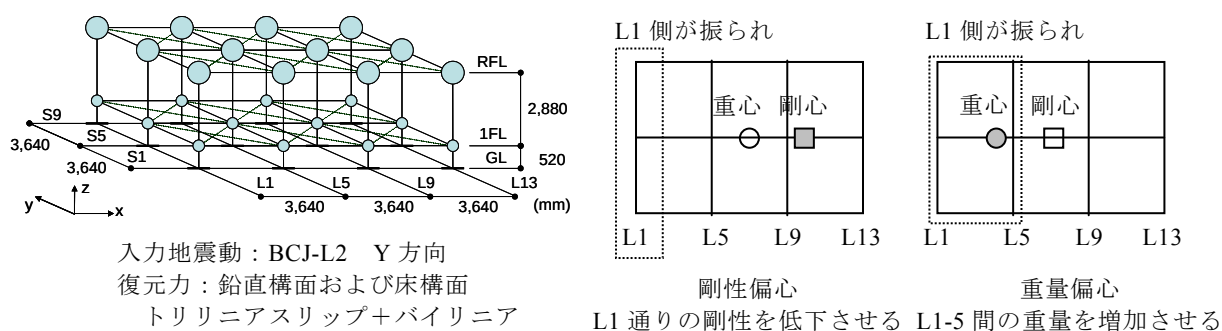


図 1 立体解析モデル

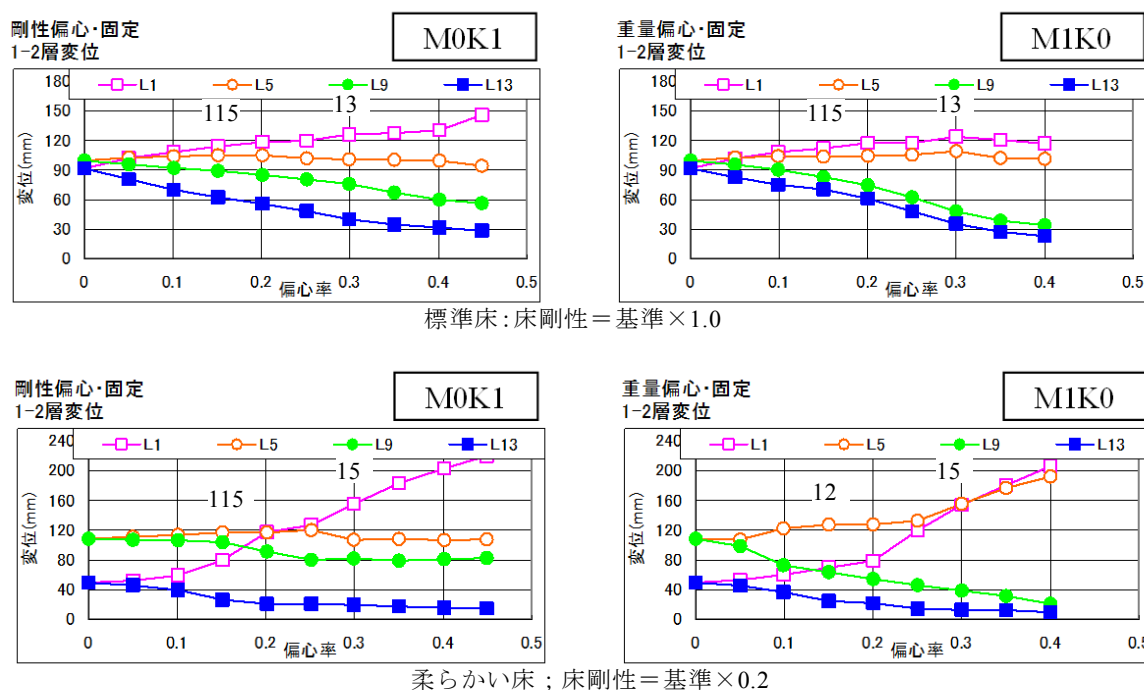


図 2 立体モデル解析結果 基礎固定の場合の各構面の変形

ここで、標準床とは杉板実矧ぎの半剛床仕様で、柔らかい床とは杉板突き合わせ仕様で標準床の基準剛性の 0.2 倍の剛性を有している。

図 2 の応答結果について最大変形をまとめると表 1 のようになる。最大変位応答は剛性偏心、重量偏心どちらも偏心率に対応して同等な値となっている。標準床と柔らかい床との変位比が

らせん断力低減係数を設定するが、ここでせん断力低減係数は偏心率によらず一定値とするので、偏心率 0.15 と 0.3 の平均を用いる。標準床と柔らかい床との変位比は約 1.1 であるので、せん断力低減係数はその逆数である 0.9 となる。

表 1 床剛性による変位比較

		剛性偏心		重量偏心	
偏心率		0.15	0.3	0.15	0.3
振られる 側の最大 変位 mm	①標準床	115	130	115	130
	②柔床	115	150	125	150
比率②/①		1.00	1.15	1.09	1.15
③平均		1.08		1.12	
せん断力低減係数 1/③		0.93		0.89	

単純 3 構面モデルの静的解析による検討の再説明

「検討資料 5 水平構面の剛性と偏心に関する検討 3. 偏心率と床面剛性が鉛直構面の変形増大に及ぼす影響」では、図 3 の単純なモデルを用いた静的な検討がなされている。ここで、 α 、 β によって剛性偏心を、 q_1 、 q_2 、 q_3 によって重量偏心を表わすことができる。上述の動的な検討と同様な剛性荷重偏心モデルの検討結果を取り出して表 2 および図 4 にまとめる。

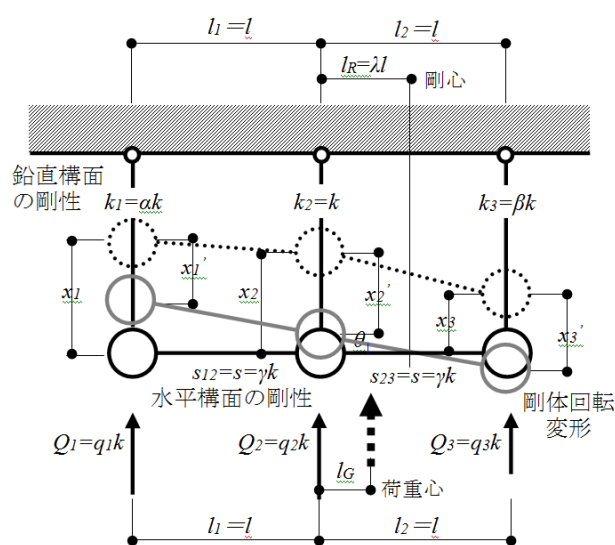


図 3 3 構面静的解析モデル

表 2 3 構面モデル解析結果

	重量偏心			剛性偏心		偏心率	変形増大率	
	q_1	q_2	q_3	α	β	R_e	標準床	柔床
剛性 偏心	1.0	1.0	1.0	0.9	1.0	0.043	1.004	1.014
	1.0	1.0	1.0	0.8	1.0	0.089	1.010	1.031
	1.0	1.0	1.0	0.7	1.0	0.141	1.015	1.053
	1.0	1.0	1.0	0.6	1.0	0.200	1.022	1.081
	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0	0.267	1.030	1.118
	1.0	1.0	1.0	0.4	1.0	0.346	1.040	1.171
重量 偏心	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.040	1.004	1.012
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.077	1.007	1.022
	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.111	1.010	1.031
	1.4	1.0	1.0	1.0	1.0	0.144	1.012	1.038
	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	0.175	1.015	1.045
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0	0.204	1.017	1.051
	1.7	1.0	1.0	1.0	1.0	0.232	1.018	1.057
	1.8	1.0	1.0	1.0	1.0	0.258	1.020	1.062
	1.9	1.0	1.0	1.0	1.0	0.283	1.021	1.066
	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.306	1.023	1.070

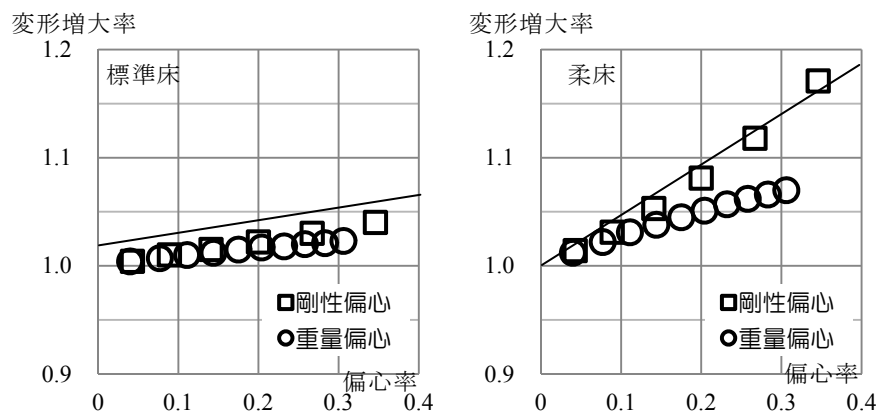


図 4 3 構面モデルによる変形増大率

表 3 3 構面モデルの床剛性による変形増大率

		剛性偏心	
偏心率		0.15	0.3
変形 増大率	①標準床	1.02	1.03
	②柔床	1.07	1.14
③：②の平均		1.11	
せん断力低減係数 1/ ③		0.90	

ここで、変形増大率は剛床モデルの変形に対する増大率を示す。図 4 のグラフから、偏心率 0.15 と 0.3 の変形増大率を内挿すれば、表 3 のようになる。単純な 3 構面モデルの静的解析結果は 3 次元立体モデルの動的解析結果と整合しており、せん断力低減係数として 0.9 が得られる。

なお、適用範囲は、検討モデルから一般的な剛性偏心および重量偏心の偏心率 0.3 以下を対象としている。

別添検討資料－５ 吹き抜けや床抜けの解析による検討

－床構面の有無の滑動および最大層間変位への影響（平屋における検討）－

1. 目的

吹き抜けや玄関部のように床抜けなど水平構面が無い場合がある。ここでは、床構面の有無の滑動および最大層間変位への影響を、平屋モデルを用いて検討する。また、鉛直構面の偏心によるねじれ振動の滑動および最大層間変位への影響についても検討する。

の剛性・耐力平屋モデルは、3次元立体モデルによる時刻歴解析（河合：2012.1.21 標準設計 WG 資料）を参考に作成する。2008 年震動台実験 A 棟を参考にしている。

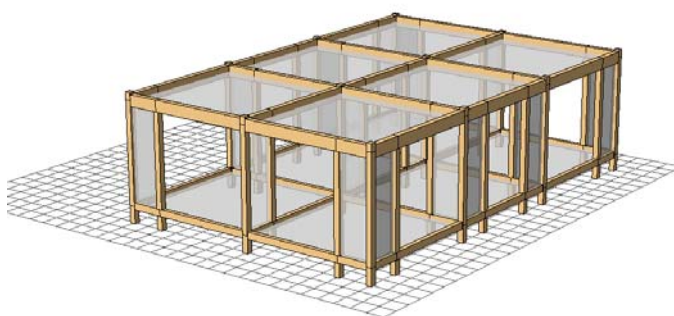


図 1 建物モデル（河合資料より）

2. 解析モデルと入力地震動

1) 解析モデル

解析モデルは、平屋の 3 次元モデルで、柱列数は 4 列（加振方向）×3 列（10.92m×7.28m）、足固めを設け、柱脚固定（柱脚を水平、上下の移動を拘束する）タイプと柱脚移動（柱脚を水平、上下の移動を拘束しない）タイプを用意した。耐震要素として、加振方向に 0.91m の耐力壁を各通り 2 枚ずつ、加振直交方向に 0.91m の耐力壁を各通り 4 枚ずつ配置した。鉛直構面、水平構面の復元力特性は河合のモデルを用いた（鉛直構面の耐力要素は耐力壁のみとする）。耐力壁の両端の柱は地盤（礎石）まで達しており足固めの下に束は設けていない。部材断面寸法は柱 150mm×150mm、足固め 120mm×180mm、桁 150mm×300mm とした。材料は全てスギとし、ヤング係数 7kN/mm²、曲げ基準強度 22.2N/mm²とした。柱、横架材の端部には回転バネを設置するが、剛性を限りなく小さい値として実質的にピン接合とした。軸力に対して接合部剛性の値を大きく設定した。また、せん断バネは解析プログラム上剛性無限大となっている。壁の復元力特性を図 2 に、水平構面の復元力特性を図 3 に示す。なお、水平構面の復元力特性は、解析に応じて、50%、0.1%（水平構面が無い場合）を想定した。

摩擦係数は、静止摩擦係数 0.4、動摩擦係数 0.39 と仮定した。質量は、屋根部層質量 15184kg、1F 床層質量 11290kg とした。減衰定数は、瞬間剛性比例 2%とした（設定固有振動数を 2.07Hz とした）。

解析は、壁配置の異なる 5 ケース（表 1）を検討した。解析ケース C1 は外壁が強い一般形、C2 はどの通りも等しい剛性・耐力、C3 は弱い偏心、C4 は強い偏心、C5 は弱い通りを持つ。また、吹き抜けや床抜けなど床開口の影響も論じる。床開口は、図 4 の中央部の抜ける B ケース（2B：2 階抜、1B：1 階抜、12B：1・2 階抜）、端の床の抜ける C ケース（2C：2 階抜、1C：1 階抜、12C：1・2 階抜）を検討した。実際には、該当する床の剛性・耐力を 1/1000 とした。壁配置は、床の荷重負担が大きいと予測される C1、C4 を扱う。

解析には、解析プログラム” Wallstat”（建築研究所中川貴文作成）を用いた。

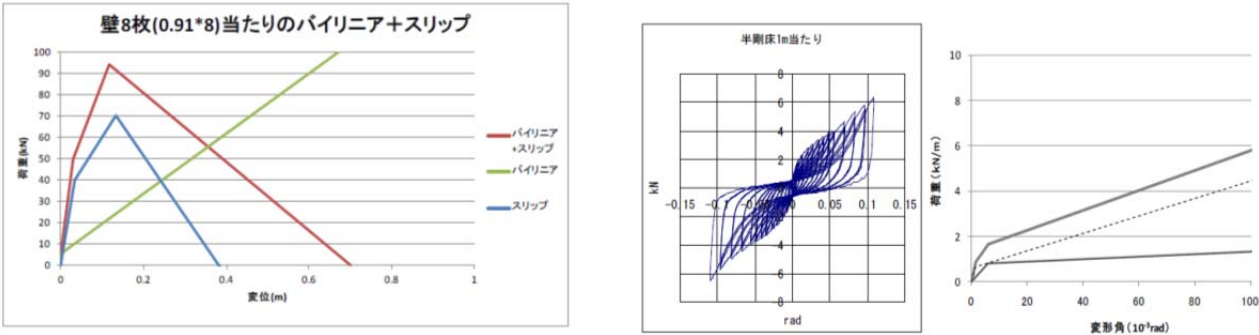


図 2 標準の耐力壁 8 枚の復元力特性(河合資料より) 図 3 水平構面の復元力特性(河合資料より)

表 1 解析ケース一覧（壁耐力の割り増し率(%)）

解析ケース	X1	X5	X9	X13
C1	150	50	50	150
C2	100	100	100	100
C3	125	125	75	75
C4	150	150	50	50
C5	125	125	25	125

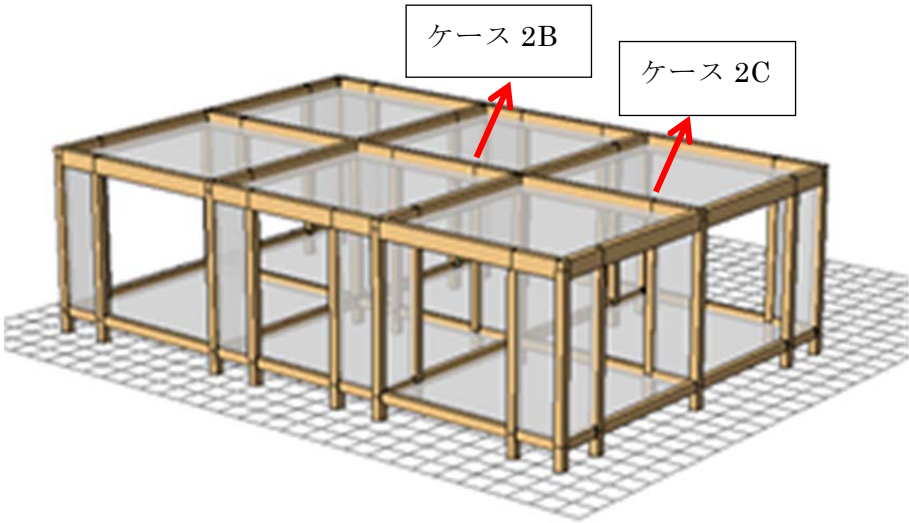


図 4 床抜けケースの事例

2）入力地震動について

入力地震動として、2 種地盤の告示波レベル・継続時間 70 秒の地震動を作成した。地震動作成時の包絡曲線所を図 4 に示す。図中の図中の L1 が稀に発生する地震動用、L2 が極めて稀に発生する地震動用、L2’が今回使用した包絡曲線となる。加速度応答スペクトルを図 5 に示す。また、解析の際には、この入力動を 80%の低減した（2012/1/21 の標準設計 WG 河合資料と同等）。位相は、ランダム位相 5 波と JMA-Kobe-NS、Hachinohe-NS 位相を各 1 波用いている。

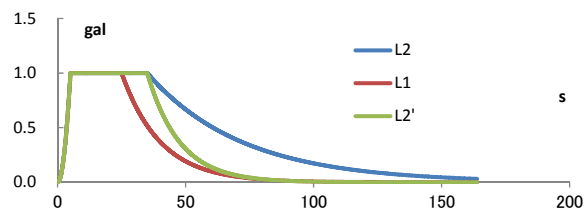


図 4 包絡関数

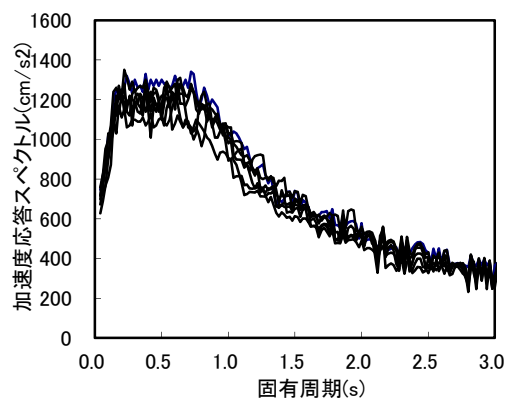
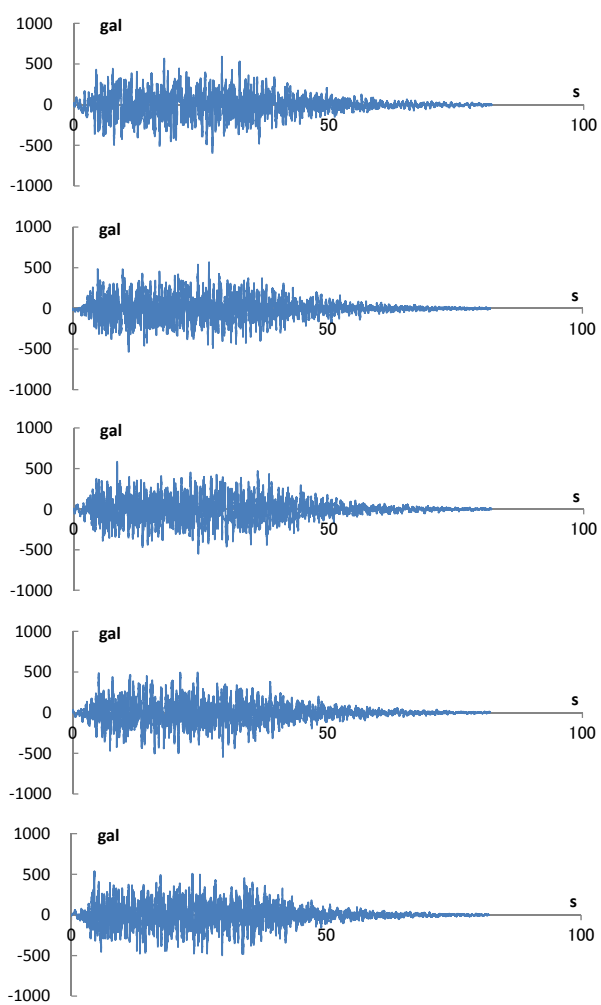
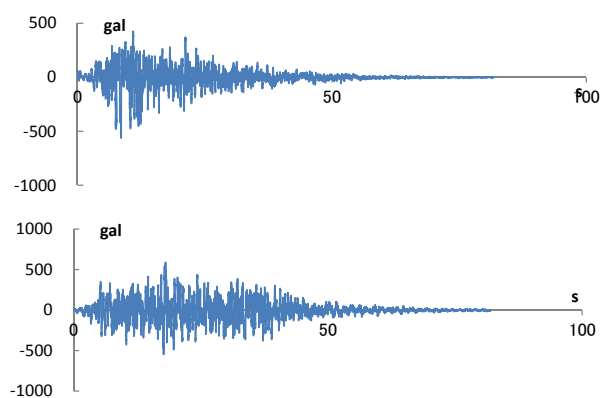


図 5 加速度応答スペクトル



a) ランダム位相



b) 観測波位相（上段：JMA Kobe、下段：八戸）

図 6 人工地震波

3. 解析結果

1) 解析の試行について

柱脚固定時のケース 2 (床標準) の層間変位を表 2 に示す。また、表 3 の河合の解析結果と比較すると平均値が 60%、最小値が 170%となっている。

表 2 柱脚固定時のケース 2 (床標準) の屋根部最大変位 (cm)

入力	X1 構面	X5 構面	X9 構面	X13 構面
e01	12.63	13.11	13.11	12.63
e02	13.69	14.07	14.07	13.69
e03	15.66	16.22	16.22	15.66
e04	11.96	12.34	12.34	11.96
e05	17.22	17.76	17.76	17.22
hachi	12.51	12.90	12.90	12.51
Kobe	15.84	16.22	16.22	15.84
ave.	14.22	14.66	14.66	14.22
max	17.22	17.76	17.76	17.22
min	11.96	12.34	12.34	11.96

表 3 河合の解析結果：ケース 2 (床標準)、柱脚固定 (cm)

入力	X1	X5	X9	X13
ave.	22.8	23.0	23.0	22.8
max	29.3	29.5	29.5	29.3
min	7.0	7.2	7.2	7.0

2) 壁配置の影響

まず、壁配置の滑動、変位への影響を考察する。図 7～11 に、通常床における各解析ケースの最大値・平均値・最小値を示す。上段は柱脚固定時、下段は柱脚移動 ($\mu=0.4$) の場合を示す。なお、層間変位は 1 階床変位と R 階変位の差を示す。

今回の解析結果より読み取れる事項を以下に列挙する。

(1) 滑動について

- ・最大滑動量は 10cm を下まわった。
- ・最も滑動したモデルは、C2 (耐力バランスが最も良いモデル) であった。
- ・偏心のあるモデルでは、耐力の少ない構面の滑動が大きく、バランスの良いモデルでは、最も剛重比の高い構面が滑った。

(2) 層間変位について

- ・柱脚固定 (柱脚を水平、上下の移動を拘束する) モデルよりも柱脚移動 (柱脚を水平、上下の移動を拘束しない) モデルの方が、層間変位が少ない。
- ・偏心のあるモデルでは、剛体回転 (正確には比較的均一なせん断変形) が観察される

(3) 最大床変形角について

- ・最大床変形角は 0.03rad を下まわった。
- ・柱脚固定モデルよりも柱脚移動モデルの方が、最大床変形角が少ない。
- ・最も床構面に負担をかけるモデルは、C1 である。

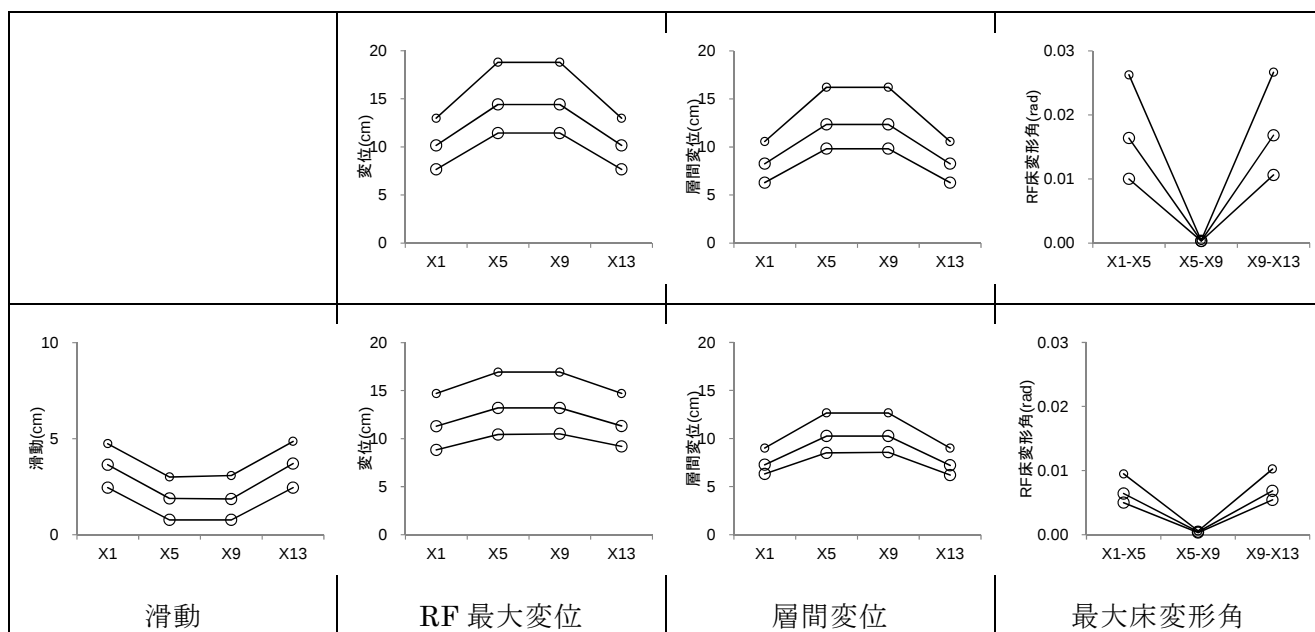


図 7 ケース C1 の最大値・平均値・最小値（上段：柱脚固定、下段：柱脚移動（ $\mu=0.4$ ））

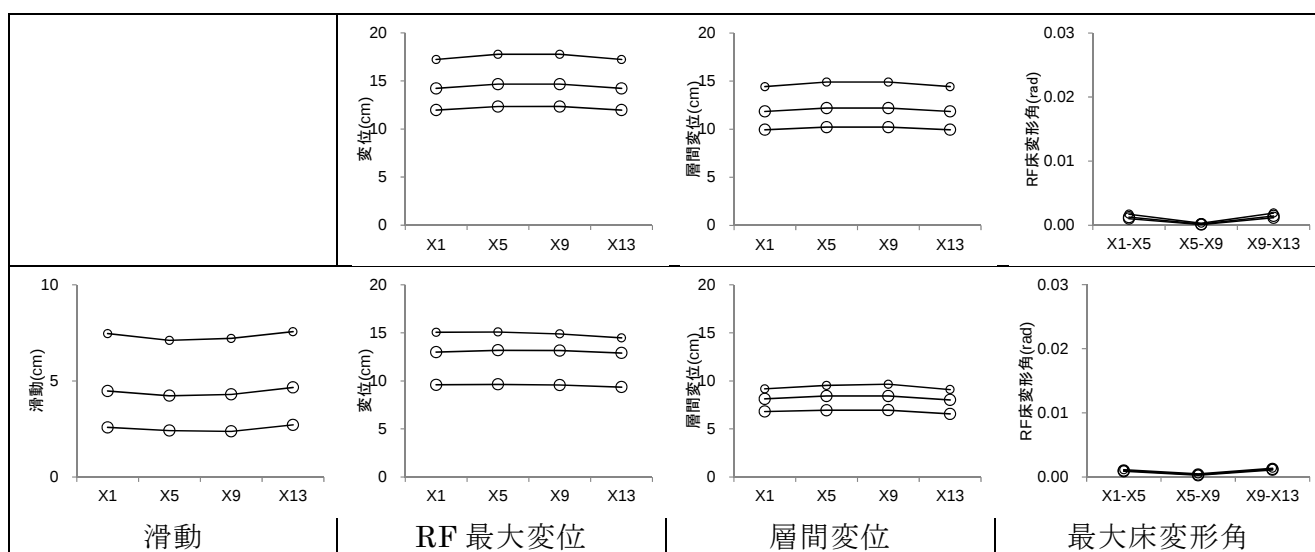


図 8 ケース C2 の最大値・平均値・最小値（上段：柱脚固定、下段：柱脚移動（ $\mu=0.4$ ））

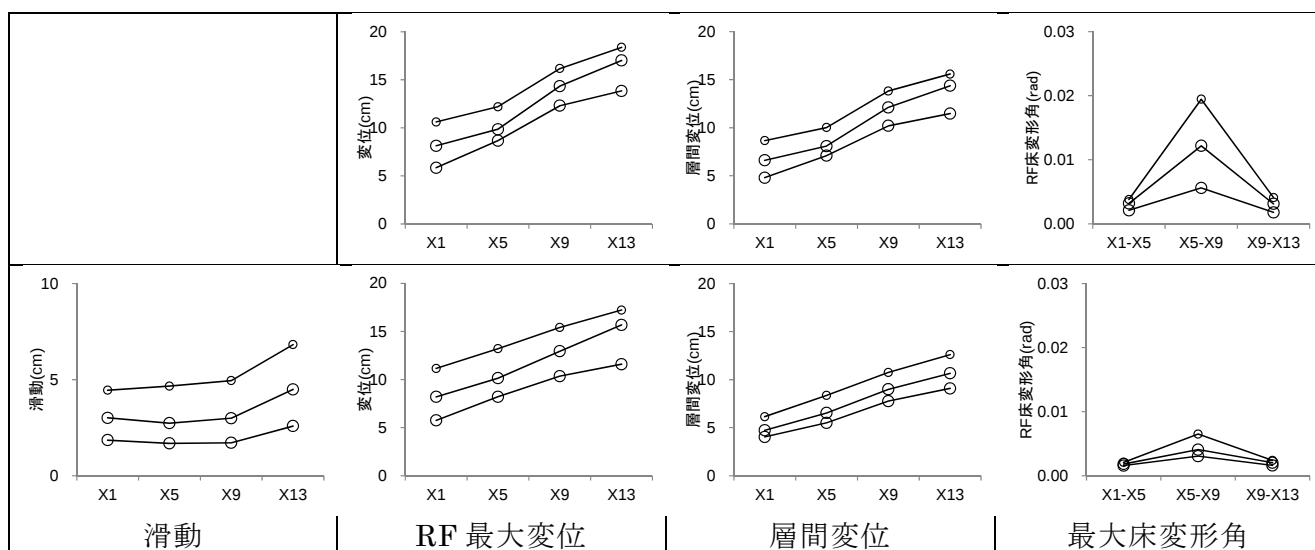


図 9 ケース C3 の最大値・平均値・最小値（上段：柱脚固定、下段：柱脚移動（ $\mu=0.4$ ））

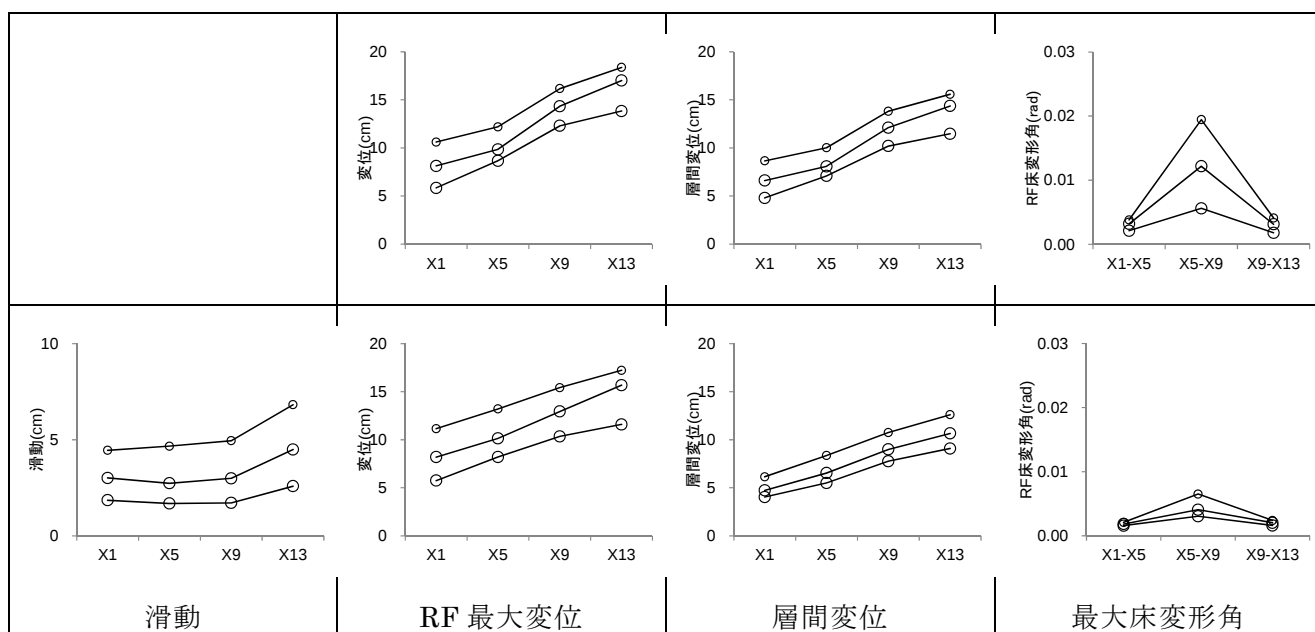


図 10 ケース C4 の最大値・平均値・最小値（上段：柱脚固定、下段：柱脚移動（ $\mu=0.4$ ））

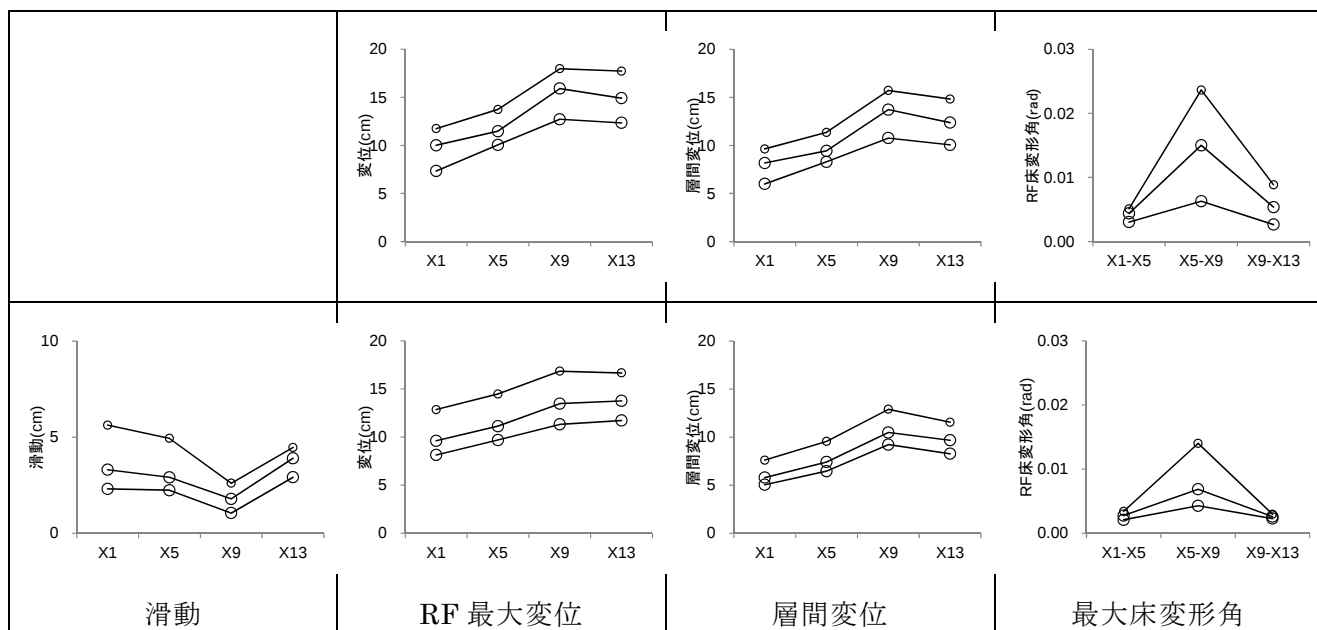


図 11 ケース C5 の最大値・平均値・最小値（上段：柱脚固定、下段：柱脚移動($\mu=0.4$)）

3) 床開口の影響

次に、床開口の影響を論じる。床開口は、下図のケース 2B、2C を検討した。実際には、該当する床の剛性・耐力を 1/1000 とした。壁配置は、構面間で荷重移動があり、床の負担荷重が大きいと予測される C1、C4 を扱う。

(1) 床抜けケース 2B の場合

床抜けケース 2B では、RF の X5-X9 構面が抜けるため、壁配置ケース C1 (図 7) に対する影響は生じなかった。しかし、偏心のある壁配置ケース C4 (図 10) に対しては、壁量の少ない X9、X13 構面における層間変位の増大と滑動の減少が見られた。また、X5-X9 構面の最大床変形角が 2 倍以上に増加した。

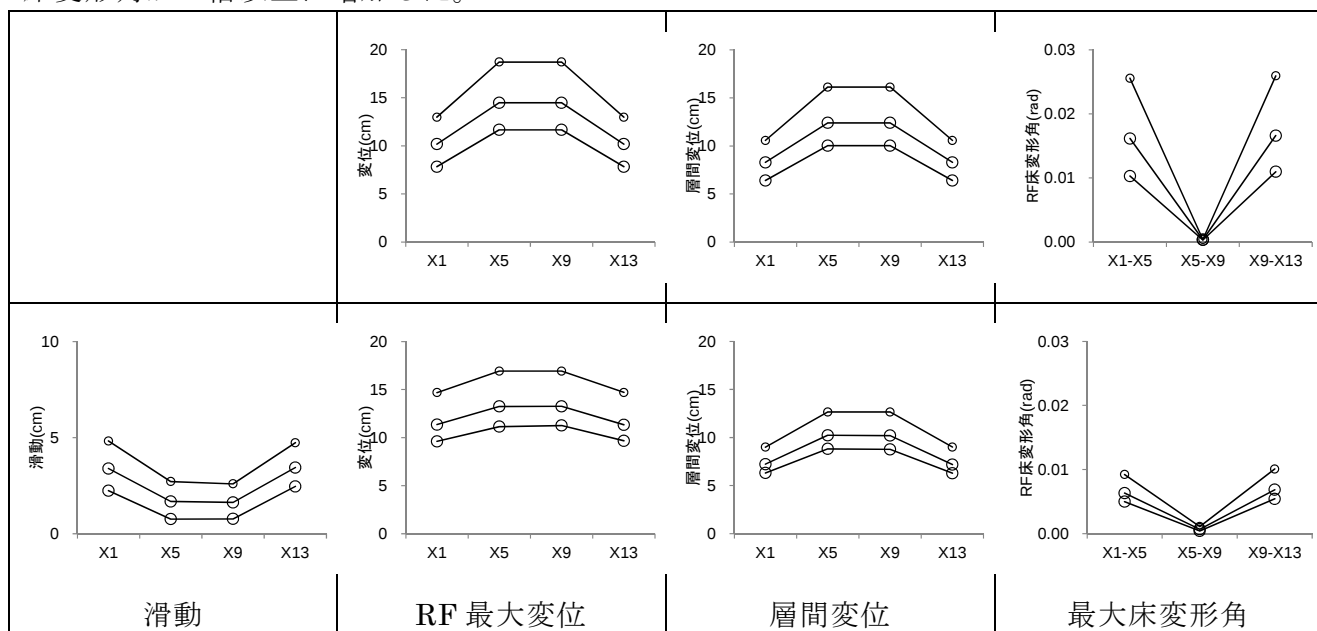


図 12 床抜けケース 2B (壁配置 C1) の最大値・平均値・最小値（上段：柱脚固定、下段：柱脚移動 ($\mu=0.4$)）

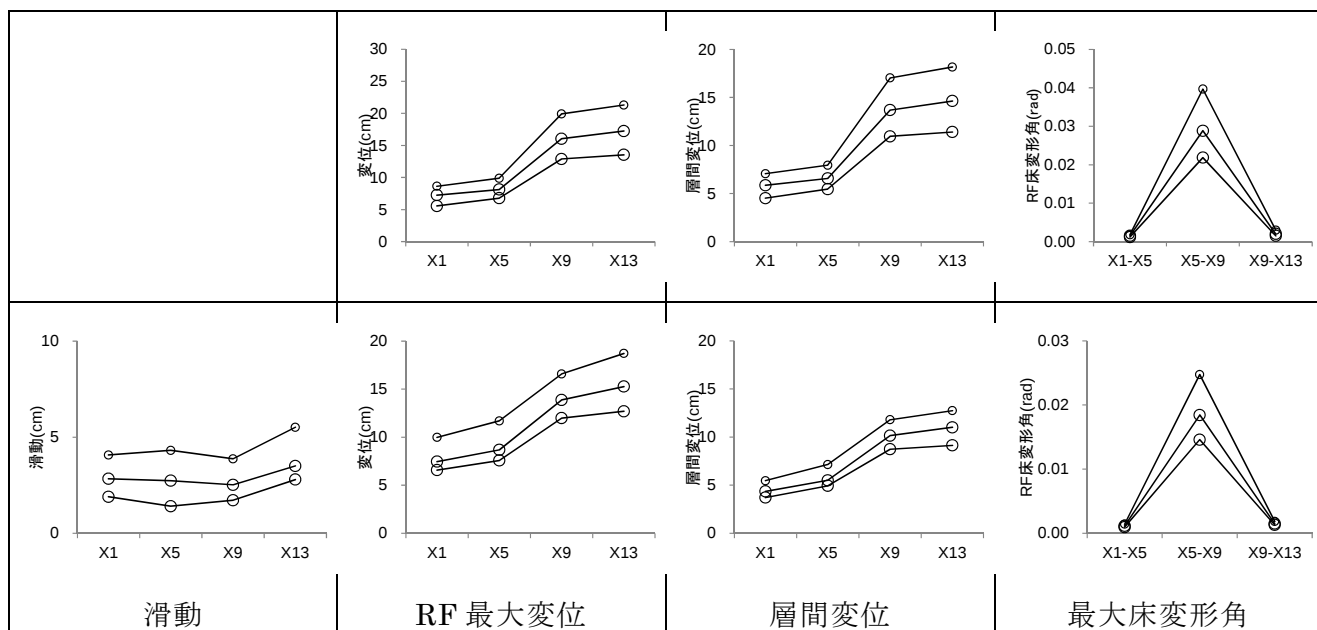


図 13 床抜けケース 2B (壁配置 C4) の最大値・平均値・最小値 (上段: 柱脚固定、下段: 柱脚移動 ($\mu=0.4$))

(2) 床抜けケース 1B の場合

床抜けケース 1B では、1F の X5-X9 構面が抜けるため、壁配置ケース C1 (図 7) に対する影響は生じなかった。しかし、偏心のある壁配置ケース C4 (図 10) に対しても、目立った影響は見られなかった。

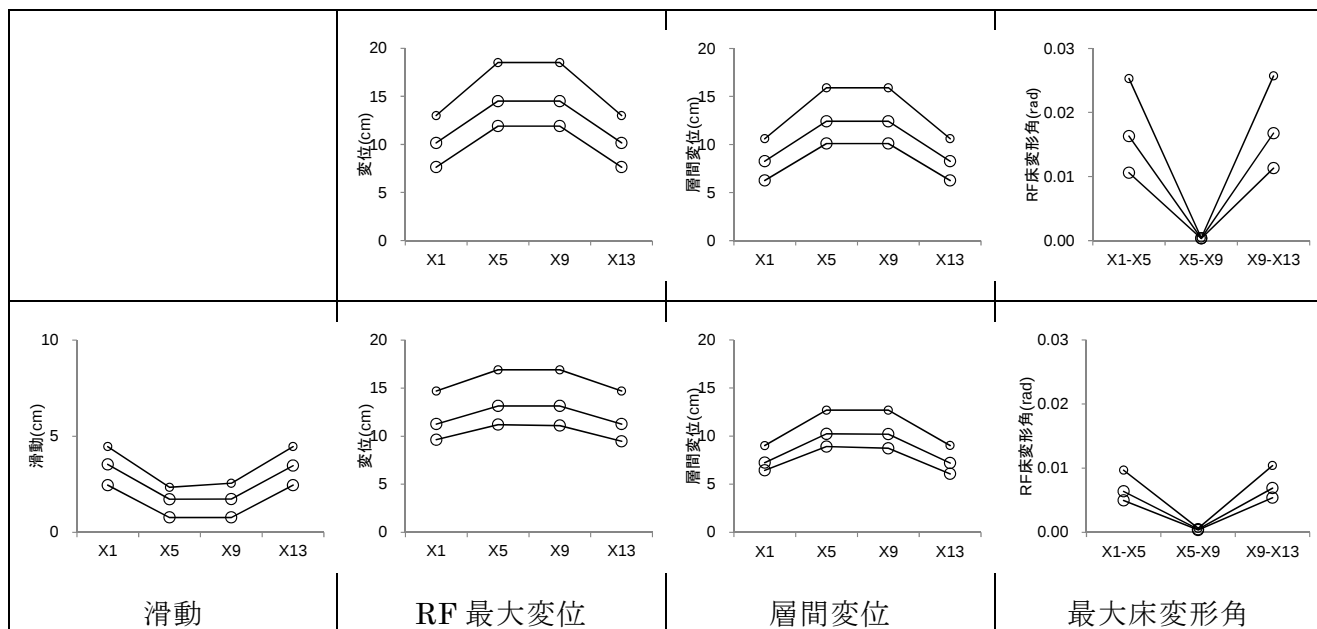


図 14 床抜けケース 1B (壁配置 C1) の最大値・平均値・最小値 (上段: 柱脚固定、下段: 柱脚移動 ($\mu=0.4$))

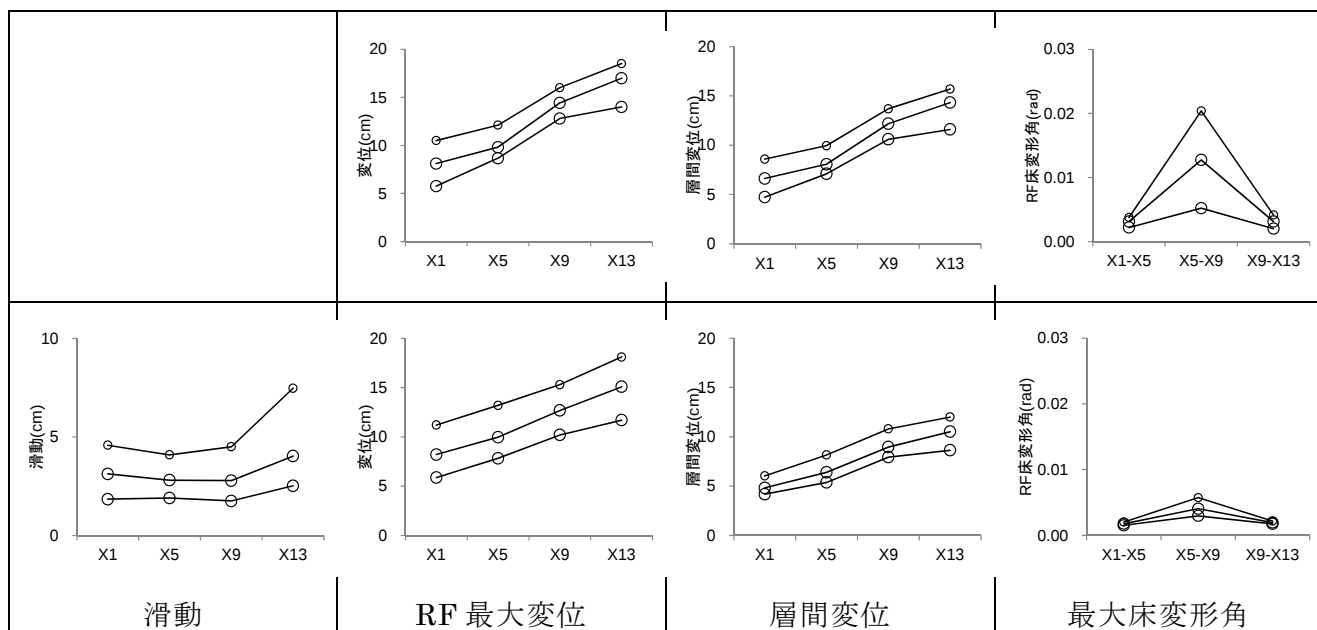


図 15 床抜けケース 1B (壁配置 C4) の最大値・平均値・最小値 (上段: 柱脚固定、下段: 柱脚移動 ($\mu=0.4$))

(3) 床抜けケース 12B の場合

床抜けケース 12B では、1F、RF の X5-X9 構面が抜ける。床抜けケース 2B (図 11、12) と変わらない。

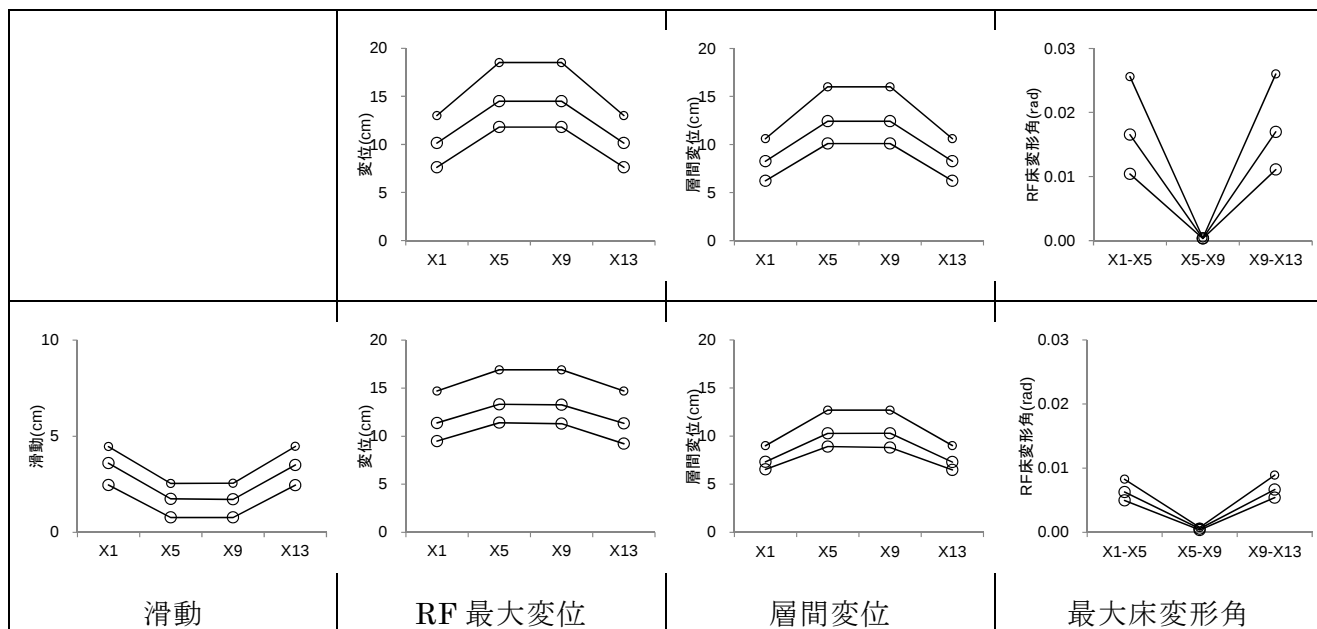


図 16 床抜けケース 12B (壁配置 C1) の最大値・平均値・最小値 (上段: 柱脚固定、下段: 柱脚移動 ($\mu=0.4$))

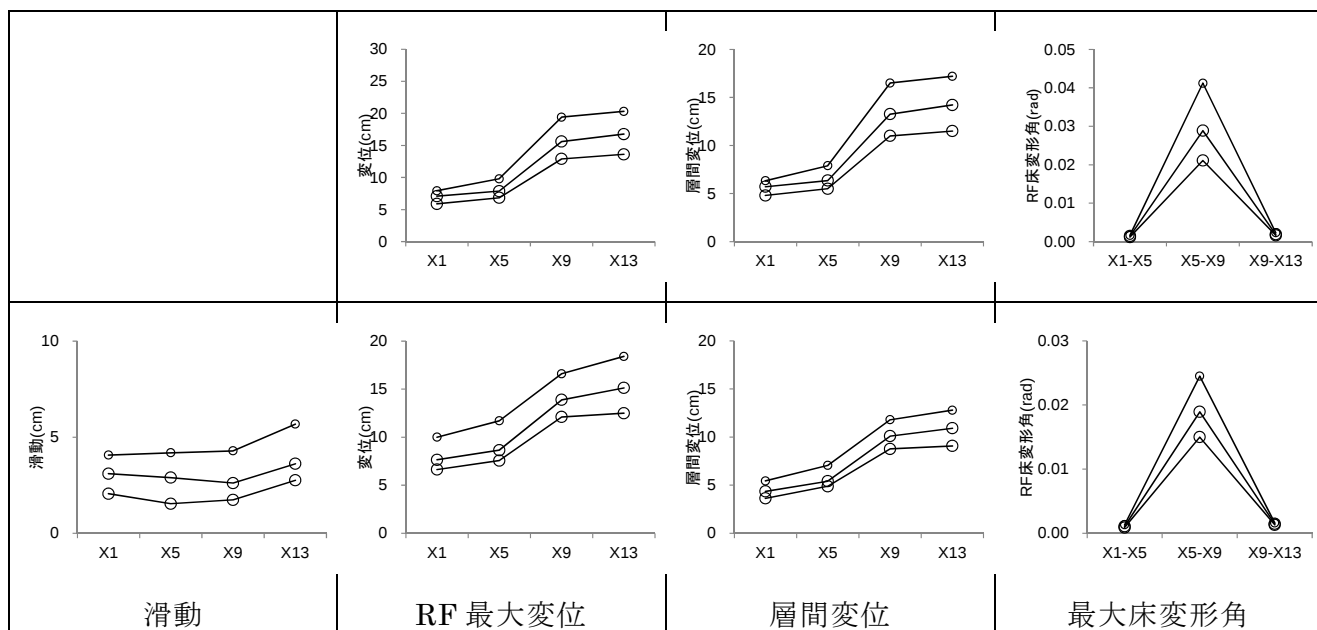


図 17 床抜けケース 12B (壁配置 C4)の最大値・平均値・最小値 (上段：柱脚固定、下段：柱脚移動 ($\mu=0.4$))

(4)床抜けケース 2C の場合

床抜けケース 2C では、RF の X9-X13 構面が抜ける。壁配置ケース C1 では、X13 構面の層間変位減少、X9 構面の微々たる層間変位増加、X9-X13 構面の最大床変形角の 50%増加が見られた。偏心のある壁配置ケース C4 に対しては、壁量の少ない X9、X13 構面における層間変位の目立った増減が見られなかった。また、X5-X9 構面の最大床変形角は、固定時のみ増加した。

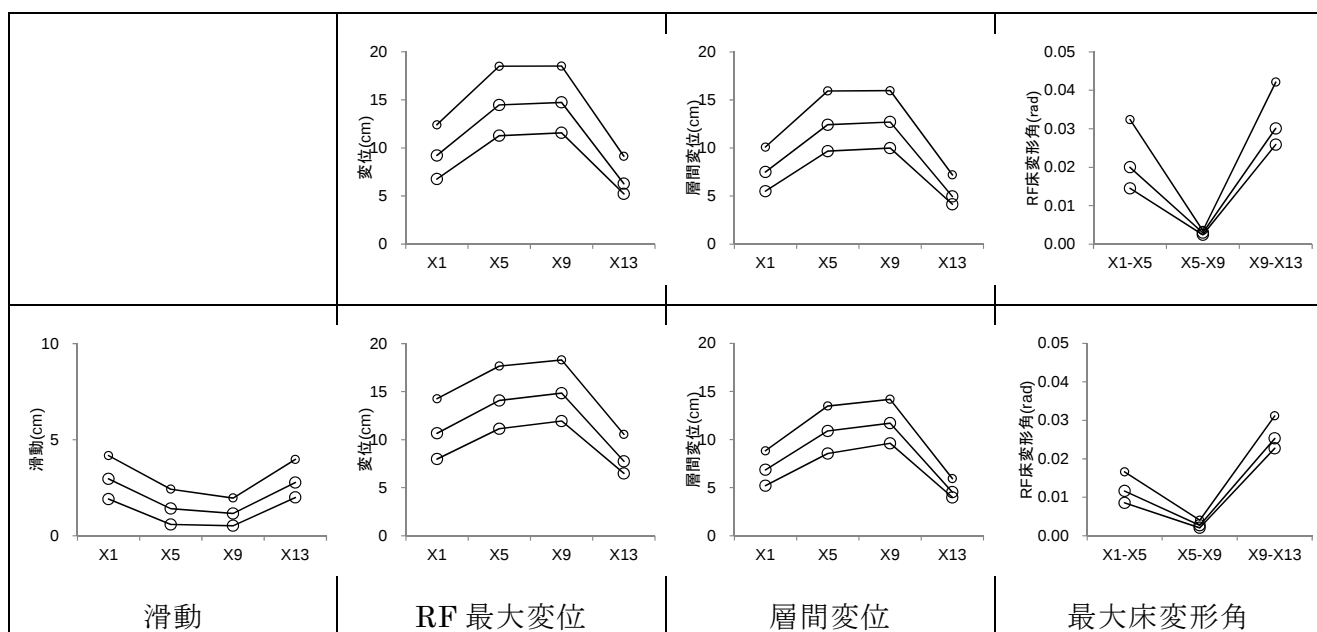


図 18 床抜けケース 2C (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段：柱脚固定、下段：柱脚移動 ($\mu=0.4$))

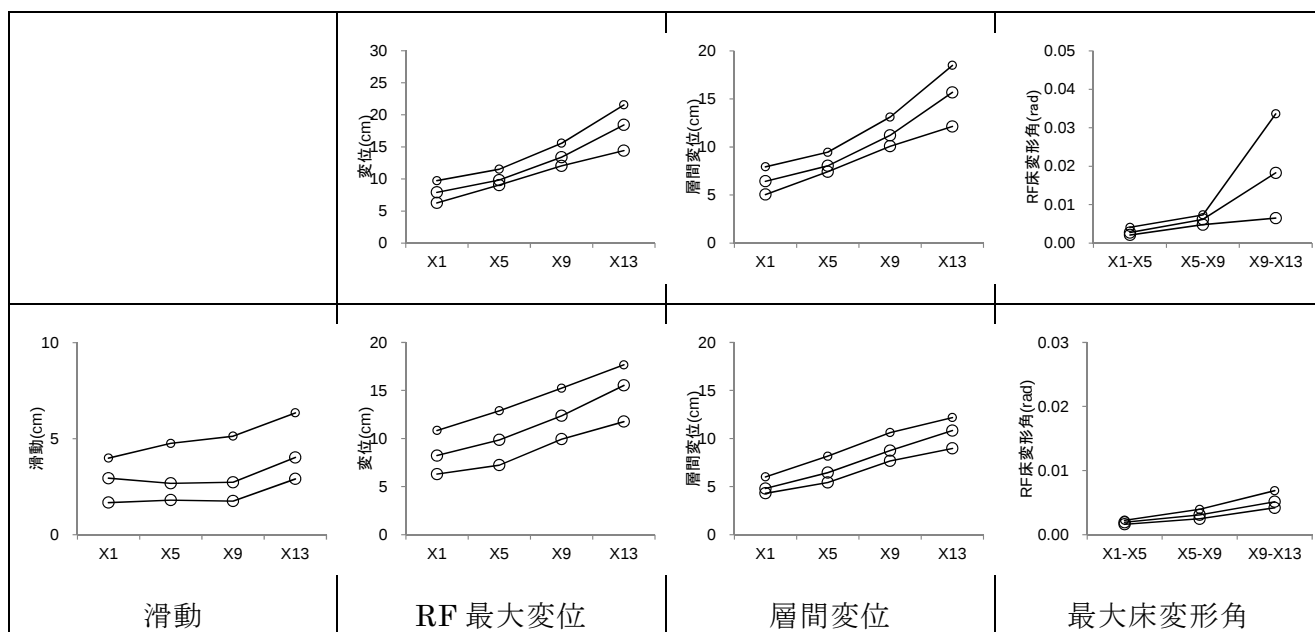


図 19 床抜けケース 2C (壁配置 C4)の最大値・平均値・最小値 (上段：柱脚固定、下段：柱脚移動 ($\mu=0.4$))

(5)床抜けケース 1C の場合

床抜けケース 1C では、1F の X9-X13 構面が抜ける。壁配置ケース C1 では、X13 構面の滑動の増加が見られた。偏心のある壁配置ケース C4 に対しては、目立った増減が見られなかった。

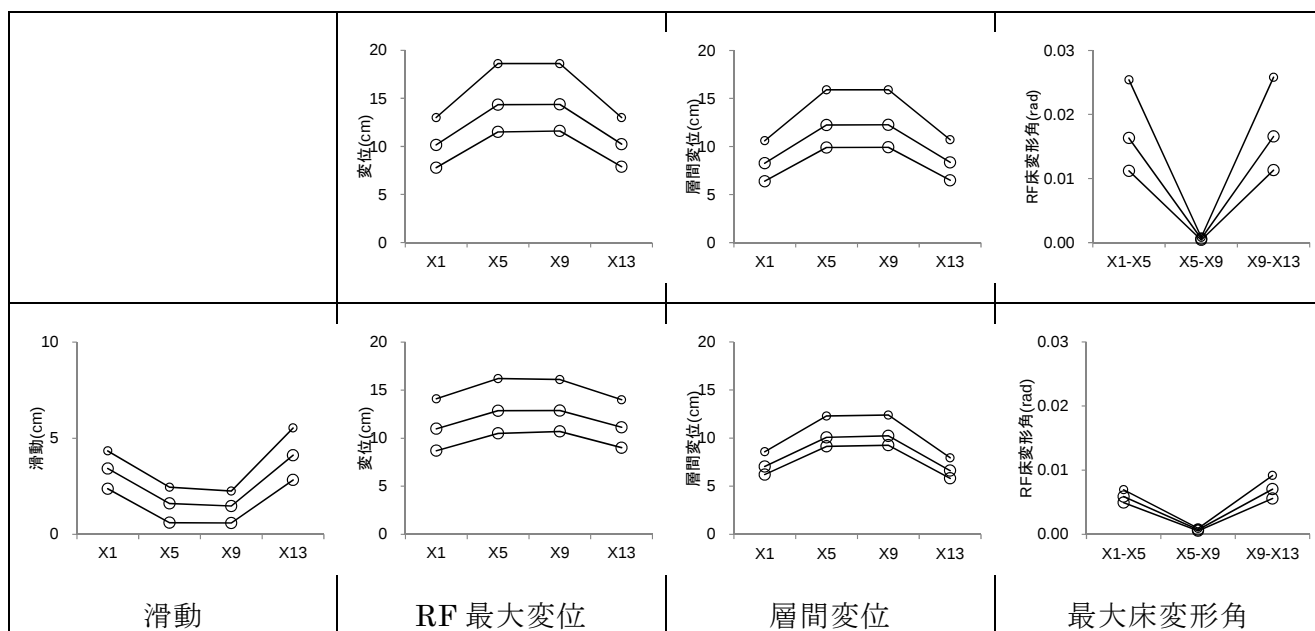


図 20 床抜けケース 1C (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段：柱脚固定、下段：柱脚移動 ($\mu=0.4$))

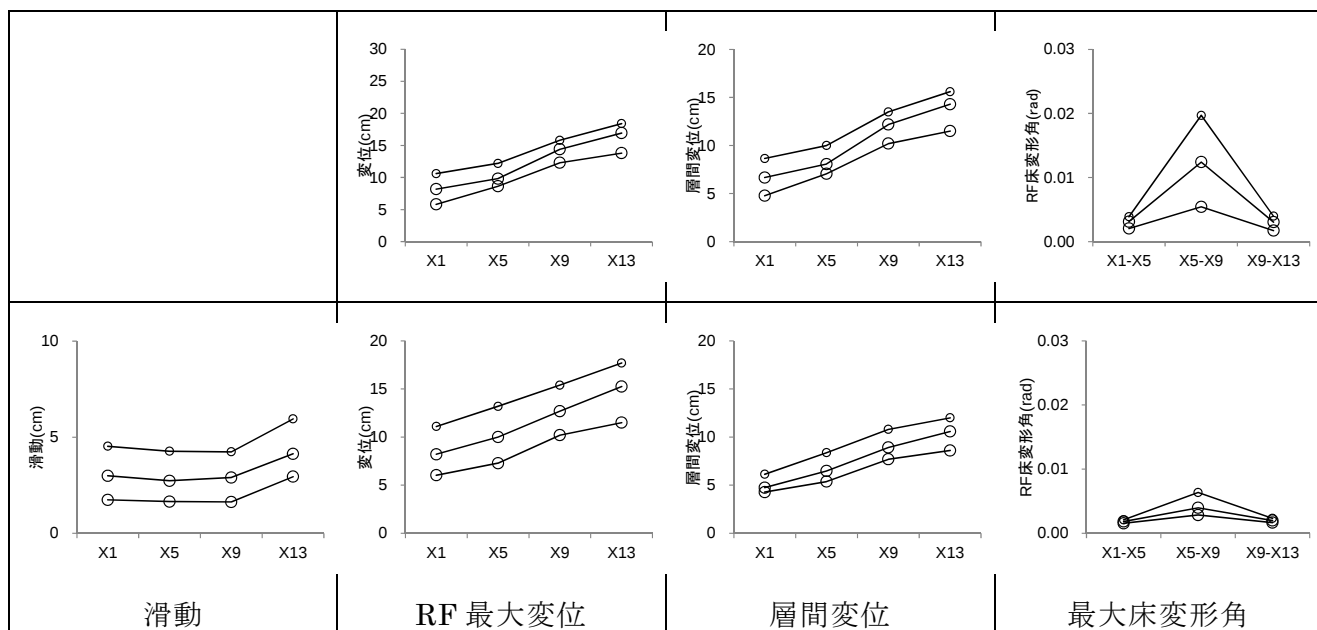


図 21 床抜けケース 1C (壁配置 C4)の最大値・平均値・最小値 (上段：柱脚固定、下段：柱脚移動 ($\mu=0.4$))

(6)床抜けケース 12C の場合

床抜けケース 12C では、1F、RF の X9-X13 構面が抜ける。床抜けケース 2C (図 18、19) と大きくは変わらない。

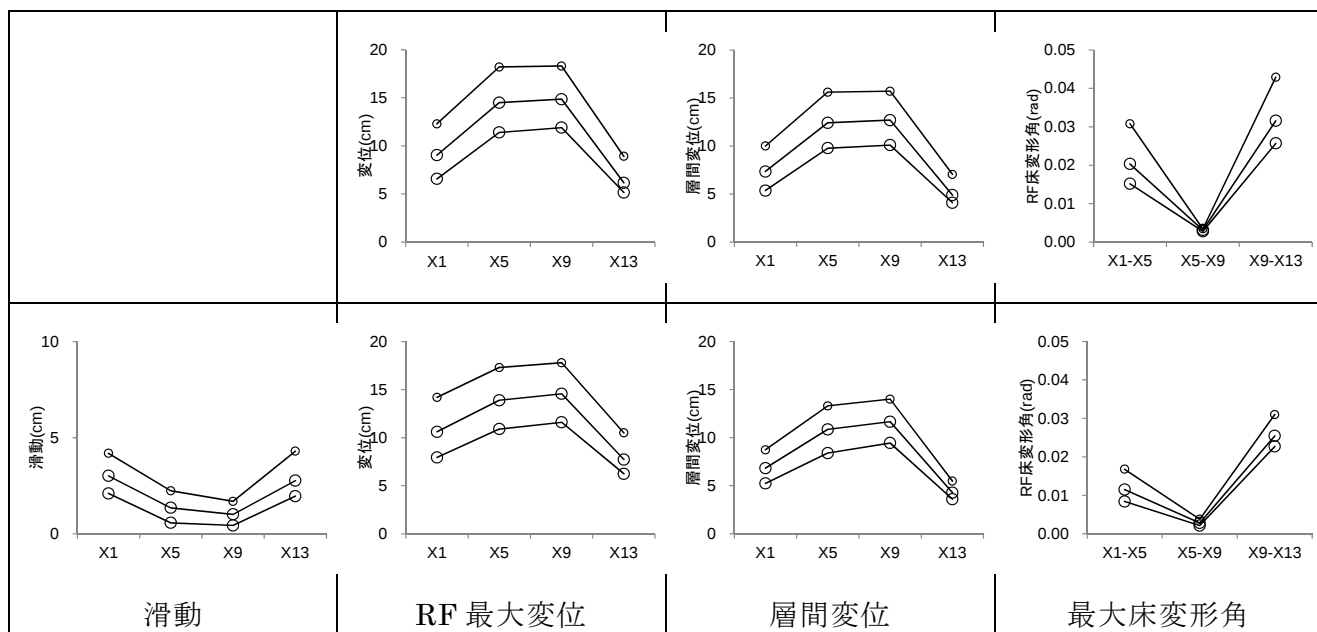


図 22 床抜けケース 12C (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段：柱脚固定、下段：柱脚移動 ($\mu=0.4$))

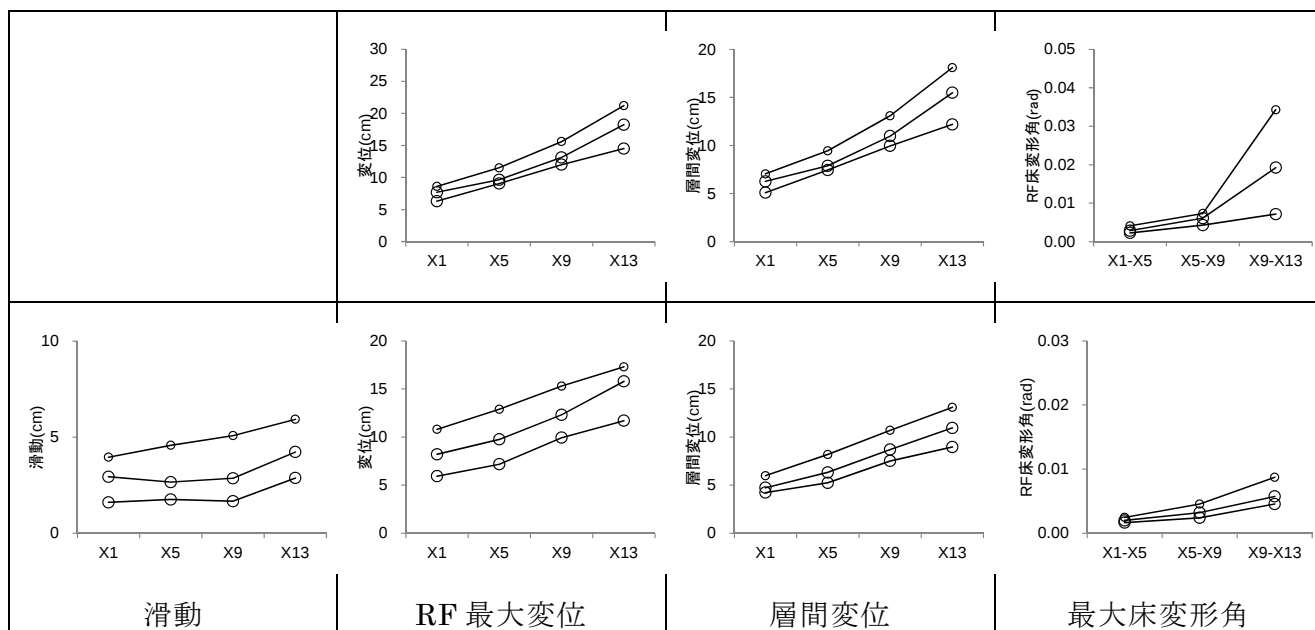


図 23 床抜けケース 12C (壁配置 C4)の最大値・平均値・最小値 (上段：柱脚固定、下段：柱脚移動 ($\mu=0.4$))

4) 床構面復元力特性低下の最大滑動量などへの影響

図 24、25 に床構面復元力特性が 50%に低下した場合の応答結果を示す。図 7、10 と比して、床構面復元力特性の低下による最大滑動量、構面の最大変形の変化は少ないことが分かる。ただし、壁配置モデル C4 の場合では、一部の構面で最大変形が増大する（建築物全体での最大層間変位は増大しない）。床構面復元力特性の低下により最大床変形角は大きく増加した。

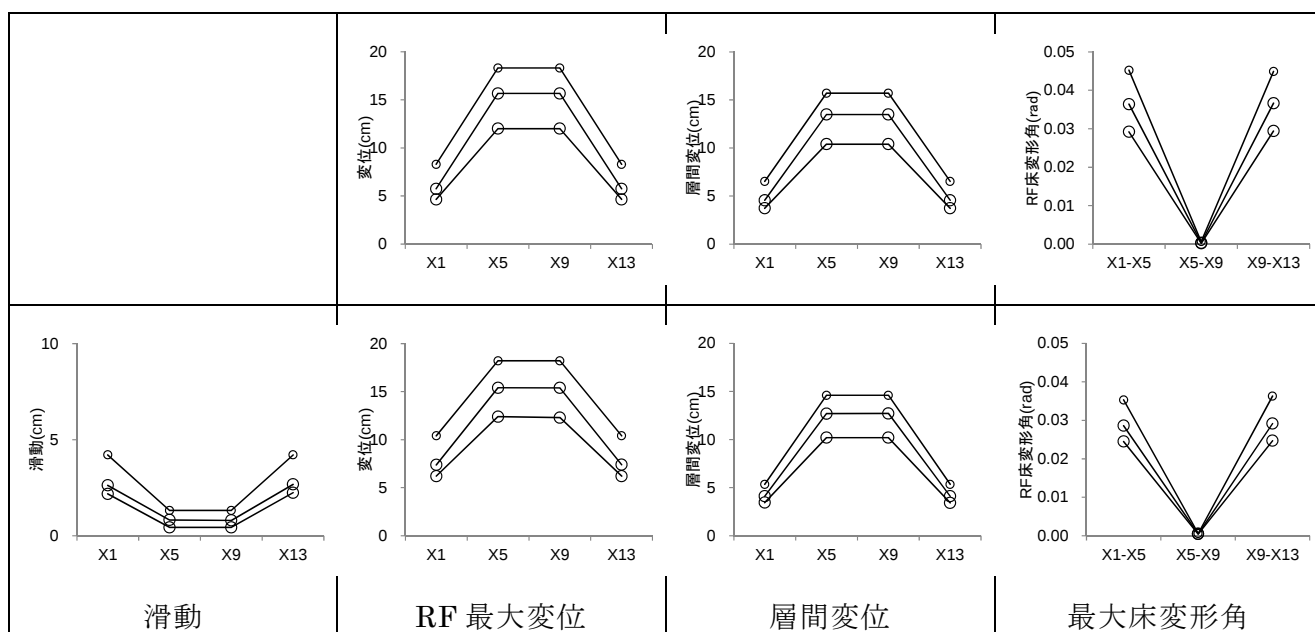


図 24 床復元力特性 50% (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段：柱脚固定、下段：柱脚移動 ($\mu=0.4$))

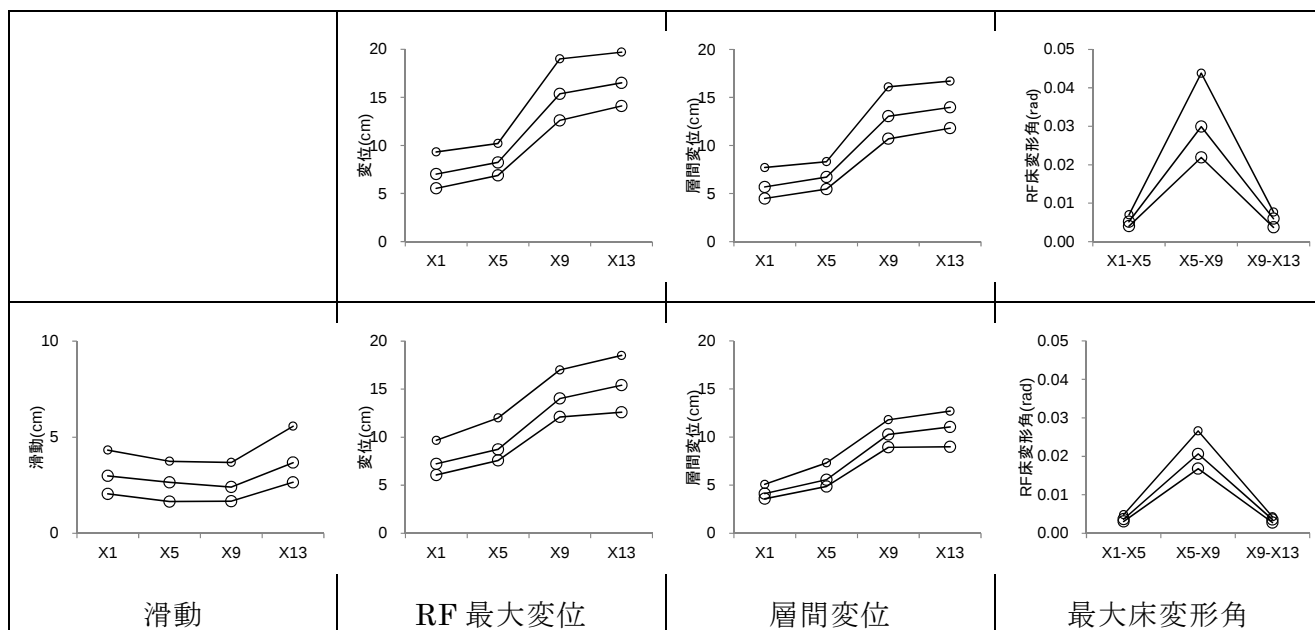


図 25 床復元力特性 50% (壁配置 C4) の最大値・平均値・最小値 (上段：柱脚固定、下段：柱脚移動 ($\mu=0.4$))

4. まとめ

3 スパンある平屋モデルに対して壁配置を変化させた全 5 ケースについて、2 種地盤の極めて稀に発生する地震動告示波レベルの地震波 7 波に対する時刻歴応答解析を行った。床に開口を設けたことによる床変形角、各鉛直構面の層間変位および柱脚の滑動への影響について検討した。柱脚の条件は、柱脚固定（柱脚の水平・上下の移動を拘束した場合）と柱脚移動（柱脚を拘束しない場合）について検討した。

床開口の有無による影響は、以下の通りである。

1) 床開口がない場合

(1) 滑動について

- ・最大滑動量は 10cm を下まわった。
- ・最も滑動したモデルは、耐力バランスが最も良いモデル C2 であった。
- ・偏心の大きいモデルでは、耐力の少ない構面の滑動が大きく、また偏心が小さくバランスの良いモデルでは、最も剛重比の高い構面が滑った。

(2) 層間変位について

- ・柱脚固定よりも柱脚移動の方が、層間変位が少ない。
- ・偏心のあるモデルでは、剛体回転（正確には、比較的均一なせん断変形）が生じ、耐力の低い構面の層間変位が大きくなる。

(3) 最大床変形角について

- ・最も床構面に負担をかけるモデルは、中央部が耐力の低い C1 である。
- ・柱脚固定より柱脚移動の方が、最大床変形角が少ない。
- ・最も床変形角が大きくなる柱脚固定の C1 で、最大床変形角は 1/30rad を下まわった。

2) 床開口がある場合（標準床の場合）

(1) 最大床変形角への影響について

- ・床開口の有無にかかわらず、柱脚移動の方が柱脚固定より、どのケースにおいても小さくなっている。

- ・床変形角が最大になるのは鉛直構面間の耐力差大きい部分である。
- ・床開口により最大床変形角は大きくなるが、その影響は小さく、すべてのケースで最大床変形角は $1/25\text{rad}$ 以内であった。

(2) 鉛直構面の層間変位への影響について

- ・床変形角と同様に柱脚移動の方が柱脚固定よりどのケースも小さくなっている。
- ・床開口により鉛直構面間の変形差が若干大きくなる傾向があるが影響は軽微である。

(3) 柱脚の滑動に対する影響について

- ・床開口について同じ位置で **RF**、**1F** 両方に開口があるケースと **1F** のみに開口があるケースで検討し、開口がない場合と比較検討を行ったが、いずれのケースも滑動量にほとんど差がなく、床開口による柱脚の滑動に与える影響は軽微と言える。

3) 床開口があり、かつ床構面の剛性（復元力特性）を標準床の 50%に低下させた場合の応答結果は、以下に示す。

- ・床の剛性を $1/2$ に低減した場合に、最大滑動量、構面の最大変形の変化は少ない。ただし、偏心の大きい壁配置モデル **C4** の場合では、建築物全体での平均的な最大層間変位は増大しないが、一部の構面で最大変形が増大する。
- ・床構面復元力特性の低下により、柱脚固定では、最大床変形角は大きく増加したが、最大床変形角は $1/20\text{rad}$ 以下に収まっている。柱脚移動では、最大床変形角、柱脚の移動量にも変化は少なく、床構面復元力特性の低下の影響は小さい。

以上の結果から、解析で対象とした壁配置の場合には、床開口を設けても床が損傷を受ける可能性はほとんどないと言える。

国土交通省の設計法に対する考え方に関する質問

伝統的構法の設計法検討委員会（仮）は、これまで検討委員会委員からの質問に対し、伝統的構法の設計法案（以下、本設計法案）の根拠である実験や解析結果からの検討資料を提示し説明を行なってきた。そして今回、国土交通本省及び国総研から提出された最終的な質問は、適用範囲とその根拠に関する内容が過半を占めている。

一方、現行の構造規定（建築基準法施行令第3章第3節木造）では適用範囲やその根拠について工学的判断により提示されていると思われる事項がいくつか存在する。工学的判断であっても構造規定として問題ないと判断された根拠を知ることは、今後の本設計法案の修正や本設計法案の告示化への準備において大変重要であり参考になるため、以下の項目について構造規定として十分たりうると判断された根拠についてご説明ください。なお、ご回答は2ヶ月を目処にお願いしたい。

1. 建築物の平面形状について

木構造のみでなくあらゆる構造において、平面形状の適用範囲には規定がなされていない。平面形状の適用範囲が不要である根拠についてご説明いただきたい。

（たとえば、偏心率は整形な建築物を対象に検討された結果から規定が作られていると思われる。適用範囲があるはずだが、平面形に対する規定はない。）

2. 4分割法(平成12年建設省告示第1352号「木造建築物の軸組の設置の基準を定める件」)について

検証は矩形の平面で行われ、規定に従えば偏心率は0.3以下に収まり「軸組を釣合い良く配置」できるとの判断であると思われるが、以下についてご説明をお願いしたい。

- ・ 対象外（内部架構）に壁が多く存在する場合でも適用可能か。検証はされているか。
- ・ 偏心率が0.15を超える場合に耐力の割り増しが必要ないか。
- ・ 矩形でない場合（たとえばL形平面）であっても妥当な結果が得られるか。
- ・ 部分2階の場合には、2階が存在する位置により1階で重量の偏在による偏心が生じる場合がある。その場合でも対応できているか。

3. 剛床仮定と吹き抜けに関して

現行の構造規定は剛床仮定を前提として作成されていると考えられる。しかし、大きな吹き抜けを有する場合は剛床仮定が成立しない場合がある。また、床を介して伝達させる必要があるせん断力に対して床のせん断耐力が十分でない場合もある。しかし、吹き抜けに対する規定は設けられていないのはなぜか。規定はなくとも、安全性は担保されているか。

4. 木造の安全限界変形角

平12建告第1457号第6では「建築物の各階について定める安全限界変位の当該各階の高さに対する割合は、木造である階にあつては、30分の1を超えないものとしなければならない

い。」と規定されている。木造で使用される耐震要素には、変形性能が $1/30\text{rad}$ 程度で耐力が大きく低下しているもの（筋かいや構造用合板等）が含まれる。このような場合でも「 $1/30\text{rad}$ を超えない」としてよい根拠を示していただきたい（安全性を担保するためにはもっと小さな変位に留まるよう規定すべきではないか）。

伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会では本設計法案作成にあたり、使用可能な耐震要素について $1/10\text{rad}$ まで大きな損傷や顕著な耐力低減がないことを実験により確認している。また、本設計法案では筋かいや構造用合板等を使用しないことを明確にしている。

5. 下屋屋根への対応

部分 2 階の場合には下屋屋根が存在する。現行の構造規定（在来工法）では下屋屋根に関する規定は存在しないが、安全性は保障されているか。

伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会が行った切妻屋根構面（在来仕様と伝統仕様）の水平加力実験結果から、伝統仕様（本設計法での標準仕様に相当）は変形角 $1/10\text{rad}$ を超えても耐力低下がないが、在来仕様（野地板は構造用合板）は伝統仕様より初期耐力は大きいものの $1/50\text{rad}$ で耐力低下が起き、 $1/30\text{rad}$ では大きな損傷が発生することが明らかになっている。

構造用合板を使用した在来仕様において $1/30\text{rad}$ まで安全に水平力の伝達が行われることのご説明をいただきたい。

6. 「想定外」への対応

建築基準法（以下、法）には規定されていないが、法で想定されている状態を超える場合を「想定外」と表現すると、巨大地震への対応は「想定外」と言える。

しかし、近いうちに起きることが確実視されている南海トラフを震源とする巨大地震への対応については「想定外」では済まされないのではないか。国土交通省はどのように対応しようとしているかを明らかにしてほしい。

建築基準法第 20 条および関連の施行令・告示がこのような巨大地震に対応したものでなければ、法第 1 条の内容（この法律は・・・国民の生命、健康及び財産の保護を図り、・・・目的とする）に反することになりはしないか。（南海トラフに近い地域では、今後新築される住宅が耐用年限中に巨大地震に遭遇する可能性は極めて高く、早急に対処する必要がある。）

巨大地震への対応は、構造規定（設計法）で直接の対応が示されていなくても、結果として安全性が担保されている必要がある。

本設計法案では、検討段階におけるバックデータとして巨大地震に対するクライテリアや安全性の確保に対する実験・解析による検討を行っている。石場建ては、柱脚が滑ることで上部構造に過大な入力が入らないという構造的に大きな特徴を持っており、実大振動台実験でも巨大地震に対して、その性能が検証されている。このため、石場建ての特徴を生かせる本設計法案の早期告示化等が望まれる。