

博士論文

論文題目 伝統木造建築の耐震要素の
組み合わせによる地震時挙動の変化
ー五重塔を例にしてー

氏名 津和 佑子

伝統木造建築の耐震要素の組み合わせによる
地震時挙動の変化 ―五重塔を例にして―

津和 佑子

目次

第1章 序論	1-1
1.1 研究背景	1-1
1.2 既往の研究	1-2
1.3 研究目的と論文の構成	1-6
1.4 参考文献	1-10
第2章 構造要素と建物のモデル化の方法	2-1
2.1 概要	2-1
2.2 構造要素のモデル化の方法	2-1
2.3 既往の五重塔モデル化の方法	2-10
2.4 構造要素と建物のモデル化	2-16
2.5 参考文献	2-17
第3章 組物の構造性能	3-1
3.1 はじめに	3-1
3.2 組物単体の構造性能	3-2
3.2.1 概要	3-2
3.2.2 実験方法	3-2
3.2.3 実験結果	3-5
3.2.4 鉛直剛性の評価方法	3-7
3.2.5 静的解析	3-12
3.3 組物二基の構造性能	3-20
3.3.1 概要	3-20
3.3.2 実験方法	3-20
3.3.3 実験結果	3-34
3.3.4 せん断剛性に関する考察	3-81
3.3.5 鉛直剛性に関する考察	3-93
3.3.6 せん断バネと鉛直バネの影響度	3-97
3.3.7 静的解析	3-101
3.4 まとめ	3-103
3.5 参考文献	3-105

第4章 小屋組の構造性能	4-1
4.1 はじめに	4-1
4.2 解析モデル	4-1
4.3 解析方法	4-7
4.4 解析結果	4-9
4.5 考察	4-15
4.6 まとめ	4-21
4.7 参考文献	4-22
第5章 柱組物構面の構造性能	5-1
5.1 はじめに	5-1
5.2 実験方法	5-2
5.2.1 試験体	5-2
5.2.2 壁の仕様	5-9
5.2.3 試験体設置方法	5-18
5.2.4 試験体重量と積載重量	5-25
5.2.5 計測計画	5-30
5.2.6 加振計画	5-47
5.3 実験結果	5-50
5.3.1 試験体1	5-50
5.3.2 試験体2	5-76
5.3.3 試験体3	5-122
5.4 解析方法	5-145
5.4.1 解析概要	5-145
5.4.2 解析モデル	5-145
5.4.3 復元力特性	5-146
5.5 解析結果	5-154
5.5.1 試験体1	5-154
5.5.2 試験体2	5-159
5.5.3 試験体3	5-164
5.6 考察	5-169
5.7 まとめ	5-179
5.8 参考文献	5-181
第6章 建物全体のモデル化の検討	6-1
6.1 モデル化の概要	6-1

6.2 各構造要素のモデル化	6-4
6.2.1 柱	6-5
6.2.2 柱腰貫接合部	6-5
6.2.3 組物	6-6
6.2.4 壁	6-7
6.2.5 小屋組	6-14
6.2.6 その他各部のモデル化	6-14
6.2.7 重量の設定	6-16
6.3 解析モデルの検証	6-19
6.3.1 解析方法	6-19
6.3.2 解析結果	6-20
6.4 考察	6-24
6.5 参考文献	6-35
 第7章 建物全体の地震時挙動	 7-1
7.1 はじめに	7-1
7.2 解析方法	7-1
7.2.1 解析ケース	7-1
7.2.2 諸設定	7-2
7.3 解析結果	7-4
7.3.1 壁強度の影響	7-4
7.3.2 小屋組と組物の剛性の影響	7-7
7.3.3 心柱の影響	7-9
7.4 まとめ	7-11
7.5 参考文献	7-12
 第8章 結論	 8-1
8.1 まとめ	8-1
8.2 今後の課題	8-3

第 1 章

序論

第1章 序論

1.1 研究背景

近年、文化財あるいは公的な指定を受けていなくても歴史的文化的に意味のある建物の保存や活用が活発に行われ、社寺仏閣などの伝統的木造建築に関して構造的視点からみた保存・修復が進められている。そのため、こうした木造建築を対象に、実験的、解析的研究も進められ、現代の構造解析手法によってこれらの建物の構造的評価を行い、構造解析、構造設計が行われつつある。工学的、法的に外に置かれてきた伝統的な木造建築も工学的に見直され、伝統的な構法であっても現代の建物として十分な耐震性能を有する必要がある。

しかしながら、神社仏閣などの伝統的木造建築は、在来軸組構法による住宅等と比べ特徴的な部材が多く用いられ独特の構造要素を有している。例えば、住宅と比較すると柱の径が大きく柱の復元力特性といった特徴的な構造特性があったり、組物という柱と屋根の間にある鉛直荷重を支える独特の構造部分があったりする。異なった構造要素によって建物が成り立っているため、建物全体の構造特性も社寺と住宅では異なり、建物に即した構造性能の評価が必要である。しかし、実際の伝統的木造建築の地震時の挙動や、各構造要素がどのように相互に影響しあうか、また建物全体の中での力学特性をどのように評価するかは十分に解明されておらず、詳細な構造特性の把握が未だ不十分である。

伝統的木造建築の構造要素として、柱、貫、壁、組物などが挙げられる。各構造要素に関しては実験的、解析的研究も増え、それぞれのモデル化が行われてきた。しかし、これらの研究は要素を対象に個別に行われ、軸組全体で要素を取り扱っていないため、架構全体の中での各要素の挙動は明らかではない。一方、軸組全体を対象に振動台実験を行い、架構全体に対して各要素がどのように影響するかなどの実験的検証もいくつか行われている。しかし、軸組全体の中での要素について、要素実験から提案されているモデルで比較検討はなされておらず、各要素が軸組全体でどのようにモデル化され、組み合わせられるかは十分に解明されていない。また、耐力が低下するまでの大変形時の振動実験、静的実験はなされておらず、大変形時の伝統軸組の挙動に関しても十分に明らかではない。

したがって、これらの構造解析、耐震診断のためには、さらなる構造物の定量的把握が重要である。

1.2 既往の研究

伝統木造建築を構成する各構造要素や、要素を組み合わせたもの、あるいは伝統的な社寺建築の建物全体を対象に、それらの耐震性能の評価方法を検討した既往の研究について述べる。

1.2.1 構造要素の耐震性能評価

柱については、坂が法隆寺金堂の昭和大修理に伴って行った、一連の研究が最も早い例で、社寺骨組みの力学的研究を行っている¹⁻¹⁾。柱 2 本に桁を架け、鉛直荷重を作用させ、柱の水平荷重と水平変位の関係から、柱の傾斜復元力に関して定式化を行っている。河合は、柱頭、柱脚にめり込みが生じるとし円柱と角柱のモデル化を行い、模型を用いた静的加力実験から坂の研究を理論的に考察し柱の傾斜復元力の定式化を行っている¹⁻²⁾。大下は柱傾斜復元力特性について、鉛直荷重の作用位置を知るために、組物を有する試験体を用い、実大振動実験を行っている¹⁻³⁾。その結果、地震時に組物と柱は逆向きに傾き、その傾向は地震波の種類や全体の架構に影響されないことを示している。また、実際の架構において、鉛直荷重は柱が傾斜した時に、柱頭部の最も高い位置に作用することを示している。

柱貫接合部については、坂が社寺骨組みの力学的研究の中で貫の耐力についての研究を行い、貫の耐力は柱が貫に比べて著しく太い場合は貫の位置によって無関係であるなどの知見を示している¹⁻⁴⁾。(財)日本住宅・木材技術センターが、差鴨居構法と併せて木造軸組構法の構造設計方法開発を目的に実験的研究を行っている¹⁻⁵⁾。稲山は、木材のめり込み理論を提案し、柱貫接合部のモーメント変形角関係の理論式を導いている¹⁻⁶⁾。

組物については、西澤が薬師寺大講堂の復原設計に伴って、組物を含む軸組を対象とした一連の研究を行っている¹⁻⁷⁾。薬師寺大講堂の組物、小壁部分 1 スパン分の実物大部分模型の静的水平加力試験とオンライン実験（仮動的実験）の結果から履歴モデルを提案し、その履歴モデルを用いて地震応答解析を行い、オンライン実験結果との比較検討よりその有効性を検証している。藤田らは喜多院慈眼堂を範とした 4 本の柱頭と組物から構成される試験体について、静的鉛直載荷試験・静的水平加力試験・振動台加振試験を実施している¹⁻⁸⁾。一連の結果から木材のめり込み理論をもとに剛性の理論値を算出し、履歴モデルの一般化を試みている。水沼、藤田らは出三斗・大斗の基本的な組物について正負交番静的加力試験を行い、荷重変位履歴曲線は 2 つの剛性で近似でき、繰り返し加力に対して剛性の低下が認められないことを示している¹⁻⁹⁾。津和、藤田らは組物の寸法、速度による影響を明らかにすることを目的として、大きさの異なる 3 種類の組物の静的および動的載荷試験の研究を行っている¹⁻¹⁰⁾。その結果、組物の寸法、速度による影響はしないことを示している。楠・木林らは唐招提寺金堂の斗組の圧縮クリープ実験を 3 年間にわたり実施し、クリープ曲線の設定および将来予測を行っている¹⁻¹¹⁾。

壁に関しては、主要な耐震要素として評価されており、様々な耐力壁もあるが、ここでは、伝統的木造建築に由来から使用されている土壁や板壁に関する耐震性の評価に関する研究について挙げる。藤田・坂本らは重要文化財などに指定されている住宅系建築における土壁、板壁、小壁、土壁や板壁の軸部だけに相当する通し貫を配置した壁を対象に、その耐震性を明らかにするために静加力実験および地震波加振実験を行っている¹⁻¹²⁾。静的な剛性は土壁、小壁、板壁、通し貫の順に高くなったこと示している。また、1/120rad. 時の耐力は土壁 500kgf/m、小壁 80kgf/m、板壁 75kgf/m、通し貫 50kgf/m 程度の結果を得ている。森田柳澤らは伝統的構法のもつ構造性能の評価を目的とし、土壁のせん断試験を行っている¹⁻¹³⁾。その結果、土壁は交番载荷における戻り勾配には、復元性が期待できないなどの知見を示している。高田・小浜は伝統的軸組構法の貫・小壁・土壁の3種の試験体に関して、低振幅下での自由振動試験・繰返し水平加力試験を行っている¹⁻¹⁴⁾。自由振動試験では、変形角振幅が小さくなると固有振動数が大きくなる傾向が見られ、土壁が付く程顕著であることを示している。また、水平加力試験では、貫試験体において剛性は低いが高靱性であること、土壁試験体の履歴性状はスリップ型であることなどの結果を得ている。

いくつかの耐震要素を組み合わせた軸組架工などを対象にした研究については、林・軽部らが平城宮跡の大極殿復原計画に伴って一連の実験的研究を行っている¹⁻¹⁵⁾。大極殿の初重層側通り架構の1×1スパン分の実大試験体に関して、異なる鉛直载荷下における静的水平加力試験を行っている。その結果、軸組全体の荷重変形関係は、小変形時では正負で荷重の差はないが、大変形時には包絡線が階段状となり、頭貫部分の継手破壊などにより負側の荷重が大きく、繰返しによる損傷を受けている。また、最大復元力は鉛直荷重の割合で異なり柱を剛体と仮定した際の最大復元力に対する実験から得た最大復元力の割合は、鉛直荷重が大きいほど減少する結果を得ている。鈴木らは伝統軸組構法の建物モデルを想定し、実物大の試験体を製作し静的水平力载荷実験及び振動実験を行っている¹⁻¹⁶⁾。架構全体の復元力は、柱傾斜復元力と横架材によるモーメント抵抗などから構成されと考えられ、横架材の数が少なくなるにつれて剛性、耐力が低下することから、柱・貫モーメント抵抗は重要な要素であることを指摘している。また、組物や柱脚部の挙動など各構造要素の更なる分析を必要とすることを挙げている。谷・河村らは伝統木造軸組架構の振動実験において、組物部分の振動特性に関して研究を行い、実大振動実験・単調载荷実験・静的繰返し载荷実験を実施し、それらの結果を比較している¹⁻¹⁷⁾。そのことから、動的実大振動実験は、静的繰返し载荷実験に近い性状を示す結果を得ている。

1.2.2 建物全体の耐震性能評価

伝統的な社寺建築の建物全体を対象にした研究では常時微動測定や地震観測が多数行われている。その中でも構造要素や建物の復元力特性や建物モデル化にも言及している事

例を挙げると、河合・内田らが法隆寺西伽藍のうち構造形式が類似する金堂および中門について常時微動測定を行っている¹⁻¹⁸⁾。その結果、両建物の固有振動数が近い値を示し、対応する振動モードにも類似性が確認されている。また、金堂初重は初期剛性において柱傾斜復元力が占める割合は75～81%となる結果を得ている。長瀬・佐分利らは唐招提寺金堂の保存修理のための構造調査の一環として金堂および周辺地盤の常時微動測定を行い、振動特性を検討している¹⁻¹⁹⁾。その結果、1) 梁行周期は同規模の寺社建物に比べて約1.5倍と長い、2) 人力加振による減衰定数は2～3%である、3) 地盤では表層と深い構造の2つの周期が観察された、4) 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、重量に依存しないという知見を示している。

内田・河合らは6塔の五重塔（法隆寺・旧寛永寺・日光東照宮・最勝院・法華経寺・厳島神社）に関して、法隆寺は常時微動測定、その他は常時微動測定・人力加振による自由振動実験を行い、基礎的な振動特性を明らかにしている^{1-20)~25)}。また最勝院・法華経寺・厳島神社の3塔では、1次モードにおいて上層ほど層間変形角の大きい曲げ型のモードであることを示している。内田・河合らは薬師寺西塔および1981年に復元された東塔の常時微動測定を行っている¹⁻²⁶⁾。その結果、東塔と西塔を比較すると、固有振動数の値はいずれも西塔の方が1～2割程度高い値となるが振動モードには類似性があることを示している。また塔全体を各層の質点とせん断ばねからなる質点系にモデル化し、測定結果に近い結果を得ている。中村・河合は福泉寺五重塔について、常時微動測定及び強震観測を実施して、それらの結果からモデルの提案及び地震応答解析を行っている^{1-27)~28)}。常時微動測定では、1次から5次までの塔身固有振動数と振動モード、1次から3次までのねじれ固有振動数と振動モードの実験結果を得ている。また強震観測では1次、2次の振動モード等が観測されている。モデルは各層の左右に質点を配置し、各層にせん断バネと2つの鉛直バネを設けた振動モデルを提案して、常時微動測定結果をある程度表現しうることを確認され、また地震応答解析の結果と強震記録が比較的一致していることを示している。

建物全体の耐震性能の評価やモデル化の検討については、五重塔の新築工事や改修工事の際に行われたもの、縮尺模型を対象に行われた実験、振動実験からモデル化を提案しているものなどがいくつかある。花里・稲山らが木造伝統構法による新設五重塔の構造安全性の検討を実施している^{1-28)~35)}。200年再現期待値の地震・風荷重に対して倒壊しないとする目標性能を設定し、耐震検討は地震応答解析、耐風解析は主として静的増分解析により、目標性能を満たすことを確認している。また、軸組架構を平面並列骨組モデルで表し、柱・貫接合部の力学モデルは、めり込みを評価して、弾塑性回転ばねで表した半剛節、板壁や斗組を弾塑性せん断ばねで表している。河合らによる五重塔の振動特性に関する研究¹⁻⁴¹⁾では、微動測定、地震観測から構造解析モデルを構築している。振動測定から比較的大きな上下動が観測されていることなどから、塔全体の曲げ変形が無視できないとも言われ、各層の上下動を考慮し鉛直方向のバネを設けた五重塔のモデル化がなされている。た

だし、その鉛直剛性は解析モデルを微動測定結果に合わせるように剛性が決められており、実験的なデータではないとしている。千葉・河合らは伝統的木造五重塔の 1/5 縮小模型を用い、振動台加振実験・静的水平加力試験を行い大変形時の振動特性について明らかにしている¹⁻³⁶⁾。花里・坂本らは五重塔の地震観測に基づいて塔身のみのモデル・心柱を有するモデル・塔身頂部に粘性要素を付けたモデルの解析モデルを作成し、地震応答解析を行い、心柱の制振効果は心柱と塔身の間のエネルギー損失効果によることなどを示している¹⁻³⁷⁾。安宅・横須賀は教王護国寺の五重塔を対象とした五重塔の構造のモデル化を行っている¹⁻³⁸⁾。五重塔の構造的特徴・基本構造・荷重伝達システムを考慮して、曲げ弾性モデル・せん断モデル・回転（ロッキング）モデルの 3 つの要素を複合した構造モデルを提案している。また、心柱の影響や軒組などの構造要素の検討を必要とすることを挙げている。貞広・木村らは、薬師寺東塔の解体修理事業において実施した構造診断により明らかになった東塔の構造特性を報告している¹⁻³⁹⁾。構造診断では、調査、実常時微動測定や軒先載荷実験、部材実験、構造解析を行っている。構造解析では構造部材を可能な限り縮約することなく再現した立体骨組解析モデルで検討を行っている。望月・以頭は、ホテル椿山東京三重塔に耐震改修における現況調査および離間とめり込みを考慮したモデルの時刻歴応答解析について報告している¹⁻⁴⁰⁾。現況調査による構造上の問題点を解決した上で解析を行った結果、地震時の変形を低減できることが確認されている。

以上の既往の研究を見ると、各構造要素についての研究は数多くなされその耐震性能も明らかになってきている。一方、建物全体を対象にした研究では、常時微動測定や地震観測などの振動特性の把握に関する研究は数多いが、実大、あるいはそれに近いモデルを用いた静的あるいは動の実験は数少ない。また、特定の建物の修理や復原を目的としているものも多く、必ずしも一般性が高いとは言えない。

1.3 研究目的と論文の構成

1.3.1 研究目的

伝統的な社寺建築の建物全体を対象にした静的あるいは動の実験が数少ない中で、五重塔に関しては、振動測定や地震観測、縮小模型を用いた振動台実験、新築や改修工事に伴って構造解析モデルを構築した解析的検討が他の社寺建築に比べ比較的数量多く行われている。しかしながら、すでに提案されている耐震要素の評価方法を用いた建物全体の耐震性評価の検討はあまり行われておらず、耐震要素が組み合わさった際の伝統木造建物のモデル化は十分に解明されていない。伝統的な構造要素の中でもまだ十分に性能が把握されていない要素もあり、伝統的な社寺建築の耐震性能の把握や解析のための構造モデルを確立するためには実験的、解析的なデータの蓄積が重要である。

そこで本研究では伝統的な木造建築に用いられる構造要素の把握と要素を組み合わせた場合の地震時の挙動を定量的に把握することを主な目的とする。本研究で扱う建物としては五重塔を用いる。これは、前述しているように、五重塔の建物全体を対象にした実験的研究、あるいは解析的研究が他の伝統社寺建築に比べ比較的多くなされているため、本研究での検討が既往の研究結果とも比較検証できるためである。五重塔を建物全体のモデルとし、五重塔を構成する耐震要素の把握と要素の組み合わせ方による建物全体の地震時挙動を把握するために、以下の点を明らかにする。

- ・五重塔の耐震要素の中でまだ十分に解明されていない要素として組物と小屋組の鉛直剛性に着目し、各要素自体の性能と建物の中に組み込まれた際の地震時の挙動。
- ・耐震要素の組み合わせ方を変えた3種類の構面を対象にした振動台実験を通して、架構の中の各要素や架構全体の耐震性能評価方法。
- ・要素実験や解析を通して建物全体のモデル化の方法を検討し、耐震要素の組み合わせ方を変えた場合の建物全体の地震時の挙動。

一点目に挙げた組物と小屋組の鉛直剛性は、地震時に小屋組や組物部分に回転モーメントがかかった際に組物や小屋組で鉛直方向に変形する際の鉛直剛性であり、耐震要素として発揮される剛性を意味する。また、本研究で扱う建物例は「塔」であり、御堂などとは違い多層に組み合わさっていることや、心柱といった五重塔特有の要素は含んではいるが、他の社寺建築と同じ耐震要素（柱、柱貫接合部、組物、壁）で構成され、基本的な要素は同じであるため、要素やそれが組み合わさった時のモデル化の適用は可能であると考えられる。本研究の成果は、伝統的な木造建築、特に社寺建築の修復や復元、またそのような建物を新築する際の構造解析のための有用な資料と成り得る。

1.3.2 論文の構成

本論文の構成を図 1.3.2 に示す。次に各章の目的と内容を示す。

第 1 章では、序論として 研究の背景、目的を述べ、研究の構成を概説する。

第 2 章「構造要素と建物モデル化の方法」では、伝統木造建築の建物として五重塔を例にして、考えられる耐震要素の中で耐震性能の評価方法が提案されているものといないものとを明確にし、本論文での着目点、検討する耐震要素について示す。また建物のモデル化の方法として、既往の研究で提案されているものを整理し、本研究で着目した要素を含んだモデル化の方法を示す。

第 3 章「組物の構造性能」では、組物単体の圧縮実験を実施し、組物の鉛直剛性を定量的に明らかにする。また、五重塔では地震時に各層がロッキングすることから、組物層にせん断と曲げが同時にかかることを想定し、組物二基を対象に曲げとせん断を同時に与えた静加力実験を実施し、実験結果と前述の圧縮実験から得た鉛直剛性、既往のせん断剛性の評価方法をもとに、組物部分の鉛直剛性とせん断剛性の評価方法について検討する。

第 4 章「小屋組の構造性能」では、小屋組の鉛直剛性について解析的に検討を行う。肘木、柱盤、尾垂木などの横架材および束は線材で置換し、接合部は部材の繊維直交方向の圧縮を考慮した鉛直バネを用いた 3 次元立体モデルを作成し静的載荷の解析を行い、小屋組全体の鉛直剛性を把握する。

第 5 章「柱組物構面の耐震性能」では、大径の柱、腰貫、地貫、台輪、組物から構成される軸組を基本形としてそれに壁を加え、壁剛性を変えた 3 種類の構面について振動台実験を実施し、要素の組み合わせ方を変えた場合の地震時挙動の違いについて定量的に把握する。

第 6 章「建物全体のモデル化の検討」では、第 2 章から第 5 章で得た知見をもとに、飛鳥様式五重塔を例にして建物全体のモデル化の方法と各構造要素のモデル化の方法について検討する。

第 7 章「建物全体の地震時挙動」では、第 6 章で示した建物モデルを用いて、建物を小屋組層、組物層、壁構面の 3 つの要素に分け、それぞれの剛性の組み合わせを変えたパラメトリックな解析を行い、耐震要素の組み合わせの違いによる建物の地震時挙動の変化について検証する。

第 8 章では、「結論」として、本研究から得た知見と今後の課題について説明する。

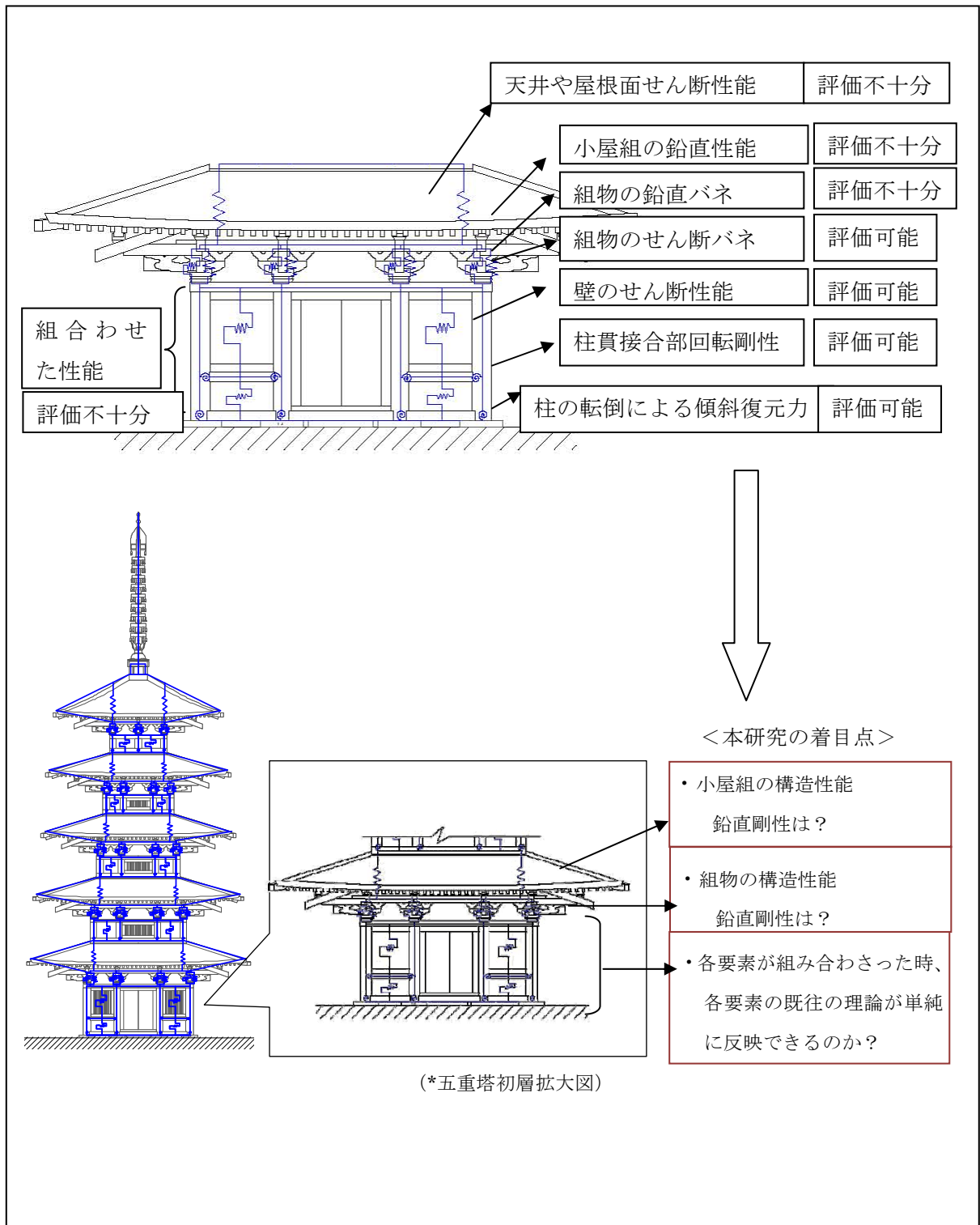


図 1. 3. 1 五重塔のモデル化と本研究の着目点

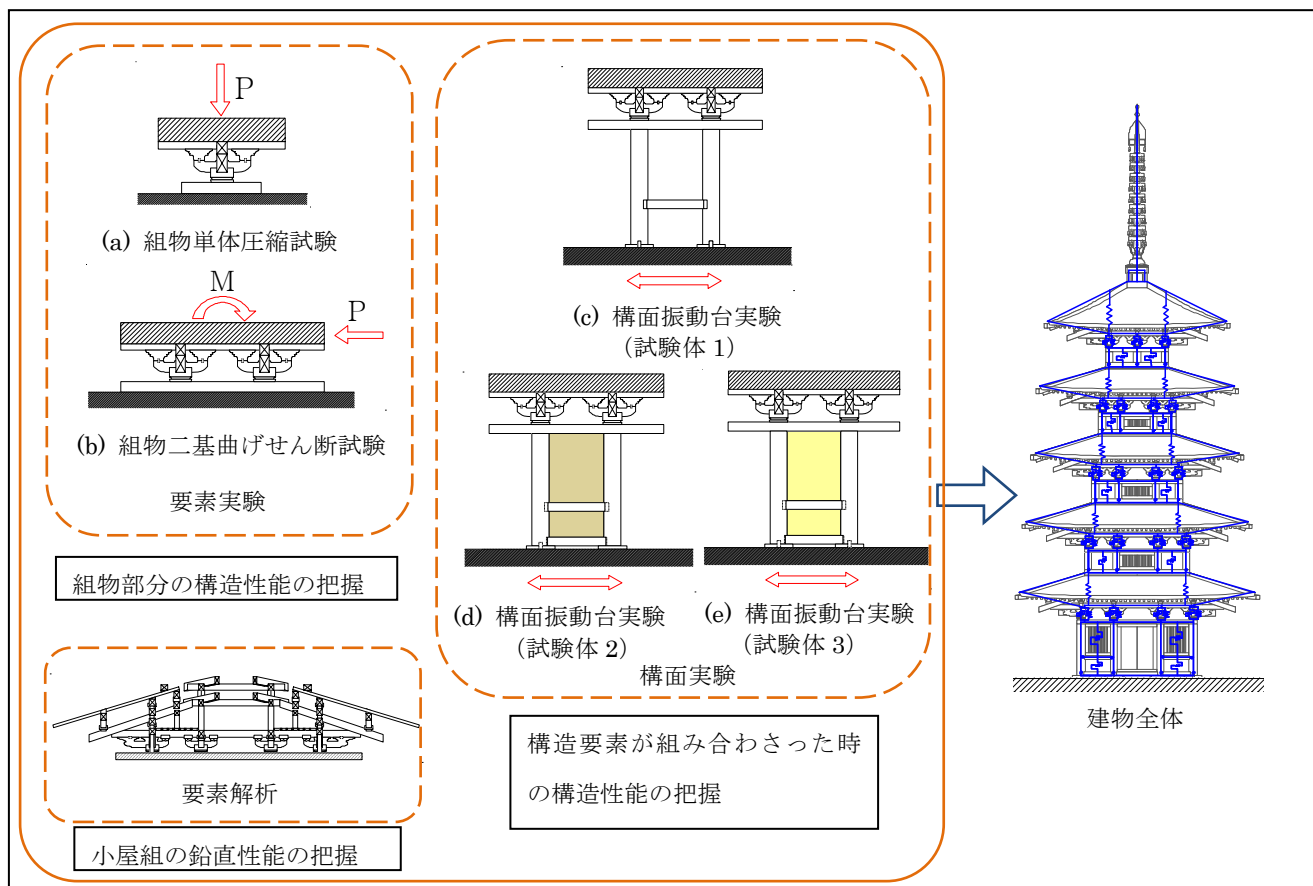


図 1.3.2 研究の方法

1.4 参考文献

- 1-1) 坂静雄：社寺骨組みの力学的研究（第1部 柱の安定復元力）、建築学会大会論文集、pp.252-258、1941年4月
- 1-2) 河合直人ほか：伝統的木造建築の構造安定性に関する研究、(財)日本建築センター、1992年3月
- 1-3) 大下達哉：二方向加力による木造建築の柱傾斜復元力の定式化に関する研究、日本建築学会北陸支部研究報告集、No.45、pp.1-8、2002年6月
- 1-4) 坂静雄：社寺骨組の力学的研究（第2部 貫の耐力）、建築学会大会論文集、No.21、pp.259-268、1941年4月
- 1-5) (財)日本住宅・木材技術センター：木造軸組構法等の開発業務報告書 貫構造・差鴨居構造の設計方法の開発、昭和61年
- 1-6) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用（靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究）、東京大学学位論文、1991年12月
- 1-7) 西澤英和：伝統的木構造の耐震性に関する基礎的研究（斗拱及び小壁の力学的特性について）、京都大学建築学科、1996年3月
- 1-8) 藤田香織ほか：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、No.543、pp.121-127、2001年5月
- 1-9) 水沼祥一、藤田香織、坂本功：伝統的木造建築の組物の静的水平加力試験（出三斗・大斗肘木の剛性評価）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.265-266、2002年8月
- 1-10) 津和佑子、藤田香織、金恵園、上廣太、斎藤一成、腰原幹雄、坂本功：伝統的木造建築の組物の動的載荷試験その1-3、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.23-28、2004年8月
- 1-11) 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、C1、pp.29-30、2004年8月
- 1-12) 藤田香織、坂本功、大橋好光、木村正彦：伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験（その1～3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.147-152、1997年9月
- 1-13) 森田仁彦、柳澤孝次、菊地憲一、小林美菜子、山田敏夫：伝統的木造建築の構造性能評価（その1：土壁のせん断実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.261-262、1998年9月
- 1-14) 高田豊文、小浜芳朗：伝統構法を用いた木造軸組の静的・動的実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.401-402、2004年8月
- 1-15) 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1～2、C1、pp.267-270、1998年9月

- 1-16) 鈴木祥之ほか：伝統木造軸組の実大振動実験・静的水平力載荷実験、日本建築学会構造系論文集、No.574、pp.135-142、2003 年 12 月
- 1-17) 谷明勲・西村公一・河村廣：伝統木造軸組の実大振動実験その 9（各部の挙動（2）組物）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.119-120、2000 年 9 月
- 1-18) 河合直人、内田昭人、前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性（その 3.法隆寺金堂および中門の常時微動測定）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.173-174、1996 年 9 月
- 1-19) 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測定、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.131-132、2000 年 9 月
- 1-20) 内田昭人、河合直人、前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性その 2（法隆寺五重塔の常時微動測定）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.171-172、1996 年 9 月
- 1-21) 登坂弾行、松留慎一郎、前川秀幸、渋谷泉、内田昭人、河合直人、箕輪親宏：伝統的木造建築物の振動特性その 11（旧寛永寺五重塔の振動実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.467-468、2003 年 9 月
- 1-22) 登坂弾行、松留慎一郎、前川秀幸、内田昭人、河合直人、箕輪親宏、花里利一：伝統的木造建築物の振動特性その 12（日光東照宮五重塔の振動実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.245-246、2004 年 8 月
- 1-23) 内田昭人前川秀幸、河合直人、花里利一、箕輪親宏、松留慎一郎、登坂弾行：伝統的木造建築物の振動特性その 13（最勝院五重塔の振動実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.491-492、2005 年 9 月
- 1-24) 前川秀幸、河合直人、花里利一、箕輪親宏、松留慎一郎、道場信義：伝統的木造建築物の振動特性その 14（中山法華経寺五重塔の振動実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.467-468、2006 年 9 月
- 1-25) 前川秀幸、河合直人、花里利一、箕輪親宏、松留慎一郎、道場信義：伝統的木造建築物の振動特性その 15（厳島神社五重塔の振動実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.407-408、2007 年 8 月
- 1-26) 内田昭人、河合直人、前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性その 5（薬師寺東棟および西塔の常時微動測定）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.219-220、1997 年 9 月
- 1-27) 中村哲平、河合直人：伝統構法により建てられた五重塔振動特性（その 1. 常時微動測定及び人力加振）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.411-412、2012 年 9 月
- 1-28) 河合直人、中村哲平：伝統構法により建てられた五重塔振動特性（その 2. 強震観測と振動モデル）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.413-414、2012 年 9 月

- 1-29) 三井所清典、大倉靖彦、花里利一、稲山正弘、坂本功：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討(その 1.設計建物の概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.277-278、1998 年 9 月
- 1-30) 花里利一、宮澤正躬、稲山正弘、三井所清典、坂本功：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討(その 2.検討の概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.279-280、1998 年 9 月
- 1-31) 荻原幸夫、花里利一、稲山正弘、池間典一、佐藤貢一：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討(その 3.静的増分解析の方法)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.281-282、1998 年 9 月
- 1-32) 池間典一、荻原幸夫、花里利一、佐藤貢一、稲山正弘：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討(その 4.静的増分解析の結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.283-284、1998 年 9 月
- 1-33) 佐藤貢一、花里利一、池間典一、荻原幸夫、稲山正弘：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討(その 5.地震応答解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.285-286、1998 年 9 月
- 1-34) 大倉靖彦、埴加寿雄、稲山正弘、池間典一：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討(その 6.構造補強の設計)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.287-288、1998 年 9 月
- 1-35) 花里利一、稲山正弘、三井所清典、坂本功：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討(その 7.補強効果の検討及び修正モデルによる解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.173-174、1999 年 9 月
- 1-36) 河合直人、箕輪親宏、花里利一、前川秀幸：五重塔の振動特性に関する研究、平成 16 年度～平成 18 年度科学研究費補助金(基盤研究(C))研究成果報告書、2007 年 3 月
- 1-37) 千葉一樹、藤田香織、腰原幹雄、河合直人、箕輪親宏、花里利一、坂本功：振動台加振実験から得られた伝統的木造構法五重塔の基礎的な振動特性(伝統的木造構法五重塔の縮小模型実験 その 1)、日本建築学会構造系論文集、No.614、pp.69-75、2007 年 4 月
- 1-38) 花里利一、藤田香織、千葉一樹、坂本功：伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究その 5(観測記録に基づく津観音五重塔の地震応答解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.489-490、2009 年 9 月
- 1-39) 安宅信行、横須賀洋平：五重塔の構造のモデル化に関する研究(スネークダンスをする構造モデルについて)、昭和女子大学大学院生活機構研究科紀要 Vol.17、pp.111-119、2008 年
- 1-40) 貞広修、木村誠ほか：国宝薬師寺東塔の構造診断その 1～5、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.361-370、2013 年 8 月

- 1-41) 望月英二、以頭秀司：ホテル椿山荘東京三重塔の耐震改修、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.359-360、2013 年 8 月

第 2 章

構造要素と建物のモデル化の方法

第2章 構造要素と建物のモデル化の方法

2.1 概要

伝統木造建築を構造解析する際に考えられる耐震要素について、既往の研究からその特性が明らかになっている要素と、未だ十分にその性能が解明されていない要素について整理し、考えられる各要素のモデル化の方法と建物全体のモデル化の方法について検討する。なお、建物のモデルは、第1章で述べたように五重塔を例にする。

2.2 構造要素のモデル化の方法

五重塔の構造要素について、これまでに耐震性能の評価方法が提案されている要素やまだ十分に性能が把握されていないが耐震要素として考えられるものを図2.2.1に示し、以下に挙げる。

<耐震要素として考えられる要素>

- ① 柱の転倒による傾斜復元力
- ② 柱貫接合部のめり込みによる回転剛性
- ③ 壁のせん断性能
- ④ 組物のせん断性能
- ⑤ 組物の鉛直性能
- ⑥ 小屋組の鉛直性能
- ⑦ 天井や屋根面の水平構面のせん断性能
- ⑧ 心柱

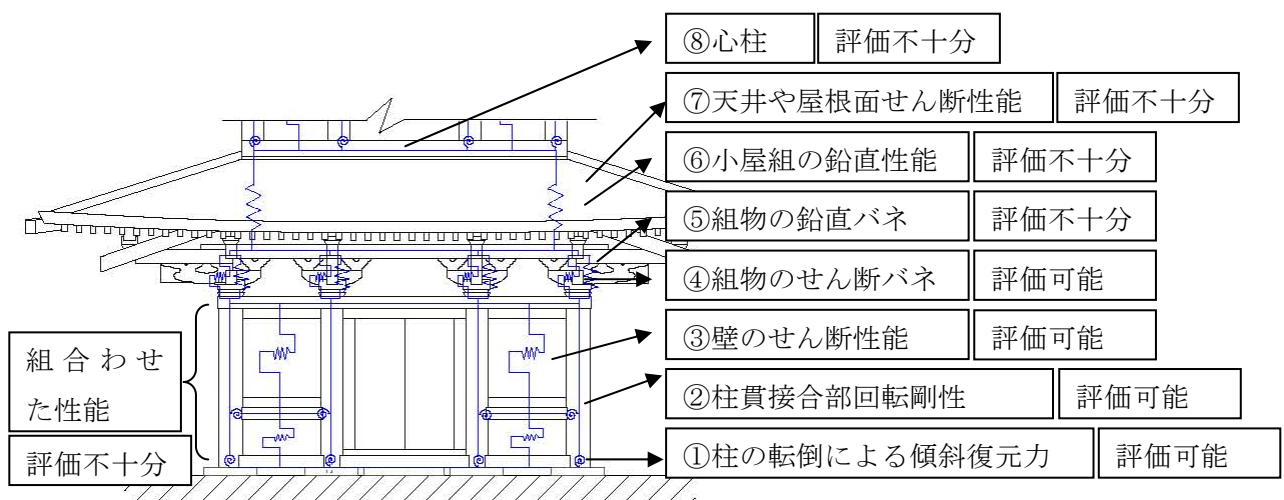


図 2.2.1 構造要素のモデル化

柱の傾斜復元力、柱腰貫の接合部めり込み、壁のせん断性能、組物のせん断性能に関しては、既往の評価方法が提案されている。一方、組物や小屋組の鉛直性能、天井や屋根面の水平構面のせん断性能、また五重塔の特徴的な要素の一つである心柱については、構造性能の評価方法が十分に解明されていない。以下に各部の性能について述べる。

(1) 柱の傾斜復元力

柱の傾斜復元力は柱が剛体回転をしたときに、水平荷重に対して鉛直荷重が柱の傾斜を戻す側に働くことによって生じる復元力である。伝統的な社寺建築のように柱の径が太く、屋根重要が重いときにはその復元力は大きくなる。柱の傾斜復元力に関しては、坂による実験的研究²⁻¹⁾や、河合による理論的研究²⁻²⁾で、荷重変形関係が提案されている。

坂の研究では、角柱と丸柱、斗付角柱について、2本の柱に鉛直荷重を加えながら水平に片押し加力する実験が行われた。その結果から、柱の傾斜復元力特性について以下のような実験式が算出されている。

角柱：

$$y = H_0 \{1 - 0.04x - 0.676456 \exp(-1.7977x) - 0.323544/(x+1)\} \quad (\text{式 2.2.1})$$

円柱：

$$y = H_0 \{1 - 0.04x + 0.99625 \exp(-0.3027x) - 1.9963/(x+1)\} \quad (\text{式 2.2.2})$$

斗付角柱：

$$y = H_0 \{1 - 0.04651x + 1.859 \exp(-0.4045x) - 2.85914/(x+1)\} \quad (\text{式 2.2.3})$$

ただし、

y ：復元力

x ：柱頂の水平移動

b ：柱の幅

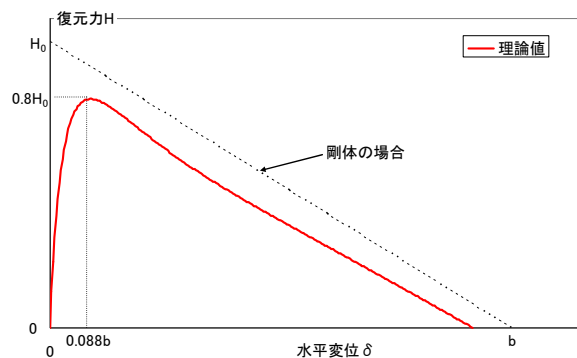
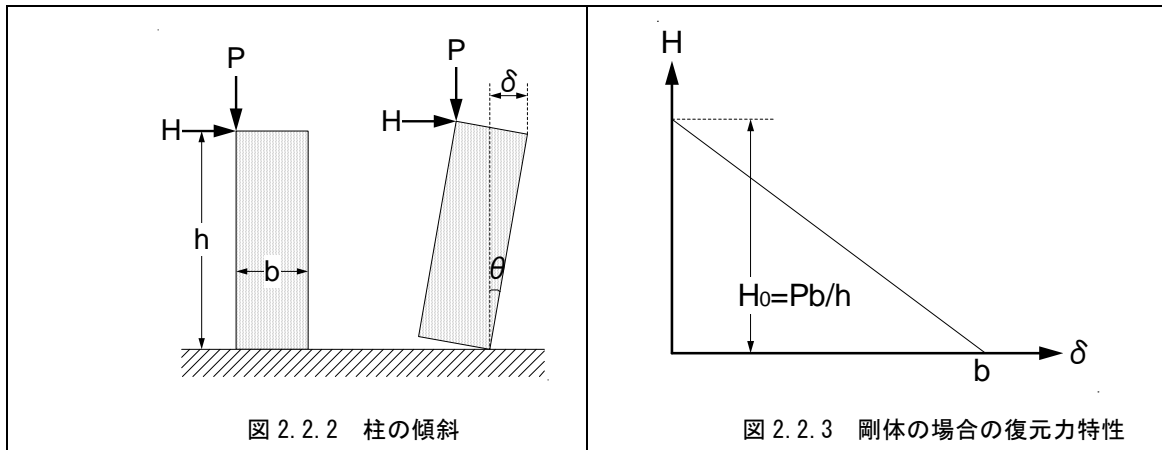
H_0 ：剛体の最大復元力（ $= Pb/h$ ）

P ：鉛直荷重

h ：柱の高さ

角柱、円柱、斗付角柱は、いずれも最大復元力は剛体復元力 H_0 の80%で、これに応じる柱の水平移動は、角柱は柱幅の0.1倍、円柱では柱幅の0.088倍、斗付角柱は0.07倍としている。

円柱を例に、式2.2.2に従って柱の傾斜復元力を算出すると、図2.2.4のような荷重変形関係が描ける。



柱の傾斜復元力は柱頭柱脚における柱の部分圧縮変形や柱の上下にある部材の柱によるめり込み変形により剛体と仮定した場合の耐力よりも減少し、剛体と仮定した場合のモーメントの釣り合いから算出される直線に対して、漸近するような曲線となる。

河合の研究では、柱上下での圧縮変形を考慮した荷重変形関係の理論式を提案している。まとめると以下ようになる。

理論的モデルとして柱脚、柱頭とも同じ条件の柱を想定する。柱断面は正方形と円柱のそれぞれを考え、柱の繊維方向のめり込み（縮み）量 λ と応力度 σ は、めり込み剛性を K （一定）として

$$\sigma = K\lambda \quad (\text{式 2.2.4})$$

の関係があるとして、柱の傾斜により 4 段階の応力状態を考える（図 2.2.5）。

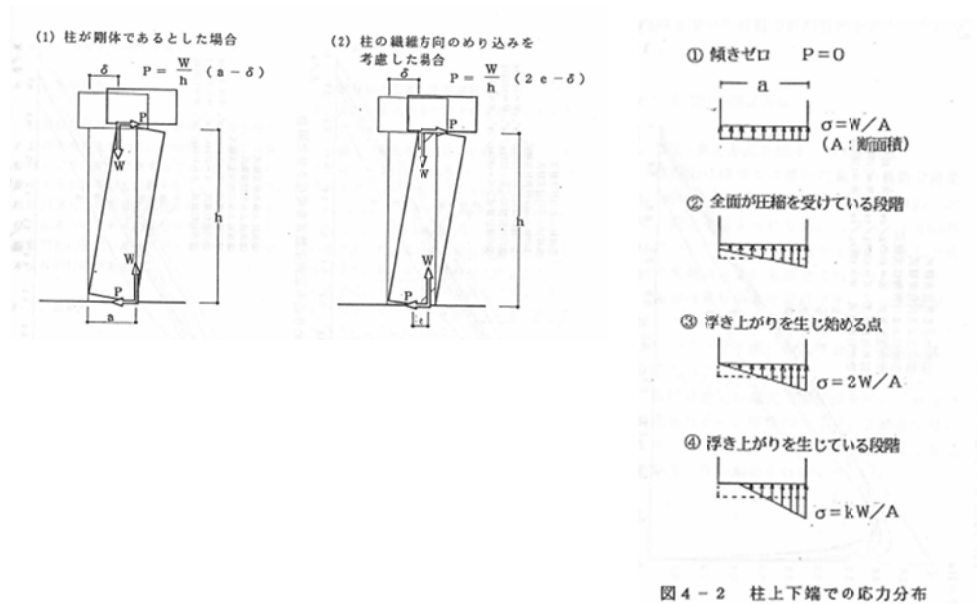


図 2.2.5 柱転倒の応力状態 (文献 2-2)

力の釣り合いから、②、④の各段階における水平力 P と柱頭水平変位 δ の関係は、
 ②全面圧縮の段階

正方形断面

$$P = \left[\frac{Ka^4}{6h^2} - \frac{W}{h} \right] \delta \quad (\text{式 2.2.5})$$

円柱断面

$$P = \left[\frac{\pi Ka^4}{32h^2} - \frac{W}{h} \right] \delta \quad (\text{式 2.2.6})$$

④浮き上がりが生じている段階

正方形断面

$$P = \frac{a}{h} W - \sqrt{\frac{8W^3}{9Kha\delta}} - \frac{W}{h} \delta \quad (\text{式 2.2.7})$$

円柱断面

$$P = \frac{W}{ah} \left[\frac{\alpha}{4} \beta - \frac{48Wh}{Ka^3} \right] \delta \quad (\text{式 2.2.8})$$

ただし、 α 、 β は図 2.2.6 の接触部分を示す θ に対して、

$$\alpha = -3\pi \sin \theta + 6\theta \sin \theta + 6\cos \theta - 2\cos^2 \theta \quad (\text{式 2.2.9})$$

$$\beta = 3\pi - 6\theta - 10\sin \theta \cos \theta - 6\sin^2 \theta \cos \theta \quad (\text{式 2.2.10})$$

と表わされる。

(2) 柱貫接合部のめり込み

柱が傾斜した際、貫・柱接合部に回転が生じ、部材がめり込むことでモーメントが発生する。柱の途中に発生するこのモーメントの作用により、構面の復元力が増加する。このような貫・柱接合部に生じるめり込みによる回転剛性を、稲山の木材の三角変位めり込み理論^{2・3)}から理論値を算出できる。

木材の三角変位めり込み理論によると、木材の三角変位めり込み（弾性範囲）の弾性限界変形角 θ_y 、任意の θ に対するモーメント M は、以下の式で与えられる。理論式を算出する部材寸法は図 2.2.6 のような設定になる。

$$\theta_y = \frac{z_0 f_m}{x_p E_{\perp} \sqrt{C_x C_y C_{cm} C_{ym}}}$$

$$M = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{\perp} \theta}{z_0} \left\{ C_{xd} + \frac{1}{3} \right\}$$

ただし、式に用いられる諸値は以下の通りである。

$$C_x = 1 + \frac{\Phi\{2x_1/z_0\} + \Phi\{2x_2/z_0\} - 1}{0.8x_p/z_0}, \quad C_y = 1 + \frac{\Phi\{2ny_1/z_0\} + \Phi\{2ny_2/z_0\} - 1}{0.8ny_p/Z_0},$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{z_0}{0.8x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{z_0}{0.8ny_p}, \quad C_{xd} = \frac{\Phi\{2x_1/z_0\} - 0.5}{0.8x_p/z_0}$$

E_{\perp} : 前面横圧縮ヤング係数

f_m : めり込み弾性限界応力の上限值

n : 繊維方向に対する繊維と直交方向の近似値間倍率（5～7 程度）

（木材のポアソン比の異方性を修正して等方性弾性体に近似置換するための倍率）

$\Phi(z)$: 標準正規分布の累積分布関数

$$\left(= \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt, \quad z > 3 \text{ のとき } \Phi(z) = 1, \quad \Phi(0) = 0.5 \right)$$

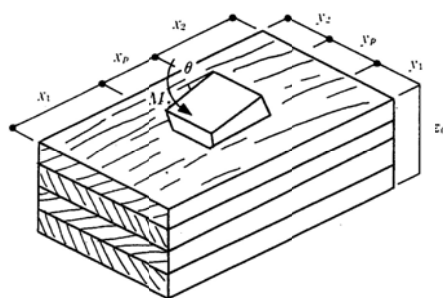


図 2.2.6 三角変位めり込み式に用いる部材寸法²⁻³⁾

(3) 壁のせん断性能

伝統的な木造建築に用いられる壁の種類は土壁や板壁が多く使われている。近年では、構造補強のために構造用合板などのせん断剛性、せん断耐力の高い壁も使われる。ここでは、伝統的な要素として土壁や板壁のせん断性能に関する既往の評価方法について述べる。

土壁

土塗り壁については、様々な実験が行われているが、壁内の貫の本数、中塗りの有無、荒壁の場合の裏返しの有無や土の種類などに応じ、そのせん断性能が異なってくる。また土壁は面内で均一にせん断変形する単純なせん断要素ではないため、荷重変形関係も一定ではない。限界耐力計算による伝統的な木造建築物構造計算指針・同解説（2013 年版）²⁻⁴⁾によると壁土の強度試験から土塗り壁の荷重変形関係を直接的に誘導するような方法は確立されていないが、壁土の種類を特定した実験に基づくか、または十分に安全側に設定された荷重変形関係を用いて計算を行う必要があると指摘されている。

現時点では半間の全面壁や1面の全面壁などの実験データから、せん断応力が一様である単純なせん断要素と仮定して、壁厚や壁長さに比例してせん断剛性やせん断耐力を求めるのが一般的である。

重要文化財（建造物）基礎診断実施要領²⁻⁵⁾によると、全面土壁の場合、壁厚に応じて表 2.2.1 の値を用い、図 2.2.7 に示されるような単位壁長当たりの荷重変形関係を定めている。

表 2.2.1 土壁の初期剛性及び限界エネルギー（単位壁長当たり）²⁻⁵⁾

水平抵抗要素	初期剛性 (N/m/m)	損傷限界エネルギー (N・m/m)	機能限界エネルギー (N・m/m)	倒壊限界エネルギー (N・m/m)
土 壁	10,000,000th	297th	880th	4,130th

h：階高（単位：m）

t：壁厚（単位：m）

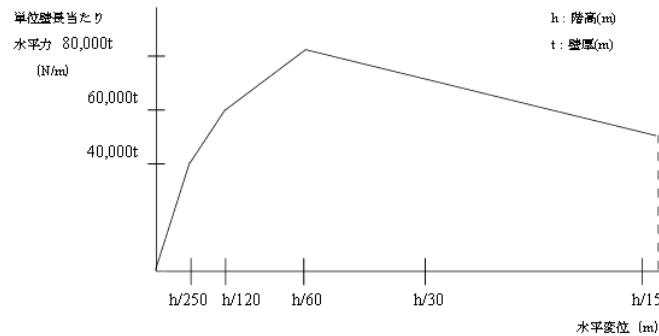


図 2.2.7 土壁の荷重変形関係²⁻⁵⁾

板壁

板壁についてもいくつかの実験データはあるが、せん断性能の一般的な評価方法は確立されていない。前述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（2013年版）の中でも、次のような記述がある。板壁についても土塗り壁と同様に、板壁が均一にせん断変形する単純なせん断要素ではないため、全面壁と垂れ壁や腰壁、あるいは壁の長さ（1 間あるいは半間）などで単位長さ当たりのせん断性能は異なる可能性がある。ただし、現時点ではこれらの差異が明確になっていないため、半間の全面壁、1 間の全面壁などの実験データから、せん断応力が一様である単純なせん断要素と仮定して、せん断剛性、せん断耐力を求めることが一般的である。

（4）組物のせん断性能

組物のせん断性能については、藤田らの研究²⁻⁶⁾により、図 2.2.8 に示すようなマルチリニア型の履歴特性とせん断剛性の評価方法が提案されている。これによると、各剛性の評価方法は次のように算出されている。

①初期剛性については、大斗・斗の底面のめり込みによる回転による剛性とし、

$$K_1 = \Sigma \text{大斗・斗の底面のめり込み剛性（木材の三角変位めり込み理論）}$$

により算出する。

②第 2 剛性は摩擦を伴う部材間の滑りにより

$$K_2 = 0$$

とする。

③第 3 剛性はダボのめり込みによる大斗・斗の移動により

$$K_3 = \Sigma \text{大斗・斗のダボのめり込み剛性（木材の三角変位めり込み理論）}$$

により算出する。

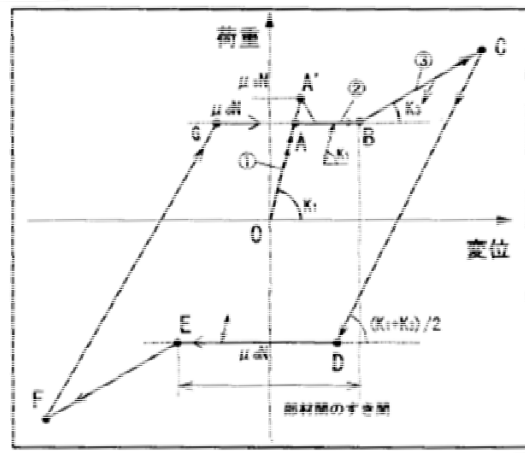


図 2.2.8 組物せん断性能の履歴特性 ²⁻⁶⁾

(5) 組物と小屋組の鉛直性能

組物や小屋組の鉛直性能は、河合らの五重塔の振動特性に関する研究 ²⁻⁷⁾で提案された五重塔のモデルにおいて考慮されている。しかし、河合のモデルでは振動測定に合わせて剛性を変化させ全体の挙動があうように剛性を評価しモデル化がなされており、組物と小屋組それぞれの性能は十分に解明されていない。組物は斗と肘木が積み重って構成され、その部材は繊維直交方向の向きになっているため、部材自体の圧縮方向の変形が考えられる。また小屋組も複数の部材で構成されており、特に五重塔では通肘木や四天杵と呼ばれる横架材が何段にも積み重なっている。このため、横架材の曲げ変形や部材自体や部材同士の接合部で圧縮方向の変形が考えられる。

(6) 天井や屋根面の水平構面のせん断性能

天井や屋根面のせん断性能については、文化財建造物の耐震性能評価の基礎資料を得る目的として行われた天井・屋根構面 4 種類についてのせん断加力試験の例 ²⁻⁸⁾ などがある。しかし、実験例が限られており、定量的な評価方法は十分に確立されていない。

(7) 心柱

五重塔には他の社寺建築とは違い、塔身の中央に地面から相輪まで塔を貫き建っている心柱と呼ばれる柱がある。心柱の性能については、古くからその性能が五重塔の耐震性に影響していることが論考されてきた。大森は、心柱が懸垂式になっている場合、心柱は普通振子、塔身は倒立振子となり、これらが組み合わさり複式振子的構造となっているという「心柱振子説」を指摘している ²⁻⁹⁾。石田は簡略した縮小模型実験の結果から、「心柱は特定層の過大な変形をごく僅かに触れることによって制御し、各層にわたって変形を一様にする働きを持つ」とし「心柱門説」を提唱している ²⁻¹⁰⁾。その他、花里らが新築の五重

塔の地震応答解析において相輪がある場合とない場合の解析を行い、相輪がある場合はない場合と比較すると二重と三重の層間変位が抑えられることから、相輪の TMD 効果について指摘している²⁻¹¹⁾。

心柱自体は塔身とは独立して建っているが、塔身頂部と心柱の間の距離は極小さいこともあり、地震時には塔身と心柱が接触する可能性も考えられるが、心柱の効果の定量的な性能は十分に把握されておらず、モデル化の方法は確立されていない。

2.3. 既往の五重塔モデル化の方法

建物のモデルの例として挙げた五重塔については、第1章で述べたように、振動測定や地震観測、縮小模型を用いた実験、新築や改修工事に伴って構造解析モデルの構築や解析的検討いくつか行われている。五重塔の構法について説明し、五重塔建物全体の構造モデルとしてこれまでに提案されているモデル化の方法について述べる。

2.3.1 五重塔の建物構法

五重塔とは仏塔の形式のひとつであり、且つ5重の屋根を持つものをいう。塔身、心柱及び相輪で構成されており、図2.3.1に示すように独立した5つの層を積み重ねた構造をしている。また各層は図2.3.2のように小屋組、組物、構面により構成されている。

江戸時代以前に建立された五重塔は22基が現存しており、塔身の組み上げ構法は3種類に分類で（図2.3.3）。時代が下るにつれて、塔身と軒の分離及び構法の単純化が進むことが指摘されている²⁻¹²⁾。下層の隅木や地極の上に柱盤を置き、その上に四天柱や側柱を立てるという方法で下層から順次組み上げる古代の塔の方式を「積重ね構法」、四天柱を通し柱とする方式を「長柱構法」、箱型の架構を檣状に組んでいく方式を「檣構法」としている²⁻¹³⁾。また、心柱の構法には掘立式、礎石上、初重天井上、懸垂式の4種類がある（図2.3.4）。

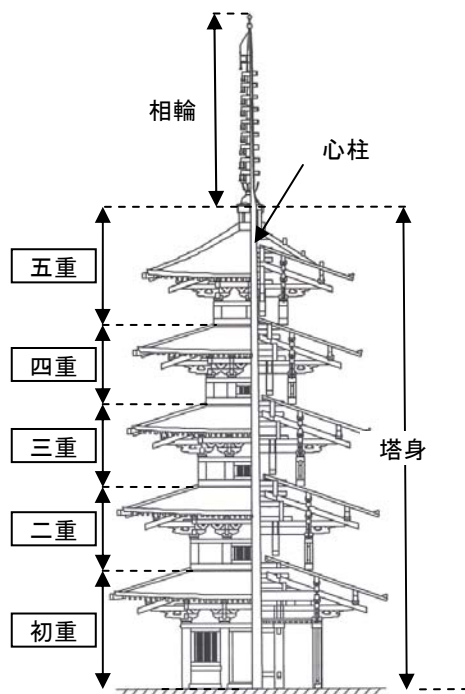


図 2.3.1 五重塔の構造²⁻¹²⁾

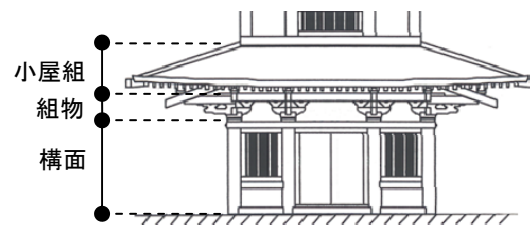


図 2.3.2 各層の構造

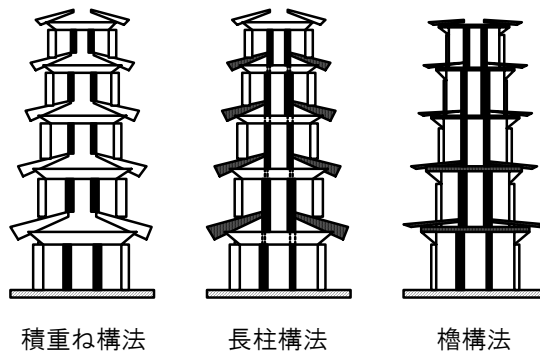


図 2.3.3 塔身の組み上げ構法²⁻¹²⁾

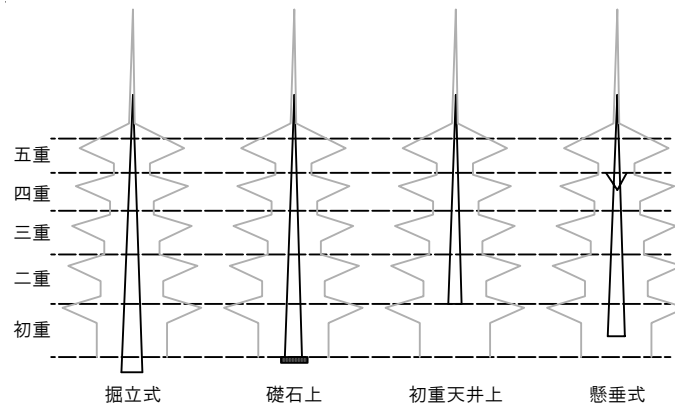


図 2.3.4 心柱の構法²⁻¹²⁾

表 2.3.1 五重塔の種類²⁻¹²⁾

社寺名称	所在地	建立年(西暦)	塔身の組み上げ構法	心柱の構法
法隆寺	奈良県	7世紀末	積み重ね構法	掘立式
室生寺	奈良県	800年頃	積み重ね構法	礎石上
醍醐寺	京都府	952年	積み重ね構法	礎石上
海住山寺	京都府	1214年	積み重ね構法	初重天井上
明王院	広島県	1348年	積み重ね構法	初重天井上
羽黒山	山形県	1377年	積み重ね構法	初重天井上
厳島神社	広島県	1407年	積み重ね構法	初重天井上
興福寺	奈良県	1426年	積み重ね構法	礎石上
法観寺	京都府	1440年	積み重ね構法	不明
瑠璃光寺	山口県	1442年	積み重ね構法	礎石上
本門寺	東京都	1608年	積み重ね・長柱併用	初重天井上
妙成寺	石川県	1618年	積み重ね構法	礎石上
法華経寺	千葉県	1622年	(長柱構法)	懸垂式
仁和寺	京都府	1637年	(長柱構法)	礎石上
旧寛永寺	東京都	1639年	長柱構法	礎石上
教王護国寺	京都府	1644年	(長柱構法)	礎石上
最勝院	青森県	1667年	櫓構法	初重天井上
大石寺	静岡県	1749年	長柱構法	不明
興正寺	愛知県	1808年	積み重ね構法	不明
日光	栃木県	1818年	櫓構法	懸垂式
妙宣寺	新潟県	1825年頃	不明	懸垂式
備中国分寺	岡山県	1821~44年	櫓構法	礎石上

2.3.2 五重塔建物のモデル化

三井所、坂本ら²⁻¹⁴⁾は、新築五重塔における構造安定性の検討を行うために、構造解析モデルを構築し、静的増分解析、動的解析を行っている。静的増分解析では、図 2.3.5 に示すように木造五重塔の架構を四天柱通構面と側柱通構面に分けて、平面並列骨組モデルを構築している。心柱は四重と五重の丸桁桔木に支えられており、塔身に連結したモデルされている。各重の柱は丸桁桔木にほぞにより接合されている。平面並列骨組モデルは、四天柱、側柱（柱頭は斗組）および心柱の鉛直材、貫、丸桁桔木の水平材および板壁で構成しており、柱、貫、丸桁桔木は曲げせん断梁要素で表されている。その他の特徴としては、柱－貫接合部の回転剛性を評価した半剛節ラーメン構造、柱脚、柱頭のピンもしくはピン・ローラーによる境界条件である。柱の傾斜復元力は設計上、安全側から考慮していない。弾塑性解析を実施するが、柱貫接合部の回転剛性、板壁と斗組のせん断剛性に非線形性を考慮している。

動的解析では、静的増分解析で用いたモデルを曲げせん断型多質点系モデルに置換し、非線形地震応答を行っている（図 2.3.6）。四天柱構面と側柱構面をひとつに集約し、層間のせん断変形は等価な材端回転バネを用いて表している。架構の曲げ変形を考慮して軸剛性を与えている。心柱は四重と五重で支持した曲げせん断梁要素とし、初重から三重まで塔身との間には接触・非接触（門効果）を考慮するためにギャップ要素を取り付けている。

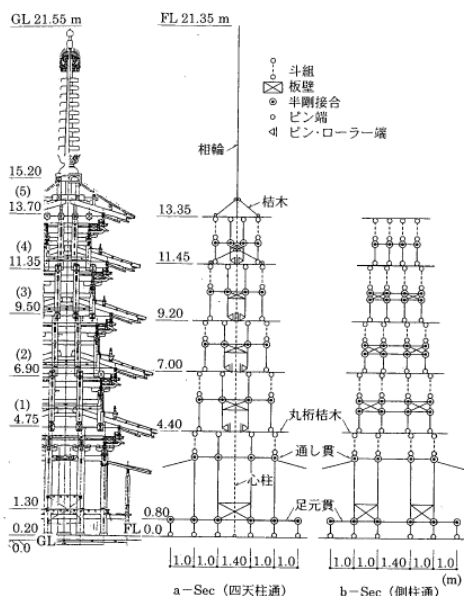


図 2.3.5 静的増分解析のモデル

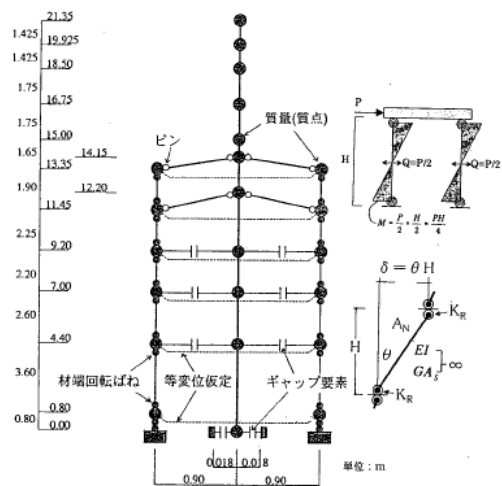


図 2.3.6 動的解析のモデル

千葉らは、五重塔 1/5 縮小模型実験の相輪心柱なしの試験体を対象に、静加力実験に基づいて各層のせん断力-せん断変形関係、モーメント-回転角関係を定め、層ごとにせん断バネ・回転バネを有する 5 質点系のモデルを構築している²⁻¹⁵⁾。地震応答解析では、せん断バネのみ考慮したモデルとせん断バネと回転バネの両方を考慮したモデルで地震応答解析が行われている（図 2.3.7）。各層を屋根部と塔身部による構成と仮定し、各層屋根部分中央に質点を設定している。屋根部分自体はせん断変形は発生しないものとして屋根部高さに剛域を設定し、柱脚の滑り・柱の転送等によるせん断変位を負担する。回転バネは、各層塔身部の脚部に設定し、層回転（ロッキング）変位を負担するものと仮定されている。初層柱脚の滑りは考慮していない。また塔身のモデル化を目的とし心柱や相輪のモデル化は行われていない。解析結果は、頂部応答変位 5mm 程度以内では解析結果の変位波形は実験結果と一致することが示され、この変形の範囲では、せん断系モデルが実験結果とよく一致していることを示している。せん断バネによる挙動が支配的で回転バネを考慮してもほとんど変化がなかった。また、モデルにおける回転成分が小さく、大変形に至る挙動を十分に再現できていないことが示されている。

河合らによる五重塔の振動特性に関する研究²⁻⁷⁾では、微動測定、地震観測から構造解析モデルを構築している。振動測定から比較的大きな上下動が観測されていることなどから、塔全体の曲げ変形が無視できないとし、各層の左右に質点を配置し、各層の上下動を考慮した鉛直方向のバネを設けた五重塔のモデル化がなされている（図 2.3.8）。鉛直バネは、浮き上がりは生じないものとし、斗栱で鉛直荷重によるめり込み変形が増減することにより、弾性挙動を示すと仮定されている。その鉛直剛性は、解析モデルを常時微動測定結果に合わせるように剛性が決められている。このモデルを用いて、福泉寺五重塔を対象にした常時微動測定や地震観測から得た結果を用いて応答解析が実施されている²⁻¹⁶⁾。その結果、測定結果と応答解析結果が比較的一致していることが示されている。

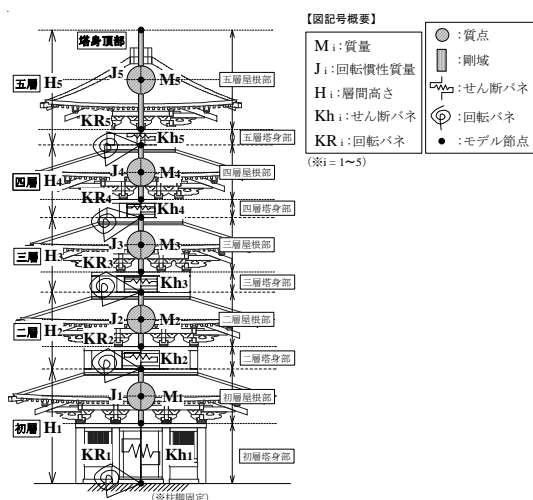


図 2.3.7 千葉らによるモデル²⁻¹⁵⁾

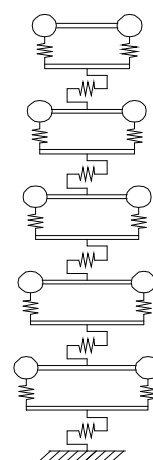


図 2.3.8 河合らによるモデル²⁻⁷⁾

山梨県にある身延山久遠寺五重塔の復元工事において、その建物の安全性を検討するために、五重塔初重柱脚から五重繋ぎ肘木レベルまでの柱、梁、貫などの木造部材を忠実に評価した立体モデル（図 2.3.9）を構築している²⁻¹⁷。静的弾塑性増分解析を行っている。増分解析に用いる荷重分布は地震分布（Ai 分布を仮定）および風荷重分布の 2 種類としている。解析モデルは、四天柱および側柱の鉛直部材、通し貫と繋ぎ肘木の水平部材、板壁、四天柱を拘束する尾垂木、および水平耐力確保のための鉄骨部材から構成され、いずれも線材に置換している。外力に対する抵抗機構は①柱ー通し貫接合部の半剛接合ラーメン、②板壁のせん断、③尾垂木のトラス効果、④柱傾斜復元力および⑤鉄骨部材である。なお心柱は礎石に直接設置されるのみで周辺材に緊結されない構造のため解析モデルに考慮されていない。台輪天端から組物（斗拱）レベルは繊維方向を考慮してヤング係数を繊維方向の 1/50 とした鉛直方向の部材に置換されている。繋ぎ肘木は 3 段に材を重ねるため材せいが大きく、井桁かつ隅肘木等が四隅に配置されることから水平方向に剛部材となっている。また、繋ぎ肘木自体の繊維直交方向のめり込みを考慮するため、繋ぎ肘木を 2 段に分け、めり込みを評価した鉛直バネをはさんで剛接合となっている。小屋組から高欄レベルについては、側柱脚部は繋ぎ肘木天端から柱盤まで剛部材としてモデル化し、柱盤レベルと側柱が屋根面と接する高欄レベルで側柱の水平変位を拘束するバネが設けれ、側柱に等変位のめり込みを仮定して評価されている。

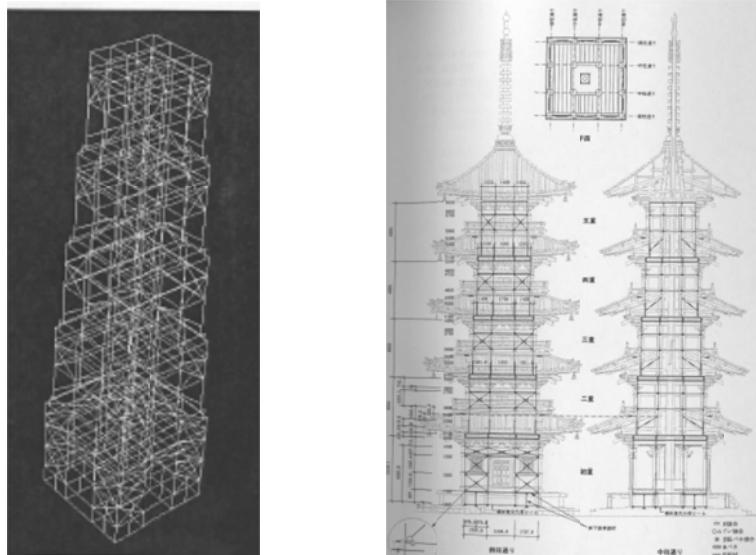


図 2.3.9 身延山久遠寺五重塔構造解析モデル

以上の既往のモデル化の方法をまとめると図 2.3.10 のようなモデル化の方法が考えられている。

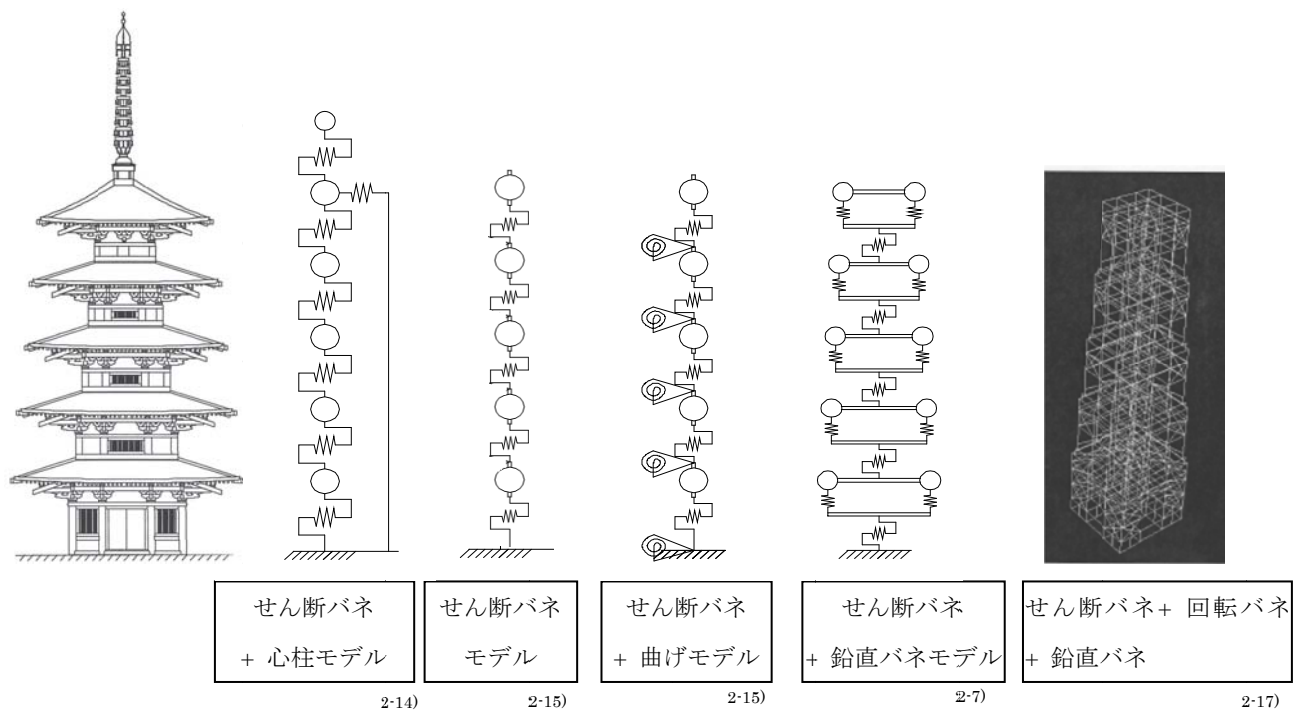


図 2.3.10 既往のモデル化の方法

既往のモデル化の特徴は、耐震要素を全てモデル化せず設計用に安全側にまとめていることや、個別に評価していないこと、振動測定モードに合わせてバネの評価しバネ単体の実験値や理論値が用いられていないことが挙げられる。

2.4 構造要素と建物のモデル化

本研究では、五重塔の耐震要素として、評価が確立している柱の傾斜復元力による回転性能、柱貫接合部のめり込み性能、壁のせん断性能、組物のせん断性能のほかに、性能が十分に解明されていない組物の鉛直性能、小屋組の鉛直性能を考慮した構造モデルを構築する（図 2.4.1）。

柱や梁などの軸部材は梁要素に置換し、各部の耐震要素を回転バネ、せん断バネ、圧縮引張バネで評価した 3 次元立体モデルとする。既往のモデルでは、前述のとおり、各要素のバネについて既往の評価方法を用いて評価していない部分があるが、本研究では既往の評価式が用いられる部分はそれらで評価し、本研究で明らかになった部分はその評価を取り入れて、要素ごとのモデル化から全体のモデルを構築する。

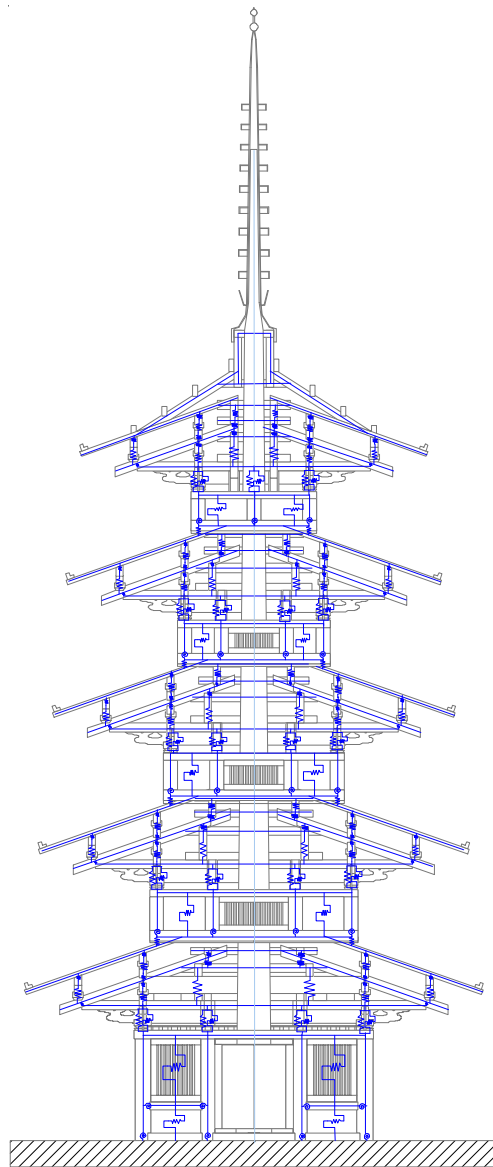


図 2.4.1 本研究のモデル

2.5 参考文献

- 2-1) 坂静雄：社寺骨組みの力学的研究（第1部 柱の安定復原力）、建築学会大会論文集、pp.252-258、1941年4月
- 2-2) 河合直人ほか：伝統的木造建築の構造安定性に関する研究、(財)日本建築センター、1992年3月
- 2-3) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用（靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究）、東京大学学位論文、1991年12月
- 2-4) 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年版）、2013年2月
- 2-5) 文化庁文化財部：重要文化財（建造物）基礎診断実施要領、2012年
- 2-6) 藤田香織ほか：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、No.543、pp.121-127、2001年5月
- 2-7) 河合直人、箕輪親宏、花里利一、前川秀幸：五重塔の振動特性に関する研究、平成16年度～平成18年度科学研究費補助金（基盤研究（C））研究成果報告書、2007年3月
- 2-8) 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・天井構面のせん断試験、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999年
- 2-9) 大森房吉：五重塔の振動に就きて、建築雑誌 414, pp.219-227, 1971年4月
- 2-10) 石田修三：心柱門説、京都伝統建築技術協会誌、普請第8号、1982年7月
- 2-11) 花里利一、萩原幸夫、稲山正弘他：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、1999年
- 2-12) 大山瑞穂、藤田香織：伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その1 歴史地震による被災状況、2002年8月
- 2-13) 浜島正士：日本仏塔集成、中央公論美術出版、2001年2月
- 2-14) 三井所清典、大倉靖彦、花里利一、稲山正弘、坂本功：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討(その1～その7)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.277-278、1998年9月
- 2-15) 千葉一樹他：五重塔の耐震性に関する縮小模型実験 その8 地震応答解析結果と振動台加振試験結果の比較、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.405-406、2007年8月
- 2-16) 河合直人、中村哲平：伝統構法により建てられた五重塔振動特性（その2. 強震観測と振動モデル）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.413-414、2012年9月
- 2-17) (財)文化財建造物保存技術協会：身延山久遠寺五重塔 構造計算書 2005年11月

第 3 章

組物の構造性能

第3章 組物の構造性能

3.1 はじめに

第1章で述べたように、河合らの研究³⁻¹⁾より五重塔の地震時挙動では塔全体の曲げ変形が無視できず、モーメントによる各層の上下動に組物部分や小屋組での鉛直変形が指摘されている。しかし、組物については、鉛直剛性の性能や他の耐震要素と組み合わさった際の建物内での性能については、十分に解明されていない。そこで組物単体の圧縮実験を行い、組物の鉛直剛性を定量的に明らかにする。また、五重塔の各層がモーメントとせん断を受けた場合を想定し、組物二基を対象に曲げとせん断を同時に与えた静加力実験を実施する。実験結果と前述の圧縮実験から得た鉛直剛性、既往のせん断剛性の評価方法をもとに、組物部分の鉛直剛性とせん断剛性の評価方法について検討する。

3.2 組物単体の構造性能

3.2.1 概要

飛鳥様式の組物一基を対象に、図 3.2.1 に示すような方法で圧縮試験を行った。組物にかかる鉛直荷重のパターンを変えて、図 3.2.2 に示すような支持点の位置を想定して 8 パターンの加力を実施した。実験では鉛直荷重がかかる点にはプレートを設置して支持点とした。プレートは試験体底面と鉄骨治具の間に設置した。

異なる支持点を想定したのは、実際の社寺建築を見ると、長年使われてきた建物内では部材の経年劣化などで部材間に隙間ができ組物部分への鉛直荷重のかかり方が変化することが考えられるからである。よって、組物を構成する各斗や肘木に均等に力がかからないことが、組物の圧縮性能や組物内での力の流れにどれくらい影響するかについて、いくつかの鉛直荷重のパターンから把握する。

3.2.2 実験方法

試験体の大きさは、柱径 $\phi 300$ に相当する大きさとした。試験体立面図を図 3.2.3 に示す。組物二基や柱軸組構面の試験体も同等の寸法である。

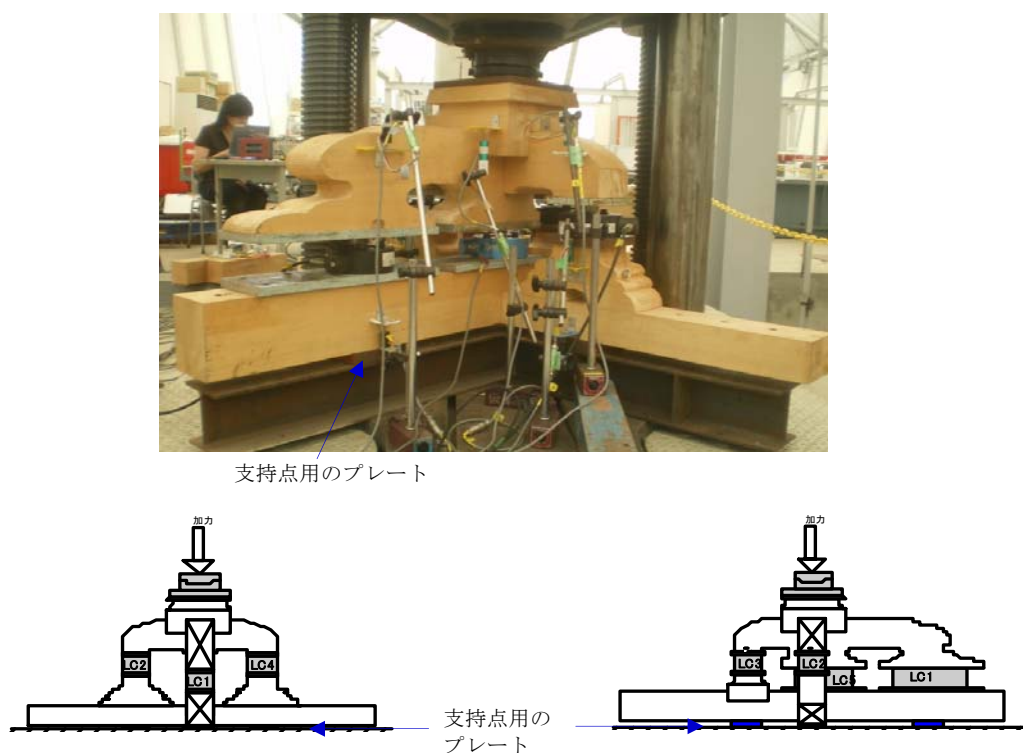


図 3.2.1 実験方法

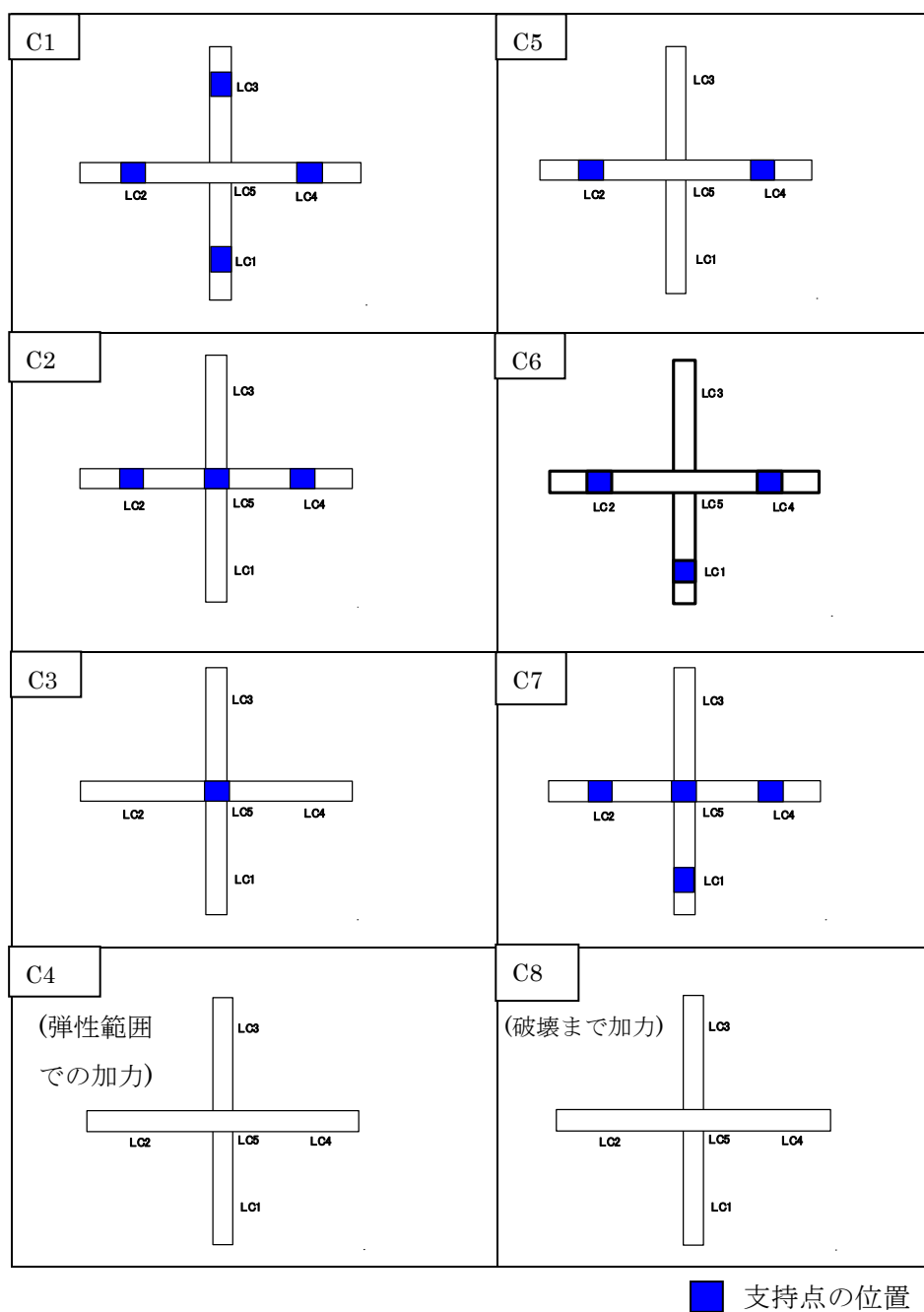


図 3. 2. 2 加力ケース

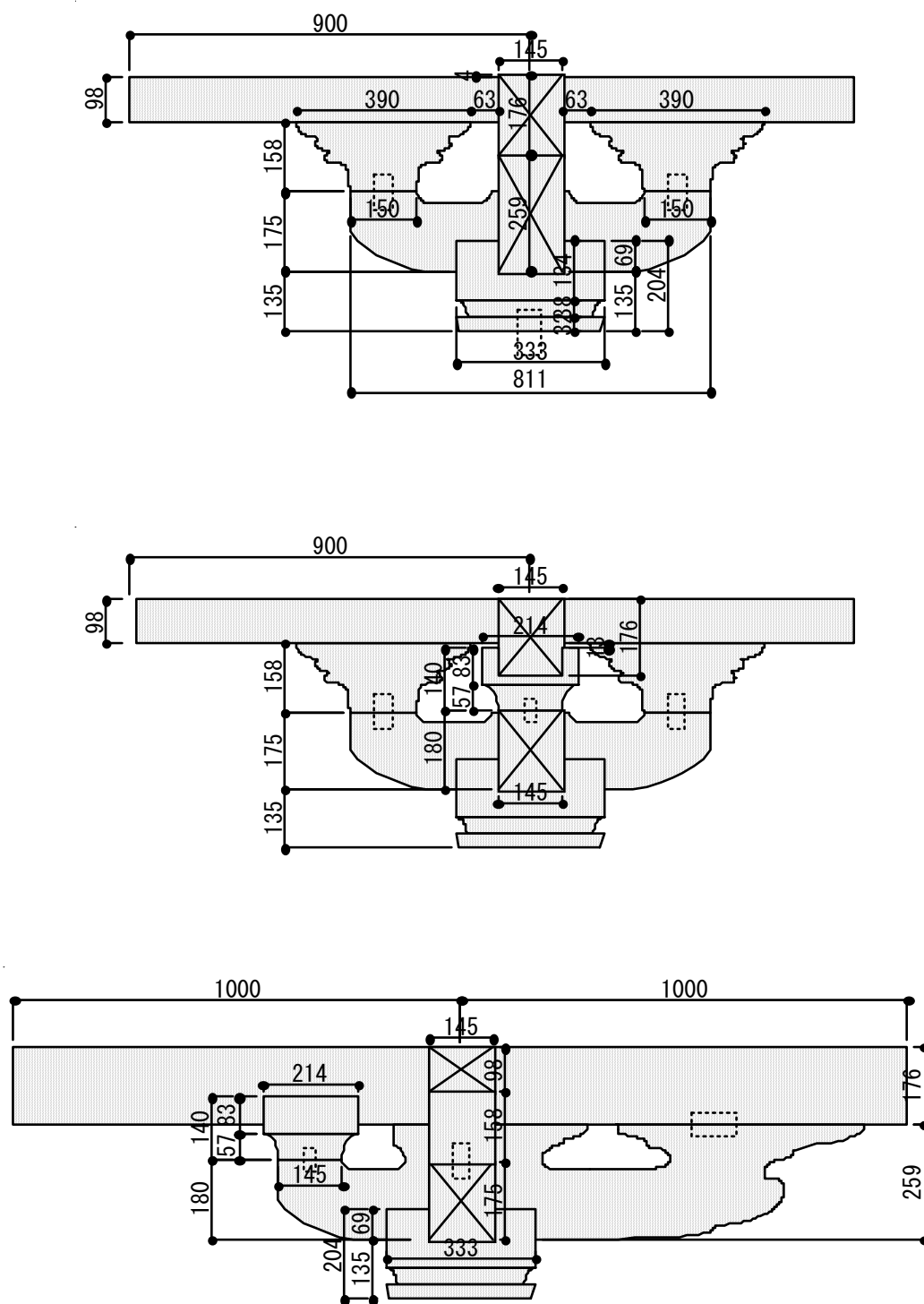


図 3.2.3 試験体寸法

3.2.3 実験結果

3.2.3.1 荷重変形関係

試験体全体の変位として大斗で計測した変位を用い、載荷荷重との関係を図 3.2.4 に示す。

次に各斗や肘木の下の部材との相対変位を算出し、各ロードセルから得た荷重を用い、各部位の剛性を算出した。その結果を表 3.2.1 に示す。

荷重変形関係からは、いずれの試験体も初期状態から少し滑りの変形が見られる。支持点が少ない C3、C5、非対称な支持点の配置とした C6 は他のケースに比べて剛性が低い傾向が見られた。

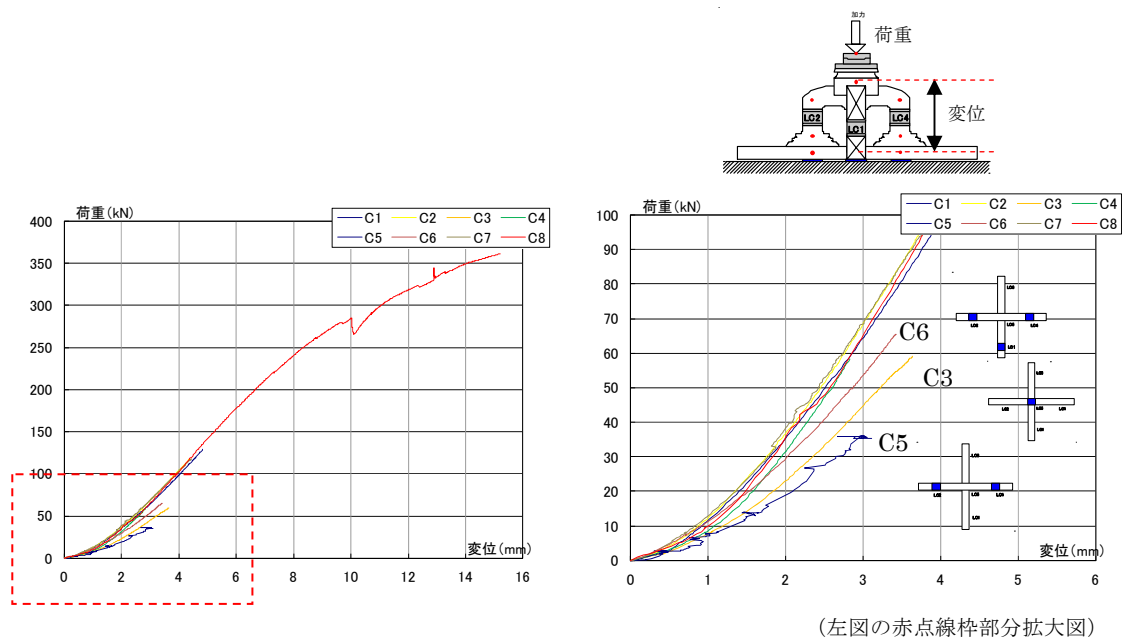


図 3.2.4 荷重変形関係

表 3.2.1 各部位の剛性

case1	部材名	ロードセル	c1	c2	c3	c4	c5	c6	c7	c8
			kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm
K	全体(大斗の変位)	L0	33.3	35.7	22.0	31.4	14.8	26.5	33.9	30.3
ka	桢肘木-雲斗(左)	L2	25.2	23.3	11.9	10.2	10.5	21.3	23.2	30.3
kb	雲斗-通肘木(左)	L2	71.2	60.8	60.9	83.7	7.7	91.5	70.5	74.8
kc	通肘木(左)	L2	143	135.2	6.0	128.6	68.2	232.7	230.2	142.3
kd	桢肘木-雲斗(右)	L4	29	166.9	82.7	63.3	17.6	79.3	127.5	118.3
ke	雲斗-通肘木(右)	L4	-80.2	54.1	75.9	110.4	-2.3	80.0	62.8	70.4
kf	通肘木(右)	L4	96.2	117.6	7.4	96.1	163.7	157.4	125.9	156.3
kg	雲肘木-力肘木	L1	11.2	18	15.5	11.0	-2.8	22.8	20.4	30.5
kh	力肘木(雲肘)	L1	-	3	3.0	7.1	2.6	9.5	11.2	15.0
ki	雲肘木-巻斗	L3	180.5	39.3	38.6	98.0	-4.5	-34.4	34.9	45.4
kj	巻斗-力肘木	L3	26.6	30	31.3	31.7	2.2	20.7	28.9	30.0
kk	力肘木(巻)	L3	37.9	10.2	7.9	21.5	2.2	2.6	6.8	134.1
K1	大斗-桢肘木	L0	78.7	78.7	78.7	78.7	78.7	78.7	78.7	78.7
K2	桢肘木-桁(左)	L2	18.8	16.9	10.1	9.1	7.3	17.2	18.7	21.2
K3	桢肘木-桁(右)	L4	44.6	41.3	42.9	61.5	11.5	41.5	45.8	44.4
K4	雲肘木-桁	L1	11.2	18	15.5	11.0	-2.8	20.6	17.7	30.5
K5	雲肘木(巻)-桁	L3	23.4	17.4	17.5	27.8	0.0	21.4	4.9	18.0
K6	桢肘木(中)-桁	L5	21.2	28.7	15.5	18.4	5.9	12.9	23.0	49.0

3.2.3.2 鉛直荷重分布

実験で得た各ロードセルの荷重分布を示す。杵肘木と雲斗間の層にロードセルをそれぞれの部位に設置した結果、雲斗の層にかかる応力の比率は、

雲斗（左）：中央：雲斗（右）：巻斗：雲肘木 \asymp 1：3：1：1：0.5

程度となった。中央にのみ支持点がある場合や肘木が天秤状態になる場合は、支持点のある部分へ荷重が流れる傾向はあるが、その荷重の差はあまり大きくなく、どの加力ケースも同じような比率となった。

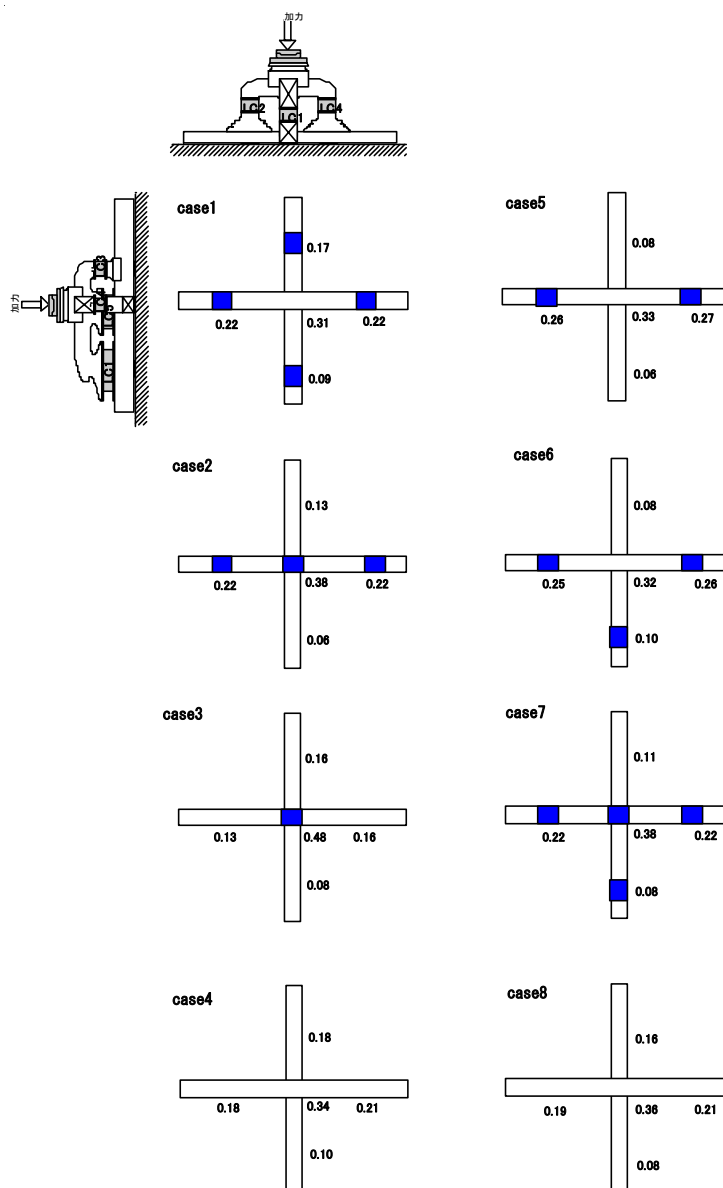


図 3.2.5 鉛直荷重分布

3.2.4 鉛直剛性の評価方法

図 3.2.6 に示すように組物単体をモデル化し、斗と肘木の繊維直交方向のヤング係数と斗と肘木の接触面積から算出される圧縮剛性と、肘木の曲げ剛性の組み合わせから組物一基の剛性の評価について検討する。モデルは部材の中心をモデル化し、肘木と桁間は鉛直バネとした。杵肘木と雲肘木、あるいは桁と繫肘木は部材心の高さがずれているため、それぞれの間は剛域とした（図 3.2.6 の(a)）。

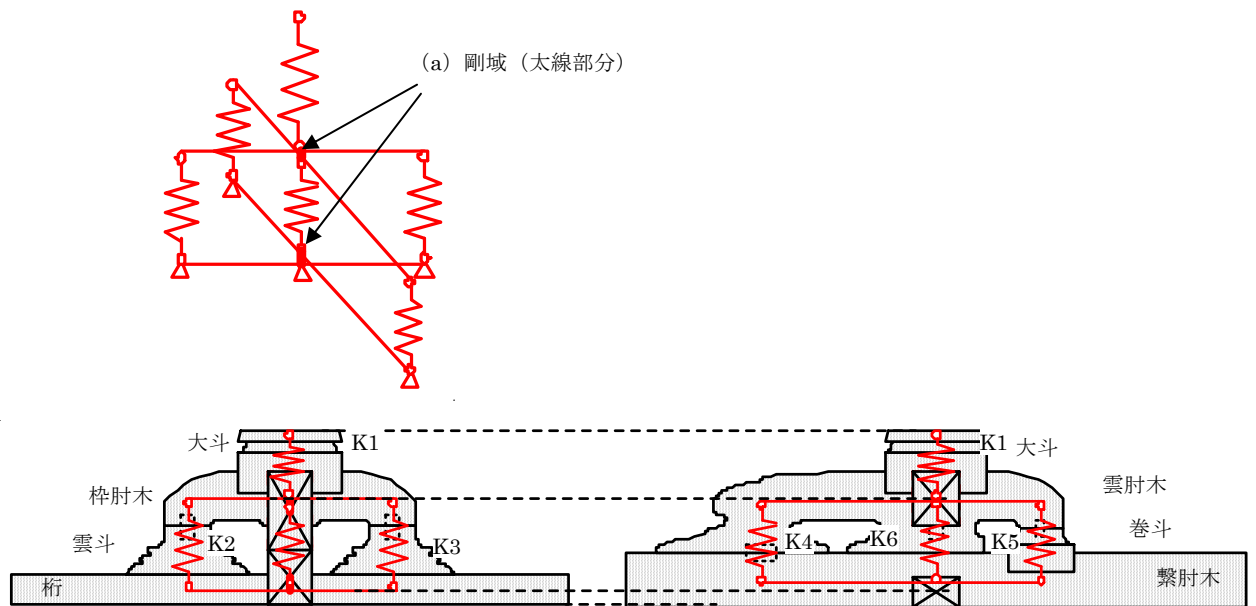


図 3.2.6 モデル

斗と肘木の圧縮剛性について、繊維直交方向のヤング係数と実際に圧縮力がかかっている部分から検討する。検討に用いた実験は肘木曲げ剛性と斗の圧縮剛性が算出しやすいと考えられる対称な支持点を持つものとし、case2 を用いて検証する。

図 3.2.7 中の各部材にある赤丸は実験での変位計測点を示す。上記の K1～K5 の各剛性は各部材間の剛性を直列で足し合わせたものとする。

例) $K2 = 1 / (1/K_a + 1/K_b)$

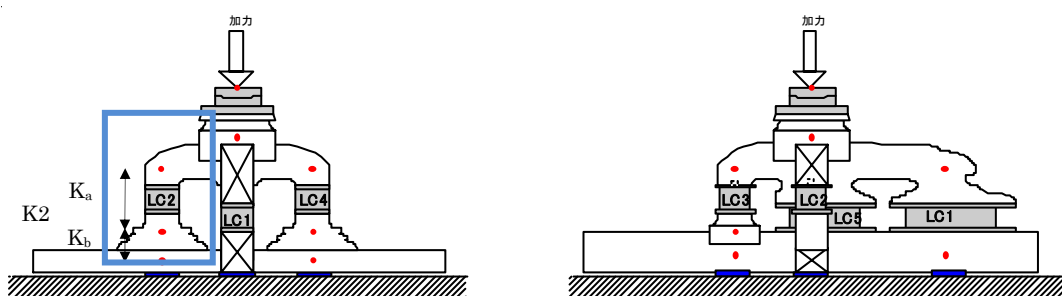


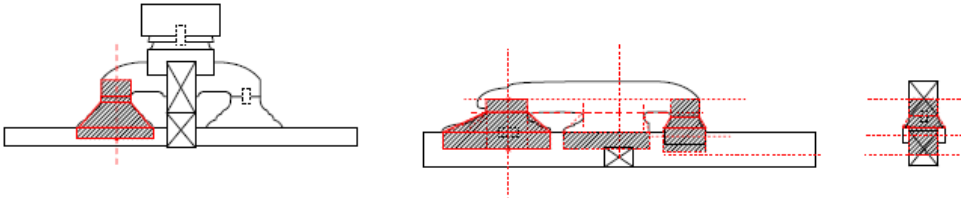
図 3.2.7 計測点と剛性の評価

圧縮される部分は下記図の斜線部分とし、鉛直剛性は、各部の全面横圧縮によるヤング係数から $K=E_{\perp}A/L$ より算出した。

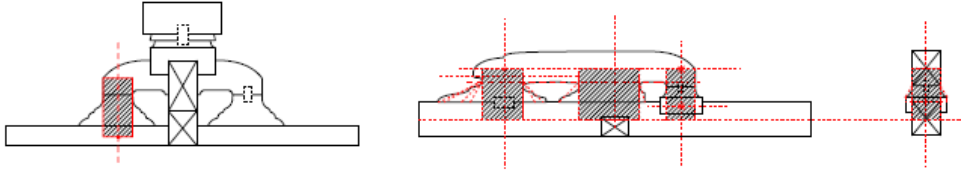
ここで、圧縮力を受ける断面積 A については、部材断面が平らではなく部材同士が実際に接触していない箇所もあるため、加圧される面積は必ずしも断面積と等しいとは限らないことが考えられる。そこで、加圧される断面を以下のように分類して、各ケースにおける剛性を算出した。

ヤング係数 E については物理値を用いて計算を行ったが、実験の剛性と必ずしも一致しなかった。実験で使用した材料特性はばらつきがあると考え、以下に示す数種類の値を用いて、断面積 A と組み合わせ、パラメトリックに剛性を算出した。

全面



斗巾分
のみ圧縮



角度を持
って荷重が
広がる

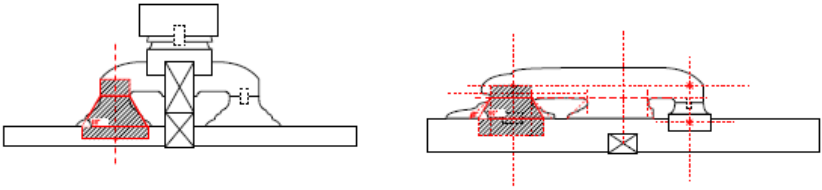


図 3.2.8 圧縮剛性算出における断面積の評価

表 3.2.2 断面積とヤング係数

断面 A	全面圧縮	斗巾分圧縮	60度	45度	剛性に一致する断面
$E_{\perp}(\text{kN/mm}^2)$	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
					実験値剛性に必要なヤング係数

各算出値を表 3.2.3、3.2.4 に示す。この結果、繊維直交方向のヤング係数は 0.6kN/mm、圧縮力を受けている斗や肘木の加圧面積は実際の断面積の約 20%前後とすると、どの加力パターンや部位でも概ね実験値に等しい理論値を算出することができた。

藤田による組物を対象にした鉛直載荷試験に関する既往の研究³⁻¹⁾においても、圧縮力を受けている加圧面積は全断面積ではなく、20%前後の値を示していた。これらの結果より、斗や肘木にかかる圧縮力は全断面で受けるのではなく 20%前後の断面積で受けているということが示唆される。

表 3.2.3 各部材間の圧縮剛性 1

case2	雲斗一桁			
E	断面	K	理論/実験 値	加圧される 面積比率
kN/mm2	A	kN/mm		
0.16	全面	61	実験剛性	
0.4	全面	150	(2.5)	
	雲斗巾	68	(1.1)	
	60度	126	(2.1)	50%
	45度	—	—	88%
	40%	61	実験剛性	
0.6	全面	150	(2.5)	
	雲斗巾	68	(1.1)	
	60度	126	(2.1)	50%
	45度	—	—	88%
	27%	61	実験剛性	
0.8	全面	150	(2.5)	
	雲斗巾	68	(1.1)	
	60度	126	(2.1)	50%
	45度	—	—	88%
	20%	61	実験剛性	
1.0	全面	150	(2.5)	
	雲斗巾	68	(1.1)	
	60度	126	(2.1)	50%
	45度	—	—	88%
	16%	61	実験剛性	
1.2	全面	150	(2.5)	
	雲斗巾	68	(1.1)	
	60度	126	(2.1)	50%
	45度	—	—	88%
	13%	61	実験剛性	

case2	杵肘木－雲斗			
E	断面	K	理論/実験 値	加圧される 面積比率
kN/mm2	A	kN/mm		
0.16	全面	23	実験剛性	
1.09	全面	152	実験剛性	
0.4	全面	56	(2.4)	
	雲斗巾	52	(2.3)	
	60度	55	(2.4)	50%
	45度	—	—	88%
	41%	23	実験剛性	
	271%	152	実験剛性	
0.6	全面	84	(3.7)	
	雲斗巾	78	(3.4)	
	60度	83	(3.6)	50%
	45度	—	—	88%
	27%	23	実験剛性	
	181%	152	実験剛性	
0.8	全面	150	(6.5)	
	雲斗巾	68	(3.0)	
	60度	126	(5.5)	50%
	45度	—	—	88%
	21%	23	実験剛性	
	136%	152	実験剛性	
1.0	全面	150	(6.5)	
	雲斗巾	68	(3.0)	
	60度	126	(5.5)	50%
	45度	—	—	88%
	16%	23	実験剛性	
	109%	152	実験剛性	
1.2	全面	150	(6.5)	
	雲斗巾	68	(3.0)	
	60度	126	(5.5)	50%
	45度	—	—	88%
	14%	23	実験剛性	
	90%	152	実験剛性	

表 3.2.4 各部材間の圧縮剛性 2

case2	雲肘木一桁			
E	断面	K	理論/実験 値	加圧される 面積比率
kN/mm2	A	kN/mm		
0.09218	全面	18	実験剛性	
0.4	全面	78	(4.3)	
	雲斗巾	47	(2.6)	
	60度	83	(4.6)	71%
	45度	91	—	100%
	23%	18	実験剛性	
0.6	全面	117	(6.5)	
	雲斗巾	71	(3.9)	
	60度	125	(6.9)	71%
	45度	136		100%
	15%	18	実験剛性	
0.8	全面	156	(8.6)	
	雲斗巾	95	(5.2)	
	60度	167	(9.2)	71%
	45度	181	—	100%
	12%	18	実験剛性	
1.0	全面	195	(10.8)	
	雲斗巾	118	(6.5)	
	60度	209	(11.5)	71%
	45度	226	—	100%
	9%	18	実験剛性	
1.2	全面	234	(12.9)	
	雲斗巾	142	(7.9)	
	60度	250	(13.8)	71%
	45度	272	—	100%
	8%	18	実験剛性	

case2	雲肘木一巻斗			
E	断面	K	理論/実験 値	加圧される 面積比率
kN/mm2	A	kN/mm		
0.344534	全面	41	実験剛性	
0.4	全面	47	(1.2)	
	斗巾	45	(1.1)	81%
	86%	41	実験剛性	
0.6	全面	71	(1.7)	
	斗巾	67	(1.6)	81%
0.8	15%	41	実験剛性	
	全面	95	(2.3)	
	斗巾	89	(2.2)	81%
1.0	12%	41	実験剛性	
	全面	118	(2.9)	
	斗巾	112	(2.7)	81%
1.2	9%	41	実験剛性	
	全面	142	(3.5)	
	斗巾	134	(3.3)	81%
	8%	41	実験剛性	

case2	巻斗一桁			
E	断面	K	理論/実験 値	加圧される 面積比率
kN/mm2	A	kN/mm		
0.14	全面	29	実験剛性	
0.4	全面	85	(2.9)	
	斗巾	85	(2.9)	100%
	34%	29	実験剛性	
0.6	全面	127	(4.4)	
	斗巾	127	(4.4)	100%
	23%	29	実験剛性	
0.8	全面	170	(5.9)	
	斗巾	170	(5.9)	100%
	12%	0	実験剛性	
1.0	全面	212	(7.3)	
	斗巾	212	(7.3)	100%
	14%	29	実験剛性	
1.2	全面	255	(8.8)	
	斗巾	255	(8.8)	100%
	11%	29	実験剛性	

次に、肘木の曲げ剛性を算出し、肘木の曲げ剛性と斗の圧縮剛性の関係について検証する。各肘木を片持ち梁として、端部に荷重がかかるとした時の剛性を求める。図 3.2.9 に示す雲斗側の各部材の剛性について算出すると、

片持ち梁とした剛性は、杵肘木：48.4kN/mm、通肘木：8.5kN/mm、

一方、杵肘木－雲斗間の圧縮剛性 K_a について、ヤング係数は 0.6kN/mm、加圧面積を実験値の荷重と変位から 27%とし算出すると、23kN/mm、雲斗－桁間の剛性 K_b は 62kN/mm となり、これらの剛性を直列で足し合わせると、杵肘木－桁間の圧縮剛性は 16.6kN/mm となる。

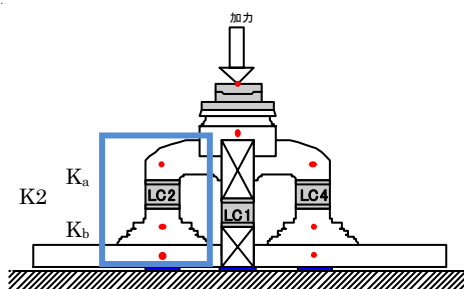


図 3.2.9 圧縮剛性算出における断面積の評価

杵肘木の曲げ剛性 48.4kN/mm は斗や肘木の繊維直交方向の鉛直剛性 16.6kN/mm よりも高い。そのため、斗や肘木の圧縮剛性のほうが架構全体に影響すると考えられる。

本実験で最下部にある通肘木は、断面成が他の肘木に比べると小さく、曲げ剛性が小さい。そのため、通肘木の部分に支点がない case3 のような場合は、通肘木に曲げ変形が生じ、その上部にある雲斗や杵肘木の絶対変位も大きくなる。一方、同じく斗の下側にある力肘木は曲げ剛性が通肘木よりも高いが、力肘木の下に支点がなく肘木にモーメントがかかるような状態では、曲げ変形が生じていると考えられる。しかし、実験値の変位は、計算した曲げ変形よりも大きな値となっていた。これは、上部にある雲肘木が力肘木と接している断面積が大きいことや、想定している力肘木の曲げヤング係数の値の誤差などの影響が考えられる。

3.2.5 静的解析

図 3.2.6 に示したモデルについて、実験結果から各部の荷重と変形関係より得た剛性（表 3.2.6）を用い、応力解析を行った。解析には、構造解析ソフト SNAP を用い、曲げヤング係数は 9000N/mm² とした。また雲肘木の部分は斗と肘木が一体化し梁の成が巻斗側より大きくなっているが、巻斗側の肘木の断面成と等しいとし、180mm とした。

表 3.2.5 各ケース各部の剛性（実験値）

case1	実験値			
	変位	荷重	荷重	剛性
	mm	kN	kN	kN/mm
全体（大斗の変位）	3.9	119.2	119.0	33.3
大斗－桢肘木				78.7
桢肘木－桢（左）	1.6	25.4	桢肘木合計	17.4
桢肘木－桢（右）	0.6	25.9	51.3	51.0
雲肘木－桢	0.7	10.6		11.6
雲肘木（巻）－桢	0.3	19.8	雲肘木合計	27.9
桢肘木（中）－桢（中）	2.1	37.3	67.7	18.3

case2	実験値			
	変位	荷重	荷重	剛性
	mm	kN	kN	kN/mm
全体（大斗の変位）	3.9	99.9	100.7	35.4
大斗－桢肘木				78.7
桢肘木－桢（左）	1.6	22.3		16.7
桢肘木－桢（右）	0.6	21.9	44.2	41.3
雲肘木－桢	0.7	5.7		18.1
雲肘木（巻）－桢	0.3	12.5		17.2
桢肘木（中）－桢（中）	2.1	38.3	56.5	28.6

case3	実験値			
	変位	荷重	荷重	剛性
	mm	kN	kN	kN/mm
全体（大斗の変位）	3.4	53.9	54.4	23.0
大斗－桢肘木				78.7
桢肘木－桢（左）	2.2	7.0		11.7
桢肘木－桢（右）	1.5	8.5	15.5	58.0
雲肘木－桢	2.1	4.4		14.5
雲肘木（巻）－桢	2.0	8.8		16.6
桢肘木（中）－桢（中）	2.7	25.7	38.9	16.5

case4	実験値			
	変位	荷重	荷重	剛性
	mm	kN	kN	kN/mm
全体（大斗の変位）	2.8	58.4	58.8	32.2
大斗－桢肘木				78.7
桢肘木－桢（左）	2.0	10.7		8.8
桢肘木－桢（右）	0.7	12.2	22.9	52.9
雲肘木－桢	1.2	5.7		13.0
雲肘木（巻）－桢	1.6	10.3		25.2
桢肘木（中）－桢（中）	2.1	19.8	35.9	19.2

case5	実験値			
	変位	荷重	荷重	剛性
	mm	kN	kN	kN/mm
全体（大斗の変位）	2.8	35.9	36.2	14.8
大斗－桢肘木				78.7
桢肘木－桢（左）	1.5	9.3		7.3
桢肘木－桢（右）	0.8	9.8	19.1	11.5
雲肘木－桢	0.4	2.1		-2.8
雲肘木（巻）－桢	1.6	3.0		-0.04
桢肘木（中）－桢（中）	2.4	12.0	17.1	5.9

case6	実験値			
	変位	荷重	荷重	剛性
	mm	kN	kN	kN/mm
全体（大斗の変位）	3.4	65.5	65.8	26.5
大斗－桢肘木				78.7
桢肘木－桢（左）	1.7	16.3		17.2
桢肘木－桢（右）	0.8	17.0	33.3	41.5
雲肘木－桢	1.0	6.2		20.6
雲肘木（巻）－桢	3.0	5.4		21.4
桢肘木（中）－桢（中）	2.6	20.9	32.5	12.9

case7	実験値			
	変位	荷重	荷重	剛性
	mm	kN	kN	kN/mm
全体（大斗の変位）	3.9	117.8	118.2	33.8
大斗－桢肘木				78.7
桢肘木－桢（左）	2.1	25.8		19.2
桢肘木－桢（右）	1.0	25.5	51.3	46.8
雲肘木－桢	2.3	9.6		19.7
雲肘木（巻）－桢	2.6	13.0		4.9
桢肘木（中）－桢（中）	2.6	44.3	66.9	22.9

case8	実験値			
	変位	荷重	荷重	剛性
	mm	kN	kN	kN/mm
全体（大斗の変位）	3.9	178.6	178.3	28.2
大斗－桢肘木				78.7
桢肘木－桢（左）	3.2	33.6		23.8
桢肘木－桢（右）	1.5	36.9	70.5	50.8
雲肘木－桢	1.9	15		35.7
雲肘木（巻）－桢	3.7	63.7		19.7
桢肘木（中）－桢（中）	2.8	29.1	107.8	68.8

表 3.2.6、3.2.7 に解析から得た各部の荷重と変位の最大値とそれぞれの実験値との差を示す。図 3.2.10~13 に実験と解析から得た、荷重の分布図と変形図を示す。次の知見が得られた。

- ・各部材の変形量は、実験値に等しい値とならない部位も見られた。初期の滑り量の影響も考えられる。
- ・荷重の分布は中央に支持点がある C2,C3,C7 は比較的实验値に近い分布を示した。中央に対して非対称の形状をなす場合は実験値との差が大きかった。雲肘木の成の仮定などさらに検討する必要がある。
- ・杵肘木、雲斗側は左右対称の形状をしているため、荷重が等しく斗にかかる場合は、斗の圧縮変形も等しくなると考えられるが、実験では左右非対称の変形状態となっていた。斗や肘木の圧縮剛性は等しいと考えられるが、実際には、斗や肘木部分の圧縮力をうける加圧面積の違いなどにより、左右対称の剛性にはならなかったと考えられるが、今後さらなる検討が必要である。

表 3.2.6 各部の変位と荷重の実験値と解析値との比較(case1~4)

case1	実験値				解析値					
	変位	荷重	荷重	剛性	変位	実験値との差	荷重	実験値との差	荷重合計	実験値との差
	mm	kN	kN	kN/mm	mm	mm	kN	kN	kN	kN
全体(大斗の変位)	3.9	119.2	119.0	33.3	3.2	-0.7	119.2	0.0	119.2	
大斗-桢肘木				78.7						
桢肘木-桁(左)	1.6	25.4	桢肘木合計	17.4	1.7	0.1	29.1	3.7	桢肘木合計	
桢肘木-桁(右)	0.6	25.9	51.3	51.0	0.6	0.0	29.1	3.2	58.2	6.9
雲肘木-桁	0.7	10.6		11.6	1.2	0.5	13.7	3.1		
雲肘木(巻)-桁	0.3	19.8	雲肘木合計	27.9	0.8	0.5	23	3.2	雲肘木合計	
桢肘木(中)-桁(中)	2.1	37.3	67.7	18.3	1.7	-0.4	24.3	-13.0	61	-6.7
case2	実験値				解析値					
	変位	荷重	荷重	剛性	変位	実験値との差	荷重	実験値との差	荷重	実験値との差
	mm	kN	kN	kN/mm	mm	mm	kN	kN	kN	kN
全体(大斗の変位)	3.9	99.9	100.7	35.4	2.6	-1.3	99.9	0.0	99.8	
大斗-桢肘木				78.7						
桢肘木-桁(左)	1.6	22.3		16.7	1.3	-0.3	21.5	-0.8	桢肘木合計	
桢肘木-桁(右)	0.6	21.9	44.2	41.3	0.5	-0.1	21.5	-0.4	43	-1.2
雲肘木-桁	0.7	5.7		18.1	1.1	0.4	6.8	1.1		
雲肘木(巻)-桁	0.3	12.5		17.2	0.9	0.6	11.4	-1.1	雲肘木合計	
桢肘木(中)-桁(中)	2.1	38.3	56.5	28.6	1.3	-0.8	38.6	0.3	56.8	0.3
case3	実験値				解析値					
	変位	荷重	荷重	剛性	変位	実験値との差	荷重	実験値との差	荷重	実験値との差
	mm	kN	kN	kN/mm	mm	mm	kN	kN	kN	kN
全体(大斗の変位)	3.4	53.9	54.4	23.0	2	-1.4	53.9	0	53.9	
大斗-桢肘木				78.7						
桢肘木-桁(左)	2.2	7.0		11.7	1.2	-1.0	7.1	0.1	桢肘木合計	
桢肘木-桁(右)	1.5	8.5	15.5	58.0	1.2	-0.3	7.1	-1.4	14.2	-1.3
雲肘木-桁	2.1	4.4		14.5	1	-1.1	6.5	2.1		
雲肘木(巻)-桁	2.0	8.8		16.6	1	-1.0	11	2.2	雲肘木合計	
桢肘木(中)-桁(中)	2.7	25.7	38.9	16.5	1.3	-1.4	22.2	-3.5	39.7	0.8
case4	実験値				解析値					
	変位	荷重	荷重	剛性	変位	実験値との差	荷重	実験値との差	荷重	実験値との差
	mm	kN	kN	kN/mm	mm	mm	kN	kN	kN	kN
全体(大斗の変位)	2.8	58.4	58.8	32.2	1.6	-1.2	58.4	0	58.4	
大斗-桢肘木				78.7						
桢肘木-桁(左)	2.0	10.7		8.8	1.1	-0.9	9.4	-1.3	桢肘木合計	
桢肘木-桁(右)	0.7	12.2	22.9	52.9	0.2	-0.5	9.4	-2.8	18.8	-4.1
雲肘木-桁	1.2	5.7		13.0	0.7	-0.5	8.9	3.2		
雲肘木(巻)-桁	1.6	10.3		25.2	0.1	-1.5	15	4.7	雲肘木合計	
桢肘木(中)-桁(中)	2.1	19.8	35.9	19.2	0.8	-1.3	15.7	-4.1	39.6	3.7

表 3.2.7 各部の変位と荷重の実験値と解析値との比較(case5~8)

case5	実験値				解析値					
	変位	荷重	荷重	剛性	変位	実験値との差	荷重	実験値との差	荷重	実験値との差
	mm	kN	kN	kN/mm	mm	mm	kN	kN	kN	kN
全体(大斗の変位)	2.8	35.9	36.2	14.8	2.3	-0.5	35.9	0	35.9	
大斗-桢肘木				78.7						
桢肘木-桁(左)	1.5	9.3		7.3	1.9	0.4	13.9	4.6	桢肘木合計	
桢肘木-桁(右)	0.8	9.8	19.1	11.5	1.2	0.4	13.9	4.1	27.8	8.7
雲肘木-桁	0.4	2.1		-2.8	1.4	1.0	0	-2.1		
雲肘木(巻)-桁	1.6	3.0		-0.04	2.1	0.5	0	-3.0	雲肘木合計	
桢肘木(中)-桁(中)	2.4	12.0	17.1	5.9	1.8	-0.6	8.1	-3.9	8.1	-9.0

case6	実験値				解析値					
	変位	荷重	荷重	剛性	変位	実験値との差	荷重	実験値との差	荷重	実験値との差
	mm	kN	kN	kN/mm	mm	mm	kN	mm	kN	kN
全体(大斗の変位)	3.4	65.5	65.8	26.5	2.4	-1.0	65.5	0	65.5	
大斗-桢肘木				78.7						
桢肘木-桁(左)	1.7	16.3		17.2	1.3	-0.4	23.4	7.1	桢肘木合計	
桢肘木-桁(右)	0.8	17.0	33.3	41.5	0.6	-0.2	23.4	6.4	46.8	13.5
雲肘木-桁	1.0	6.2		20.6	0.1	-0.9	2.1	-4.1		
雲肘木(巻)-桁	3.0	5.4		21.4	0.2	-2.8	3.6	-1.8	雲肘木合計	
桢肘木(中)-桁(中)	2.6	20.9	32.5	12.9	0.7	-1.9	13	-7.9	18.7	-13.8

case7	実験値				解析値					
	変位	荷重	荷重	剛性	変位	実験値との差	荷重	実験値との差	荷重	実験値との差
	mm	kN	kN	kN/mm	mm	mm	kN	mm	kN	kN
全体(大斗の変位)	3.9	117.8	118.2	33.8	3.0	-0.9	117.8	0	117.8	
大斗-桢肘木				78.7						
桢肘木-桁(左)	2.1	25.8		19.2	1.2	-0.9	25.3	-0.5	桢肘木合計	
桢肘木-桁(右)	1.0	25.5	51.3	46.8	0.5	-0.5	25.3	-0.2	50.6	-0.7
雲肘木-桁	2.3	9.6		19.7	0.2	-2.1	7.2	-2.4		
雲肘木(巻)-桁	2.6	13.0		4.9	1.5	-1.1	12.1	-0.9	雲肘木合計	
桢肘木(中)-桁(中)	2.6	44.3	66.9	22.9	0.6	-2.0	47.9	3.6	67.2	0.3

case8	実験値				解析値					
	変位	荷重	荷重	剛性	変位	実験値との差	荷重	実験値との差	荷重	実験値との差
	mm	kN	kN	kN/mm	mm	mm	kN	mm	kN	kN
全体(大斗の変位)	6.0	178.6	178.3	28.2	4.3	-1.7	178.6	0	178.7	
大斗-桢肘木				78.7						
桢肘木-桁(左)	3.2	33.6		23.8	1.5	-1.7	36.4	2.8	桢肘木合計	
桢肘木-桁(右)	1.5	36.9	70.5	50.8	0.7	-0.8	36.4	-0.5	72.8	2.3
雲肘木-桁	1.9	15		35.7	0.4	-1.5	15.6	0.6		
雲肘木(巻)-桁	3.7	63.7		19.7	1.9	-1.8	26.2	-37.5	雲肘木合計	
桢肘木(中)-桁(中)	2.8	29.1	107.8	68.8	1.3	-1.5	64.1	35.0	105.9	-1.9

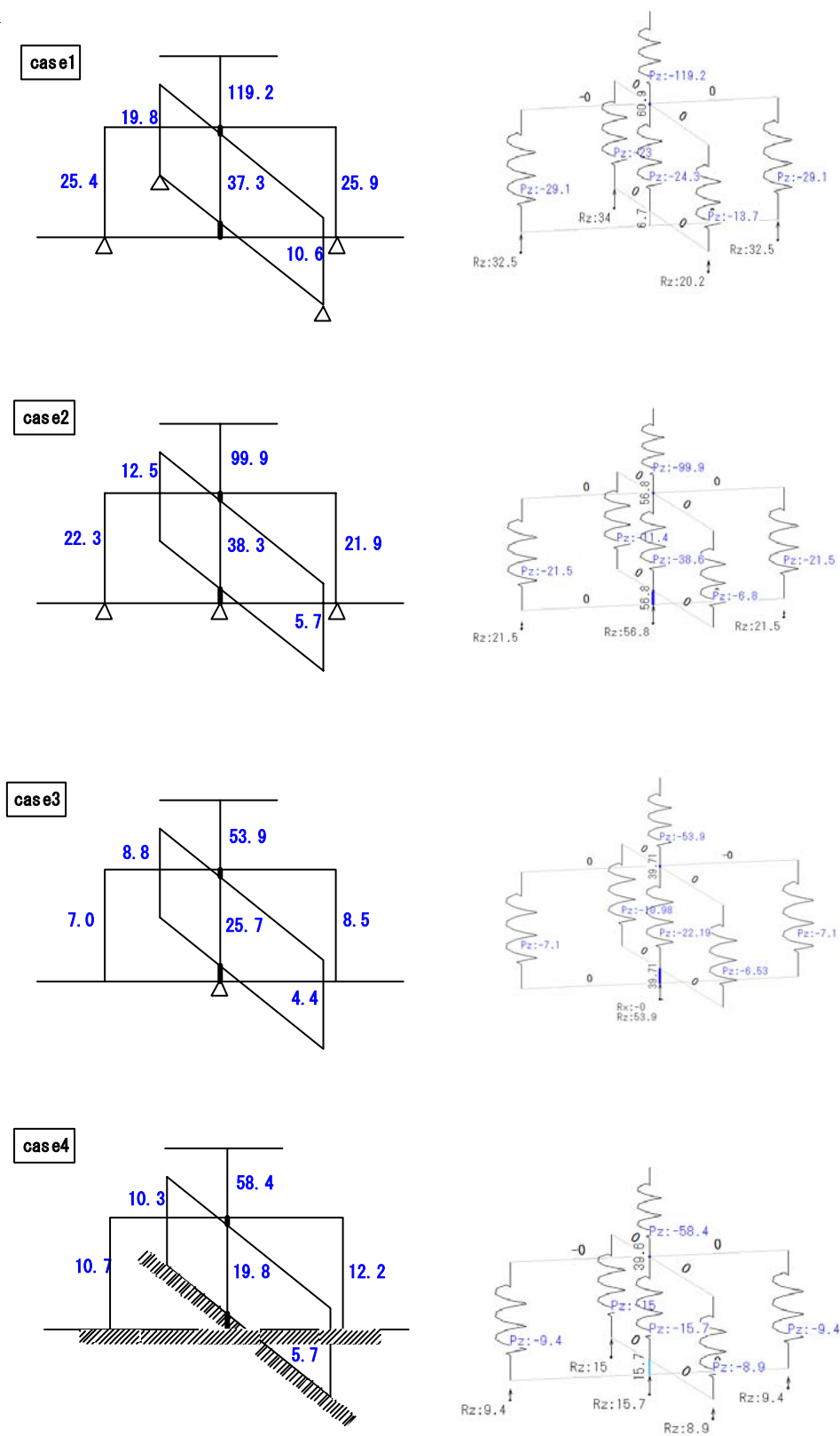


図 3.2.10 荷重の分布（左：実験、右：解析）

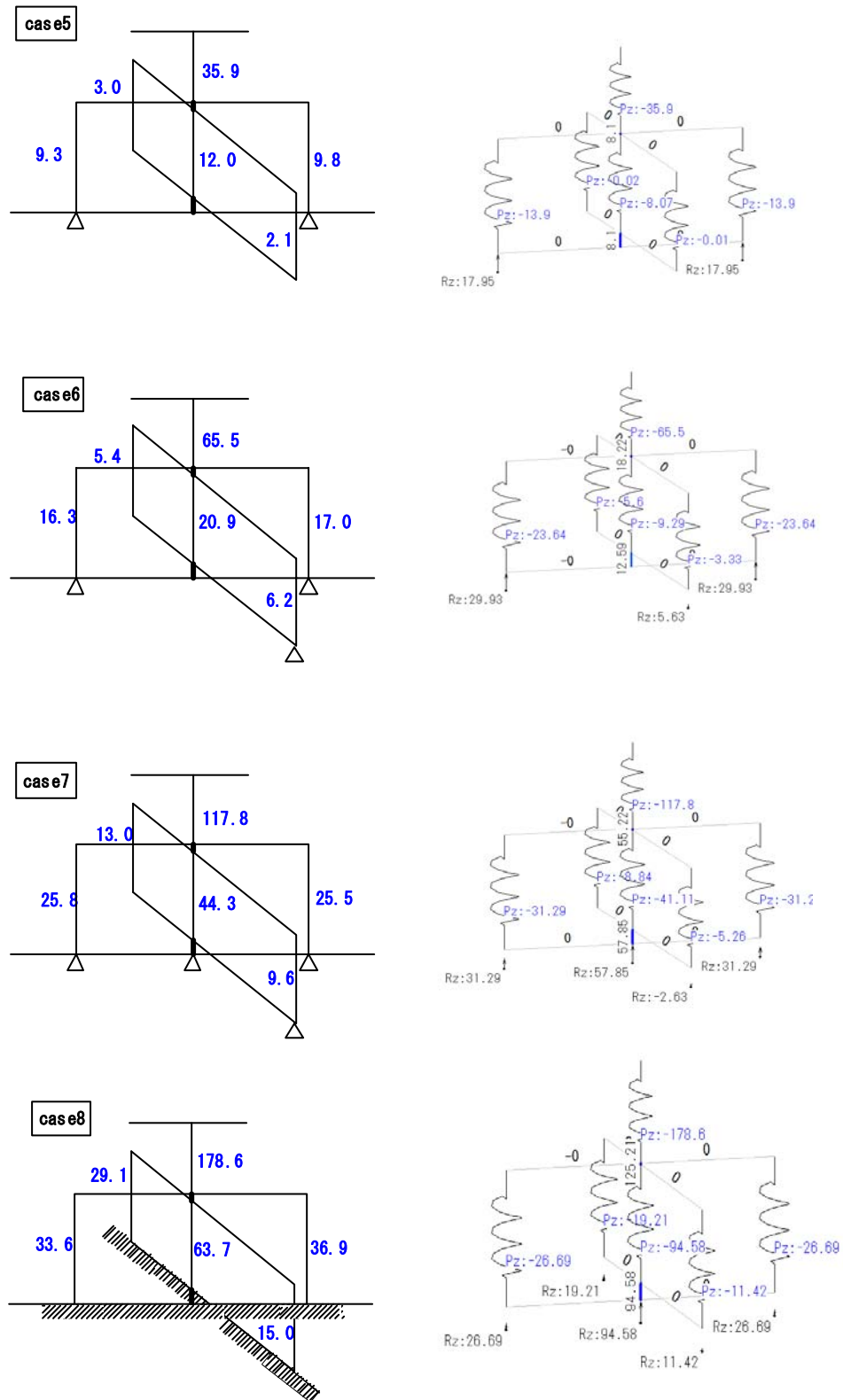


図 3.2.11 荷重の分布（左：実験、右：解析）

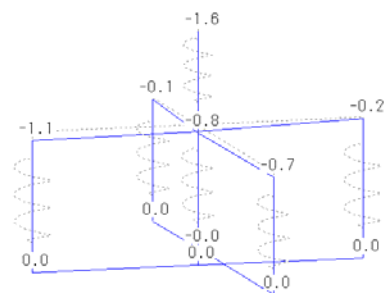
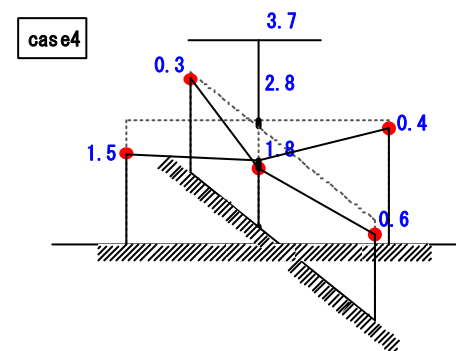
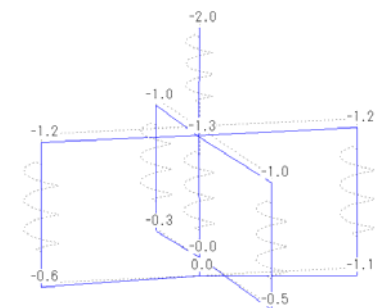
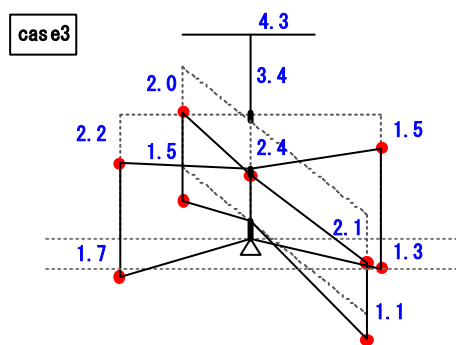
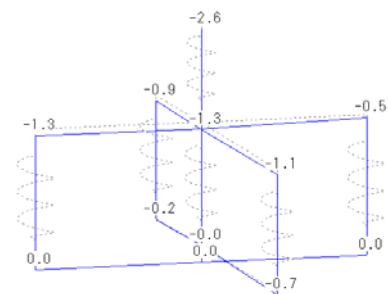
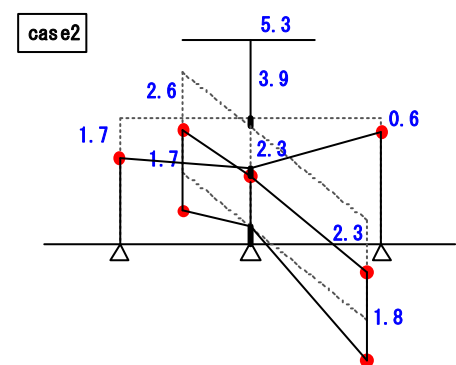
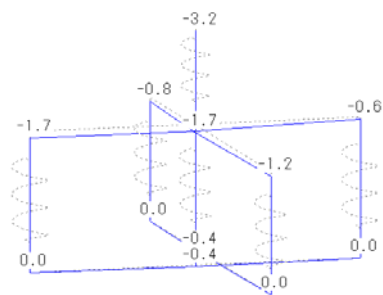
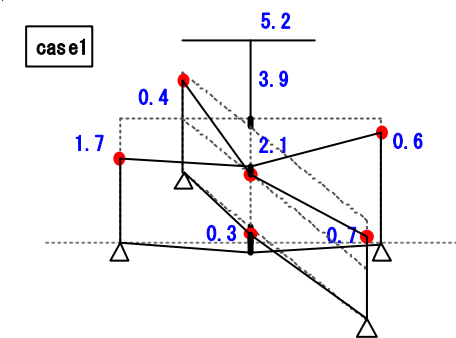


図 3.2.12 変形図 (左 : 実験、右 : 解析)

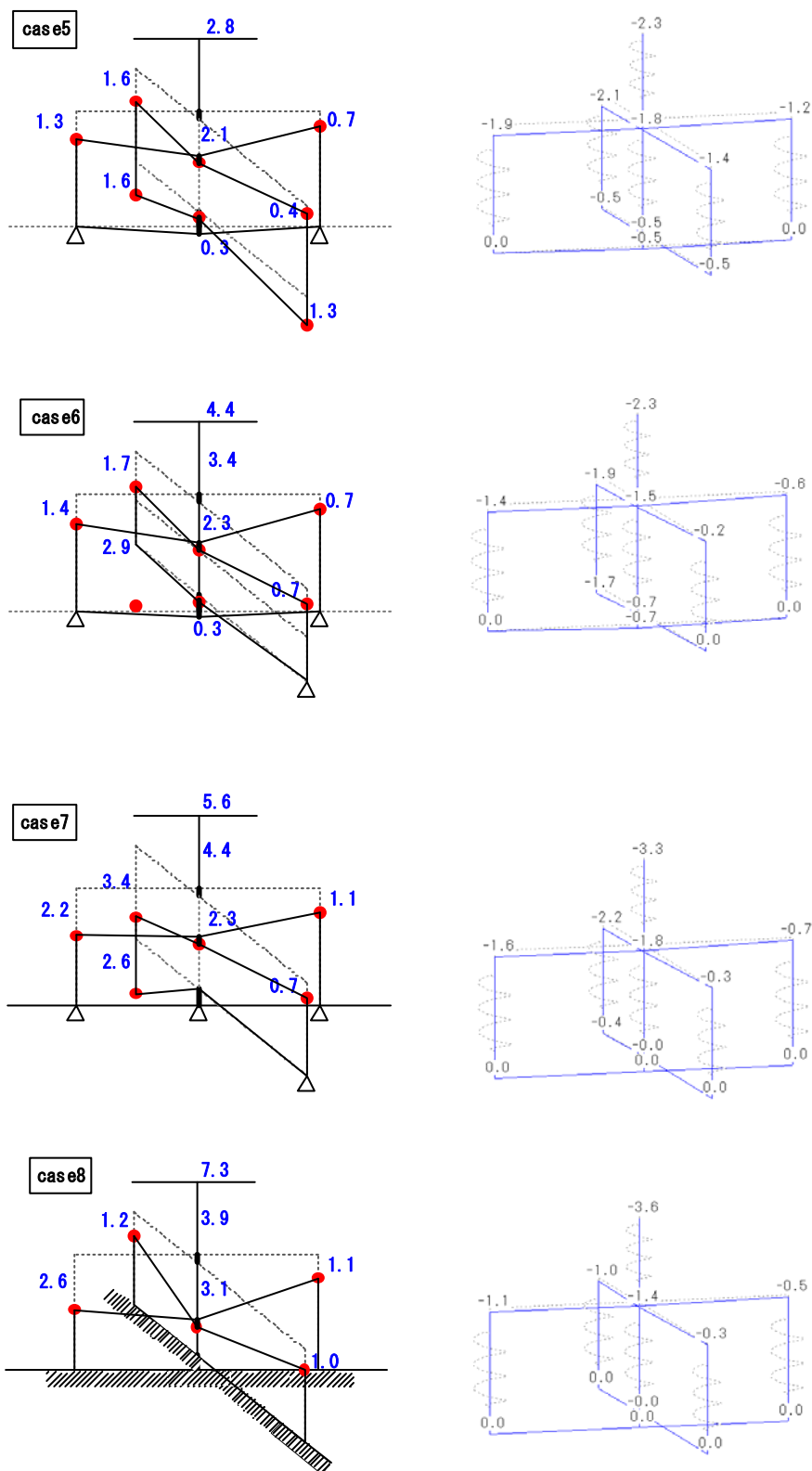


図 3.2.13 変形図 (左 : 実験、右 : 解析)

3.3 組物二基の構造性能

3.3.1 概要

前項 3.2 では組物単体についての鉛直性能の把握を行ったが、本項では組物が建物内に含まれたときの構造性能について検証する。すでに述べたように、五重塔のような建物では各層がロッキング変形を起こしたとき各層にモーメントとせん断力が同時にかかる。その際、組物部分での鉛直変形が考えられることが指摘されている³⁻³⁾。そこで、五重塔の各層がモーメントとせん断力を受けた場合を想定し、組物二基を対象に曲げとせん断を同時に与えた静加力実験をし、各組物の鉛直剛性とせん断剛性を算出した。また前項で得た組物単体の鉛直剛性と既往の評価方法から得たせん断剛性³⁻⁴⁾との比較を行った。

3.3.2 実験方法

3.3.2.1 実験概要

飛鳥様式五重塔の初層を想定した組物 2 基を 2/3 に縮小した試験体を鉄骨治具に設置し、正負交番繰返し各 3 回載荷による静的水平加力実験を行った。図 3.3.4 のように組物二基を設置し、組物二基に緊結した鉄骨治具に水平力を加えることで組物二基に対してモーメントとせん断力を加えた。また荷重点の高さを変更することで、組物に加わるモーメントとせん断力の比率をいくつか想定し、静加力実験を実施した。

試験体の下部にロードセルを設置し、その上に鉄板を置きラグスクリューで台輪を固定した。台輪上には、ダボで大斗を固定し、桁の上部に錘となる鉄骨をラグスクリューで緊結した。また試験体長辺方向を加振方向として設置した。また試験体の上部には鉄骨治具を載せ、さらに試験体両脇にジャッキを取り付け、鉛直方向に引張力を与えることで上部鉄骨と合わせて積載荷重とした。飛鳥様式の五重塔の重量から、1 層の柱 1 本にかかる重量について、2/3 倍となった際に応力度が一定になるよう設定し、鉄骨治具の重量とジャッキによる引張力を合わせて 107.8kN (11tonf) /本の荷重を加えた。

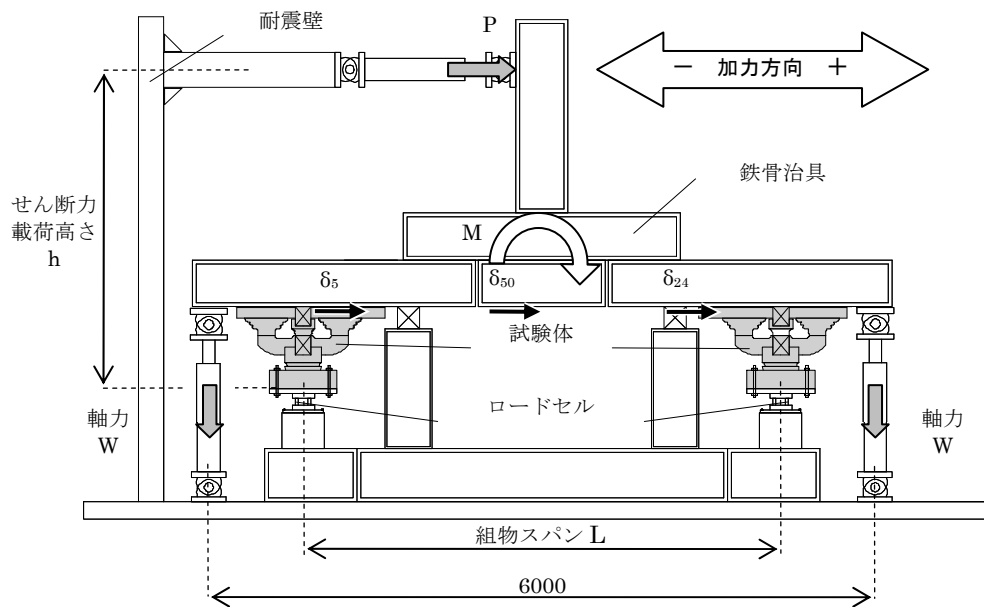


図 3.3.1 設置方法

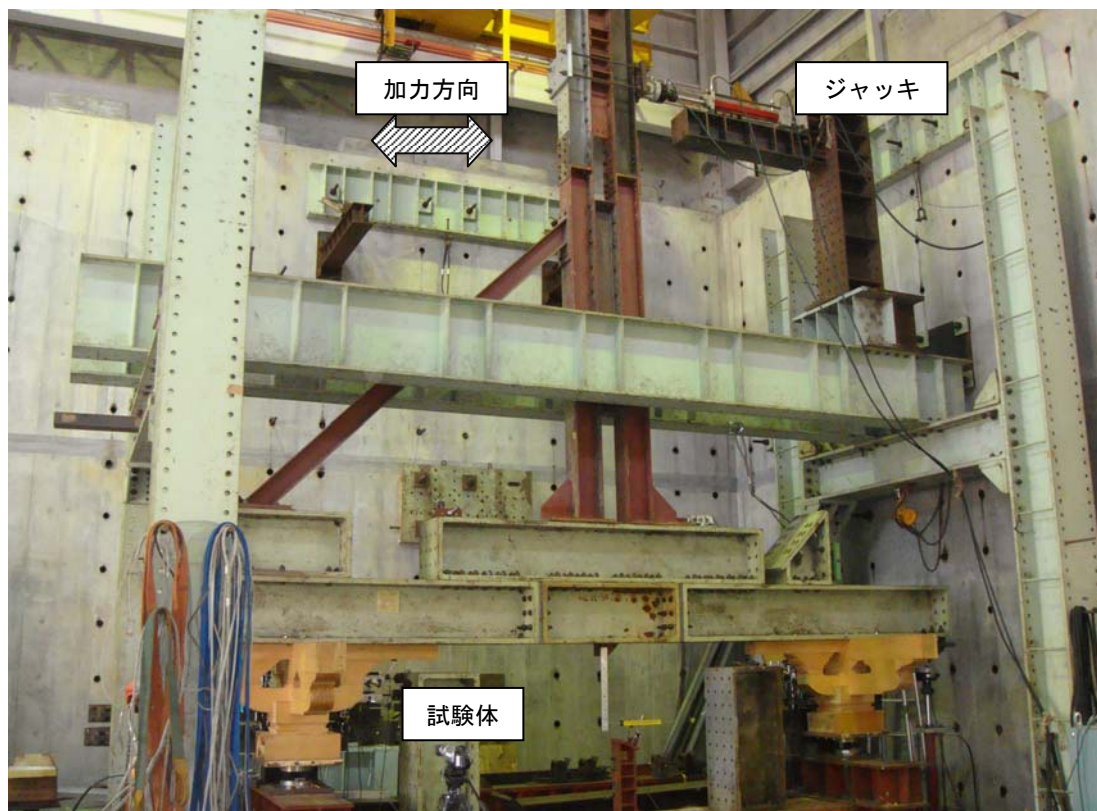
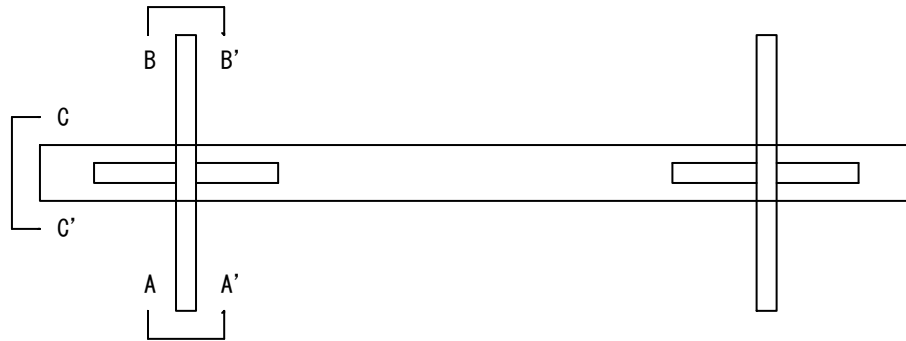


写真 3.3.1 実験全景写真

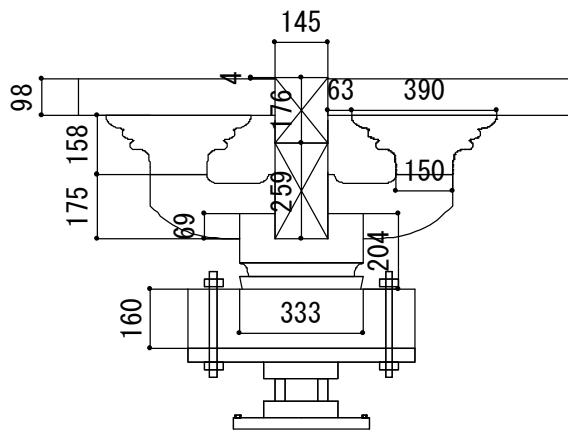
3.3.2.2 試験体概要

実験に用いた試験体は、金子安五郎氏（有限会社不動社寺）によって製作された飛鳥様式五重塔初層にある組物二基の 2/3 縮小模型である。材料にはベイヒバを用いた。様式は飛鳥様式の特徴的な様式である雲斗・雲肘木を含む。実際の五重塔初層にある組物は、構面の中にある組物と隅の組物では形状が異なり、隅の組物は 45 度方向に突出した特殊な形状をしている。しかしながら、本実験ではモーメントとせん断力が生じた際の回転とせん断変形の割合を把握し、既往のモデルと比較することを目的としているため、組物の形状は特殊なものを含まず構面の中にある組物の形状と同じものとする。

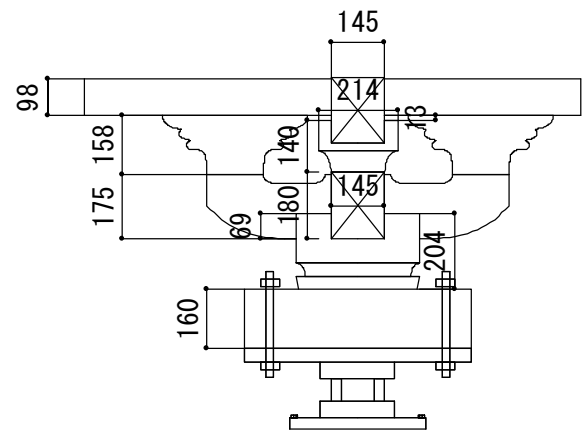
図 3.3.2・図 3.3.3 に試験体の形状・分解図を、写真 3.3.2 に試験体概要を示す。また部材同士をつなぐダボの位置・寸法を図 3.3.4・表 3.3.1 に示す。



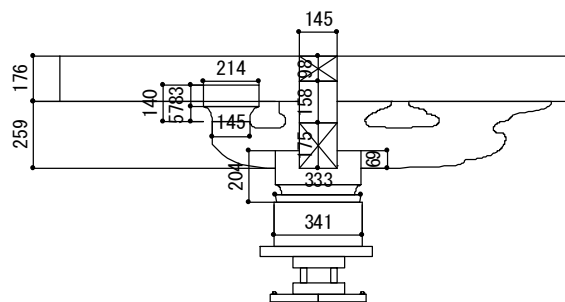
(a) 平面図



(b) A-A' 図



(c) B-B' 図



(d) C-C' 図

図 3.3.2 試験体形状

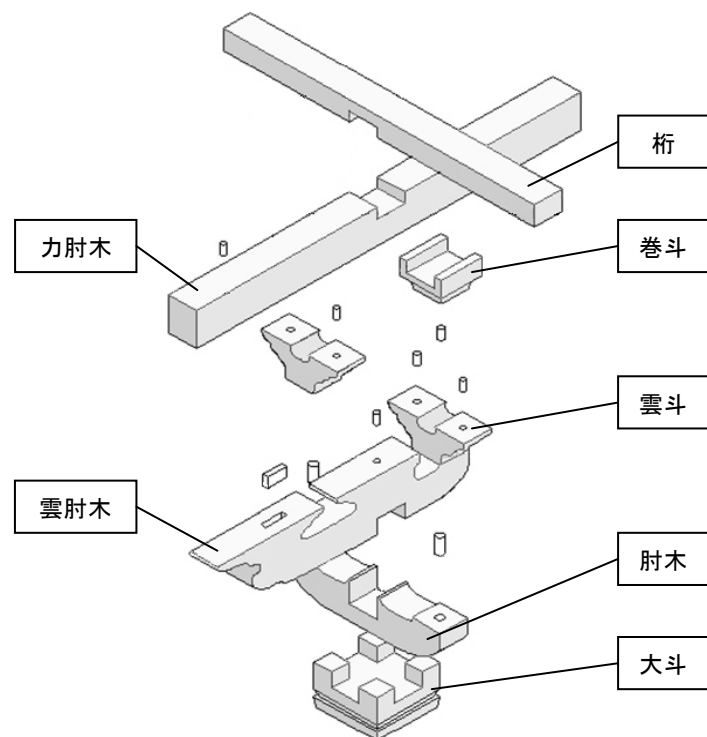


图 3. 3. 3 試驗体分解图



写真 3. 3. 2 試驗体概要写真

表 3.3.1 ダボの寸法

No	ダボの位置	寸法	個数
1	台輪－大斗	Φ52×100	1
2	肘木－雲斗	Φ39×79	2
3	雲斗－桁	Φ26×52	4
4	雲肘木－巻斗	Φ26×52	1
5	雲肘木－力肘木 (○型)	Φ26×52	1
6	雲肘木－力肘木 (□型)	100×26×52	1

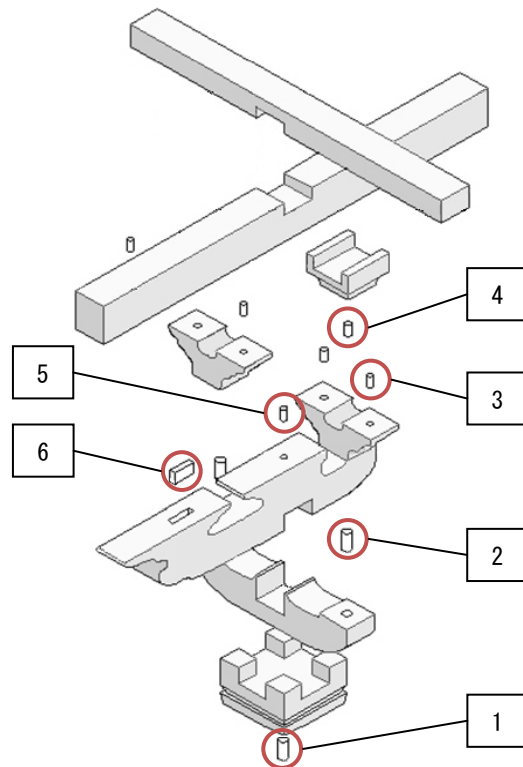


図 3.3.4 ダボ概要

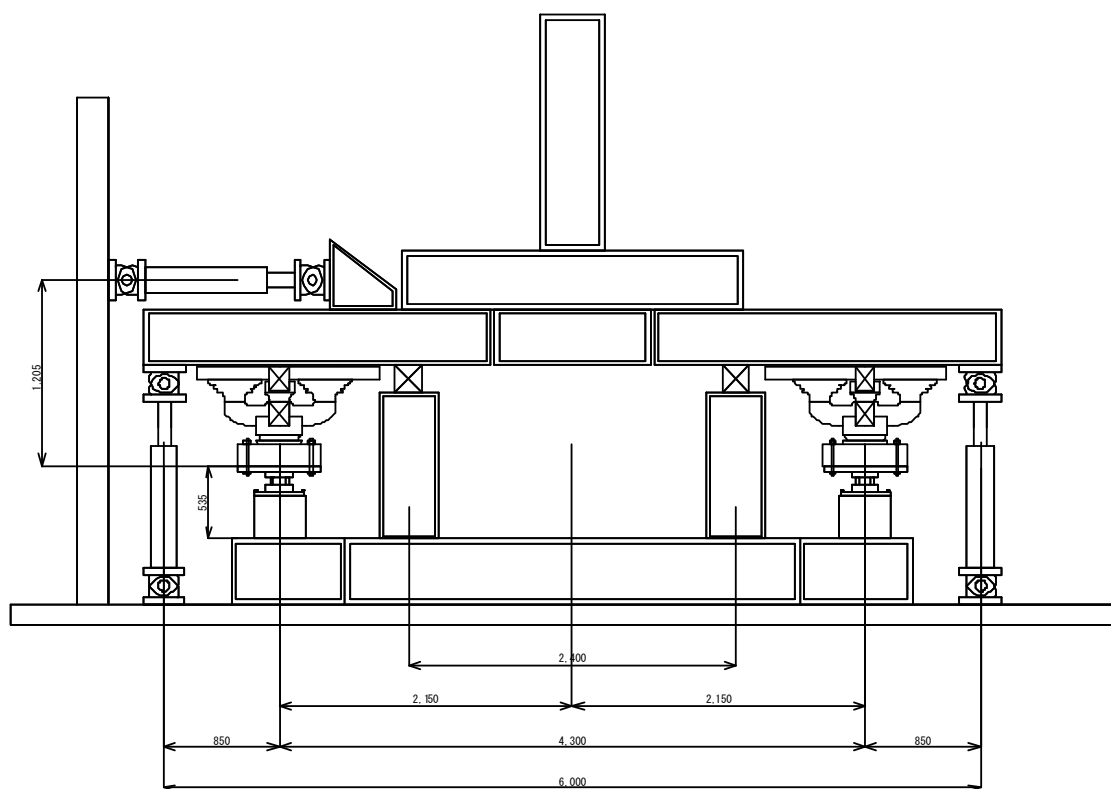
3.3.2.3 加力計画

加力は図 3.3.5、図 3.3.6 に示すように、組物二基に緊結させた鉄骨冶具に水平力を加えることで、組物二基にモーメントとせん断力を加える。水平力を加える高さ（荷重点）を変え、組物に加わるモーメントとせん断力を変動させる。制御方法は、耐力壁から水平にジャッキを出して試験体と緊結された鉄骨冶具に行った。鉛直荷重についても、積載重量分を一定にしながら、自由に動くようにする。

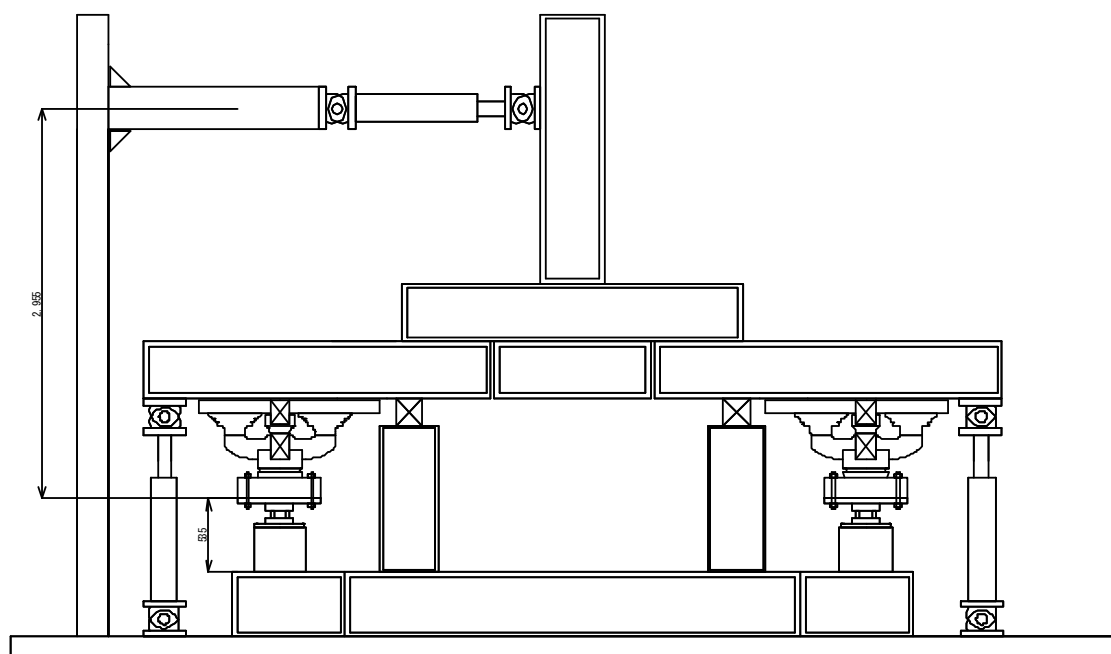
千葉らの実験を参考に、五重塔初層に生じるモーメントとそれを生じさせるせん断力がかかる高さを求めると、約 8m 辺りという結果が多く得られたが、加振波によってばらつきも見られた。以上のことを考慮し、荷重点の高さをパラメータにして 4 ケースの加力ケースを設定した（表 3.3.2）。Case1 は荷重点が低くせん断力を卓越させたもの、Case2、Case3 は徐々に荷重点を高くし Case1 にモーメントを増加させたもの、また Case4 は曲げを卓越させたものとする。ただし、Case4 に関しては組物二基間の幅が 4.3m、高さ約 10m を想定したが、実験場の都合上、10m の位置では加力が行えないため、縮尺を変え幅 1.80m、高さ 4.705m とし、約 10m を想定した加力を行った。

表 3.3.2 加力パターン

case	軸力 W	幅 (m)	荷重点 h		備考
	(tonf)		(m)		
case1	22 (11+11)	4.30	1.205	低	軸力一定、せん断卓越
case2	22 (11+11)	4.30	2.955	中	軸力一定、case1にモーメント追加
case3	22 (11+11)	4.30	4.705	高	軸力一定、case2にモーメント追加
case4	22 (11+11)	1.80	4.705	高	軸力一定、曲げ卓越

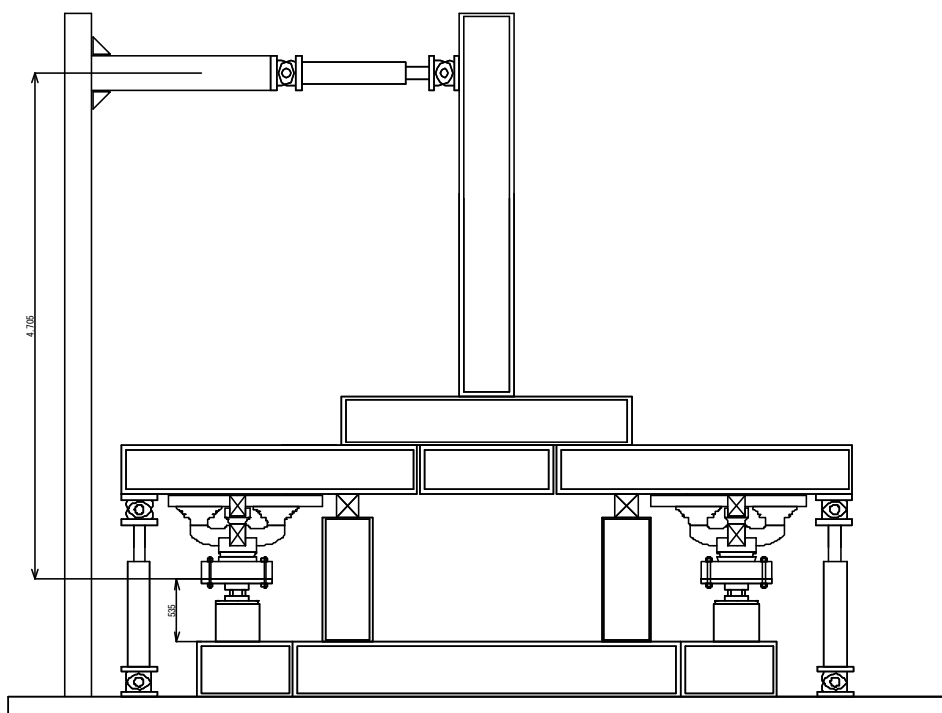


Case1

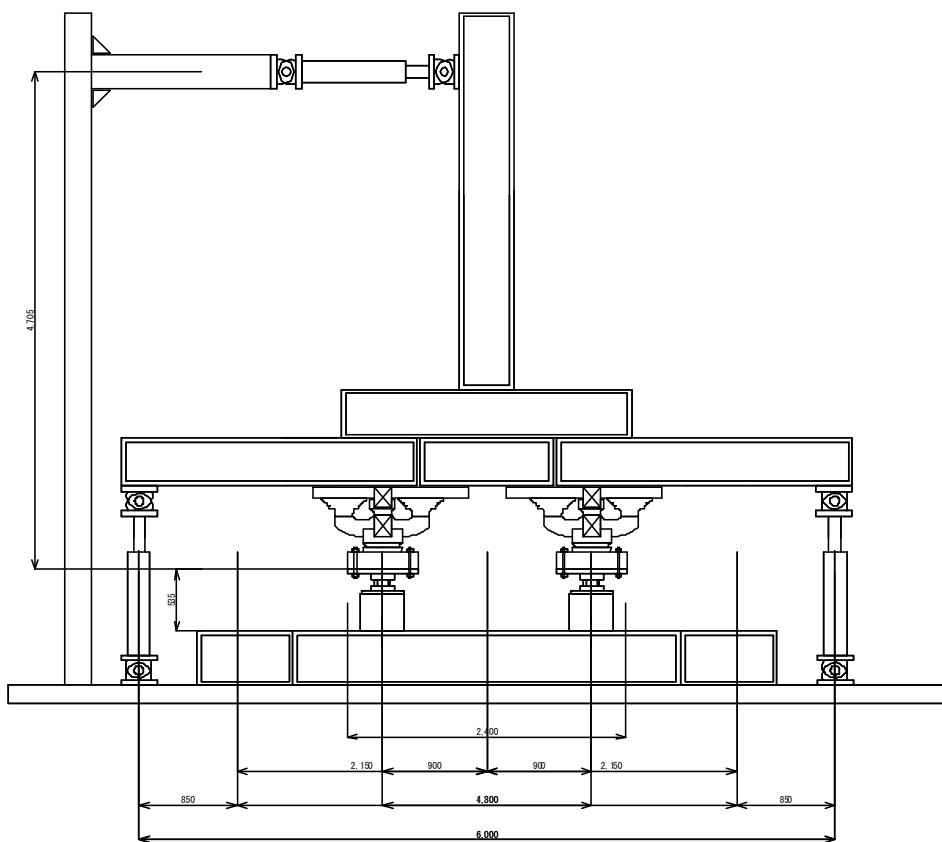


Case2

图 3.3.5 加力方法



Case3



Case4

图 3.3.6 加力方法

本実験では、組物桁の変位を目標変位 δ 、台輪から桁までの高さで除した変形角を目標変形角 θ とする（図 3.3.7）。加力は、表 3.3.3 に示すような目標変形角について正負交番 3 回ずつの繰り返し加力を行う（図 3.3.8）。加力ケースが 4 種類あるため、弾性範囲となる 1/500rad. から 1/120rad. までの加力とする。

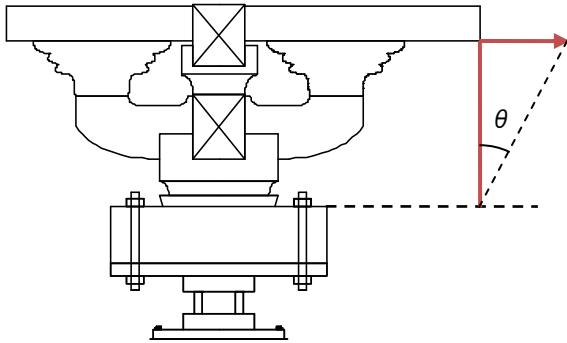


図 3.3.7 変形角概要

表 3.3.3 目標変形角

変形角 (rad.)	目標変位 h=468(mm)	加力方向
1/500	1.13	押し
		引き
1/250	2.23	押し
		引き
1/200	2.83	押し
		引き
1/120	4.72	押し
		引き

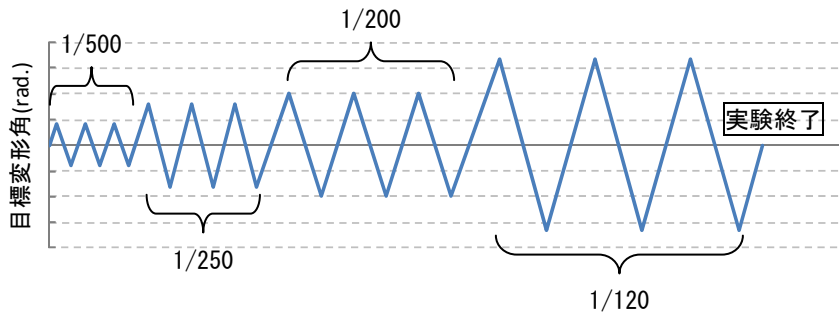


図 3.3.8 加力スケジュール

3.3.2.4 計測方法

実験で用いる計測器は直線変位センサ LP-10、LP-20、LP-50、LP-100（緑測器）を使用した。試験体には、組物一基につき、組物を構成する斗の絶対変位を水平方向（計 5ch）、鉛直方向（計 14ch）、また冶具の絶対変位を水平方向（計 1ch）、鉛直方向（計 2ch）、ジャッキに加える荷重を水平方向（計 1ch）、鉛直方向（計 2ch）に設置した。さらに組物各々の台輪の下にロードセルを鉛直方向、水平方向 1ch ずつ設置し、計 51ch で計測を行い、収録装置にはデータロガー TDS-303（東京測器）を使用した。写真 3.3.3 に実験で用いた変位計を示す。また、以上の計測概要の変位計の設置位置を図 3.3.9、3.3.10 に示す。なお、図中の数字は組物に取り付けた変位計のチャンネル番号を示す。表 3.3.4 に使用したチャンネルリスト、表 3.3.5 に計測器設置位置を示す。



(a) 変位計設置



(b) 変位計設置 (ch. 50)



(c) ロードセル



(d) 油圧式ジャッキ (ch. 0)



(e) 加力装置

写真 3.3.3 計測器

表 3.3.4 チャンネルリスト

ch	ch名	設置位置概要	計測器	収録装置	校正係数	出力	容量	計測内容	方向	備考								
0	load-h	ジャッキ 加力	-	東京測器 TDS-303	0.0500	4000	200	kN	水平	荷重	南							
1	load-Vrs	ジャッキ 南側	-		0.0020	50000	100	kN	鉛直	荷重	下							
2	load-Vln	ジャッキ 北側	-		0.0020	50000	100											
3	空き																	
4																		
5		keta h	桁		LP-100	0.0020	50000	100	mm	水平	絶対変位	南						
6	kumoto h	雲斗	LP-100	0.0020	100													
7	hijiki h	肘木	LP-50	0.0010	50													
8	daïto h	大斗	LP-50	0.0010	50													
9	makito h	巻斗	LP-100	0.0020	100													
10	keta vs	桁 北側	LP-100	東京測器 TDS-303 (増設)	0.0010	50000	50	mm	鉛直	絶対変位	下							
11	keta vn	桁 南側	LP-100		0.0010		50											
12	kumoto vs	雲斗 北側	LP-20		0.0004		20											
13	kumoto vn	雲斗 南側	LP-20		0.0004		20											
14	hijiki vs	肘木 北側	LP-20		0.0004		20											
15	hijiki vn	肘木 南側	LP-20		0.0004		20											
16	daïto vs	大斗 北側	LP-20		0.0004		20											
17	daïto vn	大斗 南側	LP-20		0.0004		20											
18	makito vs	巻斗 北側	LP-20		0.0004		20											
19	makito vn	巻斗 南側	LP-20		0.0004		20											
20	ketasrt vs	力肘木 北側	LP-10		0.0002		10											
21	ketasrt vn	力肘木 南側	LP-10		0.0002		10											
22	kumohijiki vs	雲肘木 北側	LP-10		0.0002		10											
23	kumohijiki vn	雲肘木 南側	LP-10		0.0002		10											
24	keta h	桁	LP-100		0.0020		50000						100	mm	水平	絶対変位	北	
25	kumoto h	雲斗	LP-100		0.0020								100					
26	hijiki h	肘木	LP-50		0.0010								50					
27	daïto h	大斗	LP-50		0.0010								50					
28	makito h	巻斗	LP-100		0.0020								100					
29	keta vs	桁 北側	LP-100		0.0010		50000						50	mm	鉛直	絶対変位	下	
30	keta vn	桁 南側	LP-100		0.0002								10					
31	kumoto vs	雲斗 北側	LP-10		0.0002								10					
32	kumoto vn	雲斗 南側	LP-10		0.0002								10					
33	hijiki vs	肘木 北側	LP-20	0.0004	20													
34	hijiki vn	肘木 南側	LP-20	0.0004	20													
35	daïto vs	大斗 北側	LP-20	0.0004	20													
36	daïto vn	大斗 南側	LP-20	0.0004	20													
37	makito vs	巻斗 北側	LP-20	0.0004	20													
38	makito vn	巻斗 南側	LP-20	0.0004	20													
39	ketasrt vs	力肘木 北側	LP-10	0.0002	10													
40	ketasrt vn	力肘木 南側	LP-10	0.0002	10													
41	kumohijiki vs	雲肘木 北側	LP-10	0.0002	10													
42	kumohijiki vn	雲肘木 南側	LP-10	0.0002	10													
43	loadcel-Lx	ロードセル (北)	-	0.0293	2046	60		kN	水平	荷重	北							
44	loadcel-Lz	ロードセル (北)	-	0.2024	1482	300		kN	鉛直	荷重	下							
45	loadcel-Rx	ロードセル (南)	-	0.0293	2046	60		kN	水平	荷重	北							
46	loadcel-Rz	ロードセル (南)	-	0.2024	1482	300		kN	鉛直	荷重	下							
47	jackdisp-h	ジャッキ 加力	-	0.0002	50000	10	mm	水平	絶対変位	南								
48	jackV-L	治具 北側	-	0.0002	50000	10	mm	鉛直	絶対変位	下								
49	jackV-R	治具 南側	-	0.0002	50000	10	mm	鉛直	絶対変位	下								
50	mid-h	治具 中央	-	0.0002	50000	10	mm	水平	絶対変位	北								

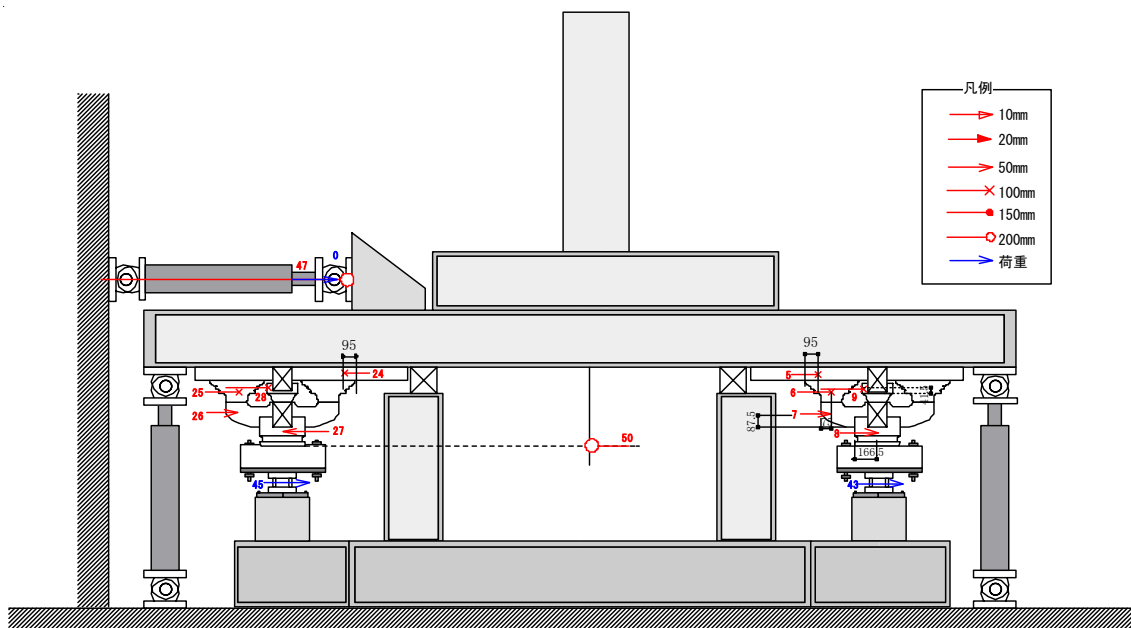


图 3.3.9 計測器設置位置（水平計測器設）

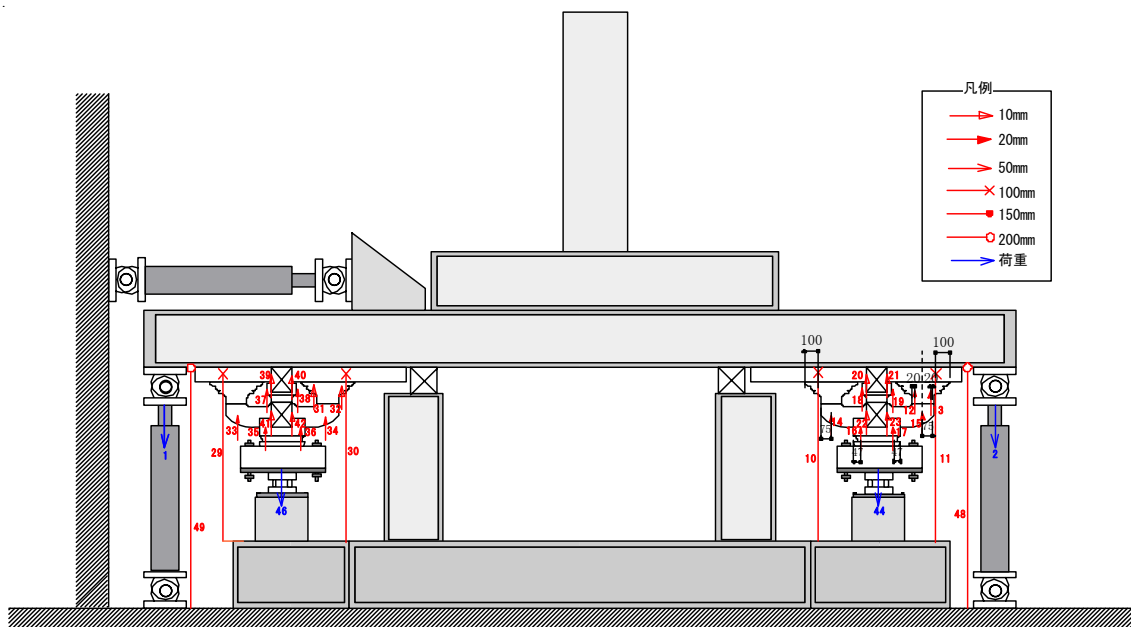


图 3.3.10 計測器設置位置（鉛直計測器）

表 3. 3. 4 計測器設置位置

	組物①			組物②			備考
部材名	ch.	x	y	ch.	x	y	測定変位
桁	ch.5	-430.5	685	ch.24	-430.5	685	水平変位
雲斗	ch.6	-330.5	557	ch.25	-330.5	557	水平変位
肘木	ch.7	-330.5	390.5	ch.26	-330.5	390.5	水平変位
大斗	ch.8	0	270.5	ch.27	0	270.5	水平変位
巻斗	ch.9	-107	581.5	ch.28	-107	581.5	水平変位
桁	ch.10	-425.5	685	ch.29	-425.5	685	鉛直変位
桁	ch.11	425.5	685	ch.30	425.5	685	鉛直変位
雲斗	ch.12	275.5	557	ch.31	275.5	557	鉛直変位
雲斗	ch.13	385.5	557	ch.32	385.5	557	鉛直変位
肘木	ch.14	-330.5	390.5	ch.33	-330.5	390.5	鉛直変位
肘木	ch.15	330.5	390.5	ch.34	330.5	390.5	鉛直変位
大斗	ch.16	-119.5	305	ch.35	-119.5	305	鉛直変位
大斗	ch.17	119.5	305	ch.36	119.5	305	鉛直変位
巻斗	ch.18	-107	581.5	ch.37	-107	581.5	鉛直変位
巻斗	ch.19	107	581.5	ch.38	107	581.5	鉛直変位
-	ch.20	-72.5	650	ch.39	-72.5	650	鉛直変位
-	ch.21	72.5	650	ch.40	72.5	650	鉛直変位
-	ch.22	-72.5	393	ch.41	-72.5	393	鉛直変位
-	ch.23	72.5	393	ch.42	72.5	393	鉛直変位

※原点を各台輪とし、西側を正、東（装置）側を負とする。

3.3.3 実験結果

静的載荷実験の結果から変形状や荷重変形関係を分析する。以下に、荷重変形関係・変形図の作成、せん断変位・回転変位の算定方法について詳述する。

図 3.3.11 に示すように北側にある試験体を組物①（変位計 ch.5～ch.23 で測定）、南側にある試験体を組物②（変位計 ch.24～ch.42 で測定）とする。組物の各部材や治具の変位、ジャッキにかかる荷重など計 49ch.の測定記録に対して補正を行い、分析の基となるデータを特定した。補正方法は主に正負補正とノイズ除去を行った。

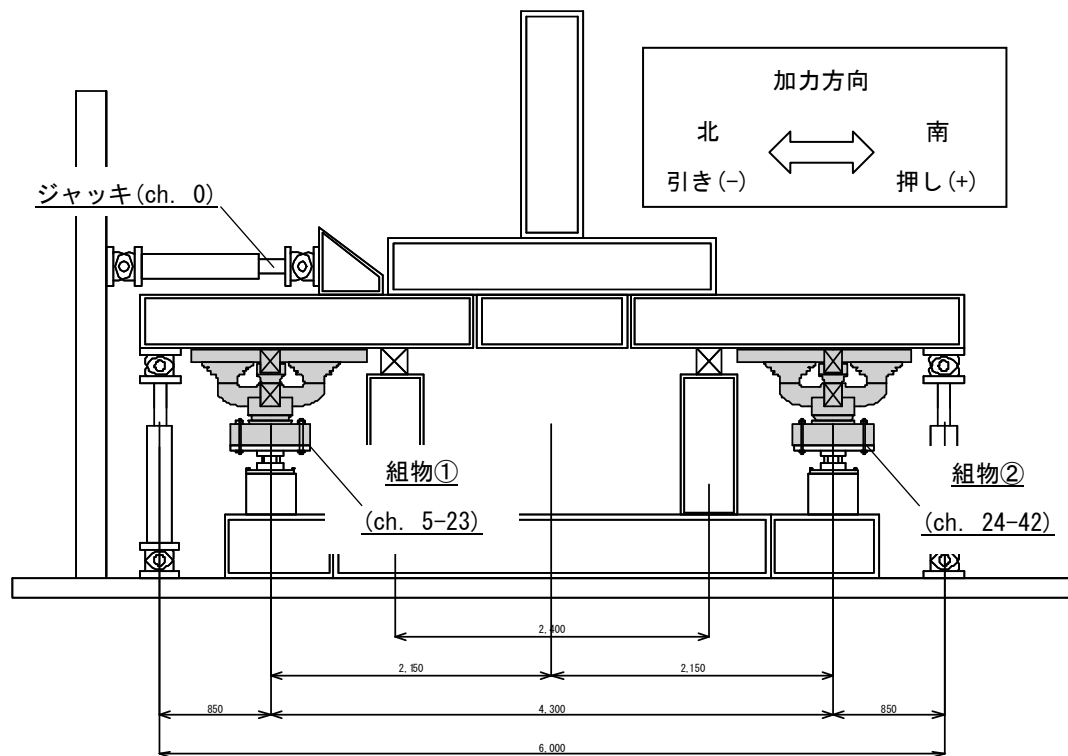


図 3.3.11 実験装置

3.3.3.1 変形性状

(1) 絶対水平変位

水平加力下における組物二基の各部材の変形性状を明らかにするため、計測を行なった水平変位のうち、桁、雲斗、肘木、大斗、台輪について水平変位（絶対変位）を用いて、各部の変形性状について分析する。着目した部材を図 3.3.12 に示す。

図 3.3.14 では、台輪を原点とし、押しの水平変位目標変形角 $+1/500\text{rad}$ から引きの水平変位目標変形角 $-1/120\text{rad}$ に至るまでの、水平力がピークを示した時点（図 3.3.13）の各部材の水平変位をプロットしたものである。また、台輪中心を原点とした。

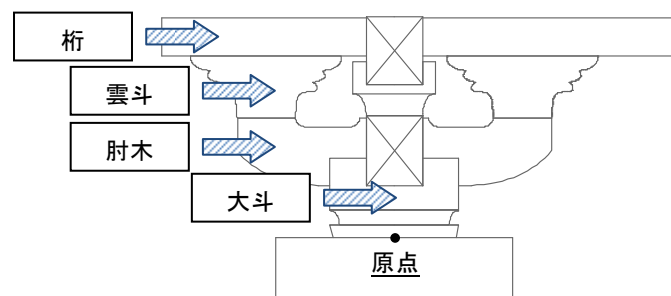


図 3.3.12 着目した部材

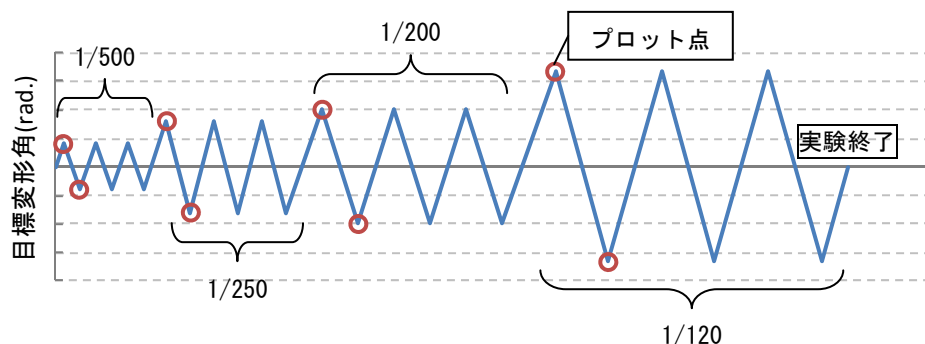


図 3.3.13 加力スケジュール

図 3.3.14、図 3.3.15 では桁の変位が大きく、鉛直下方向に位置する部材ほど水平変位が小さくなることが示された。また Case1 では加力方向による差はほとんど見られず左右対称であったが、Case4 では加力方向によって部材の変位の仕方に差が見られた。このとき大斗、肘木の変位が目標変形角によらず小さく、雲斗、桁の変位が大きくなる傾向が見られた。この傾向は組物①、②共に見られ、どちらもモーメントによって組物に加わる鉛直力が小さい時に見られた。

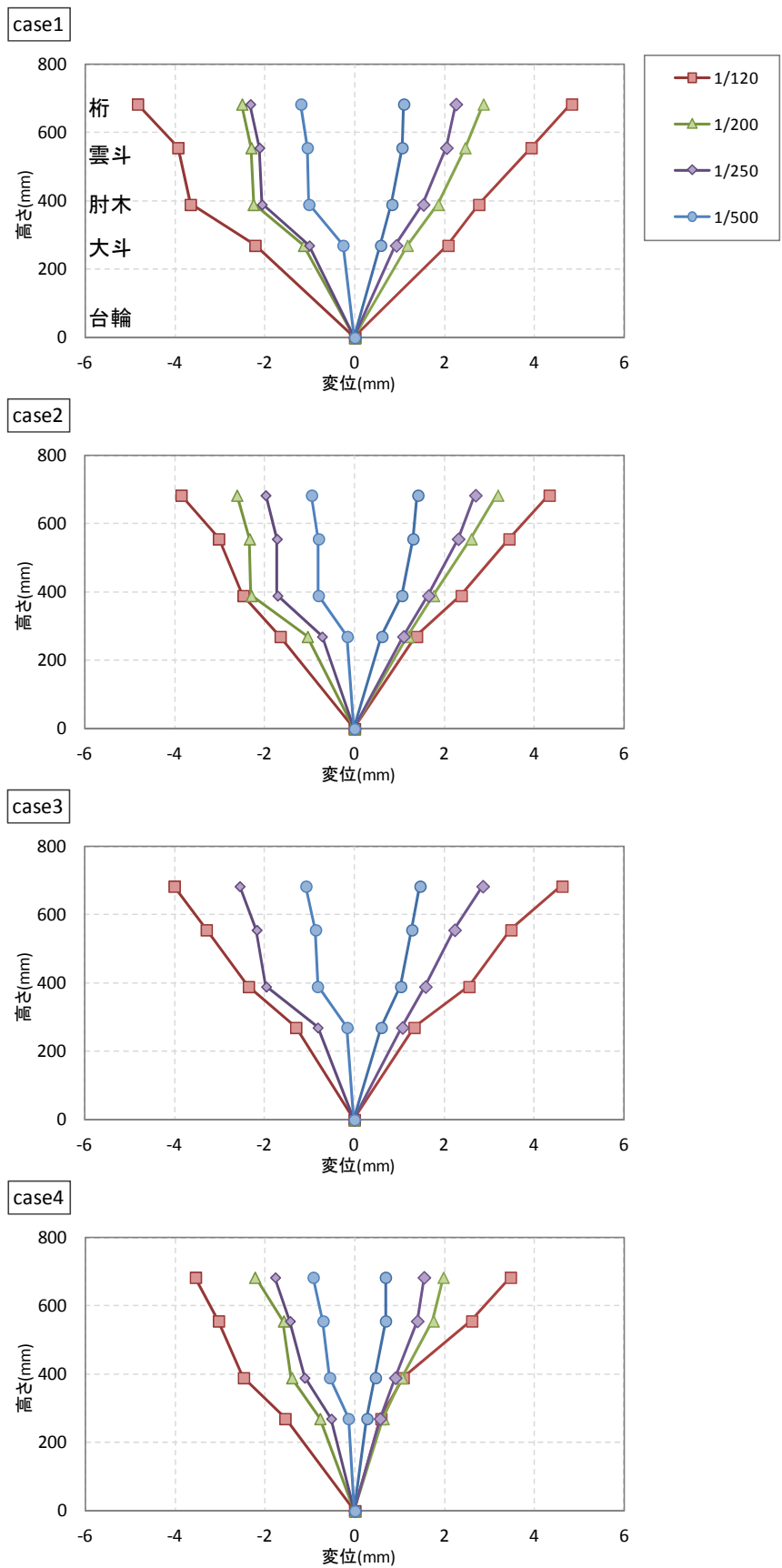


図 3.3.14 変形の様子（組物①）

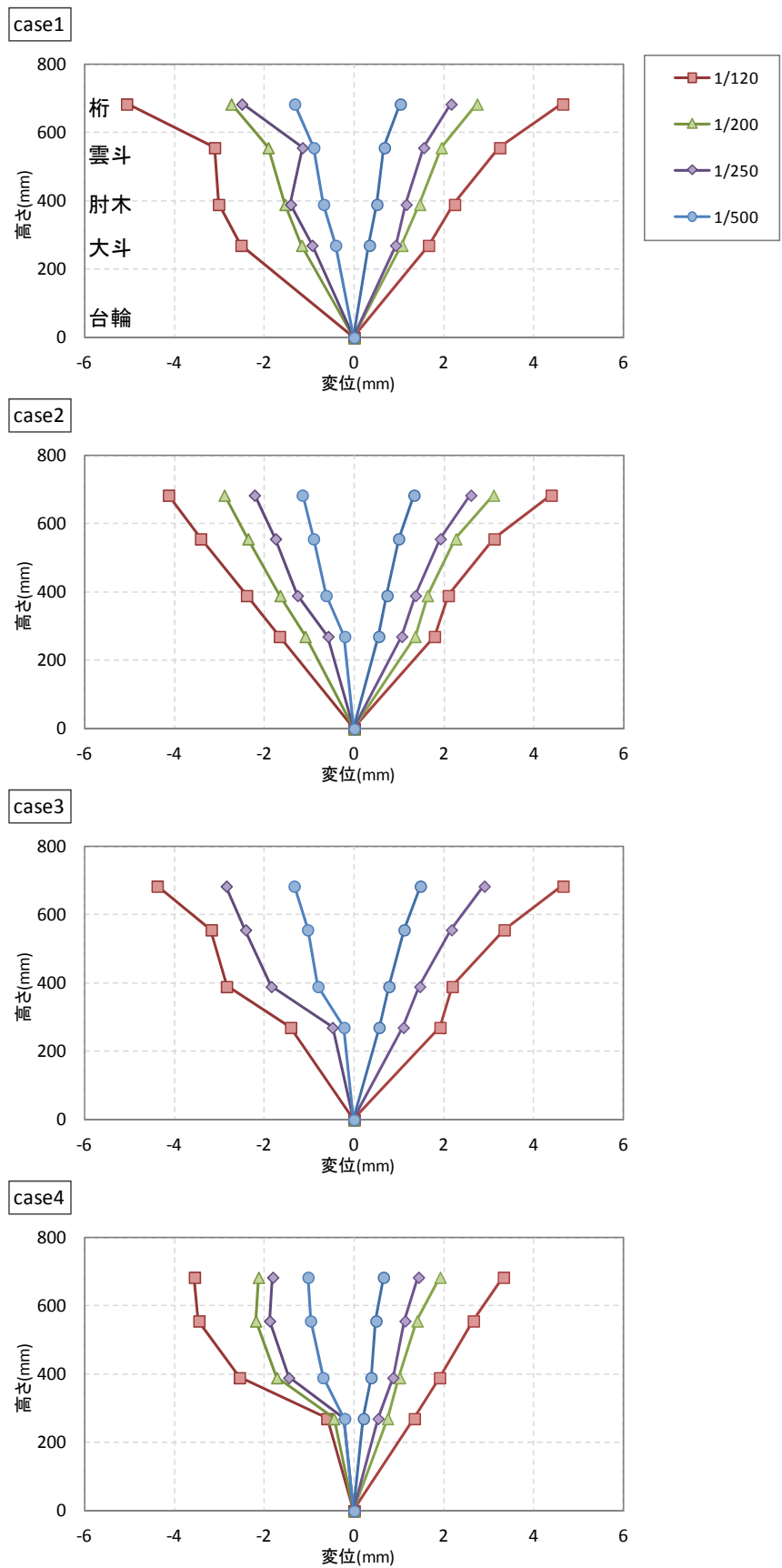


図 3.3.15 変形の様子（組物②）

(2) 部材の回転を含んだ変形性状

試験体の変形図作成に使用したモデル図を図 3.3.16 に示す。桁・巻斗・雲斗・肘木・大斗・台輪の水平変位・鉛直変位（絶対変位）を用いて、各部の変形性状について分析する。モデル図では、台輪を原点とし、実際に変位計を取り付けた計測点と同じ箇所を設定した。変形図は変位を 10 倍し、各部材の変位の計測位置を丸い点に置き換えた。水平の線は同一の部材を、鉛直の線は上下の部材の中心を結んだものである。

図 3.3.17、図 3.3.18 に目標変形角 $1/120\text{rad}$ 時（最大）の変形図を示す。

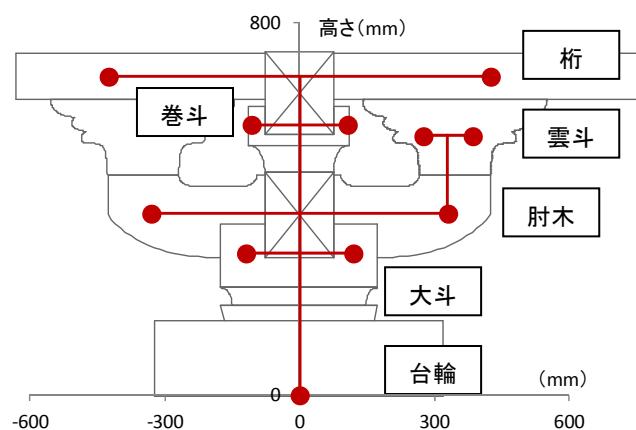


図 3.3.16 変形図作成用モデル図

図 3.3.17、図 3.3.18 では、桁・雲斗・肘木・大斗は加力方向に傾いて回転しているのに対し雲斗は逆方向に回転する傾向が見られた。また、組物層に加わるモーメントが大きい Case4 では大斗はほとんど変位しておらず、大斗より上に位置する部材のみが変位しているのが分かる。これは組物にかかる軸力による影響があるものだと考えられる。

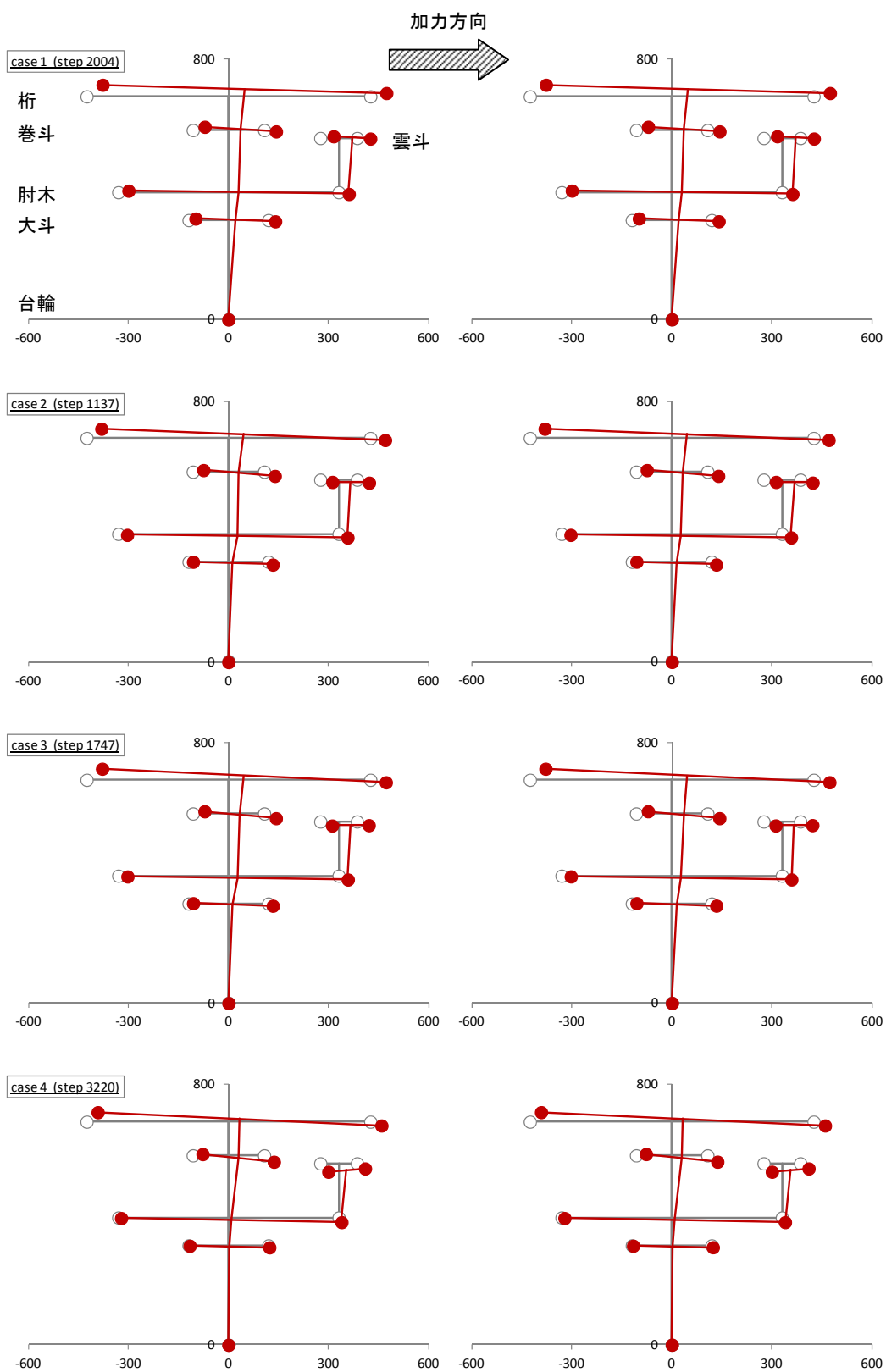


图 3.3.17 变形图 (1/120rad. 押し)

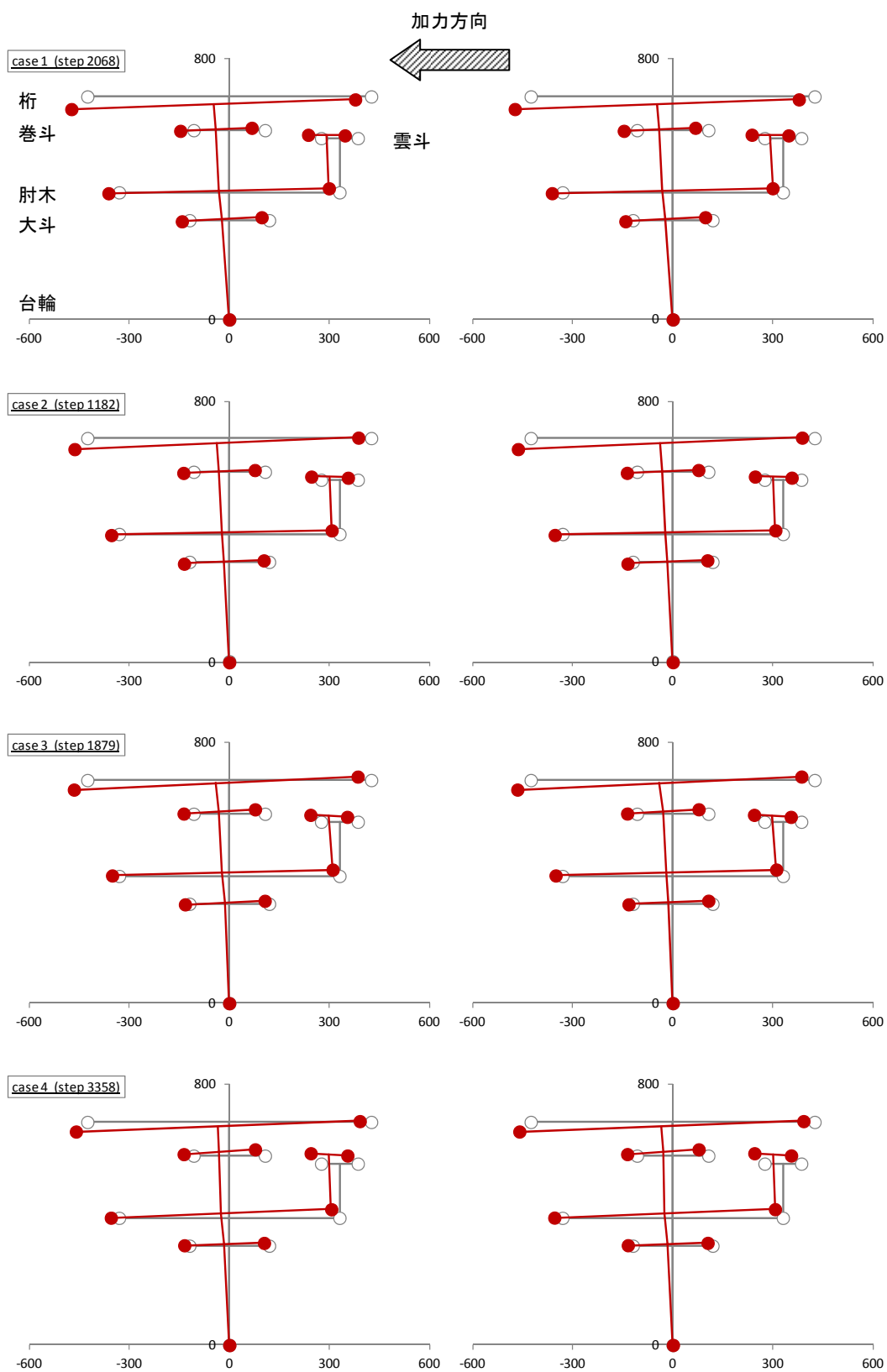


図 3.3.18 変形図 (1/120rad. 引き)

3.3.3.2 荷重変形関係

各組物の荷重変形関係を求める。各組物の水平変位と水平荷重の関係のみではなく、変位をせん断変位と組物層の回転による回転変位に分離し、各部材別にせん断変位－せん断力関係、回転変位－回転モーメント関係の作成を行った。

以下に、各部材せん断変位・回転変位の算定方法や荷重変形関係の算定方法について詳述する。

(1) 試験体の変形概念

試験体はせん断変位・回転変位を許容するものと仮定し、試験体の変形を図 3.3.19 に示すようにせん断変位と回転変位に分離し、水平荷重－水平変位関係やせん断力－せん断変位関係、回転モーメント－回転変位関係を作成した。

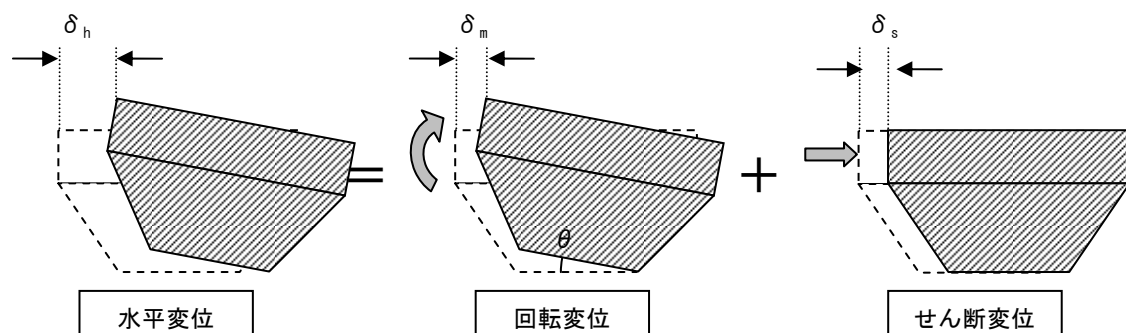


図 3.3.19 変形分離に関する概念図

(2) せん断変位・回転変位の分離方法

試験体の水平変位の算定から、せん断変位・回転変位への分離概要と算出方法を図 3.3.20 に示す。組物一基の水平変位 δ_h は組物の一番上部に位置する桁の水平変位とした。その水平変位 δ_h を組物の回転挙動による水平変位（以下、回転変位） δ_m と、水平変位 δ_h から回転変位 δ_m を引いたせん断変位 δ_s に分離した。

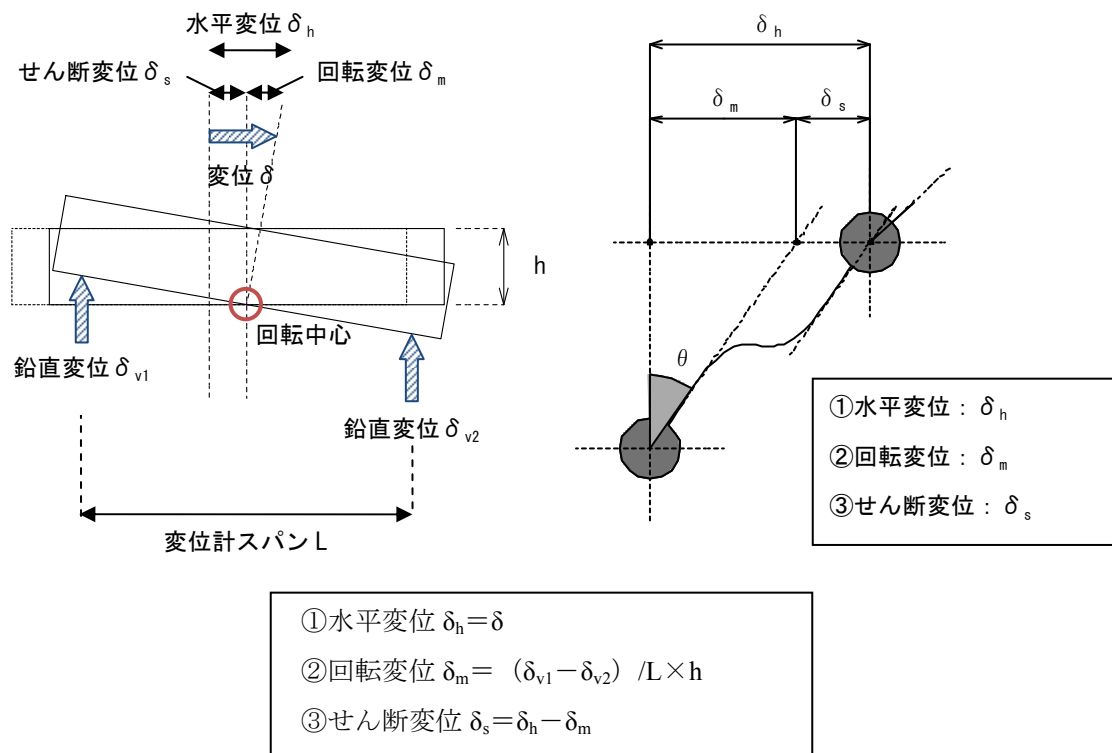


図 3.3.20 せん断変位・回転変位への分離概要と算出方法

(3) 部材間の分離法

試験体の水平変位から、各部材の変位の分離概要と算出方法を示す。水平変位・回転変位・せん断変位について図 3.3.20 と同様 to 求め、一つ下の部材の変位を引き、相対変位を求める。

①水平変位 $\delta_{hi} = \delta_{hi} - \delta_{hi-1}$

②回転変位 $\delta_{mi} = \delta_{mi} - \delta_{mi-1}$

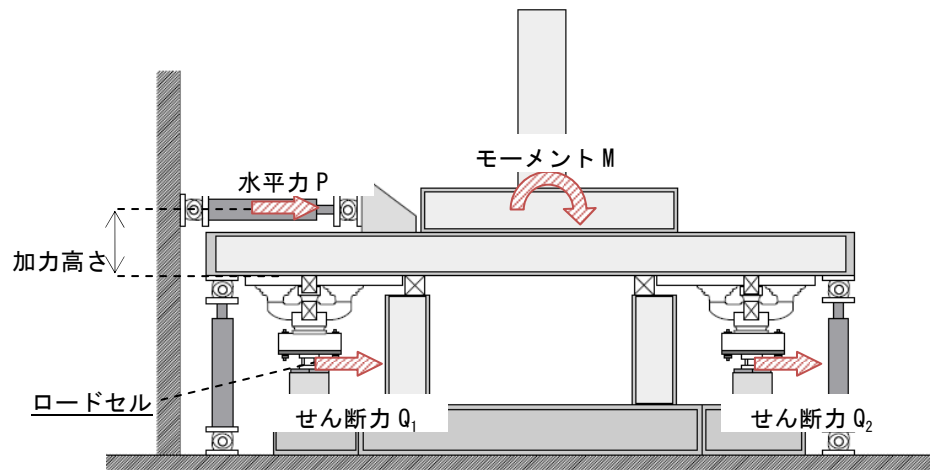
③せん断変位 $\delta_{si} = \delta_{si} - \delta_{si-1}$

※ i =部材, $i-1$ =その部材の一つ下に位置する部材

(4) 荷重変形関係

組物一基での水平荷重－水平変位関係、変位を分離したせん断力－せん断変位関係、回転モーメント－回転変位関係を描く。ここで用いた荷重は図 3.3.21 に示すものを使用した。

Case1 から case4 の水平荷重－水平変位関係を重ね合わせた図を図 3.3.22 に示す。



- ①水平力 P_h = ジャッキで加える水平力 P
- ②せん断力 Q = ロードセルに加わるせん断力 Q_i
- ③モーメント $M = P_h \times \text{加力高さ}$ (加力点－桁上)

図 3.3.21 荷重の算出方法

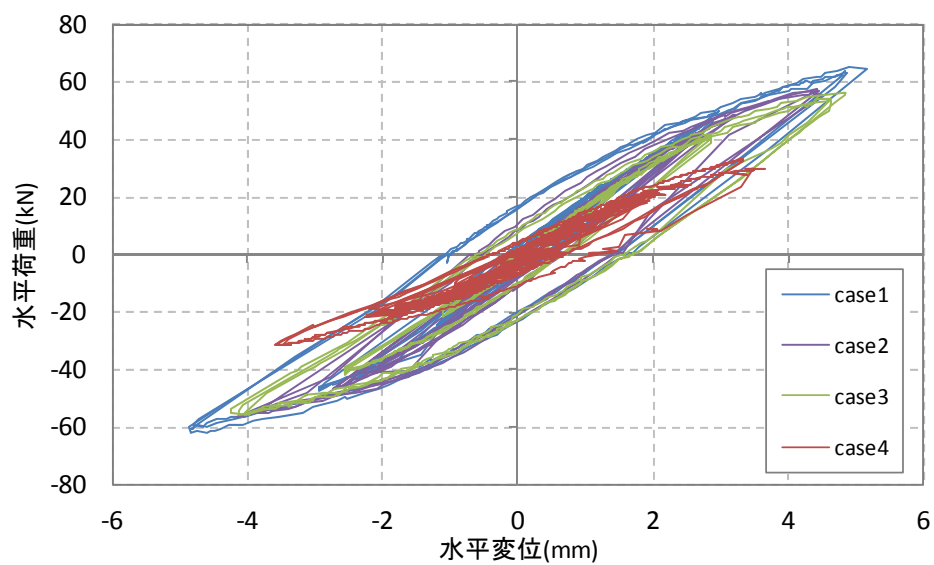


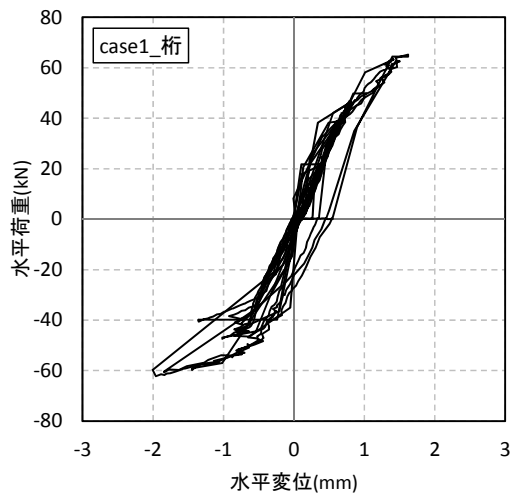
図 3.3.22 荷重変形関係

図 3.3.22 より、せん断力を卓越させて加力させている Case1 で水平変位が最も大きい。加わるモーメントが増加するにつれ、少ない荷重で変位している様子がみられる。

図 3.3.23～図 3.3.46 に、各 Case の水平荷重－水平変位関係、せん断力－せん断変位関係、回転モーメント－回転変位関係を示す。図 3.3.23 から図 3.3.46 において、Case1 の部材同士の変位を比較すると、大斗の変位が最も大きい。せん断変位と回転変位を比較するとせん断変位の方が 5 倍程度大きく、せん断変位が支配的であることが分かる。部材の相対水平変位は全ての部材が同じ方向に変位しているが、回転変位では肘木のみ逆方向に変位している。これは相対変位算出時に一つ下に位置する部材の変位を引いて算出したので、大斗の変位が肘木の変位より大きいことが要因に挙げられる。この傾向は Case2、3 でも確認できる。

Case4 のせん断変形において正の変位時と負の変位時で対称形を示していない。また同ケースで左右の組物（組物①・②）を比較すると、組物①では組物にかかるせん断力は負の方が大きい、組物②では組物にかかるせん断力は正の方が大きい。これより、Case4 のようなモーメントが卓越した力が加わる場合に、左右の組物で変位の仕方が異なることがわかる。

いずれのケースでも、全体の荷重変形関係の形状は紡錘形を示しており、各部の荷重変形関係もおなじく紡錘形をあらわしている。せん断力の割合が高い Case1、2 では、せん断力－せん断変位関係から巻斗と雲斗で第 2 剛性が 0 に近く、滑りの変形が見られる。



— 荷重変形関係

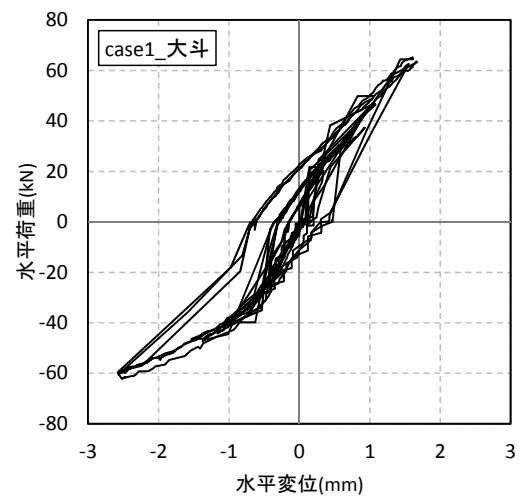
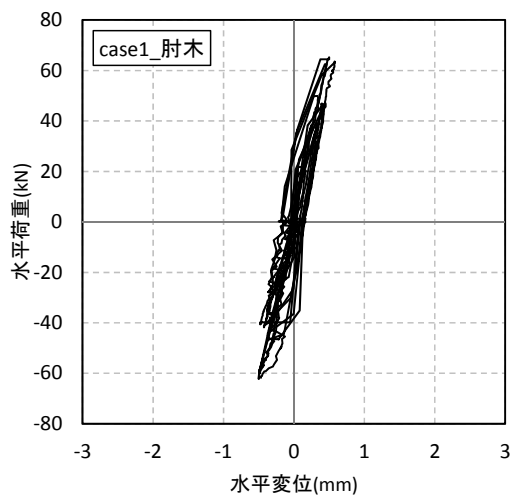
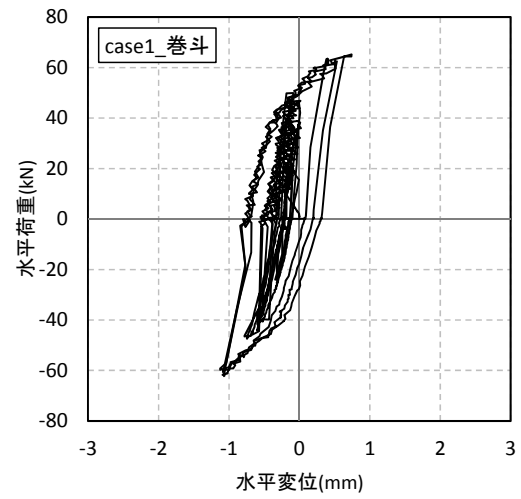
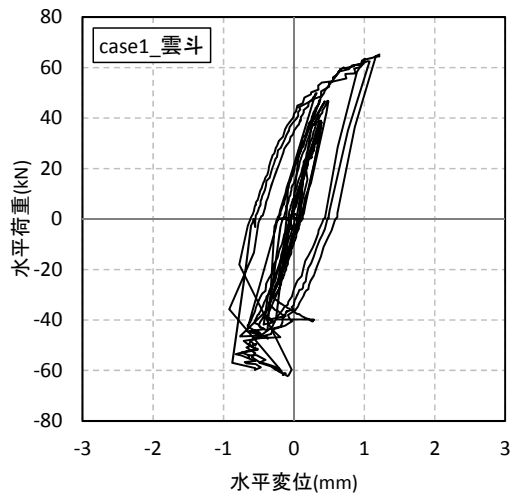


图 3.3.23 水平荷重—水平変位関係 (Case1_組物①)

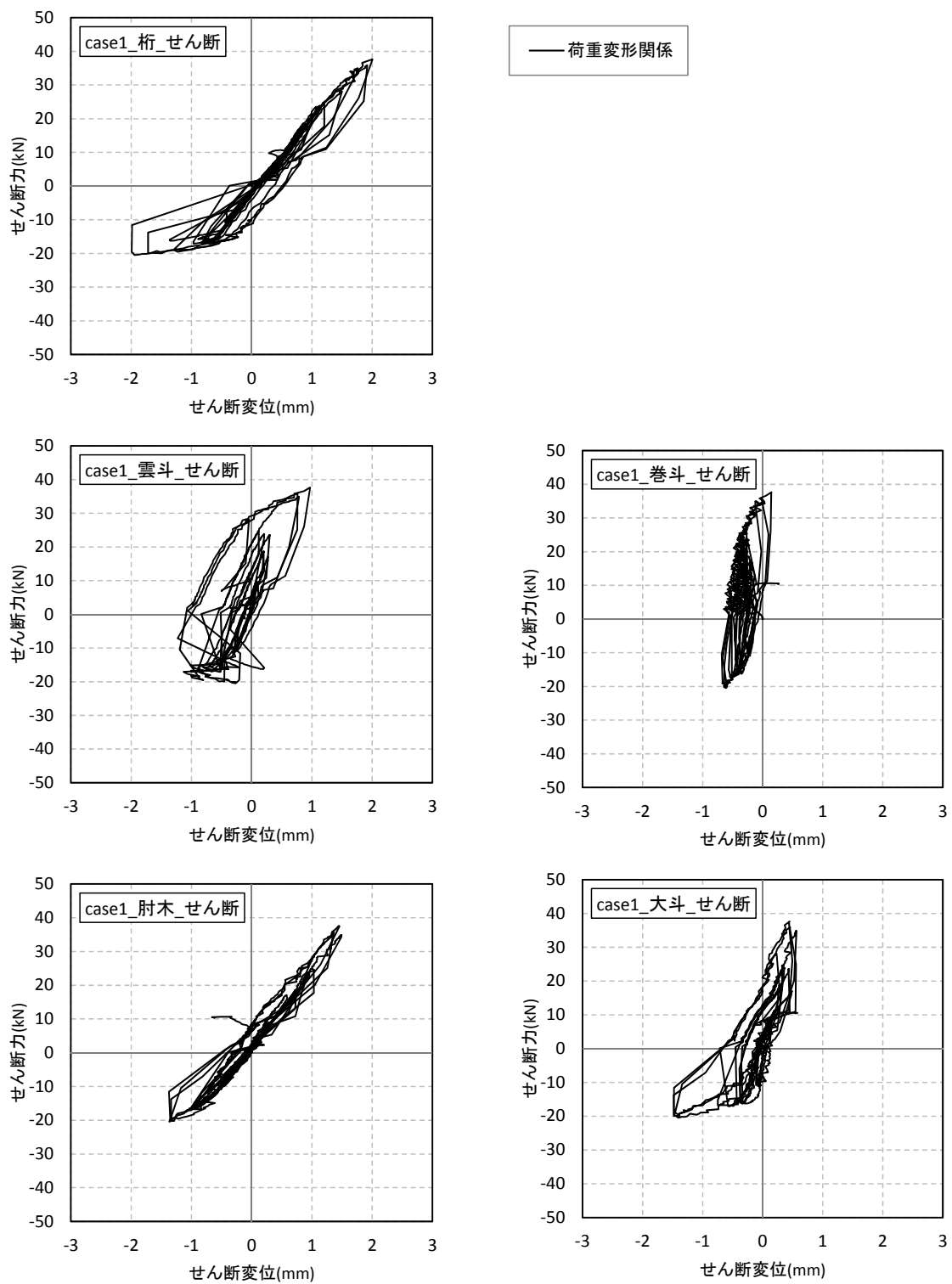
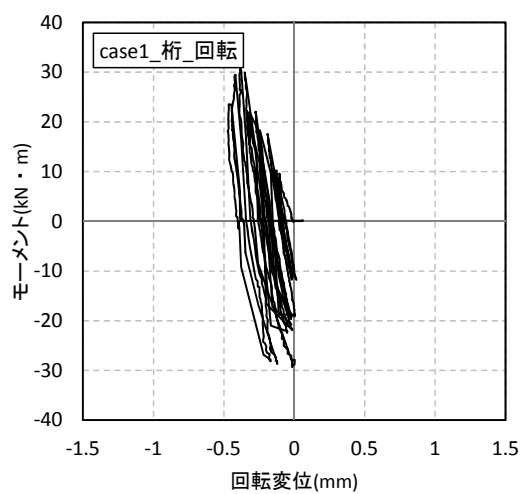


図 3. 3. 24 せん断力—せん断変位関係 (Case1_組物①)



—— 荷重変形関係

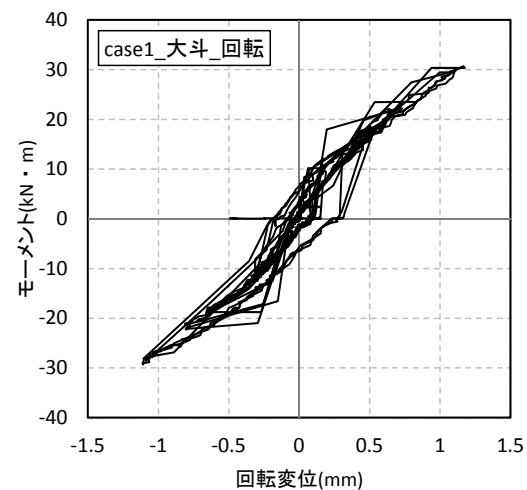
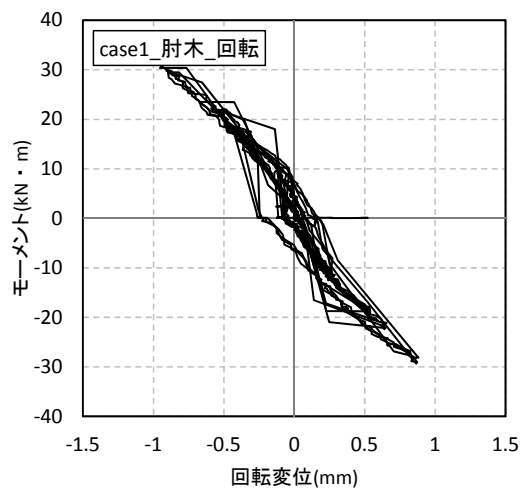
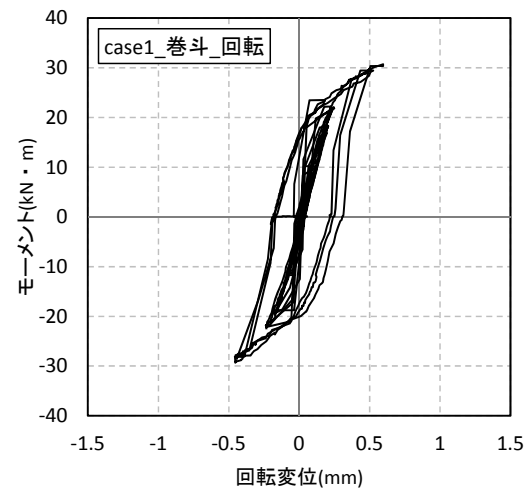
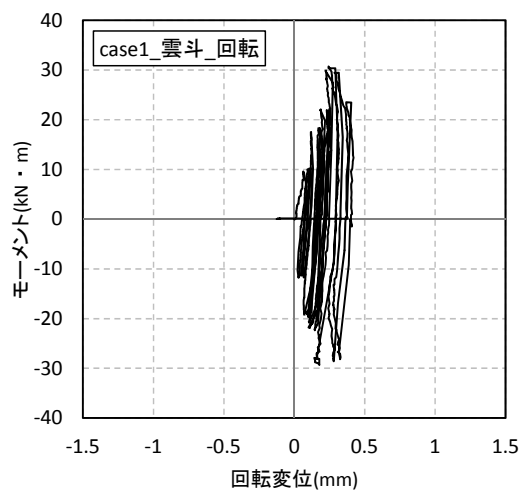
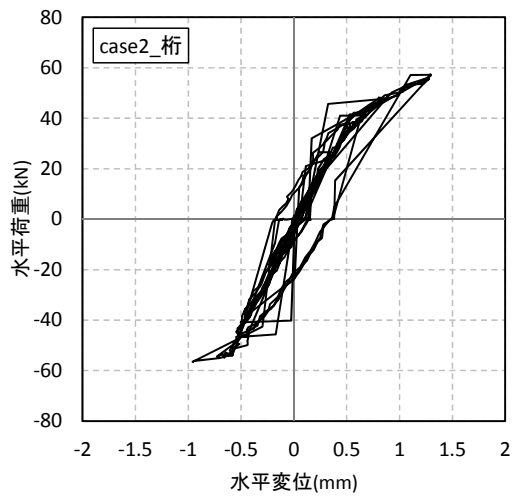


図 3.3.25 モーメント荷重一回転変位関係 (Case1_組物①)



—— 荷重変形関係

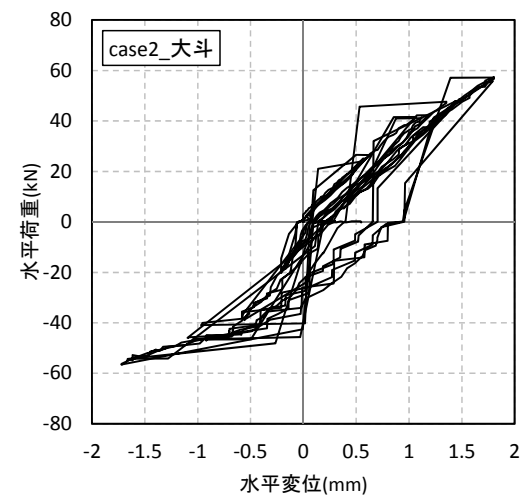
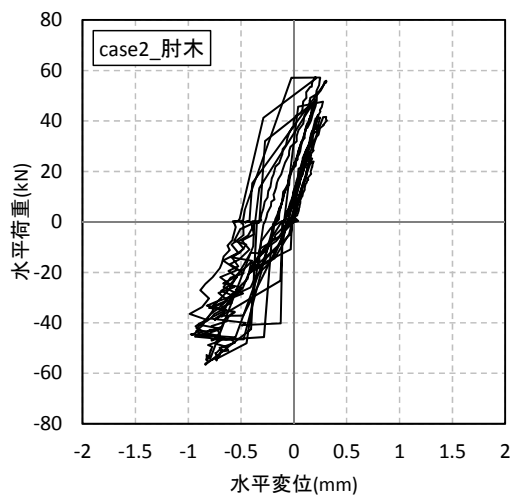
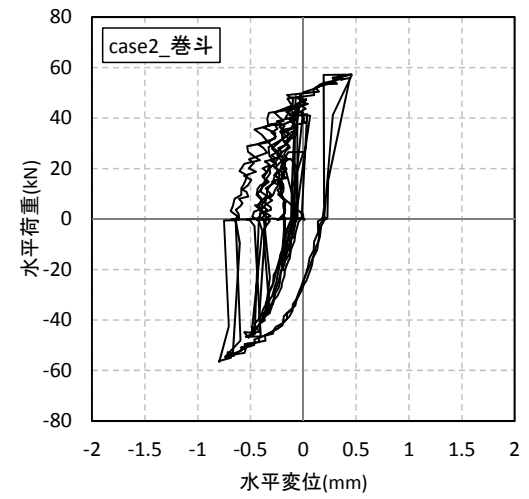
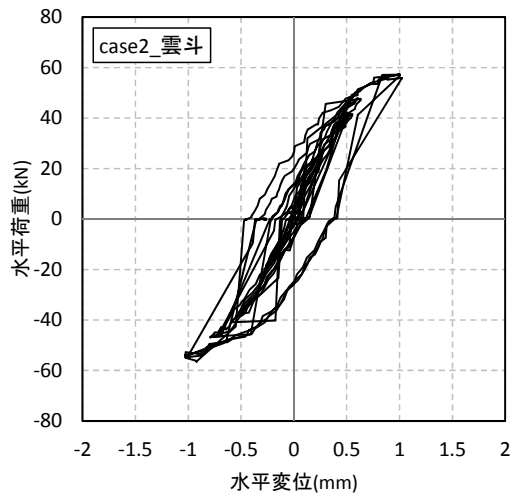


図 3.3.26 水平荷重—水平変位関係 (Case2_組物①)

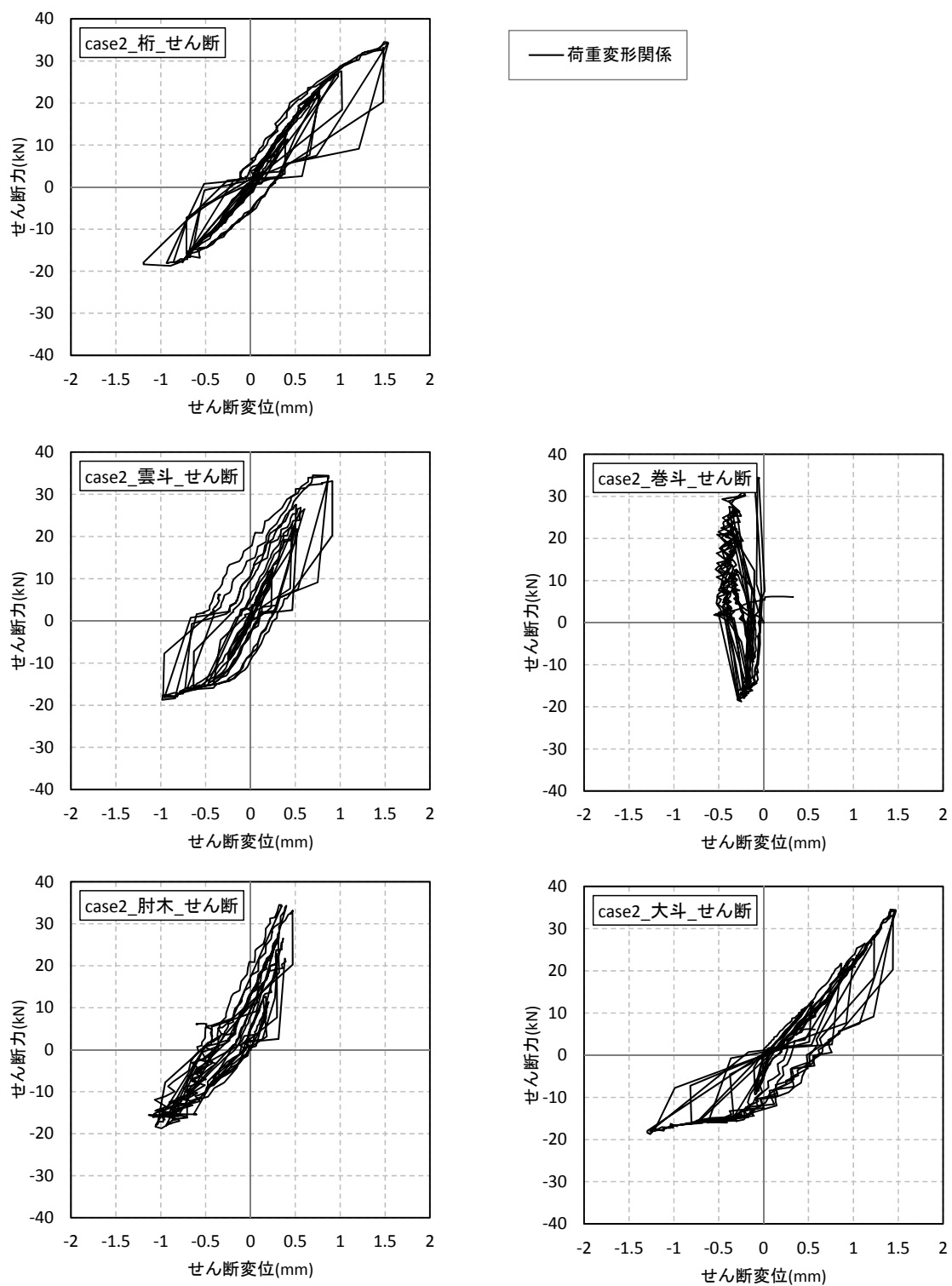
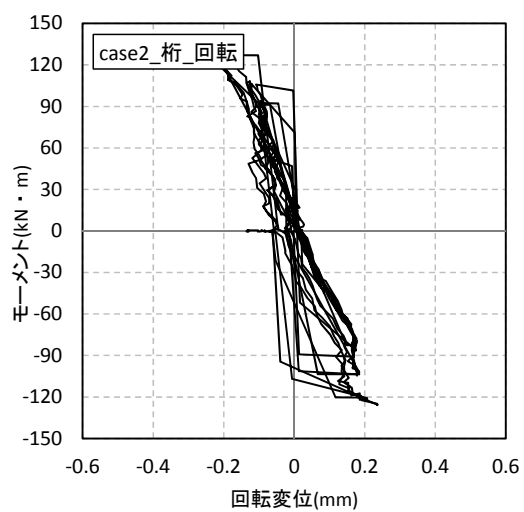


図 3.3.27 せん断力—せん断変位関係 (Case2_組物①)



— 荷重変形関係

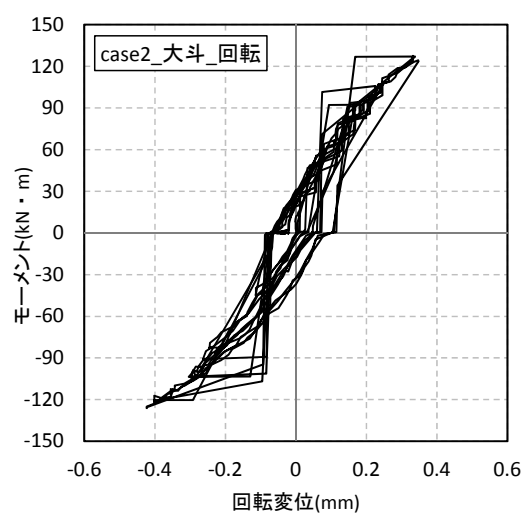
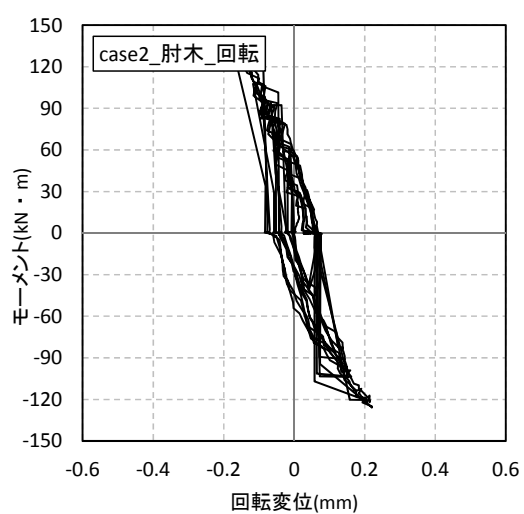
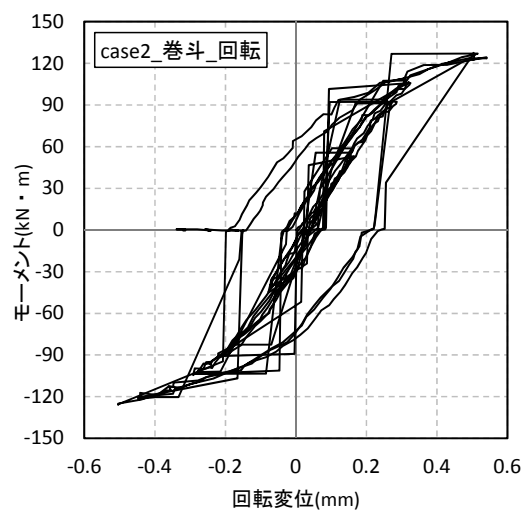
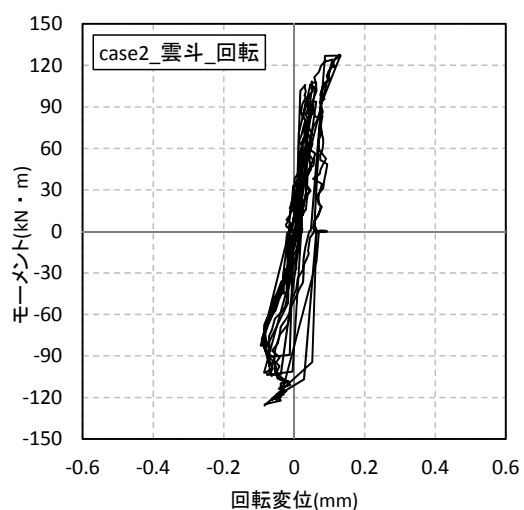


図 3.3.28 モーメント荷重—回転変位関係 (Case2_組物①)

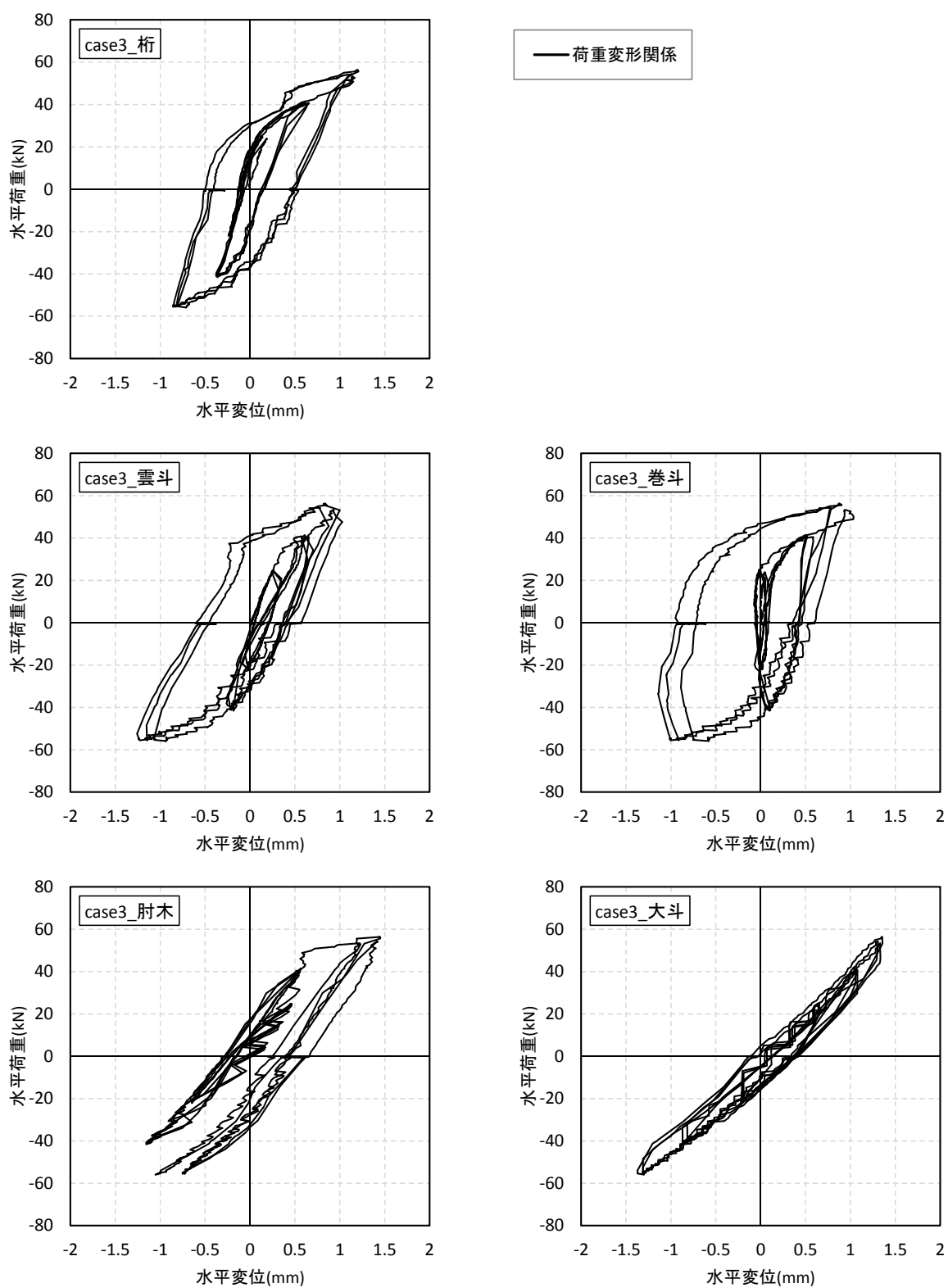


図 3.3.29 水平荷重—水平変位関係 (Case3_組物①)

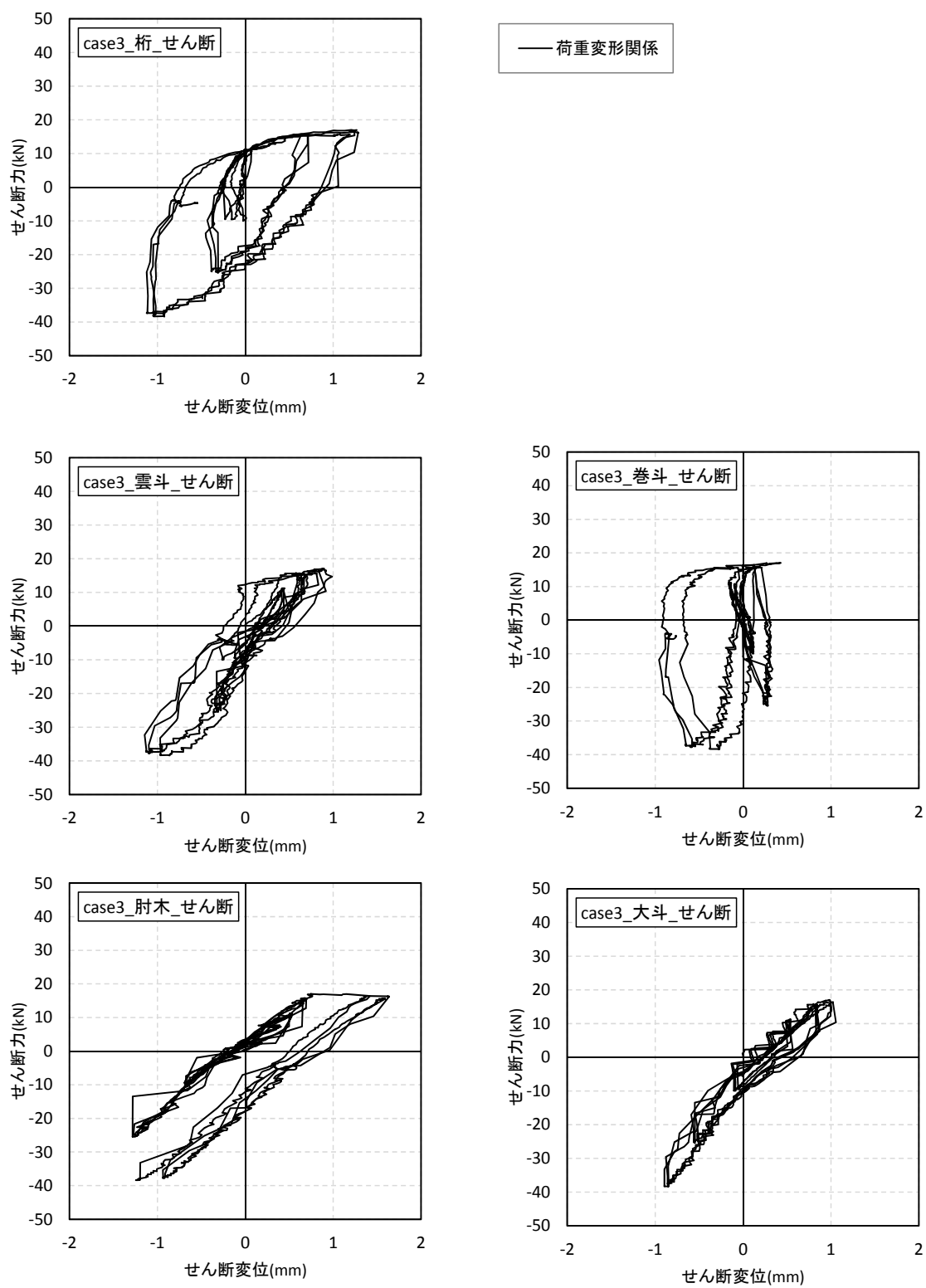


図 3. 3. 30 せん断力—せん断変位関係 (Case3_組物①)

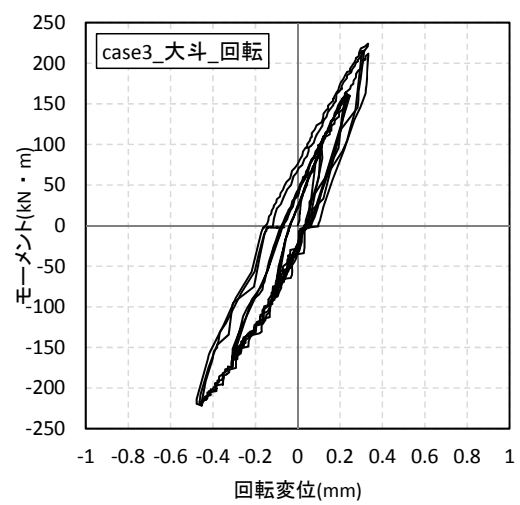
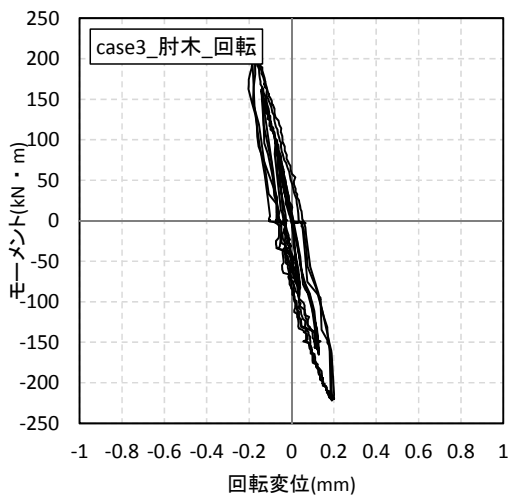
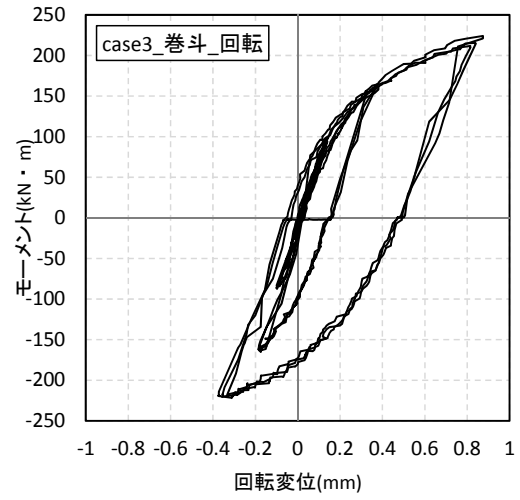
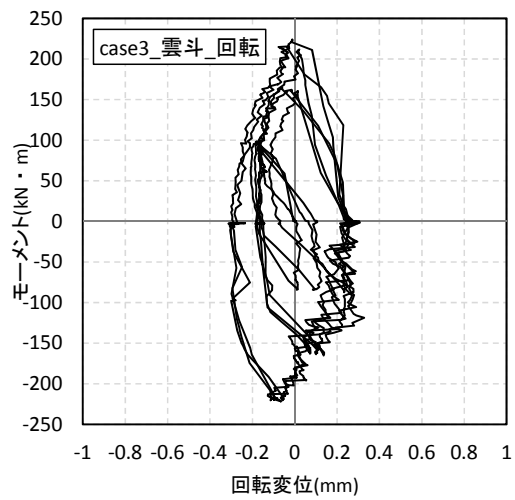
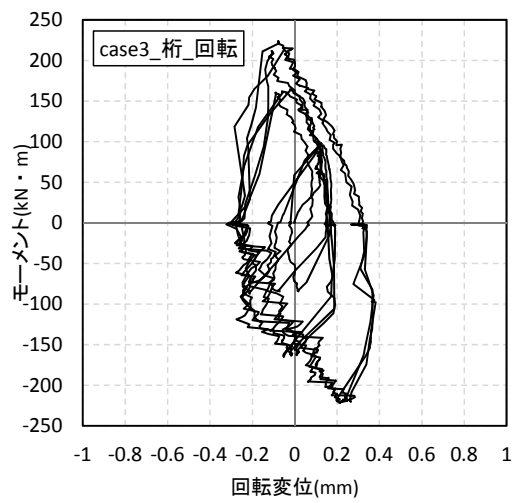


図 3.3.31 モーメント荷重－回転変位関係 (Case3_組物①)

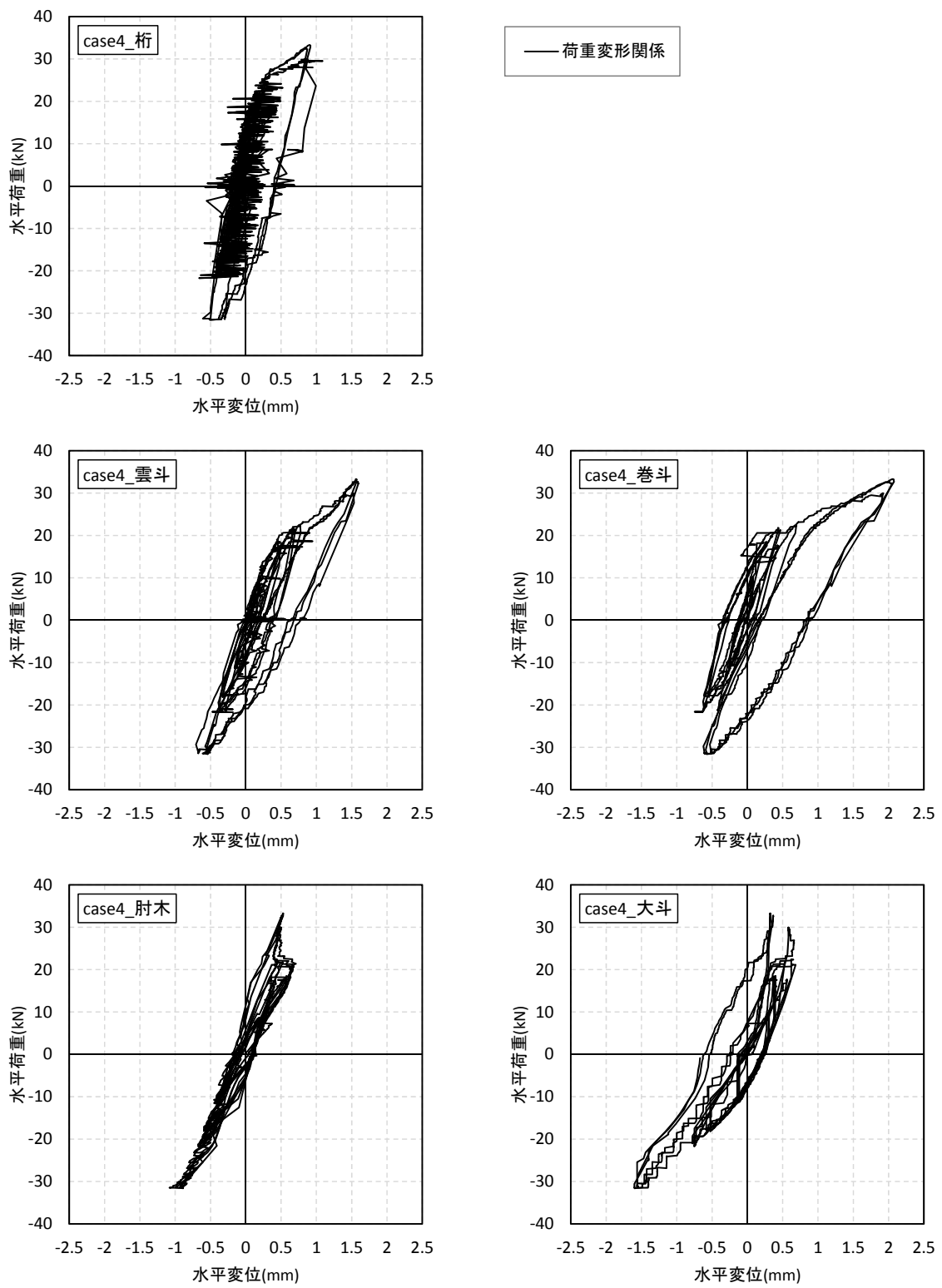


図 3.3.32 水平荷重—水平変位関係 (Case4_組物①)

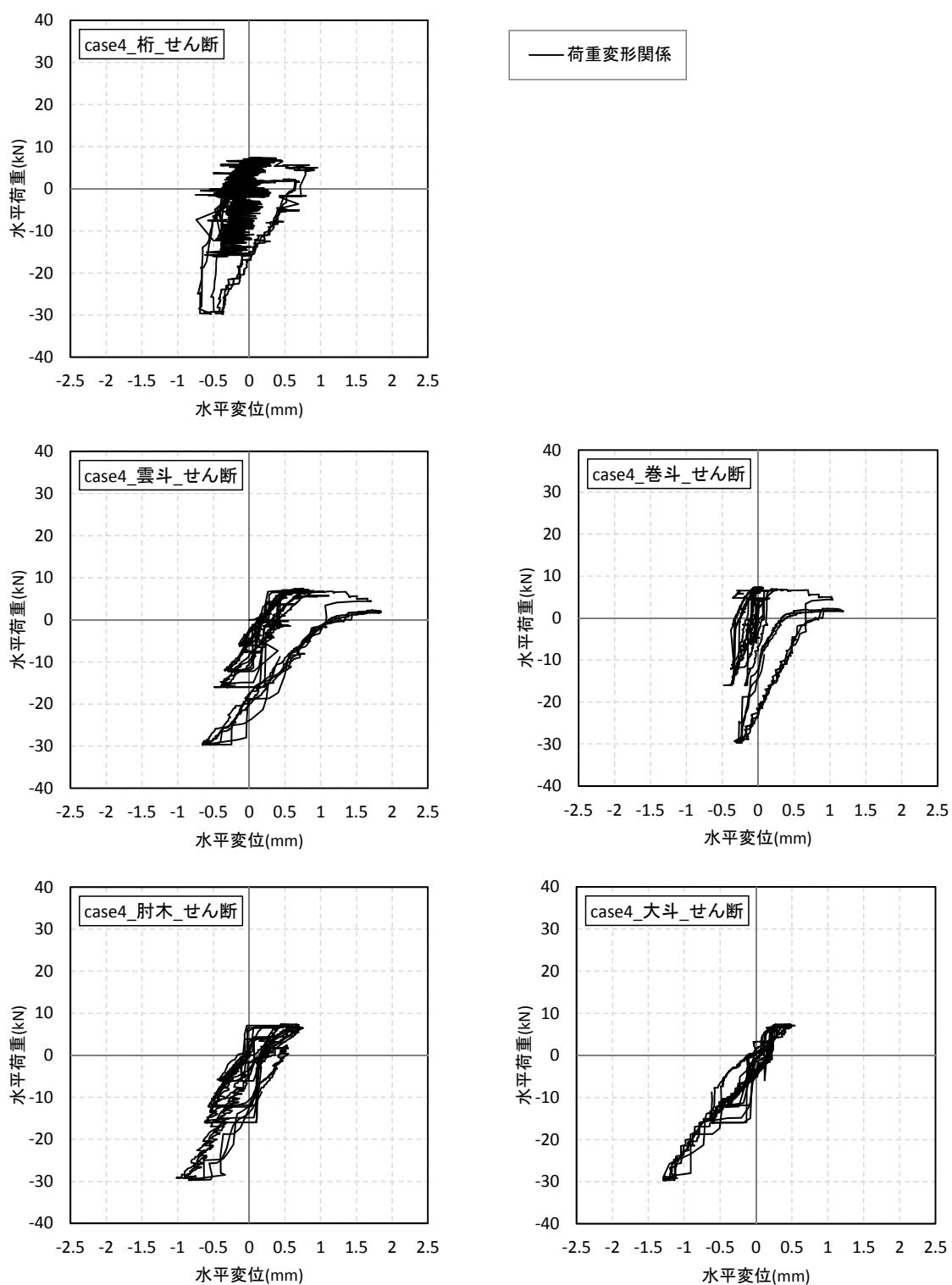


図 3. 3. 33 せん断力－せん断変位関係 (Case4_組物①)

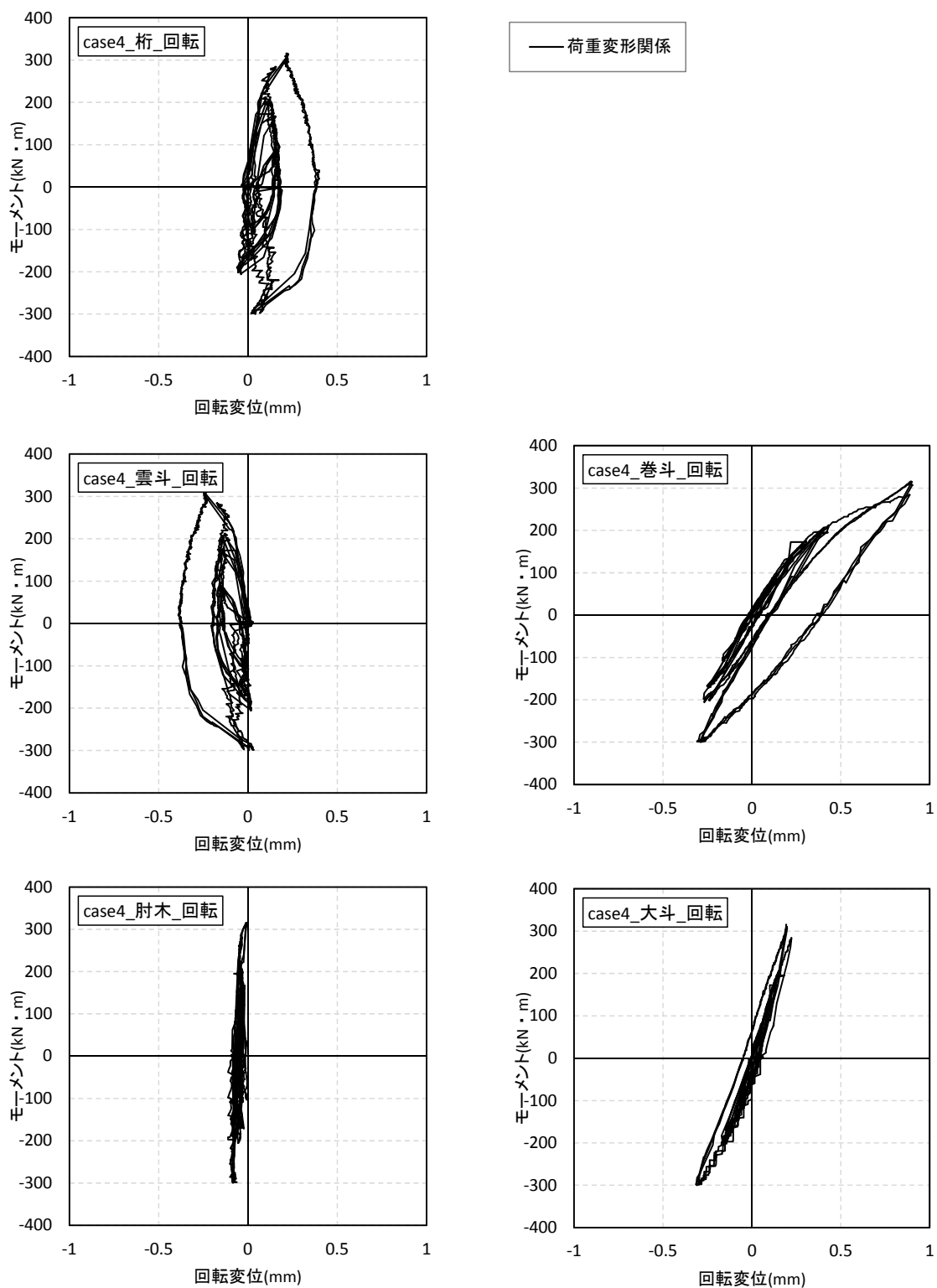


図 3.3.34 モーメント荷重一回転変位関係 (Case4_組物①)

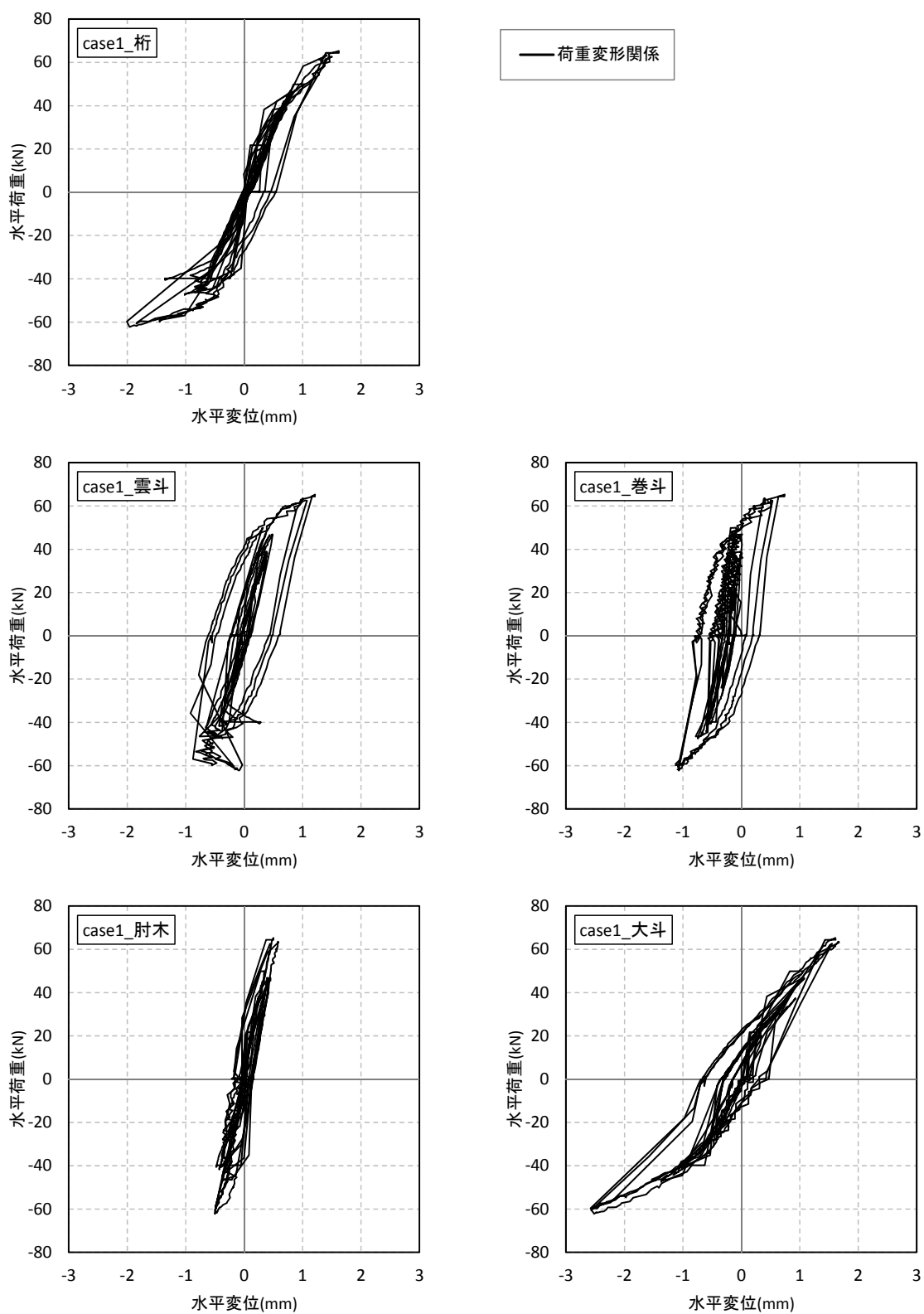
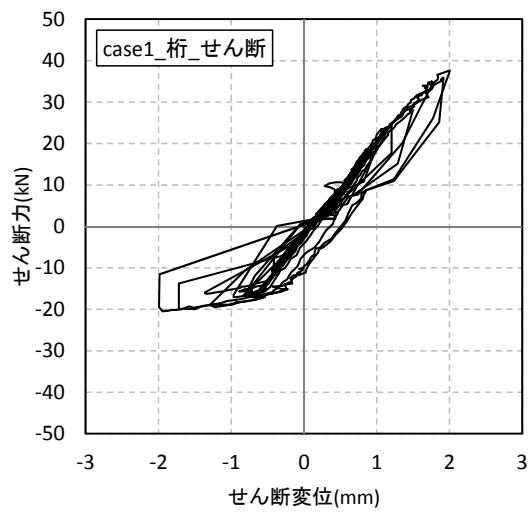


図 3. 3. 35 水平荷重—水平変位関係 (Case 1_組物②)



— 荷重変形関係

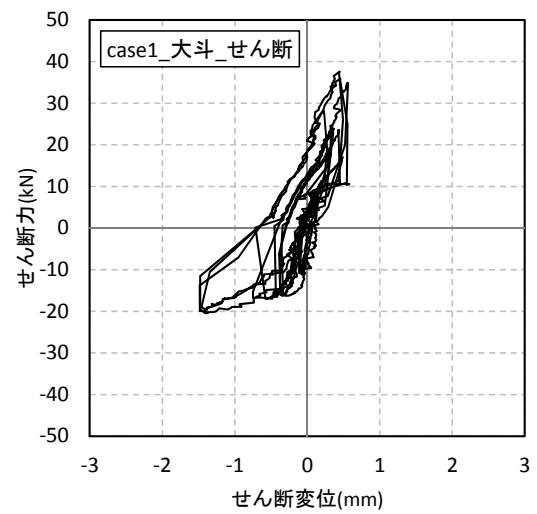
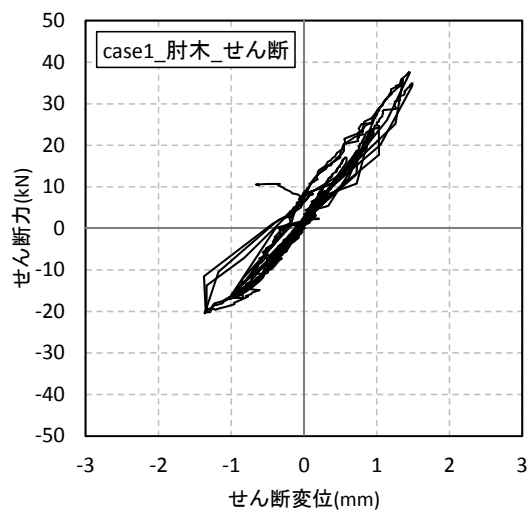
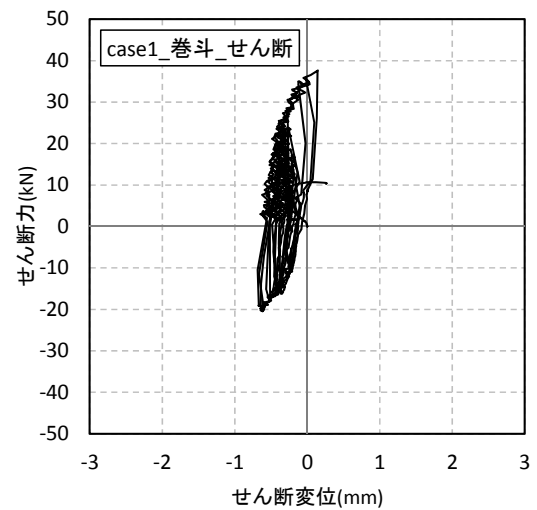
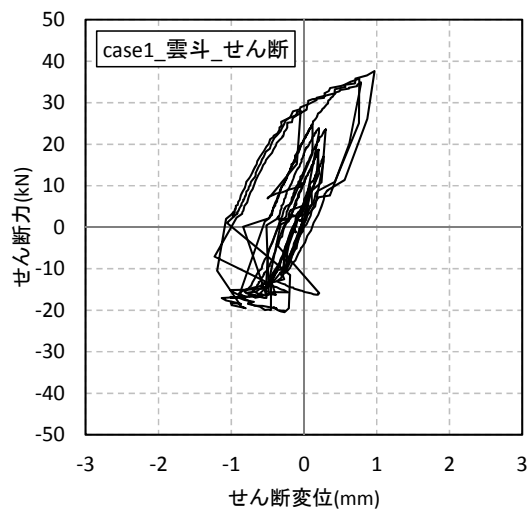
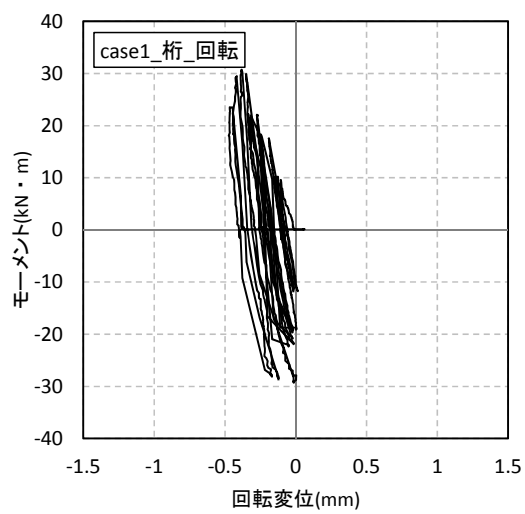


図 3. 3. 36 せん断力—せん断変位関係 (Case1_組物②)



— 荷重変形関係

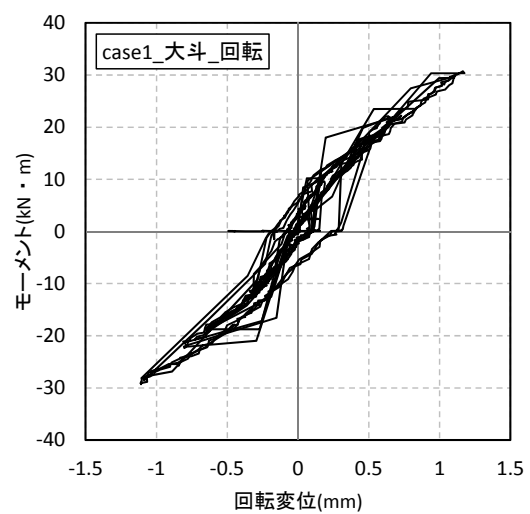
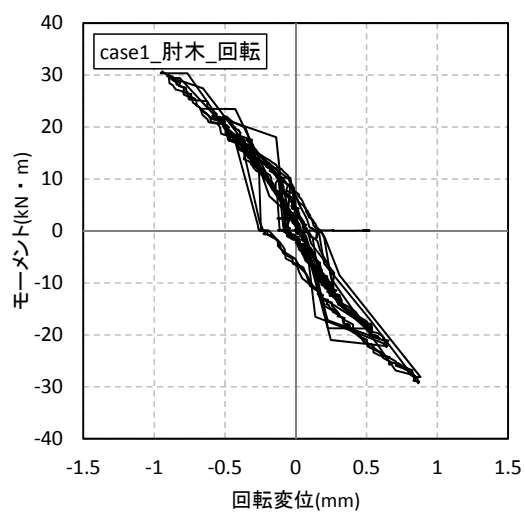
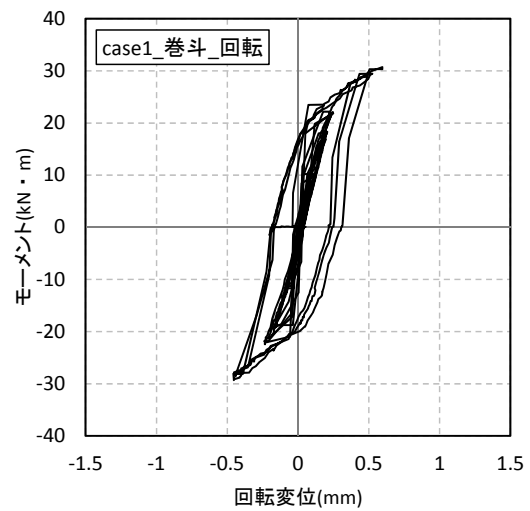
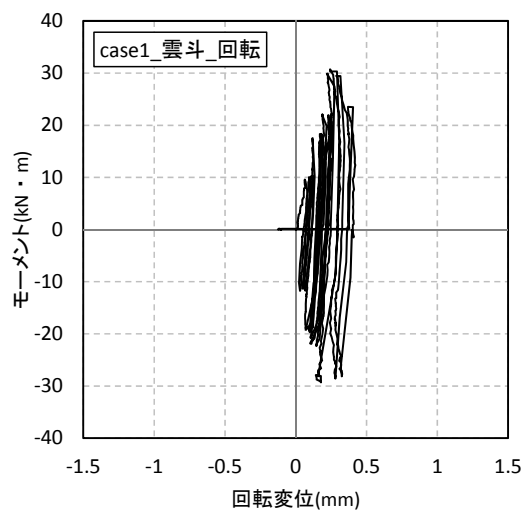


図 3.3.37 モーメント荷重—回転変位関係 (Case1_組物②)

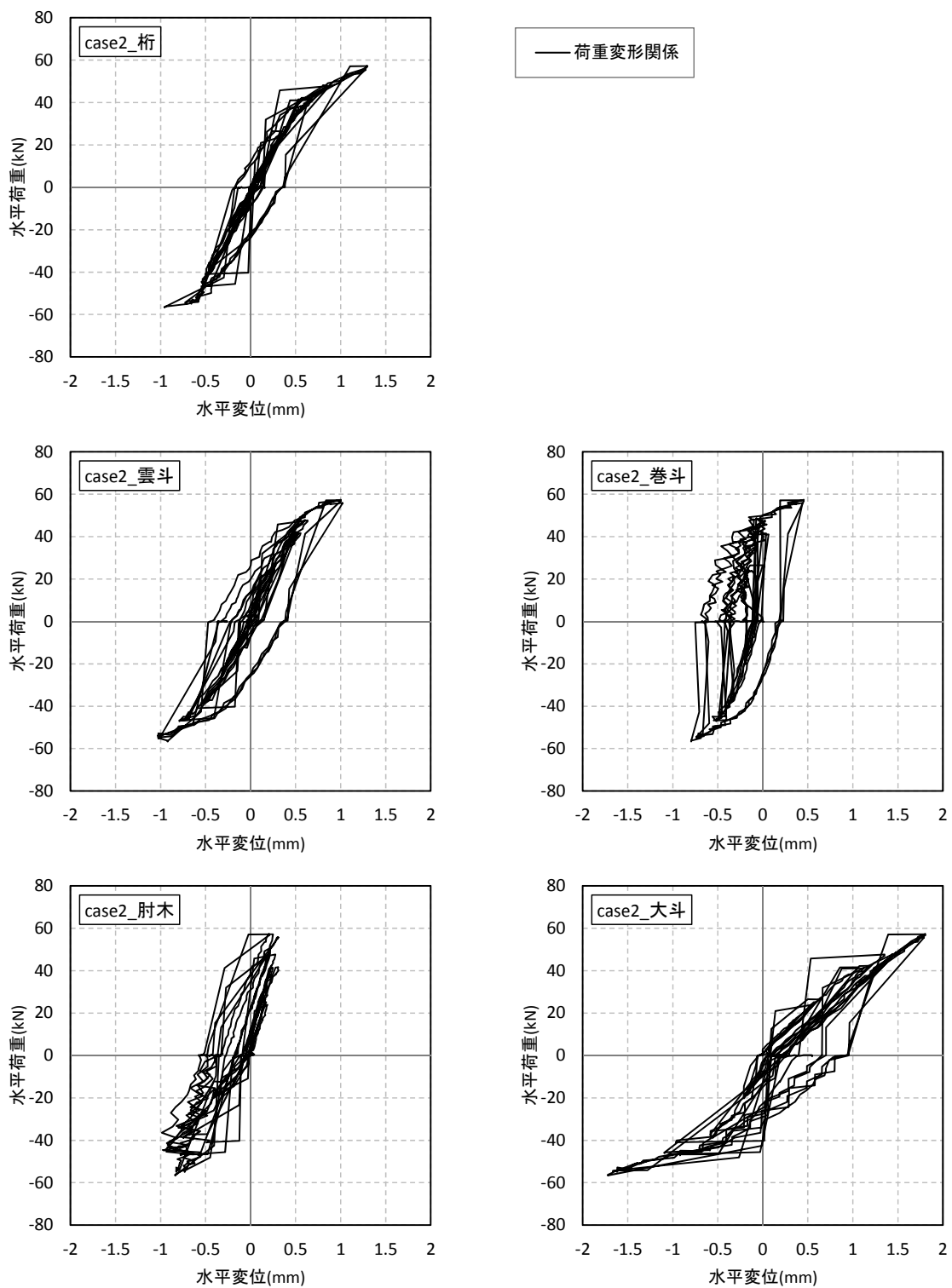


图 3.3.38 水平荷重—水平変位関係 (Case2_組物②)

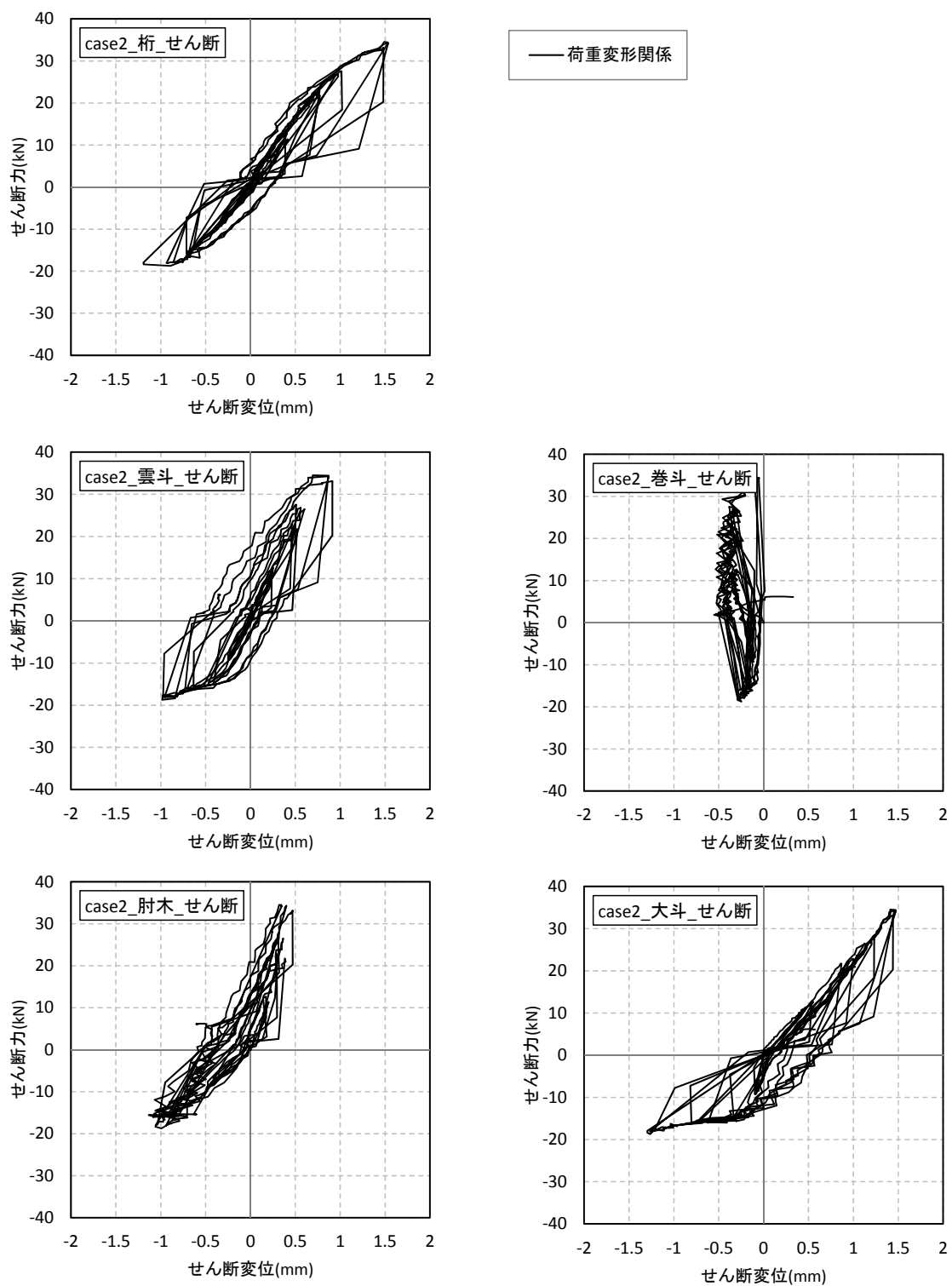
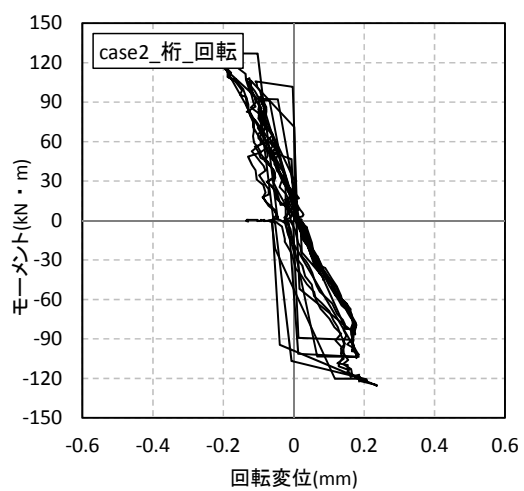


図 3.3.39 せん断力—せん断変位関係 (Case2_組物②)



— 荷重変形関係

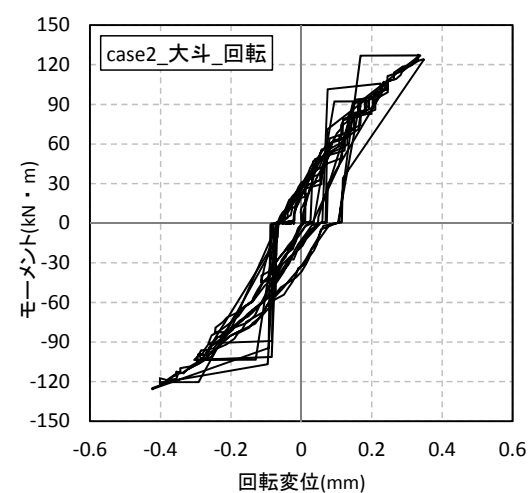
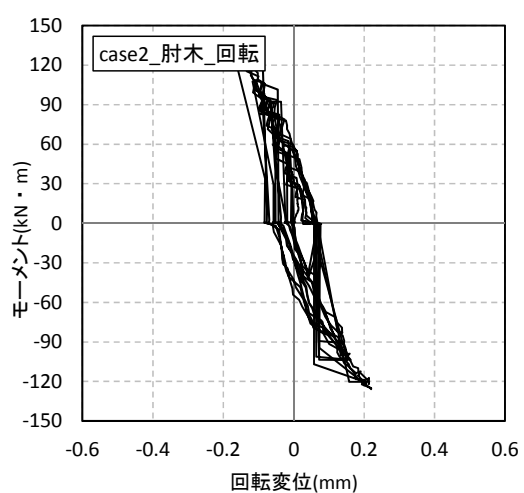
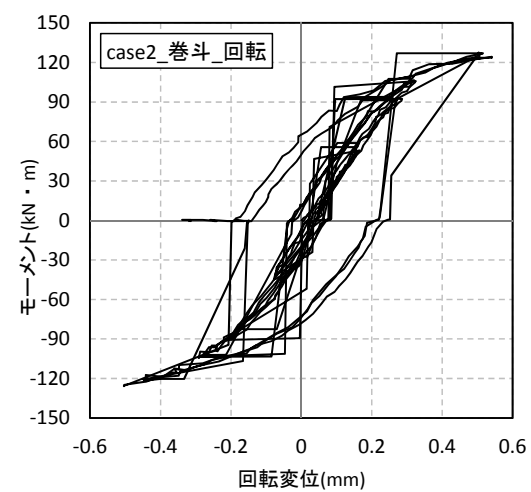
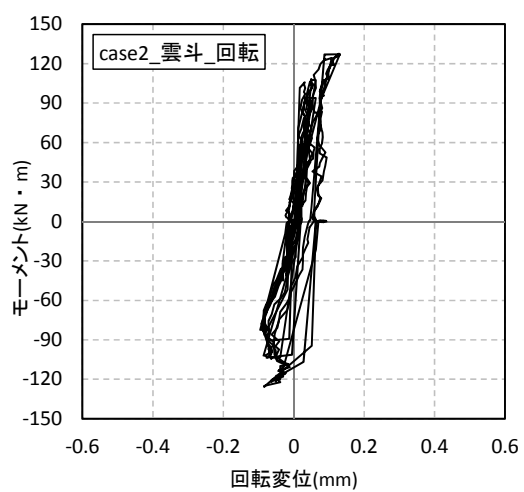
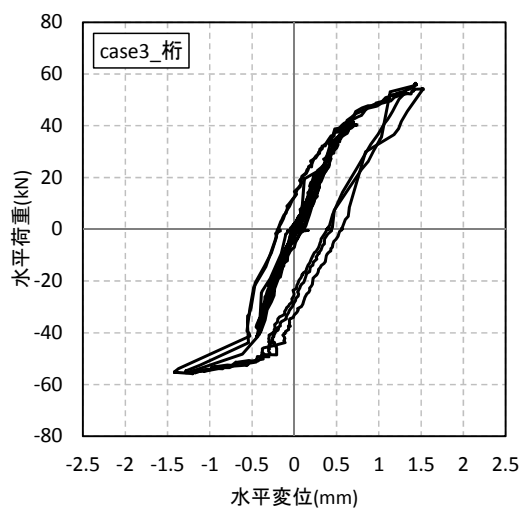


図 3.3.40 モーメント荷重—回転変位関係 (Case2_組物②)



— 荷重変形関係

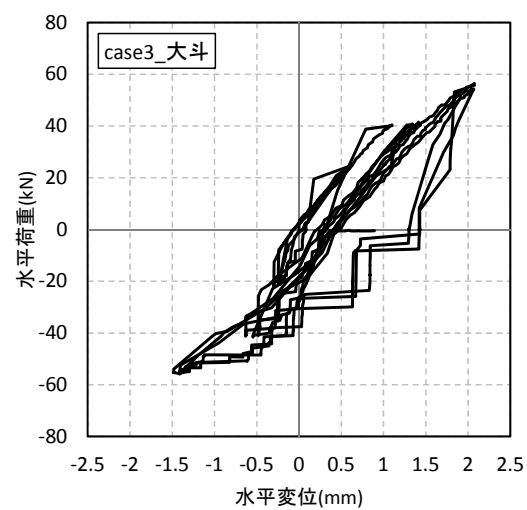
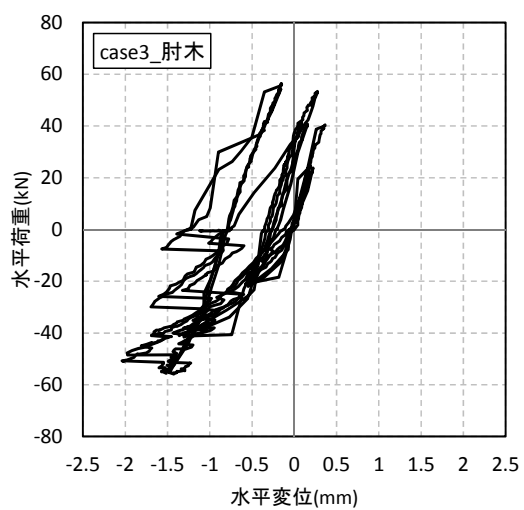
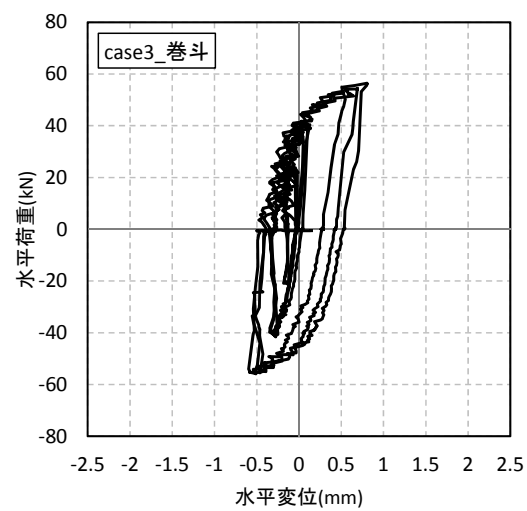
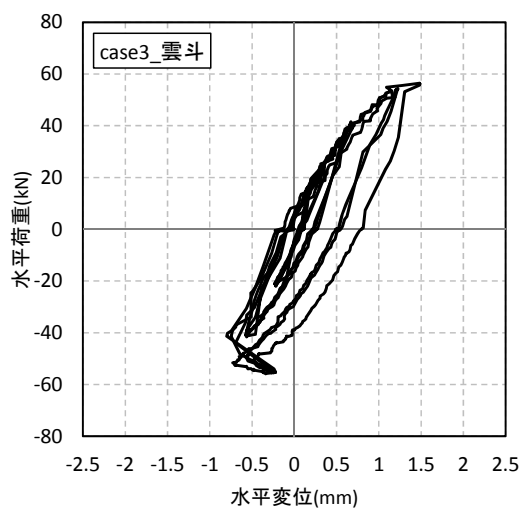
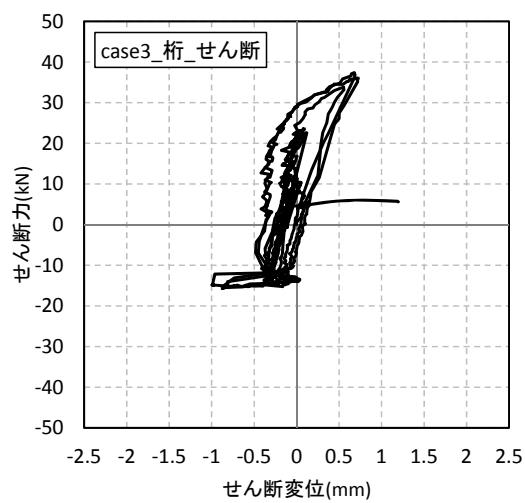


図 3.3.41 水平荷重—水平変位関係 (Case3_組物②)



— 荷重変形関係

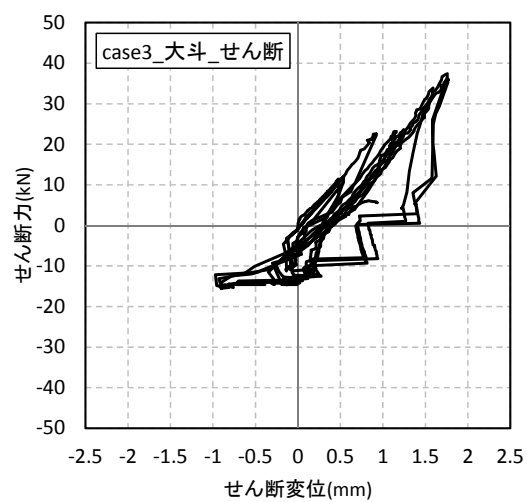
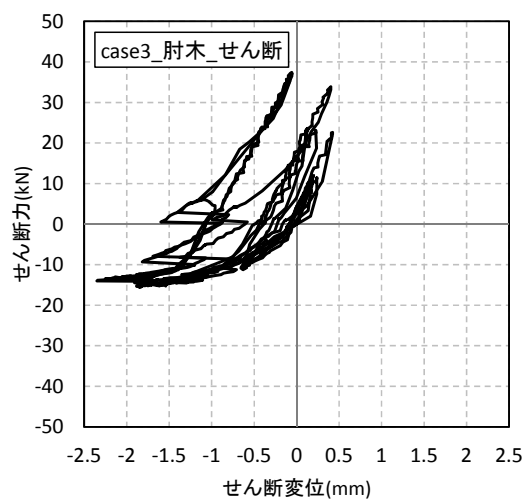
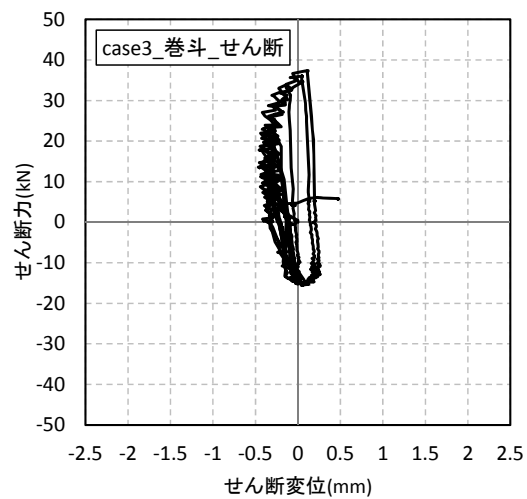
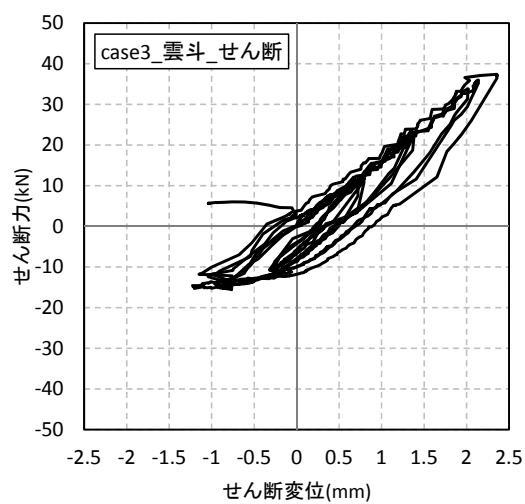


図 3. 3. 42 せん断力—せん断変位関係 (Case3_組物②)

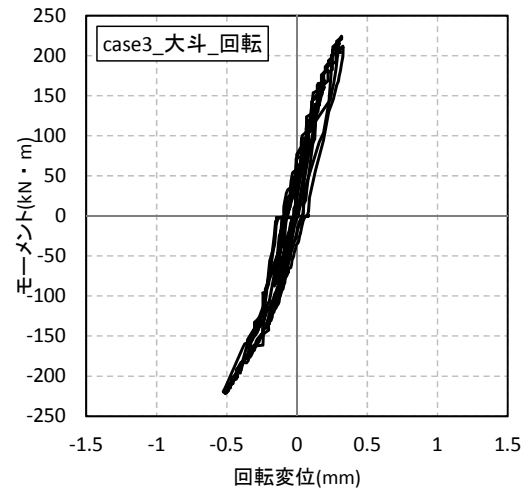
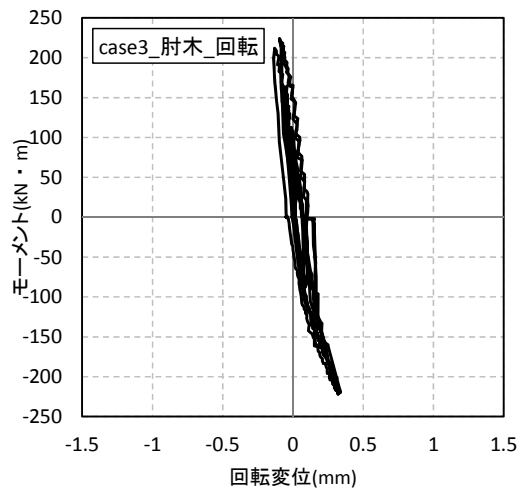
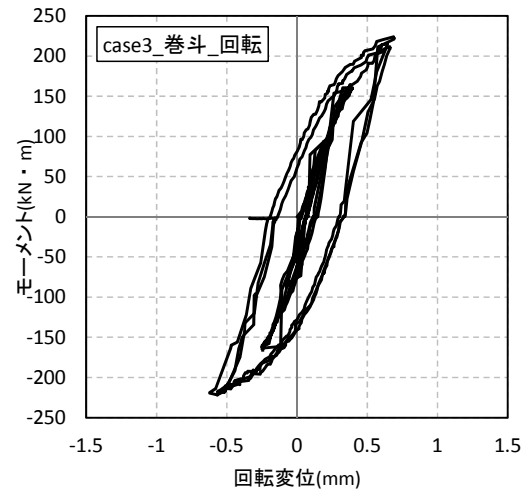
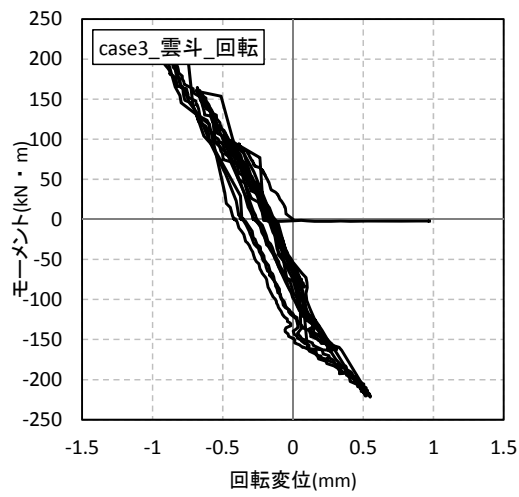
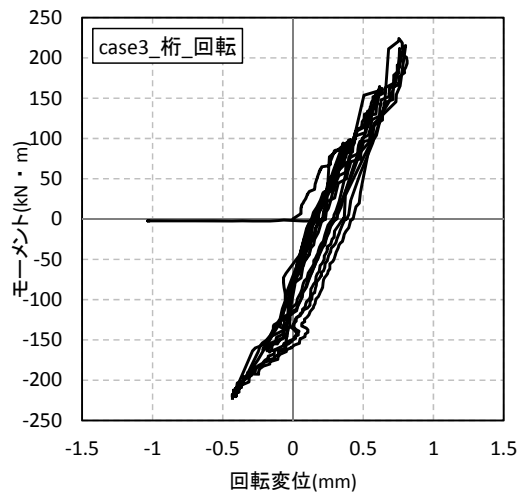
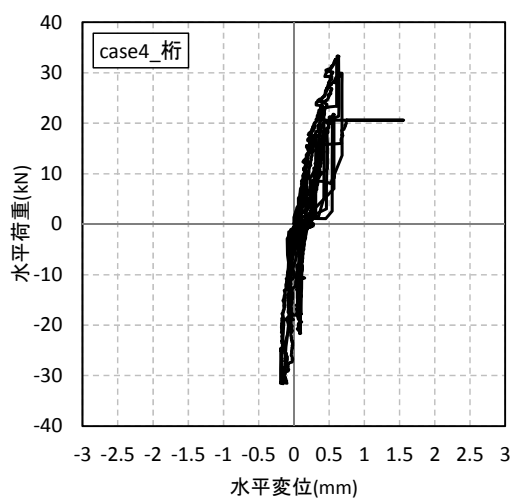


図 3. 3. 43 モーメント荷重一回転変位関係 (Case3_組物②)



— 荷重変形関係

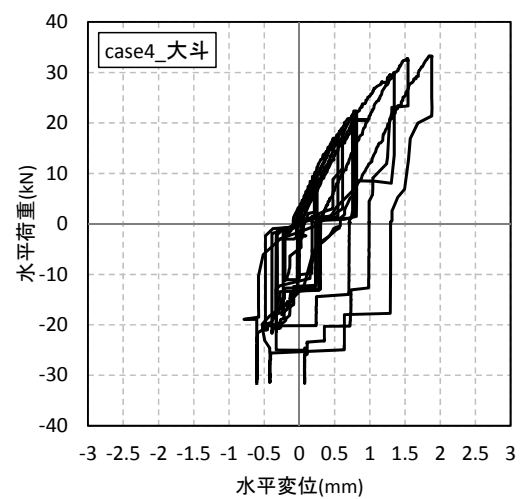
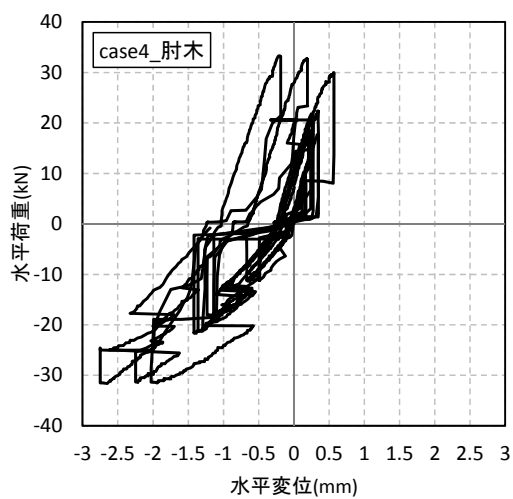
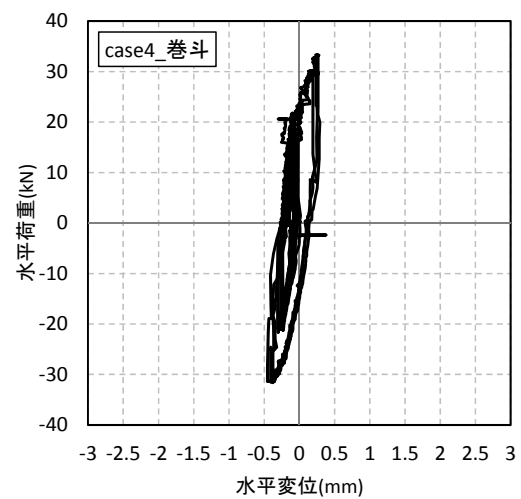
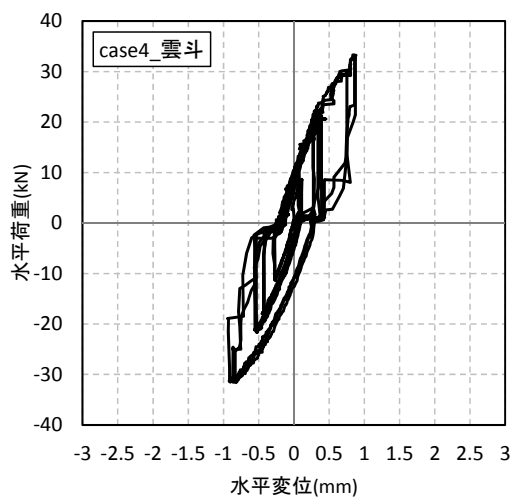


図 3.3.44 水平荷重—水平変位関係 (Case4_組物②)

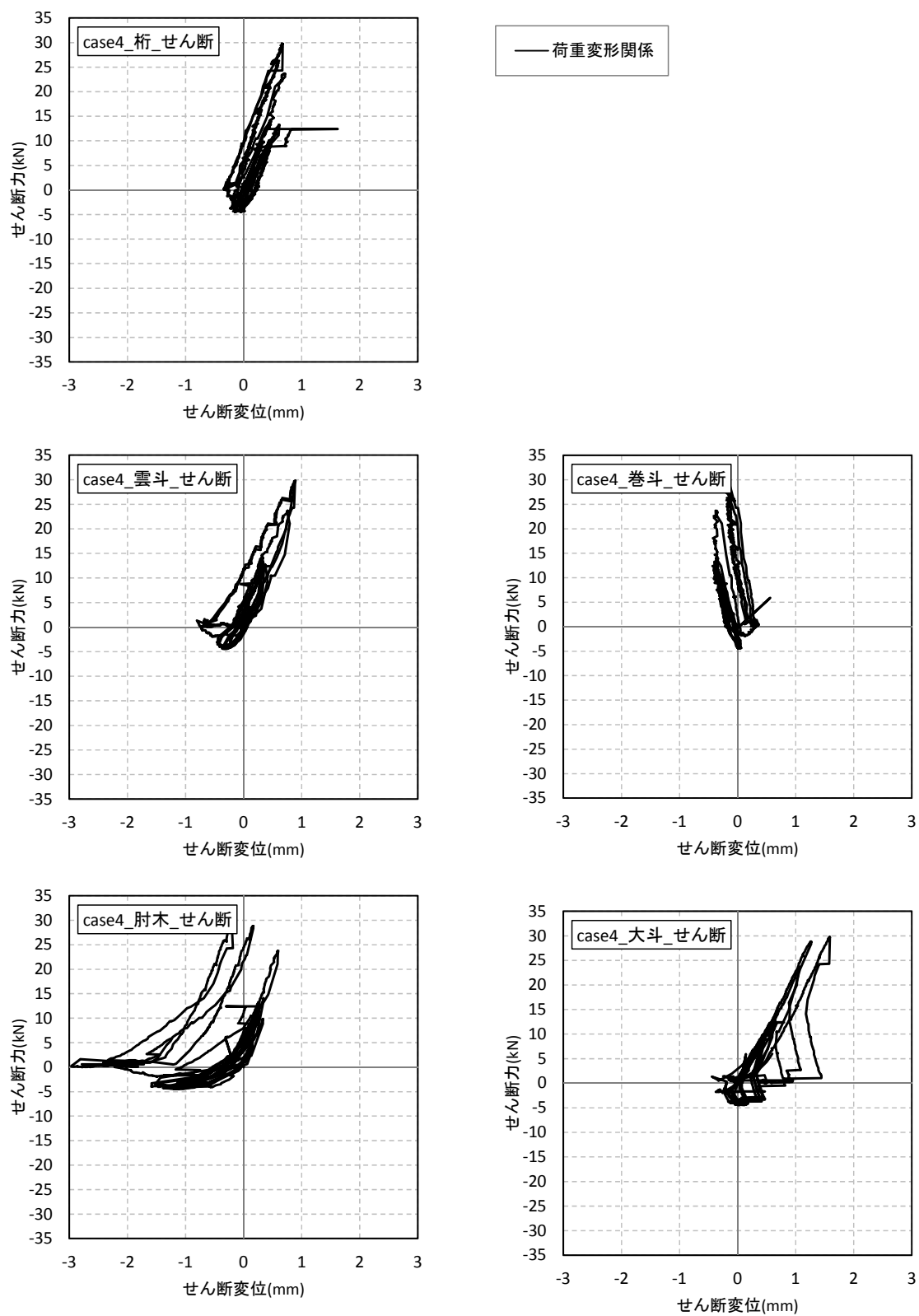
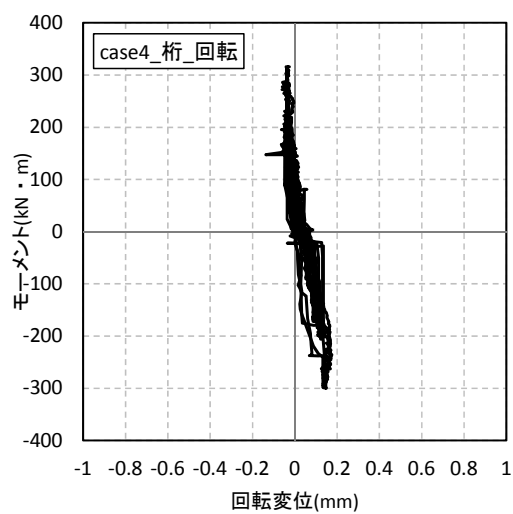


図 3.3.45 せん断力—せん断変位関係 (Case4_組物②)



— 荷重変形関係

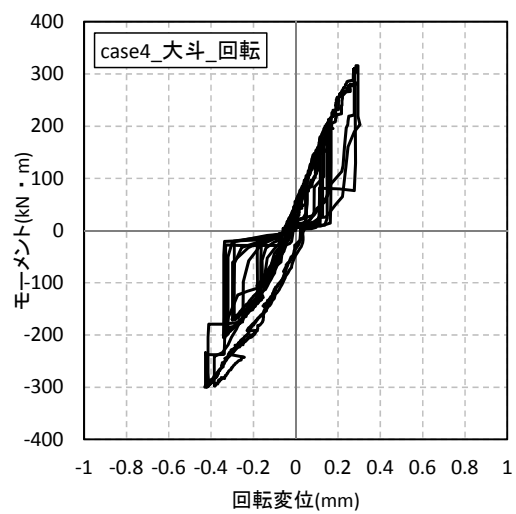
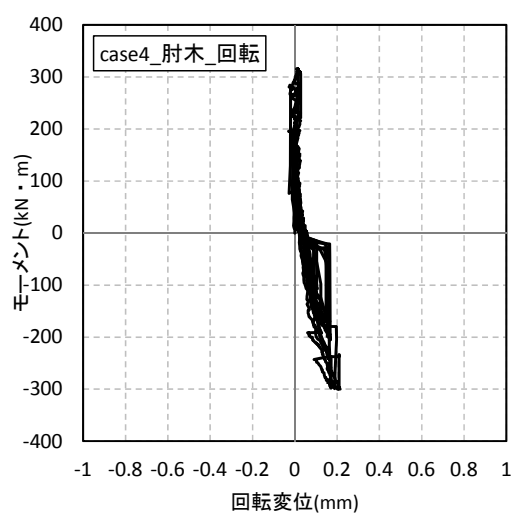
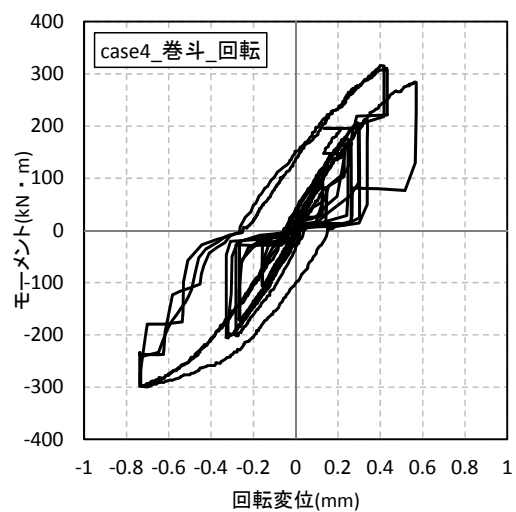
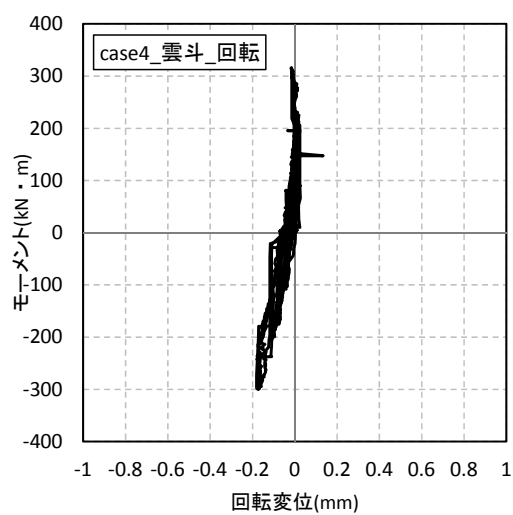


図 3.3.46 モーメント荷重—回転変位関係 (Case4_組物②)

3.3.3.3 回転変位の割合

3.3.3.2 で示したように、組物の変位はせん断変位と回転変位に分離することができる。ここではせん断変位と回転変位の関係を検証するため、組物の全体変位に対する回転変位の割合を算出する。以下の図 3.3.46・図 3.3.47 に組物の全体変位に対する回転変位の割合を示す。

$\text{①組物の全体変位に対する回転変位の割合} = \delta_m / \delta_h \times 100$

図 3.3.47、図 3.3.48 では、Case1 から Case3 ではほとんど差がなく、組物の全体変位に対する回転変位の割合は 2~4%程度でありせん断変形に比べて微小であった。Case4 では加わるモーメントの割合を大きくしているので、他 Case に比べ大きく 6~8%程度であった。また正加力（押し）時と負加力（引き）時では、正加力時は組物①に比べ組物②の方が大きく、負加力時は逆に組物②に比べ組物①の方が大きかった。正加力時には組物①に回転モーメントによる鉛直方向の圧縮力が加わる。この圧縮力によって組物①の回転変形が抑制されたと考えられる。

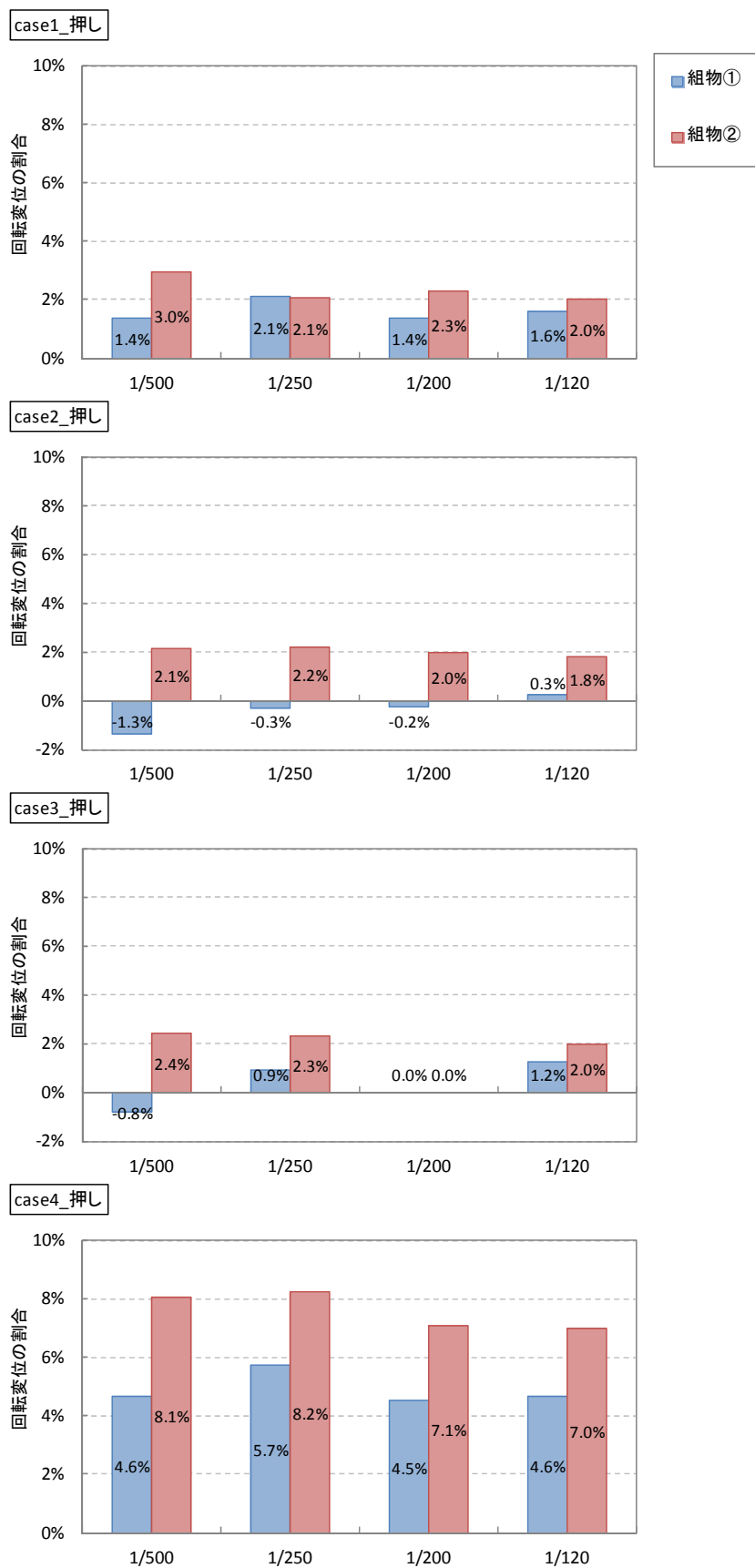


図 3. 3. 47 回転変位の割合（押し）

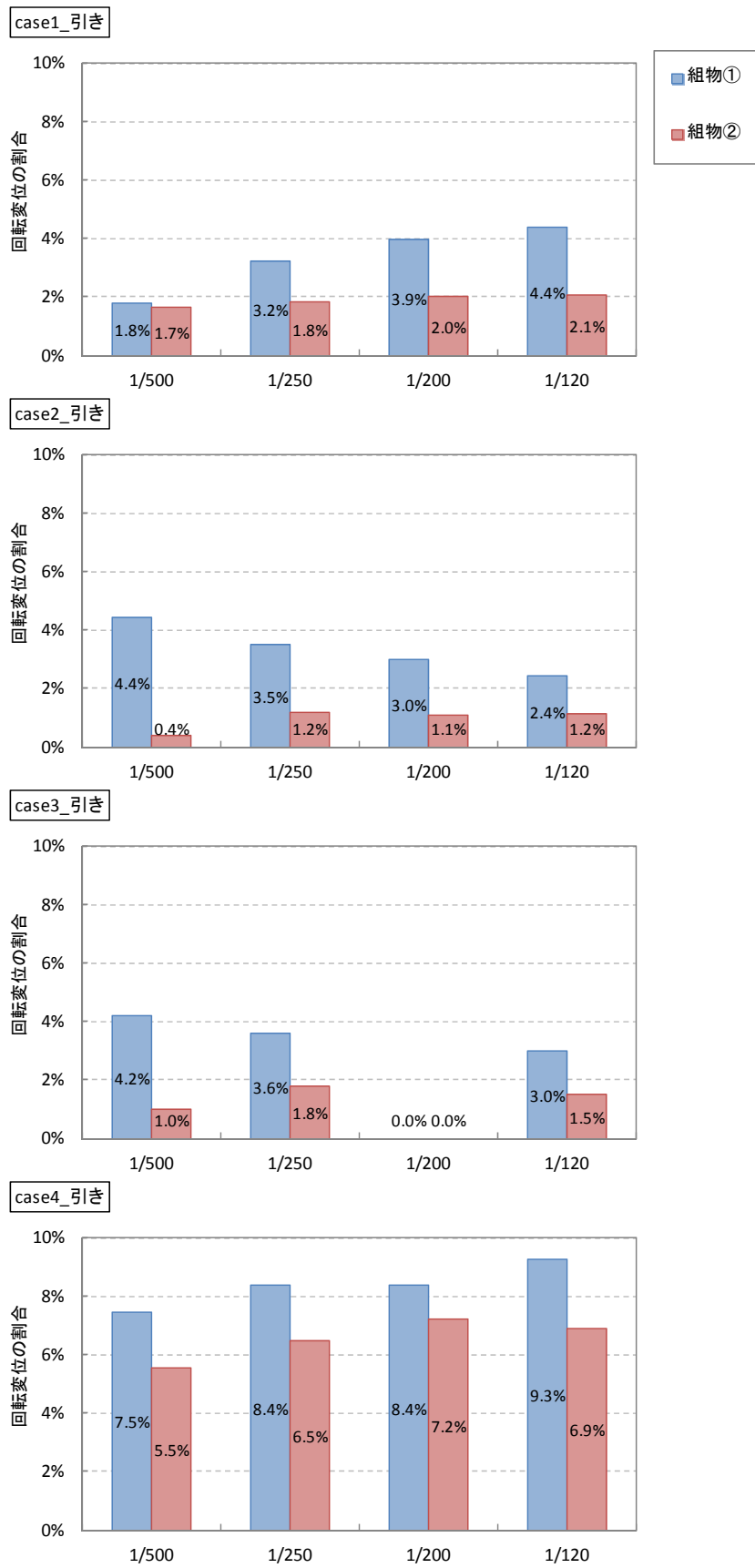


図 3. 3. 48 回転変位の割合（引き）

3.3.3.4 変形の割合

試験体の中で、各部材が全体の変位に対してどのように影響しているかを把握するために、桁の水平変位に対する各部材の水平変位の割合、また各部材の回転変位の割合を求めた。算出方法を以下に詳述する。

図 3.3.49～図 3.3.56 に各部材の水平変位の割合を示す。図 3.3.49 から 3.3.56 では、全ての Case において、組物の変位を占める割合が最も大きいのは大斗であった。また組物層に加わるモーメントが大きくなるにつれ、肘木も大きな割合を占めていることが分かる。

①部材 A の相対水平変位

＝部材 A の水平変位－部材 A の下に位置する部材の水平変位

②組物の変位に対する部材 A の水平変位の割合

＝部材 A の相対水平変位 / 組物の水平変位（桁の変位）

③部材 A の回転変位＝3.3 参照

④部材 A の回転変位の割合＝部材 A の回転変位 / 部材 A の相対水平変位

⑤組物の変位に対する部材 A の回転変位の割合

＝部材 A の回転変位の割合×組物の変位に対する部材 A の水平変位の割合

⑥組物の変位に対する部材 A のせん断変位の割合

＝組物の変位に対する部材 A の水平変位の割合－部材 A の回転変位の割合

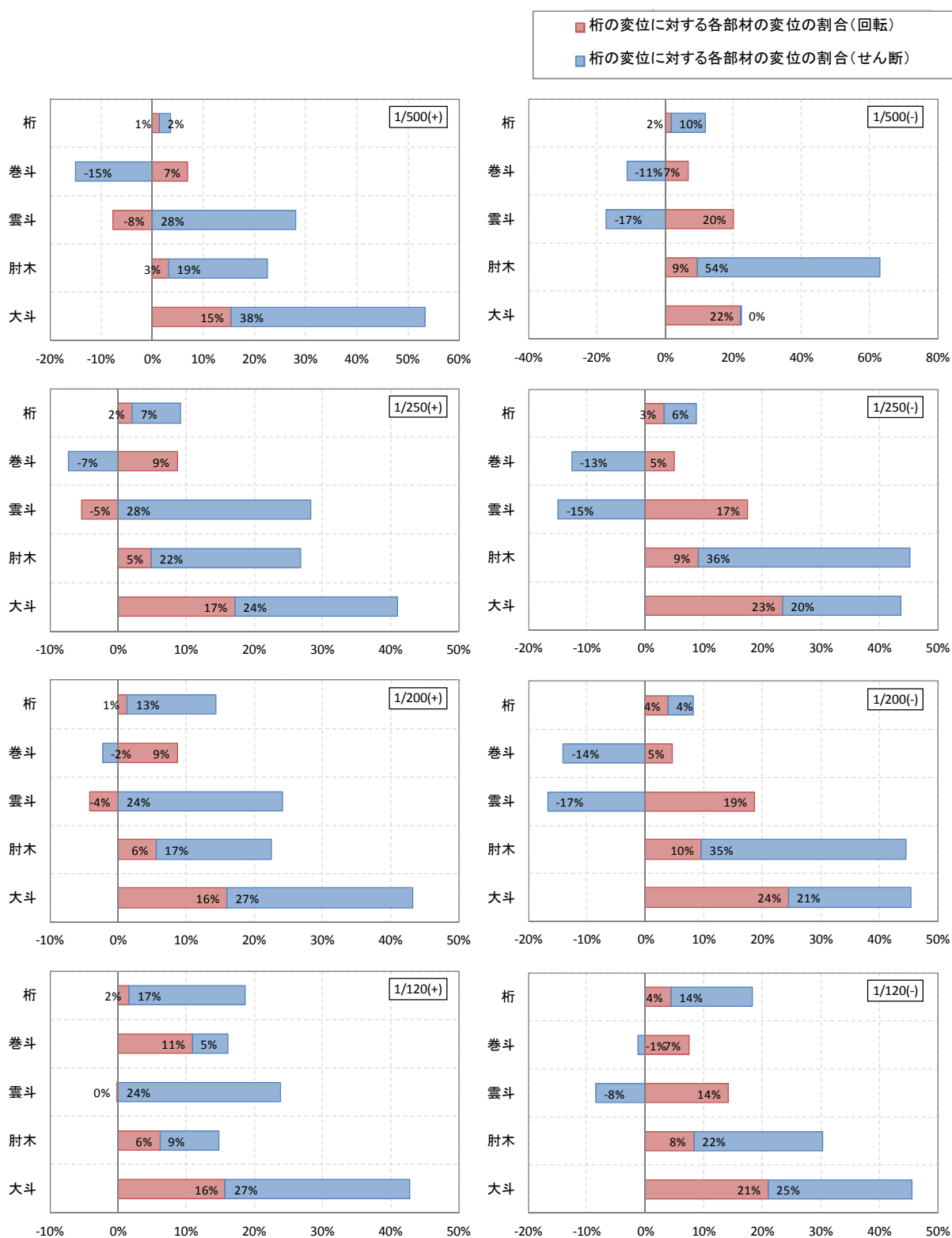


図 3.3.49 組物全体に対する各部材の水平変位の割合 (Case1_組物①)

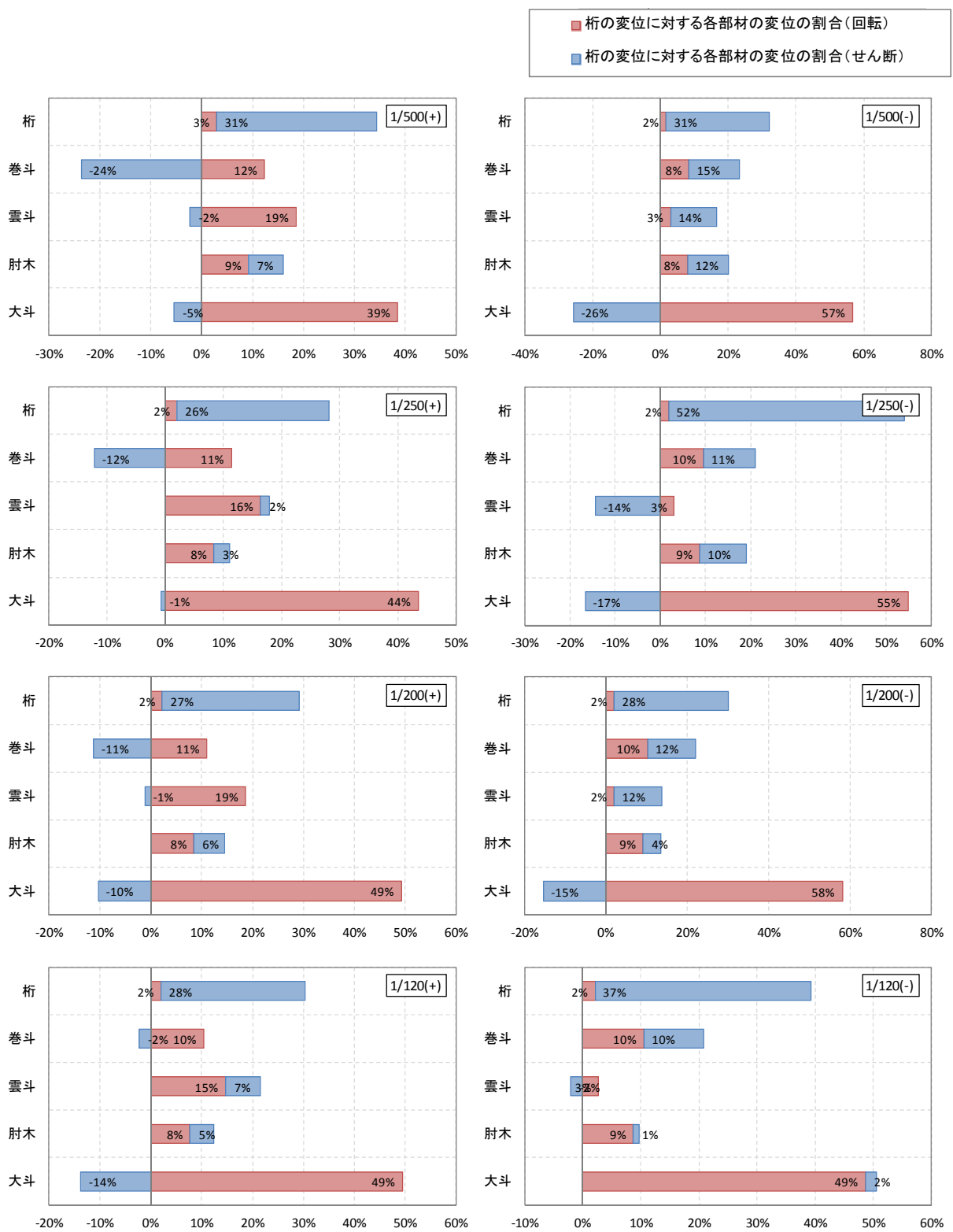


図 3.3.50 組物全体に対する各部材の水平変位の割合 (Case1_組物②)

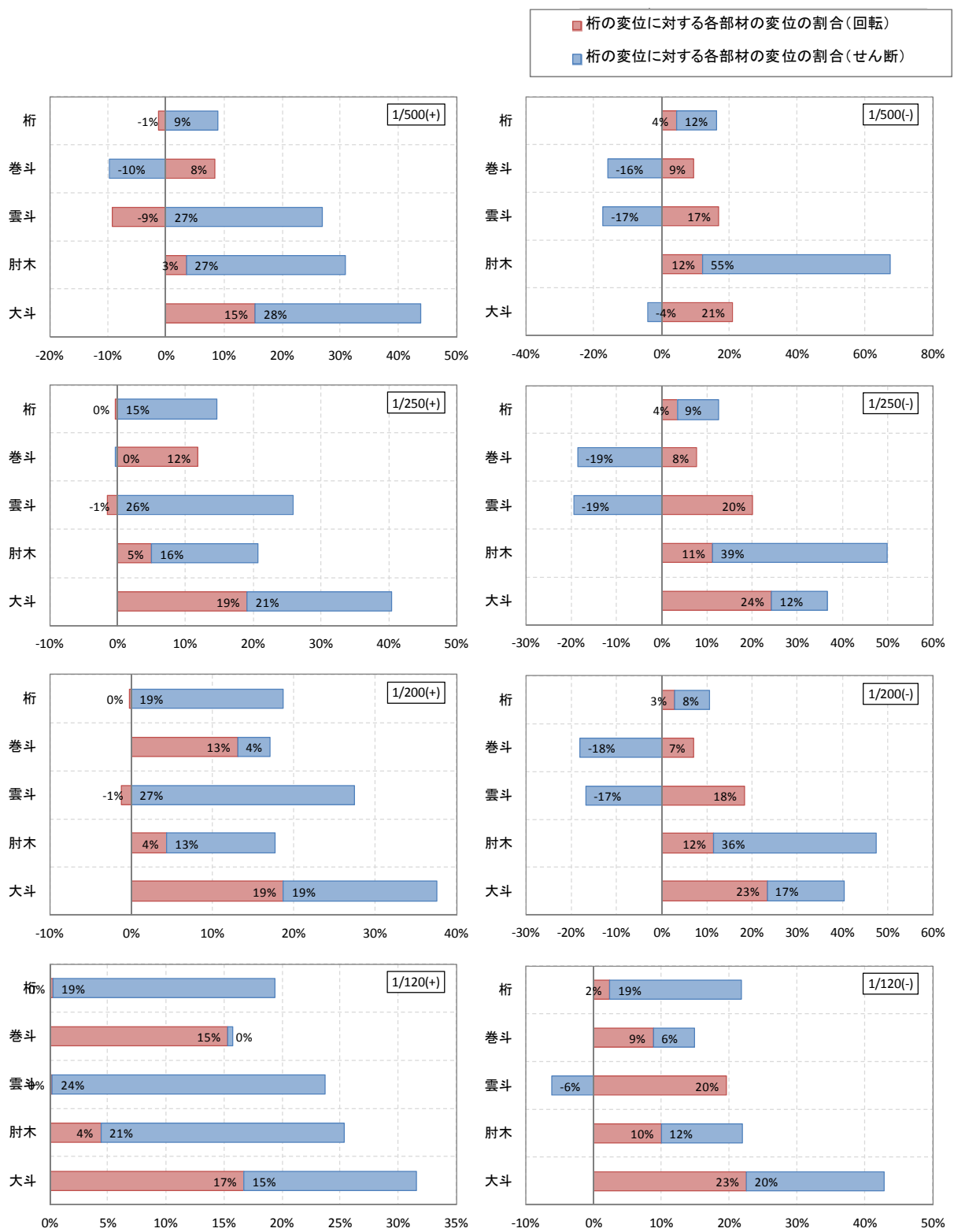


図 3.3.51 組物全体に対する各部材の水平変位の割合 (Case2_組物①)

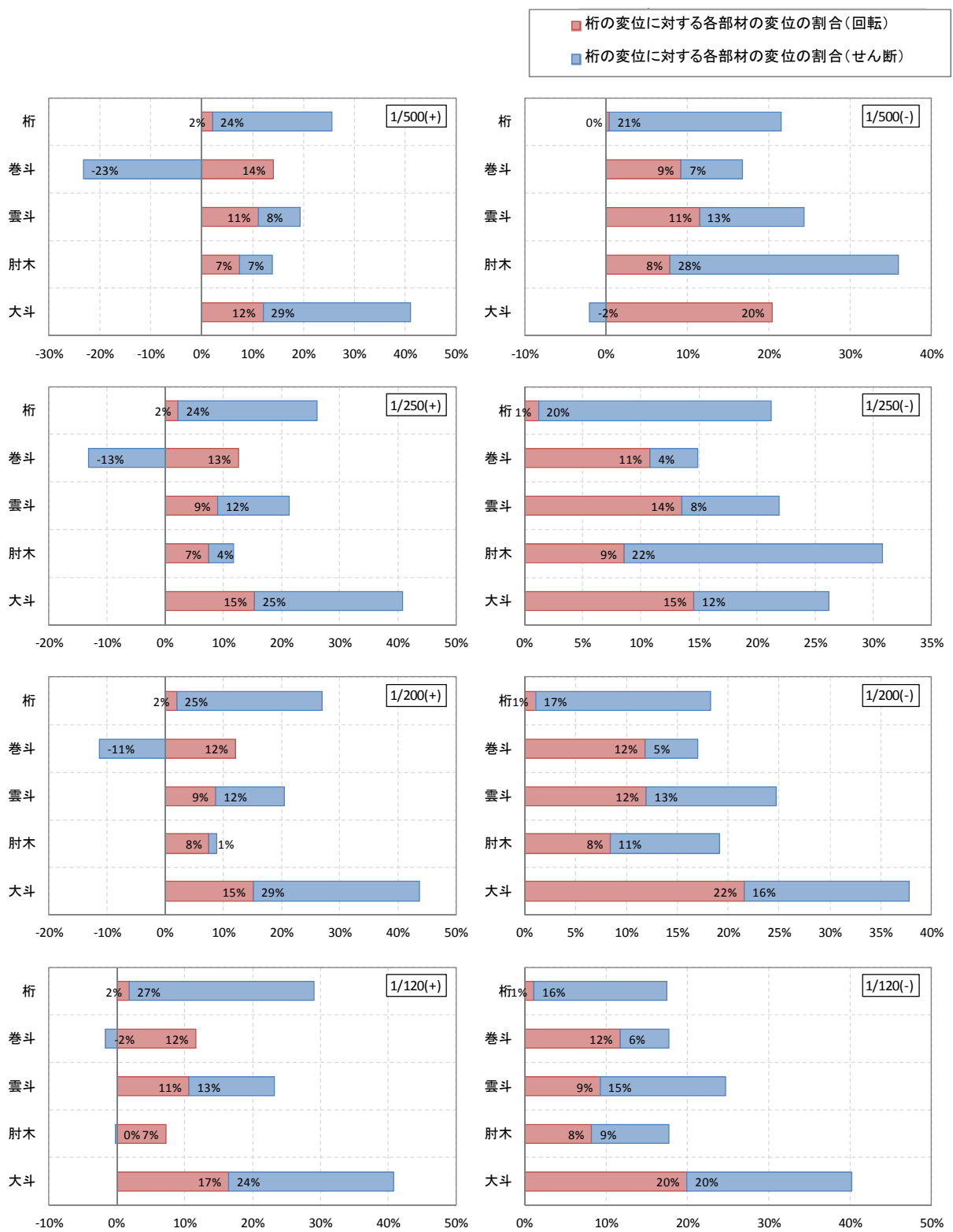


図 3.3.52 組物全体に対する各部材の水平変位の割合 (Case2_組物②)

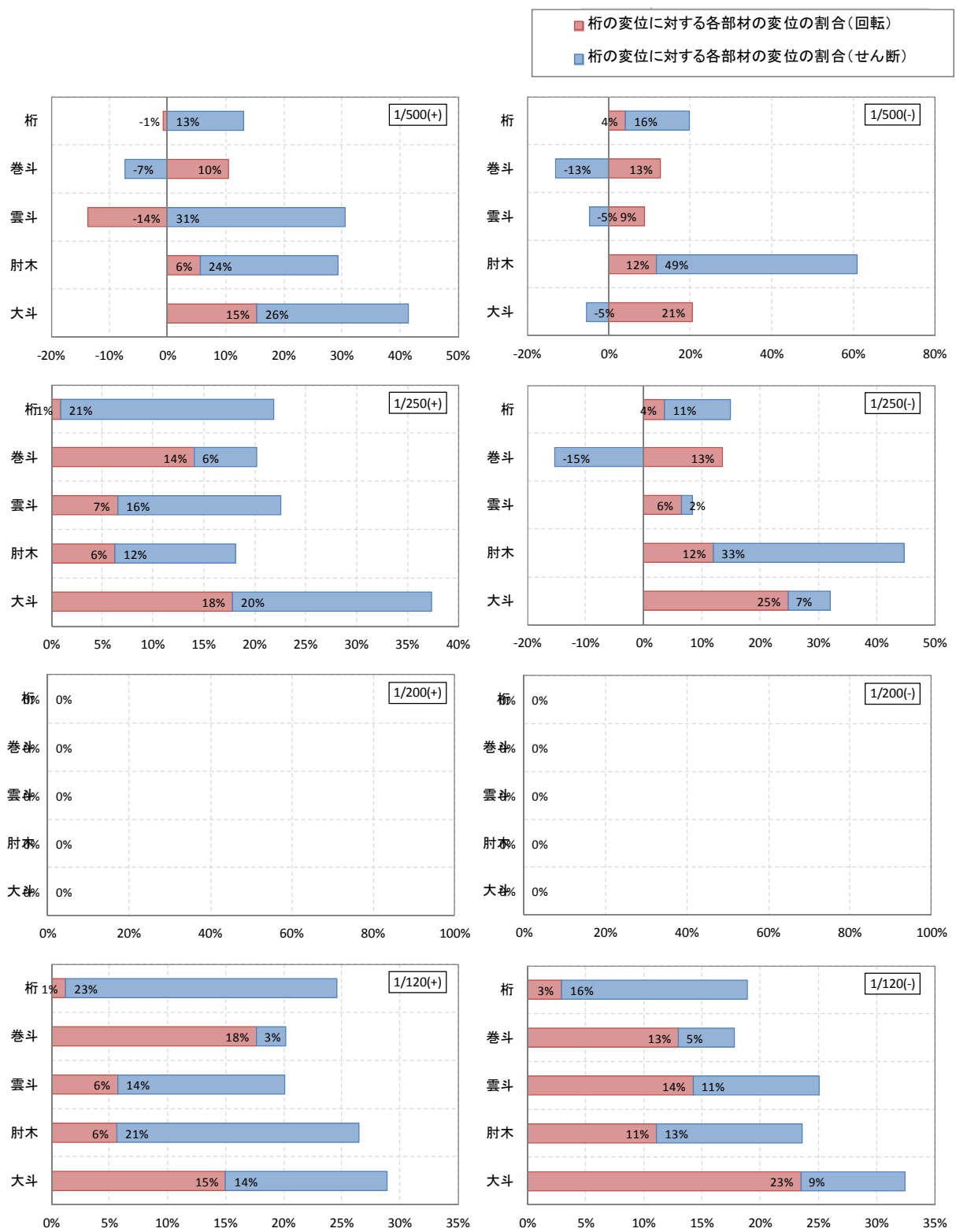


図 3.3.53 組物全体に対する各部材の水平変位の割合 (Case3_組物①)

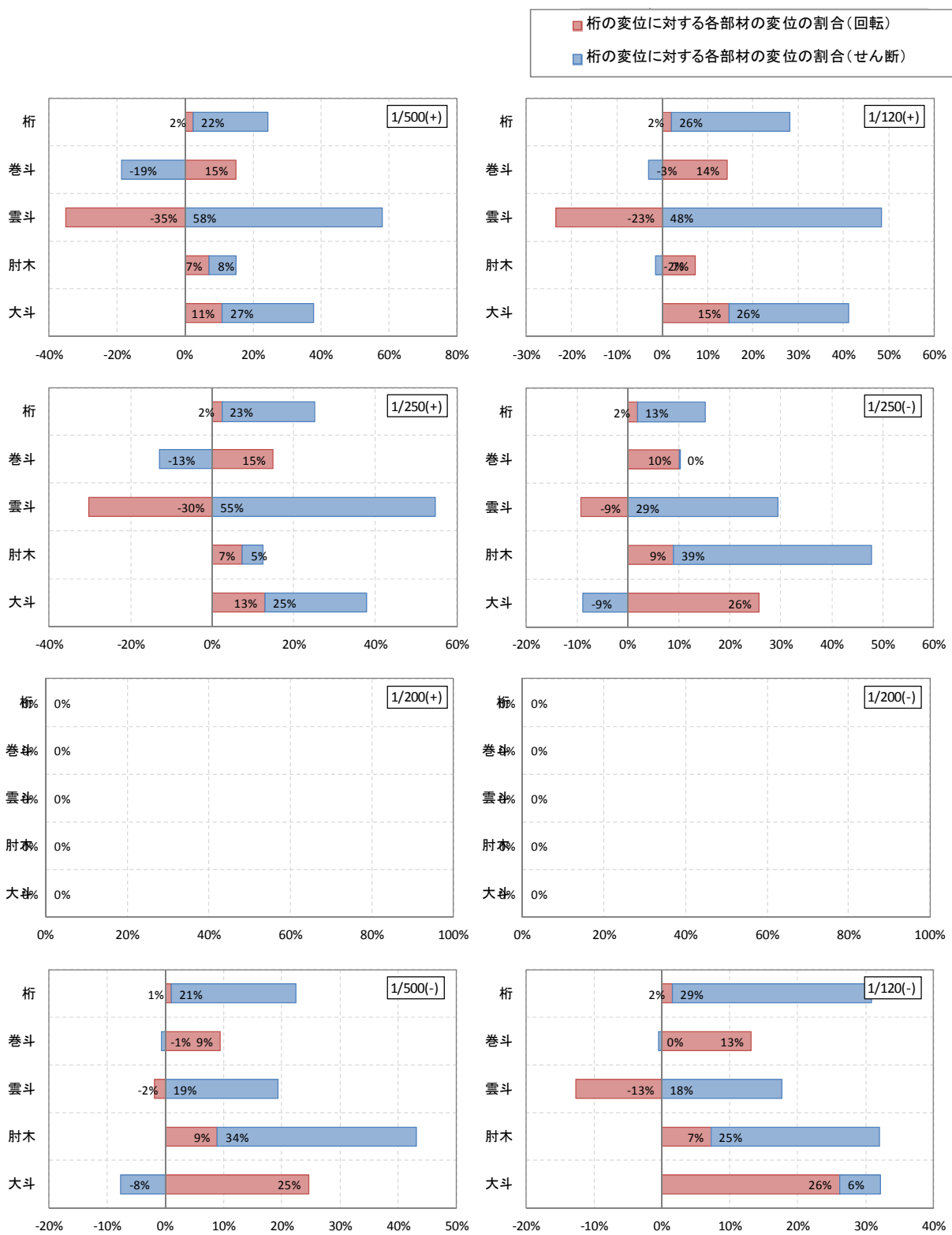


図 3.3.54 組物全体に対する各部材の水平変位の割合 (Case3_組物②)

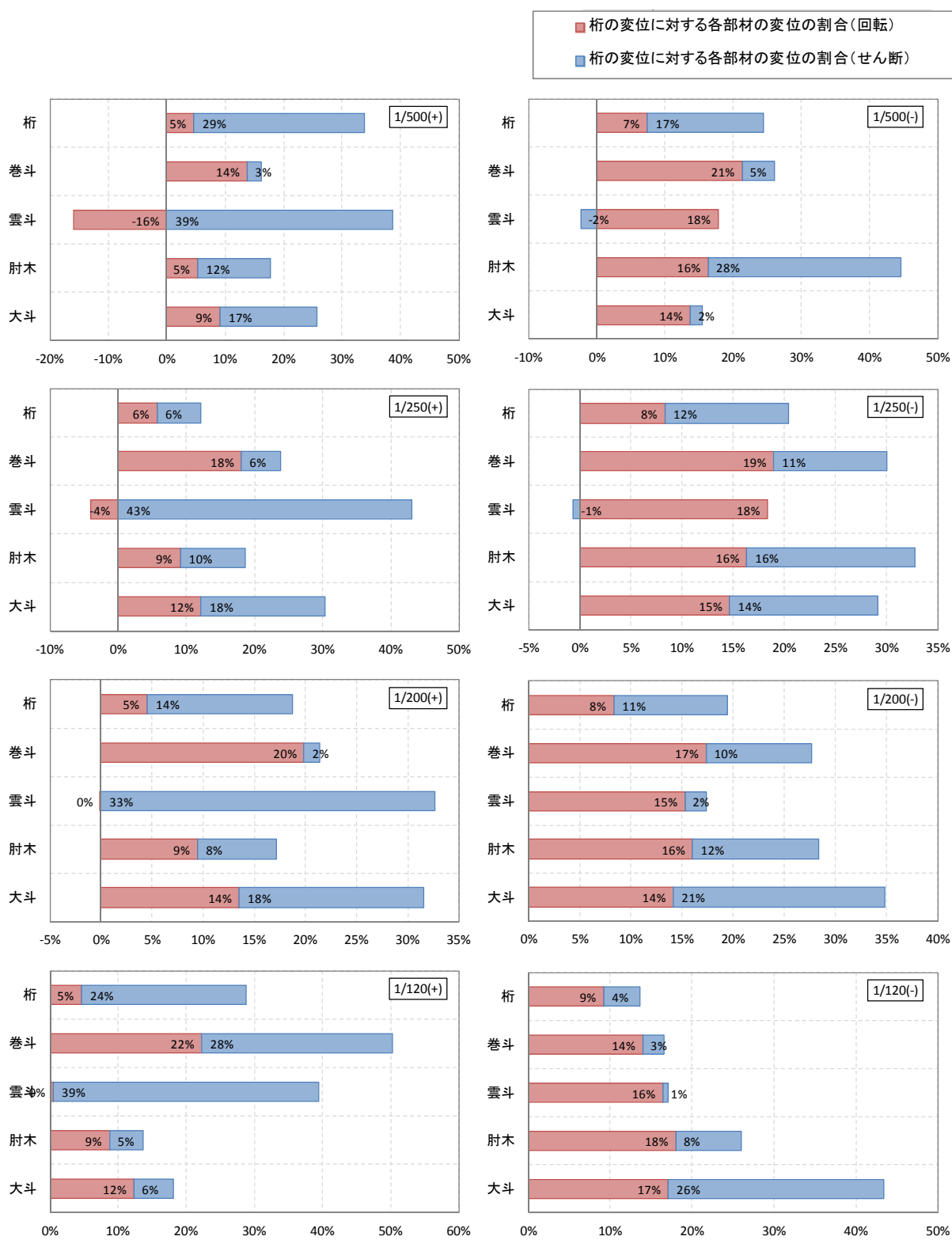


図 3.3.55 組物全体に対する各部材の水平変位の割合 (Case4_組物①)

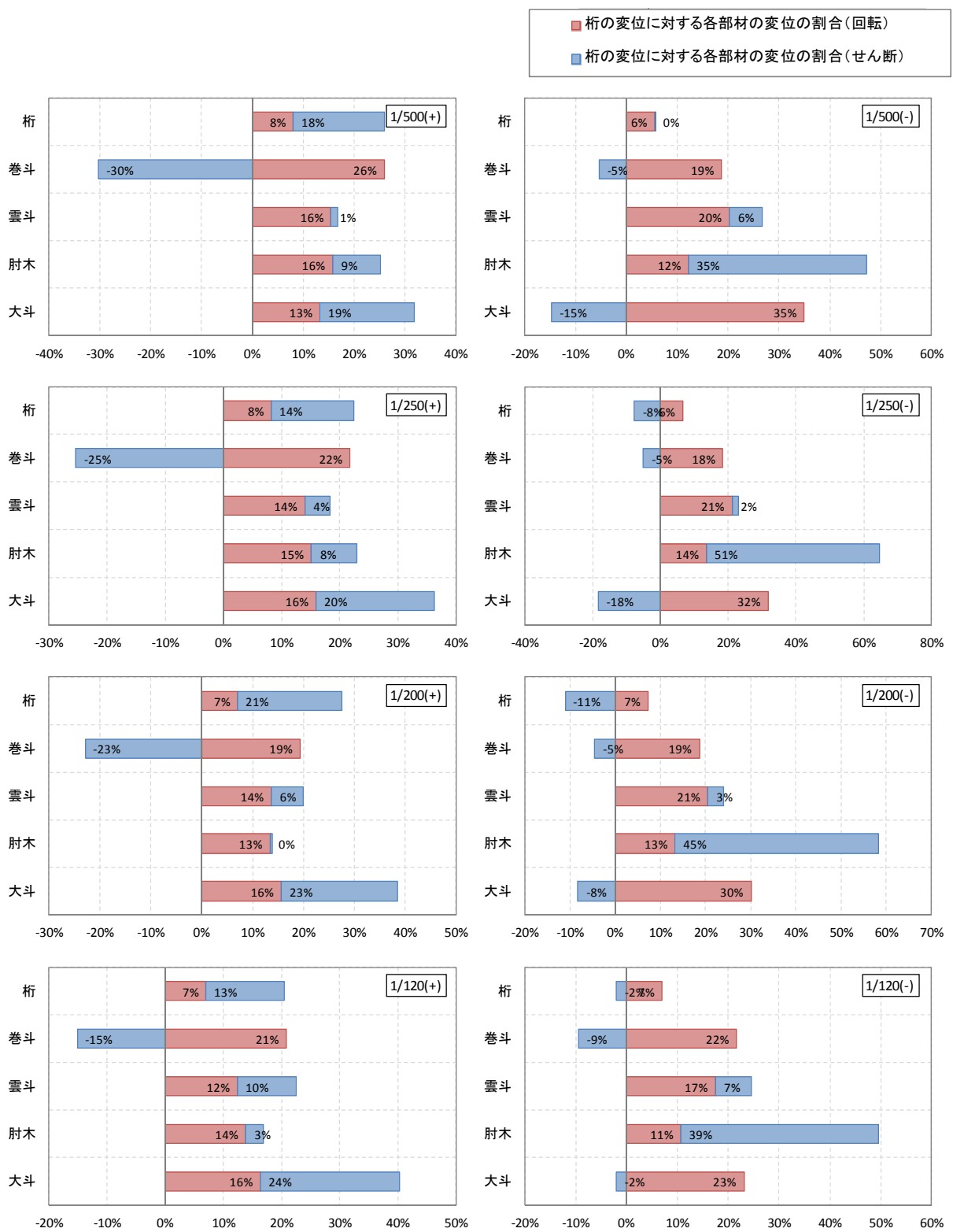


図 3.3.56 組物全体に対する各部材の水平変位の割合 (Case4_組物②)

3.3.4 せん断剛性に関する考察

3.3.4.1 実験値

実験結果より、組物一基のせん断方向の剛性について決定する。剛性は、藤田らの研究³⁻⁴⁾より斗の底面のめり込み剛性を初期剛性、部材間の滑りを第2剛性、ダボのめり込み剛性を第3剛性と仮定して算出する。しかし本研究では、実験で得られた包絡線の形状より初期剛性のみであると考えられる。よってせん断剛性実験値は初期剛性のみ算出する。

試験結果より得られたせん断力-せん断変位関係より包絡線を描き（図 3.3.59）、包絡線を2次多項式で近似した2次曲線の $\pm 0.001\text{rad}$.時の接線剛性を初期剛性として算出した。

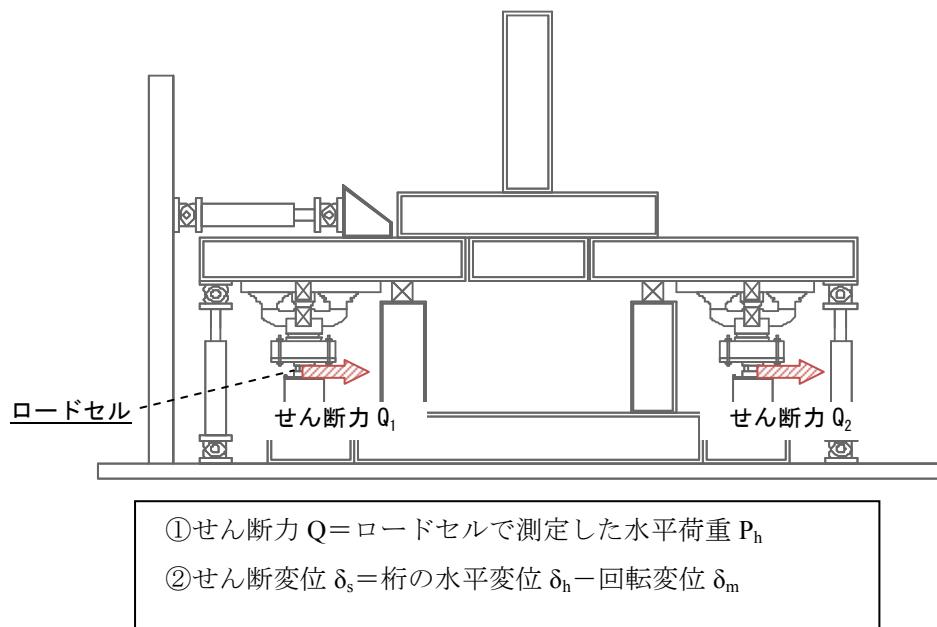


図 3.3.57 せん断力・せん断変位の算出方法

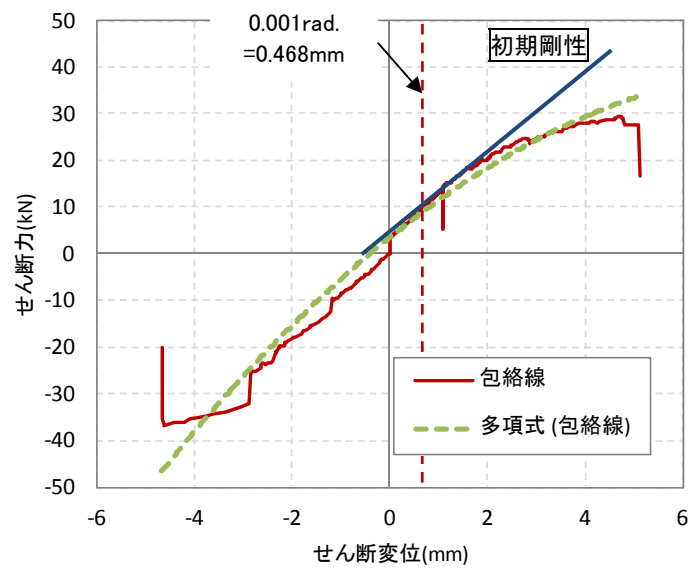
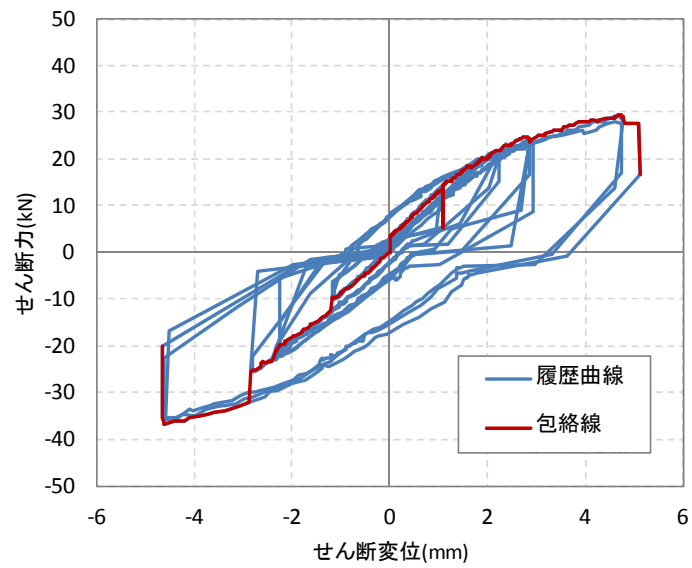


図 3. 3. 58 せん断剛性算出方法

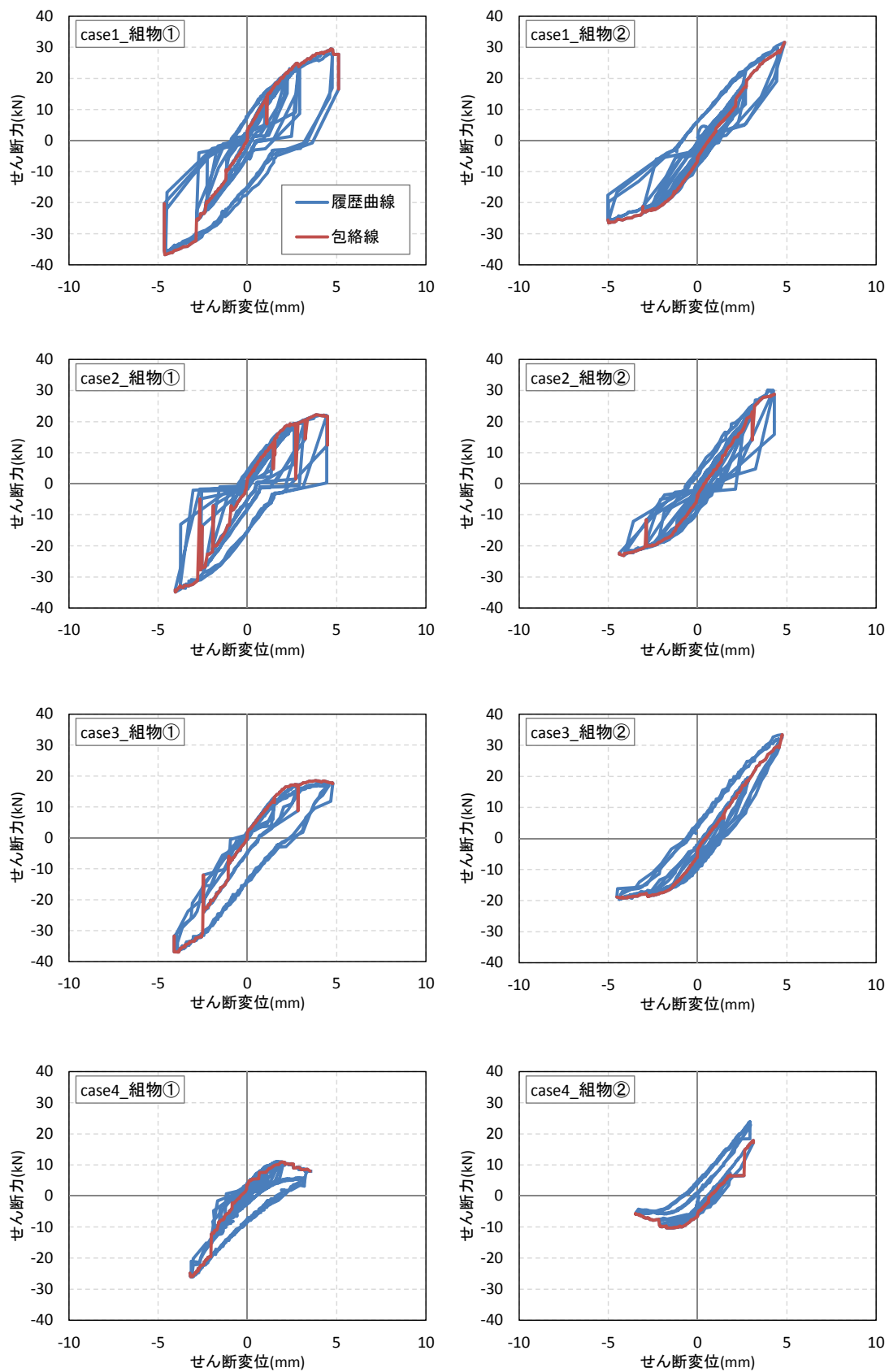


図 3. 3. 59 せん断力—せん断変形関係

表 3.4.1 に求めたせん断剛性の値を示す。Case1 から Case3 では剛性の値は 5.82~8.9kN/mm 程度の剛性が示された。Case4 では 3.21~7.16kN/mm 程度の剛性が示された。これは Case1 から Case3 では全体の変位に対する回転の変位の割合に差がないため、せん断変形の割合もほぼ同程度であり、せん断剛性の値に影響したと考えられる。また Case4 では正加力(+)時と負加力(−)時で剛性に大きく差が見られる。これは組物層にかかる回転モーメントによる鉛直方向の圧縮力によって組物の回転変形が抑制されたと考えられる。

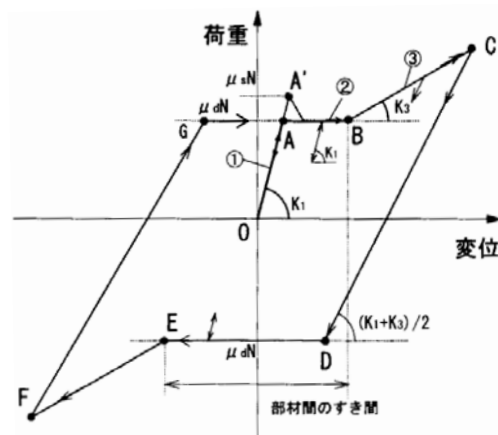
表 3.3.1 せん断剛性

		+	-
case1	組物①	7.98	7.28
	組物②	8.90	6.66
case2	組物①	7.30	7.21
	組物②	8.48	6.39
case3	組物①	6.99	6.68
	組物②	8.52	5.82
case4	組物①	4.85	5.41
	組物②	7.16	3.21

(単位 : kN/mm)

3.3.4.2 理論値

組物のせん断剛性は、藤田らの研究³⁻⁴⁾よりマルチリニア型のモデル（図 3.3.60）で近似できるとされている。



①大斗・斗の底面のめり込みによる回転

$K_1 = \Sigma$ 大斗・斗の底面のめり込み剛性（木材の三角変位めり込み理論）

②摩擦を伴う部材間の滑り

$K_2 = 0$

③ダボのめり込みによる大斗・斗の移動

$K_3 = \Sigma$ 大斗・斗のダボのめり込み剛性（木材の三角変位めり込み理論）

図 3.3.60 既往の組物履歴モデル³⁻⁴⁾

ただし、藤田らの評価方法では、組物の下に柱と頭貫がある試験体に基づいて評価方法が確立されている。本研究では組物の下に台輪があるため、台輪部分の大斗によるめり込みも考えられる。そこで、初期剛性に関しては、大斗や斗の底面のめり込み以外に台輪のめり込みも直列に足し合わされると仮定し評価する。各剛性の評価方法は以下に示す。

① 初期剛性 大斗・斗の底面と台輪上面のめり込み

$K_1 = \Sigma$ 大斗・斗の底面と台輪上面のめり込み剛性（木材の三角変位めり込み理論）

② 第2剛性 摩擦を伴う部材間の滑り

$K_2 = 0$

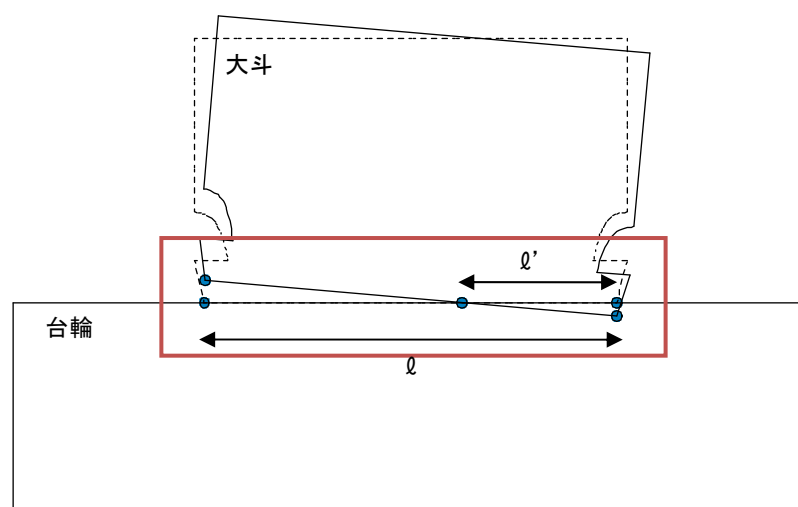
③ 第3剛性 ダボのめり込みによる大斗・斗の移動

$K_3 = \Sigma$ 大斗・斗のダボのめり込み剛性（木材の三角変位めり込み理論）

(1) 初期剛性

・めり込み量の算出

初期剛性は斗の回転に伴う斗底面と台輪部分のめり込み剛性とする。そのため、初期剛性は斗が底面にめり込む量に影響される。筆者の研究³⁻⁵⁾では、斗は回転が進むにつれ回転中心が変動し、めり込み半径（めり込み量）も変動することを指摘している。斗の底面のめり込み量は組物にかかる軸力、水平力の割合によって変動するため、斗底面のめり込み量を把握することが重要と考えられる。斗部材の左右2か所で測定した鉛直変位よりめり込み量を算出した。以下に算出方法を示す。



①めり込み量 $r = l' \cdot \theta$

※ $r \leq 0$ のとき斗は浮き上がり、 $r \geq 1$ のとき全面めり込みであると仮定する。

図 3.3.61 めり込み量算出方法

めり込み量 $r = l' / l$ とする。めり込み部分 $l' \leq 0$ のときは浮き上がりが発生し、 $l' \geq 1$ のときは斗底面の全面がめり込んでいると仮定した。また、各ケースともせん断剛性に軸力変動の影響が示唆された。既往の理論では軸力変動を考慮して剛性は算出されていないので、ここでは、いずれの変形角も約 $1/500\text{rad}$ 以内でのめり込み半径を用いる。表 4-2 に各ケースのめり込み量を示す。組物層に加わるモーメントが大きくなるにつれ、めり込み量が増加している。

表 3.3.2 めり込み量

	case1	case2	case3	case4
回転半径	1/2	3/5	2/3	2/3

・初期剛性の算出

以上で求められためり込み量を用いて、木材の三角めり込み理論³⁻⁶⁾より組物の初期剛性を算出する。初期剛性の算出には以下の仮定を用いた。

① 仮定条件

1. ダボと斗のホゾ穴の間には隙間があり、且つ回転は十分微小であるとし、ダボ自体は水平力に抵抗しないものとする。
2. 大斗・巻斗・雲斗底面のめり込みによる変形を算出し、台輪・肘木・桁がめり込まれる部分は無視できるものとする。
3. 各部材のめり込み剛性の総和は、同じ層（高さ）は並列、上下は直列に接続するものとする。
4. 実験から試験体の変形角は $1/120\text{rad}$ 。以内であるため、めり込みは弾性範囲内であるとする。
5. 部材のせん断変形及び局所的な滑りの影響は無視できるものとする。

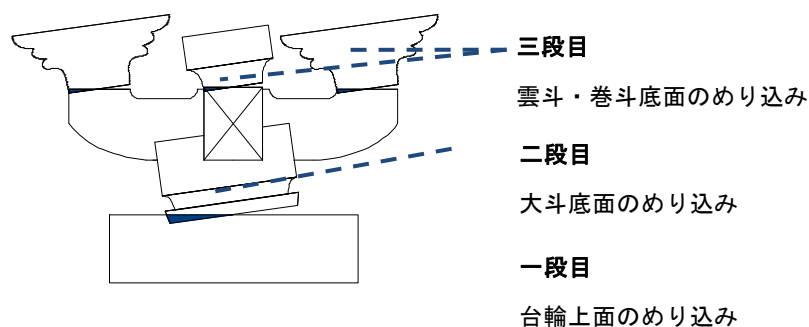


図 3.3.62 大斗・斗のめり込み概念図

② 大斗・斗底面のめり込み剛性の総和

組物一基の初期剛性は、仮定条件 3.より式(3.3.1)で求められる。以下の表 4-3 に初期剛性算出結果を示す。

$$K_{組物} = \frac{1}{\frac{1}{K_{台輪}} + \frac{1}{K_{大斗}} + \frac{1}{2K_{雲斗} + K_{巻斗}}} \quad \text{式(3.3.1)}$$

表 3.3.3 初期剛性理論値

	case1	case2	case3	case4
回転半径	1/2	3/5	2/3	2/3
初期剛性	4.95	7.29	9.00	9.00

(単位：kN/mm)

(2) 第 2 剛性

第 2 剛性は、組物の部材同士の滑りと仮定しているため、第 2 剛性 $K_2=0$ とする。

(3) 第 3 剛性

第 3 剛性は、大斗・斗の水平移動に伴う大斗・斗の底面にあるダボのめり込み剛性の総和とし、剛性算出に以下の仮定を用いた。

① 仮定条件

1. ダボのめり込みは三角変位めり込み理論で近似できるものとする。
2. めり込みによるダボが変形する部分を計算し、斗底面ダボ穴でのめり込みは無視できるものとする。
3. ダボのせん断変形は無視できるものとする。
4. ダボは第 3 剛性出現時に初めてめり込むものとする。

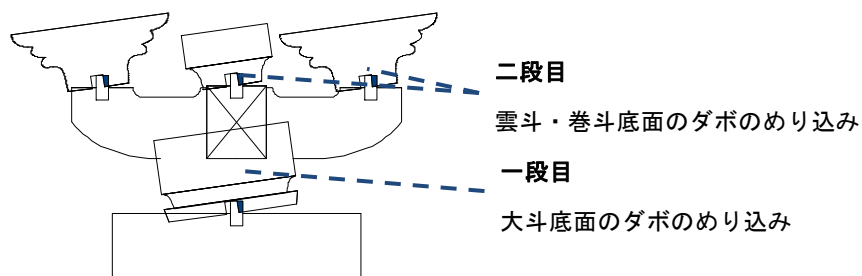


図 3.3.63 ダボめり込みの概念図

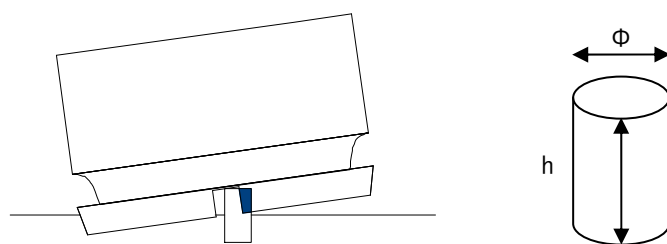


図 3.3.64 ダボのめり込み

$$K_{\text{大斗底面ダボ}} = 372.04 \text{ (kN/rad.)}$$

$$K_{\text{雲斗底面ダボ}} = 100.60 \text{ (kN/rad.)}$$

$$K_{\text{巻斗底面ダボ}} = 232.19 \text{ (kN/rad.)}$$

② ダボのめり込み剛性の総和

斗底面におけるめり込み剛性の総和と同様に考えることができるため、斗底面におけるめり込み剛性の仮定条件 5.より第 3 剛性は式(3.3.2)で求められる。

$$K_{\text{組物}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{大斗ダボ}}} + \frac{1}{2K_{\text{雲斗ダボ}} + K_{\text{巻斗ダボ}}}} \quad \text{式(3.3.2)}$$

よって第 3 剛性は、 $K_3 = 224.32 \text{ (kN/rad.)}$ となる。

(4) 組物一基に対する理論値の決定

組物一基に対し、大斗・斗底面のめり込み、部材間の滑り、ダボのめり込みを考慮して算出したせん断剛性の理論値を表 3.3.4 に示す。

表 3.3.4 剛性の理論値

	case1	case2	case3	case4
初期剛性	4.95	7.29	9.00	9.00
第2剛性	0.00			
第3剛性	0.63			

(単位 : kN/mm)

3.3.4.3 軸力の影響

図 3.3.65 に実験より得られたせん断力-せん断変位の包絡線を示す。いずれの加力ケースにおいても、せん断剛性が常に一定ではなく、左右の組物で履歴は異なり、またその形状は原点対象ではないことが確認された。

藤田らの研究³⁻²⁾より、せん断剛性は静摩擦から動摩擦へ変化するとき、第 1 剛性から第 2 剛性へ移行する。せん断剛性には軸力による摩擦力が関係し、軸力が変化すると摩擦力、せん断剛性が変化する。つまり軸力の変化が摩擦力、せん断剛性に影響することが考えられる。例えば、組物層にモーメントが加わる時、片方の組物では加わる軸力が大きくなり摩擦力が大きくなれば組物のせん断剛性は大きくなる。もう一方の組物では加わる軸力が小さくなり摩擦力が小さくなりせん断剛性も小さくなると考えられる（図 3.3.66）。

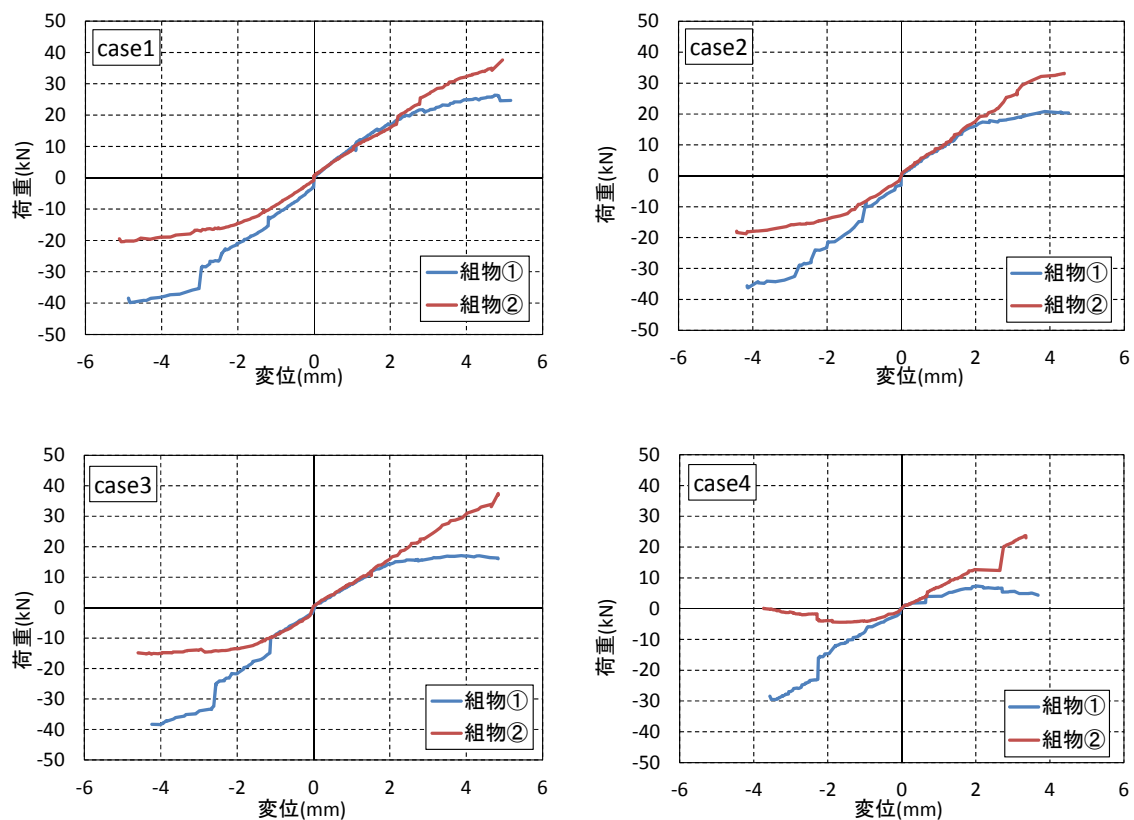


図 3.3.65 せん断変位-せん断力の包絡線

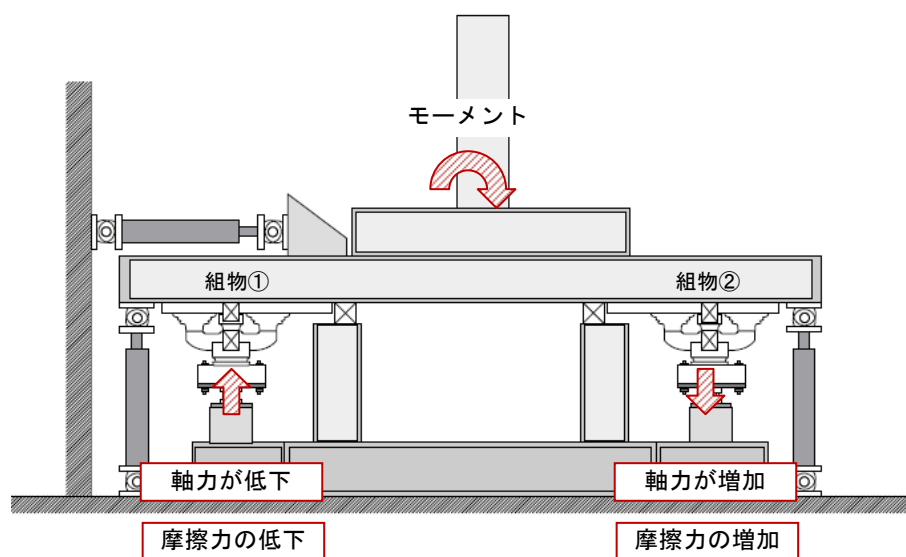
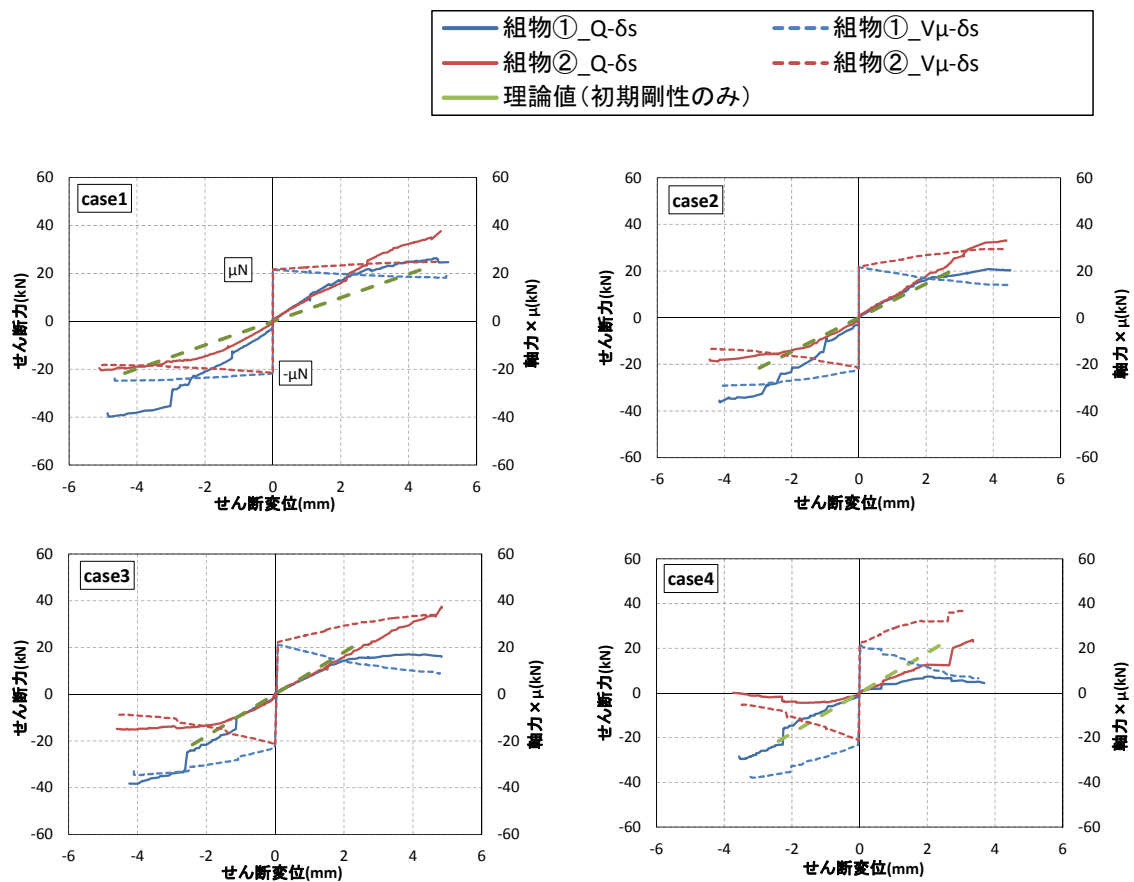


図 3.3.66 軸力の影響について

そこで、軸力変動の影響を確かめるために、実験で得た各組物の軸力に摩擦係数 μ をかけて求めた摩擦力（軸力 $\times \mu$ ）－せん断変位関係を図 3.3.65 のせん断力－せん断変位関係に重ね合わせる（図 3.3.67、図 3.3.68）。摩擦係数 μ の値はここでは 0.2 とした。図 3.3.68 を見ると組物①は軸力が 20kN を下回った A 点あたりからせん断剛性が低下している。軸力の低下により斗の底面が浮き上がり、摩擦力が減少したことでせん断剛性が低下したとみられる。一方組物②では、軸力が増加し続けている。軸力の増加により、摩擦力が十分働き、せん断剛性が低下しないと考えられる。組物のせん断剛性に対する軸力変動の影響が認められる。Case1 から Case4 にかけて、組物層に加わるモーメントの割合が大きくなるにつれて、この傾向が顕著にみられる。また、①から②に移行するときのせん断変位が小さくなっている。



($\mu = 0.2$)

図 3. 3. 67 理論値の重ね合わせ

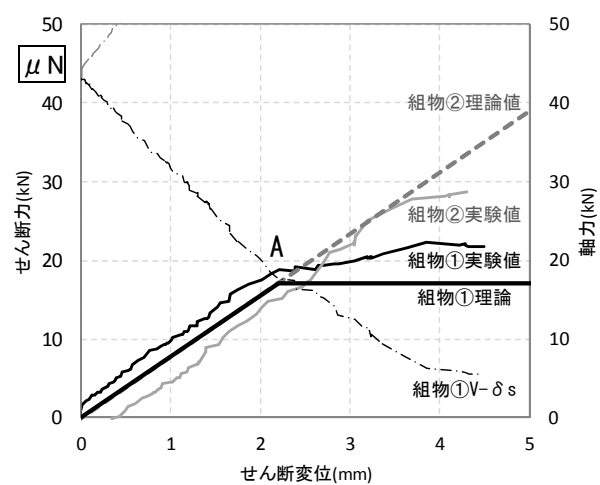


図 3. 3. 68 理論値の重ね合わせの説明図

3.3.5 鉛直剛性に関する考察

組物層ではせん断変形と回転変形が起きると考えられるため、組物層をせん断バネと鉛直バネに置き換えてモデルを構築する。本章では、組物層の鉛直方向の構造性能を明らかにするため、本実験より得られた鉛直剛性の実験値の算出と、試験体に組物単体を用いた圧縮試験より得られた剛性値を比較する。

3.3.5.1 実験値（鉛直剛性）

実験結果より、組物一基の鉛直方向の剛性を求める。算出方法は、鉛直荷重－鉛直変位関係の包絡線を描き、線形近似式を求めその傾きを組物一基の鉛直剛性とする（図 3.3.70）。算出方法を以下に詳述する。

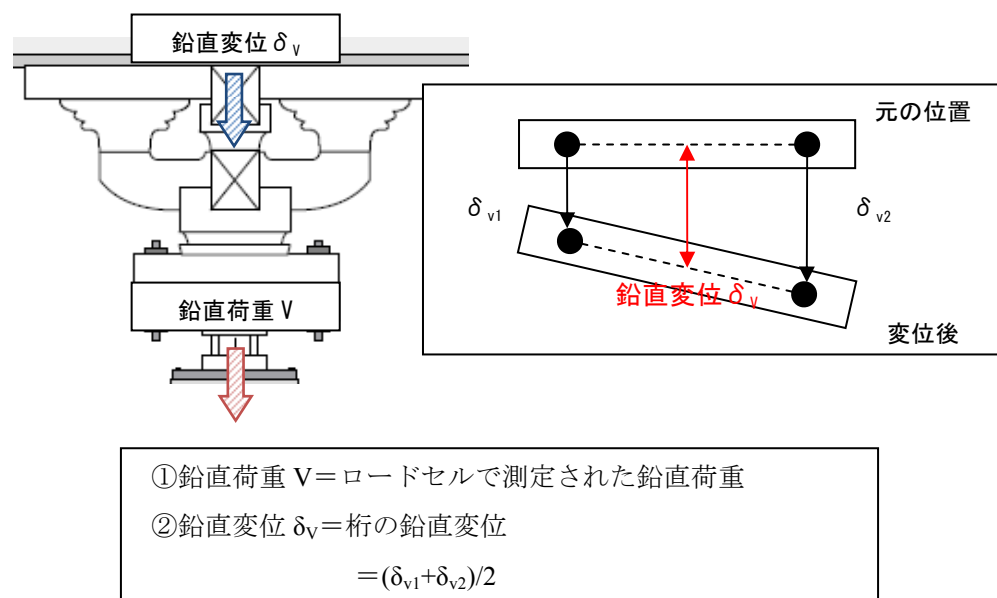


図 3.3.69 鉛直変位・鉛直荷重

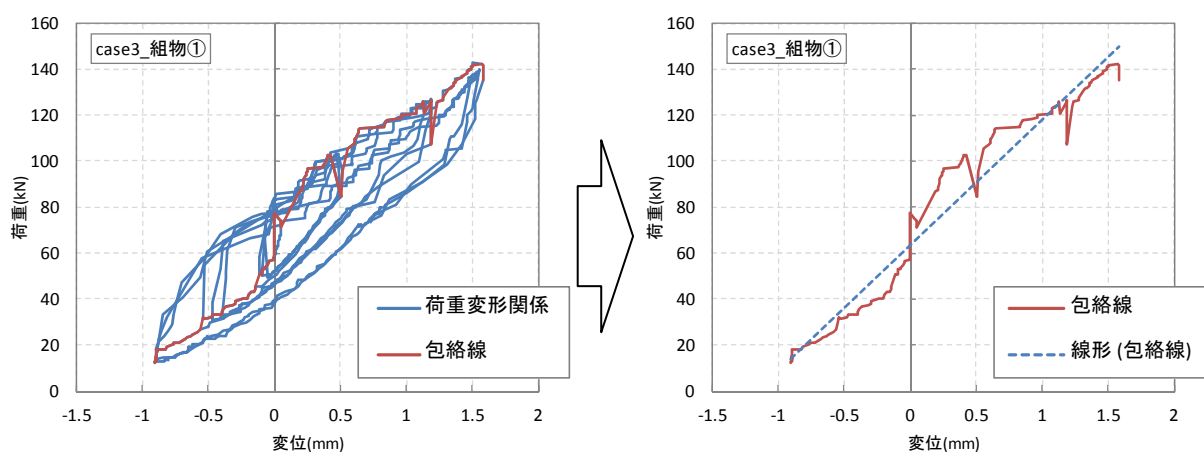


図 3.3.70 算出方法

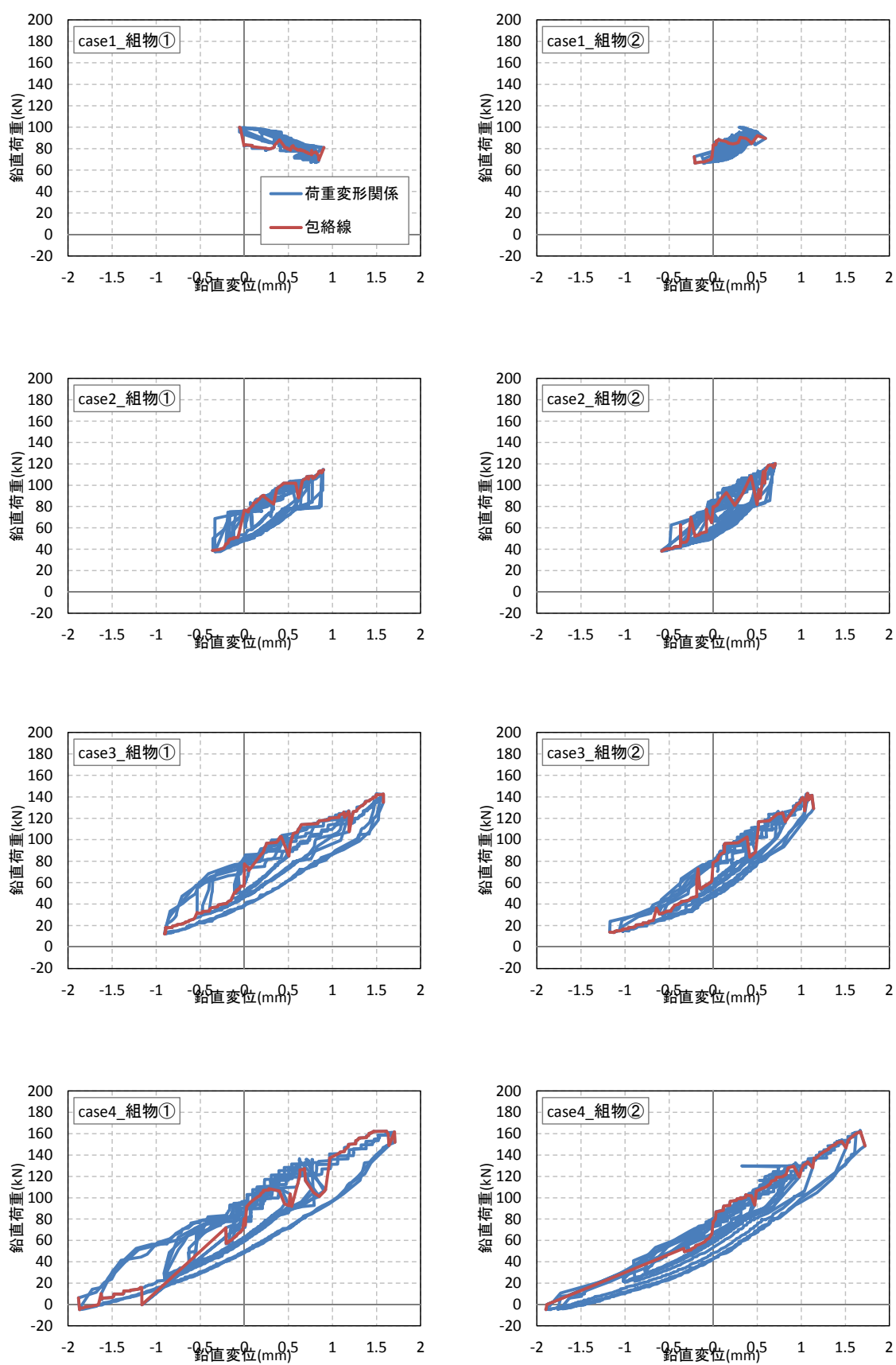


図 3.3.71 鉛直力—鉛直変位関係

以上より算出された鉛直剛性実験値を表 3.3.5 に示す。Case1 ではせん断力を卓越して加力したため組物に加わる鉛直荷重や鉛直変位が微小であった。そのため他のケースに比べ値にばらつきがみられた。せん断力を卓越して加力した Case1 を除き、Case2 から Case4 では 49.31~64.19kN/mm に分布しており、弾性範囲内で鉛直剛性は一定であると言える。

表 3.3.5 鉛直剛性実験値

	組物①	組物②
case1	-12.96	27.49
case2	56.06	64.19
case3	54.60	60.83
case4	50.21	49.31

(単位：kN/mm)

3.3.5.2 単体実験との比較

3.2 項の組物単体圧縮実験の結果との比較を行う。圧縮実験の結果は、全面設置した加力ケース (case8) の結果を用いる。

図 3.3.72 に組物単体圧縮試験の軸力荷重と鉛直変位の関係から得た包絡線と、二基の実験の包絡線を各ケースに示す。組物単体の鉛直剛性について 35.5kN/mm の値を得た。二基実験 Case2~4 において得た鉛直剛性の値と比較すると、二基実験の鉛直剛性は約 1.4 ~1.8 倍高い値となった。組物二基実験ではモーメントとせん断力が加わることで斗や肘木の回転変形も生じている。このため斗や肘木が回転した状態で圧縮力がかかり、単純に圧縮された場合とは繊維の向きの変化や斗と肘木の接触面積の変化が影響しているのではないかと考える。

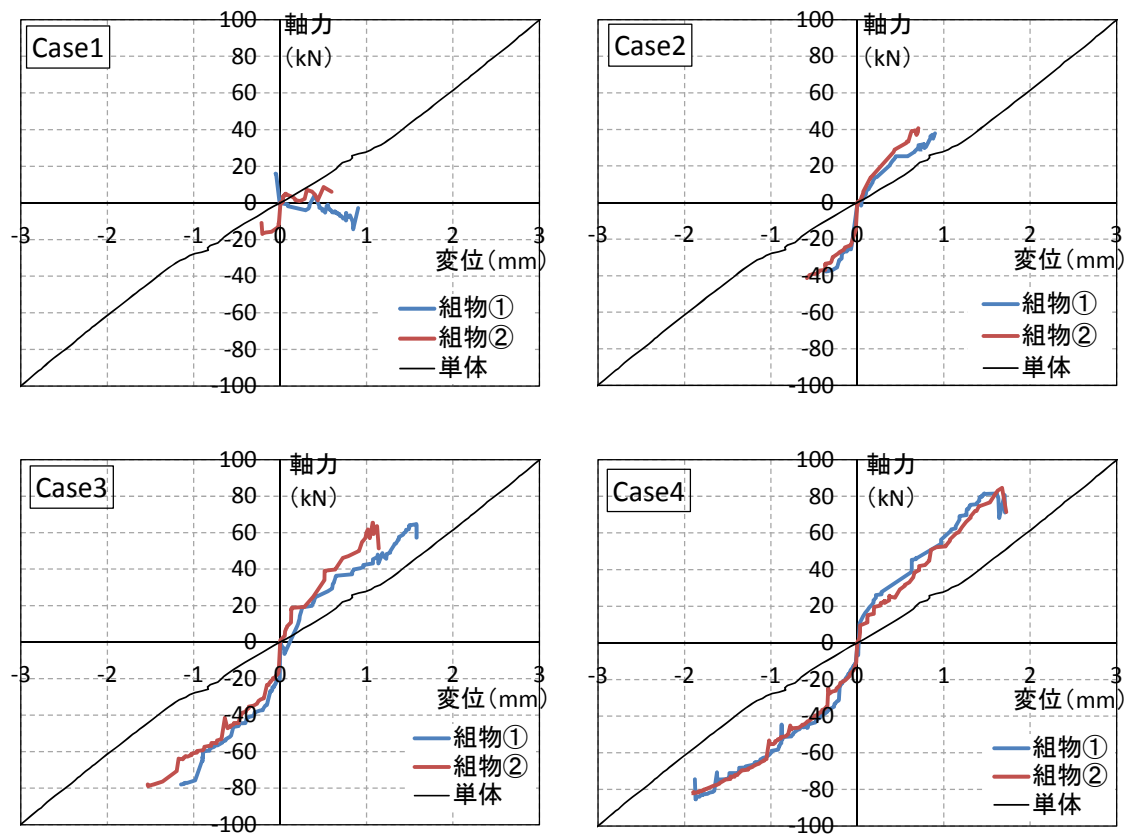


図 3.3.72 包絡線（二基実験と単体圧縮試験）

3.3.6 セン断バネと鉛直バネの影響度

組物層をせん断バネと鉛直バネを用いてモデル化するために、せん断バネと鉛直バネの関連性を検討する。また五重塔 1/5 縮小模型を用いた既往の実験結果³⁻⁷⁾と比較する。

組物 2 基にせん断力とモーメントが加わった際の組物層の挙動を明らかにするため、組物層にかかる水平力とモーメントの割合と、水平変位における回転挙動による変位の割合の関係について検証する。

組物の荷重を以下のように仮定し、 $M/Q-\delta_m/\delta_h$ 関係を示す。

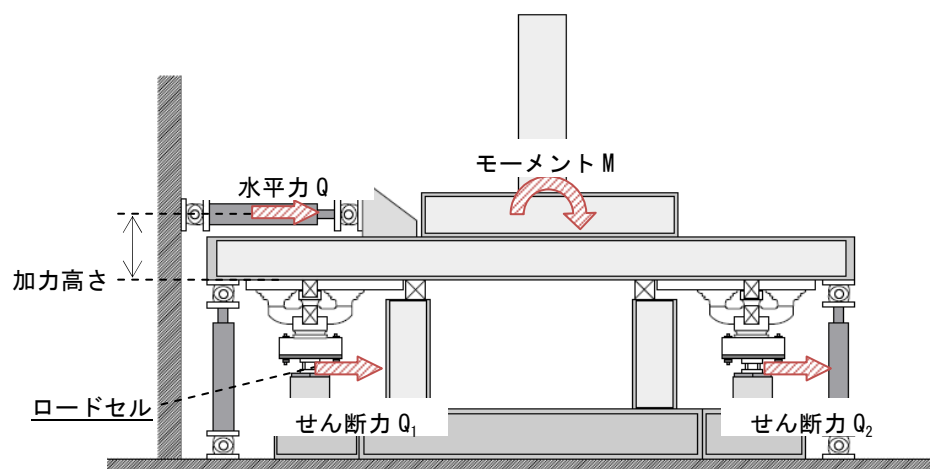


図 3.3.73 モーメントの算出方法

- ①せん断力 Q = ロードセルに加わるせん断力
- ②モーメント M = ジャッキによって加える水平力 \times 加力高さ (加力点 - 桁上)
- ③せん断力とモーメントの割合 = M/Q
- ④変形の割合 = δ_m/δ_h

以上より求めた $M/Q-\delta_m/\delta_h$ 関係を図 3.3.74、図 3.3.75 に示す。また、組物層に加わるモーメントの理論値は以下の表 3.3.6 のように仮定した。

図 3.3.74、図 3.3.75 より、Case1~Case3 ($Q:M=1:1\sim 1:15$) の範囲では回転変位の占める割合が 4%未満と非常に小さい値を示した。また、Case4 ($Q:M=1:20$ 付近) では回転変位の占める割合が 8%程度であった。本実験は弾性範囲で行ったものであるから、弾性範囲において組物の変形はせん断変形が支配的であると言える。

表 3.3.6 せん断力とモーメントの割合

case	1	2	3	4
Q:M	1 : 1	1 : 4.72	1 : 8.43	1 : 20.14

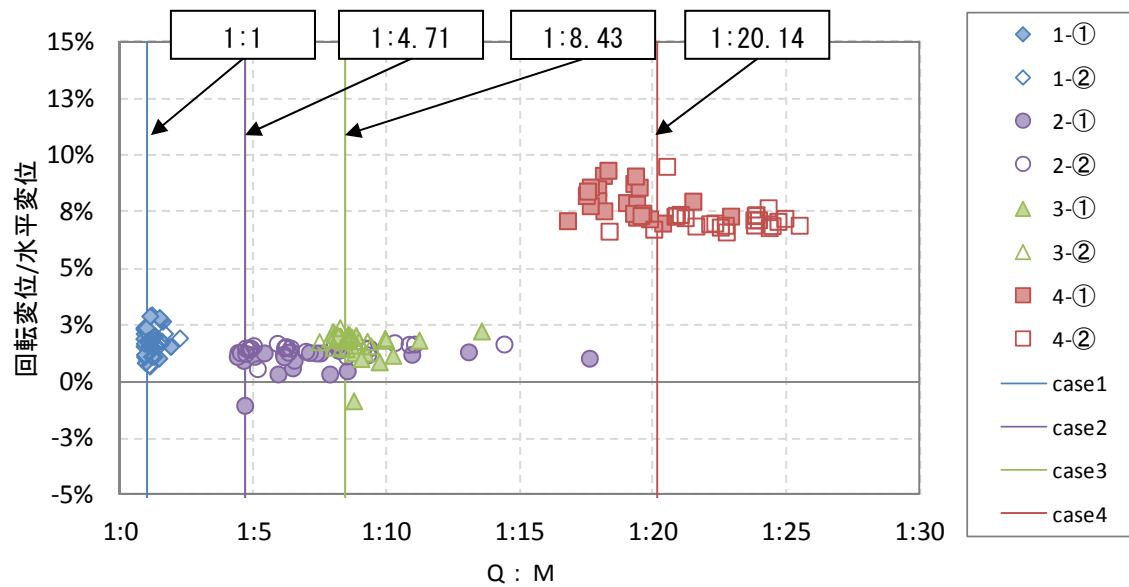


図 3.3.74 $M/Q - \delta_m / \delta_h$ 関係 (ケース別)

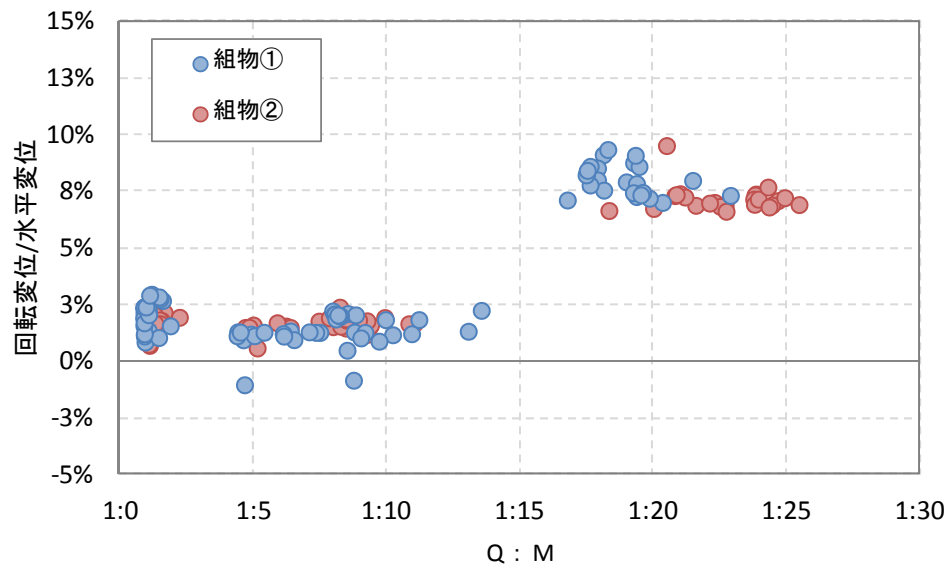


図 3.3.75 $M/Q - \delta_m / \delta_h$ 関係 (組物別)

五重塔 1/5 縮小模型実験³⁻⁷⁾の中で Type0 の実験結果より、組物層部分の層間水平変位に対する回転による水平変位の割合を求め、組物二基実験結果と比較する。

まず五重塔 1/5 模型の静加力実験の中で No.20 の頂部引張試験の結果から、頂部が最大変形した際の各層の組物層部分の $M/Q-\delta_m/\delta_h$ 関係を算出した。図 3.3.76 に $M/Q-\delta_m/\delta_h$ 関係を、表 3.3.7 に各層のデータを示す。各層水平変位と回転変位は組物層部分の変位を示す。

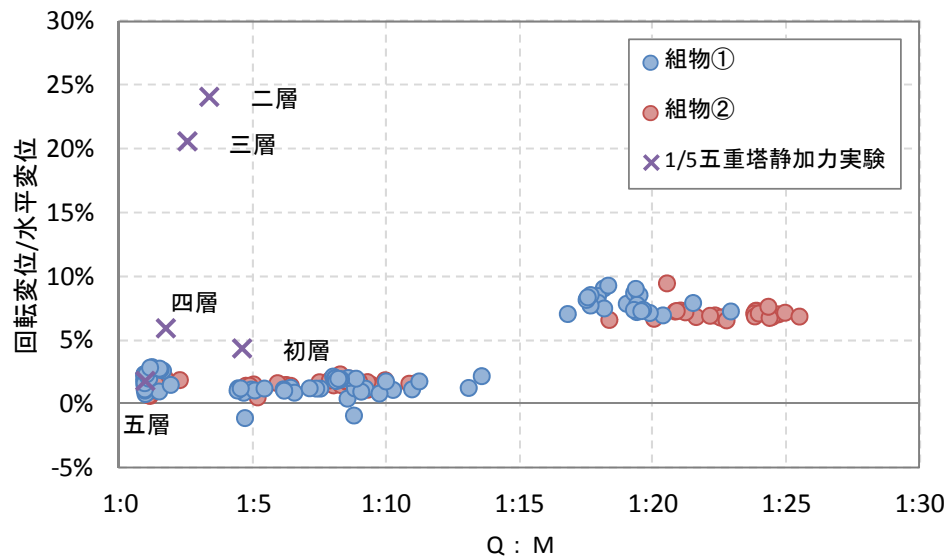


図 3.3.76 $M/Q-\delta_m/\delta_h$ 関係

表 3.3.7 五重塔 1/5 縮小模型を用いた静加力実験結果

	せん断力	モーメント	モーメント/ せん断力	水平変位	せん断変位	回転変位	回転変位/ 水平変位
	kN	kN・m		mm	mm	mm	
初層	2.3	10.6	4.6	4.60	1.00	0.20	4%
二層	2.3	7.7	3.4	7.90	0.30	1.90	24%
三層	2.3	5.9	2.5	21.40	2.10	4.40	21%
四層	2.3	4.0	1.7	28.70	6.30	1.70	6%
五層	2.3	2.2	1.0	44.40	8.70	0.80	2%

次に五重塔 1/5 縮小模型の地震波加振結果から $M/Q-\delta_m/\delta_h$ 関係を求めた。試験体は静加力と同じ Type0 の試験体とし、入力が最大加振波の一つの No.42 の JMA-Kobe 時間軸 1/3、最大振幅 20mm の結果を用いた。図 3.3.77 に $M/Q-\delta_m/\delta_h$ 関係を、表 3.3.8 に各層のデータを示す。各層水平変位と回転変位は組物層部分の変位を算出した。

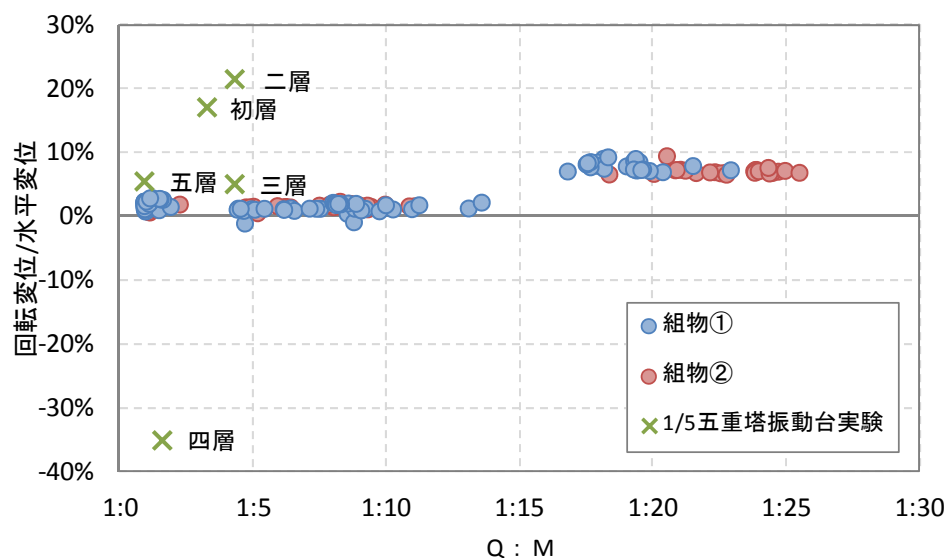


図 3.3.77 $M/Q-\delta_m/\delta_h$ 関係

表 3.3.8 五重塔 1/5 縮小模型を用いた振動台実験結果 (No. 42JMAKobe 時間軸 1/3 より)

	せん断力	モーメント	モーメント/ せん断力	水平変位	せん断変位	回転変位	回転変位/ 水平変位
	kN	kN・m		mm	mm	mm	
初層	-44.2	145.0	-3.3	1.41	1.17	0.24	17%
二層	-38.9	168.0	-4.3	0.70	0.55	0.15	21%
三層	46.3	199.9	4.3	27.20	25.84	1.36	5%
四層	101.8	163.0	1.6	-3.50	-4.73	1.23	-35%
五層	90.4	84.2	0.9	-7.20	-68.10	-0.39	5%

五重塔 1/5 縮小模型実験の結果からは、各層の回転変位の割合にばらつきがみられ、組物二基の実験と比較し、回転による変位の割合が 10 倍程度大きい。五重塔の各層を構成する小屋組や軸部の影響が考えられる。

3.3.7 静的解析

3.3.7.1 解析方法

建物に含まれた際の組物層のモデル化について考察する。既往の研究で実施された五重塔 1/5 縮尺模型の振動台実験より、五重塔の変形性状として塔の各層にロッキング現象が見られ、層ごとに浮き上がる現象が確認された。また、河合らの研究³⁻³⁾では、各層のせん断変形と端部での伸縮を考慮した質点系モデルが提案されている。組物に関して、藤田ら³⁻⁴⁾によって組物の水平剛性の評価方法が提案されている。そこで、本研究では、五重塔の組物部分について図 3.3.78 のようなモデル化を考えた。各層にかかるモーメントに対して組物層部分で鉛直バネを考慮し、せん断力に対して、組物部分のせん断バネと回転バネを考慮した。解析には構造解析ソフト SNAPver5 を使用した。

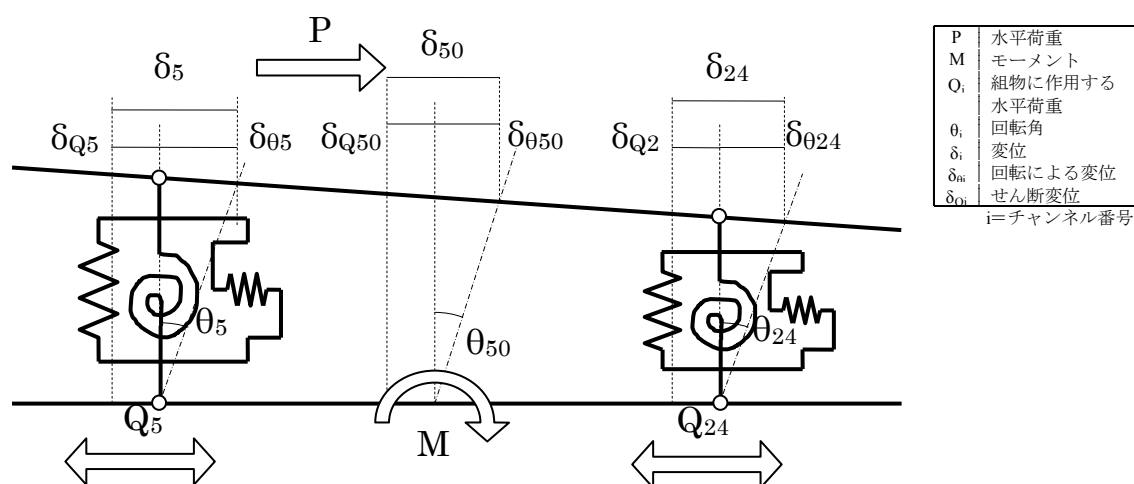


図 3.3.78 組物モデル

せん断バネと回転バネは、既往の理論より、足し合わせることによって、バイリニアが型の復元力特性とし、鉛直バネは降伏しない弾性バネとした。

各バネの剛性は、前項までの実験値を使用した。表 3.3.8 に使用した剛性表を示す。

表 3.3.8 各ケースの剛性

(i) せん断剛性

	case1	case2	case3	case4
第一剛性	8.29	7.80	6.66	4.70
第二剛性	1.90	2.20	0.50	0.30
F1	20	16	14.3	3.8
β	0.23	0.28	0.08	0.06

(ii) 鉛直剛性

case1	-13.00	27.50
case2	56.10	64.20
case3	54.6	60.8
case4	50.2	49.3

3.3.7.2 解析結果

試験体ごとの各組物の包絡線と増分解析によって得た包絡線を重ね合わせる(図 3.3.79)。どの加力ケースも実験値と解析値がほぼ一致した。

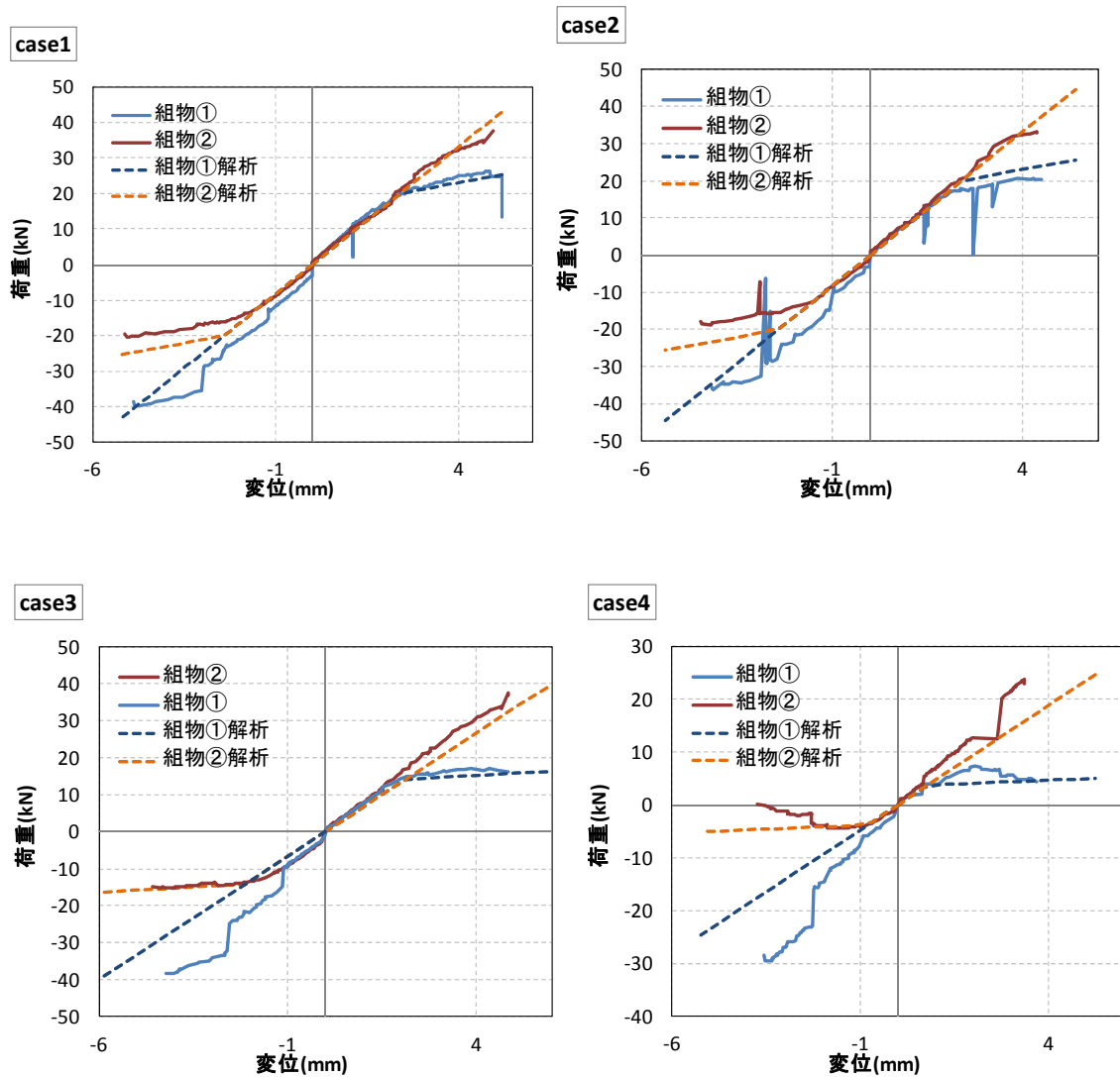


図 3.3.79 解析値と実験値との比較

3.4 まとめ

本章では、組物の構造性能として、組物単体の鉛直剛性と建物内に組物が含まれた際の組物層としての構造性能を把握するために、図 3.3.80 に示すような組物への鉛直荷重のかかり方を変え 8 ケースの組物単体の圧縮試験を実施した。また、組物二基を対象にしせん断力とモーメントを同時に与えた静的水平加力実験を実施した。その結果、以下の点が明らかになった。

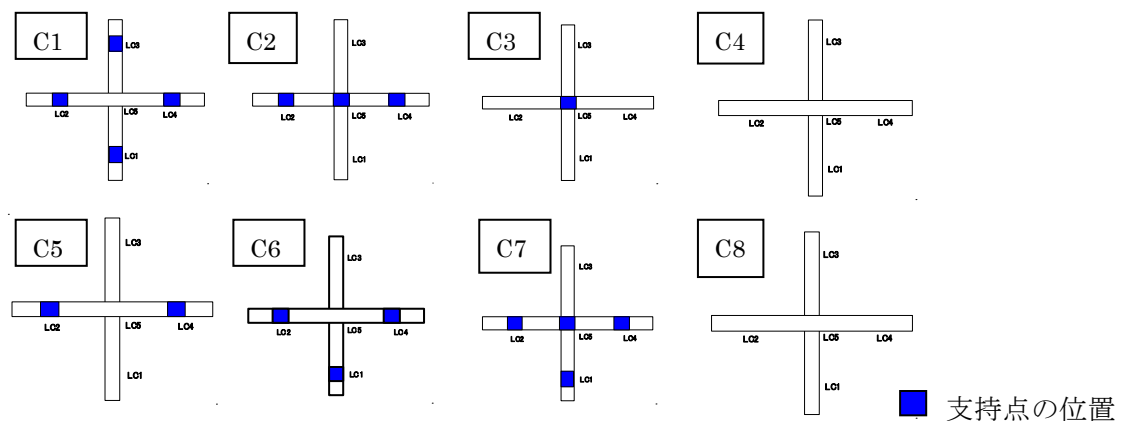


図 3.3.80 圧縮試験加力ケース

組物単体の鉛直性能

- ・各ケースの組物一基の鉛直剛性は、一点、二点の場合と非対称に鉛直荷重がかかった場合は組物全体の鉛直剛性が低くなる結果を得たが、その他のケースではおおむね同じ剛性となった。
- ・各斗への鉛直荷重の分布はどのパターンもあまり変わらず、雲斗 (左) : 中央 : 雲斗 (右) : 巻斗 : 雲肘木 $\asymp 1 : 3 : 1 : 1 : 0.5$ の割合となった。ただし、中央にのみ支持点がある場合や肘木が天秤状態になると、支持点のある部分へ荷重が流れる傾向がみられた。
- ・組物一基の鉛直剛性の評価は、斗や肘木の繊維直交方向の圧縮剛性と、肘木の曲げ剛性の組み合わせで成り立つ。両剛性を比較すると圧縮剛性の方が小さく、全体の剛性には圧縮剛性の影響が大きい。ただし、飛鳥様式で用いられる雲肘木のように雲斗と肘木が一体化した場合、断面の成が一定ではないため、梁要素としての成の評価はさらに検討する必要がある。
- ・斗と肘木の繊維直交方向の圧縮剛性を算出する場合、繊維直交方向のヤング係数と斗と肘木の加圧面積、部材間の長さから算出できるが、加圧面積は必ずしも接触面積と同じ断面積とはならなかった。実験値によく一致する加圧面積は接触面積の約 20% となった。

組物二基の構造性能

- ・組物層にモーメントがかかった場合、層がロッキングすることによって組物一基にかかる軸力が変動する。このため斗や肘木間の摩擦力が変動し、せん断剛性が変化することが確認された。このことより、組物のせん断剛性に対する軸力変動の影響が明らかになった。

- ・鉛直剛性は弾性範囲の挙動では一定である。

- ・弾性範囲内の組物の変形は、回転挙動による変形に比べせん断変形が支配的であり、鉛直剛性はせん断剛性の 8~10 倍程度である。

- ・組物二基での加力から得た鉛直剛性は、組物単体の圧縮剛性の約 1.4~1.8 倍高い値となった。この理由については、組物にせん断力がかかった状態で鉛直力がかかった時と単純に鉛直力がかかった時の差、つまり、前者では斗や肘木が回転した状態で鉛直力がかかり、単純に鉛直力がかかった時と比べ繊維の方向や加圧面積が変化の影響も考えられるが、さらなる詳細な検討が必要である。

3.5 参考文献

- 3-1) 藤田香織:伝統的木造建築の水平抵抗要素に関する実験的研究、東京大学学位論文、1999年3月
- 3-2) 千葉一樹他:模型による五重塔の振動実験 その2 ー五重塔の振動性状と心柱・相輪の有無による差異ー、建材試験情報、2006.12
- 3-3) 河合直人他:五重塔の振動特性の研究、科学研究費補助金研究成果報告書、2007.3
- 3-4) 藤田香織他:静的水平加力試験に基づく伝統的木造建築物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、2001.5、
- 3-5) 津和佑子:組物の動的特性に対する寸法の影響に関する研究、東京大学修士論文文、2005年9月
- 3-6) 稲山正弘:木材のめり込み理論とその応用、東京大学学位論文、1999.12
- 3-7) 千葉一樹他:振動台加振実験から得られた伝統的木造構法五重塔の基礎的な振動特性(伝統的木造構法五重塔の縮小模型実験 その1)、日本建築学会構造系論文集、No.614、pp.69-75、2007年4月

龍野壮平:静的水平加力実験に基づく伝統的木造構法五重塔における組物層のモデルの検討、徳島大学修士論文、2012.3

龍野壮平・津和佑子・佐藤弘美・腰原幹雄:伝統的木造構法五重塔の組物二基における静加力実験 その2 組物層のモデルの検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.469-470、2012.09

第 4 章

小屋組の構造性能

第4章 小屋組の構造性能

4.1 はじめに

河合らの研究⁴⁻¹⁾より五重塔の地震時挙動では塔全体の曲げ変形が無視できず、モーメントによる各層の上下動に組物部分や小屋組での鉛直変形が指摘されている。五重塔の小屋組は多数の肘木と斗などが積み重なり、部材の圧縮変形、横架材の曲げ変形が発生し、その組み合わせによっては鉛直変形は無視できないと考えられる。

本章では、飛鳥様式五重塔の初重における小屋組に着目し、上層荷重を加えた際の小屋組の構造性能を明らかにする。

4.2 解析モデル

4.2.1 解析モデルの概要

解析モデルを図 4.2.1 に示す。解析に用いるモデルの縮尺は第3章と第5章の試験体に合わせて3分の2縮小モデルとする。モデルの材料は、軸部材はすべてベイヒバとする。材料特性を表 4.2.1 に示す。また、各部材の断面性能を表 4.2.2、その部材位置を図 4.2.2 に示す。なお、解析モデルを構築する上で以下の仮定を用いる。

仮定)

- ・天井は剛とし、天井面にブレースを配置する。
- ・外側構面に壁はないものとする。
- ・地垂木は内側構面上のみにあるものとする。

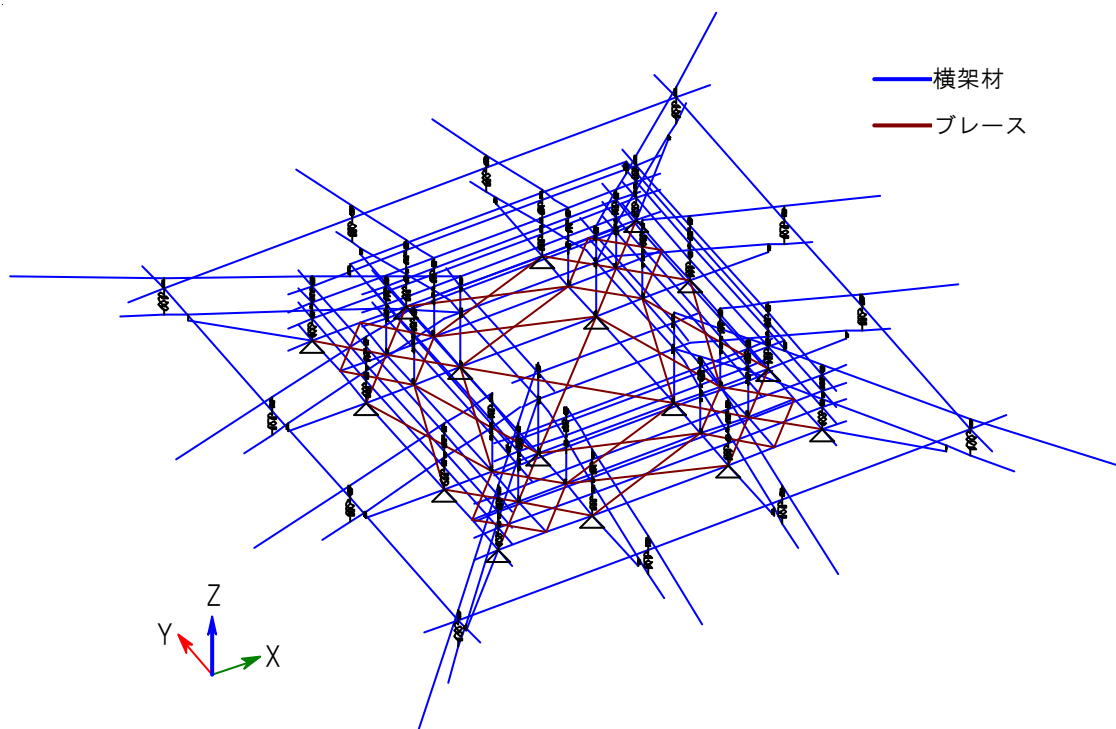


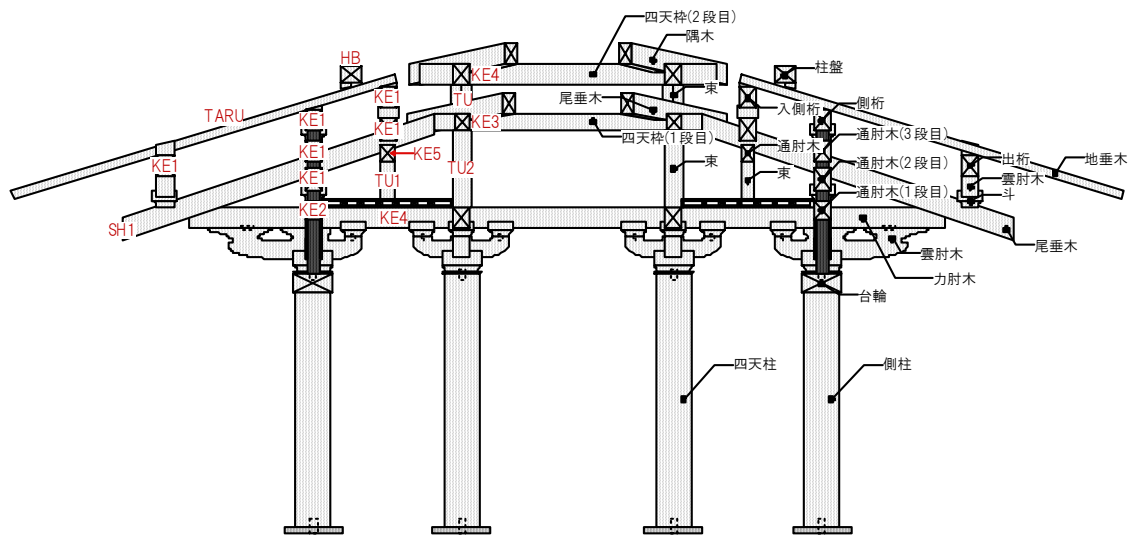
図 4.2.1 解析モデルの全体図

表 4.2.1 材料条件

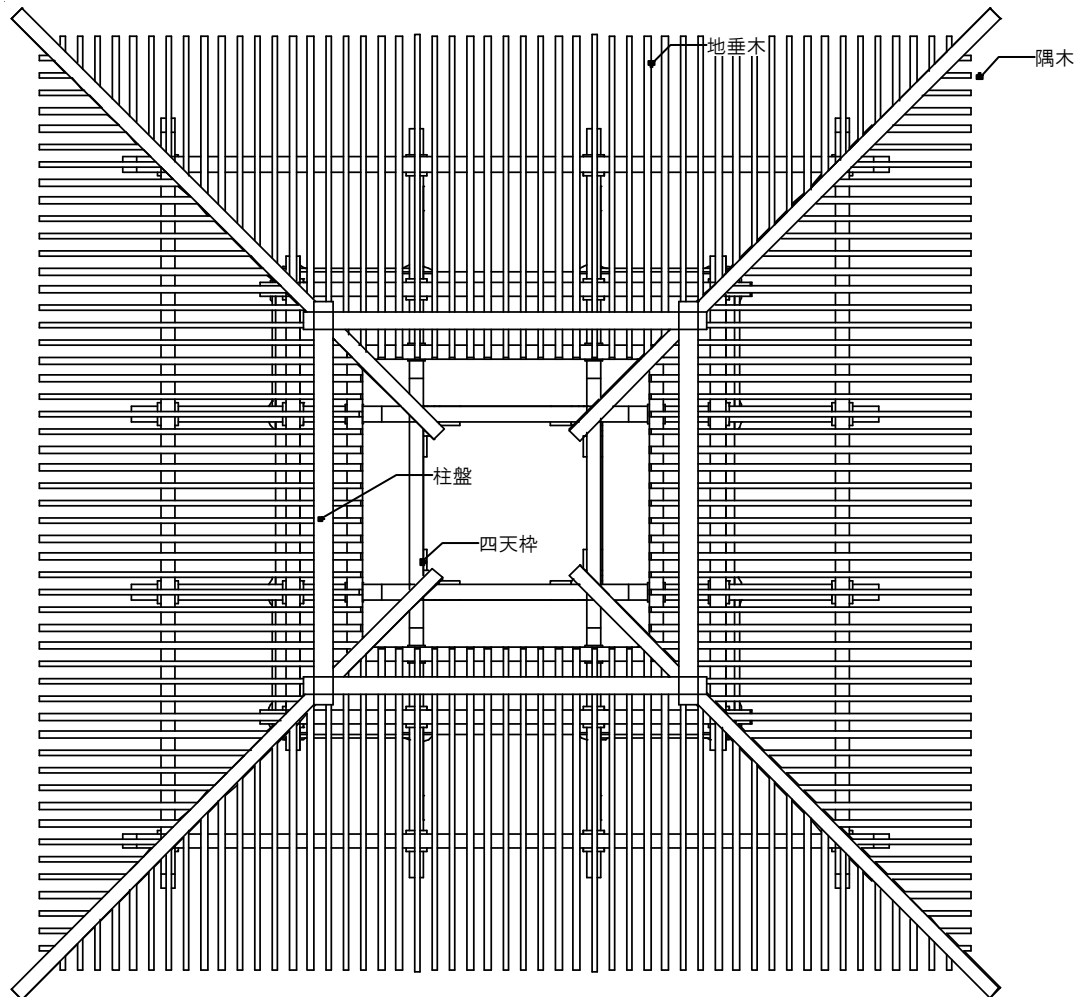
	材料	ヤング係数 (N/mm^2)	せん断弾性係数 (N/mm^2)	単位体積重量 (kN/m^3)
横架材	ベイヒバ	9800	653.33	0.51
ブレース	剛体	1.E+09	1.E+09	1

表 4.2.2 部材の断面性能

部材名	略名	寸法(mm)		断面積 (mm^2)	せん断用断面積 (mm^2)		断面2次モーメント (mm^4)	
		幅	成	A	A_{sz} (面内)	A_{sy} (面外)	I_y (面内)	I_z (面外)
出桁, 通肘木(2~3段目), 側桁, 入側桁	KE1	145	180	2.61E+04	2.61E+04	2.27E+05	7.05E+07	6.12E+08
通肘木(1段目)	KE2	145	160	2.32E+04	2.32E+04	2.02E+05	4.95E+07	4.30E+08
四天杵(1段目)	KE3	120	150	1.80E+04	1.80E+04	1.89E+05	3.38E+07	3.54E+08
四天杵(2段目), 力肘木	KE4	145	176	2.55E+04	2.55E+04	2.22E+05	6.59E+07	5.72E+08
通肘木・柱間	KE5	120	140	1.68E+04	1.68E+04	1.51E+05	2.02E+07	1.81E+08
ブレース用横架材	B	150	150	2.25E+04	2.25E+04	1.89E+05	4.22E+07	3.54E+08
尾垂木	SH1	145	179	2.60E+04	2.60E+04	2.26E+05	6.93E+07	6.02E+08
隅木	SH2	145	176	2.55E+04	2.55E+04	2.22E+05	6.59E+07	5.72E+08
柱盤	HB	140	180	2.52E+04	2.52E+04	2.27E+05	6.80E+07	6.12E+08
束・四天杵(1, 2段目間)	TU	145	176	2.55E+04	2.55E+04	4.22E+04	6.59E+07	1.09E+08
束・柱間	TU1	120	120	1.44E+04	1.44E+04	4.66E+04	1.73E+07	5.59E+07
束・四天杵(1段目下)	TU2	150	150	2.25E+04	2.25E+04	9.75E+04	4.22E+07	1.83E+08
地垂木	TARU	60	77	2.55E+04	2.55E+04	1.85E+05	6.59E+07	4.77E+08
剛材	GO	150	150	2.25E+04	2.25E+04	1.89E+05	4.22E+07	3.54E+08



(a) 内側構面の断面図



(b) 平面図

図 4.2.2 部材名と略称

4.2.2 接合部のモデル化

横架材間では部材同士の圧縮と部材自体の圧縮が考えられる。そこで横架材間は鉛直バネを用いてモデル化する。以下に接合部の剛性の算出方法を詳述する。接合パターンとして図 4.2.3 の A、B が挙げられる。その他の部分もこれに類似するため省略する。

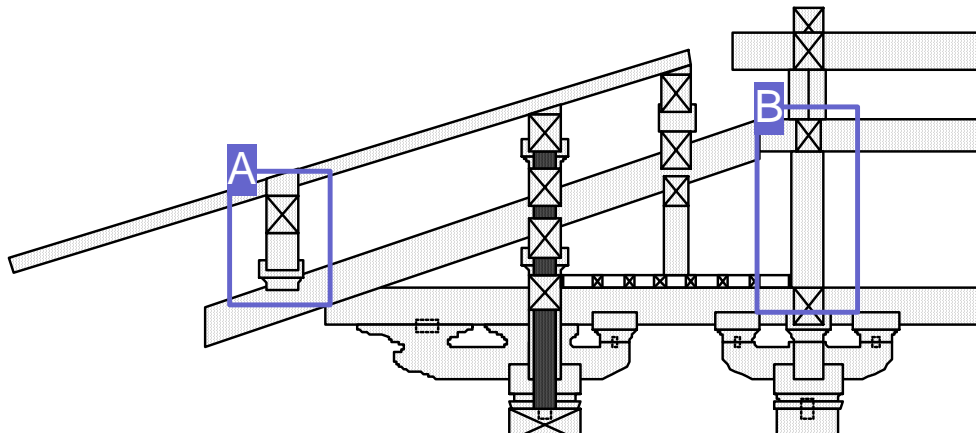


図 4.2.3 接合部

(1) 接合部の剛性の算出方法

バネは図 4.2.4 のように、一連となって変形する部材をひとつのバネとして、そのバネの剛性を算出する。算出方法を以下に示す。

図 4.2.4 より

$$\frac{1}{K_a} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}$$

$$\frac{1}{K_b} = \frac{1}{K_3} + \frac{1}{K_4} + \frac{1}{K_5} + \frac{1}{K_{\#}}$$

ただし、

$$K_n = E_n A_n / L_n \quad (n=1, 2, \dots, 6)$$

E_n : 繊維直交方向圧縮ヤング係数 0.828 kN/mm²

(繊維方向圧縮 ヤング係数 20.7kN/mm² の 1/25 (一般的に用いられる値) とした)

A_n : 加圧面積 (第 3 章の組物構造性能の単体圧縮試験の結果を参考に接触面積の 20% とする)

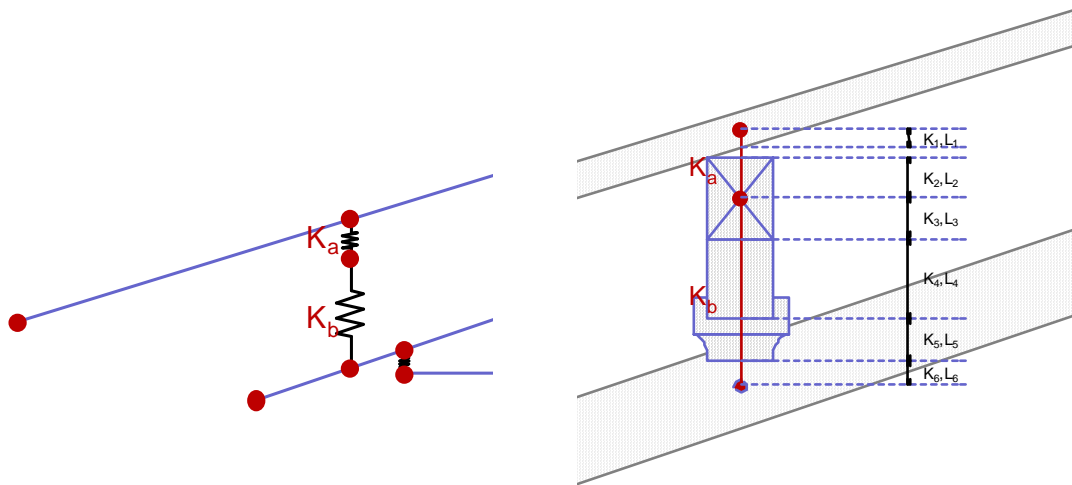
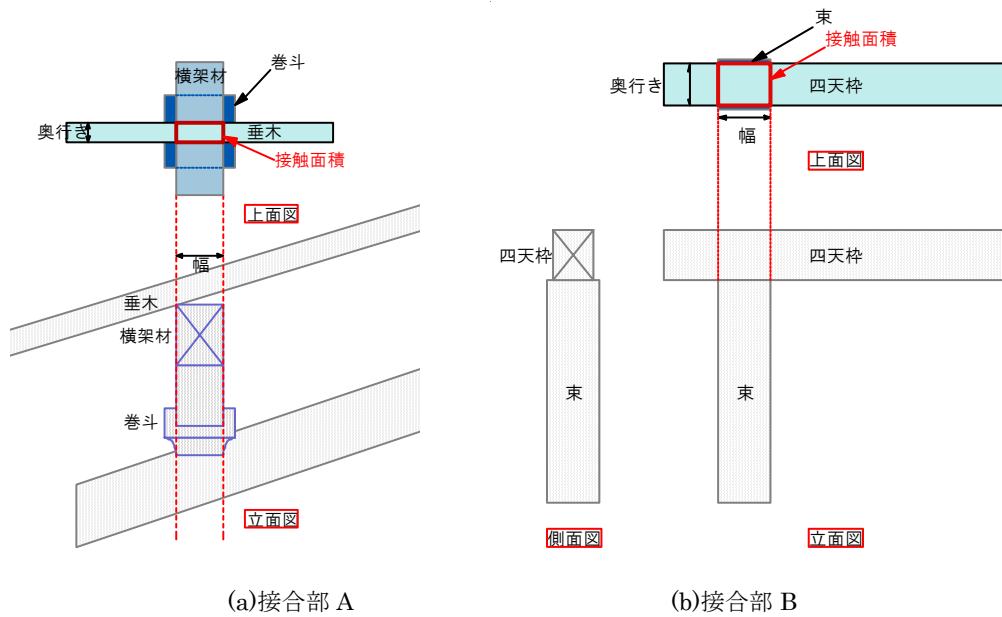


図 4.2.5 接合部の算出例

(2) 加圧面積

接合部の接触部分を接触面積（図 4.2.6 赤枠）とし、本研究では接触面積の 20%を加圧面積とする。



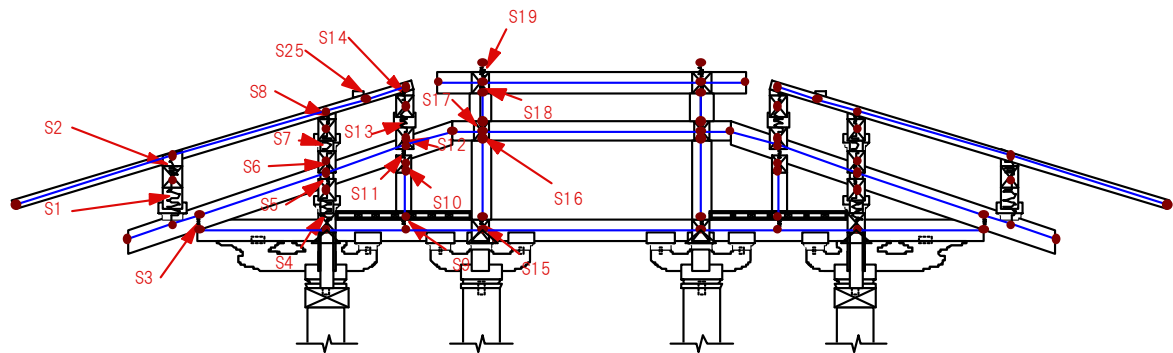
(a)接合部 A

(b)接合部 B

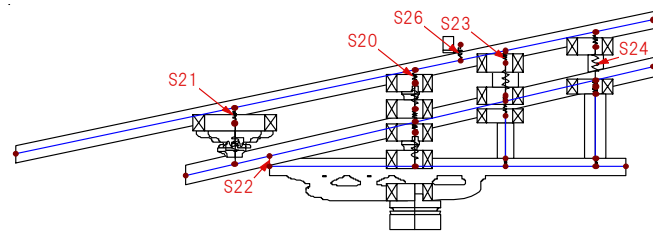
図 4.2.6 接触面積

(3) 剛性の算出結果

バネの種類は五重塔の対称性より 26 種類となり、バネの番号を図 4.2.7 に示す。このバネの剛性の算出結果を表 4.2.3 に示す。



(a) 内側構面



(b) 隅部

図 4.2.7 バネ番号

表 4.2.3 接合部の剛性

バネ名	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13
剛性(kN/mm)	14	11	55	17	25	36	17	11	27	34	21	46	16
バネ名	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20	S21	S22	S23	S24	S25	S26
剛性(kN/mm)	11	41	40	33	34	30	26	23	69	29	10	6	16

4.3 解析方法

初層における小屋組の解析モデルを対象とし、上層荷重を載荷した場合の解析を行う。載荷する上層荷重は既往の研究 12) から得られた 1/5 縮小模型の重量を基に、2/3 縮小用に置き換えた(式 4.3.1)。

$$(1/5 \text{ 試験体重量}) \times 5^3 \times (2/3)^3 \quad (\text{式 4.3.1})$$

この結果、各要素の重量は表 4.3.1 のようになる。表より、二層目以上の塔身の重量は、494.09kN となる。この重量を載荷点数で割ったものを各載荷点の荷重とする。

載荷点は、①側柱と四天柱から荷重が伝わる場合(載荷点 16 箇所、以下、側+四天荷重と表記)と、②側柱から荷重が伝わる場合(載荷点 12 箇所、以下、側荷重と表記)の 2 通りを考える。

また、荷重伝達の特徴を把握するために、四天柱に支点を設ける場合と設けない場合で、支点反力を比較する。

表 4.3.1 試験体重量

部位	3分の2縮小五重塔重量(単位:kN)		
	木部	積載	合計
相輪	0	11.48	11.48
心柱	19.63	0	19.63
五重	55.56	50.74	106.3
四重	60.37	36.3	96.67
三重	68.52	65.19	133.71
二重	70.37	87.04	157.41
初重	99.63	108.89	208.52
合計	374.08	359.64	733.72

→ 解析の荷重：
二重～五重の合計

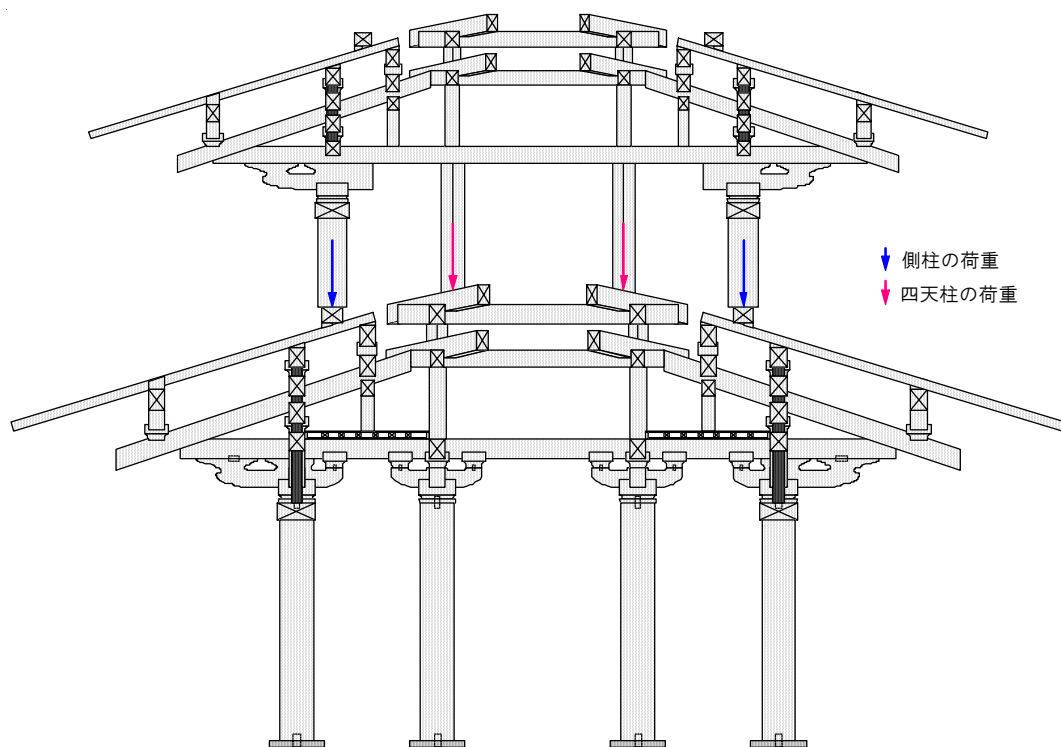


図 4.3.1 五重塔初重・二重の断面図

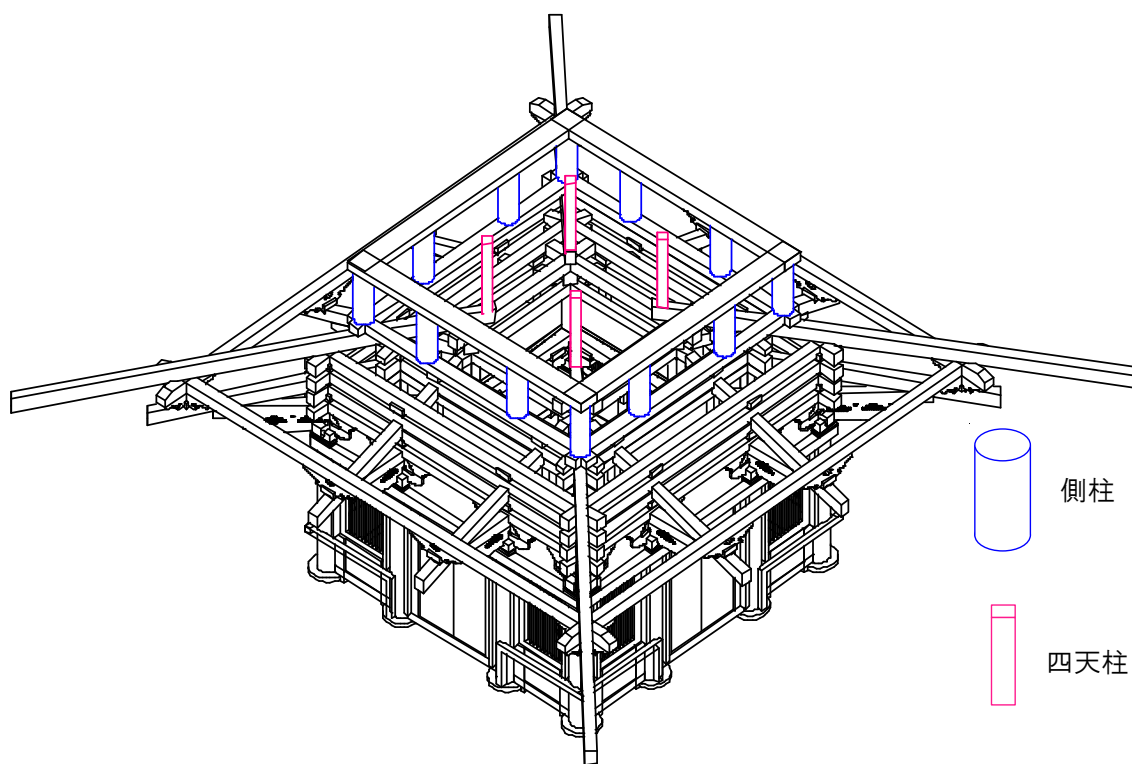


図 4.3.2 二重の側柱と四天柱の載荷位置

4.4 解析結果

解析で得られた結果から、変形状と支点反力について分析を行う。

4.4.1 変形状

各ケースの鉛直荷重における小屋組の変形状を明らかにするため、図 4.4.1 の 2 面を用いて各変形状態を比較する。

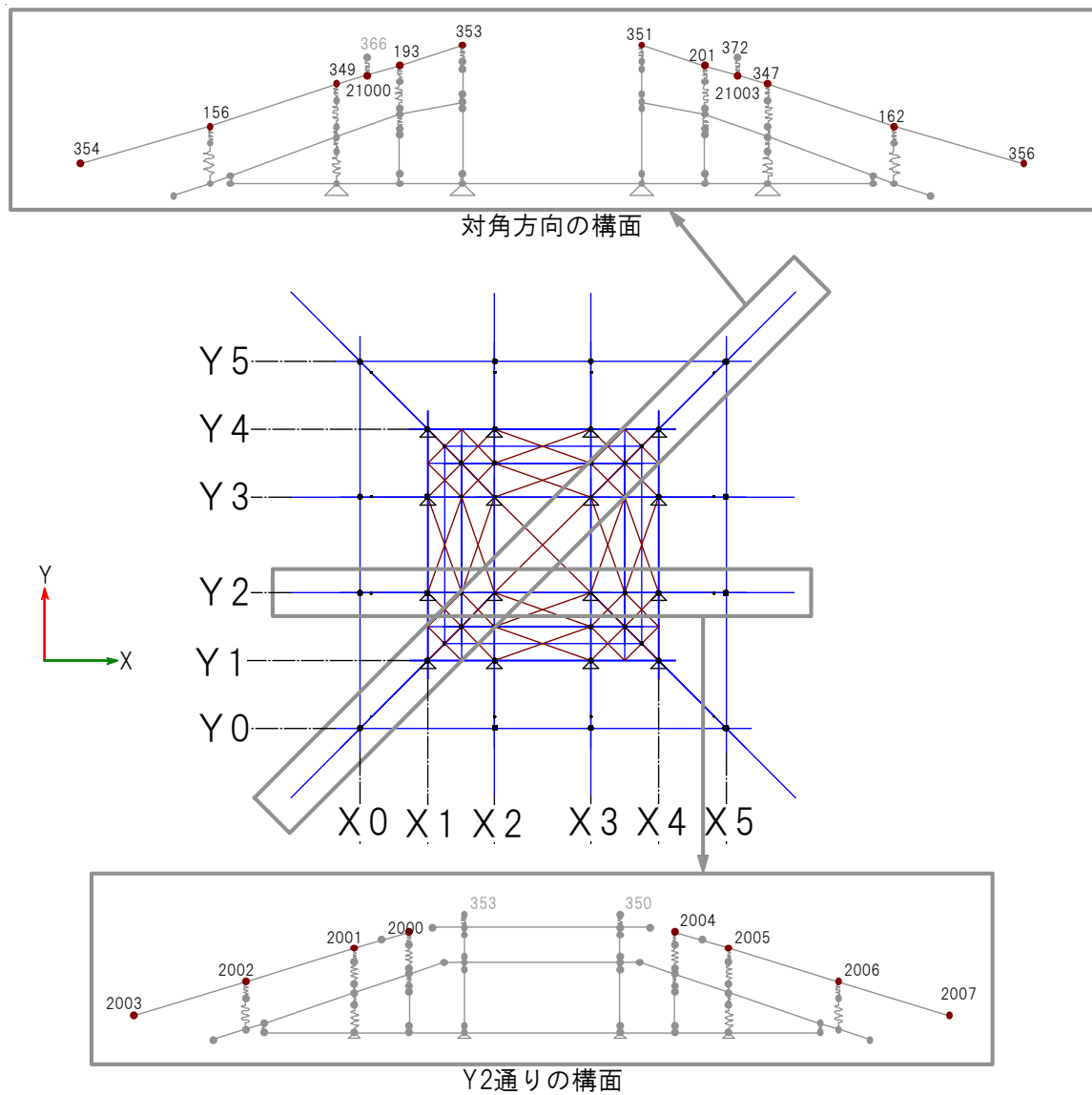


図 4.4.1 変位着目点

表 4.4.1 および図 4.4.10 に対角線上の各点の変形の値と変形図を示す。これらより、対角方向の構面の鉛直変形は側荷重と側+四天荷重の両モデルで、側荷重を受ける柱盤の位置で大きくたわんでいることが分かる。載荷点の違いによる変形の差を表 4.4.2 に示す。側+四天荷重の場合、一つの載荷点にかかる荷重は **0.75** 倍になるが、入側桁、柱盤下、側桁の変形は **0.77~0.97** 倍となった。これは側+四天荷重の際に四天枠に変形が生じるため、この変形に伴い入側桁、柱盤下、側桁の変形が大きくなったことが考えられる。

全てのモデルで鉛直変形は塔の内側が下に、外側が上に変形し、側荷重と四天荷重によって外側が跳ね上げる傾向が見られる。また、Y2 通りの構面の変形の値と変形図を表 4.4.3 および図 4.4.3 に示す。初層の Y2 通りと二層の柱盤の位置はずれており、Y2 通りの直上に荷重はかかっていないが変形が生じており、Y2 通りへ力が流れていることがわかる。

表 4.4.1 対角方向の構面の変形

	節点名	部材	Dx	Dy	Dz
			(mm)	(mm)	(mm)
側荷重	353	四天杵	0	0	-7.385
	193	入側桁	2.799	0	-16.382
	21000	柱盤下	4.335	0	-21.536
	349	側桁	4.046	0	-20.48
	156	出桁	-1.161	0	-5.068
	354	隅木端	-6.029	0	12.876
	351	四天杵	0	0	-5.788
	201	入側桁	-2.65	0	-14.29
	21003	柱盤下	-4.268	0	-19.723
	347	側桁	-4.155	0	-19.247
	162	出桁	0.447	0	-5.624
	356	隅木端	4.899	0	10.786
側+四天荷重	353	四天杵	0	0	-11.933
	193	入側桁	1.232	0	-15.887
	21000	柱盤下	1.849	0	-17.997
	349	側桁	1.214	0	-15.832
	156	出桁	-3.464	0	-1.995
	354	隅木端	-7.419	0	12.587
	351	四天杵	0	0	-10.385
	201	入側桁	-1.087	0	-13.858
	21003	柱盤下	-1.783	0	-16.234
	347	側桁	-1.316	0	-14.626
	162	出桁	2.801	0	-2.447
	356	隅木端	6.38	0	10.747

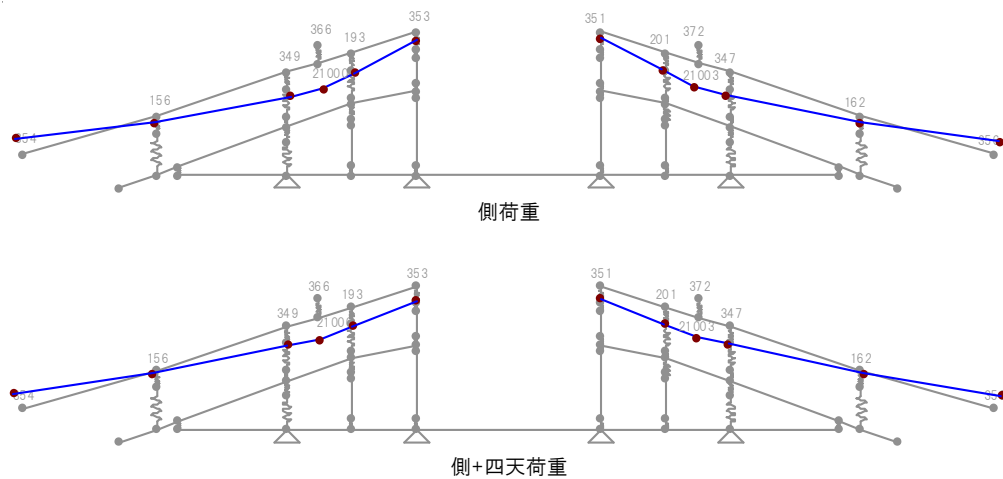


図 4.4.2 対角方向の構面の変形(変位 10 倍)

表 4.4.2 対角方向の構面における荷重と変形の関係

部材	四天杵	入側桁	柱盤下	側桁	出桁	隅木端	四天杵	入側桁	柱盤下	側桁	出桁	隅木端
節点名	353	193	21000	349	156	354	351	201	21003	347	162	356
倍率 (四天+側荷重/側荷重)	1.62	0.97	0.84	0.77	0.39	0.98	1.79	0.97	0.82	0.76	0.44	1.00

表 4.4.3 Y2 通りの構面の変形

	節点名	部材	Dx (mm)	Dy (mm)	Dz (mm)
側荷重	2000	入側桁	-0.453	0	-4.127
	2001	側桁	-0.899	0	-2.66
	2002	出桁	-1.748	0	0.123
	2003	地垂木端	-2.601	0	2.907
	2004	入側桁	0	0	-4.191
	2005	側桁	0.456	0	-2.696
	2006	出桁	1.375	0	0.319
	2007	地垂木端	2.318	0	3.399
側+四天荷重	2000	入側桁	-0.313	0	-3.885
	2001	側桁	-0.789	0	-2.322
	2002	出桁	-1.648	0	0.495
	2003	地垂木端	-2.494	0	3.258
	2004	入側桁	0	0	-3.944
	2005	側桁	0.483	0	-2.358
	2006	出桁	1.397	0	0.639
	2007	地垂木端	2.314	0	3.633

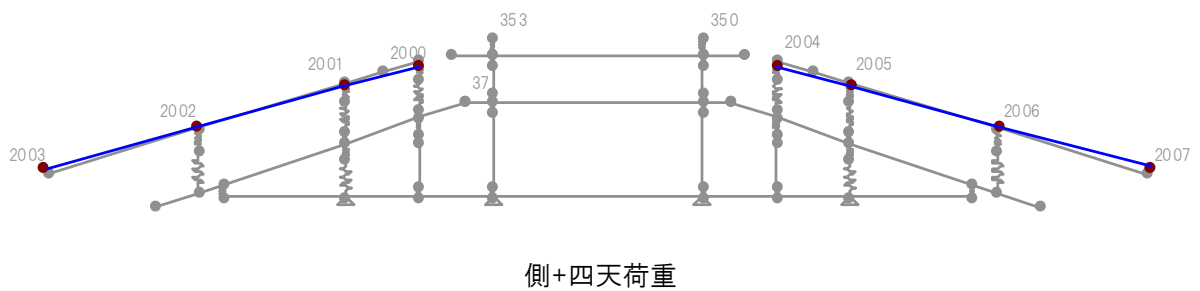
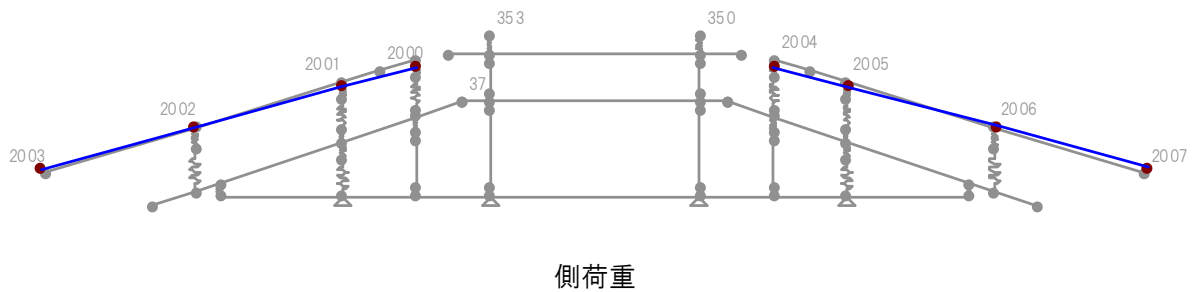


図 4.4.3 Y2 通りの構面の変形 (変位 10 倍)

4.4.2 荷重伝達特性

小屋組の上層荷重における荷重伝達の特徴を把握するために、側荷重のみの場合と側+四天荷重の場合のモデルで、どのように支点到荷重が伝達するのかを分析する。ここでは鉛直荷重にのみ着目する。

図 4.4.4 に各モデルの支点反力の分布と全荷重に対する割合を示す。

四天柱に支点がある場合、側荷重のみの場合も側+四天荷重の場合も 4~5 割の荷重が四天柱の支点に流れ、四天柱 1 本には側柱 1 本の荷重の約 2 倍から 3 倍の荷重が流れていることがわかる。四天柱も鉛直荷重の支持のために必要であると考えられる。

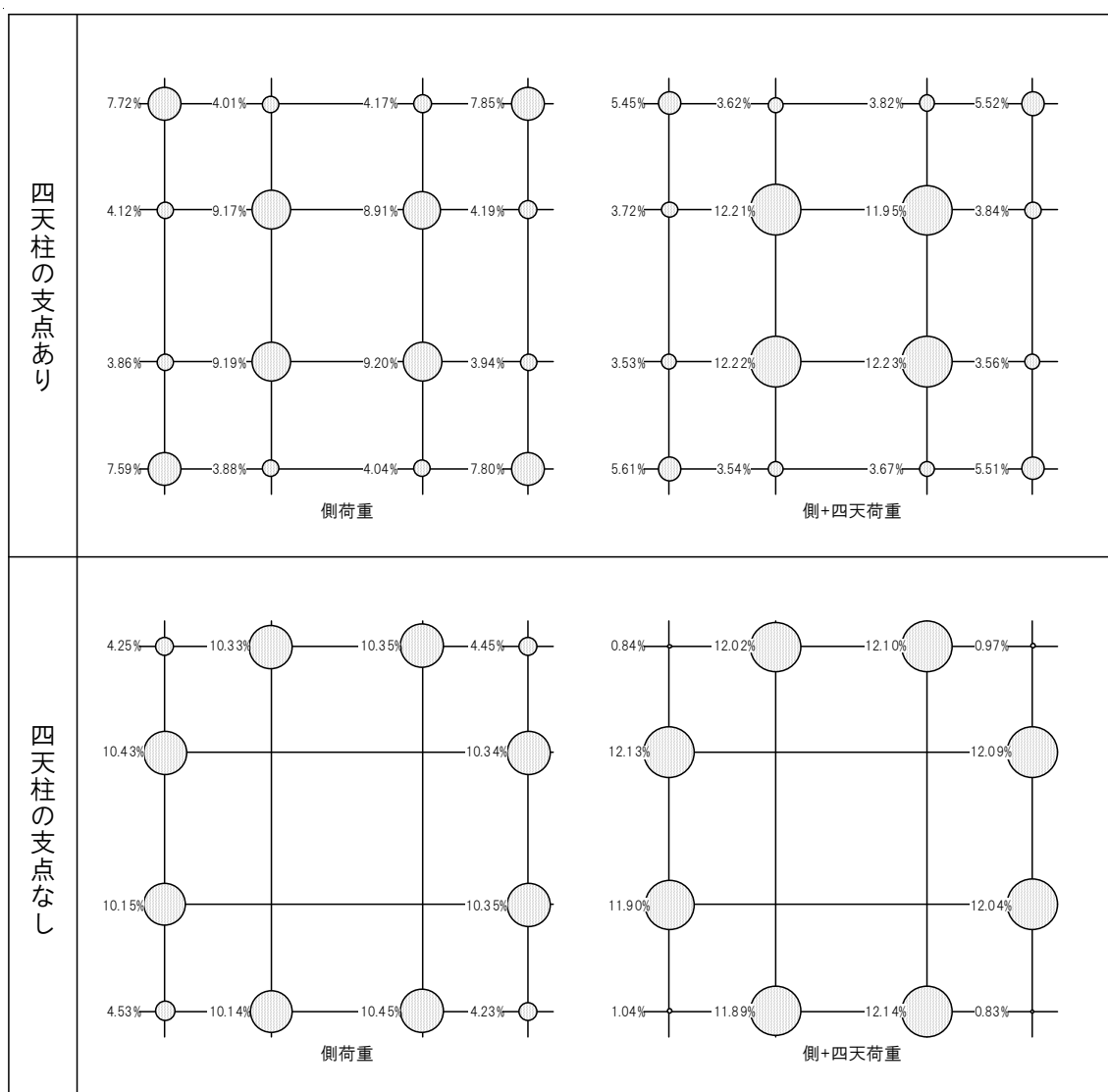


図 4.4.4 支点反力の分布と全荷重に対する割合

4.4.3 小屋組全体の鉛直剛性

小屋組全体を鉛直バネに置き換え前項で明らかにした変形性状と荷重伝達特性を用いて小屋組層全体の鉛直剛性を算出する。

対象としたモデルは側柱と四天柱に支点を設け、側柱と四天柱の両柱から荷重がかかるモデルとし、二層との関連を考慮して、代表変位を柱盤と隅木の接合点とし、図 4.4.5 に示す箇所とする。算出式を式 4.4.1 に示す（ただし、F：代表変位に対する支点反力の和(kN)、δ：代表変位(mm)とする）。

$$K=\frac{F}{\delta}$$

(式 4.4.1)

以上より算出される鉛直剛性解析値を表 4.4.4 に示す。鉛直剛性は 6.8～7.6kN/mm という結果が得られた。

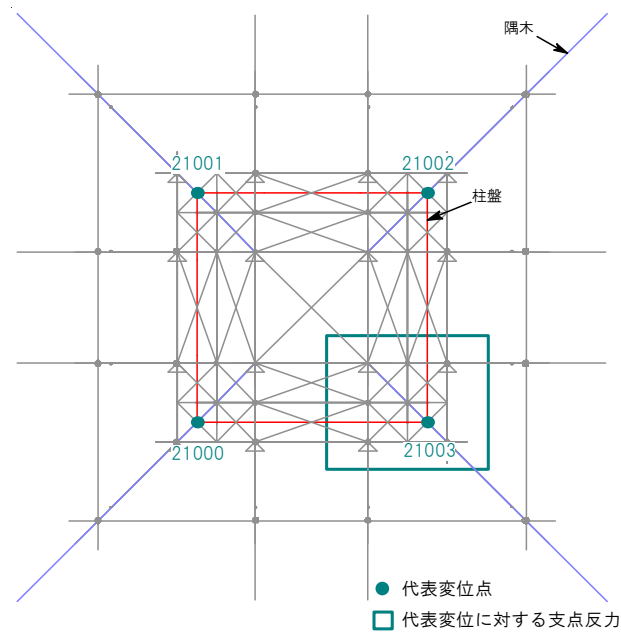


図 4.4.5 鉛直剛性算出箇所

表 4.4.4 鉛直剛性

節点	F(kN)	δ(mm)	F/δ(kN/mm)
21000	-123.03	-18.0	6.84
21001	-123.52	-18.1	6.81
21002	-124.16	-18.1	6.85
21003	-123.37	-16.2	7.60

4.5 考察

初層を小屋組層、組物層、構面に分け、前項で明らかになった小屋組の鉛直剛性と構面と組物の鉛直剛性とを比較し、小屋組の鉛直剛性が初層全体の中で及ぼす影響を明らかにする。

4.5.1 初層モデルの鉛直バネの検討

五重塔初重の鉛直剛性モデルについて、図 4.5.1 のような立体モデルで考察を行う。鉛直剛性は、上部荷重による鉛直変形から算出したものと、モーメントによる回転に伴う鉛直変形からの算出したものの 2 種類について考察する。

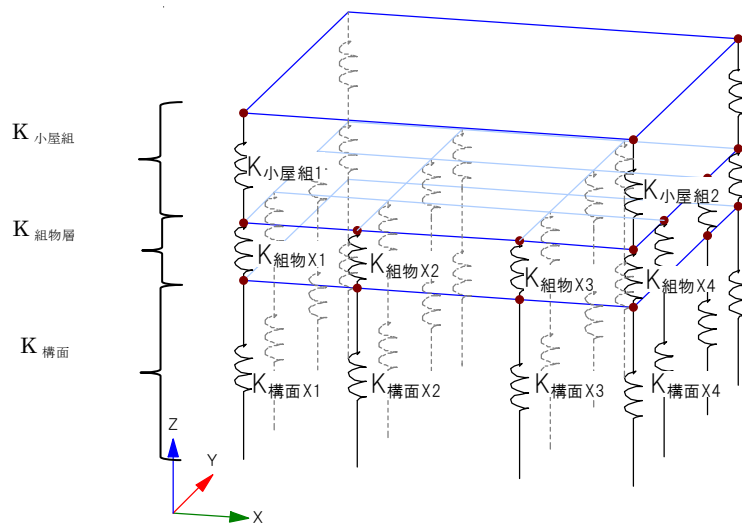


図 4.5.1 想定する初層モデル図

4.5.2 各部の鉛直剛性

4.5.2.1 構面の鉛直剛性

構面の鉛直変形は、柱の圧縮による変形と柱と台輪のめり込みによる変形であると考えられる。したがって、柱の圧縮剛性とめり込み剛性の理論値を算出する。

(1) 柱の剛性の算出

算出式は、 $K = EA/L$ とする。

E：縦圧縮強さ(N/mm²)

A：柱の断面積(mm²)

L：柱の長さ(mm)

ただし、柱の材料はベイヒバとし、

E=9.80665kN/mm² とする。

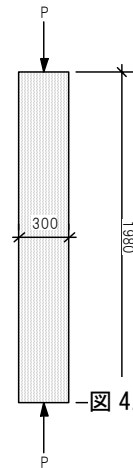


図 4.5.2 柱の寸法

(2) 柱と台輪のめり込み剛性

本研究では、鉛直剛性の算出のため等変位のめり込み剛性の算出を行う。等変位めり込みの剛性算出方法⁴⁾²⁾を以下に示す。

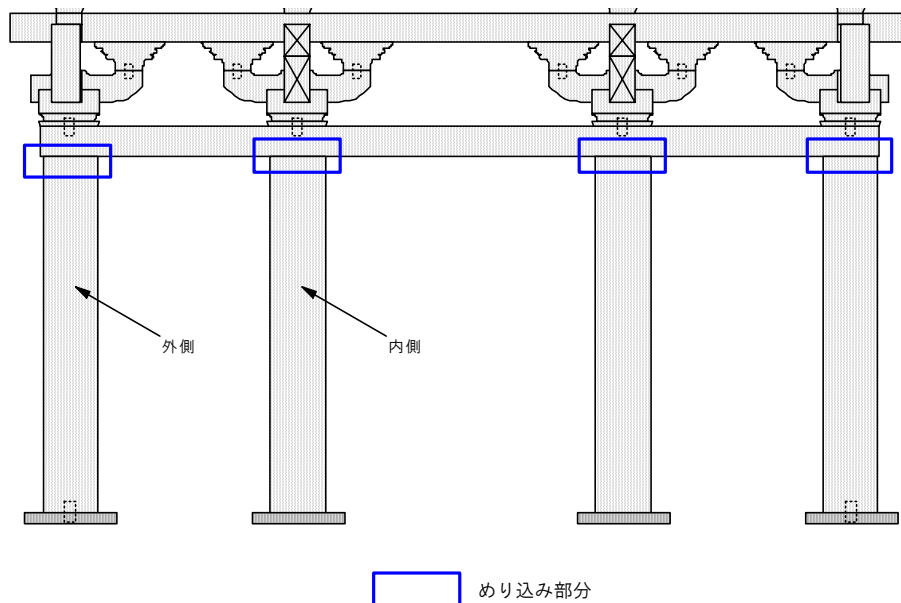


図 4.5.3 柱と台輪のめり込み

$$C_x = 1 + \frac{\Phi\left\{\frac{2x_1}{Z_o}\right\} + \Phi\left\{\frac{2x_2}{Z_o}\right\} - 1}{\frac{0.8x_p}{Z_o}}, \quad C_y = 1 + \frac{\Phi\left\{\frac{2ny_1}{Z_o}\right\} + \Phi\left\{\frac{2ny_2}{Z_o}\right\} - 1}{\frac{0.8ny_p}{Z_o}}$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{Z_o}{0.8x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{Z_o}{0.8ny_p}, \quad C_{xd} = \frac{\Phi\left\{\frac{2x_1}{Z_o}\right\} - 0.5}{\frac{0.8x_p}{Z_o}}$$

$$\delta_y = \frac{Z_o f_m}{E_{\perp} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}}, \quad P = \frac{x_p y_p C_y E_{\perp} \delta_y}{Z_o}$$

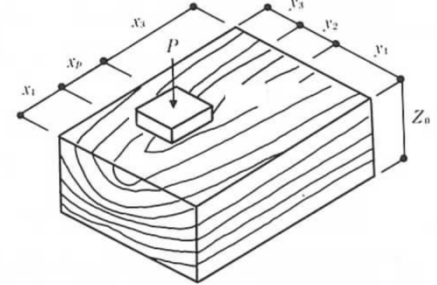


図 4.5.4 等変位めり込み

なお、係数は標準値である次の値を用いた。

$$E_{\perp} = 39.23(\text{kN/cm}^2), \quad f_m = 0.735(\text{kN/cm}^2), \quad n = 6.00$$

さらに、柱は円柱であり台輪にめり込む部分は直径ではないため、図 4.5.4 のように断面を 10 等分し積分して算出する。算出用寸法を表 4.5.1、4.5.2 に示す。

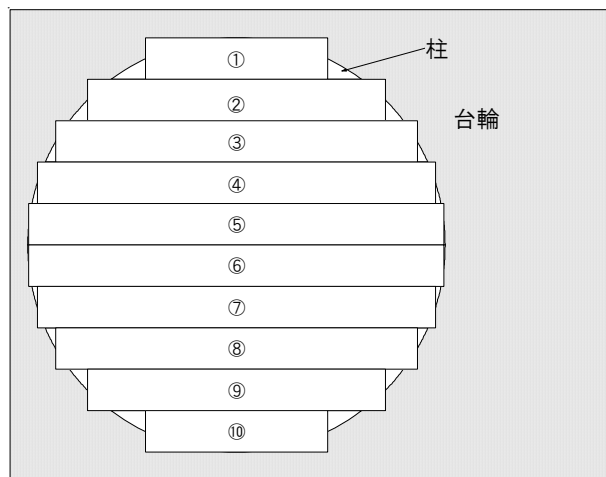


図 4.5.5 柱断面の分割

表 4.5.1 算出用寸法(外側)

単位: cm	X ₁	X _p	X ₂	Y ₁	Y _p	Y ₂	Z ₀
①	10.51	13.08	440.21	2.05	3.00	0.00	16.00
②	6.34	21.35	436.04	0.00	3.00	0.00	16.00
③	4.06	25.98	433.76	0.00	3.00	0.00	16.00
④	2.74	28.62	432.28	0.00	3.00	0.00	16.00
⑤	2.13	29.85	431.83	0.00	3.00	0.00	16.00
⑥	2.13	29.85	431.83	0.00	3.00	0.00	16.00
⑦	2.74	28.62	432.28	0.00	3.00	0.00	16.00
⑧	4.06	25.98	433.76	0.00	3.00	0.00	16.00
⑨	6.34	21.35	436.04	0.00	3.00	0.00	16.00
⑩	10.51	13.08	440.21	0.00	3.00	2.05	16.00

表 4.5.2 算出用寸法(内側)

単位: cm	X ₁	X _p	X ₂	Y ₁	Y _p	Y ₂	Z ₀
①	136.51	13.08	314.21	2.05	3.00	0.00	16.00
②	132.34	21.35	310.04	0.00	3.00	0.00	16.00
③	130.06	25.98	307.76	0.00	3.00	0.00	16.00
④	128.74	28.62	306.28	0.00	3.00	0.00	16.00
⑤	128.13	29.85	305.83	0.00	3.00	0.00	16.00
⑥	128.13	29.85	305.83	0.00	3.00	0.00	16.00
⑦	128.74	28.62	306.28	0.00	3.00	0.00	16.00
⑧	130.06	25.98	307.76	0.00	3.00	0.00	16.00
⑨	132.34	21.35	310.04	0.00	3.00	0.00	16.00
⑩	136.51	13.08	314.21	0.00	3.00	2.05	16.00

(3) 算出結果

以上、(1)、(2)より算出される鉛直剛性を表 4.5.3 に示す。

表 4.5.3 柱の鉛直剛性

部材	圧縮剛性 (kN/mm)	めり込み剛性 (kN/mm)	合成値 (kN/mm)
外側	350.10	443.85	195.72
内側	350.10	512.71	208.04

4.5.2.2 組物層の剛性

組物層の鉛直剛性は、第 3 章 3.1 の組物単体の圧縮試験から、36.7kN/mm とした。

4.5.2.3 小屋組層の剛性

小屋組層の剛性については、一構面のモデルに縮約するために 4.4.3 項で得た小屋組全体の剛性を左右のバネで分割し、それぞれを平均したものとする(表 4.5.5)。

表 4.5.5 小屋組層の鉛直剛性

位置	左側		右側	
節点	21000	21001	21003	21002
各剛性(kN/mm)	6.84	6.81	7.60	6.85
平均(kN/mm)	6.82		7.22	

4.5.3 初層における鉛直剛性

4.5.3.1 上層荷重が作用した場合

算出した初層における各層の鉛直剛性から、上層荷重のみが作用した場合の各部の鉛直剛性を算出する。表 4.5.6 に各バネの値を示す。

表 4.5.6 各鉛直剛性（上層荷重が作用した場合）

バネ名	K _{小屋組1}	K _{小屋組2}	K _{組物X1}	K _{組物X2}	K _{組物X3}	K _{組物X4}	K _{構面X1}	K _{構面X2}	K _{構面X3}	K _{構面X4}
鉛直剛性 (kN/mm)	6.8	7.2	36.7	36.7	36.7	36.7	195.7	208.0	208.0	195.7

構面、組物層、小屋組層の各層全体の鉛直剛性を表 4.5.6 の値を用い、各層で並列で足し合わせ算出する。その結果、

$$K_{\text{小屋組}} : K_{\text{組物層}} : K_{\text{構面}} = 28\text{kN/mm} : 587\text{kN/mm} : 3230\text{ kN/mm}$$

となりその比率は 1 : 21 : 115 となった。

4.5.3.2 モーメントが作用した場合

組物の剛性は、第 3 章、3.2 項の組物 2 基を対象にした実験から、せん断卓越したケース以外の case2 から 4 を平均した値を用い、構面と小屋組に関しては、鉛直載荷による剛性を用いて算出した。算出した値を表 4.5.7 に示す。

表 4.5.7 各鉛直剛性（モーメントが作用した場合）

バネ名	K _{小屋組1}	K _{小屋組2}	K _{組物X1}	K _{組物X2}	K _{組物X3}	K _{組物X4}	K _{構面X1}	K _{構面X2}	K _{構面X3}	K _{構面X4}
鉛直剛性 (kN/rad.)	14796	15660	121090	16818	19257	138650	422755	62412	62412	422755

モーメントが作用した場合の構面、組物層、小屋組層の各層全体の鉛直剛性を求めるにあたり、モーメントによって生じる回転中心は、台輪高さでの X 方向の中央として、側柱通りの内側 2 本および四天柱のバネの剛性は、外側のバネの 1/3 の効力と仮定する。また、引張力は上層荷重より小さいと仮定し、引張剛性と圧縮剛性は同じ値と仮定した。前項と同様に、各層の剛性を算出すると

$K_{\text{小屋組}} : K_{\text{組物層}} : K_{\text{構面}} = 60912 \text{ kN/rad.} : 1183260 \text{ kN/rad.} : 3881338 \text{ kN/rad.}$
 となり、その比率は 1 : 19 : 64) となった。

上層荷重が作用した場合と、モーメントが作用した場合のいずれも構面や組物の鉛直剛性に比べ小屋組の鉛直剛性が最も小さくなり、小屋組で鉛直変形しやすいことが示唆された。

4.6 まとめ

五重塔の小屋組の鉛直性能を把握するために、小屋組の3次元立体モデルを作成し静的鉛直載荷の解析を行った。モデル化の方法は、肘木、柱盤、尾垂木などの横架材および束は梁要素で置換し、接合部は部材の繊維直交方向の圧縮を考慮した鉛直バネを用いてモデル化した。荷重のかかり方について、四天柱と側柱に荷重がかかる場合、側柱にのみ荷重がかかる場合の2パターンを想定し、それぞれについて、四天柱に支点がある場合とない場合を考慮し、計4ケースの解析を実施した。また、初層における小屋組、組物、構面の鉛直剛性について比較し初層の鉛直性能について検証した。その結果以下の知見を得た。

- ・ 小屋組の鉛直剛性を考慮して解析モデルを構築した結果、側柱と四天柱に荷重がかかり、四天柱に支持点がある場合に最も隅木がたわんだ。
- ・ 各ケースの小屋組全体の鉛直剛性を、たわんだ箇所にかかる鉛直荷重と変形量から鉛直剛性を算出すると6.8～7.6kN/mmであった。
- ・ 初層を小屋組、組物、構面の3層に分け、上層荷重が作用した場合、モーメントが作用した場合のそれぞれの値を求めると、いずれの場合も小屋組層の鉛直剛性が最も小さくなり、小屋組で鉛直変形しやすいことが示唆された。
- ・ 今後、小屋組のせん断剛性や回転剛性、天井剛性も含めてさらに詳細に検討する必要がある。

4.7 参考文献

4-1) 河合直人他：五重塔の振動特性の研究，科学研究費補助金研究成果報告書，2007.3

4-2) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用，東京大学学位論文，1999.12

福富礼佳：飛鳥様式五重塔小屋組層のモデル化の検討、徳島大学卒業論文、2013.3

福富礼佳,津和佑子,佐藤弘美,腰原幹雄：飛鳥様式五重塔の鉛直剛性の評価に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.513-514、2013.8

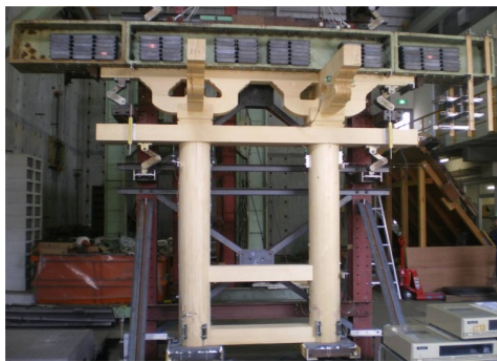
第 5 章

柱組物構面の構造性能

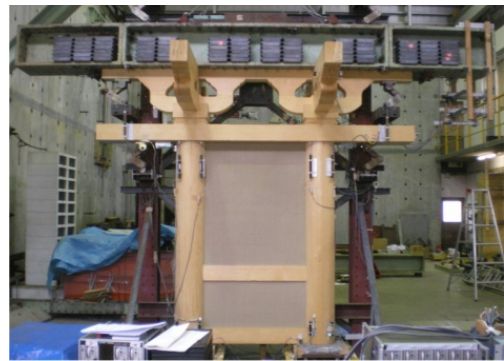
第5章 柱組物構面の構造性能

5.1 はじめに

既往の研究により伝統木造建築に使用される各構造要素の評価方法の提案はされているが、要素が組み合わさった際の要素と架構全体の地震時の挙動は未だ不明瞭である。そこで、柱、貫、壁、組物などの要素からなる伝統軸組の一構面について、軸組全体と各構造要素の振動特性を定量的に把握するために振動台実験を実施した。試験体は3種類とし、壁の剛性を変化させ耐震要素の組み合わせ方を変えることによって構面全体の挙動や、各耐震要素の挙動がどのように変化するかを明らかにする。また五重塔や社寺仏閣で用いられ、その耐震性に寄与していると考えられている組物に着目し、組物より下部にある構造要素の組み合わせによって、組物自体の挙動がどのように変化するのも明らかにする。また実験結果をもとに各構造要素の復元力特性を評価し地震応答解析を行い、実験結果との比較から各要素および軸組全体のモデル化について検討する。



(a) 試験体 1



(b) 試験体 2



(c) 試験体 3

写真 5.1.1 実験概要

5.2 実験方法

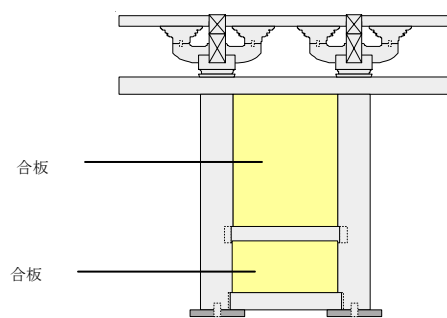
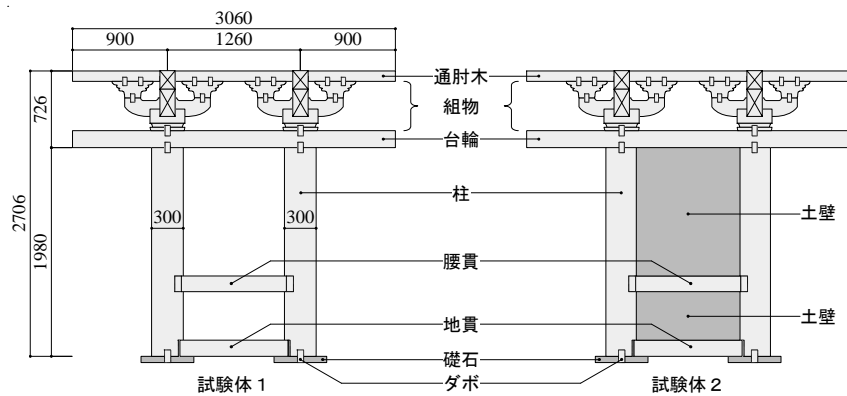
5.2.1 試験体

柱、貫、台輪、組物の軸組みを基本形とし、壁の剛性が小さい場合から大きい場合を想定し、図 5.2.1 に示す 3 種類の試験体に対して振動台実験を実施した。試験体は飛鳥様式五重塔の初層構面を $2/3$ のスケールで模した木造の縮小模型とした。試験体の柱間は、組物以下の柱と腰貫からなる下部構造のモデル化の方法を明らかにするために、見本とした初層構面の 3 間中外側の 1 間を基本として模した。ただし、組物に関しては、各要素の基礎データを得るという目的から、中央柱間にある 2 組を模し、単純な形状とした。また、連子窓、琵琶板については、本試験体には含めなかった（図 5.2.2）。

試験体を構成する木材の樹種はすべてベイヒバである。本実験においては、ヒノキと似た性質を持ち、比較的安価で入手が容易な材種として、ベイヒバを採用した。

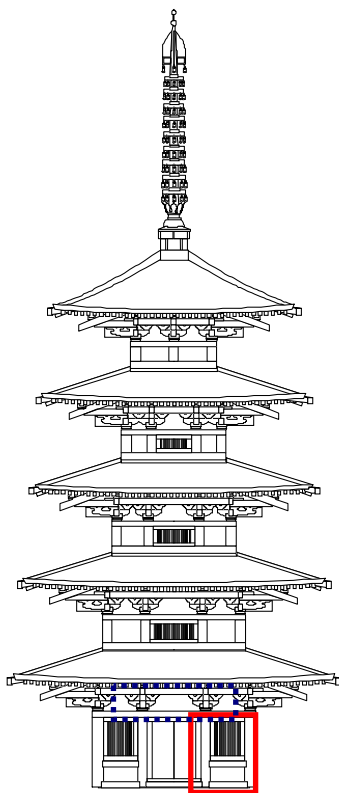
本実験の試験体は、飛鳥様式五重塔の初層構面を 3 分の 2 のスケールで模した縮小模型である。試験体の柱間は、組物（台輪と通肘木に挟まれた複数の部材をまとめて指すものとする）より下部にある構造体のモデル化の方法を明らかにするために、見本とした初層構面の 3 間中外側の 1 間（左右のもの）を基本として模した。ただし、組物に関しては、初層構面の中央柱間にある 2 組を模した。実際の飛鳥様式五重塔では、平面 4 隅の組物（ここでは特に雲肘木）は平面 45 度方向に突出するように構成されており、部材の構成が複雑である。本実験では構面を構成する要素をできるだけ単純なものとし基礎データを得るという点から、雲肘木が面外直交方向に出る同型の組物を 2 基並べた形の構面とした。以上のように本実験の対象とした構面の部位を図 5.2.3 に示す。

また、構面を構成する要素を極力減らし、柱及び貫の要素実験としての性質を強くするため、柱間にある連子窓と腰壁、組物の隙間を埋めるように嵌め込まれる琵琶板については、試験体に含まなかった。

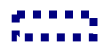



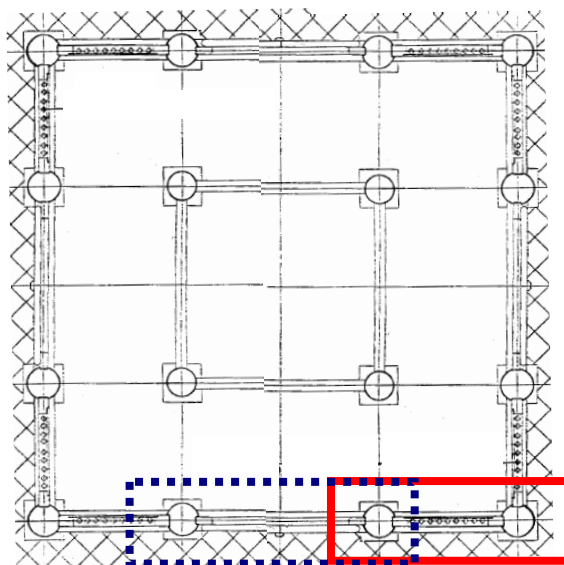
試験体 3

図 5.2.1 試験体一覧



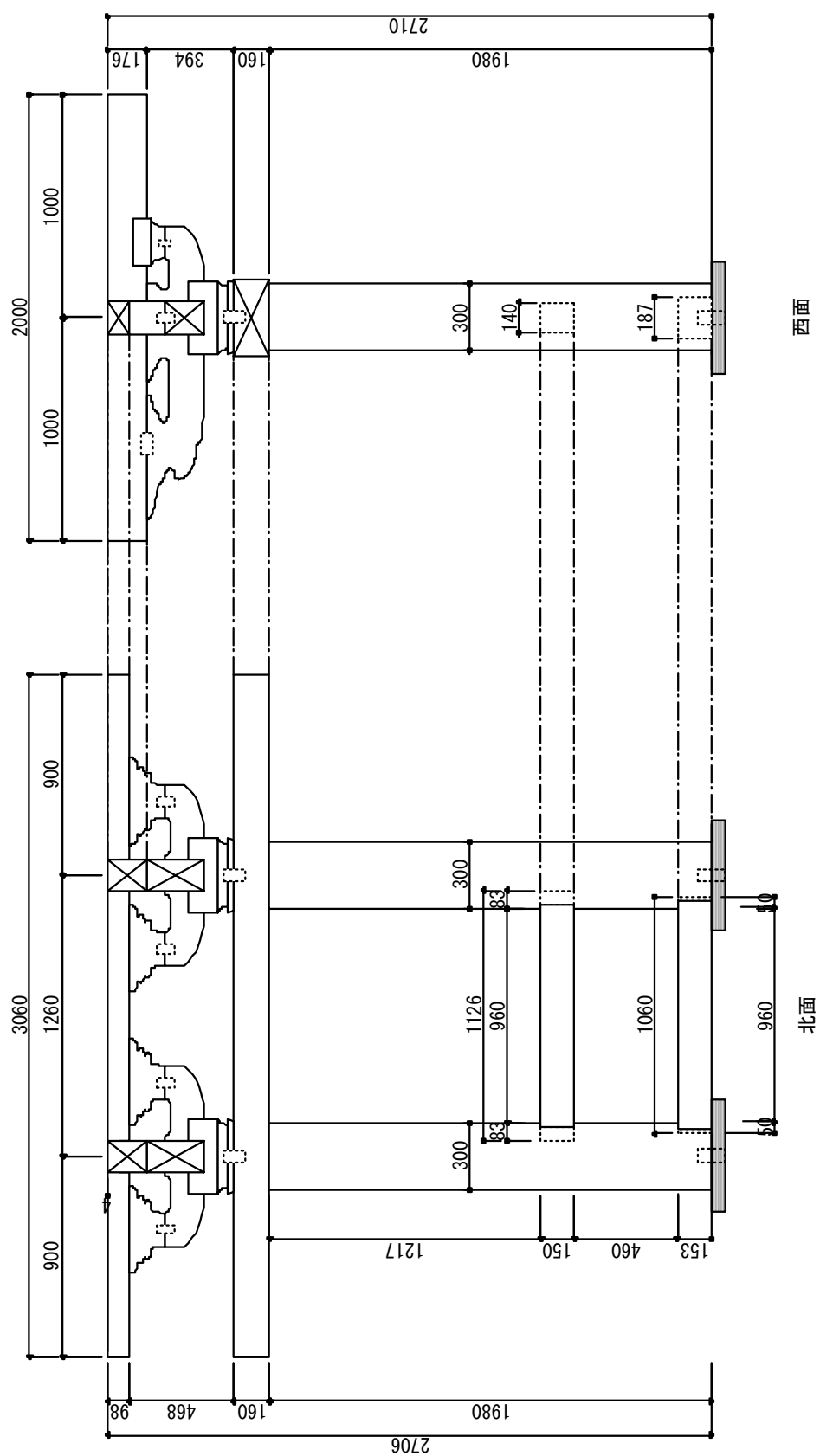
(i) 立面図

 試験体の組物部分
 試験体の組物より下部



(ii) 初層平面図

図 5.2.2 対象とする構面



※東西南北の表記は実験棟での方向を示す

図 5.2.3 立断面図及び寸法 (試験体 1)

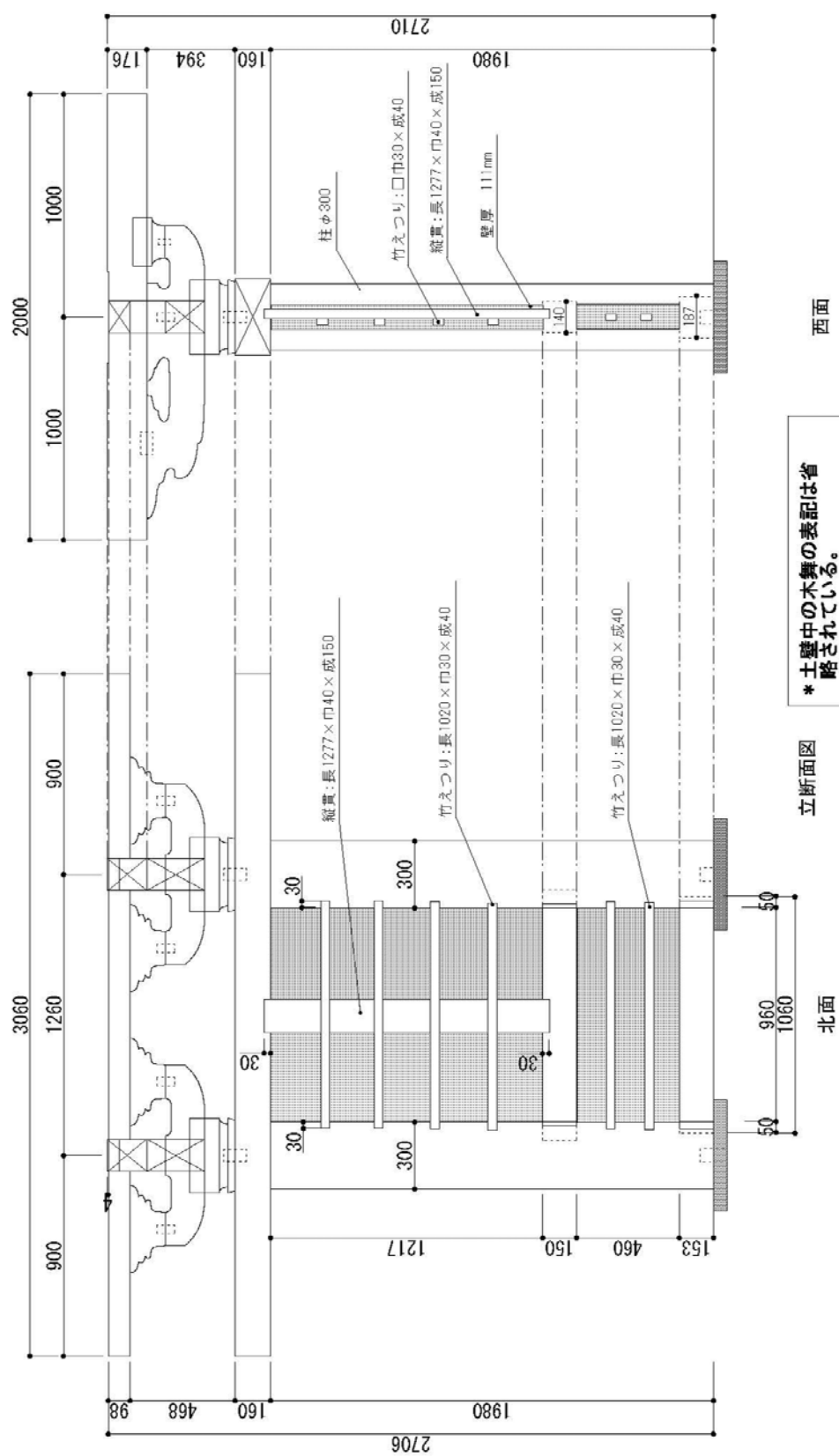


図 5.2.4 立断面図及び寸法 (試験体 2)

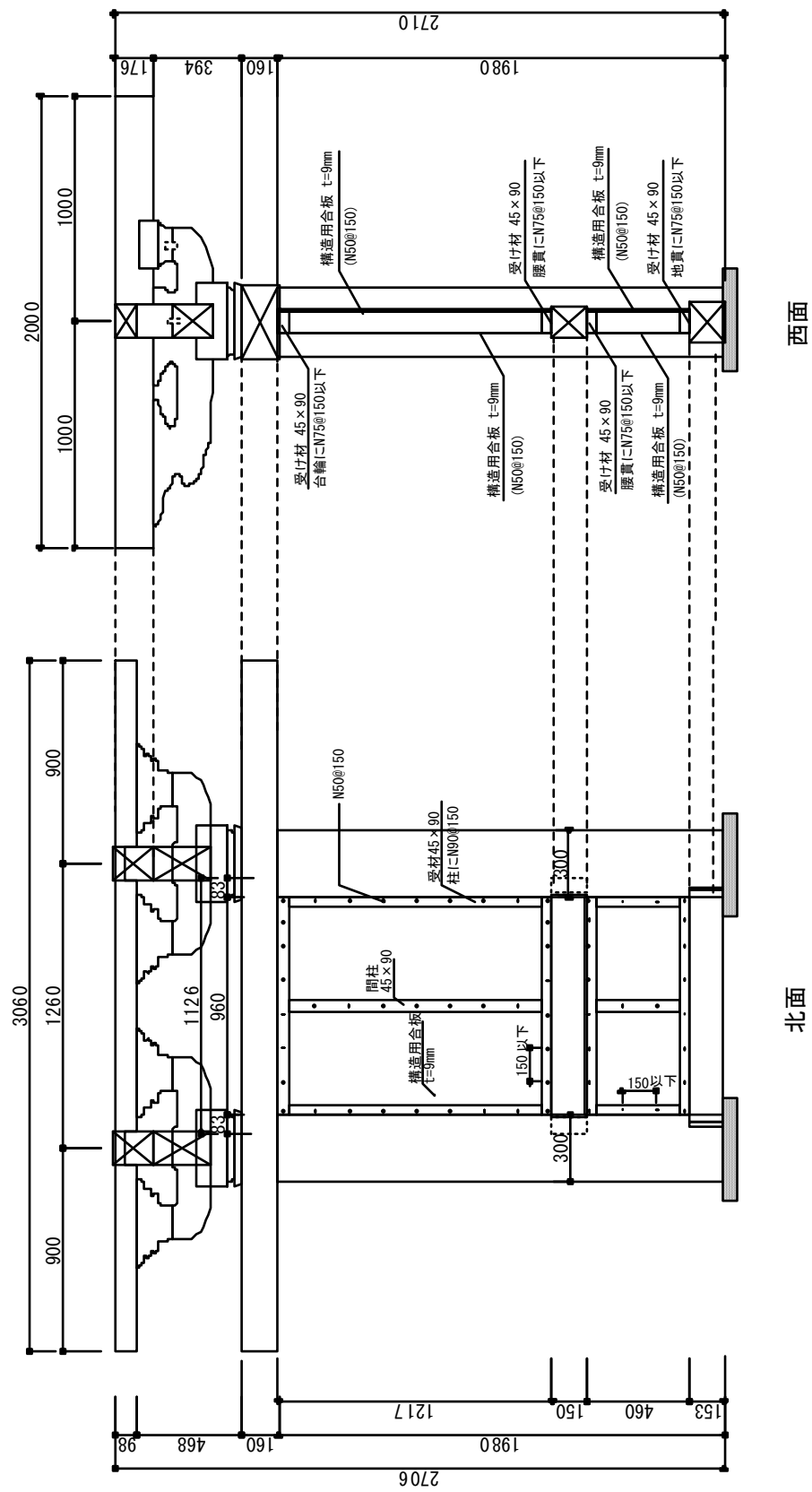


図 5.2.5 立断面図及び寸法 (試験体 3)

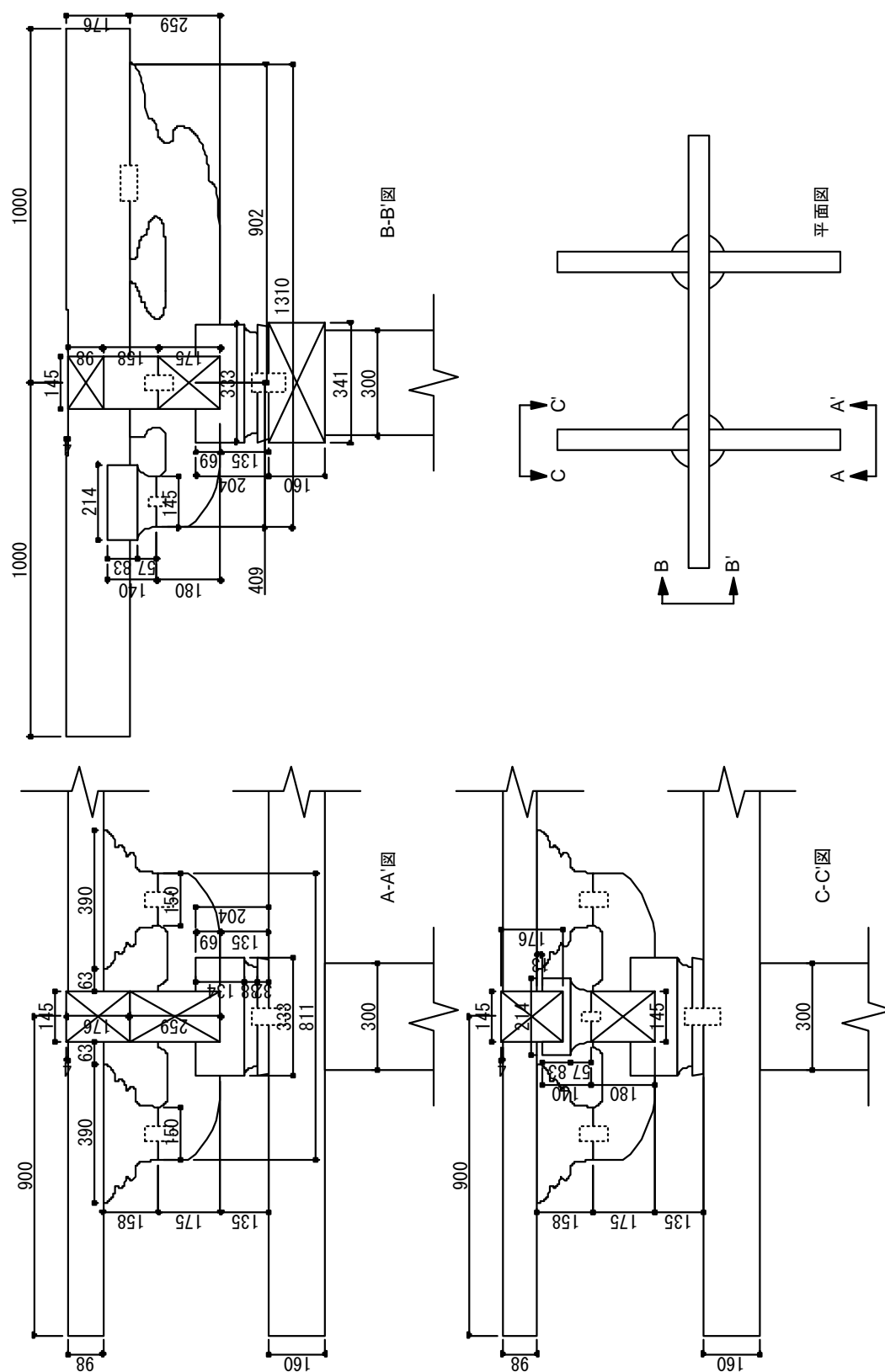
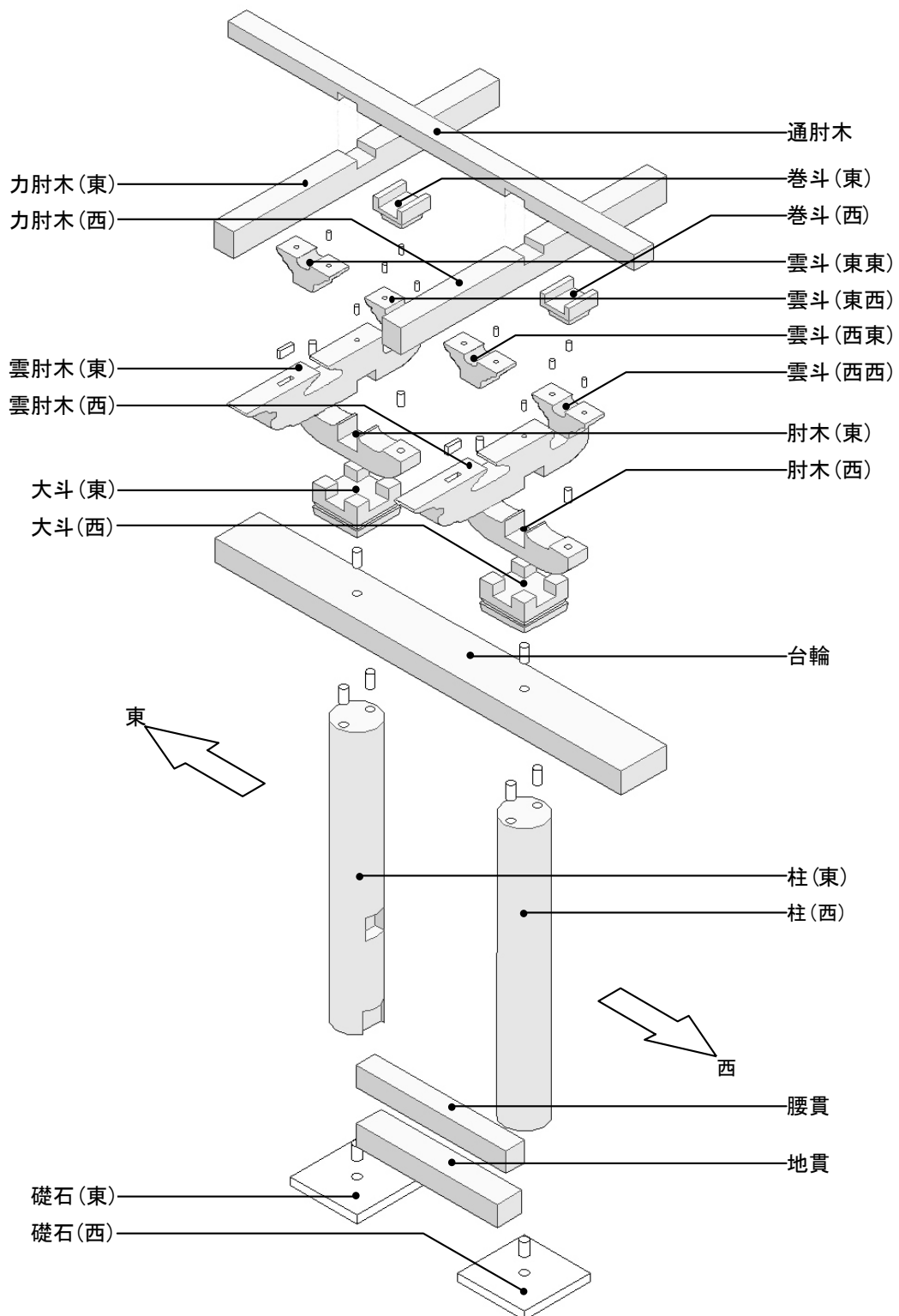


図 5.2.6 試験体組物部分の詳細図



※方位（東西南北）の表記は実験棟での方向を示す。

図 5.2.7 試験体の展開図・各部材の呼称

5.2.2 壁の仕様

(1) 試験体 2

実験の試験体は飛鳥様式五重塔の初層を参考に作成しているため、土壁の作成についても、ここでは法隆寺五重塔の修理報告書⁵⁻¹⁾を参考に作成している。しかし、土壁の剛性については、現在耐震診断の基準などで様々な土壁の包絡線が提供されており、現在の理論でも計算できるように、報告書で見られた法隆寺の独特な仕様は避け、適宜、一般的な仕様に変更した。以下に参考にした法隆寺五重塔の報告書の部分と今回使う仕様（変更した部分）の詳細を示す。なお、土壁の作製は、竹小舞および貫に関しては試験体軸組を作った、金子安五郎氏（宮大工棟梁、有限会社不動社寺・埼玉県）、土壁に関しては、今井氏（株式会社あじま左官工芸・東京都）に依頼した。

・各部詳細

・壁厚 111mm

報告書より壁厚は166mmであったが、その2/3とし111mmとした。

・壁作成工程（荒壁・中塗り・中塗り）

厚さが111mmになるようにする。

仕上げ（上塗り）は化粧とみなし、なしとする。

・えつり（間渡し）

寸法：30mm×40mm 上部 4本、下部 2本

・木舞

素材：竹 報告書はヒノキの割材だが、今回は現在多く使用される竹とする。

土壁作製工程表を表 5.2.1 に示す。土壁作成は実験を行う地震応答棟の室内で行った。乾燥は、室内であったため、休日以外は試験体に扇風機で風を送り乾燥した。

表 5.2.1 実験スケジュール

月	日	曜日	作業内容
9	18	火	土壁用大工作業(貫、木舞入れる)
	19	水	
	20	木	
	21	金	荒壁塗り(表)(8:00-14:00)
	22	土	
	23	日	
	24	月	乾燥
	25	火	
	26	水	↓
	27	木	荒壁塗り(裏)(9:00-15:00)
	28	金	
	29	土	
	30	日	
10	1	月	
	2	火	
	3	水	乾燥
	4	木	
	5	金	
	6	土	
	7	日	
	8	月	
	9	火	
	10	水	
	11	木	↓
	12	金	中塗り作業(9:00-14:30)
	13	土	
	14	日	
	15	月	
	16	火	
	17	水	乾燥
	18	木	
	19	金	
	20	土	
	21	日	
	22	月	
	23	火	
	24	水	
	25	木	
	26	金	
	27	土	
	28	日	
	29	月	↓
	30	火	中塗り作業(9:00-15:00)
	31	水	
11	1	木	
	2	金	
	3	土	
	4	日	
	5	月	
	6	火	
	7	水	
	8	木	
	9	金	
	10	土	
	11	日	
	12	月	
	13	火	
	14	水	
	15	木	
	16	金	乾燥
	17	土	
	18	日	
12	19	月	
	20	火	
	21	水	
	22	木	
	23	金	
	24	土	
	25	日	
	26	月	
	27	火	
	28	水	
	29	木	
	30	金	
12	1	土	
	2	日	
	3	月	試験体 移動 設置(大工作業)

写真 5.2.1 に土壁の作成の様子を示す。

土壁は、横方向の貫に竹小舞を取り付けた下地を作成した後、荒壁 1 回、中塗りを 2 回塗る、3 工程で作成した。荒壁用の土は、土、砂、藁を混ぜ作成し、表から塗っている。表を作成後、約 1 週間後に裏側の荒壁を作成した。この工程は「裏返し」と言われる。その後、約 2 週間乾燥させた後、表・裏の中塗りを行った。中塗り用の土は、荒壁に用いた藁より細かい藁を用い、少し砂を多めにしている。1 回目の中塗りの後、約 2 週間後に 2 回目の中塗り作業を行った。この時の土は、1 回目よりもさらに砂を多く含んだものを使用している。2 回目の中塗り作業後、約 1 ヶ月、乾燥させた後、試験体を振動台の上に移動させた。移動の際は、柱に合板を打ちつけ柱が開かないように養生し、土壁が崩れないように注意しながら移動させた。

		
1. 小舞作成のための大工仕事	2. 貫と小舞用の穴	3. 貫と小舞用の穴
		
4. 小舞と貫（表）	5. 小舞と貫（表）	6. 小舞作成用の藁縄
		
7. 腰貫上部の小舞	8. 小舞と貫（裏）	9. 荒壁用の墨だし
		
10. 荒壁用の土準備	11. 荒壁用の土準備	12. 荒壁用の土準備

写真 5.2.1.a 土壁作成の様子

		
13. 荒壁（表）を塗る様子	14. 荒壁（表）を塗る様子	15. 荒壁（表）塗り終り後
		
16. 荒壁（表）乾燥中（5日後）	17. 荒壁（表）乾燥中（5日後）	18. 荒壁（裏）を塗る様子
		
19. 荒壁（裏）を塗る様子	20. 貫表面の漆喰での処理	21. 貫表面の漆喰での処理
		
22. 貫表面に付ける藁の準備	23. 漆喰処理後の土を塗る様子	24. 藁を付ける様子

写真 5. 2. 1. b 土壁作成の様子

		
25. 藁を付ける様子	26. 藁の上から土を塗る様子	27. 荒壁（裏）塗り終わり後
		
28. 荒壁（裏）作成後の表の様子	29. 荒壁乾燥中（表・8日後）	30. 荒壁乾燥中（裏・8日後）
		
31. 中塗り前の荒壁（表）	32. 中塗り前の荒壁（裏）	33. 中塗り用土準備
		
34. 中塗りの様子	35. 中塗りの様子	36. 中塗りの様子

写真 5.2.1.c 土壁作成の様子









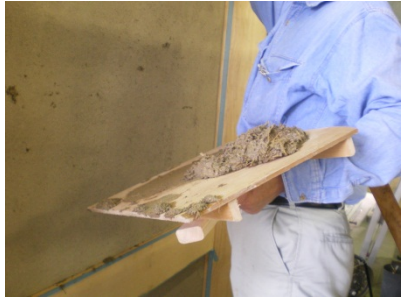



		
37. 中塗り終了後（表）	38. 中塗り終了後（裏上部）	39. 中塗り終了後（裏下部）
		
40. 中塗り乾燥中（3日後・表）	41. 中塗り乾燥中（3日後・裏）	42. 中塗り乾燥中（14日後・表）
		
43. 中塗り乾燥中（14日後・裏）	44. 中塗り2回目（裏）縁を塗る	45. 中塗り2回目用の土
		
46. 中塗り2回目（裏）縁を塗る	47. 中塗り2回目（裏）	48. 中塗り2回目（裏）

写真 5. 2. 1. d 土壁作成の様子

		
49. 中塗り 2 回目（表）縁を塗る	50. 中塗り 2 回目（表）	51. 中塗り 2 回目（裏）表面をきれいに整える
		
52. 中塗り 2 回目終了後（表）	53. 中塗り 2 回目終了後（裏・台輪下）	54. 中塗り 2 回目終了後（裏・地貫上）
		
55. 中塗り 2 回目・乾燥中 3 日後（表）	56. 中塗り 2 回目・乾燥中 3 日後（裏）	57. 中塗り 2 回目・乾燥中 3 日後（表）

写真 5.2.1.e 土壁作成の様子

（２）試験体 3

試験体 3 に使用した壁は、土壁よりも高いせん断性能のある壁として、本実験では構造用合板を両面張りとした。

・各部詳細

- ・ 真壁仕様
- ・ 既存の柱間に受材 45×90mm を釘 N90、150 ピッチで設ける。
- ・ その受材に合板を釘 N50、150 ピッチで両面張りにする。
- ・ 柱との受材の接合は、釘を 2 列で打ち込み、柱に合わせて円柱を削る、あるいは柱の面を取るということはしなかった。
- ・ 壁厚 9mm



写真 5.2.2 合板作成の様子

5.2.3 試験体設置方法

振動台上の試験体及び治具の設置の概要を図 5.2.8 に示す。振動台は 3m 四方の大きさで、振動台上には、下から 3 方向ロードセル、礎石、試験体、錘の順で設置し、さらに安全装置として鉄骨治具を試験体構面に沿わせるように配置した。

3 方向ロードセルは、試験体の各柱に設置し、加振方向と鉛直方向の 2 方向の計測を行う。2 方向の計測はそれぞれ、柱のせん断力と軸力を表すこととなる。

礎石は 460mm×460mm×60mm（厚さ）の大きさの御影石で、平面中央に直径 60mm のダボ穴を有する。礎石は、ロードセル上に設置された鉄板治具及びアングルとの間に石膏を流し込むことによって、完全に固定した。礎石のダボ穴と同様に、試験体の柱脚にも直径 60mm、深さ 60mm のダボ穴が開けられ、試験体と礎石とは、直径 60mm、高さ 120mm の円柱形のダボによって接続した。

試験体全体に鉛直荷重を与えるため、重さ 4.0tonf（目標値）の鉄骨の錘を作成し、試験体の最上部材の横架材上（通肘木）に設置固定した。礎石からこの錘の下面までの距離 2706mm を試験体の構造高さとする。

また、試験体の面外方向への変位を拘束するため、試験体構面に沿うように鉄骨を組んで作製した治具を設置し、試験体とパンタグラフによって接続した。

実験概要の写真を、試験体 1 を例にして写真 5.2.3~4 に示す。

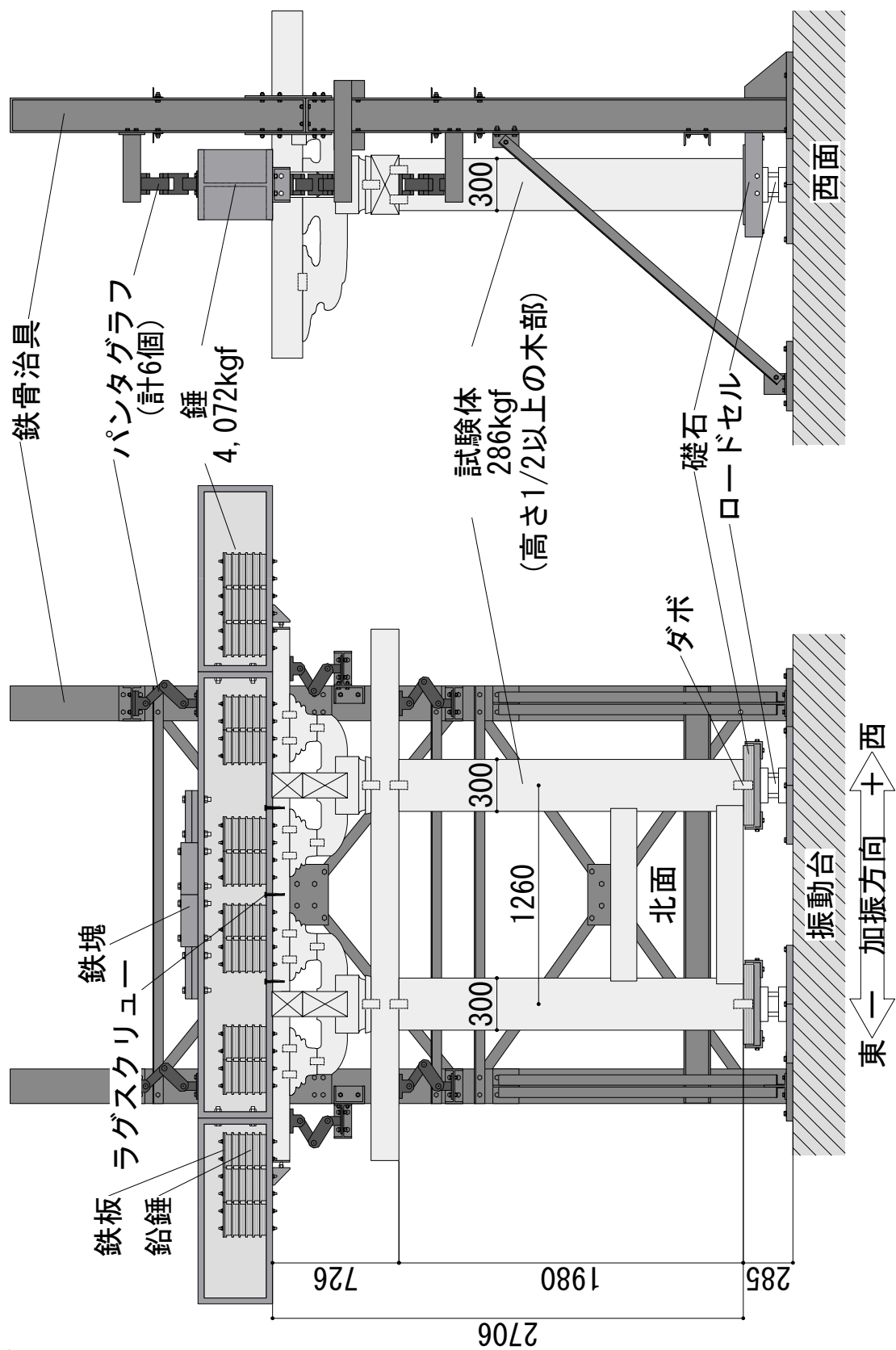


図 5.2.8 実験概要立断面図 (北面・西面)



写真 5.2.3 千葉実験所内の 2 次元振動台



写真 5.2.4 実験概要・北面(正面)全景

治具に関しては、試験体の面外方向の変位を拘束し面内方向のみで挙動するように、また、試験体が想定外の大変形を起こしてしまった場合に備えた安全装置として、鉄骨を組んで作成した構面状の治具を試験体の面に沿わせるように振動台上に設置し、そこからパンタグラフを伸ばし試験体側と接続した。パンタグラフは試験体の台輪、通肘木と錘に各2個ずつ、計6個設置した。パンタグラフは、構面の面内方向には充分円滑に挙動することを確認し、試験体の面外方向への拘束以外には作用しないものとして扱う。また、治具の剛性は試験体の剛性に対し十分に大きいものとする。

これらの治具の総重量は、鉄の比重（7.8 を用いる）と使用した鉄骨の体積の積から、1.2tonf 程度と算定される。



写真 5.2.5 鉄骨治具

※奥の反力壁から手前方向へ伸びる緑色の鉄骨梁2本は実験棟に常設されているもので、本実験では使用していない。



写真 5.2.6 治具と試験体(裏面から)



写真 5.2.7 南面(裏面)全景

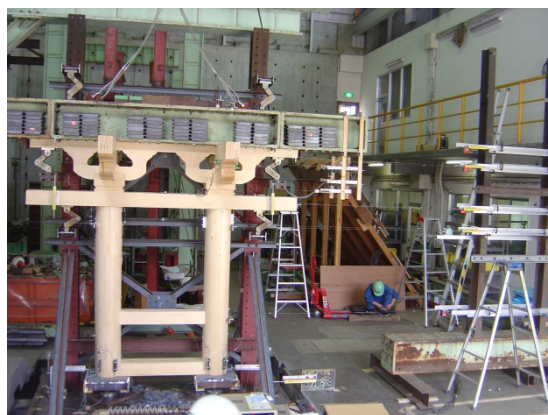


写真 5.2.8 鉄骨タワーとの位置関係



写真 5.2.9 絶対変位計測用の鉄骨タワー



写真 5.2.10 計測基地

本実験では東京大学生産技術研究所の千葉実験所にある地震応答実験棟における 2 次元振動台を用いた。この振動台の性能を示す主要諸元を表 5.2.2 に、水平方向 (X) の加振限界を表す図を図 5.2.9 に示す。

本振動台は寸法が平面 3m×3m、加振方向は水平 (X) と上下 (Z) の 2 方向、駆動方式は電気油圧サーボ式で、制御方式は加速度制御、速度制御、変位制御のいずれもが可能ある。本実験においては加速度制御を用い、水平方向 (X) のみの 1 方向加振とした。表に示す通り、最大積載重量が 7ton、最大振幅が±150mm、最大加速度が±2G (7ton 載荷時) 等の仕様制限がある。実験の計画段階において、これらの諸制限を条件として満たすように、積載荷重及び加振計画の検討を行った。

表 5.2.2 振動台の主要諸元

No.	項目		仕様
1	振動台寸法		3m×3m
2	最大積載重量		7ton
3	加振方向		水平(X) 上下(Z)
4	最大振幅	水平方向	±150mm
		上下方向	±60mm
5	最大速度	水平方向	±75cm/s
		上下方向	±35cm/s
6	最大加速度	水平方向	±3G(無載荷時)、±2G(7ton 載荷時)
		上下方向	±1.5G(無載荷時)、±1.1G(7ton 載荷時)
7	加振周波数		DC～50Hz
8	駆動方式		電気油圧サーボ式
9	制御方式		加速度制御、速度制御、変位制御切換式
10	側面案内		油圧式
11	加振波形		規則波(正弦波等)、不規則(地震波等)
12	転倒モーメント		10t-m
13	ヨーイングモーメント		7t-m
14	性能限界	水平方向	下図による
		上下方向	—

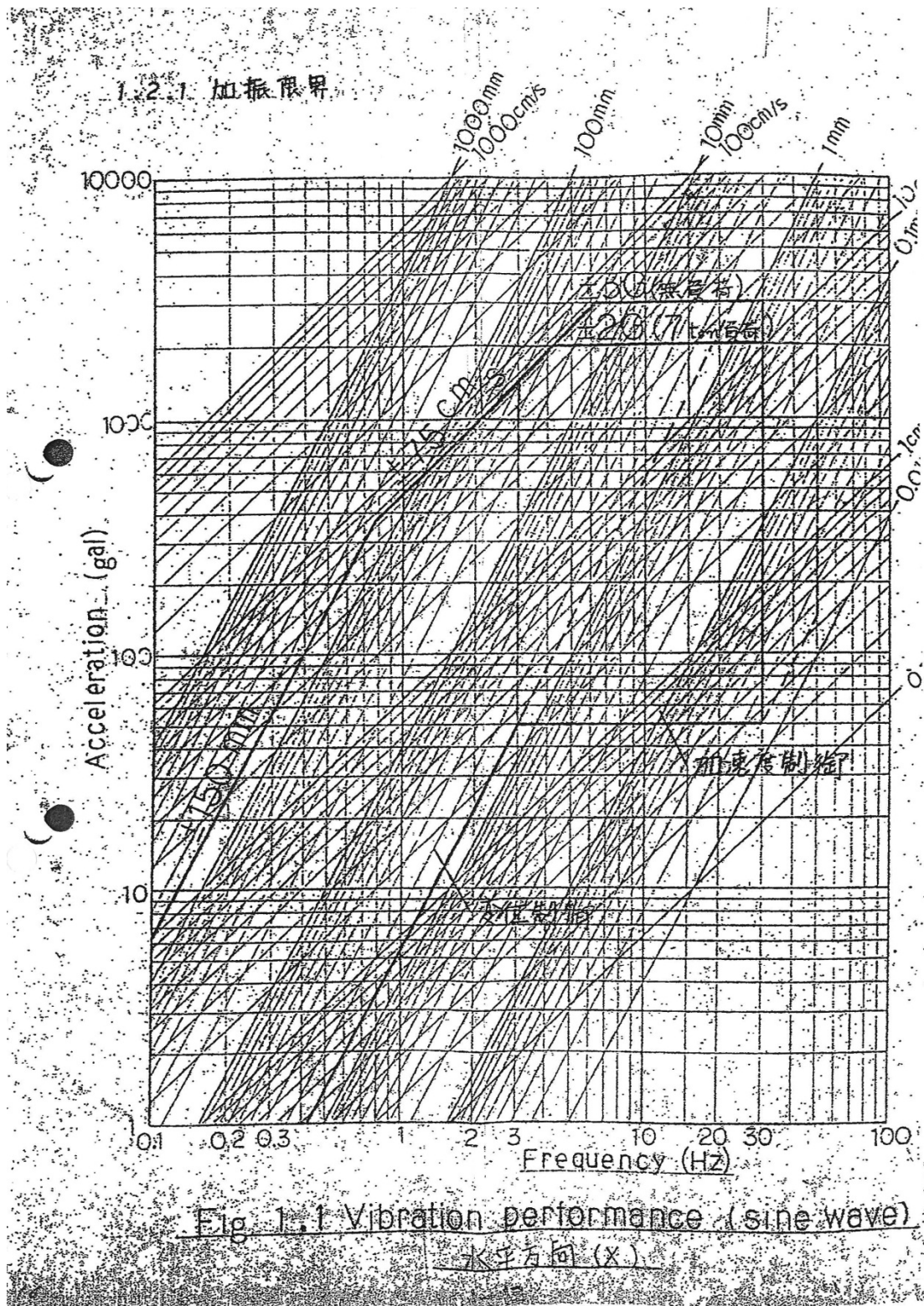


図 5.2.9 振動台の加振限界（水平方向）

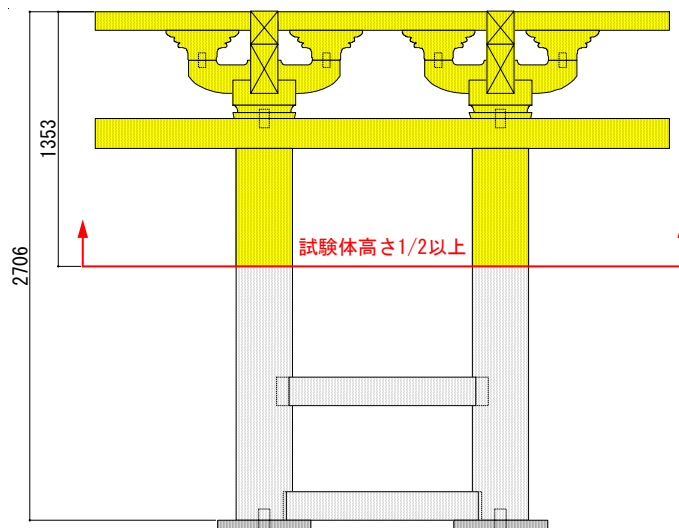
5.2.4 試験体重量と積載荷重

(1) 試験体重量

試験体の重量を表 5.2.3 に示す。

表 5.2.3 試験体の算定重量

範囲	試験体 1	試験体 2	試験体 3
	(kN)	(kN)	(kN)
全体	1.78	2.94	2.36
高さ 2 分の 1 以上	1.25	1.86	1.54



※試験体高さは、柱の下面から通肘木の上面までの 2706mm（実測値）とした。したがって、高さ 2 分の 1 以上とは、柱の下面から 1353mm より上部を指し、腰貫と地貫の全部、柱の下部は含まれない。

図 5.2.10 試験体の高さ 2 分の 1 以上の範囲

試験体高さ 1/2 以上の重量は計測できなかったため、軸組（試験体 1）の木部は、各部材の体積とベイヒバの比重の積によって全重量と試験体高さ 1/2 以上の重量をそれぞれ算定し、全重量に対する試験体高さ 1/2 以上の比率を求めた。その比率を計測重量に掛け合わせ、試験体高さ 1/2 以上の重量とした。壁の部分は、試験体 2,3 の計測重量から試験体 1 の重量を引いて壁の重量を算出し、試験体高さ 1/2 以上に含まれる重量を体積の比率により算定した。

ベイヒバの比重を 0.51 とし、各部材の体積との積によって算定した結果、試験体の全重量は 408.1kgf（＝4.002kN）となった。試験体の高さ 2 分の 1 以上の重量は、285.8kgf（＝2.803kN）となった。これは全重量の 70%分（＝285.8kgf/408.1kgf）である。これよ

り、実際の計測重量に 0.7 を掛けたものを試験体の高さ 1/2 以上の重量とする。それぞれの重量の算定の過程は表 5.2.4、表 5.2.5 に示す。

表 5.2.4 試験体の重量の算定（全重量）

部材	面の面積※ ¹ (mm ²)	幅 (mm)	体積 (cm ³)	重量※ ² (kgf/個)	個数 (個)	重量小計 (kgf)
通肘木	285670	145	41422	21.1	1	21.1
力肘木	350356	145	50802	25.9	2	51.8
台輪	489600	341	166954	85.1	1	85.1
柱※ ³	70686	1980	137203	70.0	2	139.9
腰貫	168900	140	23646	12.1	1	12.1
地貫	162230	187	30337	15.5	1	15.5
大斗※ ⁴	—	—	16596	8.5	2	16.9
肘木	110772	145	16062	8.2	2	16.4
雲肘木	227939	145	33051	16.9	2	33.7
巻斗※ ⁴	—	—	3767	1.9	2	3.8
雲斗	39345	145	5705	2.9	4	11.6
計						408.1

※1 各部材の面の面積は CAD 上で計算されるデータによるものとした。

※2 体積と比重の積。ベイヒバの気乾比重は 0.51 を採用した。

※3 柱に関しては、腰貫と地貫の切り欠きを考慮した。円形断面の面積を表す。

※4 大斗と巻斗に関しては、同様の計算方法が成立しないため、以下の図に示す寸法を基に個別に体積を求めた。この際、計算を容易にするため、一部の装飾的な部分は直線的に簡略化した。

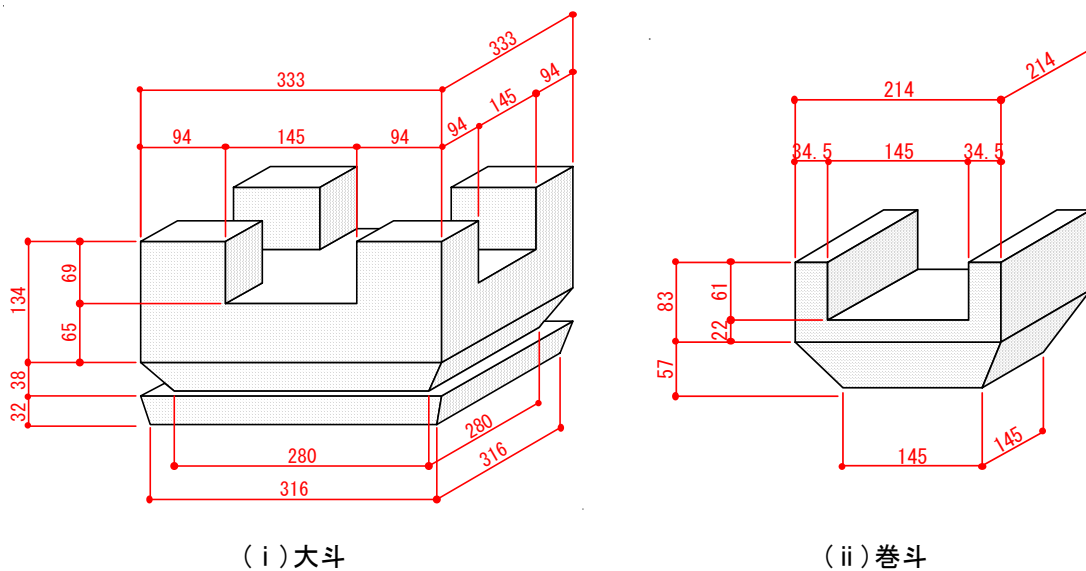


図 5.2.11 寸法の詳細

表 5.2.5 試験体の重量の算定（高さ 2 分の 1 以上の重量）

部材	面の面積 (mm ²)	幅 (mm)	体積 (cm ³)	重量 (kgf/個)	個数 (個)	重量小計 (kgf)
通肘木	285670	145	41422	21.1	1	21.1
力肘木	350356	145	50802	25.9	2	51.8
台輪	489600	341	166954	85.1	1	85.1
柱(一部)	70686	627	44320	22.6	2	45.2
大斗	—	—	16596	8.5	2	16.9
肘木	110772	145	16062	8.2	2	16.4
雲肘木	227939	145	33051	16.9	2	33.7
巻斗	—	—	3767	1.9	2	3.8
雲斗	39345	145	5705	2.9	4	11.6
計						285.8

（２）積載荷重

柱の傾斜復元力や組物の水平方向への挙動にはそれぞれの負担する鉛直荷重が大きく関わると言われている。したがって、本実験においても鉛直荷重の設定は重要な要素であった。縮小模型を用いた実験の鉛直荷重の設定は、実験で得られたデータを実際の建物に還元しやすいよう、一般に以下の２つの候補が上げられる。

- ①実物と縮小模型との比重を統一するよう、体積比から設定する。この場合、実物の重量に縮小スケールの 3 乗を乗じた値が縮小模型に与える鉛直荷重となる。
- ②部材の断面が負担する鉛直荷重の応力度を実際の建物と統一するよう、断面積比から設定する。この場合、実物の重量に縮小スケールの 2 乗を乗じた値が縮小模型に与える鉛直荷重となる。

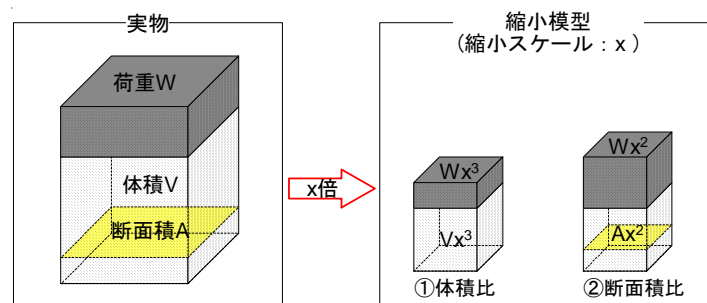


図 5.2.12 縮小模型の荷重の設定

また、既往の研究で用いられた値と統一することで比較を容易にすること等も考えられる。

本実験においても、鉛直荷重を設定するに当たって以上のような検討がなされたが、振動台の性能上の理由から、4.0tonf（柱 1 本当りの軸力はその半分の 2.0tonf）と設定した。この値は上記の①、②の設定方法からすると、やや小さめの値である。参考のため、以下に本実験と既往の研究における鉛直荷重の比較を示す。

表 5.2.6 本実験と既往の研究における鉛直荷重の比較

	加力	試験体	スケール	鉛直荷重 ^{※1}
法隆寺五重塔(実物)	－	－	1	20.3tonf
本実験	動的	組物を含む構面	2/3	2tonf
飛鳥様式五重塔縮小模型実験	静的・動的	五重塔	1/5	0.13tonf
飛鳥様式五重塔組物静加力実験 ^{※2}	静的	組物単体	2/3	11tonf

※1 最下層（初層）の柱 1 本当りに換算した値。

※2 2006 年 8 月に首都大学東京において本実験参加者を含むメンバーで行われた実験である。現時点では未発表。組物の挙動の項で詳細。

試験体全体に与える鉛直荷重は、重さ 4.0ton を目標として鉄骨の錘を組み立て、試験体の最上部材である通肘木上に設置した。錘は、長さが 2570mm の H 鋼 1 本と 1072mm の H 鋼 2 本を 1 列に交互につなぎ合わせたもの（写真 5.3.9）を基本とし、そのフランジ上に鉛錘と鉄板（写真 5.3.10）を全ねじボルトで留めることで重量の調整を行った。試験体（通肘木）と錘とを完全に固定するため、ラグスクリュー 6 本及び全ねじボルト 4 本を用いた。ラグスクリューは錘の浮き上がりを防ぐよう、錘である鉄骨の下フランジのボルト穴からから通肘木へ留め付けた。一方、全ねじボルトは、錘のせん断方向のずれを防ぐため、錘下部に設置したアングルを通し、通肘木の両断面を挟み込むように固定した。

鉛錘と鉄板の配置に際しては、錘全体として偏心がないよう、平面上の前後左右に同数並べるように設置した。また、錘の重量計測の際には、パンタグラフ（試験体の面外方向への変位を拘束する治具）2 個、鋼アングル（錘と通肘木とを固定する治具）2 個も同時に計測し、錘の重量に含めるものとした。以上の要領で 4.0ton を目標として錘の組立てを行い、その重量を 20tonf ロードセルを用いて計測した結果、4.072tonf (=39.93kN) となった（表 5.2.7）。以後の計算等において錘の重量を扱う場合にはこの値を用いるものとする。また、試験体の高さ 2 分の 1 以上の重量との合計を構造上の重量とする（表 5.2.8）。

表 5.2.7 積載重量の計測

材	個数	計測重量(kgf)
鉄骨	3	1543
鉛錘	168	2079
鉄板	28	
鉄塊	6	450
その他	-	
計		4072

※いずれも実測値。

表 5.2.8 試験体の構造上の重量

	試験体 1	試験体 2	試験体 3
	(kN)	(kN)	(kN)
試験体(高さ2分の1以上)	1.25	1.86	1.37
錘	39.93	39.93	39.93
計	41.18	41.79	41.30



写真 5.2.11 鉄骨の錘



写真 5.2.12 鉛錘と鉄板

5.2.5 計測計画

計測器は、加速度計、変位計、ロードセル、ひずみゲージを必要箇所に設置した。チャンネル・リストを表 5.2.9～表 5.2.14 に、各チャンネルの計測位置を図 5.2.13～図 5.2.22 に、各試験体ごとに示す。3 つの試験体とも計測部材は概ね同じとしたが、試験体によって計測箇所を増やしたものや減らしたものがある。

収録装置は、TEAC 製の DR-M3、DR-F1 と東京測器製の DC-104R を用いた。TEAC 製のものと東京測器製のものでは収録装置上でデータの同期が取れないことから、振動台上に加速度計を 2 つ設置し、それぞれの収録装置で収録するものとした。収録後、2 チャンネルの時刻歴波形が重なる位置を探し出し、データの同期を取る作業を行った。

絶対変位計測用の変位計は、振動台外に設置した鉄骨のタワーに取り付け、そこから、試験体の各計測点へワイヤーを伸ばした。各計測点の絶対変位の計測値から振動台の絶対変位を差し引いたものが、各点の応答水平変位である。また、レンジの大きな変位計ほど小さな変位を計測する際の精度が悪くなると考えられることから、主要な計測位置にはレンジの大小ことなる変位計を 2 つ設置し、同時に計測を行うこととした。小さなレンジの変位計は BCJ-L2 の 60%加振（後述）以降は撤去した。

相対変位の計測では、柱脚のすべり、台輪の傾き、組物各部の変位等を計測した。変位計の設置には、各部の必要に合わせて、アルミアングルやガラス板を用いた。

ロードセルは礎石の下に設置し、各柱の負担せん断力、鉛直支持荷重を計測した。

また、ビデオ 4～5 台を用いて、正面や裏からの全景、柱脚、組物(全景)及び組物(一部)を撮影することとした。

(1) 試験体 1

表 5.2.9 計測チャンネル・リスト

収録装置	CH.	計測内容	方向	位置	変位	計測器種類	レンジ	会社	計測内容・位置補足	備考
TEAC DR-M3 (32CH.)	1	相対変位	浮上り	大斗(西)	東	LP-10	10mm	緑測器	台輪一大斗(西)	
	2	相対変位	浮上り	大斗(西)	西	LP-10	10mm	緑測器	台輪一大斗(西)	
	3	加速度	西-	振動台	中央	ARF-20A	20m/s ²	東京測器		要アンプ・同期用
	4	相対変位	西+	雲斗(西)		20 LP-50	50mm	緑測器	鍾一雲斗(西)	
	5	相対変位	西+	肘木(西)		50 LP-50	50mm	緑測器	鍾一肘木(西)	
	6	相対変位	西+	巻斗(西)		50 LP-50	50mm	緑測器	鍾一巻斗(西)	
	7	相対変位	西+	大斗(西)		50 LP-50	50mm	緑測器	鍾一大斗(西)	
	8	相対変位	上+	力肘木(西)	東	10 LP-10	10mm	緑測器	鍾一肘木(西)	
	9	相対変位	上+	力肘木(西)	西	10 LP-10	10mm	緑測器	鍾一肘木(西)	
	10	相対変位	上+	雲斗(西)	東	20 LP-20	20mm	緑測器	鍾一雲斗(西)	
	11	相対変位	上+	雲斗(西)	西	20 LP-20	20mm	緑測器	鍾一雲斗(西)	
	12	相対変位	上+	肘木(西)	東	20 LP-20	20mm	緑測器	鍾一肘木(西)	
	13	相対変位	上+	肘木(西)	西	20 LP-20	20mm	緑測器	鍾一肘木(西)	
	14	相対変位	上+	巻斗(西)	東	20 LP-20	20mm	緑測器	鍾一巻斗(西)	
	15	相対変位	上+	巻斗(西)	西	20 LP-20	20mm	緑測器	鍾一巻斗(西)	
	16	相対変位	浮上り	柱(東)	柱脚	西 100 LP-100	100mm	緑測器	礎石(東)一柱(東)	※
	17	相対変位	浮上り	力肘木(西)	西	10 LP-20	20mm	緑測器	雲肘木(西)一力肘木(西)	
	18	相対変位	上+	大斗(西)	東	20 LP-20	20mm	緑測器	鍾一大斗(西)	
	19	相対変位	上+	大斗(西)	西	20 LP-20	20mm	緑測器	鍾一大斗(西)	
	20	相対変位	浮上り	柱(東)	柱頭	東 100 LP-100	100mm	緑測器	台輪一柱(東)	
	21	相対変位	浮上り	柱(東)	柱頭	西 100 LP-100	100mm	緑測器	台輪一柱(東)	
	22	相対変位	浮上り	柱(西)	柱頭	東 100 LP-100	100mm	緑測器	台輪一柱(西)	
	23	相対変位	浮上り	柱(西)	柱頭	西 100 LP-100	100mm	緑測器	台輪一柱(西)	
	24	相対変位	浮上り	柱(東)	柱脚	東 100 LP-100	100mm	緑測器	礎石(東)一柱(東)	
	25	相対変位	浮上り	力肘木(西)	東	10 LP-20	20mm	緑測器	雲肘木(西)一力肘木(西)	※
	26	相対変位	浮上り	柱(西)	柱脚	東 100 LP-100	100mm	緑測器	礎石(西)一柱(西)	
	27	相対変位	浮上り	柱(西)	柱脚	西 100 LP-100	100mm	緑測器	礎石(西)一柱(西)	
	28	絶対変位	西-	柱(東)	柱頭	東 600 CPP-45-70L	700mm	緑測器		
	29	絶対変位	西+	柱(西)	柱頭	西 600 CPP-45-70L	700mm	緑測器		
	30	相対変位	上-	台輪	東	LP-200	200mm	緑測器	振動台一輪	
	31	相対変位	上-	台輪	西	LP-200	200mm	緑測器	振動台一輪	
	32									
TEAC DR-F1 (33CH.)	33	ひずみ	引張+	台輪	上面	東 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	34	ひずみ	引張+	台輪	上面	西 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	35	ひずみ	引張+	台輪	下面	東 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	36	ひずみ	引張+	台輪	下面	西 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	37	ひずみ	引張+	柱(東)	柱頭	東 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	38	ひずみ	引張+	柱(東)	柱頭	西 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	39	ひずみ	引張+	柱(東)	腰貫上	東 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	40	ひずみ	引張+	柱(東)	腰貫上	西 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	41	ひずみ	引張+	柱(西)	柱頭	東 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	42	ひずみ	引張+	柱(西)	柱頭	西 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	43	ひずみ	引張+	柱(西)	腰貫上	東 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	44	ひずみ	引張+	柱(西)	腰貫上	西 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	45	ひずみ	引張+	腰貫	上面	PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	46	ひずみ	引張+	腰貫	上面	PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	47	ひずみ	引張+	腰貫	下面	PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	48	ひずみ	引張+	腰貫	下面	PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	49	ひずみ	引張+	柱(東)	腰貫下	東 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	50	ひずみ	引張+	柱(東)	腰貫下	西 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	51	ひずみ	引張+	柱(東)	柱脚	東 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	52	ひずみ	引張+	柱(東)	柱脚	西 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	53	ひずみ	引張+	柱(西)	腰貫下	東 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	54	ひずみ	引張+	柱(西)	腰貫下	西 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	55	ひずみ	引張+	柱(西)	柱脚	東 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	56	ひずみ	引張+	柱(西)	柱脚	西 PL-60-11		東京測器		要アンプ+ブリッジボックス
	57									
	58									
	59									
	60									
	61									
	62									
	63									
	64									
	65									
東京測器 DC-104R (20CH.)	66	加速度	西-	ロードセル(東)		SLP-300KNSx	60kN	東京測器	せん断力	要アンプ・建研から借用
	67	加速度	上+	ロードセル(東)		SLP-300KNSx	300kN	東京測器	軸力	要アンプ・建研から借用
	68	加速度	西-	ロードセル(西)		SLP-300KNSx	60kN	東京測器	せん断力	要アンプ・建研から借用
	69	加速度	上+	ロードセル(西)		SLP-300KNSx	300kN	東京測器	軸力	要アンプ・建研から借用
	70	加速度	西-	鍾		ARF-20A	20m/s ²	東京測器		要アンプ
	71	加速度	西-	台輪	上面	ARF-10A	10m/s ²	東京測器		要アンプ
	72	加速度	西-	振動台	中央	ARF-10A	10m/s ²	東京測器		要アンプ・同期用
	73	絶対変位	西-	振動台		300 SDP-300D	300mm	東京測器		要アンプ・首都大から借用
	74	絶対変位	西-	鍾	西面	600 DP-1000C	1000mm	東京測器		要アンプ
	75	絶対変位	西-	通肘木	西面	600 DP-1000C	1000mm	東京測器		要アンプ・首都大から借用
	76	絶対変位	西-	台輪	西面	DP-1000C	1000mm	東京測器		要アンプ・首都大から借用
	77	絶対変位	西-	柱(西)	腰貫レベル	西 500 DP-500B	500mm	東京測器		要アンプ
	78	相対変位	西+	柱(東)	柱脚	東 200 CDP-50	50mm	東京測器	振動台一柱(東)	要アンプ
	79	相対変位	西-	柱(西)	柱脚	西 200 CDP-50	50mm	東京測器	振動台一柱(西)	要アンプ
	80	絶対変位	西+	鍾	西面	200 SDP-200R	200mm	東京測器	BCJ-L2 60%以降は撤去	要アンプ
	81	絶対変位	西+	通肘木	西面	200 SDP-200R	200mm	東京測器	BCJ-L2 60%以降は撤去	要アンプ
	82	絶対変位	西+	台輪	西面	200 SDP-200R	200mm	東京測器	BCJ-L2 60%以降は撤去	要アンプ
	83	絶対変位	西+	柱(西)	柱頭	西 200 SDP-200R	200mm	東京測器	BCJ-L2 60%以降は撤去	要アンプ
	84	相対変位	上+	通肘木	東	SDP-200R	200mm	東京測器		要アンプ
	85	相対変位	上+	通肘木	西	SDP-200R	200mm	東京測器		要アンプ

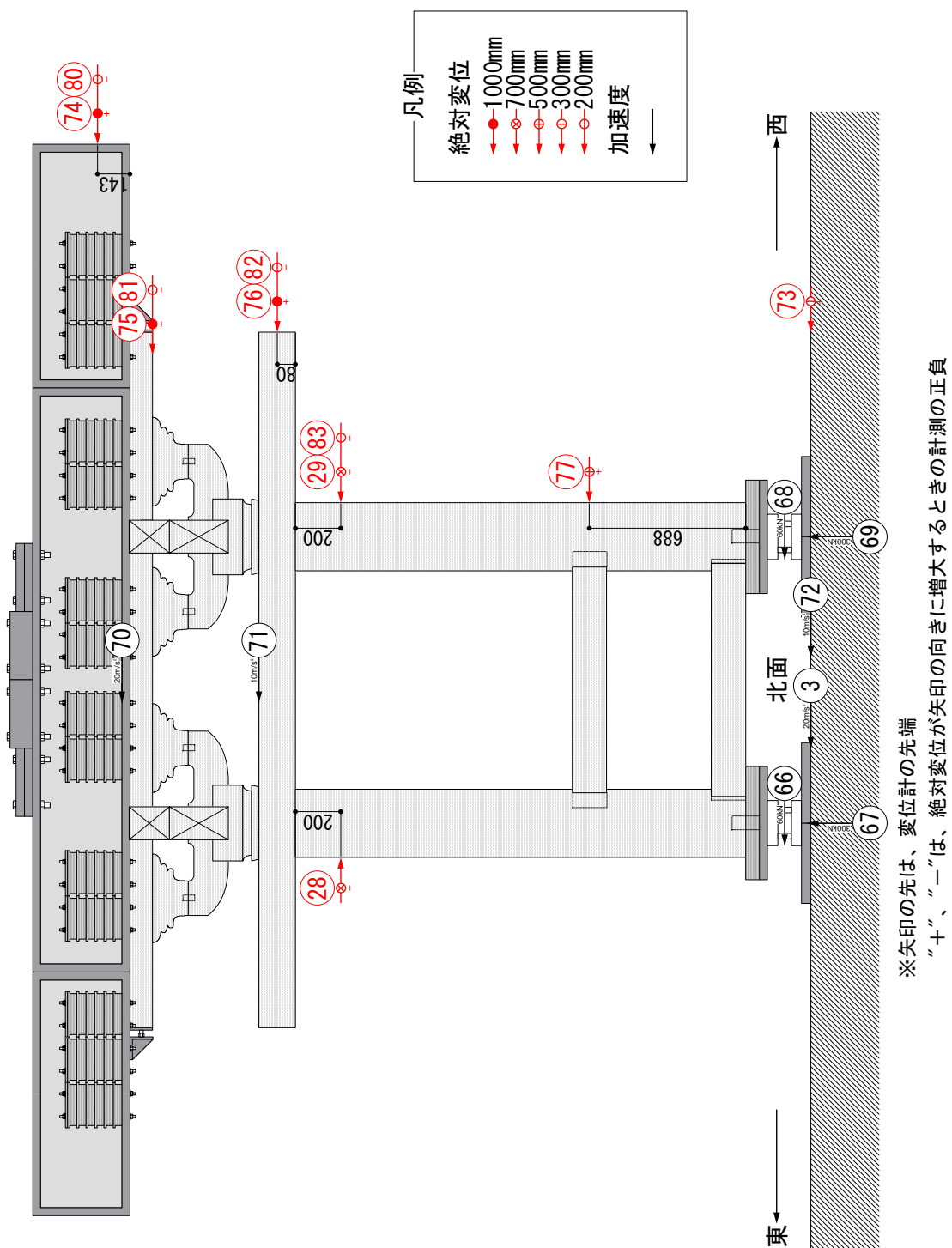


図 5.2.13 計測位置（絶対変位）

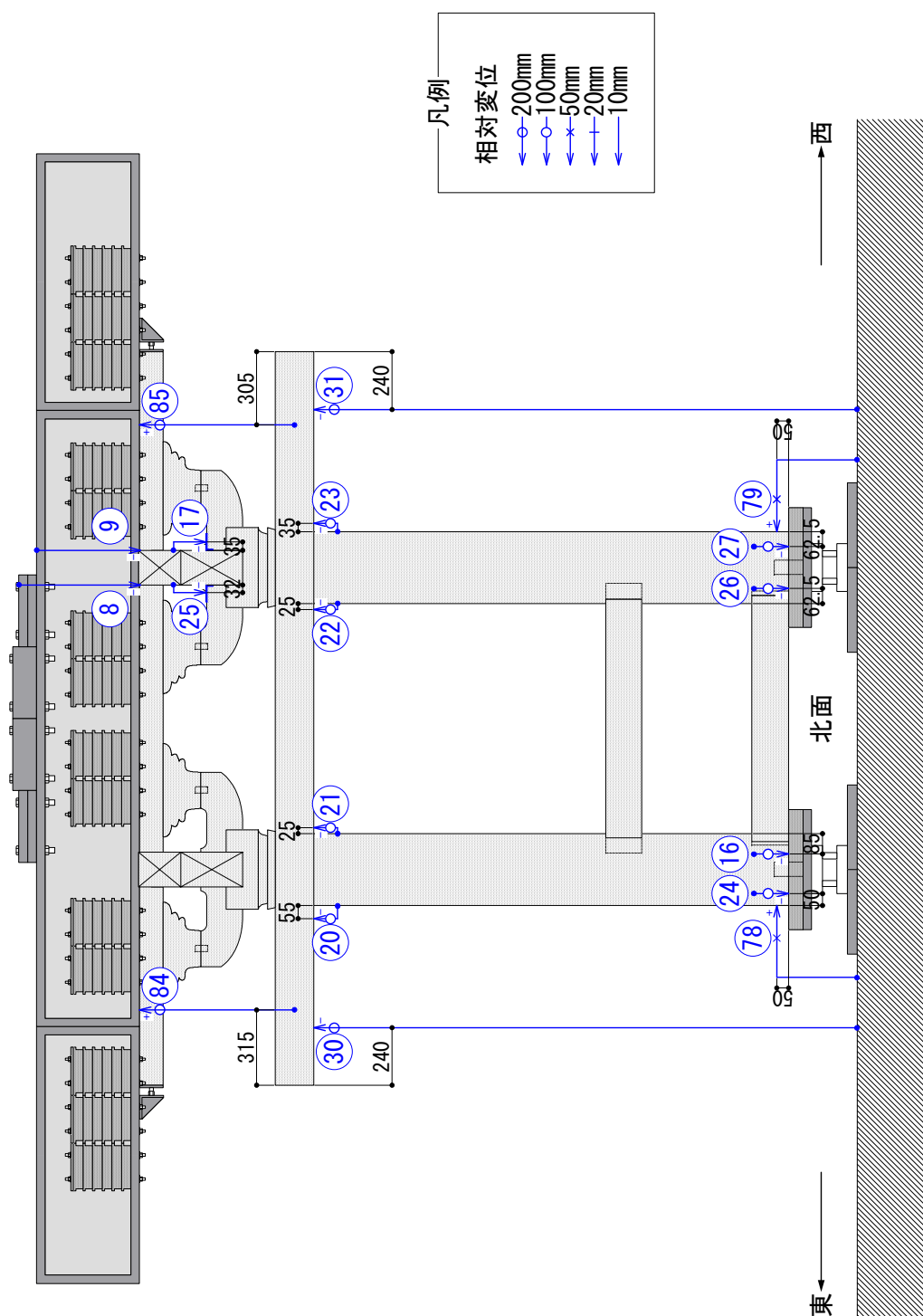


図 5.2.14 計測位置（相対変位）

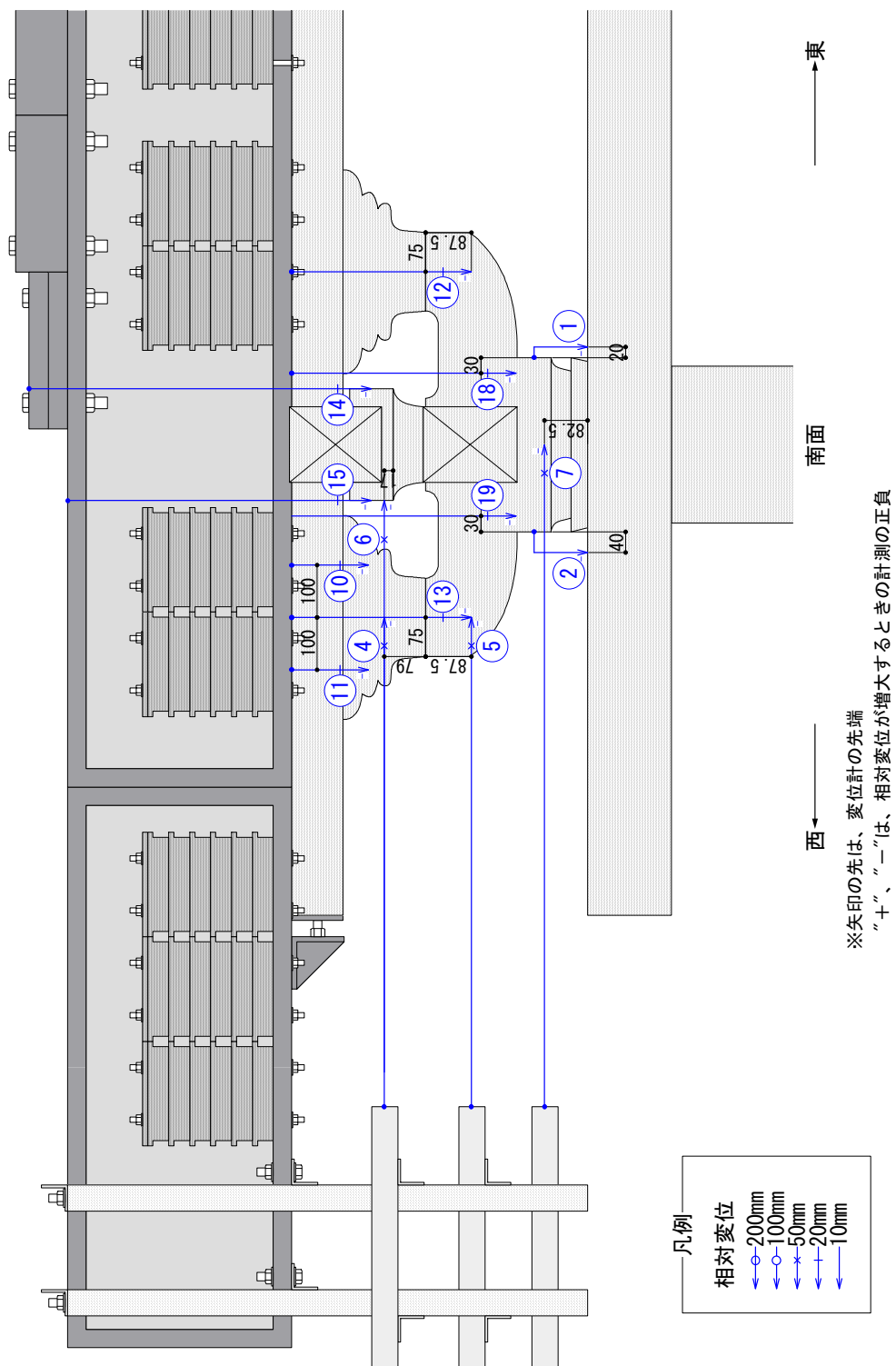


図 5.2.15 計測位置（組物部の相対変位）

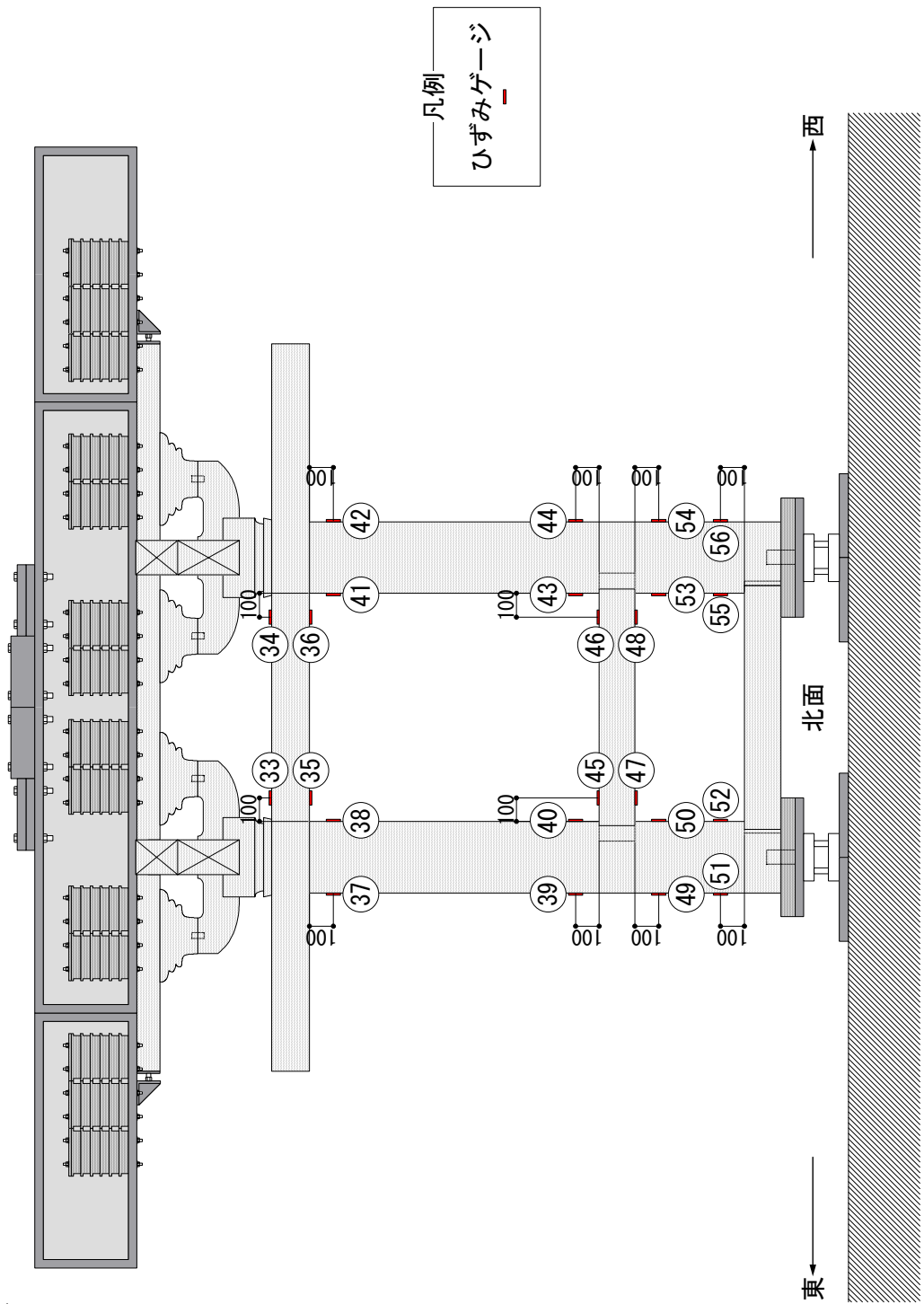


図 5.2.16 計測位置（ひずみゲージ）

(2) 試験体 2

表 5.2.10 計測チャンネル・リスト 1

収録装置	CH.	No. (準備時)	計測内容	計測方向		計測位置		計測器種類	レンジ	会社	備考
					正負						
TEAC DR-M3 (32CH.)	1	1	ひずみ	鉛直	引張(上)+	ロードセル	(東)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	2	2	ひずみ	鉛直	引張(上)+	ロードセル	(東)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	3	3	ひずみ	鉛直	引張(上)+	ロードセル	(東)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	4	4	ひずみ	鉛直	引張(上)+	ロードセル	(東)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	5	5	ひずみ	鉛直	引張(上)+	ロードセル	(西)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	6	6	ひずみ	鉛直	引張(上)+	ロードセル	(西)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	7	7	ひずみ	鉛直	引張(上)+	ロードセル	(西)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	8	8	ひずみ	鉛直	引張(上)+	ロードセル	(西)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	9	9	ひずみ	水平	引張(西)+	ロードセル	(東)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	10	10	ひずみ	水平	引張(西)+	ロードセル	(東)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	11	11	ひずみ	水平	引張(西)+	ロードセル	(東)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	12	12	ひずみ	水平	引張(西)+	ロードセル	(西)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	13	13	ひずみ	水平	引張(東)+	ロードセル	(西)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	14	14	ひずみ	水平	引張(東)+	ロードセル	(西)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	15	15	ひずみ	水平	引張(東)+	ロードセル	(西)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	16	16	ひずみ	水平	引張(東)+	ロードセル	(西)	KFG-2-120-C1-11		共和電気	要アンプ+ブリッジボックス , 120オーム
	17										
	18										
	19										
	20										
	21										
	22										
	23										
	24										
	25										
	26										
	27										
	28										
	29										
	30										
	31										
	32										

(*) 計測器の符号について

<緑測器> 変位計: 圧縮(縮む方向)が+, 引張(伸びる方向)が-

<東京測器> 変位計: 引張(伸びる方向)が+, 圧縮(縮む方向)が-, ひずみゲージ: 引張+, 圧縮-

大変形時に撤去。

* 計測方向の正負は、計測器の針がその方角に動いたときの±

表 5.2.11 計測チャンネル・リスト 2

収録装置	CH.	No. (準備時)	計測内容	計測方向		計測位置			計測器種類	レンジ	会社	備考
					正負							
中笠研	1	1	9	ひずみ	引張+	壁 上部	中央	上下	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		2	10	ひずみ	引張+	壁 上部	中央	左右	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		3	11	ひずみ	引張+	壁 上部	中央	斜め	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		4	12	ひずみ	引張+	壁 上部	中 上	上下	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		5	13	ひずみ	引張+	壁 上部	中 上	左右	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		6	14	ひずみ	引張+	壁 上部	中 上	斜め	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		7	15	ひずみ	引張+	壁 上部	東	上下	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		8	16	ひずみ	引張+	壁 上部	東	左右	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
	2	9	17	ひずみ	引張+	壁 上部	東	斜め	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		10	18	ひずみ	引張+	壁 上部	下	上下	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		11	19	ひずみ	引張+	壁 上部	下	左右	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		12	20	ひずみ	引張+	壁 上部	下	斜め	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		13	21	ひずみ	引張+	壁 上部	西	上下	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		14	22	ひずみ	引張+	壁 上部	西	左右	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		15	23	ひずみ	引張+	壁 上部	西	斜め	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		16	24	ひずみ	引張+	壁 下部	中央	上下	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
	3	17	25	ひずみ	引張+	壁 下部	中央	左右	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		18	26	ひずみ	引張+	壁 下部	中央	斜め	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		19	27	ひずみ	引張+	雲斗			PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		20	28	ひずみ	引張+	雲斗			PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		21	29	ひずみ	引張+	雲斗			PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		22	30	ひずみ	引張+	雲斗			PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
		23	65	相対変位		西+	地貫		LP-10	10	緑測器	振動台から地貫
		24	1	1	ひずみ	引張+	台輪	上面 東	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンブ+ブリッジボックス
	4	25	25	1 絶対変位	水平	西+	錘 (西)		LP-750 & LP-200	750 / 200	緑測器	大加振時LP-200撤去 大変形にコード変更
		26	26	2 絶対変位	水平	西+	台輪 (西)		LP-750 & LP-200	750 / 200	緑測器	大加振時LP-200撤去 大変形にコード変更
		27	27	3 相対変位	水平	東+	柱頭 (東)		LP-50	50	緑測器	台輪から柱
		28	28	4 相対変位	水平	西+	柱頭 (西)		LP-50	50	緑測器	台輪から柱
		29	29	5 相対変位	水平	東+	柱頭 (東)		LP-50	50	緑測器	振動台から柱脚
		30	30	6 相対変位	水平	西+	柱脚 (西)		LP-50	50	緑測器	振動台から柱脚
		31	31	7 相対変位	鉛直	下+	台輪一錘 (東)	東	LP-100	100	緑測器	台輪から錘
		32	32	8 相対変位	鉛直	下+	台輪一錘 (西)	西	LP-100	100	緑測器	台輪から錘
	5	33	33	9 相対変位	鉛直	下+	錘 (東)	東	LP-100	100	緑測器	振動台から錘
		34	34	10 相対変位	鉛直	下+	錘 (西)	西	LP-100	100	緑測器	振動台から錘
		35	35	11 相対変位	鉛直	下+	柱頭 (東)	東	LP-200	200	緑測器	柱から台輪
		36	36	12 相対変位	鉛直	下+	柱頭 (東)	西	LP-200	200	緑測器	柱から台輪
		37	37	13 相対変位	鉛直	下+	柱頭 (西)	東	LP-200	200	緑測器	柱から台輪
		38	38	14 相対変位	鉛直	下+	柱頭 (西)	西	LP-200	200	緑測器	柱から台輪
		39	39	15 相対変位	鉛直	上+	柱脚 (東)	東	LP-100	100	緑測器	柱から礎石
		40	40	16 相対変位	鉛直	上+	柱脚 (東)	西	LP-100	100	緑測器	柱から礎石
	6	41	41	17 相対変位	鉛直	上+	柱脚 (西)	東	LP-100	100	緑測器	柱から礎石
		42	42	18 相対変位	鉛直	上+	柱脚 (西)	西	LP-100	100	緑測器	柱から礎石
		43	43	19 相対変位	水平	西+	雲斗 (西)	西	LP-50	50	緑測器	錘から雲斗(水平)を計測
		44	44	20 相対変位	水平	西+	桷肘木 (西)		LP-50	50	緑測器	錘から桷肘木(水平)を計測
		45	45	21 相対変位	水平	西+	巻斗 (西)		LP-50	50	緑測器	錘から巻斗(水平)を計測
		46	46	22 相対変位	水平	西+	大斗 (西)		LP-50	50	緑測器	錘から大斗(水平)を計測
		47	47	23 相対変位	鉛直	上+	雲斗 (西)	東	LP-20	20	緑測器	錘から雲斗(鉛直)を計測
		48	48	24 相対変位	鉛直	上+	雲斗 (西)	西	LP-20	20	緑測器	錘から雲斗(鉛直)を計測
	7	49	49	25 相対変位	鉛直	上+	桷肘木 (西)	東	LP-20	20	緑測器	錘から桷肘木(鉛直)を計測
		50	50	26 相対変位	鉛直	上+	桷肘木 (西)	西	LP-20	20	緑測器	錘から桷肘木(鉛直)を計測
		51	51	27 相対変位	鉛直	上+	巻斗 (西)	東	LP-20	20	緑測器	錘から巻斗(鉛直)を計測
		52	52	28 相対変位	鉛直	上+	巻斗 (西)	西	LP-20	20	緑測器	錘から巻斗(鉛直)を計測
		53	53	29 相対変位	鉛直	上+	大斗 (西)	東	LP-20	20	緑測器	錘から大斗(鉛直)を計測
		54	54	30 相対変位	鉛直	上+	大斗 (西)	西	LP-20	20	緑測器	錘から大斗(鉛直)を計測
		55	55	31 相対変位	鉛直	上+	大斗 (西)	東	LP-20	20	緑測器	大斗から台輪
		56	56	32 相対変位	鉛直	上+	大斗 (西)	西	LP-20	20	緑測器	大斗から台輪
	8	57	57	33 相対変位	鉛直	上+	通肘木(短) (西)	東	LP-10	10	緑測器	錘から通肘木(鉛直)を計測
		58	58	34 相対変位	鉛直	上+	通肘木(短) (西)	西	LP-10	10	緑測器	錘から通肘木(鉛直)を計測
		59	59	35 相対変位	鉛直	上+	雲肘木 (西)	東	LP-10	10	緑測器	錘から雲肘木(鉛直)を計測
		60	60	36 相対変位	鉛直	上+	雲肘木 (西)	西	LP-10	10	緑測器	錘から雲肘木(鉛直)を計測
		61	61	37 相対変位	水平	西+	通肘木 (西)		LP-50	50	緑測器	台輪から通肘木
		62	62	38 絶対変位	水平	西+	振動台上 (西)		LP-500	500	緑測器	
		63	63	39 相対変位	鉛直	上+	地貫 (西)	東	LP-10	10	緑測器	地貫から振動台
		64	64	40 相対変位	鉛直	上+	地貫 (西)	西	LP-10	10	緑測器	地貫から振動台

(*) 計測器の符号について

<緑測器> 変位計: 圧縮(縮む方向)が+, 引張(伸びる方向)が-

大変形時に撤去。

<東京測器> 変位計: 引張(伸びる方向)が+, 圧縮(縮む方向)が-, ひずみゲージ: 引張+, 圧縮-

* 計測方向の正負は、計測器の針がその方向に動いたとき

表 5.2.12 計測チャンネル・リスト 3

収録装置	CH.	No. (準備時)	計測内容	計測方向		計測位置			計測器種類	レンジ	会社	備考		
					正負									
東京測器 DC104	1	65	101	1	絶対変位	水平	西+	錘	(西)		2000	2000	東京測器	
		66	102	2	絶対変位	水平	西+	台輪	(西)		1000	1000	東京測器	
		67	103	3	加速度	水平	西+	振動台	中央		ARF-20A	20m/s ²	共和電業	
		68	24	4	加速度	鉛直	西+	振動台	中央		ARF-20A	20m/s ²	共和電業	
	2	69	105	1	加速度	水平	西+	錘上	中央		ARF-20A	20m/s ²	共和電業	
		70	106	2	加速度	鉛直	西+	錘上	中央		ARF-20A	20m/s ²	共和電業	
		71	21	3	加速度	水平	西+	台輪上	中央		ARF-20A	20m/s ²	共和電業	
		72	22	4	加速度	鉛直	西+	台輪上	中央		ARF-20A	20m/s ²	共和電業	
	3	73	5	1	ひずみ		引張+	腰貫	上面	西	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
		74	6	2	ひずみ		引張+	腰貫	上面	東	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
		75	7	3	ひずみ		引張+	腰貫	下面	東	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
		76	8	4	ひずみ		引張+	腰貫	下面	西	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	4	77	1	1	絶対変位	水平	東+	振動台	(西)		500	500mm	東京測器	
		78	2	2	ひずみ		引張+	台輪	上面	西	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
		79	3	3	ひずみ		引張+	台輪	下面	東	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
		80	4	4	ひずみ		引張+	台輪	下面	西	PL-60-11	60mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	5	81	31	1	ひずみ		引張+	地貫	上面	東	PL-60-12	61mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
		82	32	2	ひずみ		引張+	地貫	上面	西	PL-60-13	62mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
		83	33	3	ひずみ		引張+	地貫	下面	東	PL-60-14	63mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
		84	34	4	ひずみ		引張+	地貫	下面	西	PL-60-15	64mm	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス

(*) 計測器の符号について

<緑測器> 変位計: 圧縮(縮む方向)が+, 引張(伸びる方向)が-

<東京測器> 変位計: 引張(伸びる方向)が+, 圧縮(縮む方向)が-, ひずみゲージ: 引張+, 圧縮-

大変形時に撤去。

* 計測方向の正負は、計測器の針がその方角に動いたときの土

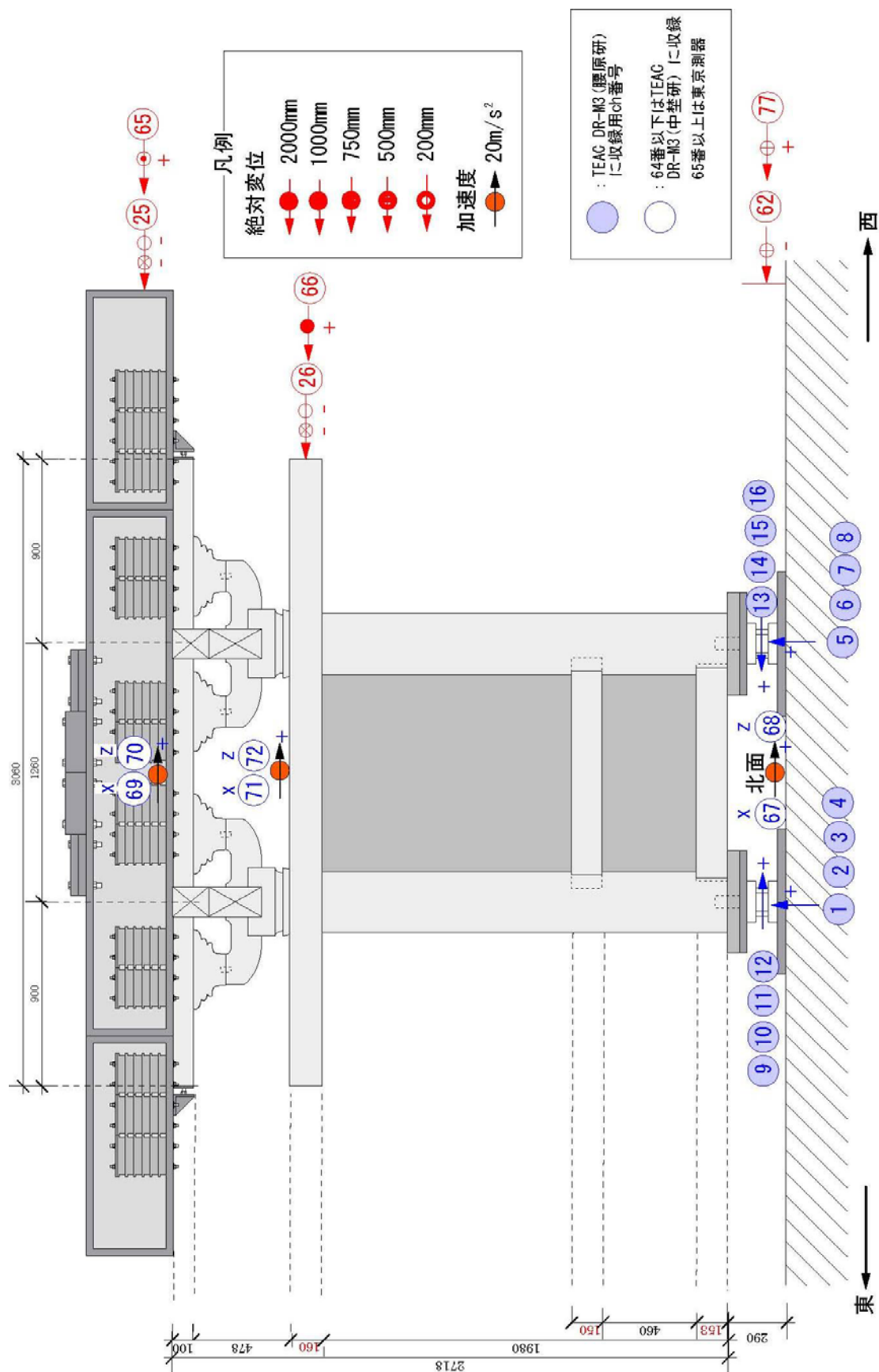


図 5.2.17 計測位置 (絶対変位)

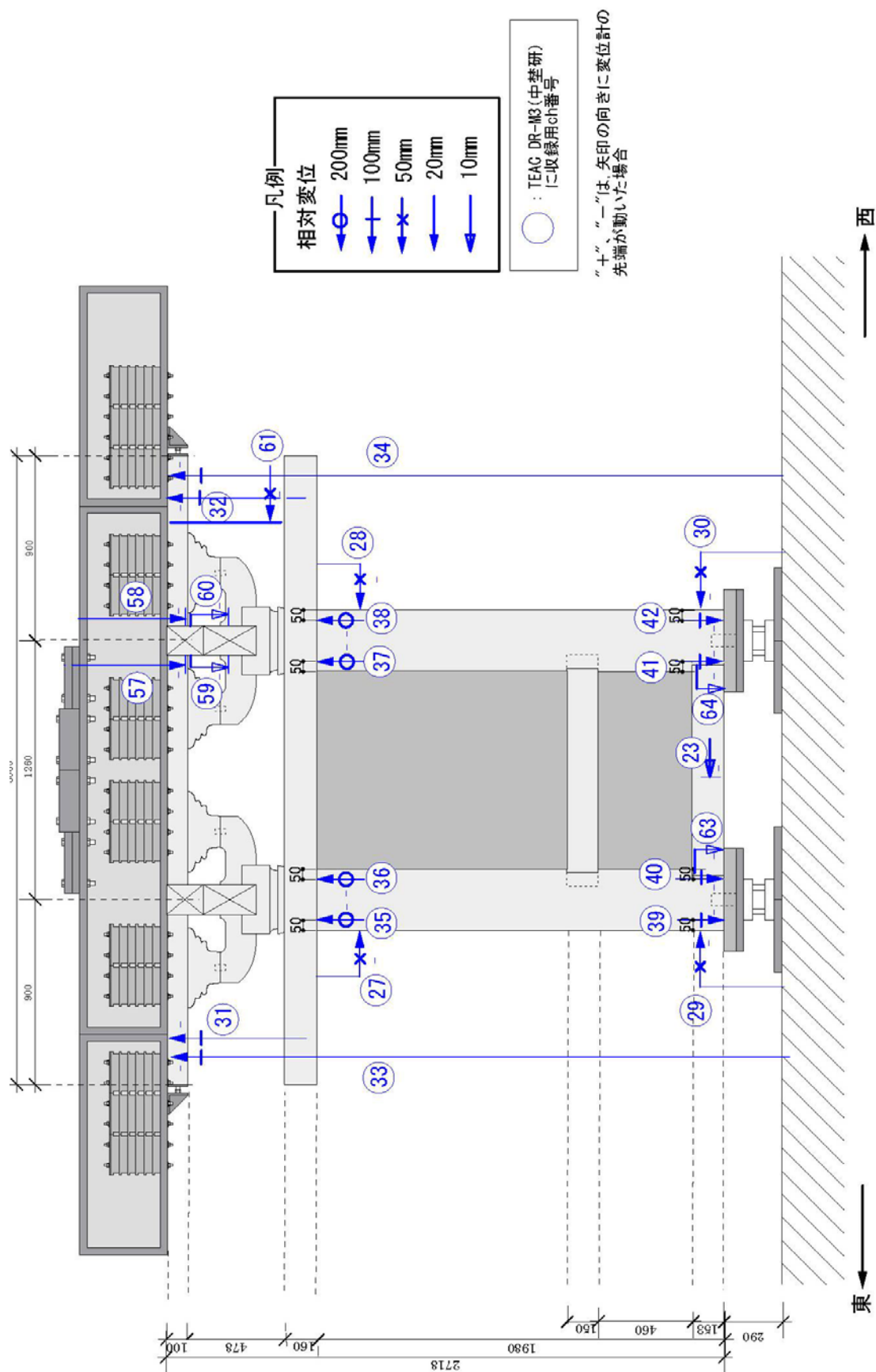
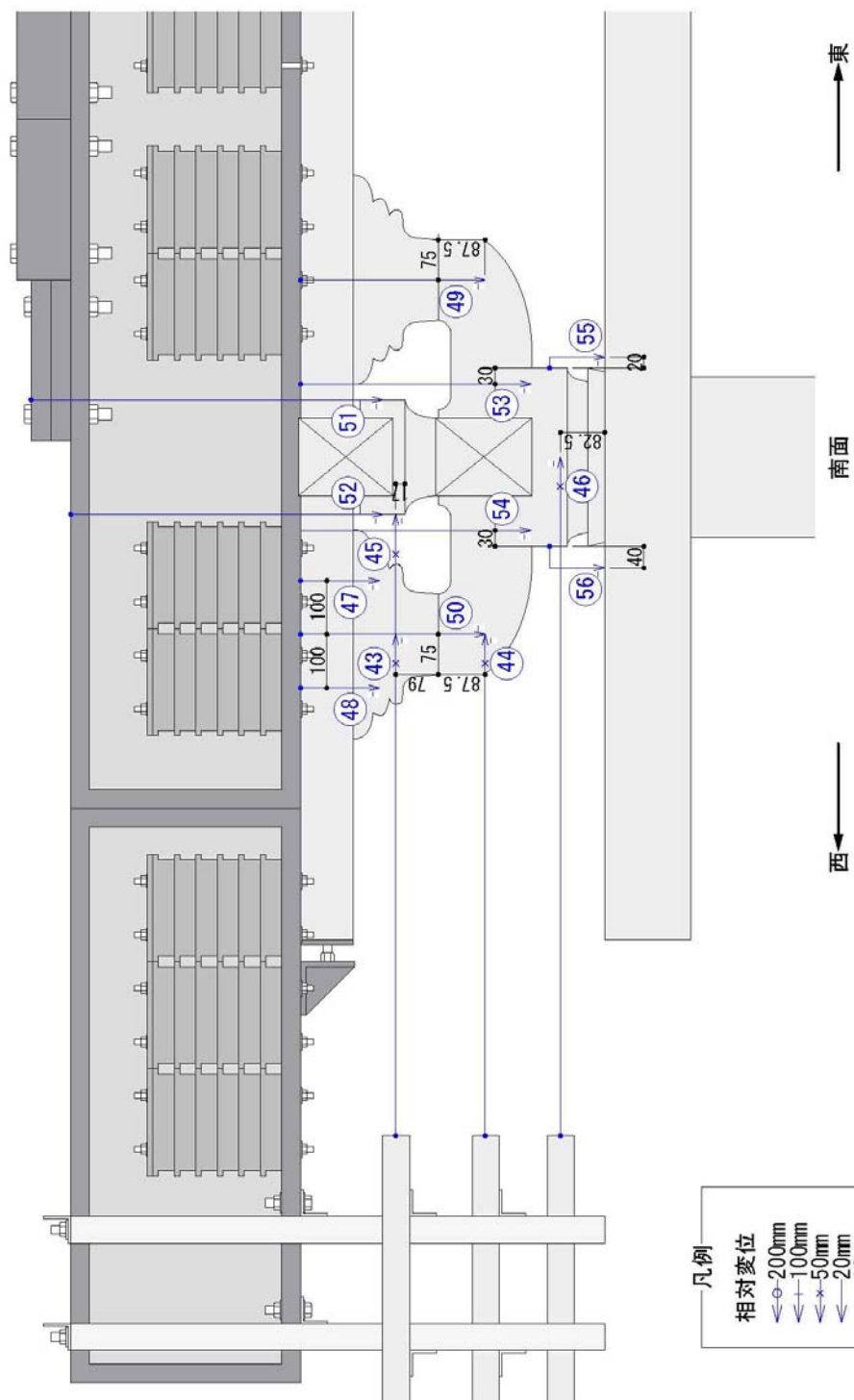


図 5.2.18 計測位置 (相対変位)



※矢印の先は、変位計の先端
 “+”、“-”は、変位計の先端が矢印の向きに
 動いた場合の計測の正負

図 5.2.19 計測位置（組物部の相対変位）

(3) 試験体 3

表 5.2.13 計測チャンネル・リスト 1

収録装置	CH.	No. (準備時)	計測内容	計測方向		計測位置		計測器種類	レンジ	単位	会社	備考
				水平	正負							
新収録装置	1		加速度	水平	西+	振動台上	(西)	ARF-20A	20	m/s ²	東京測器	要アンプ、同期
	2		絶対変位	水平	西+	振動台上	(西)	LP-500	500	mm	緑測器	同期
	3		絶対変位	水平	西+	錘	(西)	LP-750 & LP-200	750 / 200	mm	緑測器	大変形時にLP750にコード差し替え
	4		絶対変位	水平	西+	台輪	(西)	LP-750 & LP-200	750 / 200	mm	緑測器	大変形時にLP750にコード差し替え
	5		相対変位	鉛直	上-	柱頭	(東)	LP-100	100	mm	緑測器	柱から台輪
	6		相対変位	鉛直	上-	柱頭	(東)	LP-100	100	mm	緑測器	柱から台輪
	7		相対変位	鉛直	上-	柱頭	(西)	LP-100	100	mm	緑測器	柱から台輪
	8		相対変位	鉛直	上-	柱頭	(西)	LP-100	100	mm	緑測器	柱から台輪
	9		相対変位	鉛直	上+	柱脚	(東)	LP-100	100	mm	緑測器	柱から礎石
	10		相対変位	鉛直	上+	柱脚	(東)	LP-100	100	mm	緑測器	柱から礎石
	11		相対変位	鉛直	上+	柱脚	(西)	LP-100	100	mm	緑測器	柱から礎石
	12		相対変位	鉛直	上+	柱脚	(西)	LP-100	100	mm	緑測器	柱から礎石
	13		相対変位	鉛直	上-	振動台上-台輪	(東)	LP-150	150	mm	緑測器	振動台-台輪
	14		相対変位	鉛直	上-	振動台上-台輪	(西)	LP-150	150	mm	緑測器	振動台-台輪
	15		相対変位	水平	西+	錘-台輪	(西)	LP-50	50	mm	緑測器	錘から台輪(水平)を計測
	16		相対変位	鉛直	上+	地質	(西)	LP-10	10	mm	緑測器	地質から振動台
	17		相対変位	鉛直	上+	地質	(西)	LP-10	10	mm	緑測器	地質から振動台
	18		相対変位	水平	西+	大斗	(西)	LP-50	50	mm	緑測器	錘から大斗(水平)を計測
	19		相対変位	水平	西+	雲斗	(西)	LP-50	50	mm	緑測器	錘から雲斗(水平)を計測
	20		相対変位	水平	西+	桢肘木	(西)	LP-50	50	mm	緑測器	錘から桢肘木(水平)を計測
	21		相対変位	水平	西+	巻斗	(西)	LP-50	50	mm	緑測器	錘から巻斗(水平)を計測
	22		相対変位	鉛直	上+	大斗	(西)	CDP-25	25	mm	東京測器	大斗から台輪 要アンプ
	23		相対変位	鉛直	上+	大斗	(西)	CDP-25	25	mm	東京測器	大斗から台輪 要アンプ
	24		相対変位	鉛直	上+	大斗	(西)	LP-20	20	mm	緑測器	錘から大斗(鉛直)を計測
	25		相対変位	鉛直	上+	大斗	(西)	LP-20	20	mm	緑測器	錘から大斗(鉛直)を計測
	26		相対変位	鉛直	上+	桢肘木	(西)	LP-20	20	mm	緑測器	錘から桢肘木(鉛直)を計測
	27		相対変位	鉛直	上+	桢肘木	(西)	LP-20	20	mm	緑測器	錘から桢肘木(鉛直)を計測
	28		相対変位	鉛直	上+	雲斗	(西)	LP-20	20	mm	緑測器	錘から雲斗(鉛直)を計測
	29		相対変位	鉛直	上+	雲斗	(西)	LP-20	20	mm	緑測器	錘から雲斗(鉛直)を計測
	30		相対変位	鉛直	上+	巻斗	(西)	LP-20	20	mm	緑測器	錘から巻斗(鉛直)を計測
	31		相対変位	鉛直	上+	巻斗	(西)	LP-20	20	mm	緑測器	錘から巻斗(鉛直)を計測
	32		相対変位	鉛直	上+	雲肘木	(西)	LP-10	10	mm	緑測器	錘から雲肘木(鉛直)を計測
	33		相対変位	鉛直	上+	雲肘木	(西)	LP-10	10	mm	緑測器	錘から雲肘木(鉛直)を計測
	34		相対変位	鉛直	上+	通肘木(短)	(西)	LP-10	10	mm	緑測器	錘から通肘木(鉛直)を計測
	35		相対変位	鉛直	上+	通肘木(短)	(西)	LP-10	10	mm	緑測器	錘から通肘木(鉛直)を計測
	36		相対変位	鉛直	上+	台輪-錘	(東)	LP-100	100	mm	緑測器	台輪から錘
	37		相対変位	鉛直	上+	台輪-錘	(西)	LP-100	100	mm	緑測器	台輪から錘
	38	1	ひずみ	引張+	腰貫	上面	東	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	39	2	ひずみ	引張+	腰貫	上面	西	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	40	3	ひずみ	引張+	腰貫	下面	東	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	41	4	ひずみ	引張+	腰貫	下面	西	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	42	5	ひずみ	引張+	地質	上面	東	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	43	6	ひずみ	引張+	地質	上面	西	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	44	7	ひずみ	引張+	地質	下面	東	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	45	8	ひずみ	引張+	地質	下面	西	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	46	9	ひずみ	引張+	雲斗	(東)	東	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	47	10	ひずみ	引張+	雲斗	(東)	西	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	48	11	ひずみ	引張+	雲斗	(西)	東	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	49	12	ひずみ	引張+	雲斗	(西)	西	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	50	13	ひずみ	引張+	壁 上部	中央	上下	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	51	14	ひずみ	引張+	壁 上部	中央	左右	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	52	15	ひずみ	引張+	壁 上部	中央	斜め	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	53	16	ひずみ	引張+	壁 上部	中上	上下	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	54	17	ひずみ	引張+	壁 上部	中上	左右	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	55	18	ひずみ	引張+	壁 上部	中上	斜め	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	56	19	ひずみ	引張+	壁 上部	東	上下	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	57	20	ひずみ	引張+	壁 上部	東	左右	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	58	21	ひずみ	引張+	壁 上部	東	斜め	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	59	22	ひずみ	引張+	壁 上部	下	上下	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	60	23	ひずみ	引張+	壁 上部	下	左右	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	61	24	ひずみ	引張+	壁 上部	下	斜め	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	62	25	ひずみ	引張+	壁 上部	西	上下	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	63	26	ひずみ	引張+	壁 上部	西	左右	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	64	27	ひずみ	引張+	壁 上部	西	斜め	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	65	28	ひずみ	引張+	壁 下部	中央	上下	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	66	29	ひずみ	引張+	壁 下部	中央	左右	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	67	30	ひずみ	引張+	壁 下部	中央	斜め	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	68	31	ひずみ	引張+	桢肘木	(東)	東	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	69	32	ひずみ	引張+	桢肘木	(東)	西	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	70	33	ひずみ	引張+	桢肘木	(西)	東	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス
	71	34	ひずみ	引張+	桢肘木	(西)	西	PL-60-11		μ	東京測器	要アンプ+ブリッジボックス

表 5.2.14 計測チャンネル・リスト 2

収録装置	CH.	No. (準 備時)		計測内容	計測方向		計測位置	計測器種類	レンジ		会社	備考
					種類	正負						
東京測器 DC104	1	1	1	荷重	水平	西+	ロードセル	SLP-300kNSx	60	kN	東京測器	建研借用
		2	2	荷重	鉛直	上+	ロードセル	SLP-300kNSz	300	kN	東京測器	建研借用
		3	3	荷重	水平	西+	ロードセル	SLP-300kNSx	60	kN	東京測器	建研借用
		4	4	荷重	鉛直	上+	ロードセル	SLP-300kNSz	300	kN	東京測器	建研借用
	2	5	1	加速度	水平	西+	錘	ARF-20A	20	m/s ²	共和産業	
		6	2	加速度	鉛直	上+	錘	ARF-20A	20	m/s ²	共和産業	
		7	3	加速度	水平	西+	台輪	ARF-20A	20	m/s ²	共和産業	
		8	4	加速度	鉛直	上+	台輪	ARF-20A	20	m/s ²	共和産業	
	3	9	1	加速度	水平	西+	振動台	ARF-20A	20	m/s ²	共和産業	
		10	2	加速度	鉛直	上+	振動台	ARF-20A	20	m/s ²	共和産業	
		11	3	絶対変位	水平	西+	錘	DP-2000C	2000	mm	東京測器	
		12	4	絶対変位	水平	西+	台輪	DP-1000C	1000	mm	東京測器	
	4	13	1	絶対変位	水平	西+	振動台	500	500	mm	東京測器	
		14	2	相対変位	水平	西+	柱頭(左)	CDP-50	50	mm	東京測器	
		15	3	相対変位	水平	西+	柱頭(右)	CDP-50	50	mm	東京測器	
		16	4	相対変位	水平	西+	柱脚(左)	CDP-50	50	mm	東京測器	
	5	17	1	相対変位	水平	西+	柱脚(右)	CDP-50	50	mm	東京測器	
		18	2	相対変位	鉛直	上+	振動台～錘	SDP-200	200	mm	東京測器	
		19	3	相対変位	鉛直	上+	振動台～錘	SDP-200	200	mm	東京測器	
		20	4	相対変位	水平	西+	振動台～地貫	CDP-50	50	mm	東京測器	
(*) 計測器の符号について												
<緑測器> 変位計: 圧縮(縮む方向)が+, 引張(伸びる方向)がー												
<東京測器> 変位計: 引張(伸びる方向)が+, 圧縮(縮む方向)がー, ひずみゲージ: 引張+, 圧縮ー												
											大変形時に撤去。	
											* 計測方向の正負は、計測器の針がその方角に動いたときの±	

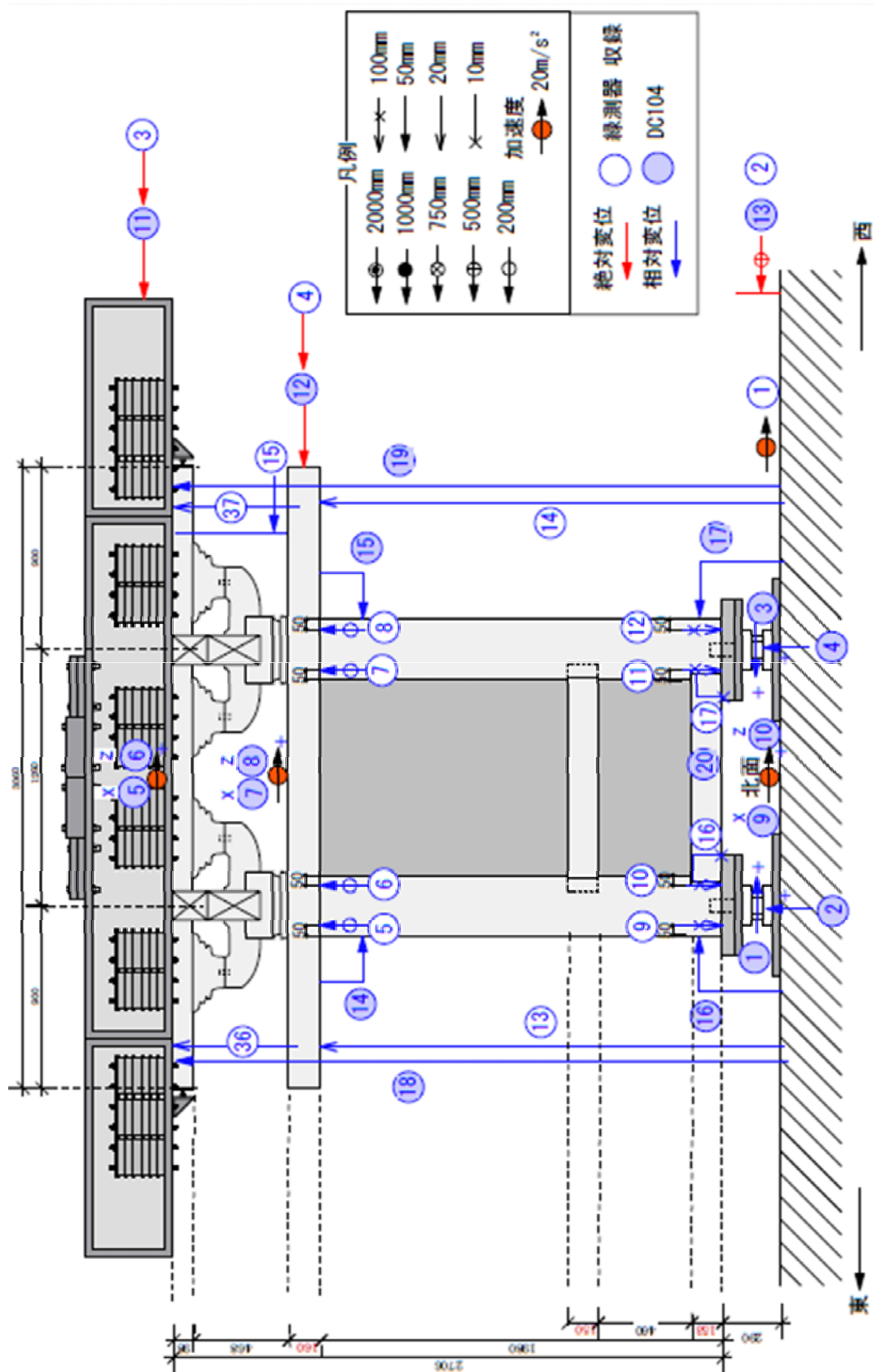


图 5.2.21 计测位置 (相对变位)

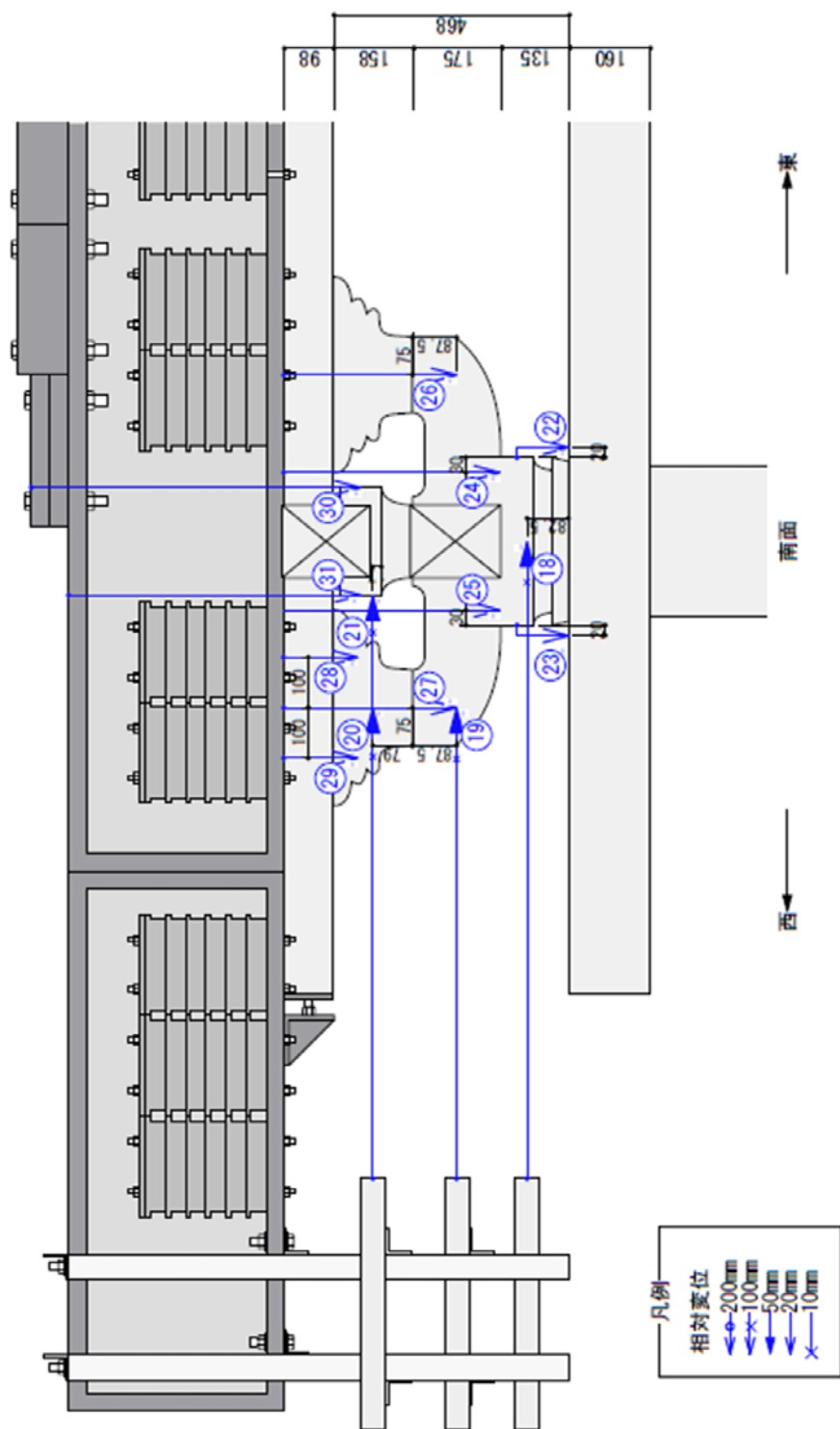


图 5.2.22 計測位置（相对変位）

5.2.6 加振計画

加振波は日本建築センター模擬波のレベル 2 を選定した。BCJ-L2 は財団法人日本建築センターから配布されている模擬地震波で、応答スペクトルの面で癖がなく、本振動台で問題なく入力できるものとして採用した。継続時間 120 秒、最大加速度 355.66gal の加速度記録である。加速度波形を図 5.2.26 に示す。試験体 1 に対しては、この模擬波を加速度レベルで最小 10% から 10% ずつ増大させ、試験体の振動性状の様子を見ながら、最大 100% まで 10 段階のレベルで入力するものとした。試験体 2、試験体 3 に対しては 20% と 100% の波をそれぞれ入力した。

また、地震波の前後には、振動特性を端的に把握する目的として Random 波、Step 波、Sine 波を入力した。ただし、回数などは試験体によって異なる。Step 波では最大振幅数 mm 程度の自由振動を発生させる。比較的小さな加速度から始め、試験体の揺れの様子を見ながら徐々に加速度のレベルを上げていくものとする。Sine 波は試験体に加速度 20gal の正弦波を与える。与える正弦波の振動数を徐々に変化させ、その際の試験体の振幅と加速度を計測することで、共振点を探り、試験体の振動特性を把握するものとする。なお、本実験では振動台の制約から、試験体に正弦波を与えつつ振動数を連続的に変化させるのではなく、特定の振動数について加振をその都度行うものとした。初めは、0.5~1.0Hz 程度の大きな刻みで、0.3~10.0Hz までについて段階的に計測し、その後、共振点と考えられる振動数の付近では刻みを 0.1Hz に細かくし測定を行った。ただし、試験体 3 については、加振中に振動台に不具合が生じたため、0.3-3Hz までの加振とした。Random 波は本加振の前後で 2 度入力し、本加振を通して試験体の振動性状に変化を確認する。

加振計画の一覧を表 5.2.15 に示す。

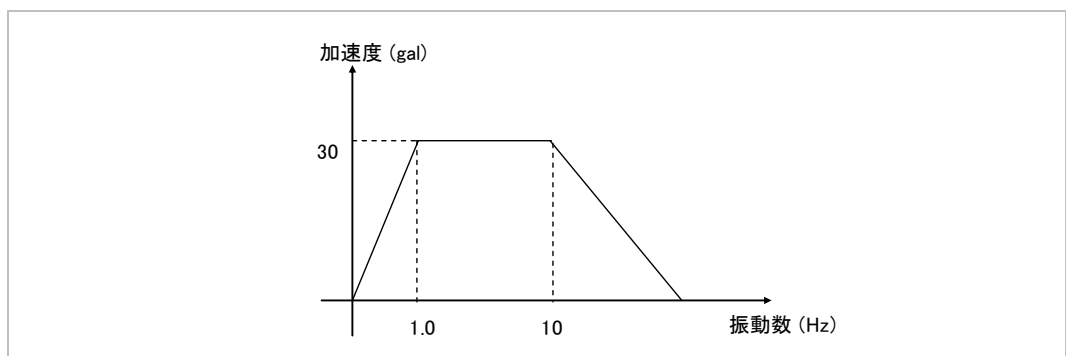


図 5. 2. 23 Random 波

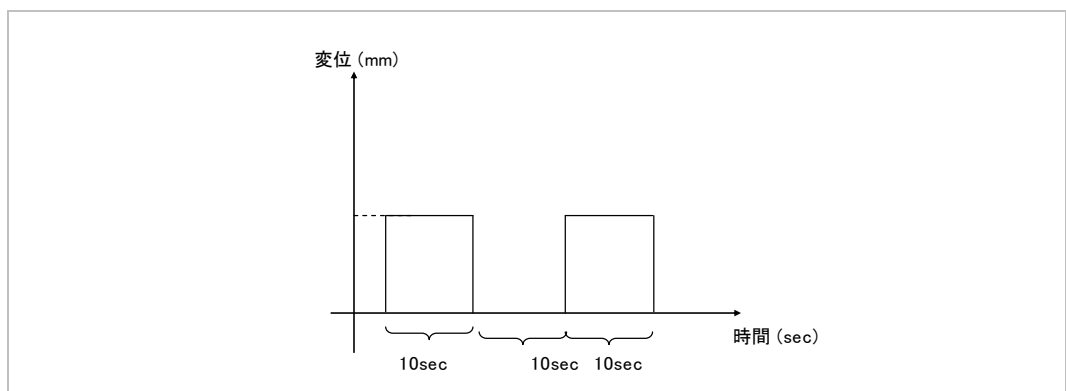


図 5. 2. 24 Step 波

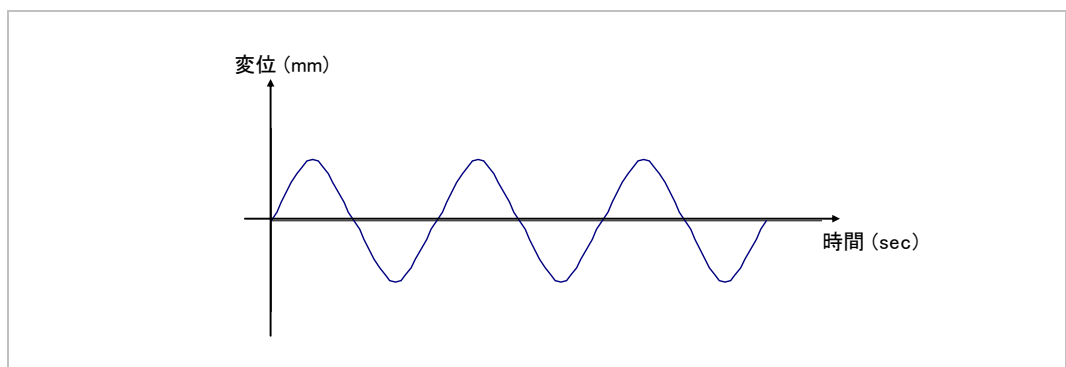


図 5. 2. 25 Sine 波

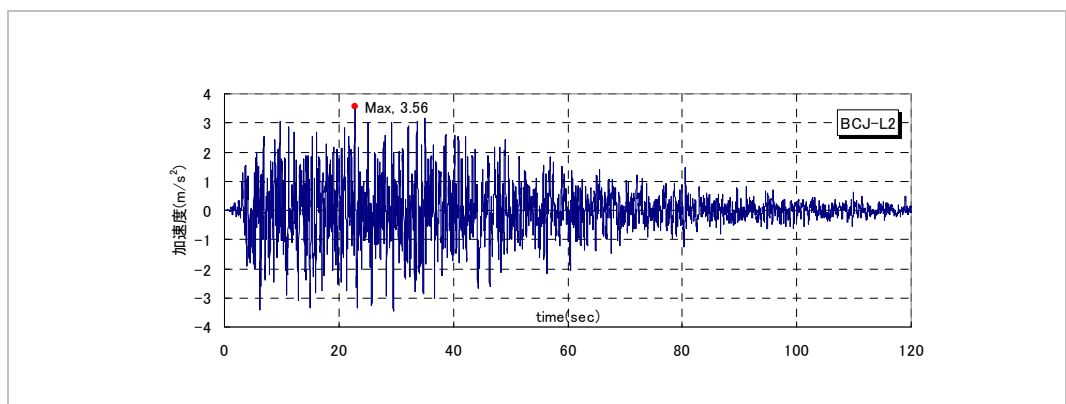


図 5. 2. 26 日本建築センター模擬波 (BCJ-L2) (原波 100%)

表 5.2.15 加振計画

試験体1							
No.	入力波種類	時間	時間軸	振動数	振幅	加速度	備考
		[sec]		[Hz]	[mm]	[gal]	
1	Random波	30	－	1-10	－	30	0.3～10Hzの広帯域波。
2	Step波	60	－	－	1.3.6	－	矩形波を10秒毎に入力。1/500rad.程度の応答変形角を目標とし加振レベルを調整。
3	Sine波	－	－	0.3-10	－	20	Sin波の振動数を断続的に変化させ入力。初め0.3Hzと1.0～10Hzまでを0.5Hz刻みとし、さらに共振点と考えられる帯域を0.1Hz刻みで入力。
4	BCJ-L2	120	等倍	－	－	35.6-356gal	日本建築センター模擬波の加速度を10～100%までを10%刻みで調整して入力。
7	Random波	30	－	1-10	－	30	0.3～10Hzの広帯域波。

試験体2							
No.	入力波種類	時間	時間軸	振動数	振幅	加速度	備考
		[sec]		[Hz]	[mm]	[gal]	
1	Random波	30	－	0.3-10	－	20	1～10Hzの広帯域波。
2	Step波	60	－	－	1, 3	－	矩波形を10秒ごとに繰り返し入力。部応答変位3mm(1/1000rad)程度を目標とし加振レベルを調整。
3	Sine波	－	－	0.3-10	－	20	
4	BCJ-L2 20%	120	等倍	－	－	－	日本建築センター模擬波のレベル2の地震動の最大加速度(355.56gal)の加速度を20%に調整する。
6	BCJ-L2 100%	120	等倍	－	－	－	同上の模擬波。加速度100% に調整。
6	BCJ-L2 100%	120	等倍	－	－	－	同上の模擬波。加速度100% に調整。
7	Random波	30	－	0.3-10	－	20	1～10Hzの広帯域波。

試験体3							
No.	入力波種類	時間	時間軸	振動数	振幅	加速度	備考
		[sec]		[Hz]	[mm]	[gal]	
1	Random波	30	－	0.3-10	－	20	0.3～10Hzの広帯域波。
2	Step波	60	－	－	1, 3	－	矩波形を10秒ごとに繰り返し入力。部応答変位3mm(1/1000rad)程度を目標とし加振レベルを調整。
3	Sine波	－	－	0.3-3	－	20	
4	BCJ-L2 20%	120	等倍	－	－	－	日本建築センター模擬波のレベル2の地震動の最大加速度(355.56gal)の加速度を20%に調整する。
6	BCJ-L2 100%	120	等倍	－	－	－	同上の模擬波。加速度100% に調整。
6	BCJ-L2 100%	120	等倍	－	－	－	同上の模擬波。加速度100% に調整。
7	Random波	30	－	0.3-10	－	20	0.3～10Hzの広帯域波。

5.3 実験結果

5.3.1 試験体 1

地震波加振によって得られた結果について検証する。

5.3.1.1 荷重変形関係

10～100%各レベルの加振によって得られた荷重変形関係を図 5.3.1 に示す。ここでは、変位として通肘木の応答水平変位、復元力として両柱脚で測定されたせん断力の合算を採用した。グラフから、20%加振まではほぼ線形の形となっており、弾性範囲であることが確認される。30%加振以後になると、変位が 5mm、復元力が 5kN 程度の点で剛性が落ち、非線形となる。非線形となった以降はある膨らみをもった履歴となり、加振レベルが大きくなるにしたがって、その膨らみは大きくなる。さらに、70%加振以降になると、除荷部分の履歴に負勾配が見られるようになる。この負勾配は、変位が 50mm 以上の範囲で顕著に生じている。また、どの加振レベルにおいても履歴は概ね正負対称となった。

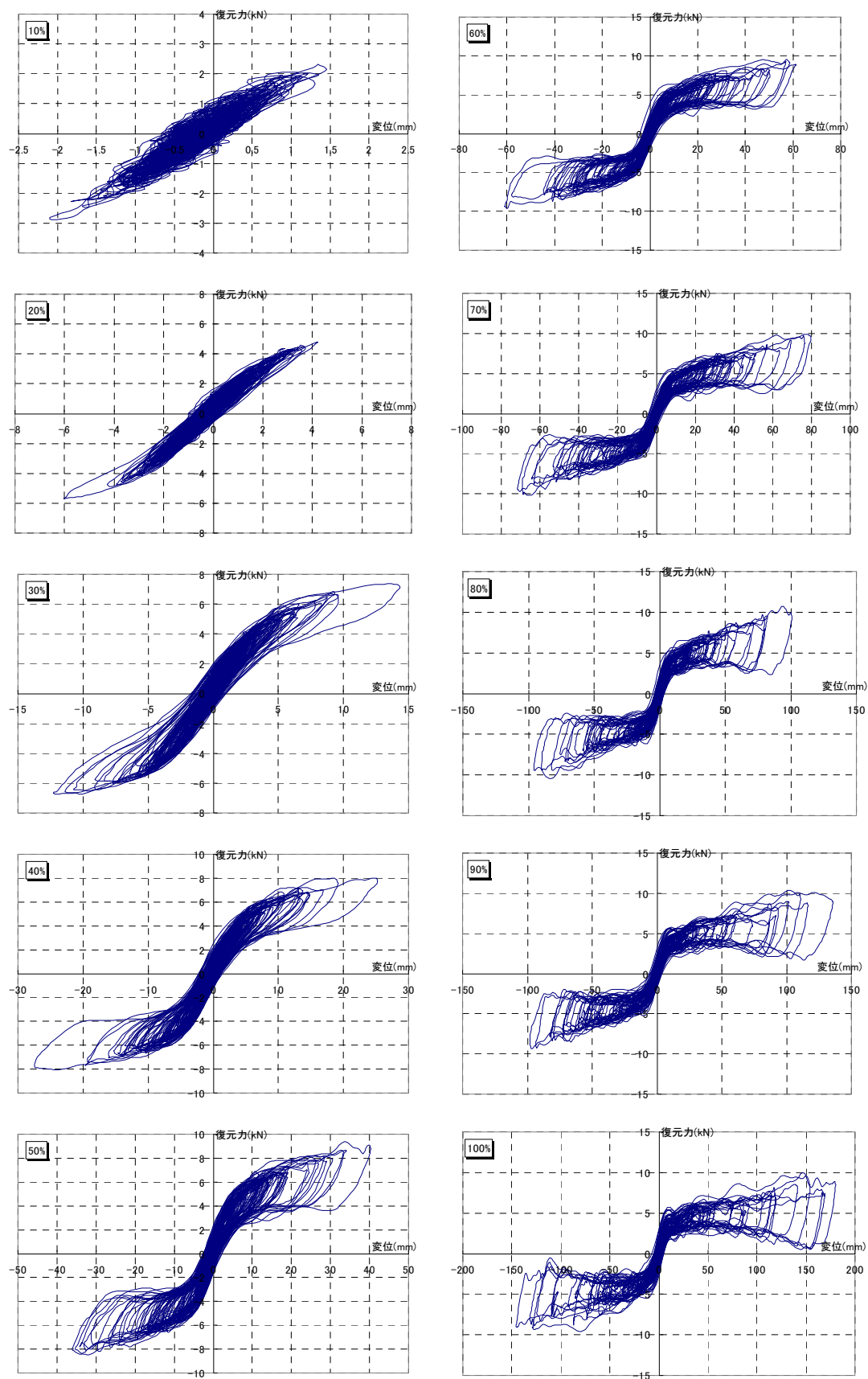


図 5.3.1 各加振レベルの荷重変形関係

さらにこれらのグラフを同一グラフ上にプロットしたものを図 5.3.2 図に、また原点付近が確認できるように一部を拡大したものを図 5.4.3 に示す。初期剛性と非線形以降の第 2 剛性はともに、加振が進むにしたがい小さくなる様子が見られる。図の包絡線を考えた場合、耐力は、変位 5mm 程で折れて以降、100mm 程のところで最大となり、それ以上の変位では徐々に低下するようである。履歴は、載荷時には、過去の最大変位を目指すような形となっている。除荷の際には耐力が一気に低下し、その後（比較的大きな加振レベルでは）負の勾配を辿り、50mm 付近で極大を迎えた後、原点に回帰する。

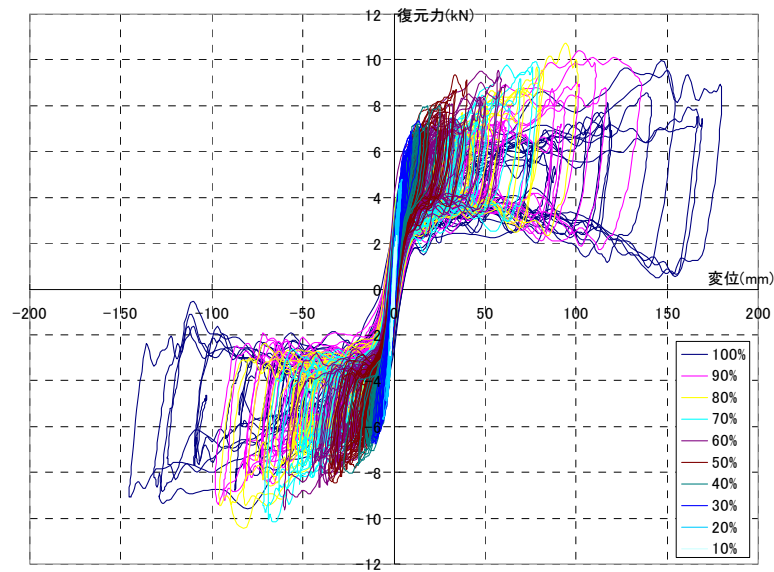


図 5.3.2 各加振レベルの荷重変形関係

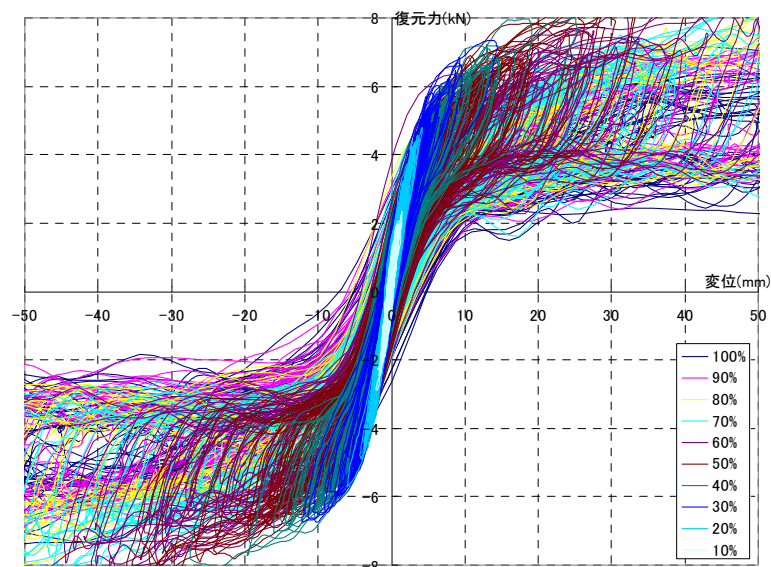


図 5.3.3 各加振レベルの荷重変形関係（一部）

各加振レベルにおける剛性を評価する。以下のように初期剛性および第2剛性を設定し、算出するものとする。

初期剛性：

変位が 5mm 程度の所に履歴の折れ点が見られることから、試験体の変形角 $1/500\text{rad}$ 時の割線剛性を初期剛性とする。 $1/500\text{rad}$ まで変形しない場合は、最大変形時の割線剛性を初期剛性とする。

第2剛性：

試験体の変形角 $1/500\text{rad}$ 時の点と、最大変形時の点を結んだ線の傾きを第2剛性とする。

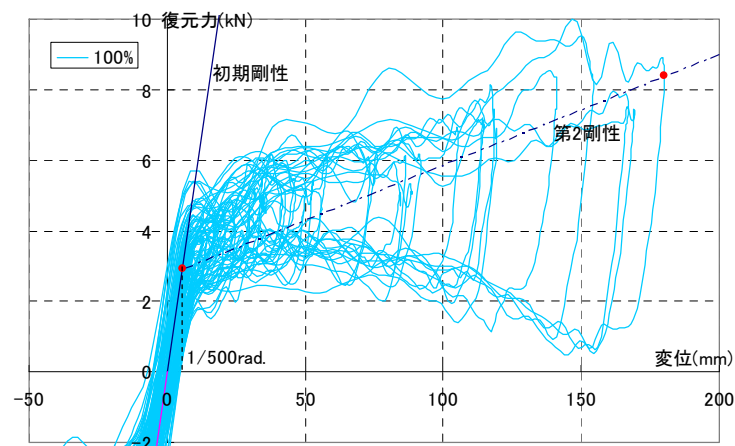


図 5.3.4 剛性値算定の設定

以上の要領で、各加振レベルでの剛性値を算出した結果、表 5.3.1、図 5.3.5 の通りとなった。

初期剛性、第2剛性ともに、加振レベルが上がるにつれ値が小さくなる。初期剛性では、特に 10%から 20%加振にかけて、値が 74%分になり、低下が著しい。最終的に 100%加振では 10%加振時の 37%に低下している。また、正側、負側ともに概ね同程度の剛性である。このように加振が進むにしたがい剛性の低下が見られるのは、加振により貫やダボにめり込みが生じ、部材同士の接触面にがたがができることで、次第に剛性が発揮できなくなるためと考えられる。

表 5.3.1 各加振レベルにおける剛性

BCJ-L2 加振レベル		10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%
初期剛性 (kN/mm)	正側(西)	1.51	1.13	1.08	0.94	0.91	0.80	0.65	0.61	0.61	0.54
	負側(東)	1.42	1.02	1.02	0.96	0.88	0.87	0.78	0.66	0.53	0.54
第 2 剛性 (kN/mm)	正側(西)	–	–	0.14	0.13	0.11	0.07	0.08	0.06	0.04	0.03
	負側(東)	–	0.21	0.16	0.11	0.10	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04

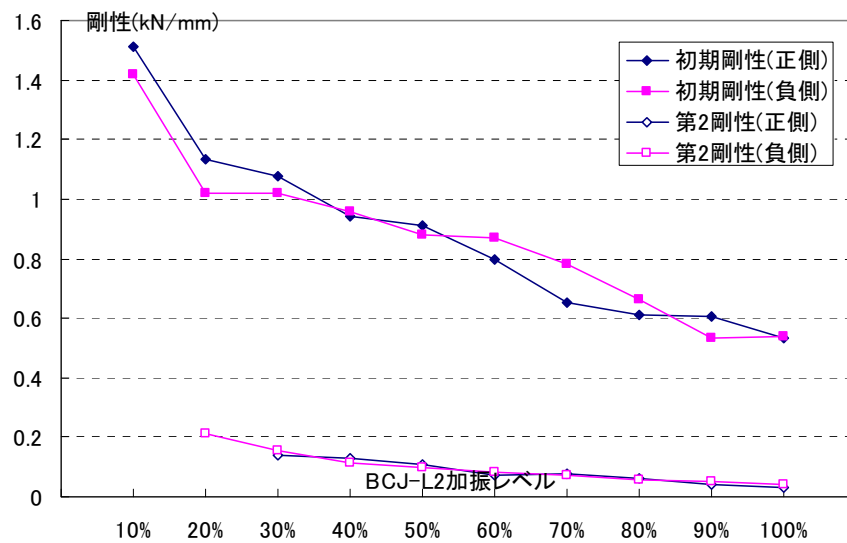
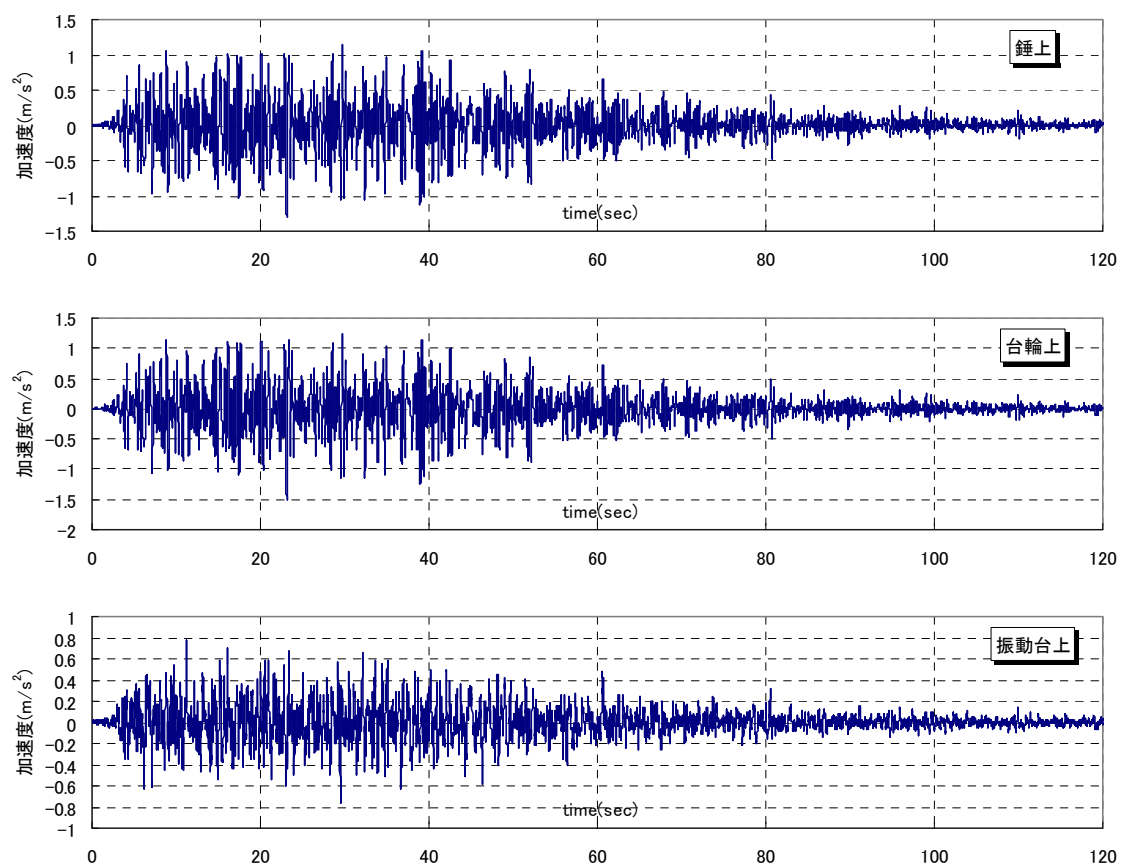


図 5.3.5 各加振レベルにおける剛性

以上の結果から、BCJ-L2 の入力のうち、20%加振までは試験体が弾性範囲であることが確認された。試験体の弾性範囲内の性状を確認するため、本加振のうち特に 20%加振を取り上げ、詳細を示す。

(1) 時刻歴波形

5-55



※東（左）方向へ加速度が増大する向きが正。

図 5.3.8 各高さレベルでの応答加速度時刻歴波形

以上のうち、ターゲット波と振動台上の加速度の時刻歴の一部を両者合わせてプロットしたものが図 5.3.9 である。

両波形は大変似通っており、ほぼ想定どおりの加速度で加振できたものと考えられる。

また、錘と台輪上で記録された応答加速度の時刻歴の一部を両者合わせてプロットしたものを図 5.3.10 に示す。

両者とも同位相、同大の波形で、大変きれいに重なっている。弾性範囲内においては、台輪上と錘上の応答加速度はほぼ同一であることが分かる。

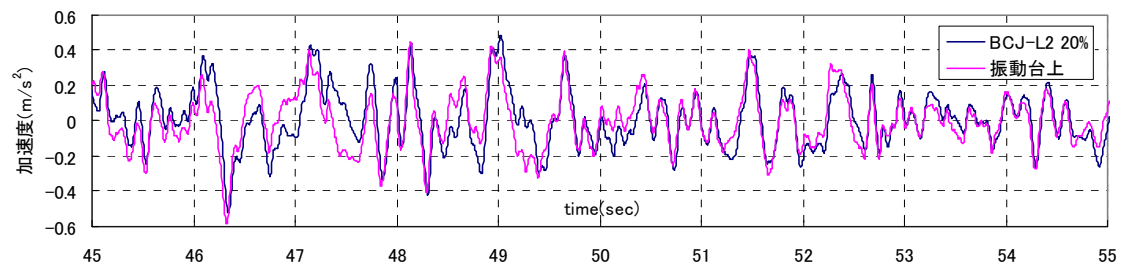


図 5.3.9 ターゲット波と計測加速度(振動台上)との比較 (一部・45～55 秒)

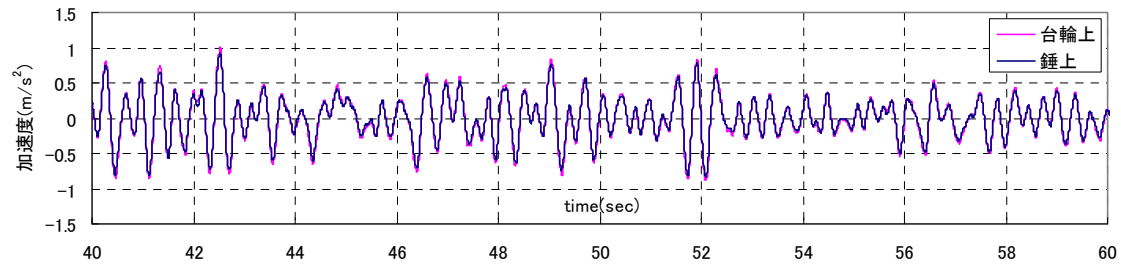
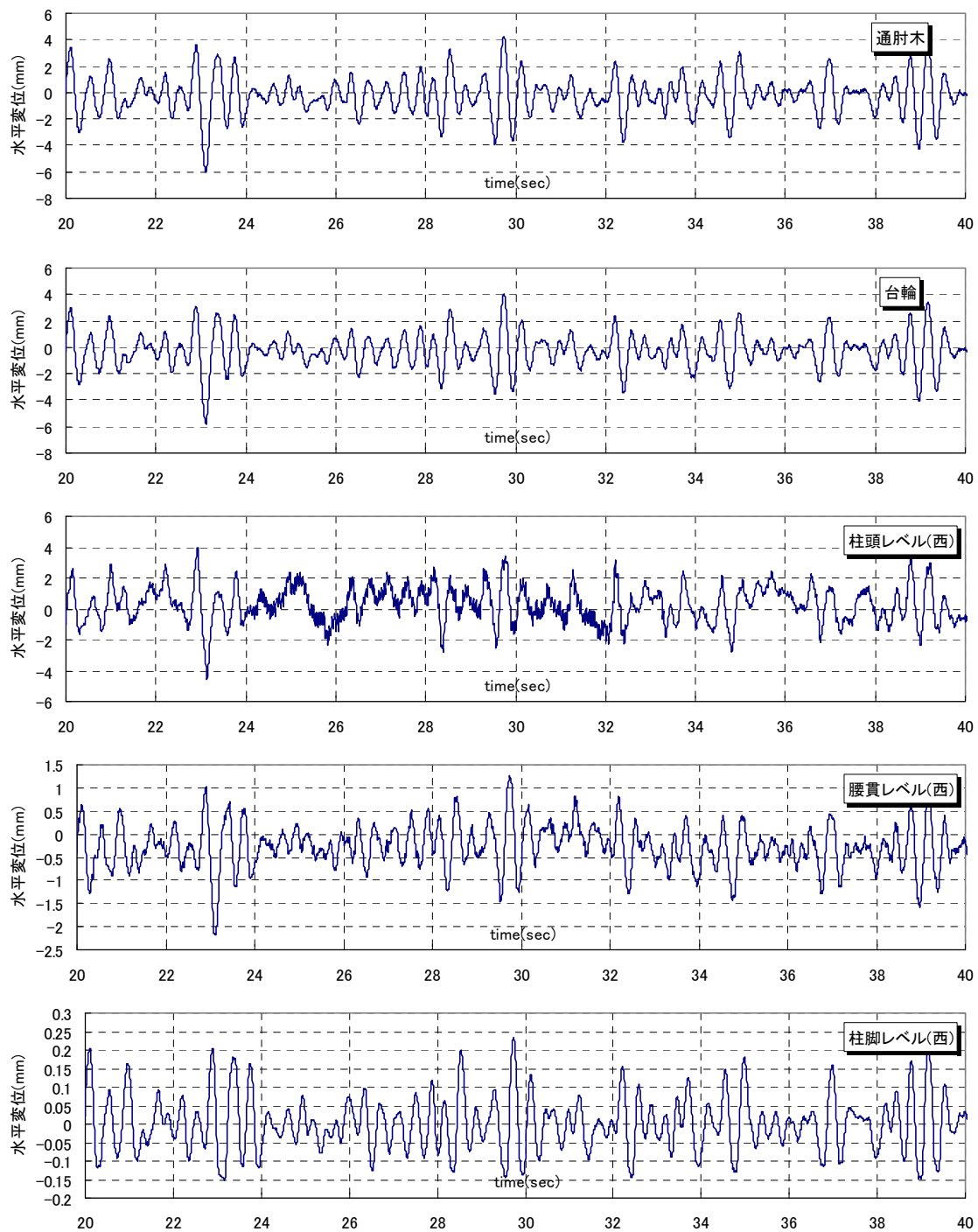


図 5.3.10 台輪上と錘上の加速度 (一部・40～60 秒)

通肘木から柱脚まで、各高さレベルで計測を行った水平変位を図 5.3.11 に示す。

各高さによってスケールは異なるが、時刻歴波形の形はほぼ相似的なものになっており、試験体が概ね 1 次モードで振動していたことがうかがえる。通肘木の水平変位は 23.100 秒で最大値を示しており、このときの水平変位は、通肘木、台輪、柱頭レベルでそれぞれ、6.03mm、5.73mm、3.19mm であった。通肘木の水平変位を試験体全体の変位量の指標とすると、礎石上から台輪までで全体の 95%の変形量を負担している。残りの 5%が台輪から錘で負担されている。このときの変形角は、礎石上から台輪までが 1/360rad.、台輪から錘が 1/1800rad.となった。



※すべて、西向きに変位する方が正。

図 5.3.11 各高さレベルでの水平変位

(2) セン断力

横軸に試験体の変位量の指標として通肘木の水平変位を、縦軸に両柱脚で計測したせん断力をそれぞれとり、荷重変形関係を描いたものを図 5.3.12 に示す。

柱(西)の負側（東に傾く向き）の剛性がやや小さいが、両柱脚とも、 $\pm 4\text{mm}$ の範囲では

降伏しておらず、ほぼ直線状の履歴を描いている。また、両者の合算である、構面のせん断力も、同様にほぼ直線状の履歴を描いている。

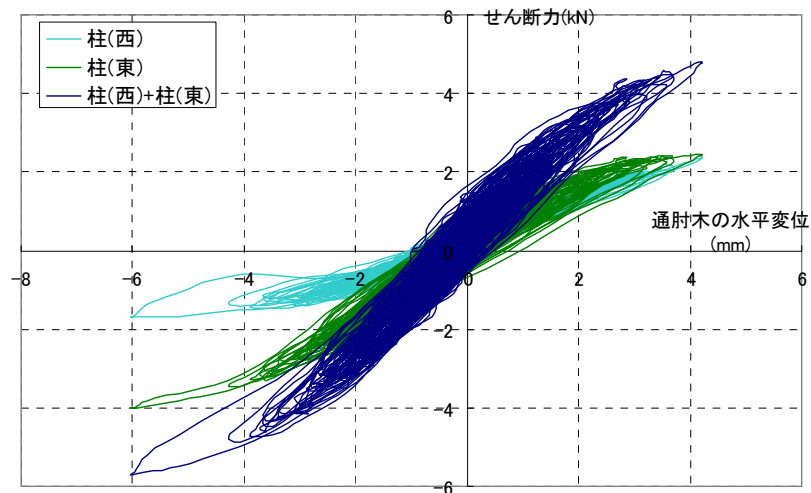


図 5.3.12 試験体の水平変位-せん断力の関係

(3) 軸力

横軸に通肘木の水平変位を縦軸に両柱脚で測定した軸力（実際には加振前の状態を 0 とした軸力の増減）をとり、プロットしたものを図 5.3.13 に示す。

試験体が変位する方向にある柱の軸力が増加し、その分もう一方の柱の軸力が低下する様子が見られる。通肘木の水平変位と軸力の関係は $\pm 4\text{mm}$ の範囲においてはほぼ線形である。また、両柱の軸力の合算はほぼ 0 となり、試験体全体において、鉛直方向の力の釣り合いが成り立っていることが確認される。

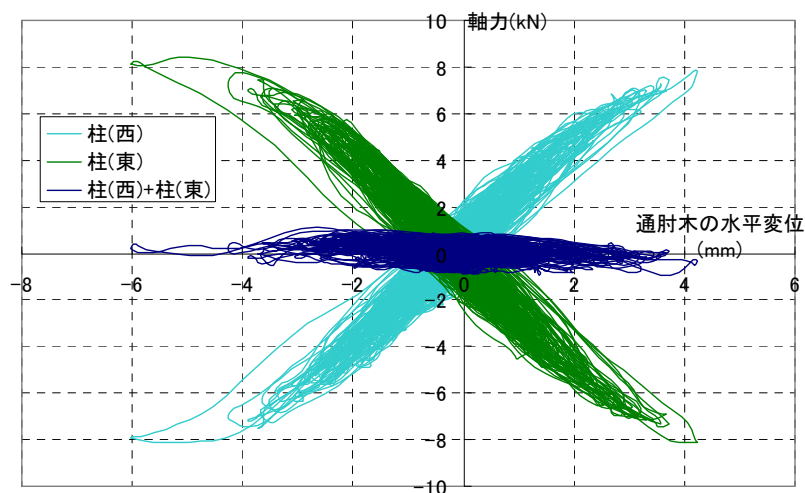


図 5.3.13 試験体の水平変位-軸力の関係

5.3.1.2 100%加振

10段階の BCJ-L2 加振レベルのうちで、試験体に対して最も大変形を与え、原波である100%加振についての詳細を報告する。

ここで挙げる計測データの計測位置を以下に示す。

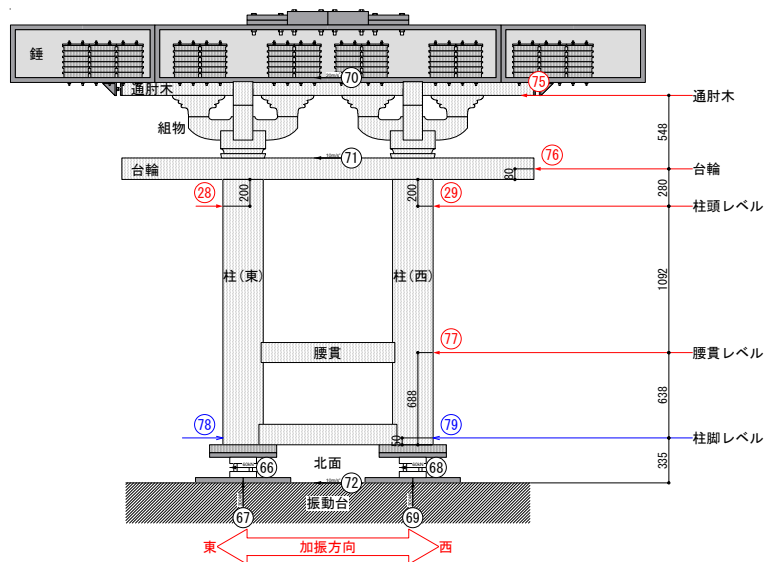


図 5.3.14 計測位置

(1) 時刻歴

ターゲット波である BCJ-L2 100%の加速度波形と本実験で実際に得られた計測データである各高さでの応答加速度波形を図 5.3.15、図 5.3.16 に示す。

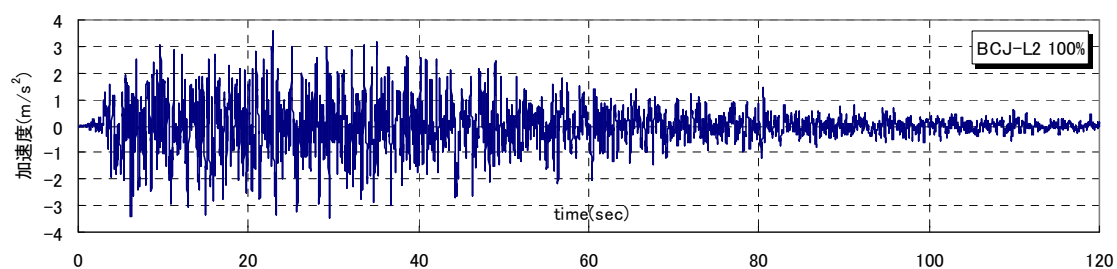
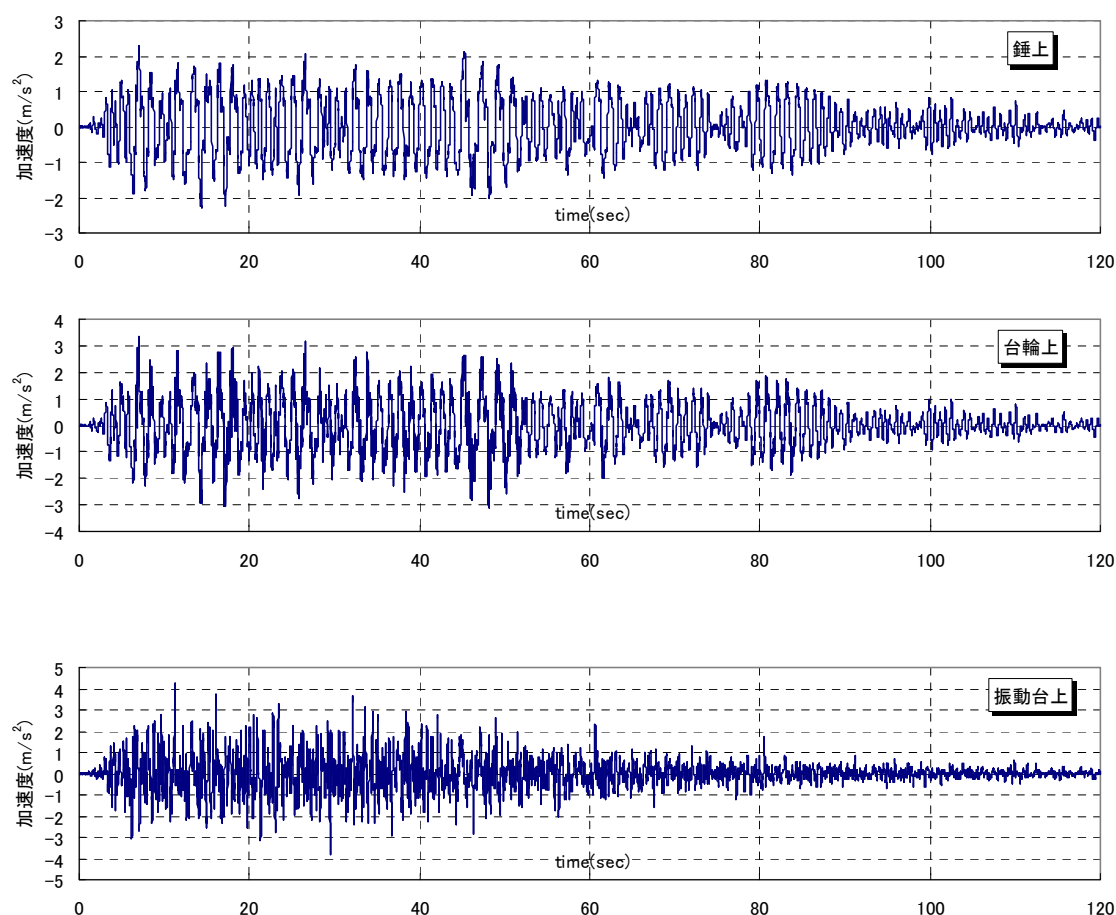


図 5.3.15 ターゲット波 (BCJ-L2 100%)



※東（左）方向へ加速度が増大する向きが正。

図 5.3.16 各高さレベルでの応答加速度時刻歴波形

以上のうち、ターゲット波と振動台上の加速度の時刻歴の一部を両者合わせてプロットしたものが図 5.3.17 である。両波形は大変似通っており、ほぼ想定どおりの加速度で加振できたものと考えられる。

また、錘と台輪上で記録された応答加速度の時刻歴の一部を両者合わせてプロットしたものを図 5.3.18 に示す。両者とも同位相の波形を示しているが、台輪上では高い振動数の微小な波が発生している。加振による各部の変形により腰貫・柱間、ダボ、組物等の部分で力のやり取りが生じた結果と考えられる。加振中に、試験体が東西に振れる度にギーギー、ギシギシといった大きな音を伴っていたことも、その根拠となる。台輪上ではこの高周波数の成分が含まれるため、応答加速度の記録としては錘上より若干大きな値を示している。組物以上の部分において特に大きく振動している様子は見られない。

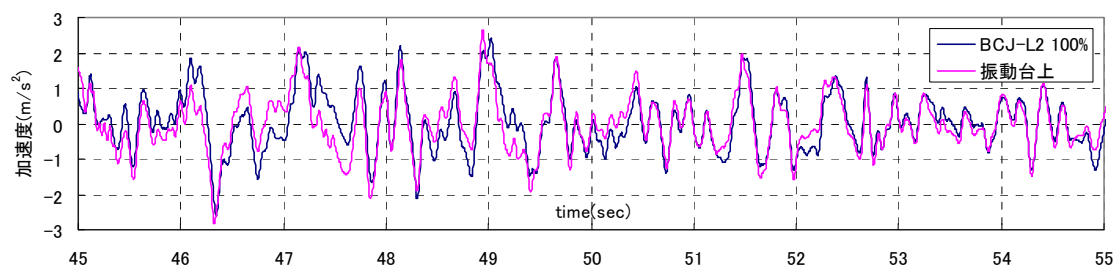


図 5.3.17 ターゲット波と計測加速度(振動台上)との比較 (一部・45～55 秒)

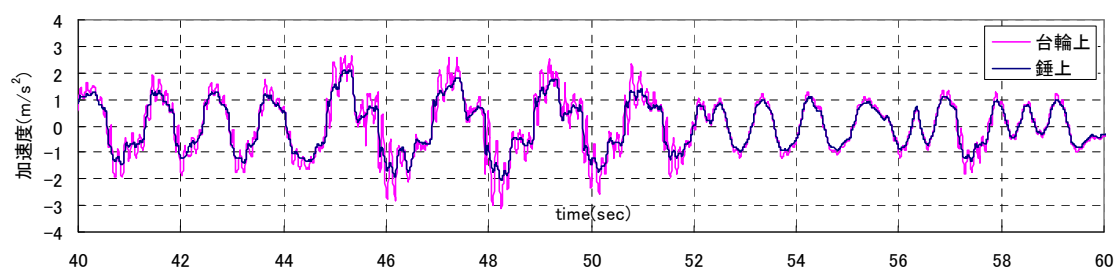


図 5.3.18 台輪上と錘上の加速度 (一部・40～60 秒)

通肘木から柱脚まで、各高さレベルで計測を行った水平変位を図 5.3.19 に示す。

各高さによってスケールは異なるが、時刻歴波形の形はほぼ相似的なものになっており、試験体が概ね 1 次モードで振動していたことがうかがえる。試験体の各高さの水平変位はほぼ同時点(45.335 秒付近)で最大値を示しており、このときの変位は、通肘木、台輪、柱頭レベルでそれぞれ、180.1mm、177.8mm、148.6mm であった。通肘木の水平変位を試験体全体の変位量の指標とすると、礎石上から台輪までで全体の 99%の変形量を負担している。一方、台輪から通肘木までの水平方向の変形量は 2mm 程度で、これは全体の 1%程度に過ぎない。このときの変形角は、礎石上から台輪までが 1/12rad.、台輪から通肘木までが 1/240rad.であった。このことから、本試験体の水平変位は、柱が転倒することで生じており、台輪以上の部分の水平挙動は全体からみて大変微小であることが分かる。

柱脚レベルの水平変位から、柱脚が礎石上を滑っている様子が見られる。ただし、グラフ上で波形が激しく上下しているのは、柱が傾斜することによる回転成分が含まれているためであるため、実際には柱脚のすべり量の振幅はもう少し小さいと考えられる。柱(西)の柱脚では、100%加振前後を比べると、1.5mm 程度西側に変位し残留変位として残っており、脚部が広がる向きに滑っていることが分かる。

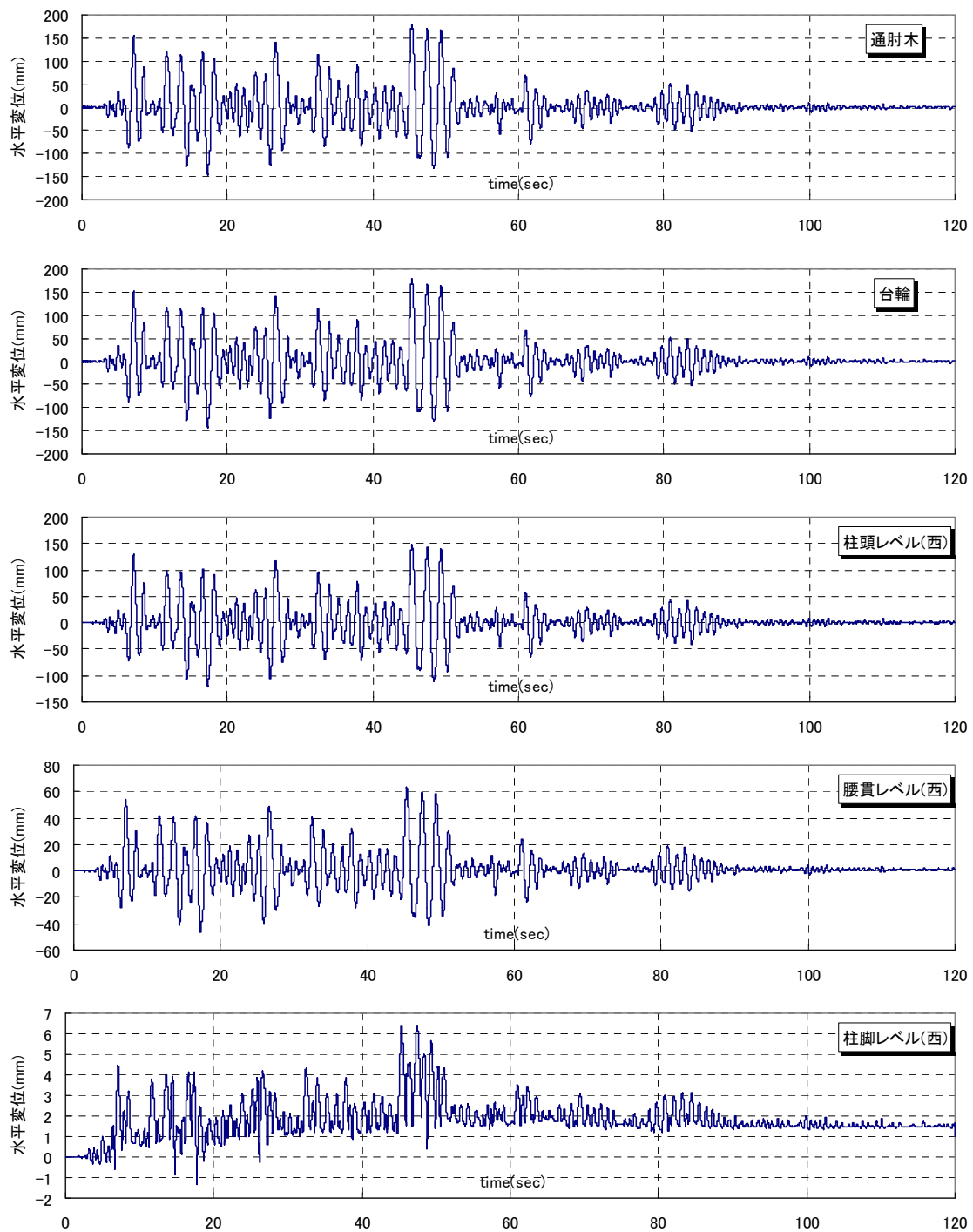
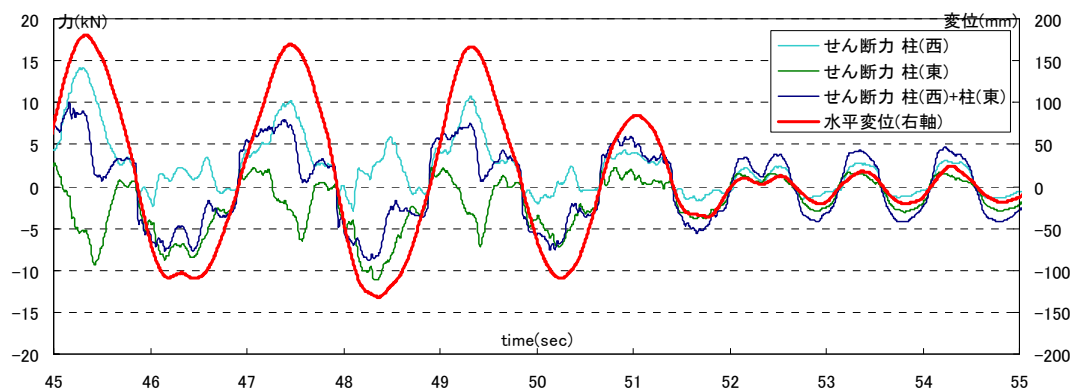


図 5. 3. 19 各高さレベルでの水平変位

(2) セン断力

柱脚で得られたせん断力（東西それぞれと両柱の合算）と通肘木レベルの水平変位の時刻歴波形を同一グラフ上にプロットする（図 5.3.20）。

試験体の変位が小さい場合には、どの種類のせん断力とも同位相であるが、大きな変位が生じる場合には、試験体の変位する方向にある柱の復元力は急激に上昇し、もう一方の柱の復元力は急激に減少する様子が見られる。



※せん断力は東向きの復元力となる方が正、水平変位は西向きが正である。

図 5.3.20 セン断力と水平変位の時刻歴波形（一部・45～55 秒）

この現象を考察するため、横軸に試験体の変形量の指標として通肘木の水平変位、縦軸にせん断力（東西各柱）をとり、プロットしたものを図 5.3.21 に示す。

柱(西)と柱(東)のグラフはほぼ正負対象の履歴である。試験体の変位が±100mm 前後を越えると、柱(西)のせん断力は正の向きに急激に増大し、逆に柱(東)のせん断力は負の向きに急激に増大する。また、この互いに逆向きのせん断力の変化量は、ほぼ同程度である。

一方、試験体の挙動を考えると、試験体の変位する際、両柱が傾くと、面同士収まっていた腰貫と両柱の仕口部分にずれが生じ、腰貫に圧縮力が生じる。それに伴って両柱にはそれぞれ脚部を広げる向きに力が生じる。さらにこの力はダボを介して、柱脚のせん断力として計測されていると考えられる（図 5.3.22）。仕口部分にガタがなければ、柱が傾くとすぐにこの現象が起こるはずであるが、100%加振までに仕口のめり込みや、柱脚が外側に広がったこと等により、ガタが生じ、せん断力の立ち上がるまでにある程度の変位（柱の傾き）が必要になったものと考えられる。

しかし、これら両柱のせん断力を合算した、試験体全体のせん断力の荷重変形関係（図 5.3.23）においては、変位 100mm 前後で履歴の大きな変化は見られない。このことから、地貫が水平方向の圧縮材として働くこの現象に関しては、柱脚部分に特異な影響を与えているが、両柱のせん断力を合算して考える場合には相殺されるため、試験体全体の復元力には大きく関わっていないと考えられる。

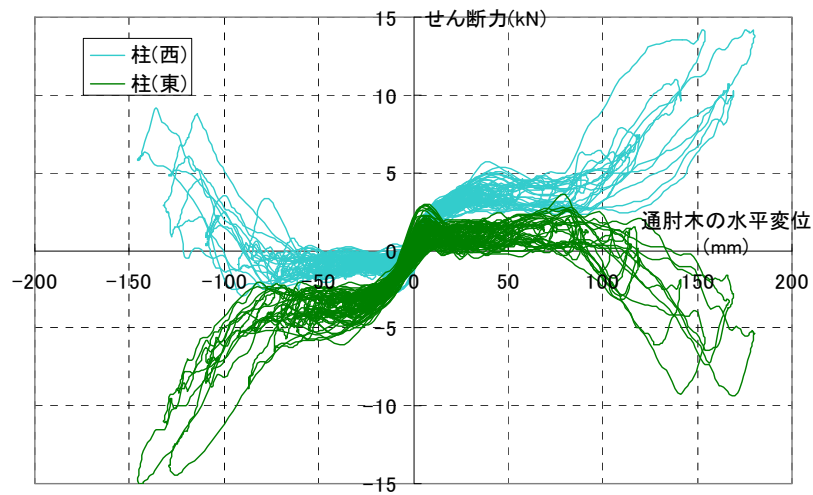


図 5. 3. 21 試験体の水平変位-柱(西)のせん断力の関係

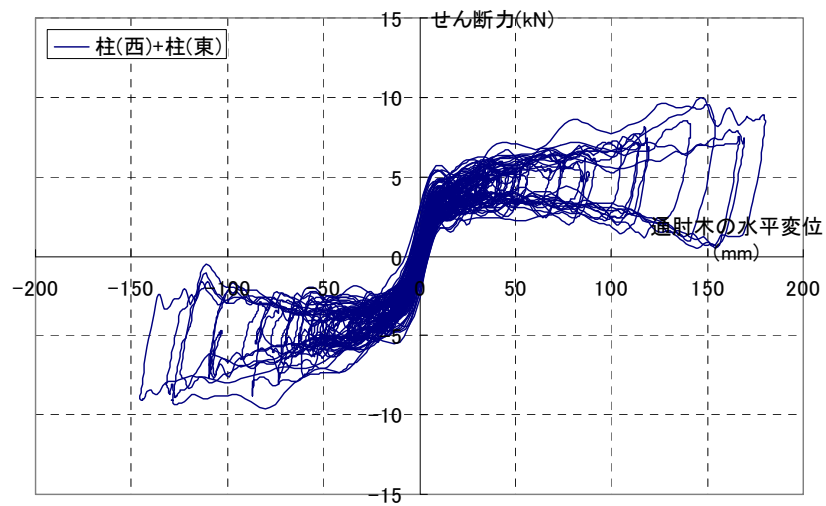


図 5. 3. 22 試験体の水平変位-せん断力(両柱合算)の関係

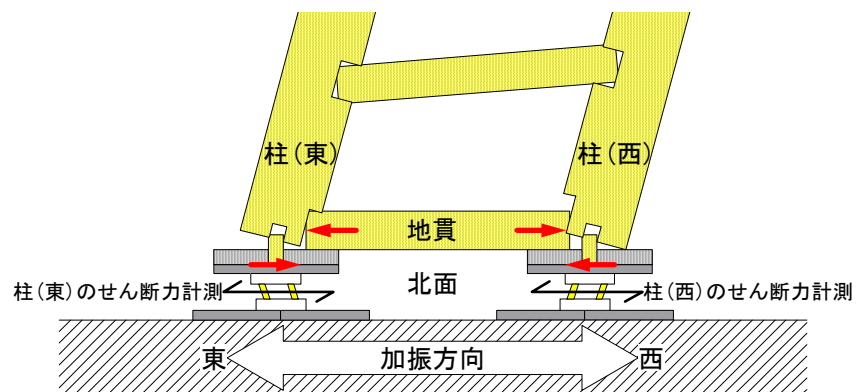
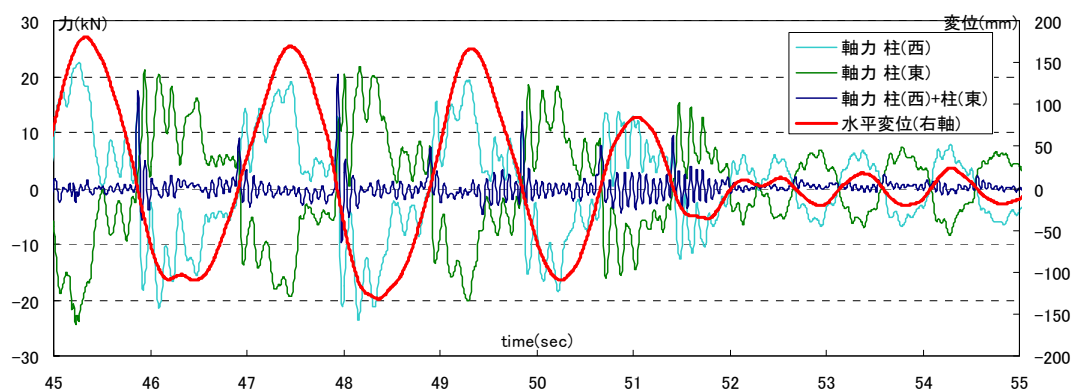


図 5. 3. 23 地貫のせん断力計測への影響

(3) 軸力

柱脚で得られた軸力（東西それぞれと両柱の合算）と通肘木レベルの水平変位の時刻歴波形を同一グラフ上にプロットする（図 5.3.24）。

軸力には細かい周期成分が含まれているが、柱(西)では、水平変位と概ね同位相、柱(東)では、逆位相に振動している。試験体全体が変位する方向にある柱の軸力が増加し、逆にもう片方の柱の軸力は低下する様子が見られる。両柱脚の合算は、小さな振動数で細かく振れているが、合算前の振幅に比べると、0 に近い値となっており、だいたいにおいて鉛直方向の力の釣り合いが成り立っていることが確認される。ただし、試験体の変位が大きな振幅から 0 になる瞬間だけ、軸力が急激に大きくなる現象が見られる。これは、試験体が大きく変位する際、全体としてロッキング現象を起こし、その後礎石に着地する瞬間に大きな軸力を生じていると考えられる。



※軸力は大きくなる方が正、変位は西向きが正である。

図 5.3.24 軸力と水平変位の時刻歴波形（一部・45～55 秒）

参考のため、横軸に通肘木の水平変位を縦軸に軸力（東西それぞれと両柱の合算）をとりプロットしたものを図 5.3.25、図 5.3.26 に示す。

前述の通り、試験体全体が変位する方向にある柱の軸力が増加し、逆にもう片方の柱の軸力は低下する現象、変位 0 の付近で全体の軸力が大きくなる減少が確認される。

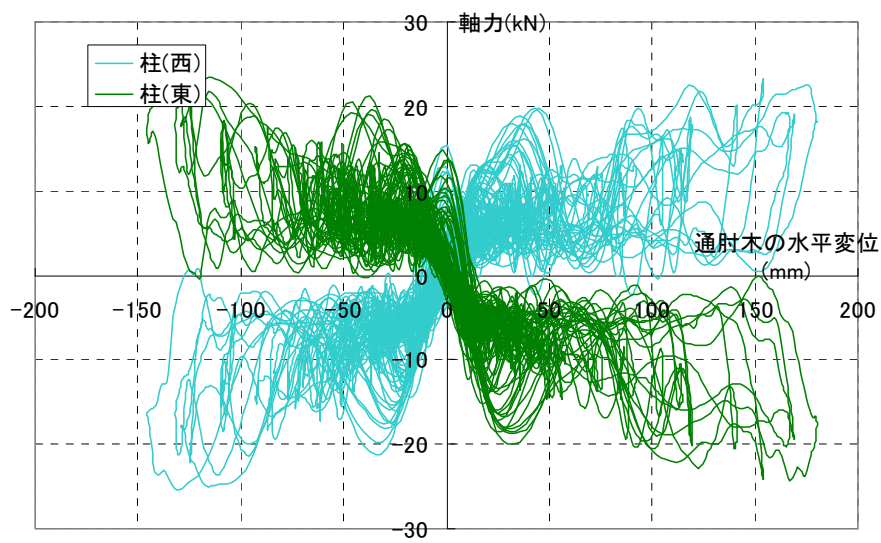


図 5. 3. 25 試験体の水平変位-軸力(各柱)の関係

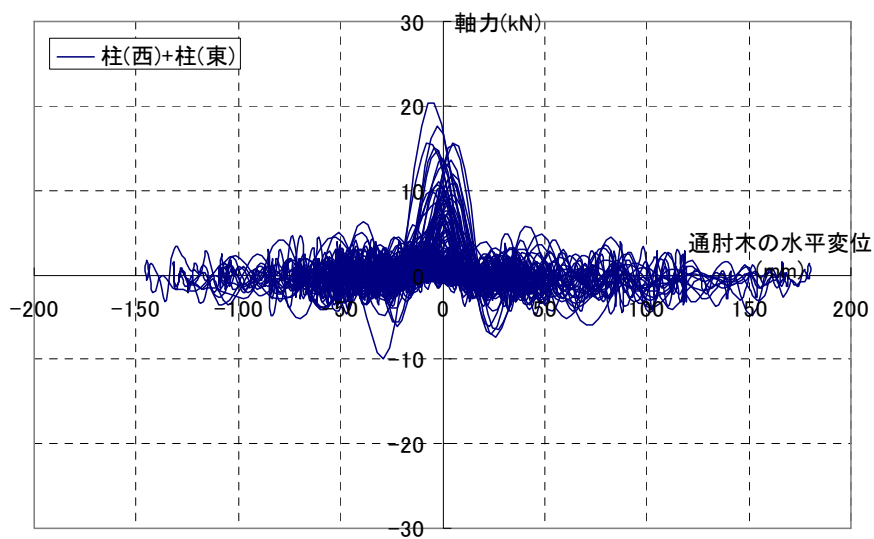


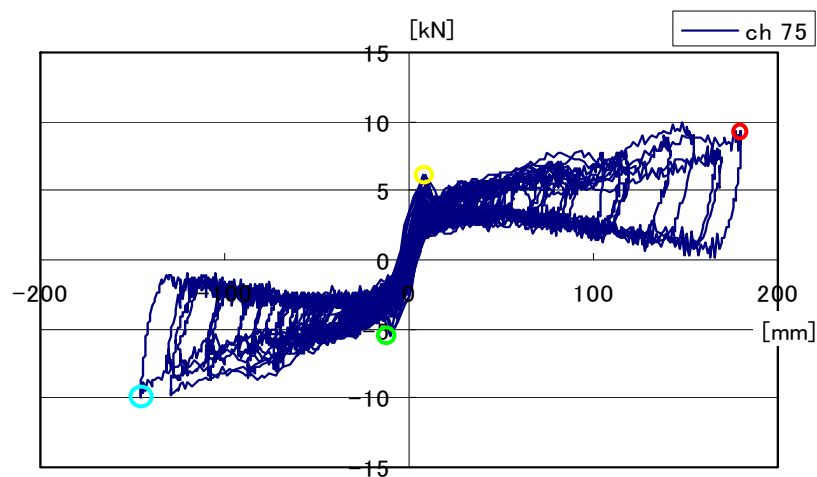
図 5. 3. 26 試験体の水平変位-軸力(両柱合算)の関係

(4) 荷重変形関係

図 5.3.27 に試験体の頂部の通肘木の応答変位 (ch75-ch73) と加速度 (ch70) を用いて描いた荷重変形関係を、図 5.3.28 に通肘木の応答変位 (ch75-ch73) の時刻歴波形を示す。

図 5.3.27、図 5.3.28 とも最大、最小変形時、剛性が変わる点などをプロットしている。荷重変形関係の特徴は、5.4.1 節でも述べたように、最大変形時に至るまでも耐力は下がらず、徐々に剛性が上がる傾向となった。最大変形時から 0 へ戻る際の形は柱の傾斜復元力の形のようになり、第 2 剛性以降は膨らみを持った形状となった。

またこの他の特徴として、初期剛性から第 2 剛性へ移行する間に、正側、負側とも一度荷重が上がる形となった (図中、黄緑と黄色のマーク参照)。



最小変位	-145.47mm (-0.056rad.)
最小荷重	-9.92kN

最大変位	180.17mm (0.069rad.)
最大荷重	9.89kN

図 5.3.27 荷重変形関係 (BCJ L2 100%)

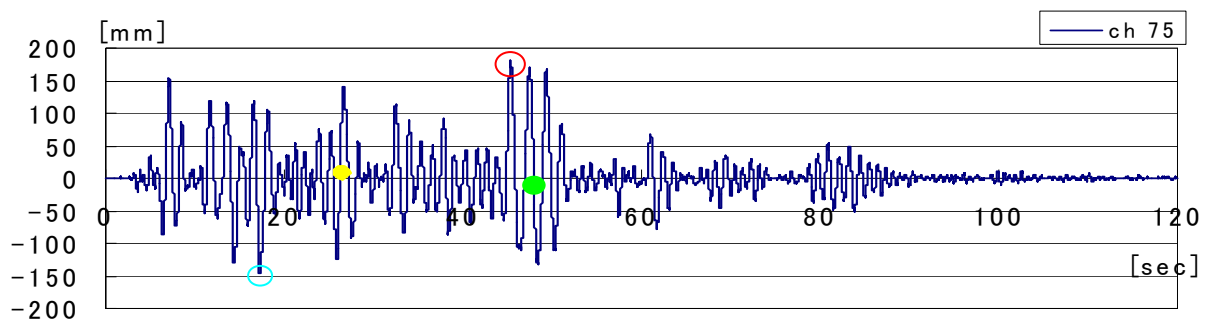


図 5.3.28 時刻歴波形 (BCJ L2 100%)

図 5.3.29、図 5.3.30 に試験体頂部の通肘木（c h 75）の時刻歴波形と時刻ごとの荷重変形関係を示す。

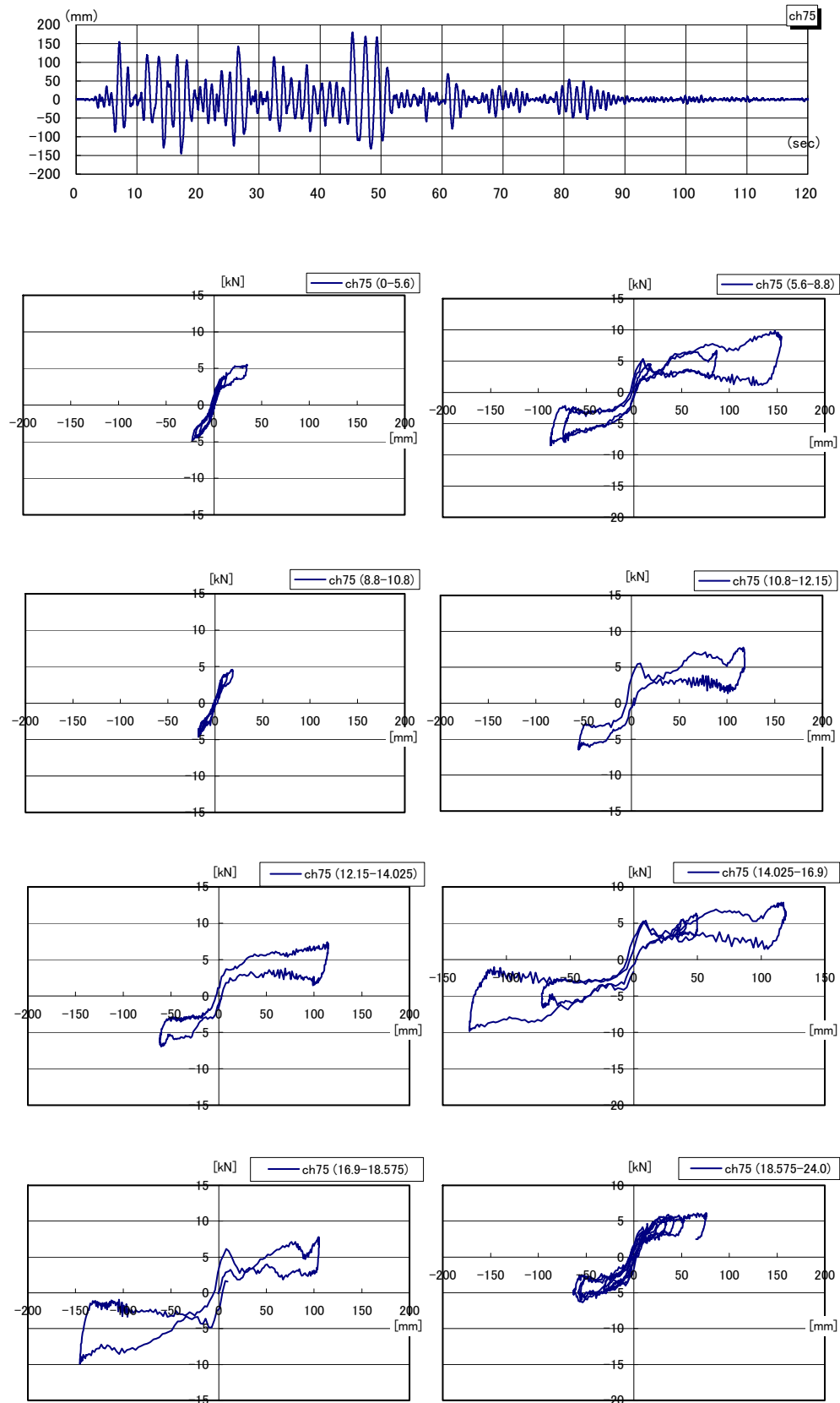


図 5.3.29 各時刻の荷重変形関係（1）

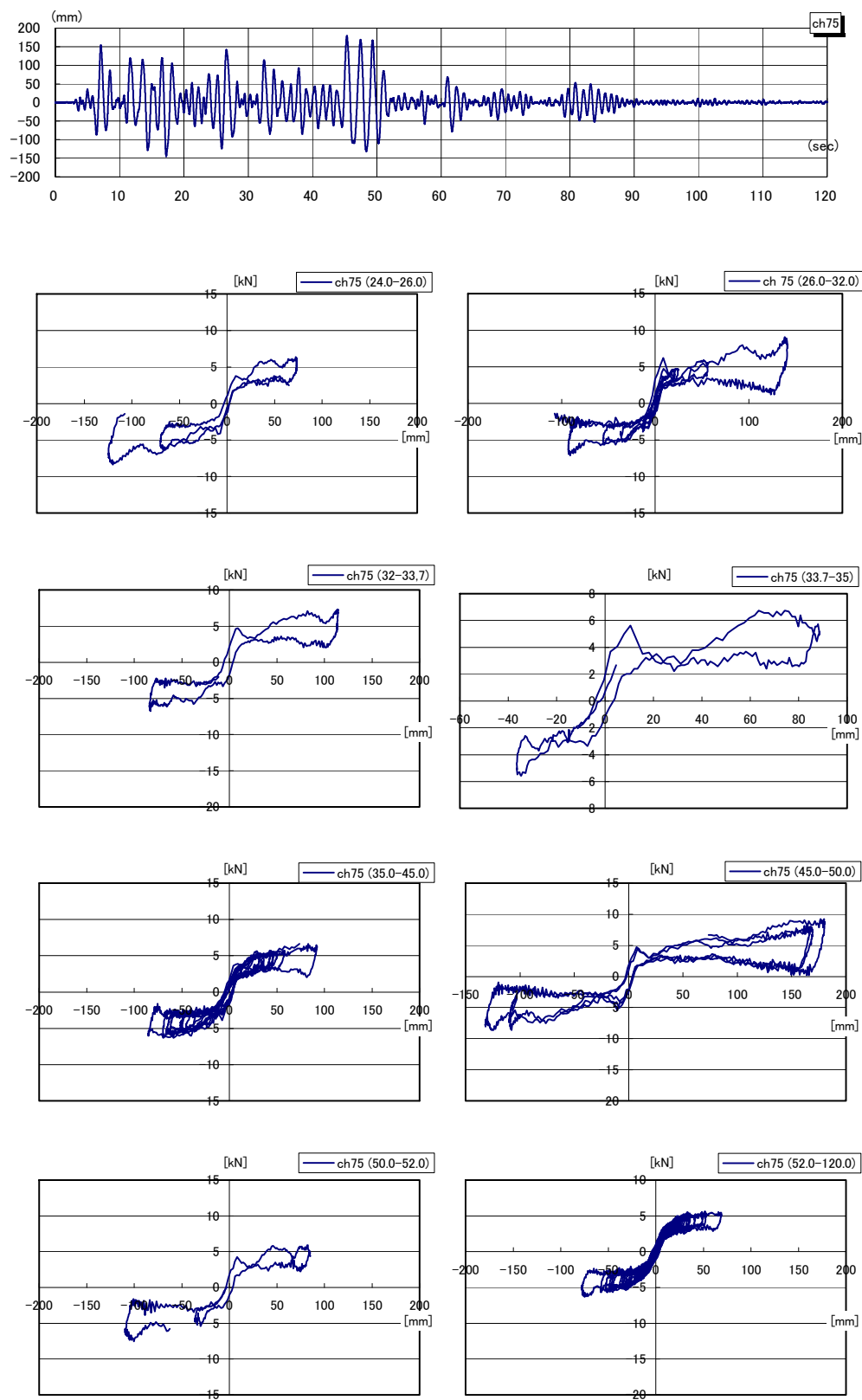


図 5.3.30 各時刻の荷重変形関係 (2)

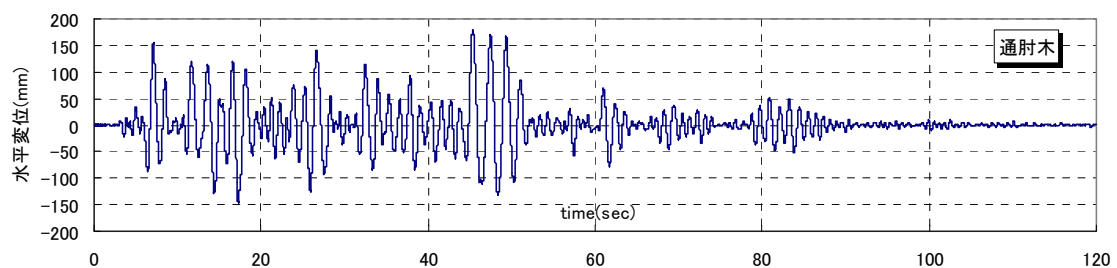
5.3.1.3 各部の挙動

(1) 試験体全体の変形

本項では BCJ-L2 の加振によって、試験体の各部が示した挙動について報告および考察を行う。

試験体全体の挙動を概略的に把握するため、BCJ-L2 100%加振時に試験体全体が最大振幅を生じたときの様子を取り出す。試験体の変位量を表す指標として通肘木の応答水平変位を採用する。BCJ-L2 100%加振時の錘の水平変位の時刻歴波形を図 5.3.31 に示す。錘の水平変位の最大振幅は経過時間 47～49 秒付近で生じており、西側 169.2mm から東側 131.8mm まで、約 300mm を一気に変位している。その後、東側 131.8mm から西側 166.9mm まで戻っている。この時間内の各高さレベルの水平変位の様子を確認する。

検討する点は、水平変位の計測のうち、西側で計測した、通肘木、台輪、柱(西)の柱頭レベル、腰貫レベル、柱脚レベルの 5 点である (図 5.4.33)。設定時間内で各高さの測定点が水平変位していく様子を図 5.3.34、図 5.3.35 に示す。ここでは、通肘木の水平変位の変位量を 10 等分するように取り出した。



※75ch と 73ch の差によって求めた。錘が西（右）へ変位する方向が正。

図 5. 3. 31 BCJ-L2 100%加振時の通肘木の水平変位

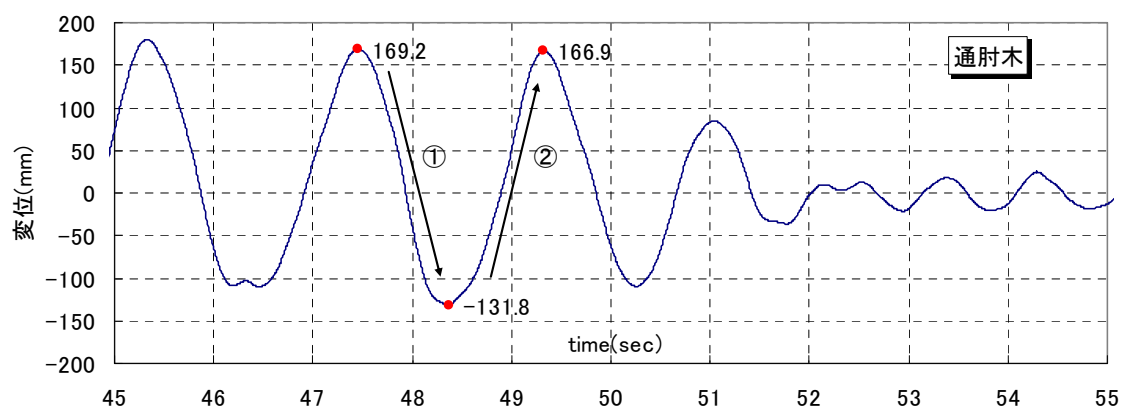


図 5. 3. 32 検討位置の設定（通肘木最大振幅時・45～55 秒）

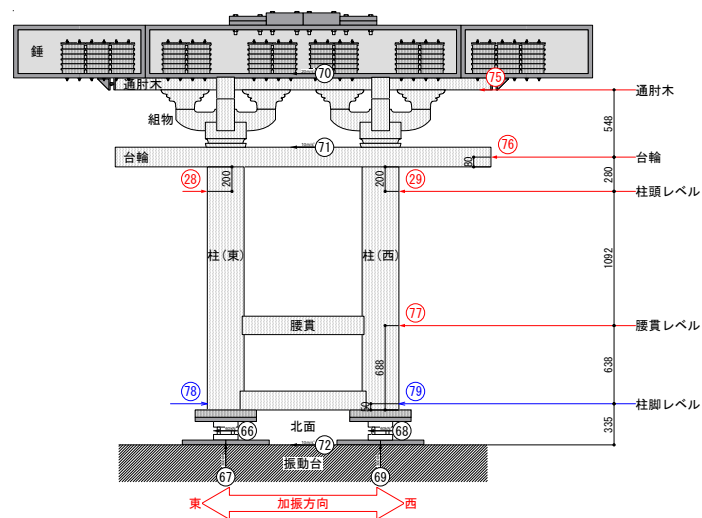


図 5.3.33 計測位置

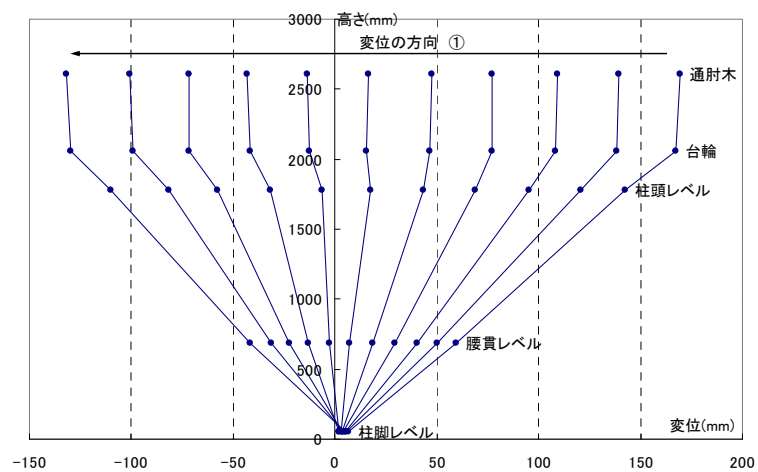


図 5.3.34 変形の様子（西から東への変位・169.2mm～-131.8mm）

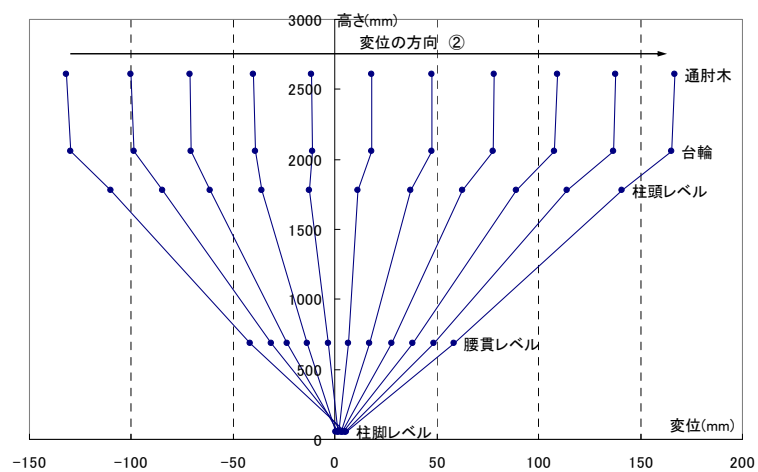


図 5.3.35 変形の様子（東から西への変位・-131.8mm～166.9mm）

グラフから、試験体の水平変位は柱の転倒による変位がほとんどであることが分かる。台輪から通肘木間のグラフはどの変位においてもほぼ垂直に立っており、組物の変形はわずかであると考えられる。また、目視では若干ではあるが、柱(西)の柱脚レベル-腰貫レベル間と腰貫レベル-柱頭レベル間では、その傾きが異なり、前者の方がより回転角が大きいことが確認できる。このことから、柱には曲げ変形が生じていると見られる。

変位の進行方向の別で比較すると、柱頭レベルから台輪の間の傾きが異なっており、台輪以上の部分が柱の変位に対して、変位の進行方向へ先行する様子が見られる。

以上、試験体全体の挙動の様子から、台輪以下の柱と貫から成る構面部分と、台輪より上の組物、錘から成る部分では水平変位に関する挙動が全く異なることが分かった。以下では、特にこの構面部分と組物部分とを分け、それぞれの挙動の詳細を検証することとする。

以下では特に断りのない限り、台輪以下の柱と貫から成る部分のみを指して構面と称することとする。

(2) 組物の挙動

BCJ-L2100%加振において、組物部分（通肘木と台輪に挟まれた部材の総称）が、せん断力によってどの程度の水平変位を生じているかを検討する。

図 5.3.36、図 5.3.37 に通肘木と台輪それぞれの応答水平変位の時刻歴波形を示す。図 5.3.38 に組物の水平変位の時刻歴波形を示す。組物は通肘木と台輪に挟まれた部材であるから、これらの水平変位の差分が組物に生じた水平変位と考えることができる。

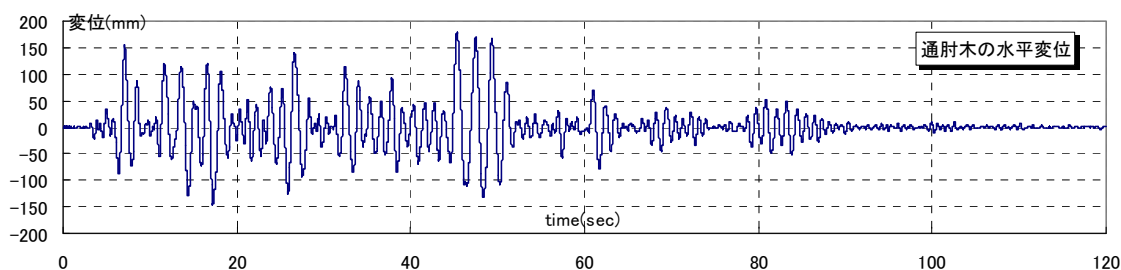


図 5.3.36 通肘木の水平変位

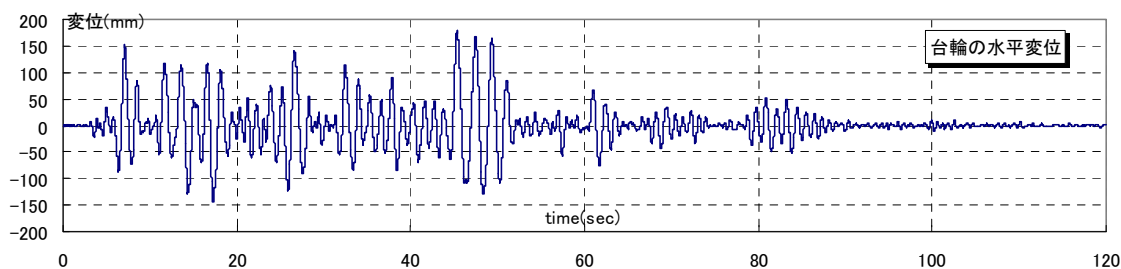
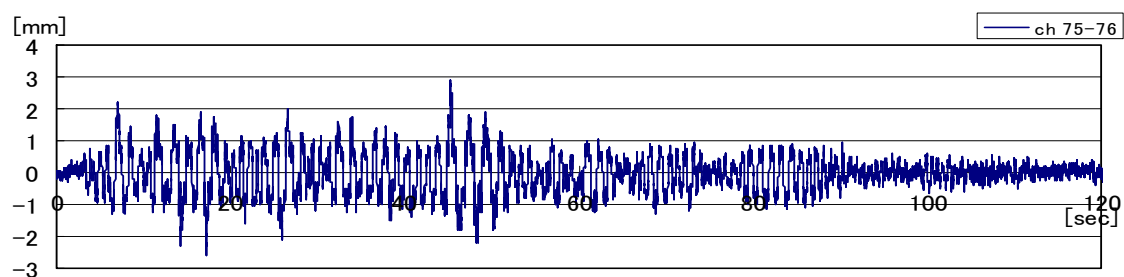


図 5.3.37 台輪の水平変位



① 全範囲



② 最大変形時の拡大

図 5.3.38 組物の水平変位

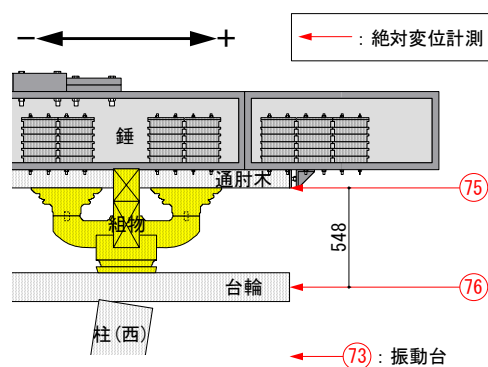


図 5.3.39 組物の水平変位の測定方法

表 5.3.2 に組物の水平変位の最大値と最小値を示す。組物部分の変形は最大で 2.9mm となった。組物の部分で最大 2.9mm の変形が見られたが、試験体全体の変形（最大約 180mm）に比べると、1.7%の変形量であった

表 5.3.2 組物の最大・最小応答変位

組物の変形量	最大値	最小値
	mm	mm
ch75-76 (通肘木-台輪)	2.90	-2.60

図 5.3.40 に、横軸に組物の水平変位、縦軸にせん断力（復元力）をとりプロットした組物部分の荷重変形関係を示す。また、図 5.3.41 に組物および試験体全体の荷重変形関係を重ねたグラフを示す。構面と組物は直列の関係であるから、試験体全体と組物にかかるせん断力は等しいと考える。試験体の剛性に比べて、組物の剛性は極めて高く、ほぼ剛体として動いていると考えられる。

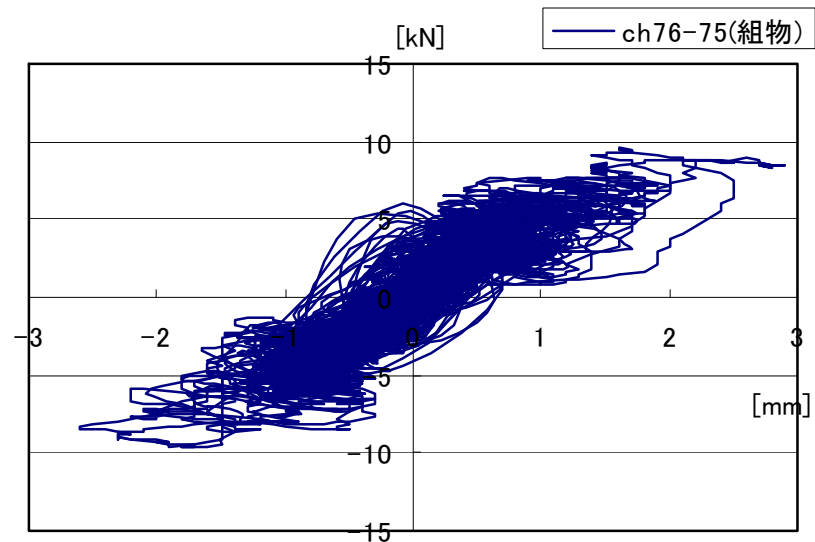


図 5.3.40 組物部分の荷重変形関係

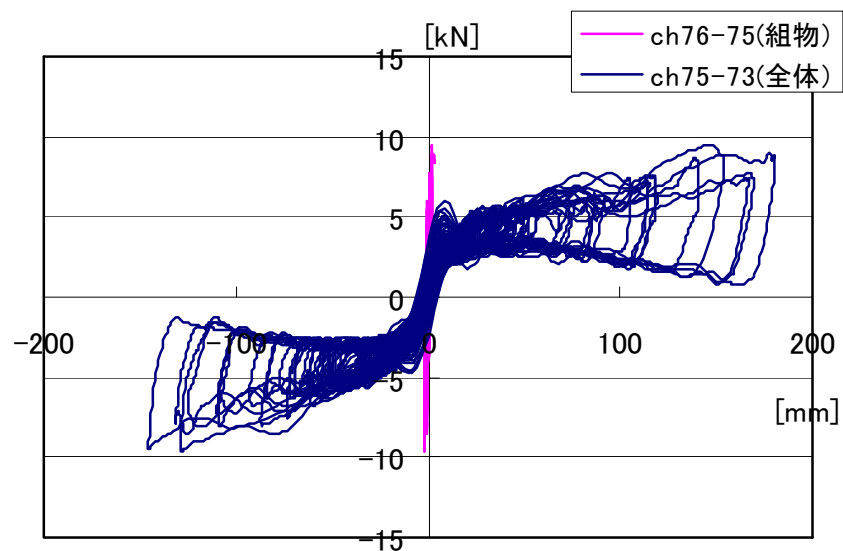
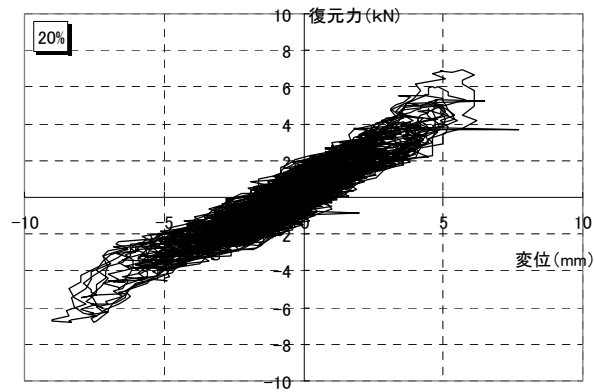


図 5.3.41 組物部分と試験体全体の荷重変形関係

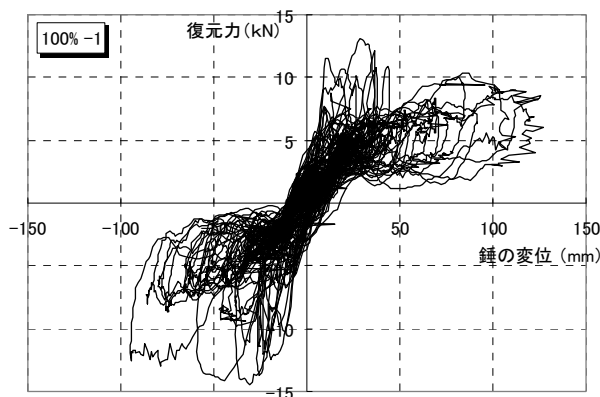
5.3.2 試験体 2

5.3.2.1 荷重変形関係

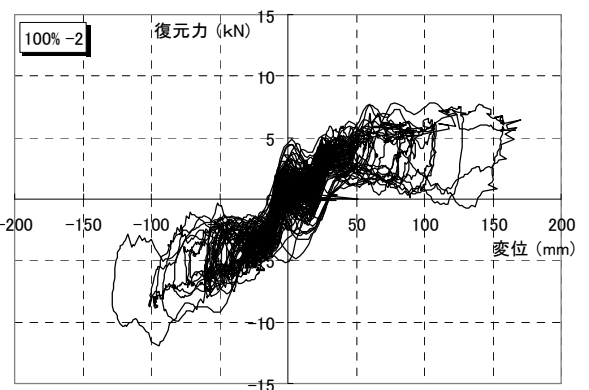
20%と100%の各レベルの加振によって得られた荷重変形関係を図5.3.42に示す。ここでは、変位として錘の応答水平変位、復元力として両柱脚で測定されたせん断力の合算を用いた。グラフから、20%加振まではほぼ線形の形となっており、弾性範囲であることが確認される。100%の1回目加振では、変形が50 mm以下で最大耐力約14kNとなり、変形50 mm以降は耐力が減少し、10kN～12kNの値となっている。これは、土壁の破壊状況と照らし合わせると、50 mm以降土壁にひび割れや剥落が見られ、土壁の耐力が減少したためと考えられる20%加振に比べて膨らみを持った履歴曲線となっている。100%2回目の加振では、1回目のように変位50 mm以内で耐力が上がらず、最大変形当りまで変形した際に最大耐力8kN～12kNに至る。土壁が壊れたため、最初の耐力上昇は見られなかったと考えられる。



a. BCJ-L2 20%



b. BCJ-L2 100% -1



c. BCJ-L2 100% -2

図 5. 3. 42 各加振レベルの荷重変形関係

これらのグラフを同一グラフ上にプロットしたものを図 5.3.43 に、また原点付近が確認できるように一部を拡大したものを図 5.3.44 に示す。

初期剛性はいずれの加振も同じぐらいの値となっている。100%2 回目の履歴は、100%1 回目の土壁崩壊後の履歴とほぼ重なっていることが確認される。1 回目、2 回目とも最大変形後、原点に戻るさいに一気に大量が低下している。その後、どちらも原点に回帰しているが、2 回目は少し負勾配を辿っている。

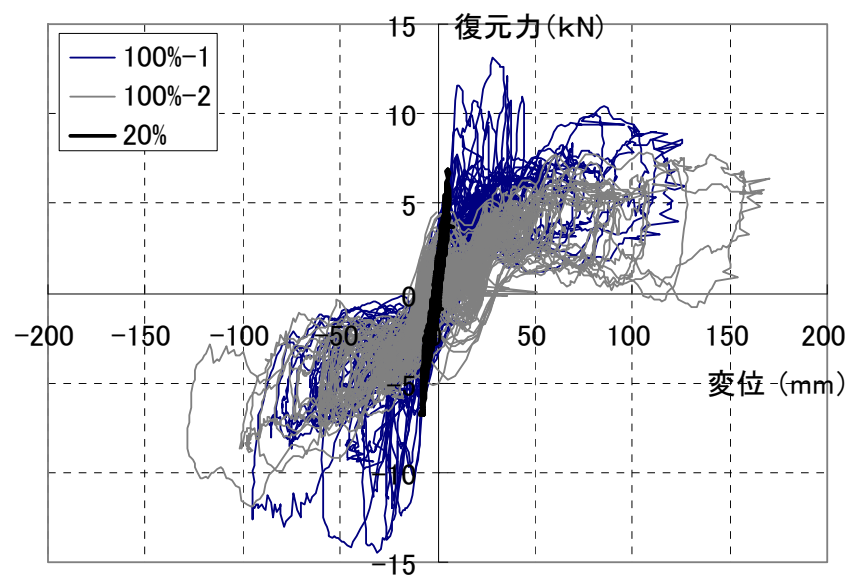


図 5.3.43 各加振レベルの荷重変形関係

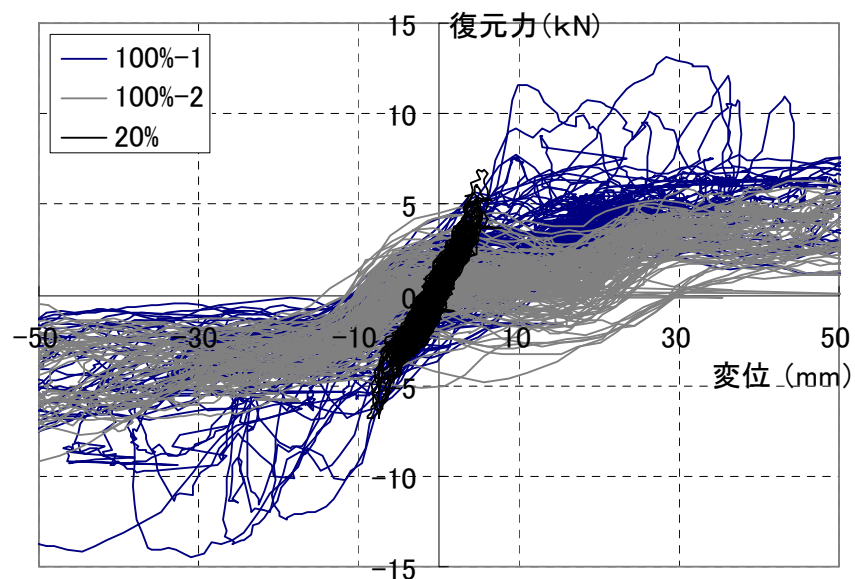


図 5.3.44 各加振レベルの荷重変形関係 (一部)

図 5.3.45 に 100% の 1 回目、2 回目の加振と土壁のない試験体 1 の 100% 加振の荷重変形関係を重ね合わせたものを示す。横軸は、試験体頂部（試験体 1（土壁なし）：通肘木、試験体 2（土壁あり）：錘）の変位、荷重は両柱脚のロードセルから得たせん断力を足し合わせたものである。土壁崩壊後の 100% 2 回目の荷重変形関係は試験体 1 の荷重変形関係とほぼ同様の履歴を描いており、剛性や耐力もほぼ等しいことが分かる。また最大変形量も、試験体 1 は約 180 mm、試験体 2 は、100% 2 回目加振で最大約 170 mm となり、ほぼ同程度の値を示している。初期剛性の範囲では、試験体 2 の荷重変形関係のほうが、試験体 1 に比べ膨らみを持った形となっている。これは、土壁があるためと考えられる。

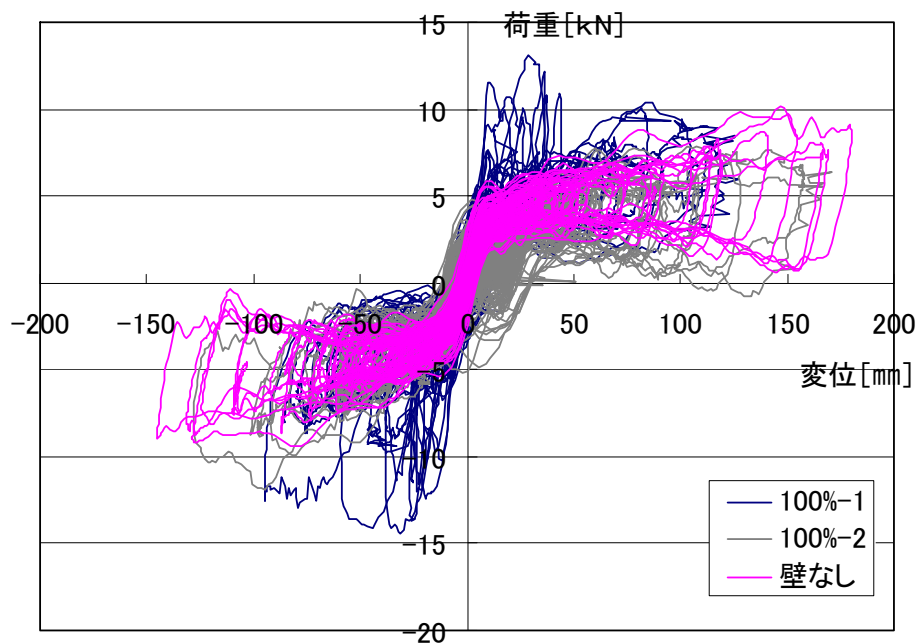


図 5.3.45 土壁なしの実験との荷重変形関係

5.3.2.2 20%加振

中小地震を想定して入力した BCJ-L2 の 20%加振に関する結果の詳細を以下に示す。
ここで挙げる計測データの計測位置を以下に示す。

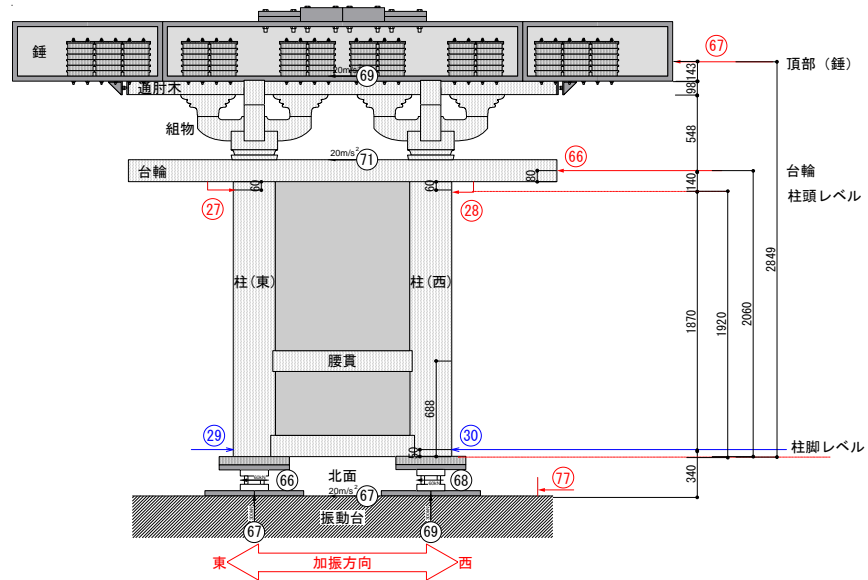


図 5.3.46 計測位置

(1) 時刻歴波形

・加速度

ターゲット波である BCJ-L2 20%の加速度波形と、本実験での計測データである、各高さでの応答加速度波形を図 5.3.47、図 5.3.48 にそれぞれ示す。

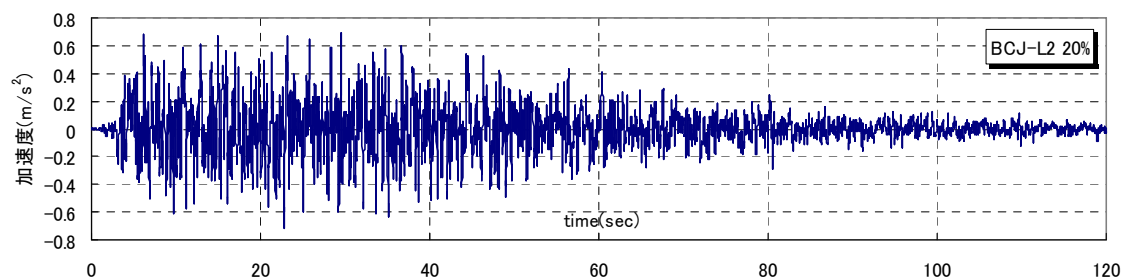
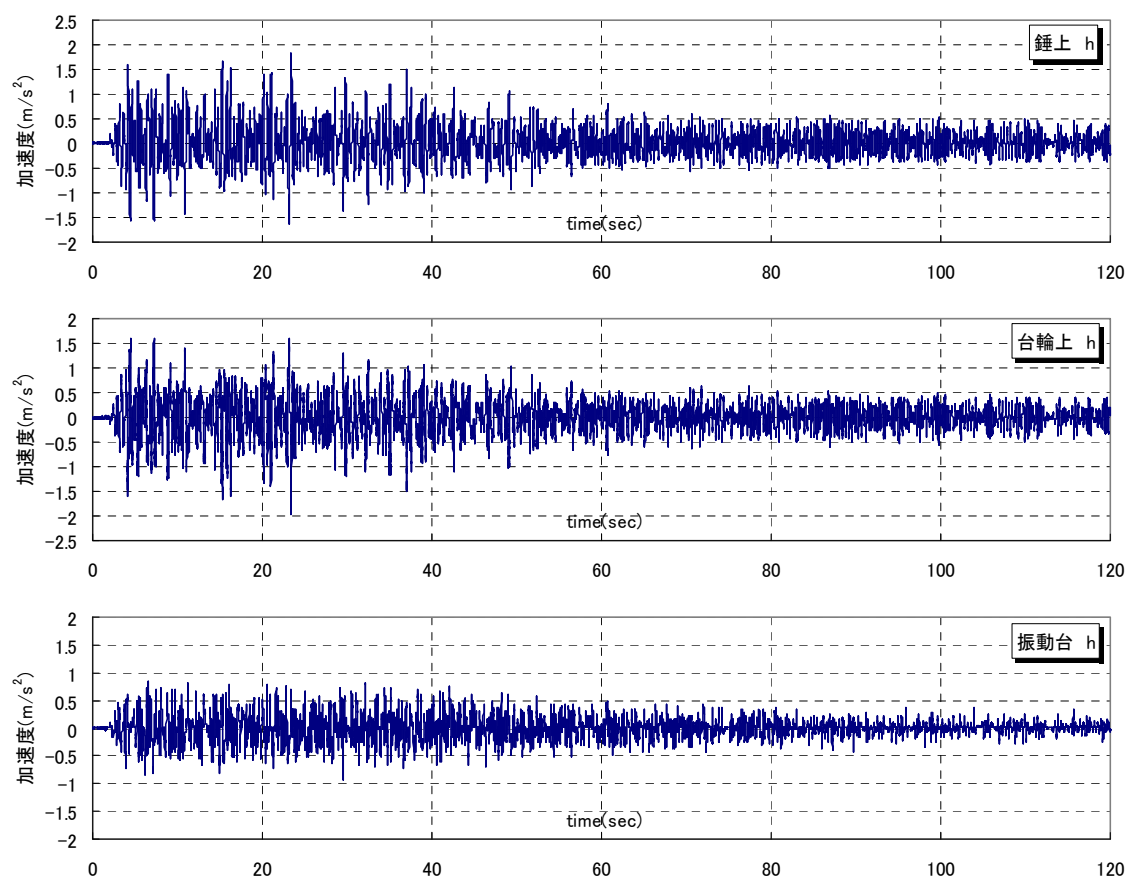


図 5.3.47 ターゲット波 (BCJ-L2 20%)



※東（左）方向へ加速度が増大する向きが正。

図 5.3.48 各高さレベルでの応答加速度時刻歴波形（BCJ-L2 20%）

ターゲット波と振動台上の加速度の時刻歴の一部を両者合わせてプロットしたものを図 5.3.49 に示す。両波形は大変似通っており、ほぼ想定どおりの加速度で加振できたものと考えられる。

また、鍾と台輪上で記録された応答加速度の時刻歴の一部を両者合わせてプロットしたものを図 5.3.50 に示す。両者、同程度の大きさの加速度で逆位相となっている。

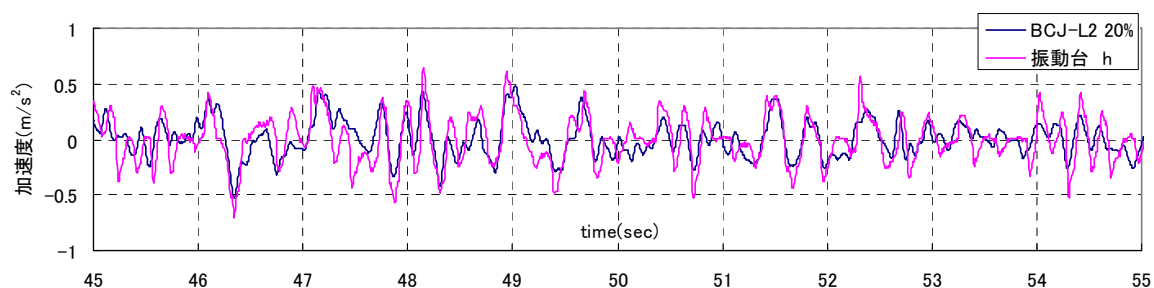


図 5.3.49 ターゲット波と計測加速度（振動台上）との比較（一部・45～55 秒）（BCJ-L2 20%）

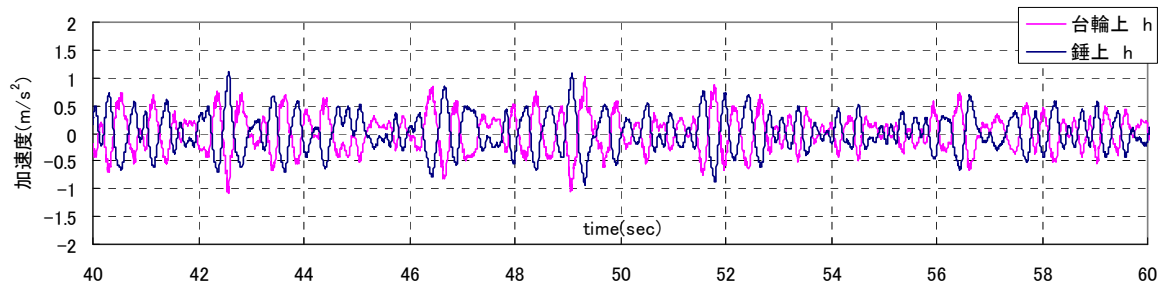
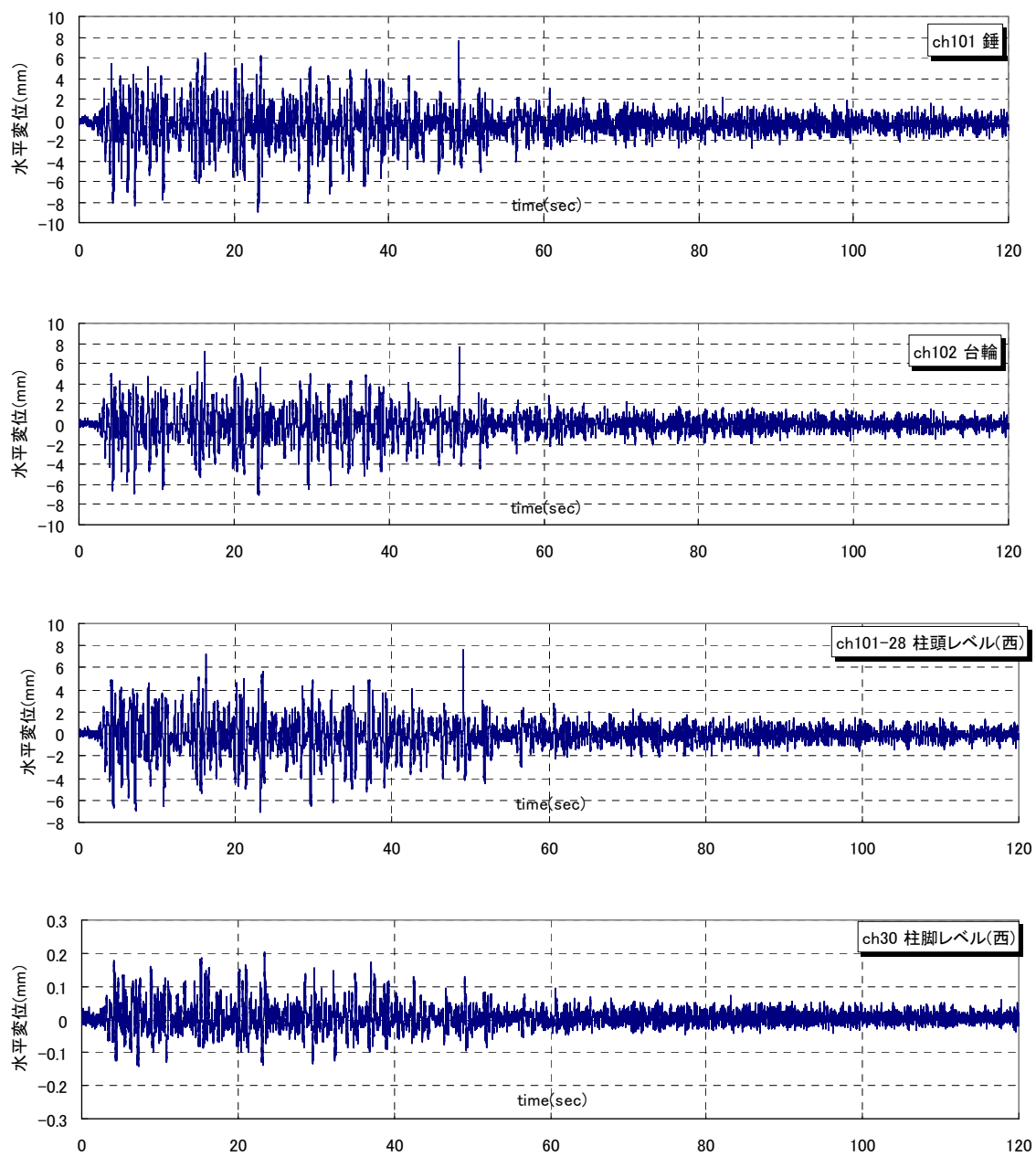


図 5.3.50 台輪上と錘上の加速度（一部・40～60 秒）（BCJ-L2 20%）

・水平変位

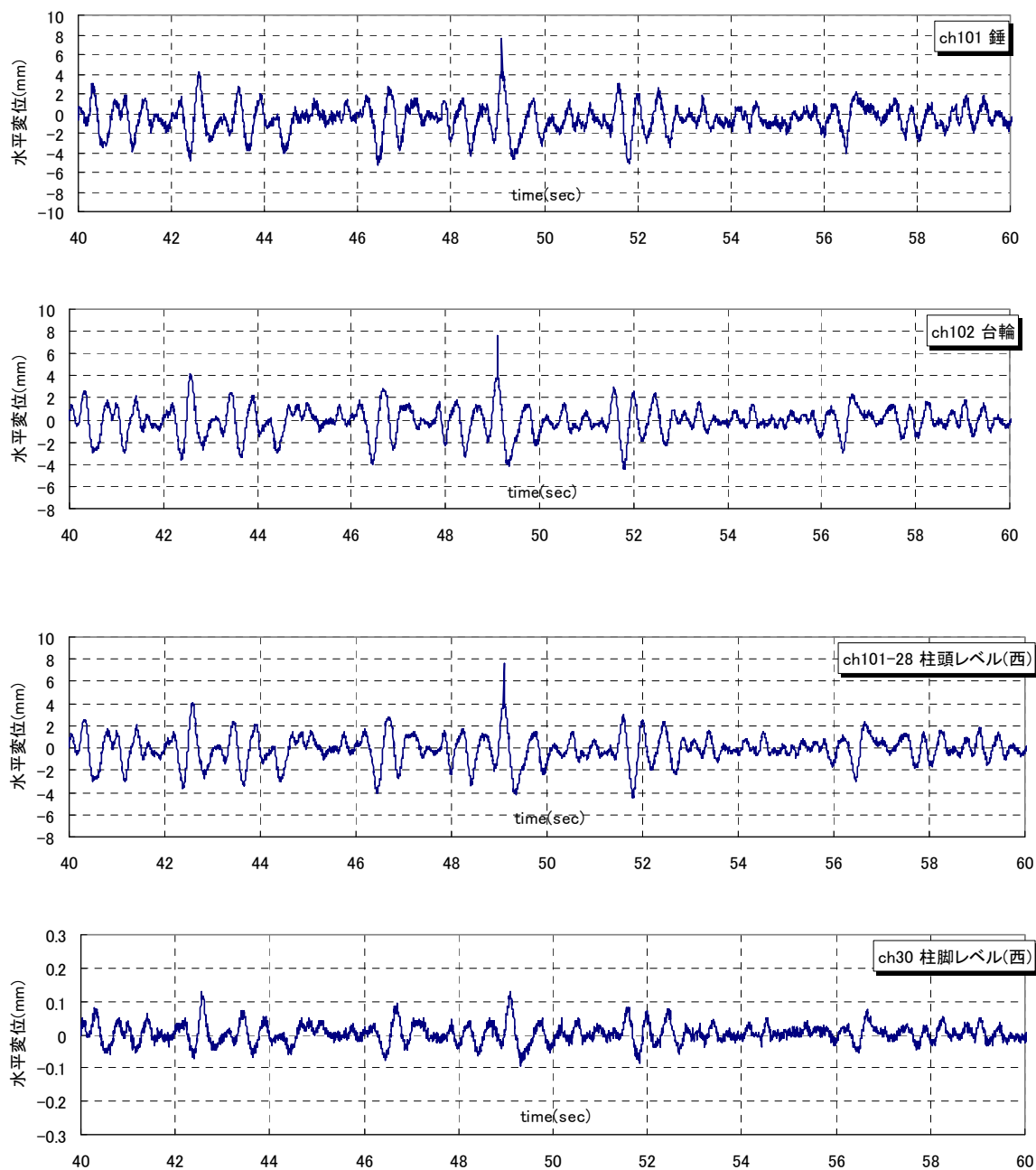
通肘木から柱脚まで、各高さレベルで計測を行った水平変位を図 5.3.51 に示す。

各高さによってスケールは異なるが、時刻歴波形の形はほぼ相似的なものになっており、試験体が概ね 1 次モードで振動していたことがうかがえる。錘の水平変位は 23.16 秒で最大値を示しており、このときの水平変位は、錘、台輪、柱頭レベルでそれぞれ、9.01mm、7.07mm、7.12mm であった。通肘木の水平変位を試験体全体の変位量の指標とすると、礎石上から台輪までで全体の 78%の変形量を負担している。残りの 12%が台輪から錘で負担されている。このときの変形角は、礎石上から台輪までが 1/333rad.、台輪から錘が 1/407rad.となった。



※すべて、西向きに変位する方が正。

図 5. 3. 51. a 各高さレベルでの水平変位（全時間）（BCJ-L2 20%）



※すべて、西向きに変位する方が正。

図 5. 3. 52. b 各高さレベルでの水平変位（最大変形を含む一部時間）（BCJ-L2 20%）

(2) せん断力

横軸に試験体の変位量の指標として錘の水平変位を、縦軸に両柱脚で計測したせん断力をそれぞれとり、荷重変形関係を描いたものを図 5.3.53 に示す。両柱脚、点対称の形をとり、西に傾くときは、西側のみ力がかかり、東はほとんど 0 である。逆に東に傾いたときは逆の現象が起きている。

図 5.3.54 に錘の水平変位と両柱脚のせん断力を足し合わせて算出した荷重変形関係と、錘の加速度に質量 4100kgf をかけて算出した荷重変形関係を重ねて示す。両者、ほぼ同じ履歴を描いており、試験体上部で受けた水平力が柱脚に流れていることが確認できる。±6mm の範囲では降伏しておらず、ほぼ直線状の履歴を描いている。

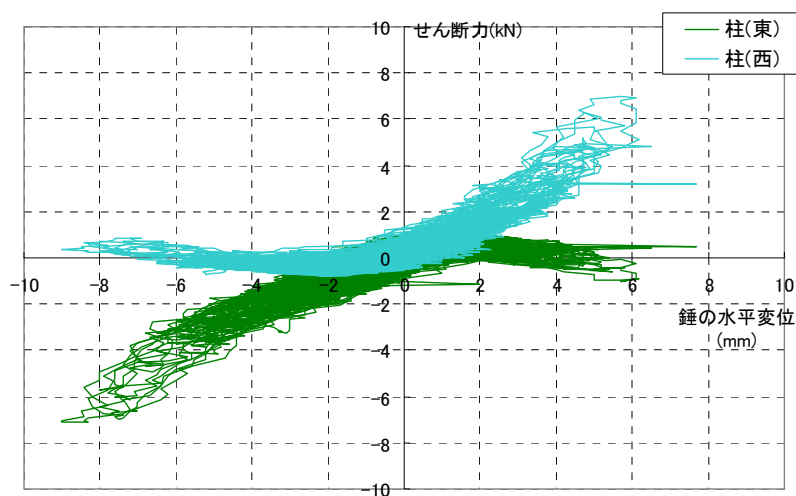


図 5.3.53 試験体の水平変位-せん断力の関係 (BCJ-L2 20%)

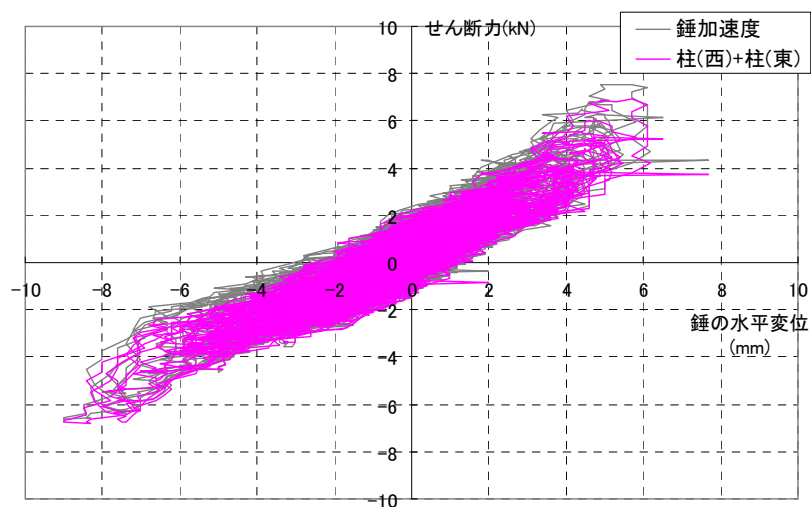


図 5.3.54 試験体の水平変位-せん断力の関係 (BCJ-L2 20%)

(3) 軸力

横軸に錘の水平変位を縦軸に両柱脚で測定した軸力（実際には加振前の状態を 0 とした軸力の増減）をとり、プロットしたものを図 5.3.55 に示す。

試験体の変位する方向にある柱の軸力が増加し、その分もう一方の柱の軸力が低下する様子が見られる。錘の水平変位と軸力の関係は±7mm の範囲においてはほぼ線形である。また、両柱の軸力の合算は理論上ほぼ 0 になるはずだが、実験値は少し右上がりの値となっている。

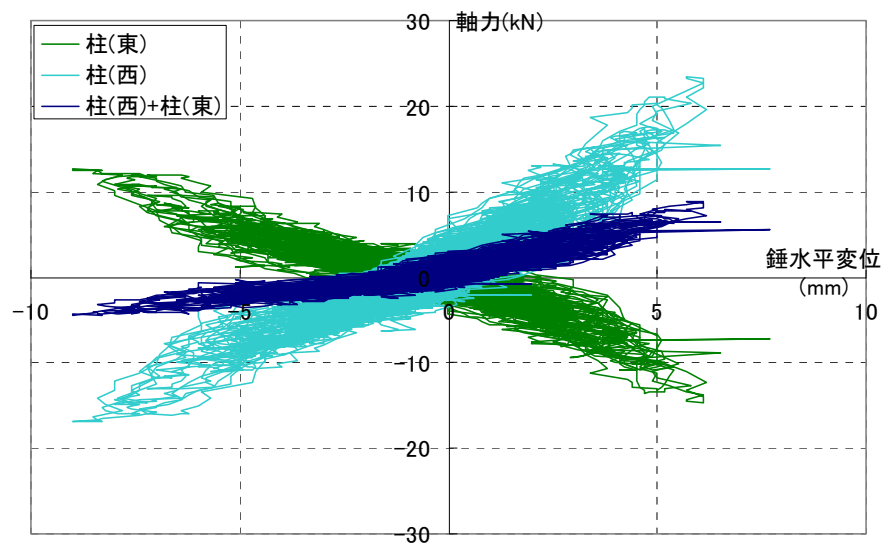


図 5.3.55 試験体の水平変位-軸力の関係 (BCJ-L2 20%)

5.3.2.3 100%加振（1回目）

100%の一回目の加振について詳細を報告する。図 5.3.56 にここで挙げる計測データの計測位置を示す。

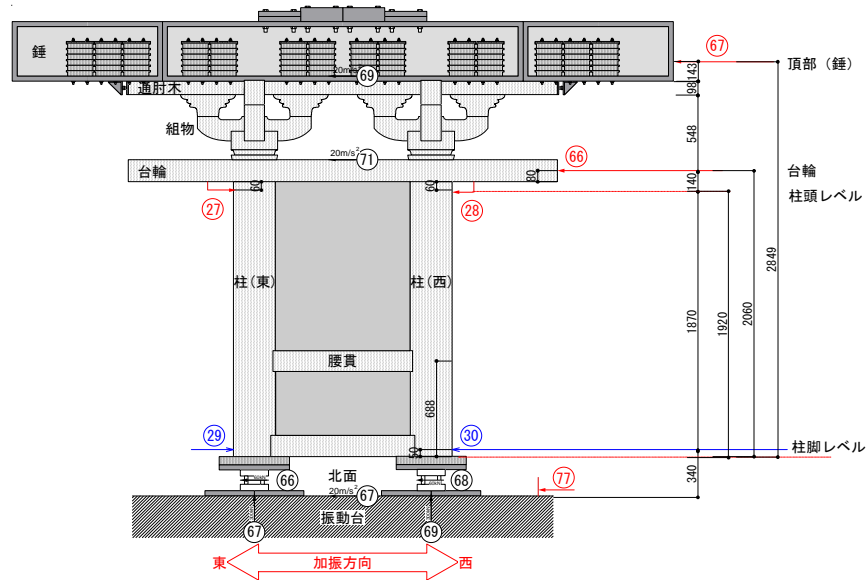


図 5.3.56 計測位置

(1) 時刻歴

ターゲット波である BCJ-L2 100%の加速度波形と本実験で実際に得られた計測データである各高さでの応答加速度波形を図 5.3.57、図 5.3.58 に示す。

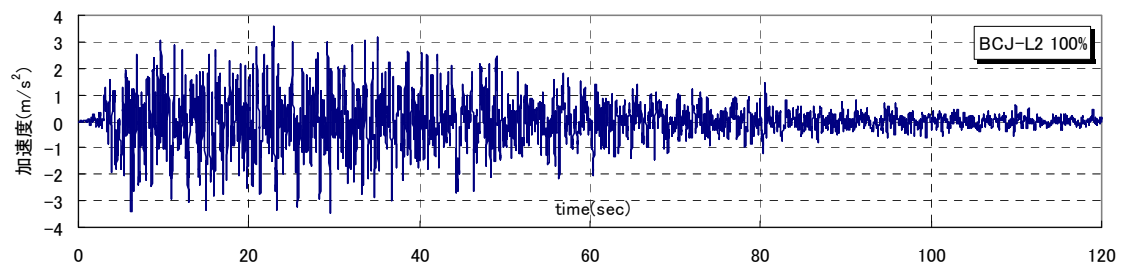
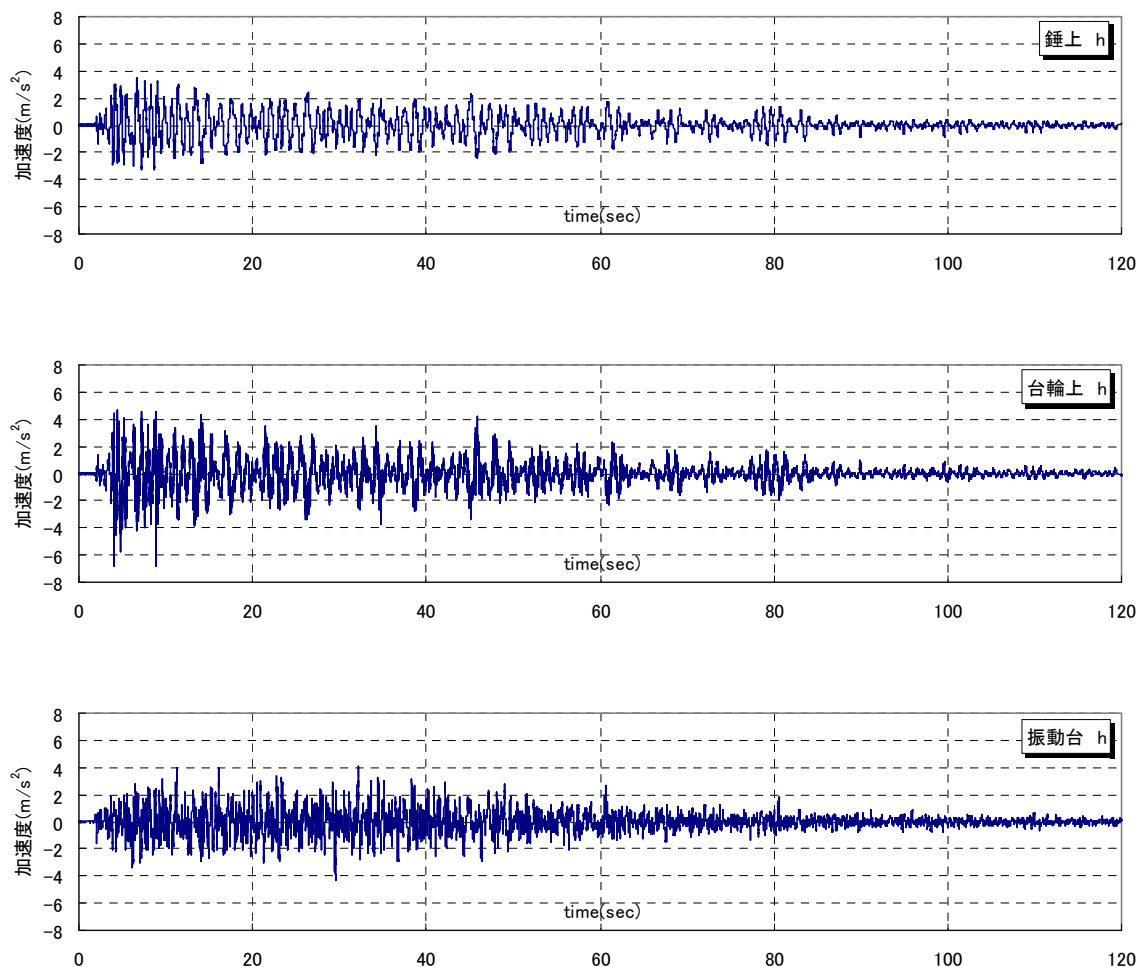


図 5.3.57 ターゲット波 (BCJ-L2 100%-1)



※東（左）方向へ加速度が増大する向きが正。

図 5.3.58 各高さレベルでの応答加速度時刻歴波形（BCJ-L2 100%）

以上のうち、ターゲット波と振動台上の加速度の時刻歴の一部を両者合わせてプロットしたものが図 5.3.59 である。両波形は大変似通っており、ほぼ想定どおりの加速度で加振できたものと考えられる。

また、錘と台輪上で記録された応答加速度の時刻歴の一部を両者合わせてプロットしたものを図 5.3.60 に示す。互いに逆位相の波形を示している。台輪上では高い振動数の微小な波が発生している。加振による各部の変形によりダボ、組物等の部分で力のやり取りが生じた結果と考えられる。加振中に、試験体が東西に振れる度にギーギー、ギシギシといった大きな音を伴っていたことも、その根拠となる。台輪上ではこの高周波数の成分が含まれるため、応答加速度の記録としては錘上より若干大きな値を示している。組物以上の部分において特に大きく振動している様子は見られない。

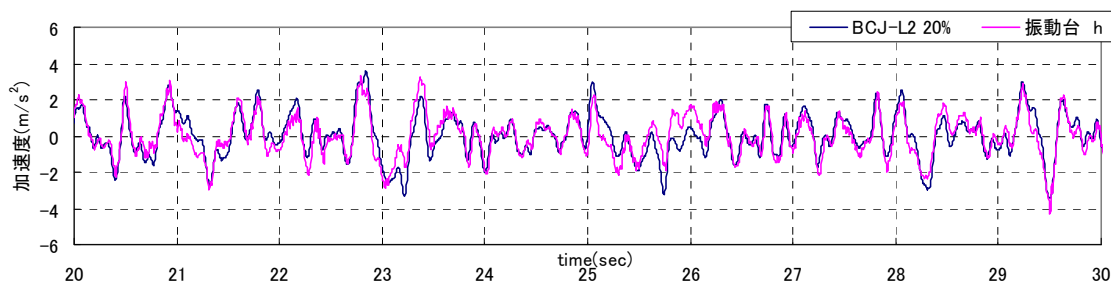


図 5.3.59 ターゲット波と計測加速度(振動台上)との比較 (一部・20～30 秒)

(BCJ-L2 100%-1)

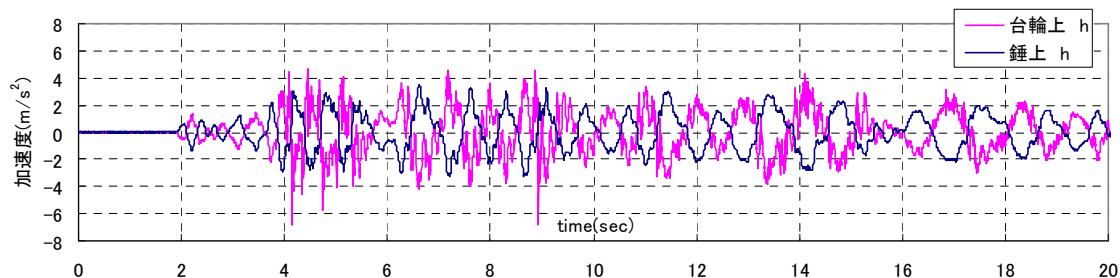
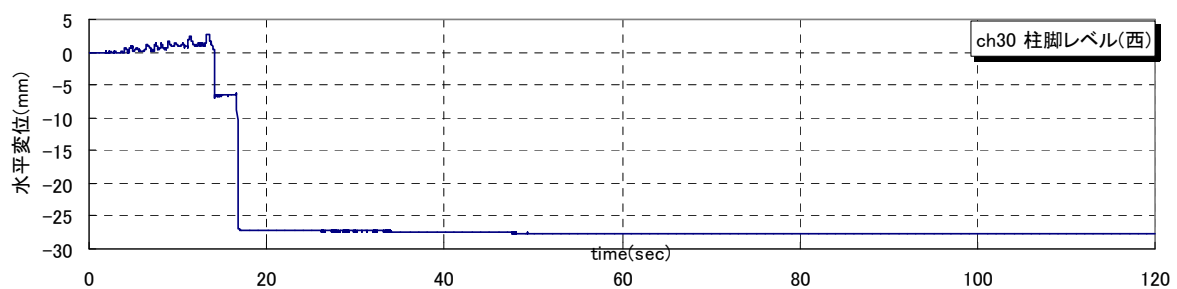
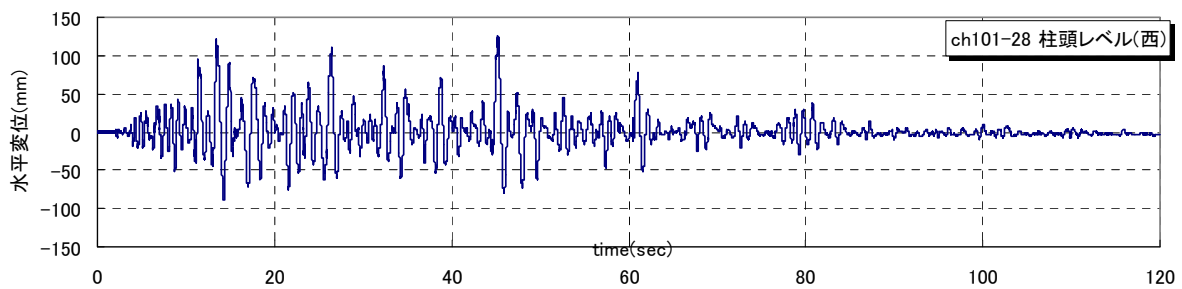
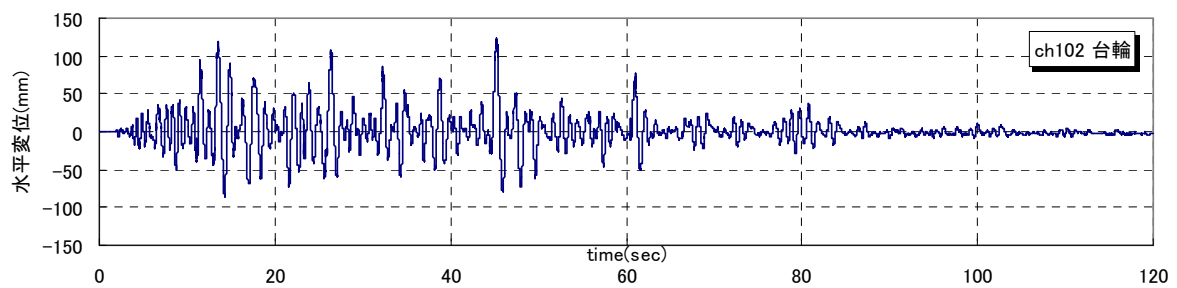
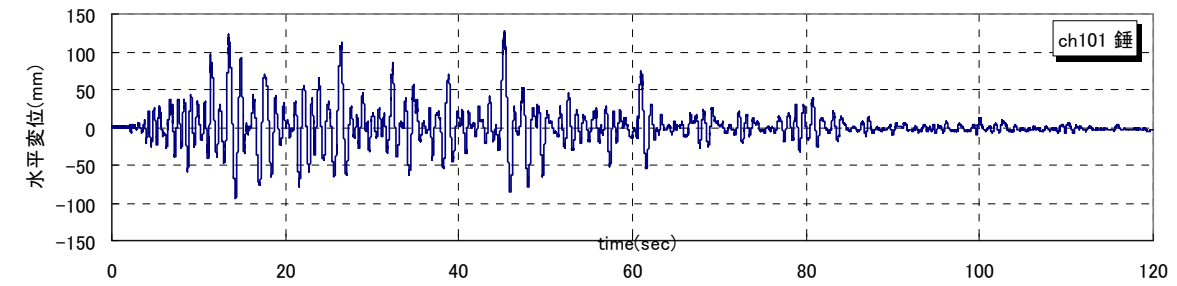


図 5.3.60 台輪上と錘上の加速度 (一部・0～20 秒) (BCJ-L2 100%-1)

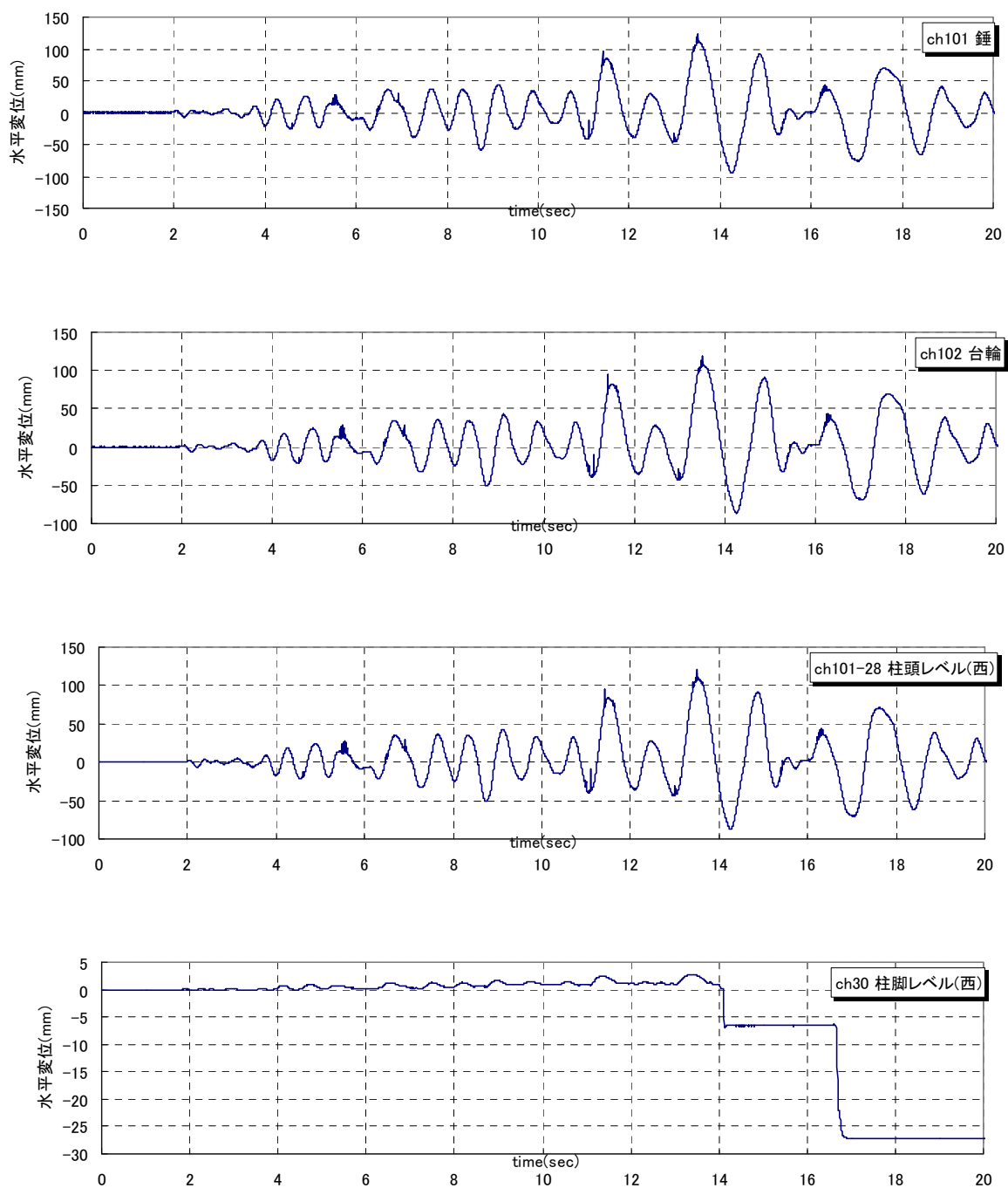
通肘木から柱脚まで、各高さレベルで計測を行った水平変位を図 5.3.61 に示す。

各高さによってスケールは異なるが、時刻歴波形の形は、柱脚を除いてほぼ相似的なものになっており、試験体が概ね 1 次モードで振動していたことがうかがえる。柱脚は 15 秒付近で一気にすべっているが、これは変位計が計測点を外れてしまったためである。試験体の各高さの水平変位はほぼ同時点(45.26 秒付近)で最大値を示しており、このときの変位は、錘、台輪、柱頭レベルでそれぞれ、127.07mm、123.70mm、27.52mm であった。錘の水平変位を試験体全体の変位量の指標とすると、礎石上から台輪までで全体の 97%の変形量を負担している。一方、台輪から通肘木までの水平方向の変形量は 3.3mm 程度で、これは全体の 3%程度に過ぎない。このときの変形角は、礎石上から台輪までが $1/22\text{rad.}$ 、台輪から通肘木までが $1/234\text{rad.}$ であった。このことから、本試験体の水平変位は、柱が転倒することで生じており、台輪以上の部分の水平挙動は全体からみて大変微小であることが分かる。



※すべて、西向きに変位する方が正。

図 5. 3. 61. a 各高さレベルでの水平変位 (BGJ-L2 100%-1)



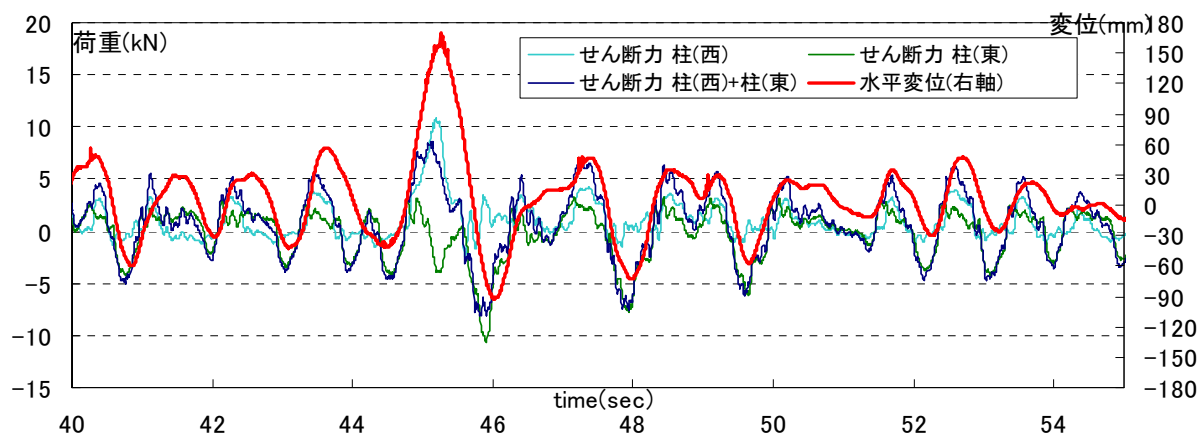
※すべて、西向きに変位する方が正。

図 5. 3. 62. b 各高さレベルでの水平変位 (BCJ-L2 100%-1)

(2) せん断力 (100%-1)

柱脚で得られたせん断力（東西それぞれと両柱の合算）と通肘木レベルの水平変位の時刻歴波形を同一グラフ上にプロットする（図 5.3.63）。

試験体の変位が小さい場合には、どの種類のせん断力とも同位相であるが、大きな変位が生じる場合には、試験体の変位する方向にある柱の復元力は急激に上昇し、もう一方の柱の復元力は急激に減少する様子が見られる。



※せん断力は東向きは復元力となる方が正、水平変位は西向きが正である。

図 5.3.63 せん断力と水平変位の時刻歴波形（一部・45～55 秒）(BCJ-L2 100%-1)

この現象を考察するため、横軸に試験体の変形量の指標として通肘木の水平変位、縦軸にせん断力（東西各柱）をとり、プロットしたものを図 5.3.64 に示す。

柱(西)と柱(東)のグラフはほぼ正負対象の履歴である。試験体の変位が±50mm を越えると、柱(西)のせん断力は正の向きに急激に増大し、逆に柱(東)のせん断力は負の向きに急激に増大する。また、この互いに逆向きのせん断力の変化量は、ほぼ同程度である。

一方、試験体の挙動を考えると、試験体の変位する際、両柱が傾くと、面同士収まっていた腰貫と両柱の仕口部分にずれが生じ、腰貫に圧縮力が生じる。それに伴って両柱にはそれぞれ脚部を広げる向きに力が生じる。さらにこの力はダボを介して、柱脚のせん断力として計測されていると考えられる（図 5.3.65）。仕口部分にガタがなければ、柱が傾くとすぐにこの現象が起こるはずであるが、100%加振までに仕口のめり込みや、柱脚が外側に広がったこと等により、ガタが生じ、せん断力の立ち上がるまでにある程度の変位（柱の傾き）が必要になったものと考えられる。

しかし、これら両柱のせん断力を合算した、試験体全体のせん断力の荷重変形関係（図 5.3.66）においては、変位 50mm 以降で履歴の大きな変化は見られない。このことから、地貫が水平方向の圧縮材として働くこの現象に関しては、柱脚部分に特異な影響を与えているが、両柱のせん断力を合算して考える場合には相殺されるため、試験体全体の復元力

には大きく関わっていないと考えられる。

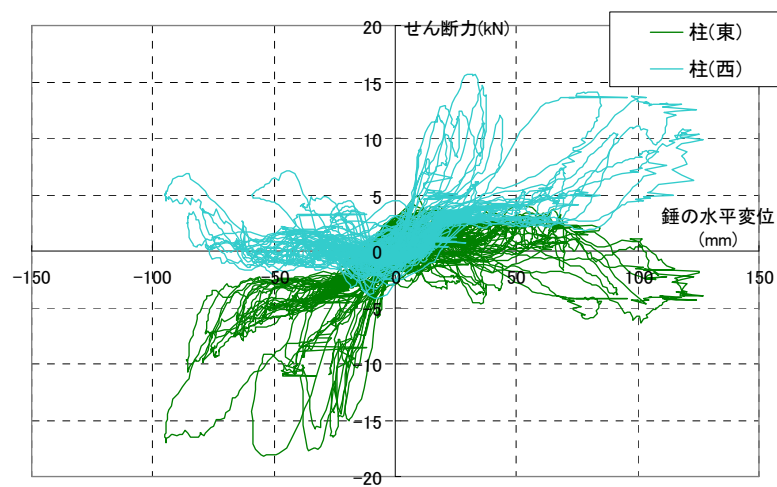


図 5.3.64 試験体の水平変位-柱(西)のせん断力の関係 (BCJ-L2 100%-1)

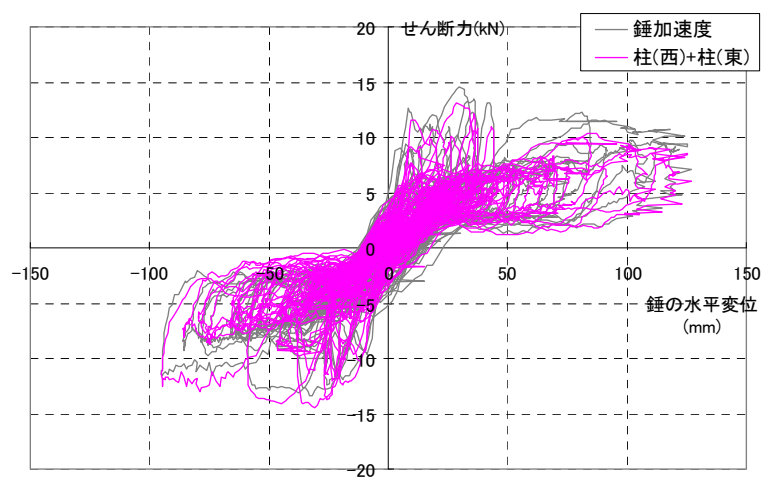


図 5.3.65 試験体の水平変位-せん断力(両柱合算)の関係 (BCJ-L2 100%-1)

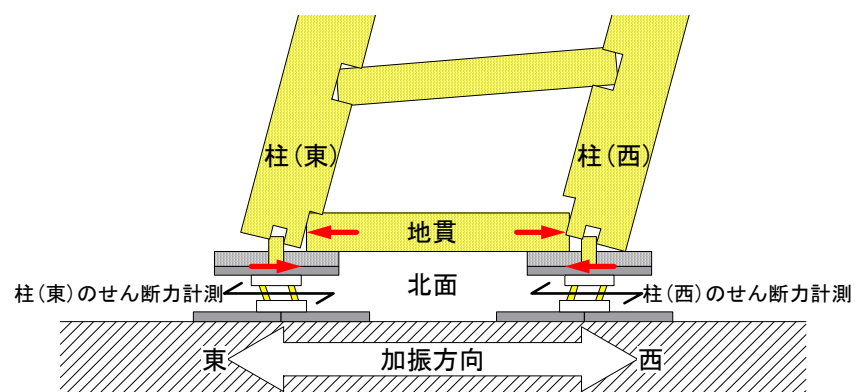
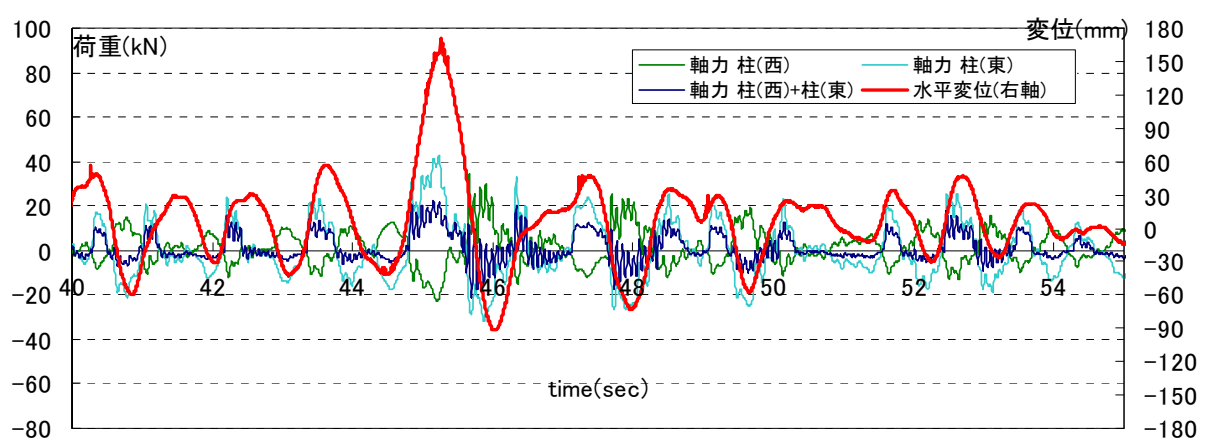


図 5.3.66 地貫のせん断力計測への影響

(3) 軸力 (100%-1)

柱脚で得られた軸力（東西それぞれと両柱の合算）と通肘木レベルの水平変位の時刻歴波形を同一グラフ上にプロットする（図 5.3.67）。

軸力には細かい周期成分が含まれているが、柱(西)では、水平変位と概ね同位相、柱(東)では、逆位相に振動している。試験体全体が変位する方向にある柱の軸力が増加し、逆にもう片方の柱の軸力は低下する様子が見られる。両柱脚の合算は、小さな振動数で細かく振れている。合算すると 0 に近くなるはずだが、0 にらず傾いたほうの柱に軸力が偏って掛かっている。



※軸力は大きくなる方が正、変位は西向きが正である。

図 5.3.67 軸力と水平変位の時刻歴波形（一部・45～55 秒）(BCJ-L2 100%-1)

参考のため、横軸に通肘木の水平変位を縦軸に軸力（東西それぞれと両柱の合算）をとりプロットしたものを図 5.3.68、図 5.3.69 に示す。

前述の通り、試験体全体が変位する方向にある柱の軸力が増加し、逆にもう片方の柱の軸力は低下する現象が確認される。

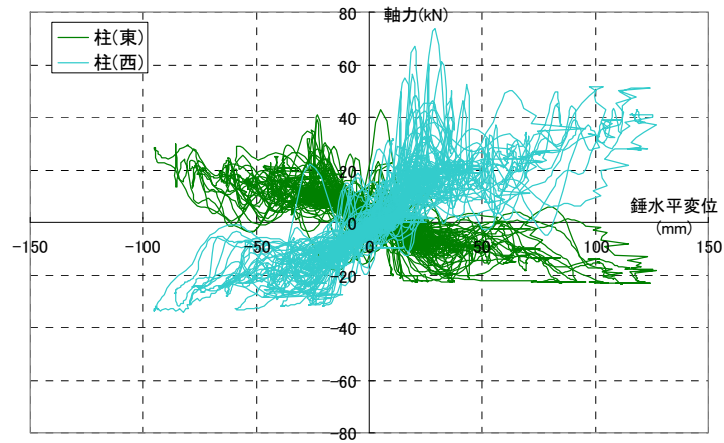


図 5.3.68 試験体の水平変位-軸力(各柱)の関係 (BCJ-L2 100%-1)

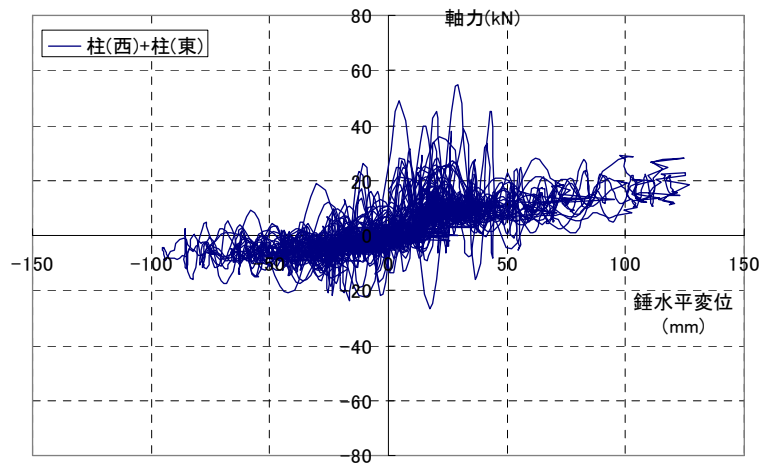


図 5.3.69 試験体の水平変位-軸力(両柱合算)の関係 (BCJ-L2 100%-1)

(4) 荷重変形関係

図 5.3.70、図 5.3.71 に試験体全体の荷重変形関係について各時刻ごとに描いたものを示す。これらの図より、加振開始から 10 秒までは変形が 50mm 以内でせん断力が約 10kN あたりまで増加しているが、10 秒後の荷重変形関係をみるとせん断力が低下している様子が分かる。土壁が損傷したことによりせん断力が低下したと考えられる。

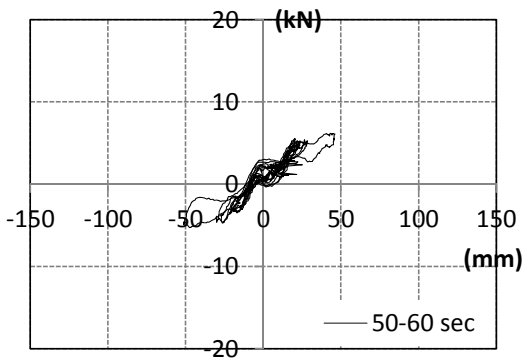
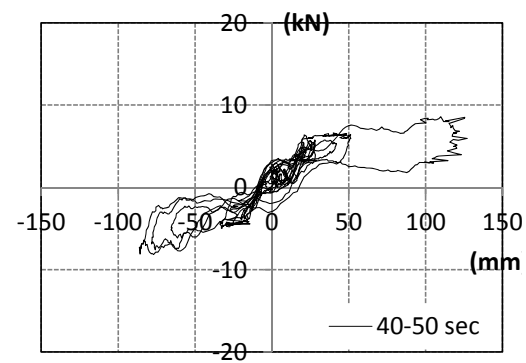
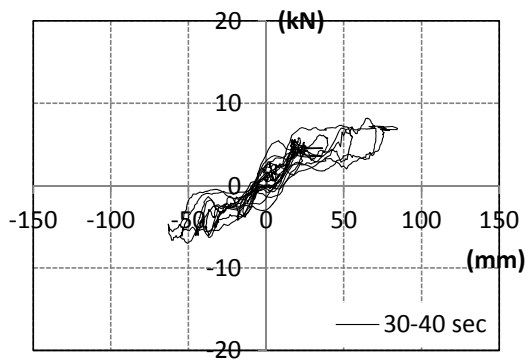
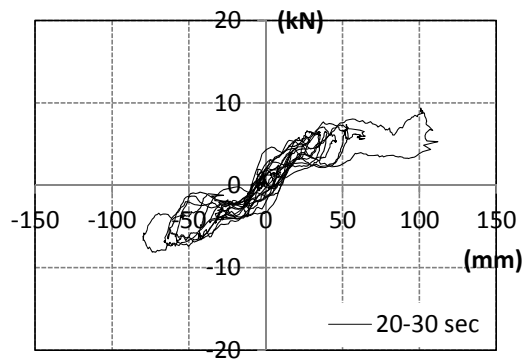
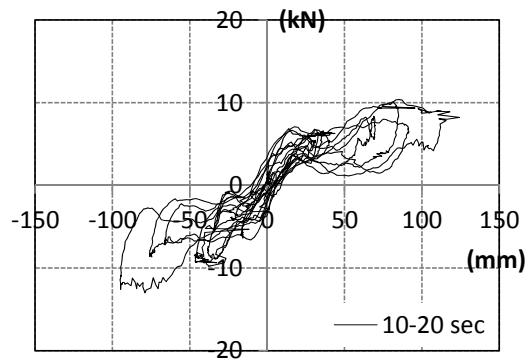
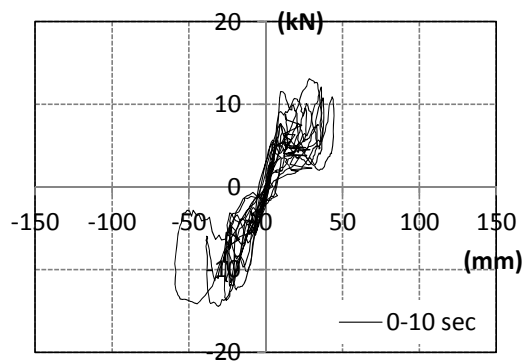
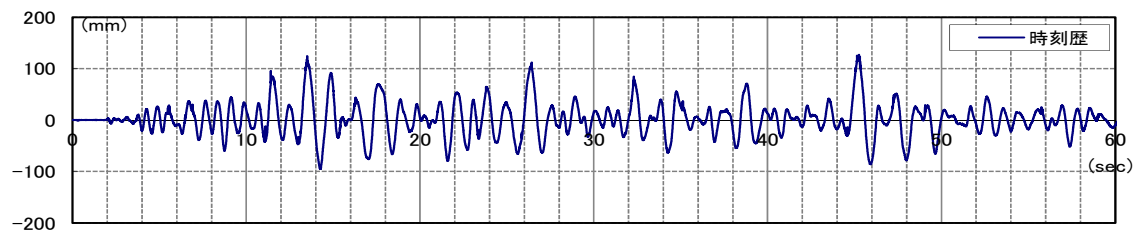


図 5. 3. 70 各時刻の荷重変形関係(1) (BCJ-L2 100%-1)

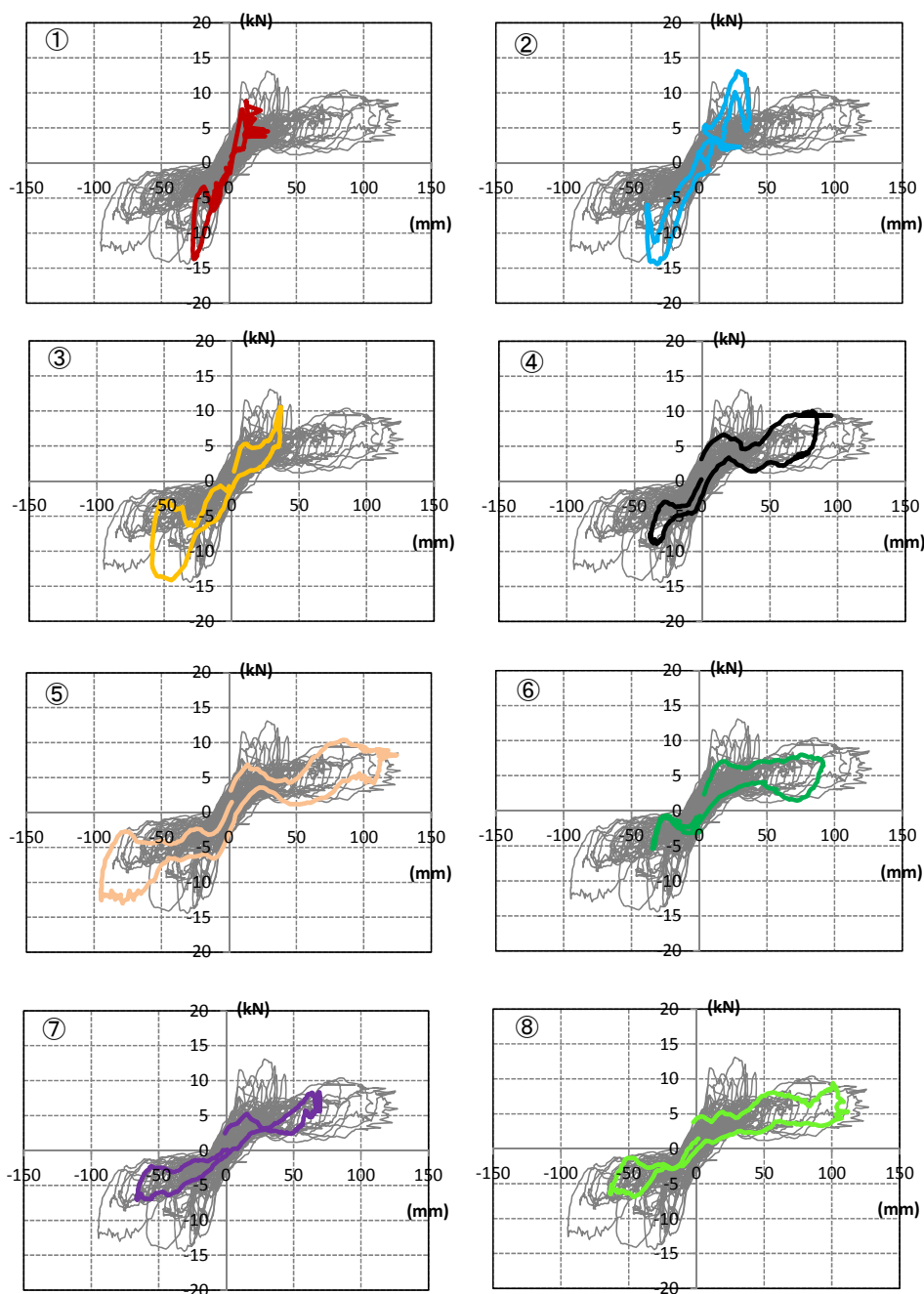
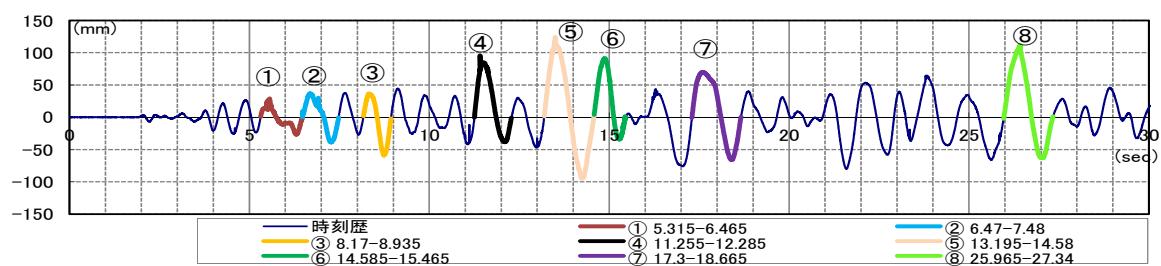


図 5.3.71 各時刻の荷重変形関係(2) (BCJ-L2 100%-1)

5.3.2.4 100%加振（2回目）

100%の二回目の加振について詳細を報告する。図 5.3.72 にここで挙げる計測データの計測位置を示す。

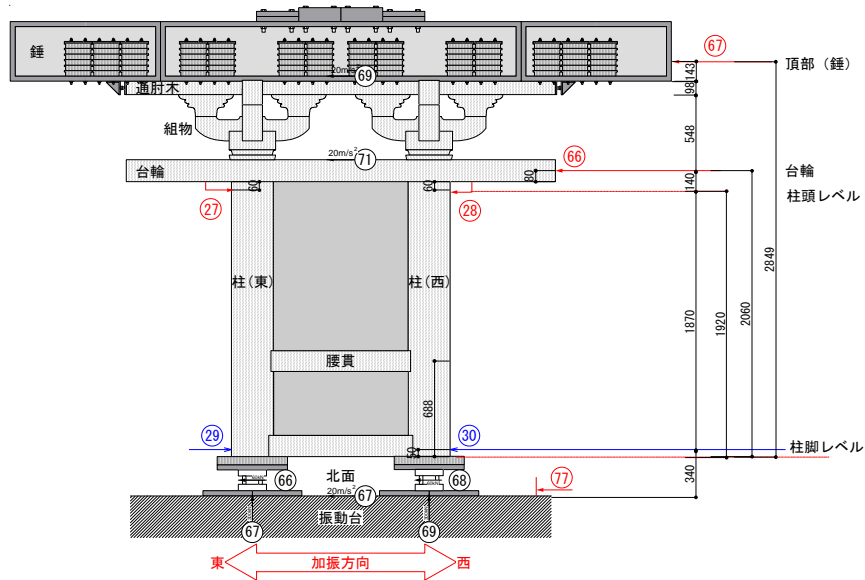


図 5.3.72 計測位置

(1) 時刻歴（100%-2）

ターゲット波である BCJ-L2 100%の加速度波形と本実験で実際に得られた計測データである各高さでの応答加速度波形を図 5.3.73、図 5.3.74 に示す。

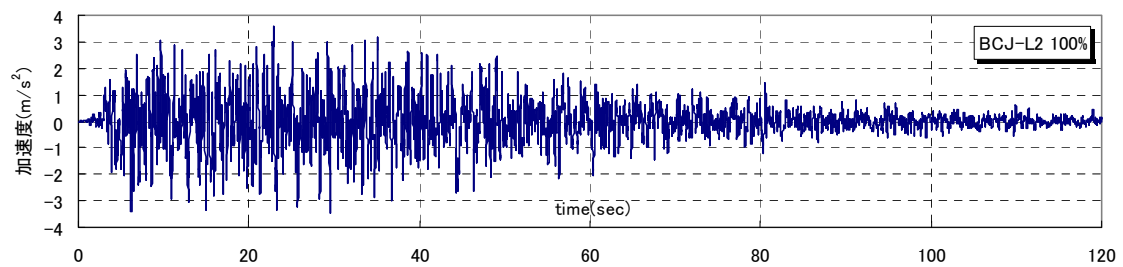
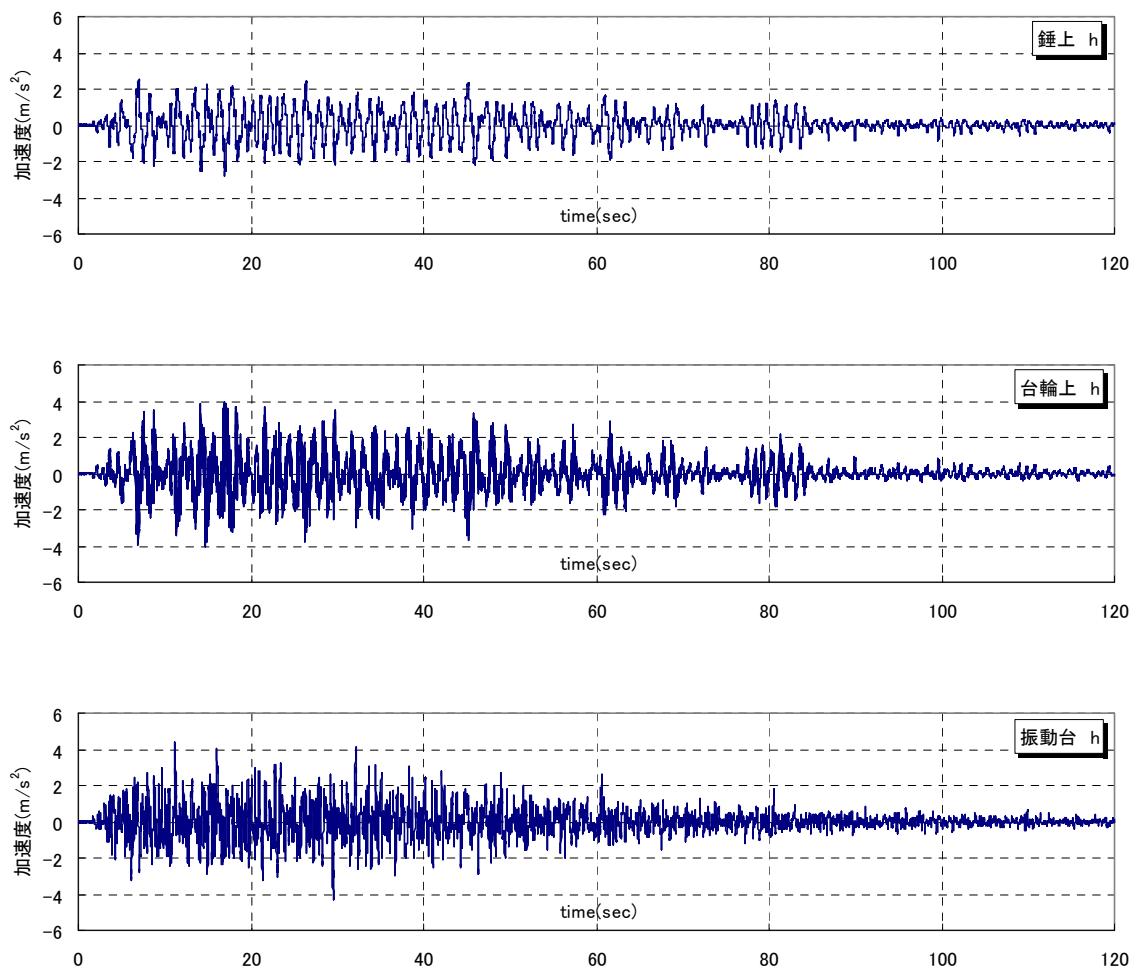


図 5.3.73 ターゲット波（BCJ-L2 100%-2）



※東（左）方向へ加速度が増大する向きが正。

図 5.3.74 各高さレベルでの応答加速度時刻歴波形 (BCJ-L2 100%-2)

以上のうち、ターゲット波と振動台上の加速度の時刻歴の一部を両者合わせてプロットしたものが図 5.3.75 である。両波形は大変似通っており、ほぼ想定どおりの加速度で加振できたものと考えられる。

また、鍾と台輪上で記録された応答加速度の時刻歴の一部を両者合わせてプロットしたものを図 5.3.76 に示す。1 回目加振と同様、両者の位相は逆位相となり、台輪上では高い振動数が見られる。1 回目と同様の現象が起きていたと考えられる。組物以上の部分において特に大きく振動している様子は見られない。

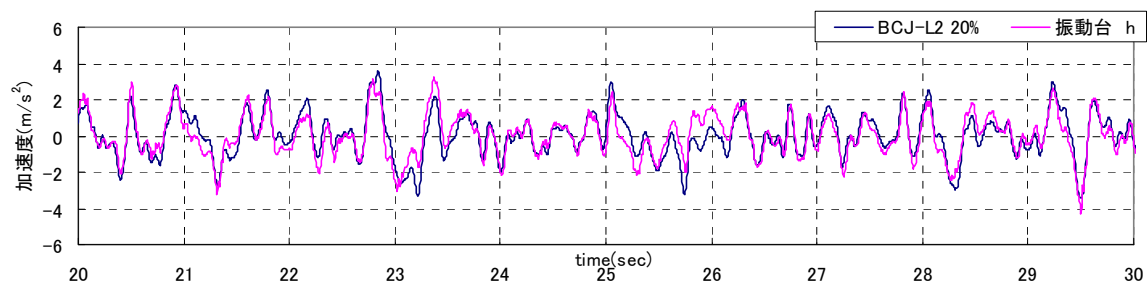


図 5.3.75 ターゲット波と計測加速度(振動台上)との比較 (一部・20~30 秒) (BCJ-L2 100%-2)

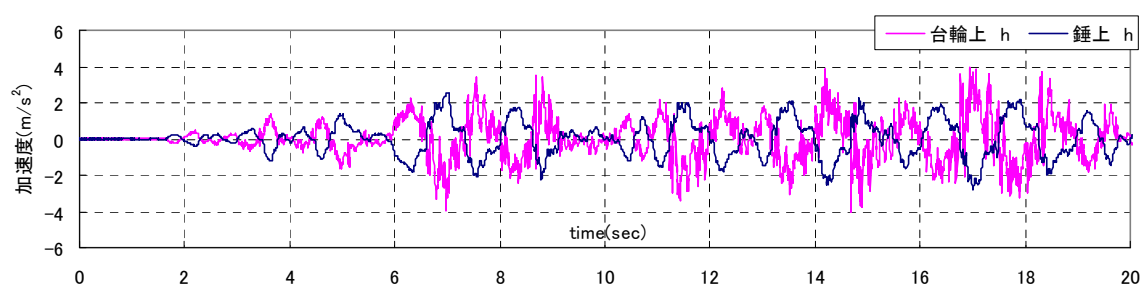
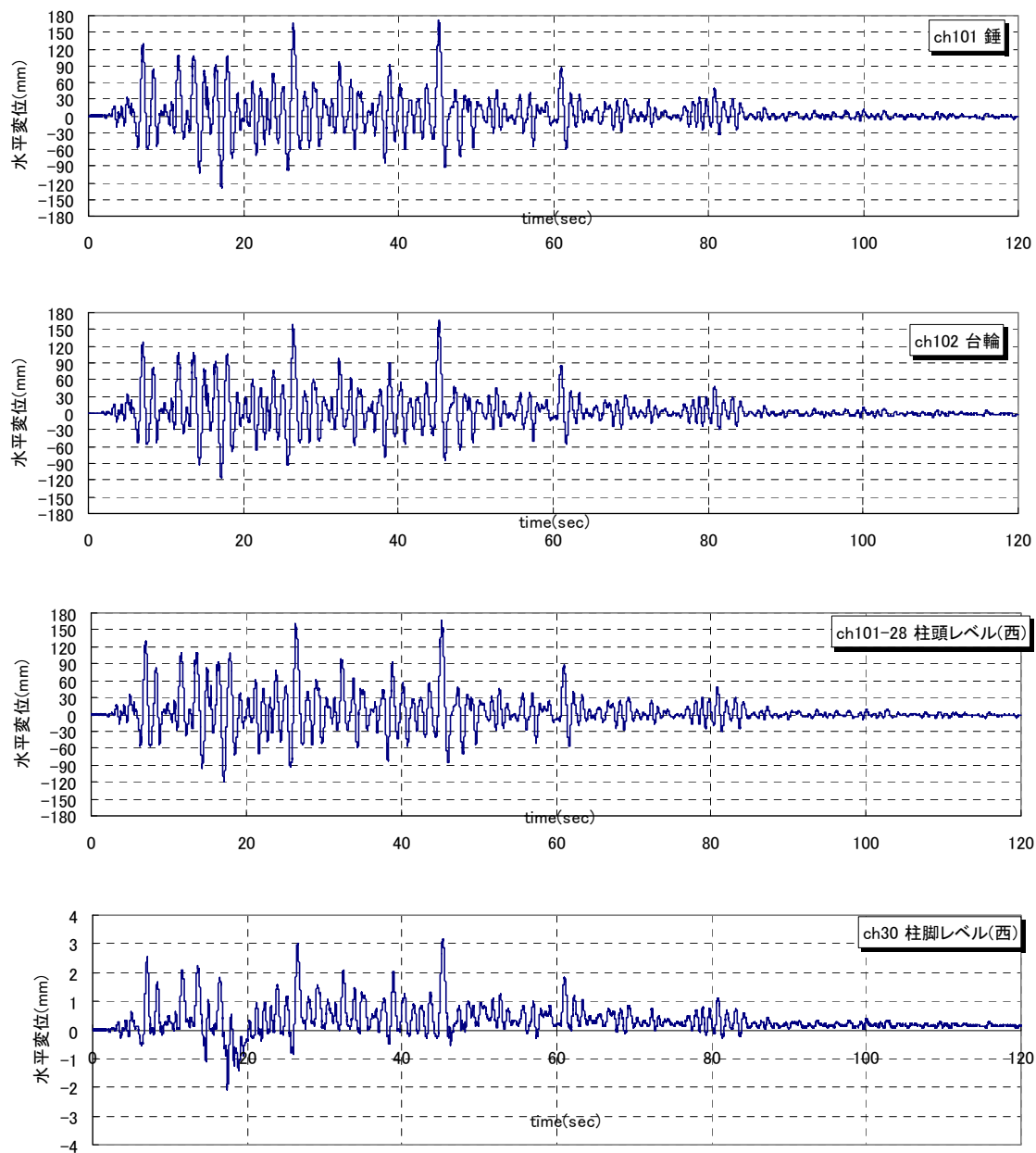


図 5.3.76 台輪上と錘上の加速度 (一部・0~20 秒) (BCJ-L2 100%-2)

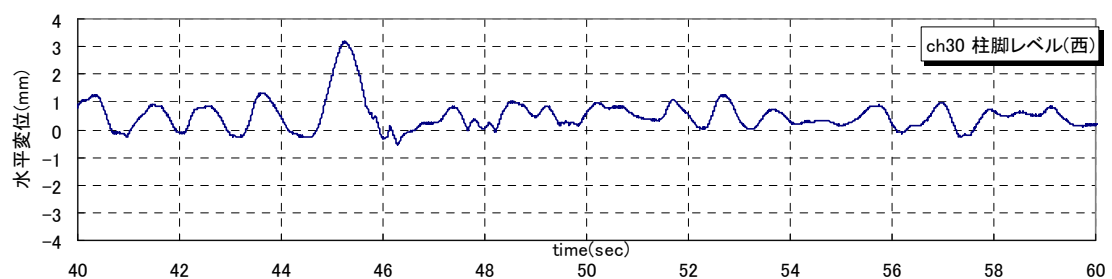
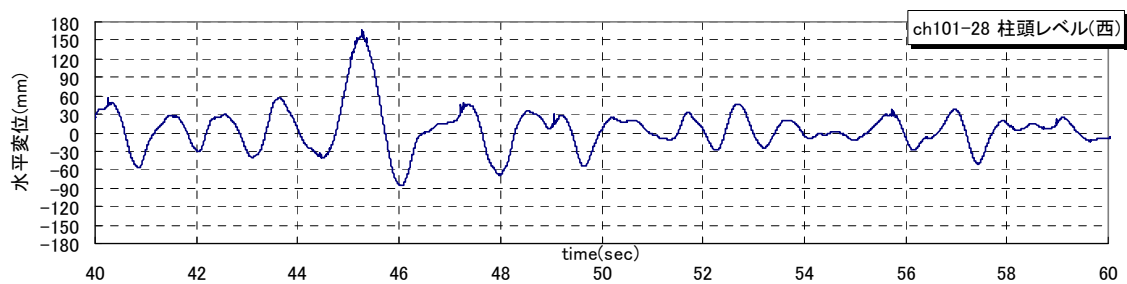
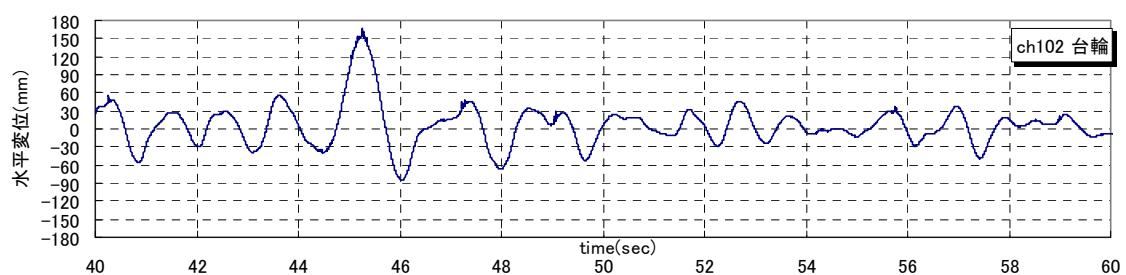
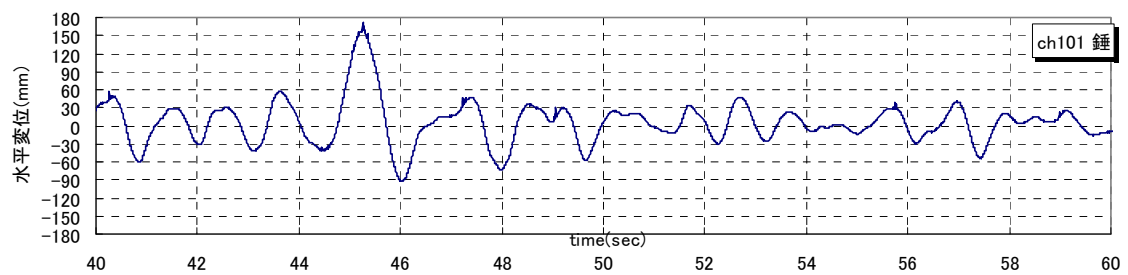
通肘木から柱脚まで、各高さレベルで計測を行った水平変位を図 5.3.77 に示す。図 5.3.78 に最大変形に至る前後の波形を示す。

各高さによってスケールは異なるが、時刻歴波形の形はほぼ相似的なものになっており、試験体が概ね 1 次モードで振動していたことがうかがえる。試験体の各高さの水平変位はほぼ同時点(45.335 秒付近)で最大値を示しており、このときの変位は、通肘木、台輪、柱頭レベルでそれぞれ、170.79mm、166.04mm、168.16mm であった。通肘木の水平変位を試験体全体の変位量の指標とすると、礎石上から台輪までで全体の変形量の 97% を負担している。一方、台輪から通肘木までの水平方向の変形量は 4mm 程度で、これは全体の 3% 程度に過ぎない。このときの変形角は、礎石上から台輪までが 1/17rad.、台輪から通肘木までが 1/166rad. であった。1 回目と比べると、全体の最大変形角が約 1.3 倍大きくなり、台輪から通肘木間の変形量も 1.4 倍大きくなっている。しかし、試験体全体の変形量に比べると、台輪以上の変形量は極微小であった。



※すべて、西向きに変位する方が正。

図 5.3.77 各高さレベルでの水平変位 (BCJ-L2 100%-2)



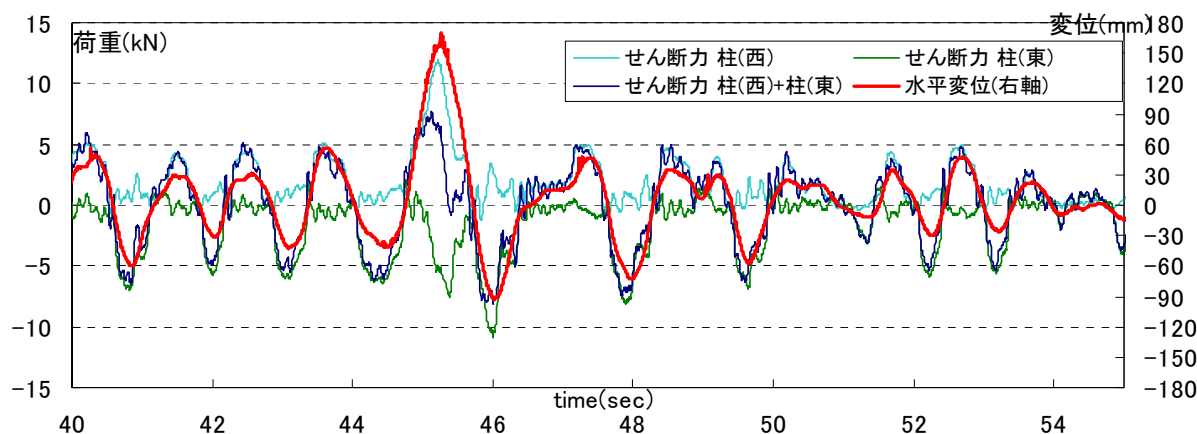
※すべて、西向きに変位する方が正。

図 5.3.78 各高さレベルでの水平変位 (BCJ-L2 100%-2)

（２）せん断力（100%-2）

柱脚で得られたせん断力（東西それぞれと両柱の合算）と通肘木レベルの水平変位の時刻歴波形を同一グラフ上にプロットする（図 5.3.79）。

試験体の変位が小さい場合には、どの種類のせん断力とも同位相であるが、大きな変位が生じる場合には、試験体の変位する方向にある柱の復元力は急激に上昇し、もう一方の柱の復元力は急激に減少する様子が見られる。



※せん断力は東向きの変位となる方が正、水平変位は西向きが正である。

図 5.3.79 せん断力と水平変位の時刻歴波形（一部・45～55 秒）(BCJ-L2 100%-2)

この現象を考察するため、横軸に試験体の変形量の指標として通肘木の水平変位、縦軸にせん断力（東西各柱）をとり、プロットしたものを図 5.3.80 に示す。

柱(西)と柱(東)のグラフはほぼ正負対象の履歴である。試験体の変位が±70～80mm を越えると、柱(西)のせん断力は正の向きに急激に増大し、逆に柱(東)のせん断力は負の向きに急激に増大する。また、この互いに逆向きのせん断力の変化量は、ほぼ同程度である。土壁が崩壊したため、変位が 50 mm 以下での耐力の増加は、1 回目に比べると小さい。しかし、100%1 回目加振時と同様の傾向が見られ、地貫と柱脚にあるダボへの力のやり取りが起きていると考えられる。

これら両柱のせん断力を合算した、試験体全体のせん断力の荷重変形関係（図 5.3.81）においても、変位 100mm 前後で履歴の大きな変化は見られない。このことから、地貫が水平方向の圧縮材として働くこの現象に関しては、柱脚部分に特異な影響を与えているが、両柱のせん断力を合算して考える場合には相殺されるため、ここでも試験体全体の復元力には大きく関わっていないと考えられる（図 5.3.82）。

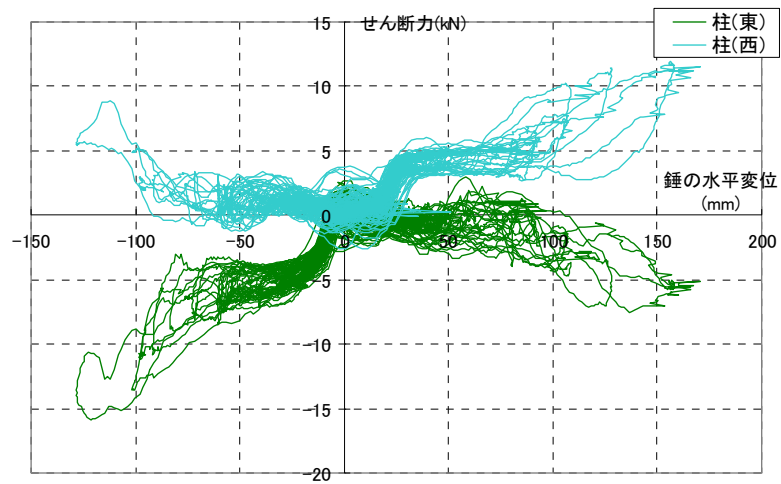


図 5.3.80 試験体の水平変位-柱(西)のせん断力の関係 (BCJ-L2 100%-2)

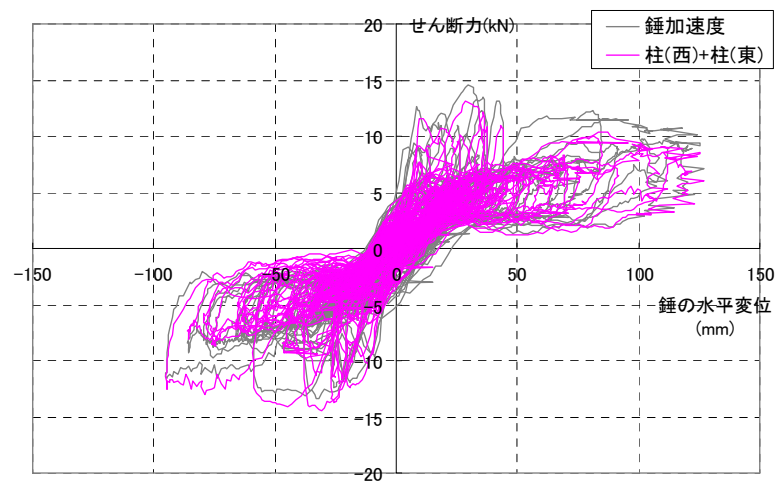


図 5.3.81 試験体の水平変位-せん断力(両柱合算)の関係 (BCJ-L2 100%-2)

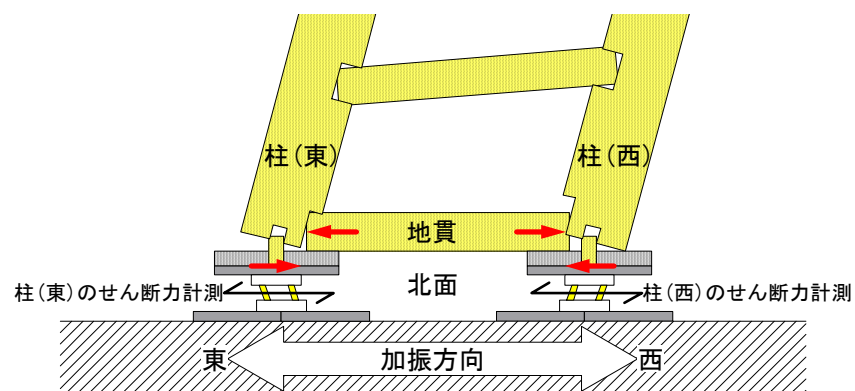
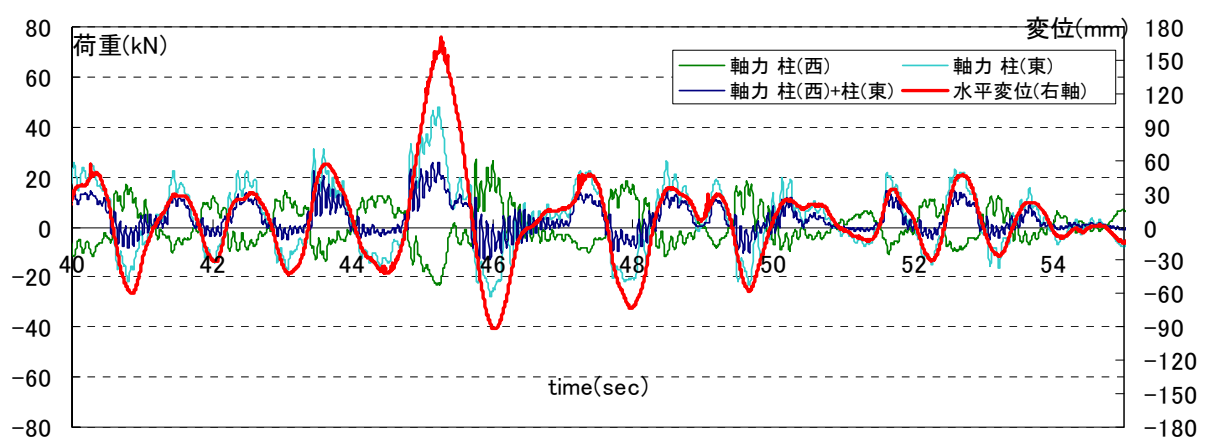


図 5.3.82 地貫のせん断力計測への影響

(3) 軸力 (100%-2)

柱脚で得られた軸力（東西それぞれと両柱の合算）と通肘木レベルの水平変位の時刻歴波形を同一グラフ上にプロットする（図 5.3.83）。

100%1回目加振時と同じように、軸力には細かい周期成分が含まれているが、柱(西)では、水平変位と概ね同位相、柱(東)では、逆位相に振動している。試験体全体が変位する方向にある柱の軸力が増加し、逆にもう片方の柱の軸力は低下する様子が見られる。両柱脚の合算は、0になるはずだが、ここでも、傾いたほうにある柱に偏って軸力が掛かっていることが確認できる。



※軸力は大きくなる方が正、変位は西向きが正である。

図 5.3.83 軸力と水平変位の時刻歴波形（一部・45～55 秒）(BCJ-L2 100%-2)

参考のため、横軸に通肘木の水平変位を縦軸に軸力（東西それぞれと両柱の合算）をとりプロットしたものを図 5.4.84、図 5.4.85 に示す。

前述の通り、試験体全体が変位する方向にある柱の軸力が増加し、逆にもう片方の柱の軸力は低下する現象が確認される。

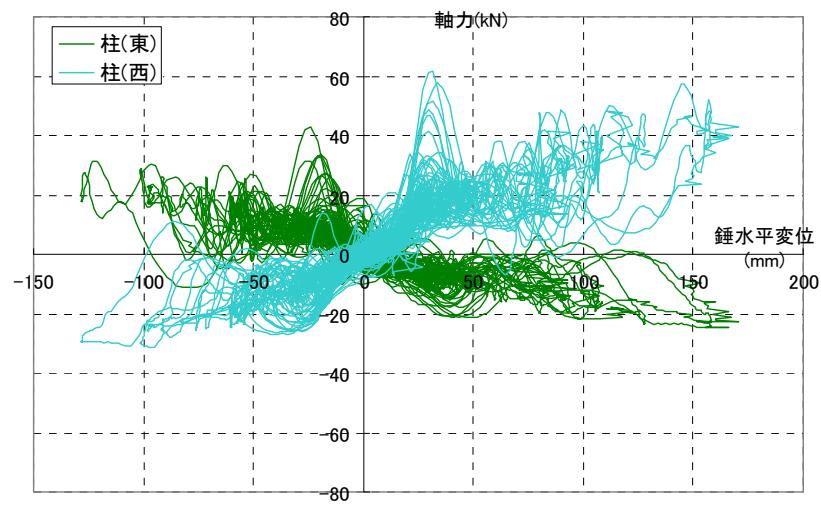


図 5.3.84 試験体の水平変位-軸力(各柱)の関係 (BCJ-L2 100%-2)

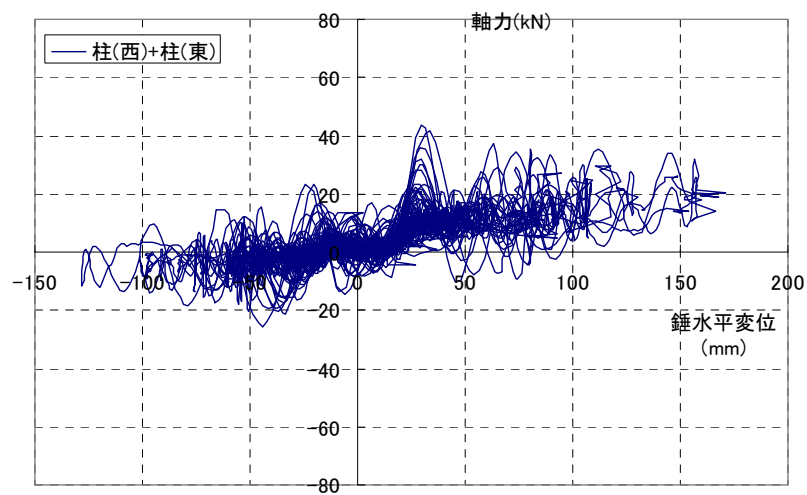


図 5.3.85 試験体の水平変位-軸力(両柱合算)の関係 (BCJ-L2 100%-2)

5.3.2.5 各部の挙動

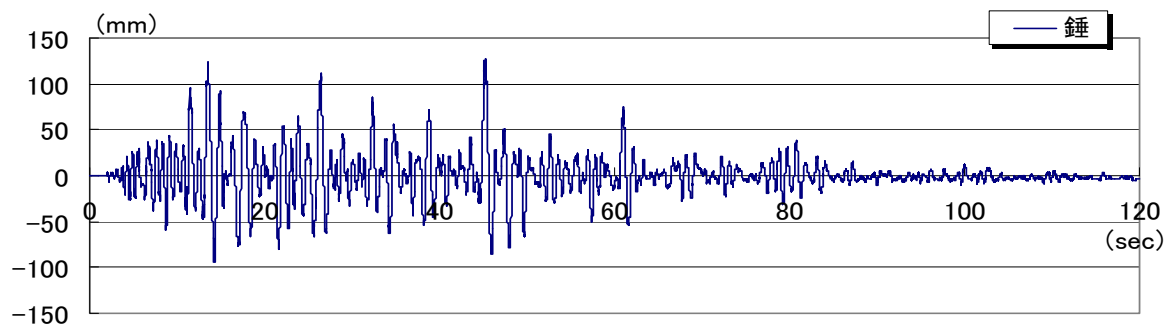
(1) 試験体全体の変形

本項では BCJ-L2 の加振によって、試験体の各部が示した挙動について報告および考察を行う。試験体全体の挙動を概略的に把握するため、BCJ-L2 100%1 回目と 2 回目加振時に試験体全体が最大振幅を生じたときの様子を取り出す。試験体の変位量を表す指標として試験帯頂部（錘）の応答水平変位を用いる。

・ BCJ-L2100% 1 回目

BCJ-L2 100%-1 加振時の錘の水平変位の時刻歴波形を図 5.3.86～87 に示す。錘の水平変位の最大振幅は経過時間 45 秒付近で生じており、西側 127.1mm から東側 86.1mm まで、約 200mm 変位している。その後、東側 86.1mm から西側 28.3mm まで戻っている。この時間内の各高さレベルの水平変位の様子を確認する。

検討する点は、水平変位の計測のうち、西側で計測した、錘、台輪レベルの 2 点である（図 5.3.88）。設定時間内で各高さの測定点が水平変位していく様子を図 5.3.89、図 5.3.90 に示す。ここでは、錘が変位した時間を 10 等分するように取り出した。図より、柱から台輪までの下部構造の変位が試験体全体の水平変位の大部分を占めている。試験体が最大に動いた際は、原点付近に比べて組物の変位が増加しているが、全体的に柱の傾きによる変位がほとんどである。



※錘が西（右）へ変位する方向が正。

図 5.3.86 錘の水平変位 (BCJ-L2 100% -1)

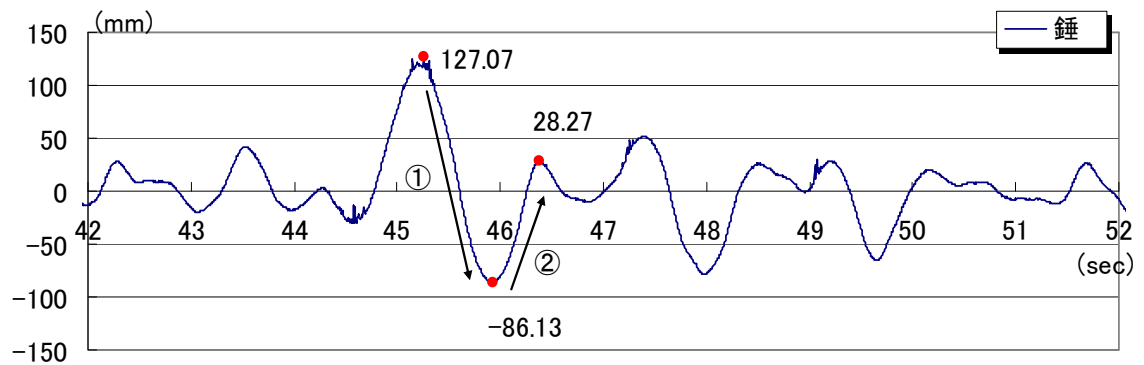


図 5.3.87 検討位置の設定 (錘最大振幅時・42～52 秒・BCJ-L2 100% -1)

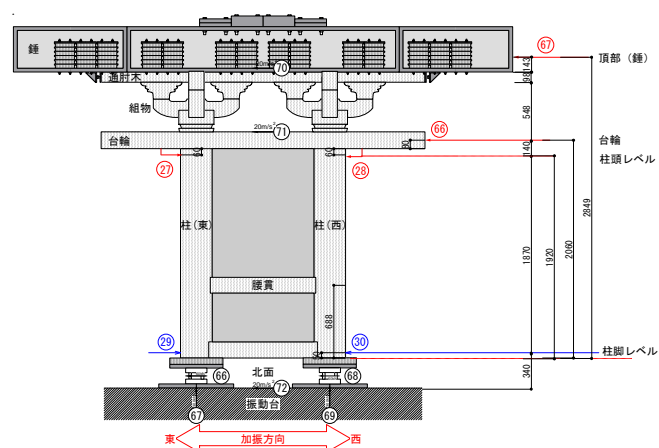


図 5.3.88 計測位置

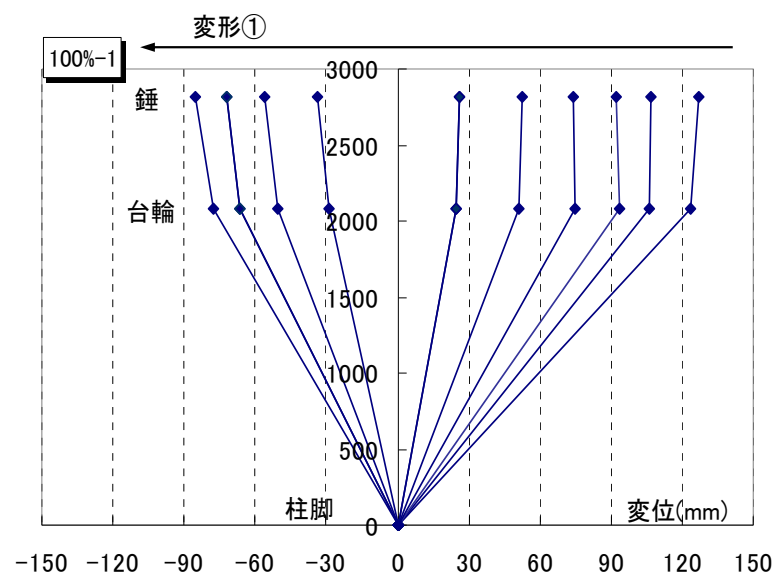


図 5. 3. 89 変形の様子（西から東への変位・127.1mm～-86.1mm）

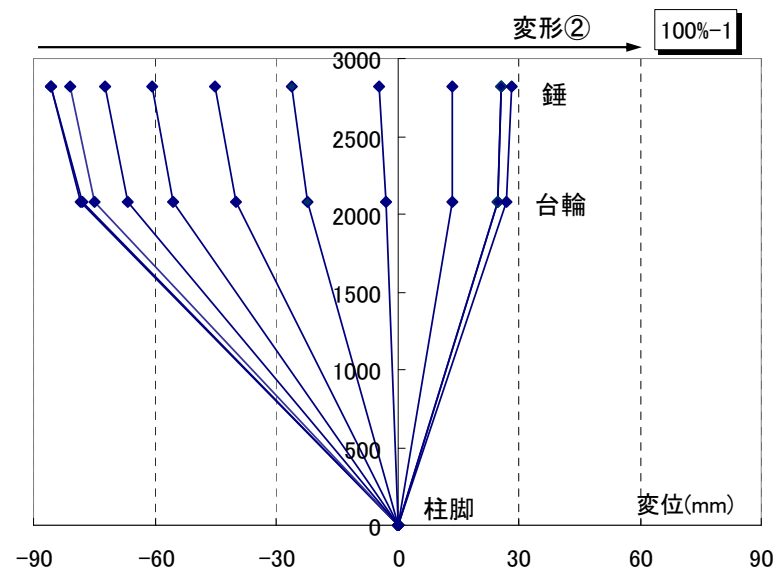
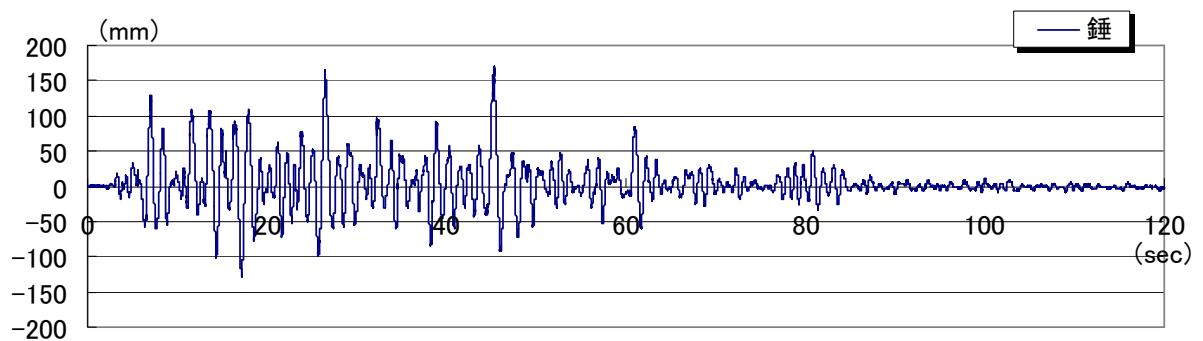


図 5. 3. 90 変形の様子（東から西への変位・-86.1mm～28.3mm）

・ BCJ-L2100% 2 回目

図 5.3.91～92 に錘の水平変位の時刻歴波形を示す。錘の水平変位の最大振幅は経過時間 45 秒付近で生じており、西側 170.8mm から東側 91.8mm まで、約 260mm 変位している。その後、東側 91.8mm mm から西側 46.8mm まで戻っている。この時間内の各高さレベルの水平変位の様子を確認する。

検討する点は、1 回目加振時と同様に、水平変位の計測のうち西側で計測した、錘、台輪レベルの 2 点である（図 5.3.93）。設定時間内で各高さの測定点が水平変位していく様子を図 5.3.94、図 5.3.95 に示す。ここでは、錘が変位した時間を 10 等分するように取り出した。1 回目加振時と同様の傾向が見られ、柱の傾きによる変位が、試験体全体の変位の大部分を占め、今回のような下部構造に土壁を配した場合でも、土壁を含まない実験時と同様に、組物のせん断変形はわずかであった。



※錘が西（右）へ変位する方向が正。

図 5. 3. 91 錘の水平変位 (BCJ-L2 100% -2)

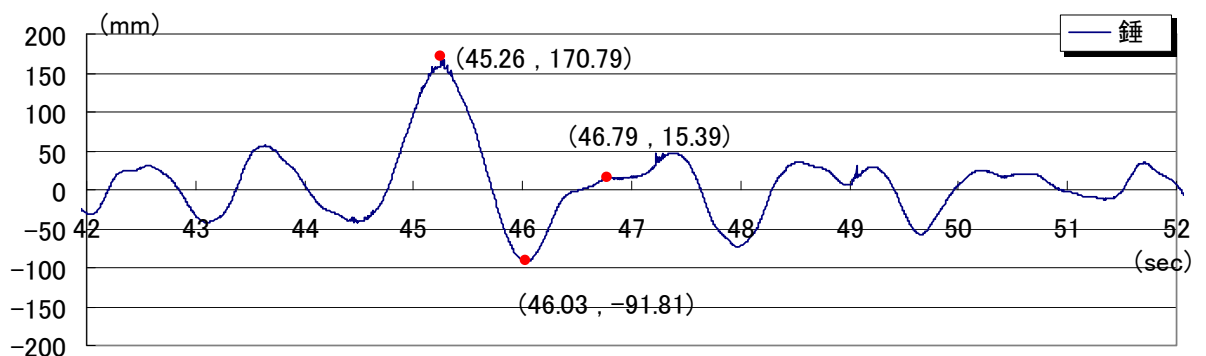
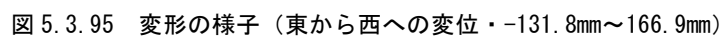
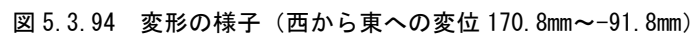
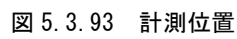


図 5. 3. 92 検討位置の設定 (通肘木最大振幅時・42～52 秒・BCJ-L2 100% -2)



(2) 組物の挙動

BCJ-L2 100% 1 回目と 2 回目の加振それぞれにおいて、組物部分（通肘木と台輪に挟まれた部材の総称）が、せん断力によってどの程度の水平変位を生じているかを検討する。

・ BCJ-L2 100% 1 回目

図 5.3.96、図 5.3.97 に錘と台輪それぞれの応答水平変位の時刻歴波形を示す。図 5.3.98 に組物の水平変位の時刻歴波形を示す。組物は通肘木と台輪に挟まれた部材であるから、錘と台輪の水平変位の差分が組物に生じた水平変位と考えることができる。

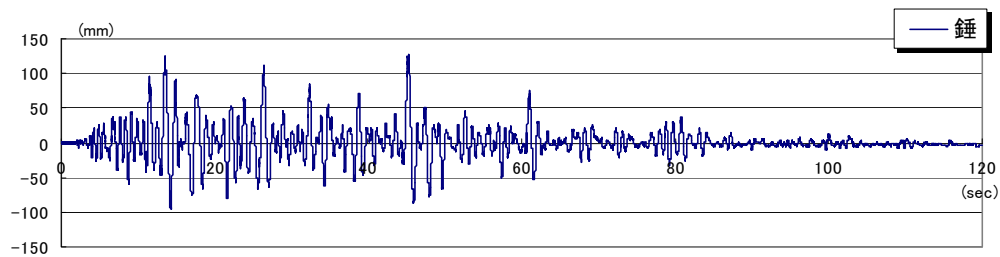


図 5.3.96 錘の水平変位

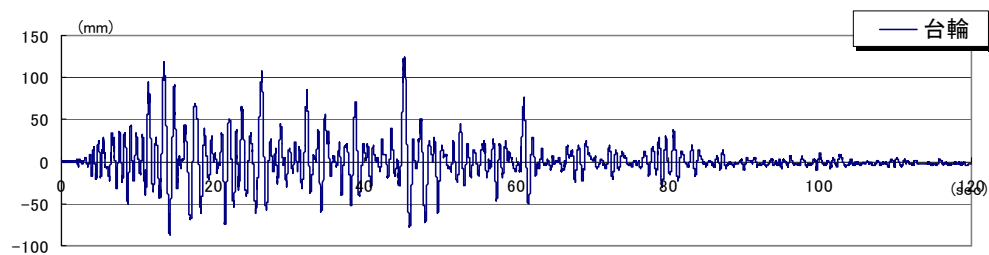
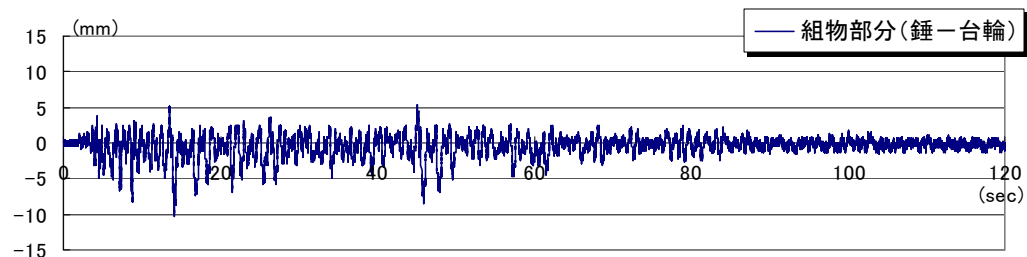
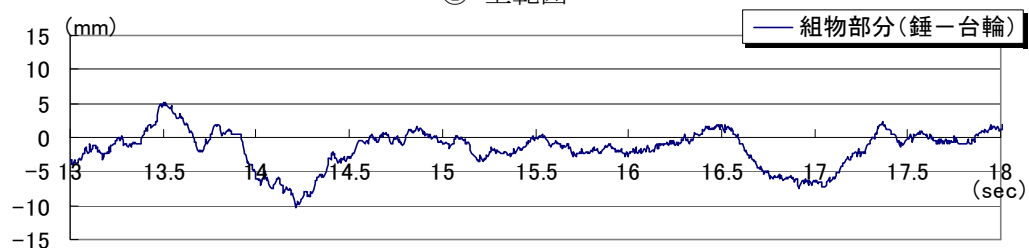


図 5.3.97 台輪の水平変位



① 全範囲



② 最大変形時の拡大

図 5.3.98 組物の水平変位

表 5.3.3 に組物の水平変位の最大値、最小値と、そのときの試験体全体の変形量を示す。表中の組物変形量の下に示す割合は、試験体全体に対する組物の変形量の割合を示している。組物部分の変形は最大で 10.2mm となった。この時の試験体全体の変形は 91.9 mm となり、組物部分は試験体全体の約 11%の変形量であった。

表 5.3.3 組物の最大・最小応答変位

変形量	最大値	最小値
	mm	mm
組物 (錘一台輪)	5.37 (4%)	-10.23 (11%)
試験体全体	119.27	-91.93

図 5.3.99 に、横軸に組物の水平変位、縦軸にせん断力（復元力）をとりプロットした組物部分の荷重変形関係を示す。また、図 5.3.100 に組物および試験体全体の荷重変形関係を重ねたグラフを示す。構面と組物は直列の関係であるから、試験体全体と組物にかかるせん断力は等しいと考える。試験体の剛性に比べて、組物の剛性は極めて高く、ほぼ剛体として動いていると考えられる。

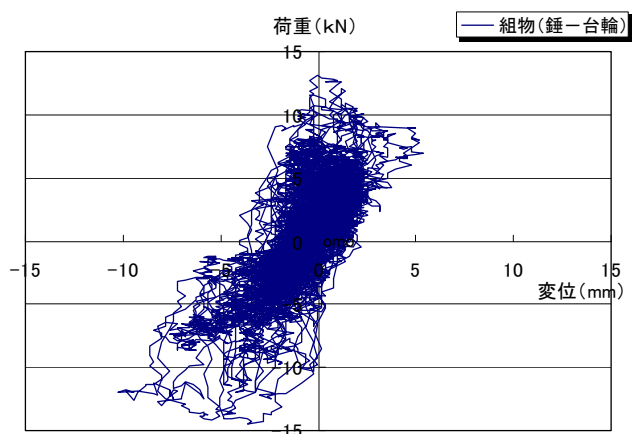


図 5.3.99 組物部分の荷重変形関係

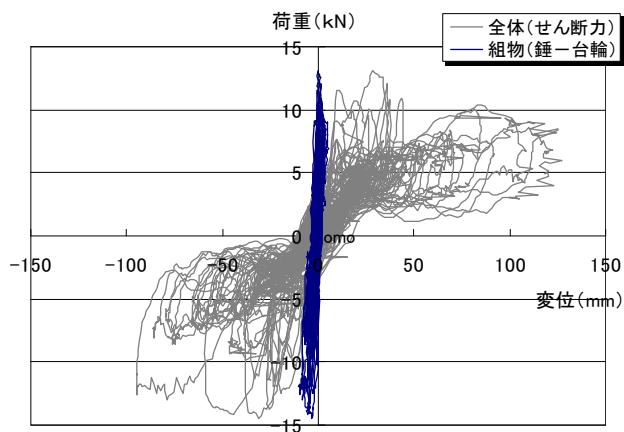


図 5.3.100 組物部分と試験体全体の荷重変形関係

・ BCJ-L2 100% 2 回目

1 回目加振時と同様に錘と台輪の水平変位から組物の水平変位を求める。図 5.3.101、図 5.3.102 に通肘木と台輪それぞれの応答水平変位の時刻歴波形を示す。図 5.3.103 に組物の水平変位の時刻歴波形を示す。

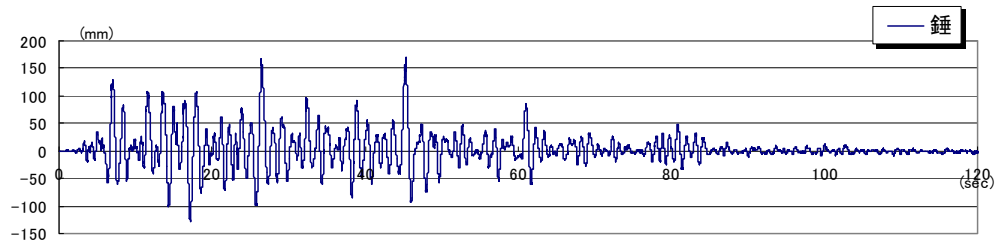


図 5. 3. 101 通肘木の水平変位

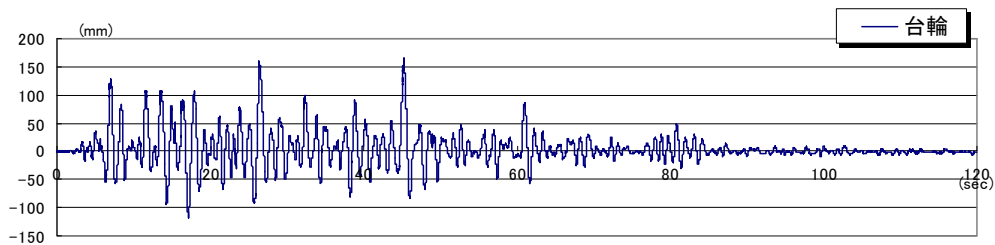
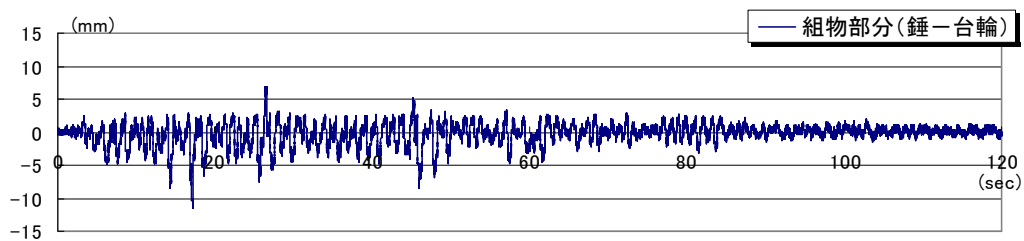
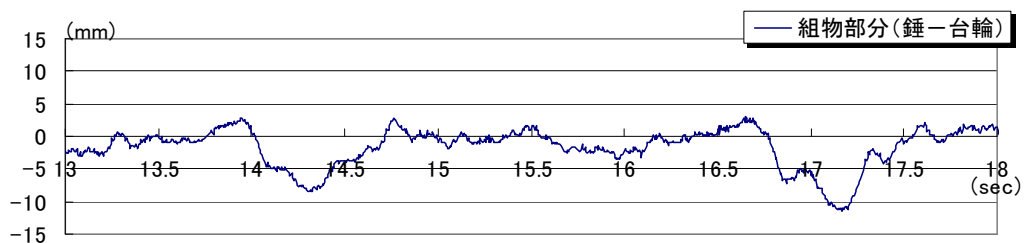


図 5. 3. 102 台輪の水平変位



① 全範囲



② 最大変形時の拡大

図 5. 3. 103 組物の水平変位

表 5.3.4 に組物の水平変位の最大値と最小値を示す。組物の部分で最大 11.5mm の変形が見られた。この時の試験体全体の変形は約 127mm となり、組物の変形は試験体全体の約 9%となった。これは、1 回目とほぼ同程度の値となっている。

表 5.3.4 組物の最大・最小応答変位

変形量	最大値	最小値
	mm	mm
組物 (錘一台輪)	6.95 (4%)	-11.45 (9%)
試験体全体	157.29	-127.71

図 5.3.104 に、横軸に組物の水平変位、縦軸にせん断力（復元力）をとりプロットした組物部分の荷重変形関係を示す。また、図 5.3.105 に組物および試験体全体の荷重変形関係を重ねたグラフを示す。1 回の加振時と同様に、試験体の剛性に比べて、組物の剛性は極めて高く、ほぼ剛体として動いていると考えられる。

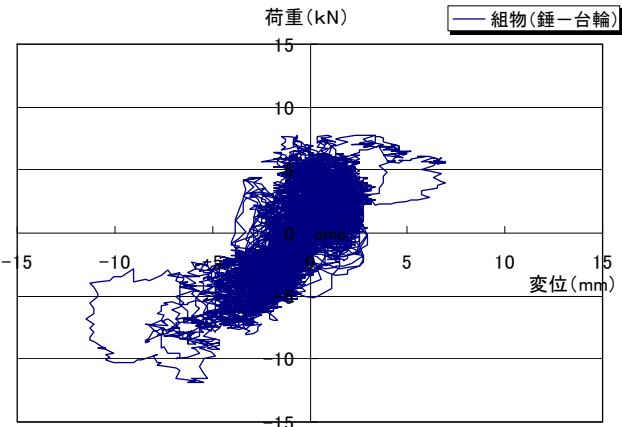


図 5.3.104 組物部分の荷重変形関係

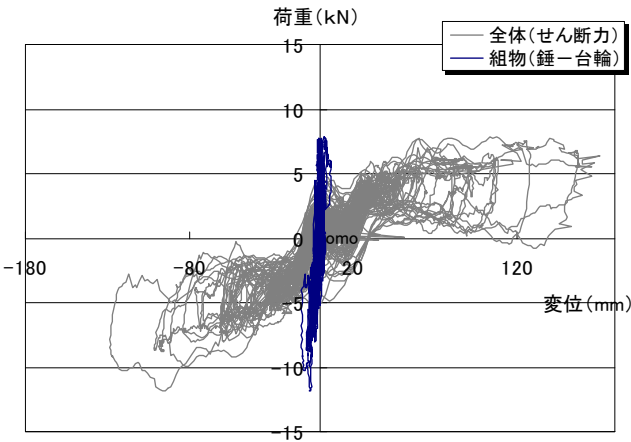


図 5.3.105 組物部分と試験体全体の荷重変形関係

(2) 柱腰貫接合部でのモーメント

腰貫で計測したひずみゲージにより柱腰貫接合部の回転によるモーメントを算出した。算出の方法は試験体1と同じ方法とした。

剛性、耐力ともに、 0.05rad. までは正負対称であるが、最大変形量が正負で対称になっていない。正側は最大回転角 0.1rad. で $2400\text{kN}\cdot\text{mm}$ に対し、負側は約 0.7rad. で $2000\text{kN}\cdot\text{mm}$ である。回転角の正負ともに、約 0.3rad. の位置に剛性の折れ点が見られる。履歴は、除荷後には剛性がなくなるスリップ型となった。載荷と除荷を繰り返すたびに、剛性が立ち上がるまでにより大きな変位を要するようになる。立ち上がった剛性は次第に大きくなり、過去の最大変形の点を指向するように進む。

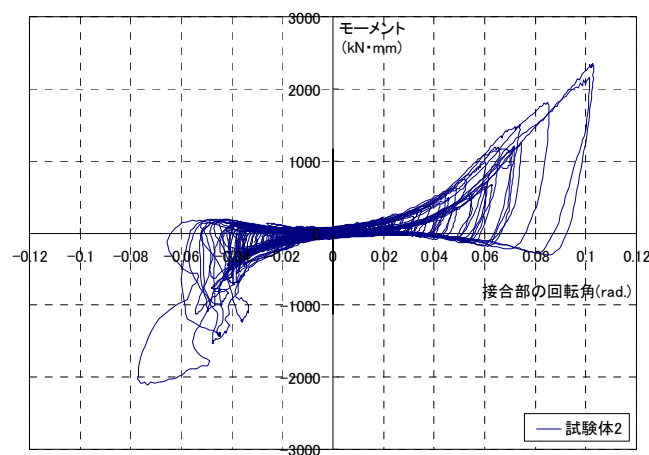


図 5.3.106 接合部の回転角と曲げモーメントの関係

5.3.2.6 土壁の破壊状況

写真 5.3.1～2 に BCJ-100%1 回目終了後の土壁の破壊状況を示す。また、図 5.3.107 に BCJ-100%1 回目終了後、図 5.3.108 に全加力終了後の土壁の破壊の状況を示す。図は、写真と野帳を参考に描いた。BCJ-20%では壁自体にヒビなどは入らず、柱や台輪、貫に接している部分から砂が少し落ちる程度であった。BCJ-100% 1 回目の加振終了後、写真や図のような形で腰壁より上部の壁に大きくヒビが入り、土壁が剥落した。北面（表面）は縦に、南面（裏面）は横にヒビが入った。南面には貫が入っており、それによって土壁が薄くなり、その部分からヒビが入ったと考えられる。一方、北面には、貫は入っていないが、縦に小舞が入り、小舞が少し表面に出っ張って取り付けられている部分があり、南面と同様、他の箇所 비해土壁が薄くなり、そこからヒビが入ったと見られる。北面、南面とも壁の四隅は土壁が剥がれるような状態になっていた。BCJ-100%2 回目終了後は、目視によると、1 回目に比べ壁の四隅の隙間や壁のヒビ割れ、剥がれが少し大きくなったが、新たに大きな割れが生じるなどはなかった。写真 5.3.3～5 に土壁を剥がした後の、小舞の様子を示す。

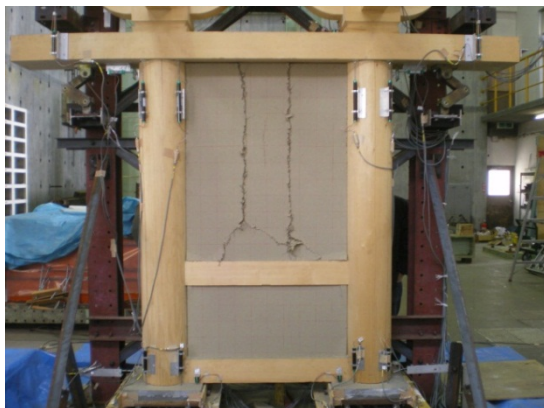


写真 5.3.1 土壁破壊の様子 BCJ-L2100%1 回目終了後（北（表）面）

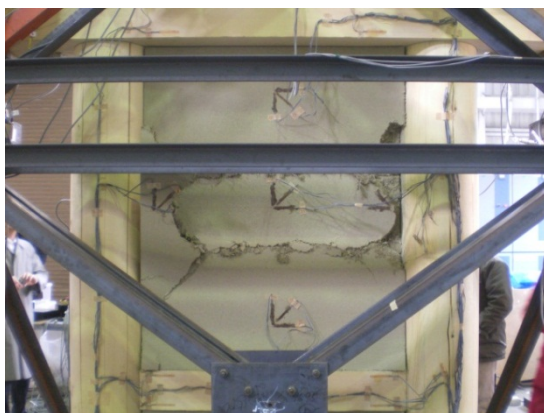
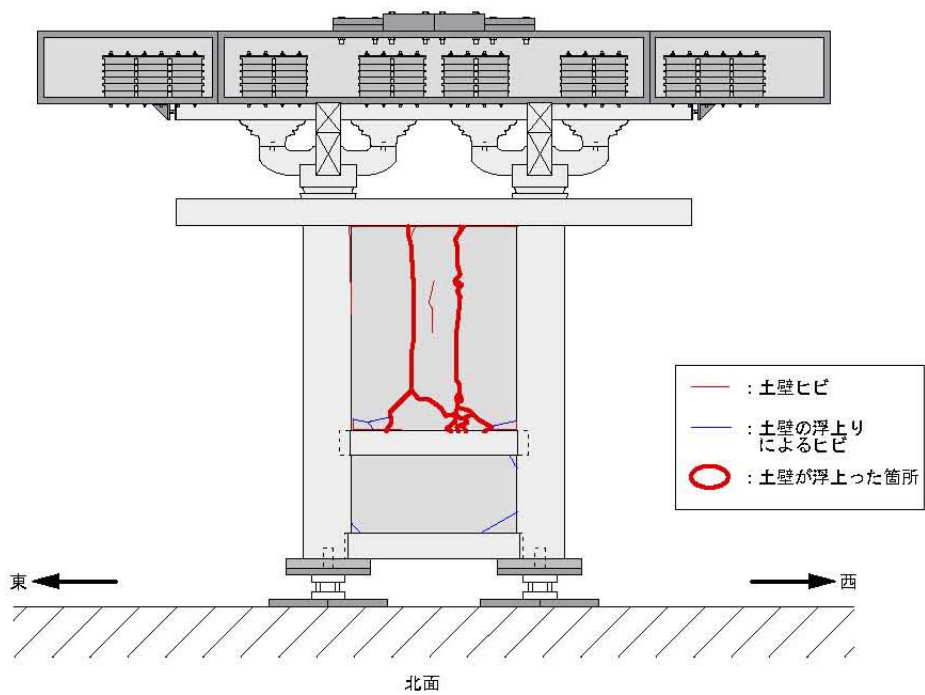
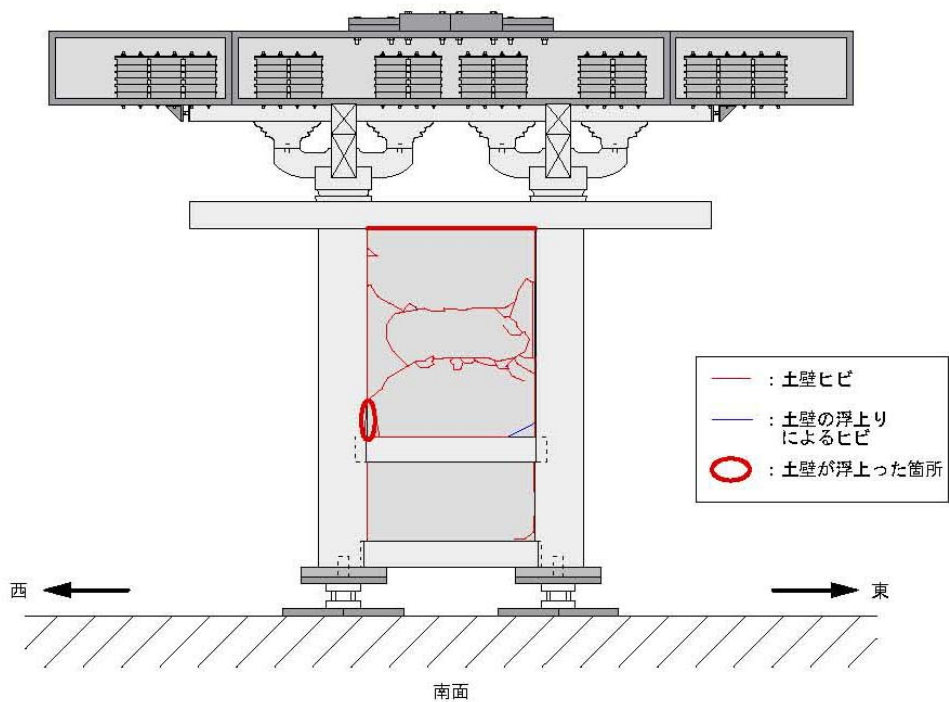


写真 5.3.2 土壁破壊の様子 BCJ-L2100%1 回目終了後（（南（裏）面）

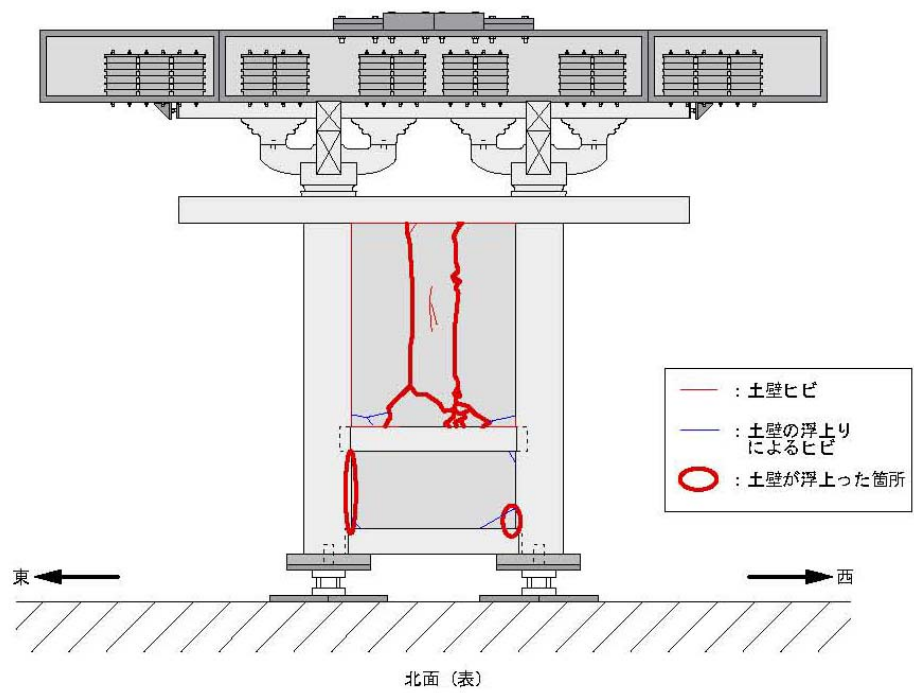


(i) 北面（表面）

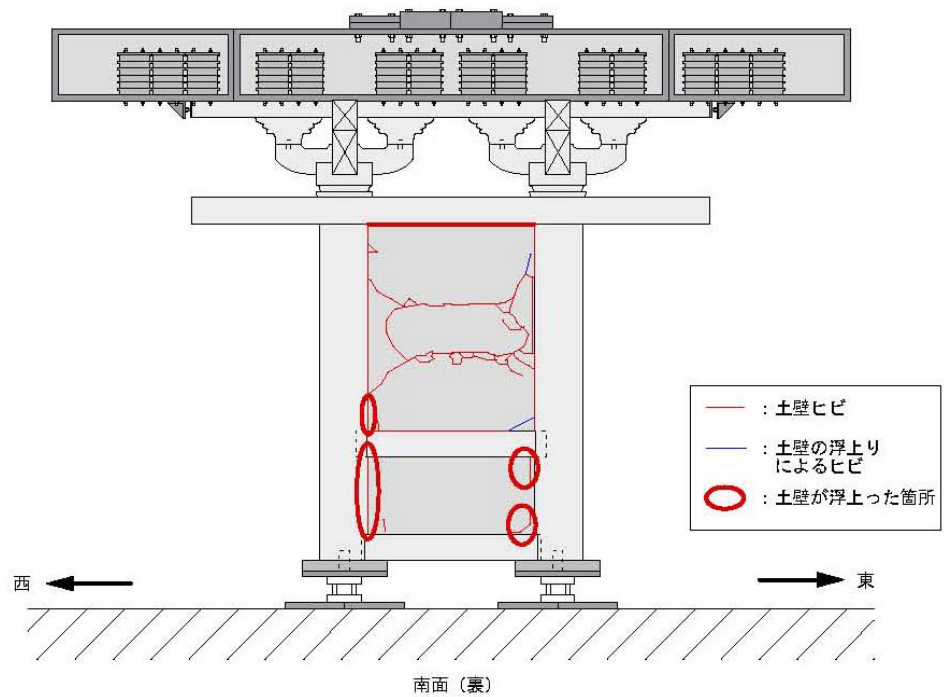


(ii) 南面（裏面）

図 5.3.107 土壁破壊の様子 (BCJ-L2100 % 1 回目終了後)



(i) 北面 (表面)



(ii) 南面 (裏面)

図 5.3.108 土壁破壊の様子 (BCJ-L2100 % 2 回目終了後)



(i) 北面、土壁を剥がす前



(ii) 北面、土壁を一部剥がした後



(iii) 北面、全土壁を剥がした後

写真 5.3.3 土壁破壊の様子（解体時）（北（表）面）



(i) 台輪下部



(ii) 腰貫上部

写真 5.3.4 土壁破壊の様子・腰貫上部の様子（解体時）（北（表）面）



(i) 南面、土壁を剥がす前



(ii) 南面、土壁を一部剥がした後



(iii) 南面、全土壁を剥がした後

写真 5.3.5 土壁破壊の様子（解体時）（南（裏）面）

5.3.3 試験体 3

5.3.3.1 20%加振

(1) 時刻歴波形

ターゲット波である BCJ-L2 20%の加速度波形と、本実験での計測データである、各高さでの応答加速度波形を図 5.3.109、図 5.3.110 にそれぞれ示す。

鍾上での最大加速度は、 2.36m/s^2 を示し、このとき台輪は 1.83 m/s^2 、振動台は 0.07 m/s^2 の値を示した。

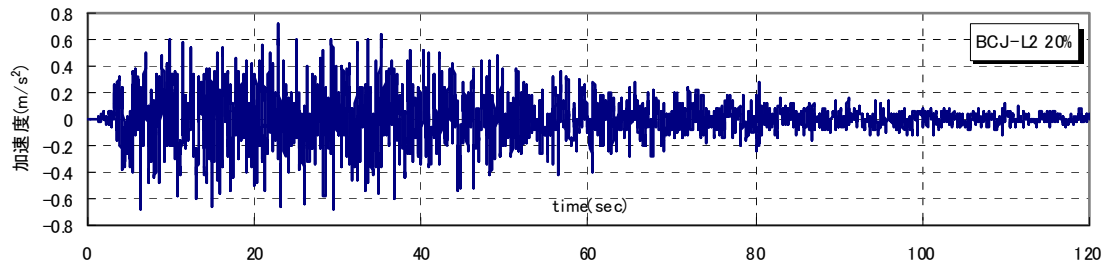
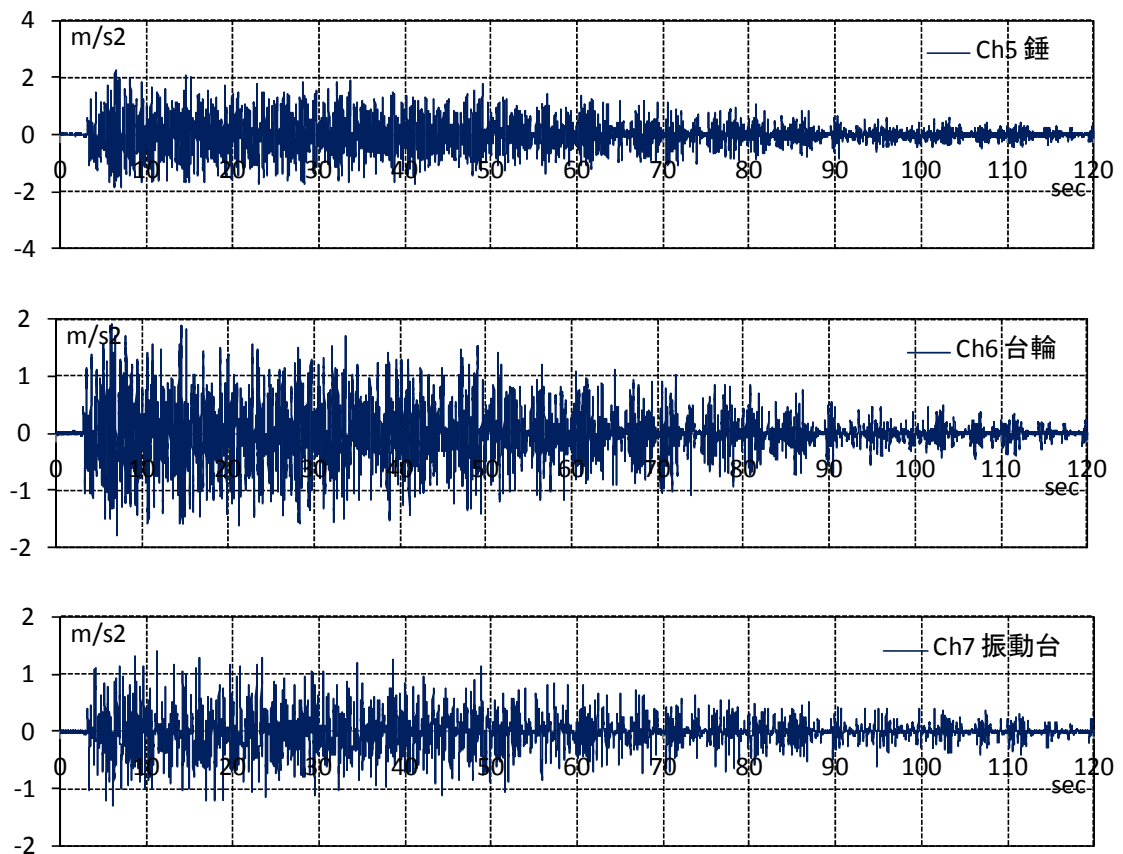


図 5.3.109 ターゲット波 (BCJ-L2 20%)



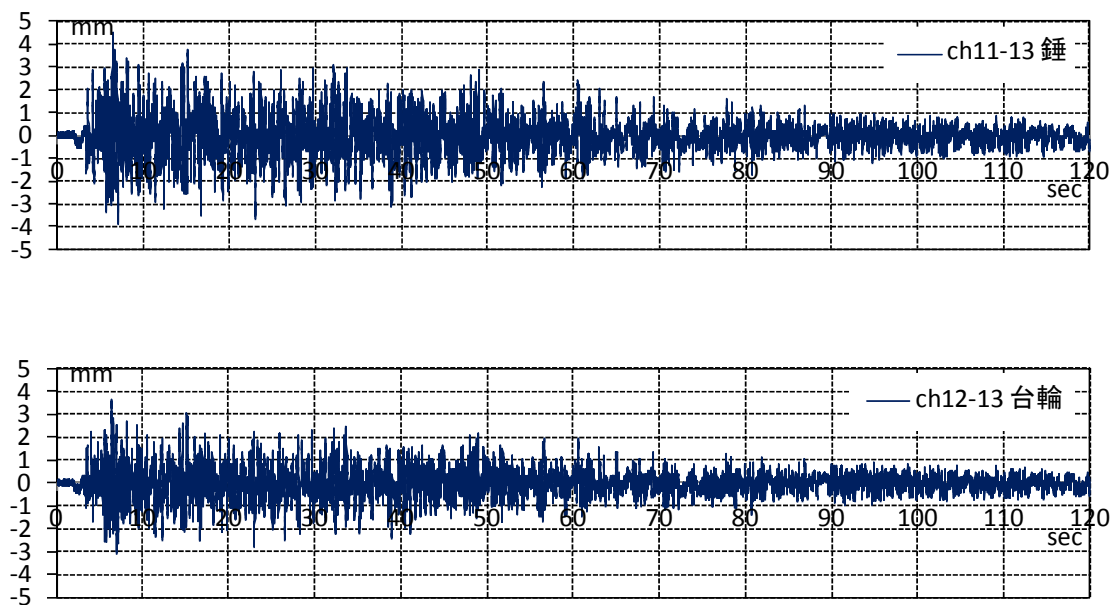
※東（左）方向へ加速度が増大する向きが正。

図 5.3.110 各高さレベルでの応答加速度時刻歴波形 (BCJ-L2 20%)

・ 水平変位

通肘木から柱脚まで、各高さレベルで計測を行った水平変位を図 5.3.111 に示す。

各高さによってスケールは異なるが、時刻歴波形の形はほぼ相似的なものになっており、試験体が概ね 1 次モードで振動していたことがうかがえる。錘の水平変位が最大とこのときの水平変位は、錘、台輪レベルで、それぞれ、4.48mm、3.68mm であった。このときの変形角は、礎石上から台輪までが $1/560\text{rad}$ 、台輪から錘が $1/949\text{rad}$ となった。



※すべて、西向きに変位する方が正。

図 5. 3. 111 各高さレベルでの水平変位（全時間）（BCJ-L2 20%）

(2) せん断力

横軸に試験体の変位量の指標として錘の水平変位を、縦軸に両柱脚で計測したせん断力をそれぞれとり、荷重変形関係を描いたものを図 5.3.112 に示す。試験体 1、2 ほど大きくはないが、変位が正の時、変位が大きくなるほど、右側の柱の荷重は左側の柱よりも荷重が高くなっている。逆に、変位が負のときは、正側と逆の現象が起きている。

図 5.3.113 に錘の水平変位と両柱脚のせん断力を足し合わせて算出した荷重変形関係と、錘の加速度に質量をかけて算出した荷重変形関係を重ねて示す。両者、ほぼ同じ履歴を描いており、試験体上部で受けた水平力が柱脚に流れていることが確認できる。±4mm の範囲では降伏しておらず、ほぼ直線状の履歴を描いている。

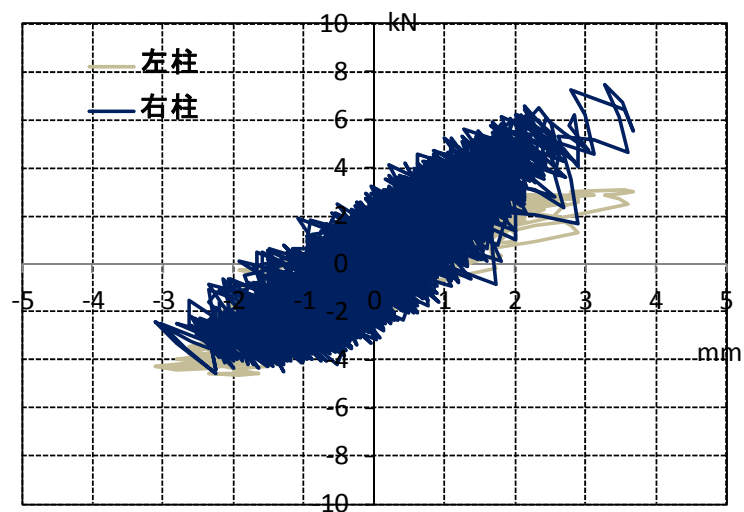


図 5.3.112 試験体の水平変位-せん断力の関係 (BCJ-L2 20%)

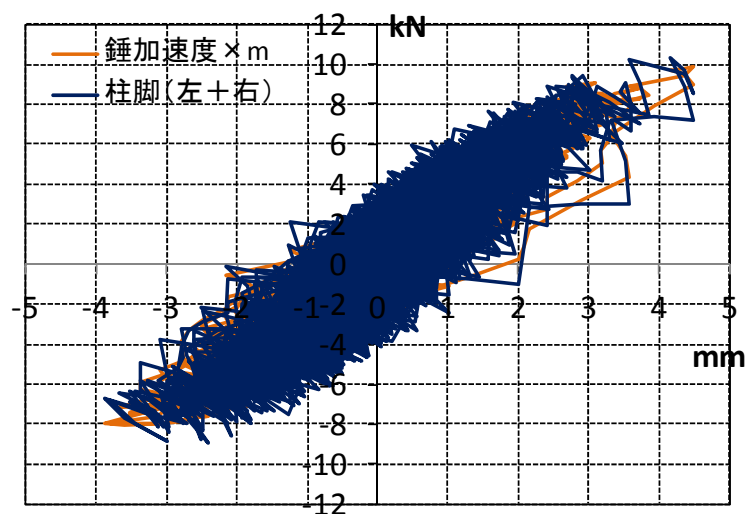
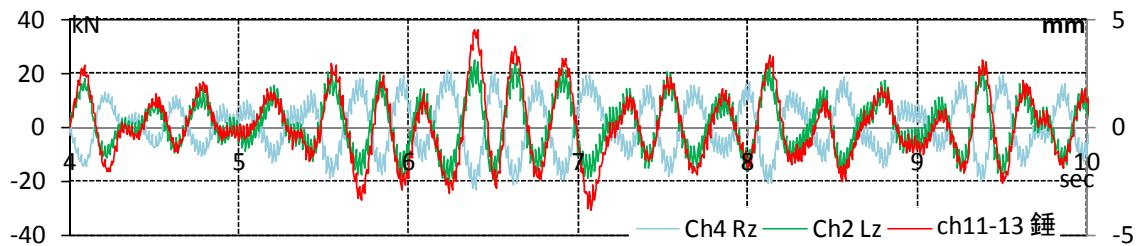


図 5.3.113 試験体の水平変位-せん断力の関係 (BCJ-L2 20%)

(3) 軸力

柱脚で得られた軸力（東西それぞれと両柱の合算）と通肘木レベルの水平変位の時刻歴波形を同一グラフ上にプロットする（図 5.3.114）。

軸力には細かい周期成分が含まれているが、柱(西)では、水平変位と概ね同位相、柱(東)では、逆位相に振動している。試験体全体が変位する方向にある柱の軸力が増加し、逆にもう片方の柱の軸力は低下する様子が見られる。



※軸力は大きくなる方が正、変位は西向きが正である。

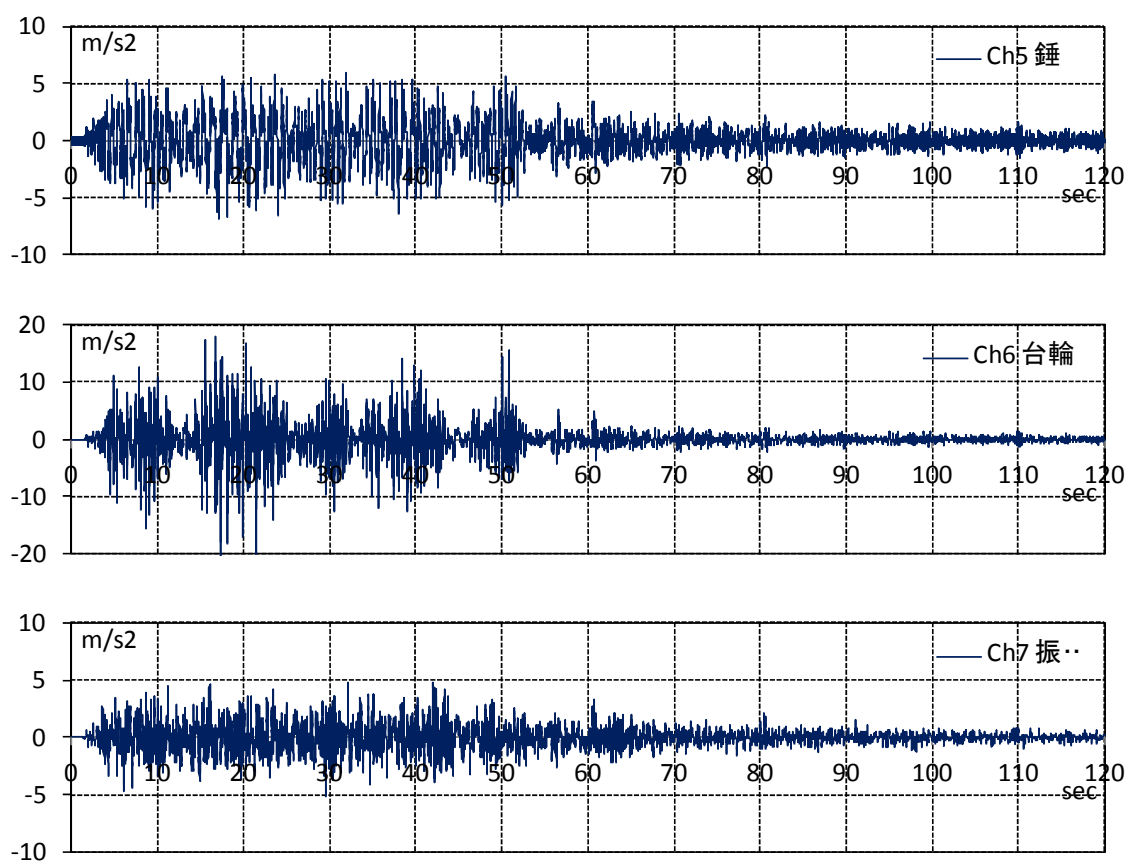
図 5.3.114 軸力と水平変位の時刻歴波形（一部・45～55 秒）

5.3.3.3 100%加振

(1) 時刻歴波形

ターゲット波である BCJ-L2 20%の加速度波形と、本実験での計測データである、各高さでの応答加速度波形を図 5.3.115、図 5.3.116 にそれぞれ示す。

錘上での最大加速度は、 2.36m/s^2 を示し、このとき台輪上は 1.93 m/s^2 、振動台上は 0.07 m/s^2 の値を示した。

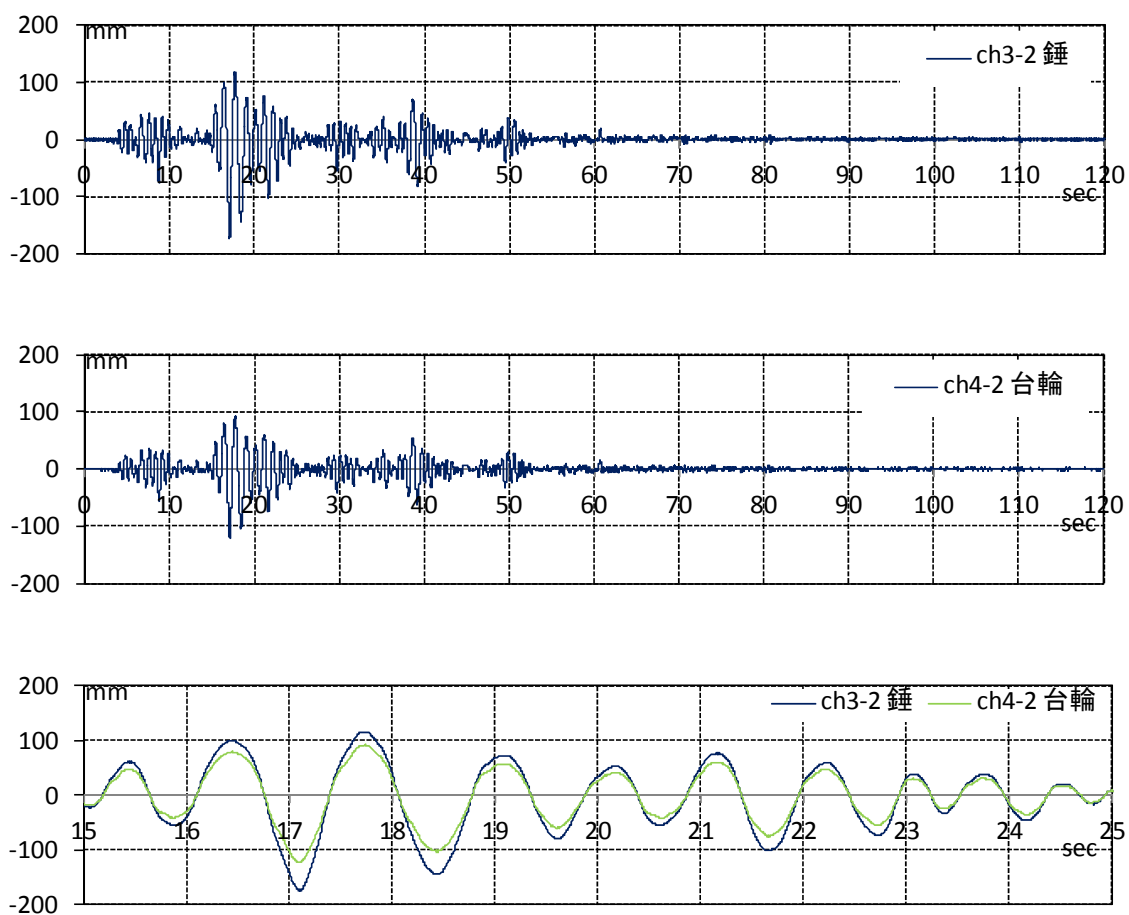


※すべて、西向きに変位する方が正。

図 5.3.115 各高さレベルでの加速度波形（全時間）(BCJ-L2 100%)

通肘木から柱脚まで、各高さレベルで計測を行った水平変位を図 5.3.116 に示す。

各高さによってスケールは異なるが、時刻歴波形の形はほぼ相似的なものになっており、試験体が概ね 1 次モードで振動していたことがうかがえる。試験体の各高さの水平変位はほぼ同時点(45.335 秒付近)で最大値を示しており、このときの変位は、通肘木、台輪、柱頭レベルでそれぞれ、173.5mm、121.9mm であった。このときの変形角は、礎石上から錘までが 1/16rad.、礎石上から台輪までが 1/17rad.であった。



※すべて、西向きに変位する方が正。

図 5.3.116 各高さレベルでの水平変位

(2) せん断力

横軸に試験体の変形量の指標として通肘木の水平変位，縦軸にせん断力（東西各柱）をとり，プロットしたものを図 5.4.117 に示す。左の柱と右の柱のグラフはほぼ正負対象の履歴である。これら両柱のせん断力を合算した，試験体全体のせん断力の荷重変形関係（図 5.4.118）を示す。頂部の変位 24mm（負側）で最大荷重 26.4kN を得た。

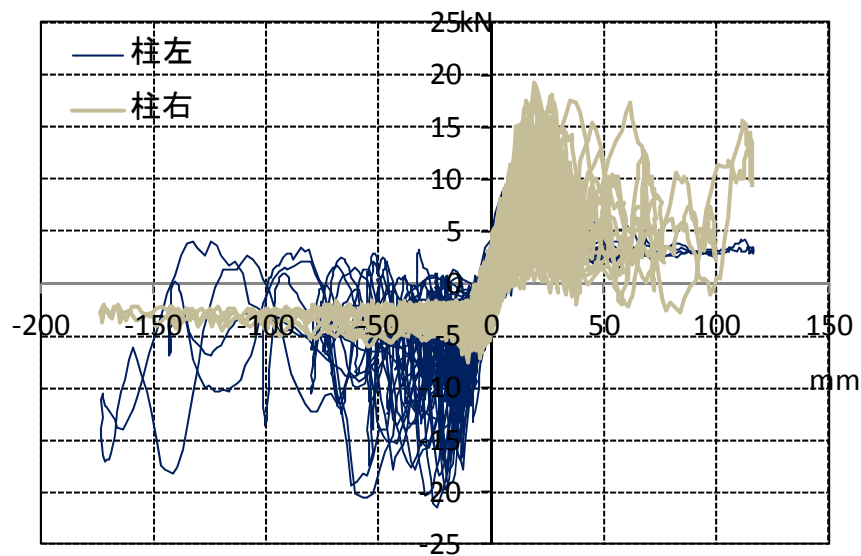


図 5. 3. 117 試験体の水平変位-柱のせん断力の関係

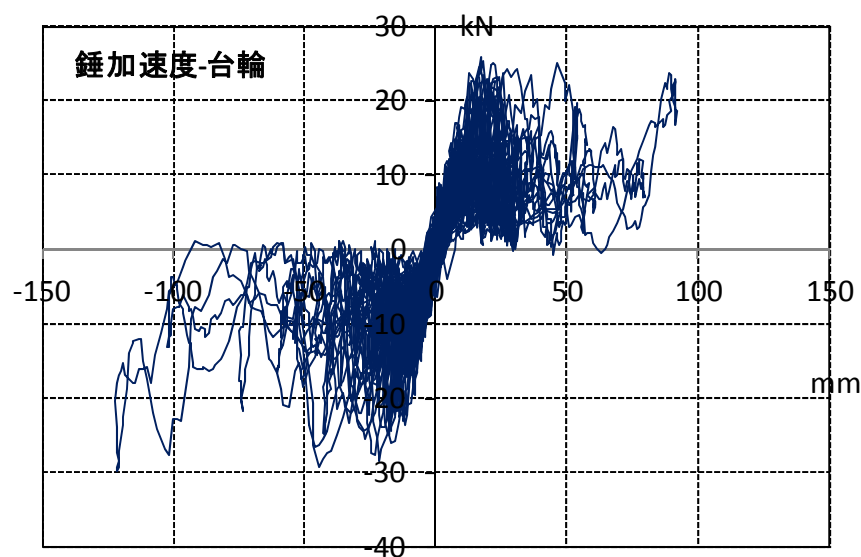


図 5. 3. 118 試験体の水平変位-せん断力(両柱合算)の関係

図 5.3.119 に錘の水平変位と両柱脚のせん断力を足し合わせて算出した荷重変形関係と、錘の加速度に質量をかけて算出した荷重変形関係を重ねて示す。両者、ほぼ同じ履歴を描いており、試験体上部で受けた水平力が柱脚に流れていることが確認できる。

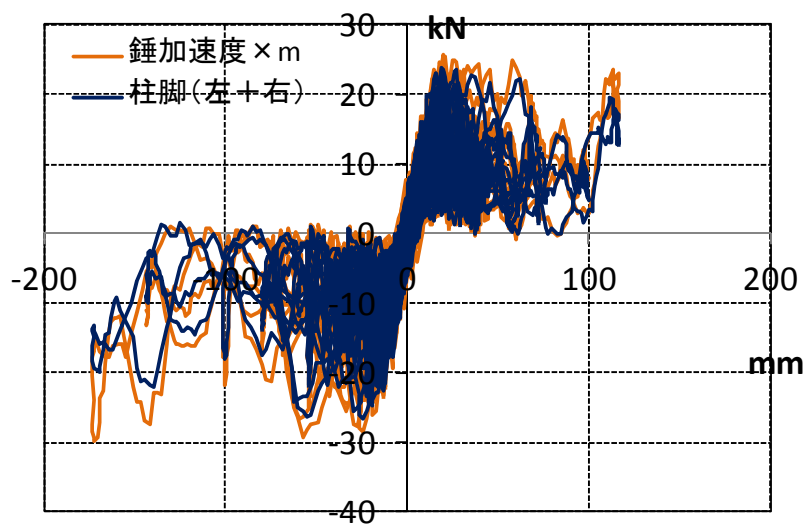


図 5. 3. 119 試験体の水平変位-せん断力の関係

(3) 軸力

横軸に通肘木の水平変位を縦軸に軸力（東西それぞれと両柱の合算）をとりプロットしたものを図 5.3.120 に示す。

試験体全体が変位する方向にある柱の軸力が増加し、逆にもう片方の柱の軸力は低下する現象、変位 0 の付近で全体の軸力が大きくなる減少が確認される。

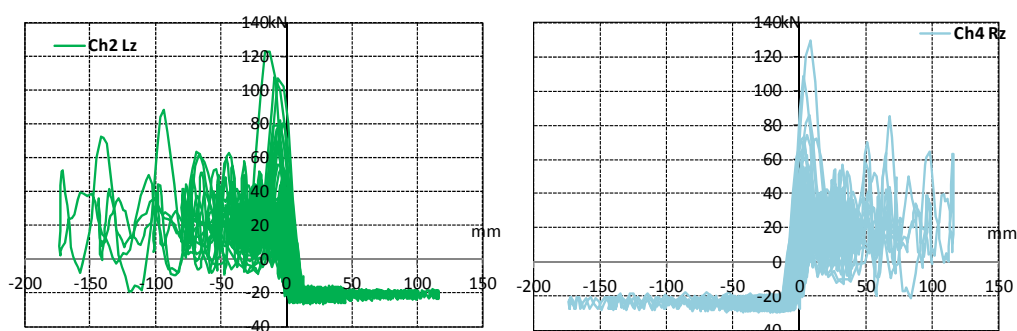


図 5. 3. 120 試験体の水平変位-軸力(各柱)の関係

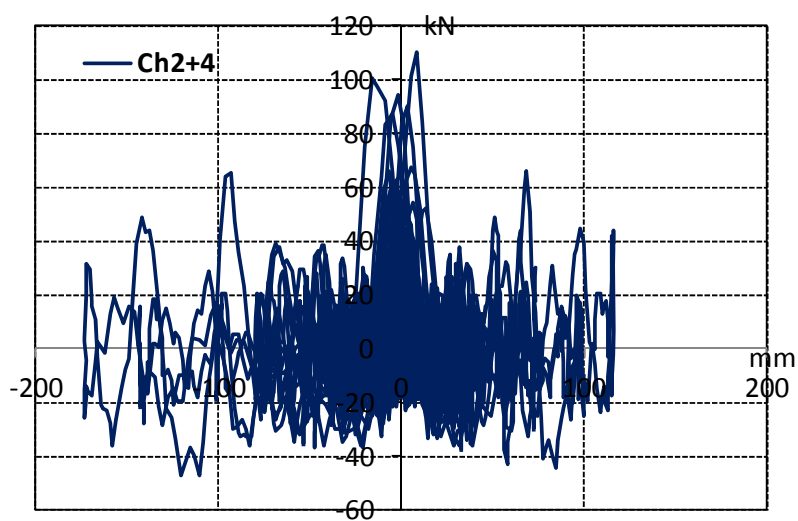


図 5.3.121 試験体の水平変位-軸力(両柱合算)の関係

(4) 荷重変形関係

図 5.3.122、図 5.3.123 に試験体全体の荷重変形関係（頂部（錘位置）の応答水平変位と両柱脚のせん断力合計）について時刻ごとに描いたものを示す。図 5.3.123 に示す 1 ループごとの履歴をみると、最大耐力を経験したあと急激にせん断力が低下している様子がわかる。また、せん断力が低下した後に、最大変形に至る際に荷重が再び増加している。

図 5.3.123 中の①から④では降伏耐力が正負とも約 20kN であるが、その後の⑤、⑥、⑦では降伏耐力が約 10kN と低下している様子が見られる。

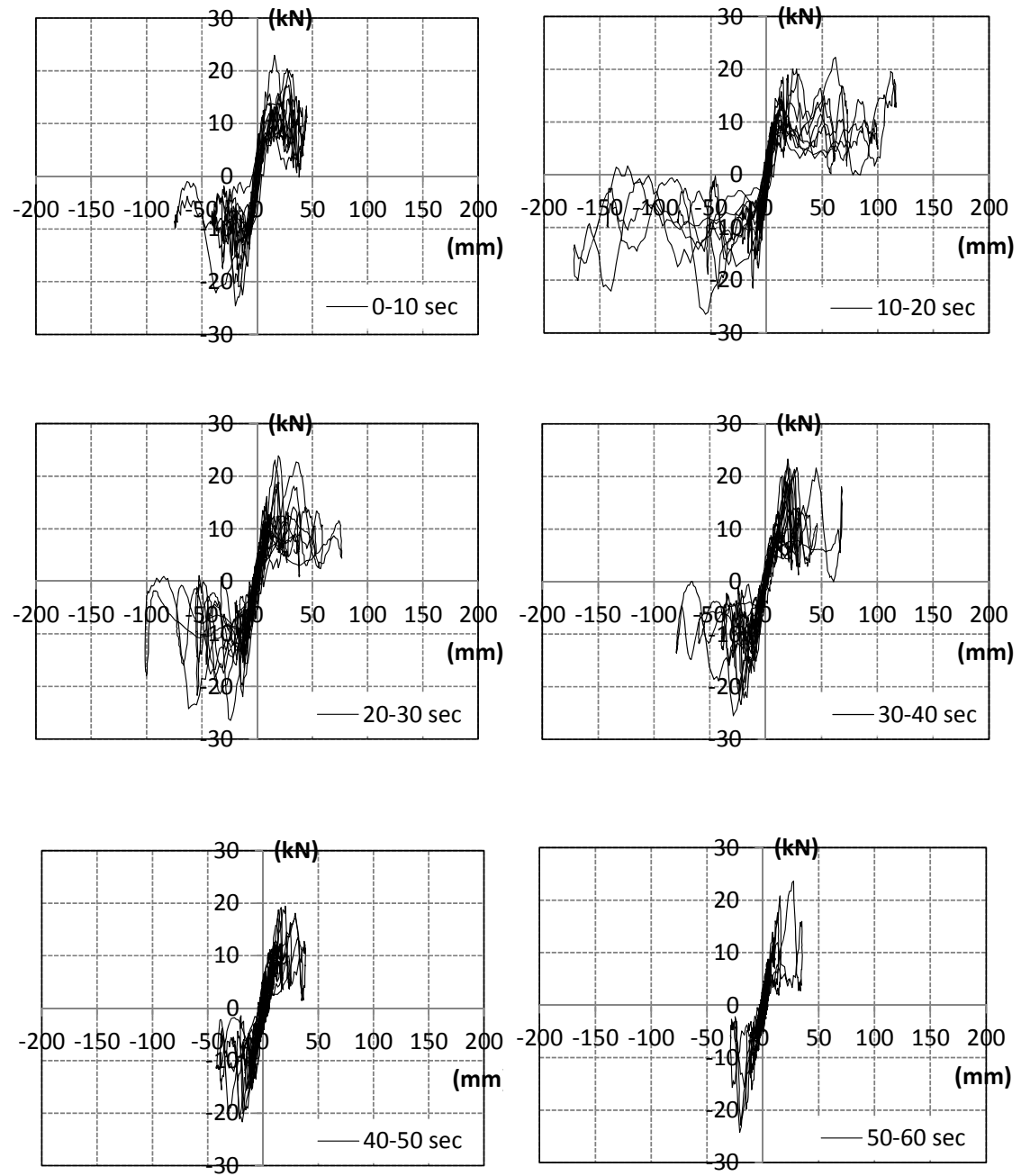
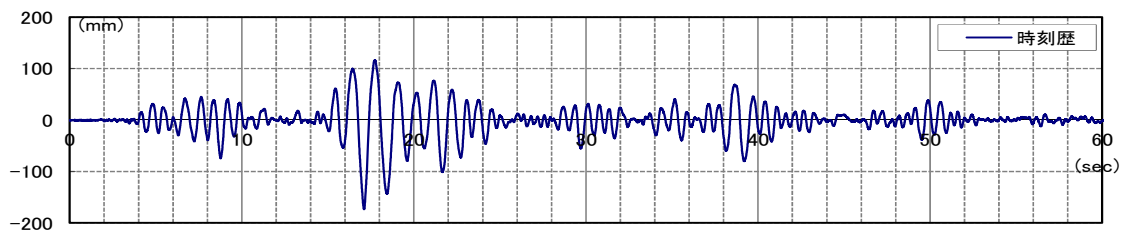


図 5. 3. 122 各時刻の荷重変形関係 (1)

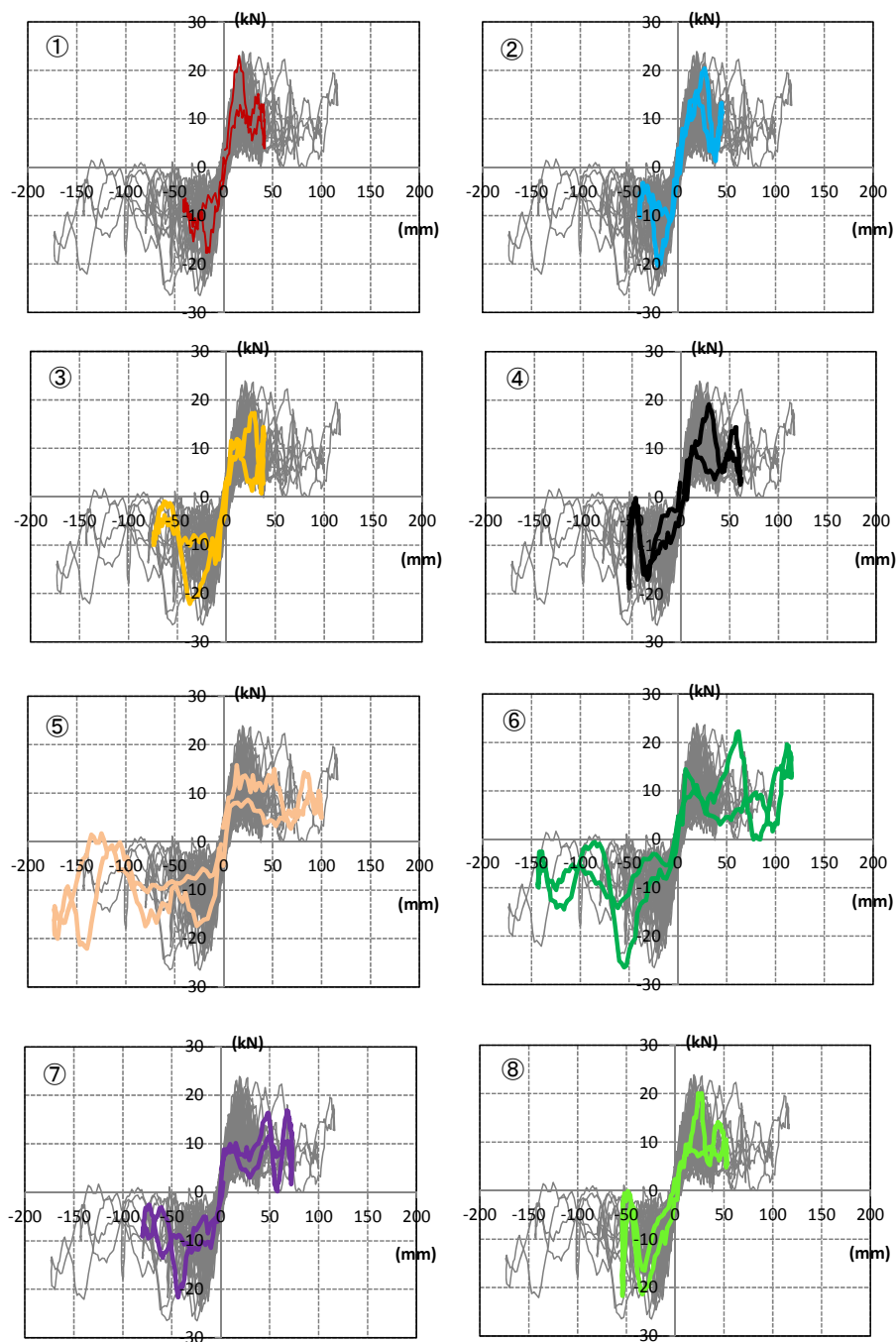
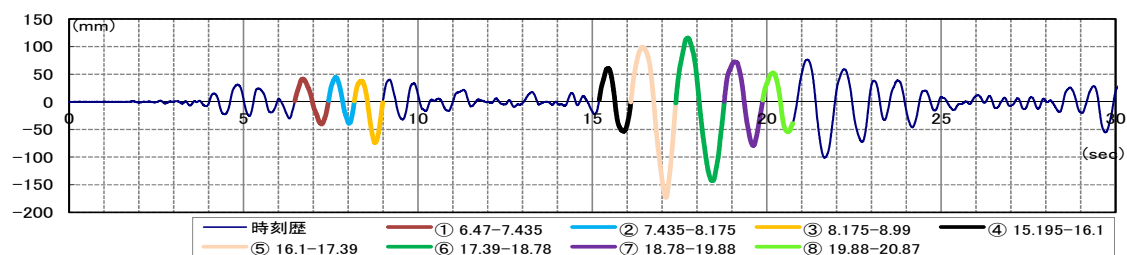


図 5. 3. 123 各時刻の荷重変形関係 (2)

5.3.2.4 各部の挙動

(1) 試験体全体の変形

試験体全体の挙動を概略的に把握するため、BCJ-L2 100%加振時に試験体全体が最大振幅を生じたときの様子を取り出してみる。試験体の変位量を表す指標として錘の応答水平変位を採用する。図 5.3.124 に錘の水平変位の時刻歴波形に取り出した変位の範囲を示す。

検討する点は、水平変位の計測のうち、西側で計測した、錘、台輪の 2 点である。設定時間内で各高さの測定点が水平変位していく。ここでは、通肘木の水平変位の変位量を 10 分割するように取り出した。図から頂部の錘と台輪の変形角が同じぐらいとなっていることが分かる。

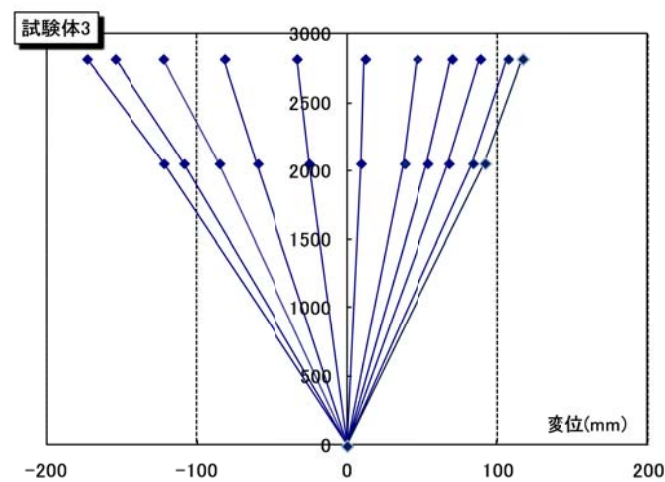


図 5.3.124 試験体の挙動

(2) 柱脚の浮き上がり

加力中の様子をみると、試験体全体でロッキングし柱脚の浮き上がりが見られた。各柱の浮き上がり量について確認する。図 5.3.125 に柱脚と礎石間の鉛直変位 ch9~12 の時刻歴波形を示す。負側の正で示されている。どの柱も 1.7 秒付近で最大に浮き上がっていることが確認される。

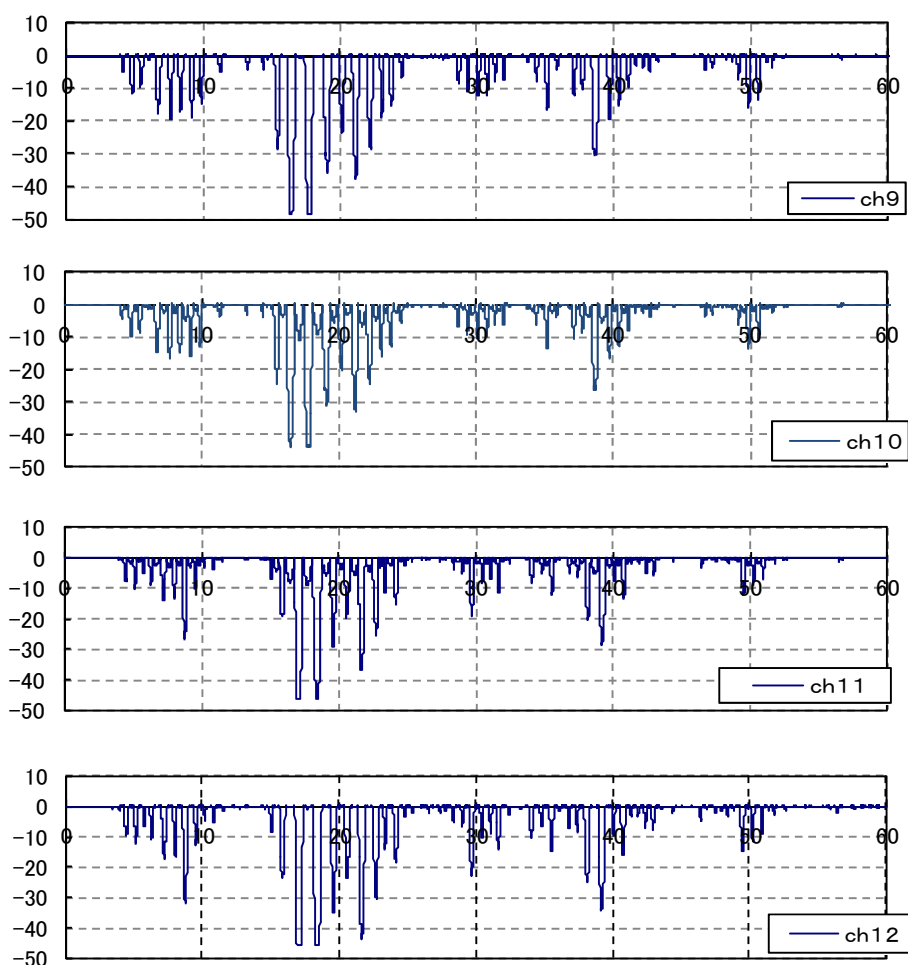


図 5.3.125 柱脚の浮き上がり

全柱脚の変位を重ね合わせた時刻歴波形を図 5.3.126 に示す。頂部の応答水平変位も示す。浮き上がる量を取りつけた計測器の許容範囲を超え、最大 40mm 程度で頭打ちになっている。図より、試験体が右側へ傾いた時（頂部の波形が正側）に、右の柱に取りつく右側の浮き上がり量（ch 1 2）はほぼ 0 であるが、その他の柱脚の浮き上がり量は、ch11、ch10、ch9 の順に大きくなっている。片方の柱の端部を軸に全体が回転していることが分かる。

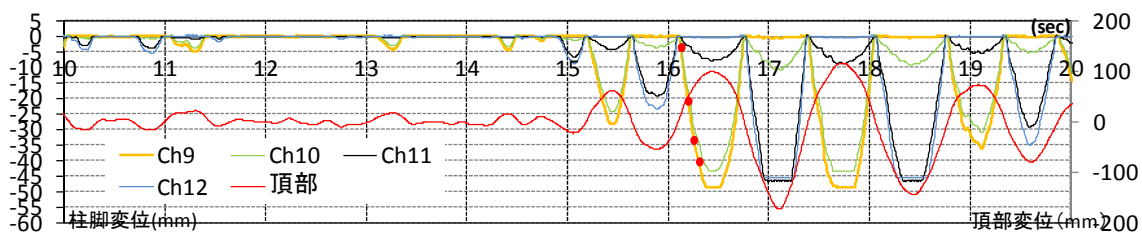


図 5.3.126 柱脚の浮き上がり（最大変位付近）

(3) 組物の挙動

本実験において、組物部分（通肘木と台輪に挟まれた部材の総称）が、せん断力によってどの程度の水平変位を生じているかを検討する。

錘と台輪のそれぞれの応答水平変位から算出した組物部分の水平変位を図 5.3.127 に示す。錘と台輪の応答水平変位の差とした。しかし、実験中の振動状況より、台輪の回転も大きく見られた。よって、組物部分の応答水平変位には、台輪が回転したことにより生じる水平変位が含まれていると考えられる。よって、組物の部分の純粋な水平変位（真の水平変位）は、上記の組物部分の水平変位から台輪の回転成分を減じたものとする。また、横軸に組物のせん断変形、縦軸に両柱脚から得たせん断力（復元力）をとりプロットしたものを図 5.3.128 に示す。さらに、この組物の荷重変形関係と試験体全体の荷重変形関係を重ね合わせたものを図 5.4.129 に示す。

組物部分の応答水平変位は、台輪の回転による水平変位が大きく、組物のせん断変形（真の水平変位）は 5mm 程度となっている。試験体の頂部での最大応答水平変位が約 170mm であったので、組物部分のせん断変形は試験体全体の変形の中ではごくわずかである。

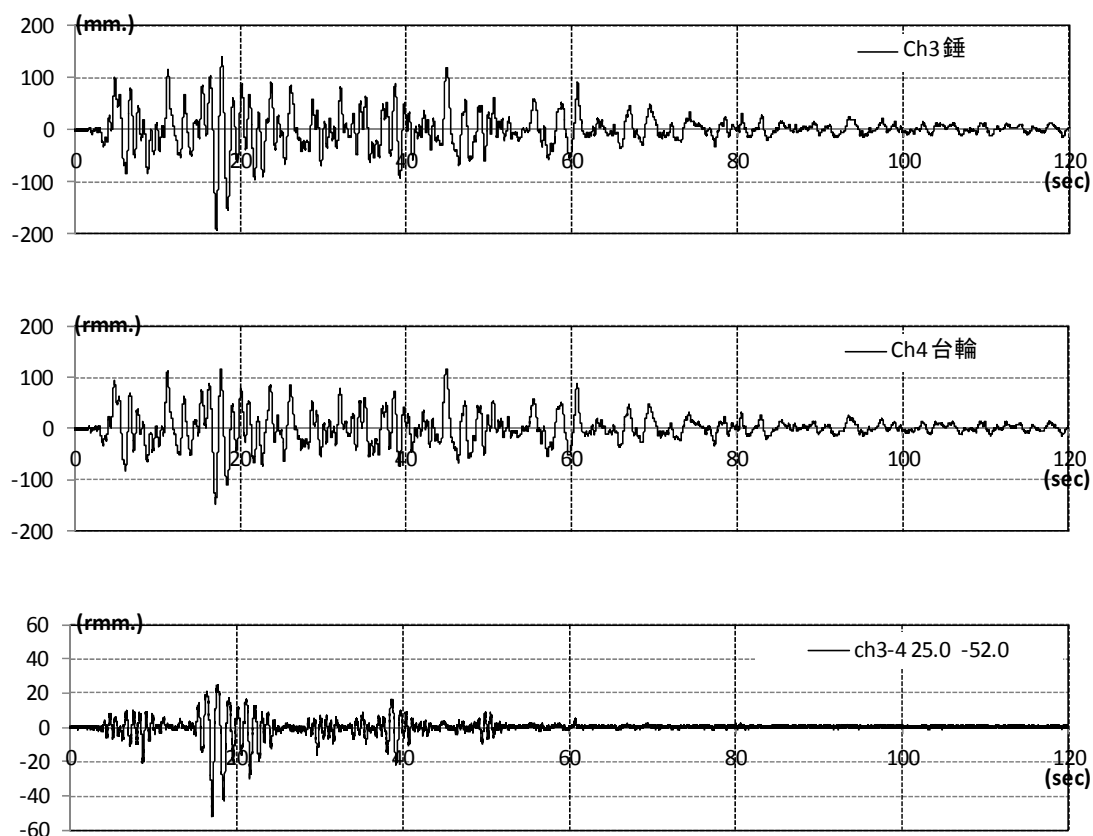


図 5.3.127 組物部分の水平変位（錘と台輪の応答水平変位の差）

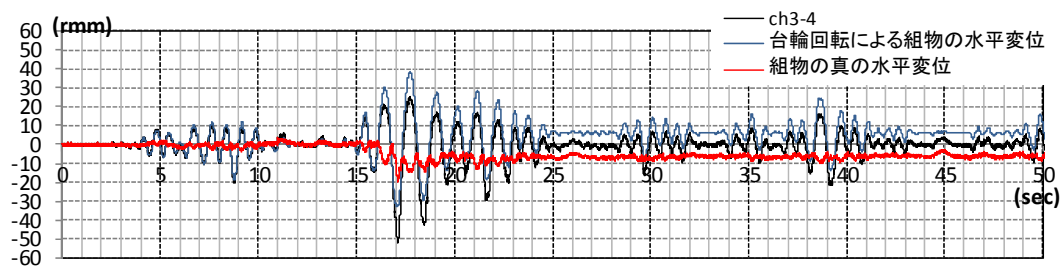


図 5.3.128 組物のせん断変形による水平変位

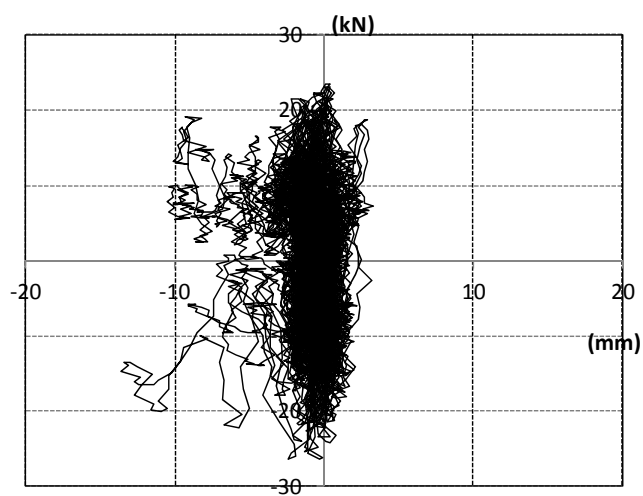


図 5.3.129 組物のせん断変形と試験体全体の荷重との関係

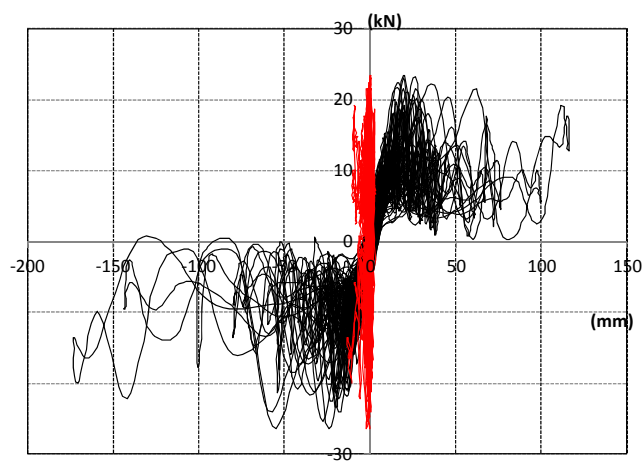


図 5.3.130 組物と試験体全体の荷重変形関係

5.3.4 各試験体の比較

地震波加振のBCJ-L2（日本建築センター模擬波）の100%1回目の結果から得た、荷重変形関係と各部の挙動について、試験体1～3の比較を行う。

5.3.4.1 試験体全体の荷重変形関係

図 5.4.131 に試験体頂部の応答変位と左右柱脚のせん断力の合計から得た荷重変形関係を示す。図 5.4.132 に小変形時と正側へ最大変形した際の荷重変形関係の1ループを試験体ごとに示す。試験体2の土壁崩壊前では、試験体1に対して、剛性、耐力ともに大きな履歴となっているが、崩壊後では、試験体1とほぼ同様の履歴となることが確認される。試験体3では、壁のせん断剛性を高めたことにより、試験体1,2よりも構面全体の初期剛性、耐力ともに大きくなっていることが確認される。変形約20mm以降は負勾配の履歴がみられ、最大変位を経験したあと原点に戻る勾配は、試験体1,2と似た負勾配が見られる。

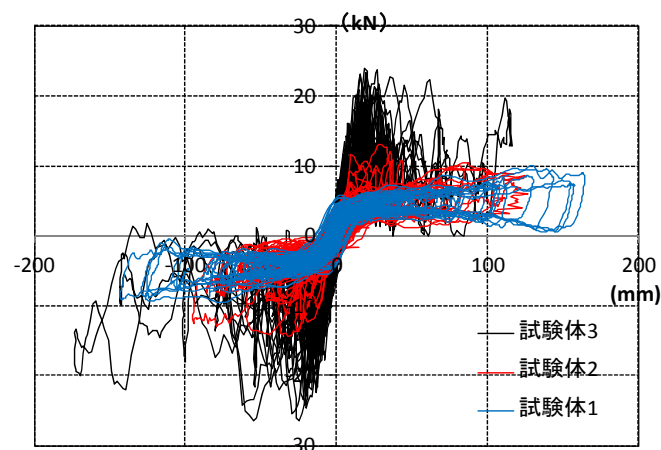
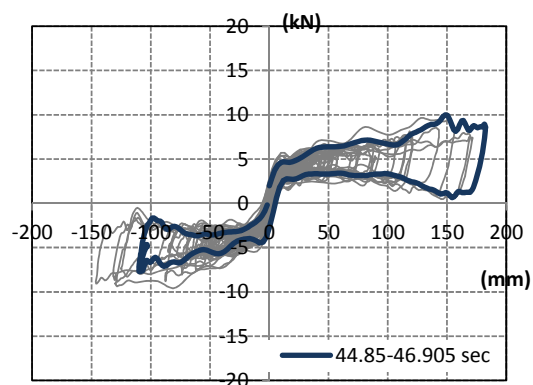
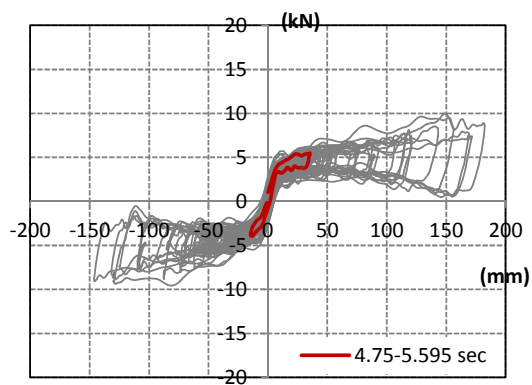
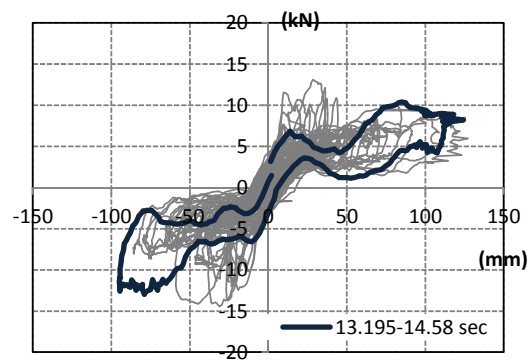
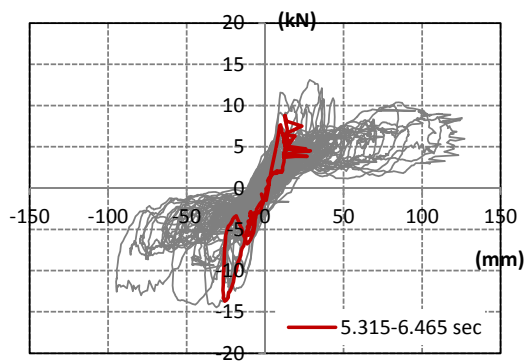


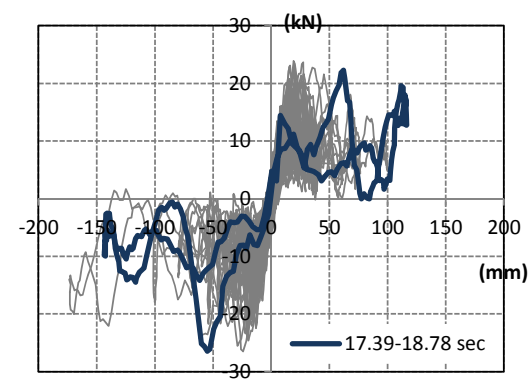
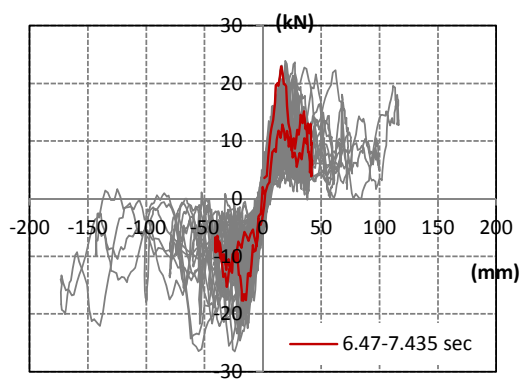
図 5.3.131 試験体全体の荷重変形関係



試験体 1



試験体 2



試験体 3

図 5.3.132 小変形時と最大変形時の荷重変形関係

5.3.4.2 組物の荷重変形関係

組物部分の荷重変形関係を図 5.3.133 に示す。壁の剛性が高くなる試験体 3 にいくほど水平変位が増加する傾向が見られる。

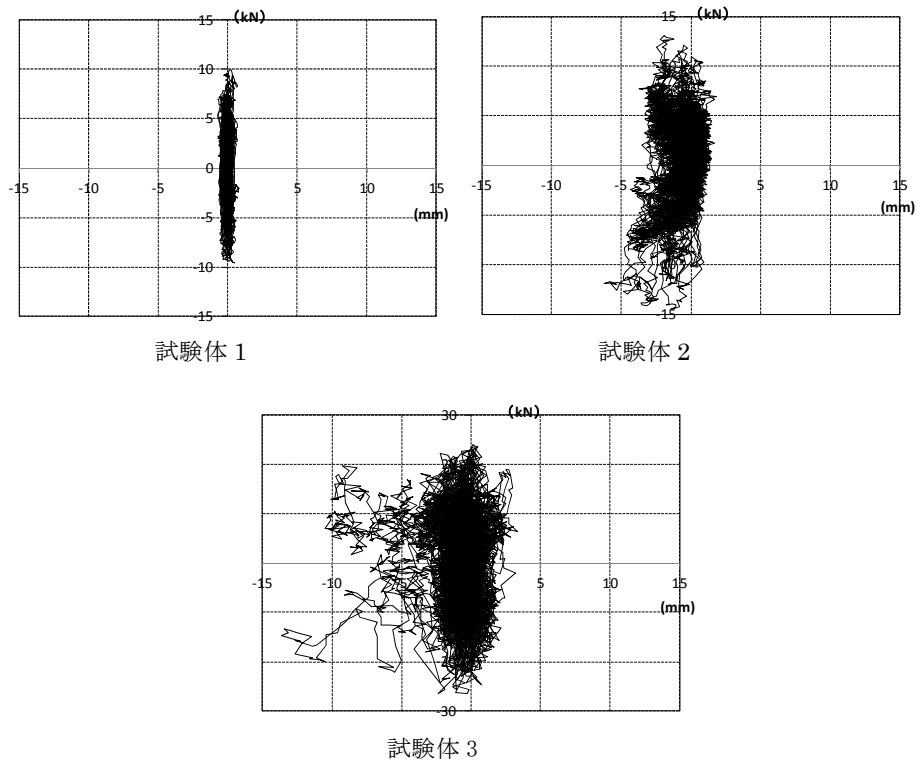


図 5.3.133 荷重変形関係（組物部分の真の水平変位）

5.3.4.3 構面全体の挙動

試験体全体の挙動を概略的に把握するため、100%加振時に試験体全体が西側へ最大変形した際の概略図を図 5.3.134 に示す。

試験体 1,2 では柱の傾きによる変位がほとんどであった。試験体 3 では柱脚が浮き上がり、柱より上の組物も含め構面全体でロッキングしている様子が見られた。

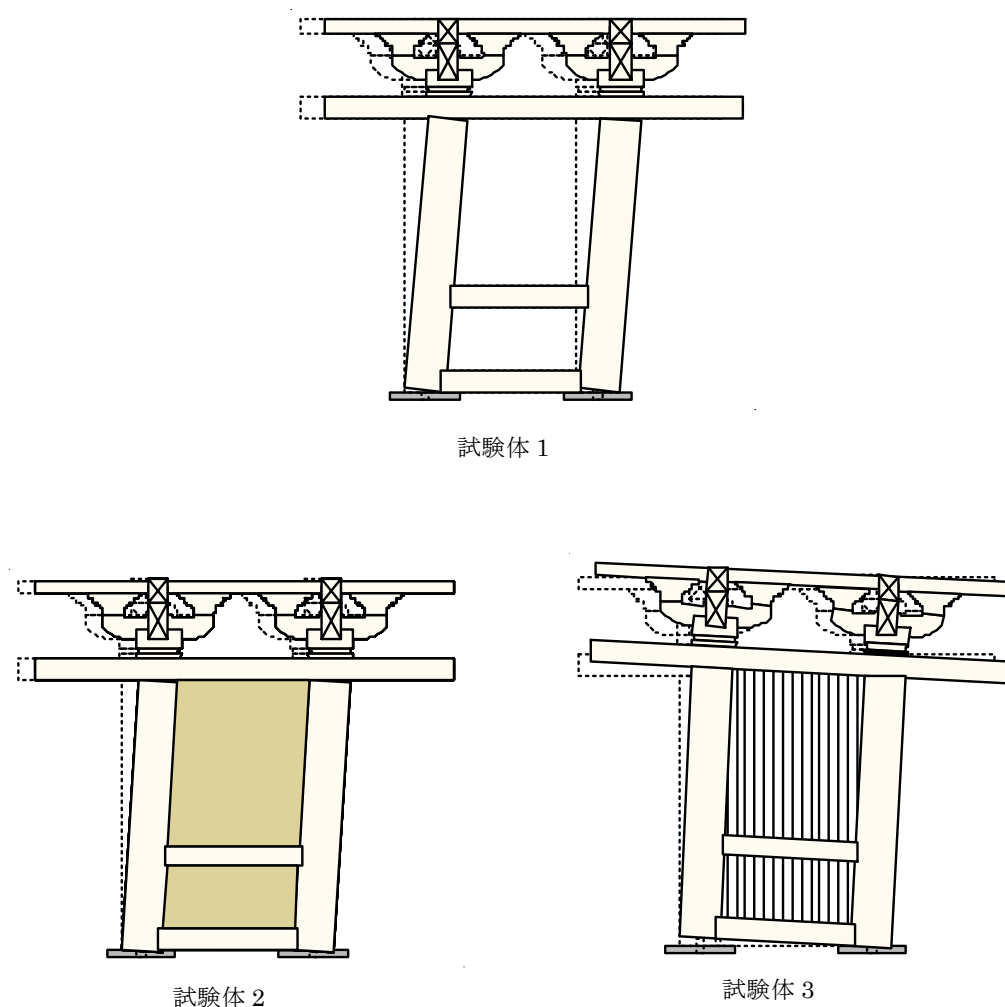


図 5.3.134 変形概略図

5.3.4.3 柱腰貫接合部でのめり込み

各試験体の柱腰貫接合部で発生するモーメントについて考察を行う。

腰貫接合部の回転角とそれに伴って生じる曲げモーメントの関係を本実験で得られた計測値より算出する。本実験では腰貫接合部の回転角は直接の計測は行っていないが、その他の計測値およびビデオ・写真の画像から、腰貫接合部の挙動について次の事項が見出された。

・実験から見出された接合部に関する挙動

- (i) 柱(西)と柱(東)の転倒に関する挙動はほぼ同等である（柱の挙動より）。
- (ii) 柱の回転角は最大で 0.08rad. 程度である（柱の挙動より）。

- (iii) 腰貫は常に水平を保っているのではなく、例えば、柱頭が西に傾いた場合には西端が持ち上がり、逆に柱頭が東に傾いた場合には東端が持ち上がるように挙動する(ビデオの映像より)。これは両柱が同一方向に傾くときに、腰貫と接合している仕口が互いに上下逆方向に挙動する為である。

以上のことから以下の事項を仮定する。

・接合部に関する仮定条件

- (i) 柱(西)と柱(東)の転倒による回転角は同等とする。
(ii) 柱の回転角 θ は微小で、 $\tan \theta \approx \theta$ 、 $\sin \theta \approx \theta$ 、 $\cos \theta \approx 1$ 等の近似が成り立つ。
(iii) 腰貫の長さ方向の芯は、それぞれの柱の試験体内側の面上(実際には柱は円形断面で 688mm の高さレベルには仕口がある)の高さ 688mm (腰貫の高さレベル)の位置を結ぶ直線と重なるものとする(図 5.3.135 (i))。また、腰貫の中心はそれぞれの柱から等しい距離にあるものとする。

以上の仮定から腰貫接合部の回転角は柱の回転角から以下のように求めることができる。

柱の回転角を θ 、腰貫接合部の回転角を θ_k とおくと、図 5.3.135 の通りそれぞれの関係を図示することができる。特に図中の三角形 abc (図 5.3.135 (ii)) に着目すると、

$$\theta_k = \theta_b + \theta_c$$

である。 θ_b 、 θ_c についてそれぞれ、

$$\theta_b \approx \tan \theta_b = 150 \sin \theta_c / (630 - 150 \cos \theta_c)$$

$$\theta_c = \theta$$

が成り立つから、

$$\theta_k = 150 \sin \theta / (630 - 150 \cos \theta) + \theta$$

$$\approx 150 \theta / (630 - 150) + \theta = 630 \theta / 480 = 1.3125 \theta$$

となる。したがって、柱の回転角を 1.3125 倍した値が腰貫接合部の回転角となる。

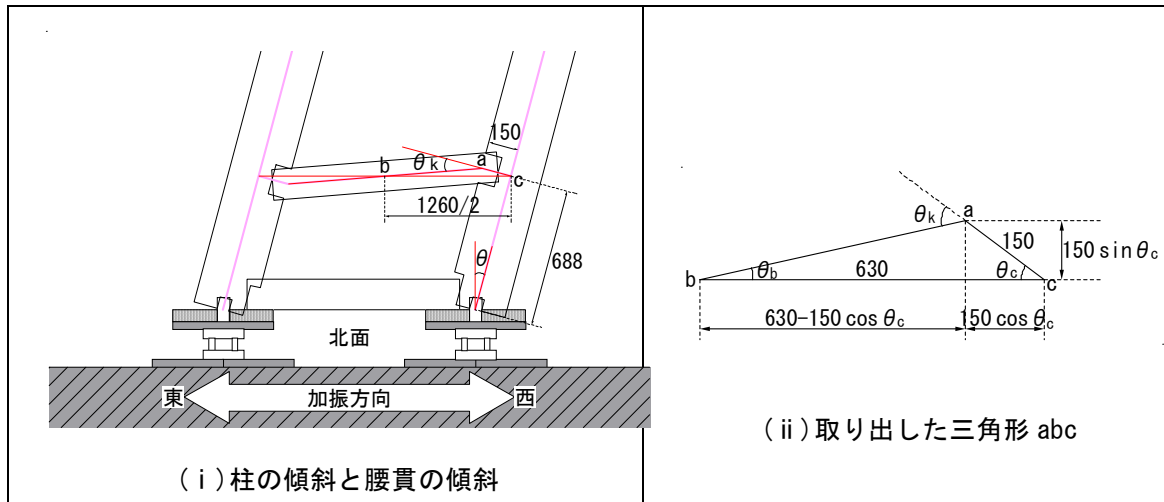


図 5.3.135 柱の回転角と腰貫接合部の回転角の関係

また、腰貫に貼ったひずみゲージ (図 5.3.136 (i)) の計測値 ε 、腰貫の断面寸法およびベイヒバの曲げヤング係数 E より、曲げモーメントは以下の通り求められる。

ひずみの計測位置における曲げモーメントは以下の通りとなる。

$$M_1' = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2} \cdot E \cdot Z$$

$$M_2' = \frac{\varepsilon_4 - \varepsilon_3}{2} \cdot E \cdot Z$$

ただし、

ひずみゲージの値 ε は引張が正。

ベイヒバのヤング係数 $E = 9.8 \text{ kN/mm}^2$

腰貫の断面係数 $Z = 140 \times 150^2 / 6 = 525,000 \text{ mm}^3$

さらに、柱の面の位置で曲げモーメントが最大になるとすると (図 5.3.136 (ii))、腰貫の回転によって生じる曲げモーメントは、以下の通りである。

$$M_1 = (860 M_1' - 100 M_2') / 760$$

$$M_2 = (860 M_2' - 100 M_1') / 760$$

また、両端部の曲げモーメントは各柱に作用し、その値を柱の高さ 1980mm で除した分のせん断力が生じる。

$$Q_1 = M_1 / 1980$$

$$Q_2 = M_2 / 1980$$

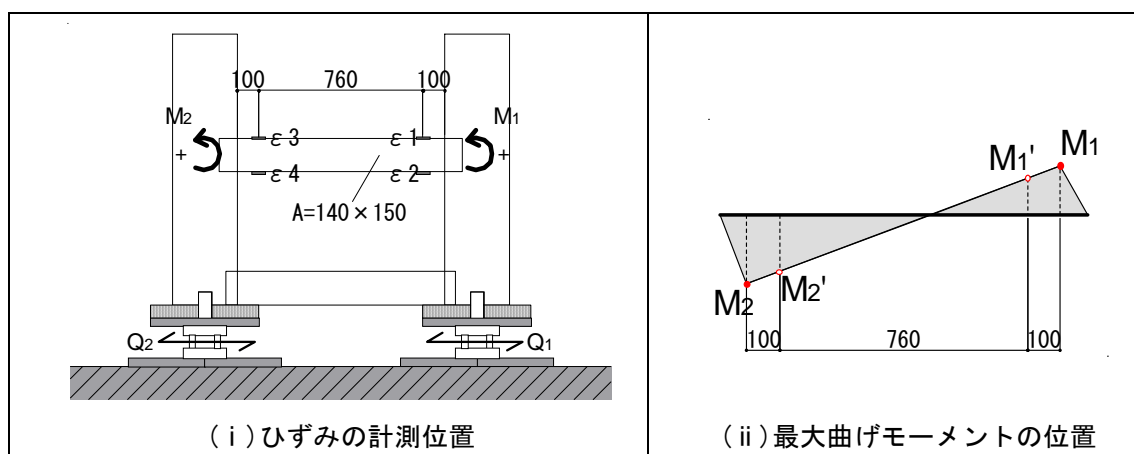


図 5.3.136 曲げモーメントの算出

上記の方法で接合部の回転角と、発生する曲げモーメントを求め、腰貫接合部の回転剛性を算出した。試験体 1 に関する荷重変形関係を図 5.3.137 に示す。ここで回転角の正側は、柱(西)が西側に傾く領域である。また、(接合部の回転角)=(柱の回転角)×1.3125 と仮定していることから、横軸を 1.3125 で除すことで柱の回転角に換算でき、接合部の見かけの回転剛性とすることができる。

剛性、耐力ともに、回転角の正負で対称になっていない。正負で最大回転角は同程度の大きさまで達しているが、例えば変形角 0.08rad.における曲げモーメントは、正側で約 2200kN・mm に対し、負側では約 3100kN・mm であり、正側の 1.4 倍である。また、回転角の正負ともに、0.05rad.の位置に剛性の折れ点が見られる。降伏耐力は、正側で約 2000kN・mm 負側で約 2500kN・mm である。履歴は、除荷後には剛性がなくなるスリップ型となった。载荷と除荷を繰り返すたびに、剛性が立ち上がるまでにより大きな変位を要するようになる、立ち上がった剛性は次第に大きくなり、過去の最大変形の点を指向するように進む。回転角正側では、剛性が立ち上がるまで 1/100rad.のギャップが見られるが、これは施工精度上の問題と考えられる。

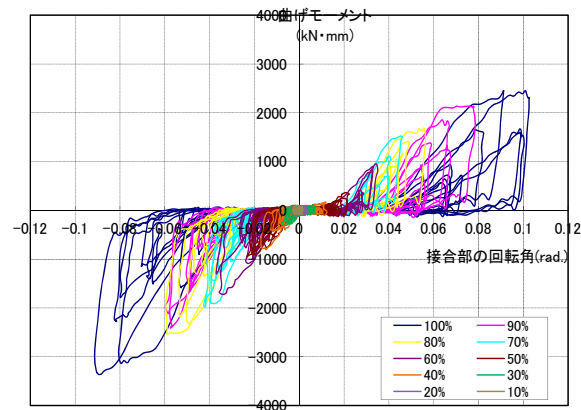


図 5.3.137 接合部の回転角と曲げモーメントの関係

試験体 1 と同じように試験体 2,3 でも BCJ-L2 100%入力時の結果から荷重変形関係を求めた。西、東両端それぞれについて、試験体 1 と重ね合わせた結果を図 5.3.138 に示す。

試験体 2 は試験体 1 に比べると同じ変形角でも耐力が少し低い。これは、試験体 1 の実験に用いた試験体を再度使用しているため、加振をするごとに接合部のめり込みが進み、接合部分の耐力低下によることが要因と考えられる。

しかし、試験体 3 は、西、東端とも接合部の回転角が試験体 1、2 に比べ小さく、モーメントの値も小さい。試験体 1 と 2 の差に比べても、試験体 3 の低下は大きい。加力中の変形の様子も見ても、柱腰貫接合部の変形は試験体 1,2 と異なり、構面全体でロッキングしたことから接合部での回転変形が生じなかったと考えられる。よって、試験体 3 では、ほとんどモーメントは発生しなかったと考えられる。

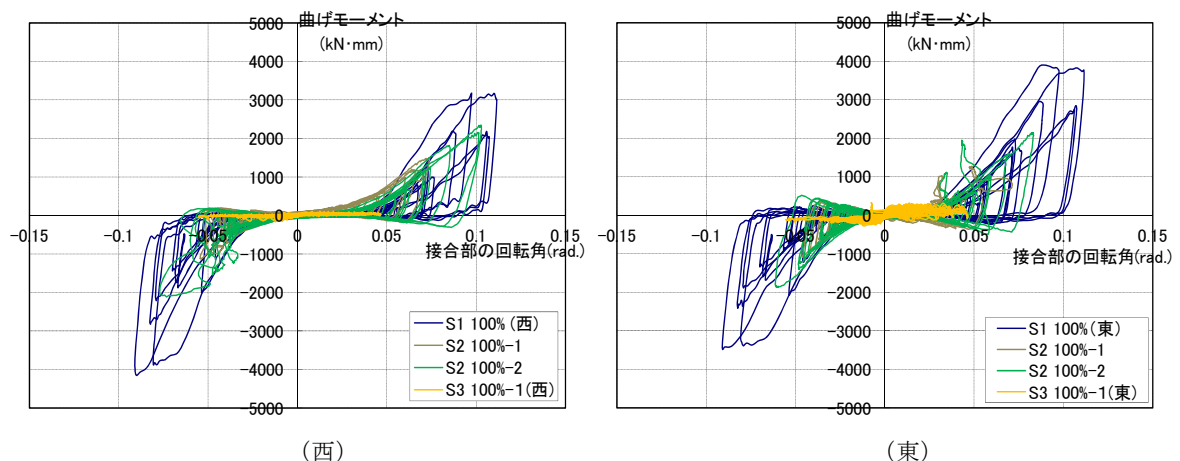


図 5.3.138 柱腰貫接合部のめり込みによるモーメント

5.4 解析方法

5.4.1 解析概要

実験結果をもとに各構造要素の復元力特性を定め、各試験体の 3 次元立体解析モデルを構築し、地震応答解析を実施する。解析には個別要素法を用いた解析プログラム、建築研究所開発の wallstat ver.2.0.1^{5・2)}を改良して用いた。

5.4.2 解析モデル

各試験体について各耐震要素のモデル化を考える。考慮する耐震要素は、柱の傾斜復元力による回転バネ、腰貫と地貫のめり込みによる柱貫接合部の回転バネ、壁のせん断バネ、組物のせん断バネ、鉛直バネとする。各試験体とも実験で得た 1 回目の最大入力、日本建築センター模擬波レベル 2 (BCJ-L2) の結果について検証した。

減衰

粘性減衰はいずれも瞬間剛性比例型で 2%とし、負勾配時には 0%とした。

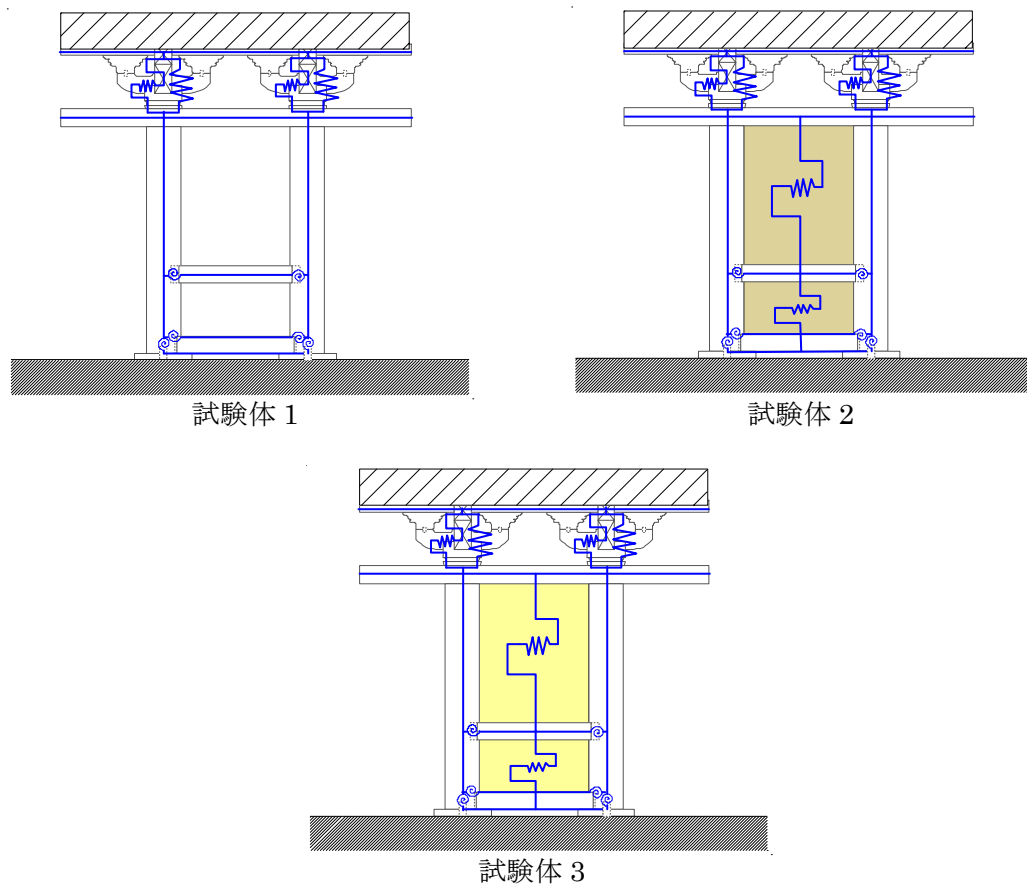


図 5.4.1 各試験体のモデル

5.4.3 復元力特性

各要素の復元力特性の評価方法について説明する。

5.4.3.1 柱

第2章、2.1項で示したように、鉛直荷重を有する柱が傾斜を起こした場合、その傾斜を元の直立状態に戻そうとする向きに復元力が発生する（図5.4.2）。この復元力を「柱の傾斜復元力」と呼ぶ。2.1項で示した坂と河合の研究から本研究では以下の式で円柱の傾斜復元力を算出する。

$$H = H_0 \left\{ 1 - \delta / b + 0.99625 \exp(-7.5675 \delta / b) - \frac{1.9963}{25 \delta / b + 1} \right\}$$

ただし、

H : 復元力

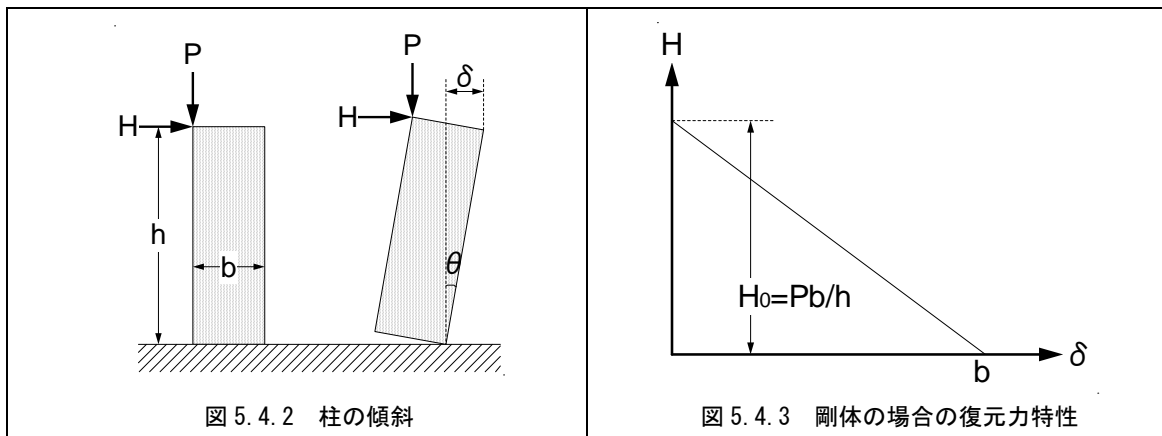
δ : 水平変位

b : 柱の直径

H_0 : 剛体復元力 ($= Pb / h$)

P : 鉛直荷重

h : 柱の長さ



この式にしたがって柱の傾斜復元力の荷重変形関係を描くと、図5.5.4のような曲線となる。最大復元力は H_0 の80%となり、これに応じる水平変位は剛体幅（円柱の直径）の0.088倍となる。

負勾配の状態でも、上部荷重によりもとに戻る力が発生しているため、復元力としては正の値となる。剛体の場合は柱の径、木のような弾性体の場合は柱の径に近い値を超えると、倒れていく方向に力が働くため負の荷重となる。

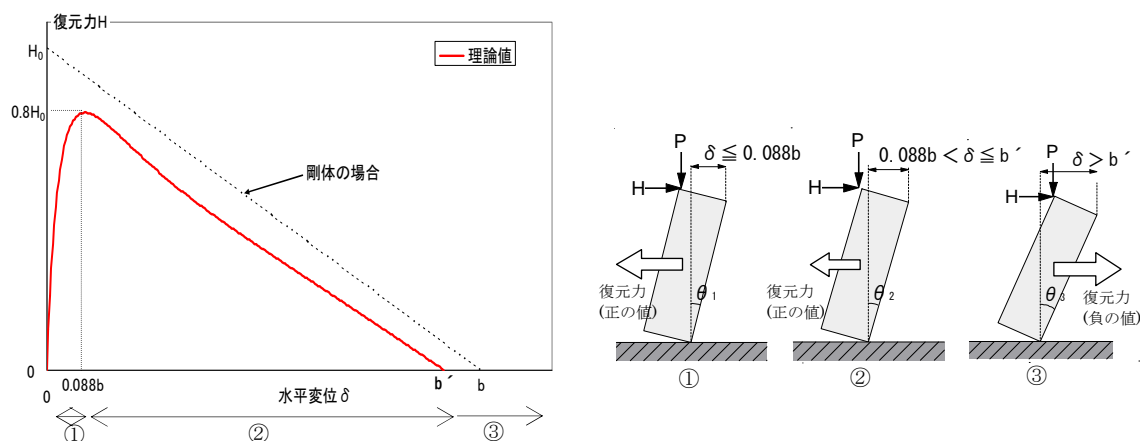


図 5.4.4 円柱の傾斜復元力(理論値)

ここで、柱の傾斜復元力の特性の中の $P\Delta$ 効果について検討する。この復元力特性には変形の増大に伴って鉛直荷重が水平変位を増大させる側に働くいわゆる $P\Delta$ 効果が含まれている。一方、本研究で用いる解析ソフト wallstat には建物全体に寄与する $P\Delta$ 効果が解析上ですでに盛り込まれている。このため、既往の柱の傾斜復元力特性をそのまま用いると二重の $P\Delta$ 効果を計算することになってしまう。そこで、上記で述べた復元力特性から $P\Delta$ 効果を差し引いた復元力特性を用いた。図 5.4.5 に用いた復元力特性を示す。

履歴に関しては図 5.4.6 のように原点に戻る際は元の履歴をたどる非線形弾性とした。また、軸力の変動も考慮し解析を行った。柱脚の浮き上がりも考慮した。

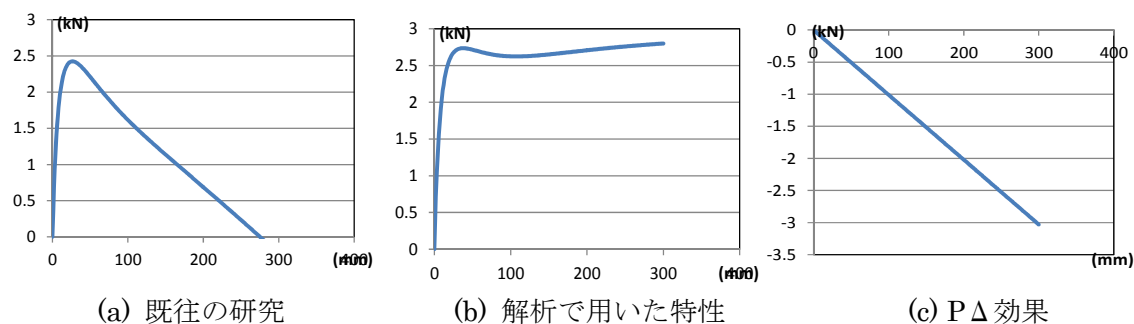


図 5.4.5 柱の傾斜復元力特性

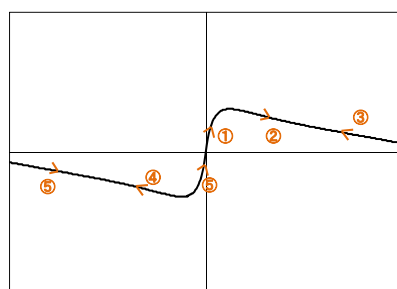


図 5.4.6 復元力特性の履歴

5.4.3.2 腰貫のめり込み

柱が傾斜した際、貫・柱接合部に回転が生じ、部材がめり込むことでモーメントが発生し、柱の途中に発生するこのモーメントの作用により、構面の復元力が増加する。貫・柱接合部に生じるめり込みによる回転剛性について、計測値から算出される実験値と、2.1 項で示した木材の三角変位めり込み理論⁵⁻³⁾から得られる理論値によって評価し、また両者を比較する。木材の三角変位めり込み理論によると、木材の三角変位めり込み（弾性範囲）の弾性限界変形角 θ_y 、任意の θ に対するモーメント M は、以下の式で与えられる。

$$\theta_y = \frac{z_0 f_m}{x_p E_{\perp} \sqrt{C_x C_y C_{cm} C_{ym}}}$$

$$M = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{\perp} \theta}{z_0} \left\{ C_{xd} + \frac{1}{3} \right\}$$

ただし、式に用いられる諸値は以下の通りである。

$$C_x = 1 + \frac{\Phi\{2x_1/z_0\} + \Phi\{2x_2/z_0\} - 1}{0.8x_p/z_0}, \quad C_y = 1 + \frac{\Phi\{2ny_1/z_0\} + \Phi\{2ny_2/z_0\} - 1}{0.8ny_p/Z_0},$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{z_0}{0.8x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{z_0}{0.8ny_p}, \quad C_{xd} = \frac{\Phi\{2x_1/z_0\} - 0.5}{0.8x_p/z_0}$$

E_{\perp} : 前面横圧縮ヤング係数

f_m : めり込み弾性限界応力の上限值

n : 繊維方向に対する繊維と直交方向の近似値間倍率

(木材のポアソン比の異方性を修正して等方性弾性体に近似置換するための倍率)

$\Phi(z)$: 標準正規分布の累積分布関数

$$\left(= \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt, \quad z > 3 \text{ のとき } \Phi(z) = 1, \quad \Phi(0) = 0.5 \right)$$

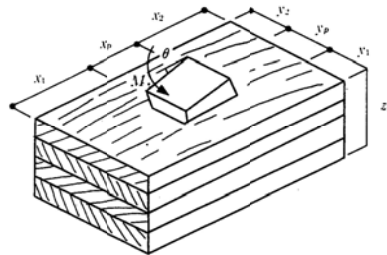


図 5.4.7 三角変位めり込み式に用いる部材寸法⁵⁻³⁾

なお、係数としては標準的な値として以下のものを用いる。

$$E_{\perp} = 4.0 \text{ tonf/cm}^2$$

$$f_m = 0.075 \text{ tonf/cm}^2$$

$$n = 6$$

・理論値

めり込みは、腰貫・柱接合部で接している面のうち、繊維方向側の面に生じるものとし
図 5.4.8 に示すように仮定する。

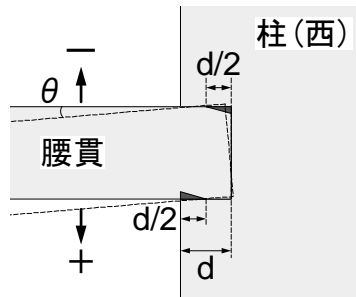


図 5.4.8 めり込み位置

なお、本実験の柱は円柱であるため仕口の円弧部分が貫にめり込むが、簡単のため、直線と仮定し理論式通り計算を行った。また、めり込み理論により、降伏後の剛性は 0 とし完全弾塑性の履歴特性とした。

以上の仮定よりめり込み理論を用いて算出すると、図 5.4.9 に示すような復元力特性が得られる。初期剛性は 84100 (kN・mm) となった。

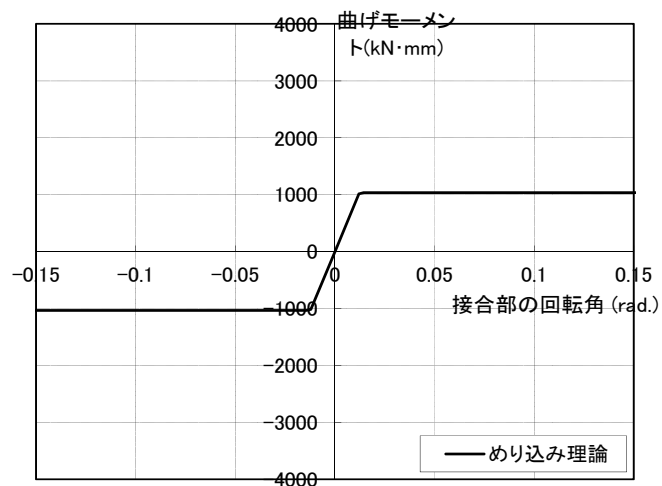


図 5.4.9 理論値

・実験値との比較

得られた理論値と実験値を図 5.4.10 にあわせて示す。理論値は図中の黒点線に示すような完全弾塑性性の履歴が得られる。実験値と比べると、めり込み理論ではひずみから得られた結果の第 2 剛性が評価されていないことが分かる。そのため、各試験体とも実験値を基に図中の赤線のように履歴のモデル化を行う。

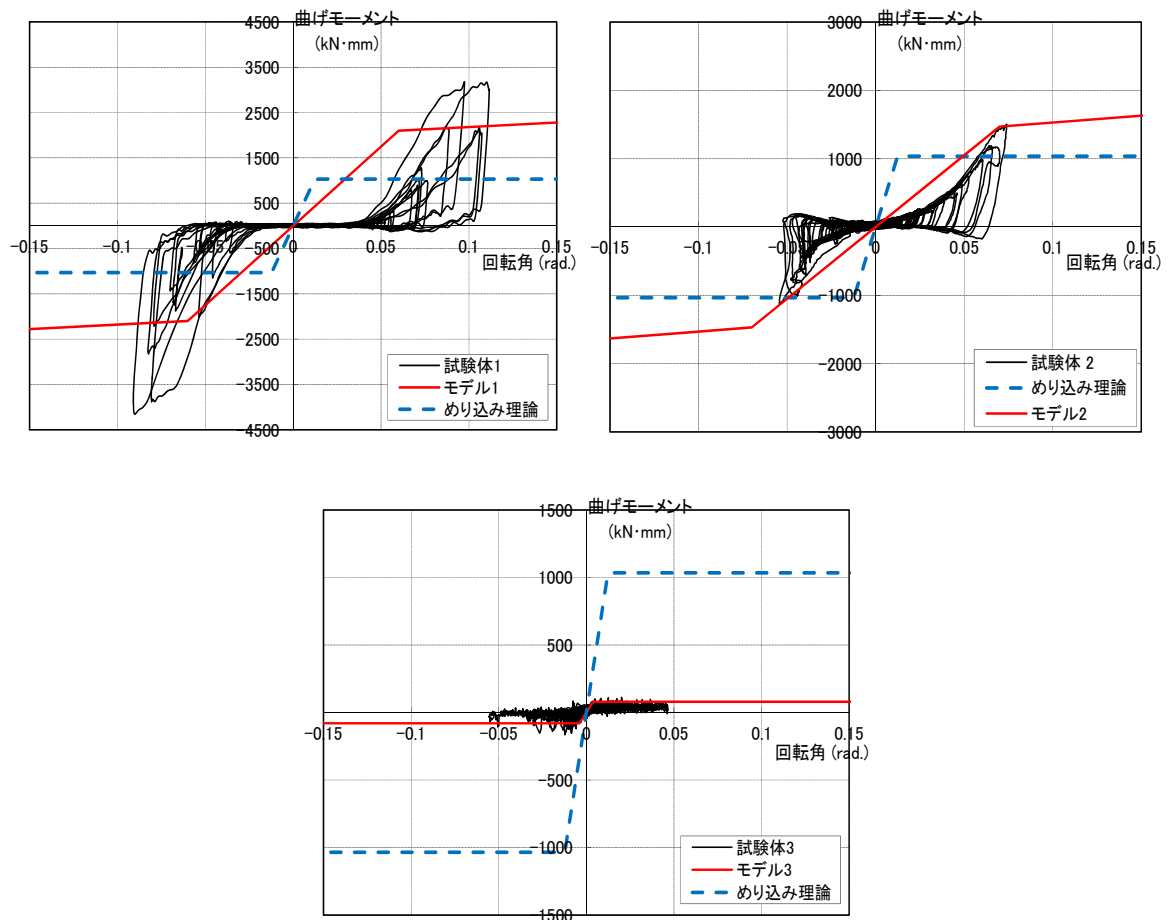


図 5.4.10 モデルの包絡線

5.4.3.3 地貫のめり込み

実験後の観察から、地貫上で柱の仕口によるめり込みが観察された。腰貫・柱接合部と同様に、地貫のめり込み位置を図 5.5.11 のように仮定して、回転剛性を求めると、初期剛性が $146,000 \text{ kN}\cdot\text{mm/rad}$ 、降伏耐力が $1,982 \text{ kN}\cdot\text{mm}$ となった。地貫に関しては、腰貫のような計測値がないため、この既往の理論式から得られた剛性から図 5.5.12 に示す復元力特性を定める。

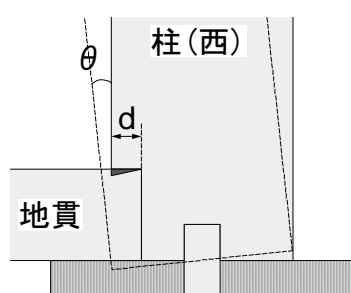


図 5.4.11 地貫のめり込み位置

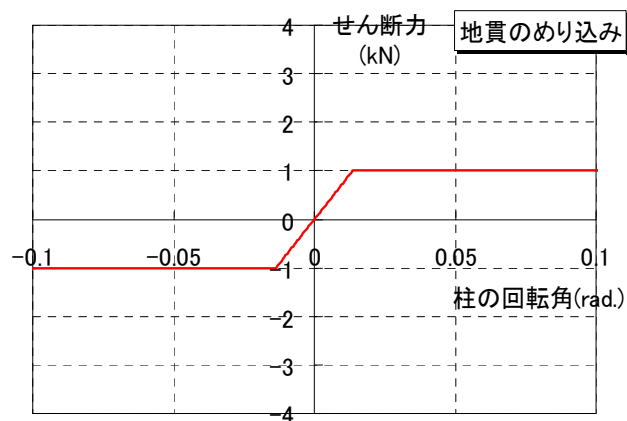


図 5.4.12 地貫の復元力特性

5.4.3.4 組物

組物の変形を頂部の水平変位から台輪の水平変位を引くことによって求め、その荷重変形関係を求めた。各試験体の実験値と理論値の比較を図 5.4.13 に示す。理論値は藤田らのせん断剛性の評価方法に台輪の大斗によるめり込みを足し合わせ算出した。既往評価方法からめり込み半径を $1/2$ 、静止摩擦係数 μ を 0.35 、 0.5 とし算出した結果、それぞれ図中の紫色、橙色になる。実験値と比較すると、理論値のほうが初期剛性は低く、静止摩擦係数も小さいと見られる。そこで、実験値に合わせて半径 $1/1$ 、静止摩擦係数 μ を 0.5 として図中の赤線のようにバイリニア型で評価した。なお既往評価方法にある部材間のあそびによる滑りの変位はないものとした。大斗のめり込みによる第 1 剛性からダボのめり込みによる第 2 剛性へ移行する変位は 0.6mm である。

また、第 3 章の組物 2 基の実験による軸力変動による組物部分の剛性の低下については、今回の実験では組物部分の変形が他の要素に比べ変形が小さかったため、剛性の低下の影響は小さいと考慮しない。

鉛直バネについては部材の抜けなどは見られなかったので十分に剛性があるとしここでは剛とした。

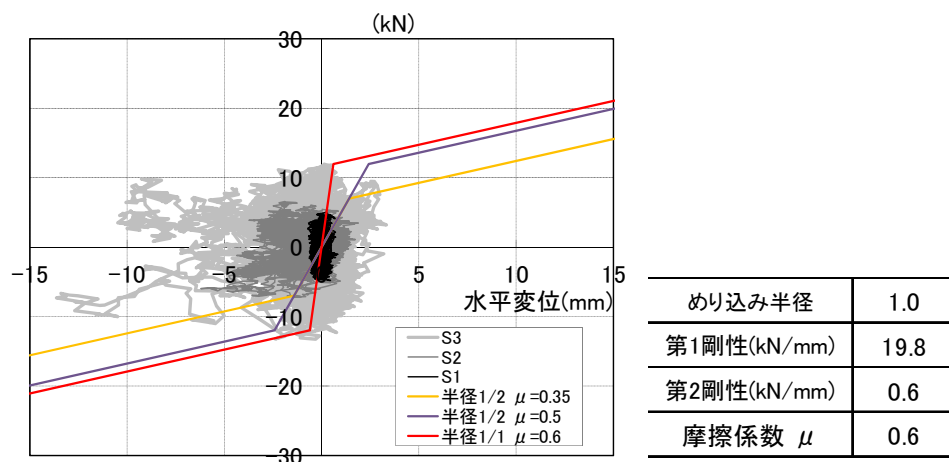


図 5.4.13 組物の復元力特性

5.4.3.5 土壁

土壁に関しては本実験と同じ仕様で土壁を作成し、写真 5.4.1 示すような材料実験を行った。得られた荷重変形関係から図 5.4.14 中の赤線のように土壁の包絡線のモデル化を行った。しかし、本特性を用いた解析では実験結果を追従できなかったため、実験で得た試験体全体の荷重変形から土壁の骨格曲線を推定した(図 5.4.15)。腰貫の上下にあるそれぞれの壁について、バイリニアスリップ型で復元力特性を定めた。実験では、土壁の一部剥落によって耐力の低下が見られた。そこで、腰貫の下壁については壁の変形角 0.03rad. で壁が崩壊し耐力が 0 になるものとした。履歴はバイリニアスリップ型とした。解析プログラム内では、壁のせん断バネはブレース置換されている。



写真 5.4.1 土壁材料実験

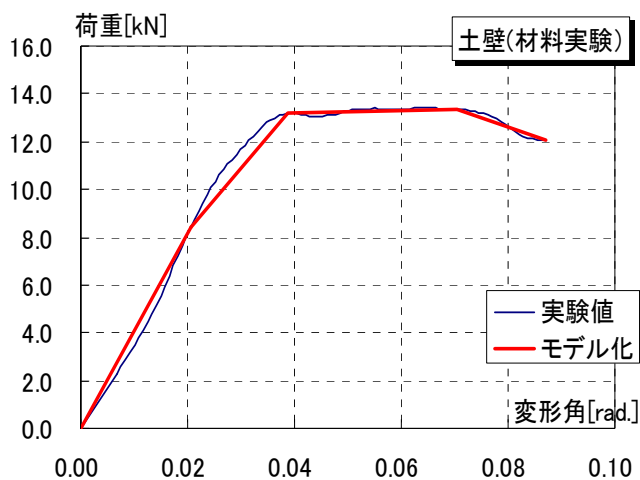


図 5.4.14 材料実験からのモデル化

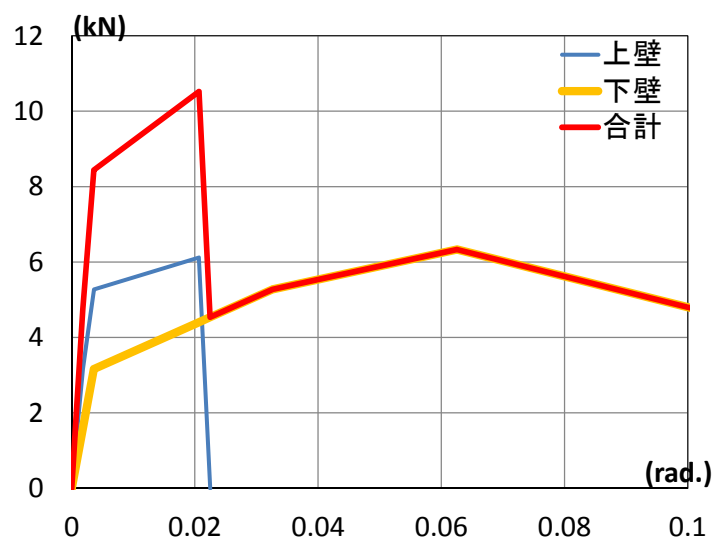


図 5. 4. 15 土壁の復元力特性

5.4.3.5 合板

土壁よりも剛性の高い面材として構造用合板の両面張りを使用した。その特性については、既往の研究 5-3)を参考に、図 5.5.16 に示すような包絡線とし、バイリニアスリップ型とした。図は 1 m あたりの仕様を示している。壁寸法を高さ 1980mm、幅 960mm とし換算した。解析プログラム内では、壁のせん断性能はブレース置換されている。

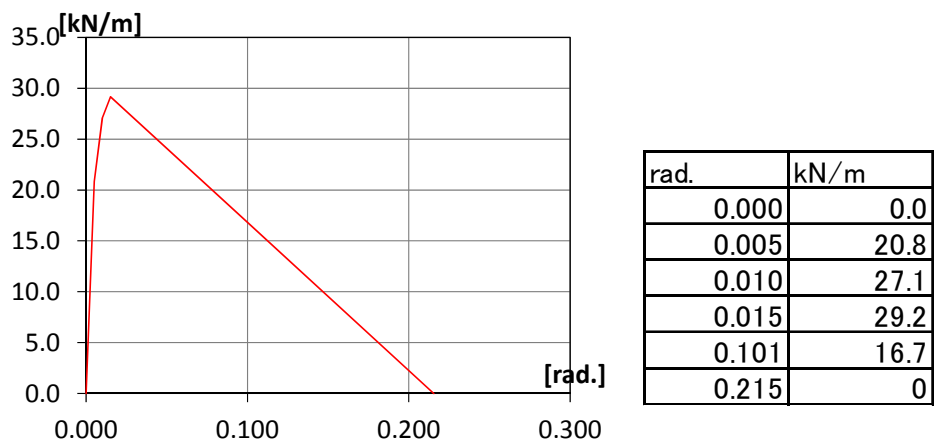


図 5. 4. 16 面材の復元力特性

5.5 解析結果

5.5.1 試験体 1

試験体 1 の頂部の応答水平変位と荷重の関係を図 5.5.1 に示す。図 5.5.2 に頂部の応答水平変位の時刻歴波形を示す。また、実験から得られた結果（黒線）を重ねて示す。荷重変形関係を見ると、変位 100mm あたりまで、正負側とも解析値の荷重が実験値より高い傾向にあるが、荷重変形の形状は実験値とほぼ同じ傾向である。頂部応答水平変位の時刻歴波形を見ると、概ね一致している。

図 5.5.3 に左右の柱にかかる軸力の変動を示す。初期の値は、解析において計算が始まってから鉛直荷重がかかるため、左右とも上部の荷重約 19kN が初期値となっている。それを軸に正負に、左右で正負が逆位相で変動している様子が分かる。

図 5.5.4 に左右の柱脚の浮き上がり変位の時刻歴波形を示す。左右とも最大の浮き上がり量は 0.4mm であまり浮き上がっていないことがわかる。

図 5.5.5 に柱、腰貫、地貫の各回転バネのモーメント変形角関係を示す。柱の回転バネの特性を見ると、左右で上下逆転している様子が分かる。これは、軸力の変動で位相が逆になったことによると考えられる。腰貫の結果については、実験で得られたモーメント変形角関係（黒線）と重ね合わせたグラフ（下から 2 段目）も示す。実験値と比べると、解析値は初期剛性が少し高い。実験では繰り返し加振により初期の耐力が低下し、すべりの変形がみられたと考えられる。地貫に関しても実験値はないが、同様に初期剛性の低下が考えられるが、解析では初期剛性の評価が少し高くなっている。全体の荷重変形関係において、解析値は実験値より荷重が高くなっていたが、これはこの貫の評価の影響と考えられる。

頂部の通肘木と台輪の水平変位の差から組物部分の水平変位を算出し、さらに、台輪の回転による水平変位をこの変位から引き、組物の部分の真の水平変位を算出した。この変位と全体の荷重との関係を図 5.5.6 に示す。また、組物部分の各水平変位の時刻歴波形を図 5.5.7 に示す。各図とも、実験値を黒線で現し重ね合わせたグラフも示す。組物の真の水平変位を見ると、最大で約 1.6mm となった。実験値では最大約 0.8mm となり少し高い値となった。全体の水平変位に比べると、微小な値となった。荷重変形関係を見ると、実験値とほぼ同様の紡錘形になっている。

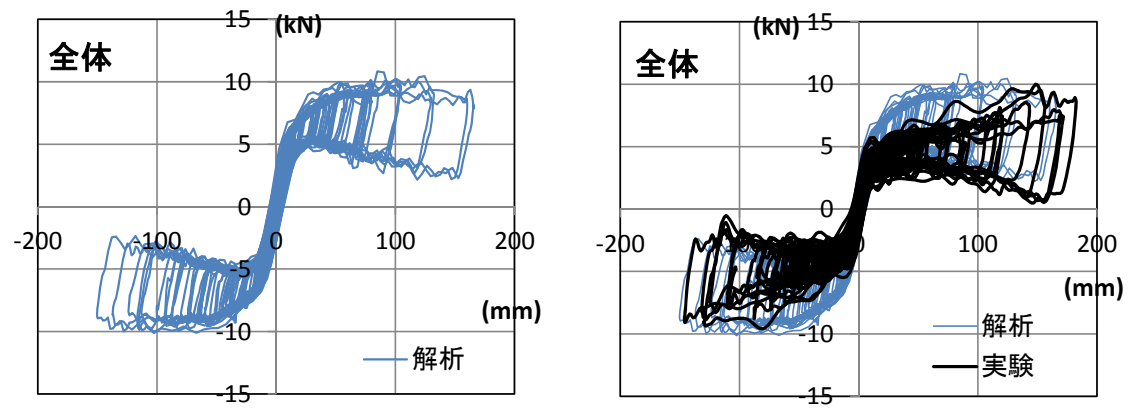


図 5.5.1 荷重変形関係（試験体 1 全体）

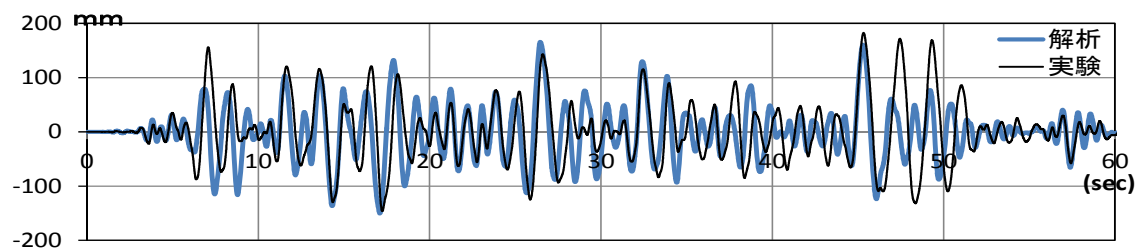


図 5.5.2 時刻歴波形（試験体 1 全体）

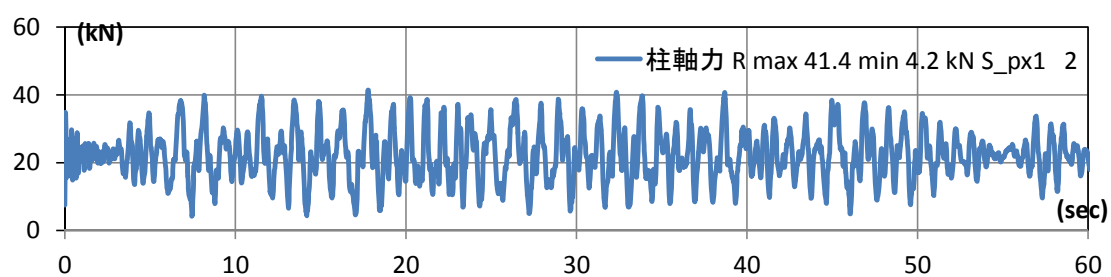
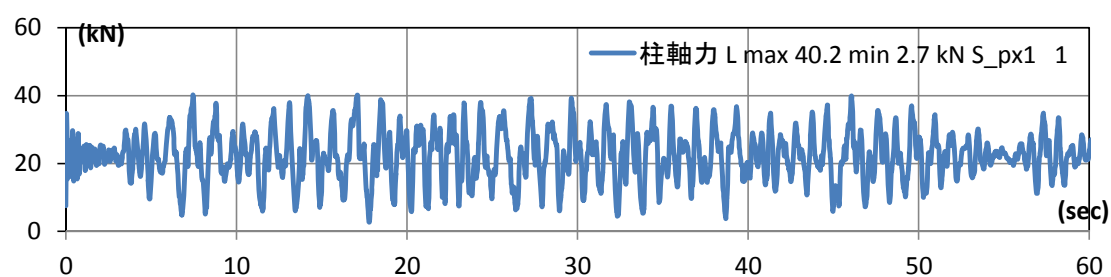


図 5. 5. 3 柱の軸力変動

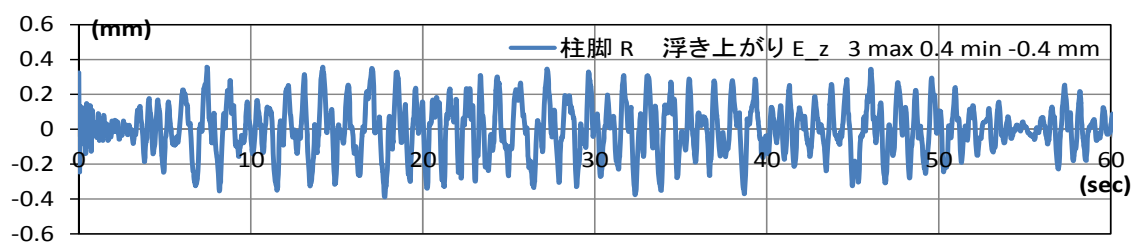
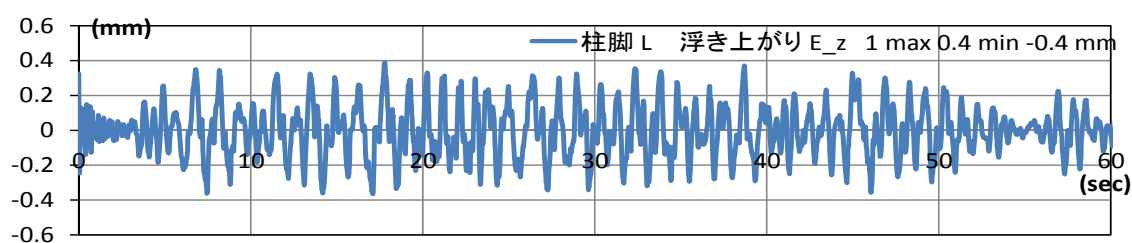


図 5. 5. 4 柱脚の浮き上がり

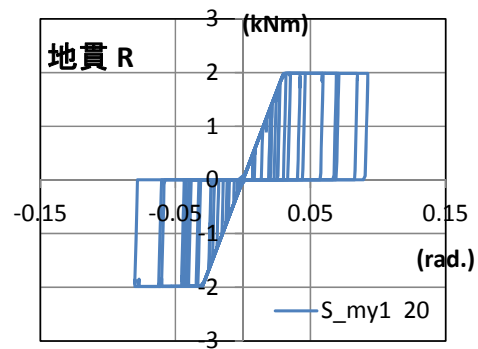
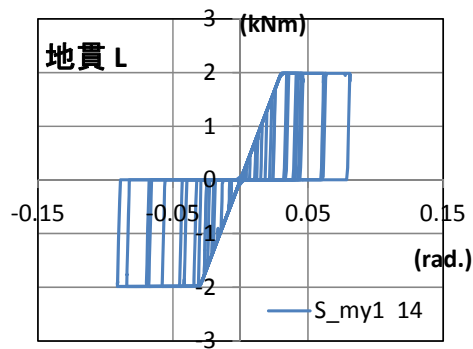
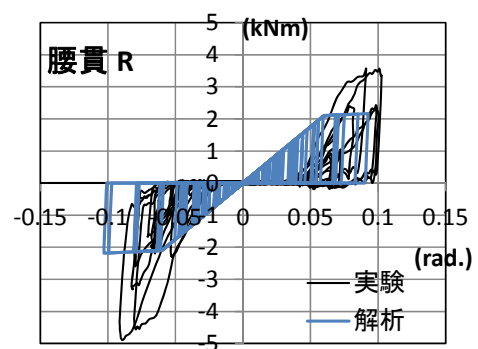
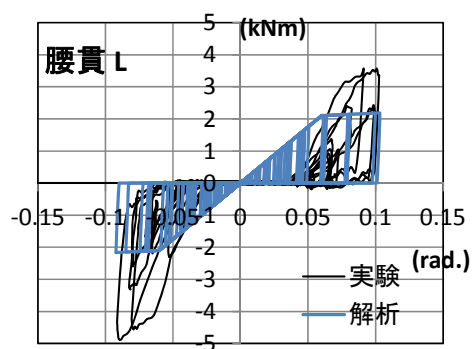
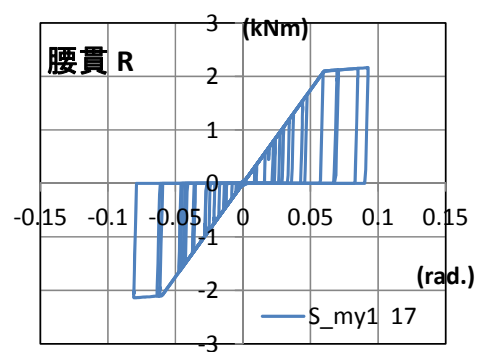
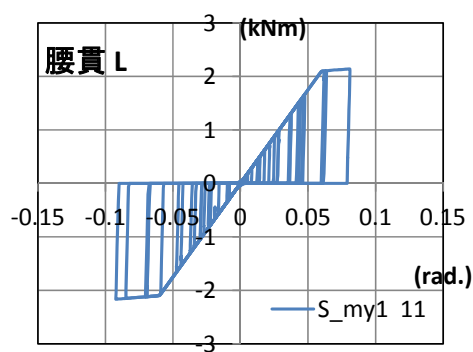
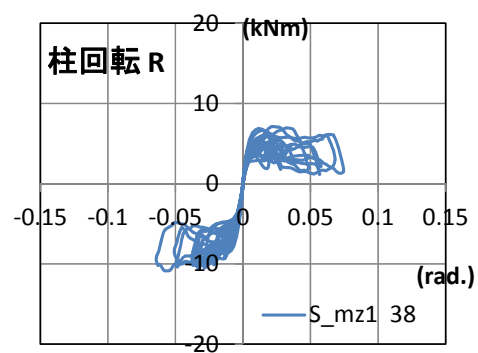
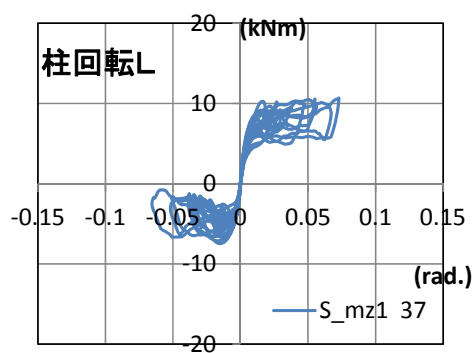


図 5.5.5 各部の結果

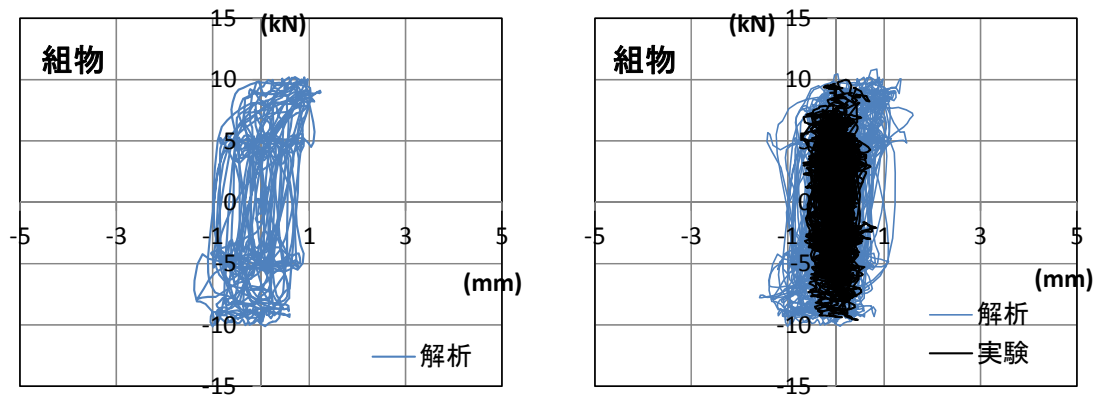


図 5. 5. 6 組物部分の荷重変形関係

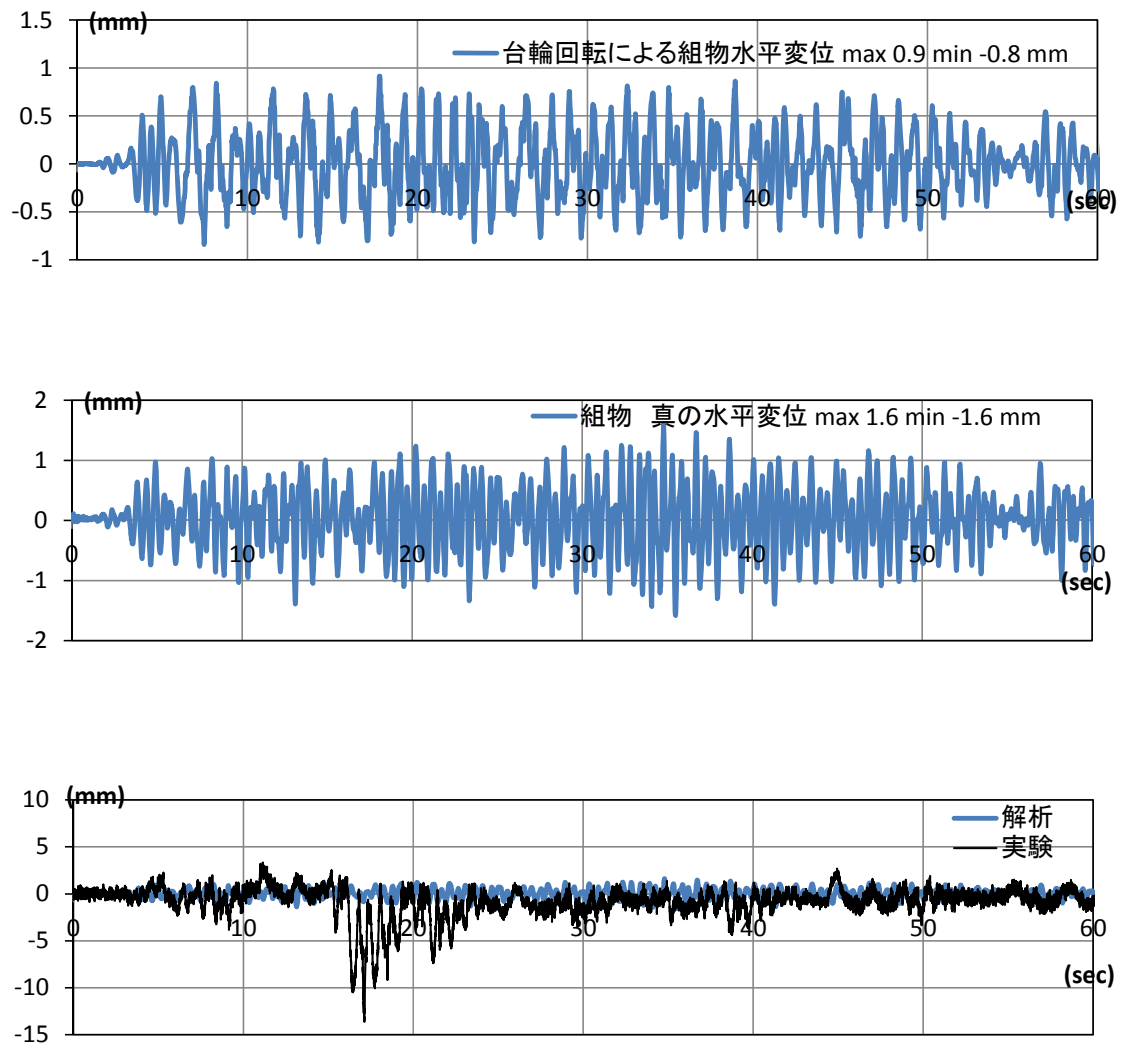


図 5. 5. 7 組物部分の荷重変形関係と応答水平変位

5.5.2 試験体 2

試験体 2 の頂部の応答水平変位と荷重の関係を図 5.5.8 に示す。図 5.5.9 に頂部の応答水平変位の時刻歴波形を示す。また、実験から得られた結果（黒線）を重ねて示す。荷重変形関係を見ると、約 50mm 変位したところで、土壁の破壊により耐力が低下しているが、解析でもその傾向を追うことができた。土壁が破壊後に、実験値では正側で解析値よりも少し荷重が高い傾向にある。実際には壁がひび割れた後も面内での残存耐力などで何回かの加振では想定よりも高い耐力があると考えられる。変位 100mm あたりまで、正負側とも解析値の荷重が実験値より高い傾向にあるが、荷重変形の形状は実験値とほぼ同じ傾向である。頂部応答水平変位の時刻歴波形を見ると、概ね一致している。

図 5.5.10 に左右の柱にかかる軸力の変動を示す。試験体 1 と同様に初期の値は、左右とも上部の荷重約 19kN が初期値となっている。それを軸に正負に、左右で正負が逆位相で変動している様子が分かる。

図 5.5.11 左右の柱脚の浮き上がり変位の時刻歴波形を示す。左の柱の最大浮き上がり変位は 1.2mm となっているがノイズとも考えられる。それを除くと、左右とも最大で約 0.6mm となり試験体 1 とあまり変わらない。

図 5.5.12 に柱、腰貫、地貫の各回転バネのモーメント変形角関係を示す。柱の回転バネの特性は試験体 1 と同様に左右で上下逆転している様子が分かる。腰貫の結果については、実験で得られたモーメント変形角関係（黒線）と重ね合わせたグラフ（下から 2 段目）も示す。左右の腰貫で同じ形状となっており、原点对称の形になっている。実験値と比べると、変形角、荷重とも概ね実験値を追うことができた。

試験体 1 と同様の方法で組物の部分の水平変位と真の水平変位を算出し、荷重変形関係と時刻歴波形を描いた（図 5.5.13、図 5.5.14）。各図とも、実験値を黒線で現し重ね合わせたグラフも示す。組物の真の水平変位を見ると、最大で約 1.3mm となった。荷重変形を見ると、解析値に比べ実験では剛性が高い傾向にある。壁の強度が上がることで、柱や柱貫接合部の回転角が抑えられたと考えられる。

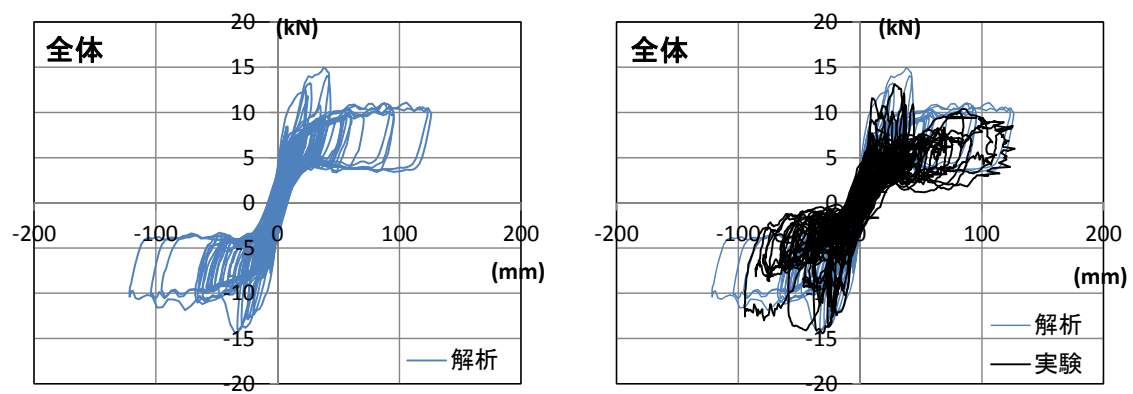


図 5.5.8 荷重変形関係（試験体 2 全体）

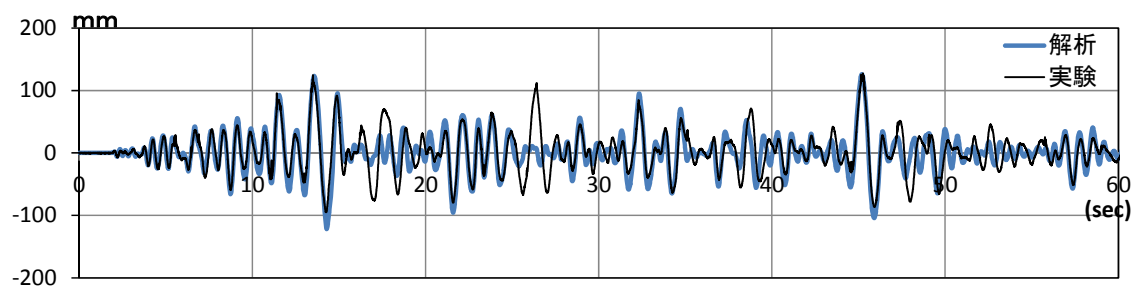


図 5.5.9 時刻歴波形（試験体 2 全体）

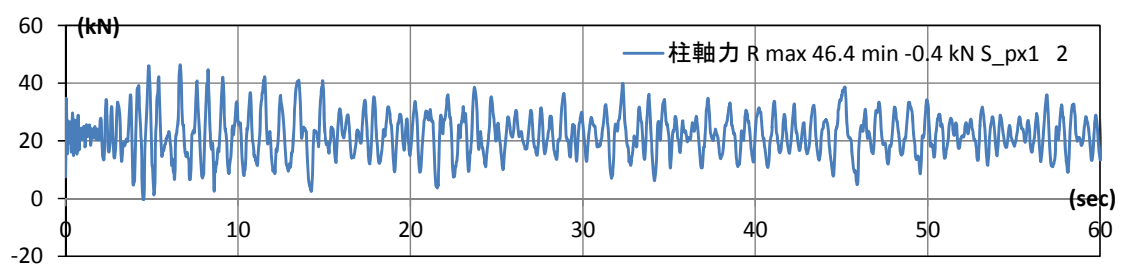
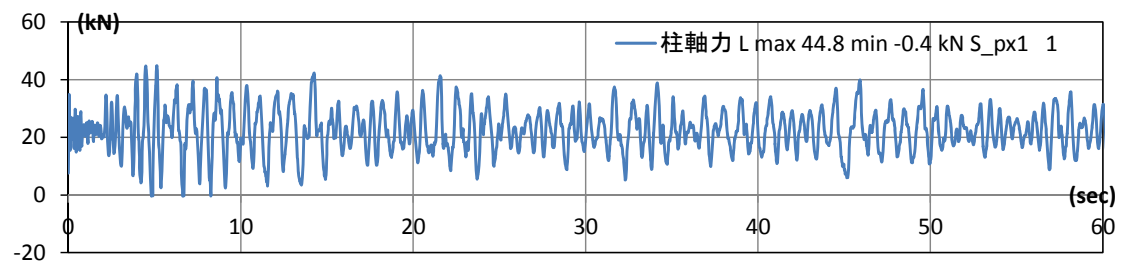


図 5. 5. 10 柱の軸力変動

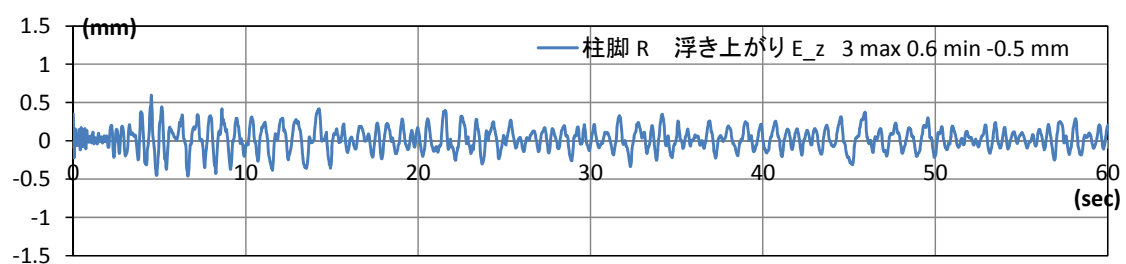
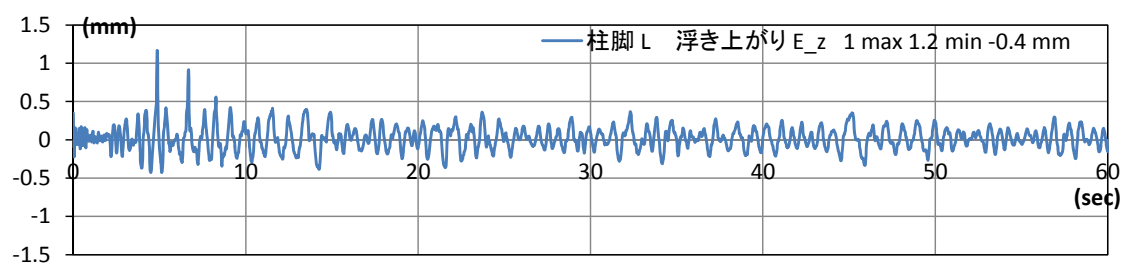


図 5. 5. 11 柱脚の浮き上がり

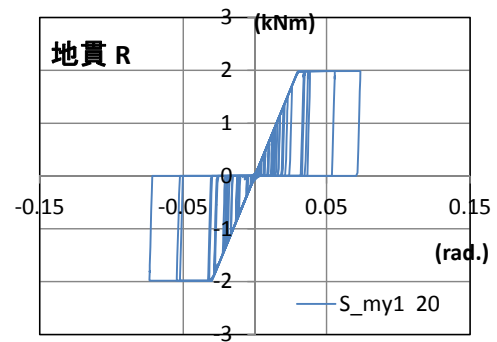
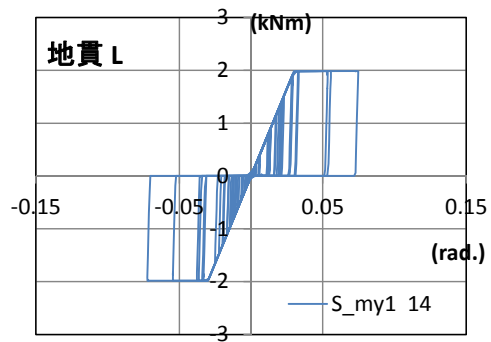
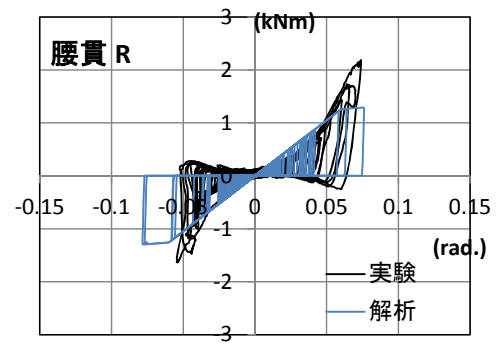
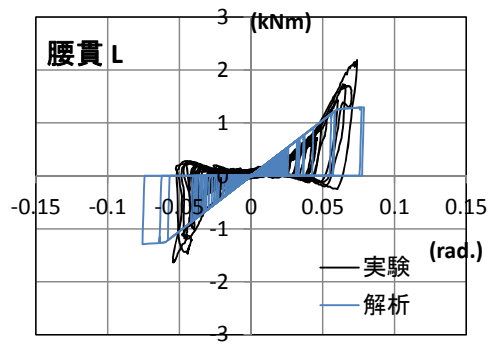
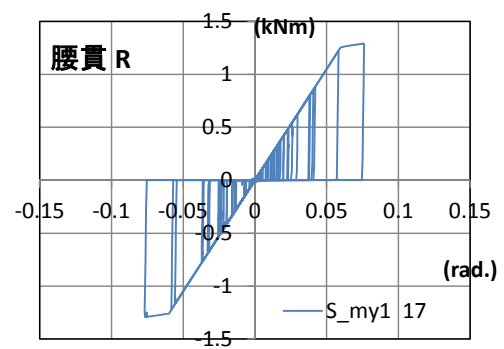
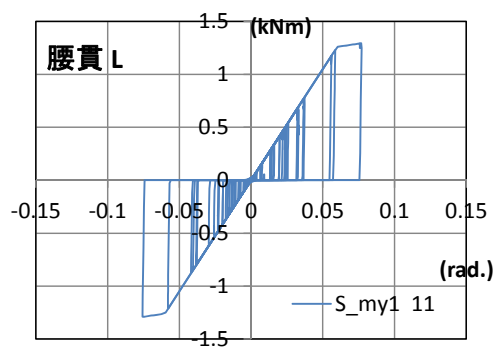
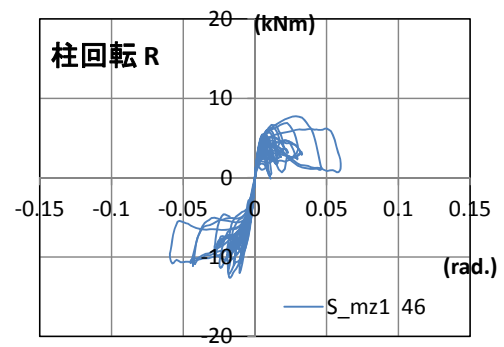
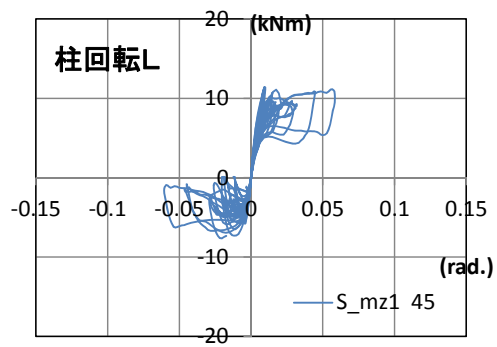


図 5.5.12 各部の結果

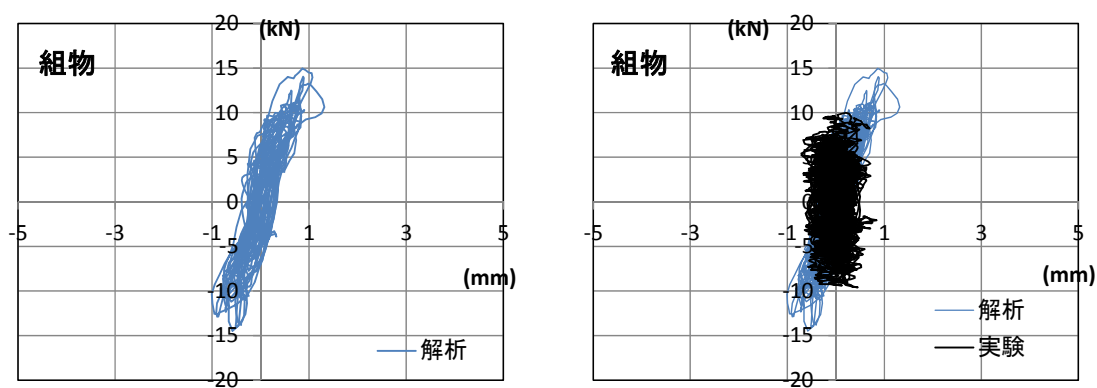


図 5. 5. 13 組物部分の荷重変形関係

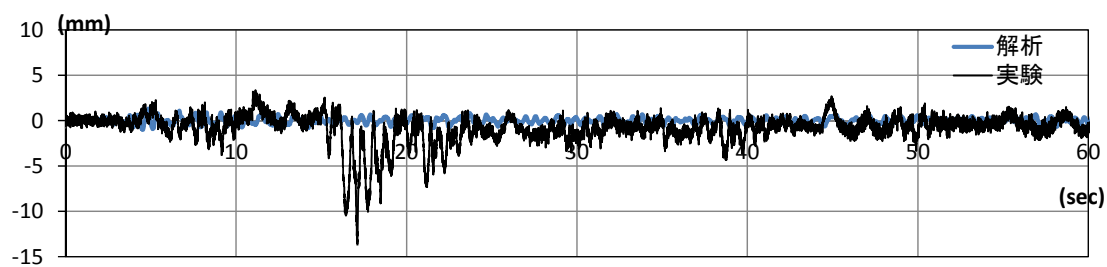
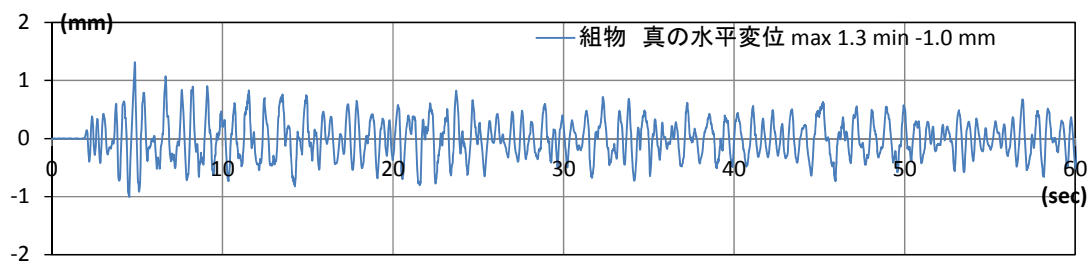
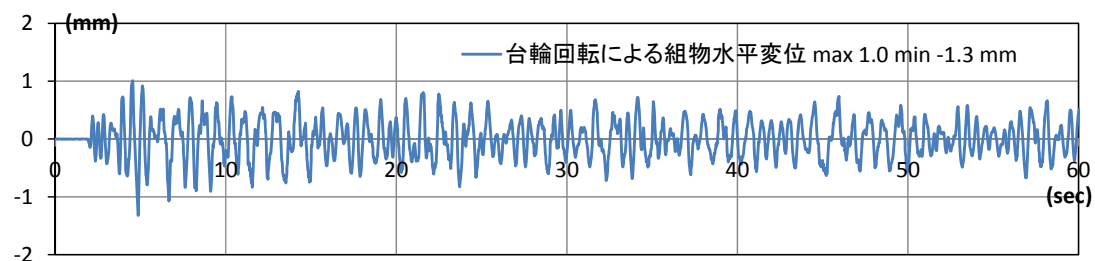


図 5. 5. 14 組物部分の荷重変形関係と応答水平変位

5.5.3 試験体 3

試験体 3 の頂部の応答水平変位と荷重の関係を図 5.5.15 に示す。図 5.5.16 に頂部の応答水平変位の時刻歴波形を示す。また、実験から得られた結果（黒線）を重ねて示す。解析では実験に比べ変位が大きくなっている部分もあるが、概ね実験の傾向を追うことができた。

図 5.5.17 に左右の柱にかかる軸力の変動を示す。試験体 1、2 と同様に初期の値は、左右とも上部の荷重約 19kN が初期値となっている。それを軸に正負に、左右で正負が逆位相で変動している様子が分かる。試験体 1,2 により軸力の変動の値が大きい。

図 5.5.18 左右の柱脚の浮き上がり変位の時刻歴波形を示す。左の柱の最大浮き上がり変位は約 61mm、右が約 75mm となり、試験体 1,2 に比べ大幅に大きく浮き上がっている。実験値でも同様の傾向が見られた。

図 5.5.19 に柱、腰貫、地貫の各回転バネのモーメント変形角関係を示す。柱の回転バネの特性は試験体 1、2 と同様に左右で上下逆転している様子が分かる。腰貫の結果については、実験で得られたモーメント変形角関係（黒線）と重ね合わせたグラフ（下から 2 段目）も示す。実験値に比べ、解析では変形角が左右の腰貫ともに小さい。

試験体 1 と同様の方法で組物の部分の水平変位と真の水平変位を算出し、荷重変形関係と時刻歴波形を描いた（図 5.5.20、図 5.5.21）。各図とも、実験値を黒線で現し重ね合わせたグラフも示す。組物の真の水平変位を見ると、実験値の方が解析値に比べ大きい。解析での真の水平変位の値は約 2.0mm となり、試験体 1,2 に比べ大きくなり、この傾向は実験値と同じであった。

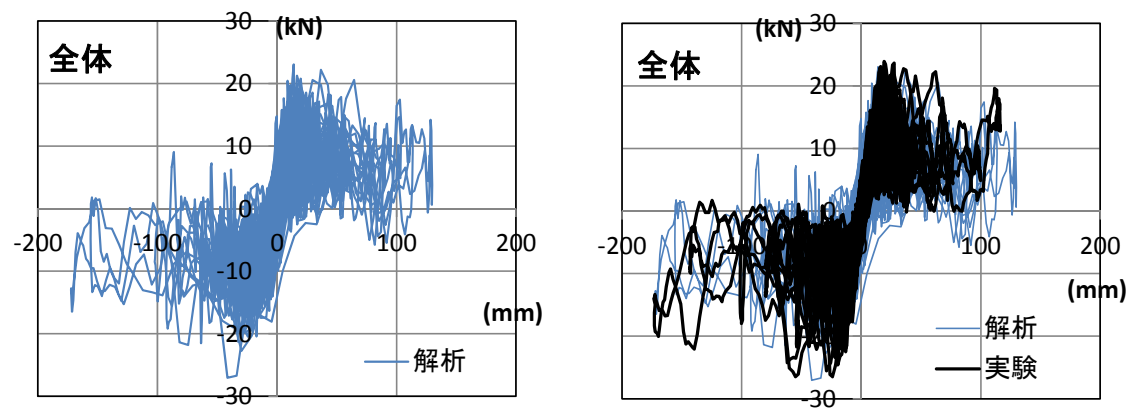


図 5. 5. 15 荷重変形関係（試験体 3 全体）

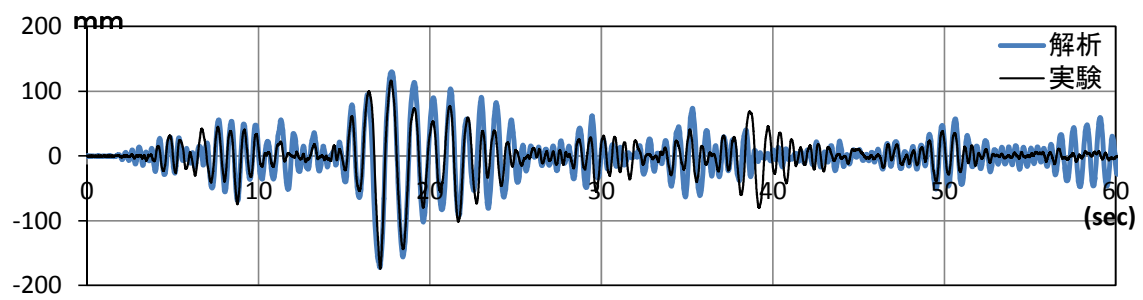


図 5. 5. 16 時刻歴波形（試験体 3 全体）

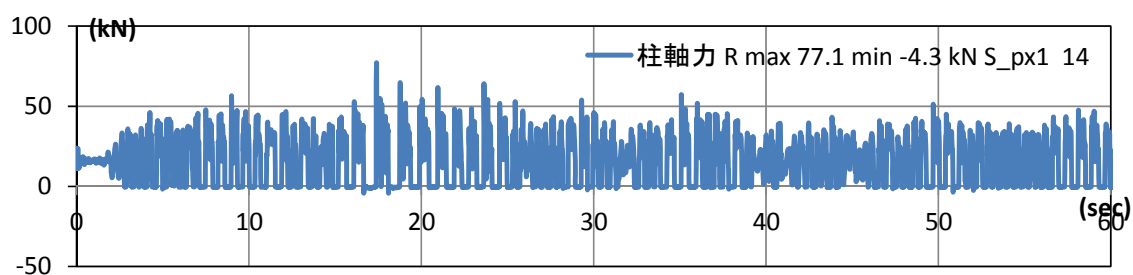
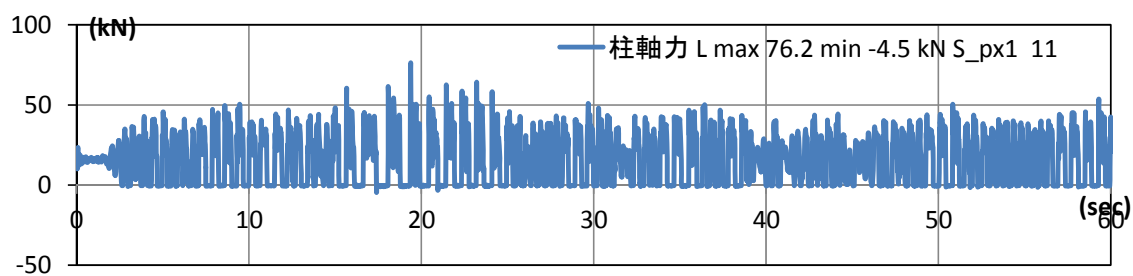


図 5. 5. 17 柱の軸力変動

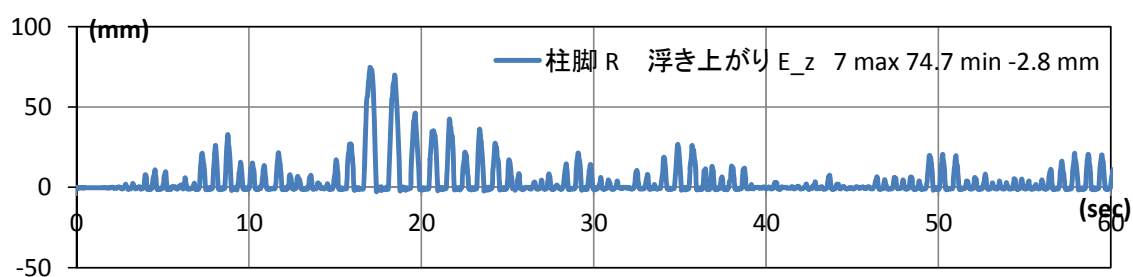
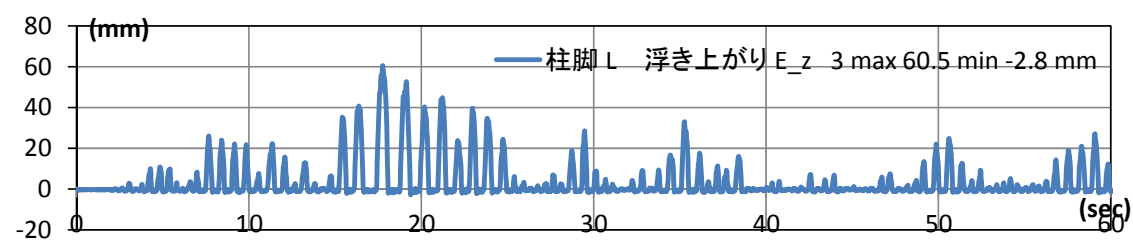


図 5. 5. 18 柱脚の浮き上がり

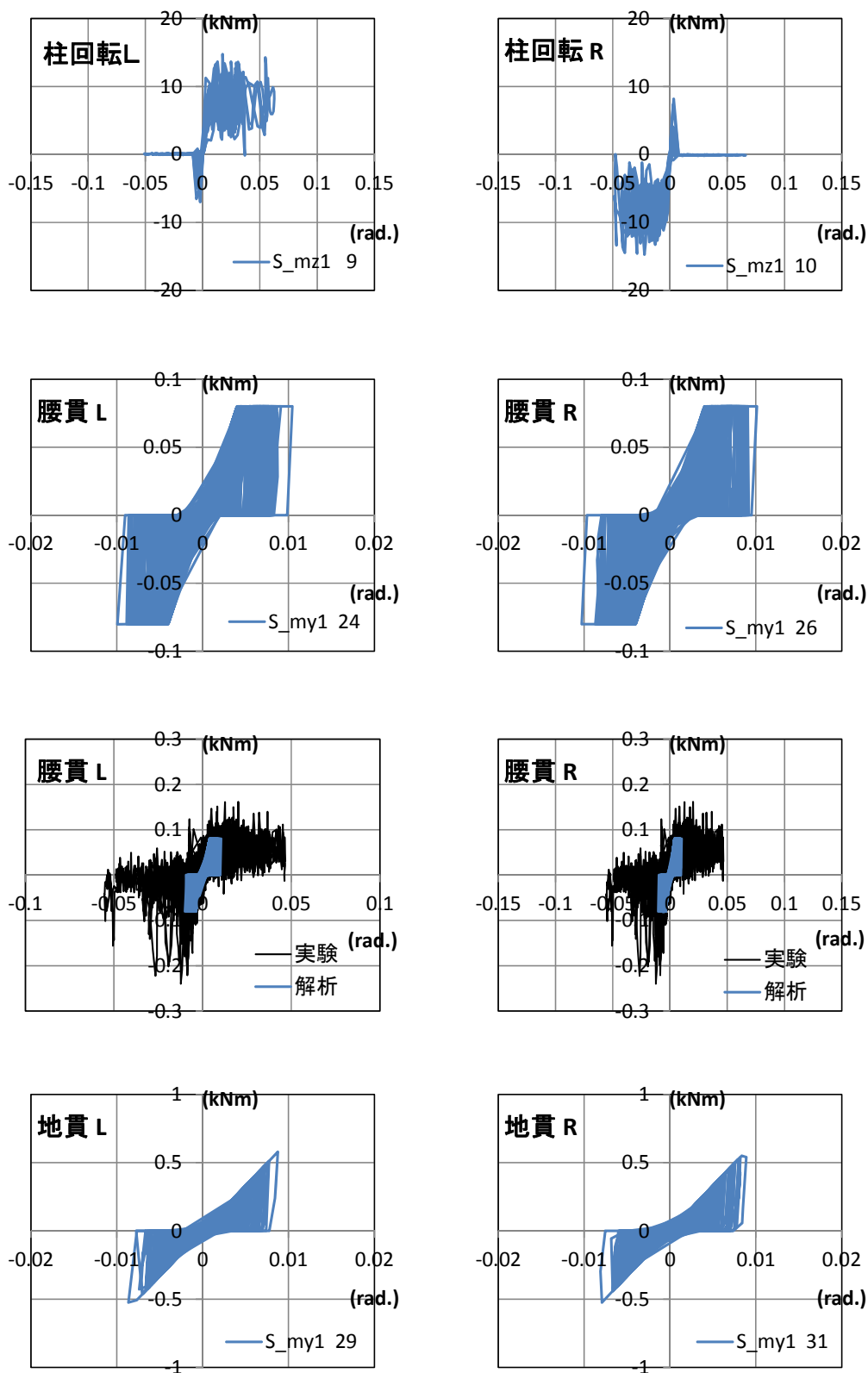


図 5.5.19 各部の結果

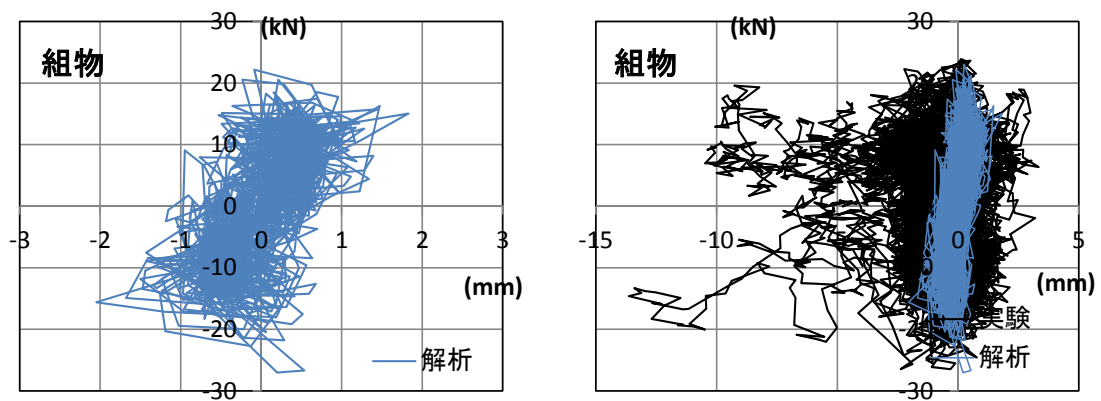


図 5. 5. 20 組物部分の荷重変形関係

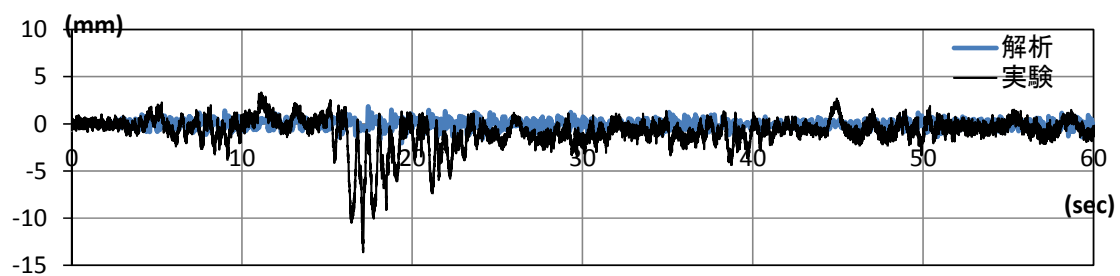
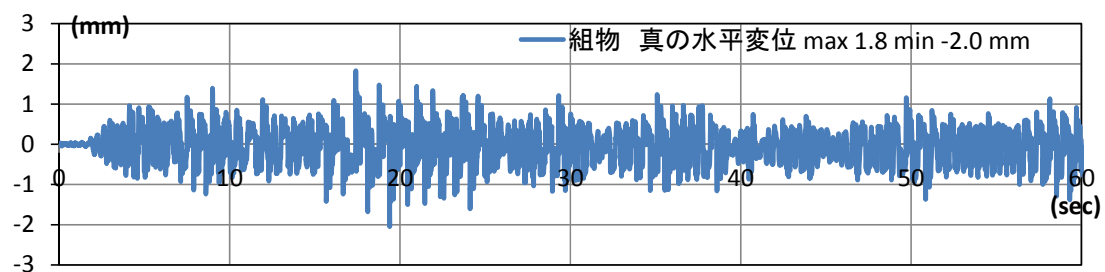
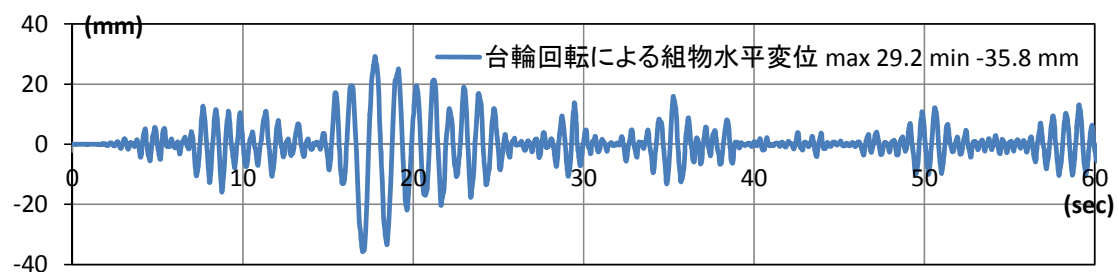


図 5. 5. 21 組物部分の荷重変形関係と応答水平変位

5.6 考察

架構全体に対する各耐震要素の影響度や、実験とは異なった剛性の組み合わせ方、あるいは異なった仕様が用いられた場合について検討する。

(1) 各耐震要素の影響度

各試験体で定めた各耐震要素の骨格曲線について実験で得られた架構全体の荷重変形関係に重ねてあらわしたものを図 5.6.1 に示す。

各試験体について台輪より下の壁構面の復元力は、せん断変形が卓越した試験体 1 や 2 では柱、腰貫、地貫の復元力特性の足し合わせで成り立つことが考えられる。一方、試験体 3 では、最大耐力以降急激にせん断耐力が落ちていた。この時、構面全体で柱脚の浮き上がりが確認された。柱脚が浮き上がった場合は、試験体 1 や 2 のように、単純な包絡線の足し合わせでは成り立たず、柱脚の浮き上がりのバネの影響で、壁のせん断バネや腰貫、地貫の回転バネが効かなくなり、構面全体のせん断耐力が低下することが考えられる。

耐力の負担割合についてみると、試験体 1 では、初期剛性の範囲では柱 2 本の傾斜復元力が最も高く、変形が 100mm 以上になると腰貫の負担が高いことが分かる。試験体 2 では、土壁の負担割合が高く、土壁損傷した後も壁の割合は高い。試験体 3 では、初期剛性の範囲で各要素のせん断耐力の割合を見ると、壁の耐力が高く、次に柱の傾斜復元力による負担が高い。

組物の骨格曲線を見ると、いずれの試験体でも他の要素に比べ初期剛性が高く、組物の変形は試験体全体の変形に比べ小さい傾向にある。また、第 2 剛性へは、部材間の摩擦力によって決まるが、今回の試験体では実験値からも摩擦力が高く、第 2 剛性へ移行する荷重も高くなったとみられる。

今回の試験体で用いた形状は飛鳥様式の組物で、組物の中でも斗と肘木の積み重ねの数は少ない。組物の剛性は、斗やダボのめり込み剛性で決まるが、各段で直列に足し合わされて剛性が算出されるため、積み重ね数が大きくなるほどせん断剛性は小さくなると考えられる。剛性が低下した場合の架構全体への影響も検討する必要がある。

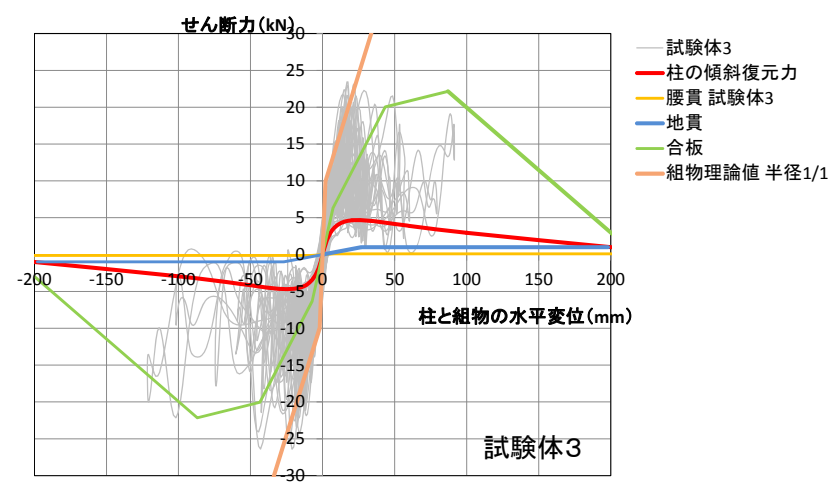
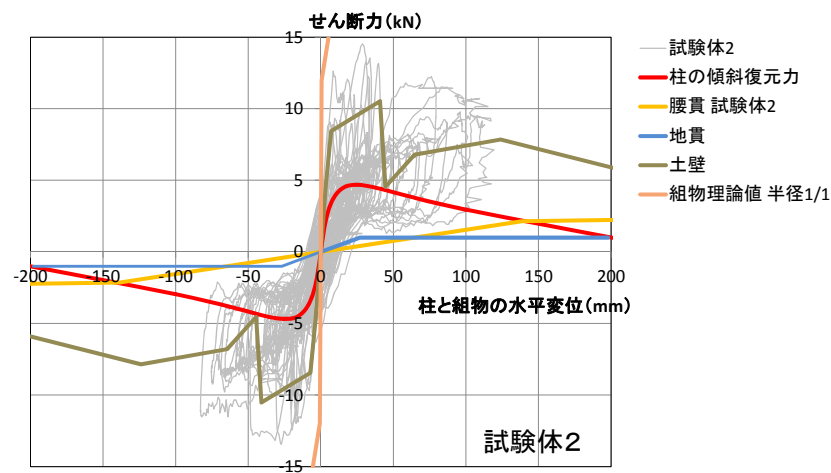
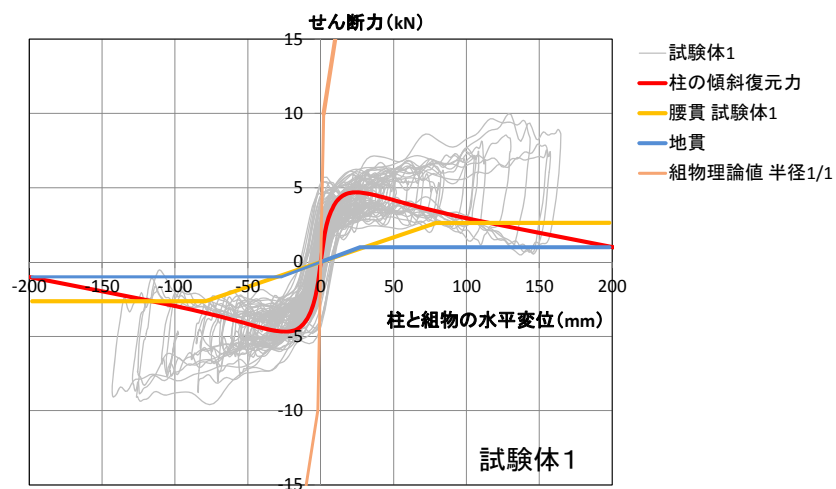


図 5.6.1 全体の特性と各耐震要素の特性

（２）柱脚の浮き上がりが無い場合

試験体 3 では柱脚が浮き上がったことで、試験体 1、2 と構面全体の変形状態が異なり構面全体でロッキングする現象が見られたが、柱脚を固定し浮き上がらなかった場合の挙動について解析的に検討する。

解析方法は、柱脚の浮き上がり用に設けた引張バネの剛性を十分に高くして、浮き上がらない状態で解析を行う。その他の条件は同じとした。以降、この浮き上がらなかった場合の解析ケースを **Case A** と表現する。

解析結果は、試験体 3 の実験値を再現したモデル（以降モデル 3 と表記）の結果と比較する。図 5.6.2、図 5.6.3 に全体の荷重変形関係と組物部分の荷重変形関係を示す。また、図 5.6.4 に **Case A** の組物と全体の荷重変形関係を重ね合わせたものを示す。頂部の応答水平変位の時刻歴波形を図 5.6.5 に示す。

柱脚を固定した **Case A** では、全体の変形はモデル 3 よりも小さくなった。組物の変形は、モデル 3 とほぼ同じぐらいであるが、最大荷重が少し小さくなっている。試験体の変形状態は、モデル 3 では組物と壁構面が一体となって変形しているが、**Case A** では組物部分と壁構面は独立してせん断変形している。

図 5.6.8、図 5.6.9 に各要素のモーメント変形角関係を示す。腰貫や地貫のモーメント変形角関係をみると、左右ともに **Case A** のほうがモデル 3 に比べ変形角が大きくなっている。柱の変形角は、モデル 3 のほうが大きくなっている。

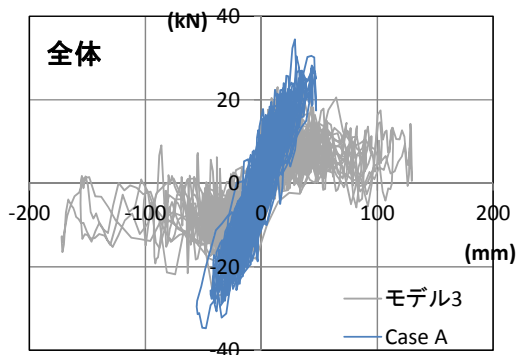


図 5. 6. 2 全体の荷重変形関係

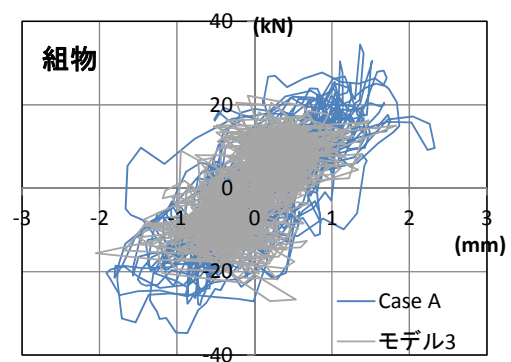


図 5. 6. 3 組物の重変形関係

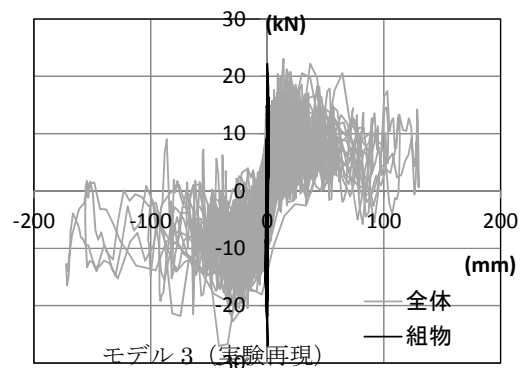
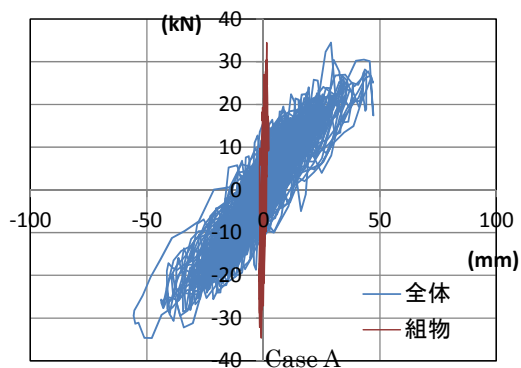


図 5. 6. 4 組物と全体の荷重変形関係の比較

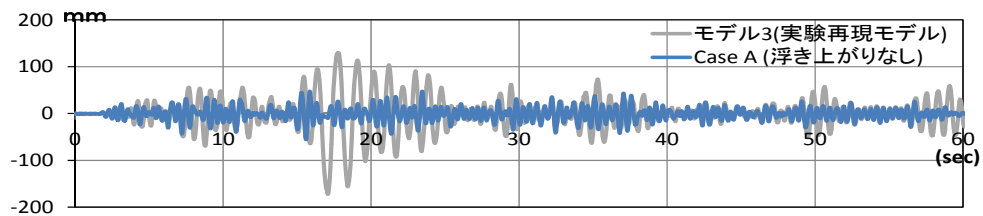
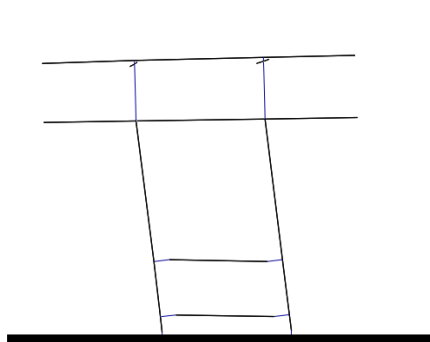
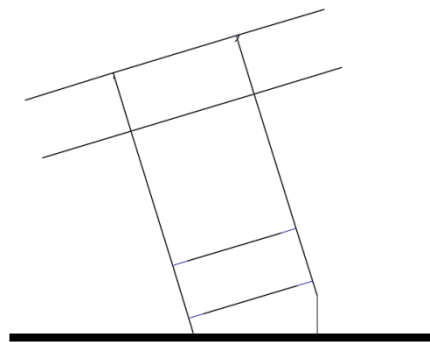


図 5. 6. 5 頂部の応答水平変位

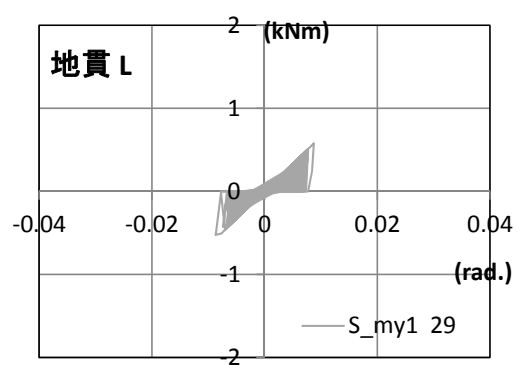
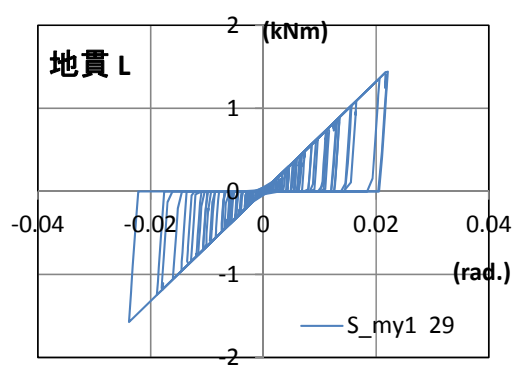
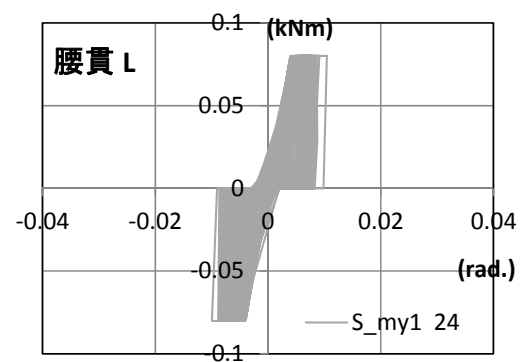
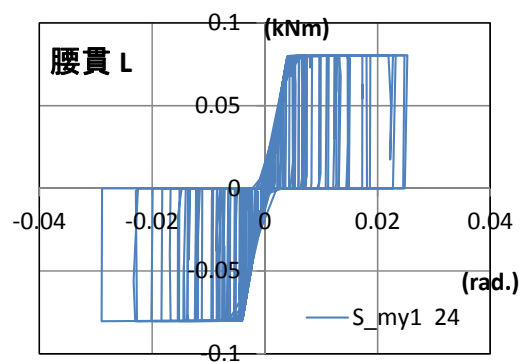
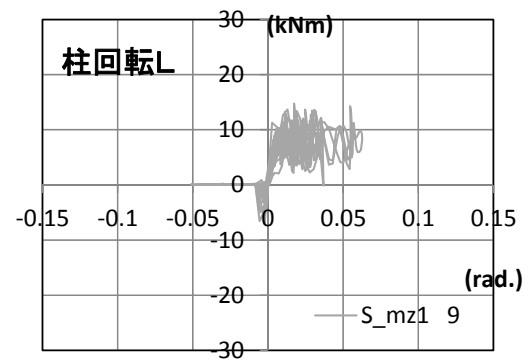
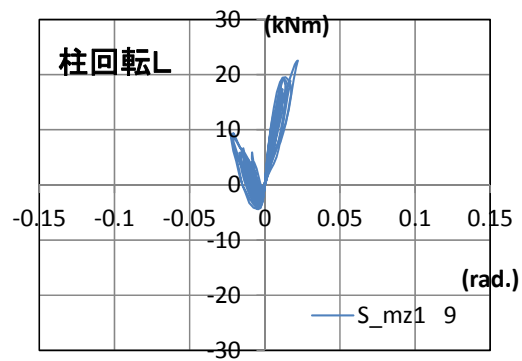


Case A



モデル 3 (実験再現)

図 5. 6. 6 変形図



Case A

モデル 3 (実験再現)

図 5.6.7 各部の特性 (左側)

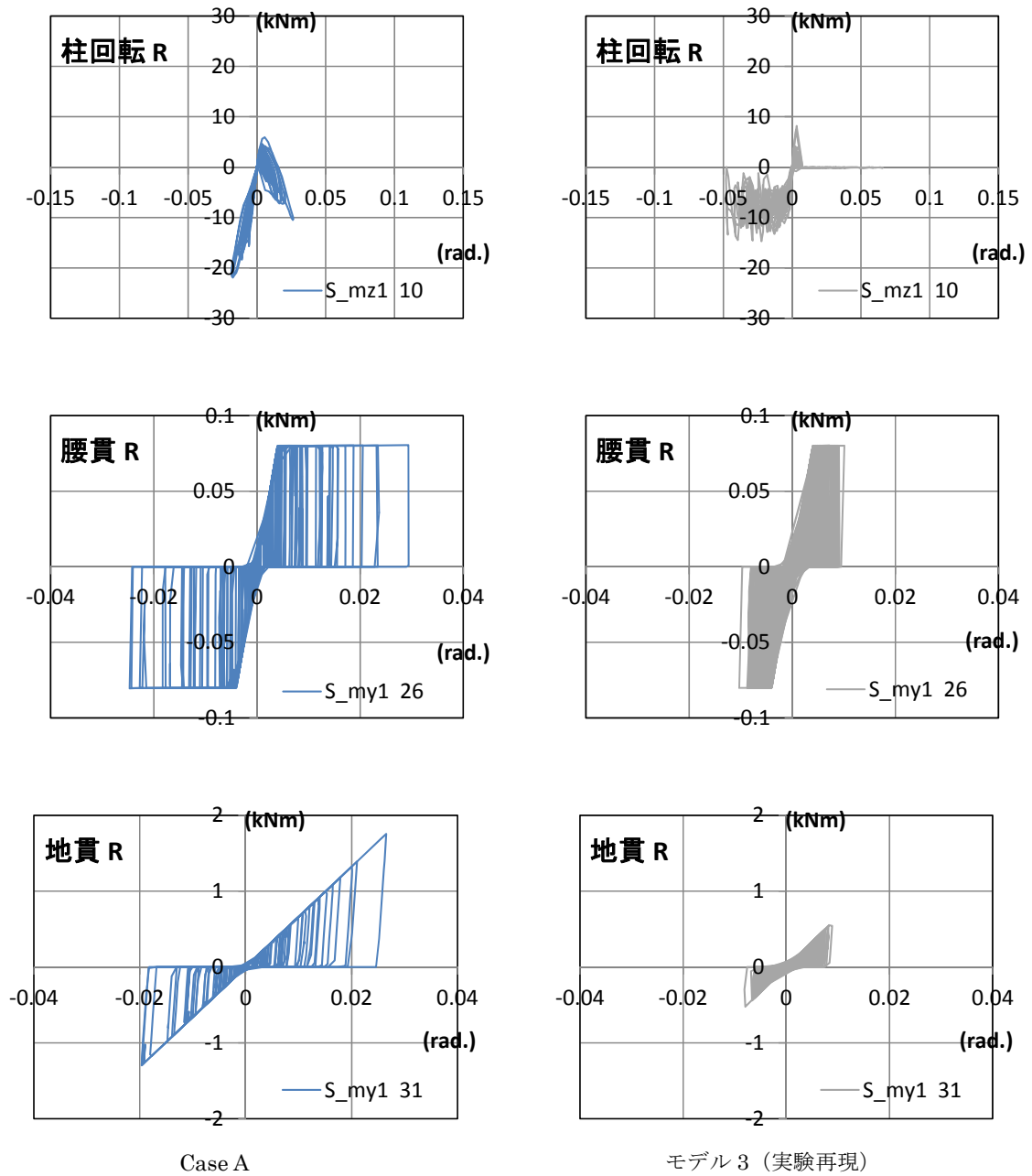


図 5.6.8 各部の特性 (右側)

(3) 壁の強度の影響

試験体 2 の実験では土壁が途中で損傷し、一部壁が面外へ崩落したことで、全体の荷重が急激に低下した。壁の崩落は施工状況にもよることが考えられることから、今回のように壁の耐力の低下が起きなかった場合の挙動を解析的に検討する。以降この解析ケースを **Case B** とする。また、解析結果の比較には、試験体 2 の実験を再現した解析結果（以降モデル 2 と表記）を用いる。

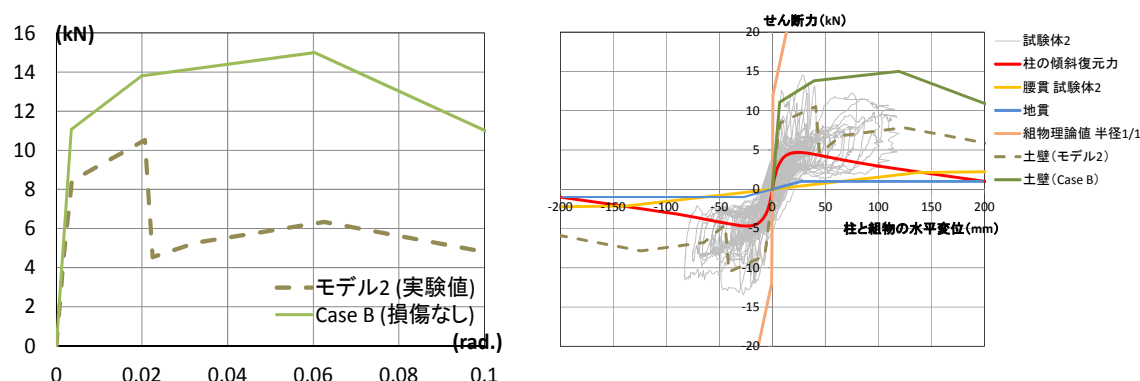


図 5.6.9 壁の骨格曲線

図 5.6.10、図 5.6.11 に全体の荷重変形関係と組物部分の荷重変形関係を示す。また、図 5.6.12 に Case B の組物と全体の荷重変形関係を重ね合わせたものを示す。頂部の応答水平変位の時刻歴波形を図 5.6.13 に示す。

土壁の損傷がない Case B はモデル 2 に比べ全体の応答変位が小さい。組物の最大変形量は Case B のほうがモデル 2 に比べ少し大きく膨らみを持った荷重変形関係になった。全体変形が最大で約 50mm に対して、組物の変形は最大で約 3mm となり、全体の変形量の約 7%となった。

腰貫や地貫、柱の回転角は、モデル 2 に比べ Case B が小さくなる傾向が見られた（図 5.6.15、図 5.6.15）

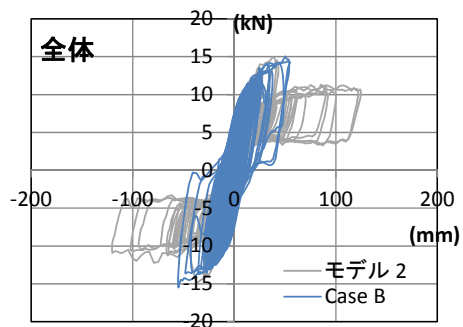


図 5.6.10 全体の荷重変形関係

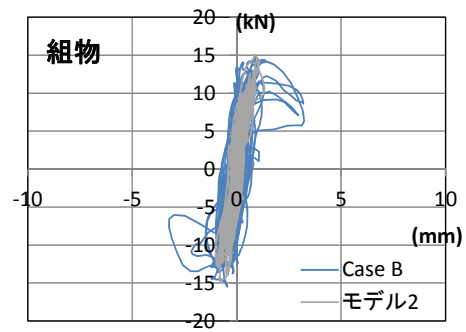


図 5.6.11 組物の重変形関係

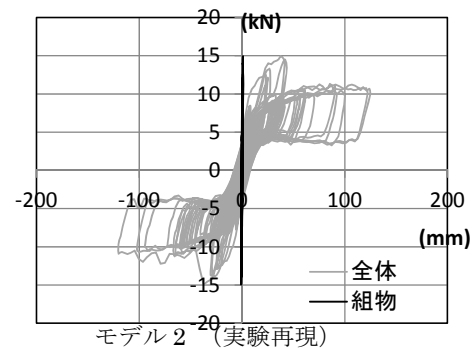
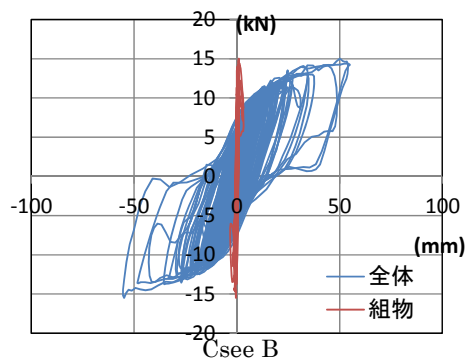


図 5.6.12 組物と全体の荷重変形関係の比較

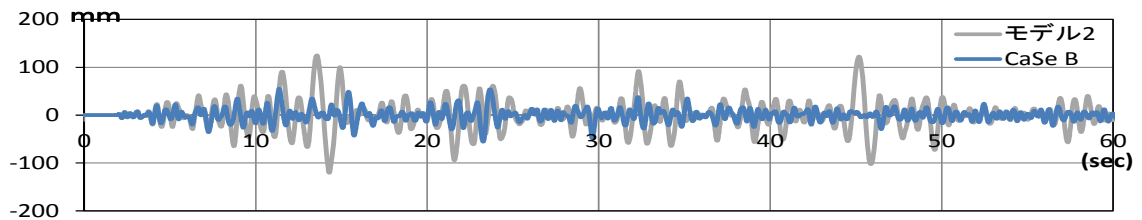


図 5.6.13 頂部の応答水平変位

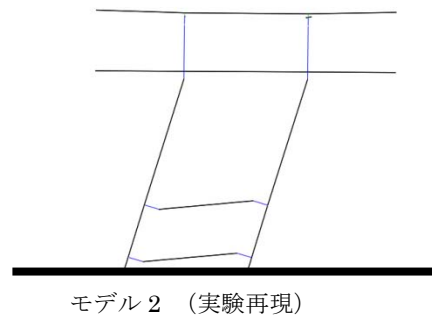
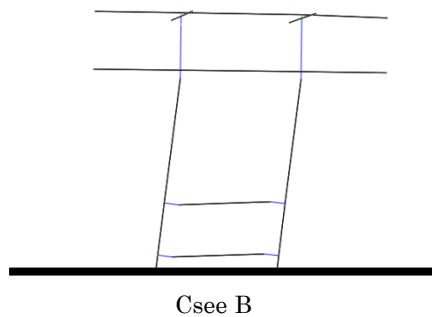
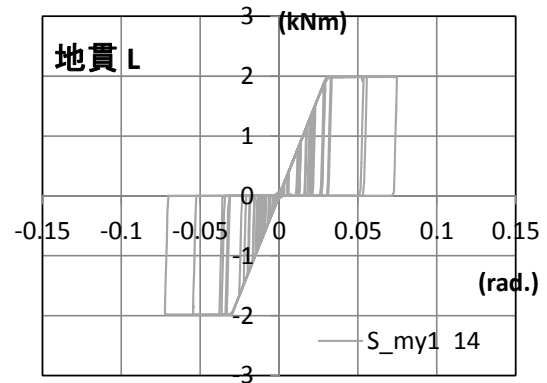
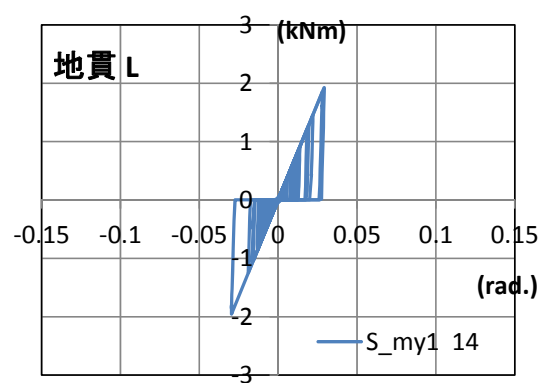
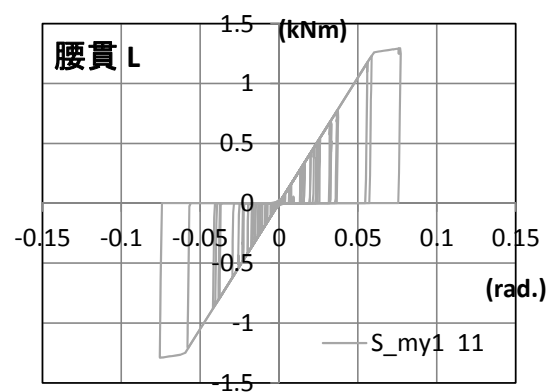
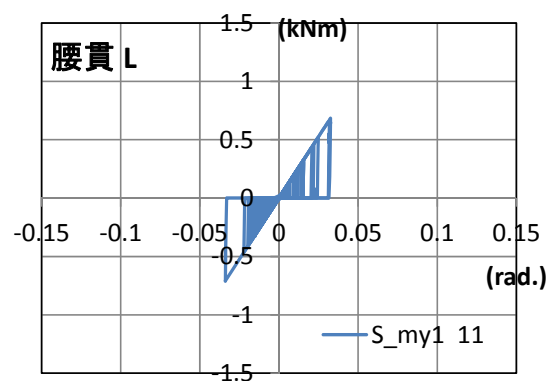
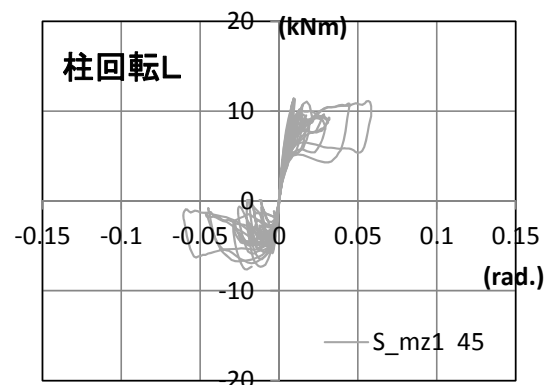
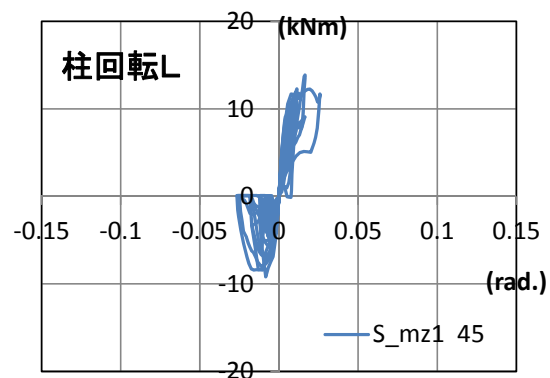


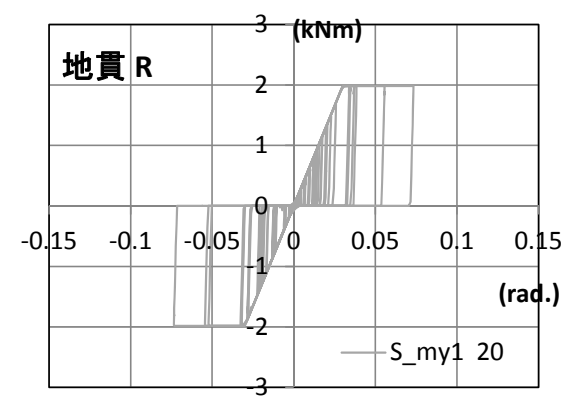
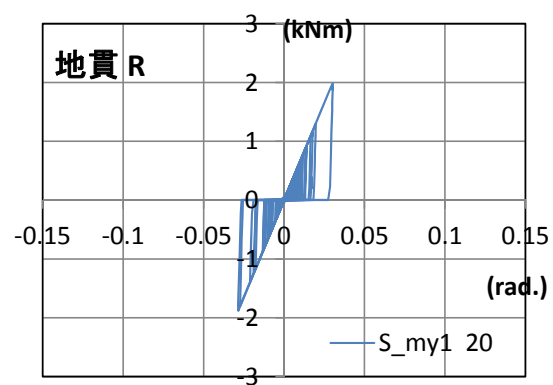
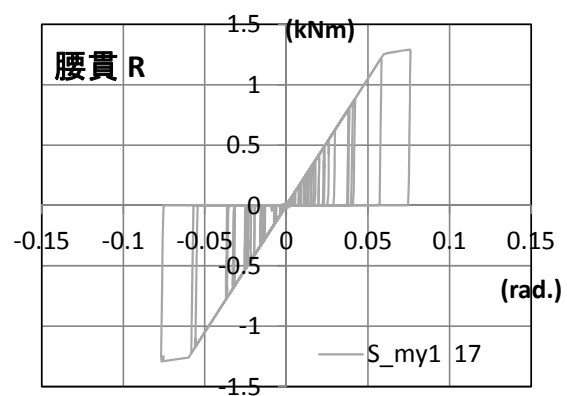
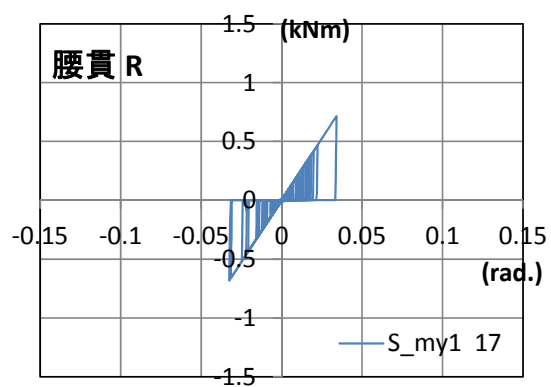
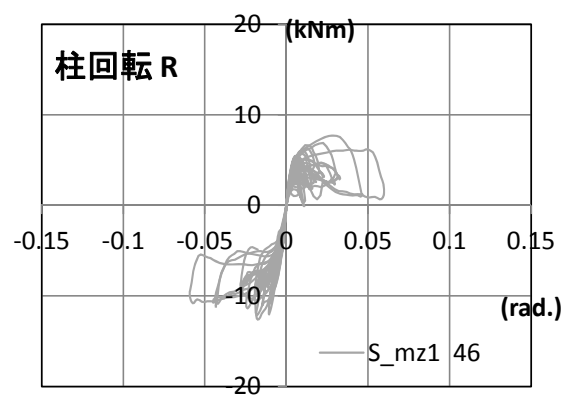
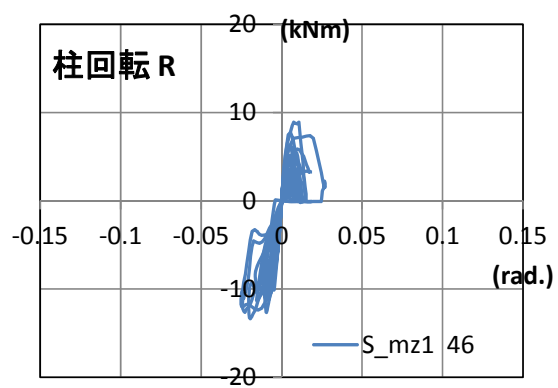
図 5.6.14 変形図



Case B

モデル 2 (実験再現)

図 5.6.15 各部の特性 (左側)



Case B

モデル 2 (実験再現)

図 5. 6. 16 各部の特性 (右側)

5.7 まとめ

本章では太い柱と組物、貫からなる伝統軸組について壁の剛性を変えることによって耐震要素の組み合わせ方を変えた 3 種類の構面に対して振動台実験を行い、各耐震要素の挙動と構面の挙動について検証した。また、既往の理論とも比較しながら各耐震要素のモデル化を行い、地震応答解析を実施した。実験や解析を通して、以下の知見を得た。

実験結果より

- ・壁のせん断性能の低い試験体 1 や 2 では、架構全体の挙動はせん断変形が卓越するが、壁のせん断剛性が高くなった試験体 3 では、架構全体の挙動は回転変形が卓越し、柱脚の浮き上がりが見られた。
- ・基本形とした柱、組物、貫からなる伝統軸組の軸組全体の荷重変形関係は、大変形時に膨らみを持ったループを描き、除荷の際には負勾配が現れる特徴的な形となった。
- ・架構全体のせん断耐力は、柱貫の接合部のめり込みや壁のせん断性能によるところが大きいことが確認された。
- ・壁を配することによって架構全体のせん断剛性やせん断耐力は上昇するが、壁が崩壊した後は軸組のみの荷重変形関係とほぼ同じになる。
- ・試験体 3 のように柱脚が浮き上がる場合、架構全体の荷重変形関係は浮き上がった直後に急激に耐力が低下することが確認された。
- ・組物部分の水平変位は組物部分の変形は、どの試験体においても試験体全体の変形に比べると小さい値となったが、壁の剛性が高くなるにつれ変形量が少し大きくなる傾向が見られた。鉛直荷重との関係や組物より下部のせん断剛性の組み合わせによっては、組物の変形量が変化することもあると考えられる。
- ・本実験の各構造要素および鉛直荷重の組み合わせにおいては、構面の水平変位の大部分は柱の傾きによる水平変位から生じた。

解析結果より

- ・壁のない試験体 1 とそれよりも壁のせん断剛性が高く、伝統的軸組の中でせん断剛性の低い壁を想定した試験体 2 については、各耐震要素をバネでモデル化し解析した結果、各耐震要素の足し合わせで構面全体の荷重変形関係を算出することができることが分かった。
- ・試験体 2 よりもせん断剛性の高い試験体 3 については、構面のせん断剛性が高くなることで試験体が一体化されることで試験体全体にかかるモーメントが増し、全体でロッキングする傾向にあり、柱脚の浮き上がりを考慮した解析をする必要があることが確認された。
- ・試験体 3 のように架構全体で回転変形が卓越する場合、せん断変形が卓越する場合と違い柱腰貫接合部でのめり込み量が小さいことが確認された。つまり、同じ耐震要素の組

み合わせでも、組み合わせ方によっては、全体の変形としてせん断変形が卓越する場合と回転変形が卓越する場合があります、各耐震要素の挙動が変わることがある。

- ・ 柱脚が浮き上がるか浮き上がらないかは、実際にわからない場合でも、本章で示した柱脚に浮き上がり用のバネを設け、直列で柱の傾斜復元力によるバネを接続することで、壁構面のせん断性能によって浮き上がる場合と浮き上がらない場合の挙動を表現することができた。
- ・ 試験体 3 の柱脚の浮き上がりを許容せずに壁構面のせん断バネの効果を発揮させた場合や試験体 2 で用いた土壁の強度を上げた場合、試験体全体の応答変位は抑えられるが、組物部分の変形は大きくなる傾向にあった。組物より下部のせん断耐力があがり試験体全体で変形がすすむと、組物部分のせん断変形が大きくなることが示唆された。

本章では剛性の組み合わせ方は 3 種類の試験体を用い異なった組み合わせのケースを実験、解析で検証したが、本試験体の形状は飛鳥様式を模したもので、そのほか、壁の種類や接合部の種類、組物の種類、重量などより多くの組み合わせを想定し検証する必要がある。

5.8 参考文献

- 5-1) 法隆寺國寶保存委員會：法隆寺國寶保存工事報告書 第十三冊、1955 年 3 月
- 5-2) T. Nakagawa, M. Ohta, et. al. "Collapsing process simulations of timber structures under dynamic loading III: Numerical simulations of the real size wooden houses", Journal of Wood Science, Vol.56, No.4, p.284-292 (2010)
- 5-3) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用（靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究）、東京大学学位論文、1991 年 12 月

加藤圭：円柱を有する伝統木造構面の動的挙動に関する研究、東京大学修士論文、2008 年 3 月

加藤圭、津和佑子、腰原幹雄：組物を有する伝統木造社寺建築の構面振動台実験その 1～2、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.43-46、2008 年 7 月

津和佑子、腰原幹雄：組物を有する伝統木造社寺建築の構面振動台実験その 3、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.467-468、2012 年 9 月

津和佑子、腰原幹雄：組物を有する伝統木造社寺建築の構面振動台実験その 4、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.425-426、2013 年 8 月

第 6 章

建物全体のモデル化の検討

第6章 建物全体のモデル化の検討

6.1 モデル化の概要

前章までで得た知見と既往の研究をもとに、飛鳥様式五重塔を例にして建物のモデル化について検討する。建物モデルは建物全体の振動台実験がなされている千葉らの実験⁶⁻¹⁾で用いられた飛鳥様式五重塔の縮尺を 1/5 にした模型をモデルとした。これは、解析結果を振動実験結果と比較でき検証できるためである。

モデル化の方法は、柱や横架材を柱梁要素に置換し、接合部や横架材間を回転バネ、せん断バネ、圧縮引張バネで接合した 3 次元立体モデルを構築する。モデル化する部材と構築するモデルを図 6.2.1 に示す。図 6.2.1 の断面図に示す朱色に塗った部材を柱梁要素に置換する。既往のモデル化の方法では、2.3.2 項で示したように各要素のバネについて既往の評価方法を用いて評価していない部分があるが、本研究では既往の評価式が用いられる部分はそれらで評価し、本研究で明らかになった部分はその評価を取り入れて、要素ごとにモデル化し全体のモデルを構築する。図 6.2.2、図 6.2.3 に建物立面図と平面図を示す。

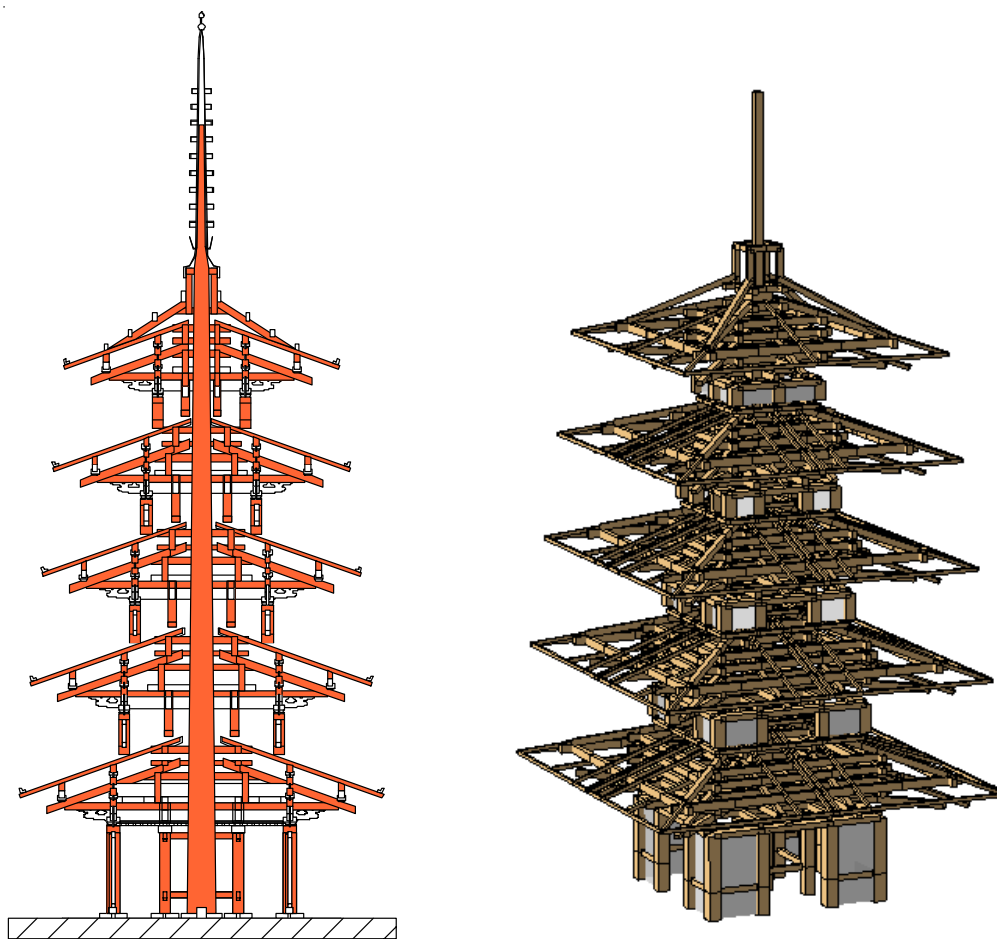


図 6.2.1 建物のモデル化の方法

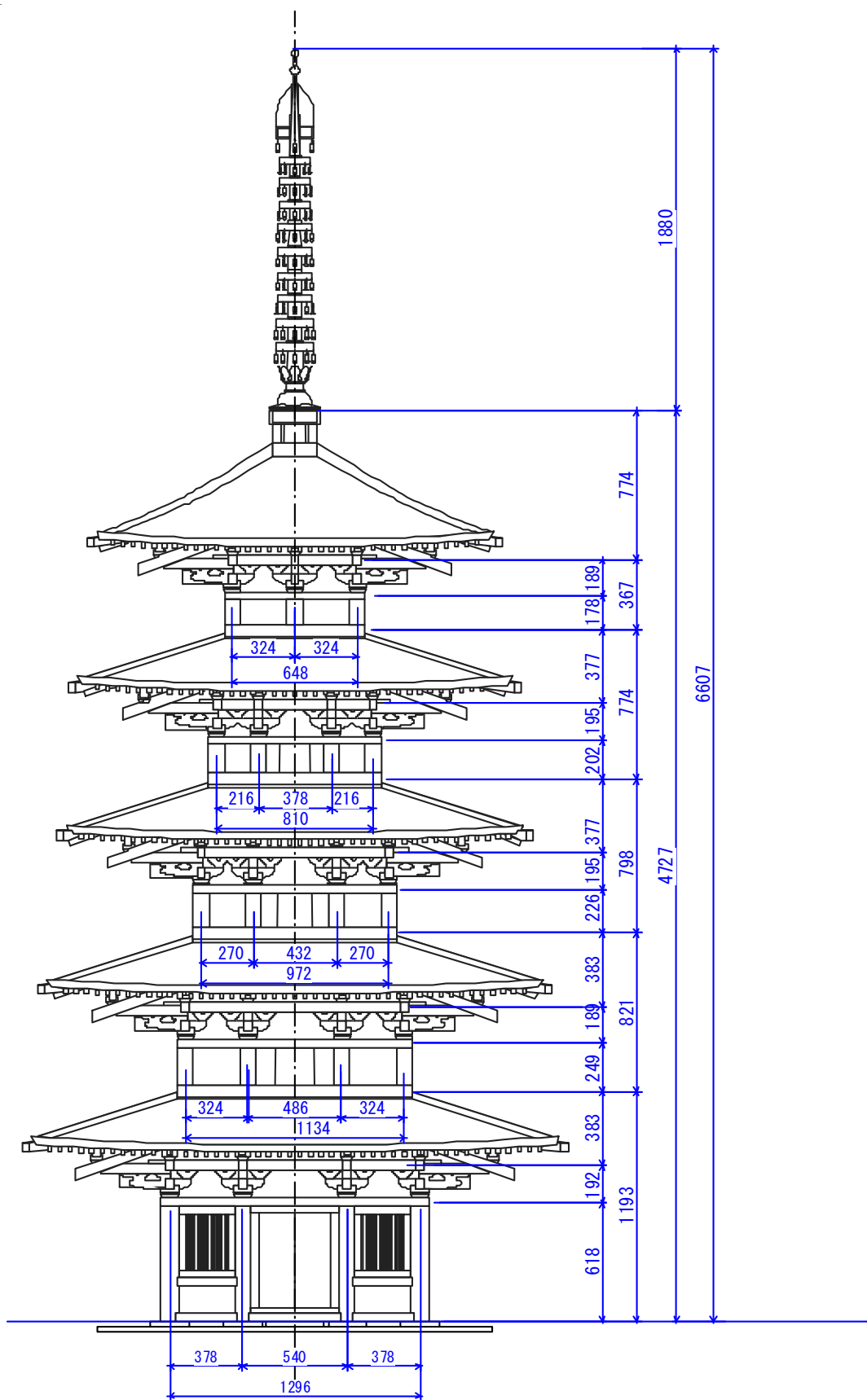


图 6.2.2 建物立面图

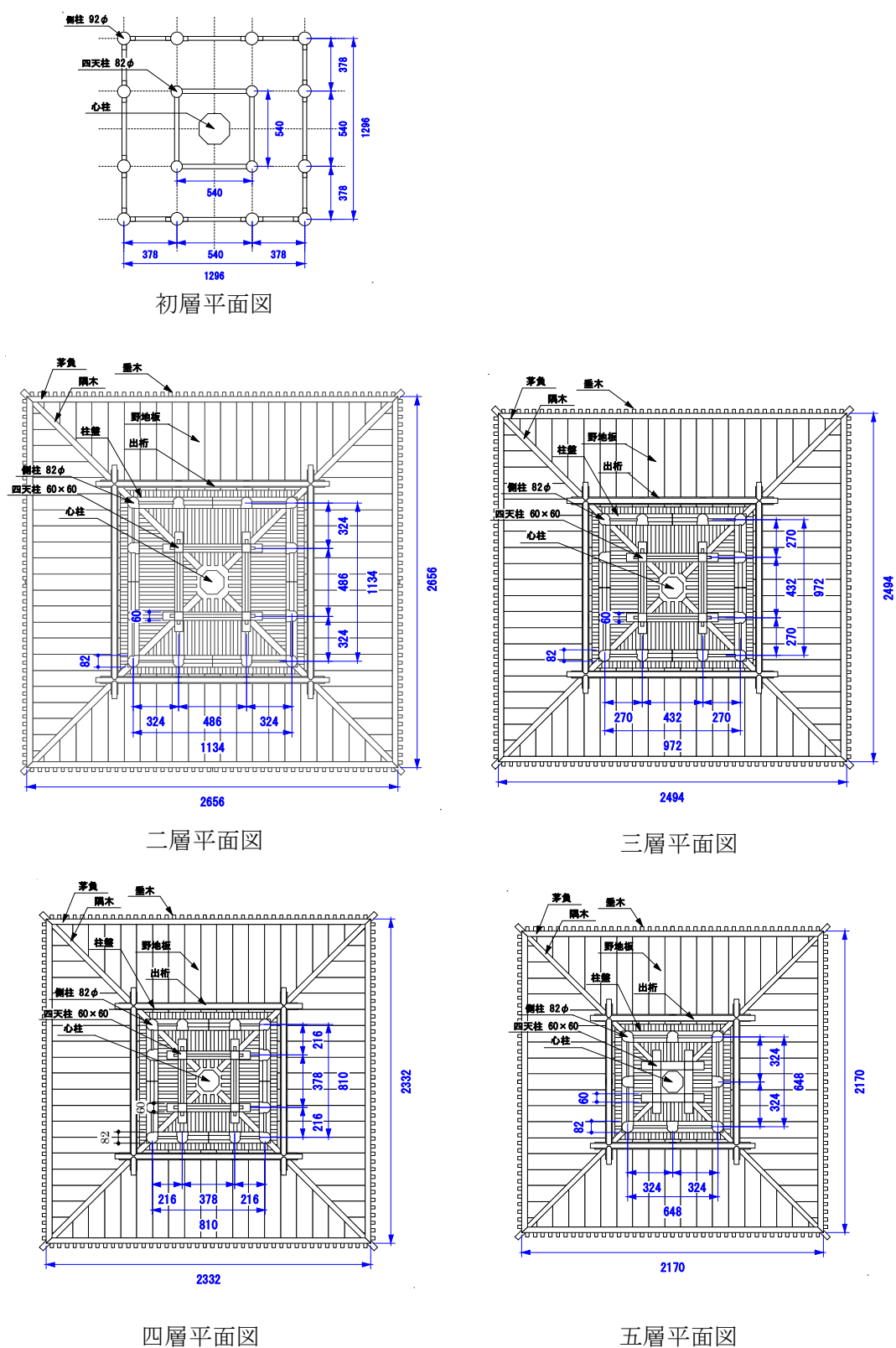


图 6.2.3 建物平面图

6.2 各構造要素のモデル化

考慮する耐震要素は以下の要素とする。各要素を図 6.2.4 に示す。

- ① 柱の傾斜復元力による回転バネ
- ② 柱貫接合部の回転バネ
- ③ 壁のせん断バネ
- ④ 組物のせん断バネ
- ⑤ 組物の鉛直バネ
- ⑥ 小屋組の鉛直バネ

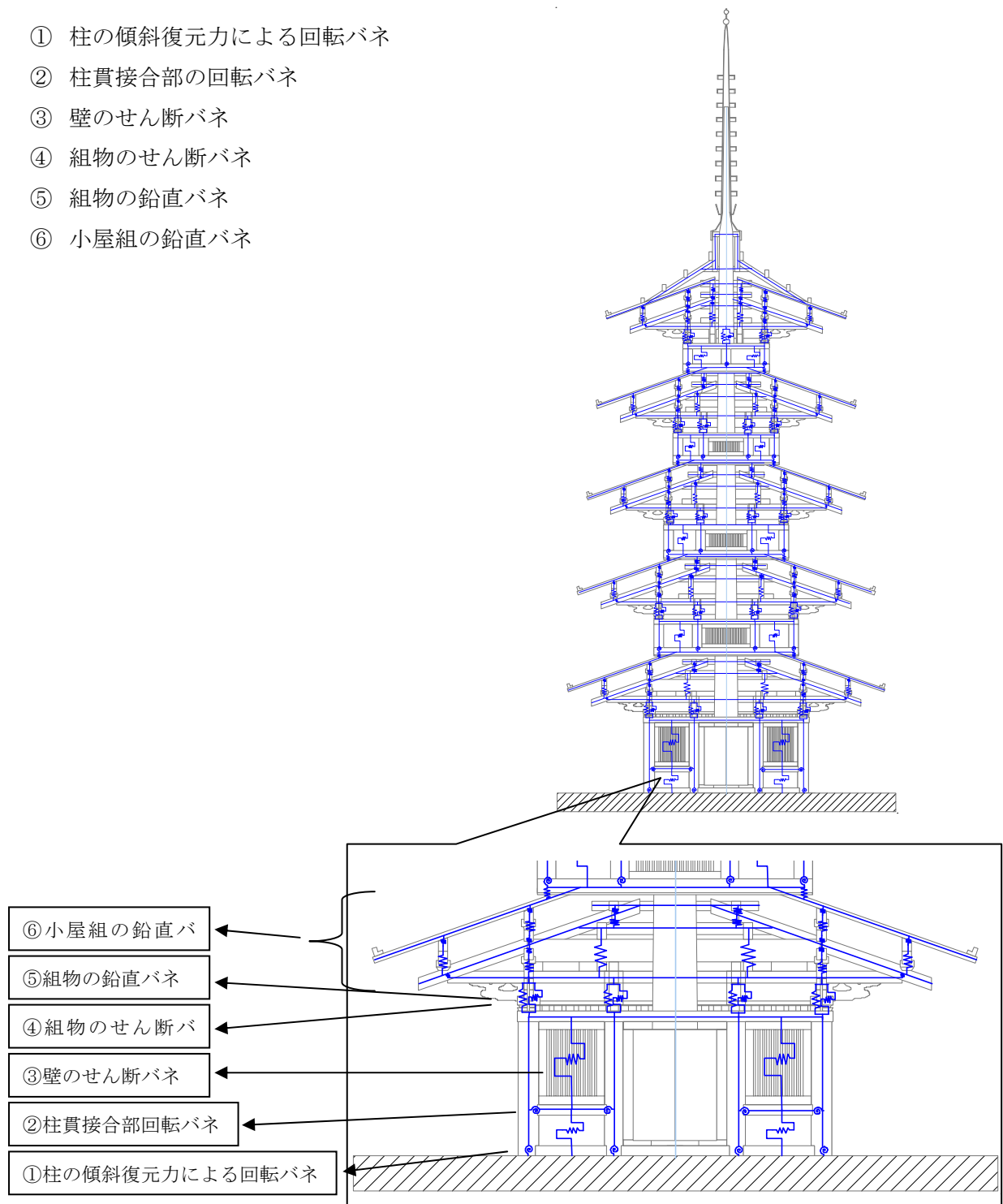


図 6.2.4 モデル化する耐震要素

次に上記で挙げた各耐震要素の評価方法と各部のモデル化について説明する。

6.2.1 柱

5章でのモデル化と同じように柱の柱脚には傾斜復元力による回転バネを設け、既往の研究の算定式を用い、本モデルで使用されている円柱の傾斜復元力を算定する。前章で示したように、解析で用いる解析プログラム wallstat には、すでに $P\Delta$ 効果が含まれている。また、既往の算定式には $P\Delta$ 効果が含まれているため、算定式のまま用いると二重に $P\Delta$ 効果が含まれてしまう。そこで、既往の算定式を $P\Delta$ 効果の項とそれ以外の項 (図 6.2.5 (b) の特性) に分け、解析プログラム内では $P\Delta$ 効果を考慮し、柱脚の回転バネには図(b)の特性を定める (図 6.2.5)。柱の径は初層は $\phi 92$ 、二層から五層は $\phi 82$ とする。

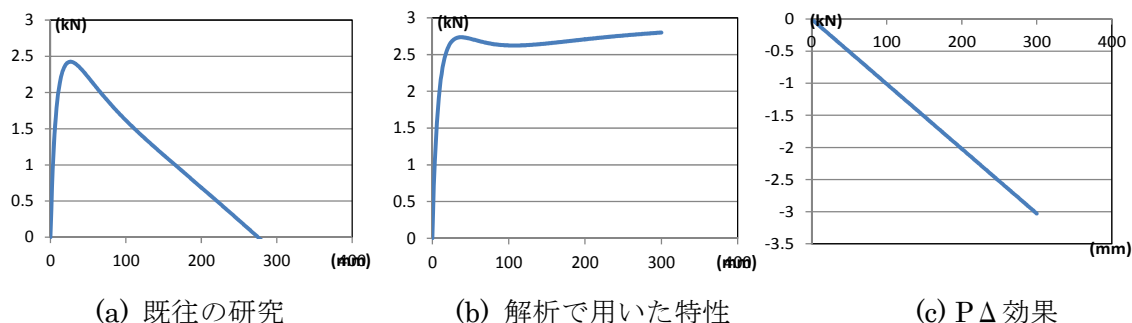


図 6.2.5 モデル化する耐震要素

6.2.2 柱腰貫接合部

構面の振動台実験で得た柱腰貫接合部でのモーメント回転角関係をもとに図 6.2.6 のような骨格曲線とし、履歴特性は図 6.2.7 のように定める。各剛性と各降伏点は表 6.2.1 のように定める。履歴特性はバイリニア型とした。めり込みによる回転剛性は各実験の試験体寸法の比率の 3 乗倍と仮定し、構面実験結果から五重塔模型実験用に換算する。

構面実験試験体の縮尺：2/3

五重塔模型の縮尺：1/5

五重塔模型の寸法は構面試験体の 0.3 倍

$$K_{\theta \text{ 五重塔}} = K_{\theta \text{ 構面}} \times (0.3)^3$$

表 6.2.1 履歴特性設定

初期剛性	K1	1.22 (kNm/rad.)
第2剛性	K2	0.87 (kNm/rad.)
第2剛性	K3	-0.87 (kNm/rad.)
除荷剛性	K4	1000 (kNm/rad.)
第1降伏点	R1	0.04 (rad.)
第2降伏点	R2	0.2 (rad.)

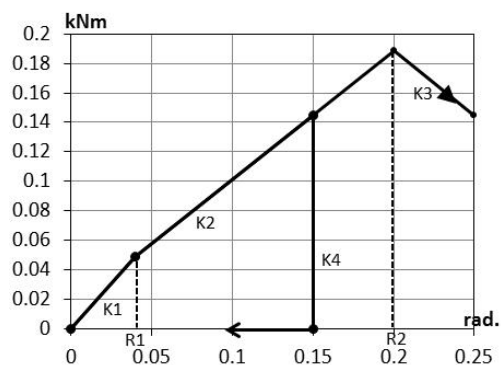


図 6.2.6 骨格曲線

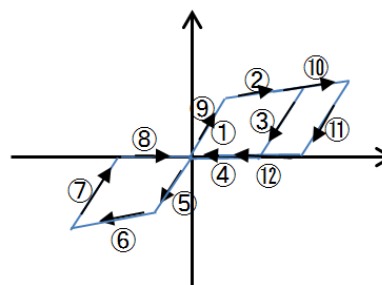


図 6.2.7 履歴特性

6.2.3 組物

せん断バネ

既往の研究、藤田ら⁶⁻²⁾の評価方法を用いて、斗底面のめり込み剛性とダボのせん断剛性の組み合わせによりせん断剛性を表 6.2.2 のように定め、履歴特性はバイリニアの特性とする (図 6.2.8)。なお、三角変位のめり込み理論式の降伏点は変形角で算出されるが、組物高さを台輪上端から通肘木一段目下端までとし、その高さ 142mm から変位に換算する。

表 6.2.2 履歴特性設定

初期剛性	K1	228.1	(kNm/rad.)	1.606	(kN/mm)
第2剛性	K2	26.9	(kNm/rad.)	0.190	(kN/mm)
第1降伏点	R1	0.033	(rad.)	4.7	(mm)
第2降伏点	R2	0.061	(rad.)	8.6	(mm)

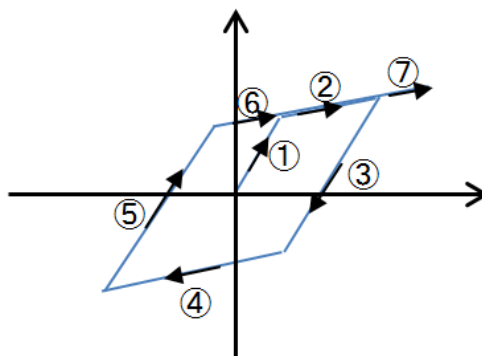


図 6.2.8 履歴特性

圧縮引張バネ

圧縮剛性は第三章、3.3 項、組物二基にモーメントとせん断力を加えた実験のせん断が卓越したケースを除く case2 から case4 の結果（圧縮側組物の値）の平均値から、寸法の比率の二乗倍で剛性を換算する。以下に各値を示す。

Case2: 64.2 kN/mm, Case3:60.8 kN/mm, Case4: 49.3 kN/mm

→ 平均値 58.1 kN/mm

組物二基の実験の寸法は縮尺 2/3 五重塔模型の縮尺：1/5 これより寸法比率は 0.3

本試験体の剛性： $58.1 \times (0.3)^2 = 5.2 \text{ kN/mm}$

引張剛性は十分な剛性があると考え剛とする。

6.2.4 壁

本モデルの試験体には板壁が使用されている。第 5 章で用いた壁とは仕様が異なるため、本試験体に沿った壁の特性を定める。

板壁のせん断性能については第 2 章 2.2 項で述べたように一般的な評価方法が確立されていない。また、実験で使用された壁については、要素実験はなされていない。そこで、ここでは実験の中で行われた塔全体の静加力実験や振動台実験の結果を参考にし、板壁の特性を定める。壁の特性を求めるために分析した静加力実験と振動台実験には、以下の各実験を用いた。

静加力実験：頂部引張試験

振動台実験：JMA・Kobe NS 波（時間軸 1/3）（No.58）（*加振番号は 2004 年の報告書に基づいている）

各実験の概要は以下の通りである。

（1）実験概要

静加力実験

塔身頂部にバンドロープを巻きつけ、その先端にロードセル（TCLM-50KNB）、ワイヤーロープの順に繋ぎ、チェンブロックに取り付けて引張力が加えられている。実験方法の概要図と実験風景を図 6.2.9、写真 6.2.1 に示す。

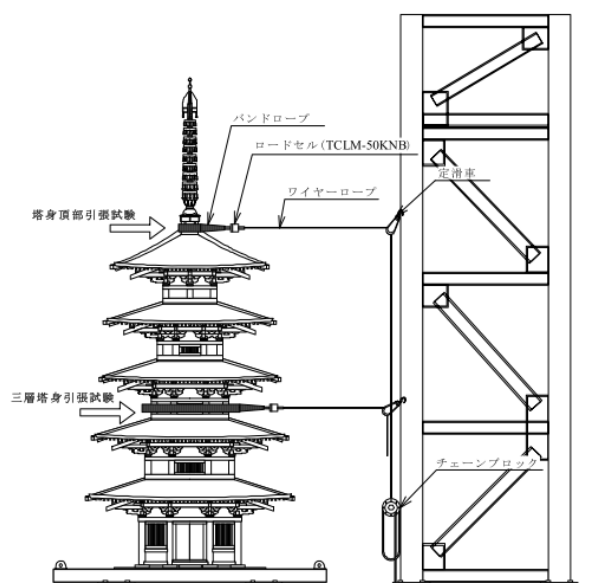


図 6.2.9 引張試験方法概要図 6-1)



写真 6.2.1 引張試験の様子 6-1)

振動台実験

大型振動台による水平 1 方向 (X 方向) の加振実験である。試験体の基礎的な振動特性を把握することを目的に、Step 加振 (矩形波)、Random 波 (ホワイトノイズ) 加振、Sweep 試験 (正弦波掃引加振)、Sine 波 (正弦波) 加振が行われている。また、地震時挙動の把握を目的に、JMA 神戸 NS 波、JMA 小千谷 EW 波、JMA 小千谷 EW 波、040905 津観音 EW 波、BCJ-L2 波を用いて地震波加振が実施されている 6-1)。本研究では、最大入力の一つである、JMA 神戸 NS 波を時間軸 1/3 倍 (No.58) (*加振番号は 2004 年の報告書に基づいている) にした加振結果を用いて、検討を行う。

時間軸の調整は、試験体が縮小模型実験を目的として作成された模型ではないので、入力地震波の時間軸を調整し、共振振動数を合わせることで簡易に相似則を考慮して実験が行われている。調整方法は、実験前に行われた微動測定から得た試験体の1次固有振動数2.73Hzと実物大（※本実験では試験体のモデルとなった法隆寺五重塔を実例とした）の1次固有振動数0.9Hzとの比率から1/3倍に時間軸が縮められている⁶⁻¹⁾。

(2) 実験結果

静加力実験とJMA神戸NS波（時間軸1/3倍）(No.58)の実験から得られた各層の台輪柱盤間の相対変位と層せん断力の関係を図6.2.10に示す。また、各実験について、全層のグラフを重ね合わせたものを図6.2.11に示す。静加力実験のグラフは最大変位までの値を示した。

静加力実験では、三層付近で折れ曲がるように上部の変形が増大し、全体として曲げ変形が生じていることが確認された⁶⁻⁴⁾。水平変位が増大するに伴い5層の水平変位が著しく増大し、この要因として加力点のある5層屋根の浮き上がりの影響が考えられている。また加力点近傍層の転倒による水平変位の増大も指摘されている⁶⁻⁵⁾。一方、振動台実験では、塔身の変形は2次モードに近い形状となっていることが確認された。初層ではせん断変形、2層より上層ではロッキングが顕著であることが指摘されている⁶⁻⁶⁾。

荷重変形関係を見ると、特に3層から5層では、静加力実験では振動台実験に比べ、変位が大きくなり、せん断力は小さくなっている。静加力実験と振動台実験では塔全体の変形性状が異なっており、小屋組の浮き上がりが顕著になっている場合と、各層の柱盤での浮き上がりが顕著になっている場合など、各層の変形の特徴が異なっている。このことから、振動台実験と静加力実験の荷重変形関係が一致していないと考えられる。

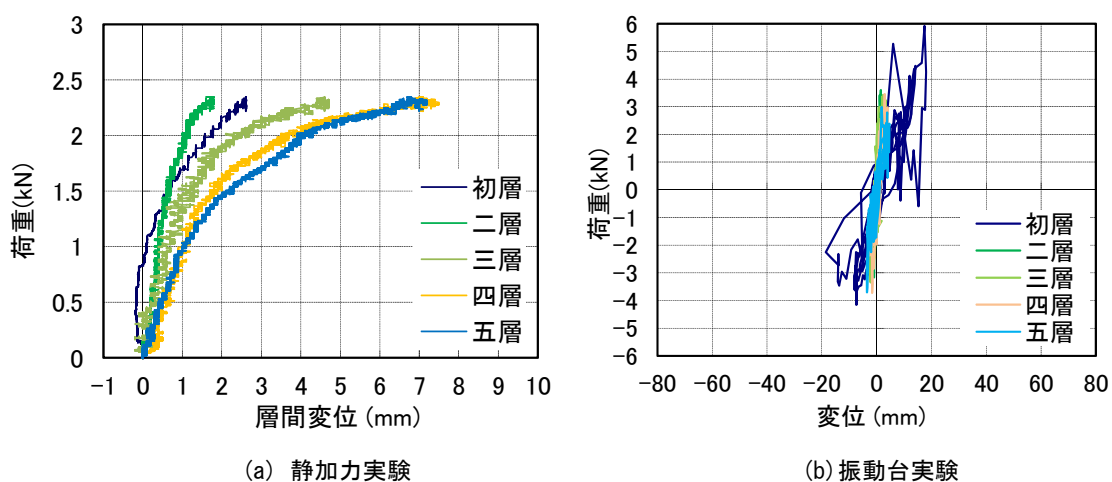


図 6.2.10 各層の台輪柱盤間の相対変位と層せん断力の関係

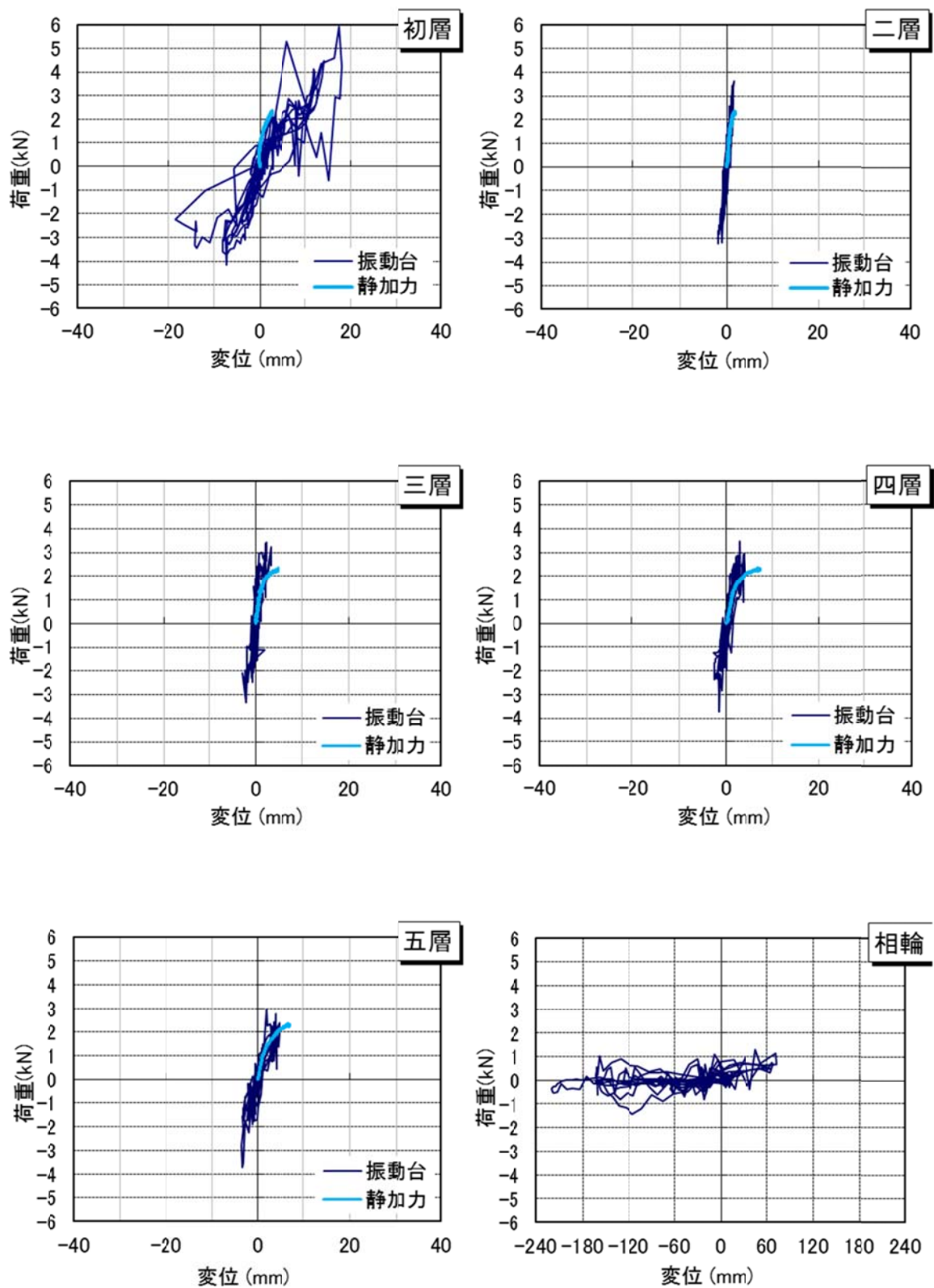


図 6.2.11 各層の台輪柱盤間の相対変位と層せん断力の関係

(3) 板壁の評価

初層の変形は静加力実験、振動台実験ともにせん断変形が卓越していた。ここで、第 5 章の結果より、構面全体でせん断変形が卓越していた場合には構面全体の復元力は各耐震要素の復元力の単純な加算が成り立つという点から、初層においては、初層全体の荷重変形関係から得た包絡線は各耐震要素の包絡線の単純な加算が成り立つと考え、板壁の包絡線の評価を行う。

静加力実験と振動台実験から得た初層の台輪柱盤間の相対変位と層せん断力の関係を図 6.2.12 に示す。また、この図に、振動台実験の荷重変形関係から得た包絡線や、初層全体や各耐震要素を評価した包絡線を重ね合わせた図を図 6.2.13 に示す。

板壁の評価方法は以下の手順で行った。

- 1) 振動台実験の荷重変形から得た包絡線(図 6.2.13 水色線)と静加力実験の包絡線を参考に、初層全体の包絡線のモデル(図 6.2.13 緑色線)を定めた。各点の変位と荷重を表 6.2.1 に示す。
- 2) 次に、初層の各耐震要素は①柱の傾斜復元力、②柱一貫接合部、③壁とし、初層全体の復元力特性は次式のように、これら 3 つの復元力を足し合わせた合計と等しいものとする。

$$\text{初層全体の復元力} = [\text{柱の傾斜復元力}] + [\text{柱一貫接合部}] + [\text{壁}] \quad (\text{式 6.2.1})$$

ここで、第 5 章の構面の実験において、柱一貫接合部のモーメント抵抗は、試験体 1、2、3 の順で低くなり、繰り返し加振によりモーメント抵抗が低下していることが確認された。本章で検討している五重塔模型実験の No.58 の加振実験は、既に地震波加振を繰り返し実験した後であることを考慮し、ここでは、柱一貫接合部のモーメント抵抗が 0 に近いとし、初層全体の復元力特性は、次式のように柱の傾斜復元力と壁の 2 つの要素で成り立つと考える。

$$\begin{aligned} \text{初層全体の復元力} &= [\text{柱の傾斜復元力}] + [\text{壁}] & (\text{式 6.2.2}) \\ &(\text{柱一貫接合部} = 0 \text{ とする}) \end{aligned}$$

- 3) 初層の柱の傾斜復元力特性については、φ92 の側柱 12 本と φ82 の四天柱 4 本で成り立つとし、6.2.1 項で示したように、円柱の算定式より評価した(図 6.2.13 桃色線、表 6.2.3 柱の復元力)。

- 4) 2)で示した仮定をもとに、全体の復元力（緑色線）から柱の復元力（桃色線）を引き、壁の包絡線を算出すると図 6.2.13 茶色線のようにになる。各点の値は表 6.2.3（壁（仮））のようにになる。

ここで、この復元力特性の第 2 剛性と第 3 剛性を比較すると第 3 剛性が第 2 剛性より大きくなっている（表 6.2.4）。後に説明する解析で用いるソフトでは、計算上、第 3 剛性は第 2 剛性より小さくなっている必要がある。また、一般的に壁の包絡線をバイリニア+スリップで置換し、マルチリニアで定める場合は第 2 剛性より第 3 剛性を小さく設定することが多い。よって、ここでは、壁の包絡線の剛性が第 1 剛性＞第 2 剛性＞第 3 剛性になるように壁の耐力を修正することで調整し、表 6.2.3（壁（モデル））のようにモデル化を行った。定めた板壁の包絡線は図 6.2.14 の橙色線のようにになる。

- 5) 6)で定めた壁の耐力と柱の復元力を足し合わせ、全体の復元力のモデルを再設定すると図 6.2.14 の赤線になる。各点の変位と荷重は表 6.2.4（初層全体（モデル））のようにになる。

表 6.2.3 初層の各包絡線の値

変位	初層全体 （仮）	柱の 復元力	壁 （仮）	壁 （モデル）	初層全体 （モデル）
mm	kN	kN	kN	kN	kN
0	0	0	0	0	0
0.1	1	0	1	1	1.00
5	3	2.22	0.8	1.2	3.42
8	3.5	2.16	1.3	1.3	3.46
123.6	0		0	0	0

表 6.2.4 初層の各包絡線の値

剛性	壁 （仮）	壁 （モデル）
第1剛性	10	10
第2剛性	-0.045	0.041
第3剛性	0.187	0.033
第4剛性	-0.012	-0.011

(kN/mm)

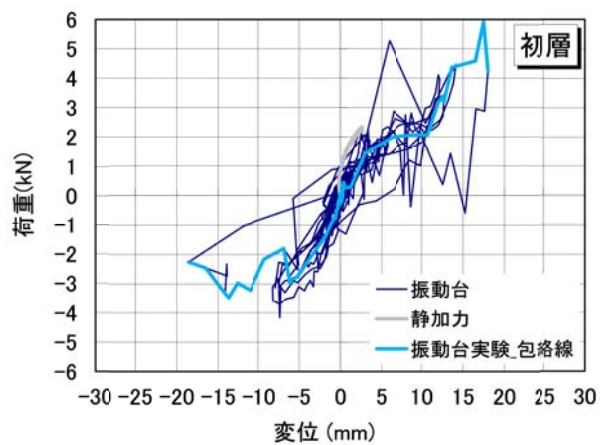


図 6.2.12 初層の台輪柱盤間の相対変位と
層せん断力の関係

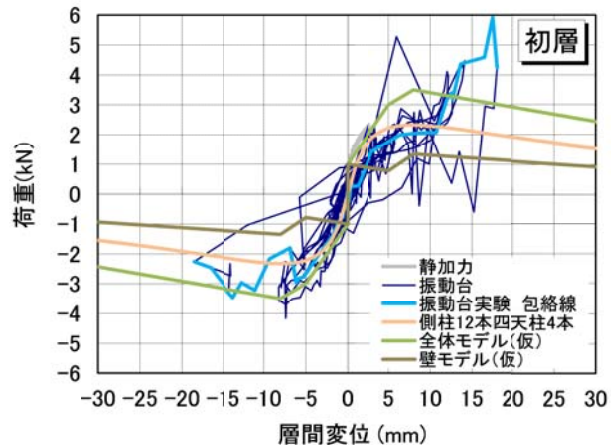


図 6.2.13 初層と板壁のモデル (仮定)

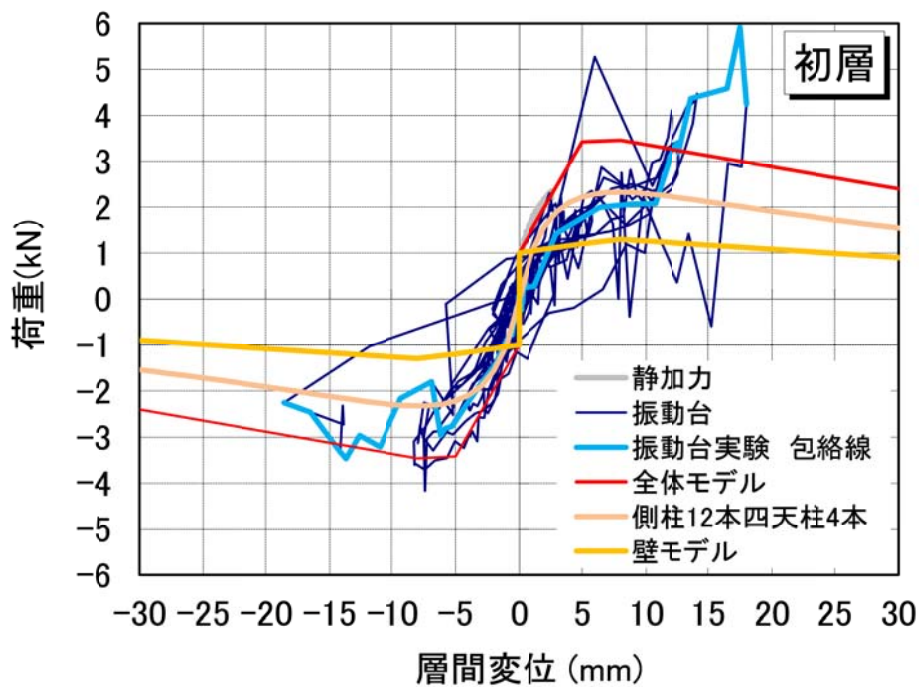


図 6.2.14 初層と板壁のモデル化

6.2.5 小屋組

小屋組の横架材間の圧縮剛性の評価は第4章「小屋組の構造性能」で示したように、横架材の繊維直交方向の圧縮ヤング係数 E 、部材同士の加圧面積 A 、部材間の長さ L から剛性 K を $K = EA/L$ より算出した。加圧面積は第4章と同じく接触している面積の20%と仮定した。

繊維方向のヤング係数は 9kN/mm^2 とし、繊維直交方向のヤング係数は、繊維方向のヤング係数の $1/25$ として、 0.36kN/mm^2 を用いた。

引張剛性に関しては剛として設定した。

なお横架材間のせん断バネは剛と仮定した。

表 6.2.5 小屋組の各部圧縮剛性

バネ位置	kN/m
通肘木一段目－二段目	1549
尾垂木－四天杵二段目	3010
尾垂木－通肘木二段目	3017
尾垂木－力肘木	10313
尾垂木－四天杵三段目	3308
尾垂木－通肘木三段目	3183
通肘木三段目－四段目	1418
出桁－尾垂木	1257
垂木－四天杵四段目	3780
垂木－通肘木四段目	1899
隅木－出桁	3325

6.2.6 その他各部のモデル化

台輪柱接合部

台輪と柱は台輪の高さを柱高さで揃え回転バネで接合し、そのバネはピンとする。

心柱

心柱の柱脚はピンの仮定とし、塔身頂部の高さで塔身頂部にある四つの横架材の各中心と心柱、隅木の中心側（上側）の高さで各隅木と心柱を図 6.2.15 に示すように圧縮引張バネを用いて接合する。圧縮剛性は十分に高いものとし、引張剛性はほぼ 0 とした。

また、心柱は頂部に行くほど柱の直径が小さくなっているため、地盤から塔身頂部（心

柱と接合する高さ)までは $\phi 160$ 、塔身頂部から心柱の頂部先端までは $\phi 60$ の材として設定した。

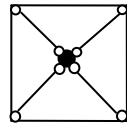


図 6.2.15 心柱と塔身の接合

部材同士の接合

図通肘木や四天柱など枠を組む材同士の接合はピン接合とし、材は同じ高さにあるものとして部材心で柱梁要素に置換する(図 6.2.16)。

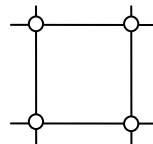


図 6.2.16 部材同士の接合

柱盤と垂木間のバネ

柱盤と垂木の間には、せん断バネ、鉛直バネを設定し、各要素は以下のように定めた。

せん断バネ：剛

引張バネ：実験では柱盤下で浮き上がりが見られたため、浮き上がりを想定しゼロに近い値 0.001kN/m とした。

圧縮バネ：部材の繊維直交方向のヤング係数と、部材同士の接触面積、部材間の長さを用いて算出した。

柱盤：約 $47000\sim 84000\text{kN/m}$ 四天柱盤： $17000\text{kN/m}\sim 36000\text{kN/m}$

スケール効果について

本研究では、モデルの寸法が分かっているならば、各評価式でバネの特性を評価できると考え、スケール効果はないとしモデル化を行った。

6.2.7 重量の設定

千葉らの五重塔模型実験より試験体の各層の木部と積載重量は表 6.2.6、図 6.2.17 のようになっている。

表 6.2.6 五重塔模型実験重量

	試験体実測値(kN)		
	木部	積載	合計
五層	1.50	1.37	2.87
四層	1.63	0.98	2.61
三層	1.85	1.76	3.61
二層	1.90	2.35	4.25
初層	2.69	2.94	5.63
心柱			0.53
相輪			0.31
合計			19.82

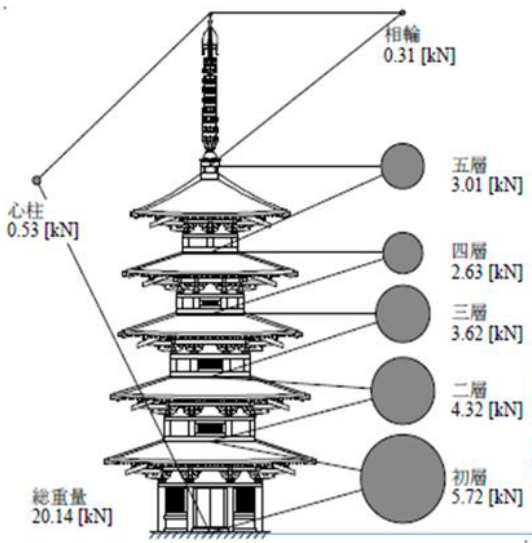


図 6.2.17 五重塔模型実験重量 ⁶⁻¹⁾

本モデルでは、屋根重量が屋根面に振り分けられるように、まず、図 6.2.18 に示すように各層を台輪より下部、台輪以上の部分に分け、実験の木部重量と積載重量をもとに、それぞれの重量を振り分けた。次に、実験では瓦の重量として図 6.2.19 に示すように鉄板板が載せられているため、屋根面を図 6.2.20 のように 8 つのエリアに分割した。各エリアにおいて、モデルの最上面にある部材、垂木、隅木には、それぞれ外側、出桁、側柱上に節点が設けられているため、各節点に重量を振り分けた（表 6.2.7）。振り分け方法は、外側一出桁、出桁一側柱間の芯々を境にしたラインで負担面積を出し、その面積の比率で重量を分割した。

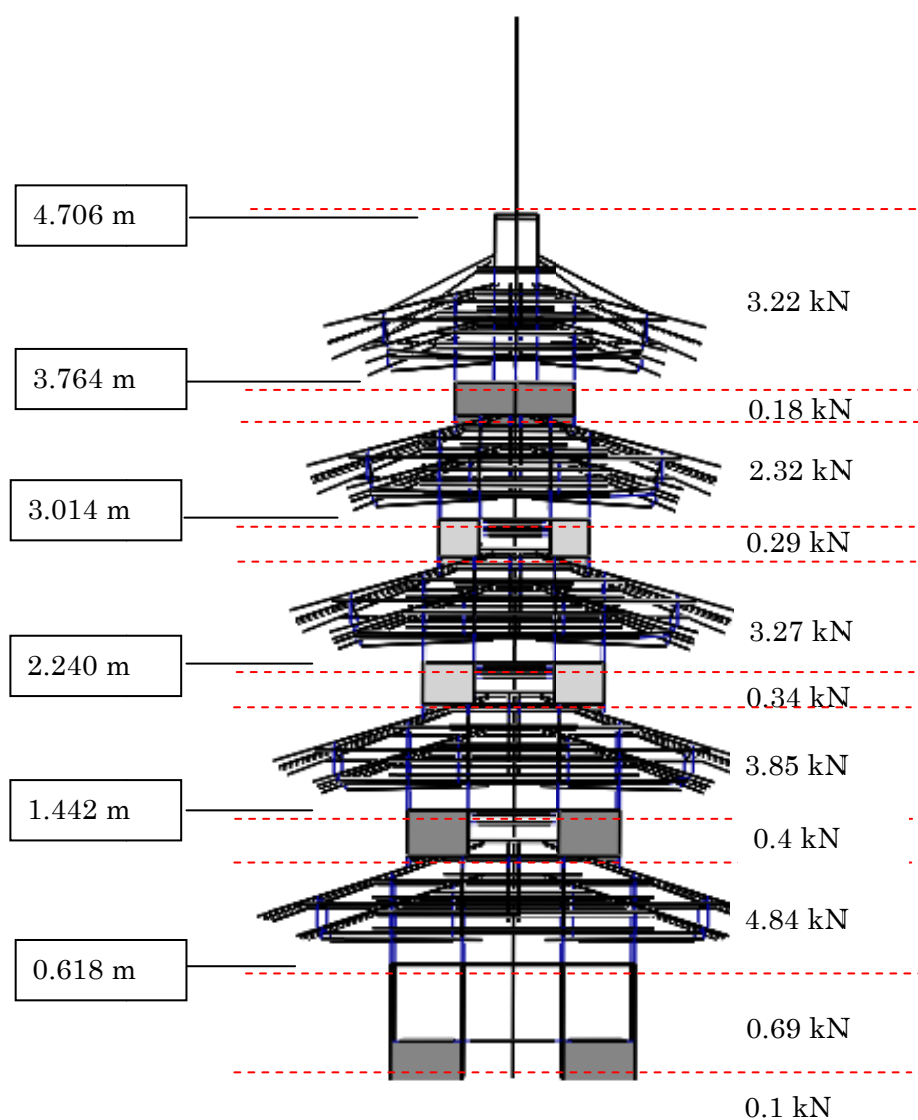


図 6.2.20 モデルの重量設定（断面方向）

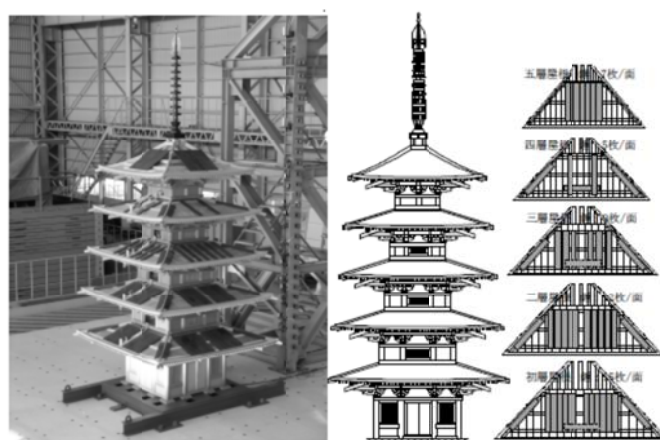


図 6.2.21 五重塔模型実験積載重量の載せ方⁶⁻³⁾

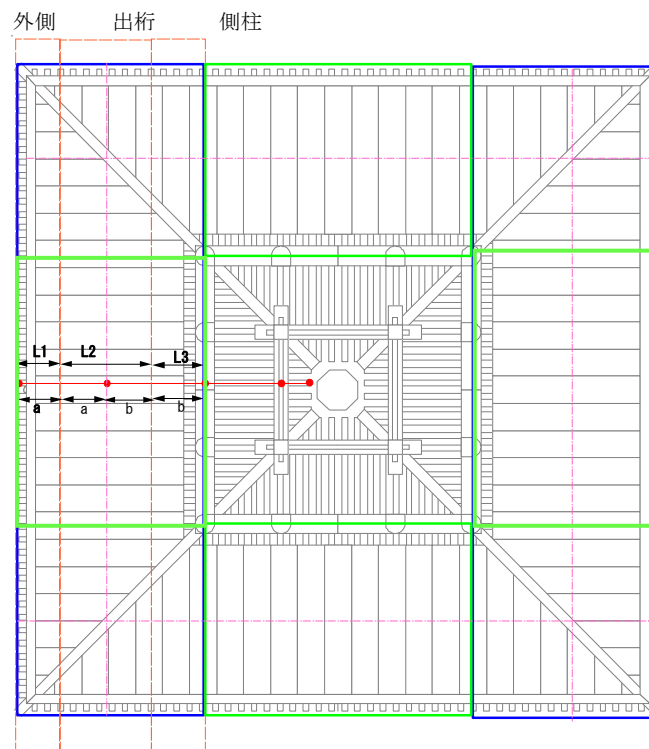


図 6. 2. 22 屋根面の分割方法

表 6. 2. 7 モデルの重量設定

	試験体実測値(kN)			柱から下(台輪 は含まない) (kN)	木部台輪以上 木部一柱下(kN)	左右上下 1面 (kN)			隅木 1面 (kN)		
	木部	積載	合計			外側	出桁	側柱	外側	出桁	側柱
五層	1.50	1.37	2.87	0.18	1.32	0.077	0.172	0.095	0.000	0.000	0.000
四層	1.63	0.98	2.6105	0.29	1.34	0.033	0.074	0.041	0.022	0.049	0.027
三層	1.85	1.76	3.6146	0.34	1.51	0.077	0.172	0.095	0.022	0.049	0.027
二層	1.90	2.35	4.2526	0.40	1.50	0.110	0.245	0.135	0.022	0.049	0.027
初層	2.69	2.94	5.63	0.79	1.90	0.143	0.319	0.176	0.022	0.049	0.027
心柱			0.53								
相輪			0.31								
合計			19.82								

6.3 解析モデルの検証

6.3.1 解析方法

前項までの各部のモデル化をもとに、6.1 項で示した五重塔模型をモデル化し解析を行う。解析は、第 5 章でも使用した建築研究所提供の wallstat ver2.0 を改良したものを用いた。

解析の対象にした実験は、モデルの固有周期を確かめるために、Random 波加振と地震波加振として最大入力の一つである JMA-Kobe 波(時間軸 1/3) (No.58) の加振とした。

(1) 入力波

入力に用いた、ランダム波、JMA-Kobe 波(時間軸 1/3) (No.58) の波形を図 6.3.1、図 6.3.2 に示す。入力時間は主要動の前後約 5 秒間の入力とした。

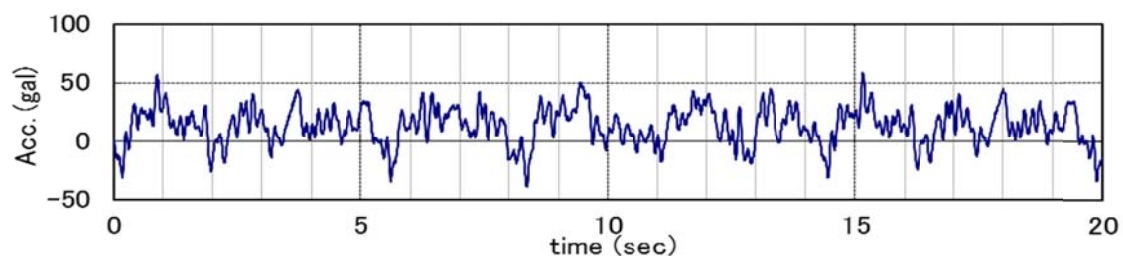


図 6.3.1 入力波形 Random 波 (No. 51) 最大加速度 50gI)

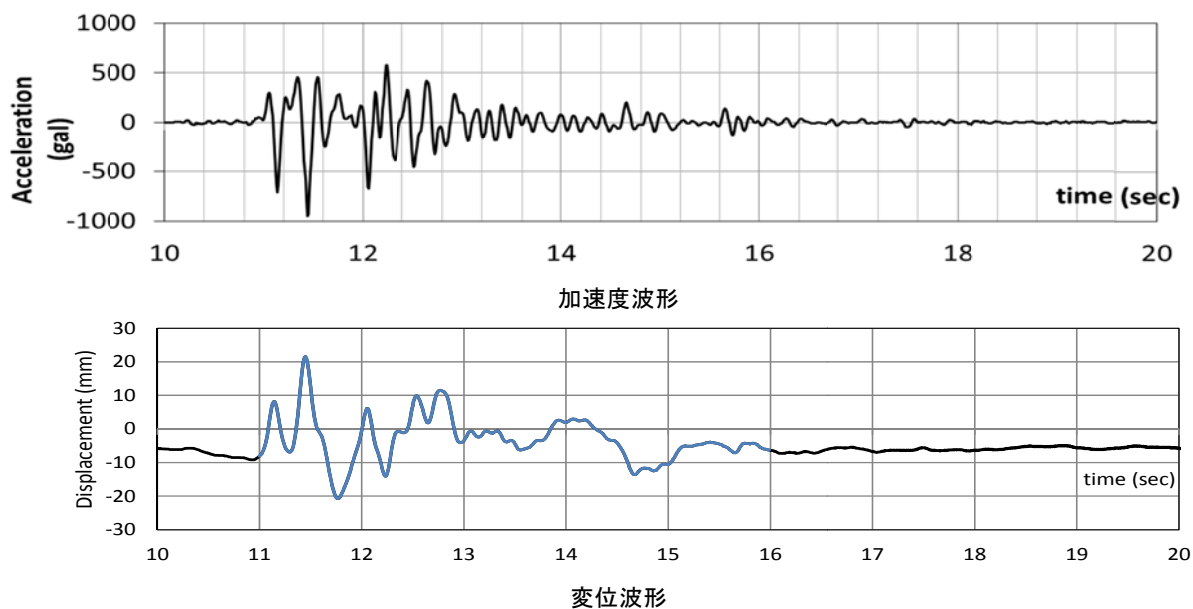


図 6.3.2 入力波形 (JMA-Kobe 波(時間軸 1/3) (No. 58))

(2) 減衰

粘性減衰は瞬間剛性比例型で 2%とした。また、地震波加振の入力においては、減衰の影響を確かめるため、0.5%での解析も行う。いずれの場合も負勾配時には 0%とした。

6.3.2 解析結果

(1) 固有振動数

Random 波（五重塔模型実験 No.51）の入力から得られた各層の応答波形を示す。モデルの固有振動数を求めたところ、1 次固有振動数は、1.95Hz となり、実験で得られた値と同じ結果となった。

最大加速度が 50gal、頂部の応答変形角は 1/450rad.であったため、弾性範囲内での振動数が同じであることがわかった。

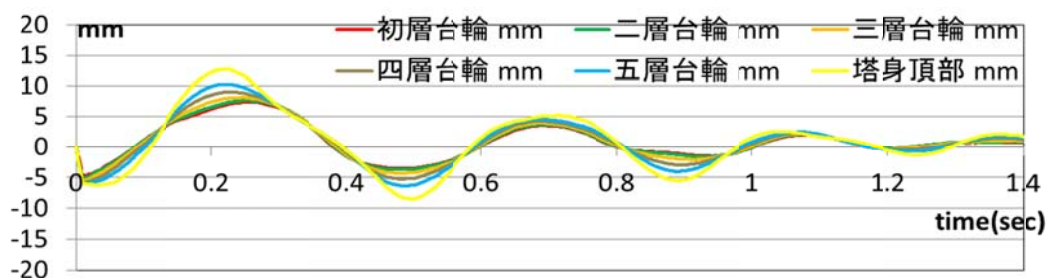


図 6.3.2 Random 波加振から得た各層応答水平変位波形

(2) 地震波加振

図 6.3.2 に各層の応答水平変位波形を示す。解析値が赤線、実験値が黒線を示す。

減衰が 2.0%の場合、概ね実験値との波形の位相はほぼ同じである。初期の変形量はどの層も実験値を追うことができた。約 1.0 秒付近の大振幅時では上層は実験値と同じくらいの変位を示し、約 1.8 秒付近での大振幅時では下層にいくほど実験値と同じくらいの変形量となった。

減衰が 0.5%の場合、より振幅が大きくなり、特に 1.0 秒付近ではそれが顕著になった。変形図を見ると、減衰 2.0%よりも二層以上の柱盤の浮き上がりが大きくなり、挙動の特徴が実験値に近くなった。

いずれの場合も、初層のせん断変形が卓越し、二層以上で特に柱盤の下で浮き上がるという傾向が見られ、実験の変形の特徴を追うことができた。

ただし、減衰については、振動台実験のように振動台上での加振においては、実際の減衰よりも小さくなるということが考えられることから、より小さな値であることも考えられるが、今回の設定方法については、壁などのバネの特性にマルチリニア型の復元力特性を設定していることから大きすぎない値として恣意的に 2%と定めた。減衰の設定については解析ケースを増やし検討する必要がある。また、板壁の特性についても、初層の実験値から定めたため、理論的考察も含め、さらに検討する必要がある。

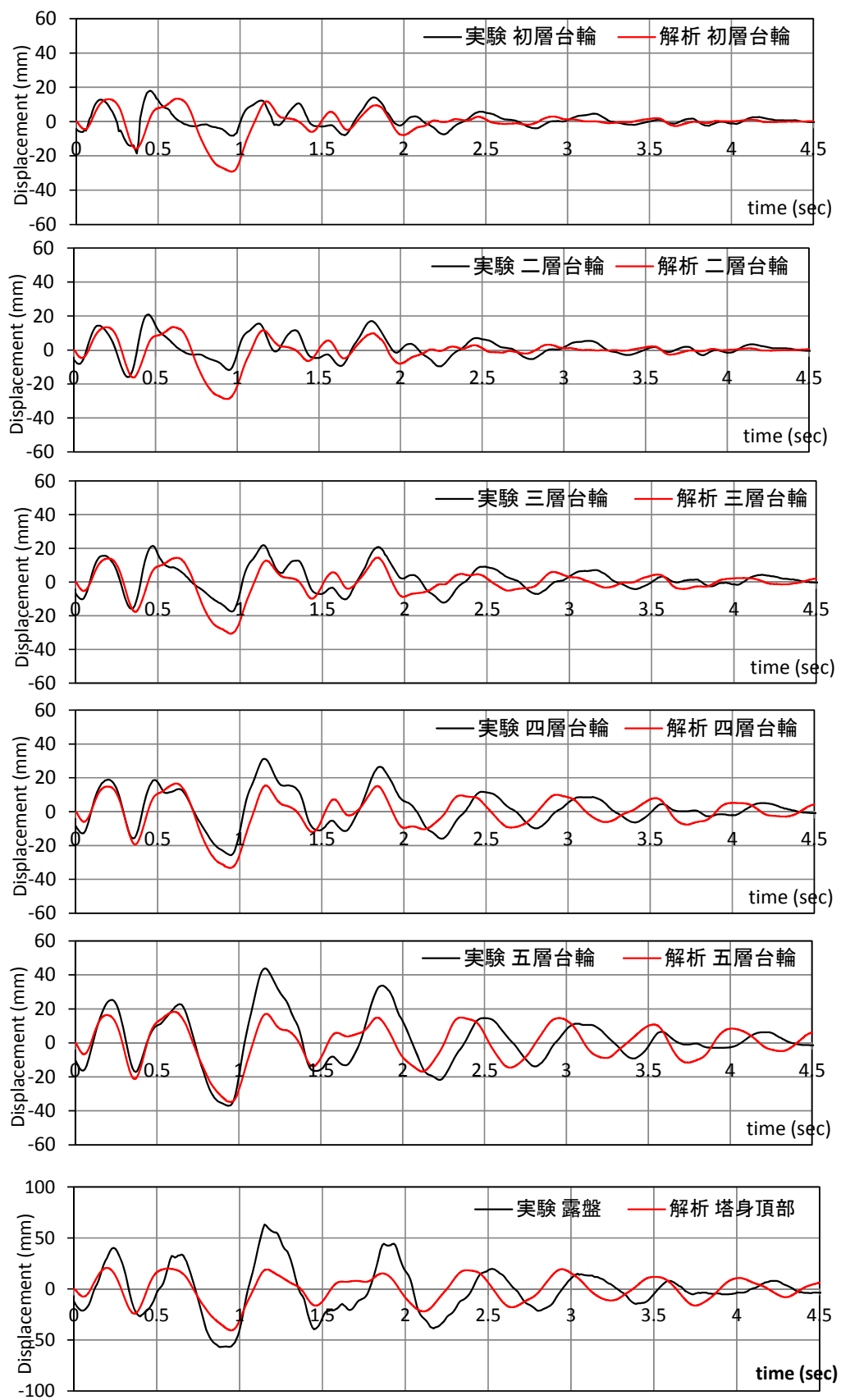


図 6.3.3 各層応答水平変位波形（減衰 2%, JMA-Kobe 波（時間軸 1/3, No. 58））

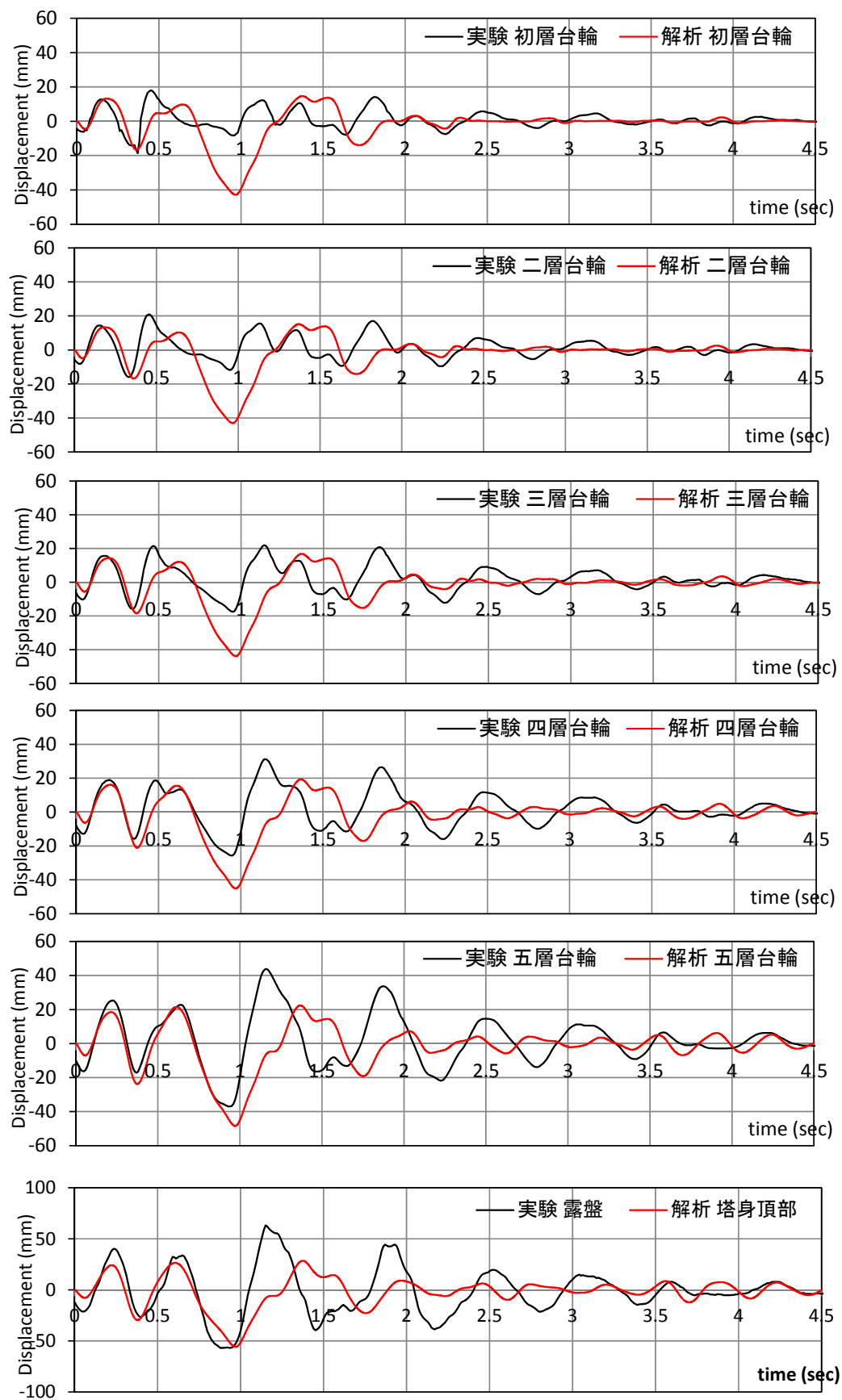


図 6. 3. 4 各層応答水平変位波形 (減衰 0. 5%, JMA-Kobe 波 (時間軸 1/3, No. 58))

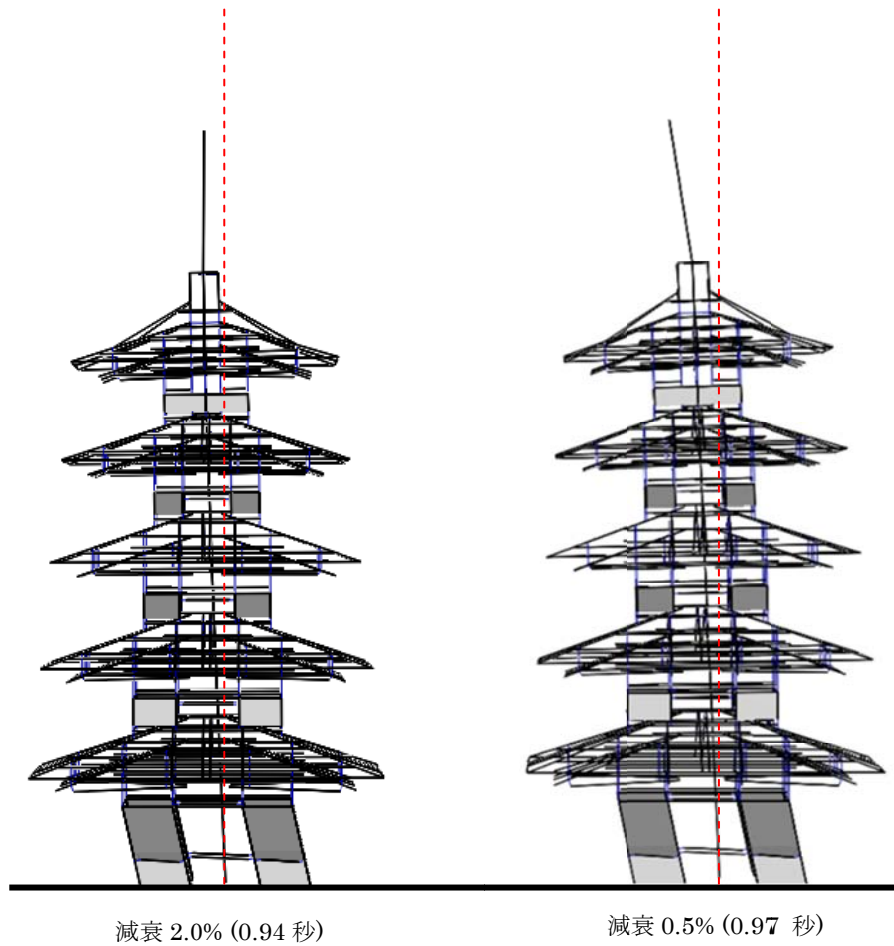


図 6.3.5 変形図（最大入力後の大変形）

6.4 考察

本章で用いた五重塔模型や第 5 章で用いた構面の試験体は、飛鳥様式を模したものである。社寺建築は時代とともに様式が変化し、構造要素の形状が異なる部分がある。また、五重塔についても、第 2 章 2.3.1 項に挙げたようにいくつかの構法がある。

本項では建物例として用いた五重塔模型の特徴と各構造要素の特徴について述べ、モデル化する際に留意する点を述べる。

また、塔ではない御堂のような社寺建築を対象にした場合の一般的なモデル化の手法について述べる。

6.4.1 解析例の建物と要素の特徴

本研究で用いた試験体は飛鳥様式を模したもので、構造要素の特徴として次の点が挙げられる。

- ① 組物の下に台輪がある
- ② 組物に雲斗、雲肘木が使われている。
- ③ 五重塔の構法は積み重ね構法
- ④ 心柱の形式は初重礎石立

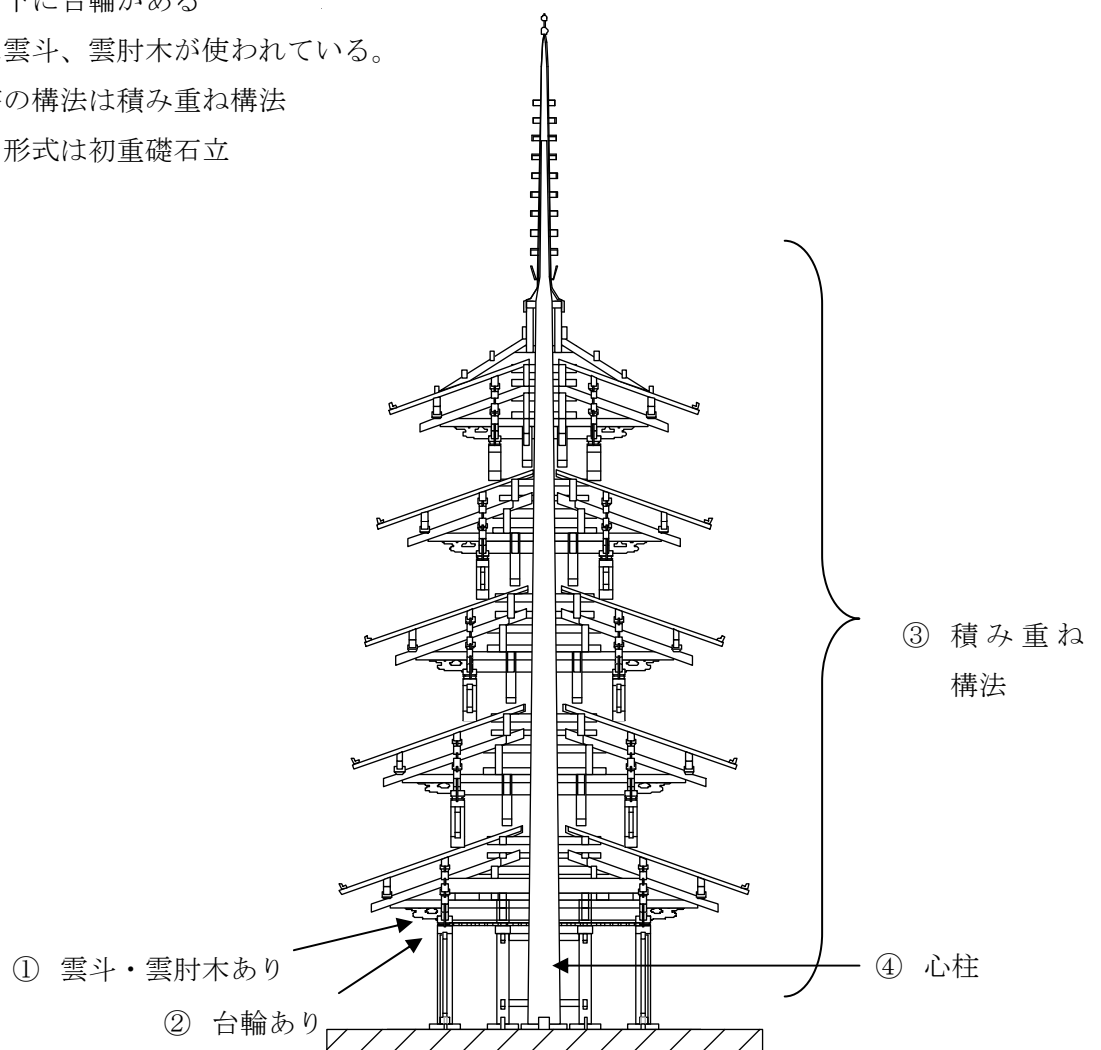


図 6.4.1 解析例の構造的特徴

① 組物の下に台輪がある場合

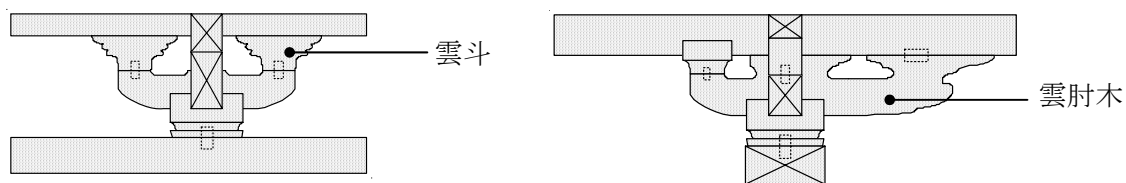
藤田らの組物のせん断剛性の評価方法⁶⁻¹⁾では、組物の下に柱と頭貫がある試験体に基づいて評価方法が確立されている。本研究では組物の下に台輪があるため、組物の最下部にある大斗と台輪のめり込み方法が既往の研究と異なることが考えられる。

ここでは、第3章 3.3.4.2 項で示したように、大斗の底面以外に台輪の面もめり込むと仮定し、組物のせん断剛性を評価した。初期剛性の評価方法は、既往で示されている大斗やその上の斗の底面のめり込み剛性以外に台輪がめり込む剛性をさらに直列で足し合わせる必要がある。

② 組物に含まれる雲斗、雲肘木

図 6.4.2(a)に示すように組物に雲斗と雲肘木が使われている。飛鳥様式以外の組物の形状はに示されるような形状の斗や肘木が多い。雲斗の部分は、飛鳥様式以外では巻斗になる。雲肘木は肘木と斗が一体になったもので、飛鳥様式以外では図 6.4.2(b)に示されるように肘木と斗に分けられる。

組物のせん断剛性を評価する場合、初期剛性は斗の回転による斗底面のめり込みによる剛性、第2剛性は斗のダボ穴とダボ間や部材間の隙間により部材が滑り、剛性は0、第3剛性は斗が滑ることによるダボのめり込みによる剛性を考慮する。飛鳥様式の場合、雲斗は形状が巻斗とは異なるが、底面の寸法が分かれば雲斗底面のめり込みによる回転剛性は巻斗と同様に算出できる。雲肘木の斗と肘木が一体になっている場合は、斗が独立して肘木にめり込むという挙動とは異なり、一体化している斗のめり込みや斗が滑るという挙動は発生しないので、斗と肘木が独立している部分のみ既往の評価方法を適応して算出できると考える。



(a) 飛鳥様式の組物



(b) 飛鳥様式以外の組物 (例：出三斗)

図 6.4.2 飛鳥様式組物の特徴

③ 積み重ね構法

モデル化した五重塔は積み重ね構法とよばれる構法で成り立ち、その他の五重塔の構法には、長柱構法、櫓構法がある。積み重ね構法の特徴は、隅木と垂木の上に柱盤が載り、その上に柱が立ち、各層が積み重なっていく。

地震時の挙動を考えると、実験により柱盤の浮き上がりが顕著にみられた。そのため、モデル化をする際には、柱盤と隅木・垂木の上に浮き上がり用の鉛直バネを設けた。五重塔模型実験や第5章の結果を見てみると、浮き上がる部分は柱盤や柱脚であった。その仕様をみると、柱はダボで留まっているのみ、柱盤は隅木を切欠き、上からはめ込む形となっている。いずれの場合も引張方向に抵抗するものはない。ダボと柱穴や柱盤側面と隅木の切欠き側面の間の摩擦抵抗が考えられるが、架構にモーメントがかかったときに浮き上がる力を抑えるほどの抵抗はないと考えられる。

その他の構法に関しても、本章のモデル化を応用して浮き上がりが考えられる部分に鉛直バネを設けてモデル化できると考える。しかし、解析結果を検証できる建物全体の振動台実験や地震観測のデータはまだ十分に揃っているとは言い難い。今後、モデルの検証や精度を向上させるための実験や観測データの蓄積が望まれる。

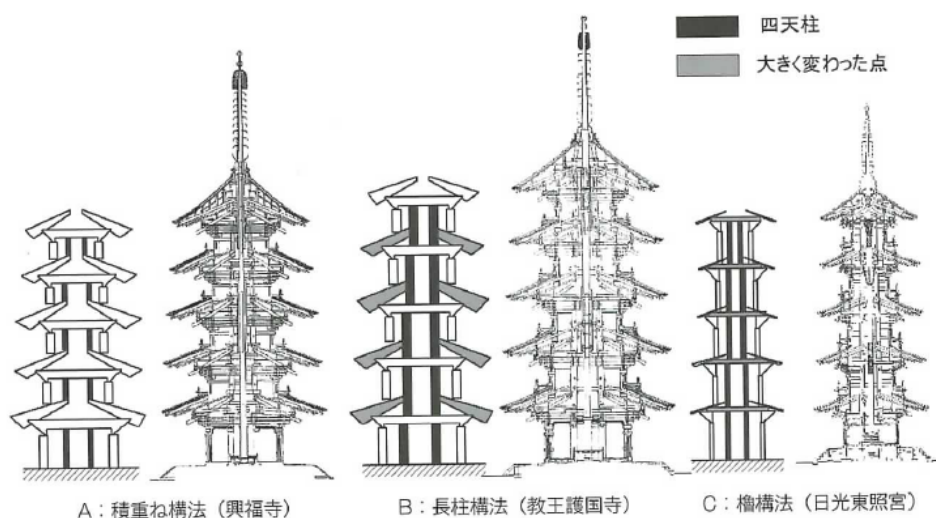


図 6.4.3 五重塔の構法⁶⁻⁷⁾

④ 心柱の形式

本研究でモデル化した五重塔の心柱は初重の礎石上に立つ構法である。ここでは、柱脚はピンとし、塔身との接続は塔身頂部で心柱と塔身が接触することを考慮して圧縮引張バネを設けた。

心柱の構法には、他に、掘立柱、初重天井上、懸垂式がある。柱脚の設定も仕様に応じ

て検討すべきである。また、塔身と心柱間の距離も考慮し、地震時に塔身との接触があるのかないのかも検討し、塔身と接続するバネの設定を考える必要がある。

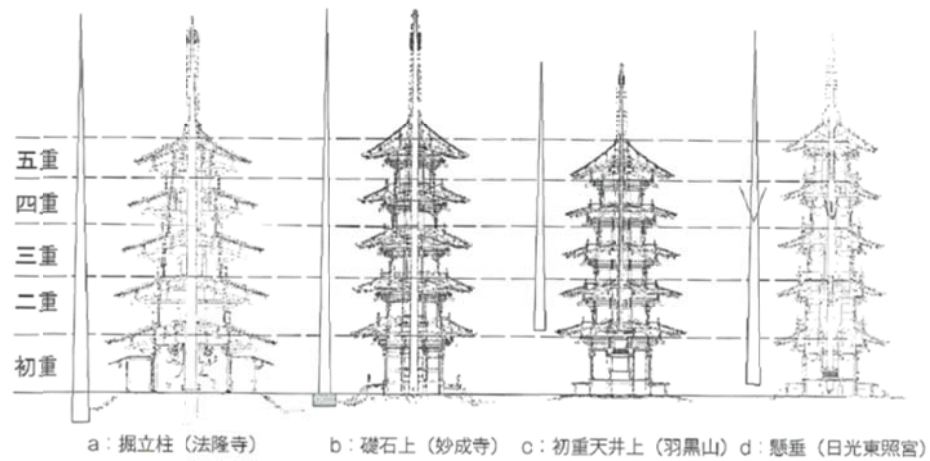


図 6.4.4 心柱の構法 6-7)

6.4.2 モデル化の適用方法

本章では、五重塔を例にしてモデル化を行ったが、他の社寺建築をモデル化する際の各要素のモデル化の方法について検討する。

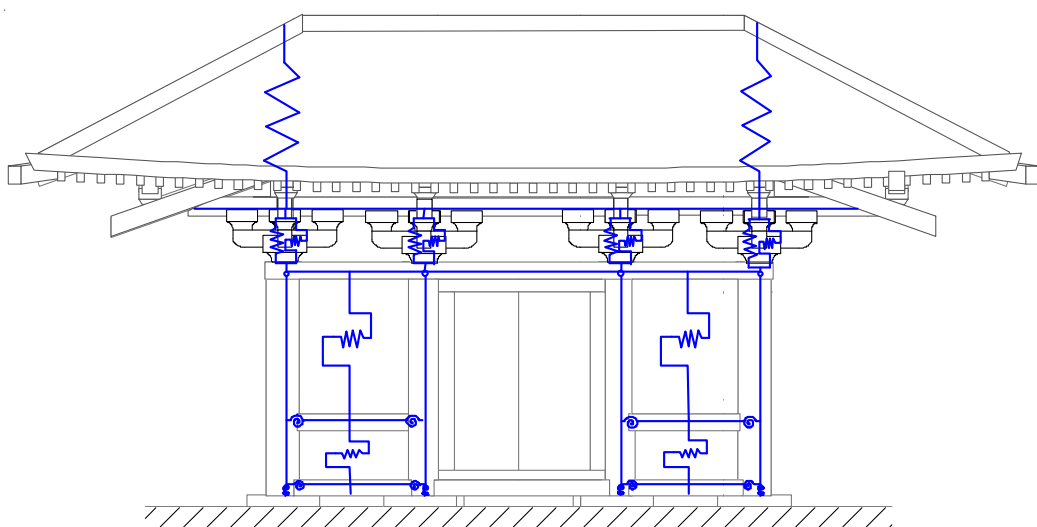


図 6.4.5 モデル図

柱

既存の社寺建築に用いられる柱は図 6.4.6 に示すような礎石立で、ダボで礎石に固定されているものや、ダボはなく直接礎石に載っているだけのものが多い。このような場合は、柱の傾斜復元力による回転バネに加え、柱脚の浮き上がりを許容する引張バネを設けてモデル化できると考える。

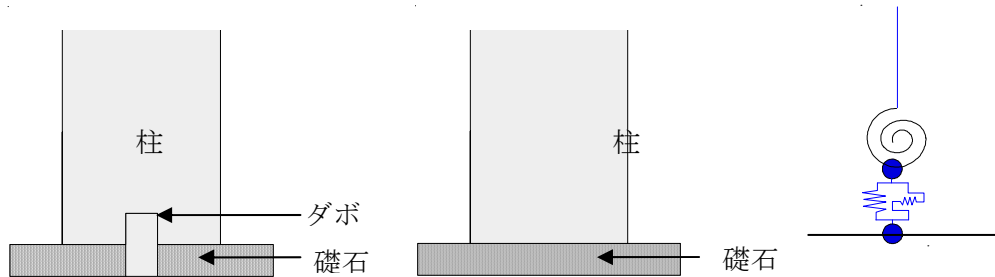


図 6.4.6 モデル図

回転バネの特性は、坂や河合による研究から、円柱と角柱、それぞれ以下の式で図 6.4.7 に示すような特性になると考える。ただし、解析の際に建物に $P\Delta$ 効果を含んで解析する場合は注意が必要である。既往の研究の式には $P\Delta$ 効果が含まれているため、建物全体に $P\Delta$ 効果を含んで解析すると、二重に $P\Delta$ 効果を計算することになる⁶⁻⁸⁾。よって、以下の式からこの効果を示す括弧中の第 2 項を含まない式 (6.4.3)、式 (6.4.4) のように設定する必要がある。この時の特性は、図 6.4.7 に示すようなものとなる。

円柱：

$$y = H_0 \{1 - 0.04x - 0.676456 \exp(-1.7977x) - 0.323544 / (x+1)\} \quad (\text{式 6.4.1})$$

角柱：

$$y = H_0 \{1 - 0.04x + 0.99625 \exp(-0.3027x) - 1.9963 / (x+1)\} \quad (\text{式 6.4.2})$$

y ：復元力 x ：柱頂の水平移動 b ：柱の幅 H_0 ：剛体の最大復元力 ($= Pb/h$)

P ：鉛直荷重 h ：柱の高さ

<建物自体に $P\Delta$ 効果を含む場合>

円柱：

$$y = H_0 \{1 - 0.676456 \exp(-1.7977x) - 0.323544 / (x+1)\} \quad (\text{式 6.4.3})$$

角柱：

$$y = H_0 \{1 + 0.99625 \exp(-0.3027x) - 1.9963 / (x+1)\} \quad (\text{式 6.4.4})$$

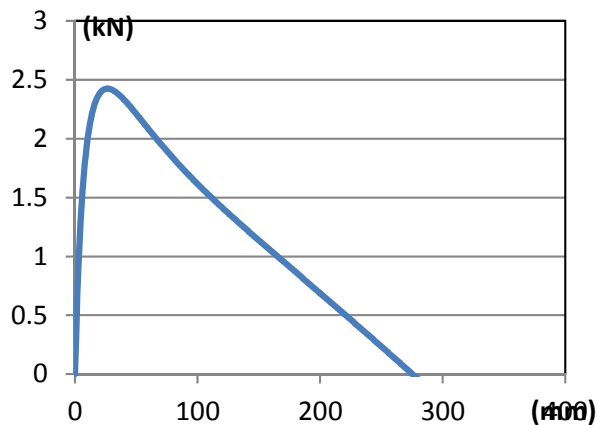


図 6.4.7 既往の研究による特性

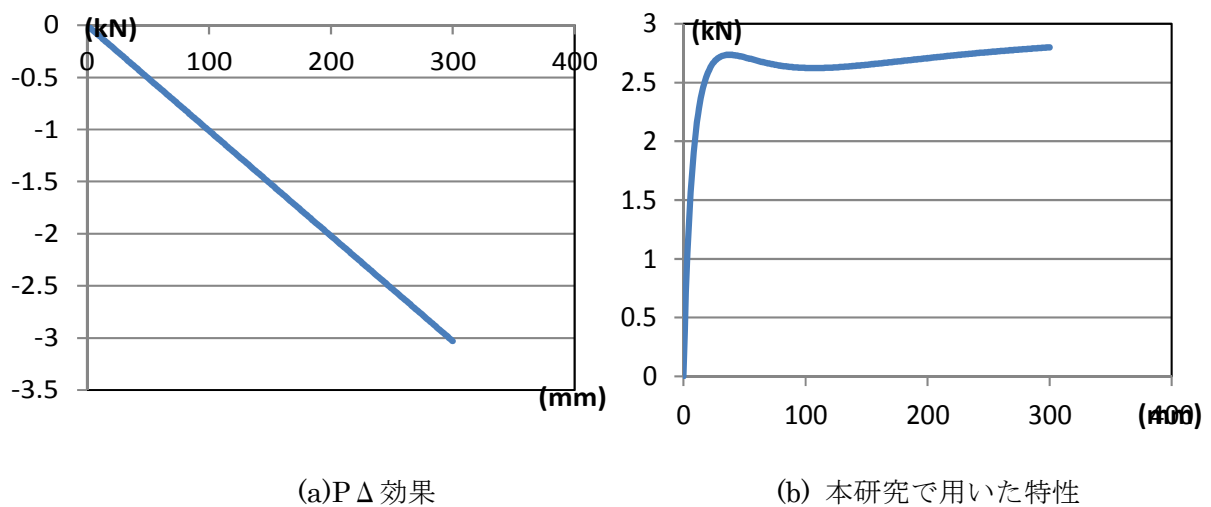


図 6.4.8 柱の傾斜復元力と PΔ 効果（例：円柱 φ 300）

腰貫

第 5 章で使用したような柱貫の接合部が大入りの場合は、図 6.4.9 に示すようなめり込みを仮定することで、第 5 章（5.4.3.2）に示したように稲山による三角変位のめり込み理論を用いて腰貫と柱の回転剛性を算出することができる。

履歴特性については、貫接合部は図 6.4.10 に示すようなスリップ型を用いられることが多いが、第 5 章の実験では第 2 ループ以降、荷重が完全に 0 の状態で変形が進む滑りの変位は必ずいつも現れるわけではなく、以前のループに近い履歴を辿る傾向が見られた。本

研究では図 6.4.11 に示すような特性を定めることで概ね実験値をとらえることができた。ただし、繰り返し加力を受けた際には初期剛性が徐々に低下する様子は見られ、加速度レベルが 100%のものを繰り返し受けた後の実験では、初期に滑りの変位も見られた。最大点指向型のような特性や、こういった滑り変位を表現するようなギャップ要素をバネの特性に定められれば、初期の挙動をより正確にモデル化できると考えられる。

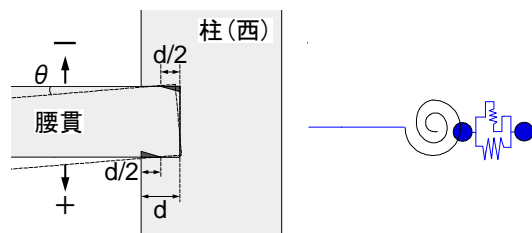


図 6.4.9 大入りの場合のめり込み位置

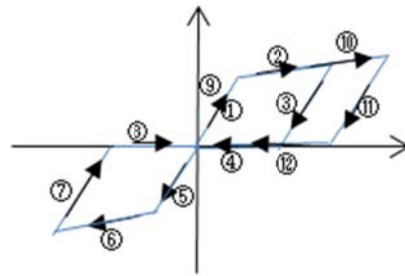


図 6.4.10 履歴モデル

地貫

柱の回転による地貫のめり込みを図 6.4.11 に示すように想定し、三角変位のめり込み理論により評価できると考える。ただし、腰貫のように初期滑りにより初期剛性が低下することも考えられるので、注意する必要がある。

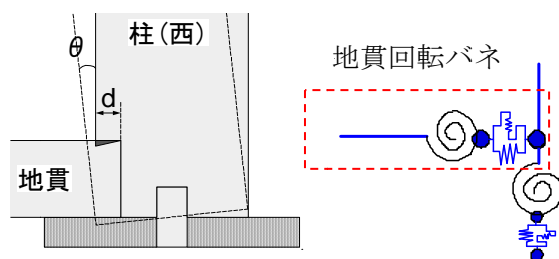


図 6.4.11 地貫のめり込み位置

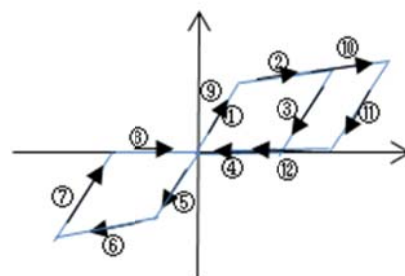


図 6.4.12 履歴モデル

壁

社寺建築で用いられる壁の仕様は、土壁、板壁が多く、近年、補強材として合板も用いられることが多い。ここでは、この 3 種類について説明する。

土壁

土壁の特性としては第 2 章でも挙げたように、壁厚と壁幅でモデル化することができる。しかしながら、第 5 章で用いた土壁については、このモデル化での評価では初期剛性が低く全体の挙動もあまり一致しなかった。そこで本研究では実験値を参考に骨格曲線を定めた。実験で見られたように、土壁が面外に崩落した場合は壁のせん断耐力が急激に低下することがあり、軸組全体の耐力にも影響する。その仕様をより正確に評価するためには、壁構面の実験をする必要がある。

履歴特性はバイリニア+スリップ型でモデル化できると考える。

板壁

板壁については定式化されたものはなく、既往の実験値もあまりない。第 6 章でモデルとして用いた板壁についても、全体の実験結果を参考に定めた。モデル化するには、仕様に適した実験データがあればそれを採用することができるが、そのようなデータがない場合は壁構面の実験を行い性能を確かめる必要があると考える。

合板

合板は壁の納まり方（真壁、大壁）、枚数（片面、両面）など仕様で性能が異なる。仕様に応じた既往の評価方法で骨格曲線を定め、履歴特性はバイリニア+スリップ型でモデル化できると考える。

組物

せん断剛性

組物のせん断剛性は、第 5 章でも示したように藤田らによるせん断剛性の評価方法を用いて評価できると考える。ただし、この評価方法は、柱と頭貫の上に大斗がある場合が想定されているので、第 5 章、6 章で用いたような大斗の下に台輪がある場合は、台輪のめり込みも考慮して評価する必要がある。

また、組物の種類は、図 6.4.13 に示すようなものがあり斗と肘木の積み重ねの数が異なる。藤田らの論文⁶⁻²⁾において、「4 種類各 1 体の試験体の実験結果を根拠としているため、その一般性には限界があるといえる。」という指摘がある。今回の実験やこれまでの研究と異なった斗と肘木が多数積み重なった場合など、既往の評価方法を検証できる実験データの蓄積が望まれる。

また、第 5 章の振動台実験では、飛鳥様式や出三斗の形式において、組物より下部のせん断耐力が高い状態で保たれる場合やせん断剛性が組物より高くなる場合は、組物の変位も増加する傾向が見られた。よって、組物より下部のせん断性能によって組物部分での変形状態が変わるため、架構全体の変形モードが変わる可能性がある。

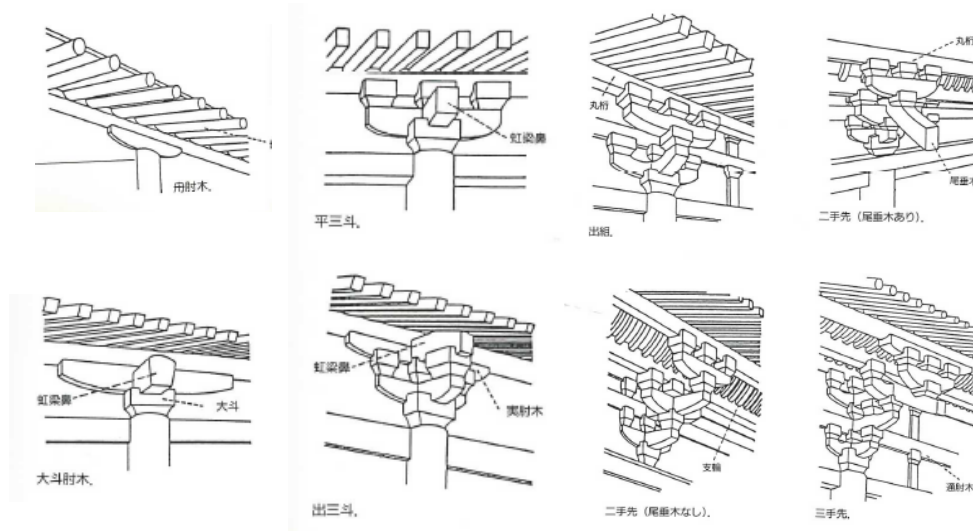


図 6.4.13 組物の種類 ⁶⁻⁸⁾

鉛直剛性

圧縮剛性については、図のような材の横圧縮ヤング係数と断面積断 (接触面積の 20%)、積み重なった材の長さで圧縮剛性のモデル化を提案する。ただし、断面積の仮定に用いた接触面積の 20%というのは、第 3 章での実験結果に基づいて決定した値であるため、今後さらにこの妥当性を検討する必要がある。

また、第 3 章、4 章の結果から、組物単体の実験から得た剛性は組物を二基組み合わせた実験から剛性より高い傾向が見られたが、その要因は定かではない。建物内に組み込まれたときの剛性についてもさらに検討する必要がある。

引張剛性については、第 5 章の構面での実験では斗や肘木の部材間での引き抜き、浮き上がるような挙動は見られなかったが、第 6 章で例として用いた五重塔の実験では、大斗の下で浮き上がりがみられる場合もあった。このため、十分な剛性がある場合と浮き上がりが許容される場合の二種類の検討が必要であると考ええる。

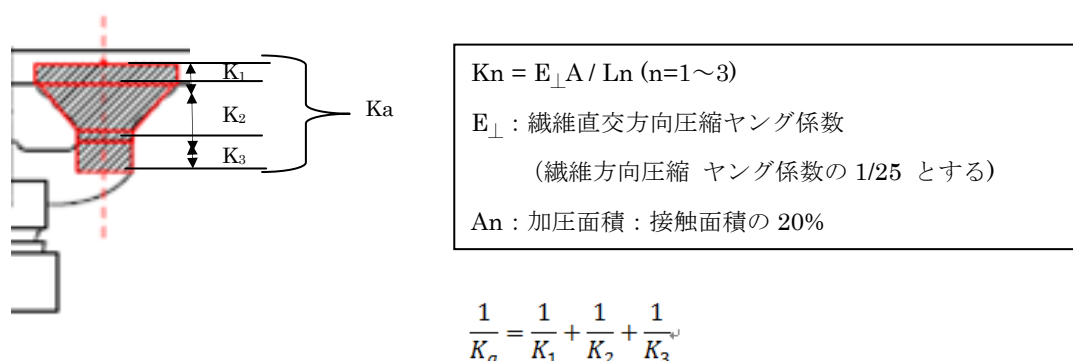


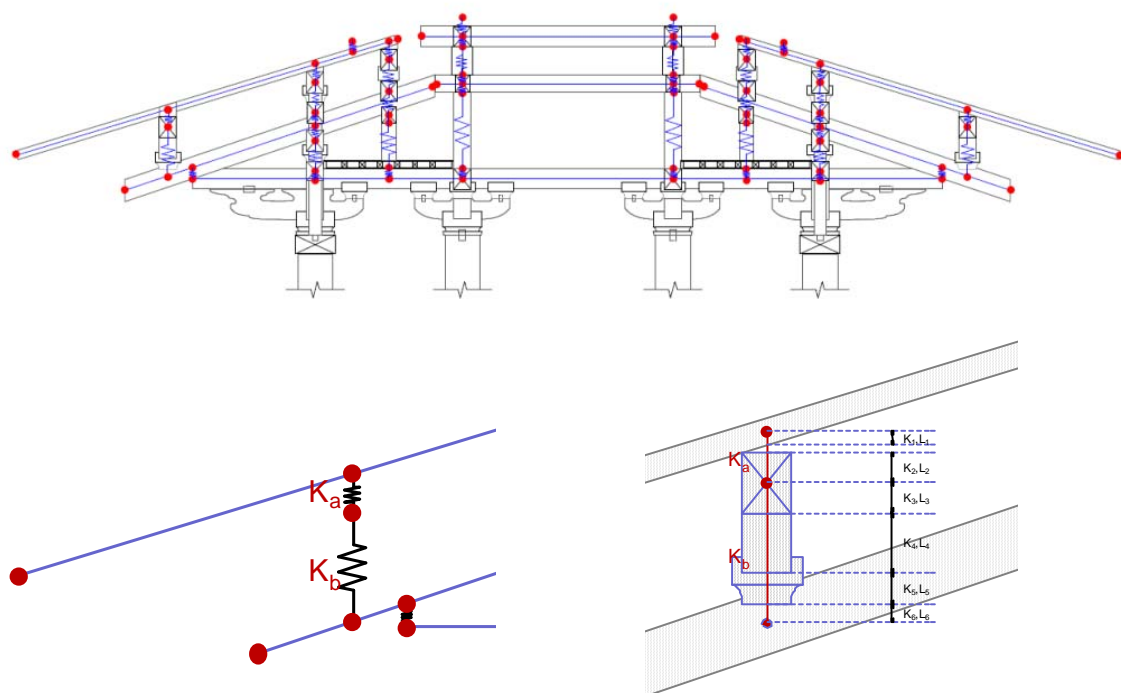
図 6.4.14 組物圧縮剛性

小屋組

小屋組のモデル化は、第 2 章、第 6 章で示したように、梁や束などは柱梁要素に置換し、部材同士の接合には圧縮剛性を評価し、横圧縮ヤング係数、断面積（接触面積の 20%）、部材間の長さで評価する方法を提案する（図 6.4.13、図 6.4.14）。ただし、断面積の評価方法は、組物部分の評価方法と同様に実験結果から算出した値なので、今後さらに検証する必要がある。

小屋組の束が貫で繋がっている場合も考えられるが、その場合は、貫の回転剛性を評価してモデル化する必要があると考える。軒が深く、屋根重量が重い場合は軒先の回転慣性が考えられ、同じように鉛直剛性が必要な場合もあることが考えられる。しかし、小屋組の形式は建物によっても異なるため、建物により斗と小屋組の鉛直剛性の関係は変わることも考えられる。

こうした小屋組全体の鉛直剛性を把握するような実験的検証はないため、今後データの蓄積が望まれる。また、より多くの事例にもとづき、建物内での他の部分との剛性の相互関係を検証する必要がある。



$$\frac{1}{K_a} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}$$

$$\frac{1}{K_b} = \frac{1}{K_3} + \frac{1}{K_4} + \frac{1}{K_5} + \frac{1}{K_6}$$

$$K_n = E_{\perp} A / L_n \quad (n=1 \sim 6)$$

E_{\perp} : 繊維直交方向圧縮ヤング係数

(繊維方向圧縮 ヤング係数の 1/25 とする)

A_n : 加圧面積 : 接触面積の 20%

図 6.4.15 小屋組のモデル化

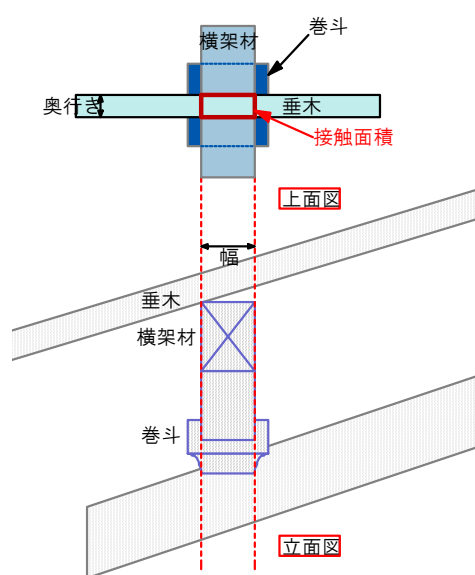


図 6.4.16 圧縮剛性算出用の接触面積

6.5 参考文献

- 6-1) 千葉一樹、藤田香織、腰原幹雄、河合直人、箕輪親宏、花里利一、坂本功：振動台加振実験から得られた伝統的木造構法五重塔の基礎的な振動特性(伝統的木造構法五重塔の縮小模型実験 その1)、日本建築学会構造系論文集、No.614、pp.69-75、2007年4月
- 6-2) 藤田香織 他：静的水平加力試験に基づく伝統的木造建築物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、
- 6-3) 千葉一樹：微動振動測定に基づく伝統的木造建築の構造性能評価に関する研究、東京都立大学位論文、2008年3月
- 6-4) 河合直人 他：五重塔の耐震性に関する縮小模型実験 その2 静的水平加力試験と小加振実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.481-482、2005年9月
- 6-5) 藤田香織 他：五重塔の耐震性に関する縮小模型実験 その3 静的水平加力試験に基づく心柱の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.481-482、2005年9月
- 6-6) 千葉一樹、藤田香織：模型による五重塔の振動実験 その2 ー五重塔の振動性状と心柱・相輪の有無による差異ー、建材試験情報 vol42、pp.6-11、財団法人建材試験センター、2006年12月
- 6-7) 「五重塔のはなし」編集委員会：五重塔のはなし、建築資料研究社、2010年
- 6-8) 藤井恵介：日本建築のレトリックー組物を見る、INAX ALBUM、1994年

第 7 章

建物全体の地震時挙動

第7章 建物全体の地震時挙動

7.1 はじめに

第6章で構築した飛鳥様式五重塔の3次元立体解析モデルを用い、壁の剛性、小屋組の剛性、心柱の有無をパラメータにし、地震応答解析を行い、各部の剛性の組み合わせ方による建物の地震時挙動の違いを検証する。

7.2 解析方法

7.2.1 解析ケース

解析ケースを表7.2.1に示す。Case0は前章で実験値の比較検証に作成した解析モデルを示す。Case1は壁の強度の影響を確かめるために、実験で用いた壁の特性に比べ最大耐力が高く第2剛性以降の剛性が高い壁を想定した。Case1の壁の特性は、第5章の試験体3に用いた壁について面材と釘のせん断性能から算出したものとした。長さ1m当たりの壁の骨格曲線を図7.2.1に示す。履歴特性はいずれもバイリニア+スリップ型とした。

Case2は、小屋組と組物の剛性の影響を調べるために、Case1に対して小屋組のせん断剛性、圧縮剛性、引張剛性は10倍とし、組物のせん断剛性は10倍、圧縮剛性は10倍、引張剛性は 10^7 倍とした。引張剛性は、再現モデルでは引張に対してほとんど効かず浮き上がりを想定し剛性0.001kN/mとしているが、Case2では浮き上がらないように20000kN/mとしたため、比率は 10^7 倍とした。

Case3では、各部の剛性はCase1と同じとし、心柱がないモデルとした。

表 7.2.1 解析ケース

Case	目的	壁 最大耐力	小屋組剛性	組物剛性	心柱
Case0	実験の再現モデル	1	1	1	有り
Case1	壁強度の影響	32	1	1	有り
Case2	小屋組、組物の影響	32	せん断 10 圧縮 10 引張 10	せん断 10 圧縮 10 引張 10^7	有り
Case3	心柱の有無	32	1	1	無し

※数値は実験値を1とした場合の比率を示す。

※壁剛性、小屋組、組物の各剛性の比率は、初期剛性での比率とした

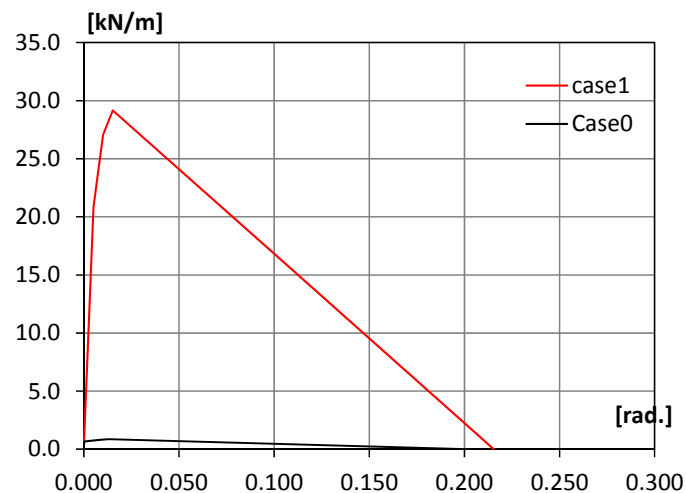


図 7.2.1 壁の骨格曲線

表 7.2.2 壁の特性

Case0		Case1			case0	case1
変形角	1m当たりの荷重	変形角	1m当たりの荷重	初期剛性	4087	4125
rad.	kN	rad.	kN/m	第2剛性	17	1238
0.000	0.000	0	0	第3剛性	14	413
0.0002	0.7	0.005	20.8	第4剛性	-5	-146
0.008	0.8	0.010	27.1	kN/m /rad.		
0.013	0.9	0.015	29.2			
0.200	0.0	0.215	0.0			

7.2.2 諸設定

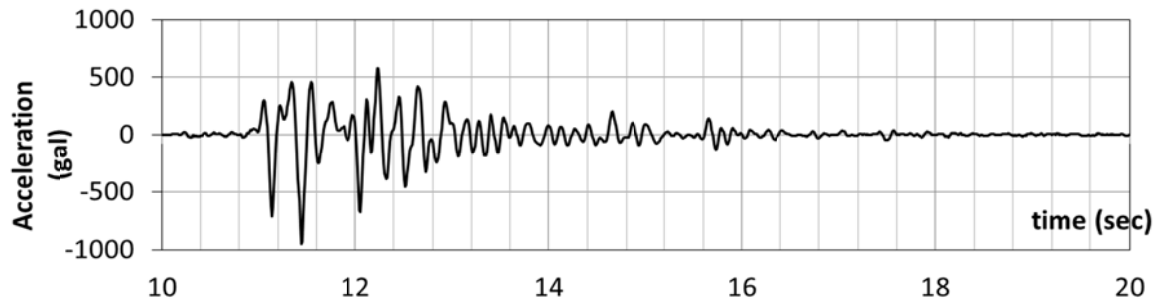
解析には第 5 章でも用いた建築研究所 Wallstat ver2.0.2 の改良版を用いた。

入力波

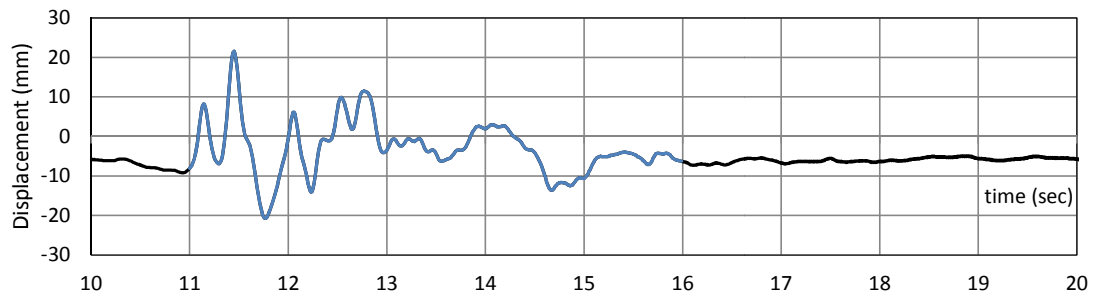
入力波は、五重塔模型振動台実験⁷⁻¹⁾から得られた最大入力の一つである JMA-Kobe 波 (時間軸 1/3) (No.58) の結果から得た入力を用いた。入力時間は主要動の前後約 5 秒間 (図の変位波形の青線部分) の入力とした。波形を図 7.2.1 に示す。

減衰

減衰は瞬間剛性比例型とし全てのケースにおいて 2%、負勾配時には 0%とした。



加速度波形



変位波形

図 7. 2. 1 入力波形 (JMA-Kobe 波(時間軸 1/3) (No. 58))

7.3 解析結果

7.3.1 壁強度の影響

壁の剛性、耐力を変化させ、他の各部の条件は同じとした Case0 と Case1 との結果を比較する。図 7.2.2 に最大入力時の変形図を示す。Case0 においては最大入力時における最大振幅の時間がずれていたため、最大入力後に見られた最大振幅時（正側の最大変形 0.55sec）のときの変形図も図 7.2.3 に示す。図 7.2.4 に各層の台輪高さと塔身頂部の地面に対する応答水平変位を示す。

モデルの変形状態を見ると、Case0 のほうが Case1 に比べ初層で大きくせん断変形している様子が確認された。いずれの場合も二層以上の柱盤で浮き上がりが見られたが、Case1 のほうが大きい傾向にあった。

各層の応答水平変位を見ると、Case1 では初層と二層の変位が三層以上に比べ極端に小さい。1 秒付近最大変形時を比べると初層は 1.7mm、二層は 4.5mm に対し、三層は 13.2mm となり、三層は初層の約 10 倍、二層の 3 倍となっている。一方 Case0 では初層と二層は約 29mm、三層は 30mm とほぼ同じくらいの変形量となっている。

Case0 と Case1 の波形には位相差が見られ、Case1 では Case0 よりも第 2 剛性以降の壁の剛性や最大耐力が高くなったことで建物自体の固有振動数が高くなり応答が変化したと考えられる。

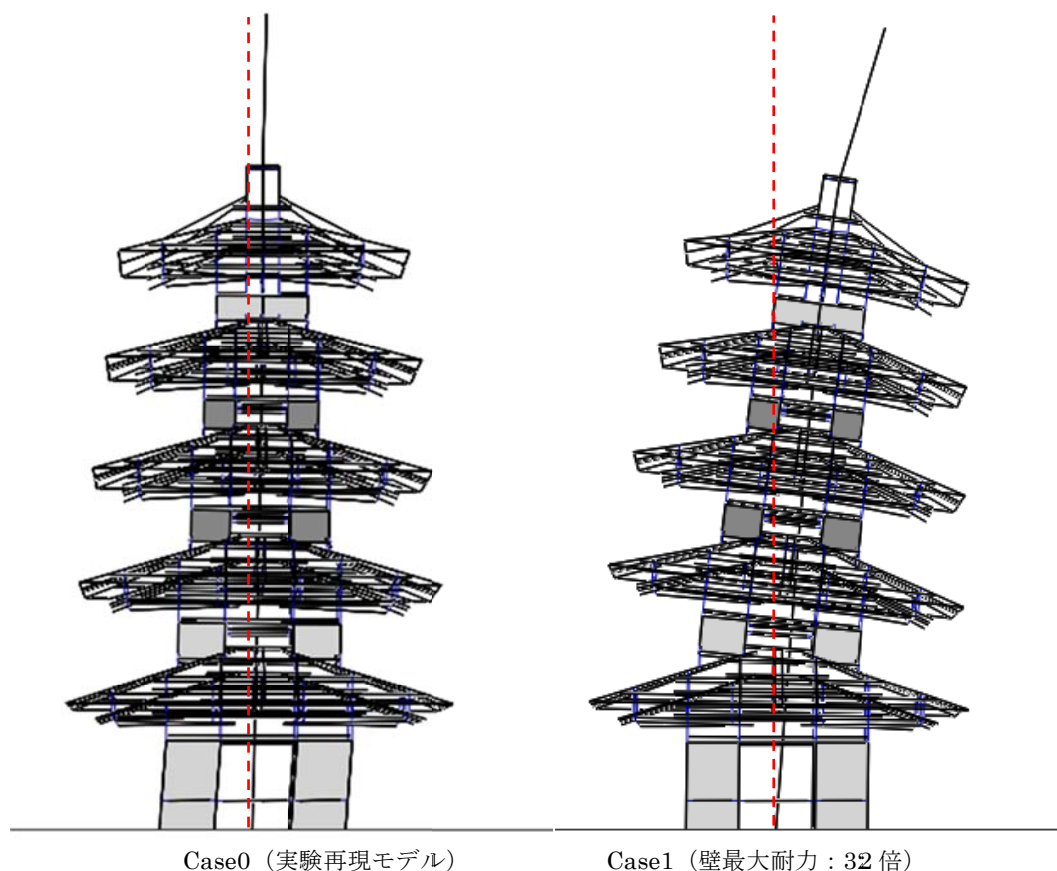


図 7.2.3 最大変形時の変形状態（変形 10 倍）（赤点線は基準線を示す）

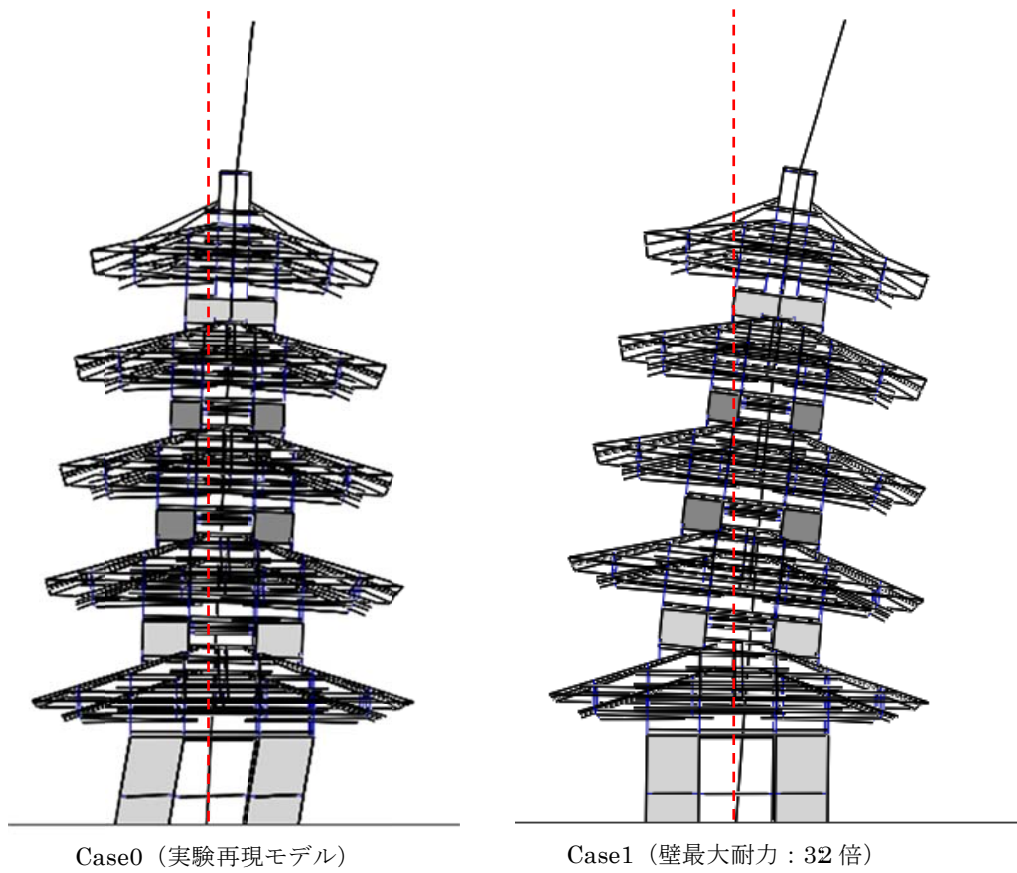


図 7.2.4 最大変形時の変形状態（変形 10 倍）（最大入力後の最大振幅時（赤点線は基準線を示す））

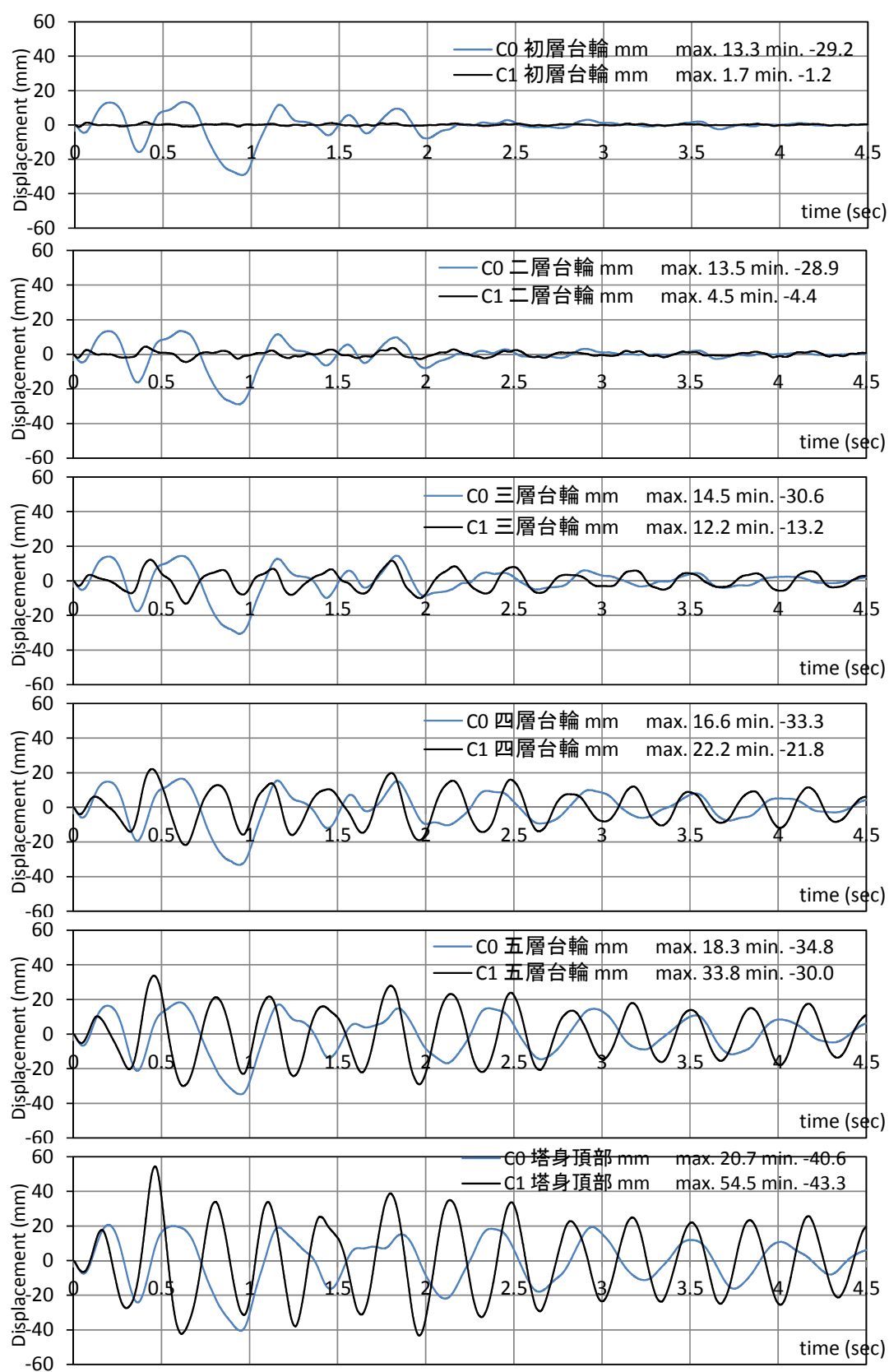


図 7.2.5 各層の地面に対する応答水平変位

7.3.2 小屋組と組物の剛性の影響

Case1 とそれに対して小屋組と組物の各部の剛性を変化させた Case2 の結果を比較し、小屋組と組物の剛性の影響を検証する。

図 7.2.6 に最大入力時の変形図を示す。図 7.2.7 に各ケースの各層の台輪高さと塔身頂部の地面に対する応答水平変位を示す。

変形の状態を見ると、最大変形時には両ケースとも二層で柱盤が大きく浮き上がる様子がみられ、変形のモードは同じ傾向であった。応答水平変位を見ると、0.5 秒あたりから両ケースの位相差が徐々に大きくなっている様子がうかがえる。Case1 に比べ Case2 のほうが全層で全体的に変形量が増している。Case2 では各層の剛性が高くなったことで、各層ごとの浮き上がりも増し、応答水平変位が大きくなったと考えられる。小屋組と組物の剛性が建物全体の応答変位に影響を及ぼすことが考えられる。

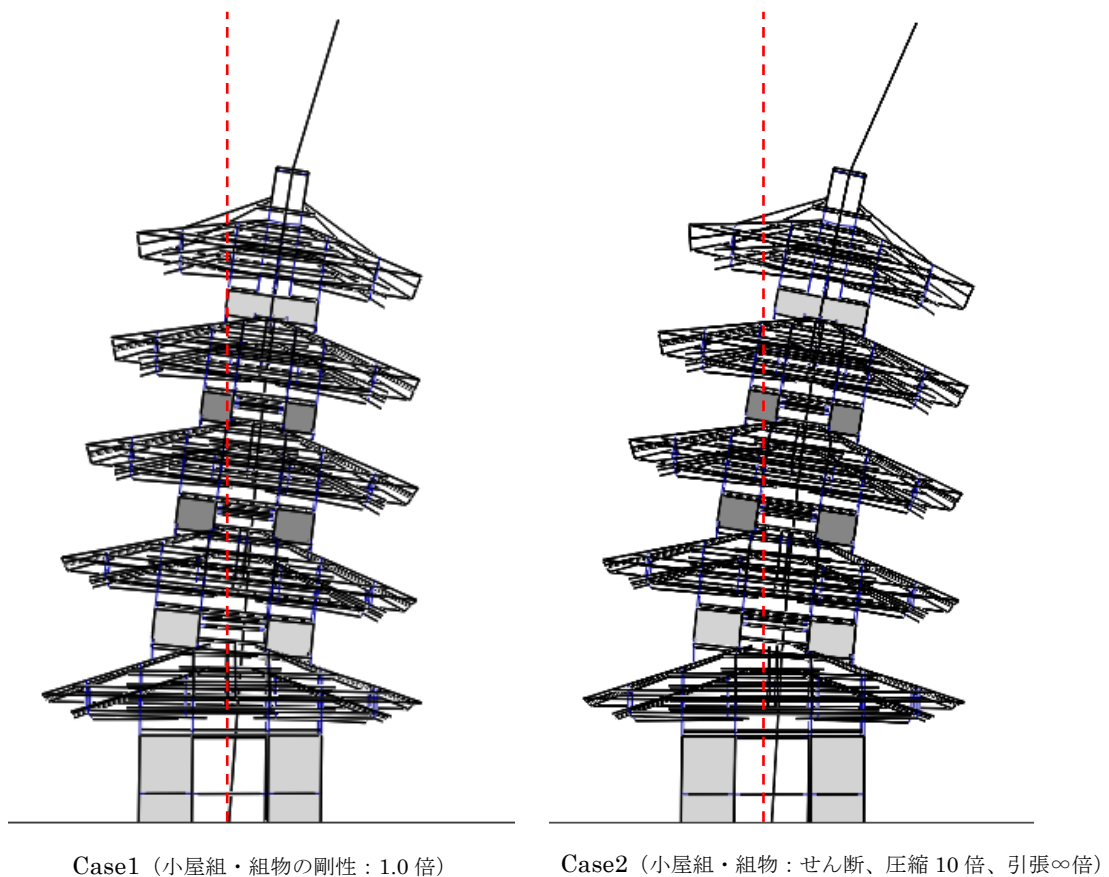


図 7.2.6 最大変形時の変形状態（変形 10 倍）（赤点線は基準線を示す）

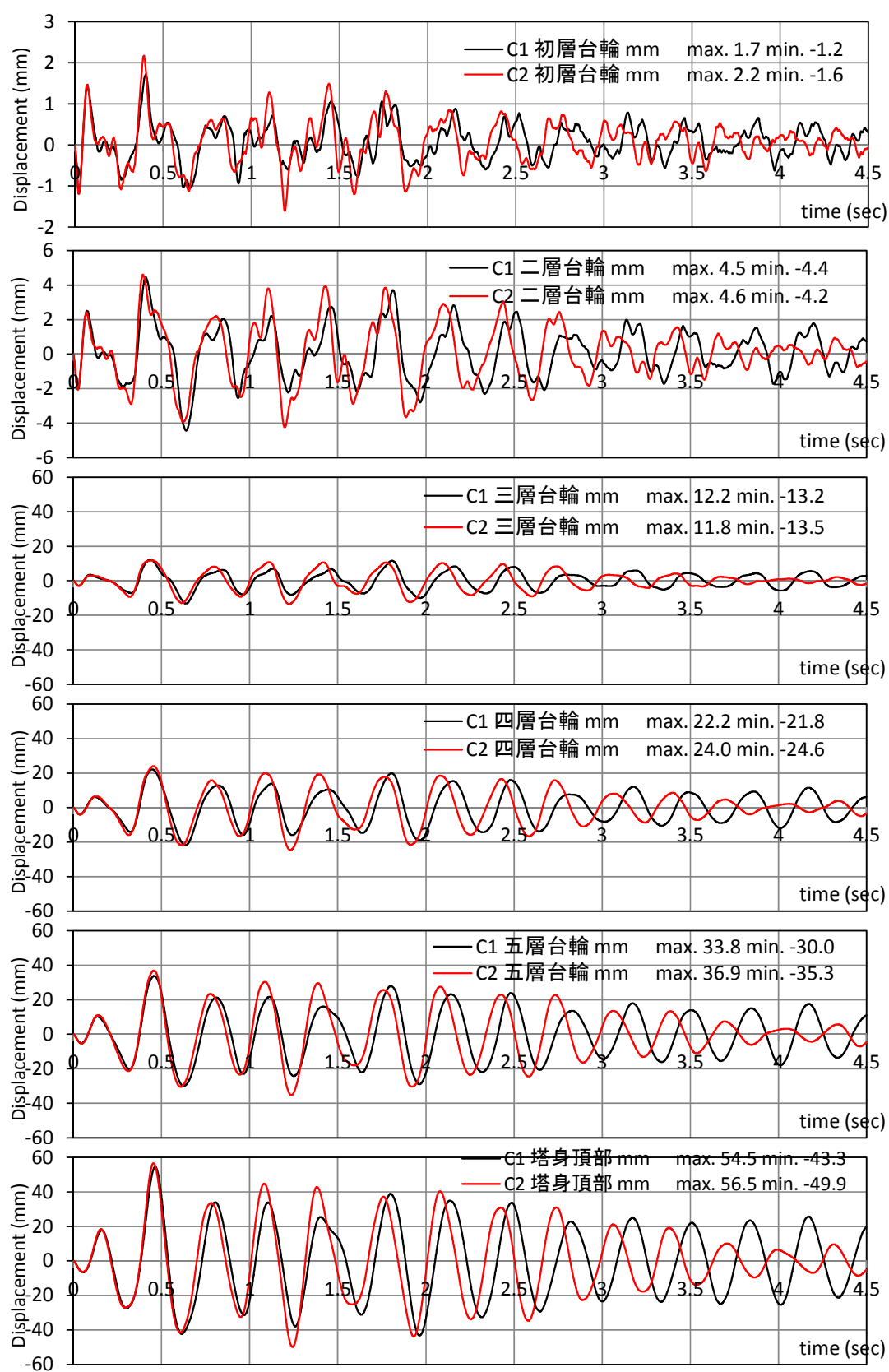


図 7.2.7 各層の地面に対する応答水平変位 (Case1, Case2)

7.3.3 心柱の影響

心柱を含んだ Case1 と含んでいない Case3 との結果を比較し、建物全体の地震時挙動に対する心柱の影響について検証する。

図 7.2.8 に最大入力時の変形図を示す。図 7.2.9 に各層の台輪高さの地面に対する応答水平変位を示す。

両ケースとも上層へ行くほど変位が大きくなる傾向は同じであるが、0.5 秒を過ぎたあたりから位相がずれている様子が見られる。最大変形量は初層から三層までは心柱がある Case1 のほうが大きい。また、Case3 では四層以上で大きく浮き上がる傾向が見られた。心柱がある場合、心柱は塔身頂部で塔身と接合しているため、心柱の揺れが塔身頂部や五層、四層の変形に影響を及ぼしているのではないかと考える。

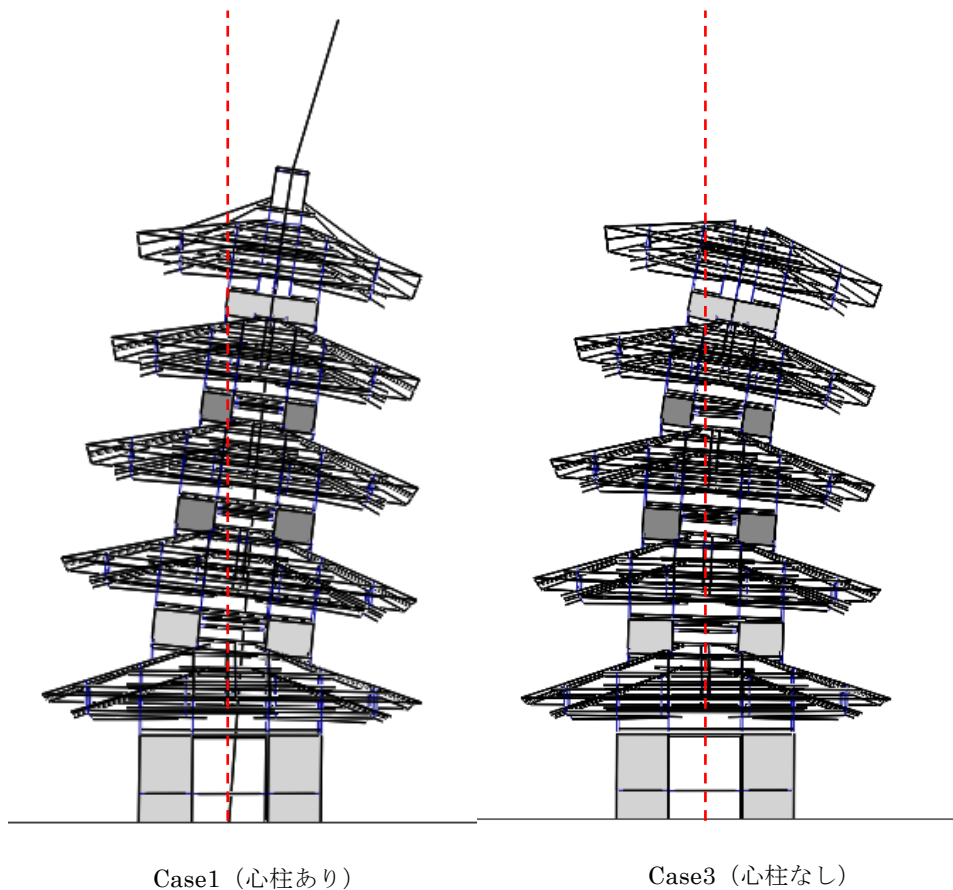


図 7.2.8 最大変形時の変形状態（変形 10 倍）（赤点線は基準線を示す）

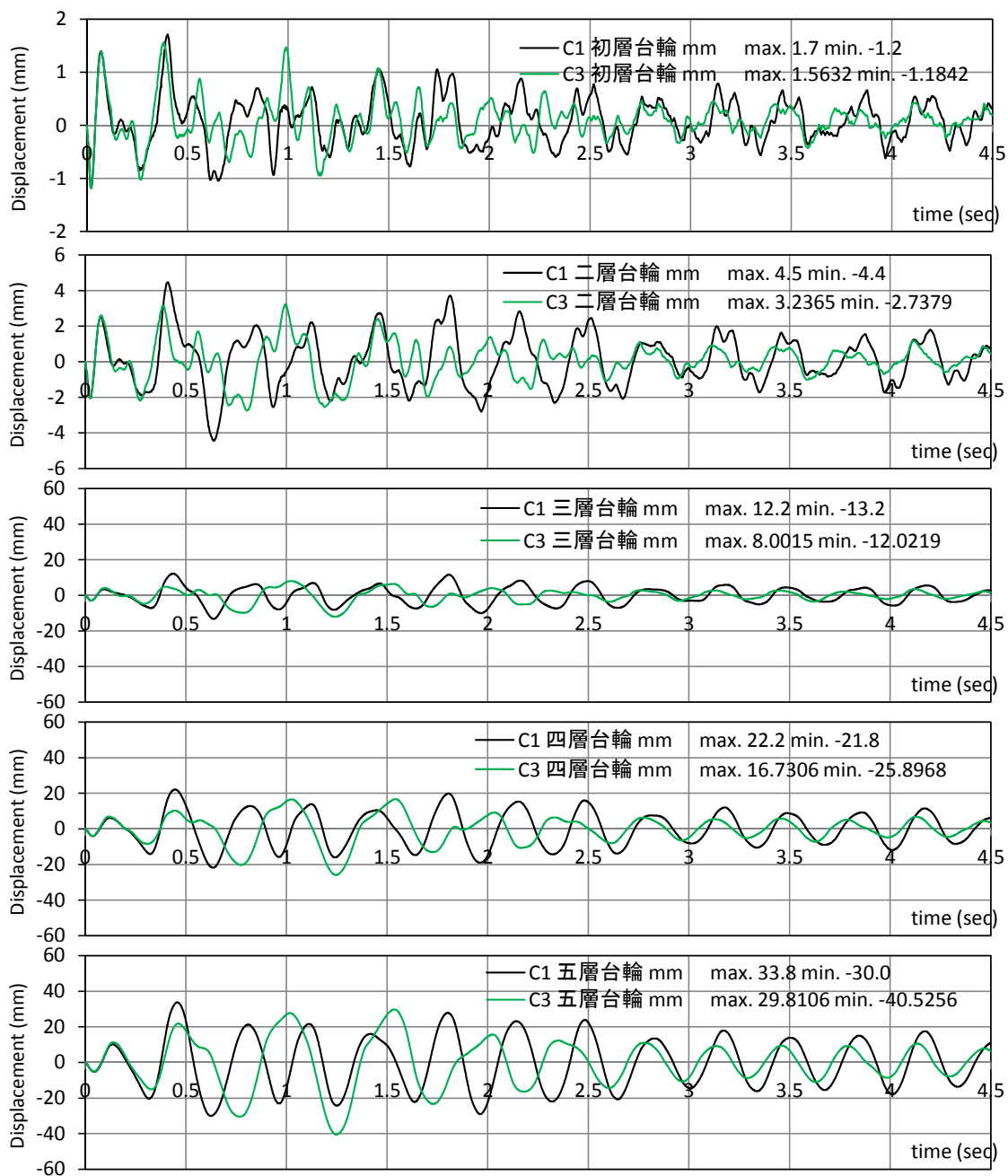


図 7.2.9 各層の地面に対する応答水平変位 (Case1, Case3)

7.4 まとめ

第6章で構築した飛鳥様式五重塔の3次元立体モデルを用い、壁の剛性、小屋組、組物の剛性、心柱の有無をパラメータに地震応答解析を行い、要素の組み合わせ方による建物の地震時挙動の違いを検証した。その結果、以下の知見が得られた。

- ・壁の剛性や耐力の影響を検証するために、実験再現モデル Csse0 と Case0 の壁を最大耐力と第2剛性以降の剛性を高くした Case1 とを比較すると、壁のせん断性能が高い Case1 では初層のせん断変形が case0 に比べ小さく、二層以上での浮き上がりが大きくなった。壁のせん断性能が塔全体の挙動に影響することが考えられる。

- ・Case1 に対し小屋組と組物のせん断剛性と圧縮引張剛性を高くした Case2 を比較すると、剛性の高い Case2 のほうが全体的に応答変位は大きくなり、上層になるほど case1 との差が大きくなった。小屋組、組物を剛性は建物全体の挙動に影響していることが考えられる。

- ・Case1 に対し心柱をなくした Case3 を比較すると、応答変位に位相差がみられ、心柱がない Case3 では、五層が最大変形したときには Case1 に比べ三層以上では変形が大きくなった。また、上層での浮き上がりが大きくなった。今回のモデルでは、心柱は塔身頂部で塔身と接合しており、心柱の揺れが塔身の挙動に影響していることが考えられる。今後、接合方法や接合する場所も含め、心柱の影響を検討する必要がある。

7.5 参考文献

- 7-1) 千葉一樹他：五重塔の耐震性に関する縮小模型実験 その3 大加振実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.485-486、2005年9月

第 8 章

結論

第 8 章 結論

8.1 まとめ

本研究では、伝統木造建築の中でも五重塔を例にして、考えられる耐震要素について整理し、建物全体のモデル化について検討した。また、構造性能が把握されていなかった組物部分の鉛直性能と小屋組部分の鉛直性能について要素実験や構造解析から検証した。さらに要素を組み合わせた柱組物の構面実験から各構造要素や架構全体の耐震性能の評価方法について検討し、要素の組み合わせによる地震時の挙動の変化について検証した。以下、章ごとのまとめを示す。

第 2 章 構造要素と建物モデル化の方法

建物モデルとした五重塔について、既往の研究で考えられているモデルを整理した。また、考えられる耐震要素について考察し、建物全体として考えられるモデルを提案した。柱の傾斜復元力による回転バネ、柱貫接合部のめり込みによる回転バネ、壁のせん断バネ、組物のせん断バネ、層がロッキングした際に生じる上下動に対する組物や小屋組の鉛直バネを含んだ建物全体のモデルを示した。

第 3 章 組物の構造性能

組物の構造性能を把握するために、組物単体を対象として圧縮試験を行った。組物への鉛直荷重のかかり方を変えた 8 パターンの加力を行った結果、各斗や流れる応力比率はどの場合もほぼ近い値となった。ただし、荷重が 1 か所あるいは 2 か所に集中している場合は、力が分散してかかっている場合よりも組物一基の剛性が低くなる傾向がみられた。組物の鉛直剛性は、組物を構成する斗と肘木の圧縮剛性と肘木の曲げ剛性から成り立ち、両者を比較すると圧縮剛性が全体の剛性に大きく影響していることが明らかになった。なお、斗や肘木の圧縮剛性を算出する際の断面積は、荷重を受ける面積が必ずしも全断面積ではなく、20%前後の値で実験値の剛性を算出することができた。

次に、五重塔のように組物層にモーメントとせん断が同時にかかることを想定し、組物を二基並べた状態でモーメントとせん断力を同時に加える静的加力実験を実施し、組物の鉛直剛性とせん断剛性について検証した。組物層のせん断剛性は、ロッキング現象によって変動する軸力による摩擦力の影響が確認された。鉛直剛性は弾性範囲では一定であることが明らかになった。弾性範囲内の組物の変形は、回転挙動による変形に比べせん断変形が支配的であり、鉛直剛性はせん断剛性の 8~10 倍程度であった。

第 4 章 小屋組の構造性能

五重塔の小屋組の鉛直性能を把握するために、小屋組の 3 次元立体モデルを作成し鉛直載荷の静的解析を行った。肘木、柱盤、尾垂木などの横架材および束は梁要素で置換し、接合部は部材の繊維直交方向の圧縮を考慮した鉛直バネを用いてモデル化した。荷重のかかり方は、四天柱と側柱に荷重がかかる場合、側柱にのみ荷重がかかる場合の 2 ケース、

支点は四天柱に支点がある場合とない場合を考慮し、計 4 ケースの解析を実施した。その結果、いずれの場合も柱盤と隅木の節点で大きくたわむことが確認された。四天柱に支点がある場合、四天柱 1 本には側柱 1 本に流れる荷重の約 2 倍から 3 倍の荷重が流れることが分かった。また、五重塔初層を台輪までの構面、組物、小屋組の 3 層に分け、上層荷重が作用した場合とモーメントが作用した場合のそれぞれの鉛直剛性を算出し比較した。その結果、いずれも小屋組層の鉛直剛性が最も小さくなり小屋組で鉛直変形しやすいことが示唆された。

第 5 章 柱組物構面の耐震性能

柱、貫、組物からなる構面に対して壁のせん断剛性が低いものから高いものまで三種類の構面を用いて振動台実験を実施し、耐震要素の性能の組み合わせを変えた構面の地震時の挙動と、いくつかの要素が組み合わさった場合の耐震要素のモデル化について検証した。試験体はせん断剛性が最も低い場合を想定した壁を含まない試験体 1、壁の中で最もせん断剛性が低い場合を想定した土壁を含む試験体 2、土壁よりもせん断剛性が高い試験体 3 の三つとした。試験体 1、試験体 2 では、構面全体の変形としてせん断変形が卓越し、この場合は耐震要素の足し合わせによって構面全体の復元力を算出することができるということが明らかになった。しかし、試験体 3 では、試験体 1、試験体 2 と地震時の挙動が変わり、構面全体がロッキングすることによって構面全体の変形は回転による変形が卓越し、柱脚の浮きあがりを考慮する必要があることが明らかになった。組物部分の変形は、組物より下部のせん断剛性が高くなると変形が増大する傾向が見られた。

耐震要素の剛性を変えた解析を実施し構面全体と各部の挙動について検討した。なお、実際の建物においては、より多くの剛性の組み合わせ方があると考えられるので、解析ケースを増やすことで各部位の建物全体への影響をさらに検証することができる。

第 6 章 建物全体のモデル化の検討

第 2 章から第 5 章で得た結果をもとに、柱の傾斜復元力による回転バネ、柱貫接合部のめり込みによる回転バネ、壁のせん断バネ、組物のせん断バネ、組物の鉛直バネ、小屋組の鉛直バネを含んだ、3 次元立体フレームモデルの構築方法を示した。各要素のモデル化について整理し、建物をモデル化する際に各要素で留意すべき点について述べた。

建物全体の挙動についてせん断挙動が卓越する場合とロッキング挙動が卓越する場合でも対応可能なモデル化を構築することができた。変形性状は概ね実験値を再現することができたが、壁の剛性の評価方法は実験値に即して決定したため理論的に検討する必要がある。また、本モデルにおいて浮き上がりを想定していない部位でも浮き上がりが生じ全体の挙動に影響していると思われることから、モデルの精度の向上が望まれる。

第 7 章 建物全体のモデル化の検討

第 6 章で構築したモデルを用い、既往の五重塔縮小模型実験の試験体をモデルとしてパ

ラメトリック解析を行った。パラメータは壁のせん断剛性、組物のせん断剛性と鉛直剛性、小屋組の鉛直剛性、心柱の有無とした。壁のせん断剛性、耐力が高い場合は、初層の変形は小さく各層でのロッキング挙動が顕著になることが確認された。小屋組と組物部分を剛にすると建物全体の応答変位が増加した。心柱の有無によって応答変位は異なった。耐震要素の組み合わせ方により、建物全体の挙動が変わり、せん断変形が卓越する場合と回転変形が卓越する場合があることがわかった。ただし、今回の解析ケースはそれぞれ1ケースずつであるため、解析ケースを増やし各部の影響についてさらに検証できると考えられる。

8.2 今後の課題

本研究の第2章から第7章のまとめから、次の課題が挙げられる。

- ・ 小屋組鉛直剛性の実験的検証

本研究では小屋組の鉛直剛性については、要素実験から明らかになった点を組み合わせ、3次元立体モデルを構築し静的解析を通して検討したが、実験的検証を用いた小屋組の構造性能の把握が望まれる。

- ・ 五重塔のモデル化の精度向上

五重塔のモデル化の検討事項として、心柱の塔身全体の地震時挙動への影響や、心柱と塔身の接合方法、小屋組の重量分布による慣性力の影響などが挙げられる。また、塔身だけでなく裳階への力の流れ方や裳階の有無による塔全体の地震時挙動への影響の把握が必要と考えられる。

- ・ 小屋組まで含んだ構造体あるいは実大建物の地震時挙動の把握

本研究では、耐震要素の組み合わせとして、一構面を対象に振動台実験を実施したが、複数の構面を取り出した場合、一層分を組んだ場合、あるいは層を組み合わせ五重まで組んだ場合などを対象に、大変形に至るまでの実験的検証も望まれる。立体効果やさらに組み合わせの要素が増えた場合の架構全体と各部の耐震性能の把握が必要であろう。

- ・ 飛鳥様式以外の形状に関する検討

本研究では飛鳥様式の形状について検討したが、飛鳥様式は組物部分の斗が雲斗であったり、斗と肘木が一体となった雲肘木を含んでいたりと、他の様式とは異なった形状を含んでいる。他の様式についても、本研究で検討した組物部分の鉛直剛性や、複数の耐震要素が組み合わせられた場合の耐震性能の評価方法について適応できるか確認する必要がある。

謝辞

本論文の作成にあたり、非常に多くの方々にご指導、ご支援を頂きました。

主査で指導教員の腰原幹雄教授には本研究の遂行にあたり終始丁寧なご指導を頂きました。筆者が修士課程在学時から助手として数多くのご助言を頂き、博士課程まで非常に長い期間大変お世話になりました。研究の進め方、考え方など非常に多くのことを学ばせて頂きました。研究に行き詰まったときにも的確なアドバイスをくださり、時には叱咤激励も頂き、本研究をまとめることができました。ここに厚くお礼申し上げます。

副査の中埜良昭教授、高田毅士教授、目黒公郎教授、藤田香織准教授には本論文の細部にわたりご指導を頂きました。個別説明や審査会における討議は非常に刺激的で貴重な機会でした。多様な角度からのご意見を頂き、本論文を再考することができました。また時に励ましの言葉も頂きました。藤田先生には修士課程の頃から一緒に実験もさせて頂き多くのことを学ばせて頂きました。心より感謝申し上げます。

本論文で扱った実験や解析を実施するにあたり非常に多くの方々にお世話になりました。河合直人先生（工学院大学教授）には実験方法や解析方法についてご指導頂き、研究を進めるうえで貴重なご意見を頂きました。中川貴文氏（国土交通省 国土技術政策総合研究所）には、解析ソフトをご提供頂き、ソフトの改良にもご協力頂きました。また解析を進めるにあたり幾度となく相談する筆者に貴重な御時間を割いて頂き、多くのご助言を賜りました。箕輪親宏氏（巴技研）には五重塔の解析において多くのご助言を頂きました。また研究に関連する調査にも参加させて頂き大変お世話になりました。河合先生、中川氏、箕輪氏には特に解析を進めるうえで何度も議論する時間を割いて頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

坂本功先生（東京大学名誉教授）には修士課程で大変お世話になりました。木造の構造のことを研究したいと思っていたところ坂本研究室で研究できることを知り、坂本先生に出会いました。この出会いが本研究の原点だったと思います。博士課程に入ってから勉強会などで多くのご助言を頂きました。ここに厚くお礼申し上げます。

腰原研究室の嶋脇與助助手(元)、大塚日出夫技術職員には、実験実施の際に多大なご協力を賜りました。腰原研究室中村美穂秘書には研究活動における事務処理で大変お世話になりました。ここに深く感謝の意を表します。

先輩の松田昌洋氏（信州大学助教）、金恵園氏（元腰原研究室博士研究員）、元東京都立大学の千葉一樹氏（東急建設）、佐藤弘美氏（腰原研究室助教）には修士の頃から大変お世話になりました。実験や研究を進めるうえで、数多くのご助力、ご助言を頂きました。腰原研究室後輩の加藤圭君、徳島大学構造工学研究室卒業生の龍野壮平君、在学生の福富礼佳さんには実験や解析、データ分析などで多大なご協力を頂きました。腰原研究室の皆様には実験遂行にご協力頂き、研究室活動においても大変お世話になりました。ここに深く感謝の意を表します。

同じ時期に論文を書いていた社会基盤学専攻桑野研究室の佐藤真理さんや、生産技術研究所都市基盤安全工学国際研究センター（ICUS）の吉本英子さんには国際シンポジウムでの研究発表など研究活動の場から公私にわたり大変お世話になりました。ここに深く感謝の意を表します。

その他にもここには書ききれないほどの数多くの方々から貴重な助言や励ましの言葉を頂きました。振り返ると、建築学科を志したころからやりたいと思っていたことに携わり一つの形にできたと思います。1995 年兵庫県南部地震で初めて地震を経験し、そのときに建物が計算されて造られていることを知り、建築の構造に興味を持つようになりました。またこの頃のニュースで木造は耐震性がないからだめだと言われ、街でも昔ながらの木造の建物が壊されたり違うものに建て替えられたりする様子が見られました。不十分な部分があっても工夫をしていい建物を造っていけるようにできたらいいのではないかと感じ当時の様子に違和感を覚えました。この経験が、木造の構造のことを研究したいと思ったきっかけの一つです。学部では耐震工学の研究室で木質構造の研究室ではありませんでしたが、伝統木造建築の耐震性の研究をしたいという思いに沿うような研究テーマをやらせてもらいました。それ以降、修士課程、博士課程でも興味のあった研究に携わることができました。大学院期間中には留学や南極観測隊にも参加させて頂き、本研究のテーマとは異なっていましたが、他分野との関わりから多くのことを学ばせて頂きました。節目節目で良き出会いに恵まれ、多くの助言を頂きながら研究をすることができ、本論文をまとめることができました。ここに深く感謝の意を表します。

最後にいつも温かく見守ってくれた両親に深く感謝いたします。

本当に皆様ありがとうございました。

2014 年 2 月

津和 佑子