

博士論文

柱脚滑り挙動を有する木造建築物の  
地震応答推定手法に関する研究

田尻 史郎

# 柱脚滑り挙動を有する木造建築物の地震応答推定手法に関する研究

## 目 次

<b>第1章 序論</b>	
1.1 研究の背景と目的	… 3
1.2 現在の設計法と問題点	… 7
1.3 本論文の構成と概要	… 18
<b>第2章 基礎と柱脚の緊結に関する既往の研究</b>	
2.1 現行の建築基準法と戦前の市街地建築物法	… 20
2.2 長期優良住宅の倒壊	… 21
2.3 田辺平学「耐震建築問答」	… 25
2.4 西澤英和「耐震木造技術の近現代史」	… 35
2.5 齋田時太郎「地震之間」	… 48
2.6 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会	… 50
2.7 損傷制御設計論に基づく新たなる伝統構法木造建築を目指して	… 53
<b>第3章 個別要素法</b>	
3.1 概要	… 59
3.2 解析理論	… 62
3.3 数値解析手法	… 63
3.4 解析モデルの構築手法	… 65
<b>第4章 柱脚滑り挙動を伴う上部構造の応答推定</b>	
4.1 貫板壁構法	… 71
4.2 等価線形化法による変位増分解析と個別要素法	… 79
4.3 柱脚滑り応答スペクトル法の提案	…103
4.4 定点変位柱脚滑り応答スペクトル法の提案	…142
4.5 上部構造復元力特性のパラメータ解析による性能検証	…168
4.6 柱脚別動摩擦係数のパラメータ解析による性能検証	…182
4.7 組物・斗拱による消震構造の性能検証	…199
4.8 遊離柱と柱脚滑り機構による消震構造の性能検証	…218
4.9 損傷制御設計論による応急危険度・被災度区分判定及び経済性評価の検証	…233
<b>第5章 柱脚滑り挙動を伴う基礎滑り量の推定</b>	
5.1 基礎滑り量を考慮した拡張型柱脚滑り応答スペクトル法の提案	…244
5.2 不規則振動理論による柱脚滑り量予測式の提案	…262
<b>第6章 総括</b>	
6.1 アスペクト比による柱脚滑り応答スペクトル法の適用範囲に関する考察	…274
6.2 本研究で得られた知見と今後の課題	…320

参考・引用文献

謝辞

## 第1章 序論

### 1.1. 研究の背景と目的

聖職である社寺仏閣の宮大工は「民家を建てる」とされ、建てた者はかつては宮大工から外されることもあった。筆者の祖父は明治神宮を建立した社寺仏閣の宮大工であった（図 1.1.1）。鎮座祭は 1920 年（大正 9 年）11 月 1 日に執り行われ建立された。明治神宮完成から僅か 3 年後の大正 12 年 9 月 1 日、関東大震災が発生。10 万 5 千人余が死亡になったと推定され、国内最大の被害であったが、明治神宮は無損傷だった。

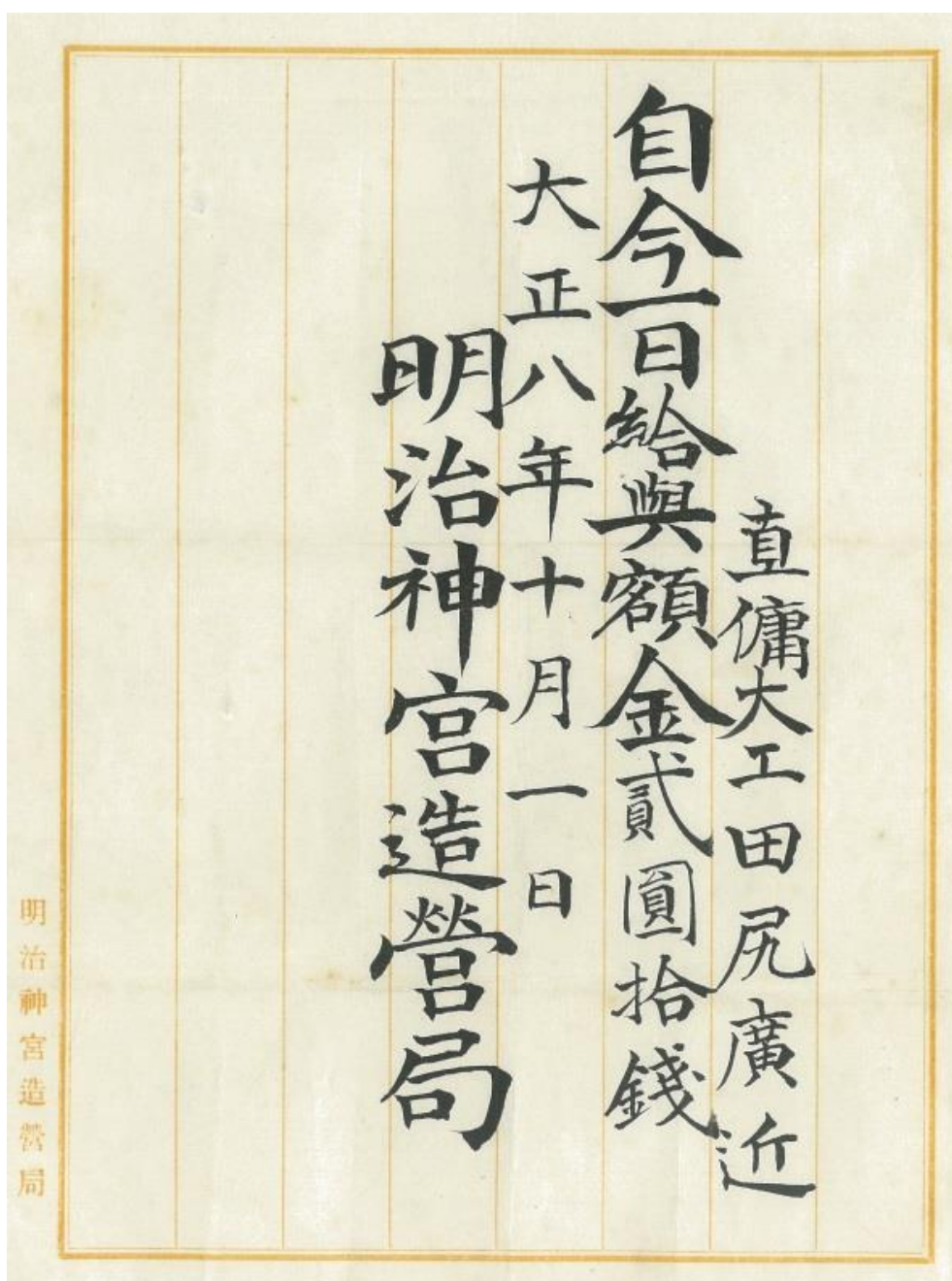


図 1.1.1 大正天皇の命による大日本帝国時代の明治神宮造営局・日当明細書（田尻廣近）

明治神宮は、東京都渋谷区にある神社。明治天皇と昭憲皇太后を祭神とする。明治天皇の崩御後、神宮建設の機運の高まりを受け、1913年（大正2年）に政府は閣議によって原敬内務大臣を長とする神社奉祀調査会を設置。1914年（大正3年）に皇后であった昭憲皇太后が崩御すると、大正天皇の裁可を受けて、1915年（大正4年）5月1日、官幣大社明治神宮を創建することが内務省告示で発表された。鎮座祭は1920年（大正9年）11月1日に執り行われ建立された<sup>1)</sup>。

神宮本殿は太平洋戦争末期の1945年（昭和20年）4月、アメリカ軍による空襲によって焼失した。その後全国から復興資金が寄せられ、仮殿が建設されて翌1946年（昭和21年）5月に還座祭が行われた。現在の本殿はその後、国内外からの寄付などによって造営が進められたもので、還座祭は1958年（昭和33年）10月31日に行われた<sup>1)</sup>。

大正12年9月1日に発生した関東大震災は、国内最大規模の甚大な被害であったことから、現在でも9月1日が防災の日となっている。大正13年の改正市街地建築物法では設計震度を0.1と規定したが、これは関東大震災での観測波形の分析結果に基づいている。しかしこれは、東京帝国大学地震学教室での記録であり、南北・東西・上下動とも主要動の初期で振りきれたので、判読可能な範囲での見解であった。地震記録計が振り切れる程の首都直下型地震動であった<sup>2)</sup>。

建物被害としては、西洋の技術で建設された、凌雲閣（浅草十二階）が大破、建設中だった丸の内の内外ビルディングが崩壊し作業員300余名が圧死した。また大蔵省・文部省・内務省・外務省・警視庁など官公庁の建物や、帝国劇場や日本橋三越本店など、文化施設や商業施設の多くが失われた。

震源に近かった横浜市では官公庁やグランドホテル、オリエンタルパレスホテルなどが石造・煉瓦作りの洋館であったことから一瞬にして倒壊し、内部にいた者は逃げる間もなく圧死した。さらに火災によって、外国領事館の全てを焼失、工場・会社事務所も90%近くを焼失した<sup>3)</sup>。

このような人的・建物の甚大な被害を発生させた首都直下型地震動であった関東大震災において、微動だにしなかった建物があった。それが、辰野金吾が設計した東京駅と、筆者の祖父も建立に携わった明治神宮であった。明治神宮は建立の大正9年から僅か3年後に巨大直下型地震動に遭遇していた。我が国の建築耐震構造を劇的に変化させた代表的な一つが、いうまでもなく関東大震災である。もう一つは明治24（1891）年の濃尾地震<sup>4)</sup>である。木造住宅に限らず、建物の耐震性に関する研究が始まったのは濃尾地震がきっかけである。濃尾地震のエネルギーはマグニチュード8.0と、内陸直下型地震としては最大級の大きさだった。震源断層付近と濃尾平野北西部の震度は、現在の「7」に相当する激

しきで、岐阜、愛知の両県を中心に倒壊家屋は 14 万戸以上、死者は圧死、焼死を合わせて 7,273 人に達した。濃尾地震では耐震的な課題が浮上したが、この頃より耐震性について議論されるようになった。関東大震災後の“柔剛論争”は有名である。

ところで、防災科学技術研究所・兵庫耐震工学研究センターは 2009 年 10 月 27 日、大型震動台「E-ディフェンス」を使って木造 3 階建て住宅を揺らし、耐震性を試す実験を実施した。その結果、震度 6 強で、揺れに耐えると考えられた「長期優良住宅」の基準を満たす住宅が倒壊した<sup>5)</sup>。図 1.1.2 に文献<sup>5)</sup>から一部引用した写真を示す。実験では同じ設計の木造 3 階建て住宅 2 棟を使用。1 棟は「耐震等級 2」を満たす長期優良住宅（写真左）。もう 1 棟は柱の接合部のみを弱くしてあり、同等級を満たさない（写真右）。



図 1.1.2 長期優良住宅の倒壊（写真：文献<sup>5)</sup>から一部引用）

試験体 2 棟に人工地震波を加振すると、倒壊しないはずの試験体 1 が、激しく地面に叩きつけられて柱も壁も木端微塵に吹き飛んだ。もし中に人がいたならば死傷の危険性は明らかであり、隣地の敷地・建物にも甚大な被害を与えることは明らかであった。

一方、倒壊を免れた試験体 2 は柱脚の接合部のみを弱くした、同等級を満たさない仕様であった。脇で無残にも木端微塵に倒壊した長期優良住宅が発生させた、濛々たる埃の中、激震に耐えて何事もなかったかのように自立して建っていた。ロッキング挙動の現象が見られ、柱脚は当初の位置より 30cm 以上動いていたとされている。しかしながら、この「柱脚の接合部のみを弱くした」試験条件が、偶然にも基礎と土台を緊結せずに、フラットなベタ基礎上で安定して滑る基礎滑り構法の可能性を示唆していると考えられる。柱脚の接

合部を弱くして破断させた試験体 2 は、柱脚を土台と固定しない方が倒壊を逃れる可能性が高い事の重要性を示す意味を持つと思慮される。実験映像から旧基準建物同等の試験体 2 では、基礎と土台の間で滑動および浮き上がりを生じて倒壊を免れていることが見て取れる。伝統構法で言えば石場建て構法に代表される「基礎土を滑動」させる方法により、地震力を軽減させることが可能である。即ち、鉛直方向の柱脚の浮上り、水平方向の滑動による 3 次元動的安定挙動性を備えた基礎構造形式により、入力地震動には上限が生まれ、上限を超越する様々な周波数特性の巨大地震動から免れることを可能にすると考えられる。

倒壊するはずの建物が残り、残るはずの建物が倒壊。主催者の意図とは異なる結果だが、主催者側は「想定通り」倒壊と結論した。試験体 2 の方が先に柱脚接合部の破壊が見られたためとしている。しかしながら、如何にに想定外の地震だとはいえ、人間の生命・財産を守る住宅という建物は、試験体 1 のように崩壊してよいものなのか大きな疑義が生じる。

「災害は忘れた時分にやってくる」の言葉で有名な寺田寅彦博士は昭和 8 年に書かれた随筆「鎖骨」で、耐震設計に人間の身体の仕組み、骨の仕組みを取り入れることを提案している<sup>6)</sup>。人間の鎖骨は、車のバンパーのように肩の前の部分にあり、転んだときなどにこれが先に折れることによって、肋骨や内臓をまもる仕組みになっている。鎖骨は折れても普段の生活にはそれほど支障がなく、治りやすい骨である。この考えを建築構造に利用するという考えであり、損傷制御構造の考えを明確に述べたものだといえる。

明治神宮や我が国の伝統構法に多用されている「組物・斗栱」と言われる部分は、この複雑な木組みにより、やじろべえ効果や逆位相ダンパー効果、傾斜復元力特性効果により、建物の揺れを減少させるという効果を取り入れている。一種の制振構造であると言われている。伝統構法を要約すると、

- ① 木組みの美しさ（木組みは人組み）
- ② 三手先・肘木による斗栱の美しさ（構造美・即・意匠美）
- ③ 相輪・心柱（五重塔、七重塔、十三重塔）
- ④ ビシャン仕上げの「石場建て構法」
- ⑤ 1400 年の耐震性

「鎖骨理論」を彷彿とさせる部材数 10,000 以上の柔構造により、1400 年という長い時間を掛けて耐震性を確立してきたのが伝統構法であると言える。

耐震的剛木造の極みともいえる長期優良住宅が何故あのように激しく倒壊したのか。聖職である宮大工は何故「手が汚れる」とされ、建築基準法に基づく民家住宅に手を触れないのか。その理由を考えるうえでも「長期優良住宅」の震動台実験は多くの教訓を与え、損傷制御設計論の可能性が存在すると考える。本研究の背景と目的が此処に生まれる。

## 1.2. 現在の設計法と問題点

### 1.2.1. 伝統木造構法の特徴と設計法の問題点

建築物に要求される性能として、地震動が 1G を超越するような巨大地震動レベル、繰返し地震動に対しても、損傷制御設計の概念が重要であると考えられる。伝統構法で言えば石場建て構法に代表される「基礎を滑動」させる方法により、地震力を軽減させることが可能である。即ち、鉛直方向の柱脚の浮上り、水平方向の滑動による 3次元動的安定挙動性を備えた基礎構造形式により、入力地震動には上限が生まれ、上限を超越する様々な周波数特性の巨大地震動から免れることが可能となる。これを実現するには、現行の建築基準法の枠組みにおいて、伝統構法による建築物、特に「基礎と柱脚の緊結」問題に適用できる構造設計法の定式化が必要となる。そのため、最初に現在の木造建築物の設計法を概観し、各々の設計法と特徴および問題点を探ることとする。

木造建築物の設計法には壁量計算法、許容応力度計算法、許容応力度等計算法、保有水平耐力計算法、限界耐力計算法、エネルギー法、時刻歴応答解析法、限界状態設計法などがある。

壁量計算法は建築基準法施行令第 46 条の規定である。2 階建て以下、かつ延べ面積 500 m<sup>2</sup>以下、かつ軒高 9m 以下、かつ高さ 13m 以下に該当する木造建築物は 4 号建築物として扱われ、仕様規定を満足し壁量計算を行えば構造計算は適用除外となる。所謂「建築確認の特例」といわれる制度である。壁量計算法そのものは耐震耐風設計の一手法であるが、施行令第三章第三節の在来木造の規定全体を、壁量計算法を中心とした木造建築物の仕様書規定、すなわち木造建築物全体の簡便な設計法であるとも言える。ただし、あくまで簡易規定であり、完全な設計法の体をなしていない。壁量計算による場合、建築物の各部位を建築基準法や同施行令、同告示に定められた仕様としなければならず、伝統構法の仕口・継手の接合部に期待できるモーメント抵抗性能を評価することもできない。その意味で構造設計の自由度は低い。さらに、施行令 46 条の壁倍率は「基礎と柱脚の緊結」が前提条件となっているため、本研究への適用は不可能である。

許容応力度計算法は、建築基準法施行令第 82 条の規定である。木造建築物でも地上の階数が 3 以上の場合や延床面積が 500 m<sup>2</sup>を超える場合など、あるいは仕様規定の一部を適用除外とするためには、許容応力度計算法が要求される。構造計算により各部材の応力度を計算して許容応力度以下になっていることを確認する検証法である。構造物全体のモデル化や応力算出方法、鉛直構面の耐力壁や水平構面の剛性、部材接合部の許容せん断・引張・曲げ耐力の検証が必要となる。耐力度係数 0.2 に対する稀な地震動時での損傷制御検証となっており、極めて稀な地震動における倒壊の防止や安全性の確保を求めるまでには



至っていない。許容応力度計算法は、耐力度係数が 0.2 という稀な地震動クラスでの評価法であり、巨大地震を対象としている本研究には相応しくない。さらに壁量計算と同様に「基礎と柱脚の緊結」が前提条件となっており、静的設計法であるため、動的挙動を設計する本研究への適用は不可能である。

許容応力度等計算法は「ルート 2」計算法と言われている。木造建築物の場合には、高さ 13m 又は軒高 9m を超える場合に構造計算適合性判定の対象となり、許容応力度計算法に加えて保有水平耐力計算法（ルート 3）又は剛性率、偏心率及び靱性確保の計算や確認（ルート 2）が要求される。昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 1 には、木造の建築物に関してルート 2 で要求される構造計算の基準が示されており、筋かいの水平力負担割合による応力割り増し、筋かいが割裂やせん断破壊を生じないことの確認等が求められている。許容応力度等計算法は、耐力度係数が 0.2 という稀な地震動クラスでの評価法であり、巨大地震を対象としている本研究には相応しくない。さらに壁量計算と同様に「基礎と柱脚の緊結」が前提条件となっており、静的設計法であるため、動的挙動を設計する本研究への適用は不可能である。

保有水平耐力計算法は、エネルギー一定則に基づく極めて稀な地震動に対する性能検証法である。昭和 56 年の新耐震基準の導入に際し、一定規模以上の建築物に義務付けられる計算ルートの一つとして法令上規定された。木造建築物の場合には、高さ 13m 又は軒高 9m を超える場合にルート 2 又はルート 3 による検証が要求される。高さが 31m を超える場合は保有水平耐力計算法（ルート 3）が要求される。構造計算書偽造事件は、この保有水平耐力計算法（ルート 3）で行われ、平成 19 年法改正で保有水平耐力計算法に用いる構造特性係数  $D_s$  の算出方法に関する告示（昭和 55 年建設省告示第 1792 号）が改正され、木造に関する  $D_s$  の算出方法も改正された。保有水平耐力計算法は、耐力度係数が 1.0 という極めて稀な地震動クラスでの評価法ではあるが、建築基準法で定められた  $R_t$  分布（加速度・速度一定領域の存在する必要性能スペクトル）だけが考慮され、比較的計算しやすい人工地震波に対する評価法であり、様々な巨大地震を対象としている本研究には相応しくない。さらに壁量計算と同様に「基礎と柱脚の緊結」が前提条件となっており、静的設計法であるため、動的挙動を設計する本研究への適用は不可能である。

限界耐力計算法は、平成 12 年の建築基準法改正に際して、構造関係規定における性能規定化制度として導入された。基準地震動を詳細に規定し、稀な地震動、極めて稀な地震動の双方に対して安全性の検証を行うこととされた。等価線形化法による準動的地震応答解析手法であり、仕様規定に依らず除外規定が極めて多いことが特徴となっている。建物の復元力特性および等価粘性減衰から等価線形化法に基づき、1 質点系縮約モデルから損

傷限界と安全限界の応答値を地震動に応じて検証するものである。設計クライテリアを満たせば、建築基準法施行令の種々の構造関係規定を、耐久性関係規定を除いて適用除外が可能である。これが性能規定化とされる所以であり、木造建築物においては、金物に依らない伝統構法に適用している事例が多い。限界耐力計算の適用によって、耐久性に関する規定以外のすべての仕様を適用除外とすることができる。従って、建築基準法施行令第42条関係の「基礎と柱脚の緊結」は適用除外となり、合法的に石場建て伝統木造構法が設計・建築可能である。さらに、様々な巨大地震動の表層地盤の増幅率や、高度な工学的判断が考慮可能なため、動的挙動を検証する本研究への適用可能性は極めて高い。

エネルギー法は構造計算書偽造事件が発生した平成17年に、限界耐力計算法と同等以上に建築物の安全性を確認できる方法として規定された（平成17年国土交通省告示第631号）。鋼構造分野で主に利用され、特に制振ダンパーを設置した鋼構造設計に活用されている。木造建築物への適用事例は少ない。エネルギー法は限界耐力計算法と同様に性能設計法ではあるが、鋼構造のような履歴特性に富んだ工法へは有効であり、木造建築物のような耐力低下モデルには不向きであるといわれているため検証しないこととする。

時刻歴応答解析法は、建築基準法施行令第81条第1項に定められており、具体的な方法が平成12年建設省告示第1461号に規定されている。保有水平耐力計算法がエネルギー一定則、限界耐力計算法が等価線形化法を仮定し、種々の仮定に基づき弾塑性応答解析を簡略化しているのに対し、直接的に質点に地震加速度を与え、運動方程式から地震応答を求めるものである。従って、建物種別を選ばず適用範囲は広いが、復元力履歴特性の妥当性、入力地震動や運動方程式に対する高度な専門知識が要求されるため、とりわけ4号建築などの小規模木造建築物に対しては適用事例が少ない。さらに、高度な専門知識が要求されるため、建築確認申請は国土交通大臣が1棟ごとに審査する大臣認定となっており、費用や審査期間が高額・長期間のため非現実的となっている。小規模な一般4号木造建築に適用されるのは極めて少なく、研究レベルで使用されているに留まっている。

限界状態設計法は、我が国では建築基準法にも定められておらず、実務的にも殆ど使用されていないが、国際的には潮流な設計法<sup>7)</sup>となっている。統計的手法による信頼性検証を仮定した設計法となっている。石場建て滑り挙動問題への応用は困難であると考えられる。

以上、現在の木造建築物の設計法を概観し、各々の設計法の特徴と問題点を検証した。総合的に判断すると、現行の建築基準法の枠組みにおいて、伝統構法による建築物、特に「基礎と柱脚の緊結」問題に適用できる構造設計法を考えた場合、限界耐力計算法が最適であると思慮される。次節以降では、限界耐力計算法に着目し、石場建て構法に代表される「基礎を滑動」させる方法の定式化の可能性について論じる。

### 1.2.2. 伝統構法木造建築と限界耐力計算の特徴と問題点

現在の我が国における伝統構法木造建築の問題点は、国土交通省が構造計算書偽造問題の公表（平成 17 年 11 月 17 日）を行ったことにより浮上した。この構造計算書偽造問題の公表の結果、改正建築基準法が施行（平成 19 年 6 月 20 日）され、同法に基づき法適合の厳格化が進んだ。さらに専門知識を持った構造計算適合性判定員による点検制度の導入がなされ、従来では構造計算で安全性が確認できれば建築できた伝統構法も構造計算適合性判定が必要となった。伝統木造構法は構造解析が難しいことから、それまで 4 号建築の建築確認申請に要する日数が 7 日程度であったものが 35～70 日を要するようになった。また伝統木造構法の構造審査を実施する機関も少なく、審査費用も 15～20 万円程度必要となることから、伝統構法は経済的、時間的負担が施主にかかるようになった。

現在の設計法上の問題点は、壁量計算法においては短期基準耐力が特定変形角時の耐力で決まるため、低剛性・低耐力の伝統構法は非常に低い壁倍率となり、伝統構法の特徴を活かすことができない。一方、仕様規定を適用除外することができる限界耐力計算法による場合、次のような課題が発生している。1 つは、2000 年の建築基準法改正で仕様規定が免除され、伝統構法建築が合法的に設計・建築可能となったが、耐震偽造事件に端を発した 2007 年の建築基準法改正で、建築確認申請等が厳格化され、限界耐力計算による設計では、計算ルートのみで小規模住宅でも構造計算適合性判定（適判）が適用される。その結果、更なる伝統構法建築物の建築確認申請の減少が生じている。2 つ目は、申請者や建築士が建築確認申請書で適判の資料を高度な設計法である限界耐力計算法で作成することは容易ではなく、また建築主事等にとっても、その高度な計算を適合判定するのは容易ではなく、さらに高額な費用が発生することが挙げられる。国土交通省補助事業「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会（平成 20～24 年度）<sup>8)</sup>」が設置され、伝統的構法の設計法が検討されたが、4 号建築に対する適判は、依然として解決されていない。

伝統的工法の利用促進のための規制の合理化（平 28 国交告第 690 号）により、社寺建築などの石場建て基礎に関して緊結の解釈が緩和され、直径 11mm の鋼材だぼを基礎に緊結し、当該だぼを小径 105mm 以上の柱に長さ 90mm 以上埋込む方法等により、水平方向を拘束する接合方法を規定し、鉛直方向に関してはだぼ継ぎで浮上りを許容する接合が可能となった。しかしながら、だぼ継ぎ仕様の柱脚滑り振動台実験<sup>8)</sup>では、柱脚の割裂やだぼの飛び越え現象が発生しており、水平方向を拘束するだぼ継ぎ接合は、構造体に激しい損傷を及ぼすことが懸念される。現行法では耐震対策上、上部構造を基礎に緊結することが有効であるという視点に立脚しているが、果たして得策かどうかについては振動台実験や過去の地震被害悉皆調査からみて大きな疑義がある。

### 1.2.3. 伝統構法木造建築の限界耐力計算におけるモデル化の重要性と問題点

構造計算の前提となるモデル化が正しくなければ、計算結果は不適切な結果となる。特に、接合部で剛性や耐力が決まる伝統構法木造建築の場合、接合部を含んだ正しいモデル化にもとづく構造計算が行わなければ、鉛直荷重や水平力に対する建物の変形や耐震性能などの結果は大きく乖離する。

昨今はコンピュータが発達し、一般家庭にも普及したことにより、パソコン用の骨組応力解析ソフトにフレームの形状と部材の断面や材料定数を入力しさえすれば、各部の  $M$ （曲げモーメント）、 $Q$ （せん断力）、 $N$ （軸力）と変形図が自動的に出力されるので、 $S$ 造や  $RC$  造の構造計算は、中小の構造設計事務所でも、こうした汎用応力解析ソフトを使って行われることが普通となってきた。接合部で剛性や耐力が決まる伝統構法木造の構造特性を知らない構造設計者が、この汎用骨組応力解析ソフトで伝統構法木造の構造計算をしてしまうと、間違ったモデル化で不適切な計算結果を出してしまうという危険なことが起こる。中大規模の木造建築を構造計算して建てた事例のなかには、予想外に大きな変形が生じてトラブルになったというケースも存在するが、そのほとんどは接合部の剛性を無視したモデル化の誤りが原因である。

例えば、大スパン架構には、木造のトラスが用いられることが多いが、トラス部材の接合部をディテールにかかわらず、一様にピンとしてモデル化し、汎用応力変形計算ソフトで、たわみ量を算出している場合が少なくない。実際の木造トラスの接合部は、圧縮力に対しては木口が相手材にめり込む変形を生じ、引張力に対しては、ボルトや釘などが部材中で曲がりながら木部にめり込む変形が生じる、いわゆる「めり込み軸方向バネ」として働くため、軸方向には動かないピンと仮定した場合よりも、倍以上どころか桁違いの大きな変形が生じてしまう可能性が高い。

また、構造用合板を釘打ちした面剛性の評価を、本来は接合している釘のせん断剛性で決まるところを、構造用合板のせん断弾性係数  $G$  そのもので評価してしまうというモデル化の誤りによって、変形量の予測が 10 倍以上も間違った、ということが起こる。

節点が滑節と剛節の中間的なものを半剛節（semi-rigid joint）という。そのような節点をもつ木造建築物の骨組を半剛節架構（semi-rigid jointed frame）という。半剛節は、鉄筋コンクリート造に代表される剛節のように堅くはないが、軸力・せん断力・曲げモーメントのいずれに対しても抗しうる節点である。半剛節は、部材の接合部が必ずしも剛とはいえない、木造仕口部や継手などを有する木造建築物の構造解析を、より現実な挙動に近付けることが言及されている<sup>9)</sup>。

木造骨組門型フレーム弾性解析において、節点を剛節・半剛節とした場合の門型柱頭変

位量を解析して検証すると、半剛節時の水平変位は剛節時に比べて桁違いに大きな変位を示し、具体的には半剛節時の水平変位は剛節時の 34.3 倍にも及んでいることが解析的に示されている<sup>9)</sup>。これに対し、材端力、反力にみられる半剛節時と剛節時との差異は極僅かとなる。このような差異は、明らかに部材接合部の接合バネを異にしたことにより生じたものである。したがって、半剛節架構である木造建築物は、節点変位は顕著に増大の傾向を示し、相対的に変形しやすくなる構造体であるとされている<sup>9)</sup>。

このように、木造軸組工法の構造計算においては、接合部の剛性や耐力をバネとして考慮したモデル化、即ち、「半剛接合」のモデル化が不可欠であるのだが、部材よりも先に降伏するバネ要素を考慮する弾塑性解析となると、相当高度な知識を必要とする部類に入るのので、とても中小の構造設計事務所の手におえる範囲ではなくなってしまふ。

「半剛接合」バネ要素を含んだ力学モデルの内容が難しく理解できないので、慣れた汎用応力解析ソフトで計算する、という構造設計者の場合、接合部の変形や降伏耐力をきちんと評価に含んだモデル化ができないため、計算結果は不適切となる。耐力壁や水平構面、接合部の仕様規定を守った設計をしている限りは問題は起こらないであろうが、それを超えた自由な設計をしたいのであれば、接合部を「半剛接合」バネ要素としてモデル化した解析を行わない限り、剛性や耐力を過大評価する危険を背負う。

許容応力度計算や限界耐力計算など構造計算においては、地震力や風圧力などの荷重・外力の算定方法と、部材の材料強度や許容応力度の値などは、法令によって決められているが、部材や接合部の応力、変形の求め方や、そのためのモデル化の方法、およびどの範囲まで細かく検討をすべきか、ということについては法令では規定されていない。しかし前述のように、伝統構法はこの部分を誤ると致命的なトラブルが生じる危険性がある。

以上、如何に構造設計が専門であるとしている RC 造や S 造専門の構造設計士が設計する場合であっても、木造設計する場合は危険となる事例が多いことが指摘されている。如何に難解で高度な知識と経験を要望されるかが理解できる。まして、4 号建築規模の構造設計・耐震診断は、意匠を専門にする一般の建築士が圧倒的である。

耐震偽造事件後に第三者機関による確認申請システムが導入された経緯には、事件になった悪意ある建築士の不適切な物件以上に、善意ある一般的な RC 造・S 造を専門に構造設計している建築士の不適切な構造計算ソフトの使用によるミスが圧倒的に多かったためであると言われている。単にソフトに値を入れて計算させれば構造計算が完了するという計算屋的な傾向が強く、それによって不適切な使用方法が多数判明したためにこのような法改正が実施されたと言われている。

限界耐力計算（建築基準法施行令第 82 条の 6）では、加速度応答スペクトルから求ま

る必要耐力に対し、建物保有耐力が上回っていることを確認することが求められる。一般には外力分布 ( $B_{si}$ 分布) による荷重増分解析を行い、いずれかの階が設計クライテリアに達した時の変位を用いる。しかしながら木質構造において、荷重増分解析では剛性が降伏後に負勾配となれば、計算追従性が極めて困難となる。一方、変位増分法では、降伏後の剛性が負勾配であっても、剛性の影響も考慮しつつ、変形モードが算出可能となる。

限界耐力計算では、部材レベルの荷重増分解析が実施されるが、本研究では復元力特性は部材レベルではなく、各耐震要素の単位フレーム実験結果等を加算則により重ね合わせるにより作成する。加算則による復元力特性は、実大試験体の復元力特性を再現可能であることが示されている<sup>8)</sup>。

伝統構法に特有の「半剛接合」バネ要素を、部材レベルから汎用解析ソフトで弾塑性解析して復元力特性を計算で求めるのは、上述のような懸念事項が存在するため、本研究では復元力特性は部材レベルではなく、各耐震要素の単位フレーム実験結果等を加算則により重ね合わせるにより作成する方法を採用している。これにより、適切な復元力特性の設定が可能となる。

#### 1.2.4. 損傷制御設計論と設計クライテリア

現行の建築基準法は、安全・安心を 100%保証するものとはなっていない。これは建築基準法第 1 条にも明確に謳われている。現行基準について、国土交通省では次のように説明されている。

「昭和 56 年に導入された新耐震基準は建築基準法上の最低限遵守すべき基準として、中規模の地震に対しては、ほとんど損傷を生じず、極めて稀に発生する大規模の地震に対しては、人命に危害を及ぼすような倒壊等を生じないことを目標としている。

従って、大地震で建物が使用できなくなった事例について原因を究明し検討を行う必要はあるが、被災後に継続して使用できるところまでを建築基準法は要求しているものではない。また、僅かに倒壊しているが、例外的な事例であるか、既に、阪神・淡路大震災後に一連の運用基準の整備で対応済みの原因によるものである。基準改定の必要はない。」

現行法の耐震関係規定は、大地震に対しては継続使用不可能となっても、生命だけは助かればよい、大変形で損傷を受けても倒壊しなければよいという最低基準であり、大地震後に建物が継続使用可能となることは要求されていない。

1995 年の兵庫県南部地震以降、2011 年の東日本大震災、2016 年の熊本地震などでは、新耐震基準の設計用模擬地震波を数倍超える、震度 7 の大地震を観測している。1995 年の兵庫県南部地震から今日まで、生命・財産に対する被害は甚大な規模に被害が拡大している。すなわち、生命・財産、経済的被害の防止には、現行法の最低基準である倒壊防止だけでは不十分であると思慮される。阪神淡路大震災では木造家屋の倒壊により、亡くなった方の 9 割以上が倒壊した木造家屋の下敷きで即死であった。一方、東日本大震災や熊本地震では、建物の倒壊による死亡者は少なく、8 割以上が震災関連死であった。

現行法の建築確認申請制度の下、最低限の耐震基準に適合するとして、日々、建築物や木造住宅等が設計・建築されている。兵庫県南部地震以降、東日本大震災、熊本地震等で明らかになったように、一度、巨大地震が発生すれば、継続使用不可能な建物が林立し、市街地は機能不全に陥ることが懸念される。それに伴い震災関連死が増加することが想定される。現行法の耐震基準で新築や耐震補強を行うことは、一般市民の立場から受け入れがたいものであるばかりでなく、社会インフラの脆弱性にも繋がる危険性があると考えられる。国土交通省の主張は誤りとは言えない。しかしながら、新築や耐震診断と補強工事に多額の負担を強いられている建物所有者・使用者、そして、巨額の助成金を負担している一般市民の立場からすると、到底受け入れがたいものである。

本章では、現行法における耐震性能の判定基準について整理し、本論文で提案する「柱脚滑り応答スペクトル法」による、損傷制御設計論と設計クライテリアについて定義する。

### (1) 罹災調査における全壊および半壊の定義

(昭和43年6月14日付総審第115号内閣総理大臣官房審議室長通達)

#### 【全壊】

住宅が滅失したもので、具体的には住家の損壊、焼失もしくは流失した部分の床面積がその住家の延床面積の70%以上に達した程度のもの、または住家の主要構造部の被害額がその住家の時価の50%以上に達した程度のものとする。

#### 【半壊】

住家の損壊が甚だしいが、補修すれば元通りに再使用できる程度のもの。具体的には損壊部分はその住家の延床面積の20%以上70%未満のものまたは住家の主要構造部の被害額がその住家の時価の20%以上50%未満のものとする。

#### 【注】

上記は総理府から発せられた「国の統一基準」であって、国土交通省、総務省、警察庁、消防庁等関係省庁は基本的にこれに従うこととなっている。また、被災地を管轄する地方自治体において災害救助等の関係から被災者に対しその災害程度を認定する場合は、基本的にこの基準によることとなっている。

表 1.1.1 隣接建築物・周辺地盤等、構造躯体に関する危険度

	Aランク	Bランク	Cランク
①隣接建築物・周辺地盤の破壊による危険	1.危険無し	2.不明確	3.危険あり
②構造躯体の不同沈下	1.無し又は軽微	2.著しい床、屋根の落込み、浮上り	3.小屋組の破壊、床全体の沈下
③基礎の被害	1.無被害	2.部分的	3.著しい(破壊あり)
④建築物の1階の傾斜	1. 1/60以下	2. 1/60～1/20	3. 1/20超
⑤壁の被害	1.軽微なひび割れ	2.大きな亀裂、剥落	3.落下の危険有り
⑥腐食・蟻害の有無	1.ほとんど無し	2.一部の断面欠損	3.著しい断面欠損
危険度の判定	1.調査済み 全部Aランクの場合 (要内部観調査)	2.要注意 Bランクが1以上 ある場合	3.危険 Cランクが1以上 ある場合

※) 地震被災後の建築物の判定(応急危険度判定)における危険度判定調査表(日本建築防災協会)



(2) 1995年兵庫県南部地震における地震被害の調査報告

日本建築学会近畿支部「1995年兵庫県南部地震—木造建物の被害—」1995.9より引用

表 1.1.2 1995年兵庫県南部地震における被害調査

(1) 全倒壊(「全壊」相当): 建物全体(1,2階ともに)倒壊
(2) 1階倒壊(「全壊」相当): 1階部分が倒壊
(3) 大破(「全壊」相当): ある階が大きく傾斜(概ね $1/20\text{rad}$ 以上)
(4) 中破(「半壊」相当): ある階がかなり傾斜(概ね $1/60\sim 1/20\text{rad}$ )
(5) 小破(「一部損壊」相当): 建物に傾斜は少なく(概ね $1/60\text{rad}$ 以下)、 外壁や基礎の一部に剥落や大亀裂、或いは屋根瓦の一部に崩落
(6) 軽微(「一部損壊」又は「被害無し」に相当): 外壁や基礎の一部に小亀裂、或いは屋根瓦の部分的なずれ

【注】上記の表は鈴木有・金沢工業大学教授(当時)がまとめられた被害総括表である。それによれば大きく傾斜しつつも倒壊を免れた建物の残留変位が $1/20\text{rad}$ 以上あったことから、倒壊するかどうかの限界変形角は大凡 $1/15$ 程度と考えることができる。

(3) 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針【木造編】: 日本建築防災協会(2003)

表 1.1.3 被災建物の耐力残存率と最大層間変形角

Maximum angle of story displace	Building classification	
	a-type (After 1981)	b-type (Before 1981)
$Re < 1/120 \text{ rad}$	100	100
$1/120 \text{ rad} \leq Re < 1/60 \text{ rad}$	80	90
$1/60 \text{ rad} \leq Re < 1/45 \text{ rad}$	50	75
$1/45 \text{ rad} \leq Re < 1/30 \text{ rad}$	35	60
$1/30 \text{ rad} \leq Re < 1/20 \text{ rad}$	20	30
$1/20 \text{ rad} \leq Re$	10	10

(4) 耐力残存率と損傷制御設計クライテリア

本節では、前述の基準や日本建築防災協会<sup>10)</sup>に基づいて、在来木造建築の被災建物の耐力残存率と最大層間変形角を参考に、損傷制御設計の設計クライテリアを定義する。

日本建築防災協会は、終局状態に至るまでの荷重—変形関係で囲まれる面積を建物の保有エネルギー、応答による荷重—変形関係で描かれた面積を地震により失われたエネルギーと考え、その残存率によって在来木造建物の耐震性能残存率  $R$  を定めている。具体的には損傷状態に基づき推定する最大層間変形角  $Re$  (表 1.1.3) から求める。そして被災度区分による補修・補強の要否の判定において「補修または補強により復旧するもの」と判

定されたもののうち、耐震性能残存率が 80 より大きいものは、ほとんど耐力の低下を生じていないことから、補修を行い継続使用してよいとしている。

最大層間変形角  $Re$  が  $1/60\text{rad}$  以下であれば、耐力残存率が 80~90 以上残存し、補修を行い継続使用可能であることが示されていることより、修復可能な損傷変形角として、最大層間変形角  $1/60\text{rad}$  以下を「広義な弾性領域」とし、設計クライテリアとして定義する（表 1.1.1～表 1.1.4、図 1.1.3）。

表 1.1.4 損傷制御設計クライテリア

		建築基準法		貫板壁構法	
		上部構造	石場建て基礎	上部構造	石場建て基礎
告示波	稀地震(BCJ-L1)	損傷しないこと	浮上り許容	損傷しないこと	滑らないこと
	極稀地震(BCJ-L2)	倒壊しないこと	浮上り許容	損傷しないこと	滑り量1m以下
パルス波 (巨大地震)	JMA神戸	規定なし	浮上り許容	損傷しないこと	滑り量1m以下
	JR鷹取	規定なし	浮上り許容	損傷しないこと	滑り量1m以下
	熊本・益城町	規定なし	浮上り許容	損傷しないこと	滑り量1m以下
	熊本・西原村(永久変位)	規定なし	浮上り許容	損傷しないこと	滑り量1m以下





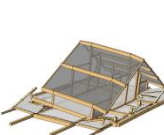
項目 診断評価	層間変形角(rad)と崩壊モード	
	変形角rad	崩壊形式イメージ
無損傷(健全)	$<1/120$	
小破(軽微)	$<1/60$	
中破(半壊)	$<1/30$	
大破(全壊)	$<1/15$	
倒壊	$\geq 1/15$	

図 1.1.3 崩壊モードと損傷制御設計の概念図

### 1.3. 本論文の構成と概要

本論文は6章より構成されている。

第1章では、建築物に要求される性能として、地震動が1Gを超越するような巨大地震動レベル、繰返し地震動に対しても、損傷制御設計の概念が重要であると考えを示した。伝統構法で言えば石場建て構法に代表される「基礎を滑動」させる方法により、地震力を軽減させることが可能である。即ち、鉛直方向の柱脚の浮上り、水平方向の滑動による3次元動的安定挙動性を備えた基礎構造形式により、入力地震動には上限が生まれ、上限を超越する様々な周波数特性の巨大地震動から免れることが可能になると考えることを示した。耐力残存率と最大層間変形角の関係から、損傷制御設計論に基づく設計クライテリアを定義した。

第2章では、基礎と柱脚の緊結に関する既往の研究を示した。俄かに信じ難いが、基礎と土台の緊結について、戦前は現在とは全く逆で、「基礎は固定すべきではない」というのが建築構造界の一致した見解であった。佐野利器や武藤清、真島健三郎をはじめ錚々たる構造学者が異口同音に提唱し、戦前期には、「木造建築の基礎と土台とは緊結すべからず」というのが、建築構造学界の共通認識であったとされている。一方、実大震動台実験で、耐震的剛木造の極みともいえる200年住宅、長期優良住宅が激しく倒壊した。その理由を考えるうえでも『基礎と土台の緊結』問題は多くの教訓を与えてくれるため悉皆調査を整理した。

第3章では、個別要素法の概要を示した。実物大の木造建築を用いた大規模な震動台実験で実際の地震動による損傷程度を実験観測値として得る研究も最近行われるようになってきたが、非常に多くのコストと時間がかかるため、本研究で検証しようとする新たな伝統構法木造建築の実験観測値を得ることは極めて不可能に近い。このような問題を解決する1つの大きな武器・ツールになるのが数値解析法である。ここに、DEM（個別要素法：Distinct Element Method）を用いて、連続体から非連続体に至るまでの破壊現象のシミュレーションを行う意義が生まれる。本章ではDEMに関する概要や解析理論および数値解析手法について概要を示した。

第4章では、柱脚滑り挙動を伴う上部構造の応答推定手法を提案した。地震動による柱脚の滑り量を考慮した最大応答変形性能を正確に再現することを目的として、震動台実験に用いられた実大伝統構法木造住宅の試験体を対象とした時刻歴応答解析をDEMで行い、実験結果の再現を試みた。そして、観測地震波によるDEMと、本研究で提案する「柱脚滑り応答スペクトル法 $C_{slip}$ 」の精度検証を、11種類の建物モデルと巨大観測地震5波、および3種類の動摩擦係数別の計224ケースによるDEMと比較検証した。柱脚別に動摩擦

係数が違う場合や、異なる復元力特性を有する建物モデルに対しても、各階の変形量は地震波によらず概ね近似値を示し汎用性を明らかにした。さらに、復元力特性作成時の増分解析における、行列式計算の演算時間と容量が膨大となる実務的ではない課題について、「定点変位固有変形モード解析法」を提案し、「柱脚滑り応答スペクトル法 $C_{slip}$ 」の精度検証を DEM と比較したところ、シミュレーションにより極めて高い精度が得られることを示した。貫板壁構法は応答変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角である「損傷制御設計」を可能としている。提案する  $C_{slip}$  により、手計算レベルでも精度の高い応答値が得られ、実務レベルでも非常に有益であることを示した。

第 5 章では、柱脚滑り挙動を伴う基礎滑り量の推定手法を提案した。上部構造のみならず、柱脚滑り層の滑り量クリアランスを簡易に算出可能とする定式化を試みた。柱脚滑り応答スペクトル法を拡張させた提案手法  $C_{base}$  について論じ、11 種類の建てモデルに適用した最大柱脚滑り量評価法「柱脚滑り応答スペクトル法 $C_{base}$ 」の精度検証を、動摩擦係数別、巨大観測地震波による DEM と比較検証した結果を報告した。柱脚滑り量を考慮した「柱脚滑り応答スペクトル法」、および、不規則振動理論から導き出される剛体モデル簡易柱脚滑り量予測式の 2 手法を提案し、複数の巨大観測地震波による DEM 解析と比較検証を実施した。柱脚滑りクリアランス量として 1m を設計クライテリアとすれば、概ね過去の巨大地震動による DEM 解析結果も包含することを示した。

第 6 章では、本論文の結論について述べている。アスペクト比が高くなるとロッキング現象が顕著となるため、アスペクト比が 1.0 を超える木造建築に対し、提案する  $C_{slip}$ 、 $C_{base}$  の精度検証を行う必要性が生じる。そのため、アスペクト比と摩擦係数による Rocking・Sway 効果を検証し、損傷制御設計可能な適用範囲を考察した。アスペクト比・摩擦係数をパラメータとし、各種巨大地震波に対する各種建物モデルの応答について、DEM による比較検証を行った。アスペクト比が 2.61 では摩擦係数が 0.3 以上から、アスペクト比が 1.79 では摩擦係数が 0.5 以上から、DEM ではロッキングにより生じる回転変形が顕著となり、回転変形を減じた層間変形と比較することにより提案手法の汎用性を示した。各種巨大地震波に対して、いずれも応答変形角が  $1/60\text{rad}$  以下を示し、本研究で提唱している『損傷制御設計』の実現可能性を示した。 $C_{slip}$ 、 $C_{base}$  を検討することで、動的解析を実施せずとも柱脚滑り挙動に伴う上部構造の応答と、柱脚滑り量が簡易に計算できることを示し、従来には存在しなかった新しい実務的手法であることを示した。柱脚滑り挙動を有し、せん断力係数( $C_{slip}$ )を向上可能な貫板壁構法等は、あらゆる極大地震動に対しても損傷を制御しうる強度型耐震構造のフェールセーフ設計が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしない、「損傷制御設計」の可能性について明らかにした。

## 第2章 基礎と柱脚の緊結に関する既往の研究

### 2.1. 現行の建築基準法と戦前の市街地建築物法

現行の建築基準法（以下、現行法）における木造の建物は、土台に柱を建て、土台と基礎等を構造用金物やアンカーボルトで「柱を基礎に緊結」するものとしている（建築基準法施行令第42条）。伝統的工法の利用促進のための規制の合理化（平28国交告第690号）により、社寺建築などの石場建て基礎に関して緊結の解釈が緩和され、直径11mmの鋼材だぼを基礎に緊結し、当該だぼを小径105mm以上の柱に長さ90mm以上埋込む方法等により、水平方向を拘束する接合方法を規定し、鉛直方向に関してはだぼ継ぎで浮上りを許容する接合が可能となった。しかしながら、だぼ継ぎ仕様の柱脚滑りを伴う建物の応答変形性能に関する振動台実験<sup>8)</sup>では、JMA神戸波100%加振において、柱脚の割裂やだぼの飛び越え現象が発生しており、水平方向を拘束するだぼ継ぎ接合は、構造体に激しい損傷を及ぼすことが懸念される。現行法では耐震対策上、上部構造を基礎に緊結或いはだぼ継ぎにより水平方向を拘束することが有効であるという視点に立脚しているが、果たして得策かどうかについては振動台実験や過去の地震被害悉皆調査からみて大きな疑義がある。

基礎と土台の緊結について、戦前は現在とは全く逆で、「基礎は固定すべきではない」というのが建築構造界の一致した見解<sup>11)</sup>であった。佐野利器や武藤清、真島健三郎をはじめ錚々たる構造学者が異口同音に提唱し、戦前期には、「木造建築の基礎と土台とは緊結すべからず」というのが、建築構造学界の共通認識であったとされている<sup>11)</sup>。「柔剛論争」で知られる帝国海軍の真島健三郎は、一貫して木造建築の基礎は固定すべきではないと主張した<sup>12)</sup>。また、昭和初頭に関東を中心に相次いだ直下型地震の悉皆調査に基づき、佐野利器も家屋が滑り移動しても基礎から落下しなければ、地震力の一部は基礎と土台の摩擦力に消費されて上部架構への伝達量が減ずるとの考えに基づき、30cm程移動する工法としてRC造べた基礎を推奨した<sup>13)</sup>。更に、昭和23福井地震後、日本建築学会は武藤清を委員長に、「北陸震災復旧技術指導の手引き」を公表した。その中で、悉皆調査では「60cm移動した例あり」と報告され、「二尺ほどの滑動範囲を造って置くならば摩擦力までの震力は受けるがそれ以上のものに対しては免震となるであろう。」と見解を示している<sup>14)</sup>。これらは、激震後の悉皆調査を踏まえて提唱されたものであり、木造建築の耐震性能の根幹に関わる重要な仮説として、詳細に検証される必要がある。

本章では、基礎と土台の緊結について、現行法と戦前の基準等を過去の悉皆調査をまとめた論文や実大振動台実験の結果から比較検証し、巨大地震においても、上部構造を損傷限度以内とさせる損傷制御設計論、すなわち、新しい伝統構法の指針を目指し考察する。

## 2.2. 長期優良住宅の倒壊

### 2.2.1. 長期優良住宅の普及の促進に関する法律

2007 年頃、住宅の寿命を 200 年に引き延ばそうという議論が国会内で上がっていた。日本の住宅は平均すると約 30 年で建て替えが起こっており、欧米と比較すると極端に住宅の寿命が短くなっている。この建て替え期間を 200 年にすることを主な内容とした「200 年住宅ビジョン」が 2007 年 5 月に自由民主党住宅土地調査会 1（会長：福田康夫）から公表された。同年 9 月に福田内閣が誕生したこともあり、長期耐用住宅の認定制度、不動産取得税や固定資産税の軽減なども法制化が議論され始めていた。国土交通省では 2008 年度予算の重点的施策として、「超長期住宅先導的モデル事業の創設」「住宅の適切な維持管理・円滑な流通の確保等」「住宅の長寿命化・循環的利用を支える住宅金融の拡充」を掲げた。民間のハウスメーカー等でも長寿命住宅の開発に向けた取り組みを始めていた。その点では“200 年住宅”はシンボリックな呼称であった。現行法では「長期優良住宅」と呼称される。

200 年住宅とは、自民党の住宅土地調査会会長を務めた福田前首相が提唱し、いいものを長く大切に使う「ストック型社会」への転換を理念にした政策である。安全な暮らしや住宅取得に伴う国民負担の縮減、住宅関連の産業廃棄物の削減などのメリットを謳う。2008 年 11 月 28 日に成立した「長期優良住宅の普及の促進に関する法律」は、登録免許税や不動産取得税、固定資産税の軽減、超長期住宅ローンなどの優遇措置が柱となっている。

### 2.2.2. 長期優良住宅の実大震動台実験

防災科学技術研究所・兵庫耐震工学研究センターは 2009 年 10 月 27 日、大型震動台「E-ディフェンス」を使って木造 3 階建て住宅を揺らし、耐震性を試す実験を実施した。その結果、震度 6 強で、揺れに耐えると考えられた「長期優良住宅」の基準を満たす住宅が倒壊した<sup>5),15)~18)</sup>。図 2.2.1 に文献<sup>5)</sup>から一部引用した写真を示す（図 1.1.2 再掲）。

実験では同じ設計の木造 3 階建て住宅 2 棟を使用。1 棟は「耐震等級 2」を満たす長期優良住宅（写真左）。もう 1 棟は柱の接合部のみを弱くしてあり、同等級を満たさない（写真右）。

2 棟を並べて耐震基準の 1.8 倍、震度 6 強相当の人工地震波で約 20 秒間揺らした。実験した住宅はともに耐震基準の 1.44 倍に耐える設計だが、実際には余裕を持たせて建築しているため揺れを上乗せした。その結果、長期優良住宅は揺れが終わる間に壁が崩れ横転するように倒れた。事前の設計では、ぎりぎり倒れないはずだった。もう一方は揺れ始めて約 10 秒後に柱の接合部が壊れたが、完全には倒壊しなかった。実験は耐震等級 2

を満たさない住宅のみの倒壊を想定していた。

長期優良住宅は長期優良住宅普及促進法で定めた耐震等級 2～3 の住宅が対象で、耐震等級 1 は建築基準法と同等、耐震等級 2 は 1.25 倍、耐震等級 3 は 1.5 倍に耐えられる強さを示す。



図 2.2.1 長期優良住宅の倒壊（図 1.1.2 再掲）

### 2.2.3. 長期優良住宅倒壊の検証

主催者である「木を活かす建築推進協議会」がまとめた最終報告書を中心に『基礎と土台の緊結』について検証する。報告書では、試験体 1（倒壊した長期優良住宅）と 2 が建築基準法の 1.8 倍という振動入力を受けてどのように挙動をしたか、加振終了までの 35 秒間を図と写真でまとめている。図 2.2.1 の左側が試験体 1（長期優良住宅）、右側が試験体 2 である。試験体 1 が倒壊する直前の層間変形量は、最大で  $1/7\text{rad}$  にも達していた。

実大振動台実験に使われた地震動波形は、直下型地震動ではなく人工地震波形である「BSL 波」であった。BSL 波は建築基準法で定める大地震想定人工地震波のことである。増幅率は 160%だが、報告書によると増幅後の振動は「建築基準法が要求するスペクトルの 180%相当」としている。

一方、倒壊を免れた試験体 2 の挙動について、報告書では「最大で 330mm 程度滑る挙動を見せた」と記載されている。図 2.2.1 の右側が柱脚の接合部のみを弱くした、同等級を満たさない倒壊を免れた試験体 2 の写真である。報告書では、ロッキング挙動の現象が見られ、柱脚は当初の位置より 30cm 以上動いていたとされている。

実大振動台実験では試験体 1,2 とともに現状と違う仕様がある。木造住宅の基礎の立ち上がりの厚みは 12cm 程度が一般的だが、試験体 1,2 とともに 12cm 厚の布基礎の上に建っていないことである。試験体 2 が実際の基礎の上に建っていたなら、試験体 1 と同様に建物全体が転倒したであろう。報告書では、試験体 2 の柱脚は 30cm 以上滑動して動いていた。木造住宅の基礎の立ち上がりの厚みは 12cm 程度が一般的だが、当然、そこを踏み外す事が想定される。柱の下端は基礎立ち上がりの下であり、地盤面に落下することになる。試験体 1,2 のような剛性・一体性が高い建物では、柱脚の落下は建物全体の大変形・倒壊に直結する。他の柱脚も外れていたことを考慮すると、試験体 1 と同様に転倒する可能性も否定できない。E-ディフェンスの振動台は頻繁に用いられる。試験体は振動台以外の場所に鉄骨の架台を置き、その上で制作され、実験前に架台ごとクレーンで吊り上げ振動台に設置する。こうした実験の都合上、実大振動台実験では基礎の立ち上がり及び基礎幅が再現されていない。しかしながら、この振動台実験の配慮が、偶然にも基礎と土台を緊結せずに、フラットなベタ基礎を安定して滑る基礎滑り構法の可能性を示唆している。柱脚の接合部を弱くして破断させた試験体 2 は、柱脚を土台と固定しない方が倒壊を逃れる可能性が高い事の重要性を示す意味を持つと思慮される。実験映像から旧基準建物同等の試験体 2 では、基礎と土台の間で滑動および浮き上がりを生じて倒壊を免れていることが見て取れる。伝統構法で言えば石場建て構法に代表される「基礎上を滑動」させる方法により、地震力を軽減させる構法と同等である。即ち、鉛直方向の柱脚の浮上り、水平方向の滑動による 3 次元動的安定挙動性を備えた基礎構造形式により、入力地震動には上限が生まれ、上限を超越する様々な周波数特性の巨大地震動から免れることが可能となる。

今回の実大振動台実験において、基礎と柱脚だけに着目すれば、試験体 1 の柱脚は基礎に緊結され、試験体 2 は約 10 秒後に基礎との緊結から解放された。だが試験体 1 は耐力壁がせん断破壊し、復元力を失い完全に倒壊した。試験体 2 はロッキング現象により、本来、立ち上がり基礎上に設置されていれば、基礎から転落したと思慮される。

試験体 1 は揺れによって大変形し、1 階の耐力要素（筋かい）が折れた。さらに揺れ続けた結果、1 階は 1/10rad を超える大変形領域に進展し、復元力特性を完全に失い倒壊した。柱が大変形し、2 階以上の自重を支えられなくなり、P- $\Delta$ 効果により押し潰された。このような 1 階層崩壊型は非常に危険な崩壊型である。試験体 2 も現実の立ち上がり基礎上に建っていれば柱脚が脱落し、1 階が大変形して層崩壊するか、建物全体が転倒した可能性が極めて高い。試験体 1 と同様、危険な構造形態であることに違いはない。

倒壊するはずの建物が残り、残るはずの建物が倒壊。主催者の意図とは異なる結果だが、主催者側は「想定通り」倒壊と結論した。試験体 2 の方が先に柱脚接合部の破壊が見られ



たためとしている。しかしながら、如何に想定外の地震だとはいえ、人間の生命・財産を守る住宅という建物は、試験体 1 のように崩壊してよいものなのか大きな疑義が生じる。しかも、実大振動台実験で使用した地震波形は、比較的耐震設計しやすい人工地震波 BSL 波であった。200 年住宅で謳う 200 年どころか僅か 20 秒程度で倒壊した。現行基準の新耐震基準のレベルを 1.6 倍した地震動を載荷した結果であったが、1.6 倍等の数字にどれ程の工学的意味があるだろうか。一般市民の立場からすると到底受け入れがたいものである。

伝統構法は、水平材、鉛直材の軸組みを基本として巧みな仕口、継手を用いている。また、土台と基礎は緊結せず、適度の滑動・浮上り挙動を許す構造である。各部にエネルギー吸収機構を備え、基礎は地震力を限定する機能を持った耐震性に優れた構造である。しかし、施工には熟練を要し、かつ、耐震性の計算評価が難しいという問題があった。そこで、現行基準では、基礎と土台、各接合部を金物とアンカーボルトで緊結する仕様を規定し、計算もこれを前提に行われている。短ホゾ、プレカットで、接合部はエネルギー吸収能力に乏しい。現在の軸組み工法は 9 割以上がプレカット工場で生産され、その仕口、継手形状はプレカット特有の円形性状を有しているため断面欠損が極めて大きく、めり込み体積も減少しエネルギー吸収能力が低下している。この構造は、計算上も実際も、想定を超える震動を受けると倒壊する。

現行の建築基準法は、安全・安心を 100%保証するものとはなっていない。これは建築基準法第 1 条にも明確に謳われている。現行基準について、国土交通省では次のように説明されている。

「昭和 56 年に導入された新耐震基準は建築基準法上の最低限遵守すべき基準として、中規模の地震に対しては、ほとんど損傷を生じず、極めて稀に発生する大規模の地震に対しては、人命に危害を及ぼすような倒壊等を生じないことを目標としている。

従って、大地震で建物が使用できなくなった事例について原因を究明し検討を行う必要があるが、被災後に継続して使用できるところまでを建築基準法は要求しているものではない。また、僅かに倒壊しているが、例外的な事例であるか、既に、阪神・淡路大震災後に一連の運用基準の整備で対応済みの原因によるものである。基準改定の必要はない。」

国土交通省の主張は誤りとは言えない。しかしながら、新築や耐震診断と補強工事に多額の負担を強いられている建物所有者・使用者、そして、巨額の助成金を負担している一般市民の立場からすると、到底受け入れがたいものである。

### 2.3. 田辺平学「耐震建築問答」の研究

昭和8年には田辺平学が昭和5年（1930）に発生した北伊豆地震での悉皆調査報告書として書かれた『耐震建築問答』において、土台と基礎を緊結していなかった住宅のほうの被害が「むしろ少なかった」ことについて、その免震効果を半ば認めている<sup>19)</sup>。建物の移動量は20～30cm程度に期待値が分布し、移動して建物が壊れてしまったもの、逆に損壊が軽減されたものも調査からは読み取れる。田辺平学の悉皆調査から見ると、M7クラスの地震では25cm程度であり、30cmから40cm位で留まるのではないかと思慮される。

関東大震災後も地震活動は沈静化せず関東を中心に、昭和5年11月26日『北伊豆地震』（M7.0）、昭和7年9月21日『西埼玉地震』（M7.0）、昭和10年7月11日『静岡地震』（M6.3）等の直下型地震動が相次いで続発した。

東京工業大学の田辺平学は、様々な耐震設計論の仮説を検証するという観点から、綿密な学術調査を実施した。当時の報告書をみると、これらの地域では関東大震災の教訓から、極めて剛強な木造建築一すなわち、金物補強・頑丈な筋違・基礎の固定という“剛”な木造家屋の理想を徹底的に追求した耐震木造家屋が建設されていたが、皮肉なことに強いはずの基礎を固定した新築間もない木造建築が大きな被害を受けたのに対し、基礎を固定しない伝統木造家屋の被害は軽微であったという指摘が一般市民から数多く寄せられた。

前節で示した実大振動台実験で、耐震的剛木造の極みともいえる200年住宅、長期優良住宅が何故あのように激しく倒壊したのか。その理由を考えるうえでも田辺平学の『耐震建築問答』は多くの教訓を与えてくれる。

『耐震建築問答』において、「土台と基礎の緊結」について非常に示唆に富む問答事例を一部引用して以下に示す。『要点』は筆者による。

## 『耐震建築問答』

### 問 119 土臺に就て耐震上注意すべき點はどんな事でせう？

1. 建物には土臺を成るべく多く用ひ、且つ建物の柱全部が土臺によつて、その根元を連結せられてゐる様にする事。
4. 一般には土臺を基礎に緊結せずに置く事。
7. 建物に土臺が用ひられてをらぬ場合は勿論、土臺が用ひられてゐる場合にも、成るべく堅固な『脚固』を用ひる事。

### 問 120 土臺を多く用ひることは、耐震上にどんな効果がありますか？

掘立式でなくても、柱の根元や、床下の『束』を、單に個々の礎石の上に載せたままにして、土臺で連結してないものも危険であつて、この場合には往々にして、柱が下部で口を開き又は柱や束が石を踏み外して、建物に大きな被害を來します（第 133 圖）。

～（途中略）～ 柱の根元が土臺で連結されてなかつた爲に、柱の脚下が銘々勝手な方向に移動して、寫眞（第 134 圖）に見る様に、建物が至る所で口を開いて、大破損を受けたのであります。

～（途中略）～ 第 135 圖は和風木造平屋建の長い一棟の病舎でありましたが、柱や束を一本々々離して、單に沓石の上に載せた構造になつてをつた爲に、床下の束が倒れて床が墜ち、建物全體が寫眞に見る様な工合に、大破してしまつたのであります。建物の脚下を固める意味に於て、土臺を總ての柱の下部に廻して置くことが、如何に大切であるかはこれ等の例によつても充分に解ることと思ひます。

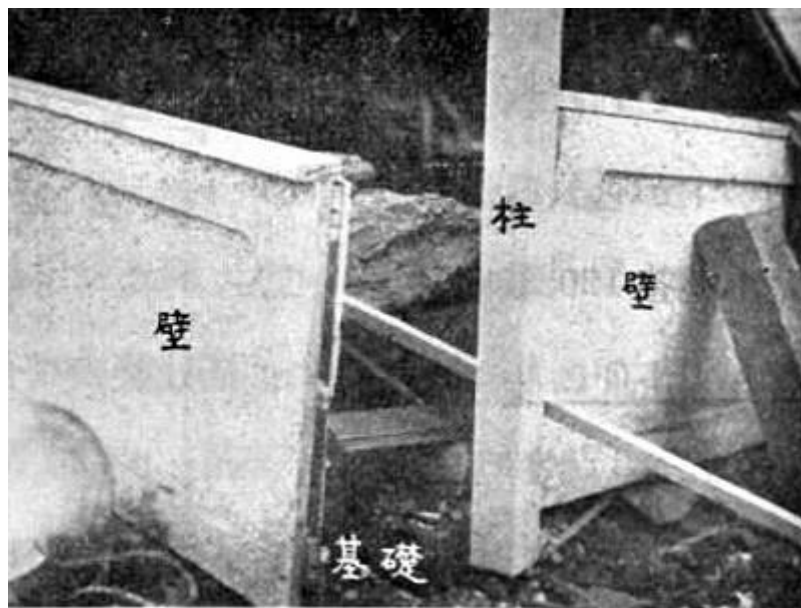
我國の建築法規に於て、建物の主要な柱は原則として掘立としてはならず（規則第 49 條）、又掘立でない柱の下部には原則として『土臺』又は『脚固』を使用すること（規則第 50 條）と規定してゐるのは、まさに上記の理由に基くものであります。

## 『要点』

1. 柱の根元や束がバラバラな現状の石場建ては危険。
2. 1 の場合、口を開いて大破損する可能性がある。
3. 柱脚根元全体を連結して一体化すること。



第 133 圖 土臺の無い建物  
の被害 例 1  
(京都府口大野村 某農家)



第 134 圖 土臺の無い建物の被害 例 2  
(静岡県川西村 某料理店)



第135圖 土臺の無い建物の被害 例3  
(静岡県韭山村 某病舎)

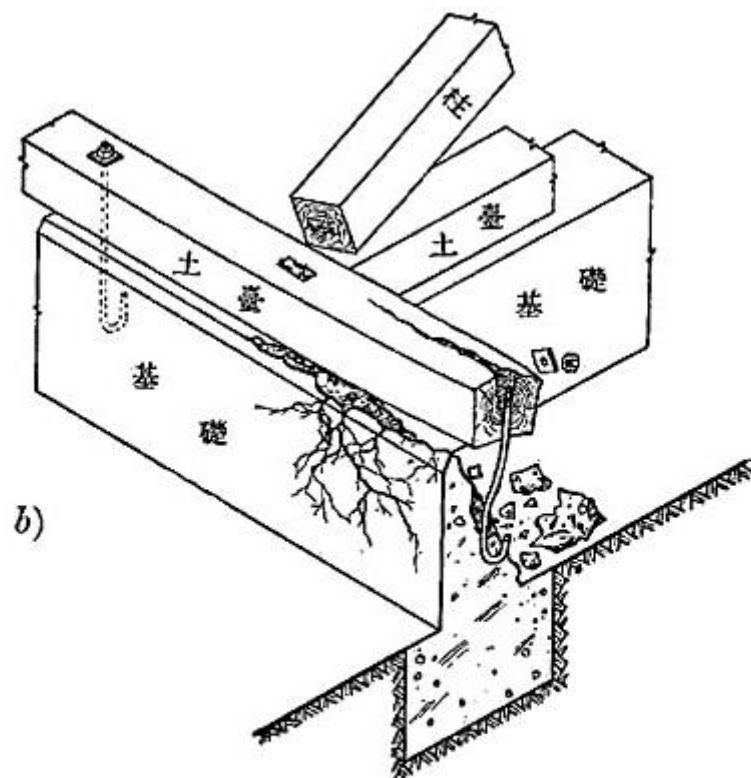
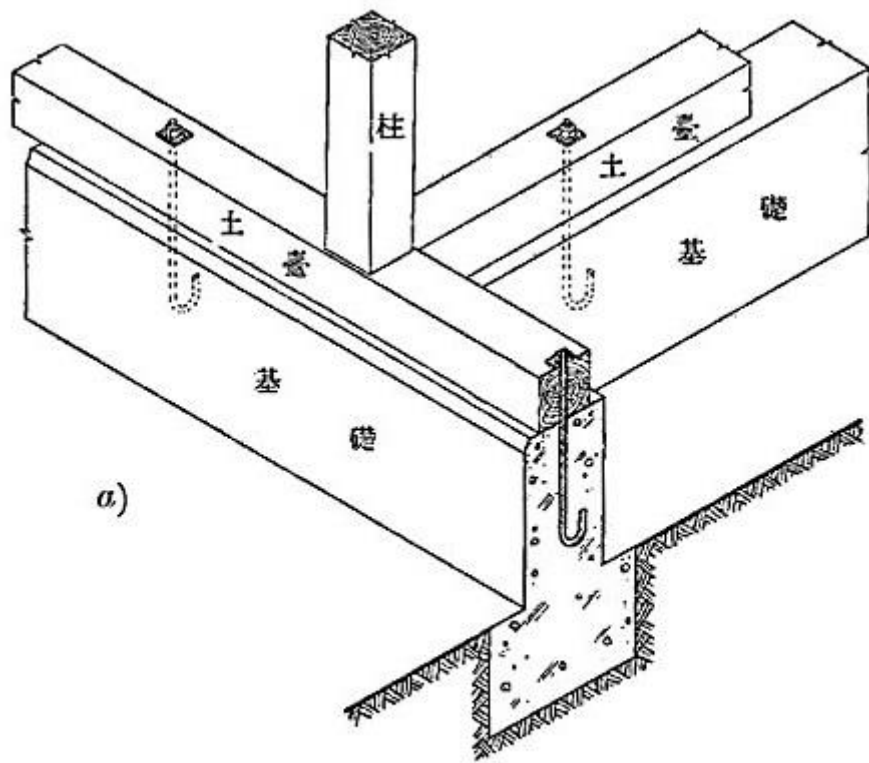
問 127 耐震上土臺は基礎に締付けぬ方が良い、と云ふのは本當でせうか？

答 本當であります。現在一般に行われてゐる程度の木造の建物に於ては、土臺を基礎に緊結して置くことは、地震に出遭つた際に、却つて危険を招く恐れがあります。

第39表 土臺を基礎に緊結した建物と  
緊結せぬ建物との被害率の比率

地名	緊結した建物			緊結せぬ建物			緊結した爲の被害率の増減
	半潰以上の被害戸數	總戸數	100戸に付ての被害戸數	半潰以上の被害戸數	總戸數	100戸に付ての被害戸數	
箱根町	5	5	100.0	96	103	93.2	7.3 増
中郷村	5	6	83.3	670	850	78.8	5.7 増
韭山村	4	5	80.0	883	1 236	71.4	12.0 増
函南村	1	1	100.0	994	1 741	57.1	75.1 増
三島町	8	12	66.7	1 619	3 140	51.6	29.3 増
川西村	3	6	50.0	313	709	44.1	13.4 増
中大見村	1	1	100.0	214	535	40.0	150.0 増
錦田村	0	1	0.0	309	786	39.3	100.0 減
元箱根村	1	3	33.3	32	95	33.7	1.2 減
合計	28	40	70.0	5 130	9 195	55.8	25.4 増
調査機關	著 者			内務省 警保局	静岡・神奈川 兩縣警察部		

注意 上表中の『半潰以上の被害』とは、丸潰れ又はそれに近い状態に、骨組に致命的な損傷を受けたものを云ふ。



第 140 圖 土臺を基礎に締付けた  
場合の被害

・ 建物の移動量と被害程度の関係

尚この調査の結果に就て更に注意すべき事は、次に示す建物の移動量と被害程度との関係であります。

～（途中略）～ それでは何故こう云う結果が出たかと云へば、土臺を基礎に締付けてない建物は、一種の『絶縁構造』となつてゐる爲に、地震の勢力が土臺と基礎との間で消されて、地震の激しい震動が、直接建物に傳はらぬのに反して、土臺を基礎に固く締付けてある建物は、所謂『固定構造』である爲に、丁度激しく揺れる乗物（例へば電車）の中で、足元を動けぬ様に、床に縛り付けて置くのと同じ状態になって、地震の激しい震動が、直接建物の下部に傳はる結果、立つてをれなくなるからであります。

～（途中略）～ 間口に平行の方向へ 40cm（1 尺 3 寸）、奥行の方向へ 60cm（2 尺）も移動したにも拘らず、建物が平らな土間の上を這つた爲に、骨組には殆んど被害がなく、外観も第 142 圖及び第 143 圖の寫眞に見る通り、全く無事で、窓硝子一枚も割れず、屋根瓦一枚も落ちてはゐません。



第 141 圖 土臺が緊結されて  
ゐて倒れた建物  
(福岡市 某小學校舎)



第 142 圖 土臺が移動して倒  
れなかつた建物  
(静岡縣菟山村 某理髮店)



第 143 圖 移動はしたが、倒れなかつた建物  
(静岡縣菰山村 某理髮店)

～（途中略）～ その直ぐ隣りに在つて、土臺を基礎に固く締め付けて置いた方の家屋は、骨組が激しく揉まれて、建具類もメチャメチャに破壊したと云う様な著しい被害程度の差を示してをりました（第 141 圖）。

第 144 圖及び第 145 圖は獨立した『柱』の例であります、柱の根元に就ても、土臺の場合と全く同様のことが云へます。即ち第 144 圖は或る陳列室の『支柱』であります、寫眞に示す様に、獨立した柱の根元に鐵物を用ひて、基礎に固く縛り付けて置いた爲に、地震に出遭つて建物が振動した際に、柱の根元が上部の移動に伴う事が出来ず、基礎のコンクリートを割ったばかりでなく、柱自身にも無理が起つて、折れてしまつたのであります。これなども、柱の根元を直接基礎に固定することを避け、土臺を用ひて柱の下部を一旦連絡した上で、土臺と基礎との間の縁を切り、柱の根元が成るべく上部と一緒になつて、移動が出来るやうにして置いた方が却つて安全ではなかつたらうかと考へられます。

第 145 圖はその一例で、神社の『門柱』であります、單に柱を礎石の上に載せたままの構造になつてゐた爲に、寫眞に見る様な工合に、甚しく迂つて移動はしましたが、幸にして礎石も踏み外さず、門自身としては全く無被害でありました。柱脚が容易に迂り出せる様な構造になつてゐる爲に、地震の場合に何時も被害が少くて濟む寺院の『鐘樓』なども、これによく似た例でありませう。





第144圖 根元が緊結されて  
おて折れた柱  
(埼玉縣鴻ノ巣町 某陳列室)



第145圖 根元が移動して  
折れなかつた柱  
(神奈川縣元箱根村 某神社)

～（途中略）～ 現在一般に行われてゐる程度の木造の建物では、大きな地震に出遭つた際に、これを望むことが困難であるばかりでなく、建物を移動させまいとする事によつて、却つて建物の被害率を高める場合が多いことは上記の統計的調査の結果や、各種の實例が示す通りであります。

～（途中略）～ 従来様な構造の、一般の木造の建物に對しては、寧ろ土臺を基礎に緊結することなく、一種の絶縁構造として、建物に或程度までの移動を許し得る様にして置いた方が、骨組の致命的な損傷を避けて、人命の危険を救ふ上から有利であると云ふのが、伊豆地震の被害調査から得た結果でありませう。

#### 問 128 建物は地震の際に、どの位移動するものでせう？

～（途中略）～ これを要するに、特別の場合を除いて、普通の木造の建物に對しては、相當な激震に出遭つても、30cm（1尺）の移動を覺悟して置けば充分であつて、大抵の地震ならば、萬一移動が起つたにしても、15cm（5寸）以内で済むと云うことになります。

従つて若し建物を、移動が出来る様に造るものとするれば、その基礎は、上記の程度の移

動に對して安全な様に、工夫して置けば良いことになるのであります。

～（途中略）～ 土臺から上の骨組を出来るだけ剛にして、土臺と基礎との間は縁を切つて置いた方が、建物の被害は小さくて済む事はあつても、大きくはなるまいと考えませう。

第45表 地震による建物の移動量<sup>1)</sup>

建物の移動量	100 戸に 付 て の 移 動 戸 数				
	最 激 震 地		最激震地に次ぐもの		更に程度 低きもの
	箱根町 (100 戸に付) 全潰 70 戸	韮山村 (100 戸に付) 全潰 38 戸	中郷村大場 (100 戸に付) 全潰 27 戸	川西村長岡 (100 戸に付) 全潰 7 戸	三島町外11ヶ 村(100 戸に付) 全潰 2 戸
0.0 cm (0 寸)	0.0	14.2	6.3	13.9	2.9
7.5 cm (2寸5分)	0.0	0.0	4.7	4.7	<u>34.3</u>
15.0 cm (5 寸)	5.0	<u>19.1</u>	<u>31.2</u>	<u>39.5</u>	<u>32.9</u>
30.0 cm (1 尺)	<u>30.0</u>	<u>19.1</u>	<u>40.6</u>	<u>23.2</u>	<u>21.4</u>
45.0 cm (1尺5寸)	<u>15.0</u>	<u>23.8</u>	14.0	9.3	1.4
60.0 cm (2 尺)	<u>30.0</u>	<u>23.8</u>	1.6	4.7	5.7
90.0 cm (3 尺)	10.0	0.0	1.6	4.7	0.0
120.0 cm (4 尺)	10.0	0.0	0.0	0.0	1.4
150.0 cm (5 尺)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
合 計	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0

問 130 建物が移動しても安全な基礎の造り方は、どうすれば良いでせう？

答 地震の際に建物が受ける大きな被害を避けんが爲に、建物に移動を許さうとする場合には、建物が移動しても、土臺が基礎を踏外さない様に、基礎の形に特別の工夫を廻らす事が必要であります。

土臺が基礎を踏外さない様にする方法として、最も理想的なのは、コンクリート又は鐵筋コンクリートを以て、建物の下部全面に亘って、一枚續きの平らな基礎版を設け、建物がどの方向へ、どれだけ移動しても、その版の上から踏み出さない様にして置く事でありませう。

～（途中略）～ 基礎にこれ等の方法を用ひて、建物に移動を許す様に造つた場合に、呉々も忘れてならぬことは、土臺から上が一體となつて動く様に、建物の骨組みを出来るだけ置くべき事であります。

『要点』

1. 全方向対応RC造ベタ基礎スラブが理想である。

問 133 脚固は耐震上にどんな効果があるものでしょう？

答 『脚固』といふのは文字の示す通り、柱の脚を連結して、倒れぬ様に固める役目をするものであつて、これにはふつう次の二通りの用ひ方があります。

1. 土臺が用ひられてゐる場合に、更に柱を床下に於て、連結する爲に用ひるもの。
2. 土臺の代わりとして、柱の下端を連結する爲に用ひるもの。

以上何れにしても、用ひ方が當を得てをれば、建物全體を纏りの良い剛な構造にして、地震力や風壓力に對する抵抗を増す上に於て、土臺と同じ様な効果を持つものであります。

『要点』

1. 石場建では、柱脚根元の一体化が極めて有効で重要である。

問 134 脚固はどんな工合に用ふれば最も有効でせう？

答 脚固の用ひ方は、土臺が既に用ひられてゐる場合と、土臺が無くて、その代わりとして用ひられる場合とによつて違ひます。

～（途中略）～

土臺に代用する場合 脚固を土臺の代用として、柱脚に用ひる場合には、厚材二枚を用ひて挟梁式に柱を挟み、柱と脚固との仕口は、ボルトその他の方法で締付けるべきであります。

（引用終わり）

## 2.4. 西澤英和「耐震木造技術の近現代史」の研究

西澤<sup>20)</sup>は、伝統的な木造の技術に着目し、それが明治以降のわが国で、その耐震性をめぐり継続的に検証と議論が続けられてきたことを明らかにした。本論文で扱っているのは、幕末から明治初期の耐震木造技術、濃尾震災後の震災予防調査会の研究動向、そして関東大震災後の耐震木造技術の発展などである。その一連の耐震木造の議論の中で、とりわけ伝統木造がどのように扱われ評価されてきたかに着目しその議論の内容を明らかにしている。ここで特に重要と思われるのが、国をあげて体制をつくり取り組んだ震災予防調査会での活動とそこでの議論である。要約すると次のとおりである。

- ① 現代から近現代にいたる伝統木造建築の耐震工法の流れについて俯瞰
- ② 濃尾震災後の震災予防調査会の活動が木造建築の耐震規則に及ぼした影響の分析
- ③ 現代木造建築が伝統木造建築から学ぶべき事項について論述

『耐震木造技術の近現代史』において、現行の建築基準法では、木造家屋の耐震化といえば、一に屋根の軽量化、二に筋違、三に基礎の緊結が「金科玉条」の如く言われているが、“基礎と土台は緊結すべきではない” “筋違を入れすぎると衝撃力が激烈になって却って危険である”等、戦前は現在とは全く逆で“基礎は固定すべきではない”というのが建築構造界の一致した見解であったなどの大きな示唆を与える研究を発表している。

実大振動台実験で、耐震的剛木造の極みともいえる200年住宅、長期優良住宅が何故あのように激しく倒壊したのか。その理由を考えるうえでも西澤の『耐震木造技術の近現代史』は多くの教訓を与えてくれる。なお、先駆的できわめて意義の大きな研究に到達したと言え、木造の耐震技術の発展に大きな示唆を与え、なおかつ近代建築史に新しい視点を開くことになったとし、その意味で建築学全体に与える影響力は大きいと判断され、2019年日本建築学会賞（論文）を受賞した。

現行の建築基準法では、木造家屋の耐震化といえば、“三角形不変の原理”を耐震木造の金科玉条とし、「基礎と土台の緊結」が常套手段で安全安心であるとされているが、“基礎と土台は緊結すべきではない” “三角形不変の原理—筋違より貫が優れている”等の大きな示唆を与える研究を発表している。本節では「基礎と土台の緊結」等について内容を一部引用して以下に示す。

### 2.4.1. 基礎と土台の緊結

#### (1) 土台と基礎の緊結を考える ～伝統木造建築の移動現象～

建築基準法施行令では、①金物補強、②筋違、③基礎固定の3つを求めているが、その起源は明治中期、濃尾地震後に創設された震災予防調査会での耐震論に遡る。

しかしながら、予防調査会での議論の成り行きによっては、わが国の木造家屋は今とはいささか異なったものになっていた可能性があった。

たとえば“基礎と土台の緊結”について。奇異に思われるかもしれないが、戦前は現在とは全く逆で“基礎は固定すべきではない”というのが建築構造界の一致した見解であった。だが今やこのような歴史的な事実はほとんど忘れ去られてしまったようだ。法令で規定されたために、もはや誰も疑問すら抱かなくなった耐震木造に関する常識のなかで、まずは“土台は基礎に固定しなければならない”という“固定”観念について考えてみたい。

～（途中略）～ 果たして地震で建物が移動するのだろうか。これを見極めるためには、2つの運動モードを考える必要がある。一つは基礎の水平方向の滑り。もう一つは上部架構のロックングである。

一般に機械的に固着されていない2つの物体間の静止摩擦係数  $\mu$  は、大体 0.4～0.5 くらいである。したがって、架構の水平剛性が十分大きく、さらにロックング現象が先行しなければ、重量の大小にかかわらず、おおむね 400gal ないし 500gal くらいの水平加速度が作用すれば、架構は水平に移動する。

ただし、実地震では必ず上下方向の加速度を伴うので、初期微動で僅かに振動し始め、その直後に主要動の大きな加速度を受ける。このため、主要動の静止摩擦係数に相当する 400gal もの大きさに達しなくとも、試験体が移動し始めることは振動実験でよく経験するところである。

## (2) 真島健三郎の柔構造建築の実相

木造建築の基礎を固定すべきではないと耐震工学的な観点から明確に主張したのは、海軍建築局長真島健三郎であった。

真島は『地震と建築』において基礎構造に関して次のように述べている。

“・・・純日本風の住宅でも商店でも甚だしく異形でないものは可なり耐震能力がある。地業が陥落したり、柱梁が腐朽していなければまず大丈夫と云うてよい。然るに近来西洋かぶれして柱底を著しく拘束したり、無暗に筋違いを入れたり、鉄物で固めたり、厚い固い壁を設けたりして耐震構造と称して居るものが多いが、之等は却って震力を増加し耐震上好ましからぬ遣方と思ふ。”

## (3) 佐野利器・武藤清の免震基礎論

ほとんどの人は真島の「柔構造」に対して、「剛構造」の立場から「柔剛論争」を展開

した東京帝国大学の佐野利器や武藤清は、木造建築の基礎は「剛」に緊結すべしとの考え方だったと思われるかもしれない。しかしながら基礎構造に関しては、両大家とも真島と同じく、“基礎と土台は緊結すべきではない”と明確に主張していたのである。

佐野は足元に有害な、あるいは建物に同調する倍長波を濾過し、あるいは衝撃の時間的役割を長引かせたりする防震的な役割を持つ基礎についていち早く論じた。また武藤は昭和9年に岩波書店より出版した『耐震構造汎論』において、一番望ましいのは激震時に建物は30cmほど移動することを見越して、周辺を拡大した鉄筋コンクリート造のベタ基礎を施工し、その上に緊結することなく土台を据えるべきであると主張した。以下はその一説である。

“・・・土台を基礎に緊結せざる場合は家屋に移動を生じ、さらに甚だしき場合には土台が基礎より外れ落つる結果として転倒を起こすといふ不利益の点があるが、一方震力の一部は土台と基礎の摩擦作用に消費されて、上部構造に伝達する量が減ずるといふ利益の点もある。緊結する場合は之に反して移動はなく従って土台が基礎より外れ落つる憂いはないが、震力は減少することなく上部構造に伝達する結果、震力が大なる場合は上部構造の破壊を生じ、また図の如く基礎を破壊する結果となる。

従って、之等の不利な点を棄て利点を取り入れたる構造として第一に考へらるる事は、土台と基礎とは緊結せず家屋が移動を生じても基礎より墜落することのない程度に基礎の幅を広くするか、又は土台の幅を広くする方法である・・・・・・

また、基礎幅を30cmの移動に対して充分なる様に広くすることは結局家屋の下全面をコンクリート盤となすことに近い事になり、従って家屋の下全面をコンクリート盤とする事の方が防白蟻、防鼠又は衛生上より得策であらう・・・・・・”

戦前期には“木造建築の基礎と土台とは緊結すべからず”というのが、建築構造学会の共通認識だったのである。

#### (4) 齋田時太郎の免震基礎論

昭和10年4月に『震災』が岩波書店から刊行された。齋田時太郎（東京帝国大学地震研究所）は「耐震及び耐風家屋」の一章を分担執筆した。

齋田は彦根城地震の間の調査研究などの実証的な研究でも多くの成果をあげたが、同書には木造建築の基礎と耐震性についての戦前期の考え方を、“土台と基礎の連結”と題して、次のようにまとめている。

#### “土台と基礎の連結

市街地建築物法に土台と基礎とを連結するように規定してあるのは、腰積の高い基礎のときであって、一般住宅の如き低い基礎に対しては規定していない。腰積の高いものは地震に際して家が滑動し、それがために震害を助長するやうな結果を招くからボルトの如きもので滑動せざるやうに勉むべきは当然であるが、現に市内の新築の家を見るとコンクリート或は布石基礎にボルトを埋め込み土台と連結するのが常識になっているやうに思はるが、このことに関して少し説明しようと思う。

今家を単に基礎の上に置いたとすると地震に際して震力が土台と基礎との間の摩擦力に打ち勝つときは、遂に家は滑動し地動更に烈くなれば家は益々滑動し、震力は左程増大しないやうに考えられる。かかる現象を起こしたとき基礎腰積が高いもの或いは低いものでも、土台を十分廻していない家は、これがために被害を受けることになる。因って家が滑動しても差支へないならば、土台を十分内外とも廻し基礎は低く、しかも二尺ほどの滑動範囲を造って置くならば摩擦力までの震力は受けるがそれ以上のものに対しては免震となるであらう。これは震力を軽減する一つの方策である。”

#### (4) 野口孫市の見解

明治 29 年 4 月に東京帝国大学大学院生の野口孫市が調査会に提出した「明治 27 年山形県地震災害後建築視察報告」は翌々月の明治 29 年 6 月の「調査会報告」第 9 号に掲載された。野口の伝統構法に関する重要な指摘として次の事項が列記される。

##### 「基礎の移動による免震効果」

野口は木造建築の基礎を地盤に固着させるのではなく、建物の移動を許容することによって免震効果を発揮させるべきであると主張した。また丸型の根石の危険性の指摘も重要である。

#### (5) 伊藤為吉の耐震木造工法 ～新式大工工法を考える～

伊藤は明治 20 年代に相次いだ直下型地震の被害を教訓に、早い段階で免震基礎工法の効果に着目していた。これは東京帝国大学で耐震研究に取り組んでいた野口孫市も同様であった。

##### 「敷土台と床束なし工法—基礎免震の提唱」

伊藤の場合は、免震機能をより効果的にするために、総ての柱を土台敷きにするとともに床束をなくし、さらに火打木を用いて土台の面内変形を抑制する工法に至った。

もともと伝統的木造建築では、土台敷きと礎石建ちが混在することが珍しくなかったが、

単独の礎石建ちで足固を設けていない—いわゆる「遊離柱」が、大地震時に建物の一体的な挙動を妨げて大被害を招くことが多かったので、遊離柱のリスクを回避しうる工法として土台敷きを推奨された。

#### (6) 「北陸震災復旧技術指導の手引」に見る基礎免震工法

進駐軍の占領統治下にあった昭和 23 年 6 月 28 日、M7.1 の激しい直下型地震が発生した。このとき、日本建築学会は武藤清を委員長に、北陸震災調査特別委員会を組織して調査団を現地に派遣するとともに、調査結果を踏まえて、昭和 26 年 8 月に震災復旧のガイドライン—「北陸震災復旧技術指導の手引」を公表した。そこには、免震基礎を提案するとともに、次の解説が付された。

#### “土台と基礎とを連結することの可否及び建物の移動に関する対策

土台と基礎とを緊結しないで地震を逃げる方法もあります。この場合地震の勢力が建物に伝わる以前に建物全体が移動して、土台から上の構造があまり耐震構造でなくても被害を免れることがあります。

緊結しない場合は建物が移動しても（60cm（二尺）以上移動した例あり）土台が基礎から転落しないように基礎幅を広くするか、又は基礎の隅々要所を井桁式に伸ばして置くか、或いは外回り隅々及び交差部の基礎を大きくしておく必要がある。尚土台を完全に回して全部の柱脚を連結し、移動に障碍となるようなものを設けぬこと。”

ここには昭和のはじめ、佐野や武藤が提唱した木造の基礎免震システムの考え方が踏襲されている。なお、建築基準法（法律第 201 号）は昭和 25 年 5 月 24 日に制定され、その半年後の 11 月 16 日に建築基準法施行令（政令第 338 号）が、さらにその一週間後の 11 月 23 日に基準法が施行されたが、施行令には土台に関しては次のような規定が設けられた。

#### “第 42 条

構造耐力上主要な部材である柱で最下階の部分に使用するものの下部には、土台を設けなければならない。ただし、柱を基礎に緊結した場合又は平屋建の建築物で足堅めを使用した場合においては、この限りでない。

2. 土台は基礎に緊結しなければならない。ただし、平屋建の建築物で延べ面積が 50 m<sup>2</sup> 以内のものについてはこの限りでない。”



こうして令 42 条によって 50 m<sup>2</sup> (約 15 坪) 以下の小規模な平屋を除いて、基礎と土台とは緊結しなければならないと定められたのである。

したがって、基準法施行後約 9 ヶ月後の昭和 26 年 8 月に出版された「北陸震災復旧技術指導の手引」に記された免震基礎を用いることは法令上許されなかったかもしれないが、少なくともサンフランシスコ講和条約締結の頃までは、戦前の基礎免震の考え方が継承されていたようである。

#### (7) 高い基礎と低い基礎

木造家屋の“土台と基礎とは必ずしも緊結しなくてもよい”というコンセンサスが戦前すでに出来上がっていたにもかかわらず、戦後の建築基準法で“基礎と土台は緊結しなければならない”と規定された背景にはどのようなことが考えられるのだろうか。

これまた驚かれるかもしれないが、大正 13 年の改正市街地建築物法（物法）においては、次のように定められていたのである。

- ・多数の伝統木造 ⇒ 土台もしくは足固の設置の義務化。基礎との緊結は求めず
- ・少数の洋風木造 ⇒ 腰積（フーチング）と土台の緊結を求める

つまり、改正物法では木造建築の足回りに関して次のような規定があった。

掘立柱でない木造家屋の柱脚は土台もしくは脚固で足元を一体化すること。ただし、柱が基礎に固結されている場合には、土台や足固を用いなくてもよい。

石や煉瓦などの腰積（フーチング）を有する建物にあつては土台敷とし、さらに土台は腰積に（アンカーボルトで）緊結しなければならない。これら土台や敷桁の隅部は燧材を設けて変形を防がなければならない。

当時の腰積の厚さは、木造土台（敷桁）の約二倍、20cm で、高さは GL+45cm。これは、今日と同じく最小床高一尺五寸の規定に従っている。アンカーを深さ 20cm 程度に埋め込み、上部は敷桁を貫通させ、敷桁の上面でボルト締めとしている。

この条文がつけられた背景について『改定解説市街地建築物法』には次のような記述がある。

“腰積 石、煉瓦その他の腰積を有する建物は耐震上之を土台敷構造となし、その土台は腰積にボルトの類をもって緊結せざるべからず、・・・・地震の際、腰積と上部とは各別に震動して最も危険なり。故に之を緊結して一体となることを要す。”

つまり関東大震災の教訓として、高い腰積上に土台を巡らせて柱を建てると、地震で土

台が落下して非常に危険なため、土台と腰積をアンカーボルトで結合しなければならないと定めたのであった。

しかしながら、戦後になると石や煉瓦に代わってコンクリートで腰積（フーチング）をつくるようになったが、ごく最近まで鉄筋を使わない無筋コンクリートが幅広く認められていたことが災いして、戦後の在来木造家屋においては、関東大震災時の無筋煉瓦造と同じような激しい倒壊現象を再発することになった。

一方、近年曲げやせん断強度が煉瓦積みに比べて遥かに大きい RC 造フーチングが使われるようになると、今度は直下型地震に際して、アンカーボルトで緊結された土台だけを残して、肝心の柱が土台から簡単にホゾ抜けを起こして、大規模倒壊を招くようになった。

このように在来木造は基礎と土台との施工法に深刻な問題を抱えているが、それらは改善されることなく今なお建設され続けているようだ。しかしながら、実はこのような現象は百年近く前すでに真島健三郎、佐野利器、武藤清をはじめ錚々たる構造学者が異口同音に警笛を鳴らしていたのであった。

いずれにせよ、戦前の市街地建築物法では基礎形式については、次の二つの工法が並立していたことに注意していただきたい。

- ・「低い基礎」形式：礎石建ちの伝統木造建築

⇒柱の足元全体を土台もしくは足固で一体化。足元の緊結は要しない。

- ・「高い基礎」形式：腰積を用いる洋風木造建築

⇒土台とフーチングをアンカーボルトで緊結。

#### (8) アンカーボルトの義務化について

今一つ腑に落ちないのは施行令第 42 条 2 項に、“平屋建ての建築物で延べ面積が 50 m<sup>2</sup> 以内のものについてはこの限りでない”という但し書きが何故付されたのかということである。

建築基準法や同施行令が制定された昭和 25 年頃のわが国の住宅事情は誠に悲惨なものであった。大戦末期の大空襲によって、全国 60 余都市が焦土と化したために住宅事情は極度に逼迫。バラック住宅すらままならなかった。この頃はひと冬を何とか凌ぐ“越冬住宅”ですら建設が困難な状況だったという。

このような時代背景を考えると、前述の商工省告示第 285 号（昭和 18 年 4 月）の 50 m<sup>2</sup> 制限を超えるような規模の木造家屋は考え難かった。そのため、施行令第 42 条 2 項にアンカーボルトによる緊結条項を付加したところで、庶民の小規模住宅については実質的な影響はなかったはずである。

ちなみに 1950 年設立当初の住宅金融公庫であるが、平屋建てで面積 45.45 m<sup>2</sup> (13.7 坪) である。また、2DK の原型となった 1951 年の公団住宅の面積は 10.7 坪 (35 m<sup>2</sup>)、その後の 2DK は 13 坪 (43 m<sup>2</sup>) で、いずれも 15 坪の統制建築規則に準拠していることがわかる。

今でこそ、家族 4 人で 50 m<sup>2</sup> は狭いといわれるかもしれないが、戦災で焼け出された無数の庶民にはとても望める面積ではなかった。

要するに基準法制定当初、洋風建築の「高い基礎」の考え方を取り入れて、アンカーボルト結合を義務付けたが、当時は 50m<sup>2</sup> を超える木造は非常に少なかった。しかしながら、バラック的な復興住宅は屋根があまりにも軽いため、強風で吹き飛ばされる危険性があることを考慮して、筋違の設置とともに基礎と土台の緊結を義務付けたと考えられる。木造における基礎と土台の定着結合は“耐震対策”ではなく“台風対策”と考えるべきである。

#### (9) 戦前の基礎免震木造システムの評価

戦前の昭和 2 年の丹後震災、同 5 年北伊豆地震、同 18 年の鳥取地震、さらに戦後同 23 年の福井地震や平成 7 年兵庫県南部地震などの直下型地震の震源域における木造家屋の倒潰率は異常な高率に達した。その原因は木造躯体の強度不足にあると言われ続けているが、議論すべきは上部構造の強度ではなく、震源域での激しい地盤変状への脇の甘さに求めるべきである。

兵庫県南部地震で倒壊した旧居留地の重要文化財十五番館の事例を紹介。この建物は明治 13 年頃に米国領事館として建設された木骨煉瓦造 2 階建ての洋館である。平成元年重要文化財に指定され、翌年から修理工事が開始されて一旦は修復されて、商業活用が図られた。しかしながら開業後数年を経ずして、平成 7 年兵庫県南部地震に遭遇。完全に倒壊した。

さて、倒壊した建物の部材を撤去して基礎の状況を調査したところ、当初は整然と設置されていた基礎石は上下左右に大きく波打っており、激しい地盤変状となっていた。

この建物の平面規模は張間約 10m、桁行約 15m ほどであるが、不同沈下量が約 30cm 認められた。同じく礎石の移動量は、南北方向約 45cm、東西方向にも同程度動いたので、僅か十数メートル四方の敷地での地盤攪乱は 60cm 以上に達した。これくらいの範囲で土台が一瞬で上下左右に 60cm も飛び上がった股裂き状態になれば、いかに丈夫な木造架構でも倒壊は免れまい。

この事例は直下型地震における地盤変動の激しさとともに、地盤や地業対策の重要性を

教える。逆にいえば、このような地盤変状を抑制しさえすれば上部架構の地震被害を大幅に軽減できることになる。

伝統木造家屋の泣き所は、煉瓦組積造などに比べて、躯体重量が軽いため地業が一般に簡素なことである。

かつては木造家屋の地盤対策は容易ではなかったが、近年柱状地盤改良や表層地盤改良を施したのち、RC造の剛強な人工地盤（ベタ基礎）を構築する工法が一般化し、旧築に対しても既存建物を解体することなく、地盤固化剤を注入する工法が普及している。このような工法は直下地震時の地盤変状を大幅に軽減出来ると期待されている。

ベタ基礎上の礎石に柱を据えて足固や根絡で一体化することで柱脚を滑らせる木造の免震工法は、昭和のはじめ頃、佐野利器が提唱し、さらに戦後の福井地震後に武藤清も改良型の木造免震基礎を示したことはすでに述べた通りである。このような基礎免震工法の系譜は、野口孫市の日本風木造住宅改良仕様や伊藤為吉の“三害安全家屋”など震災予防調査会の研究に遡りうるが、同様の考え方は、安政江戸地震後の京都御所のほか江戸城や彦根城の「地震間」にも多用された「地中土台」の工法に見出すことができる。

先人が過酷な地震を通して生み出してきた基礎免震工法の英知に、最新の地盤対策技術を融合することによって、直下型地震に十分耐えうる新しい伝統木造建築の時代が始まりそうである。

#### 2.4.2. 「金物重視」か「木組尊重」か？ 「免震」か「耐震」か？

##### (1) j・コンドルの見解

木造家屋の耐震化といえば、一に屋根の軽量化、二に筋違、三に基礎の緊結が「金科玉条」の如く言われているが、コンドルの指摘はこのような通俗的な耐震策とは次元を異にする。断面が小さな軽量な建物ではしっかりした接合部が作れないので、建物全体を一体的な箱状にするのが得策だが、筋違を入れすぎると衝撃力が激烈になって却って危険である。

また、管柱とともに、“蝶番構造”－現代風にいうと“soft-first story”（初層柔構造）が示す免震特性の有効性を指摘するなど、その先駆的な見解は注目に値する。

##### (2) 横河民輔の見解

横河民輔は明治24年10月末に濃尾地震が発生すると、翌年に調査結果をまとめた著作「地震」を刊行した。地震に対する考え方には“耐震構造”と“消震構造”の二つがあるとしている。

“消震構造”は建物に伝達される地震力を減少させるために部材の接合部に消震の手法を講じる必要があるが、水平動のみならず上下動、あるいは傾斜方向への振動を軽減するうえで、斗組を有する日本の木造仏閣は最良の“消震建築”といえる。安政の地震では、浅草の五重塔は九輪がやや傾斜し、谷中の塔は塔の先端が折損したがよく安定を保った。今回の震災でも大洲観音の塔にも被害がなかったが、これは心柱が転倒を防止するとともに、斗組が水平上下方向の振動を減殺したためである。

このように横河も、伝統的な社寺建築は優れた耐震建築であり、特に五重塔など斗組を備えた太い柱の建築は“消震建築”一すなわち免震建築として理想的であると明確に述べるなど、伝統木造の柔構造の考え方を高く評価しており、この点でも J・コンドルと共通する。

### (3) 野口孫市の見解

明治 29 年 4 月に東京帝国大学大学院生の野口孫市が調査会に提出した「明治 27 年山形県地震災害後建築視察報告」は翌々月の明治 29 年 6 月の「調査会報告」第 9 号に掲載された。野口の伝統構法に関する重要な指摘として次の事項が列記される。

#### 「貫の勧め」

“三角形不変の原理”を耐震木造の金科玉条としていた明治中期に、野口は筋違よりも貫が勝ると主張した。

～（途中略）～ 調査会は仕口加工に伴う断面欠損を徹底的に排除するという立場をとっていたため、伝統的な切組に代わって、挟み梁と長ボルト締付け工法、そして滑節構造の不安定化を防ぐための筋違構造—いわゆる“三角形不変の原理”を金科玉条とせざるを得なくなった。

### (4) 直下型地震動における伝統構法の柱脚・仕口・継手の挙動

直下型地震動では地盤が一瞬激しく波打つ。このため、堅固な地業を施すことなく柱を束石に建てただけの建築は、柱筋がばらばらに数十センチも突き上げられて、柱が踊って瞬時に建物が崩壊する。

～（途中略）～ また、最近の木造建築では仕口の組立に際して、「長ホゾ」「込み栓打ち」「木殺し」など木組みの基本が忘れられて、部材同士の結合を華奢な釘や金物に頼る安直な工法が一般化し、被害を拡大させたと考えられる。

～（途中略）～ 震源域では地下数十キロの断層運動による衝撃波動がほとんど減衰しないまま数秒で地表に到達して、地盤を強烈な加速度で上下方向に突き上げつつ周囲に高

速伝搬する。その結果、根固めや部材の結合の弱い木造建築は、柱筋が瞬時に踊って、架構部材を損傷し、直後の激しい揺動によって崩壊に至ったと推定される。

いずれにせよ直下型地震に耐えるためには、地震動は横力であるという先入観を捨てて、上下動や激しい衝撃加速度を踏まえた根本的な構造対策が重要である。

～（途中略）～ 貫が柱から抜けるのを防ぐために、柱を貫通しない場合には鯖尾（下げ鎌）を設けるなど、古建築には外から見えないところに様々な工夫がなされている。

#### 2.4.3. 戦前戦後の統制建築 ～“昭和15年体制”下の建築規則を見直す～

##### (1) 太平洋戦争開戦 ～木造建築の戦時建築規制～

昭和18年、木造建築の戦時規制が存在した。戦局の悪化に伴って、商工省告示第285号（昭和18年4月1日）では、一戸当たりの床面積 $50\text{m}^2$ を超える住宅は地方長官の許可制となった。

昭和18年12月27日に市街地建築物法及同法施行令戦時特例（勅令第942号）が公布されて物法に対する特例が規定された。

木材の許容応力度を引き上げるとともに、断面や材長の規格寸法を大幅に切り下げた。これらの木材の規格寸法の見直し（実態は小断面）の結果、これらを引き継いだ戦後の木造諸規準では、細い柱で支持しうる軽い屋根と切組を行わない釘金物接合とせざるを得なくなった。

昭和19年8月という戦局は悪化の一途をたどり、ついにはマリアナ諸島を失って絶対国防圏は崩壊。極度の資材不足のなか、来るべき本土決戦に備えて民需品の徹底した節約を主眼に制定されたのが、臨JES第532号、第533号であった。まさに「本土決戦規格」、究極の戦時規格であった。

～（途中略）～

地震力算定用の積載荷重は住宅では従来の $200\text{kg}/\text{m}^2$ から $60\text{kg}/\text{m}^2$ など7割近く減じられた。 $60\text{kg}/\text{m}^2$ という、6畳間で $600\text{kg}$ 、おおむね10人程度の荷重に過ぎない。床面積 $100\text{m}^2$ の住宅の場合、物法制定当初は $250\text{kg}/\text{m}^2 \times 100\text{m}^2 = 25$ トンの設計荷重を見込んでいたものが、 $60\text{kg}/\text{m}^2 \times 100\text{m}^2 = 6$ トンしか参入しなくてよくなった。

この差20トンは概ね $100\text{m}^2$ 程度の木造家屋の躯体重量と同程度である。したがって建物の重量を半減して耐震設計できるようになった。積載量10トンのトラック衝突安全性を検討する場合に、3トンの積載重量しか考慮しないというようなことは有り得ないが、昭和19年、まさに国家存亡の戦時下、止むを得ざる「臨時」の措置として極端なまでの切り下げを断行せざるを得なかった。

## (2) 終戦後 ～戦後の建築基準～

昭和 20 年 9 月 2 日東京湾停泊中の戦艦ミズリー上での連合国との降伏文章調印後、占領統治が始まったが、大戦末期の空襲によって多くの都市が焦土と化し、戦後の混乱期に応急戦災復興住宅の大量建設という課題に直面する。しかしながら、木材をはじめ、鉄、セメント、ガラスなどあらゆる建設資材が極度に不足する状況下、戦前ではとても許されなかったような応急仕様も認めざるを得ず、小径材のバラック的家屋で急場を凌ぐのが精一杯であった。終戦直後の経済状況は戦時中よりさらに悪化した。このような過酷な環境下、占領統治下の昭和 22 年 3 月に、昭和 19 年 8 月に公布された「臨時日本標準規格」第 532 号と第 533 号の「建築物強度計算の基本」を統合する形で日本建築規格 3001 号「建築物の構造計算」が制定されたが、このような経緯から明らかなようにその内容は臨 JES 第 532 号「本土決戦規格」、究極の戦時規格と当然同じものとなった。荷重規定についても臨 JES 第 533 号「本土決戦規格」、究極の戦時規格を踏襲したものであった。

## (3) 建築基準法の構造規定とその背景

昭和 25 年 11 月 23 日に市街地建築物法は廃止され、建築基準法施行令が公布された。しかしながら、占領統治下で制定された建築規格 3001 号は見直されることなく、そのまま施行令に踏襲された。こうして「戦時」の「臨時」規則は「平時」の「恒久」基準になった。

俄かには信じがたい話だが、建築基準法施行令第 85,90,91 条は、“本土決戦”や“一億玉砕”が叫ばれるなか、極端な資材節約設計を強いた「戦時」規準—すなわち臨 JES532 号と 533 号そのものである。その結果、日本の現代建築は戦後 70 年を経てなお、第二次世界大戦時の“特攻規準”で造られている。それが口を開けば”経済大国“を豪語するわが日本建築の偽らざる姿なのである。

### ～（途中略）～

建築基準法施行令における木造の構造強度規定制度の背景について次のように記載されている。

“このように、敗戦後の物資欠乏の時代に制定された建築基準法施行令は、

- ・ 風で変形しないための、最低限の筋違
- ・ 部材が外れないための、最低限の釘金物
- ・ 風で吹き飛ばされないための、基礎へのアンカー

の設置を求めた。ただし、これらはあくまでもミニマムの規定に過ぎなかったので、学術研究の進展に応じて追加変更されていくことを前提とし、また期待されていたのであった。

「基礎と土台の緊結」「筋違重視」「金物接合」の3つは「耐震木造の金科玉条である」との思い込みがあるが、建築基準法制定時の本来の趣旨は上記規定よりも性能的に優れた工法に改良変更すること—当然伝統構法を妨げるものではなかったのである。”

～（途中略）～

昭和20年8月15日の終戦後、木材をはじめ、鉄、セメント、ガラスなどあらゆる建設資材が極度に不足する状況下、戦前ではとても許されなかったような応急仕様も認めざるを得ず、小径材のバラック的家屋で急場を凌ぐのが精一杯であった。

しかしながら、昭和20年9月には枕崎台風、昭和22年9月にはカスリン台風、昭和24年8月キティ台風、さらに関西に大きな爪痕を残した昭和25年8月のジェーン台風などの超大型台風が毎年のように廃墟した国土を襲い、そのたびに甚大な家屋被害が発生した。当時の戦災復興住宅は戦前の本式の伝統木造家屋とはほど遠い、軽量乾式工法だったため、地震力よりも風荷重に対して圧倒的に不利であった。

～（途中略）～

昭和25年11月16日に政令第338号をもって制定された建築基準法施行令第43条と、改正物法施行規則第53条とを比較すると、戦後木造家屋の断面がいかに華奢になったかが分かる。民間建築の大部分を占める瓦屋根の木造家屋は、戦前では細い柱（10.5cm角）は認められていなかった。戦後、細い柱で瓦屋根の家屋を建てられるようにするために戦後に基準を大幅に緩和した可能性がある。

要するに、空葺き瓦屋根の2階建て木造家屋の1階柱は、戦前は12cm（4寸）以上としなければならなかったものを、戦後は10.5cm（3寸5分材・実質は10cm）でも建築出来るように大幅に変更を加えた。こうして戦前には到底考えられなかった10cmという華奢な柱断面がスタンダードになったと考えられる。

～（途中略）～

戦時規格以来、ホゾ加工に耐えないまでに木造規格を切り下げられた。このようにして、長ホゾ加工は消滅し、「短ホゾ+金物」が生まれた。

（引用終わり）



## 2.5. 齋田時太郎「地震之間」の研究

### 2.5.1. 彦根城楽々園『地震之間』

我が国では、近世頃から「地震之間」と呼ばれる建築が造られるようになったが、それらに関する研究例や現存例は極めて少ない<sup>21)~23)</sup>。「地震之間」に関する研究は現存する彦根城楽々園に関するものが多い。そこで本論文では、彦根城楽々園に現存する「地震の間」を対象に検証する。

楽々園は延宝 5 (1677) 年に造営されたが、当時の建物はほとんど取り壊され、僅かに「御所院」、「地震の間」、「雷の間」しか現存していない。「地震の間」は文化 15 (1818) 年頃には存在していたとされ、嘉永 7 (1854) 年の安政伊賀上野地震、明治 42 (1909) 年の江濃地震などの大地震を幾度も経験してきたが、「地震の間」が大被害を受けたという記録は確認されていない。ここで、彦根周辺に大きな被害を与えた歴史地震について整理する<sup>23)</sup>。

#### (1) 文政近江地震 (1819 年 8 月 2 日、M=7~7.5)

文政二年六月十二日。

#### (2) 伊賀上野地震 (1854 年 7 月 9 日、M=7~7.5)

嘉永七年六月十五日。

#### (3) 姉川地震 (1909、M=6.8)

1909 年 (明治 42 年) 8 月 14 日、姉川地震 (江濃地震とも言う) が発生した。

### 2.5.2. 彦根城楽々園『地震之間』の建築構造学的特徴

建築学的視点から「地震の間」の考察を行った齋田<sup>22)</sup>は、特筆すべき特徴として、次のように柱脚部を足堅めで堅固に一体化していることを挙げている。

「只ここで特に、注意することは足堅の極めて大きく、成が一尺二寸幅四寸と言ふ、普通住家に見られぬ強大なものである。」

「地震の間」は平屋建てで、屋根は大屋根の寄棟造りと建物外周部に下屋を配置し、全面を比較的軽量の柿葺きとしている。地盤は大きな岩石を人工的に積み上げた築山を地盤として、自然石を加工した玉石の上に土台を敷いて建築されている。構造は木造軸組構法であり、接合部は金物を用いずに木組みによる伝統的構法である。

図 2.5.1 に地震之間の足堅め構造図を示す。柱脚部の構造は、約 360×135mm 程度 (成×幅) の足固めを設置して堅固に一体化している。柱と足固めの接合部は、足固め側面を欠き込んで、柱の側面から接合している。欠き込み部分は柱断面の半分程度であり、欠き込みは全て足固め側で柱側の断面欠損は無い。

「地震之間」で特筆されるのは、齋田<sup>22)</sup>も言及していた独特な足堅めの成の高さである。さらには、主要な柱 12 本は全てが敷き土台に固定されておらず、1 寸程浮いている<sup>21)</sup>。柱の下端にはホゾが存在し、土台にもホゾ穴が存在するが、柱脚は接触しておらず浮いている。

敷き土台の上に約 1.3 尺の足堅めを 4 周に巡らしている。この足堅めは中心を柱の太さの半分ほど外側にずらして置き、柱の柱脚と嵌合接合している。

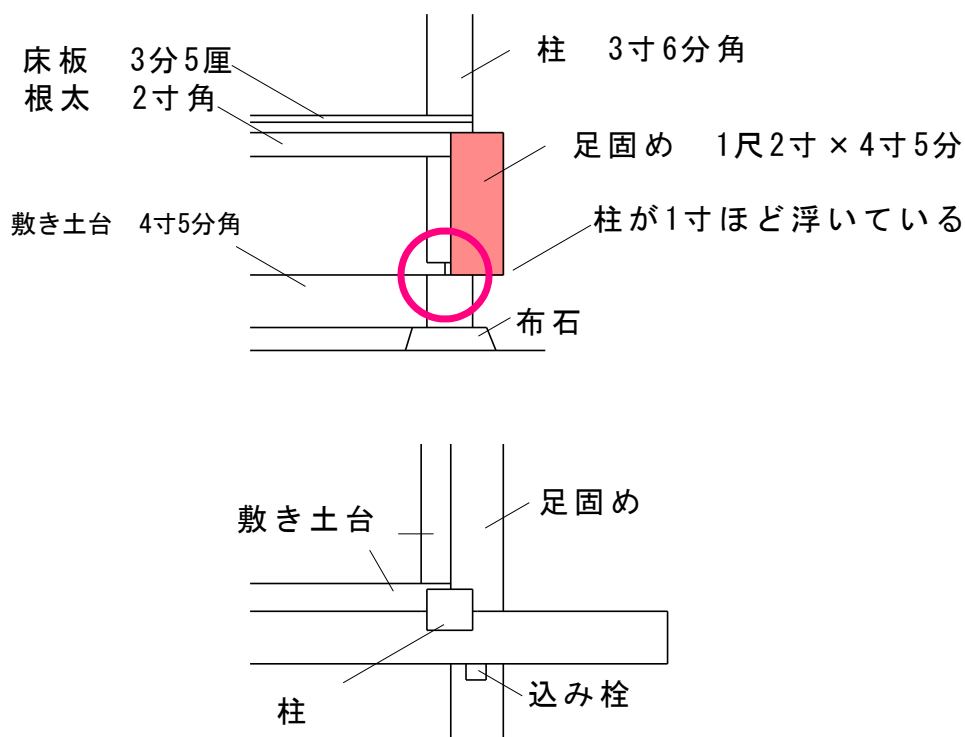


図 2.5.1 彦根城楽々園『地震之間』の足堅め（文献<sup>21)</sup>から一部引用。着色は筆者による）

柱は約 105mm 角程度で壁は土壁である。地震に抵抗する主要な耐震要素は柱、土壁、足固めであるが、室内は書院造りであり、柱や壁は非常に少なく、そのため建物重量は極めて軽量であり、垂れ壁と足堅めが重要な耐震要素であると思慮される。

以上のことから「地震之間」の耐震性能について、柱脚部を堅固に一体化しているので、地震時に柱脚部が個々に挙動せずに局所的な損壊が抑制される。これらは耐震上有効であると言える。

## 2.6. 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会

### 2.6.1. 検討委員会設置の目的と背景

我が国の伝統構法木造建築物は、建築基準法において明確な記述はなされていない。一方、在来軸組構法や杵組壁工法は、建築基準法に基づいた構造設計法が確立している。

2000年の建築基準法の改正で導入された限界耐力計算が伝統構法の耐震設計に適用されてきたが、これも2007年6月の建築基準法改正では建築確認・完了検査が厳格化され、限界耐力計算によるものは、規模に係わらず構造計算ルートのみで構造計算適合性判定が必要とされるようになった。以後、伝統構法の建物では、建築確認申請の受付や建築工事の着工が著しく減少し、伝統構法は危機的状況に置かれている。さらに、限界耐力計算は高度な計算法に分類されるため、地域的に限界耐力計算を耐震安全性の検証に用いた建築確認申請について受け付けない地域も多数存在するのが現状である。

このような課題を踏まえ、伝統構法の木造建築物の設計法を確立するために、「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験」検討委員会が平成20年度に設けられ、伝統構法に関する調査、伝統構法に用いられる材料に関する実験等の検討とともに、設計法についての検討と、実大振動台実験による検証がなされてきた<sup>8)</sup>。

平成20～22年度の3年掛けて実施されてきた調査、実験などの検討結果を踏まえつつ、石場建て構法を含む伝統構法木造建築物の設計法について検討を行い、実務者が実践的に使える設計法の作成を目指し、報告書としてまとめられている。

### 2.6.2. 石場建て仕様別による動的挙動の検証

平成22年度には検討課題である石場建て建築物について、構造力学的に未解明である柱脚の上下及び水平移動や床構面の変形などについて実験的、解析的に検討し、伝統構法の地域的構法や構造特性を考慮し得る伝統構法に適した設計法を構築するとともに、設計法の妥当性を振動台実験で検証した<sup>24)</sup>。

実験は脚部に土台を設けた柱脚固定仕様のみならず、柱脚非固定、すなわち石場建て仕様とした検証も実施されている。また、柱底面に礎石ダボを挿入した場合、地長押を取り付けた場合に、挙動がどのように変化するのかも検証している。

実験では、柱脚仕様として3パターン用いている。すなわち、①石場建て仕様、②礎石ダボ仕様、③地長押仕様である。図2.6.1に柱脚仕様別の概念図を示す。試験体は①～③で使い廻すため、予め柱底面には礎石ダボ用の孔、柱脚側面には地長押設置用の欠き込み加工を施している。実験中の軸組の損傷を極力抑えるため、実験は③地長押仕様→①石場建て仕様→②礎石ダボ仕様の順に実施している。

実験の都合上、層間変形角で  $1/30\text{rad}$  程度以下の範囲内で実験結果を比較検討した結果、以下の知見が得られている。

- ・柱脚仕様を石場建てとすると、柱脚の滑りや浮上りが生じる。
- ・礎石ダボを用いて柱脚の水平移動をある程度拘束すると、柱脚が礎石ダボを乗り越えるような大地震（JMA 神戸波等）でない限り、上部構造の応答は、石場建て仕様とほぼ同じである。
- ・礎石ダボ仕様に巨大地震である JMA 神戸波を加振すると、柱脚に割裂が生じ、脆性的な破壊を示した（図 2.6.2）。また、ダボを飛び越えて構造体に著しい損傷を与える恐れが思慮される（図 2.6.3）。礎石ダボ仕様は柱脚割裂により構造体への損傷が激しい。石場建て仕様や地長押仕様に比べて有効性が無いと考える。
- ・柱脚に地長押を挿入すると、柱—地長押接合部の回転めり込み抵抗が付加されるため、1 層の剛性および層せん断力が増大し、層間変形角が低減される。また、柱脚の滑り量が大きく低減される。

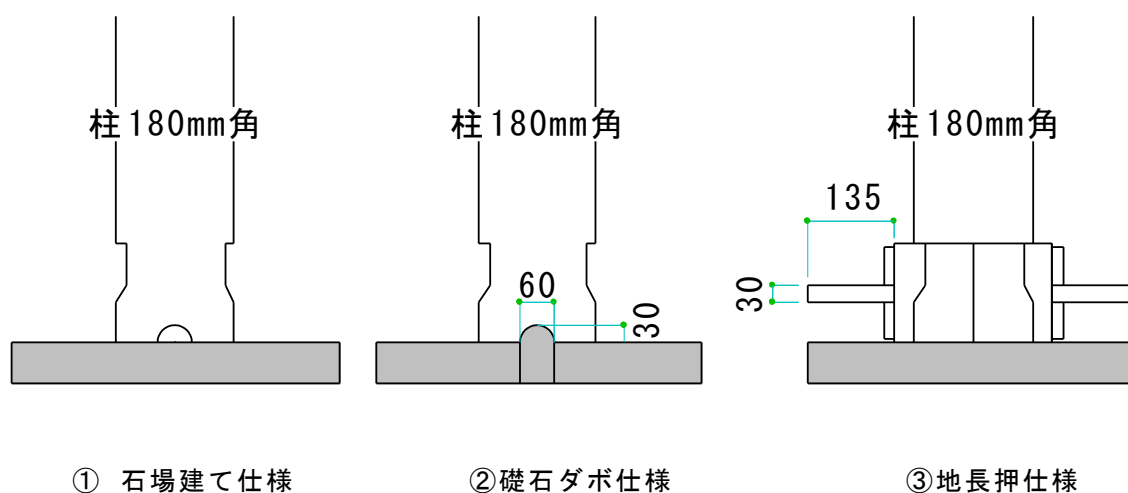


図 2.6.1 柱脚仕様（文献<sup>8)</sup>から一部引用）



図 2.6.2 JMA 神戸波加振での柱脚割裂（写真：文献<sup>24</sup>から一部引用）



図 2.6.3 JMA 神戸波加振でのダボ飛び越え（写真：文献<sup>24</sup>から一部引用）

## 2.7. 損傷制御設計論に基づく新たなる伝統構法木造建築を目指して

### 2.7.1. 新・伝統構法木造建築 ～最強の伝統構法木造建築への道～

木造建築に限らず、我が国の建物の耐震性に関する研究が始まったのは、今からおよそ130年前の明治24年（1891）に起こった濃尾地震がきっかけである。その時に被害調査に赴いた学者や建築家の悉皆調査報告を受けて、濃尾震災後の震災予防調査会の活動が木造建築の耐震規則に及ぼした影響が極めて大きく甚大である。

現行の建築基準法では、木造家屋の耐震化といえば、一に屋根の軽量化、二に筋違、三に基礎の緊結が「金科玉条」の如く言われているが、“基礎と土台は緊結すべきではない” “筋違を入れすぎると衝撃力が激烈になって却って危険である”等、戦前は現在とは全く逆で“基礎は固定すべきではない”というのが建築構造界の一致した見解であった。前述したように、在来軸組木造は「基礎と土台を緊結する」という施工法に深刻な問題を抱えているが、それらは改善されることなく今なお合法的に建設され続けている。しかしながら、実はこのような危険性は百年近く前すでに真島健三郎、佐野利器、武藤清をはじめ錚々たる構造学者が異口同音に警笛を鳴らしていたのであった。

実大振動台実験で、耐震的剛木造の極みともいえる200年住宅、長期優良住宅が何故あのように激しく倒壊したのか。その理由を考えるうえでも濃尾震災後の震災予防調査会の活動や研究報告書等は多くの教訓を与えてくれる。

世界でも稀にみる地震大国の我が国において、「本物の木造建築」とは何であろうか。それは「長ホゾ」に代表されるようなエネルギー吸収能力の高い手刻みによる仕口・継手、木と木を組んで、勘合接合に代表される、木材同士の特性を活用して応力伝達させていく「木組み」、基礎と土台を緊結せずに、地震力から逃れる基礎免震・石場建て構法のことだと思慮する。

第二次世界大戦時の戦時規格以来、ホゾ加工に耐えないまでに木造規格を切り下げられた。このようにして、長ホゾ加工は消滅し、「短ホゾ+金物」が生まれた。戦時規格である「短ホゾ+金物」がそれ程発達していなかった戦前の時代には、そうした直接的な木と木の面接触による応力伝達を利用した技術が発達していた。人類の歴史においてせっかくそこまで技術が発達したのに、「短ホゾ+金物」「プレカット」等が発達したために、すべて置き換えてしまう必要はない。本当の意味で、木の寿命を使い切れる耐久性の高い木造をつくるには、やはり木と木の直接的な応力伝達技術が必要であり、その技術は未来に継承していかなければならない。

我が国において、80年代の後半に大断面集成材による大規模木造が解禁になり約30年経つが、未だに構造用金物依存の鋼板挿入ドリフトピン接合から抜け出していない。そう

いった固定観念から抜け出し、大規模建築にも伝統構法の継手・仕口を応用し、そこから新たな架構形式を生み出していくということが、これからの道ではないかと思う。

先人が過酷な地震を通して編み出してきた伝統構法木造建築の英知に、最新の解析技術や研究成果を融合することによって、直下型地震動に十分耐えうる新しい伝統構法木造建築の時代が生まれると信じる。

## 2.7.2. 新・伝統構法木造建築の要素別仕様

### (1) 柱径および仕口 ～「長ホゾ+込栓」～

昭和 25 年 11 月 23 日に市街地建築物法は廃止され、建築基準法施行令が公布された。しかしながら、占領統治下で制定された建築規格 3001 号は見直されることなく、そのまま施行令に踏襲された。こうして「戦時」の「臨時規則」、臨 JES 第 532 号、第 533 号は「平時」の「恒久」基準になった。俄かには信じがたい話だが、建築基準法施行令第 85,90,91 条は、“本土決戦”や“一億玉砕”が叫ばれるなか、極端な資材節約設計を強いた「戦時」規準一すなわち臨 JES532 号と 533 号そのものである。その結果、日本の現代建築は戦後 70 年を経てなお、第二次世界大戦時の戦時規格で造られている。

戦前では細い柱（10.5cm 角）は認められていなかった。戦前は 12cm（4 寸）以上としなければならなかったものを、戦後は 10.5cm（3 寸 5 分材・実質は 10cm）でも建築出来るように大幅に変更を加えた。こうして戦前には到底考えられなかった 10cm という華奢な柱断面がスタンダードになった。戦時規格以来、ホゾ加工に耐えないまでに木造規格を切り下げられた。このようにして、長ホゾ加工は消滅し、「短ホゾ+金物」が生まれた。

現行基準では、各接合部・仕口を金物で緊結する仕様を規定し、計算もこれを前提に行われている。短ホゾ、プレカットで、接合部はエネルギー吸収能力に乏しい。現在の軸組み工法は 9 割以上がプレカット工場生産され、その仕口、継手形状はプレカット特有の円形性状を有しているため断面欠損が極めて大きく、めり込み体積も減少しエネルギー吸収能力が低下している。この構造は、計算上も実際も、想定を超える震動を受けると倒壊する。阪神淡路大震災、熊本地震でも耐震等級 2,3 レベルの住宅でも倒壊している。

エネルギー吸収能力を備えた柱径・仕口・継手とするため、「新・伝統構法木造建築」における仕様を示す。

- ① 柱径：12cm（4 寸）以上を最低とする。集成材等は不可（加水分解・耐久性問題）。
- ② 仕口：「長ホゾ+込栓」同等とする。込栓同等として鼻栓、割り楔など。  
「短ホゾ+構造用金物」の禁止（ホゾ抜け・割裂問題）。

## (2) 筋違の禁止 ～筋違より貫～

現行の建築基準法では、木造家屋の耐震化といえば、“三角形不変の原理”を耐震木造の金科玉条とし、「筋違+金物」が常套手段で安全安心であるとされているが、“筋違を入れすぎると衝撃力が激烈になって却って危険である”“三角形不変の原理—筋違より貫が優れている”等の大きな示唆を与える研究が発表されている。

筋違を金物で緊結すると、地震時の衝撃力が激烈になって柱・梁接合部の破壊のみならず、柱・土台の接合部をも破壊し、建物を支える鉛直要素を破壊させるため却って危険である。筋違そのものがせん断破壊する脆性的な破壊モードも複合される。

エネルギー吸収能力を備えた耐震要素とするため、「新・伝統構法木造建築」における仕様を示す。

### ① 筋違の禁止：筋違より貫。「貫板壁構法」。

## (3) 「最強の耐力壁」への道 ～「貫板壁構法」～

単なる落とし込み板壁ではなく貫と板を交互に入れ、貫と板をダボで拘束するところにポイントがある。柱間のせん断を貫で取り、その間に板を嵌めていくことによって、単に溝に落した板壁より、遥かに剛性も耐力も強いものができる。貫を入れることで、柱へダイレクトにせん断力を伝えることができる。剛性は高く粘りも損なわれない。いわゆる金物を使わない最強の耐力壁が実現可能となる。

「めり込み理論式」による数値解析で、様々な接合部を自由に考えて、その耐力と剛性を自由に任意に数値で捉えられる。貫板壁構法は、落とし込み板壁を設計式にまとめるモデル化や「めり込み理論式」、それから貫の式やダボせん断応力の EYT 式を上手く応用すると理論化が可能となる。そうなれば部材厚さが変化したり材質が変化しても対応できるようになる。

エネルギー吸収能力を備えた鉛直構面の耐震要素とするため、「新・伝統構法木造建築」における仕様を示す。

### ① 「貫板壁構法」：「めり込み理論式・EYT 式」による任意形状への対応が実現可能。



#### (4) 基礎と柱脚は緊結せず ～「石場建て+ベタ基礎」～

現行の建築基準法では、木造家屋の耐震化といえば、“三角形不変の原理”を耐震木造の金科玉条とし、「基礎と土台の緊結」が常套手段で安全安心であるとされているが、“基礎と土台は緊結すべきではない”“三角形不変の原理—筋違より貫が優れている”等の大きな示唆を与える研究が発表されている。“基礎と土台の緊結”について、奇異に思われるかもしれないが、戦前は現在とは全く逆で“基礎は固定すべきではない”というのが建築構造界の一致した見解であった。近年、曲げやせん断強度が煉瓦積みに比べて遥かに大きい RC 造フーチング基礎が使われるようになると、直下型地震に際して、アンカーボルトで緊結された土台だけを残して、肝心の柱が土台から簡単にホゾ抜けを起こして、大規模倒壊を招くようになった。

このように在来軸組木造は基礎と土台との施工方法に深刻な問題を抱えているが、それらは改善されることなく今なお建設され続けている。しかしながら、実はこのような現象は百年近く前すでに真島健三郎、佐野利器、武藤清をはじめ錚々たる構造学者が異口同音に警笛を鳴らしていた<sup>20)</sup>。

一方、伝統木造家屋の泣き所は、煉瓦組積造などに比べて、躯体重量が軽いため地盤が一般に簡素なことである。かつては木造家屋の地盤対策は容易ではなかったが、近年柱状地盤改良や表層地盤改良を施したのち、RC 造の剛強な人工地盤（ベタ基礎）を構築する工法が一般化し、旧築に対しても既存建物を解体することなく、地盤固化剤を注入する工法が普及している。このような工法は直下地震時の地盤変状を大幅に軽減出来ると期待されている。

ベタ基礎上の礎石に柱を据えて足固や根絡で一体化することで柱脚を滑らせる木造の免震工法は、昭和のはじめ頃、佐野利器が提唱し、さらに戦後の福井地震後に武藤清も改良型の木造免震基礎を示したことはすでに述べた通りである。このような基礎免震工法の系譜は、野口孫市の日本風木造住宅改良仕様や伊藤為吉の“三害安全家屋”など震災予防調査会の研究に遡りうるが、同様の考え方は、安政江戸地震後の京都御所のほか江戸城や彦根城の「地震間」にも多用された「地中土台」の工法に見出すことができる<sup>20)</sup>。

伝統構法は、水平材、鉛直材の軸組みを基本として巧みな仕口、継手を用いている。また、土台と基礎は緊結せず、適度の滑動・浮上り挙動を許す構造である。各部にエネルギー吸収機構を備え、基礎は地震力を限定する機能を持った耐震性に優れた構造である。

先人が過酷な地震を通して生み出してきた基礎免震工法の英知に、最新の地盤対策技術を融合することによって、直下型地震に十分耐えうる新しい伝統構法木造建築の時代が生まれると信じる。

エネルギー吸収能力を備えた基礎滑り機構とするため、「新・伝統構法木造建築」における仕様を示す。

① 「基礎と柱脚は緊結せず」：「石場建て+ベタ基礎」による基礎滑り機構の実現。

(5) 「地長押梁構法」～「貫+木栓」方式の木造ラーメン接合～

もともと伝統的木造建築では、土台敷きと礎石建ちが混在することが珍しくなかったが、単独の礎石建ちで足固を設けていない—いわゆる「遊離柱」が、大地震時に建物の一体的な挙動を妨げて大被害を招くことが多かったので、遊離柱のリスクを回避しうる工法として土台敷きを推奨された。

ベタ基礎上の柱を据えて足固や根絡で一体化することで柱脚を滑らせる木造の免震工法は、いわゆる「遊離柱」が、大地震時に建物の一体的な挙動を妨げて大被害を招くことが多い中、遊離柱のリスクを回避しうる工法として期待される。本論文では柱脚を柱勝ちにして、地長押梁である横架材を挟み込み、貫のめり込み抵抗によってラーメン構造とした。ただし、めり込みだけでは初期剛性が出ないので、パネルゾーンに木栓を任意に仕込むという方法を採用した。この木栓を任意に仕込むことで初期剛性も任意に計算や調整可能となる。かつ、12cm（4寸）以上の柱径全てがめり込み体積として算入されるため、めり込み特性によって靱性は相当粘り強くなる。こうして新・伝統構法木造建築に「めり込み計算式」を応用することによって、金物を一切使わない剛性と靱性に富んだ、木造ラーメン構造が実現可能となる。

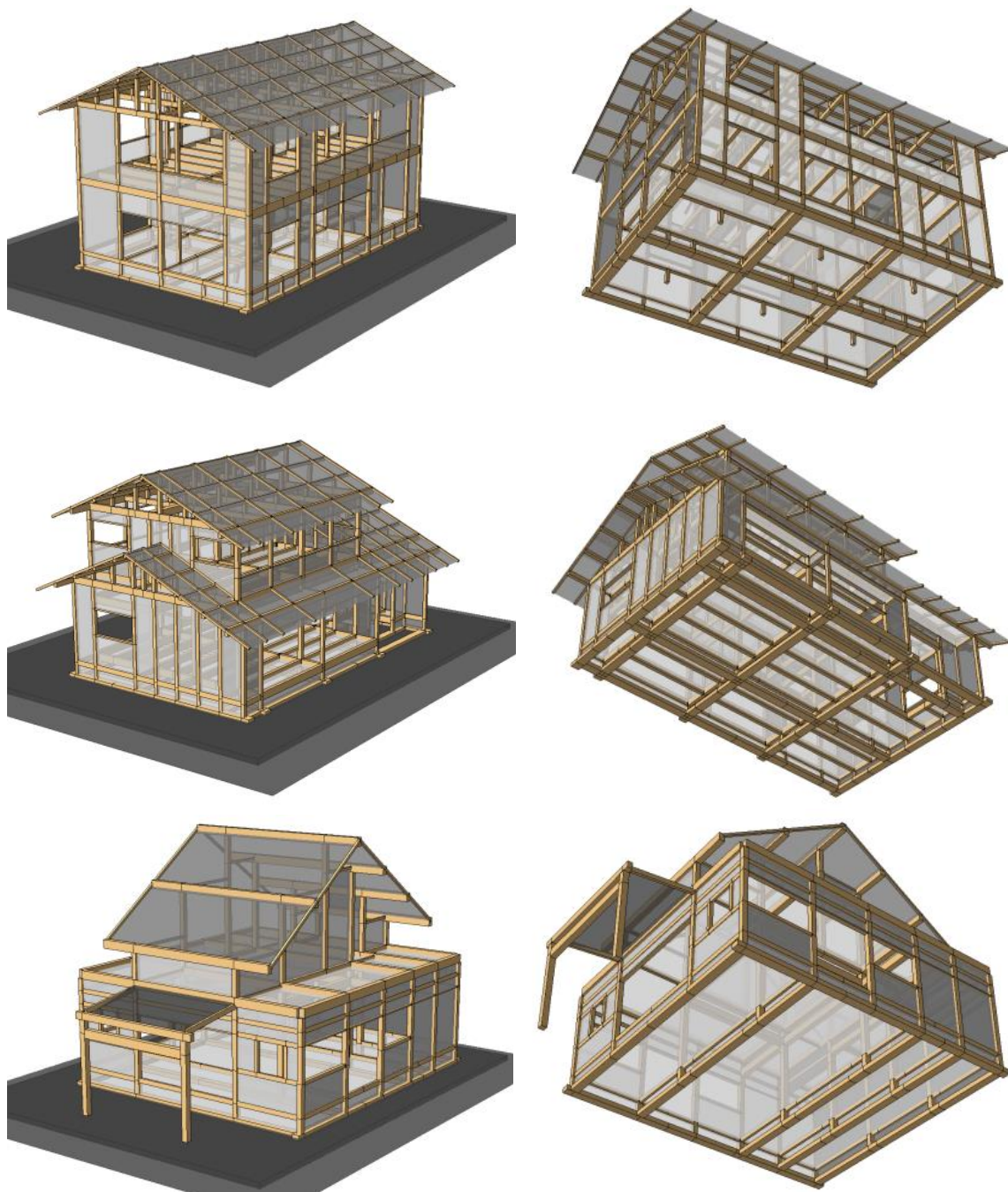
「日本の伝統構法の耐震は三段階である」と言われる。最初の損傷限界までは土壁が効き、次に大きな地震になると土壁が落ち、大変形に貫等で耐え、最後にもっと大きな地震になると足元の玉石が滑ることにより、免震効果が得られる。そういう各段階によって違うものが対応するとしている。

しかしながら、上述のとおり 1/20rad 以上の大変形領域での応答を目標にするのは、生命や財産を失い兼ねなく、到底一般市民に受け入れられるものではない。さらには玉石上を滑るのは、基礎からの脱落現象と同様であり、構造体に大きな損傷を招きかねなく、損傷制御設計論から逸脱する。

本論文では「基礎滑り機構」と「貫板壁構法・地長押梁構法」により、3次元的に適度の滑動・浮上り挙動を許す構造である。各部にエネルギー吸収機構を備え、基礎は地震力を限定する機能を持った耐震性に優れた構造である。

エネルギー吸収能力を備えた「遊離柱」現象を解決する基礎滑り機構とするため、「新・伝統構法木造建築」における仕様を示す。

- ① 「地長押梁構法」：「貫+木柱」方式の木造ラーメン接合。
- ② RC 造の剛強な人工地盤（ベタ基礎）を構築する。柱脚をダボ等で水平移動の拘束をしない仕様とする。



「新・伝統構法木造建築」のイメージ概要図

## 第3章 個別要素法

### 3.1. 概要

#### 3.1.1. 倒壊過程シミュレーションの必要性

地震動が 1G を超越するような巨大地震動レベル、繰返し地震動に対しても、建築物に要求される性能として、損傷制御設計の概念が重要であると考えられる。伝統構法で言えば石場建て構法に代表される「基礎を滑動」させる方法により、地震力を軽減させることが可能である。即ち、鉛直方向の柱脚の浮上り、水平方向の滑動による 3次元動的安定挙動性を備えた基礎構造形式により、入力地震動には上限が生まれ、上限を超越する様々な周波数特性の巨大地震動から免れることが可能となる。

現在の建築基準法による設計において、崩壊などの強非線形現象である破壊挙動は法律の範疇外であり想定外である。巨大地震動レベルに対して、木造建築物を損傷させない設計とするためには逆説的になるが、「崩壊しない建物」を造るためには「崩壊するという現象」を十分理解しなくてはならない。では、なぜ、建築物が崩壊する過程を追従するシミュレーションが必要なのか。それは、建築物に想定外の巨大地震の大きな力が加わった場合にも、損傷設計論に基づく無損傷となるように設計するために必要だからである。しかし、法律の範疇外である強非線形現象の破壊解析に対して、次のような反論がある。

“建築基準法では、建築物を構造計算する際には、地震や風などの外力によって建築物に生じる応力が、ある許容値（許容応力）内に入るように許容応力度計算することによって、安全性照査や法適合性確認を実施しており、それで十分ではないか”

許容応力度計算等に代表される現行法の静的設計では衝撃力等のインパルス応答が考慮されていない。一方、本論文で検証しようとしている基礎滑り挙動は、鉛直方向の柱脚の浮上り、水平方向の滑動による 3次元動的挙動であり、柱脚が浮上り着地する際には衝撃力が発生する。さらには、地震力そのものは建築物への衝撃力として入力される動的挙動である。ここに、非連続体解析法である個別要素法(Distinct Element Method, DEM)の必要性が生まれる。ここでは文献<sup>25),26)</sup>を一部引用し、破壊解析の必要性について解説する。

“摩擦のみによって安定している物体を滑らせたり浮上らせるのに効果的なのは、衝撃力である。衝撃力というのは、運動エネルギーが小さいのに大きな力を生じさせることができる。摩擦力を瞬間でも超える衝撃力を加えられれば、滑りが生じる。次々に衝撃力を加えれば、大きな滑りとか破壊を生じさせる。木材に釘を打つ場合もそうである。金槌で衝撃力を加えなければ、静かに力を加えて釘を打つのは、余程の力持ちでなければできない。衝撃力を連続して加えるのは振動である。地震動はこの衝撃作用を持っている。した

がって、砂質土のような、主として摩擦で安定している土は、一般に地震に対して弱い。

阪神淡路大震災では、多数の建築物が倒壊し、倒壊した建物に押し潰され多くの尊い生命が奪われた。如何に倒壊させない、或いは倒壊に至るまでの崩壊挙動の解明がいかに重要であるかが再認識された。建築物に関して言えば、新築する場合には、仕様設計や性能設計と施工を如何に行うかが、既存不適格建築物に対しては、耐震性の評価とその評価結果に基づく補強対策の立案と施工方法・費用対効果などが課題となっている。工学的には、想定し得る地震力や風などの外力に対して、経済的で機能的な構造物をいかに設計するかがポイントとなる。当然のことながら、この「機能」には、被災時の入居者の生命と財産を守る安全性確保が考慮されていなければならない。

阪神淡路大震災であれだけ甚大な被害を発生させたにもかかわらず、現行法では依然として変形量すら算出されない許容応力度計算等が主流を占め、2000年の建築基準法改正により、住宅の性能規定化が盛り込まれたにもかかわらず、倒壊現象に対する性能設計法への移行が不十分である。このような性能設計が検証されてこなかった理由として、建築基準法上やる必要性がないためというのが大きな要因であると思慮される。法制度上、最低限度の建築基準法さえ満たしていれば、地震で建築物が倒壊し犠牲者を発生させたとしても不可抗力となる。ここにも大きな問題があったと考えられる。すなわち、我々建築士が設計・施工した建築物が犠牲者を生んでいるという現実認識の欠如である。

実物大建築物の倒壊現象を再現可能な3次元大型振動台が、科学技術庁によって整備されている。現実の木造住宅を用いた大規模な振動台実験で実際の地震動による損傷程度を実験観測値として得る研究も最近行われるようになってきたが、非常に多くのコストと時間がかかるため、一般の木造住宅や本論文で検証しようとする新たな伝統構法木造建築物の実験観測値を得ることは極めて不可能に近いといえる。上記のような問題を解決する1つの大きな武器・ツールになるのが数値解析法である。倒壊現象を高精度に、しかもシンプルなモデルで再現できる数値解析法が提案されれば、上で述べたような課題も今後は進展する可能性を秘めているであろう。ここに、個別要素法(Distinct Element Method, DEM)<sup>25)</sup>やこれに改良を加えた拡張個別要素法(Extended DEM, EDEM)<sup>26)</sup>を用いて、連続体から非連続体に至るまでの破壊現象のシミュレーションを行う意義が生まれる。これらの手法は、取り扱える変形や破壊の程度に特に制限がなく、部材要素同士の離間、破壊、滑り、再接触などの現象が容易に取り扱えることから、破壊現象を取り扱う手法としては、高いポテンシャルを持つ手法と言える。大変形問題や倒壊に至るまでの破壊過程が、パソコン程度のCPU能力で、しかも高い精度で追跡できる可能性がある。有限要素法(FEM)におけるジョイント要素のように、割裂の発生位置や進展方向を予め仮定するなどの必要性

は一切なく、破壊は任意の位置に発生し、自由な方向に進展していく。割裂の発生による応力状態の変化や境界条件の変化によって進展する進行性破壊現象を高い精度で解析できる手法となっている。静的な問題への適用性、用いる要素の形状や配置の影響による解の不安定性の問題もない。個別要素法は木造建築の大変形や破壊を伴う構造計算において実大振動台実験を再現できる新たな手法になると期待されている<sup>26)</sup>。

地震による犠牲者の多くは、局所的な破壊ではなく、原型を留めないほどの破壊現象によって亡くなっている。阪神淡路大震災の最大の教訓は、関連死を除く約 5,500 人の犠牲者の 80%を越える人々が建造物の被害によって亡くなっていることである。

火事による焼死者についても、その多くは倒壊した建物の中から逃げ出すことが出来ずに犠牲者となっている。消防の問題以前に、建築構造設計上の問題であったことを強く認識する必要がある。その後発生する「仮設住宅」「孤独死」「ゴミ処理問題」等、いずれも膨大な数の建築物が大規模半壊以上の被害を発生させたことによって引き起こされている。つまりこれらは建築物被害が少なければ、あるいは軽減される対策をとっていれば、これ程重大な問題として顕在化しなくて済んだ可能性が極めて高い。その意味でも設計者・施行者・行政機関の責任は極めて重いと考える。”（引用終わり）

### 3.1.2. 木質建造物の破壊・倒壊シミュレーション

個別要素法を木造建築に適用した研究発表は少ない。これまで木質建造の研究で解析手法として主に使われてきた手法は、有限要素法や串団子モデルのような連続体解析法であった。木材の破壊解析の分野では、拡張個別要素法を用いた研究として、太田<sup>27)</sup>は接合部の破壊挙動について、実験とシミュレーション結果を比較し、静的加力試験による結果と動的破壊現象の割裂進展過程について比較検証し、静的加力試験による結果が実際の地震動による破壊現象に応用できるかの疑問を投げかけている。中川<sup>28) 29)</sup>は太田<sup>27)</sup>の研究を3次元に拡張し、木造住宅レベルの質点要素が必要とされる構造体のシミュレーションを行い、計算時間やシミュレーション結果が実用に耐えうるか検証した。接合部、部材レベルの構成要素の実験データをあらかじめ与えて、地震時の木造軸組構法住宅の倒壊に至るまでの動的応答、破壊状況を再現する数値解析手法の開発を行った。この中では、土質工学の分野で用いられている個別要素法を基本理論とした数値解析プログラムを開発した。個別要素法はバラバラな物体の挙動を計算する非連続体解析法であり、柱の折損や、部材の飛散といった建物の終局時の挙動を容易に追跡することができる。この特徴によって、解析対象の木造住宅が連続体である内は、従来の解析手法と同様に応答解析を行うが、建物が一部破壊し、さらに倒壊して部材がバラバラになっても計算を続行することが可能で

ある。この特徴に着目し、木造軸組構法住宅の倒壊解析に適用を行い、数多くの解析的検討と実験との比較から改良を行い、実大の木造住宅の振動台実験における倒壊に至るまでの挙動に対して、精度の高い解析を行うことを可能とした。

木質構造分野に拡張個別要素法 EDEM を適用した基礎理論に関する詳細な解説は文献<sup>27)~29)</sup>に言及するとして、ここでは文献を一部引用し、概要や解析理論および数値解析手法についてのみ解説する。

### 3.2. 解析理論

個別要素法は、木質構造の振動解析の分野でこれまで多く採用されてきた、バネと質点を用いて、剛性マトリックスによって解析する手法や有限要素法などのいわゆる静的解法とは異なる。構造体の各階を質点とみなしたせん断バネモデル（串団子モデル）による時刻歴応答解析は地震動に対する最大応答変位や非線形挙動を解析することができる手法として広く用いられている<sup>30)</sup>。任意の構造体を解析対象とすることができ、非線形の履歴復元力特性など複雑な木質構造の特性も取り入れることができる。しかしこの手法は部材レベルの局所的な検証や、モデル全体の捩れを伴う解析には最適解が得られない。これらの変形特性は有限要素法による 3 次元弾塑性解析<sup>31)</sup>や擬似立体解析<sup>32)</sup>によって検証されることが多い。しかしながら、破壊による復元力の極端な低下や破壊の進展の過程まで解析追従できるまでには至っていない。これらの従来手法は、構造体を連続体としてモデル化するため、解析の過程でモデルに破壊が生じ、極端な非線形負勾配等が生じると計算が発散するなど、全体剛性マトリックスが再構築可能な破壊前の解析には向いているが、破壊後の極端な非線形現象を扱うのは極めて困難である。

拡張個別要素法(Extended Distinct Element Method, EDEM) は 1978 年に発表された、Peter A. Cundall の個別要素法(Distinct Element Method, DEM)<sup>33)</sup>が元となっている。DEM は岩盤が大変形を起こし、崩れる様子をシミュレーションするために開発された手法<sup>34)</sup>で、解析対象物を円形要素か、正方形要素の剛体とみなす非連続体解析法である。非連続体解析法は総称して離散要素法(Discrete Element Method) と呼ばれるが、その他に川合の剛体バネモデル(Rigid Body Spring Method, RBSM) と Gen-hua Shi による Discontinuous Deformation Analysis (DDA)<sup>35)</sup>が有名である。RBSM は有限要素法から発展したものであり、大変形よりも、小変形や割裂の進行などをシミュレーションするのに適している。DDA は個別要素法の各要素を弾性体とみなし、それを有限要素に分割し、有限要素法で解こうというものである。

個別要素法を発展させ、間隙バネの概念を導入することによって連続体解析を可能にし

たのが、伯野による拡張個別要素法(Extended Distinct Element Method, EDEM)<sup>25)</sup>である。個別要素法では、剛体と剛体が接触している時にだけ力の伝達が行われる。弾性バネとダッシュポットからなる要素間バネを介しての作用反作用と、要素間の摩擦力から、各剛体の要素に働く力を算出する。この手法は砂利などの解析には都合がよいが、砂利の間にモルタルが詰められたコンクリートなどの解析には向かない。EDEMでは、非連続体の間を埋めるモルタルのような間隙物質の効果を、間隙バネとして表現し、コンクリートの連続体解析を可能にした。間隙バネは要素間バネと同じく、バネとダッシュポットから構成されているが、2要素が接触している時だけでなく、ある程度近くに存在しているときも力を伝達する。この特徴によって、連続体と非連続体のシミュレーションを可能にした。

木材にこの手法を適用する場合、要素の接触、非接触の判断は必要ない。したがって、木材に適用するために開発された拡張個別要素法では、バネ要素が初期状態から存在し、破壊条件に達するまで隣接要素の力の伝達を継続する新たな要素バネが定義された<sup>28) 29)</sup>。

有限要素法では、多次元の連立方程式を解く必要がある。個別要素法では、要素ごとに運動方程式を解くので、他の運動方程式とは連立していない。この点が2つの解析法の大きな相違点であり、通常、有限要素法の方が簡単であるが、計算量は個別要素法の方が極端に少なくて済む。解析対象は部材数が多い軸組の木質構造体であり、計算負荷が少なくて済む個別要素法は実用的であるといえる。

### 3.3. 数値解析手法

個別要素法の数値解析法を文献<sup>36)</sup>を一部引用し下記に示す。モデルは有限要素法と同様、要素節点と材端バネを組み合わせることで構築する。あるバネ*i*において両端の節点1,2間の時刻*t-1*における全体座標系での変位ベクトル、応力ベクトルを

$$\begin{aligned}
 [D_i]_{t-1} &= [\{D_{i1}\}, \{D_{i2}\}]_{t-1} \\
 &= [X_1, Y_1, Z_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}, X_2, Y_2, Z_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}]_{t-1} \\
 [F_i]_{t-1} &= [\{F_{i1}\}, \{F_{i2}\}]_{t-1} \\
 &= [P_{x1}, P_{y1}, P_{z1}, M_{x1}, M_{y1}, M_{z1}, P_{x2}, P_{y2}, P_{z2}, M_{x2}, M_{y2}, M_{z2}]_{t-1} \quad \dots (3.1)
 \end{aligned}$$

バネ*i*の変位ベクトル $[D_i]_{t-1}$ 、応力ベクトル $[F_i]_{t-1}$ の時刻*t-1*における部材座標系での変位ベクトル、応力ベクトルを

$$\begin{aligned}
 [d_i]_{t-1} &= [\{d_{i1}\}, \{d_{i2}\}]_{t-1} \\
 &= [x_1, y_1, z_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}, x_2, y_2, z_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}]_{t-1} \\
 [f_i]_{t-1} &= [\{f_{i1}\}, \{f_{i2}\}]_{t-1} \\
 &= [p_{x1}, p_{y1}, p_{z1}, m_{x1}, m_{y1}, m_{z1}, p_{x2}, p_{y2}, p_{z2}, m_{x2}, m_{y2}, m_{z2}]_{t-1} \quad \dots (3.2)
 \end{aligned}$$



各ベクトルの時刻  $t-1 \sim t$  の間  $\Delta t$  の増分を

$$\begin{aligned} [\Delta d_i]_t &= [\{\Delta d_{i1}\}, \{\Delta d_{i2}\}]_t \\ &= [\Delta x_1, \Delta y_1, \Delta z_1, \Delta \theta_{x1}, \Delta \theta_{y1}, \Delta \theta_{z1}, \Delta x_2, \Delta y_2, \Delta z_2, \Delta \theta_{x2}, \Delta \theta_{y2}, \Delta \theta_{z2}]_t \\ [\Delta f_i]_t &= [\{\Delta f_{i1}\}, \{\Delta f_{i2}\}]_t \\ &= [\Delta p_{x1}, \Delta p_{y1}, \Delta p_{z1}, \Delta m_{x1}, \Delta m_{y1}, \Delta m_{z1}, \Delta p_{x2}, \Delta p_{y2}, \Delta p_{z2}, \Delta m_{x2}, \Delta m_{y2}, \Delta m_{z2}]_t \quad \dots (3.3) \end{aligned}$$

とする。

時刻  $t-1$  において外力の作用によりバネ  $i$  の両端の節点 1,2 に  $[\Delta d_i]_t$  の変位増分があったとすると、要素剛性マトリックス  $[K_i]_t$ 、減衰マトリックス  $[C_i]_t$  のバネ  $i$  では下記式によって  $[f_i]_t$  を算出する。

$$\begin{aligned} [\Delta f_i]_t &= [K_i]_t [d_i]_{t-1} \\ [f_i]_t &= [f_i]_{t-1} + [\Delta f_i]_t + [C_i]_t [\Delta d_i]_{t-1} \quad \dots (3.4) \end{aligned}$$

全体座標系  $\rightarrow$  部材座標系の座標変換マトリックスを  $[T_i]_t$  とすると

$$[F_i]_t = [T_i]_t^{-1} [f_i]_t \quad \dots (3.5)$$

上記式を各バネにおいて計算し、各節点における応力ベクトル  $[f_i]_{t1}$ 、 $[f_i]_{t2}$  を算出する。この応力ベクトルを、ある節点 A に接続されるすべてのバネにおいて加算することで、節点 A に作用する応力ベクトル  $[F_A]_t$  を算出する。

$$[F_A]_t = \{P_{xA}, P_{yA}, P_{zA}, M_{xA}, M_{yA}, M_{zA}\}_t = -\sum \{F_{iA}\}_t \quad \dots (3.6)$$

この式によって算出された応力ベクトルを Newmark の  $\beta$  法（平均加速度法  $\beta = 1/4$ ）によって数値積分を行い、時刻  $t$  における加速度  $[a_A]_t$ 、速度  $[v_A]_t$ 、変位増分を算出する。

$$\begin{aligned} [a_A]_t &= \{a_{xA}, a_{yA}, a_{zA}, \theta a_{xA}, \theta a_{yA}, \theta a_{zA}\}_t \\ &= \{P_{xA}/m_A, P_{yA}/m_A, P_{zA}/m_A, M_{xA}/I_{xA}, M_{yA}/I_{yA}, M_{zA}/I_{zA}\}_t \quad \dots (3.7) \\ [v_A]_t &= [v_A]_{t-1} + ([a_A]_t + [a_A]_{t-1}) \Delta t / 2 \\ [\Delta D_A]_t &= [\Delta D_A]_{t-1} + ([v_A]_t + [v_A]_{t-1}) \Delta t / 2 \end{aligned}$$

以上の計算を各要素、各時刻についておこなうことで、外力に対するモデル全体の応答を算出していく。全体剛性マトリックスを解かずに各要素で個別に応力を算出する点が個別要素法の特徴である。時刻が進むことによる要素間の応力の伝播によって釣り合いを保つため、不釣り合い力の処理や、崩壊後の挙動などは特別な処理をすることなく解析をすることができる。

### 3.4. 解析モデルの構築手法

本論文で用いた各構成部材のモデル化手法について、文献<sup>36)</sup>を一部引用し詳細を以下に解説する。

#### 3.4.1. 軸組のモデル化

軸組は折損を考慮するために図 3.4.1 に示したような弾塑性回転バネ（塑性ヒンジ）＋弾性梁要素でモデル化を行った。履歴特性は図 3.4.2 に示した履歴則を用いた。部材の曲げ強度を文献などにより設定し、断面係数に従い最大曲げモーメントを決定する。

骨格曲線の曲げモーメントがゼロの回転角に達すると、部材が折損したとみなし、部材間の回転バネをピン接合に変更する。このように設定することで、通し柱の折損や、垂れ壁がついた柱の横架材接合部での折損現象を解析で表現することが可能となる。

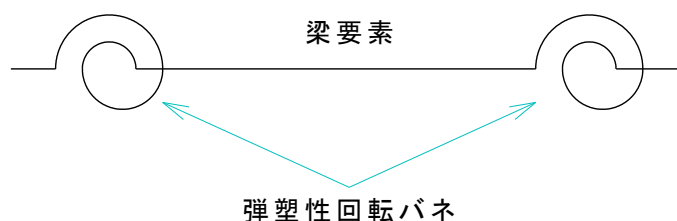


図 3.4.1 軸組の概念図（文献<sup>36)</sup>から一部引用）

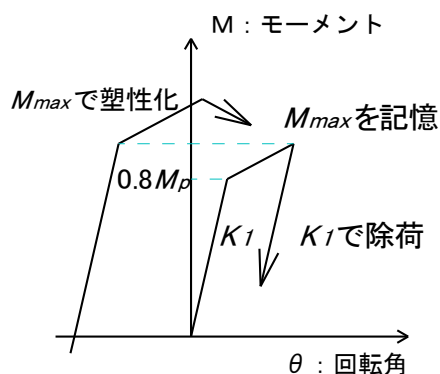


図 3.4.2 復元力特性<sup>36)</sup>

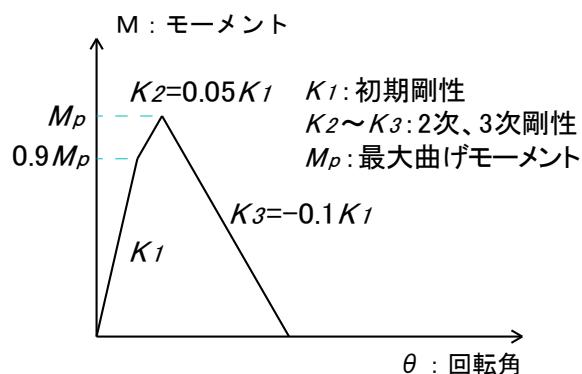


図 3.4.3 骨格曲線<sup>36)</sup>





$$\begin{aligned}
ky_{11} &= \frac{6EI_z}{L^3} \frac{\lambda_1 + \lambda_2 + 4\lambda_1\lambda_2}{1 + \lambda_1 + \lambda_2} \text{、} \\
ky_{21} &= \frac{6EI_z}{L^2} \frac{\lambda_1(1 + 2\lambda_2)}{1 + \lambda_1 + \lambda_2} \text{、} \quad ky_{22} = \frac{6EI_z}{L} \frac{\lambda_1(1 + \lambda_2)}{1 + \lambda_1 + \lambda_2} \\
ky_{31} &= -ky_{11} \text{、} \quad ky_{32} = -ky_{21} \text{、} \quad ky_{33} = ky_{11} \\
ky_{41} &= \frac{6EI_z}{L^2} \frac{\lambda_2(1 + 2\lambda_1)}{1 + \lambda_1 + \lambda_2} \text{、} \quad ky_{42} = \frac{6EI_z}{L} \frac{\lambda_1\lambda_2}{1 + \lambda_1 + \lambda_2} \text{、} \quad ky_{43} = -ky_{41} \text{、} \quad ky_{44} = \frac{6EI_z}{L} \frac{\lambda_2(1 + \lambda_1)}{1 + \lambda_1 + \lambda_2}
\end{aligned}$$

$K$  : 圧縮・引張バネの剛性 (図 3.4.4 (b)の剛性から決定)

$L$  : 節点間の距離、 $I_z$  :  $z$  軸周り断面 2 次モーメント

$G$  : 鋼材のせん断弾性係数、 $K$  : サンプナンねじり定数

$\lambda_1$  : 1 端における塑性ヒンジの初期剛性  $K_1$  に対する割合

$kz_{11} \sim kz_{44}$  は  $ky_{11} \sim ky_{44}$  の  $I_z$  を  $I_y$  に置き換えて、 $ky_{21}$ 、 $ky_{32}$ 、 $ky_{41}$ 、 $ky_{43}$  の符号をマイナスにして算出する。

#### 要素剛性マトリックス『接合部回転バネ』

梁の要素剛性マトリックスを下記に示す。

$$[\Delta f_i]_t = [K_i]_t [d_i]_{t-1}$$

$$[\Delta d_i]_{t-1} = [\Delta\theta_{x1}, \Delta\theta_{y1}, \Delta\theta_{z1}, \Delta\theta_{x2}, \Delta\theta_{y2}, \Delta\theta_{z2}]_{t-1}$$

$$[\Delta f_i]_t = [\Delta m_{x1}, \Delta m_{y1}, \Delta m_{z1}, \Delta m_{x2}, \Delta m_{y2}, \Delta m_{z2}]_t$$

$$[K_i]_t = \begin{bmatrix} \frac{GK}{L} & & & & & \\ 0 & K_y & & & & \\ 0 & 0 & K_z & & & \\ -\frac{GK}{L} & 0 & 0 & \frac{GK}{L} & & \\ 0 & -K_y & 0 & 0 & K_y & \\ 0 & 0 & -K_z & 0 & 0 & K_z \end{bmatrix} \quad \text{sym.}$$

ここで、 $K_y$ 、 $K_z$  : 回転バネの係数 (図 3.4.4 (c)の剛性から決定)

並進に関する力は、そのまま伝達するものとする。

### 3.4.3. 鉛直構面、水平構面のモデル化

鉛直構面は図 3.4.5 に示したとおり、トラスバネでブレース置換することでせん断力のモデル化を行った。履歴特性は図 3.4.6 に示したバイリニア+スリップ型履歴則を用いた。水平構面も同様にトラス要素でブレース置換することでモデル化し、履歴特性も同様にバイリニア+スリップ型履歴則を用いた。骨格曲線は文献の文献や実験結果を参考に設定した。第 4 章の解析事例では解析に用いた骨格曲線を各解析モデルにおいて示した。

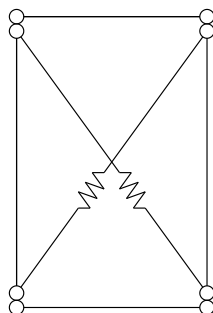


図 3.4.5 トラスバネによるブレース置換（文献<sup>36)</sup>から一部引用）

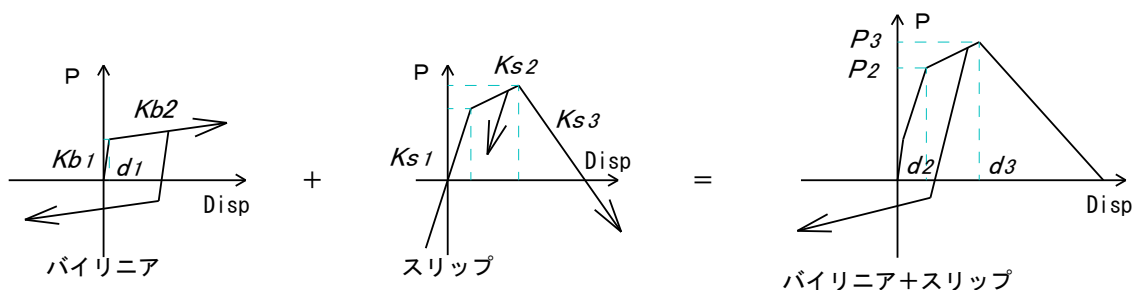


図 3.4.6 鉛直構面の履歴特性（文献<sup>36)</sup>から一部引用）

#### 要素剛性マトリックス『構面バネ』

梁の要素剛性マトリックスを下記に示す。

$$[\Delta f_i]_t = [K_i]_t [d_i]_{t-1}$$

$$[\Delta d_i]_{t-1} = [\Delta x_1, \Delta x_2]_{t-1}$$

$$[\Delta f_i]_t = [\Delta p_{x1}, \Delta p_{x2}]_t$$

$$[K_i]_t = \begin{bmatrix} K \\ -K \end{bmatrix}$$

ここで、 $K$ ：トラスバネの係数（図 3.4.6 のバイリニア・スリップの剛性から決定）

#### 3.4.4. 柱脚の滑り挙動のモデル化

- ・ 建築物が滑り出す条件式（クーロン摩擦法則）

$$\mu_1 \times N < \sqrt{P_x^2 + P_y^2}$$

$\mu_1$  : 静止摩擦係数、 $N$  : 柱脚軸力、 $P$  : 方向別増分加力

- ・ 滑りが停止する条件 :

柱脚の速度ベクトルと、地盤の速度ベクトルの内積が負になった場合に停止

- ・ 滑り中に柱脚要素にかかる摩擦力 :

$$\mu_2 \times N$$

$\mu_2$  : 動摩擦係数 (方向は柱脚に作用する水平力と逆方向)

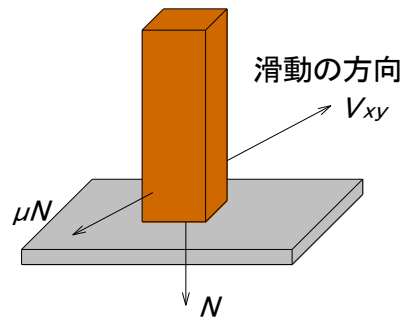


図 3.4.7 柱脚滑り挙動モデル化の概念図 (文献<sup>36)</sup>から一部引用)

#### 3.4.5. その他

数値積分は平均積分法とし、粘性減衰は瞬時剛性比例型の 2%で、下り勾配では 0%になるものと設定した。個別要素法では粘性減衰を、全体剛性マトリックスではなく、要素剛性マトリックスで与える。

(引用終わり)

## 第4章 柱脚滑り挙動を有する上部構造の応答推定

### 4.1. 貫板壁構法

#### 4.1.1. 高耐力壁と柱脚滑り量の相互作用

齋田時太郎は免震基礎論として“土台と基礎の連結”に関し、『滑動するくらいの家は剛強なものである』と言及している<sup>37)</sup>。「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験」検討委員会は、串団子モデル、有限要素法、個別要素法等、多数の数値解析モデルで上部構造性能と摩擦係数のパラメータ解析を実施し、剛性・耐力を変化させて建物モデルの各層の変形量と柱脚滑り量の検証を実施している<sup>8)</sup>。上部構造性能 1.0 以上では、上部構造の性能を高めるほど柱脚滑り量が大きくなる傾向があり、逆に、上部構造を 0.6 以下に低下させると、摩擦力が降伏耐力を大きく上回り、柱脚はほとんど滑らず 1 階の層間変位が 1/15rad 以上を超える大変形を示す結果となる。上部構造 1.2, 1.4 等では、降伏耐力が摩擦力を大きく上回るため、上部構造は、ほぼ弾性挙動を示す。すなわち、石場建て柱脚滑り挙動は上部構造の降伏耐力と摩擦係数に相関が高く、上部構造が剛に偏れば、建物の変形量が小さく、柱脚滑り量が大きくなる。柔に偏れば柱脚滑り量が乏しく、建物変形が増大し倒壊してしまう。

本研究では高耐力壁により、上部構造の降伏耐力係数を向上させ、柱脚滑り量を増大させることにより、上部構造の変形量を弾性挙動とする『損傷制御設計論』を目指している。上部構造の降伏耐力係数と柱脚滑り量の概念図を図 4.1.1 に示す。

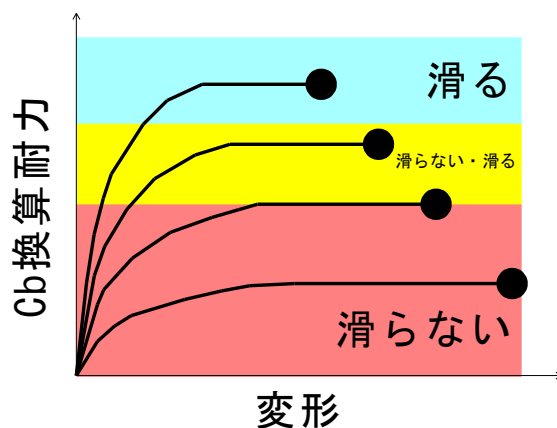


図 4.1.1 上部構造耐力係数と柱脚滑り量の概念図

高耐力壁となる鉛直構面の伝統的構法として、単なる落とし込み板壁ではなく貫と板を交互に入れ、貫と板をダボで拘束する『貫板壁構法』とする。柱間のせん断を貫で取り、その間に板を嵌めていくことによって、単に溝に落した板壁より、遥かに剛性も耐力も強い



ものができる。貫を入れることで、柱へダイレクトにせん断力を伝えることができる。剛性は高く粘りも損なわれない。いわゆる金物を使わない最強の耐力壁が実現可能となる。

「めり込み理論式」による数値解析で、様々な接合部を自由に考えて、その耐力と剛性を自由に任意に数値で捉えられる。貫板壁構法は、落とし込み板壁を設計式にまとめるモデル化や「めり込み理論式」、それから貫の式やダボせん断応力の EYT 式を上手く応用すると理論化が可能となる。そうなれば部材厚さが変化したり材質が変化しても対応できるようになる。エネルギー吸収能力を備えた鉛直構面の耐震要素とする。

「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験」検討委員会は上部構造の降伏耐力が 0.3～0.4 程度の土壁モデルを想定しており、上部構造の変形量が 1/20rad 以上に大変形し塑性化しても、設計クライテリアが建築基準法で定める 1/15rad 以内であるため可とする考えに立脚している。さらに柱脚の最大滑り量を 20cm としている。この理由として、2010 年の実大震動台実験では、BCJ-L2 波時（極めて稀に発生する地震時）の原点からの最大滑り量は 10cm 程度であり、JMA 神戸（3 方向）時では約 20cm 程度であったためとしている。この程度であれば礎石のサイズを 30cm とすると、柱の径が 15cm の場合、最大 22.5cm 滑っても落下しないと、礎石の高さは 10cm 以下としている。しかしながら、上述のとおり 1/20rad 以上の大変形領域での応答を目標にするのは、生命や財産を失い兼ねなく、到底一般市民に受け入れられるものではない。さらには 10cm 程度の段差のある礎石上を滑るのは、基礎からの脱落現象と同様であり、構造体に大きな損傷を招きかねなく、本論文で提唱する『損傷制御設計論』から逸脱する。また、昨今の巨大直下型地震動では、滑り量が 20cm 以内に収まる保証は一切存在しないと思慮される。

本論文では「基礎滑り機構」と「貫板壁構法・地長押梁構法」により、3 次元的に適度の滑動・浮上り挙動を許す構造である。各部にエネルギー吸収機構を備え、基礎は地震力を限定する機能を持った耐震性に優れた構造である。その意味で「低い降伏耐力係数と、大変形領域の塑性変形性能」を狙った「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験」検討委員会とは異なる考えに立脚している。

#### 4.1.2. 伝統的構法耐力壁の既往の研究

伝統的な要素を用いて開発された耐力壁の既往研究について以下に概観する。

稲山らは、落とし込み板壁の面内せん断試験結果を実施し、稲山により提案されている理論式<sup>38)</sup>「等変位めり込み基準式、三角形変位めり込み基準式」の力学モデルに基づき、耐力壁の剛性・耐力の算定式を提案した<sup>39)</sup>。板木口の柱や横架材へのめり込み効果、ダボのせん断効果を考慮した、落とし込み板壁の剛性耐力算定式を提案し、実験結果の剛性

を精度よく再現できることを示した。

河内らは、力貫と力板を交互に入れ、ケヤキのダボで力貫と力板を拘束した耐力壁の水平加力試験を行い、ハイブリッド型応力法により実験結果と解析モデルとの比較検証を行っている<sup>40)</sup>。

藤田らは、貫と板を交互に入れ、ヒノキのダボで貫と板を拘束し、さらに縦貫を3本通した耐力壁の水平加力試験を行い、稲山のめり込み理論式<sup>38)</sup>と木栓せん断式<sup>42)</sup>を用いてモーメント抵抗性能を推定し、算定値と試験結果の比較検証を行っている<sup>41)</sup>。

落とし込み板壁の開発においては、特に初期剛性を高める事がポイントとなる。そのために、板相互や板と貫相互のせん断ずれを防止する工夫が施されている。板相互のずれを防止する主な方法として、いずれの研究でもダボを用いたものが多く報告されている。

#### 4.1.3. 弾性域における各部モーメント抵抗性能の推定

既往の研究から、貫と板を交互に入れ、ダボで拘束する耐力壁は、高剛性・高耐力が可能であることが明らかとなった。本研究では河内らの試験体をモデルに、単なる落とし込み板壁ではなく貫と板を交互に入れ、貫と板をダボで拘束する伝統的要素による耐力壁をモデルとし、これを『貫板壁構法』と呼称し耐力壁モデルとして検証する<sup>40)</sup>。金物に依らない高耐力・高剛性の耐力壁が実現可能となる。

稲山の「めり込み理論式」<sup>38)</sup>と木栓せん断式<sup>42)</sup>による数値解析で、様々な接合部を自由に考えて、その耐力と剛性を自由に任意に数値で捉えられる。貫板壁構法は、落とし込み板壁を設計式にまとめるモデル化や、それから貫の式やダボ木栓せん断式を上手く応用すると理論化が可能となる。そうなれば部材厚さが変化したり材質が変化しても対応できるようになる。エネルギー吸収能力を備えた鉛直構面の耐震要素とする。

『貫板壁構法』の仕様は、柱・横架材による単位フレームの面内せん断要素を6段の貫(60mm)、板壁(30mm)で構成した。材種は全てヒノキ材とした。板と貫間のせん断変形拘束のため、板と貫の間にダボ(ヒノキ)を施した。図4.1.2に解析モデルの立面図とバネ特性モデル図を示す。

各部のモーメント抵抗要素を図4.1.3に示す。要素毎に回転剛性 $K_{\theta}$ や降伏モーメント $M_y$ 、降伏変形角 $\theta_y$ を求め、文献<sup>41)</sup>と同様に、耐力要素を並列バネとして加算し、耐力壁全体の性能推定を行うものとする。

ヒノキ材の $E_{90}$ は既存のめり込み基準式同様に $E_0/50$ として<sup>38)</sup>、まためり込みに伴う材端部の摩擦係数 $\mu$ は0.4、材中間部については $\mu = 0.7$ として算定した。以下に、文献<sup>41),43)</sup>を一部引用して、要素(部位)別の算定概要を示す。

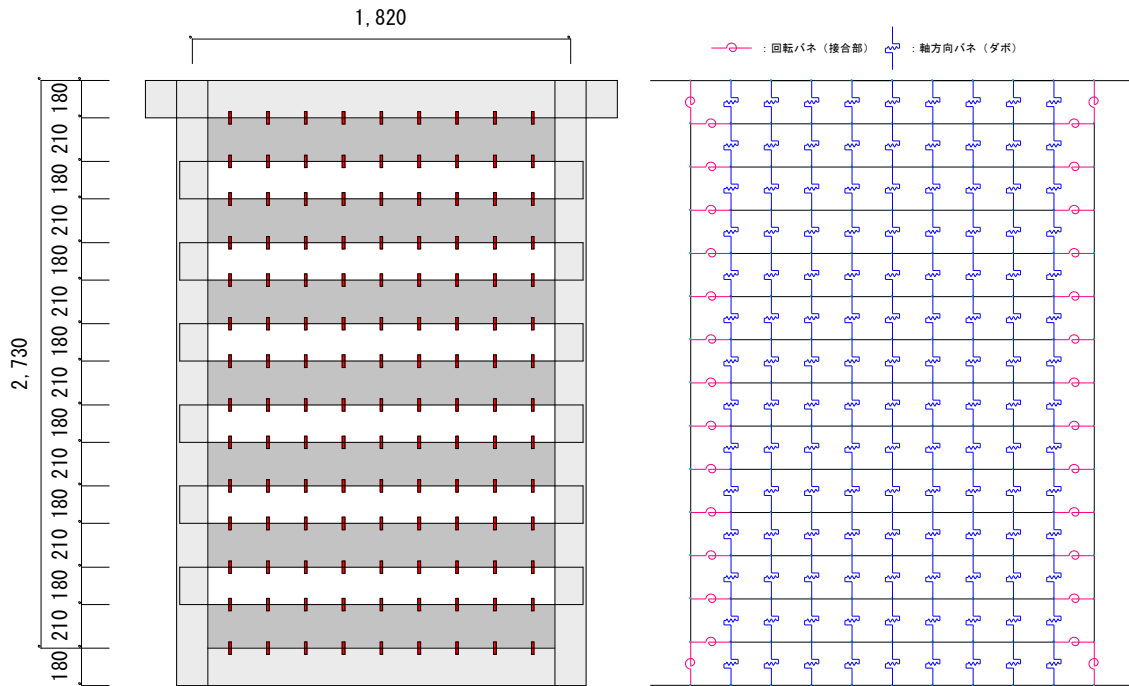


図 4.1.2 解析対象の立面と解析モデル

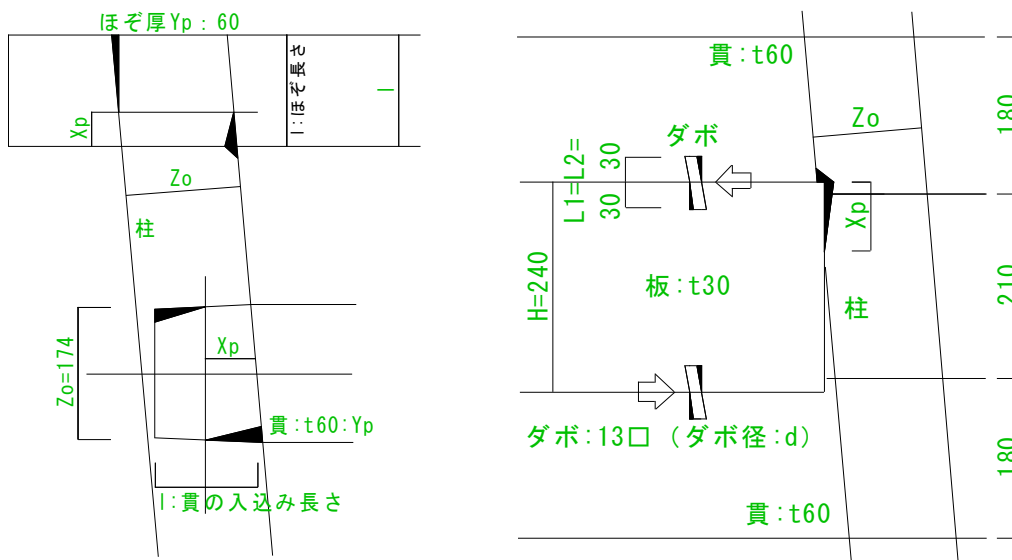


図 4.1.3 要素（部位）別 各抵抗要素詳細<sup>41)</sup>

a) 柱／貫部（要素Ⅰ）

$$\text{回転中立軸 } x_p = \frac{3l^2}{4Z_o+6l} \quad [\text{mm}] \quad \dots (4.1)$$

$$K_\theta = \frac{y_p E_{90}}{3Z_o} \left\{ x_p^3 + 2x_p^2 Z_o + (l - x_p)^3 + \frac{3}{2} (l - x_p)^2 \mu Z_o \right\} \quad [\text{Nmm/rad}] \quad \dots (4.2)$$

$$\theta_y = \frac{Z_o F_m}{x_p E_{90} C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad [\text{rad}] \quad \dots (4.3)$$

$$M_y = K_\theta \theta_y \quad [\text{Nmm}] \quad \dots (4.4)$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{1}{A\lambda}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{1}{An\lambda} \quad : \text{端、縁距離効果係数} \quad \dots (4.5)$$

$$C_x = 1 + \frac{1}{2A\lambda} \{2 - \exp(-A\delta_1) - \exp(-A\delta_2)\}, \quad C_y = 1 + \frac{1}{2An\lambda} \{2 - \exp(-An\delta_1) - \exp(-An\delta_2)\} \quad \dots (4.6)$$

ここに、

A：部分圧縮において載荷幅の影響が及ぶ範囲と加圧方向の材厚によって定まる係数

ヒノキ=1.5

$$\lambda = \left(\frac{x_p}{2}\right) / Z_o, \quad \delta_1 = \frac{x_1}{Z_o} \quad \text{または} \quad \delta_1 = \frac{y_1}{Z_o}, \quad \delta_2 = \frac{x_2}{Z_o} \quad \text{または} \quad \delta_2 = \frac{y_2}{Z_o}$$

$x_p$ ：繊維方向のめり込み長さ（回転中立軸位置）[mm]

$y_p$ ：繊維直交方向のめり込み幅[mm]

$Z_o$ ：めり込みを受ける部材のめり込み方向の材厚[mm]

$l$ ：ほぞ等の長さ[mm]

$n$ ：繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

$\mu$ ：摩擦係数

b) 柱／横架材（要素Ⅱ）

a) と同様に算定

c) 柱／板木口（要素Ⅲ）

$$\theta_y = \frac{Z_o F_m}{x_p E_{90} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}} \quad [\text{rad}] \quad \dots (4.7)$$

$$\Sigma M_y = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{90}}{Z_o} \left( \frac{1}{3} + \frac{2Z_o}{3x_p} \right) \theta_y \quad [\text{Nmm}] \quad \dots (4.8)$$

$$K_\theta = \Sigma M_y / \theta_y \quad [\text{Nmm/rad}] \quad \dots (4.9)$$

$$x_p = H/3 \quad H: \text{板幅}=240\text{mm}$$

d) 板／貫・横架材のダボ（要素Ⅳ）

ダボ（13 角：ヒノキ）の比重  $\rho = 0.45$  とし、物性値を回帰式より求める。ダボ直径  $d = 13\text{mm}$ 。

$$\begin{aligned} F_b &= 8.1 + 136\rho \\ F_s &= (-7.7 + 100\rho)d^{-0.4} \\ F_{cvf} &= -8.2 + 35.4\rho \\ E &= 2100 + 13700\rho \quad [\text{N/mm}^2] \end{aligned} \quad \dots (4.10)$$

耐力計算

$$\text{埋込み長さ} : L_1 = L_2, \alpha = \frac{L_2}{L_1}, \beta = F_{Ecp2}/F_{Ecp1}$$

$$\text{複合面圧降伏応力} : F_{Ecp} \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\text{貫・板（：母材 1・2）ともヒノキ材のため、} F_{Ecp1} = F_{Ecp2} \quad \therefore \alpha = \beta = 1$$

$$F_{Ecp1} = \min.\{F_{E1}, \alpha_F F_{cvf}\} \quad \dots (4.11)$$

ここで、 $\alpha_F$ ：めり込み降伏応力増大係数

$$F_{cvf} : \text{ダボのめり込み降伏応力} [\text{N/mm}^2]$$

母材の面圧降伏応力  $F_E^{44)}$  :

$$F_{E(0^\circ)} = f_{e0} = 0.082(1 - 0.01d)\rho \quad (\text{繊維方向加力の場合})$$

$$F_{E(90^\circ)} = f_{e90} = 0.5f_{e0} \quad (\text{繊維直交方向加力の場合}) \quad \dots (4.12)$$

$$\text{ダボの曲げ降伏モーメント} : M_y = ZF_b = \frac{d^3}{6}F_b \quad \dots (4.13)$$

ダボの 1 面せん断の降伏耐力 :  $P_{yd1} = \min.\{1\} \sim 7\}$

$$1) dL_1 F_{Ecp1}$$

$$2) dL_1 F_{Ecp1} \times \alpha\beta$$

$$3) dL_1 F_{Ecp1} \times \frac{\sqrt{\alpha^2\beta^3 + (2\alpha^2 + 2\alpha + 2)\beta^2 + \beta - \beta(\alpha + 1)}}{1 + \beta}$$

$$4) dL_1 F_{Ecp1} \times \left[ \sqrt{\frac{4\beta M_y}{dL_1^2 F_{Ecp1}(\beta + 2)} + \frac{2\beta(\beta + 1)}{(\beta + 2)^2}} - \frac{\beta}{\beta + 2} \right]$$

$$5) dL_1 F_{Ecp1} \times \left[ \sqrt{\frac{4\beta M_y}{dL_1^2 F_{Ecp1}(2\beta + 1)} + \frac{2\alpha^2\beta^2(\beta + 1)}{(2\beta + 1)^2}} - \frac{\alpha\beta}{2\beta + 1} \right]$$

$$6) \sqrt{\frac{4dF_{Ecp1}M_y\beta}{1 + \beta}}$$

$$7) \frac{A \times F_s}{\kappa} (= P_{Qy}) \quad \dots (4.14)$$

剛性計算 ※ $E_{timber}$  : 母材の繊維方向曲げヤング率 =  $E_0$

$$\text{母材 (ヒノキ) の繊維方向面圧定数} : k_{E1} = \frac{E_{timber}}{31.6+10.9d} \quad [\text{N/mm}^3] \quad \dots (4.15)$$

$$\text{ダボの補剛めり込み剛性} \quad \alpha_k k_{cvf} \quad [\text{N/mm}^3] \quad \dots (4.16)$$

$$\alpha_k : \text{めり込み補剛効果係数} = 1.5$$

$$k_{cvf} : \text{ダボのめり込み剛性} = \frac{E_0}{11d}$$

$$\text{複合面圧定数} \quad k_{cp1} = k_{cp2} = \frac{k_E \times \alpha_k k_{cvf}}{k_E + \alpha_k k_{cvf}} \quad [\text{N/mm}^3] \quad \dots (4.17)$$

せん断剛性  $K$  (1せん断面、ダボ1本あたり)

$$K = \min. \left\{ \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} = \frac{K_1^2}{2K_1}, d \left[ \frac{1}{k_{cp1} L_1} + \frac{1}{k_{cp1} L_2} + \frac{3(L_1 + L_2)(L_1 + L_2 - 0.8d)}{k_{cp1} L_1^3 + k_{cp1} L_2^3} \right]^{-1} \right\} \quad \dots (4.18)$$

$K_1 \cdot K_2$  : 母材 1・2 での片側剛性

$$K_1 = K_2 = \min. \left\{ \frac{1}{3} (Ed^7 k_{cp1}^3)^{\frac{1}{4}} \times \left( 1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp1} d}{E}} \right)^{-\frac{1}{2}}, dk_{cp1} L_1 \right\} \quad \dots (4.19)$$

$$\eta = \frac{E}{G} = 15 \quad G : \text{せん断弾性係数} [\text{N/mm}^2]$$

$$\text{ダボ1本あたりの降伏変位} \quad \delta_{yd1} = \frac{P_{yd1}}{K} \quad [\text{mm}] \quad \dots (4.20)$$

$$\text{上下1組のダボによる降伏変形角} \quad \theta_{yd1} = \frac{\delta_{yd1} \times 2}{H} \quad \dots (4.21)$$

$$\text{同上降伏モーメント} \quad M_{yd1} = P_{yd1} H \quad \dots (4.22)$$

$$\text{同上回転剛性} \quad K_{\theta d1} = \frac{M_{yd1}}{\theta_{yd1}} \quad \dots (4.23)$$

### (1) 耐力壁の要素別モーメント抵抗性能の推定

これまでの算定式に耐力壁各部の寸法を代入して求めた各部抵抗要素の特性値をまとめて表 4.1.1 に示す。表の算定結果より、最初に降伏するのはダボであり、その時の変形角は 1/140rad 程度である。

耐力壁全体のせん断変形のうち、ダボがせん断抵抗しながら板相互がずれるせん断成分(要素Ⅳ)と、板壁木口が柱に圧縮されて両端部の板が変形する成分(要素Ⅲ)と、貫が柱にめり込む変形成分(要素Ⅰ)の三つが 9 割以上を占める。単なる落とし込み板壁ではなく貫と板を交互に入れ、貫と板をダボで拘束する『貫板壁構法』は、柱間のせん断を貫で取り、その間に板を嵌めていくことによって、単に溝に落した板壁より、遥かに剛性も耐力も強いものができる。貫を入れることで、柱へダイレクトにせん断力を伝えることができることを、9 割以上という数値が示している。剛性は高く粘りも損なわれない。いわゆる金物を使わない最強の耐力壁が実現可能となる。許容せん断耐力は 19.51kN となり、金物に頼らない高耐力・高剛性が期待できる耐力壁が実現可能である。

表 4.1.1 要素別特性算定値

特性値 要素(部位)	$K\theta$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$ )	$\theta_y$ (rad)	$M_y$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	箇所	$\Sigma K\theta$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$ )	要素剛性 /全体剛性
I 柱・貫	82.43	0.0296	2.440	12	989	0.156
II 柱・横架材	157.8	0.0304	4.804	4	631	0.100
III 柱・板木口	147.8	0.0246	3.634	14	2,069	0.327
IV 板・貫/ダボ	41.8	0.0072	0.300	63	2,633	0.416
		計算値	変位 $\delta$	計	6,323	1.0
許容せん断耐力: $Q_a(=\Sigma K\theta / 120h)$		19.51(kN)	22.50(mm)			

#### 4.1.4 小括

本節では、伝統的な抵抗要素を用いて構成した耐力壁の力学モデルをもとに、抵抗要素毎の、またそれらの足し合わせとしての耐力壁のモーメント抵抗性能の推定を試みた。得られた知見を以下に示し、本節のまとめとする。

##### (1) 耐力壁のモーメント抵抗性能の推定

力学モデルに基づき、既存のめり込み算定式と木栓せん断式を用いて、弾性域における各耐力要素のモーメント抵抗性能を推定した。各要素の並列バネとして耐力壁全体の  $M-\theta$  関係を求めた。

耐力壁全体のせん断変形のうち、ダボがせん断抵抗しながら板相互がずれるせん断成分(要素IV)と、板壁木口が柱に圧縮されて両端部の板が変形する成分(要素III)と、貫が柱にめり込む変形成分(要素I)の三つが9割以上を占める。許容せん断耐力は19.51kNとなり、金物に頼らない高耐力・高剛性が期待できる耐力壁が実現可能である。

## 4.2. 等価線形化法による変位増分解析と個別要素法

### 4.2.1. 変位増分解析による限界耐力計算の概要

伝統構法においては、上部構造の耐力・剛性が小さいと変形が大きくなり、柱脚が滑れずに消震効果が乏しい。そのため、大きな柱脚滑り消震効果には高耐力壁が必要である。前節では、高い剛性と靱性に富む「貫板壁構法」等、嵌合接合によるめり込み抵抗を主体とした木造建築物を、めり込み理論式<sup>38)</sup>により耐力を評価した<sup>45)</sup>。金物に頼らず伝統的構法要素ながらも、仕口個々の剛性・耐力抵抗性能を評価することにより、剛性と耐力の高い耐力壁を実現できる可能性の検討結果について検証した。

一方、柱脚の変位を拘束しない石場建て構法は伝統的構法として継承され、実験的及び解析的研究<sup>8)</sup>が実施されているが、限界耐力計算で柱脚の滑りを扱うことは、等価1質点系への縮約の問題という理論的な妥当性の欠如や滑りに関する種々の不確定性要因などから、これまで困難とされてきた。しかしながら、伝統構法による木造建築の耐震設計では、保有水平耐力計算より変形性能を適切に評価できる限界耐力計算が用いられていることが多い。限界耐力計算は近似応答解析手法（準動的耐震設計法）として、任意の地震外乱に対する応答解析が可能であり、設計パラメータの把握や性能設計が可能であることから、実務設計のツールとして一般化している<sup>8)</sup>。

本研究では、建築物に求められる性能として、地震動が1Gを超えるような昨今の地震動レベル、繰返し地震動に対しても、軽微な損傷、使用継続性を確保することが重要と考える（「損傷制御設計」）。巨大地震に対して基礎に柱脚を緊結すると、慣性力による自然な運動を拘束し、却って、損傷しやすい建築物となる。これを避けるには「基礎に柱脚を緊結」という工法ではなく、「基礎上で柱脚を滑動」させることで、エネルギーを吸収させ、地震力から免れる構法が必要である。即ち、垂直方向の柱脚の浮上り、水平方向の滑動による3次元的な動的安定挙動性を備えた基礎構造形式を造る。これを実現することで、建築物に入力される地震力には上限が生まれ、上限を超越する様々な周波数特性を持つ地震に耐えることが可能となる。

本研究は、柱脚滑りのstick-slip運動をクーロン・アモンソン摩擦で定式化し、個別要素法（Distinct Element Method）<sup>28)</sup>（以下、DEM）により、実際の強震記録を用いた数値解析により柱脚滑り量と建物損傷度を検証し、設計法の定式化に繋げるものである。

本論文では、地震動による柱脚の滑り量を考慮した最大応答変形性能を正確に再現することを目的として、2階建てモデル2棟および平屋建てモデル1棟について立体骨組モデルを作成し、様々な入力波により時刻歴応答解析をDEMで行った。そして、観測地震波によるDEMと、等価線形化法に基づく限界耐力計算との比較を、静的・動的解析の観点



からシミュレーションにより検証した。観測地震波による DEM と、等価線形化法による限界耐力計算との比較を、静的・動的解析の観点からシミュレーションにより検証する。

#### 4.2.2. 2階建てモデルの概要

柱脚滑りを伴う建物の応答変形性能に関する振動台実験は、特定非営利活動法人緑の列島ネットワーク「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会」の一環として平成22年度に（国研）防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター実大三次元震動破壊実験施設（以下、E-ディフェンス）で実施された。実験の詳細は文献<sup>8)</sup>を参照されたい。振動台実験の再現には、有限要素法、擬似立体解析、質点系せん断バネモデル、DEM など多数の解析手法が検証された。本論文では解析手法と振動台実験の再現は実証されているものとし、柱脚の滑りや浮上りなどを精緻に解析可能な DEM を適用する。

実験は、試験体 No.1～No.4（総 2 階建て）を用いて実施された。本論文では重量・偏心・柱脚滑り量とも一番大きな試験体 No.4（以下、2 階建てモデル）を参考に立体骨組モデルを作成した。本研究では滑り量を考慮した限界耐力計算での定式化を目指している。前述のとおり、限界耐力計算は応答の把握が簡便であり、実務設計ツールとしても一般化しているためである。そのためには、柱の軸力変動の影響、建物全体の揺れ振動に伴う滑り量の増加、地震動の継続時間の影響が考慮されなければならない、これらを考慮した算出方法であることが必要である。

解析対象の2階建てモデルは、伝統的な湿式の土塗り壁を用いた伝統構法による2階建て住宅で、平面サイズは4間×6間、内外壁とも土塗り壁である。解析モデルの平面図を図4.2.1、外観を図4.2.2に示す。大きな偏心のある壁配置となっている。

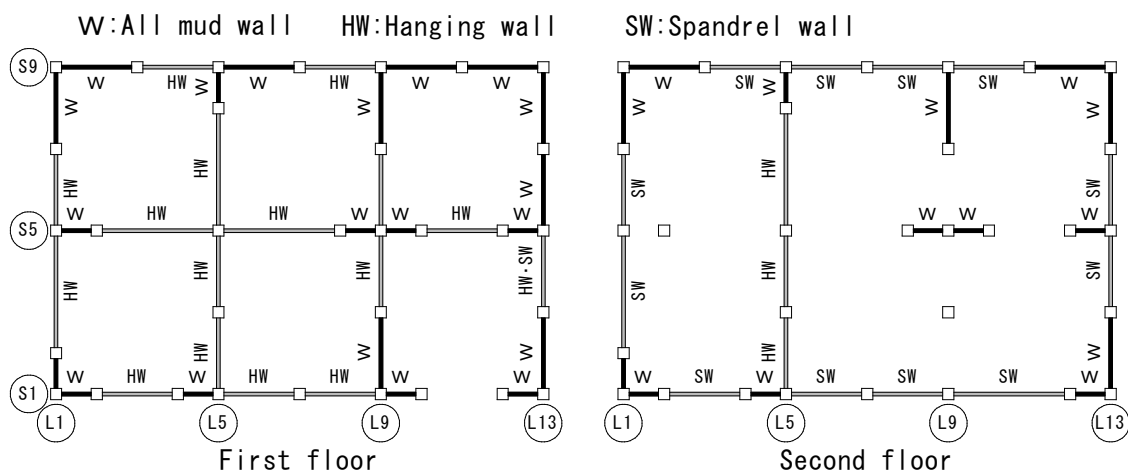


図 4.2.1 試験体平面図

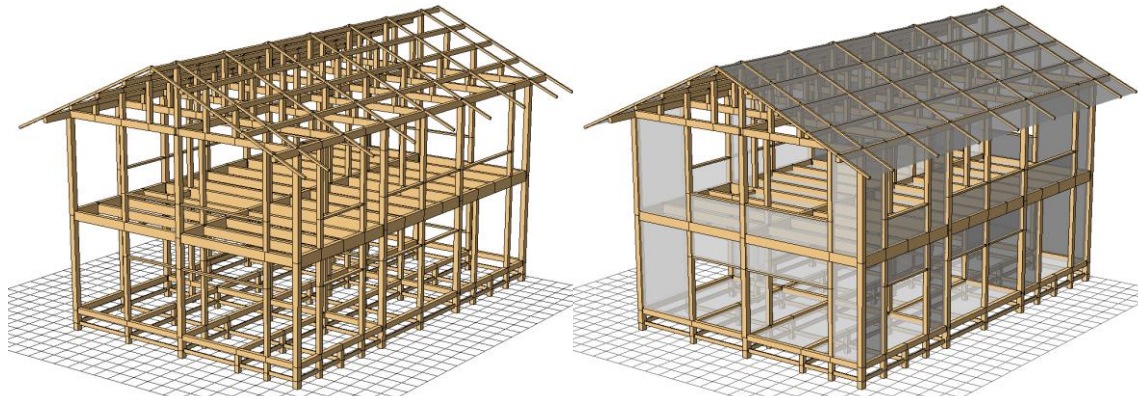


図 4.2.2 解析モデル外観図

表 4.1.2 静的加力実験における静止摩擦係数（文献<sup>46)</sup>から一部引用）

	礎石・細	礎石・粗	礎石・切り出し	コンクリート	テフロン
最大値	0.569	0.567	0.370	0.388	0.084
最小値	-0.535	-0.539	-0.389	-0.567	-0.103
平均値	0.552	0.553	0.380	0.478	0.093

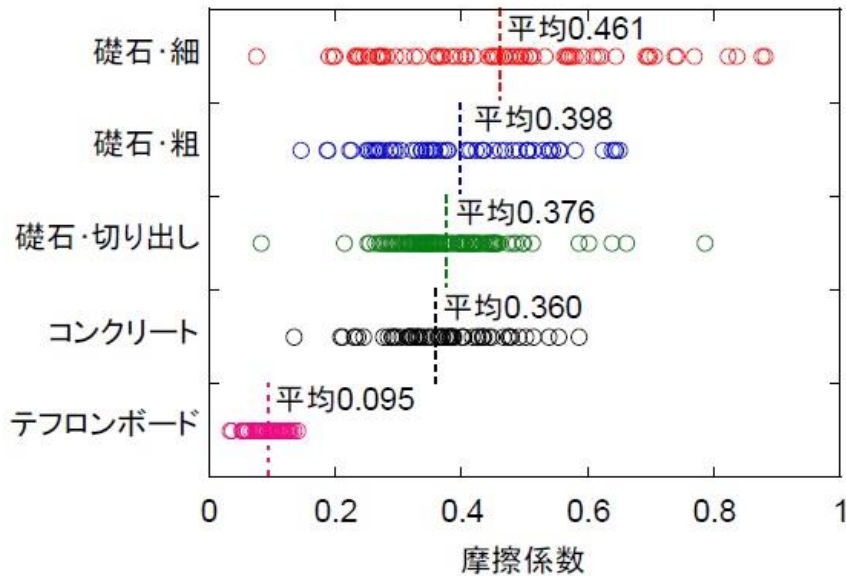


図 4.2.3 材種別の動摩擦係数（文献<sup>46)</sup>から一部引用）

#### 4.2.3. 動摩擦係数と静摩擦係数の考察

礎石（花崗岩、びしゃん仕上げ）と柱底面の滑り摩擦係数は、動の実験での平均値は 0.40～0.46、静的実験での平均値は 0.55 であった<sup>46)</sup>。動的な滑り摩擦係数については、標準値として 0.40 とする。また、コンクリートとの摩擦係数は、BCJ-L2 波加振で平均 0.32、JMA 神戸波も含めた全加振で平均 0.36 であった<sup>46)</sup>。木材と材種別の静止・動摩擦係数試

験結果を表 4.1.2、図 4.2.3 に示す。本研究では、RC 造のベタ基礎上を柱脚が滑動するモデルを想定している。そのため、コンクリートを参照すると、動摩擦係数は 0.3~0.5 に稠密に分布している。なお、動摩擦係数の決定は設計者の判断に依るものとする。本研究では動摩擦係数が 0.3,0.4,0.5 の 3 パターンについて検証する。

振動台実験の L9 通りの荷重変形関係から、120kN でせん断力が頭打ちになっており、このとき、 $C_0=0.44$  であり、これが柱脚の摩擦係数と推定される。

以上より、動摩擦係数は 0.4、静摩擦係数は動摩擦係数+0.1=0.5 と仮定した。

#### 4.2.4. 立体骨組モデルの概要

本論文では前節で示した柱脚の滑りや浮上りなどを解析するに際し、3 次元的な動的弾塑性挙動を考慮した個別要素法 DEM を適用する。大変形時における柱脚滑りや部材の損傷・崩壊解析は、節点バネが破壊されることのない、各層をせん断ばねに置換した質点系の応答解析や、擬似 3 次元モデルを用いた平面解析では直接モデル化をすることが難しい。よって、本論文では立体骨組モデルを用いた数値解析モデルを用いた。立体骨組モデルを用いた時刻歴応答解析には、木造住宅用の数値解析プログラムである wallstat<sup>28)</sup>を用いた。このプログラムは、非連続体解析手法である個別要素法を基本理論としており、木造建築物が倒壊するまでを追跡できる構造解析手法が提案され、振動台実験との比較によって妥当性が検証されている<sup>28)</sup>。

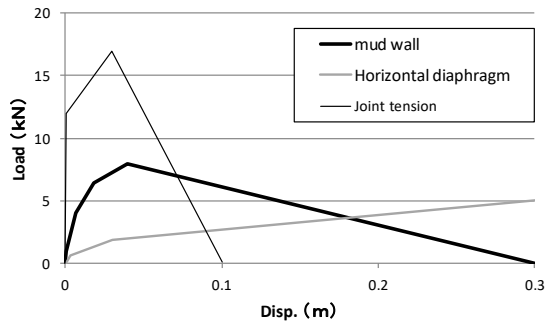
軸組は塑性回転バネ+弾性梁要素でモデル化を行い、軸組は断面欠損を考慮し、最大曲げモーメントを曲げ強度と断面係数から 70%に設定した。柱の曲げ強さは 40N/mm<sup>2</sup> とし、軸組のヤング係数は柱（スギ）8.5 kN/mm<sup>2</sup>、横架材（ベイマツ）12.0 kN/mm<sup>2</sup> とした。曲げモーメントが 0 に達すると部材は折損したものと判断され、ピン接合に移行する。解析モデルの外観と、軸組の架構を図 4.2.2 に示す。

#### 4.2.5. 壁、水平構面、接合部の骨格曲線

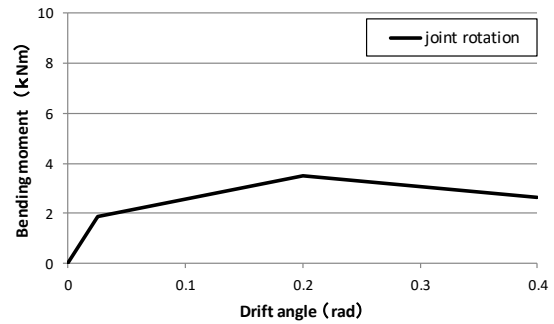
軸組間を全てブレース置換し、各バネのモデル化手法は文献<sup>28)</sup>と同じく、接合部は回転バネ+引張・圧縮バネ（せん断：剛）とし、bilinear-slip 型とした。モデル化手法の詳細は既報の文献<sup>28)</sup>を参照されたい。接合部の引張バネは文献<sup>8)</sup>を参考に、柱脚・柱頭は長ホゾ込栓、横架材間の接合部は鼻栓×2 の骨格曲線を設定した。回転バネは強軸、弱軸の各方向に独立に作用する。土塗壁、水平構面は文献<sup>8)</sup>を参考に設定した。バネの骨格曲線を表 4.1.3、図 4.2.4 に示す。

表 4.1.3 解析モデルの接合部、壁・水平構面のバネの骨格曲線

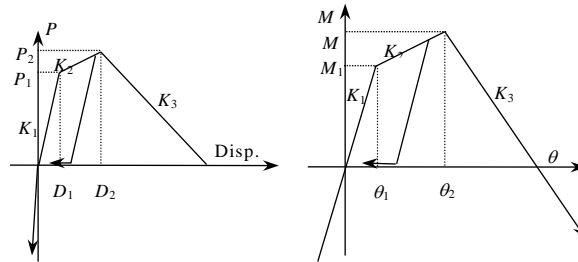
引張バネ		回転バネ		壁・水平構面		
係数	長ホゾ込栓	係数	共通	係数	土壁	水平構面
$K_1$ (kN/m)	12000	$K_1$ (kN m/rad)	75.6	$D_1$ (mm)	7	3
$K_2$ (kN/m)	172	$K_2$ (kN m/rad)	9.2	$D_2$ (mm)	18	30
$K_3$ (kN/m)	-236	$K_3$ (kN m/rad)	-4.38	$D_3$ (mm)	40	300
$D_1$ (mm)	1	$\theta_1$ (rad)	0.025	$D_4$ (mm)	300	500
$D_2$ (mm)	30	$\theta_2$ (rad)	0.2	$P_1$ (kN)	4	0.6
				$P_2$ (kN)	6.4	1.9
				$P_3$ (kN)	8	5



(a) Skeleton curves of vertical, Horizontal wall and joint



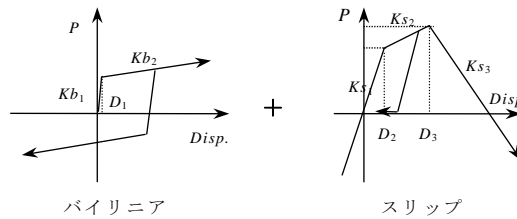
(b) Skeleton curves of joint rotation



(a) 引張・圧縮バネ

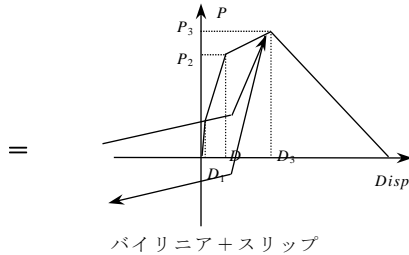
(b) 回転バネ

(c) 接合部バネの履歴特性



バイリニア

スリップ



バイリニア+スリップ

(d) 壁・水平構面のバネの履歴特性

図 4.2.4 解析モデルの接合部、壁・水平構面のバネの骨格曲線 (文献<sup>36</sup>)から一部引用)

#### 4.2.6. 柱脚・石場建てのモデル化

石場建ての柱の柱脚の滑り挙動は、文献<sup>28)</sup>を参考に浮上りによる衝撃も考慮して解析をする。具体的には礎石～柱脚間の動摩擦係数 $\mu$ 、静止摩擦係数( $\mu + 0.1$ )を各計算において設定し、柱脚が地盤と接触した際の跳ね上がりの弾性剛性を十分大きな 50,000kN/m、粘性減衰定数を 2%とした。条件分岐をクーロン摩擦でモデル化し、任意の滑り方向に対して、動摩擦、静止摩擦を伴った滑り挙動を再現する。2 階建てモデルでは柱脚を滑り支承として、各計算ステップにおいて各柱の下端部に加わる鉛直荷重  $N$  から摩擦力を算出し、柱脚要素に加わる水平力 ( $F_x, F_y$ ) との比較から滑り量の有無を判定した。

#### 4.2.7. 解析モデルの重量

柱脚・石場建て滑り挙動解析では 1 階部分や基礎の重量も考慮し、全建物重量を考慮する必要があるため、1 階床高(0.55m)、2 階床梁(3.16m)、R 階小屋梁(5.86m)レベルに質量を設定した。各層の重量を下記の通り設定し、部材の拾いによる重量の比率で均等に配分して設定した。

1F : 109.6kN   2F : 170.1kN   RF : 148.9kN

#### 4.2.8. 入力地震波

振動台実験の際に入力波として用いた BCJ-L2 波（第 2 種地盤補正）100%を両方向毎に加振と、JMA 神戸波（1995 年兵庫県南部地震の際に観測された波形）100%を両方向毎に 3 次元入力地震波として用いた。

#### 4.2.9. 計算条件

立体骨組モデルによる増分解析では、 $A_i$  分布の比率を剛性に応じた変形率とし強制変位を各階床レベルで与え、時刻歴応答解析では振動台実験と同様に、各方向の入力波の変位波形を解析モデルの土台に強制変位として与えた。数値積分はステップ  $10^{-5}$  秒ごとの平均積分法とし、接合部バネの粘性減衰は瞬間剛性比例型 2%とした。

接合部バネの変形が負勾配の領域になった場合には粘性減衰は無いものとし、2 次勾配から負勾配における除荷時の剛性は 1 次剛性と同一として、原点まで slip するモデルとした。

#### 4.2.10. 個別要素法 DEM と震動台実験の柱脚滑り量比較検証

試験体 No.4 は、伝統的な湿式の土塗り壁を用いた伝統構法による 2 階建て住宅で、大きな偏心のある壁配置となっており、層間変形角  $1/50\text{rad}$  時の等価剛性に基づいた偏心率（現行規定）は X 方向 0.197、Y 方向 0.148 となっている。実大震動台実験では、BCJ-L2 波（第 2 種地盤補正）100%を両方向毎に加震と、JMA 神戸波（1995 年兵庫県南部地震の際に観測された波形）100%の 3 次元入力（短辺 S 方向：NS 波、長辺 L 方向：EW 波）により加振した。

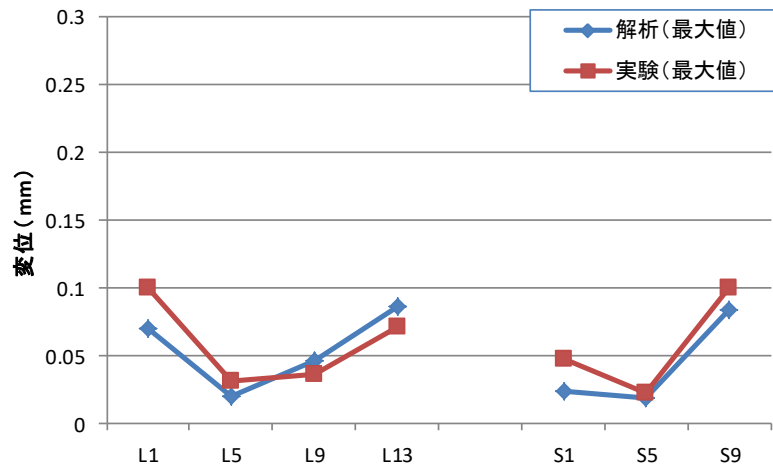
各地震波による通り毎の最大柱脚滑り量を図 4.2.5 に示す。最大滑りは、どの入力においても、実験とほぼ適合する結果となっている。実験では BCJ-L2 波の最大柱脚滑り量が S 方向加震で 100.4mm（L1 通り）となり、JMA 神戸波では S 方向 NS 成分加震で同様に 195.4mm（L1 通り）という結果になった。

一方、解析では BCJ-L2 波の最大柱脚滑り量が L 方向加震で 96.2mm（S9 通り）となり、JMA 神戸波では S 方向 NS 成分加震で同様に 268.5mm（L13 通り）という結果になった。概ね、BCJ-L2 波では最大 100mm 程度、JMA 神戸波では、最大 200mm 程度の移動が生じていた。

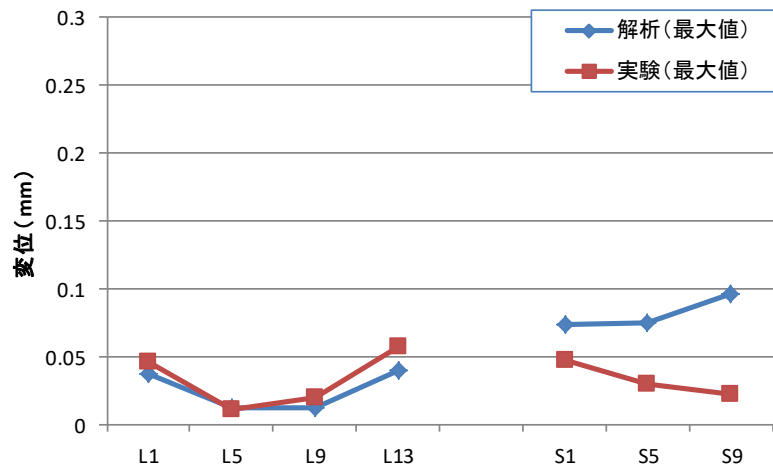
水平移動量は、長手方向より短手方向の方が大きい傾向も見られる。この現象から、短辺方向の滑りが大きくなるのは浮上る柱の割合が長辺方向より大きいことが原因の可能性はある。平屋との比較を想定すると、2 階建ての方がロッキングの影響により壁に作用する転倒モーメントが大きく、柱脚の浮上りが生じやすいことが一因として考えられ、2 階建ての方が滑りやすいと思慮される。

最大移動量を平面的に見ると、長辺方向では S9 通、短辺方向では L1 通、L13 通の変形が大きくなっている。実験と解析結果より、最大柱脚滑りの発生場所は、建築物の最も外側の通りで発生しやすいことが明らかとなった（L1,L13,S9 通り）。

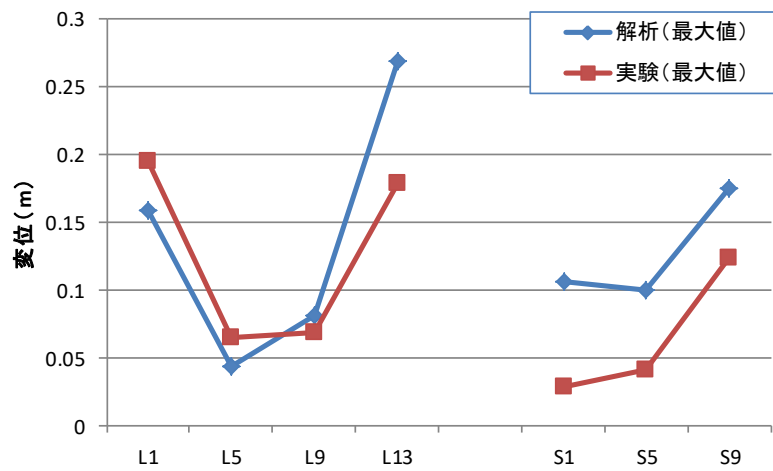
試験体 No.4 では図 4.2.5 より、摩擦係数、柱脚滑り量の関係等を既往の研究、要素実験などから算定された値を用いて、実験結果の柱脚滑り量の最大値を再現可能であることが示された。



(a)BCJ-L2 (S-direction)



(b)BCJ-L2 (L-direction)



(c)JMA-kobe (S-direction : NS wave)

図 4.2.5 各種地震波による通り芯の最大柱脚滑り量 (実大実験と DEM の比較)

#### 4.2.11. 柱脚滑り量・建物変形能と動摩擦係数パラメータ解析

柱脚が滑る場合、滑り量の予測が極めて難しい。摩擦係数の変動のためか、偏心がなくとも振れるように滑ったり、加震方向によって滑り量が相当異なったりする。摩擦係数の変動の要因として、足固め下に設置された束の転倒およびそれによる軸力負担と水平抵抗等も発生する。足固め下の束の転びが関係してくると、滑り量の予測は極めて困難となる。足固め高さでの柱の損傷は、滑り量の予測を極めて困難なものとする。

柱脚の移動が生じる場合、主に2種類に分類でき、歩くようにゆっくりと移動するタイプと、滑るように一瞬に移動するタイプが存在する。限界耐力計算での定式化を目指す場合、これら2種類の時々刻々の滑り量時系列は必要なく、滑り量の最大値を推定出来ればよい。これは柱脚の浮上りによる滑り量も含有された結果となる。一般的に、上部構造の耐力が大きい方が滑り量が大きく、摩擦係数が小さい方が滑り量が大きい。震動台実験の柱脚最大滑り量を再現することができた試験体 No.4 の解析モデルを用いてパラメトリック解析を行い、各構造要素の傾向と摩擦係数の相違による柱脚滑り量と上部構造応答履歴曲線の感度解析、検討課題を整理した。

パラメータ解析では、動摩擦係数を0.3～0.5まで0.1毎に変化させたシミュレーションを実施し、通り毎の柱脚滑り量、および上部構造の変形量を検証した。なお、震動台実験ではJMA神戸波100%の3次元入力（短辺S方向：NS波、長辺L方向：EW波）は1種類のみであったが、地震加力方向による影響を排除するため、震動台実験とは入力方向を変えたJMA神戸波100%の3次元入力（短辺S方向：EW波、長辺L方向：NS波）の場合も検討し、摩擦係数の違いによる柱脚滑り量と上部構造変形量を検討した。各地震波、摩擦係数、加力方向の別による通り毎の最大柱脚滑り量と上部構造変形量を図4.2.6～図4.2.8に示した。

滑り挙動は、BCJ-L2波では概ね摩擦係数が小さい場合の方が柱脚滑り量は大きくなっているが、一概に全てがそのような状況であるとは言えない(図4.2.6)。特に加震方向と直交する方向の滑り量逆転が生じている。

JMA神戸波では最大滑り量が大きいL1,L13通で逆転現象が生じている(図4.2.6(c))。さらに、震動台実験では実施されていない方向の加震(NS-L方向入力)で摩擦係数0.5の場合は柱脚滑り量が463.5mmとなっている(図4.2.6(d))。これは図4.2.9に示した位置で(L1,S9柱脚)、L方向加震では足固め下の束が損傷・崩壊したため変形が大きくなったことによる。図4.2.9(b)は柱脚の損傷を丸印で拡大表示したものである。足固め高さでの柱の損傷は、滑り量の予測を極めて困難なものとする。柱脚が折れずに安定して挙動することが、柱脚滑り量の検証には必要条件である。



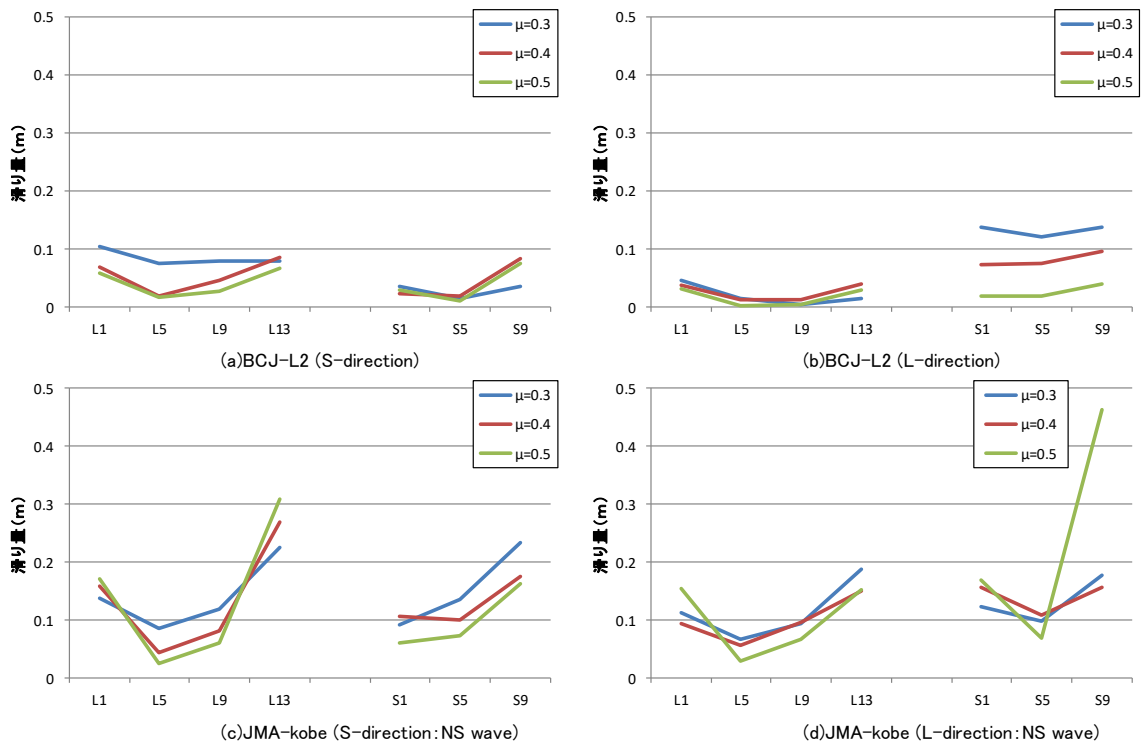


図 4.2.6 各種地震波による通り芯の最大柱脚滑り量（摩擦係数と DEM の比較）

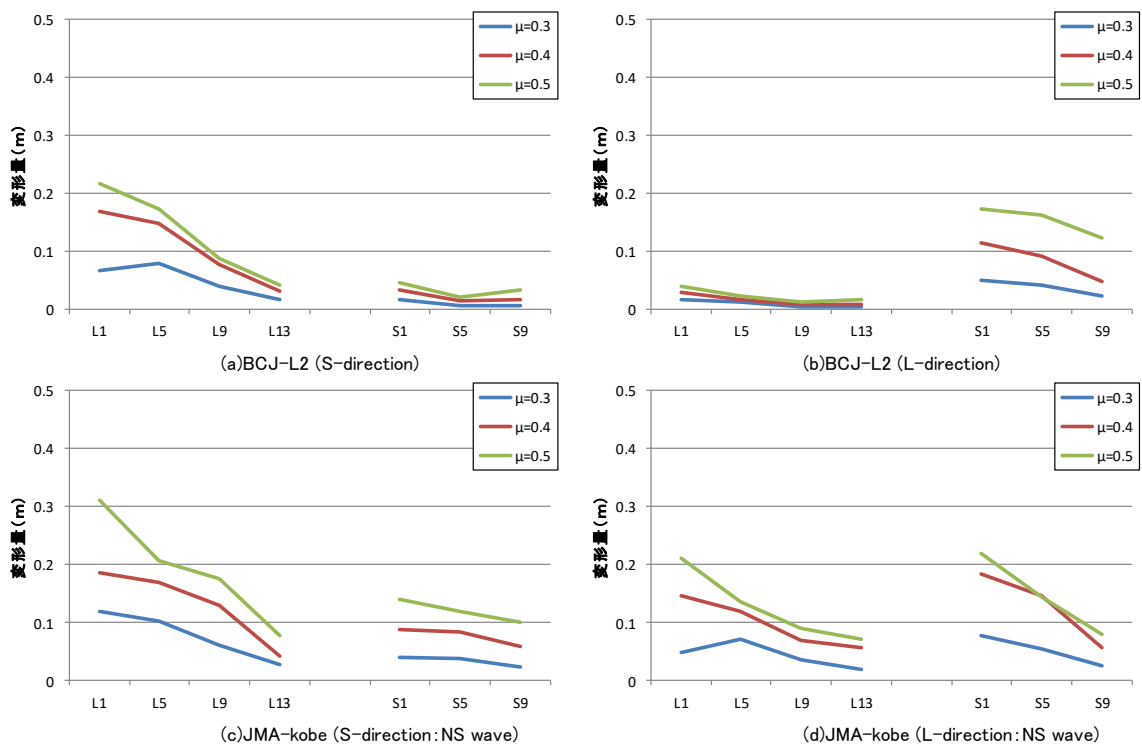


図 4.2.7 各種地震波による通り芯の1階最大応答変形量（摩擦係数と DEM の比較）  
 (a) BCJ-L2 (S-direction), (b) BCJ-L2 (L-direction),  
 (c) JMA-kobe (S-direction: NS wave), (d) JMA-kobe (L-direction: NS wave)

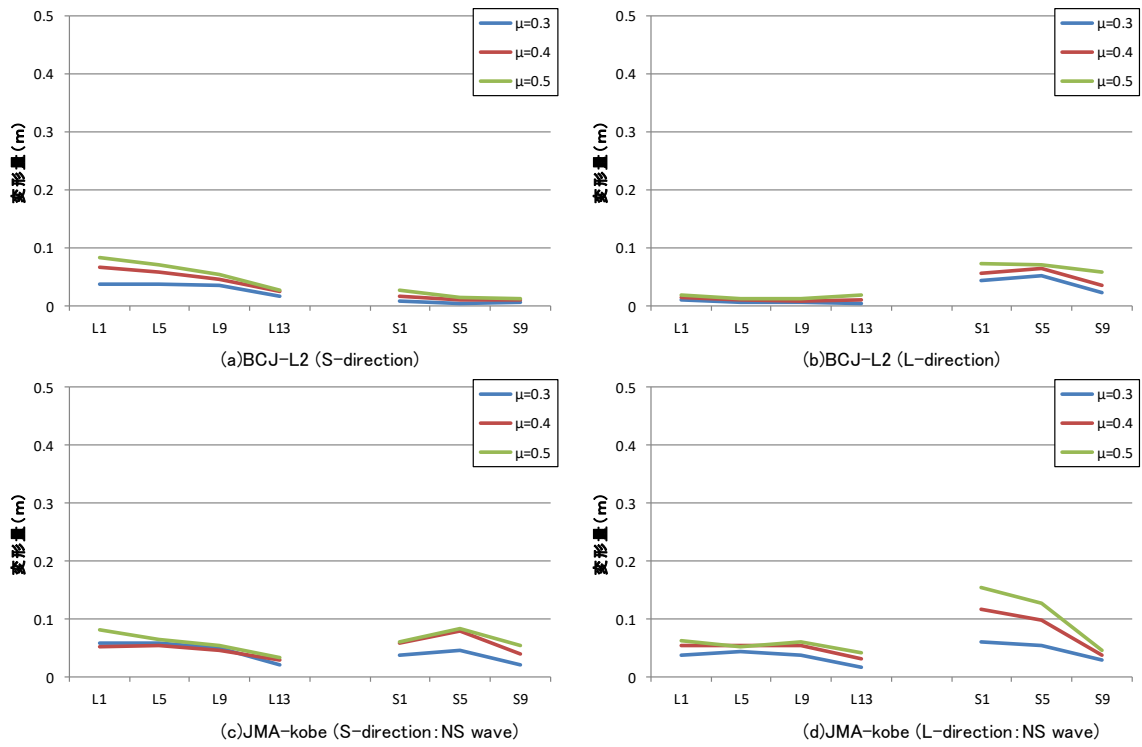
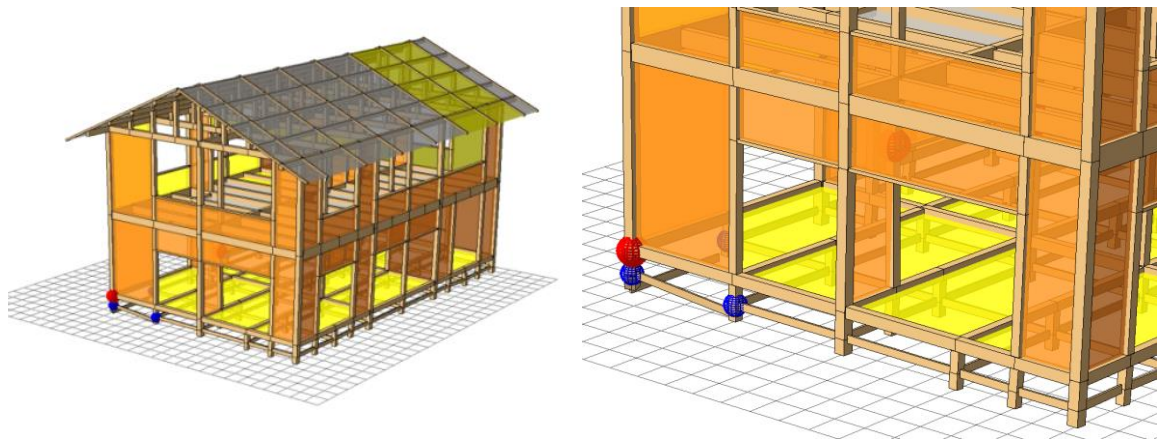


図 4.2.8 各種地震波による通り芯の 2 階最大応答変形量 (摩擦係数と DEM の比較)  
 (a)BCJ-L2 (S-direction), (b)BCJ-L2 (L-direction),  
 (c)JMA-kobe (S-direction : NS wave), (d)JMA-kobe (L-direction : NS wave)



(a)JMA-kobe (L-direction : NS wave) (b)Collapsing behavior of column joint (The circle indicate collapsed joint)

図 4.2.9 足固め高さ位置における柱脚の損傷と崩壊挙動  
 (JMA 神戸波 : 摩擦係数  $\mu=0.5$ )

上部構造においては、柱脚滑り量とは逆に、柱脚滑り量が大きい摩擦係数 0.3 では上部構造の変形量が小さくなり、摩擦係数が大きな 0.5 では柱脚滑り量が小さく、上部構造の変形量が大きくなる顕著な傾向が伺える(図 4.2.7～図 4.2.8)。これは柱脚が滑ることにより顕著な逸散効果が現れていることを意味し、損傷制御設計の可能性を示すものである。摩擦係数が大きい 0.5 では、1 階の土壁が柱脚が滑る前に崩壊し、変位が大きくなっている。上部構造が塑性化すると、滑り量が極めて小さくなる傾向がある。

以上より、上部構造が土壁等の耐力・剛性が小さな試験体 No.4 においては、柱脚滑り量の定式化において、摩擦係数 0.3,0.4 の 2 種類だけでの検証を試みることにする。摩擦係数による違いはあっても、概ね、BCJ-L2 波では最大 100mm 程度、JMA 神戸波では、最大 200mm 程度の移動が生じる結果となった。水平移動量は、長辺方向より短辺方向の移動量が大きい傾向も震動台実験と同様であった。最大移動量を平面的に見ると、長辺方向では S9 通、短辺方向では L1 通、L13 通の変形が大きくなっている点も同様であった。

伊藤為吉が指摘していた、単独の礎石建ちで足固を設けていない—いわゆる「遊離柱」が、大地震時に建物の一体的な挙動を妨げて大被害を招く現象も観られた。伊藤は明治 20 年代に相次いだ直下型地震の被害を教訓に、早い段階で免震基礎工法の効果に着目していた。これは帝国大学で耐震研究に取り組んでいた野口孫市も同様であった。ベタ基礎上の柱を据えて足固や根絡で一体化することで柱脚を滑らせる木造の免震工法は、いわゆる「遊離柱」が、大地震時に建物の一体的な挙動を妨げて大被害を招くことが多い中、遊離柱のリスクを回避しうる工法として期待される。本研究では柱脚を柱勝ちにして、地長押梁である横架材を挟み込み、貫のめり込み抵抗によってラーメン構造とする。

#### 4.2.12. 限界耐力計算

観測地震波の加速度・変位応答スペクトルと縮約 1 自由度の応答値を図 4.2.10 に示す。限界耐力計算を適用するためには、等価線形化による 1 自由度に縮約した増分解析が必要となる。なお、増分解析は個別要素法 DEM<sup>28)</sup>による増分解析を行っており、一般に実施される、フレームが結合され大変形においても節点が破断することの無い荷重増分解析ではない。等価粘性減衰は後述の式(4.48),(4.49)による。

DEM は、倒壊後の離散化挙動までを個別要素法で解析可能な手法である。よって、節点が破断すると結合力を失い、それらを考慮した実際の破壊メカニズムに応じた増分解析となるため、Ai 分布等による静的増分解析法とは違い、時間の関数となる一方向漸近動的増分解析法となっている。解析時に鉛直下向きに重力を与えているため、自重による P- $\Delta$  効果は荷重変形曲線に考慮されている。

縮約 1 自由度の復元力特性は、動摩擦係数 0.4 で柱脚が滑り始めるため、上部構造にそれ以上地震力が入力されない結果となる。そのため、一方向漸近動的増分が原因で応答点は大変形領域となる。

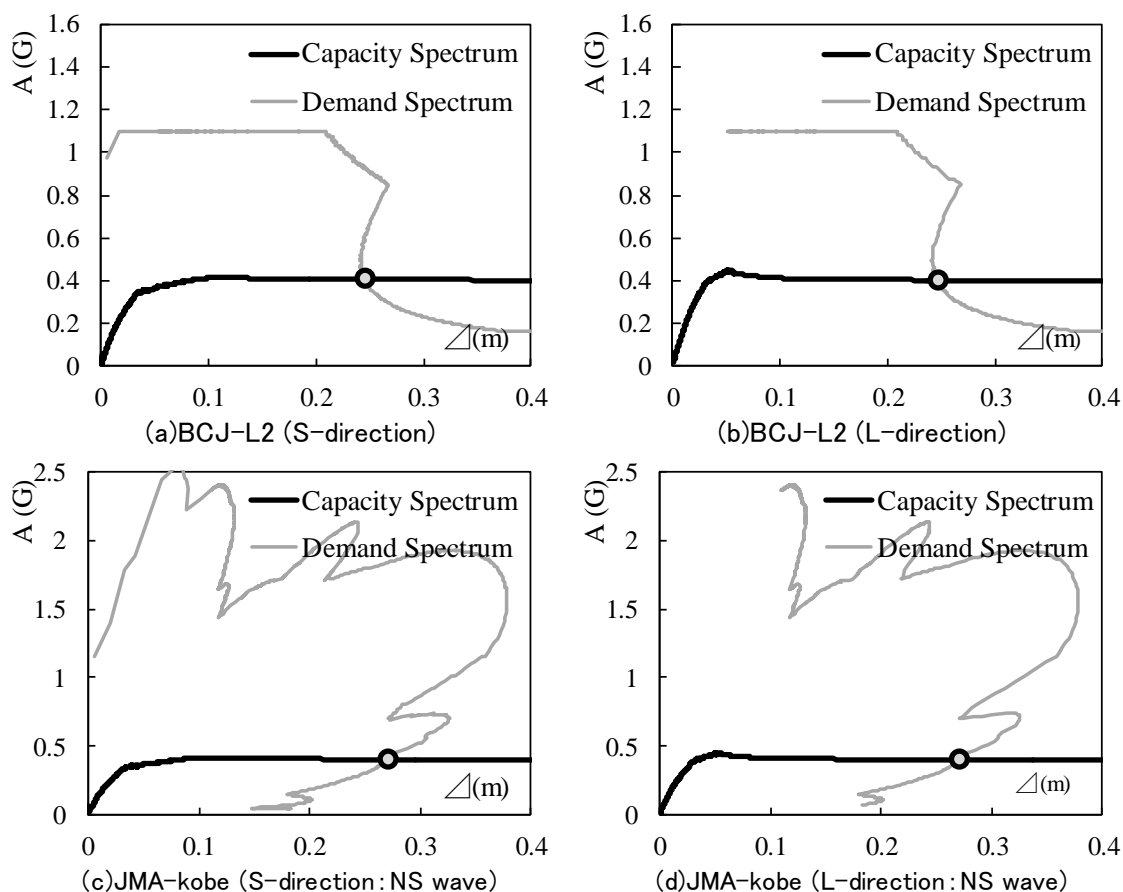


図 4.2.10 各種地震波形による限界耐力計算の 1 質点系縮約加速度・変位応答性能曲線  
 (a)BCJ-L2 (S-direction), (b)BCJ-L2 (L-direction),  
 (c)JMA-kobe(S-direction: NS wave), (d)JMA-kobe(L-direction: NS wave)

#### 4.2.13. 個別要素法 DEM と等価線形化法の比較検証

DEM と限界耐力計算により動的・静的解析をした結果を表 4.1.4 に示す。DEM による柱脚滑り量、1,2 階の変形量は各通り芯の最大値とした。限界耐力計算（等価線形化法）は一方向漸近増分解析より片側一方向としている。

表 4.1.4 より、限界耐力計算と DEM 解析結果の比較では、柱脚滑り量に大幅な差異が生じている。特に BCL-L2 波は約 15cm 程度の差異が生じており限界耐力計算の結果は信用性が無いと言える。JMA 神戸波はそれ以下ではあるが、やはり差異が大きく信頼性は乏しいと言える。以下、文献<sup>47)</sup>を一部引用して検証する。

表 4.1.4 各種地震波による柱脚滑り量と建物応答のDEMと限界耐力計算による比較

(BCJ-L2 波, JMA 神戸波 : 摩擦係数  $\mu=0.4$ )

	seismic wave		DEM		Limit strength	
			$\delta$ (m)	R(rad)	$\delta$ (m)	R(rad)
B a s e	BCJ-L2	S-direction	0.086	/	0.246	/
		L-direction	0.096		0.247	
	JMA-kobe	S-direction	0.269		0.271	
		L-direction	0.156		0.272	
1 F	BCJ-L2	S-direction	0.170	1/15	0.045	1/58
		L-direction	0.115	1/23	0.027	1/97
	JMA-kobe	S-direction	0.186	1/14	0.045	1/58
		L-direction	0.184	1/14	0.027	1/97
2 F	BCJ-L2	S-direction	0.066	1/41	0.017	1/156
		L-direction	0.064	1/42	0.015	1/179
	JMA-kobe	S-direction	0.079	1/34	0.017	1/157
		L-direction	0.117	1/23	0.015	1/180

上部構造に関しては、全解析ケースにおいて等価線形化法の結果が DEM を大幅に下回り、危険側の評価となっている。柱脚滑り量の等価線形化における等価粘性減衰を過大評価しているために大幅な差異が生じている。柱脚滑りバネのみが先行して塑性化するため、建物応答が極めて小さな値となってしまう。すなわち、柱脚滑り量、上部構造の計算結果に大きな差異が生じるのは、等価剛性を定義しにくい復元力特性を有するためであり、上部構造の応答は 1 自由度縮約系に対する静的・動的なモード変化が異なっており、このような柱脚滑りが生じる多自由度系で上部構造の応答を問題にする場合は、等価線形化法を適用すること自体が妥当でないと考えられる<sup>47)</sup>。

柱脚滑り機構は「基礎免震」の考えと類似点がある。基礎免震は主として免震層の応答変形に着目し、等価線形化法等で解析するため、柔層と剛層が混在する建物となる。そのため、基礎変形量および上部構造の応答も含めて等価線形化による応答の推定精度が低くなるのが解析的に指摘されている<sup>47)</sup>。柱脚滑りの履歴特性は剛塑性バネやバイリニアモデルで近似され、原点指向性を有さない履歴特性となる。最大応答値は等価線形化法による非線形性を考慮した割線剛性とするため、線形応答の最大値と近似せず、応答スペクトルから動的解析における応答値を近似できない。また、地震動がパルス波形など複雑な成分を含有し、設計用地震動を大きく上回る場合などは想定されていない。このような現象が、石場建ての等価線形化法による柱脚滑り解析でも生じていると思慮される。柱脚滑りを伴う建物応答に対しては、既往の等価線形近似に基づく限界耐力計算が成立しないと思慮される。

柔層と剛層が混在する建物となる基礎・柱脚滑り量と上部構造の応答解析には、静的解析の等価線形化法では本質的に特定しえないことを指摘した<sup>47)</sup>。既往の等価線形化法は、柱脚滑りの非線形問題には効果的ではないことを述べた。

#### 4.2.14. 巨大地震における等価線形化法による基礎滑り量と建物応答

前述で検証した土壁モデルでは、耐力度係数が 0.3~0.4 程度の耐震性しか確保できないため、阪神淡路大震災や熊本地震などの巨大直下型地震動では倒壊してしまい、柔層と剛層が混在する建物となる基礎・柱脚滑り量と上部構造の応答解析には、静的解析の等価線形化法では本質的に特定しえないため、検証が不十分となる。そのため、動摩擦係数 0.3~0.5 以上の耐力度係数を有する「貫板壁構法」による検証が必要とされる。論文構成が前後するが、第 4.3.10 節で検証する「貫板壁構法」の平屋建てモデルで検証する。

平屋建てモデルは、貫板壁構法、杉厚板 30mmH 型ジベル、地長押梁から構成された伝統構法建築物である<sup>45)</sup>。高剛性の床版が可能な杉厚板 H 型ジベルは、ジベルの滑り拘束効果により、構造用合板を使用せずとも高耐力水平構面を実現する。耐力要素は、「貫板壁」と安定した滑り基礎とするため、柱脚を「地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合」とした。基礎を RC 造ベタ基礎とし、履歴減衰特性に富んだ安定した滑り挙動を期待する。

観測地震波の加速度・変位応答スペクトル (Sa-Sd 曲線) を図 4.2.11 に示す。地震活動期に突入した昨今の直下型地震動では、全ての周波数領域において、観測地震波形が建築基準法で定める BCJ-L2 波の応答加速度・応答変位ともに、優に 2~3 倍以上超越しているのが理解できる。限界耐力計算を適用するためには、等価線形化による 1 自由度に縮約した増分解析が必要となる。

本節では、各種巨大地震波に対する地震応答について、DEM と限界耐力計算の比較を行い、妥当性について検証を行う。実大振動台実験の際に入力波として用いた BCJ-L2 波、JMA 神戸波以外に、兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取波、平成 28 年 4 月 14 日及び 4 月 16 日に震度 7 が連続で発生した熊本地震を用いた。熊本地震の入力地震動として用いたのは、気象庁で公開されている震度計（益城町役場：観測点名「益城町宮園」、西原村役場：観測点名「西原村小森」）の本震（4 月 16 日）で観測された波形である。以降、「益城町波」、「西原村波」と呼ぶ。以上の巨大地震波形 5 波を用いて検証を行った。

静的漸近増分解析による復元力特性と観測地震波 Sa-Sd 曲線との応答解析結果を図 4.2.12~図 4.2.17 に示す。なお、増分解析は一般的なフレームが結合され、大変形領域においても節点が破断することの無い増分解析ではなく、個別要素法 DEM 解析<sup>28)</sup>による増分解析結果である。

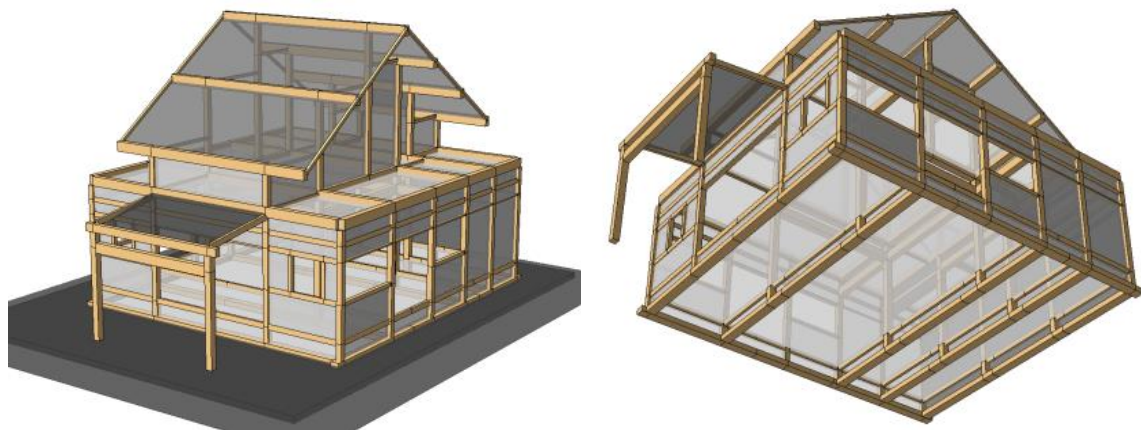


Illustration of traditional timber structures (図 4.3.21 再掲)

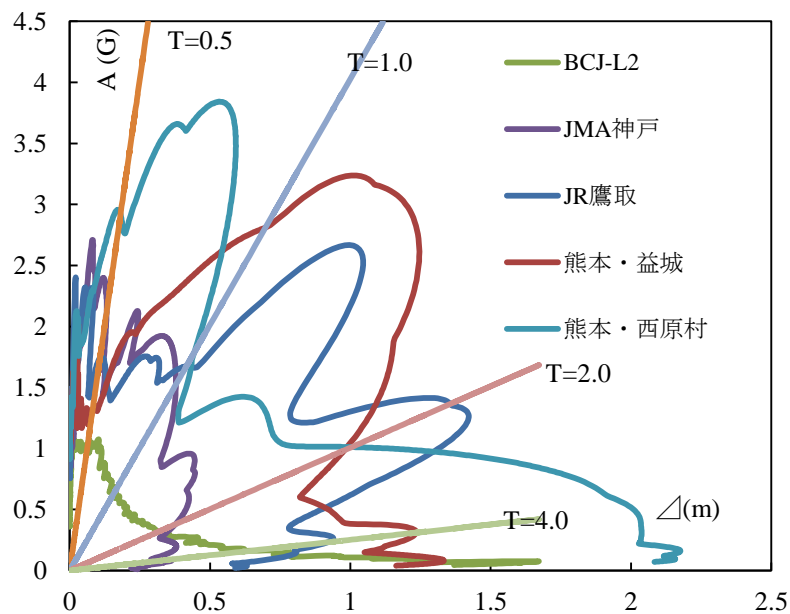


図 4.2.11 観測地震波の加速度・変位応答スペクトル

DEM 解析 (Distinct Element Method) は、倒壊後のバラバラ挙動までを個別要素法で解析可能な手法である。よって、節点が破断すると結合力を失い、それらを考慮した実際の破壊メカニズムに応じた増分解析となるため、 $A_i$  分布等による静的増分解析法とは違い、時間の関数となる一方向漸近動的増分解析法となっている。解析時に鉛直下向きに重力を与えているため、自重による  $P \Delta$  効果は荷重変形曲線に考慮されている。

基礎滑り条件式 (クーロン摩擦法則) を次式に示す。

$$\mu_1 \times N < \sqrt{P_x^2 + P_y^2}$$

$\mu_1$  : 動摩擦係数(0.4)、 $N$  : 柱脚軸力、 $P$  : 方向別増分加力

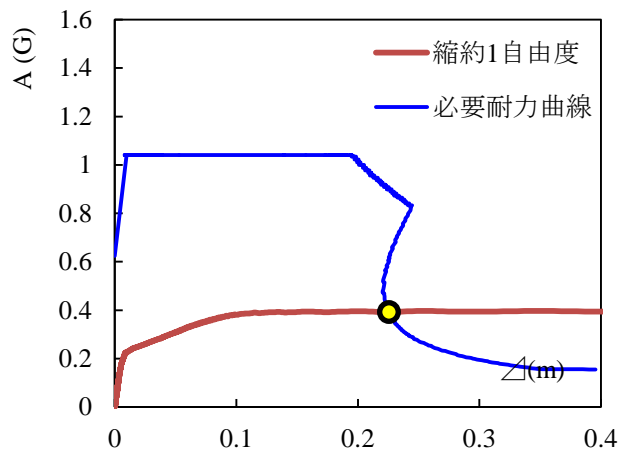


図 4.2.12 観測地震 BCJ-L2・応答値 (X 方向)

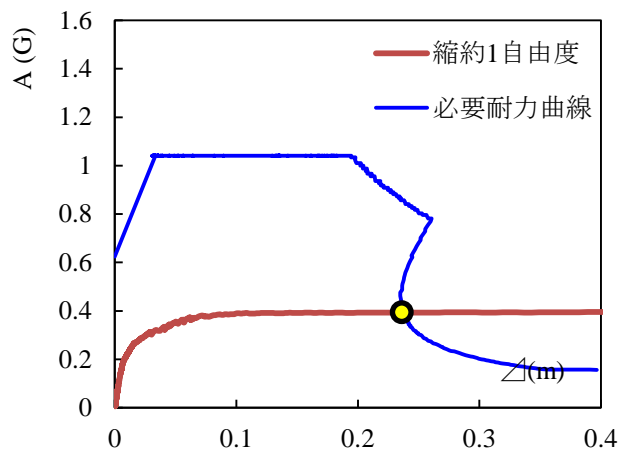


図 4.2.13 観測地震 BCJ-L2・応答値 (Y 方向)

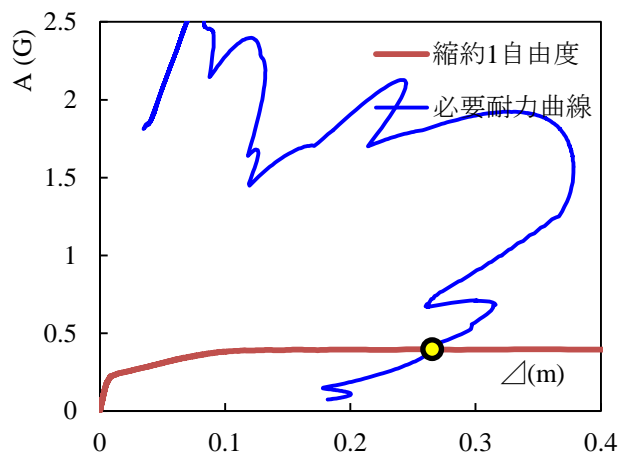


図 4.2.14 観測地震 JMA 神戸・応答値 (X 方向)



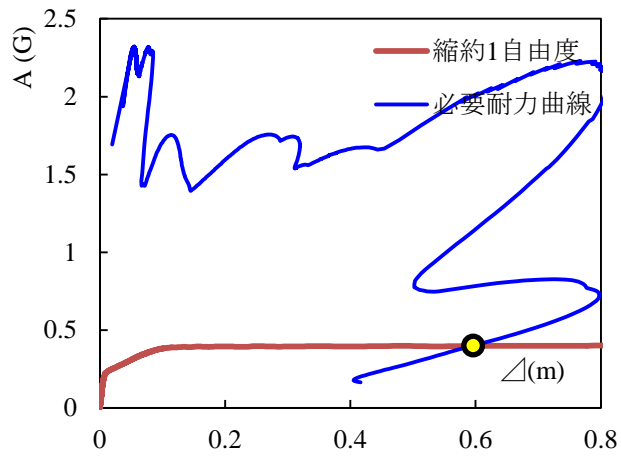


図 4.2.15 観測地震 JR 鷹取・応答値 (X 方向)

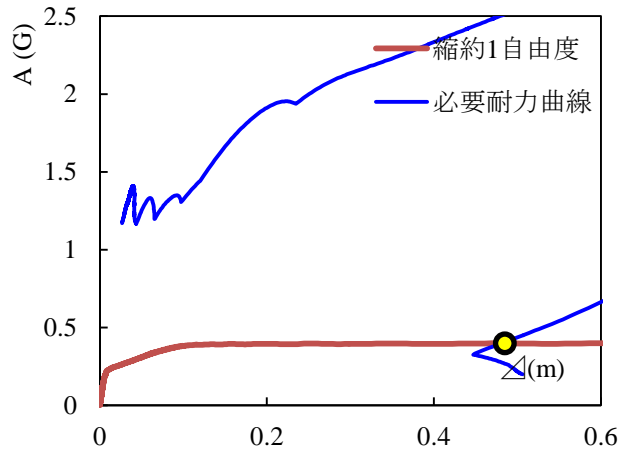


図 4.2.16 益城町・応答値 (X 方向)

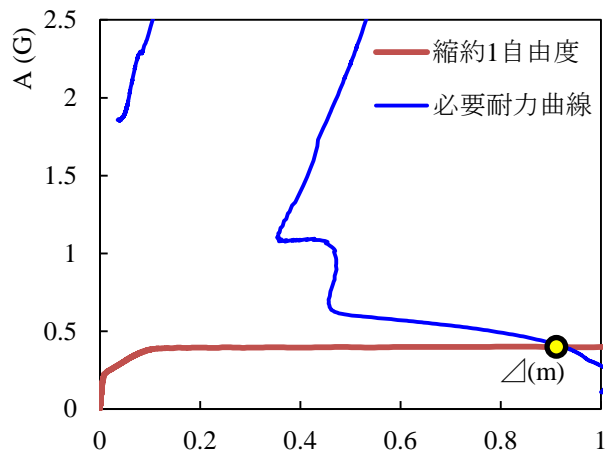


図 4.2.17 西原村・応答値 (X 方向)

一般に基礎慣性力～基礎滑り変形の復元力特性は上部構造と異なり XY 方向の剛性が独立であることを前提にできない（慣性抵抗力が基礎底面～台座間摩擦滑りであるため主軸を有しない）。しかし、上部構造から伝達される応答慣性力には XY 方向が独立にみなせること、入力地震波が指向性を有していることなどを考慮して、XY 方向独立に履歴特性図を示した(BCJ のみ Y 方向も示す)。

DEM 解析による変位増分解析では、時間の関数によるプッシュオーバー解析となるため、動摩擦係数 0.4 以上の耐力度係数では、柱脚が滑り出す応答となるため、前節で検証した土壁モデルと同様な結果となり、DEM 解析結果とは著しい誤差が生じる。すなわち、次節で提唱する「柱脚滑り応答スペクトル法」においても、単なる動摩擦係数での耐力度指数による限界耐力計算への応用では、DEM 解析結果を精度よく再現出来ないことを示唆している。

図 4.2.12～図 4.2.17 に示された静的漸近増分解析による復元力特性と観測地震波 Sa-Sd 曲線との応答解析結果と、DEM 解析結果を比較検証すると、表 4.1.6 に示すとおり全解析ケースにおいて等価線形化法の結果が DEM 解析を下回り、危険側の評価となる。基礎滑り量の等価線形化における等価粘性減衰を過大評価しているために差異が生じる。基礎滑りバネのみが塑性化するため、建物応答が極めて小さな値となる。すなわち、基礎滑り変形の推定精度が低下するのは等価剛性を定義しにくい履歴特性を有するためでもあるが、上部構造の応答は縮約系に対する静的・動的なモード変化が異なっており、このような基礎滑りが生じる応答を問題にする場合、等価線形化法を適用すること自体が妥当でない。

個別要素法 DEM 解析 (Distinct Element Method)<sup>28)</sup>により動的解析した結果を表 4.1.5、表 4.1.6、図 4.2.18、図 4.2.19 (Y 方向) に示す。DEM 解析による基礎滑り量は、正負ピークの最大片振幅とし、上部構造の変位量は正負最大値とした。限界耐力計算 (等価線形化法) は一方向漸近増分解析より片側方向としている。

時刻歴応答解析には、加速度波形を文献<sup>48),49)</sup>による方法により変位波形に変換して、波形の主要な領域 30 秒間を抽出し、入力地震波として用いた。

表 4.1.5 より、限界耐力計算と DEM 解析結果の比較では、基礎滑り量に大幅な差異が生じている。BCL-L2 や JMA 神戸波はある程度差異が小さいが、強パルス波形の JR 鷹取や熊本地震波形では整合性が得られていない。特に、永久変位 2m 程度を観測した西原村波形 (西原村役場：観測点名「西原村小森」) のフリングステップ波形などの巨大地震には、等価線形化法の適応が困難である。

表 4.1.6 より、全解析ケースにおいて等価線形化法の結果が DEM 解析を下回り、危険側の評価となっている。基礎滑り量の等価線形化における等価粘性減衰を過大評価してい

るために差異が生じている。基礎滑りバネのみが塑性化するため、建物応答が極めて小さな値となってしまう。すなわち、基礎滑り変形の推定精度が低下するのは等価剛性を定義しにくい履歴特性を有するためでもあるが、上部構造の応答は縮約系に対する静的・動的なモード変化が異なっており、このような基礎滑りが生じる2自由度系で上部構造の応答を問題にする場合は、等価線形化法を適用すること自体が妥当でないと考えられる。

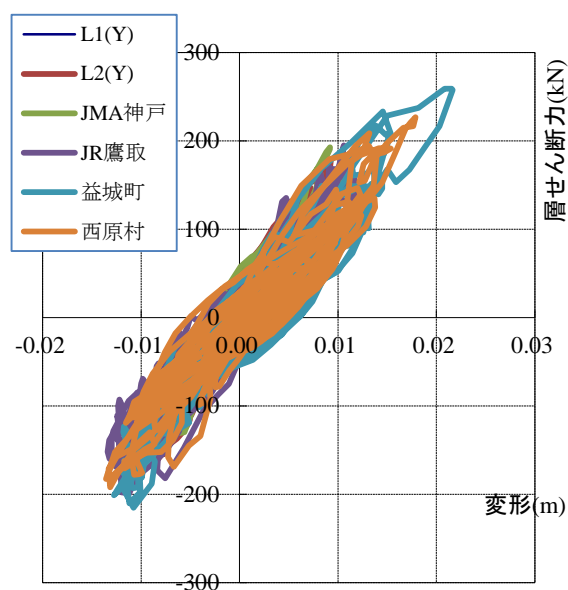


図 4.2.18 1階復元力特性リサージュ図 (Y方向)

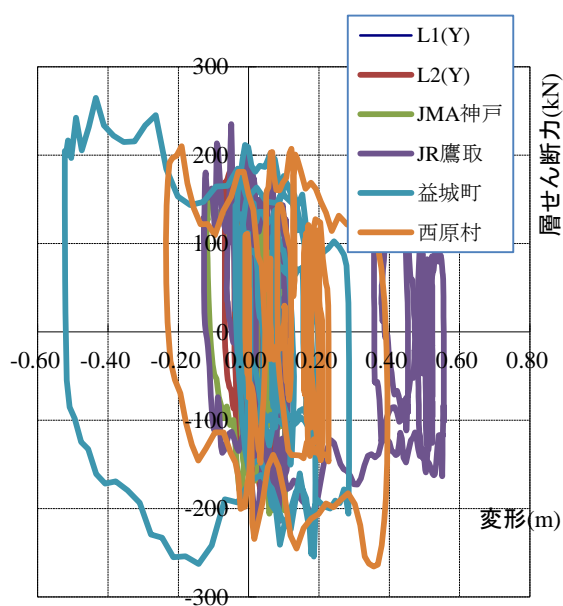


図 4.2.19 石場建てリサージュ図 (Y方向)

表 4.1.5 各種地震波による基礎滑り量の最大値

	個別要素法・DEM解析			限界耐力計算
	片振幅(mm)	片振幅(mm)	両振幅(mm)	振幅(mm)
L1(X)	0.63	-0.30	0.93	
L1(Y)	0.12	-0.89	1.01	
L2(X)	63.66	-55.6	119.26	225.73
L2(Y)	72.89	-68.49	141.38	236.26
JMA神戸(X)	152.61	-123.09	275.70	265.45
JMA神戸(Y)	111.13	-119.54	230.67	271.68
JR鷹取(X)	581.23	-183.50	764.73	596.43
JR鷹取(Y)	554.75	-127.00	681.75	595.52
熊本・益城(X)	353.32	-46.95	400.27	485.46
熊本・益城(Y)	285.61	-523.31	808.92	491.12
熊本・西原村(X)	90.75	-224.70	315.45	911.86
熊本・西原村(Y)	395.10	-234.98	630.09	931.80

表 4.1.6 各種地震波による上部構造応答値（4 隅平均値）

	個別要素法・DEM解析				限界耐力計算	
	片振幅(mm)	片振幅(mm)	両振幅(mm)	層間変形角(rad)	振幅(mm)	層間変形角(rad)
L1(X)	4.20	-3.83	8.03	793分の1		
L1(Y)	3.73	-4.65	8.38	894分の1		
L2(X)	10.68	-11.67	22.35	312分の1	8.58	389分の1
L2(Y)	9.60	-8.35	17.95	347分の1	6.41	520分の1
JMA神戸(X)	18.21	-20.61	38.82	183分の1	8.66	385分の1
JMA神戸(Y)	10.95	-9.06	20.00	305分の1	6.42	520分の1
JR鷹取(X)	18.83	-18.89	37.73	177分の1	8.63	386分の1
JR鷹取(Y)	11.93	-13.42	25.35	279分の1	6.35	525分の1
熊本・益城(X)	25.96	-17.86	43.82	128分の1	8.65	385分の1
熊本・益城(Y)	21.65	-12.76	34.41	154分の1	6.33	526分の1
熊本・西原村(X)	17.66	-16.96	34.62	189分の1	8.55	390分の1
熊本・西原村(Y)	17.86	-13.57	31.42	187分の1	6.34	526分の1

基礎滑り機構は「基礎免震」の考えと類似点があるとされる。基礎免震に関する研究は主として免震層の応答変形に着目して行われてきたが、柔剛層混合建物となるため、上部構造の応答も含めて等価線形化による応答の推定精度が低くなることが解析的に指摘されている<sup>47)</sup>。特に基礎がバイリニアモデルの場合は原点指向性を有さないため、非線形最大応答値は原点—最大応答点の割線剛性を有する線形応答の最大値と近似せず、応答スペクトルから動的解析における応答値を推定できない。そのため、免震構造物は時刻歴応答計算に基づいて設計される場合が多いのが現状である。また、地震動が設計用地震動を大きく上回る場合などは想定されていない。このような現象が、石場建ての等価線形化法による基礎滑り解析でも生じていると思慮される。建物応答に対しては既往の等価線形近似

(限界耐力計算) が成立しないことを示した。

時刻歴波形のどの時点において建物が最大応答に至るか、基礎が滑るかはそれまでの応答履歴に依存し、最大加速度値に対する瞬間入力加速度は確率的分布となる。そこで全ての時刻歴における入力加速度を大きさ順に並び替え、分布の尖度から最大加速度値がどの程度卓越した値であるか判断する方法がある。

西原村小森では最大入力加速度付近で度数分布が鋭角を示し、尖度が1を超え非常に最大入力加速度が卓越した波形の可能性が高い。このような地震波では等価線形化法では一定の周期帯を除いて推定値が過大評価される可能性が高い。逆に JMA 神戸や BCL-L2 は最大加速度付近の分布が平坦となり、応答推定の精度が比較的高くなることが予想される。表 4.1.5 より、限界耐力計算と DEM 解析結果の比較では、そのような傾向が伺える。

#### 4.2.15. 木造建築物の基礎・石場滑り量に関する既往の研究

曾田らは、地震波を調和振動の正弦波に調整して基礎滑り量の定式化を図った<sup>50)</sup>。しかしながら、地震波を解析上都合の良い正弦波に調整して定式化しても、パルス波や永久変位などの巨大地震には適応が困難である。

長瀬らは、基礎滑り量を等価線形化法による限界耐力計算で基礎滑り量の定式化を図った<sup>51)</sup>。しかしながら、Ahmadi も指摘しているとおり、結果が繰り返し計算を含む、陰な形でしか求まらないため、様々なパルス波形に対しては定式化が困難である。

柔剛層混合建物となる基礎・石場建て滑り量と上部構造の応答解析には、静的解析の等価線形化法では本質的に特定しえないことを指摘した。等価線形化法は、基礎滑りの非線形問題には効果的ではないことを述べた。等価線形化法は本来、非線形性の小さいものに対して有効な解法であり、石場建て滑り量解析には、有効な方法とはいえないと考える。

地震動の弾性系に対する効果は、ホワイトノイズ、あるいは、炉波されたショットノイズを用いて、ある程度よく表せるといわれている。しかしながら、滑りの問題のように、「無線形」ともいわれる強い非線形性を示す系に対しては、等価線形化法的な弾性系理論の直接の拡張からだけでは十分な知識を得られないことが、これまでの検討で明らかになった。

この問題は、構造モデルをより実際の構造物に近づけた有限要素解析で滑りまで含めた解析を行う場合にも、直面する問題である。増分変位と接線剛性マトリクスを用いる非線形有限要素法では、相対速度に依存する動摩擦力を忠実にモデル化することは、困難である。滑りの問題は、非線形弾塑性の立場からよりは、むしろ剛体力学的な立場や確率統計学的な立場から見る方が自然であり、現実的な解析が可能になると考える。

#### 4.2.16. 小括と今後の課題

石場建て伝統構法による柱脚滑り量を考慮した上部構造の変形量を正確に把握することのできる解析手法を提案することを目的として、振動台実験に用いられた実大伝統構法木造住宅の試験体を参考として立体骨組モデルを作成し、柱脚滑り量を考慮した精緻な数値解析モデルを用いた時刻歴応答解析を実施した。本節で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 石場建ての柱脚の滑り挙動を、部材の設置条件による条件分岐によってクーロン摩擦でモデル化し、任意の滑り方向に対して、動摩擦、静止摩擦を伴った滑り挙動を再現できるモデルとした。また、摩擦係数、上部構造の荷重変形関係等を既往の研究、要素実験などから算定された値でモデル化した。その結果、試験体 No.4 では、摩擦係数、上部構造の荷重変形関係等を既往の研究、要素実験などから算定された値でも実験結果を再現可能であることが示された。
- 2) 理論的に要素を構築して震動台実験を再現することができた試験体 No.4 の解析モデルを用いてパラメトリック解析を行い、各構造要素の傾向と感度、検討課題を整理した。パラメータ解析では、動摩擦係数を 0.3~0.5 まで 0.1 毎に変化させたシミュレーションを実施し、通り毎の柱脚滑り量、および上部構造の変形量を検証した。動摩擦係数 0.5 では上部構造が土壁等の耐力・剛性が小さな試験体 No.4 においては、足固め下の束材が損傷し、正確な柱脚滑り量を計算出来ないため、柱脚滑り量の定式化において、摩擦係数 0.3,0.4 の 2 種類だけでの検証を試みた。摩擦係数による違いはあっても、概ね、BCJ-L2 波では最大 100mm 程度、JMA 神戸波では、最大 200mm 程度の移動が生じる結果となった。
- 3) 限界耐力計算による柱脚滑り量の再現化のために、柱脚滑りを考慮した等価線形化法による 1 自由度に縮約した変位増分解析を試みた。限界耐力計算と DEM 解析結果の比較では、柱脚滑り量に大幅な差異が生じており、限界耐力計算の結果は信用性が無いと言える。上部構造に関しては、全解析ケースにおいて等価線形化法の結果が DEM を大幅に下回り、危険側の評価となっている。柱脚滑りバネのみが先行して塑性化するため、建物応答が極めて小さな値となった。柱脚滑りを伴う建物応答に対しては、既往の等価線形近似に基づく限界耐力計算が成立しないことを示した。

次節以降では、動的解析を実施し、基礎滑りが生じる場合の建物の応答耐力・変形量を限界耐力計算など簡便な形で表現して入力逸散効果を定量化し、極大地震に対しても弾性範囲に留めるために必要な建物強度・変形量の定式化を検証する。具体的には、高い剛性と靱性に富む「貫板壁構法」「地長押合わせ梁接合」等<sup>45)</sup>、嵌合接合によるめり込み抵

杭を主体とした木造建築物により、JR 鷹取波や熊本地震での益城町宮園波、西原村小森波などのパルス波形や永久変位波形（Fling-step 入力）など、これら巨大地震の強パルス波形においても、基礎が安定して滑ることにより逸散効果を発揮し、上部構造も損傷限度以内とさせる新しい基礎滑り構法の提案を目指す。

### 4.3. 柱脚滑り応答スペクトル法の提案

#### 4.3.1. 変位増分解析による限界耐力計算の問題点と課題

前節では、観測地震波による DEM と、等価線形化法に基づく限界耐力計算との比較を、静的・動的解析の観点からシミュレーションにより検証した。柱脚滑りを伴う建物応答に対しては、既往の等価線形化法は、柱脚滑りの非線形問題には効果的ではないことを明らかにした。DEM による柱脚滑り量、1,2 階の変形量は各通り芯の最大値とした。限界耐力計算（等価線形化法）は一方向漸近増分解析より片側一方向とした。

限界耐力計算と DEM 解析結果の比較では、柱脚滑り量に大幅な差異が生じている。特に BCL-L2 波は約 15cm 程度の差異が生じており限界耐力計算の結果は信用性が無いと言える。JMA 神戸波はそれ以下ではあるが、やはり差異が大きく信頼性は乏しいと言える。

上部構造に関しては、全解析ケースにおいて等価線形化法の結果が DEM を大幅に下回り、危険側の評価となった。柱脚滑り量の等価線形化における等価粘性減衰を過大評価しているために大幅な差異が生じていた。柱脚滑りバネのみが先行して塑性化するため、建物応答が極めて小さな値となってしまう。すなわち、柱脚滑り量、上部構造の計算結果に大きな差異が生じるのは、等価剛性を定義しにくい復元力特性を有するためであり、上部構造の応答は 1 自由度縮約系に対する静的・動的なモード変化が異なっており、このような柱脚滑りが生じる多自由度系で上部構造の応答を問題にする場合は、等価線形化法を適用すること自体が妥当でないと考えられる<sup>47)</sup>。

柱脚滑り機構は「基礎免震」の考えと類似点がある。基礎免震は主として免震層の応答変形に着目し、等価線形化法等で解析するため、柔層と剛層が混在する建物となる。そのため、基礎変形量および上部構造の応答も含めて等価線形化による応答の推定精度が低くなるのが解析的に指摘されている<sup>47)</sup>。柱脚滑りの履歴特性は剛塑性バネやバイリニアモデルで近似され、原点指向性を有さない履歴特性となる。最大応答値は等価線形化法による非線形性を考慮した割線剛性とするため、線形応答の最大値と近似せず、応答スペクトルから動的解析における応答値を近似できない。また、地震動がパルス波形など複雑な成分を含有し、設計用地震動を大きく上回る場合などは想定されていない。このような現象が、石場建ての等価線形化法による柱脚滑り解析でも生じていると思慮される。柱脚滑りを伴う建物応答に対しては、既往の等価線形近似に基づく限界耐力計算が成立しないと思慮される。

柔層と剛層が混在する建物となる基礎・柱脚滑り量と上部構造の応答解析には、静的解析の等価線形化法では本質的に特定しえないことを指摘した<sup>47)</sup>。既往の等価線形化法は、柱脚滑りの非線形問題には効果的ではないことを述べた。



本節では、地震動による柱脚の滑り量を考慮した最大応答変形性能を正確に再現することを目的として、総2階建てモデル、部分2階建てモデルおよび平屋建てモデルの3棟について立体骨組モデルを作成し、様々な入力波により時刻歴応答解析をDEMで解析する。そして、本論文で提案する、石場建て柱脚滑り量を考慮した最大応答変形評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」の精度検証を、複数の巨大観測地震波によるDEMと比較検証する。

#### 4.3.2. 既往の研究

山田は、建築基準法レベルを超える強震時に対し、摩擦係数0.2の場合、壁量充足率2.0程度（筋かい等）で、基礎滑動による応答低減効果が見込まれ、その時の最大活動量は350mm程度発生するとしている<sup>52)</sup>。榎田らは、直置き型鋼構造建築物に対して黒鉛潤滑鋼柱脚を用い（摩擦係数0.2程度）、上部構造の降伏せん断力係数を0.4以上の値に設定すれば、通常想定する大地震動レベルL2（地動最大速度0.5m/s）の2倍に相当する巨大地震動に対しても上部構造を弾性域に留め得ることを示している<sup>53)</sup>。しかしながら、著しく低い摩擦係数0.2では稀な地震動でも滑動が懸念され、柱脚滑り量が大きくなり過ぎ、滑り変位を抑制する緩衝材などが必要となり過大な設備投資が予想される。さらに多種多様な周波数特性を含む地震波形に対して、これら緩衝材の設計は実務的に高度となり、装置の限界能力を超える懸念も生じ定式化が困難となる。

長瀬らは、建物と地盤の動的相互作用を考慮した線形連成モデルにより、基礎滑り量と建物応答の定式化を図った<sup>51)</sup>。しかしながら、線形連成モデルでは地盤の強非線形性は考慮されておらず、線形応答を前提とした動的相互作用理論では、基礎滑りに伴う上部構造応答を低減させる定式化は困難である。

壁谷澤らは、基礎滑り挙動を有する地盤建物連成系応答モデルを、上部構造と基礎の2質点非線形系とし、応答推定手法を提唱した。鉄筋コンクリート構造物（RC造）において、直接基礎が滑動する際に必要となるベースシア係数を計算し、基礎・地盤間の摩擦係数を0.4とした場合、基準法レベルを超える強震時においても、必要ベースシア係数が1.0程度であることを示している<sup>54)</sup>。しかしながら、弾性応答のみの推定手法であり、RC造のように基礎が地中梁で連結された剛構造物と見做せない半剛接合の木造建築物においては、弾塑性応答の推定手法が必要となる。

以上の観点から、本研究では摩擦係数を0.2など著しく低減する手法ではなく、直接、ベタ基礎のコンクリートの上に直置きした柱脚滑り機構とし、上部構造の必要耐力を伝統的構法により向上させ<sup>45)</sup>、様々な地震波形に対して応答解析可能な、限界耐力計算による「柱脚滑り応答スペクトル法」の提案を行い実証するものである。

#### 4.3.3. 柱脚滑り応答スペクトル法の提案

##### (1) 基礎滑り挙動を伴う建物強度の弾性応答推定手法

柱脚滑りを考慮した限界耐力計算による一般式はない。本論文では、入力消震効果を定量化し、柱脚滑りを考慮した等価線形化法に基づく限界耐力計算による建物強度、変形量推定式の提案を行う。

壁谷澤らの弾性応答理論<sup>54)</sup>を、木造建築物にも応用可能な、特に本研究で対象としている基礎滑り挙動に適用可能な弾塑性応答解析に発展させた、限界耐力計算による「柱脚滑り応答スペクトル法」を提案する。任意の摩擦係数、地震動に対して、最大応答変形量が得られる汎用性の高い手法としている。最初に、文献<sup>54)</sup>を一部引用して解説する。

壁谷澤らは、柱脚滑り挙動を有する連成系応答モデルを最も簡便に理想化したモデルとして、図 4.3.1 に示すように上部構造と柱脚の 2 質点非線形系を対象とした。柱脚バネは剛塑性型履歴モデルを仮定しているため、滑り前柱脚固着状態における建物加速度および建物せん断力は、地表面入力加速度から計算される。

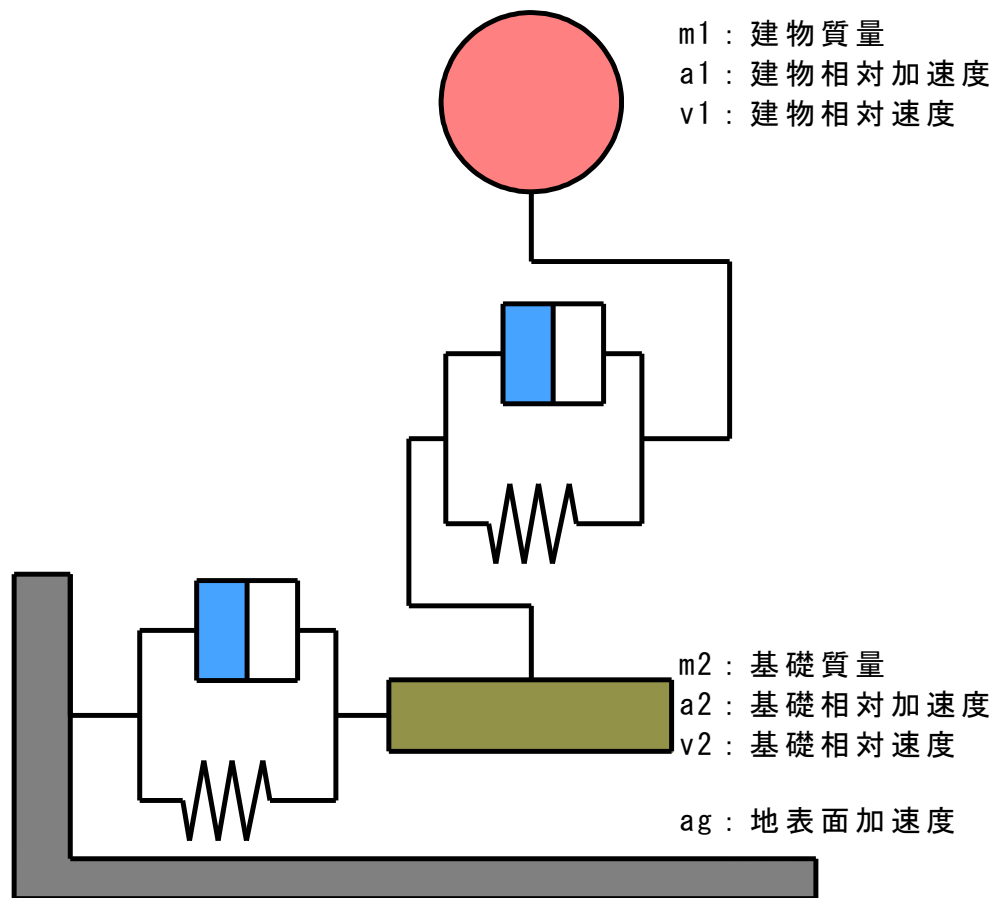


図 4.3.1 2 自由度系の柱脚滑り挙動解析モデル (文献<sup>54)</sup>から一部引用)

基礎が滑っている間は自由振動のため、反転方向において滑り停止直後の建物相対加速度が最大と仮定、即ち基礎滑り停止・建物応答最大時刻が一致する場合の建物応答を検討する。この時の基礎滑り開始時の建物速度 $v_0$ を求める。

$$\text{基礎滑り停止時 } a_{11} = -\mu(1+\alpha)g - a_{g1}(1+\alpha) \quad \dots (4.24)$$

$$\text{基礎滑り開始時 } a_{12} = \mu(1+\alpha)g + C_b v/m_1 - a_{g2}(1+\alpha) \quad \dots (4.25)$$

ここに；

$\alpha$ ：基礎建物質量比(= $\frac{m_2}{m_1}$ )

$m_1$ ：建物質量、 $m_2$ ：基礎質量(ton)

$g$ ：重力加速度(gal)=980

$\mu$ ：柱脚滑り動摩擦係数

$a_{11}$ 、 $a_{12}$ ：建物相対加速度（基礎滑り停止時、開始時）

$a_{g1}$ 、 $a_{g2}$ ：地表面加速度（基礎滑り停止時、開始時）

時間比 $\tau$ 、減衰力の寄与率 $\gamma$ 、基礎固着時間 $T_s$ は、次のとおりとなる。

$$\tau = \frac{a_{11}-a_{12}}{a_{11}} = \{-2\mu(1+\alpha)g - C_b v/m_1 + (1+\alpha)(\alpha a_{g1} - \alpha a_{g2})\} / \{-\mu(1+\alpha)g - a_{g1}(1+\alpha)\} \quad \dots (4.26)$$

$$\gamma = \frac{2\mu(m_1+m_2)g}{\{2\mu(m_1+m_2)g - C_b v - (m_1+m_2)(\alpha a_{g1} - \alpha a_{g2})\}} \quad \dots (4.27)$$

$$T_s = (T_b/4)\tau\gamma \quad (T_b: 1/4 \text{ サイクル周期}) \quad \dots (4.28)$$

基礎滑り開始時建物速度 $v_0$ は次のとおりとなる。

$$\begin{aligned} v_0 &= (a_{11} + a_{12}) \cdot \frac{T_s}{2} = \{(a_{g1} + a_{g2})(1+\alpha) - C_b v_0/m_1\} \frac{\mu g}{a_{g1} + \mu g} \cdot \frac{T_b}{4} \\ &= (a_{g1} + a_{g2})(1+\alpha) \frac{\mu g}{a_{g1} + \mu g} \cdot \frac{T_b}{4} / (1 + \pi \cdot h \frac{\mu g}{a_{g1} + \mu g}) \quad \dots (4.29) \end{aligned}$$

ここで、基礎固定時の入力エネルギー（加速度）が最も大きくなる状態を仮定して、建物の上限応答を推定する。基礎滑り中 1/4 サイクルの粘性減衰を考慮すると、建物速度応答変形寄与率は次のとおりとなる。

・建物速度応答変形寄与率 $X_{max}$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} m_1 v_0^2 &= \frac{1}{2} k_b X_{max}^2 + \frac{\pi}{4} C_b v_0 X_{max} \\ X_{max} &= \frac{v_0}{\omega} \left( \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 h^2} - \left(\frac{\pi}{2}\right) h \right) \quad \dots (4.30) \end{aligned}$$

基礎滑り時は自由振動状態となり、地震動入力加速度が入力されないため、上部構造は等価剛性のみの自由振動状態となるため、式(4.30)は $h = h_e$ となり、式(4.31)となる。

$$X_{max} = \frac{v_0}{\omega} \left( \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 h_e^2} - \left(\frac{\pi}{2}\right) h_e \right) \quad \dots (4.31)$$

$$C_v = \frac{\omega^2}{g} X_{max} \quad \dots (4.32)$$

ここで式(4.32)に式(4.29)、(4.31)を代入すると、速度エネルギーに対応する層せん断力係数寄与分の式(4.33)が得られる。

$$C_v = \frac{\pi\mu\sqrt{1+\left(\frac{\pi}{2}h_e\right)^2}(1+\alpha)\left(\frac{a_{g1}}{\mu g+a_{g1}}\right)}{1+\pi h_e\frac{\mu g}{\mu g+a_{g1}}} \quad \dots (4.33)$$

以上の考察から基礎に弾塑性バネを有する建物の最大層せん断力係数は、式(4.34)～(4.36)により、柱脚滑りを伴う建物に発生しうる上限のせん断力係数 $C_{limit}$ を計算する。

$$(a_{g1} = a_{g2} = a_{gmax})$$

$$C_k = (1 + \alpha)\mu - \alpha\frac{a_{gmax}}{g} \quad \dots (4.34)$$

$$C_v = \frac{\pi\mu\sqrt{1+\left(\frac{\pi}{2}h_e\right)^2}(1+\alpha)\left(\frac{a_{gmax}}{\mu g+a_{gmax}}\right)}{1+\pi h_e\frac{\mu g}{\mu g+a_{gmax}}} \quad \dots (4.35)$$

$$C_{limit} = \sqrt{C_v^2 + C_k^2} \quad \dots (4.36)$$

ここに；

$h_e$ ：上部構造の履歴応答に対する等価粘性減衰定数

$$h_e = h_{eq} + 0.05 \quad \dots (4.37)$$

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \times \alpha \quad \dots (4.38)$$

$a_{gmax}$ ：最大入力加速度(gal)

$C_k$ ：層せん断力係数

$C_v$ ：速度エネルギーに対応する層せん断力係数寄与分

$C_{limit}$ ：柱脚滑り時建物最大応答層せん断力係数

壁谷澤らは、鉄筋コンクリート造建物を対象にして、柱脚滑り挙動を伴う入力逸散効果を実大振動実験により実証するとともに、立体非線形地震応答解析により、柱脚滑りを伴う建物に発生しうる上限のせん断力係数 $C_{limit}$ の精度を比較検証した。

振動実験は、実大3層鉄筋コンクリート造建物であり、上部構造は学校校舎を模擬したもので、短柱のせん断破壊による崩壊過程を実現した試験体であった。耐震診断基準<sup>55)</sup>による桁行方向1階の耐震指標 $I_s$ 値は、基準の目標性能 $I_{s0} = 0.6$ をやや下回る $I_s = 0.51$ ( $F = 0.8, C_T S_D = 0.63$ )程度であり、大地震では極短柱( $H/D=2.0$ )が曲げ降伏後のせん断破壊による軸崩壊が想定された。

地震動として JMA-Kobe (1995 年兵庫県南部地震) 100%加振では、基礎底面で最大 80mm の滑り変形が生じて建物への入力が高減し、最大変形角 1/250rad、被災度は小破に留まった。この時の最大層せん断力係数は 0.96、摩擦係数に相当する基礎層せん断力係数は、繰り返し滑り時には平均的に 0.4～0.5 程度であった。なお、100%加振は概ね現行

建築基準法の極稀な地震動（レベル 2、最大 50kine）の約 2 倍に相当する。1 層応答せん断力係数の最大値は 1.3 であった。試験体の耐力は耐震診断指標  $C_T$  値の約 2 倍の耐力を有していた。耐震診断基準による強度指標算定には、極短柱部材の累加方法、曲げ強度算方法、せん断耐力式などの多くの安全側の仮定が含まれているためとされる。

実大振動実験では、動摩擦係数 0.4~0.5 の 2 倍以上の最大層せん断力係数を有していれば、基礎底面で滑りが生じて建物への入力が高減し、最大変形角 1/250rad、被災度が小破に留まることを明らかにした。

実大振動実験結果を解析的に検討するため、鉄筋コンクリート構造物の解析モデルを作成し、基礎滑り挙動が生じる際の時刻歴応答解析とせん断力係数  $C_{limit}$  の精度検証を実施している。部材モデルには一般的な線材置換モデルを用い、耐震壁の部材モデルに TVLE (Three Vertical Line Element) モデルを用い、また柱梁に対しては材端ばねモデル (One Component Model) を用いて Pushover 解析および時刻歴応答解析を実施した。非線形地震応答解析における上部構造の最大応答せん断力と、柱脚滑りを伴う建物に発生しうる上限のせん断力係数  $C_{limit}$  の手法を用いた最大応答推定値を、3 つの解析事例により検証した。

#### < 解析事例 1 >

摩擦係数=0.4 JMA 神戸 100%(最大加速度：847gal)

基礎上部構造比  $\alpha=0.33$  (上部構造 300t、基礎構造 100t)

非線形応答解析：応答層せん断力係数=0.88  $C_{limit}=0.9037$

#### < 解析事例 2 >

摩擦係数=0.4 新潟中越地震 K-net 小千谷 EW 波 K-net Ojiya100%(1,314gal)

基礎上部構造比  $\alpha=0.33$  (上部構造 300t、基礎構造 100t)

非線形応答解析：応答層せん断力係数=1.03  $C_{limit}=1.16$

#### < 解析事例 3 >

摩擦係数=0.6 日本建築センター模擬波 BCJL200%(711.32gal)

基礎上部構造比  $\alpha=0.25$  (上部構造 400t、基礎構造 100t)

非線形応答解析：応答層せん断力係数=1.07  $C_{limit}=1.243$

壁谷澤らは、これらの解析例の考察から入力加速度波形、建物周期によらず、基礎滑りを有する建物の応答は 2 割程度の誤差範囲内で最大弾性応答を推定されることが確認されたとした。また、平均値として  $C_{limit}$  を 0.9 倍することで、1 割程度の誤差で応答推定されうることを示した。平滑な直接基礎の滑りによる非線形入力逸散効果を明らかにした。非線形地震応答解析により実験結果を再現し、柱脚滑りを伴う建物に発生しうる上限のせん断力係数  $C_{limit}$  の手法を用いた弾性応答推定手法の有効性を明らかにした。

## (2) 柱脚滑り挙動を有する木造建築物の弾塑性応答推定手法の提案

壁谷澤らは、鉄筋コンクリート造建物を対象にして、柱脚滑り挙動を伴う入力逸散効果を実大振動実験により実証するとともに、立体非線形地震応答解析により、柱脚滑りを伴う建物に発生しうる上限のせん断力係数 $C_{limit}$ の精度を比較検証した。

実大振動実験では、地震動として JMA-Kobe (1995 年兵庫県南部地震) 100%加振では、基礎底面で最大 80mm の滑り変形が生じて建物への入力が高減し、この時の最大層せん断力係数は 0.96、最大変形角 1/250rad、被災度は小破に留まることを示した。

立体非線形地震応答解析では、解析例の考察から入力加速度波形、建物周期によらず、基礎滑りを有する建物の応答は 2 割程度の誤差範囲内で最大弾性応答を推定されうることを示した。また、平均値として $C_{limit}$ を 0.9 倍することで、1 割程度の誤差で応答推定されうることを示した。

鉄筋コンクリート構造物は剛接合架構のため、現行建築基準法の極稀な地震動 (レベル 2、最大 50kine) の約 2 倍に相当する JMA-Kobe100%加振においても、柱脚滑り挙動を伴う入力逸散効果により、最大応答変形角 1/250rad、被災度は小破に留まることを示した。そのため、柱脚滑り挙動を伴う鉄筋コンクリート造建物は、被災度が常に小破に留まるとし、応答変形量を考慮しない、せん断力係数のみの弾性応答推定手法となっている。

一方、木造建築物の仕口・継手は半剛接合となっている。半剛接合架構による木造建築物において、柱脚滑り挙動を有する入力逸散効果が伴ったとしても、最大応答変形角 1/250rad 以下という剛体挙動は不可能である。

節点が滑節と剛節の中間的なものを半剛節 (semi-rigid joint) という。そのような節点をもつ木造建築物の骨組を半剛節架構 (semi-rigid jointed frame) という。半剛節は、鉄筋コンクリート造に代表される剛節のように堅くないが、軸力・せん断力・曲げモーメントのいずれに対しても抗しうる節点である。半剛節は、部材の接合部が必ずしも剛とはいえない、木造仕口や継手などを有する木造建築物の構造解析を、より現実な挙動に近付けることが言及されている。

木造骨組門型フレーム弾性解析において、節点を剛節・半剛節とした場合の門型柱頭変位量を解析して検証すると、半剛節時の水平変位は剛節時に比べて桁違いに大きな変位を示し、具体的には半剛節時の水平変位は剛節時の 34.3 倍にも及んでいることが解析的に示されている<sup>9)</sup>。これに対し、材端力、反力にみられる半剛節時と剛節時との差異は極僅かとなる。このような差異は、明らかに部材接合部の接合バネを異にしたことにより生じたものである。したがって、半剛節架構である木造建築物は、節点変位は顕著に増大の傾向を示し、相対的に変形しやすくなる構造体であるとされている<sup>9)</sup>。

本論文では、入力消震効果を定量化し、柱脚滑りを考慮した等価線形化法に基づく限界耐力計算による建物強度、変形量推定式の提案を行う。壁谷澤らの弾性応答理論<sup>54)</sup>を、木造建築物にも応用可能な、特に本研究で対象としている基礎滑り挙動に適用可能な弾塑性応答解析に発展させた、限界耐力計算による「柱脚滑り応答スペクトル法」を提案する。任意の摩擦係数、地震動に対して、最大応答変形量が得られる汎用性の高い手法としている。以下、文献<sup>54)</sup>を一部引用して解説する。

壁谷澤らは、基礎滑り開始時建物速度 $v_0$ を式(4.29)で与えている。限界耐力計算では上部構造の履歴減衰を等価粘性減衰に置換して評価している。一方、せん断力係数 $C_{limit}$ を評価する際、上部構造の履歴は速度0から基礎滑りを経て最大応答に至る経過における減衰量を考慮しているため半サイクルにおける履歴減衰となる。この点に着目すると、基礎滑り開始時建物速度 $v_0$ の式(4.29)において、概ね基礎固定時1/4サイクルの履歴減衰効果が分子側となり、基礎滑り後1/4サイクルの履歴減衰効果が分母側と見做すことが仮定できる。したがって、粘性減衰と履歴減衰の対応関係は限界耐力計算における $F_h$ も、せん断力係数 $C_{limit}$ の減衰項も同じであると見做せ、限界耐力計算と同様に上部構造の履歴減衰を等価粘性減衰として評価が可能であると仮定できる。

壁谷澤らが提案した応答推定手法では、上部構造を弾性<sup>54)</sup>としている。木造建築物のように半剛接を特徴とし、上部構造の復元力特性が非線形応答の場合、上部構造の非線形応答が等価線形化法で近似できると仮定すると、履歴減衰を粘性減衰に置換することで等価剛性を有する弾性応答と見做すことが可能である。即ち、限界耐力計算に代表される等価線形化手法を用いるのであれば、Sa-Sd 曲線と耐力 $C_{limit}$ で包含される曲線と上部構造の復元力特性が交わる点において、履歴減衰と等価粘性減衰が一致する変形が応答点となる。

壁谷澤らは、基礎地盤バネを完全剛塑性バネとし、減衰力の寄与率 $\gamma$ を低減せずに上部構造の減衰を検討している。本研究で対象としているのは木造建築物であり、石場建て滑りや半剛接合を考慮し、減衰係数 $C_b$ を低減する。自由振動状態では柱脚履歴減衰が上部構造速度応答・減衰 $C_b$ に比例すると仮定する。低減係数を $\beta$ とし、これを $C_b$ に乗じて、 $C_{damp} = C_b\beta$ とおくと、式(4.25)は次のようになる。

$$a_{12} = \mu(1 + \alpha)g + C_{damp}v/m_1 - a_{g2}(1 + \alpha) \quad \dots (4.39)$$

時間比 $\tau$ 、減衰力の寄与率 $\gamma$ 、固有円振動数 $\omega$ 、基礎固着時間 $T_s = (T_b/4)\tau\gamma$ とすると、基礎滑り開始時建物速度 $v_0$ は、 $C_{damp} = 2h_{slip}/\omega$ の関係より次のとおりとなる。

$$\begin{aligned} v_0 &= (a_{11} + a_{12}) \cdot \frac{T_s}{2} = \{(a_{g1} + a_{g2})(1 + \alpha) - C_{damp}v_0/m_1\} \frac{\mu g}{a_{g1} + \mu g} \cdot \frac{T_b}{4} \\ &= (a_{g1} + a_{g2})(1 + \alpha) \frac{\mu g}{a_{g1} + \mu g} \cdot \frac{T_b}{4} / (1 + \pi \cdot h_{slip} \frac{\mu g}{a_{g1} + \mu g}) \quad \dots (4.40) \end{aligned}$$

ここで、基礎固定時の入力エネルギー（加速度）が最も大きくなる状態を仮定して、建物の上限応答を推定する。

・建物速度応答変形寄与率 $X_{max}$

$$\frac{1}{2}m_1v_0^2 = \frac{1}{2}k_bX_{max}^2 + \frac{\pi}{4}C_bv_0X_{max}$$

$$X_{max} = \frac{v_0}{\omega} \left( \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 h^2} - \left(\frac{\pi}{2}\right) h \right) \quad \dots (4.41)$$

基礎滑り時は自由振動状態となり、地震動入力加速度が入力されないため、上部構造は等価剛性のみでの自由振動状態となるため、式(4.41)は $h = h_e$ となり、式(4.42)となる。

$$X_{max} = \frac{v_0}{\omega} \left( \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 h_e^2} - \left(\frac{\pi}{2}\right) h_e \right) \quad \dots (4.42)$$

$$C_v = \frac{\omega^2}{g} X_{max} \quad \dots (4.43)$$

ここで式(4.43)に式(4.40)、(4.42)を代入すると、速度エネルギーに対応する層せん断力係数寄与分の式(4.44)が得られる。

$$C_v = \frac{\pi\mu\sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{2}h_e\right)^2} (1+\alpha) \left(\frac{ag_1}{\mu g + ag_1}\right)}{1 + \pi h_{slip} \frac{\mu g}{\mu g + ag_1}} \quad \dots (4.44)$$

具体的計算方法の概略を以下に示す。概念図を図 4.3.2 に示す<sup>56)</sup>。

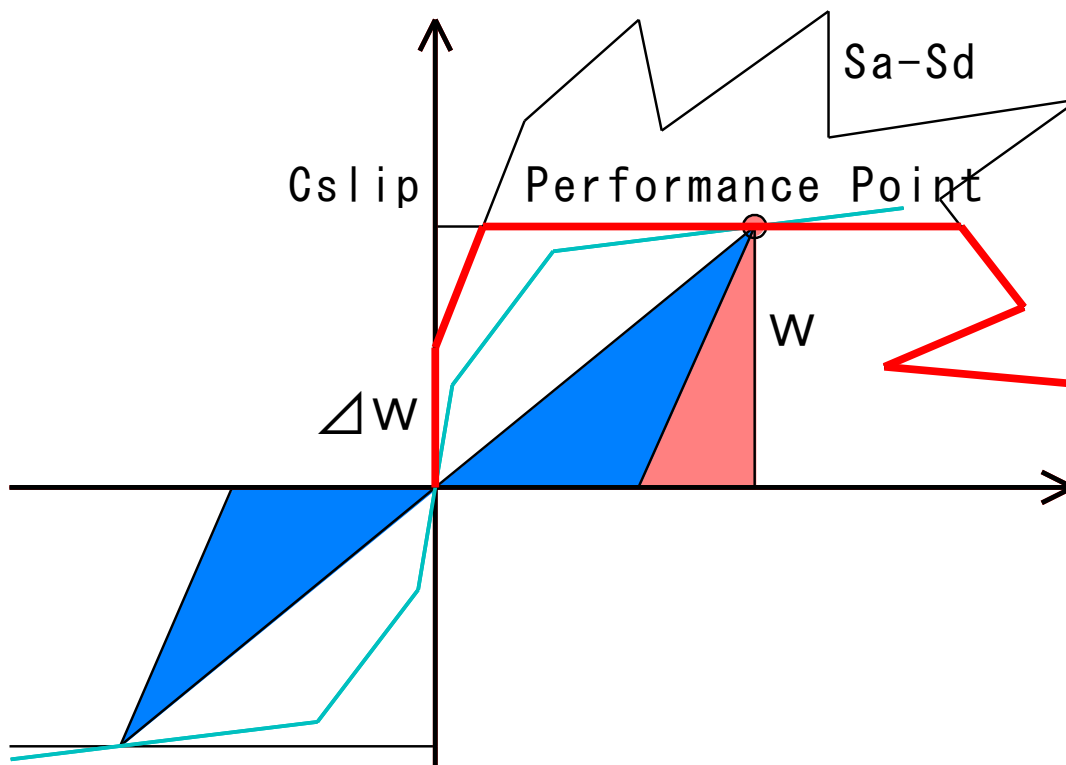


図 4.3.2 柱脚滑り応答スペクトル法 $C_{slip}$ の概念図



### 【step0】

柱脚滑り水平地盤バネとして、Bi-liner 型の剛塑性復元力特性を設定し、「動摩擦係数 $\mu$ ×重力加速度」でカットされた地表面加速度波形を用いて Sa-Sd 曲線を作成する。

### 【step1】

式(4.45)～(4.47)により、柱脚滑りを伴う建物に発生しうる上限のせん断力係数 $C_{slip}$ を計算する( $a_{g1} = a_{g2} = a_{gmax}$ )。

なお、本提案手法は木造建築物に特有な半剛接架構に適用するため、壁谷澤ら<sup>54)</sup>の弾性耐力推定手法 $C_{limit}$ と区別するため、弾塑性解析手法 $C_{slip}$ と定義する<sup>56)</sup>。

$$C_k = (1 + \alpha)\mu - \alpha \frac{a_{gmax}}{g} \quad \dots (4.45)$$

$$C_v = \frac{\pi\mu\sqrt{1+(\frac{\pi}{2}h_e)^2}(1+\alpha)(\frac{a_{gmax}}{\mu g+a_{gmax}})}{1+\pi h_{slip}\frac{\mu g}{\mu g+a_{gmax}}} \quad \dots (4.46)$$

$$C_{slip} = \sqrt{C_v^2 + C_k^2} \quad \dots (4.47)$$

ここに；

$h_e$ ：上部構造の履歴応答に対する等価粘性減衰定数

$$h_e = h_{eq} + 0.05 \quad \dots (4.48)$$

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \times \alpha \quad \dots (4.49)$$

$a_{gmax}$ ：最大入力加速度(gal)

$h_{slip}$ ：柱脚滑り摩擦履歴減衰定数

$C_k$ ：層せん断力係数

$C_v$ ：速度エネルギーに対応する層せん断力係数寄与分

$C_{slip}$ ：柱脚滑り時建物最大応答層せん断力係数

### 【step2】 柱脚滑り応答スペクトル法の計算

【step0】の Sa-Sd 曲線と【step1】の耐力 $C_{slip}$ で包含される曲線と、上部構造の復元力特性が交わる応答点を求め、柱脚滑り挙動を伴う上部建物構造物の最大応答変形とする。

#### 4.3.4. 個別要素法 DEM による $h_{slip}$ 値の同定

式(4.45)～(4.47)により、柱脚滑りを伴う建物に発生しうる上限のせん断力係数 $C_{slip}$ を計算する際、未知の数値が $h_{slip}$ 「柱脚滑り摩擦履歴減衰定数」である。壁谷澤らは、柱脚滑り挙動を有する連成系応答モデルを最も簡便に理想化したモデルとして、図 4.3.1 に示すように上部構造と柱脚の 2 質点非線形系を対象とし、柱脚バネは剛塑性型履歴モデルを仮定した。また、本提案手法では、基礎滑り開始時建物速度 $v_0$ の式(4.40)において、概ね基礎滑り後 1/4 サイクルの履歴減衰効果が分母側と見做すことが仮定できるとし、柱脚バネ

は剛塑性型履歴モデルとし、「柱脚滑り摩擦履歴減衰定数」 $h_{slip}$ で評価している。柱脚の摩擦減衰を剛塑性バネとした場合の理論的摩擦減衰定数を、長瀬らの文献<sup>51)</sup>を一部引用して図 4.3.3 に示す<sup>51)56)</sup>。理論的には  $h=0.637$  という値になるが、現実には図 4.3.4 に示すように柱脚の滑りは片方向に進み、一様ではないことを考慮しなければならない。

そこで、理想的な矩形履歴面積に低減係数を乗じることで定量化する方法を考える。この時の低減係数  $\beta$  を「柱脚滑り減衰パラメータ」と呼称する。すなわち、 $h_{slip}$  「柱脚滑り摩擦履歴減衰定数」は(4.50)式に示すように計算可能となる。文献<sup>51)</sup>を一部引用して修正した概念図を図 4.3.3 および図 4.3.4 に示す。

$$W = \frac{1}{2} k_s x_s^2 \quad , \quad \Delta W = 4k_s x_s^2 \quad , \quad h = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{2}{\pi} = 0.637$$

$$h_{slip} = \frac{2}{\pi} \beta = 0.637\beta \quad (\beta = 0.25 \sim 0.5 \text{ 程度}) \quad \dots (4.50)$$

本節では、JMA 神戸波に対する解析結果から、低減係数  $\beta$  の算出方法の妥当性について検証を行う。振動台実験では短辺方向のみに NS 波を加振したが、長辺方向に NS 波を加振した場合も実施し、全てのパターンについて検証をした。図 4.2.1 に示す外周全ての柱脚に対し柱脚滑り履歴波形を求めて、理論的履歴減衰に対する実際の履歴面積比率を求め、低減係数  $\beta$  を算出した。図 4.3.5 (a)に低減係数  $\beta$  の算出方法の模式図を示す。図 4.3.5 (b)、図 4.3.6 には建物四隅の柱脚滑り履歴波形を代表として示す。太破線の完全剛塑性バネ履歴面積に対する、実際の曲線で示された摩擦履歴曲線の割合から算出することを示している。また、表 4.3.1 に統計的に同定した柱脚滑り減衰パラメータ  $\beta$  の値を示す。

表 4.3.1、図 4.3.5 より、上部構造耐力が乏しく、柱脚もバラバラに移動する土壁の振動台実験モデルでは、理想的な Bi-linear 型の剛塑性復元力特性に対して柱脚滑り履歴面積が乏しくなり、その結果、低減係数  $\beta$  が小さな値となる。正規分布の「Ave-3 $\sigma$ 」が  $\beta$  の候補と考えられ、実務上の安全側として、土壁の 0.299 が考えられる。よって本論文では耐力壁の構法に寄らず、統一的に  $\beta=0.25$  として以下の全ての解析を実施した。 $\beta=0.25$  の検証については第 4.3.9 節で論じる。安全側として  $\beta=0.25$  を設定する。

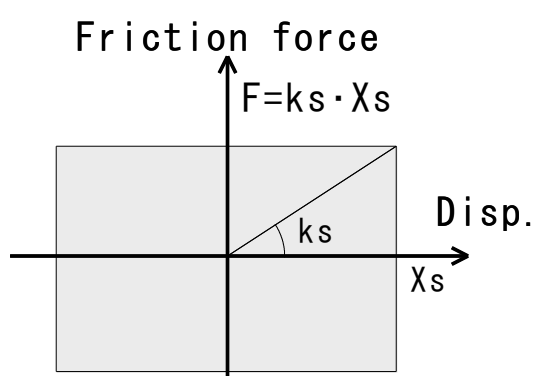


図 4.3.3 柱脚滑り層剛塑性バネ

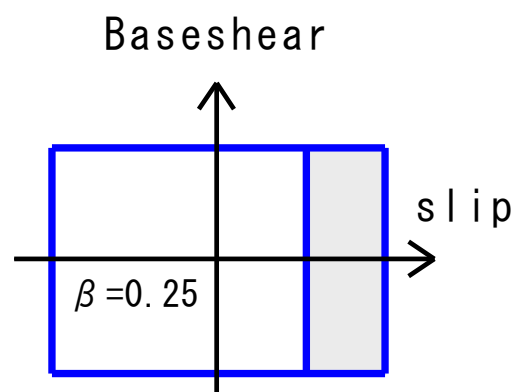


図 4.3.4 柱脚滑り減衰パラメータ  $\beta$ <sup>51)</sup>

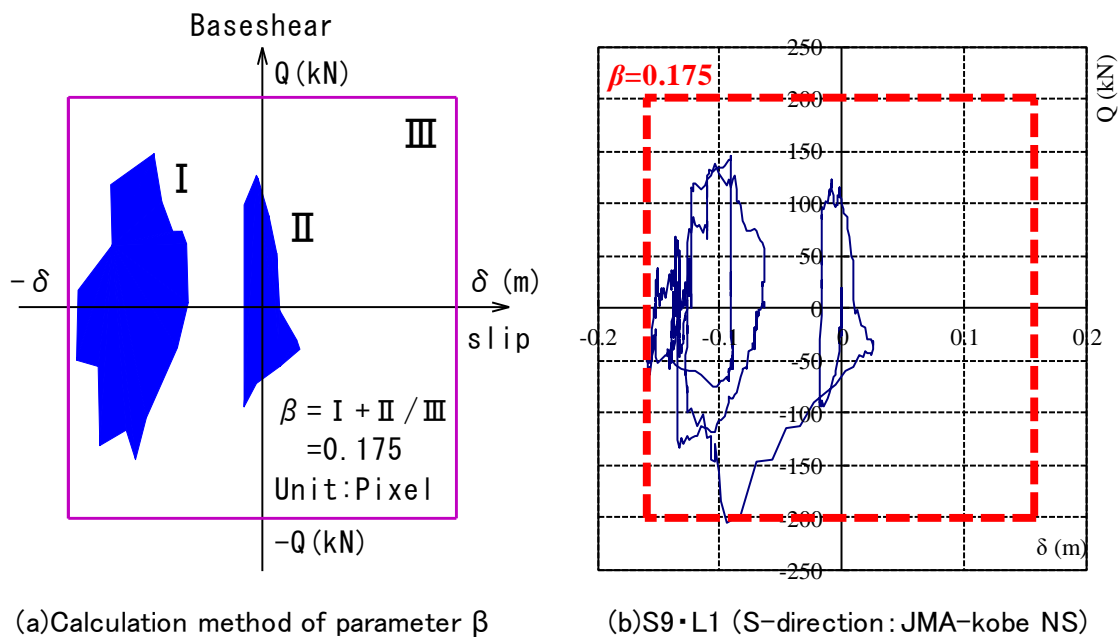


図 4.3.5 柱脚滑り減衰パラメータ  $\beta$  (土壁)

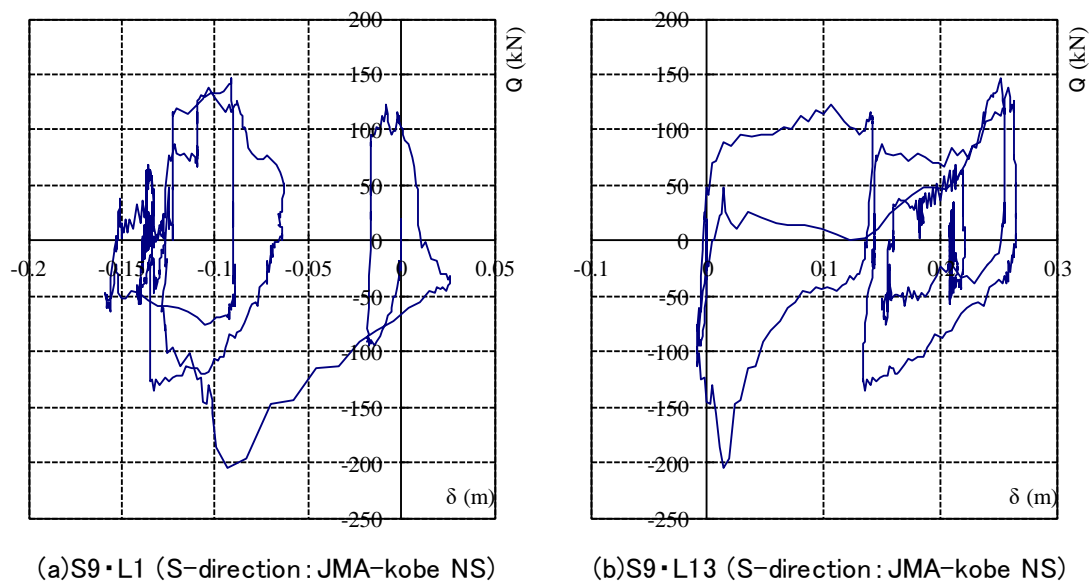


図 4.3.6 柱脚滑り履歴曲線 (土壁)

表 4.3.1 柱脚滑り減衰パラメータ  $\beta$  の統計値

	Max	Min	Ave	Ave-3 $\sigma$
Mud-wall	0.481	0.146	0.332	0.299

Ave:Average  $\sigma$  :Standard deviation

#### 4.3.5. 2階建てモデル・DEMと柱脚滑り応答スペクトル法の比較検証

表 4.3.2、図 4.3.7 に計算結果 ( $\beta=0.25$ ) を示す。図の黒細線 (凡例なし) は基礎固定時の  $S_a-S_d$  曲線 ( $h=5\%$ ) である。2階建てモデルでは、1,2階変形量ともに、DEMと柱脚滑り応答スペクトル法は精度の高い予測が可能となっている。震動台実験 (土壁) モデルでは、1,2階変形量ともに、DEM結果のみならず実験値も精度の高い予測が可能となっている。図 4.3.5 (b)、図 4.3.6 より、柱脚滑り履歴面積波形は安定した履歴ループを描かず一般的な柱脚が独立し、上部構造の耐震強度が低い土壁構法では、安定した動的滑り挙動が得られず、減衰特性に劣ることが理解できる。

表 4.3.2 建物応答のDEMと限界耐力計算 (土壁)

	DEM・個別要素法		限界耐力計算		E-Defence	
	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
<b>土壁:短辺NS波</b>						
1階	0.186	14分の1	0.172	15分の1	0.171	17分の1
2階	0.079	34分の1	0.082	33分の1	0.070	36分の1
<b>土壁:長辺NS波</b>						
1階	0.184	14分の1	0.164	16分の1		
2階	0.117	23分の1	0.111	24分の1		

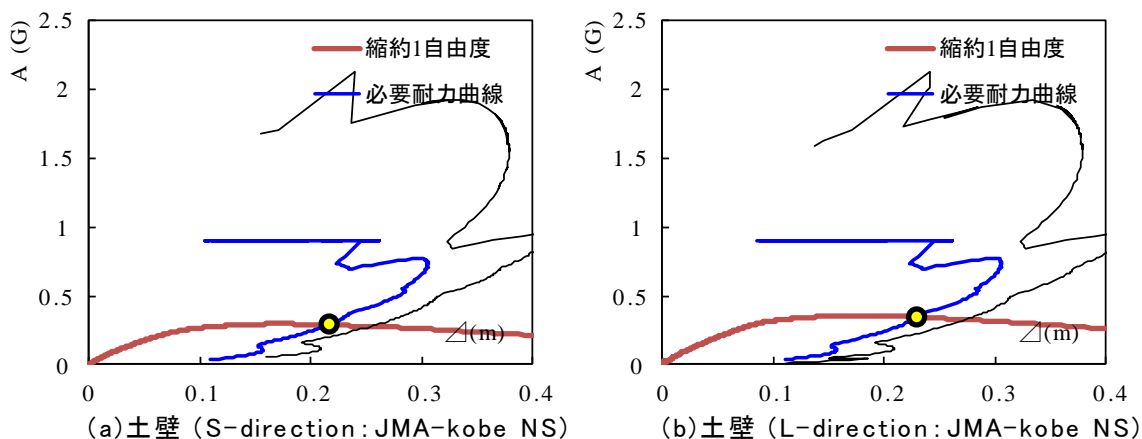


図 4.3.7 柱脚滑り応答スペクトル法 (土壁)

#### 4.3.6. 貫板壁構法・地長押合わせ梁接合 ～2階建てモデルでの検証～

損傷制御設計を実現するためには、土壁を主体とした従前の伝統構法的耐震要素では大変形領域での応答となり、損傷制御設計が実現困難であることが判明した。本節では高い剛性と靱性に富む「貫板壁構法」「地長押合わせ梁接合」等<sup>45)</sup>、嵌合接合によるめり込み抵抗を主体とした耐震要素とした木造建築物モデルの耐震性を検証する。耐力要素は、

「貫板壁」と安定した滑り基礎とするため、柱脚を「地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合」とした。高剛性の床版が可能な杉厚板 H 型ジベル<sup>57) 58)</sup>は、ジベルの滑り拘束効果により床倍率 2.34 程度となり、構造用合板を使用せずとも高耐力水平構面を実現する。基礎を RC 造ベタ基礎とし、履歴減衰特性に富んだ安定した滑り挙動を期待する。貫板壁構法は第 4.1 節で検証したモデルを使用する。貫板壁構法のバネ特性を図 4.3.8 (a)に示す。

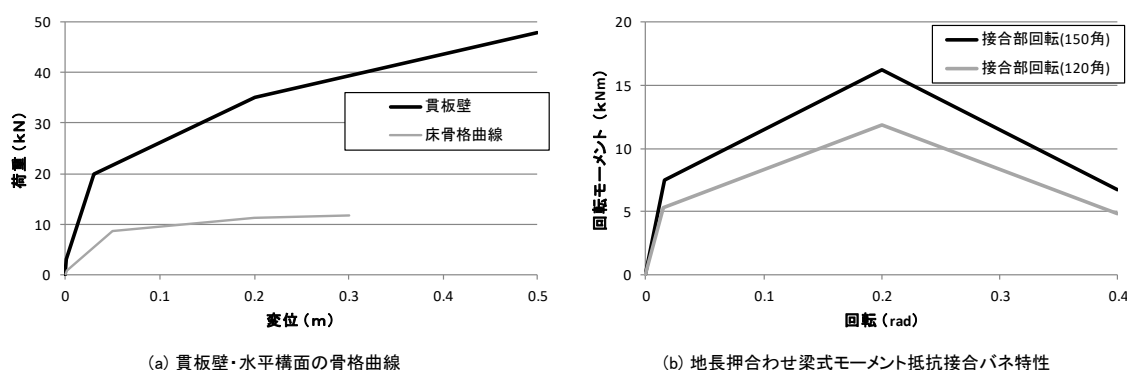


図 4.3.8 貫板壁構法のバネ特性

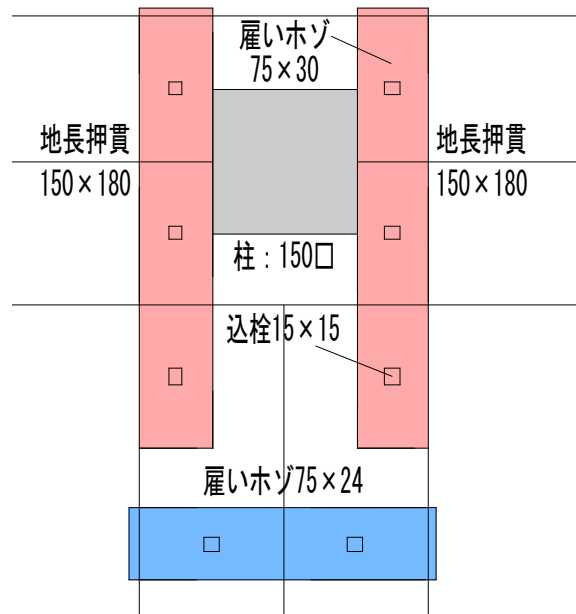
#### ① 地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合バネの剛性・耐力計算方法

地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合の構造詳細図を文献<sup>8)</sup>を一部引用して図 4.3.9 に、解析モデル用の概念図を図 4.3.10 に示す。合わせ梁式モーメント抵抗接合部は、柱と梁のいずれか一方を 2 枚とし、もう一方の材を挟み込んで、パネルゾーンの側面から木栓を打ち込んで固定する方法である<sup>45)</sup>。接合部の降伏モーメントや回転剛性は、接合具 1 本当たりの降伏耐力と剛性を EYT 式と弾性床梁理論式で計算し、これにパネルゾーンの回転中心からの距離を乗じた全本数の総和として計算した。

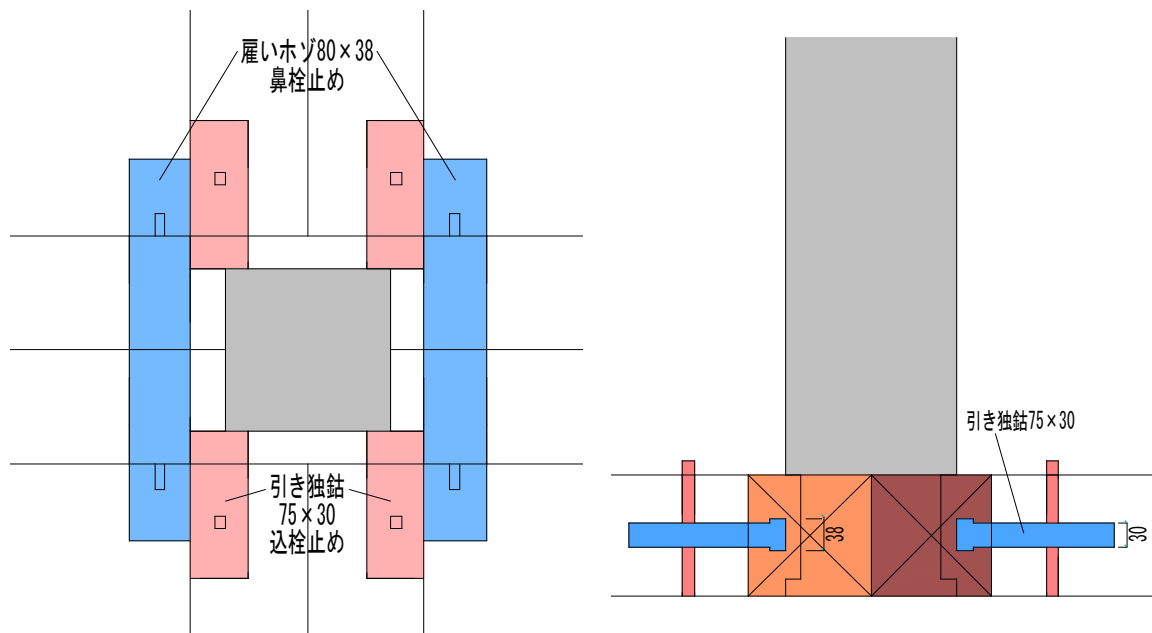
接合部の回転剛性や終局モーメントをさらに高めるため、合わせ材と中央材を相欠き加工して、嵌合接合によるめり込み抵抗を付加させた。通し貫接合部の計算式を用いて回転剛性や降伏モーメントを計算したものを加算し、降伏モーメントについては、パネルゾーンの接合具が最初に降伏するときの変形角と、相欠き接合のめり込み降伏時の変形角のうち、小さい方を接合部全体の降伏変形角とし、これに接合部回転剛性を乗じたものを接合部降伏モーメントとした。バネ特性を図 4.3.8 (b)に示す。

接合部は長ホゾ込み栓打ちとし、柱ホゾ長さは共通で 120mm、ホゾ断面は 120mm 角柱で 30×90mm、150mm 角柱で 33×105mm である。込み栓は 15mm 角のヒノキとした。

地長押は、柱脚をヒノキの 150×180mm 角 2 本で挟み込む形式とし、地長押間の面外方向には雇いホゾに込み栓を用いて接合した。引独鉗 75×30mm も込み栓を用いて接合した。図 4.3.9 には 150mm 角柱の事例を示す。



(a) T字型接合部



(b) 十字型接合部

図 4.3.9 地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合の構造詳細図 (文献<sup>8)</sup>から一部引用)

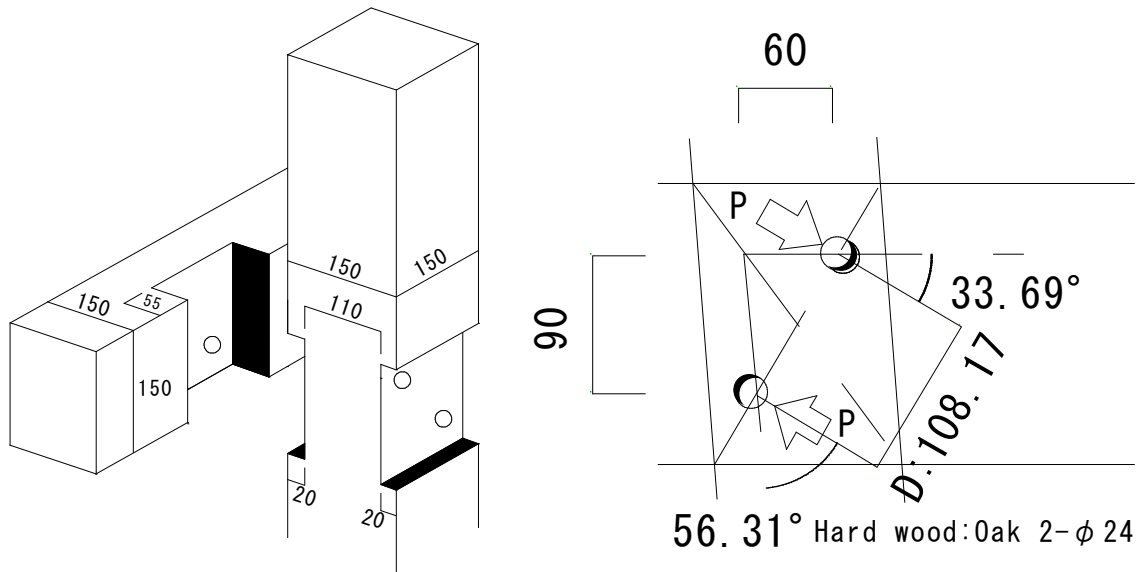


図 4.3.10 地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合

e) 柱脚／地長押貫部・ダブル込栓（要素V）

柱脚／地長押貫部の対角線直交方向（込栓間距離  $D=108.17\text{mm}$ ）にせん断力が作用するとし、また面圧定数等の算出に各母材繊維方向との角度 $\theta$ を考慮し各定数を算定する。込栓（ $\phi 24 = d$ ：カシ）の比重 $\rho = 0.45$ と仮定し、物性値を回帰計算により求める。

耐力計算

埋込み長さ： $L_1 = L_2$ ，母材 1（柱脚）の厚さ： $t_1 = 2L_1$ ， $\alpha = \frac{L_1}{2L_1}$ ， $\beta = F_{Ecp2}/F_{Ecp1}$

複合面圧降伏応力： $F_{Ecp}$  [N/mm<sup>2</sup>]

※以下添字 1 は柱脚材、2 は地長押貫材の場合を示す。

$$F_{Ecp1} = \min.\{F_{E1}, \alpha_F F_{cvf}\}, F_{Ecp2} = \min.\{F_{E2}, \alpha_F F_{cvf}\} \quad \dots (4.51)$$

ここで、 $\alpha_F$ ：めり込み降伏応力増大係数

$F_{cvf}$ ：ダボのめり込み降伏応力[N/mm<sup>2</sup>]

母材の面圧降伏応力 $F_E^{44}$ ：

$$F_{E(0^\circ)} = f_{e0} = 0.082(1 - 0.01d)\rho \quad (\text{繊維方向加力の場合})$$

$$F_{E(90^\circ)} = f_{e90} = 0.5f_{e0} \quad (\text{繊維直交方向加力の場合}) \quad \dots (4.51)$$

ハンキンソン式を用いて $F_{E1}, F_{E2}$ を求める。

$$K_{\theta i} = \frac{K_{0i} \cdot K_{90i}}{K_{0i} \sin^2 \theta_i + K_{90i} \cos^2 \theta_i}$$

$$F_{E(90^\circ)} = f_{e90} = \frac{1}{2}f_{e0} \text{ より、}$$

$$F_{E(\theta)} = \frac{F_{E(0)} \cdot F_{E(90)}}{F_{E(0)} \sin^2 \theta + F_{E(90)} \cos^2 \theta}$$

$$= \frac{F_{E(0)}}{2 \sin^2 \theta + \cos^2 \theta}$$

$$F_{E1(\theta_1)} = \frac{F_{E1(0)}}{2 \sin^2 \theta_1 + \cos^2 \theta_1}$$

$$F_{E2(\theta_2)} = \frac{F_{E2(0)}}{2 \sin^2 \theta_2 + \cos^2 \theta_2}$$

ダボの曲げ降伏モーメント :  $M_y = ZF_b = \frac{\pi d^3}{32} F_b \quad \dots (4.52)$

込栓 1 本あたりの 2 面せん断の降伏耐力 :  $P_{yd2} = \min. \{ 8 \sim 12 \}$

8)  $dL_1 F_{Ecp1}$

9)  $dL_1 F_{Ecp1} \times 2\alpha\beta$

10)  $dL_1 F_{Ecp1} \times \left[ \sqrt{\frac{16\beta M_y}{dL_1^2 F_{Ecp1} (2\beta+1)} + \frac{8\alpha^2 \beta^2 (\beta+1)}{(2\beta+1)^2}} - \frac{2\alpha\beta}{2\beta+1} \right]$

11)  $\sqrt{\frac{16dF_{Ecp1}M_y\beta}{1+\beta}}$

12)  $\frac{2 \times A \times F_s}{\kappa} (= P_{Qy}) \quad \dots (4.53)$

剛性計算 ※  $E_{timber}$  : 母材の繊維方向曲げヤング率 =  $E_0$

母材繊維方向の面圧定数 :  $k_{E(0)} = \frac{E_{timber}}{31.6+10.9d} \quad [N/mm^3] \quad \dots (4.54)$

母材繊維直交方向の面圧定数 :  $k_{E(90)} = \frac{1}{3.4} \times \frac{E_{timber}}{31.6+10.9d} \quad [N/mm^3] \quad \dots (4.55)$

柱脚材の面圧定数 :  $K_{E1(\theta_1)} = \frac{K_{E1(0)}}{3.4 \sin^2 \theta_1 + \cos^2 \theta_1}$

地長押貫材の面圧定数 :  $K_{E2(\theta_2)} = \frac{K_{E2(0)}}{3.4 \sin^2 \theta_2 + \cos^2 \theta_2} \quad \dots (4.56)$

込栓の補剛めり込み剛性

$\alpha_k k_{cvf} = 1.5 \times \frac{E_{timber}}{11d} \quad [N/mm^3] \quad \dots (4.57)$

$\alpha_k$  : めり込み補剛効果係数 = 1.5

$k_{cvf}$  : ダボのめり込み剛性 =  $\frac{E_0}{11d}$

複合面圧定数  $k_{cp1} = \frac{k_{E1} \times \alpha_k k_{cvf}}{k_{E1} + \alpha_k k_{cvf}} \quad k_{cp2} = \frac{k_{E2} \times \alpha_k k_{cvf}}{k_{E2} + \alpha_k k_{cvf}} \quad [N/mm^3] \quad \dots (4.58)$

1 せん断面あたりのせん断剛性 :  $K = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \quad [N/mm] \quad \dots (4.59)$

$K_1 = \min. \left\{ \frac{1}{3} (Ed^7 k_{cp1}^3)^{\frac{1}{4}} \times \left( 1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp1} d}{E}} \right)^{-\frac{1}{2}}, dk_{cp1} L_1 \right\} \quad \dots (4.60)$

$K_2 = \min. \left\{ \frac{1}{3} (Ed^7 k_{cp2}^3)^{\frac{1}{4}} \times \left( 1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp2} d}{E}} \right)^{-\frac{1}{2}}, dk_{cp2} L_2 \right\} \quad \dots (4.61)$

込栓 1 本あたりのせん断剛性  $K = 2K_0 \quad [N/mm] \quad \dots (4.62)$

同上降伏変位  $\delta_y = \frac{P_{yd2}}{K} \quad [mm] \quad \dots (4.63)$



$$\text{込栓 2 本セットでの降伏変形角 } \theta_{yd2} = \frac{\delta_{yd2}}{D} \quad D: \text{込栓間距離} \quad \dots (4.64)$$

$$\text{同上降伏モーメント } M_{yd2} = P_{yd2}D \quad \dots (4.65)$$

$$\text{同上回転剛性 } K_{\theta d2} = \frac{M_{yd2}}{\theta_{yd2}} \quad \dots (4.66)$$

f) 柱脚/地長押貫部・貫接合部 (要素VI)

貫接合部の理論式<sup>38)</sup>により、嵌合接合部の回転剛性と降伏耐力を計算する。

$$\text{回転剛性: } K_{\theta} = x_p^2 y_p E_{90} \left\{ \frac{x_p}{Z_o} \left( C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + \frac{1}{2} \mu C_{xm} \right\} \quad [\text{Nmm/rad}] \quad \dots (4.67)$$

$$\text{降伏耐力: } M_y = \frac{K_{\theta} Z_o F_m}{x_p E_{90} C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad [\text{Nmm}] \quad \dots (4.68)$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4Z_o}{3x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4Z_o}{3nx_p} \quad : \text{端、縁距離効果係数} \quad \dots (4.69)$$

g) 地長押・木栓ダボ接合部パネの剛性・耐力計算方法

貫接合部の嵌合接合部と、ダブル込栓の木栓接合部の合わせ梁式モーメント抵抗接合部は、柱と梁のいずれか一方を2枚とし、もう一方の材を挟み込んで、パネルゾーンの側面から木栓を打ち込んで固定する方法である。接合部の降伏モーメントや回転剛性は、木栓接合具1本当たりの降伏耐力と剛性を計算し、これにパネルゾーンの回転中心からの距離を乗じた全本数の総和として計算する。接合部の回転剛性や終局モーメントをさらに高めるため、合わせ材と中央材を相欠き加工して、嵌合接合によるめり込み抵抗を付加させた。通し貫接合部の計算式を用いて回転剛性や降伏モーメントを計算したものを加算し、降伏モーメントについては、パネルゾーンの接合具が最初に降伏するときの変形角と、相欠き接合のめり込み降伏時の変形角のうち、小さい方を接合部全体の降伏変形角とし、これに接合部回転剛性を乗じたものを接合部降伏モーメントとした。

(1) 貫部分

$$\begin{aligned} K_a &= K_1 + K_2 \quad , \quad K_1: \text{柱脚} \quad , \quad K_2: \text{地長押梁} \\ \theta &= \min(\theta_1, \theta_2) \quad , \quad \theta_1: \text{柱脚} \quad , \quad \theta_2: \text{地長押梁} \\ M_{ya} &= K_a \theta \end{aligned} \quad \dots (4.70)$$

(2) 木栓ダボ回転剛性:

木栓ダボ2面せん断の降伏耐力 $P_{yd}$ を算出

ダブル込栓間の偶力により降伏モーメント $M_{yd}$ を算出

ダブル込栓(2面せん断)回転剛性 $K_d$ はハンキンソン式で算出

$$M_{yd} = P_{yd} \cdot h \quad , \quad K_d \quad \dots (4.71)$$

(3) 木栓ダボ+貫: 「地長押・挟み梁パネルゾーン」

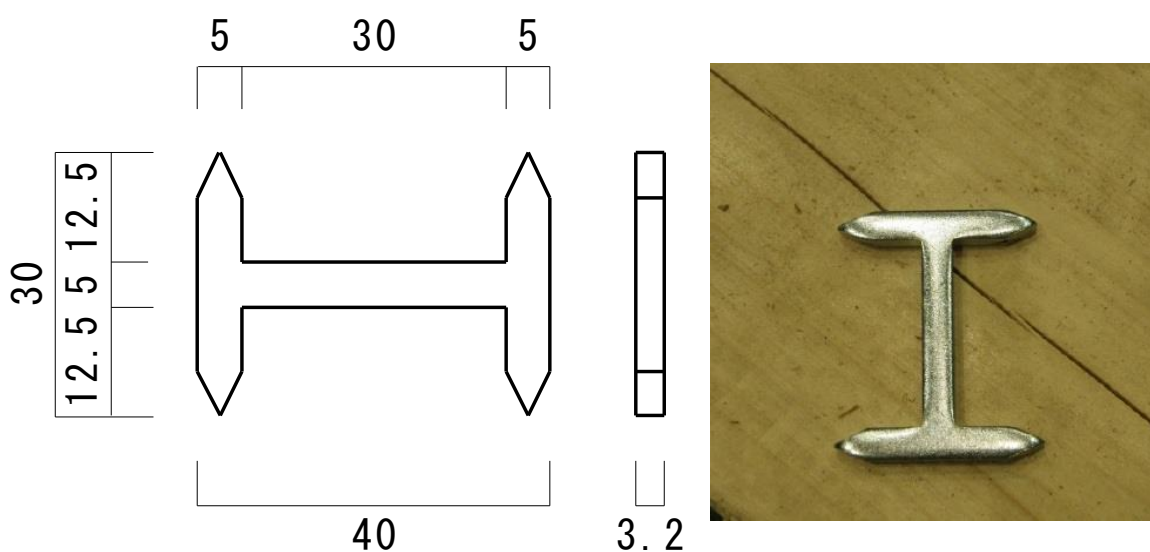
$$K_{\theta} = K_a + K_d \quad , \quad M_y = M_{ya} + M_{yd} \quad , \quad \theta_y = M_y / K_{\theta} \quad \dots (4.72)$$

## ② 杉厚板 30mmH 型ジベルのバネ剛性・耐力

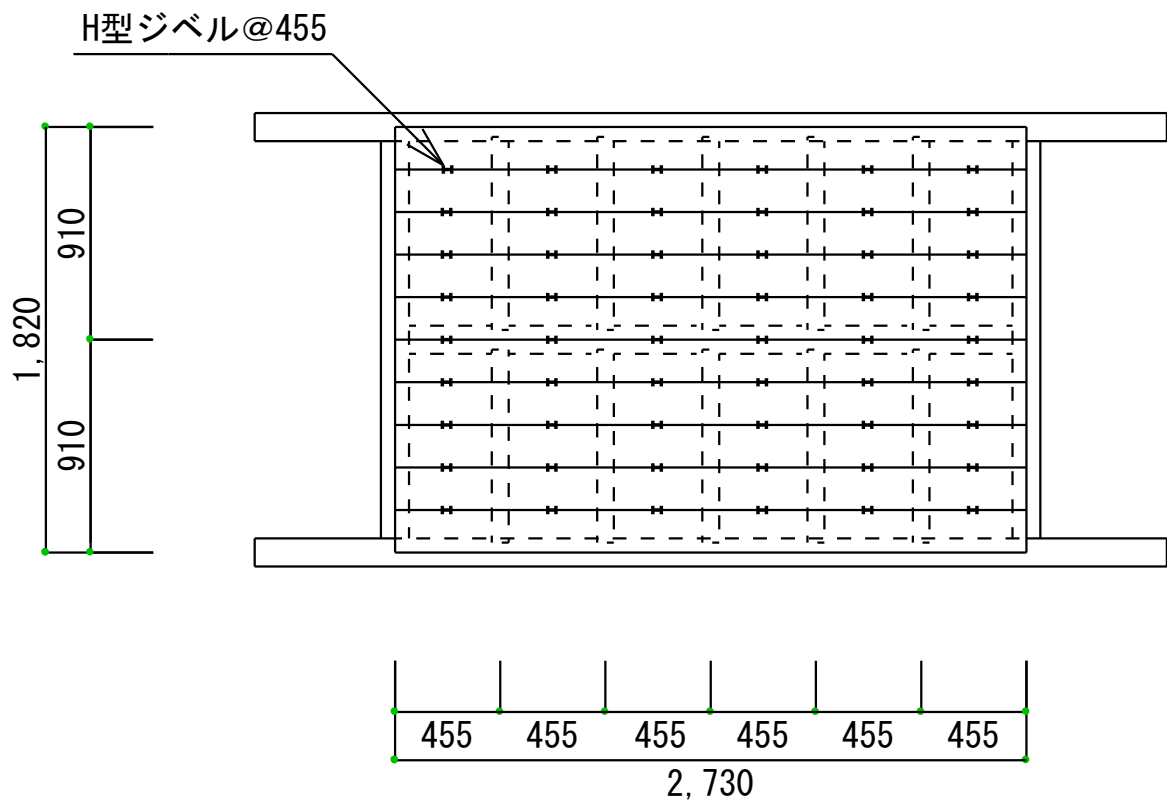
損傷制御設計を実現するためには、耐力壁に代表される鉛直構面要素のみならず、床版に代表される水平構面要素の検討も必要不可欠である。土壁や杉板を主体とした従前の伝統構法的耐震要素では大変形領域での応答となり、損傷制御設計が実現困難であることが判明した。鉛直構面については、高い剛性と靱性に富む「貫板壁構法」「地長押合わせ梁接合」等<sup>45)</sup>、嵌合接合によるめり込み抵抗を主体とした耐震要素とした木造建築物モデルを提案した。耐力要素は、「貫板壁」と安定した滑り基礎とするため、柱脚を「地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合」とした。本節では、高剛性の床版が可能な杉厚板 H 型ジベルについて、南らの文献<sup>57) 58)</sup>を一部引用して説明する。

現行の留め付け方で構成されている杉厚板あらし床の水平構面の剛性は低く、その主要な要因は厚板同士の界面における自由な滑り変形にあると指摘されている。そこで、板相互の滑りを抑制し、水平構面の剛性を高めるために実部分に圧入する、H 形状の金物を用いたのが、杉厚板 H 型ジベル床版である。

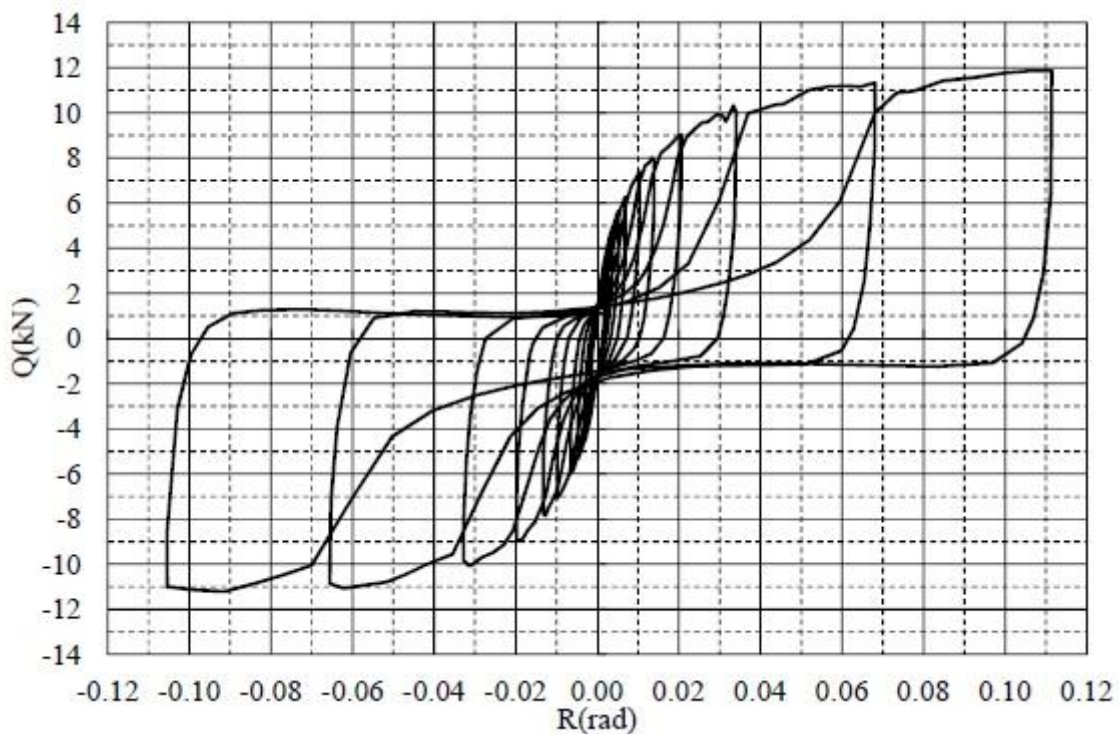
杉厚板 30mmH 型ジベルの概要と復元力特性グラフを、図 4.3.11 (a)～(c)に示す。高剛性の床版が可能な杉厚板 H 型ジベルは、ジベルの滑り拘束効果により床倍率 2.34 程度となり、構造用合板を使用せずとも高耐力水平構面を実現する。文献の実験結果を参考に、床水平構面の復元力特性を設定した。床水平構面のバネ特性を図 4.3.8 (a)に示す。文献<sup>57)</sup>、<sup>58)</sup>では、H 型金物を装着したモデルのせん断キー効果による力学モデルも提案されており、H 型ジベルに変えて、貫板壁や地長押梁で検討した木栓による床水平構面の復元力特性も任意に設定可能であると考えられる。



(a) H型ジベル (写真：文献<sup>57)</sup>から一部引用)



(b) 杉厚板H型ジベル (文献<sup>57)</sup>から一部引用)



(c) 杉厚板 30mmH型ジベル復元力特性 (文献<sup>57)</sup>から一部引用)

図 4.3.11 杉厚板H型ジベル水平構面 (写真、図 : 文献<sup>57)</sup>から一部引用)

#### 4.3.7. 2階建てモデルの概要

図 4.3.12 に貫板壁構法、杉厚板 30mmH 型ジベル、地長押梁から構成された伝統構法建築物のモデル概要図を示す。高剛性の床版が可能な杉厚板 H 型ジベルは、ジベルの滑り拘束効果により床倍率 2.34 程度となり、構造用合板を使用せずとも高耐力水平構面を実現する。耐力要素は、「貫板壁」と安定した滑り基礎とするため、柱脚を「地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合」とした。基礎を RC 造ベタ基礎とし、履歴減衰特性に富んだ安定した滑り挙動を期待する。

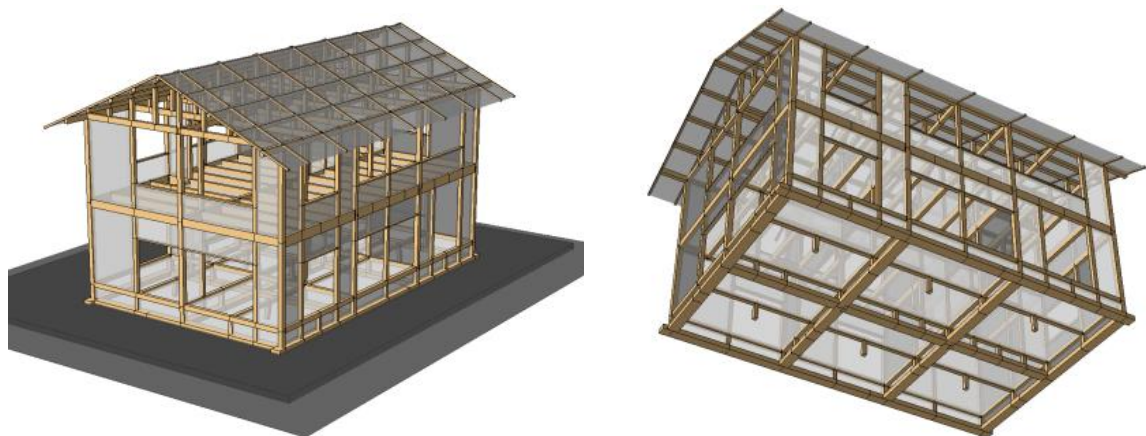


図 4.3.12 貫板壁構法のモデル概要図

#### 4.3.8. 耐力残存率と損傷制御設計クライテリア

本節では、日本建築防災協会<sup>10)</sup>に基づいて、在来木造建築の被災建物の耐力残存率と最大層間変形角を参考に、損傷制御設計の設計クライテリアを定義する。

日本建築防災協会は、終局状態に至るまでの荷重—変形関係で囲まれる面積を建物の保有エネルギー、応答による荷重—変形関係で描かれた面積を地震により失われたエネルギーと考え、その残存率によって在来木造建物の耐震性能残存率  $R$  を定めている。具体的には損傷状態に基づき推定する最大層間変形角  $Re$  (表 4.3.3) から求める。そして被災度区分による補修・補強の要否の判定において「補修または補強により復旧するもの」と判定されたもののうち、耐震性能残存率が 80 より大きいものは、ほとんど耐力の低下を生じていないことから、補修を行い継続使用してよいとしている。

最大層間変形角  $Re$  が  $1/60\text{rad}$  以下であれば、耐力残存率が 80~90 以上残存し、補修を行い継続使用可能であることが示されていることより、修復可能な損傷変形角として、最大層間変形角  $1/60\text{rad}$  以下を「広義な弾性領域」とし、設計クライテリアとして定義する。

表 4.3.3 被災建物の耐力残存率と最大層間変形角 (表 1.1.3 再掲)

Maximum angle of story displacement	Building classification	
	a-type (After 1981)	b-type (Before 1981)
$Re < 1/120 \text{ rad}$	100	100
$1/120 \text{ rad} \leq Re < 1/60 \text{ rad}$	80	90
$1/60 \text{ rad} \leq Re < 1/45 \text{ rad}$	50	75
$1/45 \text{ rad} \leq Re < 1/30 \text{ rad}$	35	60
$1/30 \text{ rad} \leq Re < 1/20 \text{ rad}$	20	30
$1/20 \text{ rad} \leq Re$	10	10

#### 4.3.9. 貫板壁構法・DEMと柱脚滑り応答スペクトル法の比較検証

本節では、各種巨大地震波に対する貫板壁構法の応答について、DEMと柱脚滑り応答スペクトル法による予測の比較を行い、応答スペクトル法の妥当性について検証を行う。振動台実験の際に入力波として用いたBCJ-L2波を振幅倍率200%に増幅したBCJ-L2×2波、JMA神戸波以外に、兵庫県南部地震で観測されたJR鷹取波、平成28年4月14日及び4月16日に震度7が連続で発生した熊本地震を用いた。熊本地震の入力地震動として用いたのは、気象庁で公開されている震度計（益城町役場：観測点名「益城町宮園」、西原村役場：観測点名「西原村小森」）の本震（4月16日）で観測された波形である。以降、「益城町波」、「西原村波」と呼ぶ。以上の巨大地震波形5波を用いて解析した。

立体骨組モデルに各種地震波形を入力し、図4.3.12に示す外周全ての柱脚に対し滑り応答波形を求め、理論的履歴減衰に対する応答履歴面積比率を求め、低減係数 $\beta$ を算出する(図4.3.5(b))。図4.3.13から図4.3.17にL1、L13通りの建物四隅最大滑りの柱脚滑り履歴波形を代表として示す。また、表4.3.4に統計的に同定した柱脚滑り減衰パラメータ $\beta$ の値を示す。

JMA神戸波において、土壁を主体とした2階建てモデル(表4.3.1、図4.3.6)では、履歴減衰による低減が乏しいが、それとは対照的に、高い剛性と靱性に富む「貫板壁構法」「地長押合わせ梁接合」等<sup>45)</sup>、めり込み抵抗を主体とした木造建築物モデル(表4.3.4、図4.3.13～図4.3.17)では、柱脚滑り履歴面積が大きくなり、低減係数が大きな値となる。

表4.3.4、図4.3.13～図4.3.17より、益城町波の $\beta$ が大きいのは、これは変位波形が正負同程度に挙動する地震波の特徴である。同様にBCJ-L2×2波では片方向に震動する波形であるが、Jennings型包絡曲線のため綺麗な履歴曲線となる。柱脚滑りクリアランスは40cm程度であり、1m程度を考慮すれば良いと思慮される。なお、BCJ-L2波を2倍にして解析しているのは、地震波形の最大値が摩擦係数 $\mu$ 以下のため、「柱脚滑り応答スペクトル法」の $C_{slip}$ が計算出来ないためである。

表 4.3.4 柱脚滑り減衰パラメータ  $\beta$  の同定

	JMA神戸	JR鷹取	益城町	西原村	BCJ-L2×2
Max	0.654	0.440	0.740	0.656	0.530
Min	0.222	0.184	0.372	0.305	0.404
ave	0.413	0.327	0.574	0.471	0.449
標準偏差	0.164	0.123	0.197	0.182	0.187
分散 $\sigma$	0.011	0.005	0.006	0.012	0.002
中央値	0.399	0.325	0.584	0.449	0.427
ave-3 $\sigma$	0.381	0.313	0.556	0.436	0.443

Ave : 平均  $\sigma$  : 標準偏差

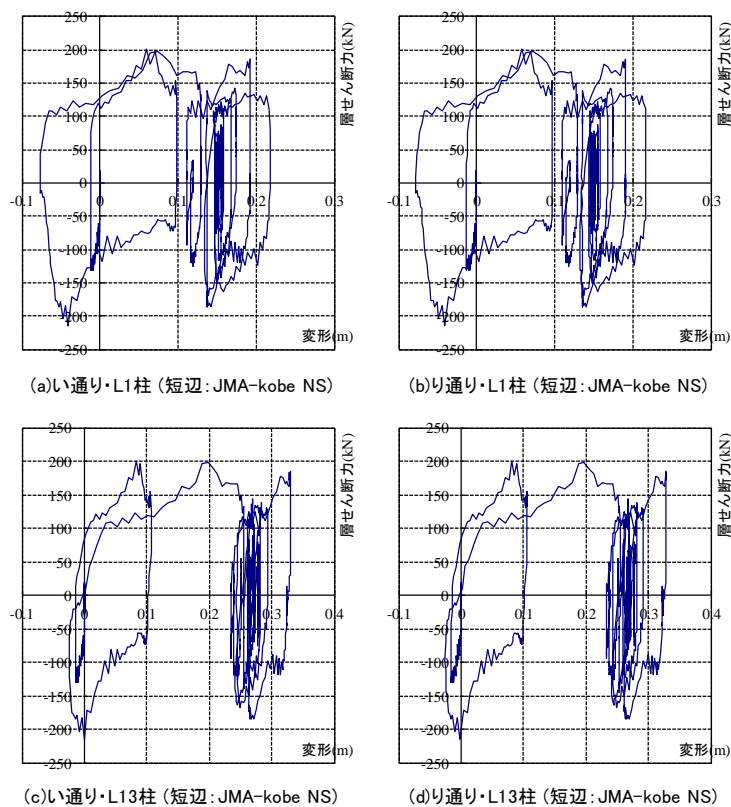


図 4.3.13 柱脚滑りリサージュ波形 (JMA 神戸)

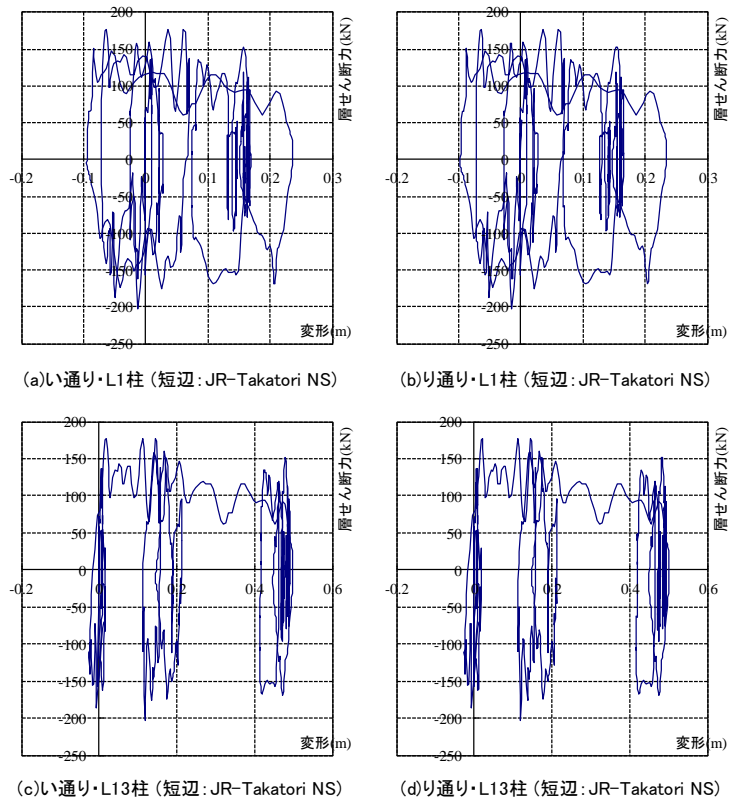


図 4.3.14 柱脚滑りリサージュ波形 (JR 鷹取)

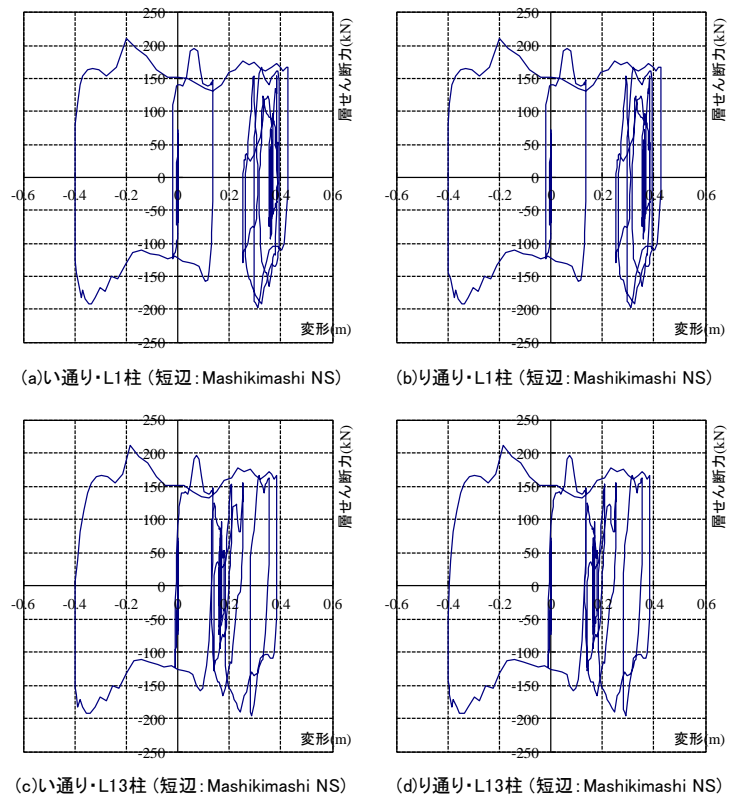
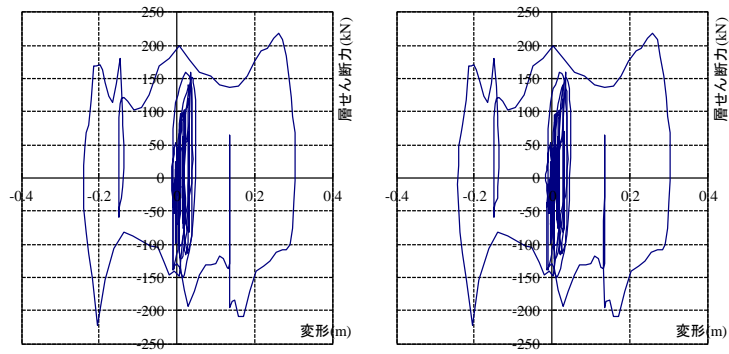
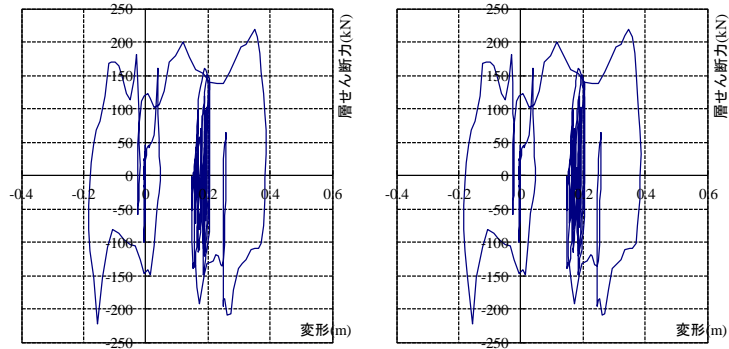


図 4.3.15 柱脚滑りリサージュ波形 (熊本・益城町)



(a)い通り・L1柱 (短辺: Nishiharamura NS)

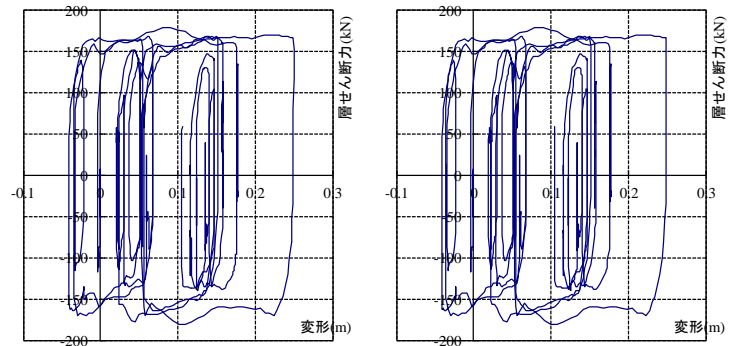
(b)り通り・L1柱 (短辺: Nishiharamura NS)



(c)い通り・L13柱 (短辺: Nishiharamura NS)

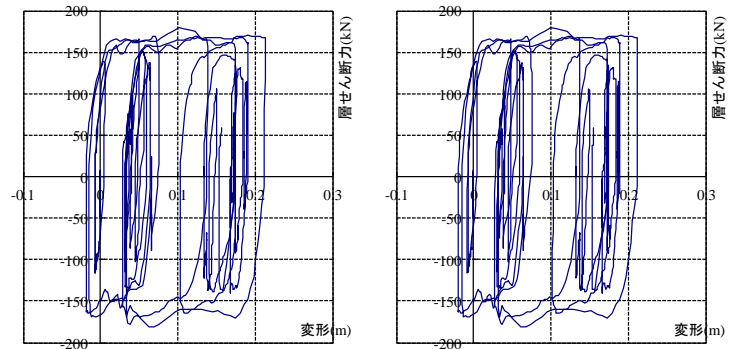
(d)り通り・L13柱 (短辺: Nishiharamura NS)

図 4.3.16 柱脚滑りリサージュ波形 (熊本・西原村)



(a)い通り・L1柱 (短辺: BCJ-L2×2 NS)

(b)り通り・L1柱 (短辺: BCJ-L2×2 NS)



(c)い通り・L13柱 (短辺: BCJ-L2×2 NS)

(d)り通り・L13柱 (短辺: BCJ-L2×2 NS)

図 4.3.17 柱脚滑りリサージュ波形 (BCJ-L2×2 倍)



表 4.3.5～表 4.3.7 に動摩擦係数別の、図 4.3.18 に動摩擦係数  $\mu=0.4$  の計算結果を示す。貫板壁構法モデルでは 1 階の変形量は地震波によらず概ね近似値となっている。限界耐力計算では等価 1 質点系を考慮するため、建物四隅の平均(Average)、重心位置(Center)の変形量との比較検証が妥当であると考ええる。本節では DEM との整合性は、危険側として建物四隅の平均と比較することとする。最大値(Max)に対しては若干危険側の結果となるが参考値として扱う。また、地震波毎の  $\beta$  値計算( $\beta$ -static)に対し、一律設定( $\beta=0.25$ )した結果は概ね近似値となっている。実務的に一律設定( $\beta=0.25$ )した方が簡便であり、一律設定( $\beta=0.25$ )する際の計算精度の妥当性が検証された。

限界耐力計算では、繰返し地震動の影響や柱脚の浮上りによる上下動の影響を考慮することが難しい。2 階建てモデルの柱脚の浮上り量（建物四隅の平均）を表 4.3.8、図 4.3.19（2 階）に示す。図 4.3.13～図 4.3.17 より、柱脚滑り量 40cm 程度に対し、柱脚浮上り量は 1cm 程度であり、柱脚の浮上りによる上下動の影響は少ないと考える。本論文では石場建て、地長押合わせ梁接合のみによる同定値であったが、『地貫』や『下げ鎌』など他の構法による方法も考えられ、上下動の柱脚浮上り等、不確定要因も考慮し、土壁の  $\beta=0.299$  から一律設定( $\beta=0.25$ )した場合の計算精度の妥当性を確認した。柱脚滑り減衰パラメータ  $\beta$  は、限界耐力計算では上下動の滑り・浮上り挙動による減衰の定式化が困難な要因も考慮可能であると考ええる。

1 階応答変形角は  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としている。多数の巨大パルス地震波形において、フェールセーフ設計を可能としている。一方、2 階の変形量は 2～3 倍の差がある。しかし 2 階は全て弾性領域であり、木造建築では 1 階層崩壊が問題となるため、本研究では 2 階は弾性域・損傷変形角以内であることを確認する程度とする。予測精度については、日本建築防災協会<sup>10)</sup>に基づいて、最大層間変形角  $Re$ (表 4.3.3)の区分範囲、すなわち、DEM と限界耐力計算の最大層間変形角が、 $1/120$ 、 $1/60$ 、 $1/45$ 、 $1/30$ 、 $1/20\text{rad}$  の範囲内で 1 階変形量が近似しているか否かで判断するのが妥当と考える。1 階変形角が  $1/60\text{rad}$  以下で整合しているため、妥当であると考ええる。

柱脚滑り応答スペクトル法における、2 階の変形量の差異については次のように解釈可能であると考ええる。すなわち、貫板壁構法では建物剛性・耐力が高く、応答値は  $C_{slip}$  線上となり、増分解析では  $A_i$  分布の比率で強制変位解析しているため、1 階が弾性領域である場合は、 $A_i$  分布の影響が強く 2 階の変形量が小さく出やすい。

一方、表 4.3.2、図 4.3.7 より、土壁等の建物剛性・耐力が乏しい場合は、DEM は倒壊後の離散化挙動までを解析可能な手法であるため、1 階層崩壊が進行し塑性化が進むと、

節点が破断し結合力を失い、実際の破壊メカニズムに応じた増分解析となるため、 $A_i$  分布等による影響が弱くなり、2階変形量もDEMと整合すると思慮される。

以上を総括すると、貫板壁構法は2階の変形量が2~3倍の差となるが、2階は全て弾性領域であり、1階層崩壊先行モード形であるため予測手法は妥当であると考えられる。貫板壁構法は1階変形量が全て2~3cmに収斂しており、地震動の周波数特性に基本的に影響を受けない、極めて高い耐震性を示している。

摩擦係数を0.3に設定した場合の結果を表4.3.5に示す。任意の摩擦係数とした場合でも、DEMと柱脚滑り応答スペクトル法の整合性は高く、有効性が確認できる。また、文献<sup>8)</sup>でも言及されているとおり、摩擦係数が0.4から0.3に小さくなると、上部構造の応答変位も小さくなっている。設計者は任意の摩擦係数を設定でき、汎用的に活用可能であると考えられる。

長瀬ら<sup>51)</sup>は、上部構造耐力が乏しく、柱脚もバラバラに移動し、1/20rad以上の大変形領域で応答する土壁の振動台実験モデルにおいて、BCJ-L2波、JMA神戸波の2地震波のみから、低減係数 $\beta=0.25$ を提案している。一方、本研究では5種類の巨大地震波毎の詳細な $\beta$ 値計算( $\beta$ -static)に対し、一律設定( $\beta=0.25$ )した結果は概ね近似値となっていることを示した。実務的に一律設定した方が簡便であり、一律設定する際の計算精度の妥当性を示した。土壁に代表される低剛性・高靱性の伝統構法のみならず、貫板壁構法のような建物剛性・耐力が高く、応答値が $C_{slip}$ 線上で応答する場合での有効性も明らかにした。

表 4.3.5 建物応答のDEMと限界耐力計算 ( $\mu=0.3$ )

地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力( $\beta=0.25$ )		限界耐力( $\beta$ 詳細)	
		変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.030	1/87	0.019	1/135	0.015	1/175	0.025	1/106	0.023	1/113
	2階	0.034	1/79	0.022	1/121	0.015	1/181	0.008	1/346	0.007	1/370
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.027	1/98	0.017	1/154	0.013	1/201	0.020	1/130	0.019	1/139
	2階	0.031	1/87	0.020	1/134	0.012	1/226	0.006	1/422	0.006	1/450
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.035	1/75	0.022	1/119	0.017	1/151	0.023	1/115	0.022	1/120
	2階	0.036	1/75	0.024	1/112	0.016	1/167	0.007	1/375	0.007	1/391
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.029	1/91	0.019	1/140	0.016	1/167	0.019	1/141	0.018	1/146
	2階	0.026	1/104	0.019	1/145	0.013	1/204	0.006	1/458	0.006	1/474
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.038	1/68	0.025	1/105	0.021	1/126	0.025	1/106	0.021	1/123
	2階	0.042	1/65	0.028	1/97	0.019	1/142	0.008	1/346	0.007	1/403
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.036	1/73	0.023	1/113	0.019	1/135	0.020	1/130	0.017	1/150
	2階	0.041	1/66	0.027	1/99	0.018	1/153	0.006	1/422	0.006	1/491
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.037	1/70	0.024	1/110	0.019	1/135	0.024	1/109	0.022	1/120
	2階	0.038	1/71	0.027	1/100	0.017	1/156	0.008	1/355	0.007	1/391
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.033	1/79	0.021	1/126	0.017	1/152	0.020	1/132	0.018	1/146
	2階	0.035	1/78	0.023	1/115	0.016	1/171	0.006	1/435	0.006	1/474
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.038	1/69	0.024	1/109	0.020	1/132	0.023	1/112	0.021	1/124
	2階	0.039	1/68	0.027	1/101	0.019	1/144	0.007	1/365	0.007	1/403
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.022	1/119	0.016	1/159	0.015	1/175	0.019	1/137	0.017	1/152
	2階	0.044	1/62	0.023	1/117	0.019	1/139	0.006	1/443	0.006	1/491

表 4.3.6 建物応答の DEM と限界耐力計算 ( $\mu=0.4$ )

地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力( $\beta=0.25$ )		限界耐力( $\beta$ 詳細)	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.043	1/61	0.030	1/88	0.023	1/112	0.031	1/86	0.028	1/92
	2階	0.046	1/59	0.033	1/82	0.023	1/118	0.010	1/278	0.009	1/300
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.034	1/76	0.022	1/119	0.017	1/151	0.025	1/104	0.023	1/113
	2階	0.037	1/73	0.024	1/112	0.015	1/175	0.008	1/342	0.007	1/365
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.042	1/63	0.029	1/91	0.025	1/105	0.028	1/93	0.027	1/97
	2階	0.043	1/64	0.031	1/88	0.021	1/126	0.009	1/303	0.009	1/318
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.042	1/62	0.028	1/92	0.025	1/106	0.023	1/114	0.022	1/119
	2階	0.044	1/61	0.031	1/86	0.025	1/109	0.007	1/370	0.007	1/386
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.053	1/50	0.035	1/74	0.028	1/92	0.030	1/88	0.026	1/101
	2階	0.062	1/44	0.040	1/67	0.027	1/99	0.009	1/287	0.008	1/329
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.050	1/52	0.033	1/78	0.028	1/93	0.022	1/118	0.021	1/123
	2階	0.047	1/58	0.035	1/78	0.026	1/103	0.007	1/386	0.007	1/403
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.050	1/52	0.034	1/77	0.028	1/93	0.030	1/88	0.027	1/97
	2階	0.057	1/48	0.039	1/69	0.024	1/110	0.010	1/284	0.009	1/318
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.045	1/58	0.030	1/86	0.024	1/107	0.024	1/107	0.022	1/119
	2階	0.053	1/51	0.036	1/76	0.022	1/124	0.008	1/351	0.007	1/386
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.054	1/48	0.037	1/71	0.032	1/83	0.029	1/90	0.026	1/101
	2階	0.057	1/48	0.041	1/65	0.032	1/83	0.009	1/293	0.008	1/329
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.027	1/96	0.022	1/119	0.020	1/131	0.024	1/110	0.021	1/124
	2階	0.056	1/48	0.029	1/92	0.024	1/111	0.008	1/360	0.007	1/403

表 4.3.7 建物応答の DEM と限界耐力計算 ( $\mu=0.5$ )

地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力( $\beta=0.25$ )		限界耐力( $\beta$ 詳細)	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.053	1/49	0.037	1/70	0.031	1/83	0.037	1/71	0.033	1/79
	2階	0.056	1/49	0.041	1/66	0.029	1/92	0.012	1/233	0.011	1/257
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.046	1/57	0.031	1/83	0.026	1/99	0.029	1/89	0.027	1/97
	2階	0.047	1/57	0.034	1/80	0.025	1/108	0.009	1/290	0.009	1/318
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.051	1/51	0.035	1/75	0.029	1/90	0.033	1/79	0.032	1/83
	2階	0.049	1/55	0.037	1/74	0.028	1/97	0.011	1/257	0.010	1/270
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.048	1/55	0.031	1/85	0.029	1/91	0.027	1/98	0.026	1/102
	2階	0.049	1/55	0.036	1/76	0.026	1/106	0.009	1/318	0.008	1/333
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.068	1/39	0.047	1/56	0.040	1/65	0.030	1/88	0.030	1/88
	2階	0.074	1/37	0.049	1/55	0.035	1/76	0.009	1/287	0.009	1/287
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.057	1/46	0.039	1/67	0.033	1/78	0.022	1/121	0.022	1/121
	2階	0.050	1/54	0.041	1/66	0.030	1/89	0.007	1/391	0.007	1/391
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.068	1/38	0.049	1/53	0.038	1/69	0.036	1/73	0.031	1/84
	2階	0.077	1/35	0.056	1/48	0.031	1/86	0.011	1/239	0.010	1/273
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.062	1/42	0.044	1/59	0.034	1/78	0.029	1/91	0.025	1/103
	2階	0.072	1/38	0.051	1/53	0.033	1/82	0.009	1/300	0.008	1/333
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.071	1/37	0.048	1/55	0.041	1/64	0.034	1/76	0.030	1/87
	2階	0.069	1/39	0.052	1/52	0.040	1/67	0.011	1/248	0.010	1/284
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.034	1/76	0.028	1/93	0.003	1/873	0.028	1/95	0.025	1/107
	2階	0.076	1/35	0.037	1/72	0.003	1/813	0.009	1/307	0.008	1/346

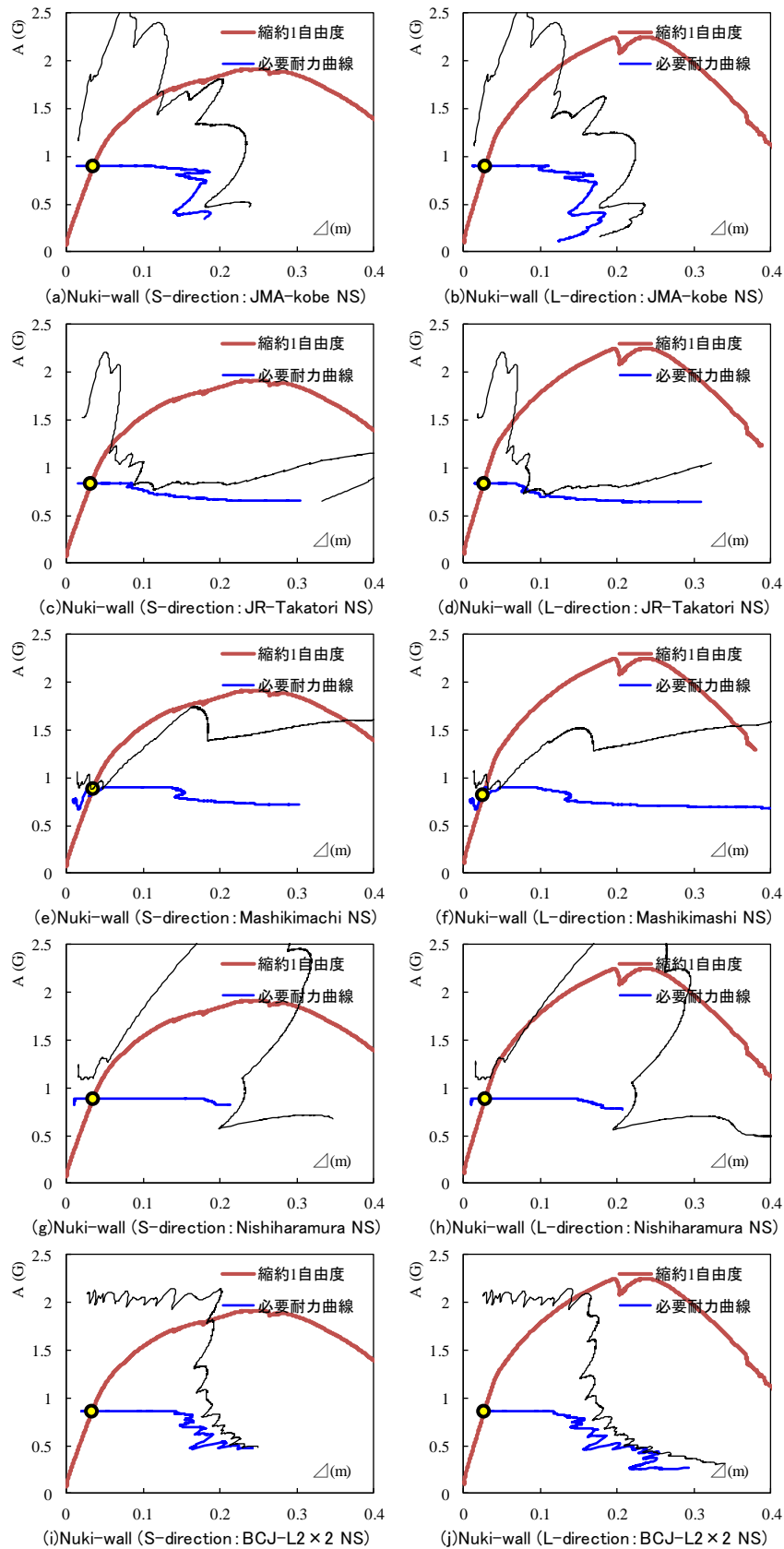


図 4.3.18 柱脚滑り応答スペクトル法 (変位増分解法) ( $\mu=0.4$ )

表 4.3.8 柱脚浮上り量（貫板壁構法）

単位：mm

	JMA神戸	JR鷹取	熊本・益城	熊本・西原	BCJ-L2×2
平屋	3.81	2.51	4.26	5.13	5.49
No4	6.23	8.32	11.05	10.34	10.64

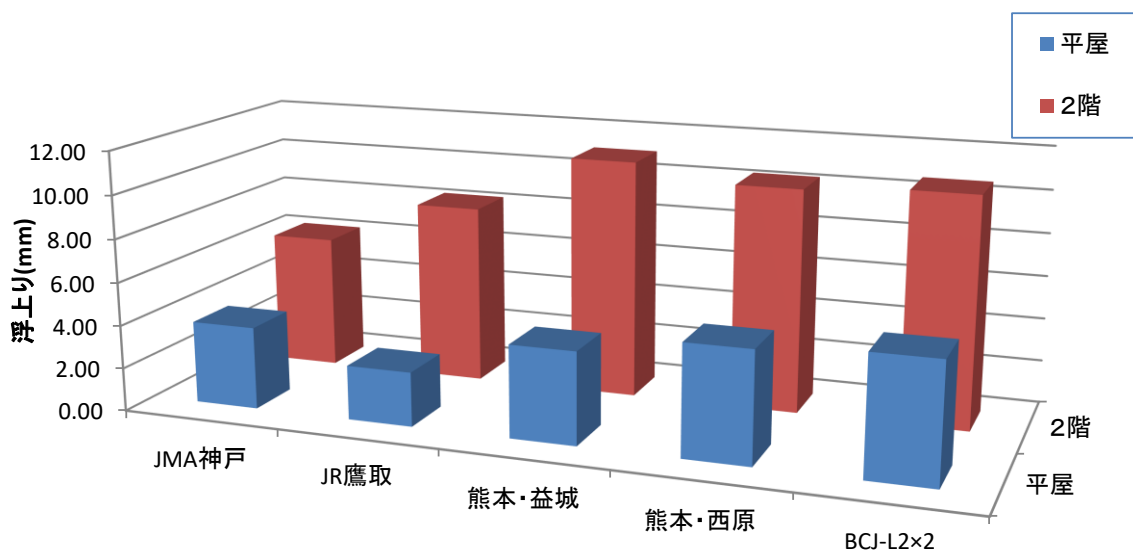


図 4.3.19 柱脚浮上り量（貫板壁）

#### 4.3.10. 平屋建てモデルでの検証

本節では、平屋建てモデル（3 間×5 間）に対する柱脚滑り応答スペクトル法の適用性を検証する。屋根が重く、階高が高く、壁量の少ない社寺建築をモデルとした。解析モデルは文献<sup>59) 60)</sup>を参考とした。

文献の建築物は地盤面から基壇高さが 0.606m、亀腹高さが 0.906 と段差が存在している。解析モデルでは基壇、亀腹の段差を解消し、1 階床高を地盤面から 0.606m とした。また、組物・斗栱をピンとして解析しているが、組物・斗栱ではなく「長ホゾ+込栓」接合とした。さらに材種はヒバからヒノキに変更した。それ以外は文献と同様とした。概要の詳細は文献を参照されたい。

解析モデルの平面図を図 4.3.20、外観を図 4.3.21 に示す。柱の曲げ強さは  $40\text{N}/\text{mm}^2$ 、ヤング係数（ヒノキ） $10\text{ kN}/\text{mm}^2$  とした。主要な耐震要素は、前節の 2 階建てモデルと同様に貫板壁等である。バネの骨格曲線を図 4.3.22 に示した。1 階床高(0.606m)、R 階小屋梁(4.242m)レベルに質量を設定した。

1F : 150.5kN

RF : 472.3kN

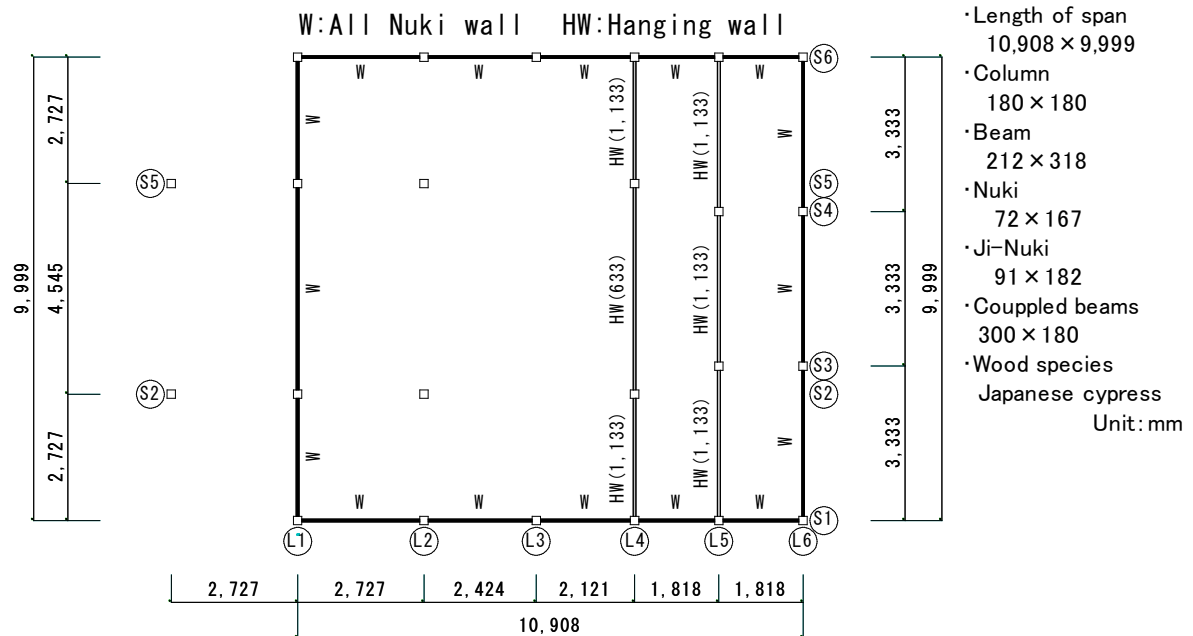


図 4.3.20 解析モデル平面図

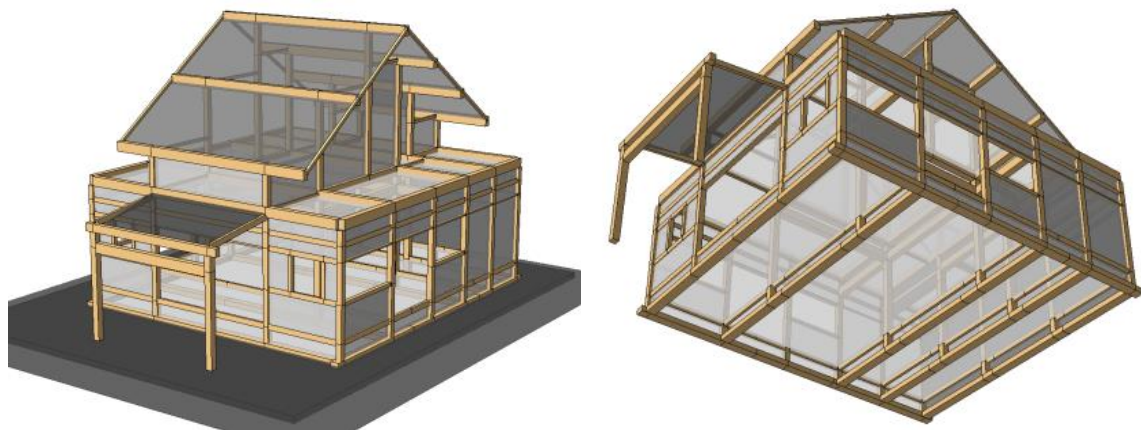


図 4.3.21 解析モデル外観図

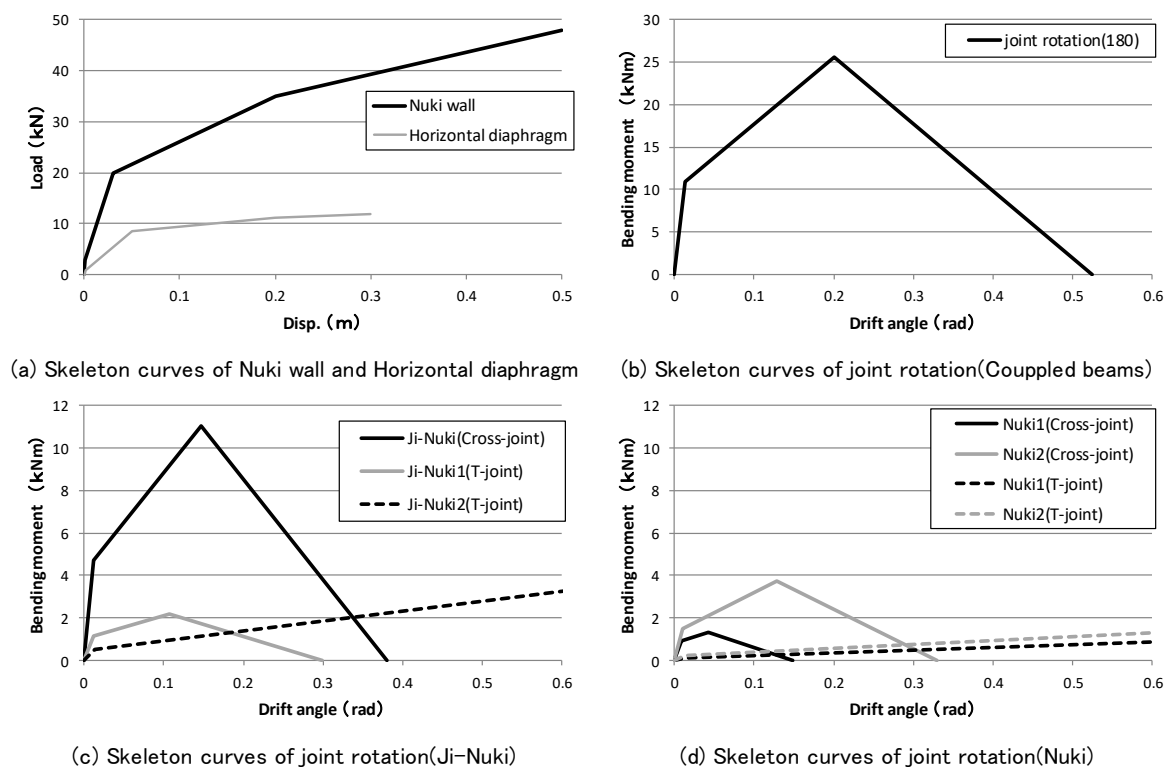


図 4.3.22 解析モデルの接合部、壁・水平構面のバネの骨格曲線

図 4.3.23、表 4.3.9 に動摩擦係数  $\mu = 0.4$  の計算結果を示す。貫板壁構法モデルでは 1 階の変形量（建物四隅の平均）は地震波によらず概ね近似値となっている。また、 $\beta$  値は前節の 2 階建てモデルでの同定値を使用した。図 4.3.23、表 4.3.9 より、地長押合わせ梁接合の形態が違う場合においても、一律設定 ( $\beta = 0.25$ ) した結果は概ね DEM 結果と整合している。

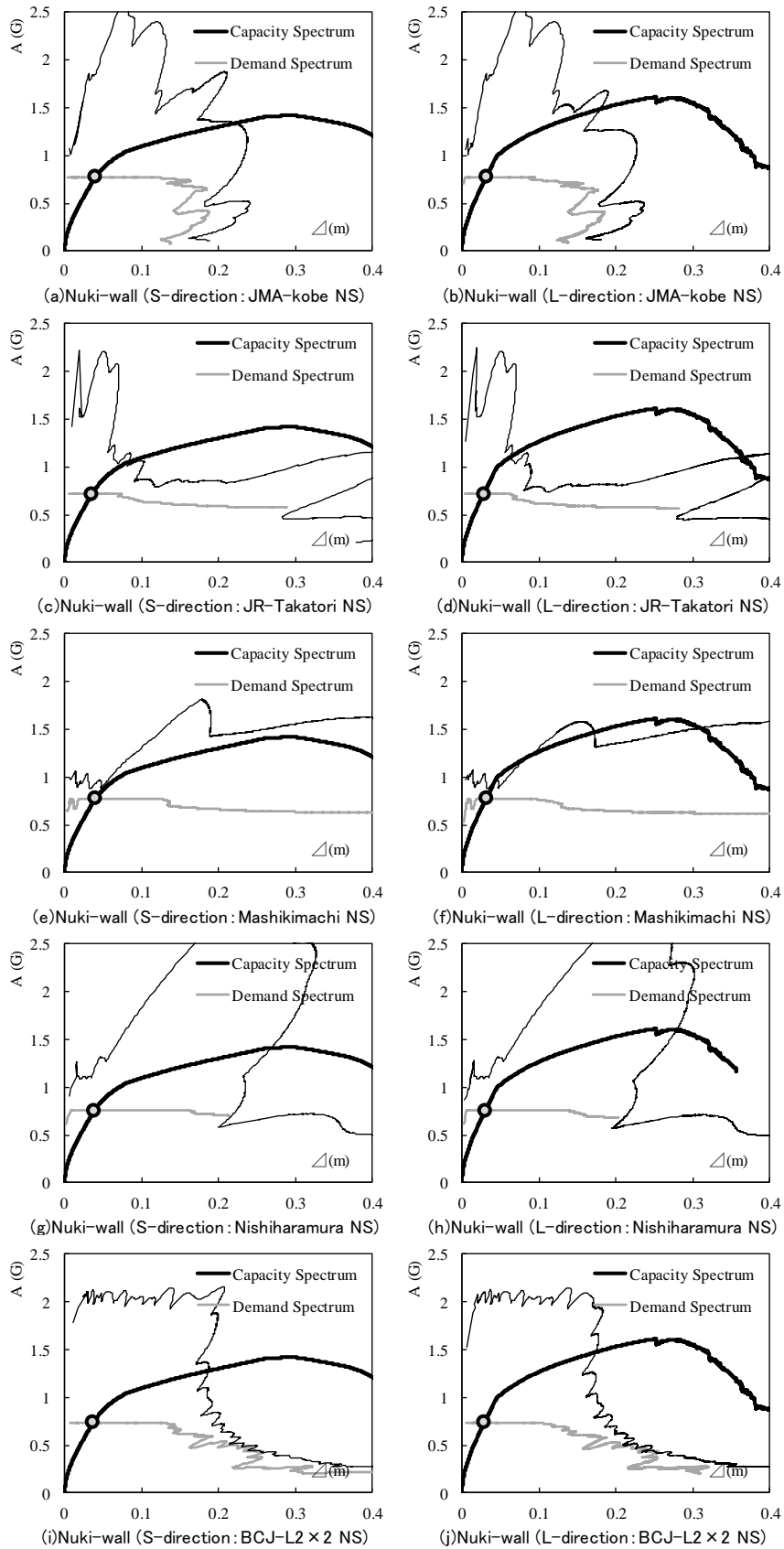


図 4.3.23 柱脚滑り応答スペクトル法 (変位増分解析法) ( $\mu=0.4$ )



表 4.3.9 建物応答の DEM と限界耐力計算 ( $\mu=0.4$ )

Seismic wave	Nuki-siding wall	DEM(Max)		DEM(Average)		DEM(Center)		Limit strength( $\beta=0.25$ )	
		$\delta$ (m)	R(rad)	$\delta$ (m)	R(rad)	$\delta$ (m)	R(rad)	$\delta$ (m)	R(rad)
JMA-kobe	S-direction: Amax								
	1F	0.065	1/56	0.032	1/112	0.024	1/153	0.040	1/91
	L-direction: Amax								
JR-Takatori	S-direction: Amax								
	1F	0.069	1/52	0.027	1/133	0.017	1/216	0.036	1/102
	L-direction: Amax								
Mashikimachi	S-direction: Amax								
	1F	0.074	1/49	0.031	1/119	0.019	1/187	0.040	1/90
	L-direction: Amax								
Nishiharamura	S-direction: Amax								
	1F	0.078	1/47	0.033	1/110	0.022	1/168	0.039	1/94
	L-direction: Amax								
BCJ-L2×2	S-direction: Amax								
	1F	0.091	1/40	0.037	1/98	0.025	1/146	0.037	1/98
	L-direction: Amax								
	1F	0.074	1/49	0.035	1/105	0.018	1/208	0.029	1/124

柱脚の浮上り量（建物四隅の平均）を表 4.3.8、図 4.3.19（平屋）に示す。柱脚浮上り量は 0.5cm 程度であり、柱脚の浮上りによる上下動の影響は少ないと考える。さらに、1階変形量が全て 3~4cm に収斂しており、極めて高い耐震性、すなわち『損傷制御設計論』を示していると考えられる。

#### 4.3.11. 部分2階建てモデルでの検証

本節では、部分2階建てモデルに対する柱脚滑り応答スペクトル法の適用性を検証する。部分2階建てモデルは、特定非営利活動法人緑の列島ネットワーク「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会」の一環として平成24年度に（国研）防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター実大三次元震動破壊実験施設（以下、E-ディフェンス）で実施されたモデルを参考とした。実験の詳細は文献<sup>8)</sup>を参照されたい。

解析モデルの外観を図4.3.24、平面図を図4.3.25に示す。解析対象の試験体は、伝統的な嵌合接合を用いた伝統構法による部分2階建て住宅で、「貫板壁構法」等である。主要な耐震要素およびバネの骨格曲線は、前節の2階建てモデルと同様に貫板壁等である。1階床高(0.5m)、2階床梁(3.495m)、R階小屋梁(5.895m)レベルに質量を設定した。各層の重量を下記の通り設定し、部材の拾いによる重量の比率で均等に配分して設定した。

1F : 134.9kN    2F : 192.85kN    RF : 95.41kN

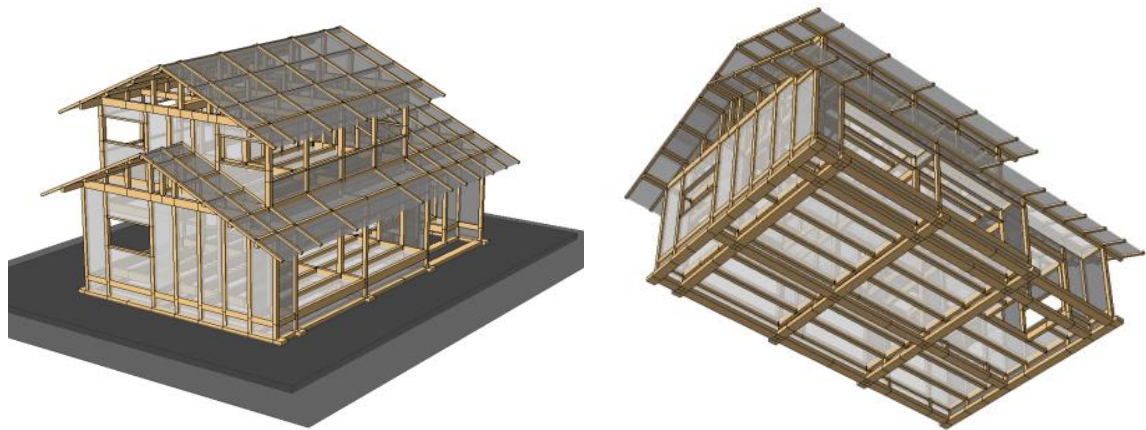


図 4.3.24 貫板壁構法・地長押合わせ梁接合の建物モデル外観

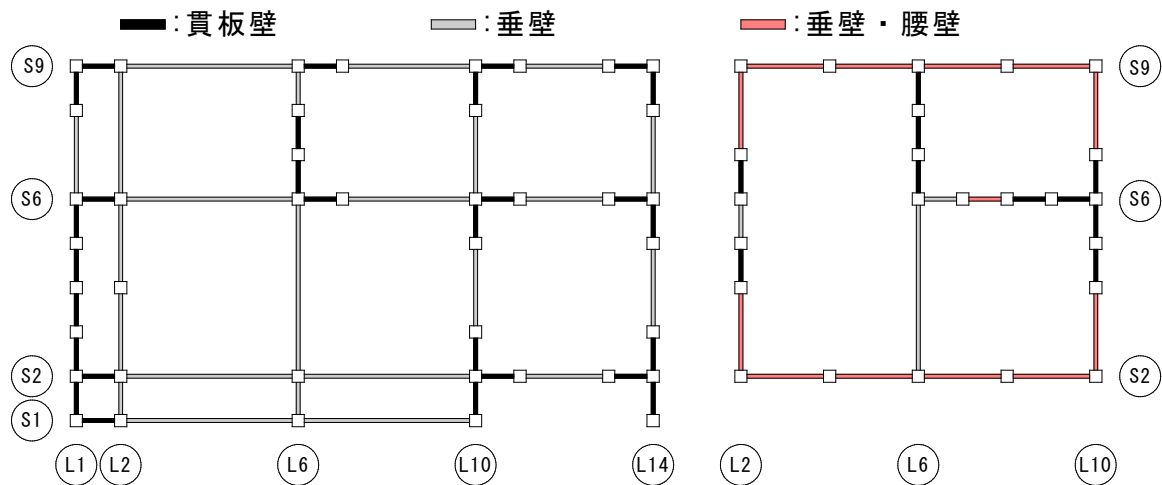


図 4.3.25 各階平面図

表 4.3.10～表 4.3.12 に  $\mu=0.3\sim 0.5$  の計算結果を、図 4.3.26 に摩擦係数  $\mu=0.4$  の計算結果 ( $\beta=0.25$ ) を示す。長辺方向に着目すると、1 階の変形量は概ね近似値となっている。特に等価 1 質点系を考慮すれば、建物四隅の平均の変形量との整合性が高い。最大値に対しては若干危険側の結果となっている。1 階残留変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としている(表 4.3.10～表 4.3.12、図 4.3.26)。

一方、短辺方向の 2 階層崩壊先行モードに着目すると、1 階の変形量は DEM (重心) と変位増分法では著しい誤差が生じている。変位増分法では、変形モードが  $A_i$  分布で固定されているため、2 階層崩壊先行モードのような場合には適用が困難であることが示された。なお、DEM の最大値と四隅平均は通り芯毎での値を取っており、時系列となっていない。DEM (重心) のみ時間の関数として変位増分解析を実施しており、DEM と変位増分法による比較は、重心での値を比較するのが妥当であると思慮される。DEM (重心) 以外と限耐 (変位増分) では、1,2 階の変形量に差がある。しかし 2 階は全て弾性域であり、1 階層崩壊が問題となるため、その他の解析法では 2 階は弾性域であることを確認する程度とする(表 4.3.10～表 4.3.12、図 4.3.26)。変位増分法は、動摩擦係数に応じて DEM 結果に追従しているが、2 階層崩壊先行モードの場合、1 階の層間変形角が異常な高剛性を示す結果となり、精度の低さを示している。2 階層崩壊先行モードの場合には、変位増分法による解析が不適切であることが判明した。

表 4.3.13 に DEM (重心) による動摩擦係数別の建物応答最終変形量を示す。提案する限界耐力計算法に限らず、エネルギー法、保有水平耐力計算法等は、全て静的な設計法に分類される。そのため、本来であれば時刻歴応答解析法である DEM のように、弾性域での応答で計算が終了すれば、復元力特性が働き、建物最終変形量も原点復帰された復元応答値が出力される。本研究では、DEM と限界耐力計算の比較検証であるため、前述のとおり最大変形量での比較検証としている。これは静的設計法と動的設計法の比較検証をする際の要点となっている。

表 4.3.13 計算結果より、動摩擦係数別や地震動種別を問わず、最終変形角が常に  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としていると思慮される。

せん断力係数 ( $C_{slip}$ ) を向上可能な「貫板壁構法」等は、あらゆる極大地震動に対しても損傷を制御しうる強度型耐震構造の設計 (フェールセーフ耐震設計) が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしないで、フェールセーフ設計が可能である。上限が無い、「損傷制御設計」の可能性を秘めていると言える。

表 4.3.10 建物応答の DEM と限界耐力計算 ( $\mu=0.3$ )

地震波	$\mu = 0.3$	DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.019	1/154	0.012	1/245	0.006	1/529	0.001	1/2054
	2階	0.010	1/251	0.004	1/545	0.023	1/106	0.016	1/154
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.027	1/110	0.023	1/128	0.022	1/134	0.026	1/115
	2階	0.023	1/104	0.009	1/256	0.006	1/406	0.017	1/143
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.017	1/180	0.010	1/288	0.009	1/350	0.001	1/2225
	2階	0.024	1/101	0.006	1/386	0.031	1/78	0.014	1/169
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.020	1/153	0.018	1/166	0.017	1/172	0.024	1/124
	2階	0.026	1/91	0.009	1/280	0.004	1/583	0.015	1/155
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.022	1/139	0.012	1/240	0.004	1/741	0.001	1/2230
	2階	0.016	1/151	0.005	1/473	0.025	1/97	0.014	1/170
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.028	1/105	0.026	1/116	0.025	1/118	0.026	1/114
	2階	0.032	1/75	0.011	1/224	0.007	1/369	0.017	1/142
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.019	1/161	0.012	1/241	0.007	1/442	0.001	1/2100
	2階	0.015	1/161	0.005	1/460	0.025	1/96	0.015	1/158
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.028	1/106	0.025	1/119	0.022	1/135	0.026	1/117
	2階	0.018	1/131	0.010	1/242	0.008	1/318	0.016	1/146
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.023	1/128	0.014	1/221	0.010	1/307	0.001	1/2169
	2階	0.009	1/270	0.005	1/439	0.030	1/79	0.015	1/164
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.031	1/96	0.027	1/112	0.024	1/126	0.025	1/121
	2階	0.020	1/123	0.010	1/242	0.008	1/311	0.016	1/151

表 4.3.11 建物応答の DEM と限界耐力計算 ( $\mu=0.4$ )

地震波	$\mu = 0.4$	DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.025	1/119	0.018	1/169	0.009	1/344	0.002	1/1653
	2階	0.013	1/180	0.007	1/369	0.028	1/85	0.020	1/120
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.038	1/78	0.033	1/90	0.031	1/95	0.032	1/93
	2階	0.034	1/71	0.014	1/177	0.009	1/280	0.021	1/115
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.021	1/140	0.015	1/200	0.009	1/315	0.002	1/1762
	2階	0.033	1/72	0.009	1/262	0.047	1/51	0.018	1/133
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.031	1/96	0.028	1/107	0.027	1/111	0.030	1/101
	2階	0.052	1/46	0.015	1/155	0.008	1/317	0.019	1/126
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.030	1/100	0.019	1/157	0.008	1/382	0.001	1/2230
	2階	0.016	1/146	0.007	1/340	0.032	1/76	0.014	1/170
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.043	1/70	0.037	1/80	0.036	1/84	0.027	1/112
	2階	0.041	1/59	0.015	1/160	0.010	1/250	0.017	1/139
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.029	1/102	0.020	1/149	0.010	1/293	0.002	1/1967
	2階	0.024	1/98	0.009	1/270	0.047	1/51	0.016	1/146
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.038	1/80	0.034	1/89	0.030	1/100	0.031	1/95
	2階	0.036	1/66	0.016	1/154	0.011	1/221	0.020	1/118
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.035	1/87	0.019	1/159	0.016	1/185	0.002	1/1753
	2階	0.015	1/157	0.009	1/276	0.045	1/53	0.019	1/128
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.040	1/74	0.035	1/86	0.031	1/96	0.030	1/98
	2階	0.026	1/94	0.013	1/181	0.011	1/227	0.020	1/122

表 4.3.12 建物応答の DEM と限界耐力計算 ( $\mu=0.5$ )

地震波	$\mu = 0.5$	DEM(最大値)		DEM(四階平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.033	1/92	0.022	1/134	0.012	1/252	0.003	1/1193
	2階	0.020	1/117	0.010	1/241	0.043	1/56	0.025	1/94
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.043	1/69	0.038	1/80	0.035	1/86	0.038	1/79
	2階	0.042	1/57	0.017	1/143	0.010	1/240	0.024	1/99
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.029	1/104	0.020	1/149	0.011	1/266	0.002	1/1539
	2階	0.039	1/62	0.011	1/216	0.059	1/41	0.022	1/111
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.040	1/74	0.036	1/84	0.034	1/88	0.027	1/112
	2階	0.052	1/46	0.018	1/135	0.010	1/242	0.008	1/283
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.036	1/83	0.024	1/127	0.010	1/304	0.001	1/2230
	2階	0.018	1/135	0.008	1/298	0.036	1/67	0.014	1/170
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.052	1/58	0.042	1/72	0.034	1/89	0.027	1/112
	2階	0.035	1/68	0.016	1/152	0.011	1/226	0.017	1/139
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.042	1/72	0.030	1/100	0.015	1/203	0.002	1/1967
	2階	0.053	1/45	0.015	1/156	0.088	1/27	0.016	1/146
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.051	1/58	0.044	1/68	0.044	1/68	0.037	1/82
	2階	0.054	1/45	0.020	1/119	0.013	1/190	0.024	1/101
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.043	1/70	0.023	1/128	0.022	1/138	0.002	1/1498
	2階	0.021	1/116	0.012	1/207	0.060	1/40	0.022	1/107
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.051	1/59	0.044	1/67	0.040	1/74	0.035	1/84
	2階	0.033	1/73	0.017	1/144	0.013	1/179	0.023	1/105

表 4.3.13 動摩擦係数別の建物応答最終変形量

地震波	最終残留変形量	$\mu = 0.3$		$\mu = 0.4$		$\mu = 0.5$	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波						
	1階	0.00077	1/3880	0.00132	1/2264	0.00192	1/1560
	2階	0.00466	1/515	0.00184	1/1306	0.00222	1/1079
	貫板壁:長辺Max波						
	1階	0.00271	1/1104	0.00316	1/948	0.00282	1/1063
	2階	0.00085	1/2822	0.00068	1/3545	0.00050	1/4790
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波						
	1階	0.00030	1/9976	0.00136	1/2202	0.00153	1/1956
	2階	0.00881	1/272	0.01277	1/188	0.01739	1/138
	貫板壁:長辺Max波						
	1階	0.00192	1/1563	0.00363	1/826	0.00423	1/708
	2階	0.00073	1/3273	0.00020	1/11719	0.00082	1/2918
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波						
	1階	0.00185	1/1623	0.00035	1/8477	0.00107	1/2788
	2階	0.01220	1/197	0.00897	1/268	0.01318	1/182
	貫板壁:長辺Max波						
	1階	0.00640	1/468	0.00466	1/643	0.00667	1/449
	2階	0.00010	1/23358	0.00019	1/12935	0.00081	1/2978
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波						
	1階	0.00114	1/2626	0.00029	1/10436	0.00082	1/3638
	2階	0.00231	1/1038	0.01224	1/196	0.03239	1/74
	貫板壁:長辺Max波						
	1階	0.00009	1/32723	0.00166	1/1803	0.00594	1/504
	2階	0.00085	1/2819	0.00020	1/12204	0.00166	1/1448
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波						
	1階	0.00094	1/3195	0.00343	1/873	0.00421	1/712
	2階	0.00558	1/430	0.00551	1/436	0.00804	1/298
	貫板壁:長辺Max波						
	1階	0.00114	1/2626	0.00622	1/481	0.01013	1/296
	2階	0.00030	1/7993	0.00143	1/1679	0.00190	1/1265

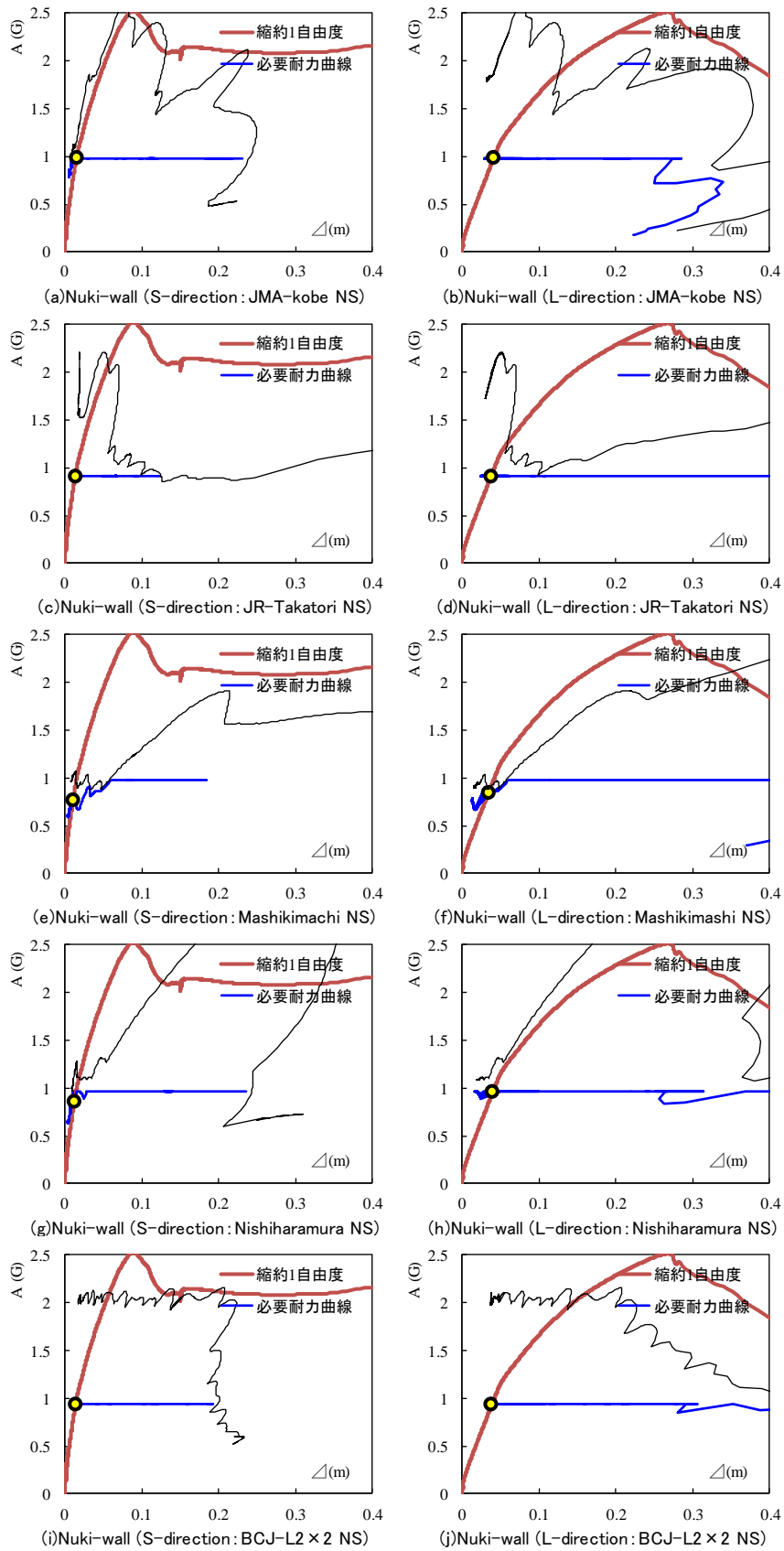


図 4.3.26 柱脚滑り応答スペクトル法 (変位増分解法) ( $\mu=0.4$ )

#### 4.4. 定点変位柱脚滑り応答スペクトル法の提案

##### 4.4.1. 変位増分解析による柱脚滑り応答スペクトル法の問題点と課題

前節では、地震動による柱脚の滑り量を考慮した最大応答変形性能を正確に再現することを目的として、振動台実験に用いられた実大伝統構法木造住宅の試験体を対象とした時刻歴応答解析を DEM（個別要素法：Distinct Element Method）<sup>28)</sup>で行い、実験結果の再現を試みた。そして、観測地震波による DEM と、前節で提案した、石場建て柱脚滑り量を考慮した最大応答変形評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」の精度検証を、観測地震波による DEM と比較し、シミュレーションにより検証した結果を示した。

1 階層崩壊先行モードの場合、1 階層間変形角に関しては高い精度検証結果が得られたが、2 階層間変形角に関しては安全側とはいえ 2~3 倍程度の誤差が生じた。一方、2 階層崩壊先行モードの場合、1 階の層間変形角が異常な高剛性を示し、DEM との乖離を生じ、精度の低さを示した。また、建物の復元力特性作成のための増分解析には、微小変位による変位増分解析手法を採用しており、行列式計算の長い演算時間と容量が膨大となり実務的ではなかった。さらに、行列式計算はコンピューターに依存し、ブラックボックス化して計算を追えなく、本質を理解するのが困難であり実務的ではなかった。

本節では、上述の問題点を改善すべく、「定点変位固有変形モード解析法」を適用した最大応答変形評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」の精度検証を、複数の巨大観測地震波による DEM と比較し、シミュレーションにより検証する。

##### 4.4.2. 定点変位固有変形モード変位増分解析法の概要

建築基準法施行令第 82 条の 6 では、加速度応答スペクトルから求まる必要耐力に対し、建物保有耐力が上回っていることを確認することが求められる。一般には外力分布 ( $B_{Si}$  分布) による荷重増分解析を行い、いずれかの階が設計クライテリアに達した時の変位を用いる。しかしながら木質構造において、荷重増分解析では剛性が降伏後に負勾配となれば、計算追従性が極めて困難となる。一方、変位増分法では、降伏後の剛性が負勾配であっても、剛性の影響も考慮しつつ、変形モードが算出可能となる。

限界耐力計算では、部材レベルの荷重増分解析が実施されるが、本研究では復元力特性は部材レベルではなく、各耐震要素の単位フレーム実験結果等を加算則により重ね合わせることにより作成する。加算則による復元力特性は、実大試験体の復元力特性を再現可能であることが示されている<sup>8)</sup>。本研究では野島らの変位増分法<sup>61)</sup>を、「柱脚滑り応答スペクトル法」に適用可能な解析法に発展させた計算手法を提案する。柱脚滑り挙動を有する変位増分法の主な計算手順を以下に示す。

【step1】各階の復元力特性の作成

各耐震要素の復元力特性を、建物の架構に応じて加算することで、復元力特性を作成する。この時、各ステップにおける予め復元力特性上に設定された変位点（以後、定点変位） $1/120, 1/60, 1/40, 1/30, 1/20, 1/15, 1/10$ rad 時に対する等価剛性を求めておく。なお、本節では応答値の計算精度を高めるために、定点変位間を線形按分（10 分割程度）して変位点を増加させる。また、定点変位は計算精度の検証が目的であるため、本節では、耐力要素の単純加算ではなく、DEM 変位増分解析による定点変位値を拾って復元力特性を作成した。未崩壊層が残らないように全体崩壊形を形成させた。概念図を図 4.4.1、図 4.4.2 に示す。

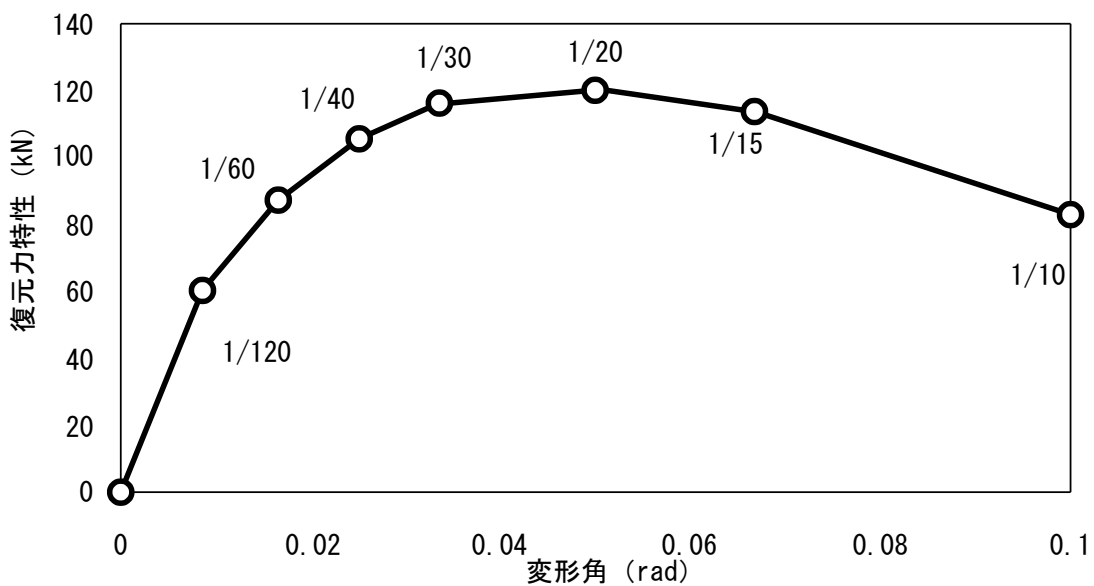


図 4.4.1 定点変位柱脚滑り応答スペクトル法の復元力特性（文献<sup>8)</sup>から一部引用）

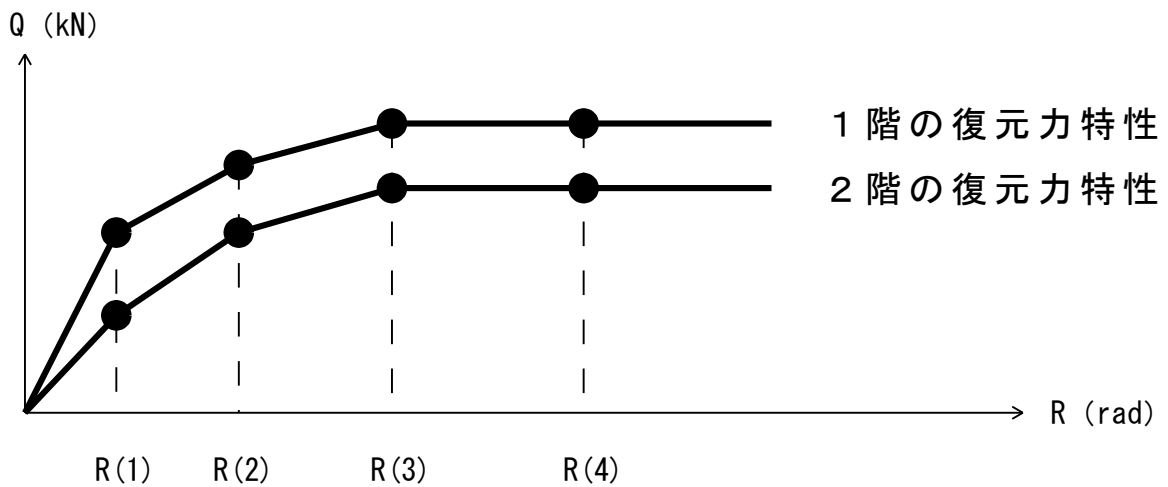


図 4.4.2 各階の復元力特性（文献<sup>8)</sup>から一部引用）



**【step2】変形モードと各階の変形量の算出**

建物の塑性化により変形モードが変化することから、各ステップの変形モードを求める。  
 1 ステップ目における 1 階基礎からの変位に対する i 階基礎からの変位、2 ステップ目以降の i 階基礎からの変位を次式に示す。2 ステップ目以降は、1 階と当該階の等価剛性比を乗じるにより非線形性を考慮している。また、何れかの階が耐力低下を起こした場合は、そのステップの固有値を求め直す。上付き添え字はステップ、下付き添え字は階を示す（図 4.4.3 参照）。2 階建ての各階変形モードパターンを図 4.4.4 に示す。

$$\delta_i^1 = \delta_1^1 \times \frac{u_i}{u_1} \quad \dots (4.73)$$

$$\delta_i^n - \delta_{i-1}^n = (\delta_i^1 - \delta_{i-1}^1) \times \frac{\delta_i^n}{\delta_1^1} \times \frac{Ke_1^n}{Ke_i^{n'}} \quad \dots (4.74)$$

ここに；

$\frac{u_i}{u_1}$  : 弾性剛性における固有モード

$\delta_i^n$  : n ステップにおける i 階基礎からの変位

$\delta_{i-1}^n$  : n ステップにおける i-1 階基礎からの変位

$Ke_1^n$  : n ステップにおける 1 階の等価剛性

$Ke_i^{n'}$  : n-1 ステップで求めた i 階層間変位 ≤ 変位点を満たす変位点のうち、最も小さい変位点での i 階の等価剛性

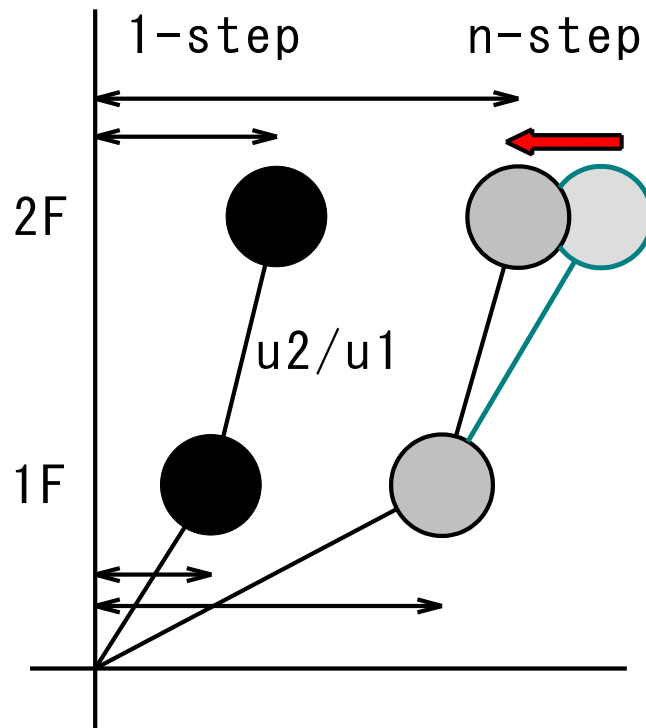


図 4.4.3 各階の変形モード（文献<sup>61)</sup>から一部引用）

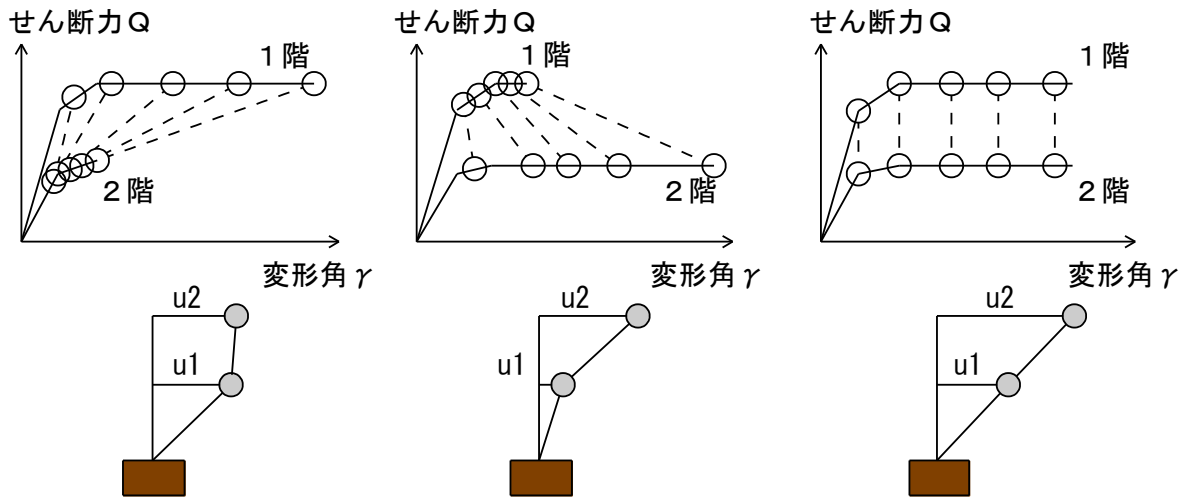


図 4.4.4 1・2階の変形モード（文献<sup>8)</sup>から一部引用。着色は筆者による）

【step3】 等価一質点系への縮約

多質点系の建築物を等価な一質点系に縮約した際の各ステップにおける有効質量 $Mu$ 、代表変位 $\Delta$ 、等価周期 $T_e$ 、減衰定数 $h$ 、代表高さ $H_e$ を次式に示す。なお、減衰定数は、観測地震動の加速度応答スペクトルを使用するため、等価粘性減衰定数 $he$ は等価線形化法に基づく、前述の式(4.48),(4.49)による。概念図を図 4.4.5 に示す。

$$Mu^n = \frac{(\sum m_i \delta_i^n)^2}{\sum m_i (\delta_i^n)^2} \quad \dots (4.75)$$

$$\Delta^n = \frac{\sum m_i (\delta_i^n)^2}{\sum m_i \delta_i^n} \quad \dots (4.76)$$

$$T_e^n = 2\pi \sqrt{\frac{Mu^n}{Ke_1^n}} \quad \dots (4.77)$$

$$h^n = heq^n + h_0 \quad \dots (4.78)$$

$$H_e^n = \frac{\sum m_i \delta_i^n H_i}{\sum m_i \delta_i^n} \quad \dots (4.79)$$

ここに；

$Mu$ ：有効質量

$\Delta$ ：代表変位

$T_e$ ：等価周期

$h$ ：減衰定数

$H_e$ ：代表高さ

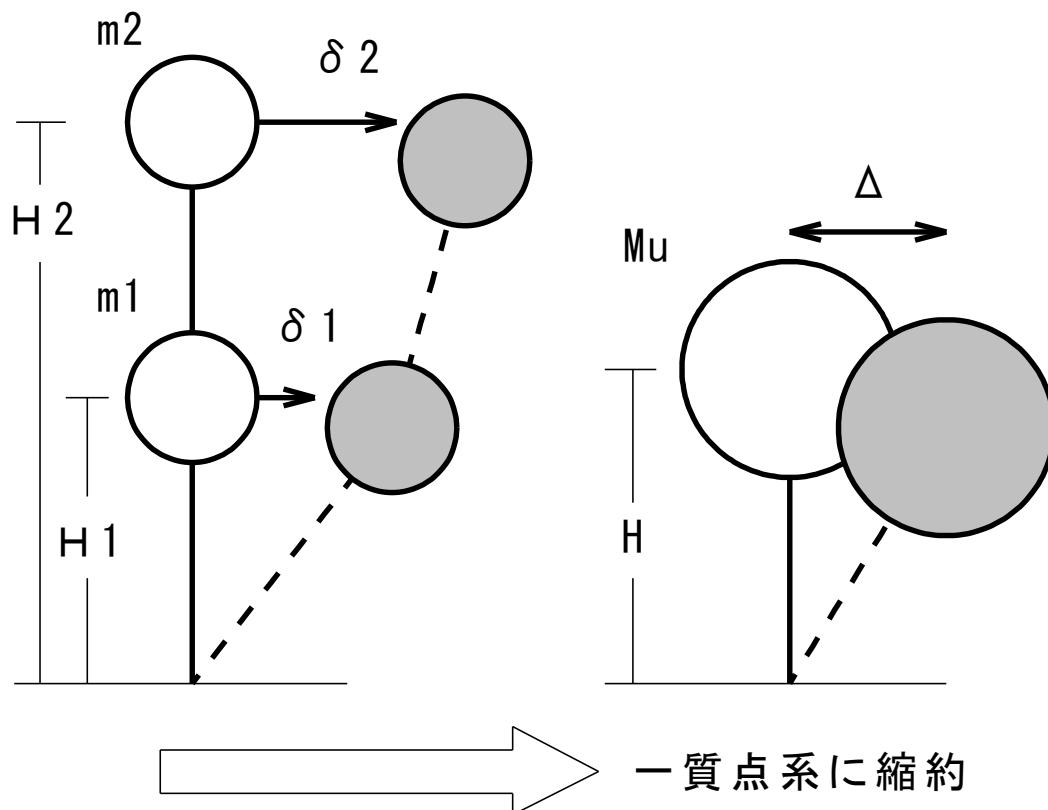


図 4.4.5 等価一質点系への縮約（文献<sup>8)</sup>から一部引用。着色は筆者による）

【step4】 必要性能スペクトル

各ステップの一質点系の応答せん断力 $Q$ 、応答変位 $Sd$ を次式に示し、復元力特性を必要性能スペクトルと呼ぶ。また、次式の応答加速度 $Sa$ は、観測地震動の観測応答スペクトルを用いるため、当該の減衰定数における加速度 $Sa$ と、次節の $C_{slip}$ との最小値を用いる。

$$Q^n = Mu^n Sa^n \quad \dots (4.80)$$

$$Sd^n = \left(\frac{T_e^n}{2\pi}\right)^2 \times \min(Sa^n, C_{slip}) \quad \dots (4.81)$$

【step5】 応答値の算出

(4.80)、(4.81)式により得られた必要性能スペクトルと一質点系の復元力特性の応答点が真の応答変形角 $S_R$ となり、それに代表高さ $H_e$ を乗ずることにより真の応答値 $Sd$ が求まる。各階の層間変形角が、損傷限界時と安全限界時の地震力において設計クライテリアを満足するか否かで、建物の安全性を検証する。設計クライテリアの設定は、伝統構法であれば、損傷限界が 1/120rad、安全限界が 1/15rad とすることが一般的である。概念図を図 4.4.6 に示す。

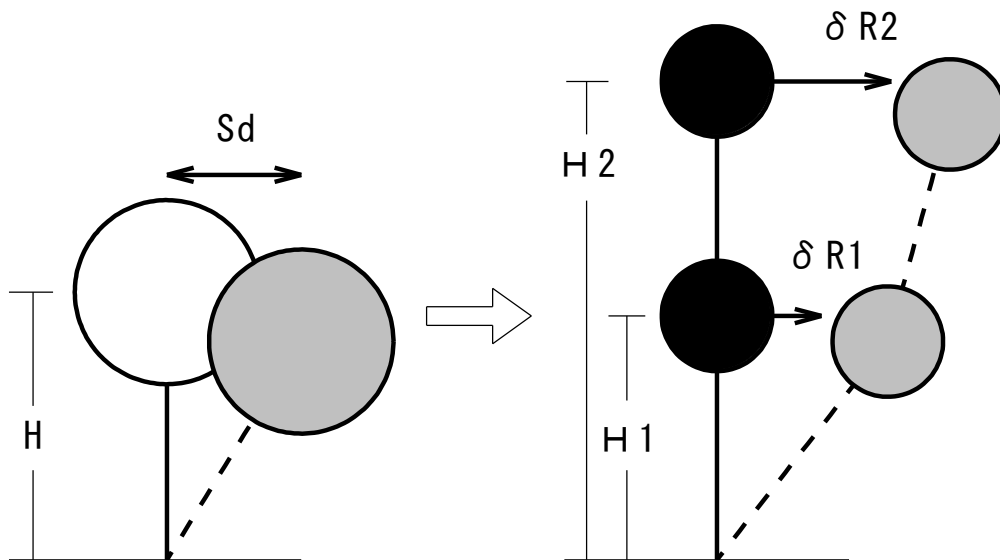
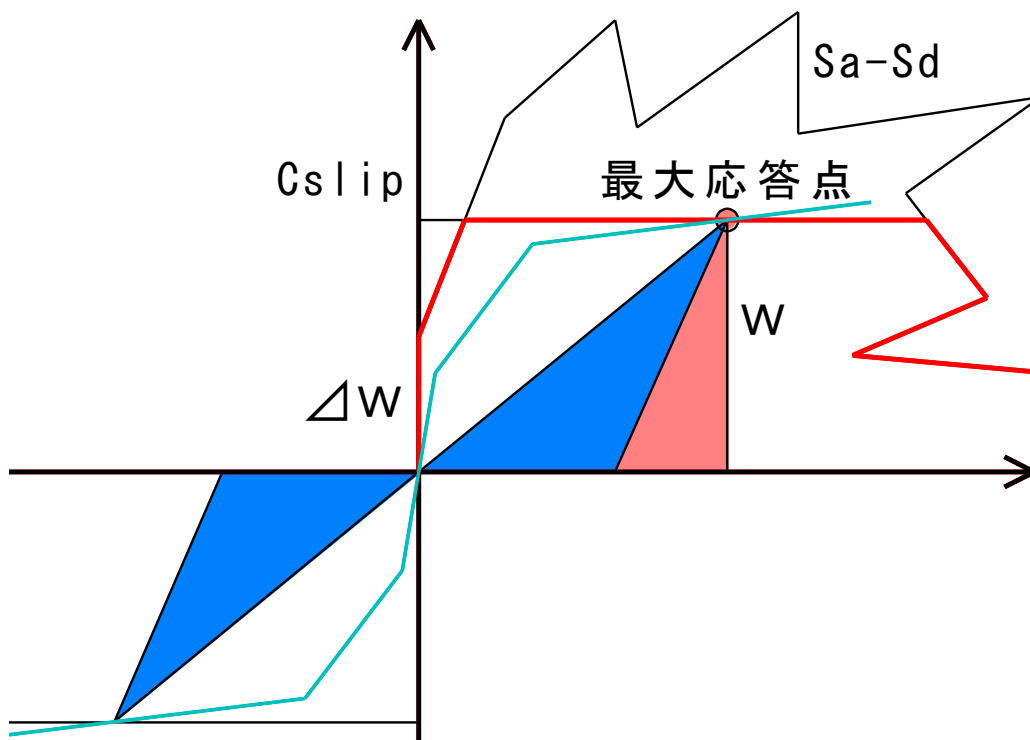


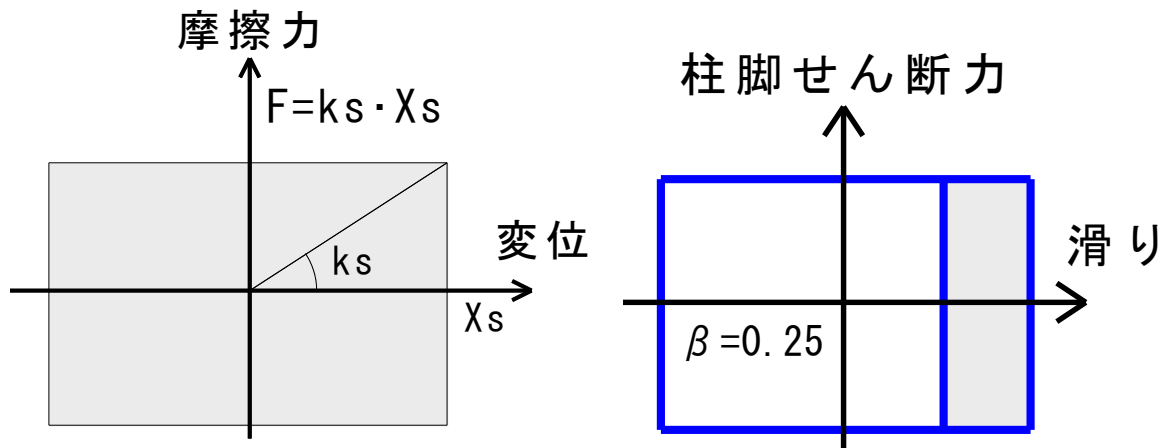
図 4.4.6 1 質点系の応答値から各階の応答変位を算出 (文献<sup>8)</sup>から一部引用)

#### 4.4.3. 柱脚滑り応答スペクトル法の提案

「柱脚滑り応答スペクトル法」の計算方法を示す。文献<sup>51) 54)</sup>を一部引用して修正した概念図を図 4.4.7 (a) ~ (c) に示す。任意の摩擦係数、地震動に対して、最大応答変形量が得られる汎用性の高い手法である。



(a) 柱脚滑り応答スペクトル法



(b) 柱脚滑り層剛塑性バネ

(c) 柱脚滑り減衰パラメータ  $\beta$

図 4.4.7 柱脚滑り応答スペクトル法 の概念図 (文献<sup>8)51)</sup> から一部引用)

【step6】

柱脚滑り水平地盤バネとして、Bi-linear 型の剛塑性復元力特性を設定し、「動摩擦係数 $\mu$  × 重力加速度」でカットされた地表面加速度波形を用いて Sa-Sd 曲線を作成する。

【step7】

式(4.82)～(4.84)により、柱脚滑りを伴う建物に発生しうる上限のせん断力係数 $C_{slip}$ を計算する。

$$C_k = (1 + \alpha)\mu - \alpha \frac{a_{gmax}}{g} \quad \dots (4.82)$$

$$C_v = \frac{\pi\mu\sqrt{1+(\frac{\pi}{2}h_e)^2}(1+\alpha)(\frac{a_{gmax}}{\mu g+a_{gmax}})}{1+\pi h_{slip}\frac{\mu g}{\mu g+a_{gmax}}} \quad \dots (4.83)$$

$$C_{slip} = \sqrt{C_v^2 + C_k^2} \quad \dots (4.84)$$

ここに；

$h_e$ ：上部構造の履歴応答に対する等価粘性減衰定数

$$h_e = h_{eq} + 0.05 \quad \dots (4.85)$$

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \times \alpha \quad \alpha：基礎建物質量比(= \frac{m_2}{m_1}) \quad \dots (4.86)$$

$m_1$ ：建物質量、 $m_2$ ：基礎質量(ton)

$a_{gmax}$ ：最大入力加速度(gal)、 $g$ ：重力加速度(gal)

$\mu$ ：柱脚滑り動摩擦係数

$h_{slip}$ ：柱脚滑り摩擦減衰定数(=  $\Delta W\beta / 4\pi W = 2\beta / \pi$ )

$C_k$ ：層せん断力係数

$C_v$  : 速度エネルギーに対応する層せん断力係数寄与分

$C_{slip}$  : 柱脚滑り時建物最大応答層せん断力係数

$\beta$  : 柱脚滑り減衰パラメータ ( $\beta = 0.25$ )

#### 【step8】 柱脚滑り応答スペクトル法の計算

【step6】の  $S_a$ - $S_d$  曲線と【step7】の耐力  $C_{slip}$  で包含される曲線（図 4.4.7 (a)の Bi-linear 赤線）と、上部構造の復元力特性が交わる応答点を求め、最大応答変形とする。

#### 4.4.4. DEM・振動台実験と柱脚滑り応答スペクトル法の検証 ～土壁 2 階建モデル～

図 4.4.8 に、伝統的な湿式の土塗り壁を用いた伝統構法による 2 階建て住宅のモデル概要図（図 4.2.2 再掲）を示す。大きな偏心のある壁配置となっている。

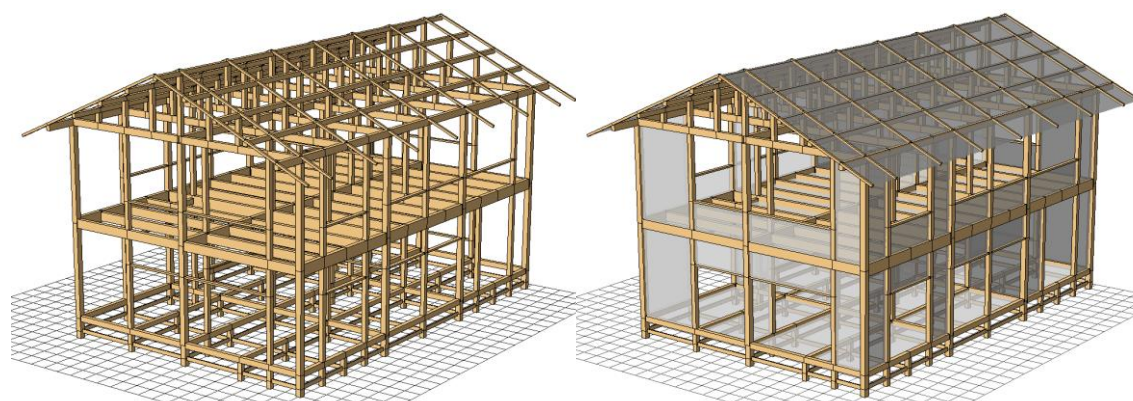


図 4.4.8 土壁構法のモデル概要図（図 4.2.2 再掲）

表 4.4.1 に短辺  $S$  方向、図 4.4.9 に変形モード（短辺  $S$  方向、長辺  $L$  方向）の計算結果を示す。変形モードより、1 階先行層崩壊モードを形成している。変位増分ステップも  $1/60\text{rad}$  時のステップ 2 までの変形モードとなっている。図 4.4.3 に示した変形モード概念図となり大変形領域での応答を可能とする。

表 4.4.2、図 4.4.10 に DEM（建物四隅の平均変形量）と振動台実験、定点変位法との比較検証として  $\mu=0.4$  の計算結果を示す。図の黒細線（凡例なし）は基礎固定時の  $S_a$ - $S_d$  曲線 ( $h=5\%$ ) を示し、短辺方向  $S$ 、長辺方向  $L$  とする。DEM 変位増分法と振動台実験・土壁モデルでは 1,2 階変形量ともに概ね近似値となっており、DEM と柱脚滑り応答スペクトル法は精度の高い予測が可能となっている。特に等価 1 質点系を考慮すれば、DEM との整合性が高い。

一方、DEM と定点変位法の 1 階の変形量の高い整合性を示したが、2 階の変形量は約 2

倍の差がある。しかし2階は全て弾性域であり、1階層崩壊が問題となるため、本研究では2階は弾性域であることを確認する程度とする。柱脚滑り応答スペクトル法における、2階の変形量の差異については次のように解釈可能であると考ええる。すなわち、 $A_i$ 分布の比率で強制変位解析しているため、 $A_i$ 分布の影響が強く2階の変形量が小さく出やすい。

一方、表4.4.2、図4.4.10より、土壁等の建物剛性・耐力が乏しい場合は、DEMは倒壊後の離散化挙動までを解析可能な手法であるため、1階層崩壊が進行し塑性化が進むと、節点が破断し結合力を失い、実際の破壊メカニズムに応じた増分解析となるため、 $A_i$ 分布等による影響が弱くなり、2階変形量もDEMと整合すると思慮される。

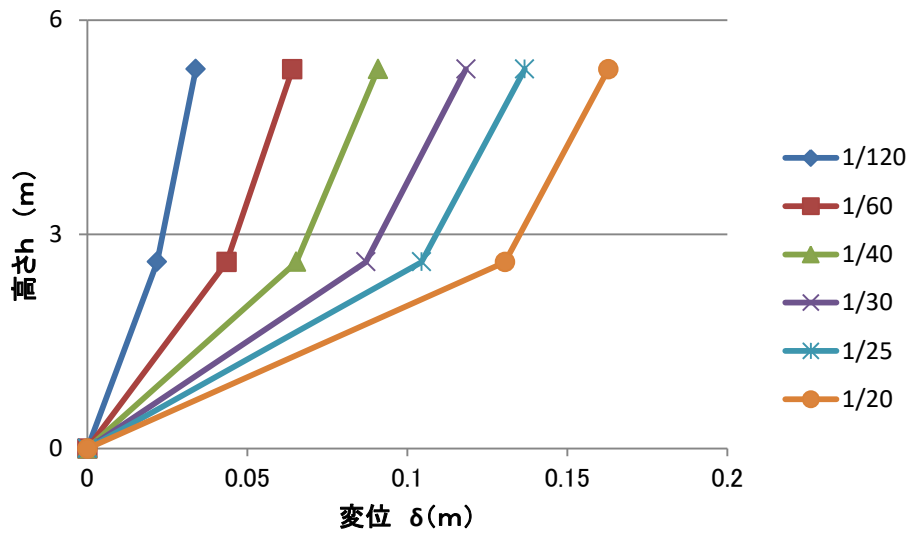
以上を総括すると、2階の変形量が約2倍の差となるが、2階は全て弾性領域であり、1階層崩壊先行モード形であるため予測手法は妥当であると考ええる。本研究では、日本建築防災協会<sup>10)</sup>に基づいて、最大層間変形角  $R_e$  が  $1/60\text{rad}$  以下であれば、耐力が80~90%以上残存し、補修を行い継続使用可能であることが示されていることより、修復可能な損傷変形角として、最大層間変形角  $1/60\text{rad}$  以下を「広義な弾性領域」とし、損傷制御設計の設計クライテリアとして定義する。

表 4.4.1 定点変位固有変形モード

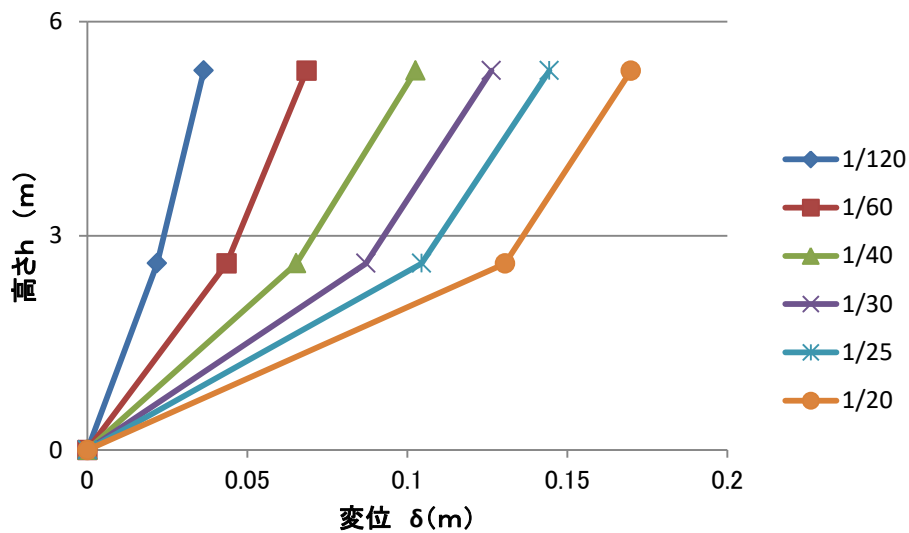
ステップ番号 n		1	2	3	4	5	6	7	8
層間変形角 R	(rad)	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10
層間変形角 $\gamma$	(rad)	0.008	0.017	0.025	0.033333	0.04	0.05	0.066667	0.1
$\delta_2$	(m)	0.023	0.045	0.068	0.090	0.108	0.135	0.180	0.270
$\delta_1$	(m)	0.022	0.044	0.065	0.087	0.104	0.131	0.174	0.261
その時の $Q_2$	(kN)	37.05	65.80	79.76	89.06	92.43	95.00	97.44	97.43
その時の $Q_1$	(kN)	34.57	60.19	76.68	84.26	88.30	90.54	87.70	74.41
2階剛性 $Ke_2$	(kN/m)	1,647	1,462	1,182	990	856	704	541	361
2階剛性 $Ke_2^*$	(kN/m)	1,647	1,647	1,647	1,462	1,462	1,462	1,462	1,462
1階剛性 $Ke_1$	(kN/m)	1,589	1,384	1,175	968	846	694	504	285
U2/U1		1.557	1.473	1.392	1.360	1.309	1.248	1.175	1.095
$\delta_2 - \delta_1$	(m)	0.012	0.021	0.026	0.031	0.032	0.032	0.030	0.025
$\delta_2^*$	(m)	0.034	0.064	0.091	0.118	0.137	0.163	0.204	0.286
ステップ		1	1	1	2	2	2	2	2

#### 建物諸元

階高		2階	1階	合計
重量	(kN)	148.9	170.1	319
質量	(ton)	15.19	17.36	32.55
階高	(m)	2.7	2.61	5.31



(1) 変形モード (短辺 S 方向)



(2) 変形モード (短辺 L 方向)

図 4.4.9 定点変位固有変形モードの1次モード形状

表 4.4.2 建物応答比較検証 (DEM・限界耐力計算・振動台実験)

	DEM・個別要素法		限界耐力(増分解析)		E-Defence		限界耐力(定点変位)	
	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
土壁:短辺NS波								
1階	0.186	14分の1	0.172	15分の1	0.171	17分の1	0.174	15分の1
2階	0.079	34分の1	0.082	33分の1	0.070	36分の1	0.030	89分の1
土壁:長辺NS波								
1階	0.184	14分の1	0.164	16分の1			0.174	15分の1
2階	0.117	23分の1	0.111	24分の1			0.036	74分の1



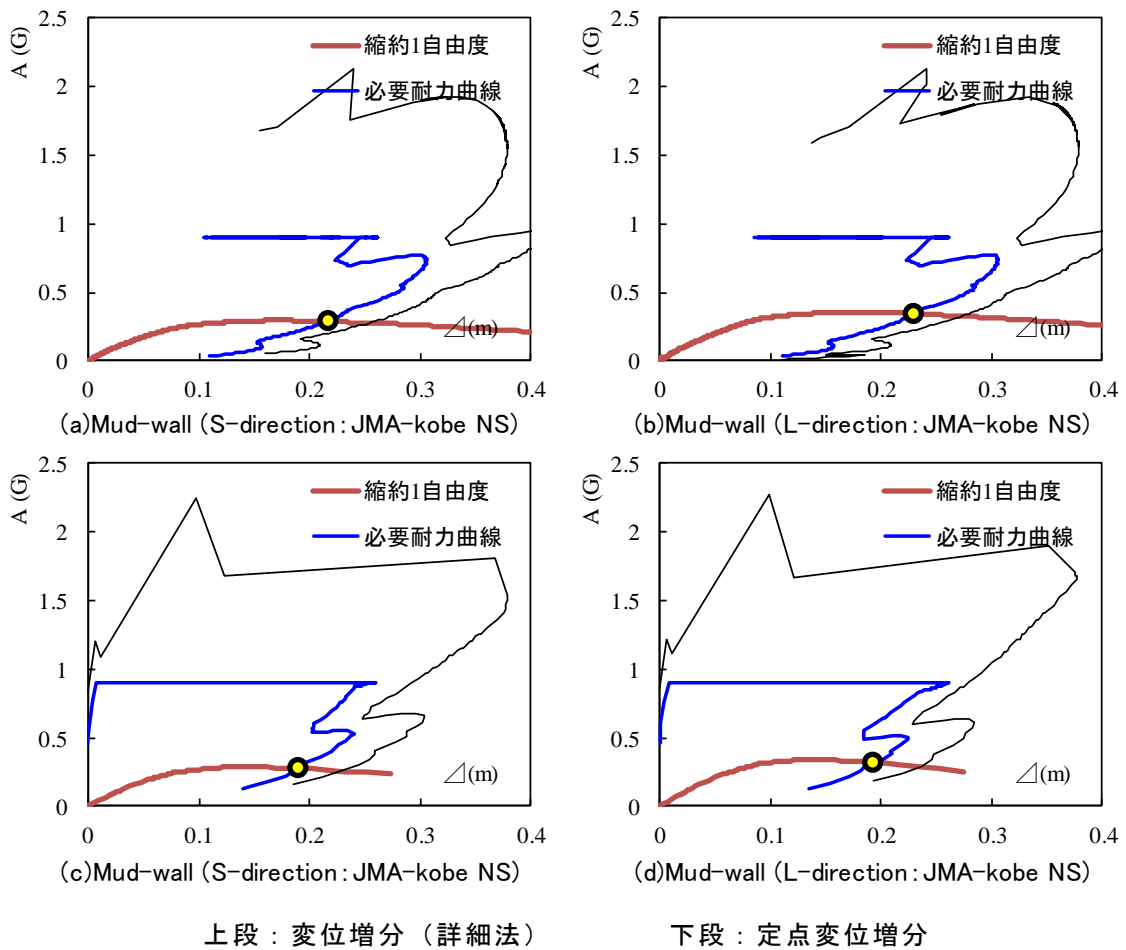


図 4.4.10 定点変位固有変形モード

#### 4.4.5. 貫板壁構法・地長押合わせ梁接合 ～貫板壁構法 2 階建てモデル～

損傷制御設計を実現するためには、土壁を主体とした従前の伝統構法的耐震要素では大変形領域での応答となり、損傷制御設計が実現困難であることが判明した。本節では高い剛性と靱性に富む「貫板壁構法」「地長押合わせ梁接合」等<sup>45)</sup>、嵌合接合によるめり込み抵抗を主体とした耐震要素とした場合の耐震性を検証する。

図 4.4.11 に貫板壁構法、杉厚板 30mmH 型ジベル、地長押梁から構成された伝統構法建築物のモデル概要図（図 4.3.12 再掲）を示す。高剛性の床版が可能な杉厚板 H 型ジベルは、ジベルの滑り拘束効果により床倍率 2.34 程度となり、構造用合板を使用せずとも高耐力水平構面を実現する。耐力要素は、「貫板壁」と安定した滑り基礎とするため、柱脚を「地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合」とした。基礎を RC 造ベタ基礎とし、履歴減衰特性に富んだ安定した滑り挙動を期待する。

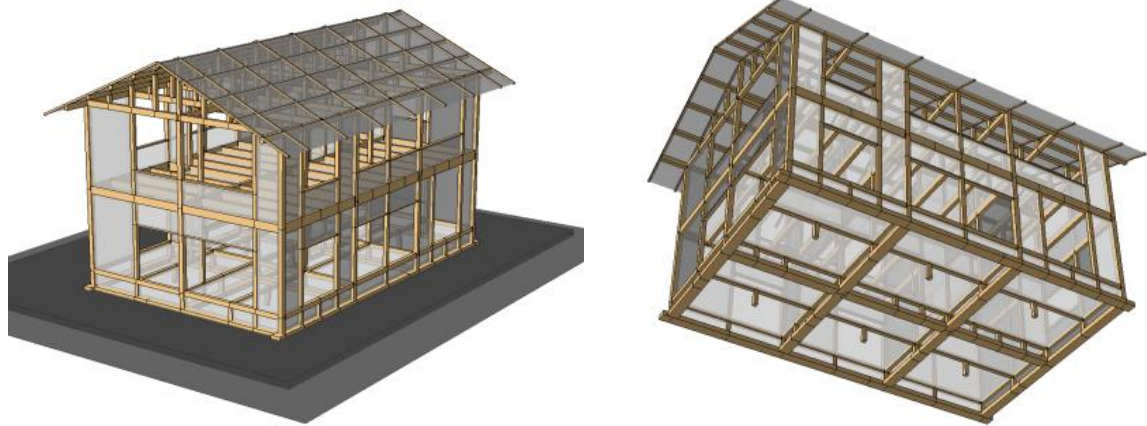


図 4.4.11 貫板壁構法のモデル概要図 (図 4.3.12 再掲)

本節では、各種巨大地震波に対する貫板壁構法の応答について、DEM と柱脚滑り応答スペクトル法による予測の比較を行い、定点変位増分法の妥当性について検証を行う。振動台実験の際に入力波として用いた BCJ-L2 波を振幅倍率 200% に増幅した BCJ-L2×2 波、JMA 神戸波以外に、兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取波、平成 28 年 4 月 14 日及び 4 月 16 日に震度 7 が連続で発生した熊本地震を用いた。熊本地震の入力地震動として用いたのは、気象庁で公開されている震度計（益城町役場：観測点名「益城町宮園」、西原村役場：観測点名「西原村小森」）の本震（4 月 16 日）で観測された波形である。以降、「益城町波」、「西原村波」と呼ぶ。以上の巨大地震波形 5 波を用いて解析した。

表 4.4.3、図 4.4.12（図 4.3.18 再掲）、図 4.4.13 に摩擦係数  $\mu=0.4$  の計算結果 ( $\beta=0.25$ ) を、前節の変位増分解法と比較して示す。貫板壁構法モデルでは 1 階の変形量は地震波によらず概ね近似値となっている。限界耐力計算では等価 1 質点系を考慮するため、建物四隅の平均(Average)、重心位置(Center)の変形量との比較検証が妥当であると考え。本節では DEM との整合性は、DEM (重心) と比較することとする。

1 階の変形量は概ね近似値となっている。特に等価 1 質点系を考慮すれば、DEM (重心) の変形量との整合性が高い。1 階応答変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角である「損傷制御設計」を可能としている。さらに、2 階の変形量の差が DEM 変位増分法に比べて著しく改善されている。DEM では変形モードが  $A_i$  分布で固定されていたのに対し、固有値解析により 2 階変形モードを精算した結果であると思慮される。定点変位増分法により、手計算レベルでも精度の高い応答値が得られ、実務レベルでも非常に有益であると考え。

表 4.4.3 建物応答の DEM と限界耐力計算（貫板壁： $\mu=0.4$ ）

地震波	$\mu = 0.4$	DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)		限界耐力(定点変位)	
		変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.030	1/88	0.023	1/112	0.031	1/86	0.0218	1/120
	2階	0.033	1/82	0.023	1/118	0.010	1/278	0.0218	1/124
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.022	1/119	0.017	1/151	0.025	1/104	0.0186	1/140
	2階	0.024	1/112	0.015	1/175	0.008	1/342	0.0208	1/130
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.029	1/91	0.025	1/105	0.028	1/93	0.0201	1/130
	2階	0.031	1/88	0.021	1/126	0.009	1/303	0.0201	1/134
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.028	1/92	0.025	1/106	0.023	1/114	0.0174	1/150
	2階	0.031	1/86	0.025	1/109	0.007	1/370	0.0194	1/139
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.035	1/74	0.028	1/92	0.030	1/88	0.0218	1/120
	2階	0.040	1/67	0.027	1/99	0.009	1/287	0.0218	1/124
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.033	1/78	0.028	1/93	0.022	1/118	0.0186	1/140
	2階	0.035	1/78	0.026	1/103	0.007	1/386	0.0208	1/130
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.034	1/77	0.028	1/93	0.030	1/88	0.0218	1/120
	2階	0.039	1/69	0.024	1/110	0.010	1/284	0.0218	1/124
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.030	1/86	0.024	1/107	0.024	1/107	0.0186	1/140
	2階	0.036	1/76	0.022	1/124	0.008	1/351	0.0208	1/130
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.037	1/71	0.032	1/83	0.029	1/90	0.0201	1/130
	2階	0.041	1/65	0.032	1/83	0.009	1/293	0.0201	1/134
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.022	1/119	0.020	1/131	0.024	1/110	0.0186	1/140
	2階	0.029	1/92	0.024	1/111	0.008	1/360	0.0208	1/130

図 4.4.14 に変形モード分布図を示す。DEM（重心）の変形モード分布図から、1,2 階同時層崩壊モードとなっている（図 4.4.4）。変位増分法では、変形モードが  $A_i$  分布で固定されているため、1,2 階同時層崩壊モードのような場合には 2 階が弾性域に留まり、2~3 倍の誤差が生じていた。

一方、定点変位増分法では、1,2 階の変形量は DEM（重心）と概ね近似値となっている。さらに、2 階の変形量の誤差がその他に比べて著しく改善されている。変位増分法では変形モードが  $A_i$  分布で固定されていたのに対し、固有値解析により 2 階変形モードを精算した結果であると思慮される。定点変位増分法により、手計算レベルでも精度の高い応答値が得られ、実務レベルでも非常に有益であると考えられる。なお、DEM の最大値と四隅平均は通り芯毎での値を取っており、時系列となっていない。DEM（重心）のみ時間の関数として変位増分解析を実施しており、DEM と変位増分法による比較は、重心での値を比較するのが妥当であると思慮される。

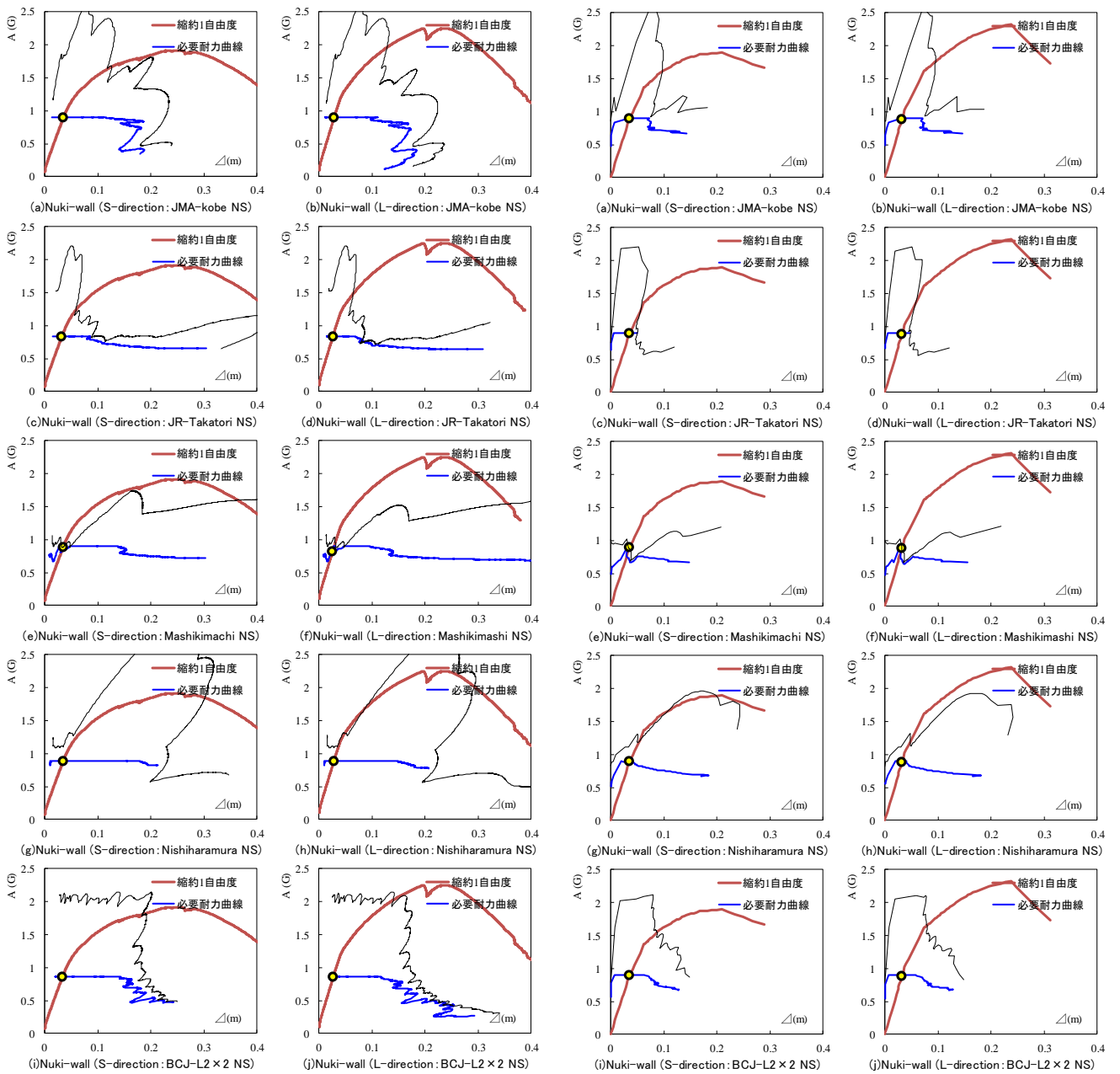


図 4.4.12 変位増分解析法 (図 4.3.18 再掲)

図 4.4.13 定点変位変形モード解析法

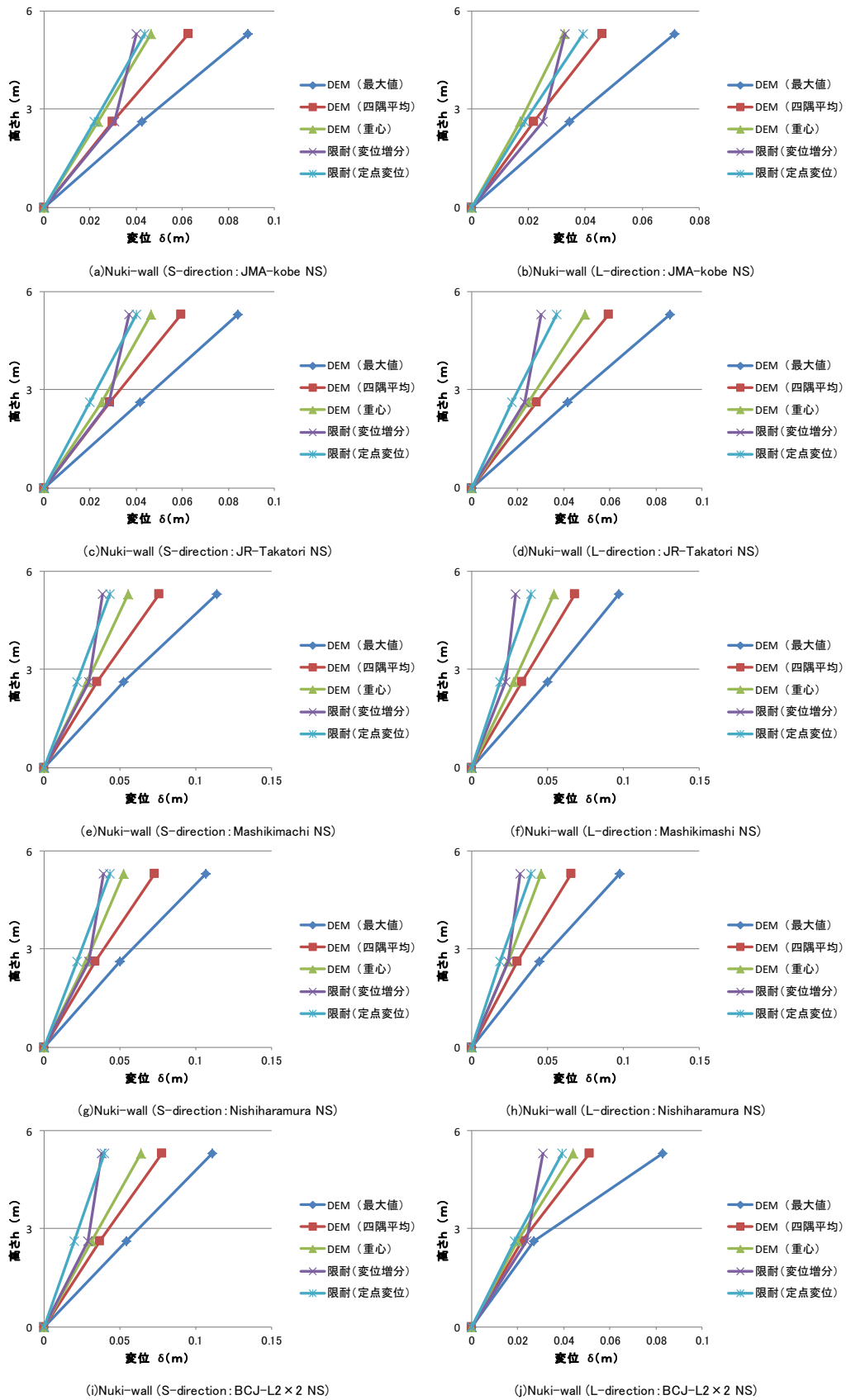


図 4.4.14 DEMと限界耐力計算による変形モード分布図

#### 4.4.6. 平屋建てモデルと柱脚滑り応答スペクトル法の検証

本節では、平屋建てモデル（3 間×5 間）に対する定点変位柱脚滑り応答スペクトル法の適用性を検証する。図 4.4.15 に貫板壁構法、杉厚板 30mmH 型ジベル、地長押梁から構成された伝統構法建築物のモデル概要図（図 4.3.21 再掲）を示す。高剛性の床版が可能な杉厚板 H 型ジベルは、ジベルの滑り拘束効果により床倍率 2.34 程度となり、構造用合板を使用せずとも高耐力水平構面を実現する。耐力要素は、「貫板壁」と安定した滑り基礎とするため、柱脚を「地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合」とした。基礎を RC 造ベタ基礎とし、履歴減衰特性に富んだ安定した滑り挙動を期待する。

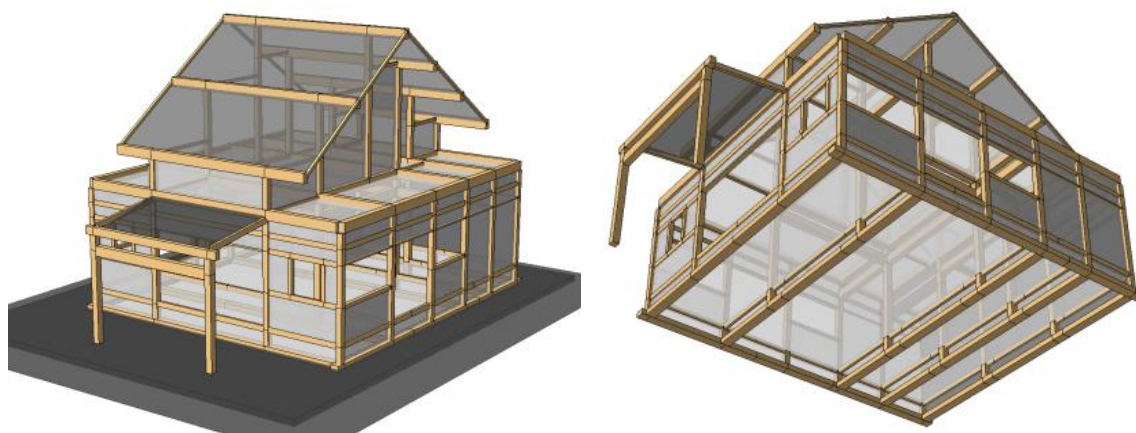


図 4.4.15 貫板壁構法のモデル概要図（図 4.3.21 再掲）

表 4.4.4 に建物概要、表 4.4.5 に変形モード（桁行方向）、表 4.4.6、図 4.4.16（図 4.3.23 再掲）、図 4.4.17 に摩擦係数  $\mu=0.4$  の計算結果（ $\beta=0.25$ ）を、前節の変位増分解法と比較して示す。平屋のため表 4.4.5 の変形モードは不要であるが、参考のために示す。1 階の変形量は概ね近似値となっている。特に等価 1 質点系を考慮すれば、建物四隅の平均変形量との整合性が高い。最大値に対しては若干危険側の結果となっている。

1 階変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、本論文で「広義な弾性応答設計クライテリア」と考える  $1/120\sim 1/60\text{rad}$  以内となっており、修復可能な損傷変形角となり、「損傷制御設計」を可能としている。さらに、「柱脚滑り応答スペクトル法」と「定点変位固有変形モード解析法」による整合性は非常に高く、設計ツールとして非常に有益であると考えられる。

前節の 2 階建てモデルでは変形モードを  $A_i$  分布とし、増分解法により復元力特性を求めるといった膨大な演算時間による実務的問題を、固有値解析により 2 階変形モードを精算可能とした結果を報告した。定点変位増分法により、手計算レベルでも精度の高い応答値が得られ、実務レベルでも非常に有益であると考えられる。本論文では、平屋建てモデルにも

適用可能であることを示した。

さらに、図 4.4.11, 図 4.4.15 より「地長押合わせ梁接合」の配置形態が異なっている場合であるが、柱脚滑り減衰パラメータ $\beta$ を実務上扱いやすい一定値 ( $\beta=0.25$ ) として解析しても、DEM 解析結果と非常に高い整合性を示すことが示され、本提案法の高い汎用性が窺える。柱脚滑り減衰パラメータ $\beta$ は、限界耐力計算では上下動の滑り・浮上り挙動による減衰の定式化が困難である評価も考慮可能と考える。

表 4.4.4 建物概要

階高		2階	1階	合計
重量	(kN)		554.35	554.35
質量	(ton)		56.57	56.57
階高	(m)		3.636	3.636

表 4.4.5 定点変位固有変形モード (X 方向)

ステップ番号 n		1	2	3	4	5	6	7	8
層間変形角 R	(rad)	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10
層間変形角 $\gamma$	(rad)	0.008	0.017	0.025	0.033333	0.04	0.05	0.066667	0.1
$\delta_2$	(m)								
$\delta_1$	(m)	0.030	0.061	0.091	0.121	0.145	0.182	0.242	0.364
その時の $Q_2$	(kN)								
その時の $Q_1$	(kN)	351.81	522.58	594.77	634.83	664.57	703.50	761.20	734.63
2階剛性 $Ke_2$	(kN/m)								
2階剛性 $Ke_2^*$	(kN/m)								
1階剛性 $Ke_1$	(kN/m)	11,611	8,624	6,543	5,238	4,569	3,870	3,140	2,020

表 4.4.6 建物応答の DEM と限界耐力計算 (貫板壁)

地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)		限界耐力(定点変位)	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.065	1/56	0.032	1/112	0.024	1/153	0.040	1/91	0.040	1/90
JR鷹取	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.061	1/59	0.031	1/116	0.032	1/115	0.032	1/115	0.033	1/110
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.069	1/52	0.027	1/133	0.017	1/216	0.036	1/102	0.036	1/100
熊本・西原村	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.058	1/63	0.025	1/143	0.016	1/229	0.028	1/129	0.028	1/130
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.074	1/49	0.031	1/119	0.019	1/187	0.040	1/90	0.040	1/90
JR鷹取	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.076	1/48	0.033	1/110	0.022	1/165	0.032	1/114	0.033	1/110
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.078	1/47	0.033	1/110	0.022	1/168	0.039	1/94	0.040	1/90
BCJ-L2×2倍	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.075	1/49	0.031	1/117	0.021	1/175	0.031	1/118	0.030	1/120
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.091	1/40	0.037	1/98	0.025	1/146	0.037	1/98	0.036	1/100
熊本・西原村	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.074	1/49	0.035	1/105	0.018	1/208	0.029	1/124	0.030	1/120

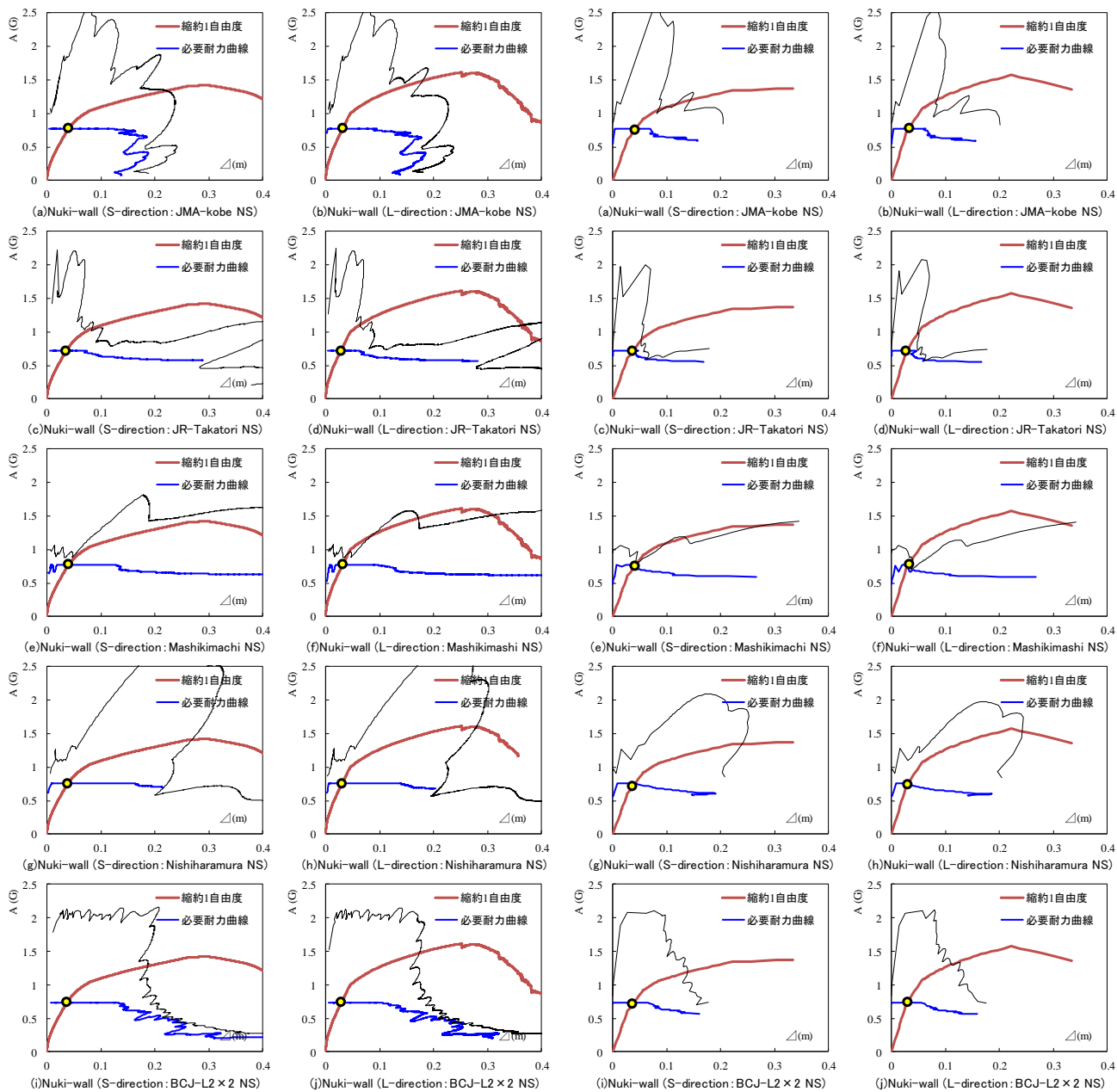


図 4.4.16 変位増分解析法 (図 4.3.23 再掲)

図 4.4.17 定点変位変形モード解析法



#### 4.4.7. 部分2階建てモデルでの検証 ～1・2階層崩壊先行モード混在モデル～

本節では、部分2階建てモデルに対する定点変位柱脚滑り応答スペクトル法の適用性を検証する。図4.4.18にモデル概要図（図4.3.24再掲）を示す。解析対象の試験体は、伝統的な嵌合接合を用いた伝統構法による部分2階建て住宅で、「貫板壁構法」等である。主要な耐震要素およびバネの骨格曲線は、前節の2階建てモデルと同様に貫板壁等である。高剛性の床版が可能な杉厚板H型ジベルは、ジベルの滑り拘束効果により床倍率2.34程度となり、構造用合板を使用せずとも高耐力水平構面を実現する。耐力要素は、「貫板壁」と安定した滑り基礎とするため、柱脚を「地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合」とした。基礎をRC造ベタ基礎とし、履歴減衰特性に富んだ安定した滑り挙動を期待する。

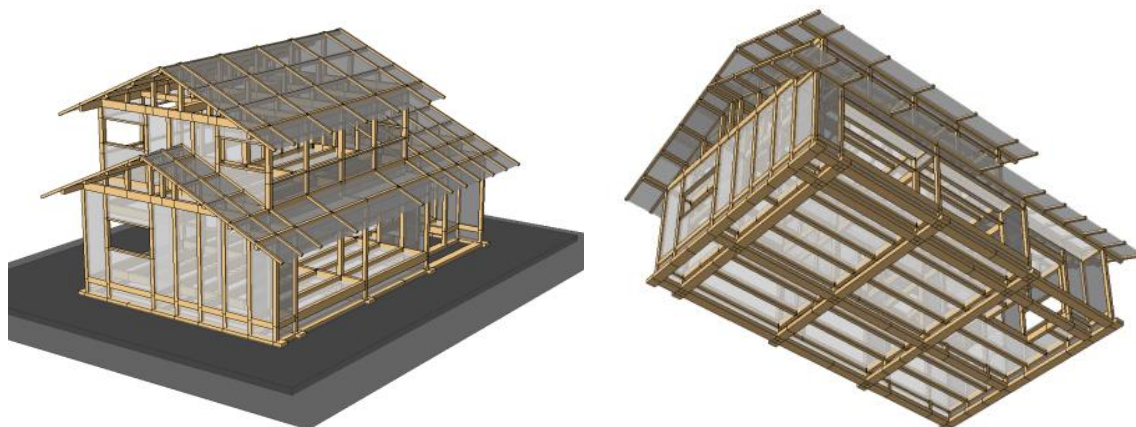


図4.4.18 貫板壁構法・地長押合わせ梁接合の建物モデル外観（図4.3.24再掲）

表4.4.7に建物概要、図4.4.19に変形モード、表4.4.8～表4.4.10に $\mu=0.3\sim0.5$ の計算結果を、図4.4.20（図4.3.26再掲）、図4.4.21に摩擦係数 $\mu=0.4$ の計算結果（ $\beta=0.25$ ）を、前節の変位増分解析法と比較して示す。図4.4.19の定点変位固有変形モードを見ると、長辺方向は1階層崩壊先行モードであり、短辺方向は2階層崩壊先行モードとなっており、一つの建物で層崩壊先行モードが異なっている複雑な振動系モデルであることが理解出来る。

長辺方向に着目すると、1階の変形量は概ね近似値となっている。特に等価1質点系を考慮すれば、DEM（重心）の変形量との整合性が高い。最大値に対しては若干危険側の結果となっている。1階残留変形角が $1/60\text{rad}$ 以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としている（表4.4.8～表4.4.10、図4.4.22）。

一方、短辺方向の2階層崩壊先行モードに着目すると、1階の変形量はDEM（重心）と定点変位増分法が概ね近似値となっている。さらに、2階の変形量の誤差がその他に比

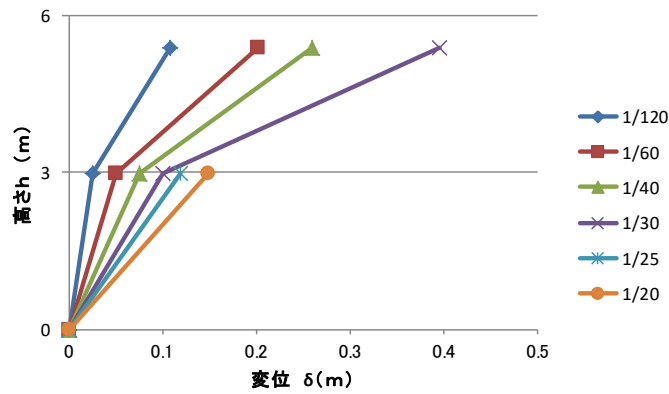
べて著しく改善されている。前節では変形モードが  $A_i$  分布で固定されていたのに対し、固有値解析により 2 階変形モードを精算した結果であると思慮される。定点変位増分法により、手計算レベルでも精度の高い応答値が得られ、実務レベルでも非常に有益であると考えられる。なお、DEM の最大値と四隅平均は通り芯毎での値を取っており、時系列となっていない。DEM（重心）のみ時間の関数として変位増分解析を実施しており、DEM と変位増分法による比較は、重心での値を比較するのが妥当であると思慮される。DEM（重心）以外と限耐（変位増分）では、1,2 階の変形量に差がある。しかし 2 階は全て弾性域であり、1 階層崩壊が問題となるため、その他の解析法では 2 階は弾性域であることを確認する程度とする（表 4.4.8～表 4.4.10、図 4.4.22）。変位増分法は、動摩擦係数に応じて DEM 結果に追従しており、精度の高さを示している。

表 4.4.11 に DEM（重心）による動摩擦係数別の建物応答最終変形量を示す。提案する限界耐力計算法に限らず、エネルギー法、保有水平耐力計算法等は、全て静的な設計法に分類される。そのため、本来であれば時刻歴応答解析法である DEM のように、弾性域での応答で計算が終了すれば、復元力特性が働き、建物最終変形量も原点復帰された復元応答値が出力される。本研究では、DEM と限界耐力計算の比較検証であるため、前述のとおり最大変形量での比較検証としている。これは静的設計法と動的設計法の比較検証をする際の要点となっている。

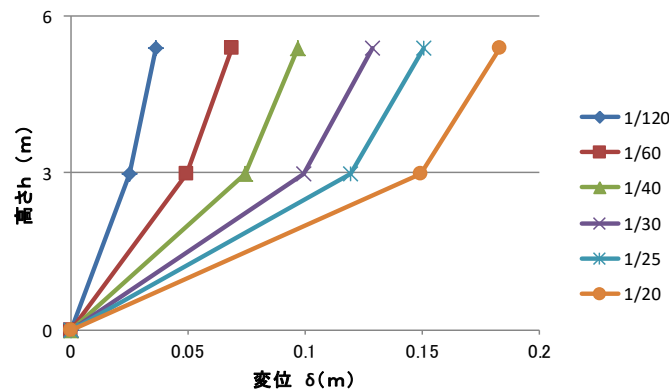
表 4.4.11 の計算結果より、動摩擦係数別や地震動種別を問わず、最終変形角が常に  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としていると思慮される。せん断力係数 ( $C_{slip}$ ) を向上可能な「貫板壁構法」等は、あらゆる極大地震動に対しても損傷を制御しうる強度型耐震構造の設計（フェールセーフ耐震設計）が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしないで、フェールセーフ設計が可能である。上限が無い、「損傷制御設計」の可能性を秘めていると言える。

表 4.4.7 建物概要

階高		2階	1階	合計
重量	(kN)	95.41	192.85	288.26
質量	(ton)	9.74	19.68	29.41
階高	(m)	2.4	2.995	5.395



(a)Nuki-wall (S-direction)



(b)Nuki-wall (L-direction)

図 4.4.19 定点変位固有変形モード

表 4.4.8 建物応答の DEM と限界耐力計算 ( $\mu=0.3$ )

地震波	$\mu=0.3$	DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)		限界耐力(定点変位)	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.019	1/154	0.012	1/245	0.006	1/529	0.001	1/2054	0.0083	1/360
	2階	0.010	1/251	0.004	1/545	0.023	1/106	0.016	1/154	0.0276	1/87
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.027	1/110	0.023	1/128	0.022	1/134	0.026	1/115	0.0272	1/110
	2階	0.023	1/104	0.009	1/256	0.006	1/406	0.017	1/143	0.0125	1/193
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.017	1/180	0.010	1/288	0.009	1/350	0.001	1/2225	0.0077	1/390
	2階	0.024	1/101	0.006	1/386	0.031	1/78	0.014	1/169	0.0255	1/94
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.020	1/153	0.018	1/166	0.017	1/172	0.024	1/124	0.0250	1/120
	2階	0.026	1/91	0.009	1/280	0.004	1/583	0.015	1/155	0.0118	1/203
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.022	1/139	0.012	1/240	0.004	1/741	0.001	1/2230	0.0088	1/340
	2階	0.016	1/151	0.005	1/473	0.025	1/97	0.014	1/170	0.0292	1/82
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.028	1/105	0.026	1/116	0.025	1/118	0.026	1/114	0.0272	1/110
	2階	0.032	1/75	0.011	1/224	0.007	1/369	0.017	1/142	0.0125	1/193
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.019	1/161	0.012	1/241	0.007	1/442	0.001	1/2100	0.0077	1/390
	2階	0.015	1/161	0.005	1/460	0.025	1/96	0.015	1/158	0.0255	1/94
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.028	1/106	0.025	1/119	0.022	1/135	0.026	1/117	0.0272	1/110
	2階	0.018	1/131	0.010	1/242	0.008	1/318	0.016	1/146	0.0125	1/193
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.023	1/128	0.014	1/221	0.010	1/307	0.001	1/2169	0.0077	1/390
	2階	0.009	1/270	0.005	1/439	0.030	1/79	0.015	1/164	0.0255	1/94
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.031	1/96	0.027	1/112	0.024	1/126	0.025	1/121	0.0250	1/120
	2階	0.020	1/123	0.010	1/242	0.008	1/311	0.016	1/151	0.0118	1/203

表 4.4.9 建物応答の DEM と限界耐力計算 ( $\mu=0.4$ )

地震波	$\mu=0.4$	DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)		限界耐力(定点変位)	
		変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.025	1/119	0.018	1/169	0.009	1/344	0.002	1/1653	0.0100	1/300
	2階	0.013	1/180	0.007	1/369	0.028	1/85	0.020	1/120	0.0331	1/73
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.038	1/78	0.033	1/90	0.031	1/95	0.032	1/93	0.0374	1/80
	2階	0.034	1/71	0.014	1/177	0.009	1/280	0.021	1/115	0.0153	1/156
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.021	1/140	0.015	1/200	0.009	1/315	0.002	1/1762	0.0094	1/320
	2階	0.033	1/72	0.009	1/262	0.047	1/51	0.018	1/133	0.0310	1/77
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.031	1/96	0.028	1/107	0.027	1/111	0.030	1/101	0.0333	1/90
	2階	0.052	1/46	0.015	1/155	0.008	1/317	0.019	1/126	0.0142	1/169
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.030	1/100	0.019	1/157	0.008	1/382	0.001	1/2230	0.0087	1/345
	2階	0.016	1/146	0.007	1/340	0.032	1/76	0.014	1/170	0.0288	1/83
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.043	1/70	0.037	1/80	0.036	1/84	0.027	1/112	0.0300	1/100
	2階	0.041	1/59	0.015	1/160	0.010	1/250	0.017	1/139	0.0132	1/181
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.029	1/102	0.020	1/149	0.010	1/293	0.002	1/1967	0.0100	1/300
	2階	0.024	1/98	0.009	1/270	0.047	1/51	0.016	1/146	0.0331	1/73
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.038	1/80	0.034	1/89	0.030	1/100	0.031	1/95	0.0333	1/90
	2階	0.036	1/66	0.016	1/154	0.011	1/221	0.020	1/118	0.0142	1/169
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.035	1/87	0.019	1/159	0.016	1/185	0.002	1/1753	0.0094	1/320
	2階	0.015	1/157	0.009	1/276	0.045	1/53	0.019	1/128	0.0310	1/77
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.040	1/74	0.035	1/86	0.031	1/96	0.030	1/98	0.0333	1/90
	2階	0.026	1/94	0.013	1/181	0.011	1/227	0.020	1/122	0.0142	1/169

表 4.4.10 建物応答の DEM と限界耐力計算 ( $\mu=0.5$ )

地震波	$\mu=0.5$	DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)		限界耐力(定点変位)	
		変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.033	1/92	0.022	1/134	0.012	1/252	0.003	1/1193	0.0113	1/265
	2階	0.020	1/117	0.010	1/241	0.043	1/56	0.025	1/94	0.0375	1/64
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.043	1/69	0.038	1/80	0.035	1/86	0.038	1/79	0.0428	1/70
	2階	0.042	1/57	0.017	1/143	0.010	1/240	0.024	1/99	0.0168	1/143
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.029	1/104	0.020	1/149	0.011	1/266	0.002	1/1539	0.0107	1/280
	2階	0.039	1/62	0.011	1/216	0.059	1/41	0.022	1/111	0.0354	1/68
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.040	1/74	0.036	1/84	0.034	1/88	0.027	1/112	0.0374	1/80
	2階	0.052	1/46	0.018	1/135	0.010	1/242	0.008	1/283	0.0153	1/156
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.036	1/83	0.024	1/127	0.010	1/304	0.001	1/2230	0.0086	1/350
	2階	0.018	1/135	0.008	1/298	0.036	1/67	0.014	1/170	0.0284	1/85
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.052	1/58	0.042	1/72	0.034	1/89	0.027	1/112	0.0300	1/100
	2階	0.035	1/68	0.016	1/152	0.011	1/226	0.017	1/139	0.0132	1/181
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.042	1/72	0.030	1/100	0.015	1/203	0.002	1/1967	0.0112	1/268
	2階	0.053	1/45	0.015	1/156	0.088	1/27	0.016	1/146	0.0370	1/65
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.051	1/58	0.044	1/68	0.044	1/68	0.037	1/82	0.0428	1/70
	2階	0.054	1/45	0.020	1/119	0.013	1/190	0.024	1/101	0.0168	1/143
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.043	1/70	0.023	1/128	0.022	1/138	0.002	1/1498	0.0107	1/280
	2階	0.021	1/116	0.012	1/207	0.060	1/40	0.022	1/107	0.0354	1/68
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.051	1/59	0.044	1/67	0.040	1/74	0.035	1/84	0.0399	1/75
	2階	0.033	1/73	0.017	1/144	0.013	1/179	0.023	1/105	0.0160	1/150

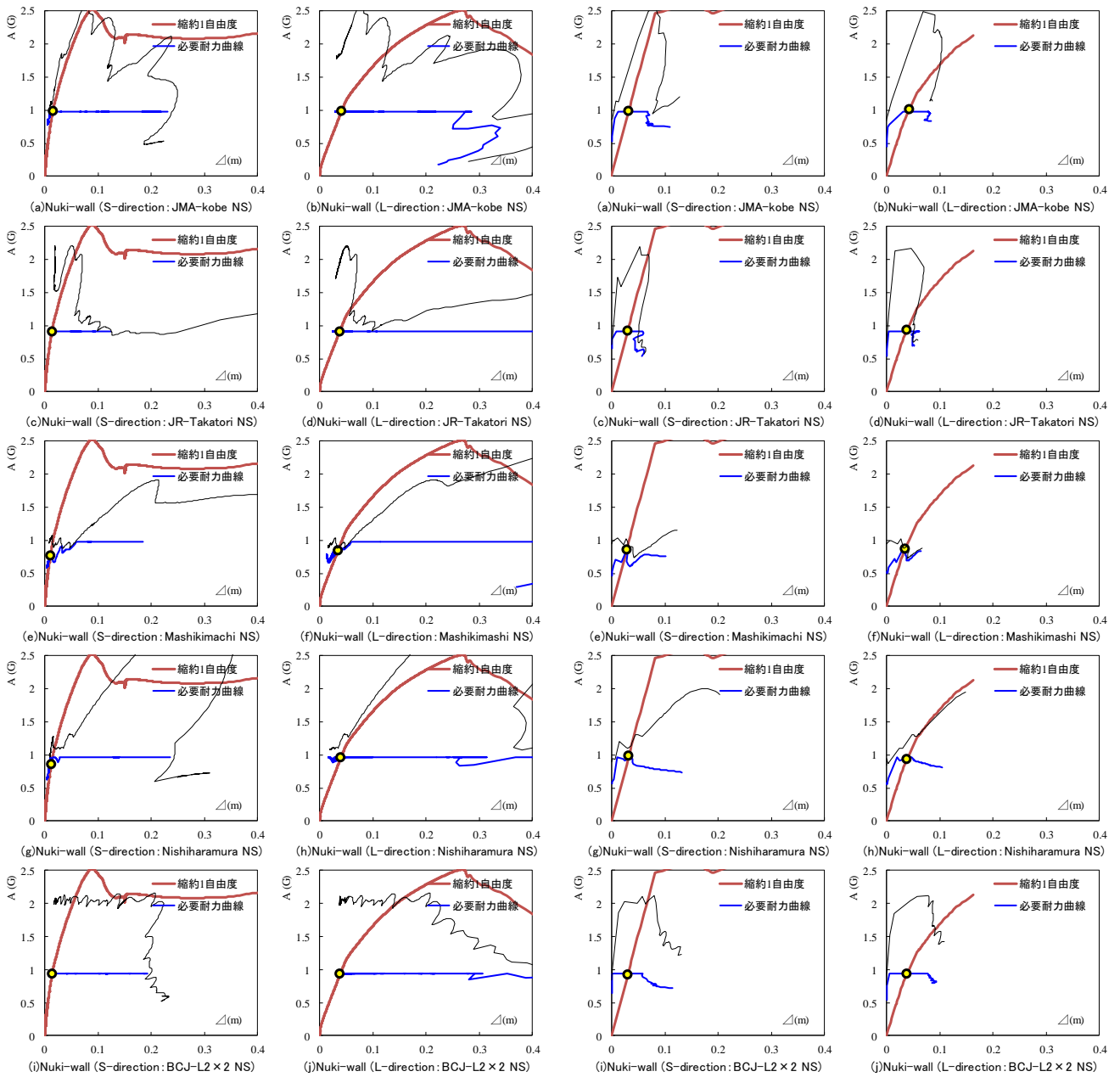


図 4. 4. 20 変位増分解析法 (図 4. 3. 26 再掲)

図 4. 4. 21 定点変位変形モード解析法

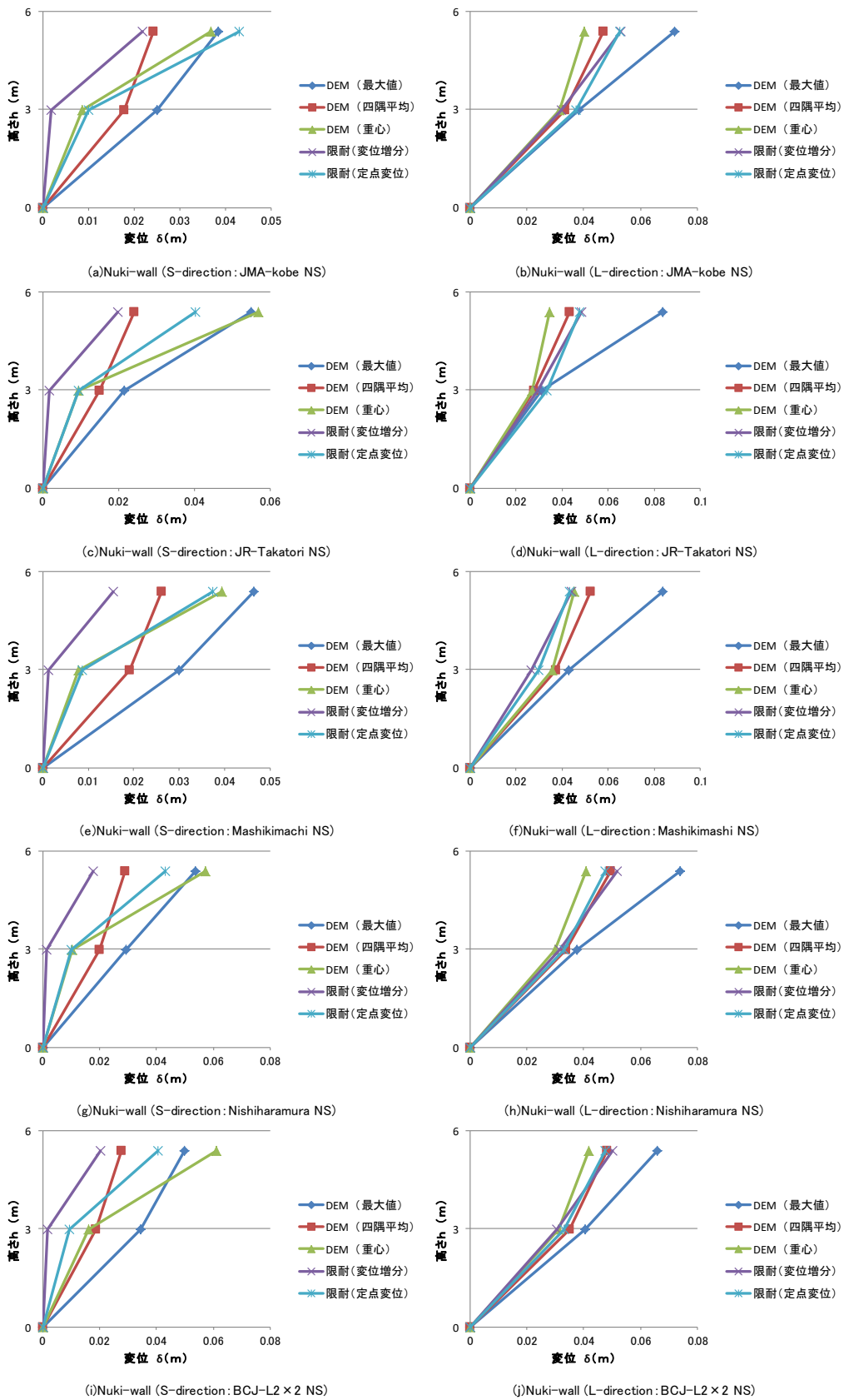


図 4.4.22 DEMと限界耐力計算による変形モード分布図

表 4.4.11 動摩擦係数別の建物応答最終変形量

地震波	最終残留変形量	$\mu = 0.3$		$\mu = 0.4$		$\mu = 0.5$	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波						
	1階	0.00077	1/3880	0.00132	1/2264	0.00192	1/1560
	2階	0.00466	1/515	0.00184	1/1306	0.00222	1/1079
	貫板壁:長辺Max波						
	1階	0.00271	1/1104	0.00316	1/948	0.00282	1/1063
	2階	0.00085	1/2822	0.00068	1/3545	0.00050	1/4790
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波						
	1階	0.00030	1/9976	0.00136	1/2202	0.00153	1/1956
	2階	0.00881	1/272	0.01277	1/188	0.01739	1/138
	貫板壁:長辺Max波						
	1階	0.00192	1/1563	0.00363	1/826	0.00423	1/708
	2階	0.00073	1/3273	0.00020	1/11719	0.00082	1/2918
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波						
	1階	0.00185	1/1623	0.00035	1/8477	0.00107	1/2788
	2階	0.01220	1/197	0.00897	1/268	0.01318	1/182
	貫板壁:長辺Max波						
	1階	0.00640	1/468	0.00466	1/643	0.00667	1/449
	2階	0.00010	1/23358	0.00019	1/12935	0.00081	1/2978
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波						
	1階	0.00114	1/2626	0.00029	1/10436	0.00082	1/3638
	2階	0.00231	1/1038	0.01224	1/196	0.03239	1/74
	貫板壁:長辺Max波						
	1階	0.00009	1/32723	0.00166	1/1803	0.00594	1/504
	2階	0.00085	1/2819	0.00020	1/12204	0.00166	1/1448
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波						
	1階	0.00094	1/3195	0.00343	1/873	0.00421	1/712
	2階	0.00558	1/430	0.00551	1/436	0.00804	1/298
	貫板壁:長辺Max波						
	1階	0.00114	1/2626	0.00622	1/481	0.01013	1/296
	2階	0.00030	1/7993	0.00143	1/1679	0.00190	1/1265

#### 4.4.8. 小括

石場建て伝統構法による柱脚滑り量を考慮した上部構造の変形量を正確に把握することのできる解析手法を提案することを目的として、振動台実験に用いられた実大伝統構法木造住宅の試験体を参考として立体骨組モデルを作成し、柱脚滑り量を考慮した精緻な数値解析モデルを用いた時刻歴応答解析を実施した。さらに、本論文で提案する、石場建て柱脚滑り量を考慮した最大応答変形評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」の精度を、複数の巨大観測地震波による DEM と比較し検証した。また、「定点変位固有変形モード解析法」を適用した最大応答変形評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」の精度検証を、DEM による変位増分法と比較検証した。本節で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 柱脚滑り量を考慮した「柱脚滑り応答スペクトル法」を提案し、4 種類の建物モデル（土壁・貫板壁）に対して、複数の巨大観測地震波による DEM 解析と比較検証を実施し、概ね精度の高い結果を得た。限界耐力計算による簡便な形で表現して入力地震

動の減衰効果を定量化し、極大地震に対しても損傷限度内に留めるために必要な建物強度・変形量の定式化を実装した。せん断力係数( $C_{slip}$ )を向上可能な「貫板壁構法」等は、様々な極大地震動に対しても損傷を制御しうる強度型耐震構造の設計が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしない、耐震設計の可能性を秘めていると考える。

- 2) 前節では、復元力特性作成のための増分解析には、立体解析を適用し、微小変位による変位増分解析手法を採用しており、行列式計算に長い演算時間と大きな容量を要し実務的ではなかった。本節では、上述の問題点を改善すべく、「定点変位固有変形モード解析法」を適用し、復元力特性は部材レベルではなく、各耐震要素の単位フレーム実験結果等を加算則により重ね合わせるにより作成し、概ね精度の高い結果を得た。煩雑な部材レベルの荷重・変位増分解析が不要となり、手計算又は表計算レベルでの対応が可能であることを示した。

本節では、DEM 解析と「定点変位固有変形モード解析法」を適用した「柱脚滑り応答スペクトル法」による建物応答値の比較検証を実施し、概ね精度の高い結果を得た。せん断力係数( $C_{slip}$ )を向上可能な「貫板壁構法」等は、あらゆる極大地震動に対しても損傷を制御しうる強度型耐震構造の設計（フェールセーフ耐震設計）が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしないで、フェールセーフ設計が可能である。上限が無い、「損傷制御設計」の可能性を秘めている。



## 4.5. 上部構造復元力特性のパラメータ解析による性能検証

### 4.5.1. パラメータ解析の概要

前節では、DEM 解析と「定点変位固有変形モード解析法」を適用した「柱脚滑り応答スペクトル法」による建物応答値の比較検証を実施し、概ね精度の高い結果を得た。しかしながら、E-ディフェンスで実施された土壁構法、および貫板壁構法の2種類の耐力壁要素のみによる検証であった。

本節では、めり込み理論式や実験データ等から、理論的に要素を構築して DEM を再現することができた2階建てモデル（図 4.3.12）を用いてパラメトリック解析を行い、各耐力壁の構造強度や動摩擦係数の違いが与える影響について、感度解析を実施し、提案手法の精度を比較検証した。

### 4.5.2. パラメータ解析方法

パラメータ解析で考慮するパラメータとしては、復元力特性のバラツキによる挙動の違いを分析するため、貫板壁構法の耐力を 0.8~1.5 まで変化させた。これまでの DEM と提案手法である  $C_{slip}$  の検証結果を考慮し、以下の2項目をパラメータとした。具体的なパラメータを以下に示す。

#### (1) 上部構造のせん断性能 (2種類)

貫板壁の耐力を 0.8, 1.5 倍。

#### (2) 動摩擦係数 (3種類)

動摩擦係数を 0.3, 0.4, 0.5 の3種類。静止摩擦係数は、動摩擦係数+0.1。

地震入力波形は、振動台実験の際に入力波として用いた BCJ-L2 波を振幅倍率 200% に増幅した BCJ-L2×2 波、兵庫県南部地震で観測された JMA 神戸波、JR 鷹取波、熊本地震で観測された益城町波、西原村波、以上の巨大地震波形5波を用いて解析した。

### 4.5.3. パラメータ解析結果と考察

上記の条件で、変位増分解析した解析による各解析モデルの荷重変形関係を図 4.5.1、4.5.2 に方向別に示す。なお、第 4.4 節で提案する「定点変位固有変形モード解析法」を適用する場合、各階ともに未崩壊層が残らないように、全体崩壊形のメカニズムを形成するように変位増分解析した復元力特性を使用することとしている。

貫板壁の壁耐力 1.0 倍（第 4.4.5 節，図 4.4.13）を基準にすると、0.8 倍では復元力特性が 1, 2 階ともに低下し、1.5 倍では復元力特性が 1, 2 階ともに向上している結果が得られ、変位増分解析法の妥当性が確認できる。

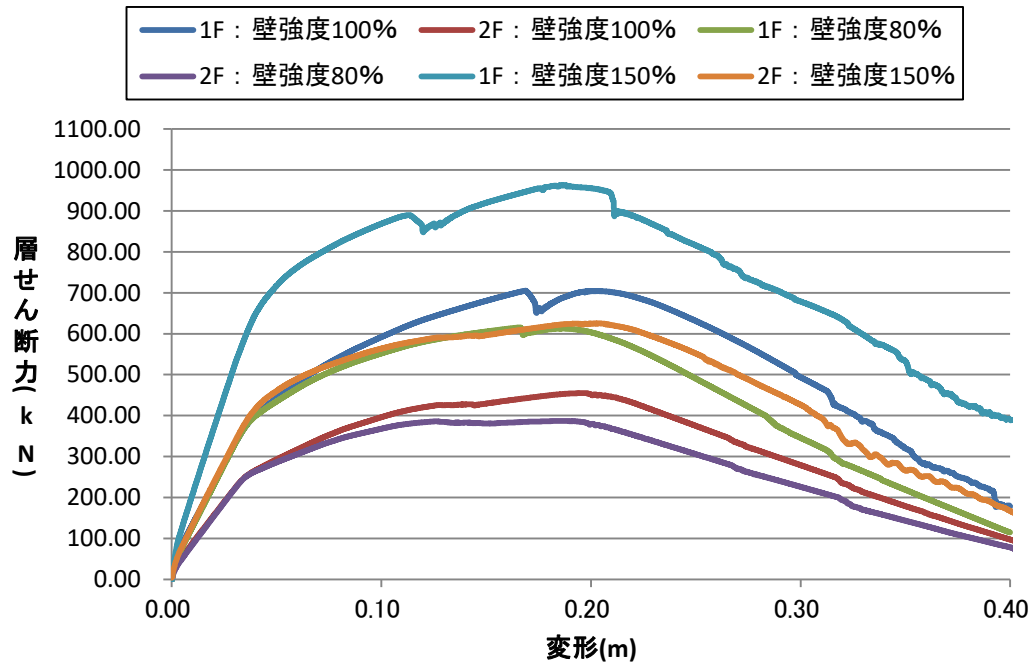


図 4.5.1 異なる耐力壁による復元力特性 (X方向)

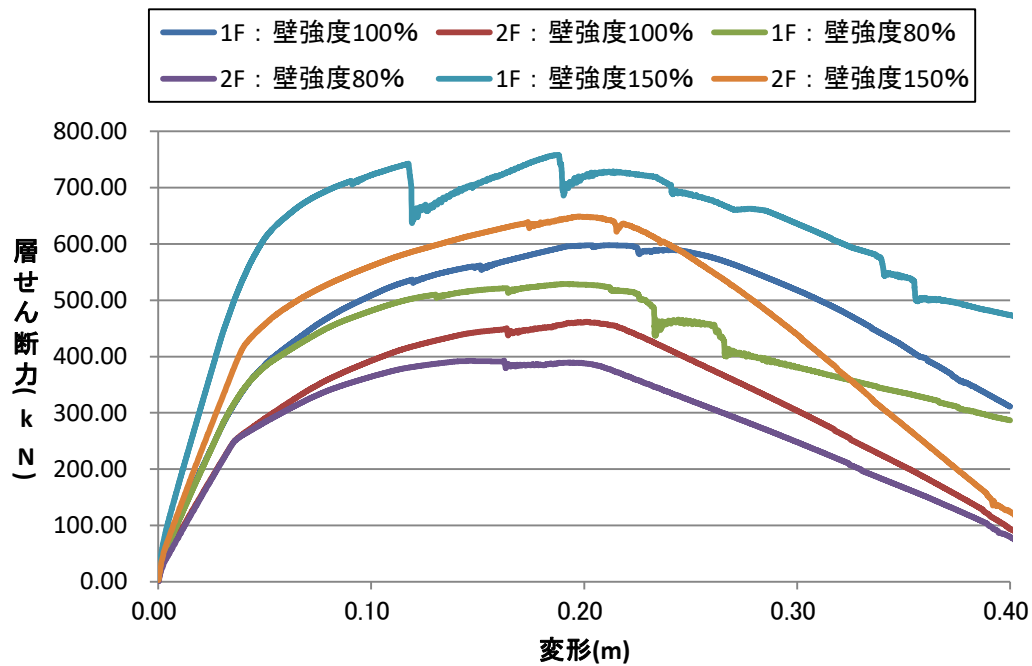


図 4.5.2 異なる耐力壁による復元力特性 (Y方向)

(1) 上部構造のせん断性能 80%

表 4.5.1～表 4.5.3 に  $\mu=0.3\sim0.5$  の計算結果を、図 4.5.3 に定点変位固有変形モードを、図 4.5.4 に摩擦係数  $\mu=0.4$  の計算結果  $C_{stip}$  ( $\beta=0.25$ ) を、図 4.5.5 に DEM と  $C_{stip}$  の変形モード分布図を示す。図 4.5.3 の定点変位固有変形モードを見ると、両方向とも 1 階層崩壊先行モードを形成している。

限界耐力計算による応答値は  $C_{stip}$  上で応答しており (図 4.5.4)、1,2 階の変形量は DEM (重心) と概ね近似値となっている。1 階変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としている (表 4.5.1～表 4.5.3、図 4.5.5)。さらに、2 階の変形量の誤差が変位増分法に比べて著しく改善されている。変位増分法では変形モードが Ai 分布で固定されていたのに対し、固有値解析により 2 階変形モードを精算した結果であると思慮される。定点変位増分法により、手計算レベルでも精度の高い応答値が得られ、実務レベルでも非常に有益であると考えられる。なお、DEM の最大値と四隅平均は通り芯每での値を取っており、時系列となっていない。DEM (重心) のみ時間の関数として変位増分解析を実施しており、DEM と定点変位増分法による比較は、重心での値を比較するのが妥当であると思慮される。そのため、DEM の最大値と四隅平均値は参考値とする。

表 4.5.1 建物応答の DEM と限界耐力計算 (壁強度 80% :  $\mu=0.4$ )

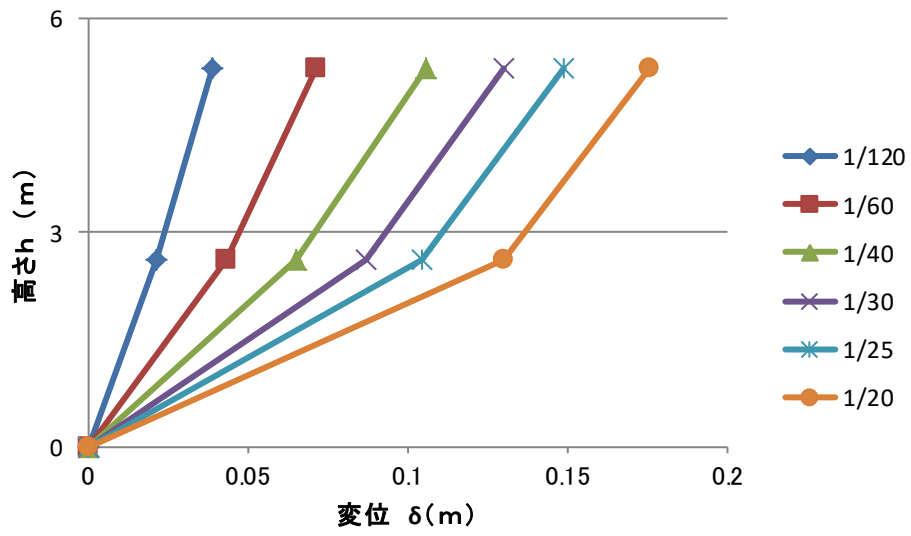
地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(定点変位)	
		変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.045	1/58	0.031	1/83	0.025	1/106	0.029	1/90
	2階	0.049	1/55	0.035	1/77	0.024	1/110	0.021	1/129
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.034	1/76	0.022	1/117	0.018	1/147	0.024	1/110
	2階	0.038	1/70	0.025	1/107	0.016	1/171	0.021	1/126
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.042	1/63	0.029	1/89	0.026	1/102	0.026	1/100
	2階	0.044	1/62	0.032	1/85	0.023	1/117	0.019	1/139
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.042	1/62	0.029	1/90	0.025	1/107	0.022	1/120
	2階	0.047	1/58	0.033	1/82	0.026	1/104	0.020	1/133
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.052	1/50	0.035	1/75	0.029	1/89	0.026	1/100
	2階	0.050	1/54	0.037	1/73	0.028	1/97	0.019	1/139
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.055	1/48	0.037	1/70	0.031	1/85	0.022	1/120
	2階	0.068	1/40	0.044	1/62	0.029	1/92	0.020	1/133
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.052	1/50	0.035	1/74	0.028	1/93	0.029	1/90
	2階	0.060	1/45	0.041	1/66	0.025	1/108	0.021	1/129
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.048	1/55	0.032	1/82	0.026	1/101	0.022	1/120
	2階	0.058	1/47	0.038	1/71	0.023	1/118	0.020	1/133
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.058	1/45	0.039	1/67	0.034	1/77	0.029	1/90
	2階	0.062	1/43	0.045	1/60	0.035	1/77	0.021	1/129
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.029	1/91	0.023	1/112	0.021	1/123	0.022	1/120
	2階	0.061	1/45	0.032	1/84	0.026	1/102	0.020	1/133

表 4.5.2 建物応答の DEM と限界耐力計算（壁強度 80% :  $\mu = 0.3$ ）

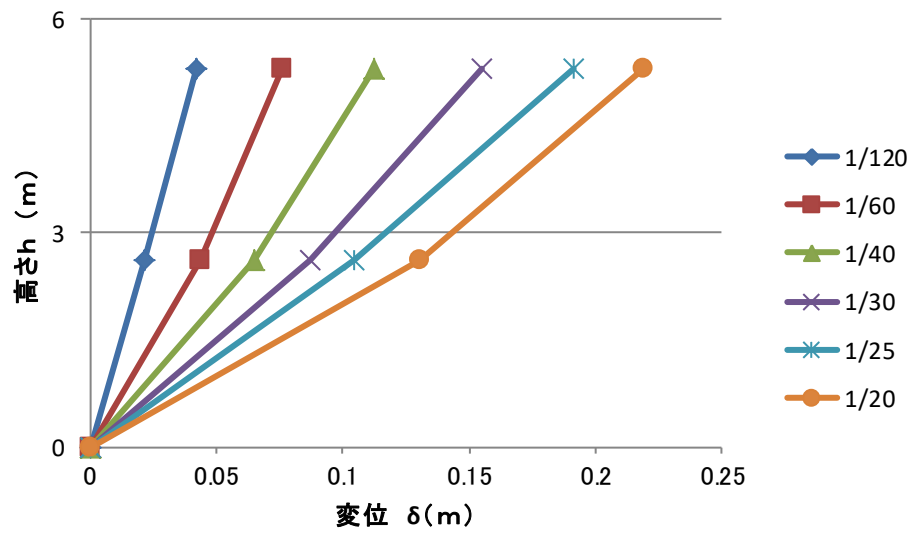
地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(定点変位)	
		変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.031	1/84	0.021	1/127	0.016	1/161	0.024	1/110
	2階	0.037	1/73	0.024	1/111	0.015	1/174	0.018	1/148
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.027	1/98	0.017	1/150	0.014	1/191	0.019	1/140
	2階	0.033	1/81	0.021	1/127	0.012	1/217	0.017	1/155
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.029	1/89	0.019	1/134	0.017	1/158	0.022	1/120
	2階	0.028	1/95	0.020	1/133	0.015	1/184	0.017	1/157
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.035	1/74	0.023	1/115	0.018	1/145	0.017	1/150
	2階	0.038	1/70	0.026	1/104	0.018	1/149	0.016	1/167
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.039	1/67	0.026	1/101	0.022	1/120	0.024	1/110
	2階	0.044	1/61	0.030	1/91	0.020	1/133	0.018	1/148
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.037	1/70	0.025	1/105	0.021	1/127	0.019	1/140
	2階	0.045	1/60	0.030	1/89	0.019	1/145	0.017	1/155
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.039	1/67	0.025	1/104	0.021	1/125	0.022	1/120
	2階	0.041	1/66	0.029	1/93	0.019	1/142	0.017	1/157
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.034	1/76	0.022	1/119	0.018	1/145	0.019	1/140
	2階	0.037	1/74	0.025	1/109	0.017	1/161	0.017	1/155
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.039	1/68	0.025	1/103	0.021	1/124	0.022	1/120
	2階	0.043	1/63	0.029	1/93	0.020	1/135	0.017	1/157
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.021	1/122	0.017	1/152	0.015	1/171	0.019	1/140
	2階	0.056	1/48	0.025	1/106	0.021	1/131	0.017	1/155

表 4.5.3 建物応答の DEM と限界耐力計算（壁強度 80% :  $\mu = 0.5$ ）

地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(定点変位)	
		変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.056	1/47	0.039	1/67	0.032	1/81	0.033	1/80
	2階	0.059	1/46	0.043	1/63	0.031	1/88	0.023	1/119
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.047	1/56	0.032	1/81	0.026	1/99	0.029	1/90
	2階	0.050	1/54	0.035	1/78	0.025	1/106	0.024	1/111
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.052	1/50	0.035	1/74	0.030	1/88	0.033	1/80
	2階	0.053	1/51	0.038	1/71	0.026	1/104	0.023	1/119
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.048	1/54	0.034	1/77	0.030	1/88	0.026	1/100
	2階	0.051	1/53	0.037	1/73	0.028	1/97	0.023	1/119
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.058	1/45	0.039	1/66	0.034	1/77	0.026	1/100
	2階	0.052	1/52	0.042	1/65	0.031	1/87	0.019	1/139
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.068	1/38	0.048	1/54	0.042	1/62	0.022	1/120
	2階	0.077	1/35	0.050	1/54	0.036	1/76	0.020	1/133
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.064	1/41	0.045	1/59	0.034	1/77	0.033	1/80
	2階	0.073	1/37	0.052	1/52	0.034	1/80	0.023	1/119
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.069	1/38	0.049	1/53	0.039	1/68	0.026	1/100
	2階	0.080	1/34	0.058	1/46	0.033	1/83	0.023	1/119
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.072	1/36	0.049	1/53	0.043	1/61	0.033	1/80
	2階	0.072	1/38	0.054	1/50	0.042	1/65	0.023	1/119
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.036	1/73	0.030	1/88	0.028	1/95	0.026	1/100
	2階	0.083	1/32	0.041	1/66	0.034	1/80	0.023	1/119



(a)Nuki-wall (S-direction)



(b)Nuki-wall (L-direction)

図 4.5.3 定点変位固有変形モード (壁強度 80%)

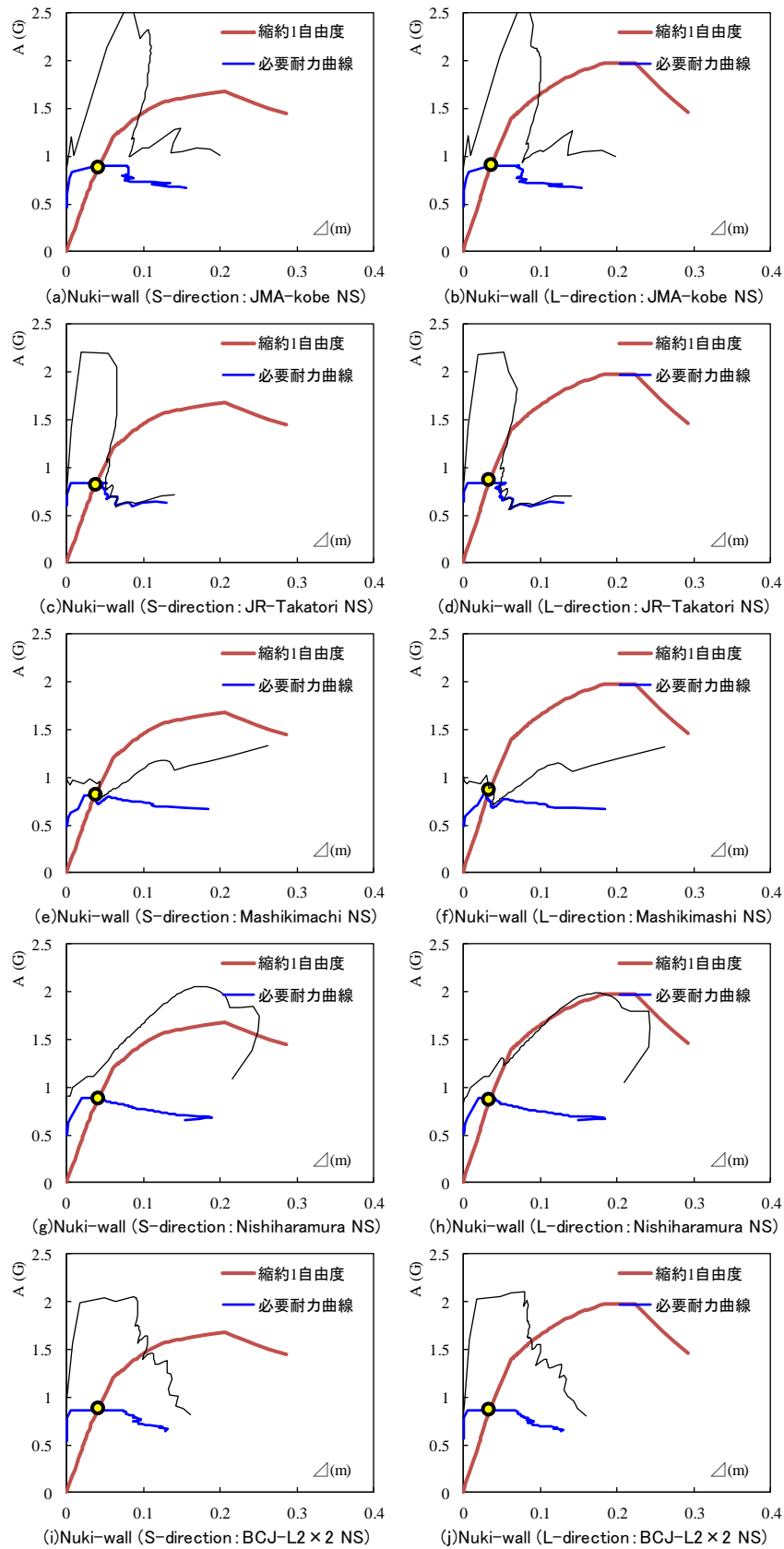


図 4.5.4 定点変位変形モード解析法（壁強度 80% :  $\mu=0.4$ ）

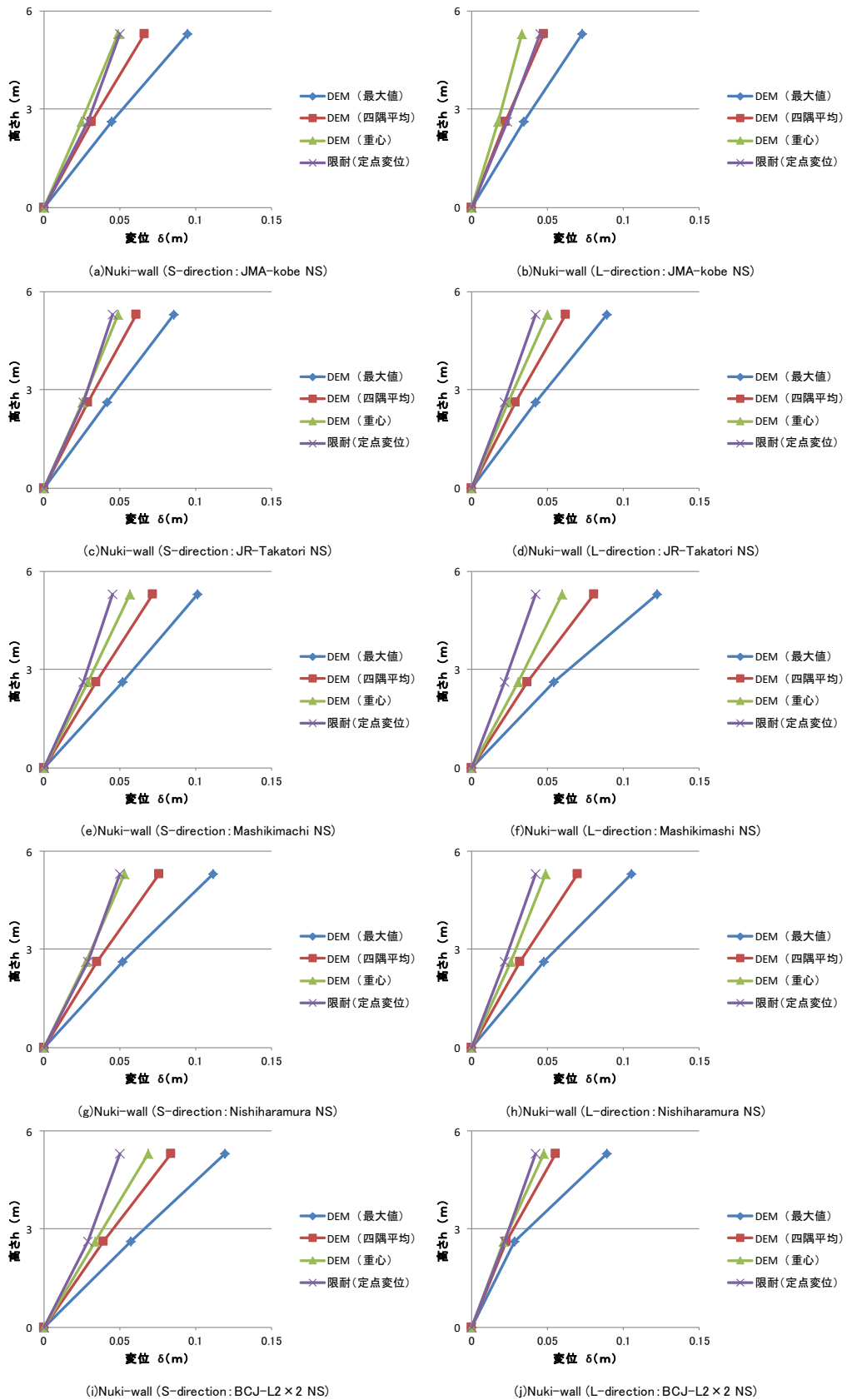


図 4.5.5 DEM と限界耐力計算による変形モード分布図 (壁強度 80% :  $\mu = 0.4$ )

## (2) 上部構造のせん断性能 150%

表 4.5.4～表 4.5.6 に  $\mu=0.3\sim0.5$  の計算結果を、図 4.5.6 に定点変位固有変形モードを、図 4.5.7 に摩擦係数  $\mu=0.4$  の計算結果  $C_{slip}$  ( $\beta=0.25$ ) を、図 4.5.8 に DEM と  $C_{slip}$  の変形モード分布図を示す。図 4.5.6 の定点変位固有変形モードを見ると、両方向とも 1 階層崩壊先行モードを形成している。

限界耐力計算による応答値は  $C_{slip}$  上で応答しており (図 4.5.7)、1,2 階の変形量は DEM (重心) と概ね近似値となっている。1 階変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としている (表 4.5.4～表 4.5.6、図 4.5.8)。さらに、2 階の変形量の誤差が変位増分法に比べて著しく改善されている。変位増分法では変形モードが Ai 分布で固定されていたのに対し、固有値解析により 2 階変形モードを精算した結果であると思慮される。定点変位増分法により、手計算レベルでも精度の高い応答値が得られ、実務レベルでも非常に有益であると考えられる。なお、DEM の最大値と四隅平均は通り芯毎での値を取っており、時系列となっていない。DEM (重心) のみ時間の関数として変位増分解析を実施しており、DEM と定点変位増分法による比較は、重心での値を比較するのが妥当であると思慮される。そのため、DEM の最大値と四隅平均値は参考値とする。

表 4.5.4 建物応答の DEM と限界耐力計算 (壁強度 150% :  $\mu=0.4$ )

地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(定点変位)	
		変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.035	1/75	0.021	1/122	0.017	1/158	0.017	1/150
	2階	0.039	1/69	0.025	1/108	0.017	1/155	0.014	1/189
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.032	1/81	0.019	1/141	0.014	1/191	0.014	1/191
	2階	0.037	1/72	0.022	1/121	0.012	1/230	0.014	1/200
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.033	1/78	0.021	1/124	0.017	1/153	0.016	1/160
	2階	0.034	1/80	0.023	1/119	0.015	1/178	0.013	1/201
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.038	1/69	0.024	1/110	0.020	1/131	0.013	1/199
	2階	0.042	1/64	0.027	1/101	0.018	1/149	0.013	1/211
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.035	1/74	0.023	1/114	0.017	1/150	0.013	1/199
	2階	0.041	1/65	0.027	1/101	0.018	1/149	0.011	1/252
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.040	1/66	0.024	1/111	0.019	1/140	0.011	1/239
	2階	0.041	1/66	0.026	1/102	0.017	1/159	0.011	1/252
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.040	1/65	0.025	1/103	0.019	1/135	0.016	1/160
	2階	0.044	1/61	0.029	1/93	0.019	1/140	0.013	1/201
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.039	1/68	0.024	1/110	0.018	1/144	0.014	1/191
	2階	0.041	1/66	0.027	1/101	0.015	1/175	0.014	1/200
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.041	1/63	0.025	1/106	0.020	1/134	0.016	1/160
	2階	0.041	1/66	0.027	1/99	0.020	1/138	0.013	1/201
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.020	1/129	0.015	1/178	0.013	1/198	0.013	1/199
	2階	0.063	1/43	0.023	1/117	0.018	1/154	0.013	1/211

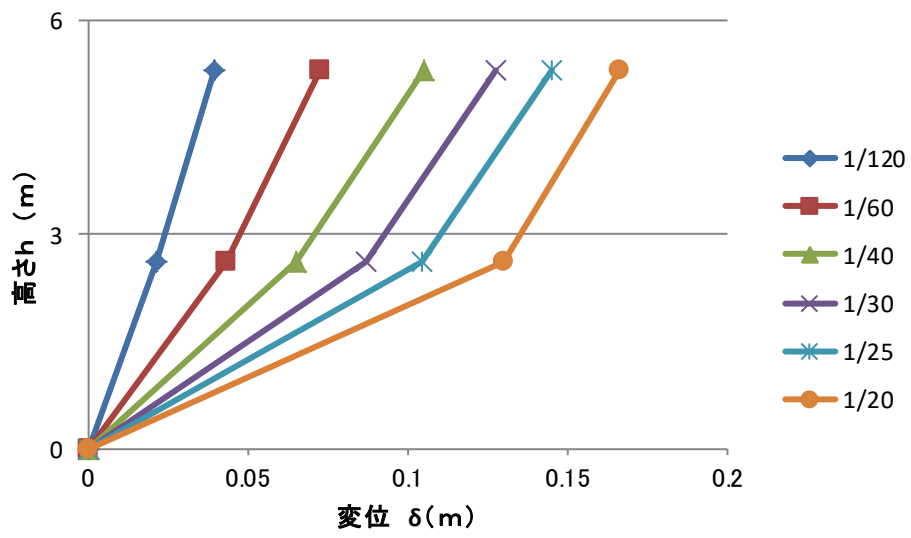


表 4.5.5 建物応答の DEM と限界耐力計算（壁強度 150% :  $\mu=0.3$ ）

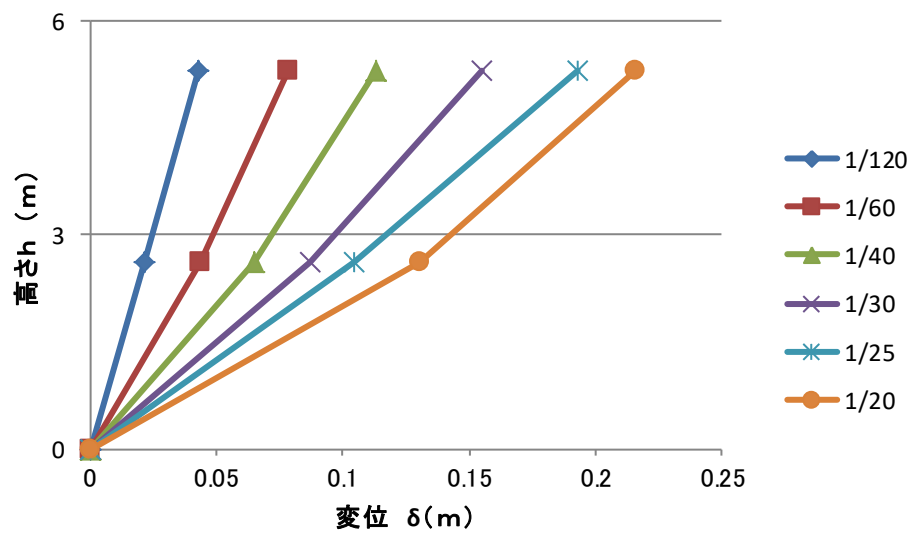
地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(定点変位)	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.024	1/107	0.014	1/181	0.011	1/232	0.015	1/180
	2階	0.026	1/102	0.017	1/159	0.013	1/206	0.012	1/227
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.024	1/109	0.013	1/196	0.009	1/278	0.011	1/239
	2階	0.027	1/100	0.016	1/166	0.010	1/282	0.011	1/252
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.023	1/113	0.014	1/189	0.011	1/244	0.013	1/199
	2階	0.022	1/123	0.015	1/184	0.009	1/290	0.011	1/252
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.031	1/84	0.018	1/148	0.013	1/197	0.011	1/239
	2階	0.030	1/91	0.019	1/145	0.012	1/219	0.011	1/252
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.030	1/88	0.018	1/143	0.014	1/188	0.013	1/199
	2階	0.036	1/76	0.021	1/127	0.013	1/209	0.011	1/252
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.028	1/92	0.017	1/158	0.013	1/203	0.007	1/358
	2階	0.029	1/92	0.019	1/144	0.012	1/229	0.007	1/380
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.029	1/89	0.018	1/149	0.015	1/176	0.014	1/191
	2階	0.034	1/80	0.021	1/130	0.014	1/195	0.011	1/239
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.027	1/96	0.016	1/166	0.012	1/211	0.011	1/239
	2階	0.030	1/89	0.019	1/146	0.011	1/249	0.011	1/252
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.031	1/84	0.018	1/143	0.014	1/182	0.014	1/191
	2階	0.034	1/79	0.021	1/130	0.015	1/185	0.011	1/239
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.016	1/164	0.011	1/246	0.009	1/290	0.011	1/239
	2階	0.050	1/54	0.018	1/151	0.013	1/205	0.011	1/252

表 4.5.6 建物応答の DEM と限界耐力計算（壁強度 150% :  $\mu=0.5$ ）

地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(定点変位)	
		変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.044	1/59	0.027	1/97	0.020	1/133	0.020	1/130
	2階	0.046	1/59	0.030	1/90	0.021	1/131	0.017	1/164
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.037	1/71	0.023	1/115	0.018	1/144	0.016	1/160
	2階	0.044	1/61	0.027	1/100	0.018	1/153	0.016	1/169
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.043	1/61	0.027	1/97	0.019	1/135	0.019	1/140
	2階	0.040	1/67	0.028	1/95	0.017	1/159	0.015	1/176
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.042	1/63	0.026	1/99	0.022	1/121	0.015	1/180
	2階	0.044	1/62	0.030	1/89	0.024	1/114	0.014	1/190
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.040	1/66	0.026	1/100	0.021	1/126	0.015	1/169
	2階	0.039	1/69	0.030	1/91	0.021	1/131	0.013	1/214
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.052	1/50	0.033	1/80	0.027	1/98	0.013	1/199
	2階	0.060	1/45	0.036	1/74	0.024	1/111	0.013	1/211
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.053	1/49	0.034	1/77	0.025	1/104	0.019	1/140
	2階	0.061	1/44	0.040	1/68	0.022	1/122	0.015	1/176
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.054	1/48	0.035	1/74	0.024	1/107	0.015	1/169
	2階	0.058	1/47	0.039	1/69	0.021	1/127	0.015	1/179
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.055	1/48	0.034	1/78	0.027	1/96	0.019	1/140
	2階	0.053	1/51	0.037	1/74	0.028	1/98	0.015	1/176
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.024	1/109	0.018	1/145	0.016	1/161	0.015	1/169
	2階	0.072	1/37	0.027	1/100	0.020	1/133	0.015	1/179



(a)Nuki-wall (S-direction)



(b)Nuki-wall (L-direction)

図 4.5.6 定点変位固有変形モード (壁強度 150%)

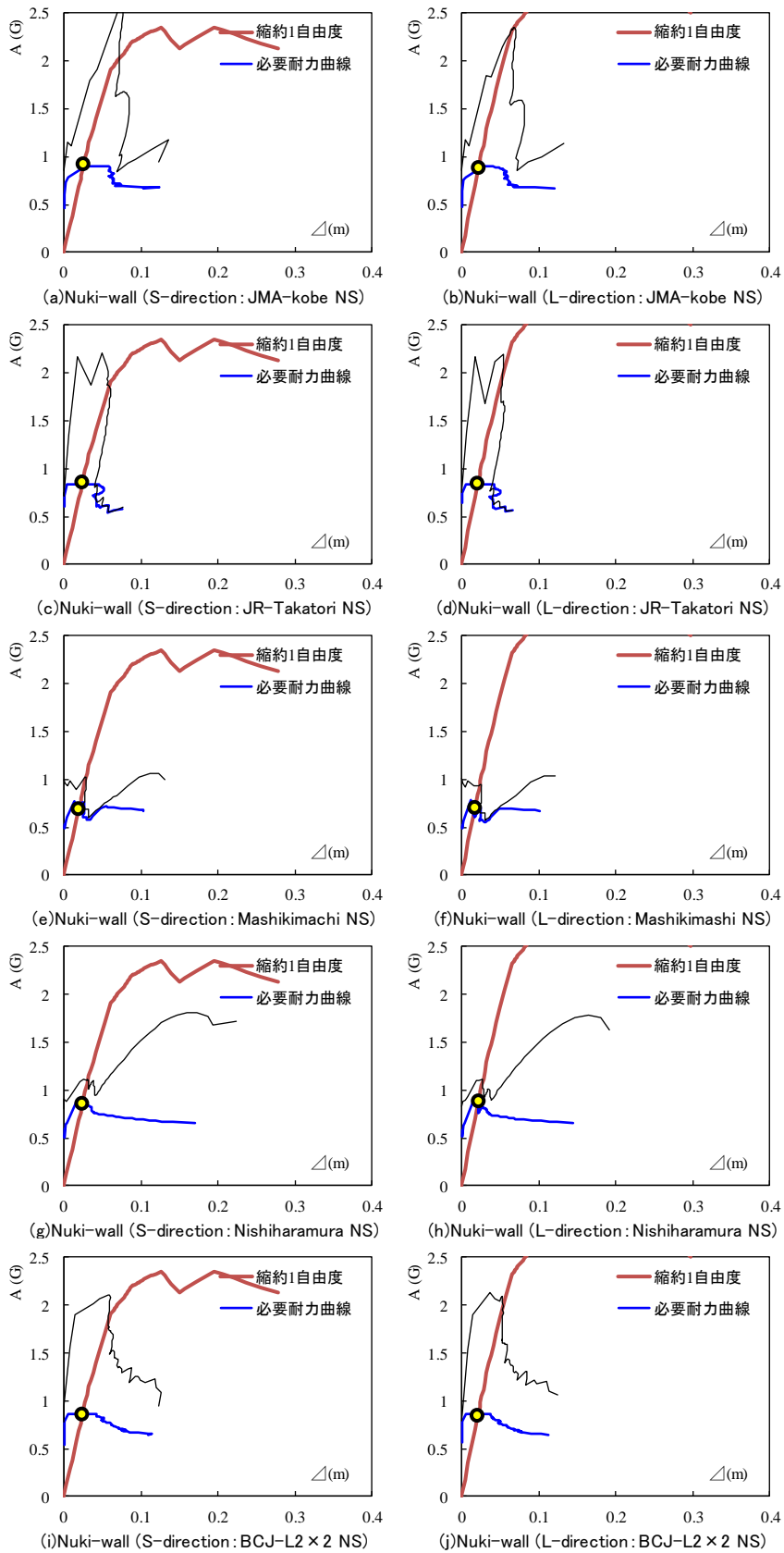


図 4.5.7 定点変位変形モード解析法 (壁強度 150% :  $\mu = 0.4$ )

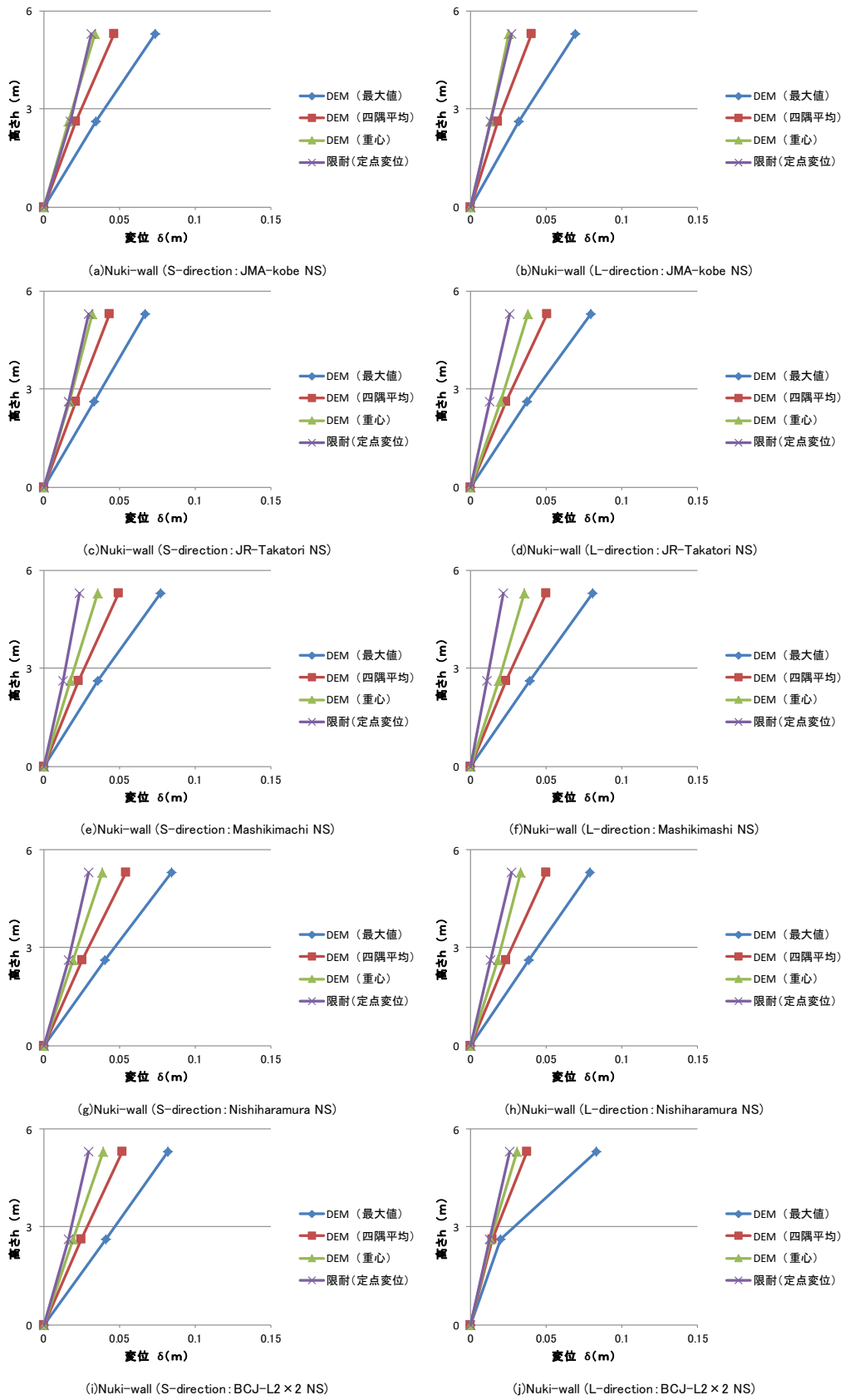


図 4.5.8 DEMと限界耐力計算による変形モード分布図（壁強度 150%： $\mu=0.4$ ）

上部構造のせん断性能および動摩擦係数をパラメータとして、DEM と  $C_{slip}$  を解析した結果の散布図を、貫板壁の壁耐力 1.0 倍（第 4.4.5 節，図 4.4.13）の結果と合わせて、図 4.5.9 に示す。また、E-ディフェンスで実施された土壁構法（表 4.4.2、図 4.4.10）の結果も合わせた散布図を図 4.5.10 に、最小二乗法による回帰分析結果を図 4.5.11 に示す。

せん断性能が低く（80%）、動摩擦係数が大きい程（ $\mu 0.5$ ）、上部構造の応答変形量は大きくなり、せん断性能が高く（150%）、動摩擦係数が小さい程（ $\mu 0.3$ ）、上部構造の応答変形量は小さくなる結果を示している。

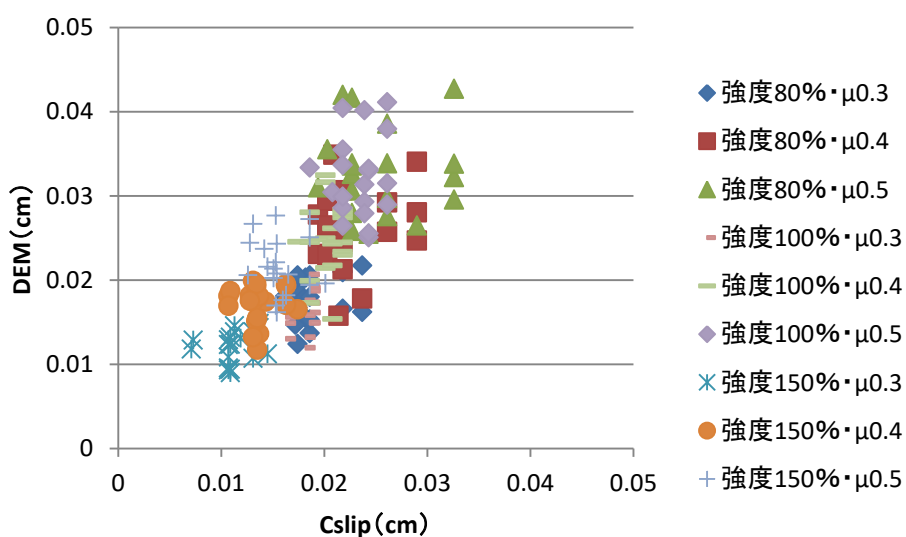


図 4.5.9 DEM と限界耐力計算による変形モード分布の比較（損傷制御設計領域部分）

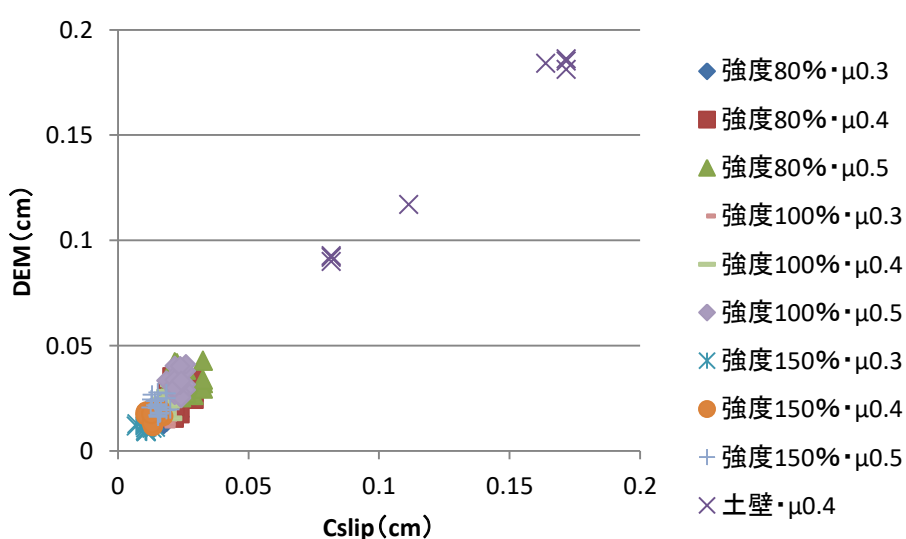


図 4.5.10 DEM と限界耐力計算による変形モード分布の比較

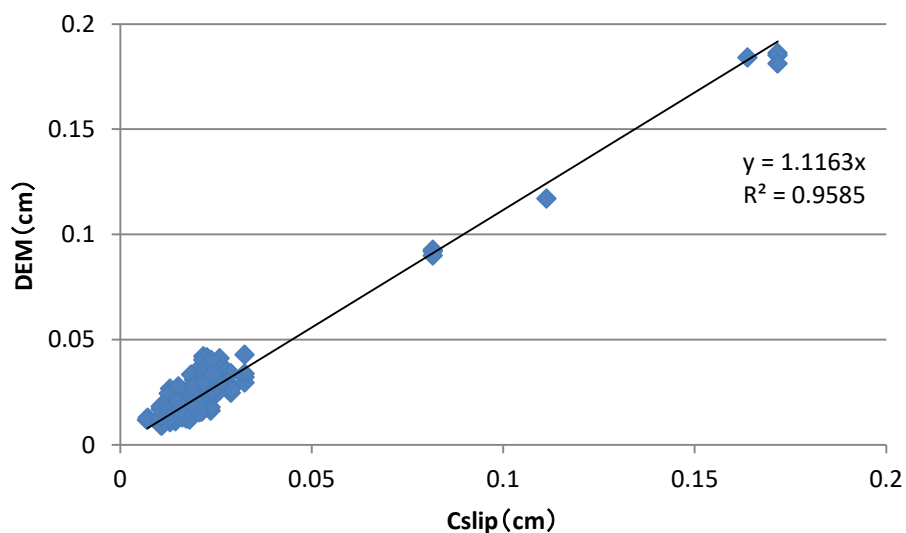


図 4.5.11 DEM と限界耐力計算による変形モード分布の比較（相関図）

最小二乗法による近似直線の傾きは概ね 1.1、相関係数は 0.9585 であった。したがって、DEM（重心）に対する  $C_{slip}$  の変形モード分布量は 20% 以内の推定精度を有している。DEM に対する応答変形推定量も、本提案手法  $C_{slip}$  で概ね評価できていることがグラフから判断される。

パラメータ解析結果より、提案手法である  $C_{slip}$  の推定値は、異なる復元力特性や動摩擦係数に応じて DEM 結果に追従しており、精度の高さを示している。汎用性の蓋然性は高いと考える。さらに、動摩擦係数別や地震動種別を問わず、応答変形角が常に 1/60rad 以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としていると思慮される。

せん断力係数 ( $C_{slip}$ ) を向上可能な「貫板壁構法」等は、あらゆる極大地震動に対しても損傷を制御しうる強度型耐震構造の設計（フェールセーフ耐震設計）が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしないで、フェールセーフ設計が可能である。上限が無い、「損傷制御設計」の可能性を秘めていると言える。

## 4.6. 柱脚別動摩擦係数のパラメータ解析による性能検証

### 4.6.1. パラメータ解析の概要

前節では、DEM 解析と「定点変位固有変形モード解析法」を適用した「柱脚滑り応答スペクトル法」による建物応答値の比較検証を実施し、各耐力壁の構造強度や動摩擦係数の違いが与える影響について感度解析を実施し、概ね提案手法の汎用性を明らかにした。しかしながら、全ての柱脚の動摩擦係数が同じ値のみによる検証であった。建物内での動摩擦係数のバラツキは考慮されていない。一般的に、建物内で動摩擦係数のバラツキがある場合、動摩擦係数の小さい柱脚が動きやすいとされる。

本節では、めり込み理論式や実験データ等から、理論的に要素を構築して DEM を再現することができた 2 階建てモデル（図 4.3.12）、および平屋建てモデル（図 4.3.20）を用いてパラメトリック解析を行い、柱脚別の動摩擦係数の違いが与える影響について、感度解析を実施し、提案手法の精度を比較検証した。

### 4.6.2. パラメータ解析方法

パラメータ解析で考慮するパラメータとしては、柱脚別の動摩擦係数のバラツキによる挙動の違い、摩擦係数の平面的なバラツキによる偏心の影響を分析するため、過半以上の柱脚の動摩擦係数を、通り芯によって変化させた。これまでの DEM と提案手法である  $C_{slip}$  の検証結果を考慮し、以下の 2 項目をパラメータとした。具体的なパラメータを以下に示す。

#### （1）建物モデル（2 種類）

2 階建てモデル、平屋建てモデルの動摩擦係数のバラツキを 2 種類。

#### （2）動摩擦係数の建物内での平面的なバラツキ（2 種類）

動摩擦係数を 0.3～0.5 の 2 種類。静止摩擦係数は、動摩擦係数+0.1。

地震入力波形は、兵庫県南部地震で観測された JMA 神戸波を用いて解析した。建物モデル別による加振方向は、次のとおり設定して実施した。

#### ① 平屋建てモデル

JMA 神戸 NS 波を X 方向（桁行方向）プラス側に加振。

JMA 神戸 EW 波を Y 方向（張間方向）マイナス側に加振。

#### ② 2 階建てモデル

JMA 神戸 NS 波を X 方向（桁行方向）プラス側に加振。

JMA 神戸 EW 波を Y 方向（張間方向）プラス側に加振。

#### 4.6.3. パラメータ解析結果と考察

##### (1) 平屋建てモデル

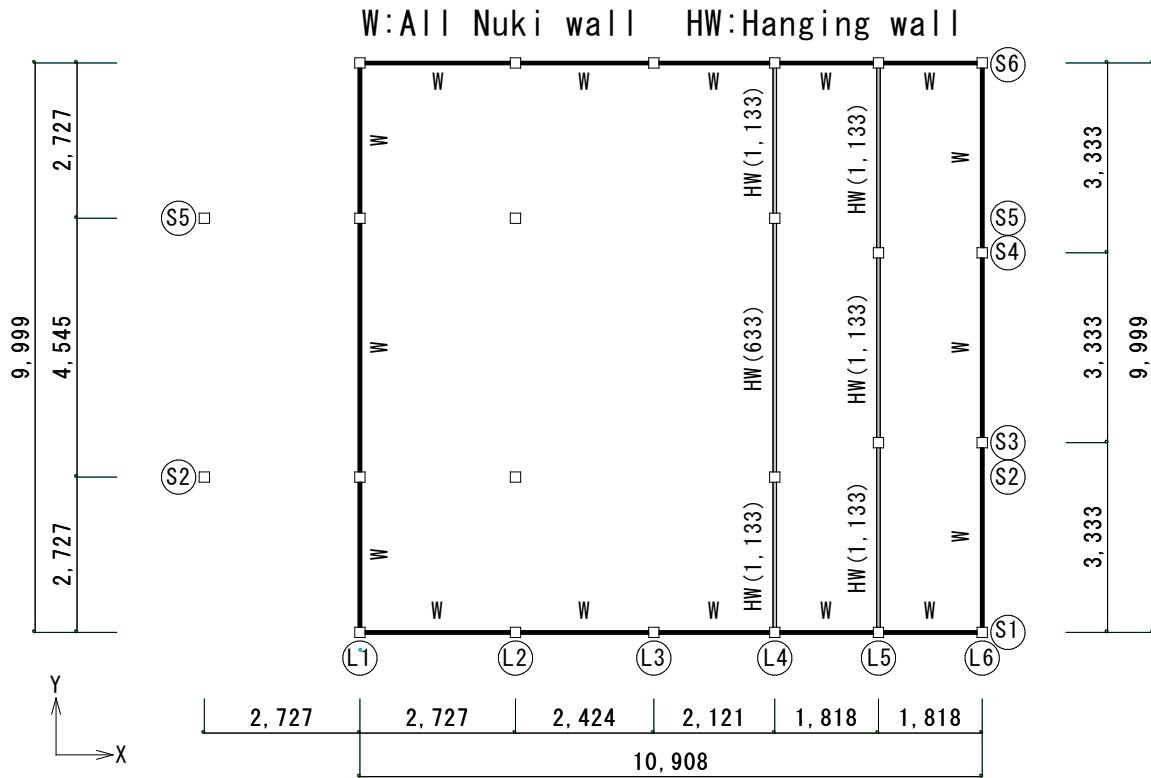


図 4.6.1 解析モデル平面図 (図 4.3.20 再掲)

表 4.6.1 摩擦係数の平面的ばらつきパラメータ一覧

		L1	L2	L3	L4	L5	L6	S2柱脚
ケースA	S1	0.3	0.35	0.45	0.5	0.3	0.5	
	S2	0.35	0.45		0.5			0.3
	S3					0.35	0.45	
	S4~S6	0.4						
ケースB	S1	0.5	0.45	0.35	0.3	0.5	0.3	
	S2	0.45	0.35		0.3			0.5
	S3					0.45	0.35	
	S4~S6	0.4						



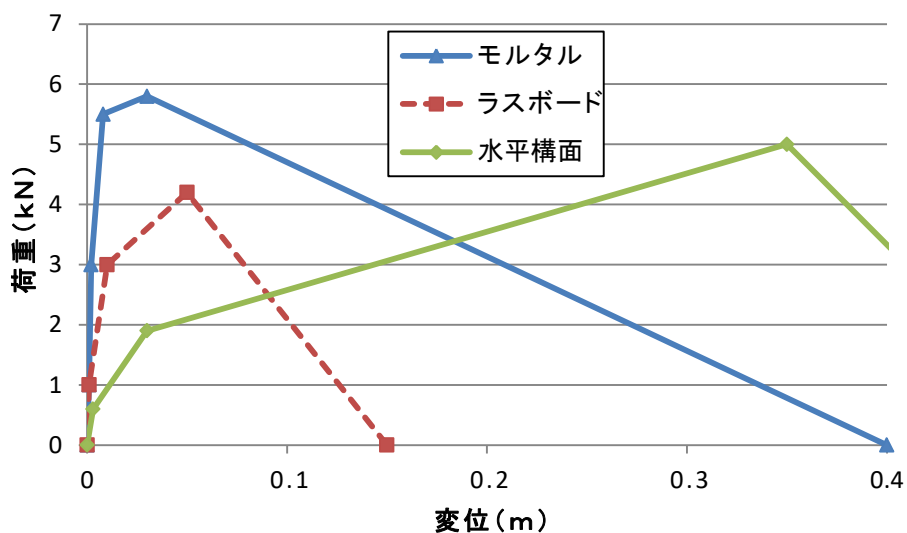


図 4.6.2 鉛直・水平構面せん断耐力バネの骨格曲線<sup>59)60)</sup>

図 4.6.1 に解析モデル概要図を示す。屋根が重く、階高が高く、壁量の少ない社寺建築をモデルとした平屋建て（3 間×5 間）とした。第 4.3.10 節では貫板壁構法、杉厚板 30mmH 型ジベル、地長押梁から構成された伝統構法建築物のモデル解析を検証した。本節では、建物内での柱脚別動摩擦係数のバラツキを考慮した検証とするため、柱脚がバラバラ挙動しやすく、垂直構面・水平構面ともに耐力・剛性が低い骨格曲線によりモデル化した。柱脚を連結している貫板壁構法の地長押梁を外し、文献<sup>59) 60)</sup>を参考に、垂直構面はモルタル壁とラスボードとし、水平構面は杉板張りの骨格曲線とした。図 4.6.2 に鉛直構面と水平構面の骨格曲線を示した。

表 4.6.1 に動摩擦係数の平面的ばらつきパラメーター一覧を示す。同一建物内で、摩擦係数がばらつく場合を考える。上部構造からみると、入力偏心ということになる。A は S1,S2 通りの L1 側から摩擦係数が 0.3 と小さい値から L6 側に 0.5 まで増大するケースであり、B はその逆のケースである。いずれも過半以上の柱脚の動摩擦係数を、通り芯によって変化させ、動摩擦係数を 0.4 と一律設定した場合と比較検証する。

図 4.6.3、図 4.6.4 に、S1 通りの柱脚滑り量を時系列波形として示す。四隅端部の L1,L6 に着目すると、長辺 (X) 方向、短辺 (Y) 方向とも、摩擦係数のばらつき方の異なる A と B で柱脚滑り量に規則性があることが分かる。柱脚滑りの時系列は、摩擦係数が 0.3、一様 0.4、0.5 の順に滑る規則性がある。すなわち、一箇所でも滑りやすい柱脚がある場合、その柱脚から滑り始め、その他の構面も引きずられて滑り始める傾向にある。建物内で摩擦係数のバラツキがあると、摩擦係数の小さい柱脚が動きやすい。また、柱脚の摩擦

係数が個々に違う場合、摩擦係数の低い柱脚から大きく滑る。過半以上の摩擦係数が 0.3～0.5 で平面的にばらつく場合と、摩擦係数が一様に 0.4 の場合を比較検証したが、摩擦係数が一様に 0.4 の滑り量は、中間的な滑り量時系列を示した。このことは、動摩擦係数の設定値として平均値を採用することの妥当性を示していると考えられる。

図 4.6.5 に動摩擦係数別による柱脚・上部構造の荷重変位履歴曲線（重心）を示す。柱脚の荷重変位履歴曲線に着目すると、長辺（X）方向、短辺（Y）方向とも、柱脚滑り量に規則性があり、一箇所でも滑りやすい柱脚がある場合、その柱脚から滑り始め、その他の構面も引きずられて滑り始める傾向が伺える。履歴曲線のループ面積は同等と見做せ、滑った先の位置が摩擦係数のバラツキにより違うだけとなる。建物内で摩擦係数のバラツキがあると、摩擦係数の小さい柱脚から大きく滑り、その他の柱脚も引きずられて滑り始め、滑った先の位置が違うだけで履歴曲線ループ面積は、ほぼ等しくなる。

上部構造 1 階の荷重変位履歴曲線に着目すると、長辺（X）方向、短辺（Y）方向とも顕著な差は見られず、同等な履歴曲線を形成している。柱脚の場合のような履歴曲線の位置の移動変化は見られず、摩擦係数のバラツキによる上部構造への影響は少ない。このことは、柱脚の摩擦係数のバラツキに影響されずに、摩擦係数  $\mu$  として平均値を入力することで、提案手法  $C_{slip}$ （ $\beta=0.25$ ）により柱脚滑り挙動を伴う上部構造の応答性能が算出可能であることを示唆している。

図 4.6.6 に動摩擦係数別による加振終了後の上部構造損傷度を、GUI（Graphical User Interface）画像として示す。なお、GUI での壁の損傷・破壊程度は、図 4.6.2 に示す第 2 剛性に進展した場合は黄色、第 3 剛性は橙色、耐力を失い破壊した場合は赤色を示す。また、接合部の節点が損傷した場合は青丸、破壊して耐力を失った場合は赤色を示す。

第 4.3.10 節では貫板壁構法、杉厚板 30mmH 型ジベル、地長押梁から構成された伝統構法建築物のモデル解析を検証した。高い剛性と靱性に富む「貫板壁構法」「地長押合わせ梁接合」等<sup>45)</sup>、めり込み抵抗を主体とした木造建築物モデルでは、応答変形角が 1/60rad 以下となり損傷制御設計を実現したが、それとは対照的に、モルタル壁やラスボード、杉板張り等の伝統的な低い剛性モデルでは、大変形領域での応答を示した。

本節では、建物内での柱脚別動摩擦係数のバラツキを考慮した検証とするため、柱脚がバラバラ挙動しやすく、垂直構面・水平構面ともに耐力・剛性が低い骨格曲線によりモデル化し、柱脚のバラツキをパラメータとして柱脚滑り量と上部構造の応答を平屋建てでモデルで検証した。過半以上の摩擦係数が 0.3～0.5 で平面的にばらつく場合と、摩擦係数が一様に 0.4 の場合を比較検証したが、摩擦係数が一様に 0.4 の滑り量は、中間的な滑り量時系列を示し、動摩擦係数の設定値として平均値を採用することの妥当性を示した。

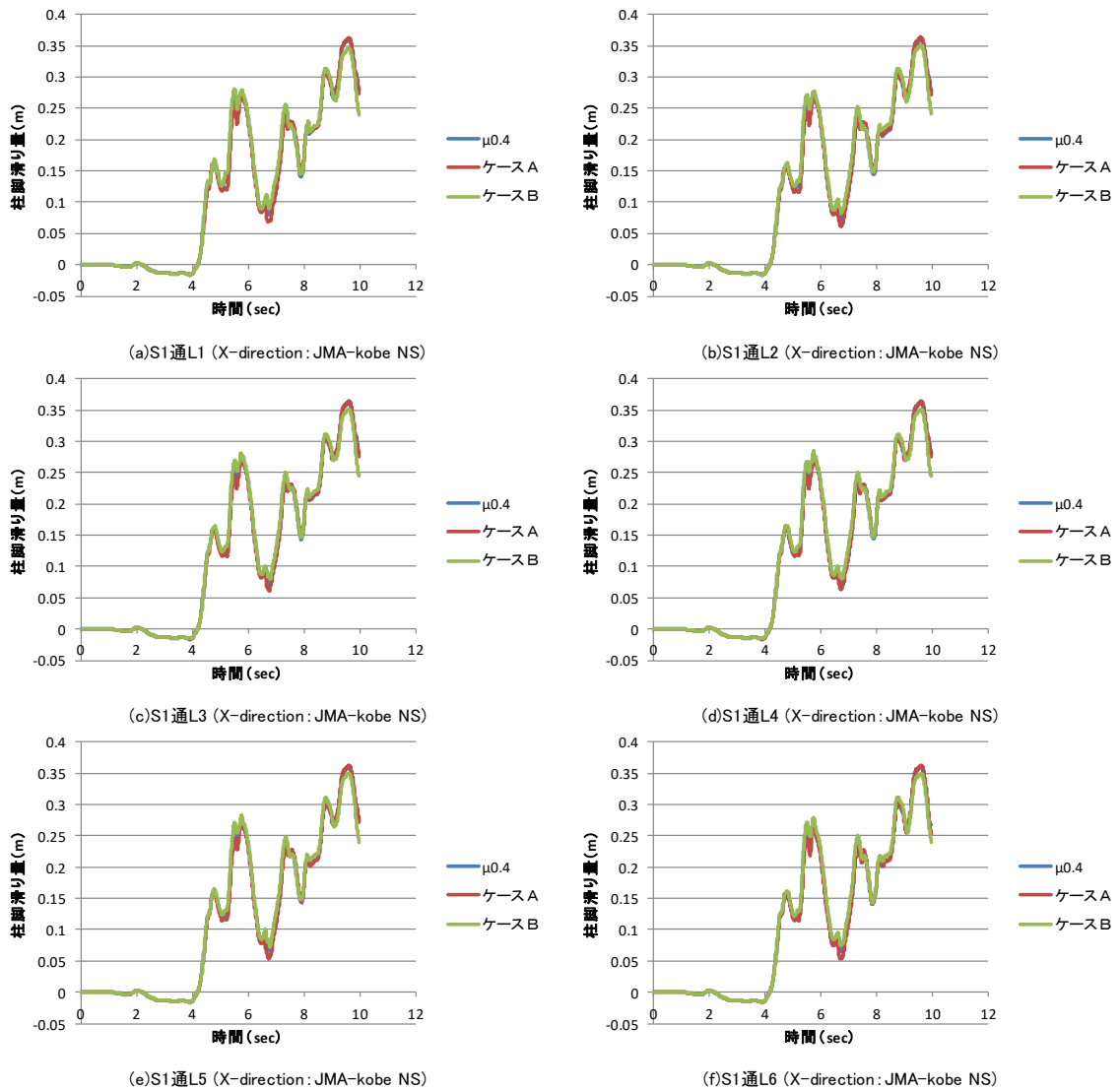


図 4.6.3 動摩擦係数別による柱脚滑り量の時系列 (X方向)

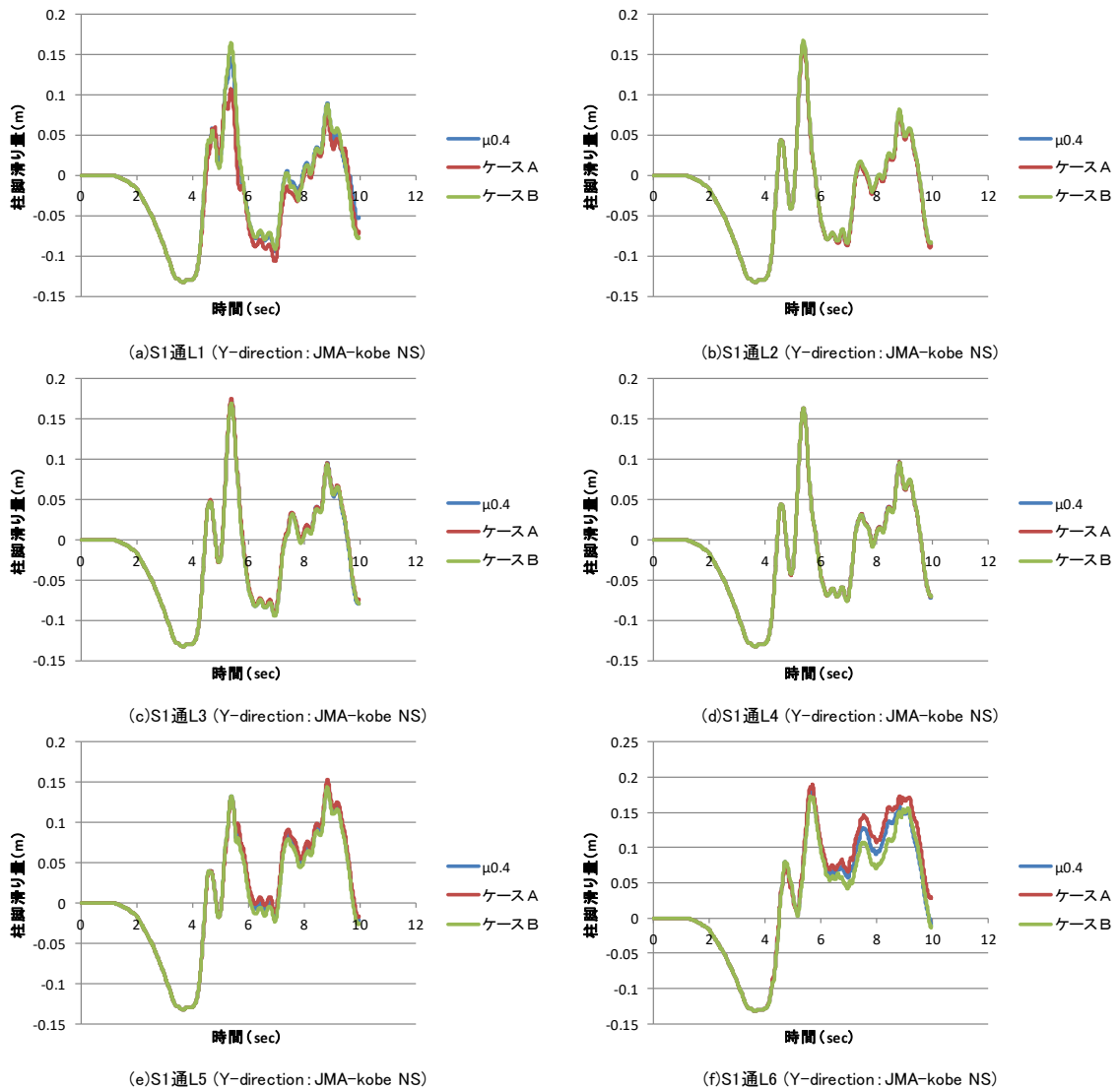
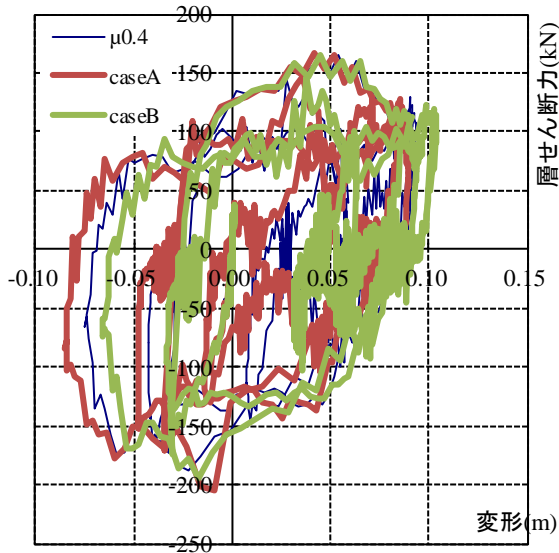
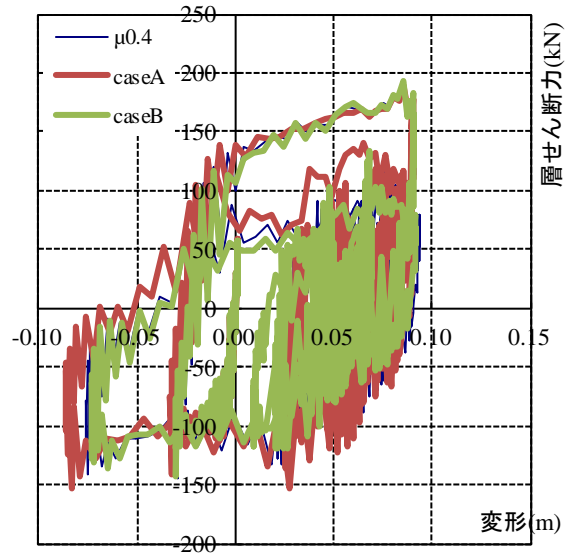


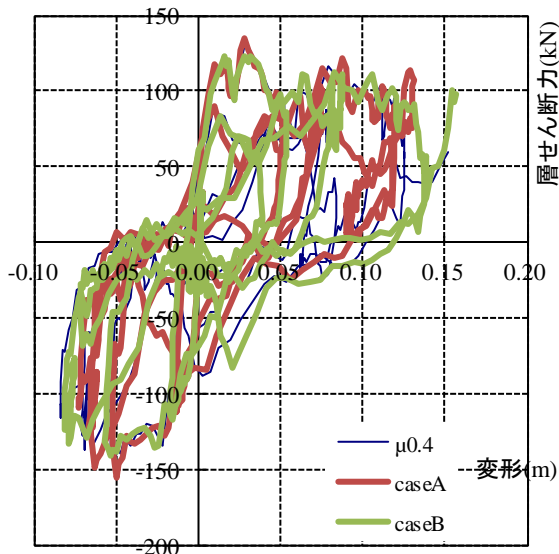
図 4.6.4 動摩擦係数別による柱脚滑り量の時系列 (Y方向)



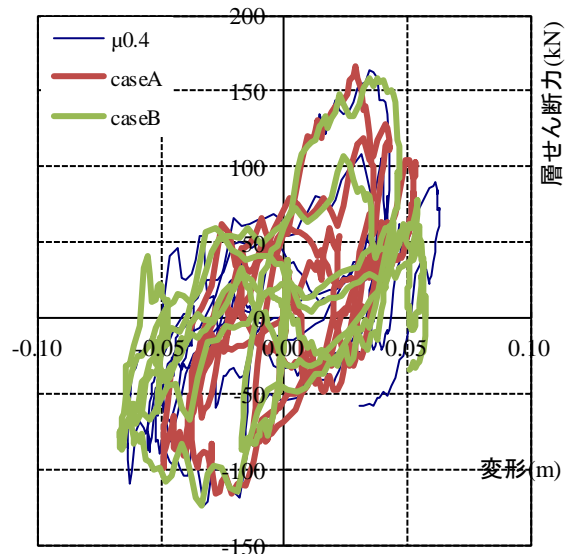
柱脚 荷重変形【X方向】



柱脚 荷重変形【Y方向】



1F 荷重変形【X方向】

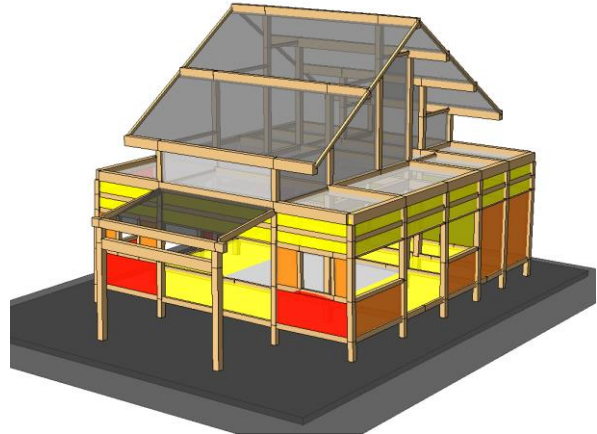


1F 荷重変形【Y方向】

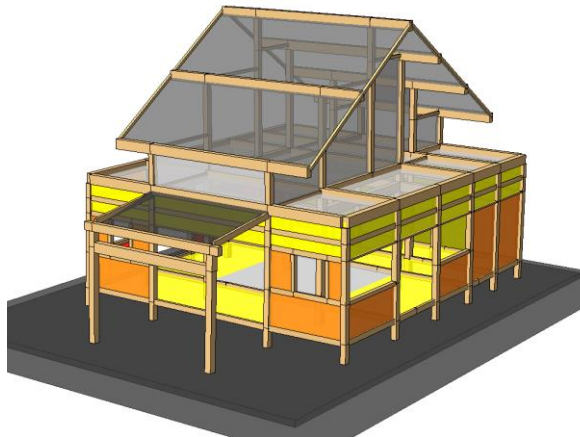
図 4.6.5 動摩擦係数別による柱脚・上部構造の荷重変位履歴曲線



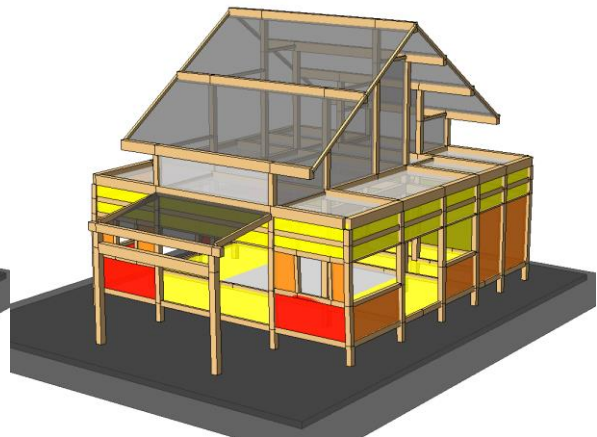
平屋建てモデル



(1) 柱脚摩擦係数一律  $\mu=0.4$



(2) 柱脚別摩擦係数: ケースA



(3) 柱脚別摩擦係数: ケースB

図 4.6.6 動摩擦係数別による上部構造の損傷度

(2) 2階建てモデル

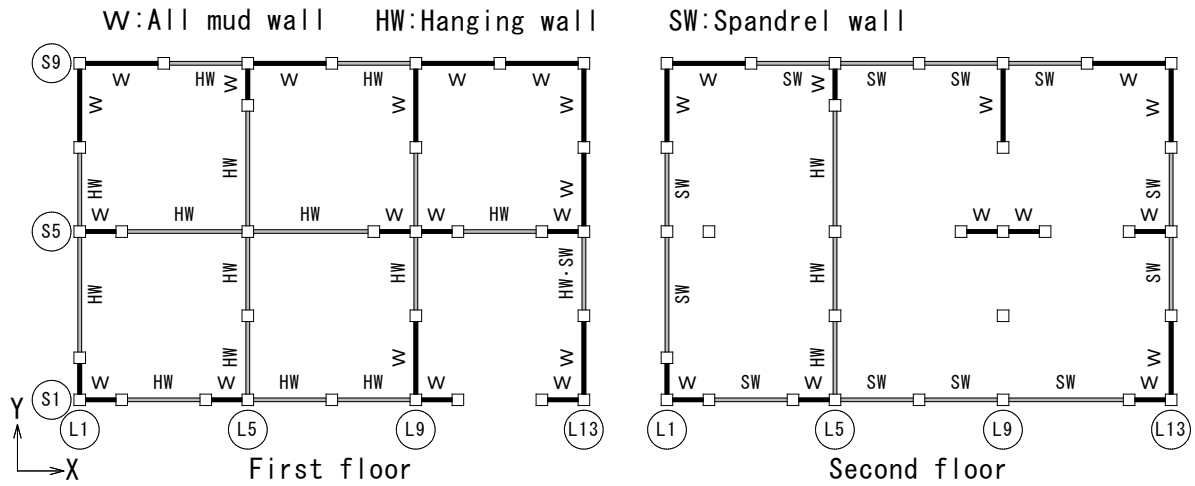
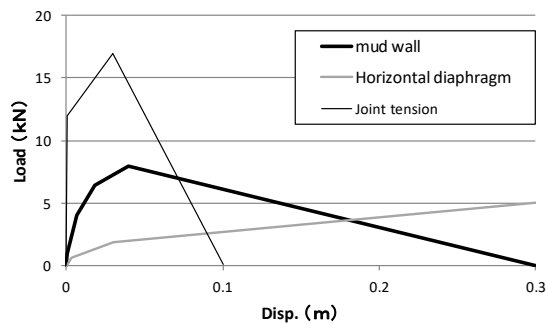


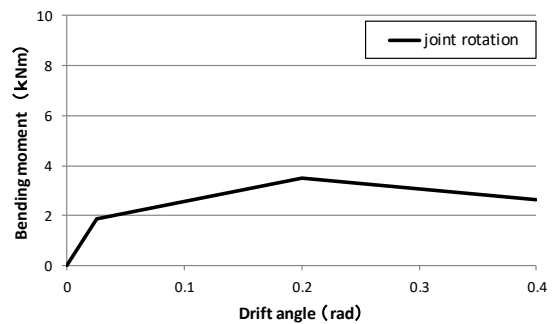
図 4.6.7 解析モデル平面図 (図 4.2.1 再掲)

表 4.6.2 摩擦係数の平面的ばらつきパラメーター一覧

		L1	L5	L9	L13
ケースA	S1・S5	0.3	0.35	0.45	0.5
	S9	0.4			
ケースB	S1・S5	0.5	0.45	0.35	0.3
	S9	0.4			



(a) Skeleton curves of vertical, horizontal wall and joint



(b) Skeleton curves of joint rotation

図 4.6.8 鉛直・水平構面せん断耐力バネの骨格曲線 (図 4.2.4 再掲)

図 4.6.7 に解析モデル概要図を示す。伝統的な湿式の土塗り壁を用いた伝統構法による 2 階建て住宅で、平面サイズは 4 間×6 間、内外壁とも土塗り壁であり、大きな偏心のある壁配置となっている。第 4.3.7 節では貫板壁構法、杉厚板 30mmH 型ジベル、地長押梁から構成された伝統構法建築物のモデル解析を検証した。本節では、建物内での柱脚別動摩擦係数のバラツキを考慮した検証とするため、柱脚がバラバラ挙動しやすく、垂直構面・水平構面ともに耐力・剛性が低い骨格曲線によりモデル化した。柱脚を連結している貫板壁構法の地長押梁を外し、E-ディフェンスで実施された解析対象の 2 階建てモデル（第 4.2.2 節）を解析対象とした。図 4.6.8 に鉛直構面と水平構面の骨格曲線を示した。

表 4.6.2 に動摩擦係数の平面的ばらつきパラメーター一覧を示す。同一建物内で、摩擦係数がばらつく場合を考える。上部構造からみると、入力偏心ということになる。A は S1,S5 通りの L1 側から摩擦係数が 0.3 と小さい値から L13 側に 0.5 まで増大するケースであり、B はその逆のケースである。いずれも過半以上の柱脚の動摩擦係数を、通り芯によって変化させ、動摩擦係数をケース A,B の平均値 0.4 と一律設定した場合と比較検証する。

図 4.6.9、図 4.6.10 に、S1,S5 通りの柱脚滑り量を時系列波形として示す。四隅端部の L1,L13 に着目すると、長辺（X）方向、短辺（Y）方向とも、摩擦係数のばらつき方の異なる A と B で柱脚滑り量に規則性があることが分かる。柱脚滑りの時系列は、摩擦係数が 0.3、一様 0.4、0.5 の順に滑る規則性がある。すなわち、一箇所でも滑りやすい柱脚がある場合、その柱脚から滑り始め、その他の構面も引きずられて滑り始める傾向にある。建物内で摩擦係数のバラツキがあると、摩擦係数の小さい柱脚が動きやすい。また、柱脚の摩擦係数が個々に違う場合、摩擦係数の低い柱脚から大きく滑る。過半以上の摩擦係数が 0.3~0.5 で平面的にばらつく場合と、摩擦係数が一様に平均値 0.4 の場合を比較検証したが、摩擦係数が一様に 0.4 の滑り量は、中間的な滑り量時系列を示した。このことは、動摩擦係数の設定値として平均値を採用することの妥当性を示していると考えられる。

解析モデルは、伝統的な湿式の土塗り壁を用いた伝統構法による 2 階建て住宅で、大きな偏心のある壁配置となっており、層間変形角 1/50rad 時の等価剛性に基づいた偏心率（現行規定）は X 方向 0.197、Y 方向 0.148 となっている。動摩擦係数の違いによる柱脚滑り量の差は、長辺（X）方向より短辺（Y）方向の方が大きい傾向も見られる。この現象から、短辺（Y）方向の滑り量の差が大きくなるのはロッキングの影響が原因の可能性はある。平屋建てモデルと比較すると、2 階建てモデルの方が壁に作用する転倒モーメントが大きく、柱の浮上りが生じやすいことが一因として考えられ（ロッキングの影響）、2 階建ての方が滑り量の差が大きくなりやすいと思慮される。最大移動量を平面的に見ると、L13 通の変形が大きくなっている。解析結果より、最大柱脚滑りの発生場所は、建築



物の最も外側の通りで発生しやすいことが明らかとなった（L13 通り）。

図 4.6.11 に動摩擦係数別による柱脚・上部構造の荷重変位履歴曲線（重心）を示す。柱脚の荷重変位履歴曲線に着目すると、長辺（X）方向、短辺（Y）方向とも、柱脚滑り量に規則性があり、一箇所でも滑りやすい柱脚がある場合、その柱脚から滑り始め、その他の構面も引きずられて滑り始める傾向が伺える。履歴曲線のループ面積は同等と見做せ、滑った先の位置が摩擦係数のバラツキにより違うだけとなる。建物内で摩擦係数のバラツキがあると、摩擦係数の小さい柱脚から大きく滑り、その他の柱脚も引きずられて滑り始め、滑った先の位置が違うだけで履歴曲線ループ面積は、ほぼ等しくなる。

上部構造 1、2 階の荷重変位履歴曲線に着目すると、長辺（X）方向、短辺（Y）方向とも顕著な差は見られず、同等な履歴曲線を形成している。柱脚の場合のような履歴曲線の位置の移動変化は見られず、摩擦係数のバラツキによる上部構造への影響は少ない。このことは、柱脚の摩擦係数のバラツキに影響されずに、摩擦係数  $\mu$  として平均値を入力することで、提案手法  $C_{slip}$ （ $\beta=0.25$ ）により柱脚滑り挙動を伴う上部構造の応答性能が算出可能であることを示唆している。

図 4.6.12 に動摩擦係数別による加振終了後の上部構造損傷度を、GUI（Graphical User Interface）画像として示す。なお、GUI での壁の損傷・破壊程度は、図 4.6.8 に示す第 2 剛性に進展した場合は黄色、第 3 剛性は橙色、耐力を失い破壊した場合は赤色を示す。また、接合部の節点が損傷した場合は青丸、破壊して耐力を失った場合は赤色を示す。

第 4.3.7 節では貫板壁構法、杉厚板 30mmH 型ジベル、地長押梁から構成された伝統構法建築物のモデル解析を検証した。高い剛性と靱性に富む「貫板壁構法」「地長押合わせ梁接合」等<sup>45)</sup>、めり込み抵抗を主体とした木造建築物モデルでは、応答変形角が  $1/60\text{rad}$  以下となり損傷制御設計を実現したが、それとは対照的に、土壁、杉板張り等の伝統的な低い剛性モデルでは、 $1/20\text{rad}$  以上の大変形領域での応答を示した。

本節では、建物内での柱脚別動摩擦係数のバラツキを考慮した検証とするため、柱脚がバラバラ挙動しやすく、垂直構面・水平構面ともに耐力・剛性が低い骨格曲線によりモデル化し、柱脚のバラツキをパラメータとして柱脚滑り量と上部構造の応答を 2 階建てモデルで検証した。過半以上の摩擦係数が  $0.3\sim 0.5$  で平面的にばらつく場合と、摩擦係数が一様に  $0.4$  の場合を比較検証したが、摩擦係数が一様に  $0.4$  の滑り量は、中間的な滑り量時系列を示し、動摩擦係数の設定値として平均値を採用することの妥当性を示した。

設計段階において、事前に柱脚ごとの動摩擦係数を知ることは不可能であるため、設計者が表 4.1.2、図 4.2.3 等を参考に、動摩擦係数の平均値を設定すべきパラメータ項目であると考えられる。木造とコンクリートとの動摩擦係数は一般的に  $0.4$  が使われることが多い。

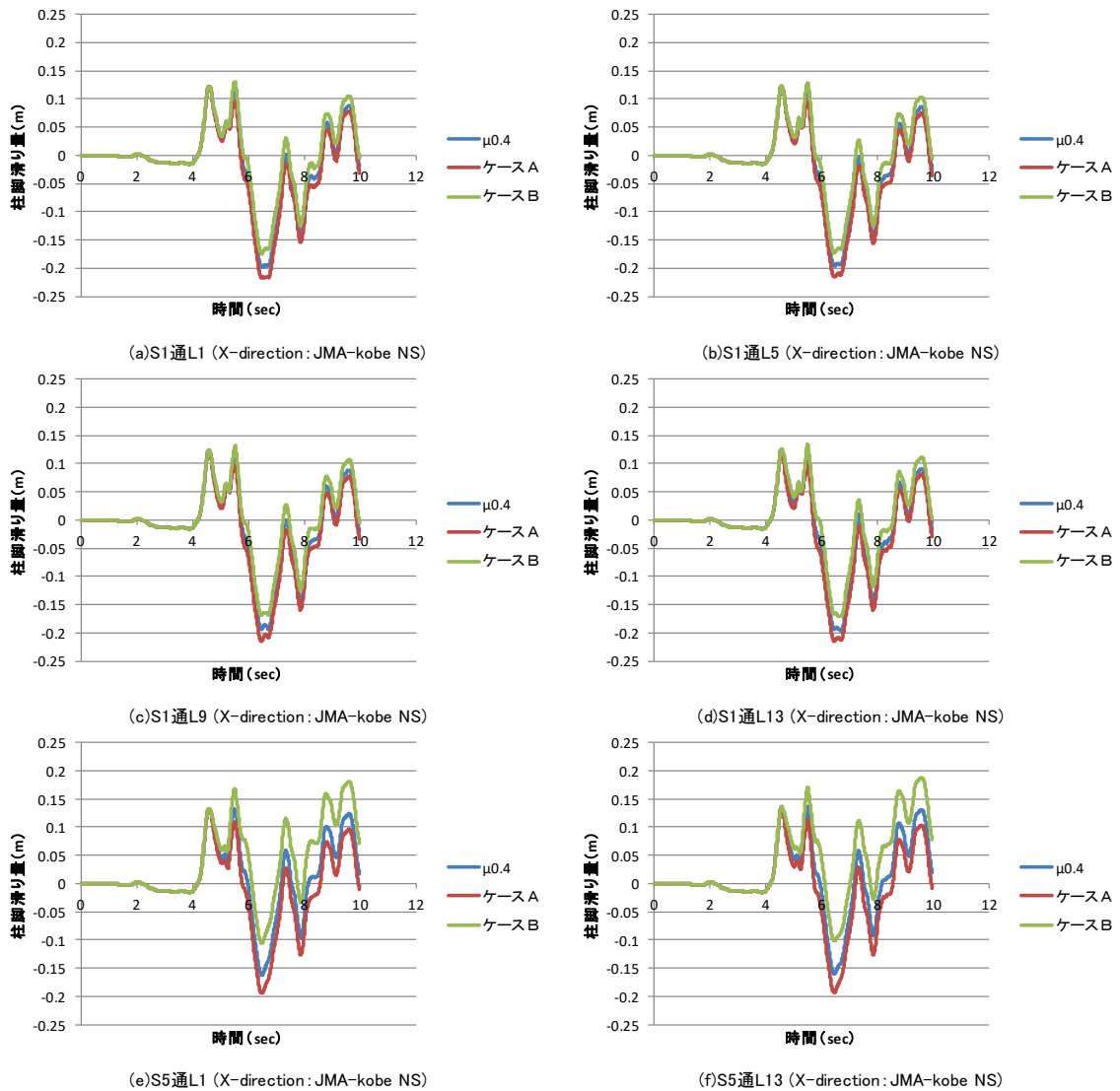


図 4.6.9 動摩擦係数別による柱脚滑り量の時系列 (X方向)

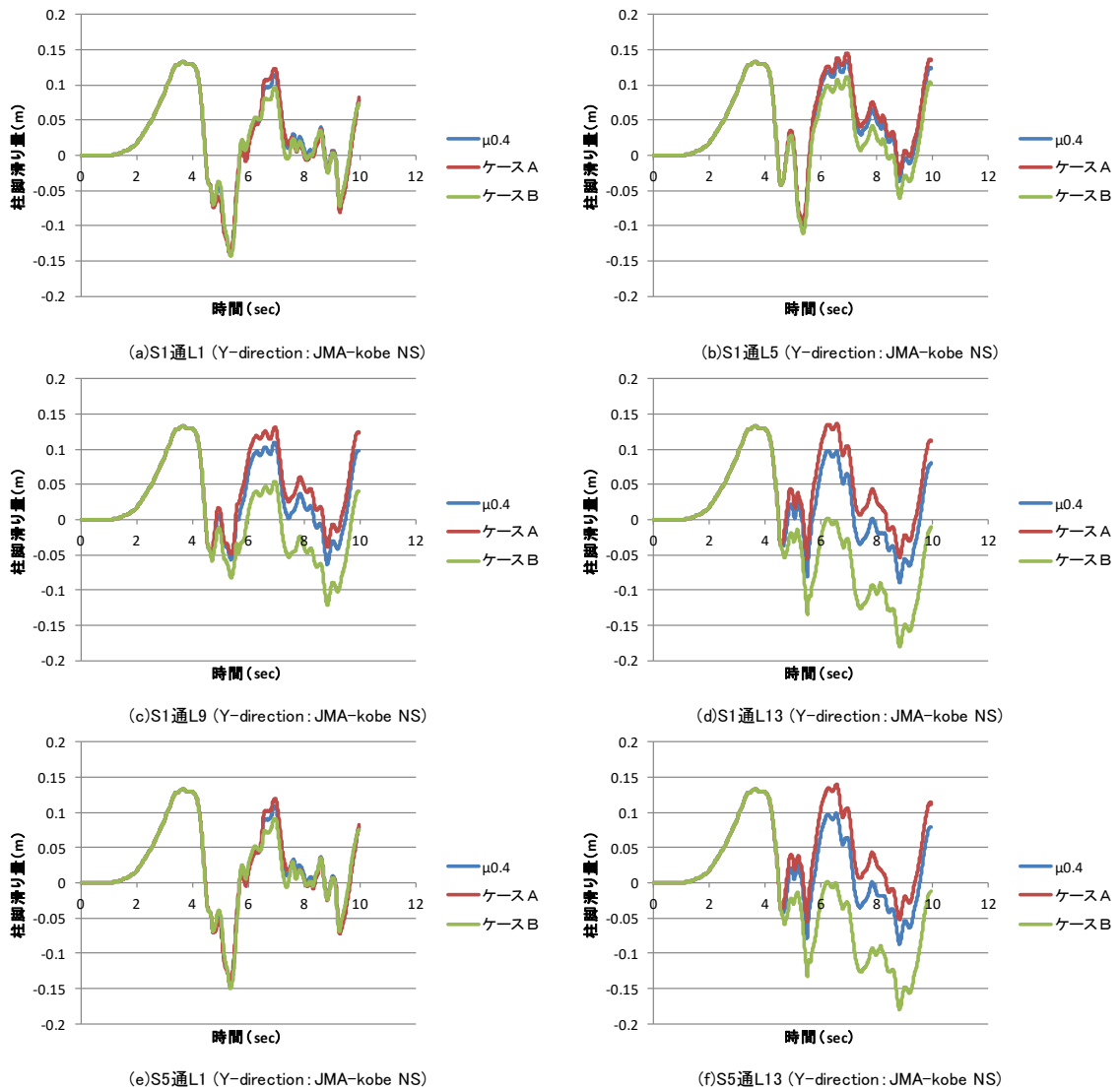
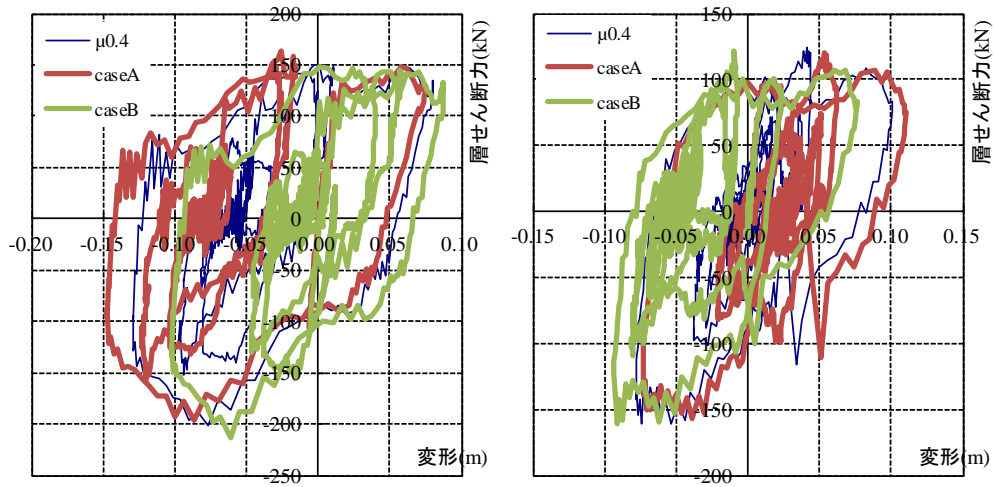
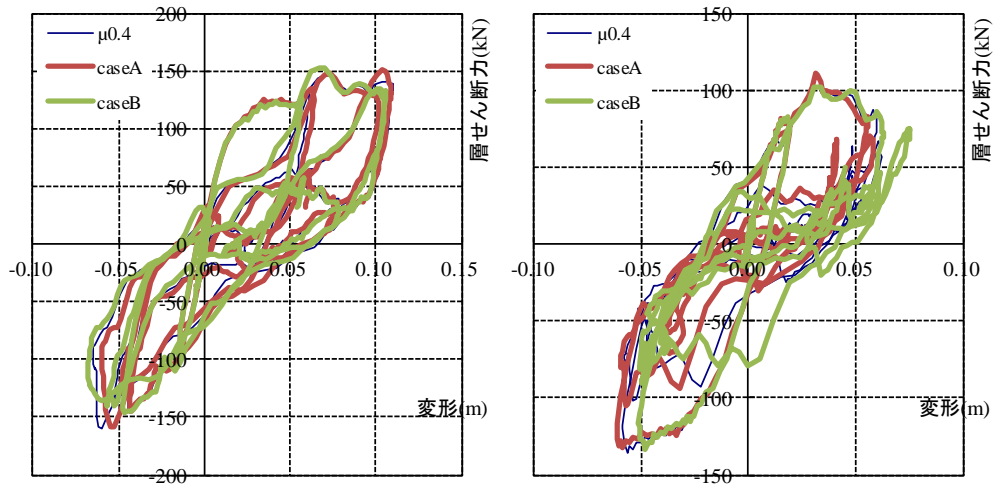


図 4.6.10 動摩擦係数別による柱脚滑り量の時系列 (Y方向)



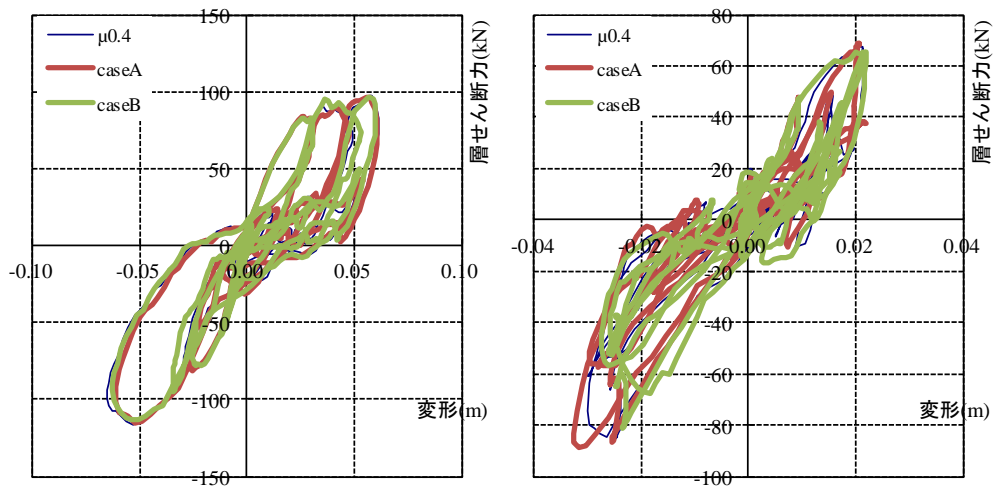
柱脚 荷重変形【X方向】

柱脚 荷重変形【Y方向】



1F 荷重変形【X方向】

1F 荷重変形【Y方向】



2F 荷重変形【X方向】

2F 荷重変形【Y方向】

図 4.6.11 動摩擦係数別による柱脚・上部構造の荷重変位履歴曲線

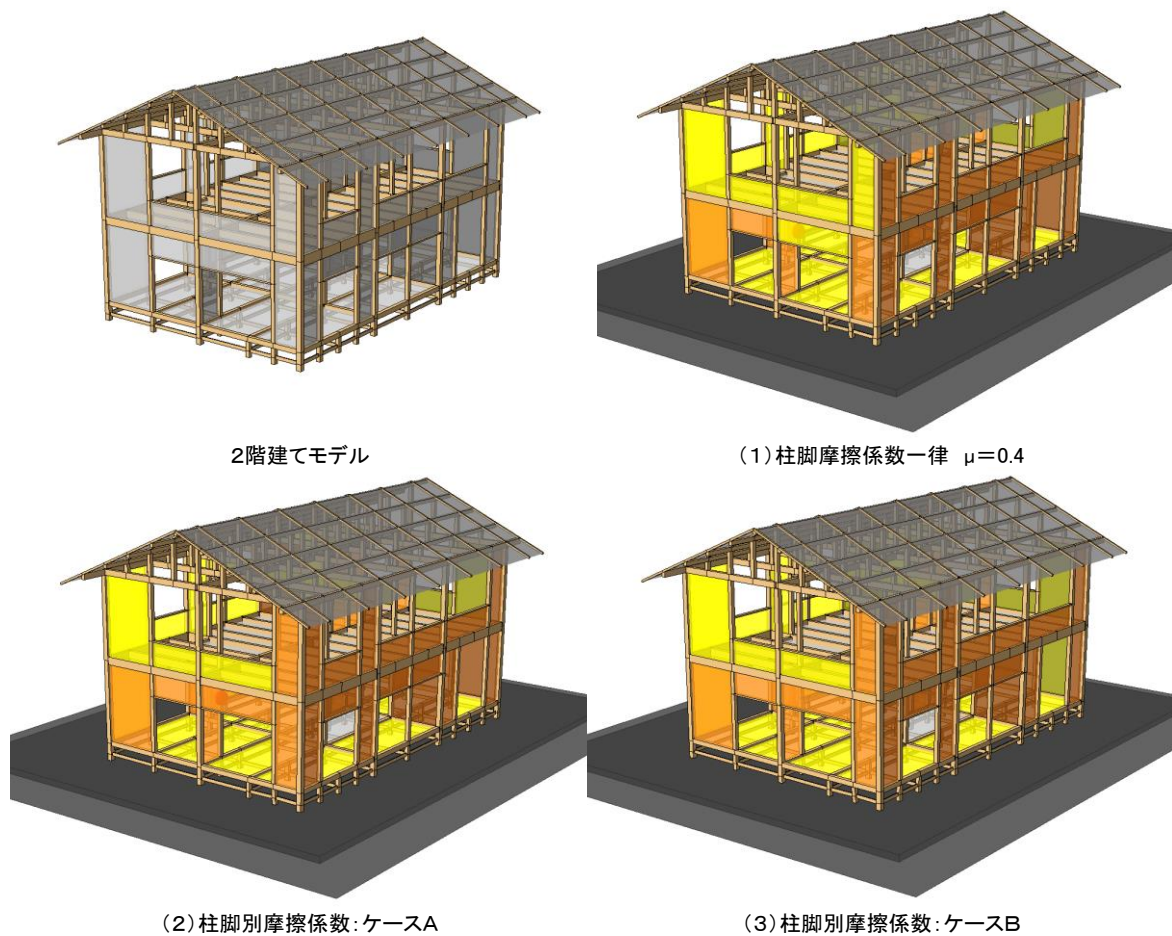


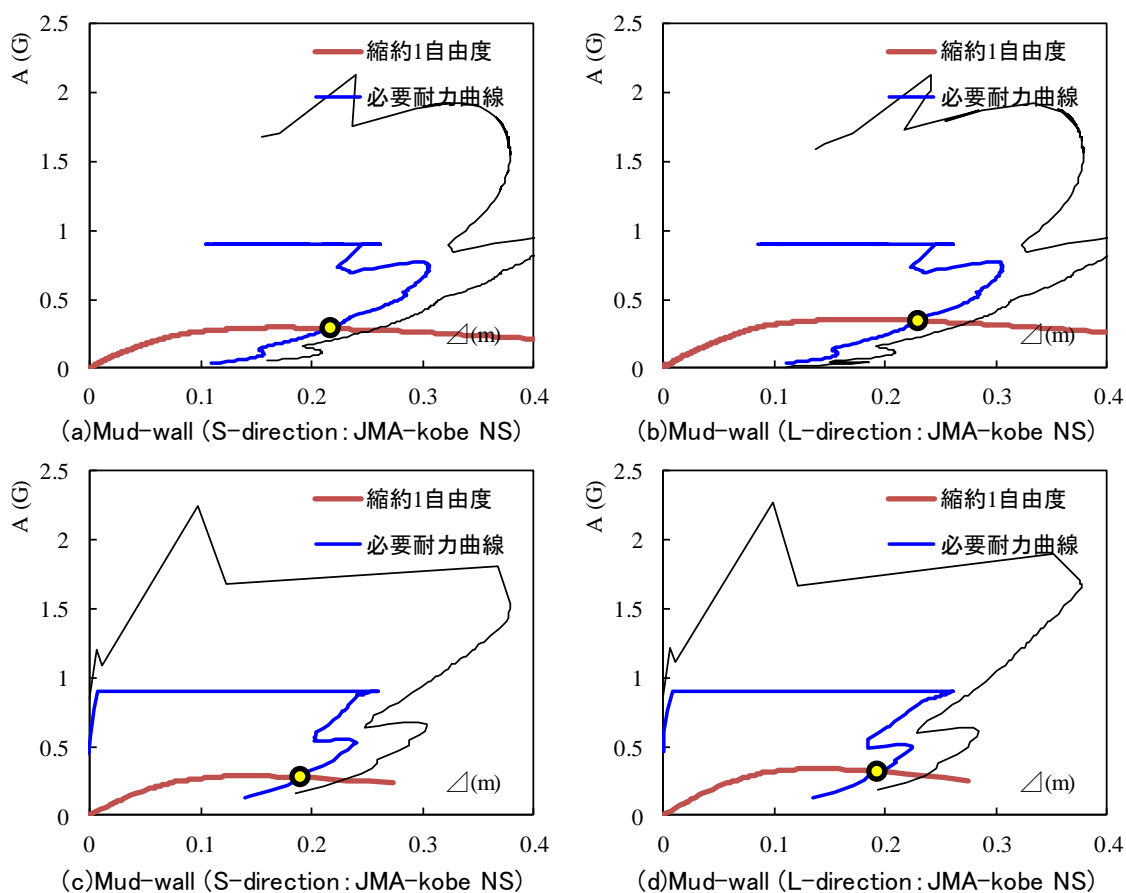
図 4.6.12 動摩擦係数別による上部構造の損傷度

表 4.6.3 に DEM と変位増分法、定点変位法との比較検証として、柱脚別動摩擦係数のバラツキを考慮したパラメータ解析結果を示す。図 4.6.13 には動摩擦係数をケース A,B の平均値である  $\mu 0.4$  とした、せん断力係数  $C_{slip}$  を示す。図の黒細線（凡例なし）は基礎固定時の  $S_a-S_d$  曲線（ $h=5\%$ ）を示し、短辺方向 S、長辺方向 L とする。土壁モデルにおける DEM と変位増分法の解析結果は、1,2 階変形量ともに概ね近似値となっており、DEM と柱脚滑り応答スペクトル法は精度の高い予測が可能となっている。特に等価 1 質点系を考慮すれば、DEM との整合性が高い。

土壁等の建物剛性・耐力が乏しい場合は、DEM は倒壊後の離散化挙動までを解析可能な手法であるため、1 階層崩壊が進行し塑性化が進むと、節点が破断し結合力を失い、実際の破壊メカニズムに応じた増分解析となるため、 $A_i$  分布等による影響が弱くなり、2 階変形量も DEM と整合すると思慮される。

表 4.6.3 摩擦係数の平面的ばらつきと建物応答 $C_{slip}$ の比較検証 (DEM・限界耐力計算)

	DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)		限界耐力(定点変位)	
	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)	変形 (m)	層間変形角 (rad)
①摩擦係数0.4										
1階	0.185	14分の1	0.127	21分の1	0.110	24分の1	0.172	15分の1	0.174	15分の1
2階	0.093	29分の1	0.071	38分の1	0.065	41分の1	0.082	33分の1	0.030	89分の1
②ケースA										
1階	0.186	14分の1	0.125	21分の1	0.109	24分の1	0.172	15分の1	0.174	15分の1
2階	0.092	29分の1	0.069	39分の1	0.062	44分の1	0.082	33分の1	0.030	89分の1
③ケースB										
1階	0.181	14分の1	0.123	21分の1	0.105	25分の1	0.172	15分の1	0.174	15分の1
2階	0.090	30分の1	0.069	39分の1	0.063	43分の1	0.082	33分の1	0.030	89分の1



上段：変位増分（詳細法）

下段：定点変位増分

図 4.6.13 変位増分解析法と定点変位変形モード解析法による $C_{slip}$

一方、DEM と定点変位法の 1 階の変形量は高い整合性を示したが、2 階の変形量は約 2 倍の差がある。しかし 2 階は全て弾性域であり、1 階層崩壊が問題となるため、本研究では 2 階は弾性域であることを確認する程度とする。柱脚滑り応答スペクトル法における、2 階の変形量の差異については次のように解釈可能であると考えられる。すなわち、 $A_i$  分布の比率で強制変位解析しているため、 $A_i$  分布の影響が強く 2 階の変形量が小さく出やすい。

予測精度については、日本建築防災協会<sup>10)</sup>に基づいて、最大層間変形角  $Re$ (表 4.3.3)の区分範囲、すなわち、DEM と限界耐力計算の最大層間変形角が、1/120、1/60、1/45、1/30、1/20rad の範囲内で 1 階変形量が近似しているか否かで判断するのが妥当と考える。1 階変形角が 1/30rad 以上で中破(半壊)を示し整合しているため、妥当であると考ええる。

柱脚滑り応答スペクトル法における、2 階の変形量の差異については次のように解釈可能であると考ええる。すなわち、貫板壁構法では建物剛性・耐力が高く、応答値は  $C_{slip}$  線上市となり、増分解析では  $A_i$  分布の比率で強制変位解析しているため、1 階が広義の弾性応答領域である場合は、 $A_i$  分布の影響が強く 2 階の変形量が小さく出やすい。

一方、土壁等の建物剛性・耐力が乏しい場合は、DEM は倒壊後の離散化挙動までを解析可能な手法であるため、1 階層崩壊が進行し塑性化が進むと、節点が破断し結合力を失い、実際の破壊メカニズムに応じた増分解析となるため、 $A_i$  分布等による影響が弱くなり、2 階変形量も DEM と整合すると思慮される。

以上を総括すると、2 階の変形量が 2 倍程の差となるが、2 階は全て弾性領域であり、1 階層崩壊先行モード形であるため予測手法は妥当であると考ええる。1 階変形量が全て 1/30rad 以上に収斂しており、柱脚別の動摩擦係数に基本的に影響を受けない、高い汎用性を示している。

柱脚別に動摩擦係数を設定、或いは任意の摩擦係数とした場合でも、平均値の動摩擦係数とした柱脚滑り応答スペクトル法  $C_{slip}$  と DEM の整合性は高く、有効性が確認できる。設計者は任意の摩擦係数を設定でき、汎用的に活用可能であると考ええる。

#### 4.7. 組物・斗栱による消震構造の性能検証

##### 4.7.1. 組物・斗栱による消震構造

前節では、新たなる伝統構造木造建築・耐震補強の検証として、伝統構法の弱点を改善することを目的に、めり込み理論式<sup>38)</sup>による高い剛性と靱性に富む「落とし込み貫板壁構法」による検証を、複数の巨大地震動波形により実施した。その結果、高い剛性と靱性に富む「落とし込み貫板壁構法」効果が発揮され崩壊を免れ『損傷制御設計論』を実装した。さらには、「定点変位固有変形モード解析法」を適用した「柱脚滑り応答スペクトル法」による建物応答値の比較検証を実施し、概ね精度の高い結果を得た。せん断力係数( $C_{slip}$ )を向上可能な「貫板壁構法」等は、あらゆる極大地震動に対しても損傷を制御しうる強度型耐震構造の設計（フェールセーフ耐震設計）が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしないで、フェールセーフ設計が可能である。上限が無い、「損傷制御設計」の可能性を秘めていると考える。

従来の伝統構法の石場建て構法では、柱脚の挙動がバラバラであり不安定な挙動が散見された。新たなる伝統構法木造建築では、「地長押梁」等により、基礎の一体的スラブ化を図り、バラバラ挙動を防止し、更なる安定した石場建て構法の検証を実施した。4号免震告示(建設省告示第2009号)と同様にベタ基礎スラブ上に石場建てを一体化して設置することにより、安定して滑る仕組みが滑り量と共に解明された。具体的には「地長押・挟み梁」バネを考案し、滑り量と損傷度を把握した。梁降伏型となるように、断面欠損部分を算定し、柱勝ち部分を両側から梁で挟む構法であり、柱の断面欠損が少なく脆性的破壊を回避するような構法とした。木栓ダボによるラーメン効果も付与している。地震波形を増幅した場合の生存空間確保の可能性についてシミュレーション検証した結果も検証した。

一方、戦前の構造学者であった「横河民輔」は、組物・斗栱に関して“消震構造”という見解を示していた。横河民輔は明治24年10月末に濃尾地震が発生すると、翌年に調査結果をまとめた著作「地震」を刊行した。地震に対する考え方には“耐震構造”と“消震構造”の二つがあるとしている。

“消震構造”は建物に伝達される地震力を減少させるために部材の接合部に消震の手法を講じる必要があるが、水平動のみならず上下動、あるいは傾斜方向への振動を軽減するうえで、斗組を有する日本の木造仏閣は最良の“消震建築”といえる。安政の地震では、浅草の五重塔は九輪がやや傾斜し、谷中の塔は塔の先端が折損したがよく安定を保った。今回の震災でも大洲観音の塔にも被害がなかったが、これは心柱が転倒を防止するとともに、斗組が水平上下方向の振動を減殺したためである。

このように横河も、伝統的な社寺建築は優れた耐震建築であり、特に五重塔など斗組を



備えた太い柱の建築は“消震建築”一すなわち免震建築として理想的であると明確に述べるなど、伝統木造の柔構造の考え方を高く評価していた。

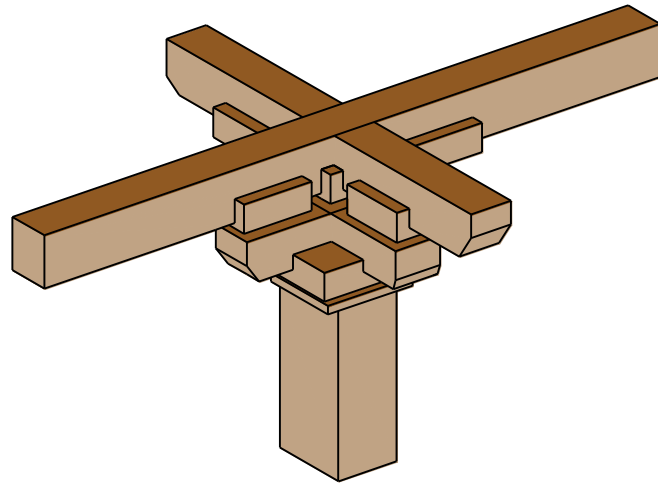
本節では「新たなる伝統構造木造建築」の更なる安定した構法として「組物・斗栱」バネを付与した制震効果を検証し、滑り量と損傷度を把握する。また、熊本地震のような震度7が連続して発生する場合の「新たなる伝統構造木造建築」構法の有効性を、気象庁で公開されている震度計（益城町役場：観測点名「益城町宮園」）の本震（4月16日）で観測された波形で検証し、損傷制御設計の可能性について検討する。さらに、石場建て一体化基礎の浮上り量と滑り量を3次元的に解析し、Sway・Rockingモデル（スウェイ・ロッキング）の効果についてシミュレーションにより検証する。スウェイ量とロッキング量を様々なパルス・告示波形で検証することにより、限界耐力計算（変位増分解法）による石場建て滑り量、及び上部構造の応答解析の定式化・計算式の開発への定量評価に繋げることが可能である。

#### 4.7.2. 組物・斗栱接合部の剛性・耐力計算方法と既往の研究

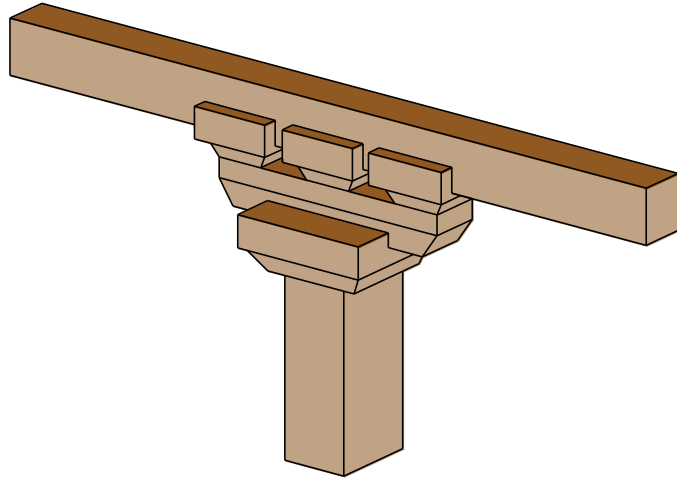
組物・斗栱の代表的形式を図4.7.1に示す。本研究で解析対象とするのは、出三斗、平三斗のみであり、社寺仏閣建築で扱う三手先・出組は対象外とした。出三斗は桁・梁が直交する内陣・隅部に設定し、一方向のみの桁・梁を支える外陣部分に平三斗を設定した。

組物・斗栱の接合部バネ設定は、曲げバネ、せん断バネ、軸バネに設定されて解析される事例が多いが、以下、曲げバネ及びせん断バネの解析事例を示す。

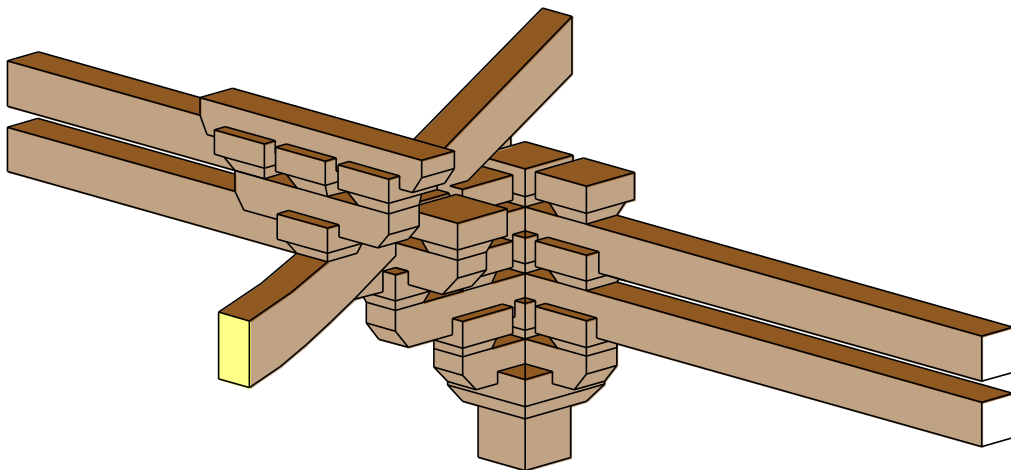
なお、個別要素法DEMでの解析では、組物・斗栱のせん断バネ要素は、要素長さ0のせん断バネを、部材剛性マトリクスに直接挿入して解析を実施した<sup>28)</sup>。せん断バネの履歴特性は、図3.4.6に示したようなバイリニア型またはスリップ型で設定し、強軸、弱軸の各方向に独立に作用させる。



出三斗（内陣・隅部）



平三斗（外陣）



三手先・出組（社寺仏閣）

図 4.7.1 組物・斗拱

(1) 組物・斗拱接合部「曲げ」バネの剛性・耐力

大岡ら<sup>62)</sup>は、清水寺本堂の非線形地震動解析において、組物バネを大斗底面と柱頭部の接触面におけるめり込み抵抗と軸力による回転抵抗で代表されると仮定し、組物回転曲げバネの初期剛性を三角形変位めり込み理論式<sup>38)</sup>に基づいて検証した(図4.7.2)。DEMによる解析を実施する場合、初期剛性を同様に考えることが想定される。その場合、2次勾配の塑性域は初期剛性の1/10、2次勾配から負勾配における除荷時の剛性は1次剛性と同じ値とし、各バネの変形が負勾配の領域になった場合は粘性減衰を無いものとしてシミュレーション可能となる。本研究では曲げバネによる解析は実施しない。

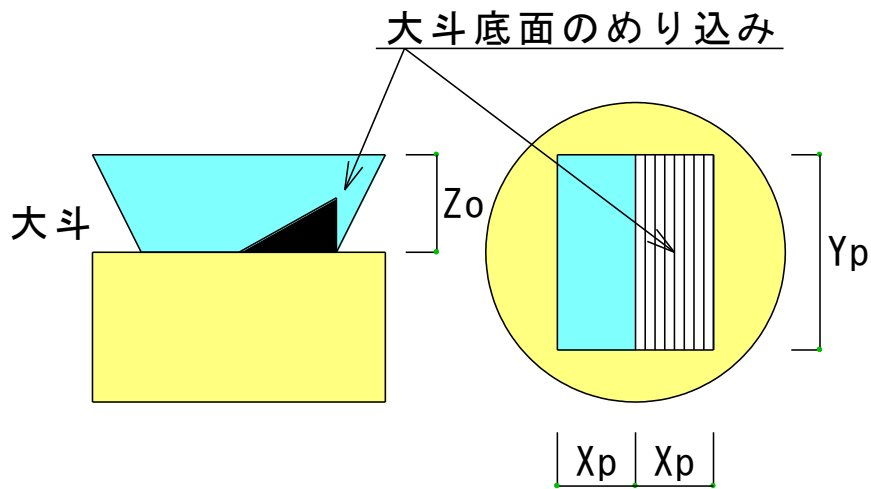


図4.7.2 組物・斗拱「曲げバネ」のモデル化<sup>62)</sup>

(2) 組物・斗拱接合部「せん断」バネの剛性・耐力

藤田ら<sup>63)</sup>は、異なる4種類の組物の静的水平加力試験から組物剛性を、

- ① K1: 大斗のめり込みによる回転剛性 (三角変位)
- ② K2: 摩擦を伴う部材間の滑り剛性  $k_2=0$
- ③ K3: ダボのめり込み剛性 (三角変位めり込み)

から構成されるマルチリニア型モデルで履歴モデルを提案した。

本研究では、三角形変位めり込み理論式<sup>38)</sup>に基づいて、以下のとおり組物履歴モデルを設定する。

- ④ K1: 大斗のめり込みによる回転剛性 (半分底面めり込み、三角変位) (図4.7.3)
- ⑤ K2:  $k_2=1/100 \times K1$
- ⑥ K3: 大斗 (半分底面めり込み) + ダボのめり込み剛性 (三角変位めり込み)

(図4.7.4)

から構成されるトリリニア型モデルで履歴モデルを設定した。なお、2次勾配の塑性域

は初期剛性の 1/100、3 次勾配から負勾配における除荷時の剛性は 1 次剛性と同じ値とした。各バネの変形が負勾配の領域になった場合は粘性減衰を無いものとした。

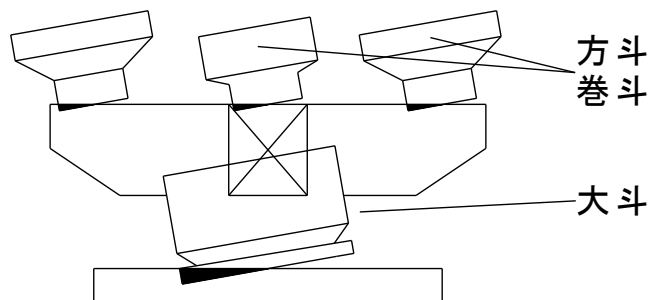


図 4.7.3 大斗・方斗・巻斗のめり込み<sup>63)</sup>

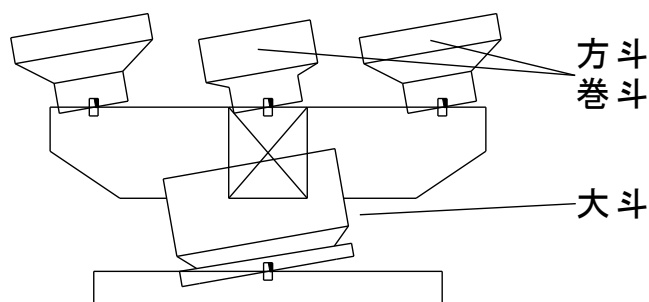


図 4.7.4 大斗・方斗・巻斗のダボめり込み<sup>63)</sup>

#### 4.7.3. 組物・斗椀接合部の剛性・耐力計算

三角形変位めり込み理論式<sup>38)</sup>に基づいて、組物・斗椀の履歴モデルをトリリニア型モデルで設定する。なお、三角形変位めり込み理論式では塑性域は非線形式となり収束計算が必要となるが、ここでは実務性を考慮し、略算的に弾性限界変形角の 2 倍の変形角の際の剛性( $\theta = 2\theta_y$ )を算出した。各バネの変形が負勾配の領域になった場合は粘性減衰を無いものとした。

以下、稲山の三角形変位めり込み理論式<sup>38)</sup>について、塑性域までの計算方法を示す。

$$\theta_y = \frac{Z_0 f_m}{x_p E_{\perp} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}} \quad \text{【弾性限界変形角】}$$

(1) 【弾性域 :  $\theta \leq \theta_y$ 】

$$M = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{\perp} \theta}{Z_0} \left\{ C_{xd} + \frac{1}{3} \right\}$$

$$P = \frac{x_p^2 y_p C_y E_{\perp} \theta}{Z_0} \left\{ C_{xd} + \frac{1}{2} \right\}$$

(2) 【塑性域 :  $\theta > \theta_y$ 】

$$M = \frac{x_p^3 y_p E_{\perp} \theta}{6Z_o} \{6C_{xe} C_y + 3(C_y + C_{yp}) \frac{x_3 \theta_y}{x_p \theta} + (C_y + 2C_{yp}) \frac{\theta_y}{\theta} + (C_y - C_{yp}) \frac{\theta_y^2}{\theta^2} - C_{yp} \frac{\theta_y^3}{\theta^3}\}$$

$$P = \frac{x_p^2 y_p E_{\perp} \theta}{2Z_o} \{2C_{xe} C_y + (C_y + C_{yp}) \left(1 + \frac{x_3}{x_p}\right) \frac{\theta_y}{\theta} - C_{yp} \frac{\theta_y^2}{\theta^2}\}$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{Z_o}{0.8x_p} \quad C_x = 1 + \frac{\{\Phi(\frac{2x_1}{Z_o}) + \Phi(\frac{2x_2}{Z_o}) - 1\}}{\frac{0.8x_p}{Z_o}}$$

$$C_{ym} = 1 + \frac{Z_o}{0.8ny_p} \quad C_y = 1 + \frac{\{\Phi(\frac{2ny_1}{Z_o}) + \Phi(\frac{2ny_2}{Z_o}) - 1\}}{\frac{0.8ny_p}{Z_o}}$$

$$C_{xd} = \frac{\{\Phi(\frac{2x_1}{Z_o}) - 0.5\}}{\frac{0.8x_p}{Z_o}} \quad C_{xe} = \frac{\{\Phi(\frac{2x_1}{Z_o}) - \Phi(\frac{2x_3}{Z_o})\}}{\frac{0.8x_p}{Z_o}}$$

$$C_{yp} = 1 + \frac{y_3 + y_4}{y_p} + \frac{\theta}{\theta_y} \{\Phi(\frac{2ny_1}{Z_o}) + \Phi(\frac{2ny_2}{Z_o})$$

$$- \Phi(\frac{2ny_3}{Z_o}) - \Phi(\frac{2ny_4}{Z_o})\} / (\frac{0.8ny_p}{Z_o})$$

$$x_3 = \min\left(x_1, \frac{Z_o}{2} \sqrt{-2 \frac{\log \theta_y}{\theta}}\right) \quad y_3 = \min\left(y_1, \frac{Z_o}{2n} \sqrt{-2 \frac{\log \theta_y}{\theta}}\right)$$

$$y_4 = \min\left(y_2, \frac{Z_o}{2n} \sqrt{-2 \frac{\log \theta_y}{\theta}}\right)$$

標準正規確率累積分布 :  $\Phi(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2}} dx$

$$x > 3 \text{ のとき } \Phi(x) = 1 \quad \Phi(0) = 0.5$$

全面横圧縮ヤング係数 :  $E_{\perp} = E \times 1/50$

めり込み降伏応力度 :  $f_m = F_{cv} \times 0.8$

繊維直交方向の置換係数 : 杉 n=5、樺 n=7

各部材のめり込み剛性の総和は、同じ層（高さ）は並列バネによる累加、上下方向は直列バネにより接続するものとする<sup>63)</sup>。概念図を図 4.7.5 に示す。

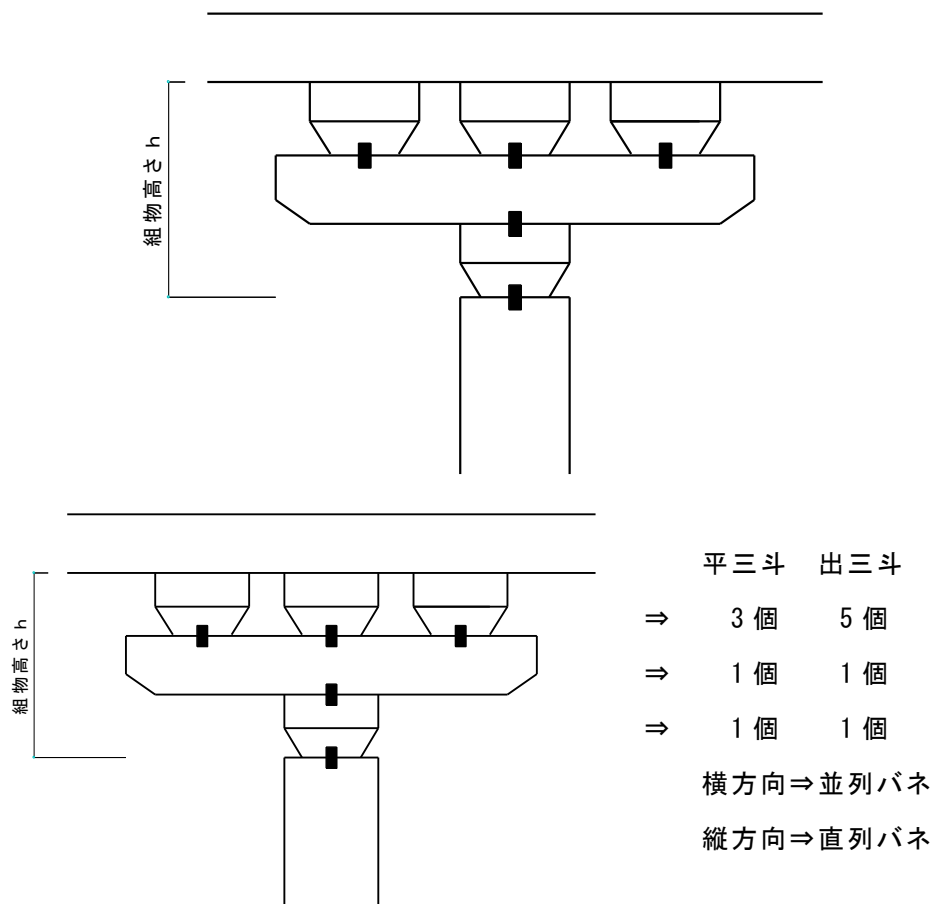


図 4.7.5 第 3 剛性（大斗・斗とダボのめり込み）

第 3 剛性  $K_3$  「大斗（半分底面めり込み） + ダボのめり込み剛性（三角変位めり込み）」の概念図を図 4.7.6 に示す。稲山の三角形変位めり込み理論式<sup>38)</sup>による組物・斗拱の代表的計算事例を、図 4.7.7～図 4.7.10 に示す。さらに、第 3 剛性の計算式を以下に示す。

平三斗と出三斗のせん断バネ復元力特性の差は、ダボ数が 2 個だけの違いであるため極めて小さい値となっている。社寺仏閣建築で扱う三手先・出組などの、ダボや肘木・斗などの数が増えれば、明瞭な相違が現れるかもしれないと思慮される。

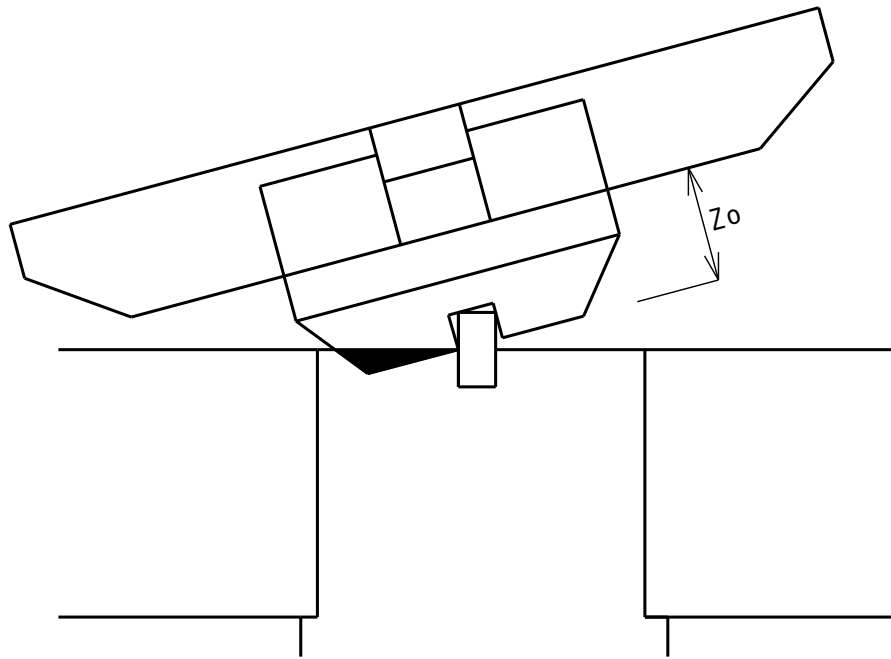
$$\frac{1}{K_3} = \frac{1}{K_{daito}} + \frac{1}{K_{dabo}}$$

ここに；

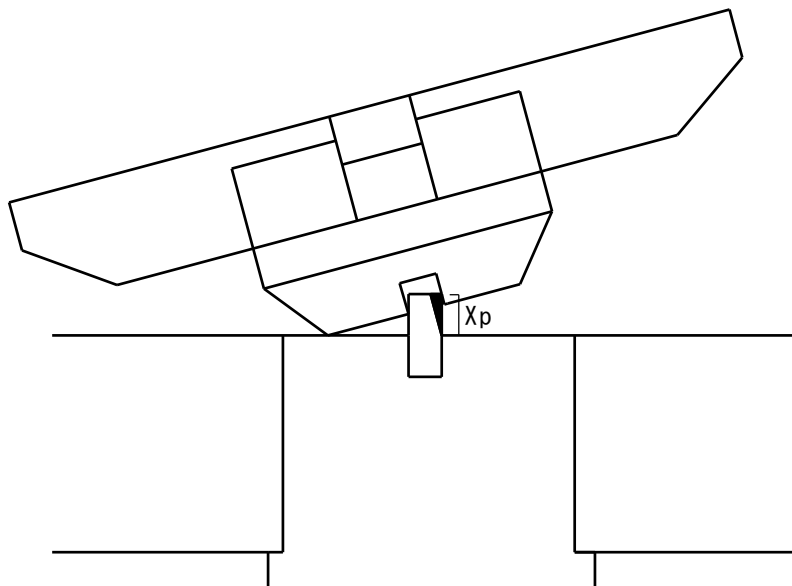
$K_3$ ：組物・斗拱の第 3 剛性せん断バネ（kN/rad）

$K_{daito}$ ：大斗底半分めり込みせん断バネ（kN/rad）

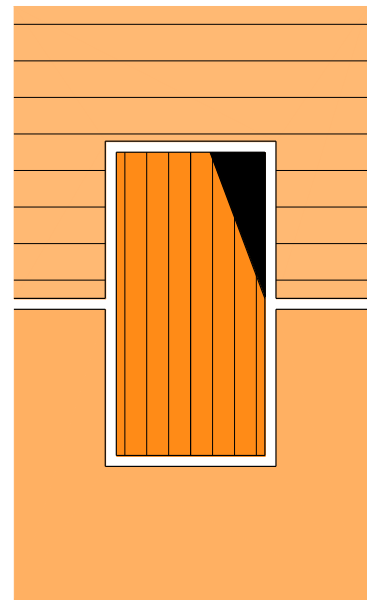
$K_{dabo}$ ：ダボのせん断バネ（kN/rad）



(a) 大斗底の半分めり込み



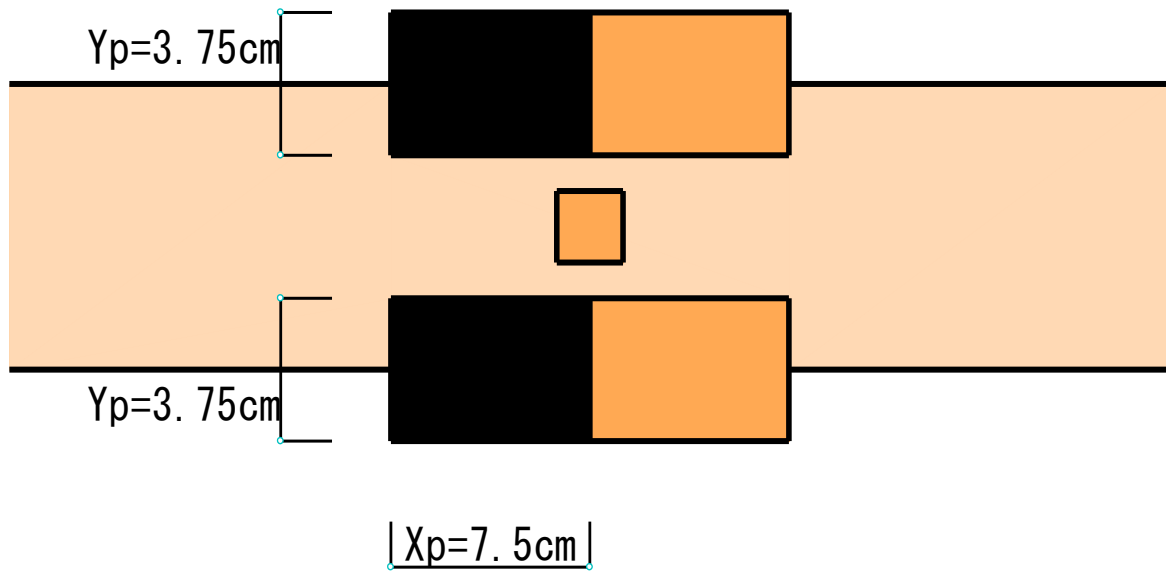
(b) ダボのめり込み



(c) 大斗・巻斗・方斗ダボ

図 4.7.6 第3剛性 (大斗・斗とダボのめり込み)

(1) 150mm 角柱



$$x_p = 7.5\text{cm}, \quad y_p = 3.75 \times 2 = 7.5\text{cm}$$

$$x_1 = y_1 = 0$$

$$x_2 = 7.5\text{cm}, \quad y_2 = 3.75\text{cm}, \quad Z_0 = 9.4\text{cm}$$

図 4.7.7 第3剛性（大斗・斗の底面のめり込み剛性：150mm角柱）

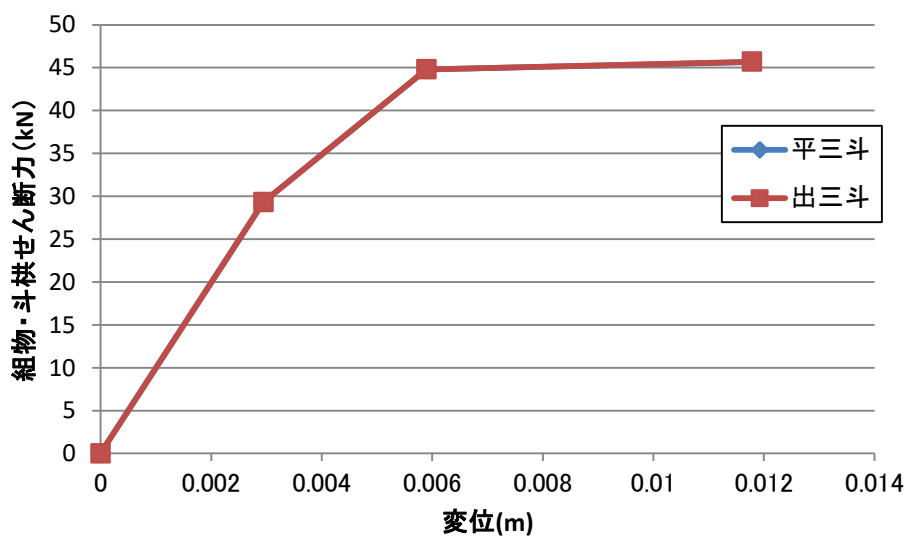
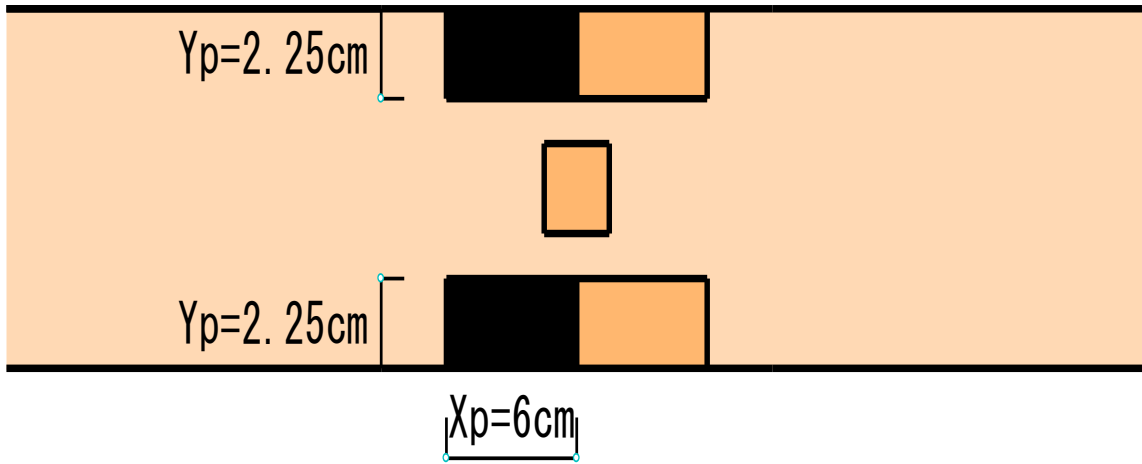


図 4.7.8 組物・斗椽のせん断バネ特性（平三斗・出三斗：150mm角柱）



(2) 120mm 角柱



$$x_p = 6\text{cm}, \quad y_p = 2.25 \times 2 = 4.5\text{cm}$$

$$x_1 = y_1 = 0$$

$$x_2 = 6\text{cm}, \quad y_2 = 3.75\text{cm}, \quad Z_0 = 9.4\text{cm}$$

図 4.7.9 第3剛性（大斗・斗の底面のめり込み剛性：120mm 角柱）

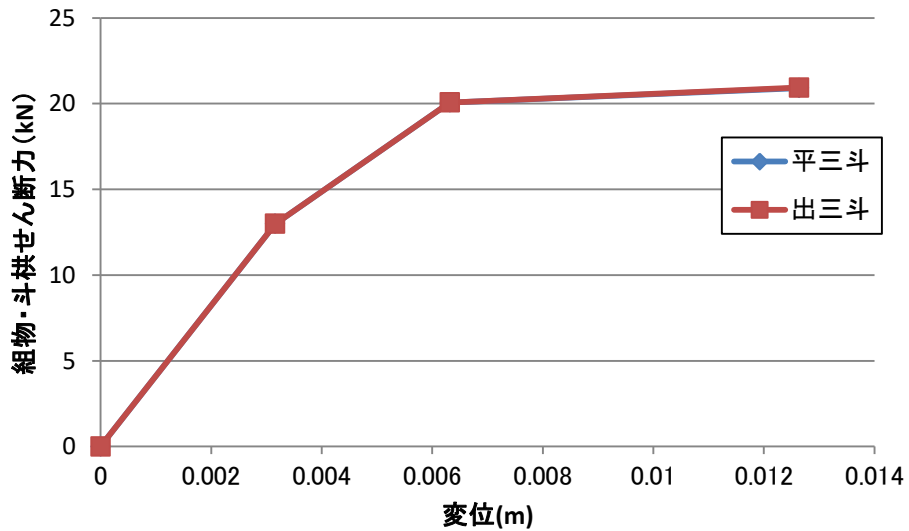


図 4.7.10 組物・斗椽のせん断バネ特性（平三斗・出三斗：120mm 角柱）

#### 4.7.4. 組物・斗拱補強によるパラメトリック検証

本節では高い剛性と靱性に富む「貫板壁構法」「地長押合わせ梁接合」等<sup>45)</sup>、嵌合接合によるめり込み抵抗を主体とし建築物に、組物・斗拱を最上階の柱頭に施した場合の耐震性を検証する。総2階建てモデルとした場合を図4.7.11（図4.3.12再掲）に、平屋建てモデルとした場合を図4.7.12（図4.3.21再掲）に示す。

なお、組物・斗拱のせん断バネ要素は、要素長さ0のせん断バネを部材剛性マトリクスに直接挿入するため、画像GUI（Graphical User Interface）上には『組物・斗拱』の形状は表示されない。

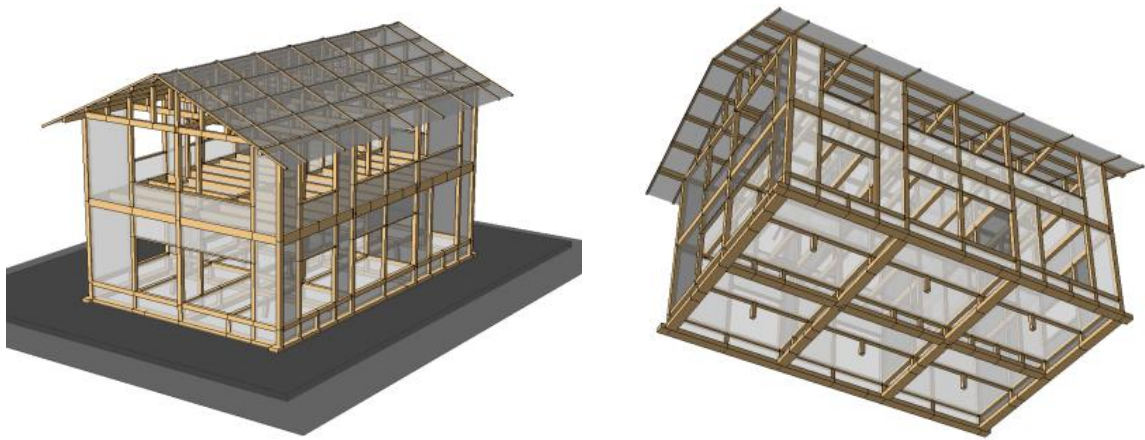


図 4.7.11 貫板壁構法のモデル概要図（図 4.3.12 再掲）

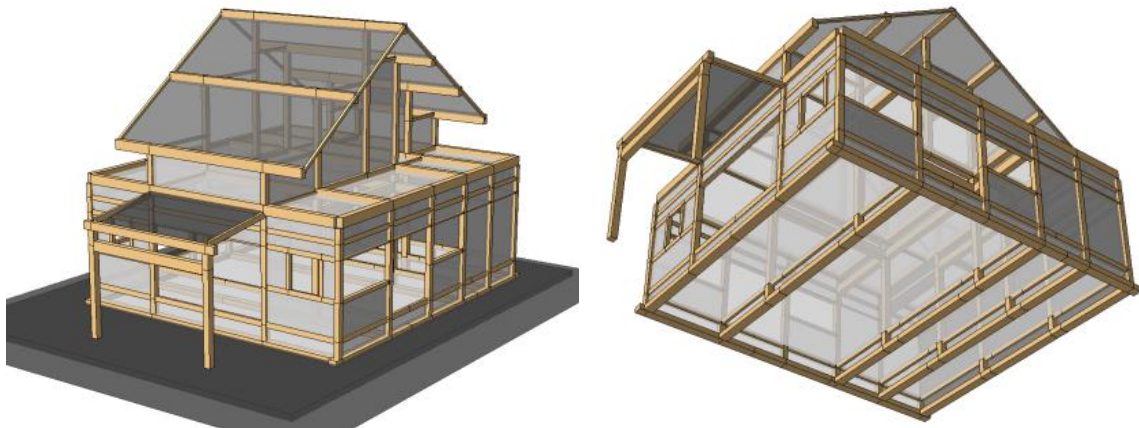


図 4.7.12 貫板壁構法のモデル概要図（図 4.3.21 再掲）

斗組を有する日本の社寺仏閣建築は、組物・斗拱と管柱を介して「蝶番構造」を形成し、現代風にいうと soft-first story（初層柔構造）が示す免震特有の有効性が発揮されていると指摘されている。上下が蝶番のように別々に揺れて、ちょうど揺れる船のランプのような動きを示す。消震構造は建物に伝達される地震力を減少させるために部材の接合部に消

震の手法を講じる必要があるが、水平動のみならず上下動、あるいは傾斜方向への振動を軽減するうえで、斗組を有する日本の社寺仏閣建築は最良の消震建築といえる。斗組が水平上下方向の振動を減殺するためである。

組物・斗栱バネ設定は、曲げバネかせん断バネを選択するが多い。花里らは、斗組のせん断バネ剛性をだぼの個々のめり込み変位から組み合わせて算出した。河合らは、五重塔の組物バネを軸バネのみとしている。本研究ではせん断バネモデルでの比較検証を実施した。

総2階建てモデルの変位増分解析結果を図4.7.13～14に、DEM解析結果を図4.7.15に示す。組物・斗栱を補強した2階部分にのみ、剛性の増大と応答変位の現象が若干見られ、制震ダンパー効果が確認できる。組物・斗栱を補強していない1階部分の剛性の増大と応答変位の現象は見られず、制震ダンパー効果が確認できない。図4.7.15は応答解析結果であるが、阪神淡路大震災地震レベルでも上部構造は損傷限界以内となっている。

図4.7.15(c)より、組物・斗栱バネを補強したことにより、**Rocking** 効果のため若干、石場滑り量が減少していることが分かる。組物・斗栱バネの剛性が高い程、**Sway・Rocking** モデルのスウェイ量が減少している。

個別要素法 DEM 解析 (Distinct Element Method) による増分解析結果を図4.7.13～14に示す。組物・斗栱のせん断バネにより、2階部分の耐力が若干増加する。変形能力が25cm 辺りから耐力劣化が生じているが、いずれも変形能力に富んでいる。

(1) 総2階建てモデル

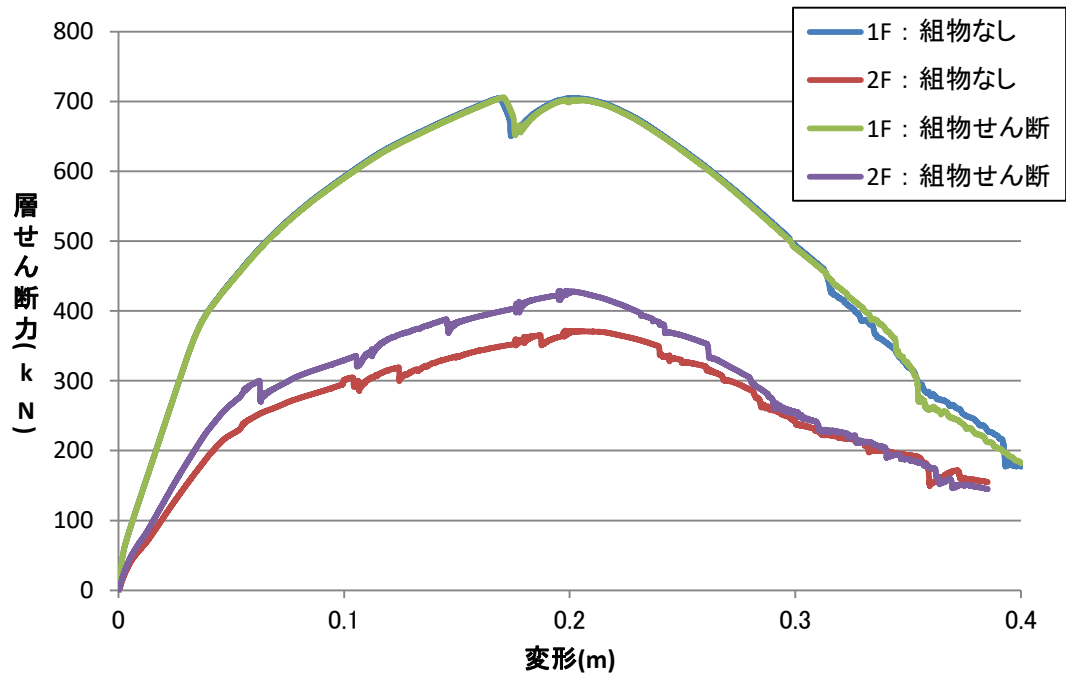


図 4.7.13 増分解析による復元力特性 (X方向: 総2階建てモデル)

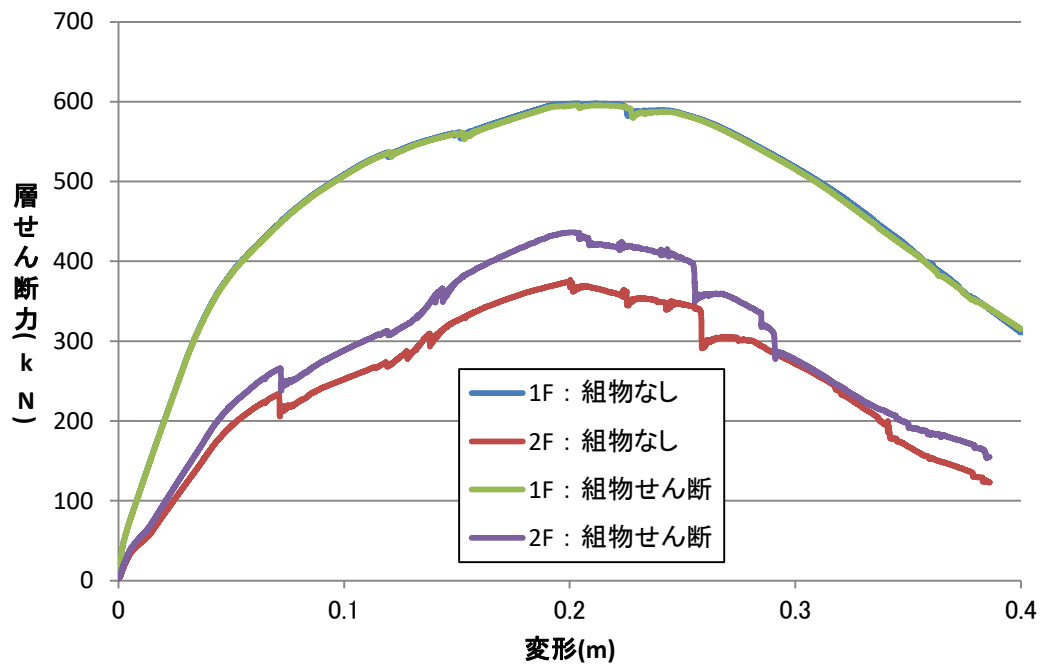
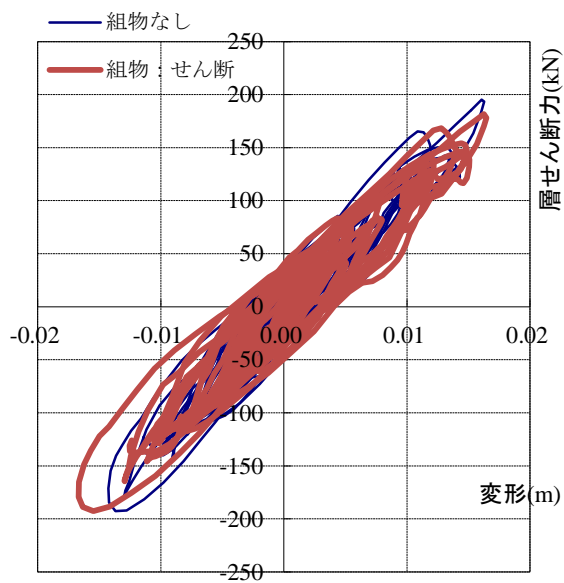
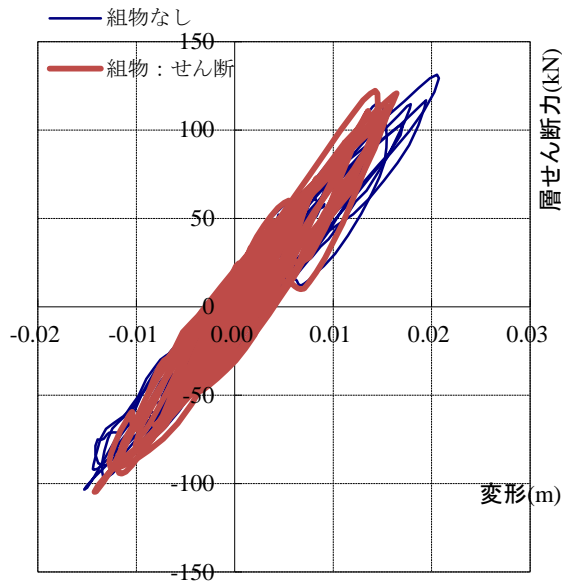


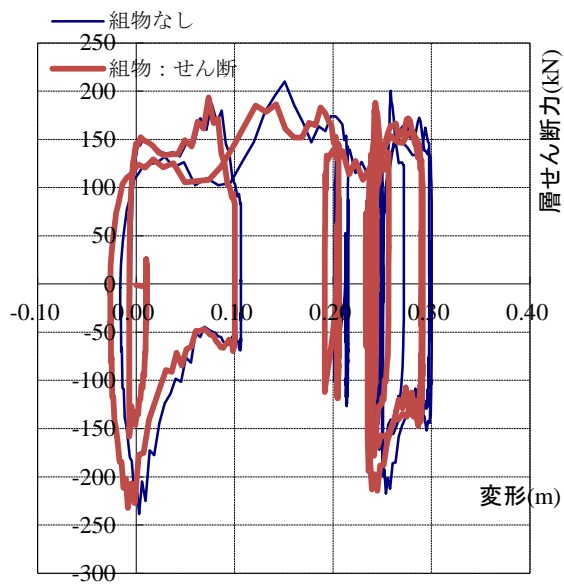
図 4.7.14 増分解析による復元力特性 (Y方向: 総2階建てモデル)



(a) 1階復元力特性リサージュ図



(b) 2階復元力特性リサージュ図



(c) 石場建てリサージュ図

図 4.7.15 地震動による応答履歴リサージュ図 (総2階建てモデル)

平屋建てモデルの変位増分解析結果を図 4.7.16～17 に、DEM 解析結果を図 4.7.18 に示す。平屋建ての場合、2 階建てモデルのような組物・斗栱を補強した階部分に、顕著な剛性の増大と応答変位の現象が見られず、制震ダンパー効果が確認できなかった。図 4.7.18 は応答解析結果であるが、阪神淡路大震災地震レベルでも上部構造は損傷限界以内となっているが、組物・斗栱を補強した効果、すなわち、剛性の増大と応答変位の現象は見られず、制震ダンパー効果が確認できない。

図 4.7.18(b)より、組物・斗栱バネを補強したことによる Rocking 効果は、平屋建てのような低層建物では、石場滑り量の減少も見受けられない。組物・斗栱バネの剛性とは無相関であり、Sway・Rocking モデルのスウェイ量の減少も見受けられない。

個別要素法 DEM 解析 (Distinct Element Method) による増分解析結果を図 4.7.16～17 に示す。組物・斗栱のせん断バネにより、R 階部分の耐力が若干増加する。変形能力が 25cm 辺りから耐力劣化が生じているが、いずれも変形能力に富んでいる。

#### 基礎浮上り・石場滑り量の Sway・Rocking 検証

表 4.7.1、図 4.7.19 に柱脚の浮上り量を、建物種別および組物・斗栱の有無による比較として示す。組物・斗栱による Rocking 効果により、柱脚の浮上り量が若干抑えられている。また、2 階建ての方が Rocking 効果が大きい事も実大震動台実験と符合し妥当であると思慮される。Rocking 効果に伴い、Sway 効果も若干確認できるが、施工性も考慮し総合的に判断すると、2 階建て程度の低層建築物には、組物・斗栱で補強するメリットは少ないと考える。石場建て部分だけを補強する「地長押貫・挟み梁」補強が適当であると結論付けられる。

以上より、「貫板壁構法」は組物と同等以上の復元力特性を示し、施工性を考慮すれば組物は不要であると考えられる。

(2) 平屋建てモデル

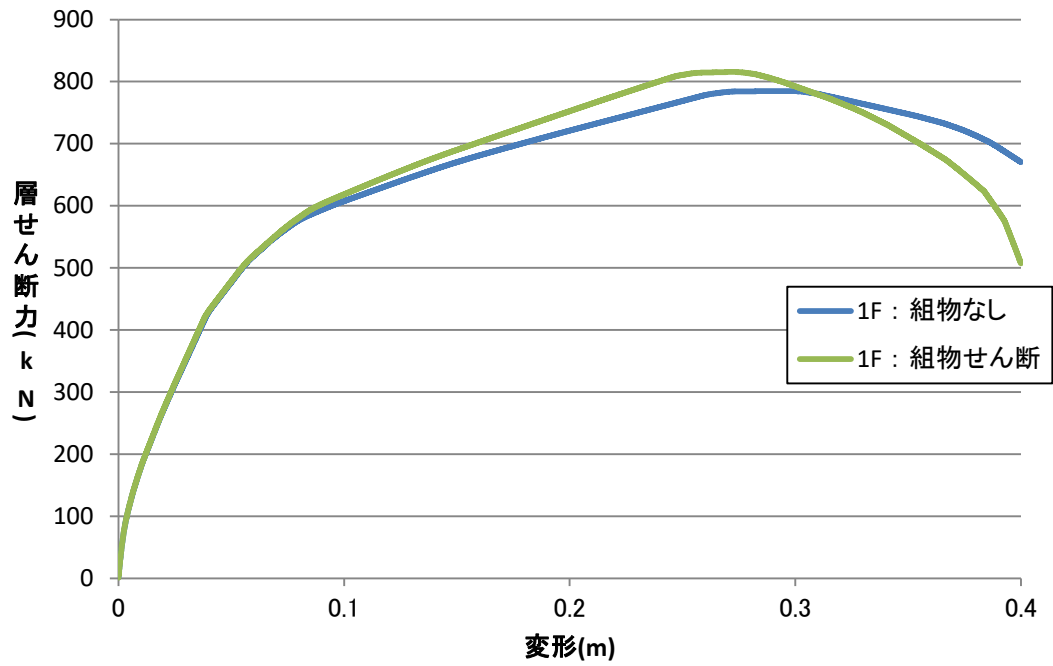


図 4.7.16 増分解析による復元力特性 (X方向: 平屋建てモデル)

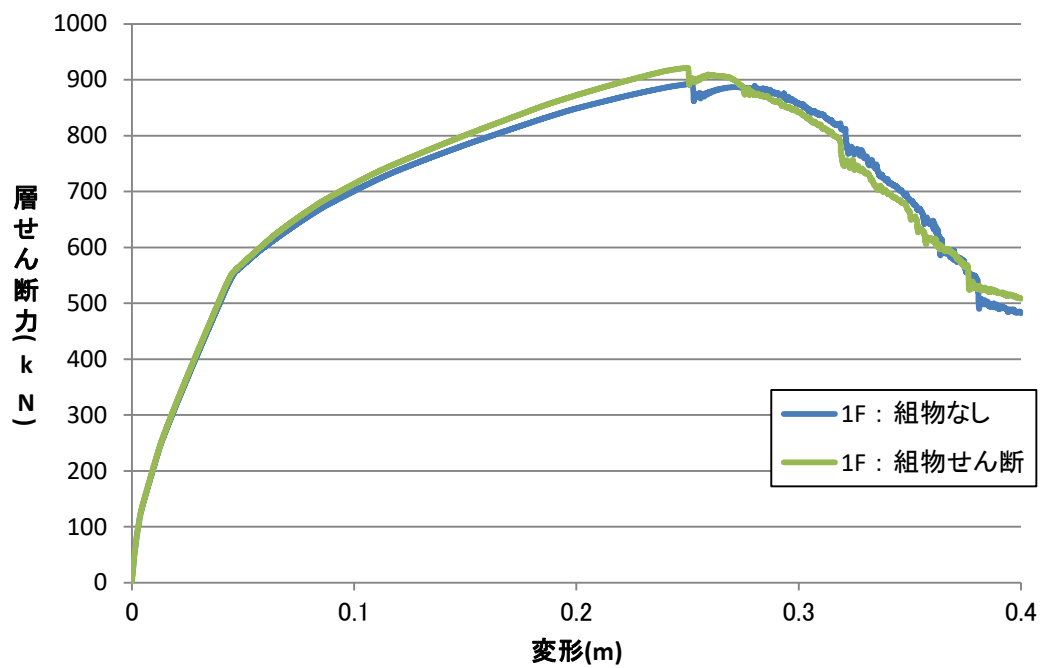
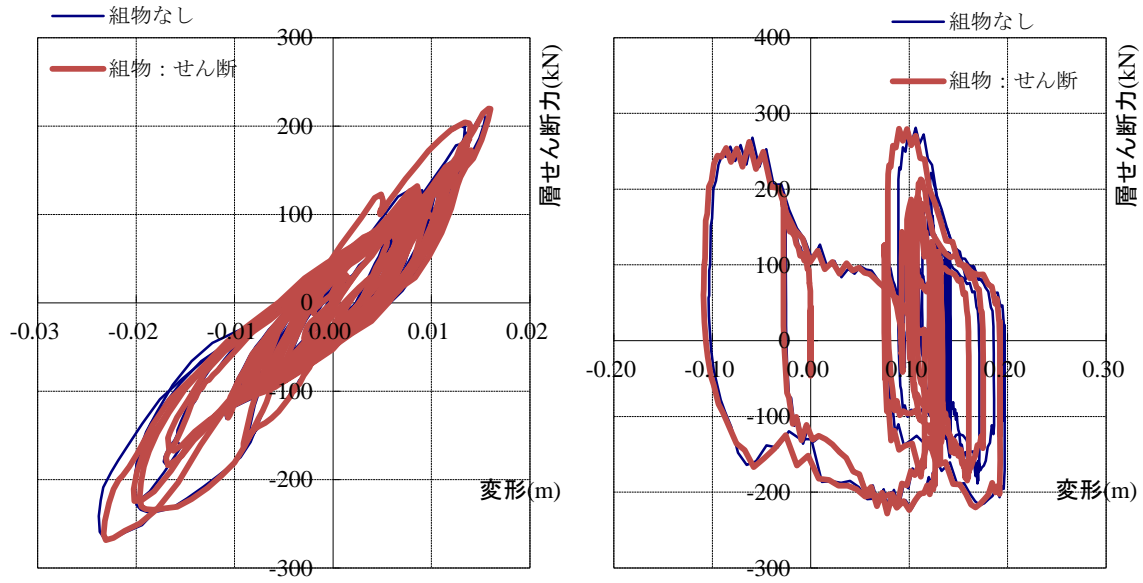


図 4.7.17 増分解析による復元力特性 (Y方向: 平屋建てモデル)



(a) 1階復元力特性リサージュ図

(b) 石場建てリサージュ図

図 4.7.18 地震動による応答履歴リサージュ図 (平屋建てモデル)

表 4.7.1 地震波による柱脚の浮上り最大値 (4 隅柱平均値)

	平屋	平屋(組物)	2階	2階(組物)
JMA神戸	3.81	2.81	6.23	5.43

単位: mm

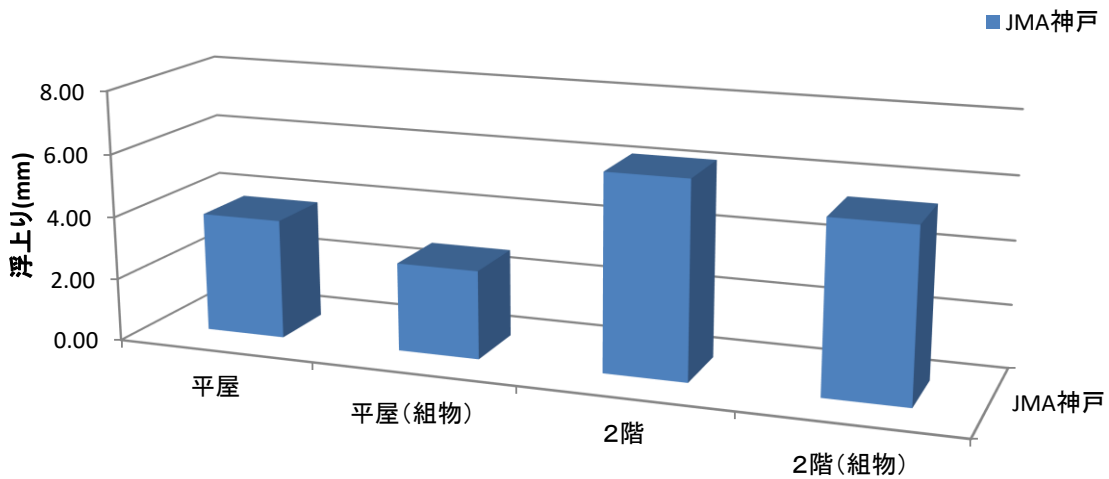


図 4.7.19 地震波による柱脚の浮上り最大値 (4 隅柱平均値)



#### 4.7.5. 七重塔

2階建て程度の低層建物モデルにおいて、組物・斗拱を補強することによる剛性の増大と応答変位の減少、制震ダンパー効果は確認できなかった。この理由は「地長押合わせ梁接合」部分による「蝶番構造」「裳階」が形成された構造であると考ええる。

柱脚部分は調度、柱自体が長ホゾとして機能している。通常の長ホゾよりも格段にめり込み体積が増しているため、接合部にエネルギー吸収能力の高いバネ特性が形成されている。同様な構法だと掘立柱（吉野ヶ里遺跡群の構造設計：稲山正弘）がある。掘立柱では基礎滑りが出来ないが、本構法ではそれが可能である。建築基準法では基礎に緊結することより、土台勝ちとなり、短ホゾ+金物、良くて長ホゾが限度であるが、本構法は柱外形がそのまま長ホゾとなり極めて高い復元力特性を示す。「柱型長ホゾ構法」とでも言える新しい建築構法概念である。

奈良時代、東大寺に建立された七重塔（図 4.7.20）。戦火や天災によって遙か昔に消え去ったが、東塔は高さ約 70~100m とも伝えられている。七重塔には裳階を設置しないと不可能だという研究報告がある<sup>64</sup>。調度、組物を下段にも設置した形態である。本研究では裳階に該当する部分を、「地長押合わせ梁接合」として、柱型長ホゾ構造、掘立柱と同様な形態となっている。七重塔にも採用されていた可能性があり、柱脚にも「柱型長ホゾ」機能を付与した貫板壁構法は、新たな構法であり、「消震建築」、すなわち優れた極耐震性を示す可能性を秘めていると考える。

組物・斗拱による“消震効果”は、五重塔や七重塔などの高層建築物に対する『裳階』効果が寄与するのではないかと考える。平屋建てから2階建てへと高層になるに従い、組物・斗拱による“消震効果”が向上してくることからも、極めて高い蓋然性が窺える。

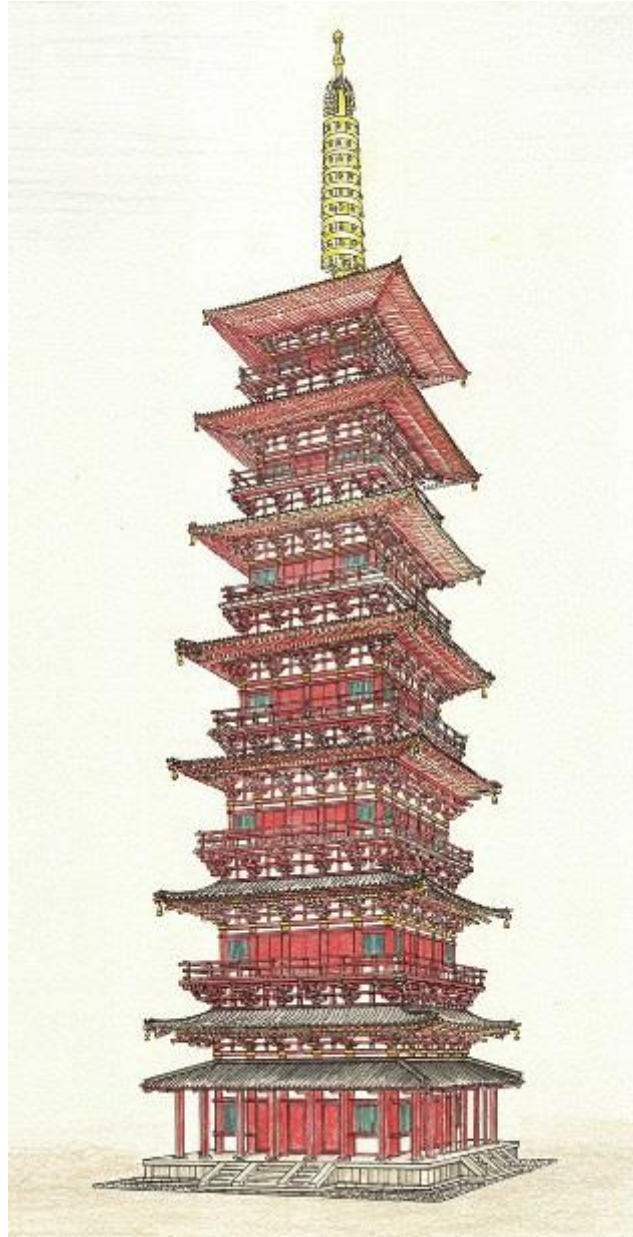


図 4.7.20 東大寺に建立された七重塔（文献<sup>64</sup>から引用）

## 4.8. 遊離柱と柱脚滑り機構による消震構造の性能検証

### 4.8.1. 地貫による遊離柱の検証

第 4.2.11 節では、上部構造の耐力度係数が低く、足固め高さが一般的な土壁モデルにおいて、動摩擦係数を 0.3～0.5 まで 0.1 毎に変化させたシミュレーションを実施し、通り毎の柱脚滑り量、および上部構造の変形量を検証した（図 4.2.6～図 4.2.8）。足固め下の束が損傷・崩壊したため変形が大きくなる現象も見受けられた（図 4.2.9）。足固め高さでの柱の損傷は、建築物の耐震性を著しく低下させる。柱脚が折れずに安定して挙動することが必要条件である。

最大移動量を平面的に見ると、長辺方向では S9 通、短辺方向では L1 通、L13 通の変形が大きく、各通り芯毎の柱脚の移動量はバラバラであり、『遊離柱』問題が発生していると思慮される。

伊藤為吉が指摘していた、単独の礎石建ちで足固を設けていない—いわゆる「遊離柱」が、大地震時に建物の一体的な挙動を妨げて大被害を招く現象も観られた。伊藤は明治 20 年代に相次いだ直下型地震の被害を教訓に、早い段階で免震基礎工法の効果に着目していた。これは東京帝国大学で耐震研究に取り組んでいた野口孫市も同様であった。ベタ基礎上の柱を据えて足固や根絡で一体化することで柱脚を滑らせる木造の免震工法は、いわゆる「遊離柱」が、大地震時に建物の一体的な挙動を妨げて大被害を招くことが多い中、遊離柱のリスクを回避しうる工法として期待される。

本研究では柱脚を柱勝ちにして、地長押梁である横架材を挟み込み、貫のめり込み抵抗によってラーメン構造として検証を進めてきた。本節では柱脚のバラバラ挙動を防ぐためだけなら、一般的な『地貫』『下鎌』などでも効果があるのではないかとの考えから、地長押合せ梁接合と比較検証する。

貫が柱から抜けるのを防ぐために、柱を貫通しない場合には鯖尾（下げ鎌）を設けるなど、古建築には外から見えないところに様々な工夫がなされている。隅柱のみ『下げ鎌』、それ以外は『通し貫』とし、バネ特性は文献<sup>59)</sup><sup>60)</sup>を参考として図 4.8.1 のとおり設定した。また、地貫モデルの外観を図 4.8.2～図 4.8.3 に、地長押貫モデルの外観を図 4.8.4～図 4.8.5 に示す。

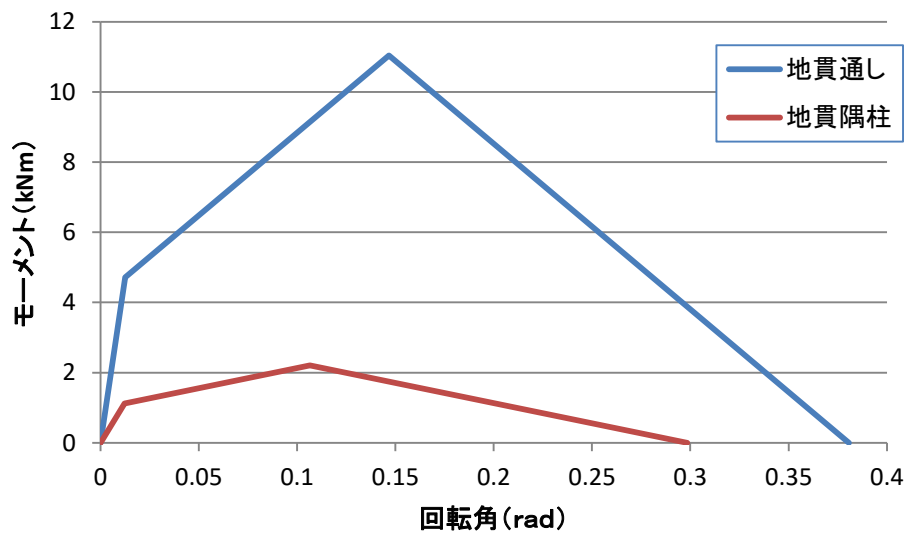
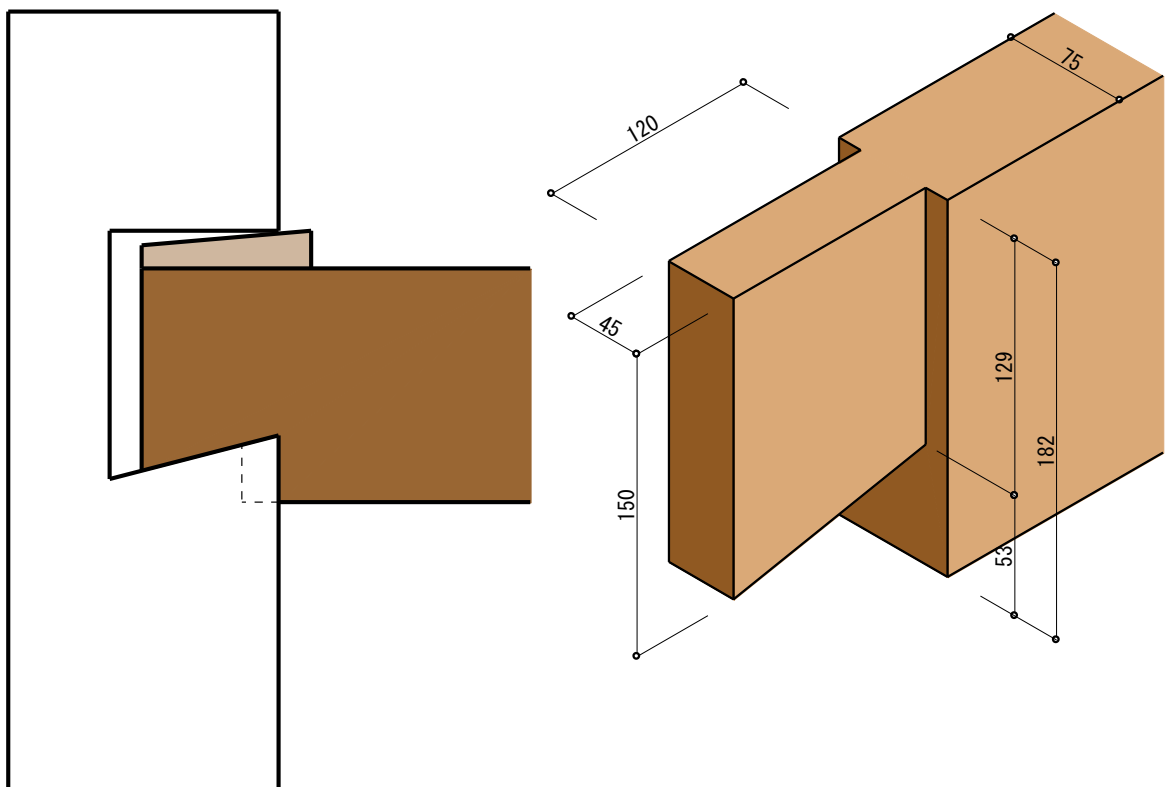


図 4.8.1 地貫・下げ鎌のバネ特性<sup>59)60)</sup>



鯖尾『下げ鎌』

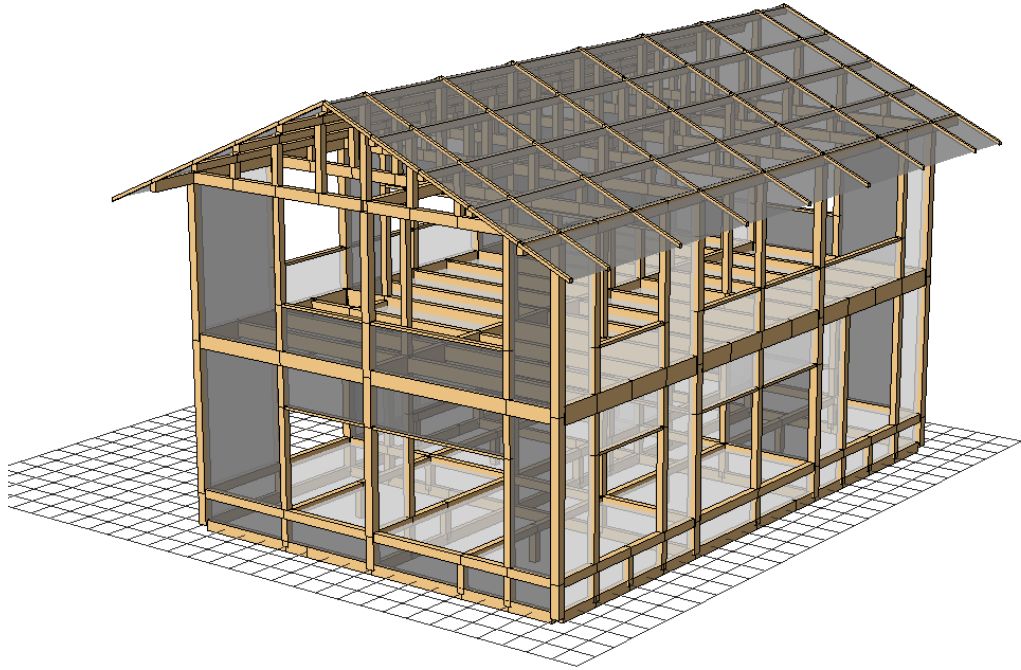


図 4.8.2 地貫モデル（外観：総2階建て）

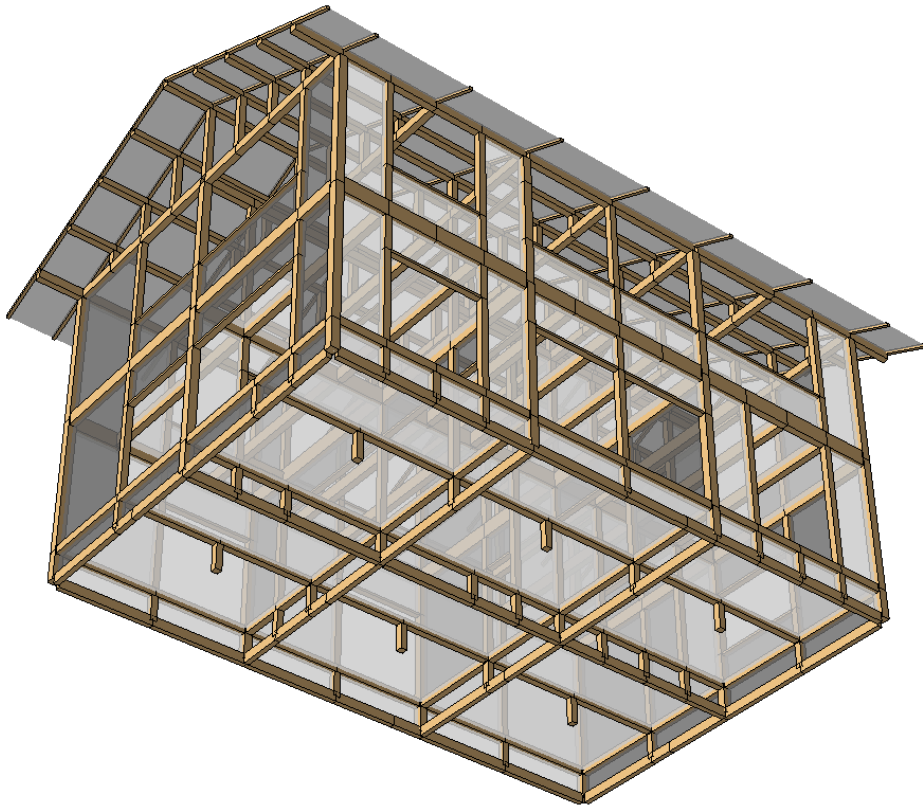


図 4.8.3 地貫モデル（外観底：総2階建て）

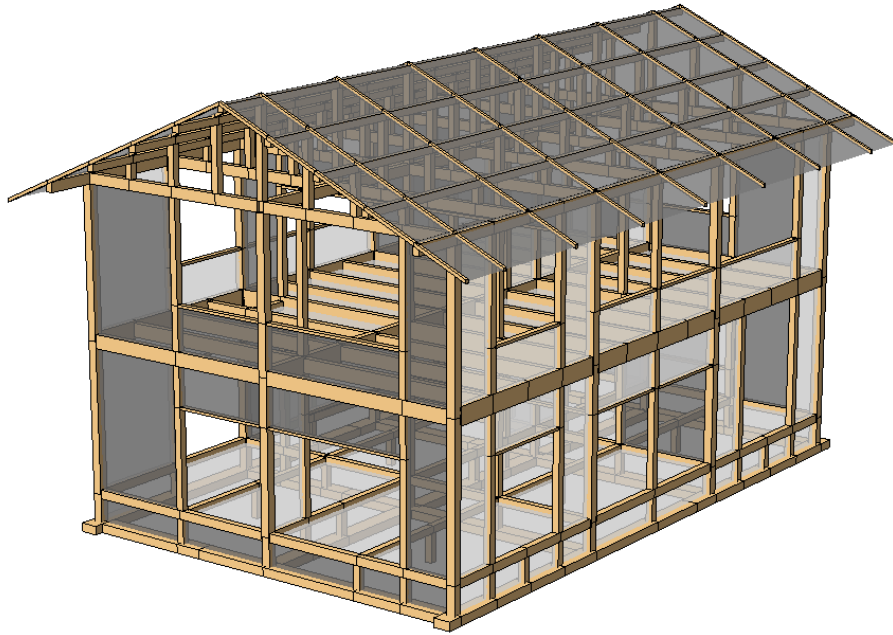


図 4.8.4 地長押貫モデル（外観：総 2 階建て）

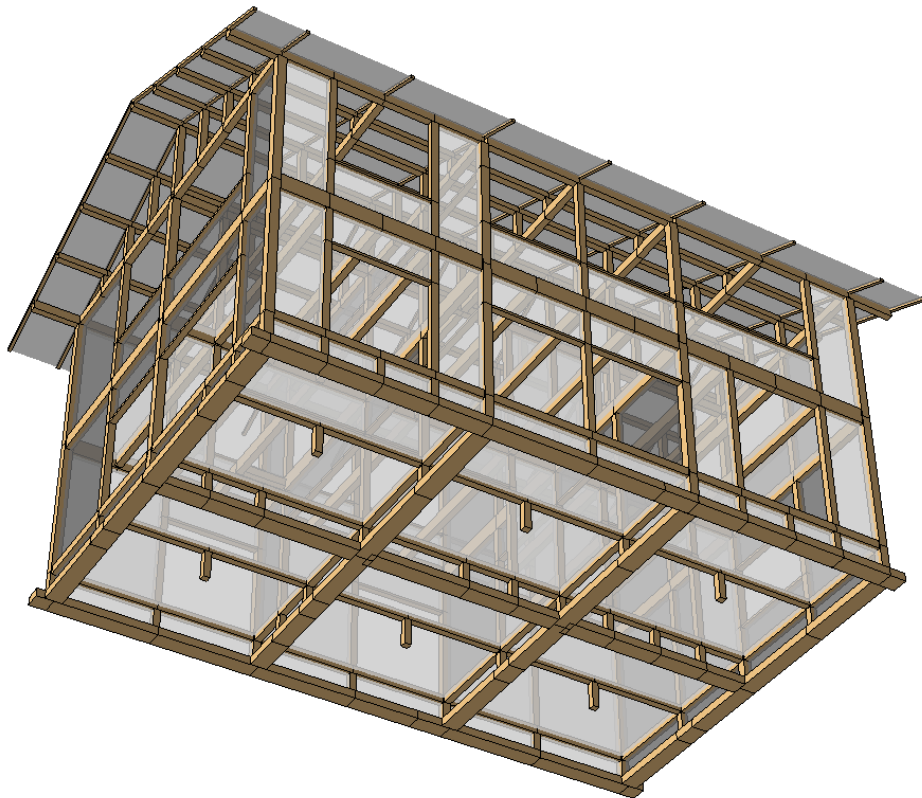


図 4.8.5 地長押貫モデル（外観底：総 2 階建て）

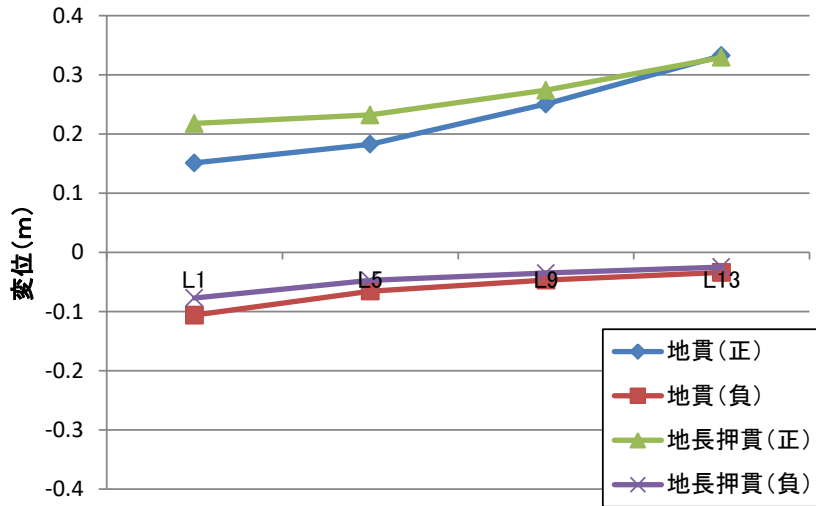


图 4.8.6 柱脚移動量 (JMA 神戸波)

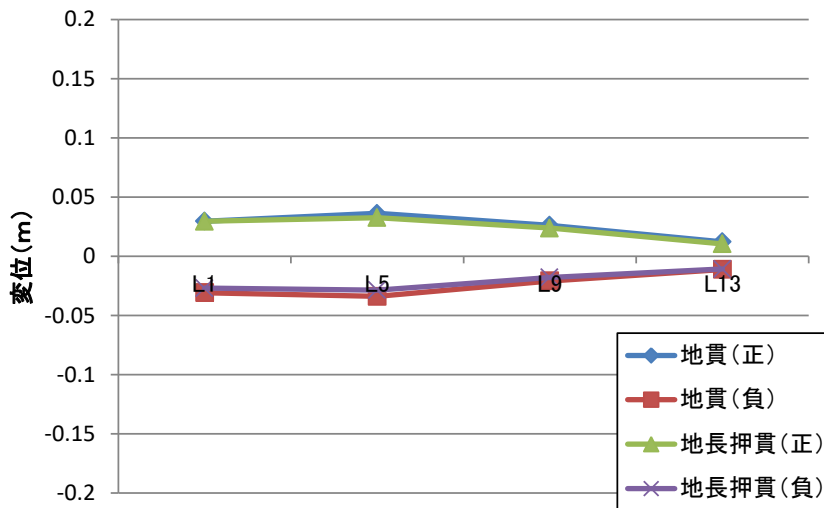


图 4.8.7 1階変形量 (JMA 神戸波)

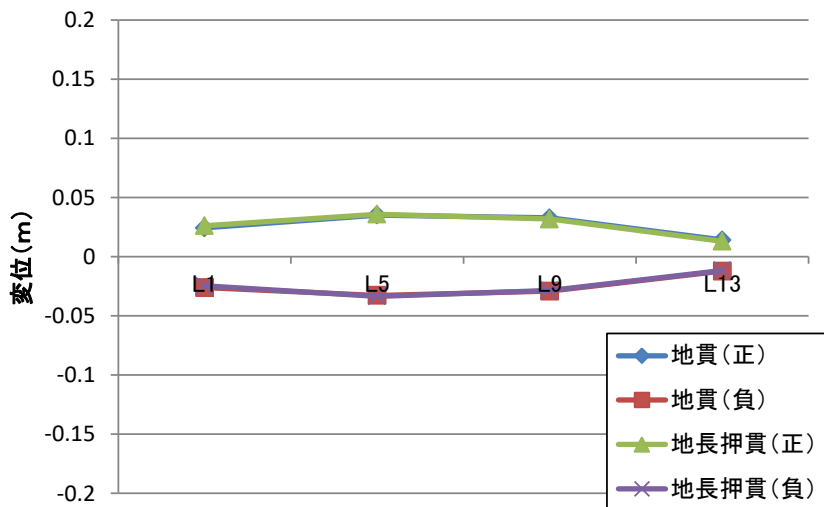


图 4.8.8 2階変形量 (JMA 神戸波)

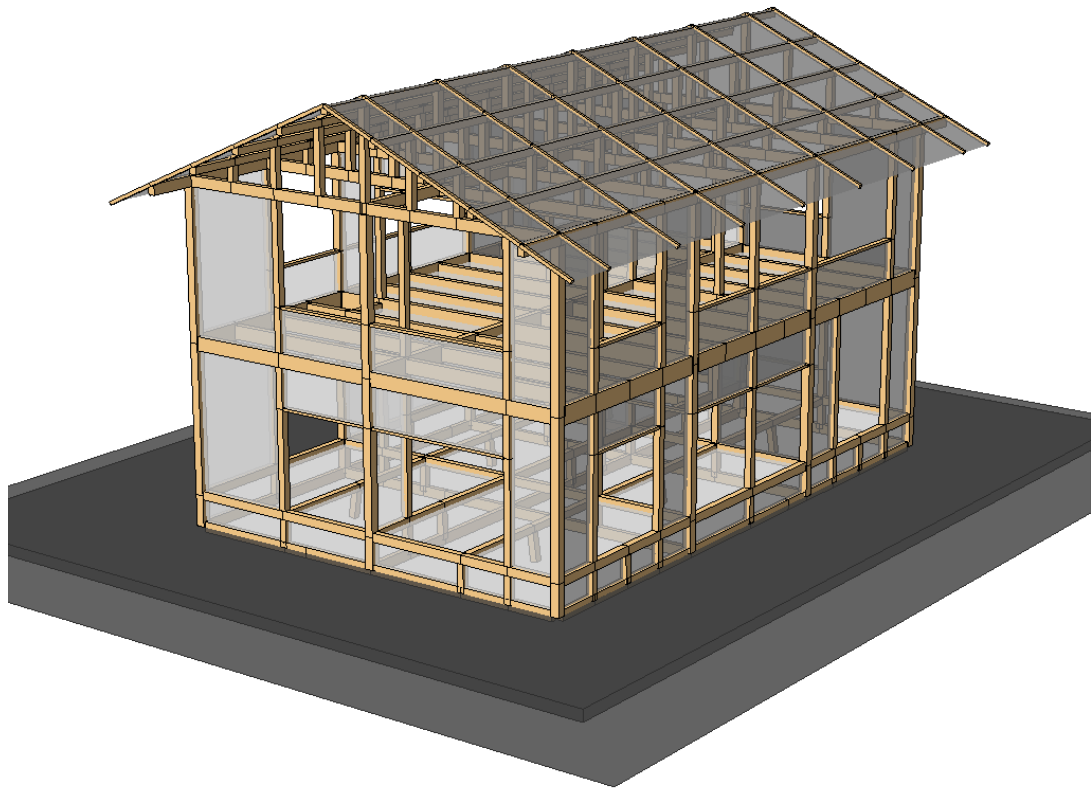


図 4.8.9 地貫モデルの最終変形（JMA神戸波 15秒後）

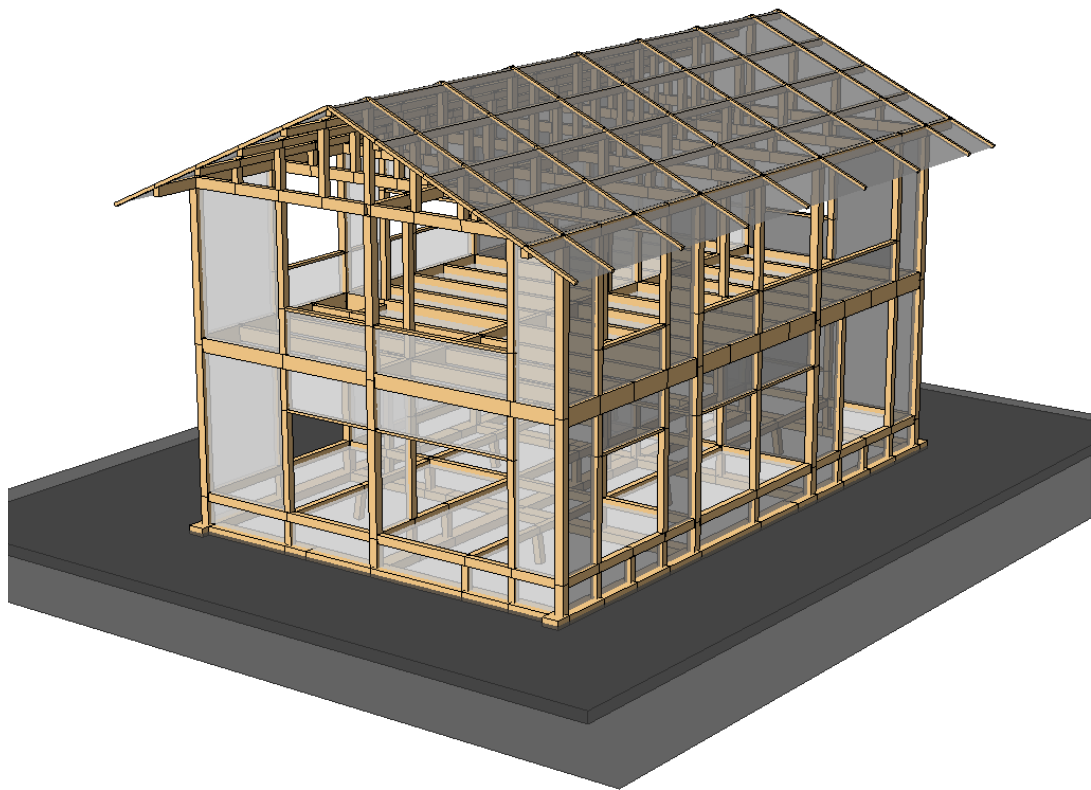


図 4.8.10 地長押貫モデルの最終変形（JMA神戸波 15秒後）



地貫モデルおよび地長押貫モデルの JMA 神戸波による DEM 解析結果を図 4.8.6～図 4.8.8 に、最終変形状況の外観を図 4.8.9～図 4.8.10 にそれぞれ示す。

柱脚滑り量の図 4.8.6 を見ると、地長押貫および地貫の柱脚拘束効果により、遊離柱問題は解消され、直線的に偏心の大きな L13 通り面が、尻振り状態のように回転しながら一体化して滑っているのが分かる。また、柱脚滑り量、1・2 階の変形量に大きな差は発生しなかった。実務的には「地貫」構法は簡易なため有益な伝統構法技術であると思慮される。隅柱のみ『下げ鎌』として解析したが、「鎌継」や「相欠き」などの仕口も考えられる。地長押貫モデルでなくとも遊離柱問題を解消可能であることが分かった。

JMA 神戸波による最終変形状況の外観を見ると（図 4.8.9～図 4.8.10）、建築物には損傷が見受けられず無損傷を実現しており、「損傷制御設計」の実現可能性を示唆している。このことは、図 4.8.7～図 4.8.8 に示された 1,2 階の最大変形量からも明らかである。

#### 4.8.2. 石場建て層の貫板壁の有無による耐震性能の検証

一般的な伝統構法においては、石場建て層である柱脚間に壁等は設けず、1 階床下が吹曝しの空間となっている。このことが適度な温湿度環境を実現し、木材の腐食等の予防に繋がっていると言われている。本節ではこの現象を解明するために、壁の有無による地貫モデルと地長押貫モデルの検証を実施した。

地貫モデルの外観を図 4.8.11～図 4.8.12 に、地長押貫モデルの外観を図 4.8.13～図 4.8.14 に示す。

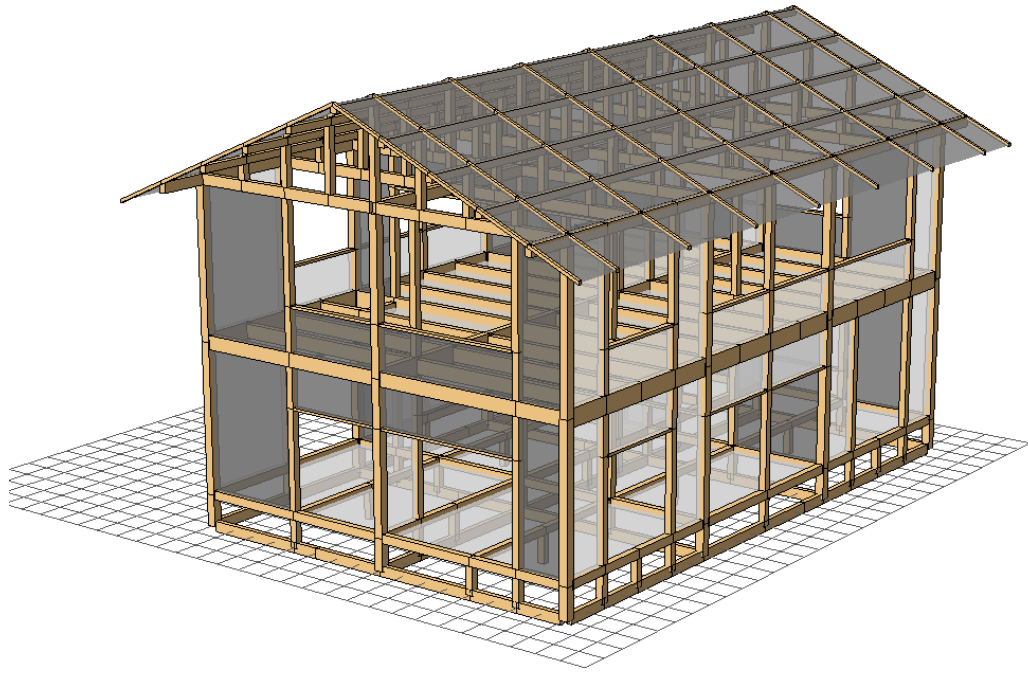


図 4.8.11 地貫モデル（外観：総 2 階建て）

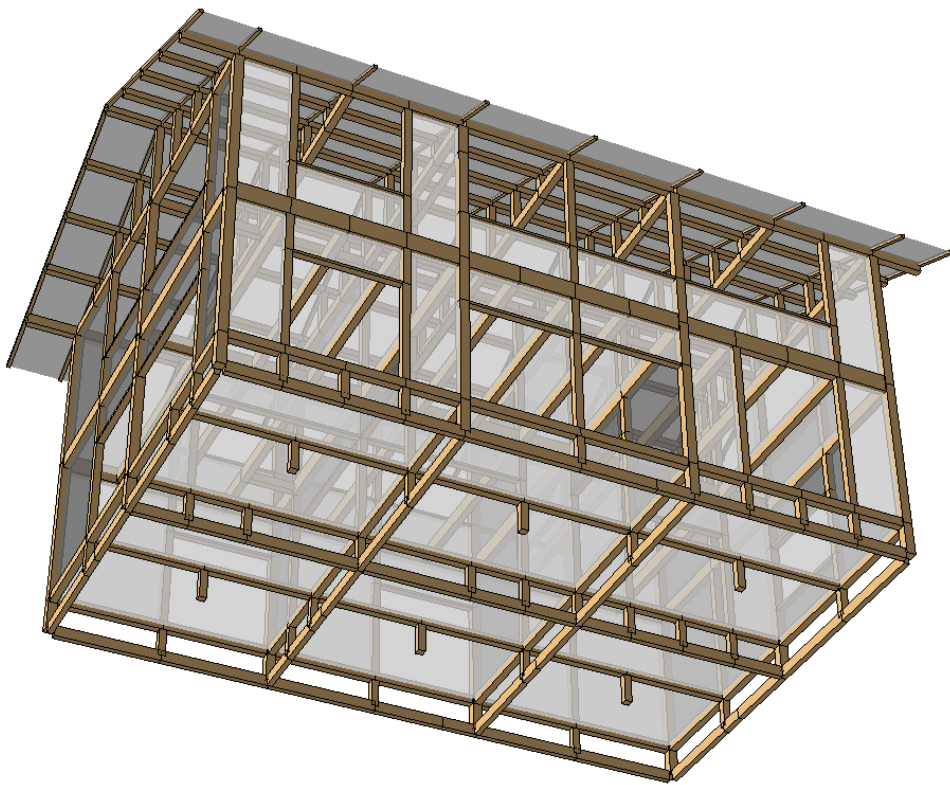


図 4.8.12 地貫モデル（外観床：総 2 階建て）

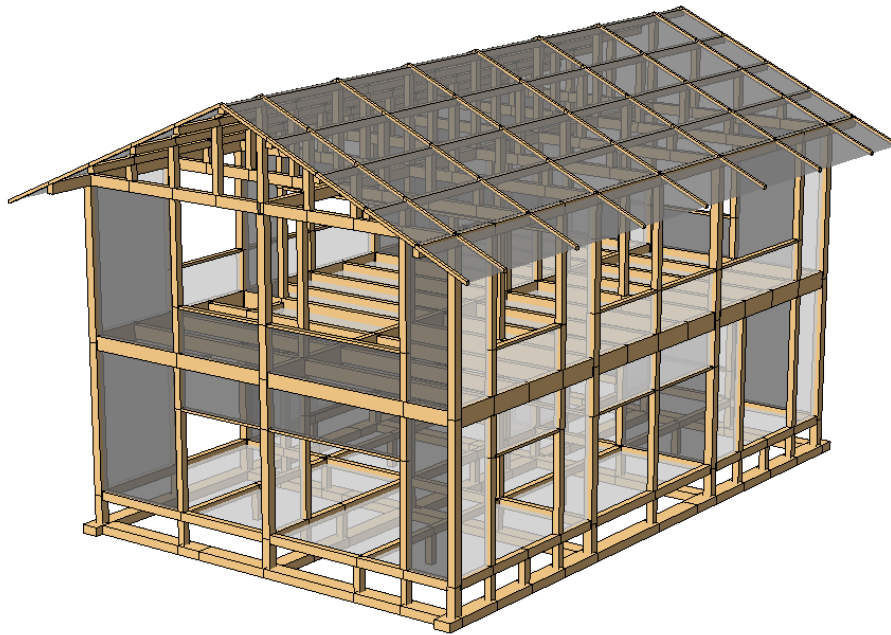


図 4.8.13 地長押貫モデル（外観：総2階建て）

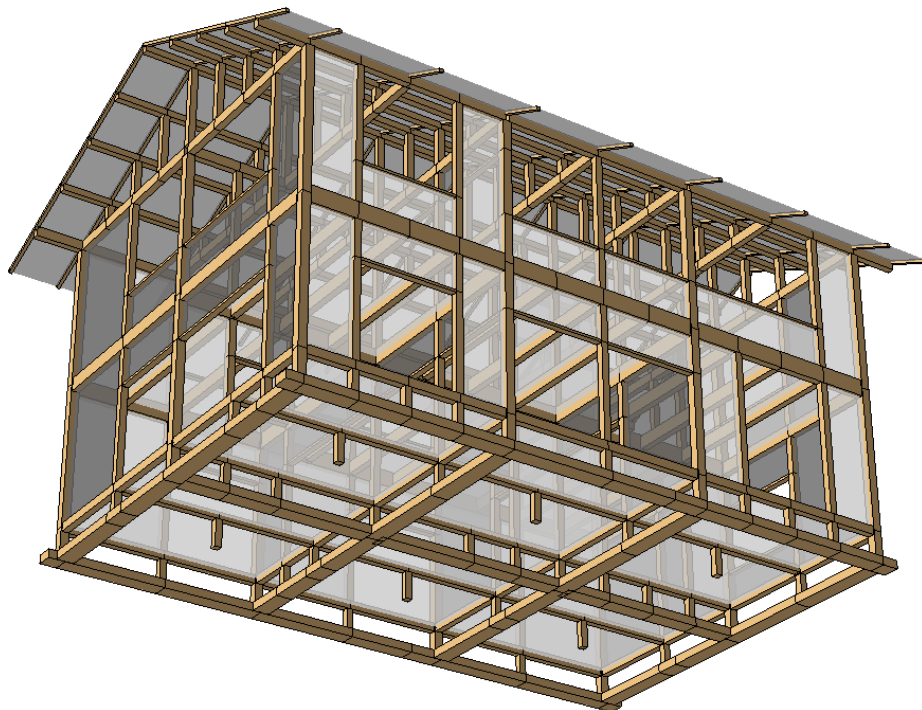


図 4.8.14 地長押貫モデル（外観床：総2階建て）

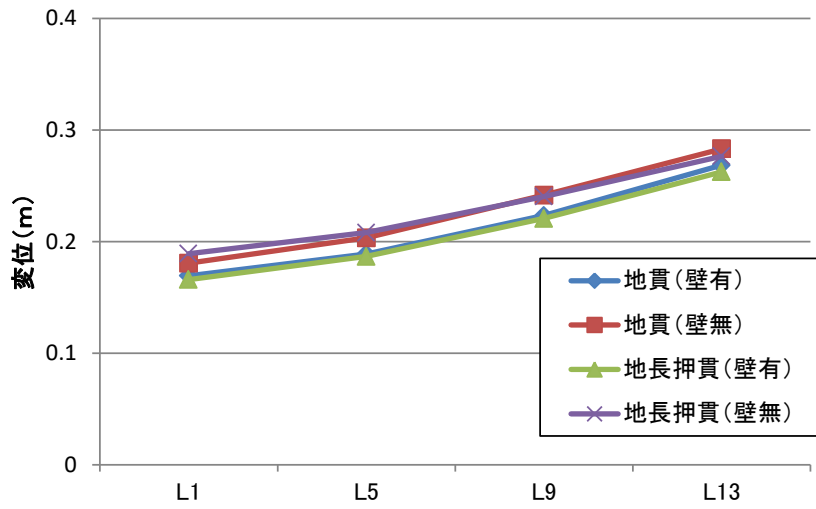


図 4.8.15 柱脚移動量 ( J M A 神戸波 )

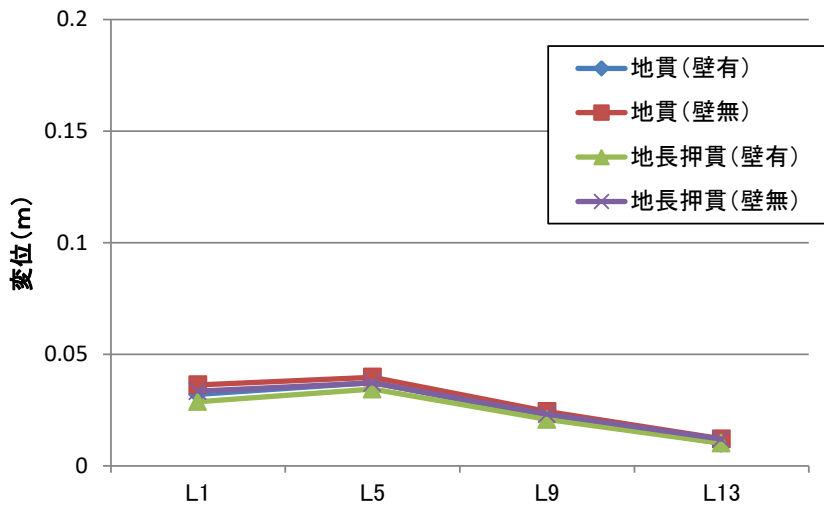


図 4.8.16 1階変形量 ( J M A 神戸波 )

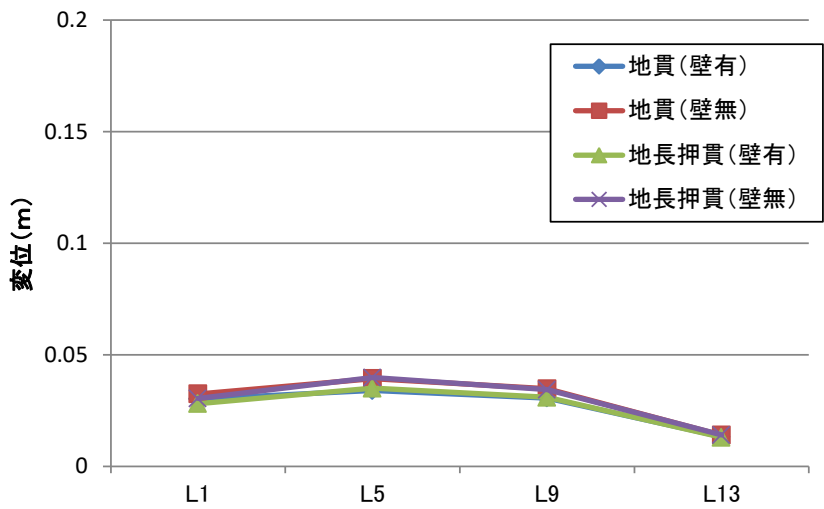


図 4.8.17 2階変形量 ( J M A 神戸波 )

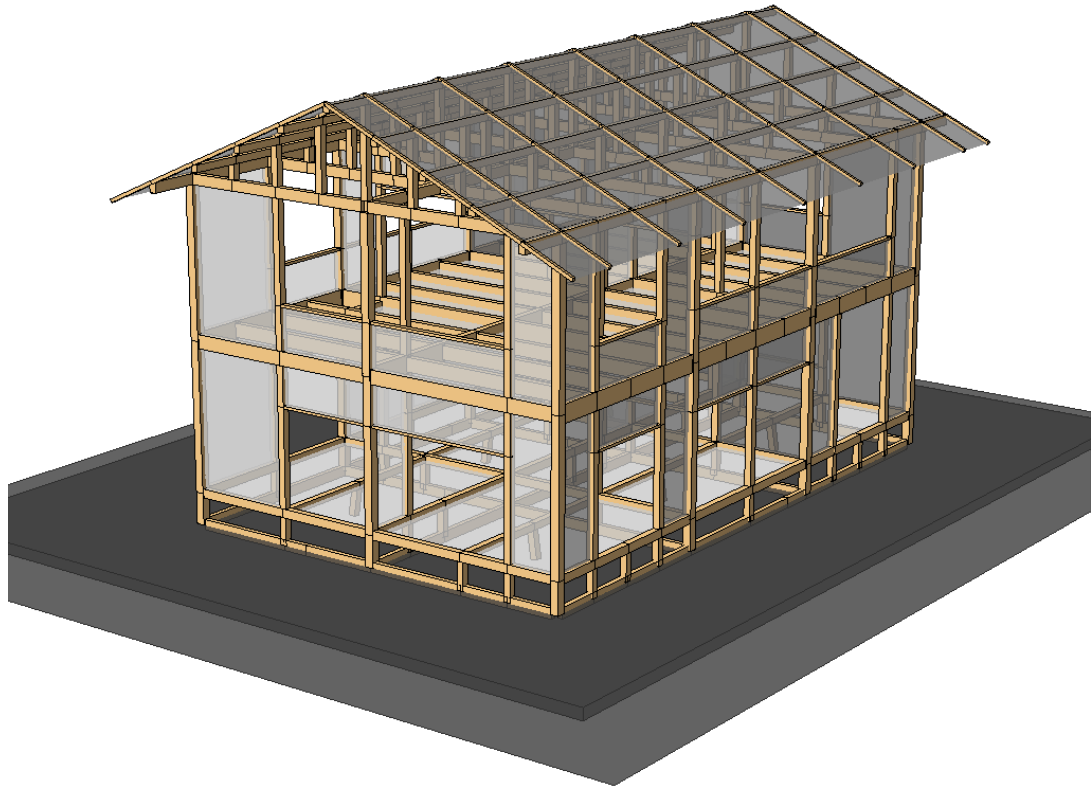


図 4.8.18 地貫モデルの最終変形（JMA神戸波 15 秒後）

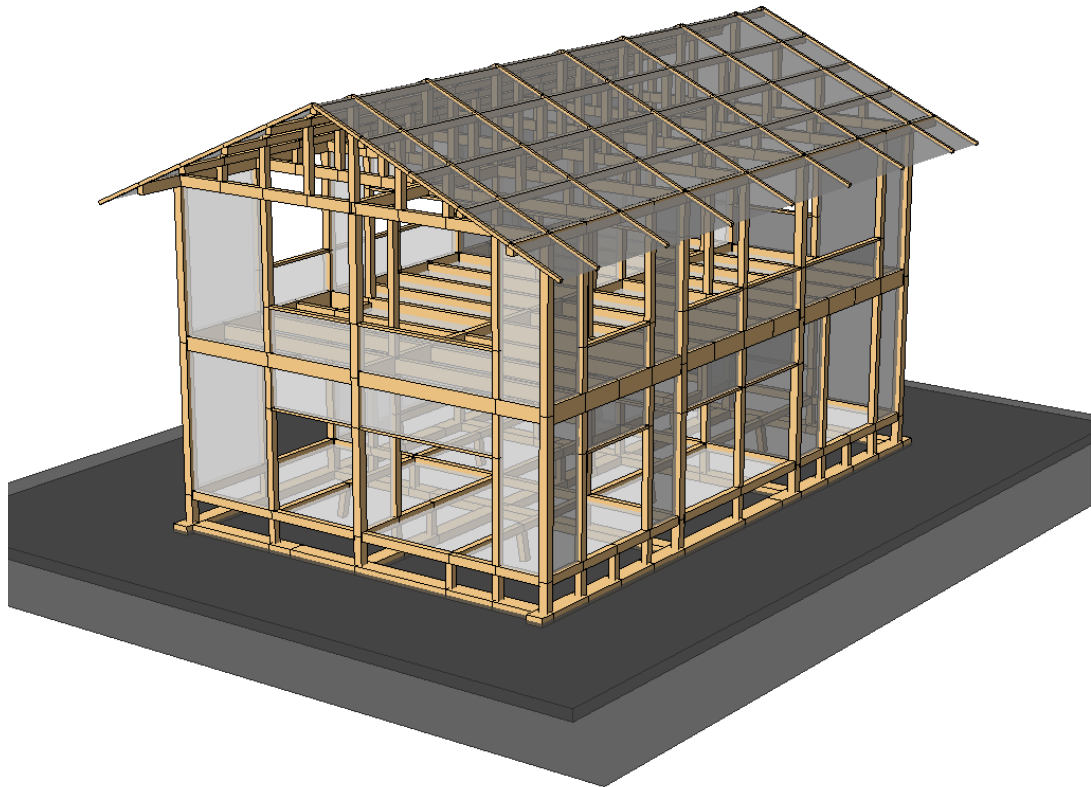


図 4.8.19 地長押貫モデルの最終変形（JMA神戸波 15 秒後）

表 4.8.1 柱脚浮上り量

	地貫(壁有)	地貫(壁無)	地長押(壁有)	地長押(壁無)
JMA神戸	5.70	7.16	5.22	6.75

単位:mm

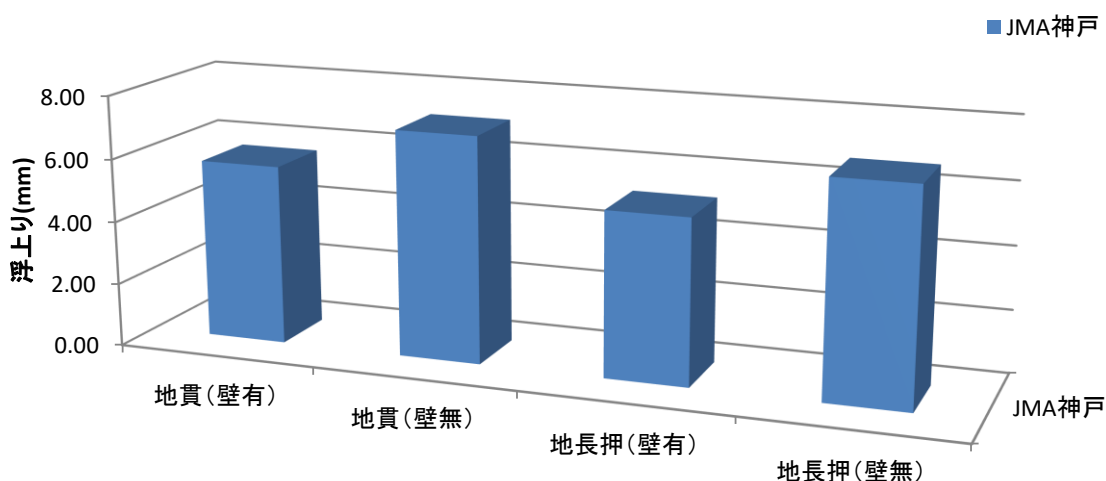


図 4.8.20 柱脚浮上り量

地貫モデルおよび地長押貫モデルの JMA 神戸波による DEM 解析結果を図 4.8.15～図 4.8.17 に、最終変形状況の外観を図 4.8.18～図 4.8.19 にそれぞれ示す。

柱脚滑り量の図 4.8.15 を見ると、地長押貫および地貫の柱脚拘束効果により、遊離柱問題は解消され、直線的に偏心の大きな L13 通り面が、尻振り状態のように回転しながら一体化して滑っているのが分かる。また、柱脚滑り量、1・2 階の変形量に大きな差は発生しなかった。しかしながら、地長押貫モデルとした場合の方が、若干、石場滑り量が大きくなり、その影響で上部構造の 1,2 階の変形量が抑えられている。実務的には「地貫」構法は簡易なため有益な伝統構法技術であると思慮される。隅柱のみ『下げ鎌』として解析したが、「鎌継」や「相欠き」などの仕口も考えられる。地長押貫モデルでなくとも遊離柱問題を解消可能であることが分かった。

JMA 神戸波による最終変形状況の外観を見ると（図 4.8.18～図 4.8.19）、建築物には損傷が見受けられず無損傷を実現しており、「損傷制御設計」の実現可能性を示唆している。このことは、図 4.8.16～図 4.8.17 に示された 1,2 階の最大変形量からも明らかである。

柱脚の浮上り量の影響を表 4.8.1、図 4.8.20 に示す。地長押貫モデルで壁が存在する場合の方が、若干ではあるが Rocking 効果による浮上り量の抑え効果が確認できる。

Rocking 効果に伴い、Sway 効果も若干確認できるが、施工性も考慮し総合的に判断すると、耐震性だけを考えるのであれば、1 階床下に貫板壁が存在しない「地長押貫・挟み梁」補強あるいは「地貫」構法が適当であるが、温熱環境等を考慮すると 1 階床下に貫板壁が存在する「地長押貫・挟み梁」補強あるいは「地貫」構法が適当であると結論付けられる。

#### 4.8.3. 平屋建てモデルによる耐震性能の検証

地貫モデルの外観を図 4.8.21～図 4.8.22 に、地長押貫モデルの JMA 神戸波による最終変形状況を図 4.8.23～図 4.8.24 に示す。総 2 階建てモデルと同様の結論が得られていると考えられる。この事は、「損傷制御設計論」の実現可能性を示唆していると思慮される。

特に、平屋建てモデルは社寺建築に特有な、内部に間仕切壁が存在しない広い空間となっている。内陣には垂れ壁程度しな存在しない。外周部のみに耐力要素が配置されている特徴がある。そのような耐力要素が少ない伝統構法であっても、貫板壁構法・地長押貫挟み梁構法は、極めて高い損傷制御性能を発揮するものと思慮される。

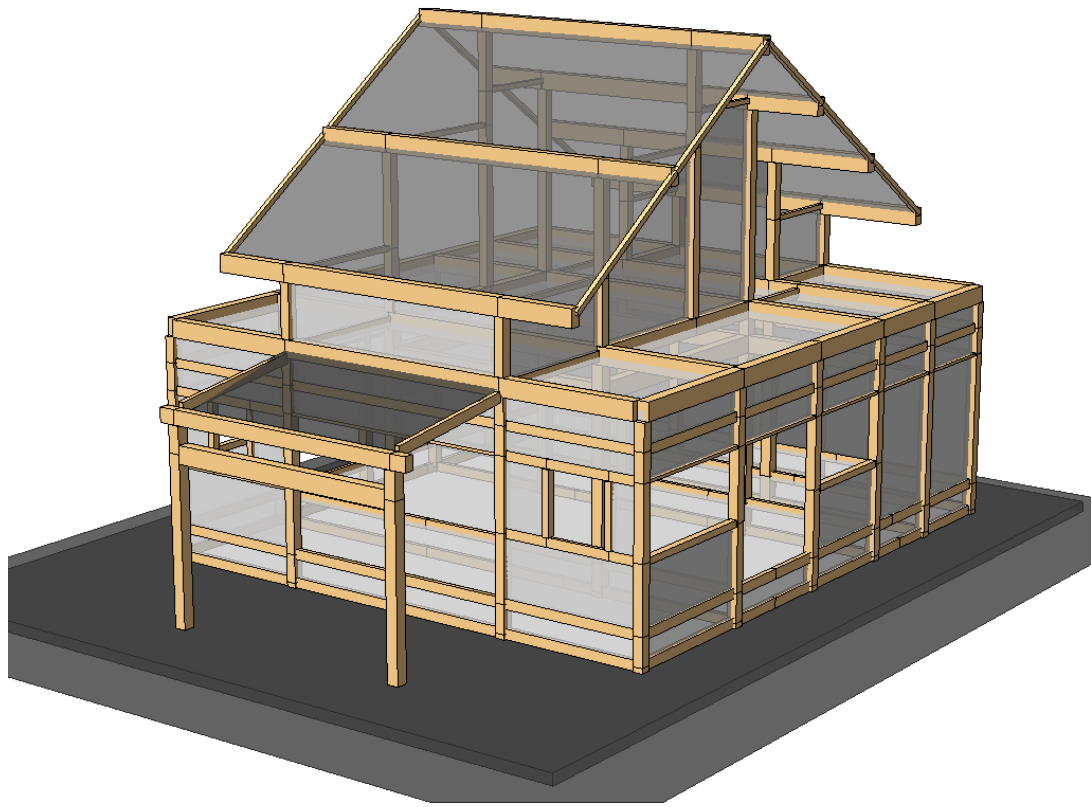


図 4.8.21 地貫モデル（外観：平屋建て）

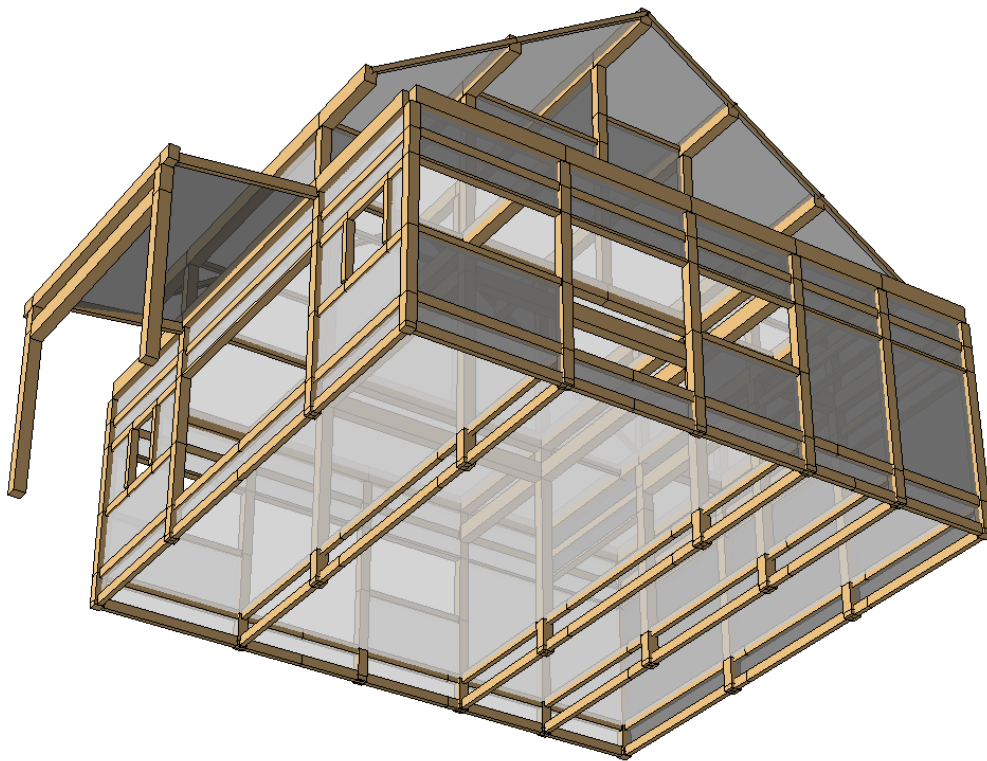


図 4.8.22 地貫モデル（外観床：平屋建て）



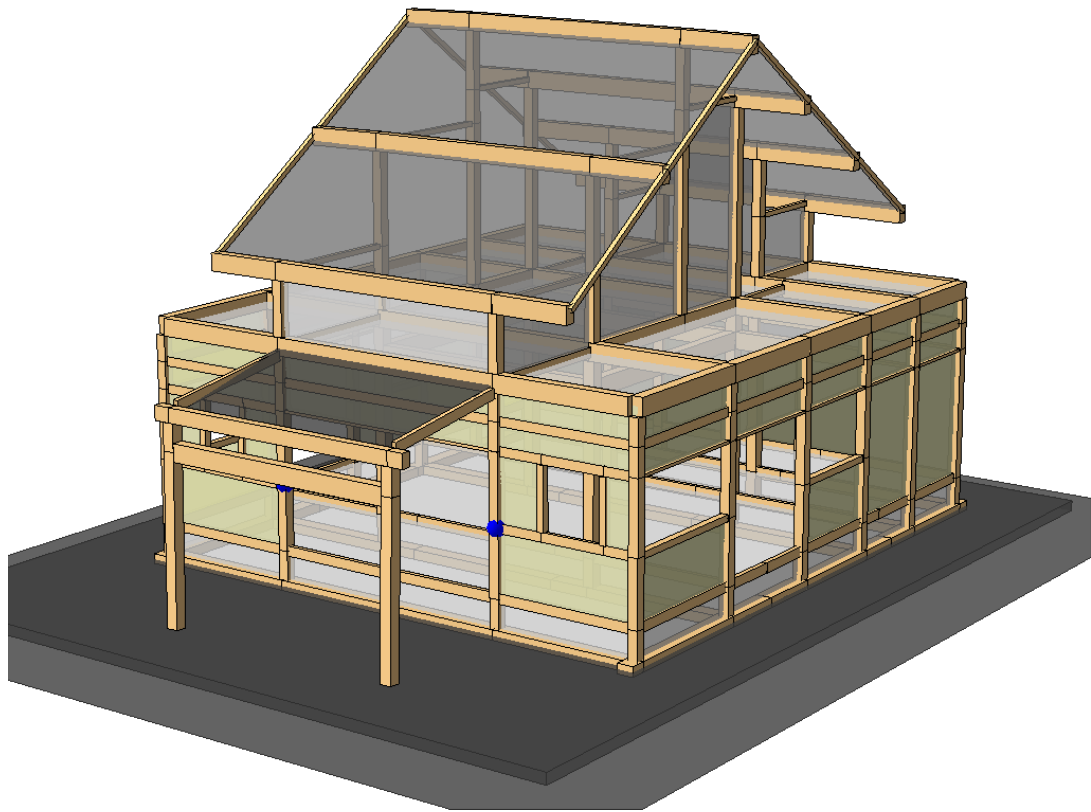


図 4.8.23 地長押貫モデル「壁有」の最終変形（JMA神戸波 15 秒後）

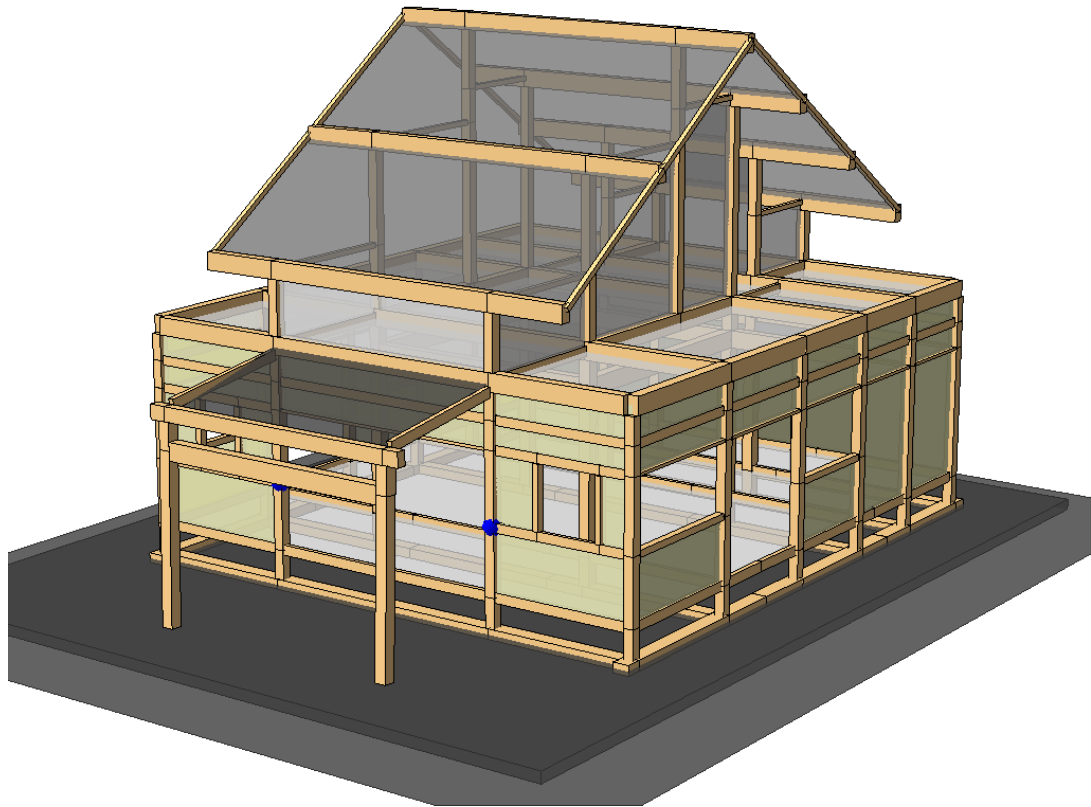


図 4.8.24 地長押貫モデル「壁無」の最終変形（JMA神戸波 15 秒後）

## 4.9. 損傷制御設計論による応急危険度判定・被災度区分判定及び経済性評価の検証

### 4.9.1. 応急危険度判定・被災度判定区分

前節では、地震動による柱脚の滑り量を考慮した最大応答変形性能を正確に再現することを目的として、震動台実験に用いられた実大伝統構法木造住宅の試験体を対象とした時刻歴応答解析を DEM（個別要素法：Distinct Element Method）で行い、実験結果の再現を試みた<sup>56)</sup>。そして、観測地震波による DEM と、前節で提案した、石場建て柱脚滑り量を考慮した最大応答変形評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」の精度検証を、多数の観測地震波による DEM と比較し、シミュレーションにより検証した。また、復元力特性作成時の増分解析における、行列式計算の演算時間と容量が膨大となる実務的ではない課題について、「定点変位固有変形モード解析法」を適用した最大応答変形評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」の精度検証を、多数の巨大観測地震波による DEM と比較し、シミュレーションにより極めて高い精度検証が得られたことを確認した。また、総 2 階建て、平屋建て、部分 2 階建てモデルの 3 種類に適用した最大柱脚滑り量評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」の精度検証を、多数の動摩擦係数、巨大観測地震波による DEM と比較し、シミュレーションにより検証した。

本節では、せん断力係数( $C_{slip}$ )を向上可能な「貫板壁構法」が、様々な極大地震動に対しても損傷を制御しうる強度型耐震構造の設計（フェールセーフ耐震設計）が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしないで、上限が無い、「損傷制御設計」の可能性を秘めていることについて論じ、地震被災後の建築物の判定（応急危険度判定）における費用対効果および耐震レジリエンス（Resilience）性能効果について検証する。

### 4.9.2. 解析モデルと柱脚滑り応答スペクトル法の検証

表 4.9.1（表 4.4.3 再掲）、図 4.9.1～図 4.9.2（図 4.4.12、図 4.4.13 再掲）に、総 2 階建てモデルにおける摩擦係数  $\mu=0.4$  の柱脚滑り応答スペクトル法による計算結果を、DEM との比較として再掲して示す。

提案手法である柱脚滑り応答  $C_{slip}$  は、地震動に応じた DEM 結果に対して、概ね整合した値となっている。1 階応答変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、本研究で「広義な弾性応答設計クライテリア」と考える  $1/120\sim 1/60\text{rad}$  以内となっており、修復可能な損傷変形角となり、「損傷制御設計」を可能としている。

「柱脚滑り応答スペクトル法」と「1 階崩壊先行変形モード」との整合性は非常に高く、設計ツールとして非常に有益であると考えられる。

表 4.9.1 建物応答の DEM と限界耐力計算（貫板壁： $\mu=0.4$ ）（表 4.4.3 再掲）

地震波	$\mu=0.4$	DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)		限界耐力(定点変位)	
		変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.030	1/88	0.023	1/112	0.031	1/86	0.0218	1/120
	2階	0.033	1/82	0.023	1/118	0.010	1/278	0.0218	1/124
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.022	1/119	0.017	1/151	0.025	1/104	0.0186	1/140
	2階	0.024	1/112	0.015	1/175	0.008	1/342	0.0208	1/130
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.029	1/91	0.025	1/105	0.028	1/93	0.0201	1/130
	2階	0.031	1/88	0.021	1/126	0.009	1/303	0.0201	1/134
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.028	1/92	0.025	1/106	0.023	1/114	0.0174	1/150
	2階	0.031	1/86	0.025	1/109	0.007	1/370	0.0194	1/139
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.035	1/74	0.028	1/92	0.030	1/88	0.0218	1/120
	2階	0.040	1/67	0.027	1/99	0.009	1/287	0.0218	1/124
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.033	1/78	0.028	1/93	0.022	1/118	0.0186	1/140
	2階	0.035	1/78	0.026	1/103	0.007	1/386	0.0208	1/130
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.034	1/77	0.028	1/93	0.030	1/88	0.0218	1/120
	2階	0.039	1/69	0.024	1/110	0.010	1/284	0.0218	1/124
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.030	1/86	0.024	1/107	0.024	1/107	0.0186	1/140
	2階	0.036	1/76	0.022	1/124	0.008	1/351	0.0208	1/130
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波								
	1階	0.037	1/71	0.032	1/83	0.029	1/90	0.0201	1/130
	2階	0.041	1/65	0.032	1/83	0.009	1/293	0.0201	1/134
	貫板壁:長辺Max波								
	1階	0.022	1/119	0.020	1/131	0.024	1/110	0.0186	1/140
	2階	0.029	1/92	0.024	1/111	0.008	1/360	0.0208	1/130

【参考：最大値追加】

建物応答の DEM と限界耐力計算（貫板壁： $\mu=0.4$ ）

地震波		DEM(最大値)		DEM(四隅平均)		DEM(重心)		限界耐力(変位増分)		限界耐力(定点変位)	
		変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)	変形(m)	層間変形角(rad)
JMA神戸	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.043	1/61	0.030	1/88	0.023	1/112	0.031	1/86	0.0218	1/120
	2階	0.046	1/59	0.033	1/82	0.023	1/118	0.010	1/278	0.0218	1/124
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.034	1/76	0.022	1/119	0.017	1/151	0.025	1/104	0.0186	1/140
	2階	0.037	1/73	0.024	1/112	0.015	1/175	0.008	1/342	0.0208	1/130
JR鷹取	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.042	1/63	0.029	1/91	0.025	1/105	0.028	1/93	0.0201	1/130
	2階	0.043	1/64	0.031	1/88	0.021	1/126	0.009	1/303	0.0201	1/134
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.042	1/62	0.028	1/92	0.025	1/106	0.023	1/114	0.0174	1/150
	2階	0.044	1/61	0.031	1/86	0.025	1/109	0.007	1/370	0.0194	1/139
熊本・益城町	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.053	1/50	0.035	1/74	0.028	1/92	0.030	1/88	0.0218	1/120
	2階	0.062	1/44	0.040	1/67	0.027	1/99	0.009	1/287	0.0218	1/124
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.050	1/52	0.033	1/78	0.028	1/93	0.022	1/118	0.0186	1/140
	2階	0.047	1/58	0.035	1/78	0.026	1/103	0.007	1/386	0.0208	1/130
熊本・西原村	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.050	1/52	0.034	1/77	0.028	1/93	0.030	1/88	0.0218	1/120
	2階	0.057	1/48	0.039	1/69	0.024	1/110	0.010	1/284	0.0218	1/124
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.045	1/58	0.030	1/86	0.024	1/107	0.024	1/107	0.0186	1/140
	2階	0.053	1/51	0.036	1/76	0.022	1/124	0.008	1/351	0.0208	1/130
BCJ-L2×2倍	貫板壁:短辺Max波										
	1階	0.054	1/48	0.037	1/71	0.032	1/83	0.029	1/90	0.0201	1/130
	2階	0.057	1/48	0.041	1/65	0.032	1/83	0.009	1/293	0.0201	1/134
	貫板壁:長辺Max波										
	1階	0.027	1/96	0.022	1/119	0.020	1/131	0.024	1/110	0.0186	1/140
	2階	0.056	1/48	0.029	1/92	0.024	1/111	0.008	1/360	0.0208	1/130

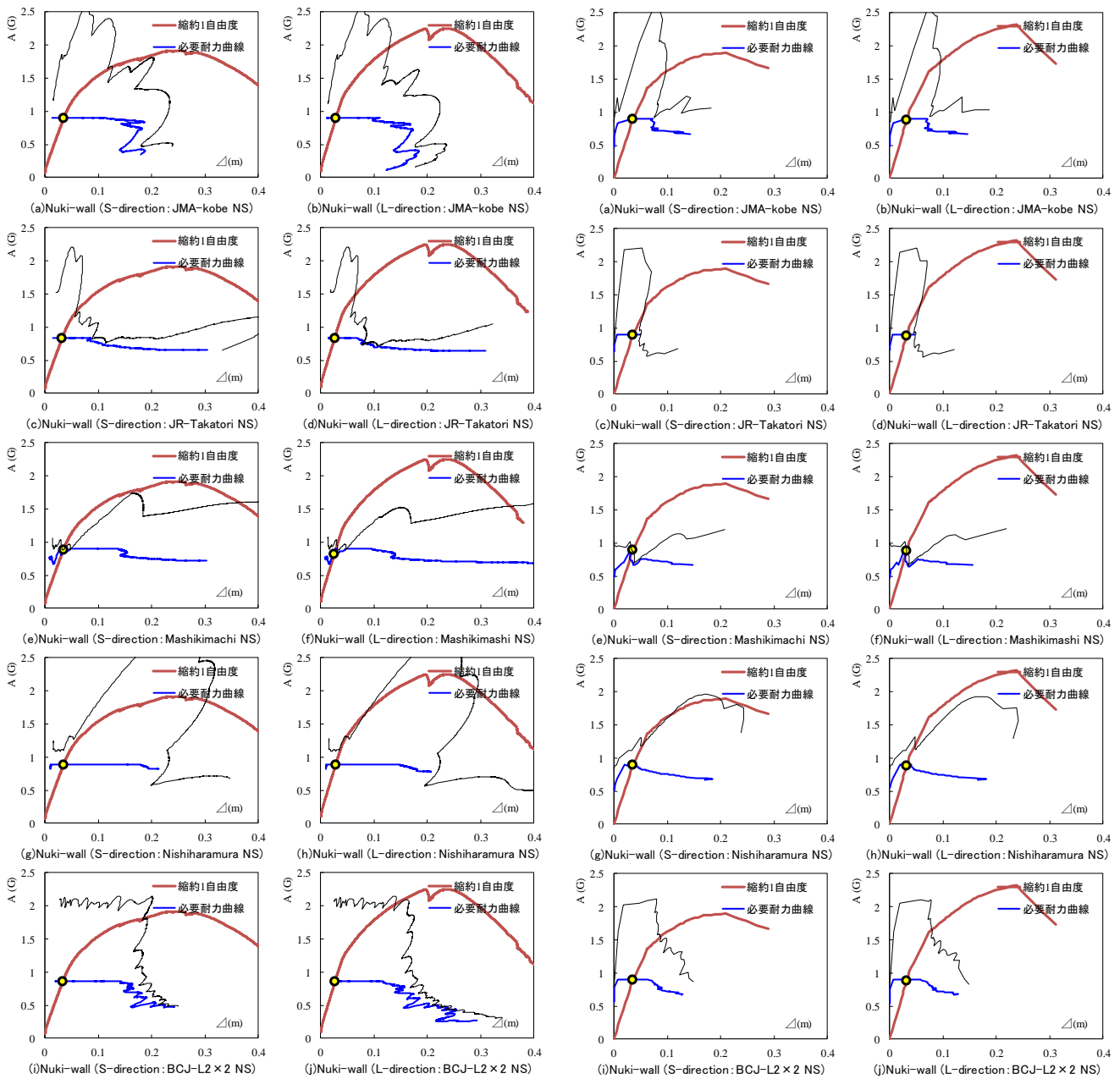


図 4.9.1 変位増分解析法

(図 4.4.12 再掲)

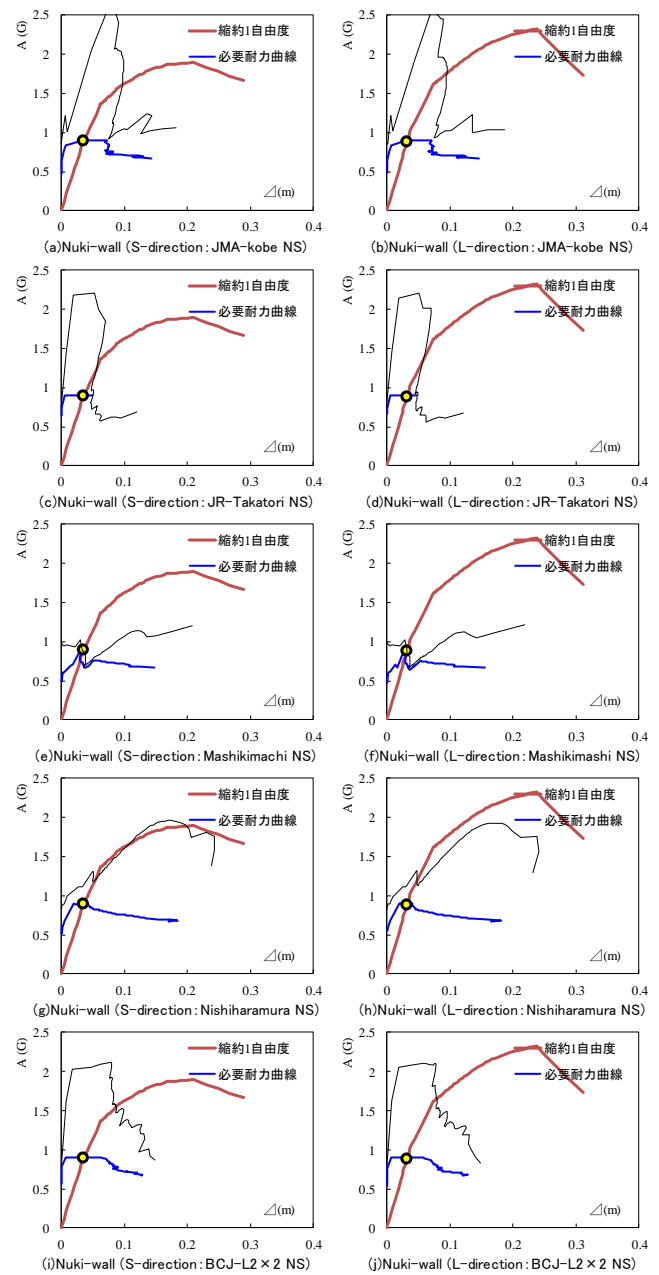


図 4.9.2 定点変位変形モード解析法

(図 4.4.13 再掲)

#### 4.9.3. 耐震性能の判定基準

(1) 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針【木造編】

・耐力残存率と損傷制御設計クライテリア

本研究では日本建築防災協会<sup>10)</sup>に基づいて、最大層間変形角  $Re$  (表 4.9.2)  $1/60\text{rad}$  以下を、損傷制御設計の設計クライテリアとして定義する (表 4.9.2、図 4.9.3)。

表 4.9.2 被災建物の耐力残存率と最大層間変形角 (表 1.1.3 再掲)

Maximum angle of story displacement	Building classification	
	a-type (After 1981)	b-type (Before 1981)
$Re < 1/120 \text{ rad}$	100	100
$1/120 \text{ rad} \leq Re < 1/60 \text{ rad}$	80	90
$1/60 \text{ rad} \leq Re < 1/45 \text{ rad}$	50	75
$1/45 \text{ rad} \leq Re < 1/30 \text{ rad}$	35	60
$1/30 \text{ rad} \leq Re < 1/20 \text{ rad}$	20	30
$1/20 \text{ rad} \leq Re$	10	10





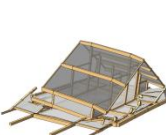
項目 診断評価	層間変形角(rad)と崩壊モード	
	変形角rad	崩壊形式イメージ
無損傷(健全)	$< 1/120$	
小破(軽微)	$< 1/60$	
中破(半壊)	$< 1/30$	
大破(全壊)	$< 1/15$	
倒壊	$\geq 1/15$	

図 4.9.3 崩壊モードと損傷制御設計の概念図 (図 1.1.3 再掲)

#### 4.9.4. 柱脚滑り応答スペクトル法の損傷制御設計と費用対効果

佐藤らは<sup>65)</sup>、木造住宅用耐震補強技術の費用対効果に関する試算に関して報告している。建物費用・家財費用の設定は文献<sup>65)</sup>を参考に試算した。これは平成18年度の統計量を基にしており、消費税5%の時代である。表4.9.3、図4.9.4は消費税8%に併せて調整した数値である（注：現在は10%）。

対象地域は東京、大阪、名古屋、長野、静岡の5地域となっている。建築物価調査会の建築着工データファイル平成18年度計より、それぞれの地域での木造建物の調査対象棟数、延床面積の平均、工事費単価を求め、面積と建築費単価を乗じて対象建物モデルの地域ごとの価格を定めている。家財の価格は1人当たり300万円として計算し、本研究では4人家族、1200万円としている。

佐藤らは実大実験により、層間変形角に応じた地震被害レベルを確認している。費用割合とは新築時に必要な費用に対する補修費用の割合である。被害レベルが大きくなるほど、費用割合が大きくなる。また、軽微の被害であっても、別に復旧状況割合を定めている。例えば、軽微の場合は、96%の建物が補修し、4%の建物が建替えされているものとしており、大破の場合は補修が0%で、100%が建替えされているものとしている。補修費用割合と復旧状況割合を勘案した損傷費用割合となっている。

ところで、軽微の場合の96%であるが、この割合はビニールクロス貼替費用が大勢を占めている。僅かな変形角でも仕上材であるビニールクロスは追従できずにヒビ割れが入ったり破けたりするため、ほとんどの建て主はクロスの貼替を実施する。そのため96%という高い数値となっている。一方、本研究では「貫板壁構法」等であり、ビニールクロスなどの新建材は一切使用していないため、クロス等の貼替費用が皆無となる。この意味に於いても非常にレジリエンスに富んだ構法となっていると考える。

表 4.9.3 層間変形と損傷費用

被害レベル	基準	無被害		一部損傷	半壊	全壊	
	本論	無被害	軽微	小破	中破	大破	倒壊
層間変形角	rad	1/300		1/150	1/30	1/15	1/6
費用割合(%)	補修	0.0	2.0	10.0	50.0	100.0	100.0
	建替	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
復旧状況(%)	補修	96.0	96.0	78.4	37.8	0.0	0.0
	建替	4.0	4.0	21.6	61.3	100.0	100.0
費用	%	4.0	5.9	29.4	80.2	100.0	100.0
建物損傷費(円/m <sup>2</sup> )		9,664	14,303	71,127	193,763	241,600	241,600
家財損傷費(円/m <sup>2</sup> )		2,560	3,789	18,842	51,328	64,000	128,000
建物初期費用		241,600円/m <sup>2</sup> 、家財初期費用 128,000円/m <sup>2</sup>					

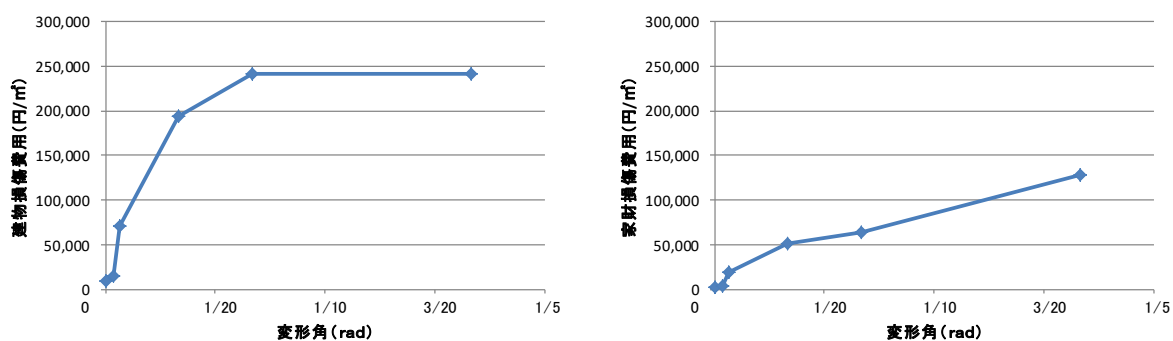


図 4.9.4 応答層間変形角と損傷費用

熊本地震が発生する前に熊本県益城町の市街地に建っていた木造住宅の半分以上は、現在残存していない【日経アーキテクチュア 2018.8.9 号『熊本地震から 2 年、小破の 5 割残存せず』】。これは、日本建築学会が建物の被災状況を調べた益城町内の 2018 年 4 月時点の様子である。

今回の調査で注目しているのは、地震被害が小さい住宅でも残存していない割合が低いことだ。日本建築学会の基準で被害が「軽微」だった住宅の 29%、「小破」だった住宅の 54%が残存していない。軽微と小破は、被害認定で一部損壊に該当する水準である。被害が大きかった住宅は、残存していない割合が当然高い。被害認定で半壊に該当する「中破」とされた住宅は 82%、全壊に該当する「大破」の住宅では 93%に達する。

五十田教授（京都大学）は「被害レベルが小破程度に抑えられていないと、地震後に継続使用されにくいと分かった」と言う。そしてこう続ける。「建築基準法相当の耐震性能で倒壊を免れても、取り壊しを避けるのは困難だということが、改めて確認できた」。

本研究では、高い剛性と靱性に富む「貫板壁構法」「地長押合わせ梁接合」等<sup>56)</sup>、嵌合接合によるめり込み抵抗<sup>38)</sup>を主体とした木造建築物モデルの耐震性を、様々な巨大パルス波形で検証してきた。そして、多様な周波数特性を有する巨大地震動に対して、損傷設計クライテリア 1/60rad 以下を常にクリアし、復旧による補修費用が皆無となり、レジリエンス設計が可能であることを示した。

#### 4.9.5. 熊本地震における『家戻し』の記録

2016 年 4 月の熊本地震発生後、石場建て構法住宅が最大 7cm 滑動し動いたため、元の場所に移動してほしいという依頼が職能集団にあり、人力で動いた家を元に戻した「家戻し」の記録が文献<sup>66)</sup>で紹介されている。本研究では巨大直下型地震動では滑り挙動を許容するため、家を元に戻すことも当然ながら配慮されておらなければならない。文献<sup>66)</sup>

で紹介されている「家戻し」方法は非常に参考になり有益であるため、文献<sup>66)</sup>を一部引用して家を元に戻す方法を示す。

伝統構法に携わる宮大工には、建物ごと持ち上げる『揚げ前』、引っ張ったり押ししたりして位置を戻す『曳き家』、軸組に残留変形があれば傾きを直す『よろび直し、転び直し』など、昔から伝わる「ズレた家を、元に戻す」という技術を持っている。依頼のあった熊本地震で 7cm ズレた伝統構法の家の総重量は 40 トン。大掛かりな重機などを使うことなく、人力で 15 人工×実働一日で家を元に戻した記録である。家を持ち上げ、滑らせて正しい位置に移動し、元に戻す。以上のプロセスを以下に示す。

#### (1) 持ち上げる『揚げ前』

足固め貫にジャッキをかけ揚げ前している様子を図 4.9.5 に示す<sup>66)</sup>。柱同士が足固めで繋がれているため、足固めにジャッキをかければ、家全体を持ち上げることが可能となる。構造体に負担をかけないように、極力多くのジャッキを使って応力を分散し、少しずつ持ち上げる。本研究では柱脚の足元を地長押梁で両側から挟み込んでいるが、雇いホゾで拘束しているだけであるため、雇いホゾを外し 1 階床下にある足固め貫に同様にジャッキを掛ける事が可能となる。さらに、強固なベタ基礎のため反力も充分である。



図 4.9.5 伝統構法住宅の『揚げ前』 (写真：文献<sup>66)</sup>から一部引用)



## (2) 移動して元に戻す『曳き家』

家の総重量は 40 トンもあり、そのままでは人力で動かさない。摩擦係数の小さい材料を柱と礎石との間に挟めば、より小さな力で動かせる。E-ディフェンスでの実大振動台実験で石場建ての試験体を元に戻す時に、摩擦係数が小さい「テフロンシート」が使われた。テフロンシート同士の摩擦係数は 0.04 であり、クーロン摩擦理論に依れば、40 トンの家が、僅か 1.6 トンの力で動く。柱脚とテフロンシートとの間には家の重量が均等に乗るように鉄板を、テフロンシートと礎石との間には、テフロンシートがよれないようにコンパネをセットしている様子を図 4.9.6 に示す<sup>66)</sup>。



図 4.9.6 伝統構法住宅の『曳き家』（写真：文献<sup>66)</sup>から一部引用）

柱脚にワイヤーをかけ、レバーブロックで引っ張れば、動かすことが出来る。それだけでは不十分な場合は、擁壁等の反力壁が存在すれば、ジャッキで押すことも可能である。

本研究では強固なベタ基礎上に石場建て構法を載せているだけなので、ケミカルアンカーも容易に任意の場所に打設可能であり、レバーブロックで引っ張るにしても、それだけ大きな力が掛かるために、反力をとる支点を確保するのが極めて容易となる（図 4.9.7）。

以上の工程にもとづいて、実際に「家戻し」が実施された際の資材・工具一覧を、表 4.9.4 に示す<sup>66)</sup>。

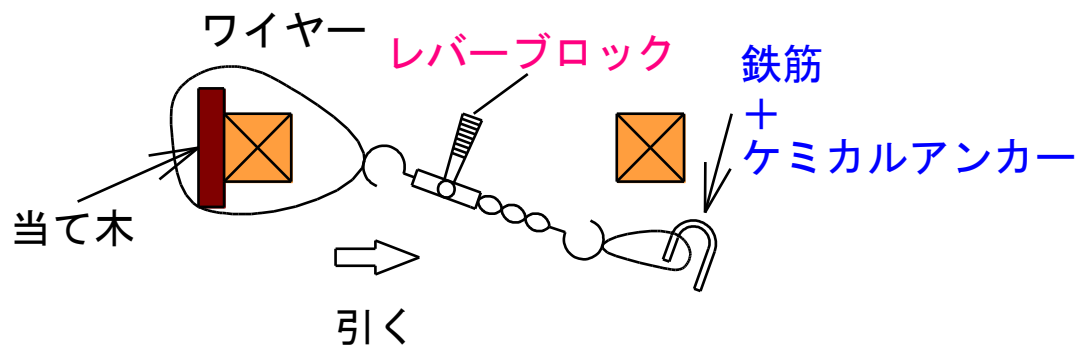


図 4.9.7 伝統構法住宅のレバブロックによる『曳き家』（写真：文献<sup>66)</sup>から一部引用）

表 4.9.4 『家戻し』で使用された資材・工具一覧 (文献<sup>66)</sup>から一部引用)

揚げ前	だるまジャッキ(ねじ式)	65タイプ(H350mm)	15
	だるまジャッキ(油圧)	10トン	4
	爪付きジャッキ	5トン(爪2t H230mm)	14
		10トン(爪5t H300mm)	6
		20トン(爪10t H350mm)	1
曳き家	レバーブロック	0.8トン	4
		1トン	3
		1.6トン	2
	スリング		多数
	台付きワイヤ		多数
	6mmワイヤ		20m
	シャックル	22番(1.5トン)	10
	材木	四寸角 4m	4
		三寸角 4m	3
	ケミカルアンカー	13mm径用 L110mm	8
	鉄筋		
	鉄板	300mm×300mm×3mm	30
	テフロンシート	250mm×250mm×5mm	40
コンパネ	300mm×300mm×12mm	40	

巨大直下型地震動は空白域が 100～150 年程度と言われている。阪神淡路大震災では約 80 年前、熊本地震では約 120 年前に直下型地震動が発生している。主要動は僅か数十秒程度であり、阪神淡路大震災では僅か 17 秒程度の間に 5,500 名近くが亡くなられ、その殆どは倒壊建物による圧死であった。ほんの僅か数十秒をやり過ごせば、これらの悲劇は防ぐことが出来るはずであると思われるが、“基礎と土台を緊結”する現在の工法では基礎に致命的な欠点を有しているため、例え耐震の優等生である長期優良住宅であっても、倒壊してしまうことについては前述したとおりである。

本研究で検証してきた柱脚滑り挙動を有する貫板壁構法等は、様々な巨大地震動においても無損傷であり「損傷制御設計」を可能としている。表 4.9.3 に示した損傷費用の検証においても、無損傷のため家財損傷費は発生するが、建物損傷費は極めて少ない。唯一、建物が滑動して移動することにより、元の場所へ戻す費用が発生する。しかしながら、その費用は数十万程度で済む規模である。実際に熊本地震の際には、僅か「15 人工×実働一日」で家を元に戻している。

建物が数十 cm も移動するような破壊力のある巨大直下型地震動に遭遇する再現期間は

100～150 年周期だと言われている。“基礎と土台を緊結”する現在の工法では、建物が塑性化することにより、すなわち、建物が崩壊・倒壊することにより生命だけは守ろうとする考えに立脚しているが、本研究の柱脚滑り構法では、どのような巨大地震動でも損傷限度以内の変形量であり、滑り移動量は数十 cm 程度、およそ 1m を滑りクリアランス量として確保しておけば、衝突の問題も回避できる構法であり、災害復旧費用は 1 日で人力で済む技術である。経済的損失を考慮しても経済的にも極めて優れた構法であると考えられる。

## 第5章 柱脚滑り挙動を伴う基礎滑り量の推定

### 5.1. 基礎滑り量を考慮した拡張型柱脚滑り応答スペクトル法の提案

#### 5.1.1. 緒言

前章では、地震動による柱脚の滑り量を考慮した最大応答変形性能を正確に再現することを目的として、2階建てモデル、平屋建てモデルおよび部分2階建てモデルの3棟について立体骨組モデルを作成し、様々な入力地震波形により時刻歴応答解析を個別要素法 (Distinct Element Method)<sup>28)</sup> (以下、DEM) で行った<sup>67)</sup>。そして、石場建て柱脚滑り量を考慮した最大応答変形評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」の精度検証を、複数の巨大観測地震波によるDEMと比較し、シミュレーションにより検証した結果を報告した。柱脚滑りのstick-slip運動をクーロン・アモントン摩擦で定式化し、DEMにより、実際の強震記録を用いた数値解析により柱脚滑り量と建物損傷度を検証し、設計法の定式化に繋げる簡易応答計算手法を提案した。

本章では、上部構造の地震動による柱脚の滑り量を考慮した最大応答変形性能の定式化のみならず、柱脚滑り層の柱脚滑りクリアランス量を簡易に算出可能とする、「柱脚滑り応答スペクトル法<sup>67)</sup>」を拡張させた提案手法 $C_{base}$ について報告する<sup>68)</sup>。2階建てモデル、平屋建てモデルおよび部分2階建てモデルの3棟について立体骨組モデルを作成し、様々な入力波により時刻歴応答解析をDEMで行った。そして、観測地震波によるDEMと、限界耐力計算による提案手法 $C_{base}$ との比較を、静的・動的解析の観点からシミュレーションにより検証した。さらに、不規則振動論による簡易柱脚滑り量予測式についてDEMとの比較検証結果を述べる。本章では、本研究で提案する、石場建て柱脚滑り量を考慮した柱脚滑り層の滑りクリアランス量評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」 $C_{base}$ の精度検証を、複数の巨大観測地震波によるDEMと比較し、シミュレーションにより検証する。

#### 5.1.2. 既往の研究

礎石と柱脚の滑りに関する研究は極めて少ない。礎石と柱脚の滑りに関する定量的な検証は専ら、詳細な解析モデルを用いた時刻歴応答解析による研究が大半を占めている<sup>8)</sup>。限界耐力計算等、近似応答解析手法 (準動的耐震設計法) による研究は、筆者らの知る限り、長瀬らによる建物と地盤の動的相互作用を考慮した線形連成モデルにより、基礎滑り量と建物応答の定式化を図った結果が報告されているのみである<sup>51)</sup>。

長瀬らは、建物と地盤の動的相互作用を考慮した線形連成モデルにより、基礎滑り量と建物応答の定式化を図った<sup>51)</sup>。しかしながら、線形連成モデルでは地盤の強非線形性は

考慮されておらず、線形応答を前提とした動的相互作用理論では、柱脚滑り量および基礎滑りに伴う上部構造応答を低減させる定式化は困難であると考えられる。定式化では、建築基準法レベルの人工地震波形である BCJ-L2 波（第 2 種地盤補正）を前提条件とし、応答値が速度一定領域である  $1/30\text{rad}$  以上の大変形領域において、収斂計算で求めようとするものである。速度一定領域を仮定した BCJ-L2 波であれば収斂計算も可能であるが、パルス波形・フリグステップ波形など、複雑な凹凸を示す加速度・変位応答スペクトル（Sa-Sd 曲線）の強震観測地震波では、局所解に落ち込むことを避けながら、所定の許容誤差に収束し、最適な応答値を算出する事は極めて困難であると思慮される。局所的極小値に落ち込み、大局的最小値に収斂しない可能性が高い。

京都市では、京町屋型標準設計法を、「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験」検討委員会による標準設計法案<sup>8)</sup>に準じて指針を策定した<sup>69)</sup>。石場建て形式とした場合、柱脚部の滑動に対する検討を行う必要があり、耐力係数が静摩擦係数 0.6 を上回らないことを確認するとしている。なお、万一滑りが生じた際であっても柱寸法に対して礎石は 50mm（合計 100mm ずつ）大きいため脱落は生じない設計指針としている。

柱脚の移動による上部構造への損傷防止、柱脚が礎石から落下することを防ぐ規定として、柱脚の最大水平移動距離は 200mm と仕様を定めている。根拠は実大振動台実験結果および、時刻歴解析結果から、極めて稀に発生する地震動時の最大水平移動量は 150mm 以下に収まっているためとしている。構造計算により作用せん断力が摩擦係数以下であることを確認。また、構造要素の過補強により滑りが生じることを防ぐために、せん断耐力が地震力算定用重量の 0.4 倍以下となることを確認すれば良いと定めている。

本指針で扱っている摩擦係数は滑り出そうとする時の摩擦係数についてであり、滑り運動をしているときの現象は対象としていない。したがって摩擦係数は「静摩擦係数」となっている。上谷らの論文も柱が礎石上でロッキング運動している時の静摩擦係数に関するものであり、0.6~0.9 の実験結果を得ている<sup>70)</sup>。滑りを前提とした定量的な検証は、詳細な解析モデルを用いた時刻歴応答解析によるべきであり、「動摩擦係数」に関する実験データも不確定なために、本指針では「滑り解析」を扱っていない。新築の設計で限界耐力計算を行う場合は、礎石上の柱は滑らないとして安全性を検証すべきであるとしている。礎石と木材柱の静摩擦係数が 0.6 以上確保できるよう粗めの仕上げ（ビシャン仕上げ）とすることを示している。

本指針は文献<sup>8)</sup>の実大振動台実験結果に準じて策定された。しかしながら、耐力係数が静摩擦係数 0.6 以下の場合は滑らないとしているが、振動台実験で実施された伝統的な湿式の土塗り壁を用いた 2 階建て住宅（図 4.2.2）において、耐力係数が土塗り壁を主体

とした 0.3~0.4 程度の試験体では、BCJ-L2 波加振で平均 10cm 程度、JMA 神戸波加振で平均 20cm 程度柱脚の滑り量が発生している<sup>8)</sup>。耐力係数が礎石と木材柱の静摩擦係数である 0.6 以下であるにも係らず、建築基準法レベルの人工地震波形である BCJ-L2 波でも滑りが発生しており、文献<sup>8)</sup>の実大振動台実験結果に整合していない。昨今の地震活動期における強震動パルス波形では、当然のことながら建築基準法レベルの人工地震波形である BCJ-L2 波以上の滑り量が予想される。

第 4.3 節 (4.3.3) では<sup>67)</sup>、基礎滑り挙動を有する地盤建物連成系応答モデルを、上部構造と基礎の 2 質点非線形系とし、応答推定手法を提唱した。直接基礎が滑動する際に必要となるベースシア係数を計算可能とし、剛構造物と見做せない半剛接合の木造建築物においても、弾塑性応答の推定が可能であることを示した。以上の観点から、本研究では、直接、ベタ基礎のコンクリートの上に直置きした柱脚滑り機構とし、上部構造の必要耐力を伝統的構法により向上させ<sup>67)</sup>、様々な地震波形に対して応答解析可能な、限界耐力計算による「柱脚滑り応答スペクトル法」の提案を行い、柱脚滑り量クリアランス予測式を検証し、滑りクリアランス値の定式化・指針値を提案するものである。

既往の研究では、伝統的木造建築物の耐震性について、時刻歴応答解析による柱脚の滑りを含めて建物全体の変形を解析的に検討した研究例や、立体骨組モデルにより、木造建築物が完全に層崩壊するまでを解析的に追跡した研究例はあるが<sup>8)</sup>、限界耐力計算等、近似応答解析手法（準動的耐震設計法）による様々な強震地震波と、動的解析結果を比較検証した柱脚の滑り量定式化は、これまで解析的には検討された例がない。

### 5.1.3. 拡張型柱脚滑り応答スペクトル法の提案

柱脚滑りが考慮可能な限界耐力計算による一般的な式はない。本研究では、入力逸散効果を定量化し、柱脚滑りが考慮可能な限界耐力計算による柱脚滑りクリアランス量推定式の提案を行う。

第 4.3 節の建物強度、変形量推定式「柱脚滑り応答スペクトル法」理論<sup>67)</sup>を、柱脚滑り層の柱脚滑りクリアランス量の推定適用可能な弾塑性応答解析に発展させた、限界耐力計算による拡張型の「柱脚滑り応答スペクトル法」を提案する。任意の摩擦係数、地震動に対して、柱脚滑りクリアランス量が得られる汎用性の高い手法としている。2 自由度系の柱脚滑り挙動解析モデルの概念図は図 4.3.1 を参照されたい。

基礎が滑っている間は自由振動のため、反転方向において滑り停止直後の建物相対加速度が最大と仮定、即ち基礎滑り停止・建物応答最大時刻が一致する場合の建物応答を検討する。この時の基礎滑り開始時の建物速度  $v_0$  を求める。

$$\text{基礎滑り停止時 } a_{11} = -\mu(1 + \alpha)g - a_{g1}(1 + \alpha) \quad \dots (5.1)$$

$$\text{基礎滑り開始時 } a_{12} = \mu(1 + \alpha)g + C_b v/m_1 - a_{g2}(1 + \alpha) \quad \dots (5.2)$$

ここに；

$\alpha$  : 基礎建物質量比 ( $= \frac{m_2}{m_1}$ )

$m_1$  : 建物質量、 $m_2$  : 基礎質量(ton)

$g$  : 重力加速度(gal)=980

$\mu$  : 柱脚滑り動摩擦係数

$a_{11}$ 、 $a_{12}$  : 建物相対加速度 (基礎滑り停止時、開始時)

$a_{g1}$ 、 $a_{g2}$  : 地表面加速度 (基礎滑り停止時、開始時)

木造建築物の特徴である、石場建て滑りや半剛接合を考慮し、減衰係数 $C_b$ を低減する。自由振動状態では柱脚履歴減衰が上部構造速度応答・減衰 $C_b$ に比例すると仮定する。低減係数を $\beta$ とし、これを $C_b$ に乗じて、 $C_{slip} = C_b\beta$ とおくと、式(5.2)は次のようになる。

$$a_{12} = \mu(1 + \alpha)g + C_{slip}v/m_1 - a_{g2}(1 + \alpha) \quad \dots (5.3)$$

時間比 $\tau = (a_{11} - a_{12})/a_{11}$ 、減衰力の寄与率 $\gamma$ 、固有円振動数 $\omega$ 、基礎固着時間 $T_s = (T_b/4)\tau\gamma$  ( $T_b$  : 1/4 サイクル周期) とし、ここでは柱脚滑り層の等価剛性 $k$ に着目し、 $k = (m_1 + m_2)\omega^2$ とすると、基礎滑り開始時建物速度 $v_0$ は、 $C_{dam} = 2h_{slip}/\omega$ の関係より次のとおりとなる。

$$\begin{aligned} v_0 &= (a_{11} + a_{12}) \cdot \frac{T_s}{2} = \{(a_{g1} + a_{g2})(1 + \alpha) - C_{dam}v_0/m_1\} \frac{\mu g}{a_{g1} + \mu g} \cdot \frac{T_b}{4} \\ &= (a_{g1} + a_{g2})(1 + \alpha) \frac{\mu g}{a_{g1} + \mu g} \cdot \frac{T_b}{4} / (1 + (1 + \alpha)\pi \cdot h_{slip} \frac{\mu g}{a_{g1} + \mu g}) \quad \dots (5.4) \end{aligned}$$

ここで、柱脚滑り時の入力エネルギー (加速度) が最も大きくなる状態を仮定して、柱脚滑り層の最大応答を推定する。

・柱脚滑り速度応答変形寄与率 $X_{base}$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}(m_1 + m_2)v_0^2 &= \frac{1}{2}k_b X_{base}^2 + \frac{\pi}{4}C_b v_0 X_{base} \\ X_{base} &= \frac{v_0}{\omega} \left( \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 h^2} - \left(\frac{\pi}{2}\right) h \right) \quad \dots (5.5) \end{aligned}$$

柱脚滑り時は自由振動状態となり、地震動入力加速度が入力されないため、柱脚滑り層は等価剛性のみでの自由振動状態となるため、式(5.5)は $h = h_{slip}$ となり、式(5.6)となる。

$$X_{base} = \frac{v_0}{\omega} \left( \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 h_{slip}^2} - \left(\frac{\pi}{2}\right) h_{slip} \right) \quad \dots (5.6)$$

$$C_v = \frac{\omega^2}{g} X_{base} \quad \dots (5.7)$$

ここで式(5.7)に式(5.4)、(5.6)を代入すると、速度エネルギーに対応する層せん断力係数寄与分の式(5.8)が得られる。



$$C_v = \frac{\pi\mu\sqrt{1+(\frac{\pi}{2}h_{slip})^2}(1+\alpha)(\frac{ag_1}{\mu g+ag_1})}{1+(1+\alpha)\pi h_{slip}\frac{\mu g}{\mu g+ag_1}} \quad \dots (5.8)$$

具体的計算方法の概略を以下に示す。拡張型「柱脚滑り応答スペクトル法」の概念図を  
 図 5.1.1 に示す<sup>68)</sup>。 $C_{slip}$  は前章を参照されたい<sup>67)</sup>。

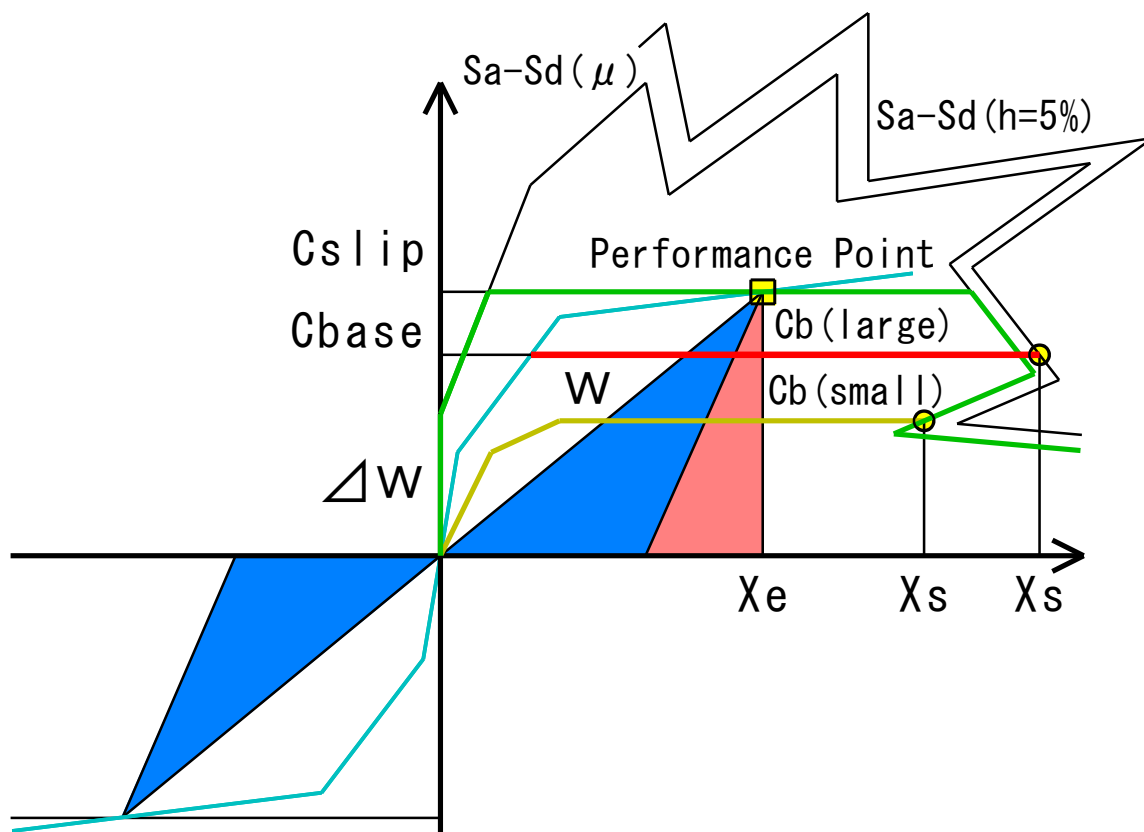


図 5.1.1 拡張型柱脚滑り応答スペクトル法  $C_{base}$  の概念図

**【step0】**

柱脚滑り水平地盤バネとして、Bi-linear 型の剛塑性復元力特性を設定し、「動摩擦係数  $\mu$  × 重力加速度」でカットされた地表面加速度波形を用いて  $Sa-Sd(\mu)$  曲線を作成する。また、減衰定数 5% の  $Sa-Sd(h=5\%)$  曲線も作成する。

**【step1】**

式(5.9)～(5.11)により、柱脚滑りを伴う柱脚滑り層に発生しうる上限のせん断力係数  $C_{base}$  を計算する。 $(a_{g1} = a_{g2} = a_{gmax})$

$$C_k = 0 \quad \dots (5.9)$$

$$C_v = \frac{\pi\mu\sqrt{1+\left(\frac{\pi}{2}h_{slip}\right)^2}(1+\alpha)\left(\frac{a_{gmax}}{\mu g+a_{gmax}}\right)}{1+(1+\alpha)\pi h_{slip}\frac{\mu g}{\mu g+a_{gmax}}} \quad \dots (5.10)$$

$$C_{base} = \sqrt{C_v^2 + C_k^2} \quad \dots (5.11)$$

ここに；

$$h_{slip} = \frac{2}{\pi}\beta = 0.637\beta$$

$a_{gmax}$ ：最大入力加速度(gal)

$g$ ：重力加速度(gal)=980

$\mu$ ：柱脚滑り摩擦係数

$h_{slip}$ ：柱脚滑り摩擦履歴減衰定数

$C_k$ ：層せん断力係数(=0)

$C_v$ ：速度エネルギーに対応する層せん断力係数寄与分

$C_{base}$ ：柱脚滑り時滑り層最大応答層せん断力係数

$\beta$ ：柱脚滑りの減衰パラメータ(=0.25)

#### 【step2】柱脚滑り応答スペクトル法の計算

①Case1：耐力 $C_{base}$ で応答した場合（復元力特性＝大）

【step0】の $S_a-S_d(h=5\%)$ 曲線と【step1】の耐力 $C_{base}$ が交わる応答点を求め、柱脚滑り量最大応答変形 $X_s$ とする。

②Case2：耐力 $C_{base}$ で応答しない場合（復元力特性＝小）

【step0】の $S_a-S_d(\mu)$ 曲線と等価 1 質点系の復元力特性が交わる応答点を求め、柱脚滑り量最大応答変形 $X_s$ とする。

#### 5.1.4. 貫板壁構法モデルでの検証

##### (1) 総 2 階建て・平屋建てモデル

本節では、各種巨大地震波に対する検証を行う。解析モデルは 1 階層崩壊先行モード卓越型の総 2 階建てモデルと平屋建てモデルを最初に検証する。2 階層崩壊先行モードが混在する部分 2 階建てモデルでの検証は次節で言及する。総 2 階建てモデルの外観を図 5.1.2（図 4.3.12 再掲）に、平屋建てモデルの外観を図 5.1.3（図 4.3.21 再掲）に再掲して示す。

振動台実験の際に入力波として用いた BCJ-L2 波を振幅倍率 200%に増幅した BCJ-L2×2 波、JMA 神戸波以外に、兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取波、平成 28 年 4 月 14 日

及び 4 月 16 日に震度 7 が連続で発生した熊本地震を用いた。熊本地震の入力地震動として用いたのは、気象庁で公開されている震度計（益城町役場：観測点名「益城町宮園」、西原村役場：観測点名「西原村小森」）の本震（4 月 16 日）で観測された波形である。以降、「益城町波」、「西原村波」と呼ぶ。以上の巨大地震波形 5 波を用いて解析した。

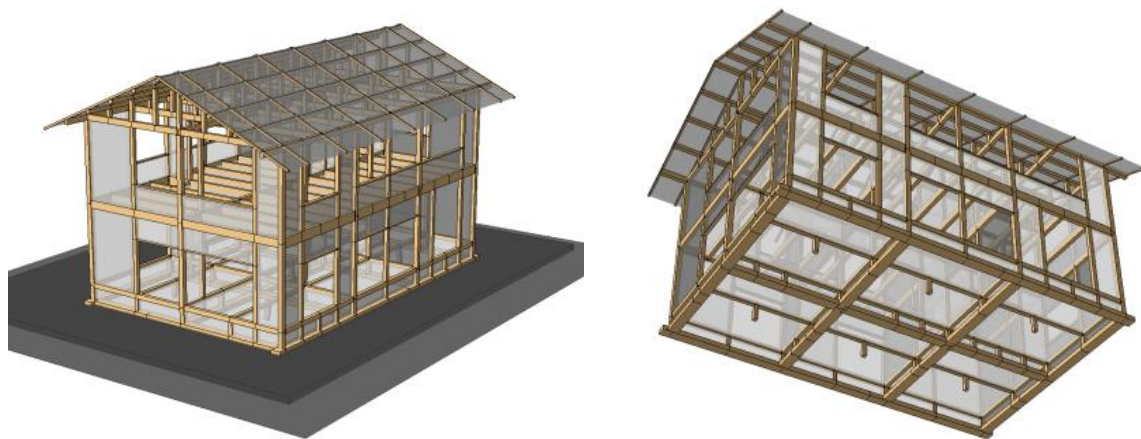


図 5.1.2 貫板壁構法のモデル概要図（図 4.3.12 再掲）

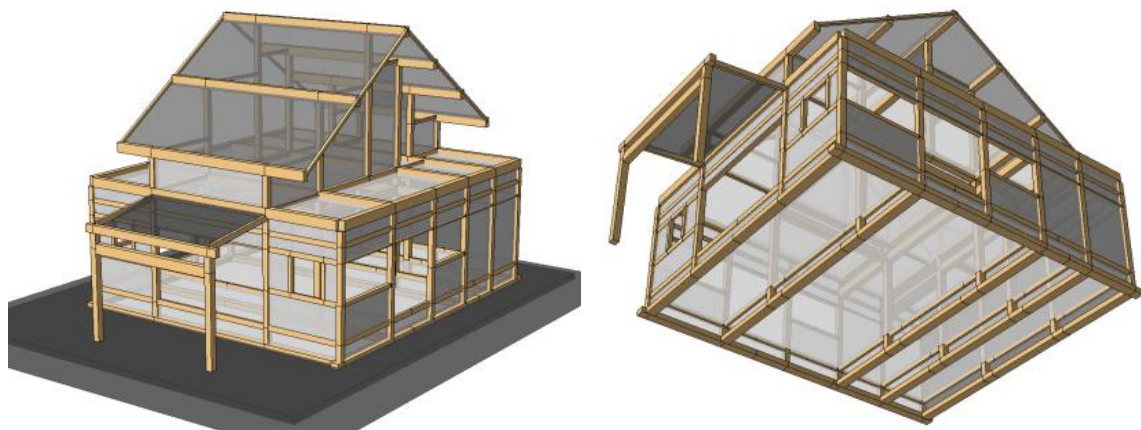


図 5.1.3 貫板壁構法のモデル概要図（図 4.3.21 再掲）

図 5.1.4, 図 5.1.5 に摩擦係数  $\mu = 0.4$  の柱脚滑り応答スペクトル法の計算結果を、表 5.1.1, 表 5.1.2、図 5.1.6, 図 5.1.7 に柱脚滑り応答  $C_{base}$  と DEM との比較結果を、2 階建て、平屋建てモデルの対比として示す。

提案手法である柱脚滑り応答  $C_{base}$  は、地震動に応じた DEM 結果に対して、2 階建て、平屋建てモデルともに概ね比例した値となっており追従した結果となっている。しかしながら、DEM に対する推定値  $C_{base}$  の比率は地震動による違いはあるが、建物種別による顕著な相違はなく、概ね 1~2 倍程度となっている。本論文では、この比率を衝撃係数  $\eta = \text{DEM}/C_{base}$  (Impact factor) として定義する。

衝撃係数  $\eta$  は特に地面と接する柱脚滑り層で顕著に現れている。前章での上部構造の応答最大変形量  $C_{slip}$  では、柱脚滑り層の速度増分寄与率を受けてからの自由振動モードで算出されているため、上部建物応答の整合性は高かった。柱脚滑り応答  $C_{base}$  も自由振動理論から算出しているが、地震動は不規則振動であるため、地震波の衝撃力の影響が強く出ているためと思慮される。特に、阪神淡路大震災の JMA 神戸、JR 鷹取や熊本地震の西原村波では大きな衝撃係数  $\eta$  となっている。一方、BCJ-L2×2 倍は小さな値となっている。益城町波では整合性が 1.0 前後と非常に高くなっている。

提案手法である柱脚滑り応答  $C_{base}$  は、衝撃係数  $\eta$  分だけ DEM との乖離はあるが、その比率は 2 倍以下である。本論文では「柱脚滑り量クライテリア」として 1m を提唱する。本論文で提唱する「柱脚滑り量クライテリア 1m」以下を証明するには、簡略法としては有効性を示しているように考えられる。

柱脚滑り量推定は、これまで定式化の試みも少なく、限界耐力計算での定式化も困難であったが、本提案手法である柱脚滑り応答  $C_{base}$  は概ね推定が可能であると考えられる。

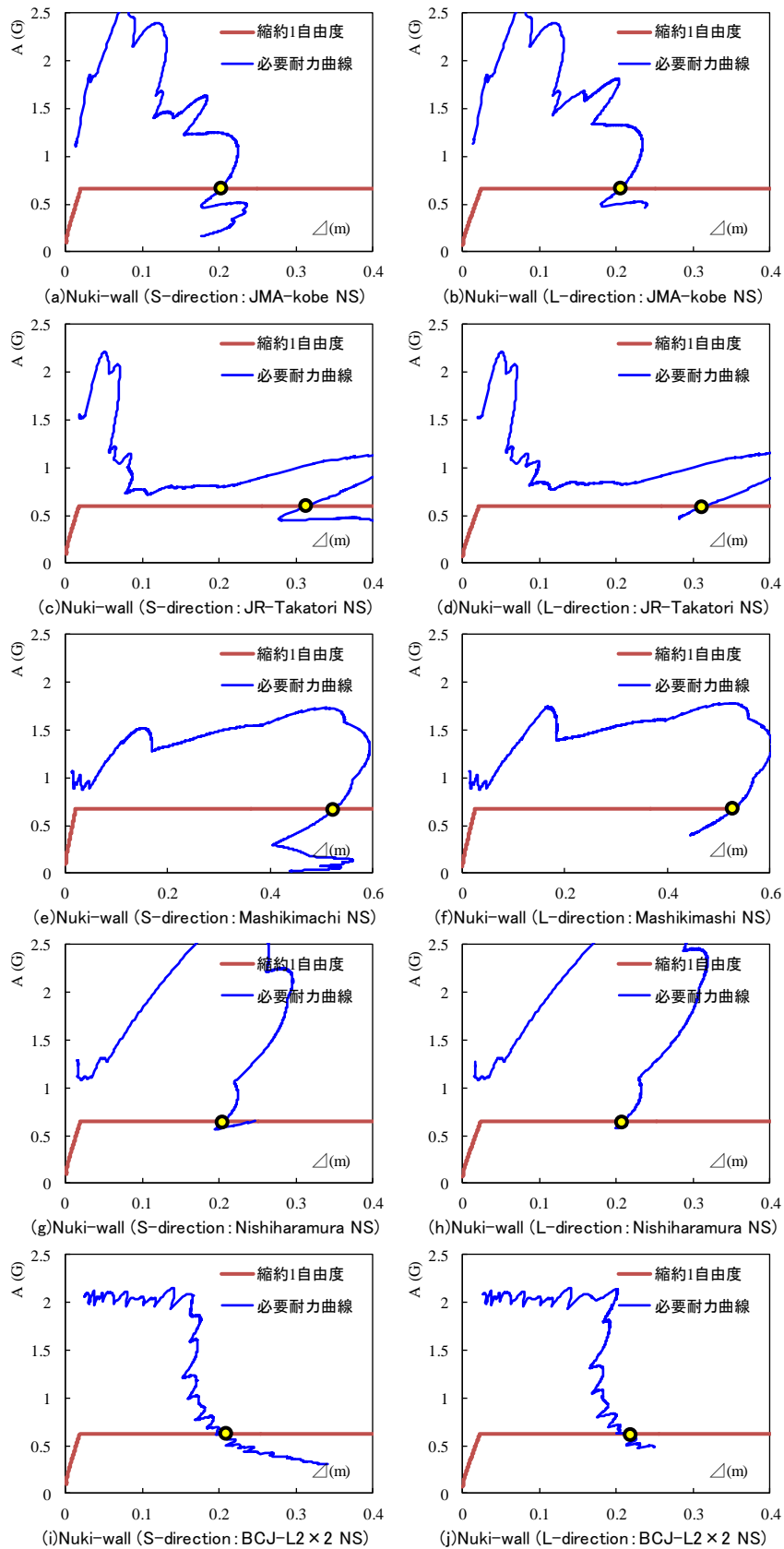


図 5.1.4 柱脚滑り応答 Cbase (総 2 階建て)

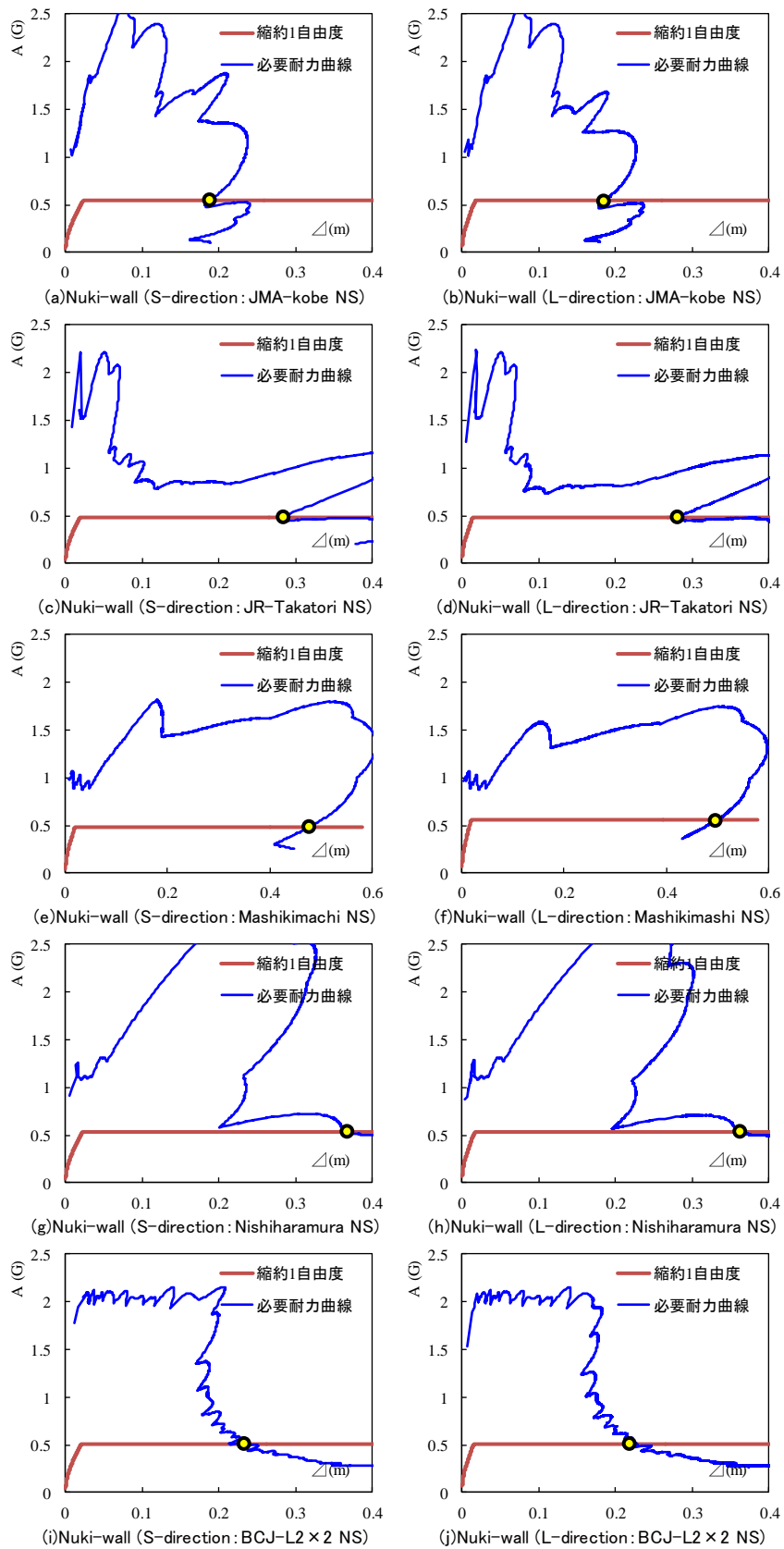


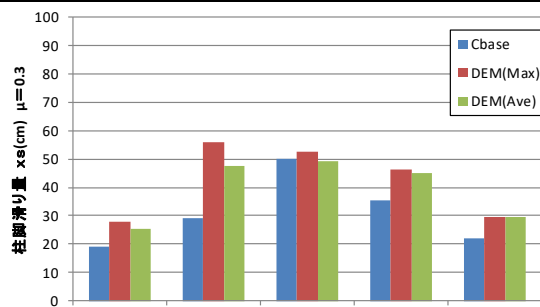
図 5.1.5 柱脚滑り応答  $C_{base}$  (平屋建て)

表 5.1.1 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (2 階建て)

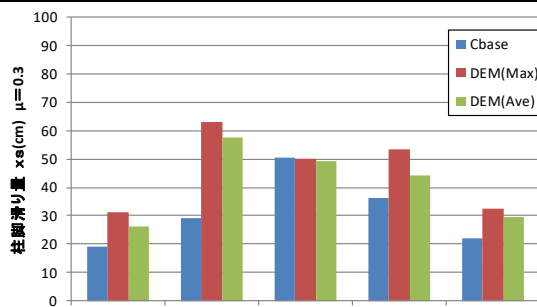
地震波	$\mu = 0.3$	Cbase		DEM				DEM/Cbase				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/X(Cbase)	X(Ave)/X(Cbase)	Y(Max)/Y(Cbase)	Y(Ave)/Y(Cbase)	
JMA神戸	柱脚滑り層	18.98	19.15	27.99	25.55	31.33	26.10	1.47	1.35	1.64	1.36	1.45
JR鷹取	柱脚滑り層	29.12	29.10	55.78	47.70	62.92	57.81	1.92	1.64	2.16	1.99	1.93
熊本・益城町	柱脚滑り層	50.25	50.43	52.76	49.03	50.13	49.12	1.05	0.98	0.99	0.97	1.00
熊本・西原村	柱脚滑り層	35.57	36.07	46.29	45.25	53.49	44.01	1.30	1.27	1.48	1.22	1.32
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	21.99	21.96	29.70	29.62	32.43	29.66	1.35	1.35	1.48	1.35	1.38

地震波	$\mu = 0.4$	Cbase		DEM				DEM/Cbase				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/X(Cbase)	X(Ave)/X(Cbase)	Y(Max)/Y(Cbase)	Y(Ave)/Y(Cbase)	
JMA神戸	柱脚滑り層	20.27	20.58	33.67	31.30	36.92	32.54	1.66	1.54	1.79	1.58	1.65
JR鷹取	柱脚滑り層	31.25	31.14	54.56	46.17	60.04	52.32	1.75	1.48	1.93	1.68	1.71
熊本・益城町	柱脚滑り層	52.34	52.82	44.22	43.36	45.03	44.22	0.84	0.83	0.85	0.84	0.84
熊本・西原村	柱脚滑り層	20.51	20.77	39.27	33.14	47.53	35.91	1.91	1.62	2.29	1.73	1.89
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	20.87	21.9	19.98	19.71	24.28	23.12	0.96	0.94	1.11	1.06	1.02

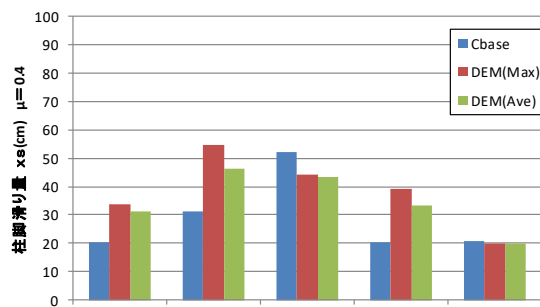
地震波	$\mu = 0.5$	Cbase		DEM				DEM/Cbase				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/X(Cbase)	X(Ave)/X(Cbase)	Y(Max)/Y(Cbase)	Y(Ave)/Y(Cbase)	
JMA神戸	柱脚滑り層	20.92	21.3	34.66	31.52	36.49	27.56	1.66	1.51	1.71	1.29	1.54
JR鷹取	柱脚滑り層	32.74	32.50	36.55	27.19	41.47	34.28	1.12	0.83	1.28	1.05	1.07
熊本・益城町	柱脚滑り層	53.55	54.1	46.34	44.01	35.02	34.76	0.87	0.82	0.65	0.64	0.74
熊本・西原村	柱脚滑り層	21.22	21.55	43.98	27.29	39.46	25.76	2.07	1.29	1.83	1.20	1.60
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	19.73	20.26	13.59	13.35	29.45	27.44	0.69	0.68	1.45	1.35	1.04



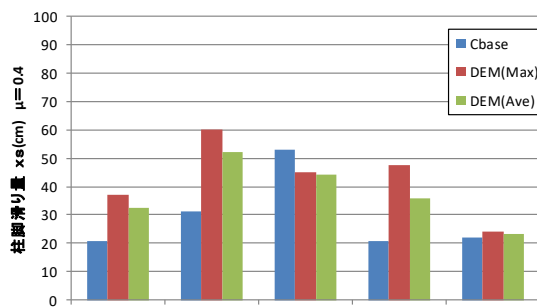
(a)  $\mu = 0.3$  (X-direction: Base slip displacement)



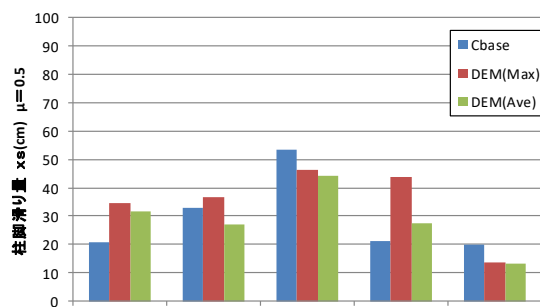
(b)  $\mu = 0.3$  (Y-direction: Base slip displacement)



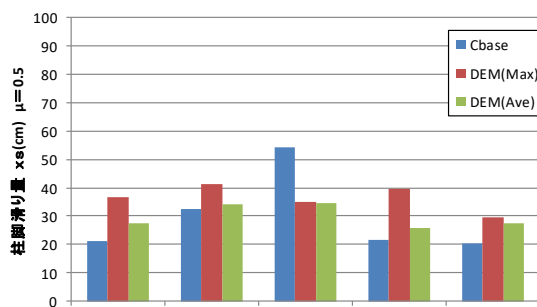
(c)  $\mu = 0.4$  (X-direction: Base slip displacement)



(d)  $\mu = 0.4$  (Y-direction: Base slip displacement)



(e)  $\mu = 0.5$  (X-direction: Base slip displacement)



(f)  $\mu = 0.5$  (Y-direction: Base slip displacement)

図 5.1.6 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (2 階)

表 5.1.2 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (平屋建て)

地震波	$\mu = 0.3$	Cbase		DEM				DEM/Cbase				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/X(Cbase)	X(Ave)/X(Cbase)	Y(Max)/Y(Cbase)	Y(Ave)/Y(Cbase)	
JMA神戸	柱脚滑り層	18.85	17.85	26.02	21.59	26.59	21.65	1.38	1.15	1.49	1.21	1.31
JR鷹取	柱脚滑り層	48.79	40.37	61.37	50.42	67.32	52.43	1.26	1.03	1.67	1.30	1.31
熊本・益城町	柱脚滑り層	45.77	47.13	59.03	53.08	59.08	48.79	1.29	1.16	1.25	1.04	1.18
熊本・西原村	柱脚滑り層	51.16	49.71	50.22	49.2	56.61	56.61	0.98	0.96	1.14	1.14	1.06
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	25.06	23.73	33.79	33.09	37.75	31.04	1.35	1.32	1.59	1.31	1.39

地震波	$\mu = 0.4$	Cbase		DEM				DEM/Cbase				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/X(Cbase)	X(Ave)/X(Cbase)	Y(Max)/Y(Cbase)	Y(Ave)/Y(Cbase)	
JMA神戸	柱脚滑り層	18.93	18.53	30.31	24.08	30.94	24.72	1.60	1.27	1.67	1.33	1.47
JR鷹取	柱脚滑り層	28.42	28.05	65.51	57.63	71.71	59.91	2.31	2.03	2.56	2.14	2.26
熊本・益城町	柱脚滑り層	47.74	49.64	48.83	44.8	51.53	48.00	1.02	0.94	1.04	0.97	0.99
熊本・西原村	柱脚滑り層	36.79	36.27	38.90	35.12	40.75	26.66	1.06	0.95	1.12	0.74	0.97
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	23.25	21.88	17.02	16.08	19.20	16.01	0.73	0.69	0.88	0.73	0.76

地震波	$\mu = 0.5$	Cbase		DEM				DEM/Cbase				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/X(Cbase)	X(Ave)/X(Cbase)	Y(Max)/Y(Cbase)	Y(Ave)/Y(Cbase)	
JMA神戸	柱脚滑り層	19.60	19.40	30.40	23.55	30.60	22.90	1.55	1.20	1.58	1.18	1.38
JR鷹取	柱脚滑り層	29.23	28.83	52.65	45.38	59.52	49.46	1.80	1.55	2.06	1.72	1.78
熊本・益城町	柱脚滑り層	48.76	50.87	46.26	41.05	50.97	47.23	0.95	0.84	1.00	0.93	0.93
熊本・西原村	柱脚滑り層	36.07	35.56	36.49	29.07	33.97	28.13	1.01	0.81	0.96	0.79	0.89
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	22.10	22.1	17.00	16.22	16.82	13.90	0.77	0.73	0.76	0.63	0.72

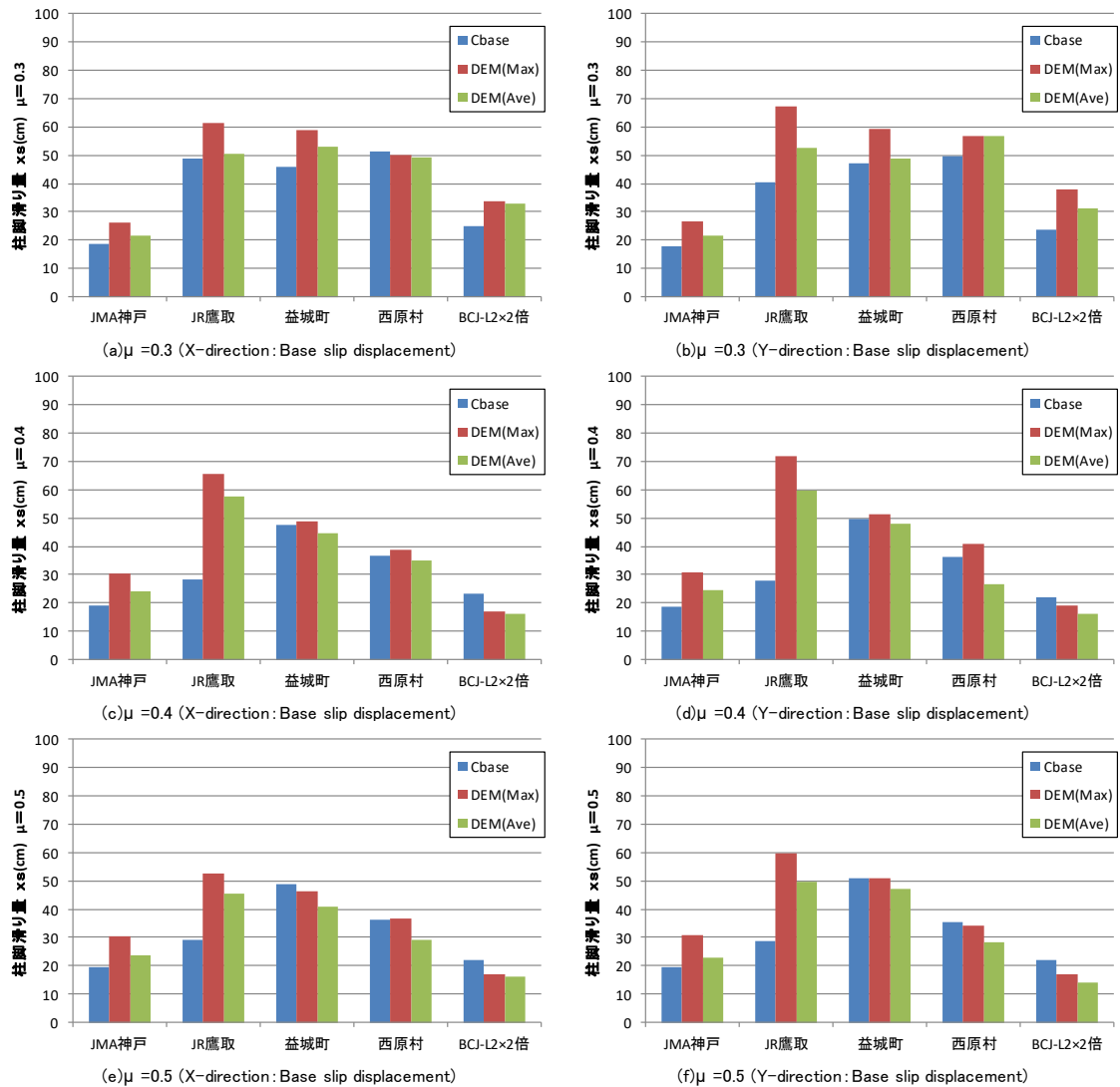


図 5.1.7 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (平屋)



## (2) 部分 2 階建てモデル

1 階層崩壊モードと 2 階層崩壊先行モードが混在する、複雑系を要する部分 2 階建てモデルを検証する。部分 2 階建てモデルの外観を図 5.1.8 (図 4.3.24 再掲) に再掲して示す。

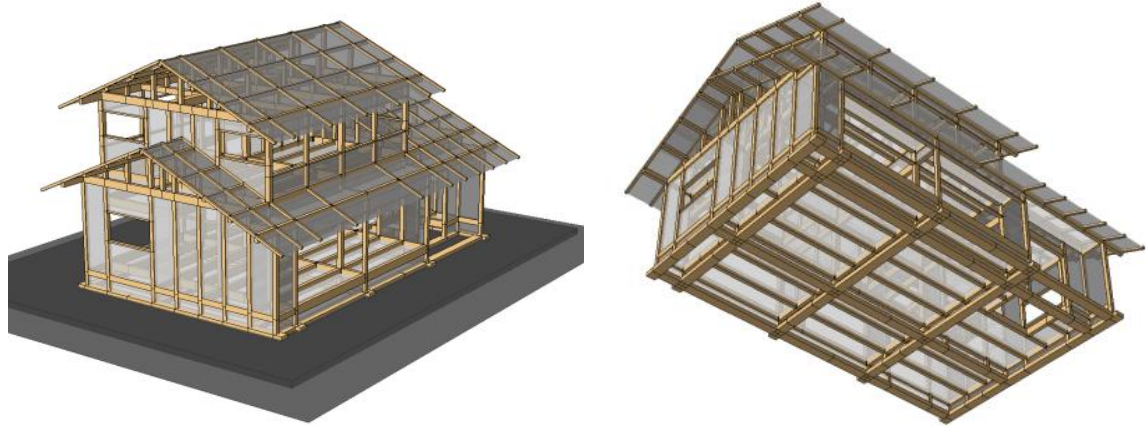


図 5.1.8 貫板壁構法・地長押合わせ梁接合の建物モデル外観 (図 4.3.24 再掲)

図 5.1.9 に不安定な解析モード系である、2 階層崩壊先行モード系 (短辺方向) の摩擦係数  $\mu = 0.4$  における柱脚滑り応答スペクトル法の計算結果を、表 5.1.3、図 5.1.10 に柱脚滑り応答  $C_{base}$  と DEM との比較結果を示す。

提案手法である柱脚滑り応答  $C_{base}$  は、地震動に応じた DEM 結果に対して、部分 2 階建てモデルに概ね比例した値となっており追従した結果となっている。しかしながら、DEM に対する推定値  $C_{base}$  の比率は地震動による違いはあるが、衝撃係数  $\eta$  は、概ね 1~2 倍程度となっている。

衝撃係数  $\eta$  は特に地面と接する柱脚滑り層で顕著に現れている。前章までの上部構造の応答最大変形量  $C_{slip}$  では、柱脚滑り層の速度増分寄与率を受けてからの自由振動モードで算出されているため、上部建物応答の整合性は高かった。柱脚滑り応答  $C_{base}$  も自由振動理論から算出しているが、地震動は不規則振動であるため、地震波の衝撃力の影響が多分に出ているためと思慮される。特に、阪神淡路大震災の JMA 神戸、JR 鷹取や熊本地震の西原村波では大きな衝撃係数  $\eta$  となっている。一方、BCJ-L2×2 倍や益城町波では 1 以下の小さな値となっている。

提案手法である柱脚滑り応答  $C_{base}$  は、衝撃係数  $\eta$  分だけ DEM との相違はあるものの、その比率は 2 倍以下であり、本論文で提案する「柱脚滑り量クライテリア 1m」以下を証明するには、簡略法としては有効性を示しているように考えられる。柱脚滑り量推定は、これまで定式化の試みも少なく、限界耐力計算での定式化も困難であったが、提案手法である柱脚滑り応答  $C_{base}$  は概ね推定が可能であると考えられる。

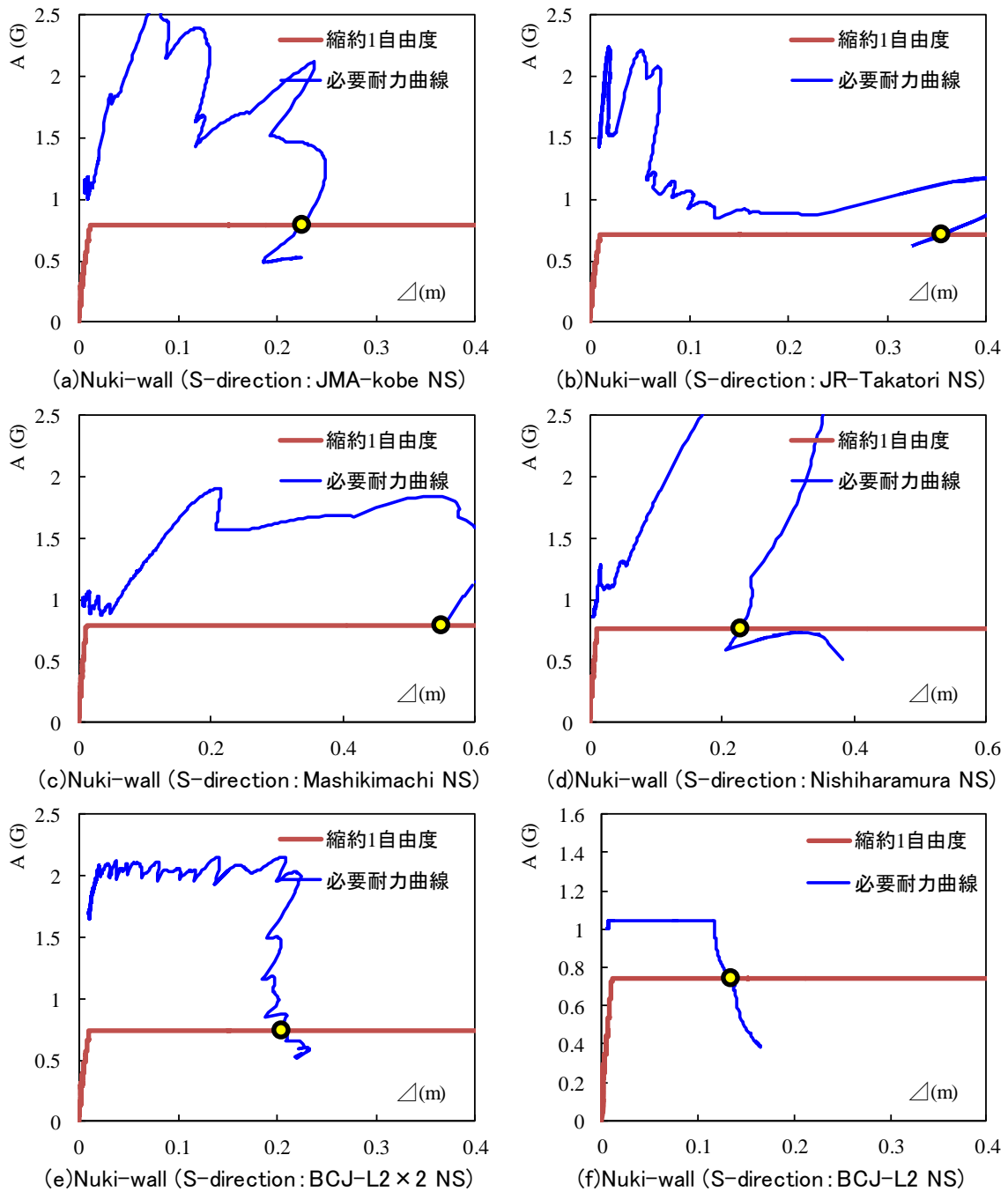


图 5.1.9 柱脚滑り応答 Cbase (部分 2 階建て: 短辺方向)

表 5.1.3 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (部分 2 階建て)

地震波	$\mu = 0.4$	Cbase (cm)	DEM		DEM/Cbase		平均 Ave
			Max (cm)	Ave (cm)	(Max)/(Cbase)	(Ave)/(Cbase)	
JMA神戸	柱脚滑り層	22.55	31.60	30.45	1.40	1.35	1.38
JR鷹取	柱脚滑り層	35.51	50.75	42.65	1.43	1.20	1.32
熊本・益城町	柱脚滑り層	54.83	38.59	37.70	0.70	0.69	0.70
熊本・西原村	柱脚滑り層	22.85	30.61	27.58	1.34	1.21	1.27
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	20.39	15.61	15.13	0.77	0.74	0.75

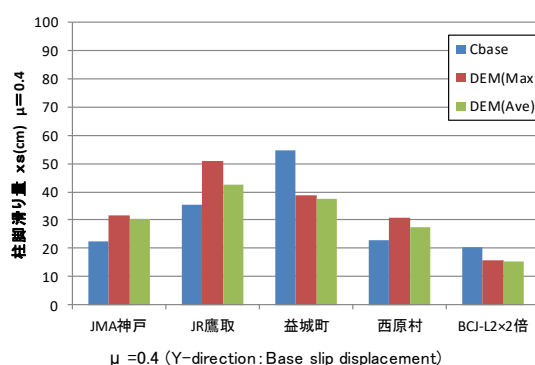


図 5.1.10 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (部分 2 階建て)

### 5.1.5. 摩擦係数の影響と柱脚滑り応答スペクトル法の検証

本節では、各種巨大地震波に対する摩擦係数の違いにより、柱脚滑り応答  $C_{base}$  が極端に変化する場合の考察を行う。

図 5.1.11 に 2 階建てにおける摩擦係数の違いによる柱脚滑り応答スペクトル法の計算結果を示す (左  $\mu = 0.4$ 、右  $\mu = 0.3$  : 西原村波)。

図 5.1.12 に平屋建てにおける摩擦係数の違いによる柱脚滑り応答スペクトル法の計算結果を示す (左  $\mu = 0.4$ 、右  $\mu = 0.3$  : 上段「JR 鷹取」、下段「西原村波」)。

摩擦係数の違いで、柱脚滑り応答  $C_{base}$  が極端に変化する場合の共通点が図 5.1.11、図 5.1.12 から見受けられる。すなわち、地震波形から線形加速度法により作成した  $S_a-S_d(\mu)$  曲線、あるいは  $S_a-S_d(h=5\%)$  曲線において、尖がった領域近傍において応答する場合には、摩擦係数の僅かな相違で  $S_d$  成分が増大するために、柱脚滑り変位量が増大する傾向が伺える。

例えば西原村波における 2 階建ての図 5.1.11 では、柱脚滑り応答  $C_{base}$  の変位量が、約 20cm から約 50cm に増大している。同様に、平屋建ての図 5.1.12 下段でも約 30cm から約 50cm に増大している。

JR 鷹取波における 2 階建ての場合は顕著な差は見受けられなかった。これは  $S_a-S_d(h=5\%)$  曲線において、尖がった領域近傍において応答しない場合であったためと思慮される。一方、図 5.1.12 上段では、柱脚滑り応答  $C_{base}$  の変位量が、約 30cm から約 50cm

に増大している。

DEM 解析では 100Hz という極めて短い周期により、速度波依存によるクーロン摩擦理論で柱脚滑り量を計算している。一方、限界耐力計算では速度エネルギーを柱脚滑り時における自由振動理論から計算している。柱脚滑り応答  $C_{base}$  において、 $S_a$ - $S_d$  曲線の尖がった領域近傍における応答の問題が明らかとなり考察を加えた。

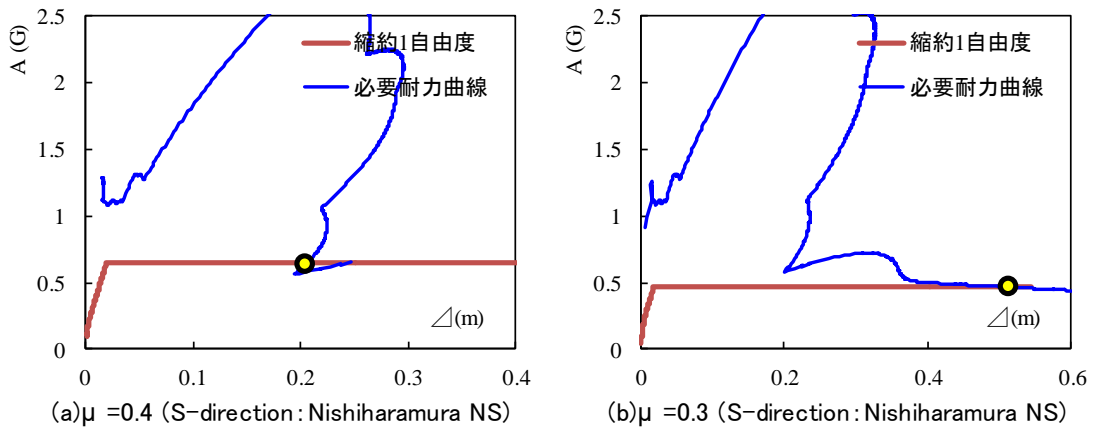


図 5.1.11  $C_{base}$  (左  $\mu 0.4$  右  $\mu 0.3$ ) 2 階建て

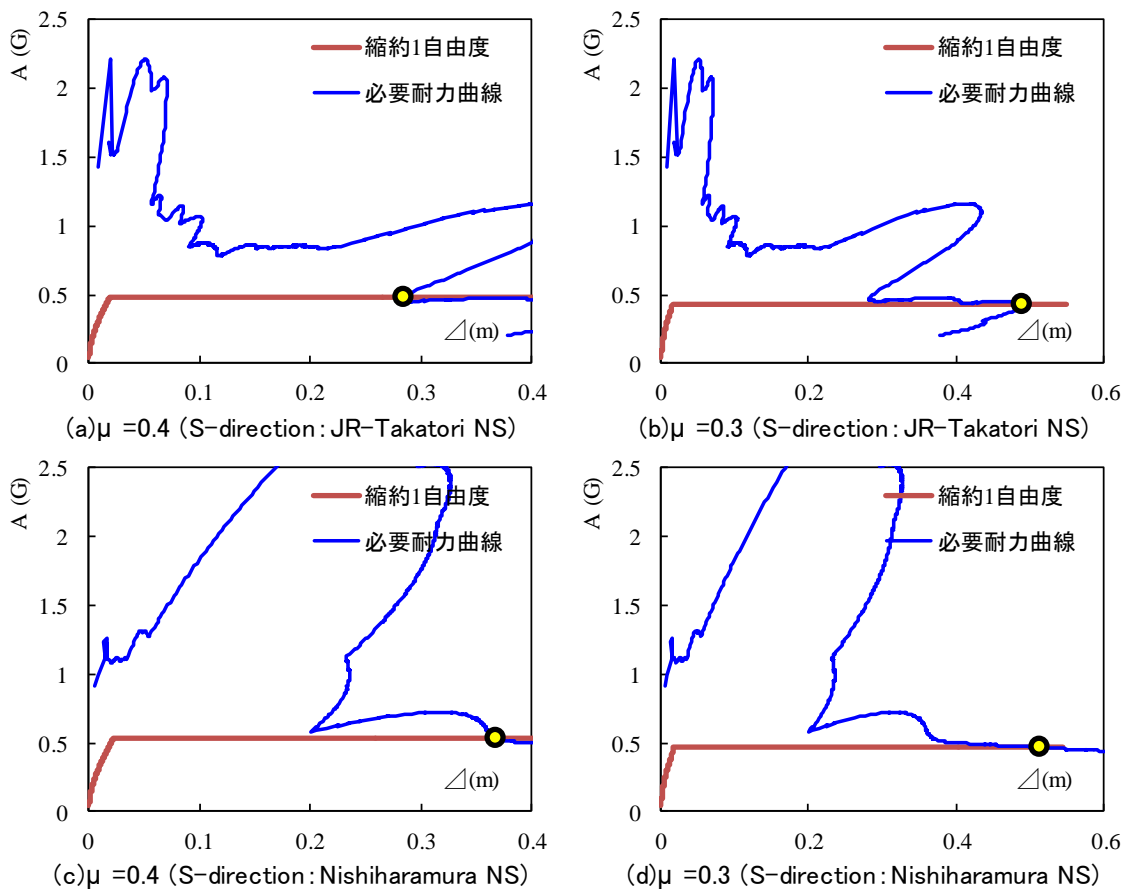


図 5.1.12  $C_{base}$  (左  $\mu 0.4$  右  $\mu 0.3$ ) 平屋建て

### 5.1.6. 実大振動台 E-defence と柱脚滑り応答スペクトル法の検証

図 5.1.13 に、伝統的な湿式の土塗り壁を用いた伝統構法による 2 階建て住宅のモデル概要図（図 4.2.2 再掲）を示す。大きな偏心のある壁配置となっている。

実大振動台実験で検証された土塗り壁 2 階建て伝統木造住宅に、JMA 神戸波を加震した場合の、柱脚滑り応答スペクトル法  $C_{base}$  の計算結果を図 5.1.14 に示す。また、表 5.1.4、図 5.1.15 には  $C_{base}$ 、DEM、E-defence の柱脚滑り量の最大値を比較して示す。図の黒細線（凡例なし）は基礎固定時の Sa-Sd 曲線（ $\eta=5\%$ ）である。

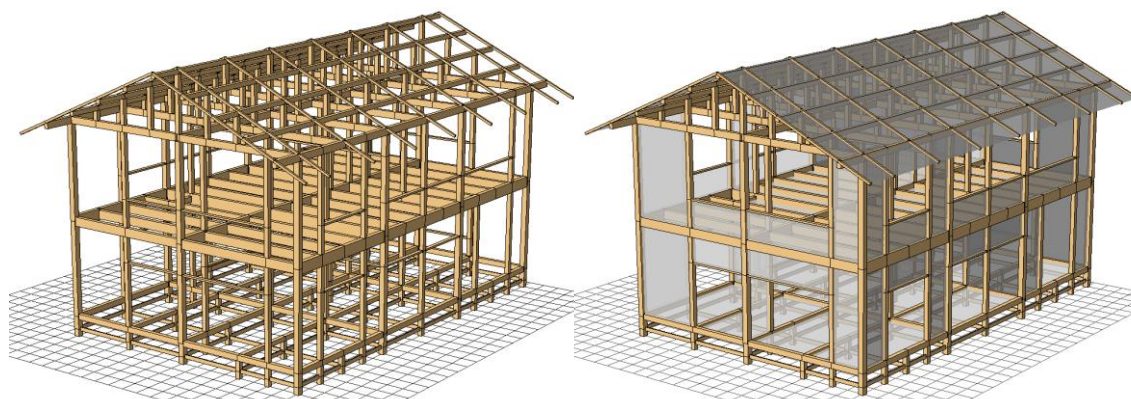


図 5.1.13 土壁構法のモデル概要図（図 4.2.2 再掲）

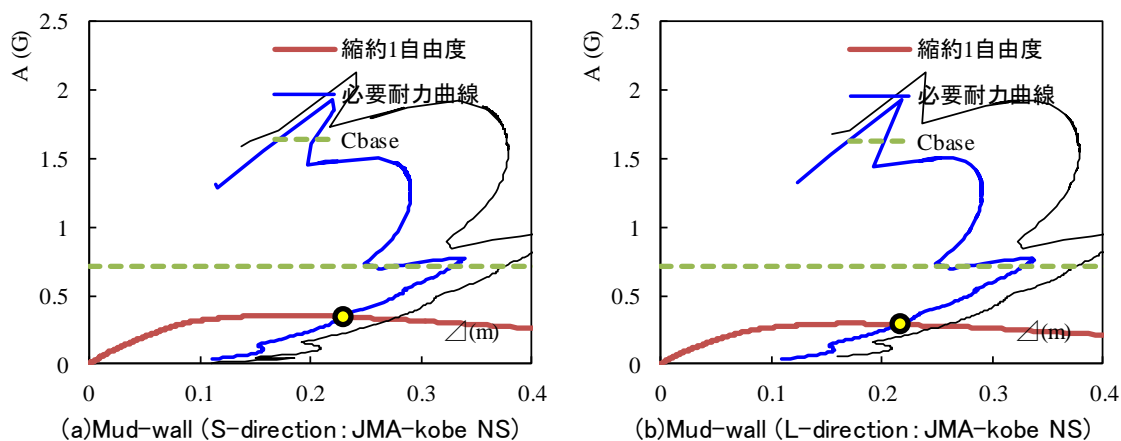


図 5.1.14 柱脚滑り応答  $C_{base}$  と E-defence (2 階建て)

表 5.1.4 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (E-defence)

地震波	$\mu = 0.4$	Cbase	DEM		E-defence		DEM/Cbase			E-defence/Cbase		
		Y (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	Y(Max)/Y(Cbase)	Y(Ave)/Y(Cbase)	平均 Ave	Y(Max)/Y(Cbase)	Y(Ave)/Y(Cbase)	平均 Ave
JMA神戸	柱脚滑り層	21.78	26.85	13.35	19.54	10.04	1.23	0.61	0.92	0.90	0.46	0.68

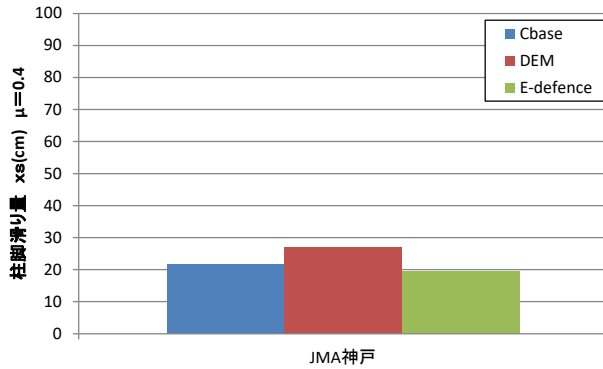


図 5.1.15 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (E-defence)

図 5.1.14 および図 5.1.1 で示したとおり、復元力特性が乏しい土壁構法は、柱脚滑り応答スペクトル係数  $C_{base}$  とは応答せず、 $S_a-S_d(\mu)$  曲線と応答している。既報<sup>67)</sup>と同様に、上部構造の応答最大変形量  $C_{slip}$  でも、土壁のような耐力係数が小さな復元力特性を有する構造体は、 $C_{slip}$  とは応答せず、 $S_a-S_d(\mu)$  曲線と応答している。 $C_{slip}$  および  $C_{base}$  で応答する建物は、耐力係数が高く滑り発生しやすい構造体であるといえる。図中の  $C_{base}$  (破線) より低い位置に復元力特性があり、滑りによる上部構造の応答低減効果が乏しいことが伺える。

本提案手法である柱脚滑り応答スペクトル法の特徴は、 $C_{slip}$  および  $C_{base}$  を検討することで、動的解析を実施せずとも建物の滑り効果に伴う上部構造の応答と、柱脚滑り量が簡易に計算できることである。従来には存在しなかった新しい実務的な手法であると考えられる。

表 5.1.4、図 5.1.15 に示された  $C_{base}$ 、DEM、E-defence 柱脚滑り量の最大値比較より、上部構造解析時の  $C_{slip}$  同様に、 $C_{base}$  とは応答せず、 $S_a-S_d(\mu)$  曲線と応答している場合は、実大振動台実験結果との整合性が高い。

以上より、上部構造解析時の  $C_{slip}$ 、下部構造の柱脚滑り層  $C_{base}$  と応答する場合は、パルス波形の不規則振動による衝撃力の複雑さが影響し、乖離を示すものと思慮される。

## 5.2. 不規則振動理論による柱脚滑り量予測式の提案

### 5.2.1. 不規則振動と柱脚滑りの特徴量

提案手法である柱脚滑り応答 $C_{base}$ は、地震動に応じた DEM 結果に対して、2 階建て、平屋建てモデルともに概ね比例した値となっており追従した結果となったが、衝撃係数 $\eta = DEM/C_{base}$  (Impact factor)の比率分だけ乖離が生じ、概ね 1~2 倍程度となっている。本節では、この要因を不規則振動理論に基づき検討を加える。

図 5.2.1 に各種地震動における 2 階建てモデル ( $\mu = 0.4$ ) の最大柱脚滑り量を時刻歴波形で示す。図より BCJ-L2 波以外の強震パルス波形では、一度の一撃の滑り量が顕著であり、この 1 回の滑り量で最大滑り量が決定されている傾向が伺える。一方、建築基準法で定める人工地震波の BCJ-L2 波では、最大滑り量が最大値を何度も繰り返し、明らかに強震パルス波形と特徴が異なる。

図 5.2.2 (a)に全ての時刻歴における入力加速度を降順に並べ替えた尖度分布を示す。パルス波形では最大入力加速度近傍で度数分布が明らかに鋭角を示し、鋭い尖度分布となり、非常に最大入力加速度が卓越した波形であることがわかる。図 5.2.1 の最大柱脚滑り量を時刻歴波形から考察しても明らかのように、1 回のパルスの波形が滑り量を決定していると考えられる。このような地震波では最大入力加速度のみを仮定した応答推定手法では、一定の周期帯を除いて推定値の誤差が大きくなる可能性が高いと考えられる。逆に BCJ-L2 波は最大加速度付近の分布が平坦であり、予測精度が比較的高くなることが予想される。表 5.1.1, 表 5.1.2, 図 5.1.6, 図 5.1.7 に示した柱脚滑り応答 $C_{base}$ と DEM との比較結果は、如実にその特徴的傾向、不規則振動の複雑さを示していると思慮される。

図 5.2.2 (b)に全ての時刻歴における入力加速度のパワースペクトル密度関数 PSD (Power Spectral Density) を示す。PSD は地震動のエネルギーを示す指標である。図より周波数 1Hz 付近では熊本地震・益城町波が卓越しており、JR 鷹取波が続く。また、長周期帯分布領域である 0.1~1Hz においては、永久変位 2m を観測したフリングステップ波形の熊本地震・西原村波が非常に卓越している。免震・制振・超高層など長周期地震動の影響が強い構造物には非常に影響の強い波形を示している。一方、BCJ-L2 波は 1~10Hz のみ卓越しており、パルス波形とは明らかに違った特徴を示している。

以上、不規則振動理論に基づく特徴的要素を考察した。次節では不規則振動論に基づく特徴要素から、柱脚滑り量について考察を加え検証する。

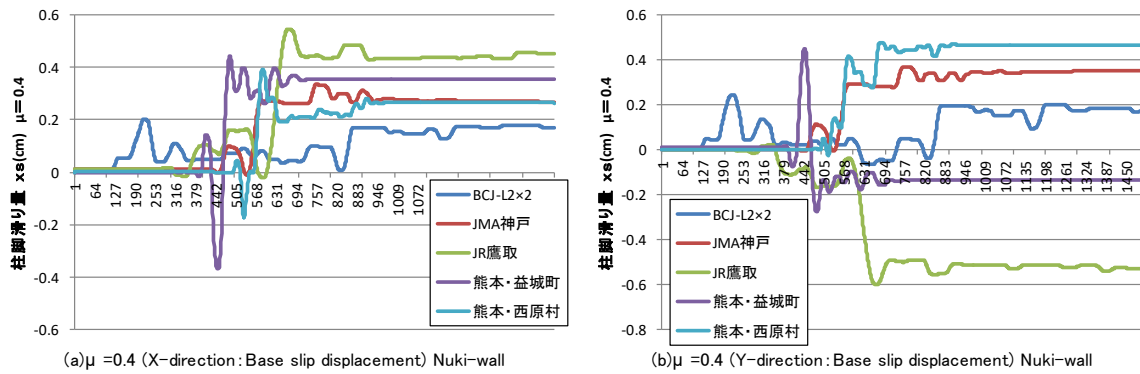


図 5.2.1 地震波種別による最大柱脚滑り量（総 2 階建て）

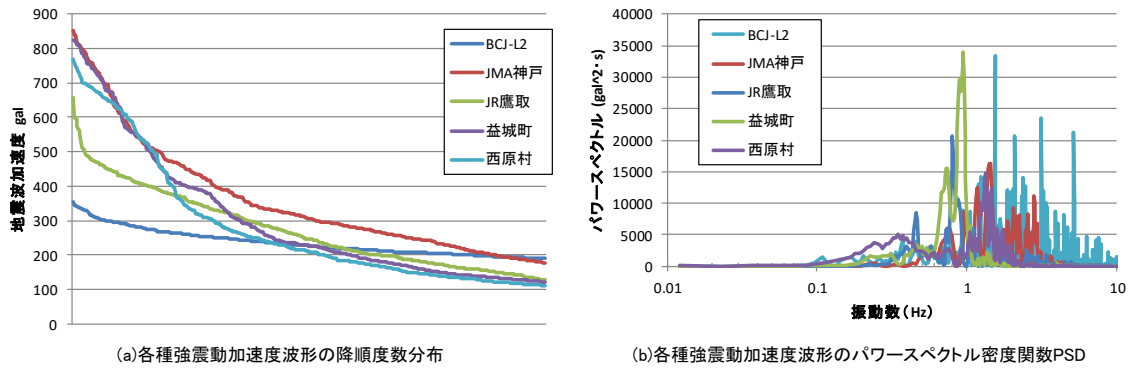


図 5.2.2 不規則振動の特徴量とパワースペクトル密度 PSD

### 5.2.2. 不規則振動論による剛体モデル簡易柱脚滑り量予測式の検証

五十嵐は土木分野において、ケーソン等の剛体バネ滑りモデルについて、不規則振動論を用いて次のような理論解を示している<sup>71)</sup>。

$$S = \frac{A}{A_c} \exp\left(-\frac{A_c^2}{B}\right) \quad \dots (5.12)$$

$$A = \frac{s_0 \omega_v v_{rms}^2}{2\pi} \left( \alpha_v + \frac{\pi}{2} \sqrt{1 - \alpha_v^2} \right) \quad \dots (5.13)$$

$$B = 2a_{rms}^2 \quad \dots (5.14)$$

ここに；

$S$ ：滑り量       $A_c$ ：滑り限界加速度

$s_0$ ：強震継続時間、 $a_{rms}$ ：2乗平均加速度

$v_{rms}$ ：2乗平均速度、 $\omega_v$ ：速度中心振動数

$\alpha_v$ ：バンド幅指数

これらは、加速度時刻歴のパワースペクトル密度関数 $S(\omega)$ の  $i$  次モーメント $\lambda_i$ から次のように計算される。

$$\lambda_i \equiv \int_{-\infty}^{\infty} \omega^i S(\omega) d\omega \quad \dots (5.15)$$



$$\alpha_{rms}^2 = \lambda_0 \quad , \quad v_{rms}^2 = \lambda_{-2} \quad \dots \quad (5.16)$$

$$\omega_v = \sqrt{\frac{\lambda_0}{\lambda_{-2}}} \quad , \quad \alpha_v = \frac{\lambda_0}{\sqrt{\lambda_{-2}\lambda_2}} = \frac{\omega_v}{\omega_a} \quad \dots \quad (5.17)$$

ここで、式(5.13)の A のバンド幅に依存する項を除くと、単位質量あたりの全振動エネルギー K が得られる。

$$K = \frac{s_0 \omega_v v_{rms}^2}{2\pi} \quad \dots \quad (5.18)$$

これは、平均振動エネルギーに繰返し回数  $N_v = s_0 \omega_v / \pi$  を乗じた形をしている。従って式(5.12)は、全振動エネルギーの何割が滑りによって失われるかを示すと解釈される<sup>71)</sup>。

以上より、1回の滑り量の最大値は、繰返し回数を  $N_v = 1$  とした次式となる。

$$S = \frac{v_{rms}^2}{2} (\alpha_v + \frac{\pi}{2} \sqrt{1 - \alpha_v^2}) \quad \dots \quad (5.19)$$

これは、パルス波形の1回の滑り量は、速度波形に不規則振動のバンド幅係数を乗じた形と解釈可能である。

バンド幅指数  $\alpha_v$  は 0~1 の値となり、 $\alpha_v$  から定義されるバンド幅係数  $\eta = (\alpha_v + \frac{\pi}{2} \sqrt{1 - \alpha_v^2})$  は 1~1.86 の値となる<sup>71)</sup>。これは前節で示した比率、衝撃係数  $\eta = DEM/C_{base}$  (Impact factor) の倍率 1~2 と符号する。すなわち、 $C_{base}$  は滑り速度運動エネルギー  $C_v$  のみを用いて計算しており、運動エネルギーに衝撃係数  $\eta$  を乗じた形態は、不規則振動理論から導き出された式(5.19)を示しているといえる。この意味からも提案手法である  $C_{base}$  は妥当性があると思慮される。

ここで区分分割法による解析解の形態を考慮すると、滑り量のガウス分布に基づいた統計量として次式を得る<sup>71)</sup>。

$$X = \frac{\sqrt{N}V^2}{3\mu A} \quad \dots \quad (5.20)$$

五十嵐は日本で観測された、1956年~1978年の約50回の強震加速度記録172波を運動方程式に入力し、統計的解析により式(5.20)を基本とする回帰式を示した。しかしながら、地震活動の静穏期における観測データに基づく帰納的モデルの領域、即ち内挿範囲に関しては有効であるが、昨今の強震動記録波形に対する外挿範囲領域の予測滑り量値は、大きな乖離が生じると思慮される。

本研究では、式(5.20)が滑り量の期待値であるとし、期待値に不規則振動論から得られる尖度（乖離範囲）のバンド幅係数  $\eta$  を乗じた式(5.21)が剛体バネの滑り量であると仮定し、式(5.21)を簡易滑り量予測式として提案する。1回の滑り量のため  $N=1$  となり、さらに不規則振動のバンド幅係数を考慮した次式が、剛体滑り量となる。

$$x_s = \frac{V^2}{3\mu A} (\alpha_v + \frac{\pi}{2} \sqrt{1 - \alpha_v^2}) \quad \dots \quad (5.21)$$

滑り量の統計量は、上式から明らかなように、入力地震動の速度過程および変位過程に強く依存している。この意味でも、入力加速度過程の性質だけに着目する従来の方法だけでは不十分である<sup>71)</sup>。

式(5.21)は(最大速度) $V^2$ /(最大加速度) $A$ =(最大変位) $D$ の次元を持ち、「特性変位」と定義されている<sup>71)</sup>。すなわち、不規則振動論に基づいた剛体バネモデルの滑り量は、特性変位 $D$ にバンド幅係数 $\eta$ (1~1.86)を乗じた形であり、これはすなわち、提案手法である $C_{base}$ に衝撃係数 $\eta$ (1~2)を乗じた式と整合している。

本論文では、特性変位算出や時刻歴応答解析には、加速度波形を文献<sup>48)</sup>による方法により変位波形に変換して、波形の主要な領域 30 秒間を抽出し、入力地震波として用いた。基線補正を実施しない場合、永久変位 2m を観測したフリングステップ波形の熊本地震・西原村波等において、特性変位が大きく乖離するためである。

#### (1) 総 2 階建て・平屋建てモデル

表 5.2.1, 表 5.2.2, 図 5.2.3, 図 5.2.4 に式(5.21)により得られた柱脚滑り量 $x_s$ と DEM との比較結果を示す。提案手法である柱脚滑り応答 $C_{base}$ で検証した表 5.1.1, 表 5.1.2, 図 5.1.6, 図 5.1.7 と同様な傾向の結果が得られている。表 5.2.3 および図 5.2.5 に $x_s$ 、DEM、E-defence の柱脚滑り量の最大値を比較して示す。上部構造解析時の $C_{slip}$ 同様に、 $C_{base}$ とは応答せず、 $S_a$ - $S_d(\mu)$ 曲線と応答している場合は振動台実験値との整合性が高かった。 $C_{slip}$ 同様に、 $C_{base}$ と応答する場合、パルス波形の不規則振動による衝撃力の複雑さが影響されるためであると思慮される。

設計初期段階における柱脚滑り量の概算として、建物を剛体と見做し、式(5.21)を使って簡易に滑り量を検証することも可能である。しかしながら、式(5.21)は上部構造を剛体と仮定しているため、建物の上部・下部構造重量比に応じた滑り量が得られない。一方、提案手法である柱脚滑り応答 $C_{base}$ は、上部・下部構造に応じた滑り量が得られる点が大きな相違点である。

柱脚滑り応答 $C_{base}$ に対しては衝撃係数 $\eta = DEM/C_{base}$  を乗じていたが、バンド幅係数を乗じるには整合性が乏しい。これは剛体バネモデルとして滑り量を算出する場合と、上部構造の基礎建物質量比等も考慮した柱脚滑り応答 $C_{base}$ の相違であると考えられる。

表 5.2.1 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (2 階建て)

地震波	$\mu = 0.3$	D* $\eta$ / 3 $\mu$		DEM				DEM/D* $\eta$ / 3 $\mu$				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	X(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	
JMA神戸	柱脚滑り層	21.33	21.33	27.99	25.55	31.33	26.10	1.31	1.20	1.47	1.22	1.30
JR鷹取	柱脚滑り層	41.23	41.23	55.78	47.70	62.92	57.81	1.35	1.16	1.53	1.40	1.36
熊本・益城町	柱脚滑り層	73.86	73.86	52.76	49.03	50.13	49.12	0.71	0.66	0.68	0.67	0.68
熊本・西原村	柱脚滑り層	39.85	39.85	46.29	45.25	53.49	44.01	1.16	1.14	1.34	1.10	1.19
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	22.53	22.53	29.70	29.62	32.43	29.66	1.32	1.31	1.44	1.32	1.35

地震波	$\mu = 0.4$	D* $\eta$ / 3 $\mu$		DEM				DEM/D* $\eta$ / 3 $\mu$				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	X(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	
JMA神戸	柱脚滑り層	16.00	16.00	33.67	31.30	36.92	32.54	2.10	1.96	2.31	2.03	2.10
JR鷹取	柱脚滑り層	30.92	30.92	54.56	46.17	60.04	52.32	1.76	1.49	1.94	1.69	1.72
熊本・益城町	柱脚滑り層	55.40	55.40	44.22	43.36	45.03	44.22	0.80	0.78	0.81	0.80	0.80
熊本・西原村	柱脚滑り層	29.89	29.89	39.27	33.14	47.53	35.91	1.31	1.11	1.59	1.20	1.30
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	16.90	16.90	19.98	19.71	24.28	23.12	1.18	1.17	1.44	1.37	1.29

地震波	$\mu = 0.5$	D* $\eta$ / 3 $\mu$		DEM				DEM/D* $\eta$ / 3 $\mu$				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	X(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	
JMA神戸	柱脚滑り層	12.80	12.80	34.66	31.52	36.49	27.56	2.71	2.46	2.85	2.15	2.54
JR鷹取	柱脚滑り層	24.74	24.74	36.55	27.19	41.47	34.28	1.48	1.10	1.68	1.39	1.41
熊本・益城町	柱脚滑り層	44.32	44.32	46.34	44.01	35.02	34.76	1.05	0.99	0.79	0.78	0.90
熊本・西原村	柱脚滑り層	23.91	23.91	43.98	27.29	39.46	25.76	1.84	1.14	1.65	1.08	1.43
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	13.52	13.52	13.59	13.35	29.45	27.44	1.01	0.99	2.18	2.03	1.55

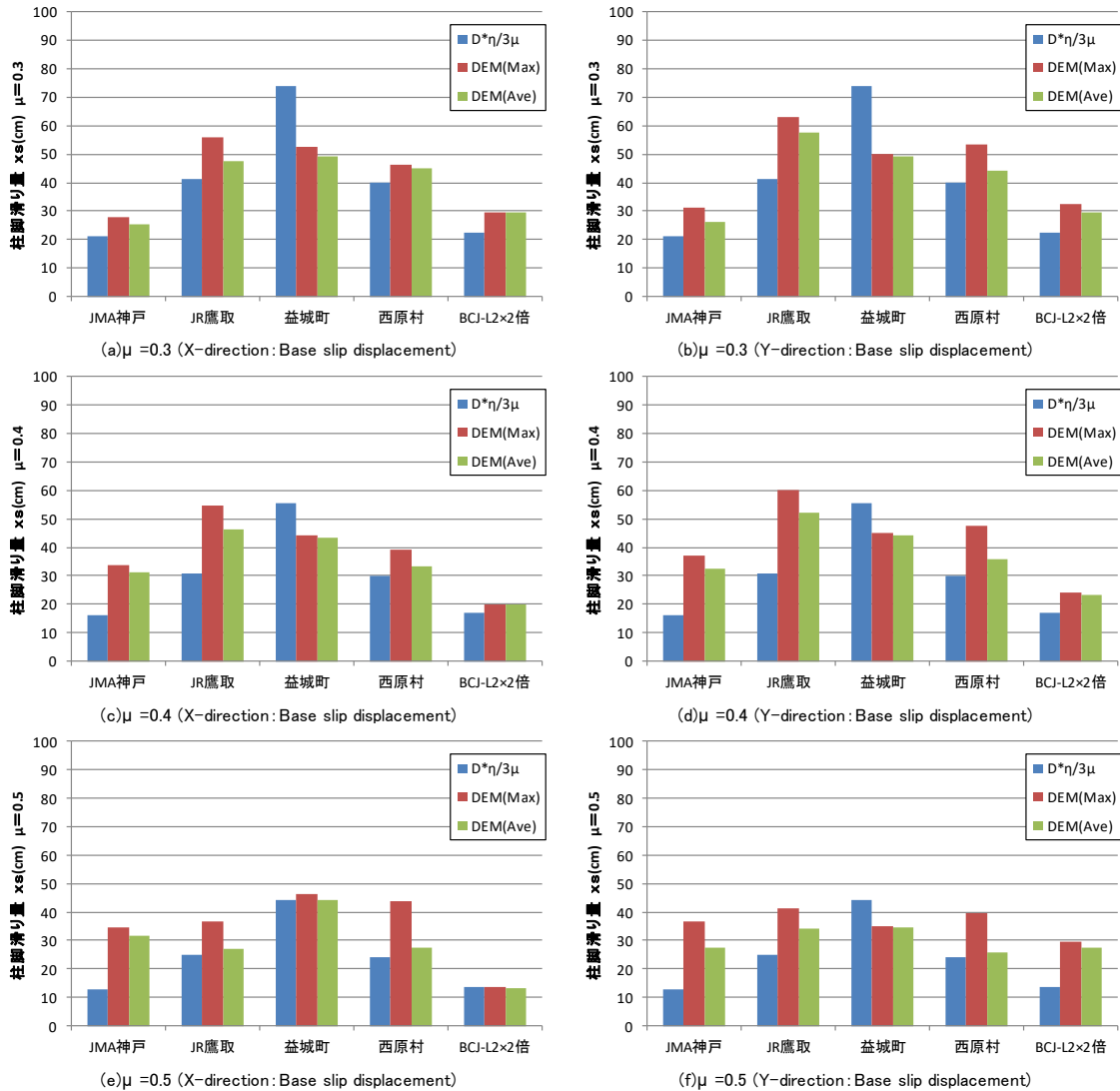


図 5.2.3 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (2 階)

表 5.2.2 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (平屋建て)

地震波	$\mu = 0.3$	D* $\eta$ / 3 $\mu$		DEM				DEM/D* $\eta$ / 3 $\mu$				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	X(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	
JMA神戸	柱脚滑り層	21.33	21.33	26.02	21.59	26.59	21.65	1.22	1.01	1.25	1.02	1.12
JR鷹取	柱脚滑り層	41.23	41.23	61.37	50.42	67.32	52.43	1.49	1.22	1.63	1.27	1.40
熊本・益城町	柱脚滑り層	73.86	73.86	59.03	53.08	59.08	48.79	0.80	0.72	0.80	0.66	0.74
熊本・西原村	柱脚滑り層	39.85	39.85	50.22	49.2	56.61	56.61	1.26	1.23	1.42	1.42	1.33
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	22.53	22.53	33.79	33.09	37.75	31.04	1.50	1.47	1.68	1.38	1.51

地震波	$\mu = 0.4$	D* $\eta$ / 3 $\mu$		DEM				DEM/D* $\eta$ / 3 $\mu$				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	X(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	
JMA神戸	柱脚滑り層	16.00	16.00	30.31	24.08	30.94	24.72	1.89	1.51	1.93	1.55	1.72
JR鷹取	柱脚滑り層	30.92	30.92	65.51	57.63	71.71	59.91	2.12	1.86	2.32	1.94	2.06
熊本・益城町	柱脚滑り層	55.40	55.40	48.83	44.8	51.53	48.00	0.88	0.81	0.93	0.87	0.87
熊本・西原村	柱脚滑り層	29.89	29.89	38.90	35.12	40.75	26.66	1.30	1.18	1.36	0.89	1.18
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	16.90	16.90	17.02	16.08	19.20	16.01	1.01	0.95	1.14	0.95	1.01

地震波	$\mu = 0.5$	D* $\eta$ / 3 $\mu$		DEM				DEM/D* $\eta$ / 3 $\mu$				平均 Ave
		X (cm)	Y (cm)	X(Max) (cm)	X(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	X(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	X(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Max)/D $\eta$ / 3 $\mu$	Y(Ave)/D $\eta$ / 3 $\mu$	
JMA神戸	柱脚滑り層	12.80	12.80	30.40	23.55	30.60	22.90	2.38	1.84	2.39	1.79	2.10
JR鷹取	柱脚滑り層	24.74	24.74	52.65	45.38	59.52	49.46	2.13	1.83	2.41	2.00	2.09
熊本・益城町	柱脚滑り層	44.32	44.32	46.26	41.05	50.97	47.23	1.04	0.93	1.15	1.07	1.05
熊本・西原村	柱脚滑り層	23.91	23.91	36.49	29.07	33.97	28.13	1.53	1.22	1.42	1.18	1.33
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	13.52	13.52	17.00	16.22	16.82	13.90	1.26	1.20	1.24	1.03	1.18

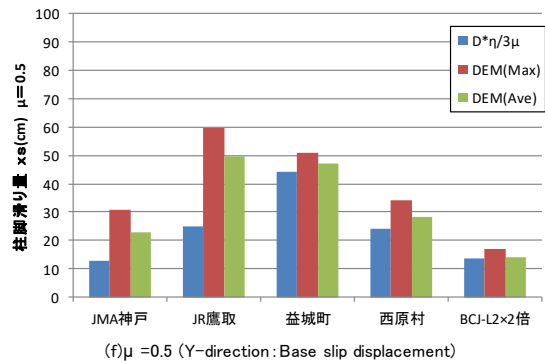
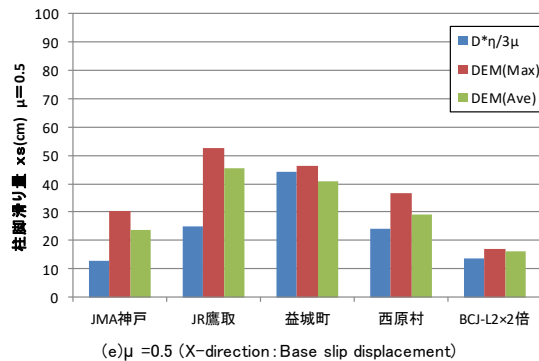
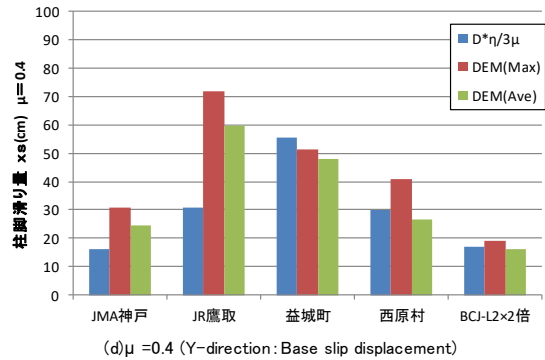
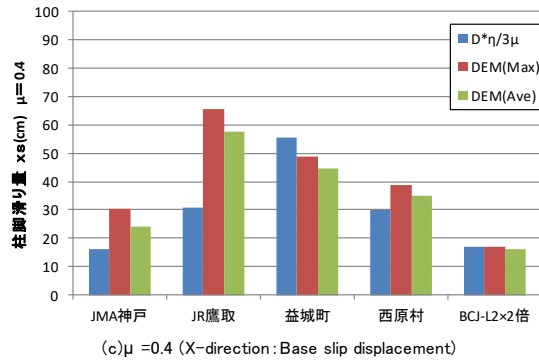
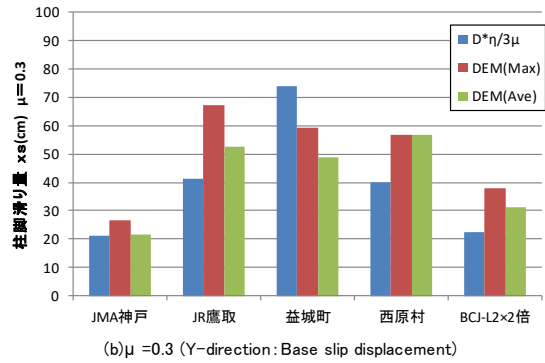
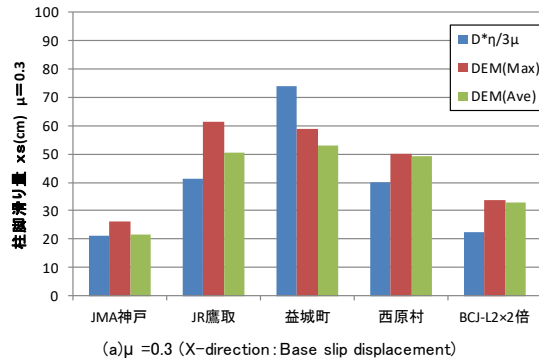
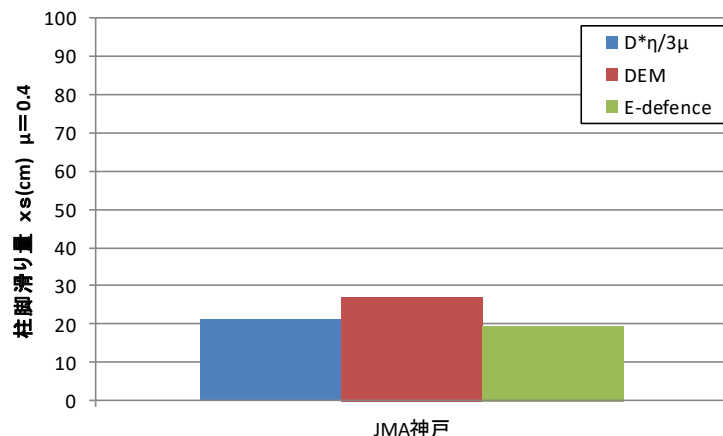


図 5.2.4 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (平屋)

表 5.2.3 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (E-defence) (DEM・E-defence・ $D\eta/3\mu$ )

地震波	$\mu = 0.4$	$D*\eta / 3\mu$ Y (cm)	DEM		E-defence		DEM/ $D*\eta / 3\mu$		E-defence/ $D*\eta / 3\mu$			
			Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	Y(Max) (cm)	Y(Ave) (cm)	Y(Max)/ $D*\eta / 3\mu$	Y(Ave)/ $D*\eta / 3\mu$	平均 Ave	Y(Max)/ $D*\eta / 3\mu$	Y(Ave)/ $D*\eta / 3\mu$	平均 Ave
JMA神戸	柱脚滑り層	21.33	26.85	13.35	19.54	10.04	1.26	0.63	0.94	0.92	0.47	0.69



(a)  $\mu = 0.4$  (S-direction: Base slip displacement)

図 5.2.5 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (E-defence)

表 5.2.4 不規則振動の特徴量

	JMA神戸	JR鷹取	熊本・益城町	熊本・西原村	BCJ-L2
バンド幅指数 $\alpha_v$	0.638	0.683	0.713	0.725	0.882
衝撃係数 $\eta$	1.848	1.830	1.814	1.807	1.622
尖度(kurtosis)	2.179	1.543	5.349	5.489	1.534
歪度(skewness)	1.482	0.164	0.771	0.906	1.822
t(sec)	10	15	15	15	60

表 5.2.4 に不規則振動の特徴量を示す。分散より高次の 3,4 次モーメントに相当する統計量として、スキューネス(歪度)とクルトシス(尖度)がある。歪度は分布のずれを、尖度は正規分布からの形状のずれを表している。強震波形の主要動を t として見積もった場合の歪度と尖度を計算したところ、パルス波形は 1 以上の値を示し、不規則性が著しい波形であることが理解できる。特に BCJ-L2 波では明確な主要動時間が不明のため、60 秒で計算しているが、それ以外のパルス波形では主要動 10~15 秒であっても凌駕した数値となっている。BCJ-L2 波では 10 秒程度では 1 以下の数値となり、不規則性には乏しいことが伺える。

歪度の方では、JMA 神戸波と BCJ-L2 波の分布のずれが大きい。これは一方向に偏って揺れを増幅しやすい波形であること示す。柱脚滑りリサージュ図からも、歪度に応じた分布図となっている<sup>67)</sup>。実務的には衝撃係数  $\eta$  を 1.6~1.8 程度の値を使用しても妥当であると思慮される。

## (2) 部分2階建てモデル

提案手法である柱脚滑り応答 $C_{base}$ は、地震動に応じたDEM結果に対して、部分2階建てモデルでも概ね比例した値となっており追従した結果となったが、衝撃係数 $\eta = DEM/C_{base}$  (Impact factor)の比率分だけ差異が生じ、概ね1~2倍程度となっている。本節では、この原因を不規則振動理論に基づき検討を加える。

表5.2.5、図5.2.7(b)に式(5.27)により得られた柱脚滑り量 $x_s$ とDEMとの比較結果を、前節の $C_{base}$ で検証した表5.1.3、図5.1.10「図5.2.7(a)として再掲載」と比較して示す。提案手法である柱脚滑り応答 $C_{base}$ で検証した結果と同様な傾向が得られている。

設計初期段階における柱脚滑り量の概算として、建物を剛体と見做し、式(5.27)を使って簡易に滑り量を検証することも可能である。しかしながら、式(5.27)は上部構造を剛体と仮定しているため、建物の重量比に応じた滑り量が得られない。一方、提案手法である柱脚滑り応答 $C_{base}$ は、上部構造に応じた滑り量が得られる点が相違点である。

柱脚滑り応答 $C_{base}$ に対しては衝撃係数 $\eta = DEM/C_{base}$ を乗じていたが、バンド幅係数を乗じるには整合性が乏しい。これは剛体バネモデルとして滑り量を算出する場合と、上部構造の基礎建物質量比等も考慮した柱脚滑り応答 $C_{base}$ の相違であると考えられる。

1・2階層崩壊先行モードが混在する複雑な振動系に対して検証した。基礎滑り量に関しては提案手法である $C_{base}$ に衝撃係数 $\eta$ (1~2)を乗じた倍率程度の乖離が生じた。基礎滑り量に関しては最大クリアランスを設定した方が妥当であると思慮され、本研究では1mとすることを提案する。

表5.2.5 柱脚滑り応答 $C_{base}$ とDEM(部分2階建て)

地震波	$\mu = 0.4$	$C_{base}$ (cm)	$D*\eta / 3\mu$ (cm)	DEM		DEM/ $C_{base}$		DEM/ $D*\eta / 3\mu$		平均 Ave
				Max (cm)	Ave (cm)	(Max)/ ( $C_{base}$ )	(Ave)/ ( $C_{base}$ )	(Max)/ ( $D*\eta / 3\mu$ )	(Ave)/ ( $D*\eta / 3\mu$ )	
JMA神戸	柱脚滑り層	22.55	16.00	31.60	30.45	1.40	1.35	1.98	1.90	1.66
JR鷹取	柱脚滑り層	35.51	30.92	50.75	42.65	1.43	1.20	1.64	1.38	1.41
熊本・益城町	柱脚滑り層	54.83	55.40	38.59	37.70	0.70	0.69	0.70	0.68	0.69
熊本・西原村	柱脚滑り層	22.85	29.89	30.61	27.58	1.34	1.21	1.02	0.92	1.12
BCJ-L2×2倍	柱脚滑り層	20.39	16.90	15.61	15.13	0.77	0.74	0.92	0.90	0.83

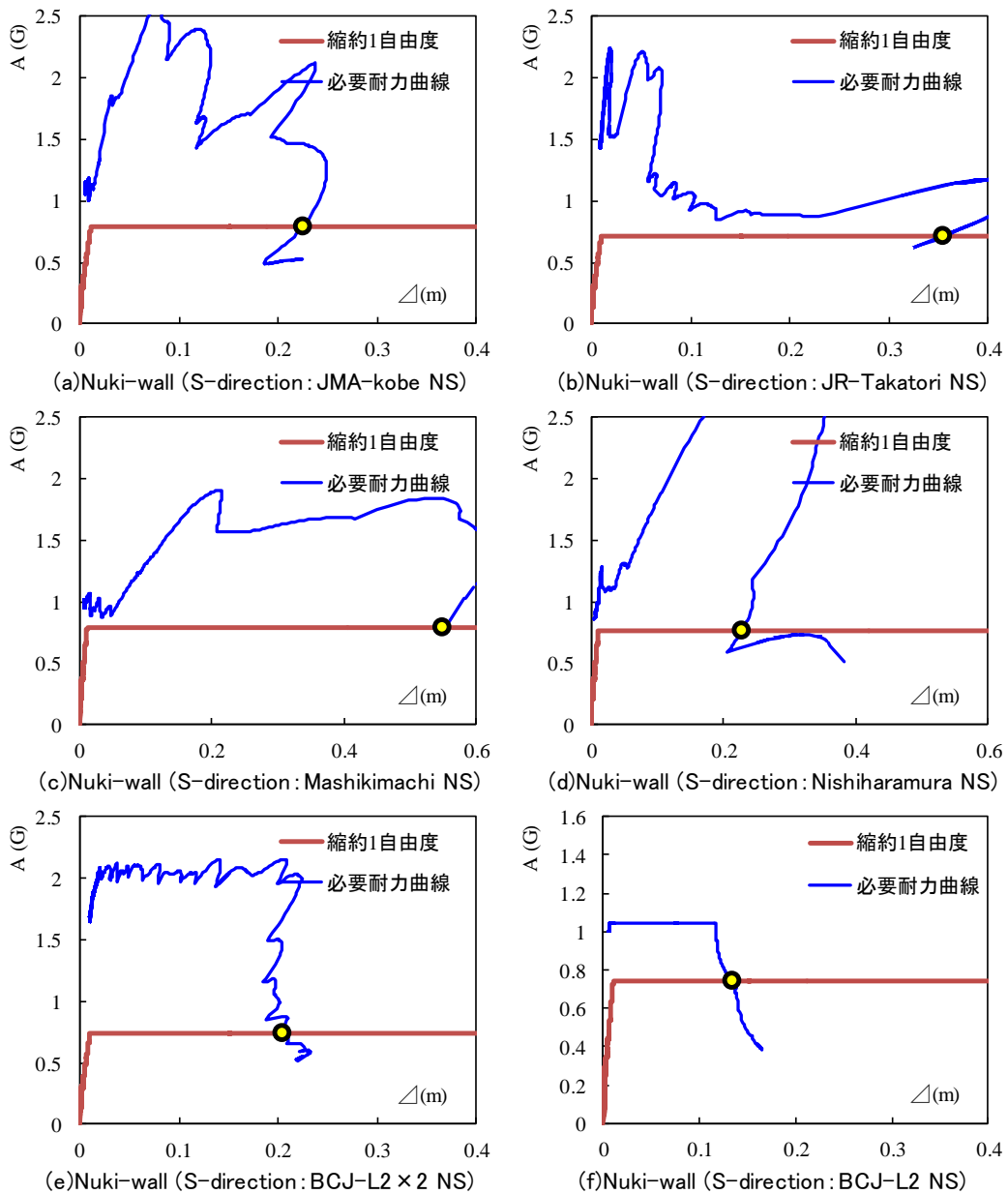


図 5.2.6 柱脚滑り応答 Cbase (部分 2 階建て: 短辺方向)

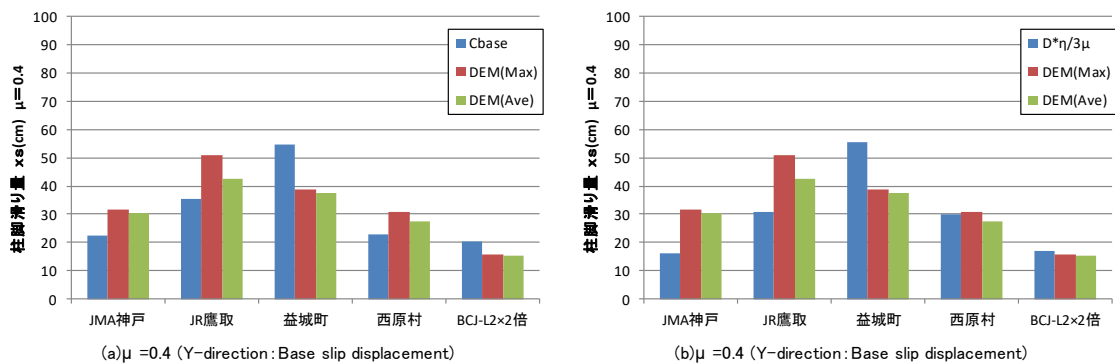


図 5.2.7 柱脚滑り応答 Cbase と DEM (部分 2 階建て)

### 5.2.3. 摩擦係数以下の地震波形の場合の $C_{base}$ 使用方法

柱脚滑り応答 $C_{base}$ は提案式からも明らかにおり、最大入力加速度が摩擦係数以下の地震波形では使用が不可能である。本節では概算の簡略的な使用方法であるが、このようなケースの場合の使用方法を解説する。

図 5.1.4 (i),(j)は貫板壁構法の柱脚滑り応答 $C_{base}$  ( $\mu = 0.4$ )である。耐力壁を土壁とした場合が E-defence での実験結果である。JMA 神戸波に対しては最大入力加速度が摩擦係数以上のため、表 5.2.3、図 5.1.14、図 5.2.5 (a)のとおり計算が可能であった。一方、BCJ-L2 波に対しては不可能であった。

BCJ-L2 波を 2 倍にした貫板壁の柱脚滑り応答 $C_{base}$ から応答値を概算してみる。 $S_a = \omega^2 S_d$ の関係より、 $\omega^2$ は定数であるため、 $S_a$ が 1/2 となれば $S_d$ も 1/2 になると解釈可能である。よって、BCJ-L2 波 1 倍の場合は BCJ-L2×2 倍波変形量の 1/2 と概算可能となる。表 5.2.3、図 5.1.4 (i),(j)より次のとおり近似解が得られる。

$$S_{dx} = 19.73 \times \frac{1}{2} = 9.86 \text{ cm} \quad (\text{DEM}=9.62 \text{ E-defence}=5.72)$$

$$S_{dy} = 20.49 \times \frac{1}{2} = 10.24 \text{ cm} \quad (\text{DEM}=8.62 \text{ E-defence}=10.04)$$

概ね BCJ-L2 波単体の場合は約 10cm 程度の滑り量となり、DEM や E-defence の結果と近似解が得られている。厳密には $\alpha$ による多少の違いはあるが、摩擦係数以下の加速度の場合に柱脚滑り量を算出したい場合は、上部構造の応答最大変形量 $C_{slip}$ で応答するレベルまでに耐力係数を上昇させた復元力特性を用いて、入力加速度を  $n$  倍させて得られた $S_d$ を  $1/n$  倍すれば概算値が得られることを示した。

### 5.2.4. 巨大地震 100 年再現期待値の柱脚滑り量悉皆調査

俄かに信じ難いが、基礎と土台の緊結について、戦前は現在とは全く逆で、「基礎は固定すべきではない」というのが建築構造界の一致した見解であった<sup>2)</sup>。佐野利器や武藤清、真島健三郎、田辺平学をはじめ錚々たる構造学者が異口同音に提唱し、戦前期には、「木造建築の基礎と土台とは緊結すべからず」というのが、建築構造学界の共通認識であったとされている<sup>2)</sup>。その根拠については、100 年以上前から続く、日本列島で発生した巨大直下型地震動での悉皆調査に基づく柱脚滑り量の調査結果にあった。

昭和 23 年 6 月 28 日、福井地震(M7.1)。日本建築学会は武藤清を委員長に、「北陸震災復旧技術指導の手引き」を公表。その中で、悉皆調査では「60cm 移動した例あり」と報告されている。「二尺ほどの滑動範囲を造って置くならば摩擦力までの震力は受けるがそれ以上のものに対しては免震となるであろう。」と見解を示している<sup>2)</sup>。

昭和 8 年には田辺平学が北伊豆地震での悉皆調査報告をまとめ『耐震建築問答』の中で



言及している<sup>19)</sup>。建物の移動量は 20~30cm 程度に期待値が分布し、移動して建物が壊れてしまったもの、逆に損壊が軽減されたものも調査からは読み取れる。田辺平学の悉皆調査から見ると、M7 クラスの地震では 25cm 程度であり、30cm から 40cm 位で留まるのではないかと思慮される。DEM 解析をしてみても同等の数値となり、木造戸建免震の免震層振幅が 30cm 程度で抑えていること、DEM 解析的にも悉皆被害調査からも、柱脚の滑り量は、60cm(二尺)程度という数字は妥当ではないかと考える。

本提案手法である柱脚滑り応答 $C_{base}$ は、地震動に応じた DEM 結果に対して、2 階建て、部分 2 階建て、平屋建てモデルともに概ね比例した値となっており追従した結果となったが、衝撃係数 $\eta = DEM/C_{base}$ の比率分だけ乖離が生じ、概ね 1~2 倍程度となっていた。この原因について不規則振動理論に基づき検討を加えた。その結果、不規則振動論でもバンド幅係数が 1~1.86 の範囲であることが判明した。摩擦係数の違いで、柱脚滑り応答 $C_{base}$ の値が極端に変化する場合の共通点が図 5.1.11, 図 5.1.12 から見受けられる。すなわち、 $S_a-S_d(\mu)$ 曲線、あるいは $S_a-S_d(h=5\%)$ 曲線において、尖がった領域近傍において応答する場合は、摩擦係数の僅かな相違で $S_d$ 成分が増大するために、滑り変位量が増大する傾向になり誤差が生じる。

以上より、柱脚滑り量に関しては、不規則振動を伴う地震波形に対して、精度の高い絶対量を算出するのは困難であり、「滑りクリアランス」を定義するのが妥当であると思慮される。本論文では 100 年以上前から続く悉皆調査結果である 60cm (二尺)、および本論文で検証した $C_{base}$ 、DEM、E-defence の結果を踏まえ、「滑りクリアランス 1m」を設計クライテリア仕様規定として提案する。

民法第 234 条 (境界線付近の建築の制限) 「建物を築造するには、境界線から五十センチメートル以上の距離を保たなければならない」。50cm の倍である 1m は、敷地内公共下水樹の大きさ等を考慮しても妥当であると考ええる。

柱脚滑り量に関しては、2 階・平屋建ての大きな差異はなく、近似した滑り量となっていた。木質構造は 91cm 間隔の軸組が多く、クーロン摩擦では柱の鉛直荷重を考慮するため、柱が多く均し荷重となり、近似した結果になるのではと思慮する。

#### 5.2.5. 小括

本章では、石場建て柱脚滑り量を考慮した最大柱脚滑り量評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」の精度検証を、複数の巨大観測地震波による DEM 解析と比較し、シミュレーションにより検証した。1・2 階層崩壊先行モードが混在する複雑な振動系に対しても、概ね精度の高い結果を得た。基礎滑り量に関しては提案手法である $C_{base}$ に衝撃係数 $\eta$  (1~2)

を乗じた倍率程度の乖離が生じた。基礎滑り量に関しては最大クリアランスを設定した方が妥当であると思慮され、本研究では 1m とすることを提案した。

本章で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 柱脚滑り量を考慮した「拡張型柱脚滑り応答スペクトル法  $C_{base}$ 」を提案し、3 種類の建物モデルおよび任意の摩擦係数に対して、複数の巨大観測地震波による DEM 解析と比較検証を実施し、柱脚滑りクリアランス量として 1m を設計クライテリアとすれば、概ね過去の巨大地震動による悉皆調査結果も包含することを示した。

せん断力係数 ( $C_{slip}$ ) を向上可能な「貫板壁構法」等は、あらゆる極大地震動に対しても損傷を制御しうる強度型耐震構造の設計（フェールセーフ耐震設計）が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしないで、フェールセーフ設計が可能である。上限が無い、「損傷制御設計」の可能性を秘めていると考える。

## 第6章 総括

### 6.1. アスペクト比による柱脚滑り応答スペクトル法の適用範囲と損傷・安全限界の検証

#### 6.1.1. 貫板壁構法モデルによる検証

第4章では、地震動による柱脚の滑り量を考慮した最大応答変形性能を正確に再現することを目的として、2階建てモデル、平屋建てモデルおよび部分2階建てモデルの3棟について立体骨組モデルを作成し、様々な入力地震波形により時刻歴応答解析を個別要素法 (Distinct Element Method)<sup>28)</sup> (以下、DEM) で行った<sup>67)</sup>。上部構造復元力特性や、柱脚別動摩擦係数のパラメータ解析も比較検証した。そして、石場建て柱脚滑り量を考慮した最大応答変形評価法「柱脚滑り応答スペクトル法 $C_{slip}$ 」の精度検証を、複数の巨大観測地震波による DEM と比較し、シミュレーションにより検証した結果を報告した。柱脚滑りの stick-slip 運動をクーロン・アモントン摩擦で定式化し、DEM により、実際の強震記録を用いた数値解析により柱脚滑り量と建物損傷度を検証し、設計法の定式化に繋げる簡易応答計算手法を提案した。

第5章では、上部構造の地震動による柱脚の滑り量を考慮した最大応答変形性能の定式化のみならず、柱脚滑り層の柱脚滑りクリアランス量を簡易に算出可能とする、「柱脚滑り応答スペクトル法<sup>68)</sup>」を拡張させた提案手法 $C_{base}$ について報告した。2階建てモデル、平屋建てモデルおよび部分2階建てモデルの3棟について立体骨組モデルを作成し、様々な入力波により時刻歴応答解析を DEM で行った。そして、観測地震波による DEM と、限界耐力計算による提案手法 $C_{base}$ との比較を、静的・動的解析の観点からシミュレーションにより検証した。さらに、不規則振動論による簡易柱脚滑り量予測式について DEM との比較検証結果を述べた。本研究で提案する、石場建て柱脚滑り量を考慮した柱脚滑り層の滑りクリアランス量評価法「柱脚滑り応答スペクトル法」 $C_{base}$ の精度検証を、複数の巨大観測地震波による DEM と比較し、シミュレーションにより検証した。1・2階層崩壊先行モードが混在する複雑な振動系に対しても、概ね精度の高い結果を得た。基礎滑り量に関しては提案手法である $C_{base}$ に衝撃係数 $\eta$  (1~2)を乗じた倍率程度の乖離が生じた。基礎滑り量に関しては最大クリアランスを設定した方が妥当であると思慮され、本研究では1mとすることを提案した。柱脚滑りクリアランス量として1mを設計クライテリアとすれば、概ね過去の巨大地震動による悉皆調査結果も包含することを示した。せん断力係数( $C_{slip}$ )を向上可能な「貫板壁構法」等は、あらゆる極大地震動に対しても損傷を制御する強度型耐震構造の設計(フェールセーフ耐震設計)が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしないで、フェールセーフ設計が可能である。上限が無い、「損傷制御設計」の可能性について論じた。

第4,5章で検証した3棟の貫板壁構法モデル建築や、E-ディフェンスで実施された伝統構法木造建築は一般的な木造住宅建築規模の1,2階建てであり、アスペクト比は1.0以下となっている。そのため、2階建て以下の一般的なアスペクト比1.0以下の木造建築に対しては、提案する「柱脚滑り応答スペクトル法」 $C_{slip}$ 、 $C_{base}$ の有効性や蓋然性が示され、設計法として適用範囲であると思慮される。

ところで、防災科学技術研究所・兵庫耐震工学研究センターは2009年10月27日、大型震動台「E-ディフェンス」を使って木造3階建て住宅を揺らし、耐震性を試す実験を実施した。その結果、震度6強で、揺れに耐えると考えられた「長期優良住宅」の基準を満たす住宅が倒壊した<sup>5),15)~18)</sup>。耐震的剛木造の極みともいえる200年住宅、長期優良住宅が何故あのように激しく倒壊したのか。その理由を考えるうえでも「長期優良住宅」の震動台実験は多くの教訓を与えてくれる。

防災科学技術研究所の資料<sup>72)</sup>に依ると、平面寸法は短辺4.55m×長辺10.92m、軒高8.905mの3階建て軸組工法木造住宅である。アスペクト比が1.957と実に2.0近くの値を示しているのが特徴である。都市での狭小3階建て木造住宅を意識した建物となっている。当然のことながら、アスペクト比が高くなるとロッキング現象が顕著となることが想定される。この場合、ロッキング挙動の影響検証が必要不可欠となる。即ち、アスペクト比が1.0を超える伝統構法木造建築に対し、提案する「柱脚滑り応答スペクトル法」 $C_{slip}$ 、 $C_{base}$ の適用範囲の検証を行う必要性が生じる。

本章では、柱脚滑り応答スペクトル法のアスペクト比によるRocking効果を検証し、損傷制御設計可能な適用範囲の指針を得ることを目的とする。アスペクト比をパラメータとして、各種巨大地震波に対する貫板壁構法の応答について、DEMによる数値解析を行い、柱脚滑り応答スペクトル法の適用範囲の検証を行う。

入力波として、BCJ-L2波を振幅倍率200%に増幅した「BCJ-L2×2波」、兵庫県南部地震で観測された「JMA神戸波」「JR鷹取波」、平成28年4月16日に震度7が発生した熊本地震で観測された「益城町波」「西原村波」を用いた。以上の巨大地震波形5波を用いて解析した。なお、BCJ-L2×2波は、長期優良住宅実験と比較検証するため、同様に短辺方向のみに対する1方向加振とした<sup>72)</sup>。

### 6.1.2. 建物モデルの概要

貫板壁構法、杉厚板30mmH型ジベル、地長押梁から構成されたアスペクト比の違いによる伝統構法建築物のモデル平面図を図6.1.1に、外観図を図6.1.2に示す。高剛性の床版が可能な杉厚板H型ジベルは、ジベルの滑り拘束効果により床倍率2.34程度となり、

構造用合板を使用せずとも高耐力水平構面を実現する<sup>67)</sup>。耐力要素は、「貫板壁」と安定した滑り基礎とするため、柱脚を「地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合」とした。基礎をRC造ベタ基礎とし、履歴減衰特性に富んだ安定した滑り挙動を期待する。

本節では、屋根が重く、階高が高く、壁量の少ないロッキング現象が生じやすい建築モデルとした。都市型狭小木造住宅を意識し、張間方向は最小値程度の3.64mとした。建築物は地盤面から1階床高さが0.5m、階高は全て3mとした。柱の曲げ強さは $40\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数(ヒノキ)  $10\text{ kN/mm}^2$ とした。アスペクト比が1.0を超える場合、ロッキングの影響による柱脚の浮上りや着地の際の衝撃対策として、柱は全て150mm角の断面寸法とした。主要な耐震要素は貫板壁および地長押梁等である。柱脚・石場建て滑り挙動解析では1階部分や基礎の重量も考慮し、全建物重量を考慮する必要があるため、3階建てモデルでは1階床高(0.5m)、2階床高(3.5m)、3階床高(6.5m)、R階小屋梁(9.5m)レベルに質量を設定した。2階建てモデルは3階床高(6.5m)をR階小屋梁高さとして設定した。

各層の重量を下記の通り設定し、部材の拾いによる重量の比率で均等に配分して設定した。建物重量は、一般財団法人日本建築防災協会『2012年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法』で定める「重い建物」とした。アスペクト比によるRocking効果の影響が大きくなるように「重い建物」とし、耐力要素は外周部のみで内部には垂れ壁・腰壁等を含め一切存在しない建物モデルとした。2, 3階は同じ耐力要素の配置とした。

① 2階建てモデル (アスペクト比  $H/W=1.79$ )

1F : 69.1kN   2F : 98.9kN   RF : 72.4kN

② 3階建てモデル (アスペクト比  $H/W=2.61$ )

1F : 62.2kN   2F : 85.2kN   3F : 85.2kN   RF : 65.5kN

③ 3階建てモデル (アスペクト比  $H/W=1.74$ )

1F : 93.4kN   2F : 127.8kN   3F : 127.8kN   RF : 98.3kN

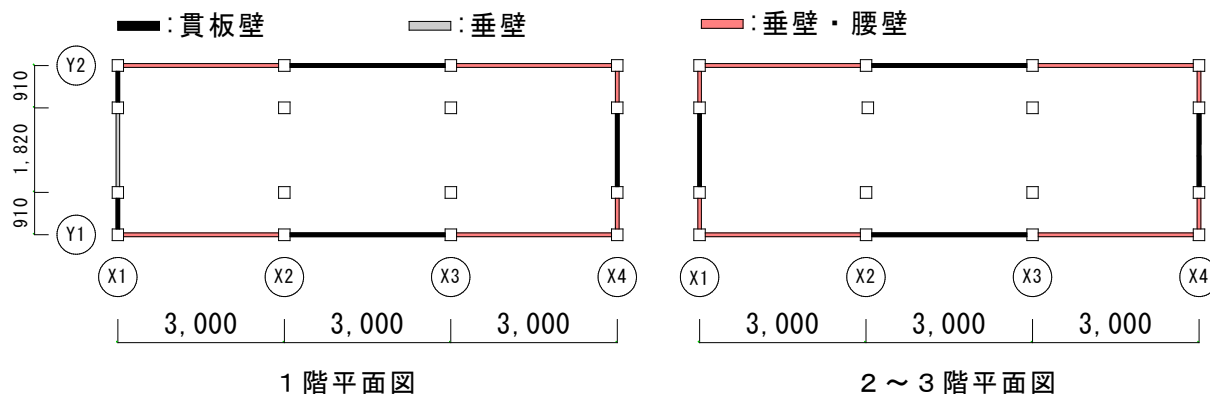
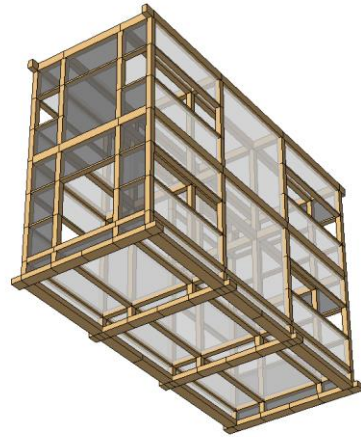
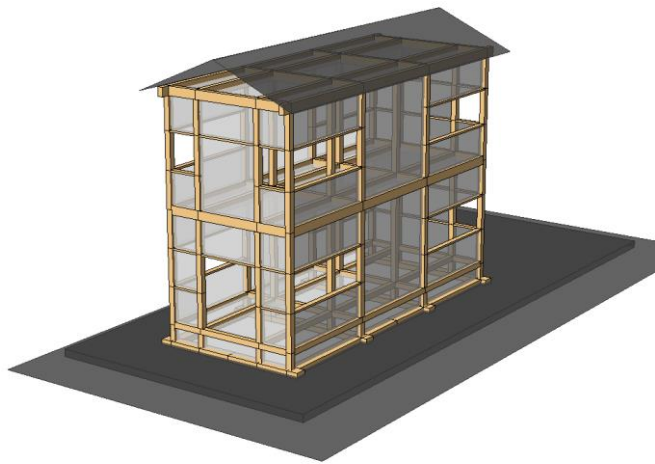
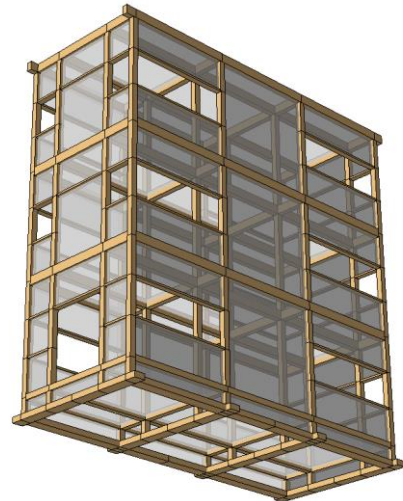
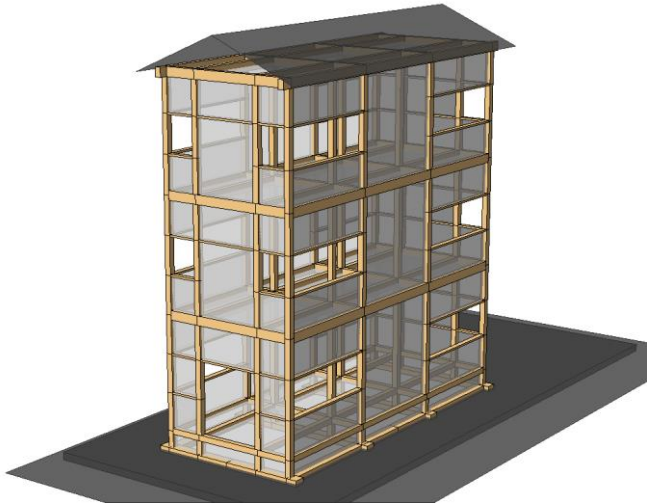


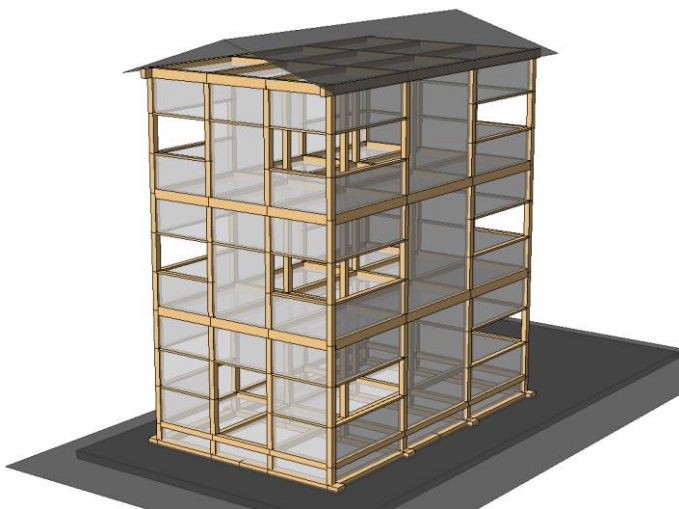
図 6.1.1 各種建物モデルの耐力要素と平面図



①2階建てモデル (アスペクト比=1.79)



②3階建てモデル (アスペクト比=2.61)



③3階建てモデル (アスペクト比=1.74)

図 6.1.2 各種建物モデルのアスペクト比と外観図

### 6.1.3. 各種建物モデルのアスペクト比別による Rocking・Sway 効果の検証

#### (1) 各種建物モデルのアスペクト比と柱脚浮上り Rocking 効果の検証

各種巨大地震波に対するアスペクト比別による貫板壁構法の応答について、DEM による数値解析を行い、柱脚浮上り Rocking 効果の検証をした結果を表 6.1.1、図 6.1.3 に示す。なお、参考のために第 4,5 章で検証したアスペクト比が 1.0 以下である総 2 階建て・平屋建てモデルの結果も併せて示す。

アスペクト比が 1.0 以下の 2 階建て・平屋建てモデルでは各種巨大地震波に対して、いずれも 1cm 以下の柱脚浮上り量となっている。アスペクト比がそれぞれ 1.79、1.74 の 2 階建て、3 階建てモデルでは各種巨大地震波に対して、いずれも 5cm 以下の柱脚浮上り量となっている。一方、アスペクト比が 2.61 の 3 階建てモデルでは各種巨大地震波に対して、5cm 以上の柱脚浮上り量を示し、益城町波では 44.59cm、BCJ-L2×2 倍波では 29.61cm の浮上り量を示し、Rocking の影響が顕著となっている。

表 6.1.1 各種建物モデルのアスペクト比と柱脚浮上り Rocking 効果の検証

単位:cm	3階建て H/W=2.61	2階建て H/W=1.79	3階建て H/W=1.74	総2階建 H/W=0.80	平屋建て H/W=0.42
JMA神戸	7.21	1.08	1.37	0.53	0.38
JR鷹取	16.63	1.92	2.86	0.58	0.25
熊本・益城町	44.59	3.54	3.62	0.81	0.36
熊本・西原村	8.29	3.75	3.46	0.95	0.51
BCJ-L2(Y)	29.61	3.28	4.29	0.90	0.20

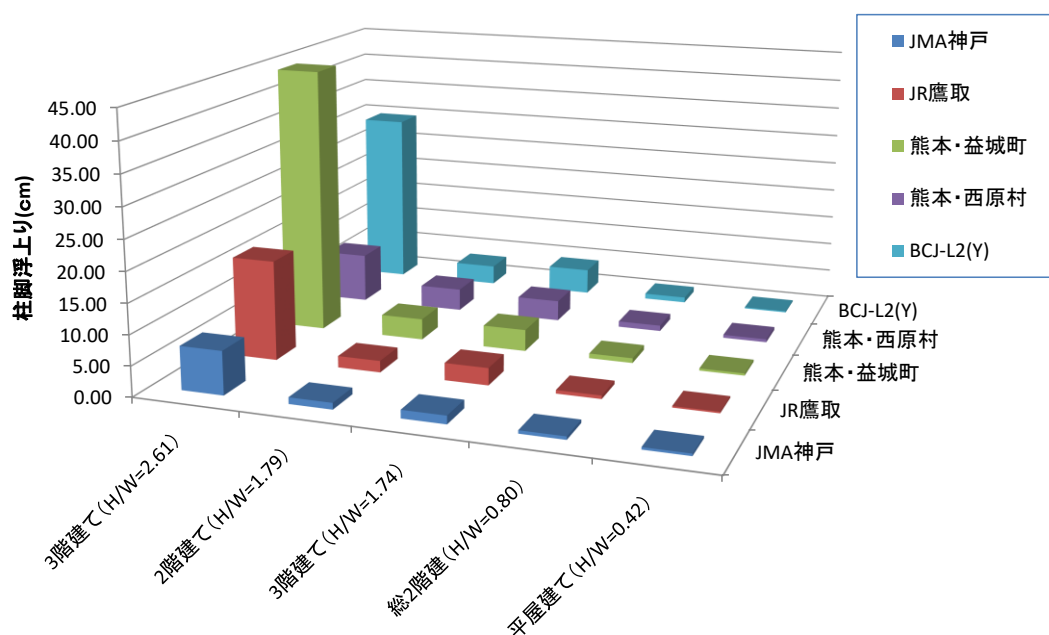


図 6.1.3 各種建物モデルのアスペクト比と柱脚浮上り Rocking 効果の検証

## (2) 各種建物モデルのアスペクト比と柱脚滑り Sway 効果の検証

柱脚滑り Sway 効果の検証をした結果を表 6.1.2、図 6.1.4 に示す。アスペクト比別による顕著な差は見受けられない。クーロン・アモントン摩擦理論では、摩擦力の強さは接触面の面積や運動速度によらず、鉛直荷重のみで決まる。2~3 階建て程度では柱スパン比が 0.91~1.82m 程度のため、柱 1 本分の負担鉛直荷重に顕著な差が発生しないため、柱脚滑りの stick-slip 運動による柱脚滑り Sway 量に差が出ないためであると考えられる。

しかしながら、前節の柱脚浮上り Rocking 量の検証で、アスペクト比が 2.61 の 3 階建てモデルでは各種巨大地震波に対して、益城町波では 44.59cm、BCJ-L2×2 倍波では 29.61cm の浮上り量を示し、Rocking の影響が顕著となった。この 2 地震波に着目すると、柱脚滑り Sway 量が他のアスペクト比建物モデルに対して、著しく低減されている。これは、柱脚浮上り量 (Rocking) と柱脚滑り量 (Sway) およびアスペクト比に、何らかの相互作用が存在することを示していると考えられる。

表 6.1.2 各種建物モデルのアスペクト比と柱脚滑り Sway 効果の検証

単位: cm	3階建て H/W=2.61	2階建て H/W=1.79	3階建て H/W=1.74	総2階建 H/W=0.80	平屋建て H/W=0.42
JMA神戸	25.81	27.24	28.30	31.93	25.08
JR鷹取	46.99	43.16	51.43	44.21	58.56
熊本・益城町	26.00	40.08	38.49	42.01	46.18
熊本・西原村	39.93	30.78	24.10	34.42	36.02
BCJ-L2(Y)	11.97	26.20	36.78	22.56	18.36

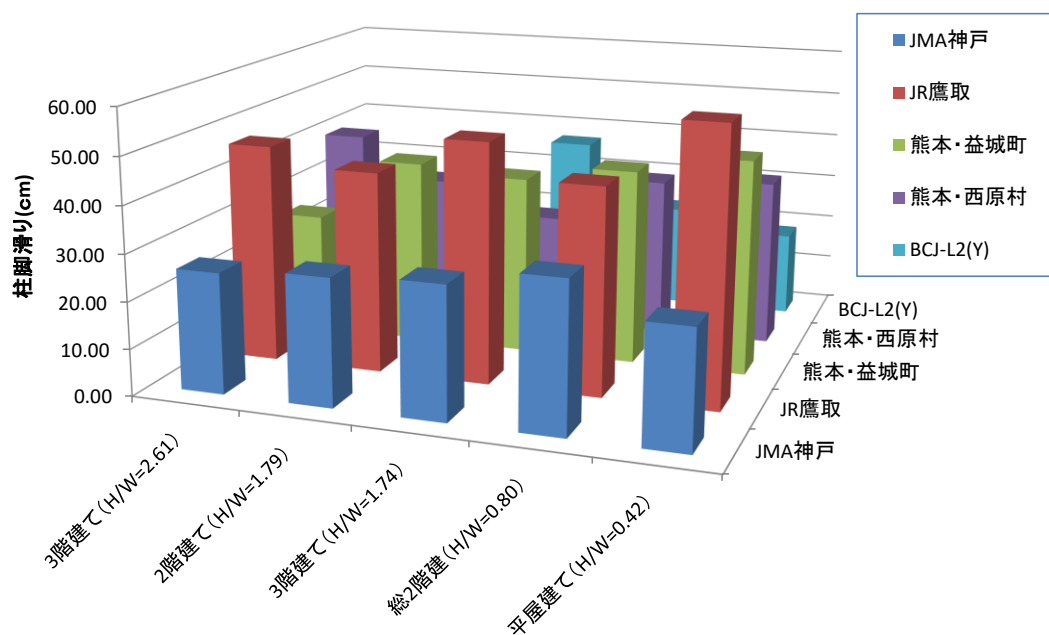


図 6.1.4 各種建物モデルのアスペクト比と柱脚滑り Sway 効果の検証



### (3) 各種建物モデルのアスペクト比と Rocking・Sway 比の検証

柱脚滑り量 (Sway) に対する柱脚浮上り量 (Rocking) の比率 (Rocking/Sway) を検証した結果を表 6.1.3、図 6.1.5 に示す。アスペクト比が 1.79 以下の 4 種類の建物モデルでは、各種巨大地震波に対して、いずれも 20%以下の比率となっている。

一方、アスペクト比が 2.61 の 3 階建てモデルでは各種巨大地震波に対して、20%以上の比率を示し、益城町波では 171.55%、BCJ-L2×2 倍波では 247.34%の比率を示し、Rocking の影響が顕著となっている。益城町波、BCJ-L2×2 倍波では比率が 100%を超え、滑り量以上に浮上り量が支配的であることを示している。

実大振動台実験で、耐震的剛木造の極みともいえる 200 年住宅、長期優良住宅が何故あのように激しく倒壊したのか。長期優良住宅実験ではアスペクト比が 1.96 程度であったが、BCJ-L2 波を増幅した地震波は、アスペクト比や剛性が高い建物には、滑り量以上に浮上り量が支配的となり、ロッキング挙動の影響が増幅される可能性があると考えられる。

表 6.1.3 各種建物モデルのアスペクト比と Rocking・Sway 比の検証

単位:%	3階建て H/W=2.61	2階建て H/W=1.79	3階建て H/W=1.74	総2階建 H/W=0.80	平屋建て H/W=0.42
JMA神戸	27.94	3.97	4.84	1.66	1.52
JR鷹取	35.38	4.45	5.56	1.30	0.43
熊本・益城町	171.55	8.83	9.40	1.92	0.79
熊本・西原村	20.76	12.18	14.36	2.77	1.42
BCJ-L2(Y)	247.34	12.52	11.65	3.93	1.07

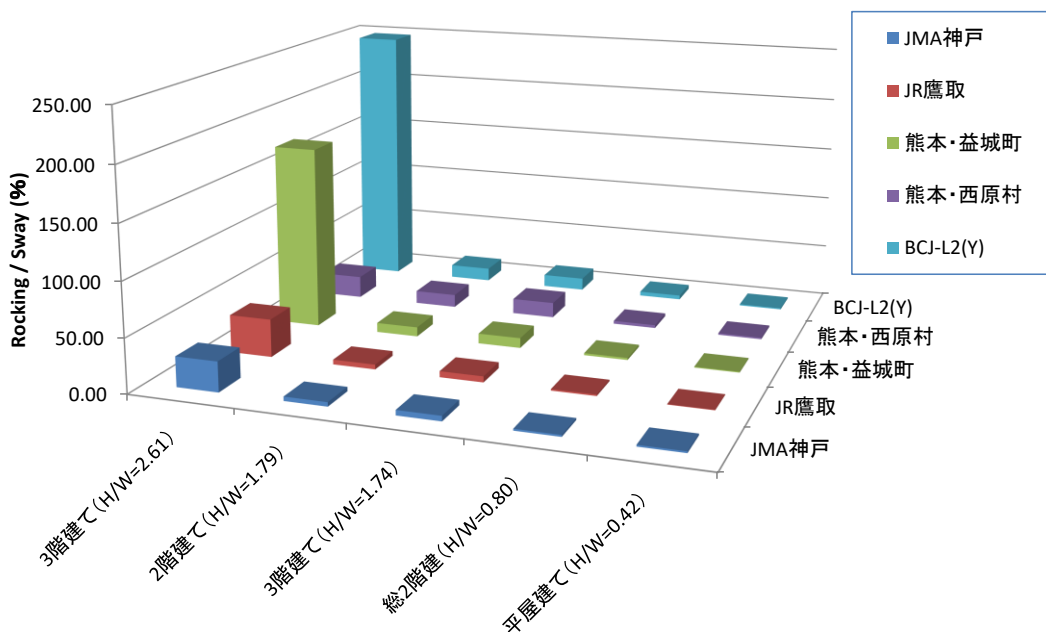


図 6.1.5 各種建物モデルのアスペクト比と Rocking・Sway 比の検証

(4) 各種建物モデルのアスペクト比と建物応答変形量の検証

各種アスペクト比別による建物応答変形量を検証した結果を表 6.1.4 に示す。アスペクト比が 1.79 以下の 4 種類の建物モデルでは、各種巨大地震波に対して、いずれも応答変形角が 1/60rad 以下の値を示し、『損傷制御設計』を実現していると考えられる。即ち、本論文で提案している「柱脚滑り応答スペクトル法」の適用範囲であると思慮される。

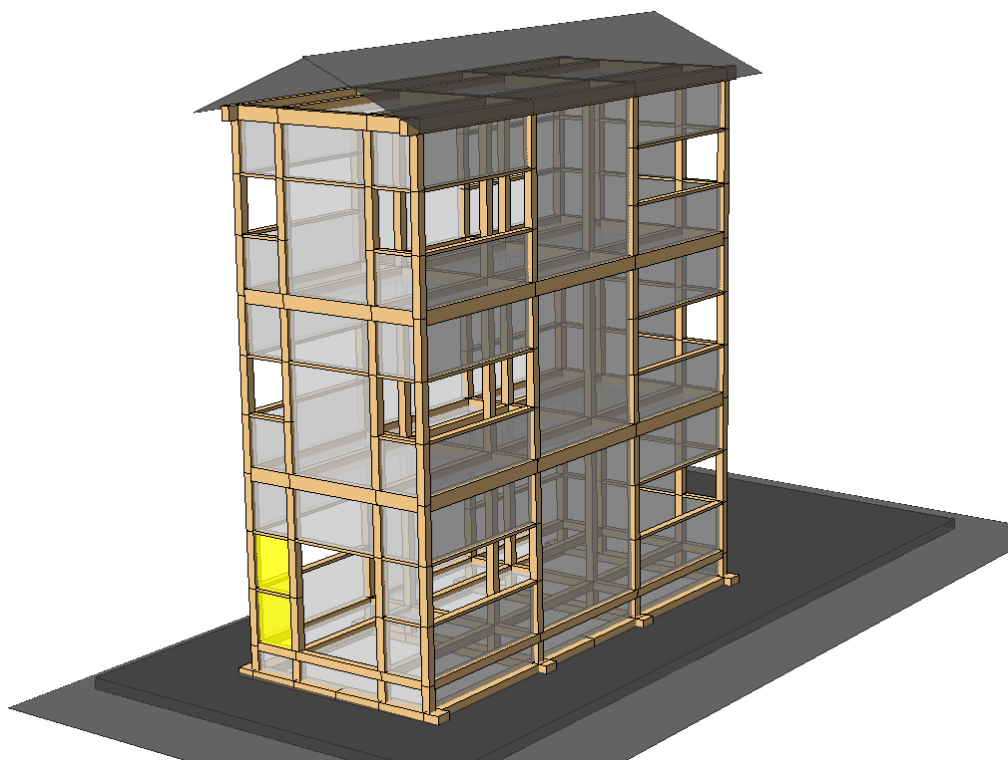
一方、アスペクト比が 2.61 の 3 階建てモデルでは各種巨大地震波に対して、1/60rad 以上の応答変形角を示し、益城町波では 1/8rad、BCJ-L2×2 倍波では 1/11rad の応答変形角を示し、Rocking の影響が顕著となっている。特に益城町、BCJ-L2×2 倍波では応答変形角が 1/20rad を超え、伝統構法木造建築物の限界耐力計算で設計クライテリアとされる 1/15rad 以上を示している。アスペクト比が 2.6 程度に高くなると、滑り量以上に浮上り量が支配的であることを示している。しかしながら、ロッキング挙動が顕著な場合、応答変形角にはロッキング挙動によって生じる回転変形成分と、層間変形成分とが混在した複合変形が生じていると考えられる。そのため、ロッキング挙動によって生じる回転変形成分を減じて論じる必要がある。

以上の観点から、「柱脚滑り応答スペクトル法」の適用範囲として、ロッキング挙動によって生じる回転変形成分を考慮して検証する。以下、アスペクト比が 2.61 の 3 階建てモデルに対して、GUI (Graphical User Interface) によるロッキング挙動の検証を行う。

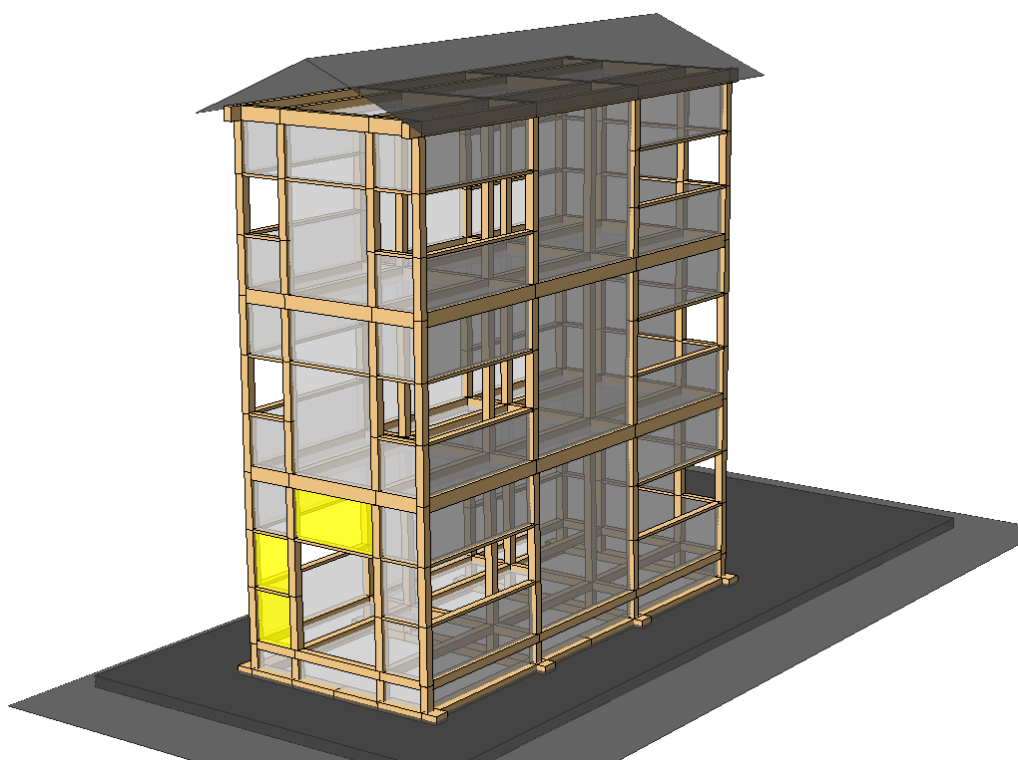
表 6.1.4 各種建物モデルのアスペクト比と建物応答変形量の検証

地震波		3階建て(H/W=2.61)		2階建て(H/W=1.79)		3階建て(H/W=1.74)		総2階建て(H/W=0.80)		平屋建て(H/W=0.42)	
		変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	1階:X	2.535	1/118	1.038	1/289	1.528	1/196	1.628	1/160	2.380	1/153
	2階:X	1.971	1/152	0.493	1/609	1.067	1/281	2.074	1/130		
	3階:X	1.282	1/234			0.552	1/543				
	1階:Y	7.753	1/39	2.543	1/118	2.140	1/140	1.550	1/168	1.181	1/308
	2階:Y	7.191	1/42	1.386	1/216	1.732	1/173	1.394	1/194		
	3階:Y	6.642	1/45			1.041	1/288				
JR鷹取	1階:X	2.145	1/140	0.996	1/301	1.367	1/219	1.267	1/206	1.685	1/216
	2階:X	1.628	1/184	0.429	1/699	0.832	1/361	1.643	1/164		
	3階:X	0.888	1/338			0.487	1/616				
	1階:Y	15.275	1/20	3.234	1/93	2.785	1/108	2.310	1/113	1.524	1/239
	2階:Y	14.312	1/21	2.261	1/133	2.467	1/122	2.356	1/115		
	3階:Y	13.969	1/21			1.785	1/168				
熊本・益城町	1階:X	3.284	1/91	1.020	1/294	1.954	1/154	1.614	1/162	1.943	1/187
	2階:X	2.967	1/101	0.393	1/763	1.453	1/206	2.083	1/130		
	3階:X	2.633	1/114			0.667	1/450				
	1階:Y	39.527	1/8	4.760	1/63	3.810	1/79	2.452	1/106	1.524	1/239
	2階:Y	37.126	1/8	3.751	1/80	3.447	1/87	2.317	1/117		
	3階:Y	36.376	1/8			2.574	1/117				
熊本・西原村	1階:X	1.678	1/179	1.134	1/265	1.600	1/188	1.837	1/142	2.161	1/168
	2階:X	1.050	1/286	0.632	1/475	1.065	1/282	2.474	1/109		
	3階:X	0.814	1/369			0.664	1/452				
	1階:Y	8.913	1/34	4.589	1/65	3.550	1/85	2.263	1/115	1.838	1/198
	2階:Y	8.070	1/37	3.809	1/79	3.171	1/95	1.973	1/137		
	3階:Y	7.485	1/40			2.625	1/114				
BCJ-L2×2倍	1階:X	0.244	1/1230	0.152	1/1974	0.070	1/4286	0.545	1/479	0.143	1/2543
	2階:X	0.319	1/940	0.155	1/1935	0.065	1/4615	0.529	1/510		
	3階:X	0.363	1/826			0.058	1/5172				
	1階:Y	26.862	1/11	4.404	1/68	4.048	1/74	2.724	1/96	1.752	1/208
	2階:Y	24.774	1/12	3.402	1/88	3.643	1/82	2.832	1/95		
	3階:Y	24.275	1/12			2.945	1/102				

(5) アスペクト比 2.61 におけるDEM解析 (BCJ-L 2×2倍)



(a) 柱脚浮上り Rocking 開始時



(b) 柱脚浮上り Rocking 着地時 (RCベタ基礎衝突時)

図 6.1.6 建物モデル (アスペクト比 2.61) と Rocking・Sway 効果の検証

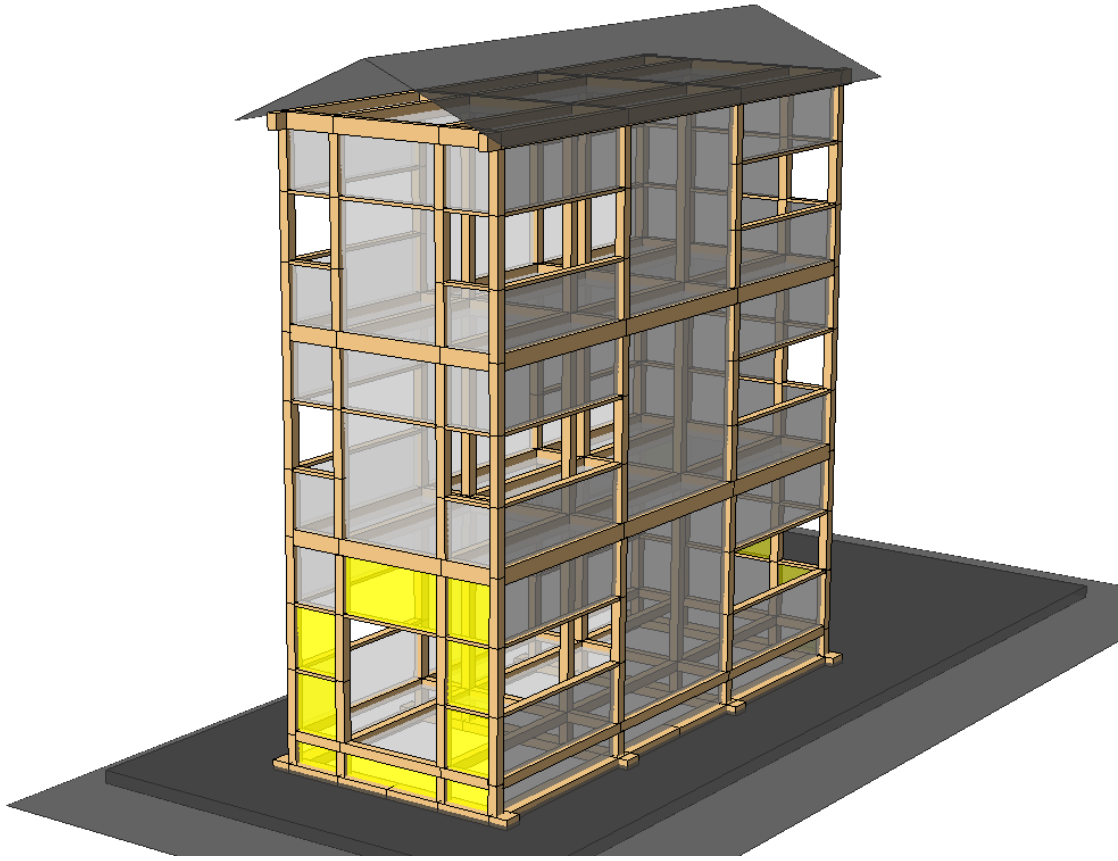
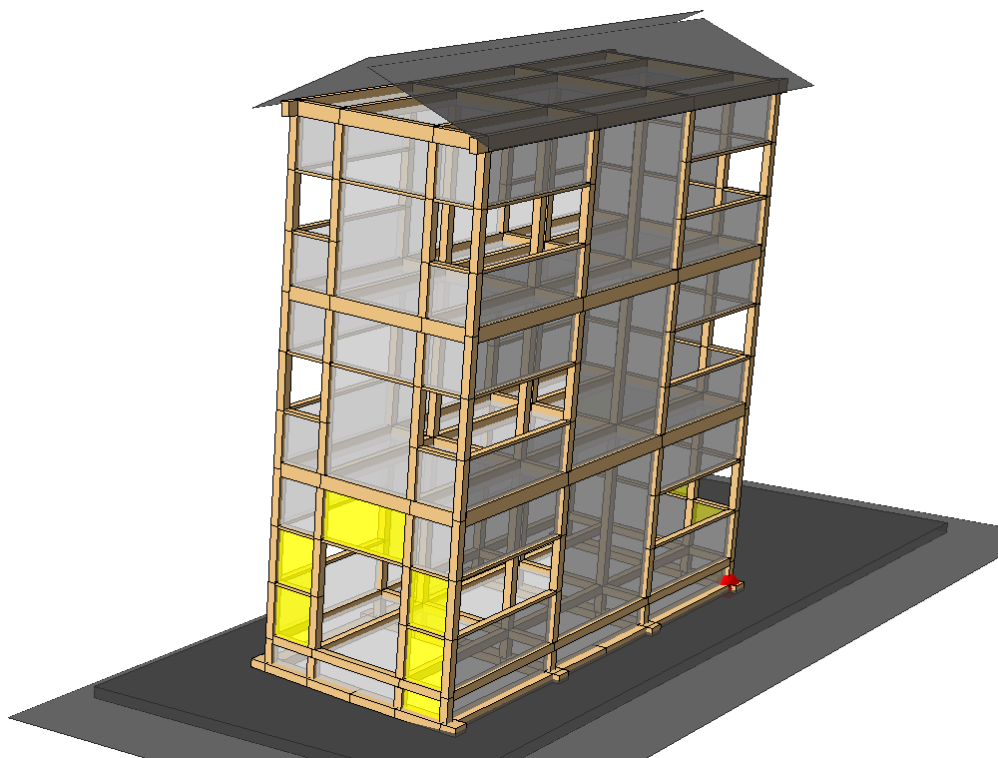


図 6.1.7 建物モデル（アスペクト比 2.61）の最終変形図（BCJ-L2×2倍）

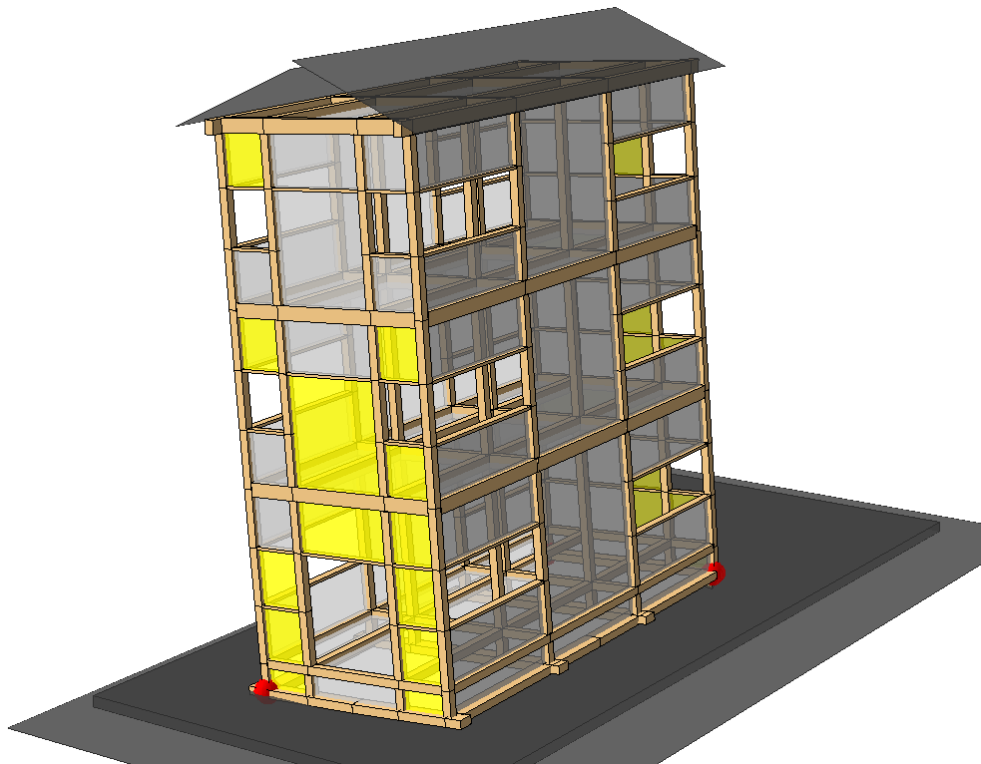
柱脚浮上り Rocking 開始・着地時を図 6.1.6(a)～(b)に、最終変形図を図 6.1.7 に示す。BCJ-L2×2 倍波では Rocking/Sway 比が 247.34%、柱脚浮上り量が 29.61cm を示した。建物がロッキングにより傾くことにより、柱脚浮上り時では隅柱下端端部の貫板壁に大きな圧縮ストラット束効果が働き（図 6.1.6(a)）、着地時には剛な RC ベタ基礎との衝突による衝撃力で（図 6.1.6(b)）、1 階の短辺方向のみに塑性化が進展して黄色を示している。なお、GUI での壁の損傷・破壊程度は、図 4.3.8(a)に示す第 2 剛性に進展した場合は黄色、第 3 剛性は橙色、耐力を失い破壊した場合は赤色を示す。また、接合部の節点が損傷した場合は青丸、破壊して耐力を失った場合は赤色を示す。

最終変形状態を図 6.1.7 に示す。建物応答が最大 1/11rad を示したものの、靱性に富んだ貫板壁・地長押梁構法により復元力が働き、最終変形では自立を保ち倒壊しなかった。すなわち、最大建物応答 1/11rad には絶対座標系によるロッキング挙動によって生じる回転変形成分が含まれていると思慮される。層間変形成分が混在した複合変形が生じている。そのため、ロッキング挙動によって生じる回転変形成分を減じて論じる必要がある。

(6) アスペクト比 2.61 におけるDEM解析 (益城町)



(a) 柱脚浮上り Rocking 圧縮ストラット束効果による隅柱柱脚部の地長押梁破壊



(b) 柱脚浮上り Rocking 圧縮ストラット束効果による隅柱柱脚部の地長押梁破壊

図 6.1.8 建物モデル (アスペクト比 2.61) と Rocking・Sway 効果の検証

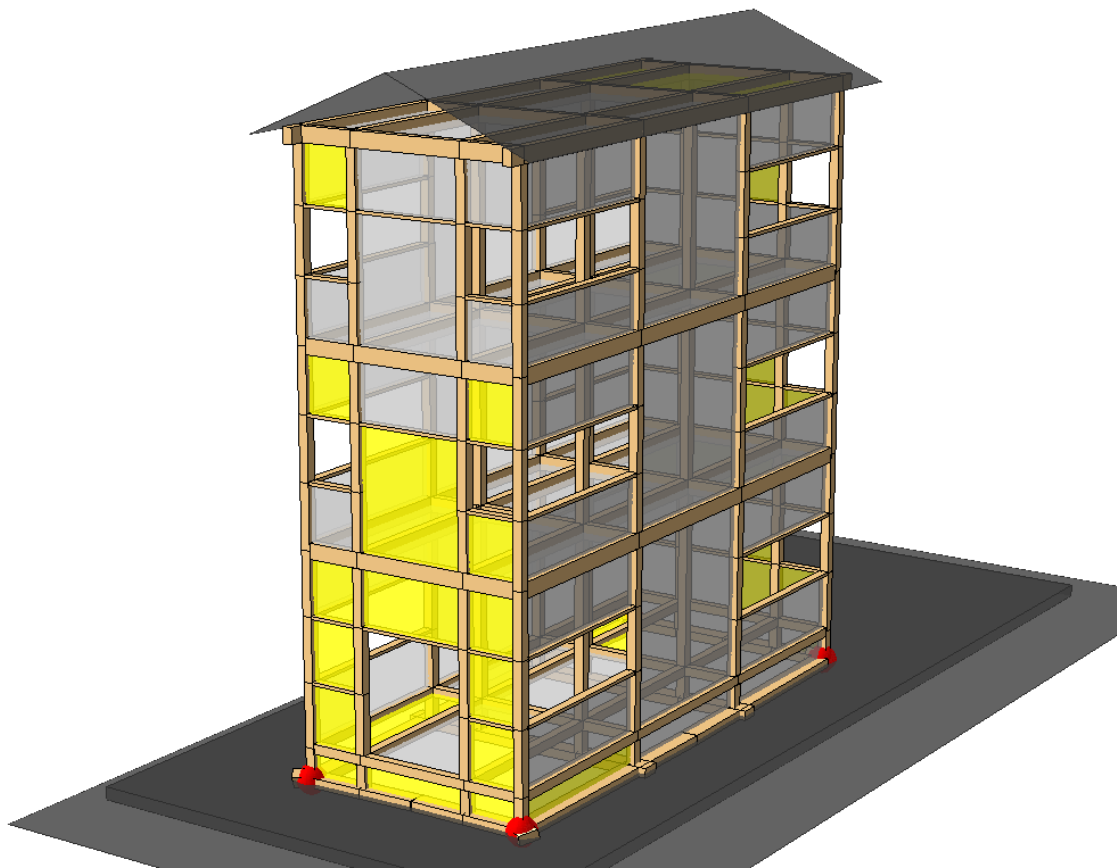


図 6.1.9 建物モデル（アスペクト比 2.61）の最終変形図（益城町）

柱脚浮上り Rocking による隅柱下端端部と地長押梁木口端部の嵌合接合部分破壊状況を図 6.1.8(a)～(b)に、最終変形図を図 6.1.9 に示す。益城町波では Rocking/Sway 比が 171.55%、柱脚浮上り量が 44.59cm を示した。建物がロッキングにより傾くことにより、柱脚浮上り時では隅柱下端端部の貫板壁に大きな圧縮ストラット束効果が働き（図 6.1.8(a)）、着地時には剛な RC ベタ基礎との衝突による衝撃力で（図 6.1.8(b)）、短辺方向のみに塑性化が進展して黄色を示した。また、隅柱下端端部と地長押梁木口端部の嵌合接合部分の節点が破壊して耐力を失い、赤色を示した。

地長押合わせ梁式モーメント抵抗接合のバネ特性は図 4.3.8 (b)に示されている（本解析モデル 150mm 角）。柱脚浮上り量が 44.59cm に達することにより、30cm 突起部分の地長押梁木口端部が曲げ破壊する。第 4.8 節の「遊離柱」問題で隅柱に「下鎌（図 4.8.1）」を使用しても効果が得られたように、突起のない下鎌も有効であると思慮される。最終変形状態を図 6.1.9 に示す。建物応答が最大 1/8rad を示したものの、復元力が働き自立を保ち倒壊しなかった。ロッキング挙動によって生じる回転変形成分を減じる必要性がある。

(7) アスペクト比 2.61 におけるDEM解析 (JMA神戸)

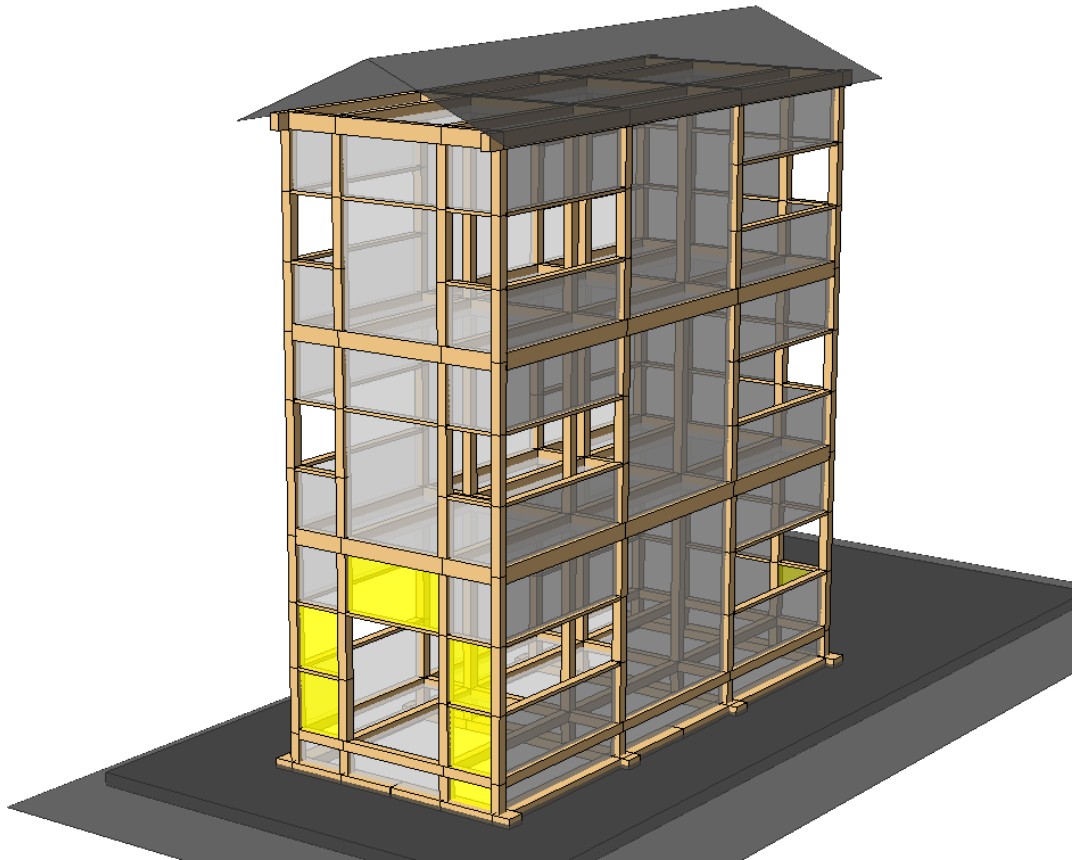


図 6.1.10 建物モデル (アスペクト比 2.61) の最終変形図 (JMA神戸)

JMA 神戸波を入力地震動とした場合の最終変形図を図 6.1.10 に示す。Rocking/Sway 比が 27.94%、柱脚浮上り量が 7.21cm を示した。建物がロッキングにより傾くことにより、柱脚浮上り時では貫板壁に大きな圧縮ストラット束効果が働き、着地時には剛な RC ベタ基礎との衝突による衝撃力で、1 階の短辺方向のみに塑性化が進展して黄色を示している。

建物応答が最大  $1/39\text{rad}$  を示したものの、靱性に富んだ貫板壁・地長押梁構法により復元力が働き、最終変形では自立を保ち倒壊しない。ロッキング挙動によって生じる回転変形成分を減じる必要がある。RC ベタ基礎上の柱脚を地長押梁である横架材で挟み込み、貫のめり込み抵抗に依るラーメン構造で一体化することで、所謂「遊離柱」のリスクを回避しうる工法として期待される。12cm (4 寸) 以上の柱径全てがめり込み体積として算入されるため、靱性は相当粘り強くなる。こうして木質構造の「めり込み特性」を応用することにより、金物を一切使わない剛性と靱性に富んだ伝統構法が可能となる。各部にエネルギー吸収機構を備え、基礎は地震力を限定する機能を備えた耐震性に優れた構造である。

(8) アスペクト比 2.61 におけるDEM解析 (JR鷹取)

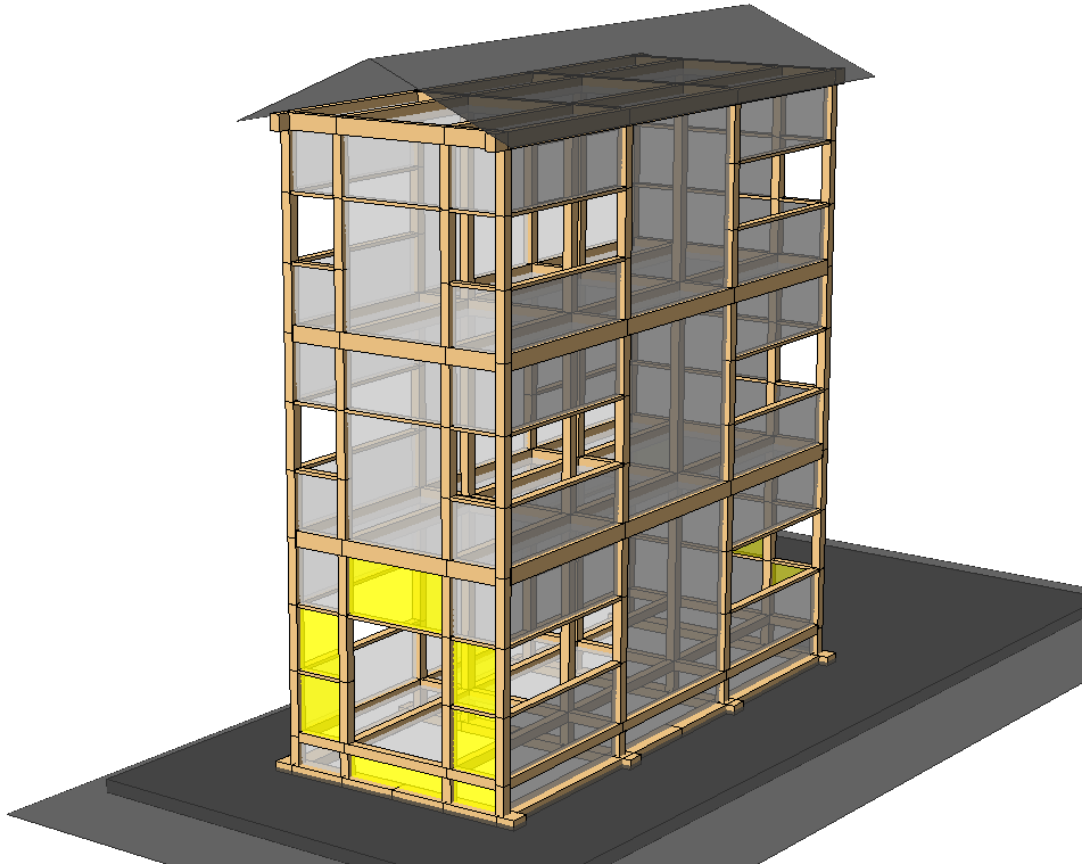


図 6.1.11 建物モデル (アスペクト比 2.61) の最終変形図 (JR鷹取)

JR 鷹取波を入力地震動とした場合の最終変形図を図 6.1.11 に示す。Rocking/Sway 比が 35.38%、柱脚浮上り量が 16.63cm を示した。建物がロッキングにより傾くことにより、柱脚浮上り時では貫板壁に大きな圧縮ストラット束効果が働き、着地時には剛な RC ベタ基礎との衝突による衝撃力で、1 階の短辺方向のみに塑性化が進展して黄色を示している。

建物応答が最大  $1/20\text{rad}$  に達したが、靱性に富んだ構法による復元力が働き、自立を保ち倒壊しない。ロッキング挙動によって生じる回転変形成分を減じる必要がある。阪神淡路大震災では僅か主要動 17 秒の間に犠牲者の 80%を越える約 5,500 の人々が建物の倒壊被害によって亡くなった。木造住宅や中低層建築物を倒壊させるに至る、等価固有周期 1~2 秒のキラーパルス成分が卓越した地震波であった (図 4.2.11)。地長押梁構法は彦根城楽々園に現存する「地震の間」の船底型足固めと同様な効果を発揮すると思慮される。Rocking で柱脚が浮上る際に、地長押梁が撓ることにより曲率半径による回転運動作用を發揮すると考えられ、地震力を限定する機能を備えた耐震性に優れた構造であると考えられる。



(9) アスペクト比 2.61 におけるDEM解析 (西原村波)

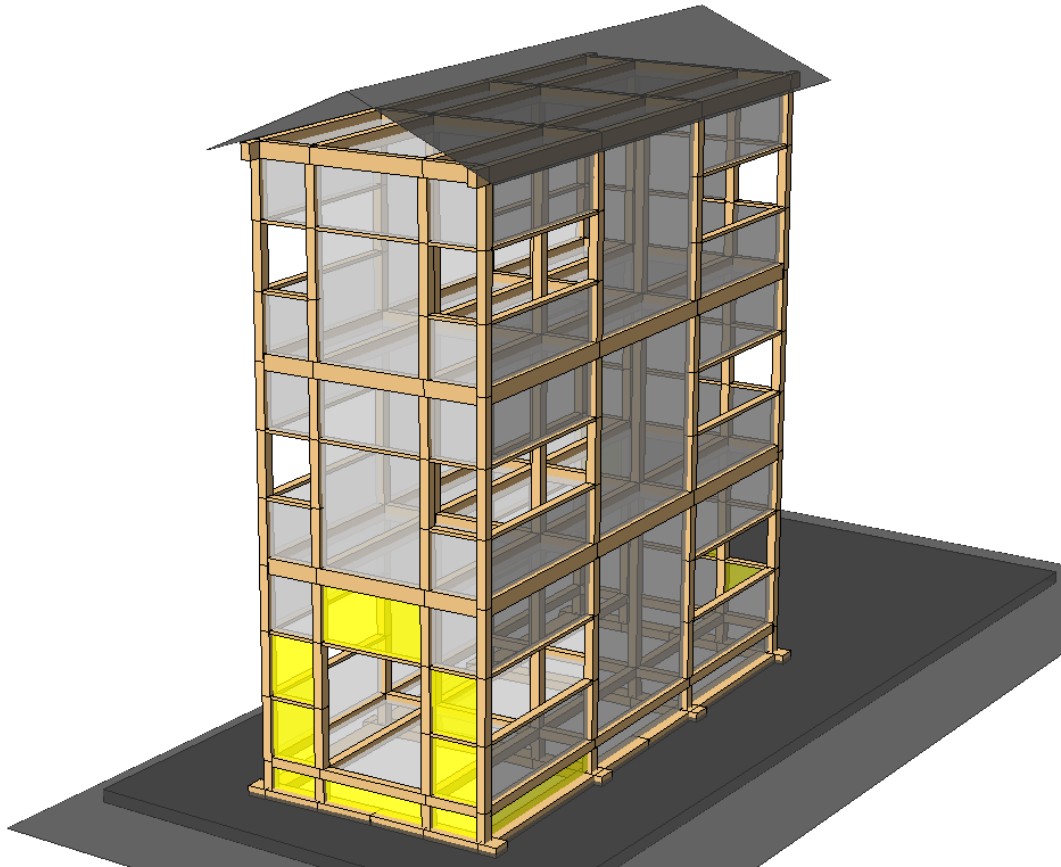


図 6.1.12 建物モデル (アスペクト比 2.61) の最終変形図 (西原村波)

西原村波を入力地震動とした場合の最終変形図を図 6.1.12 に示す。Rocking/Sway 比が 20.76%、柱脚浮上り量が 8.29cm を示した。建物がロッキングにより傾くことにより、柱脚浮上り時には貫板壁に大きな圧縮ストラット束効果が働き、着地時には剛な RC ベタ基礎との衝突による衝撃力で、1 階の短辺方向のみに塑性化が進展して黄色を示している。

建物応答が最大  $1/34\text{rad}$  を示したものの、靱性に富んだ貫板壁・地長押梁構法により復元力が働き、最終変形では自立を保ち倒壊しない。ロッキング挙動によって生じる回転変形成分を減じる必要がある。

永久変位 2m を観測したフリングステップ波形であり、免震・制振・超高層など長周期地震動の影響が強い構造物には非常に影響の強い波形である。鉛直方向の柱脚の浮上り、水平方向の滑動による 3 次元動的安定挙動性を備えた基礎構造形式により、入力地震動には上限が生まれ、上限を超越する様々な周波数特性の巨大地震動から免れることが可能となると考える。

#### 6.1.4. 各種建物モデルのアスペクト比と動摩擦係数による Rocking 挙動の検証

##### (1) アスペクト比 2.61 の 3 階建てモデルにおける動摩擦係数と Rocking 挙動

表 6.1.5 にアスペクト比 2.61 の 3 階建てモデルにおける動摩擦係数別の DEM (重心) による建物応答変形量を示す。動摩擦係数が 0.3 から 0.5 に増加することに伴い、建物応答変形量も増大している。これは摩擦係数が大きい場合は柱脚固着時間が長く、入力加速度波形の振動特性 (時刻歴波形・応答スペクトル) の影響を受けやすくなるためであると考えられる。柱脚固着時間が短く、地震動の入力影響が減衰すると考えられる動摩擦係数 0.3 においても、地震動によっては  $1/30\text{rad}$  以上の大変形量を示している。

図 6.1.13 に柱脚固着時間が長く、地震動の入力影響を受けやすくなるであろうと考えられる、動摩擦係数 0.5 における柱脚浮上り Rocking 状況図を示す。建物がロッキングにより傾くことにより、柱脚浮上り時では隅柱下端端部の貫板壁に大きな圧縮ストラット束効果が働き、着地時には剛な RC ベタ基礎との衝突による衝撃力で、1 階の短辺方向のみに塑性化が進展して黄色を示している。なお、GUI での壁の損傷・破壊程度は、図 4.3.8(a)に示す第 2 剛性に進展した場合は黄色、第 3 剛性は橙色、耐力を失い破壊した場合は赤色を示す。また、接合部の節点が損傷した場合は青丸、破壊して耐力を失った場合は赤色を示す。

建物応答は 1 階で最大  $1/5\text{rad}$  を示したものの、靱性に富んだ貫板壁・地長押梁構法により復元力が働き、最終変形では自立を保ち倒壊しなかった。すなわち、最大建物応答  $1/5\text{rad}$  には絶対座標系によるロッキング挙動によって生じる回転変形成分が含まれていると思慮される。層間変形成分が混在した複合変形が生じている。そのため、ロッキング挙動によって生じる回転変形成分を減じて論じる必要がある。アスペクト比が 2.61 程度に高くなると、アスペクト比だけでロッキング挙動が支配的になることが明らかとなった。

鉛直方向の柱脚の浮上り、水平方向の滑動による 3 次元動的安定挙動性を備えた基礎構造形式により、入力地震動には上限が生まれ、上限を超越する様々な周波数特性の巨大地震動から免れることが可能となると考える。柱脚が滑り移動するため、重心が支点を超えることがなく、「起き上がり小法師」の挙動のように高い復元力特性を発揮する。しかしながら、ここまで傾斜させると、家具・什器の下敷きや衝突による死傷事例が懸念される。内部に人が不在な五重塔のような工作物であれば別だが、建築物では安全性が懸念される。

1995 年 1 月 17 日、阪神淡路大震災が発生した。主要動僅か 17 秒間に 6434 人の犠牲者を出した。そのほとんどが建物の倒壊による圧死であった。警視庁や消防庁の報告書によると、建物の倒壊による直接的死因以外に、家具・什器の下敷きや衝突による死傷事例も多数報告されている<sup>26)</sup>。

表 6.1.5 アスペクト比 2.61 の 3 階建てモデルと動摩擦係数別による建物応答変形量

地震波		動摩擦係数0.3		動摩擦係数0.4		動摩擦係数0.5	
		変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	1階:Y	3.720	1/81	7.753	1/39	10.735	1/28
	2階:Y	3.514	1/85	7.191	1/42	10.269	1/29
	3階:Y	3.066	1/98	6.642	1/45	9.910	1/30
JR鷹取	1階:Y	4.053	1/74	15.275	1/20	27.207	1/11
	2階:Y	3.588	1/84	14.312	1/21	25.393	1/12
	3階:Y	3.002	1/100	13.969	1/21	24.718	1/12
熊本・益城町	1階:Y	29.469	1/10	39.527	1/8	41.147	1/7
	2階:Y	28.630	1/10	37.126	1/8	38.318	1/8
	3階:Y	27.886	1/11	36.376	1/8	37.576	1/8
熊本・西原村	1階:Y	6.182	1/49	8.913	1/34	49.384	1/6
	2階:Y	5.997	1/50	8.070	1/37	46.814	1/6
	3階:Y	5.397	1/56	7.485	1/40	29.165	1/10
BCJ-L2×2倍	1階:Y	13.707	1/22	26.862	1/11	58.840	1/5
	2階:Y	12.292	1/24	24.774	1/12	54.739	1/5
	3階:Y	11.744	1/26	24.275	1/12	53.865	1/6

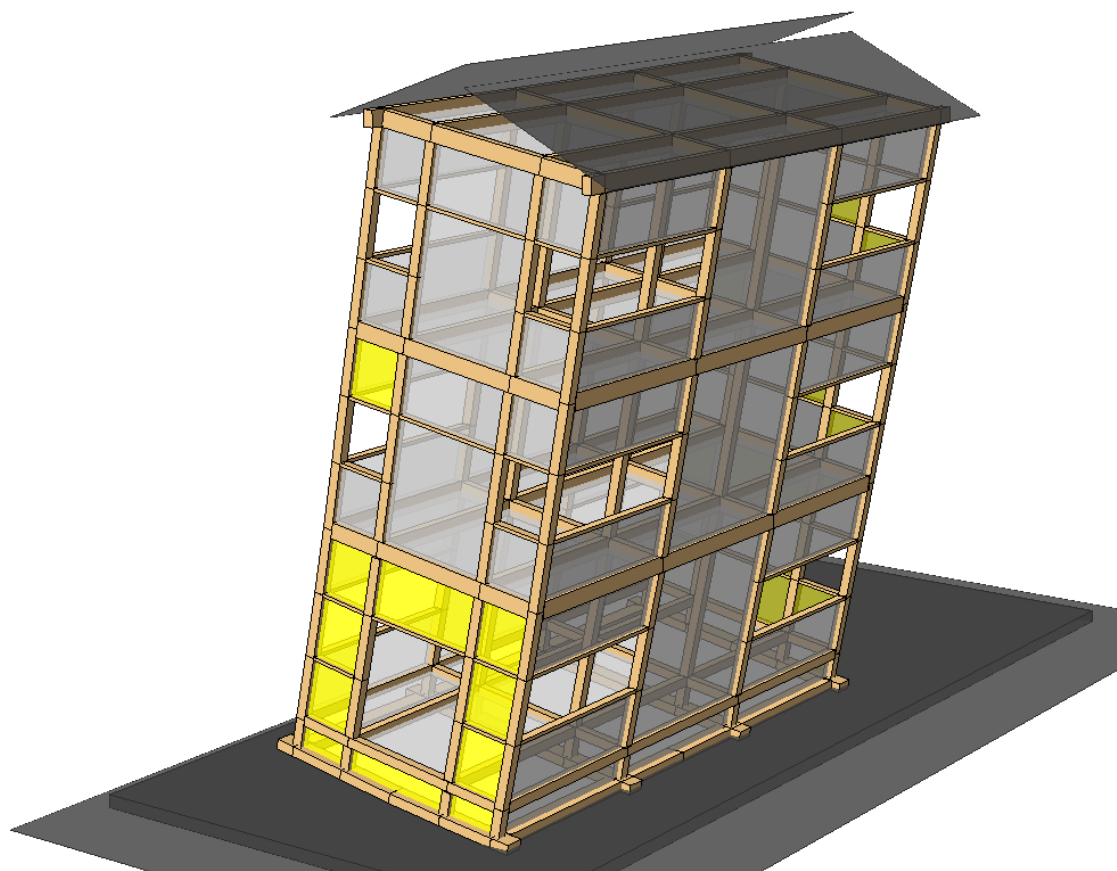


図 6.1.13 3 階建て (アスペクト比 2.61 :  $\mu 0.5$ ) の Rocking 図 (BCJ-L2×2倍)

建築基準法においては、建築物本体の耐震性以外として二次部材の天井落下防止に関する基準等は整備されているものの<sup>73)</sup>、家具・什器など、持込家具等に対する基準は存在しない。家具・什器に関する基準として、製造物責任法（平成6年7月1日法律第85号）が存在する。製造物の欠陥により損害が生じた場合の製造業者等の損害賠償責任について定めた法規のことをいうが、地震等により家具・什器類が居住者に衝突し、死亡したとしても不可抗力となる。この法律も阪神淡路大震災後の1995年7月1日に施行された。製造物責任という用語に相当する英語（product liability）から、PL法と呼ばれることがある。

アスペクト比が2.61程度に高くなると摩擦係数に依らず、アスペクト比だけでロッキング挙動が支配的になり、家具・什器の下敷きや衝突による死傷事例が懸念される。家具・什器の下敷きや衝突による安全性も検証しなければならないような現象であり、直下型地震動時の家具・什器と建築の連成弾塑性振動応答解析が必要だと思慮される。具体的には、建物の地震動による弾塑性解析を実施し、各階の床面における応答加速度を得る。一方、家具・什器解析では、家具や什器を剛体として扱い、クーロン摩擦理論で実装する。

家具・什器のモデル作成は3次元立体モデルとするため作成が極めて大変である。実務的には、各種レーザースキャナーで計測された点群データから、メッシュ、サーフェース、ソリッドなど3Dモデルに自動変換させる。こうすることにより、様々な居室内の現場を点群データとしてスキャナーすることにより、瞬時に3Dモデルが作成可能となり、解析可能性が実務的になる。しかしながら、これらの家具・什器と建築の連成弾塑性振動応答解析は非常に高度な技術であり、実務的ではないと考えられる。

以上より、「柱脚滑り応答スペクトル法」の適用範囲として、アスペクト比が2.61を超える建物は、倒壊は免れることが確認されるが、建物がロッキングにより大きく傾くことにより、柱脚浮上り着地時には剛なRCベタ基礎との衝突による衝撃力で、建物に非常に強い衝撃応答加速度が発生することが懸念される。それにより、家具・什器の下敷きや衝突による死傷事例が懸念される。よって、アスペクト比が2.61を超える建物に関しては適用範囲外と考えられ、本研究では対象外とする。

次節より、アスペクト比1.79の2階建てモデルにおける動摩擦係数とRocking挙動について詳細にパラメータ解析を実施し、「柱脚滑り応答スペクトル法」の適用範囲を考察する。なお、動摩擦係数が0.3,0.4迄は、アスペクト比が1.79以下の4種類の建物モデルでは、GUI上で示される損傷や破壊現象は一切生じていない。応答変形角が1/60rad以下の値を示し、『損傷制御設計』を実現している事からも明らかである（表6.1.4）。

## (2) アスペクト比 1.79 の 2 階建てモデルにおける動摩擦係数と Rocking 挙動

アスペクト比 1.79 の 2 階建てモデルにおける動摩擦係数と Rocking 挙動についてパラメータ解析を実施したところ、動摩擦係数が 0.3, 0.4 迄は、応答変形角が 1/60rad 以下の値を示し、『損傷制御設計』を実現している事が明らかとなった(表 6.1.4)。本節では、動摩擦係数が 0.4 の場合において、貫板壁構法の耐力を 1.5~2.0 倍まで変化させ、これまでの DEM と提案手法である  $C_{slip}$  の精度を比較検証する。

地震入力波形は、振動台実験の際に入力波として用いた BCJ-L2 波を振幅倍率 200% に増幅した BCJ-L2×2 波、兵庫県南部地震で観測された JMA 神戸波、JR 鷹取波、熊本地震で観測された益城町波、西原村波、以上の巨大地震波形 5 波を用いて解析した。

上部構造のせん断性能をパラメータとして DEM 解析 ( $\mu=0.4$ ) した結果を、貫板壁の壁耐力 1.0 倍(表 6.1.4)の結果と合わせて表 6.1.6 に示す。せん断性能が高くなるほど、上部構造の応答変形量は小さくなる結果を示している。1 階変形角が 1/60rad 以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としている。2 階の応答変形角は 1 階以下であり、1 階層崩壊が進行する変形モードとなっている。

1,2 階の変形角は全て弾性領域であり、1,2 階変形量が全て 1/60rad 以下に収斂しており、地震波種別に基本的に影響を受けない、高い耐震性能を示している。

アスペクト比 1.79 の 2 階建てモデルにおいて動摩擦係数が 0.4 の場合までは、貫板壁構法の耐力を 1.5~2.0 倍まで変化させても応答変形角が 1/60rad 以下の値を示し、『損傷制御設計』を実現している事が明らかとなった。次に、アスペクト比 1.79、動摩擦係数が 0.4 という同じ条件下での、柱脚浮上り Rocking 効果および柱脚滑り Sway 効果の比較検証を以下に示す。

表 6.1.6 2 階建て (アスペクト比 2.61 :  $\mu 0.4$ ) と耐力強度別による建物応答変形量

地震波		DEM(重心)100%		DEM(重心)150%		DEM(重心)200%	
		変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)
JMA神戸	1階:Y	2.543	1/118	1.920	1/156	1.539	1/195
	2階:Y	1.386	1/216	1.145	1/262	0.921	1/326
JR鷹取	1階:Y	3.234	1/93	2.777	1/108	2.334	1/129
	2階:Y	2.261	1/133	1.668	1/180	1.528	1/196
熊本・益城町	1階:Y	4.760	1/63	2.783	1/108	1.857	1/162
	2階:Y	3.751	1/80	1.820	1/165	1.054	1/285
熊本・西原村	1階:Y	4.589	1/65	2.398	1/125	1.961	1/153
	2階:Y	3.809	1/79	1.628	1/184	1.200	1/250
BCJ-L2×2倍	1階:Y	4.404	1/68	3.007	1/100	2.199	1/136
	2階:Y	3.402	1/88	2.077	1/144	1.528	1/196

・ 2階建てモデルのアスペクト比と柱脚浮上り Rocking 効果の検証

アスペクト比 1.79 の 2 階建てモデルにおいて、各種巨大地震波に対する上部構造のせん断性能別による貫板壁構法の応答を DEM により解析を行い、柱脚浮上り Rocking 効果の検証をした結果を表 6.1.7、図 6.1.14 に示す。

耐力壁強度が 100% の 2 階建てモデルでは各種巨大地震波に対して、いずれも 5cm 以下の柱脚浮上り量となっている。耐力壁強度がそれぞれ 150%、200% の 2 階建てモデルでは各種巨大地震波に対して、いずれも 5cm 以下の柱脚浮上り量となっている。

一方、前節で検証したアスペクト比が 2.61 の 3 階建てモデルでは各種巨大地震波に対して 5cm 以上の柱脚浮上り量を示し、益城町波では 44.59cm、BCJ-L2×2 倍波では 29.61cm 浮上り、Rocking の影響が顕著となっていた。アスペクト比 1.79、動摩擦係数 0.4 までは、耐力壁強度を変化させても、柱脚浮上り Rocking 効果が乏しいことを示した。

表 6.1.7 2階建てモデルと耐力強度別による柱脚浮上り Rocking 効果の検証

単位: cm	耐力壁強度100%	耐力壁強度150%	耐力壁強度200%
JMA神戸	1.08	1.02	0.86
JR鷹取	1.92	1.46	1.39
熊本・益城町	3.54	1.70	0.99
熊本・西原村	3.75	1.71	1.24
BCJ-L2(Y)	3.28	1.96	1.38

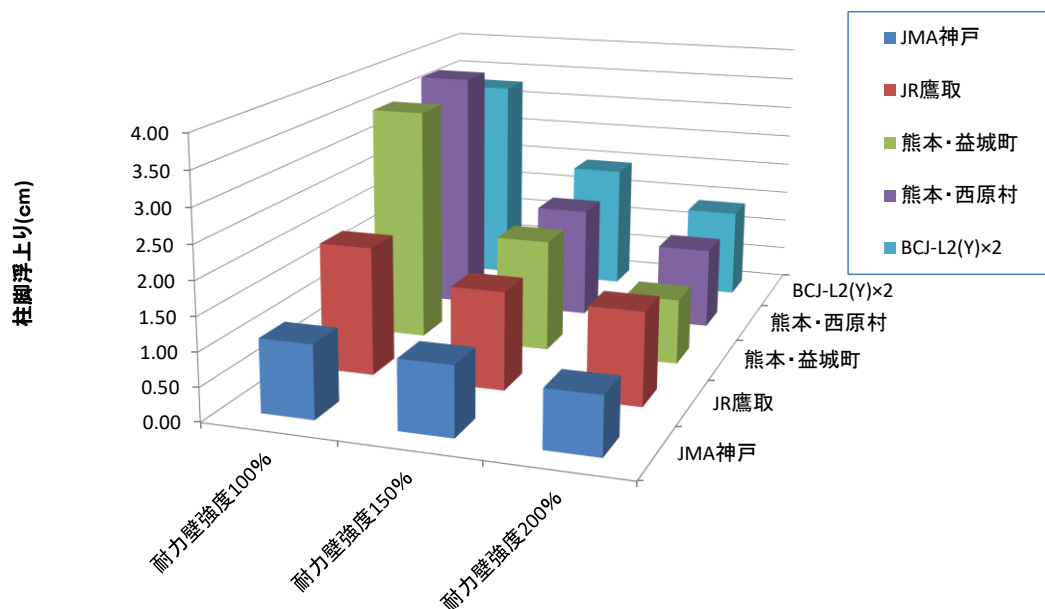


図 6.1.14 2階建てモデルと耐力強度別による柱脚浮上り Rocking 効果の検証

・ 2階建てモデルのアスペクト比と柱脚滑り Sway 効果の検証

アスペクト比 1.79 の 2 階建てモデルにおいて、各種巨大地震波に対する上部構造のせん断性能別による貫板壁構法の応答を DEM により解析を行い、柱脚滑り Sway 効果の検証をした結果を表 6.1.8、図 6.1.15 に示す。

耐力壁強度別による 2 階建てモデルでは各種巨大地震波に対して、いずれも 50cm 以下の柱脚滑り量となっている。また、耐力壁強度が向上するに従い、柱脚滑り量は減少しているが、顕著な差は見受けられない。

一方、柱脚浮上り Rocking 量と柱脚滑り Sway 量を耐力壁強度に着目すると、柱脚浮上り量 (Rocking) が大きい程、柱脚滑り Sway 量が大きくなる傾向が伺える。これは、柱脚浮上り量 (Rocking) と柱脚滑り量 (Sway) およびアスペクト比に、何らかの相互作用が存在することを示していると考えられる。

表 6.1.8 2 階建てモデルと耐力強度別による柱脚滑り Sway 効果の検証

単位: cm	耐力壁強度100%	耐力壁強度150%	耐力壁強度200%
JMA神戸	27.24	26.47	26.02
JR鷹取	43.16	41.91	41.87
熊本・益城町	40.08	42.55	42.31
熊本・西原村	30.78	29.31	29.19
BCJ-L2(Y)	26.20	19.80	17.51

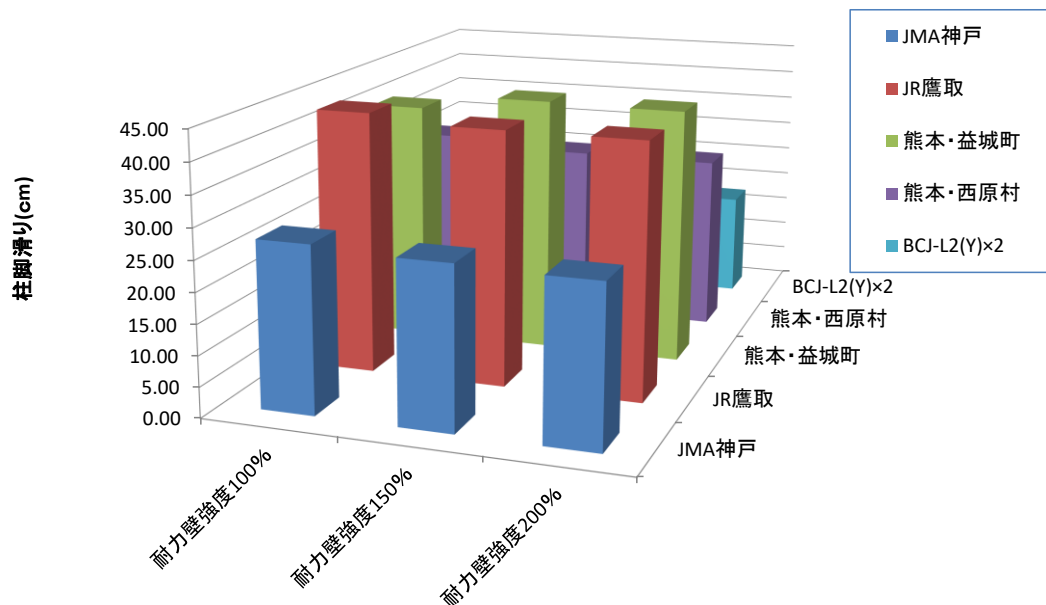


図 6.1.15 2 階建てモデルと耐力強度別による柱脚滑り Sway 効果の検証

表 6.1.9 建物応答の DEM と限界耐力計算（壁強度別： $\mu=0.4$ ）

地震波	$\mu = 0.4$	DEM(重心)100%		限界耐力(定点変位)		柱脚挙動	
		変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)	浮上り (cm)	滑り (cm)
JMA神戸	1階:Y	2.543	1/118	4.290	1/70	1.08	27.24
	2階:Y	1.386	1/216	1.520	1/197		
JR鷹取	1階:Y	3.234	1/93	4.290	1/70	1.92	43.16
	2階:Y	2.261	1/133	1.520	1/197		
熊本・益城町	1階:Y	4.760	1/63	3.750	1/80	3.54	40.08
	2階:Y	3.751	1/80	1.390	1/216		
熊本・西原村	1階:Y	4.589	1/65	4.290	1/70	3.75	30.78
	2階:Y	3.809	1/79	1.520	1/197		
BCJ-L2×2倍	1階:Y	4.404	1/68	4.290	1/70	3.28	26.20
	2階:Y	3.402	1/88	1.520	1/197		

表 6.1.9、図 6.1.15 に DEM と  $C_{slip}$  の変形モード分布図、摩擦係数  $\mu=0.4$  の計算結果  $C_{slip}$  ( $\beta=0.25$ ) を示す。図 6.1.15 の変形モード分布図を見ると、1 階層崩壊先行モードを形成している。

限界耐力計算による応答値は  $C_{slip}$  上で応答しており（図 6.1.15）、1,2 階の変形量は DEM（重心）と概ね近似値となっている。1 階変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としている。さらに、2 階の変形量の誤差が変位増分法に比べて著しく改善されている。変位増分法では変形モードが  $A_i$  分布で固定されていたのに対し、固有値解析により 2 階変形モードを精算した結果であると思慮される。定点変位増分法により、手計算レベルでも精度の高い応答値が得られ、実務レベルでも非常に有益であると考ええる。

以上より、アスペクト比 1.79 の 2 階建てモデルにおける動摩擦係数と Rocking 挙動についてパラメータ解析を実施したところ、動摩擦係数が 0.3,0.4 迄は、貫板壁構法の耐力を 1.5~2.0 倍まで変化させても応答変形角が  $1/60\text{rad}$  以下の値を示し、『損傷制御設計』を実現している事が明らかとなった（表 6.1.6）。さらに、DEM と提案手法である  $C_{slip}$  の精度を比較検証したところ、1,2 階の変形量は DEM（重心）と概ね近似値を示した。1 階変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としていることを明らかにした。アスペクト比 1.79、動摩擦係数 0.4 迄は Rocking 挙動による顕著な影響が見受けられないことを明らかにした。

次節では、動摩擦係数を 0.5 に大きくした場合の柱脚浮上り Rocking 影響について検証する。すなわち、摩擦係数が大きい場合は柱脚固着時間が長く、入力加速度波形の振動特性（時刻歴波形・応答スペクトル）の影響を受けやすくなるためであると考えられるためである。



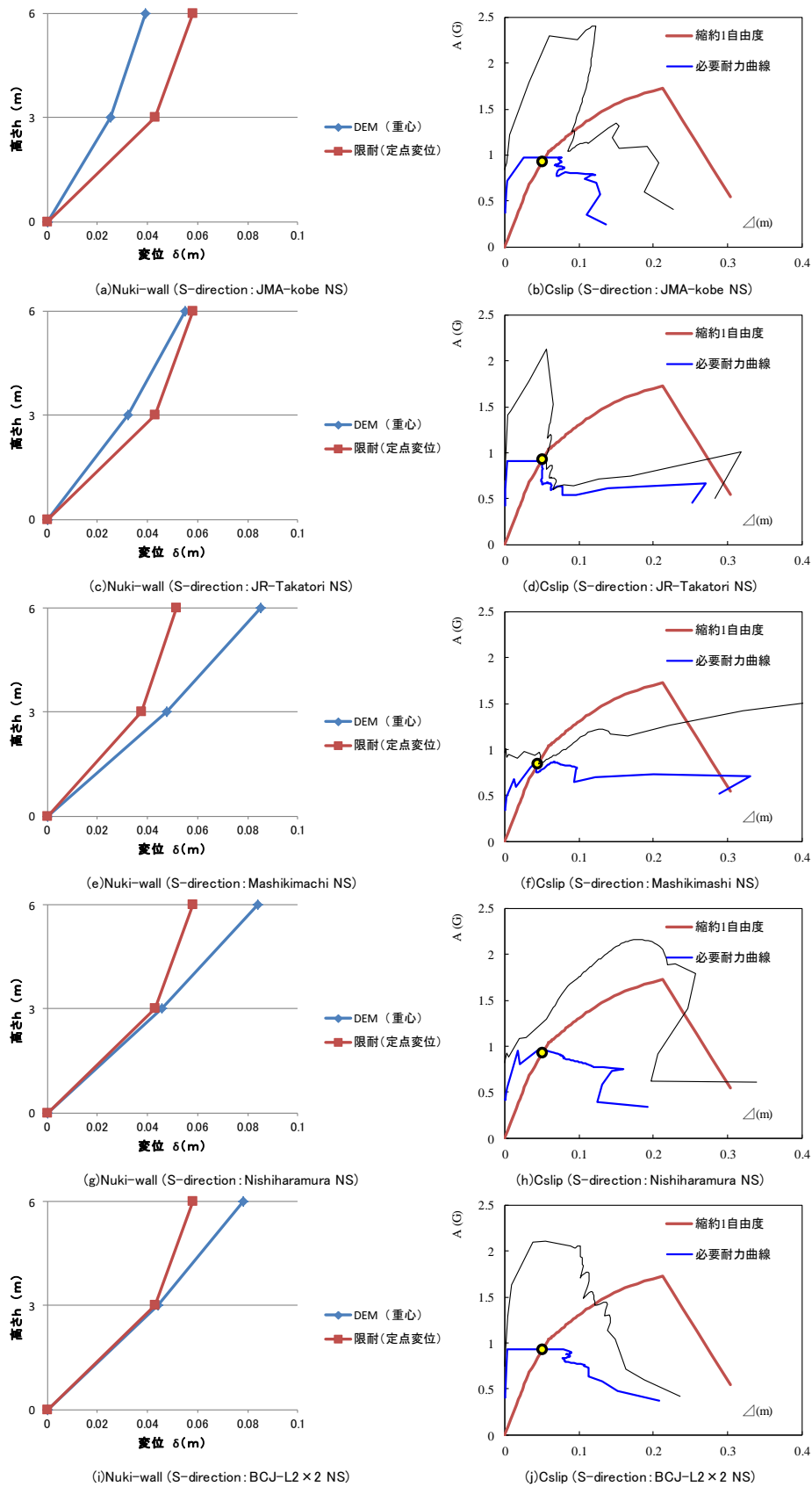


図 6.1.15 定点変位変形モード解析法 (壁強度 100% :  $\mu = 0.4$ )

### 6.1.5. Rocking 挙動を考慮したパラメータ解析による柱脚滑り応答スペクトル法の検証

#### (1) アスペクト比 1.79 の 2 階建てモデルにおける動摩擦係数 0.5 と Rocking 挙動

表 6.1.10～12 にアスペクト比 1.79、動摩擦係数 0.5 の 2 階建てモデルにおける、DEM（重心）と提案手法である  $C_{slip}$  の建物応答変形量を示す。動摩擦係数が 0.4 から 0.5 に増加することに伴い、建物応答変形量も増大している。これは摩擦係数が大きい場合は柱脚固着時間が長く、入力加速度波形の振動特性（時刻歴波形・応答スペクトル）の影響を受けやすくなるためであると考えられる。柱脚固着時間が長く、地震動の入力影響を受けやすいと考えられる動摩擦係数 0.5 では、地震動によっては  $1/60\text{rad}$  以上の大変形量を示している。提案手法である  $C_{slip}$  の建物応答変形量と比較すると、著しく乖離している。

図 6.1.16～18 に柱脚固着時間が長く、地震動の入力影響を受けやすくなるであろうと考えられる、動摩擦係数 0.5 における各種巨大地震動に対する、壁強度別の柱脚浮上り Rocking 状況図を示す。壁強度 100%、JMA 神戸波以外の場合のみ、建物がロッキングにより傾くことにより、柱脚浮上り時では隅柱下端端部の貫板壁に大きな圧縮ストラット束効果が働き、着地時には剛な RC ベタ基礎との衝突による衝撃力で、1 階の短辺方向のみに塑性化が進展して黄色を示している。なお、GUI での壁の損傷・破壊程度は、図 4.3.8(a)に示す第 2 剛性に進展した場合は黄色、第 3 剛性は橙色、耐力を失い破壊した場合は赤色を示す。また、接合部の節点が損傷した場合は青丸、破壊して耐力を失った場合は赤色を示す。

建物応答は 1 階で最大  $1/17\text{rad}$  を示したものの、靱性に富んだ貫板壁・地長押梁構法により復元力が働き、最終変形では自立を保ち倒壊しなかった。すなわち、最大建物応答  $1/17\text{rad}$  には絶対座標系によるロッキング挙動によって生じる回転変形成分が含まれていると思慮される。層間変形成分が混在した複合変形が生じている。そのため、ロッキング挙動によって生じる回転変形成分を減じて論じる必要がある。

図 6.1.19～21 に柱脚固着時間が長く、地震動の入力影響を受けやすくなるであろうと考えられる、動摩擦係数 0.5 における各種巨大地震動に対する、壁強度別・各階別の荷重変位履歴曲線図を示す。DEM（重心）の建物応答には、絶対座標系によるロッキング挙動によって生じる回転変形成分が含まれていることが明らかである。建物全体を 1 本の太い柱と見做せば、伝統構法で見受けられる傾斜復元力特性と同様な、ロッキング挙動によって生じる回転変形成分が示されている。Rocking 状況図の GUI 画像（図 6.1.16～18）、荷重変位履歴曲線図（図 6.1.19～21）から、DEM（重心）の応答変形量には絶対座標系での回転変形成分が含まれている。建物損傷度と変形量が乖離するため、次節では、ロッキング挙動による回転変形成分を減じて論じる。

表 6.1.10 建物応答の DEM と限界耐力計算（壁強度 100% :  $\mu=0.5$ ）

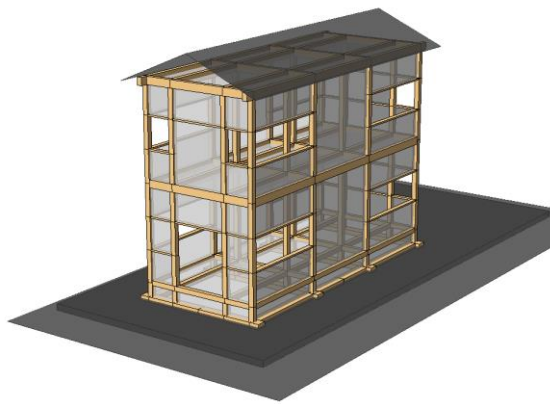
地震波	$\mu=0.5$	DEM(重心) 100%		限界耐力(定点変位)		柱脚挙動	
		変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)	浮上り (cm)	滑り (cm)
JMA神戸	1階:Y	6.514	1/46	5.450	1/55	6.91	20.86
	2階:Y	5.832	1/51	1.740	1/172		
JR鷹取	1階:Y	5.158	1/58	4.290	1/70	4.21	22.03
	2階:Y	4.039	1/74	1.520	1/197		
熊本・益城町	1階:Y	14.489	1/21	3.750	1/80	16.52	48.27
	2階:Y	13.472	1/22	1.390	1/216		
熊本・西原村	1階:Y	8.977	1/33	5.170	1/58	10.00	16.85
	2階:Y	8.149	1/37	1.710	1/175		
BCJ-L2×2倍	1階:Y	17.145	1/17	5.000	1/60	19.97	15.66
	2階:Y	16.386	1/18	1.690	1/178		

表 6.1.11 建物応答の DEM と限界耐力計算（壁強度 150% :  $\mu=0.5$ ）

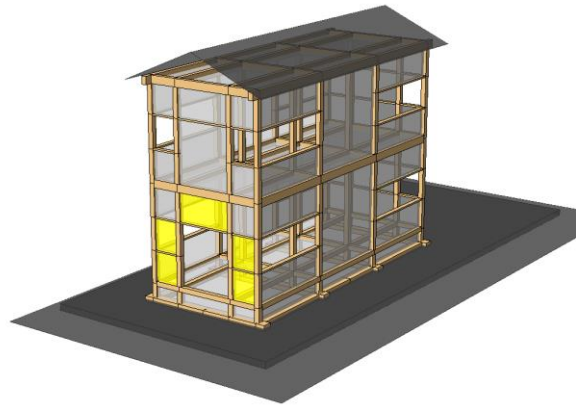
地震波	$\mu=0.5$	DEM(重心) 150%		限界耐力(定点変位)		柱脚挙動	
		変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)	浮上り (cm)	滑り (cm)
熊本・益城町	1階:Y	6.602	1/45	2.500	1/120	6.13	39.01
	2階:Y	5.362	1/56	1.080	1/278		
熊本・西原村	1階:Y	6.323	1/47	3.330	1/90	6.20	19.70
	2階:Y	5.351	1/56	1.290	1/233		
BCJ-L2×2倍	1階:Y	9.093	1/33	3.330	1/90	9.24	15.76
	2階:Y	8.292	1/36	1.290	1/233		

表 6.1.12 建物応答の DEM と限界耐力計算（壁強度 200% :  $\mu=0.5$ ）

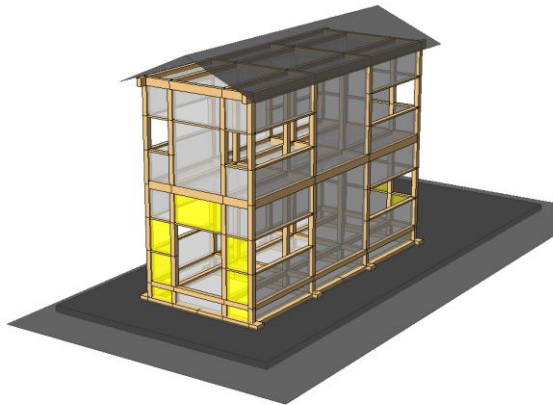
地震波	$\mu=0.5$	DEM(重心) 200%		限界耐力(定点変位)		柱脚挙動	
		変形 (cm)	層間変形角 (rad)	変形 (cm)	層間変形角 (rad)	浮上り (cm)	滑り (cm)
熊本・益城町	1階:Y	5.668	1/53	1.500	1/200	5.50	36.11
	2階:Y	4.634	1/65	0.650	1/462		
熊本・西原村	1階:Y	4.368	1/69	1.880	1/160	4.51	20.13
	2階:Y	4.000	1/75	0.820	1/366		
BCJ-L2×2倍	1階:Y	10.747	1/28	2.310	1/130	12.37	11.69
	2階:Y	10.301	1/29	1.000	1/300		



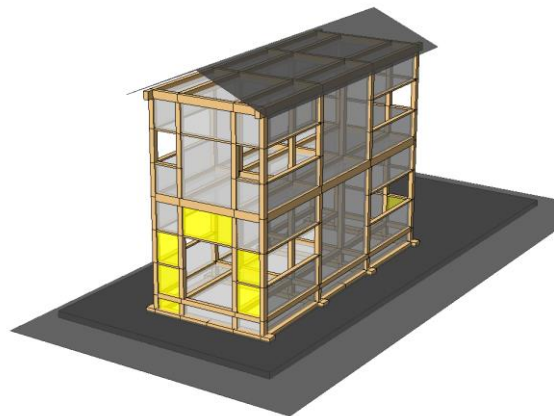
(a)Nuki-wall (S-direction: JMA-kobe NS)



(b)Nuki-wall (S-direction: JR-Takatori NS)



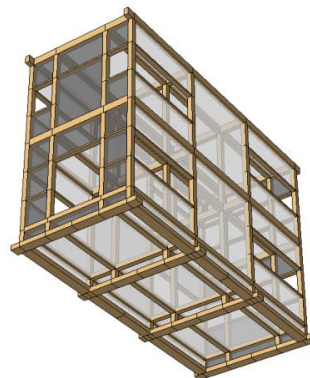
(c)Nuki-wall (S-direction: Mashikimachi NS)



(d)Nuki-wall (S-direction: Nishiharamura NS)

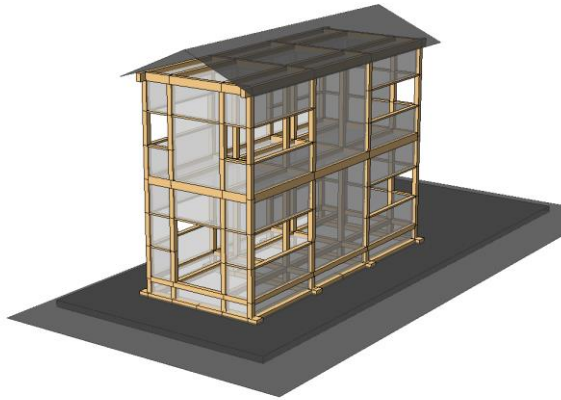


(e)Nuki-wall (S-direction: BCJ-L2 x 2 NS)

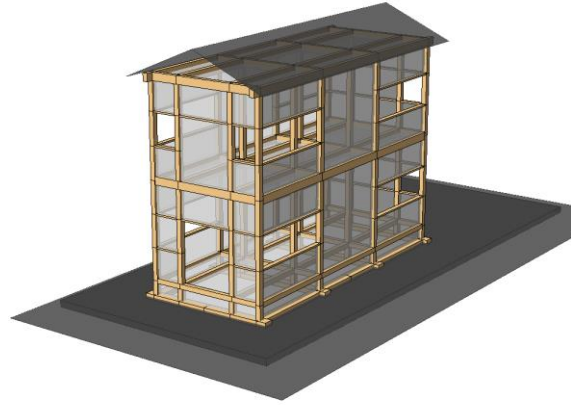


(f)Figure of Base

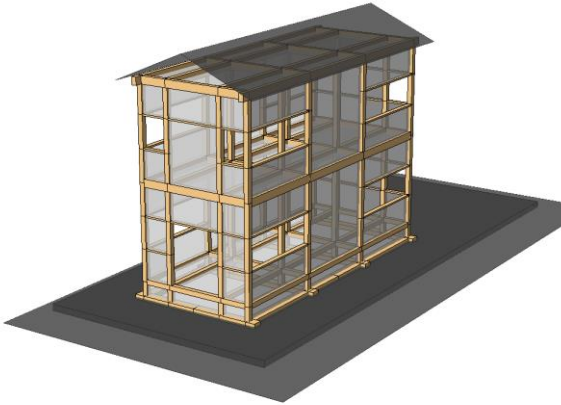
図 6.1.16 2階建て（壁強度 100% :  $\mu 0.5$ ）の Rocking 図（各種地震動）



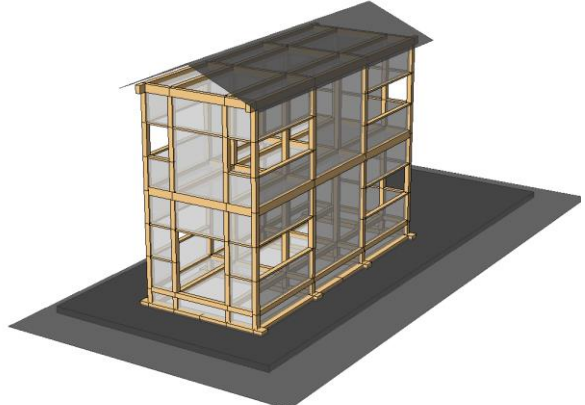
(a)Nuki-wall (S-direction: JMA-kobe NS)



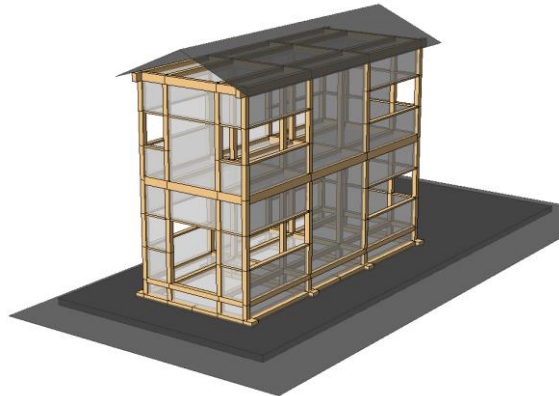
(b)Nuki-wall (S-direction: JR-Takatori NS)



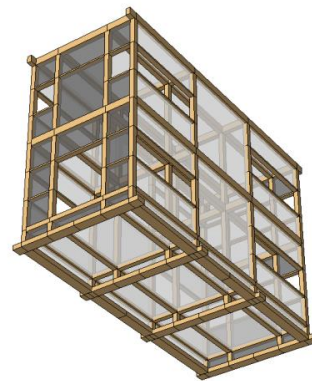
(c)Nuki-wall (S-direction: Mashikimachi NS)



(d)Nuki-wall (S-direction: Nishiharamura NS)

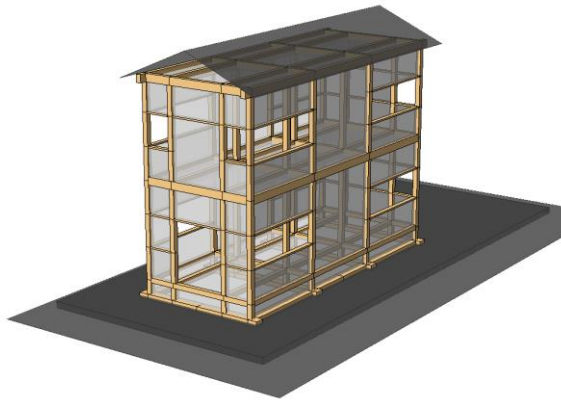


(e)Nuki-wall (S-direction: BCJ-L2 x 2 NS)

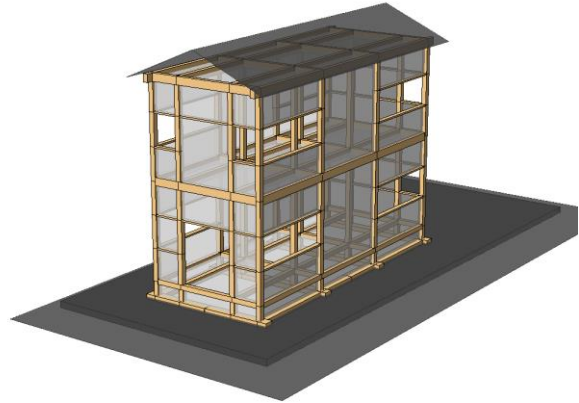


(f)Figure of Base

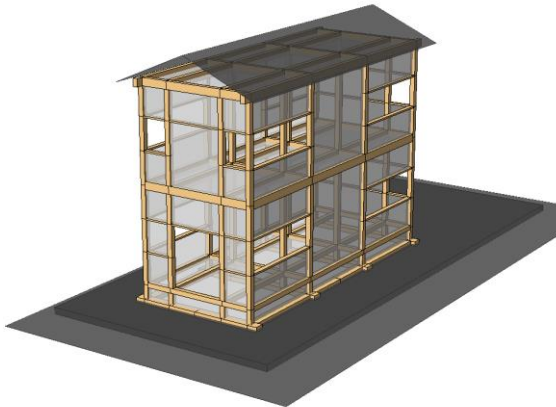
図 6.1.17 2階建て（壁強度 150% :  $\mu 0.5$ ）の Rocking 図（各種地震動）



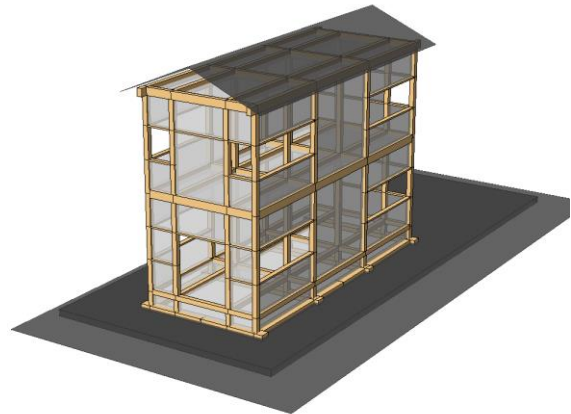
(a)Nuki-wall (S-direction: JMA-kobe NS)



(b)Nuki-wall (S-direction: JR-Takatori NS)



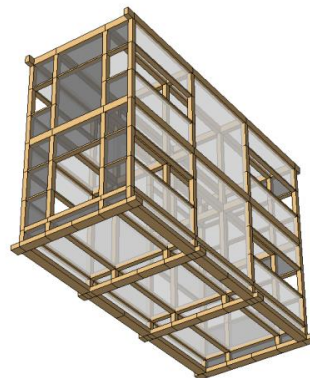
(c)Nuki-wall (S-direction: Mashikimachi NS)



(d)Nuki-wall (S-direction: Nishiharamura NS)



(e)Nuki-wall (S-direction: BCJ-L2 x 2 NS)



(f)Figure of Base

図 6.1.18 2階建て（壁強度 200% :  $\mu 0.5$ ）の Rocking 図（各種地震動）

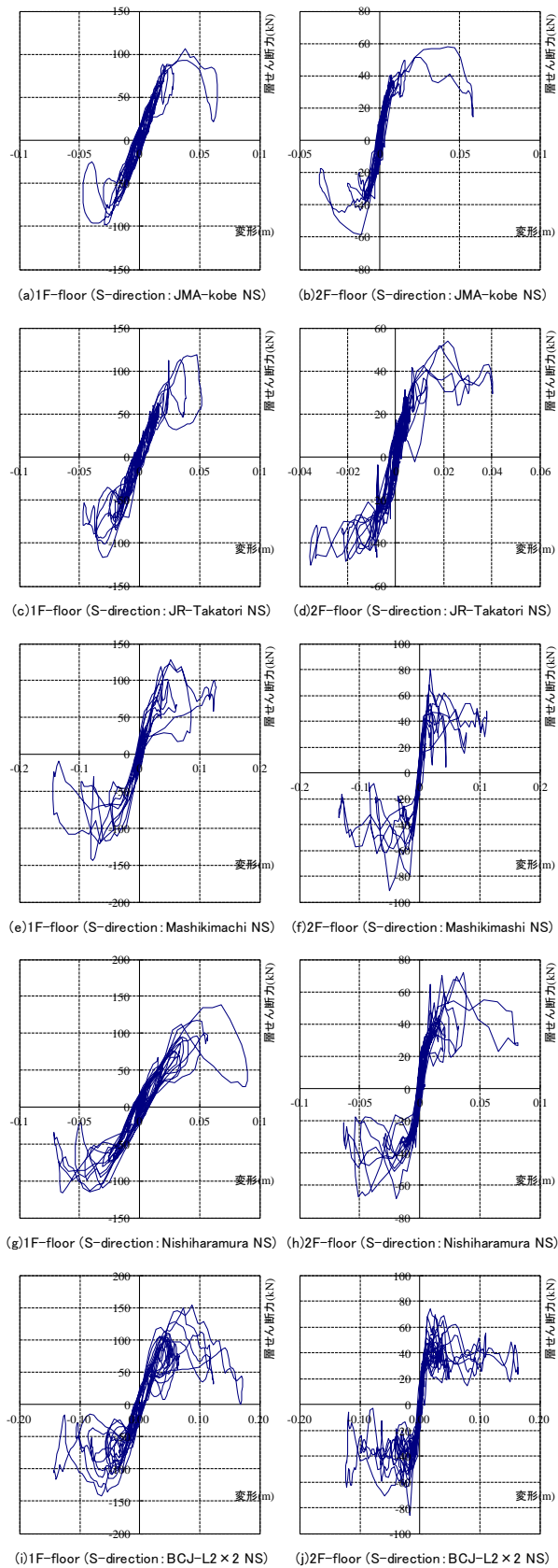
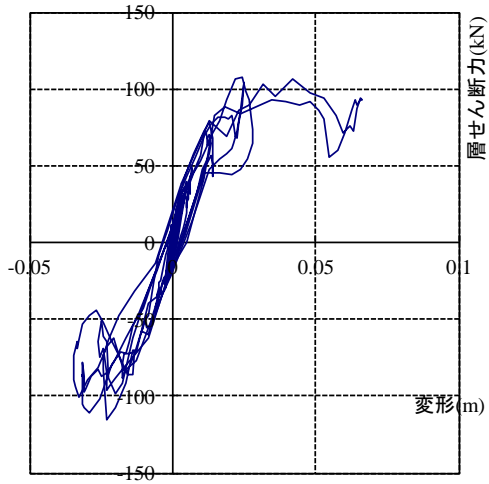
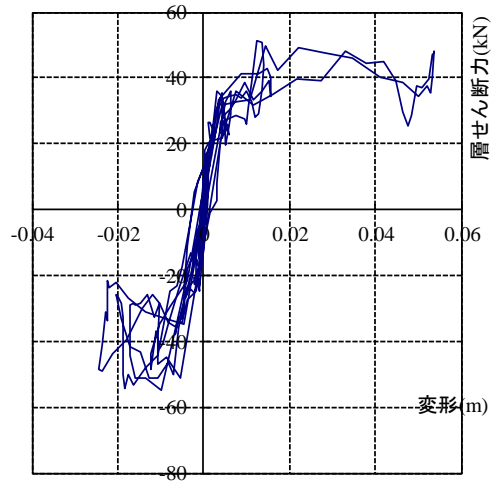


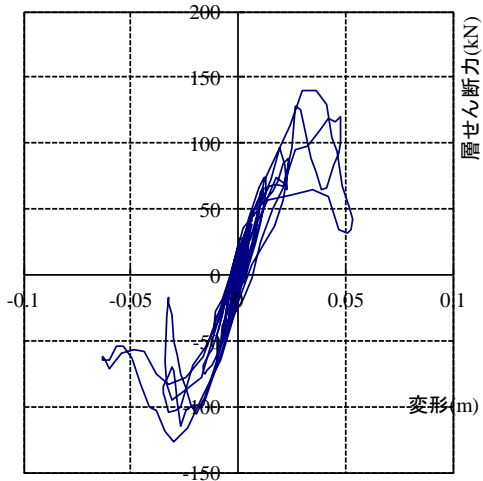
図 6.1.19 2階建て（壁強度 100% :  $\mu 0.5$ ）の荷重変位履歴曲線図（左：1階 右：2階）



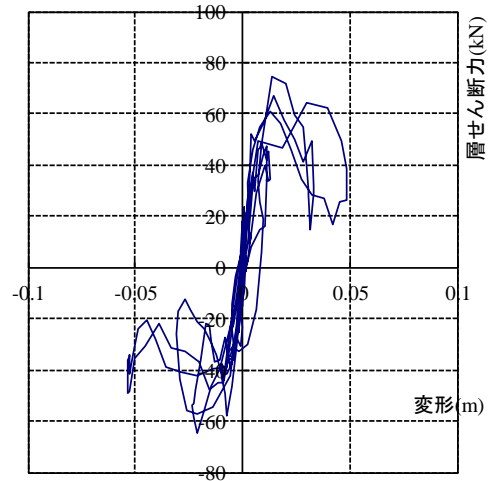
(e)1F-floor (S-direction : Mashikimachi NS)



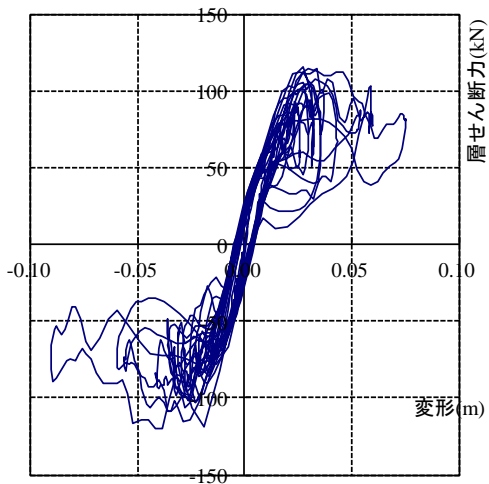
(f)2F-floor (S-direction : Mashikimachi NS)



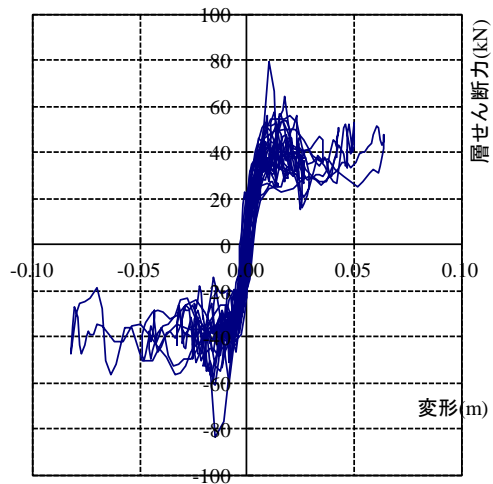
(g)1F-floor (S-direction : Nishiharamura NS)



(h)2F-floor (S-direction : Nishiharamura NS)



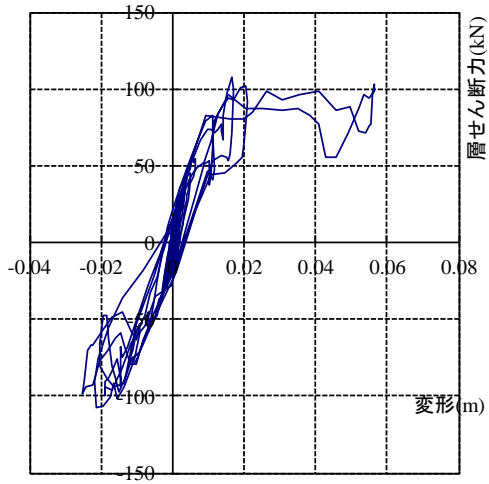
(i)1F-floor (S-direction : BCJ-L2 x 2 NS)



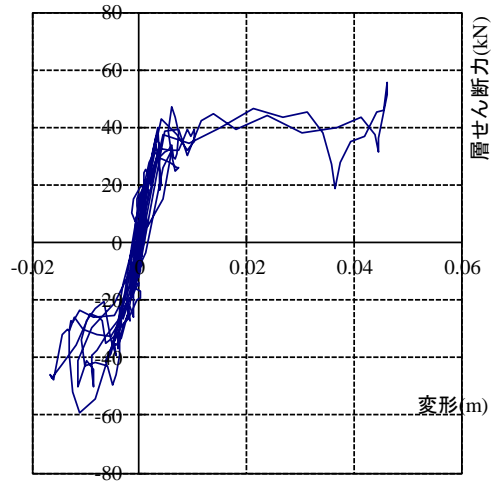
(j)2F-floor (S-direction : BCJ-L2 x 2 NS)

図 6.1.20 2階建て(壁強度150% :  $\mu 0.5$ )の荷重変位履歴曲線図(左:1階 右:2階)

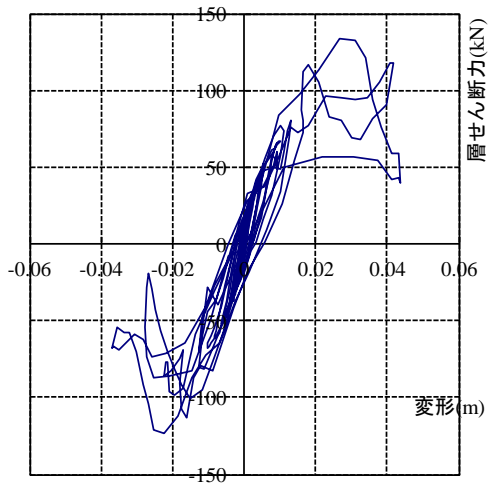




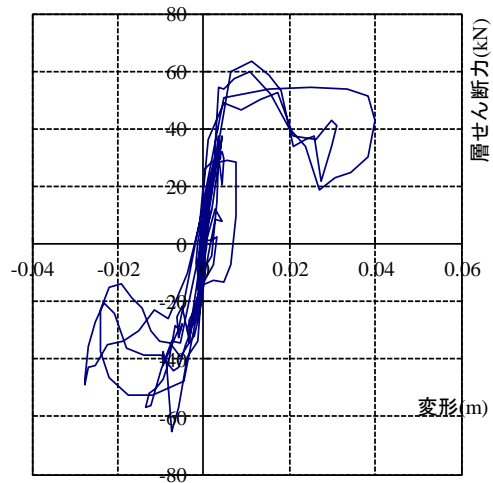
(e)1F-floor (S-direction : Mashikimachi NS)



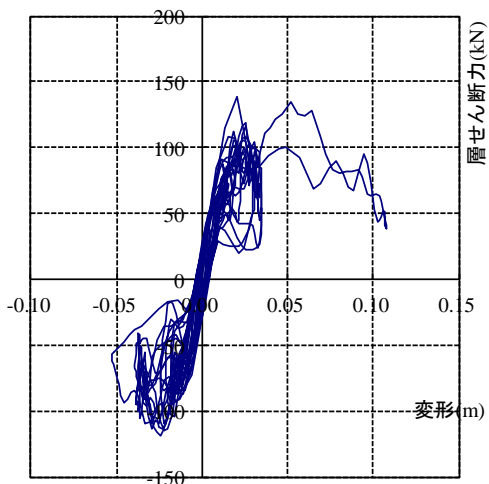
(f)2F-floor (S-direction : Mashikimachi NS)



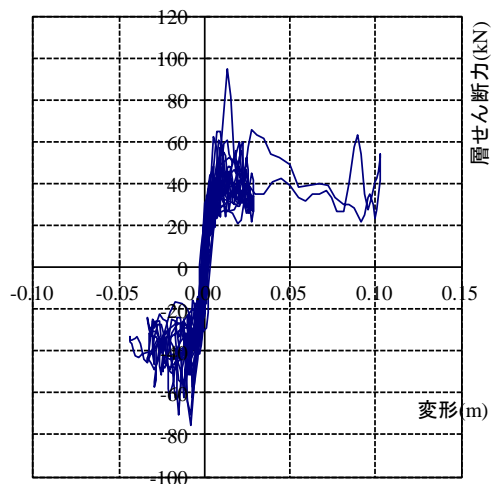
(g)1F-floor (S-direction : Nishiharamura NS)



(h)2F-floor (S-direction : Nishiharamura NS)



(i)1F-floor (S-direction : BCJ-L2 x 2 NS)



(j)2F-floor (S-direction : BCJ-L2 x 2 NS)

図 6.1.21 2階建て(壁強度200% :  $\mu 0.5$ )の荷重変位履歴曲線図(左:1階 右:2階)

## (2) Rocking 挙動による回転変形分を減じたDEMと柱脚滑り応答スペクトル法の検証

### 1. パラメータ解析の概要

前節では、柱脚固着時間が長く、地震動の入力影響を受けやすくなるであろうと考えられる、動摩擦係数 0.5 における各種巨大地震動に対する、壁強度別・各階別の荷重変位履歴曲線図、柱脚浮上り Rocking 状況図の GUI 画像を検証した。DEM (重心) の建物応答には、絶対座標系によるロッキング挙動によって生じる回転変形成分が含まれていることが示された。Rocking 状況図の GUI 画像 (図 6.1.16~18)、荷重変位履歴曲線図 (図 6.1.19~21) から、DEM (重心) の応答変形量には絶対座標系での回転変形成分が含まれていることを明らかにした。

本節では、建物損傷度と変形量が乖離するため、ロッキング挙動による回転変形成分を減じて論じる。2 階建てモデル (アスペクト比 1.79、動摩擦係数 0.5) を用いてパラメトリック解析を行い、各耐力壁の構造強度や地震動特性の違いが与える影響について、感度解析を実施し、提案手法である  $C_{slip}$  の精度を比較検証した。

### 2. パラメータ解析方法

パラメータ解析で考慮するパラメータとしては、復元力特性のバラツキによる挙動の違いを分析するため、貫板壁構法の耐力を 1.0~2.0 まで変化させた。これまでの DEM と提案手法である  $C_{slip}$  の検証結果を考慮し、以下の項目をパラメータとした。具体的なパラメータを以下に示す。

#### (1) 上部構造のせん断性能 (2 種類)

貫板壁の耐力を 1.5, 2.0 倍。

#### (2) 動摩擦係数 (1 種類)

動摩擦係数は 0.5 の 1 種類。静止摩擦係数は、動摩擦係数 + 0.1。

### 3. ロッキング挙動による回転変形分を減じる層間変位計算方法

瀧らは<sup>74)</sup>、ロッキング挙動によって生じる回転変形分を減じる計算方法を示している。本節では文献<sup>74)</sup>を一部引用して解説し、同様な計算方法でロッキング挙動によって生じる回転変形分を減じた解析結果を DEM2 と定義し、提案手法である  $C_{slip}$  の精度検証をする。

絶対座標系での全体の応答変位は、ロッキングによって生じる回転変形と層間変形の複合型であると考えられる。そのため、絶対座標系から回転変形分を減じ、ローカル座標系 (建物座標系) での層間変形を求める必要がある。よって、式(6.3)、(6.4)に示すように、式(6.1)、(6.2)と同様にして計算した変位から、各層の Z 方向平均変位から回転変形によっ

て生じる X 方向変位を算出し、絶対座標系の全体の応答変位から減じて、ローカル座標系（建物座標系）での層間変形を求める。1 層目の高さを 1 階床芯、2 層目の高さを 2 階床梁芯、3 層目の高さを 2 階梁芯とする。各通り芯の位置は先の図 6.1.1 に示している。

・絶対座標系

$$2 \text{ 階層間変位 } \delta_2 = x_3 - x_2 \quad \dots (6.1)$$

$$1 \text{ 階層間変位 } \delta_1 = x_2 - x_1 \quad \dots (6.2)$$

・ローカル座標系

$$2 \text{ 階層間変位 } X_2 = \delta_2 - \frac{z_3 Y_1 - z_3 Y_2}{W} \times h_2 \quad \dots (6.3)$$

$$1 \text{ 階層間変位 } X_1 = \delta_1 - \frac{z_2 Y_1 - z_2 Y_2}{W} \times h_1 \quad \dots (6.4)$$

ここに；

$x_1, x_2, x_3$  : 各層（1 層、2 層、3 層）の重心位置変位(m)

$z_3 Y_1, z_3 Y_2$  : 3 層 Y1 通り（Y2 通り）の Z 方向平均変位(m)

$z_2 Y_1, z_2 Y_2$  : 2 層 Y1 通り（Y2 通り）の Z 方向平均変位(m)

$W$  : 解析モデルの短辺（張間）方向寸法(m)

$h_1, h_2$  : 1~2 層間、1~3 層間の高さ(m)

地震入力波形は、振動台実験の際に入力波として用いた BCJ-L2 波を振幅倍率 200% に増幅した BCJ-L2×2 波、兵庫県南部地震で観測された JMA 神戸波、JR 鷹取波、熊本地震で観測された益城町波、西原村波、以上の巨大地震波形 5 波を用いて解析した。

#### 4. パラメータ解析結果と考察

表 6.1.13~15、図 6.1.22~24 に DEM2 と  $C_{slip}$  の変形モード分布図、摩擦係数  $\mu = 0.5$  の計算結果  $C_{slip}$  ( $\beta = 0.25$ ) を、図 6.1.25~27 に 1 階の DEM と DEM2 の荷重変位履歴曲線図を、アスペクト比 1.79、動摩擦係数 0.5 の 2 階建てモデルにおける、ロッキング挙動によって生じる回転変形分を減じた DEM2（重心）と、提案手法である  $C_{slip}$  の建物応答変形量を、絶対座標系の DEM（重心）と比較して示す。

図 6.1.22~24 の変形モード分布図を見ると、1 階層崩壊先行モードを形成している。限界耐力計算による応答値は  $C_{slip}$  上で応答しており（表 6.1.13~15、図 6.1.22~24）、1,2 階の変形量は DEM2（重心）と概ね近似値となっている。1,2 階変形角が 1/60rad 以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としている。このことは、Rocking 状況図の GUI 画像（図 6.1.16~18）と整合している。

図 6.1.25~27 の 1 階における DEM と DEM2 の荷重変位履歴曲線図を見ると、DEM2 では、絶対座標系からロッキング挙動によって生じた回転変形分が減ぜられ、ローカル座標

系（建物座標系）での荷重変形履歴曲線が形成されている。このことは、表 6.1.13～15、図 6.1.22～24 の変形モード分布図、提案手法である  $C_{slip}$  での応答値、全てにおいて整合している。

建物応答は 1 階で最大 1/17rad を示したものの、靱性に富んだ貫板壁・地長押梁構法により復元力が働き、最終変形では自立を保ち倒壊しなかった（表 6.1.13、図 6.1.16）。すなわち、最大建物応答 1/17rad には絶対座標系によるロッキング挙動によって生じる回転変形成分が含まれ、層間変形成分が混在した複合変形が生じていた。そのため、ロッキング挙動によって生じる回転変形成分を減じて論じた。

図 6.1.25～27 に柱脚固着時間が長く、地震動の入力影響を受けやすくなるであろうと考えられる、動摩擦係数 0.5 における各種巨大地震動に対する、壁強度別・各階別の荷重変位履歴曲線図を、絶対座標系によるロッキング挙動によって生じる回転変形成分が含まれている DEM（重心）と、回転変形成分を減じた DEM2（重心）を比較検証した。DEM2 の検証により、ロッキング挙動による回転変形成分を減じて論じ、建物損傷度と変形量の乖離原因を明らかにした。

定点変位増分法は、ロッキング挙動が卓越する場合においても、回転変形成分が減ぜられたローカル座標系での面内せん断変形による層間変位を算出しており、手計算レベルでも精度の高い応答値が得られ、実務レベルでも非常に有益であると考えられる。

上部構造のせん断性能および動摩擦係数をパラメータとして、DEM と  $C_{slip}$  を解析した結果の散布図および回帰分析図（第 4.5 節、図 4.5.9～11）に、DEM2 の結果も合わせた散布図を図 6.1.28～29 に、最小二乗法による回帰分析結果を図 6.1.30 に示す。

せん断性能が低く（80%）、動摩擦係数が大きい程（ $\mu 0.5$ ）、上部構造の応答変形量は大きくなり、せん断性能が高く（150%）、動摩擦係数が小さい程（ $\mu 0.3$ ）、上部構造の応答変形量は小さくなる結果を示している。アスペクト比 1.79、動摩擦係数 0.5 の場合においても、同様な傾向を示している。

最小二乗法による近似直線の傾きは概ね 1.09、相関係数は 0.9392 であった。したがって、DEM、DEM2（重心）に対する  $C_{slip}$  の変形モード分布量は 20%以内の推定精度を有している。DEM、DEM2 に対する応答変形推定量も、本提案手法  $C_{slip}$  で概ね評価できていることがグラフから判断される。なお、提案手法  $C_{slip}$  では、応答値の計算精度を高めるために、定点変位間（1/120,1/60,1/40,1/30,1/20,1/15,1/10rad）を線形按分（10 分割程度）して変位点を増加させている。表 6.1.13、図 6.1.28 より、JMA 神戸波での 1 階 Y 方向変位量が DEM2 と一番大きな乖離を生じているが、これは 10 分割の粗さが影響している。例えば 100 分割すれば精度は向上すると思慮されるが、予測精度については、日本建築防

災協会<sup>10)</sup>に基づいて、最大層間変形角 Re(表 4.3.3)の区分範囲、すなわち、DEM と限界耐力計算の最大層間変形角が、1/120、1/60、1/45、1/30、1/20rad の範囲内で 1 階変形量が近似しているか否かで判断するのが妥当と考える。実務性を考慮すれば、10 分割程度で使用上、特に支障はないと思慮する。

以上より、提案手法である  $C_{slip}$  の推定値は、ロッキング挙動が顕著になった場合においても、異なる復元力特性や動摩擦係数に応じて DEM 結果に追従しており、精度の高さを示している。汎用性の蓋然性は高いと考える。さらに、動摩擦係数別や地震動種別を問わず、応答変形角が常に 1/60rad 以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としていると思慮される。

表 6.1.13 建物応答の DEM2 と限界耐力計算（壁強度 100% :  $\mu=0.5$ ）

地震波	$\mu=0.5$	DEM(重心)100%		DEM2(重心)100%		限界耐力(定点変位)		柱脚挙動	
		変形(cm)	層間変形角(rad)	変形(cm)	層間変形角(rad)	変形(cm)	層間変形角(rad)	浮上り(cm)	滑り(cm)
JMA神戸	1階:Y	6.514	1/46	2.399	1/125	5.450	1/55	6.91	20.86
	2階:Y	5.832	1/51	1.214	1/247	1.740	1/172		
JR鷹取	1階:Y	5.158	1/58	3.030	1/99	4.290	1/70	4.21	22.03
	2階:Y	4.039	1/74	1.147	1/262	1.520	1/197		
熊本・益城町	1階:Y	14.489	1/21	4.410	1/68	3.750	1/80	16.52	48.27
	2階:Y	13.472	1/22	2.591	1/116	1.390	1/216		
熊本・西原村	1階:Y	8.977	1/33	3.809	1/79	5.170	1/58	10.00	16.85
	2階:Y	8.149	1/37	1.549	1/194	1.710	1/175		
BCJ-L2×2倍	1階:Y	17.145	1/17	4.646	1/65	5.000	1/60	19.97	15.66
	2階:Y	16.386	1/18	2.430	1/123	1.690	1/178		

表 6.1.14 建物応答の DEM2 と限界耐力計算（壁強度 150% :  $\mu=0.5$ ）

地震波	$\mu=0.5$	DEM(重心)150%		DEM2(重心)150%		限界耐力(定点変位)		柱脚挙動	
		変形(cm)	層間変形角(rad)	変形(cm)	層間変形角(rad)	変形(cm)	層間変形角(rad)	浮上り(cm)	滑り(cm)
熊本・益城町	1階:Y	6.602	1/45	1.877	1/160	2.500	1/120	6.13	39.01
	2階:Y	5.362	1/56	0.684	1/439	1.080	1/278		
熊本・西原村	1階:Y	6.323	1/47	2.449	1/122	3.330	1/90	6.20	19.70
	2階:Y	5.351	1/56	0.961	1/312	1.290	1/233		
BCJ-L2×2倍	1階:Y	9.093	1/33	2.328	1/129	3.330	1/90	9.24	15.76
	2階:Y	8.292	1/36	1.575	1/190	1.290	1/233		

表 6.1.15 建物応答の DEM2 と限界耐力計算（壁強度 200% :  $\mu=0.5$ ）

地震波	$\mu=0.5$	DEM(重心)200%		DEM2(重心)200%		限界耐力(定点変位)		柱脚挙動	
		変形(cm)	層間変形角(rad)	変形(cm)	層間変形角(rad)	変形(cm)	層間変形角(rad)	浮上り(cm)	滑り(cm)
熊本・益城町	1階:Y	5.668	1/53	1.325	1/226	1.500	1/200	5.50	36.11
	2階:Y	4.634	1/65	0.525	1/571	0.650	1/462		
熊本・西原村	1階:Y	4.368	1/69	1.761	1/170	1.880	1/160	4.51	20.13
	2階:Y	4.000	1/75	0.840	1/357	0.820	1/366		
BCJ-L2×2倍	1階:Y	10.747	1/28	2.028	1/148	2.310	1/130	12.37	11.69
	2階:Y	10.301	1/29	1.381	1/217	1.000	1/300		

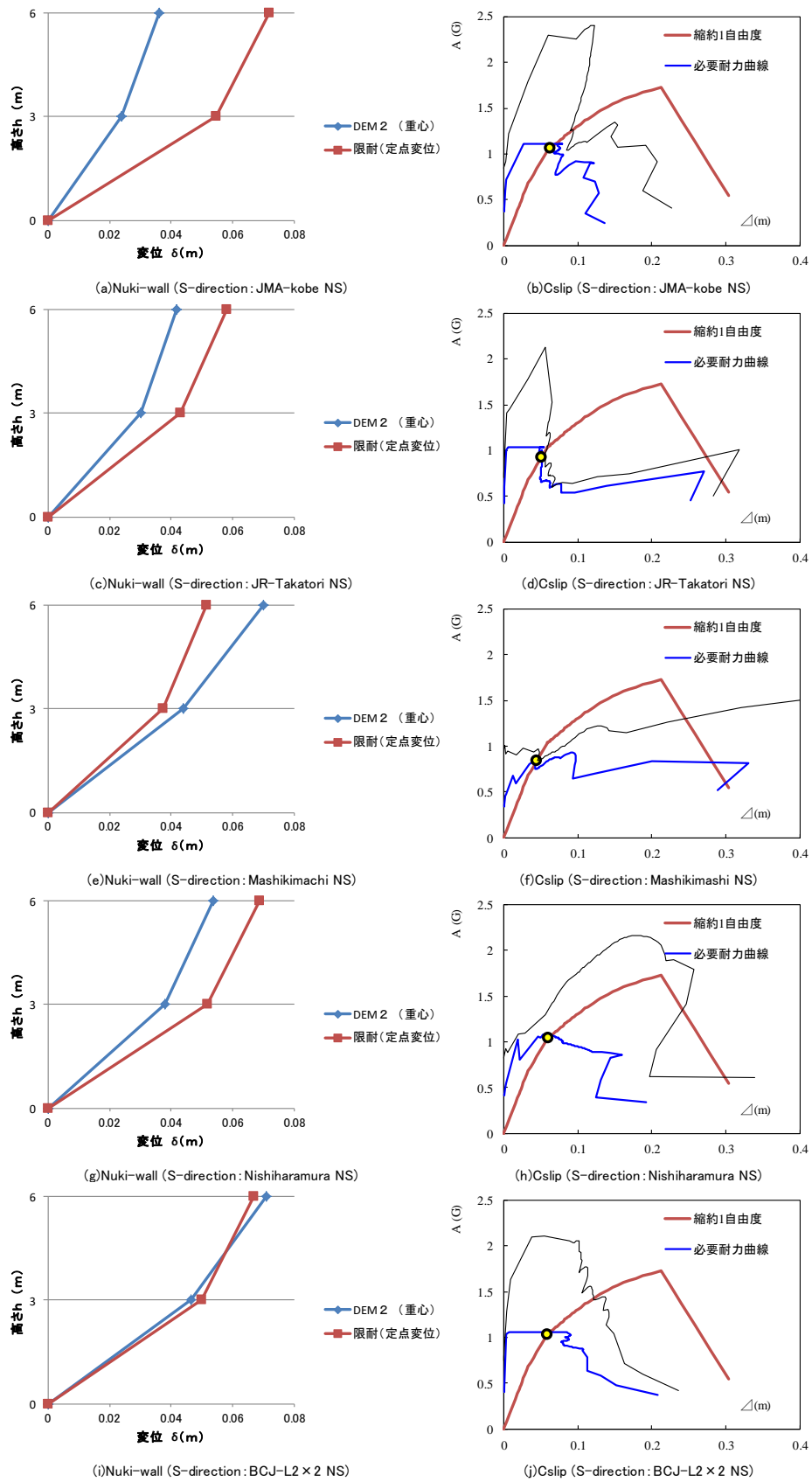


図 6.1.22 定点変位変形モード解析法 DEM 2 (壁強度 100% :  $\mu = 0.5$ )

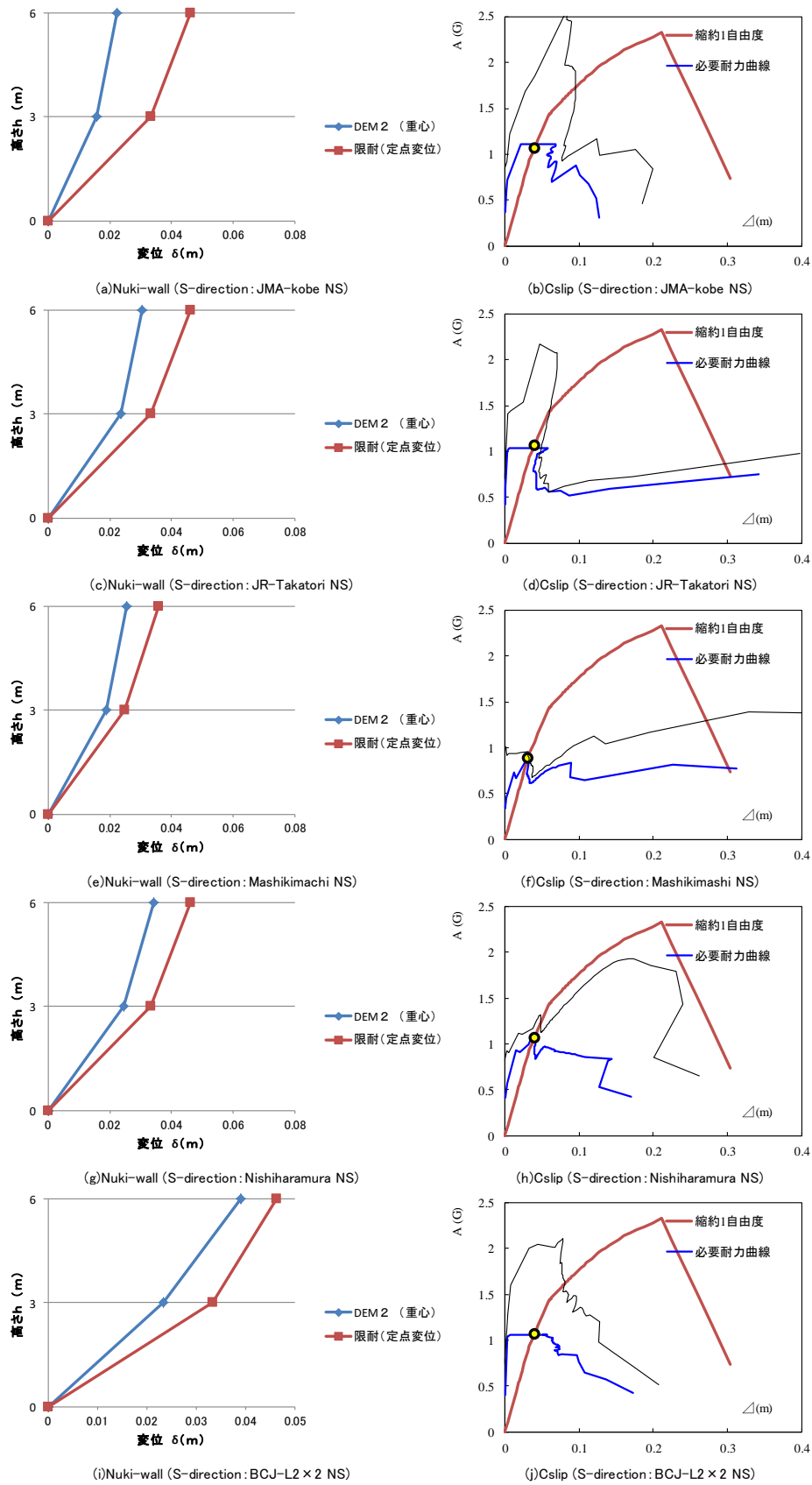


図 6.1.23 定点変位変形モード解析法 DEM 2 (壁強度 150% :  $\mu = 0.5$ )

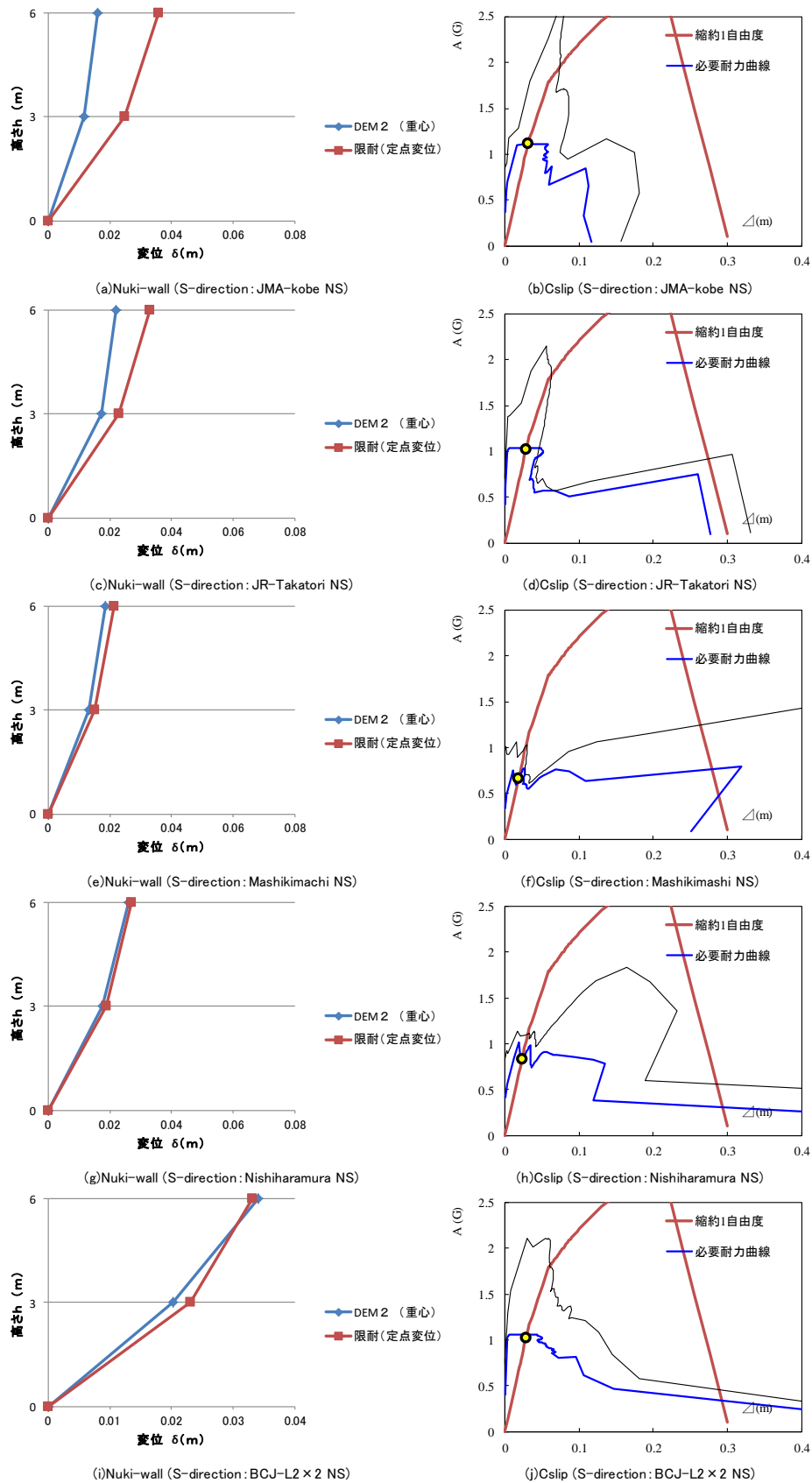


図 6.1.24 定点変位変形モード解析法 DEM 2 (壁強度 200% :  $\mu = 0.5$ )



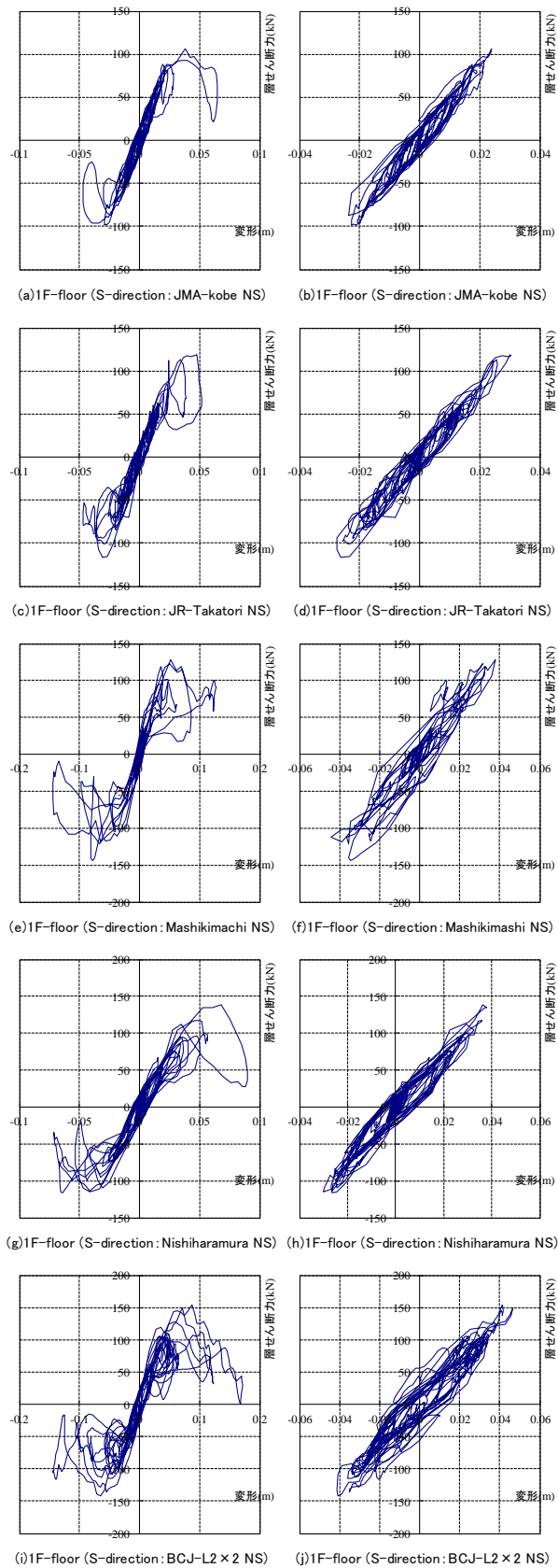
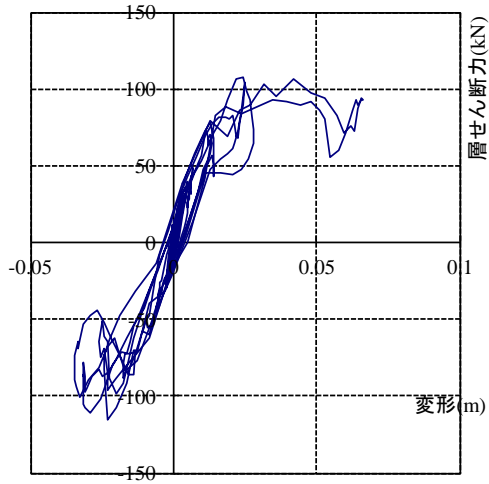
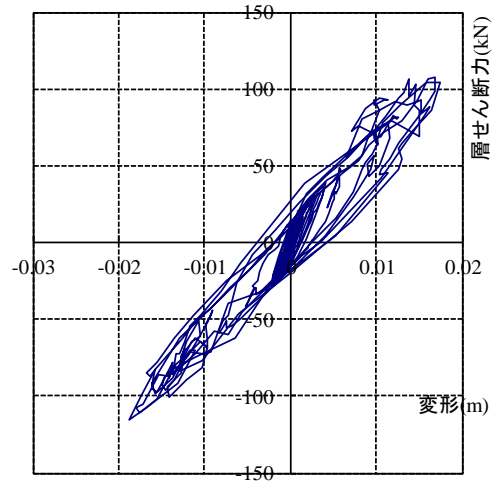


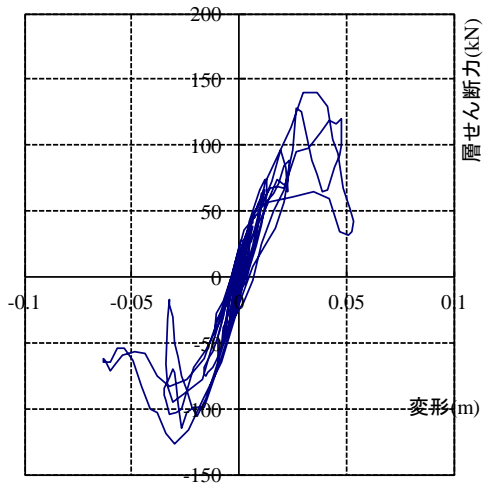
図 6.1.25 1階の荷重変位履歴曲線（壁強度 100% :  $\mu 0.5$ ）（左 : DEM 右 : DEM2）



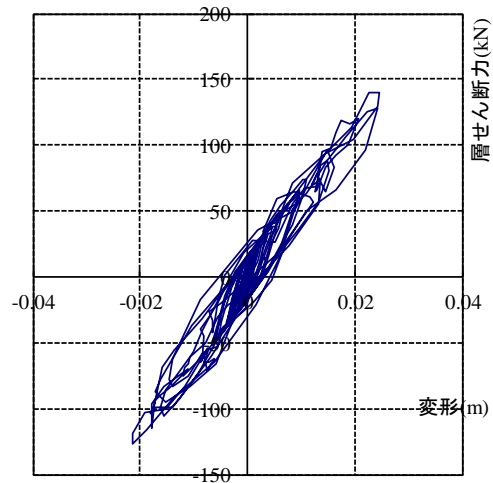
(e)1F-floor (S-direction: Mashikimachi NS)



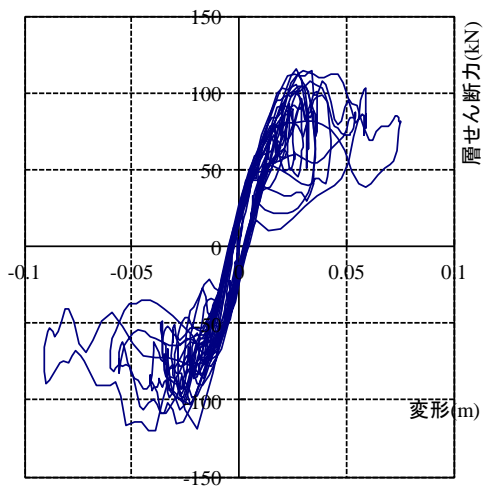
(f)1F-floor (S-direction: Mashikimashi NS)



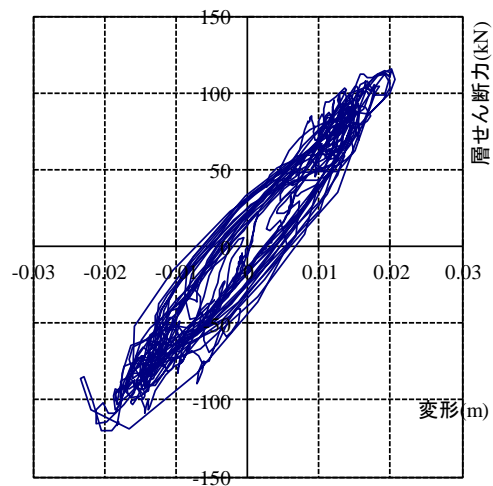
(g)1F-floor (S-direction: Nishiharamura NS)



(h)1F-floor (S-direction: Nishiharamura NS)

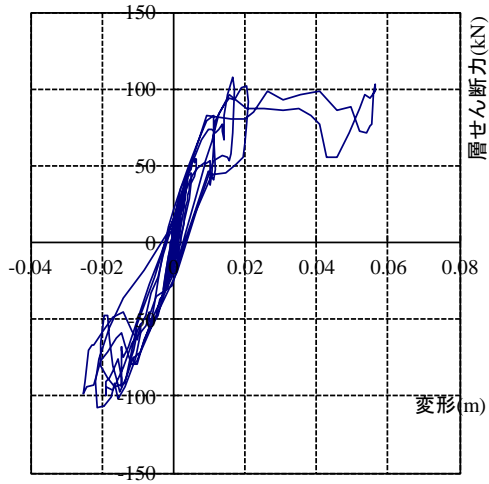


(i)1F-floor (S-direction: BCJ-L2 x 2 NS)

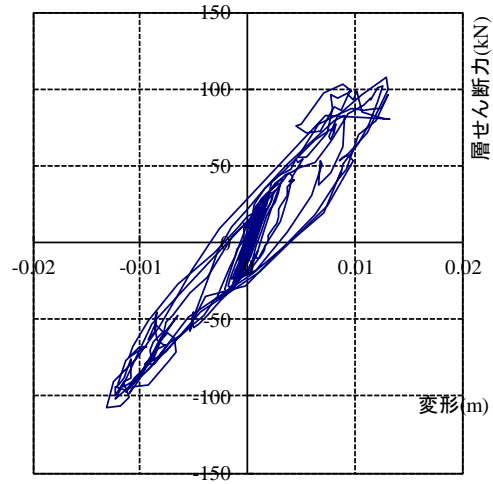


(j)1F-floor (S-direction: BCJ-L2 x 2 NS)

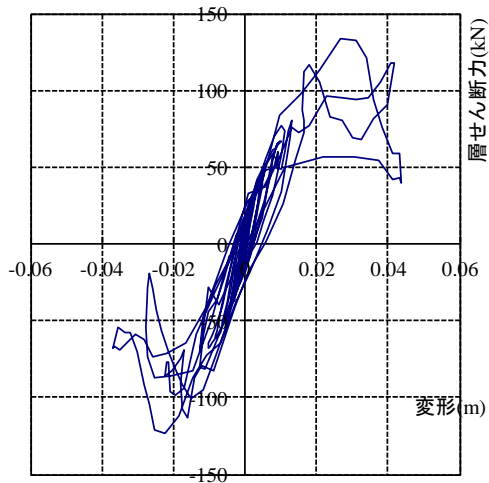
図 6.1.26 1階の荷重変位履歴曲線 (壁強度 150% :  $\mu 0.5$ ) (左: DEM 右: DEM2)



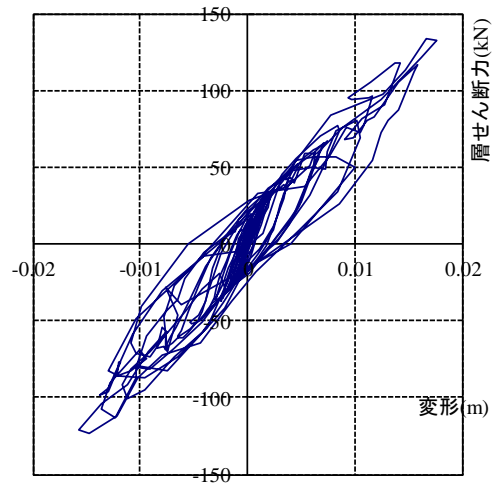
(e)1F-floor (S-direction: Mashikimachi NS)



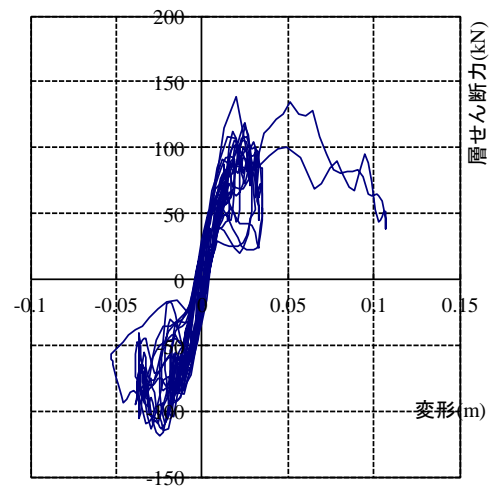
(f)1F-floor (S-direction: Mashikimashi NS)



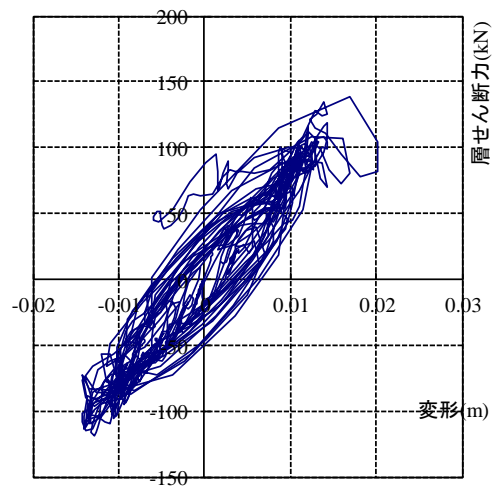
(g)1F-floor (S-direction: Nishiharamura NS)



(h)1F-floor (S-direction: Nishiharamura NS)



(i)1F-floor (S-direction: BCJ-L2 x 2 NS)



(j)1F-floor (S-direction: BCJ-L2 x 2 NS)

図 6.1.27 1階の荷重変位履歴曲線 (壁強度 200% :  $\mu 0.5$ ) (左: DEM 右: DEM2)

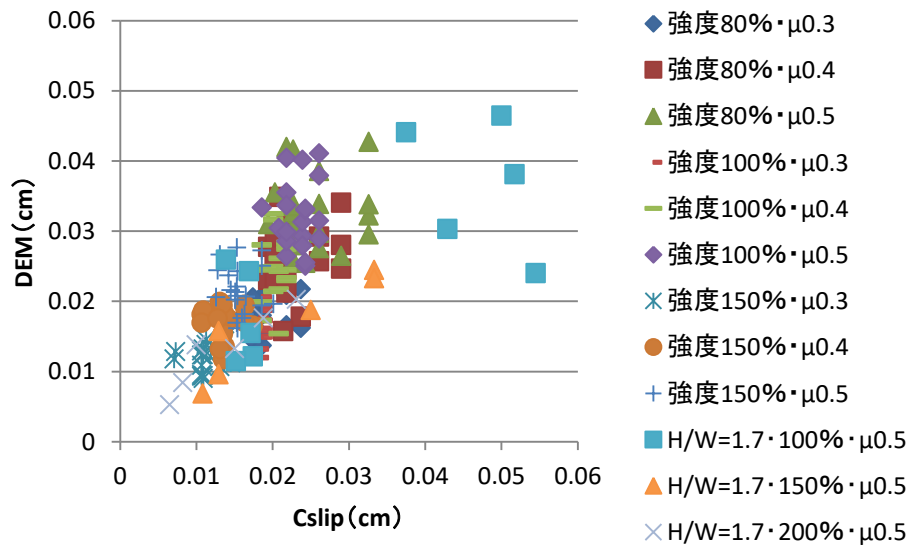


図 6.1.28 DEM2 と限界耐力計算による変形モード分布の比較（損傷制御設計領域部分）

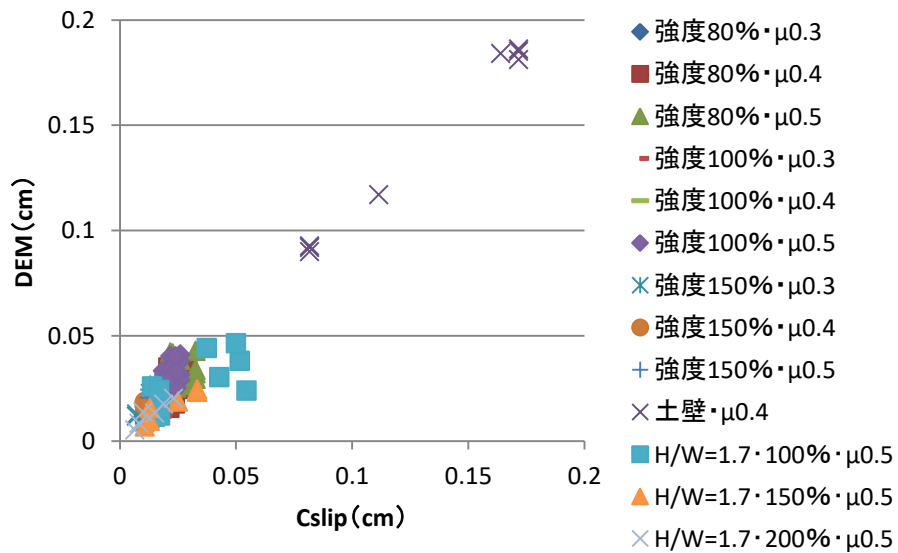


図 6.1.29 DEM2 と限界耐力計算による変形モード分布の比較

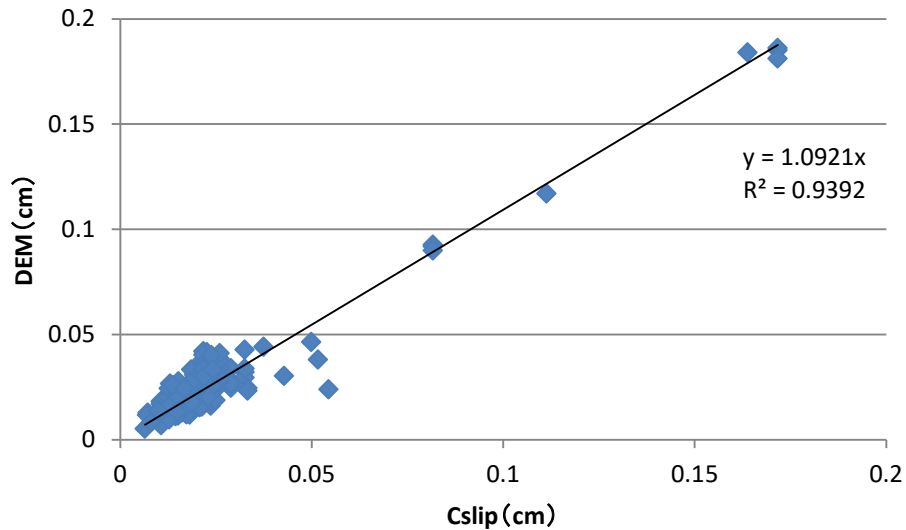


図 6.1.30 DEM2 と限界耐力計算による変形モード分布の比較（相関図）

## 5. 小括

本節では、屋根が重く、階高が高く、壁量の少ないロッキング現象が生じやすい建築モデルとした。都市型狭小木造住宅を意識し、張間方向は最小値程度の 3.64m とした。建築物は地盤面から 1 階床高さが 0.5m、階高は全て 3m とした。

一般的な木造住宅の階高は 3m と見做せ、都市型狭小木造住宅の張間方向間口幅は、構造・採光等の様々な建築基準法の制約から最小値を 3.64m と見做すのは妥当であると思慮される。よって、アスペクト比は一義的に 3.64m を基準に階高や階数により定まる。さらに、ロッキング挙動に影響を及ぼす要因としては建物重量となる。本節では、一般財団法人日本建築防災協会『2012 年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法』で定める「重い建物」とした。アスペクト比による Rocking 効果の影響が一番大きくなるように「重い建物」とし、全ての階の耐力要素は外周部のみで、内部には垂れ壁・腰壁等を含め一切存在しない建物モデルとした（図 6.1.1）。大型震動台「E-ディフェンス」を使って、木造 3 階建て住宅「長期優良住宅」を揺らした試験棟の平面図を図 6.1.31 に示す。防災科学技術研究所の資料<sup>72)</sup>に依ると、平面寸法は短辺 4.55m×長辺 10.92m、軒高 8.905m の 3 階建て軸組工法木造住宅である。アスペクト比が 1.957 と実に 2.0 近くの値を示している。

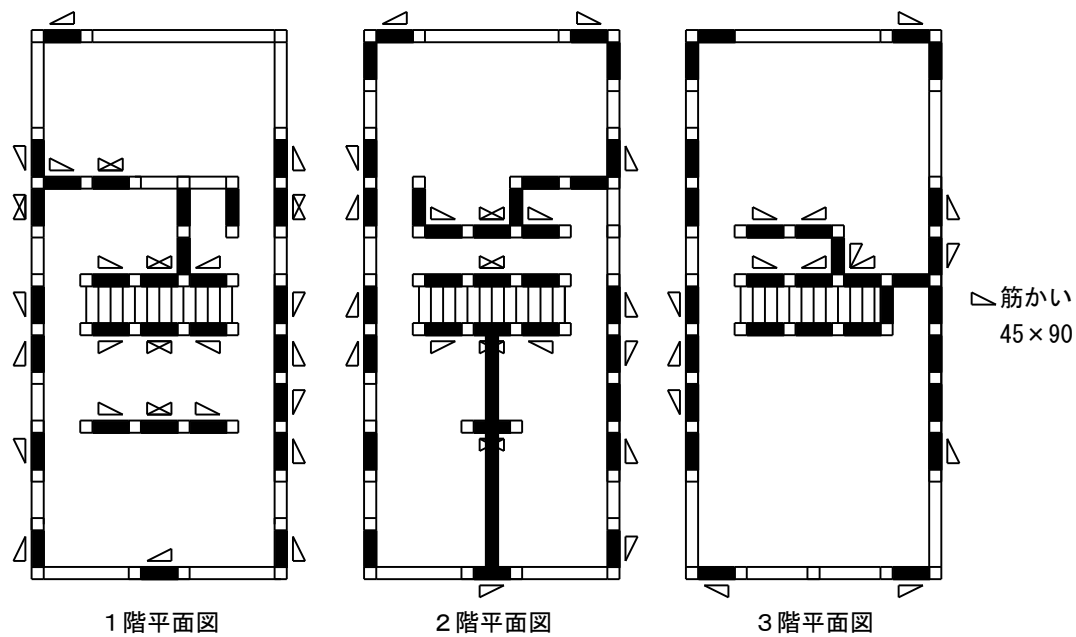


図 6.1.31 長期優良住宅の試験棟平面図（図：文献<sup>72)</sup>から一部引用）

耐震的剛木造の極みともいえる 200 年住宅、長期優良住宅は激しく倒壊したが、一方、アスペクト比 1.957 の長期優良住宅と同程度の、アスペクト比 1.79 の 2 階建て貫板壁構法は、「建築基準法が要求するスペクトルの 180%相当」を上回る 200%相当でも倒壊しなかった。さらには国内で観測された巨大直下型地震動においても倒壊せず、長期優良住宅とは対照的に、激震に耐えて何事もなかったかのように建っていた。貫板壁構法の主要な耐震要素の配置は、平面図の図 6.1.1 から明らかなおおりに、外周部のみに配置し、内部には一切配置していない。それとは対照的に長期優良住宅の試験体は図 6.1.31 に示すように、剛構造の極みともいべき大量に筋かいを配置し、金物で基礎に緊結している。

柱径は 105×105mm の戦時規格ではなく、150×150mm の 12cm（4 寸）以上の柱径で造られている。戦時規格以来、ホゾ加工に耐えないまでに木造規格を切り下げられた「短ホゾ+金物」ではなく、エネルギー吸収能力が極めて高い「長ホゾ」としている。短ホゾ、プレカットで、接合部はエネルギー吸収能力に乏しい。

建物応答が最大 1/17rad を示したものの、靱性に富んだ貫板壁・地長押梁構法により復元力が働き、最終変形では自立を保ち倒壊しない。RC ベタ基礎上の柱を地長押梁で一体化することで柱脚を滑らせる構法は、所謂「遊離柱」のリスクを回避しうる工法として期待される。柱脚は柱勝ちとし、地長押梁である横架材を挟み込み、貫のめり込み抵抗に依るラーメン構造としている。12cm（4 寸）以上の柱径全てがめり込み体積として算入されるため、靱性は相当粘り強くなる。

こうして木質構造の「めり込み特性」を応用することにより、金物を一切使わない剛性と靱性に富んだ、伝統構法が実現可能となる。各部にエネルギー吸収機構を備え、基礎は地震力を限定する機能を備えた耐震性に優れた構造であると考えられる。想定を超える巨大直下型地震動に対して、貫板壁構法という構法で倒壊を免れている。このことは構法が如何に大事であるかを如実に示している。

「日本の伝統構法の耐震は三段階である」と言われる。最初の損傷限界までは土壁が効き、次に大きな地震になると土壁が落ち、大変形に貫等で耐え、最後にもっと大きな地震になると足元の玉石が滑ることにより、免震効果が得られる。そういう各段階によって違うものが対応するとしている。

本論文では「基礎滑り機構」と「貫板壁・地長押梁構法」により、3次元的に適度の滑動・浮上り挙動を許す構造である。各部にエネルギー吸収機構を備え、基礎は地震力を限定する機能を持った耐震性に優れた構造である。本節で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 柱脚固着時間が長く、地震動の入力影響を受けやすくなるであろうと考えられる、動摩擦係数 0.5 における各種巨大地震動に対する、壁強度別・各階別の荷重変位履歴曲線図、柱脚浮上り Rocking 状況図の GUI 画像、および荷重変位履歴曲線図から、DEM (重心) の応答変形量には絶対座標系での回転変形成分が含まれていることを明らかにした。このことより、建物損傷度と変形量が乖離するため、ロッキング挙動による回転変形成分を減じて論じた。2階建てモデル (アスペクト比 1.79、動摩擦係数 0.5) を用いてパラメトリック解析を行い、各耐力壁の構造強度や地震動特性の違いが与える影響について、感度解析を実施し、提案手法である  $C_{slip}$  の精度を比較検証した。限界耐力計算による応答値は  $C_{slip}$  上で応答しており、1,2階の変形量は DEM2 (重心) と概ね近似値となった。1,2階変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角となっており、「損傷制御設計」を可能としていることを、Rocking 状況図の GUI 画像や DEM2 の荷重変位履歴曲線図から明らかにした。
- 2) ロッキング挙動が増大しやすい 2階建てモデル (アスペクト比 1.79、動摩擦係数 0.5) において、複数の巨大観測地震波による DEM を実施し、柱脚滑りクリアランス量を検証した。本論文で提案している、柱脚滑りクリアランス量として 1m を設計クライテリアとすれば、ロッキング挙動が増大しやすいアスペクト比 1.79、動摩擦係数 0.5、重い建物であっても、過去の巨大地震動による悉皆調査結果も含めて包含することを示した。「貫板壁・地長押梁構法」により、3次元的に適度の滑動・浮上り挙動を許す柱脚滑り構造として、RC 造ベタ基礎上を自由に滑動させるため、柱脚はダボ等で緊結しないことを必要絶対条件として明らかにした。

以上の考察より、「柱脚滑り応答スペクトル法」の適用範囲を以下に示す。

① アスペクト比は 1.7 以下とする。安全性を考慮する場合は 1.5 以下とする。

② RC 造ベタ基礎を自由に滑動させるため、柱脚はダボ等で緊結しない。

せん断力係数( $C_{slip}$ )を向上可能な「貫板壁構法」等は、あらゆる極大地震動に対しても損傷を制御しうる、或いは倒壊を免れる強度型耐震構造の設計（フェールセーフ耐震設計）が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしないで、フェールセーフ設計が可能である。上限が無い、「損傷制御設計」の可能性を秘めていると考える。



## 6.2. 本研究で得られた知見と今後の課題

歴史的伝統構法建築物においては構造と意匠が一体となっており（構造美、即、意匠美）、地域の歴史や地形による地盤特性も密接に関係している。バランスの取れた総合的な視点を持つ強力なリーダーのもとに、耐震設計・耐震改修を進める事が不可欠となる。ここに構造設計と地域の事情に明るいプロフェッショナルなリーダーの役割が望まれる。

文化遺産の世界に「Authenticity」という言葉がある。ユネスコによる世界文化遺産の登録条件として、材料・技量・意匠・環境において「ホンモノ」であること、すなわち Authenticity が求められる。1994 年の奈良会議（イコモス）で Authenticity に関する決議が採択された。歴史的建造物には未解明な技術や材料処理の知恵が多く残されている場合が多いので、修理や補強の名の下に安易かつ不可逆的な改変は許されない。なお文化庁「重要文化財建造物耐震診断指針」によれば、歴史的建造物における構造補強の基本的な方針は以下の通りである。

- ① 建物本体に付加するものであること
- ② 本体に極力損傷を与えないこと
- ③ 着脱が容易に可能であること（すなわち可逆的な補強方式）
- ④ 明らかに補強であることが識別できること

歴史的建造物の多くは建築基準法制定（昭和 25 年）以前の建物であり、また現行規定（昭和 56 年新耐震設計法）レベルの仕様を満たしていない。従って Authenticity を考慮して耐震性能レベルを現行規定と同等に評価するためには、高度な設計法・検証法に依る必要がある。釘や金物・接着剤等による耐震設計・耐震補強がスタンダードとされる中、文化遺産「Authenticity」に相応しい、1400 年の伝統構法技術の復権を目指す必要がある。

1000 年後に残っている建物は皆無に近い。しかしながら唯一、1000 年先を見据えて手仕事をするのが宮大工である。実際には 200～300 年後に改修されるのであるが、その際に 200～300 年前の手仕事が後世の人に伝わる。

伝統構法は過酷な自然災害への備えとして、損傷しても全体を解体などせずとも部分的な修理や交換によって復旧できるように当初から構築されている。一見複雑に見える「組物・斗栱」なども自然災害を受けた場合の危機管理技法であると解釈することもできる。

いつの時代でも大規模災害は地域経済に甚大な影響を齎すが、1400 年連綿と続く伝統構法の古の匠達は、そのような厳しい状況下においても、優れた伝統構法技術を駆使して、伝統構法木造建築を復旧して、次の災害や巨大地震動に備えてきたことを、伝統構法建築物は現在の我々に教え伝えている。

最後に、各章で得られた知見と今後の課題等について列挙し、本論を結ぶ。

第1章では、建築物に要求される性能として、地震動が1Gを超越するような巨大地震動レベル、繰返し地震動に対しても、損傷制御設計の概念が重要であると考えを示した。伝統構法で言えば石場建て構法に代表される「基礎上を滑動」させる方法により、地震力を軽減させることが可能である。即ち、鉛直方向の柱脚の浮上り、水平方向の滑動による3次元動的安定挙動性を備えた基礎構造形式により、入力地震動には上限が生まれ、上限を超越する様々な周波数特性の巨大地震動から免れることが可能になると考えることを示した。耐力残存率と最大層間変形角の関係から、損傷制御設計論に基づく設計クライテリアを定義した。

第2章では、基礎と柱脚の緊結に関する既往の研究を示した。俄かに信じ難いが、基礎と土台の緊結について、戦前は現在とは全く逆で、「基礎は固定すべきではない」というのが建築構造界の一致した見解であった。佐野利器や武藤清、真島健三郎をはじめ錚々たる構造学者が異口同音に提唱し、戦前期には、「木造建築の基礎と土台とは緊結すべからず」というのが、建築構造学界の共通認識であったとされている。一方、実大震動台実験で、耐震的剛木造の極みともいえる200年住宅、長期優良住宅が激しく倒壊した。その理由を考えるうえでも『基礎と土台の緊結』問題は多くの教訓を与えてくれるため悉皆調査を整理した。

第3章では、個別要素法の概要を示した。実物大の木造建築を用いた大規模な震動台実験で実際の地震動による損傷程度を実験観測値として得る研究も最近行われるようになってきたが、非常に多くのコストと時間がかかるため、本研究で検証しようとする新たな伝統構法木造建築の実験観測値を得ることは極めて不可能に近い。このような問題を解決する1つの大きな武器・ツールになるのが数値解析法である。ここに、DEM（個別要素法：Distinct Element Method）を用いて、連続体から非連続体に至るまでの破壊現象のシミュレーションを行う意義が生まれる。本章ではDEMに関する概要や解析理論および数値解析手法について概要を示した。

第4章では、柱脚滑り挙動を伴う上部構造の応答推定手法を提案した。地震動による柱脚の滑り量を考慮した最大応答変形性能を正確に再現することを目的として、震動台実験に用いられた実大伝統構法木造住宅の試験体を対象とした時刻歴応答解析をDEMで行い、実験結果の再現を試みた。そして、観測地震波によるDEMと、本研究で提案する「柱脚滑り応答スペクトル法 $C_{slip}$ 」の精度検証を、11種類の建物モデルと巨大観測地震5波、および3種類の動摩擦係数別の計224ケースによるDEMと比較検証した。柱脚別に動摩擦

係数が違う場合や、異なる復元力特性を有する建物モデルに対しても、各階の変形量は地震波によらず概ね近似値を示し汎用性を明らかにした。さらに、復元力特性作成時の増分解析における、行列式計算の演算時間と容量が膨大となる実務的ではない課題について、「定点変位固有変形モード解析法」を提案し、「柱脚滑り応答スペクトル法 $C_{slip}$ 」の精度検証を DEM と比較したところ、シミュレーションにより極めて高い精度が得られることを示した。貫板壁構法は応答変形角が  $1/60\text{rad}$  以下であり、修復可能な損傷変形角である「損傷制御設計」を可能としている。提案する $C_{slip}$ により、手計算レベルでも精度の高い応答値が得られ、実務レベルでも非常に有益であることを示した。

第 5 章では、柱脚滑り挙動を伴う基礎滑り量の推定手法を提案した。上部構造のみならず、柱脚滑り層の滑り量クリアランスを簡易に算出可能とする定式化を試みた。柱脚滑り応答スペクトル法を拡張させた提案手法 $C_{base}$ について論じ、11 種類の建てモデルに適用した最大柱脚滑り量評価法「柱脚滑り応答スペクトル法 $C_{base}$ 」の精度検証を、動摩擦係数別、巨大観測地震波による DEM と比較検証した結果を報告した。柱脚滑り量を考慮した「柱脚滑り応答スペクトル法」、および、不規則振動理論から導き出される剛体モデル簡易柱脚滑り量予測式の 2 手法を提案し、複数の巨大観測地震波による DEM 解析と比較検証を実施した。柱脚滑りクリアランス量として 1m を設計クライテリアとすれば、概ね過去の巨大地震動による DEM 解析結果も包含することを示した。

第 6 章では、本論文の結論について述べている。アスペクト比が高くなるとロッキング現象が顕著となるため、アスペクト比が 1.0 を超える木造建築に対し、提案する $C_{slip}$ 、 $C_{base}$ の精度検証を行う必要性が生じる。そのため、アスペクト比と摩擦係数による Rocking・Sway 効果を検証し、損傷制御設計可能な適用範囲を考察した。アスペクト比・摩擦係数をパラメータとし、各種巨大地震波に対する各種建物モデルの応答について、DEM による比較検証を行った。アスペクト比が 2.61 では摩擦係数が 0.3 以上から、アスペクト比が 1.79 では摩擦係数が 0.5 以上から、DEM ではロッキングにより生じる回転変形が顕著となり、回転変形を減じた層間変形と比較することにより提案手法の汎用性を示した。各種巨大地震波に対して、いずれも応答変形角が  $1/60\text{rad}$  以下を示し、本研究で提唱している『損傷制御設計』の実現可能性を示した。以上の考察より、「柱脚滑り応答スペクトル法」の適用範囲が以下のように示された。

- ① アスペクト比は 1.7 以下とする。安全性を考慮する場合は 1.5 以下とする。
- ② RC 造ベタ基礎上を自由に滑動させるため、柱脚はダボ等で緊結しない。

本提案手法である柱脚滑り応答スペクトル法の特徴は、 $C_{slip}$ および $C_{base}$ を検討することで、動的解析を実施せずとも柱脚滑り挙動に伴う上部構造の応答と、柱脚滑り量が簡易に

計算できることである。従来には存在しなかった新しい実務的な手法であると考え。

柱脚滑り挙動を有し、せん断力係数( $C_{slip}$ )を向上可能な貫板壁構法等は、あらゆる極大地震動に対しても損傷を制御しうる強度型耐震構造のフェールセーフ設計が可能であり、極大地震動の特性や上限を本質的に気にしない、「損傷制御設計」の可能性を秘めていると考える。

## 参考・引用文献

- 1) 明治神宮歴史データベース：社務所内・明治神宮百年誌編纂室  
<https://www.rekishidb.meijijingu.or.jp/>
- 2) 西澤英和：耐震木造技術の近現代史：伝統木造家屋の合理性，学芸出版社，pp.372-374，2018.2
- 3) 内閣府：1923 関東大震災 災害教訓の継承に関する専門調査会報告書，平成 18 年 7 月
- 4) 岐阜県庁危機管理部防災課：濃尾大震災（1891 年 明治 24 年）  
<https://www.pref.gifu.lg.jp/kurashi/bosai/shizen-saigai/11115/siryounoubi.html>
- 5) 兵庫地震工学研究センター：【25】 3 階建て木造軸組構法住宅（2009 年 10 月）  
<http://www.bosai.go.jp/hyogo/research/movie/movie-detail.html>
- 6) 小宮豊隆編：寺田寅彦随筆集 第四巻，岩波文庫，1948（昭和 23）年 5 月 15 日
- 7) 神田順，平川倫生，古宮嘉之，高田毅士，前川利雄，樫村俊也，樋口聖子：限界状態設計法の挑戦 若き建築構造技術者に向けて，建築技術，2004 年 10 月 1 日
- 8) 特定非営利活動法人緑の列島ネットワーク：「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会平成 22～24 年度事業報告書」，2010～2012
- 9) 竹村富男：生物系のための構造力学，海青社，2009.3
- 10) 日本建築防災協会（2003）：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針【木造編】
- 11) 西澤英和：耐震木造技術の近現代史：伝統木造家屋の合理性，学芸出版社，pp.370-372，2018.2
- 12) 真島健三郎：地震と建築，丸善，pp.194-197，昭和 5 年
- 13) 佐野利器，谷口忠：耐震構造汎論，pp.72-75，昭和 9 年
- 14) 北陸震災調査特別委員会：昭和 23 年福井地震震害調査報告 II 建築部門，pp.266
- 15) 三階建て木造軸組構法の設計法検証事業報告書、一般社団法人 木を活かす建築推進協議会、2010 年 6 月
- 16) 長期優良住宅倒壊の真相（1）「両方倒壊」と最終報告 日経 BP 2010 年 8 月
- 17) 長期優良住宅倒壊の真相（2）崩壊か転倒か終局の姿を問う 日経 BP 2010 年 9 月
- 18) 長期優良木造 3 階建てが「想定通り」倒壊 日経 BP 2009 年 11 月
- 19) 田辺平学：耐震建築問答，丸善，昭和 8 年
- 20) 西澤英和：耐震木造技術の近現代史：伝統木造家屋の合理性，学芸出版社，2018.2

- 21) 祖父江想介, 中嶋裕典, 西澤英和: 彦根城楽々園地震の間をモデルにした免震基礎に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 北海道, pp.665-666, 2013.
- 22) 齋田時太郎: 彦根城楽々園地震の間について, 東京大学地震研究所彙報第 18 号, pp.692-697, 1940.
- 23) 川崎一朗, 小松原豚, 須田達, 岡田篤正: 彦根城楽々園「地震の間」の地震学的環境, 歴史都市防災論文集 Vol.6, pp.297-304, 2012.7.
- 24) 特定非営利活動法人緑の列島ネットワーク: 「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会平成 24 年度事業報告書」, pp.666, 2012.
- 25) 伯野元彦: 破壊のシミュレーション, 森北出版, 1997.
- 26) 目黒公郎: 建造物の破壊の予測, 特別セミナー1  
<https://www.jsce.or.jp/library/eq10/book/46164/8-0001.pdf>
- 27) 太田正光: 拡張個別要素法による木材の破壊過程の解析, 第 46 回日本木材学会大会要旨集, 熊本, 1996.
- 28) T. Nakagawa, M. Ohta, et. al. "Collapsing process simulations of timber structures under dynamic loading III: Numerical simulations of the real size wooden houses", Journal of Wood Science, Vol.56, No.4, p.284-292 (2010)
- 29) 中川貴文: 動的負荷を受ける木質建造物の破壊・倒壊過程シミュレーション, 東京大学博士論文, 2003.3
- 30) 日本建築学会: 木質構造の新しい耐震設計の考え方, 2001.
- 31) Sano Y, Umemori H, Ito K, Miyazawa K (2001): A study on three-dimensional elastic-plastic analysis to frame construction, Part.7 Three-dimensional elasto-plastic analysis (in Japanese), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan C-1 Structure III, pp 347-348
- 32) Architectural Institute of Japan (2001): The State of Art on New Seismic Design of Timber Structure (in Japanese), pp 164-165
- 33) Cundall, P.A.: A Computer Model for Simulating Progressive, Large-scale Movements in Blocky Rock System, Symposium Soc. International Mechanique des Roches, Nancy 1971.
- 34) 吉田順, 大橋泰裕: 個別要素法による鉄筋コンクリート版の衝撃破壊解析(その 2) 3次元モデルによる解析例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 広島, pp.473-474, 1999.
- 35) Shi, G.H., Goodman, R. E.: Generation of Two-Dimensional Discontinuous Deformation Analysis for Forward Modeling, International J. Numer Analysis Methods Geomech. 13(4), pp.359-380, 1989.

- 36) 中川貴文：「大地震時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発」建築研究資料，第 128 号，2010.11
- 37) 西澤英和：耐震木造技術の近現代史：伝統木造家屋の合理性，学芸出版社，pp.388-389，2018.2
- 38) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用 靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究，東京大学学位論文，1991.
- 39) 稲山正弘，青山章一，村上雅英：落し込み板壁の面内せん断試験と力学的挙動の解析，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻 第 659 号，pp.97-104，2011.1.
- 40) 河内武，貞広修，木村誠，福本敦子，近藤一夫：板壁等に耐震上の工夫を施した伝統木造架構の実大水平加力実験，日本建築学会構造系論文集，第 77 巻 第 682 号，pp.1887-1896，2012.12.
- 41) 藤田克則，稲山正弘，高橋賢二：伝統要素で構成された木造耐力壁の開発，日本建築学会技術報告集，第 18 巻 第 38 号，pp.141-145，2012.2.
- 42) 福山弘：木質接合具によるせん断接合の設計式とその応用，東京大学学位論文，2008.
- 43) 日本建築学会編著：木質構造接合部設計マニュアル，日本建築学会，2009.
- 44) 日本建築学会：木質構造設計基準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—，丸善，pp.80-84，2006.
- 45) 田尻史郎，稲山正弘，青木謙治，中川貴文：静的・動的負荷を受ける伝統構法・木造建築物の力学特性の解明（貫板壁および地長押合わせ梁接合部の耐力評価 その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），構造Ⅲ，pp.537-538，2017.8.
- 46) 特定非営利活動法人緑の列島ネットワーク：「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会平成 22 年度事業報告書」，pp.4-31，2010.
- 47) 秋田知芳，倉本洋：柔層と剛層が混在する多層建築物の地震応答特性とその評価，日本建築学会構造系論文集，第 615 号，pp.93-100，2007.5
- 48) Boore, D. M., C. D. Stephens and W. B. Joyner : Comments on baseline correction of digital strong-motion data: examples from the 1999 Hector Mine, California, Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 92, pp.1543-1560, 2002.5
- 49) 平井敬，福和伸夫「強震記録に基づく東北地方太平洋沖地震による地殻変動分布の算定」日本建築学会構造系論文集 第 77 巻 第 673 号，pp. 341-350（2012 年 3 月）
- 50) 曾田五月也・宮本吉紀・藤田寛祐：滑り基礎構造の最大地震応答予測法に関する基礎的検討(その 1.最大滑り変位量の推定法)，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)，2010 年 9 月

- 51) 長瀬正, 鈴木祥之: 伝統的構法を用いた木構造の柱脚滑りを考慮した限界耐力計算, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.501-502, 2013.8
- 52) 山田耕司: 基礎滑り発生時の木造住宅必要充足率, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), 構造Ⅲ, pp.493-494, 2017.8
- 53) 榎木竜太, 長江拓也, 池永昌容, 稲美充顕, 中島正愛: 黒鉛潤滑を応用した直置き型鋼構造建物柱脚の摩擦低減, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 685 号, pp.435-444, 2013.3
- 54) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海: 基礎滑り挙動を伴う直接基礎建物の地震応答推定手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, No.634, pp.2151-2158, 2008.12
- 55) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説 2001 年改訂版, 日本建築防災協会, 2001.
- 56) 田尻史郎, 稲山正弘, 青木謙治, 中川貴文: 個別要素法および限界耐力計算による伝統構法建築物の柱脚滑り量を考慮した最大応答変形予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), 構造Ⅲ, pp.225-226, 2018.9
- 57) 特定非営利活動法人緑の列島ネットワーク: 「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会平成 24 年度事業報告書」, pp.682-713, 2012
- 58) 南宗和, 北守顕久, 鄭基浩, 小松幸平: 杉厚板を用いた「あらかし床」における床構面性能 H 型金物による面内剛性の向上, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, No.644, pp.1785-1793, 2009.10
- 59) 日高敏郎, 中川貴文, 稲山正弘: 東日本大震災における妙顕寺本堂の地震被害調査と倒壊過程の解析 その 1 地震被害及び倒壊建物の実測調査, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.59B, pp.567-572, 2013.3
- 60) 中川貴文, 日高敏郎, 稲山正弘: 東日本大震災における妙顕寺本堂の地震被害調査と倒壊過程の解析 その 2 立体骨組モデルによる倒壊過程の解析, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.59B, pp.573-578, 2013.3
- 61) 野島千里, 檜原健一, 鈴木祥之: 木造軸組の耐震性能評価法 変位増分法 (その 2: 多層建物の平屋モデル化検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造Ⅲ, pp.117-118, 2004 年 8 月
- 62) 大岡優, 鈴木隆志, 伊津野和行, 土岐憲三: 経年変化が懸造形式伝統木造建築物の耐震性能に与える影響 日本地震工学会論文集 第 8 巻第 3 号, 2008



- 63) 藤田香織, 木村正彦, 大橋好光, 坂本功: 静的水平加力試験に基づく伝統的木造建築の組物の履歴モデルと剛性評価 日本建築学会構造系論文集 第 543 号, 121-127, 2001.5
- 64) 古代ミステリー 東大寺“七重塔”の謎: NHK (平成 29 年 1 月 3 日放送)  
<https://www.nhk.or.jp/historia/backnumber/300.html>
- 65) 佐藤基志, 五十田博, 佐藤友彦, 三宅辰哉: 木造住宅用耐震補強技術の費用対効果に関する試算, 日本建築学会構造系論文集, 第 637 号, 2009.3
- 66) 大工たちによる「家戻し」の記録: 木の家ネット [http://kino-ie.net/act\\_201.htm](http://kino-ie.net/act_201.htm)
- 67) 田尻史郎, 稲山正弘, 青木謙治, 中川貴文: 石場建て柱脚滑り挙動を有する伝統構法木造建築物の地震応答推定手法, 日本建築学会技術報告集, 第 25 巻, 第 61 号, pp.1097-1102, 2019.10
- 68) 田尻史郎, 稲山正弘, 青木謙治, 中川貴文: 個別要素法および限界耐力計算による伝統構法建築物の柱脚滑り量を考慮した最大柱脚滑りクリアランス評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 構造Ⅲ, pp.613-614, 2019.9
- 69) 京都市都市計画局 (2014): 京町屋の限界耐力計算による耐震設計および耐震診断・耐震改修指針
- 70) 上谷宏二, 荒木慶一, 家倉優人, 吉田亘利: 伝統木造建築物柱脚の平面接触モデルに関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 582 号, pp.117-122, 2004.8
- 71) 五十嵐俊一: 重力式構造物及び土構造物の地震動による永久変位の解析と予測に関する研究, 東京大学博士論文, 1989.7
- 72) プレス発表資料 (実験実施のお知らせ) 防災科学技術研究所 (2009 年 9 月 28 日)  
[http://www.bosai.go.jp/press/pdf/20090928\\_01.pdf](http://www.bosai.go.jp/press/pdf/20090928_01.pdf)
- 73) 特定天井及び特定天井の構造耐力上安全な構造方法を定める件 (平成 25 年国土交通省告示第 771 号), 平成 25 年 8 月 5 日公布, 平成 26 年 4 月 1 日施行
- 74) 瀧裕, 中川貴文, 五十田博: 木造住宅のロッキング挙動による損傷低減に関する解析的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 構造Ⅲ, pp.415-416, 2019.9

## 謝 辞

本研究のご指導を頂きました稲山正弘教授には心から感謝申し上げます。基礎と土台の緊結について、現在とは全く逆な戦前の、「木造建築の基礎と土台とは緊結すべからず」という本研究内容を、学位論文としてまとめることができたのも、ひとえに稲山正弘教授のご理解なくしては、現在の建築基準法では否定的な昭和・平成・令和の時代では極めて困難で不可能であったことを記すとともに、深甚の謝意を表します。

青木謙治准教授には私の稚拙な論文や、文章の校正に至るまで懇切丁寧にご指導いただきました。研究内容が現行法では否定的な内容であったため、不採用になった査読論文もありましたが、終始暖かい激励とご指導、ご鞭撻を頂き、大きな励みとなったことを記すとともに、心より感謝申し上げます。

京大大学生存圏研究所の中川貴文准教授には個別要素法の理論、数値解析等について、多大なご指導、ご鞭撻を頂きました。中川貴文准教授の先行研究なくしては、私の学位論文は極めて困難で不可能であったことを記すとともに、深甚の謝意を表します。

副査の藤田香織教授、恒次祐子准教授には本論文の審査会において、多様な観点からご意見を頂き、本論文を再考することができました。ここに厚くお礼申し上げます。

本研究では特定非営利活動法人緑の列島ネットワーク「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会（平成 22～24 年度）」の事業報告書を参考とさせて頂きました。深く感謝の意を表します。

最後になりますが、本研究に多大な影響を与え、明治神宮を建立した宮大工の祖父である田尻廣近（故人）と、平成 25 年 11 月 17 日に永眠した父の田尻弘（故人）に、本研究成果の学位論文を捧げるとともに、いつも心の支えになってくれた母の田尻ミサ子に、心から感謝の意を表します。

2020 年 3 月

田尻 史郎