

伝統的木造建築物の耐震設計法に関する研究

2014年3月

長瀬 正

伝統的木造建築物の耐震設計法に関する研究

目 次

第1章	はじめに	001
1.1	設計と解析	001
1.2	木造建築物の設計法に関する既往の研究	002
1.3	本研究の目的と概要	005
1.4	伝統の技	009
1.4.1	唐招提寺金堂の保存修理	009
1.4.2	文化財の補強	011
1.4.3	柱の内倒れと架構変遷	012
1.4.4	伝統の技	014
第2章	傾斜復元力	017
2.1	既往の実験	017
2.2	FEM 解析	018
2.3	傾斜復元力モデルの定式化	023
2.3.1	隅部で集中反力を受ける剛体の浮上り	023
2.3.2	矩形断面の場合	024
2.3.3	円形断面の場合	028
2.4	エネルギーバランスによる傾斜復元力の定式化	034
2.4.1	矩形剛体のロッキング	034
2.4.2	端面で変形する矩形断面の柱	035
2.5	傾斜復元力モデルの地震応答解析	040
2.5.1	ルンゲ・クッタ法による応答解析	040
2.5.2	解析モデルと解析結果	041
2.6	傾斜復元力と建物周期	048
2.6.1	唐招提寺金堂	048
2.6.2	常時微動測定	049
2.6.3	人力加振による減衰定数の評価	051
2.6.4	古代社寺建築の固有周期	052
2.6.5	柱の傾斜復元力と建物周期	053
2.6.6	屋根荷重撤去時の常時微動測定	054
第3章	組物	057
3.1	組物モデルと力学特性	058
3.2	組物の静的加力実験	062
3.2.1	実験の概要	062

3.2.2	試験体の概要	064
3.2.3	実験装置と载荷方法	067
3.2.4	測定計画	069
3.2.5	鉛直载荷実験結果	071
3.2.6	偏心载荷実験結果	071
3.2.7	水平载荷実験(大斗固定)結果	072
3.2.8	水平载荷実験(大斗ダボ木材内固定)結果	074
3.2.9	水平载荷実験(大斗ダボ鋼材内固定)結果	081
3.2.10	実験結果の検討	083
3.2.11	試験体の損傷状況	087
3.2.12	まとめ	092
3.3	クリープ実験	095
3.3.1	試験体概要	095
3.3.2	実験の概要	095
3.3.3	実験結果	095
3.3.4	めり込みクリープ変形の予測式	098
第4章	土壁系耐力要素	101
4.1	全面壁	101
4.2	開口壁の復元力	105
4.3	小壁の復元力	107
4.4	垂壁を有する柱	110
4.4.1	垂壁を有する柱の定式化	110
4.4.2	小壁内の柱の変形	113
4.4.3	実験データによる検証	115
4.4.4	計算例	115
4.4.5	応用例	116
4.5	垂壁および腰壁で拘束された柱	120
第5章	曲げ抵抗系耐力要素	125
5.1	柱ほぞ	125
5.2	柱梁仕口	127
5.2.1	通し貫	129
5.2.2	雇いほぞ胴栓止め	131
5.2.3	雇い竿車知	132
5.3	通し柱	134
第6章	床構面と偏心	137
6.1	偏心率の計算	137

6.1.1 剛床仮定の偏心補正	137
6.1.2 四分割法	139
6.2 床構面剛性	144
6.3 床剛性を考慮した変形の割増	146
第7章 限界耐力計算	155
7.1 保有耐力計算と限界耐力計算	155
7.1.1 耐力震度と設計震度	155
7.1.2 木造の耐力計算	159
7.2 二階建て木造建物を対象とした限界耐力計算	161
7.2.1 計算手順	163
7.2.2 限界せん断力係数比	172
7.2.3 二階建て建物の設計せん断力係数比	174
7.2.4 収斂計算法について	175
7.2.5 耐力低下モデル	182
7.2.6 2階変形を基準ステップとする計算法	187
7.3 柱脚の滑り量の計算	193
7.3.1 エネルギー則による滑り量の推定	193
7.3.2 柱脚の滑り量の計算	196
7.4 柱脚の滑りを考慮した限界耐力計算の定式化	198
7.5 柱脚の滑りを考慮した限界耐力計算の検証	201
7.5.1 Eディフェンス震動台実験の概要	201
7.5.2 実験データを用いた滑りに関する減衰パラメータ β の評価	203
7.5.3 滑りを考慮した限界耐力計算と実験結果との対応	208
第8章 制振部材	213
8.1 伝統木造の補強	213
8.2 伝統木造における制振	214
8.3 回転摩擦ダンパー	216
8.3.1 回転摩擦ダンパーの耐力式	216
8.3.2 回転摩擦ダンパーを用いた制振補強事例	219
8.4 伝統木造の仕口ダンパー	222
8.5 粘性制震壁	224
8.5.1 粘性体を用いた制振壁	224
8.5.2 振動台実験	226
8.5.3 シミュレーション解析	228
8.6 伝統木造の免震	231
第9章 設計法の提案	235

9.1 設計のフロー	235
9.2 地震力の設定	235
9.2.1 等価 1 質点系の設計用変形角の設定	237
9.2.2 等価 1 質点系の設計用地震力の設定	240
9.2.3 各階の設計用地震力の設定	245
9.3 各耐力要素の割り当て	247
9.3.1 $P\Delta$ 効果	247
9.3.2 傾斜復元力	248
9.3.3 曲げ耐力系	249
9.3.4 土壁耐力系	250
9.4 例題	252
9.4.1 建物概要	252
9.4.2 必要耐力	254
9.4.3 必要耐力の割り当て	256
9.4.4 限界耐力計算による確認	258
第 10 章 おわりに	261
10.1 本研究のまとめ	261
10.2 参考文献	263
10.3 発表論文	271
謝辞	278

第1章 はじめに

1.1 設計と解析

日本建築学会の目指すものとして、その定款第2章第4条に「この会は、会員相互の協力によって、建築に関する学術・技術・芸術の進歩発達をはかり、もって社会に貢献することを目的とする」と謳われている。この学術・技術・芸術は、図 1.1.1 のように人間の理想とする普遍的な価値である真・善・美にそれぞれ対応している。理学は真理を求め、工学は最善を目的とするものである。分からないことは分からないとするのが理学で、分からなくても造る(ことができる)のが工学である。これは是非の問題ではなく、立場や目指すところの本質的な違いなのである。

建築構造設計は明らかに工学に属する。分からないことは「工学的判断」として処理されてきた。構造設計がよりどころとする構造力学、あるいは力学という知識体系は 17 世紀初頭のガリレオ(1564-1642)から始まり 17 世紀末のニュートン(1642-1727)により古典力学としてまとめられ、18 世紀にライプニッツ(1646-1716)による微積分記述が汎用を促してきた。ところがこのわずか 300 年の力学知識に比べて、建築構造はギリシア・ローマのはるか昔から着実に成果を積み重ねており、知識の不足が知恵と経験で補完されてきた。

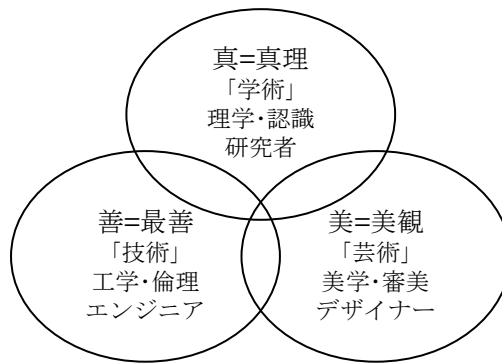


図 1.1.1 真善美

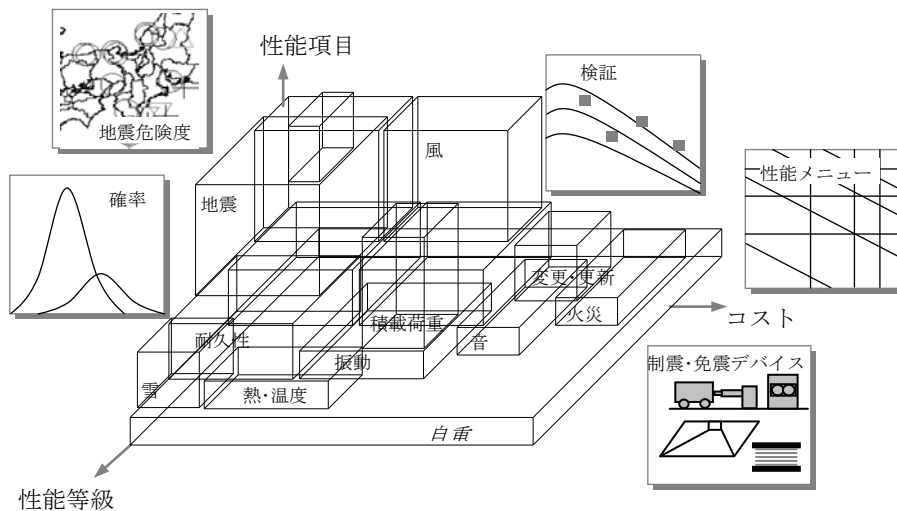


図 1.1.2 性能設計

著者は建築構造設計に携わる実務者である。構造設計行為における知恵、経験、工学的判断を知識化論理化することをテーマにした大学の研究^{1,2}以来実務においてその実践を試みてきた^{3,4}。とくに2000年の基準法改正を契機に性能設計が標榜され、図1.1.2に概念的に示されるように種々の制約条件を操作した設計法の展望も開けている。性能設計の考え方によって、大規模木造やエンジニアードウッドなどを用いた新しい木質構造も登場している。このような時代に、1998年から唐招提寺金堂の保存修理における構造解析・補強⁵⁻¹⁰を担当して、伝統木造においても構造設計の論理化の可能性を模索することとなった。

しなやかさで表現される木造建築構造の特徴はその接合部にある。木材そのものは案外脆性的な材料で鉄のような塑性靱性は期待できない。にもかかわらず大きな変形性能を有しているのは接合部の性能によるものである。金物を使わない伝統木造の接合部はいわゆる嵌合として独自の大工技術の発展を見ている。伝統構法による木造を解析設計する場合にこの接合部の扱いが大きな障害となる。材料および幾何学非線形性によるその複雑さから、解析に代わって静的加力実験¹¹⁻¹⁶や振動台実験¹⁷⁻¹⁹などの実験的なアプローチがとられているが、いまだ個々のデータの蓄積に留まっている。設計パラメータの役割が明らかにされない限り設計法とはなり得ない。本研究は実験を主体とするものではなく、数多く提供される個々の実験データを、出来るだけ定式化を用いて統一的な評価を試みることで、論理的な設計法の構築を目指して、木造文化の復権に寄与するものである。

1.2 木造建築物の設計法に関する既往の研究

本研究は伝統的構法による木造建築物の耐震設計法の論理化を目的とする。ここで扱う伝統的木造建築とは次のように定義する。丸太や製材などの木材、土壁、礎石などを主たる材料として、柱梁の軸組み、土壁や板壁および板張り床などで構成される木造建築である。軸要素の接合は、金物を用いない嵌合接合の継手、仕口を基本とするが、板材は釘打ちとする。すなわち集成材、合板、接合部金物で構成される現代の木質構造住宅は伝統的木造建築からは除外されるのが一般的である。本研究で展開される設計法は、変形で規定される性能を担保する耐力要素を直接に算出することを大きな特徴としているので、変形性能が支配的でない剛構造に近いこれら現代木造には適用することは考えない。しかし、伝統木造に限らず、変形で耐力が規定される耐力要素で構成される建築物構造への応用は十分に可能である。

伝統木造の耐震設計には独特な仕口、継手や土壁、板壁などによる大きな変形性能が考慮されるべきであるが、その対極に木造住宅の壁量計算に代表される単純な耐力計算がある。その耐力耐震設計法は、図1.2.1や表1.2.1のように大地震による建物被害の歴史とともに変遷強化されてきた。すなわち、1924年に改正された市街地建築物法に耐震規定が取り入れられたのは、1923年の関東地震により筋違や方杖の有用性が示されたためである。1944年の東南海地震、1946年の南海地震および1948年の都市直下型の福井地震を契機に1950年には市街地建築物法から建築基準法に様変わりし、耐震規定も新たに壁量設計法が示された。さらに1964年の新潟地震、1968年の十勝沖地震および1978年の宮城県沖地震と相次ぐ大地震の被害から1981年には建築基準法の大改定が行われ新耐震設計法が確立し必要壁量が割増されている。1995年の兵庫県南部地震の経験をもとに耐震規定が細部にわたり規定され、木造では壁量配置や仕口規定など耐震性能に対し

て根本的な改正も実施されている。2000年の建築基準法の改正では、性能規定化が進むなか限界耐力計算などの新たな設計法などが示された。

このような壁や筋違いによる耐力耐震設計に対して伝統的構法を生かした木造建築物の耐震設計法を構築するためには、個々の耐力要素について実験的解析的な研究がそのスタートとなる。昭和4年(1929年)の国宝保存法を契機として始められた法隆寺の昭和の大修理(昭和9~60年)に際して坂静雄は寺社建築などの伝統木造の基本的な特性である柱の傾斜復元力と貫のめり込みに着目して、昭和16年(1941年)に実験的解析的研究をまとめている^{20,21}。伝統木造における復元力特性の数理表現が可能であることを示した功績は大きい。その後1960年に棚橋諒²²は日本で開催された第2回世界地震工学会議にて日本の伝統木造建築の耐震性についての特別講演を行った。

これらは何れも歴史的な伝統建築の耐震を論じたものであったが、1959年の日本建築学会による建築防災に関する決議で木造をとりまく状況は大きく変わった。建築における素材・材料は本来地域風土性が極めて高いものである。日本の木の建築は、竪穴高床住居から寺社書院楼閣と最近の大空間構造まで、長い歴史と多様な展開を示している。ところが、戦後40年間はこの耐火上の問題から木の建築が打ち捨てられ、木構造の暗黒時代とまで言われた。それには耐火の問題だけではなく、経済性論理の優先や、計算にのらない経験的伝統的な構法に対する当時の研究者や構造設計者の無関心も、木構造を低迷させた要因であると思われる。柱の傾斜復元力と貫構造に関する坂の先駆的な成果は1990年になって、河合^{23, 24}や稲山²⁵によって再確認され、坂本功²⁶⁻²⁷や鈴木祥之¹⁷⁻¹⁹らのグループを中心に大量の実験的データが生産されることになる。また、村上

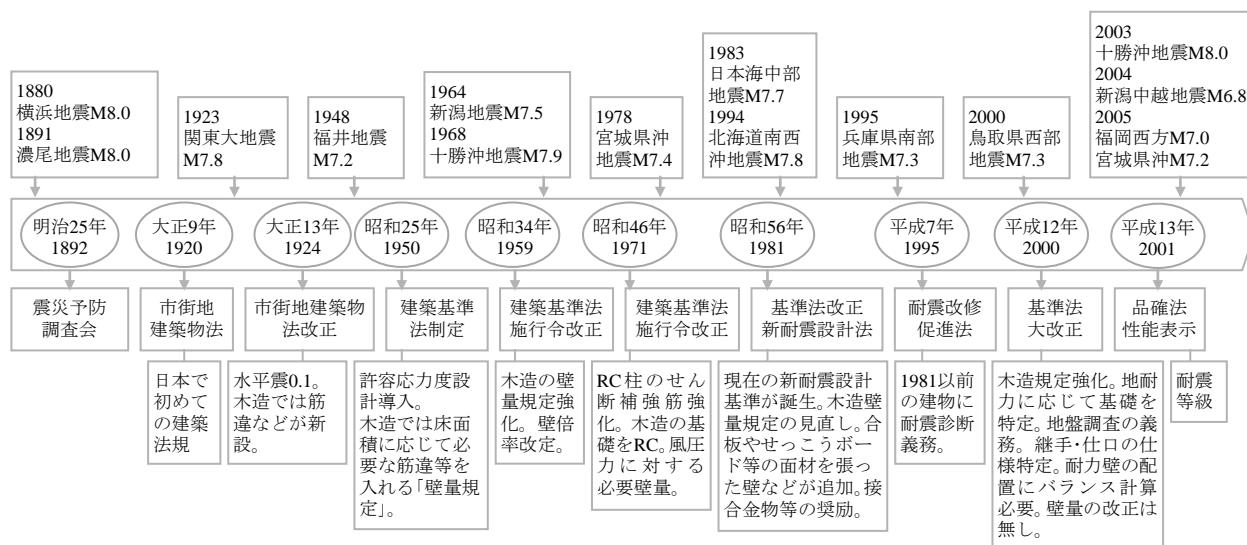


図 1.2.1 木造の耐力耐震設計法の変遷

表 1.2.1 必要壁量の変遷 壁量=床面積 m²あたりに必要な壁の長さ cm

建物の種類	昭和 25 年			昭和 34 年			昭和 56 年		
	平屋	2 階建		平屋	2 階建		平屋	2 階建	
		1 階	2 階		1 階	2 階		1 階	2 階
屋根および壁の重い建物	12	16	12	15	24	15	15	33	21
屋根の軽い建物	8	12	8	12	21	12	11	29	15

雅英・稲山正弘ら²⁸によって在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発のための膨大な検討も行われている。

木造架構とくに伝統的構法による木造骨組の構造特性に関しては、材料異方性・経年変化に伴うクリープや劣化・含水率に依存した特性変化などが特徴的にあげられる。さらに加えて、ガタ・滑り・めり込み等の部材接合部挙動の特殊性、そしてなによりも部材数の膨大さと大地震時の浮き上りや大変形に伴う非線型性などから、これまではモデル化をはじめ、構造解析技術が十分に活躍できる場ではなかった。しかしながら、以上の実験解析的研究の積み重ねや最近のコンピュータ計算能力の飛躍的な向上によって、伝統的木造建物構造に対しても最新の構造解析技術の応用が試みられるようになり²⁹⁻³²、木構造における構造力学の再構築が試みられている。

本研究は以上の実験的解析的研究を整理統合して論理的な設計法を構築することを目指している。伝統的木造建築物の耐震設計法とは次の要件を満足していなければならないと考えている。

- ① 設計を構成する各耐力要素の力学特性が実験的に確かめられており、耐力式として解析的に表現されていること。
- ② 設計者が指定あるいは法的な基準規定で指定される制約条件に対して直接的に設計解が提示され、さらに制約の変動に対する解の変動の検証が可能であること。
- ③ 設計で扱うパラメータの影響が容易に確認でき、実用的であること。

先人の研究成果を集めて、設計あるいは診断の形でまとめられたマニュアルや指針類は数多く発表されているが、このような設計法の構築に関する研究は少ない。例えば、耐震診断の基準規定は図 1.2.2 のようになっている。建築防災協会の木造住宅耐震診断基準³³は基本的に壁量計算の延長である耐力計算である。耐力には極稀地震時の塑性率があらわれ、変形性能への考慮も取り入れられているが、仮定された塑性率の確認についての議論は展開されていない。文化庁の重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領³⁴は、基準法の枠外ということもあって、クライテリアを独自に設定しうることから、変形を耐震性の判断基準としてエネルギー一定則や等価線形化法などの方法が採用されている。防災協会、文化庁とも耐力要素は壁主体であり、準拠している全面壁および小壁復元力データは同じものである。

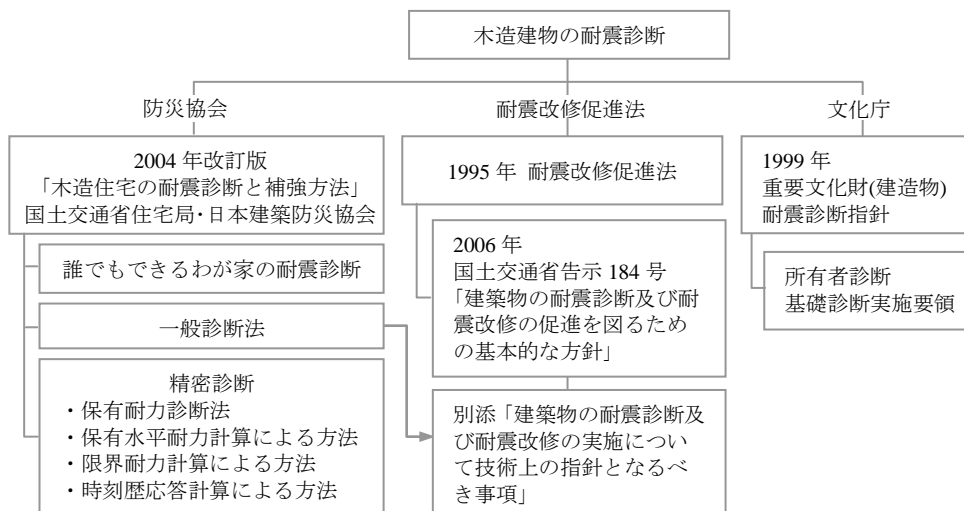


図 1.2.2 木造建物の耐震診断

JSCA 関西の伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル³⁵や日本建築学会の限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説³⁶では、題名にもあるように限界耐力計算を用いて伝統木造の変形性能を評価している。現行法規では継手仕口に金物を殆ど使わない伝統構法木造は、2000年の基準法改正で新しく規定された施行令第82条の6の限界耐力計算を使うことで建設が可能となった。前者のJSCA 関西マニュアルは、設計に必要な耐力要素の復元力が簡潔にまとめられており、建築行政における便宜もあって広く活用されている。しかしながら、設計法としては上記①②③の要件を満たすものではない。後者の学会計算指針は限界耐力計算を掲げているが、内容はモデル化における技術的な解説であり、計算式の整備や具体的な構造要素に関する情報は今後の課題として保留されているので実用性は高くない。伝統構法の特徴の一つである石場立てによる柱脚の滑りの扱いは前者では明記されておらず、後者では禁止されている。

伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会¹⁷⁻¹⁹では、設計法として、標準設計、詳細設計および汎用設計の3つがまとめられている。標準設計は現行の壁量計算に対応し、詳細設計は限界耐力計算、汎用設計は立体解析を採用している。詳細設計と汎用設計は設計法としては、解析主体の検定作業であるが、標準設計法では極稀地震時に1/20以下の変形となるような必要耐力が提示されていることは、上記の②を目指しているが、結果の確認はなされない。この伝統構法の委員会では設計法作成のため要素実験から実大建物実験まで多くの実験データを整理公開している。このような試みを通じて、伝統構法分野における膨大な実験資料の活用が望まれるところである。

1.3 本研究の目的と概要

設計行為とは制約条件を満足する複数の解の中から一つの解を選択決定することである。建築構造設計では図1.3.1(a)に示すように、設計者の経験や類似の設計例を解析して設計荷重に対する性能を確認して、試行錯誤によって改良を加えていく方法がとられてきた。設計という作業が解析と検定に置き換えられている。

本研究は、伝統的木造建築物を対象とした論理的な設計法を構築することを目的とする。論理的とは、図1.3.1(a)のような検定作業ではなく、耐震性能として予め設定された変形制限を満足する設計解を図1.3.1(b)のように直接与える方法が解析的に展開されていることであり、設計者が操作するパラメータが設計結果をどの程度左右するかを定量的定性的に調べることができることを意味する。すなわち設計データ図表を提供するのではなく、応答諸量の関係について解析的表現を用いることで、設計者の望む方向への解の導出を可能ならしめるものである。建物階数は実用的な2階または平屋として、応答量の解析的表現として、等価線形化手法に基づく限界耐力計算を解析的に展開している。

本研究の具体的な成果は、図1.3.2に示すように第2章から第9章にまとめられている。第2章から第6章および第8章は設計であつかう耐力要素を、第7章は耐震設計法としての限界耐力計算を具体的かつ解析的に検討し、第9章でまとめとして設計法を提案し、設計例を示している。すなわち、2階建て伝統的木造建築を等価線形化された2自由度近似モデルで表して、耐震設計に必要な定式化を第7章で行い、この近似応答解析の定式化を用いて、第9章では地震時に指定された各階変形から、縮約1質点モデルを介して、各階の必要耐力を計算して、第2,4,5章でまと

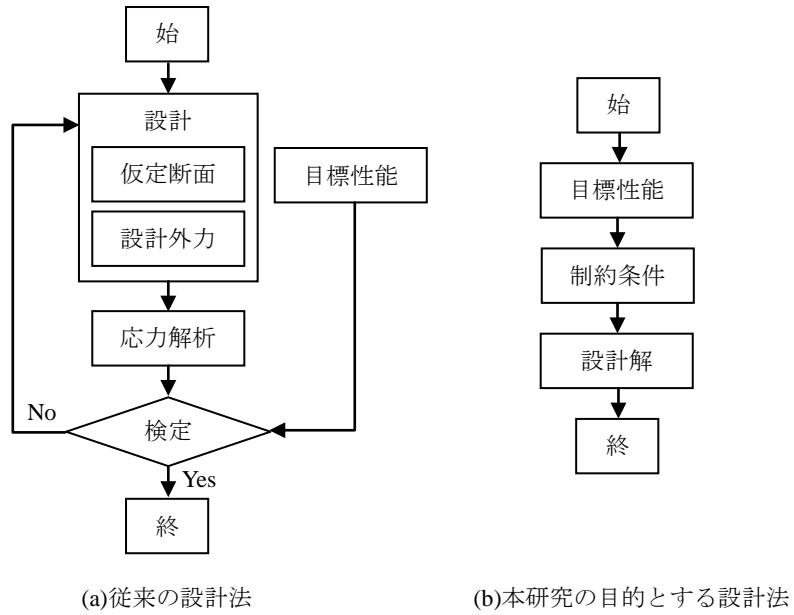


図 1.3.1 設計法

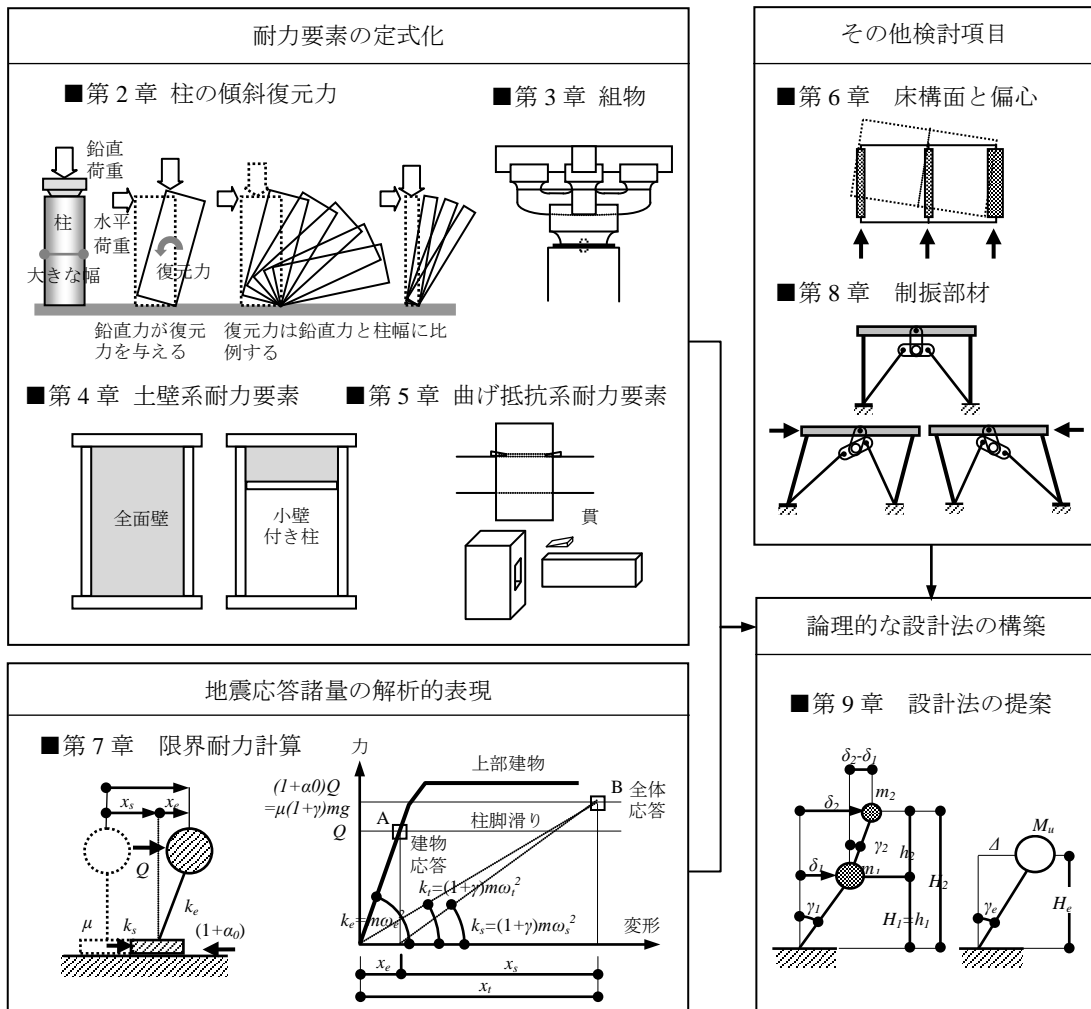


図 1.3.2 本論文の構成

められた耐力要素を割り当てる設計法を提案している。

第2章では、伝統木造とくに径の大きな柱が多用される古代の寺社建築の耐力要素として特徴的な柱の傾斜復元力について論じている。まず柱の傾斜復元力曲線は柱端部の変形が支配的であることをFEM解析から検証し、既往実験の差異も柱端面の条件によって説明できることを示している。次いで矩形断面および円形断面について傾斜復元力の厳正な定式化を行なって、特性を支配するパラメータは、柱アスペクト比と端面の変形に関わるバネ定数であることが示される。柱ロッキングによる位置エネルギーの効果を陽に表すために、エネルギーの釣合い式から釣合い式を求め、前節の力の釣合いから直接に計算した結果比較している。最後に負勾配を有する非線形弾性系である傾斜復元力モデルの地震応答解析を行って、転倒現象を速度ポテンシャル理論から検討し、傾斜復元力モデルの転倒限界は、中立状態において作用する絶対速度の大きさと関係付けて説明できることを示している。また変位応答結果は建物重量に関係しないことを確認している。とくに非線形弾性挙動を示す傾斜復元力は常に中立位置に復元するセルフセンタリング特性を本来有しているため、負勾配域にいたる応答でも中立位置では常に一定のポテンシャルを保持しているので、他の劣化型の履歴復元力よりある意味で有利であると言える。傾斜復元力に関連させて、伝統木造建築の非破壊試験として採用されている常時微動について、唐招提寺金堂における実測と解析結果をまとめている。とくに修理事業の進捗に併せて、解体前と屋根瓦撤去後の2回の計測を行い、建物剛性に傾斜復元力のような建物重量に比例する剛性要素があること、屋根重量は建物減衰を増大させることが示される。

第3章では、組物のモデル化と鉛直力および水平力に対する挙動について考察している。まず斗組を有する簡単な骨組モデルの固有値解析から、主要なモードが柱ロッキングであり、斗組の変形や柱との連成度合いが小さいことから、地震応答解析において斗組部分が建物応答に与える影響は小さいことが示される。次に唐招提寺金堂の保存修理に関連して実施した実大斗組モデルの静的載荷実験結果をまとめ、荷重変形関係は第2章の傾斜復元力モデルから説明出来ることを示している。すなわち、組物実験で見られた荷重変形関係の降伏的な性状は、斗尻の材料降伏ではなく幾何学的な PA 効果として理解される。同じ模型を用いて、一部中断はあるものの10年間に亘ってめり込みクリープ実験を行ない、めり込み変形のクリープ予測式を作成した。めり込み変形に関するクリープについて既往の実験もなく、予測式を初めて作成している。この予測式を唐招提寺金堂の保存修理に適用して、とくに古材と新材が混ざる古建築の改修においてクリープを考慮した将来の屋根軒先垂下変形を評価して、修理事業に役立てている。

第4章では、既往の実験データに基づいて土塗り壁の復元力を作成している。壁耐力に与える壁形状のアスペクト比の影響を考慮した耐力式を提案している。小壁そのものの復元力モデル化についても既往の実験データを統一的に扱うため、アスペクト比をパラメータとする耐力式を構築し、その耐力式を用いて、小壁と柱が組み合わされた種々の架構の復元力の計算法が示される。さらに腰壁と垂壁とそれらで拘束された柱で構成される耐力要素についても復元力の作成方法をまとめている。特に全面壁および小壁の復元力を、対象とする範囲で精度を有するバイリニア近似すれば、垂壁付き柱や垂壁腰壁付き柱の耐力式を陽に表すことができる。

第5章では、既往の実験データに基づいて柱ほぞの復元力および柱梁仕口の復元力データが作成される。構モーメントの概念を用いることで、曲げ抵抗要素を有する層の耐力が統一的に計算

できることが示される。1,2階の変形によって曲げが強制される通し柱の折損の検定式を作成し、設計法をまとめている。

第6章では、伝統的構法による木造架構の耐震性能に関する特徴の一つである床の変形と偏心の関係を論じている。まず、偏心率計算に変えて4号建物の壁量計算で規定されている、4分割法の壁率比と偏心率の対応について検討している。すなわち木造建築物の軸組みの設置の基準を定める告示1352号によれば壁率比が0.5以上であれば、偏芯率が0.3以上となるような大きな偏心を防ぐとされていることの確認として行われた既往の膨大な数値計算結果が今回の簡単なモデルの解析解で説明できることが示される。伝統木造における板張りの床を剛床として扱うことはできないし、計算の都合から剛床とするような補強を施すことも決して望ましいことではない。床剛性の影響は必要に応じた精度で床構面を模擬した立体モデルあるいは疑似立体モデル等による静的・動的解析によって検討されているが、個々のケーススタディでは一般的な定性的定量的結果を示すことは難しい。ここでは、解析的に扱える簡単なモデルを設定することで、床剛性が偏心補正における変形増大に与える影響を検討している。まず既往実験データに基づいて伝統構法による床剛性を確認する。伝統的木構造の床構面剛性が、鉛直構面の剛性や地震荷重偏心に伴う地震力配分や変形に与える影響を検討するため、簡単な3構面モデルを設定して、床構面と鉛直構面の剛性比をパラメータとする解析解が導出される。既往の実験データに基づいて確認された伝統構法による床剛性比0.5から1.0では、床構面の剛性を考慮した端部構面変形の増大率は1.1倍程度であることが示される。

第7章では、伝統木造では耐震性が変形性能で規定されることから、先ず、現行の設計における変形制限の意味合いを構造実務と社会の期待との関係で論じる。次いで、設計の論理化に資するために、限界耐力計算の定式化について確認している。解析表現を用いて1階と2階の変形が等しくなるJSCAの限界せん断力係数比を導いて、2階降伏とする設計の可否を論じる。そして、これまでの限界耐力計算法では2階先行降伏を正しくフォローできないことから、2つの改良案を提案している。柱脚の変位を拘束しない石場建ては伝統的構法の一つとして継承され、多くの実験的解析的研究が展開されているが、限界耐力計算で柱脚の滑りを扱うことは、等価1質点系への縮約と相いれない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要因などからこれまで難しいとされてきた。そこで本章の後半は滑りについてまとめている。エネルギー一定則や変位一定則から滑り現象を考察し、その知見に基づいて、柱脚の滑りを現行の限界耐力計算に周期調整係数として導入されている基礎地盤連成効果と同様に扱うことで、滑りを考慮した限界耐力計算の定式化を提案し、実験結果との比較によってその有効性を検証している。新たに導入された滑りによる減衰を表すパラメータについても実験結果から検証している。計算結果が伝統的構法委員会のEディフェンス実験結果と良好に対応することから提案した手法の妥当性が確認される。

第8章では、最近増えている伝統木造建物の制振、免震について著者の担当した事例を紹介している。見えがかりが重視される伝統的木造建築では、制振ダンパーの設置箇所が制約され、床下設置か小壁内蔵となることが多い。制振補強として、寺院本堂床下に回転摩擦ダンパーを用いて補強を行なっている。その設計手法についてまとめる。また、伝統的構法による社寺建築を想定した一連の振動台実験で大引き下に粘性体ダンパーを設置したモデル解析と実験結果について

も紹介している。3つの免震事例では、木造建築物の特性から積層ゴム支承の採用は難しいことから、球面滑り支承、ボールベアリング、直動転がり支承などが用いられる。風荷重や耐久性に関しても設計上配慮される。

第9章では、第7章で展開された定式化を用いて、二階建て木造を想定して、本研究の最終目的である設計法を提案する。極稀地震時に指定された各階変形から、等価1質点モデルを介して、各階の必要耐力を計算して第2,4,5章でまとめられた耐力要素を割り当てるものである。割り当ては、特定の変位に対応した点でのみ考慮されるので、最終は割り当てられた各要素の復元力を重ね合わせて限界耐力計算を行う。稀地震の応答もこの耐力計算で確認される。従来の検定作業による設計では試行錯誤が必要であった耐力要素の設定が、目標とする変形から必要とされる耐力値を目安として、繰り返しの近似応答計算なしで行うことができる。震動台実験モデルである設計例によって、直接的に耐力割り当てが可能であることが確かめられる。引き続いて滑りを考慮した限界耐力計算を適応して求められた応答諸量は震動台実験結果と良好に対応することも確認している。

以上によって、指定された変形制限を満たす設計解を与えることのできる論理的な設計法が構築され、その有用性についても確認されたと結論している。

なお、第2章以降に展開される研究内容について、単位系が厳密には統一されておらず、一部ニュートンNではなくkgfやtonfなどで表現している箇所がある。これは発表当時の表現をそのまま引用したためである。そのような箇所では当初のkgfやtonfを残して、SI単位系のニュートンN表示を併記している。

1.4 伝統の技

伝統的木造建築に関する本研究の直接の契機は、唐招提寺金堂の保存修理に参画して、著者が構造設計者としてテーマとしてきた設計の論理化の意味を再確認する機会を得たことにある。古代の知恵を如何に知識化論理化出来るかということを考える好機であった。本節では本研究の大きな動機付けとなった唐招提寺金堂の保存修理について、得られた知見をまとめる。

1.4.1 唐招提寺金堂の保存修理

日本の伝統的な社寺建築では、定期的に屋根の葺替えを行い、併せて必要に応じた修理補強を施すことで、現在まで保存継承されている。伝統的構法による日本の木造建築では、柱や梁それに多くの組物を解体して修理できることが、西洋の石の建築にはない大きな特徴であり、千年以上の耐用を可能にしている。さらに、解体修理は建物の保存だけでなく古人の技術を再確認して次の時代に伝承する機会とも考えられる。

平成10年から始まった国宝唐招提寺金堂の保存修理事業⁵⁻¹⁰が21年の秋に写真1.4.1のように落慶を迎えて完了した。国宝クラスの社寺建築の保存修理は、明治30年の古社寺保存法と昭和25年の文化財保護法を契機に行われているものが多くみられる。いわゆる明治の修理と昭和の修理である。唐招提寺金堂は、明治31~32年に大規模な解体修理がなされているので、一般的な保存修理のサイクルから見れば、明治の次の解体修理まではまだ十分な時間を残すはずであった。



写真 1.4.1 唐招提寺金堂平成の保存修理落慶法要 2009 年 11 月

ところが今回の修理前の調査によれば、外観上は部材に大きな損傷が生じていないが、柱の内倒れや柱上の組物の回転変形などが観察された。柱の内倒れによる変形は、高さ 5 メートル前後の柱で最大 12 センチメートルあり、柱の傾斜として 40 分の 1 に達している。阪神大震災を契機として文化財建物の耐震についても関心を集めている中で地震前の柱の大きな傾きは看過できない問題であると考えられた。このような柱の内倒れ変形あるいは外倒れ変形は、伝統的な社寺建築に共通して見られる特徴であるが、唐招提寺金堂では特に顕著であり、明らかに構造架構の仕組みに起因するものと考えられた。

明治の修理から丁度百年を経た今回の修理は、材料の経年劣化に対する部材補修というよりも、柱の内倒れの原因を解いてその補強を求めるものであった。あわせて耐震性能についても検討を加えるなど、平成の保存修理は、構造上の問題を解決することを主な目的として計画され、構造技術者の参画が求められた。国宝である古代木造建造物への大々的な構造解析の適用は画期的なことである。著者らは最新の構造調査・実験・解析技術を駆使して古代の技を解き明かすことを試みた。

科学は連続的かつ体系的であるが、技術は飛躍的または断続的であり、しばしば忘れられることもある。図 1.4.1 に概念的に示すように、科学を人間の知識(頭)とすれば技術は人の知恵(手)といえる。「技」という漢字の成り立ちが「手+支(細い枝)」すなわち細い枝のような細かい手細工のことを意味するように、技術はいつの時代でも人の手が大きく関与している。人の手が技術の基本とすれば日本の木造建築ほど「技」を育んできたものはない。古代の技(知恵)を解き明かして、知識として汎用化していくことが今回の取組みの基本的な考え方であった。まさしく著者が長年テーマとしてきた設計の論理に通じる問題であった。

伝統技術の保存継承の重要性が叫ばれて久しい。もちろん技術の伝承には、技術が手仕事であることから人材の育成によるところが大きいことは明らかである。しかし、構造技術者としては、伝統の知恵を知識に変換することができれば、伝統の技を次の世代に伝えていくことに貢献でき

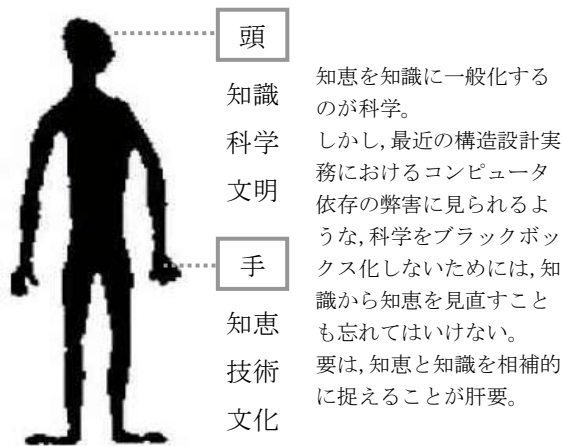


図 1.4.1 知識と知恵

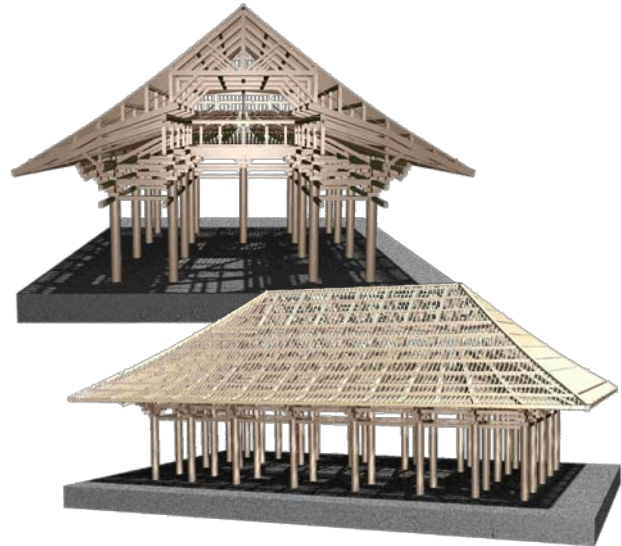


図 1.4.2 構造解析

るのではないだろうか。より高いレベルの知恵(ノウハウ)では難しくても、個々の知識(ノレッジ)であれば共有して、伝えていくことができる。さらに、古代の技を解き明かす試みはまた現代の建築技術を見直す上で大いに役立つことも期待できる。もちろん、最近の構造設計実務におけるコンピュータ依存の弊害に見られるような、科学をブラックボックス化しないためには、知識から知恵を見直すことも忘れてはいけない。要は、知恵と知識を相補的に捉えることが肝要である。伝統技術に関するこのような考え方と成果が評価されて著者らは「国宝唐招提寺金堂の保存修理における構造解析を中心とした科学的手法の展開」として2010年度の日本建築学会賞(技術)を受賞している³⁷。平成の保存修理における科学的手法としての構造解析と補強設計のための調査・実験は、基壇版築層の解体前レーダー探査や解体時の載荷試験による基礎構造の確認、常時微動計測による建物および地盤特性の把握と耐震性検討への利用、解体前木材打撃試験や解体材料試験による古材物性値の検証、実大の斗組物加力試験とめり込みクリープ試験の補強解析へのフィードバックなど実に多岐に亘っている。

保存修理に取り組んだこの10年で計算環境は大きく進展した。図1.4.2のような解析モデルをは今や珍しくはないが、重要なのはモデルの大きさではなくモデル化の方法と材料データの根拠である。

1.4.2 文化財の補強

国宝および重要文化財クラスの歴史的建造物の構造補強に関して、まず第一に留意すべきことは、歴史的な時間スパンで考えることである。建物意匠だけでなく構造構法も保存すべき対象となるため、これまでの解体補強に関する歴史的な変遷を経て現存する当初材(化粧材、構造材)と後補の挿入材を区分して、現状変更の可否を判断することが求められる。また過去数回の変更が加えられた場合には、どこまで溯って復元すべきかといった補強以前の問題もあり、現在の架構に補強部材を追加するだけの単純なものではない。

補強システムを伝統的な建物本来の架構システムと明解に分離することで、「ほんもの」としてのオーセンティシティを保持して、残すべきものはそのまま残して、将来の改修にも配慮することが基本とされる。構造の合理性だけを主張して解決できるものではないのである。千年以上を経てさらにこれからも長く存続していく建物の時間スパンからみれば、現在の補強技術や材料がベストである保証などないからでもある。唐招提寺金堂に限らないが、明治30年の古社寺保存法直後の、荒廃した社寺建物に対する待ったなしの大胆な補強改修、例えば東大寺大仏殿の屋根を支える23メートルスパンの鉄骨トラス補強などに比べれば、昭和25年の文化財保護法以降の補強は、構造技術者から見て、やや物足りなさを感じることは仕方がない。

第二は、構造安全性の目標レベル設定である。国宝や重要文化財建造物は建築基準法の適用を受けないため、対象とする地震や風荷重レベルの設定から補強性能のグレード決定まで、独自に行うことになる。建物躯体の耐震性能を論じる場合の種々の限界値は最近の実大実験データなどによって確認できるが、建物機能としての耐震性限界値の設定は容易ではない。さらに、長期荷重に対する問題は別にして、千年以上存続してきた建物に対する新たな耐震・耐風補強は、何故持たないかではなく何故持ってきたかを解明した上で初めて納得されるものであろう。

1.4.3 柱の内倒れと架構変遷

柱の内倒れは大きな軒屋根重量によるもので、水平抵抗力の乏しい骨組みを有する伝統的な社寺建築に共通の特徴である。大虹梁で高く持ち上げられた内陣空間をもつ唐招提寺金堂では特に顕著であり、明らかに構造架構の仕組みに起因するものである。解析では、今回の構造補強が千二百年の歴史の中でどのように位置づけられるのかを確認するため、唐招提寺金堂の創建時からこれまでの構造架構の変遷を現代の解析技術で見直すことから始めている。

唐招提寺金堂は八世紀末の創建以来、図1.4.3(a)-(c)に示されるように、幾度かの改修によって構造および外観に大きな変更が加えられている。深い軒を支える構造材が創建時では地垂木だけであったものが、元禄の改修では隠れた構造材である桔木が新たに追加されている。さらに元禄では内陣空間を犠牲にした方杖補強により対処している。このことは内倒れがかなり深刻であったことを推測させる。

唐招提寺金堂の重厚な屋根のイメージは元禄の改修によるものである。天平の軽やかな屋根がこの時に図1.4.3(b)のように2.8メートル高くなり、その分屋根が厚くなった。その理由として、勾配を大きくして屋根本来の機能である雨水の排水性を高めることや外観を大きく見せたいという格好の他に桔木補強の必要によることが指摘される。さらに興味深いことに、元禄で単に屋根高さを大きくしただけでなく、図1.4.4のように、大棟の長さも大きくして絶妙のバランスを与えている。屋根勾配を大きくすることは、薬師寺東塔にも見られ、当初の形に復元された西塔の白鳳の軽やかな屋根と鮮やかな対照を示している。補強のために屋根を厚くすることは、案外人々の感性に添っているのかもしれない。

明治の解体修理では、本来の形に戻すべく方杖を撤去し、その分二段桔木や当時の最新技術である洋小屋および鋼棒タイバー等の補強が施された。また元禄に追加された貫も撤去して、できるだけオリジナルな外観に戻そうとした。しかしながら、内倒れを抑えることは困難であった。

今回の修理前の架構解析変形図をみれば、建築構造技術者にとって、この架構の弱点は明らか

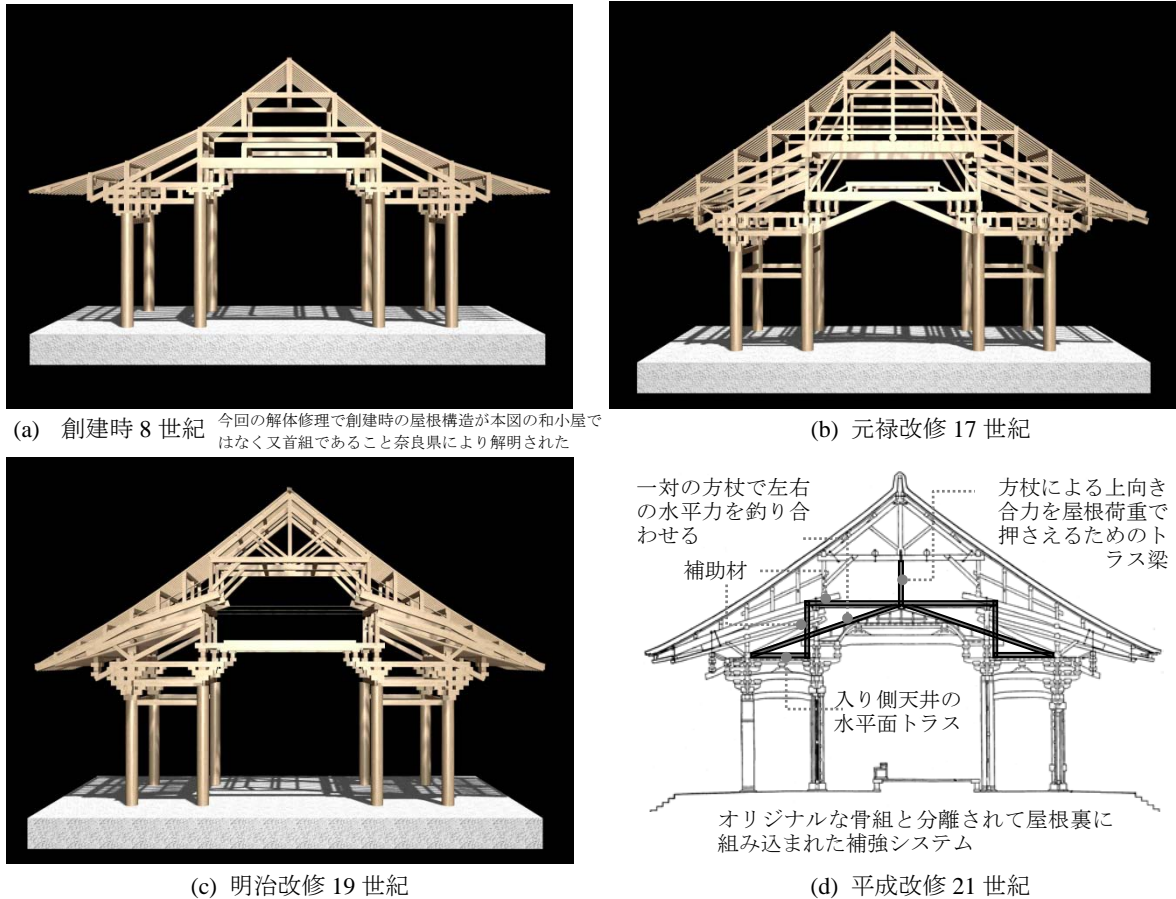
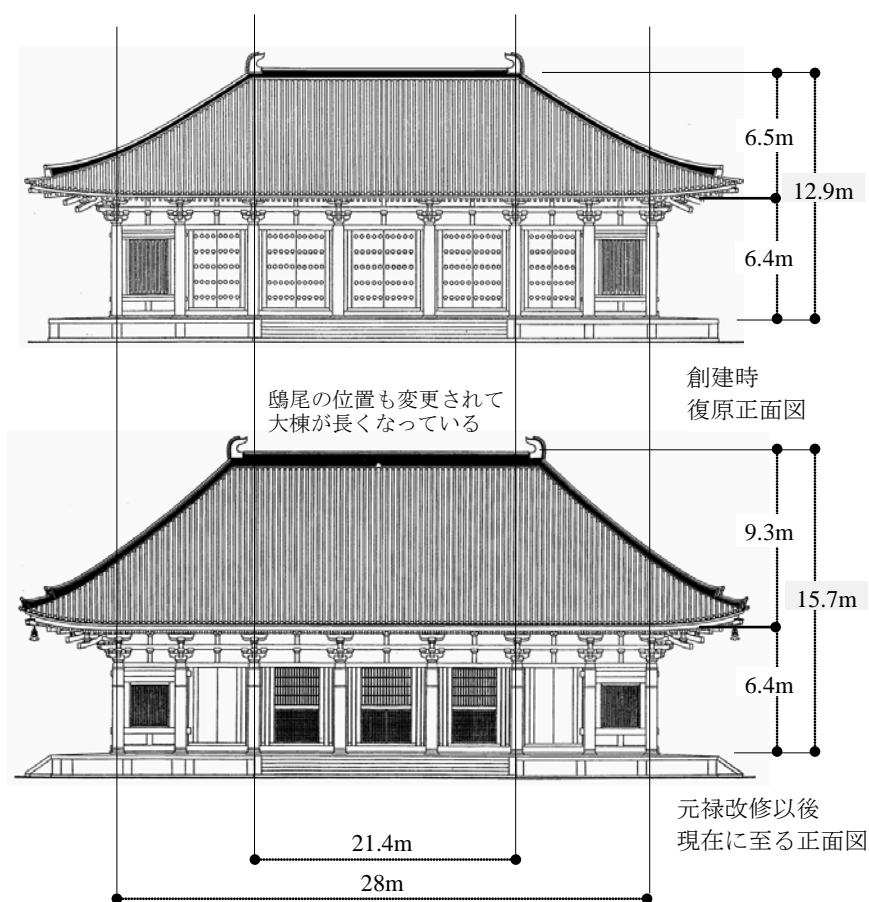


図 1.4.3 唐招提寺金堂の架構変遷と内倒れ補強

であり、補強方法の策定もさほど難しいことではないであろう。しかし、文化財建物の構造補強は、その建物がこれまで歴史的な改修変遷を経ているだけに、現存する架構に補強部材を追加するだけの単純なものではないことは先に述べたとおりである

奈良県の文化財修理技術者との種々の議論を重ねて、内倒れ補強では、空葺きによる軒荷重の低減と、図 1.4.3(c)のように内倒れを生じる建物両側の水平力を相殺する方杖機構を屋根裏に組み入れることで当初架構と明快に分離された補強システムを採用した。あわせて入り側天井に水平トラスを設けることで耐震性に配慮している。なお、構造補強材は桧材とし、鋼材の使用は最小に抑えている。

解体の進捗に応じて、調査実験で特定されたデータを反映した構造解析を繰り返して、補強設計を作り上げた。竣工時の計測により、解析の予測通りに内倒れ変形が 12 センチメートルから 2 ミリメートルと大幅な低減が確認されたことで、構造解析の有効性が建築関係者の枠を越えて広く認識された。古代の技を解き明かすという当初の目論見がどこまで達成できたか、甚だ心許ないが、筆者らの試みが、今後の文化財保存修理において構造技術者の役割が大きく期待される状況を作りあげたのではないかと些か自負している。今回の補強で筆者らが創建時、元禄、明治とこれまでの大工技術者の思いを解析を通じて再確認したように、筆者らの今回の補強は未来へのメッセージであり、数百年後の次回の解体修理の際に平成の補強が再評価されることは大きな楽しみでもある。

図 1.4.4 唐招提寺金堂の屋根の変化³⁸

1.4.4 伝統の技

伝統技術の強みは決して大失敗しないことである。逆に言えば、失敗を含む経験の長い時間のフィルターで濾過されたものが伝統技術となる。したがって、残っている伝統技術があれば、その技術で造ることが最も安心できる。失敗が技術を育ててきた。実験や解析による現代の技術開発は、先人の長い失敗経験を時間を短縮して急いだものであり、まだまだ熟成不足で、時々問題も起る。

文化財建物の構造補強は、その建物がこれまで歴史的な改修変遷を経ているだけに、現存する架構に補強部材を追加するだけの単純なものではない。千年以上を経てさらにこれからも長く存続していく建物の時間スパンを考えれば、「何故もたないかではなく、何故もってきたか」を解き明かすことが求められる。今回、唐招提寺金堂の保存修理を契機にして、表 1.4.1 に示すように伝統木造の特長を現代の技術から読み解く試みを行った。

何故もってきたかという問いに対して、これまでに被ったであろう地震力を建物耐力が上回っていたというのが単純な答えではあるが、それだけではない。建物を長くもたせるには、大事に使う、傷んだところはきちんと繕うという極めて当たり前のことが基本となる。日本の伝統的な寺社建築がよくも千年以上もってきたものと言われる。これには、「昔の大工は千年もつ建物

表1.4.1.伝統的木造の技：伝統木造技術の現代的解釈

	伝統木造のキーワードと解説		現代の用語
システム	解体修理	定期的な瓦の葺き替えと必要に応じた修理が行われる。	維持保全 LCM・リニューアル
	手当の易さ	損傷する部分が決まっている。木は部分的に容易に補修できる。	損傷部位取替え
	移築・転用	解体運搬が容易なため、場所や用途を変えて使われている。	コンバージョン・リニューアル
	表わしの構造材	柱や梁、組物など構造材がそのまま表現されている。	構造デザイン
構造	しなやか	大きく変形できる柔構造。	変形能力・高靱性
	大きな屋根と太い柱	重い荷重のかかった太い柱ほど傾いても元に戻る特性がある。	傾斜復元力
	深い軒	建物重量を外に流す。跳ね出し。	天秤構造・転倒安定性
	多くの部材と仕口	接合部の滑りや回転による摩擦で、地震エネルギーを吸収。	制震ダンパー
	柱脚や斗のほぞ	離間・浮き上り。切り離されると下からの力を遮断して上に伝えない。	入力低減・ロッキング免震
	心柱	五重塔の不倒神話。	可変剛性
	重ね構造	通し柱がなく上下バラバラな動き。	逆位相相殺効果・制振
材料	ヒノキ	老化に強く、千年以上の耐久性。	高耐久性材料
	木の横使い	斗・肘木・貫のめり込み。	ダンパー
	土壁	大変形で壊れて効く。	ダンパー・エコ材料
	版築層	何層にも土を突き固めた基壇。	地盤改良・エコ材料
	たたら鉄	和鋼は錆びにくく木を傷めない。	錆びない鉄

を造ったのではない。千年もたせる価値のある建物を造ったのである」³⁹があたっている。建物を長くもたせるものは、まず第一にその建物自身の価値・魅力である。その建物と歴史に共感して、それぞれの時代の人々が次の世代に残すべく努力してきた結果なのである。唐招提寺金堂の鬼瓦には徳川の三つ葉葵の紋章が表わされているものがある。これは元禄の改修で徳川家が大きな経済的援助をしたことを示している。文化財を残すということはこのような保存修理に対する社会システムが必要である。

この社会システムに加えて、長寿命化に関して伝統的木造建築が備えている古代の技は、解体修理、手当の容易さ、移築転用・表わしの構造材である。

日本の伝統的な社寺建築では、屋根の葺き替えから始まって、必要に応じた修理補強を順次施すという修理のサイクルが確立されている。すなわち補修箇所があらかじめ段階的かつ必然的に設定されている。そして柱や梁それに多くの組物を解体して修理できるという手当の容易さが、現代の建築にはない大きな特徴であり、千年以上の耐用を可能にしている。さらに、仕上げに隠れた現代の構造躯体とは違って、構造体が表わしになっていることで損傷部位が目に見えて特定できることがタイムリーな補修を可能にしている。損傷部位取替え思想に基づく現代の制震・免震構造でこのような配慮が十分になされているかは疑問ではないだろうか。

伝統木造の部材は、現代のように構造材と非構造材といった分類ではなく、見えがかりの有無

で化粧材，野物材に分けられ，表わされる構造材がすべて化粧としてデザインされていることは現代の構造デザインに通じるものがある。また長寿命化の一手法として最近話題の建築コンバージョンについても，平城宮の朝集殿を移築した唐招提寺講堂の例に見られるように，解体組み立てが可能な伝統木造の世界では移築転用という形で古くから行われてきた。その他，構造のしくみや，ヒノキや土壁，たたら鉄といった材料の特性も長寿命に大きく寄与している。

ひとつのプロジェクトの完成まで 11 年に亘って関わるということは，構造設計者としてはこれまでにない経験であった。唐招提寺金堂という建物が背負ってきた圧倒的な時間に思いを致すことで，建築を歴史と文化の観点から見つめなおす機会を得た。歴史という時間を経て建築ははじめて文化と成り得るのではないだろうか。その歴史はまた，優れた建築を，時代を超えて伝えていく人々の努力の積み重ねでもある。構造技術者として，唐招提寺金堂の保存修理に巡り会えたことを有り難く思っている。

第2章 傾斜復元力

我が国では多数の伝統的木造建築物が現存し、近年は伝統的構法による復元建物の事例も増している。これに伴う実験的研究はいくつかなされているものの、解析的な考察は十分になされていない。伝統的木造建築構造における水平抵抗機構は、柱のロッキング抵抗(傾斜復元力)、土壁のせん断抵抗および貫の曲げ抵抗(半剛ラーメン)が主なものとなる。このうち本格的な貫構造の採用は鎌倉時代の禅宗様以後であるから、後世の補強を除いては、古代の寺社建築では柱と壁が最大の水平抵抗である。さらに、土壁については材料自身の強度・剛性が比較的小さく、建物によっては十分な枚数が設けられないこともあって、柱の傾斜復元力が水平抵抗の第一義となる。

本章では、寺社建築に代表される古代の伝統的な木造架構に特徴的な構造要素である柱傾斜復元力に関して、まず、柱のアスペクト比・弾性係数・大斗の有無等をパラメータとした FEM 解析結果を行って^{1,2}、実験に基づく既往の提案式との比較を試みる。次に、基礎浮上りモデルとの対応から傾斜復元力特性の定式化を試みる。

さらに、傾斜復元力の特徴である、大変形時に負勾配の復元力となり、さらに履歴減衰を有さない非線形弾性モデルの地震応答解析から、転倒限界やバイリニア近似モデル化の可能性について論じる。最後に、傾斜復元力が主たる耐力要素である、古建築の常時微動から傾斜復元力と建物周期の関係を考察する。

2.1 既往の実験

古代の木造建築構造物の水平抵抗機構が、大きな鉛直荷重が載荷された大口径の丸柱の傾斜復元力にあることは、既に半世紀以上も前に指摘され、実験的にその復元力特性が確かめられている³。最近になって再び、傾斜復元力を始めとする伝統的木造建築の構造特性に関して系統的な実験が展開されている^{4,7}。表 2.1.1 および図 2.1.1 に既往の実験結果諸元を示す。ここで W :柱鉛直荷重、 B :柱幅、 H :柱高さとして、初期剛性は W/H 、最大耐力は WB/H 、最大耐力時変位は B でそれぞれ規準化された無次元量を示す。また実験では、ヒノキ及びヒバと異なった材種が用いられているが、文献⁶によると、ともに針葉樹Ⅱ類に属しており、弾性係数や材料係数は同等であると考えて良い。断面形状(円柱,角柱)や大斗の有無・試験体寸法によって各実験結果にはいくらか差異が見られる。その変動は、最大耐力=0.7~0.85、初期剛性=37~50、最大耐力時変形=0.08~0.13 などから、平均すると各実験結果は $\delta/B=0.1$ 、 $PH/WB=0.8$ 付近でピークを示している。

表 2.1.1 傾斜復元力に関する実験結果諸元

NO	研究者(年)	断面	材種	柱径 cm	高さ cm	大斗	鉛直力 ton(kN)	初期 剛性	最大 耐力	最大耐力 時変位
①	坂(1941)	角	桧	25	200	無	0.3~2.1 (2.9~20.6)	37	0.80	0.10
②	坂(1941)	丸	桧	25	200	無	0.3~2.1 (2.9~20.6)	41	0.80	0.09
③	坂(1941)	角	桧	25	178	有	0.3~2.1 (2.9~20.6)	44	0.80	0.07
④	河合(1991)	角	ヒバ	7	50	無	0.4,0.8 (3.9,7.8)	50	0.85	0.08
⑤	河合(1993)	丸	ヒバ	上 44 下 49	360	有	10,16,20 (98,157,196)	37	0.69	0.13

ここで W :柱鉛直荷重、 B :柱幅、 H :柱高さとして、初期剛性は W/H 、最大耐力は WB/H 、最大耐力時変位は B でそれぞれ規準化された無次元量を示す。

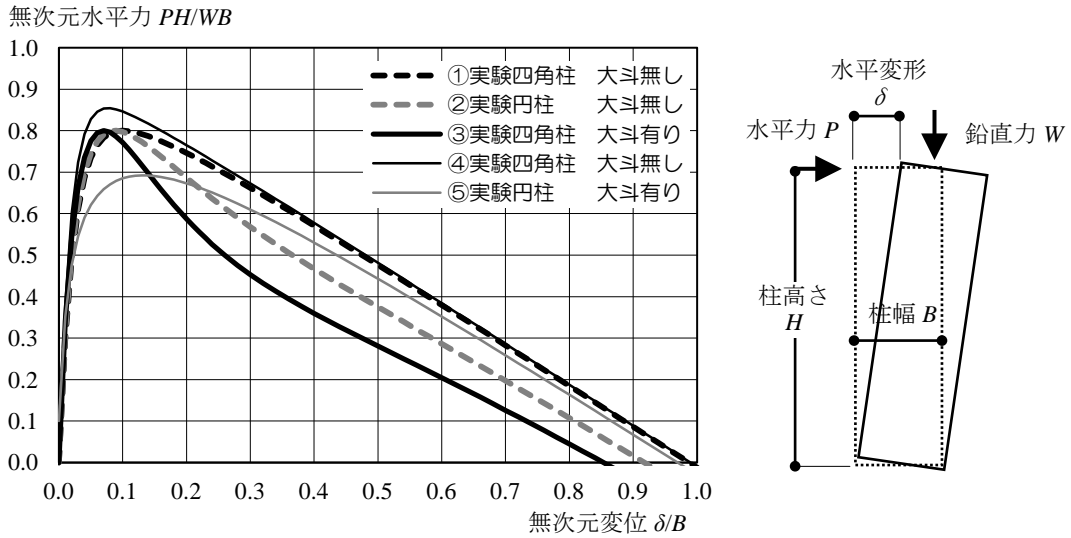


図 2.1.1 傾斜復元力に関する既往の実験結果

2.2 FEM 解析

解析モデルおよび諸元を表 2.2.1, 図 2.2.1 に示す。材料はヒノキ材とし, 解析には繊維方向と繊維直交方向の弾性係数が異なる材料異方性を考慮している。円柱両端には離間可能な剛板を接触させており, 柱のロッキングや両端面の局部変形に伴って, 鉛直力の作用位置や反力中心位置が移動するように工夫している。解析プログラムには MSC/NASTRAN for Windows V3.0 を用いた。

表 2.2.1 解析モデル諸元

モデル名称	柱高さ cm	高さ幅比	大斗の有無	Medium モデルに対する弾性係数比	
				弾性率	剛性率
Soft	440	7.6	無	0.67	0.67
Medium	440	7.6	無	1	1
Stiff	440	7.6	無	1.8	1.8
Rigid	440	7.6	無	1000	1000
Short1	350	6.1	無	1	1
Short2	260	4.5	無	1	1
Capital	440	7.6	有	1	1

基準となる Medium モデルの材料特性
 材種：ヒノキ
 弾性係数： $E_{//} = 90,000 \text{kgf/cm}^2 (8820 \text{MPa})$
 $E_{\perp} = 3,600 \text{kgf/cm}^2 (352 \text{MPa})$
 せん断弾性係数： $G = 6,000 \text{kgf/cm}^2 (588 \text{MPa})$
 圧縮材料強度： $\sigma_c = 280 \text{kgf/cm}^2 (27.4 \text{MPa})$

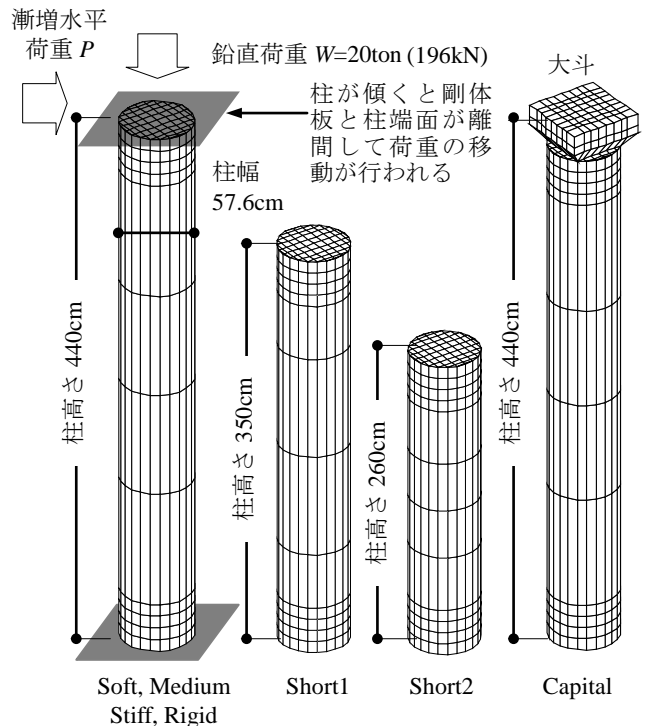


図 2.2.1 解析モデル

また解析パラメータは、まず弾性係数に関して、文献⁸による弾性係数を採用したモデルを **Medium** モデル(基準モデル)とし、国内産ヒノキ材の材料試験結果におけるバラツキから下限値モデルとして、弾性係数を 2/3 倍したものを **Soft** モデルとし、上限値モデルとして弾性係数を 1.8 倍したものを **Stiff** モデルとする。また、解析モデルと剛体仮定とした場合の理論解との差異を比較するため弾性係数を十分に大きくした **Rigid** モデルも用意した。さらに柱に近接する大斗などの二次部材の影響や、寸法効果などを調査するため、解析パラメータとして、伝統建築物構造架構で見られる円柱に載る大斗の有無、高さ幅比(=高さ/幅)を、それぞれモデルを **Capital** 及び **Short1**, **Short2** とし **Medium** モデル(基準モデル)と比較検討を行う。

解析結果として無次元化された水平荷重と水平変形との関係を、既往実験データに基づく提案式^{3,9,10}と併せて図 2.2.2 に示す。表 2.2.2 は復元力骨格曲線における特性値をまとめている。傾斜復元力特性に及ぼす弾性係数の影響を図 2.2.3、高さ幅比の影響を図 2.2.4 にそれぞれまとめる。図 2.2.5 は **Medium** モデルについて 3 つの载荷状態での柱の変形および応力度分布を示す。

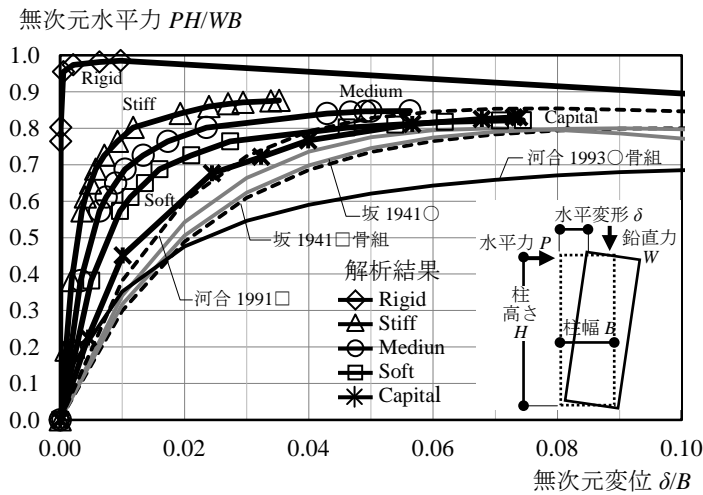


図 2.2.2 解析結果：傾斜復元力の比較

表 2.2.2 傾斜復元力モデル解析結果

モデル名称	初期剛性	最大耐力	最大耐力時変位
Soft	77	0.82	0.074
Medium	116	0.85	0.049
Stiff	209	0.88	0.035
Rigid	10 ⁴	0.99	0.010
Short1	119	0.87	0.040
Short2	134	0.87	0.028
Capital	45	0.83	0.074

ここで W :柱鉛直荷重, B :柱幅, h :柱高さとして、初期剛性は W/h 最大耐力は WB 最大耐力時変位は Bo でそれぞれ規準化された無次元量を示す。

Medium モデルに対する比率

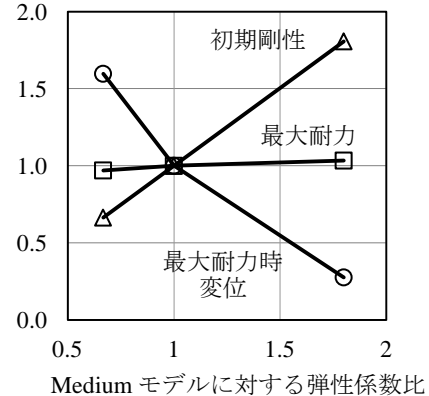


図 2.2.3 材料弾性係数と傾斜復元力特性の関係

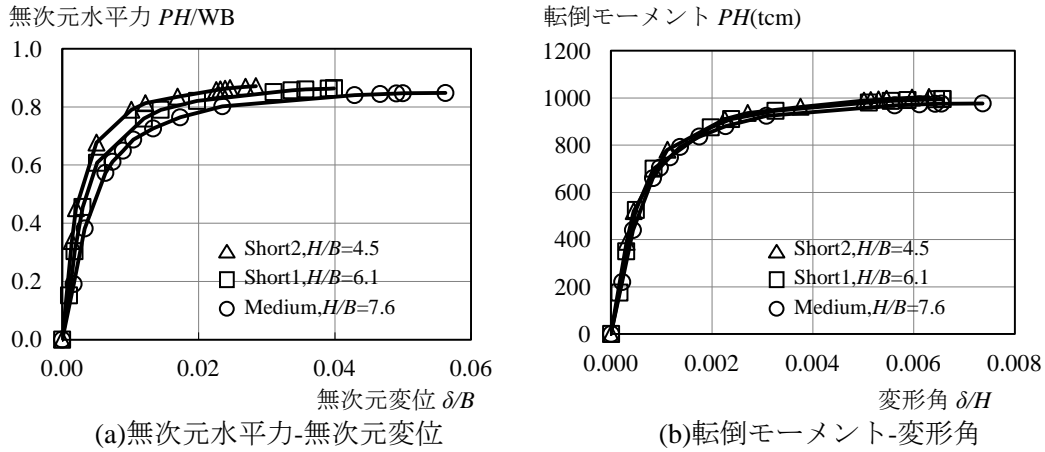


図 2.2.4 柱高さ幅比と傾斜復元力特性の関係

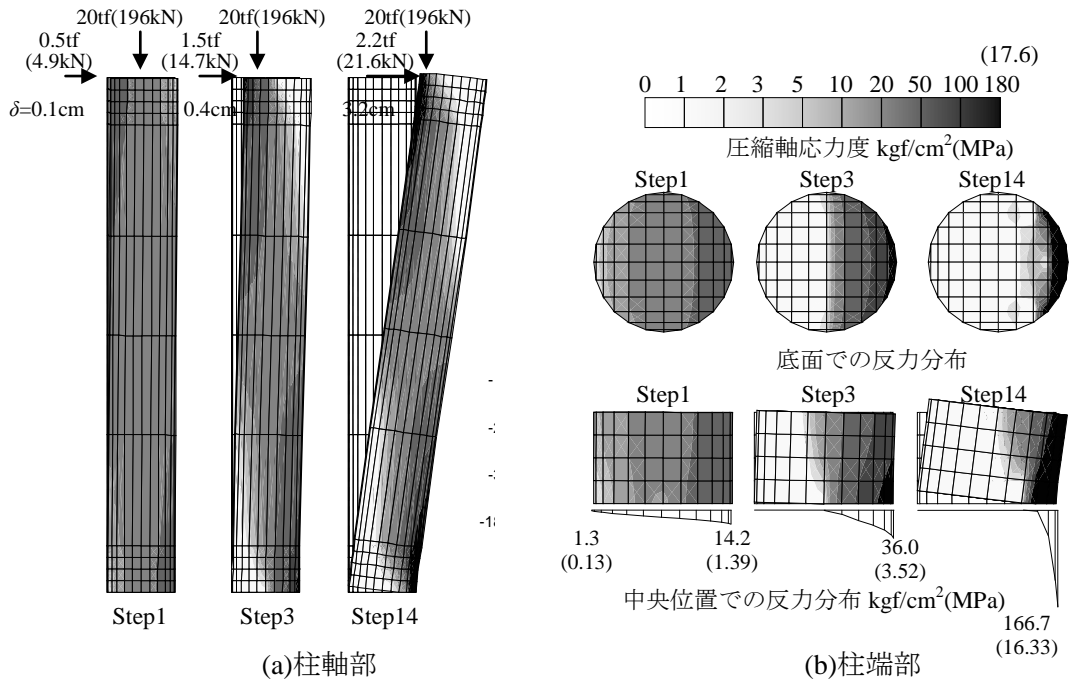


図 2.2.5 Medium モデルの応力と変形

以上の解析結果から、柱の傾斜復元力特性について以下の考察がなされる。

・ 図 2.2.2 および表 2.2.2 に見られるように、柱材の弾性係数により柱の復元力特性は変化する。図 2.2.3 よれば初期剛性は弾性係数に比例し、最大耐力時の変形は弾性係数にほぼ反比例する。しかしながら最大耐力は、Rigid モデルを除いて現実的な弾性係数の範囲では、ほとんど変化しない。この理由は次のように考えられる。ロッキングする柱の水平力 P は、柱高さを H 、鉛直荷重を W 、柱上端の荷重芯と下端の反力芯の水平距離を e 、柱の水平変形を δ とすれば、

$$P = \frac{W(e - \delta)}{H} \quad (2.2.1)$$

と表わされる。最大耐力時は $e=0.9B$ 、 $\delta = (0.04 \sim 0.08)B$ 程度であるから結局 δ の影響は小さく、最大耐力は $(0.86 \sim 0.82)W/H$ となるためである。

・ 同じく図 2.2.2 および表 2.2.2 によれば、大斗によって傾斜復元力骨格曲線は軟化する。これは、

大斗材における木の用い方によるもので、柱によって繊維直交方向のめり込み変形を受けて、柱上端部の回転変形が大きくなるためである。解析では大斗上面の回転を拘束しているが、図 2.2.2 に示された既往の実験では肘木などによって弾性拘束されているため、大斗を付加した Capital モデル解析結果より更に軟化している。

・既往実験に見られる差異は、材料の弾性係数および柱端部条件によるものであり、特に後者の影響が大きいと考えられる。実験提案式の実用的な適用にあたっては、十分に注意しなければならない。

・柱のロッキング変形は柱両端近傍の局所的な変形による。図 2.2.5 に示されるように解析に用いたモデルの範囲では、最大耐力時(Step 14)でも降伏応力に達しないで、弾性範囲にある。図 2.2.4(a) は、柱の高さ幅比により復元力骨格曲線がどのように変化するかを、従来の無次元化パラメータを用いて表現したものである。一見柱の高さ幅比で異なっているが、これを有次元化して図 2.2.4(b)のように、転倒モーメントと柱変形角で表わすと 3 つの曲線は一致する。このことは、柱のロッキング変形は柱両端近傍の回転により、シャフト部分の柱高さの変化に対する曲げ変形の変化は極めて小さいことを示すものである。また、無次元された設計式を短柱や長柱に用いる場合には、誤差を生じる可能性があることも指摘される。

次に、柱のロッキング変形は柱両端近傍の局所的な変形により、軸部の曲げ変形は小さいといった前節の解析結果に基づいて、傾斜復元力と浮き上がり問題の対比を行う。以下の議論は、傾斜復元力モデルの小変形領域に限っている。負勾配領域に亘る検討は次節で行う。

本モデルは柱頭・柱脚の上下によって拘束されており、反力中心位置が移動する。浮き上がり限界時には、線形反力分布の円形断面では柱頭・柱脚部での反力中心間距離は $1/4B_0$ となり、その時の水平力 P_0 は、モーメントの釣り合いにより以下ようになる。

$$P_0 = \frac{WB}{4H} \quad (2.2.2)$$

円柱の浮き上がり後のモーメント M -回転角 θ 関係は、次節で詳しく説明されるように、三角形応力分布を仮定し、浮き上がり限界 M_0, θ_0 を基準とすると以下のように表される。

$$\frac{M}{M_0} = \frac{3\pi + 32(1-2\alpha)(\alpha - \alpha^2)^{\frac{3}{2}} + 12(1-2\alpha)\sqrt{\alpha - \alpha^2} + 6\sin^{-1}(1-2\alpha)}{3(1-2\alpha)\pi + 32(\alpha - \alpha^2)^{\frac{3}{2}} + 12(2\alpha - 1)^2\sqrt{\alpha - \alpha^2} + 6(1-2\alpha)\sin^{-1}(1-2\alpha)} \quad (2.2.3)$$

ここで α は浮き上がり率で、浮上り限の水平変形角 R_0 及び水平変形角 R とは以下のような関係が成立する。

$$\frac{R}{R_0} = \frac{6\pi}{3\pi(1-2\alpha) + 32(\alpha - \alpha^2)^{\frac{3}{2}} + 12(2\alpha - 1)^2\sqrt{\alpha - \alpha^2} + 6(1-2\alpha)\sin^{-1}(1-2\alpha)} \quad (2.2.4)$$

(2.2.2)(2.2.4)式を用いて、各解析結果の水平力 P 及び水平変形角 R を浮き上がり限界時の水平力 P_0 、水平変形角 R_0 によって無次元化し図 2.2.6, 2.2.7 に示す。ただし、図 2.2.5 の反力分布をみると、直線ではなく端部に応力集中が生じており、そのため、反力中心が外側に移動してモーメント抵抗が大きくなる。そこで、(2.2.2)式の浮上り耐力式の係数 4 を 3.5 にして用いる。同図により、弾性係数、柱高さ幅比に関わらずいずれの曲線もよく一致し、式(2.2.4)によって表される理論解とも概ねよく一致している。

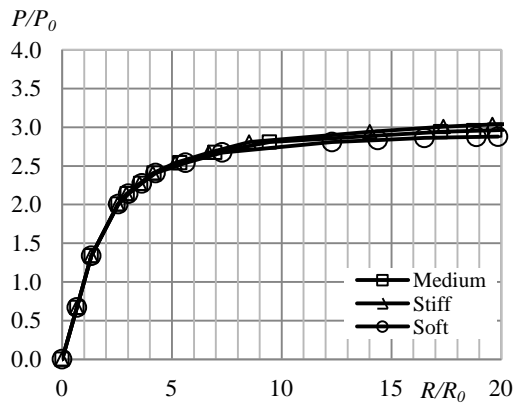


図 2.2.6 解析結果の比較
(弾性係数比の変化)

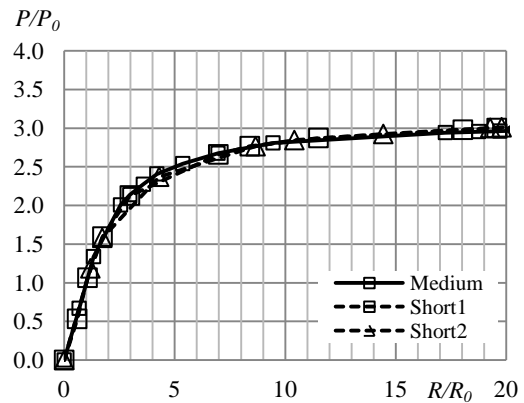


図 2.2.7 解析結果の比較
(柱高さ幅比の変化)

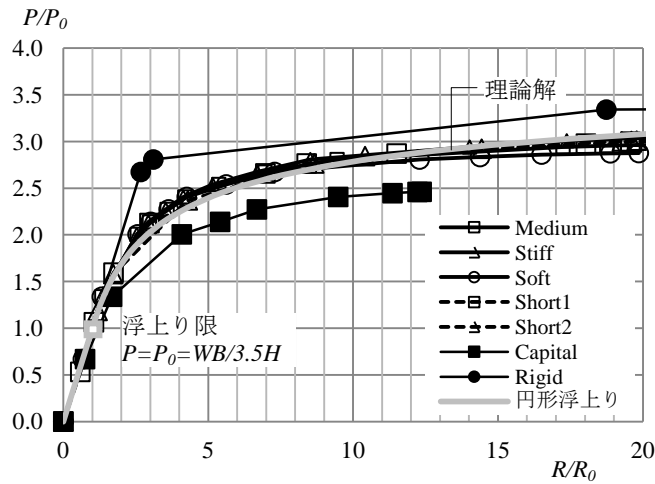


図 2.2.8 理論解と解析結果の比較

図 2.2.8 は FEM 解析結果に(2.2.4)式を併せて示している。(2.2.3)(2.2.4)式は円形断面の浮上り式であり、解析結果と極めて良く一致している。Rigid と Capital は浮上り後の耐力で他とは異なる性状を示しているのは、矩形断面の反力分布が対応しないためである。なお、これまでの FEM 解析で対象としている変位の範囲は、図 2.1.1 と図 2.2.2 の比較でも明らかなように、無次元変位で 0.1 程度までであり、傾斜復元力特有の負剛性が現れる依然に限られている。

このように、傾斜復元力特性は転倒モーメントによる浮上り現象の一つであり、他の構造物、特に RC 造の原子力建屋などでは中心課題として検討され、浮上りによる応答低減効果などが注目されている^{11,12}。

以上は矩形断面の浮上りとの対応であるので、より厳密な議論として次節に円形断面の浮上り耐力式を展開して、図 2.2.8 の内容を再検討する。

2.3 傾斜復元力モデルの定式化

柱の傾斜復元力は、剛体の浮上りを伴うロッキングであり、その特性は柱端下面の反力および柱上面の載荷荷重分布によって支配される。本節では、矩形および円形断面について、力の釣合いと変形の適合性から、復元力を規定するパラメータである、回転角、浮上り、水平変形の間係を導いて、復元力の解析的表現を求め、既往実験との対応について考察する。

2.3.1 隅部で集中反力を受ける剛体の浮上り

まず基本形として、図 2.3.1 のように、浮上りの基本径として反力が隅角部に集中するモデルを考える。作用する荷重も反力と対称に隅角に働き、作用点は変化しないものとする。剛体の水平変形 δ と回転角 θ とは

$$\delta = B(1 - \cos \theta) + H \sin \theta \tag{2.3.1}$$

水平力 P と鉛直力 W の釣合いは、

$$P = W \tan(\theta_m - \theta) \tag{2.3.2}$$

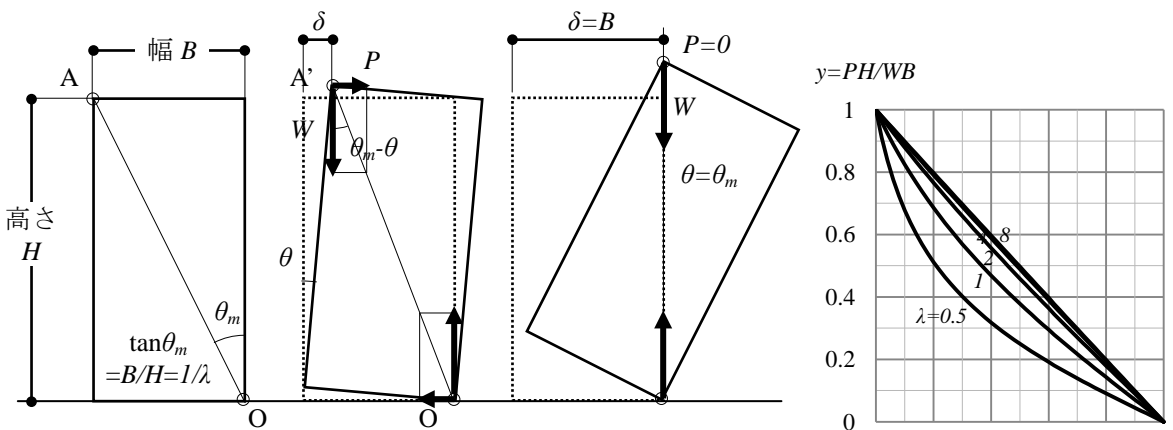
ここで、

$$y \equiv \frac{PH}{WB}, \quad x \equiv \frac{\delta}{B}, \quad \lambda \equiv \frac{H}{B} \tag{2.3.3}$$

を用いて無次元化すれば、

$$x = (1 - \cos \theta) + \lambda \sin \theta = 1 - \sqrt{1 + \lambda^2} \sin(\theta_m - \theta) \tag{2.3.4}$$

$$\therefore \sin(\theta_m - \theta) = \frac{1 - x}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \tag{2.3.5}$$



座標点 $A(-B, H)$ が原点 O 周りに $-\theta$ 回転すると新しい座標 A' は $(-B+iH)(\cos\theta - i\sin\theta) = (-B\cos\theta + H\sin\theta) + i(H\cos\theta + B\sin\theta)$ より、
 $(-B\cos\theta + H\sin\theta, H\cos\theta + B\sin\theta)$ となるので、
 $\delta = B - (B\cos\theta - H\sin\theta) = B(1 - \cos\theta) + H\sin\theta$
したがって $\delta/B = 1 - \cos\theta + \lambda\sin\theta$ ここで $\lambda = H/B$

図 2.3.1 剛基盤上の剛体の浮上り

図 2.3.2 無次元化された水平力と水平変位の関係

$$\begin{aligned}
 y = \frac{PH}{WB} = \lambda \tan(\theta_m - \theta) &= \frac{\lambda \sin(\theta_m - \theta)}{\sqrt{1 - \sin^2(\theta_m - \theta)}} = \frac{\lambda(1-x)}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{(1-x)^2}{1 + \lambda^2}}} \\
 &= \frac{\lambda(1-x)}{\sqrt{\lambda^2 - x^2 + 2x}} \tag{2.3.6}
 \end{aligned}$$

無次元化水平力と水平変位を表す(2.3.6)式は図 2.3.2 のようになる。全て下に凸な曲線となるが、 λ が大きいと(2.3.6)式は

$$y = \frac{\lambda(1-x)}{\sqrt{\lambda^2 - x^2 + 2x}} \cong 1 - x \tag{2.3.7}$$

と従来の直線式に一致する。図 2.3.2 によれば λ が 4 以上ではほぼ直線とみなせる。

2.3.2 矩形断面の場合

反力および作用荷重が固定位置の集中力でなく、断面にそって分布する場合を考える。底面の変形は、実験観察から曲面形状とする研究もなされているが¹³、本研究では解析的な扱いのため基本的な剛体としての一様変形であるとし、単位面積あたりの定数バネ k によって変形に比例した反力が生じる。変形は底面のめり込みと回転の組合せとなるが、回転中心を隅点と仮定すれば、水平変形 δ と回転角 θ の関係は(2.3.4)式が適応できる。すなわち、

$$x = 1 - \sqrt{1 + \lambda^2} \sin(\theta_m - \theta) = 1 - \sqrt{1 + \lambda^2} \sin \theta_m \left(1 - \frac{\theta}{\theta_m}\right) \tag{2.3.8}$$

(2.3.8)式は図 2.3.3 にように示される。 $x = \delta/B$ と θ/θ_m の関係は図 2.3.2 と同様に、アスペクト比に依存するが、通常の柱では λ は 4 以上なので、 $\delta/B = \theta/\theta_m$ とみなすことができる。

次に矩形基礎の浮上りと回転角の関係は図 2.3.4 のように説明できる。すなわち線形分布反力による矩形断面中心に関する無次元化されたモーメント $m = M/M_0$ 、無次元化された回転角 $\varphi = \theta/\theta_0$ と浮上り率 α の関係は次のように書くことができる。作用モーメントと基礎変形の関係は無次元変数を用いると図 2.3.5 のようになる。

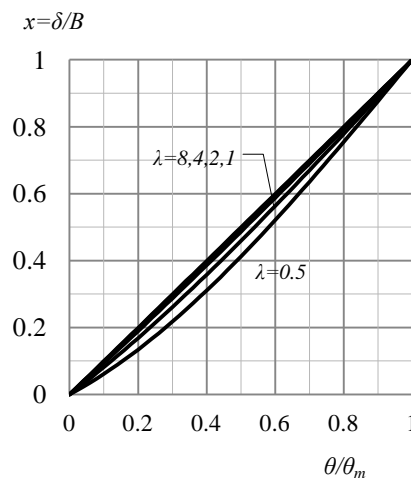


図 2.3.3 無次元化回転角と水平変位

$$\varphi = \frac{\theta}{\theta_0} = \frac{1}{(1-\alpha)^2} \tag{2.3.9}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{\sqrt{\varphi}} \tag{2.3.10}$$

図 2.3.6 に説明されるように、水平変形 δ 、回転角 θ の状態の力の釣り合いは、柱上下端面の応力分布を対称と仮定すれば、(2.3.2)と同様に、

$$P = W \tan(\theta_u - \theta) \tag{2.3.11}$$

$$\tan \theta_u = \frac{1+2\alpha}{3\lambda} \tag{2.3.12}$$

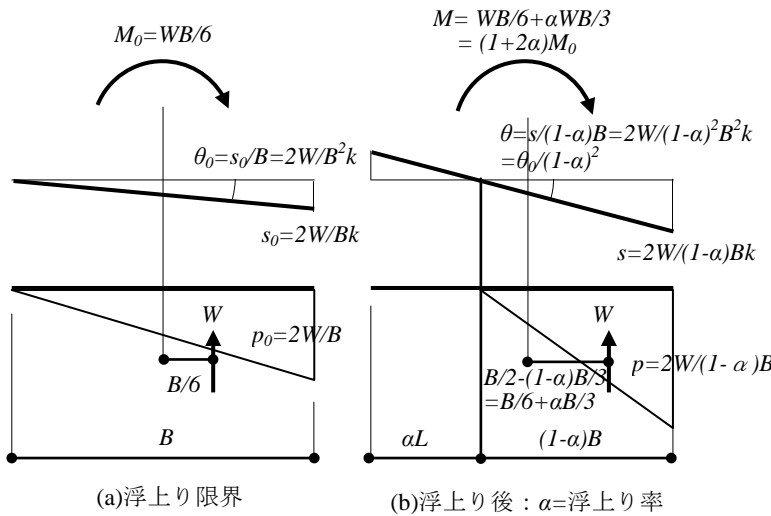


図 2.3.4 基礎に作用するモーメントと浮上り変形

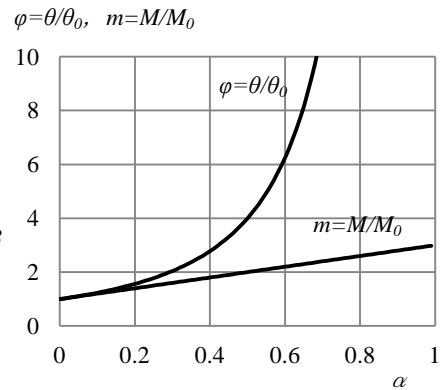


図 2.3.5 矩形基礎の α - φ 関係

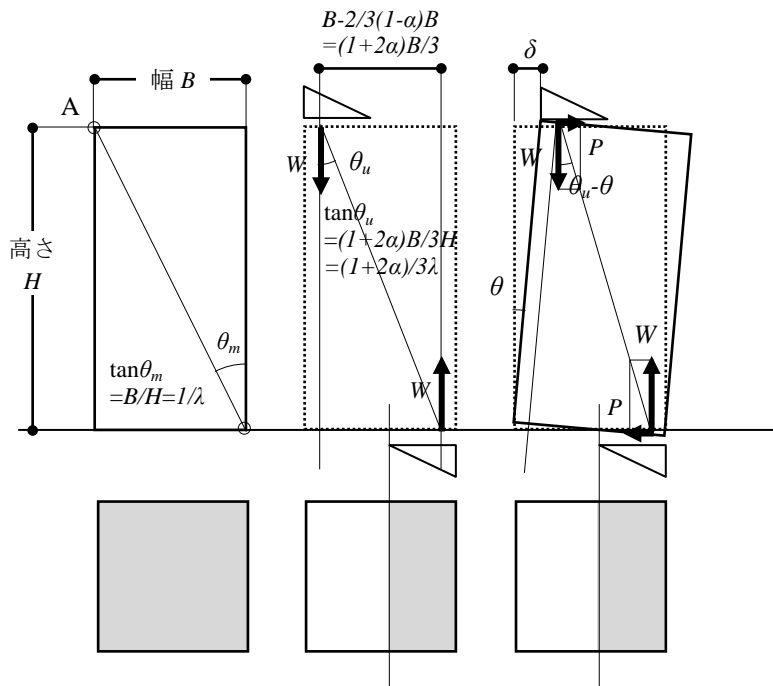


図 2.3.6 矩形断面柱の釣合い

したがって、計算式をまとめると、

$$y = \frac{PH}{WB} = \lambda \tan(\theta_u - \theta) = \lambda \frac{\tan \theta_u - \tan \theta}{1 + \tan \theta_u \tan \theta} \quad (2.3.13)$$

$$= \lambda \frac{\frac{1+2\alpha}{3\lambda} - \tan \theta}{1 + \frac{1+2\alpha}{3\lambda} \tan \theta} = \lambda \frac{1+2\alpha - 3\lambda \tan \theta}{3\lambda + (1+2\alpha)\tan \theta} \quad (2.3.14)$$

$$x = 1 - \sqrt{1 + \lambda^2} \sin(\theta_m - \theta) \quad (2.3.15)$$

$$\theta \geq \theta_0 : \alpha = 1 - \frac{1}{\sqrt{\varphi}} = 1 - \sqrt{\frac{\theta_0}{\theta}} \quad (2.3.16)$$

浮上り開始の θ_0 は、

$$\theta_0 = \theta_m - \sin^{-1} \left(\frac{1 - x_0}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \right) \quad (2.3.17)$$

x_0 は浮上り開始時点の無次元水平変位 $x_0 = \delta_0/B$ を表す。さらに $\tan \theta = \delta/H = x/\lambda$ を用いれば、

$$x \geq x_0, \alpha \leq 1 : y = \lambda \frac{1+2\alpha - 3x}{3\lambda + (1+2\alpha)\frac{x}{\lambda}} = \frac{\lambda^2(1+2\alpha - 3x)}{3\lambda^2 + (1+2\alpha)x} \quad (2.3.18)$$

とくに λ が大きい場合には、分母分子で λ^2 項だけを残して、

$$x \geq x_0 : y = \frac{1}{3}(1+2\alpha - 3x) = \frac{1}{3} \left(1 + 2 - 2\sqrt{\frac{x_0}{x}} \right) - x = 1 - \frac{2}{3}\sqrt{\frac{x_0}{x}} - x \quad (2.3.19)$$

(2.3.19)式を (2.3.7)式と比べると、応力分布を考慮した矩形断面では、反力が隅部に集中する復元力が第2項の $2/3\sqrt{x_0/x}$ 分だけ耐力が減少することを示している。精算による(2.3.13)-(2.3.16)式と近似式である(2.3.19)式の計算結果を図 2.3.7 に示す。 λ が4以上であれば両者は一致するとみてよい。なお河合¹⁴によって提示されている傾斜復元力式は(2.3.19)の近似式である。

アスペクト比 λ が小さい場合の浮上り挙動は斗組などに適用できる。

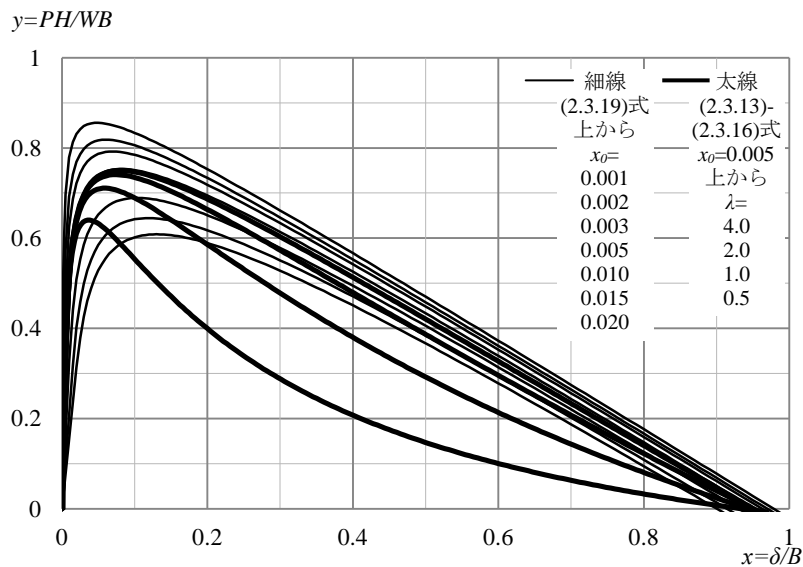


図 2.3.7 矩形断面柱傾斜復元力

(2.3.19)式から傾斜復元力の最大耐力と初期剛性を検討することができる。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\sqrt{x_0}}{3\sqrt{x^3}} - 1 = 0 \quad (2.3.20)$$

から

$$x = \sqrt[3]{\frac{x_0}{9}} = 0.481\sqrt[3]{x_0} \quad (2.3.21)$$

のとき最大値

$$y_{max} = 1 - \frac{2}{3} \frac{\sqrt{x_0}}{\sqrt[6]{x_0^9}} - \sqrt[3]{\frac{x_0}{9}} = 1 - \left(\frac{2}{3} \sqrt[3]{3} + \frac{1}{\sqrt[3]{9}} \right) \sqrt[3]{x_0} = 1 - 1.442\sqrt[3]{x_0} \quad (2.3.22)$$

をとる。浮き上がり開始時点の耐力と初期剛性は

$$y_0 = 1 - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{x_0}{x_0}} - x_0 = \frac{1}{3} - x_0 \quad (2.3.23)$$

$$k_0 = \frac{y_0}{x_0} \left(= \frac{P_0 H B}{W B \delta_0} = \frac{P_0 H}{W \delta_0} \right) = \frac{1}{3x_0} - 1 \quad (2.3.24)$$

以上の傾斜復元力の最大値、最大値を与える無次元変形および初期剛性と浮上り時無次元変形の関係は図 2.3.8 および図 2.3.9 のように表される。ここで、浮上り時無次元変形 x_0 は

$$x_0 = \frac{\delta_0}{B} = \frac{H\theta_0}{B} = \lambda\theta_0 = \lambda \frac{2W}{B^2 k} \quad (2.3.25)$$

であるから、端部の一様バネ定数 k に反比例する。

一般に木材の繊維直交方向のヤング係数は繊維方向のヤング係数の 1/25 程度である。大斗は横使いであるので、実験モデルの大斗の有無によって端部剛性がこの程度変わることになる。例えば、図 2.3.8 で $x_0=0.0001$ の y_{max} は 0.9 であるのに対して、その 25 倍の $x_0=0.0025$ では y_{max} は 0.8 となる。

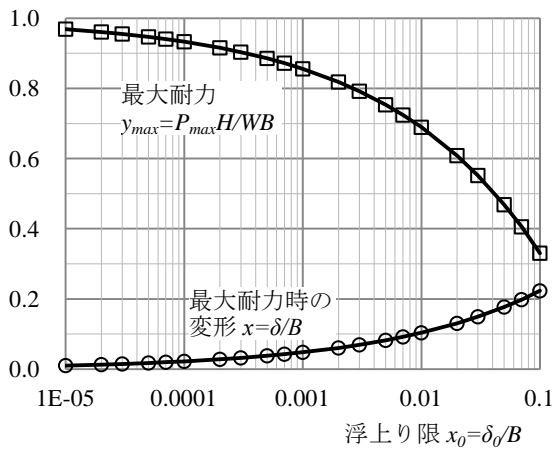


図 2.3.8 傾斜復元力の最大耐力

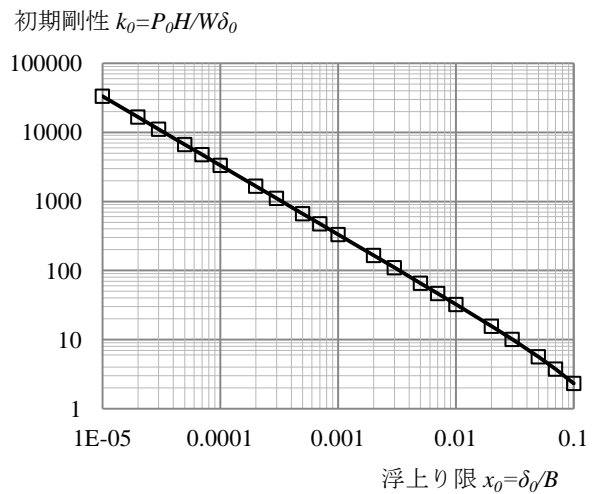


図 2.3.9 傾斜復元力の初期剛性

2.3.3 円形断面の場合

以上の議論を図 2.3.10 の円形断面に展開する。円形基礎は剛体、地反力分布は線形とすることは矩形基礎と同じである。円形基礎の浮上りについては極座標を用いた解法¹⁵が古くから知られているが、ここではデカルト座標で扱うことにする。

鉛直力の釣合いから

$$W = \int p(x) dA = \int_{\alpha B}^B \frac{p_0(x - \alpha B)}{(1 - \alpha)B} 2\sqrt{x B - x^2} dx \quad (2.3.26)$$

ここで、変数を $x = B\xi$ と変換すれば、 $dx = B d\xi$, $x: \alpha B \rightarrow B$ は $\xi: \alpha \rightarrow 1$ となるので、

$$W = \frac{2p_0 B^2}{1 - \alpha} \int_{\alpha}^1 (\xi - \alpha) \sqrt{\xi - \xi^2} d\xi \quad (2.3.27)$$

数学公式¹⁶

$$\int \sqrt{\xi - \xi^2} d\xi = \frac{2\xi - 1}{4} \sqrt{\xi - \xi^2} + \frac{1}{8} \sin^{-1}(2\xi - 1) \quad (2.3.28)$$

$$\int \xi \sqrt{\xi - \xi^2} d\xi = -\frac{1}{3} (\xi - \xi^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{2\xi - 1}{8} \sqrt{\xi - \xi^2} + \frac{1}{16} \sin^{-1}(2\xi - 1) \quad (2.3.29)$$

を用いて、

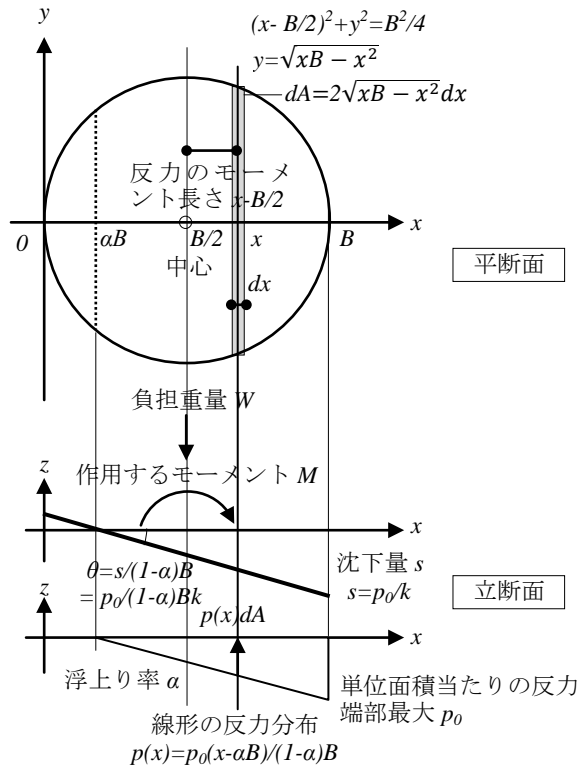


図 2.3.10 円形断面基礎に作用するモーメントと変形

$$\begin{aligned} \int_{\alpha}^1 \sqrt{\xi - \xi^2} d\xi &= \left[\frac{2\xi - 1}{4} \sqrt{\xi - \xi^2} + \frac{1}{8} \sin^{-1}(2\xi - 1) \right]_{\alpha}^1 \\ &= \frac{\pi}{16} + \frac{1 - 2\alpha}{4} \sqrt{\alpha - \alpha^2} + \frac{1}{8} \sin^{-1}(1 - 2\alpha) \end{aligned} \quad (2.3.30)$$

$$\begin{aligned} \int_{\alpha}^1 \xi \sqrt{\xi - \xi^2} d\xi &= \left[-\frac{1}{3} (\xi - \xi^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{2\xi - 1}{8} \sqrt{\xi - \xi^2} + \frac{1}{16} \sin^{-1}(2\xi - 1) \right]_{\alpha}^1 \\ &= \frac{\pi}{32} + \frac{1}{3} (\alpha - \alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{1 - 2\alpha}{8} \sqrt{\alpha - \alpha^2} + \frac{1}{16} \sin^{-1}(1 - 2\alpha) \end{aligned} \quad (2.3.31)$$

したがって

$$\begin{aligned} W &= \frac{2p_0 B^2}{1 - \alpha} \left\{ \frac{\pi}{32} + \frac{1}{3} (\alpha - \alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{1 - 2\alpha}{8} \sqrt{\alpha - \alpha^2} + \frac{1}{16} \sin^{-1}(1 - 2\alpha) \right\} \\ &\quad - \frac{2p_0 B^2}{1 - \alpha} \left\{ \frac{\pi}{16} \alpha + \frac{1 - 2\alpha}{4} \alpha \sqrt{\alpha - \alpha^2} + \frac{\alpha}{8} \sin^{-1}(1 - 2\alpha) \right\} \\ &= \frac{2p_0 B^2}{1 - \alpha} \left\{ \frac{\pi}{32} (1 - 2\alpha) + \frac{1}{3} (\alpha - \alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{(2\alpha - 1)^2}{8} \sqrt{\alpha - \alpha^2} + \frac{1 - 2\alpha}{16} \sin^{-1}(1 - 2\alpha) \right\} \end{aligned} \quad (2.3.32)$$

すなわち端部の最大反力 p_0 は

$$p_0 = \frac{(1 - \alpha)W}{2B^2 \left\{ \frac{\pi}{32} (1 - 2\alpha) + \frac{1}{3} (\alpha - \alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{(2\alpha - 1)^2}{8} \sqrt{\alpha - \alpha^2} + \frac{1 - 2\alpha}{16} \sin^{-1}(1 - 2\alpha) \right\}} \quad (2.3.33)$$

とくに浮上り限界 $\alpha=0$ の時は

$$p_0(\alpha = 0) = \frac{W}{2B^2 \left(\frac{\pi}{32} + \frac{\pi}{32} \right)} = \frac{8W}{\pi B^2} = 2 \frac{W}{\frac{1}{4} \pi B^2} = 2 \frac{W}{A_0} \quad (2.3.34)$$

ここで、 A_0 は直径 B の円の面積を表している。

反力モーメントは以下のように計算される。

$$M = \int \left(x - \frac{B}{2} \right) p(x) dA = \int_{\alpha B}^B \left(x - \frac{B}{2} \right) \frac{p_0(x - \alpha B)}{(1 - \alpha)B} 2\sqrt{x B - x^2} dx \quad (2.3.35)$$

上と同様に、変数を $x = B\xi$ と変換すれば、 $dx = B d\xi$ 、 $x: \alpha B \rightarrow B$ は $\xi: \alpha \rightarrow 1$ となるので、

$$\begin{aligned} M &= \frac{p_0 B^3}{1 - \alpha} \int_{\alpha}^1 (2\xi - 1)(\xi - \alpha) \sqrt{\xi - \xi^2} d\xi \\ &= \frac{p_0 B^3}{1 - \alpha} \int_{\alpha}^1 \{2\xi^2 - (2\alpha + 1)\xi + \alpha\} \sqrt{\xi - \xi^2} d\xi \end{aligned} \quad (2.3.36)$$

さらに数学公式¹⁶

$$\int \xi^2 \sqrt{\xi - \xi^2} d\xi = -\frac{1}{24} (6\xi + 5)(\xi - \xi^2)^{\frac{3}{2}} - \frac{5(1 - 2\xi)}{64} \sqrt{\xi - \xi^2} - \frac{5}{128} \sin^{-1}(1 - 2\xi) \quad (2.3.37)$$

を用いて、

$$\begin{aligned} \int_{\alpha}^1 \xi^2 \sqrt{\xi - \xi^2} d\xi &= \left[-\frac{1}{24} (6\xi + 5)(\xi - \xi^2)^{\frac{3}{2}} - \frac{5(1 - 2\xi)}{64} \sqrt{\xi - \xi^2} - \frac{5}{128} \sin^{-1}(1 - 2\xi) \right]_{\alpha}^1 \\ &= \frac{5\pi}{256} + \frac{1}{24} (6\alpha + 5)(\alpha - \alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{5(1 - 2\alpha)}{64} \sqrt{\alpha - \alpha^2} + \frac{5}{128} \sin^{-1}(1 - 2\alpha) \end{aligned} \quad (2.3.38)$$

これらを使って,

$$M = \frac{p_0 B^3}{1-\alpha} \int_{\alpha}^1 \{2\xi^2 - (2\alpha+1)\xi + \alpha\} \sqrt{\xi - \xi^2} d\xi \quad (2.3.39)$$

$$\begin{aligned} \frac{1-\alpha}{p_0 B^3} M &= 2 \left\{ \frac{5\pi}{256} + \frac{1}{24} (6\alpha+5)(\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{5(1-2\alpha)}{64} \sqrt{\alpha-\alpha^2} + \frac{5}{128} \sin^{-1}(1-2\alpha) \right\} \\ &\quad - (2\alpha+1) \left\{ \frac{\pi}{32} + \frac{1}{3} (\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{1-2\alpha}{8} \sqrt{\alpha-\alpha^2} + \frac{1}{16} \sin^{-1}(1-2\alpha) \right\} \\ &\quad + \alpha \left\{ \frac{\pi}{16} + \frac{1-2\alpha}{4} \sqrt{\alpha-\alpha^2} + \frac{1}{8} \sin^{-1}(1-2\alpha) \right\} \\ &= \frac{\pi}{128} (5-8\alpha-4+8\alpha) + \frac{(\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}}}{12} (6\alpha+5-8\alpha-4) \\ &\quad + \frac{\sqrt{\alpha-\alpha^2}}{32} (5-10\alpha-4+16\alpha^2+8\alpha-16\alpha^2) + \frac{\sin^{-1}(1-2\alpha)}{64} (5-8\alpha-4+8\alpha) \\ &= \frac{\pi}{128} + \frac{1-2\alpha}{12} (\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{1-2\alpha}{32} \sqrt{\alpha-\alpha^2} + \frac{1}{64} \sin^{-1}(1-2\alpha) \end{aligned} \quad (2.3.40)$$

すなわち

$$\begin{aligned} M &= \frac{p_0 B^3}{1-\alpha} \left\{ \frac{\pi}{128} + \frac{1-2\alpha}{12} (\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{1-2\alpha}{32} \sqrt{\alpha-\alpha^2} + \frac{1}{64} \sin^{-1}(1-2\alpha) \right\} \\ &= \frac{BW}{2} \frac{\frac{\pi}{128} + \frac{1-2\alpha}{12} (\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{1-2\alpha}{32} \sqrt{\alpha-\alpha^2} + \frac{1}{64} \sin^{-1}(1-2\alpha)}{\frac{\pi}{32} (1-2\alpha) + \frac{1}{3} (\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{(2\alpha-1)^2}{8} \sqrt{\alpha-\alpha^2} + \frac{1-2\alpha}{16} \sin^{-1}(1-2\alpha)} \\ &= \frac{3\pi + 32(1-2\alpha)(\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + 12(1-2\alpha)\sqrt{\alpha-\alpha^2} + 6\sin^{-1}(1-2\alpha)}{24(1-2\alpha)\pi + 256(\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + 96(2\alpha-1)^2\sqrt{\alpha-\alpha^2} + 48(1-2\alpha)\sin^{-1}(1-2\alpha)} BW \end{aligned} \quad (2.3.41)$$

とくに浮上り開始時の $\alpha=0$ の限界モーメント M_0 は

$$M_0 = \frac{3\pi + 3\pi}{24\pi + 24\pi} BW = \frac{1}{8} BW \quad (2.3.42)$$

このように矩形の場合の浮上り開始時の係数 $1/6$ が円形では $1/8$ になる。 M_0 で M を基準化して,

$$m = \frac{M}{M_0} = \frac{3\pi + 32(1-2\alpha)(\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + 12(1-2\alpha)\sqrt{\alpha-\alpha^2} + 6\sin^{-1}(1-2\alpha)}{3(1-2\alpha)\pi + 32(\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + 12(2\alpha-1)^2\sqrt{\alpha-\alpha^2} + 6(1-2\alpha)\sin^{-1}(1-2\alpha)} \quad (2.3.43)$$

基礎の回転角 θ は矩形基礎と同様にして

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{p_0}{(1-\alpha)Bk} \\ &= \frac{W}{2B^3k \left\{ \frac{\pi}{32} (1-2\alpha) + \frac{1}{3} (\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + \frac{(2\alpha-1)^2}{8} \sqrt{\alpha-\alpha^2} + \frac{1-2\alpha}{16} \sin^{-1}(1-2\alpha) \right\}} \end{aligned} \quad (2.3.44)$$

浮上り開始時の $\alpha=0$ の回転角を θ_0 とすれば,

$$\theta_0 = \frac{W}{2B^3k\left(\frac{\pi}{32} + \frac{\pi}{32}\right)} = \frac{8W}{\pi B^3k} \quad (2.3.45)$$

したがって

$$\varphi = \frac{\theta}{\theta_0} = \frac{6\pi}{3\pi(1-2\alpha) + 32(\alpha-\alpha^2)^{\frac{3}{2}} + 12(2\alpha-1)^2\sqrt{\alpha-\alpha^2} + 6(1-2\alpha)\sin^{-1}(1-2\alpha)} \quad (2.3.46)$$

以上の関係式を図 2.3.11 から図 2.3.13 にまとめる。図 2.3.12 と図 2.3.13 には比較のため、矩形断面の計算結果をあわせて示している。なお、円形基礎に関する以上の計算のモーメントは反力による断面中心に対するモーメントであるので、柱上下端面の応力分布を対称とすれば、矩形の場合と同様に、浮上り限界はその2倍となる。

以上の準備計算結果から、矩形断面と同様に図 2.3.14 の円形断面の柱について傾斜復元力の定式化を次のように行う。

断面形状に関係なく、近似化を施さない基本的な関係式は

$$y = \frac{PH}{WB} = \lambda \tan(\theta_u - \theta) = \lambda \frac{\tan \theta_u - \tan \theta}{1 + \tan \theta_u \tan \theta} \quad (2.3.47)$$

$$x = 1 - \sqrt{1 + \lambda^2} \sin(\theta_m - \theta) \quad (2.3.48)$$

である。円形断面の特性は、

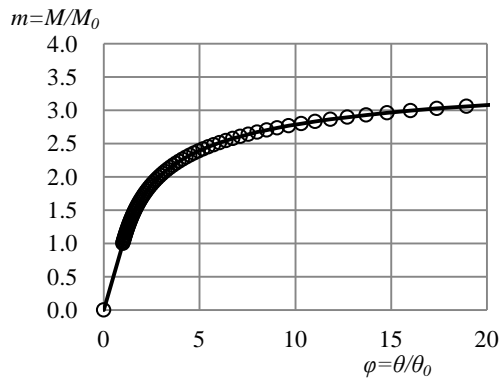


図 2.3.11 円形基礎の $m-\varphi$ 関係

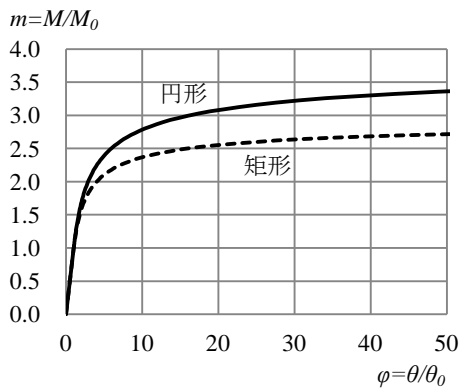


図 2.3.12 矩形と円形基礎の $m-\varphi$ 関係比較

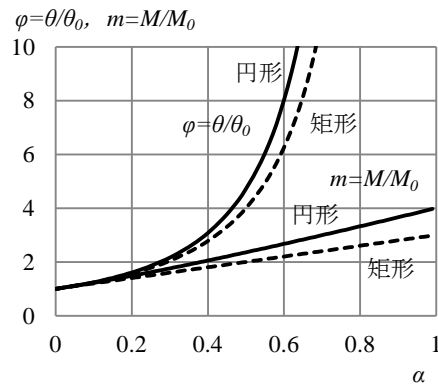


図 2.3.13 矩形と円形基礎の $\alpha-\varphi, \alpha-m$ 関係比較

$$\tan \theta_u = \frac{e}{H} = \frac{2M}{WH} = \frac{2mM_0}{WH} = \frac{2m}{WH} \times \frac{1}{8} BW = \frac{m}{4\lambda} \quad (2.3.49)$$

浮上り率 α をパラメータとして、(2.3.46)式から θ 、(2.3.49)式から θ_u を計算すれば、(2.3.48)式から x 、(2.3.47)式から y が与えられる。この時(2.3.46)式等は矩形の場合と同様に、 θ_0 が必要となる。そこで、次式を用いて、 θ_0 に代わって x_0 をパラメータとして設定する。

$$x_0 = 1 - \sqrt{1 + \lambda^2 \sin(\theta_m - \theta_0)}$$

$$\therefore \theta_0 = \theta_m - \sin^{-1} \left(\frac{1 - x_0}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \right) \quad (2.3.50)$$

矩形の場合と同様に、アスペクト比 λ を4に固定して、浮上り限の無次元変位 x_0 を0.001から0.02まで変化させて円形断面の傾斜復元力を計算すると図2.3.15のようになる。さらに、 $x_0=0.005$ の場合についてアスペクト比 λ を2,1,0.5とした計算結果をあわせて示す。矩形の場合の図2.3.7と比較すると、円形断面では最大耐力が約5%程度低下している。

円形断面では、復元力特性の解析的表現は煩雑となるため、数値計算結果から最大耐力の推定式を作成する。矩形断面の(2.3.22)式を参考にして、計算結果は次式をもちいれば、図2.3.16に示されるように良く模擬できる。

$$y_{max} = 1 - 1.51x_0^{\frac{1}{3.5}} \quad (2.3.51)$$

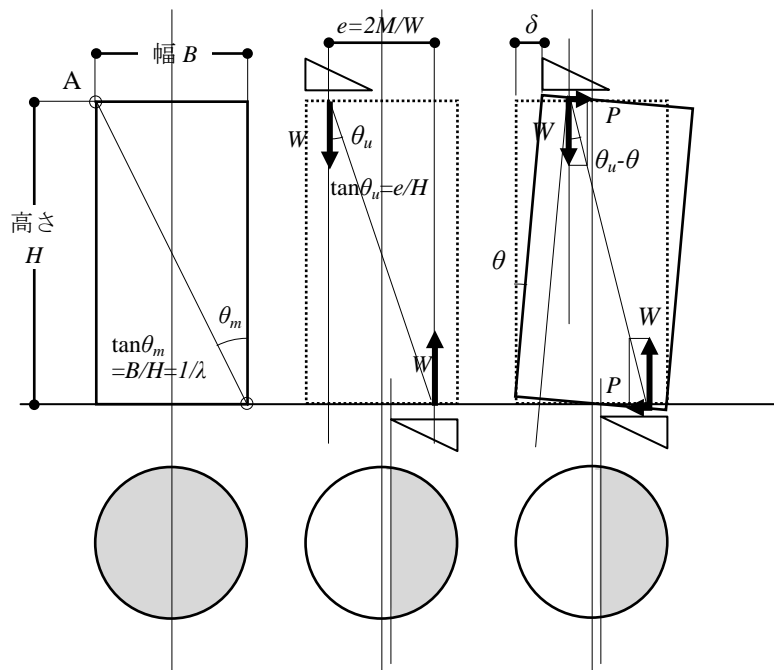


図 2.3.14 円形断面柱の釣合い

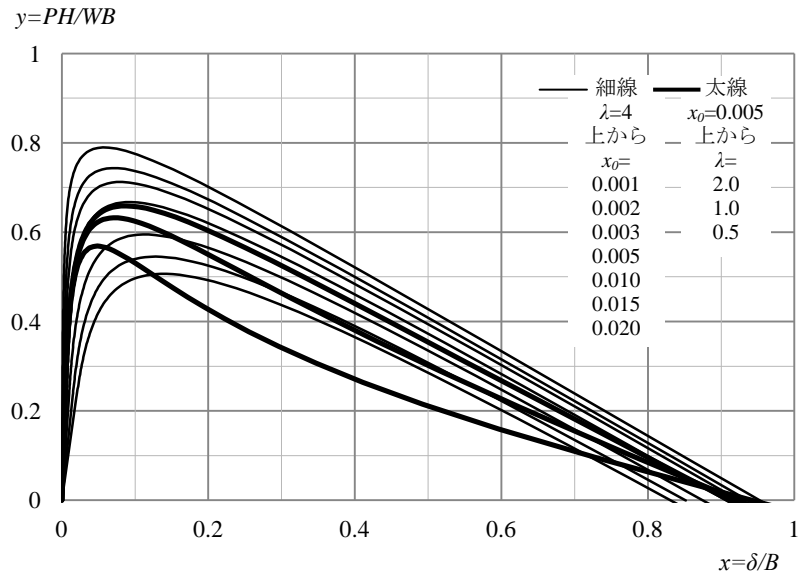


図 2.3.15 円形断面柱傾斜復元力

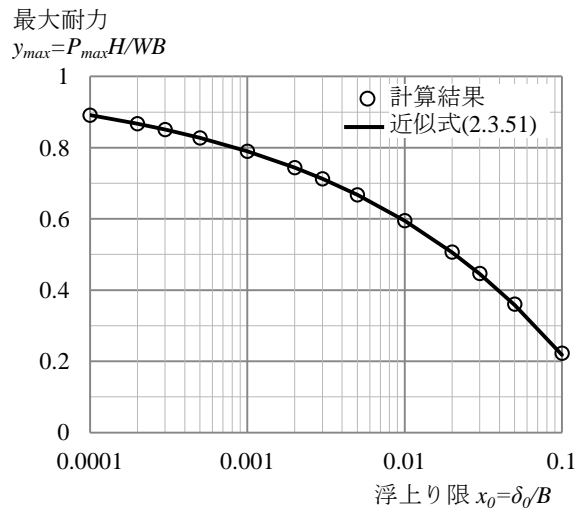


図 2.3.16 円形断面柱傾斜復元力の最大耐力

2.4 エネルギーバランスによる傾斜復元力の定式化

柱の浮上りロッキング運動である傾斜復元力について前節で定式化を行ったが、ここでは別のアプローチによる検討を行う。柱のロッキングによって柱上端部が上方へ移動することから、鉛直荷重の位置エネルギーの増加が見込まれる。この効果を陽に考慮するため、エネルギーの釣り合いを微分して傾斜復元力の定式化を試みる。

2.4.1 矩形剛体のロッキング

まず簡単のため、図 2.4.1 の矩形剛体の回転について、内部歪エネルギーは生じないので、水平力 P による仕事 Pu と鉛直力による仕事 $-Wv$ の和がゼロとなる。ここで鉛直力による仕事が位置エネルギーに対応する。

$$Pu - Wv = 0 \tag{2.4.1}$$

$$P\{B(1 - \cos \theta) + H \sin \theta\} - W\{B \sin \theta - H(1 - \cos \theta)\} = 0 \tag{2.4.2}$$

仕事=エネルギーの釣り合い式をパラメータ θ で偏微分すれば、釣り合い式が得られる。

$$P(B \sin \theta + H \cos \theta) + W(H \sin \theta - B \cos \theta) = 0 \tag{2.4.3}$$

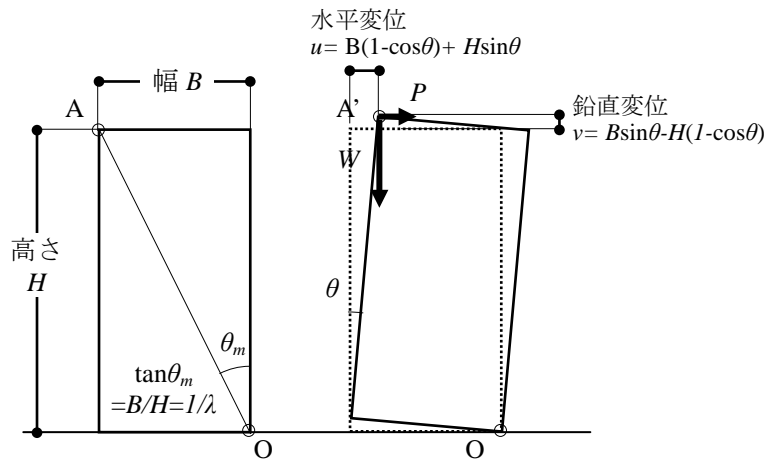
$$P\sqrt{B^2 + H^2} \cos(\theta - \theta_m) + W\sqrt{B^2 + H^2} \sin(\theta - \theta_m) = 0 \tag{2.4.4}$$

ここで

$$\theta_m = \tan^{-1}\left(\frac{B}{H}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{\lambda}\right) \tag{2.4.5}$$

したがって

$$P = -W \tan(\theta - \theta_m) = W \tan(\theta_m - \theta) \tag{2.4.6}$$



座標点 $A(-B, H)$ が原点 O 周りに $-\theta$ 回転すると新しい座標 A' は $(-B+iH)(\cos\theta-i\sin\theta) = (-B\cos\theta+H\sin\theta) + i(H\cos\theta+B\sin\theta)$ より、 $(-B\cos\theta+H\sin\theta, H\cos\theta+B\sin\theta)$ となるので、
 $\delta = B - (B\cos\theta - H\sin\theta) = B(1 - \cos\theta) + H\sin\theta$
 したがって $\delta/B = 1 - \cos\theta + \lambda\sin\theta$ ここで $\lambda = H/B$

図 2.4.1 剛体の浮上り変形

このようにして、エネルギーの釣合いから前節(2.3.2)式と同じ力の釣合い式(2.4.6)が得られる。すなわち、前節の剛体の場合の定式化にはロッキングによる位置エネルギーの増加が考慮されていたことになる。

2.4.2 端面で変形する矩形断面の柱

次に矩形断面について、端面が三角形の反力分布で変形して歪エネルギーが生じる場合を扱う。回転角 θ までに蓄えられる歪エネルギーは浮上り前と浮上り後に分けて加算する。

浮上りまでの歪エネルギーは図 2.4.2 を参照して、浮上り前の $\Delta\theta$ による仕事量は θ 変形時の反力と $\Delta\theta$ 回転による変形の積を積分して、

$$\begin{aligned} U_1^{\Delta\theta} &= \int_0^B k(s_1 + \theta\xi) \Delta\theta \left(\xi - \frac{B}{2}\right) d\xi = k\Delta\theta \int_0^B \left\{ \theta\xi^2 + \left(s_1 - \frac{B}{2}\theta\right)\xi - \frac{Bs_1}{2} \right\} d\xi \\ &= k\Delta\theta \left\{ \theta \frac{B^3}{3} + \left(s_1 - \frac{B}{2}\theta\right) \frac{B^2}{2} - s_1 \frac{B^2}{2} \right\} = \frac{kB^3}{12} \theta \Delta\theta \end{aligned} \quad (2.4.7)$$

これを $\theta=0$ から $\theta=\theta_0$ まで積分して、

$$U_1 = \int_0^{\theta_0} \frac{kB^3}{12} \theta d\theta = \frac{kB^3}{24} \theta_0^2 \quad (2.4.8)$$

浮上り後の $\theta=\theta_0$ から θ までの歪エネルギーは同様に、図 2.4.3 を参照して、まず $\Delta\theta$ による仕事量を θ 変形時の反力と $\Delta\theta$ 回転による変形の積を積分して、

$$\begin{aligned} U_2^{\Delta\theta} &= \int_0^{(1-\alpha)B} \frac{2W\xi}{(1-\alpha)^2 B^2} \Delta\theta \left(\xi - \frac{1-\alpha}{2} B\right) d\xi \\ &= \frac{2W\Delta\theta}{(1-\alpha)^2 B^2} \int_0^{(1-\alpha)B} \left(\xi^2 - \frac{1-\alpha}{2} B\xi\right) d\xi \\ &= \frac{2W\Delta\theta}{(1-\alpha)^2 B^2} \left\{ \frac{1}{3} (1-\alpha)^3 B^3 - \frac{1-\alpha}{4} B(1-\alpha)^2 B^2 \right\} = \frac{2W\Delta\theta}{(1-\alpha)^2 B^2} \frac{(1-\alpha)^3 B^3}{12} \\ &= \frac{(1-\alpha)WB}{6} \Delta\theta = \frac{WB}{6} \sqrt{\frac{\theta_0}{\theta}} \Delta\theta \end{aligned} \quad (2.4.9)$$

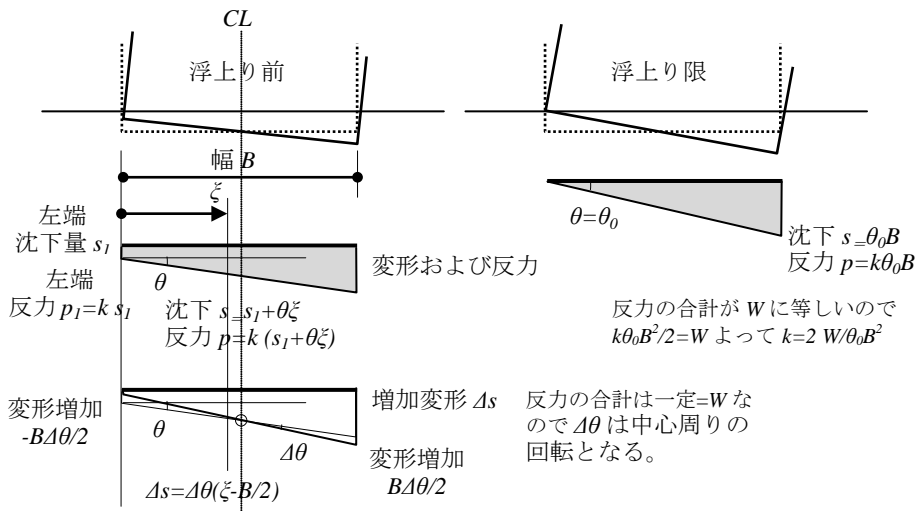


図 2.4.2 浮上りまでの変形と反力

ここで浮上り率と θ の関係式

$$\alpha = 1 - \sqrt{\frac{\theta_0}{\theta}} \quad (2.4.10)$$

を用いている。(2.4.9)式を $\theta=\theta_0$ から θ まで積分して、

$$\begin{aligned} U_2 &= \int_{\theta_0}^{\theta} \frac{WB}{6} \sqrt{\frac{\theta_0}{\theta}} d\theta = \frac{WB\sqrt{\theta_0}}{6} \int_{\theta_0}^{\theta} \frac{1}{\sqrt{\theta}} d\theta = \frac{WB\sqrt{\theta_0}}{6} \left[\frac{\sqrt{\theta}}{2} \right]_{\theta_0}^{\theta} \\ &= \frac{WB\sqrt{\theta_0}}{12} (\sqrt{\theta} - \sqrt{\theta_0}) \end{aligned} \quad (2.4.11)$$

したがって歪エネルギーは(2.4.8)式と(2.4.10)式の和として

$$U = U_1 + U_2 = \frac{kB^3}{24} \theta_0^2 + \frac{WB\sqrt{\theta_0}}{12} (\sqrt{\theta} - \sqrt{\theta_0}) \quad (2.4.12)$$

ここで、図 2.4.2 の浮上り限より $k\theta_0 B^2/2=W$ なので、結局、下端面の歪エネルギーは次式となる。

$$U = \frac{B\theta_0 kB^2\theta_0}{12} + \frac{WB\sqrt{\theta_0}}{12} - \frac{WB\theta_0}{12} = \frac{B\theta_0}{12} W + \frac{WB\sqrt{\theta_0}}{12} - \frac{WB\theta_0}{12} = \frac{WB\sqrt{\theta_0}}{12} \quad (2.4.13)$$

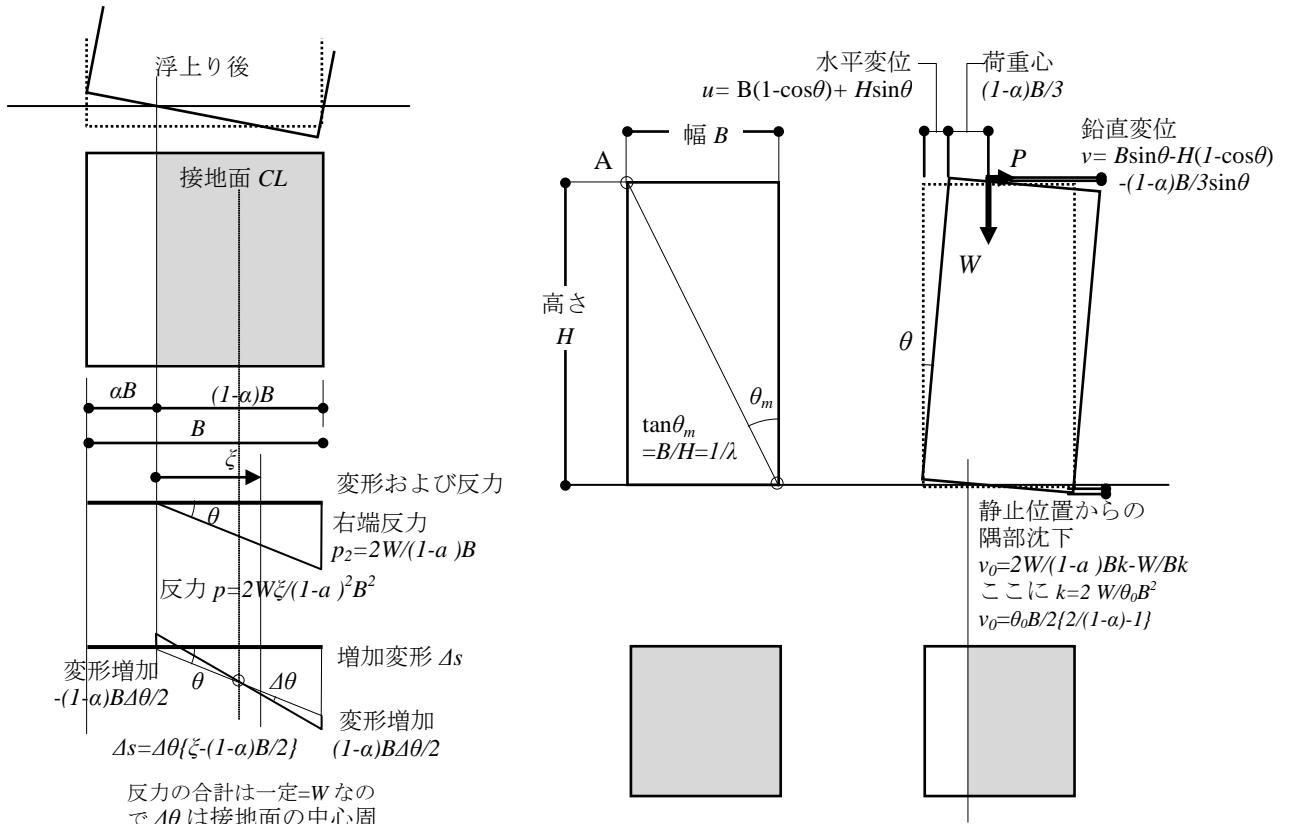


図 2.4.4 矩形断面柱の釣合い

図 2.4.3 浮上り後の変形と反力

外力仕事は図 2.4.4 を参照して、

$$Pu - Wv = P\{B(1 - \cos \theta) + H \sin \theta\} - W\left\{B \sin \theta - H(1 - \cos \theta) - \frac{1 - \alpha}{3}B \sin \theta - v_0\right\} \quad (2.4.14)$$

ここで、 v_0 は図 2.4.4 の静止位置からの隅部沈下で $k=2W/\theta_0 B^2$ を考慮すれば、

$$v_0 = \frac{2W}{(1 - \alpha)B} - \frac{W}{Bk} = \frac{W}{Bk} \left(\frac{2}{1 - \alpha} - 1 \right) = \frac{W \theta_0 B^2}{B \cdot 2W} \left(\frac{2}{1 - \alpha} - 1 \right) = \frac{\theta_0 B}{2} \left(\frac{2}{1 - \alpha} - 1 \right) \quad (2.4.15)$$

歪エネルギーは上下端面の状態が対称であると仮定して2倍する。こうしてエネルギーの釣合いは次のように書ける。

$$\frac{WB\sqrt{\theta\theta_0}}{6} = P\{B(1 - \cos \theta) + H \sin \theta\} - W\left\{B \sin \theta - H(1 - \cos \theta) - \frac{1 - \alpha}{3}B \sin \theta - \frac{\theta_0 B}{2} \left(\frac{2}{1 - \alpha} - 1 \right)\right\} \quad (2.4.16)$$

これを θ で微分するのであるが、浮上り率 α も(2.4.10)式から

$$\frac{d\alpha}{d\theta} = -\sqrt{\theta_0} \frac{d}{d\theta} \left(\theta^{-\frac{1}{2}} \right) = \frac{\sqrt{\theta_0}}{2\sqrt{\theta^3}} \quad (2.4.17)$$

であるので、

$$\frac{d}{d\theta} \left(\frac{1 - \alpha}{3} BW \sin \theta \right) = \frac{BW}{3} \left(-\frac{\sqrt{\theta_0}}{2\sqrt{\theta^3}} \sin \theta + \sqrt{\frac{\theta_0}{\theta}} \cos \theta \right) \quad (2.4.18)$$

$$\frac{d}{d\theta} \left(\frac{1}{1 - \alpha} \right) = \frac{d}{d\theta} \left(\sqrt{\frac{\theta}{\theta_0}} \right) = \frac{1}{2\sqrt{\theta\theta_0}} \quad (2.4.19)$$

以上から、エネルギーの釣合い式を微分すれば

$$\frac{W\sqrt{\theta_0}}{12\sqrt{\theta}} = P(\sin \theta + \lambda \cos \theta) - W(\cos \theta - \lambda \sin \theta) - \frac{W}{3} \left(\frac{\sqrt{\theta_0}}{2\sqrt{\theta^3}} \sin \theta - \frac{\sqrt{\theta_0}}{\sqrt{\theta}} \cos \theta \right) + \frac{W\theta_0}{2\sqrt{\theta\theta_0}} \quad (2.4.20)$$

したがって、

$$y = \frac{PH}{WB} = \frac{\lambda P}{W} = \lambda \frac{-\frac{5\sqrt{\theta_0}}{12\sqrt{\theta}} + \frac{1}{3} \left(\frac{\sqrt{\theta_0}}{2\sqrt{\theta^3}} \sin \theta - \frac{\sqrt{\theta_0}}{\sqrt{\theta}} \cos \theta \right) + (\cos \theta - \lambda \sin \theta)}{\sin \theta + \lambda \cos \theta} \quad (2.4.21)$$

特に $\theta_0=0$ の場合は 2.4.1 の結果に一致する。また無次元化された水平変形は図 2.4.4 より

$$x = \frac{u}{B} = 1 - \cos \theta + \lambda \sin \theta = 1 - \sqrt{1 + \lambda^2} \sin(\theta_m - \theta) \quad (2.4.22)$$

ここで、 $\theta_m = \tan^{-1}(B/H) = \tan^{-1}(1/\lambda)$ であることは前節と同様である。

前節で直接に釣合い式から求めた無次元耐力を y_l (従来法)、本節のエネルギー法で求めた無次元

耐力を y_2 (エネルギー法)として、 θ と λ および θ_0 の関数として表わすと、次式となる。

$$y_1 = \lambda \frac{3 - 2\frac{\sqrt{\theta_0}}{\sqrt{\theta}} - 3\lambda \tan \theta}{3\lambda + \left(3 - 2\frac{\sqrt{\theta_0}}{\sqrt{\theta}}\right) \tan \theta} \quad (2.4.23)$$

$$y_2 = \lambda \frac{-\frac{5\sqrt{\theta_0}}{12\sqrt{\theta}} + \frac{1}{3} \left(\frac{\sqrt{\theta_0}}{2\sqrt{\theta^3}} \sin \theta - \frac{\sqrt{\theta_0}}{\sqrt{\theta}} \cos \theta \right) + (\cos \theta - \lambda \sin \theta)}{\sin \theta + \lambda \cos \theta} \quad (2.4.24)$$

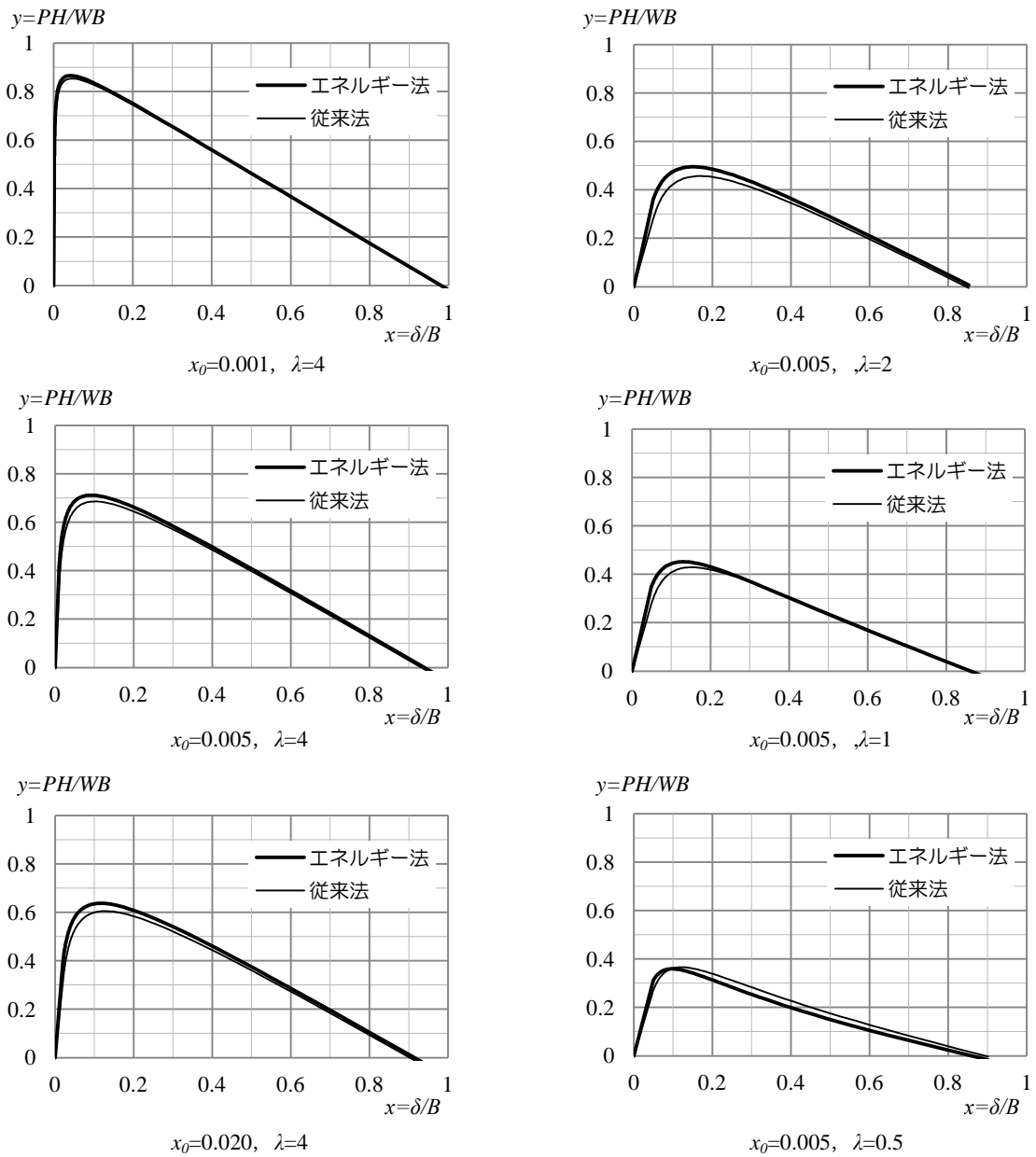


図 2.4.5 矩形断面傾斜復元力の 2 つの式の比較

いくつかの x_0 すなわち

$$x_0 = 1 - \sqrt{1 + \lambda^2} \sin(\theta_m - \theta_0) \quad (2.4.25)$$

と λ について計算すれば, 図 2.4.5 のように比較できる。この図より,

1. アスペクト比 λ が大きい場合は両者はほぼ一致するとみてよい。ただし最大耐力はエネルギー法による計算がやや大きい。その差は x_0 が大きい, すなわち端部のバネ定数が小さいほど顕著である。ちなみに $\lambda=4$ の計算では, $x_0=0.001, 0.005, 0.020$ の場合の最大耐力の比(y_{1max}/y_{2max}) はそれぞれ 1.014, 1.027, 1.054 である。
2. λ による両者の差も小さい。 $x_0=0.005$ の最大耐力は, $\lambda=2, 1, 0.5$ の場合の最大耐力の比(y_{1max}/y_{2max}) はそれぞれ 1.084, 1.053, 0.982 である。 $\lambda=0.5$ ではエネルギー法による計算がやや小さくなっている。

しかしながら, このような差は実用上は無視できる程度であるので, 前節の定式化で十分であると結論できる。

2.5 傾斜復元力モデルの地震応答解析

古代の寺社などの伝統的木造建築の耐震性能に大きな役割を果たす、柱の傾斜復元力の特徴は履歴を伴わない非線形性弾性であることと負勾配にある。非線形弾性復元力モデルの応答も著者らによって検討されているが¹⁷⁻¹⁹、ここでは、このような動特性を有するモデルの倒壊までの大変形域にわたる地震時挙動を把握するために図 2.5.1 で示されるモデルの地震応答解析を行ない、解析結果から最大応答に関するエネルギーの釣合いを検証する。応答計算は、負剛性に対しても安定した解を得るためにルンゲ・クッタ法²⁰を用いる。

2.5.1 ルンゲ・クッタ法による応答解析

そのために、質量 m 、減衰係数 c 、復元力 $Q(x)$ で表される 1 質点系に地震動 $a_G(t)$ が作用したときの変位応答 x に関する運動方程式

$$m \frac{d^2x}{dt^2} + c \frac{dx}{dt} + Q(x) = -ma_G(t) \tag{2.5.1}$$

を次のように書きなおす。ここで、復元力から与えられる系の初期剛性と質量から計算される円振動数を ω として、 $c=2hm\omega$ とおく。また、 $p(x)=Q(x)/m$ は復元力/質量を表す。

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2h\omega \frac{dx}{dt} + p(x) = -a_G(t) \tag{2.5.2}$$

この 2 階微分方程式にルンゲ・クッタ法を適用するため、次のように 1 階 2 元連立微分方程式に書き換える。

$$\frac{dx}{dt} = f(t, x, v) = v \tag{2.5.3}$$

$$\frac{dv}{dt} = g(t, x, v) = -2h\omega v - p(x) - a_G(t) \tag{2.5.4}$$

ここで f および g は時間 t と変位 x 速度 v の関数を表す。実際、関数 f は速度応答そのものであり、関数 g は減衰定数、速度応答、復元力および入力加速度から与えられる。

$t=t_0$ の時 $x=x_0, v=v_0$ とすると次ステップ Δt 後の変位 x_1 および速度 v_1 は 4 次のルンゲ・クッタ公式より下式となる。

$$x_1 = x_0 + \xi \tag{2.5.5}$$

$$v_1 = v_0 + \eta \tag{2.5.6}$$

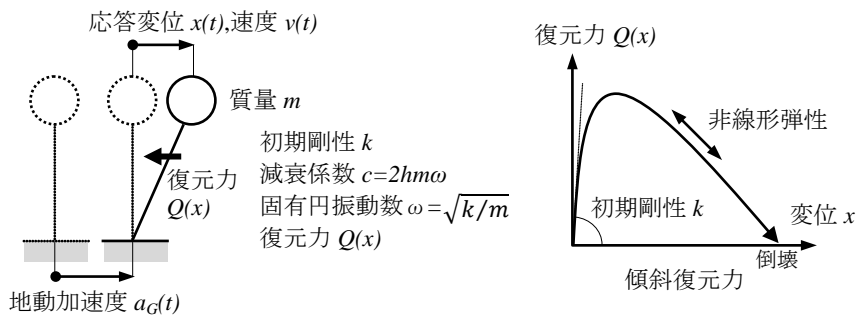


図 2.5.1 1 質点系傾斜復元力モデル

ここで

$$\xi = \frac{\xi_1 + 2\xi_2 + 2\xi_3 + \xi_4}{6}, \quad \eta = \frac{\eta_1 + 2\eta_2 + 2\eta_3 + \eta_4}{6} \quad (2.5.7)$$

は重みづけされた変位および速度の増分で、 $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4$ および $\eta_1, \eta_2, \eta_3, \eta_4$ はそれぞれ次のように順次計算される。

$$\xi_1 = \Delta t \cdot f(t_0, x_0, v_0) = \Delta t v_0 \quad (2.5.8)$$

$$\eta_1 = \Delta t \cdot g(t_0, x_0, v_0) = \Delta t \{-2h\omega v_0 - p(x_0) - a_G(t_0)\} \quad (2.5.9)$$

$$\xi_2 = \Delta t \cdot f\left(t_0 + \frac{\Delta t}{2}, x_0 + \frac{\xi_1}{2}, v_0 + \frac{\eta_1}{2}\right) = \Delta t \left(v_0 + \frac{\eta_1}{2}\right) \quad (2.5.10)$$

$$\eta_2 = \Delta t \cdot g\left(t_0 + \frac{\Delta t}{2}, x_0 + \frac{\xi_1}{2}, v_0 + \frac{\eta_1}{2}\right) \quad (2.5.11)$$

$$= \Delta t \left\{-2h\omega \left(v_0 + \frac{\eta_1}{2}\right) - p\left(x_0 + \frac{\xi_1}{2}\right) - a_G\left(t_0 + \frac{\Delta t}{2}\right)\right\}$$

$$\xi_3 = \Delta t \cdot f\left(t_0 + \frac{\Delta t}{2}, x_0 + \frac{\xi_2}{2}, v_0 + \frac{\eta_2}{2}\right) = \Delta t \left(v_0 + \frac{\eta_2}{2}\right) \quad (2.5.12)$$

$$\eta_3 = \Delta t \cdot g\left(t_0 + \frac{\Delta t}{2}, x_0 + \frac{\xi_2}{2}, v_0 + \frac{\eta_2}{2}\right) \quad (2.5.13)$$

$$= \Delta t \left\{-2h\omega \left(v_0 + \frac{\eta_2}{2}\right) - p\left(x_0 + \frac{\xi_2}{2}\right) - a_G\left(t_0 + \frac{\Delta t}{2}\right)\right\}$$

$$\xi_4 = \Delta t \cdot f(t_0 + \Delta t, x_0 + \xi_3, v_0 + \eta_3) = \Delta t(v_0 + \eta_3) \quad (2.5.14)$$

$$\eta_4 = \Delta t \cdot g(t_0 + \Delta t, x_0 + \xi_3, v_0 + \eta_3) \quad (2.5.15)$$

$$= \Delta t \{-2h\omega(v_0 + \eta_3) - p(x_0 + \xi_3) - a_G(t_0 + \Delta t)\}$$

2.5.2 解析モデルと解析結果

解析に用いる建物モデルを表2.5.1にまとめる。ここで傾斜復元力は文化庁²¹の提案する図2.5.2の折れ線モデルを用いる。

表 2.5.1 解析モデル諸元

基本諸量				無次元復元力		有次元復元力	
高さ	H	500	cm	δ/B	QH/WB	$\delta(\text{cm})$	$Q(\text{kN})$
柱径	B	60	cm	0.00	0.00	0.0	0.0
重量	W	980	kN	0.03	0.50	1.5	58.8
係数	WB/H	118	kN	0.05	0.65	3.0	76.4
質量	M	100	t	0.10	0.75	6.0	88.2
減衰	h	3	%	0.15	0.75	9.0	88.2
初期剛性に対する周期		1.00	s	1.00	0.00	60.0	0.0

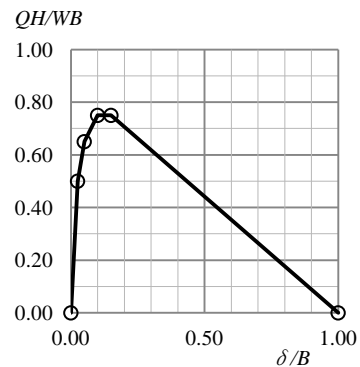


図 2.5.2 傾斜復元力の無次元化モデル

入力地震動は EL CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW および HACHINOHE1968NS の3波を用いる。それぞれの最大加速度は、転倒が生じる程度の大きさとし、 500cm/s^2 から 950cm/s^2 としている。

転倒までに系の消費するエネルギーは有次元化された図 2.5.3 の復元力の囲む面積から $E=29.06\text{kNm}$ と計算される。図 2.5.4 に示される初速度 V_e による質量 M の物体の運動エネルギーがこの復元力の囲む面に等しくなる時が転倒限界であるとして、転倒に必要な速度は次のように計算できる。

$$\frac{1}{2}MV_e^2 = E \tag{2.5.16}$$

$$V_e = \sqrt{\frac{2E}{M}} = \sqrt{\frac{2 \times 29.06}{100}} = 0.76\text{m/s} = 76\text{cm/s} \tag{2.5.17}$$

すなわち静止状態から絶対速度 76cm/s の作用によって転倒に至るものと考えられる。これは絶対速度応答で評価すべきものであるが、まず参考として、入力地震動の速度応答スペクトルを図 2.5.5 に示す。図 2.5.6 から図 2.5.8 に最大加速度を3通りに変えた、エルセントロ、タフト、八戸波の応答結果として、復元力の軌跡、相対変位応答時刻歴、絶対速度応答時刻歴をまとめる。

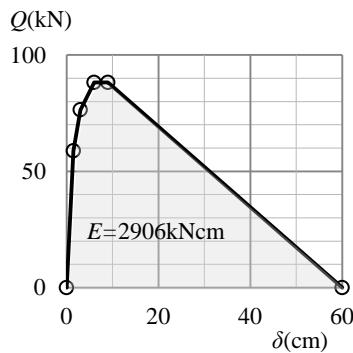


図 2.5.3 傾斜復元力の有次元化モデル

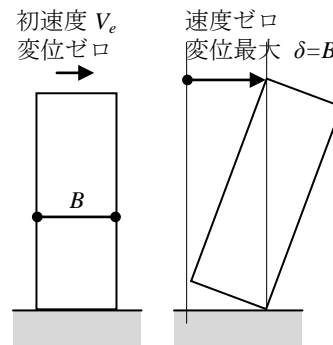


図 2.5.4 傾斜復元力の転倒限界

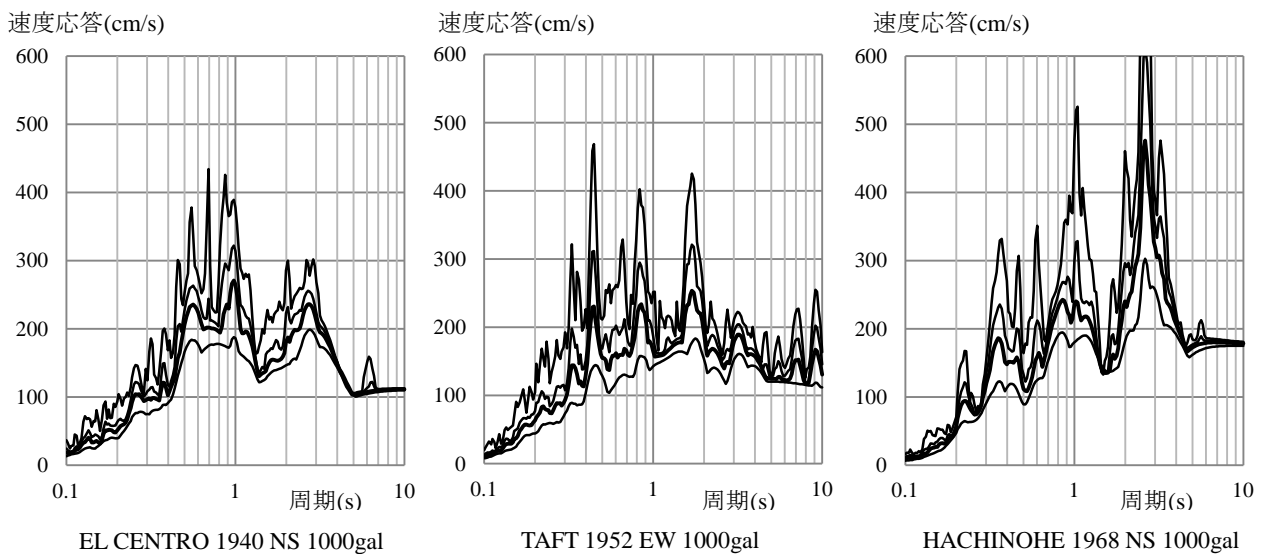


図 2.5.5 入力地震動の速度応答スペクトル $h=0.01,0.03,0.05,0.10$

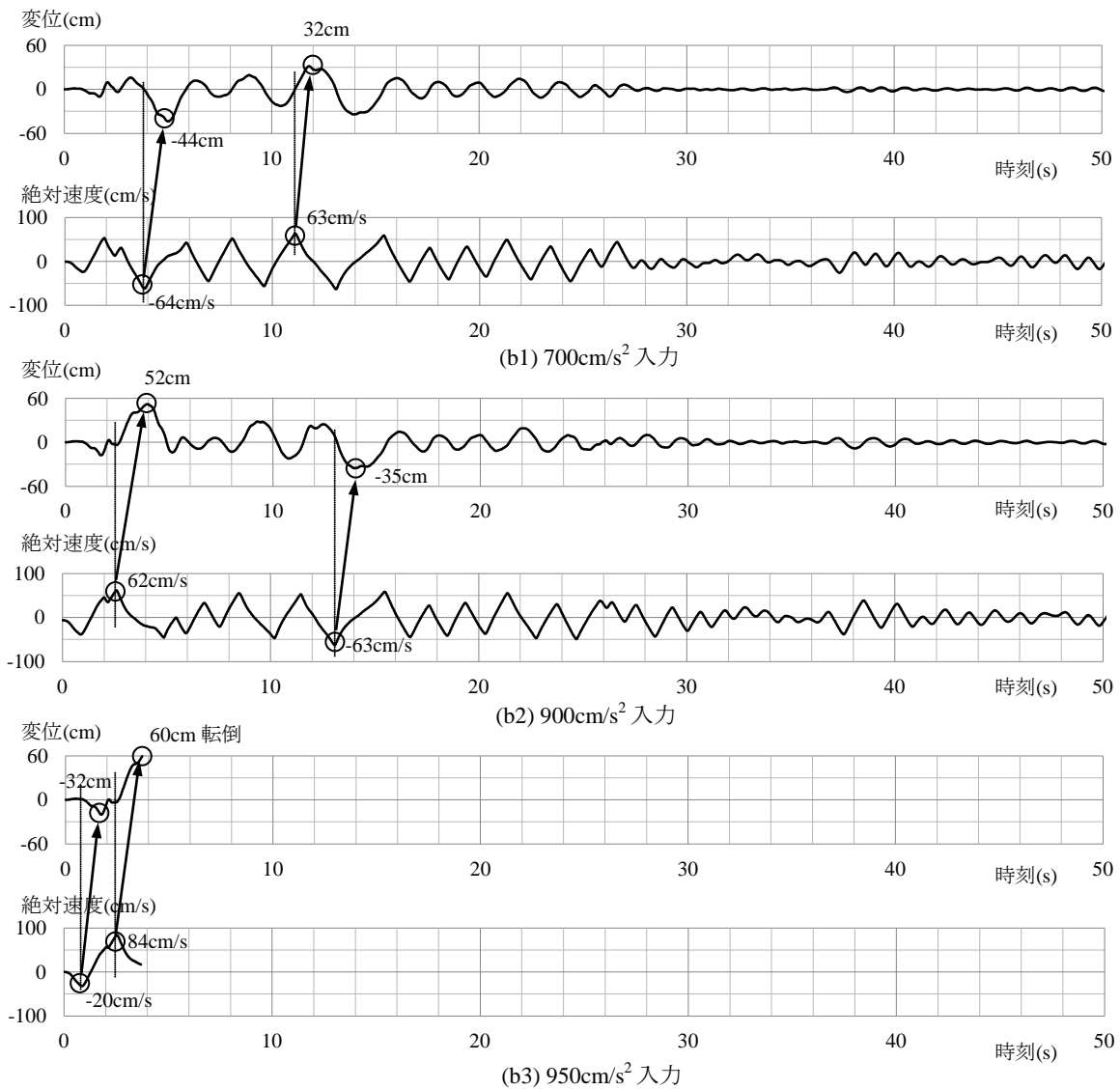
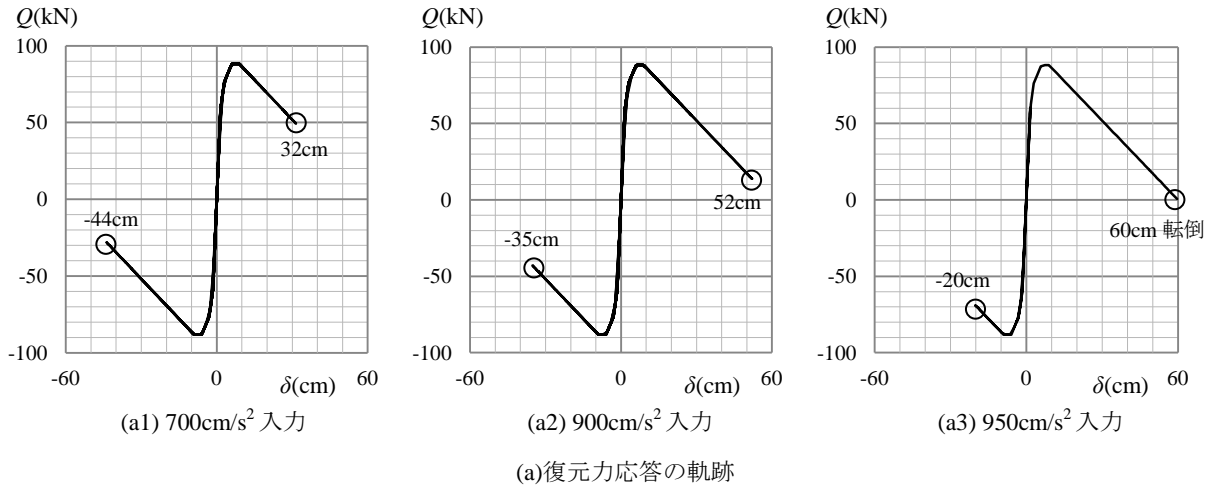
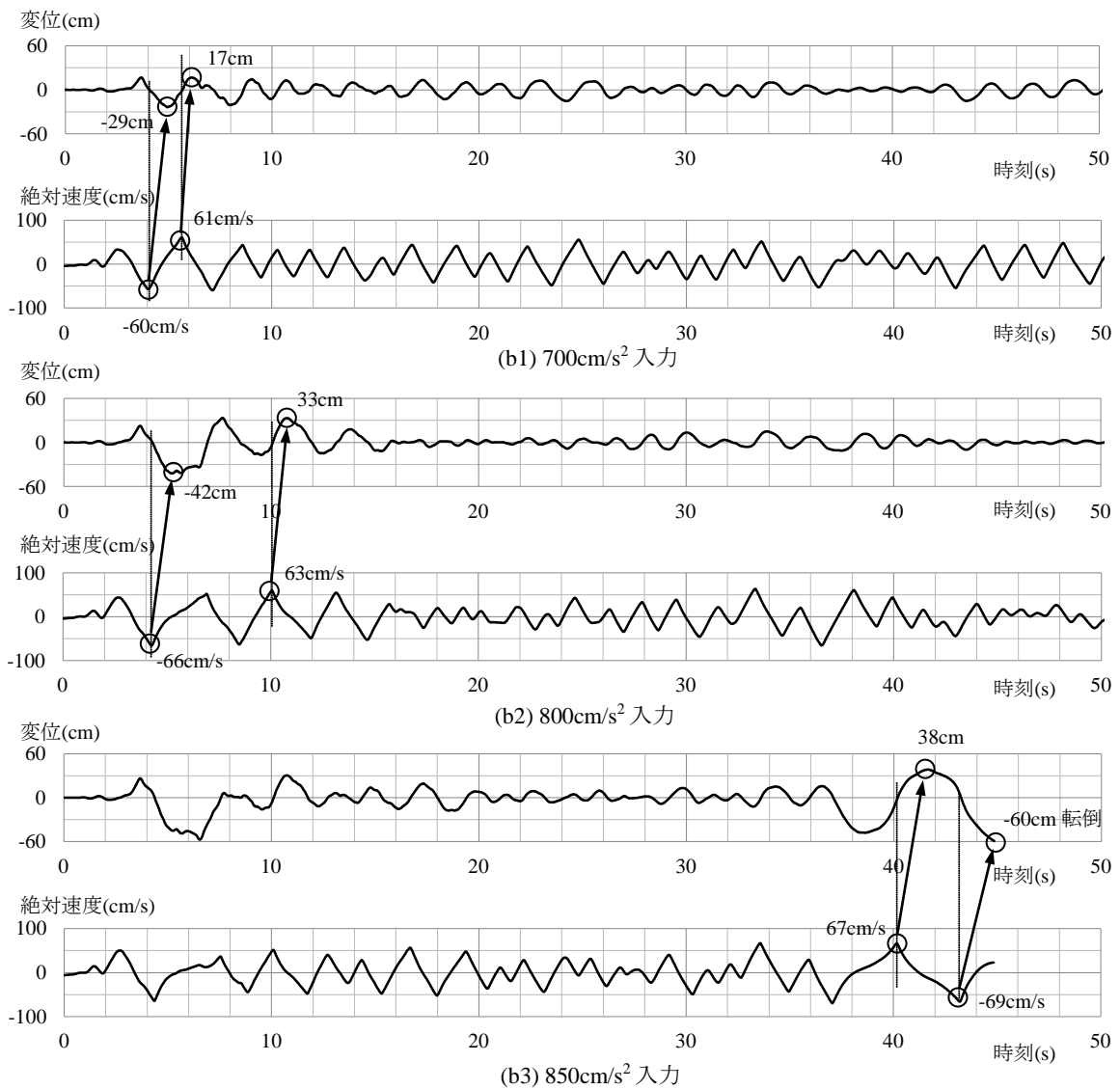
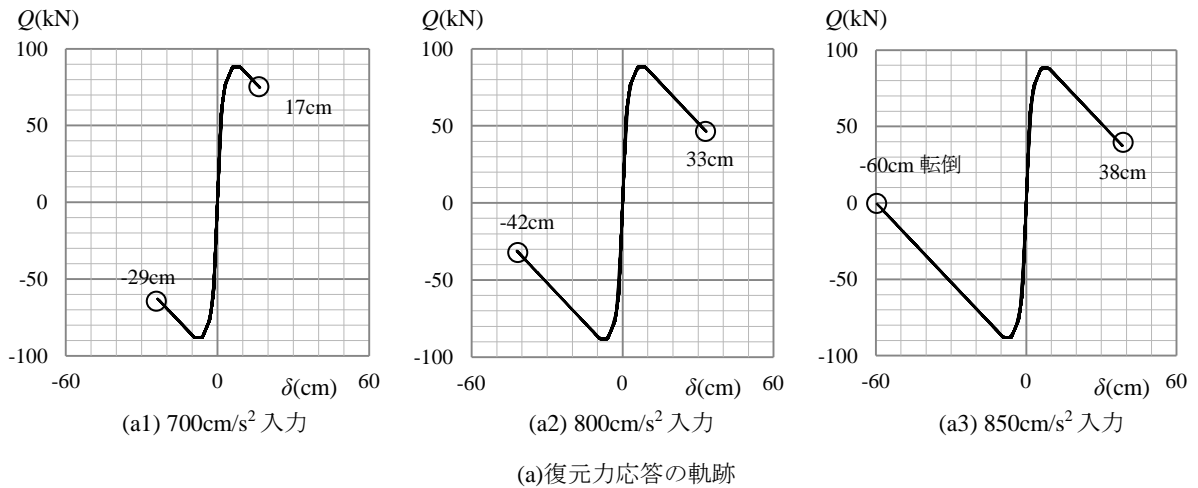


図 2.5.6 EL CENTRO 1940 NS 応答結果



(b)変位応答および絶対速度応答の時刻歴

図 2.5.7 TAFT 1952 EW 応答結果

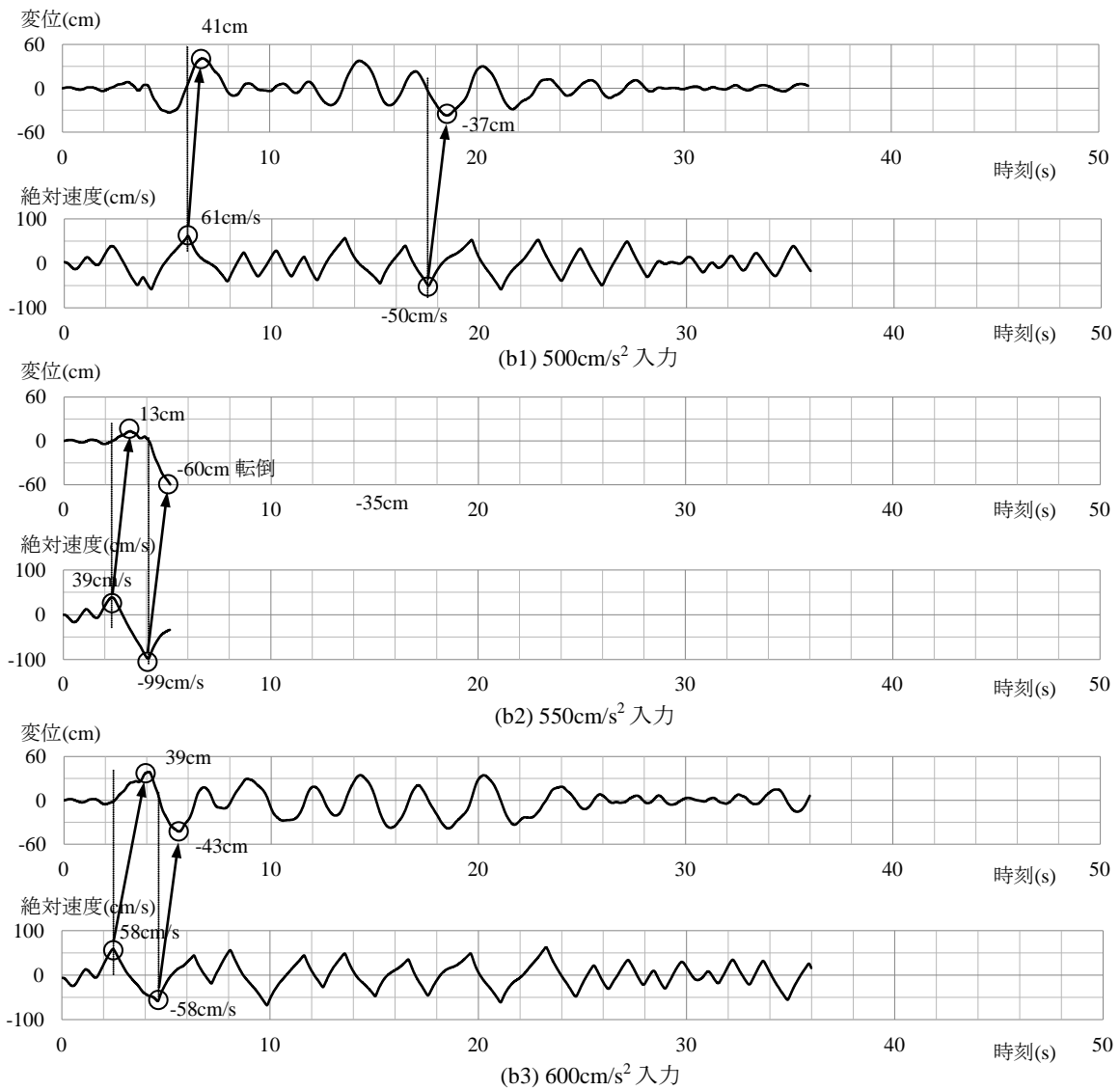
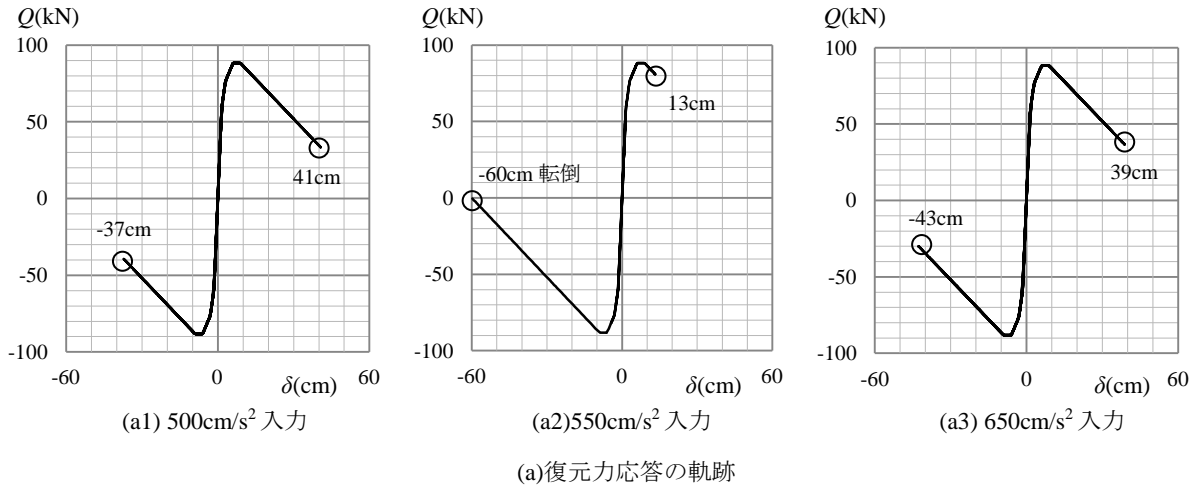


図 2.5.8 HACHINOHE 1968 NS 応答結果

絶対速度は絶対応答加速度を積分して求めるが、そのまま数値積分するとドリフトが生じるので、0.04 秒から 7 秒のバンドパスフィルターをかけている。ただし、継続時間のごく短い HAHINOHE 1968 NS の 550 ガル入力の応答波形はそのまま数値積分している。

変位と絶対速度の時刻歴波形には、最大変位を生じさせた速度との対応を示している。変位と速度はほぼ 90 度の位相のずれがあるので、変位ゼロである大きさの速度が作用すると、その後最大変位応答を生じる。最大変位に対応した時刻の速度はほぼゼロである。この最大変位とその変位を生じさせた速度との関係をまとめると表 2.5.2、図 2.5.9 のようになる。

以上から、

1. 傾斜復元力モデルの転倒限界は、中立状態において作用する絶対速度の大きさと関係付けることができる。
2. 棚橋 諒の速度ポテンシャルの考え方²²を適用して、解析モデルの傾斜復元力の囲む面積に等価な速度は 76cm/s である。これは転倒を与える速度の最小値 69cm/s とほぼ対応している。
3. 転倒を生じる入力の最大速度は、エルセントロ 95cm/s、タフト 85cm/s、八戸 83cm/s 程度であり、また速度応答スペクトルの周期 1 秒、減衰 3%の値は、エルセントロ $300 \times 0.95 = 285\text{cm/s}$ 、タフト $200 \times 0.85 = 170\text{cm/s}$ 、八戸 $250 \times 0.55 = 137\text{cm/s}$ と大きい。系が長周期の場合、応答と入力の位相の差から絶対速度は小さくなる。転倒時の絶対速度は入力の最大速度よりさらに小さくなっている。
4. 弾性非線形挙動を示す傾斜復元力は常に中立位置に復元するセルフセンタリング特性を本来有しているため、負勾配域にいたる応答でも中立位置では常に一定のポテンシャルを保持しているので、他の劣化型の履歴復元力よりのある意味で有利であると言える。
5. 傾斜復元力の特徴として、重量と剛性が比例するため、応答結果には重量の影響が含まれない。例として重量を 1/2(980kN→490kN)とした場合の応答結果を図 2.5.10 に比較する。耐力は重量に比例して復元力の強度も増減するが、周期特性が変わらないので、応答変位などは変わらない。

表 2.5.2 応答変位と絶対速度

入力地震動	最大 加速度 cm/s ²	正側最大値		負側最大値	
		応答 変位 cm	絶対 速度 cm/s	応答 変位 cm	絶対 速度 cm/s
EL CENTRO 1940 NS	700	32	63	44	64
	900	52	62	35	63
	950	60	84	32	20
TAFT 1952 EW	700	17	61	29	60
	800	33	63	42	66
	850	38	67	60	69
HACHINOHE 1968 NS	500	41	61	37	50
	550	13	39	60	99
	650	39	58	43	58

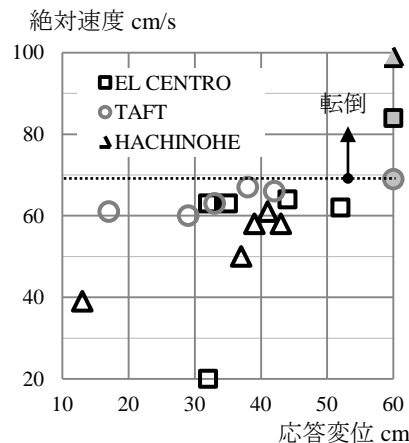
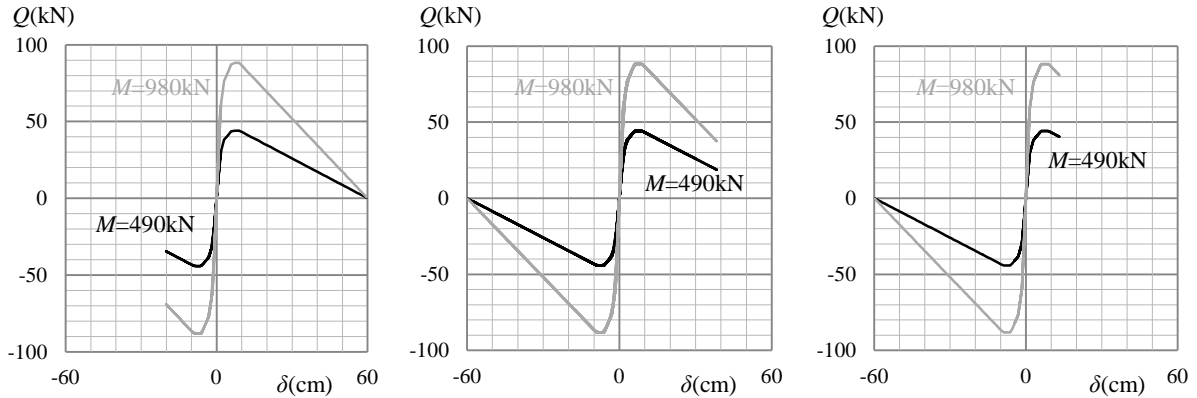
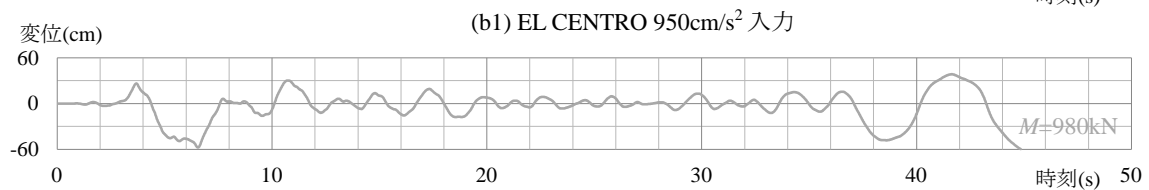
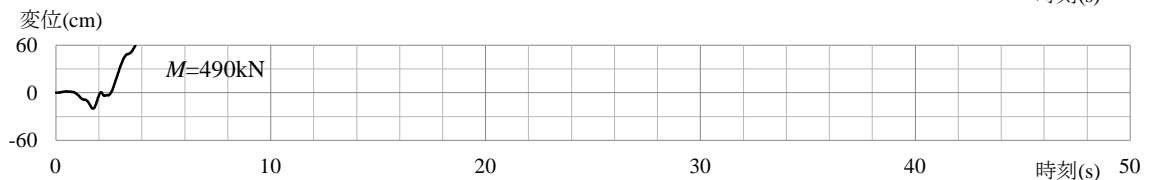
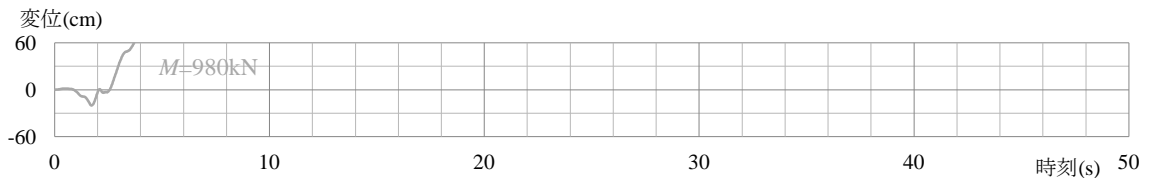


図 2.5.9 応答変位と絶対速度の関係



(a) 復元力応答の軌跡の比較



(b) 変位応答および絶対速度応答の時刻歴

図 2.5.10 重量を 1/2 にした場合の応答結果の比較

2.6 傾斜復元力と建物周期

2.6.1 唐招提寺金堂

写真 2.6.1 に示される唐招提寺金堂は現存する奈良時代唯一の仏堂であり、8世紀末の建立後、鎌倉時代、江戸時代および明治時代に解体修理がなされてきた²³。明治の改修から100年を経て1998年から2009年にかけて平成の解体修理が行われた。外観からは大きな破損が生じていないように見えるが、平成の修理では柱の内転びや軒先の垂下などの構造的な問題を解決することが大きな課題となっている²⁴。唐招提寺金堂の保存修理のための構造解析・補強設計の一環として、常時微動測定を行った²⁵。国宝を初めとする重要文化財では、実際の建物加振や不測の地震観測は行い難いため、常時の微小な揺れを測定することで建物および地面の揺れ方を推定する常時微動測定が、地震に対する建物特性をつかむ有効な手法となっている^{26,27}。

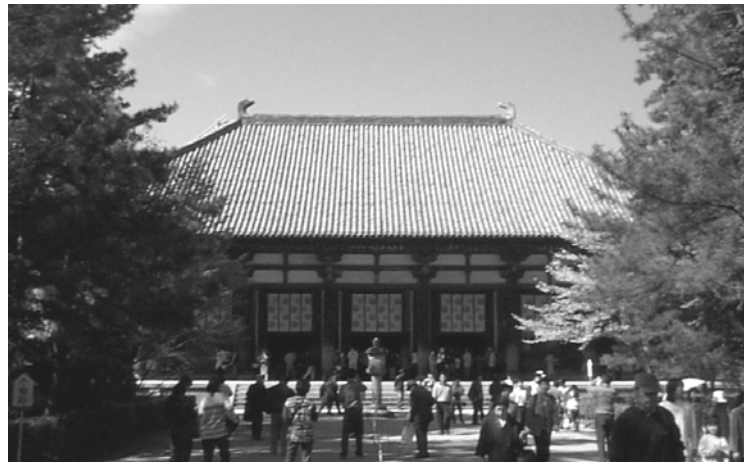


写真 2.6.1 平成の解体修理前の唐招提寺金堂

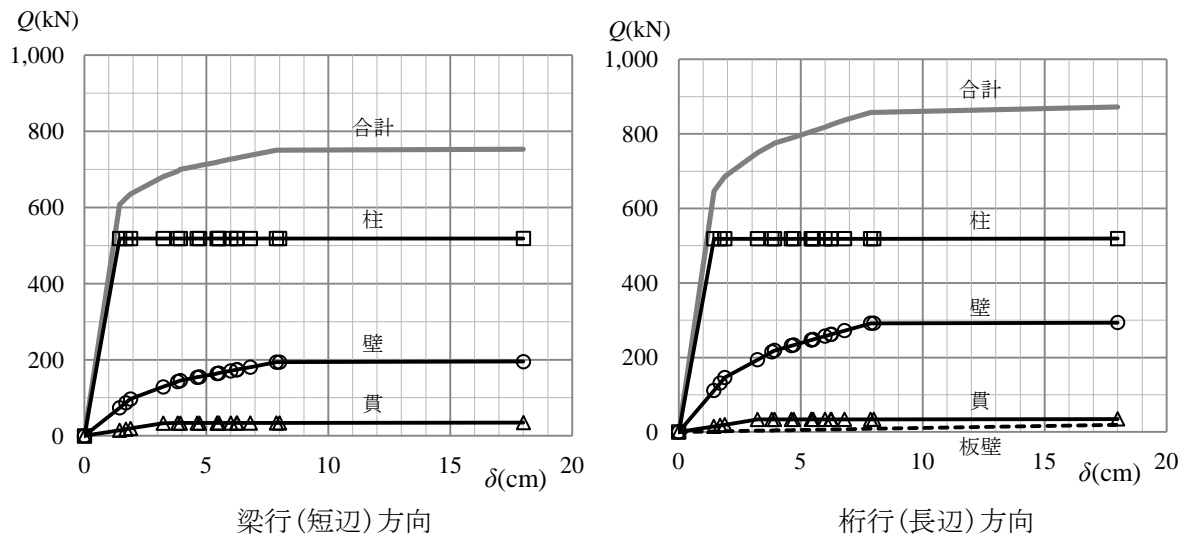


図 2.6.1 解体修理前の唐招提寺金堂の耐力
柱および壁の負勾配部分は耐力を低減させて完全塑性にモデル化している。

唐招提寺金堂は図 2.6.1 に示されるように、地震時の主たる耐力要素として柱の傾斜復元力が7割と大半を占めているので、傾斜復元力と建物周期の関係について常時微動計測に基づいて考察することができる。まず常時微動測定によって唐招提寺金堂および周辺地盤の振動特性を検討し、北面側の調査足場を利用して行った人力加振から建物減衰定数の評価も併せて行う。さらに測定周期を既往の伝統木造建築の微動周期と比較し、柱の傾斜復元力と建物周期の関係について考察を加えることとする

2.6.2 常時微動測定

平成 11 年 1 月 12,13 日に行った測定位置を図 2.6.2 に示す。建物は基壇・天井・屋根・屋根トラスの 4 つのレベル 12 点、地盤では鐘楼前・南大門前・駐車場の 3 点、計 15 点のいくつかを組み合わせる同時測定した。測定記録例として図 2.6.3 に建物最上部の小屋組みトラス下弦材位置での平面軌跡を示す。

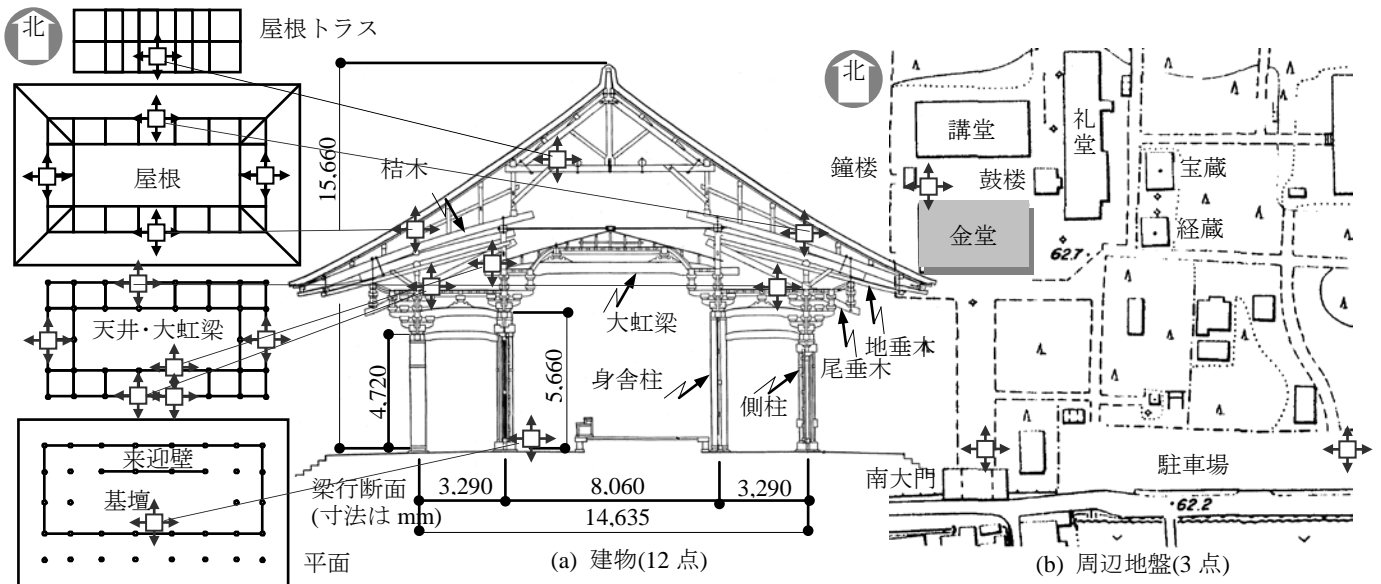


図 2.6.2 唐招提寺金堂常時微動測定位

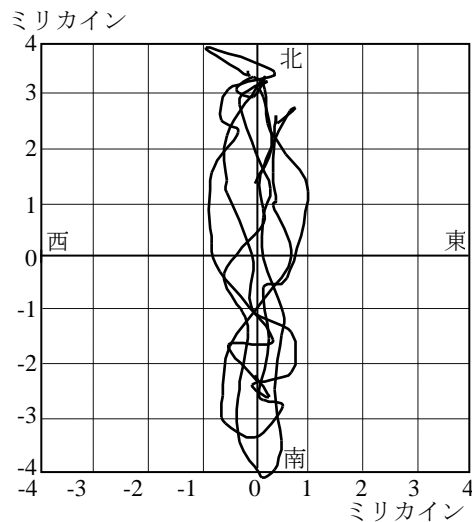


図 2.6.3 屋根トラス位置速度記録の平面軌跡

固有周期と併せて、速度波形のフーリエ振幅と位相から作成したモード図を図2.6.4に示す。壁の少ない梁行周期が0.91秒と比較的長く、微動振幅も梁行が桁行に比べて4倍程度となっている。また北側に偏芯した来迎壁のため、南の吹放し柱列側が振られる捩れモード(0.83秒)や天井平面がせん断変形するモード(0.32秒)も見られる。

周辺地盤では3地点とも卓越周期は、水平(南北, 東西)で3, 2, 0.3秒, 上下で2, 0.3, 0.25秒であり、スペクトルのピーク値もほぼ同程度であった。図2.6.5は鐘楼前の水平(南北方向)と上下の解析結果を大阪市地盤での例と合わせて示す。常時微動卓越周期の中で、2および3秒の長い成分は、地下数百メートルの深い地盤構造によるものであり、0.3秒の短い成分は地下数十メートルまでの浅い地盤構造によるものである。

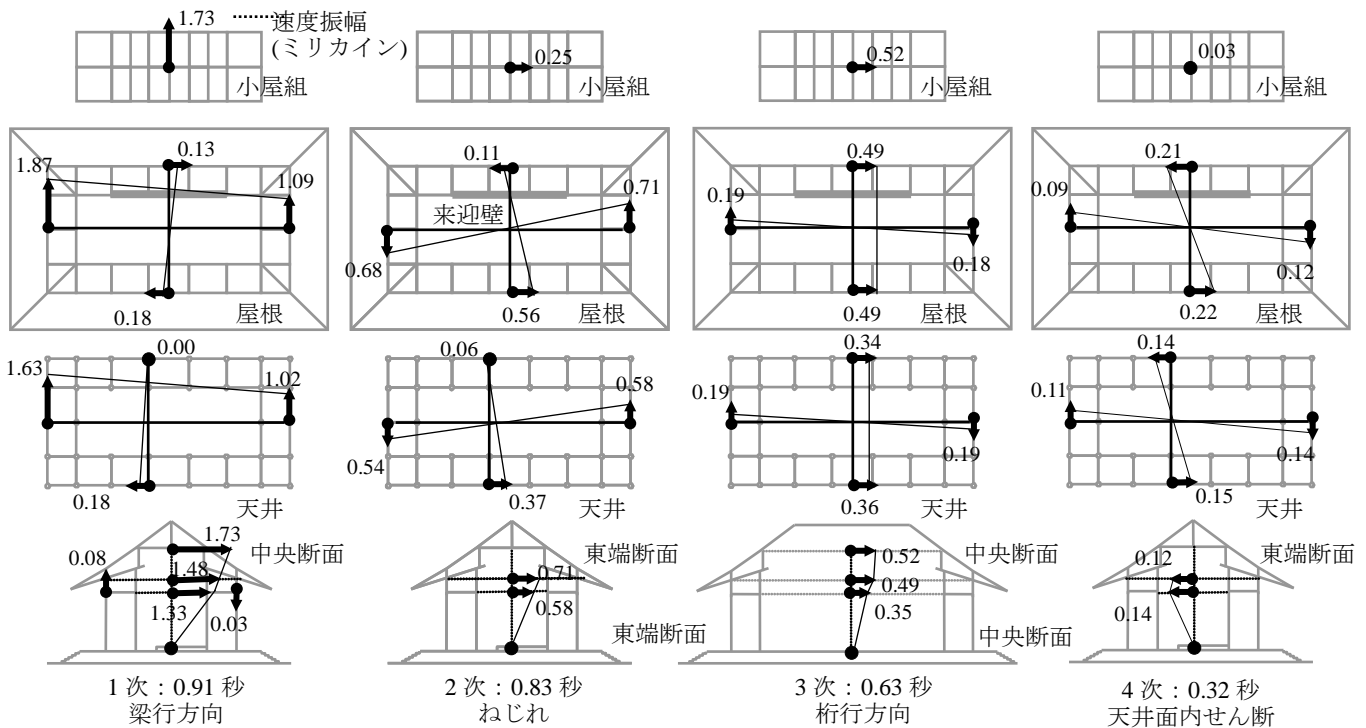


図 2.6.4 唐招提寺金堂の常時微動固有モード

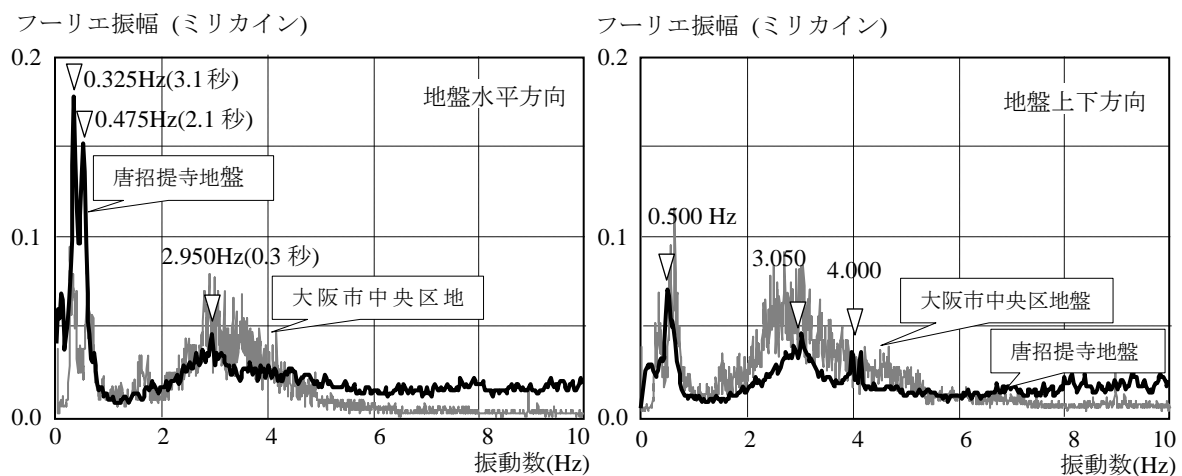


図 2.6.5 地盤の卓越振動数

この特性は、図 2.6.5 に比較されるように大阪市の地盤でも同様である。ただし水平成分については、唐招提寺では大阪市内と比べて、環境がはるかに静かであり、交通振動などの短周期振動源が小さいためか、比較的長周期成分の卓越具合が大きくなっている。

2.6.3 人力加振による減衰定数の評価

建物梁行方向振動および桁行方向振動が卓越する時の、微小振幅時の建物減衰定数を求めるため、写真 2.6.2 のように、調査足場を利用して、建物固有周期のピッチに合わせて外部尾垂木口または肘木を人力で加振した。図 2.6.6 のように、ある程度共振振幅を増加させた後、加振を停止しその後の自由振動波形から図 2.6.7 の方法で減衰定数 h を求めると、梁行方向で 2.2 %、桁行方向で 3.0 %であった。比較のため、一般に用いられる伝達関数の回帰解析によって減衰を求めると、表 2.6.1 にまとめられるように、それぞれ 1.7 %、1.9%であった。



写真 2.6.2 人力加振風景

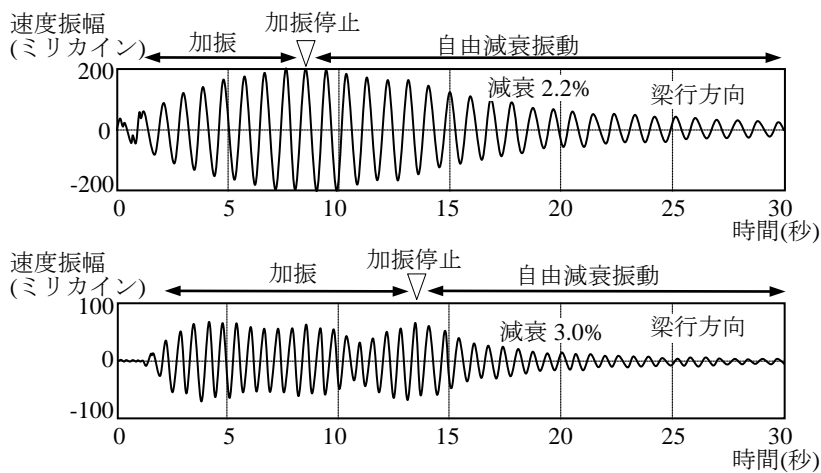


図 2.6.6 人力加振天井位置での速度波形

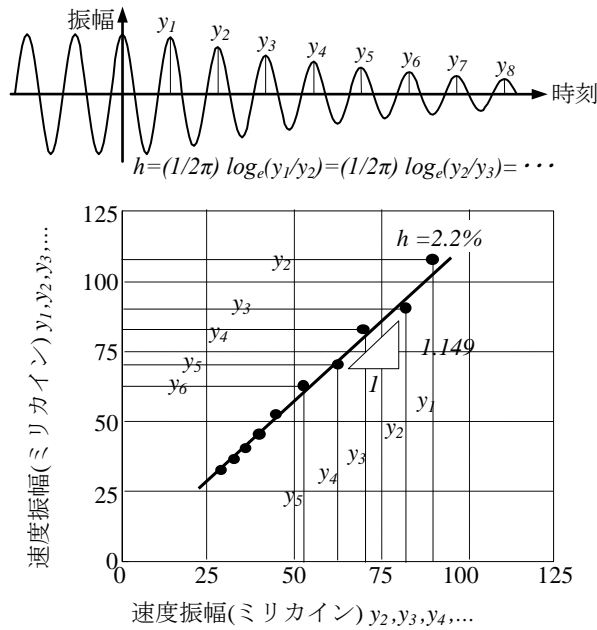


図 2.6.7 減衰波形を用いた減衰定数の推定(梁行方向)

表 2.6.1 建物周期と減衰定数

No.	周波数 (Hz)	周期 (秒)	減衰定数 (%)		振動モード
			人力加振	常時微動	
1	1.10	0.91	2.2	1.7	梁行並進1次
2	1.20	0.83	-	-	回転
3	1.58	0.63	3.0	1.9	桁行並進1次
4	3.13	0.32	-	-	水平面内せん断
5	3.48	0.29	-	0.5	梁行並進2次
6	4.03	0.25	-	0.8	桁行並進2次

2.6.4 古代寺社建築の固有周期

伝統的木造建築の常時微動計測による固有周期を、既往の文献^{26,27}から周期と高さの関係として、唐招提寺金堂の結果も併せて図 2.6.8 にまとめる。便宜的に高さは屋根棟の高さを用いているが、壁率や建物の長短比、高さと短辺長との関係から分析するほうが、より良い相関が求められるものと思われる。

唐招提寺金堂梁行方向の固有周期は他の同規模の伝統的木造建築の周期と比べて1.5倍と、かなり長いと言える。これは独立柱の存在、木組みの緩みや土壁が少ない構造である結果と考えられる。

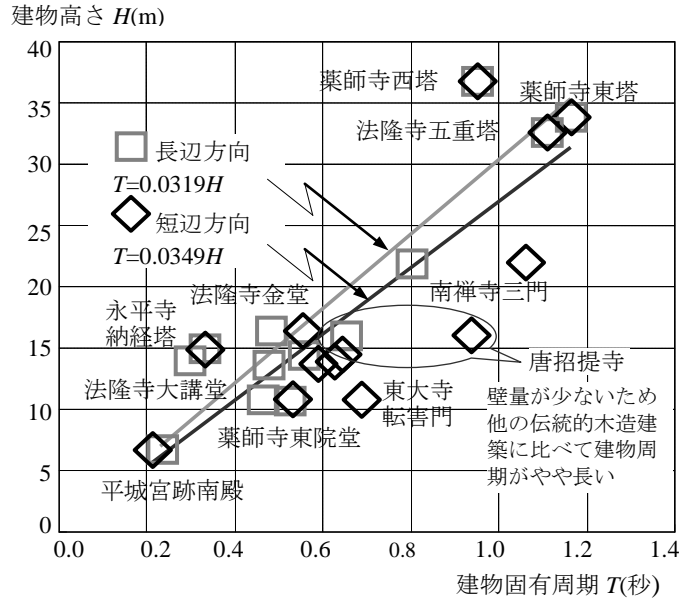


図 2.6.8 伝統的木造建築の常時微動周期

表 2.6.2 固有周期の略算

建 物	柱高 H (m)	常時微動周期 桁行,梁行 (秒)	略算周期 (0.32~0.45) \sqrt{H} (秒)
法 隆 寺 金 堂	5.5	0.48, 0.56	0.75~1.06
法 隆 寺 大 講 堂	3.7	0.48, 0.59	0.62~0.87
薬 師 寺 東 院 堂	4.2	0.47, 0.53	0.66~0.92
唐 招 提 寺 金 堂	5.2	0.63, 0.91	0.73~1.03

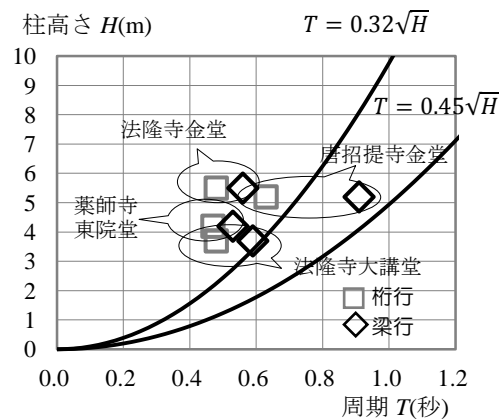


図 2.6.9 柱高さと固有周期

2.6.5 柱の傾斜復元力と建物周期

伝統構法による古代木造建築の主な水平抵抗要素は柱のロッキングによる傾斜復元力にある。2.1 節の表 2.1.1 などに示されるように、既往の実験的研究^{3,9,10}によれば、鉛直力 W の作用する径 B 高さ H の柱の柱頭に作用する水平力 P と水平変位 δ について、 W/H で規準化された無次元初期剛性 k^*

$$k^* = \frac{PH/WB}{\delta/B} = \frac{PH}{W\delta} \quad (2.6.1)$$

は 40 前後の値となっている。実用的には、柱上端架構の変形等を考慮した 20 という値も提案されている²⁷。無次元剛性 k^* を用いると、実際の有次元剛性 K は

$$K = \frac{P}{\delta} = \frac{k^*W}{H} \quad (2.6.2)$$

建物質料 $M = W/g$ (g は重力加速度=9.8m/s²) および剛性 $K = P/\delta$ から傾斜復元力で与えられる周期は

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g} \frac{H}{k^*W}} = 2\pi \sqrt{\frac{H}{gk^*}} \quad (2.6.3)$$

となる。ここで H の単位は m とする。この式は長さ H/k^* の振り子の周期に等しい。すなわち周期は重量に関係なく、柱高さ H で決まることになる。 $k^*=20\sim40$ を代入すれば次の式を得る。

$$T \cong \left(\frac{2\pi}{\sqrt{20 \times 9.8}} \sim \frac{2\pi}{\sqrt{40 \times 9.8}} \right) \sqrt{H} = (0.45 \sim 0.32) \sqrt{H} \quad (2.6.4)$$

図 2.6.8 から平屋の建物を選んで、柱高さとの関係を調べると表 2.6.2 および図 2.6.9 のようになる。これらの建物の固有周期に寄与する要素は柱傾斜復元力だけでなく壁、貫などがあるため、壁の少ない唐招提寺金堂梁行方向を除いて、柱高さを用いた略算式より短い周期となっており(2.6.4)式は周期のほぼ上限値を与える。

以上から

1. 本建物の梁行周期は同規模の寺社に比べて約 1.5 倍と長い。
2. 振動モードには、並進の他捩れや天井面内のせん断変形が見られた。
3. 人力加振による減衰定数は 2~3% であった。
4. 地盤では表層と深い構造の 2 つの周期が観察された。
5. 柱のロッキングによる建物周期は、柱高さを無次元剛性で除した長さの振り子周期に等しく、重量に依存しない。これは、傾斜復元力が柱荷重に比例するため他の構造には見られない特徴である。

2.6.6 屋根荷重除去時の常時微動測定

傾斜復元力では建物周期が建物重量に依存しないという特徴がある。建物重量唐招提寺金堂の改修工事にあたり、屋根瓦・土が撤去されたのに伴い、金堂の振動特性(固有振動数, 振動モード, 増幅特性および減衰定数)の変化を確認するために、平成 13 年 11 月に再度、金堂及び地盤の常時微動測定を行い、解体前の平成 10 年度(平成 11 年 1 月実施)結果との比較・考察を行った²⁸。屋根瓦及び葺き土の撤去により建物重量が 670ton(6566kN)から 290ton(2842kN)と 0.43 倍(290/670=0.43)となっている。表 2.6.3 に測定結果をまとめる。

表 2.6.3 屋根荷重撤去前後の常時微動測定結果の比較

次数	振動モード	周期(秒)		周期比 ①/②	人力加振による減衰			常時微動による減衰		
		①	②		①	②	①/②	①	②	①/②
		H13	H10	H13	H10	①/②	H13	H10	①/②	
1	梁行方向並進1次	0.67	0.91	0.74	1.3	2.2	0.591	1.2	1.7	0.71
2	回転	0.63	0.83	0.74						
3	桁行方向並進1次	0.48	0.63	0.74	2.3	3	0.767	1.3	1.9	0.68
4	ゆがみ	0.31	0.32	0.98						
5	梁行方向並進2次	0.24	0.29	0.84				0.9	0.5	
6	桁行方向並進2次	0.21	0.25	0.84				1.5	0.8	

最上部レベル5のトラス下弦材位置でのリサーチ(平面軌跡)について平成10年の解体前と平成13年の屋根荷重撤去時を図2.6.10に比較する。振動方向に大きな差がみられるが、平成10年の解体前は南からの風の影響が大きいことと平成13年の解体工事中は素屋根によって風の影響が小さくなったことによるもので、建物の振動特性の変化によるものではない。

1次モード形を図2.6.11に比較する。周期が短くなって建物剛性が増大したことに対応して、モード変形は若干小さくなっている。

以上から両者の顕著な差は建物重量が0.43倍となって固有周期が0.74倍になったことと減衰が約0.7倍(表2.6.3の梁行と桁行の平均)になったことである。減衰については建物重量とほぼ比例していることから、摩擦減衰が支配的であるとみなすことができる。

周期については、通常建物重量の平方根に比例するので、0.43倍の重量では周期は0.66倍に短くなるが、実際はこの値よりは大きい。この理由について次のように考える。まず建物重量の変動に対する周期の変動として、建物剛性が傾斜復元力のように建物重量に比例する剛性と建物重量に関係しない剛性の和であると考えてみる。すなわち、前者の比率を β で表わすと、屋根重量撤去前の建物剛性 K_1 と建物質量 M_1 や固有周期 T_1 は

$$K_1 = \beta K + (1 - \beta)K = K, \quad M_1 = M, \quad T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M_1}{K_1}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (2.6.5)$$

建物質量 M が γM に低減されれば、重量に比例する剛性 βK は $\gamma\beta K$ となるので、屋根重量が撤去された時の剛性 K_2 、質量 M_2 、周期 T_2 は次式となる。

$$K_2 = \gamma\beta K + (1 - \beta)K = (1 - \beta + \gamma\beta)K, \quad M_2 = \gamma M$$

$$T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{M_2}{K_2}} = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma M}{(1 - \beta + \gamma\beta)K}} = \sqrt{\frac{\gamma}{1 - \beta + \gamma\beta}} T_1 \quad (2.6.6)$$

ここで、 $\gamma=0.43$ 、 $T_2/T_1=0.74$ から β を求めると、 $0.74^2(1-\beta+0.43\beta)=0.43$ から $\beta=0.38$ となる。

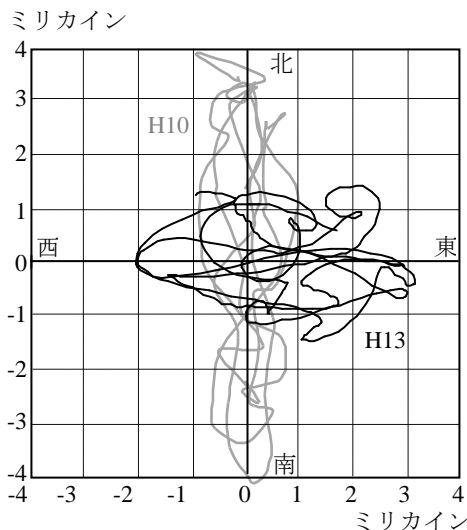


図 2.6.10 屋根トラス位置速度記録の平面軌跡の比較

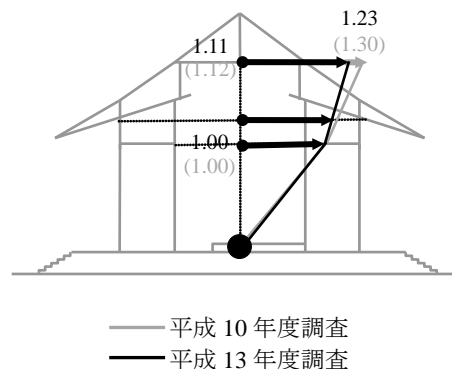


図 2.6.11 1次モード形の比較

常時微動の周期 0.91 秒に対応する剛性として(2.6.2)式の傾斜復元力を $k^*=20$ として求めると、

$$\frac{k^*W}{H} = \frac{20 \times 670}{500} = 26.8\text{t/cm}(263\text{kN/cm})$$

ここで、建物重量 $W=670\text{t}$ 、柱高さ $H=500\text{cm}$ としている。

建物微動周期に対応する剛性は

$$K = M\omega^2 = M\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = \frac{670}{980} \times \left(\frac{2\pi}{0.91}\right)^2 = 32.6\text{t/cm}(319\text{kN/cm})$$

したがって、柱の剛性比率は $26.8/32.6=0.8$ となる。この比率は、図 2.6.1 で説明されたように柱耐力が全体の 7 割を占めていることとほぼ対応するものであるが、両者とも $\beta=0.38$ とは大きく異なる。この理由として、常時微動は極めて小さな変形域であるため、ロッキングとして現れる傾斜復元力が発揮されず、通常の柱端面の弾性めり込み変形が支配的であるためと解することができる。しかしながら β がゼロでないことは、建物剛性に傾斜復元力のような建物重量に比例する剛性要素が存在することを意味している。

常時微動計測は非破壊検査として、特に重要文化材木造建築の構造調査に多用されている。しかしながら、前節でも指摘したように、傾斜復元力が発揮されるのは浮上り以後であり、常時微動計測時の変形とは対応しない。常時微動で明らかにされるのは、傾斜復元力が現れない微小変形域であるので、建物の地震時周期や地震時変形モードとは大きく異なることに注意しなければならない。伝統木造における常時微動計測の意義は、微小変形時におけるモデル化の検証とされるが、地震時には大きく変化するので、その成果に余り大きな期待をかけることはできない。

代わって、地震時の挙動計測は、設計に直接的なデータを提供できる。地震はいわば実大実験であるが、振動台実験のように大量計測点を設定することはできない。先の東北地方太平洋沖地震でも歴史的な伝統建築における地震記録が得られており、多くの余震記録と合わせて、揺れの大きさと振動特性の関係などが検討されている。15%を超える減衰も報告されている²⁹。

第3章 組物

寺社建築に代表される伝統的な木造建築を特徴付けている大きな要素に斗と肘木からなる組物がある。建築意匠からみても最も印象的な構造要素である。伝統木造建築では大きな屋根重量、とくに深い軒を作っている跳ね出し部分の土葺き瓦屋根重量を如何に柱に伝達するか工夫が積み重ねられており、斗組物が大きな役割を果たしている。美しい軒のラインを保持するためには軒先のたわみの乱れを抑えることが大きな課題であり、斗組物が持ち送り構造を成立させている。また時代が下がると桔木などの補強も登場する。

斗組部分は鉛直自重を横架材から柱へ力を集約する働きを有しており、多くの部材がダボまたは面接触のみで積み重ねられて接合される。ここで、斗材も肘木材も木材繊維が鉛直荷重に対して直交する、いわゆる横使いであるので、負担伝達すべき建物重量によって一様あるいは局部的な沈み込み変形が起きている。図 3.1.1 に説明されるように、構造材料の力学的特性を記述する場合には、強度、剛性、靱性が用いられる。強度は塑性変形に対する抵抗力であり、剛性は弾性(粘弾性)変形のしにくさを表わし、靱性は壊れるまでの外力の大きさまたは負荷エネルギーを意味する。他の材料と比べて木材の特徴はこれらの諸特性が方向によって異なること、異方性を示すことである。建物重量を繊維に直交させた肘木や斗で受け止めて、繊維方向の柱へ伝達している。

斗に作用する力は単純なめり込み圧縮力だけではなく、肘木の曲げによる回転力も作用するので、一様めり込みに加えて回転、浮上りが生じる。とくに柱との接合部である大斗底面と柱上面では、第2章の傾斜復元力の解析で見たような浮上りについて、荷重レベルに応じた木材剛性の異方性を考慮した検討が求められる。また、変形量も大きいため微小変形理論ではなく、変形後の釣合いに基づく大変形問題としての扱いも必要である。このような高度な材料非線形性や幾何学非線形性のため、解析的なアプローチには限界があることから、実験的な研究が盛んである。

とくに、最近の歴史的な古代建築の復元や改修においては、このような構造特性を解明するための実験が実施されて、実験結果が直接に構造設計や構造補強に利用されている。とくに斗組に関しては次のような実験研究が報告されている。奈良時代宮殿様式の木造架構の構造特性解明を目的に、1 スパン分の二組の斗組を二段の通し肘木で結んだ実大試験体により鉛直載荷下における静的水平載荷実験を実施し、水平変形角 $20/1000\text{rad}$ までの荷重変形関係が確認された¹。また斗組物のみを対象として、実大模型を組んで静的水平載荷実験および振動台加振実験を実施し、復元力モデルも提案されている²。

実験結果はある限定された条件下での特殊解であるので、それが汎用解として設計に用いられるためには、その結果が有効となる条件が明らかにされなければならない。特に伝統木造実験の試験体は、その構成材料の仕様や製作技術などに大きく依存するので、得られた結果にどの程度の信頼性があるのか、特異なケースではないのかなど、実験結果そのものの客観的な評価がまず求められる。その意味でも実験を説明できる力学モデルの構築が必須である。

本章では、まず簡単なモデル解析から予想される組物の力学的特性について論じる。次に唐招提寺金堂の保存修理に用いる構造解析の基本的データを得るために実施した実大組物モデルの静的加力実験の概要と結果をまとめる。実験結果の荷重変形関係が、第2章で定式化された傾斜復元力式で良好に説明できることが示される。

また前述のように斗組では肘木だけでなく斗も含めて木材の繊維方向に直交する方向に部材が組み上げられるが、この構成では長期的な鉛直力により部分圧縮クリープが生じる。このクリープは繊維方向の圧縮クリープに比べて変形量が著しく大きいため、建物の安全性に重大な影響を及ぼす可能性がある。部分圧縮クリープについては、温湿度の影響を大きく受けることやクリープ回復が生じにくいことなどが明らかにされている^{3,4}が、伝統構法の斗組そのものの圧縮クリープ性状に関する研究はこれまで行われていなかった。そこで、実大の斗組物模型を作製して長期的な鉛直力による斗組の圧縮クリープ性状と、水平力に対する復元力特性を調べることを目的として、実験を実施した。先ず静的水平載荷実験を行って構造特性に関する基礎的なデータを得て、計算により求めた剛性と耐力について実験結果との比較を行った。次いでその後、4年間の試験結果に基づいてクリープ曲線式を設定し、唐招提寺金堂補修の部材取り替えなどの検討のための将来予測を行った。なおクリープ試験は一部別試験に転用するための中断はあるものの合計10年間にわたって継続することができた。

3.1 組物モデルと力学特性

木材のめり込み特性の概念図は図3.1.1のように説明される。この特性に支配される組物の基本的な構成要素を図3.1.2に示す。2方向の梁材(通肘木)が巻斗・方斗で支えられ、十字に組み込まれた肘木、大斗を介して柱頭へ力が伝達される。斗尻にはダボが打たれるが、部材要素間の接合は、圧縮力による摩擦が支配的となる。

本節ではこのように積み重ねられた組物(斗組)の地震時挙動を把握するため、2つの斗組が通肘木でつながれた基本的なモデルを対象にして、斗組部分の水平力に対する解析と、柱を含んだ架構の固有値解析を行う⁵。解析プログラムはMSC/NASTRAN for Windows V3.0である。斗上下端にはめり込みによる回転抵抗バネと滑り抵抗バネ⁶を考慮する。

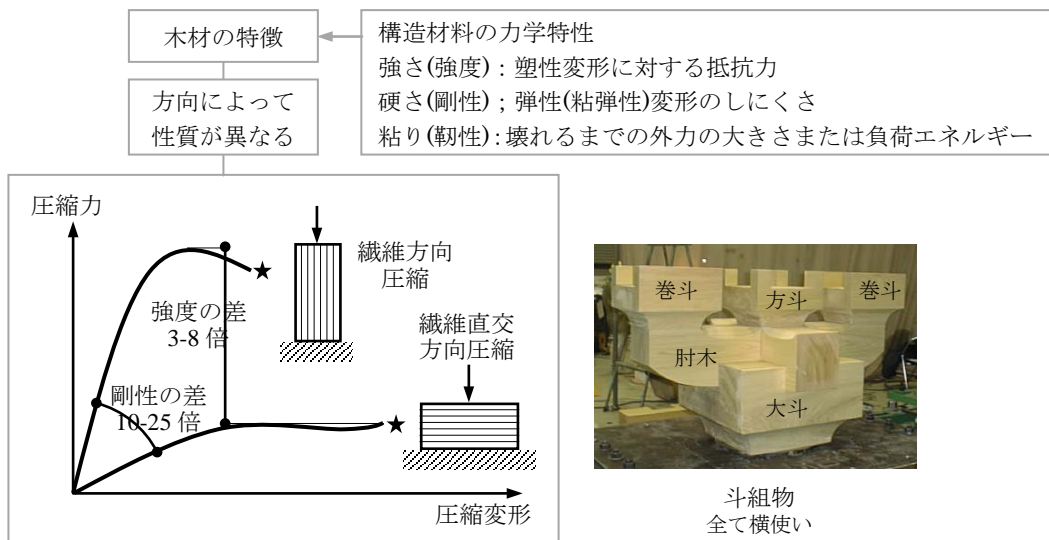


図 3.1.1 木材のめり込み概念図



図 3.1.2 伝統木造建築の組物とその構成

図 3.1.3 に示されるように、スパン 3.3m の通肘木で連結された 2 つの斗組モデルに鉛直および水平荷重を作用させる。斗組による変形状を把握するため、柱頭位置を固定とする。解析は 2 次元であるが、紙面に垂直な肘木による方斗の滑り拘束を考慮している。部材はすべて線材にモデル化しているが、斗組の回転を表示するために、図のようなブロックで表現している。材料はヒノキとし、材料特性は学会規準⁷に従う。なお、斗の鉛直方向には繊維直交方向の弾性係数を用いる。斗と肘木の接合部には、斗の回転変形や滑り変形および離間を考慮するため表 3.1.1 の回転バネ⁶と、静摩擦係数 0.4 で滑り出し、引張りが働くと離間するギャップ要素を付加する。

図 3.1.4 に変形図を示す。極めて限定された解析の範囲ではあるが、水平荷重に対する斗組の変形傾向として、以下の性状が見られる。

- 1) 直交方向の肘木で拘束された方斗には滑りは生じないで回転変形が生じる。
- 2) 鉛直荷重が小さいこと、直交方向の肘木がないことから、卷斗の変形は回転より滑りが支配的である。
- 3) 通肘木は複曲率を有する梁曲げ変形を示しており、各斗組の加力反対側の卷斗との間には離間が生じている。

伝統的木造建築架構の地震時挙動の評価において重要な建物パラメータは、先ず固有周期と刺激振動モード形である。ここで、屋根小屋架構は剛であり振動モードを刺激しないとして、また土壁等の効果もひとまず無視すれば、固有周期と刺激振動モード形といった振動特性は、柱と斗組で規定されると考えることが出来る。古代伝統的木造建物の復元力は大半柱傾斜復元力によるものであるが、振動性状における斗組の影響具合を確認しておくことが必要となる。

そこで、上の斗肘木部分モデルに、先の柱傾斜復元力特性における初期剛性柱モデルを加えて、柱・斗組架構モデルを作成して、固有周期とモードにおける斗組の発現度合いを調べることにする。

柱鉛直荷重 20tf に対応する質量を 2 本の柱直上の通肘木位置に与えて、柱・斗組架構モデルの

固有値解析を行った。解析プログラムは先と同様である。主な固有値と卓越するモード形を表 3.1.2 にまとめ、低次の3つの刺激振動形を図 3.1.5 に示す。解析結果より、

- 1) 刺激振動形は1次モードが圧倒的に大きい。1次は柱のロッキングが卓越する。振動形は柱上下端のみの変形が支配的で、斗組部分の変形は小さい。
- 2) 各次の振動モードは、柱ロッキングと柱伸縮を含む斗組物の回転変形の2つに明確に分けられる。両者の連成度合いは小さい。
- 3) 以上の固有値解析結果によれば、地震応答解析において斗組部分が建物応答に与える影響は少ないと考えることが出来る。

実務設計解析においては、必要に応じた精度で斗組物のモデル化がなされる。たとえば、柱の内倒れが問題となった唐招提寺金堂の長期荷重に対する軸組み解析⁸では、図 3.1.6 のようなモデル化を行っている。ここで接合部のめり込みバネ特性は回転や浮上り方向を予め想定して設定している。

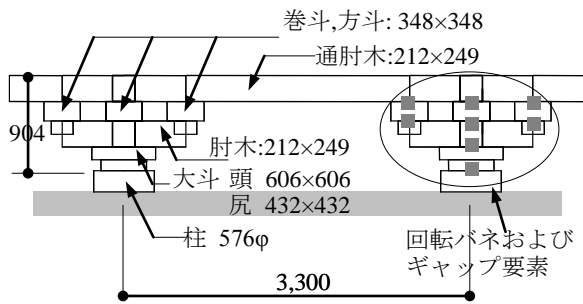
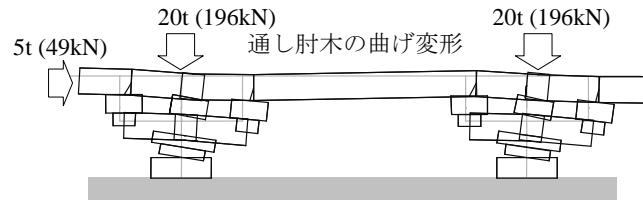


図 3.1.3 斗肘木モデル 単位 mm

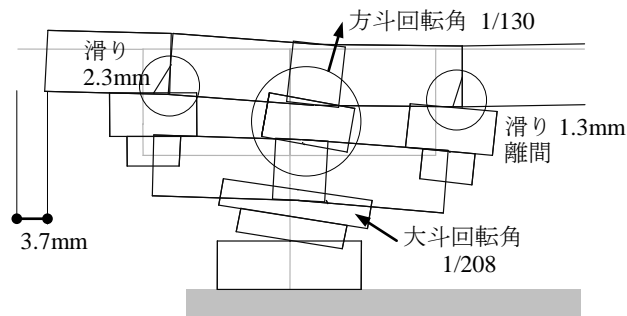
表 3.1.1 斗肘木接合部の回転剛性

要素	上端	下端
方斗	6,450 (63,210)	2,190 (21,460)
卷斗	5,870 (57,530)	1,990 (19,500)
大斗	21,270 (280,400)	25,990 (254,700)

単位: $\text{tf} \cdot \text{cm}/\text{rad}(\text{kNcm}/\text{rad})$



(a) 全体変形図



(b) 各要素の変形図

図 3.1.4 斗肘木モデルの変形図

表 3.1.2 固有値解析結果

次数	周期 (sec)	卓越するモード
1	1.28	柱のロッキング
2	0.14	柱の軸変形+肘木変形+巻斗回転
3	0.14	巻斗変形
4	0.12	巻斗回転
7	0.11	巻斗回転
10	0.08	巻斗回転

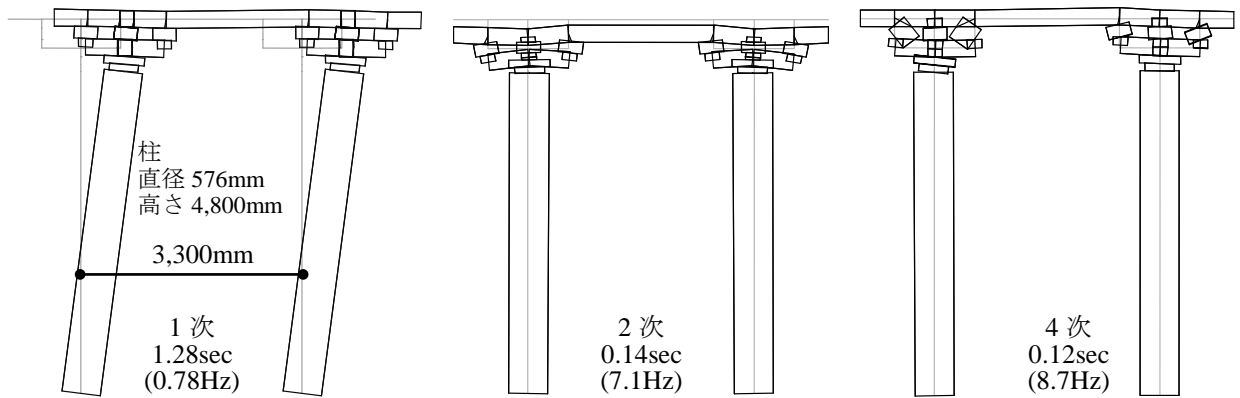


図 3.1.5 斗肘木モデルの固有振動形

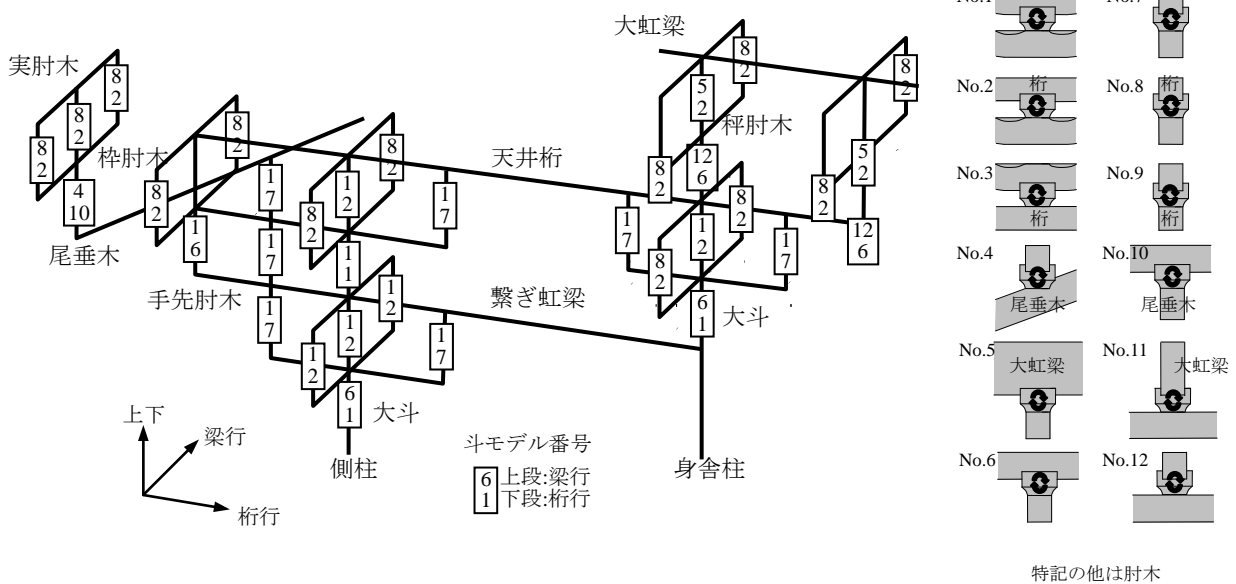


図 3.1.6 軸組み解析における斗組物モデル例⁸

3.2 組物の静的加力実験

唐招提寺金堂は1998年から2009年にかけて大規模な解体修理が行われた。明治の改修から丁度100年が経過した時点での解体修理は部材の経年劣化の繕いというよりも、軒の深い伝統的木造寺社に固有の柱の内倒れという構造的な問題を解決するためのものであった⁸。そのための構造解析において組物接合部をより汎用的な弾性接合モデルとして検討し、既往の実験的研究に基づいたモデル化を行なうことが求められた。しかしながら組物接合部のモデル化は、その力学的根拠が十分に得られていない状況にあり、実験による構造特性の解明が必要となった。そこで、補強解析モデル作成に反映すべく、唐招提寺金堂の斗組と同寸法の実大試験体を作製して、実際の斗組部の変形性状を把握することを主な目的として、1999年12月に竹中工務店義拾研究所(千葉県)にて静的加力実験を実施している⁹。

図3.2.1に実建物の対象部位を示す。

3.2.1 実験の概要

本実験では、表3.2.1および図3.2.2にまとめられるように、大斗下のダボの固定条件、大斗の回転固定条件、荷重条件をパラメータとして5つの荷重実験を行なう。

(1) 鉛直荷重実験

総ての実験に先立ち、所定の鉛直荷重(=長期設計荷重)のみの荷重を行ない、試験体の鉛直方向の沈み量を把握する。また、荷重除荷により残留変形量を調べ、試験体の「馴染み」分の変形量を把握する。

(2) 偏心荷重実験

金堂の木組みから推測される鉛直荷重作用点の偏心を考慮し、鉛直荷重のみの偏心荷重を行なう。ここでは試験体の左右両側で、同じ偏心幅位置での鉛直荷重を行ない、試験体全体の変形角と肘木や大斗の回転を把握する。

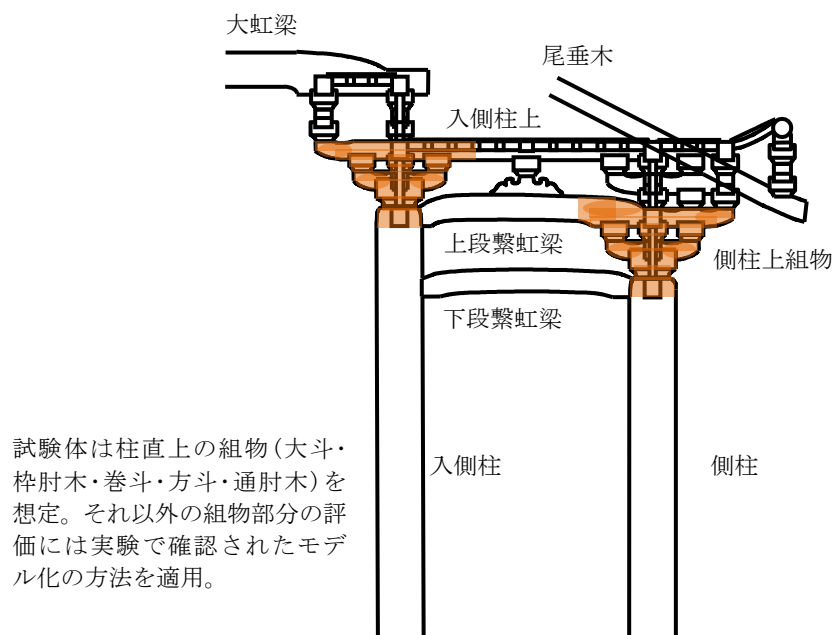


図3.2.1 実験対象部位

(3)大斗固定水平載荷実験

大斗の回転を治具で拘束することで水平載荷時の杵肘木上部の巻斗，方斗の回転を顕著に生じさせ，その回転剛性の評価に資するデータを得る。但し，試験体の損傷を防ぐため，水平載荷は低いレベルで終了する。載荷は鉛直載荷と繰り返し水平載荷を同時に行なうが，鉛直荷重は水平載荷中一定となるように載荷する。鉛直荷重の大きさは身舎柱，側柱に於ける長期設計軸力とし，26t(255kN)と17t(167kN)の2ケースについて実験を行なうものとする。

(4)大斗ダボ木材内固定水平載荷実験

この一連の実験の中で最も重要なものであり，表3.2.1に示されるように，「大斗ダボ木材内固定」であるが「大斗回転自由」とし，「鉛直載荷+繰り返し水平載荷」という載荷条件で本実験の主要な目的に対応した条件を設定している。載荷は鉛直載荷と繰り返し水平載荷を同時に行なうが，鉛直荷重は水平載荷中一定となるように載荷し，26t(255kN)と17t(167kN)の2ケースについて実験を行なうものとする。ここでは試験体全体及び各部の挙動を把握し，構造設計に資する各種データを得る。

(5)大斗ダボ鋼材内固定水平載荷実験

大斗下のダボを直接厚さ80mmの台盤(鋼材)に固定した場合の実験である。このダボの固定方法以外は総て実験(4)と同じ条件である。実験(4)との比較により，大斗下のダボの固定条件の違いが試験体の挙動に及ぼす影響を把握する。

大斗下のダボは実際には厚さ15mmの鋼板を間にはさんで，大斗と頭貫を結合している。試験体では15mmの鋼板の下は厚さ80mmの台盤(鋼板)であるが，実験条件をできるだけ実際と同じものにするという観点から，ダボ回りには頭貫に相当する木材を使用することとし，これを鋼板内に埋め込んで固定し，その木材に穴をあけてダボを打ち込んだ。ダボを打ち込む木材を台盤に固定した状況は写真3.2.1に示す。ここで使用している石膏は，実験用の高強度のものである。表3.2.1に示すように鉛直載荷実験，偏心載荷実験，大斗固定水平載荷実験，大斗ダボ木材内固定水平載荷実験の4実験は上記のダボ固定条件にて実施する。一方，大斗ダボ鋼材内固定水平載荷実験はダボを台盤(鋼材)に直接固定した条件で実施するもので，写真3.2.2にその固定状況を示す。

表 3.2.1 実験の概要

実 験 名 称		大斗ダボ固定方法	大斗拘束状態	載 荷 方 法
1	鉛直載荷実験	木板(厚さ 80mm)内のφ62.5mmの穴に打ち込み固定	回転自由	鉛直載荷
2	偏心載荷実験			偏心鉛直載荷
3	大斗固定水平載荷実験		固定	鉛直載荷+ 繰り返し水平載荷
4	大斗ダボ木材内固定水平載荷実験		回転自由	
5	大斗ダボ鋼材内固定水平載荷実験	鋼板(厚さ 80mm)内のφ65mmの穴に石膏充填固定	回転自由	

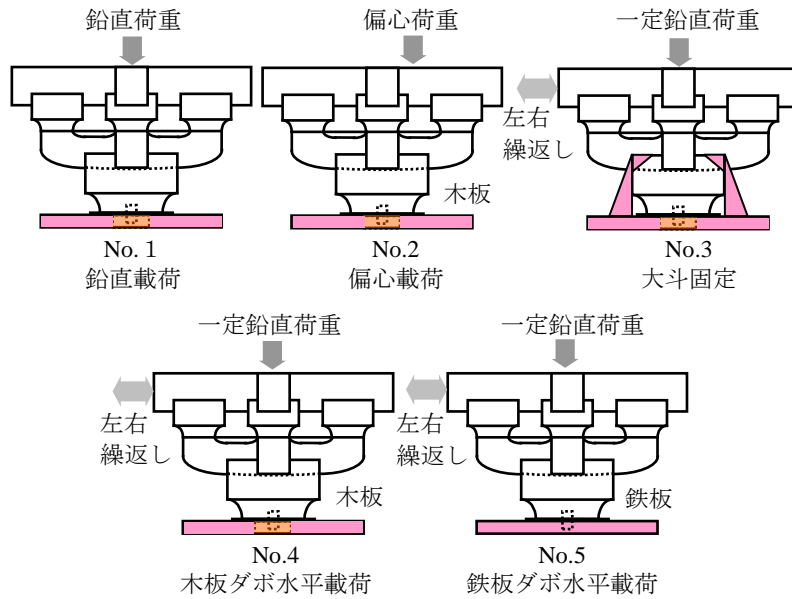


図 3.2.2 実験の内容

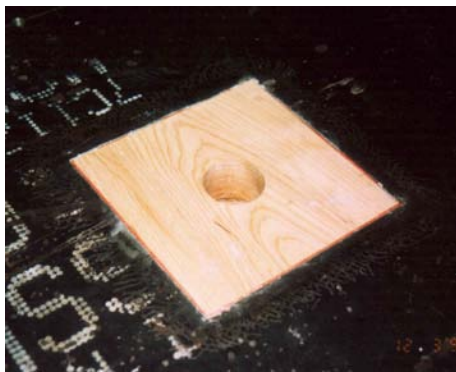


写真 3.2.1 大斗ダボ固定部(木材の場合)
木材と台盤の間の隙間に石膏を充填して一体化

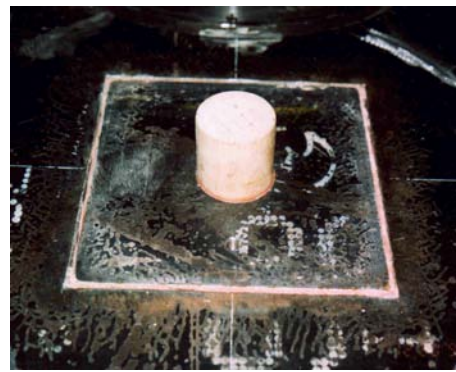


写真 3.2.2 大斗ダボ固定部(鋼材の場合)
鋼材と台盤およびダボの間の隙間に石膏を充填して一体化

3.2.2 試験体の概要

試験体は金堂の柱頂部に載る斗組の1段分を取り出した形のもので、実大寸法のもの1体である。樹種はヒノキ(三重県産)である。試験体の形状寸法を図3.2.3に示す。試験体は写真3.2.3に示すように大斗、枳肘木、巻斗、方斗、通し肘木、円形鋼板等によって構成されており、全長1,595mm、幅750mm、高さ970mmである。大斗は樹齢約130年のヒノキから切り出している。巻斗、方斗と枳肘木の間及び大斗とその下の固定部(柱頭に相当)の間にはそれぞれ以下の寸法のダボが打たれている。

- ・巻斗、方斗と枳肘木の間ダボ : 直径45mm、長さ60mm
- ・大斗と固定部の間ダボ : 直径63mm、長さ115mm

ダボも総てヒノキである。ダボ穴の直径はダボ自体の直径とほぼ等しいが、そのはめ込み度合は、木槌で軽く叩いて納まる程度である。組立状況を写真3.2.4に示す。

また、大斗下のダボについては、固定部の台盤(厚さ 80 mm の鋼板)に埋め込んだ木材(実際の木組みの頭貫に相当:寸法 238×238×80 mm)に取付けるケースと、台盤に直接取付けるケースの2通りを考え、それぞれ同じ条件で実験を行なう。この時、大斗内へのダボの埋め込み深さは両方のケースともに同じ 45 mm としている。なお、円形鋼板には中央に 75 mm 角の正方形の穴があげられており、ダボには接触しない。

試験体が実験場(竹中技術研究所)に到着した日(1999年12月6日)及び実験終了後の試験体解体時(12月27日)に各部の表面含水率を高周波式(接触式)測定器を用いて測定した。その測定結果を表 3.2.2 に示す。数値は数ヶ所の測定値の平均である。試験体は実験場到着後、梱包を解いた直後からひび割れの小さな発生音が聞かれ、到着の次の日には各部材の木口面に細かな乾燥ひび割れが多数発生した。これらのひび割れは到着直後には殆ど認められなかったものである。12月6日の測定値は梱包を解いてから7~8時間経過した時のもので、梱包を解いた直後はこれより高い値であったと考えられる。通し肘木と枳肘木では実験開始までの4日間で軸方向の横ひび割れが発生した。

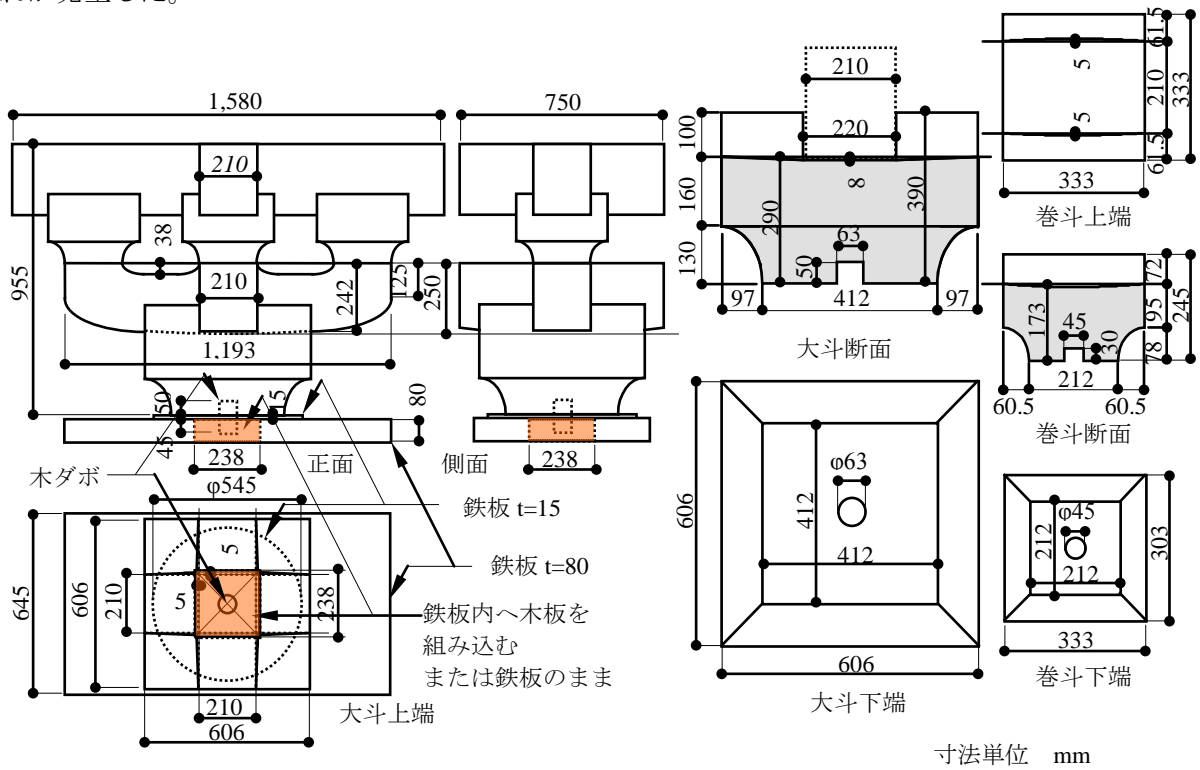


図 3.2.3 試験体寸法

表 3.2.2 試験体各部の含水率

測定日	経過日数	通し肘木	巻斗(西)	巻斗(東)	方斗	枳肘木	含水率の単位:%
							大斗
99/12/6	0日	32.4	22.0	23.5	26.0	29.3	33.5
99/12/27	21日	24.9	15.5	16.3	17.5	21.8	23.8

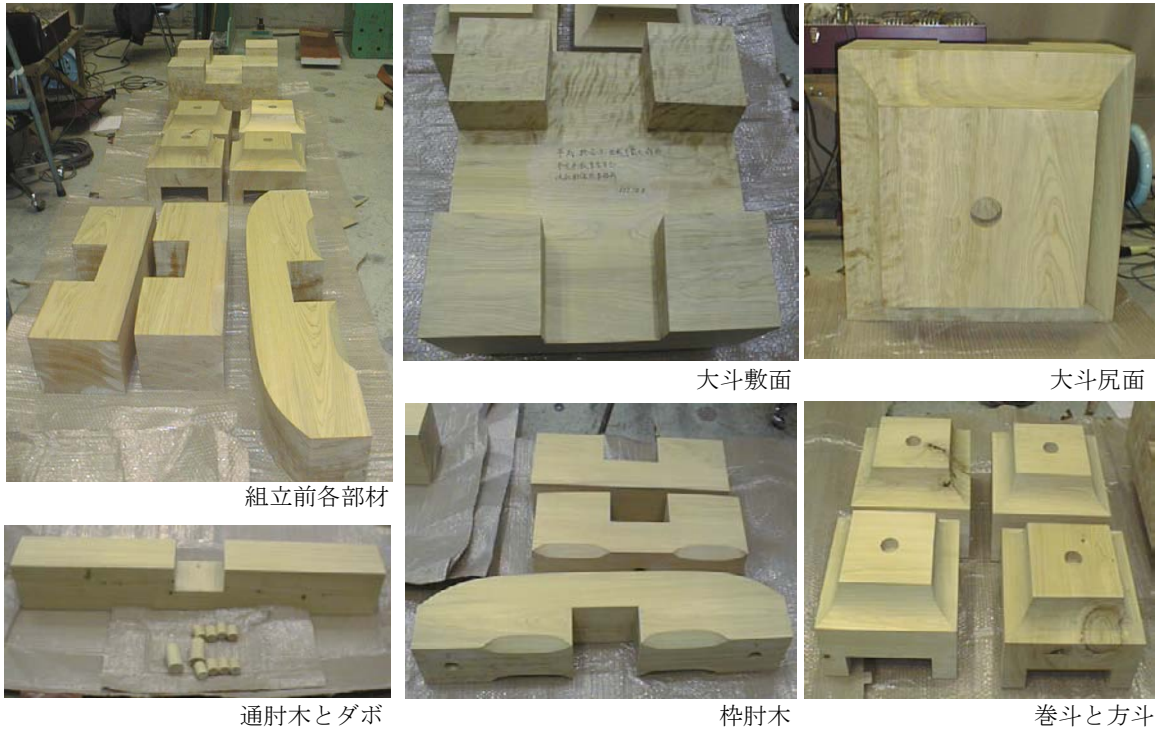
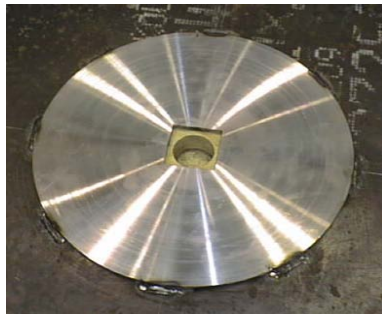


写真 3.2.3 試験体



①ダボ受材と鉄板取付



②大斗下ダボ取付



実験装置台座



③大斗取付

写真 3.2.4(a) 試験体の組立 1

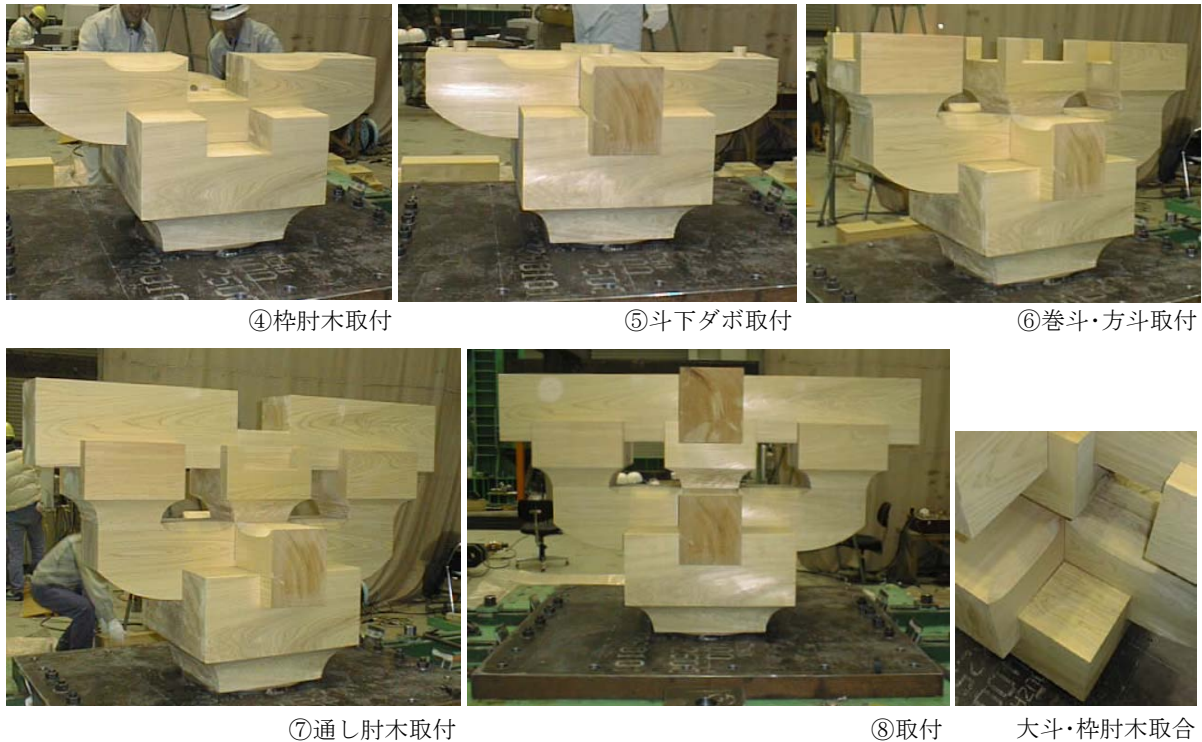


写真 3.2.4(b) 試験体の組立 2

3.2.3 実験装置と載荷方法

図 3.2.4 に大斗回転載荷実験装置構成を示す。同図 に対応する実際の装置構成を写真 3.2.5 に示す。偏心載荷実験における鉛直載荷装置のセット状況を写真 3.2.6 に、大斗固定治具の取付状況を写真 3.2.7 に示す。鉛直載荷実験と偏心載荷実験を除いて、載荷は一定の鉛直荷重を試験体頂部中央に作用させながら左右 2 台のジャッキを押しのみ交互に使うことで繰り返し水平載荷を行なう。この時水平載荷に伴い試験体頂部が移動するので、鉛直載荷用ジャッキの上端(載荷フレーム側)がローラーにより滑る構成とした。水平載荷用ジャッキと試験体との接点には球面座を設け、圧縮加力時のみ両者が接触するようになっている。なお、試験体の面外への倒れを防ぐために通し肘木両端にキャタピラー型の倒れ止めを設けている。

大斗ダボ木材内固定水平載荷実験、大斗ダボ鋼材内固定水平載荷実験の 2 つの実験では、試験体の復元力特性を把握するために、以下の項目に関するデータが得られるような載荷プログラムとした。

- (1) 包絡線(スケルトンカーブ)
- (2) 非線形領域に於ける履歴ループ
- (3) 等価粘性減衰定数
- (4) 同一変位振幅に於ける繰り返しによる耐力低下度

水平載荷は、柱天端(頭貫上面)に相当する台盤上面から通し肘木中心までの高さ H に対する通し肘木中心高さに於ける水平変形量 δ の比、即ち斗組試験体全体の水平変形角 $R(= \delta / H)$ による変位制御で行なう。ここで高さ H は鉛直載荷を受けた状態での値を用い、総ての実験で一律 841mm

とした。各加力サイクル毎に同じ変位振幅を2回ずつ繰り返して定常ループとし、上記(3),(4)に対応するデータを取得する。

鉛直荷重は、柱位置(身舎柱, 側柱)により異なる実際の応力を考慮し、構造解析により求められた各々の長期設計軸力 26t(255kN),17t(167kN)を鉛直荷重として設定した。この鉛直荷重は水平載荷中一定となるように制御する。図-2.4.2 に載荷プログラムを示す。履歴は変位振幅のレベルに応じて第1~第3ステージに分類した。各々のステージで2通りの鉛直荷重に対する水平載荷を行なう。

なお、大斗固定水平載荷実験では後に続く大斗ダボ木材内固定水平載荷実験のため、試験体に損傷を与えないように配慮し、変形角が $\pm 1/1000$ rad までの範囲で水平載荷を行なうこととした。

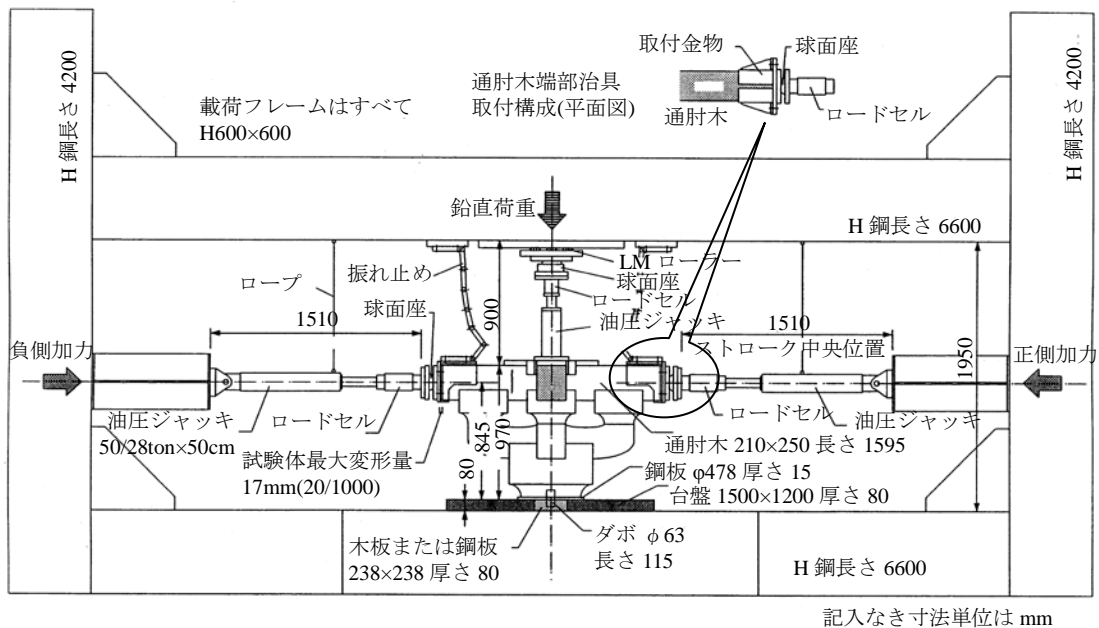


図 3.2.4 実験装置構成(大斗回転水平繰り返し載荷)

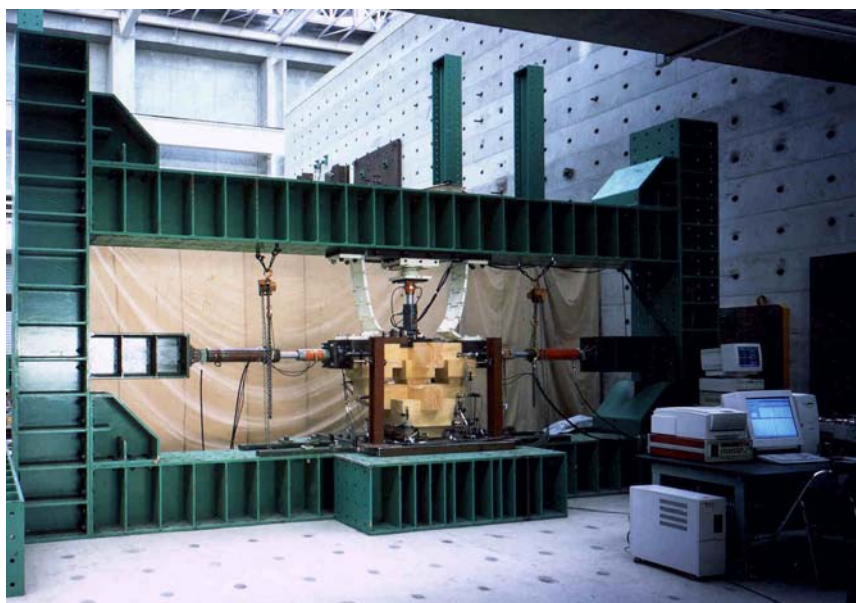


写真 3.2.5 実験装置全景

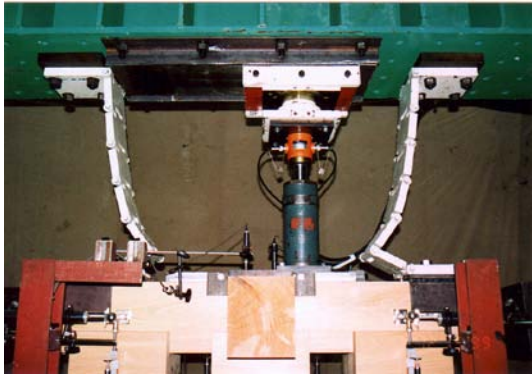


写真 3.2.6 鉛直載荷装置(偏芯載荷実験)
写真では試験体中心に対して 155mm 右に偏芯している

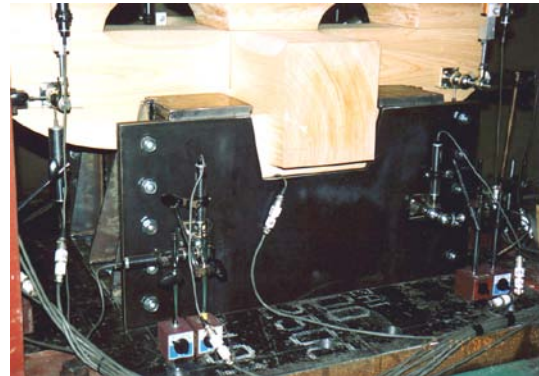
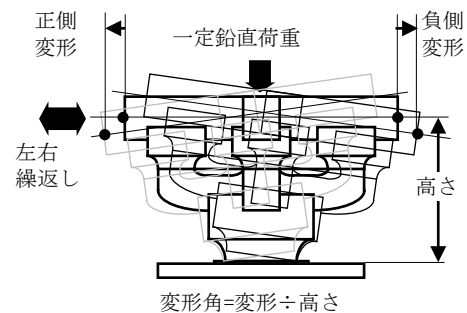
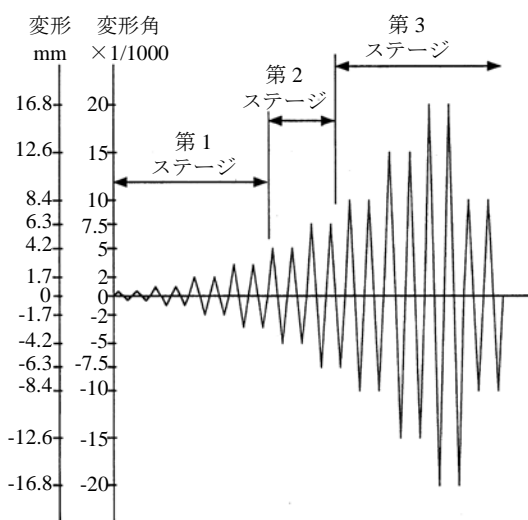


写真 3.2.7 大斗回転固定治具取付け状況
鋼板に部分的に穴をあけ、変位計を取付けられるようにしている



ステージ	鉛直荷重	加力サイクル (×1/1000)
第1 ステージ	①26 トン	0.5→1→2→3.3
	②17 トン	0.5→1→2→3.3
第2 ステージ	①26 トン	5→7.5
	②17 トン	5→7.5
第3 ステージ	①26 トン	10→15→20→10
	②17 トン	10→15→20→10

26 トン=255kN, 17 トン=167kN

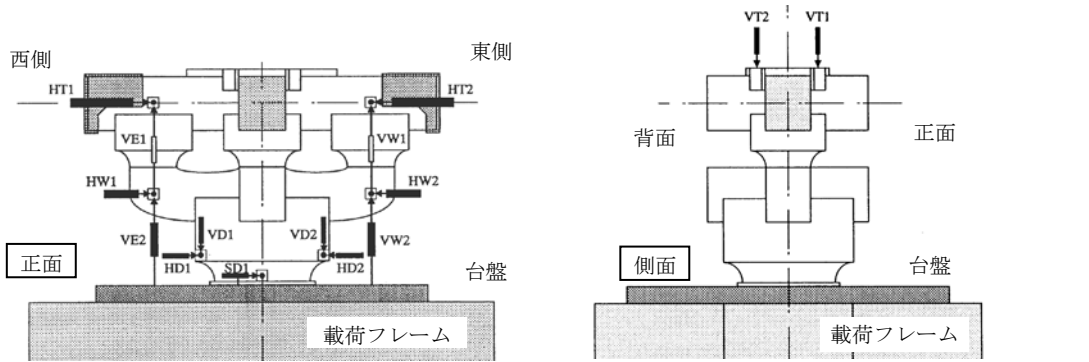
図 3.2.5 載荷プログラム

3.2.4 測定計画

測定は以下の項目について行なう。

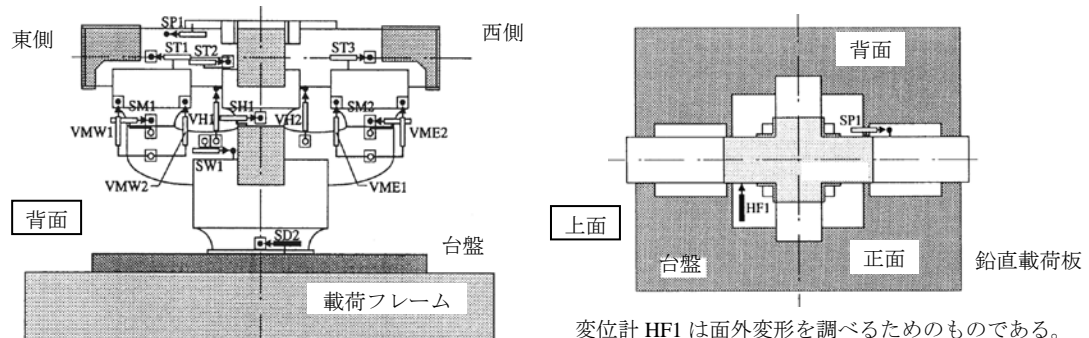
- (1) 荷重: 荷重の測定は水平力及び鉛直力について荷重計(ロードセル)を用いて行なう。
- (2) 変位: 変位は試験床(鋼製載荷フレーム)上に固定した台盤に対する各部の変位(絶対変位)と、試験体を構成する要素間の変位(相対変位)を測定する。試験体全体の变形モード及び試験体の各要素の回転や滑りなどが把握できるように変位計を設置する。
- (3) ひび割れ等の観察: 各加力サイクルでのひび割れ、潰れなどの発生や進展状況を把握するために観察を行ない、スケッチや写真撮影で適宜記録する。

図 3.2.6 に変位の測定位置を示す。写真 3.28 に変位計の取付状況を示す。



変形角の計算に用いる水平変位は、 $HT1$ と $HT2$ の平均から $SD1$ と $SD2$ (背面)の平均を差し引いた値とする。

2 本の変位計は、試験体全体の鉛直変位を測定するもので、試験体中心に対して点对称の位置にある。



変位計 $HF1$ は面外変形を調べるためのものである。変位計 $SP1$ は鉛直荷重载荷板と通し肘木の相対変位(滑り)を調べるためのものである。

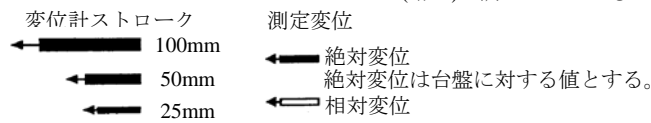
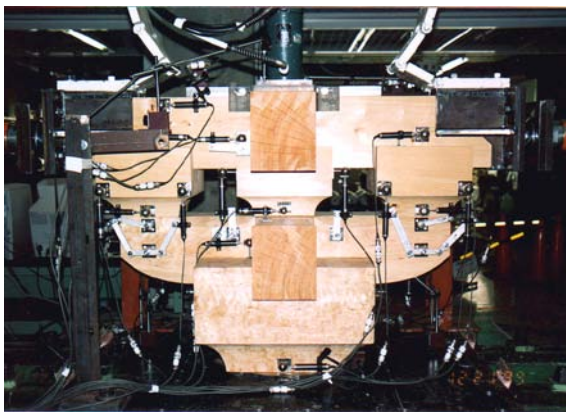


図 3.2.6 測定位置



相対変位を測定する



台盤からの絶対変位を測定する

写真 3.2.8 変位計取付け状況

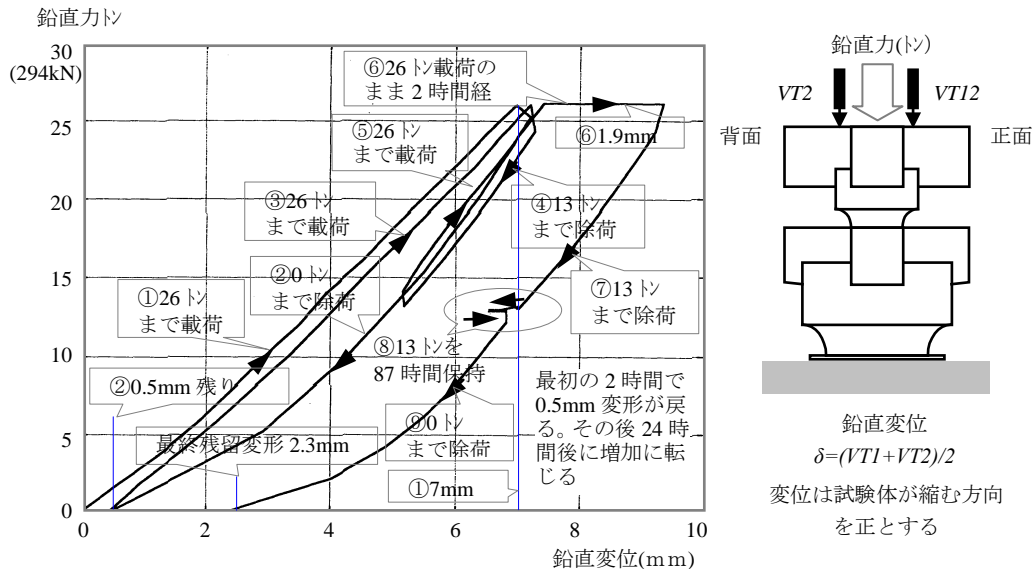


図 3.2.7 鉛直载荷実験結果

3.2.5 鉛直载荷実験結果

図 3.2.7 に鉛直荷重と鉛直変位の関係を示す。最初に 26t(255kN)まで载荷した際、約 7.0 mm の鉛直変位が生じた。この後に 0 t(0kN)まで除荷した際、約 0.5 mm の変形が残った。これは試験体の馴染み分の変形と考えられる。弾性変形は全体鉛直変位からこの馴染み分を除いたものと考えれば、26t(255kN) で 6.5 mm 程度と考えられる。約 2 時間 26t(255kN)を保持した際、変形が約 1.9 mm 伸びている。これは試験体の圧縮クリープ現象と考えられる。圧縮クリープが生じた後で荷重を半分にし、そのまま放置すると、2 時間の間変形は戻り続け、約 0.5 mm 戻ったところで止まり、それから約 24 時間後に増加に転じている。87 時間後に除荷を始めるまで増加は非常に僅かながら続いていた。最終的な残留変形は約 2.3 mm であった。この残留変形の大きさは圧縮クリープに大きく影響される。斗組部の圧縮クリープ性状に関するデータは現在のところ得られておらず、今後の課題である。

3.2.6 偏心载荷実験結果

偏心鉛直荷重の作用点は、肘木の側面から外側へ 50 mm、即ち試験体中心からは 155 mm の位置である。図-2.6.2 に偏心荷重の大きさと試験体の水平変形角の関係を示す。同図には東側に偏心载荷した場合と西側に偏心载荷した場合の結果を一緒に示してある。試験体の変形角は通し肘木両端の 2 つの測定点(巻斗中心線上)の水平変位量の平均から、大斗尻の滑りを差し引いた値を鉛直荷重 26t(255kN)導入後に実測した台盤から通し肘木中心線までの高さ(841 mm)で除して求めている。この後に続く実験のため、試験体に損傷を与えないよう配慮し、変形角が ±5/1000 rad を越えない範囲で载荷することとした。同図より、偏心载荷による試験体の水平変形は、東側载荷と西側载荷とでほぼ対称形に生じていることがわかる。変形角が 5/1000 rad 時の鉛直荷重も東側载荷、西側载荷ともに 8.5 t(83kN) と一致している。

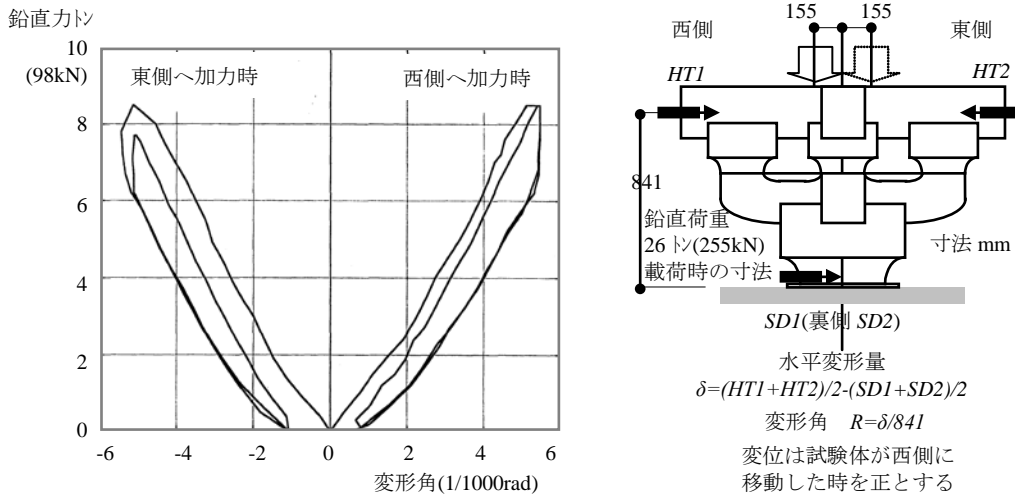


図 3.2.8 偏心荷重実験結果

3.2.7 水平荷重実験(大斗固定)結果

本実験では大斗の回転変形を拘束するための治具を取付た状態で、一定の鉛直荷重 26t(255kN), 17t(167kN) を試験体中心に作用させながら水平荷重を行なった。但し、この後に続く実験のため、試験体に損傷を与えないように配慮し、試験体の水平変形角が $\pm 1/1000$ rad までの範囲で水平荷重した。即ち、水平変形角 $\pm 0.5/1000$ rad と $\pm 1/1000$ rad を 2 サイクル繰り返した。初めに鉛直荷重 26t(255kN) 時の実験を行ない、続けて 17t(167kN) に落として実験を行なった。

図-2.6.3 に水平荷重と試験体の水平変形角の関係を、鉛直荷重が 26t(255kN) と 17t(167kN) の各々の場合について示す。26t(255kN) の鉛直荷重を行なう直前を変形角 0 としており、本実験では鉛直荷重 26t(255kN) を作用させた時点で変形角約 $-0.3/1000$ rad が生じている。即ち東側(試験体右側)にわずかに傾いたことになる。水平荷重はこの点からの開始となる。しかし、微小な変形領域(水平変形角 $1/1000$ rad 時、水平変形量 0.84 mm)であるにもかかわらず、そのループ形状は安定している。なお、通し肘木の回転により鉛直荷重の水平成分が生じるため水平荷重は総てその水平成分を考慮した(差し引いた)値である。

水平力 P (ト)

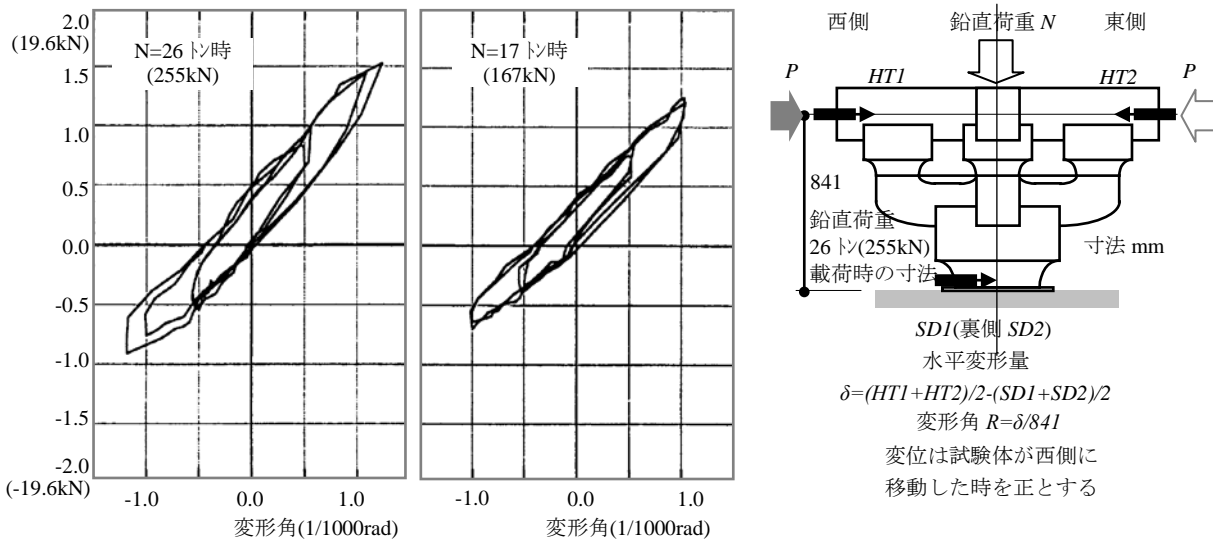


図 3.2.9 大斗固定モデルの全体変形

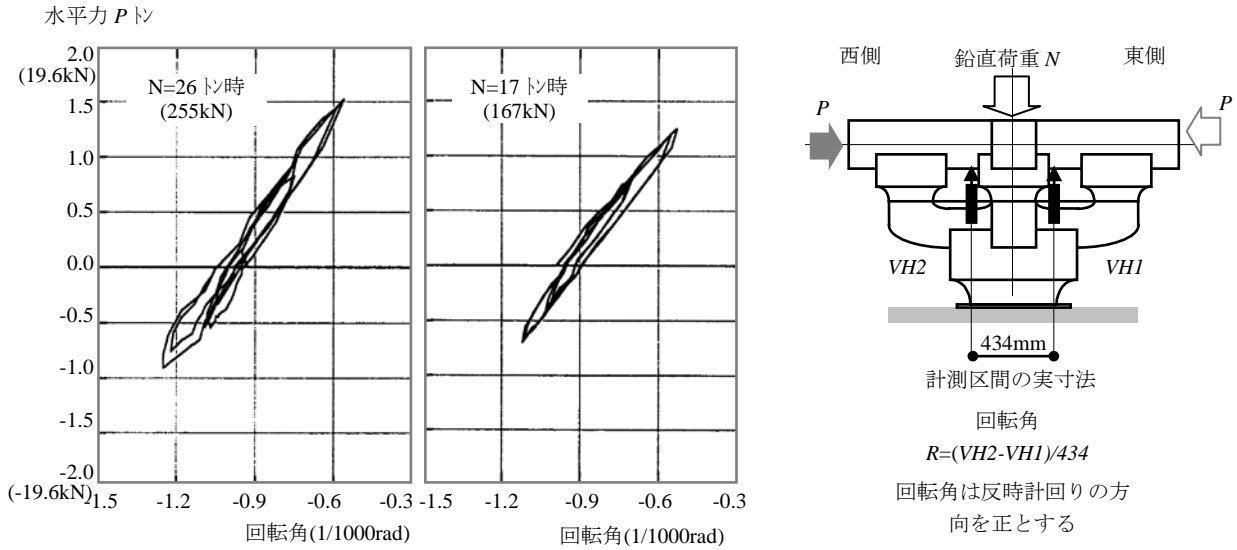


図 3.2.10 大斗固定モデルの方斗回転変形

図 3.2.10 ～図 3.2.12 に水平荷重と方斗、巻斗及び大斗の回転角(水平軸に対する回転角)との関係を、鉛直荷重が 26t(255kN) と 17t(167kN) の各々の場合について示す。斗の回転角は図中に示すように各斗の左右の測定点の鉛直変位の差を側点間距離で除して求めた。26t(255kN) の鉛直荷重が作用した時点で方斗は約-0.9/1000 rad 回転している。この時点をおおまかには最大±0.3/1000 rad 程度の振れ幅で変動していると見ることができる。

巻斗は鉛直荷重が作用した時点で 10/1000 rad 前後の回転角を生じている。これは鉛直荷重を受けた際に通し肘木から巻斗に力が伝わり、この力が下の杵肘木を「へ」の字に曲げるような作用をもたらし、結果として巻斗が杵肘木に対して相対的に大きく回転したことによるものである。即ち、現実には巻斗が回転したのではなく、杵肘木に大きな曲げ変形が生じたのである。この時点で巻斗尻に杵肘木に対して 2 mm 程度の浮き上がりが生じている。水平荷重により巻斗の回転角は変動するが、その変動幅は最大 0.5/1000 rad ～1/1000 rad 程度である。

大斗は固定治具により回転が拘束されているが、±1/1000 rad という微小な変形領域では十分な拘束効果を期待することは難しい。大斗の荷重－回転角関係を見ると、その変動幅は最大 0.6/1000 rad 程度である。

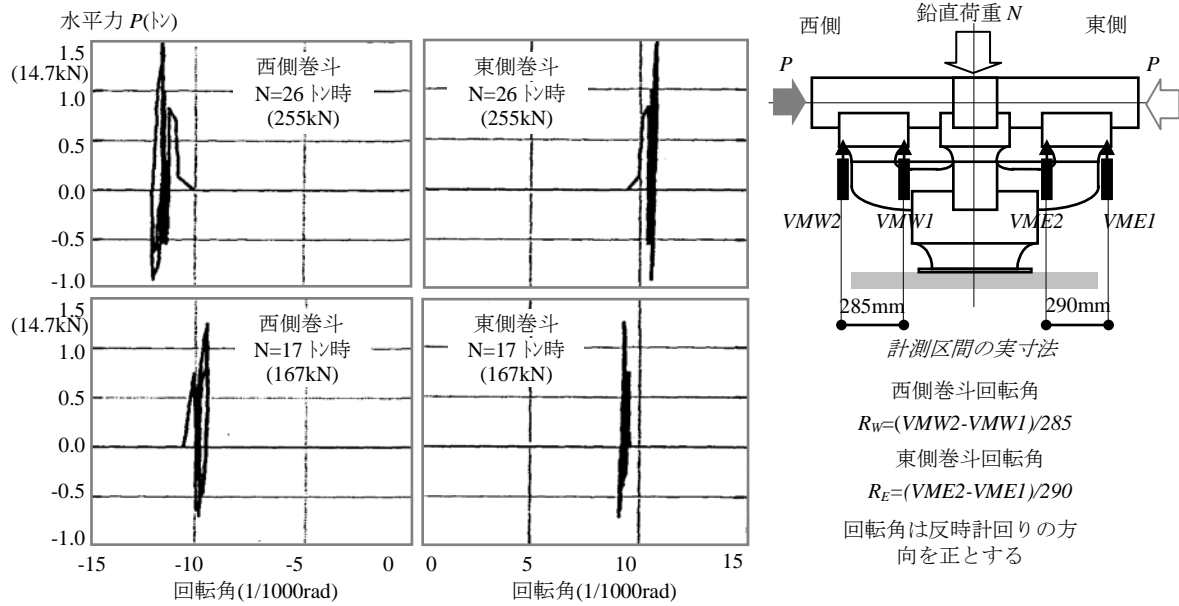


図 3.2.11 大斗固定モデルの巻斗回転変形

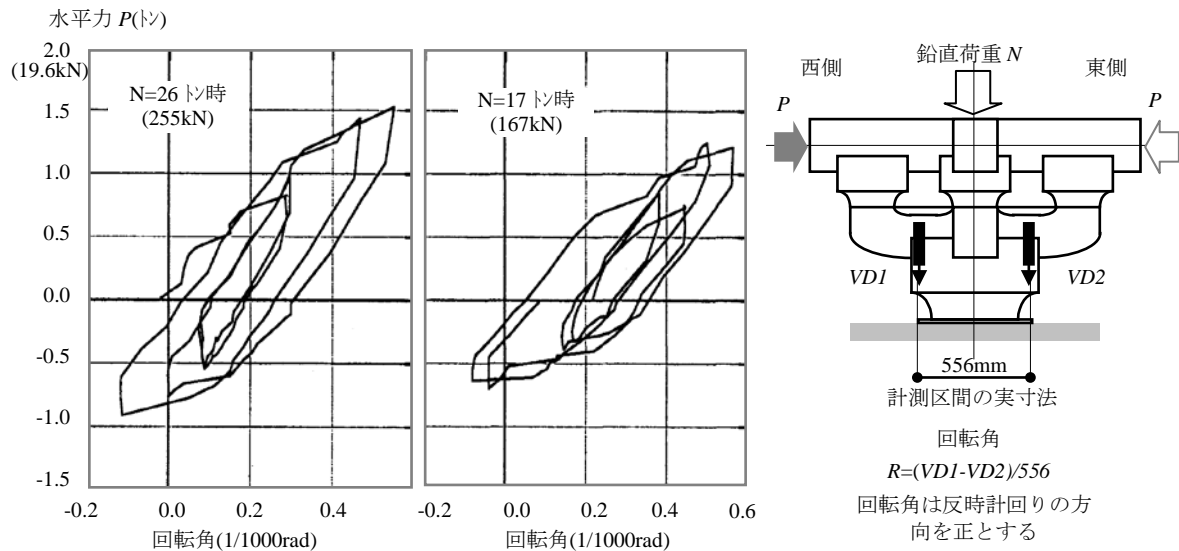


図 3.2.12 大斗固定モデルの大斗回転変

3.2.8 水平載荷実験(大斗ダボ木材内固定)結果

本実験は一連の実験の中で最も重要なものであり、「大斗ダボ木材内固定」、「大斗回転自由」、「鉛直載荷+繰り返し水平載荷」という主要条件の下で行なった。図 3.2.13~3.2.14 に鉛直荷重 26t(255kN) 及び 17t(167kN)時の水平荷重-水平変形角関係をそれぞれ示す。図 3.2.15 は両者の包絡線の比較を示したものである。

なお、通し肘木の回転により鉛直荷重の水平成分が生じるため、水平荷重は総てその水平成分を考慮した(差し引いた)値である。

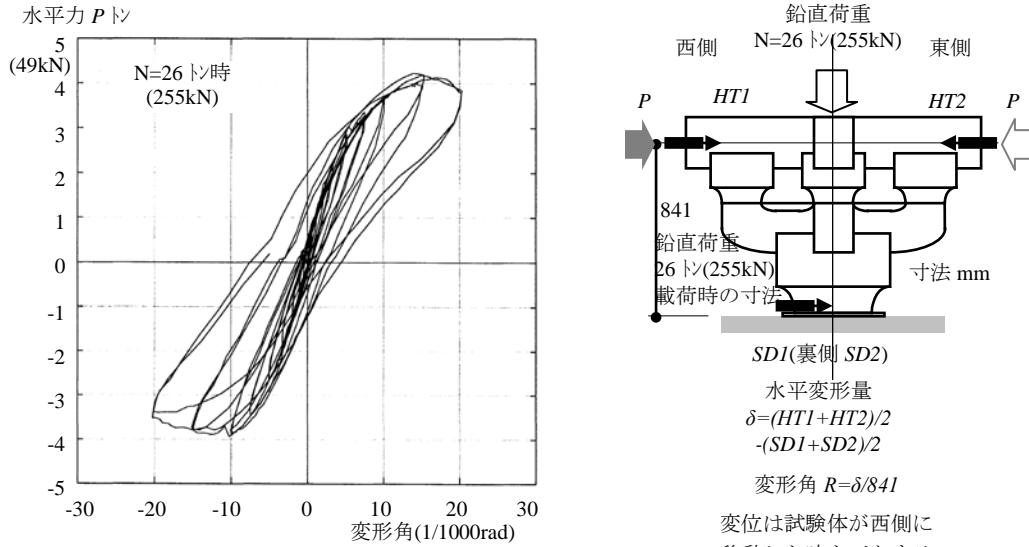


図 3.2.13 大斗ダゴ木板モデルの全体変形 N=26 トン(255kN)

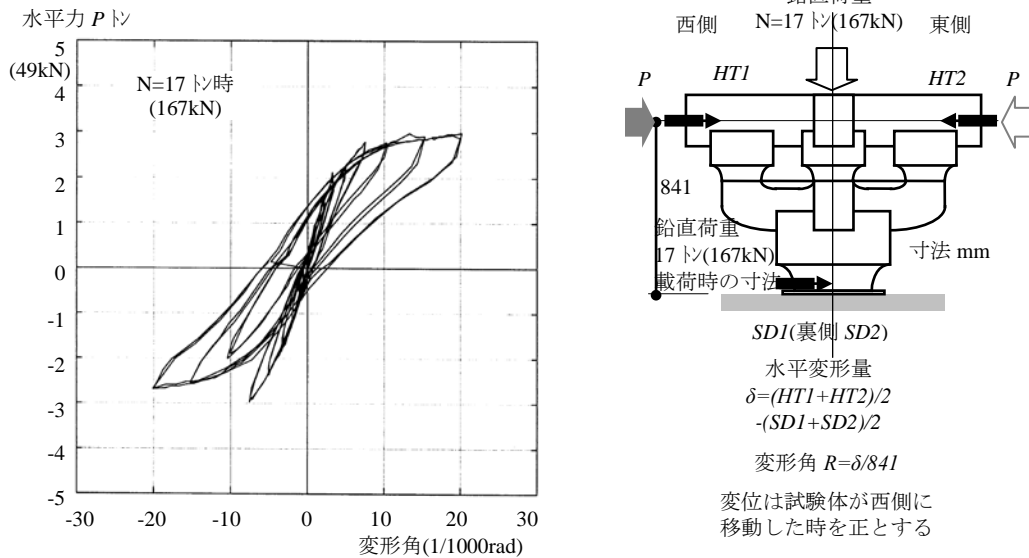


図 3.2.14 大斗ダゴ木板モデルの全体変形 N=17 トン(167kN)

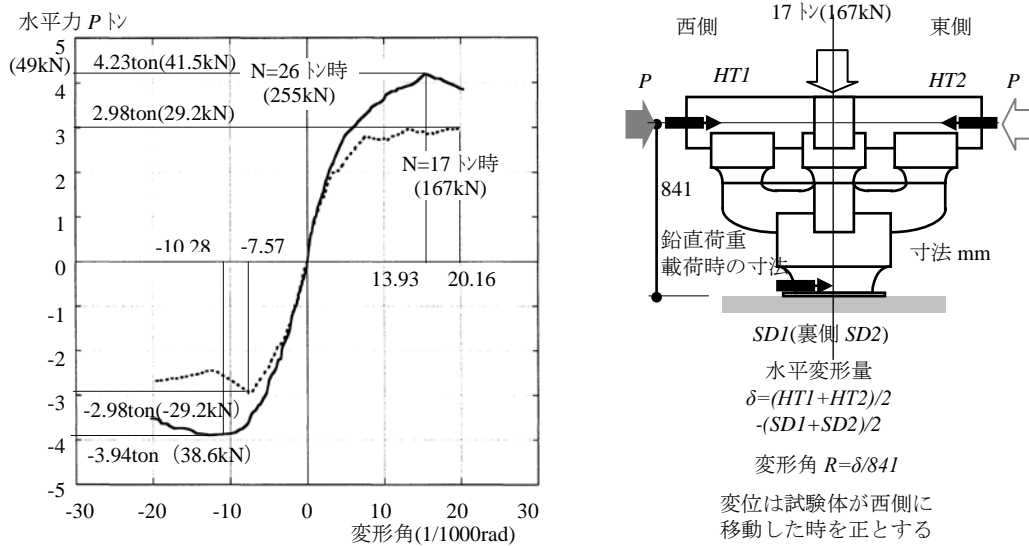


図 3.2.15 大斗ダゴ木板モデルの全体包絡線

載荷プログラムの第1ステージでは $\pm 0.5/1000 \sim \pm 3.3/1000$ rad の水平載荷を行なうが、このステージではいずれの鉛直荷重レベルに於いても、変形角 $\pm 2.0/1000$ rad まではほぼ水平荷重－変形角関係は弾性的な挙動を示し、この変形角を越えるあたりから徐々に剛性が低下し始めている。ここで第1ステージでの変形角 $+1.0/1000$ rad 時の剛性を初期剛性として求めると、鉛直荷重 $26t(255kN)$ 時の初期剛性は $17t(167kN)$ 時のその約1.5倍となる。鉛直荷重 $17t(167kN)$ 時の水平荷重－変形角関係、第2ステージ(変形角 $\pm 7.5/1000$ rad まで)と第3ステージ(変形角 $\pm 20/1000$ rad まで)の性状に隔たりが生じているのは、第2ステージに終了後に、鉛直荷重 $26t(255kN)$ の第3ステージを経験しているため、その際の残留変形と部分的に生じた潰れ等のために第2ステージの結果との間に不連続的な差異が生じている。

鉛直荷重 $26t(255kN)$ 、 $17t(167kN)$ の場合ともに、変形角 $\pm 10/1000$ rad 付近で大斗尻に浮き上がりが観測された。但し、これは肉眼で認識できる程度の浮き上がりであるため、微視的にはもっと早い段階で浮き上がりが生じている可能性がある。鉛直荷重 $26t(255kN)$ の場合、正側加力において変形角 $13.9/1000$ rad で最大耐力 $4.23t(41.5kN)$ に達し、負側加力においては変形角 $10.3/1000$ rad 時の $3.94t(38.6kN)$ が最大耐力であった。なお、最大耐力以降の耐力低下は緩やかである。鉛直荷重 $17t(167kN)$ の場合は最大耐力に至っていないが、グラフの傾きからほぼ最大耐力に近い状況にあると考えられる。

水平荷重－変形角関係は、いずれの鉛直荷重レベルに於いても変形角が $10/1000$ rad まではやや紡錘形に近い安定したループを描いているが、 $10/1000$ rad 以降は剛体浮き上がり変形に特有のS字型ループ曲線の傾向を示すようになる。また、同一変形に於ける繰り返し載荷による耐力低下は少なかった。鉛直荷重 $26t(255kN)$ の場合、変形角 $\pm 10/1000$ rad を終了して $\pm 15/1000$ rad のサイクルに入り、初めて $-15/1000$ rad に向かう途中、最大経験振幅の $-10/1000$ rad を越えた時に西側の巻斗がズンという音と共に滑り、一時的に荷重が低下した。この時の滑り量は杵肘木との間で 1.14 mm、通し肘木との間で 0.26 mmであった。包絡線は概ねバイリニア型である。

水平変形角レベル、鉛直荷重レベルに関わらず2回目のサイクルの耐力低下は少なく、鉛直荷重 $26t(255kN)$ の場合でデータの94%、 $17t(167kN)$ の場合でもデータの94%が低下率10%以下であった。特に最大耐力以降も繰り返し載荷による耐力低下が少ないことに注目したい。剛性についても、ピーク点の荷重に対する割線剛性とすればその低下は同様に少ないことになる。

図3.2.16～3.2.18に水平荷重と方斗、巻斗及び大斗の回転角(水平軸に対する回転角)との関係を、鉛直荷重が $26t(255kN)$ と $17t(167kN)$ の各々の場合について示す。方斗の回転角の変動幅は鉛直荷重 $26t(255kN)$ 時で最大 $4/1000$ rad、鉛直荷重 $17t(167kN)$ で最大 $3.5/1000$ rad 程度である。巻斗は鉛直荷重が作用した時点で $10/1000$ rad を越える回転角を生じている。この原因は杵肘木の曲げ変形である。水平載荷により巻斗の回転角は変動するが、同一振幅内での変動は鉛直荷重 $17t(167kN)$ の場合の方が少ない。同図中の鉛直荷重 $17t(167kN)$ 時の東側巻斗では3つのステージがはっきり区別できるほど変動が少ない。大斗の回転変形は試験体全体の水平変形に近い性状を有している。但し、大斗の回転変形の大きさは試験体全体の変形角よりも小さい。

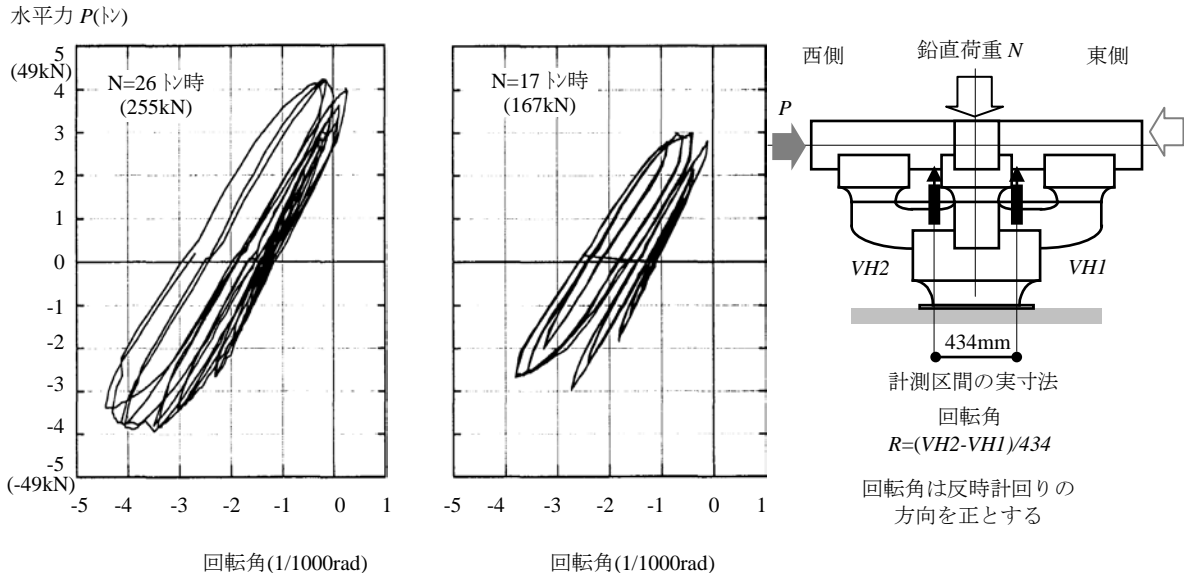


図 3.2.16 大斗ダゴ木板モデルの方斗回転変形

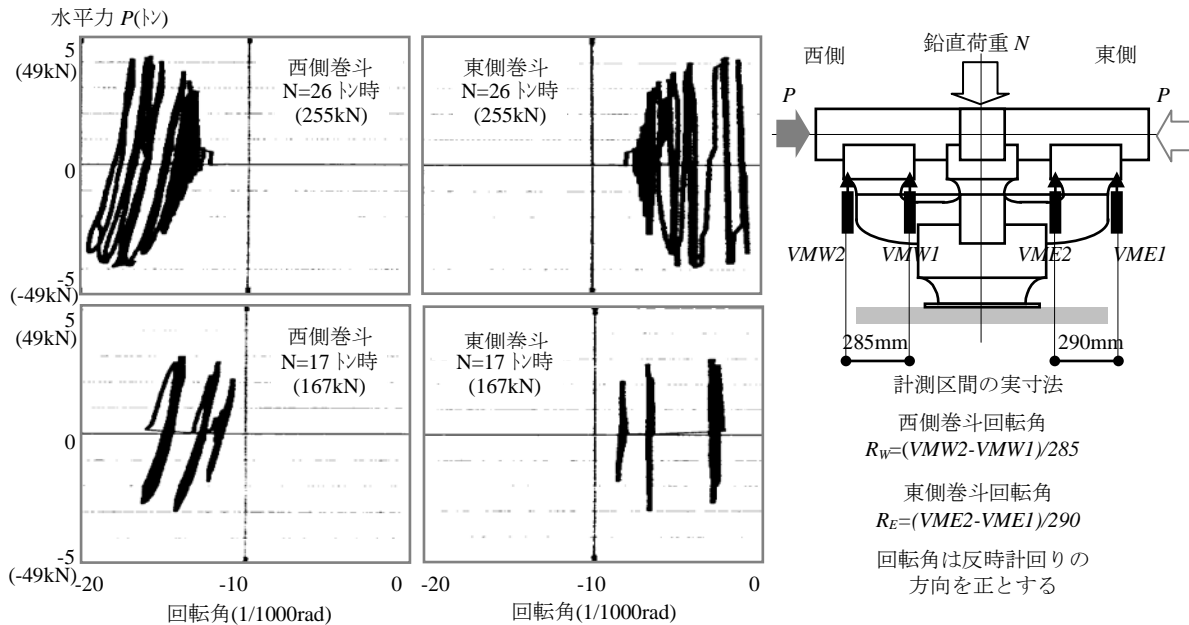


図 3.2.17 大斗ダゴ木板モデルの巻斗回転変形

変形角 $\pm 10/1000 \text{ rad}$ を越えたあたりで大斗尻にわずかな浮き上がりが観測され、この後試験体は最大耐力に至った。写真 3.2.9~3.2.11 に変形角 $\pm 20/1000 \text{ rad}$ 時の大斗尻の浮き上がり状況を示す。20/1000 rad 時の浮き上がり量は最大で 4mm 程度である。本実験結果のうち、水平载荷実験(大斗固定)に於ける最大水平荷重(変形角 $\pm 1/1000 \text{ rad}$ 時)に対応する部材の回転角を調べたところ、大斗固定の場合に対して、鉛直荷重が 26t(255kN)と 17t(167kN)の場合ともに大斗では約 3 倍、方斗では約 1 倍の回転量を示していた。しかし巻斗では減少し、約 0.9 倍の回転量であった。

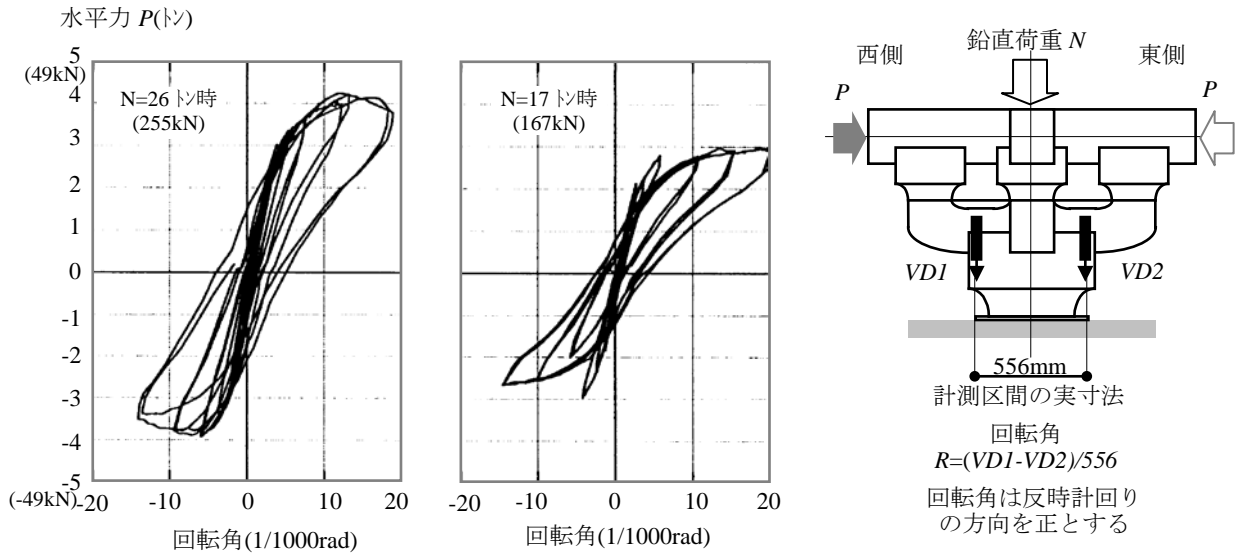


図 3.2.18 大斗ダボ木板モデルの大斗回転変形



写真 3.2.9 大斗尻の浮上り(北面・東側)
N=26ト(255kN) R=+20/1000

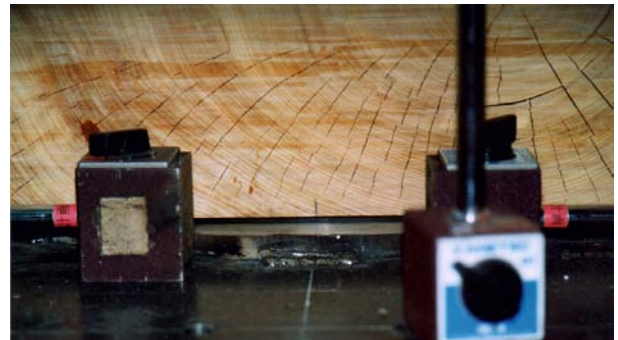


写真 3.2.10 大斗尻の浮上り(西面)
N=26ト(255kN) R=-20/1000



写真 3.2.11 大斗尻の浮上り(東面)
N=17ト(167kN) R=+20/1000

図 3.2.19 ~3.2.20 に水平荷重と斗および肘木の滑りとの関係を示す。大斗の滑りについては、鉛直荷重 17t(167kN)時のグラフが 2 つに分れているが、右の部分は鉛直荷重 26t(255kN)の第 3 ステージの後に行なった結果である。いずれの鉛直荷重においても、繰り返し水平載荷を受けながら徐々に西側に滑っていく様子が示されている。その滑り量は最終的に 0.8 mm ほどになっている。通し肘木の滑りについては、下の斗に対して加力方向と逆向きに滑っている結果となっている。これは見かけの現象であり、実際は水平載荷によって斗が回転することで現われた結果である。

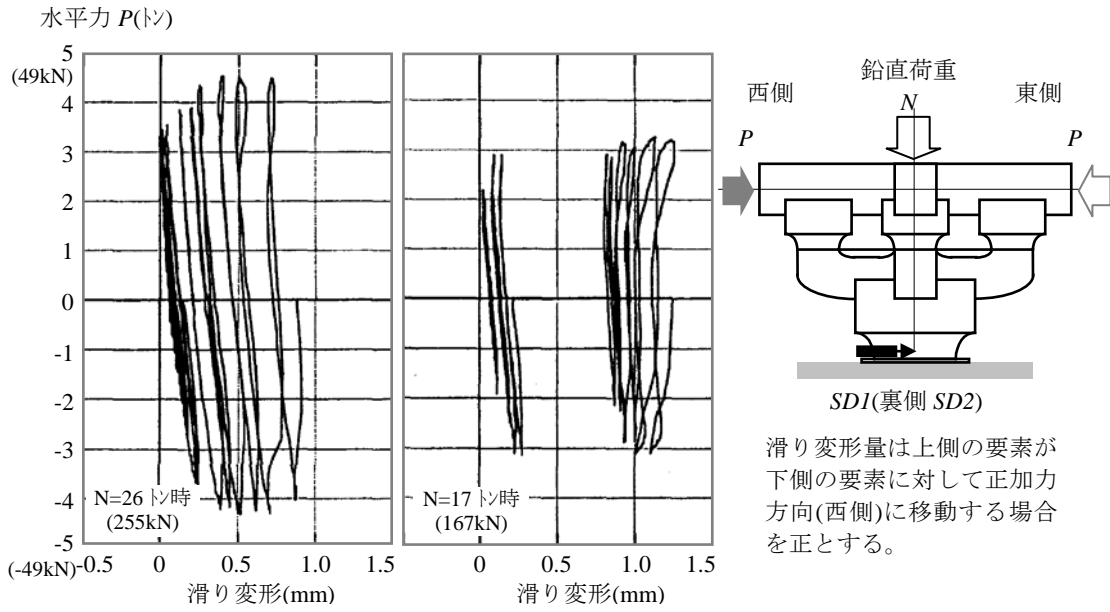


図 3.2.19 大斗ダボ木板モデルの大斗の滑り変形

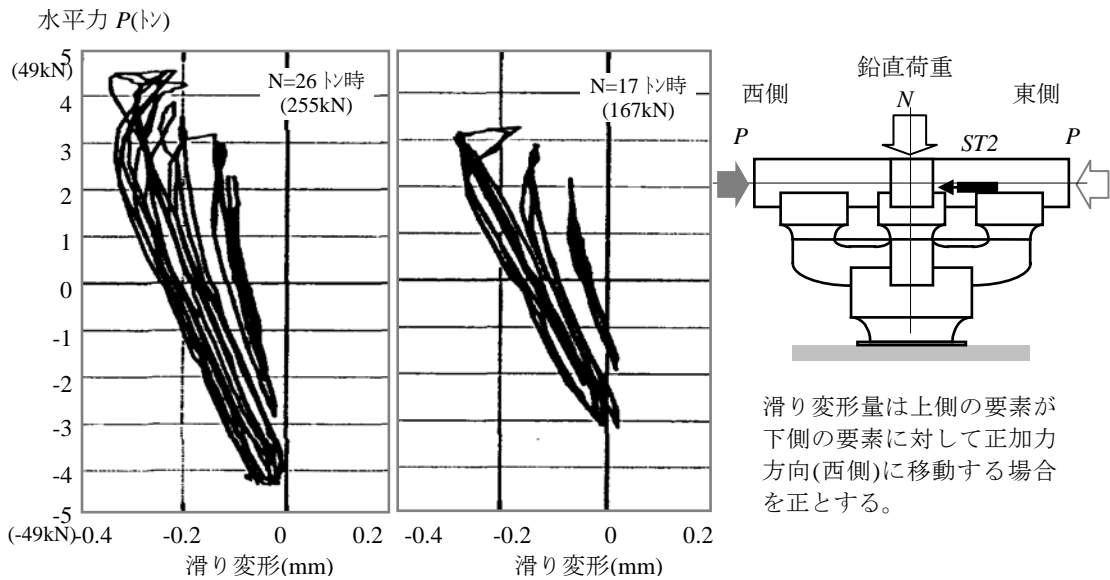


図 3.2.20 大斗ダボ木板モデルの通肘木と方斗の滑り変形

図 3.2.21～3.2.22 に鉛直荷重が 26t(255kN),17t(167kN)の場合の各ピーク時の水平方向の変形モードをそれぞれ示す。水平変形量は、通し肘木中央及び枠肘木中央の 2 つの高さ位置で求めている。これらの図から試験体の水平変形は特定の部分に集中することなく、ほぼ均等に变形していることがわかる。

等価粘性減衰定数 heq は、構造物が吸収するエネルギーを評価する尺度として用いられ、その値が大きいほど履歴によるエネルギー吸収量が大いであると判断される。図 3.2.23～3.2.24 にそれぞれ鉛直荷重が 26t(255kN),17t(167kN) の場合の各サイクル定常ループ(同一振幅に於ける 2 回目のサイクル時)に於ける等価粘性減衰定数 heq を示す。両者を比べると、鉛直荷重レベルの違いによる heq の差は少ないと言える。全体的な傾向としては、 heq は変位振幅が小さい領域では大きく(変形角 $\pm 0.5/1000\text{ rad}$ 時に 15%前後)、 $\pm 7.5/1000\text{ rad}$ あたりまで減少が続く。これを越えると heq は増加を始め、 $\pm 20/1000\text{ rad}$ では再び 15%前後になる。

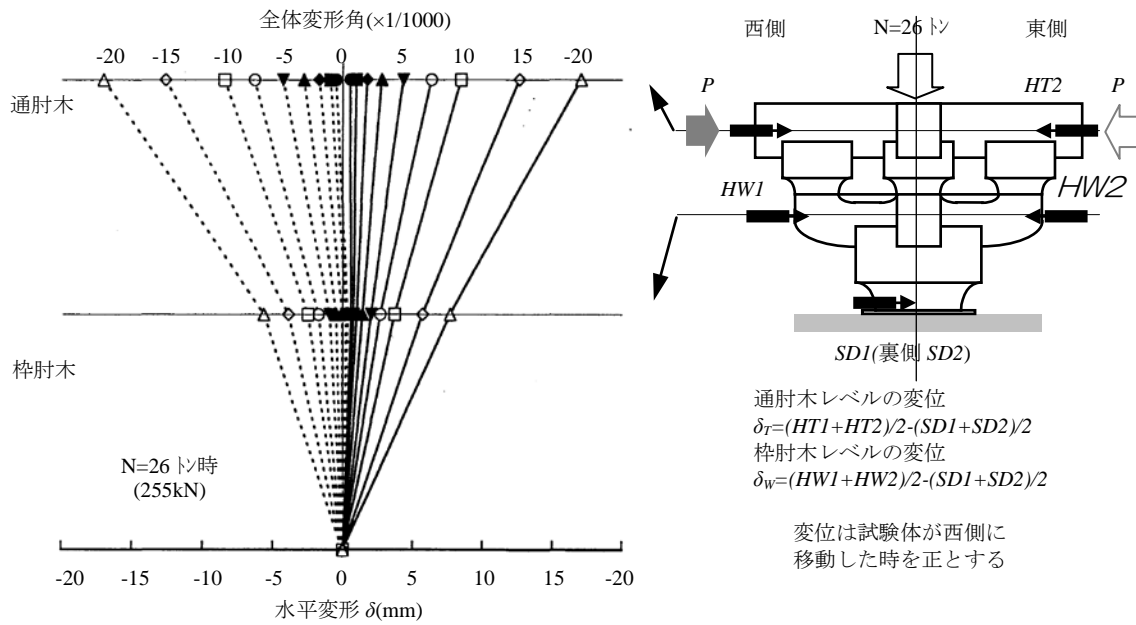


図 3.2.21 大斗ダゴ木板モデルの変形モード N=26 トン(255kN)

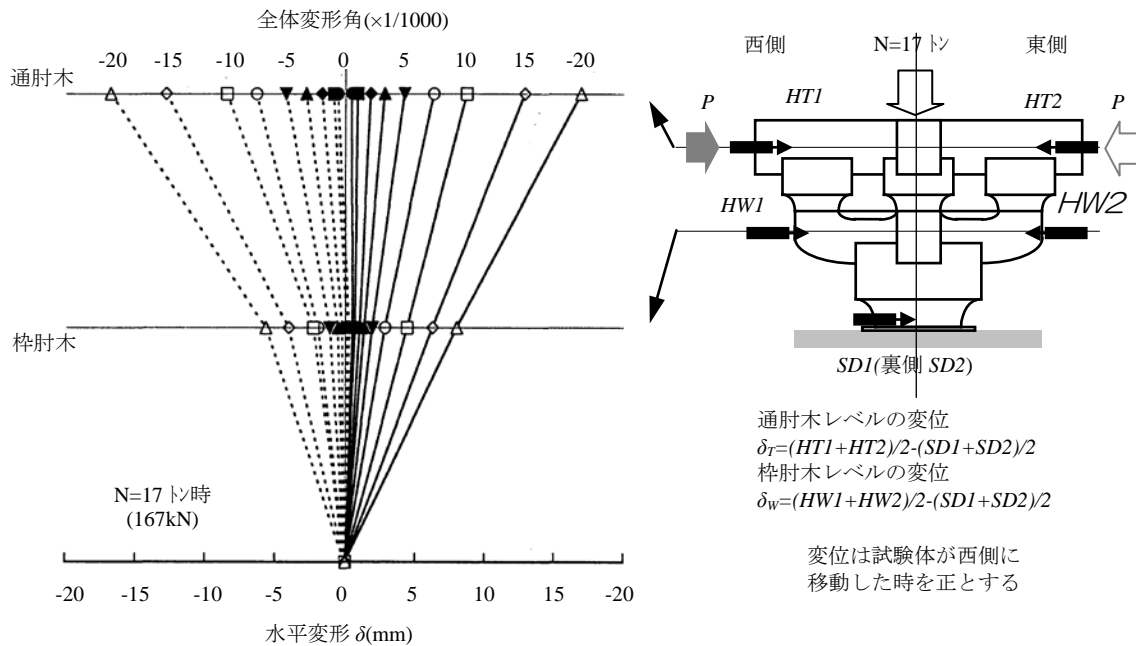


図 3.2.22 大斗ダゴ木板モデルの変形モード N=17 トン(167kN)

等価減衰定数 $heq(\%)$

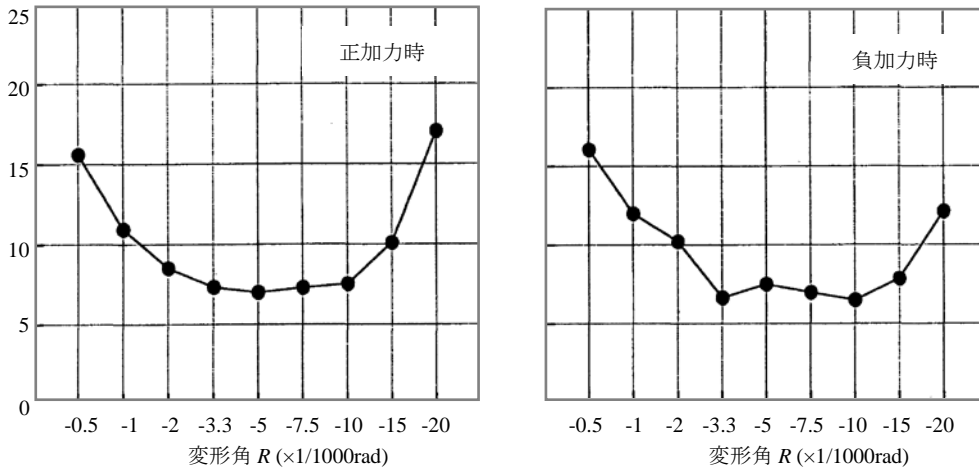


図3.2.23 大斗ダボ木板モデルの等価減衰定数 $N=26\text{ト}$ (255kN)

等価減衰定数 $heq(\%)$

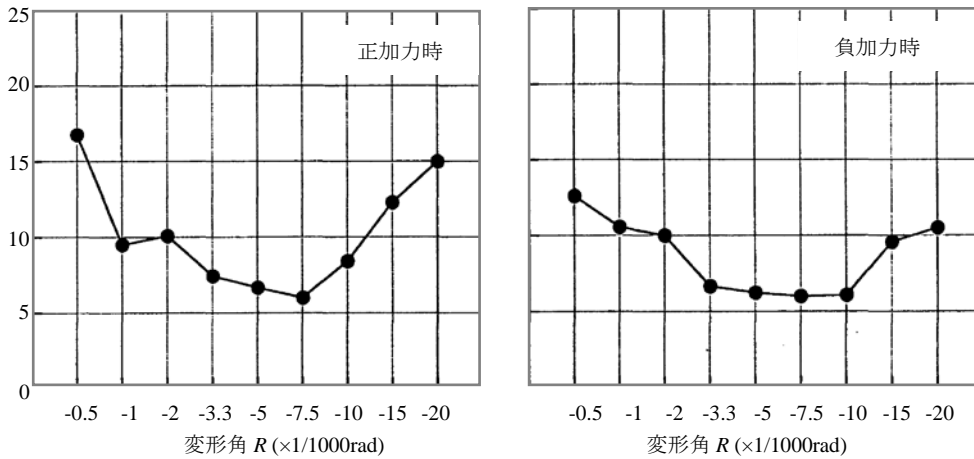


図3.2.24 大斗ダボ木板モデルの等価減衰定数 $N=17\text{ト}$ (167kN)

3.2.9 水平載荷実験(大斗ダボ鋼材内固定)結果

図 3.2.25～3.2.26 に鉛直荷重 26t(255kN)および 17t(167kN) 時の水平荷重－水平変形角関係をそれぞれ示す。図 3.2.27 は両者の包絡線の比較を示したものである。いずれの場合も、水平最大荷重は木材内固定の場合と大きな差はない。

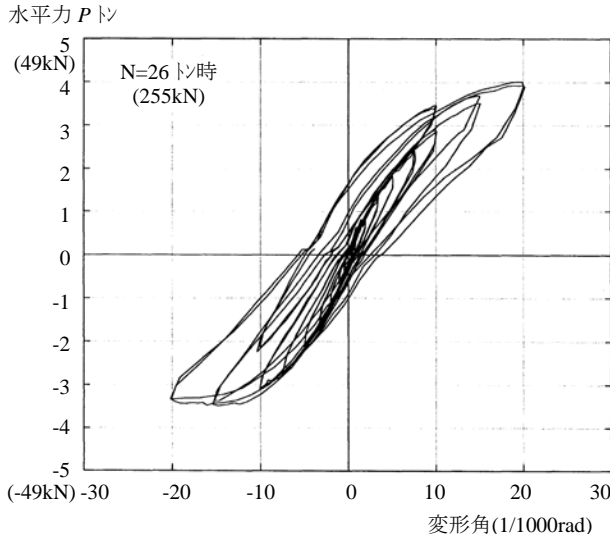


図 3.2.25 大斗ダボ鉄板モデルの全体変形(N=26 トン)

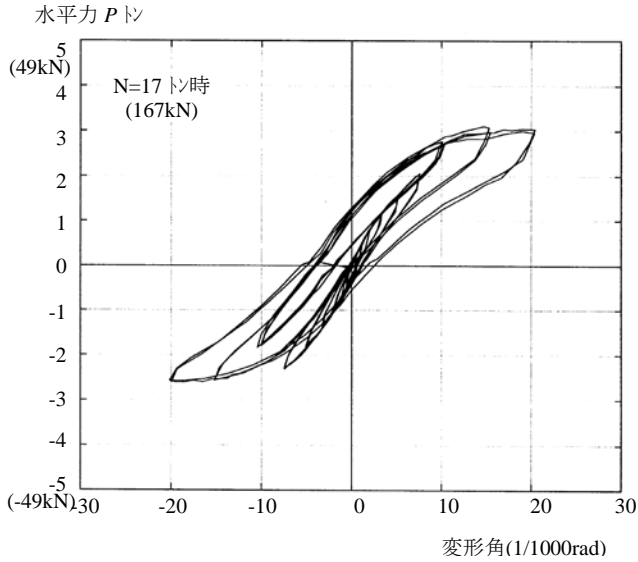
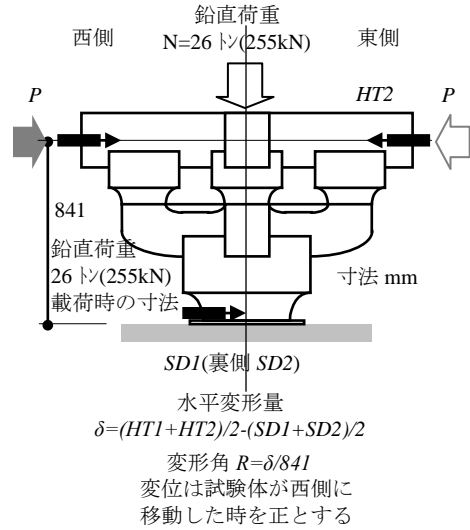


図 3.2.26 大斗ダボ鉄板モデルの全体変形(N=17 トン)

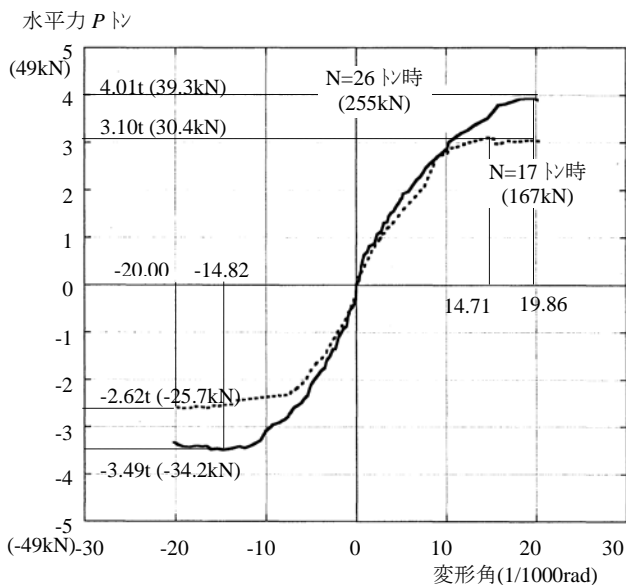
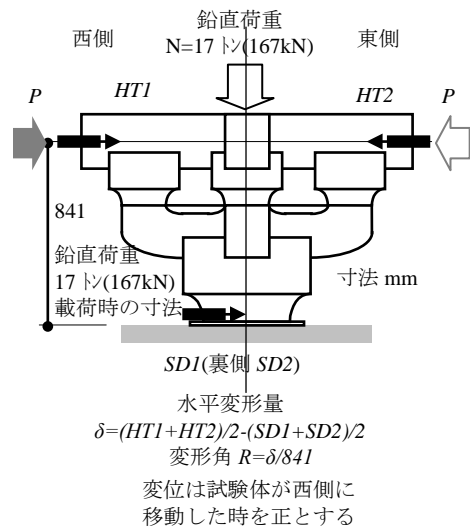
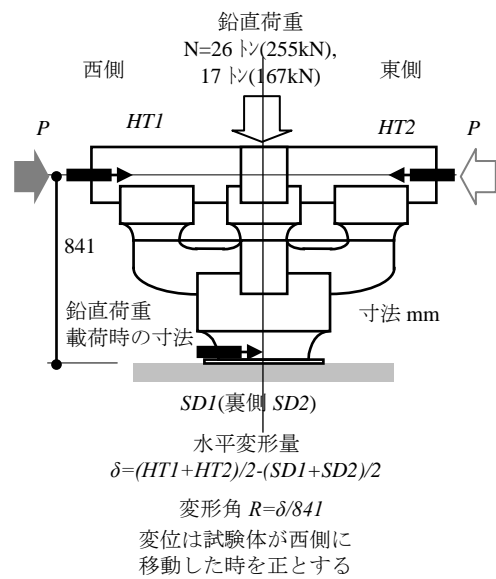


図 3.2.27 大斗ダボ鉄板モデルの全体包絡線



3.2.10 実験結果の検討

(1)傾斜復元力

以下では、実験結果の検討として、図 3.2.28 に示す実験モデルについて、実験結果が傾斜復元力モデルで説明できることを示す。なお、本節では鉛直荷重を N ではなく第 2 章との連続から W と表記する。検討においては図 3.2.29 の仮定を設ける。すなわち検討の対象とする試験体の変形は図 3.2.29(a)のように大斗の変形で代表する。図 3.2.21 や図 3.2.22 で示されるように、試験体の変形は大斗の回転が支配的であるが、その上の 3 つの斗の回転によって全体の変形が増大している。ここで問題となるのは、図 3.2.29(b)のように傾斜復元力モデルで荷重載荷点が増大によってさらにモーメントを加算する側に動くことである。もうひとつは図 3.2.29 (c)に示すようにダボの拘束によって曲げ抵抗が増加することで、(b)とは逆の効果となる。検討では大斗の回転変形と水平力の関係を対象とする。大斗回転モデルの実験結果としてはダボ仕様の差によって図 3.2.15 と図 3.2.27 があるが、両者の差は大きくはない。

検討には第 2 章から以下の諸式を用いる。大斗の浮上り限の回転角 θ_0 と大斗鉛直バネ定数 k との関係は、図 2.3.4 から、

$$\theta_0 = \frac{2W}{B^2k} \tag{3.2.1}$$

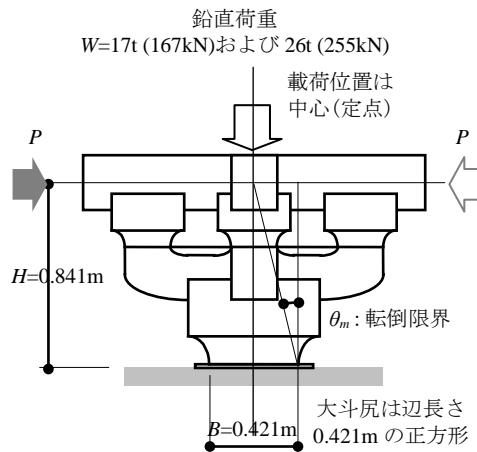


図 3.2.28 計算に用いる試験体寸法

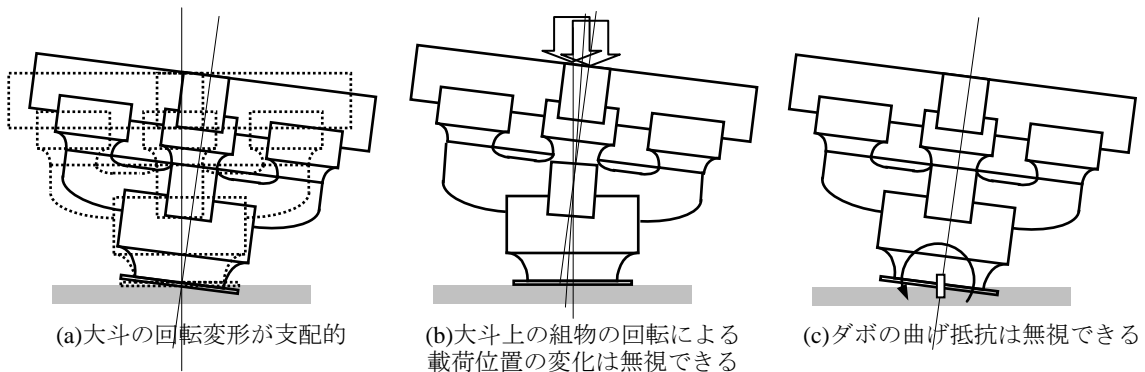


図 3.2.29 計算の仮定

ここで、 W は載荷される鉛直荷重、 B は大斗尻の寸法である。以下ではデータの都合上で単位は tonf と m を用いる。

浮上り後の大斗の回転角 θ と浮上り率 α の間には、

$$\theta \geq \theta_0 : \alpha = 1 - \sqrt{\frac{\theta_0}{\theta}} \quad (3.2.2)$$

無次元変位 $x=\delta/B$ や無次元水平力 $y=PH/WB$ は第2章から

$$x = 1 - \sqrt{1 + \lambda^2 \sin(\theta_m - \theta)} \quad (3.2.3)$$

$$y = \frac{1}{2} \times \frac{\lambda^2(1 + 2\alpha - 3x)}{3\lambda^2 + (1 + 2\alpha)x} \quad (3.2.4)$$

と表される。ここで、(3.2.4)式で 1/2 としているのは、載荷位置が常に中心位置で変化しないのでモーメントの効果が第2章のモデルの 1/2 となるためである。またアスペクト比も載荷位置の関係から、

$$\lambda = \frac{2H}{B}, \quad \tan \theta_m = \frac{B}{2H} = \frac{1}{\lambda} \quad (3.2.5)$$

と訂正される。

(3.2.4)式を有次元化すると、

$$P = \frac{yWB}{H} = \frac{WB}{2H} \times \frac{\lambda^2(1 + 2\alpha - 3x)}{3\lambda^2 + (1 + 2\alpha)x} = \frac{\lambda(1 + 2\alpha - 3x)}{3\lambda^2 + (1 + 2\alpha)x} W \quad (3.2.6)$$

とくに浮上り限である $\alpha=0$ の時の P を P_0 、 x を x_0 とすれば、 x_0 は 1 に比べて小さいので

$$P_0 = \frac{\lambda(1 - 3x_0)}{3\lambda^2 + x_0} W \cong \frac{\lambda}{3\lambda^2} W = \frac{W}{3\lambda} = \frac{WB}{6H} \quad (3.2.7)$$

すなわち、浮上り限のモーメント $WB/6$ を高さ H で除して与えられる。ただし厳密に言えば、分子の $-3x_0$ と分母の $+x_0$ の影響によって P_0 は $WB/6H$ よりも少し小さくなる。

(2)実験結果の検討

まず大斗尻のバネ定数はめり込み式などを用いて求めることも可能であるが、ここでは建築基礎構造設計指針¹⁰に紹介されている Steinbrenner による有限厚さの地盤の変形計算式を用いる。基本的な材料パラメータとして、ひのき材の繊維直交方向の弾性係数を $2.5\text{t/cm}^2=25000\text{t/m}^2$ (245MPa)、ポアソン比を 0.4 とする。一般に繊維直交方向の弾性係数は繊維方向の 1/25 程度とされているが、針葉樹ではもう少し小さいようである。ここで採用した 2.5t/cm^2 (245MPa)は繊維方向 90t/cm^2 (8820MPa)の 1/36 にあたる。ポアソン比は 0.4 としたが、異方性材料である木材を等方性として扱うことも問題がある。実験において基本的な材料定数を確認しておくべきであった。

厚さは図 3.2.3 より大斗の載荷面から反力面までの寸法である 0.29m とする。平面的に無限大で厚さ 0.29m の弾性体の表面 $0.412\text{m} \times 0.412\text{m}$ 部分に 26t(255kN)が作用した場合の載荷中央点の鉛直変形を Steinbrenner 式で計算すると、0.000496m となる。したがって奥行き寸法 $D=0.412\text{m}$ を考慮すると(3.2.1)式のバネ定数 k は

$$k = \frac{\sigma}{\delta} D = \frac{26/0.412^2}{0.000495} \times 0.412 = 127,000\text{t/m}^2 = 12.7\text{t/cm}^2 = 124\text{kN/cm}^2 \quad (3.2.8)$$

したがって、

$$\theta_0 = \frac{2W}{B^2k} = \frac{2 \times 26}{0.412^2 \times 127000} = 0.00241\text{rad} \quad (3.2.9)$$

k は載荷荷重の大きさによらないので、 $W=17\text{t}$ (167kN)の場合も同じである。ポアソン比が大きくなると横方向の変形が大きくなるので横拘束圧が増大して沈み込み変形は小さくなり、結果として k は大きくなる。このように、モデルおよび採用する定数によって k は変化するので、 k を5,10,15 t/cm^2 に変化させて(3.2.6)式などの斗の回転角と作用水平力を図3.2.30で比較する。バネ定数 k が小さくなると、第2章の図2.3.8や図2.3.9と同様に、初期剛性、最大耐力とも低下する。

$k=12.7\text{t/cm}^2$ (124kN/cm²)として図3.2.15の実験結果と比較すると図3.2.31のようになる。ここで、実験結果として、大斗ダボ木板モデルを示している。図3.2.27の大斗ダボ鉄板モデル結果は記述のように最大耐力については、大斗ダボ木板モデルと大きな差はない。 $P=0.5\text{t}$ (4.9kN)を超えた点で剛性が大きく低下しているが、実験の繰り返しによる劣化なのか理由は不明である。したがって、実験と解析の比較は大斗ダボ木板モデルに限定されるが、両者の対応は良好である。すなわち、実験結果に見られる降伏現象は材料の塑性化によるものではなく、傾斜復元力の $P\Delta$ 効果によるものであり、材料としては弾性が保たれている。

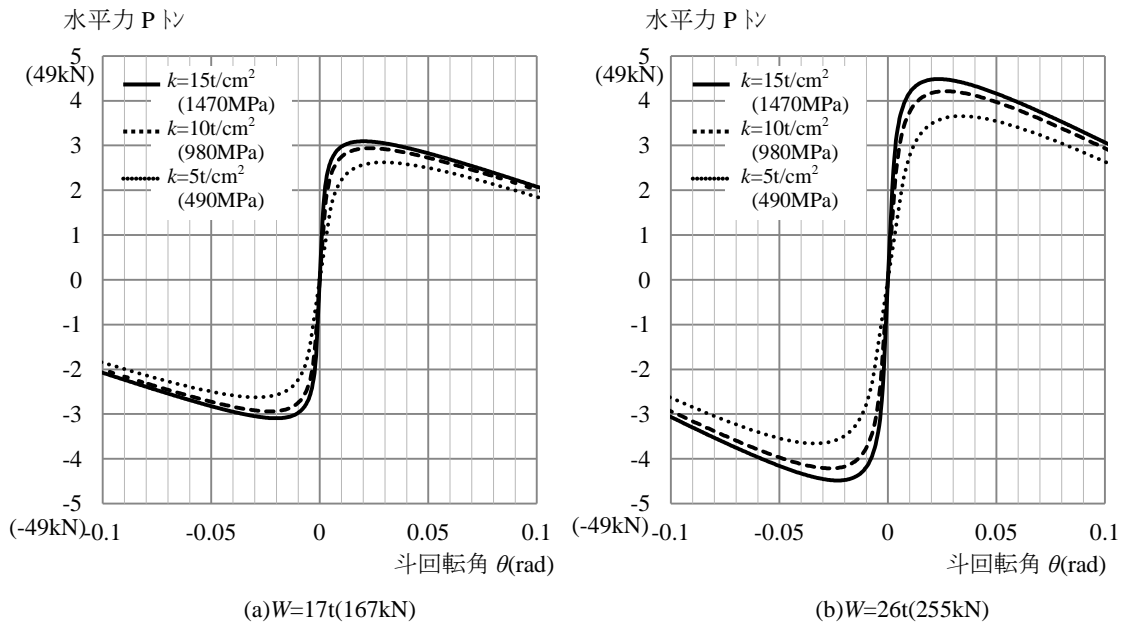


図 3.2.30 斗復元力と端面バネ定数の関係

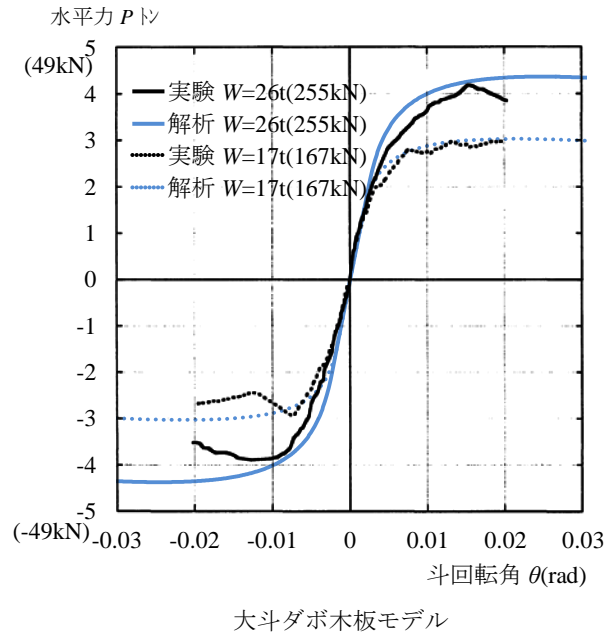


図 3.2.31 試験体変形角実験値と大斗回転変形計算値の比較

3.2.11 試験体の損傷状況

(1)水平載荷実験前の状況

鉛直載荷実験は12月9日～13日、大斗固定実験は12月14日、偏心載荷実験は12月15日に実施した。水平載荷実験(大斗ダボ木材内固定)は12月16日～17日に実施したが、写真3.2.12～写真3.2.15に16日の開始直前の試験体の状況を示す。通し肘木については、9日に実験を開始する前に既にほぼ写真3.2.12～写真3.2.13の状況であった。写真3.4.14の杵肘木については、変位計取付金物から左に伸びているひび割れは9日の開始前には生じていなかった。一方、桁材との接合部から右に伸びているひび割れは9日の開始前とほぼ同じ状況であり、鉛直載荷実験から偏心載荷実験までの3実験の影響は殆どなかったと考えられる。

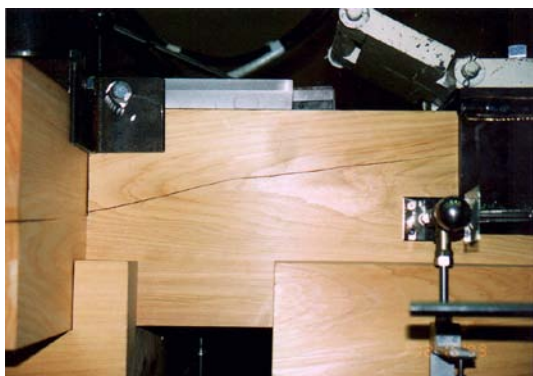


写真 3.2.12 通し肘木のひび割れ(南面・東側)
水平載荷実験 12/16 開始直前の状況

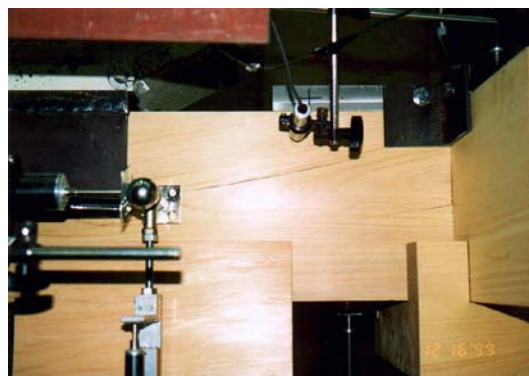


写真 3.2.13 通し肘木のひび割れ(南面・西側)
水平載荷実験 12/16 開始直前の状況



写真 3.2.14 杵肘木のひび割れ(南面・東側)
水平載荷実験 12/16 開始直前の状況



写真 3.2.15 大斗底面の状況(上が南側・右が東側)
水平載荷実験終了後 12/18 の状況

(2)水平載荷実験(大斗ダボ木材内固定)終了後の状況

水平載荷実験(大斗ダボ木材内固定)終了後に試験体を部分解体した際の状況を写真3.2.15～写真3.2.23に示す。以下に各写真の説明を記す。

- ・写真 3.2.15：大斗底面が茶色に変色しているのは円盤鋼板のサビが付着したためである。円形鋼板は試験体組立時にはサビは生じていなかった。ダボ穴の状態は健全である。
- ・写真 3.2.16～写真 3.2.17：ダボ長さ 115 mm のうち、大斗内の埋め込み長さは 45 mm で、円形鋼板の 15 mm 分を合わせて、残り 55mm 分が台盤内の木材に埋め込まれたことになる。ダボの

はまり具合は、台盤側は人の手の力で振じりながら取れる程度であったが、大斗側はダボに布を巻いてから大きなペンチで少しずつ回しながら抜いた。ダボに変形した形跡はなく、ほぼ健全な状態である。但し、南側の台盤内木板天端位置に僅かに筋が残っている。

- ・写真 3.2.18：台盤内木材のダボ穴の状態は健全である。
- ・写真 3.2.19～写真 3.2.20：杵肘木下面の大斗接触面端部にはめり込みの跡が残っている。
- ・写真 3.2.21～写真 3.2.23：大斗底面には円形鋼板の形のめり込みが残っている。めり込みの深さは 0.4～2.0 mm で、写真-2.8.10 の南面西側が最も深く (2.0 mm)，南側面で平均 1.5 mm 程度，北側，東側面は平均 0.5 mm 程度，西側面は平均 0.6 mm 程度であった。このような不均等なめり込みが生じた理由として考えられるのは大斗下部の年輪構成である。後述の写真 3.2.28 を見



写真 3.2.16 大斗下ダボの状況(東側面)
水平載荷実験終了後 12/18 の状況



写真 3.2.17 大斗下ダボの状況(西側面)
水平載荷実験終了後 12/18 の状況



写真 3.2.18 台盤内木材のダボ穴
水平載荷実験終了後 12/18 の状況



写真 3.2.19 杵肘木下面大斗東側接触部
水平載荷実験終了後 12/18 の状況



写真 3.2.20 杵肘木下面大斗西側接触部
水平載荷実験終了後 12/18 の状況



写真 3.2.21 大斗尻のめり込み(南面・西側)
水平載荷実験終了後 12/18 の状況

ると、南側(写真左側)に材芯があり、大斗の底面では左側端が板目、右側端が柃目になっている。一般的に年輪に対して半径方向(板目面)と接線方向(柃目面)のヤング率は大略2倍異なることされており、この物性の差が上記のめり込み差を生じさせたと考えられる。



写真 3.2.22 大斗尻のめり込み(西面・南側)
水平載荷実験終了後 12/18 の状況

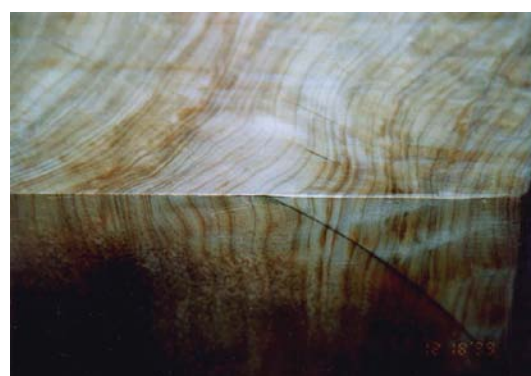


写真 3.2.23 大斗尻のめり込み(東面・北側)
水平載荷実験終了後 12/18 の状況

(3)全実験終了後の状況

全実験終了後に試験体を解体した際の状況を写真 3.2.24 ～写真 3.2.41 に示す。以下に各写真の説明を記す。

- ・写真 3.2.24：大斗底面の円形鋼板によるめり込みの深さは、12月18日測定時と殆ど変わっていない。
- ・写真 3.2.25：大斗底面のダボ穴の状態は健全である。
- ・写真 3.2.26 ～写真 3.2.27：ダボを抜き出すことが困難であったため、鋼板に入った状態で撮影した。鋼板から出ている部分については変形は認められず、ほぼ健全な状態である。但し、東側面の大斗底面位置に筋が残っている。これは12月18日測定時には見られなかったものである。しかし西側面にはこのような筋は生じていない。
- ・写真 3.2.28：乾燥によるひび割れで、実験場搬入時(12月6日)には殆ど発生していなかった。西側面にも同様のひび割れが発生している。
- ・写真 3.2.29：桁材との接合部から右に伸びているひび割れは、16日(写真-2.8.3)の状況よりも割れが進展しているが、荷重と乾燥のどちらによるものかは判断が付きにくい。
- ・写真 3.2.30：桁材との接合部から左に伸びているひび割れは、16日の水平載荷実験開始前の時点では5cmほどの長さであったが、最終的にこの写真の状況に至っている。これも荷重と乾燥のどちらによるものかは判断が付きにくい。
- ・写真 3.2.31：左側が大斗接触部で、めり込み深さは最大で1mm程度。
- ・写真 3.2.32：右側が大斗接触部で、めり込み深さは最大で0.5mm程度。
- ・写真 3.2.33：方斗が載っていた桁材の方斗との接触面である。接触部のみ全体に0.5mm程のめり込みが認められる。
- ・写真 3.2.34～写真 3.2.35：ダボを抜き出す際、表面にキズが残ることが懸念されたため、1cm程引き出した状態で撮影した。接触面位置に全周に亘って筋が残っているが、ごく表面的なものである。大斗内の埋め込み深さ27mm、桁内埋め込み深さは31mmである。

- ・写真 3.2.36～写真 3.2.37：接触面位置に全周に亘って筋が残っている。筋の深さは西側面が最も深い(最大で 0.4 mm 程度)。大斗内の埋め込み深さ 28 mm，桁内埋め込み深さは 30 mm である。
- ・写真 3.2.38～写真 3.2.39：接触面位置に全周に亘って筋が残っている。筋の深さは東側面が最も深い(最大で 0.6 mm 程度)。大斗内の埋め込み深さ 28 mm，桁内埋め込み深さは 30 mm である。
- ・写真 3.2.40～写真 3.2.41：通し肘木のひび割れについては、16 日の水平載荷実験開始前の状況(写真 3.2.12 および写真 3.2.13)と殆ど変化はない。

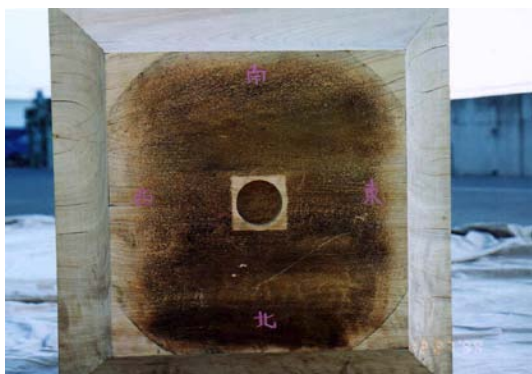


写真 3.2.24 大斗底面の状況
(上が南側・右が東側)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.25 大斗底面のダボ穴
(上が南側・右が東側)
全実験終了後 12/27 の状況

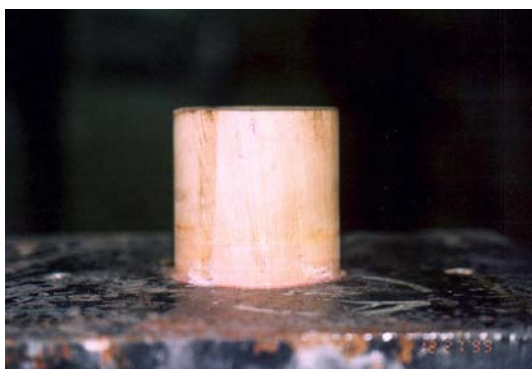


写真 3.2.26 大斗下ダボ(東側面)
全実験終了後 12/27 の状況

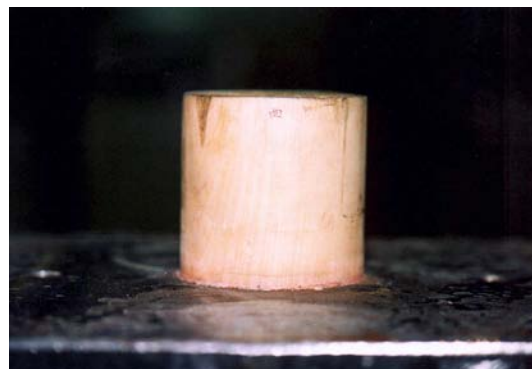


写真 3.2.27 大斗下ダボ(西側面)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.28 大斗側面のひび割れ (東側面)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.29 梓肘木のひび割れ (南面・東側)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.30 枳肘木のひび割れ (南面・西側)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.31 枳肘木下面大斗東側接触部
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.32 枳肘木下面大斗西側接触部
全実験終了後 12/27 の状況

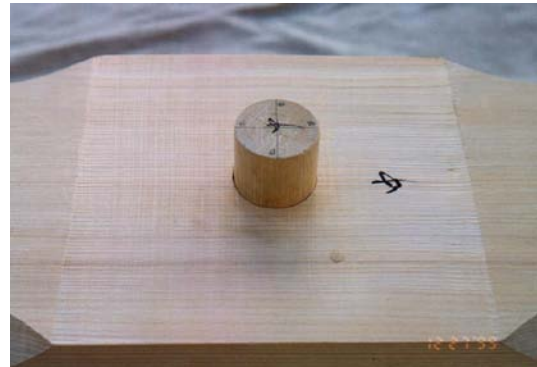


写真 3.2.33 桁材上面方斗接触部
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.34 方斗下ダボの状況(東側面)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.35 方斗下ダボの状況(西側面)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.36 東側巻斗下ダボの状況(東側面)
全実験終了後 12/27 の状況



写真-3.2.37 東側巻斗下ダボの状況(西側面)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.38 西側巻斗下ダボの状況(東側面)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.39 西側巻斗下ダボの状況(西側面)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.40 通し肘木のひび割れ(南面・東側)
全実験終了後 12/27 の状況



写真 3.2.41 通し肘木のひび割れ(南面・西側)
全実験終了後 12/27 の状況

3.2.12 まとめ

(1) 鉛直載荷実験

- ・斗組試験体に設計用鉛直荷重 26t (255kN)を加力した際、約 7 mm の縮み変形が発生し、0t(0kN)まで除荷したところ約 0.5mm の変形が残った。この 0.5mm の残留変形は試験体各部の馴染み変形分と考えられる。また鉛直荷重 26t (255kN)を 2 時間保持したところ、縮み変形が約 1.9mm 進行した。

(2) 偏心載荷実験

- ・試験体中央から 155 mm 偏心した位置に、試験体の水平変形角が 5/1000 rad になるまで鉛直載荷を行なった。5/1000 rad における荷重は約 8.5t(83kN)であった。荷重の増加に伴い通し肘木、枳肘木、大斗が回転するが、枳肘木と通し肘木の回転角は同等で大斗の回転が最も少なかった。
- ・載荷は試験体中央に対して点对称の位置にそれぞれ行なったが、通し肘木、枳肘木、大斗の回転変形性状もほぼ対称形に生じている。

(3) 水平載荷実験(大斗固定)

- ・大斗の回転変形を拘束するための治具を取付、一定鉛直荷重 26t (255kN),17t (167kN)の下で繰り返し水平載荷を行なった。但し、この後に続く実験のために試験体に損傷を与えないよう、試験体の水平変形角は 1/1000 rad までとした。
- ・微小な変形領域(変形角 1/1000 rad 時で水平変位 0.84 mm)であるにも関わらず、試験体の荷重－変形角関係は安定したループ状を示した。

(4) 水平載荷実験(大斗ダボ木材内固定)

- ・大斗下のダボを厚さ 80mm の木材に打ち込み固定し、一定鉛直荷重 26t (255kN), 17t (167kN) の下で繰り返し水平載荷を行なった。なお、上記(1)～(3)の実験も総て大斗下ダボの固定条件は本実験と同じである。試験体の水平変形角は 正側, 負側加力ともに 20/1000 rad までとした。
- ・鉛直荷重 26t (255kN), 17t (167kN) の場合ともに変形角 10/1000 rad 付近で大斗尻の浮き上がりが観測された。鉛直荷重 26t(255kN) の場合, 正側加力では変形角 13.9/1000rad で最大耐力 4.23t(41kN)に達し, 負側加力では変形角 10.3/1000rad の 3.94t(38.6kN)が最大耐力であった。なお, 最大耐力以降の耐力低下は緩やかであった。鉛直荷重 17t(167kN) の場合は正側, 負側加力ともに最大耐力に至っていないが, 変形角 20/1000 rad でほぼ最大耐力に近い状況にあるとみられる。
- ・水平荷重－変形角関係の履歴性状は, 変形角が 10/1000 rad まではやや紡錘形に近い安定したループを描いているが, 10/1000 rad 以降は剛体浮き上がり変形に特有の S 字型ループ曲線の傾向を示すようになる。包絡線は概ねバイリニア型である。
- ・鉛直荷重 26t(255kN)時の方が 17t(167kN)時よりも高い耐力を示している。
- ・鉛直荷重レベルに関わらず, 繰り返し載荷による耐力低下は少なかった。

(5) 水平載荷実験(大斗ダボ鋼材内固定)

- ・大斗下のダボを厚さ 80mm の鋼材に石膏により固定し、一定鉛直荷重 26t (255kN), 17t (167kN) の下で繰り返し水平載荷を行なった。試験体の水平変形角は 正側, 負側加力ともに 20/1000 rad までとした。その他の実験条件は(4)と同じである。
- ・鉛直荷重 26t (255kN), 17t (167kN) の場合ともに, 変形角 10/1000 rad 付近で大斗尻の浮き上がりが観測された。鉛直荷重 26t(255kN) の場合, 正側加力では変形角 20/1000 rad でほぼ最大耐力に達しているとみられる。耐力の最大値は変形角 19.9/1000 rad 時の 4.01t(39.3kN)である。負側加力では変形角 14.8/1000 rad で最大耐力 3.49t(34.2kN)に達した。鉛直荷重 17t(167kN) の場合, 正側加力では変形角 14.7/1000rad で最大耐力 3.10t(30.4kN)に達した。負側加力では変形角 20/1000 rad でほぼ最大耐力に達しているとみられる。
- ・水平荷重－変形角関係の履歴性状は, 変形角が 10/1000 rad まではやや紡錘形に近い安定したループを描いているが, 10/1000 rad 以降は剛体浮き上がり変形に特有の S 字型ループ曲線の傾向を示すようになる。包絡線は概ねバイリニア型である。
- ・鉛直荷重が 26 t(255kN) 時の方が 17t (167kN)時よりも高い耐力を示している。
- ・鉛直荷重レベルに関わらず, 繰り返し載荷による耐力低下は少なかった。

(6) 大斗の回転拘束の影響

- ・大斗の回転を拘束した実験(大斗固定実験)と拘束しない実験(大斗ダボ木材内固定)の結果について, 同じ水平荷重レベルに対応する部材の回転変形データを比較した。
- ・試験体の回転剛性を曲げモーメント/変形角 ($t \cdot m/rad$) として評価し, 両実験について初期剛性(変形角 1/1000 rad 時の回転剛性)を求めた。大斗を回転拘束した場合の初期剛性は拘束しない場合の約 1.5 倍であった。
- ・大斗を回転拘束した場合の拘束しない場合に対する部材の回転量の割合は, 大斗で約 30%－側, 方斗で約 90 %－側, 巻斗で約 110%＋側, 通し肘木と粹肘木はともに約 70%－側であり, 鉛

直荷重が変わっても同様であった。大斗の回転固定は、斗(方斗, 巻斗)の回転量増加には影響が少ないと考えられる。

(7) 大斗下ダボ固定条件の影響

- ・大斗ダボ木材内固定の場合と鋼材内固定の場合の結果を比較すると、試験体全体の変形性状のみならず、個々の部分の変形性状がほぼ同様な結果となっている。夫々の実験後の損傷調査で大斗下ダボに目立った変化がなかったことから、大斗下ダボの固定条件が試験体の挙動に及ぼす影響は非常に少ないと考えられる。

(8) 傾斜復元力モデルによる解析と実験結果の対応

- ・傾斜復元力モデルと実験結果は耐力、剛性とも良好に対応した。載荷荷重の違いもモデルによって説明出来る。すなわち大斗の復元力についても、浮上り現象を第2章の傾斜復元力モデルを用いて扱いうことができる。

(9) 偏心載荷実験と水平載荷実験の対応

- ・偏心載荷実験時の最大水平変形角に対応する水平載荷実験(大斗ダボ木材内固定)のデータを抽出し、肘木の回転角に着目して両者の比較を行なった。
- ・水平載荷実験に於ける通し肘木と杵肘木の回転角は偏心載荷実験の結果と良好に対応しており、斗組架構では全体の挙動に関して、力学機構的に偏心荷重を鉛直荷重と水平荷重の重ね合わせで評価できると考えられる。

3.3 クリープ実験

3.3.1 試験体概要

試験体は金堂の柱頂部に載る斗組の1段分を取り出したもので、静的載荷実験で使用したものをそのまま本実験に供する。但し、通し肘木とそれに交差する桁材は静的載荷実験時のめり込み痕を消すために上面をプレーナーがけし、せいを240mmとした。また、杵肘木は静的載荷実験後に曲げ強度実験に供したので、新たに本実験のために製作した。実験開始直前に試験体各部材の表面含水率を高周波式含水率計で測定したが、部材毎に数ヶ所の測定値を平均すると14~22%の範囲であり、新材の杵肘木を除き、いずれも6ヶ月前の静的水平載荷実験開始時に測定した値より低下していた。

3.3.2 実験の概要

図3.3.1に実験装置構成を示す。試験体は鋼製の台盤上にセットするが、大斗下のダボと埋木の構成は静的載荷実験と同じものである。実際には試験体頂部中央に方斗が載るが、方斗尻と同じ寸法(210×210mm)の載荷板を配し、油圧ジャッキとバネにより圧縮載荷を行う。載荷後、圧縮変形が顕著に進む間は自動制御油圧システムによる一定荷重載荷を行う。荷重の大きさは、繊維直交方向の長期めり込み許容応力度(2.45N/mm²)相当荷重(1081kN)とした。クリープ変形が定常的な漸増状態に入ったと判断された時点で、油圧システムを解除し、バネの反力のみで載荷を行う。変形の進行に伴ってバネ反力が低下した際、油圧ジャッキの再加圧及びナット締めにより荷重を復帰させ、試験体の膨張によりバネ反力が増加した際には逆に荷重を減じた。測定は試験体全体の高さ(960mm)の変化を調べる。図15に示すように頂部の載荷板の端を延長し、すぐ上のクロスビームに干渉しないように2本の変位計をセットしてその平均値をとる。変位計の値は台盤に対する変位である。測定は一定時間おきに自動計測とし、載荷直後は30秒~1時間、変形の進行が緩やかになってからは1日~1週間とした。また、全期間を通じて温度と湿度を測定するため温湿度連続記録計を試験体脇に設置した。

3.3.3 実験結果

載荷は2000年6月27日に開始した。図3.3.1に9年後の2010年3月19日までの10年近い3552日間にわたる測定結果を示す。当初の予定は3年間すなわち約1000日の実験であったが、結果としてこのような長期のデータを得ることができた。なお、途中2045日目からこの試験体を振動台実験¹¹に転用するためクリープ実験は中断している。その後載荷を再開したが除荷や再載荷がなされているので変位の評価には別途検討が必要となる。

1000日までの変化については以下のように考える。気象観測史上稀有の高気温が続いた2001年7月(370~400日目頃)に変位の顕著な増加がみられた。もともと高めであった部材の含水率がこの期間に急速に減少し、メカノソープティブ変形が生じたと考えられる。その後650日目頃から変形が戻っているが、ほぼ1年後の1000日目頃から同様の減少傾向が現れていることから、温湿度変動による膨張収縮の影響と考えられる。4年間の中で変位の最大値は1340日目40.52mmであり、初期変位に対して相対クリープは4.60となる。

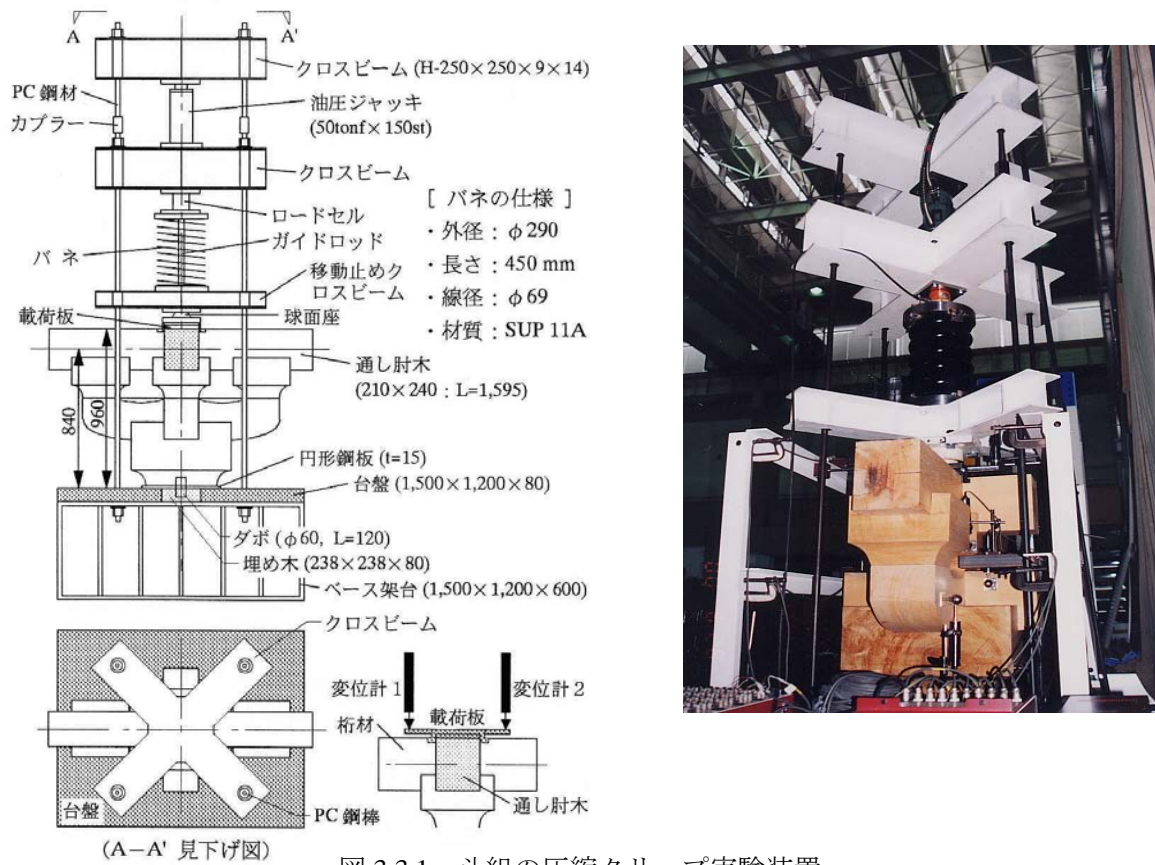


図 3.3.1 斗組の圧縮クリープ実験装置

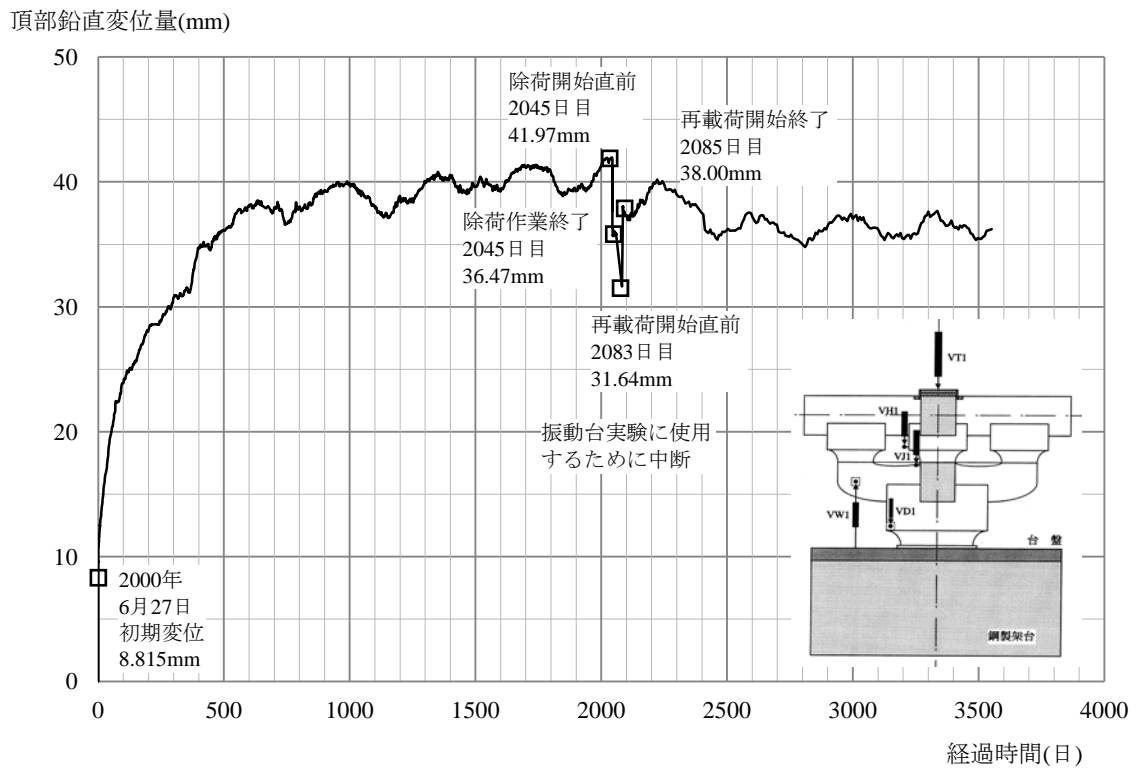


図 3.3.2 斗組の圧縮クリープ実験結果

写真 3.3.1 は3年後の試験体の状況である。各部のクリープの変化を図 3.3.3 に示す。大斗の変形はクリープが進んだ段階では全体の 30%前後である。図で分かるように、荷重初期では大斗の変形は全体の 1/10 以下となっている。鉛直荷重試験でなじみ変形を除いた沈下量が 6.5mm であるので、大斗ではその 1/10 である 0.65mm 程度以下となる。これは(3.2.8)式で大斗の変形を Steinbrenner 式で 0.496mm としたことに対応するものと考えることができる。

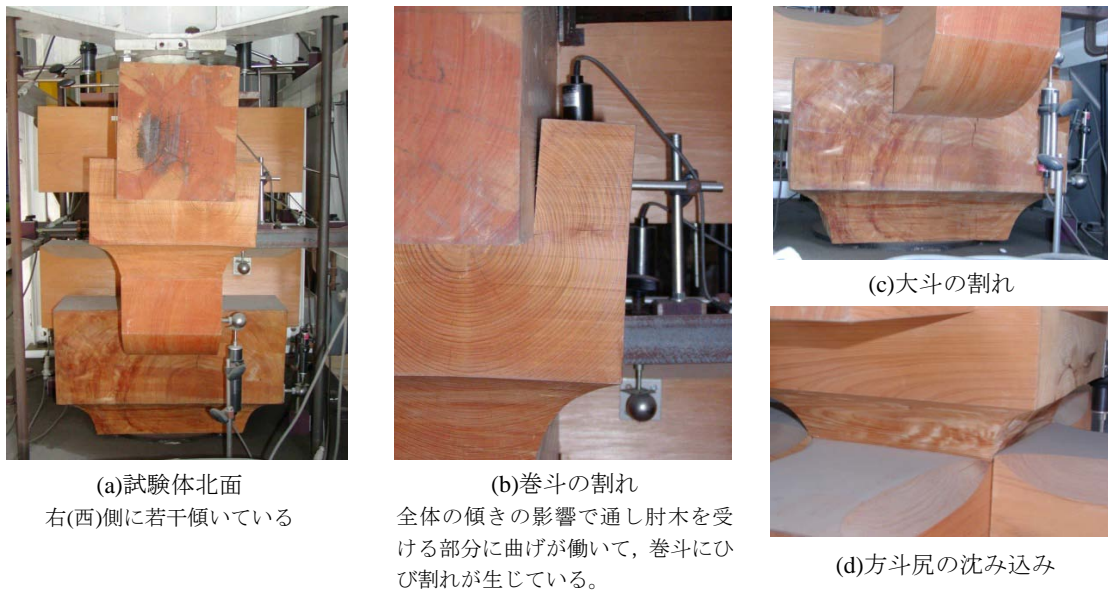


写真 3.3.1 3年経過時の試験体状況

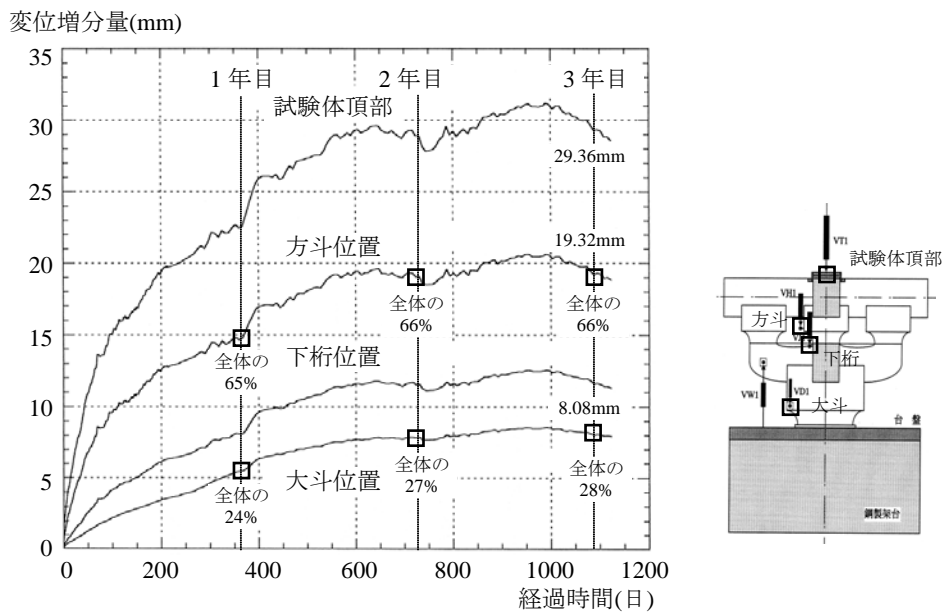


図 3.3.3 各部の変形

3.3.4 むり込みクリープ変形の予測式

一般に木材のクリープ変形と経過時間の関係は(3.3.1)式で表現される¹²が、部分圧縮についてもこの式が成立すると仮定して考察する。

$$\frac{\delta}{\delta_0} = 1 + \frac{a}{\delta_0} t^N \quad (3.3.1)$$

ここで、 δ : 全体変形, δ_0 : 初期変形, t : 経過時間(日) a, N : 定数

以下では $\delta_0=8.815\text{mm}$ である。(3.3.1)式を対数表示すれば、

$$\Delta = A + NT \quad (3.3.2)$$

ここで

$$\Delta = \log\left(\frac{\delta}{\delta_0} - 1\right), \quad A = \log\left(\frac{a}{\delta_0}\right), \quad T = \log(t) \quad (3.3.3)$$

図 3.3.4 は縦軸に相対クリープ増分($\delta/\delta_0 - 1$), 横軸に時間 t をそれぞれ対数にして結果を示したものである。(3.3.1)式が成立するとすれば、勾配が N なる右上がりの直線部分が現れることになる。ここでは実験結果より直線部分を抽出し、その区間毎に回帰分析を行なう。対象として表 3.3.1 のような 4 つの区間に着目した。

なお高温のための含水率減少による変形であるメカノソープティブ変形が発生してから周期的な変位増減が始まったとみられる 550 日目頃までの間は変形性状が不安定であるので検討の対象から外した。変位の変動が季節の気候変動と対応していることから、550 日以降の回帰分析の対象期間は 1 年またはその整数倍とすることが望ましい。そこで区間③として 1 年半から 2 年半の 1 年を設定している。

推定結果を表 3.3.1 に示した。区間①または②の測定結果をもとに回帰式を求めると変位増加の割合が非常に大きくなり、現実的な結果にならない。このことは部分圧縮に関するクリープ実験では実験期間が 1 年以下のデータではクリープ変形の将来予測ができないことを示している。区間③および④の回帰分析結果をもとに 100 年目の全体変形量 δ_{100} を計算すると、

区間③の結果より: $\delta_{100}=46.10\text{mm}$ (相対クリープ=5.23)

区間④の結果より: $\delta_{100}=43.18\text{mm}$ (相対クリープ=4.90)

この解析結果によれば、載荷 4 年目で 100 年目の変位の約 90% に達していることになる。

区間③の結果によるクリープ推定曲線を図 3.3.5 に示す。予測式は、 $a/\delta_0=19.386/8.815=2.20$, $N=0.062$ であるので、

$$\frac{\delta}{\delta_0} = 1 + 2.20t^{0.062} \quad (3.3.4)$$

実験で得られたクリープ変形曲線を用いると、唐招提寺金堂におけるクリープ変形を図 3.3.6 および図 3.3.7 のように予測することができる。ここで、垂木の垂下は、曲げクリープによるものであるので、曲げクリープについては、既往の文献を参考にしている。

図 3.3.6 は、100 年後に、斗組の縮みは当初の 5.2 倍、垂木のたわみは 2.6 倍になること、解体によって変形は、垂木のたわみで 6 割(2.6 が 1.0 に)、斗の縮みで 2 割(5.2 が 4.2 に)が 1 年で回復することを示している。

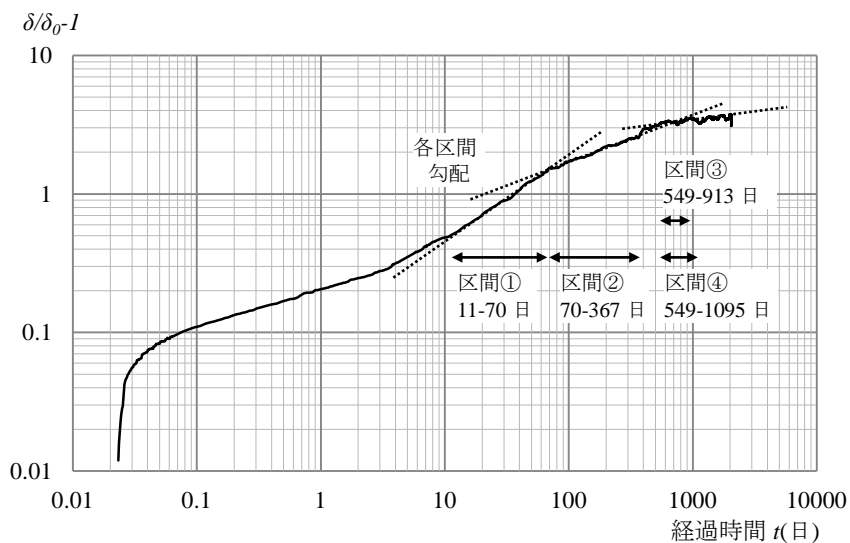


図 3.3.4 実験測定結果の対数グラフ

表 3.3.1 クリープ予測式のパラメータ

	回帰分析期間	データ数	係数 a	指数 N	相関係数 R
回帰区間①	11 日~70 日	60	1.018	0.6042	0.998
回帰区間②	70 日~367 日	167	3.122	0.3408	0.993
回帰区間③	549 日~913 日	53	19.386	0.0623	0.434
回帰区間 4	549 日~1277 日	79	15.147	0.1004	0.676

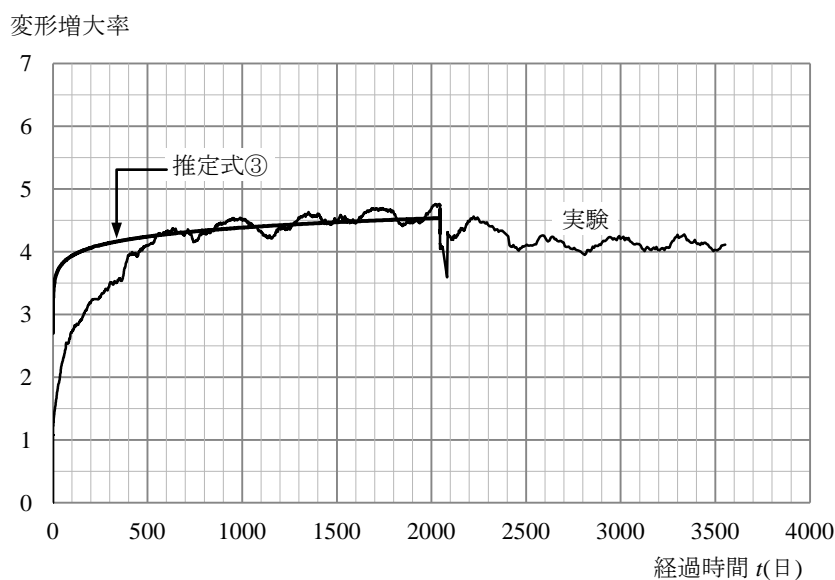


図 3.3.5 区間③データによるめり込みクリープの推定

図 3.3.7 は過去の修理履歴を想定して計算したもので、1200 年後の変形のうち、斗組では $4.9/5.9=83\%$ 、垂木では $2.6/3.6=72\%$ がクリープによるものである。解体のたびに垂木のクリープ変形は回復するが、荷重がかかると数年で変形が進むことになる。また、斗のクリープは回復しないといわれている。図 3.3.7 は 1200 年前の新材について 1500 年間の変形を予測したものである。平成の解体では、古材では、荷重載荷後 300 年間の変形の増加として、図の 1200 年から 1500 年の変化として、斗組では 5.94 から 6.01 と、垂木では 3.63 から 3.77 とわずかである。一方新しい材では、0 年から 300 年の変化に対応するので、斗組では 1.0 から 5.5 と、垂木では 1.0 から 3.0 ときわめて大きく増加する。したがって、新材と古材を併用する場合は、クリープ性状の差異に十分に注意して、組み合わせを考えることが重要となる⁸。

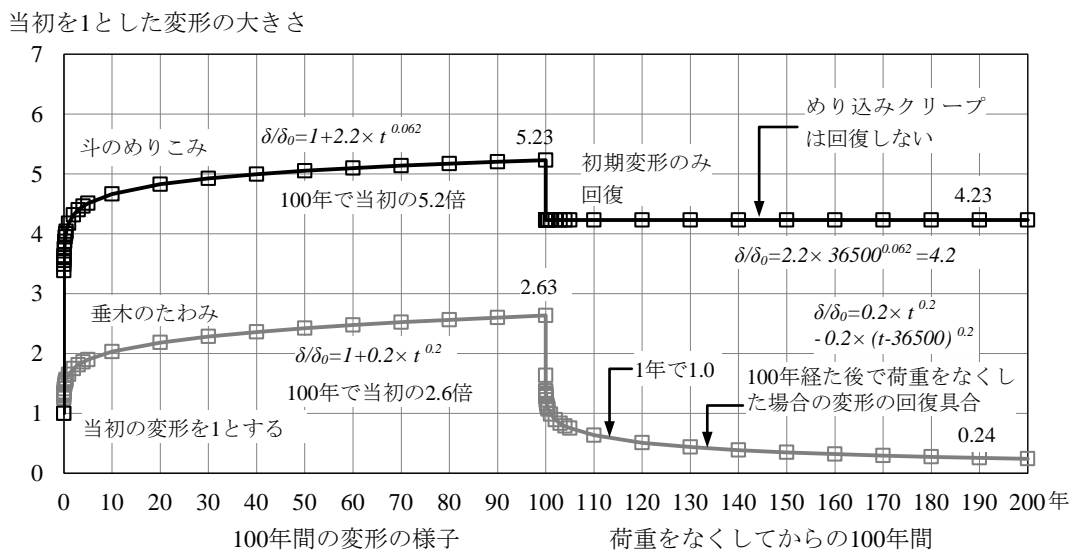


図 3.3.6 100年間のクリープ変形の予測

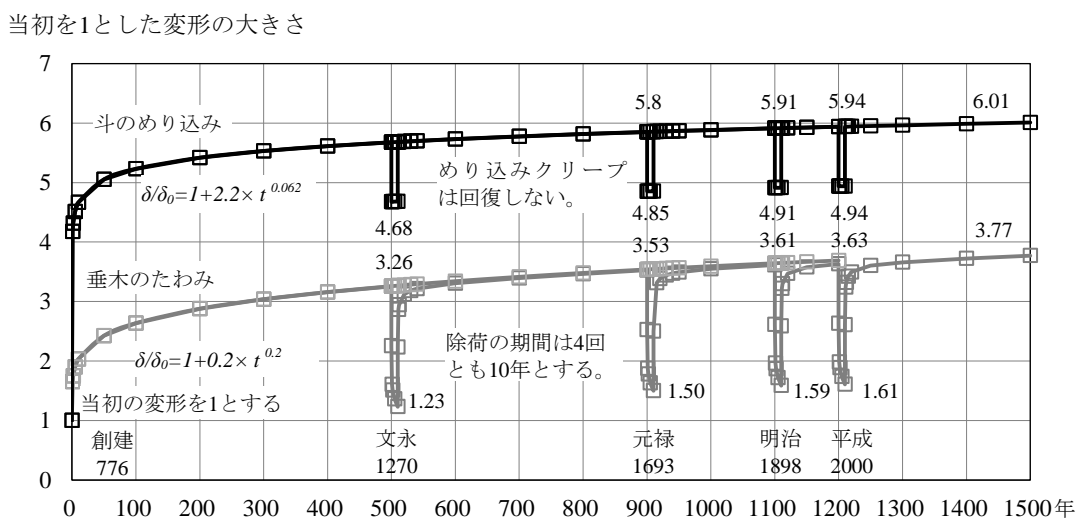


図 3.3.7 1500年間のクリープ変形の予測

第4章 土壁系耐力要素

木造軸組材や土壁などの伝統的構法に用いられる部材は、鉄筋や鉄骨のような塑性靱性は期待できない。架構として優れた変形性能を示すのは、仕口特性によるものである。めり込みや滑りを含む強い材料・幾何学非線形挙動を呈する仕口接合部についての明快な数理モデルはまだ確立されておらず、実験検証が主体的に展開されている¹⁻³。しかしながら、膨大な実験データを示されても、実務設計の役に立つものでもない。実験に含まれるバラツキや影響を与える各種パラメータの意味を解明するには、挙動を説明できる数理モデル、定式化の整備が望まれる。

本章では、多くの伝統的構法による木造建築の抵抗力として支配的な土壁系要素について、既往の実験データに基づいて設計式を作成するための復元力の定式化すなわち解析的表現を行う。

4.1 全面壁

伝統構法検討委員会^{4,6}の土壁WGによる全面壁の実験データは1P(壁長さ91cm)壁と2P(壁長さ182cm)壁について平均せん断応力度の形で提供されている。PAの影響や柱の耐力を除いた壁体だけの耐力は表4.1.1のようにまとめられている。参考に表4.1.2に示す文化庁の壁データと併せて図4.1.1に示す。

文化庁⁷の復元力と実験WG結果復元力は定性的定量的に良好に対応していると見ることがができる。詳細設計で用いる壁の復元力は図4.1.1の実験データに基づくこととする。

表 4.1.1 全面壁の実験データ

		0	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
γ		0.0	0.0021	0.0042	0.0083	0.0111	0.0167	0.0222	0.0333	0.05	0.0667	0.10
Q/tL (kN/m ²)	1P	0	15	28	48	60	70	68	65	60	52	32
	2P	0	30	54	86	96	98	93	84	72	58	34

表 4.1.2 文化庁による全面壁の復元力

変形角	-	-	1/250	1/120	1/60	1/15
	rad	0	0.004	0.008	0.017	0.0667
τ	kN/m ²	0	40	60	80	50

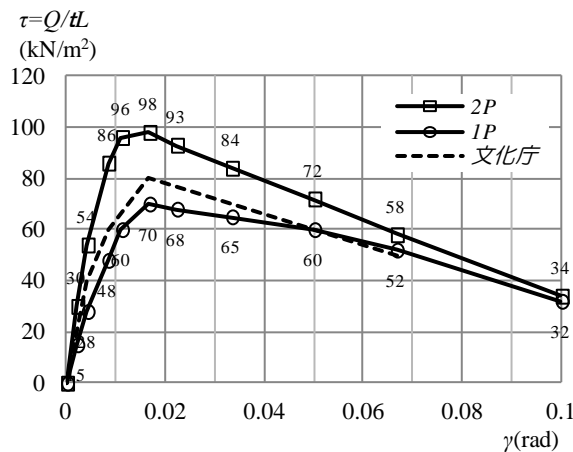


図 4.1.1 全面壁実験データと文化庁復元力との比較

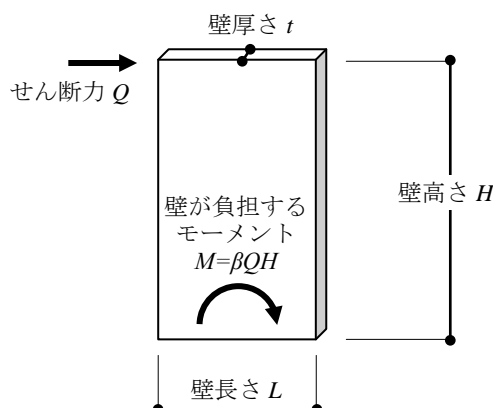


図 4.1.2 壁体に作用するせん断力とモーメント

ここで 1P と 2P の差はアスペクト比によるものと考えることができる。図 4.1.2 のように、壁長さを L 、壁高さを H 、壁厚さを t で表す。アスペクト比は H/L となる。壁頂部にせん断力 Q が作用する時、壁脚部では $M=QH$ のモーメントが生じるが、この転倒モーメントの大半は周辺の柱で負担されると考えて、壁体に働くモーメントは $M=\beta QH$ であるとする。

壁体の曲げによる引張り応力は、アスペクト比を $\lambda=H/L$ と書けば、

$$\sigma_t = \frac{M}{Z_p} = \frac{\beta QH}{\frac{1}{4}tL^2} = \frac{Q}{tL} \frac{4\beta H}{L} = 4\beta\tau \frac{H}{L} = 4\beta\lambda\tau \quad (4.1.1)$$

ここで、耐力として破断を対象とするため断面係数は塑性断面係数を用いている。

引張り応力とせん断応力の重ね合わせによる降伏条件として、ミーゼスの降伏条件を用いると、

$$\sigma_m = \sqrt{\sigma_t^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(4\beta\lambda\tau)^2 + 3\tau^2} = \sqrt{3\tau^2 \left\{ 1 + \frac{16}{3}(\beta\lambda)^2 \right\}} \quad (4.1.2)$$

$$\frac{Q}{tL} = \tau = \frac{\sigma_m}{\sqrt{3}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{16}{3}(\beta\lambda)^2}} = \tau_{m1} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{16}{3}(\beta\lambda)^2}}$$

したがって、せん断のみで決まる耐力 $\tau_{m1} = \sigma_m/\sqrt{3}$ に対してモーメント負担を考慮すれば、その低減率を

$$F_{R1} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{16}{3}(\beta\lambda)^2}} \quad (4.1.3)$$

と書くことができる。すなわち $Q/tL/F_{R1}$ が λ に関わらず一定となることを意味している。図 4.1.3 に β をパラメータとした F_{R1} を示す。曲げの負担率が大きいほど壁耐力が大きく低減される。

以上をまとめて、全面壁の耐力 τ_t として次のようにまとめることができる。ここで下指標 1 は全面壁であることを表す。

$$\tau_1 = F_{R1} \tau_{m1} \tag{4.1.4}$$

ところで、図 4.1.1 の 1P($\lambda=273/91=3.0$)と 2P($\lambda=273/182=1.5$)壁データについて β を変化させて適合度合いを調べると、図 4.1.4 のように $\beta=0.181$ の場合の両者の平均値とそれぞれの偏差の自乗和が最小となる。すなわち

$$F_{R1}(\beta = 0.181) = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.175\lambda^2}} \tag{4.1.5}$$

表 4.1.3 に示すこの平均データ(= τ_{m1})にアスペクト比から(4.1.5)式で計算される $F_{R1}(\beta=0.181)$ を乗じることで、任意のアスペクト比の壁データを図 4.1.5 および表 4.1.4 のように作成することができる。ここで、(4.1.3)式あるいは(4.1.5)式から明らかなように $F_{R1} \leq 1$ である。すなわち、曲げの影響が無視できる最大耐力が $F_{R1}=1$ に対応していることになるので、表 4.1.3 は全面壁の限界の耐力の平均データ(= τ_{m1})を与えていると考えられる。したがって τ_{m1} は全面壁の基本耐力である。この基本データについて比較的大きな応答変形と考えられる 1/20 変形時の耐力は最大耐力に比べて $91/114=0.8$ に低減している。P Δ の影響は除かれているので、これは壁耐力の劣化を示している。表 4.1.2 に示される文化庁の壁復元力⁷ではこの比は $60/80=0.75$ となって低減の度合いが少し大きくなっている。

さらに、変形域 1/20 までを対象にすれば全面壁の基本耐力は、図 4.1.6 のようにバイリニアで比較的良好に模擬できる。すなわち

$$\begin{aligned} 0 \leq \gamma \leq \frac{1}{90} : \tau_{m1} &= 10260\gamma \\ \frac{1}{90} \leq \gamma \leq \frac{1}{20} : \tau_{m1} &= -601\gamma + 121 \end{aligned} \tag{4.1.6}$$

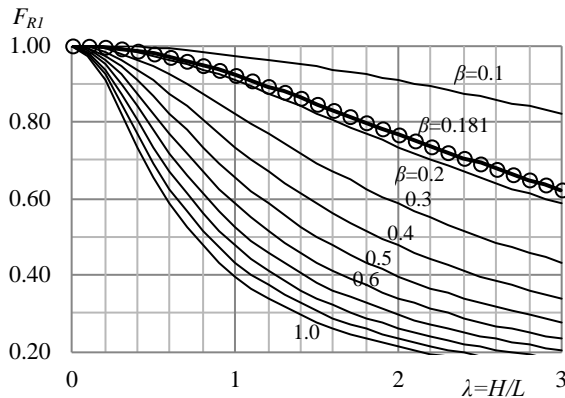


図 4.1.3 F_{R1}

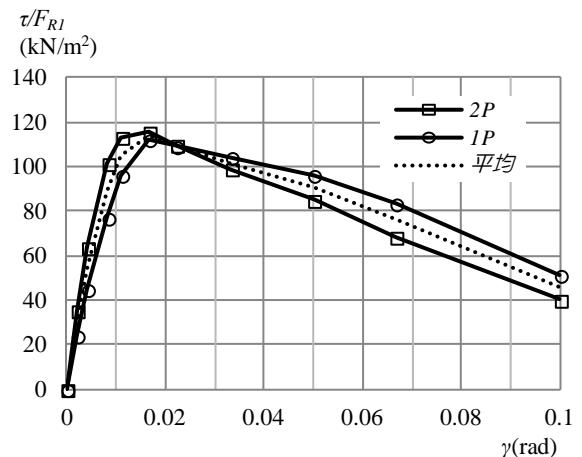


図 4.1.4 F_{R1} で基準化された壁復元力

表 4.1.3 全面壁の基本耐力 τ_{m1} (kN/m²)

変形角	0	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
τ_{m1} (kN/m ²)	0	30	54	89	105	114	109	102	91	76	46

β がアスペクト比に関係しない一定であるとすれば、このように $\beta=0.181$ が 1P, 2P の実験データを統一的に説明できるが、曲げモーメント負担率は壁アスペクト比や壁内の間柱、貫、小舞などの仕様・本数に依存すべきであると考えるのが妥当であろう。1P, 2P という限られた実験データから広範囲な議論を展開することは適当ではないが、統一的な扱いができることを優先して、ひとまずこのような定式化とする。今後の試験データの追加検証により上記の理論はさらに再検討されることになる。

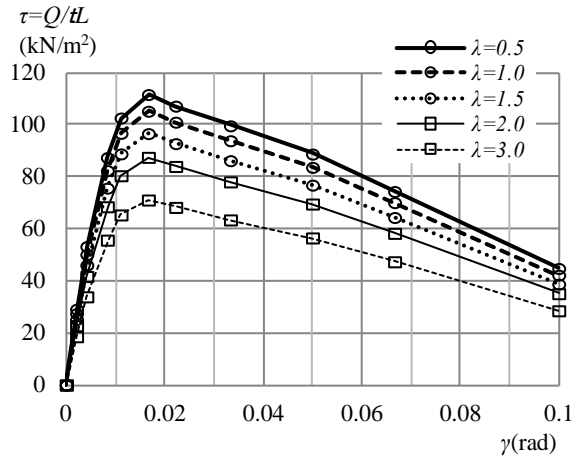


図 4.1.5 いろいろなアスペクト比の壁復元力

表 4.1.4 いろいろなアスペクト比の壁の復元力 Q/tL (kN/m²)

アスペクト比	変形角 F_R	0	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		0.0	0.0021	0.0042	0.0083	0.0111	0.0167	0.0222	0.0333	0.05	0.0667	0.10
$\lambda=0.5$	0.979	0	29	53	87	103	112	107	100	89	74	45
$\lambda=0.75$	0.954	0	28	52	85	100	109	104	97	86	72	44
$\lambda=1.0$	0.923	0	27	50	82	97	105	101	94	84	70	42
$\lambda=1.5$	0.847	0	25	46	76	89	97	93	86	77	64	39
$\lambda=2.0$	0.767	0	23	42	68	80	87	84	78	70	58	35
$\lambda=3.0$	0.623	0	19	34	56	65	71	68	63	56	47	29

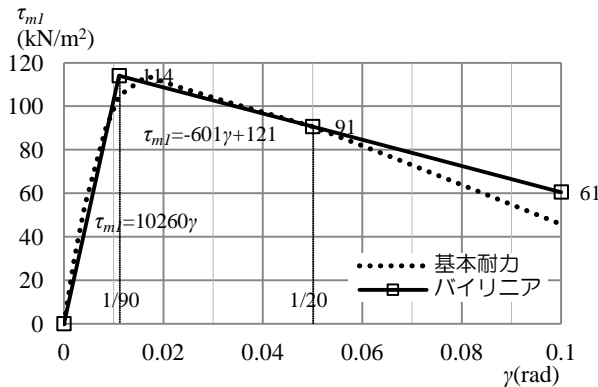


図 4.1.6 全面壁基本耐力 τ_{mI} のバイリニア近似

4.2 開口壁の復元力

いくつかの壁を組み合わせた耐力要素も伝統的構法を用いた木造建物ではよく見られる。全面壁や腰壁垂れ壁などの復元力を適宜組み合わせることで任意な壁架構の復元力を作成することも十分可能性があるが、ここでは別のアプローチとして、有開口壁とみなすことのできる壁を対象にして、前節の全面壁の復元力を壁開口率を用いて定義される低減係数を用いて復元力を作成する方法を試みる。伝統構法委員会⁴⁶土壁WGによる開口壁の実験データとして図4.2.1のMWA7とMWA8が提供されている。この二つのデータから、開口壁の復元力特性を設定する。表4.2.1に開口諸元をまとめる。

開口壁MWA7とMWA8の加力実験データを表4.2.2に示す。これら「開口壁MWA7」「開口壁MWA8」は、4本の柱のほぞによる耐力を含んでいるので「壁のみ」のデータに置き換えている。

開口壁の復元力を「全面壁×低減率」として以下の手順で検証することを考える。

1. 表4.1.5から柱4本分の耐力を減じて、開口壁体だけの耐力を設定する。
2. 開口低減率を設定する。
3. 基準とする全面壁4Pに開口低減率を乗じて開口壁の復元力とする。

ここで、開口低減率は表4.1.5のように「1-1.25 ξ 」を用いる。この値は有開口RC壁の剛性低下を評価する低減係数をそのまま採用している。したがってMWA7では0.42、MWA8では0.28とする。また、基準とする4P全面壁復元力は表4.2.3のように前節方法で計算している。

図4.1.7、図4.1.8に以上の計算結果をまとめる。図の「設計式1」は全面壁復元力に開口低減率を乗じたものである。全面壁では1/60以降の耐力低下が顕著であるが、開口壁のように元々剛性が小さな壁架構では変形が大きいため全面壁のような耐力低下は生じにくいとも考えられるので、「設計式2」では、1/60以後の耐力がそのまま保持されるものとして計算している。

計算結果によれば、MWA7、MWA8ともに1/60までは設計式は実験結果を良好に模擬している。しかし大変形域になると、実験結果は耐力低下を示さず「設計式1」とは乖離している。耐力低下を無視した「設計式2」では、依然として過小ではあるが、実験とほぼ対応している。このように開口壁については耐力低下を見込まないことも考えられる。開口壁の実験データが少なく、この結果を一般化するにはより広範な実験検証が必要ではあるが、開口壁の復元力計算法としてこの方法を提案することとする。

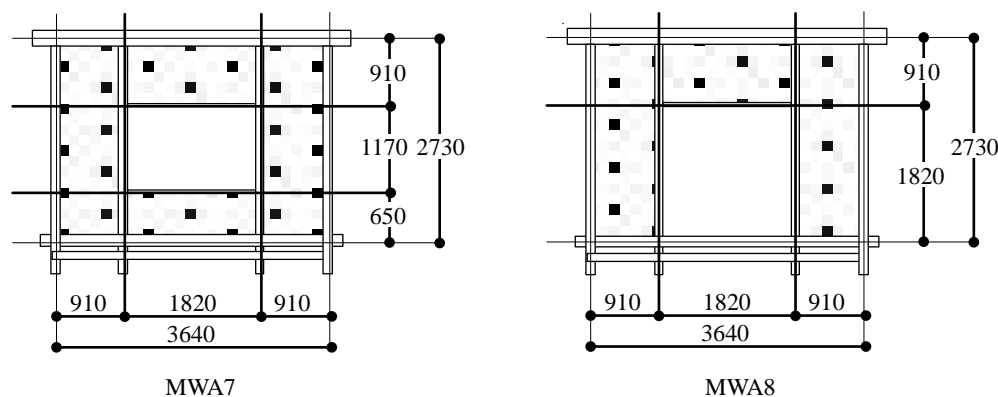


図4.2.1 MWA7,MWA8 試験体寸法

以上まとめると、有開口壁の耐力 τ_ξ は開口周比 ξ と全面壁の耐力 τ_l を用いて次式のように表すことができる。

$$\tau_\xi = (1 - 1.25\xi)\tau_l = (1 - 1.25\xi)F_{R1}\tau_{m1} \quad (4.2.1)$$

ここで F_{R1} は開口を無視した全面壁のアスペクト比で計算される低減係数である。

表 4.2.1 WMA7,MWA8 開口寸法に関する諸元

	MWA7	MWA8
壁寸法 m $L \times H = A$	3.64 × 2.73 = 9.94	3.64 × 2.73 = 9.94
開口寸法 m $l_0 \times h_0 = A_0$	1.82 × 1.17 = 2.13	1.82 × 1.82 = 3.31
開口面積比 A_0/A	0.214	0.333
高さ比 h_0/H	0.429	0.667
等価開口周比 $\xi = \sqrt{A_0/A}$	0.460	0.577
RC 規準 r_1, r_2, r_3	0.45, 0.49, 0.57	0.45, 0.36, 0.75
開口による低減率 $1 - 1.25\xi$	0.42	0.28
参考木造住宅耐震診断 ⁸ 低減率 K_0	窓型開口 0.3	掃き出し開口 0.15

表 4.2.2 開口壁 MWA7,MWA8 実験データ Q (kN)

変形角	-	-	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	rad	0.0000	0.0019	0.0039	0.0071	0.0094	0.0136	0.0176	0.0248	0.0375	0.0530	0.0793
MWA7	kN	0.00	1.71	3.42	7.22	9.02	11.09	12.65	14.33	14.98	14.29	13.87
MWA8	kN	0.00	0.76	2.53	5.54	7.54	9.63	10.38	11.94	12.49	11.55	11.72

表 4.2.3 4P 全面壁復元力 Q (kN)

$\lambda = 273\text{cm}/364\text{cm} = 0.75, F_{R1} = 0.954, L = 3.64\text{m}, t = 0.06\text{m}$

変形角	-	-	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	rad	0.0000	0.0019	0.0039	0.0071	0.0094	0.0136	0.0176	0.0248	0.0375	0.0530	0.0793
τ/F_{R1}	kN/m ²	0	30	54	89	105	114	109	102	91	76	46
4P 壁	kN	0.0	6.2	11.3	18.6	21.8	23.8	22.8	21.2	18.9	15.8	9.5

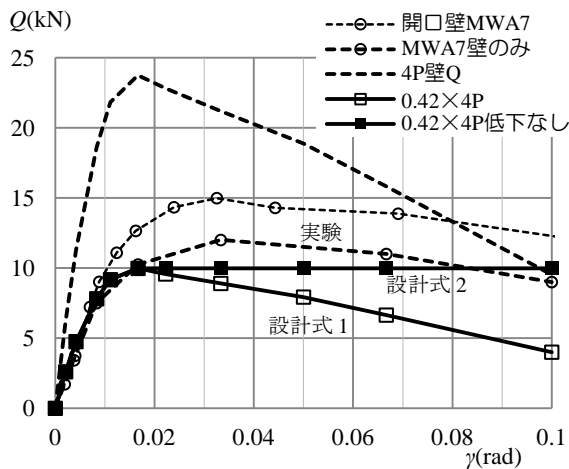


図 4.2.2 MWA7 開口壁の復元力

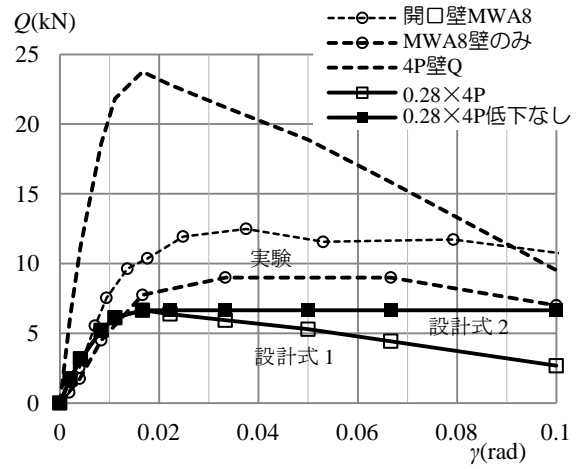


図 4.2.3 MWA8 開口壁の復元力

4.3 小壁の復元力

垂壁や腰壁は壁の耐力としてこれまで積極的に参入されてこなかった。従来の壁量計算からは評価できない耐力要素ではあるが、多くの場合に存在する一般的な壁要素である。腰壁垂れ壁を正しく評価することで、伝統的構法による木造建築の耐震設計はより実用的なものとなる。以下では垂壁あるいは腰壁付き柱の復元力と垂壁と腰壁の両方で柱の曲げ変形が拘束された場合の復元力の定式化を行う。何れの場合もまず小壁そのものの復元力が基本となる。

小壁付き柱の復元力は小壁の復元力特性と柱の曲げ復元力特性に支配される。ここで後者の柱の曲げについては解析的な扱いができるが、前者の小壁の Q_w, γ_w 関係は実験データによらざるを得ない。伝統構法検討委員会^{4,6}の実験WGによれば高さ475mmの垂壁と695mmの腰壁の実験データが提供されている。いずれも壁長さは2Pである。

実験データを図4.3.1に示す。縦軸はせん断力を壁面積で除したせん断応力度を示している。図には比較のため、1Pおよび2Pの全面壁データと文化庁の壁モデルを併せて示している。全面壁に比べて小壁では初期剛性が小さく、最大耐力は1/30変形時近傍で生じている。垂壁と腰壁を同様に扱っているが、小壁高さが高くなると初期剛性、最大耐力とも増大している。また、全面壁同様に大変形時には耐力低下を示す。これらの特性がどの程度一般的であるかは、今後のデータ蓄積と検証に期待せざるを得ないが、現時点では、実験WGの主張に従ってこの2つのデータから、任意の小壁高さの耐力を表すことのできる小壁復元力を作成することとした。

データによれば、壁高さが復元力特性を支配していることは明らかであるが、全面壁とは逆に、小壁高さが大きい(アスペクト比が大きい)ほど耐力が増加する結果となっている。この現象を説明するモデルとして、図4.3.2のように、小壁のような比較的長さに対して高さの小さな壁に働く水平力は圧縮束により負担され、想定された圧縮束の圧縮応力度によって耐力が決まるという機構を仮定した。

図4.3.2より、水平力 Q を受ける小壁の圧縮応力度 σ_c は

$$\sigma_c = \frac{Q/\cos\theta}{2atL \sin\theta} = \frac{Q}{2atL \sin\theta \cos\theta} \tag{4.3.1}$$

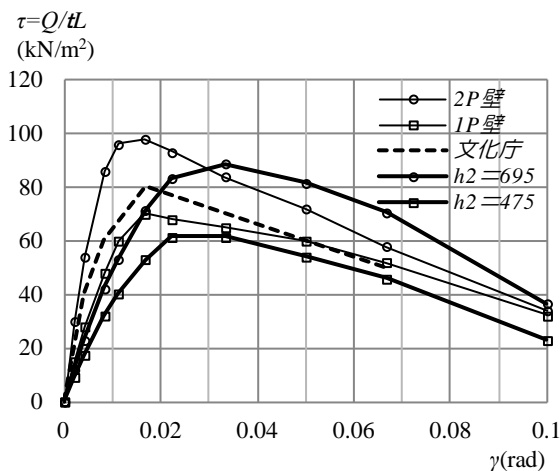


図 4.3.1 全面壁と小壁の復元力

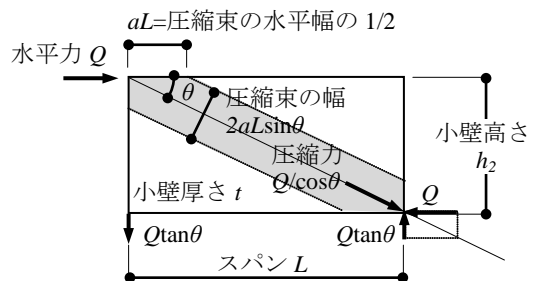


図 4.3.2 小壁の耐力機構

ここで、高さとスパンの比 h_2/L をアスペクト比として λ で表せば、

$$\lambda = \frac{h_2}{L} \tag{4.3.2}$$

$$\sin \theta = \frac{h_2}{\sqrt{L^2 + h_2^2}} = \frac{\lambda}{\sqrt{1 + \lambda^2}}, \quad \cos \theta = \frac{L}{\sqrt{L^2 + h_2^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \tag{4.3.3}$$

したがって

$$\sigma_c = \frac{Q(1 + \lambda^2)}{2atL\lambda} \tag{4.3.4}$$

$$Q = \frac{\lambda}{1 + \lambda^2} 2atL\sigma_c \tag{4.3.5}$$

$$\frac{Q}{tL} = 2a\sigma_c \frac{\lambda}{1 + \lambda^2} \tag{4.3.6}$$

ここで圧縮束の水平幅に関するパラメータ a と圧縮強度 σ_c が一定であれば、を小壁のせん断応力度 Q/tL はアスペクト比で計算されるパラメータ

$$F_{R2} = \frac{\lambda}{1 + \lambda^2} \tag{4.3.7}$$

に比例する。図 4.3.3 に F_{R2} のグラフを示す。

$h_2=475\text{mm}$ と $h_2=695\text{mm}$ の2つのデータから任意の小壁高さの耐力を単純に線形補間で計算すると小壁高さが大きくなるとどこまでも増加するが、 F_{R2} は $\lambda=1$ で最大値 0.5 となるので、壁高さが壁スパンを超えて大きくなると最大耐力は減少することが分かる。

図 4.3.1 の実験データについて F_{R2} を計算すると、 $h_2=695\text{mm}$ の腰壁では $\lambda=695/1820=0.382$ より $F_{R2}=0.333$ 、 $h_2=475\text{mm}$ の垂壁では $\lambda=475/1820=0.261$ より $F_{R2}=0.244$ となる。両者の τ/F_{R2} は図 4.3.4 に示されるようにほぼ一致していると見ることができる。両者の平均を計算に用いる基準値とすれば、実験値と基準値は 1/45 変形までは 2%、1/30 から 1/10 変形では 3% から 8% の差を示す。変形の大きな範囲では、塑性化の影響により図 4.2.2 のような単純なモデルでは説明が難しいが、実験データのバラツキを考慮すれば、図 4.3.4 の点線の基準値(平均)は十分に実用的であると考えられる。

小壁の場合も全面壁と同様にして、図 4.3.4 の平均および表 4.3.1 で示される耐力を小壁の基本耐力 τ_{m2} とすれば、任意のアスペクトの小壁耐力 τ_2 は

$$\tau_2 = F_{R2}\tau_{m2} \tag{4.3.8}$$

と書くことができる表 4.3.1 の基準値を用いて、10cm から 100cm までの壁高さの小壁復元力を計算すると、図 4.3.5 のようにまとめられる。

さらに、全面壁の場合と同様に変形域 1/20 までを対象にすれば小壁の基本耐力は、図 4.3.6 のようにバイリニアで比較的良好に模擬できる。すなわち

$$0 \leq \gamma \leq \frac{1}{60} : \tau_{m2} = 14700\gamma$$

$$\frac{1}{60} \leq \gamma \leq \frac{1}{20} : \tau_{m2} = 245 \quad (4.3.9)$$

なお、土塗り壁の評価式と同様、小壁アスペクト比による調整係数 F_{R2} を用いた評価式は、 $L=182\text{cm}$ の二つの小壁($h_2=695\text{mm}$ 腰壁と $h_2=475\text{mm}$ 垂壁)の実験データに基づいているので適用範囲については検討の余地がある。とくに $L>182\text{cm}$ の場合は同じ壁高さでもアスペクト比が小さくなって、壁長さの割には耐力が増大しないという結果となる。2Pの実験結果などをみると、現在での簡便法として、壁長さを $L(\text{cm})$ として、以上の方法で計算された結果を $L/182$ で割りますことが妥当である。

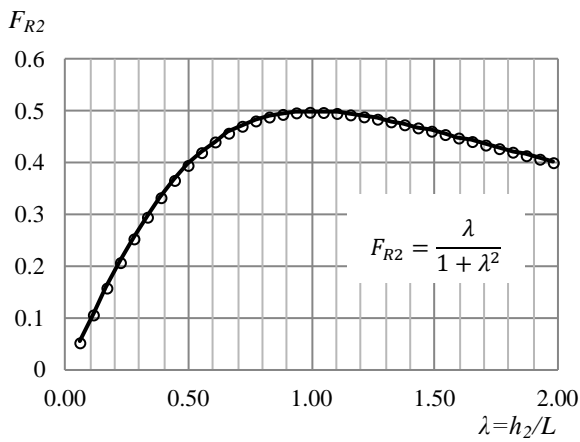


図 4.3.3 F_{R2}

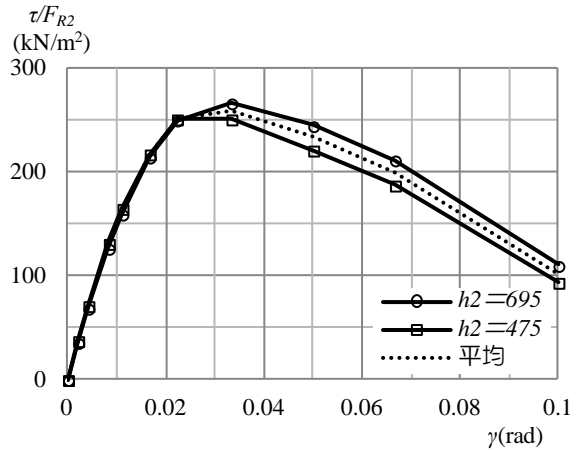


図 4.3.4 F_{R2} で規準化された実験データ

表 4.3.1 小壁の基本耐力 τ_{m2} (図 4.3.4 の平均で示される数値)

変形角	0	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
$\tau_{m2}(\text{kN/m}^2)$	0	37	70	129	162	216	251	259	233	199	102

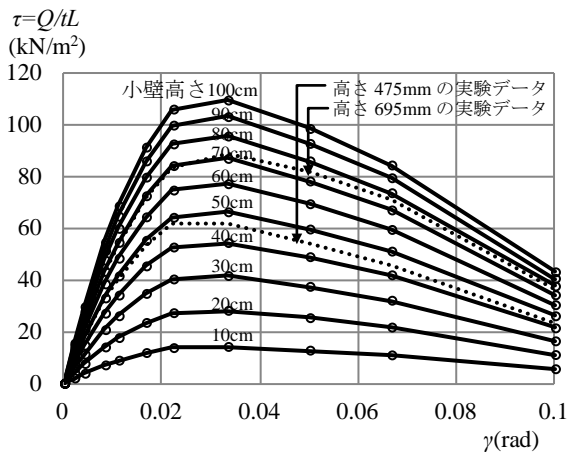


図 4.3.5 いろいろな高さの小壁の復元力

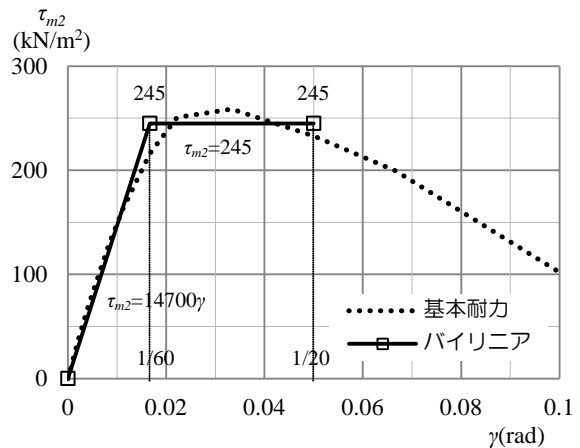


図 4.3.6 小壁基本耐力 τ_{m2} のバイリニア近似

4.4 垂壁を有する柱

4.4.1 垂壁を有する柱の定式化

垂壁を有する独立柱の復元力特性は、垂壁の負担せん断力と柱の曲げモーメントに対応する柱せん断力の関係で決まる⁹。柱ほぞの曲げ抵抗による耐力は別途考慮するので、ここでは柱両端部モーメントはゼロとしている。図4.4.1の垂壁付き独立柱では、作用する水平力 Q と壁負担せん断力 Q_w 、柱のせん断力 Q_{C1}, Q_{C2} の釣り合いから、

$$Q = Q_w - Q_{C1}, \quad Q = Q_{C2} \tag{4.4.1}$$

ここで、小壁内では柱は逆せん断 $-Q_{C1}$ となっていることに注意されたい。垂壁下端位置での柱の曲げモーメントを M_C とすれば、

$$Q_{C1} = \frac{M_C}{H - h_0}, \quad Q_{C2} = \frac{M_C}{h_0} \tag{4.4.2}$$

$$Q_{C1} = \frac{Q_{C2} h_0}{H - h_0} = \frac{Q h_0}{H - h_0} \tag{4.4.3}$$

を(4.4.1)の第1式に代入すれば、負担せん断力 Q と小壁せん断力 Q_w が次のように関係づけられる。

$$Q = \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_w \tag{4.4.4}$$

すなわち、柱高さ h_0 によって小壁耐力 Q_w が減少させられている。たわみ δ 、変形角 γ は

$$\delta = \delta_c + \delta_w = \frac{Q h_0^3}{3EI} + H \gamma_w = \frac{h_0^3}{3EI} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_w + H \gamma_w \tag{4.4.5}$$

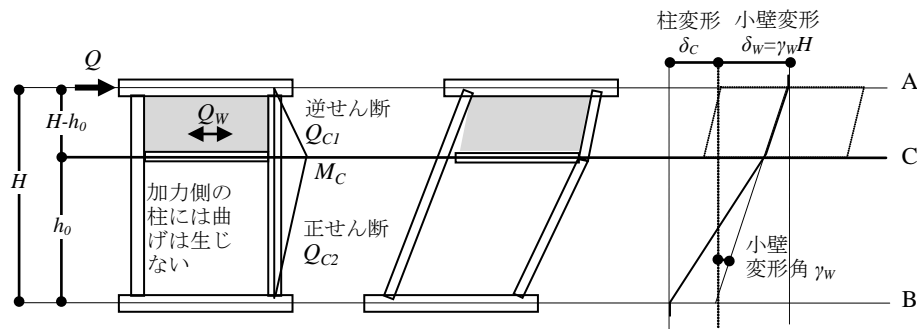


図 4.4.1 垂壁付き柱のメカニズム

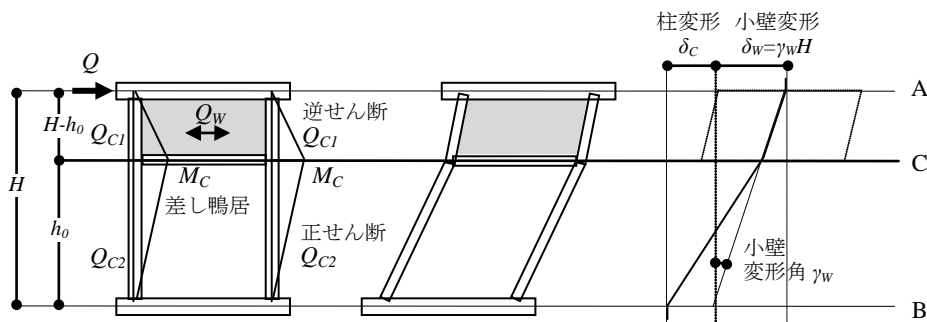


図 4.4.2 垂壁付き柱のメカニズム(差し鴨居の場合)

$$\gamma = \frac{\delta}{H} = \frac{h_0^3}{3EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W + \gamma_w \quad (4.4.6)$$

以上から各ステップの小壁の γ_w , Q_W から Q と γ を計算することで、復元力特性を設定することができる。

ここで、小壁耐力について前節のバイリニア近似を用いると変形とせん断力の関係を陽に表すことができる。

小壁変形が $1/60$ 以下であれば、小壁の変形 γ_w と負担せん断力 Q_W は

$$0 \leq \gamma_w \leq \frac{1}{60} : Q_W = \tau_w t L = F_{R2} \tau_{m2} t L = 14700 F_{R2} \gamma_w t L \quad (4.4.7)$$

したがって、

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{h_0^3}{3EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W + \gamma_w = \left\{ \frac{h_0^3}{3EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) + \frac{1}{14700 F_{R2} t L} \right\} Q_W \\ &= \left\{ \frac{h_0^3}{3EIH} \frac{(H - h_0)}{H} + \frac{1}{14700 F_{R2} t L} \right\} \frac{H}{(H - h_0)} Q = \left\{ \frac{h_0^3}{3EIH} + \frac{H}{14700 F_{R2} t L (H - h_0)} \right\} Q \\ Q &= \frac{1}{\frac{h_0^3}{3EIH} + \frac{H}{14700 F_{R2} t L (H - h_0)}} \gamma \end{aligned} \quad (4.4.8)$$

ここで、 $\gamma_w = 1/60$ の時は $Q_W = 14700 F_{R2} t L / 60 = 245 F_{R2} t L$ であるから対応する γ を γ_{C1} と書けば

$$\gamma_{C1} = \frac{h_0^3}{3EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) 245 F_{R2} t L + \frac{1}{60} \quad (4.4.9)$$

次に小壁変形が $1/60$ 以上 $1/20$ 以下であれば、小壁の負担せん断力 Q_W は

$$\frac{1}{60} \leq \gamma_w \leq \frac{1}{20} : Q_W = \tau_w t L = 245 F_{R2} t L \quad (4.4.10)$$

一定となるので、

$$Q = \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W = 245 F_{R2} t L \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) \quad (4.4.11)$$

この時小壁変形が $\gamma_w = 1/60$ の時の全体の変形 γ_{C1} は

$$\gamma_{C1} = \frac{h_0^3}{3EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W + \gamma_w = \frac{h_0^3}{3EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) 245 F_{R2} t L + \frac{1}{60}$$

と(4.4.9)に一致し、小壁変形が $\gamma_w = 1/20$ の時の全体の変形 γ_{C2} は

$$\gamma_{C2} = \frac{h_0^3}{3EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W + \gamma_w = \frac{h_0^3}{3EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) 245 F_{R2} t L + \frac{1}{20} = \gamma_{C1} + \frac{1}{30} \quad (4.4.12)$$

となる。すなわち、小壁をバイリニア近似すれば全体の復元力も以上のようにバイリニアとなる。

ただし、以上の計算で、柱に生じる曲げモーメント M_C が柱の曲げ耐力を超えていないことを確認する。

$$Q = Q_{C2} \leq \frac{F_b Z_e}{h_0} \quad (4.4.13)$$

ここで、 F_b は材料の曲げ強度、 Z_e は柱の断面欠損を考慮した有効断面係数で全断面から計算され

る断面係数を 0.75 倍されることが多い。部材破断は弾性限度に対しての余裕を有しているため、以下の計算では、 Z_e として、柱径を D として、弾性断面係数 $D^3/6$ ではなく塑性断面係数 $D^3/4$ を採用している。すなわち弾性限に対して 1.5 倍の増加をみている。

小壁付き柱架構が差し鴨居の場合は、図 4.4.2 のように左右の柱に曲げが強制されるので扱いが次のように変わる。

すなわち、作用する水平力 Q と壁負担せん断力 Q_w 、柱のせん断力 Q_{C1}, Q_{C2} の釣り合いは、

$$Q = Q_w - 2Q_{C1} = 2Q_{C2} \quad (4.4.14)$$

垂壁下端位置での柱の曲げモーメントを M_c とすれば、

$$Q_{C1} = \frac{M_c}{H - h_0}, Q_{C2} = \frac{M_c}{h_0} \quad (4.4.15)$$

したがって、負担せん断力 Q とたわみ δ 、変形角 γ は

$$Q = \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_w \quad (4.4.16)$$

$$\delta = \delta_c + \delta_w = \frac{Qh_0^3}{6EI} + H\gamma_w = \frac{h_0^3}{6EI} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_w + H\gamma_w \quad (4.4.17)$$

$$\gamma = \frac{\delta}{H} = \frac{h_0^3}{6EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_w + \gamma_w \quad (4.4.18)$$

$$Q = 2Q_{C2} \leq \frac{2F_b Z_e}{h_0} \quad (4.4.19)$$

以上の(4.4.14)～(4.4.19)式を(4.4.1)～(4.4.6)および(4.4.13)式と比較すれば、柱 1 本分の I, Z_e を 2 本分の $2I, 2Z_e$ にすればよいことが分かる。

図 4.3.5 の小壁データを用いて、 $L=182\text{cm}$, $t=6\text{cm}$, $H=273\text{cm}$, $h_0=210\text{cm}$, 柱樹種スギ、柱 $D=12\text{cm}$ の小壁付き柱の復元力を計算すると図 4.4.3 のようになる。ここで、小壁高さは $273-210=63\text{cm}$ であるので、小壁復元力は図 4.3.5 の高さ 60cm のデータを用いている。

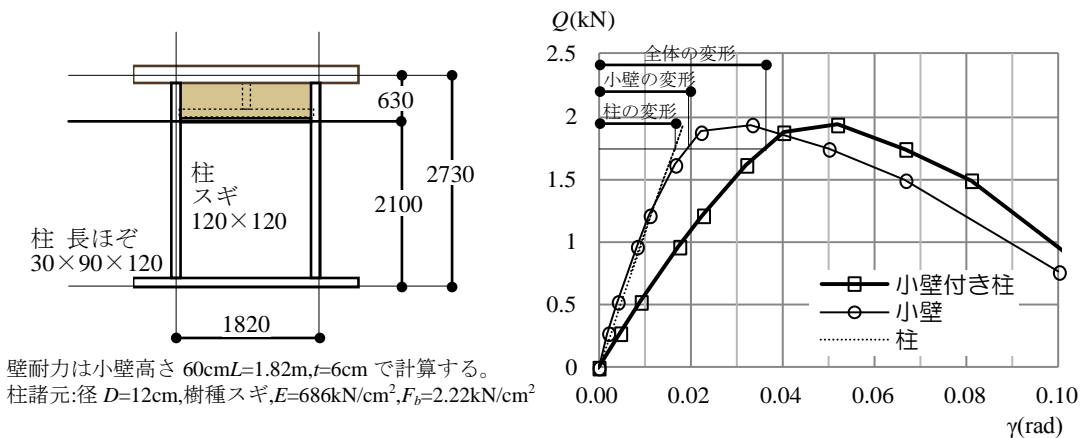


図 4.4.3 小壁の復元力の計算例

4.4.2 小壁内の柱の変形

以上の定式化においては、柱の曲げ変形を図4.4.1のC点で固定されたキャンティレバーとして算出しているが、小壁による柱の拘束効果が期待できない場合は両端A、Bでピン支持された梁がC点で荷重された時のC点のたわみから計算すべきである。その違いについて以下に補足する。図4.4.1の柱を図4.4.4のように扱う。すなわち、小壁内の部材のEIは壁で拘束されるため裸部分のEIと異なるので、それぞれ E_1I_1 、 E_2I_2 と区別して表わしている。

モールの定理によれば、図4.4.4に示す単純梁のC点のたわみは、同図のモーメント図のMを部材EIで割った弾性荷重 M/EI を荷重した図4.4.5のモデルのC点のモーメントで与えられる。

図4.4.5にはAC間とCB間の弾性荷重の合力と重心位置を示している。同図の反力 R_A 、 R_B はそれぞれ、

$$R_A = \frac{Pa^2b}{2lE_1I_1} \frac{l-2a/3}{l} + \frac{Pab^2}{2lE_2I_2} \frac{2b/3}{l} \quad (4.4.20)$$

$$R_B = \frac{Pa^2b}{2lE_1I_1} \frac{2a/3}{l} + \frac{Pab^2}{2lE_2I_2} \frac{l-2b/3}{l} \quad (4.4.21)$$

これから、図4.4.5のC点の曲げモーメント(=図4.4.4のC点のたわみ δ_C)を計算すると、

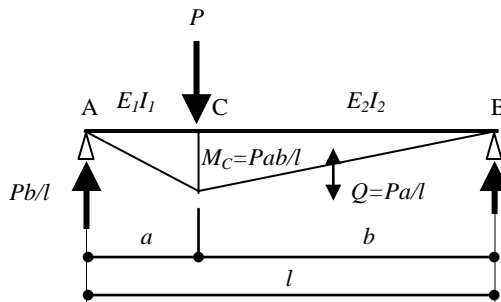


図 4.4.4 集中荷重を受ける単純梁

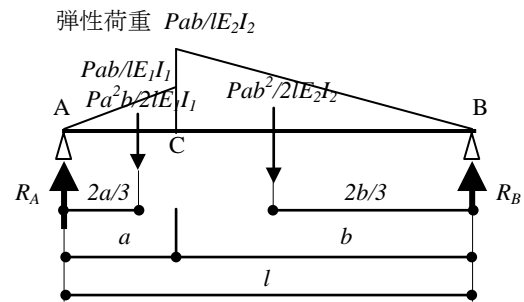


図 4.4.5 モールの定理によるたわみの計算

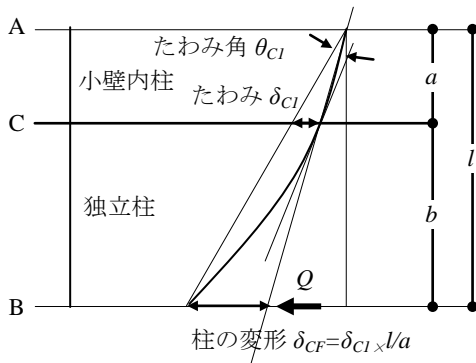


図 4.4.6 剛域を有さない柱の変形

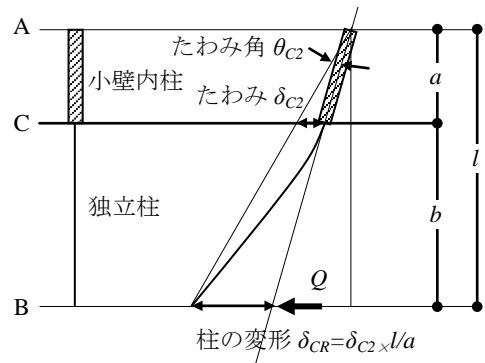


図 4.4.7 剛域を有する柱の変形

$$\begin{aligned}\delta_c &= R_A a - \frac{Pa^2 b}{2lE_1 I_1} \frac{a}{3} = \frac{Pa^2 b}{2lE_1 I_1} \left(\frac{la - 2a^2/3}{l} - \frac{a}{3} \right) + \frac{Pa^2 b^2}{2lE_2 I_2} \frac{2b/3}{l} \\ &= \frac{Pa^3 b^2}{3l^2 E_1 I_1} + \frac{Pa^2 b^3}{3l^2 E_2 I_2} = \frac{Pa^2 b^2}{3l^2} \left(\frac{a}{E_1 I_1} + \frac{b}{E_2 I_2} \right)\end{aligned}\quad (4.4.22)$$

図 4.4.5 の C 点のせん断力 (= 図 4.4.4 の C 点のたわみ角 θ_c) を計算すると、

$$\theta_c = R_A - \frac{Pa^2 b}{2lE_1 I_1} = \frac{Pa^2 b}{2lE_1 I_1} \left(1 - \frac{2a}{3l} - 1 \right) + \frac{Pab^2}{2lE_2 I_2} \frac{2b}{3l} = \frac{Pab}{3l^2} \left(-\frac{a^2}{E_1 I_1} + \frac{b^2}{E_2 I_2} \right)$$

とくに $E_1=E_2=E$, $I_1=I_2=I$ の場合は δ_c を δ_{c1} と書けば

$$\delta_{c1} = \frac{Pa^2 b^2}{3l^2} \left(\frac{a}{EI} + \frac{b}{EI} \right) = \frac{Pa^2 b^2}{3EI l} = \frac{Qb^3}{3EI} \left(\frac{a}{b} \right)\quad (4.4.23)$$

ここで、BC 間のせん断力 $Q=Pa/l$ を用いている。同様に C 点のたわみ角 θ_c を θ_{c1} と書けば、

$$\theta_{c1} = \frac{Pab}{3EI l^2} (b^2 - a^2)$$

AC 間の部材剛性が大きな場合の δ_c を δ_{c2} と書けば、(4.4.22)式の $a/E_1 I_1=0$, また $E_2=E$, $I_2=I$ とおいて

$$\delta_{c2} = \frac{Pa^2 b^2}{3l^2} \frac{b}{EI} = \frac{Pa^2 b^3}{3EI l^2} = \frac{Qb^3}{3EI} \left(\frac{a}{l} \right)\quad (4.4.24)$$

同様に AC 間の部材剛性が大きな場合のたわみ角 θ_c を θ_{c2} と書けば、

$$\theta_{c2} = \frac{Pab^3}{3EI l^2} = \frac{\delta_{c2}}{a} > \theta_{c1}$$

となって、AC 間は剛体回転 θ_{c2} していることがわかる。

ところで、これらを柱に置き換えてみると、図 4.4.6 または図 4.4.7 から、柱の変形は、C 点のたわみが l/a 倍に増幅されるので、小壁内を剛とした場合の柱変形 δ_{CR} は(4.4.24)式から、

$$\delta_{CR} = \frac{Qb^3}{3EI} \left(\frac{a}{l} \right) \times \frac{l}{a} = \frac{Qb^3}{3EI}\quad (4.4.25)$$

これは、跳出し梁のたわみ式である。したがって、小壁付き柱の柱変形計算は、図 4.4.1 の h_0 を跳出し長さとする跳出し梁のたわみで計算できる。

小壁内の柱剛性を増加させない場合の柱変形 δ_{CF} は、(4.4.23)式に同様の修正を施すと、

$$\delta_{CF} = \frac{Qb^3}{3EI} \left(\frac{a}{b} \right) \times \frac{l}{a} = \frac{Qb^3}{3EI} \left(\frac{l}{b} \right)\quad (4.4.26)$$

この場合は、剛域考慮の(4.4.25)式の l/b 倍 (>1) となるので、柱変形は大きく評価される。

安全側ということであれば、柱変形を大きく見積もる(4.4.26)式となるが、小壁内で柱の変形がある程度拘束されること、あるいは小壁と柱の変形の適合性などを勘案すれば、従来から用いられている跳出し計算の(4.4.25)式を採用している。

4.4.3 実験データによる検証

検証の対象とする実験結果は図 4.4.3 の MWA4 から柱ほぞによる耐力の 2 本分を除いたデータを用いた。計算結果と実験結果を図 4.4.8 で比較する。ここで、「設計式 1」は耐力低下を示す設計式をそのまま適用している。初期剛性はよく対応しているが、最大耐力は過小な評価となっている。また計算では 1/20 変形以後に顕著な耐力低下を示すが、実験ではさらに耐力が増加している。この差の原因は小壁復元力モデルによるもので、とくに耐力低下の有無についてはさらに検討が必要であろう。この現象は前節の開口壁でも見られるように、この場合も柱変形により全体の変形が増大して剛性が小さい場合は個々の壁のような耐力低下は生じにくいと考えられる。前節と同様に、「設計式 2」として耐力低下が生じないモデルの計算例を併せて示すが耐力が増加することは説明できない。

なお、小壁高さの取り方は、実験報告書などでは、壁内法高さをとることとされているので、図 4.4.3 の試験体モデルでは 63cm ではなく、厳密には、上下梁成の和の 1/2 を減じる必要があるが、ここではそこまでの考慮は行っていない。

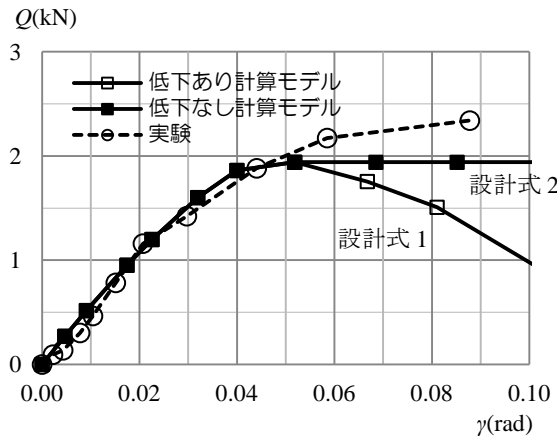


図 4.4.8 実験結果の検証

4.4.4 計算例

以下の計算に用いる小壁復元力はバイリニア近似ではなく、変形毎に与えられるデータに基づいている。

- ・柱径と柱本数 図 4.4.9 に図 4.4.1 のように柱 1 本が寄与する場合、図 4.4.10 に図 4.4.2 のように柱 2 本が寄与する場合について、柱径をパラメータとした計算結果を示す。計算の範囲では、柱本数によって耐力は変わらず、剛性がやや増加する程度である。
- ・壁長さ 図 4.4.11 に図 4.4.9 との比較のため、壁長さが 1/2 の場合の計算例を示す。耐力は壁長さに比例して増減するが同時にアスペクト比による増減が相殺するように働く。初期剛性は柱の寄与分があるため、 $L=91\text{cm}$ が $L=182\text{cm}$ の 1/2 までは低減しない。
- ・壁厚さ 図 4.4.12 および図 4.4.13 に小壁厚さを変化させた場合の計算例を示す。最大耐力は小壁厚さと長さ、すなわち小壁断面積に比例している。
- ・壁高さ 図 4.4.14 に小壁高さを変化させた場合の計算例を示す。当初図 4.3.5 で想定した壁高さと耐力の関係がそのまま反映されている。なお計算に用いたパラメータの範囲では、壁高さが 80cm を超えると柱折損が生じる。

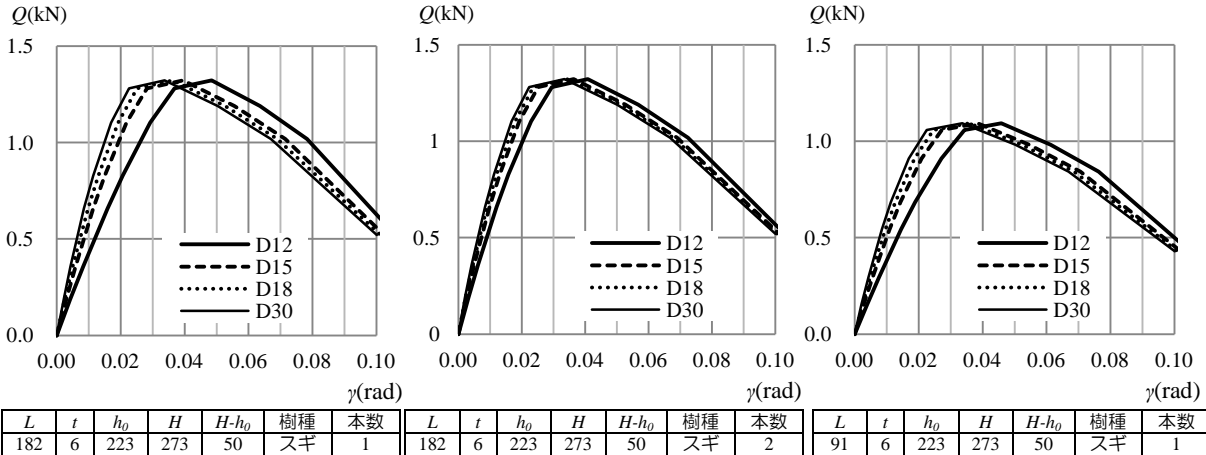


図 4.4.9 小壁付き柱復元力 1 図 4.4.10 小壁付き柱復元力 2 図 4.4.11 小壁付き柱復元力 3

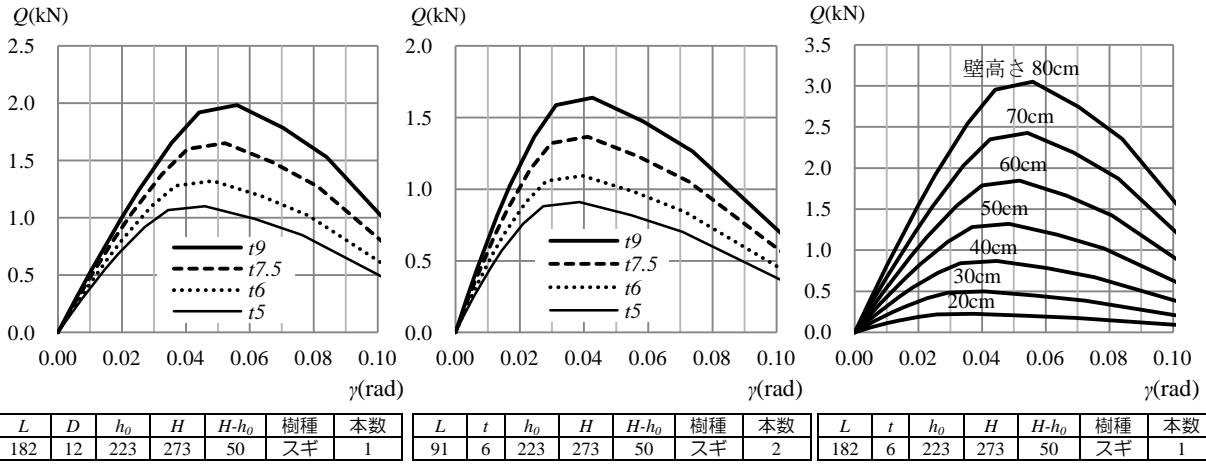


図 4.4.12 小壁付き柱復元力 4 図 4.4.13 小壁付き柱復元力 5 図 4.4.14 小壁付き柱復元力 6

4.4.5 応用例

①二連の垂壁を有する柱の定式化

図 4.4.15 のような二連の場合も同様にして、

$$Q = 2Q_{c2} = 2 \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_w \tag{4.4.27}$$

$$\gamma = \frac{\delta}{H} = \frac{h_0^3}{3EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_w + \gamma_w \tag{4.4.28}$$

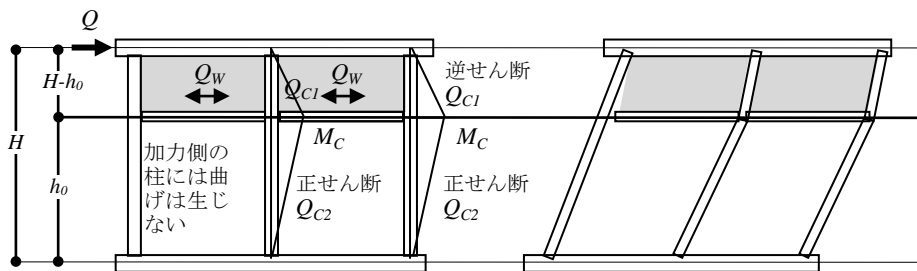


図 4.4.15 二連の垂壁付き柱

すなわち、二連の垂壁付き柱は、一連の基本モデルを図4.4.16のように加算すればよい。

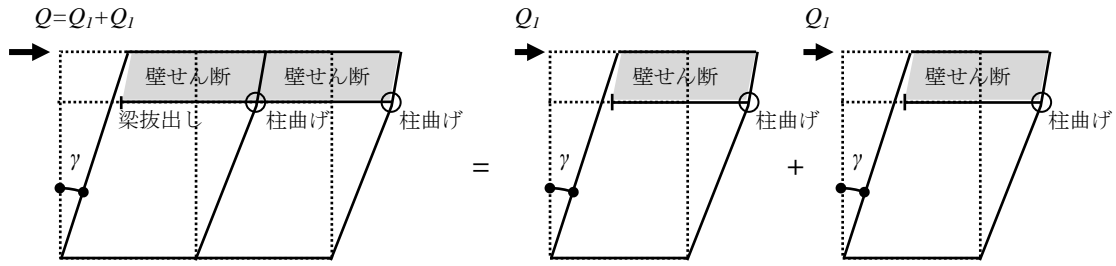


図 4.4.16 二連の垂壁付き柱の計算方法

②一連の垂壁腰壁を有する柱

図 4.4.17 のように、垂壁、腰壁を有する場合は、

$$Q = Q_{WT} + Q_{CL2} - Q_{CR1} = Q_{CR2} + Q_{CL2} = Q_{WB} + Q_{CR2} - Q_{CL1} \quad (4.4.29)$$

$$Q_{CL2} = \frac{M_{CL}}{h_{OL}}, \quad Q_{CL1} = \frac{M_{CL}}{H - h_{OL}} \quad (4.4.30)$$

$$Q_{CR2} = \frac{M_{CR}}{h_{OR}}, \quad Q_{CR1} = \frac{M_{CR}}{H - h_{OR}} \quad (4.4.31)$$

したがって、 $Q_{CL1}, Q_{CL2}, Q_{CR1}, Q_{CR2}, Q_{WT}, Q_{WB}$ には次の関係がある。

$$Q_{CL2} = \left(\frac{H}{h_{OL}} - 1\right) Q_{CL1}, \quad Q_{CR2} = \left(\frac{H}{h_{OR}} - 1\right) Q_{CR1} \quad (4.4.32)$$

$$Q_{CL2} = \left(1 - \frac{h_{OL}}{H}\right) Q_{WB}, \quad Q_{CR2} = \left(1 - \frac{h_{OR}}{H}\right) Q_{WT} \quad (4.4.33)$$

以上から、 Q を垂壁せん断力 Q_{WT} と腰壁せん断力 Q_{WB} によって次のように書くことができる。

$$Q = \left(1 - \frac{h_{OR}}{H}\right) Q_{WT} + \left(1 - \frac{h_{OL}}{H}\right) Q_{WB} \quad (4.4.34)$$

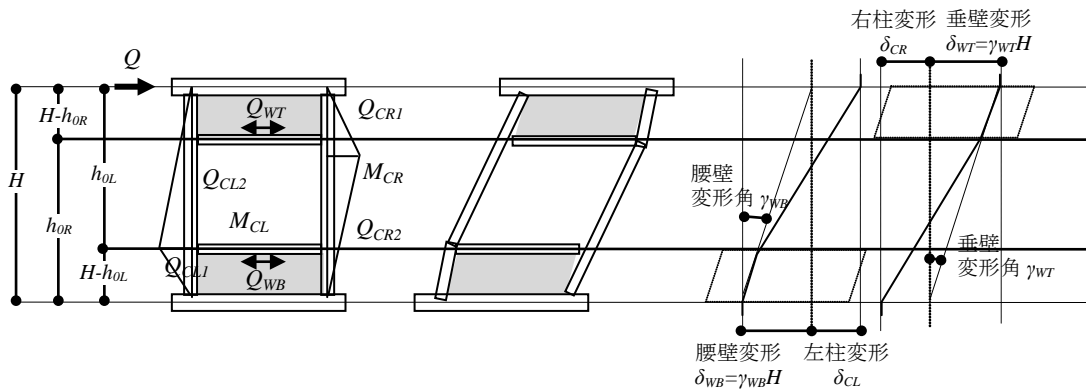


図 4.4.17 垂壁腰壁付き柱

変形 δ あるいは変形角 γ は左右の柱で等しいので、

$$\delta = \delta_{CR} + \delta_{WT} = \frac{Q_{CR2}h_{0R}^3}{3E_R I_R} + H\gamma_{WT} = \frac{h_{0R}^3}{3E_R I_R} \left(1 - \frac{h_{0R}}{H}\right) Q_{WT} + H\gamma_{WT} \quad (4.4.35)$$

$$\delta = \delta_{CL} + \delta_{WB} = \frac{Q_{CL2}h_{0L}^3}{3E_L I_L} + H\gamma_{WB} = \frac{h_{0L}^3}{3E_L I_L} \left(1 - \frac{h_{0L}}{H}\right) Q_{WB} + H\gamma_{WB} \quad (4.4.36)$$

$$\gamma = \frac{h_{0R}^3}{3E_R I_R H} \left(1 - \frac{h_{0R}}{H}\right) Q_{WT} + \gamma_{WT} = \frac{h_{0L}^3}{3E_L I_L H} \left(1 - \frac{h_{0L}}{H}\right) Q_{WB} + \gamma_{WB} \quad (4.4.37)$$

ここで、ヤング係数 E や断面2次モーメント I の下指標 L, R は左右の柱を示している。復元力は、各ステップの垂壁の γ_{WT} 、 Q_{WT} に対応する γ_{WB} 、 Q_{WB} を(4.4.37)式より計算し、(4.4.34)、(4.4.35)式を用いることで与えられる。

すなわち、垂壁腰壁付き柱は、基本モデルを図4.4.18のように加算すればよい。

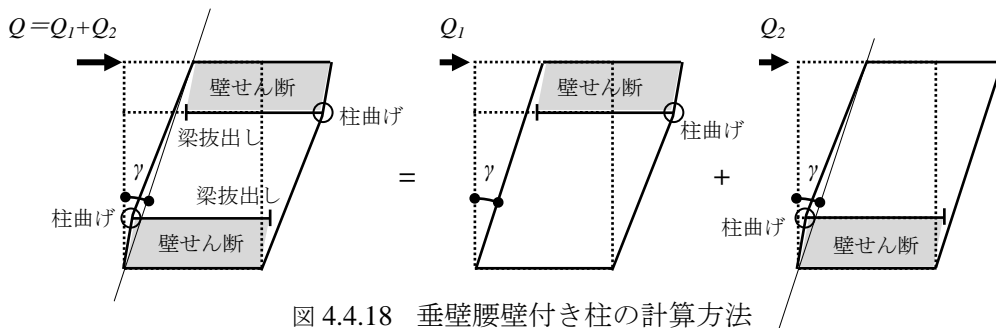


図4.4.18 垂壁腰壁付き柱の計算方法

③全面壁と小壁付き柱架構の組合せ

全面壁と垂壁または腰壁付き柱架構との組合せについては次のように考えることができる。

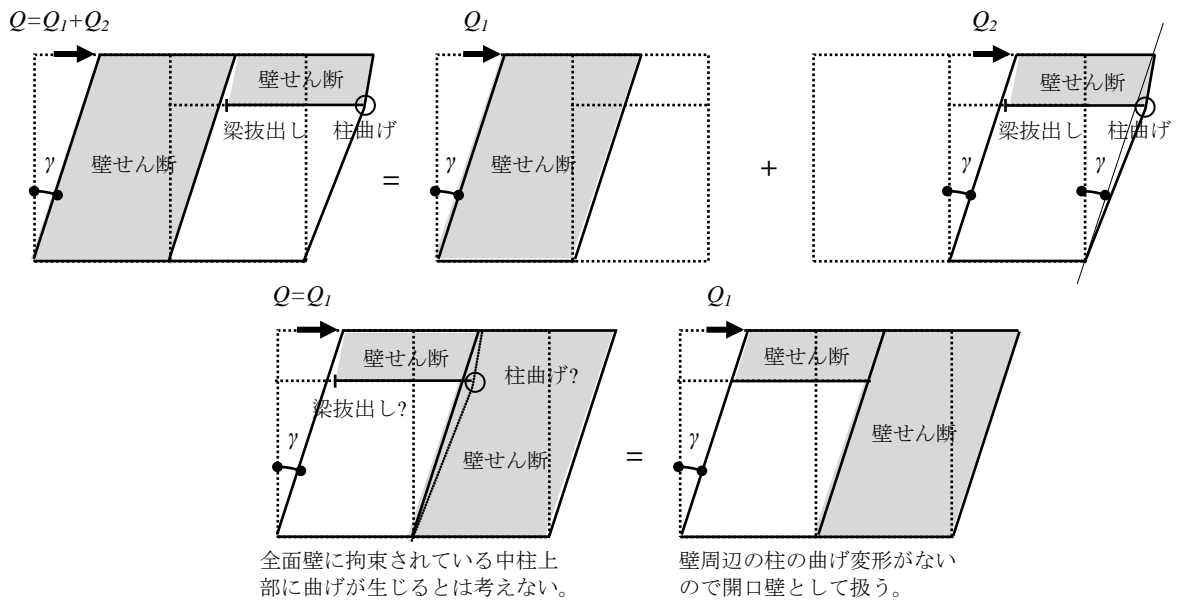


図4.4.19 全面壁と垂壁付き柱の計算方法

図 4.4.19 のように全面壁と垂壁付き柱が連続する場合は、上段のように加力と反対側にある垂壁によって外柱の曲げが強制される場合は、全面壁と小壁付き柱の単純加算として扱うことができる。しかし、下段のように加力側に垂壁がある場合は柱に曲げヒンジが生じないので、例えば開口壁としての扱いを適用する。

図 4.4.20 のように全面壁と腰壁付き柱が連続する場合も同様で、加力方向と腰壁との位置関係によって扱いが異なる。全面壁と垂壁腰壁が連続する図 4.4.21 も、柱の曲げを考慮して本章の定式化を用いて適切に計算モデルを構築することができる。

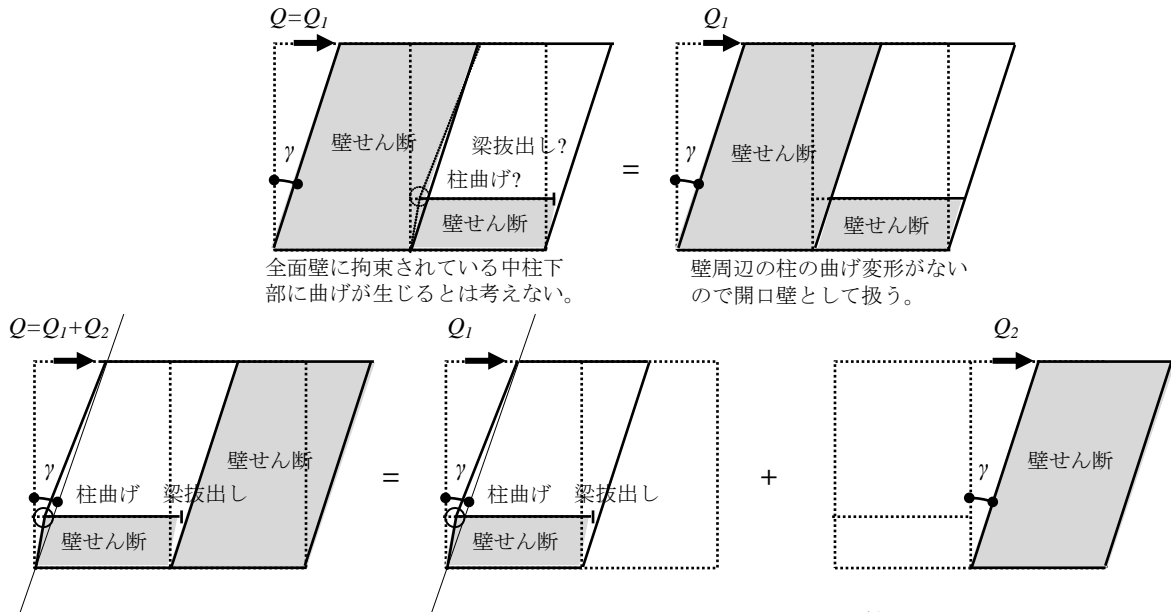


図 4.4.20 全面壁と腰壁付き柱の計算方法

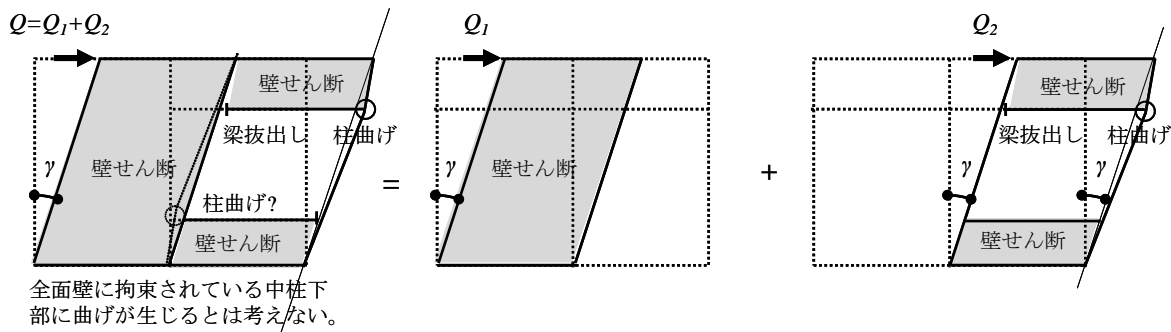


図 4.4.21 全面壁と垂壁腰壁付き柱の計算方法

4.5 垂壁および腰壁で拘束された柱

単スパンの小壁付き柱の復元力計算を基本として、図 4.5.1 に示されるような、上下小壁で拘束された柱の復元力の定式化を行う。

以下では、中柱と上下小壁を対象として復元力を計算する。その変形を用いて両側の柱の耐力を加算すれば全体の復元力を近似的に作成することができる。以下では、前述と同様に理由で扱いを簡便にするため小壁内の柱は剛であると仮定する。

図 4.5.1 の力の釣合いは、

$$Q = Q_{W1} - \frac{M_1}{h_1} = Q_{W2} - \frac{M_2}{h_2} = \frac{M_1 + M_2}{h_3} \tag{4.5.1}$$

$$M_1 = (Q_{W1} - Q)h_1, \quad M_2 = (Q_{W2} - Q)h_2$$

$$M_1 + M_2 = (Q_{W1} - Q)h_1 + (Q_{W2} - Q)h_2 = Q_{W1}h_1 + Q_{W2}h_2 - (h_1 + h_2)Q = h_3Q$$

したがって

$$Q = \frac{Q_{W1}h_1 + Q_{W2}h_2}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{Q_{W1}h_1 + Q_{W2}h_2}{H} \tag{4.5.2}$$

変形と力の関係は上下のたわみ角が $\gamma_3 - \gamma_2$, $\gamma_3 - \gamma_1$ であるので、

$$M_1 = 2EK\{2(\gamma_3 - \gamma_1) + (\gamma_3 - \gamma_2)\} = 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_1 - \gamma_2) \tag{4.5.3}$$

$$M_2 = 2EK\{2(\gamma_3 - \gamma_2) + (\gamma_3 - \gamma_1)\} = 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_2 - \gamma_1) \tag{4.5.4}$$

$$Q = \frac{M_1 + M_2}{h_3} = \frac{6EK(-\gamma_1 - \gamma_2 + 2\gamma_3)}{h_3} = \frac{6EI(2\gamma_3 - \gamma_1 - \gamma_2)}{h_3^2} \tag{4.5.5}$$

ここで、 E は柱の弾性係数、 K は柱の剛度を表わしており、 $K = I/h_3$ である。

腰壁のせん断力 Q_{W1} と変形 γ_1 および垂壁のせん断力 Q_{W2} と変形 γ_2 は小壁用に設定された復元力を用いることができる。(4.5.5)式から

$$\gamma_3 = \frac{Qh_3^2}{12EI} + \frac{1}{2}(\gamma_1 + \gamma_2) \tag{4.5.6}$$

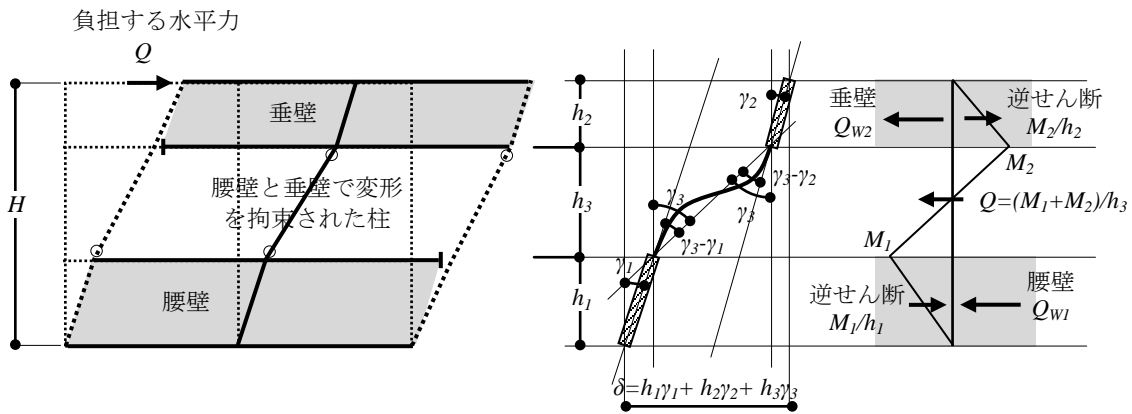


図 4.5.1 上下が小壁で拘束された柱

全体の変形角は

$$\gamma = \frac{\delta}{H} = \frac{h_1\gamma_1 + h_2\gamma_2 + h_3\gamma_3}{H} \quad (4.5.7)$$

(4.5.6)式を(4.5.3)および(4.5.4)式に代入すると、

$$\begin{aligned} M_1 &= 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_1 - \gamma_2) = 2EK \left(\frac{Qh_3^2}{4EI} + \frac{3}{2}(\gamma_1 + \gamma_2) - 2\gamma_1 - \gamma_2 \right) \\ &= 2E \frac{I}{h_3} \left(\frac{Qh_3^2}{4EI} + \frac{1}{2}(\gamma_2 - \gamma_1) \right) = \frac{1}{2}Qh_3 + \frac{EI}{h_3}(\gamma_2 - \gamma_1) \\ M_2 &= \frac{1}{2}Qh_3 + \frac{EI}{h_3}(\gamma_1 - \gamma_2) \end{aligned}$$

(4.5.1)式から

$$Q_{W1} = Q + \frac{M_1}{h_1}, \quad Q_{W2} = Q + \frac{M_2}{h_2}$$

したがって、

$$\begin{aligned} Q_{W1} &= Q + \frac{M_1}{h_1} = Q + \frac{Qh_3}{2h_1} + \frac{EI}{h_1h_3}(\gamma_2 - \gamma_1) = \left(1 + \frac{h_3}{2h_1}\right)Q + \frac{EI}{h_1h_3}(\gamma_2 - \gamma_1), \\ Q_{W2} &= Q + \frac{M_2}{h_2} = Q + \frac{Qh_3}{2h_2} + \frac{EI}{h_2h_3}(\gamma_1 - \gamma_2) = \left(1 + \frac{h_3}{2h_2}\right)Q + \frac{EI}{h_2h_3}(\gamma_1 - \gamma_2) \end{aligned} \quad (4.5.8)$$

ここから Q を消去すると、

$$\begin{aligned} \left(1 + \frac{h_3}{2h_2}\right)Q_{W1} - \left(1 + \frac{h_3}{2h_1}\right)Q_{W2} &= \left(1 + \frac{h_3}{2h_2}\right)\frac{EI}{h_1h_3}(\gamma_2 - \gamma_1) - \left(1 + \frac{h_3}{2h_1}\right)\frac{EI}{h_2h_3}(\gamma_1 - \gamma_2) \\ \therefore \frac{h_1}{2}(2h_2 + h_3)Q_{W1} + \frac{EIh}{h_3}\gamma_1 &= \frac{h_2}{2}(2h_1 + h_3)Q_{W2} + \frac{EIh}{h_3}\gamma_2 \end{aligned} \quad (4.5.9)$$

Q_{W1} , Q_{W2} はそれぞれ γ_1 , γ_2 で与えられるので、指定された γ_2 に対して、(4.5.9)式を満たすような γ_1 を決定することができる。(4.5.9)式は、垂壁と腰壁の変形についての関係式を与えている。

以上から次の手順によって、復元力 Q , γ が与えられる。

- ① 垂壁の γ_2 を与える。
- ② 小壁の復元力より垂壁の Q_{W2} を計算する。
- ③ (4.5.9)式を満足するように腰壁の γ_1 および Q_{W1} を決定する。
- ④ (4.5.2)式から Q を計算する。
- ⑤ (4.5.6)式から γ_3 を、(4.5.7)式から γ を計算する。

もちろん、柱が上下で折損しないためには柱径を D , 曲げ強度を F_b として

$$M_c = Z_e F_b = 0.75 \times \frac{1}{4} D^3 F_b \quad (4.5.10)$$

$$M_1 = 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_1 - \gamma_2) \leq M_c \quad (4.5.11)$$

$$M_2 = 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_2 - \gamma_1) \leq M_c \quad (4.5.12)$$

計算例を図 4.5.2~4.5.7 に示す。

図 4.5.2~4.5.4 は垂壁高さを 60cm とし、腰壁を 60,90,120cm と変化させた場合に、柱径をパラメータとした復元力である。最大耐力は(4.5.2)式から垂壁腰壁高さの和に比例している。すなわち、 $60+60 : 60+90 : 60+120 = 2 : 2.5 : 3$ に対応するが、さらにアスペクト比の影響があるので、耐力比は $3.7 : 5.5 : 7.5 = 2 : 3 : 4$ と壁高さ以上に増大している。最大耐力時の変形量は柱径によって変化するが、計算の範囲では大きな差は見られない。

図 4.5.5, 4.5.6 は同様に壁厚さをパラメータとした計算結果を示す。アスペクト比の影響の無い場合の耐力は、小壁厚さに単純に比例する。

図 4.5.7 は柱径を 12cm、垂壁高さを 60cm とし、腰壁を 0~150cm の間で変化させた場合の復元力を示す。最大耐力に対応した変形は、腰壁高さが垂壁と等しい 60cm までは、腰壁が増えれば、変形は小さくなる。一方腰壁高さが垂壁の 60cm を超えると、逆に、腰壁が増えれば、変形は大きくなっている。

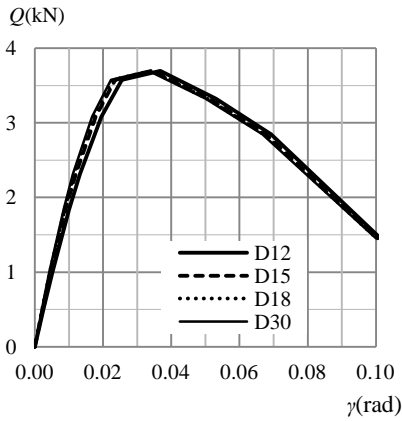


図 4.5.2 垂壁腰壁付柱復元力 1

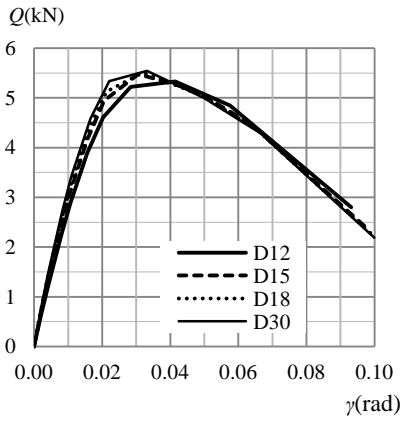


図 4.5.3 垂壁腰壁付柱復元力 2

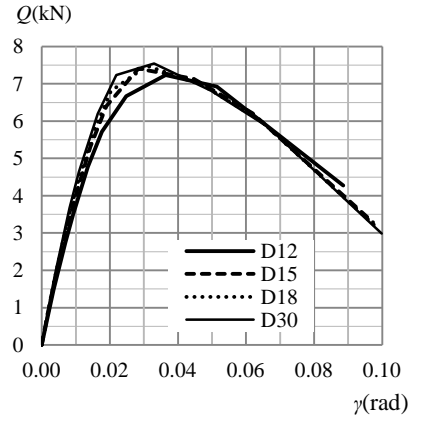


図 4.5.4 垂壁腰壁付柱復元力 3

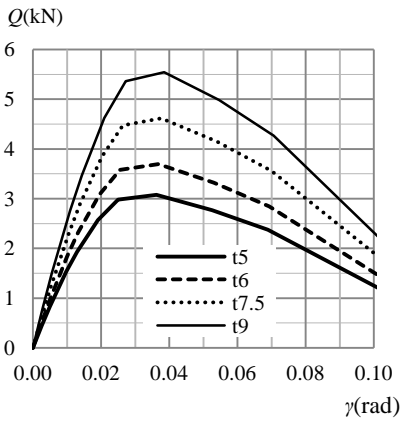


図 4.5.5 垂壁腰壁付柱復元力 4

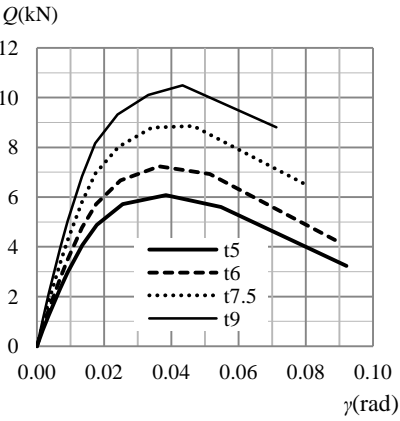


図 4.5.6 垂壁腰壁付柱復元力 5

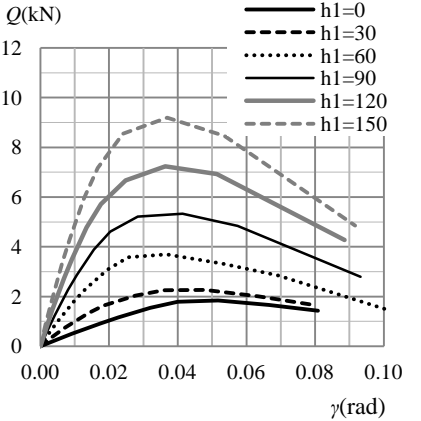


図 4.5.7 垂壁腰壁付柱復元力 6

ここで、4.1の全面壁の耐力と本節の垂壁+腰壁の対応について考える。任意のアスペクトの全面壁の耐力は(4.1.4)および(4.1.5)式で計算できる。同様に小壁の耐力は(4.3.8)および(4.3.7)式で与えられる。両者ともそれぞれ2体の実験結果に基づいて決定されており、その適用範囲については特に制限を設けていない。

まず図4.5.8は垂壁腰壁の高さが大きくなって全面壁に近づいた時の復元力を全面壁と比較している。壁長さは $L=182\text{cm}$ 、壁厚さは $t=6\text{cm}$ 、腰壁垂れ壁付き柱の径は $D=12\text{cm}$ とする。垂壁 $h_1=135\text{cm}$ 、腰壁 $h_2=135\text{cm}$ はほぼ全面壁に対応するが、全面壁復元力と垂壁腰壁付き柱復元力とは間柱や貫梁などの抵抗機構の差によってもちろん連続しない。

垂壁+腰壁のそれぞれの高さ h_1, h_2 が全高さ H の $1/2$ である場合は、(4.5.2)式において $h_1=H/2, h_2=H/2$ であり $Q_{W1}=Q_{W2}$ なのでこれを Q_W とかけば耐力 Q_A は(4.3.8)式から

$$Q_A = \frac{Q_{W1}h_1 + Q_{W2}h_2}{H} = Q_W = \tau_{m2}F_{R2}tL = \tau_{m2}tL \frac{H/2L}{1 + (H/2L)^2} \quad (4.5.13)$$

全面壁の耐力 Q_B は(4.1.4)式から

$$Q_B = \tau_{m1}F_{R1}tL = \tau_{m1}tL \frac{1}{\sqrt{1 + 0.175(H/L)^2}} \quad (4.5.14)$$

ここで、 $L=182\text{cm}$ 、 $H=273\text{cm}$ とすれば、 $Q_A=0.48\tau_{m2}tL$ 、 $Q_B=0.54\tau_{m1}tL$ となるので

$$\frac{Q_A}{Q_B} = \frac{0.48\tau_{m2}tL}{0.54\tau_{m1}tL} = 0.89 \frac{\tau_{m2}}{\tau_{m1}} \quad (4.5.15)$$

τ_{m2} は表4.3.1、 τ_{m1} は表4.1.3で与えられるので、例えば $\gamma=1/60$ の時 $Q_A/Q_B=0.89 \times 216/114=1.7$ である。このように、両者の差は、それぞれ独立に設定された基本耐力とアスペクト比による低減係数の差による。この意味からもそれぞれの適用範囲について制限を課すべきではあるが、そのための信頼できる十分なデータはまだないので、耐力式の適用にあたっては以上の点を適切に配慮しなければならない。

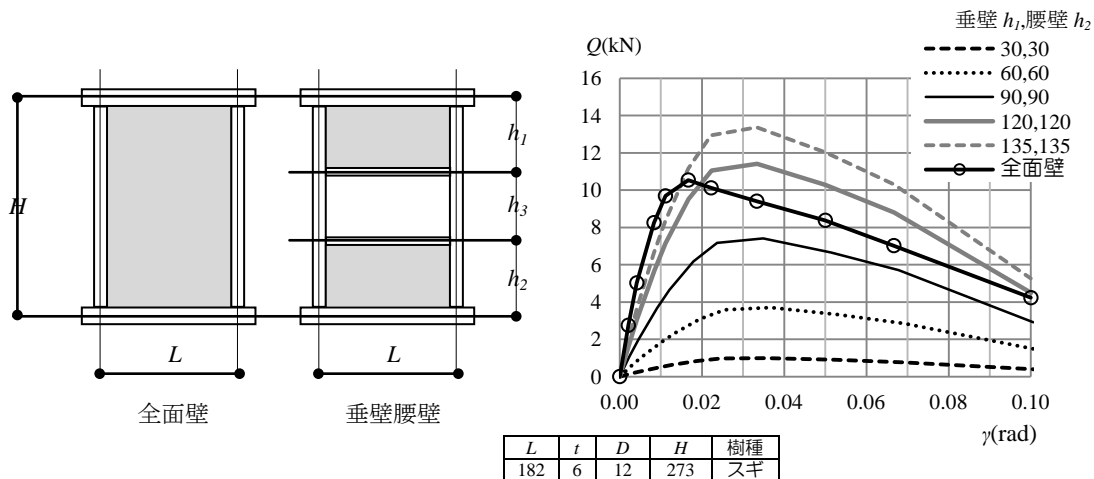
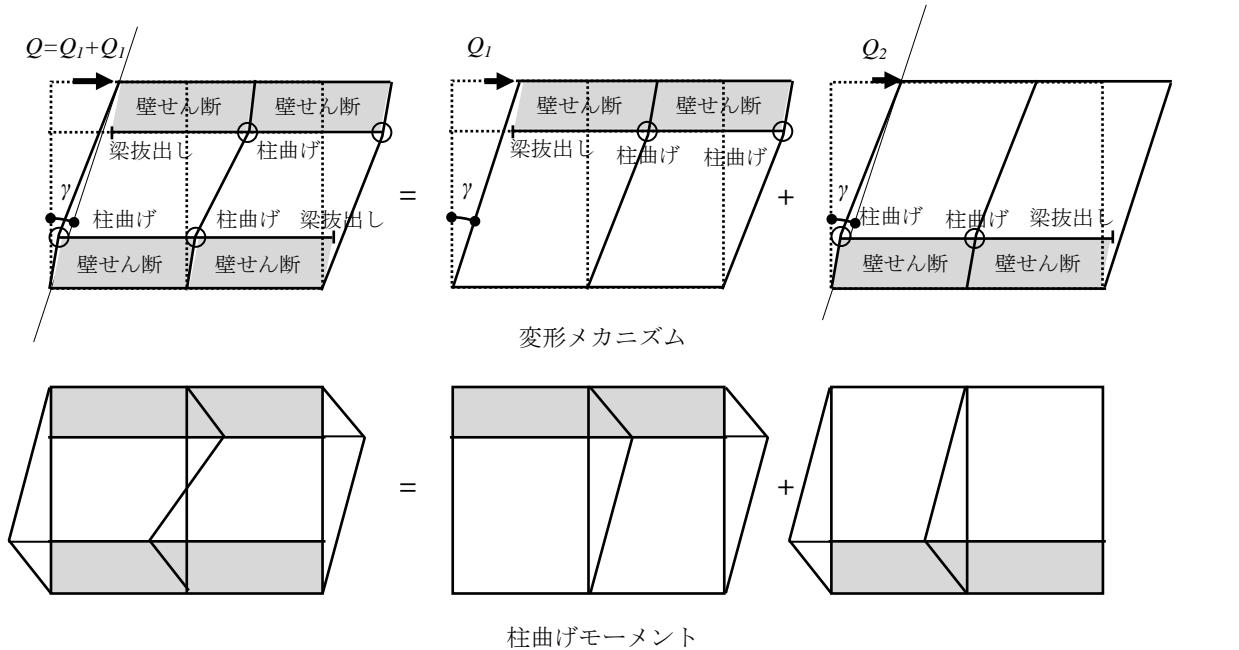


図4.5.8 垂壁腰壁付柱と全面壁の比較

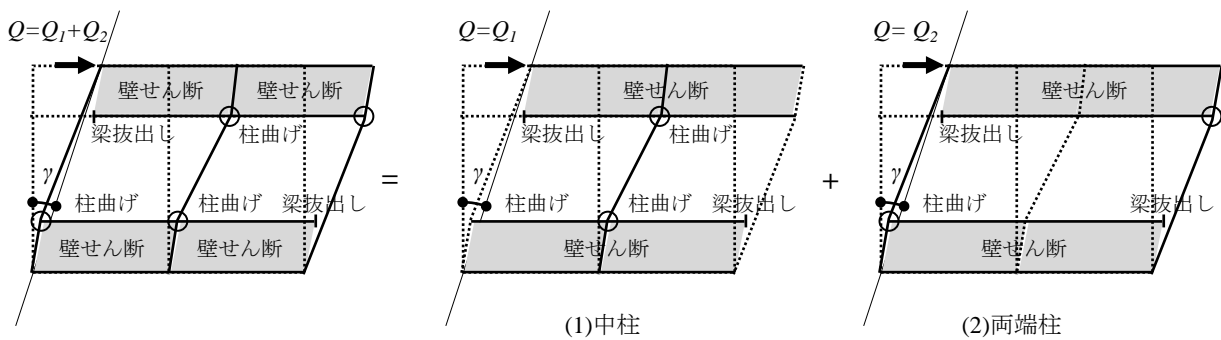
垂壁腰壁で拘束された柱の計算は、(4.5.9)式を満たす変形を求めるために繰り返し計算が必要になるため実務計算には適していないとも考えられる。その場合は近似法として、図4.5.9のように、変形の適合性は無視して、耐力の重ね合わせを行うことでも対応できる。

また二連の腰壁垂壁付き柱架構の両側の柱については、本節の定式化では考慮されていないので、図4.5.10のように、曲げモーメントを計算して加算する。この場合、両側の柱曲げモーメントによる小壁内での逆せん断を無視すれば結果は近似的な計算となる。



中柱については変形の適合条件は満足しないが近似的に柱2本分として評価する。
したがってこの場合は上小壁+柱2本と下小壁+柱2本を加算する。
あるいは次の方法でもよい

図4.5.9 二連の垂壁腰壁付き柱の計算方法1



(1)の中柱については腰壁と垂壁で拘束された計算により耐力 Q_1 と変形を求める。
(2)では(1)の変形に適合するように両端の柱を強制変形させてその負担するせん断力 Q_2 を求める。この場合腰壁と垂壁の変形は(1)と同じとする。しかし両側柱の小壁内での逆せん断分が考慮されないため近似的な計算となる。

図4.5.10 二連の垂壁腰壁付き柱の計算方法2

第5章 曲げ抵抗系耐力要素

小規模の木造建築として最も一般的な4号建築物ではもっぱら壁量計算に終始するため、主たる耐震要素はせん断力が支配的な面材系が用いられる。ところが伝統的構法による木造建築の歴史をみると、古代の柱の傾斜復元力や鎌倉時代以降の貫構造など、木造本来の使い方として線材系あるいは軸組みが大きな流れとして継承されている。これら軸組み系の耐力要素は、部材端部、部材接合部での抵抗要素に工夫がみられる。いわゆる伝統的木造建築に特徴的な仕口継手における嵌合接合である^{1,2}。そしてこれらの接合部においては、めり込みが主要な力学特性となる。

本節では柱や梁などの線材を接合させて、その接合部でのめり込み主体の曲げ抵抗要素として、柱ほぞや貫についてまとめる。接合部では、めり込み変形他ガタや滑りなど材料的幾何学的に強い非線形性を示すため、いきおい実験的な研究解明がこれまでの大半である。以下でも理論の展開ではなく、既往の実験データの上に設計法を構築するものである。

5.1 柱ほぞ

柱の復元力特性は上下端のほぞ入れの復元力特性による。これまでの多くの試験結果は柱1本(上下ほぞ)あたりに換算されてまとめられる。想定される耐力メカニズムは図5.1.1のように考えられ、例えば関西マニュアルによる復元力特性は図5.1.2のように示されている³。そこでは木造骨組の耐力は柱上下端のほぞの耐力とし、ほぞ仕様と柱1本あたりの耐力は

- ・ 短ほぞ：30mm×90mm 深さ 60mm 1/90 変形時 Q=0.18kN, 1/20 変形時 Q=0.25kN
- ・ 長ほぞ：30mm×90mm 深さ 120mm 1/90 変形時 Q=0.58kN, 1/20 変形時 Q=0.75kN

の2つにまとめられている。柱断面や材種についての区別は行っていない。

伝統構法委員会^{4,6}の実験WGのデータは表5.1.1、図5.1.3のようになっている。ほぞは長ほぞである。図5.1.3から明らかなように、柱の復元力を規定するパラメータはほぞの曲げ耐力 M_u と柱高さ H である。すなわち両端ほぞの場合は $M=2M_u$ 、一端ほぞの場合は $M=M_u$ とカウントして

$$Q = \frac{M}{H} \tag{5.1.1}$$

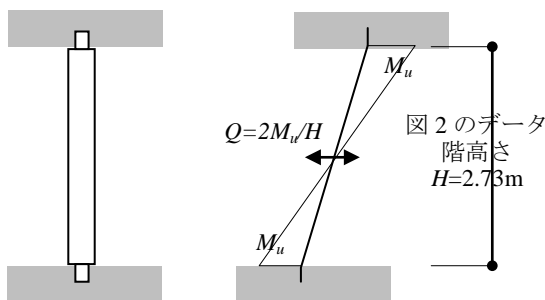


図 5.1.1 ほぞのメカニズム

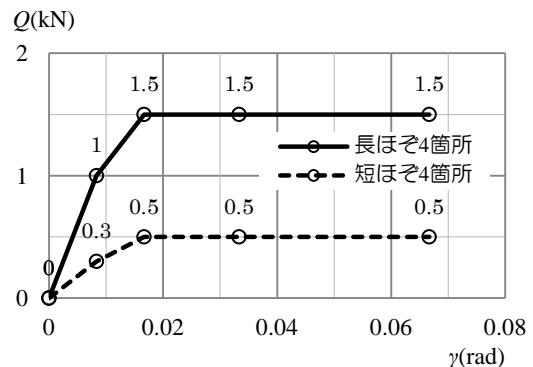


図 5.1.2 ほぞの復元力(マニュアル)

表 5.1.1 柱ほぞの 1 箇所あたり抵抗モーメント

回転角	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	0.002	0.004	0.008	0.011	0.017	0.022	0.033	0.050	0.067	0.100
Mu (kNm)	0.25	0.45	0.70	0.90	1.10	1.30	1.45	1.50	1.50	1.50

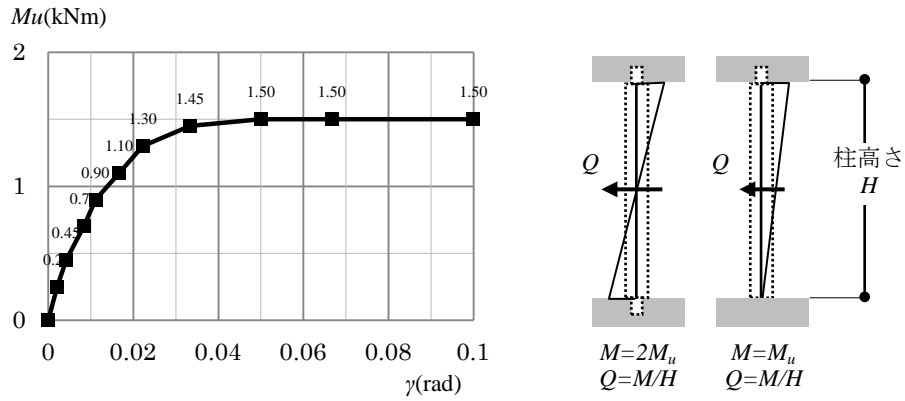


図 5.1.3 柱ほぞの 1 箇所あたり抵抗モーメント

5.2 柱梁仕口

柱梁仕口として曲げ抵抗する部材として、伝統構法委員会^{4,8}では、貫、差し鴨居、足固めを想定し、それぞれの接合部要素として通し貫、雇いほぞ胴栓止め、雇い竿車知の3つについて、柱成や梁幅、ほぞ厚さなどをパラメータとして設計用の復元力表が用意されている。本節では、この伝統構法委員会による耐力データを柱成や梁幅、ほぞ厚さなどを用いて統一的に表すを試みる。数値データがあれば設計は可能であるが、さらに耐力式を設定することができれば、各パラメータの影響具合を検討でき、設計に役立つことが期待されるからである。

柱梁仕口耐力は1スパン部を取り出して図5.2.1(a)のように接合部の抵抗モーメントとして与えられる。これを図5.2.1(b)のように上下2つの門型ラーメン(構ラーメン)に分けて、それぞれ M_1, M_2 のモーメントを負担させて重ね合わせるとモーメントの釣合いは満足している。フレーム単位で定義される自己釣合いモーメントである構モーメントは規則的な骨組架構の極限解析における過崩壊メカニズムの取り合いで考案された概念である⁹。負担せん断力は

$$Q = Q_1 = Q_2, \quad Q_1 = \frac{2M_1}{h_1}, \quad Q_2 = \frac{2M_2}{h_2} \quad (5.2.1)$$

ここで、接合部の抵抗モーメントを左右の和として $M=2(M_1+M_2)$ とおくと、加比の理より

$$Q = \frac{2M_1}{h_1} = \frac{2M_2}{h_2} = \frac{2(M_1 + M_2)}{h_1 + h_2} = \frac{M}{H} \quad (5.2.2)$$

すなわち、梁の高さや柱スパンに関係なく、耐力は接合部の抵抗モーメント(左右の和)を階高さで除したものとなる。

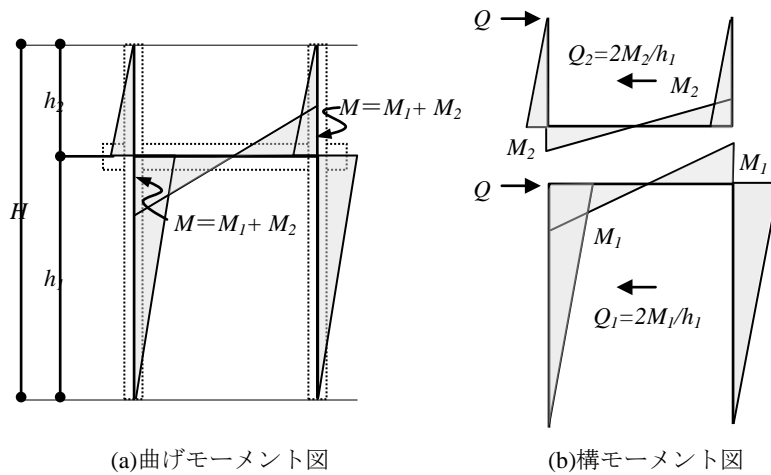


図5.2.1 貫、差し鴨居、足固め架構の曲げモーメントとせん断力

さらに図 5.2.2 のように多段に貫が入っている架構についても構モーメントを使うと、接合部のモーメントとせん断力の関係を求めることができる。貫架構剛性の差で反曲点が鉛直材中央でない場合も図 5.2.2(c)のように、層内で加算すると図 5.2.2(b)と同じとなる。

負担せん断力は

$$Q = Q_1 = Q_2 = Q_3, \quad Q_1 = \frac{2M_1}{h_1}, \quad Q_2 = \frac{4M_2}{h_2}, \quad Q_3 = \frac{2M_3}{h_3} \quad (5.2.3)$$

接合部の抵抗モーメントを2段「左右」の和として $M=2M_1+4M_2+2M_3$ とおくと、

$$Q = \frac{2M_1}{h_1} = \frac{4M_2}{h_2} = \frac{2M_3}{h_3} = \frac{2M_1 + 4M_2 + 2M_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{M}{H} \quad (5.2.4)$$

結局、多段に貫が挿入された場合でも、各段の梁の高さや柱スパンに関係なく、耐力は接合部の抵抗モーメント(2段左右の和)を階高さで除したものとなる。

梁端部の抵抗モーメントを上下階に割振る場合は、図 5.2.1 で h_1, h_2 をそれぞれ1,2階高さとするれば、柱の剛比に応じて M を M_1, M_2 に分けるべきであるが、柱は通しであり、階高さも大きな差が無ければ $M_1=M_2=M/2$ とできる。

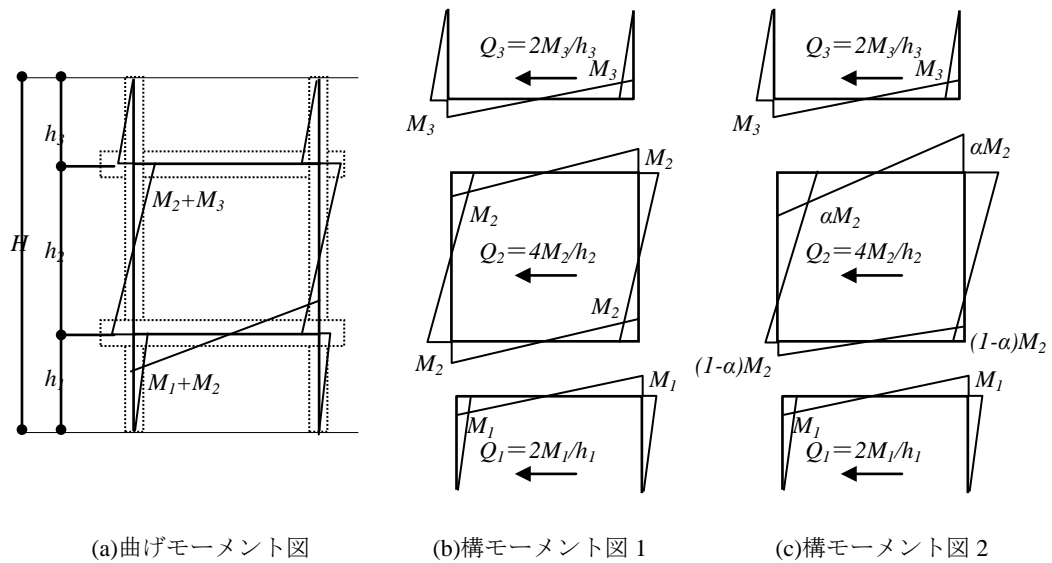


図 5.2.2 多段の貫架構

5.2.1 通し貫

図 5.2.3 に示される貫の曲げ抵抗断面は幅=貫材の厚さ t 、成=貫材の成=柱成 D である。伝統構法委員会による通し貫のデータを表 5.2.1 および図 5.2.4 に示す。抵抗する面圧は面積 tD に比例し、モーメントはさらに成 D に比例するので、結局 tD^2 に比例すると考えることができる。すなわち断面係数に比例する。図 5.2.4 の実線が表 5.2.1 のプロットであるが、明らかに 1/90 変形を折れ点とするバイリニアで近似できる。比例係数をデータの平均値として設定すれば、通し貫の復元力は 1/90 変形時曲げ耐力 $M_{1/90}$ (kNm)と 1/10 変形時の曲げ耐力 $M_{1/10}$ (kNm)は貫厚さ t (m)と柱成 D (m)から

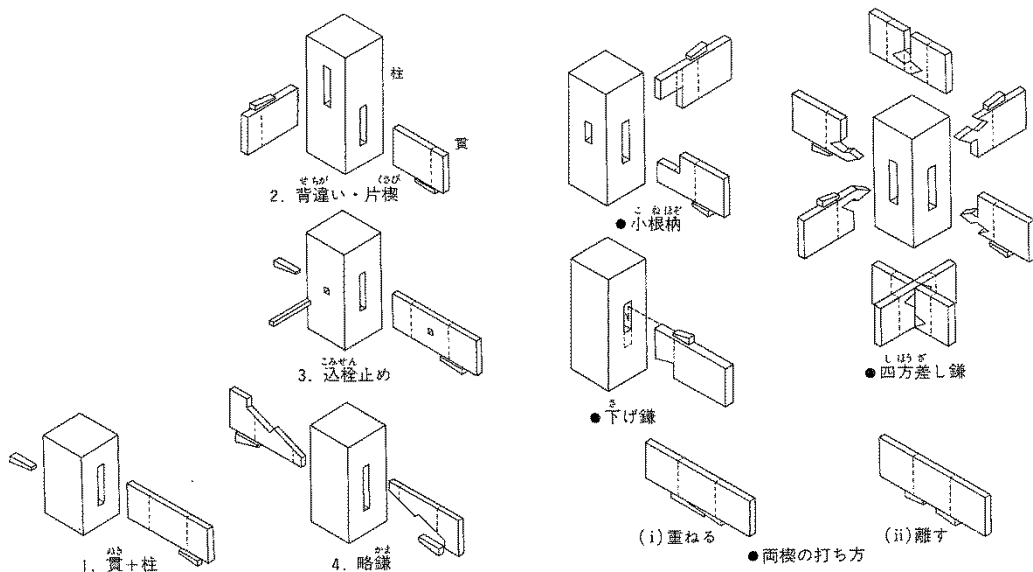


図 5.2.3 通し貫
建築学会「構造用教材」1995

表 5.2.1 貫の抵抗曲げモーメント(左右の和)

幅 t m	成 D m	変形角									
		1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
0.015	0.120	0.04	0.08	0.15	0.19	0.20	0.22	0.24	0.28	0.32	0.39
	0.135	0.05	0.09	0.19	0.24	0.25	0.27	0.30	0.35	0.39	0.49
	0.150	0.06	0.12	0.23	0.28	0.3	0.32	0.36	0.42	0.48	0.6
0.018	0.120	0.05	0.09	0.18	0.24	0.26	0.27	0.3	0.35	0.39	0.48
	0.135	0.06	0.11	0.23	0.3	0.32	0.33	0.37	0.43	0.49	0.6
	0.150	0.07	0.14	0.28	0.36	0.38	0.40	0.45	0.52	0.59	0.73
0.021	0.120	0.05	0.11	0.21	0.28	0.31	0.33	0.36	0.42	0.47	0.57
	0.135	0.07	0.13	0.27	0.35	0.38	0.4	0.45	0.52	0.58	0.71
	0.150	0.08	0.16	0.33	0.43	0.46	0.49	0.54	0.62	0.71	0.87
0.024	0.120	0.06	0.12	0.24	0.32	0.37	0.39	0.43	0.49	0.55	0.67
	0.135	0.08	0.15	0.30	0.40	0.45	0.48	0.53	0.60	0.68	0.83
	0.150	0.09	0.19	0.38	0.50	0.54	0.57	0.64	0.73	0.82	1.01
0.027	0.120	0.07	0.14	0.27	0.36	0.43	0.45	0.49	0.56	0.63	0.76
	0.135	0.09	0.17	0.34	0.45	0.52	0.55	0.61	0.69	0.78	0.95
	0.150	0.11	0.21	0.42	0.56	0.63	0.66	0.73	0.84	0.94	1.15
0.300	0.120	0.08	0.15	0.30	0.40	0.48	0.51	0.56	0.63	0.71	0.86
	0.135	0.09	0.19	0.38	0.51	0.59	0.62	0.69	0.78	0.88	1.07
	0.150	0.12	0.23	0.47	0.63	0.71	0.75	0.83	0.95	1.06	1.30

$$M_{\frac{1}{90}} = 910tD^2, \quad M_{\frac{1}{10}} = 1875tD^2 \quad (5.2.5)$$

とすることができる。図 5.2.4 には、このバイリニア近似で計算される復元力を破線で示した。実線と破線の対応は良好で、この近似は十分に実用的であるといえる。

なお、貫の特性に関するパラメータとして貫の成があるが、データは貫の成を 105mm～120mm に範囲で得られたものである。

表 5.1.1 によれば柱長ほぞ幅 30mm 成 90mm、深さ 120mm の抵抗モーメントは 1.5kNm である。ここで(5.2.5)式に $t=0.03m$ 、 $D=0.24m$ (120mm の 2 倍)を代入して結果を 1/2 とすれば、 $M_{1/90}=0.79kNm$ 、 $M_{1/10}=1.62kNm$ となるので、 $M_{1/20}=1.15kNm$ と計算される。通し貫に評価式は柱ほぞと比べて少し小さいようである。

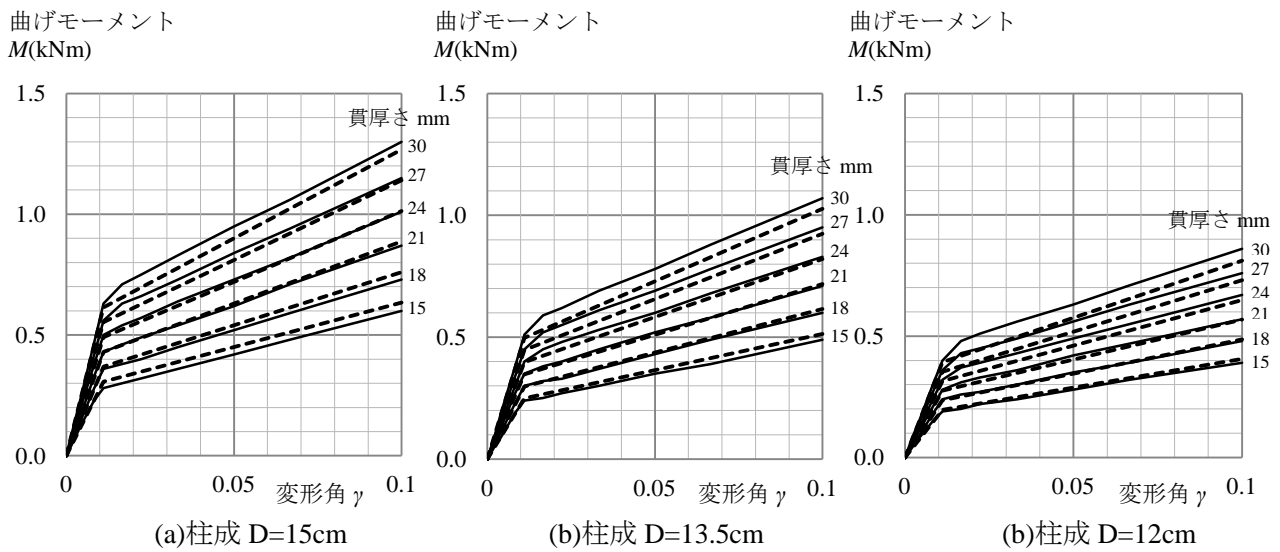


図 5.2.4 貫の抵抗曲げモーメントとその近似

5.2.2 雇いほぞ胴栓止め

本節で対象とする雇いほぞ胴栓止めを図 5.2.5 に示す。部材要素の種類に対応して関係するパラメータは、梁成、梁幅、栓径および本数、雇い材の成および幅など多岐にわたる。伝統構法委員会⁴⁶では、適用範囲を以下のように設定して、耐力データを表 5.2.3、図 5.2.6 のようにまとめている。

- 梁幅 : 120mm 以上
- 梁成 : 150mm～300mm
- 栓径 : 15mm～18mm
- 栓の本数 : 柱の左右毎に 1 本
- 雇いほぞ成 : 梁成の 1/2 程度
- 雇いほぞ幅 : 30mm～36mm
- 雇いほぞ端部から込栓までの距離 : 90mm 以上
- 込栓から梁端部までの距離 : 90mm 以上

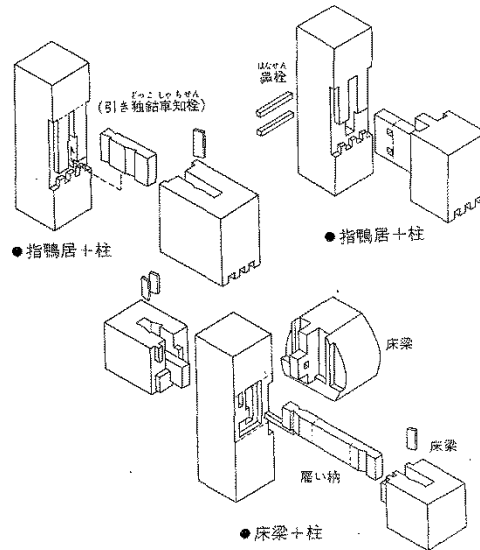


図 5.2.5 通り貫
建築学会「構造用教材」1995

表 5.2.2 雇いほぞ胴栓止め仕口の抵抗曲げモーメント kNm(左右の和)

梁成 D m	変形角									
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
0.15	0.17	0.33	0.47	0.60	0.90	1.12	1.47	2.07	2.49	2.30
0.18	0.17	0.33	0.53	0.68	1.00	1.27	1.70	2.33	2.77	2.70
0.21	0.17	0.33	0.59	0.76	1.10	1.41	1.92	2.58	3.04	3.10
0.24	0.17	0.33	0.65	0.83	1.20	1.55	2.15	2.84	3.32	3.50
0.27	0.17	0.33	0.71	0.91	1.30	1.69	2.37	3.09	3.59	3.90
0.30	0.17	0.33	0.77	0.99	1.40	1.83	2.60	3.35	3.87	4.30

提供されているデータは梁成のみをパラメータとしたものなので、他のパラメータを含む詳細な検討はできない。雇いほぞ胴栓止め仕口の抵抗曲げモーメントは梁成だけを用いて次のようにトリリニア近似する。

$$M_{\frac{1}{60}} = 5.2D, \quad M_{\frac{1}{20}} = 12.2D, \quad M_{\frac{1}{10}} = 14.7D \quad (5.2.6)$$

ここで、 $D(m)$ は梁成を、 $M_{1/60}, M_{1/20}, M_{1/10}$ は1/60, 1/20, 1/10 変形時の抵抗曲げモーメント $M(kNm)$ をそれぞれ表す。設計で対象とするのはせいぜい $0.05 = 1/20$ 変形までであるので、この範囲では両者に対応は良好である。

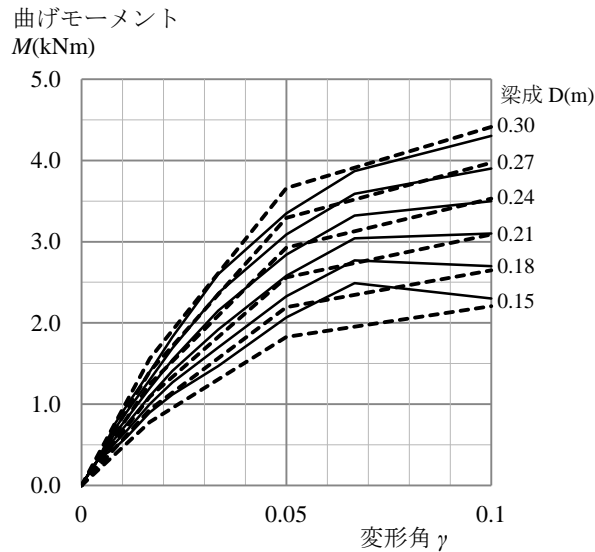


図 5.2.6 雇いほぞ胴栓止め仕口の抵抗曲げモーメントとその近似

5.2.3 雇い竿車知

雇い竿車知は図 5.2.5 のように雇い材を車知で拘束したもので胴栓止めよりは耐力が期待できる。同様に伝統構法委員会ですまとめられたデータを表 5.2.3, 図 5.2.7 に示す。その適用範囲は以下のように設定されている。

梁幅	: 120mm 以上
梁成	: 150mm~300mm
車知の厚さ	: 7.5mm 程度
車知の幅	: 30mm 程度
雇い竿成	: 梁成の 1/2 程度
雇い竿幅	: 30mm 程度
目違い深さ	: 15mm 以上

ここでも提供されているデータは梁成のみをパラメータとしたものなので、雇い竿車知仕口の抵抗曲げモーメントは梁成だけを用いて 1/20 までの範囲で次のようにバイリニア近似する。

$$K_1 = 26000D^3, \quad K_2 = 45 \quad (5.2.7)$$

すなわち初期剛性 K_1 (kNm/rad)を梁成 D (m)の 3 乗に比例させる。第一折点は 1/120 変形とし、その後の第二分枝剛性は $K_2=45$ (kNm/rad)と一定とする。図 5.2.7 にこのバイリニア近似をあわせて示している。

表 5.2.3 雇い竿車知仕口の抵抗曲げモーメント kNm(左右の和)

梁成 D m	変形角									
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	0.0021	0.0042	0.0083	0.0111	0.0167	0.0222	0.0333	0.0500	0.0667	0.1000
0.15	0.30	0.40	0.70	0.90	1.20	1.50	2.20	2.90	3.50	4.40
0.18	0.57	0.93	1.47	1.70	2.10	2.50	3.27	4.00	4.50	4.53
0.21	0.83	1.47	2.23	2.50	3.00	3.50	4.33	5.10	5.50	4.67
0.24	1.10	2.00	3.00	3.30	3.90	4.50	5.40	6.20	6.50	4.80
0.27	1.45	2.65	3.95	4.35	5.05	5.50	6.30	6.95	7.10	5.00
0.30	1.80	3.30	4.90	5.40	6.20	6.50	7.20	7.70		

曲げモーメント
 M (kNm)

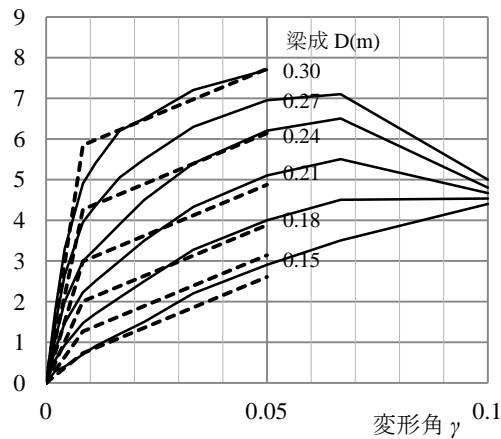


図 5.2.7 雇い竿車知仕口の抵抗曲げモーメント(左右の和)

以上、曲げ抵抗要素の耐力は、接合部曲げ抵抗モーメントを接合部の数だけ加算して階高で割ることで与えられる。基本となる接合部に曲げ耐力は、1 箇所当たり、柱ほぞで 1.5kNm、貫でせいぜい 1kNm、雇いほぞ胴栓止めで 2~3kNm、雇い竿車知止めで 2~7kNm となる。

5.3 通し柱

通し柱や小壁付き独立柱など、連続する柱が強制変形を受けて、部材角が柱の途中で変化する位置での折損¹⁰を検討する。指定された部材角のもとで、たわみ角法を用いて曲げモーメントを計算する。

簡単のため図5.3.1のようなモデルを対象とする。変形角 R_1, R_2 を与えて、各点でのモーメントの釣り合いから節点回転角 $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ を求めることができる。なお3つ以上の変形角を有する柱の検討も同様に行うことができる。

たわみ角公式を用いて図5.3.1のモーメントが以下のように表される。

$$M_{12} = 2EK_1\{2(\theta_1 - R_1) + (R_1 - \theta_2)\} \quad (5.3.8)$$

$$M_{21} = 2EK_1\{2(R_1 - \theta_2) + (\theta_1 - R_1)\} \quad (5.3.9)$$

$$M_{23} = 2EK_2\{2(\theta_2 - R_2) + (R_2 - \theta_3)\} \quad (5.3.10)$$

$$M_{32} = 2EK_2\{2(R_2 - \theta_3) + (\theta_2 - R_2)\} \quad (5.3.11)$$

ここで、剛度 $K_1=I_1/h_1$ 、 $K_2=I_2/h_2$ を表す。通常の場合、柱と横架材とはモーメント伝達しないので、モーメントの釣合いは以下のように書ける。

$$M_{12} = 0, \quad M_{32} = 0 \quad (5.3.12)$$

$$M_{21} = M_{23} \quad (5.3.13)$$

(5.3.5)式より、 θ_1, θ_3 が R_1, R_2, θ_2 により以下のように表される。

$$\theta_1 = \frac{1}{2}(R_1 + \theta_2), \quad \theta_3 = \frac{1}{2}(R_2 + \theta_2) \quad (5.3.14)$$

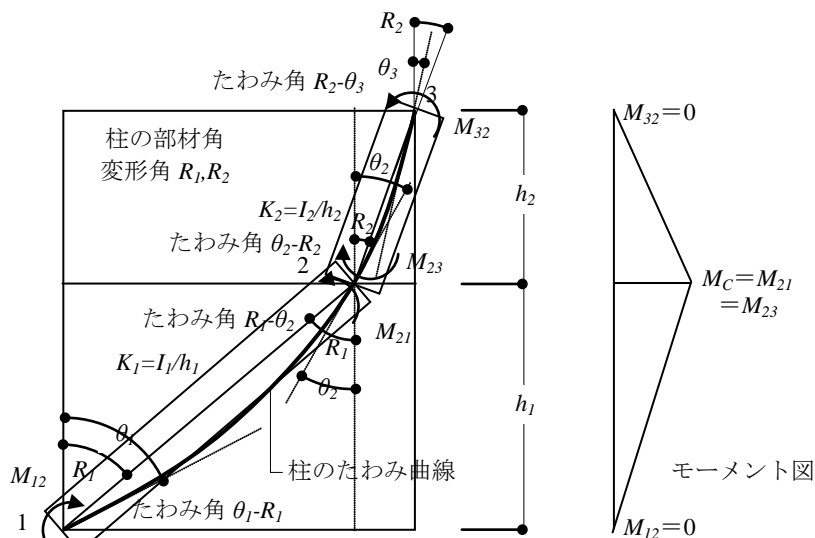


図 5.3.1 強制変形を受ける柱

(5.3.7)式を(5.3.2),(5.3.3)式に代入して、(5.3.6)式を用いれば、

$$2EK_1 \left(R_1 - 2\theta_2 + \frac{1}{2}(R_1 + \theta_2) \right) = 2EK_2 \left(2\theta_2 - \frac{1}{2}(R_2 + \theta_2) - R_2 \right)$$

$$3EK_1(R_1 - \theta_2) = 3EK_2(\theta_2 - R_2)$$

$$\theta_2 = \frac{K_1 R_1 + K_2 R_2}{K_1 + K_2} \quad (5.3.15)$$

以上より、柱中央部のモーメント $M_c = M_{2l} = M_{23}$ は次式となる。

$$M_c = M_{23} = 3EK_2(\theta_2 - R_2) = 3EK_2 \left(\frac{K_1 R_1 + K_2 R_2}{K_1 + K_2} - R_2 \right) = \frac{3EK_1 K_2}{K_1 + K_2} (R_1 - R_2)$$

したがって、

$$M_c = \frac{3E \frac{I_1 I_2}{h_1 h_2}}{\frac{I_1}{h_1} + \frac{I_2}{h_2}} (R_1 - R_2) = \frac{3EI_1 I_2}{h_2 I_1 + h_1 I_2} (R_1 - R_2)$$

一般に上下で断面は変わらないので、 $I_1 = I_2 = I$ とし、対象部分の全高さを $H = h_1 + h_2$ とすれば

$$M_c = \frac{3EI}{H} (R_1 - R_2) \quad (5.3.16)$$

柱の曲げ耐力 M_u は、材料強度を F_b 、断面有効率を α とすれば、

$$M_u = \alpha Z F_b = \alpha \frac{2I}{D} F_b \quad (5.3.17)$$

ここで、 D は柱径を表す。柱が折損しないためには $M_u \geq M_c$ であるので、変形角の差 $\Delta R = R_1 - R_2$ が以下の範囲であればよい。

$$\Delta R \leq \alpha \frac{2H F_b}{3D E} \quad (5.3.18)$$

とくに $\alpha = 0.75$ とすれば

$$\Delta R \leq \frac{H F_b}{2D E} \quad (5.3.19)$$

$H/2D$ は平均高さ $H/2$ と柱径の比であるので、基準法の仕様規定によれば、20 から 30 の範囲の値となる。 F_b/E は木材の強度とヤング係数の比で、樹種に応じて、表 5.3.1 のようになる。強度が大きくヤング係数が小さいほど大きな変形に対応することができるので、 F_b/E は折れにくさの指標と見ることができ、スギ > ヒノキ > ケヤキの順に高い。

柱の高さ径比と強度剛性比の組合せから、通し柱が折れないための限界変形角(1階と2階の変形角の差)は図 5.3.2 のようにまとめることができる。1階が $1/20$ で先行降伏し、2階が比較的に変形が小さく $1/120$ であれば、 $\Delta R = 1/20 - 1/120 = 0.042$ となるので、スギ、ヒノキでは柱径が階高の $1/15$ 以下 ($H/2D$ を 15 以上) であればよいが、ケヤキでは、柱径を $1/18$ 以下 ($H/2D$ を 18 以上) としなければならない。

通し柱を層のせん断耐力に加算する場合は、1, 2階の変形によって正負が決まる。すなわち1階の変形が2階より大きいと、図5.3.1のように、1階 $+M_C/h_1$ 、2階 $-M_C/h_2$ となる。逆に1階の変形が2階より小さいと、図5.3.1の反対で、1階 $-M_C/h_1$ 、2階 $+M_C/h_2$ となる。すなわち、通し柱の効果による1,2階に付加される耐力を Q_1, Q_2 とすれば、柱が折損しない範囲で、

$$Q_1 = \frac{M_C}{h_1} = \frac{3EI(R_1 - R_2)}{h_1(h_1 + h_2)}, \quad Q_2 = \frac{M_C}{h_2} = \frac{3EI(R_2 - R_1)}{h_2(h_1 + h_2)} \quad (5.3.20)$$

ここで、1階の変形角 R_1 が2階の変形角 R_2 より大きいと、 $Q_1 > 0$ 、 $Q_2 < 0$ となる。

(5.3.20)式は、通し柱が各階変形角と同じ強制変形をうけるものとして導かれている。仕口の断面欠損として実務では0.75程度の低減を考慮することが多いが、実際には柱と梁の接合部の遊びやガタによってこの変形はさらに緩和される。低減率については、仕口仕様や施工精度などまだまだ定量化できない要因に左右されるので、その設定は難しいが少なくとも0.5程度と思われる。

表 5.3.1 樹種別の強度と剛性

樹種	F_b kN/cm ²	E kN/cm ²	F_b/E
スギ	2.22	686	0.00324
ヒノキ	2.67	882	0.00303
ケヤキ	2.94	1,176	0.00250

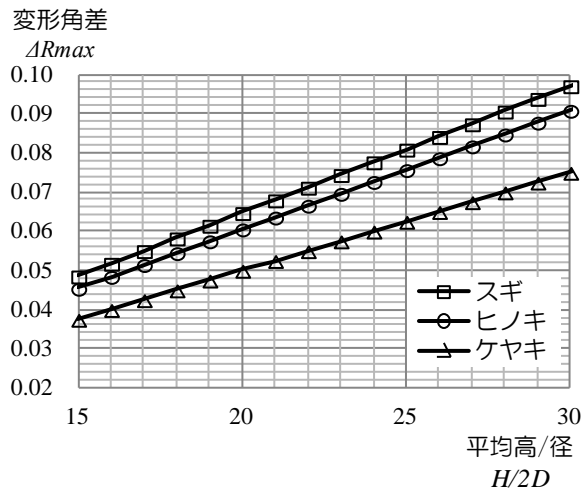


図 5.3.2 通し柱の限界変形

第6章 床構面と偏心

伝統的構法による木造架構の耐震性能に関する特徴の一つは、他の構造と違って床の変形の影響が比較的に大きく無視できないことである。床を剛床として扱うことはできないし、計算の都合から剛床とするような補強を施すことも決して望ましいことではない。床剛性の影響は必要に応じた精度で床構面を模擬した立体モデルあるいは疑似立体モデル等による静的・動的解析^{1,2}によって検討されているが、個々のケーススタディでは一般的な定性的定量的結果を示すことは難しい。本研究は、解析的に扱える簡単なモデルを設定することで、床剛性が偏心補正における変形増大に与える影響を検討するものである。

6.1 偏心率の計算

6.1.1 剛床仮定の偏心補正

まず、剛床とみなした偏心補正は次のようになされる。

図6.1.1のようにx方向偏心 e_x を有する建物にy方向に静的に P_y の力が作用している場合を考える。

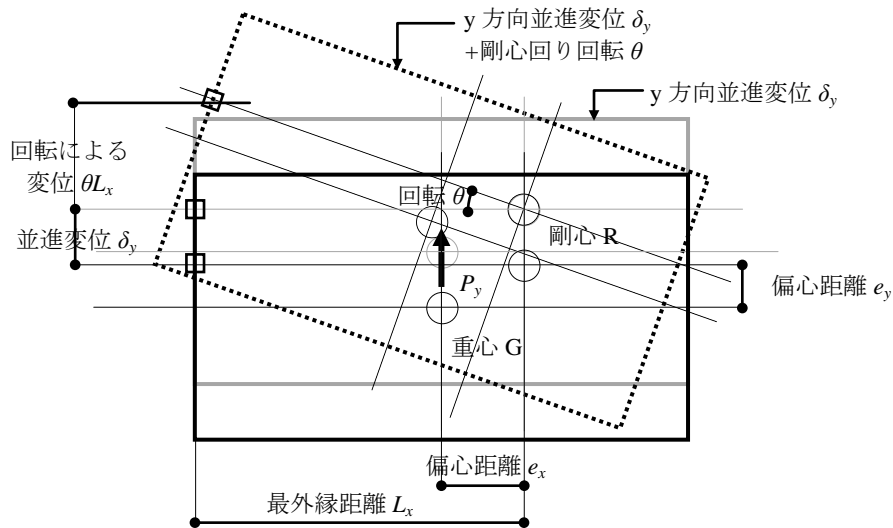


図 6.1.1 偏心を有する建物の変形

y方向の剛性を K_y とすれば、偏心のない建物の変位 δ_y は

$$\delta_y = \frac{P_y}{K_y} \tag{6.1.1}$$

偏心により建物に働く回転モーメントは $M_\theta = P_y e_x$ であるので、剛心まわりのねじり剛性を K_θ とすれば、回転角 θ は

$$\theta = \frac{M_\theta}{K_\theta} = \frac{P_y e_x}{K_\theta} \tag{6.1.2}$$

したがって、回転により変位が増幅される側の外縁までの剛心からの距離を L_x とすれば、最大変位 δ_l は

$$\delta_1 = \delta_y + L_x \theta = \delta_y + \frac{L_x P_y e_x}{K_\theta} = \delta_y + \frac{P_y}{K_y} \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x = \delta_y \left(1 + \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x \right) \quad (6.1.3)$$

一方 y 方向の偏心率 R_{ey} は、弾力半径 r_{ey} を用いて

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}}, \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (6.1.4)$$

以上より(3)式は

$$\delta_1 = \delta_y \left(1 + \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x \right) = \delta_y \left(1 + \frac{L_x}{e_x} R_{ey}^2 \right) = \delta_y \left(1 + \frac{L_x}{r_{ey}} R_{ey} \right) \quad (6.1.5)$$

すなわち変位増大率は「1 + 最外縁距離 ÷ 偏心距離 × 偏心率²」あるいは「1 + 最外縁距離 ÷ 弾力半径 × 偏心率」で与えられる。ここで K_y や K_θ を計算する場合の剛性は、変形と整合した剛性とする。

例えば両方向とも単位面積あたり一様な剛性 k を有する $a \times a$ の平面を考えれば、

$$K_\theta = \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} x^2 k a dx + \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} y^2 k a dy = 2ka \left[\frac{x^3}{3} \right]_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} = 2ka \frac{a^3}{12} = \frac{ka^4}{6}, \quad K_y = ka^2 \quad (6.1.6)$$

$$\therefore r_{ey} = \sqrt{\frac{ka^4}{6ka^2}} = \frac{a}{\sqrt{6}} = 0.408a \quad (6.1.7)$$

すなわち、弾力半径は辺長の 0.4 倍となる。

偏心率を最大 $R_{ey}=0.3$ とすれば対応する偏心距離は $e_x=R_{ey}r_{ey}=0.3 \times 0.408a=0.122a$ 、最外縁までの距離は $0.5a+0.122a=0.622a$ となる。従って静的加力による変位増大率は $1+0.622a/0.408a \times 0.3=1+1.53 \times 0.3=1.46$ と計算されるので、1.5 倍程度の増幅となる。いろいろな L_x/r_e と偏心率 R_e について最外縁の変形増大率を計算すると図 6.1.2 のようになる。このように剛心から最外縁までの距離 L_x と弾力半径 r_e の比が重要なパラメータとなるが、この値を一般的に設定することは難しいので、個々のケースに応じて計算せざるを得ない。

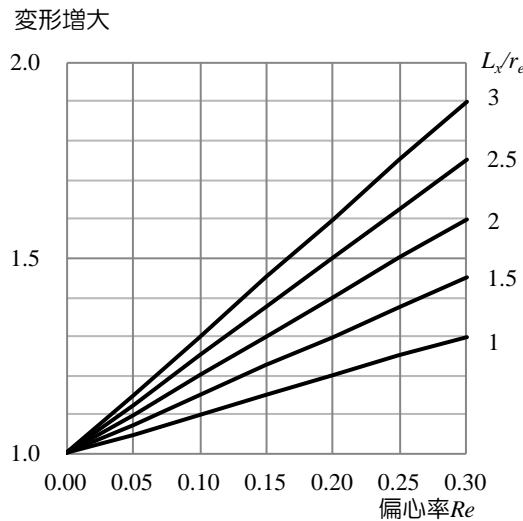


図 6.1.2 偏心補正による変形増大率

6.1.2 四分割法

偏心率計算に関しては、告示 1352 号の壁率比を用いたいわゆる四分割法と、施行令 82 条の 6 および告示 594 号に定める偏心率計算の 2 つがある。後者が応用の効く情報を提供するが、前者は 4 号建物などを対象としたかなり簡易な手法であるので実用に供される機会が多いと思われる。四分割法でどの程度の偏心補正が行われるのかをみるために、壁率比と偏心率および耐力割増し（あるいは保有耐力の低減）の関係について検討する。

図 6.1.3 の単純化されたモデルについて壁率比と偏心率の関係を検討する。中央部分の壁や直交方向の壁の影響は無視する。ここでは耐力要素を「壁」と表現しているが、腰壁垂壁付き架構も含んでいる。問題を簡単にするために図 6.1.3 に説明するように以下の仮定を設けている。

- ① 地震力は必要壁量によるせん断力 $Q_{ni}=c_iS_i$ で表される。ここで S_i は対象部面積、 c_i は告示 1026 号による必要壁量を示す。地震力の作用位置が重心となるので、重心は必要壁量によるせん断力心とできる。すなわち四分割法では重心の計算を必要としない。
 - ② 保有耐力 Q_{ui} は存在壁長さ L_i に共通の耐力係数 q を乗じて与えられる。
 - ③ 存在壁量による剛性 K_i は存在壁長さ L_i に共通の剛性係数 k を乗じて与えられる。
- 必要耐力心が重心とみなせるので、中心からの重心距離 g は、

$$(a - g)Q_{n1} = (a + g)Q_{n2} \tag{6.1.8}$$

より

$$g = \frac{(Q_{n1} - Q_{n2})a}{Q_{n1} + Q_{n2}} = \frac{1 - \varphi}{1 + \varphi} a \tag{6.1.9}$$

ここで

$$\varphi = \frac{Q_{n2}}{Q_{n1}} \tag{6.1.10}$$

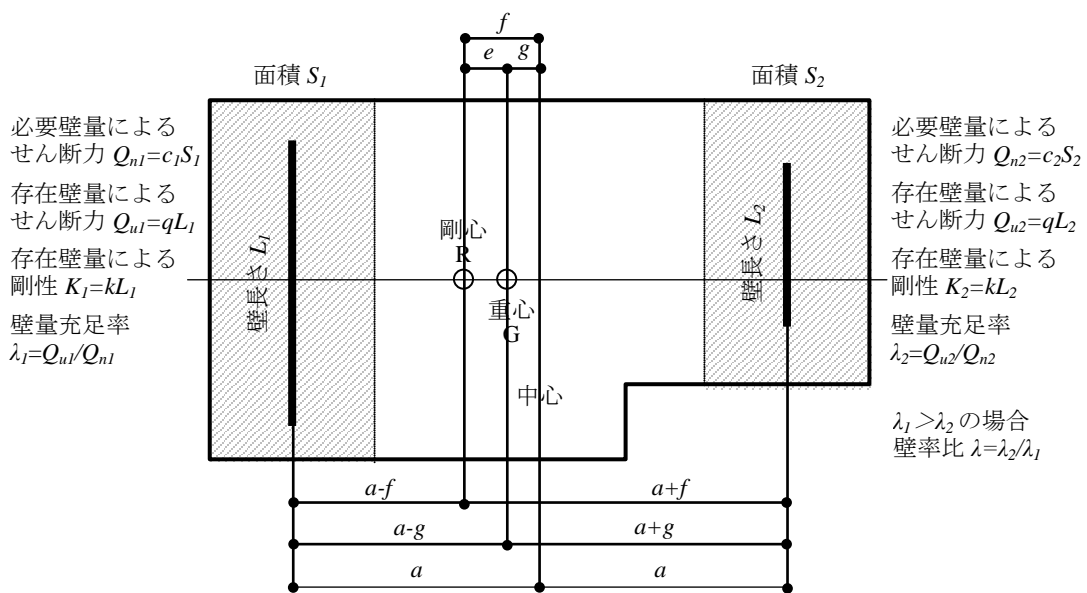


図 6.1.3 四分割法の検討モデル

したがって

$$a - g = \frac{2\varphi a}{1 + \varphi}, \quad a + g = \frac{2a}{1 + \varphi} \quad (6.1.11)$$

次に中心からの偏心距離 f は

$$(a - f)kL_1 = (a + f)kL_2 \quad (6.1.12)$$

より

$$f = \frac{(L_1 - L_2)a}{L_1 + L_2} = \frac{(Q_{u1} - Q_{u2})a}{Q_{u1} + Q_{u2}} = \frac{1 - \varphi\lambda}{1 + \varphi\lambda} a \quad (6.1.13)$$

$$a - f = \frac{2L_2 a}{L_1 + L_2} = \frac{2\varphi\lambda a}{1 + \varphi\lambda}, \quad a + f = \frac{2L_1 a}{L_1 + L_2} = \frac{2a}{1 + \varphi\lambda} \quad (6.1.14)$$

ここで

$$\lambda = \frac{\lambda_2}{\lambda_1}, \quad \lambda_1 = \frac{Q_{u1}}{Q_{n1}}, \quad \lambda_2 = \frac{Q_{u2}}{Q_{n2}} \quad (6.1.15)$$

以上から偏心距離は

$$e = f - g = \frac{1 - \varphi\lambda}{1 + \varphi\lambda} a - \frac{1 - \varphi}{1 + \varphi} a = \frac{2\varphi(1 - \lambda)a}{(1 + \varphi\lambda)(1 + \varphi)} \quad (6.1.16)$$

偏心率を以下のように計算する。壁 L_1, L_2 による剛心周りのねじり剛性 K_R は

$$K_R = kL_1(a - f)^2 + kL_2(a + f)^2 = kL_1 \frac{4L_2^2 a^2}{(L_1 + L_2)^2} + kL_2 \frac{4L_1^2 a^2}{(L_1 + L_2)^2} = \frac{4kL_1 L_2 a^2}{L_1 + L_2} \quad (6.1.17)$$

弾力半径 r_e は

$$r_e = \sqrt{\frac{K_R}{k(L_1 + L_2)}} = \frac{2a\sqrt{L_1 L_2}}{L_1 + L_2} = \frac{2a\sqrt{Q_{u1} Q_{u2}}}{Q_{u1} + Q_{u2}} = \frac{2a\sqrt{\varphi\lambda}}{1 + \varphi\lambda} \quad (6.1.18)$$

したがって偏心率 R_e は、

$$R_e = \frac{e}{r_e} = \frac{1 + \varphi\lambda}{2a\sqrt{\varphi\lambda}} \frac{2\varphi(1 - \lambda)a}{(1 + \varphi\lambda)(1 + \varphi)} = \frac{(1 - \lambda)\sqrt{\varphi}}{(1 + \varphi)\sqrt{\lambda}} = \frac{1 - \lambda}{\left(\sqrt{\varphi} + \frac{1}{\sqrt{\varphi}}\right)\sqrt{\lambda}} \quad (6.1.19)$$

このように、偏心率 R_e は φ と $1/\varphi$ が入れ替わってもかわらないので、 Q_{n1} と Q_{n2} の大小関係ではなくその比率のみ決まる。そこで、 $0 < \varphi \leq 1$ で考えればよい。

次に偏心によるせん断力の増分を求める。壁 L_1, L_2 による剛心周りの断面2次モーメントは

$$I = L_1(a - f)^2 + L_2(a + f)^2 = L_1 \frac{4L_2^2 a^2}{(L_1 + L_2)^2} + L_2 \frac{4L_1^2 a^2}{(L_1 + L_2)^2} = \frac{4L_1 L_2 a^2}{L_1 + L_2} \quad (6.1.20)$$

壁 L_1, L_2 に対する断面係数は

$$Z_1 = \frac{I}{(a - f)} = 2L_1 a, \quad Z_2 = \frac{I}{(a + f)} = 2L_2 a \quad (6.1.21)$$

必要壁量によるせん断力が地震力であるので、地震力による剛心まわりの回転モーメントは

$$M = Q_{n1}(a - f) - Q_{n2}(a + f) = \frac{2a(L_2 Q_{n1} - L_1 Q_{n2})}{L_1 + L_2} \quad (6.1.22)$$

M による増加せん断力は

$$Q'_{n1} = \frac{M}{Z_1} L_1 = \frac{L_2 Q_{n1} - L_1 Q_{n2}}{L_1 + L_2}, \quad Q'_{n2} = -\frac{M}{Z_2} L_2 = -\frac{L_2 Q_{n1} - L_1 Q_{n2}}{L_1 + L_2} \quad (6.1.23)$$

ここで $Q'_{n2} = -Q'_{n1}$ なので左右で同じせん断力が増減されることになる。増分を ΔQ_n として(6.1.23)式を書き換えると、

$$\begin{aligned} \Delta Q_n &= -\frac{L_2 Q_{n1} - L_1 Q_{n2}}{L_1 + L_2} = -\frac{q L_2 Q_{n1} - q L_1 Q_{n2}}{q L_1 + q L_2} = -\frac{Q_{u2} Q_{n1} - Q_{u1} Q_{n2}}{Q_{u1} + Q_{u2}} = -\frac{\frac{Q_{u2}}{Q_{n2}} - \frac{Q_{u1}}{Q_{n1}}}{\frac{Q_{u1}}{Q_{n1}} + \frac{Q_{u2}}{Q_{n2}}} \\ &= \frac{\lambda_1 - \lambda_2}{\frac{\lambda_1}{Q_{n2}} + \frac{\lambda_2}{Q_{n1}}} \end{aligned} \quad (6.1.24)$$

ここでも、壁率比 $\lambda = \lambda_2 / \lambda_1$ や必要耐力比 $\varphi = Q_{n2} / Q_{n1}$ を用いると

$$\Delta Q_n = \frac{1 - \lambda}{\frac{1}{Q_{n2}} + \frac{\lambda}{Q_{n1}}} = \frac{1 - \lambda}{1 + \varphi \lambda} Q_{n2} \quad (6.1.25)$$

したがって振られる側のせん断力割増は

$$\frac{\Delta Q_n}{Q_{n2}} = \frac{1 - \lambda}{1 + \varphi \lambda} \quad (6.1.26)$$

以上の偏心率(6.1.19)式およびせん断力割増(6.1.26)式はそれぞれ図 6.1.4, 5 のように示される。

図 6.1.4 によれば、左右の必要耐力比が偏心率に与える影響は小さい。とくに左右の必要耐力が等しい場合($\varphi = 1$)、壁率比が 0.5 で偏心率は 0.35、壁率比が 0.55 で偏心率は 0.3 となる。壁率比が 1 の場合は、偏心率は 0 となっている。

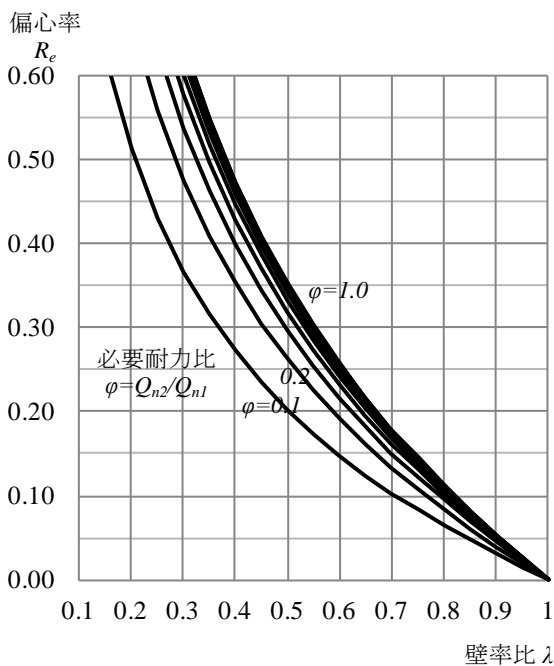


図 6.1.4 壁率比 λ と偏心率

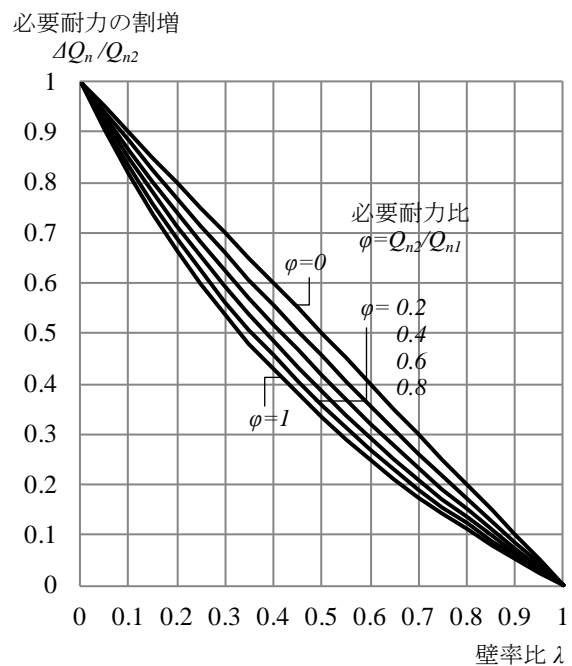


図 6.1.5 壁率比 λ による必要耐力の割増

図 6.1.5 によれば、壁率比が 1 であれば、耐力の割増は不要である。また、左右の壁の必要耐力比 ϕ が 1 で壁率比 0.5 の場合の割増は 0.33 となる。以上の議論では、四分割のレイアウト条件は陽に表れていないので、左右の壁量の釣り合いに関して当てはめることができる。

以上の壁率比を用いた偏心率(6.1.19)式およびせん断力割増(6.1.26)式やそれらを描いた図 6.1.4 および図 6.1.5 に関して既往の数値計算^{3,4}や告示の低減係数と比較する。

木造建築物の軸組みの設置の基準を定める告示 1352 号によれば、壁率比が 0.5 以上であることが求められている。壁率比が 0.5 以上であれば、偏心率が 0.3 以上となるような大きな偏心を防ぐことができると考えられている。その検証として、四分割法と偏心率の関係について大量のコンピュータ計算が行われて、図 6.1.6 のようにまとめられている³。この図に(6.1.19)式で解析的に与えることのできるグラフを重ね書きする。なお、図 6.1.4 と図 6.1.6 は縦横軸を入れ替えて示されている。数値計算の詳細については不明であるが、計算結果は(6.1.19)式と良好に対応している。したがって、膨大な数値計算は、特性を正しく表現できる簡単なモデルの解析解で置き換えることができ、パラメータの意味についてより本質的な理解ができる。

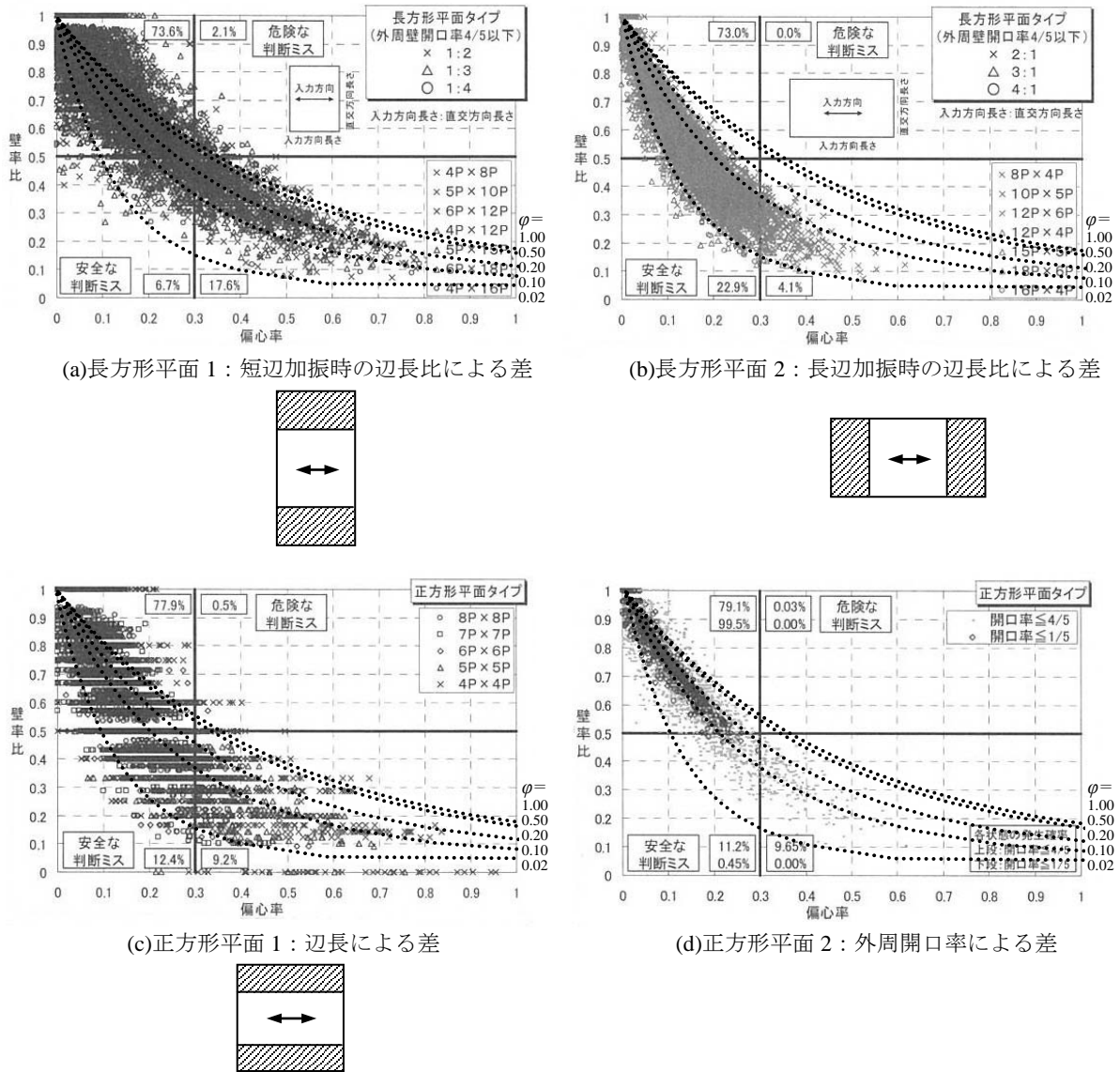


図 6.1.6 四分割法と偏心率の関係

せん断力割増(6.1.26)式に対応するものとして、耐震改修促進法関係告示第184号では耐力低減係数が表6.1.1のように示されている。これを、割増し係数の形に計算すると表6.1.2のようになるので、水平床構面の影響の小さい床仕様Iについて図6.1.5にプロットすると図6.1.7のようになる。これから、告示の値は、両側端の必要耐力がほぼ同等な場合の割増しに対応している。両側端の必要耐力比 ϕ が小さくなると、割増し係数は過小な評価となっている。

本研究でまとめる設計法では施行令82条の6および告示594号に定める偏心率計算を推奨するので、四分割法の採用は考えない。しかしながら以上のように、簡単なモデル解析により、四分割法が検証され得ることからも、設計法における解析的な手法の有用性が強調される。

表 6.1.1 壁充足率と低減係数の関係

	床仕様	側端部の充足率					
		0.33 未満	0.33 以上 0.66 未満	0.66 以上 1.00 未満	1.00 以上		
他 端 の 充 足 率	0.33 未満	I	1.00	0.70	0.60	0.60	
		II		0.50	0.45		0.45
		III		0.30	0.30		0.30
	0.33 以上 0.66 未満	I	0.70	1.00	0.80	0.75	
		II	0.50		0.80		
		III	0.30		0.75		
	0.66 以上 1.00 未満	I	0.60	0.80	1.00	1.00	
		II	0.45	0.80			
		III	0.30	0.75			
	1.00 以上	I	0.60	0.75	1.00	1.00	
		II	0.45				
		III	0.30				

ここで床仕様は
 I：横架材に合板を釘打ちしたもの又はこれと同等以上の性能を有するもの
 II：火打ち材を設けたもの又はこれと同等以上の性能を有するもの
 III：その他の仕様

表 6.1.2 壁率比と割増係数の関係

壁率比 λ	床仕様		
	I	II	III
0.16	0.67	1.22	2.33
0.19	0.67	1.22	2.33
0.33	0.43	1.00	2.33
0.49	0.33	0.33	0.33
0.59	0.25	0.25	0.33
0.83	0.00	0.00	0.00

壁率比は表6.1.1の区間の中央値を用いた。割増係数 α は表6.1.1の低減係数 β から $\alpha=1/\beta-1$ とした。

必要耐力の割増 $\Delta Q_n / Q_{n2}$

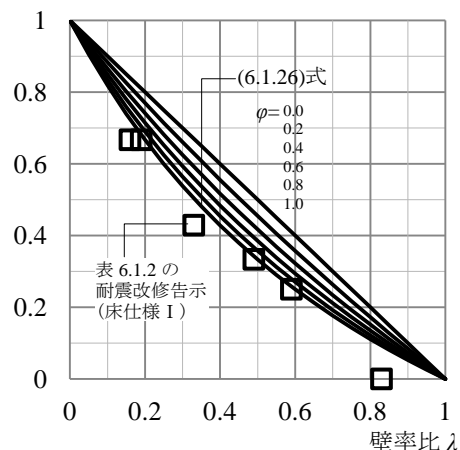


図 6.1.7 壁率比と割増係数の関係
耐震改修告示184号と(6.1.26)式の比較

6.2 床構面剛性

まず、標準的な仕様(板材くぎ打ち)による床構面がどの程度の剛性を有しているかを調べてみる。建築技術 2010 年 12 月号の特集「伝統的構法による木造住宅の性能検証」に収録されている、後藤隆洋：スギ板を用いた水平構面の構造性能のデータは耐力と剛性から、図 6.2.1 および表 6.2.1 のように3つのグループに分けることができる。すなわち、斜め張りは別にして、根太が無く雇い材などを介して小梁に取り付けた場合は、小変形(1/100)でも比較的に大きな変形(1/50)でも m あたり $K=300\text{kN/rad}$ である。その他は、小変形(1/100)では m あたり $K=150\text{kN/rad}$ 、比較的に大きな変形(1/50)では m あたり $K=100\text{kN/rad}$ 程度である。

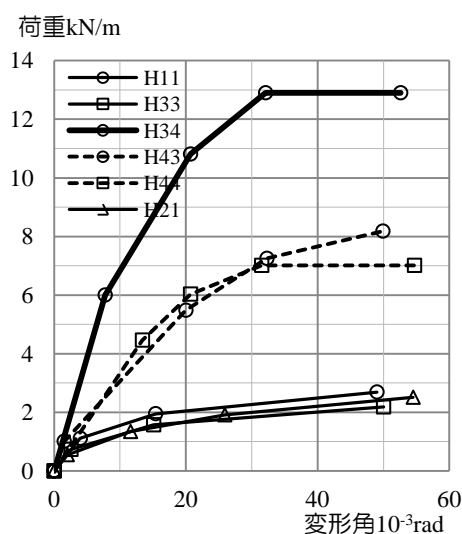


表 6.2.1 主な床面剛性 kN/m/rad (後藤隆洋⁵⁾)

モデル		1/100 変形	1/50 変形
1	H34 斜め張り	684	528
2	H43 落とし込み	306	274
	H44 雇い材	333	294
3	H11 ころばし根太	155	115
	H33 根太なし横張り	123	92
	H21 屋根垂木	121	84

図 6.2.1 主な試験結果(後藤隆洋⁵⁾)

伝統構法の床は板材を根太または梁に釘打ちしたものであるから、釘のせん断剛性が床構面の剛性に支配的であると考えられる。瀧野らによる釘せん断実験と理論的考察から導かれた釘剛性⁶を用いて計算された E-ディフェンス仕様での床構面の特性値⁷を図 6.2.2 および図 6.2.3 に示す。図 6.2.3 の 2F 床板は図 6.2.1 のグループ 3 の結果に良く対応している。図 6.2.3 の復元力による床面剛性を表 6.2.2 にまとめる。ここでも、床は小変形(1/100)では m あたり $K=150\text{kN/rad}$ 、比較的に大きな変形(1/50)では m あたり $K=100\text{kN/rad}$ 程度である。屋根と下屋はその半分程度となっている。

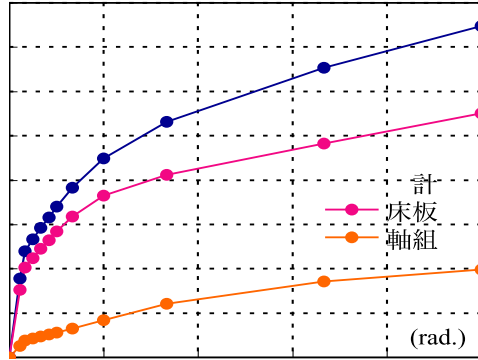
以上のデータを用いて、鉛直構面剛性に対する床面剛性は次のようになる。

$L=3.64\text{m}$ で高さ 2.73m 厚さ 6cm の全面壁耐力は 1/20 変形時で $k=60 \times 0.06 \times 3.64=13.1\text{kN}$ (標準設計法表 4.1 の 1P 以上 1.5P 未満の土壁の 1/20 耐力 60kN/m^2 を採用) であるから、変形 $2.73/20=0.137\text{m}$ に対する剛性は $k=13.1/0.137=96\text{kN/m}$ となる。床の変形を 1/50 として床面剛性を $K=100\text{kN/m/rad}$ とすれば、床の負担せん断力は $Q=100\text{kN/m/rad} \times 1/50 \times 3.64=7.28\text{kN}$ である。床変形は構面間隔を少し大きく 5.52m として $\delta=5.52\text{m}/50=0.110\text{m}$ なので床剛性は $s=7.28/0.110=66\text{kN/m}$ となる。

したがって床構面と鉛直構面の剛性比は $\gamma=s/k=66/96=0.7$ となる。これは鉛直構面を全面壁とした場合であるから、実際の鉛直構面ではこれより耐力剛性が小さいので相対的に γ は大きくなる。すなわちこの値 0.7 が γ の下限、実際は 1.0 に近いと考えられる。ただし屋根面や下屋^{8,9} では 100

kN/m/rad→40 kN/m/rad となるので $\gamma=0.3$ となる。

以下の検討では標準的な仕様による床構面剛性比を $\gamma=1\sim0.5$ 程度としている。また標準仕様ではない床としては $\gamma=0.1$ 程度を想定することができる。



計算に用いた床仕様
 スパン：3640×3640mm
 柱-梁仕口の数：4ヶ所
 板幅：190mm
 板樹種：スギ
 釘の端距離：25mm
 釘間隔 (d)：70mm
 根太：落とし込み根太

図 6.2.2 E-ディフェンス仕様の床構面特性値 2F 床 (瀧野敦夫⁷⁾)

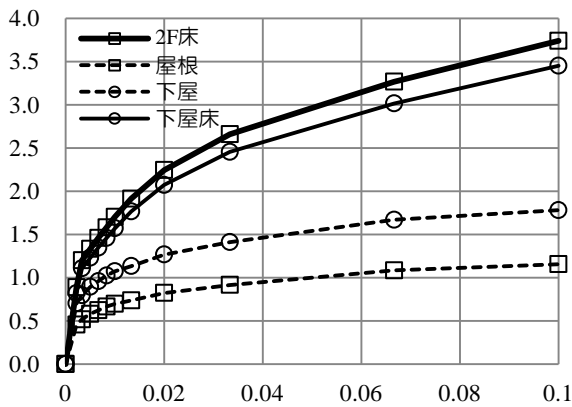


表 6.2.2 床面剛性 kN/m/rad

モデル	1/100 変形	1/50 変形
2F 床	170	112
下屋床	157	104
屋根	70	41
下屋	107	63

図 6.2.3 E-ディフェンス仕様の床構面特性値 (瀧野敦夫⁷⁾)

6.3 床剛性を考慮した変形の割増

床面の変形を考慮した補正(割増し)を以下のようなモデルを用いて検討する¹⁰。

図 6.3.1 のような 3 構面モデルを考える。各構面の剛性を k_i 、構面間の床面の剛性を s_{ij} として、各構面に地震力 Q_i が作用する時の各構面の変形 x_i を求める。つなぎバネの効果は剛体変形を除いた変形を用いるため、剛体回転角を θ とすれば、つなぎバネに有効な変形は次式となる。

$$x'_1 = x_1 - (l_1 + l_R)\theta \tag{6.3.1}$$

$$x'_2 = x_2 - l_R\theta \tag{6.3.2}$$

$$x'_3 = x_3 + (l_2 - l_R)\theta \tag{6.3.3}$$

各構面の力の釣合いは

$$Q_1 = k_1x_1 + s_{12}(x'_1 - x'_2) \tag{6.3.4}$$

$$Q_2 = k_2x_2 + s_{12}(x'_2 - x'_1) + s_{23}(x'_2 - x'_3) \tag{6.3.5}$$

$$Q_3 = k_3x_3 + s_{23}(x'_3 - x'_2) \tag{6.3.6}$$

簡単のために以下では

$$l_1 = l_2 = l \tag{6.3.7}$$

$$k_1 = \alpha k, \quad k_2 = k, \quad k_3 = \beta k \tag{6.3.8}$$

$$s_{12} = s_{23} = s \tag{6.3.9}$$

とする。すなわち、 α, β によって剛性偏心を、 Q_1, Q_2, Q_3 を直接に与えることによって荷重偏心を考慮する。なお直交壁効果は考慮しない¹¹。剛心位置は図 6.3.1 より

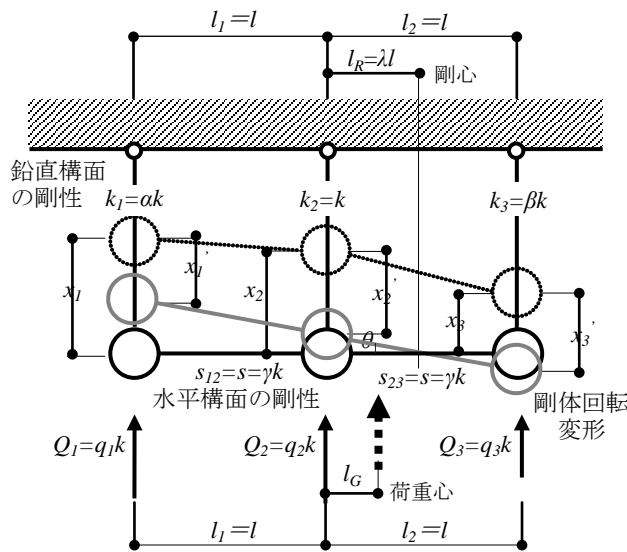


図 6.3.1 荷重偏心と剛性偏心を有する 3 構面モデル

$$l + l_R = \frac{lk + 2l\beta k}{\alpha k + k + \beta k} = \frac{lk + 2\beta lk}{(\alpha + \beta + 1)k} = \frac{2\beta + 1}{\alpha + \beta + 1}l \quad (6.3.10)$$

$$\therefore l_R = \frac{2\beta + 1}{\alpha + \beta + 1}l - l = \frac{\beta - \alpha}{\alpha + \beta + 1}l = \lambda l \quad (6.3.11)$$

ここで,

$$\lambda = \frac{\beta - \alpha}{\alpha + \beta + 1} \quad (6.3.12)$$

釣合い式におけるつなぎバネの変形は,

$$x'_1 - x'_2 = x_1 - (l + l_R)\theta - x_2 + l_R\theta = x_1 - x_2 - l\theta \quad (6.3.13)$$

$$x'_2 - x'_3 = x_2 - l_R\theta - x_3 - (l - l_R)\theta = x_2 - x_3 - l\theta \quad (6.3.14)$$

となるので, 釣合い式は次式となる。

$$Q_1 = \alpha k x_1 + s(x_1 - x_2 - l\theta) = (\alpha k + s)x_1 - s x_2 - s l \theta \quad (6.3.15)$$

$$Q_2 = k x_2 - s(x_1 - x_2 - l\theta) + s(x_2 - x_3 - l\theta) = -s x_1 + (k + 2s)x_2 - s x_3 \quad (6.3.16)$$

$$Q_3 = \beta k x_3 - s(x_2 - x_3 - l\theta) = -s x_2 + (\beta k + s)x_3 + s l \theta \quad (6.3.17)$$

剛心まわりの回転剛性は,

$$K_\theta = (1 + \lambda)^2 l^2 \alpha k + \lambda^2 l^2 k + (1 - \lambda)^2 l^2 \beta k = \frac{4\alpha\beta + \alpha + \beta}{\alpha + \beta + 1} l^2 k \quad (6.3.18)$$

剛心まわりの回転モーメントは

$$M_\theta = (1 + \lambda)lQ_1 + \lambda lQ_2 - (1 - \lambda)lQ_3 = l(Q_1 - Q_3) + \lambda l(Q_1 + Q_2 + Q_3) \quad (6.3.19)$$

したがって, 回転変形は

$$\theta = \frac{M_\theta}{K_\theta} = \frac{l(Q_1 - Q_3) + \lambda l(Q_1 + Q_2 + Q_3)}{\frac{4\alpha\beta + \alpha + \beta}{\alpha + \beta + 1} l^2 k} = \frac{(\alpha + \beta + 1)\{(Q_1 - Q_3) + \lambda(Q_1 + Q_2 + Q_3)\}}{(4\alpha\beta + \alpha + \beta)lk} \quad (6.3.20)$$

ここで, 外力 Q_1, Q_2, Q_3 を基準剛性 k で割って変形の単位にし, 床剛性 s も基準剛性 k との比として

$$q_1 = \frac{Q_1}{k}, \quad q_2 = \frac{Q_2}{k}, \quad q_3 = \frac{Q_3}{k}, \quad \gamma = \frac{s}{k} \quad (6.3.21)$$

と書けば, (6.3.15), (6.3.16), (6.3.17) 式の釣合い式は

$$(\alpha + \gamma)x_1 - \gamma x_2 = q_1 + \gamma l \theta \quad (6.3.22)$$

$$-\gamma x_1 + (1 + 2\gamma)x_2 - \gamma x_3 = q_2 \quad (6.3.23)$$

$$-\gamma x_2 + (\beta + \gamma)x_3 = q_3 - \gamma l \theta \quad (6.3.24)$$

と書きなおせる。ここで回転変形は(6.3.20)式から,

$$l\theta = \frac{\alpha + \beta + 1}{4\alpha\beta + \alpha + \beta} \{(q_1 - q_3) + \lambda(q_1 + q_2 + q_3)\} \quad (6.3.25)$$

(6.3.22), (6.3.23), (6.3.24)式の釣合い式を x_1, x_2, x_3 について解く。(6.3.22)式と(6.3.24)式から

$$x_1 = \frac{1}{\alpha + \gamma}(\gamma x_2 + q_1 + \gamma l\theta), \quad x_3 = \frac{1}{\beta + \gamma}(\gamma x_2 + q_3 - \gamma l\theta) \quad (6.3.26)$$

これらを(6.3.23)式に代入して、 x_2 を求めると、

$$x_2 = \frac{\gamma(\beta + \gamma)q_1 + (\alpha + \gamma)(\beta + \gamma)q_2 + \gamma(\alpha + \gamma)q_3 + (\beta - \alpha)\gamma^2 l\theta}{(\alpha + \beta + 1)\gamma^2 + (\alpha + \beta + 2\alpha\beta)\gamma + \alpha\beta} \quad (6.3.27)$$

偏心率は以下のようになる。重心は左端から $l+l_G$ とすれば、

$$l + l_G = \frac{lQ_2 + 2lQ_3}{Q_1 + Q_2 + Q_3} = l + \frac{-lQ_1 + lQ_3}{Q_1 + Q_2 + Q_3} \quad (6.3.28)$$

$$\therefore l_G = \frac{Q_3 - Q_1}{Q_1 + Q_2 + Q_3} l = \frac{q_3 - q_1}{q_1 + q_2 + q_3} l \quad (6.3.29)$$

偏心距離は、

$$e = l_R - l_G = \frac{\beta - \alpha}{\alpha + \beta + 1} l - \frac{q_3 - q_1}{q_1 + q_2 + q_3} l \quad (6.3.30)$$

回転半径は、

$$r_e = \sqrt{\frac{K_\theta}{K}} = \sqrt{\frac{\frac{4\alpha\beta + \alpha + \beta}{\alpha + \beta + 1} l^2 k}{(\alpha + \beta + 1)k}} = \frac{\sqrt{4\alpha\beta + \alpha + \beta}}{\alpha + \beta + 1} l \quad (6.3.31)$$

偏心率は、

$$R_e = \frac{e}{r_e} = \left(\frac{\beta - \alpha}{\alpha + \beta + 1} - \frac{q_3 - q_1}{q_1 + q_2 + q_3} \right) \frac{\alpha + \beta + 1}{\sqrt{4\alpha\beta + \alpha + \beta}} \quad (6.3.32)$$

以上の定式化を用いて、いくつかの計算を行った結果を以下に示す。

剛性偏心のある場合の計算例を表 6.3.1 に示し、この中で No.10, 16, 20 についての計算結果を図 6.3.2(a)(b)(c)にまとめる。

表 6.3.1 CASE1:剛性偏心のある場合

No.	荷重偏心			剛性偏心		偏心率 R_e	最大変形増大率		
	q_1	q_2	q_3	α	β		$\gamma=0.1$	$\gamma=0.5$	$\gamma=1.0$
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	0.039	0.988	0.994	0.996
2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2	0.076	0.979	0.989	0.993
3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.3	0.110	0.970	0.985	0.991
4	1.0	1.0	1.0	1.0	1.4	0.141	0.963	0.981	0.989
5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5	0.171	0.957	0.978	0.987
6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.6	0.200	0.952	0.976	0.985
7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.7	0.227	0.947	0.973	0.984
8	1.0	1.0	1.0	1.0	1.8	0.253	0.943	0.971	0.983
9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.9	0.278	0.939	0.970	0.982
10	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0	0.302	0.936	0.968	0.981
11	1.0	1.0	1.0	0.9	1.0	0.043	1.014	1.007	1.004
12	1.0	1.0	1.0	0.8	1.0	0.089	1.031	1.016	1.010
13	1.0	1.0	1.0	0.7	1.0	0.141	1.053	1.026	1.015
14	1.0	1.0	1.0	0.6	1.0	0.200	1.081	1.038	1.022
15	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0	0.267	1.118	1.053	1.030
16	1.0	1.0	1.0	0.4	1.0	0.346	1.171	1.071	1.040
17	1.0	1.0	1.0	0.9	1.1	0.082	1.003	1.001	1.001
18	1.0	1.0	1.0	0.8	1.2	0.166	1.010	1.005	1.003
19	1.0	1.0	1.0	0.7	1.3	0.253	1.024	1.012	1.007
20	1.0	1.0	1.0	0.6	1.4	0.346	1.046	1.021	1.012

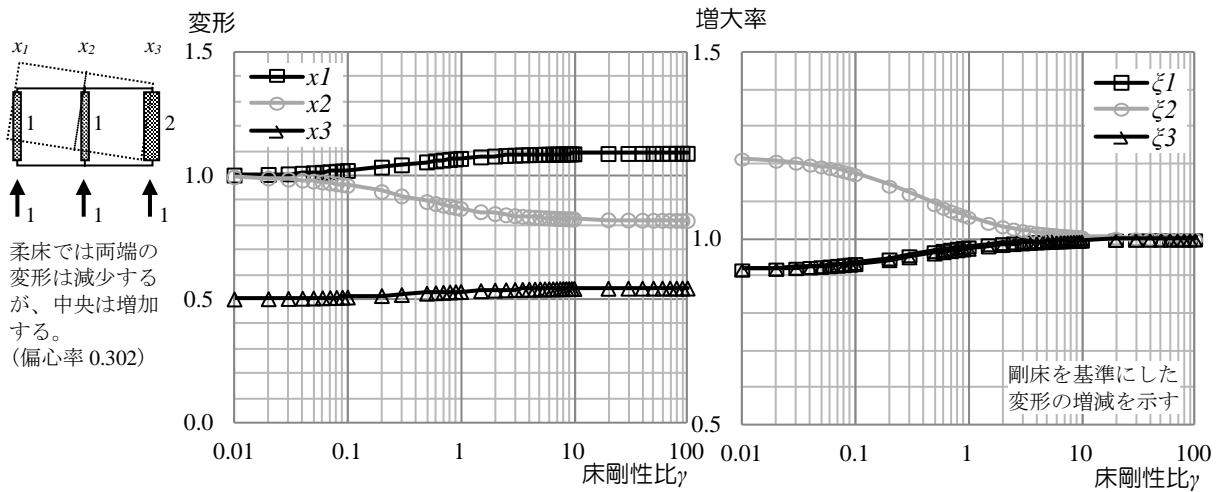


図 6.3.2(a) CASE1 の No.10

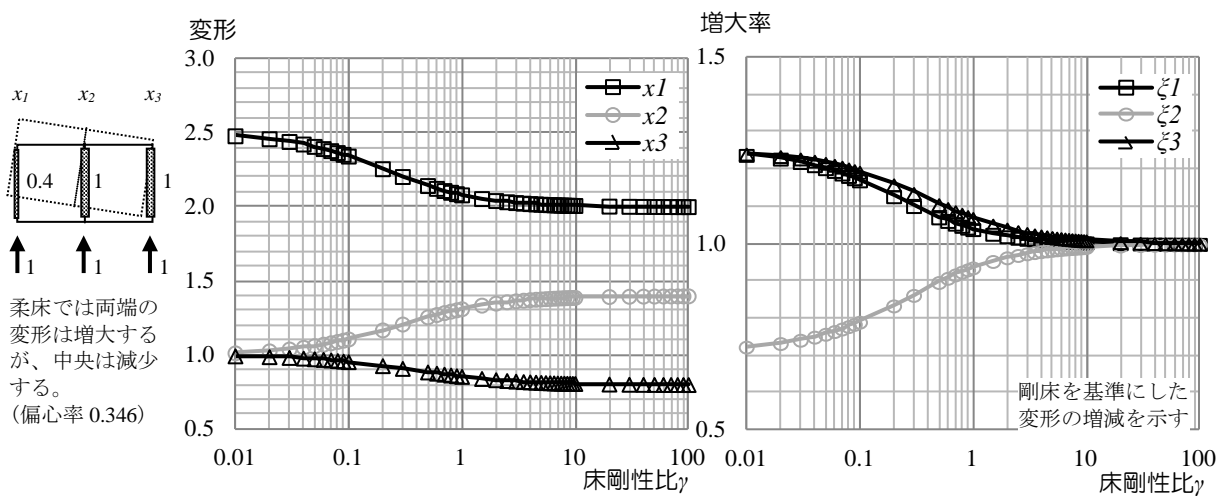


図 6.3.2(b) CASE1 の No.16

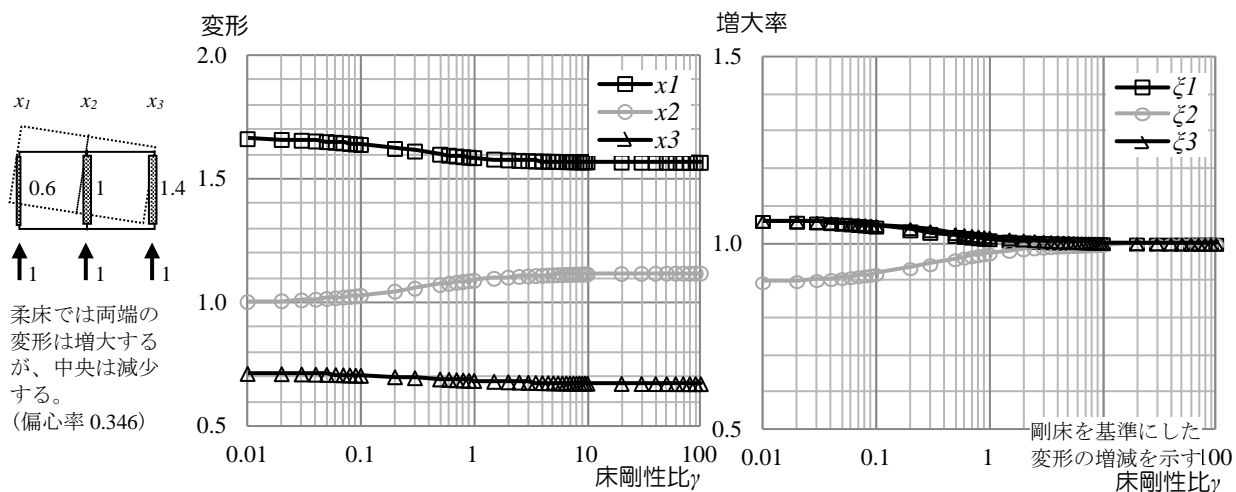


図 6.3.2(c) CASE1 の No.20

荷重偏心のある場合の計算例を表 6.3.2 に示し、この中で No.6, 16, 20 についての計算結果を図 6.3.3(a)(b)(c)にまとめる。

表 6.3.2 CASE2:荷重偏心のある場合

No.	荷重偏心			剛性偏心		偏心率 R_e	最大変形増大率		
	q_1	q_2	q_3	α	β		$\gamma=0.1$	$\gamma=0.5$	$\gamma=1.0$
1	1.0	1.0	0.9	1.0	1.0	0.042	1.034	1.028	1.022
2	1.0	1.0	0.8	1.0	1.0	0.087	1.070	1.057	1.045
3	1.0	1.0	0.7	1.0	1.0	0.136	1.109	1.089	1.069
4	1.0	1.0	0.6	1.0	1.0	0.188	1.151	1.123	1.096
5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	0.245	1.196	1.160	1.125
6	1.0	1.0	0.4	1.0	1.0	0.306	1.245	1.200	1.156
7	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.040	1.012	1.006	1.004
8	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.077	1.022	1.011	1.007
9	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.111	1.031	1.016	1.010
10	1.4	1.0	1.0	1.0	1.0	0.144	1.038	1.020	1.012
11	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	0.175	1.045	1.024	1.015
12	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0	0.204	1.051	1.027	1.017
13	1.7	1.0	1.0	1.0	1.0	0.232	1.057	1.029	1.018
14	1.8	1.0	1.0	1.0	1.0	0.258	1.062	1.032	1.020
15	1.9	1.0	1.0	1.0	1.0	0.283	1.066	1.034	1.021
16	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.306	1.070	1.036	1.023
17	1.1	1.0	0.9	1.0	1.0	0.082	1.043	1.032	1.024
18	1.2	1.0	0.8	1.0	1.0	0.163	1.083	1.061	1.045
19	1.3	1.0	0.7	1.0	1.0	0.245	1.119	1.087	1.065
20	1.4	1.0	0.6	1.0	1.0	0.327	1.151	1.111	1.083

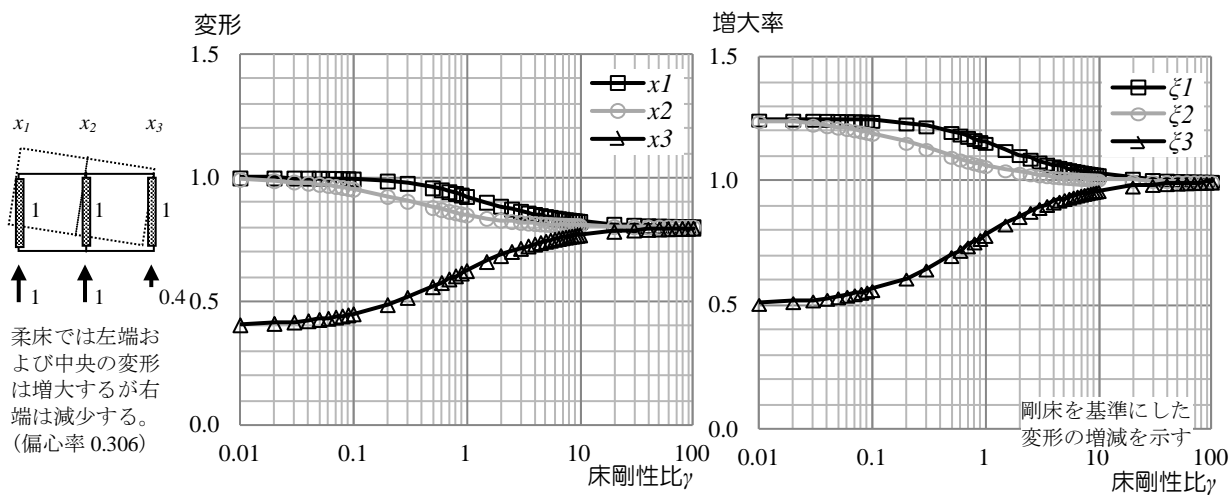
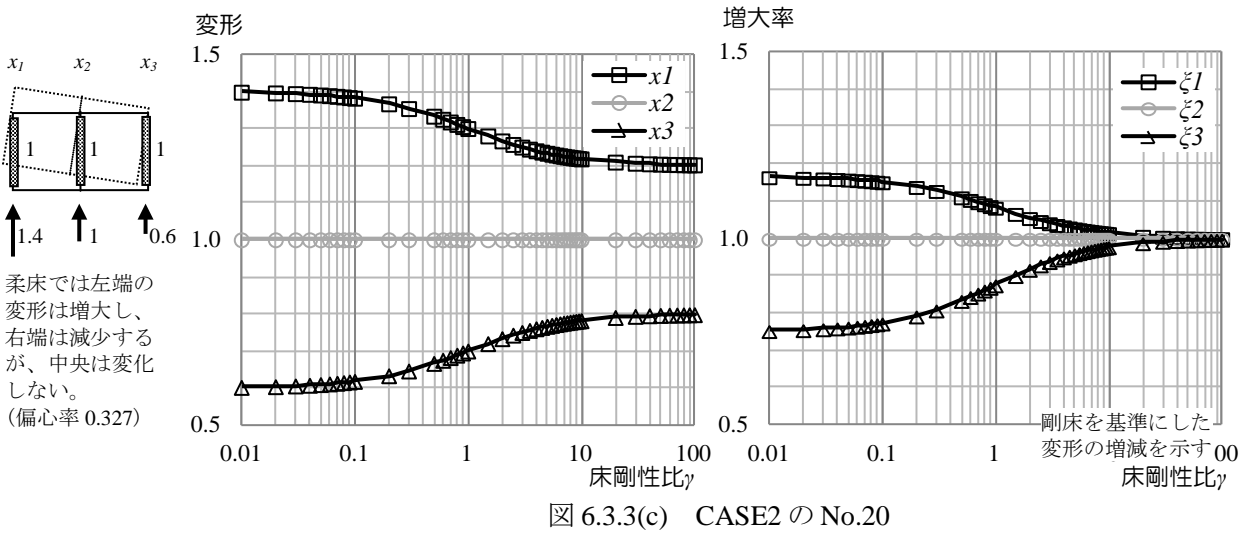
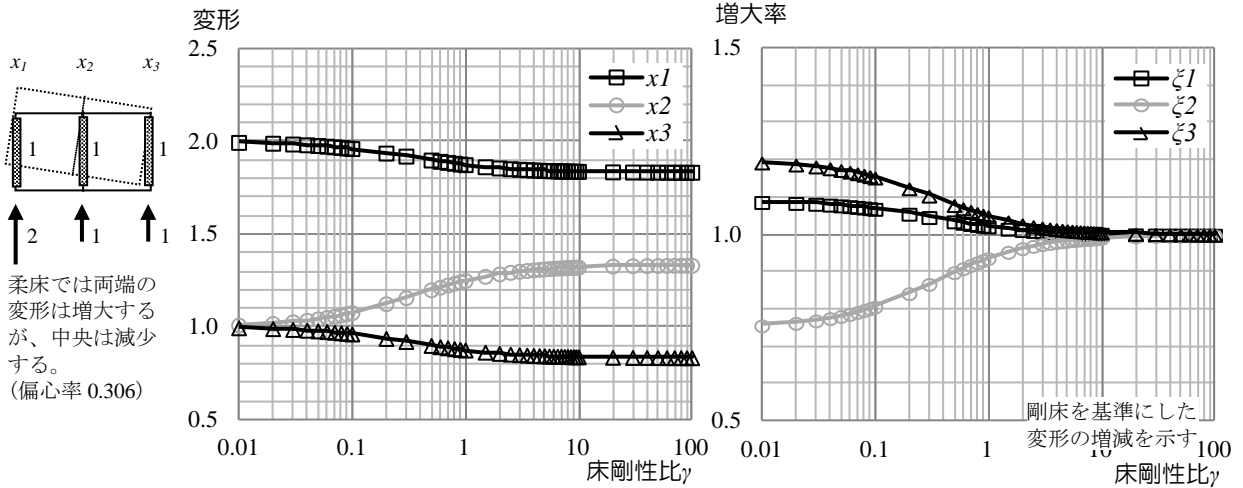


図 6.3.3(a) CASE2 の No.6



荷重および剛性偏心のある場合の計算例を表 6.3.3 に示し、この中で No.12, 17 についての計算結果を図 6.3.4(a)(b)にまとめる。

表 6.3.3 CASE3:荷重および剛性偏心のある場合

No.	荷重偏心			剛性偏心		偏心率 R_e	最大変形増大率		
	q_1	q_2	q_3	α	β		$\gamma=0.1$	$\gamma=0.5$	$\gamma=1.0$
1	2.0	1.0	1.0	2.0	1.0	0.000	1.000	1.000	1.000
2	2.0	1.0	1.0	1.9	1.0	0.023	1.004	1.002	1.001
3	2.0	1.0	1.0	1.8	1.0	0.047	1.008	1.005	1.003
4	2.0	1.0	1.0	1.7	1.0	0.073	1.013	1.007	1.005
5	2.0	1.0	1.0	1.6	1.0	0.100	1.018	1.010	1.007
6	2.0	1.0	1.0	1.5	1.0	0.129	1.024	1.013	1.009
7	2.0	1.0	1.0	1.4	1.0	0.159	1.031	1.017	1.011
8	2.0	1.0	1.0	1.3	1.0	0.192	1.038	1.021	1.013
9	2.0	1.0	1.0	1.2	1.0	0.227	1.047	1.025	1.016
10	2.0	1.0	1.0	1.1	1.0	0.265	1.058	1.030	1.019
11	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.306	1.070	1.036	1.023
12	2.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.267	1.077	1.040	1.025
13	2.0	1.0	1.0	1.0	0.8	0.224	1.086	1.045	1.029
14	2.0	1.0	1.0	1.0	0.7	0.177	1.096	1.051	1.033
15	2.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.125	1.110	1.059	1.038
16	2.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.067	1.129	1.070	1.045
17	2.0	1.0	1.0	1.0	0.4	0.000	1.342	1.143	1.080

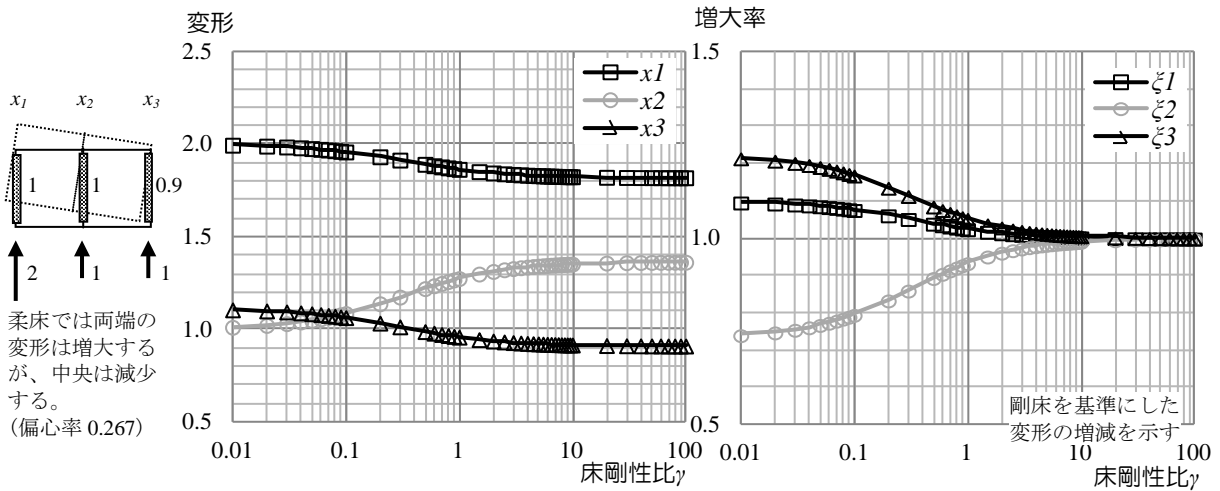


図 6.3.4(a) CASE3 の No.12

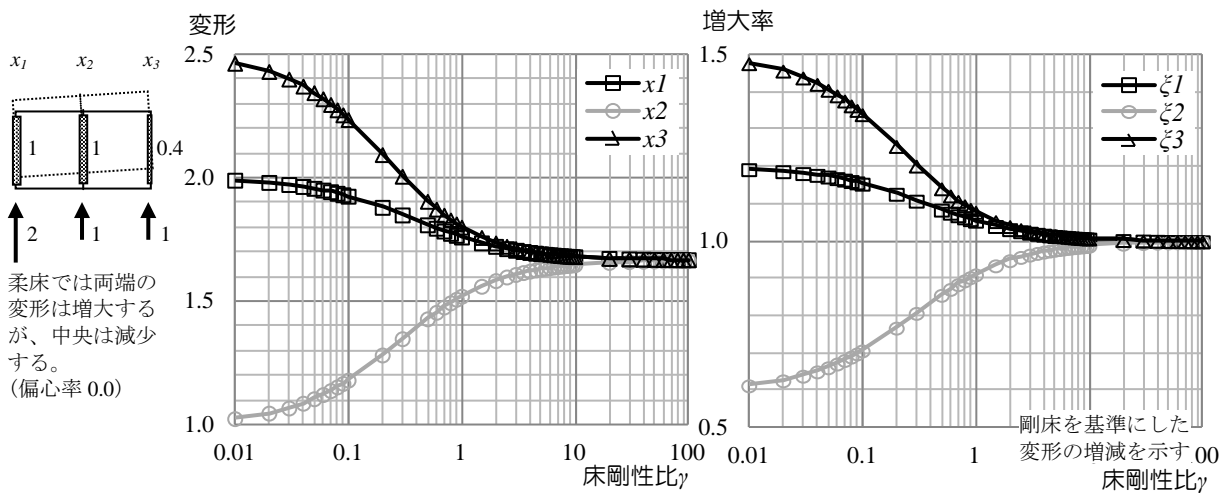


図 6.3.4(b) CASE3 の No.17

以上の結果から偏心率と最大変形増大率との関係は図 6.3.5 のようにまとめられる。床剛性比は $\gamma=0.1, 0.5$ および 1.0 としている。

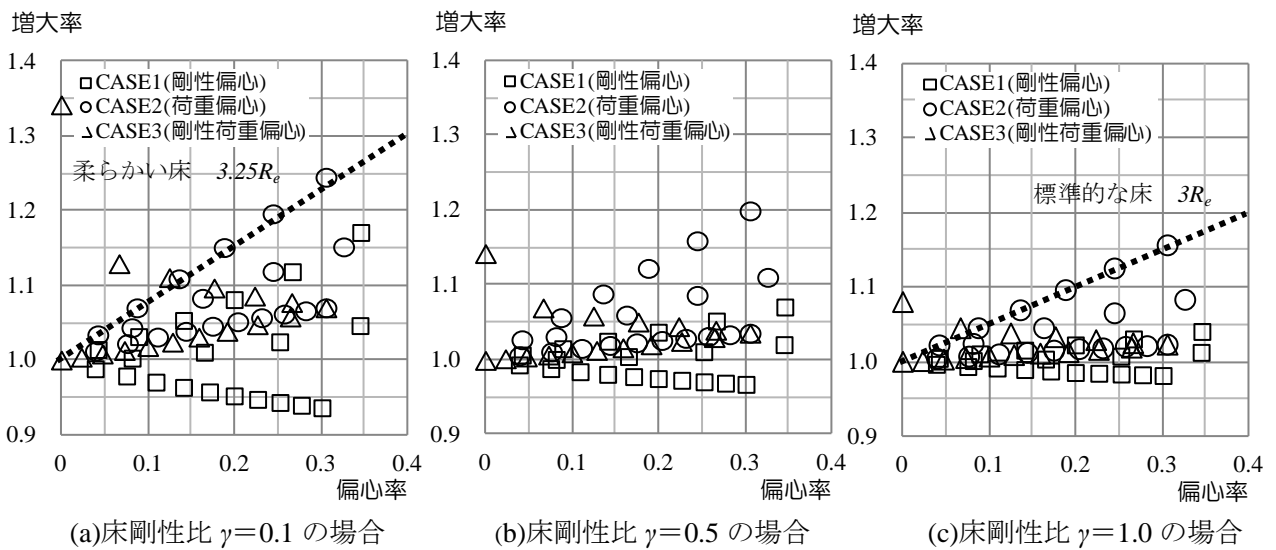


図 6.3.5 偏心率と変形増大率の関係

以上の計算結果から、

1. 剛床仮定に基づく偏心補正を施した地震時変形に対して、床剛性を考慮してさらに変形が増大する場合がある。CASE1(剛性偏心)の NO.11-20, CASE2(荷重偏心)の全て、CASE3(剛性荷重偏心)の全て。とくに荷重偏心では変形が増大する。
2. この増大の程度は、例えばCASE3(剛性荷重偏心)の No.17のように、偏心が無くても増大するので、必ずしも偏心率と対応はしない。
3. CASE1(剛性偏心)の No.1 から No.10 のように、端部剛性が大きくなって偏心率が増大しても、床が柔らかいと振られる側への地震力の伝達ができないため、偏心率に反比例して変形の減少がみられる。
4. 変形増大率の大きな、CASE1(剛性偏心)の No.16, CASE3(剛性荷重偏心)の No.17 を見れば、本来剛性が小さいために負担重量に対応する地震力に対して大きな変形を生じる構面が、床剛性によって隣接する構面へ地震力が移行することで変形が小さくなっているため、床に十分な剛性が期待できないと地震力が移行できず変形が大きくなる。
5. したがって、床構面の剛性を考慮した端部構面変形の増大率として、図 6.3.5 の破線のように設定できる。すなわち標準的な床仕様の場合、剛床仮定で計算される変形を $3R_e$ 倍とし、比較的に柔らかい床では $3.25R_e$ 倍する。このように、床剛性による変形の割増は、床剛性によって大きく変わらないと考えられる。

第7章 限界耐力計算

7.1 保有耐力計算と限界耐力計算

7.1.1 耐力震度と設計震度

伝統構法による木造建物の耐震設計では、保有耐力計算に代わって、伝統木造の特長である大きな変形性能を適切に評価できるものとして、限界耐力計算が用いられることが多い。限界耐力計算は近似的な応答解析手法として、地震外乱に対する建物の応答挙動に影響する設計パラメータの役割の把握が比較的簡便であることから、実務設計のツールとしても一般化している^{1,2)}。

ところが従来の保有耐力計算に代わって限界耐力計算を採用する場合は、現行の耐震基準で目標とされる耐震性能(設計地震力の大きさと建物の損傷程度)と、社会的にコンセンサスの得られる耐震性能の整合性に注意する必要がある。極めて稀な地震動に対しては、建物の降伏を許容しているため、耐震安全性はいきおい建物の変形でとらえることになる。鉄筋コンクリート造や鉄骨造では、保有耐力計算や動的設計を行う場合のレベル2 極稀地震に対する変形限界は通常は1/100であるのに対して、限界耐力計算では同等の設計地震荷重に対して変形は1/75まで緩和されている。さらに、基準法では極稀地震時に建物の倒壊・崩壊を防ぐことが謳われているが、設定されている1/100や1/75はこの倒壊・崩壊のレベルよりはるかに被害の小さなレベルである。

設計地震力については、1995年の兵庫県南部地震の後、地震に対する初期対応の迅速化を図るために「計測震度」が導入された。社会的には地震力を説明する場合に「震度」の概念が一般的であるが、地震動加速度記録に対して計測震度計算が可能となった。応答解析に用いる地表面での地震動の計測震度を実際に計算すると、レベル1(最大加速度80ガル程度)で震度4~5弱、レベル2(400~500ガル程度)で震度5強~6弱となる。

耐震設計の目標値は「レベル1:建物の耐用年限内に1度ないし数度経験する程度の比較的頻度の高い中地震に対しては、ほとんど損傷は生じない。」「レベル2:極めてまれに遭遇するかもしれない大地震に対しては、建物に多少の損傷が生じてもやむを得ない。しかし建物の崩壊、破損その他派生する災害により、人身に危険の及ぶようなことがあってはならない。」であるが、設計用地震動の震度で論じると「震度5弱でほとんど損傷は生じない。軽微程度以下。」「震度6弱で、建物に多少の損傷は生じるが、人身に危険の及ぶようなことにはならない。中破程度以下。」ということになる。

気象庁が作成した震度階級関連解説表によれば、耐震性の高いRC建物の被害程度は表7.1.1のようである。被害程度を表す「軽微・小破・中破・大破・崩壊」は学会の1978年宮城県沖地震被害調査報告により、表7.1.2のように説明されている。気象庁の記述を学会の被害程度で表現すると、基準法で設計された耐震性の高いRC建物では、「5強:小破」「6弱:中破」「6強および7:大破」ということになる。

また最近の国交省の広報によれば、耐震性能は「現行の耐震基準(新耐震基準)は昭和56年6月から適用されていますが、中規模の地震(震度5強程度)に対しては、ほとんど損傷を生じず、極めて稀にしか発生しない大規模の地震(震度6強から震度7程度)に対しても、人命に危害を及ぼすような倒壊等の被害を生じないことを目標としています。」と説明されていることから、「5強:

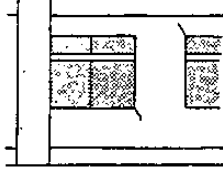
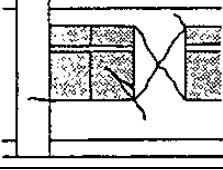



小破、6強および7:大破」が社会的コンセンサスであると思われる。以上のように、設計で検証しているレベル2(震度6弱)は中破程度を目標としており、構造実務と社会の認識とはズレがある。

表 7.1.1 気象庁による震度と建物被害状況

震度階級	木造建物	RC建物
5弱	耐震性の低い住宅では、壁や柱が破損するものがある。	耐震性の低い建物では、壁などに亀裂が生じるものがある。
5強	耐震性の低い住宅では、壁や柱がかなり破損したり、傾いたりするものがある。	耐震性の低い建物では、壁、梁、柱などに大きな亀裂が生じるものがある。耐震性の高い建物でも壁などに亀裂が生じるものがある。
6弱	耐震性の低い住宅では、倒壊するものがある。耐震性の高い住宅でも、壁や柱が破損するものがある。	耐震性の低い建物では、壁や柱が破壊するものがある。耐震性の高い建物でも、壁、梁、柱などに大きな亀裂が生じるものがある。
6強	耐震性の低い住宅では、倒壊するものが多い。耐震性の高い住宅でも、壁や柱がかなり破損するものがある。	耐震性の低い建物では、倒壊するものがある。耐震性の高い建物でも、壁、柱が破壊するものがある。
7	耐震性の高い住宅でも、傾いたり、大きく破壊したりするものがある。	耐震性の高い建物でも、傾いたり、大きく破壊したりするものがある。

気象庁震度階級関連解説表より

表 7.1.2 被害程度

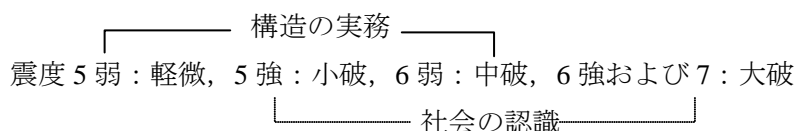
程度	被害状況	構造体の被害と補修の要否	スケッチ
被害軽微	柱・耐力壁・二次壁の損傷が軽微かもしくは、ほとんど損傷がないもの。	壁に微小なひび割れがあるが収縮ひび割れと区別が困難。 仕上げの補修のみで外観を復旧できる。	
小破	柱・耐力壁の損傷は軽微であるが、RC二次壁・階段室の周りに、せん断ひび割れが見られるもの。	梁・柱に肉眼で容易に見える曲げまたはせん断ひび割れを生じている。 そのままでも構造耐力上支承はないが、使用上から非構造材の補修が必要。	
中破	柱に典型的なせん断ひび割れ・曲げひび割れ、耐力壁にせん断ひび割れが見られ、RC二次壁・非構造体に大きな損傷が見られるもの。	部分的に柱・耐力壁のせん断破壊または柱の曲げ圧縮破壊を起こしているが、建物全体としては鉛直耐力・水平耐力とも著しい耐力の低下はない。 部分的な構造体の補強または補修が必要。	
大破	柱のせん断ひび割れ・曲げひび割れによって鉄筋が露出・座屈し、耐力壁に大きなせん断ひび割れが生じて耐力に著しい低下が認められるもの。	柱が曲げまたはせん断により破壊し、建物の一部が鉛直荷重に対する耐力を失っている。建物の全体または大部分にわたって柱・耐力壁にせん断破壊が生じ、水平耐力の大部分を失っている。 取壊し、又は大規模全面的な補強が必要。	
崩壊	柱・耐力壁が大破壊し、建物全体または建物の一部が崩壊に至ったもの。	柱・耐力壁などが崩壊し、建物の全体または一部が倒壊した。 少なくとも倒壊した部分は取壊しが必要がある。	

建築学会「1978年宮城県沖地震被害調査報告」

表 7.1.3 設計に考慮する地震動の大きさと被害の程度

震度と加速度 ガル ^{参考}		60m 以下の建物 (地震力は基準法による)		60m 以上の建物 (地震力は地震応答解析による)	
1996 以前	1996 以後	旧耐震建物 1981 以前	新耐震建物 1981 以後	初期の超高層 1970 年代	最近の超高層 2000 以後
VII	7 845		社会：国交省 極めて稀にしか発生 しない大規模の地震 (震度 6 強から震度 7 程度)に対して人命に 危害を及ぼすような 倒壊等の被害を生じ ない		
	6 強 400 475				
VI	6 弱 250 270		実務：★★2 次設計 300~400 ガル 多少の損傷を生じる が人命に危害無し	★★レベル 2 400~500 ガル 多少の損傷を生じる が人命に危害無し	★★レベル 2 告示 400 ガル程度 標準波 500 ガル程度 多少の損傷を生じる が人命に危害無し
V	5 強 150		社会：国交省 中規模の地震(震度 5 強程度)に対して殆ど 損傷を生じない		
	5 弱 80 85	★1 次設計のみ 80~100 ガル 殆ど損傷無し	実務：★1 次設計 80~100 ガル 殆ど損傷無し	★レベル 1 200 ガル 殆ど損傷無し	★レベル 1 告示 100 ガル程度標準 波 250 ガル程度 殆ど損傷無し

すなわち、図式的に示すと



となる。

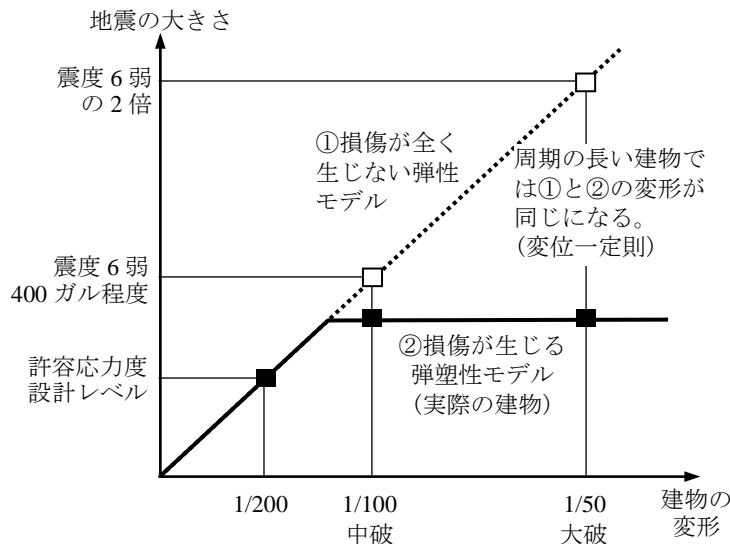
この構造設計実務と社会の認識のズレは、次のように解決することができる。そもそも建物の倒壊・崩壊を目標にして設計できるほど明確なクライテリアはまだ確立していない。そこで、設計実務では社会が期待する地震のレベルよりは 1 ランク小さな地震のレベルに対して、倒壊・崩壊よりはかなり安全側のクライテリアを設定して構造設計を行っている。

この結果、鉄骨造や鉄筋コンクリート造で見れば、図 7.1.1 のように、大破上限 (=倒壊下限) の加速度は中破下限の 2 倍となるのでほぼ 6 強：大破(上限)となるので、構造の実務と社会の認識がほぼ整合すると考えることが可能である。

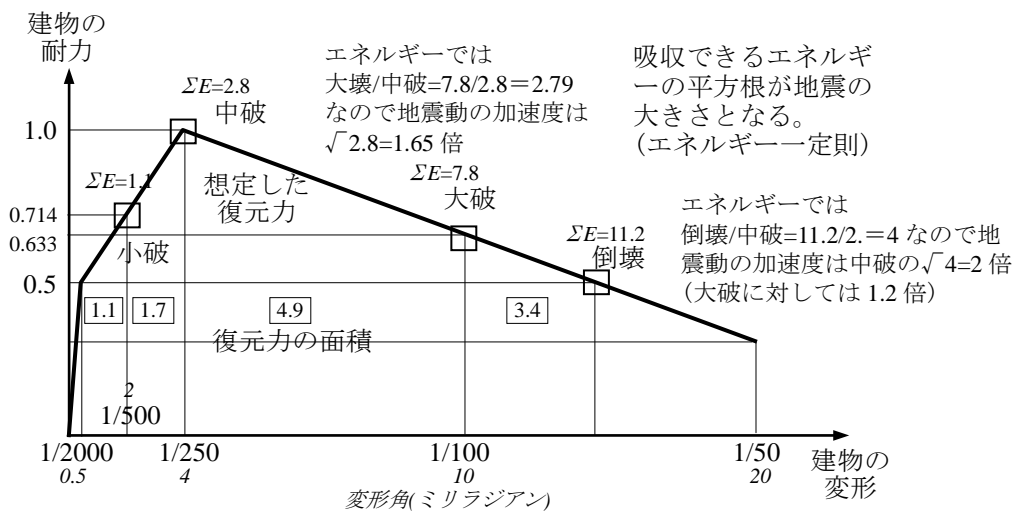
すなわち、図 7.1.1 は現行の構造設計の目標である中破を引き起こす地震の大きさから大破となる地震の大きさを推定している。ここでは、鉄骨造では降伏後の剛性がゼロとなるバイリニア、鉄筋コンクリートでは劣化型のトリリニアの復元力を想定して、倒壊・崩壊ではなく、大破を対象として議論している。図 7.1.1(a)の鉄骨造では、400 ガルの地震動に対して変形を 1/100 以下とすれば、経験的に中周期領域で当てはまるとされる変位一定則を用いれば、2 倍の大きさの地震に対して変形を大破限界の 1/50 以下に抑えることができる。耐震壁が多く耐力劣化を示す鉄筋コンクリート造では、例えば図 7.1.1(b)のような復元力を想定して、短周期領域で当てはまるとされる

エネルギー一定則を用いれば、この場合も、耐震壁のせん断破壊の生じる 1/250 変形の中破以下となる設計用地震動の 2 倍の大きさの地震動に対して、1/100 変形の大破以下とできる。

すなわち震度 6 弱で中破以下程度を目指す現行の設計は、震度 6 強で大破以下となることを目指している。このようにレベル 2 相当の極稀地震に対する設計クライテリアを、変形で 1/100 (耐震壁主体の鉄筋コンクリート造では 1/250) 程度と倒壊・崩壊からはるかに厳しく設定することで、震度 6 強のより大きな地震動に対して倒壊・崩壊しないことを担保している。この意味から、基準法で規定される大きさ程度の極稀地震に対してあまり大きな変形を許容するような設計では、社会が期待するような耐震性能は確保できないことになろう。とくに限界状態の変形を求めることのできる限界耐力計算では、詳細な検討ができるということで従来の許容応力度計算や保有耐力計算に比べて許容変形を大きくする傾向があるが、最近の地震経験から社会が期待する設計用地震動のレベル以上の地震力に対する安全性の確保について十分に考慮すべきである。



(a) 鉄骨造の場合：変位一定則



(b) RC 造の場合：エネルギー一定則

図 7.1.1 中破となる地震動から大破となる地震動の大きさの推定

7.1.2 木造の耐力計算

以上の議論は主に鉄骨造や鉄筋コンクリート造に関するものであったが、現行の木造の耐力計算については、簡易な壁量計算や許容応力度計算が一般的である。そこでは、短期許容応力度を扱う許容応力度設計が主流であるが、許容応力ベースの耐力の決め方には次の4つの値の最小値が採用されるなど、保有耐力の考慮も暗になされている³。すなわち、短期許容応力度として、

- ① P_y 降伏耐力の下限値
- ② $0.2\sqrt{2\mu - 1}P_u$ 極稀時耐力 P_u を塑性率 μ を用いて稀時に換算した耐力
- ③ $2/3P_{max}$ 最大耐力の下限値の $2/3$
- ④ P_{120} または P_{150} 特定変形時の耐力

が計算される。ここで、とくに建物耐力に関わる②の計算式は次のように導かれる。図7.1.2(a)のようにエネルギー一定則から極稀応答を推定する。線形応答とバイリニア応答の吸収エネルギーはそれぞれ、

$$S_1 = \frac{1}{2}(5P_0 - P_u) \left(\frac{5P_0}{P_u} - 1 \right) \delta_y \quad (7.1.1)$$

$$S_2 = P_u \left(\mu - \frac{5P_0}{P_u} \right) \delta_y \quad (7.1.2)$$

となるので、 $S_1=S_2$ より

$$\frac{1}{2}(5P_0 - P_u) \left(\frac{5P_0}{P_u} - 1 \right) \delta_y = P_u \left(\mu - \frac{5P_0}{P_u} \right) \delta_y$$

$$(5P_0 - P_u)(5P_0 - P_u) = 2P_u(\mu P_u - 5P_0)$$

$$25P_0^2 - 10P_u P_0 + P_u^2 = 2\mu P_u^2 - 10P_u P_0$$

$$P_0^2 = \frac{1}{25}(2\mu - 1)P_u^2$$

$$\therefore P_0 = \frac{1}{5}\sqrt{2\mu - 1}P_u = 0.2\sqrt{2\mu - 1}P_u \quad (7.1.3)$$

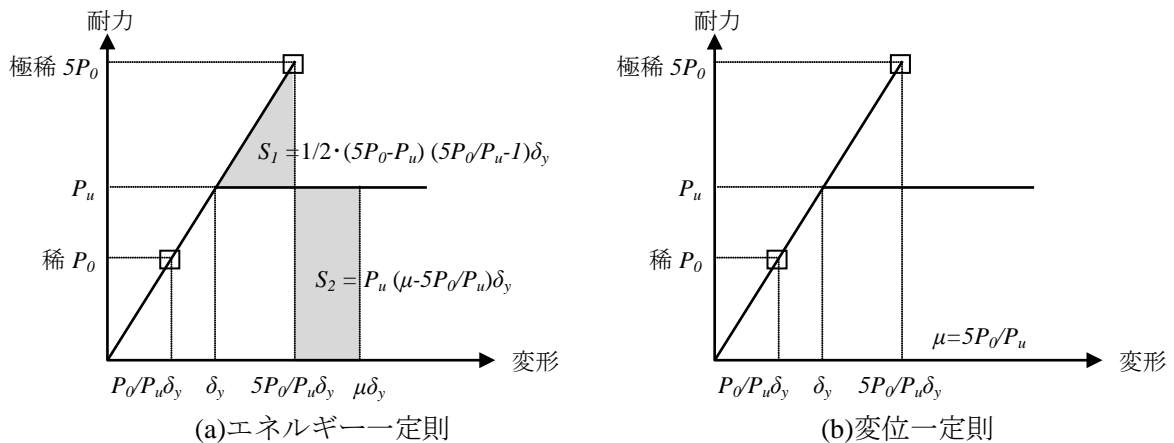


図 7.1.2 極稀地震を考慮した許容応力度

すなわち,

$$\frac{P_0}{P_u} = 0.2\sqrt{2\mu - 1} \quad (7.1.4)$$

また、変位一定則では図 7.1.2(b)のように、入力と応答変位は比例するので

$$\frac{P_0}{P_u} = 0.2\mu \quad (7.1.5)$$

これは、極稀地震時の塑性率を μ に取めるには、稀地震に対して抑えるべき耐力 P_0 と保有耐力 P_u の比を表わしており、図 7.1.3 のようになる。ここで μ をどのように設定するかが、木造建物の終局状態をどのように設定するかに対応する。図 7.1.4 に示されるような土壁の復元力を主体とする木造では、これを完全弾塑性のバイリニアで近似して、降伏変形は約 1/100 となる。極稀に対して、倒壊⁴といわれる 1/15 に対して 2 倍の安全をみて 1/30 とすれば塑性率は $1/30 \div 1/100 = 1.33$ となるので、エネルギー一定則では P_0/P_u を $0.2\sqrt{2 \times 3.3 - 1} = 0.47$ 、変位一定則では P_0/P_u を $0.2 \times 3.3 = 0.66$ 程度に抑えることが求められる。

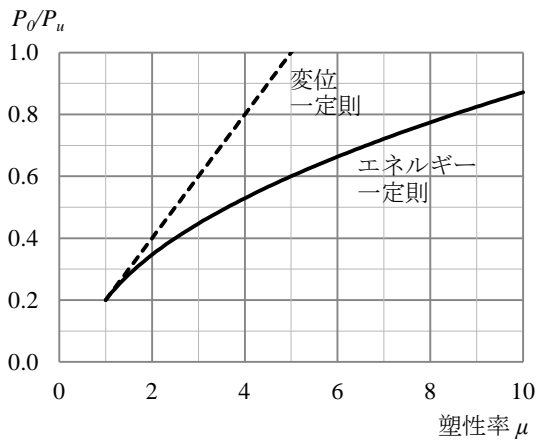


図 7.1.3 P_0/P_u と塑性率 μ の関係

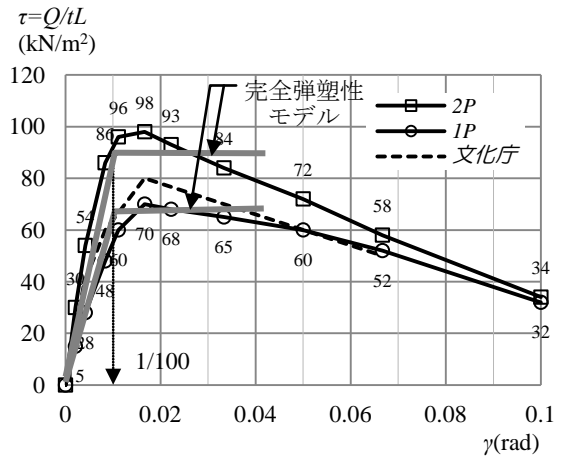


図 7.1.4 標準的な土壁の復元力

7.2 二階建て木造建物を対象とした限界耐力計算

木造2階建て建物の近似応答計算では、2質点モデルを等価な1質点モデルへ縮約するために、2質点モデル変形モードの設定が必要となる。この変形モードの設定によって計算結果が大きく異なることがある。図7.2.1のように1, 2階の復元力特性は通常1/120, 1/60, 1/40, 1/30, 1/20, 1/15など共通の変形角で与えられる。1, 2階が同じ変形角となるようなモードを図7.2.2に示すが、このような変形は普通起こらない。少なくとも図7.2.2の1次モードに近い形の変形となる。

本節で後述するように、1, 2階のせん断係数で表した耐力比 C_2/C_b と重量、剛性によって与えられる限界せん断力係数比 R_{CO} の大小関係によって、図7.2.3のように、いろいろな変形モードとなる。したがって変形モードの設定方法により近似応答計算による応答結果は大きく変わることになる。表7.2.1のように変形モードの設定方法によってこれまで3つの方法が提案されている。何れの方法も、1, 2階の変形モードは固有値計算による固有モードを基本としている。したがって、固有値計算に用いる1, 2階の等価剛性の設定方法が3つの方法の差となっている。

もともと木造2階建て建物の近似応答計算では手計算レベルが想定されたため、繰り返し計算のない計算量の少ない変位増分法1が提案されていた。この方法では、例えば1/120変形時の初期剛性によるモード形を基本とするため、2階変形を1階変形相当に見積もるため、2階重量耐力が小さい場合などには2階降伏先行となって、時刻歴応答解析結果と大きく異なることが明らかとなり、各ステップ毎に固有モードを計算する変位増分法2の提案へ至った。

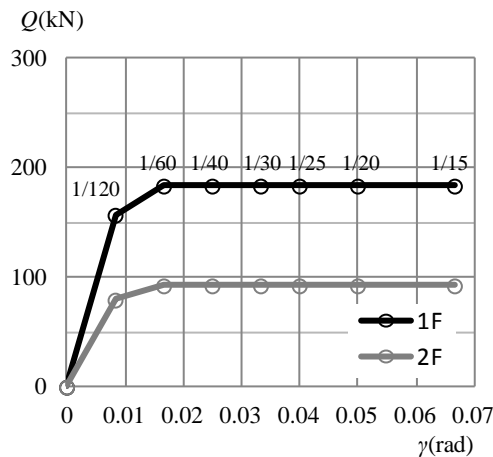


図 7.2.1 等変形モードで与えられる復元力

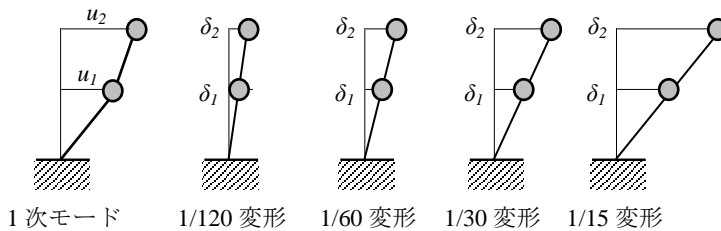


図 7.2.2 1・2階等変形モード

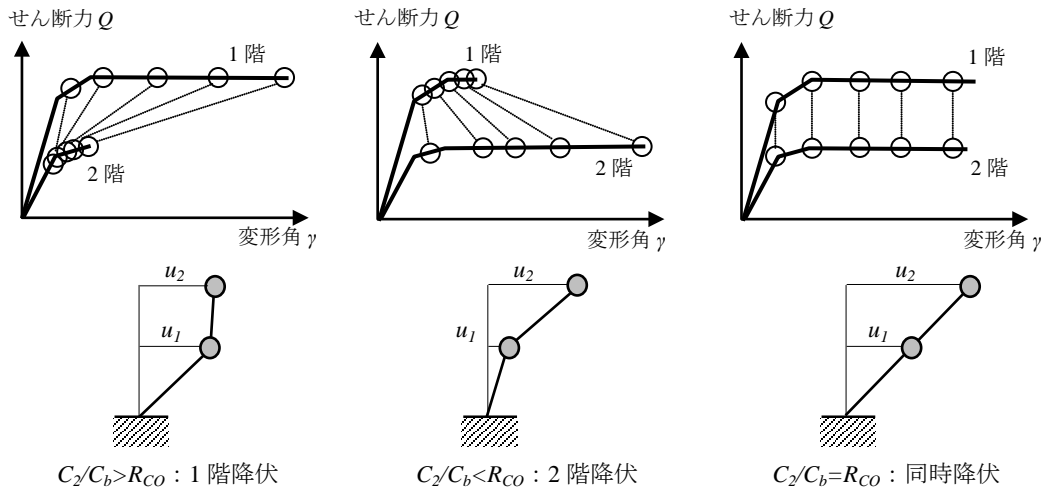


図 7.2.3 1・2 階の変形モード

表 7.2.1 近似応答解析の変形モード算出に関する 3 つの方法

方法	出典	固有値計算	変形モードの算出
変位増分法 1	2004 年「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」 ¹	初期剛性のみ	初期剛性に対する固有モードから最初のステップの 1, 2 階変形を計算する。次ステップの 2 階変形は、前ステップの変形よりも大きい最も近傍の変位点の等価剛性を用いる。
変位増分法 2	2010 年「JSCA 関西レビュー委員会」 ⁵	各ステップ毎 収斂計算はしない	2 階について、前ステップの変形よりも大きい最も近傍の変位点の等価剛性を用いて各ステップで固有値解析を行い固有モードから 2 階変形を計算する。
収斂計算法	-	各ステップ毎 収斂計算する	変位増分法 2 では 2 階剛性を前ステップの変形で決めるため、当該ステップでは剛性と変形が整合しない。収斂計算法では、各ステップ毎に、2 階変形と等価剛性が整合するように、繰り返して固有値計算を行い、固有モードから 2 階変形を計算する。

固有モード→変位計算→等価剛性という計算の順から当然であるが、変位増分法 2 の固有モードは当該ステップの等価剛性とは対応していない。厳密に対応させるためには、もう一度計算された等価剛性を用いた固有値計算が必要となり、結局、収束までの繰り返し計算となる。このように、固有モードと等価剛性が整合するように繰り返して固有値解析を行って、計算変位増分法 2 をさらに改良した方法を収斂計算法と呼ぶことにする。

2 質点であれば、固有値計算の繰り返しもエクセルで対応できるので、変位増分法 2 あるいは収斂計算法も十分に実用的である。多くの計算によって、変位増分法 2 と収斂計算法はほぼ同等であることが確認されているので、前ステップの変形による等価剛性を用いた固有値計算モードで次ステップの変形を決定する変位増分法 2 が実務的には有効であろう。計算手順を例題と解析的表現を加えて次に示す。

7.2.1 計算手順

計算1：建物諸元と計算ステップの設定

表 7.2.2 および図 7.2.4 のように建物モデル，各階復元力を設定する。復元力データは表 7.2.2 のように 1/120, 1/60, 1/40, 1/30, 1/25, 1/20, 1/15 の各変形に対して与えている。この変形ステップを1階の変形として，対応する2階の変形を順次計算していく。

表 7.2.2 建物モデル諸元

建物諸元

1	階		2F	1F	合計
2	重量	kN	180	320	500
3	質量	t	18.4	32.7	51.0
4	階高	m	2.4	3	5.4

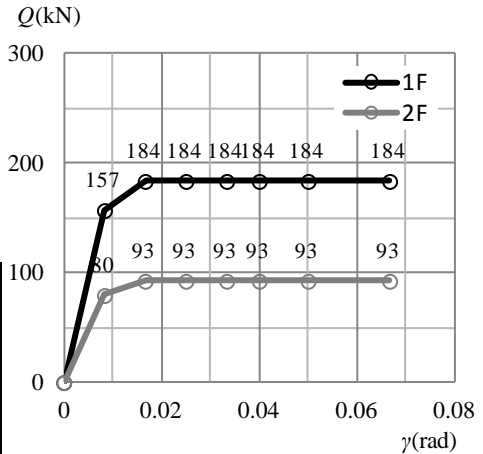
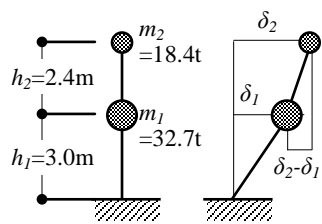


図 7.2.4 建物復元力

建物復元力

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
6	γ	rad	0.008	0.017	0.025	0.033	0.040	0.050	0.067
7	$\delta_2 - \delta_1$	m	0.020	0.040	0.060	0.080	0.096	0.120	0.160
8	δ_1	m	0.025	0.050	0.075	0.100	0.120	0.150	0.200
9	Q_2	kN	79.5	92.5	92.5	92.5	92.5	92.5	92.5
10	Q_1	kN	157.0	183.6	183.6	183.6	183.6	183.6	183.6

計算では，モードの変形を扱うため，各階の変位は地面からの変位を δ で表わしている。したがって，7行目の $\delta_2 - \delta_1$ が2階の変形を，8行目の δ_1 が1階の変形を表している。

計算2：固有値計算

固有モード形から2階の変形を求めるために固有値計算が必要となる。図 7.2.5 の質量 m_1, m_2 ，等価剛性 k_1, k_2 からなる2質点系が円振動数 ω で振動している状態では，変位と加速度の関係が

$$\ddot{u}_1 = -\omega^2 u_1, \quad \ddot{u}_2 = -\omega^2 u_2 \quad (7.2.1)$$

であることから，釣合い式は図 7.2.6 を参照すれば，次式となる。

$$-m_1 \omega^2 u_1 + k_1 u_1 - k_2 (u_2 - u_1) = 0 \quad (7.2.2)$$

$$-m_2 \omega^2 u_2 + k_2 (u_2 - u_1) = 0 \quad (7.2.3)$$

少し書き換えると

$$(-m_1 \omega^2 + k_1 + k_2) u_1 - k_2 u_2 = 0 \quad (7.2.4)$$

$$-k_2 u_1 + (-m_2 \omega^2 + k_2) u_2 = 0 \quad (7.2.5)$$

$u_1 \neq 0$ と考えてよいから，それぞれから

$$\frac{u_2}{u_1} = \frac{-m_1 \omega^2 + k_1 + k_2}{k_2}, \quad \frac{u_2}{u_1} = \frac{k_2}{-m_2 \omega^2 + k_2} \quad (7.2.6)$$

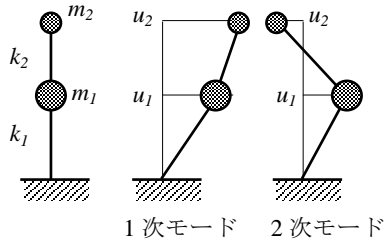


図 7.2.5 2 質点モデル

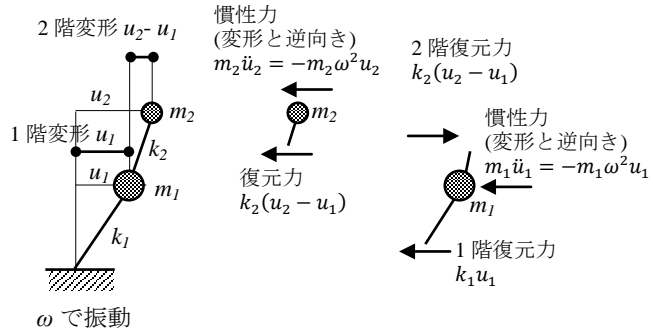


図 7.2.6 2 質点モデルの釣合い

したがって 2 つの釣合い式を満たす u_1, u_2 が存在するためには、

$$\frac{-m_1\omega^2 + k_1 + k_2}{k_2} = \frac{k_2}{-m_2\omega^2 + k_2} \quad (7.2.7)$$

これから次の固有方程式が導かれる。

$$m_1m_2\omega^4 - (m_1k_2 + m_2k_1 + m_2k_2)\omega^2 + k_1k_2 = 0 \quad (7.2.8)$$

これは ω^2 に関する 2 次方程式であるから、 ω^2 の根が 2 つ計算できる。ここでは、1 次モードを対象としているので、小さい方を採用する。すなわち、

$$\omega^2 = \frac{m_1k_2 + m_2k_1 + m_2k_2 - \sqrt{(m_1k_2 + m_2k_1 + m_2k_2)^2 - 4m_1m_2k_1k_2}}{2m_1m_2} \quad (7.2.9)$$

階高さは等価剛性で評価されているので、ここでは階高は登場しない。 u_1, u_2 は振動モードを表すので、絶対値でなく、両者の比 u_2/u_1 が次のように計算される。

$$\frac{u_2}{u_1} = \frac{(k_1 + k_2) - m_1\omega^2}{k_2} = \frac{k_2}{-m_2\omega^2 + k_2} \quad (7.2.10)$$

一般に建物変形が大きくなると、等価剛性が低下して建物は柔らかくなるので ω^2 は減少する。 ω^2 が減少すると、(7.2.10)の第 2 式より u_2/u_1 は小さくなる。すなわち、変形の増大につれて、1 階変形は大きくなるが 2 階変形は増大しないことになる。このことから、1, 2 階が同じ変形角とはならないことが理解される。とくに $m_2=0$ の場合は、(7.2.8)式から $\omega^2=k_1/m_1$ 、(7.2.10)の第 2 式より $u_2/u_1=1$ となるので、1 質点に等しくなる。

計算 3：各ステップの 2 階変形の計算

2 階の変形は次のように計算する。表 7.2.3 の 11 行目、13 行目は最初に指定した変形角の各ステップに対応した等価剛性 $Q_2/(\delta_2-\delta_1)$ 、 Q_1/δ_1 である。1 階の変形ステップは当初指定の変形ステップであるので、各ステップの 1 階の等価剛性 K_{e1} は 13 行目のまま変化しない。

新たな 2 階の等価剛性 K_{e2}^* は、

- ・ 初期ステップは当初指定ステップの K_{e2} とする。 $K_{e2}^*=3975\text{kN/m}$
- ・ K_{e1} と K_{e2}^* を用いて固有値 ω^2 、固有モード u_2/u_1 を求める。 $\omega^2=95.74\text{rad/s}^2$ 、 $u_2/u_1=1.793$

このステップの 2 階変形は

$$\delta_2 - \delta_1 = \delta_1 \frac{u_2}{u_1} - \delta_1 = \left(\frac{u_2}{u_1} - 1 \right) \delta_1 \quad (7.2.11)$$

すなわち $\delta_2 - \delta_1 = (1.793 - 1) \times 0.025 = 0.020$

- 次ステップの2階等価剛性は、原ステップの変形を超える最小の変形となるステップの剛性を用いる。これは、こうすることにより次ステップの変形に最も近いと変形時の剛性を与えることができるという考えによる。ここでは0.020mを超える最小の変形0.020mとなるステップ1/120の剛性3975kN/mをセットする。
- こうして設定された1階1/60変形時の等価剛性を用いて固有値計算を行い、同様にして、2階変形を求め、次ステップへ進む。

表7.2.3では、1階が1/20でも2階変形は0.032/2.4=1/75と大きくないので、等価剛性は2313kN/mとなっている。

表 7.2.3 2階変形の計算

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
7	$\delta_2 - \delta_1$	m	0.020	0.040	0.060	0.080	0.096	0.120	0.160
11	K_{e2}	kN/m	3,975	2,313	1,542	1,156	964	771	578
12	K_{e2}^*	kN/m	3,975	3,975	2,313	2,313	2,313	2,313	2,313
13	K_{e1}	kN/m	6,280	3,672	2,448	1,836	1,530	1,224	918
14	ω^2	1/s ²	95.74	62.75	40.90	32.05	27.27	22.27	17.03
15	u_2/u_1		1.793	1.408	1.481	1.341	1.277	1.215	1.156
16	$\delta_2 - \delta_1$	m	0.020	0.020	0.036	0.034	0.033	0.032	0.031
17	δ_2^*	m	0.045	0.070	0.111	0.134	0.153	0.182	0.231

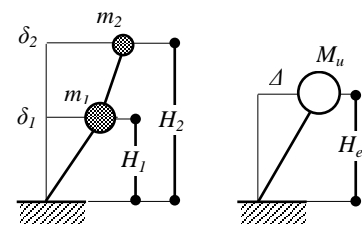


図 7.2.7 1質点への置換

計算4：等価な1質点系への置換

各ステップの1, 2階変位 δ_1, δ_2 を用いて等価な1質点系への置換を行う。まず等価1質点系の質量 M_u と変形 Δ は2質点系の質量 m_1, m_2 および変位 δ_1, δ_2 と

$$M_u \Delta = m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2 \quad (7.2.12)$$

が成立するように決定すると考えるのが自然であろう。すなわち、2質点系の各階変位を質量で重みづけして等価1質点系の変位を与えるものである。

次に、2質点系と等価1質点系の変形状態の運動エネルギーを等しくすれば、

$$\frac{1}{2} M_u \dot{\Delta}^2 = \frac{1}{2} m_1 \dot{\delta}_1^2 + \frac{1}{2} m_2 \dot{\delta}_2^2 \quad (7.2.13)$$

ここで、 $\dot{\cdot}$ は速度を表す。両者は同じ振動数 ω で振動しているので

$$\dot{\Delta} = \omega \Delta, \quad \dot{\delta}_1 = \omega \delta_1, \quad \dot{\delta}_2 = \omega \delta_2 \quad (7.2.14)$$

したがって、(7.2.13)式は、

$$M_u \Delta^2 = m_1 \delta_1^2 + m_2 \delta_2^2 \quad (7.2.15)$$

(7.2.12)式と(7.2.15)式を辺々割り算すれば、

$$\Delta = \frac{m_1 \delta_1^2 + m_2 \delta_2^2}{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2} \quad (7.2.16)$$

(7.2.12)式より

$$M_u = \frac{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2}{\Delta} = \frac{(m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2)^2}{m_1 \delta_1^2 + m_2 \delta_2^2} \quad (7.2.17)$$

等価な高さ H_e は、2 質点系と 1 質点系の基礎に対する転倒モーメントが等しくなるように、

$$M_u \ddot{\Delta} H_e = m_1 \ddot{\delta}_1 H_1 + m_2 \ddot{\delta}_2 H_2 \quad (7.2.18)$$

..は加速度を表す。ここでもまた、

$$\ddot{\Delta} = -\omega^2 \Delta, \quad \ddot{\delta}_1 = -\omega^2 \delta_1, \quad \ddot{\delta}_2 = -\omega^2 \delta_2 \quad (7.2.19)$$

が成立するので、結局

$$H_e = \frac{m_1 \delta_1 H_1 + m_2 \delta_2 H_2}{M_u \Delta} = \frac{m_1 \delta_1 H_1 + m_2 \delta_2 H_2}{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2} \quad (7.2.20)$$

等価 1 質点系のせん断力 Q は 2 質点系の 1 階のせん断力 Q_1 と等しいとので等価剛性 K_e は

$$K_e = \frac{Q_1}{\Delta} = \frac{K_{e1} \delta_1}{(m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2) / M_u} = M_u \frac{K_{e1} \delta_1}{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2} \quad (7.2.21)$$

ここで、各ステップにおいて、2 質点系の等価剛性 K_{e1} 、 K_{e2} や変形 δ_1 、 δ_2 と固有値 ω の間には、(7.2.8)、(7.2.10)式が成り立つので、

$$m_1 m_2 \omega^4 - (m_1 K_{e2} + m_2 K_{e1} + m_2 K_{e2}) \omega^2 + K_{e1} K_{e2} = 0 \quad (7.2.22)$$

$$\frac{\delta_2}{\delta_1} = \frac{(K_{e1} + K_{e2}) - m_1 \omega^2}{K_{e2}} \quad (7.2.23)$$

以上から、

$$\begin{aligned} K_e &= M_u \frac{K_{e1} \delta_1}{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2} = M_u \frac{K_{e1}}{m_1 + m_2 \frac{\delta_2}{\delta_1}} = M_u \frac{K_{e1} K_{e2}}{m_1 K_{e2} + m_2 K_{e1} + m_2 K_{e2} - m_1 m_2 \omega^2} \\ &= M_u \omega^2 \end{aligned} \quad (7.2.24)$$

これは、質量 M_u 、剛性 $K_e = Q_1 / \Delta$ で与えられる等価 1 質点系の固有値がもとの 2 質点系の固有値と等しいことを意味している。したがって等価固有周期は

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u}{K_e}} \quad (7.2.25)$$

以上の計算結果は表 7.2.4 のようになる。ここで、 $\gamma_e = \Delta / H_e$ は等価な 1 質点系の各ステップの変形角を表す。図 7.2.8 は各ステップの 2 質点系と等価 1 質点系の対応を示している。

表 7.2.4 等価1質点系への置換

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
8	δ_1	m	0.025	0.050	0.075	0.100	0.120	0.150	0.200
17	δ_2^*	m	0.045	0.070	0.111	0.134	0.153	0.182	0.231
18	M_u	t	46.9	49.6	49.1	50.0	50.3	50.6	50.8
19	Δ	m	0.035	0.059	0.091	0.115	0.134	0.163	0.212
20	$M_u/\Sigma m$		0.92	0.97	0.96	0.98	0.99	0.99	0.99
21	Q	kN	157.0	183.6	183.6	183.6	183.6	183.6	183.6
22	K_e	kN/m	4,491	3,111	2,009	1,601	1,371	1,126	865
23	T_e	sec	0.64	0.79	0.98	1.11	1.20	1.33	1.52
24	H_e	m	4.21	4.06	4.09	4.03	4.00	3.97	3.95
25	γ_e	rad	0.008	0.015	0.022	0.028	0.033	0.041	0.054
26			1/120	1/69	1/45	1/35	1/30	1/24	1/19

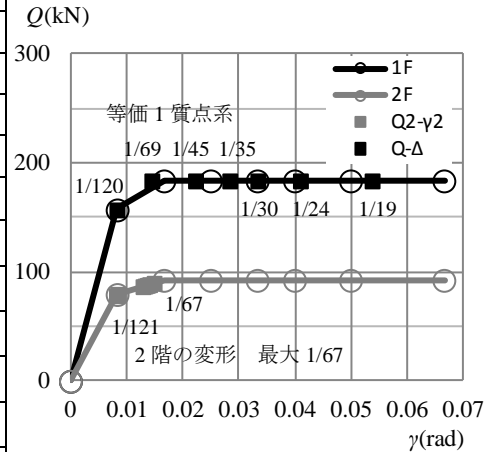


図 7.2.8 等価1質点系の変形

計算5：等価減衰について

減衰は $h=h_{eq}+h_0$ で与えられる。 h_0 は弾性状態での減衰で、告示スペクトルを用いる場合は0.05、記録地震動のスペクトルを計算して用いる場合は $h=\text{Max}(0.05, h_{eq})$ とする。 h_{eq} は塑性化による上部構造の減衰で1サイクルの消費エネルギーを表す履歴面積とポテンシャルエネルギーの比から計算される。告示では図7.2.9のような剛性低下型バイリニア特性を想定して等価減衰定数を計算している。履歴面積 $\Delta W=4(\mu-\sqrt{\mu})\delta_y Q_u$ はそのままでは過大なので、 γ で低減させている。 γ は0.2または0.25とされる。

$$h_{eq\text{告示}} = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \gamma \frac{4(\mu - \sqrt{\mu})\delta_y Q_u}{2\pi\mu\delta_y Q_u} = \gamma \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad (7.2.26)$$

ところが、これまでの伝統木造などで採用されてきたいわゆる関西版マニュアル¹では、図7.2.10のようなスリップ型の履歴に基づいて、次式で計算している。

$$h_{eq\text{マニュアル}} = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{\left(\mu - \frac{Q_u}{Q_y}\right)\delta_y Q_u}{2\pi\mu\delta_y Q_u} = \frac{1}{2\pi} \left(1 - \frac{Q_u}{\mu Q_y}\right) \quad (7.2.27)$$

両者の差を比較すると図7.2.11のようになる。考え方として、マニュアルの方が明快であり、告示との差も小さいことから、詳細設計法では従来通りのマニュアルによる方法を採用する。減衰の計算結果は表7.2.5のようになる。ここで加速度の低減率 F_h は次式による。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (7.2.28)$$

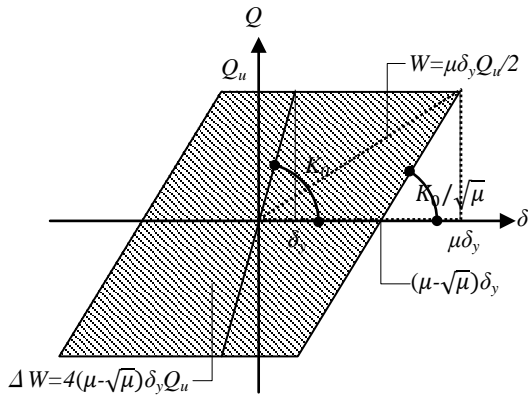


図 7.2.9 告示における等価減衰

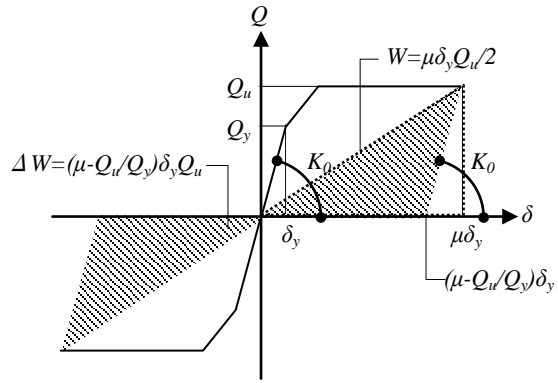


図 7.2.10 関西版マニュアルにおける等価減衰

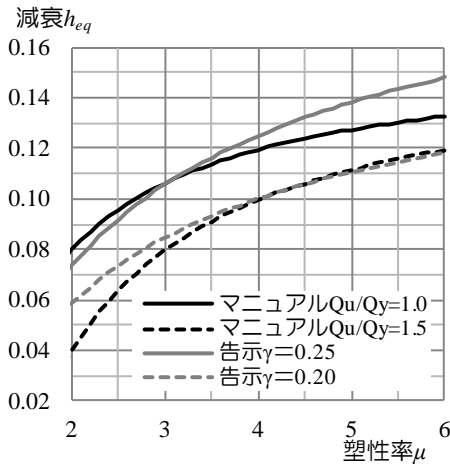


図 7.2.11 関西版マニュアルと告示の等価減衰の比較

表 7.2.5 減衰の計算

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
27	ΔW	kNm	0	3.33	9.27	13.55	17.07	22.44	31.48
28	W	kNm	2.74	5.42	8.39	10.53	12.29	14.97	19.49
29	h		0.05	0.10	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18
30	F_h		1.00	0.75	0.63	0.59	0.58	0.56	0.54

計算 6：調整係数 p, q について

応答計算に用いる加速度スペクトルの修正係数として p, q が用いられる。 q は有効質量に関する調整係数で、全質量 m_1+m_2 に対する有効質量 M_u が 0.75 より小さい場合に、 $q=0.75(m_1+m_2)/M_u$ とされる。これは地震力は有効質量に比例するので、有効質量が小さな場合でも、地震力を大きく低減しないための措置である。多くの場合、有効質量比が 0.75 より小さくなることはないの、 $q=1.0$ とされる。

係数 p は階数による調整係数である。これは、限界耐力計算に用いる応答スペクトルを導く際に、図 7.2.12 に示されるように、短周期では新耐震のスペクトルを $1/0.816=1.23$ 倍したことに関

係がある。すなわち、ベースシア係数スペクトルを応答スペクトルに換算するためである。しかし、1自由度系(1階建)の場合、ベースシア係数スペクトルと応答スペクトルは同一になる。このため、1階建の場合には1.23倍する必要がないわけで、これを調整するために0.80倍するのが p である。この調整は階数が増加するとともに徐々に必要なくなるので5階以上では $p=1.00$ となっている。なお、この調整は限界耐力計算のスペクトルが一定となる周期0.16秒以上について行い、周期0秒ではこの調整の必要がないため、周期0秒と0.16秒の間は直線補間としている。以上の議論は2種地盤では周期0.864秒以下の周期域であるので、応答固有周期が1秒を超えている場合の調整係数による低減は過大となることに留意されたい。

表7.2.6は調整係数 p, q を示す。

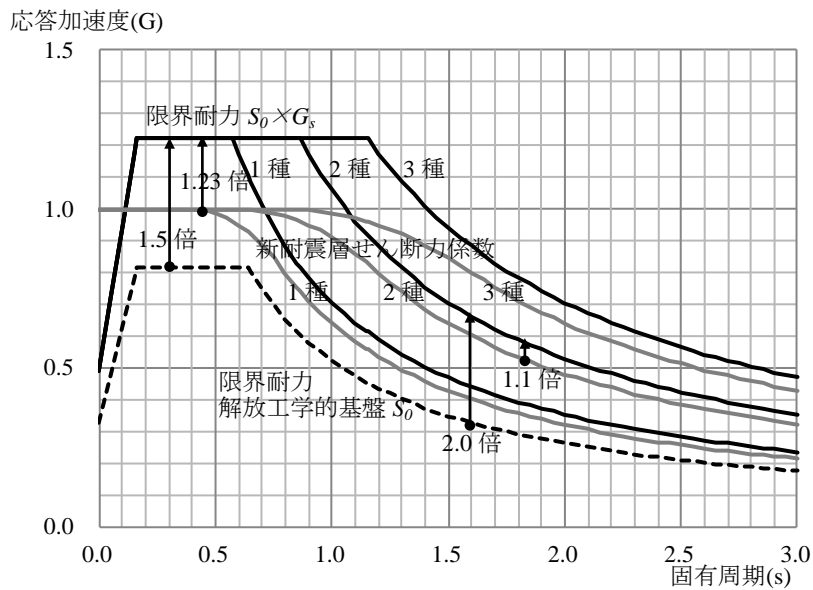


図 7.2.12 新耐震と限界耐力計算のスペクトル

表 7.2.6 調整係数 p, q

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
23	T_e	sec	0.64	0.79	0.98	1.11	1.20	1.33	1.52
31	p		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
32	q		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

計算7：応答値の算出

地域係数を Z 、各ステップの等価周期 T_e に対応する基盤地震動の加速度を S_0 、地盤の増幅率を G_s 、調整係数 p, q 、各ステップの変形 Δ で計算される減衰係数 h に対応する加速度低減率を F_h とすれば、設計用の加速度 S_A は、

$$S_A = ZS_0G_s p q F_h \quad (7.2.29)$$

応答せん断力 Q_n 、応答変位 S_D 、応答変形角 γ_n はそれぞれ、

$$Q_n = M_u S_A \quad (7.2.30)$$

$$S_D = \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 S_A \quad (7.2.31)$$

$$\gamma_n = \frac{S_D}{H_e} \quad (7.2.32)$$

各ステップの応答値(γ_n , Q_n)を結んだ線を必要性能スペクトルと呼び、この必要性能スペクトルと等価1質点系の復元力(γ_e , Q)の交点が求める応答値となる。こうして求められた等価1質点系の応答値を S_{DR} として、次のようにして2質点系の1階応答 δ_{R1} と2階応答 δ_{R2} に換算する。両モデルの変形について、(7.2.12)式と(7.2.23)式が成り立つので、

$$M_u S_{DR} = m_1 \delta_{R1} + m_2 \delta_{R2} \quad (7.2.33)$$

$$\frac{\delta_{R2}}{\delta_{R1}} = \frac{(K_{e1} + K_{e2}) - m_1 \omega^2}{K_{e2}} \quad (7.2.34)$$

したがって、

$$M_u S_{DR} = m_1 \delta_{R1} + m_2 \frac{(K_{e1} + K_{e2}) - m_1 \omega^2}{K_{e2}} \delta_{R1} \quad (7.2.35)$$

$$\delta_{R1} = \frac{M_u S_{DR}}{m_1 + m_2 \frac{(K_{e1} + K_{e2}) - m_1 \omega^2}{K_{e2}}} = \frac{K_{e2} M_u S_{DR}}{m_1 K_{e2} + m_2 K_{e1} + m_2 K_{e2} - m_1 m_2 \omega^2} \quad (7.2.36)$$

ここで、(7.2.22)式を考慮すれば、

$$\delta_{R1} = \frac{K_{e2} \omega^2 M_u S_{DR}}{K_{e1} K_{e2}} = \frac{\omega^2 M_u S_{DR}}{K_{e1}} = \frac{K_e}{K_{e1}} S_{DR} \quad (7.2.37)$$

これは、2質点系の1階の $Q_1 = K_{e1} \delta_{R1}$ が等価1質点系のせん断力 $Q_n = K_e S_{DR}$ と等しいことを意味している。2階応答 δ_{R2} は、(7.2.23)式あるいは、より簡単に、(7.2.11)式のモード形から

$$\delta_{R2} = \frac{u_2}{u_1} \delta_{R1} = \frac{u_2}{u_1} \frac{K_e}{K_{e1}} S_{DR} \quad (7.2.38)$$

こうして1階変形は δ_{R1} 、2階変形は $\delta_{R2} - \delta_{R1}$ で与えられるので、変形角は1階 $\gamma_{R1} = \delta_{R1} / h_1$ 、2階 $\gamma_{R2} = (\delta_{R2} - \delta_{R1}) / h_2$ と計算される。ここで、 h_1 、 h_2 は表 7.2.2 で示される各階の階高である。

表 7.2.7 は以上の計算例を、図 7.2.13 は応答図を示す。

表 7.2.7 応答値の算出

稀地震

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
13	K_{el}	kN/m	6,280	3,672	2,448	1,836	1,530	1,224	918
15	u_2/u_1		1.793	1.408	1.481	1.341	1.277	1.215	1.156
22	K_e	kN/m	4,491	3,111	2,009	1,601	1,371	1,126	865
23	T_e	sec	0.64	0.79	0.98	1.11	1.20	1.33	1.52
30	F_h		1.00	0.75	0.63	0.59	0.58	0.56	0.54
31	p		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
32	q		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
34	S_0	m/s^2	1.53	1.24	1.00	0.88	0.82	0.74	0.64
35	2種 G_s		1.569	1.939	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
36	S_A	m/s^2	2.04	1.54	1.08	0.90	0.81	0.71	0.60
37	S_{DR}	m	0.021	0.025	0.028	0.029	0.031	0.033	0.037
38	Q_n	kN	95.7	76.3	55.5	47.1	42.4	37.3	31.7
39	γ_R	rad	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.008	0.009
40			1/197	1/166	1/148	1/137	1/129	1/120	1/108
41	δ_{R2}	m	0.027	0.029	0.034	0.034	0.035	0.037	0.040
42	δ_{R1}	m	0.015	0.021	0.023	0.026	0.028	0.030	0.034
43	γ_{R2}	rad	0.005	0.004	0.005	0.004	0.003	0.003	0.002
44			1/199	1/283	1/220	1/274	1/313	1/367	1/445
45	γ_{R1}	rad	0.005	0.007	0.008	0.009	0.009	0.010	0.011
46			1/197	1/144	1/132	1/117	1/108	1/98	1/87

極稀地震

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
47	S_0	m/s^2	7.65	6.19	5.00	4.42	4.08	3.68	3.22
48	S_A	m/s^2	10.20	7.69	5.42	4.52	4.04	3.53	2.99
49	S_{DR}	m	0.107	0.123	0.138	0.147	0.155	0.166	0.183
50	Q_n	kN	478.4	381.3	277.7	235.7	212.1	186.4	158.3
51	γ_R	rad	0.025	0.030	0.034	0.037	0.039	0.042	0.046
52			1/39	1/33	1/30	1/27	1/26	1/24	1/22
53	δ_{R2}	m	0.137	0.146	0.168	0.172	0.177	0.185	0.199
54	δ_{R1}	m	0.076	0.104	0.113	0.128	0.139	0.152	0.172
55	γ_{R2}	rad	0.025	0.018	0.023	0.018	0.016	0.014	0.011
56			1/40	1/57	1/44	1/55	1/63	1/73	1/89
57	γ_{R1}	rad	0.025	0.035	0.038	0.043	0.046	0.051	0.057
58			1/39	1/29	1/26	1/23	1/22	1/20	1/17

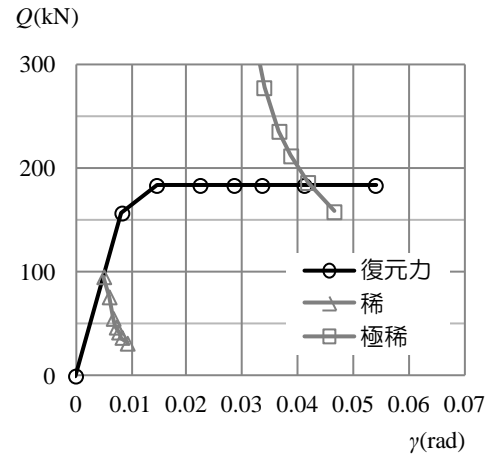


図 7.2.13 応答計算図

7.2.2 限界せん断力係数比

ここで、各階耐力と変形との関係を検討する。各階のせん断力と変形角は

$$Q_1 = K_{e1}\delta_{R1}, \quad Q_2 = K_{e2}(\delta_{R2} - \delta_{R1}) \quad (7.2.39)$$

$$\gamma_{R1} = \frac{\delta_{R1}}{h_1}, \quad \gamma_{R2} = \frac{(\delta_{R2} - \delta_{R1})}{h_2} \quad (7.2.40)$$

(7.2.40)より

$$\delta_{R1} = \gamma_{R1}h_1, \quad \delta_{R2} = \gamma_{R1}h_1 + \gamma_{R2}h_2 \quad (7.2.41)$$

さらに、変形モードと固有値の関係から、(7.2.34)を再掲すれば、

$$\frac{\delta_{R2}}{\delta_{R1}} = \frac{(K_{e1} + K_{e2}) - m_1\omega^2}{K_{e2}} \quad (7.2.42)$$

(7.2.24)式および(7.2.12)式より

$$\omega^2 = \frac{K_e}{M_u} = \frac{K_e\Delta}{M_u\Delta} = \frac{Q_1}{m_1\delta_{R1} + m_2\delta_{R2}} \quad (7.2.43)$$

したがって(7.2.42)式は次のように書くことができる。

$$K_{e2}\delta_{R2} = (K_{e1} + K_{e2} - m_1\omega^2)\delta_{R1} \quad (7.2.44)$$

$$K_{e2}(\delta_{R2} - \delta_{R1}) = K_{e1}\delta_{R1} - m_1\delta_{R1}\omega^2 \quad (7.2.45)$$

$$Q_2 = Q_1 - m_1\delta_{R1}\omega^2 \quad (7.2.46)$$

$$Q_2 = Q_1 - m_1\delta_{R1} \frac{Q_1}{m_1\delta_{R1} + m_2\delta_{R2}} \quad (7.2.47)$$

$$\frac{Q_2}{Q_1} = 1 - \frac{m_1\delta_{R1}}{m_1\delta_{R1} + m_2\delta_{R2}} \quad (7.2.48)$$

ここで、(7.2.41)式および次の重量比 R_W 、階高比 R_H を用いれば

$$R_W = \frac{W_2}{W_1} = \frac{m_2}{m_1}, \quad R_H = \frac{h_2}{h_1} \quad (7.2.49)$$

$$\begin{aligned} \frac{Q_2}{Q_1} &= 1 - \frac{\gamma_{R1}h_1}{\gamma_{R1}h_1 + R_W(\gamma_{R1}h_1 + \gamma_{R2}h_2)} = 1 - \frac{\gamma_{R1}}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} \\ &= \frac{R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} \end{aligned} \quad (7.2.50)$$

せん断力係数 $C_2=Q_2/W_2$ 、 $C_b=Q_1/(W_1+W_2)$ を用いれば

$$\frac{C_2}{C_b} = \frac{Q_2}{W_2} \frac{(W_1 + W_2)}{Q_1} = \frac{(1 + R_W)}{R_W} \frac{R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} = \frac{(1 + R_W)(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} \quad (7.2.51)$$

ここで、

$$\gamma = \frac{\gamma_{R2}}{\gamma_{R1}} \quad (7.2.52)$$

とおけば、(7.2.50)式および(7.2.51)式はそれぞれ

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{R_W(1 + \gamma R_H)}{1 + R_W(1 + \gamma R_H)} = 1 - \frac{1}{1 + R_W(1 + \gamma R_H)} \quad (7.2.53)$$

$$\frac{C_2}{C_b} = \frac{(1 + R_W)(1 + \gamma R_H)}{1 + R_W(1 + \gamma R_H)} = 1 + \frac{\gamma R_H}{1 + R_W(1 + \gamma R_H)} \quad (7.2.54)$$

とくに 1, 2 階の変形角が等しくなる $\gamma=1$ の時の Q_2/Q_1 を限界耐力比 R_Q , $\gamma=1$ の時の C_2/C_b を限界せん断力係数比 R_{CO} とそれぞれ定義すれば,

$$\begin{aligned} R_Q &= 1 - \frac{1}{1 + R_W + R_W R_H} = \frac{R_W + R_W R_H}{1 + R_W + R_W R_H} = \frac{1 + R_H}{1 + R_H + 1/R_W} \\ &= \frac{1 + h_2/h_1}{1 + h_2/h_1 + W_1/W_2} \end{aligned} \quad (7.2.55)$$

$$R_{CO} = 1 + \frac{R_H}{1 + R_W + R_W R_H} = \frac{(1 + R_W)(1 + R_H)}{1 + R_W + R_W R_H} \quad (7.2.56)$$

ここで, (7.2.55)の第 4 式は JSCA 関西木造住宅レビュー委員会によるクロスポイント判別式⁶と同じである。

2 階建て木造建築物の 1, 2 階変形の卓越度合い(どちらが先に限界変形となるか)は 1, 2 階の耐力比によって支配される。耐力比 $Q_2/Q_1 > R_Q$ あるいはせん断力係数比 $C_2/C_b > R_{CO}$ であれば 1 階の変形が卓越し(例えば先行して 1/20 となる), $Q_2/Q_1 < R_Q$ あるいは $C_2/C_b < R_{CO}$ であれば 2 階の変形が卓越する。 $Q_2/Q_1 = R_Q$ あるいは $C_2/C_b = R_{CO}$ であれば, 1, 2 階が同時に限界変形に達する。

以上の R_{CO} 曲面は次のように平面近似することもできる。曲面を表す x, y の 2 変数関数式

$$z = f(x, y) \quad (7.2.57)$$

の $(x, y) = (a, b)$ における接平面の方程式は,

$$z = f_x(a, b)(x - a) + f_y(y - b) + f(a, b) \quad (7.2.58)$$

と表される。ここで f_x および f_y は x および y による偏微分をそれぞれ示す。すなわち, (7.2.58)式は(7.2.57)式の $x=a, y=b$ 近傍での線形近似式を与える。 R_H, R_W を 2 変数として,

$$R_{CO} = R_{CO}(R_H, R_W) = \frac{(1 + R_W)(1 + R_H)}{1 + R_W + R_W R_H} \quad (7.2.59)$$

について R_H, R_W の微分を計算すると,

$$\frac{\partial R_{CO}}{\partial R_H} = \frac{(1 + R_W)(1 + R_W + R_W R_H) - (1 + R_W)(1 + R_H)R_W}{(1 + R_W + R_W R_H)^2} \quad (7.2.60)$$

$$\frac{\partial R_{CO}}{\partial R_W} = \frac{(1 + R_H)(1 + R_W + R_W R_H) - (1 + R_H)^2(1 + R_W)}{(1 + R_W + R_W R_H)^2} \quad (7.2.61)$$

たとえば $R_H=1.0, R_W=1.0$ の近傍で分数式(7.2.59)式を 1 次関数に展開すれば, (7.2.59)より $R_H=1.0, R_W=1.0$ における R_{CO} の値は $4/3=1.333$, (7.2.60)より $R_H=1.0, R_W=1.0$ における R_H の係数は $2/9=0.22$, (7.2.61)式より R_W の係数は $-2/9=-0.22$ となるので, 近似式は

$$\begin{aligned} R_{CO} &= 0.22(R_H - 1) - 0.22(R_W - 1) + 1.333 \\ \therefore R_{CO} &= 1.333 - 0.22R_W + 0.22R_H \end{aligned} \quad (7.2.62)$$

7.2.3 二階建て建物の設計せん断力係数比

以上の応答せん断力係数比 C_2/C_b と応答変形比 γ の関係式を用いて設計法について考える。以下では応答せん断力と設計で設定すべき保有せん断力を区別するために、応答量を上指標^R、設計耐力を上指標^Dで区別する。応答せん断力係数比 C_2^R/C_b^R と応答変形比 γ^R の関係式を再掲すれば、

$$\frac{C_2^R}{C_b^R} = 1 + \frac{\gamma^R R_H}{1 + R_W(1 + \gamma^R R_H)} \quad (7.2.63)$$

せん断力に対応した変形は、

$$\gamma^R = \frac{(1 + R_W) \left(\frac{C_2^R}{C_b^R} - 1 \right)}{R_H \left(1 + R_W - R_W \frac{C_2^R}{C_b^R} \right)} \quad (7.2.64)$$

図 7.2.14 に $R_W=0.75, R_H=0.8$ の場合の応答量の関係を示す。設計耐力は応答せん断力より大きくする必要があるので、

$$C_b^R \leq C_b^D, C_2^R \leq C_2^D \quad (7.2.65)$$

1 階先行降伏では 1 階の耐力が応答値に等しく $C_b^D = C_b^R$ かつ 2 階の耐力は $C_2^D \geq C_2^R$ なので、

$$\begin{aligned} C_2^D &\geq C_2^R = C_b^R R_{CO} = C_b^D R_{CO} \\ \therefore \frac{C_2^D}{C_b^D} &\geq R_{CO} \end{aligned} \quad (7.2.66)$$

2 階先行降伏では 2 階の耐力が応答値に等しく $C_2^D = C_2^R$ かつ 1 階の耐力は $C_b^D \geq C_b^R$ なので、

$$\begin{aligned} C_b^D &\geq C_b^R = \frac{C_2^R}{R_{CO}} = \frac{C_2^D}{R_{CO}} \\ \therefore \frac{C_2^D}{C_b^D} &\leq R_{CO} \end{aligned} \quad (7.2.67)$$

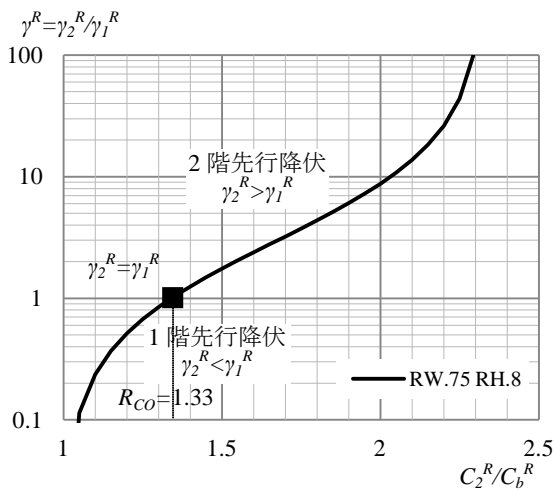


図 7.2.14 応答せん断力と変形の関係 $R_W=0.75, R_H=0.8$

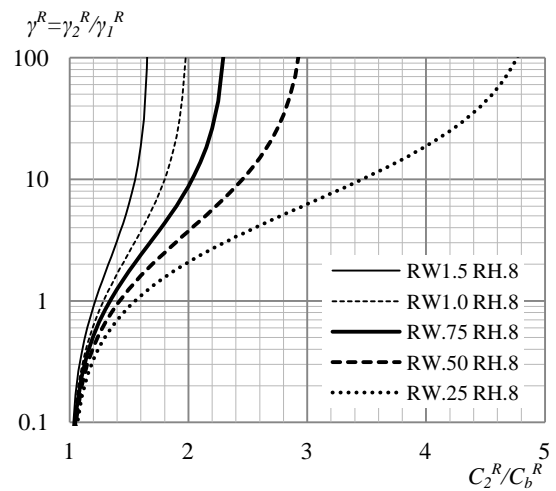


図 7.2.15 応答せん断力と変形の関係 $R_W=0.25 \sim 1.5, R_H=0.8$

すなわち、設計されたせん断力係数比 C_2^D/C_b^D が限界せん断力係数比 R_{C0} より大きくすれば 1 階降伏、小さくすれば 2 階降伏とできる。

多くの場合、1 階先行降伏となるように $C_2^D/C_b^D > R_{C0}$ すなわち 2 階耐力を $C_2^D > R_{C0}C_b^D$ とされている。これは、1 階先行降伏の方が従来の近似応答計算の解の安定性が高いためであり、現実的な設計の多くが 2 階耐力を比較的に大きく設定して 1 階先行降伏となっていることを考慮したためである。とくに $C_2^D/C_b^D = R_{C0}$ の場合は 1, 2 階が同時降伏となるので、時刻歴応答計算を行うと解が安定しないとされている。しかしながら、構造設計的な視点からは、2 階先行降伏や 1, 2 階同時降伏とする考え方は排除されるべきではない。

ここで 2 階降伏とする設計法の問題点について考える。図 7.2.15 は 1,2 階階高比 $R_H=0.8$ を固定して 1,2 階重量比 R_W を変化させた場合の応答結果をまとめている。2 階降伏の設計は縦軸が 1 以上の領域となる。ここで、縦軸は対数表示されており、この領域ではせん断力係数比の増加に対して縦軸が大きく増大する。したがって、限界耐力比以下の設計では設計パラメータのわずかな差によって計算結果が大きく変動することが予想されるので、モデル化や施工のバラツキに対して設計内容を保証することが難しいことを十分に注意する。

7.2.4 収斂計算法について

表 7.2.1 にまとめられる変位増分法 1 では固有モードが固定され、変位増分法 2 では、前ステップの固有モードで次ステップの変形モードを予測しているため、2 階が先行降伏するようなモードを扱うことは難しい。そこでは表 7.2.1 の収斂計算法のように、変形モードと固有値が整合させることが必要となる。これまではこの収斂計算法についてとくに記述していないが、以下でそれをさらに改良させた計算法と併せて議論する。前者を収斂計算法 1、その改良版を収斂計算法 2 と称する。

収斂計算法 2 は、収斂計算法 1 のように 1, 2 階の変形を繰り返し計算で整合させることに加えて、減衰評価も縮約系ではなく 1,2 階それぞれで計算するものである。収斂計算法 2 は以下のように定式化される。

2 階変形の計算

1 階の変形 $\gamma_1 = \delta_1/h_1$ は基準ステップ(例えば、1/120, 1/60, 1/40, 1/30, 1/25, 1/20, 1/15)とする。2 階変形は次のように各ステップ毎に固有値解析を行って、1 次の固有値 ω^2 および図 7.2.16 の固有モード (u_1, u_2) を求めて計算する。

1 階変形変形は

$$\delta_1 = \gamma_1 h_1 \quad (7.2.68)$$

ここで、 γ_1 は基準ステップ(例えば 1/120, 1/60, 1/40, 1/30, 1/25, 1/20, 1/15)で増分させる。2 階変形変形も同様に基準ステップで設定して、

$$\delta_2 - \delta_1 = \gamma_2 h_2 \quad (7.2.69)$$

各階の等価剛性 k_1, k_2 は各階の復元力 Q_1, Q_2 と全変形 δ_1, δ_2 から

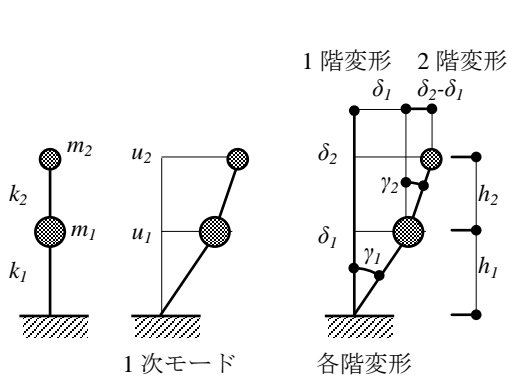
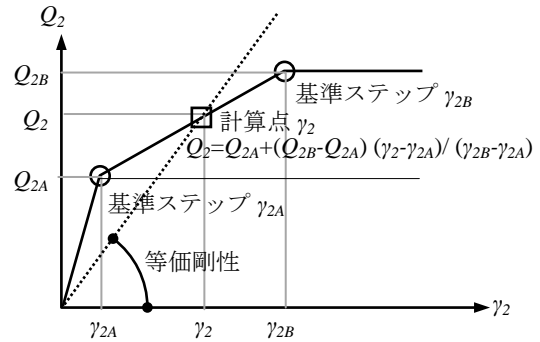


図 7.2.16 2 質点モデル



計算点 γ_2 を含む 2つの基準ステップのデータから γ_2 に対応する Q_2 を求めて等価剛性を計算する。

図 7.2.17 2 階復元力

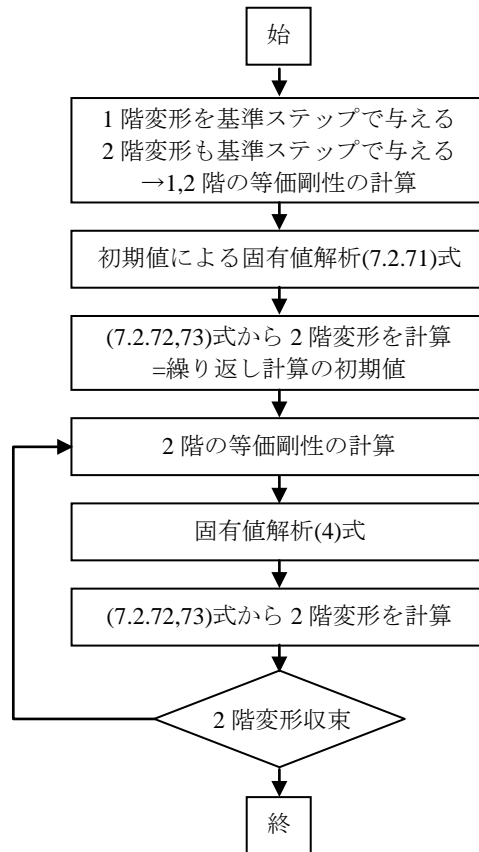


図 7.2.18 2 階変形を求める繰り返し計算

$$k_1 = \frac{Q_1}{\delta_1}, \quad k_2 = \frac{Q_2}{\delta_2 - \delta_1} \quad (7.2.70)$$

固有値 ω^2 , 固有モード u_1, u_2 は

$$\omega^2 = \frac{m_1 k_2 + m_2 k_1 + m_2 k_2 - \sqrt{(m_1 k_2 + m_2 k_1 + m_2 k_2)^2 - 4m_1 m_2 k_1 k_2}}{2m_1 m_2} \quad (7.2.71)$$

$$\frac{u_2}{u_1} = \frac{-m_1 \omega^2 + k_1 + k_2}{k_2} \quad (7.2.72)$$

以上から, 2階変形の初期値は,

$$\delta_2 - \delta_1 = \delta_1 \left(\frac{u_2}{u_1} - 1 \right) \quad (7.2.73)$$

すなわち $\delta_2 = \delta_1 u_2 / u_1$ である。この δ_2 から $\gamma_2 = \delta_2 / h_2$ が決まるので, 2階復元力 $Q_2 = Q_2(\gamma_2)$ から図 7.2.17 のように γ_2 に対応する Q_2 を求めて, 新しい等価剛性が $k_2^* = Q_2 / (\delta_2 - \delta_1)$ で与えられる。

この新しい剛性を用いて固有値解析を行うと, 新しい(7.2.72)式のモード変形から新しい2階変形が(7.2.73)式で計算できる。したがって図 7.2.18 のような繰り返し計算で, 基準ステップで与えられる1階の変形に対応した2階変形が得られる。

減衰の計算

減衰は変形モードに影響を与えない(応答結果には影響を与える)ので, 2階変形が収束した後で計算する。従来は縮約1質点モデルで減衰を計算していたが, ここでは各階毎に計算して, モードエネルギーで重み付けしてモード減衰として, 縮約モデルの減衰を評価する。

図 7.2.19 より, 1階の減衰定数 h_1 は

$$h_1 = \frac{\Delta W}{4\pi W} + 0.05 = \frac{\left(1 - \frac{k_1}{k_{01}}\right) \delta_1 Q_1}{2\pi \delta_1 Q_1} + 0.05 = \frac{1}{2\pi} \left(1 - \frac{k_1}{k_{01}}\right) + 0.05 \quad (7.2.74)$$

ここで, k_1 は等価剛性, k_{01} は弾性剛性を表わす。同様に2階についても,

$$h_2 = \frac{1}{2\pi} \left(1 - \frac{k_2}{k_{02}}\right) + 0.05 \quad (7.2.75)$$

第1項は履歴減衰で, その最大値は $1/2\pi = 0.159$ である。

h_1, h_2 をひずみエネルギーで重み付けして縮約系の減衰 h を次式で計算する。

$$h = \frac{\frac{1}{2} k_1 \delta_1^2 h_1 + \frac{1}{2} k_2 (\delta_2 - \delta_1)^2 h_2}{\frac{1}{2} k_1 \delta_1^2 + \frac{1}{2} k_2 (\delta_2 - \delta_1)^2} = \frac{k_1 \delta_1^2 h_1 + k_2 (\delta_2 - \delta_1)^2 h_2}{k_1 \delta_1^2 + k_2 (\delta_2 - \delta_1)^2} \quad (7.2.76)$$

(7.2.74), (7.2.75)式で明らかのように, 履歴減衰の大きさは初期(弾性)剛性に依存する。すなわち, 初期剛性が大きいほど履歴減衰は大きくなる。縮約系から直接に減衰を計算するこれまでの方法では初期剛性の設定について論理的な明解さに欠けるきらいがあった。今回のように各階ごとに計算する場合はそれぞれ $1/120$ 剛性を初期剛性とすればよいことになる。

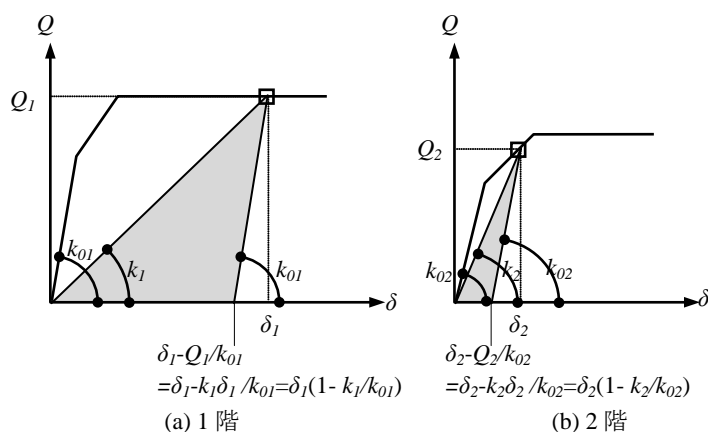


図 7.2.19 各階の減衰

近似応答計算法の比較

2階建て建物モデルについて、従来の関西マニュアル(変位増分法1)、JSCA 変位増分法2、収斂計算法1(変位)、収斂計算法2(変位収束と各階減衰)の4つの手法による計算結果を比較する。表7.2.8のモデル諸元から $W_2/W_1=0.5$, $H_2/H_1=0.8$ であるので、

$$R_{CO} = \frac{(1 + R_w)(1 + R_H)}{1 + R_w + R_w R_H} = 1.42 \quad (7.2.77)$$

であるので、 $C_2/C_b=1.2, 1.421, 1.6$ の3ケースを想定する。1階耐力を固定して($C_b=0.507$)、2階復元力を表7.2.9、図7.2.20のように変化させる。

計算結果の比較を表7.2.10と表7.2.11にまとめる。なお、表7.2.10の応答値は極稀地震時である。

表7.2.10,11によれば、

1. JSCA,収斂1,収斂2の3つの計算結果は、1階降伏では、ほぼ対応している。
2. 2階降伏の状況を押さえているのは収斂1、収斂2である。表7.2.10の縮約系の復元力で1階の変形が小さいことが表れている。
3. 復元力のきざみが少し粗いようである。ただし、収斂1、収斂2では復元力を内挿補間されているので誤差の問題はない。
4. 2階先行降伏を対象にするのであれば、収斂1、収斂2を用いるべきである。
5. 収斂1と収斂2の差はあまり顕著ではない。表7.2.11の計算内容を見れば、収斂1は減衰をやや大きく見積もるようである。

表 7.2.8 モデル諸元

階		2F	1F	合計
重量	kN	100	200	300
質量	t	10.2	20.4	30.6
階高	m	2.4	3	5.4

$W_2/W_1=0.5, H_2/H_1=0.8$

表 7.2.9 モデル復元力

γ		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
Q_2 kN	(a) $C_2/C_b=1.60$	54	81	81	81	81	81	81
	(b) $C_2/C_b=1.42$	48	72	72	72	72	72	72
	(c) $C_2/C_b=1.20$	41	61	61	61	61	61	61
Q_1 kN		101	152	152	152	152	152	152

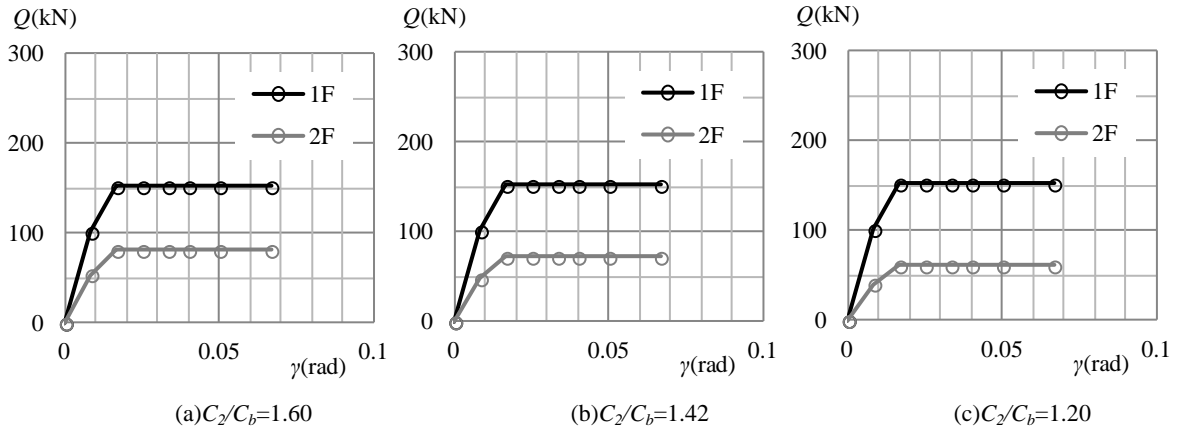


図 7.2.20 モデル復元力

表 7.2.10 計算法の比較(応答図)

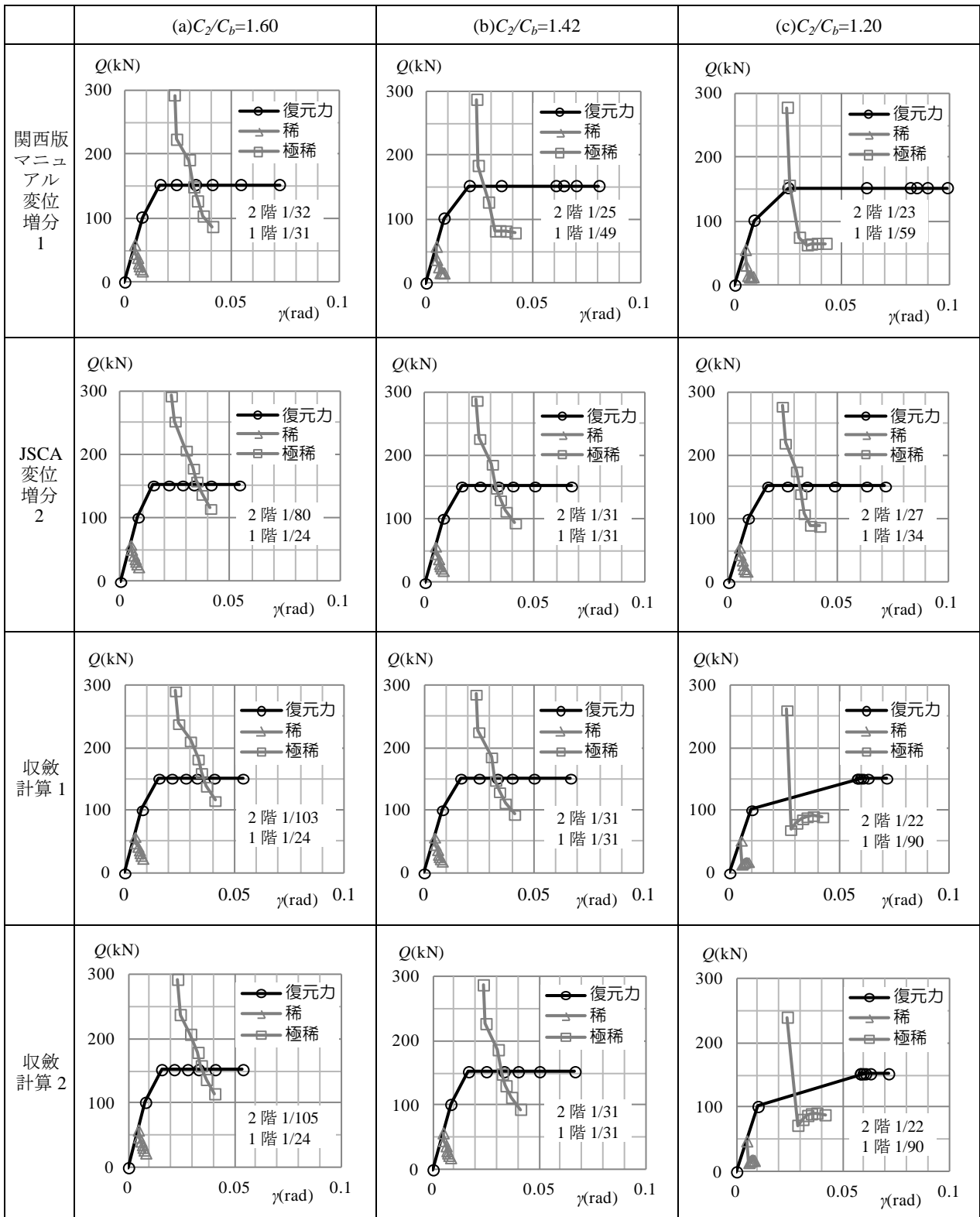


表 7.2.11 計算法の比較(計算内容)

	(a) $C_2/C_b=1.60$								(b) $C_2/C_b=1.42$								(c) $C_2/C_b=1.20$							
関西版 マニュアル 変位増分 1		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2701	2027	1351	1013	676	507	507	k_2	1799	899	450	450	450	450	450	k_2	1520	507	380	380	380	380	380
	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760
	ω^2	108	108	108	108	108	108	108	ω^2	104	104	104	104	104	104	104	ω^2	99	99	99	99	99	99	99
	u_2/u_1	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	u_2/u_1	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	u_2/u_1	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	T_e	0.61	0.71	0.86	1.00	1.11	1.27	1.46	T_e	0.61	0.76	0.98	1.23	1.29	1.38	1.52	T_e	0.63	0.81	1.18	1.36	1.42	1.50	1.63
	h_e	0.05	0.09	0.13	0.15	0.16	0.17	0.18	h_e	0.05	0.11	0.16	0.18	0.18	0.18	0.19	h_e	0.05	0.13	0.18	0.19	0.19	0.19	0.19
	Q_e	292	223	191	148	126	103	86	Q_e	287	183	126	81	82	81	78	Q_e	278	156	75	63	64	65	65
	γ_e	1/43	1/41	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	γ_e	1/42	1/41	1/34	1/31	1/29	1/27	1/24	γ_e	1/41	1/39	1/33	1/30	1/28	1/26	1/24
	2階	1/49	1/42	1/37	1/32	1/28	1/23	1/20	2階	1/42	1/29	1/21	1/17	1/17	1/17	1/17	2階	1/35	1/23	1/16	1/15	1/14	1/14	1/14
1階	1/42	1/41	1/32	1/31	1/30	1/30	1/26	1階	1/42	1/50	1/48	1/56	1/47	1/38	1/29	1階	1/44	1/59	1/82	1/73	1/59	1/47	1/35	
JSCA 変位増分 2		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2701	2701	2027	2027	2027	2027	2027	k_2	2397	1799	1199	899	749	600	450	k_2	2026	1520	1013	760	507	380	380
	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760
	ω^2	108	86	58	45	38	31	24	ω^2	104	78	52	39	33	26	20	ω^2	99	74	50	37	29	22	19
	u_2/u_1	1.69	1.48	1.41	1.29	1.24	1.19	1.14	u_2/u_1	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	u_2/u_1	2.00	2.00	2.00	2.00	2.35	2.47	2.00
	T_e	0.61	0.68	0.82	0.93	1.01	1.13	1.29	T_e	0.61	0.71	0.87	1.00	1.10	1.23	1.42	T_e	0.63	0.73	0.89	1.03	1.18	1.33	1.46
	h_e	0.05	0.08	0.12	0.14	0.15	0.16	0.17	h_e	0.05	0.09	0.13	0.15	0.16	0.17	0.18	h_e	0.05	0.09	0.13	0.15	0.17	0.18	0.18
	Q_e	292	252	207	178	158	137	115	Q_e	287	227	186	148	130	112	94	Q_e	278	219	176	140	108	90	88
	γ_e	1/43	1/40	1/33	1/30	1/29	1/27	1/24	γ_e	1/42	1/40	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	γ_e	1/41	1/39	1/32	1/30	1/29	1/27	1/24
	2階	1/49	1/60	1/57	1/69	1/80	1/95	1/117	2階	1/42	1/40	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	2階	1/35	1/33	1/28	1/26	1/21	1/18	1/21
1階	1/42	1/36	1/29	1/26	1/24	1/22	1/20	1階	1/42	1/40	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	1階	1/44	1/42	1/35	1/33	1/35	1/34	1/26	
収斂 計算 1		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2701	2251	2430	2533	2587	2641	2694	k_2	2394	1776	1184	888	740	592	450	k_2	1613	380	380	380	380	380	380
	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760
	ω^2	108	83	60	46	39	32	24	ω^2	104	78	52	39	33	26	20	ω^2	91	32	29	27	25	22	19
	u_2/u_1	1.69	1.60	1.33	1.23	1.18	1.14	1.10	u_2/u_1	1.80	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.80	u_2/u_1	2.36	7.27	4.75	3.56	3.00	2.47	2.00
	T_e	0.61	0.69	0.81	0.93	1.01	1.12	1.28	T_e	0.61	0.71	0.87	1.00	1.10	1.23	1.42	T_e	0.66	1.11	1.16	1.21	1.26	1.33	1.46
	h_e	0.05	0.09	0.12	0.14	0.15	0.16	0.17	h_e	0.05	0.09	0.13	0.15	0.16	0.17	0.18	h_e	0.05	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17
	Q_e	292	239	212	183	161	139	116	Q_e	287	226	186	148	130	112	94	Q_e	262	69	80	87	90	92	90
	γ_e	1/43	1/41	1/33	1/30	1/29	1/27	1/24	γ_e	1/42	1/40	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	γ_e	1/38	1/36	1/33	1/30	1/28	1/26	1/24
	2階	1/49	1/51	1/69	1/87	1/104	1/125	1/156	2階	1/42	1/40	1/32	1/30	1/29	1/27	1/24	2階	1/27	1/17	1/16	1/16	1/17	1/18	1/20
1階	1/42	1/38	1/29	1/25	1/24	1/22	1/20	1階	1/42	1/40	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	1階	1/46	1/131	1/76	1/53	1/42	1/33	1/25	
収斂 計算 2		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2701	2251	2428	2527	2578	2625	2664	k_2	2395	1792	1194	896	747	597	450	k_2	1613	380	380	380	380	380	380
	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760	k_1	4052	3040	2027	1520	1267	1013	760
	ω^2	108	83	60	46	39	32	24	ω^2	104	78	52	39	33	26	20	ω^2	91	32	29	27	25	22	19
	u_2/u_1	1.69	1.60	1.33	1.23	1.18	1.14	1.10	u_2/u_1	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	u_2/u_1	2.36	7.27	4.75	3.56	3.00	2.47	2.00
	T_e	0.61	0.69	0.81	0.93	1.01	1.12	1.28	T_e	0.61	0.71	0.87	1.00	1.10	1.23	1.42	T_e	0.66	1.11	1.16	1.21	1.26	1.33	1.46
	h_e	0.05	0.09	0.12	0.14	0.15	0.16	0.17	h_e	0.05	0.09	0.13	0.15	0.16	0.17	0.18	h_e	0.06	0.16	0.17	0.17	0.17	0.17	0.18
	Q_e	292	237	207	179	158	137	115	Q_e	287	226	186	148	130	112	94	Q_e	240	72	81	87	90	91	88
	γ_e	1/43	1/41	1/34	1/31	1/29	1/27	1/25	γ_e	1/42	1/40	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	γ_e	1/42	1/35	1/32	1/30	1/28	1/27	1/24
	2階	1/49	1/51	1/70	1/89	1/105	1/126	1/155	2階	1/42	1/40	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	2階	1/30	1/16	1/16	1/16	1/17	1/18	1/21
1階	1/42	1/38	1/29	1/26	1/24	1/22	1/20	1階	1/42	1/40	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	1階	1/51	1/126	1/75	1/52	1/42	1/33	1/26	

7.2.5 耐力低下モデル

前節の検討例の1階復元力は図7.2.21の破線で示されるような降伏後の耐力低下のないモデルを設定している。2階の復元力は1階復元力の各強度レベル Q_1 を、パラメータ C_2/C_b および W_2/W_1 を用いて次式のように Q_2 に換算している。

$$Q_2 = C_2 W_2 = \frac{C_2 W_2}{C_b W_1} C_b W_1 = \frac{C_2 W_2}{C_b W_1} \frac{Q_1}{(W_1 + W_2)} W_1 = Q_1 \left(\frac{C_2}{C_b} \right) \left(\frac{W_2}{W_1} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{W_2}{W_1}} \right) \quad (7.2.78)$$

以下では、図7.2.21の実線で示される最大耐力以後耐力が低下するモデルについて計算法の比較を行う。劣化型の復元力は全面壁の復元力を参考にしてその形を与えている。耐力は、前節の耐力保持モデルと変形角 1/20 までのスケルトンで囲まれる面積が等しくなるように設定している。

C_2 および C_b は 1/20 変形時の耐力を用いて計算する。したがって前節のモデルと比べて C_b は低下(0.507→0.413)している。前節同様に、 $C_2/C_b=1.2, 1.421, 1.6$ の3ケースを想定する。1階耐力を固定して($C_b=0.413$)、2階復元力を表7.2.12, 7.2.13 および図7.2.22のように変化させる。

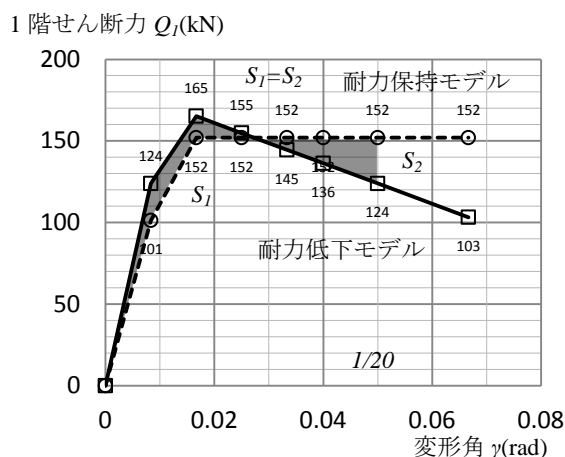


図 7.2.21 耐力低下を有する復元力モデル

表 7.2.12 モデル諸元

階	2F	1F	合計	
重量	kN	100	200	300
質量	t	10.2	20.4	30.6
階高	m	2.4	3	5.4

$W_2/W_1=0.5, H_2/H_1=0.8$

表 7.2.13 モデル復元力

γ		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
Q_2 kN	(a) $C_2/C_b=1.60$	66	88	83	77	73	66	55
	(b) $C_2/C_b=1.42$	59	78	73	68	65	59	49
	(c) $C_2/C_b=1.20$	50	66	62	58	55	50	41
Q_1 kN		124	165	155	145	136	124	103

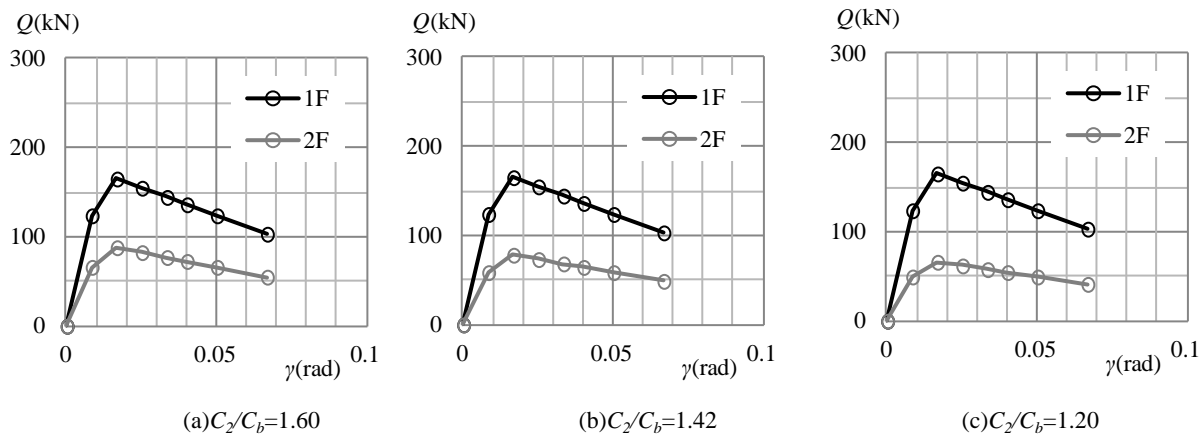


図 7.2.22 モデル復元力

計算結果の比較を表 7.2.14 と表 7.2.15 にまとめる。なお、表 3 の応答値は極稀地震時である。表 7.2.14, 7.2.15 によれば、

1. 1/20 変形までの吸収エネルギーを等しくした耐力低下モデルの応答は前節の耐力保持モデルと、対応する計算法と C_2/C_b で比較するとほぼ同程度の応答結果を示す。したがって前節の計算法の比較考察については同様な結論となる。
2. $C_2/C_b \geq R_{CO}$ であれば、JSCA, 収斂 1, 収斂 2 とも差は大きくはない。収斂 1,2 は復元力を自動的に内挿計算しているが、JSCA は当初のきざみで計算しているため、負剛性域で変化の大きい領域では再分割すべきである。
3. マニュアルの方法は他の手法に比べて精度は劣るようである。 $C_2/C_b = R_{CO}$ のケースでも 1, 2 階の変形が等しくならない。
4. $C_2/C_b < R_{CO}$ の 2 階先行降伏に対応する結果を示すのは、収斂 1, 収斂 2 のみである。この場合は、2 階先行降伏であるため 1 階の変形が小さいことに応じた縮約モデルの復元力が特異な形状を示している。この特異性についてはさらに 1/120 以下を再分割するなどの配慮が必要かもしれない。

表 7.2.14 計算法の比較 (応答図)

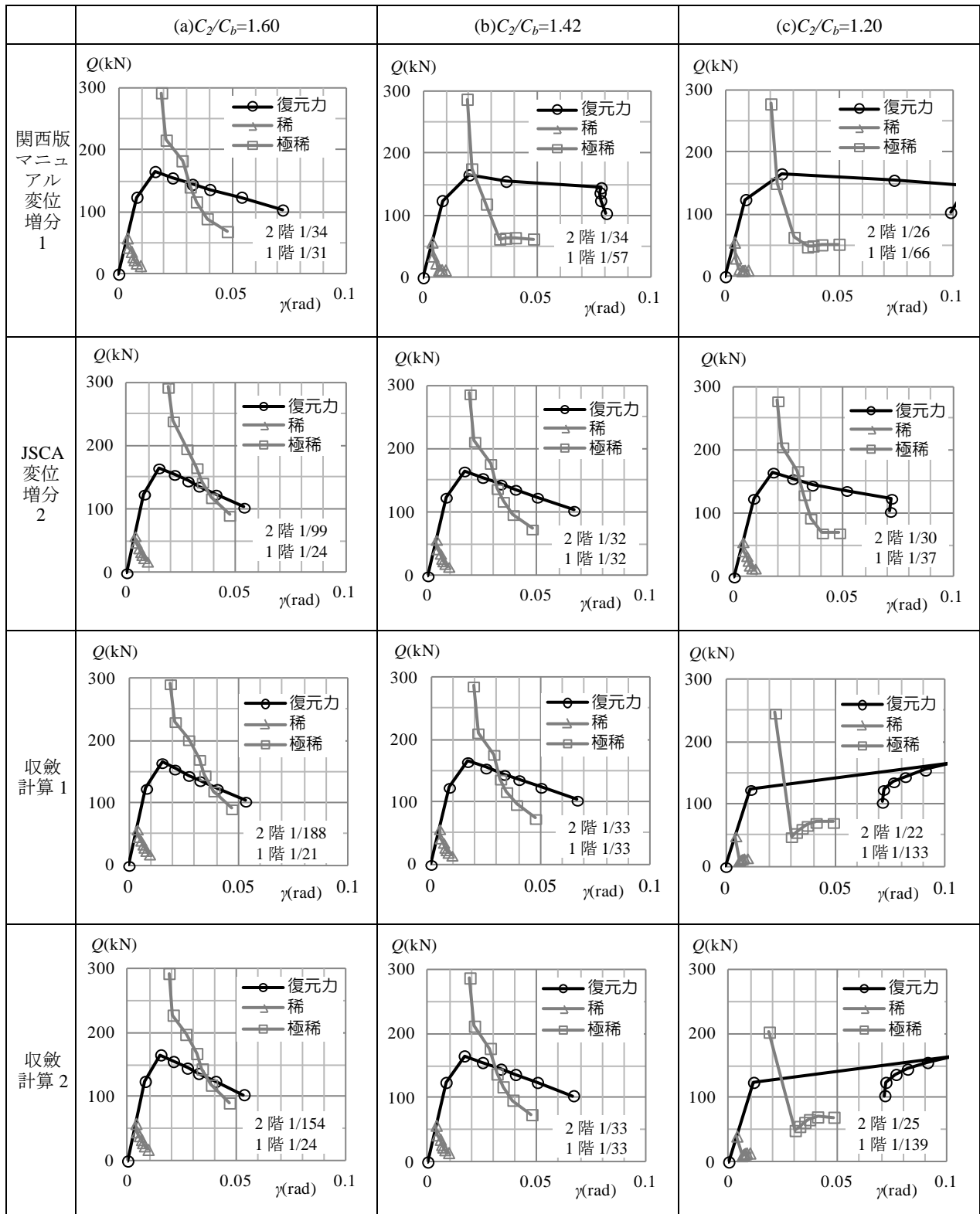


表 7.2.15 計算法の比較(計算内容)

	(a) $C_2/C_b=1.60$								(b) $C_2/C_b=1.42$								(c) $C_2/C_b=1.20$							
	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15			
関西版 マニュアル 変位増分 1	k_2	3304	2203	1377	964	551	344	344	k_2	1955	855	305	305	305	305	305	k_2	1652	413	258	258	258	258	258
	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	132	132	132	132	132	132	132	ω^2	128	128	128	128	128	128	128	ω^2	121	121	121	121	121	121	121
	u_2/u_1	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	u_2/u_1	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	u_2/u_1	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	T_e	0.55	0.67	0.84	1.02	1.16	1.40	1.77	T_e	0.56	0.73	0.98	1.38	1.46	1.59	1.84	T_e	0.57	0.78	1.25	1.55	1.62	1.74	1.98
	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.19	0.19	h_e	0.05	0.12	0.17	0.19	0.19	0.19	0.20	h_e	0.05	0.14	0.19	0.20	0.20	0.20	0.20
	Q_e	292	216	182	140	116	89	68	Q_e	287	175	118	62	64	64	62	Q_e	278	150	63	48	49	51	52
	γ_e	1/53	1/48	1/36	1/32	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/52	1/47	1/36	1/30	1/28	1/25	1/21	γ_e	1/50	1/45	1/33	1/28	1/26	1/24	1/20
	2階	1/59	1/54	1/42	1/34	1/29	1/22	1/18	2階	1/52	1/34	1/22	1/15	1/14	1/14	1/15	2階	1/43	1/26	1/16	1/13	1/13	1/12	1/12
	1階	1/51	1/46	1/34	1/31	1/29	1/28	1/23	1階	1/52	1/57	1/52	1/70	1/54	1/39	1/25	1階	1/54	1/66	1/98	1/91	1/69	1/48	1/30
JSCA 変位増分 2	k_2	3304	3304	2203	2203	2203	2203	2203	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305	k_2	2478	1652	1033	723	413	258	258
	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	132	95	60	44	35	26	16	ω^2	128	85	53	37	29	21	13	ω^2	121	81	51	35	25	17	13
	u_2/u_1	1.69	1.41	1.38	1.25	1.19	1.14	1.08	u_2/u_1	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	u_2/u_1	2.00	2.00	2.00	2.00	2.54	2.89	2.00
	T_e	0.55	0.65	0.81	0.95	1.06	1.24	1.55	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72	T_e	0.57	0.70	0.88	1.06	1.27	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.09	0.13	0.15	0.16	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.18	0.19	0.19
	Q_e	292	239	195	166	143	118	90	Q_e	287	212	177	137	117	97	74	Q_e	278	205	168	130	93	69	70
	γ_e	1/53	1/47	1/36	1/31	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/50	1/45	1/34	1/31	1/29	1/25	1/21
	2階	1/59	1/80	1/66	1/83	1/99	1/124	1/166	2階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	2階	1/43	1/39	1/30	1/27	1/19	1/15	1/18
	1階	1/51	1/41	1/32	1/26	1/24	1/21	1/17	1階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	1階	1/54	1/48	1/37	1/33	1/37	1/36	1/22
収斂 計算 1	k_2	3304	2849	3304	3304	3304	3304	3304	k_2	2926	1938	1209	844	662	479	305	k_2	1519	258	258	258	258	258	258
	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	132	93	62	45	36	26	17	ω^2	128	85	53	37	29	21	13	ω^2	98	23	22	20	19	17	13
	u_2/u_1	1.69	1.50	1.24	1.16	1.12	1.09	1.05	u_2/u_1	1.80	1.81	1.81	1.81	1.82	1.82	1.80	u_2/u_1	2.94	11.97	7.27	5.00	3.91	2.89	2.00
	T_e	0.55	0.65	0.79	0.94	1.05	1.23	1.54	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72	T_e	0.62	1.30	1.35	1.40	1.45	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.09	0.13	0.15	0.16	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.05	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.19
	Q_e	292	231	202	171	146	120	91	Q_e	287	212	177	137	117	96	74	Q_e	247	48	55	61	66	71	71
	γ_e	1/53	1/47	1/37	1/31	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/44	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	1/20
	2階	1/59	1/68	1/103	1/127	1/151	1/188	1/252	2階	1/52	1/47	1/35	1/31	1/29	1/25	1/21	2階	1/28	1/15	1/14	1/14	1/14	1/15	1/17
	1階	1/51	1/43	1/31	1/25	1/23	1/21	1/17	1階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	1階	1/60	1/206	1/113	1/71	1/51	1/35	1/22
収斂 計算 2	k_2	3304	2814	3304	3304	3304	3304	3304	k_2	2926	1938	1209	844	662	479	305	k_2	1519	258	258	258	258	258	258
	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	132	92	62	45	36	26	17	ω^2	128	85	53	37	29	21	13	ω^2	98	23	22	20	19	17	13
	u_2/u_1	1.69	1.50	1.24	1.16	1.12	1.09	1.05	u_2/u_1	1.80	1.81	1.81	1.81	1.82	1.82	1.80	u_2/u_1	2.94	11.97	7.27	5.00	3.91	2.89	2.00
	T_e	0.55	0.65	0.80	0.94	1.05	1.23	1.54	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72	T_e	0.62	1.30	1.35	1.40	1.45	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.08	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19
	Q_e	292	227	197	167	143	118	90	Q_e	287	211	177	137	117	96	74	Q_e	202	49	55	62	66	70	70
	γ_e	1/53	1/48	1/38	1/32	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/54	1/33	1/31	1/29	1/27	1/25	1/21
	2階	1/59	1/68	1/104	1/129	1/154	1/190	1/254	2階	1/52	1/47	1/35	1/31	1/29	1/25	1/21	2階	1/34	1/15	1/14	1/14	1/14	1/15	1/18
	1階	1/51	1/44	1/31	1/26	1/24	1/21	1/17	1階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	1階	1/74	1/203	1/112	1/70	1/52	1/35	1/22

限界耐力計算における極稀地震時の応答図は、1階先行降伏である $C_2/C_b \geq R_{CO}$ の場合は、概念的に図 7.2.23 のように表される。ここで応答解の存在条件として、負剛性の大きさについて以下のように制限が課せられる。

縮約モデルの負勾配部分の復元力は、負勾配を $-k$ として

$$Q = Q_0 - k\gamma \quad (7.2.79)$$

と表される。必要性能スペクトルは、縮約モデルの等価周期 $T_e > 0.64$ (1種地盤), 0.864 (2種地盤), 1.152 (3種地盤) の周期の長い範囲では、地盤増幅 $G_s = G$ (定数) と書けるので、次式となる。

$$Q = \frac{(0.693GF_hZ)^2W}{g\gamma H} \quad (7.2.80)$$

ここで、 Z は地震地域係数、 W は縮約モデル重量、 g は重力加速度、 H は縮約モデル等価高さを表す。加速度低減率 F_h は変形角 γ と弾性限変形角 γ_0 の比を用いて

$$F_h = \frac{0.942}{1.942 - \frac{\gamma_0}{\gamma}} \quad (7.2.81)$$

と計算されるが、図 7.2.24 のように、 $\gamma/\gamma_0 > 3$ であれば F_h はほぼ一定とみなすことができる。そこで(7.2.80)式は、 C を定数として

$$Q = \frac{C}{\gamma}, \quad C \equiv \frac{(0.693GF_hZ)^2W}{gH} \quad (7.2.82)$$

と書きなおすことができる。

(7.2.79)式と(7.2.82)式の交点は、

$$Q_0 - k\gamma = \frac{C}{\gamma} \quad (7.2.83)$$

から、 γ に関する2次方程式

$$k\gamma^2 - Q_0\gamma + C = 0 \quad (7.2.84)$$

の根で与えられる。したがって、交点が存在するための条件は、

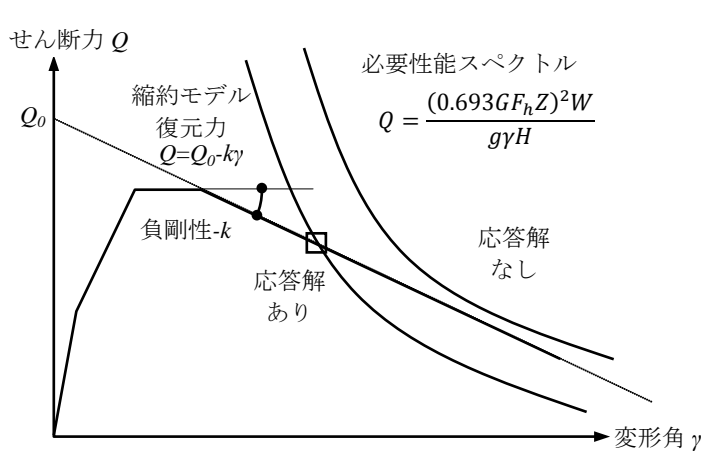


図 7.2.23 限界耐力計算応答

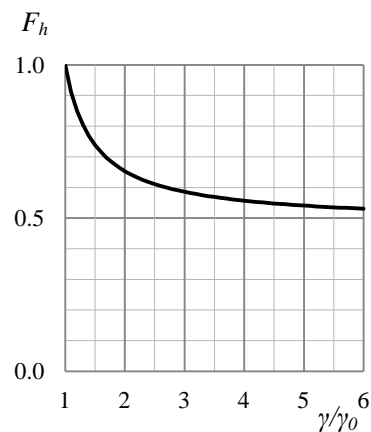


図 7.2.24 加速度低減率 F_h と変形角 γ

$$Q_0^2 - 4kC \geq 0 \tag{7.2.85}$$

$$k \leq \frac{Q_0^2}{4C} = \frac{gHQ_0^2}{4(0.693GF_hZ)^2W} \tag{7.2.86}$$

で与えられる。すなわち負剛性の絶対値が(7.2.86)式のように、 $Q_0^2/4C$ より小さくなければならない。例えば、表3の復元力によれば $Q_0=189\text{kN}$ 、 $k=1590\text{kN/rad}$ である。(7.2.86)式の右辺を計算すると、

$$\frac{gHQ_0^2}{4(0.693GF_hZ)^2W} = \frac{9.8 \times 4.0 \times 189^2}{4 \times (0.693 \times 2.025 \times 0.6 \times 1.0)^2 \times 300} = 1645 > k \tag{7.2.87}$$

となっていることが確認できる。

7.2.6 2階変形を基準ステップとする計算法

2階建モデルの限界耐力計算では、せん断力係数比 C_2/C_b と R_{CO} の関係によって、各計算ステップにおける1, 2階変形の対応を、図7.2.3を再掲して図7.2.25のように概念的に示すことができる。7.2.4によれば、2階先行降伏の場合は、従来の1階の変形を基準とした計算法の中でマニュアルの変位増分法1やJSCAの変位増分法2などでは計算精度に問題があった。これらを含めてこれまでの計算方法は1階の変形を基準として2階変形を設定する方法がとられており、いずれも1階先行降伏では精度よく計算できている。そこで、2階先行降伏の場合は、基準ステップを1階ではなく2階で設定することが望ましいと考えられる。固有モード比 $u_2/u_1 = \delta_2/\delta_1$ と2階変形 $\delta_2 - \delta_1$ から1階変形 δ_1 は次式となる。

$$\delta_1 = (\delta_2 - \delta_1) \left(\frac{\delta_1}{\delta_2 - \delta_1} \right) = (\delta_2 - \delta_1) \left(\frac{1}{\delta_2/\delta_1 - 1} \right) = (\delta_2 - \delta_1) \left(\frac{1}{u_2/u_1 - 1} \right) \tag{7.2.88}$$

(7.2.88)式を用いて、表7.2.16にまとめられるような4つの計算法について検討する。計算モデルは前節の耐力低下モデルを用いる。

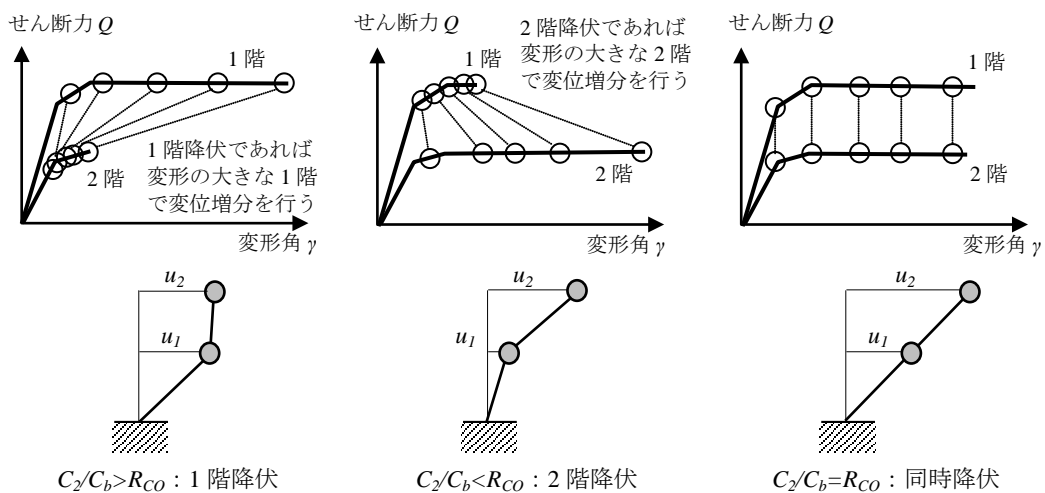


図 7.2.25 変位増分ステップの与え方

表 7.2.16 2階を基準とした1階変形モードの算出

方法	出典	固有値計算	1階変形と等価剛性の計算法
変位増分法1	2004年「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」	初期剛性のみ	2階基準変形に対応する各ステップの1階変形は初期剛性に対する固有モード u_2/u_1 と剛性比を用いて計算する。各ステップの1階等価剛性は、前ステップの変形よりも大きい最小の変位点の等価剛性を用いる。
変位増分法2	2010年「JSCA 関西レビュー委員会」	各ステップ毎収斂計算はしない	1階について、前ステップの変形よりも大きい最小の変位点の等価剛性を用いて各ステップで固有値解析を行い固有モード u_2/u_1 から2階変形を計算する。
収斂計算法1	-	各ステップ毎収斂計算する	変位増分法2では1階剛性を前ステップの変形で決めるため、当該ステップでは剛性と変形が整合しない。収斂計算法1では、各ステップ毎に、1階変形と等価剛性が整合するように、繰り返して固有値計算を行い、固有モード u_2/u_1 から1階変形を計算する。
収斂計算法2	-	各ステップ毎収斂計算する	1階変形の計算法は収斂計算法1に同じ。減衰評価を縮約1質点系ではなく、1, 2階それぞれで行ない、ひずみエネルギーで重み付けして減衰定数を与える。

$C_2/C_b=1.2$ の2階先行降伏モデル計算結果の比較を表 7.2.17 と表 7.2.18 に、 $C_2/C_b=R_{CO}=1.42$ の1,2階同時降伏モデル計算結果の比較を表 7.2.19 と表 7.2.20 に、それぞれ従来の1階変位増分による計算結果と比較して示す。なお、応答値は極稀地震時である。

表 7.2.17~20 によれば、

- 2階先行降伏モデルについて、2階を基準ステップとする計算では、マニュアル、JSCA、収斂1、収斂2の4つの方法による計算結果に大きな差は見られない。
- 表2の応答図によれば、従来の1階を基準ステップとする場合はマニュアルとJSCAでは精度が問題であったが、今回の2階を基準ステップとする計算では収斂1,2と同様な応答性状を示している。
- 収斂2は収斂1に比べて減衰を若干小さく計算しているが、応答図の差は小さい。
- 1,2階同時降伏モデルでは、収斂1および収斂2は2階変位ステップ計算と従来の1階変位ステップ計算結果は等しい。
- しかし、マニュアルとJSCAの方法では2階変位ステップ計算では1,2階の変形が等しくならず、明らかに計算精度に問題がある。JSCAでは1階変位ステップ計算では、収斂1、収斂2と同様に1,2階変形が同じ大きさとなっている。
- 以上から、4つの計算法の精度は次のようにまとめられる。

変位増分	1階を変位増分させる			2階を変位増分させる		
	$C_2/C_b > R_{CO}$ 1階降伏	$C_2/C_b = R_{CO}$ 1,2階同時降伏	$C_2/C_b < R_{CO}$ 2階降伏	$C_2/C_b > R_{CO}$ 1階降伏	$C_2/C_b = R_{CO}$ 1,2階同時降伏	$C_2/C_b < R_{CO}$ 2階降伏
マニュアル	×	×	×	-	×	○
JSCA	○	○	×	-	×	○
収斂1	○	○	○	-	○	○
収斂2	○	○	○	-	○	○

表 7.2.17 $C_2/C_b=1.2 < R_{CO}$ の計算法の比較 (応答図)

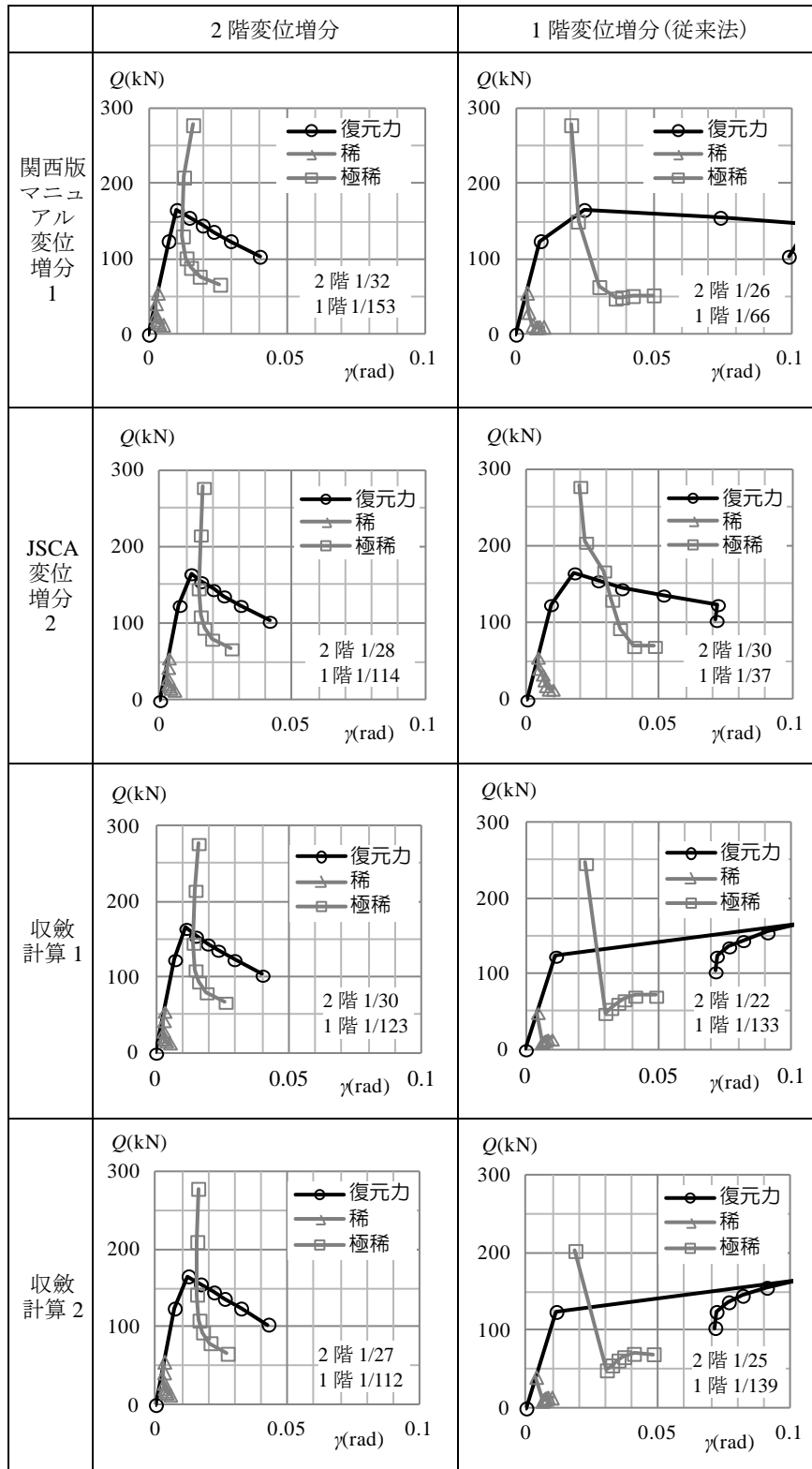


表 7.2.18 $C_2/C_b=1.2 < R_{CO}$ の計算法の比較(計算内容)

	2階変位増分								1階変位増分(従来法)							
関西版 マニュアル 変位増分 1		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2478	1652	1033	723	568	413	258	k_2	1652	413	258	258	258	258	258
	k_1	4956	4956	4956	4956	4956	4956	4956	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	121	121	121	121	121	121	121	ω^2	121	121	121	121	121	121	121
	u_2/u_1	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	u_2/u_1	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	T_e	0.51	0.44	0.50	0.57	0.62	0.70	0.85	T_e	0.57	0.78	1.25	1.55	1.62	1.74	1.98
	h_e	0.05	0.05	0.10	0.14	0.15	0.17	0.18	h_e	0.05	0.14	0.19	0.20	0.20	0.20	0.20
	Q_e	278	208	130	101	88	77	66	Q_e	278	150	63	48	49	51	52
	γ_e	1/62	1/79	1/81	1/73	1/66	1/54	1/39	γ_e	1/50	1/45	1/33	1/28	1/26	1/24	1/20
	2階	1/54	1/35	1/29	1/23	1/19	1/15	1/10	2階	1/43	1/26	1/16	1/13	1/13	1/12	1/12
1階	1/67	1/131	1/175	1/199	1/210	1/221	1/231	1階	1/54	1/66	1/98	1/91	1/69	1/48	1/30	
JSCA 変位増分 2		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2478	1652	1033	723	568	413	258	k_2	2478	1652	1033	723	413	258	258
	k_1	4956	4956	4956	4956	4956	4956	4956	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	121	103	77	59	49	37	24	ω^2	121	81	51	35	25	17	13
	u_2/u_1	2.00	2.73	4.27	6.18	7.98	11.18	18.31	u_2/u_1	2.00	2.00	2.00	2.00	2.54	2.89	2.00
	T_e	0.51	0.52	0.55	0.59	0.64	0.71	0.86	T_e	0.57	0.70	0.88	1.06	1.27	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.07	0.11	0.14	0.15	0.17	0.18	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.18	0.19	0.19
	Q_e	278	216	146	110	94	80	67	Q_e	278	205	168	130	93	69	70
	γ_e	1/61	1/65	1/69	1/65	1/60	1/51	1/37	γ_e	1/50	1/45	1/34	1/31	1/29	1/25	1/21
	2階	1/52	1/38	1/28	1/21	1/18	1/13	1/9	2階	1/43	1/39	1/30	1/27	1/19	1/15	1/18
1階	1/64	1/83	1/114	1/139	1/153	1/168	1/184	1階	1/54	1/48	1/37	1/33	1/37	1/36	1/22	
収斂 計算 1		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2478	1652	1033	723	568	413	258	k_2	1519	258	258	258	258	258	258
	k_1	4956	4956	4956	4956	4956	4956	4956	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	121	103	77	59	49	37	24	ω^2	98	23	22	20	19	17	13
	u_2/u_1	2.00	2.73	4.27	6.18	7.98	11.18	18.31	u_2/u_1	2.94	11.97	7.27	5.00	3.91	2.89	2.00
	T_e	0.51	0.52	0.55	0.59	0.64	0.71	0.86	T_e	0.62	1.30	1.35	1.40	1.45	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.07	0.11	0.14	0.15	0.17	0.18	h_e	0.05	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.19
	Q_e	278	216	146	110	94	80	67	Q_e	247	48	55	61	66	71	71
	γ_e	1/62	1/67	1/71	1/67	1/62	1/53	1/38	γ_e	1/44	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	1/20
	2階	1/54	1/41	1/30	1/23	1/19	1/15	1/10	2階	1/28	1/15	1/14	1/14	1/14	1/15	1/17
1階	1/67	1/88	1/123	1/152	1/170	1/189	1/209	1階	1/60	1/206	1/113	1/71	1/51	1/35	1/22	
収斂 計算 2		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2478	1652	1033	723	568	413	258	k_2	1519	258	258	258	258	258	258
	k_1	4956	4956	4956	4956	4956	4956	4956	k_1	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	121	103	77	59	49	37	24	ω^2	98	23	22	20	19	17	13
	u_2/u_1	2.00	2.73	4.27	6.18	7.98	11.18	18.31	u_2/u_1	2.94	11.97	7.27	5.00	3.91	2.89	2.00
	T_e	0.51	0.54	0.58	0.63	0.67	0.74	0.88	T_e	0.62	1.30	1.35	1.40	1.45	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.08	0.11	0.14	0.15	0.17	0.18	h_e	0.08	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19
	Q_e	278	209	142	108	93	79	66	Q_e	202	49	55	62	66	70	70
	γ_e	1/62	1/64	1/64	1/61	1/56	1/48	1/37	γ_e	1/54	1/33	1/31	1/29	1/27	1/25	1/21
	2階	1/54	1/38	1/27	1/21	1/18	1/14	1/9	2階	1/34	1/15	1/14	1/14	1/14	1/15	1/18
1階	1/67	1/83	1/112	1/137	1/154	1/174	1/201	1階	1/74	1/203	1/112	1/70	1/52	1/35	1/22	

表 7.2.19 $C_2/C_b = 1.42 = R_{CO}$ の計算法の比較 (応答図)

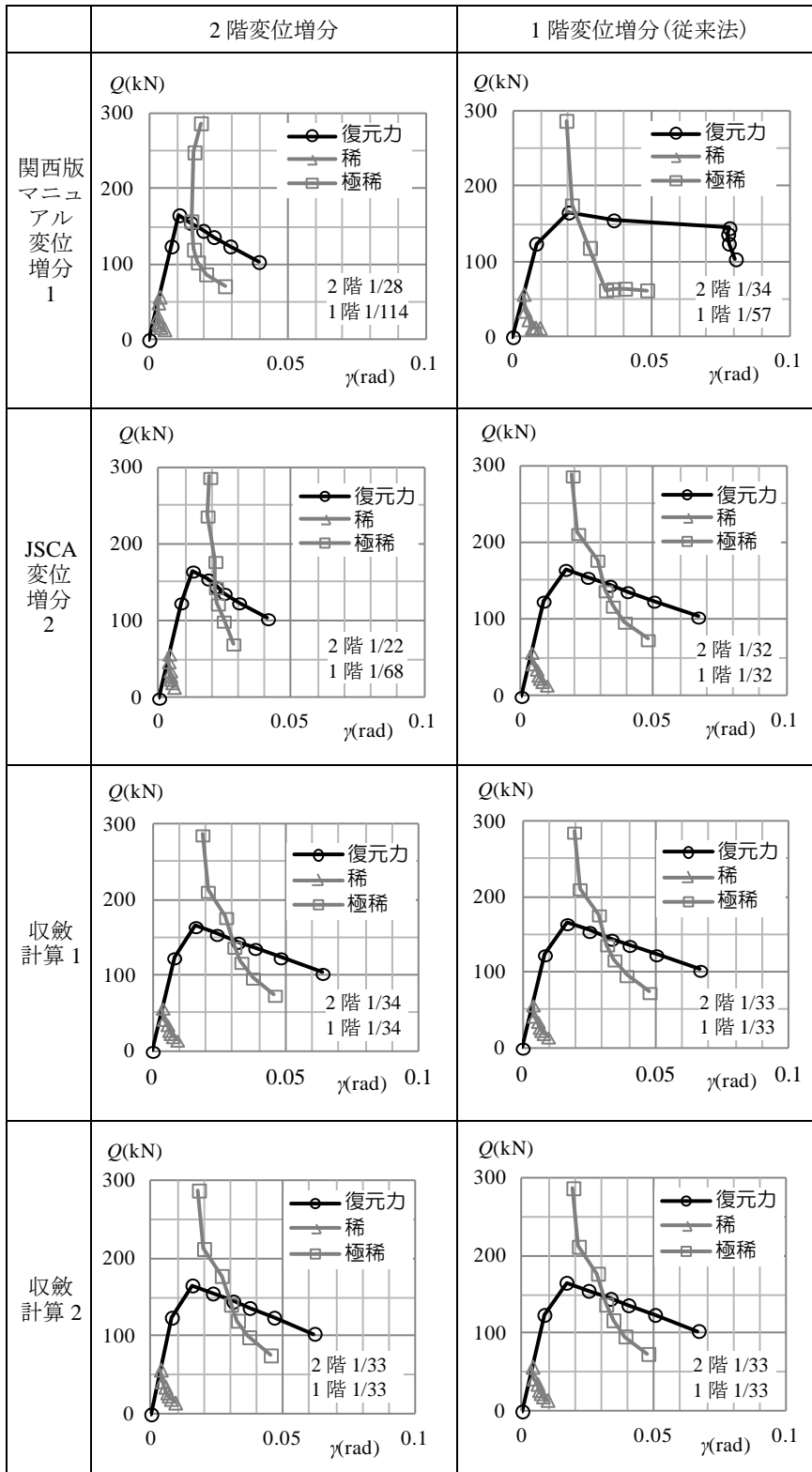


表 7.2.20 $C_2/C_b=1.42=R_{CO}$ の計算法の比較 (計算内容)

	2階変位増分							1階変位増分(従来法)								
		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
関西版 マニュアル 変位増分 1	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305	k_2	1955	855	305	305	305	305	305
	k_I	4956	4956	4956	4956	4956	4956	4956	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	128	128	128	128	128	128	128	ω^2	128	128	128	128	128	128	128
	u_2/u_I	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	u_2/u_I	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	T_e	0.56	0.49	0.55	0.61	0.65	0.73	0.88	T_e	0.56	0.73	0.98	1.38	1.46	1.59	1.84
	h_e	0.05	0.04	0.09	0.13	0.14	0.16	0.18	h_e	0.05	0.12	0.17	0.19	0.19	0.19	0.20
	Q_e	287	248	157	120	103	87	71	Q_e	287	175	118	62	64	64	62
	γ_e	1/54	1/61	1/66	1/62	1/57	1/49	1/37	γ_e	1/52	1/47	1/36	1/30	1/28	1/25	1/21
	2階	1/54	1/34	1/28	1/23	1/19	1/15	1/10	2階	1/52	1/34	1/22	1/15	1/14	1/14	1/15
	1階	1/54	1/85	1/114	1/131	1/140	1/148	1/158	1階	1/52	1/57	1/52	1/70	1/54	1/39	1/25
JSCA 変位増分 2	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305
	k_I	4956	4956	3304	3304	3304	3304	4956	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	128	111	72	59	51	40	28	ω^2	128	85	53	37	29	21	13
	u_2/u_I	1.80	2.38	2.50	3.44	4.37	6.09	15.36	u_2/u_I	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	T_e	0.56	0.56	0.68	0.70	0.73	0.79	0.87	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72
	h_e	0.05	0.07	0.12	0.13	0.15	0.16	0.18	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19
	Q_e	287	237	178	144	122	100	70	Q_e	287	212	177	137	117	97	74
	γ_e	1/52	1/55	1/47	1/47	1/45	1/41	1/36	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
	2階	1/52	1/37	1/30	1/22	1/18	1/14	1/9	2階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
	1階	1/52	1/64	1/57	1/68	1/76	1/86	1/153	1階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
収斂 計算 1	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305	k_2	2926	1938	1209	844	662	479	305
	k_I	4956	3308	2086	1464	1153	843	536	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	128	85	54	38	30	22	14	ω^2	128	85	53	37	29	21	13
	u_2/u_I	1.80	1.80	1.81	1.81	1.82	1.82	1.84	u_2/u_I	1.80	1.81	1.81	1.81	1.82	1.82	1.80
	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.35	1.71	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72
	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19
	Q_e	287	212	177	138	118	97	74	Q_e	287	212	177	137	117	96	74
	γ_e	1/54	1/48	1/36	1/33	1/30	1/27	1/22	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
	2階	1/54	1/48	1/36	1/32	1/30	1/26	1/21	2階	1/52	1/47	1/35	1/31	1/29	1/25	1/21
	1階	1/54	1/48	1/36	1/33	1/30	1/27	1/22	1階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
収斂 計算 2	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305	k_2	2926	1938	1209	844	662	479	305
	k_I	4956	3308	2086	1464	1153	843	536	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	128	85	54	38	30	22	14	ω^2	128	85	53	37	29	21	13
	u_2/u_I	1.80	1.80	1.81	1.81	1.82	1.82	1.84	u_2/u_I	1.80	1.81	1.81	1.81	1.82	1.82	1.80
	T_e	0.55	0.67	0.84	1.01	1.14	1.33	1.68	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72
	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19
	Q_e	287	212	177	141	120	99	76	Q_e	287	211	177	137	117	96	74
	γ_e	1/56	1/50	1/38	1/33	1/31	1/27	1/22	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
	2階	1/55	1/50	1/37	1/33	1/30	1/27	1/22	2階	1/52	1/47	1/35	1/31	1/29	1/25	1/21
	1階	1/56	1/50	1/38	1/33	1/31	1/27	1/22	1階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21

7.3 柱脚の滑り量の計算

柱脚の変位を拘束しない石場建ては伝統的構法の一つとして継承され、多くの実験的解析的研究⁷が展開されているが、限界耐力計算で柱脚の滑りを扱うことは、等価1質点系への縮約と相いれない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要因などからこれまで難しいとされてきた。次節では柱脚の滑りを現行の限界耐力計算に周期調整係数⁸として導入されている基礎地盤連成効果と同様に扱うことで、滑りを考慮した限界耐力計算の定式化を提案し、実験結果との比較によってその有効性を検証する。本節ではその準備として、滑り計算の基本的な考え方を示す。

7.3.1. エネルギー則による滑り量の推定

滑りを剛塑性として扱い、図7.3.1のように滑りを有する系と滑りを有さない弾性系を考える。図7.3.2(a)のように両者の吸収エネルギーを等置することでエネルギー一定則による推定式(7.3.1)(7.3.2)式が得られる。また、応答の周期域を考慮することで、図7.3.2(b)のように変位一定則を適用すれば、推定式(7.3.3)式を得る。

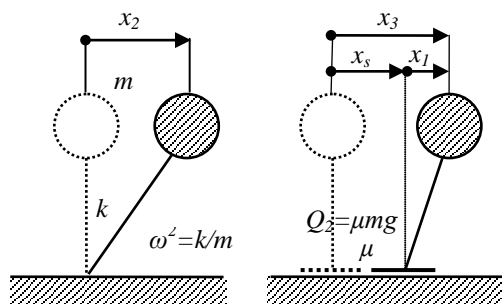


図 7.3.1 基礎固定線形モデルと滑りモデル

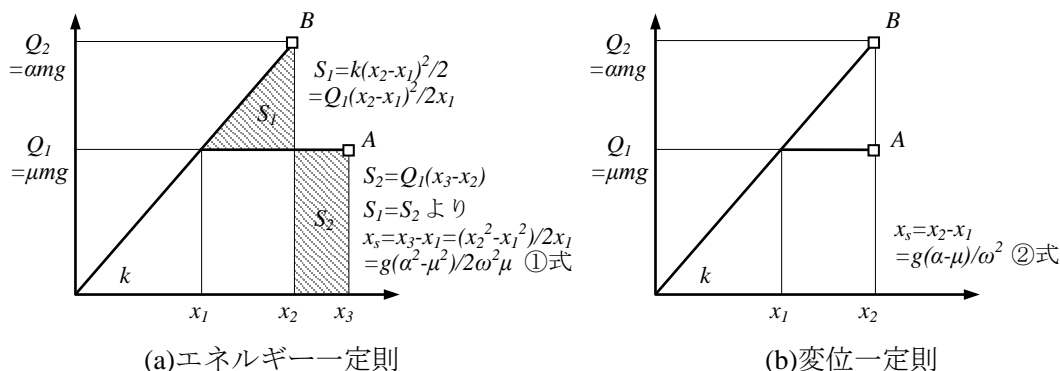


図 7.3.2 滑り量の計算

エネルギー一定則では,

$$x_s = \frac{g(\alpha^2 - \mu^2)}{2\omega^2\mu} = \frac{1}{2\mu g} \left(\frac{\alpha g}{\omega} \right)^2 - \frac{\mu g}{2\omega^2} = \frac{v^2}{2\mu g} - \frac{\mu g}{2\omega^2} \quad (7.3.1)$$

ここで g は重力加速度 9.8m/s^2 を表す。(7.3.1)式の $v=\alpha g/\omega$ は入力地震動の最大速度である。短周期であれば右辺の第2項を無視することができるので,

$$x_s = \frac{v^2}{2\mu g} \quad (7.3.2)$$

となる。これは、滑り量が速度の2乗に比例し、摩擦係数に反比例することを表し、家具の転倒に関する金子らの提案式 $\delta_s=0.0015V^2/\mu$ に対応している⁹。

次に変位一定則では、図 7.3.2(b)より

$$x_s = \frac{g(\alpha - \mu)}{\omega^2} \quad (7.3.3)$$

と表される。ここで、変位一定則(7.3.3)式について少し考えてみる。(7.3.3)式を変形すると,

$$x_s = \frac{g(\alpha - \mu)}{\omega^2} = \frac{g\alpha}{\omega^2} - \frac{g\mu}{\omega^2} = \frac{S_A}{\omega^2} - \frac{\mu mg}{m\omega^2} = S_D - \frac{Q_s}{k} \quad (7.3.4)$$

ここで、 S_A, S_D は入力の加速度および変位応答スペクトル、 Q_s は滑り耐力を表す。すなわち、図 7.3.3 に示すように、滑り量は入力の変位スペクトルから、滑り耐力に対応する建物変形を除いたものとなる。

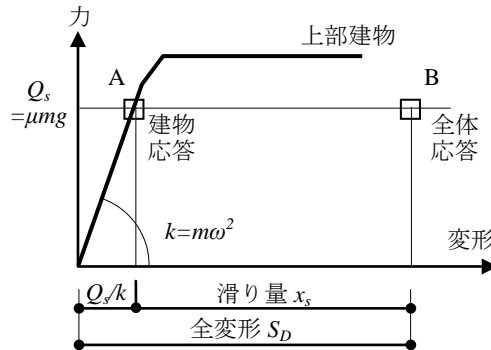


図 7.3.3 変位一定則による滑り量の計算

エネルギー一定則および変位一定則は、多くの応答解析の結果から帰納された経験則である。加速度応答スペクトル一定の領域ではエネルギー一定則が、速度応答スペクトル一定の領域では変位一定則が比較的好都合とされている¹⁰。

第2種地盤について摩擦係数 $\mu=0.3, 0.4, 0.5$ の場合の滑り量は表 7.3.1、図 7.3.4 のように計算できる。摩擦係数の大きさはもう少し大きいとの実験データもあるが、伝統構法委員会のデータ¹²⁻¹⁴を基準にした。ここで、エネルギー一定則と変位一定則の使い分けとして、加速度応答スペクトル一定の0.64秒以下ではエネルギー一定則を、速度応答スペクトルが一定となる0.64秒以上では、

変位一定則を採用することとすると表 7.3.1 の太字のように設定できる。減衰については、5%として減衰効果による入力地震動のスペクトルの増減は考慮していない。

表 7.3.1 の計算結果によれば、

1. 摩擦係数が小さいほど、滑り量が大きくなる。
2. 周期依存性に関しては、建物が柔らくなると(周期が長くなる)と滑り量は減少することは実験結果と対応しているが、剛体に近づくると滑りがゼロとなることは参照する線形モデル応答の変形が小さくなるため、モデル化の問題と考えられる。したがって、一般に想定されるような耐力(剛性)が大きいほど滑りが大きいことは説明できていない。これは変位一定則を(7.3.3)式で計算しているため、(7.3.4)式のように解釈すれば、この矛盾は解消できる。
3. $\mu=0.4\sim 0.5$ とすれば滑り量の最大値は 10cm 程度となる。これは 2010 年の E ディフェンス No.4 試験体震動台実験^{文献)}の極めて稀に発生する地震時の柱脚の最大滑り 10cm とほぼ対応している。

JMA 神戸については、周期 1 秒($\omega=6.3$)の加速度応答スペクトル($h=0.05$)は震度換算で $\alpha=1.5$ となるので、 $\mu=0.4$ として(7.3.3)式より $x_s=9.8(1.5-0.4)/6.3^2=0.27m=27cm$ となり、実験値 20cm よりやや大きい値を与える。

以上より、重量の偏りや偏心による割増など総合的に考えると、滑り量の最大値は極稀地震動で 20cm、巨大地震動で 30cm 程度と考えられる。

表 7.3.1 滑り量の計算

T	ω	S_A	2種	震度	μ	エネルギー一定則			変位一定則		
						$x_s(m)$			$x_s(m)$		
sec	rad/s	m/s ²	G_s	α		0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5
0.1	62.8	6.20	1.50	0.807		0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
0.2	31.4	8.00	1.50	1.041		0.016	0.011	0.008	0.007	0.006	0.005
0.3	20.9	8.00	1.50	1.041		0.037	0.026	0.019	0.017	0.014	0.012
0.4	15.7	8.00	1.50	1.041		0.066	0.046	0.033	0.029	0.025	0.021
0.5	12.6	8.00	1.50	1.041		0.103	0.072	0.052	0.046	0.040	0.034
0.6	10.5	8.00	1.50	1.041		0.148	0.103	0.074	0.066	0.057	0.048
0.7	9.0	7.31	1.64	1.041		0.201	0.140	0.101	0.090	0.078	0.066
0.8	7.9	6.40	1.88	1.041		0.263	0.183	0.132	0.118	0.102	0.086
0.9	7.0	5.69	2.03	0.999		0.304	0.211	0.150	0.141	0.120	0.100
1.0	6.3	5.12	2.03	0.899		0.297	0.201	0.139	0.149	0.124	0.099
1.1	5.7	4.65	2.03	0.818		0.290	0.191	0.126	0.155	0.125	0.095
1.2	5.2	4.27	2.03	0.749		0.281	0.179	0.111	0.161	0.125	0.089
1.3	4.8	3.94	2.03	0.692		0.272	0.167	0.096	0.164	0.122	0.080
1.4	4.5	3.66	2.03	0.642		0.262	0.154	0.079	0.167	0.118	0.069
1.5	4.2	3.41	2.03	0.600		0.251	0.139	0.061	0.167	0.111	0.056
1.6	3.9	3.20	2.03	0.562		0.239	0.124	0.042	0.167	0.103	0.039
1.7	3.7	3.01	2.03	0.529		0.227	0.107	0.021	0.164	0.093	0.021
1.8	3.5	2.84	2.03	0.500		0.214	0.090	0.000	0.161	0.080	0.000
1.9	3.3	2.69	2.03	0.473		0.200	0.072	-	0.155	0.066	-
2.0	3.1	2.56	2.03	0.450		0.186	0.052	-	0.149	0.049	-

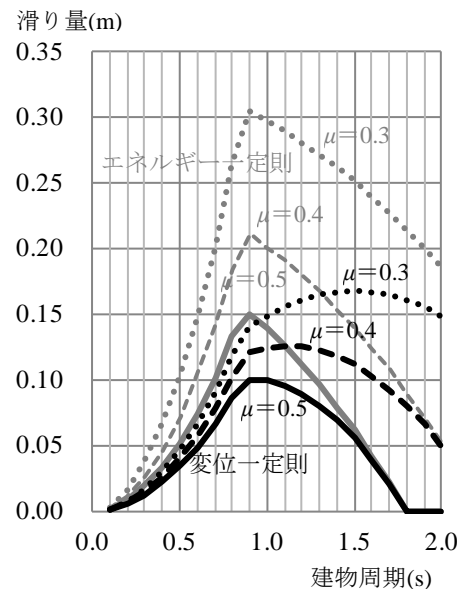


図 7.3.4 滑り量(第2種地盤)

7.3.2.柱脚の滑り量の計算

以上から柱脚滑り量 x_s の計算は次式によることができる。

$$x_s = S_D - \frac{Q_s}{k_e} \tag{7.3.5}$$

ここで、 S_D は入力地震動の変位スペクトル、 Q_s は滑り耐力、 k_e は上部構造の滑り耐力時の等価剛性をあらわす。 S_D は建物と滑りを含む減衰効果や滑り周期などにより決定すべきものであり、さらに滑り耐力や滑り周期は摩擦係数に依存するので、詳細は次節の滑りを考慮した限界耐力計算によることとするが、簡略的には(7.3.5)式より概算値を与えることができる。ここで、スペクトルを読み取る際の周期は、厳密には滑り量を仮定して等価周期を求める繰り返し計算が必要となるが、略算としては、1.5~2.0秒程度となる。減衰については安全側に評価して15%とすればよいと考えられる。

柱脚の滑り量算定式(7.3.5)は、滑りを含む系全体の周期・減衰に対応する入力地震動の変位スペクトル S_D を全変形として、そこから上部構造の滑り耐力 Q_s 時の変形 Q_s/k_e を除いたものが滑り量を与えることを意味している。この算定式は前節の変位一定則に対応しており、滑りを考慮した限界耐力計算も同様の考えに基づいている。この考えによれば、図 7.3.5 のように、建物剛性や滑り減衰(摩擦係数)が滑り量に与える影響を説明することができる。

また、滑り量に与える基礎質量 m_0 の影響は図 7.3.7 のように考えることができる。ここで γ は基礎質量 m_0 の建物質量 m に対する比 $\gamma = m_0/m$ 、 a_0 は基礎作用する加速度を a_G として、基礎慣性力 $m_0 a_G$ の建物せん断力 Q に対する比 $\alpha_0 = m_0 a_G / Q$ を表している。 γ や α_0 が増加すると x_s も増加する。すなわち基礎質量や基礎に働く慣性力は滑り量を増加させることになる。

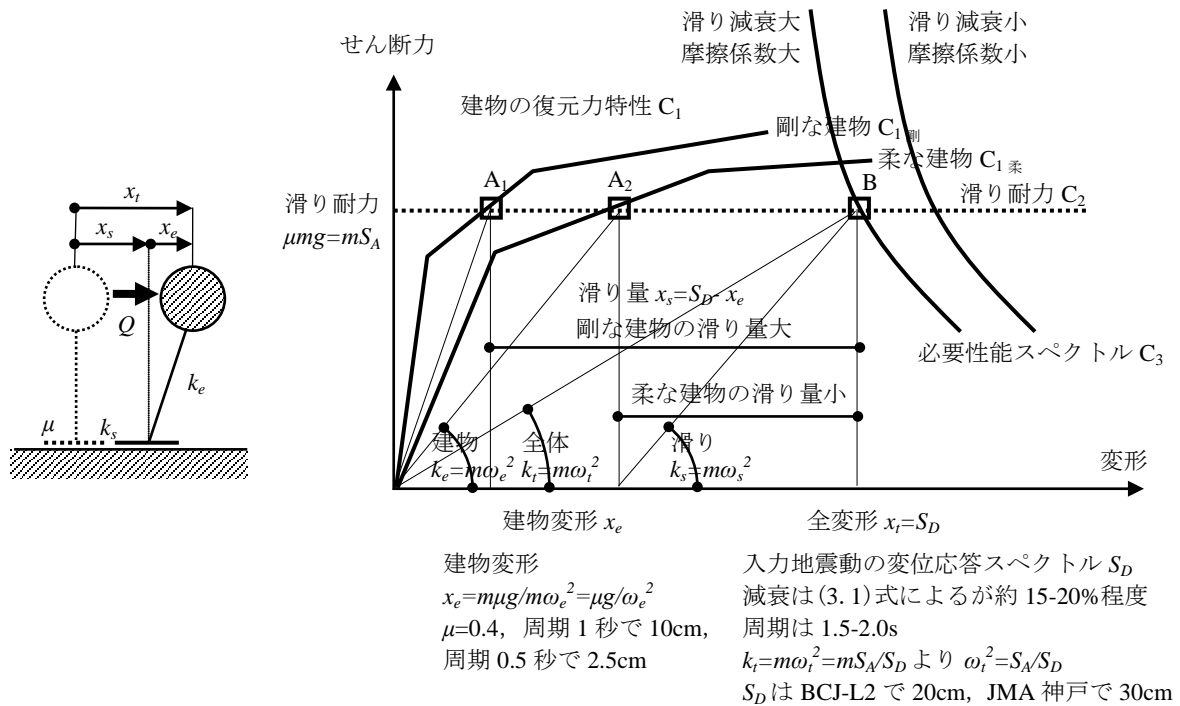


図 7.3.5 滑り量の計算法の概念

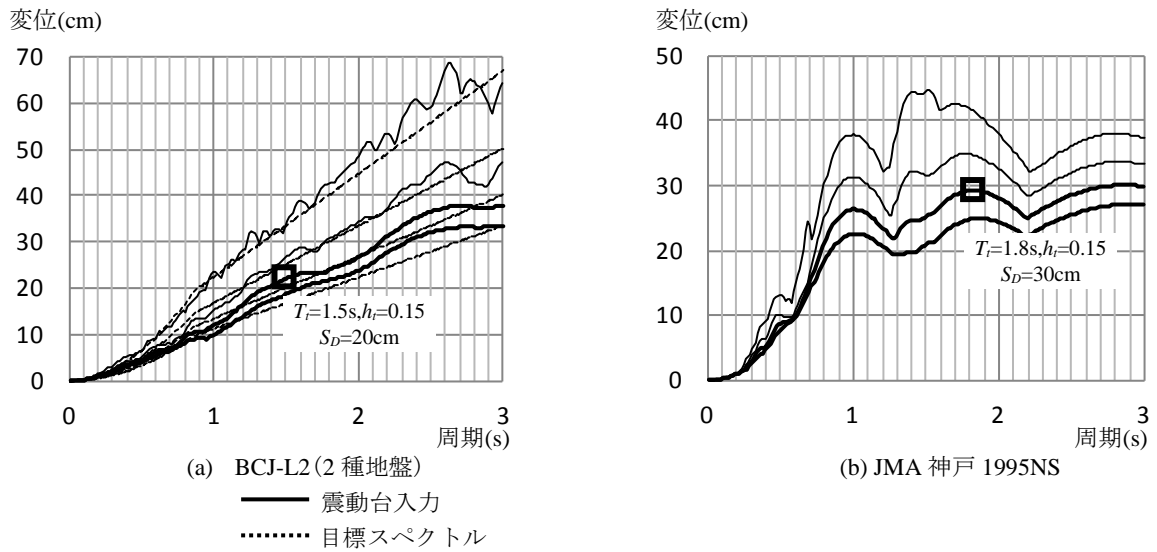


図 7.3.6 入力地震動の応答スペクトル
 減衰 0.05,0.1,0.15,0.2

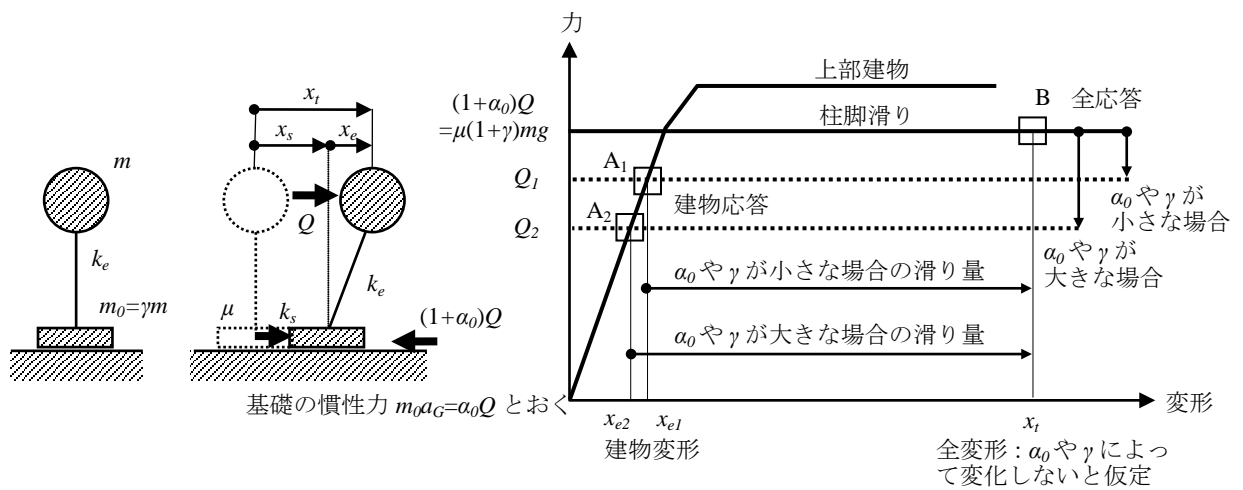


図 7.3.7 滑りに対する基礎質量の影響

7.4 柱脚の滑りを考慮した限界耐力計算の定式化

図 7.4.1 のように基礎質量(1 階床質量) m_0 を付加したモデルを考える¹⁵。質点の水平方向の全体変位 x_t は次式で表される。

$$x_t = x_e + x_s \tag{7.4.1}$$

ここで、 x_e は基礎からの上部構造変位、 x_s は基礎滑りによる変位である。図 7.4.2 のように基礎固定の建物の剛性を k_e 、滑りと全体系の等価剛性をそれぞれ k_s 、 k_t とすれば、

$$Q = k_e x_e, \quad (1 + \alpha_0)Q = k_s x_s = k_t x_t \tag{7.4.2}$$

より、

$$\frac{1 + \alpha_0}{k_t} Q = \frac{1}{k_e} Q + \frac{1 + \alpha_0}{k_s} Q \tag{7.4.3}$$

$$\frac{1 + \alpha_0}{k_t} = \frac{1}{k_e} + \frac{1 + \alpha_0}{k_s} \tag{7.4.4}$$

$$\frac{1}{k_t} = \frac{1}{k_e(1 + \alpha_0)} + \frac{1}{k_s}, \quad k_t = \frac{(1 + \alpha_0)k_e k_s}{(1 + \alpha_0)k_e + k_s} \tag{7.4.5}$$

滑りを有する連成系の周期 T_t は

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{k_t}} = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{(1 + \alpha_0)k_e} + \frac{(1 + \gamma)m}{k_s}}, \quad k_t = (1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \tag{7.4.6}$$

ここで図 7.4.2 のように、

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_e}}, \quad k_e = m \left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2 \tag{7.4.7}$$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{k_s}}, \quad k_s = (1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2 \tag{7.4.8}$$

を考慮すれば、

$$\begin{aligned} T_t &= 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{(1 + \alpha_0)m \left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2} + \frac{(1 + \gamma)m}{(1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2}} = \sqrt{\frac{(1 + \gamma)}{(1 + \alpha_0)} T_e^2 + T_s^2} \\ &= T_e \sqrt{\frac{1 + \gamma}{1 + \alpha_0} + \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2} \end{aligned} \tag{7.4.9}$$

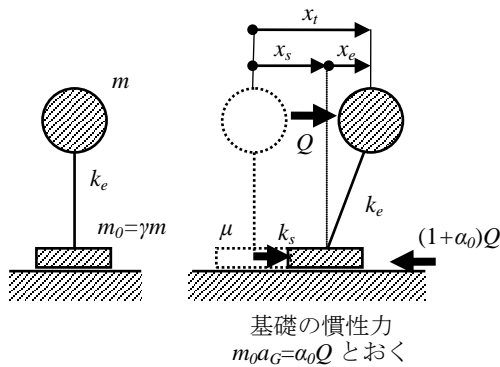


図 7.4.1 m_0 を考慮した基礎滑りモデル

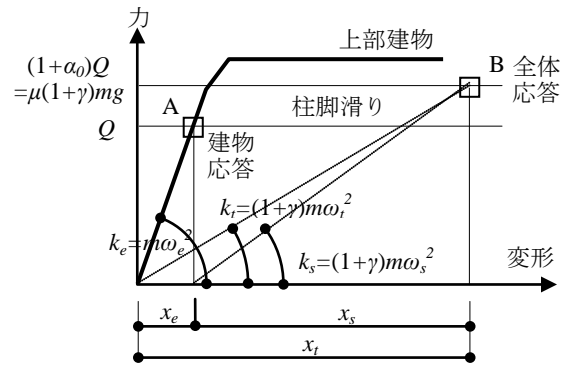


図 7.4.2 基礎滑りモデルの応答

すなわち T_t は建物周期 T_e に調整係数 r^* を乗じて与えられる。

$$T_t = r^* T_e, \quad r^* = \sqrt{\frac{1 + \gamma}{1 + \alpha_0} + \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2} \quad (7.4.10)$$

ここで、 γ は基礎質量 m_0 の建物質料 m に対する比 $\gamma = m_0/m$ 、 α_0 は基礎作用する加速度を a_G として、基礎慣性力 $m_0 a_G$ の建物せん断力 Q に対する比 $\alpha_0 = m_0 a_G / Q$ を表している。

一方、歪エネルギー W は次式となる。

$$W = \frac{1}{2}(k_e x_e^2 + k_s x_s^2) = \frac{1}{2} k_t x_t^2 \quad (7.4.11)$$

建物減衰や滑り摩擦による消費エネルギー ΔW は図 7.4.3 を参照して次式で与えられる。

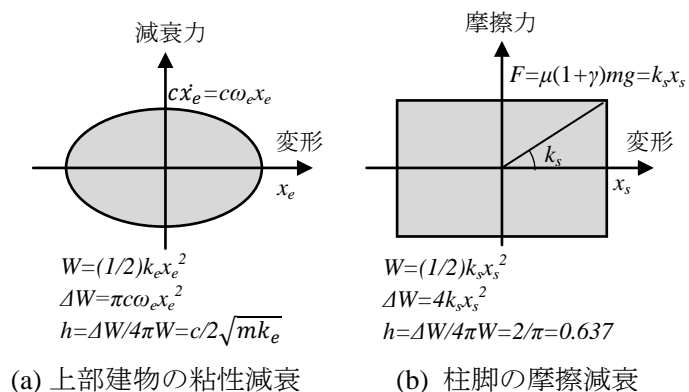
$$\Delta W = \pi \omega_t c x_e^2 + 4\beta k_s x_s^2 \quad (7.4.12)$$

ここで、 ω_t は連成円振動数、 c は基礎固定時の建物減衰係数を示す。(7.4.11)および(7.4.12)式から

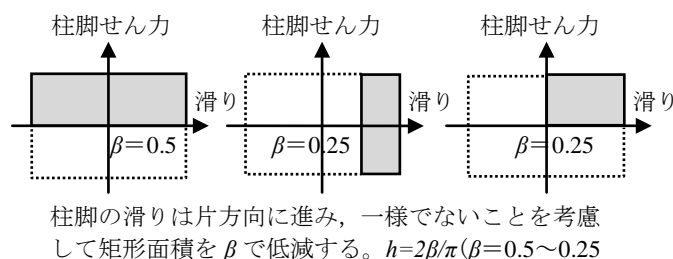
$$h_t = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{\pi \omega_t c x_e^2 + 4\beta k_s x_s^2}{2\pi k_t x_t^2} \quad (7.4.13)$$

次の関係を用いて上式を整理する。

$$\begin{aligned} c = 2h\sqrt{mk_e}, \quad \frac{x_e}{x_t} &= \frac{Q}{k_e(1 + \alpha_0)Q} = \frac{k_t}{(1 + \alpha_0)k_e} = (1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \frac{1}{(1 + \alpha_0)m \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2} \\ &= \frac{1 + \gamma}{1 + \alpha_0} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^2 \end{aligned} \quad (7.4.14)$$



(a) 上部建物の粘性減衰 (b) 柱脚の摩擦減衰



柱脚の滑りは片方向に進み、一様でないことを考慮して矩形面積を β で低減する。 $h = 2\beta/\pi$ ($\beta = 0.5 \sim 0.25$)

(c) 滑りの減衰パラメータ

図 7.4.3 減衰による消費エネルギー ΔW と等価減衰定数

$$\frac{x_s}{x_t} = \frac{k_t}{k_s} = (1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \frac{1}{(1+\gamma)m} \left(\frac{T_s}{2\pi}\right)^2 = \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 \quad (7.4.15)$$

$$x_e = \frac{Q}{k_e}, \quad x_s = \frac{(1+\alpha_0)Q}{k_s}, \quad x_t = x_e + x_s = Q \left(\frac{1}{k_e} + \frac{1+\alpha_0}{k_s}\right) \quad (7.4.16)$$

$$x_e = \frac{k_t x_t}{(1+\alpha_0)k_e} = \frac{\frac{k_e(1+\alpha_0)k_s}{k_e(1+\alpha_0)+k_s} x_t}{(1+\alpha_0)k_e} = \frac{k_s}{k_e(1+\alpha_0)+k_s} x_t \quad (7.4.17)$$

$$x_s = \frac{k_t x_t}{k_s} = \frac{\frac{k_e(1+\alpha_0)k_s}{k_e(1+\alpha_0)+k_s} x_t}{k_s} = \frac{(1+\alpha_0)k_e}{(1+\alpha_0)k_e+k_s} x_t \quad (7.4.18)$$

(7.4.13)式右辺の第1項, 第2項はそれぞれ

$$\begin{aligned} \frac{\pi\omega_t c x_e^2}{2\pi k_t x_t^2} &= \frac{\sqrt{\frac{k_t}{(1+\gamma)m}} 2h\sqrt{m k_e} x_e^2}{2k_t x_t^2} = \frac{\sqrt{\frac{k_t}{(1+\gamma)}} h\sqrt{k_e} x_e^2}{k_t x_t^2} = h \sqrt{\frac{k_e}{(1+\gamma)k_t}} \left(\frac{x_e}{x_t}\right)^2 \\ &= h \sqrt{\frac{m \left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2}{(1+\gamma)(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2}} \left(\frac{k_t}{(1+\alpha_0)k_e}\right)^2 = \frac{h}{(1+\gamma)} \left(\frac{T_e}{T_t}\right) \left(\frac{(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2}{(1+\alpha_0)m \left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2}\right)^2 \\ &= h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^3 \end{aligned} \quad (7.4.19)$$

$$\frac{4\beta k_s x_s^2}{2\pi k_t x_t^2} = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{k_s}{k_t}\right) \left(\frac{x_s}{x_t}\right)^2 = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2}{(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2}\right) \left(\left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2\right)^2 = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 \quad (7.4.20)$$

と書ける。したがって全体系の等価減衰定数は次式のように表される。

$$\begin{aligned} h_t &= h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^3 + \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 = h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{r^* T_t}\right)^3 + \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{r^* T_t}\right)^2 \\ &= \frac{(1+\gamma)}{(1+\alpha_0)^2} \frac{h}{r^{*3}} + \frac{2\beta}{r^{*2}\pi} \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2 \end{aligned} \quad (7.4.21)$$

以上の定式化から、滑りを考慮した限界耐力計算は次のように行う。①滑り時点の上部建物せん断力から建物応答(図7.4.2のA点)を求める。なお本提案の計算法では建物応答は滑り量とは無関係に求められる。②滑り量 x_s を仮定すると、(7.4.10)(7.4.21)式から全体系の周期 T_t と減衰 h_t が計算できるので、通常限界耐力計算の応答(図7.4.2のB点)により x_t が得られる。図7.4.2の応答せん断力として1階床重量を無視する場合は Q を、考慮する場合は $(1+\alpha_0)Q$ を用いる。③(7.4.18)式により滑り量 x_s を確認し、結果の滑り量が仮定した滑り量に整合するように繰り返し計算を行う。

なお、滑りの減衰を表すパラメータ β は、次節で説明するように実験データによれば、0.25から0.4程度であると考えられる。ここでは滑り量を大きめに計算する安全側の立場をとって $\beta=0.25$ を採用することとしたい。

7.5 柱脚の滑りを考慮した限界耐力計算の検証

伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会¹²⁻¹⁴では伝統構法あるいは伝統的構法建築物の設計法を構築することを目的として実験検証部会を中心に2011年1月および2012年9月の2回にわたって、独立行政法人防災科学技術研究所との共同研究として、柱脚の滑り挙動を含む実大模型実験を実施した。前節の滑りを考慮した限界耐力計算はこの委員会活動の一環として作成検討され、実験結果との照合を行っている。本節では、提案した計算法を、実験結果に基づいて検証する。

7.5.1 E ディフェンス震動台実験の概要

2011年および2012年に実施された伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会による伝統木造建築のEディフェンス実大実験モデルは平屋2棟(No.1, No.2)および総2階建て2棟(No.3, No.4)および部分2階建て2棟(No.5, No.6)の6棟が製作されたが、ここではとくに柱脚の滑りを扱った、No.4とNo.5, 6を取り上げる。表7.5.1に試験体概要をまとめる。

表 7.5.1 Eディフェンス試験体概要

No.4 試験体(2011年1月)



面積	平面寸法：10.92×7.28m 面積：1階 79.5m ² 2階 79.5m ² 延床 159.0m ²
階高	1階 2880mm 2階 2550mm (軒の高さ 5980mm)
軸組	天然乾燥材
	柱：杉 150mm 角及び 120mm 角 梁：杉 120×240mm, 120×300mm 他
床	杉板貼り(厚み 30mm)
耐力壁	伝統的な湿式土塗り壁
接合部	柱-横架材, 横架材-横架材の接合部は、伝統的な仕口や継手仕様
基礎形式	足固め仕様による石場建て構法
屋根	日本瓦葺き

No.5, No.6 試験体(2012年9月)



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

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

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

震動台入力地震動は、2011年、2012年とも①振動特性評価用波形：White noise 25Gal 振動台 X方向+Y方向、②稀な地震動として、人工地震波 BCJ-L1 (第2種地盤用で稀地震用にレベル調整したもの)、③極めて稀な地震動として人工地震波 BCJ-L2 (第2種地盤用に調整したもの)、④巨大な地震動として JMA 神戸(3方向加振)波である。

7.5.2 実験データを用いた滑りに関する減衰パラメータ β の評価

2012年度振動台実験 No.5 および No.6 試験体計測データ¹⁴を用いて、滑りに関する減衰パラメータ β を再評価する。滑りに関する実験結果を表 7.5.2 にまとめる。ここで、摩擦係数は最大滑りせん断力から計算している。

表 7.5.2 によれば、

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

表 7.5.2. 滑りに関する実験結果(滑り mm)

実験番号 07 L2 短辺加振 No.5 試験体						実験番号 07 L2 短辺加振 No.6 試験体					
通り	L01	L02	L06	L10	L14	通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	34	18	14	13		正	23	7	4	4	
負	-78	-44	-9	-18		負	-59	-35	-7	-2	
最大	78	44	14	18		最大	59	35	7	4	
	平均	最大変動	最小変動	μ			平均	最大変動	最小変動	μ	
	39	2.0	0.4	0.52			26	2.2	0.2	0.53	
実験番号 09 L2 長辺加振 No.5 試験体					実験番号 09 L2 長辺加振 No.6 試験体						
通り	S01	S02	S06	S09	通り	S01	S02	S06	S09		
正	22	6	10	23	正	1	1	1	5		
負	-84	-69	-93	-106	負	-71	-72	-78	-82		
最大	84	69	93	106	最大	71	72	78	82		
	平均	最大変動	最小変動	μ		平均	最大変動	最小変動	μ		
	88	1.2	0.8	0.56		76	1.1	0.9	0.50		
実験番号 11 L2 短辺加振 No.5 試験体						実験番号 11 L2 短辺加振 No.6 試験体					
通り	L01	L02	L06	L10	L14	通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	36	29	12	9	68	正	基礎固定				
負	-119	-93	-75	-60	-86	負					
最大	119	93	75	60	86	最大					
	平均	最大変動	最小変動	μ			平均	最大変動	最小変動	μ	
	86	1.4	0.7	0.52			基礎固定				
実験番号 13 神戸加振 No.5 試験体						実験番号 13 神戸加振 No.6 試験体					
通り	L01	L02	L06	L10	L14	通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	0	31	14	18	114	正	18	24	25	61	127
負	-115	-57	-10	-14	-88	負	-65	-18	-2	-2	-51
最大	115	57	14	18	114	最大	65	24	25	61	127
	平均	最大変動	最小変動	μ			平均	最大変動	最小変動	μ	
	64	1.8	0.2	0.50			60	2.1	0.4	0.52	

限界耐力計算で用いる，滑りによる減衰パラメータ β の評価のため，各実験ケースごとに，滑りの発生の顕著な 1 サイクル(約 1.5 秒程度)のせん断力と滑り変形の履歴ループを図 7.5.1~5 に示す。 $\beta=1$ に対応する矩形に対する滑りの履歴面積を図に併せて示す。

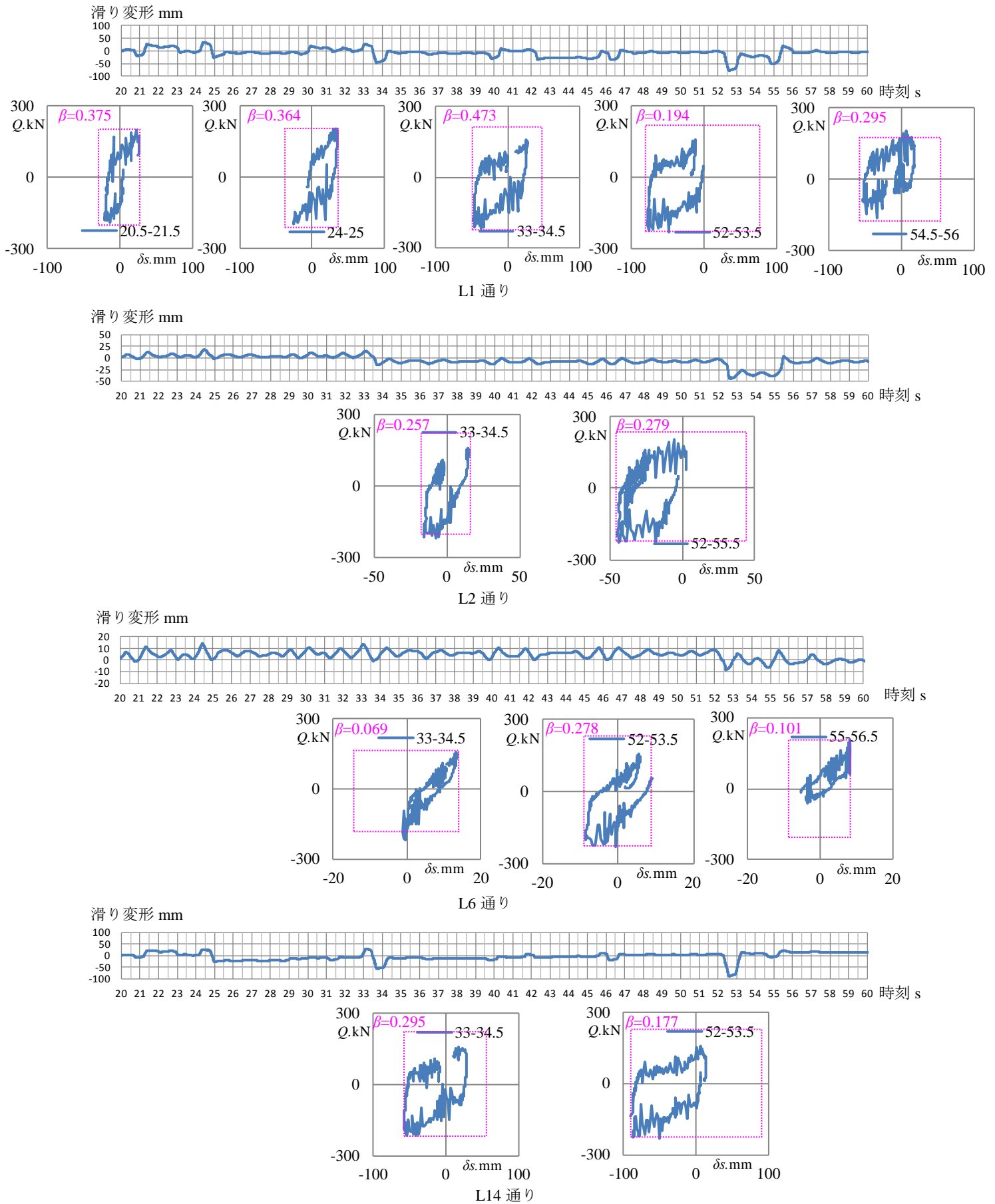


図 7.5.1 滑りデータ：実験番号 07 L2 短辺加振 No.5 試験体

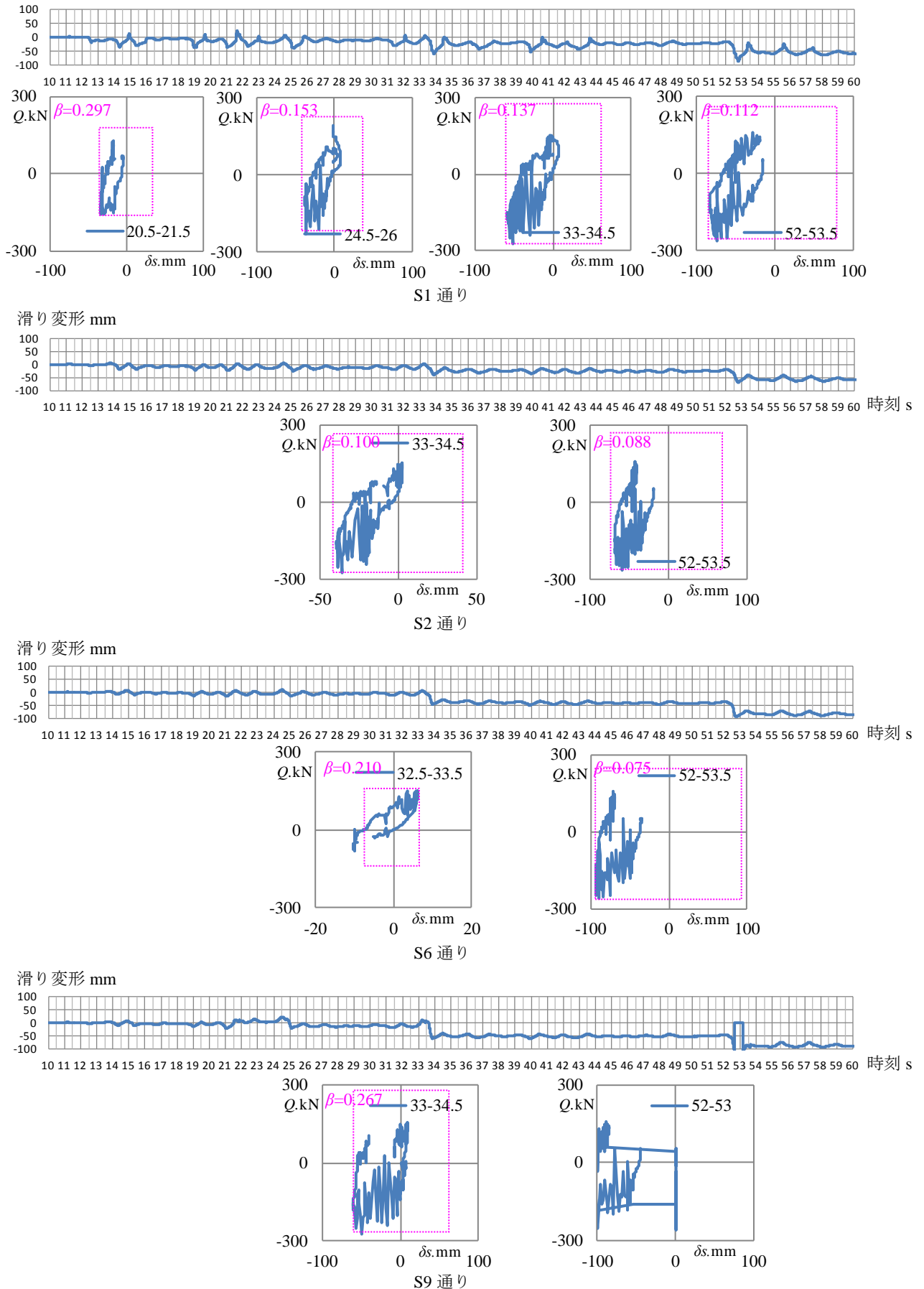


図 7.5.2 滑りデータ：実験番号 09 L2 長辺加振 No.5 試験体

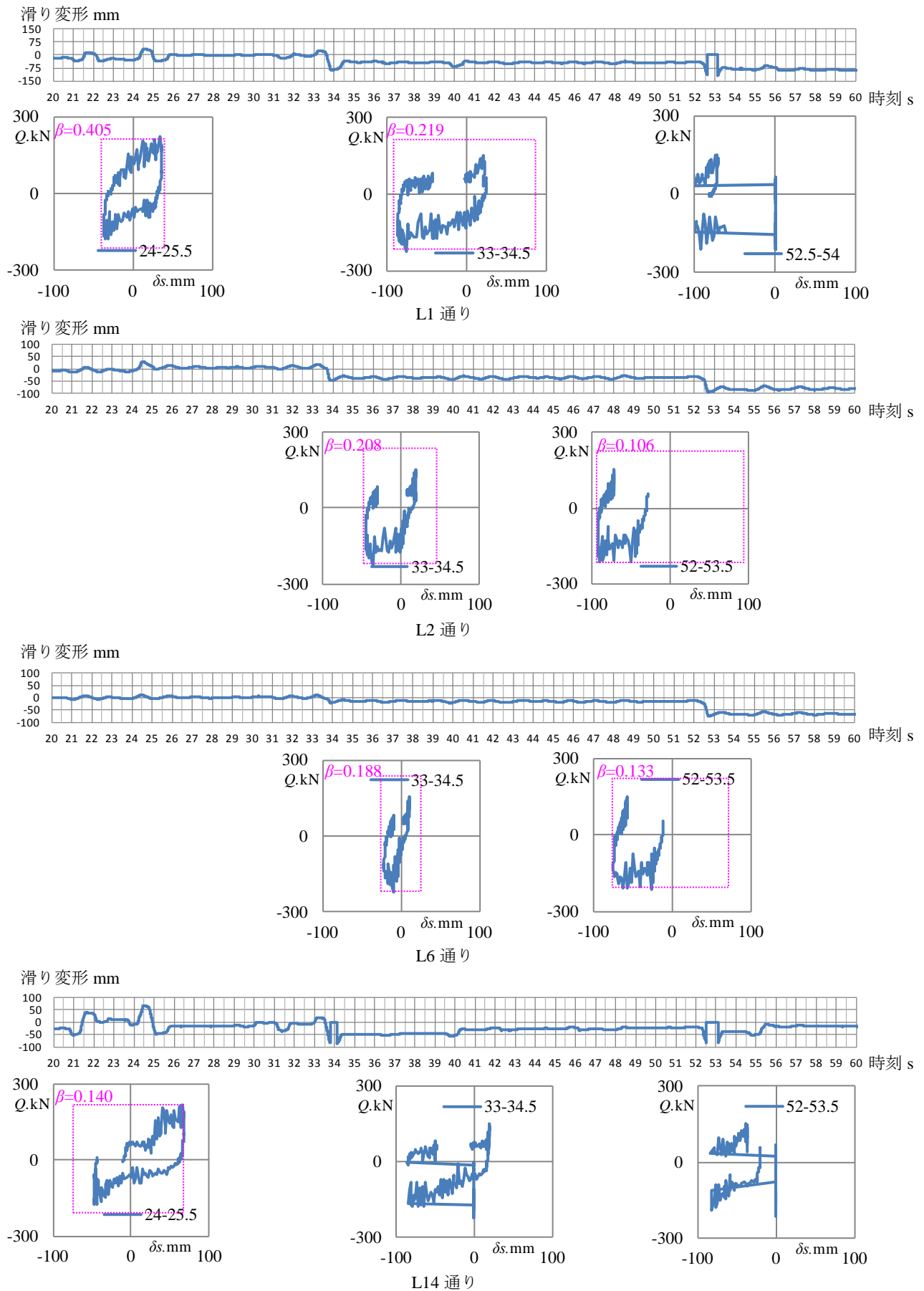


図 7.5.3 滑りデータ：実験番号 11 L2 短辺加振 No.5 試験体

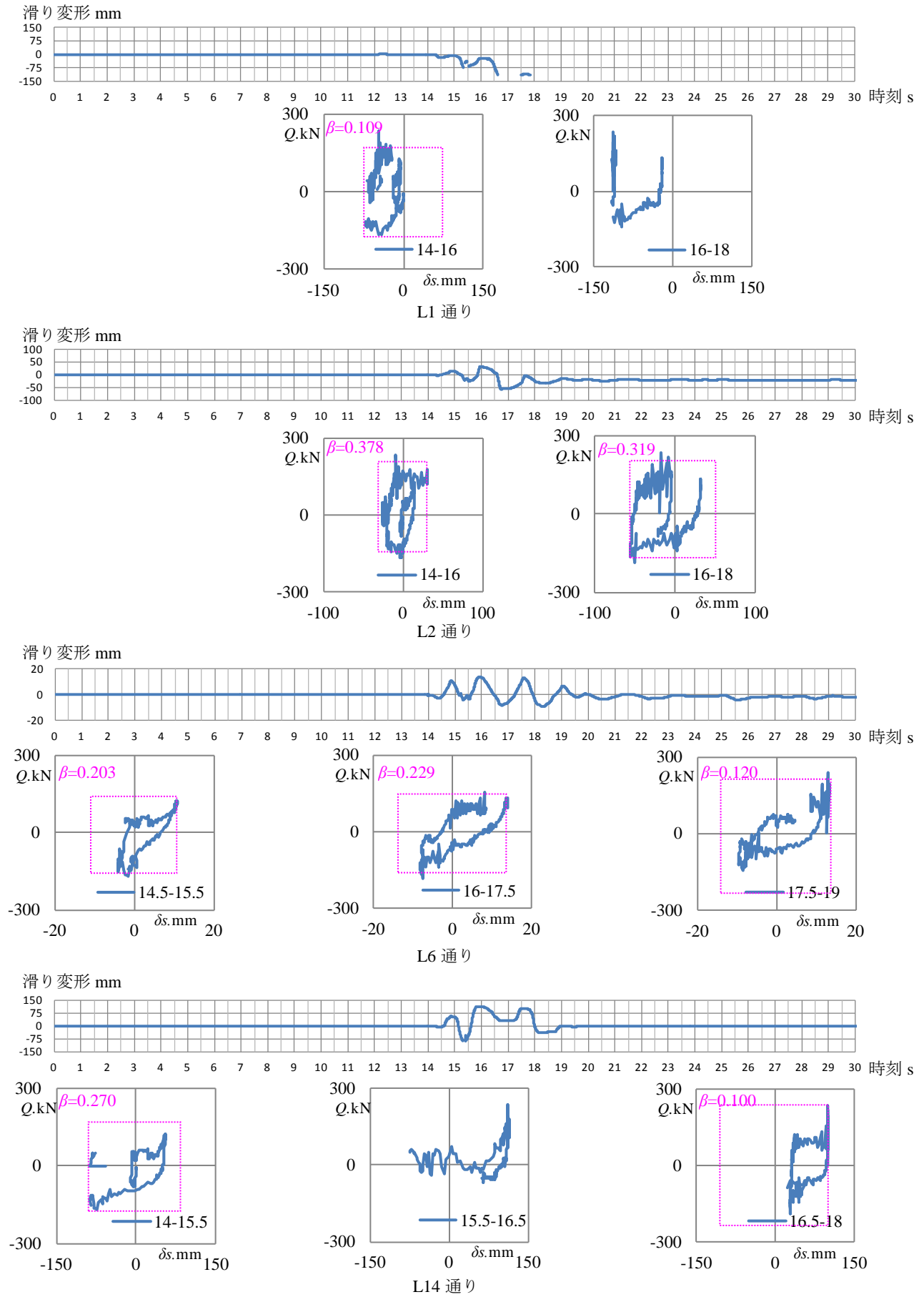
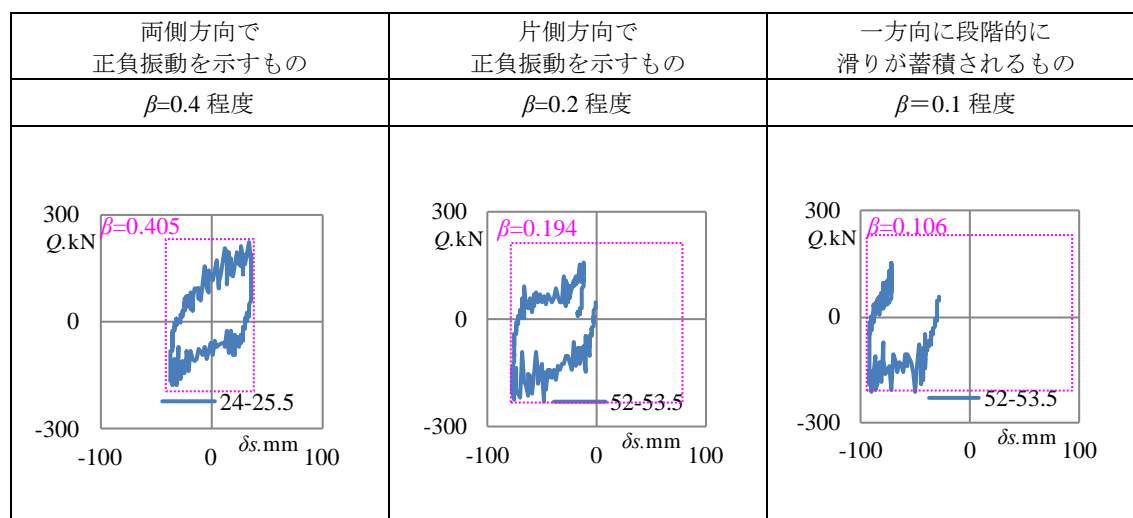


図 7.5.4 滑りデータ：実験番号 13 KOBE 加振 No.5 試験体

以上によれば、滑り挙動によって β はおおよそ表 7.5.3 ように分類される。すなわち、滑りの減衰を表すパラメータ β は柱脚の滑り方によって支配され、正負方向に同程度の振動を示す場合の β は0.4と大きく、一方向に段階的に滑りが進行する場合の β は0.1程度に留まる。両者の平均をとることの意味はないが、概括的な評価ということであれば、 $(0.4+0.1)/2=0.25$ とする。

表 7.5.3 滑りの減衰を表すパラメータ β



7.5.3 滑りを考慮した限界耐力計算と実験結果との対応

No.4 実験結果

2011年1月にEディフェンスで実施された試験体 No.4(総2階建て)¹³に対する滑りを考慮した限界耐力計算結果を実験結果と比較して表 7.5.4 にまとめる。震動台入力告示極稀地震動スペクトルに適合させた模擬波であるので、限界耐力計算は、告示スペクトルを用いている。摩擦係数は建物耐力を考慮して長辺方向 $\mu=0.4$ 、短辺方向 $\mu=0.38$ とし、滑りの減衰に関するパラメータは $\beta=0.4$ としている。 β の設定については検討の余地が残されるが、表 7.5.4 にまとめられるように、実験結果の平均データは、 $\beta=0.4$ の滑りを考慮した限界耐力計算結果と上部建物の変形、滑り量ともほぼ良好に対応している。等価1質点近似の限界耐力計算で与えられる応答値は代表的な平均値であるため実験の最大値はフォロー出来ない。上部建物応答と同様に、滑り量も大きく変動するので、設計にはこの変動を評価する工夫が必要である

表 7.5.4 No.4 実験結果と限界耐力計算結果の比較

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

No.4 試験体の長辺方向の計算について、滑り減衰パラメータ β が滑り応答に与える影響は図 7.5.5 のようにまとめられる。 β が小さくなると、全体減衰が小さくなって、滑り応答が大きくなる様子が示されている。

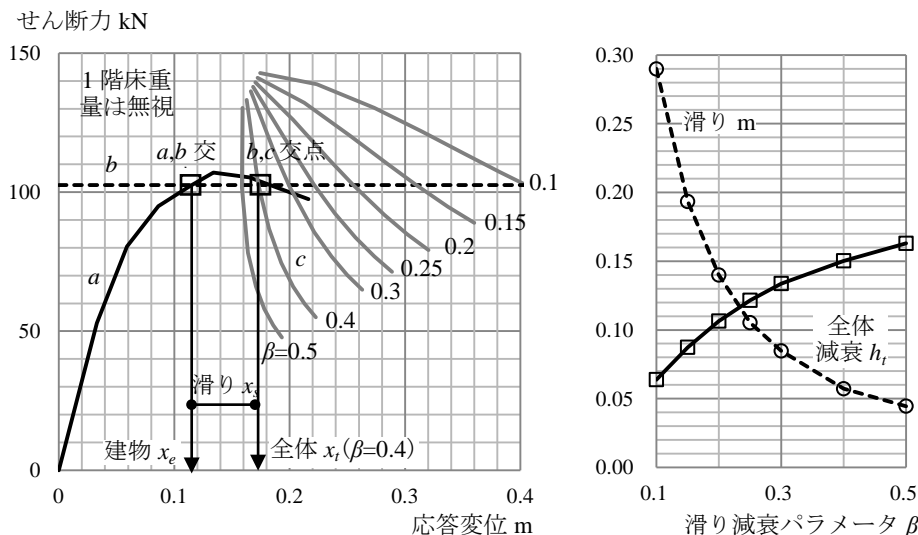


図 7.5.5 β の影響 (No.4 試験体長辺方向)

No.5.6 実験結果

実験データ¹⁴の検討から以下の条件で滑りを考慮した限界耐力計算を行う。

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

図 7.5.6 に限界耐力計算グラフを、表 7.5.5 に計算結果をまとめる。表 7.5.5 によれば、

- ・ 復元力特性および摩擦係数の見直しにより、上部構造については、事前解析に比べて事後解析が実験結果と良く対応するようになった。滑り量は滑り減衰を小さく評価する事後解析は概して大きな滑りを与える。L2長辺で滑りが逆転しているのは、上部応答が小さくその分滑り分が大きくなるためである。

- L2 短辺加振 No.5 試験体では、実験番号 07 および 11 とも 1 階 1/22, 2 階 1/46~1/50 であり、限界耐力計算結果も 1 階 1/21, 2 階 1/41 と良好に対応している。滑り量は、実験番号 07 と 11 で異なり、07 で 4cm 弱, 11 では 9cm である。07 と 11 の間に荒壁パネルによる補強が追加されているためかもしれないが、上部応答が変化しないのは説明できない。なお、限界耐力計算による滑りは 9cm であった。
- L2 長辺加振 No.5 試験体では、1 階 1/19, 2 階 1/27 であり、計算結果も 1 階 1/18, 2 階 1/22 とほぼ対応している。滑り量は実験 8.8cm 弱に比べて計算では 5.5cm とやや小さい。
- KOBE 加振 No.5 試験体では、1 階 1/18, 2 階 1/39 程度に対して、計算結果は 1 階 1/20, 2 階 1/40 と良好に対応している。しかし滑り量は実験 6cm 前後に比べて計算では 16cm とかなり大きくなっている。入力の変位スペクトルでは L2<KOBE となるので、KOBE の滑りが小さいのは説明が難しい。

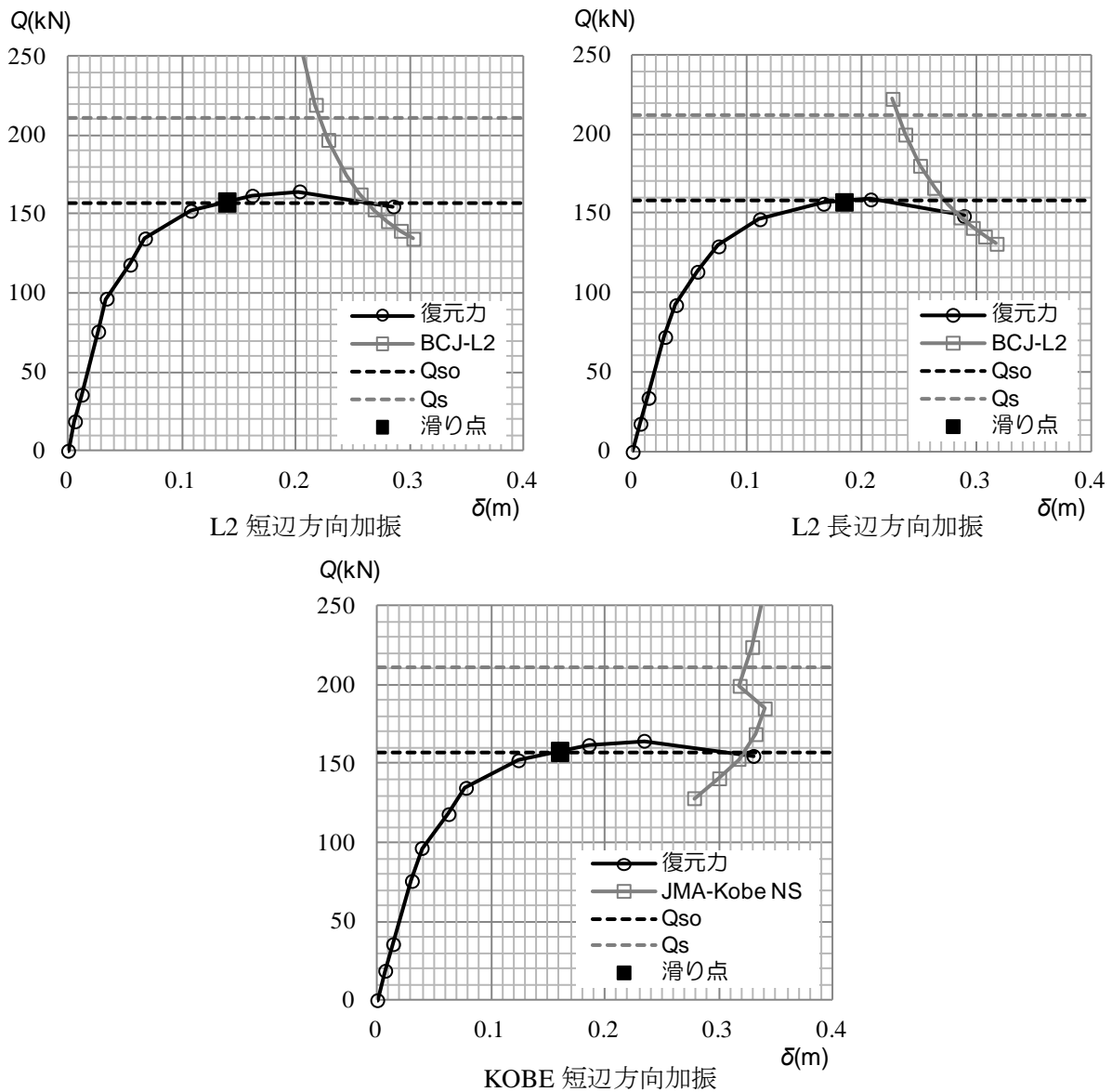


図 7.5.6 限界耐力計算

表 7.5.5 限界耐力計算結果

L2 短辺加振 短辺方向応答

		内容			滑り cm	1 階変形	2 階変形
実験結果	実験番号 07	L2	短辺加振	No.5	3.9	1/22	1/50
				No.6	2.6	1/22	1/45
	実験番号 11			No.5	8.6	1/22	1/46
				No.6	固定	1/21	1/52
事前解析		$\mu=0.4$	$\beta=0.5$	基礎 0.4G	4.3	1/34	1/26
事後解析		$\mu=0.5$	$\beta=0.25$	基礎 0.4G	9.0	1/21	1/41

L2 長辺加振 長辺方向応答

		内容			滑り cm	1 階変形	2 階変形
実験結果	実験番号 09	L2	長辺加振	No.5	8.8	1/19	1/27
				No.6	7.6	1/21	1/23
事前解析		$\mu=0.4$	$\beta=0.5$	基礎 0.4G	6.3	1/51	1/53
事後解析		$\mu=0.5$	$\beta=0.25$	基礎 0.4G	5.5	1/18	1/22

KOBE 加振 短辺方向応答

		内容			滑り cm	1 階変形	2 階変形
実験結果	実験番号 13	KOBE	3 方向加振	No.5	6.4	1/18	1/39
				No.6	6.0	1/29	1/34
事前解析		$\mu=0.4$	$\beta=0.5$	基礎 0.4G	10.1	1/33	1/26
事後解析		$\mu=0.5$	$\beta=0.25$	基礎 0.4G	15.8	1/20	1/40

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

第8章 制振部材

剛性および/または減衰を付加して地震応答を低減させる制振は伝統木造に限らず各種構造共通の方法である。伝統木造でも多くの制振補強例がすでに報告されているが¹⁻³，本章では，まず，一般的な伝統木造の補強方法について考察し，制振補強の事例として，回転摩擦ダンパーを用いた寺院本堂の補強実施例と，壁型粘性体ダンパーを組み込んだ伝統的木造架構の振動実験結果をまとめる。最後に伝統木造の免震設計についても基本的な考え方を示す。

8.1 伝統木造の補強

伝統木造の補強には通常，耐震，制振，免震があげられる。補強で扱う特性パラメータとそれぞれの手法との対応を表 8.1.1 にまとめる。すなわち

1. 入力とクライテリア：設計に用いる地震動入力あるいは地震荷重は現行の基準法などで規定されているが，重量文化財建造物などでは基準法の枠外なので設計者が関係者と協議の上独自に設定することになる。設計においては，設計に用いる地震荷重と設計の目標とするクライテリアは常に対となるので，入力の設定だけを単独に行なうことは意味がない。特に伝統木造など木軸架構では高い変形性能のために大きな変形が許容されることになるが，躯体だけでなく，二次部材など建築全体の損傷を考えることが必要である。文化財建造物については文化庁の耐震新基準が参考になる⁴。
2. 質量：建物そのものの重量を低減させることは耐震上有利なことが多い。伝統木造では屋根葺き替え時に従来の土葺きを空葺きに変えることがしばしば行われる。重量に関しては，傾斜復元力のように剛性耐力が重量に比例することや，仕口における摩擦抵抗による建物減衰も重量に比例するなど，一概に重量低減が有効とは限らないこともある。
3. 剛性・強度：耐震補強では剛性・強度の増大が図られる。偏心や剛性率など平面的立面的な弱点を補強することは重要である。また，初期剛性を大きくすることで履歴ループの面積

表 8.1.1 伝統木造の補強

	耐震	制振	免震	検討項目
入力 クライテリア			○	グレード設定 損傷程度 二次部材
質量	○	○	○	屋根葺き 傾斜復元力 摩擦減衰
剛性・強度	○			傾斜復元力 偏心
変形能力	○	○		接合部 めり込み
減衰		○	○	取り付け部分 新材料 製品環境バラツキ
文化財 見えがかり		○	○	天井裏 床下 壁内 点検と取り替え

を大きくして履歴減衰を高めることもできる。しかしながら、変形を抑えるために剛性を大きくすると、建物周期が短くなって入力地震動のパワーが大きい領域に移ることがあるので、周期変化については注意が必要である。

4. 変形能力：軸組み木造の特長であるしなやかさといった高い変形性能は鉄骨や鉄筋などのような高い塑性変形能力にあるのではなく、仕口、継手などの接合部の、繊維直交方向のめり込みが支配的な変形性能による。したがって、補強によって、接合部の変形性能が損なわれることのないようにすべきである。また大変形ということから、 $P\Delta$ 効果の確認も必須となる。
5. 減衰：ダンパーによる制振補強では減衰力を増大させる。制振装置には減衰だけでなく同時に剛性を付与するものもあるので、モデル化や評価方法に考慮が必要である。また減衰力にみあった取り付け部分の設計も必要で、耐力と剛性両面の検討が望まれる。また制振材料は、超合金や高分子材料など新素材が用いられるので、製品そのものバラツキや環境変化あるいは経年変化に関する性能確認が求められる。
6. 文化財・見えがかり：伝統木造建築では現代建築のように、構造材と非構造材といった区別ではなく化粧材、野物材といった分類にあるように表しがどうか問題とされる。したがって、新しく設置される補強材、制振装置なども設置個所に制限を受けることになる。いきおい、外に表れない床下、天井裏、壁内に挿入されることになる。この場合は日常の点検や損傷時の取り替えなどについて考えなければならない。また取り付ける部位によっては、建物の代表的な変形がかなり縮小されることになるので、強制される変形の大きさに応じて十分な性能が発揮されるかどうかの検討を行う。

8.2 伝統木造における制振

伝統木造モデルの限界耐力計算によれば、図 8.2.1 に示されるように減衰の増加によって、応答変位を低減できることは明らかである。剛性の増加に関しても、図 8.2.1(c)や図 8.2.2 のように構造物の周期が短くなるとから、結果的に履歴面積が大きくなって減衰性能が向上すると考えられる。ここで、(a),(c)では内部粘性減衰を 5%、(b)では 15%としている。図中の等価減衰 h_{eq} は極稀地震時の減衰を表す。

第7章で説明したように、限界耐力計算で用いる履歴減衰は図 8.2.2 のようなトリリニアモデルに基づいて計算している。履歴減衰 $h_{eq}=\Delta W/4\pi W$ は、

$$h_{eq} = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{\left(\mu - \frac{Q_2}{Q_1}\right)\delta_1 Q_2}{2\pi\mu\delta_1 Q_2} = \frac{1}{2\pi} \left(1 - \frac{Q_2}{\mu Q_1}\right) = \frac{1}{2\pi} \left(1 - \frac{K_2}{K_1}\right) \quad (8.2.1)$$

したがって、初期剛性の増加が大きければ、履歴面積が大きくなって h_{eq} が増大する。履歴減衰の最大値は $K_2/K_1=0$ とおいて、 $h_{eq}=1/(2\pi)=0.159$ である。次節に示すような、摩擦によって剛性も付加されるダンパーでは、当然、剛性を付加することで建物変形は抑えられ、さらに増加した履歴減衰とダンパー本来の付加減衰の両者の効果を期待できる。

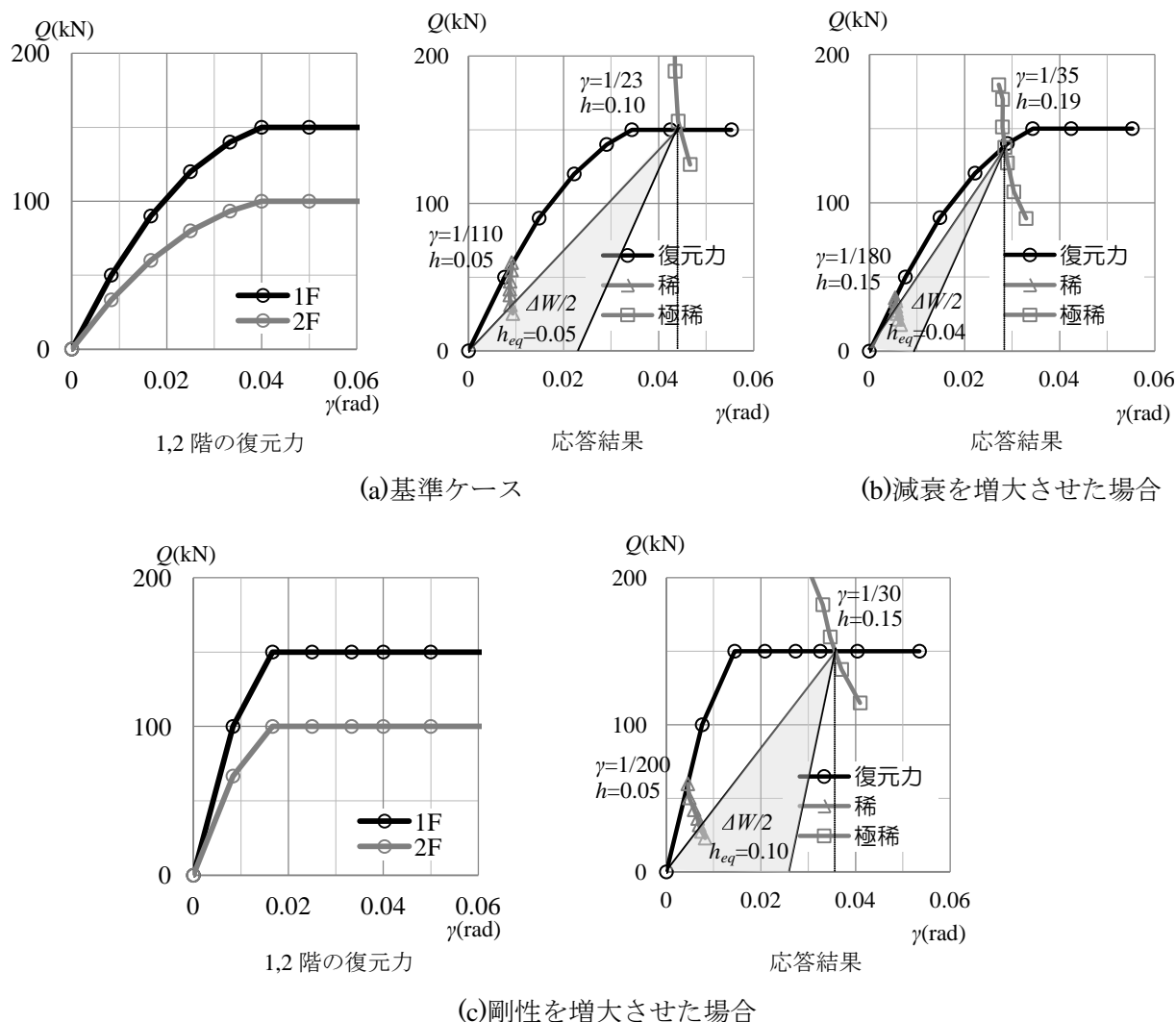


図 8.2.1 減衰と剛性アップに関する限界耐力計算例

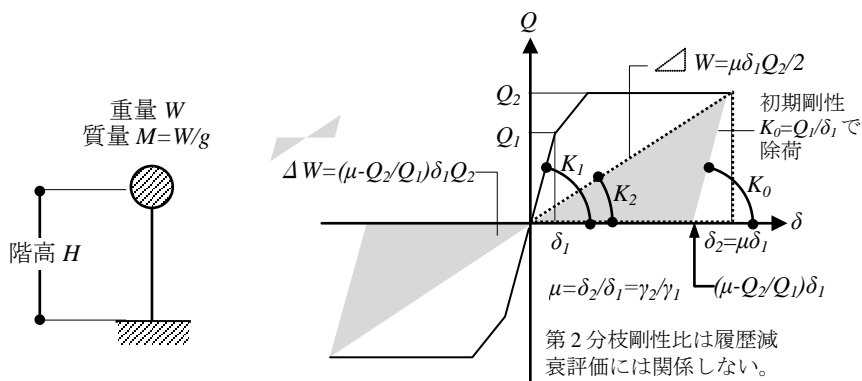


図 8.2.2 1 質点トリリニアモデル

8.3 回転摩擦ダンパー

8.3.1 回転摩擦ダンパーの耐力式

回転摩擦ダンパー^{5,6}は、図 8.3.1 のように摩擦パッドと呼ばれる円板状のブレーキ材を鋼材で挟んでボルトで締め付けて面圧を与え、回転運動に抵抗する摩擦力を利用している。一方方向の摩擦抵抗に比べて円運動では全面が常時鋼板と接触しているため、正負交番载荷に対して高い安定性を示すことができることが実験により確認されている。回転摩擦ダンパーの耐力は次のように計算できる。図 8.3.2 のように摩擦パッドの外径を D 、半径を $R_2=D/2$ 、内穴の半径を R_1 とすれば摩擦面の面積は $A=\pi(R_2^2-R_1^2)$ となる。締め付け力を P 、摩擦係数を μ として、面圧を一様とすれば面圧 $\sigma=P/A$ なので、滑り開始時の回転モーメント M は次式となる。

$$M = \int_{r=R_1}^{R_2} \int_{\theta=0}^{2\pi} \mu \sigma r^2 dr d\theta = 2\pi \mu \sigma \frac{R_2^3 - R_1^3}{3} = 2\pi \mu \frac{P}{\pi(R_2^2 - R_1^2)} \frac{R_2^3 - R_1^3}{3}$$

$$= \frac{2}{3} \mu P \left(R_1 + R_2 - \frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2} \right) \tag{8.3.1}$$

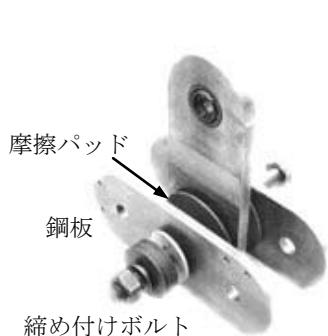


図 8.3.1 回転摩擦ダンパーの構成

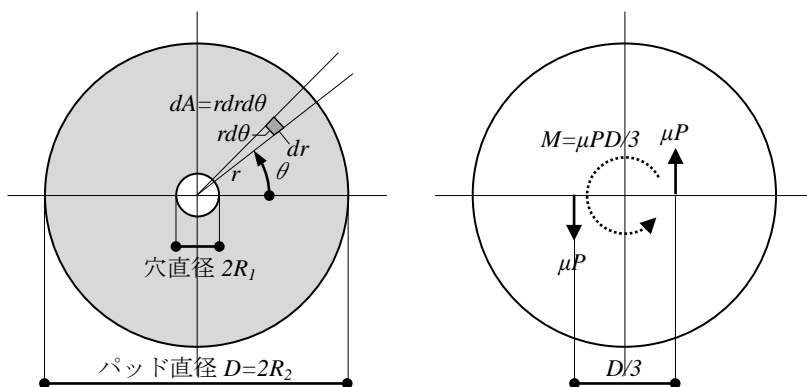


図 8.3.2 回転摩擦ダンパーの耐力

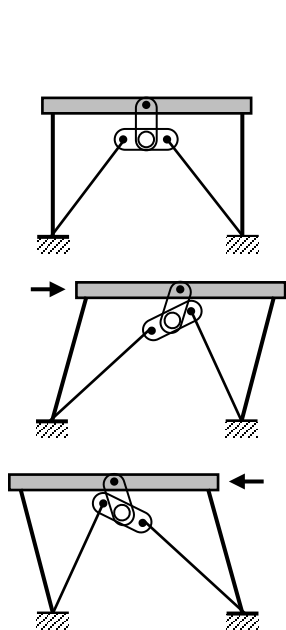


図 8.3.3 リンク機構

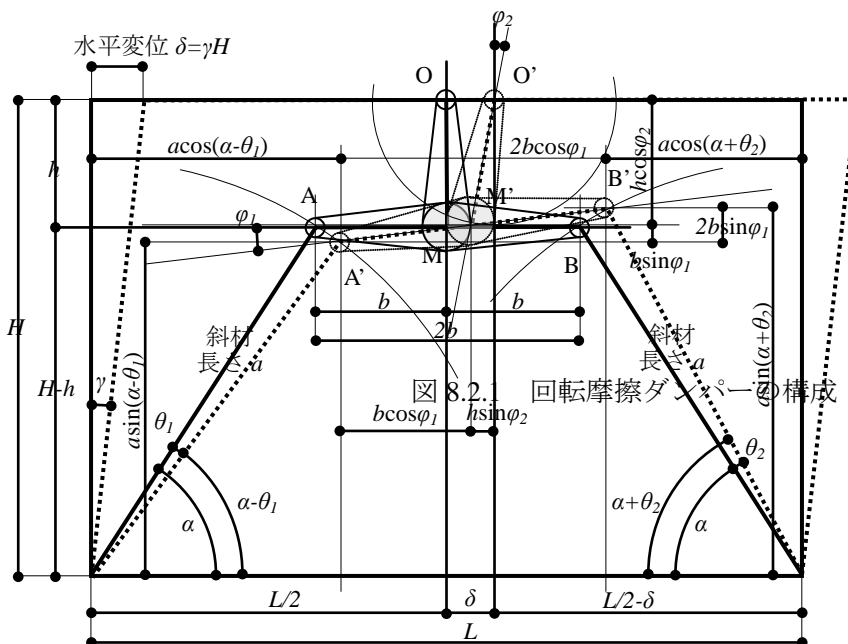


図 8.3.4 リンク機構による回転角の増幅

ここで, $R_j=0$ とみなせるので,

$$M \cong \frac{2}{3}\mu PR_2 = \frac{1}{3}\mu PD \quad (8.3.2)$$

図 8.3.3 のように逆 T 型に組まれた摩擦ダンパーの上端を支持して, 左右両端にブレースロッドを接続してリンク運動を起こさせると, 図 8.3.4 に説明されるように層のせん断変形 $\gamma=\delta/H$ を増幅させて摩擦回転 $\varphi_1+\varphi_2$ を生じることができる。すなわち,

$$a \cos(\alpha - \theta_1) + a \cos(\alpha + \theta_2) = L - 2b \cos \varphi_1 \quad (8.3.3)$$

$$a \sin(\alpha + \theta_2) - a \sin(\alpha - \theta_1) = 2b \sin \varphi_1 \quad (8.3.4)$$

$$a \cos(\alpha - \theta_1) = \frac{L}{2} + \delta - (b \cos \varphi_1 + h \sin \varphi_2) \quad (8.3.5)$$

すなわち,

$$a \cos \alpha \cos \theta_1 + a \sin \alpha \sin \theta_1 + a \cos \alpha \cos \theta_2 - a \sin \alpha \sin \theta_2 = L - 2b \cos \varphi_1 \quad (8.3.6)$$

$$a \sin \alpha \cos \theta_2 + a \cos \alpha \sin \theta_2 - a \sin \alpha \cos \theta_1 + a \cos \alpha \sin \theta_1 = 2b \sin \varphi_1 \quad (8.2.7)$$

$$a \cos \alpha \cos \theta_1 + a \sin \alpha \sin \theta_1 = \frac{L}{2} + \delta - (b \cos \varphi_1 + h \sin \varphi_2) \quad (8.3.8)$$

ここで, $\theta_1, \theta_2, \varphi_1, \varphi_2$ の 2 次以上の項を無視すると,

$$a(\theta_1 - \theta_2) \sin \alpha = L - 2b - 2a \cos \alpha \quad (8.3.9)$$

$$a(\theta_1 + \theta_2) \cos \alpha = 2b \varphi_1 \quad (8.3.10)$$

$$a \cos \alpha + a \theta_1 \sin \alpha = \frac{L}{2} + \delta - (b + h \varphi_2) \quad (8.3.11)$$

(8.3.9)式の右辺は

$$L - 2b - 2a \cos \alpha = 2 \left(\frac{L}{2} - b - a \cos \alpha \right) = 0$$

となるので, $\theta_1=\theta_2$ となる。したがって $\theta_1=\theta_2=\theta$ と書けば,

$$a\theta \cos \alpha = b\varphi_1 \quad (8.3.12)$$

$$a\theta \sin \alpha = \frac{L}{2} + \delta - (b + h\varphi_2) - a \cos \alpha = \delta - h\varphi_2 \quad (8.3.13)$$

したがって

$$\tan \alpha = \frac{\delta - h\varphi_2}{b\varphi_1} = \frac{H\gamma - h\varphi_2}{b\varphi_1} \quad (8.3.14)$$

摩擦ダンパーの回転角 $\varphi=\varphi_1+\varphi_2$ は

$$\varphi = \varphi_1 + \varphi_2 = \frac{H\gamma - h\varphi_2}{b \tan \alpha} + \varphi_2 = \frac{H}{b \tan \alpha} \gamma + \left(1 - \frac{h}{b \tan \alpha} \right) \varphi_2 \quad (8.3.15)$$

簡単のため $\varphi_2=0$ として摩擦ダンパーの回転角 φ の層の変形 γ に対する増大率を計算する。

$$\varphi = \varphi_1 = \frac{H\gamma}{b \tan \alpha} = \frac{H\gamma \frac{L}{2} - b}{b H - h} = \frac{H(L-2b)}{2b(H-h)}\gamma = \frac{1-2b/L}{2b/L} \frac{\gamma}{1-h/H} = \frac{1-\xi}{\xi(1-\eta)}\gamma \quad (8.3.16)$$

ここで、逆 T 字のリンク部材の幅と成の無次元パラメータとして、

$$\xi = \frac{2b}{L}, \quad \eta = \frac{h}{H} \quad (8.3.17)$$

としている。増幅率 $C_\varphi = (1-\xi)/\xi(1-\eta)$ は図 8.3.5 のように表される。図によれば、形状パラメータとして成と階高さの比 η の影響は小さく、幅とスパンの比 ξ によって大きく変わる。通常は $\xi=0.1$ 程度であるので、回転変形は 10 倍以上増幅されることになる。

成と階高さの比 η の影響は小さいことから、次節に示す床下設置でも大きなエネルギー吸収が期待できる。

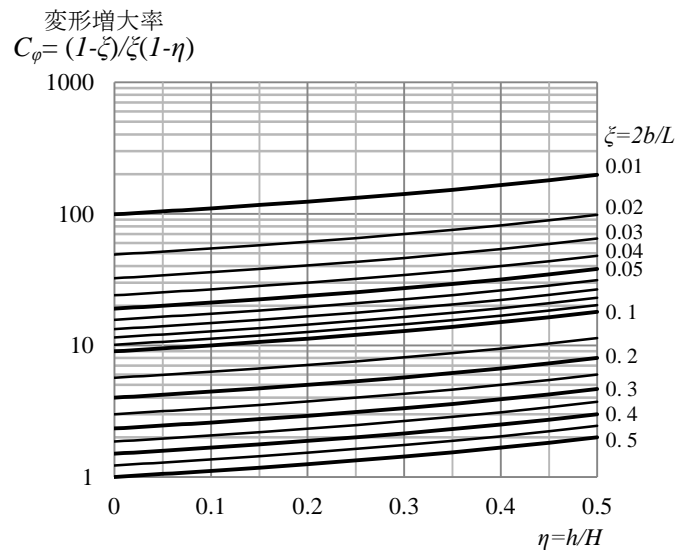


図 8.3.5 層の変形角に対するダンパーの回転角の増大率

8.3.2 回転摩擦ダンパーを用いた制振補強事例

寺社などの伝統建築の構造補強は見えがかりが重視され、補強材が表しになることを避けるために補強部材の設置部位や箇所数は制限される。写真 8.3.1 および図 8.3.6 に示される寺院本堂建物では、外周部は全て窓開口で構成されており、内部も使い勝手から補強材の挿入は難しい。近世の本堂では内部は床が貼られているので、本建物のように床下を有していることが多い。そこで、床下空間に、リンク機構の回転摩擦ダンパーを設置することとした。

建物重量は、約 500kN であり、補強前の本建物の耐力は、ベースシアーで 0.1 程度であった。ダンパーの配置と仕様を写真 8.3.2 および図 8.3.7 に示す。

リンク機構の寸法パラメータ $L=2150\text{mm}$, $b=80\text{mm}$, $H=750\text{mm}$, $h=100\text{mm}$ より

$$\xi = \frac{2b}{L} = \frac{160}{2150} = 0.07, \quad \eta = \frac{h}{H} = \frac{100}{750} = 0.13 \quad (8.3.18)$$



写真 8.3.1 寺院本堂

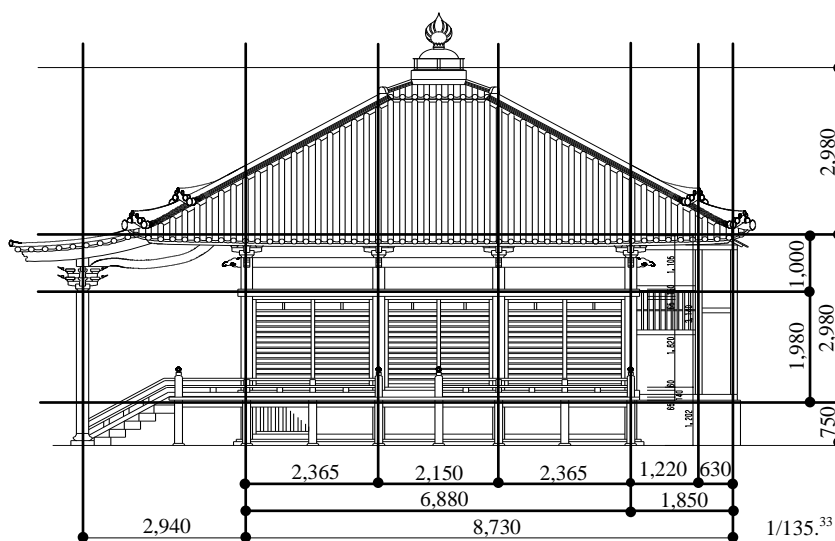


図 8.3.6 寺院本堂側面図

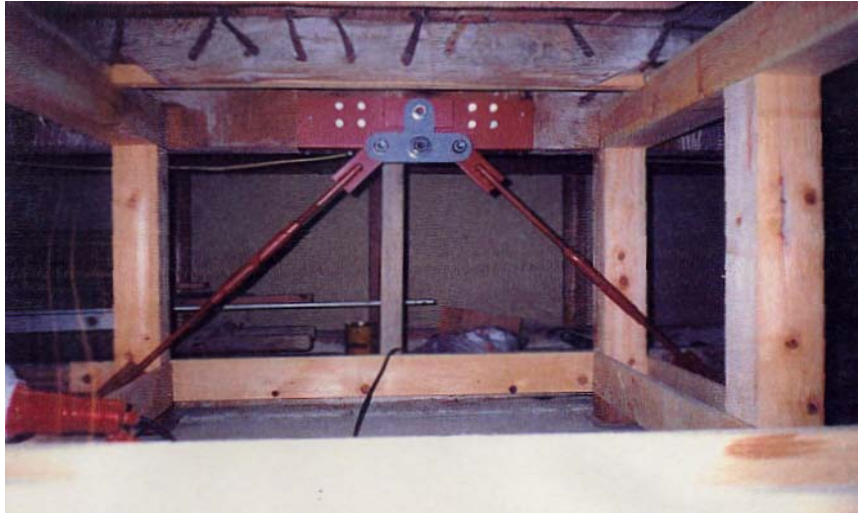


写真 8.3.2 摩擦ダンパー設置状況

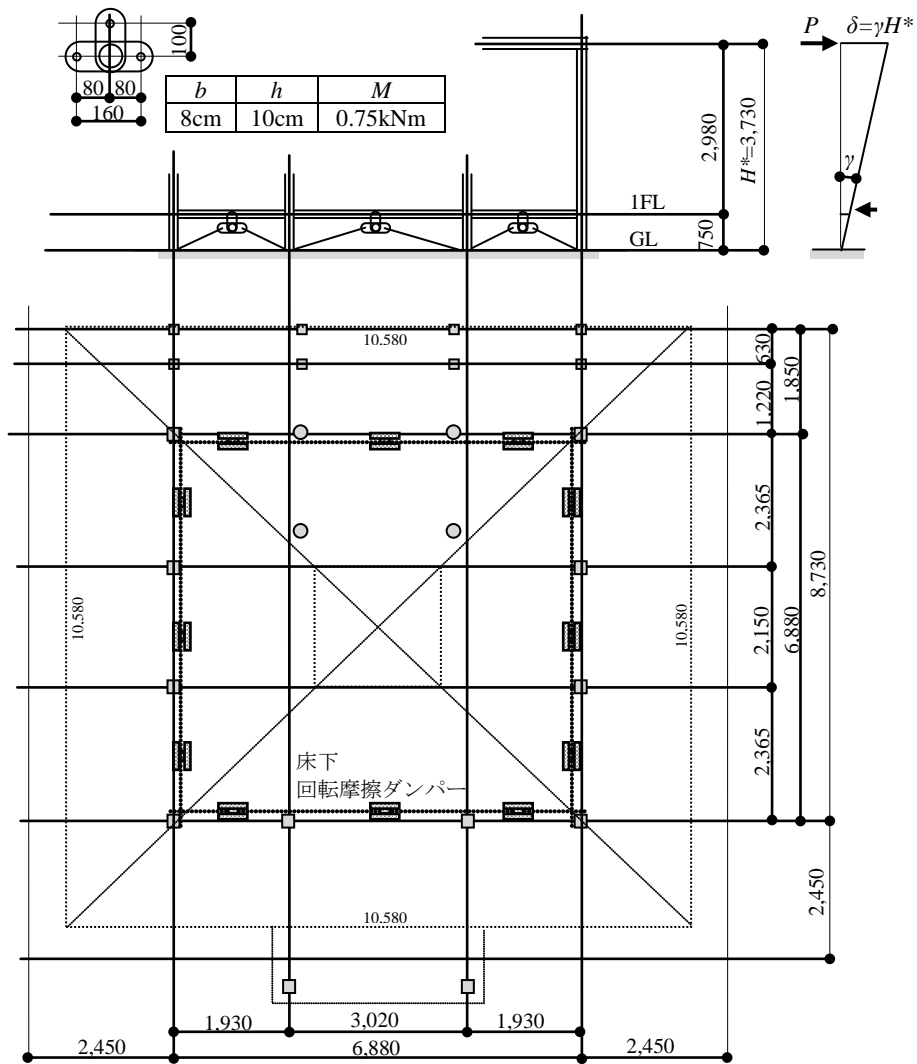


図 8.3.7 ダンパー配置図

したがって増幅率は $C_\varphi=(1-\xi)/\xi(1-\eta)=0.93/(0.07 \times 0.87)=15 \rightarrow 10$ 倍となる。摩擦耐力 P_S は外力仕事 $P_S \delta = P_S \gamma H^*$ と摩擦回転仕事 $M C_\varphi \gamma$ を等置して

$$P_S = \frac{M C_\varphi}{H^*} = \frac{0.75 \times 10}{3.73} = 2.0 \text{ kN} \quad (8.3.19)$$

摩擦ダンパーは図 8.3.7 のように 6 基設置されるので、摩擦耐力は $Q_S=6 \times 2=12 \text{ kN}$ と計算される。

以上から本建物の復元力特性は図 8.3.8 のようになる。建物耐力を Q_F 、ダンパー耐力を Q_S とし、応答変位を δ_2 とすれば、履歴減衰は

$$h_{eq} = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{0.6 Q_F \delta_2 + 4 Q_S \delta_2}{2\pi(Q_F + Q_S)\delta_2} = \frac{0.6 Q_F + 4 Q_S}{2\pi(Q_F + Q_S)} = \frac{78}{2\pi \times 62} = 0.20 \quad (8.3.20)$$

ダンパーのない場合は $Q_S=0$ として、

$$h_{eq0} = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{0.6 Q_F \delta_2}{2\pi Q_F \delta_2} = \frac{0.6}{2\pi} = 0.10 \quad (8.3.21)$$

補強前後の限界耐力計算による応答結果を図 8.3.9 に示す。地域係数は香川県高松市で $Z=0.9$ である。また本建物は堅固な山地に位置するので、敷地地盤条件は第 1 種地盤として地盤増幅を計算している。履歴減衰のほかにも内部粘性減衰として 0.05 を見込んでいるので、極稀地震応答時の合計減衰は、補強前で 0.17、補強後で 0.24 になっている。極稀地震に対して、補強前の変形が 1/15 以上であったものが、制振補強により 1/27 に低減されている。

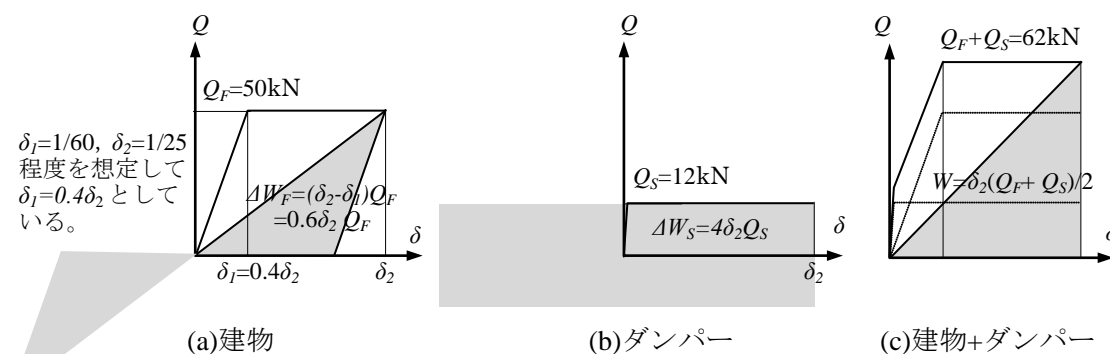


図 8.3.8 復元力特性

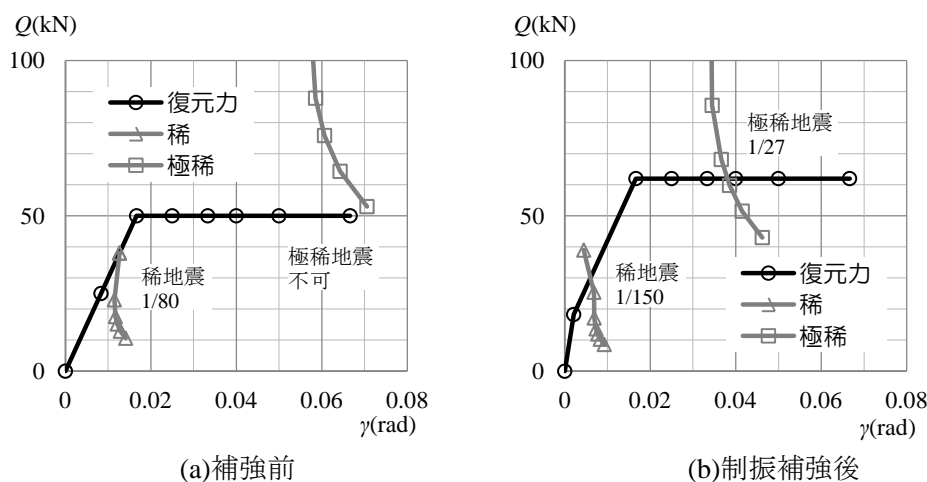
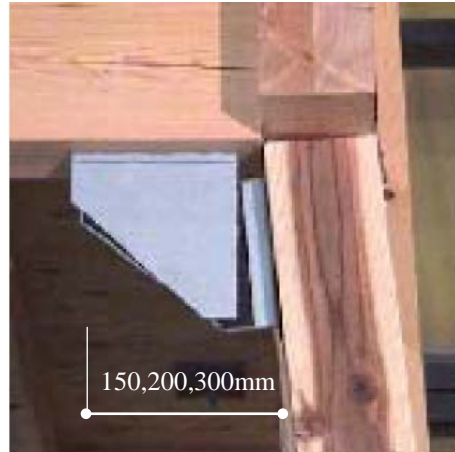
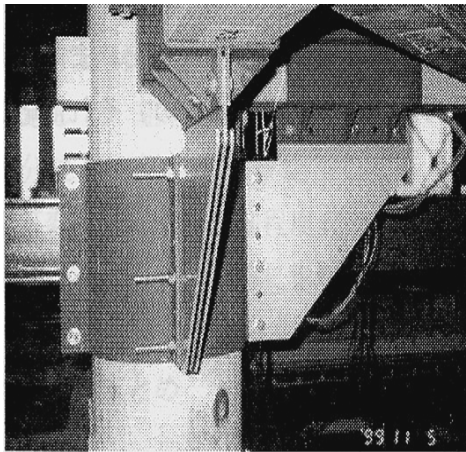


図 8.3.9 応答比較

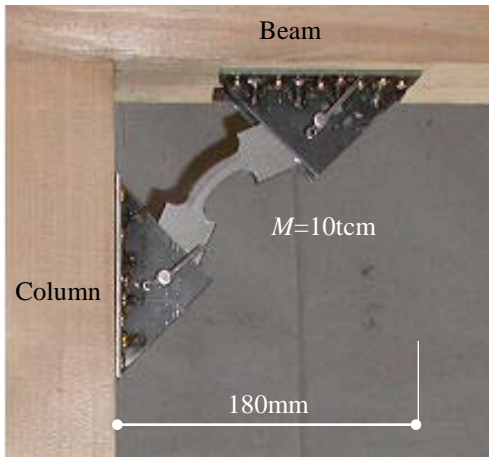
8.4 伝統木造の仕口ダンパー

木造軸組み架構の柱と横架材の接合部における相対回転角を利用して制振する試みがあり，制振材料の開発や実用が既に行われている。本節では，粘弾性材料や超塑性合金^{2,3}を用いた仕口ダンパーおよび前節の回転摩擦ダンパーを用いた新しい仕口ダンパーを紹介する。

写真 8.4.1 に 2 種類の仕口ダンパーを示し，図 8.4.1 および写真 8.4.2 の摩擦材を用いた仕口ダンパーを示す。これらの仕口ダンパーは減衰だけでなく，剛性も付与している。また，取り付け部は，柱梁仕口で嵌合接合として既に断面欠損を有しているので特に検討が必要であろう。



(a)粘弾性材料を用いた仕口ダンパー



(b)超塑性合金材料を用いた仕口ダンパー

写真 8.4.1 仕口ダンパー

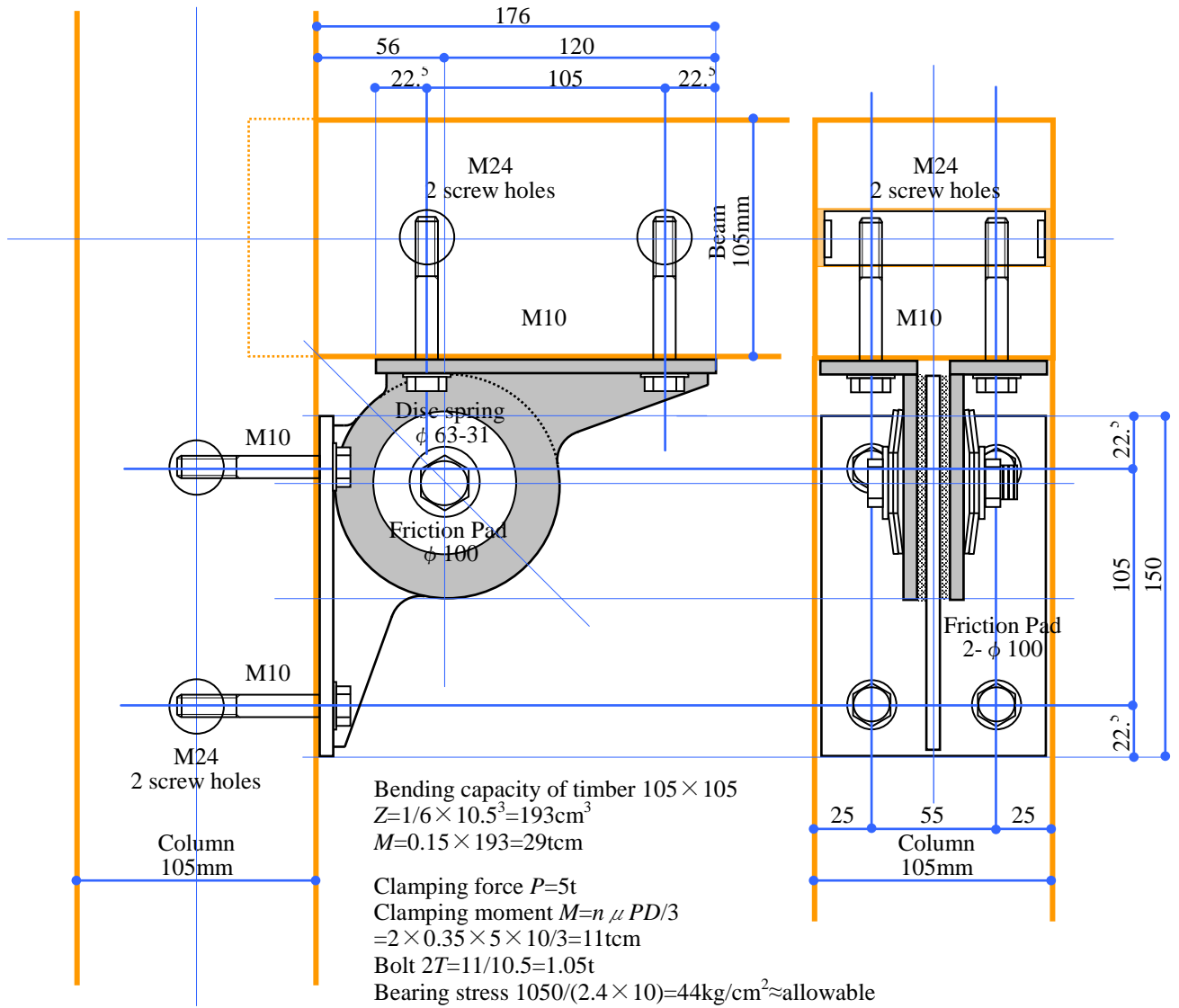


図 8.4.1 摩擦材を用いた仕口ダンパー

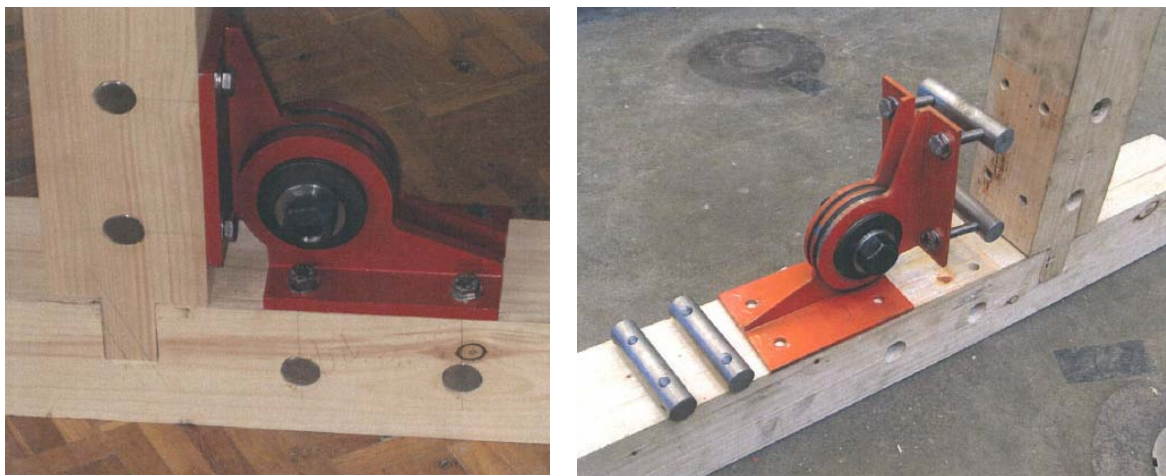


写真 8.4.2 摩擦材を用いた仕口ダンパー

8.5 粘性制振壁

伝統構法による木造軸組架構は、伝統の技として第1章の表 1.2.1 に指摘されるように、柱脚の滑りや浮上り、仕口、継手などの接合部の変形などにより、地震に対して優れた性状を示しているが、現行法規で要求される耐震性能までは十分には有していない場合が多い。このため、伝統的な構法に加えて、本章第1節の表 8.1.1 のように、現代の技術である耐震、制振、免震工法を採り入れて補強を行なうことがしばしば求められる。本節では、制振補強法のもうひとつの手法として粘性体制振壁を用いた方法を示し、実大の軸組架構に対して振動台実験による効果の確認をまとめている。

伝統構法による木造架構の性能は、その特性の複雑さのためか、解析的な研究ではなく、実験的に検証されることが現在主流となっている。粘性制振壁についても、日本建築学会「木構造と木造文化の再構築」特別研究委員会（主査：京都大学^{当時}鈴木祥之）が平成11年度より実施している研究の中で製作された試験体モデルを利用して、振動台実験による検討を行っている¹。

8.5.1 粘性体を用いた制振壁

伝統軸組本来の変形性能に優れた特性を活かしつつ、現行法規を満足する耐震性能を確保するには、剛性を付加せずに減衰のみを付加することがまず望ましいと考えられる。本章 8.1 節の表 8.1.1 や 8.3 節の寺院本堂の補強のように、伝統的木造建築では、一般の建物以上に見えがかりが重視されるため、ダンパーは通常目に触れない場所に収められる。そこで既に高層建物の制振や免震層における付加ダンパー^(文献)として実績のある粘性体制振壁を図 8.5.1 のように、建物床下となる軸組の大引と基礎の間に設置する。粘性体は理想的な粘性減衰モデルに近く、剛性をあまり付加することがなく、大きな減衰力を与えることができる。また、取り付け長さが大きく、減衰力の伝達に際し応力の集中が起こりにくいという利点もある。

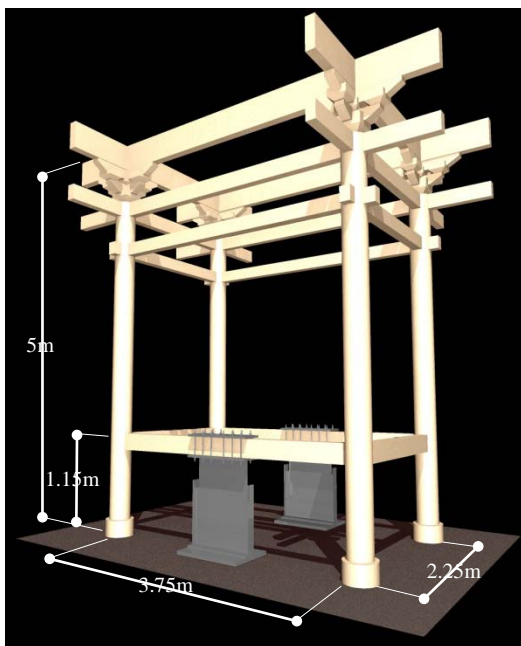


図 8.5.1 床下に設置された粘性体制振壁

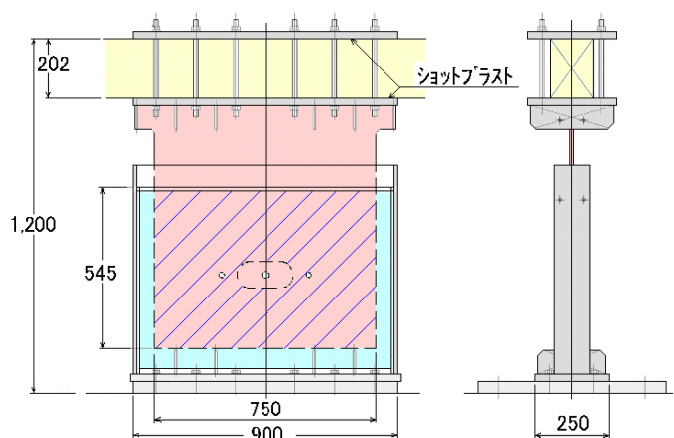


図 8.5.2 粘性体制振壁の構成

粘性体制震壁は図 8.5.2 のように壁型の容器の中に粘性体を充填し、その中に鉄板を挿入したものである。地盤側に容器を、建物側に鉄板を固定することにより地震振動時に容器と鉄板に相対変位(速度)が生じ、その間にある粘性体のせん断抵抗力により減衰力が発生する。実験では粘性体として、シリコン系の粘性体(オイレス SA-S)を用いた。これは一般に用いられているブタン系粘性体と比べ、温度依存性が小さいという特長がある反面、発生する減衰力が小さい。試験体規模が小さく、必要な減衰力が 1 基 10kN 程度(摂氏 15 度, 10cm/s で 1 基あたり 3.5%の付加減衰に相当)と試算され、比較的小さいため、この材料を選択している。メーカー実施の縮小試験体実験結果を基に同定したダンパーの耐力式は次式で表される。

$$F_1 = 0.41e^{-0.023T} S \left(\frac{v}{c}\right)^{0.53} \quad (8.5.1)$$

ここで、 F_1 :シリコン系粘性体の抵抗力(N), T :温度(摂氏度), S :せん断面積(cm^2), v :ダンパー速度(cm/s), c :せん断隙間(cm)である。 F_1/S は抵抗板の単位面積あたりのせん断応力度, v/c は単位隙間当たりの速度を表している。図 8.5.3 にいろいろな温度環境をパラメータとして、この設計式と実験結果を比較している。低温になるに従い差が見られるようになるが 13 度~35 度の範囲では非常によく一致している。

ブタン系では耐力式として次式が提案されている。

$$F_2 = 5.59e^{-0.043T} S \left(\frac{v}{c}\right)^{0.44} \quad (8.5.2)$$

ここで、 F_2 :ブタン系粘性体の抵抗力(N), T, S, v, c はシリコンの場合と同じである。ブタン系とシリコン系を比べると図 8.5.4 のようになる。シリコン系はブタン系に比べて 1/9 から 1/5 の耐力であり、環境温度が低いほどその差は大きくなっているのは、ブタン系の温度依存性が大きいからである。

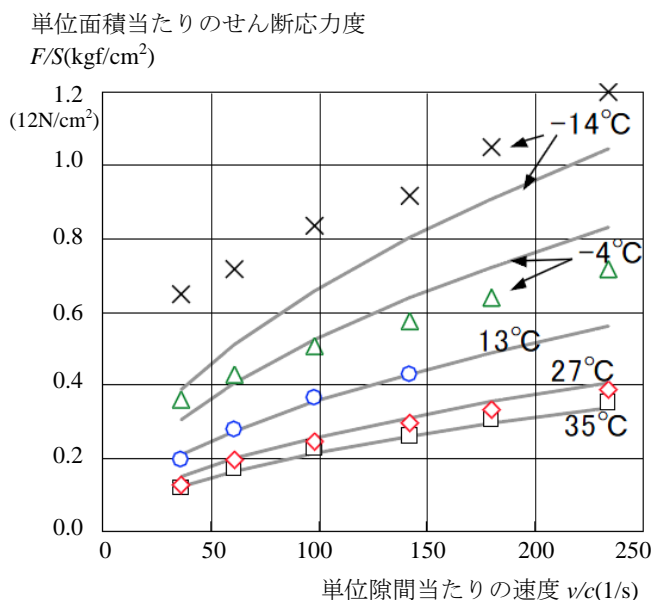


図 8.5.3 粘性体制震壁設計式と実験結果との比較

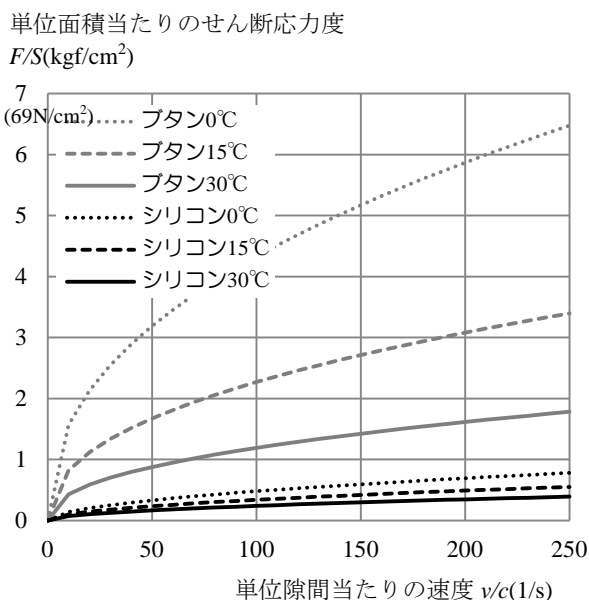


図 8.5.4 ブタン系とシリコン系の粘性体制震壁の耐力比較

8.5.2 振動台実験

実験に用いた試験体は伝統軸組をモデル化した 3.75m×2.25m の 1 スパン×1 スパン架構であり、高さは約 5m である。屋根については試験体には取り入れず、コンクリートマス (5,600kg×2 個) を設置した。ダンパーを設置した実験は図 8.5.5 に示すように、架構詳細の異なる 3 つの試験体モデルについて実施した。基本ケースはモデル A であり、基本となる軸組の長辺方向の各構面に各 1 基、計 2 基のダンパーを設置したものである。モデル B はモデル A から内法貫を取除いたもの、モデル C は更にモデル B の既存の大引を取除いて端部を機械的なピンとする鉄骨製の 大引を設置したものである。モデル B は内法貫の影響、モデル C は大引の端部固定度の影響を調べるために行った。なお、以下ではダンパー効果の比較のために、モデル A からダンパーを取除いた試験体ケースの結果を「ダンパー無」として示す。モデル C の大引端部接合部の柱への定着は既存のホゾ内をボルト貫通し、両側から挟み込む方式とした。モデル C ではダンパーの減衰力を直接測定するために大引軸方向にロードセルを設置している。

実験に用いた粘性体制振壁は図 8.5.2 に示したように振動台上に粘性体に入った容器を固定し、大引に固定した抵抗板をこの粘性体の中に挿入している。大引へのダンパーの固定法は鉄板で挟み込む方式とした。この設置法は木造試験体を傷つけないため採用したものである。モデル C では鉄骨の大引に対しての同様の固定法を実施した。ダンパーの容器と抵抗板の隙間は $c=5\text{mm}$ とし、せん断面積(図 8.5.2 斜線部両面)は 1 基あたり $S=7833\text{cm}^2$ とした。ダンパー中央部には隙間を一定にするためのスペーサーが設置されている。可動ストロークは $\pm 50\text{mm}$ としたが、今回の実験では最大でも $\pm 20\text{mm}$ 程度である。なお、本実験の制御対象は試験体長辺方向の 1 方向であり、加振も 1 方向にしか行わない。ダンパーの面外方向の変形に対しては特に考慮していない。

実験は京都大学防災研究所の 3 次元振動台を用いて実施した。全実験を通してダンパーの温度は 23 度から 31 度であり、ほぼ気温の推移と同じである。ダンパーの加振に伴う温度上昇は最大



モデル A : 基本モデル
さらにモデル A からダンパーを除いたモデルを「ダンパー無」モデルとする。

モデル B : 内法貫撤去モデル
モデル A から上部の貫を撤去して、建物特性を変化させる。

モデル C : 内法貫撤去モデル
モデル A から上部の貫および下部の大引を撤去して、建物特性を変化させる。

図 8.5.5 試験体モデル

でも 0.2 度以下で無視できる。これは減衰エネルギー自体が小さいことに加えて、ダンパーの表面積が大きいのですぐに放熱してしまうためである。

まず、0.3Hz から 20Hz の成分を含む振幅 20cm/s^2 のスイープ波加振の結果を用いて振動台加速度に対する頂部加速度の伝達関数を計算した。結果を図 8.5.6 に示す。ダンパーの有無により固有振動数(剛性)は影響されず、減衰のみが付加されており、ピーク値が半分程度に低減されることがわかる。内法貫を取除いたモデル B, C はモデル A に比べ若干剛性が低下しているが、大局的にみて大きな差はない。

地震波加振における応答波形の一例として Kobe NS 波 125cm/s^2 入力に対する加速度応答波形および変位応答波形を図 8.5.7 に示す。加速度は頂部の加速度、変位は振動台に対する頂部の相対変位を示す。地震波は観測記録の振幅を定数倍して入力した。ダンパーの設置により加速度・変位ともに低減された。特に、変位に対する低減効果は高く、約 1/2 になる。

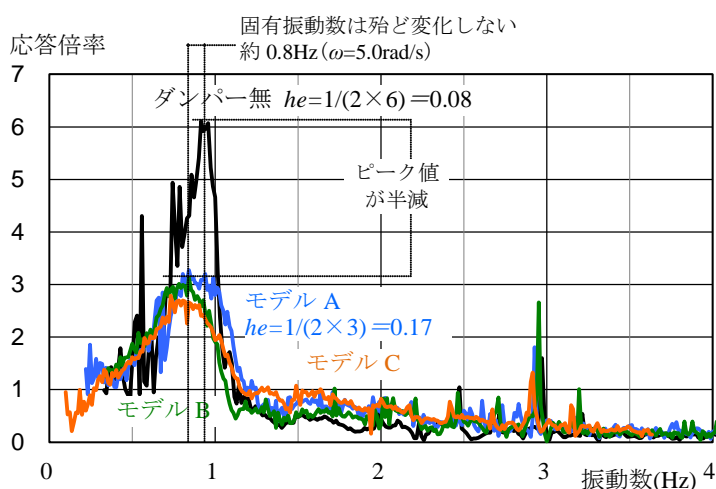
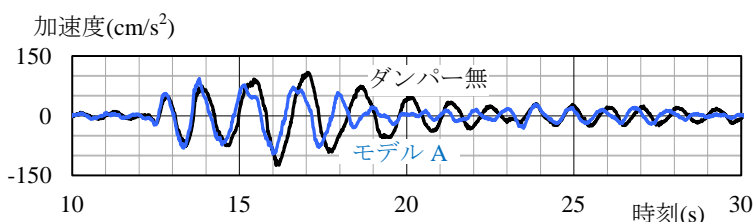
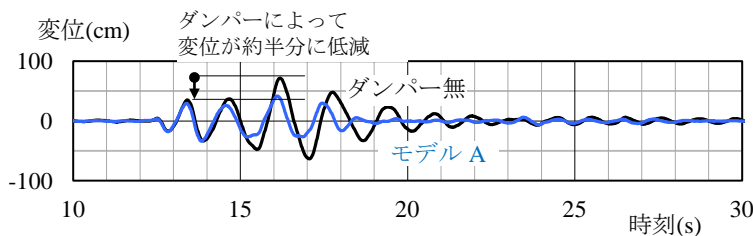


図 8.5.6 伝達関数(振幅 20cm/s^2 スイープ)

モデル A では
 加速度 $20 \times 3 = 60\text{cm/s}^2$
 $f = 0.8\text{Hz}$ より $\omega = 5.0\text{rad/s}$, $v = 11.9\text{cm/s}$
 モード効率 $r = 0.19$ からダンパーの速度 $v_D = 2.3\text{cm/s}$
 隙間 $c = 0.5\text{cm}$ より $v_D/c = 4.6\text{cm/s}$
 v/c が小さな領域では設計式が検証できていないので、計算値の 0.2 倍とすれば、
 抵抗力 $F_D = 0.15t(1.47\text{kN})$
 $C = F_D/v_D = 0.065\text{ts/cm}(0.66\text{kNs/cm})$
 $m = 11.2t = 0.011\text{ts}^2/\text{cm}$ より
 ダンパー $h = rC/(2m\omega) = 0.56$ 程度
 高さ補正より $h = 0.1$ が増分となる。
 $0.08 \rightarrow 0.18$ 伝達関数から計算される 0.17 と良く対応する。



(a) 加速度波形



(b) 変位波形

図 8.5.7 JMA Kobe 波 125cm/s^2 応答波形

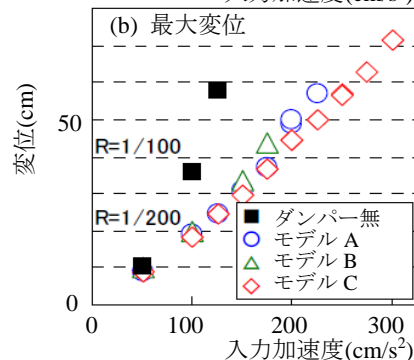
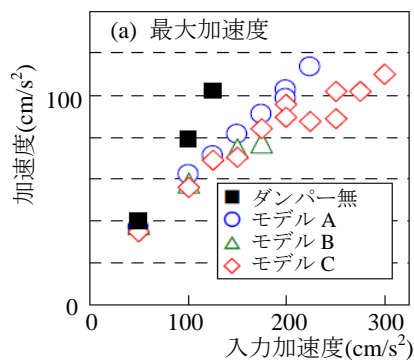


図 8.5.8 TAFT 波に対する最大応答

また、Taft EW 波に対して入力加速度と最大応答値を図 8.5.8 にまとめた。ダンパーの効果により、 100cm/s^2 を越える入力に対して層間変位は約半分、加速度も約 7 割に低減される。ダンパーを設置したケースの中では大きな差は無いもののモデル C の制震効果が最も高い。これは試験体の剛性が下がることで長周期化による入力低減効果と全体におけるダンパー部の変形量の割合が増加することによる付加減衰量の増加による結果であると考えられる。

柱一貫部の復元力特性をダンパーの有無で比較した。結果を図 8.5.9 に示す。復元力は頂部の加速度から換算して求めた。応答振幅が同程度になる実験結果を選択しているため、各モデルについて入力地震動は異なっている。図 8.5.6 の伝達関数と同様、剛性は殆ど変わらずに減衰だけが増加している様子が確認できる。変位が 40mm 程度の大きなところではモデル A→B→C の順に剛性が小さくなる傾向が見られる。また、減衰量はモデル C が最も大きい。

モデル C では大引の軸力を測定することにより、ダンパーの減衰力がわかっている。この値を(1)式で算出される解析値と比較した。 $\text{Hachinohe } 275\text{cm/s}^2$ に対する結果を図 8.5.10 に比較して示す。なお、(1)式には剛性が含まれないが、本ダンパーは僅かに剛性を持つ。このため、図 8.5.10 の解析値には実験値から同定された 0.16kN/mm の剛性を加えている。解析値と実験値は概ね対応しているといえる。

8.5.3 シミュレーション解析

本試験体は 図 8.5.6 の伝達関数から 1 質点の振動モデルで模擬できることがわかる。1 質点の質量を頂部変位に対して設定すれば、質量は 13200kg となる。一方、図 8.5.9 におけるダンパーが無いときの履歴特性に基づき、復元力として、図 8.5.11 に示す非線形バネと 4.5% の初期剛性比例型減衰を与えることとした。この 1 質点モデルに対して応答解析を行った結果を実験結果と比較して図 8.5.12(a)に示す。入力は El Centro NS 波 225cm/s^2 である。変位、加速度ともに解析結果の方が小さめではあるが十分特性を模擬しているといえる。

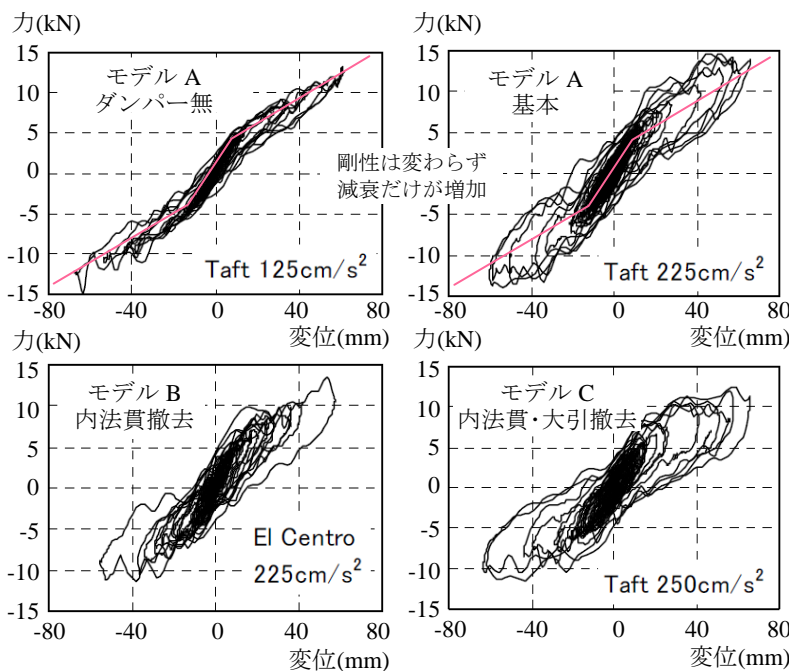


図 8.5.9 復元力応答

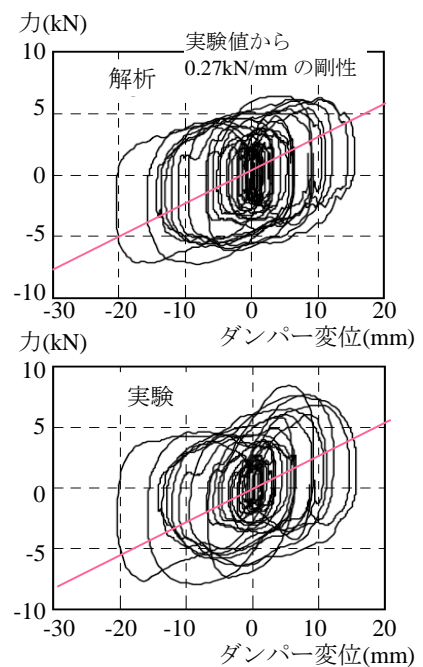


図 8.5.10 減衰力応答

次に、上記モデルにダンパー要素を組み込み、モデル A のシミュレーション解析を行う。ダンパーのモデルは(8.5.1)式を用いる。 $T=30$ 度とすれば、

$$F = 2330v^{0.53} \quad (8.5.3)$$

となる。いま、質量を頂部位位に対して設定しているが、(8.5.3)式はダンパー設置部の速度 v に対して得られている。このため、ダンパー設置部の頂部に対するモード比を r とすれば、全体系に対する減衰力の式は

$$\bar{F} = 2330r \left(\frac{\bar{v}}{r} \right)^{0.53} \quad (8.5.4)$$

となる。ここで記号の上線は全体系における値であることを示す。直線モードを仮定すれば $r=850/4000$ であるが、実際は弾性変形やガタによりダンパーでの変形量はこの値よりも小さくなる。実測結果に基づく上記値に対して 9 割であった。このため、本解析においては $r=850/4000 \times 0.9=0.19$ とした。解析結果を図 8.5.12(b)に示す。入力はダンパー無しのものと同じ El Centro NS 波 225cm/s^2 を用いた。ダンパー無しの結果同様、変位、加速度ともに解析結果の方が小さめではあるが十分特性を模擬できている。

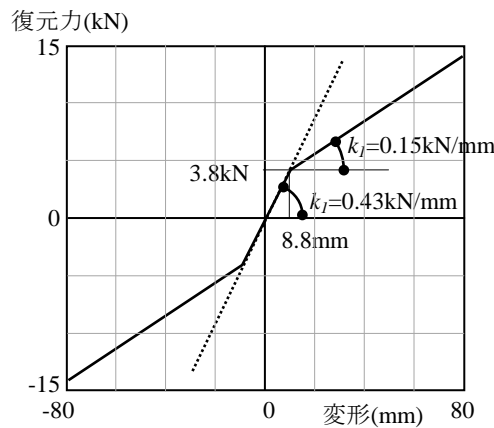


図 8.5.11 建物復元力モデル

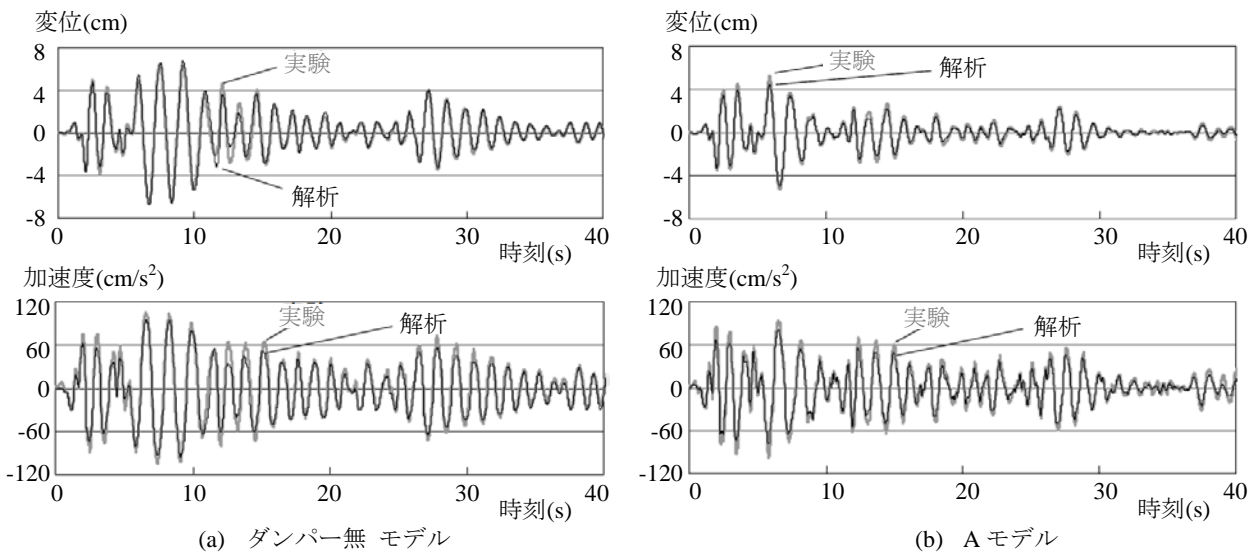


図 8.5.12 解析と実験結果の比較

以上から、次の知見が得られた。

- 1) 固有振動数（剛性）に影響を与えずに減衰のみを付加することができる。
- 2) 加速度，変位ともに低減することができ，特に変位は約半分に低減することができる。
- 3) ダンパー特性がほぼ設計式と対応する。
- 4) 試験体は1質点モデルで十分精度よく模擬することができる。
- 5) ダンパー設計式に基づくダンパーモデルを組込むことによりダンパー付の試験体を模擬することができる。

すなわち、床下にせっちされた粘性体制振壁補強は伝統木造の架構形式の特長を活かし、減衰のみを効果的に付加することができ、また、その特性がほぼ設計式で模擬できるため、容易に制震効果を予測することができる。

8.6 伝統木造の免震

伝統木造に免震構造を採用する目的は、地震に対する補強あるいは必要な性能を確保することは勿論であるが、その他に、伝統的な構法のみで現行の耐震規定を満足させることを可能にできることも大きな採用理由である。著者の担当した伝統建築の免震事例を表 8.6.1 および図 8.6.1～3 にまとめる。見えがかりを重視することからは、壁に現代的な鋼板系の耐力要素を内蔵させる耐震工法も可能であるが、この3事例では伝統技術の継承からオリジナルな構法のみで建築を成立させることへの想いも採用の理由である。伝統的木造建築の免震設計のポイントとして、①免震周期、②風による変形、③耐久性などがある。

①免震周期：免震構造は免震装置によって建物の長周期化を図るものであり、免震周期 T は建物質量 M と免震層剛性 K によって次式となる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (8.6.1)$$

ここで、標準的な免震装置である積層ゴムの場合、ゴムのせん断弾性係数を G 、層厚さを H 、断面積を A 、面圧を σ_0 とすれば、 σ_0 で建物を支えた時の剛性 K は

$$K = \frac{GA}{H} = \frac{GW}{H\sigma_0} \quad (8.6.2)$$

したがって免震周期は重力加速度を g として、

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g} \frac{H\sigma_0}{GW}} = 2\pi \sqrt{\frac{H\sigma_0}{gG}} \quad (8.6.3)$$

ここで標準的な積層ゴムデータとして $H=20\text{cm}$ 、 $G=4\text{kg/cm}^2$ (39N/cm^2) を用いて $g=980\text{cm/s}^2$ をあわせて代入すれば、免震周期 $T(\text{s})$ は、次式のように積層ゴム面圧 $\sigma_0(\text{kg/cm}^2)$ の関数となる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{H\sigma_0}{gG}} = 2 \times 3.14 \sqrt{\frac{20\sigma_0}{980 \times 4}} = 0.45\sqrt{\sigma_0} \quad (8.6.4)$$

$$\therefore \sigma_0 = 4.9T^2 \quad (8.6.5)$$

すなわち積層ゴム支承で4秒以上の免震を実現するには、 $\sigma_0 \geq 4.9 \times 4^2 = 80\text{kg/cm}^2$ (780N/cm^2) とする。免震の移動量、たとえば 50cm を安定して稼働するには支承ゴム直径は最低 60cm は必要である。また2次形状係数を5とするには、ゴム直径は $5 \times 20 = 100\text{cm}$ となる。直径を 60cm とすれば、1基当たりの負担荷重は $0.08 \times (\pi/4) \times 60^2 = 230\text{t}$ (2250kN) 以上とすることになる。通常の木造建築では1柱あたり数トンから数十トン程度であるので、これは実現不可能である。表 8.6.1 の実施例に見られるように、伝統木造の免震で用いられる免震支障は積層ゴムに代わって転がり系や滑り系が主流となる。これらは、建物重量に関係なく長周期化が容易に実現できる。

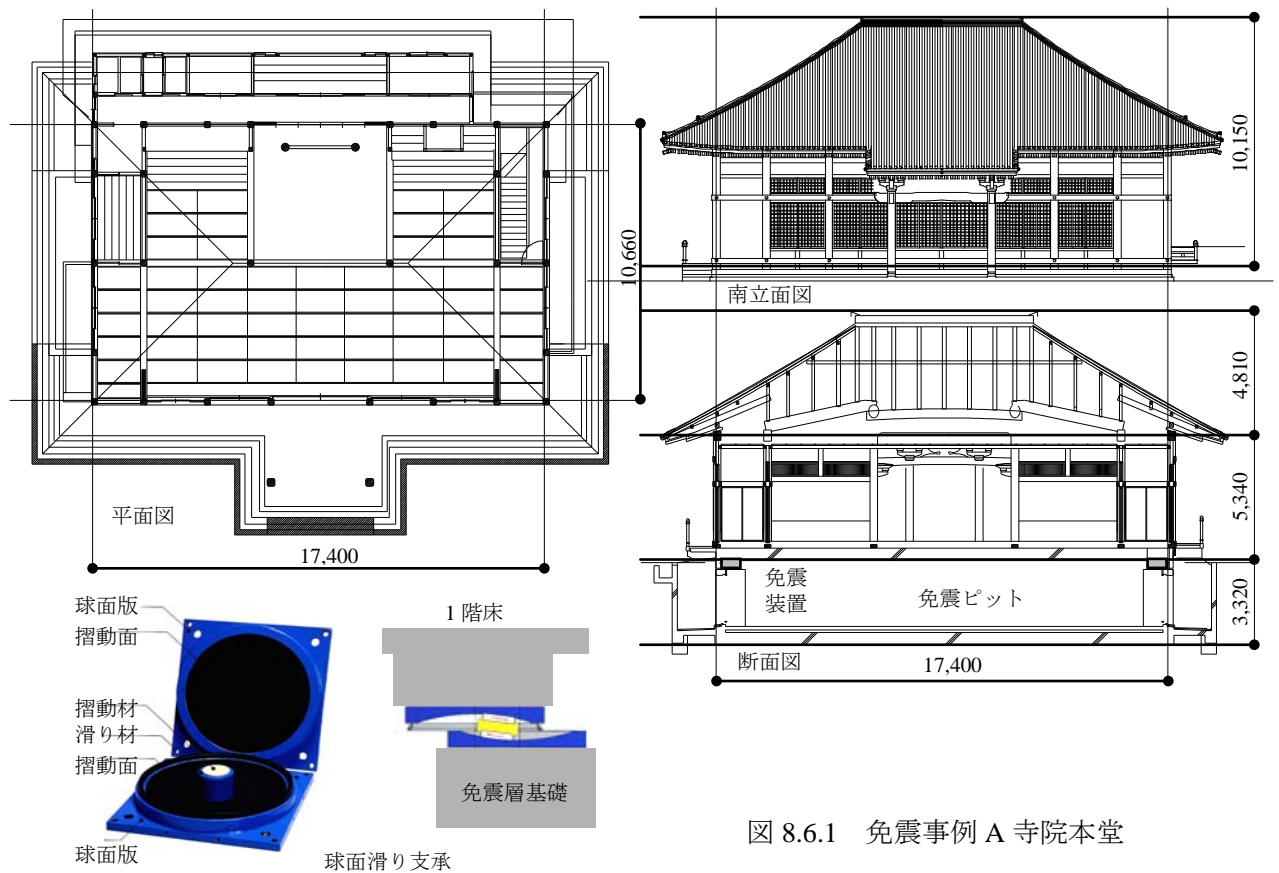
②風による変形：軽い建物で長周期化を図ると免震層の剛性は小さくなる。この時、風圧力に対しても建物が移動しやすくなるので、風揺れなどの不快振動や強風後の残留変形などの問題が

生じる。風に対する抵抗力を増すには、トリガー装置を設けたり、建物重量を大きくすることが効果的である。上部建物が純木造である場合の重量増は難しいため、免震装置の取り付く1階の床スラブをRCとして重量を確保することが行われる。表 8.6.1 の3事例とも1階床をRCとして十分な重量を与えている。

③耐久性：伝統的木造建築は文化財に見られるように定期的に屋根葺き替えから始まって、必要な部材取り替えや補強が繰り返されて、木造としては逆説的に長寿命が保たれている。したがって、補修や取り替えのできない1階床スラブや免震層に使用する鉄筋コンクリートは当初から高耐久性のある材料を採用する。たとえば、コンクリートは耐久性改善剤を添加した500年コンクリートとしたり、鉄筋はかぶり厚さを大きくするか、エポキシ塗装するなどの工夫が施される。また、現在最新の機械装置である免震装置も建物寿命から見ると、更新される可能性があるため、基礎や1階躯体との取り付け部にアタッチメントを設けるなど、将来の必要に応じた取り替えを可能にする納まりを考慮することが望まれる。

表 8.6.1 伝統木造建築の免震事例

建物名	工事種別	所在地	高さ m	延床 m ²	竣工年 改修年	免震装置		
						支承材	復元材	減衰材
A 寺院本堂 ⁷	新築	京都	10	23	2005	球面滑り支承		
B 神社本殿	改修	滋賀	6	13	2006	ボールアイソレータ	オイルダンパー	
C 宮殿建物 ⁸	復元	奈良	27	858	2010	直動転がり支承	積層ゴム	粘性壁



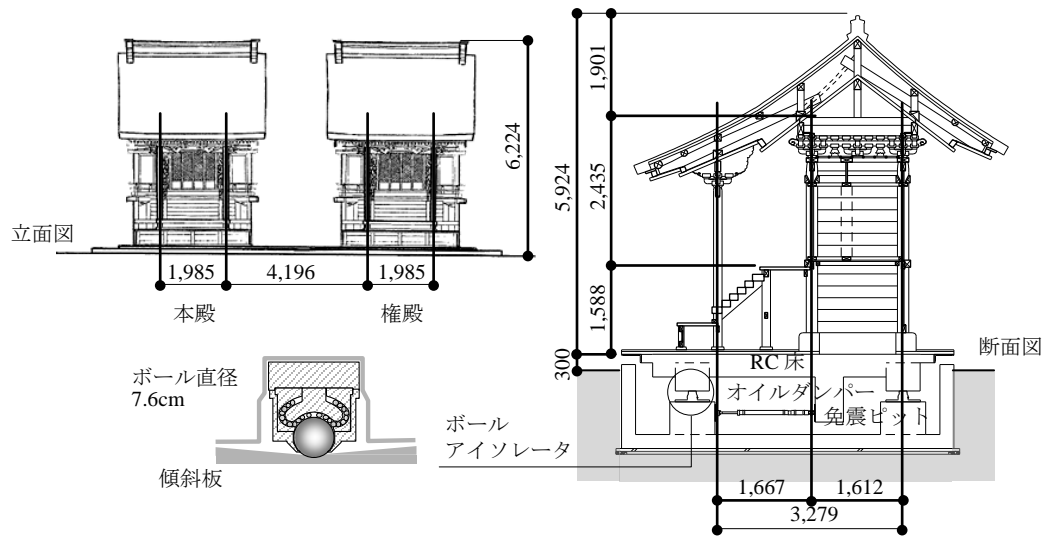


図 8.6.2 免震事例 B 寺院本堂

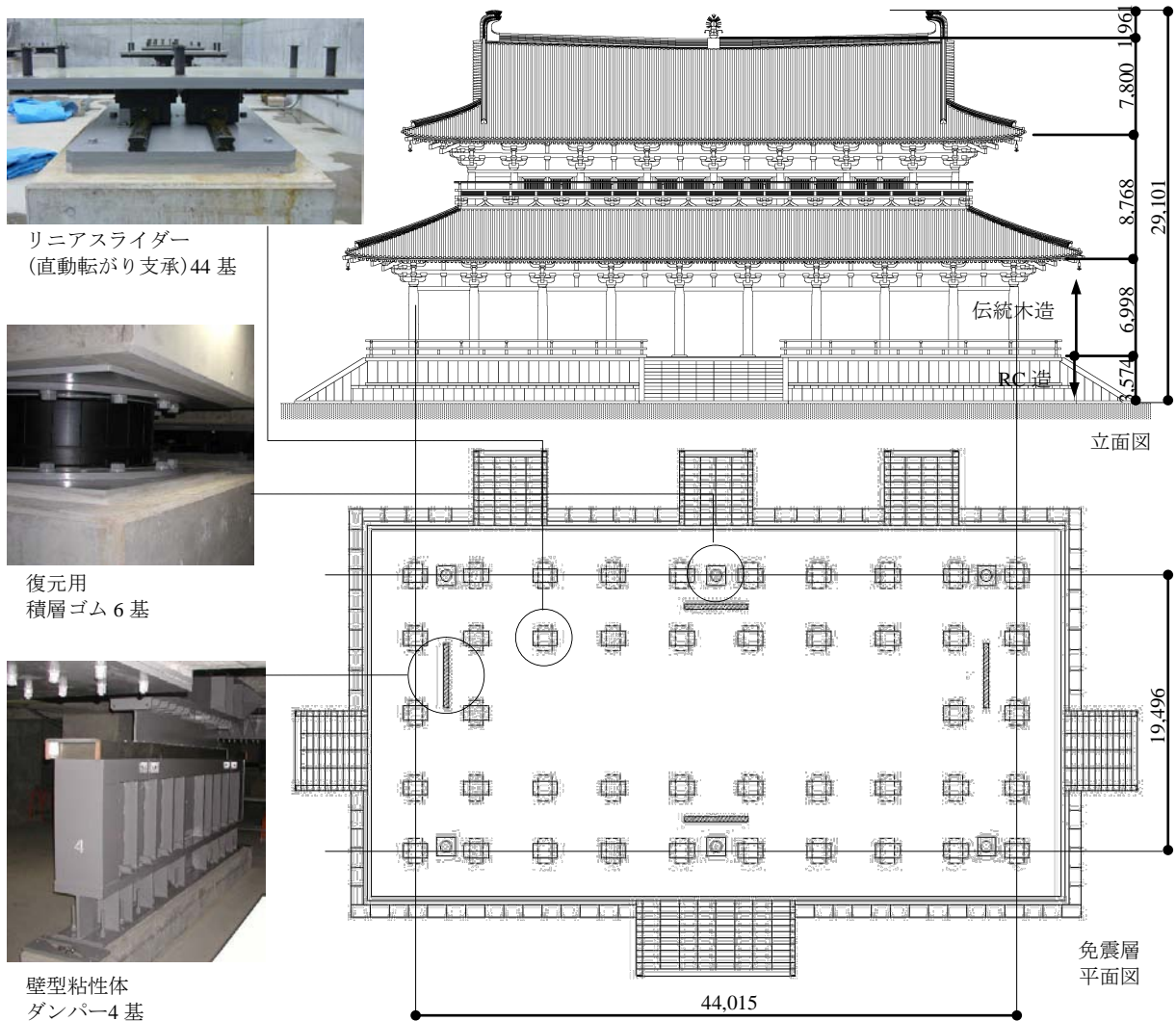


図 8.6.3 免震事例 C 宮殿建物

第9章 設計法の提案

伝統木造に限らずこれまでのいわゆる設計法は、設計と解析の相補性を利用して、ややもすれば「直観的」に設定された部材配置や部材断面を解析して、検定作業によってその安全性を確認する方法がとられている。本研究でも以上の章では復元力特性の設定方法や、限界耐力計算法など解析的なテーマを論じてきた。本章では、従来の設計法マニュアル¹に見られるような、設計解析例を提示するのでもなく、計算指針²に見られるようなモデル化の説明に終始するのでもなく、以上の耐力式を用いて、所定の变形制限を満足する設計解を直接的に与える方法を提案する。

9.1 設計のフロー

二階建てを想定した耐震設計のフローを図9.1.1にまとめる。

一般に、建物の耐震性能は、最大変形、最大耐力、最大吸収エネルギーなどを用いて記述される。高い変形性能を特長とする、伝統木造では、最大変形あるいは吸収エネルギーが耐震性の指標となる。まず、耐震クライテリアとして、目標とする限界層間変形角を設定する。

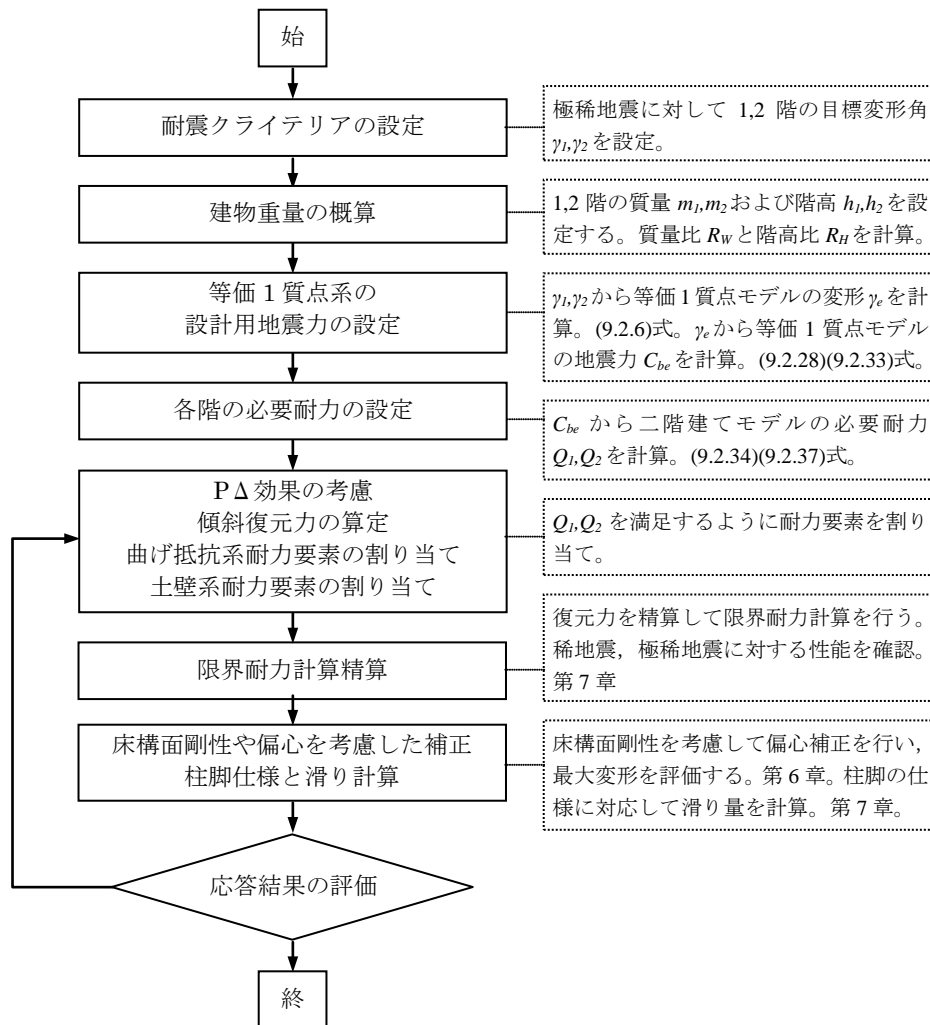


図9.1.1 設計フロー

例えば、基準法の対象外であるが、重要文化財の耐震診断基準³を参考にして、限界変形の目安を表9.1.1のようにまとめることができる。ここで、中地震動、大地震動は建築基準法施行令告示で規定される稀地震動、極稀地震動にそれぞれ対応している。

次に建物重量と階高を設定して、限界耐力計算の考え方をを用いると、等価1質点モデルの指定された変形に対応した設計用せん断力係数を与えることができる。その後、等価1質点モデルを2質点に展開することで、各階の必要耐力が計算できる。

各階の必要耐力を満足するように曲げ抵抗系要素および土壁抵抗系要素割り当てる場合、建築計画から柱梁の配置が決めるるので、耐力として曲げ抵抗系要素がすぐにカウントされ、不足分を土壁系耐力要素で補うことになる。

以上の必要せん断力の設定や耐力要素の割り当ては、極稀地震動について行い、最終的に変位ステップ毎の復元力を用いて限界耐力計算をおこなって、稀地震の応答を併せて確認する。床構面剛性や偏心などによる変形増大についても結果確認となるので、限界耐力計算とともに判定繰り返しループとなるが、耐力割り当てで幾分の余裕度を考慮することで、繰り返しを無くすことも可能である。

さらに、必要耐力の設定に柱脚の滑りを考慮することも出来るが、設計方針として、上部構造は柱脚固定で設計して、柱脚の納まりのために滑り量を計算することとしたい。

表 9.1.1 限界変形の目安

		損傷なし	機能維持	倒壊しない	倒壊の危険性がある
		損傷 限界	機能 限界	安全 限界	倒壊 限界
		1/120	1/60	1/30	1/15
被害状況 の目安	軸組	損傷なし。仕口の緩みが生じることがある。	変形が生じる	大きな変形が生じるが倒壊しない	倒壊する危険性がある。
	雑作	一部が破損することがある。	破損・落下する恐れがあるが、 reuse して復旧可能。	過半が損壊して、失われる可能性がある。	破損・落下する。
	土壁	殆ど被害が生じない。	亀裂を生じ、塗り替えが必要となることがある。	落下し、壁下地も損壊する。	亀裂を生じ、崩壊落下する危険性がある。
	安全性	安全。	安全に退避できる。	生命に重大な危害を及ぼさない。	危険。
	機能性	機能継続。	根本的な修理を必要とせず、当面使用できる。	使用できない。	使用できない。
無被害水準	大地震動時				
機能維持水準	中地震動時	大地震動時			
安全確保水準	中地震動時			大地震動時	
復旧可能水準	中地震動時				大地震動時

9.2 地震力の設定

9.2.1 等価1質点系の設計用変形角の設定

設計クライテリアは前節のように変形角で代用できるので、目標とする地震時応答変形を設定する。本節では二階建て建物を等価1質点系として地震力を計算するので、まずは、1,2階それぞれの設計変形角を等価1質点系の変形角に置き換える。第7章の限界耐力計算の定式化から等価1質点系の応答変位 Δ と等価高さ H_e から変形角 γ_e は、図9.2.1の記号を用いて、次のようになる。

$$\gamma_e = \frac{\Delta}{H_e} \quad (9.2.1)$$

下指標 e は等価1質点モデルの諸元を意味する。ここで、

$$\Delta = \frac{m_1 \delta_1^2 + m_2 \delta_2^2}{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2}, \quad H_e = \frac{m_1 \delta_1 H_1 + m_2 \delta_2 H_2}{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2} \quad (9.2.2)$$

したがって、

$$\gamma_e = \frac{\Delta}{H_e} = \frac{m_1 \delta_1^2 + m_2 \delta_2^2}{m_1 \delta_1 H_1 + m_2 \delta_2 H_2} \quad (9.2.3)$$

1,2階の変形角を γ_1, γ_2 とすれば、

$$\gamma_1 = \frac{\delta_1}{h_1}, \quad \gamma_2 = \frac{(\delta_2 - \delta_1)}{h_2} \quad (9.2.4)$$

また、1,2階の質量比と階高比を

$$R_W = \frac{m_2}{m_1}, \quad R_H = \frac{h_2}{h_1} \quad (9.2.5)$$

と表せば、(9.2.1)式は、次式となる。

$$\begin{aligned} \gamma_e &= \frac{m_1 \delta_1^2 + m_2 \delta_2^2}{m_1 \delta_1 H_1 + m_2 \delta_2 H_2} = \frac{(h_1 \gamma_1)^2 + R_W (h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2)^2}{(h_1 \gamma_1) h_1 + R_W (h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2) (h_1 + h_2)} \\ &= \frac{\gamma_1^2 + R_W (\gamma_1 + R_H \gamma_2)^2}{\gamma_1 + R_W (\gamma_1 + R_H \gamma_2) (1 + R_H)} \\ &= \frac{(1 + R_W) \gamma_1^2 + 2 R_W R_H \gamma_1 \gamma_2 + R_W R_H^2 \gamma_2^2}{(1 + R_W + R_W R_H) \gamma_1 + (1 + R_H) R_W R_H \gamma_2} \end{aligned} \quad (9.2.6)$$

(9.2.6)式によって、クライテリアに基づいて指定された1,2階の変形 γ_1, γ_2 に対応させて、限界耐力計算の等価1質点系の目標変形 γ_e を設定することができる。計算に用いるパラメータは1,2階の質量比 R_W と階高比 R_H である。

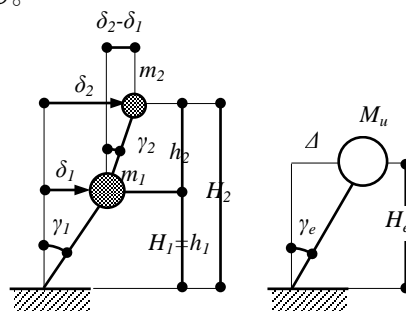


図9.2.1 1質点への置換

式を操作するためにこのような表現を行っているが、実際の計算では δ_1, δ_2 などを順次計算していけばよい。

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_e$ の大小関係を調べると、

$$\begin{aligned} \gamma_e - \gamma_1 &= \frac{(1 + R_W)\gamma_1^2 + 2R_W R_H \gamma_1 \gamma_2 + R_W R_H^2 \gamma_2^2}{(1 + R_W + R_W R_H)\gamma_1 + (1 + R_H)R_W R_H \gamma_2} - \gamma_1 \\ &= \frac{R_W R_H \gamma_1 + R_W R_H^2 \gamma_2}{(1 + R_W + R_W R_H)\gamma_1 + (1 + R_H)R_W R_H \gamma_2} (\gamma_2 - \gamma_1) \end{aligned} \quad (9.2.7)$$

$$\begin{aligned} \gamma_e - \gamma_2 &= \frac{(1 + R_W)\gamma_1^2 + 2R_W R_H \gamma_1 \gamma_2 + R_W R_H^2 \gamma_2^2}{(1 + R_W + R_W R_H)\gamma_1 + (1 + R_H)R_W R_H \gamma_2} - \gamma_2 \\ &= \frac{(1 + R_W)\gamma_1 + R_W R_H \gamma_2}{(1 + R_W + R_W R_H)\gamma_1 + (1 + R_H)R_W R_H \gamma_2} (\gamma_1 - \gamma_2) \end{aligned} \quad (9.2.8)$$

したがって、 $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_e$ の大小関係は次のようになる。

$$\begin{aligned} \gamma_1 > \gamma_2 &: \gamma_1 > \gamma_e > \gamma_2 \\ \gamma_1 = \gamma_2 &: \gamma_1 = \gamma_e = \gamma_2 \\ \gamma_1 < \gamma_2 &: \gamma_1 < \gamma_e < \gamma_2 \end{aligned} \quad (9.2.9)$$

現実的な組合せとして、 $(R_W, R_H) = (1, 1), (1, 0.8), (0.5, 0.8)$ の場合について(9.2.6)式を計算すると、図9.2.2のようになる。図は γ_2 をパラメータとして、 γ_1 と γ_e の関係を示している。何れの場合も $\gamma_1 = \gamma_2$ であれば $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_e$ となっていることがわかる。

さらにこの点を境にして、(9.2.9)式のように、 $\gamma_1 > \gamma_2$ であれば $\gamma_1 > \gamma_e > \gamma_2$ となり $\gamma_1 < \gamma_2$ であれば $\gamma_1 < \gamma_e < \gamma_2$ となっている。すなわち1階先行降伏 $\gamma_1 > \gamma_2$ の場合は $\gamma_1 > \gamma_e > \gamma_2$ 、2階先行降伏 $\gamma_1 < \gamma_2$ の場合は $\gamma_1 < \gamma_e < \gamma_2$ となる。何れにしても、等価1質点系の γ_e は1,2階の変形 γ_1, γ_2 の中間となる。

以上のように、限界耐力計算では応答値と整合するように周期、剛性などの応答諸元を決定するが、変形角を指定することで、応答結果が指定されるので、等価1質点モデルの動力学諸元が計算できる。(9.2.6)式では等価モデルの応答変位 Δ と等価階高 H_e から変形角 γ_e を求めた。同様に、1,2階の指定応答変形角 γ_1, γ_2 から等価階高 H_e と等価質量 M_e は、次のように表わすことができる。

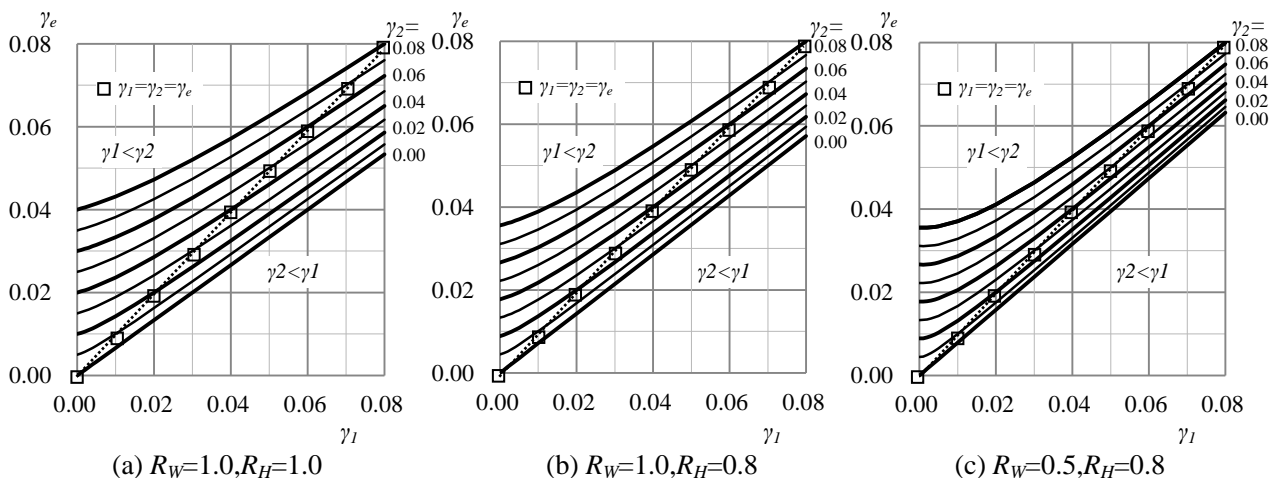


図9.2.2 等価1質点系 γ_e の計算

$$H_e = \frac{m_1 \delta_1 H_1 + m_2 \delta_2 H_2}{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2} = \frac{(h_1 \gamma_1) h_1 + R_W (h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2) (h_1 + h_2)}{h_1 \gamma_1 + R_W (h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2)} \quad (9.2.10)$$

$$= \frac{(1 + R_W + R_W R_H) \gamma_1 + (1 + R_H) R_W R_H \gamma_2}{(1 + R_W) \gamma_1 + R_W R_H \gamma_2} h_1$$

$$M_e = \frac{(m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2)^2}{m_1 \delta_1^2 + m_2 \delta_2^2} = \frac{\{h_1 \gamma_1 + R_W (h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2)\}^2}{(h_1 \gamma_1)^2 + R_W (h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2)^2} m_1 \quad (9.2.11)$$

$$= \frac{(1 + R_W)^2 \gamma_1^2 + 2(1 + R_W) R_W R_H \gamma_1 \gamma_2 + R_W^2 R_H^2 \gamma_2^2}{(1 + R_W) \gamma_1^2 + 2 R_W R_H \gamma_1 \gamma_2 + R_W R_H^2 \gamma_2^2} m_1$$

とくに 1,2 階の指定応答変形角が等しい ($\gamma_1 = \gamma_2$) の場合,

$$\frac{H_e}{h_1} (\gamma_1 = \gamma_2) = \frac{1 + R_W (1 + R_H)^2}{1 + R_W (1 + R_H)} \quad (9.2.12)$$

$$\frac{M_e}{m_1} (\gamma_1 = \gamma_2) = \frac{(1 + R_W + R_W R_H)^2}{1 + R_W (1 + R_H)^2} \quad (9.2.13)$$

図 9.2.2 と同様に $H_e/h_1, M_e/m_1$ を $(R_W, R_H) = (1, 1), (1, 0.8), (0.5, 0.8)$ の場合について計算すると図 9.2.3 および図 9.2.4 のようにまとめられる。

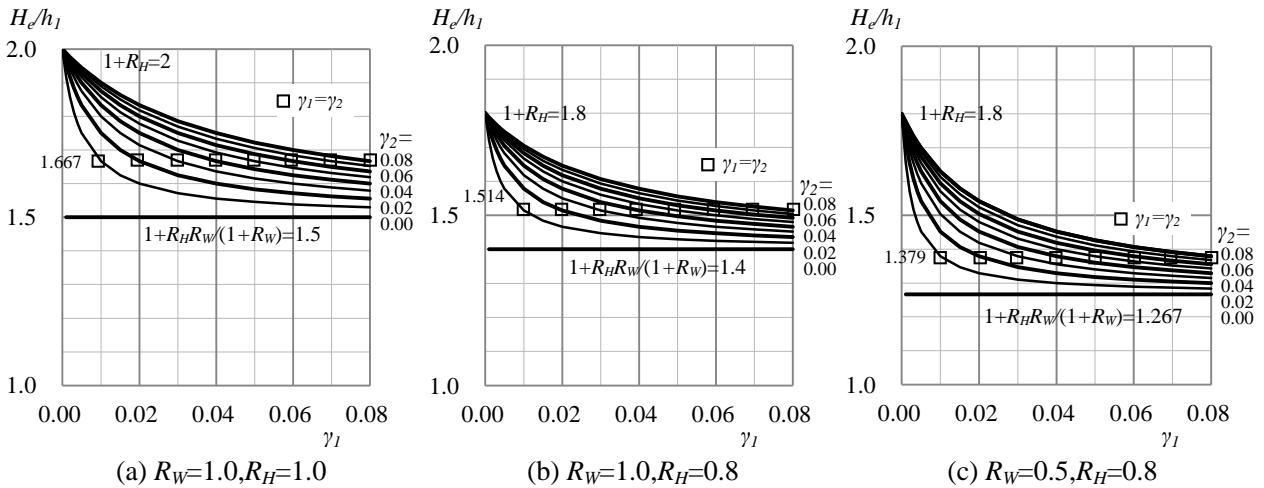


図 9.2.3 H_e/h_1

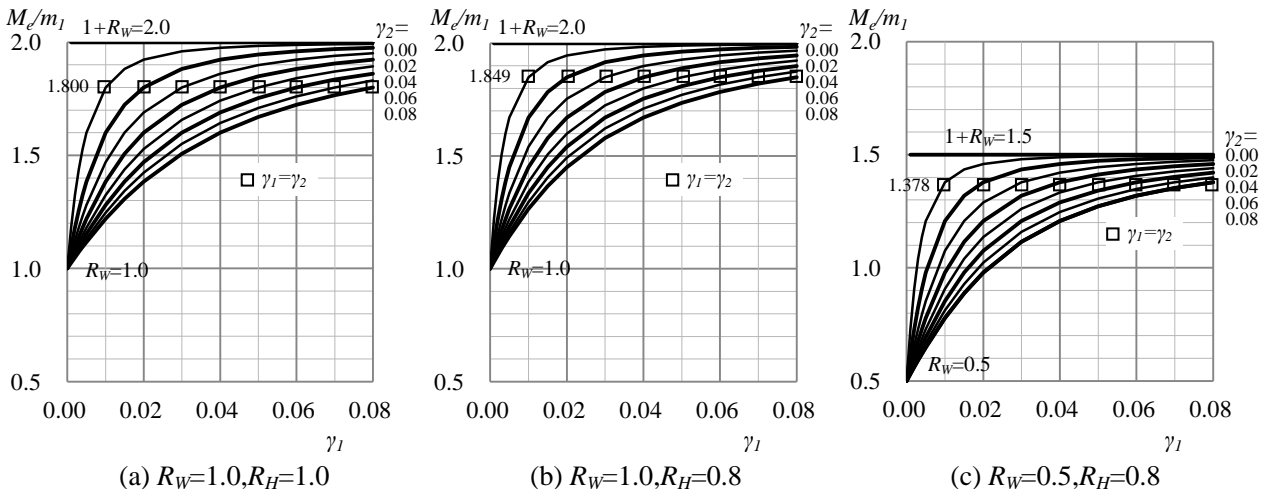


図 9.2.4 M_e/m_1

9.2.2 等価1質点系の設計用地震力の設定

極稀地震に対して指定された安全限界変形となるための必要保有耐力を限界耐力計算の考え方をを用いて計算する。ここで安全限界変形としては、基準法の範囲では1/30であるが、耐震補強等場合によっては1/20とすることもできる。

本節では二階建てモデル直接ではなく、縮約された等価1質点モデルを扱う。すなわち、1,2階で指定された変形によって、(9.2.6)式で与えられる等価1質点系モデルの変形に対応するせん断力を以下のようにして計算する。なお、本節では簡単のため、混乱しない範囲で第7章の記号の下指標を変更省略している。

(9.2.2)の第2式で表される縮約された等価1質点の等価階高を H_e 、次式の質量に対応する重量を $W_e = gM_e$ として、

$$M_e = \frac{m_1\delta_1 + m_2\delta_2}{\Delta} = \frac{(m_1\delta_1 + m_2\delta_2)^2}{m_1\delta_1^2 + m_2\delta_2^2} \quad (9.2.14)$$

図9.2.5のようなバイリニアの復元力を想定して、保有耐力 Q_e を求める。 γ_0 は履歴減衰を計算するための初期剛性を与えるパラメータであり、追って検討を加える。

変形 γ_e の等価周期を T_e とすれば

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{W_e/g}{Q_e/\gamma_e H_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{W_e \gamma_e H_e}{g Q_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_e H_e}{g C_e}} \quad (9.2.15)$$

ここで $C_{be} = Q_e/W_e$ はせん断力係数をあらわす。

極稀告示スペクトル

$$S_A = S_0 G_s F_h p q Z \quad (9.2.16)$$

の各パラメータは次のように表される。

加速度応答スペクトル S_0 は通常 $T_e > 0.64$ 秒と考えるとよいので、

$$S_0 = \frac{5.12}{T_e} \quad (9.2.17)$$

地盤増幅 G_s については、周期が長い場合、

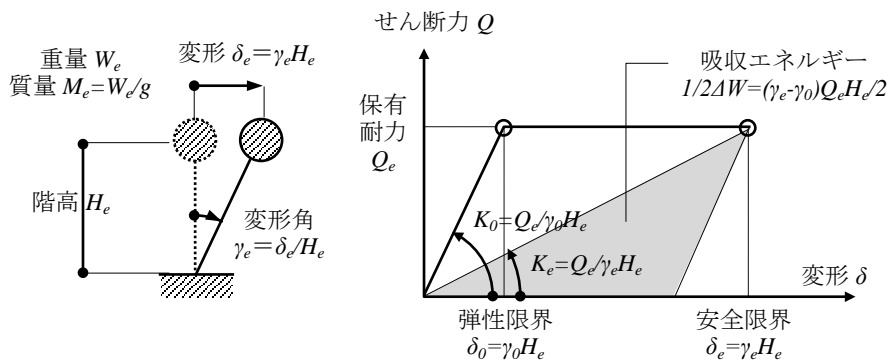


図9.2.5 1質点バイリニアモデル

第1種地盤

$$T_e \geq 0.64 : G_s = 1.35 \quad (9.2.18)$$

第2種地盤

$$T_e > 0.864 : G_s = 2.025 \quad (9.2.19)$$

第3種地盤

$$T_e > 1.152 : G_s = 2.7 \quad (9.2.20)$$

とそれぞれ表されるが、耐力 C_{be} が大きくなると、周期が短くなるため、第2種、第3種地盤では次の場合も考える必要がある。

第2種地盤(中周期)

$$0.64 \leq T_e < 0.864 : G_s = 1.5 \frac{T_e}{0.64} \quad (9.2.21)$$

第3種地盤(中周期)

$$0.64 \leq T_e < 1.152 : G_s = 1.5 \frac{T_e}{0.64} \quad (9.2.22)$$

建物の減数定数 $h=h_{eq}+h_0$ は、 $h_0=0.05$ 、 $h_{eq}=\Delta W/4\pi W$ であるので、

$$h = \frac{(\gamma_e - \gamma_0)Q_e H_e}{4\pi\gamma_e H_e Q_e / 2} + 0.05 = \frac{\gamma_e - \gamma_0}{2\pi\gamma_e} + 0.05 = 0.209 - 0.159 \frac{\gamma_0}{\gamma_e} \quad (9.2.23)$$

したがって、加速度低減率 F_h は

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} = \frac{1.5}{1.5 + \frac{5(\gamma_e - \gamma_0)}{\pi\gamma_e}} = \frac{0.3}{0.3 + \frac{\gamma_e - \gamma_0}{\pi\gamma_e}} = \frac{0.3\pi}{(0.3\pi + 1) - \frac{\gamma_0}{\gamma_e}} = \frac{0.942}{1.942 - \frac{\gamma_0}{\gamma_e}} \quad (9.2.24)$$

二階建ての縮約なので $p=0.85$ 、 $q=1.0$ とすれば(9.2.16)式は、

$$S_A = S_0 G_s F_h p q Z = \frac{5.12}{T_e} \times G_s \times F_h \times 0.85 \times 1.0 \times Z = \frac{4.352 G_s F_h Z}{T_e} \quad (9.2.25)$$

となる。

さらに $T_e > 0.64$ (1種地盤), 0.864 (2種地盤), 1.152 (3種地盤) の範囲では、地盤増幅 $G_s = G$ (定数) と書けるので、(9.2.25)式は(9.2.15)式を用いて、

$$S_A = \frac{4.352 G F_h Z}{T_e} = 0.693 G F_h Z \sqrt{\frac{g C_e}{\gamma_e H_e}} \quad (9.2.26)$$

加速度 S_A によるせん断力は $Q_e = W_e/g \cdot S_A$ なのでせん断力係数は $C_{be} = Q_e/W_e = S_A/g$

$$C_{be} = \frac{S_A}{g} = 0.693 G F_h Z \sqrt{\frac{C_{be}}{g\gamma_e H_e}} \quad (9.2.27)$$

両辺を2乗すると、

$$C_{be} = \frac{(0.693 G F_h Z)^2}{g\gamma_e H_e} \quad (9.2.28)$$

ここで、 $G=1.35$ (1種地盤)、 2.025 (2種地盤)、 2.7 (3種地盤) であり、 F_h は(9.2.24)式による。

(9.2.28)式はせん断力係数が階高さと変形角の積すなわち変形に反比例することを意味してい

る。少し書きなおすと

$$g\gamma_e H_e C_{be} = (0.693 G F_h Z)^2 \quad (9.2.29)$$

(9.2.26)式から速度応答スペクトル S_V は

$$S_V = \frac{S_A}{2\pi/T_e} = \frac{T_e}{2\pi} \frac{4.352 G F_h Z}{T_e} = \frac{4.352}{2\pi} G F_h Z = 0.693 G F_h Z \quad (9.2.30)$$

(9.2.29)の両辺に $M_e/2$ を乗じると、

$$\begin{aligned} \frac{M_e}{2} g\gamma_e H_e C_{be} &= \frac{M_e}{2} (0.693 G F_h Z)^2 \\ \frac{1}{2} (g M_e C_{be}) (\gamma_e H_e) &= \frac{M_e}{2} (0.693 G F_h Z)^2 \\ \therefore \frac{1}{2} Q_e \delta_e &= \frac{1}{2} M_e S_V^2 \end{aligned} \quad (9.2.31)$$

すなわち(9.2.28)式は弾性エネルギーが運動エネルギーに等しいことを表わしている。

一方(9.2.21),(9.2.22)式の第2種および第3種地盤の中周期の範囲では共に、 $G_s=1.5T_e/0.64$ であるので、

$$S_A = \frac{4.352 G_s F_h Z}{T_e} = \frac{4.352 \times \frac{1.5 T_e}{0.64} F_h Z}{T_e} = 10.2 F_h Z \quad (9.2.32)$$

$$C_{be} = \frac{S_A}{g} = 1.04 F_h Z \quad (9.2.33)$$

すなわち、等価周期が十分に大きい場合は、(9.2.28)式より、 C_{be} は H_e に反比例し、周期が短くなると(9.2.30)式より C_{be} は一定となる。また、地盤種別が2または3では、 $T_e < 0.64$ の場合は、 $S_0=8, G_s=1.5$ となるので、 $S_A=8 \times 1.5 \times F_h \times 0.85 \times 1.0 \times Z=10.2 F_h Z$ となって、(9.2.32)式がそのまま適用できる。すなわち、(9.2.33)式は $T_e < 0.864$ の中短周期で成立する。

具体的なパラメータ計算にかかる前に、以上の議論の仮定である、図9.2.5の完全弾塑性近似について検討しておく。実際の復元力は図9.2.6のように、折れ線バイリニアではなく早い段階で剛性が低下する曲線モデルである。この曲線モデルを直線バイリニアに近似する場合は、同図に説明されるように、初期剛性を少し劣化させる必要がある。

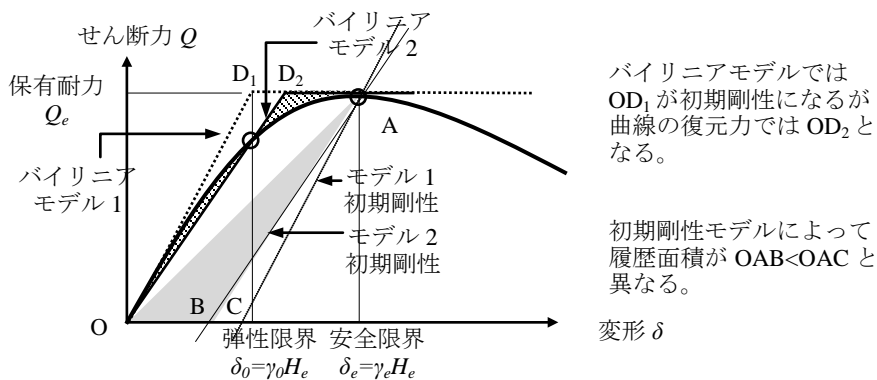


図 9.2.6 バイリニア近似モデル

初期剛性の評価によって履歴減衰が変わるので応答結果に影響がでる。単純なバイリニアモデルを用いた以上の議論では初期剛性すなわち γ_0 の設定については保留しておいた理由がここにある。実際の曲線モデルで与えられる復元力特性を用いた場合は $\gamma_0=1/120$ とされている。そのモデルと等価な直線バイリニアで地震力の設定を行うに当たっては、 $\gamma_0=1/120$ とすることは減衰を大きく評価し、危険側の判断となる。

適切な γ_0 の設定は、弾性限を $1/120$ と設定すれば、地震力計算に用いるバイリニア等価1質点モデルでは、 $1/120$ を曲線復元力の最大耐力(目標変形に対応した耐力)と $1/120$ 耐力の比で割り増すこととなる。この値は耐力要素で異なり、第4章および第5章の復元力から計算すれば、全面壁で1.2、垂壁付き柱で3.0、垂壁腰壁付き柱で2.0、柱ほぞで2.0、雇い竿車知止めで1.8程度となる。すなわち全面壁などの壁で1.2、小壁付き柱を含む曲げ変形が支配的な要素では小壁を中心に考えると2.5と見込まれる。小壁付き柱を含む曲げ耐力要素のウェイトが大きくなるにつれて、 γ_0 は大きくなるので、履歴減衰は小さくなる。例えば壁が60%、曲げが40%とすれば、 $0.6 \times 1.2 + 0.4 \times 2.5 = 1.72$ となるので、 $\gamma_0 = 1/120 \times 1.72 = 1/70$ となる。少し安全を見て以下では $\gamma_0 = 1/60$ を採用することとする。

$Z=1.0$, $\gamma_0=1/60$, $\gamma_e=1/20, 1/25, 1/30$, $H_e=3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0\text{m}$ とした計算結果を表9.2.1~3, 図9.2.7~9に示す。とくに $\gamma_0=1/60$, $\gamma_e=1/30, 1/20$ とすれば、地盤種別に応じて必要せん断力係数が表9.2.4のようにまとめられる。地盤種別による差は、長い周期では(9.2.28)式のように増幅率の2乗に比例するので、地盤種別1の1.35を基準にすれば、地盤種別2では $(2.025/1.35)^2 = 2.25$ 倍、地盤種別2では $(2.7/1.35)^2 = 4$ 倍となる。表9.2.4によれば、地盤種別2の $H_e=2.5\text{m} \sim 3\text{m}$ や地盤種別3の $H_e=2.5\text{m} \sim 5\text{m}$ では(9.2.32)式で決まるのでそこまで大きくはない。

二階建てモデルの等価高さは設計例などからも分かるように4.5m前後であるので、表9.2.4によれば標準的な地盤種別2の場合設計用ベースシアは $1/30$ 変形で0.57, $1/20$ 変形で0.31となる。等価1質点系モデルを2質点系に置き換えると、1階せん断力は同じであるが、等価1質点系の質量は2質点系の1,2階の和より若干小さいので、2質点系のベースシアは等価1質点系モデルよりも小さくなる。したがって、木造二階建てのベースシアは目標変形に応じて約0.3~0.5程度であると考えられる。この値は保有耐力設計の D_s に対応しているので、0.25~0.50, RC造0.3~0.55と比較すれば木造であってもS造やRC造と同等である。

表 9.2.1 C_{be} ($Z=1.0$, 地盤種別 1)

γ_0	γ_e	H_e	2.5m	3m	3.5m	4m	4.5m	5m
1/60	1/30	C_{be}	0.457	0.381	0.326	0.286	0.254	0.229
		T_e	0.86	1.03	1.20	1.37	1.54	1.71
		計算式	$C_{be}=1.143/H_e$					
	1/25	C_{be}	0.340	0.284	0.243	0.213	0.189	0.170
		T_e	1.09	1.31	1.52	1.74	1.96	2.18
		計算式	$C_{be}=0.851/H_e$					
	1/20	C_{be}	0.245	0.204	0.175	0.153	0.136	0.122
		T_e	1.43	1.72	2.01	2.29	2.58	2.87
		計算式	$C_{be}=0.612/H_e$					

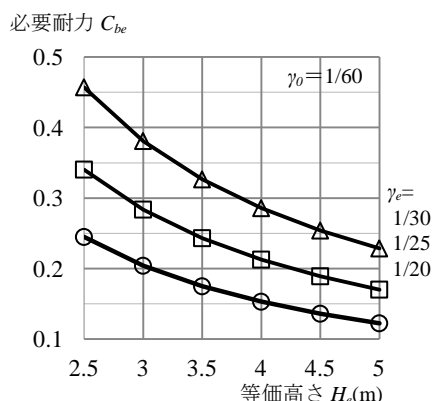


図 9.2.7 C_{be} ($Z=1$, 地盤種別 1)

表 9.2.2 C_{be} ($Z=1.0$, 地盤種別 2)

γ_0	γ_e	H_e	2.5m	3m	3.5m	4m	4.5m	5m
1/60	1/30	C_{be}	0.680	0.680	0.680	0.643	0.571	0.514
		T_e	0.57	0.69	0.80	0.91	1.03	1.14
		計算式	$C_{be}=0.680$			$C_{be}=2.571/H_e$		
	1/25	C_{be}	0.642	0.638	0.547	0.479	0.426	0.383
		T_e	0.73	0.87	1.02	1.16	1.31	1.45
		計算式	$C_{be}=0.642$	$C_{be}=1.915/H_e$				
	1/20	C_{be}	0.551	0.459	0.394	0.344	0.306	0.275
		T_e	0.96	1.15	1.34	1.53	1.72	1.91
		計算式	$C_{be}=1.377/H_e$					

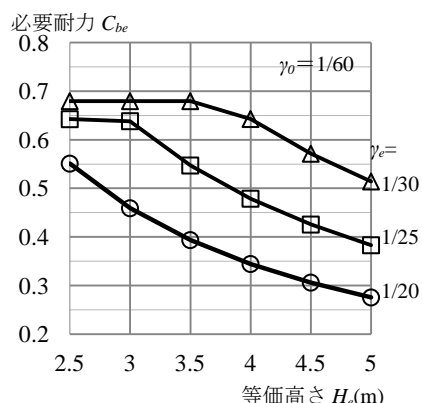


図 9.2.8 C_{be} ($Z=1$, 地盤種別 2)

表 9.2.3 C_{be} ($Z=1.0$, 地盤種別 3)

γ_0	γ_e	H_e	2.5m	3m	3.5m	4m	4.5m	5m
1/60	1/30	C_{be}	0.680	0.680	0.680	0.680	0.680	0.680
		T_e	0.43	0.51	0.60	0.69	0.77	0.86
		計算式	$C_{be}=0.680$					
	1/25	C_{be}	0.642	0.642	0.642	0.642	0.642	0.642
		T_e	0.54	0.65	0.76	0.87	0.98	1.09
		計算式	$C_{be}=0.642$					
	1/20	C_{be}	0.609	0.609	0.609	0.609	0.544	0.490
		T_e	0.72	0.86	1.00	1.15	1.29	1.43
		計算式	$C_{be}=0.609$				$C_{be}=2.449/H_e$	

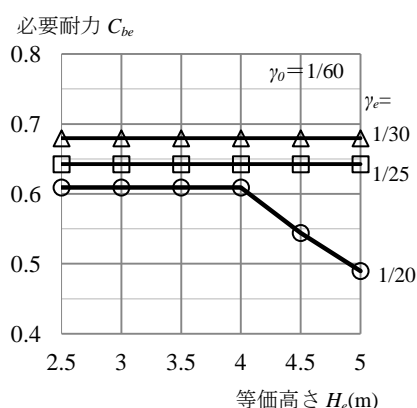


図 9.2.9 C_{be} ($Z=1$, 地盤種別 3)

表 9.2.4 C_{be} ($Z=1.0$, $\gamma_0=1/60$, $\gamma_e=1/30$)

(a) $\gamma_e=1/30$

階高 H	2.5m	3m	3.5m	4m	4.5m	5m
地盤種別 1	0.457	0.381	0.326	0.286	0.254	0.229
地盤種別 2	0.680	0.680	0.680	0.643	0.571	0.514
地盤種別 3	0.680	0.680	0.680	0.680	0.680	0.680

(b) $\gamma_e=1/20$

階高 H	2.5m	3m	3.5m	4m	4.5m	5m
地盤種別 1	0.245	0.204	0.175	0.153	0.136	0.122
地盤種別 2	0.551	0.459	0.394	0.344	0.306	0.275
地盤種別 3	0.609	0.609	0.609	0.609	0.544	0.490

9.2.3 各階の設計用地震力の設定

等価1質点系のベースシアーク C_{be} と2質点系のベースシアーク C_b や1,2階のせん断力 Q_1, Q_2 は第7章の定式化から以下のように与えることができる。まず等価1質点系のせん断力と2質点系の1階のせん断力が等しいので、

$$\begin{aligned} Q_1 = C_{be}W_e = gC_{be} \frac{(m_1\delta_1 + m_2\delta_2)^2}{m_1\delta_1^2 + m_2\delta_2^2} &= m_1gC_{be} \frac{(\delta_1 + R_W\delta_2)^2}{\delta_1^2 + R_W\delta_2^2} \\ &= C_{be}W_1 \frac{(1 + R_W)^2\gamma_1^2 + 2R_W R_H(1 + R_W)\gamma_1\gamma_2 + R_W^2 R_H^2\gamma_2^2}{(1 + R_W)\gamma_1^2 + 2R_W R_H\gamma_1\gamma_2 + R_W R_H^2\gamma_2^2} \end{aligned} \quad (9.2.34)$$

あるいはベースシアークとして

$$C_b = \frac{Q_1}{W_1 + W_2} = \frac{1}{1 + R_W} \frac{(1 + R_W)^2\gamma_1^2 + 2R_W R_H(1 + R_W)\gamma_1\gamma_2 + R_W^2 R_H^2\gamma_2^2}{(1 + R_W)\gamma_1^2 + 2R_W R_H\gamma_1\gamma_2 + R_W R_H^2\gamma_2^2} C_{be} \quad (9.2.35)$$

とくに $\gamma_1 = \gamma_2$ の場合

$$\begin{aligned} \frac{C_b}{C_{be}}(\gamma_1 = \gamma_2) &= \frac{1}{1 + R_W} \frac{(1 + R_W)^2 + 2R_W R_H(1 + R_W) + R_W^2 R_H^2}{1 + R_W + 2R_W R_H + R_W R_H^2} \\ &= \frac{\{1 + R_W(1 + R_H)\}^2}{(1 + R_W)\{1 + R_W(1 + R_H)\}^2} \end{aligned} \quad (9.2.36)$$

Q_2 は第7章(7.2.50)式から

$$Q_2 = \frac{R_W\gamma_1 + R_W R_H\gamma_2}{(1 + R_W)\gamma_1 + R_W R_H\gamma_2} Q_1 \quad (9.2.37)$$

となる。あるいは、(7.2.51)式から

$$C_2 = \frac{Q_2}{W_2} = \frac{(1 + R_W)(\gamma_1 + R_H\gamma_2)}{(1 + R_W)\gamma_1 + R_W R_H\gamma_2} C_b \quad (9.2.38)$$

ここで、 γ_1, γ_2 は1,2階の変形角、 R_W, R_H は(9.2.5)式に再掲されたように1,2階の質量比、階高比をそれぞれ表す。

とくに2階の変形を小さくして $\gamma_2 = 0$ とすれば、

$$C_b(\gamma_2 = 0) = \frac{1}{1 + R_W} \frac{(1 + R_W)^2\gamma_1^2}{(1 + R_W)\gamma_1^2} C_{be} = C_{be} \quad (9.2.39)$$

$$C_2(\gamma_2 = 0) = \frac{(1 + R_W)\gamma_1}{(1 + R_W)\gamma_1} C_b = C_b = C_{be} \quad (9.2.40)$$

逆に1階の変形を小さくして $\gamma_1 = 0$ とすれば、

$$C_b(\gamma_1 = 0) = \frac{1}{1 + R_W} \frac{R_W^2 R_H^2\gamma_2^2}{R_W R_H^2\gamma_2^2} C_{be} = \frac{R_W}{1 + R_W} C_{be} = \frac{W_2}{W_1 + W_2} C_{be} \quad (9.2.41)$$

$$C_2(\gamma_1 = 0) = \frac{1 + R_W}{R_W} C_b = C_{be} \quad (9.2.42)$$

R_W, R_H を図9.2.2と同様に設定して、(9.2.36)式および(9.2.38)式を計算すると図9.2.10および図9.2.11のようにそれぞれまとめられる。図9.2.10では(9.2.36)式で与えられる $\gamma_1 = \gamma_2$ の時の C_b/C_{be} をあわせて示している。

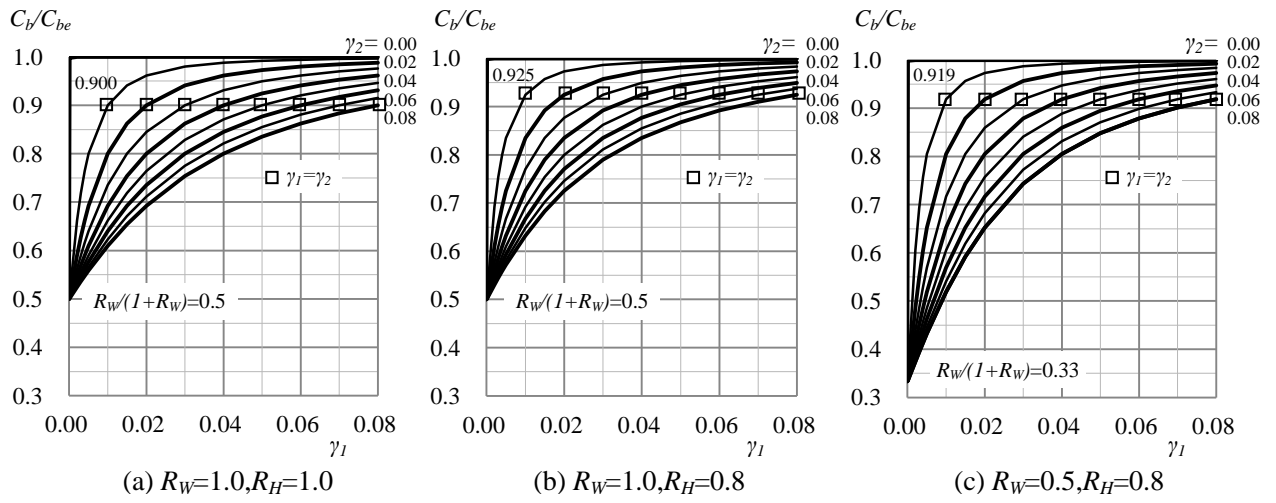


図 9.2.10 C_b/C_{be}

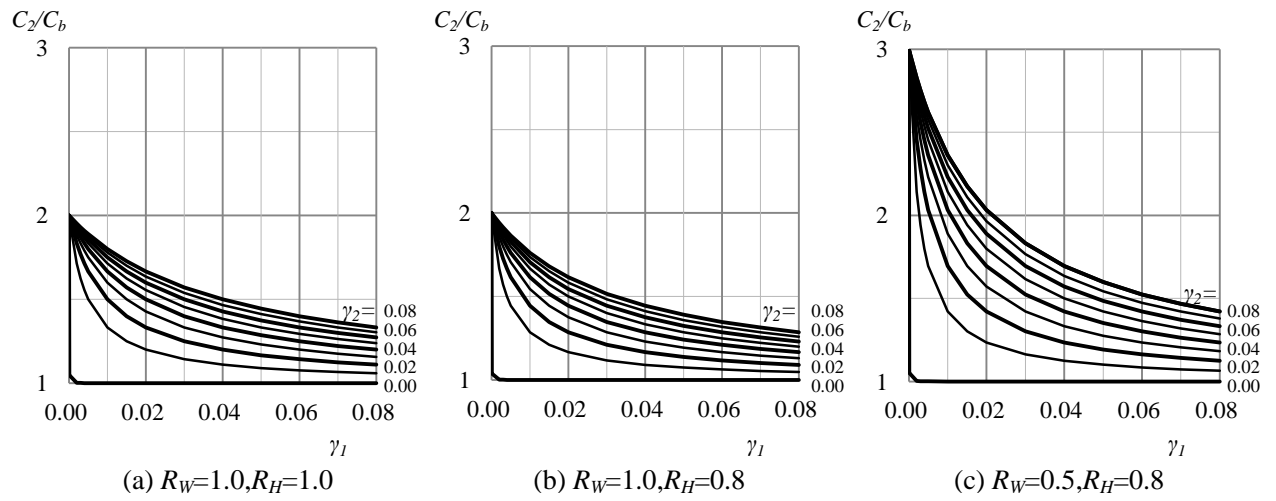


図 9.2.11 C_2/C_b

9.3 各耐力要素の割り当て

前節で計算された各階の必要耐力に対して、第2章の柱の傾斜復元力、第4章の土壁系耐力要素および第5章の曲げ抵抗系耐力要素を割り当てることになる。図9.1.1のフローに示すように、指定された変形に対して等価1質点系モデルを介して必要耐力を計算している。本節の耐力要素の割り当てとは、詳細な各変位ステップの復元力ではなく、例えば極稀地震時を想定して1/20変形時の耐力だけを対象としている。耐力要素の割り当ての後、詳細に復元力を設定して、稀地震を含めた限界耐力計算を行うので、耐力割り当ては、概略設計として大まかな扱いを許している。

9.3.1 PΔ 効果

傾斜復元力以外の耐力要素は実験データに基づいて耐力式が提案されている。PΔ効果は建物重量に依存するので、実験等で示される復元力は個々の実験におけるPΔの影響を除外している。そこで、耐力の割り当てを行う場合には、PΔの影響を除外した耐力要素を重ね合わせることで、以下のようにしてPΔを考慮する必要がある。

図9.3.1に示す変形状態では、鉛直力 ΣW が γ 変形した部材で負担されるので、 $P=\gamma\Sigma W$ の水平力が見かけ上加算される。この水平力は γ すなわち水平変形 δ に比例するので、マイナス剛性に置き換えることができる。PΔによる付加剛性 $K_{p\Delta}$ は、

$$K_{p\Delta} = -\frac{P}{\delta} = -\frac{\gamma\Sigma W}{\delta} = -\frac{\Sigma W}{H} \quad (9.3.1)$$

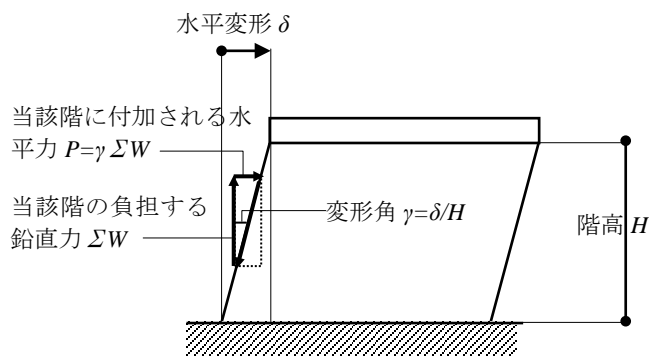


図 9.3.1 PΔ 効果の考え方

表 9.3.1 PΔ 効果を考慮した必要耐力の割増し

階	加算すべき必要耐力
2階	$\gamma_2 W_2$
1階	$\gamma_1 (W_1 + W_2)$

$W_1=1$ 階重量, $W_2=2$ 階重量
 $\gamma_1=1$ 階変形角, $\gamma_2=2$ 階変形角

すなわち $P\Delta$ による付加剛性は当該階が支える鉛直力を当該階の階高で除した値となる。伝統構法の限界耐力計算では、各変形角ステップで定義される耐力 $Q(\gamma)$ を用いて復元力が定義されるので、より直接的に $P\Delta$ を考慮した耐力 $Q^*(\gamma)$ として

$$Q^*(\gamma) = Q(\gamma) - \gamma \sum W \quad (9.3.2)$$

とすることができる。

あるいは、 γ 変形時の必要耐力に、表 9.3.1 のように計算される耐力を加算して、必要耐力を割りますと考えてもよい。

9.3.2 傾斜復元力

第2章の図 2.3.7 および図 2.3.15 に示される矩形および円形断面柱の傾斜復元力スケルトンは $P\Delta$ 効果によって顕著な負剛性を呈している。他の耐力要素では実験結果から $P\Delta$ 効果を除去した耐力を扱っている。最終的に建物重量と変形角から $P\Delta$ 効果による耐力低減あるいは必要耐力の割増を行うという手順からみれば、柱の傾斜復元力も $P\Delta$ を除去しておく方が扱いやすい。

無次元パラメータ $y=PH/WB$, $x=\delta/B$ を用いて $y=y(x)$ と表わされる傾斜復元力

$$P = \frac{y}{H}WB, \quad \delta = Bx \quad (9.3.3)$$

で $P\Delta$ 効果による水平力 $-P_{\Delta} = -W\gamma = -W\delta/H$ を除去すれば、

$$P + P_{\Delta} = \frac{y}{H}WB + \frac{\delta}{H}W = \frac{y}{H}WB + \frac{Bx}{H}W = \frac{WB}{H}(y + x) \quad (9.3.4)$$

$P\Delta$ を除去した復元力を無次元パラメータ $y_{\Delta} = (P + P_{\Delta})H/WB$ で表せば、

$$y_{\Delta} = \frac{H}{WB}(P + P_{\Delta}) = y + x \quad (9.3.5)$$

となるので無次元表現では x を加算すればよい。

矩形断面の図 2.3.7 から $P\Delta$ を除去すれば、図 9.3.2 のように表される。円形断面の場合もほぼ同様で、柱高さ と 柱径比 H/B が標準的な伝統構法住宅では 20 程度 ($H=3\text{m}, B=15\text{cm}$) なので、変形角 $\gamma=1/30$ では、 $x=\delta/B=\delta/H \times H/B=1/30 \times H/B=20/30=0.7$ となるので、この領域では端面の剛性に依存して $y_{\Delta}=0.9 \sim 0.95$ である。寺社建築では H/B が 10 程度 ($H=5\text{m}, B=50\text{cm}$) と小さく、 $\gamma=1/30$ では、 $x=\delta/B=\delta/H \times H/B=1/30 \times 10=0.33$ となって、 $y_{\Delta}=0.8 \sim 0.95$ である。

さらに、柱への鉛直荷重の載荷面を考慮すれば、 B が柱径以下となるので、無次元表示すると x がさらに大きくなって、 $P\Delta$ を除去した柱の耐力は柱高さ径比によらず $y_{\Delta}=0.9$ と見ることができる。したがって

$$P = \frac{WB y_{\Delta}}{H} = 0.9 \frac{B}{H} W \quad (9.3.6)$$

と見込まれる。すなわち有次元化すると表 9.3.2 のように負担荷重 W と柱高さ径比 B/H に依存することになる。

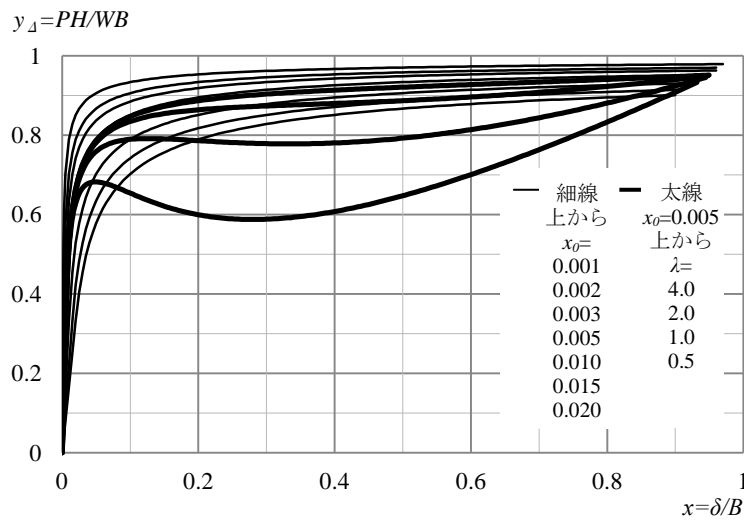


図 9.3.2 PΔ 効果を除いた矩形断面柱の復元力

表 9.3.2 PΔ 効果を除いた柱復元力

負担軸力	柱径/高さ	PΔ 効果を除いた 柱復元力
W	B/H	$0.9WB/H$

9.3.3 曲げ耐力系

建築計画上から柱や横架材の配置が決まり、伝統構法として柱梁の接合部仕様も指定されるので、接合部の曲げ抵抗モーメントに基づく曲げ耐力は構造設計以前に決定されることが多い。第5章の定式化によれば、曲げ耐力要素によるせん断力は当該階に属する接合部の曲げ抵抗モーメントの総和を階高さで除することで計算できる。基本となる標準的な接合部の曲げ耐力は、表 9.3.3 にまとめるように 1 箇所当たり 1kNm 程度であり、とくに車知止め仕様では摩擦面が増大するので、3kNm 程度を期待できる。

表 9.3.3 曲げ耐力計算のための接合部曲げ抵抗モーメント

接合部	変形角	抵抗曲げモーメント 1 箇所当たり kNm
柱ほぞ	1/30 以上	1.5
貫	1/30 以上	0.2~0.4
雇いほぞ胴栓止め	1/30 以上	0.8~1.3
雇い竿車知止め	1/30 以上	1.1~3.6

通し柱については第5章(5.3.20)式による。たとえば、1階高さ3.5m、2階高さ2.5mで柱をスギ15cm[□]、1階変形1/20、2階変形1/60とすれば、通し柱の抵抗によるせん断耐力は、 $Q_1=1.4\text{kN}$ 、 $Q_2=1.9\text{kN}$ と計算される。ここで、接合部の柱断面欠損として0.75を考慮しているが、第5章通し柱で記述したように、さらに低減を加わえる必要がある。

9.3.4 土壁耐力系

第4章にまとめられるように、土壁系要素の耐力は、壁水平断面積に基準となる単位面積当たりのせん断耐力を乗じて計算される。垂壁や腰壁の付いた柱架構も、基準となる単位面積当たりのせん断耐力と構面内の壁面積比を乗じることで求めることができる。復元力スケルトンから全面壁では1/60変形時がほぼピーク値で1/20変形時は耐力劣化領域となる。垂壁や腰壁の付いた柱の場合は、柱変形が加わるので1/20変形時耐力は最大壁耐力以下となる。ここで、基準となる単位面積当たりのせん断耐力は壁アスペクト比に支配される。

全面壁

第4章の表4.1.1によれば、1P壁の1/20変形時せん断耐力応力度は 60kN/m^2 、2P壁は 72kN/m^2 であるので両者の平均は 66kN/m^2 となる。他方表4.1.2の文化庁の耐震診断データでは1/20変形時は 60kN/m^2 である。したがって、図9.3.3のような全面壁の耐力の見積もりは、表9.3.4のように単位面積当たり1P壁で 60kN/m^2 、2P壁で 72kN/m^2 あるいは両者を平均して 66kN/m^2 などを基準とすればよい。壁アスペクト比などによる詳細な算定は、限界耐力計算で精算する場合の復元力特性の設定で考慮される。

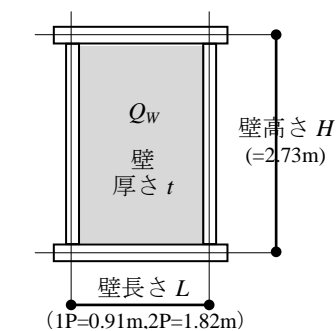


図 9.3.3 全面壁の耐力

表 9.3.4 全面壁の耐力 1/20

壁形状	全面壁の耐力 Q_w kN
1P	$60tL$
2P	$72tL$
平均	$66tL$

t =壁厚さ(m)

L =壁長さ(m)

垂壁腰壁付き柱

図9.3.4の垂壁または腰壁付きの柱架構の耐力は、まず小壁の耐力が基本となる。小壁の耐力は第4章の表4.3.1の基本値 τ_{m2} にアスペクト比による図4.3.3の補正係数 F_{R2} を乗じることで単位面積当たりの最大せん断応力度として与えられる。図4.3.3によれば、通常の小壁のアスペクト範囲である $\lambda \leq 0.5$ では F_{R2} はほぼ線形であるので、耐力は壁高さに比例することになる。概算値として小壁長さ $L=1.82\text{m}$ 、小壁高さ $h_2=0.45\text{m}$ とすれば $\lambda=0.45/1.82=0.25$ 、 $F_{R2}=0.25/(1+0.25^2)=0.24$ となるので、基準耐力は図4.3.6の $\tau_{m2}=245\text{kN/m}^2$ を用いて、表9.3.5のように $\tau=0.24 \times 245=60\text{kN/m}^2$ となる。この値は全面壁の 66kN/m^2 よりやや小さい。

一般的に第4章の(4.5.2)式で表すことができる。すなわち図9.3.4, 5の記号を使って,

$$Q = \frac{Q_{W1}h_1 + Q_{W2}h_2}{H} = \alpha_1 Q_{W1} + \alpha_2 Q_{W2} \quad (9.3.7)$$

ここで、 $\alpha_1=h_1/H$, $\alpha_2=h_2/H$ は小壁高さの階高さに対する比を表す。垂壁のみの場合は $h_2=0(\alpha_2=0)$, 腰壁のみの場合は $h_1=0(\alpha_1=0)$ とすればよい。

垂壁腰壁付き柱では、柱の曲げ変形が加算されるので、1/20変形時として(9.3.7)式の小壁耐力に表9.3.5をそのまま用いることはできない。第4章の垂壁付き柱の計算例を示す図4.4.9~14や垂壁腰壁付き柱の計算例図4.5.2~7によれば、計算条件によって左右されるが最大耐力は1/25変形で生じている。所定の1/20変形時耐力は、劣化域に入っており、最大耐力の約0.85倍程度である。すなわち表9.3.5の60を50とすればよい。したがって、小壁付き柱の耐力は表9.3.6のようにまとめることができる。

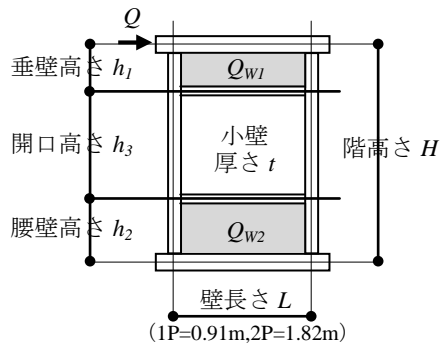


図 9.3.4 垂壁腰壁付き柱

表 9.3.5 小壁の耐力

小壁の耐力 $Q_{W1,2}$ kN
$60tL$
t =壁厚さ(m)
L =壁長さ(m)

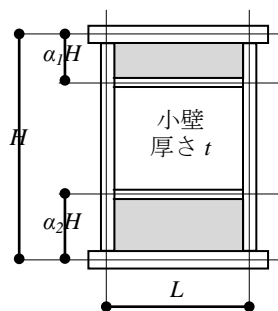


図 9.3.5 垂壁腰壁高さ

表 9.3.6 垂壁腰壁付き柱の耐力

垂壁腰壁付き柱の耐力 kN
$50(\alpha_1 + \alpha_2)tL$
t =壁厚さ(m)
L =壁長さ(m)
α_1, α_2 =小壁高さ比

9.4 例題

9.4.1 建物概要

伝統構法委員会が2012年にEディフェンスで行ったモデル⁶を例題とする。図9.4.1に示すように木造二階建ての住宅であり、部分二階となっている。屋根は瓦葺き、壁は土壁を使用している。平面図を図9.4.2に、軸組図を図9.4.3および9.4.4に示す。樹種はスギ、柱断面は通し柱150□、管柱120□であるが、平面図に特記されているように中央部分で180□や210□としている。

建築計画予め設定されている外周周りの土壁は既に記入済みである。本研究の対象としない建物の重量計算や長期荷重に対する部材設計などは委員会資料⁶に基づいている。計算に用いる各階階高さと重量を表9.4.1に示す。

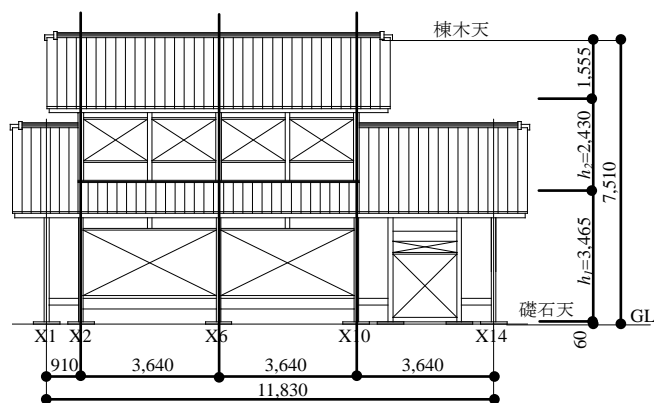


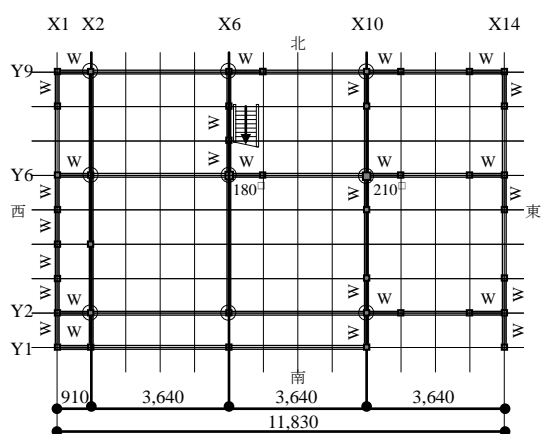
図 9.4.1 南立面図 1/200

表 9.4.1 階高および重量

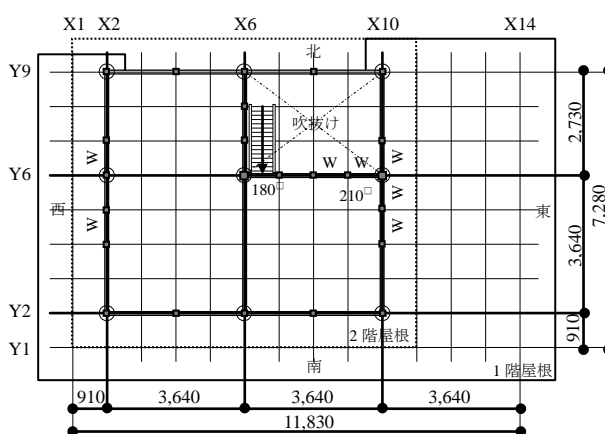
階	重量 kN	質量 t	階高 m
2階	89.6	9.14	2.430
1階	177.0	18.06	3.465
小計	266.6	27.21	5.895
基礎	109.0	11.12	
総計	375.7	38.33	

$$R_W = 89.6 / 177.0 = 0.51$$

$$R_H = 2.43 / 3.465 = 0.70$$



(a) 1階平面図



(b) 2階平面図

図 9.4.2 構造平面図 1/200

特記なき限り
 ⊙ 通し柱 150□
 □ 管柱 120□



図 9.4.3 桁行方向軸組 1/200 外壁 内壁

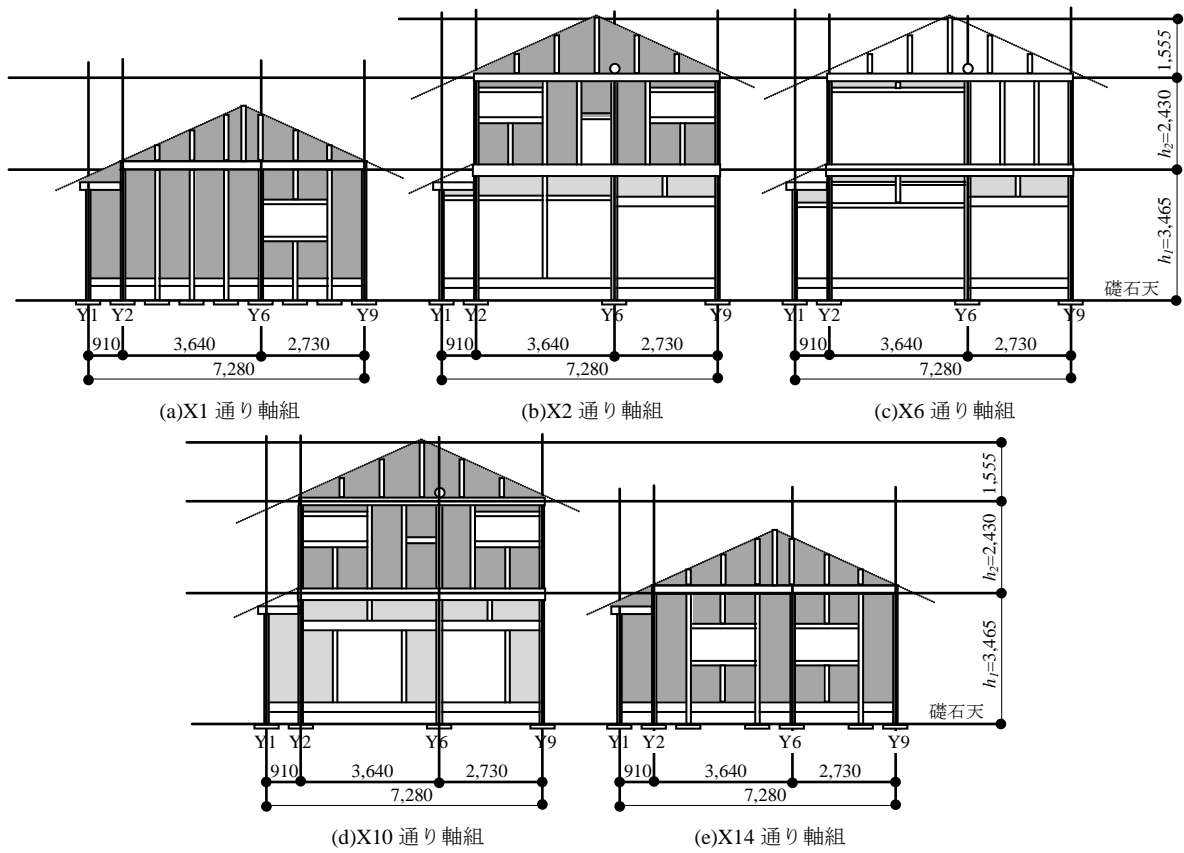


図 9.4.4 桁行方向軸組 1/200 外壁 内壁

9.4.2 必要耐力

目標とする変形角を極稀地震時1階1/20、2階1/60として、建物に必要な耐力を算定する。ここで1/20のクライテリアは検討モデルと合わせて伝統構法委員会で作成中の設計法や設計例を参考にしている⁶。第7章の7.2.3では1階、2階を同時に降伏させる設計では、設定されたせん断力の変動に対して応答変位が大きく変化するため、同時降伏の設計は注意することとしている。そこで、2階については先行降伏をさけて十分に安全な1/60とする。

前節の計算内容を表9.4.2にまとめる。ここでは、1,2階の目標変形が必要耐力に与える影響を具体的に調べるため、 γ_1 、 γ_2 のいくつかの組み合わせについて計算結果を示している。2階せん断力係数 C_2 は限界せん断力係数比による値を上回るように設定している。

設計1A~1Dは1階が1/20、設計2A~2Dは1階が1/30となるものである。

表 9.4.2 必要耐力の計算

			設計 1A	設計 1B	設計 1C	設計 1D	設計 2A	設計 2B	設計 2C	設計 2D
地域	地域係数	Z	1.0							
地盤	地盤種別	Gs	2種							
重量	2階重量	$W_2(\text{kN})$	89.60							
	1階重量	$W_1(\text{kN})$	177.00							
	建物重量	W_1+W_2	266.60							
	W_2/W_1	R_w	0.51							
階高	2階階高	$h_2(\text{m})$	2.430							
	1階階高	$h_1(\text{m})$	3.465							
	建物高さ	h_1+h_2	5.895							
	h_2/h_1	R_H	0.70							
限界比	C_2/C_b	R_{CO}	1.38							
目標変形	2階変形角	γ_2	1/20	1/60	1/90	1/120	1/30	1/60	1/90	1/120
	1階変形角	γ_1	1/20				1/30			
	弾性限	γ_0	1/60							
	2階変位	$\delta_2(\text{m})$	0.29	0.21	0.20	0.19	0.20	0.16	0.14	0.14
	1階変位	$\delta_1(\text{m})$	0.17	0.17	0.17	0.17	0.12	0.12	0.12	0.12
等価 1質点系	等価変位	$\Delta(\text{m})$	0.23	0.19	0.18	0.18	0.15	0.13	0.13	0.12
	等価重量	$W_e(\text{kN})$	248.7	263.8	265.3	265.8	248.7	260.9	263.8	265.0
	$W_e/\Sigma W$		0.93	0.99	1.00	1.00	0.93	0.98	0.99	0.99
	等価高さ	$H_e(\text{m})$	4.59	4.40	4.36	4.34	4.59	4.45	4.40	4.37
	$H_e/\Sigma h$		0.78	0.75	0.74	0.74	0.78	0.76	0.75	0.74
	等価変形角	γ_e	1/20	1/23	1/24	1/24	1/30	1/34	1/35	1/36
	等価減衰	h	0.16	0.15	0.15	0.15	0.13	0.12	0.12	0.11
	低減率	F_h	0.59	0.61	0.61	0.61	0.65	0.68	0.69	0.70
	等価周期	T_e	1.75	1.39	1.34	1.32	1.05	0.86	0.81	0.79
ベースシア	C_{be}	0.30	0.39	0.41	0.42	0.56	0.71	0.72	0.73	
2質点系	せん断力	$Q_1(\text{kN})$	74.8	103.3	108.3	110.7	139.6	185.4	190.2	192.4
		$Q_2(\text{kN})$	34.6	47.8	50.1	51.2	64.6	85.8	88.0	89.0
	せん断力係数	C_2	0.39	0.53	0.56	0.57	0.72	0.96	0.98	0.99
		C_b	0.28	0.39	0.41	0.42	0.52	0.70	0.71	0.72

地域係数 Z は 1.0, 地盤種別は 2 種を想定している。9.2.2 のように地震力の算定では等価周期によって加速度応答スペクトル S_0 と地盤増幅係数 G_s が決まっている。

表 9.4.2 の主な設計パラメータを図 9.4.5 で比較する。等価 1 質点系の重量は全重量の 0.93 から 1.0 である。2 階変形が小さい場合は 2 階重量をそのまま 1 階に加算した 1 質点系となるので重量比は 1.0 である。等価高さは 4.5m 前後である。2 階変形が小さい場合は転倒モーメントにおける 2 階のウエイトが小さく k なるので、等価高さは小さくなる。1/20 変形に対する 1/30 変形のベースシアーは約 1.8 となる。

本設計例では設計 1B を採用する。耐力データは $P\Delta$ 分を考慮しないため、必要耐力として $P\Delta$ で差し引かれる分を予め加算して、必要耐力を次のように割り増すこととする。

1 階 $Q_1=103.3+226.6/30=103.3+7.6=110.9\text{kN}$

2 階 $Q_2=47.8+89.6/30=47.8+3.0=50.8\text{kN}$

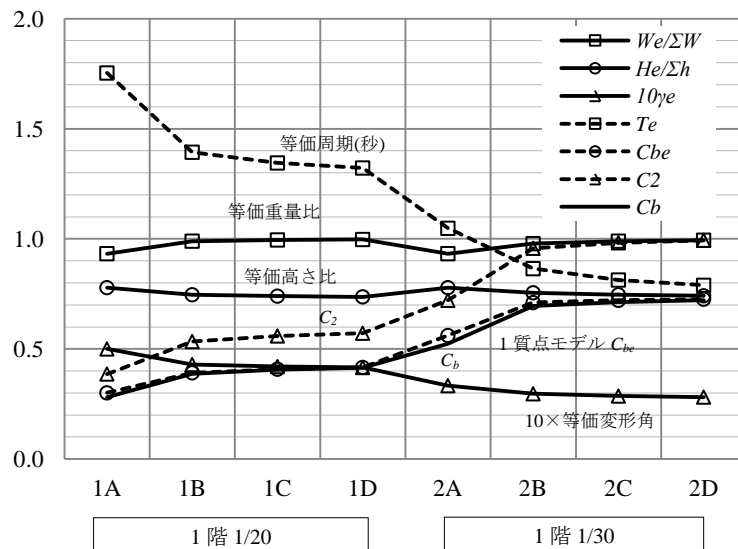


図 9.4.5 必要耐力の計算

9.4.3 必要耐力の割り当て

明らかに壁量が少なく耐力の確保が難しいと思われる桁行き方向について計算例を示す。図9.4.4では内壁と外壁の区別を明示しているが、桁行き方向では表示された内壁をすべて耐力要素として取り込むことにする。図9.4.6のように耐力要素を算定する。計算内容を表9.4.3に計算結果を表9.4.4にまとめる。

表9.4.3の計算で採用した、各要素の基準耐力は以下のように設定した。

柱長ほぞは表5.1.1の1/20耐力である $M=1.5kNm$ とし、ほぞの個数や柱高さを考慮して算定している。通し柱では全高さを採用し、1,2階とも同じ耐力を割り当てている。

横架材の端部曲げ抵抗は表5.2.3の雇い車知止めとし、梁成0.21mの1/20変形データである両端 $M=5.10kNm$ の1/2である2.55kNmを曲げ抵抗モーメントとした。

全面土壁は1Pであるので、表4.1.1の1P壁1/20耐力である単位面積あたり $60kN/m^2$ を採用している。垂壁腰壁は壁高さに応じて図4.3.5から単位面積あたりの耐力を設定した。1/20変形に対して、柱曲げ変形を考慮して1/20より小さい変形を用いるべきである。ここでは図4.3.5の1/30耐力を用いた。すなわち、小壁高さ30cmで単位面積あたりの耐力を $50kN/m^2$ 、65cmで $80kN/m^2$ 、90cmで $100kN/m^2$ としている。

PAを除いた柱耐力は表9.3.2により、建物重量を負担する大方の柱を $15cm^{\square}$ として計算している。

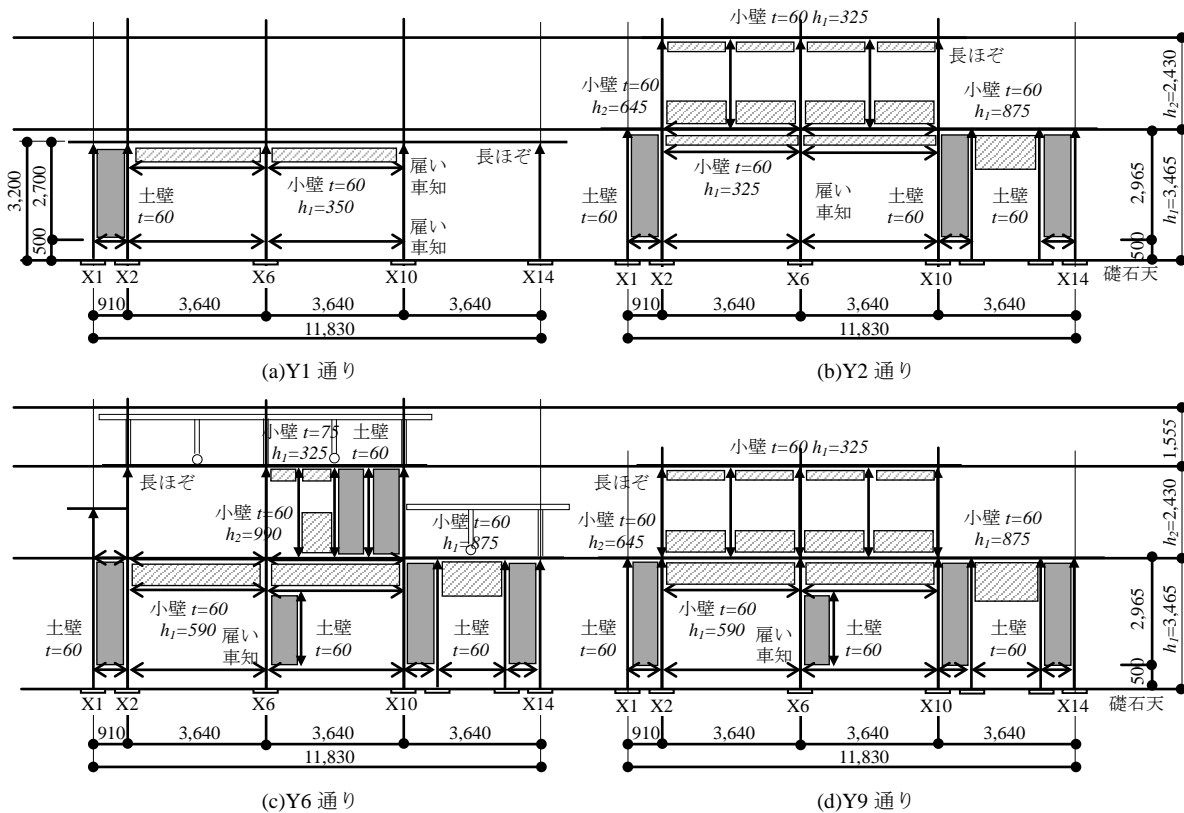


図 9.4.6 桁行き方向耐力要素 1/200

表 9.4.3 耐力計算

(a) 1階耐力

階	通	曲げ要素	曲げ kNm	数	高さ m	耐力 kN	計	土壁要素	強度 kN/m ²	長さ m	厚さ m	高さ m	高さ比	数	耐力 kN	計 kN
1	Y1	柱ほぞ	1.5	5	3.465	2.2	9.5	全面壁	60	0.91	0.06	2.700	0.78	1	2.6	4.8
		脚固め	2.55	6	3.465	4.4		垂腰壁	50	3.64	0.06	0.350	0.10	2	2.2	
		差鴨居	2.55	4	3.465	2.9										
	Y2	柱ほぞ	1.5	4	3.465	1.7	14.3	全面壁	60	0.91	0.06	2.965	0.86	3	8.4	13.2
		柱ほぞ	1.5	3	5.895	0.8		垂腰壁	50	3.64	0.06	0.325	0.09	2	2.0	
		脚固め	2.55	10	3.465	7.4		垂腰壁	100	1.82	0.06	0.875	0.25	1	2.8	
		差鴨居	2.55	6	3.465	4.4										
	Y6	柱ほぞ	1.5	6	3.465	2.6	17.3	全面壁	60	0.91	0.06	2.965	0.86	4	11.2	19.2
		柱ほぞ	1.5	3	5.895	0.8		垂壁	70	3.64	0.06	0.590	0.17	2	5.2	
		脚固め	2.55	12	3.465	8.8		垂壁	100	1.82	0.06	0.875	0.25	1	2.8	
		差鴨居	2.55	7	3.465	5.2										
	Y9	柱ほぞ	1.5	7	3.465	3.0	14.8	全面壁	60	0.91	0.06	2.965	0.86	3	8.4	18.6
		脚固め	2.55	12	3.465	8.8		全面壁	60	0.91	0.06	2.375	0.69	1	2.2	
		差鴨居	2.55	4	3.465	2.9		垂壁	70	3.64	0.06	0.590	0.17	2	5.2	
								垂壁	100	1.82	0.06	0.875	0.25	1	2.8	

(b) 2階耐力

階	通	曲げ要素	曲げ kNm	数	高さ m	耐力 kN	計	土壁要素	強度 kN/m ²	長さ m	厚さ m	高さ m	高さ比	数	耐力 kN	計 kN
2	Y2	柱ほぞ	1.5	4	2.43	2.5	5.3	垂壁	50	1.82	0.06	0.325	0.13	4	2.9	12.2
		柱ほぞ	1.5	3	5.895	0.8		腰壁	80	1.82	0.06	0.645	0.27	4	9.3	
		梁	2.55	0	2.43	0.0										
		差鴨居	2.55	2	2.43	2.1										
	Y6	柱ほぞ	1.5	6	2.43	3.7	7.6	全面壁	60	0.91	0.06	2.430	1.00	2	6.6	9.5
		柱ほぞ	1.5	3	5.895	0.8		垂壁	50	0.91	0.06	0.325	0.13	2	0.7	
		梁	2.55	3	2.43	3.1		腰壁	100	0.91	0.06	0.990	0.41	1	2.2	
	Y9	柱ほぞ	1.5	10	2.43	6.2	6.2	全面壁	60	0.91	0.06	2.430	1.00	0	0.0	12.2
								垂壁	50	1.82	0.06	0.325	0.13	4	2.9	
								腰壁	80	1.82	0.06	0.645	0.27	4	9.3	

表 9.4.4 耐力計算結果

(a) 1階耐力

階	通り	曲げ	土壁	合計
1	Y1	9.5	4.8	14.3
	Y2	14.3	13.2	27.5
	Y6	17.3	19.2	36.5
	Y9	14.8	18.6	33.4
	合計	55.9	55.8	111.7

(b) 2階耐力

階	通り	曲げ	土壁	合計
2	Y1	0.0	0.0	0.0
	Y2	5.3	12.2	17.5
	Y6	7.6	9.5	17.1
	Y9	6.2	12.2	18.4
	合計	19.1	33.9	53.0

(c) 集計

階	柱傾斜復元力(PΔ除去)				耐力要素合計 kN	合計耐力 Q(kN)
	負担重量 W(kN)	柱高さ H(m)	柱径 B(m)	耐力 kN		
2	89.6	5.9	0.15	2.1	53.0	55.1
1	266.6	5.9	0.15	6.1	111.7	117.8

通し柱の効果について第5章(5.3.20)式で計算すれば、3種類9本の柱について、1階1/20、2階1/60変形を強制した時のせん断力は、1階18.3kN、2階26.1kNとなる。この値は柱断面欠損として0.75の低減は考慮されているが、記述したように実際はさらに低減されるので10kN程度以下ではないかと思われる。設定の不確かさと、1階については耐力増となること、2階については耐力減となるが、その結果2階変形が増大するので通し柱の強制変形が小さくなることなどから、ここでは耐力には見込まないこととする。

桁行き方向は壁が少ないため、外周壁の他、名壁についても建築計画上支障とならない範囲で土壁を設けている。割り当て結果は、1階117.8kN、2階55.1kNであり、目標である110.9kN、50.8kNを満足している。

なお、壁厚さ、小壁厚さを全て60mmとしたが、目標変形を1/30まで厳しくすれば、1.5倍近くの耐力が必要となるので、少なくとも壁厚さは $60 \times 1.5 = 90\text{mm}$ となる。

9.4.4 限界耐力計算による確認

1階1/20程度、2階1/60を目処に割り当てられた耐力要素について、各変形ステップの復元力は第4章、第5章の方法あるいはデータを用いて設定することができる。各要素の復元力を重ね合わせるためには、全て共通の変形ステップ(基準ステップ、ステップ数=10)での耐力を算出するのが都合よい。小壁付き柱については、小壁の基準ステップで計算された復元力の変形ステップは不規則に増大されるので、計算後に基準ステップに補間している。PΔまで含めた復元力の重ね合わせを表9.4.5と図9.4.7に示す。ここで「柱傾斜」は柱の傾斜復元力からPΔ効果を除いたものである。

表 9.4.5 復元力の重ね合わせ 単位 kN

	変形	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
1階	柱ほぞ	1.84	3.32	5.16	6.63	8.10	9.58	10.68	11.05	11.05	11.05
	車知	6.59	11.67	17.70	19.84	23.81	27.78	34.37	40.48	43.65	37.06
	全面壁	9.83	18.35	31.45	39.31	45.86	44.55	42.59	39.31	34.07	20.97
	垂壁	1.11	2.22	4.40	5.81	8.57	11.24	16.13	21.69	22.84	14.91
	柱傾斜	6.10	6.10	6.10	6.10	6.10	6.10	6.10	6.10	6.10	6.10
	PΔ	-0.56	-1.11	-2.22	-2.96	-4.44	-5.92	-8.89	-13.33	-17.77	-26.66
	Q_1	24.91	40.53	62.58	74.73	88.00	93.32	100.98	105.30	99.94	63.43
2階	柱ほぞ	2.31	4.16	6.47	8.32	10.17	12.02	13.41	13.87	13.87	13.87
	車知	0.85	1.51	2.29	2.57	3.09	3.60	4.45	5.25	5.66	4.80
	全面壁	1.64	3.06	5.24	6.55	7.64	7.43	7.10	6.55	5.68	3.49
	垂壁	0.06	0.13	0.24	0.31	0.42	0.52	0.59	0.55	0.48	0.25
	垂腰壁	2.96	5.75	10.81	13.78	18.91	22.34	25.69	25.52	21.85	14.51
	柱傾斜	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
	PΔ	-0.19	-0.37	-0.75	-1.00	-1.49	-1.99	-2.99	-4.48	-5.97	-8.96
Q_2	9.70	16.28	26.36	32.59	40.79	45.97	50.31	49.32	43.61	30.02	

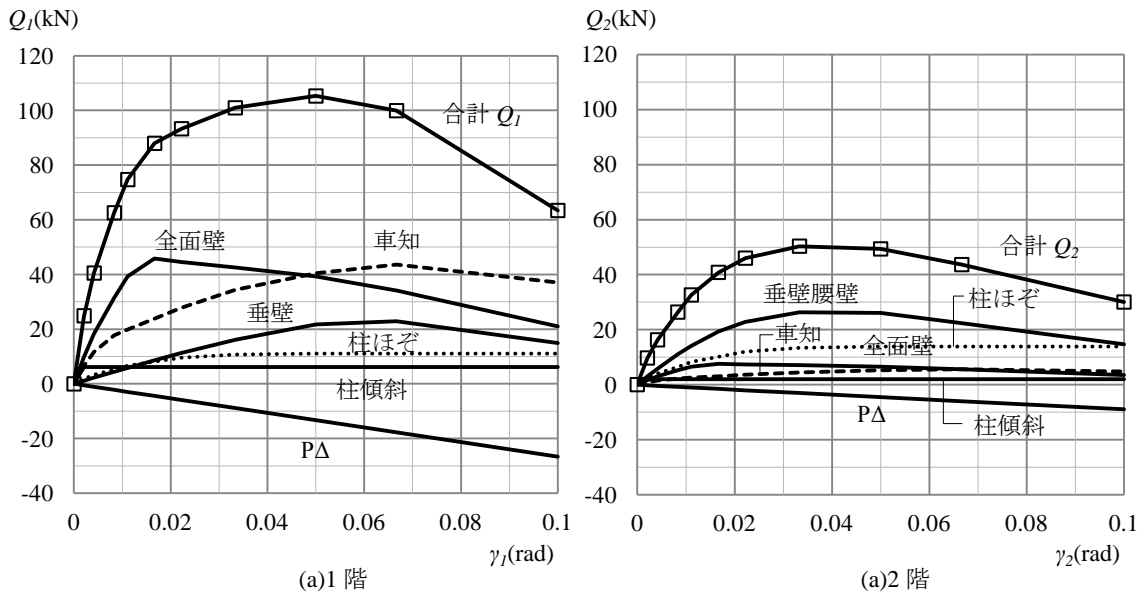


図 9.4.7 復元力の重ね合わせ

限界耐力計算結果を図 9.4.8 に示す。計算では、変形のステップを 10 ステップから 25 ステップに細分している。表 9.4.6 のように目標とする変形(2階 1/60,1階 1/20)に対して応答結果の変形(2階 1/59,1階 1/21)がほぼ対応していることが確認されるので、提案する設計法によって指定された変形に対する設計が可能であると結論できる。

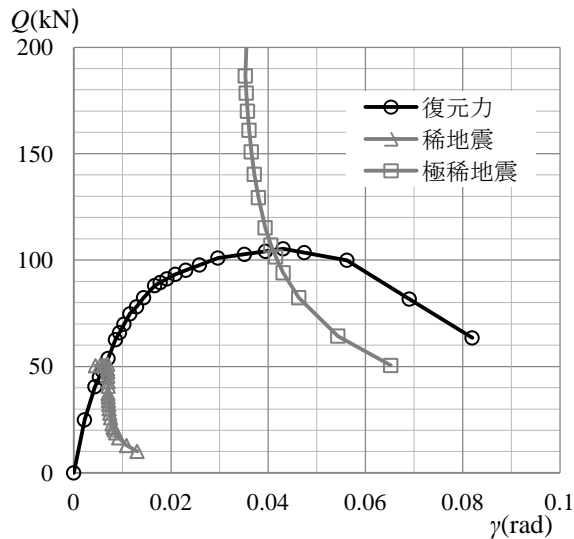


図 9.4.8 基礎固定限界耐力計算

表 9.4.6 基礎固定限界耐力計算結果

		稀地震	極稀地震
等価 1質点系	周期(秒)	0.77	1.38
	減衰	0.05	0.15
	変形	1/151	1/23
建物	2階変形	1/129	1/59
	1階変形	1/160	1/21

最後に第7章の7.4にまとめた柱脚の滑りを考慮した限界耐力計算を行う。追加される計算データとして、摩擦係数 $\mu=0.4$ 、基礎に作用する地震力を $0.4G$ 、滑り減衰を表すパラメータ $\beta=0.25$ としている。計算結果を図9.4.9と表9.4.7にまとめる。なお、7.5で議論したように、設計例のオリジナル建物がEディフェンスでNo.5, No.6試験体として震動台実験が行われているので、その結果も併せて比較する。実験結果は表7.5.5に示す実験と同じである。同表の事後解析結果は実験結果から復元力諸元も再評価したモデルを用いているので、本章の設計例とは別である。

滑りを考慮した限界耐力計算では、上部建物の特性のほか、滑り挙動のモデル化に関して設定すべきパラメータの信頼性など検討の余地を残しているが、表9.4.6によれば、新しく考案された計算法とそのモデル化についての妥当性が確認できる。

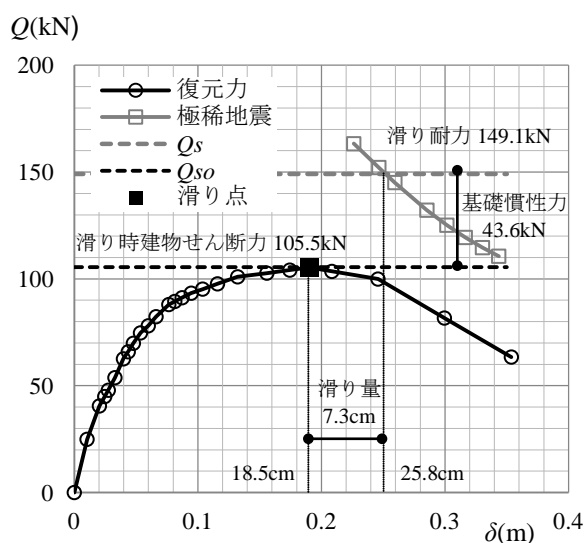


表 9.4.7 滑りを考慮した限界耐力計算結果 (極稀地震時)

	設計例	実験 No.5	実験 No.6
周期(秒)	1.62	-	-
減衰	0.11	-	-
滑り量(cm)	7.3	8.8	7.6
2階変形	1/38	1/27	1/23
1階変形	1/23	1/19	1/21

図 9.4.9 滑りを考慮した限界耐力計算

第10章 おわりに

10.1 本研究のまとめ

伝統的木造建築物を対象とした論理的な設計法を構築することを目的として、耐震要素の力学モデルとその耐力式、限界耐力計算などを解析的に展開して定式化を試み、それらを統合して設計法を提案した。本研究の成果における新規性は以下のようにまとめられる。

1. これまで種々の実験的解析的研究が行われてきた柱の傾斜復元力について、柱ロッキングによる位置エネルギーの効果を陽に表すために、エネルギーの釣合い式から釣合い式を求めて定式化を行った。
2. 傾斜復元力の定式化においてアスペクト比に関する近似を用いない厳正解を導出した。
3. 傾斜復元力特性を支配するパラメータが、柱アスペクト比と端面の変形に関わるバネ定数であることを示して、アスペクト比を考慮すれば柱だけでなく斗組物へも適用出来ることを、実大斗組物の加力実験結果の検証を通じて示した。
4. 負勾配を有する非線形弾性系である傾斜復元力モデルの地震応答解析を行って、転倒現象を速度ポテンシャル理論から検討し、転倒限界は中立状態において作用する絶対速度の大きさと関係付けて説明できることを示した。
5. 3年間のめり込みクリープ実験からめり込み変形のクリープ予測式を作成した。この予測式を唐招提寺金堂の保存修理に適用して、部材の取り替えによって古材と新材が混ざる改修において、将来の屋根軒先垂下変形を評価した。
6. 全面土壁と垂壁腰壁などの小壁について既往の実験結果からアスペクト比をパラメータとする耐力式を提案した。
7. 柱ほぞや柱梁仕口の曲げモーメント抵抗による架構耐力評価式を構モーメントの概念を用いると統一的に計算できることを示した。
8. 4号建物の壁量計算で規定されている4分割法の壁率比と偏心率の対応について、既往の膨大な数値計算結果が簡単なモデルの解析解で説明できることを示し、壁率比が0.5以上であれば、偏心率が0.3以上となるような大きな偏心を防ぐとされていることを再確認した。
9. 伝統木造における板張りの床を剛床として扱うことはできないし、計算の都合から剛床とするような補強を施すことも決して望ましいことではない。解析的に扱える簡単なモデルを設定することで、床剛性が偏心補正における変形増大に与える影響を解析的に検討した。結果は既往の立体モデルを用いた静的・動的解析結果と整合しており、床剛性比0.5から1.0では、床構面の剛性を考慮した端部構面変形の増大率は1.1倍程度であることを示した。
10. 限界耐力計算の解析的表現を用いて、1階と2階の変形が等しくなる既知の限界せん断力係数比を再導出し、同時降伏近傍の解の検討から2階降伏とする設計の可否を論じた。
11. これまでの限界耐力計算法では2階先行降伏を精度よく扱えないことを例示して、収斂計算に基づく2つの改良計算法を提案した。またこれまでの計算法も、2階先行降伏モデルに対しては、計算の変位ステップを1階ではなく2階を基準とすることで改良されることを示した。
12. 柱脚の変位を拘束しない石場建ては伝統的構法の一つとして継承されているが、限界耐力計算で柱脚の滑りを扱うことは、等価1質点系への縮約と相いれない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要因などからこれまで難しいとされてきた。エネルギー一定則や変位一定則から滑り現象を考察し、その知見に基づいて、柱脚の滑りを現行の限界耐力計算に周期調整係数として導入されている基礎地盤連成効果と同様に扱うことで、滑りを考慮した限界耐力計算の定式化を提案し、実験結果との比較によってその有効性を確認した。新たに導入された滑りによる減衰を表すパラメータについても実験結果から検証した。

13. 伝統木造建物の制振事例として、寺院本堂の回転摩擦ダンパーを用いた補強を取り上げてその設計法を提案し、限界耐力計算によってその設計法の有効性を確認した。
14. 以上の耐力要素や限界耐力計算の解析的表現式を用いて、本研究の目的とする設計法を構築した。設計者の希望する極稀地震時の各階変形から必要耐力が算出され、耐力要素を割り当てることで試行錯誤なく、設計解が一意的に提供される。稀地震の性能確認を含めて各要素の復元力を重ね合わせて限界耐力計算を行う。
15. 提案された設計法を用いて、既存の震動台実験モデルを試設計して柱脚固定の限界耐力計算および滑りを考慮した限界耐力計算を行って、応答諸量は震動台実験結果と良好に対応することを確認した。限られた計算例ではあるが、提案する設計法が有効である可能性が大きいと結論している。

検定行為ではない本来の意味での耐震設計法の構築を目指した本研究は、設計で検討すべき多くの問題を含むため以上のように研究内容は多岐に亘っている。耐力要素にはまだ追加すべき要素があり、また等価 1 質点系モデルのため、応答値はバラツキを含む最大値ではなく、平均値と見るべきなので、耐震安全性の確認にはさらに考慮が求められる。本研究成果の実務設計への適用にはこのような課題を残しているが、解析的なアプローチによって、これまでにはない新しい設計のスタイルを提案した。

10.2 参考文献

第 1 章 はじめに

1. Nakamura, T. and T. Nagase, Minimum Weight Design of Multistory, Multispan Plane Frames Subjected to Reaction Constraints, *J. Structural Mechanics*, Vol.4, No.3, pp.257-287, 1976.
2. Nakamura, T. and T. Nagase, Minimum Weight Plastic Design of Multi-story Plane Frames for Five Sets of Design Loads, *Prelim. Rep. 10th Congress Int. Ass. Bridge & Struct. Eng.*, pp.109-114, 1976, および 第 10 回国際構造工学会議論文集, 日本鋼構造協会, pp.190-196, 1977.
3. 長瀬 正, 久徳敏治, 飛鳥時代古墳石室の石積構造について, 日本建築学会第 7 回電子計算機利用シンポジウム pp.151-156, 1985
4. Nagase, T. and T. Hisatoku, Tuned Pendulum Mass Damper installed in Crystal Tower, *Journal of the Structural Design of Tall Buildings*, Vol.1, pp.35-56, 1992.
5. 奈良県文化財保存事務所, 国宝唐招提寺金堂修理報告書, 2009.
6. 今西良男, 国宝 唐招提寺金堂保存修理, *GBRC*, Vol.34, No.4, 財団法人日本建築総合試験所, pp.6-20, 2009 年 10 月
7. 今西良男, 奈良県 唐招提寺金堂, *文建協通信* 53, pp.89-96, 1999.
8. 鈴木嘉吉, 金堂の歴史と修理, 唐招提寺金堂平成大修理記念国宝鑑真和上展図録, *TBS*, pp.180-184, 2009 年.
9. 田中泉, 唐招提寺金堂の解体修理現場から, 唐招提寺金堂平成大修理記念国宝鑑真和上展図録, *TBS*, pp.185-190, 2009 年.
10. Nagase, T. and K. Saburi, Structural Research and Analysis for the Grand Restoration of the Main Hall of Toshodaiji, *UIA2011, Tokyo, Poster Session, September, 2011*.
11. 林 知行・軽部正彦・原田真樹・高橋好夫・木村 勉, 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その 1 概要と斗組架構実験, 日本建築学会学術講演梗概集, 1998.
12. 軽部正彦・林 知行・原田真樹・高橋好夫・木村 勉, 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その 2 実大架構実験と履歴性状, 日本建築学会学術講演梗概集, 1998.
13. 林 知行・軽部正彦・原田真樹・高橋好夫・木村 勉, 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その 3 土壁耐震壁のせん断実験, 日本建築学会学術講演梗概集, 1999.
14. 軽部正彦・林 知行・原田真樹・高橋好夫・木村 勉, 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その 4 筋違耐力壁のせん断実験と伝統架構耐力要素のまとめ, 日本建築学会学術講演梗概集, 1999.
15. 山田真澄・鈴木祥之・後藤正美・清水英丸, 単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集第 582 号, pp.95-102, 2004 年 8 月.
16. 中川敦嗣・多幾山法子・林 康裕, 2 階建京町家を想定した実大平面架構の大変形静的加力実験, 日本建築学会構造系論文集第 685 号, pp.513-520, 2013 年 3 月.
17. 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, http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2010.html
18. 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 23 年度事業報告書, http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2011.html

19. 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, 公開予定
20. 坂静夫, 社寺骨組の力学的研究(第 1 部 柱の安定復元力), 日本建築学会大会論文集, pp.252-258, 1941.
21. 坂静夫, 社寺骨組の力学的研究(第 2 部 貫の耐力), 日本建築学会大会論文集, pp.259-268, 1941.
22. Tanabashi, R., Earthquake Resistance of Traditional Japanese Wooden Structures, Special Lecture of 2nd World Conf. on Earthquake Engineering, 1960.
23. 河合直人, 古代木造建築の柱傾斜復元力に関する模型実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.91-92, 1991
24. 河合直人, 古代木造建築の柱傾斜復元力と耐力壁の効果に関する実大実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1021-1022, 1993
25. 稲山正弘, めり込み抵抗接合の設計(貫構造), 建築技術 11 月号, pp.106-111, 1995.
26. 大橋好光監修, 伝統的工法による木造住宅の性能検証-設計法の考え方, 建築技術 12 月号, pp.93-180, 2010
27. 大橋好光監修, 伝統的工法による木造住宅の性能検証-建物・材料の性能と実例, 建築技術 2 月号, pp.83-177, 2011
28. 清水秀丸・村上雅英・稲山正弘, 在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発, その 1 任意の釘配列で打たれた面材壁の剛性と強度の簡易評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1998 から 藤井雅也・村上雅英・稲山正弘, 在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発, その 82 柱頭・柱脚必要引張耐力算定式(剛版法)の実験的検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2006.
29. 久徳敏治, 五重塔の耐震シミュレーションと高層建築の将来, いかるがの里大学開講記念シンポジウム, pp.12-13, 1997
30. 花里利一・荻原幸夫・稲山正弘・大倉靖彦・三井所清典, 木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討, 日本建築学会技術報告集, 第 7 号, pp.33-38, 1998
31. Nakahara, K. and T. Nagase, Earthquake Response of Ancient Five-Story Pagoda Structure of Horyu-ji Temple in Japan, Proc.12th World Conference on Earthquake Engineering., 2000
32. 建築研究所, wallstat 木造住宅倒壊解析ソフトウェア, 2010 年 12 月公開,
<http://rfid.kenken.go.jp/wallstat/introduction.html>
33. 国土交通省住宅局建築指導課監修, 木造住宅の耐震診断と補強方法, 日本建築防災協会, 2004.
34. 文化庁, 重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領, 文化庁ホームページ,
<http://www.bunka.go.jp/bunkazai/taishin/shishin.html>, 2012 年 6 月改正
35. 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会, 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル: 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 学芸出版社, 2004
36. 日本建築学会, 限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説, 2013.
37. 日本建築学会, 2010 年建築学会大賞・日本建築学会賞, 建築雑誌 2010 年 8 月号
38. 太田博太郎ほか, 日本建築史基礎資料集成四 仏堂 I, 中央公論美術出版, 1981
39. 坂本 功, 木造建築を見直す, 岩波新書, 672, 2000.

第2章 傾斜復元力

1. 長瀬 正, 伝統的木造建築における構造モデルと解析, 日本建築学会近畿支部構造力学部会「非線形現象のモデル化と解析」構造工学講究録第29号, pp.13-27, 2000年3月.
2. 佐分利和宏・長瀬 正, 伝統的木造架構における柱傾斜復元力に関する構造解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造, 2000.
3. 坂静夫, 社寺骨組の力学的研究(第1部 柱の安定復元力), 日本建築学会大会論文集, pp.252-258, 1941.
4. 林 知行・軽部正彦・原田真樹・高橋好夫・木村 勉, 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その1 概要と斗組架構実験, 日本建築学会学術講演梗概集, 1998.
5. 軽部正彦・林 知行・原田真樹・高橋好夫・木村 勉, 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その2 実大架構実験と履歴性状, 日本建築学会学術講演梗概集, 1998.
6. 林 知行・軽部正彦・原田真樹・高橋好夫・木村 勉, 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その3 土壁耐震壁のせん断実験, 日本建築学会学術講演梗概集, 1999.
7. 軽部正彦・林 知行・原田真樹・高橋好夫・木村 勉, 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その4 筋違耐力壁のせん断実験と伝統架構耐力要素のまとめ, 日本建築学会学術講演梗概集, 1999.
8. 日本建築学会, 木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法, 丸善, 2006
9. 河合直人, 古代木造建築の柱傾斜復元力に関する模型実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.91-92, 1991
10. 河合直人, 古代木造建築の柱傾斜復元力と耐力壁の効果に関する実大実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1021-1022, 1993
11. Nagase, T, T. Hisatoku and T. Kobori, Nonlinear Uplift Response of Soil-Structure Interaction System Considering Dynamical Ground Compliance, Proc. of 7th European Conference on Earthquake Engng., Vol.2, pp 647-654, 1982.
12. Nagase, T, T. Hisatoku and T. Kobori, Non-linear Uplift Behavior of Soil-Structure System with Frequency-Dependent Characteristics, Proc. of 8th World Conf. on Earthquake Engineering, Vol.3, pp.897-904, 1984.
13. 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年8月.
14. 日本建築学会, 限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説, 2013.
15. 柴田直光, 基礎反力の解法, 鹿島研究所出版, pp.4-6, 1959.
16. 森口繁一・宇田川銈久・一松 信, 数学公式 I, 岩波書店, 1956
17. 中原洸二・長瀬 正, 伝統的木造架構における柱傾斜復元力モデルの地震応答に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造, 2000.
18. 前田達彦・長瀬 正, 伝統木造建築物の地震応答解析における傾斜復元力スケルトン近似モデルに関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造, 2006
19. 長瀬 正・久徳敏治, 1質点非線形弾性モデルの地震時最大応答について, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.421-424, 1983

20. 多治見宏, 建築振動学, コロナ社, 1965.
21. 文化庁, 重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領, 文化庁ホームページ,
<http://www.bunka.go.jp/bunkazai/taishin/shishin.html>, 2012年6月改正
22. 棚橋諒, 地震の破壊力と建築物の地震力に関する私見, 建築雑誌, 1935.
23. 太田博太郎ほか, 日本建築史基礎資料集成四 仏堂 I, 中央公論美術出版, 1981
24. 今西良男, 奈良県 唐招提寺金堂, 文建協通信 53, pp.89-96, 1999.
25. 長瀬 正・佐分利和宏・今西良男・金子隆之, 唐招提寺金堂の常時微動, 日本建築学会近畿支部
 研究報告集, pp.101-104, 2000.
26. 河合直人・内田昭人・前川秀幸, 伝統的木造建造物の振動特性(その1)~(その7), 日本建築学
 会大会学術講演梗概集, 1995-1998
27. 前川秀幸・内田昭人・河合直人, 伝統的木造建造物の振動特性(その8)荷重変形関係と固有振動
 数の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.157-158, 1999
28. 奈良県文化財保存事務所, 国宝唐招提寺金堂修理報告書, 2009.
29. 渡辺哲史・加藤研一・福元俊一・江藤公信, 東北地方太平洋沖地震とその余震に対する日光山輪
 王寺本堂の振動特性評価, 日本建築学会構造系論文集第685号, pp.521-528, 2013年3月.

第3章 組物

1. 林 知行・軽部正彦・原田真樹・高橋好夫・木村 勉, 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その1
 概要と斗組架構実験, 日本建築学会学術講演梗概集, 1998.
2. 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, pp.121-127, 2001年5月.
3. 杉山英男, 部分的横圧縮を受ける木材のクリープに関する実験的研究(荷重面柱目の場合), 日
 本建築学会構造系論文集第63号, pp.481-484, 1959年10月.
4. 杉山英男, 部分的横圧縮を受ける木材のクリープに関する実験的研究(荷重面板目の場合), 日
 本建築学会関東支部第27回研究発表会, pp.1-4, 1960年1月.
5. 長瀬 正・佐分利和宏, 伝統的木造建築架構の構造要素モデルと地震応答, Proc. of International
 Seminar on Numerical Analysis in Solid and Fluid Dynamics, Osaka, Japan, pp.421-427, 1999.
6. 稲山正弘, めり込み抵抗接合の設計(貫構造), 建築技術 11月号, pp.106-111, 1995.
7. 日本建築学会, 木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法, 丸善, 2006
8. 奈良県文化財保存事務所, 国宝唐招提寺金堂修理報告書, 2009.
9. 楠 寿博ほか, 伝統木造建築における斗組の構造特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造
 系論文集第592号, pp.129-136, 2005年6月.
10. 日本建築学会, 建築基礎構造設計指針, 丸善, 2001
11. 久家英夫・楠 寿博・山本雅史・嶺脇重雄・木林長仁, 伝統木造建築における斗組の振動台実験,
 日本建築学会技術報告集第13巻第26号, pp.535-538, 2007年12月.
12. 日本建築学会, 木質構造基礎理論, 2010

第 4 章 土壁系耐力要素

1. 岡本滋史・村上雅英・稲山正弘, 破壊モードの異なる 2 種類の土壁の包絡線から任意壁長の土壁の包絡線を推定する方法とその検証, 日本建築学会構造系論文集第 639 号, pp.881-888, 2009 年 5 月.
2. Nakaji, H., K. Yamada, M. Nakao and Y. Suzuki, Seismic Capacity Evaluation of Mud-plastered Walls considering Strength of Mud, World Conference of Timber Engineering, 2010.
3. 鎌田輝男・清水英丸・細入夏加・中治弘行・鈴木祥之・後藤正美, 土塗り垂れ壁構面の耐震評価に関する研究-パラメータが耐震性能に及ぼす影響, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, pp774-777, 2006.
4. 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, http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2010.html
5. 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 23 年度事業報告書, http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2011.html
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, 平成 24 年度事業報告書, 公開予定
7. 文化庁, 重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領, 文化庁ホームページ, <http://www.bunka.go.jp/bunkazai/taishin/shishin.html>, 2012 年 6 月改正
8. 国土交通省住宅局建築指導課監修, 木造住宅の耐震診断と補強方法, 日本建築防災協会, 2004.
9. 川原 大・三宅健太郎・後藤正美・中治弘行・鈴木祥之, 足固めを有する土壁の復元力評価法の検討(その 2)評価法の概要および評価結果の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 2012 年 9 月.

第 5 章 曲げ抵抗系耐力要素

1. 日本建築学会, 木質構造接合部設計マニュアル, 2009
2. 日本建築学会, 構造用教材, 丸善, 1995.
3. 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会, 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル: 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 学芸出版社, 2004
4. 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, http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2010.html
5. 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 23 年度事業報告書, http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2011.html
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, 平成 24 年度事業報告書, 公開予定
7. 西村 督・後藤正美・鈴木祥之, 木造軸組構法における長ほぞ込栓打ち接合部の応力伝達に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集第 658 号, pp.2197-2204, 2010 年 12 月.
8. 藤田克則・小林良洋・河原 大・稲山正弘・後藤正美・高橋賢二, 伝統的な仕口を用いた接合部のモーメント抵抗性能に関する研究-各仕口の特徴と十字型接合部におけるモーメント抵抗性能の推定-, 日本建築学会構造系論文集第 665 号, pp.1299-1308, 2011 年 7 月.
9. Tanabashi, R. and T. Nakamura, The Minimum weight design of a Class of Tall Multi-story Frames

subjected to Large Lateral Forces I, II, Trans. A.I.J., No.118, pp10-18, Dec., 1965 and No.119, pp.37-44, Jan., 1966. Also Proc. 15th Japan National Congress for Appl. Mech., pp.72-81, 1965.

10. 向坊恭介・須田 達・山田耕司・鈴木祥之, 通し柱を有する伝統木造軸組の地震応答に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 2012 年 9 月.

第 6 章 偏心と床構面

1. 渡邊康志・内山喜明・野口弘行, 実大床構面・耐力壁実験に基づく木質構造の動的立体挙動に関する研究-弾性範囲内での各構面の応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.489-490, 2009 年 8 月
2. 鈴木芳隆・小鹿紀英・岡野 創・小豆畑達哉・加藤博人・斉藤大樹, 非剛床建物の設計上の取り扱いに関する検討(その 5)多層非剛床建物の床剛性に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.139-140, 2011 年 8 月
3. 日本建築学会, 木質構造基礎理論, 2010
4. 河合直人, 耐力壁の釣合い良い配置のための簡便法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.237-238, 2001 年 9 月.
5. 後藤隆洋, スギ板を用いた水平構面の構造性能, 建築技術 2010 年 12 月号「伝統的構法による木造住宅の性能検証」, pp144-147.
6. 瀧野敦夫・中川岳士・村上雅英, 伝統的構法に用いる床構面の面内せん断性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 2012 年 9 月.
7. 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, 公開予定
8. 文化財建造物保存技術協会, 伝統的木造建築物における水平構面剛性に関する実験, 平成 10 年度文化財建造物等の耐震性向上に関する試験研究, 1999
9. 下屋敷朋千・岡部 実・河合直人・安田一男, 伝統的木造建築物における屋根・天井構面のせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.81-82, 1999 年 9 月.
10. 長瀬 正・齋藤幸雄・鈴木祥之, 伝統的構法による木造架構の床構面剛性を考慮した偏心補正, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2013.
11. 山崎義弘・坂田弘安・笠井和彦, 一軸偏心した 1 層木質構造物の終局耐震性能評価-耐力偏心がもたらす捩れ振動の終局変位モードの予測と評価指標の提案, 日本建築学会構造系論文集第 687 号, pp.959-968, 2013 年 5 月.

第 7 章 限界耐力計算

1. 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会, 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル: 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 学芸出版社, 2004
2. 日本建築構造技術者協会, 木造建築構造の設計, オーム社, 2011 年
3. 国土交通省住宅局建築指導課監修, 木造住宅の耐震診断と補強方法, 日本建築防災協会, 2004.
4. 文化庁, 重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領, 文化庁ホームページ,
<http://www.bunka.go.jp/bunkazai/taishin/shishin.html>, 2012 年 6 月改正
5. 野島千里・檜原健一・鈴木祥之, 木造軸組の耐震性能評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集

- (北陸), 2002 年 8 月.
6. JSCA 関西木造住宅レビュー委員会, 木造限界耐力計算における 2 階建てモデルの変位増分解析と平屋モデルについて-木造軸組の限界耐力計算による耐震性能評価の適用に関する注意, JSCA 関西ウェブページ, http://www.mmjp.or.jp/jsca-kansai/index_whatsnew.html, 2010 年 5 月
 7. 米沢美貴・向井洋一・鈴木祥之, 伝統的構法による礎石立ち木造建築物実大試験体のすべり挙動の解析的評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 2012 年 9 月
 8. 石山祐二, 耐震規定と構造動力学, 三和書籍, 2008.
 9. 金子美香・林 康裕・田村和夫, 家具の地震時滑り量の簡易評価, 日本建築学会技術報告集, 第 8 号, pp73-78, 1999 年 6 月
 10. 柴田明徳, 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.
 11. 李 東潤・遠藤俊貴・吉田亘利・荒木慶一・上谷宏二, 伝統木造柱脚-礎石間の静摩擦係数, 日本建築学会技術報告集, 第 15 巻, 第 30 号, pp.405-409, 2009 年 6 月.
 12. 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, http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2010.html
 13. 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 23 年度事業報告書, http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2011.html
 14. 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, 公開予定
 15. 長瀬 正・齋藤幸雄・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(北海道), 2013 年 8 月

第 8 章 制振部材

1. 鈴木祥之・長瀬 正・木林長仁・山本雅史・東野雅彦・佐分利和宏, 粘性体制震壁を用いた伝統木造軸組の制震に関する振動台実験, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1809-1814, 2002.
2. 楠 寿博・栗原嵩明・望月英二・櫛部淳道・井上泰彦・久家英夫, 伝統木造軸組の実大振動台実験, 日本建築学会技術報告集, 第 18 巻, 第 38 号, pp.153-158, 2012 年 2 月.
3. 井上泰彦・櫛部淳道・栗原嵩明・花井厚周・青木和雄・高木敏晃・楠 寿博, 伝統木造建築用超塑性 Zn-Al 合金制振ダンパーの開発, 日本建築学会技術報告集, 第 41 号, 2013 年 2 月.
4. 文化庁, 重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領, 文化庁ホームページ, <http://www.bunka.go.jp/bunkazai/taishin/shishin.html>, 2012 年 6 月改正
5. Mualla, I.H., Y. Iwai and T. Nagase, Vibration Control of Structures with New Damping Systems, AHU J. of Engineering & Applied Sciences, pp.17-32, 2007.
6. Mualla, I.H., L.O. Nielsen, Y. Iwai and T. Nagase, Seismic Isolation Systems Based on Frictional-Fractional Visco-Elastic Dampers, Proc.14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008, Beijing, China.
7. 田垣欣也・酒井潤也・長瀬 正・角 彰, 伝統木造建築への免震構造の適用, GBRC Vol.30, No.2, 財団法人日本建築総合試験所, pp.2-11, 2005 年 4 月
8. 加藤修治, 平城宮跡第一次大極殿新築工事, ビルディングレター, pp.27-31, 2002 年 1 月号

第 9 章 設計法の提案

1. 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会, 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル: 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 学芸出版社, 2004
2. 日本建築学会, 限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説, 2013.
3. 文化庁, 重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領, 文化庁ホームページ,
<http://www.bunka.go.jp/bunkazai/taishin/shishin.html>, 2012 年 6 月改正
4. 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,
http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2010.html
5. 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 23 年度事業報告書,
http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2011.html
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, 平成 24 年度事業報告書, 公開予定

10.3 発表論文

英文

1. Nakamura, T. and T. Nagase, Minimum Weight Design of Multistory, Multispan Plane Frames Subjected to Reaction Constraints, *J. Structural Mechanics*, Vol.4, No.3, pp.257-287, 1976.
2. Nakamura, T. and T. Nagase, Minimum Weight Plastic Design of Multi-story Plane Frames for Five Sets of Design Loads, *Prelim.Rep.10th Congr. Int. Ass. Bridge & Struct. Eng.*, pp.109-114, 1976, および 第 10 回国際構造工学会議論文集, pp.190-196, 1977, 日本鋼構造協会
3. Kobori, T., S. Setogawa, T. Hisatoku and T. Nagase, Nonlinear Uplift Response of Soil-Structure Interaction System Considering Dynamical Ground Compliance, *Proc. 7th European Conference on Earthquake Engineering*, Vol.2, pp 647-654, 1982.
4. Kobori, T., T. Hisatoku and T. Nagase, Nonlinear Uplift Behavior of Soil-Structure System with Frequency-Dependent Characteristics, *Proc.8th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.3, pp.897-904, 1984.
5. Nagase, T., H. Mukai and T. Hisatoku, Application of Mathematical Programming to Cable Force Control Problem of Tensile Structures, *Proc. 2nd Int. Conference on Computing in Civ. Engineering*, Hangzhou, China, pp.1068-1079, 1985.
6. Kibayashi, M., T.Nagase, Y. Kotou and T. Hisatoku, Practical Application of Post Data Processing System to Structural Design, *Proc. 2nd Int. Conference on Computing in Civ. Engineering*, Hangzhou, China, pp.560-571, 1985.
7. Hisatoku, T. and T. Nagase, Redesign of a 19-Story Steel Building in Los Angeles Using Current Japanese Code, *ATC 15-2, 2nd US-JAPAN Workshop on Improvement of Seismic Design and Construction Practice*, pp.353-372, 1986.
8. Maeno, T., T. Nagase, M. Kibayashi and T. Hisatoku, Structural Design and Construction of Timber Lattice Shell, *Proc. of IASS-MSU Int. Symp.*, Istanbul, pp.479-488, 1988.
9. Nagase, T. and T. Hisatoku, An Analytical Study of the Stone-Chamber Structure of Ancient ASUKA Burial-Mounds of ISHIBUTAI and TSUKAMYOJIN in JAPAN, *Proc. of IASS - MSU Int. Symp.*, Istanbul, pp.317-326, 1988.
10. Hisatoku, T., T. Nagase and C. W. Pinkham, Comparative Design of 19-Story Steel Building Using ATC 3-06, UBC 1982 and Current Japanese Code, *Proc. 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Japan, Vol.5, pp.1119 -1124, 1988.
11. Nagase, T., T. Hisatoku and I. Toriumi, Baseline Correction of Accelerogram Data by Optimal Spline Function, *Proc. 9th World Conference on Earthquake Engineering.*, Japan, Vol.2, pp.257-262, 1988.
12. Nagase, T. and T. Hisatoku, Tuned Pendulum Mass Damper using Ice Thermal Storage Tank installed in Crystal Tower, *Proc. 2nd Conf. on Tall Bldgs in Seismic regions*, Los Angeles, pp. 381-388, 1991.
13. Nagase, T. and T. Hisatoku, Tuned Pendulum Mass Damper installed in Crystal Tower, *Journal of the Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 1, pp.35-56, 1992.
14. Nagase, T., T. Hisatoku and S. Yamazaki, Wind Resistant Design and Response Control of Tall

- Building, Proc. Structures Congress 93, Irvine, California, Vol..1, pp.532-537, 1993.
15. Nagase, T., T. Okamoto, A. Sumi and T. Hisatoku, Design and Construction of Tall Buildings in Japan using High-Strength Concrete, Proc. 3rd National Concrete & Masonry Eng. Conf. pp.389-403, 1995.
 16. Nagase, T., Tuned Pendulum Mass Damper using Water Tank installed in a 36-story Hotel Building, Proc. 2nd World Conference on Structural Control, Kyoto, 1998.
 17. Nagase, T., Earthquake Records observed in Tall Buildings with Tuned Pendulum Mass Damper, Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
 18. Nakahara, K. and T. Nagase, Earthquake Response of Ancient Five-Story Pagoda Structure of Horyu-ji Temple in Japan, Proc.12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
 19. Nagase, T., Typhoon and Earthquake Records observed in Tall Building with Tuned Pendulum Mass Damper, International Symposium on Smart Structures Technologies and Earthquake Engineering, SE04, Osaka, 2004.
 20. Mualla, I. H., Y. Iwai and T. Nagase, Vibration Control of Structures with New Damping Systems, AHU J. of Engineering & Applied Sciences, 17-32, 2007.
 21. Nielsen, L. O., I. H. Mualla, Y. Iwai and T. Nagase, Seismic Isolation System based on Friction-Fractional Viscoelastic Dampers, Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
 22. Nagase, T., Structural Research and Analysis for the Grand Restoration of the Main Hall of Toshodaiji, The restoration work report of the main hall of Toshodaiji temple, the national treasure, Office of Cultural Assets Preservation, Nara Prefectural Board of Education, Dec. 2009
 23. Nagase, T., and K. Saburi, Structural Research and Analysis for the Grand Restoration of the Main Hall of Toshodaiji, UIA2011, Tokyo, Poster session, Sept., 2011.

和文

24. 横尾義貫・中村恒善・長瀬 正, 地反力制限を考慮した高層多スパンラーメンの最小重量設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.541-542, 1973.
25. 中村恒善・長瀬 正, 地反力制限を考慮した高層多スパンラーメンの最小重量設計 その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.755-756, 1974.
26. 長瀬 正・瀬川輝夫・久徳敏治, 地盤一構造物系の減衰性状に関する解析的研究 (連成系減衰定数による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.541-542, 1979.
27. 長瀬 正・瀬川輝夫・久徳敏治, 隣接する建築構造物間の動的相互作用に関する解析的研究 (構造物固有周期によるパラメトリックスタディ), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.313-316, 1980.
28. 長瀬 正・安部重孝・浅井浩一・対馬義幸・久徳敏治, 非構造部材の設計荷重について その2 設計用床応答スペクトル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.771-772, 1980.
29. 長瀬 正・瀬川輝夫・久徳敏治, 動的グラウンドコンプライアンスを考慮した基礎浮上り非線型地震応答解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.101-104, 1981.
30. 長瀬 正・瀬川輝夫・久徳敏治, 動的グラウンドコンプライアンスを考慮した基礎浮上り非線

- 型地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.695-696, 1981.
31. 長瀬 正・瀬川輝夫・久徳敏治, 1 質点非線形弾性モデルの地震時最大応答について, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.421-424, 1983.
 32. 長瀬 正・瀬川輝夫・久徳敏治, 1 質点非線形弾性モデルの地震時最大応答について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1023-1024, 1983.
 33. 長瀬 正・向井久夫・久徳敏治, 数理計画法によるテンション構造物の施工時ケーブル張力調整, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.185-188, 1984.
 34. 長瀬 正・向井久夫・久徳敏治, テンション構造物の張力調整問題への数理計画法の応用, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.3031-3032, 1984.
 35. 長瀬 正・中井政義・久徳敏治・鳥海 勲, 加速度記録の区間分割基線補正, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.265-268, 1985.
 36. 長瀬 正・中井政義・久徳敏治・鳥海 勲, スプライン関数による加速度記録の基線補正, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.79-80, 1985.
 37. 長瀬 正・向井久夫・久徳敏治, 数理計画法によるテンション構造物の施工時ケーブル張力調整, 竹中技術研究報告, 第 34 号, pp.95-104, 1985.
 38. 長瀬 正・木林長仁・加藤裕造・久徳敏治, 構造設計用ポストプロセッサについて, 竹中技術研究報告, 第 34 号, pp.83-94, 1985.
 39. 長瀬 正・久徳敏治, 飛鳥時代古墳石室の石積構造について, 日本建築学会第 7 回電子計算機利用シンポジウム, pp.151-156, 1985.
 40. 長瀬 正・久徳敏治・鳥海 勲, スプライン関数による加速度記録の基線補正その 2 スプライン節点に関する検討, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.205-208, 1986.
 41. 長瀬 正・久徳敏治・鳥海 勲, 最適スプライン関数による加速度記録の基線補正, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.387-389, 1986.
 42. 和田雅洋・長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 任意形状平面を有する構造物の離散化モデルに関する一考察: 捩れを考慮した多質点系地震応答解析モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.739-740, 1986.
 43. 前野敏元・長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 格子シェル曲面の基本アーチ形状について, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.245-248, 1987.
 44. 前野敏元・長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 格子シェル構造の力学性状に関する研究: 一方向アーチ架構について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.1271-1278, 1987.
 45. 長瀬 正・前野敏元・木林長仁・久徳敏治, 木造格子シェルの曲面形状について, 第 2 回シェルと空間構造に関する日・韓コロキウム, pp.242-248, 1987.
 46. 長瀬 正・前野敏元・木林長仁・久徳敏治, 木造格子シェルの曲面設計, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.389-392, 1988.
 47. 長瀬 正・前野敏元・木林長仁・久徳敏治, 木造格子シェルの曲面設計について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.1385-1386, 1988.
 48. 前野敏元・長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 木造格子シェルの構造実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.393-397, 1988.

49. 前野敏元・長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 木造格子シェルの構造実験について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.1383-1384, 1988.
50. 長瀬 正・前野敏元・木林長仁・久徳敏治, 木造格子シェルの曲面設計および力学特性について, 日本建築学会第 10 回電子計算機利用シンポジウム, pp.205-210, 1988.
51. 前野敏元・長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 木造格子シェル構造の形状計測と構造実験について, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.237-240, 1989.
52. 前野敏元・長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 木造格子シェル構造の構造実験について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.1275-1276, 1989.
53. 木林長仁・前野敏元・長瀬 正・久徳敏治, 木造格子シェル構造の形状変動について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.1277-1278, 1989.
54. 長瀬 正・高橋良典・木林長仁・久徳敏治, 氷を含む水槽のスロッシング性状について, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.217-220, 1989.
55. 長瀬 正・高橋良典・木林長仁・久徳敏治, 氷を含む水槽のスロッシング実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.603-604, 1989.
56. 大竹和夫・長瀬 正・又木義浩・久徳敏治, パッシブ制振装置を有する構造物の耐風応答解析法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.581-582, 1989.
57. 長瀬 正・久徳敏治, クリスタルタワー: 氷蓄熱槽を用いた振り子式 TMD, 日本建築構造技術者協会「STRUCTURE」No.61, pp.49-51, 1989.10
58. 長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 氷蓄熱槽を用いた振り子式 TMD の設計, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.465-468, 1990.
59. 長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 氷蓄熱槽を用いた振り子式 TMD, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.793-794, 1990.
60. 長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 振り子式 TMD を有する 37 階建事務所ビルの風・地震観測記録, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.481-484, 1991.
61. 長瀬 正・木林長仁・久徳敏治, 振り子式 TMD を有する 37 階建事務所ビルの実測記録による台風・地震時挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.975-976, 1991.
62. 長瀬 正・椿 英頭・丸岡義臣・久徳敏治, 振り子とスロッシングの連成 2 次モードを用いた TMD, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.377-380, 1992.
63. 長瀬 正・椿 英頭・丸岡義臣・久徳敏治, 振り子と氷蓄熱槽スロッシングの連成 2 次モードを用いた TMD, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.1055-1056, 1992.
64. 大竹和夫・長瀬 正・又木義浩・久徳敏治, 超高層事務所ビルでの風観測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, 1992.
65. 長瀬 正・久徳敏治, 振り子とスロッシング連成 2 次 TMD の最適減衰, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.493-496, 1993.
66. 長瀬 正・久徳敏治, 2 自由度 TMD の最適減衰について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.683-684, 1993.
67. 杉本照彦・長瀬 正・久徳敏治, 連層偏芯ブレース付鉄骨架構の力学特性について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.1605-1606, 1993.

68. 長瀬 正, 建築設備の制振構造への利用, 日本建築学会「建築雑誌」平成5年 3月号, pp.42-43, 1993
69. 長瀬 正, 極値分布を用いた地震動速度期待値の算定, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.261-264, 1994.
70. 長瀬 正, グンベル分布を用いた地震動速度期待値の算定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.55-56, 1994.
71. 長瀬 正, 高架水槽を用いた振り子式 TMD の設計, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.305-308, 1995.
72. 長瀬 正, 高架水槽を用いた振り子式 TMD, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.741-742, 1995.
73. 長瀬 正, 振り子式 TMD を用いた超高層建物の制振, 日本機械学会講演論文集, No.954-4 pp.433-434, 1995.
74. 長瀬 正, 振り子式 TMD を有する 36 階建ホテル建物の振動特性と強風観測, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 145 - 148, 1996.
75. 長瀬 正, 振り子式 TMD を有する 36 階建ホテル建物の強風観測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.849-850, 1996.
76. 日下 哲・長瀬 正, コンクリート及び鋼板で補剛された鉄骨合成梁の挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.333-334, 1996.
77. 長瀬 正, 設備水槽を利用した振り子式 TMD による超高層建物の制振事例, 日本建築防災協会「建築防災」, pp23-28, 1996年 2月号
78. 長瀬 正・石橋行男, 免震事例: 鳴野第3分譲住宅, 建築技術 1996年 10月号 および建築技術別冊「制震・免震構造マルチガイド」, pp.38-39, 1997.5
79. 長瀬 正・石橋行男, 俣野 博, (仮称) 鳴野第3分譲住宅, ビルディングレター1996年 11月, pp37-40.
80. 長瀬 正, 振り子式 TMD を有する 31 階建事務所ビルの台風観測, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 145 - 148, 1997.
81. 長瀬 正, 振り子式 TMD を有する事務所ビルの 96 年 12 号台風観測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.917-918, 1997.
82. 若林 博・上田忠男・坪内信郎・藤村 勝・長瀬 正, 非構造部材の設計用地震力についての研究 その1 耐震クライテリアおよび地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.51-52, 1997.
83. 上田忠男・若林 博・坪内信郎・藤村 勝・長瀬 正, 非構造部材の設計用地震力についての研究 その2 設計用地震力の算定式と標準値の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.53-54, 1997.
84. 長瀬 正, 粘弾性体を用いた制震ダンパーと設備水槽を用いた制振ダンパーの設計, 大阪府建築士会「最新の制振技術」研修会テキスト, pp.61-74, 1997
85. 長瀬 正, 振り子式 TMD を有する 36 階建ホテル建物の地震観測記録, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 1998

86. 長瀬 正, 振り子式 TMD を有する 36 階建ホテル建物の観測記録による地震時挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B, pp.899-900, 1998.
87. 長瀬 正・佐分利和宏, 伝統的木造建築架構の構造要素モデルと地震応答, Proc. of International Seminar on Numerical Analysis in Solid and Fluid Dynamics, Osaka, Japan, 1999, pp.421-427
88. 長瀬 正・佐分利和宏・金子隆之・今西良男, 唐招提寺金堂の常時微動, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2000.
89. 長瀬 正・佐分利和宏・金子隆之・今西良男, 唐招提寺金堂の常時微動測定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.131-132, 2000.
90. 佐分利和宏・長瀬 正, 伝統的木造架構における柱傾斜復元力に関する構造解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2000
91. 佐分利和宏・長瀬 正, 伝統的木造架構における柱傾斜復元力に関する構造解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.143-144, 2000.
92. 中原洸二・長瀬 正, 伝統的木造架構における柱傾斜復元力モデルの地震応答に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 2000.
93. 楠 寿博・佐分利和宏・長瀬 正・木林長仁・木村秀樹・毛井崇博・金子隆之・今西良男, 唐招提寺金堂斗組の実大構造実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 2000.
94. 長瀬 正, 伝統的木造建築における構造モデルと解析, 近畿支部構造力学部会「非線形現象のモデル化と解析」構造工学講究録第 29 号 2000 年 3 月.
95. 長瀬 正, 振り子式 TMD を有する 37 階事務所ビルにおける 2000 年鳥取県西部地震観測記録, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2001.
96. 長瀬 正, 大阪市域の高層建物における鳥取県西部地震観測とそのシミュレーション解析(その 4: 振り子式 TMD を有する 37 階事務所ビル), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 2001.
97. 佐分利和宏・長瀬 正・瀬川輝夫, 粘性減衰が付加された建築構造物の複素モーダル解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2001.
98. 佐分利和宏・長瀬 正・瀬川輝夫, 粘性減衰が付加された建築構造物の地震応答特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 2001.
99. 岸本光平・長瀬 正・河田康夫, 42 階建て超高層 RC 免震建物の設計,
100. 長瀬 正, 動的グランドコンプライアンス(DGC)の実施設計への応用例, 近畿支部シンポジウム「建物・地盤の動的相互作用」- 限界耐力計算にどう活かすか 2001 年 10 月
101. 佐分利和宏・長瀬 正・瀬川輝夫, 履歴減衰が付加された建築構造物の複素モーダル解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2002.
102. 佐分利和宏・長瀬 正・瀬川輝夫, 履歴減衰が付加された建築構造物の複素モーダル解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 2002.
103. 長瀬 正・佐分利和宏・木林長仁・山本雅史・東野雅彦, 伝統木造軸組の実大振動実験(その 23) 粘性体制震壁を用いた制震補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 2002.
104. 長瀬 正・佐分利和宏・木林長仁・山本雅史・東野雅彦・鈴木祥之, 粘性体制震壁を用いた伝統木造軸組の制震に関する振動台実験, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp1809-1814,

- 2002.
105. 長瀬 正, 古建築の構造解析: 唐招提寺金堂の解体修理と構造解析, 日本建築学会「建築雑誌」, 木質構造デザインの可能性, Vol.117, No.1489, pp.28-29, 2002 年 6 月号
106. 長瀬 正, クリスタルタワー: 日本初の超高層制振構造, 日本の構造技術を変えた建築 100 選, 彰国社, 2002.
107. 楠 寿博・長瀬 正・木林長仁・佐分利和宏・林 良彦・植田哲司, 松井正和, 唐招提寺金堂斗組の実大圧縮クリープ実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 2004.
108. 慶 祐一・長瀬 正, 硬化型降伏剛性を有する免震摩擦ダンパーの地震応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 2004.
109. 田垣欣也・酒井潤也・長瀬 正・角 彰, 伝統木造建築への免震構造の適用, GBRC Vol.30, No.2, 財団法人日本建築総合試験所, pp.2-11, 2005 年 4 月
110. 楠 寿博・長瀬 正・木林長仁・林 良彦・植田哲司, 伝統木造建築における斗組の構造特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集第 592 号, pp.129-136, 2005 年 6 月.
111. 前田達彦・長瀬 正, 伝統木造建築物の地震応答解析における傾斜復元カスケルトン近似モデルに関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 2006.
112. 長瀬 正・佐分利和宏, 国宝唐招提寺金堂修理工事報告書, 構造補強調査編, 奈良県教育委員会文化財保存事務所, 2009 年 12 月
113. 長瀬 正, 唐招提寺金堂の保存修理を終えて, NPO 木の建築 27, pp.28-31, 2010
114. 長瀬 正, 古代の知恵に学ぶ: 唐招提寺金堂の保存修理, 日本建築構造技術者協会「STRUCTURE」, No.116, 2010.10.
115. 長瀬 正, 唐招提寺金堂: 平成の大修理, 保全センター「Re」, No.169, pp.21-24, 2011 年 1 月号
116. 長瀬 正・中川佳久・近藤一雄・多田元英・荒木慶一・西山峰広・宮本裕司, 上町断層帯地震に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究 その 10 安定係数を用いた $P\Delta$ 効果変形増大率に関する検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 2011.
117. 長瀬 正・齋藤幸雄・鈴木祥之, 伝統的構法による木造架構の床構面剛性を考慮した偏心補正, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2013.
118. 長瀬 正・齋藤幸雄・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, 2013.

謝辞

本研究をまとめるにあたり、論文の構想から細部に至るまで、著者の京都大学の研究室の先輩でもある摂南大学理工学部上谷宏二教授(京都大学名誉教授)に丁寧なご指導をいただきました。伝統木造の技術的な各論から最適設計を含む設計法全般に関わる哲学までの幅広い議論は実に楽しい時間でありました。深くお礼申し上げます。摂南大学理工学部頭井 洋教授, 辻野良二教授にはご多忙の中、本論文を査読いただき、ご助言をいただきました。ここに感謝申し上げます。

著者の伝統木造との関わりは、1998年からの唐招提寺金堂の平成の保存修理への参画から始まる。構造解析や補強設計は国宝唐招提寺金堂保存修理事業専門委員会(鈴木嘉吉委員長, 金彦潔委員, 坂本功委員ほか)の指導のもと、奈良県文化財保存事務所唐招提寺出張所との共同作業によるものであり、唐招提寺, 文化庁をはじめ関係各位に感謝します。本研究にも引用した唐招提寺金堂に関する構造解析や構造実験には竹中工務店設計部佐分利和宏氏, 竹中工務店技術研究所楠寿博氏に多大な協力をいただきました。あわせて謝意を表します。

伝統木造の設計法への取り組みは、2012年度の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設計法部会やWGでの作業を契機としており、本研究の設計法に関する解析的な検討は同委員会の設計法部会やWGでの議論から多くの示唆を得ました。ご指導とご助言をいただいた検討委員会委員長の立命館大学鈴木祥之教授, 設計法部会主査の齋藤建築構造研究室齋藤幸雄博士はじめ、委員会・WG構成員および国土交通省の支援に対し、ここに謝意を表します。

本研究は以上の唐招提寺保存修理と伝統的構法の設計法作成の二つを骨子にまとめられているが、その基本的な立場である設計行為の論理化は、もともと著者が1970年代に京都大学横尾研究室に在籍して取り組んだ卒業論文および修士論文において中村恒善助教授(当時, 現 京都大学名誉教授)にご指導いただいたものである。解析的なアプローチを重視した設計問題の定式化と閉形解析解の導出というスタイルは本研究でも引き継いでいる。ここに改めて感謝の意を表わします。

竹中工務店での実務設計業務に際して解析的な研究を行う多くのテーマと機会は、故久徳敏治博士に与えていただきました。長年のご指導とともに心より感謝いたします。