

靱性型木造面格子壁の基本的構造特性に関する研究  
- 構造設計上の課題の分析と設計手法の提案 -

平成 26 年 4 月

廣石 秀造



# 靱性型木造面格子壁の基本的構造特性に関する研究 - 構造設計上の課題の分析と設計手法の提案 -

## 目次

論文要旨	7
第1章 序論	15
1.1 研究背景	17
1.2 研究の目的	19
1.3 本論の構成と用語の定義	20
第2章 相欠き仕口および木造面格子壁の概要と既往の研究	29
2.1 木材の材料特性	31
2.2 相欠き仕口および木造面格子壁の概要と既往の研究	37
2.2.1 相欠き仕口概要	37
2.2.2 面格子壁の概要	38
2.2.3 既往の研究の分析	41
第3章 相欠き仕口の基本構造特性の把握	45
3.1 はじめに	47
3.2 相欠き仕口の性能把握実験	48
3.2.1 概要	48
3.2.2 試験体概要	48
3.2.3 比重および含水率	53
3.2.4 実験概要	55
3.2.5 相欠き接合部の理論式	57
3.2.6 試験結果	58
3.2.6.1 各ケースごとの試験結果	58
3.2.6.2 部材等級区分による比較	78

3.2.6.3	材種および木取りによる比較	79
3.2.6.4	断面寸法による比較	80
3.2.6.5	切欠き深さによる比較	82
3.2.6.6	仕口形状による比較	83
3.3	相欠き仕口の回転剛性のモデル化	87
3.3.1	モデル概要	87
3.3.2	トリリニア置換結果	88
3.4	まとめ	93
第4章	靱性型木造面格子壁の基本構造特性の把握	95
4.1	はじめに	97
4.2	現状の木造の設計に係わる告示・規準の分析	97
4.2.1	木造建築物の構造設計ルート	97
4.2.2	壁量計算	98
4.2.3	壁倍率の算定	100
4.3	木造面格子壁の基本特性の把握	103
4.3.1	概要	103
4.3.2	試験体概要	103
4.3.3	比重および含水率	105
4.3.4	実験概要	106
4.3.5	面格子壁の理論式	108
4.3.6	試験結果および考察	111
4.4	構造解析手法の妥当性の検証	117
4.4.1	数値解析概要	117
4.4.1.1	解析モデル概要	117
4.4.2	数値解析結果および考察	120
4.5	格子間隔が構造特性に及ぼす影響の把握	126
4.5.1	概要	126
4.5.2	試験概要	126
4.5.3	数値解析概要	128
4.5.4	試験結果および考察	130



4.6	格子間隔をパラメータとした検討	134
4.6.1	数値解析概要	134
4.6.2	数値解析結果および考察	137
4.6.2.1	荷重 - 変形角関係	137
4.6.2.2	各変形角の荷重 - 空隙率関係	142
4.6.2.3	$M/M_u, N/N_u, \theta/\theta_u$ - 空隙率関係	146
4.7	まとめ	153

## 第5章 靱性型木造面格子壁の

	設計手法確立のための基本的検討	155
5.1	はじめに	157
5.2	設計用基準強度の設定	158
5.2.1	現行の基準強度の概要	158
5.2.2	数値解析諸元の設定	160
5.2.3	数値解析概要	163
5.2.4	数値解析結果および考察	166
5.2.5	「靱性型」面格子壁を対象とした設計用基準強度の評価	170
5.3	木材のばらつきによる影響の把握	171
5.3.1	数値解析概要	171
5.3.2	数値解析結果および考察	172
5.4	まとめ	178

## 第6章 靱性型木造面格子壁の構造設計手法の提案

6.1	はじめに	181
6.2	耐震シェルターの概要	182
6.2.1	耐震改修・耐震補強の概説	182
6.2.2	耐震シェルターの概要	184
6.2.3	木造面格子壁を用いた耐震シェルターの概要	186
6.3	耐震シェルターに要求される構造設計手法	188
6.3.1	耐震シェルターの設計条件	188
6.3.2	限界状態設計法の概要	191

6.4	面格子壁の評価と設計用耐力の算出	194
6.4.1	概要	194
6.4.2	開口を有する面格子壁の水平加力試験	194
6.4.3	面格子壁の選定と耐力の算出	195
6.5	実規模振動実験	202
6.5.1	実験概要	202
6.5.2	試験体概要	202
6.5.3	試験結果および考察	208
6.6	耐震シェルターの構造設計手法の提案	233
6.6.1	概要	233
6.6.2	目標信頼性指標	233
6.6.3	荷重係数・耐力係数の算出	234
6.6.4	荷重係数・耐力係数の算定	238
6.6.5	設計式の提案	242
6.7	まとめ	243
第7章 総括		245
7.1	本論の総括	247
7.2	今後の課題	249
参考文献		251
研究業績		261
謝辞		273

## 論文要旨



靱性型木造面格子壁の基本的構造特性に関する研究  
- 構造設計上の課題の分析と設計手法の提案 -

論文要旨

本論文は、高い靱性に期待した木造面格子壁の構造特性について論じたものである。

木材は、樹木から伐採される自然の材料であるため、乾燥収縮、強度、弾性係数等の物理的性質が、樹木の繊維方向との傾斜角により著しく異なる性質、すなわち異方性を有することが特徴である。また、木材は材種、産地、生育環境、含水率等が強度や弾性係数に及ぼす影響が大きく、部材ごとに大きなばらつきが生じる材料である。木材の破壊性状は、大部分の応力状態（引張、曲げ、せん断、割裂き、座屈）に対して降伏後の変形性能に乏しく、構造設計上は脆性材料として扱われている。ただし、繊維直交方向の圧縮となる横圧縮や支圧（部分横圧縮）に対しては、低剛性ながらも木材のめり込みを生じて靱性に富む性質を有している。

このような性質を持つ木材を建築物の構造部材として使用するにあたり、現在の木質構造の構造設計では、本来脆性材料である木材を脆性破壊が生じない応力範囲で使用する、という観点から「強度型」を目標とした設計が通常行われている。これに対して、本論文では木材のめり込み性状を積極的に利用することで、高い変形性能を有する構造要素を提案すると共に、この要素を構造設計するための手法の確立を目的としている。

木材の靱性に富む「めり込み」を利用したディテールや構造としては、以下に示すものが挙げられる。

(1) 貫、(2) 相欠き仕口、(3) 集積型木質吊屋根構造

本論文ではこれらの3つの構造形式の内、最も加工が容易で汎用性が高いと思われる(2)相欠き仕口を取り上げ、格子状に木材を並べた壁を対象とした。この種の壁は一般に「面格子壁」と呼ばれている。相欠き仕口は接合する2つの材をそれぞれ欠き取って重ね合わせる継手、仕口であり、2部材間の相対角度の変化に伴い、接触部分にめり込みが生じるため、粘り強い性状を示すとされている。

面格子壁は開口を有し、光を取り入れることが可能な耐力壁として、既に社寺等の建築物や耐震補強などに数多く使われている。面格子壁の面内に水平力が加わる時、面格子内には①相欠き仕口部のめり込み応力、②相欠き残余部の曲げモーメント、③相欠き残余部のせん断力等が生じる。②、③の応力が支配的な場合、脆性的な破壊モードが生じる可能性がある。このため、現行の設計では想定荷重下で②、③が原因となる崩壊を生じさせない目標、具体的には高強度、高剛性と共に壁倍率の確保を目標とした「強度型」の設計が行われている。これに対して、①による変形を先行させて、②、③による崩壊の回避を目指すことが本論文で対象とする面格子壁の目標である。

木材のめり込み剛性は、繊維方向の弾性係数のおよそ  $1/25 \sim 1/50$  とされており非常に小さいため、面格子壁は初期剛性が低く、さらに乾燥収縮や施工誤差に伴う隙間が大きく影響する性質を持つ。このため、面格子壁に関する既往の研究は初期剛性の向上による壁倍率の向上を目指したものが大部分であり、面格子壁の格子間隔を細かくすると共に隙間の影響の評価や、仕口部にジベルや楔などを付加した検討などが数多く行われている。一方、壁倍率の規定されていない格子間隔（超 310 mm）については、ほとんど検討は行われていない。以上のことから本論文では、現行の壁倍率の範囲にとらわれず、面格子壁の基本的な構造性能の把握を試みた。この結果に基づき、相欠き仕口の「めり込み」の特徴を生かして、靱性に富む壁の仕様を分析した。なお、一般的な耐力壁として用いられる面格子壁を「強度型」とし、本論文で提案する靱性に富む性質を持つ壁を「靱性型面格子壁」と定義した。

本論文では「仕口」、「面」、「立体」の3つに分けて検討を行った。まず、「仕口」では相欠き仕口の基本的力学性状の把握を試みた。次の「面」は本論文の中核をなす部分であり、靱性型面格子壁の力学性状の把握を行った。最後に「立体」では、靱性型面格子壁の構造設計手法の提案を行い、実用化の一例として耐震シェルターへの適用を検討した。

本論文は、7章より構成されている。上述の3つの検討の内、「仕口」の検討は第3章に、「面」の検討は第4章と第5章に、「立体」は第6章に、それぞれ該当している。

第1章「序論」では、木材の特徴と木質構造の現状を概観し、本論文で対象と

している靱性型面格子壁の設計上の課題を分析した。これらを背景として研究目的を明らかにすると共に、論文の全体構成及び用語の定義を示した。

第2章「相欠き仕口および木造面格子壁の概要と既往の研究」では、研究対象である「相欠き仕口」と「木造面格子壁」の既往の研究に対して、調査・整理を行った。このように面格子壁の現状を分析し、課題を整理すると共に、さらに「靱性型面格子壁」の課題と、本研究の位置づけを明らかにした。

第3章「相欠き仕口の基本構造特性の把握」では、最初に相欠き仕口単体の基本的力学特性の把握を目的とした実験とその結果について論じた。まず、相欠き仕口の曲げ試験を行い、その構造特性について明らかにした。ここでは、材種、断面寸法、切欠き寸法、接合部形状に着目した結果を示した。さらに、これらの結果と現在一般的に使用されている相欠き仕口の理論式との比較を行い、既存理論式の適用性を検証した。また、併せて塑性後の挙動を評価できる数値解析モデルの構築を目的として、回転剛性のモデル化を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・相欠き仕口の曲げ試験ではすべての試験体でスリップ型の履歴性状を示した。
- ・スギ無等級材では $0.3\text{rad}$ 以降も耐力低下が見られず、靱性の高い性状を示した。
- ・剛性の大きなスギE90やカラマツでは、曲げ破壊やせん断破壊など脆性的な性状を示した。
- ・剛性や密度の大きな材料においては、脆性的な破壊が卓越するため、この種の材料を使用する際には仕口の切欠き寸法の変更などの工夫が必要である。
- ・比較的剛性の低いスギの使用などが靱性型として適当であることが示唆された。
- ・弾性範囲から塑性後の挙動まで評価できる仕口部の回転剛性のモデル化を行った。

第4章「靱性型木造面格子壁の基本構造特性の把握」では、面格子壁を対象とした基本的力学特性の把握を目的として実験と数値解析を行い、その結果について論じた。まず、木造の設計に係わる現行の告示・規準について調査・整理を行った。続いて、木造面格子壁の水平載荷実験を行い、木造面格子壁の基本的力学特性を明らかにした。この結果を基に、構造解析手法の妥当性の検証を行うと共に、

数値解析を用いて格子間隔が及ぼす影響に着目した結果を示した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・面格子壁の水平載荷試験では、すべての試験体でスリップ型の履歴性状を示した。
- ・スギの無等級材は靱性の高い性状を示したが、剛性の大きなカラマツやヒノキでは曲げ破壊やせん断破壊など脆性的な性状を示した。
- ・塑性後の挙動を評価できる解析モデルの構築を試みた。実験結果と解析モデルは良好に一致したが、仕口の力学性状のバラつきを考慮する必要のあることが示唆された。
- ・格子間隔をパラメータとした検討より、めり込みを卓越させるためには空隙率が45～50%以上必要となり、1,700 mm×2,300 mmの規模の壁では格子の部材構成5×6が強度型と靱性型の境界であることが示唆された。

第5章「靱性型木造面格子壁の設計手法確立のための基本的検討」では、第4章で示した結果を基に、靱性型木造面格子壁の設計上の課題について論じた。靱性型木造面格子壁用の設計用基準強度および木材のばらつきに着目した数値解析を行い、靱性型面格子壁に必要な性能について結果を示した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・木材の設計用基準強度をパラメータとした検討を行った。告示の基準強度を用いた場合、小さな変形角で脆性破壊を生じる結果となり、実験結果と異なる性状を示した。
- ・格子間隔の粗い靱性型面格子壁の変形性能を適切に評価するためには、靱性型面格子壁を対象とした妥当性ある設計用基準強度の設定が必要であることが示唆された。
- ・格子の耐力のばらつきを考慮した検討を行い、面格子壁内に告示値相当の部材が横材1本に混在した場合を除いて、格子耐力のばらつきが変形性能に及ぼす影響は無視できないという結果が得られた。

第6章「靱性型木造面格子壁の構造設計手法の提案」では、靱性型面格子壁の実用例として、耐震シェルターを取り上げ、構造設計手法の提案を行った。まず、現行の耐震シェルターの概説を示した。続いて、耐震シェルターに必要な構造設計手法について整理を行い、「限界状態設計法」に基づく新たな構造設計手法の提案を行うと共に、面格子壁の水平加力実験及び数値解析結果より、設計に必要な



な耐力係数と荷重係数を算出した。併せて、実大規模の1層木造軸組建物を用いて振動実験を行い、その結果を示した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・実大振動実験では既存軸組と耐震シェルターの衝突を生じた。シェルターは既存軸組と共に変形し仕口部にめり込みを生じると共に、既存軸組の崩壊後においてもシェルターに十分な耐荷性能を有していることが確認され、靱性型木造面格子壁のシェルターへの適用の有効性が把握された。
- ・荷重と木材のばらつきを考慮した簡易的な設計手法を提案した。なお、本手法を用い数件の実施例を報告している。

最後に、第7章「総括」において研究成果をまとめると共に、靱性型木造面格子壁の今後の課題について述べた。

本論文では、「靱性型木造面格子壁」を提案し、その基本的構造特性の把握を行った。また、靱性型面格子壁に適した部材寸法、格子間隔、相欠き仕口の切欠き寸法等の仕様を提示した。今後、靱性型面格子壁を対象とした設計用基準強度の設定、めり込みによるエネルギー吸収性能の定量的な評価、仕口のばらつきを考慮した数値解析モデルの構築、等の更なる検討が必要である。



## 第 1 章 序論



# 第 1 章 序論

## 1.1 研究背景

木材は、樹木から伐採される自然の材料であるため、乾燥収縮、強度、弾性係数等の機械的性質は、樹木の繊維との傾斜角により著しく異なる性質、すなわち異方性を有することが特徴である。また、含水率、樹種、産地、生育環境、等が強度や弾性係数に及ぼす影響が大きく、部材ごとにもばらつきの大きな材料である。さらに木材の破壊性状は、大部分の応力状態（引張、曲げ、せん断、割裂き、座屈）に対して降伏後の変形性能に乏しく、構造設計上は脆性材料として扱われている。ただし、繊維直交方向の圧縮である横圧縮や支圧（部分横圧縮）に対しては、低剛性ながらも木材のめり込みを生じて靱性に富む性質を有している。

このような性質を持つ木材を建築部材で使用するにあたり、現在の木質構造の構造設計では、脆性的材料である木材を脆性破壊が生じない応力範囲で使用する、という観点から「強度型」を目標とした設計が通常行われている。これに対して本論では、木材のめり込み性状を積極的に利用することで、高い変形性能を有する構造要素の提案と構造設計手法の確立を目的としている。

木材の靱性に富む「めり込み」を利用したディテールや構造として、以下のものが挙げられる。

(1) 貫

(2) 相欠き仕口

(3) 集積型木質吊屋根構造

(1) 貫は伝統構法などに見られる仕口で、柱材に貫などの横架材を貫通させ、外力に対して柱材が横架材にめり込むことで抵抗する。

(2) 相欠き仕口は接合する 2 つの材をそれぞれ欠き取って重ね合わせる継手、仕口である。2 部材間の相対角度の変化に伴い、接触部分にめり込みを生じるため、粘り強い性状を示すとされている。

(3) 集積型木質吊屋根構造は、橋梁の分野で適用事例の見られる吊床版の原理を小断面木材に適用し、軽量の曲面屋根架構の実現を図ったものである。比較的曲げ剛性の小さい小断面木材を、繊維直交方向に利用し、部材間を貫通するケーブルに初期張力を導入することで木材同士を一体化、吊り上げることで一方向吊

屋根を形成する構造となっている。この時、木材間は部材上縁でめり込みと、下縁で離間を生じるため、矩形断面でも利用が可能である。本構造は、岡田ら<sup>1.1)1.2)</sup>によってスパン16m規模の事務所空間への適用事例も報告されている。

本論ではこれら3つの構造形式の内、最も加工が容易で汎用性が高いと思われる(2)「相欠き」を取り上げた。本論では、この相欠き仕口を利用して、格子状に木材を並べた壁を対象とする。この種の壁は一般に「面格子壁」と呼ばれている。

面格子壁は開口を有し、光を取り入れることが可能な耐力壁として社寺等の建築物や耐震補強などに数多く使われている。面格子壁の面内に水平力が加わる時、面格子内には①相欠き仕口部のめり込み応力、②相欠き残余部の曲げモーメント、③相欠き残余部のせん断等が生じる。②、③の応力が支配的な場合、脆性的な破壊モードが生じる可能性がある。これに対して、現行の設計では想定荷重下で②、③が原因となる崩壊を生じさせない目標、具体的には高強度、高剛性と共に壁倍率の確保を目標に設定して「強度型」の設計が行われている。一方、本論で対象とする面格子壁では、①による変形を先行させて②、③による崩壊の回避を目標としている。

面格子壁のせん断変形は、仕口の隙間によるスリップ角と、格子材の曲げ変形および、相欠き仕口のめり込みによる変形角の和によるとされている。一方、めり込み剛性は繊維方向の弾性係数のおよそ $1/25 \sim 1/50$ とされており非常に小さいため、面格子壁は初期剛性が低く、乾燥収縮や施工誤差に伴う隙間が大きく影響する特徴を有する<sup>1.3)</sup>。

面格子壁に関する壁倍率は、平成15年の告示改正<sup>1.4)</sup>に伴い明文化されている。面格子壁の壁倍率は必要な部材断面と格子間隔に応じて決められており、0.6倍～1.0倍と小さい値となっている。そもそも壁倍率は、その壁の持つ短期基準せん断耐力に応じて数値が決められている。壁の短期基準せん断耐力は、以下の4つの耐力について、それぞれ3体以上の試験結果の平均値にばらつき係数を乗じて算出した値の内、もっとも小さな値を用いることとされている<sup>1.5)</sup>。

(a) 降伏耐力  $P_y$

(b) 終局耐力  $P_u$  に  $0.2(2\mu - 1)^{0.5}$  を乗じた値

(c) 最大荷重  $P_{max}$  の  $2/3$  倍

(d) 特定変形角 ( $1/150\text{rad}$ ,  $1/120\text{rad}$ ) 時の耐力

面格子壁は前述の通り初期剛性が小さいため、一般に(d)特定変形角時の耐力で短期基準せん断耐力が決定する。このため面格子壁に関する既往の研究は初期剛性の向上による壁倍率の向上を目指すものが大部分であり、面格子壁の格子間隔を細かくすると共に隙間の影響の評価や、仕口部にジベルや楔などを付加した検討などが数多く行われている。一方、壁倍率が規定されていない格子間隔(超310mm)については、ほとんど検討は行われていない。

以上を踏まえ、次節にて本論の目的を示す。

## 1.2 研究の目的

前述の諸点を踏まえて、本論では相欠き仕口の「めり込み」の特徴を生かして、靱性に富む、つまりエネルギー吸収性能が卓越する面格子壁の仕様を分析する。本論では一般的な耐力壁として用いられる面格子壁を「強度型」と位置付け、本論で提案する靱性に富む性質を持つ壁を「靱性型面格子壁」と定義する。

本論では、以下に示す3つのテーマに分類し、検討を行った。

- (1) 仕口
- (2) 面
- (3) 立体

テーマ(1)の「仕口」では、相欠き仕口の基本的力学特性の把握を目的として、実験により基礎的データの蓄積を行った。相欠き仕口に関しては、面格子壁の初期剛性が低いという特徴を補うため、ジベルや楔などを付加した検討が行われているものの、相欠き仕口単体の力学性状を対象とした検討はほとんど行われていないのが現状である。このことから本論では、相欠き仕口の曲げ試験を行い、材種、断面寸法、切欠き寸法、接合部形状に着目した構造特性について考察した。また、現在一般的に用いられている完全弾塑性の理論式との比較を行い、既存理論式の適用性を検証した。併せて、塑性後の挙動を評価できる数値解析モデルの構築を目的として、回転剛性のモデル化を行った。

テーマ(2)の「面」では、面格子壁に関する検討であり、本論文の中心をなす部分である。最初に靱性型面格子壁を設計する際の課題を分析し、以下の3つの課題を設定した。

- i) 脆性的な破壊を生じない面格子壁の条件
- ii) 靱性を評価できる解析モデルの構築
- iii) 靱性型面格子壁用基準強度の設定

この3つの設計上の課題を踏まえて、まずは面格子壁の基本的な力学性状把握を目的とした水平加力実験を実施した。その後、弾塑性理論式との比較を行うと共に、塑性を評価できる解析モデルの構築を試みた。また、この解析モデルを用いて、格子間隔や設計用基準強度をパラメータとした検討を行い、靱性型面格子壁を構築するための必要条件について考察した。

テーマ(3)の「立体」では、本論で提案した「靱性型面格子壁」の実用化に関する検討を行った。靱性型面格子壁は在来軸組工法等の木造建築物に壁として挿入することや、既存建物への耐震補強としての利用が想定される。そこで本論では靱性型面格子壁の構造設計手法の提案を行い実用化の一例として耐震シェルターへの適用性について検討を行った。

### 1.3 本論の構成と用語の定義

本論は7章と付録により構成されている。前述の3つの検討の内、「仕口」の検討は第3章に、「面」の検討は第4章と第5章に、「立体」は第6章にそれぞれ該当している。本論の構成を図1-1に、研究背景および概要を図1-2に示す。

第1章「序論」では、木材の特性と木質構造の現状を概観し、本論で対象としている靱性型面格子壁の設計上の課題を分析する。これらを背景として研究目的を明らかにすると共に、論文全体の構成および論文中の用語の定義を示す。

第2章「相欠き仕口および木造面格子壁の概要と既往の研究」では、まずは木材の材料特性の概要について示す。また、研究対象である「相欠き仕口」と「木造面格子壁」の既往の研究に対して、調査、整理を行う。このように面格子壁の現状を分析し、課題を整理すると共に、さらに本論で提案する「靱性型面格子壁」の課題と、本研究の位置付けを明らかにする。

第3章「相欠き仕口の基本構造特性の把握」では、最初に相欠き仕口単体の基本的力学特性の把握を目的とした実験とその結果について論じる。まず、相欠き仕口の曲げ試験を行い、その構造特性について明らかにする。ここでは、材種、



断面寸法、切欠き寸法、接合部形状に着目した結果を示す。さらに、これら結果と現在一般的に使用されている相欠き仕口の理論式との比較を行い、既存理論式の適用性を検証する。また、併せて塑性後の挙動を評価できる数値解析モデルの構築を目的として、回転剛性のモデル化を行う。

第4章「靱性型木造面格子壁の基本構造特性の把握」では、面格子壁を対象とした基本的力学特性の把握を目的として実験と数値解析を行い、その結果について論ずる。まず、木造の設計に係わる現行の告示・規準について調査、整理を行う。続いて、木造面格子壁の水平載荷実験を行い、木造面格子壁の基本的力学特性を明らかにする。この結果を基に、構造解析手法の妥当性の検証を行う共に、数値解析を用いて格子間隔が及ぼす影響に着目した結果を示す。

第5章「靱性型木造面格子壁の設計手法確立のための基本的検討」では、第4章で示した結果を基に、靱性型木造面格子壁の設計上の課題について論ずる。靱性型木造面格子壁用の設計用基準強度および木材のばらつきに着目した数値解析を行い、靱性型面格子壁に必要な性能について結果を示す。

第6章「靱性型木造面格子壁の構造設計手法の提案」では、本論で提案した靱性型面格子壁の実用例として、耐震シェルターを取り上げ、構造設計手法の提案を行う。まず、現行の耐震シェルターの概説を示す。続いて、耐震シェルターに必要な構造設計手法について整理を行い、「限界状態設計法」に基づく、新たな構造設計手法の提案を行う。面格子壁の水平加力実験および数値解析結果より、設計に必要な耐力係数、荷重係数を算出する。併せて、実大規模の1層木造軸組建物を用いて振動実験を行い、その結果を示す。

最後に、第7章「総括」において研究成果をまとめると共に、靱性型木造面格子壁の今後の課題について述べる。

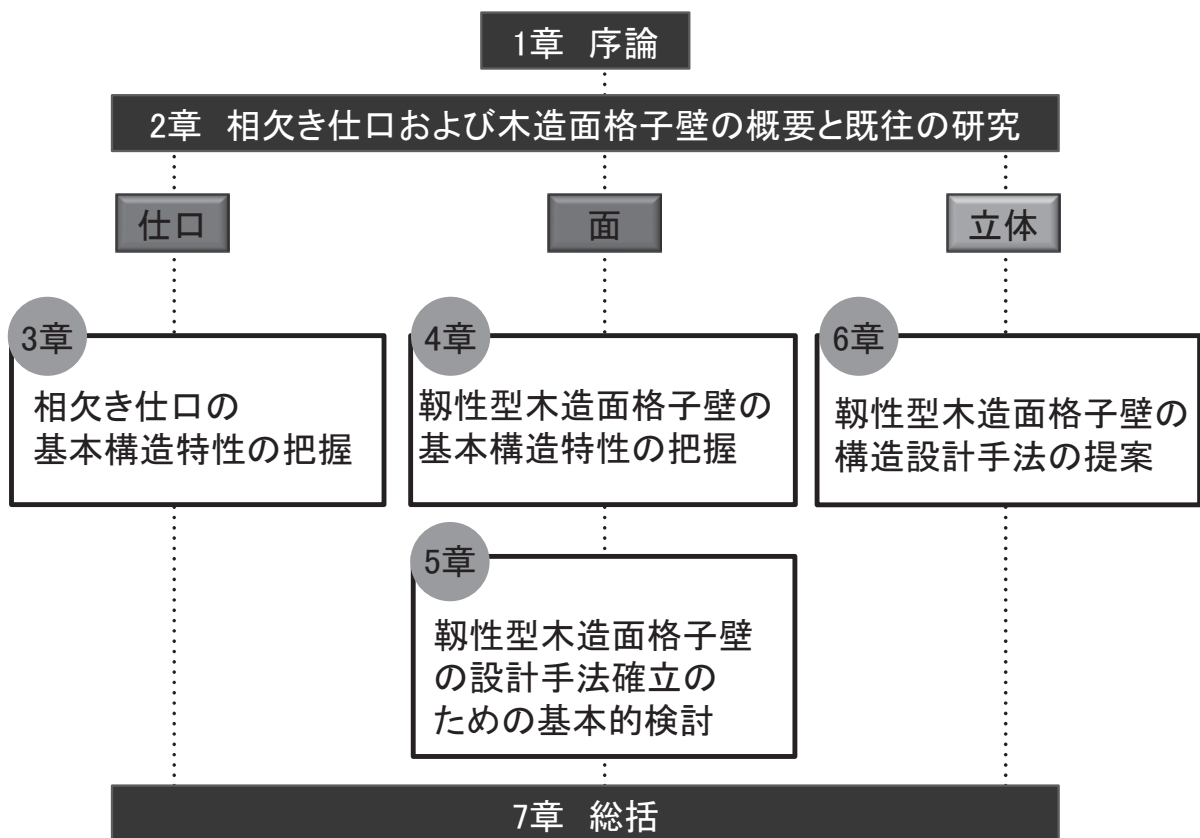


図 1-1. 本論の構成

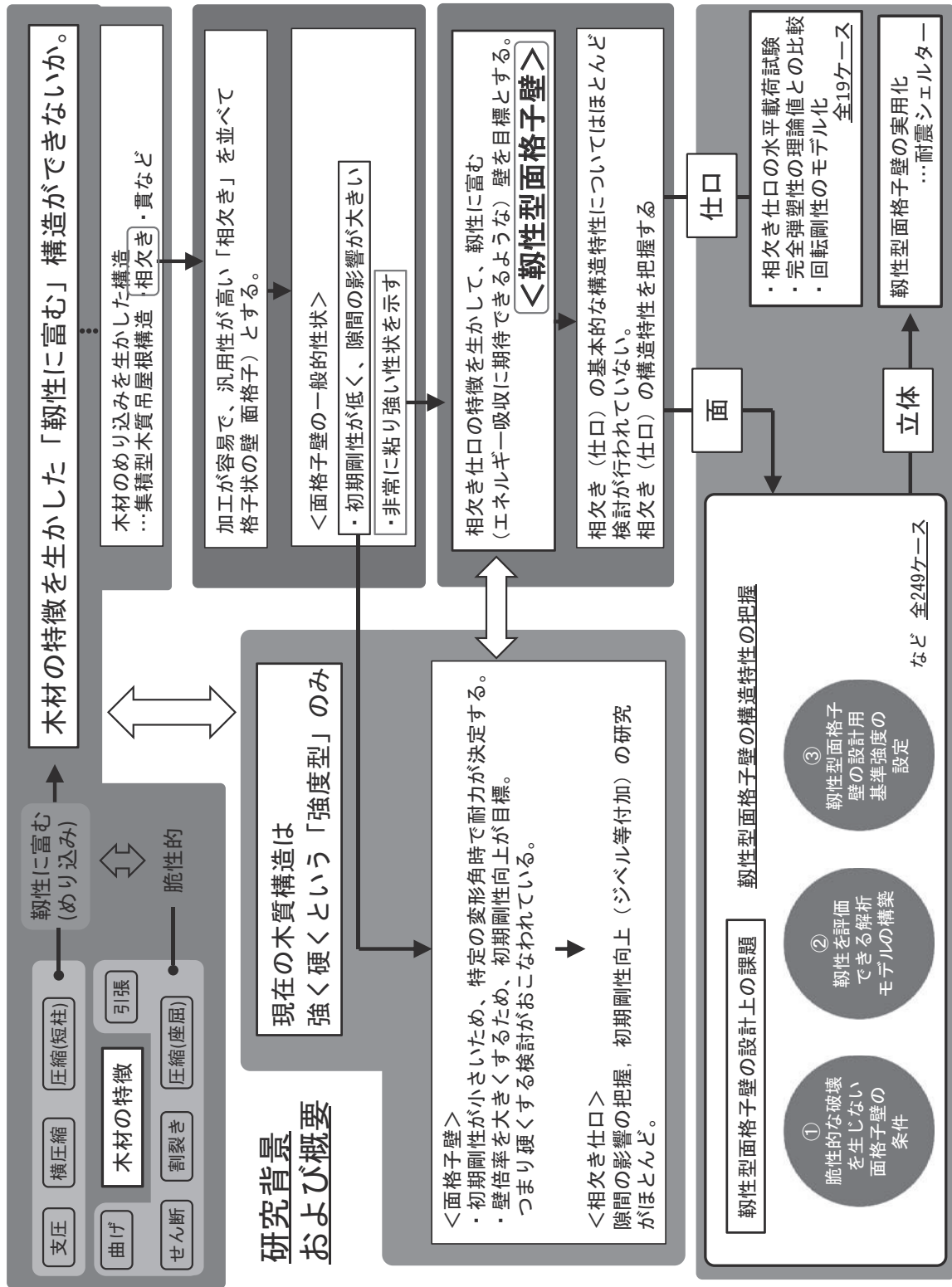


図 1-2. 研究背景および概要

本論では、木質構造および面格子壁に特有の用語を下記のように定義している。

強度型：変形を抑制し、高剛性、高耐力を目標とした構造

靱性型（靱性的）：脆性破壊を生じず、靱性の高い性質を有すること（構造）

$A_f$	耐力の調整係数
$A_s$	シェルター設置室の平均面積
ASTM	米国試験材料協会（が策定する規格） American Society for Testing and Materials
$b$	格子材の見付幅
$C$	$\tilde{S}_i$ の平均値の、 $\tilde{S}_i$ の総和の平均値に対する比
CV	変動係数（= 標準偏差／平均値）
$D$	固定荷重による荷重効果
$D_n$	固定荷重による荷重効果の基本値
$D_s$	構造特性係数
$E$	弾性定数
$E_n$	地震荷重による荷重効果の基本値
$F_b$	許容曲げ応力度
$F_c$	許容圧縮応力度
$F_{cv}$	めり込み基準強度
$f(x)$	平均値 $m$ 、標準偏差 $\sigma$ による正規分布
$f_{0.05, data}$	データの 5% 下限値
$H$	耐力壁の高さ
$h$	格子材の見込幅（奥行幅）
$I$	相欠きによる断面欠損を差し引いた格子の断面二次モーメント
$i$	測定点
ISO	国際標準化機構（による規格） International Organization for Standardization
$K$	有効剛性
$K_0$	初期剛性

$K_f$	フレームの曲げ剛性
$K_j$	相欠き仕口のめり込みによる剛性
$k$	ばらつき係数
$k_{rE}$	再現期間換算係数
$k_R$	相欠き仕口の回転剛性
$L$	試験体の壁の長さ
$L_{sn}$	積載荷重による荷重効果の基本値
$M$	発生曲げモーメント
$M_{max}$	最大曲げモーメント
$M_u$	曲げ強度
MOE	曲げヤング係数 $[N/mm^2]$
MOR	曲げ強さ $[N/mm^2]$
$m$	平均値
$N$	発生軸力
$N_u$	軸強度
$N_{cmax}$	終局耐力（圧縮）
$N_{tmax}$	終局耐力（引張）
$n$	格子材の繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数
$P$	水平荷重
$P_a$	短期許容せん断耐力
$P_f$	設計構造物の基準期間内の破壊確率
$P_{fa}$	許容される破壊確率
$P_{max}$	最大荷重
$P_u$	終局耐力
$P_y$	降伏耐力
$P_0$	短期基準せん断耐力
$R$	耐力係数
$R_0$	初期スリップ変形角 $[\text{rad}]$
$R_n$	部材耐力 $R$ の公表値
$R_H$	設計用水平抵抗力 $[\text{kN}]$
$R_V$	設計用鉛直抵抗力 $[\text{kN}]$

$S$	包絡線と $X$ 軸および $\delta_u$ で囲まれる面積
$s$	標準偏差
$S_i$	荷重効果 $S_p$ 、 $S_k$ のいずれか
$\tilde{S}_i$	$S_i$ を対数正規近似した確率変数
$S_{in}$	荷重効果の基本値
$S_{kn}$	従の荷重効果の基本値
$S_{pn}$	主の荷重効果の基本値
$u$	横格子の本数
$v$	縦格子の本数
$V_{DS}$	構造特性係数 $D_s$ の変動係数
$V_E$	地震荷重の変動係数
$V_L$	積載荷重の変動係数
$V_R$	部材耐力 $R$ の変動係数
$V_{RH}$	水平方向の部材耐力の変動係数
$V_{RV}$	鉛直方向の部材耐力の変動係数
$V_{s_i}$	荷重効果 $S_i$ の最大値の変動係数
$\tilde{V}_{kp}$	$S_k$ を対数正規近似した確率変数 $S_k$ の変動係数
$\tilde{V}_{sp}$	$S_p$ を対数正規近似した確率変数 $S_p$ の変動係数
$W$	建物重量
$X_n$	確率変数
$X$	標本平均
$y$	部材の断面せいの 1/2
$Z$	残余部の断面係数
$\alpha$	耐力影響を及ぼす係数で耐力壁の構成材料の耐久性等を勘定して定める低減係数
$\alpha_{sk}$	考慮する荷重組合せに対応した従の荷重効果の分離係数
$\alpha_{sp}$	考慮する荷重組合せに対応した主な荷重効果の分離係数
$\alpha_R$	考慮する荷重組合せに対応した部材耐力の分離係数
$\beta$	信頼性指標
$\beta_T$	目標信頼性指標
$\varepsilon$	曲げ歪
$\varepsilon_c$	終局耐力（圧縮）時の歪

$\varepsilon_t$	終局耐力（引張）時の歪
$\kappa_{si}$	$S_i$ の平均値 $\mu_i$ と固定荷重による荷重効果の平均値 $\mu_D$ の比
$\gamma$	層間変形角
$\gamma_0$	真の変形角
$\gamma_A$	格子材製作ときの含水率 [%]
$\gamma_B$	乾燥後の平衡含水率 [%]
$\gamma_i$	荷重係数
$\gamma_k$	従の荷重に関する荷重係数
$\gamma_p$	主の荷重に関する荷重係数
$\theta$	層間変形角
$\theta'$	隙間による変形角
$\theta_u$	接合部の最大変形角
$\sigma$	標準偏差
$\Delta$	隙間寸法 [mm]
$\Delta b$	仕口の平均隙間寸法
$\Delta M_y$	相欠き仕口 1 カ所あたりの降伏モーメント
$\delta_f$	頂部水平変位
$\delta_{hi}$	測定点 $i$ の水平変位
$\delta_u$	終局変位
$\delta_v$	降伏変位
$\delta_{vi}$	測定点 $i$ の鉛直変位
$\delta_y$	降伏変位
$\phi$	耐力係数
$\phi'$	格子材の 1% あたりの乾燥収縮率
$\mu$	塑性率
$\mu_0$	製作精度による平均勘合誤差寸法
$\mu_D$	固定荷重による荷重効果 $D$ の平均値
$\mu_i$	$S_i$ の平均値
$\mu_R$	部材耐力 $R$ の平均値
$\mu_{sa}$	それぞれの主の荷重の 50 年最大値の平均値および年最大値の平均値
$\mu_{Sk}$	従の荷重による荷重効果の年最大値 $S_k$ の平均値

$\mu_{S_p}$	主の荷重による荷重効果の基準期間における最大値 $S_p$ の平均値
$\lambda$	細長比
$\tilde{\lambda}_{sp}^*$	主の荷重の 50 年最大値の基準化対数平均値
$\tilde{\zeta}_{sk}$	$S_k$ を対数正規近似した確率変数 $\tilde{S}_k$ の対数標準偏差
$\tilde{\zeta}_{sp}$	$S_p$ を対数正規近似した確率変数 $\tilde{S}_p$ の対数標準偏差
$\zeta_R$	部材耐力 $R$ の対数標準偏差



## 第 2 章 相欠き仕口および木造面格子壁の概要と既往の研究



## 第2章 相欠き仕口および木造面格子壁の概要と既往の研究

### 2.1 木材の材料特性

木材は、樹木から伐採される自然の材料であるため、乾燥収縮、強度、弾性係数等の機械的性質は、樹木の繊維方向と傾斜角により著しく異なる性質、すなわち「異方性」を有することが特徴である。また、含水率、材種、産地、生育環境、等が強度や弾性係数に及ぼす影響が大きく、部材ごとにもばらつきの大きな材料である。一方、木材の破壊性状は、大部分の応力状態（引張、曲げ、せん断、割裂き、座屈）に対して降伏後の変形性能に乏しく、構造設計上は脆性材料として扱われている。ただし、繊維直交方向の圧縮である横圧縮や支圧（部分横圧縮）に対しては、低剛性ながらも木材のめり込みを生じて靱性に富む性質を有している。本節では木材の強度に及ぼす要因について、a) 木材の構造、b) 繊維の方向、c) 含水率に大別して、文献<sup>2.1)2.2)2.3)</sup>を参考に概説する。

#### a) 木材の構造

樹木には針葉樹と広葉樹があり、これらからとれる木材は大きく針葉樹材と広葉樹材に分けることができる。針葉樹材は通直（木目などが縦にまっすぐ通っているという意味）であり、さらに比較的軽くて強いものが多く、建築用材、特に柱、梁、桁などの構造材のほか、造作・建具用材に多く使われている。一方、広葉樹材は針葉樹材に比べ種類が豊富で、重硬なものも多く、材色や材面の木目模様がバラエティに富んでいるため、日本では家具用材や造作、内装材に多く使われている。

針葉樹材と広葉樹材に問わず、木材を形作っているのは細胞・組織である。木材の細胞の大部分は、幹の縦方向に長軸をもつ細長い袋状、管状、または中空の繊維状の形をしている。しかし、一部の細胞は髄から樹皮に向かう放射方向に沿って配列し、放射組織を形作っている。木部の細胞・組織は仮道管、道管、木部繊維、柔細胞で、木材で繊維と呼ばれるのは仮道管と木部繊維である。木材の実質は細胞壁であり、樹体を支えたり、水分や養分を誘導したり重要な役割をする。

木材の細胞壁は「セルロース」「ヘミセルロース」「リグニン」という3種類の主成分から成り立っている。これら3つの主要成分の強度的な働きを鉄筋コンクリートに例えると、セルロースが鉄筋、リグニンがコンクリートと置き換えられる。これら3種類の主要成分のうち、木材を軽くて強い複合材料にさせている主役が細胞壁の骨格を形成しているセルロースである。

セルロースはブドウ糖（グルコース）の分子が鎖状に長く結合したもので、分子が束になって集合した状態で存在している。この細い繊維状の筋を「マイクロフィブリル」と呼ぶ。マイクロフィブリル内のセルロースは結晶化した領域と結合が緩やかな非結晶の領域からできている。

細胞壁の模式図を図2-1に示す。細胞壁は一次壁（P層）と二次壁外層（S<sub>1</sub>層）、中層（S<sub>2</sub>層）、内層（S<sub>3</sub>層）から形成されているが、いずれの層でもマイクロフィブリルの配向が異なっており、いろいろな角度勾配をもって巻き付いたような形態をしている。特に最も厚い層（二次壁中層）ではマイクロフィブリルが繊維軸に対して10～30°の勾配で螺旋状に配列されており、これが木材の強度発現機構を特徴づけると共に、引張力に対して特に強い性質を持つ要因となっている。

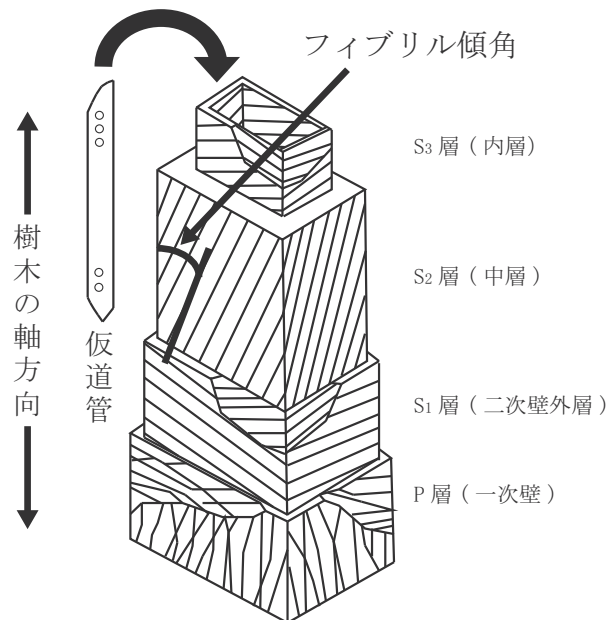


図2-1. 細胞壁の模式図<sup>2.2)</sup>

## b) 繊維の方向と強度

繊維状のマイクロフィブリルが長さ方向の力に対して強い抵抗力を示すのと同様に、マイクロフィブリルが並んでパイプ状になった細胞も繊維の長さ方向（縦方向）の圧縮力に対して強い抵抗力を示す。一方、横からの力に対してグズグズとつぶれやすく、弱い抵抗しか示さない。

木材の概要を図 2-2 に示す。木材の強度は繊維方向（L 方向）が最も高く、半径方向（R 方向）と接線方向（T 方向）ではその 1/10 ～ 1/20 程度となる。ただし、R 方向と T 方向とを比較すると放射組織の存在する R 方向の方が T 方向よりも強度は高くなる。このように木材は繊維方向、放射方向、接線方向を直交 3 軸とする直交異方性体であり、方向によって物性が異なる。

木材の強度とヤング率は繊維の方向と作用する荷重の方向の組み合わせによって異なっている。繊維方向の影響は次の実験式（ハンキンソン式）で表される。

$$F_{\theta} = \frac{F_{//} \cdot F_{\perp}}{F_{//} \sin^n \theta + F_{\perp} \cos^n \theta} \quad (2-1)$$

ここで、 $F_{\theta}$  は繊維方向と  $\theta$  度傾斜した方向の木材の強度、 $F_{//}$  および  $F_{\perp}$  は繊維方向およびそれに直交方向の強度、 $n$  は強度の種類によって変わる定数である。

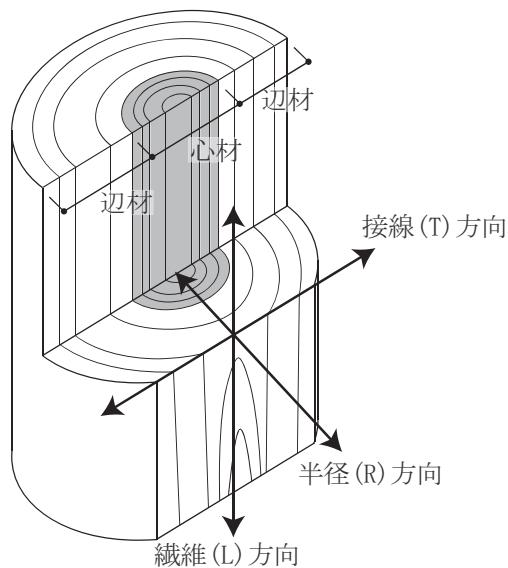


図 2-2. 木材の概要

通常の木質構造において、木材は繊維方向（材軸方向）に使うのが一般的である。木材の弾性係数は一般に繊維（L）方向：半径（R）方向：接線（T）方向では100：10：1の比率に近い値を示すとされている。この比率は材種によってばらつき、材種によってはL方向：T方向の比率が100：4程度となる。このため、設計上では繊維方向の弾性係数の1/25の値を、繊維直交方向の弾性係数の値として用いるのが一般的とされている。

また、繊維直交方向の強度は、（全面）横圧縮試験と部分横圧縮試験では得られる値が2～3倍程度異なるとされている。繊維直交方向の特性値を得る際の加力状態を表2-1に、普通構造用材の繊維直交方向の特性値の一例を表2-2に示す。

表 2-1. 繊維に直角方向の特性値を得る際の加力状態<sup>2.4)</sup>

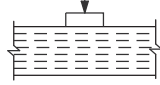
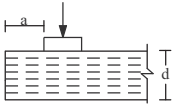
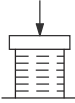
	許容めり込み応力度		許容圧縮応力度
加力状態	(イ) 材中間部におけるめり込み 	(ロ) 材端におけるめり込み  ① $d \geq 100\text{mm} : a \leq 100\text{mm}$ ② $d < 100\text{mm} : a \leq d$	(ハ) 全面圧縮 

表 2-2. 普通構造用材の繊維直交方向の特性値の一例<sup>2.4)</sup>

樹 種			基準材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )			基準許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		
			部分圧縮（めり込み）		(ハ)全面圧縮	部分圧縮（めり込み）		(ハ)全面圧縮
			(イ)材中間部	(ロ)材端		(イ)材中間部	(ロ)材端	
針葉樹	IV類	もみ,えぞまつ,とどまつ,べにまつ,すぎ,べいすぎ,スプルース	6.0	4.8	2.2	2.0	1.6	0.73

### c) 含水率

含水率の概念を図 2-3 に示す。一般的に含有水分というと材料の重さに対する材料中に含まれる水分の重さ（図 2-3-a）であるのに対して、木材の含水率は木材実質の質量に対する含有水分の質量の比率を含水率と表現する（図 2-3-b）。

木材の含水率と性質の関係を図 2-4 に示す。木材中に含まれる水分には細胞壁に吸着している「結合水」と、細胞の内孔などに自由な状態で存在している「自由水」がある。伐採されたばかりの生材の状態では、自由水と結合水の両方が存在する。乾燥すると徐々に「自由水」が減少し、自由水がすべてなくなった時の含水率を「繊維飽和点」と呼ぶ。繊維飽和点の含水率は木材の樹種に関係なく 25 ～ 30% となる。なお、木材の強度特性は繊維飽和点を境に大きく変化する。自由水が存在する間は細胞壁内の状態は変化しないが、結合水が減少し始めると強度が上昇し始める。欠点小試験片の含水率と各種強度値の関係を図 2-5 に示す。

繊維飽和点に達した木材を乾いた大気中に放置しておくと木材はさらに水分を失っていき、ある水分量で平衡状態となる。平衡になった時の水分量は、周囲の気温と湿度によって異なるが、水分が平衡状態に達した時の含水率を「平衡含水率」と呼ぶ。木材は大気中で使われるのが普通なため、この平衡含水率を特に「気乾含水率（気乾状態）」と呼ぶ。一般的に気乾含水率は 12 ～ 15% 程度となるが、この値は地理的な位置や季節によっても変動する。さらに乾燥していき、結合水もすべて放出した状態を「全乾状態」と呼ぶ。

一方で、繊維飽和点を境にして細胞壁の変形、いわゆる「乾燥収縮」を生じ、また繊維の方向によって変形の量が異なる。木材が水分を脱着収縮するときには細胞が横に縮むので、T 方向が一番大きく変形し、変形が拘束されやすい R 方向では、それより小さくなる。L 方向では両者より変形がはるかに小さくなり、これら三者の比はおおよそ  $L : R : T = 0.5 : 5 : 10$  となる。

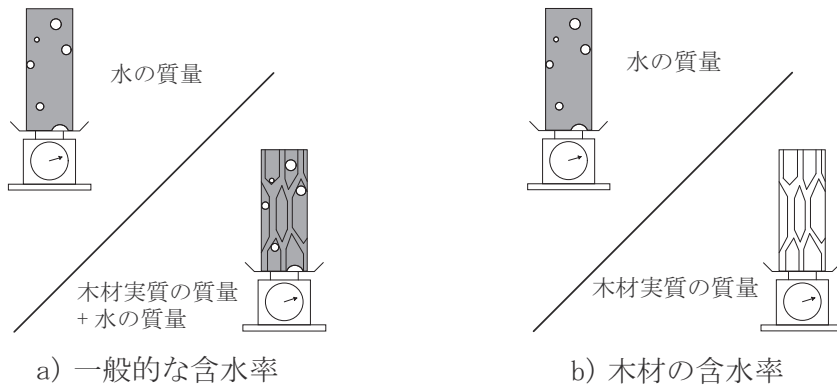


図 2-3. 木材の含水率の概念

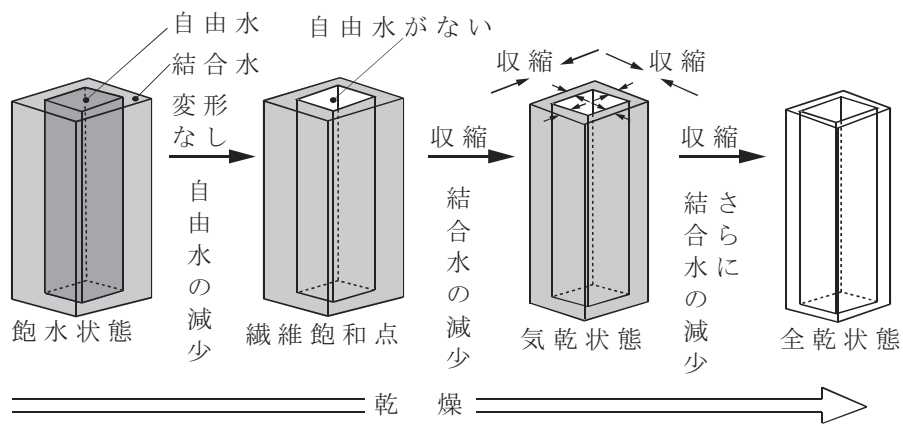


図 2-4. 木材の含水率と性質の関係

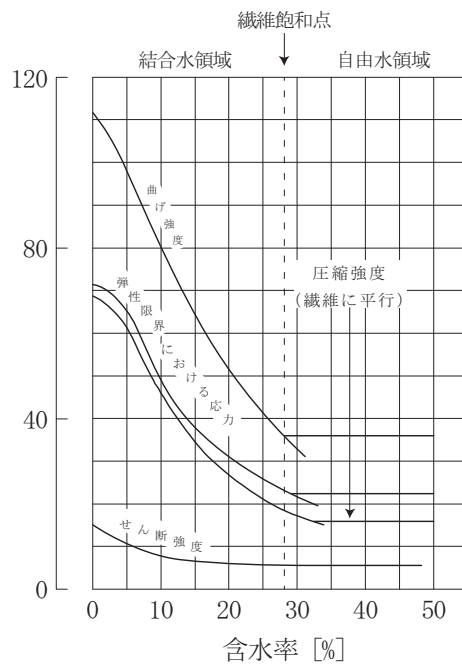


図 2-5. 無欠点小試験片の含水率と各種強度値の関係<sup>2.5)</sup>



## 2.2 相欠き仕口および木造面格子壁の概要と既往の研究

### 2.2.1 相欠き仕口概要<sup>2.6), 2.7)</sup>

相欠き仕口は接合する2つの材をそれぞれ欠き取って重ね合わせる仕口である。2材を相欠いて接合するため、2材の材せいが等しい場合、両材とも材せいの半分を欠き取ることで、相互に交差する平らな仕口を作製することが可能である(図2-6)。また、2材の取り合い方はI、L、T、十字形が考えられる(図2-7)。

相欠き仕口は一般に土台の隅、隅木の端を支えるために平らで直角な仕口を必要とする入母屋造りの壁や軒桁の隅にも使われている。しかし、梁の半分を欠き取らなくてはならないため、構造的には不利となり、干割れによって割裂したり、荷重がかかって折損する恐れがある。また、十字に交差して組む以外のI、L、T字形は引張力に対して期待できないため、ボルトや釘などを用いて接合される。

相欠きは2部材間の相対角度の変化に伴い、接触部分にめり込みが生じるため、粘り強い性状を示すとされている。本論文ではこの相欠き仕口を利用して、格子状に木材を並べた壁を対象とする。この種の壁は一般に「面格子壁」と呼ばれており、本論でもこの名称を使用する。

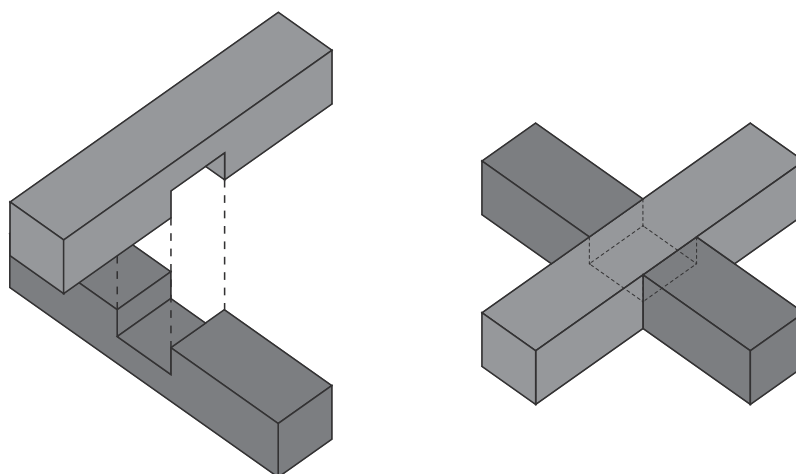


図2-6. 相欠き仕口の概要

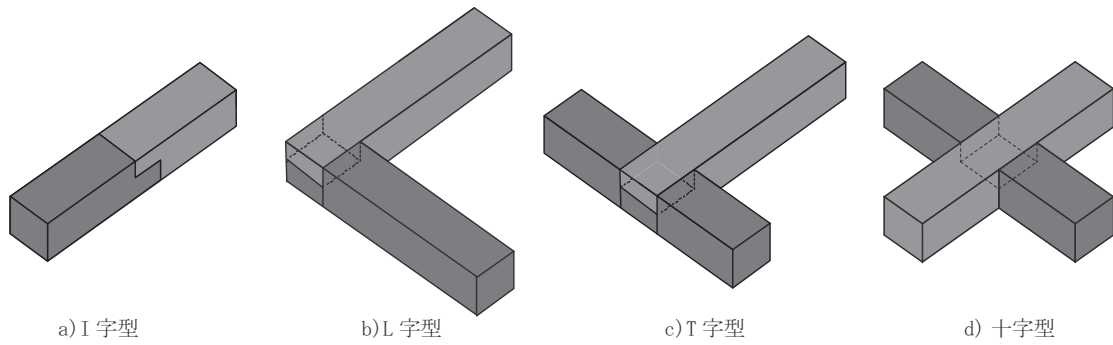


図 2-7. 2 部材の取り合い方

### 2. 2. 2 面格子壁の概要

図 2-8 に面格子壁の概要を示す。面格子壁は相欠き加工した木材を格子状に組み合わせて構成されている。開口を有し、光を取り入れることが可能な耐力壁として、すでに社寺等の建築物や耐震補強などに数多く使われている。面格子壁の面内に水平力が加わる時、仕口の交点では低いモーメントで三角形めり込み降伏を生じる。変形とともに仕口のめり込み変形が進むだけで顕著な破壊は生じない靱性の高い壁とされている。面格子壁の実例を図 2-9 に示す。

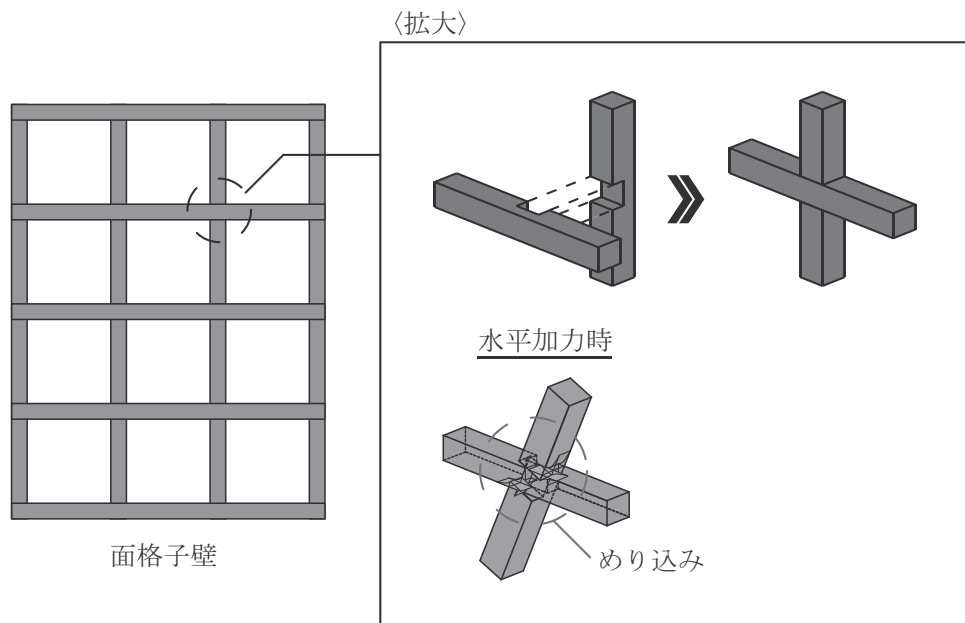


図 2-8. 面格子壁の概要



a) 高橋是清邸



b) 起雲閣

図 2-9. 面格子壁の実例

面格子壁の剛性、耐力に関する理論式は、(財)日本住宅・木材技術センター発行「土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書」<sup>2,8)</sup>に明記されている。本書によると、面格子壁の相欠き仕口1箇所あたりのめり込みによる回転剛性や降伏モーメントは、概ね格子材の見付幅の2乗に厚さを乗じた数値に比例し、さらに壁の単位面積当たりの相欠き仕口の個数に比例して壁の単位長さあたりの剛性、耐力が決定されている。なお、本理論式については3章および4章にて概説すると共に、実験値との比較を行う。

面格子壁の壁倍率は平成15年国土交通省告示第1543号にて規定されている。面格子壁の仕様と壁倍率の関係を表2-3に、木質系耐力壁の種類と壁倍率を表2-4に示す。

壁倍率は必要な部材断面と格子間隔で決められており、0.6倍～1.0倍と土塗壁や筋違いなどの木質系耐力壁に比べ、低い値となっている。そもそも壁倍率はその壁の持つ短期基準せん断耐力に応じて数値が決められている。壁の短期基準せん断耐力は

- a) 降伏耐力  $P_y$
- b) 終局耐力  $P_u$  に  $0.2(2\mu - 1)^{0.5}$  を乗じた値
- c) 最大耐力  $P_{max}$  の  $2/3$

d) 特定変形角（1/150、1/120rad）の耐力

の4つの耐力についてそれぞれ3体以上の試験結果の平均値にばらつき係数を乗じて算出した値の内、最も小さな値を用いることとされている<sup>2.9)</sup>。面格子壁は初期剛性が小さいため、大きな耐力と高い靱性を有しているにも拘らず、d) 特定変形角時の耐力で壁倍率が決定し、低い値が設定されている。壁倍率の算出方法の詳細は第4章にて述べる。

面格子壁の面内に水平力が加わる時、面格子内には①相欠き仕口部のめり込み応力、②相欠き残余部の曲げモーメント、③相欠き残余部のせん断、等が生じる。②、③の応力が支配的な場合、脆性的な破壊モードが生じる可能性がある。このため現行の設計では、想定荷重下で②、③が原因となる崩壊を生じさせない目標、具体的には高強度、高剛性と共に壁倍率の確保を目標として設定し、「強度型」の設計が行われている。これに対して、①による変形を先行させて、②、③による崩壊の回避を目指すことが本論で対象とする面格子壁の目標である。

表 2-3. 面格子壁の仕様と壁倍率

木材		格子間隔	壁倍率
見付け幅	厚さ		
4.5cm以上	9.0cm以上	9.0cm以上 16.0cm以下	0.9
9.0cm以上		18.0cm以上 31.0cm以下	0.6
10.5cm以上	10.5cm以上		

表 2-4. 木質系耐力壁の種類と壁倍率<sup>2.10)</sup>

軸組の種類		壁倍率
土塗壁		0.5~1.5
筋かい	15 mm×90 ミリ以上の木材	圧縮, 引張とも 1.0
	30 mm×90 mm以上の木材	圧縮 2.0, 引張 1.0
	90 mm×90 mm以上の木材	圧縮 5.0, 引張 1.0
面材張り大壁	構造用合板 (内壁) 5 mm以上、 かつ N50@150 以下	2.5
落とし込み板壁	板材厚さ 27 mm以上×130 mm 以上など	0.6

### 2.2.3 既往の研究の分析

面格子壁に関する既往の研究は「相欠き仕口」と「面格子壁」に大別される。本章では研究動向を概観する。

面格子壁の基本的な検討については以下のような研究が、2002年頃から報告されている。

平山、佐藤ら<sup>2.11), 2.12)</sup>は格子状耐力壁の有用性と他種の耐力壁との併用効果について実験的に検討を行い、残留変位及び破壊性状について考察している。

稲山、村上ら<sup>2.13), 2.14)</sup>は在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の一環として、断面やピッチを変えて直交面格子壁および斜方面格子壁について実験を行い、めり込み理論に基づく剛性と降伏耐力の算定式を導くと共に、実験結果との比較・検証を行った。この結果、2003年の告示改正に伴い、格子間隔をパラメータとした壁倍率が設定されている。

高田ら<sup>2.15), 2.16), 2.17)</sup>はパネル化し軸組に挿入した面格子壁について実験を行い、復元力特性モデルの提案を行っている。

北守ら<sup>2.18)</sup>は1年間にわたる壁の面内せん断抵抗性能の変化について実験を行い、剛性、耐力に対する初期隙間の影響について検討を行っている。

中城ら<sup>2.19)</sup>は面格子の腰壁の耐震補強要素の面内せん断試験を行い、耐力と変形性能を確認すると共に、既往の設計式との比較を行っている。

また、面格子壁を用いた耐震補強に関する研究もおこなわれている。例えば、魚津、石垣ら<sup>2.20), 2.21), 2.22), 2.23)</sup>は既存軸組に面格子壁を抱き合わせた耐震補強効果について実験を行い、解析モデルを構築している。北原ら<sup>2.24), 2.25)</sup>はスギ材と竹材を用いた直交格子および斜方格子の格子パネルを開口部にはめ込むことによる耐震性の向上について実験的に検討を行っている。小野ら<sup>2.26), 2.27), 2.28)</sup>は伝統木造社寺建築の耐震補強を目的として、壁中間に貫を有する面格子壁の水平加力実験を行うと共に、社寺建築物への耐震補強設計を報告している。

面格子壁に別の部材を付加する研究については、小原ら<sup>2.29), 2.30)</sup>によりガラス板を挿入した面格子壁の水平載荷実験を行い、エネルギー吸収性能の把握を行うと共に理論式との比較が行われており、また宋ら<sup>2.31)</sup>により、ガラス補剛板の枚数と配置が面格子壁の荷重変形特性に与える影響について水平加力実験の結果が報告されている。

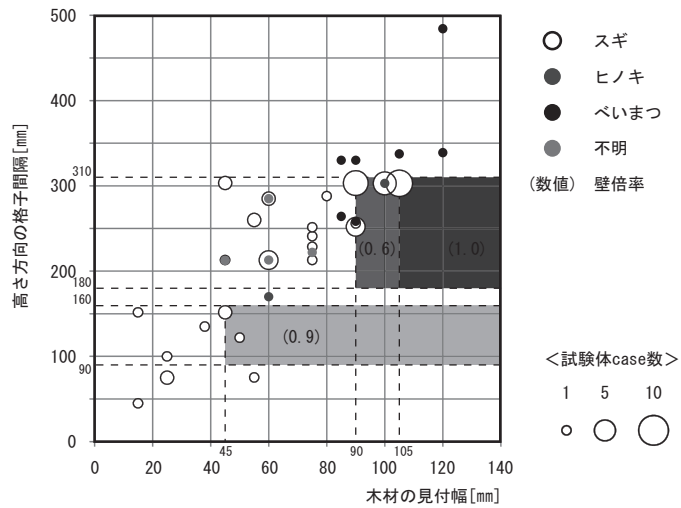
この他に、中島ら<sup>2.32)</sup>により丸太と鋼管による貫接合を用いた格子壁の実験や、

小原ら<sup>2.33), 2.34)</sup>によりビスによる節点補強を行った面格子壁の実験が報告されている。

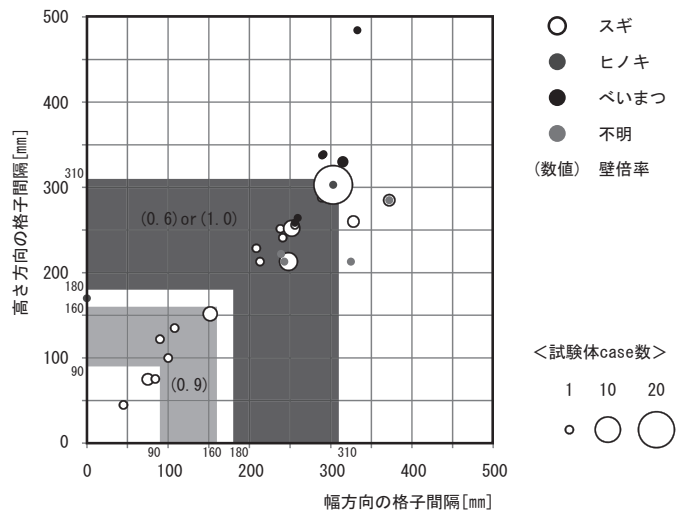
一方、相欠き仕口に関する研究は、田村ら<sup>2.35), 2.36)</sup>によってジベルを付加した仕口の水平加力実験や、北守ら<sup>2.37)</sup>により隙間の程度に応じた回転性能の評価が行われている。

既往の面格子壁に関する研究を整理すると図2-10のようになる。図2-10のグラフは、それぞれ検討されている面格子壁の形状と、材種、およびその検討数を表したものである。材種はスギ、ヒノキ、ベイマツなどとなっており、グラフの( )内の数値は、告示に規定されている壁倍率の範囲を示している。また、○の大きさが試験体数を示す。木材の見付と奥行幅は等断面のものが多く、断面は15 mmから120 mmまで様々な検討が行われている。一方、格子間隔については310 mm程度の検討が最も多く、他の検討もそれ以下の間隔が大部分となっている。壁倍率は検討されている断面より大きく、また格子間隔の狭い範囲に設定されている。壁倍率の設定されていない310 mm以降については、ほとんど検討は行われていない。

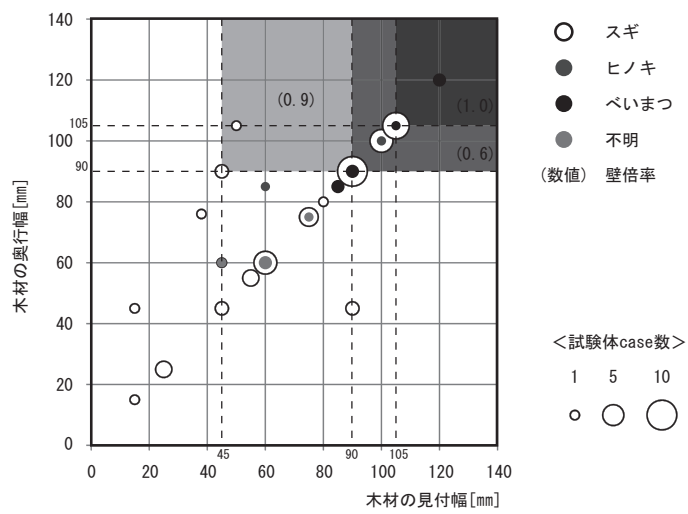
以上のように、面格子壁に関する研究は壁倍率の向上、つまり初期剛性の向上を目指すものがほとんどである。このため、格子間隔を細かくする、あるいは隙間の影響の評価や、ジベルや楔などを付加した検討がほとんどとなっている。



a) 木材の見付幅—高さ方向の格子間隔



b) 幅方向の格子間隔—高さ方向の格子間隔



c) 木材の見付幅—木材の奥行幅

図 2-10. 既往の研究の分析





### 第 3 章 相欠き仕口の基本構造特性の把握



## 第3章 相欠き仕口の基本構造特性の把握

### 3.1 はじめに

本論で対象とする面格子壁の構造要素である相欠き仕口は、接合する2つの材をそれぞれ欠き取って重ね合わせる仕口である。2部材間の相対角度の変化に伴い、接触部分にめり込みを生じるため、粘り強い性状を示すとされている。しかし、比較的弾性剛性の小さな繊維直交方向の支圧が生じるため初期剛性は小さく、乾燥収縮や施工誤差に伴う材同士の隙間が大きな影響を及ぼす。このため、相欠き仕口に関する既往の研究は、著者の知る範囲では隙間による影響の把握<sup>3.1), 3.2)</sup>や、初期剛性を向上させるためのジベルや楔、プレートの挿入に対する検討<sup>3.1), 3.3), 3.4)</sup>のみであり、相欠き仕口自体の力学性状に着目した研究はほとんど行われていない。

本章では、相欠き仕口単体の力学性能の把握を目的として、材種、断面寸法、部材形状、切欠き寸法に着目し、相欠き仕口曲げ試験を行った。続いて、この結果を用いて、現在、面格子壁の性能評価の際に一般的に用いられている完全弾塑性の理論式<sup>3.7)</sup>と回転剛性の比較を行い、既存理論式の適用性を検証する。

併せて、面格子壁の終局耐力、変形性能を評価できる解析モデルの構築を試みる。面格子壁の数値解析モデルを構築するためには相欠き仕口部の回転剛性の適切な評価が必要となる。そこで、塑性後の挙動を評価できる数値解析モデルの構築を目的として、相欠き仕口の試験結果の包絡線をトリリニアにて置換することで回転剛性のモデル化を行った。

## 3.2 相欠き仕口の性能把握実験

### 3.2.1 概要

相欠き仕口単体の履歴性状、破壊性状、終局耐力および変動係数等の諸性能の把握をすることを目的として、相欠き仕口の曲げ試験を行った。実験の概要と実験から得られた基本的力学性状、具体的には各種パラメータにおける回転剛性、強度、破壊性状について報告する

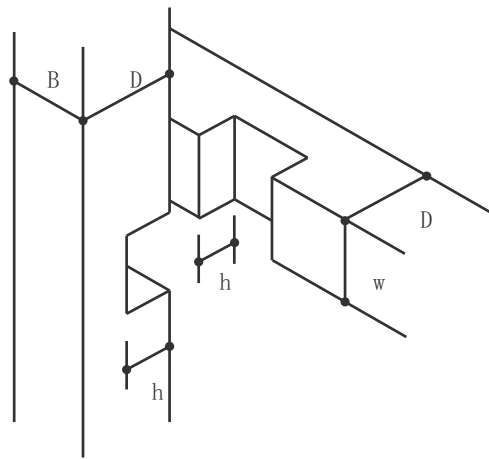
### 3.2.2 試験体概要

試験体にはスギ、カラマツ、ヒノキ材を用い、試験体の形状（十字、T字）、部材断面（90mm角、105mm角）、木取り（芯持ち、芯去り）、切欠き深さ（30、45mm）、部材等級（無等級、機械等級E70、同E90）をパラメータとした。試験体一覧を表3-1、試験体の形状および断面パラメータを図3-1、各試験体寸法を図3-2、試験体写真を図3-3にそれぞれ示す。各パラメータにつき3体ずつ試験を行った。また、試験体は長さ800mmを基本とし、T字型試験体の縦材は455mmとした。なお、脱落防止のため相欠き仕口中央に切欠き深さに応じて、回転を拘束しないようにビス（W65・W90）止めを行った（図3-3e）。

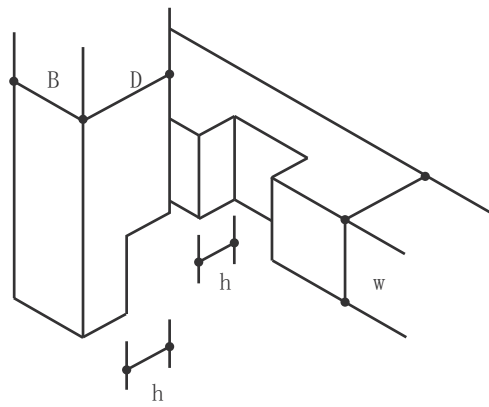
表 3-1. 相欠き仕口曲げ試験 試験体一覧

試験体名		材種	断面 B×D [mm]	切り欠き深さ h [mm]	部材等級	試験体数
十字型	T字型					
C90_E0	CT90_E0	スギ	90×90	45	無等級(芯持ち)	3 (3)
C90_E0N	CT90_E0N			45	無等級(芯去り)	3 (3)
C90_E0K	CT90_E0K			30	無等級(芯持ち)	3 (3)
C90_E70	CT90_E70			45	E70	3 (3)
C90_E90				45	E90	3
C105_E0	CT105_E0			105×105	45	無等級(芯持ち)
L90_E0	LT90_E0	カラマツ	90×90	45	無等級(芯去り)	3 (3)
L90_E0K	LT90_E0K			30	無等級(芯去り)	3 (3)
L105_E0	LT105_E0			105×105	45	無等級(芯去り)
H90_E0	HT90_E0	ヒノキ	90×90	45	無等級(芯持ち)	3 (3)

( ) はT字試験体数

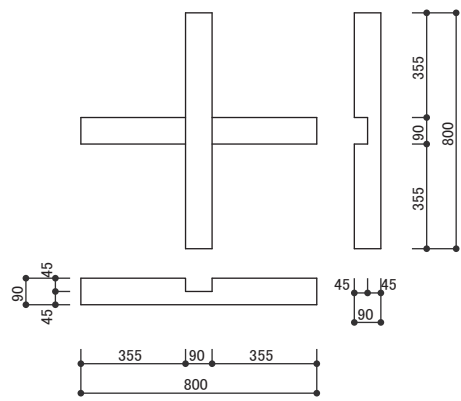


a) 十字型

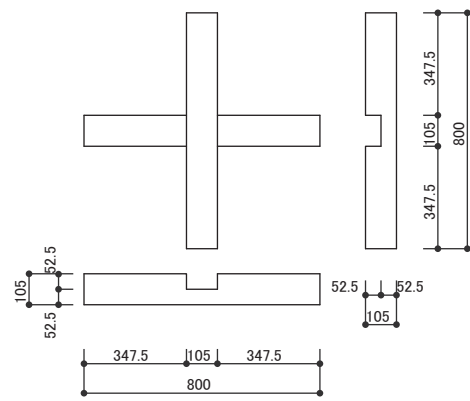


b) T字型

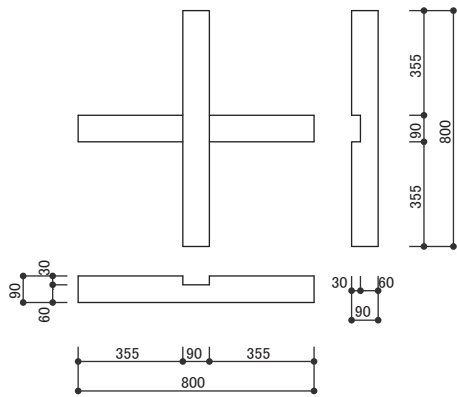
図 3-1. 試験体の形状および断面パラメータ



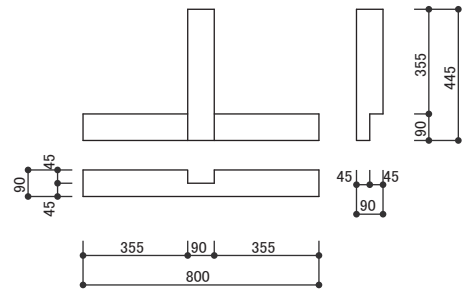
a) 十字 90角



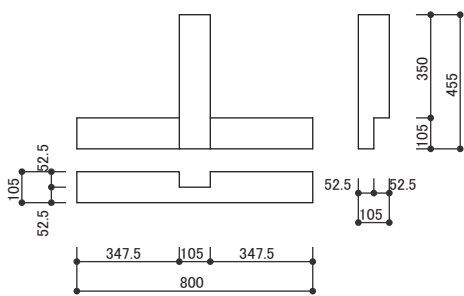
b) 十字 105角



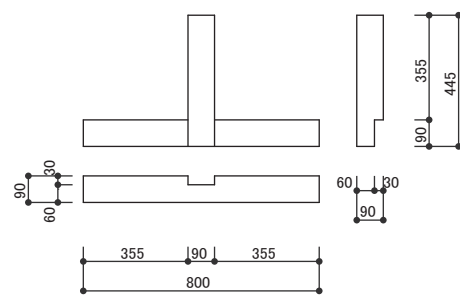
c) 十字 90角(切欠き深さ30mm)



d) T字 90角



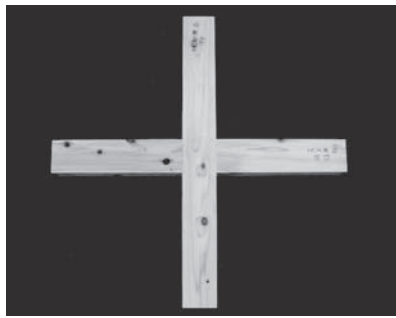
e) T字 105角



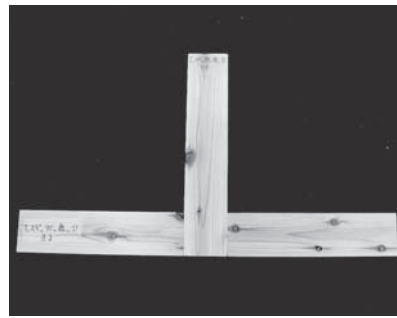
f) T字 90角(切欠き深さ30mm)

[単位:mm]

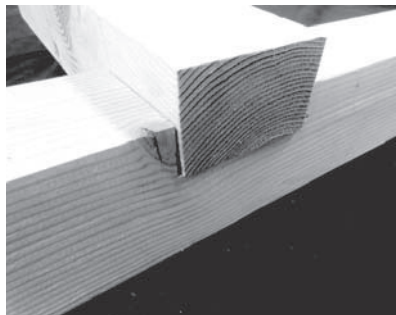
図 3-2. 相欠き仕口曲げ試験 試験体寸法



a) 十字 90 角



b) T 字 90 角



c) T 字 90 角 (切欠き深さ 30mm)



d) 十字 90 角 (切欠き深さ 30mm)



e) 脱落防止のためのビス止め

図 3-3. 相欠き仕口曲げ試験 試験体写真

試験体名概要を図 3-4 に示す。試験体名は、「材種 (C:スギ、L:カラマツ、H:ヒノキ)、仕口形状 (無記入:十字型、T:T字型)、部材の断面寸法 (90:90 mm角、105:105mm角)\_部材等級 (E0:無等級、E70,E90)、木取り (無記入:芯持ち、N:芯去り)、切欠き深さ (無記入:45mm(105mm角材の場合:52.5mm)、K:30mm)」を示す。例えば、カラマツの無等級材 (芯去り材)・90mm角・切欠き深さ 30mm の場合、L90\_E0NK と表記される。

(カラマツ 90 mm角 \_ 無等級芯去り材 \_ 切欠き深さ 30 mm)

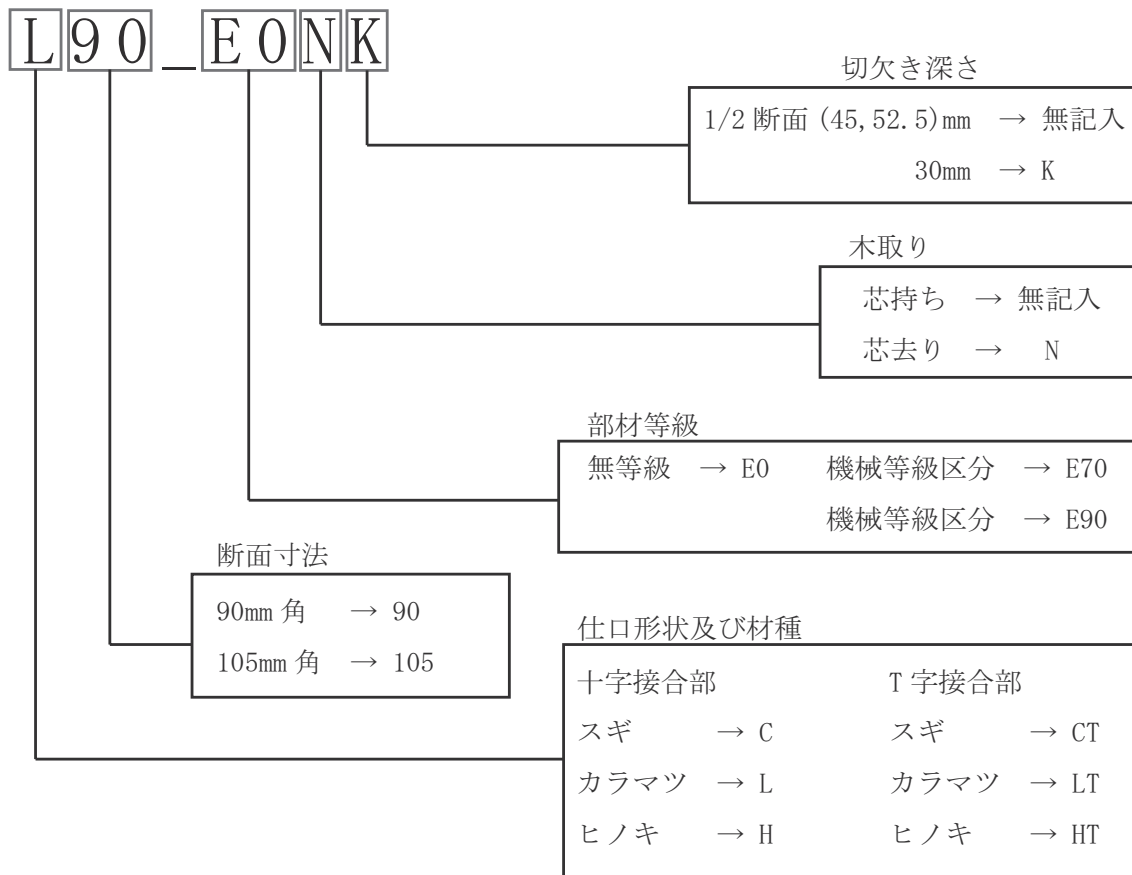


図 3-4. 相欠き仕口曲げ試験 試験体名概要



### 3.2.3 比重および含水率

試験実施にあたり、全試験体の比重を算出すると共に、含水率を計測した。試験体の断面積は試験体の材軸方向の長さ、木口の断面形状、切欠き深さをコンベックスおよびノギスを用いて各試験体につき3か所計測し、その平均値を算出した。また、電子はかりで重量を測定し、上記の断面積にて除すことで比重を算出した。なお、比重算定の基準物質は水（密度 $1\text{g}/\text{cm}^3$ ）とした。また、含水率は高周波方式の含水率計を用いて各試験体につき3か所ずつ測定し、その平均値を算出した。高周波式含水率計を図3-5に、試験体の比重-含水率関係を図3-6に示す。

各試験体の平均比重は、スギ無等級材が0.41（変動係数0.08）、スギE70が0.39（変動係数0.06）、スギE90が0.38（変動係数0.01）、カラマツが0.49（変動係数0.09）、ヒノキが0.53（変動係数0.30）となり、ヒノキ>カラマツ>スギの順に比重の値を示した。一方、各試験体の平均含水率は、スギ無等級材が15.34%（変動係数0.31）、スギE70が9.33%（変動係数0.44）、スギE90が7.35%（変動係数0.11）、カラマツが14.58%（変動係数0.26）、ヒノキが18.84%（変動係数0.50）となり、試験体ごとにややばらつきが見られた。

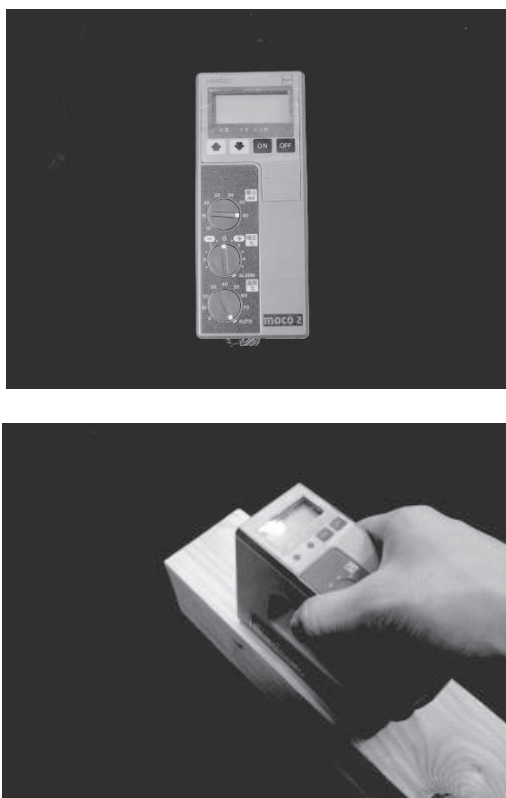
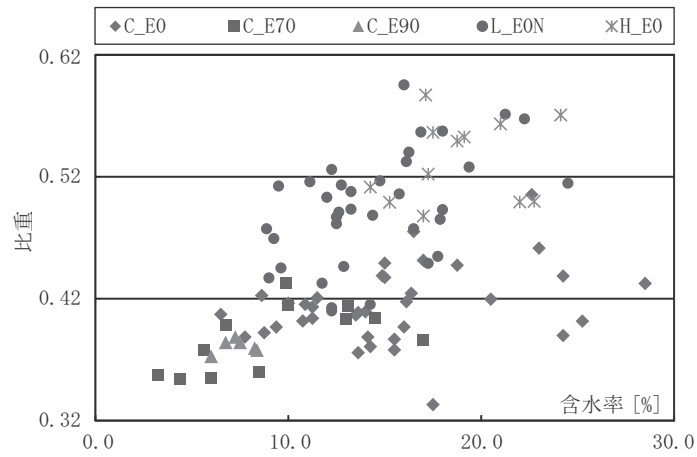
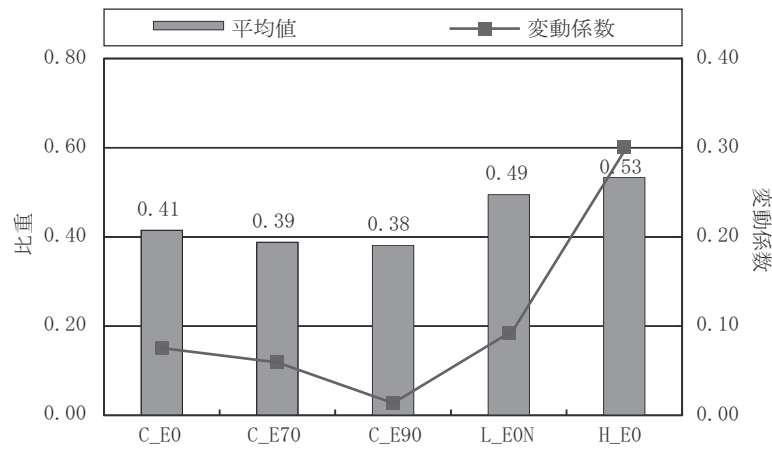


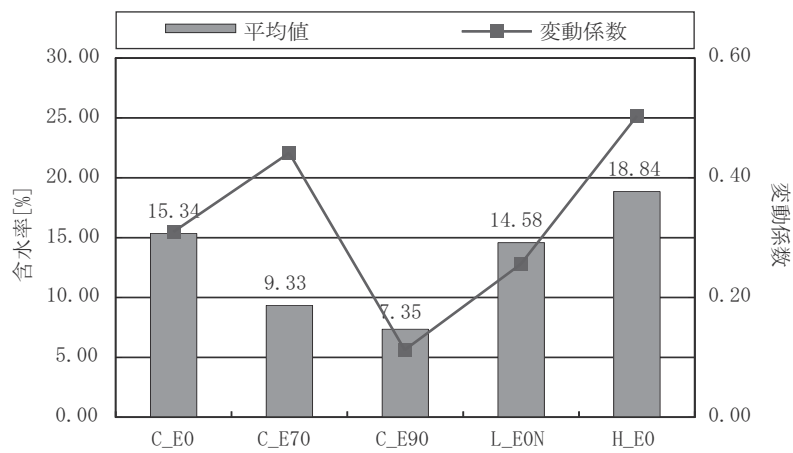
図 3-5. 高周波式含水率計



a) 試験体の比重 - 含水率関係



b) 試験体 比重



c) 試験体 含水率

図 3-6. 試験体 比重・含水率

### 3.2.4 実験概要

実験治具概要を図 3-7 に示す。実験治具はピン接合された鉄骨フラットバーにより構成され、試験体を囲むように設置し、十分な長さを持ったチェーンブロックにて加力することで、変形の大きさに関わらずほぼ純粋な水平力を載荷可能とした。加力は治具両端にチェーンブロックを取付け、各端部を引き込むことで行った。また、試験体の 4 箇所は軸方向の滑りを拘束しない状態で、一对のチャンネル材で挟んでおり、チャンネル材と加力治具は格子面内方向の回転ヒンジで接合されている。当該ヒンジ位置を◎印（図 3-7 中）で示す。載荷サイクルは、接合部の回転角  $\theta=1/240\text{rad}$ 、 $1/120\text{rad}$ 、 $1/60\text{rad}$ 、 $1/30\text{rad}$ 、 $1/15\text{rad}$ 、 $1/10\text{rad}$  の変形角制御とし、各変形角につき 3 回の繰り返し正負交番載荷を行った。1/10rad 載荷後は試験体の破壊が生じるまで単調載荷を行った。なお、接合部の回転  $\theta$  は下記 (3-1) 式により算出した。

$$\theta = \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{h_1} \quad (3-1)$$

ただし、 $\delta_1$ 、 $\delta_2$ 、 $h_1$  は図 3-7 を参照。実験治具の状況を図 3-8 に示す。

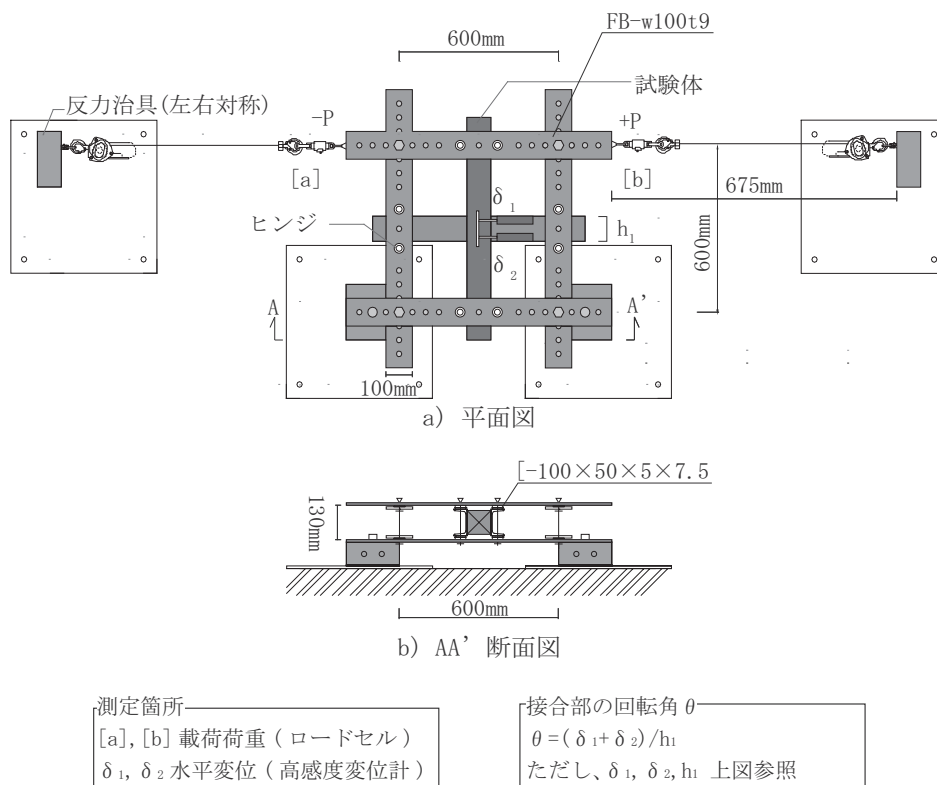
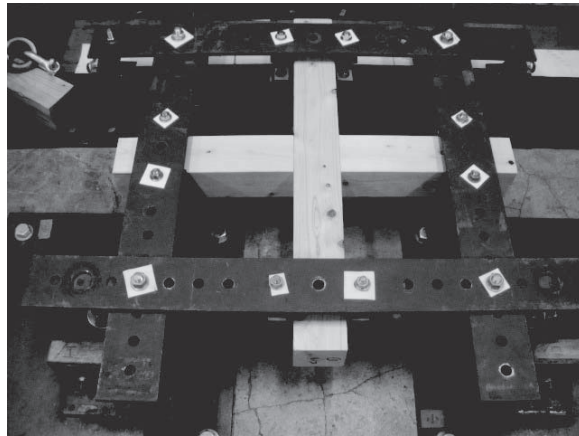
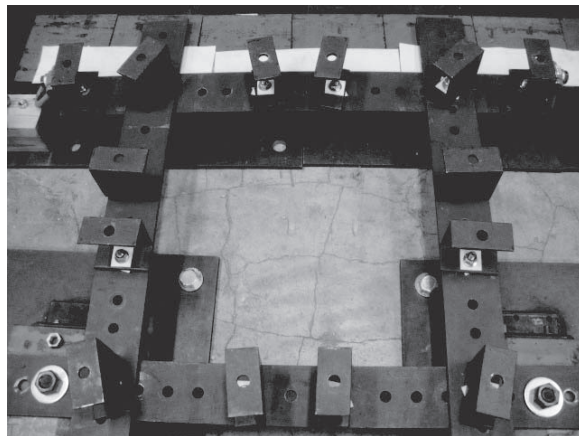


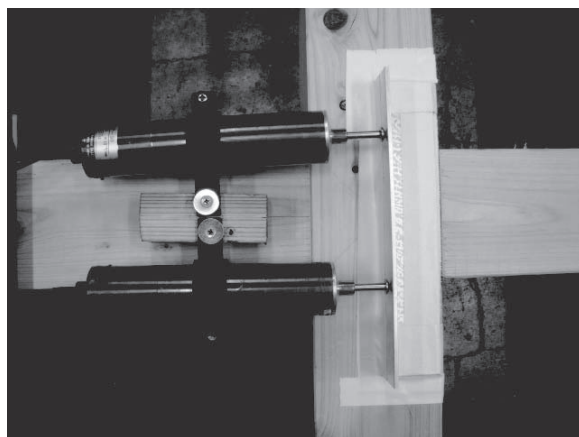
図 3-7. 実験治具概要



a) 試験体設置状況



b) 治具の境界の様子



c) 回転角の測定箇所

図 3-8. 実験治具の状況

### 3.2.5 相欠き接合部の理論式

相欠き接合部の回転剛性については稲山ら<sup>3.5),3.6)</sup>によって研究が行われており、文献<sup>3.7)</sup>に稲山によるめり込み理論式<sup>3.8)</sup>に基づき回転剛性および降伏モーメント等に関する理論式が明記されている。本節ではこの理論式について概略を記載する。

#### a) 相欠き仕口の回転剛性

見付  $b$ 、見込  $h$  の材による相欠き仕口の回転剛性  $k_R$  は、めり込み式に基づき、(3-1) 式となる。なお、 $E'$  は繊維直交方向のヤング係数を指す。

$$k_R = \frac{7}{8} b^2 h E = \frac{7}{400} b^2 h E' \quad (3-1)$$

$$\text{ここで } \left[ E' \doteq \frac{E}{50} \right]$$

#### b) 相欠き仕口の降伏モーメント

めり込み基準強度  $F_{cv}$ 、格子材の繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数  $n$  の材による相欠き仕口の降伏モーメント  $\Delta M_y$  は、めり込み式に基づき、(3-2) 式となる。

$$\Delta M_y = \frac{21 b^2 h F_m}{44 \sqrt{1 + \frac{8b}{3nh}}} = \frac{21 b^2 h F_{cv}}{55 \sqrt{1 + \frac{8b}{3nh}}} \quad (3-2)$$

$$\text{ただし } \left[ F_m = \frac{2.4}{3} F_{cv} \right]$$

#### c) 相欠き仕口の降伏回転角

(3-1) 式と (3-2) 式より、相欠き仕口の降伏回転角  $\theta_y$  は、(3-3) 式より求められる。

$$\theta_y = \frac{\Delta M_y}{k_R} \quad (3-2)$$

#### 【凡例】

- $b$  : 格子材の見付幅 [cm]
- $h$  : 格子材の見込幅 [cm]
- $I$  : 相欠きによる断面欠損を差引いた格子断面二次モーメント  
 $= (b^3 \times h/2)/12 = (b^3 \times h)/24$  [cm<sup>4</sup>]
- $E$  : 格子材のヤング係数 [kN/cm<sup>2</sup>]
- $E'$  : めり込みヤング係数 [kN/cm<sup>2</sup>]
- $F_m$  : 縁端距離を無限大としたときの  
めり込み降伏応力度 ( $F_m \doteq 0.8 F_{cv}$ ) [kN/cm<sup>2</sup>]
- $F_{cv}$  : 格子材のめり込み基準強度 [kN/cm<sup>2</sup>]
- $n$  : 格子材の繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数  
 (ベイマツ、カラマツ等:  $n=7$ 、ベイツガ、ヒバ、  
 ヒノキ:  $n=6$ 、スギ、スプルース:  $n=5$ )

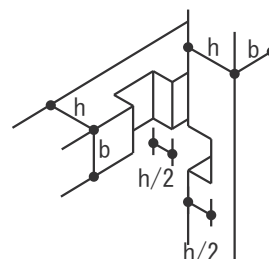


図 3-9. 試験体形状と断面パラメータ

### 3.2.6 試験結果

#### 3.2.6.1 各ケースごとの試験結果

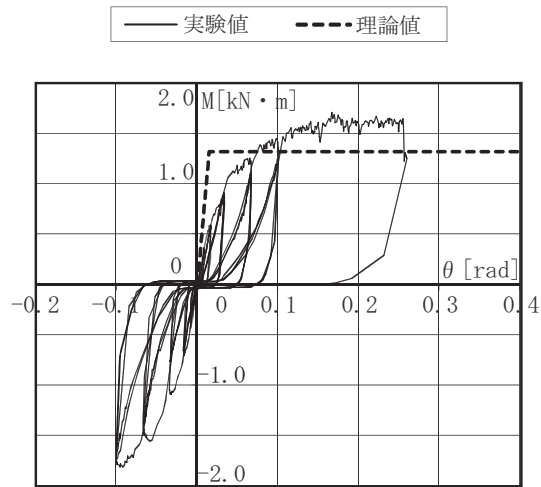
各ケースごとの試験結果の曲げモーメント  $M$ -変形角  $\theta$  の関係を図 3-10～図 3-28 に示す。グラフは横軸を変形角  $\theta$ 、縦軸を発生曲げモーメント  $M$  としている。また、3.2.5 の理論式より算出された値を「理論値」としてあわせて図示する。実線が実験値、破線が理論値となっている。

全ての試験体で、スリップ型の履歴性状を示した。理論値と実験値は、初期剛性は良い対応を示すものの降伏後の挙動に差を生じている。理論値は概ね安全側の評価になっていると考えられるが、C90\_E0N、C90\_E0K、C105\_E0、L90\_E0N、L90\_E0NK などのケースでは実験値が理論値を下回っており、塑性後の挙動を適切に評価できる回転剛性のモデル化が必要であると考えられる。

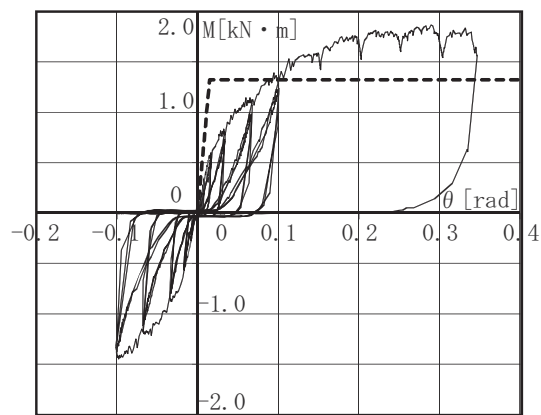
C90\_E0、C90\_E0N、C90\_E0K、C90\_E70、C105\_E0、L90\_E0NK は、0.3rad においても顕著な破壊を生じず、靱性の高い性状を示した。一方、C90\_E90、L90\_E0N、L105\_E0N は、せん断割裂や曲げ破壊など脆性的な破壊を生じる結果となった。

T 字型試験体は十字型試験体に比べて、剛性が大きく低下する一方、最大変形角は大きな値を示したが、ほとんどの試験体で横材から縦材が引き抜けるような破壊性状となった。

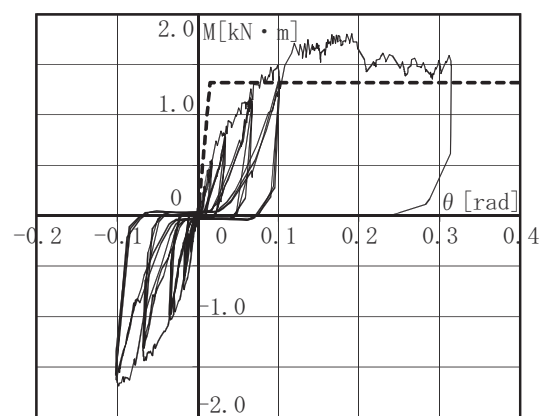
以後、部材等級区分、材種および木取り、断面寸法、切欠き深さ、仕口形状による構造性能の違いについて比較・考察する。



a) 1試験体目

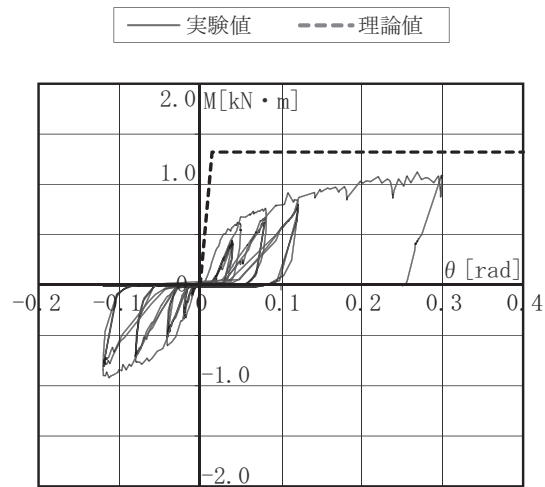


b) 2試験体目

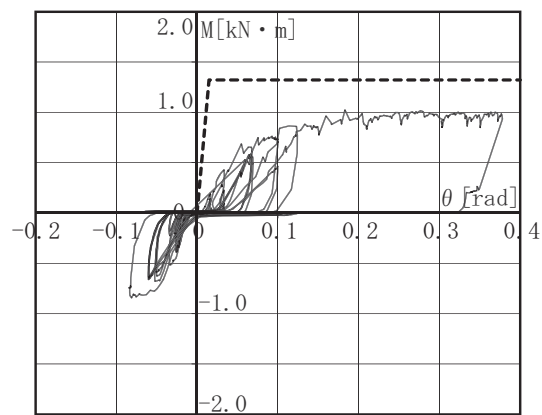


c) 3試験体目

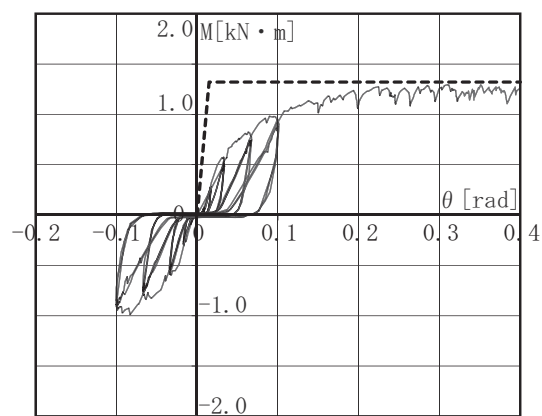
図 3-10. C90\_E0 試験結果 M-θ 関係



a) 1試験体目



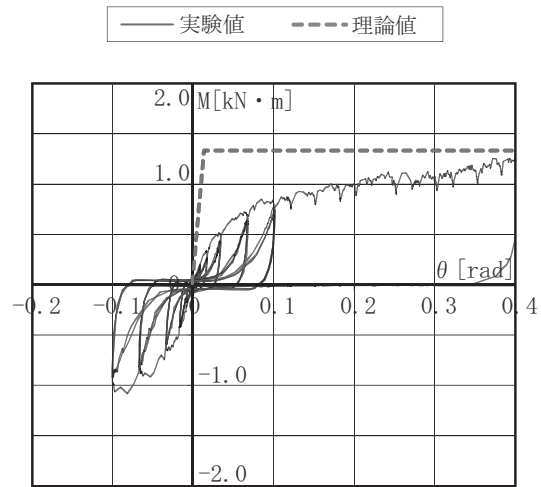
b) 2試験体目



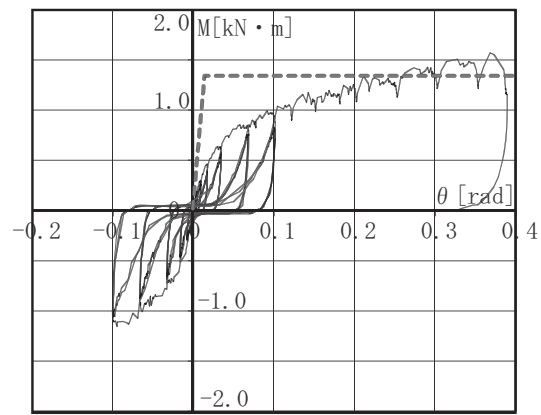
c) 3試験体目

図 3-11. C90\_E0N 試験結果 M- $\theta$  関係

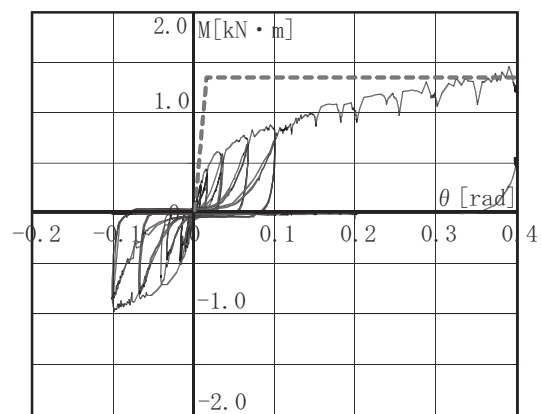




a) 1試験体目

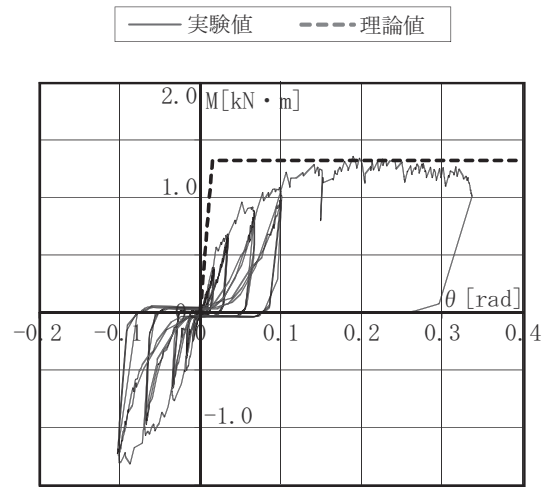


b) 2試験体目

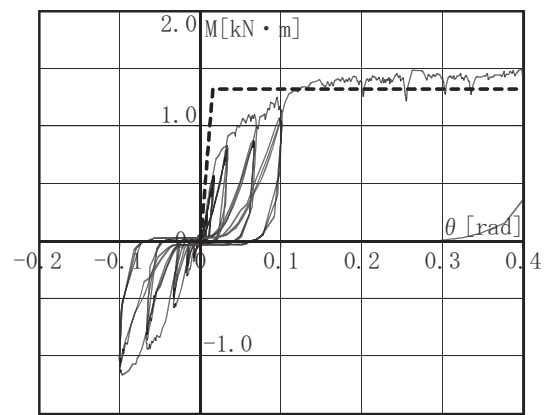


c) 3試験体目

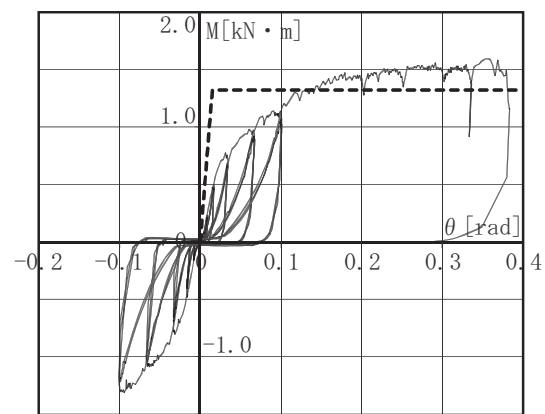
図 3-12. C90\_EOK 試験結果 M- $\theta$  関係



a) 1試験体目

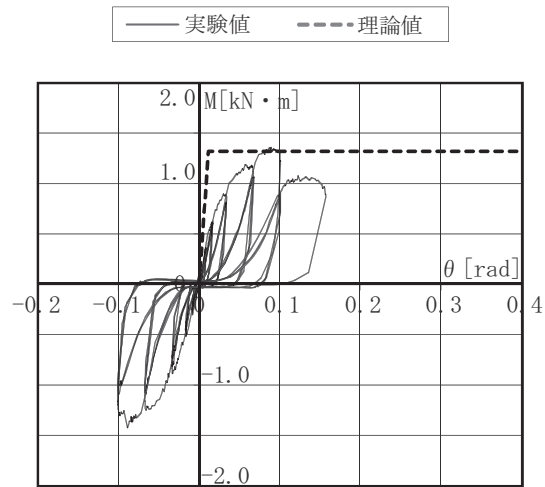


b) 2試験体目

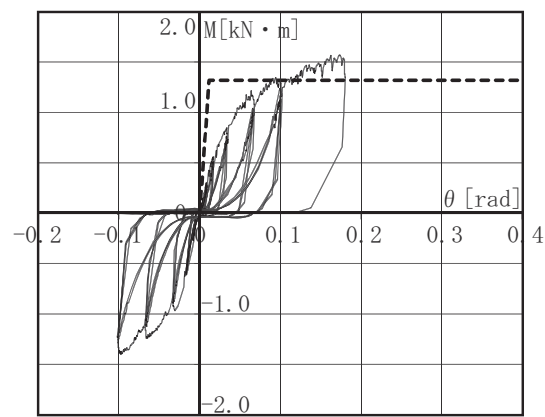


c) 3試験体目

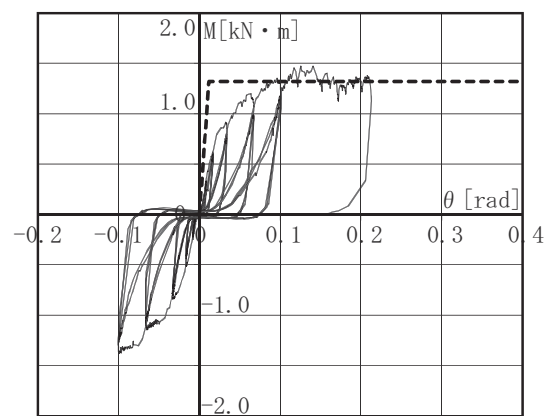
図 3-13. C90\_E70 試験結果 M-θ 関係



a) 1試験体目

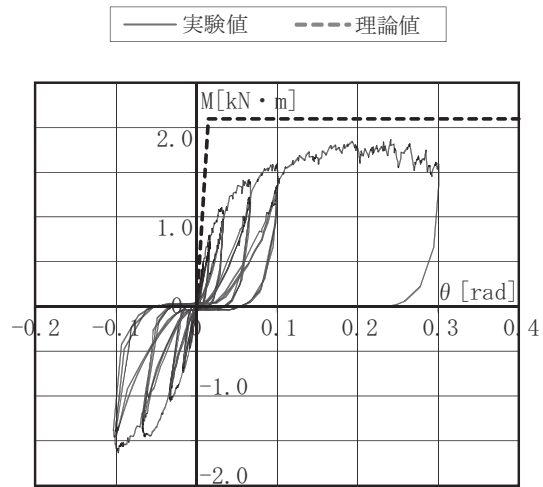


b) 2試験体目

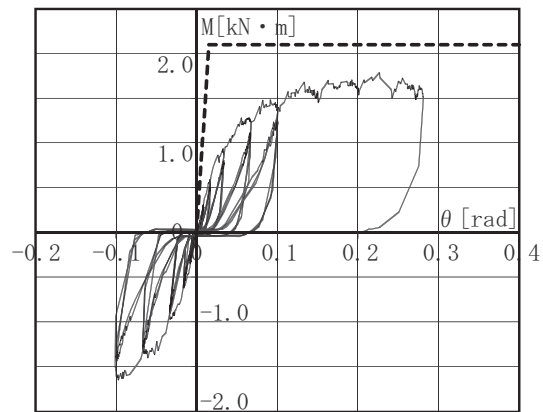


c) 3試験体目

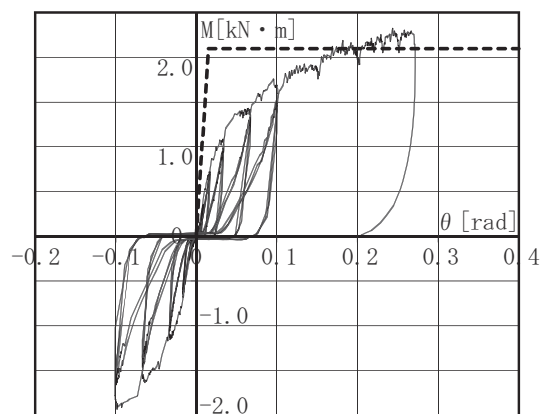
図 3-14. C90\_E90 試験結果 M-θ 関係



a) 1試験体目

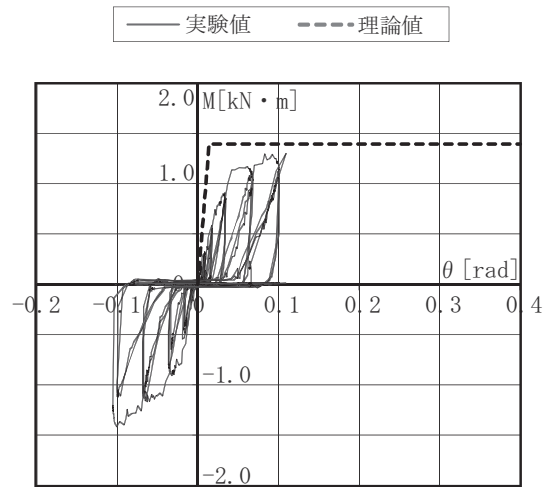


b) 2試験体目

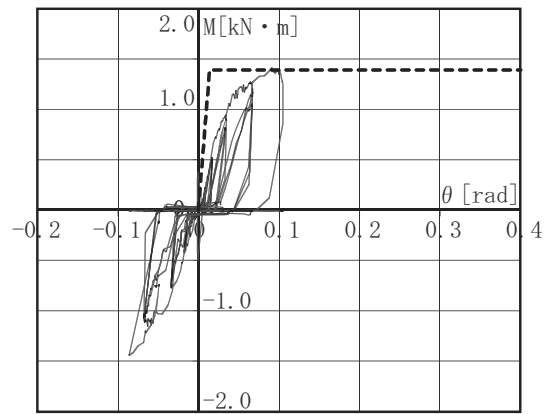


c) 3試験体目

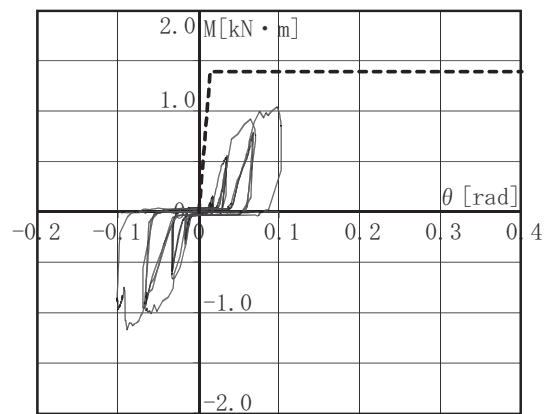
図 3-15. C105\_E0 試験結果 M- $\theta$  関係



a) 1試験体目

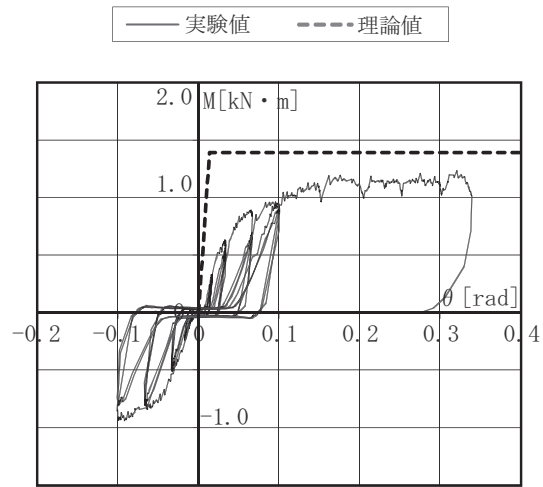


b) 2試験体目

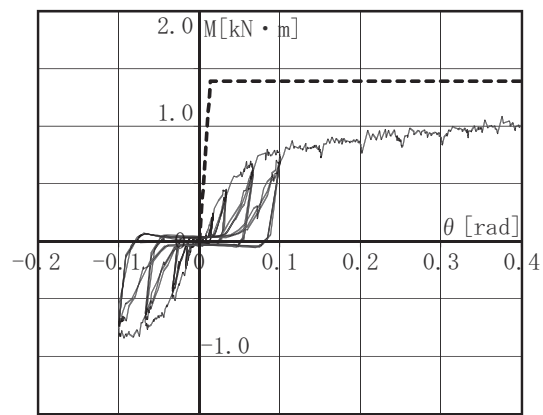


c) 3試験体目

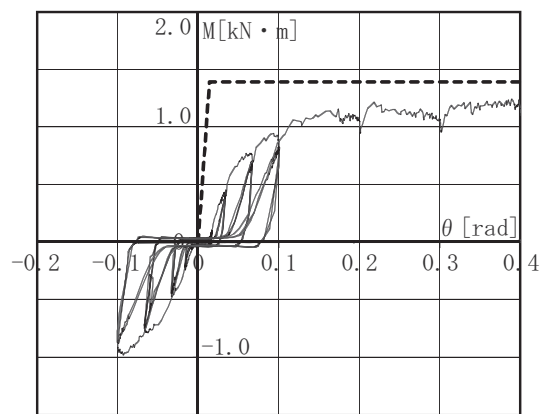
図 3-16. L90\_E0N 試験結果 M-θ 関係



a) 1試験体目

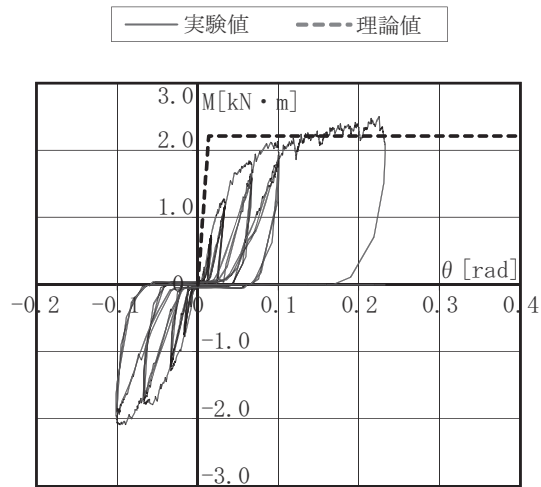


b) 2試験体目

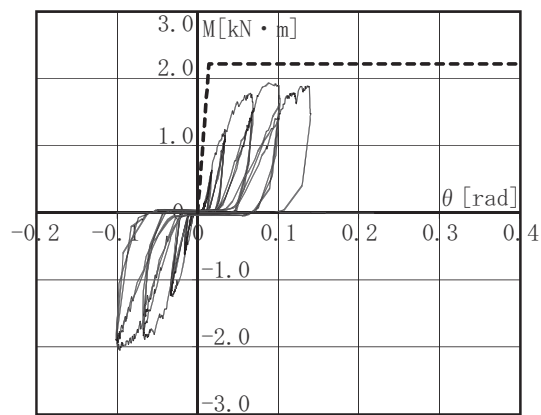


c) 3試験体目

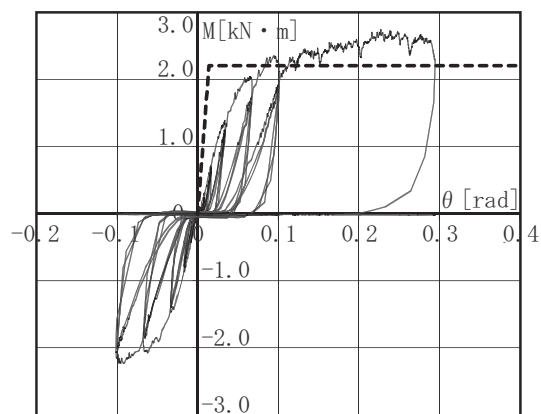
図 3-17. L90\_E0NK 試験結果 M- $\theta$  関係



a) 1試験体目

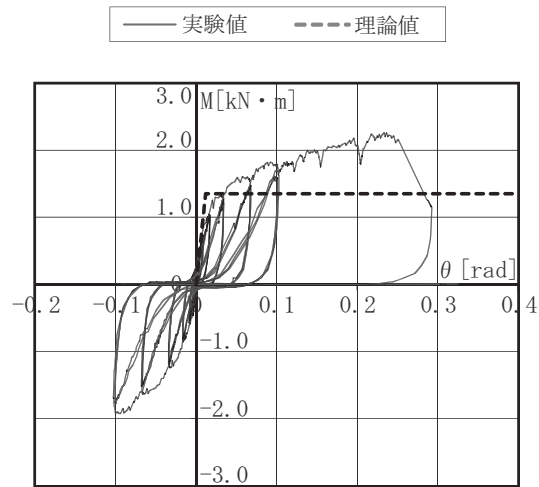


b) 2試験体目

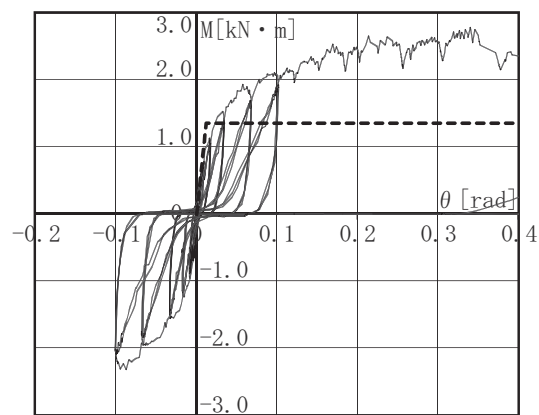


c) 3試験体目

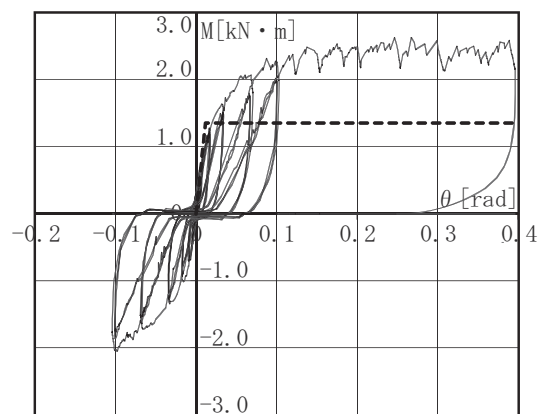
図 3-18. L105\_E0N 試験結果 M-θ 関係



a) 1試験体目



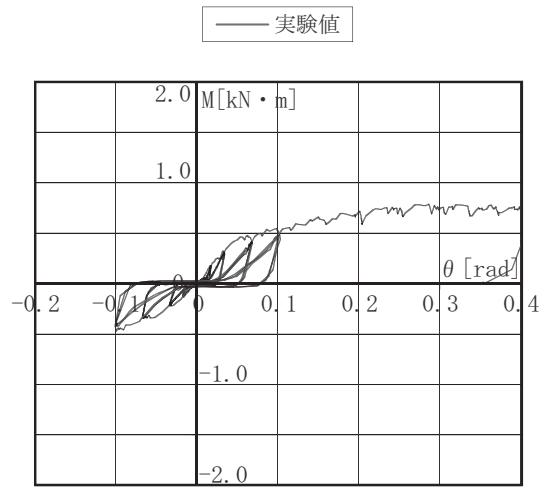
b) 2試験体目



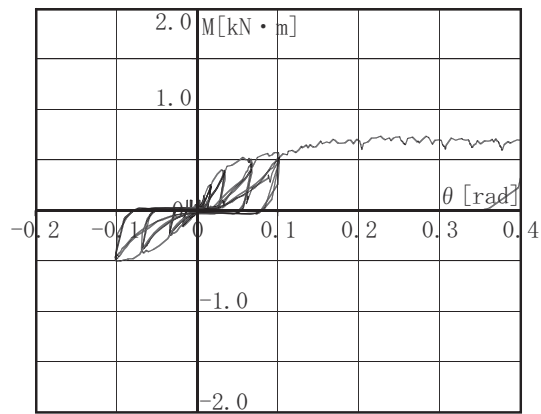
c) 3試験体目

図 3-19. H90\_E0 試験結果 M-θ 関係

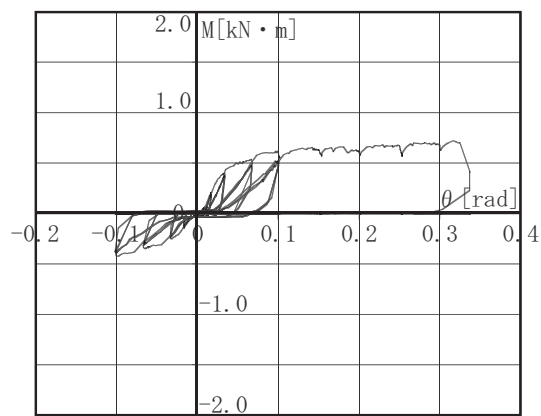




a) 1試験体目

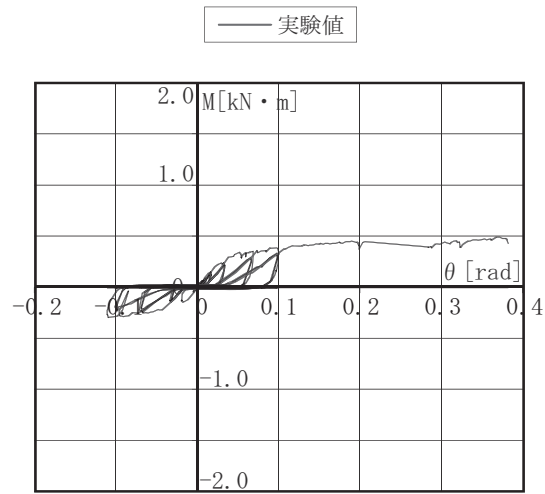


b) 2試験体目

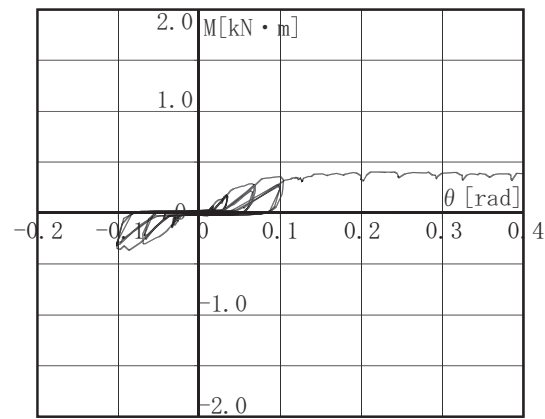


c) 3試験体目

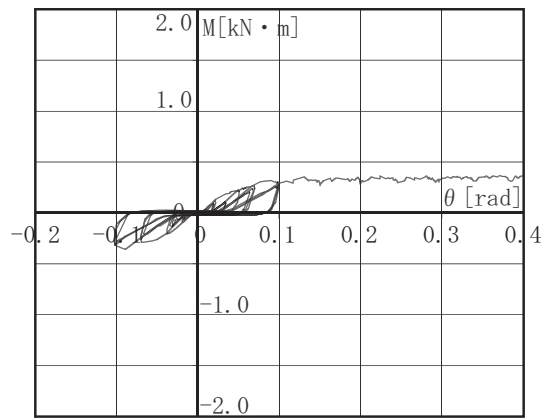
図 3-20. CT90\_E0 試験結果 M-θ 関係



a) 1試験体目

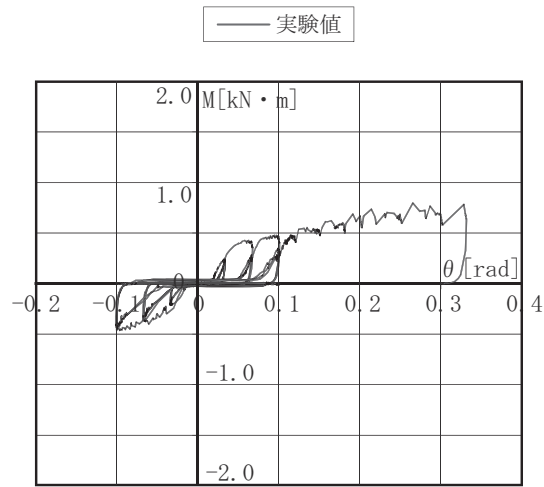


b) 2試験体目

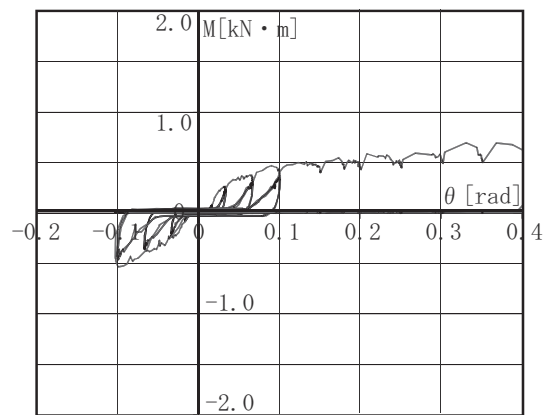


c) 3試験体目

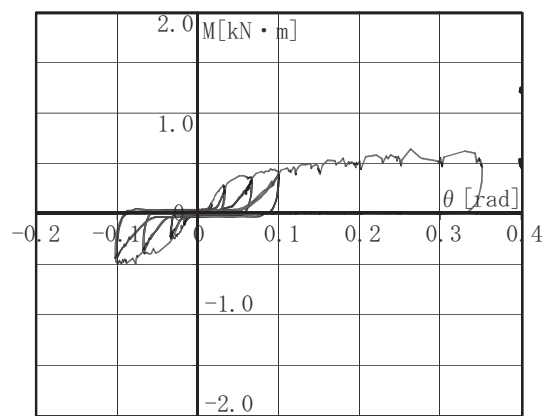
図 3-21. CT90\_E0N 試験結果 M-θ 関係



a) 1試験体目



b) 2試験体目



c) 3試験体目

図 3-22. CT90\_E0K 試験結果 M-θ 関係

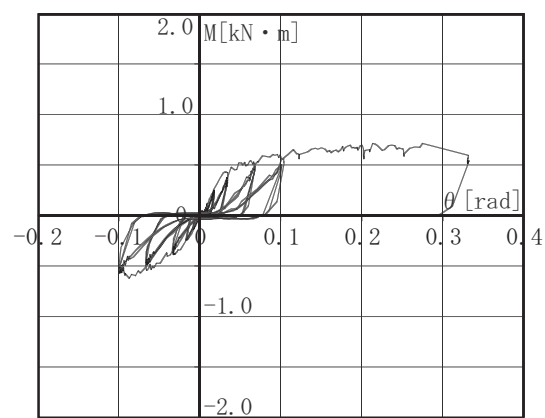
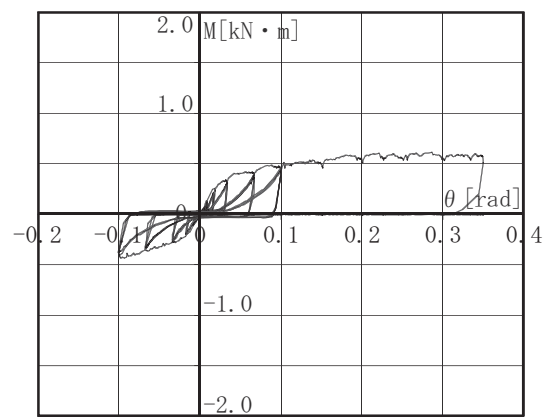
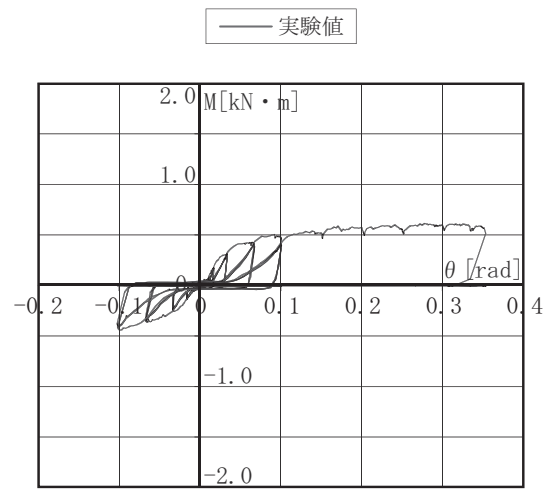


図 3-23. CT90\_E70 試験結果 M-θ 関係

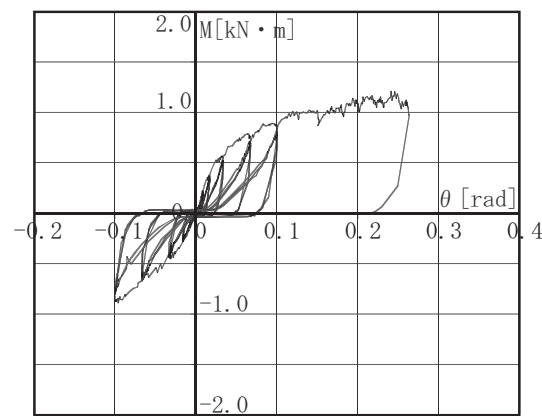
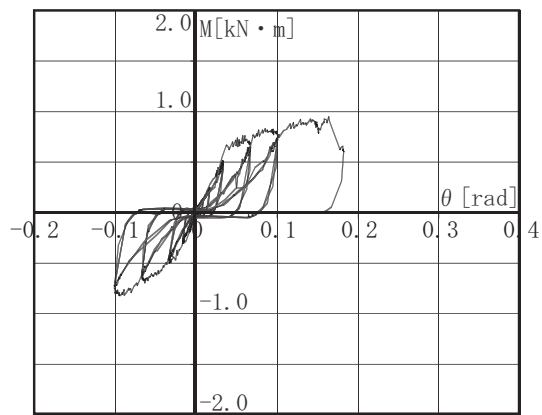
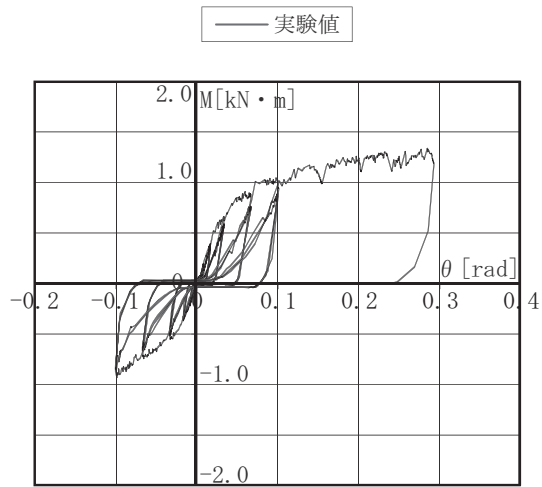


図 3-24. CT105\_E0 試験結果 M-θ 関係

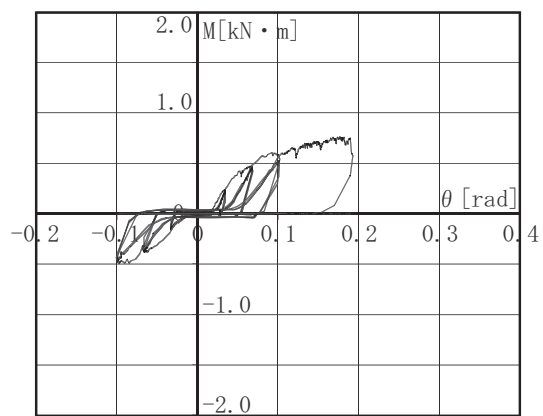
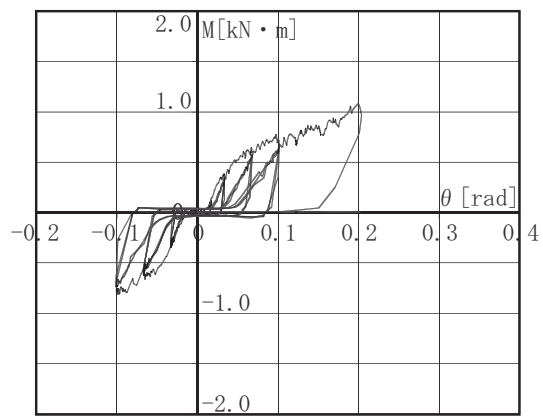
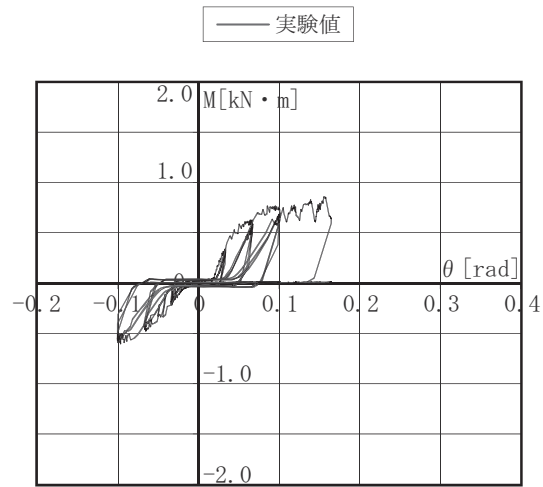


図 3-25. LT90\_E0N 試験結果 M- $\theta$  関係

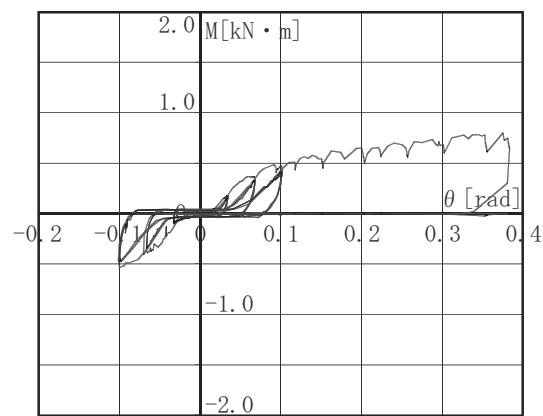
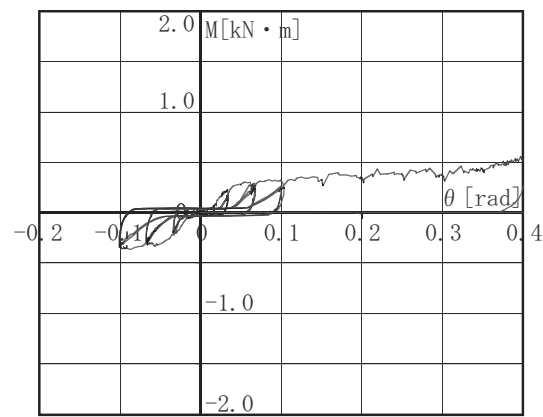
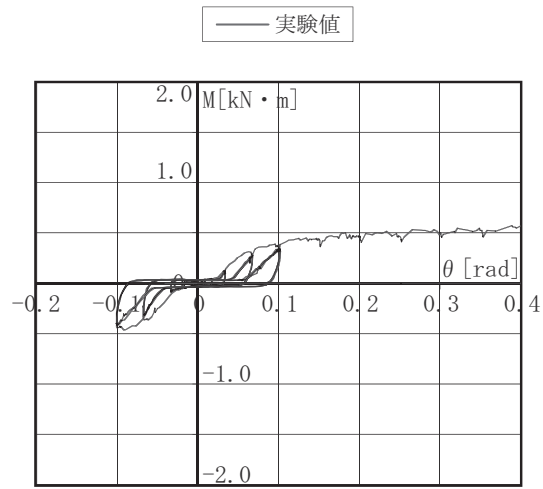


図 3-26. LT90\_E0NK 試験結果 M-θ 関係

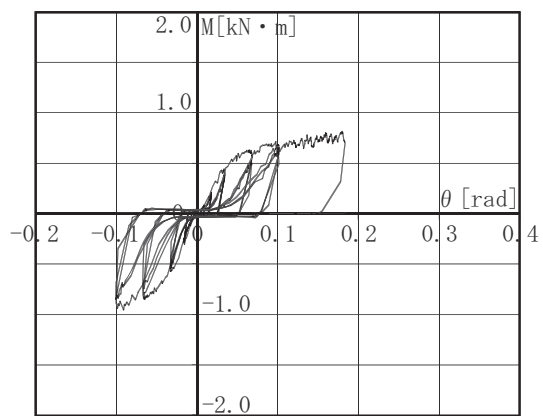
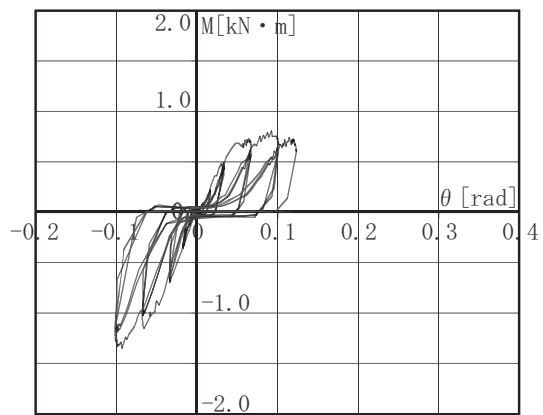
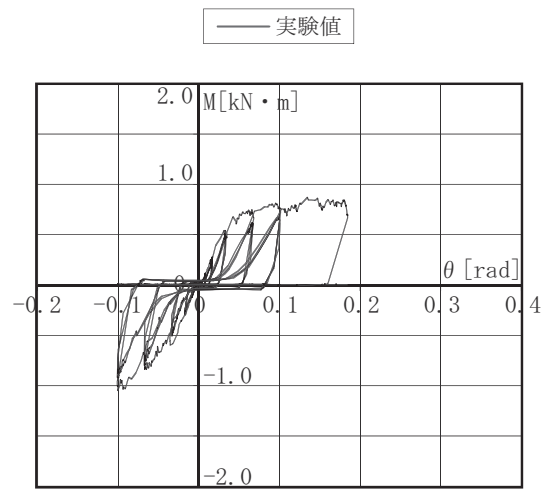
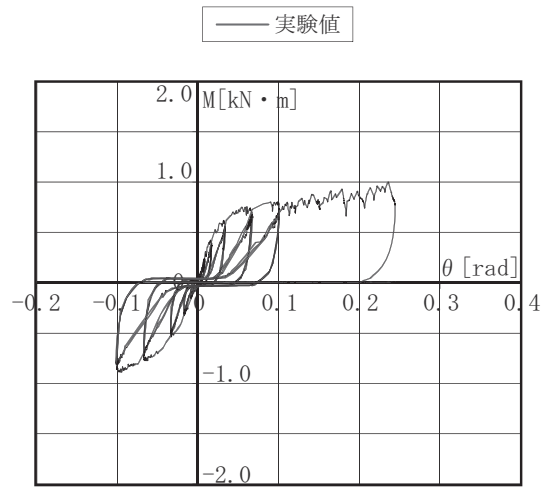
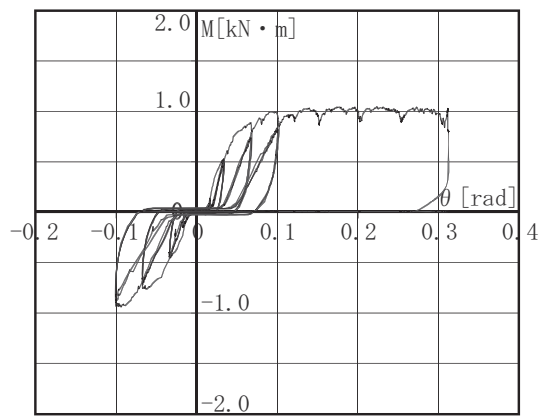


図 3-27. LT105\_E0N 試験結果 M-θ 関係

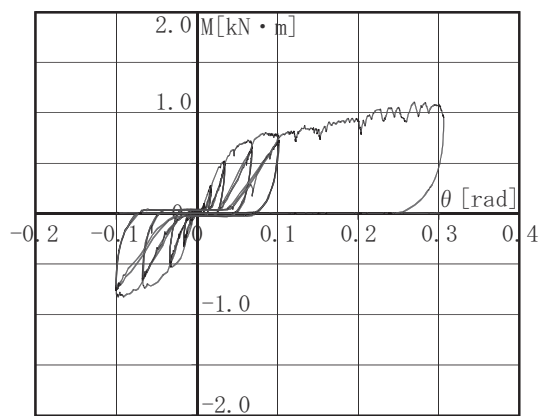




a) 1試験体目



b) 2試験体目



c) 3試験体目

図 3-28. HT90\_E0 試験結果 M-θ 関係

### 3.2.6.2 部材等級区分による比較

十字型の90mm角、スギの無等級材(C90\_E0)、機械等級区分材E70(C90\_E70)、E90(C90\_E90)の結果(包絡線)を図3-29に、試験体の破壊状況を図3-30に示す。

C90\_E0は1試験体が回転角 $\theta = 0.2\text{rad}$ 付近で曲げ破壊(図3-30-a)を生じたが、他の2試験体は脆性的な破壊が生じず、耐力低下も確認されなかった。C90\_E70は1試験体のみ $0.2\text{rad}$ 時に耐力低下を生じたが、他の2試験体は $\theta = 0.33\text{rad}$ 以降も変形が進み、靱性の高い挙動を示した。C90\_E90は全ての試験体において、 $\theta = 0.2\text{rad}$ 以下で耐力低下が確認され、脆性的な挙動を示した。図3-30-bより、部材の材軸方向にせん断破壊を生じていることが確認できる。

C90\_E90とC90\_E70を比較すると、C90\_E90の方がやや剛性は高いものの、最大変形角はC90\_E70の方が約2.5倍以上大きく、耐力はほぼ同等の結果となった。また、C90\_E90は脆性的破壊が顕著に見られたのに対して、C90\_E70は接合部の破壊を殆ど生じなかった。

C90\_E70とC90\_E0を比較すると、剛性および耐力はC90\_E70の方がやや低い結果となったが、最大変形角はほぼ同等となった。

以上より、剛性の大きなE90材は、初期剛性は高いものの、脆性破壊を生じやすく、最大変形角および最大耐力は、剛性の低いE0、E70の方が大きな値となることが把握された。つまり、部材の弾性係数が相欠き接合部の剛性・耐力および破壊性状に大きな影響を及ぼす可能性が示唆された。

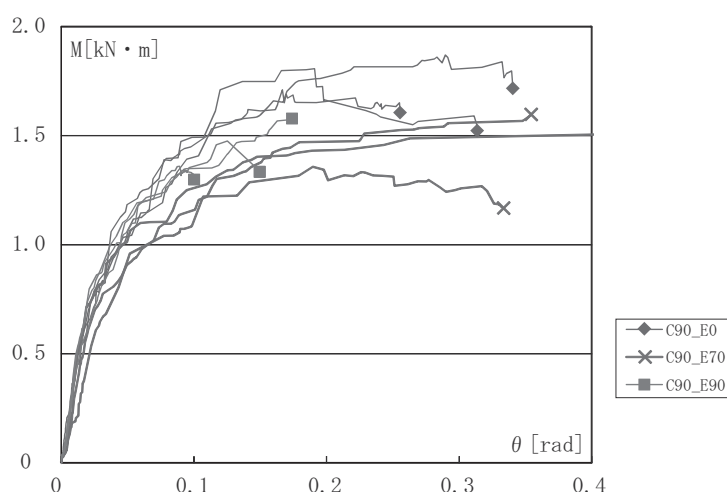


図3-29. 部材等級区分による比較 M- $\theta$  関係

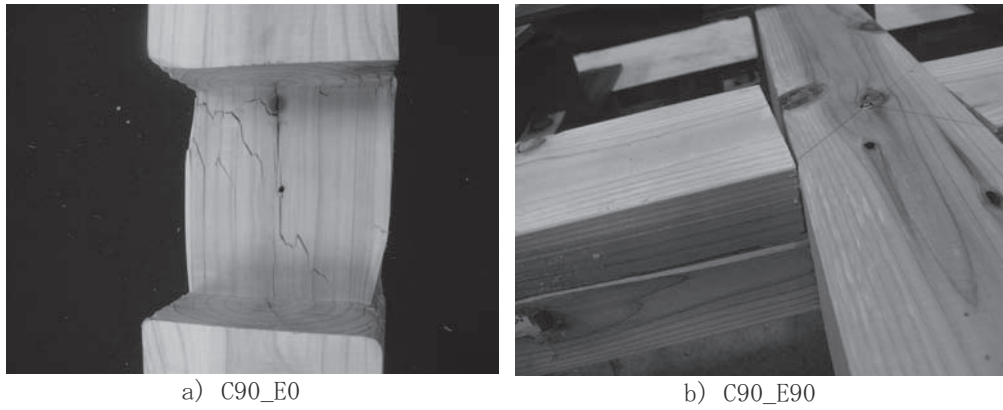


図 3-30. 試験体の破壊状況

### 3. 2. 6. 3 材種および木取りによる比較

材種および木取りによる比較を行う。十字型の 90mm 角、スギ無等級材（芯持ち：C90\_E0、芯去り：C90\_E0N）、カラマツ（L90\_E0N）、ヒノキ（H90\_E0）の結果（包絡線）を図 3-31 に示す。

H90\_E0 は剛性および耐力共に他の試験体に比べて高い結果となったが、全ての試験体でせん断による割裂破壊を生じ、試験体毎に剛性と耐力のばらつきが顕著に見られた。また、L90\_E0N は全ての試験体において  $\theta = 0.1\text{rad}$  以下で曲げ破壊を生じ、急激な耐力低下が確認された。H90\_E0 および L90\_E0N の破壊状況を図 3-32 に示す。

C90\_E0 と H90\_E0 を比較すると、H90\_E0 の方が剛性、耐力ともに高い結果となった。しかし、C90\_E0 は脆性的な破壊がほとんど確認されなかったのに対して、H90\_E0 は全ての試験体でせん断による割裂が生じ脆性的な破壊性状を示した。C90\_E0 と L90\_E0N を比較すると、 $0.1\text{rad}$  までの剛性に殆ど差は見られないうが、最大変形角は C90\_E0 の方が約 3 倍以上大きな結果となった。L90\_E0N と H90\_E0 の平均比重はそれぞれ 0.49、0.53 と、スギ（C90\_E0：比重 0.40）に比べ比較的高いことから、比重が相欠き接合部の剛性・耐力・破壊性状に大きく影響することが示唆された。

また、C90\_E0N（芯去り）は、C90\_E0（芯持ち）に比べ剛性、耐力共に低く、耐力は約 0.64 倍となった。しかし、C90\_E0N と C90\_E0 は共に  $0.3\text{rad}$  以降もほとんどの試験体で脆性的な破壊を生じず、高い靱性を示した。従って、木取りの違いは、相欠き接合部の剛性・耐力に大きく影響することが示唆された。

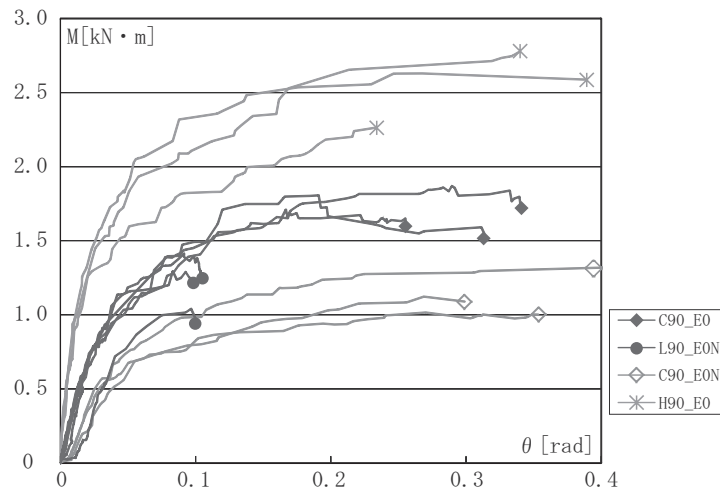


図 3-31. 材種および木取りによる比較

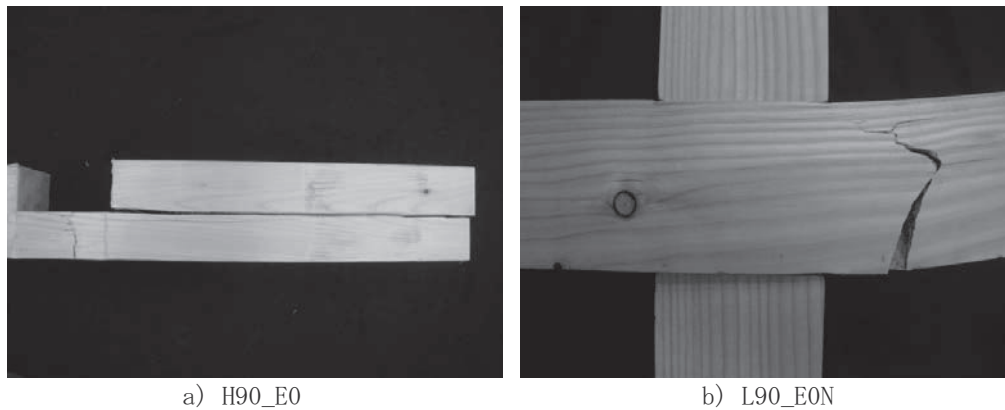


図 3-32. 試験体の破壊状況

#### 3.2.6.4 断面寸法による比較

断面寸法による比較を行う。十字型の 90mm 角および 105mm 角のスギ無等級材とカラマツの結果（包絡線）を図 3-33 に示す。

C105\_E0 は 1 試験体のみ剛性および耐力が高い結果となったが、最大変形角はどの試験体も 0.28rad 付近となっており、ほとんど差が見られなかった。L105\_E0N は  $\theta = 0.05\text{rad}$  程度までの初期において試験体により殆ど差は生じなかったが、最大耐力は大きなばらつきが確認された。

断面材による比較を行う。スギ材の場合、C105\_E0 の 1 試験体を除き、90mm 角と 105mm 角では剛性および耐力がほぼ同じ結果となった。C105\_E0 は仕口部分で細やかな割れ（図 3-34-a）を生じており、この割れにより耐力低下を生じたことが同じ結果となった要因と考えられる。このことからスギ材では断面

が大きくなることで脆性的な破壊が助長されると考えられるため、断面寸法の変化は剛性および耐力などに影響しない可能性が示唆された。

カラマツの場合、105mm角 (L105\_E0N) は90mm角 (L90\_E0N) に比べ剛性、耐力共に大きく、特に耐力は約 1.9 ~ 2.6 倍高い結果となった。一方で、L105\_E0N、L90\_E0N 共に試験体毎の剛性と耐力にばらつきが確認され、曲げやせん断による脆性的な破壊 (図 3-34-b) を生じた。これよりカラマツでは断面寸法が相欠き仕口の剛性、耐力などに影響することが示唆された。

以上より、材種によって断面寸法の変化に伴う構造性能の影響に差を生じ、比重の大きなカラマツの方がスギより断面寸法による影響が大きいことが把握された。

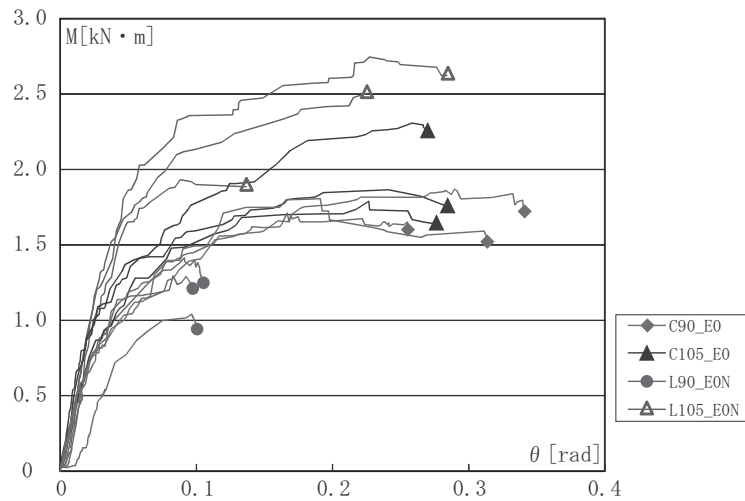


図 3-33. 断面寸法による比較

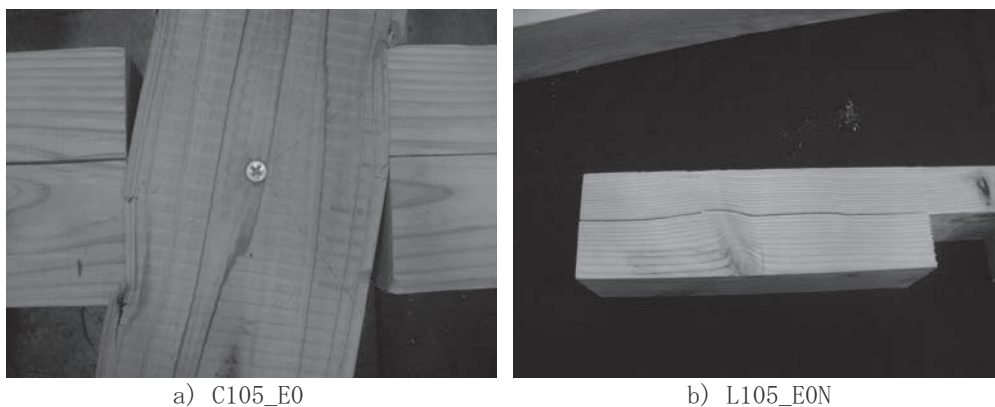


図 3-34. 試験体の破壊状況

### 3.2.6.5 切欠き深さによる比較

切欠き深さによる比較を行う。十字型の90mm角、スギとカラマツの切欠き深さ45mm(スギ:C90\_E0、カラマツ:L90\_E0N)と30mm(スギ:C90\_E0K、カラマツ:L90\_E0NK)の結果(包絡線)を図3-35に示す。

C90\_E0Kは試験体毎の耐力に若干のばらつきが確認されたが、部材の破壊による耐力低下を生じない靱性の高い挙動を示した。また、L90\_E0NKは一試験体において剛性と耐力がやや低い値となったが、C90\_E0Kと同様に脆性的な破壊を生じず、高い靱性を示した。

スギ材のC90\_E0(切欠き深さ45mm)とC90\_E0K(切欠き深さ30mm)を比較する。C90\_E0KはC90\_E0に比べ剛性が小さく耐力は67~91%に低下する結果となった。これは切欠き深さの減少に伴い、相欠き部の接触面積が約66%減少することで、剛性が低下したことが原因と推察される。

カラマツ材L90\_E0(切欠き深さ45mm)とL90\_E0K(切欠き深さ30mm)を比較する。1試験体を除いて、L90\_E0NKはL90\_E0Nに比べ剛性と耐力共に低い値となったが、最大変形角は約4倍以上の結果となった。また、L90\_E0Nは0.1rad以下で曲げ破壊を生じたが、L90\_E0NKは0.33rad以降も明確な破壊を生じず、靱性に富んだ挙動を示した。これは、スギ材の結果と同様に、切欠き深さの現象に伴い、剛性の低下を生じる一方、相欠き残余部の面積が約33%増加することで、曲げ耐力も増加したことが要因と考えられる。このことから、切欠き深さは相欠き仕口の剛性、耐力、破壊性状に大きな影響を及ぼすと考えられる。

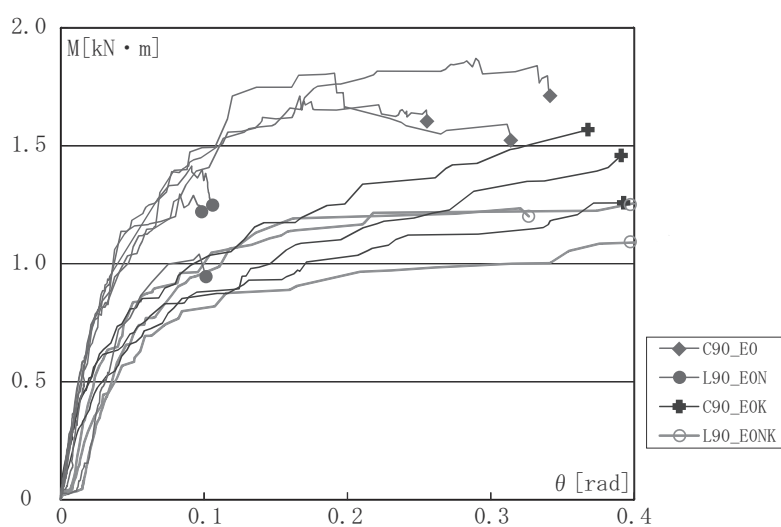
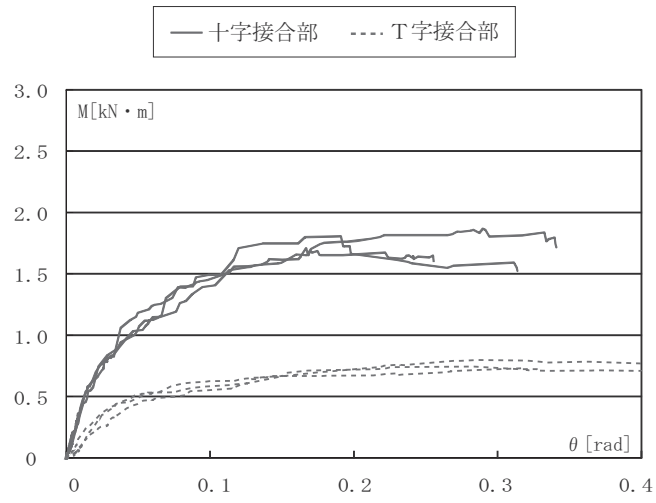


図 3-35. 切欠き深さによる比較

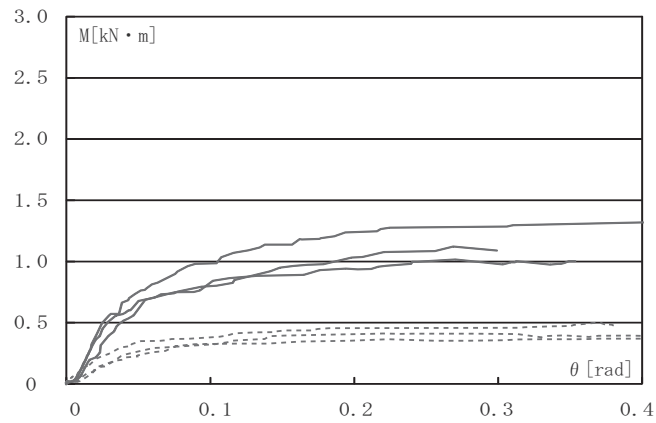
### 3.2.6.6 仕口形状による比較

仕口形状による比較を行う。スギ、カラマツ、ヒノキそれぞれの十字型およびT字型試験体の結果をあわせて図3-36～図3-38に示す。

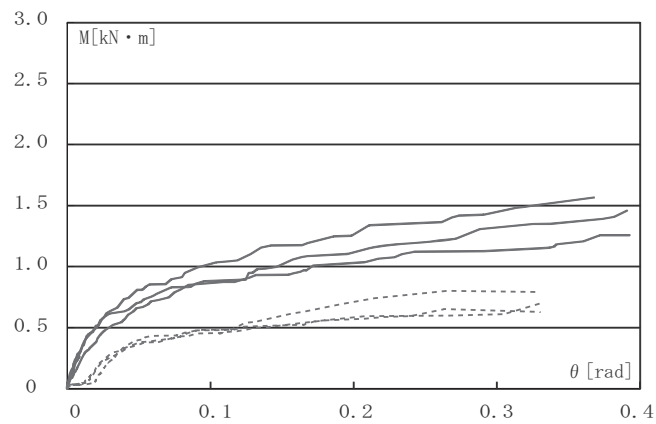
全ケースにおいてT字型試験体は十字型に比べ、剛性、耐力共に約0.25～0.5%と低い結果を示した。T字接合部は十字型に比べて2部材のめり込み箇所が少なく、また縦材の引き抜き力に対して拘束力が小さいため、剛性、耐力共に大きく低下したと考えられる。一方で、十字型試験体は材種、部材断面等の条件によって、最大耐力が1～3kN・mと異なる結果となったが、T字型試験体は条件に関わらず、最大耐力が0.5～1kN・mとほぼ同等の値となった。これよりT字型仕口においては材種、断面、切欠き深さが最大耐力に及ぼす影響は少ないと考えられる。



a) C90\_E0 CT90\_E0



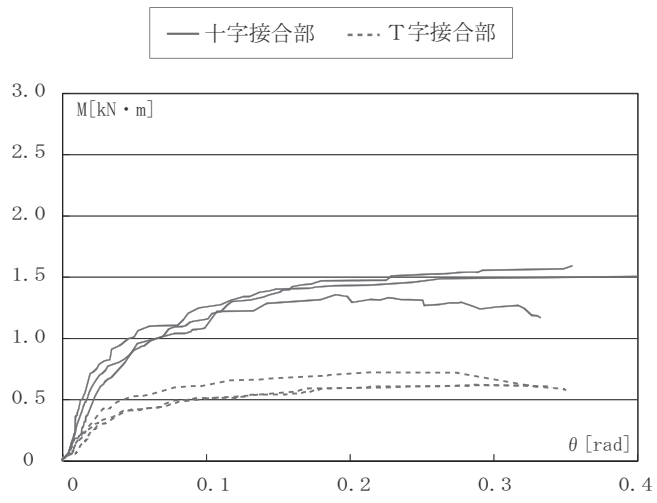
b) C90\_E0N CT90\_E0N



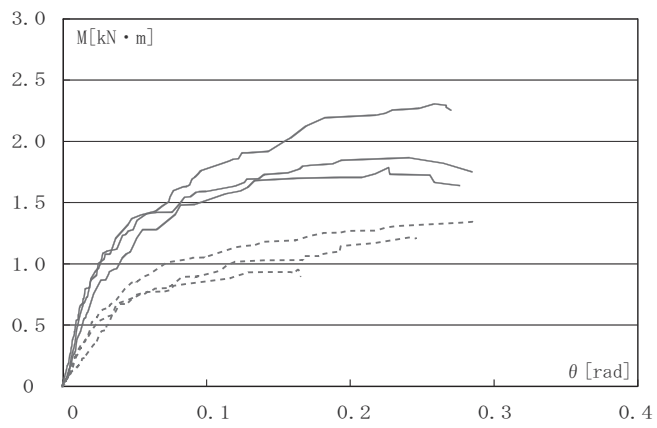
c) C90\_E0K CT90\_E0K

図 3-36. 仕口形状による比較①

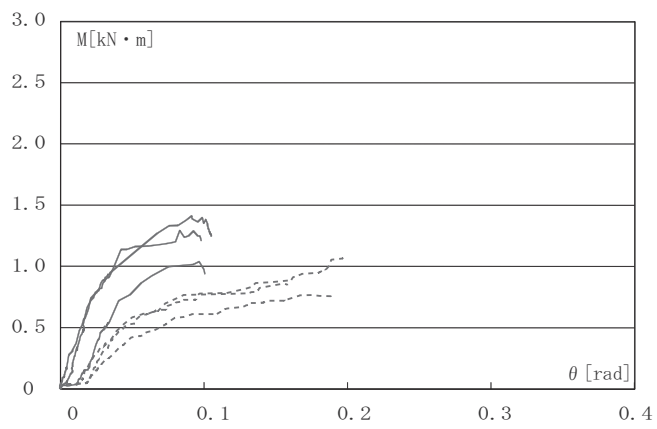




d) C90\_E70 CT90\_E70

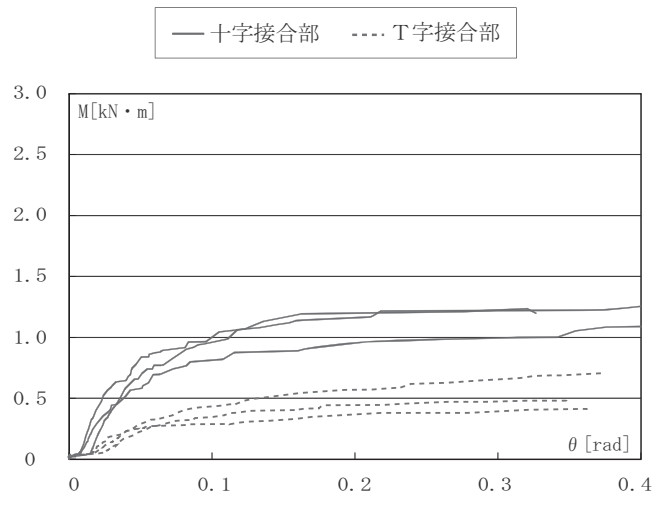


e) C105\_E0 CT105\_E0

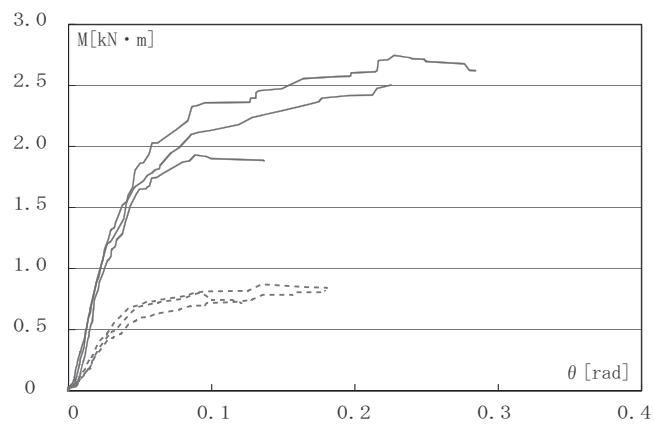


f) L90\_E0 LT90\_E0

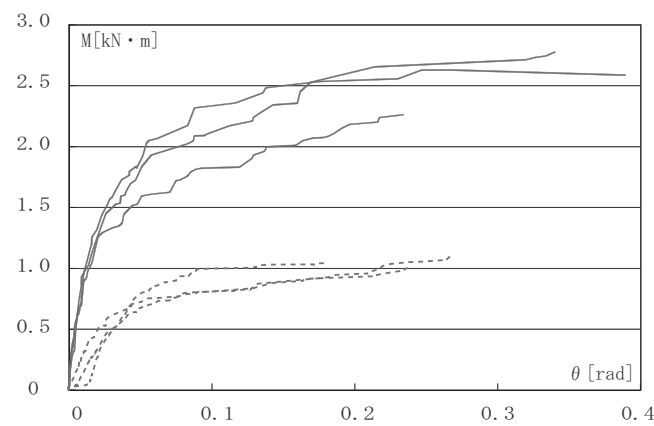
図 3-37. 仕口形状による比較②



g) L90\_EONK CT90\_EONK



h) L105\_EON CT105\_EON



i) H90\_E0 HT90\_E0

図 3-38. 仕口形状による比較③

### 3.3 相欠き仕口の回転剛性のモデル化

#### 3.3.1 モデル概要

面格子壁の数値解析モデルを構築するためには、相欠き仕口部の回転剛性の適切な評価が重要な課題となる。そこで、相欠き仕口の塑性後の挙動を評価できる面格子壁の数値解析モデルの構築を目的として、3.2節で得られた相欠き仕口の曲げ試験結果の包絡線を用いて、回転剛性のモデル化を行った。

回転剛性のモデル化は、仕口の弾塑性状態と塑性後の状態を評価するため、エネルギーが等価なトリリニア型とし、以下①～⑤の手順で行った。また、モデル化の概要を図3-39に示す。

- ①原点と包絡線の $0.3M_{max}$ を通る直線を「I直線」とする。
- ②包絡線上の $0.8M_{max}$ から横軸に真っ直ぐ下ろした直線( $\theta = 0.8M_{max}$ )と包絡線、および横軸で囲まれる面積を $0.8W$ とする。ここで、 $0.8W$ は $0.8M_{max}$ までのエネルギー量を定義できる。
- ③包絡線上の $0.8M_{max}$ を通る直線をI直線、横軸、 $\theta = 0.8M_{max}$ と合わせた4つの直線で囲まれる面積が $0.8W$ と等しくなるように引いた直線を「II直線」とする。
- ④包絡線上の $0.9M_{max}$ から横軸に真っ直ぐ下ろした直線( $\theta = 0.9M_{max}$ )と包絡線、および横軸で囲まれる面積を $0.9W$ とする。
- ⑤包絡線上の $0.9M_{max}$ を通る直線で、I直線、II直線、横軸、 $\theta = 0.9M_{max}$ と合わせた5つの直線で囲まれる面積が $0.9W$ と等しくなるように引いた直線を「III直線」とする。

なお、I直線とII直線の交点を第1交点、II直線とIII直線の交点を第2交点、最大の $(M, \theta)$ となる点を終局点とし、3つの試験体の平均値より算出する。また、算出した仕口の回転剛性は、後述する数値解析モデルに適用する。

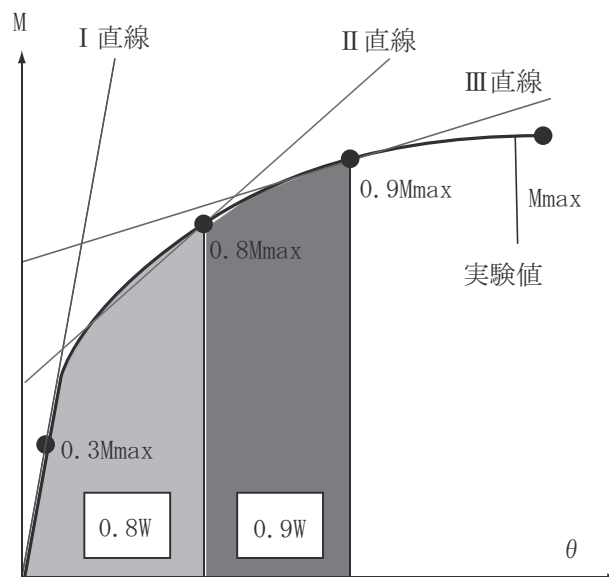


図 3-39. 接合部の M- $\theta$  関係におけるトリリニア置換の手順

### 3.3.2 トリリニア置換結果

図 3-40、図 3-41 に十字型試験体、図 3-42、図 3-43 に T 字型試験体の曲げ試験結果とトリリニア直線を併せて示す。トリリニア直線は、各試験結果の平均値を用いている。また、図 3-42 の d) CT90\_E90 は今回実験を行っていないが、図 3-40 の a) C90\_E0、c) C90\_E70、e) C105\_E0 の十字試験体と T 字試験体の結果を比較し、同様の低減率となるように d) C90\_E90 の結果から算出した。トリリニア置換した直線の M- $\theta$  関係は、各試験体の結果を概ね良好に模擬できている。しかし、最大荷重に達した後、耐力低下を生じず靱性に富んだ挙動を示した試験体 (C90\_E0、E90\_E70、H90\_E0) では、第 III 直線において、勾配に若干の差が見られる。

表 3-2 に十字型試験体、表 3-3 に T 字型試験体のトリリニア特性値の平均値一覧を示す。接合部の最大曲げモーメント  $M_{max}$  は十字型で 1.29 ~ 3.18, T 字型で 0.59 ~ 1.25 となっており、その時の回転角  $\theta$  は十字で 0.10 ~ 0.38, T 字で 0.15 ~ 0.37 となった。脆性的な破壊を起こした C90\_E90, L90\_E0N は回転角  $\theta$  も他のモデルの 1/2 程度となっている。

本論で提案した仕口の回転剛性のモデル化は、弾性範囲から塑性後の挙動まで評価可能であり、第 4 章以降にて、本回転剛性を用いて、数値解析モデルの構築を試みる。

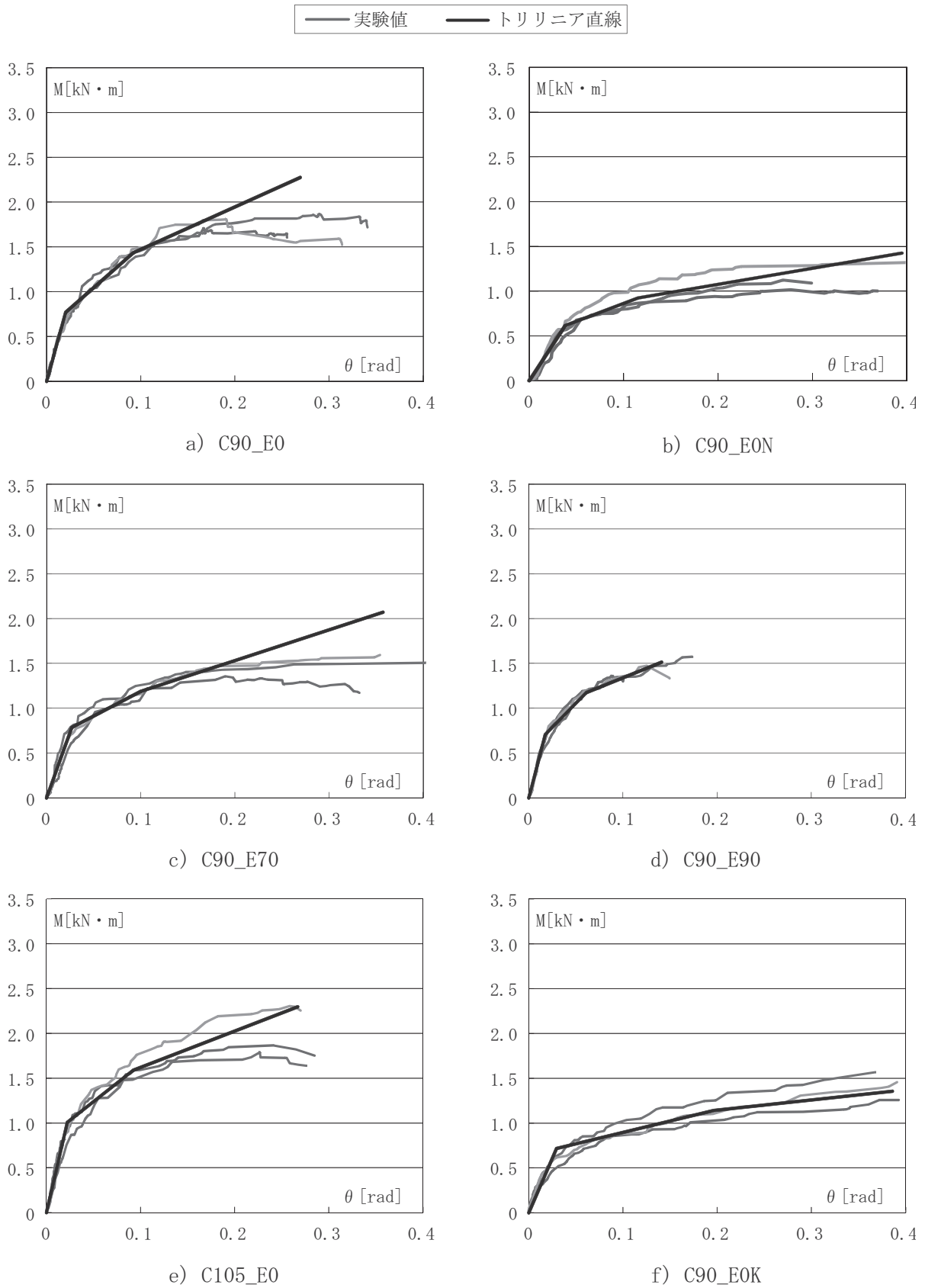


図 3-40. 十字型試験体曲げ試験結果（包絡線）とトリリニア直線の比較①

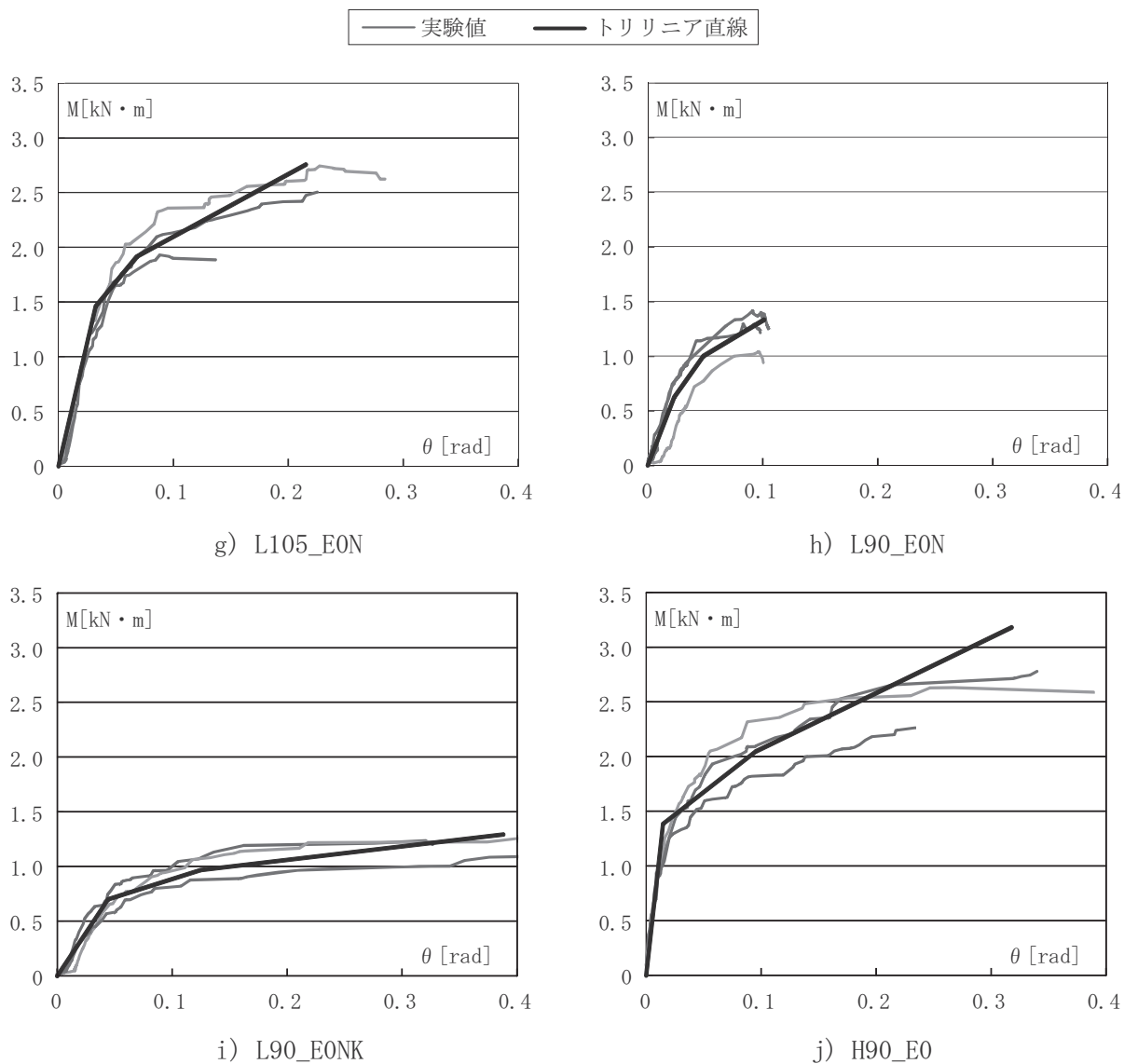


図 3-41. 十字型試験体曲げ試験結果（包絡線）とトリリニア直線の比較②

表 3-2. 十字型試験体のトリリニア特性値の平均値一覧

試験体名	第1交点		第2交点		終局点	
	$M_1$ [kN·m]	$\theta_1$ [rad]	$M_2$ [kN·m]	$\theta_2$ [rad]	$M_{max}$ [kN·m]	$\theta_{max}$ [rad]
C90_E0	0.770	0.020	1.437	0.092	2.276	0.269
C90_E70	0.785	0.027	1.190	0.100	2.072	0.357
C90_E90	0.708	0.017	1.176	0.061	1.514	0.141
C150_E0	1.007	0.022	1.590	0.092	2.296	0.267
C90_E0K	0.717	0.029	1.142	0.196	1.357	0.386
L90_E0N	0.624	0.023	1.000	0.048	1.332	0.101
L105_E0N	1.460	0.032	1.915	0.068	2.757	0.215
L90_E0NK	0.700	0.044	0.968	0.125	1.293	0.388
H90_E0	1.385	0.015	2.046	0.095	3.180	0.318

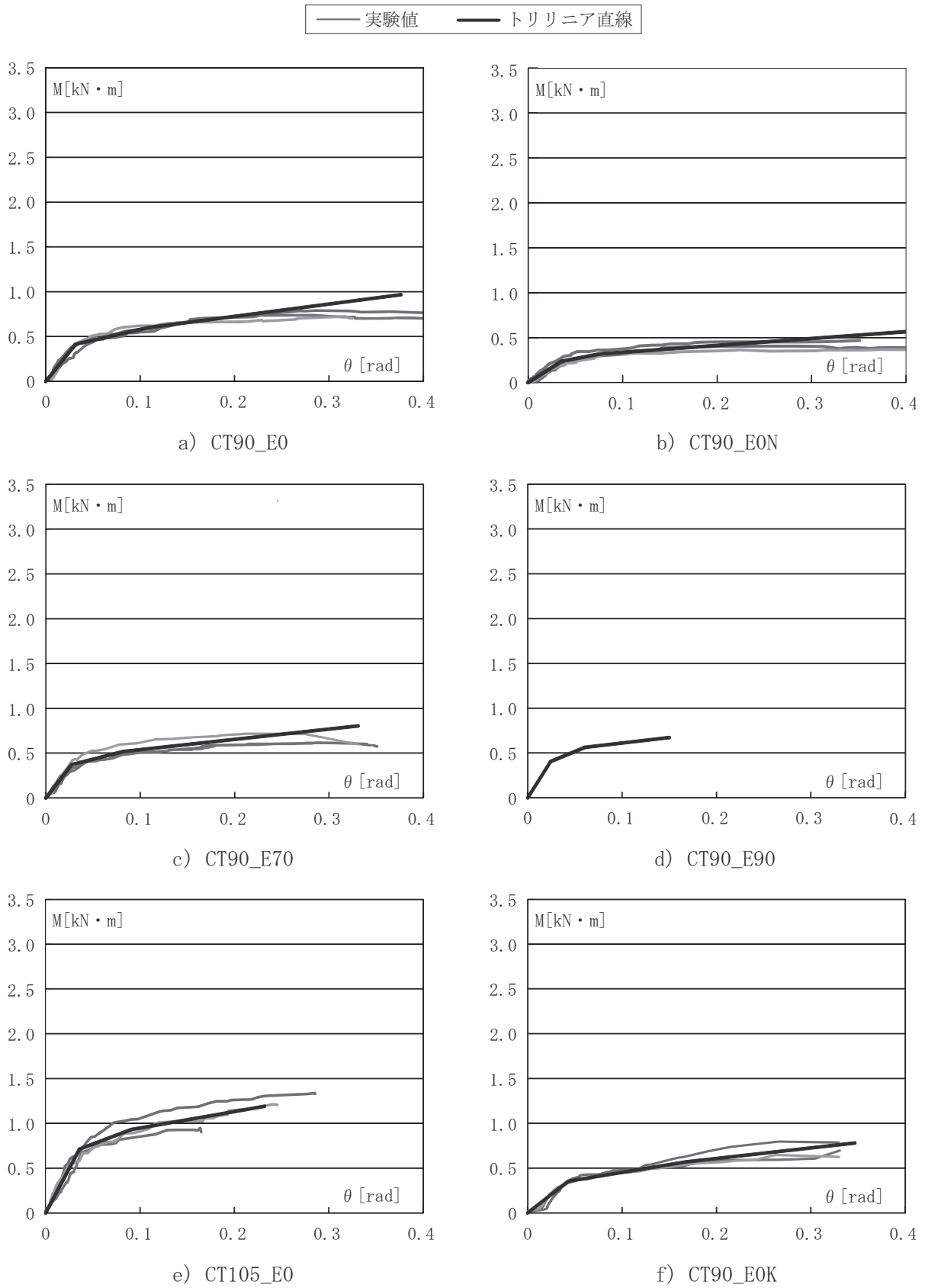


図 3-42. T 字型試験体曲げ試験結果（包絡線）とトリリニア直線の比較①

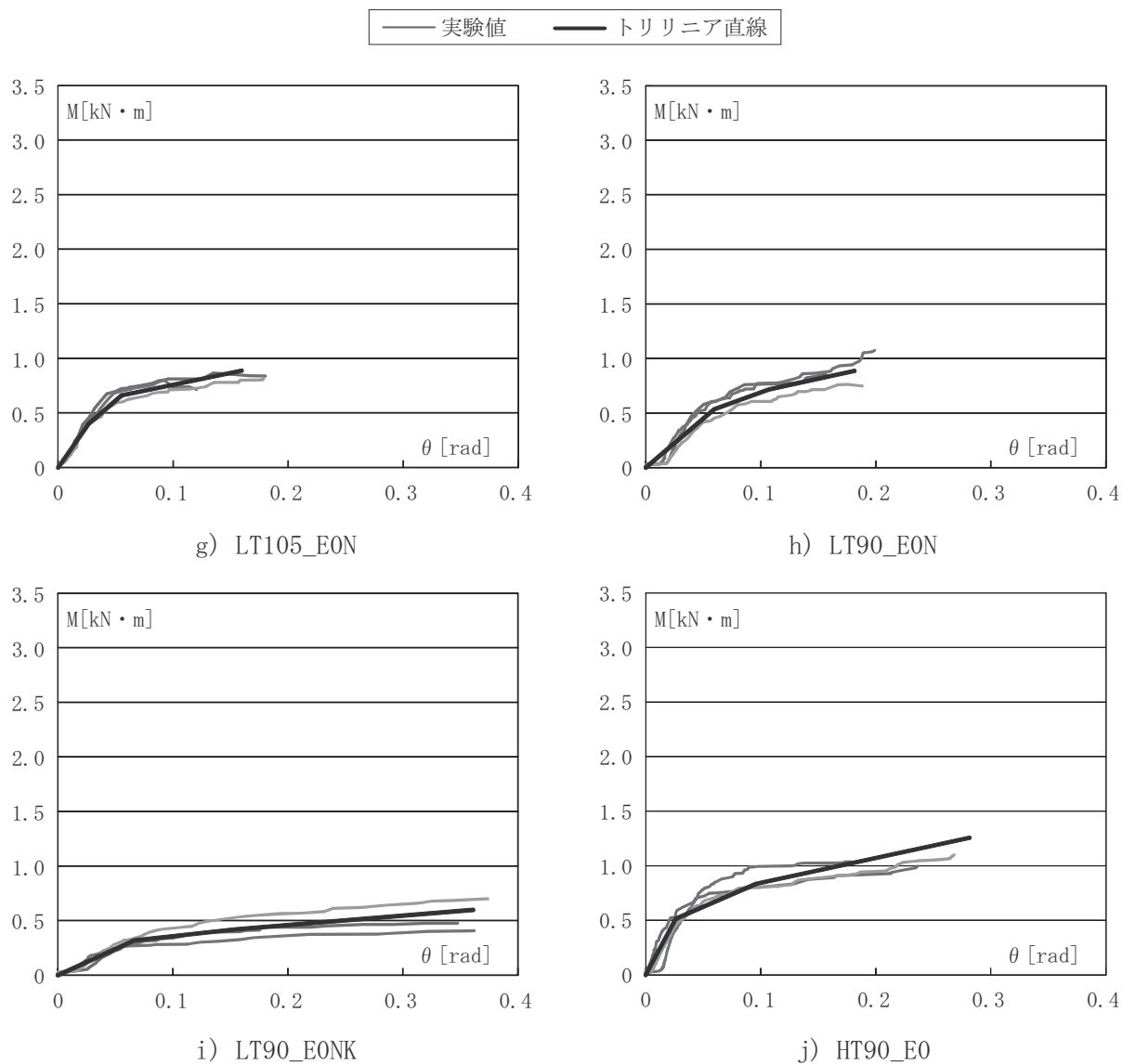


図 3-43. T 字型試験体曲げ試験結果（包絡線）とトリリニア直線の比較②

表 3-3. T 字型試験体のトリリニア特性値の平均値一覧

試験体名	第1交点		第2交点		終局点	
	$M_1$ [kN·m]	$\theta_1$ [rad]	$M_2$ [kN·m]	$\theta_2$ [rad]	$M_{max}$ [kN·m]	$\theta_{max}$ [rad]
CT90_E0	0.413	0.413	0.601	0.109	0.968	0.376
CT90_E70	0.372	0.027	0.027	0.082	0.803	0.331
CT90_E90	0.406	0.024	0.024	0.061	0.672	0.150
CT150_E0	0.713	0.036	0.933	0.091	1.191	0.232
CT90_E0K	0.355	0.043	0.570	0.168	0.781	0.346
LT90_E0N	0.535	0.059	0.718	0.107	0.886	0.181
LT105_E0N	0.403	0.027	0.661	0.055	0.887	0.160
LT90_E0NK	0.319	0.066	0.422	0.155	0.599	0.361
HT90_E0	0.516	0.026	0.835	0.096	1.258	0.281



### 3.4 まとめ

本章では、相欠き仕口単体の力学性能の把握を目的として、材種、断面、形状、切欠き寸法に着目し、相欠き仕口曲げ試験を行った。また、現在一般的に用いられている完全弾塑性の理論式との比較を行い、既存理論式の適用性を検証した。併せて、塑性後の挙動を評価できる数値解析モデルの構築を目的として、試験結果の包絡線をトリリニアにて置換することで回転剛性のモデル化を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・相欠き仕口の曲げ試験では、すべての試験体でスリップ型の履歴性状を示した。
- ・スギ無等級材では0.3rad以降も耐力低下が見られず、靱性の高い性状を示した。
- ・剛性の大きなスギE90やカラマツでは、曲げ破壊やせん断破壊など脆性的な性状を示した。
- ・剛性や密度の大きな材料においては、脆性的な破壊が卓越するため、これら材料を使用する際は仕口の切欠き寸法の変更などの工夫が必要である。
- ・比較的剛性の低いスギなどが靱性型として適当である可能性が示唆された。
- ・弾性範囲から塑性後の挙動まで評価できる仕口の回転剛性のモデル化を行った。



## 第 4 章 靱性型木造面格子壁の基本構造特性の把握



## 第4章 靱性型木造面格子壁の基本構造特性の把握

### 4.1 はじめに

本章では、現状の木造の設計に関わる告示・基準を分析および整理する。そして、靱性型木造面格子壁の基本構造特性の把握を目的とし、実大規模木造面格子壁のせん断試験を行った。具体的には材種、切欠き深さ、格子間隔をパラメータとし、靱性型木造面格子壁の構造性能に及ぼす影響について把握を行う。

また、3章で得られた相欠き接合部曲げ試験結果の包絡線から本論文の検討に用いる面格子壁の数値解析モデルの構築を行い、実験結果と比較することで数値解析モデルの妥当性を検証する。さらに、数値解析により面格子壁の格子間隔が構造性能に及ぼす影響について定量的に把握を行い、靱性型木造面格子壁の構造的な位置付けについて検討を行う。

### 4.2 現状の木造の設計に係わる告示・基準の分析

#### 4.2.1 木造建築物の構造設計ルート

木造建築物の構造設計ルートに関して（財）日本住宅・木材技術センター発行の「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」<sup>4.1)</sup>を参照とし概説する。

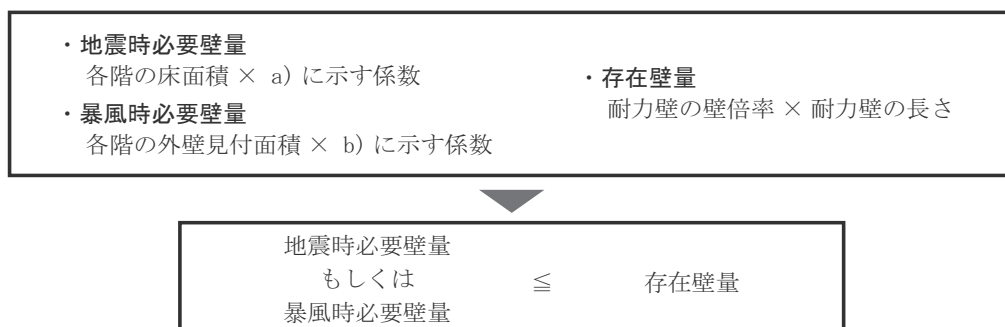
施行令3章3節に規定される「木造建築物」とは、基本的にはいわゆる在来軸組工法である。また、施行令3章3節には、材料、土台、柱、横架材、筋かい、接合部、耐久性等の構法仕様に関する規定がある。さらに施行令第46条にはいわゆる壁量の規定があり、階数が2以下、延べ床面積500m<sup>2</sup>以下、高さ13m以下、軒の高さ9m以下の建物であれば、これらの壁量規定を含む仕様規定に従って構造安全性のチェックを行えば、構造計算による安全性の確認は特に必要ないものとされている。以上のような建物は建築基準法第6条4号の建物に該当することから「4号建築物」と呼ばれている。

一方で、在来軸組工法、枠組壁工法、大断面木造などの構法によらず、建築基準法上の木造建築物であれば、階数2以下、高さ13m以下、軒の高さ9m以下、延べ床面積500m<sup>2</sup>以下のいずれかの制限を超えてしまった場合、構造計算が要

求される。また、高さ 13m 又は軒の高さ 9m を超える場合には構造計算適合性判定の対象となる建築物になるため、許容応力度計算に加えて剛性率、偏心率および靱性確保のための計算や確認等（いわゆるルート 2）が要求され、特に高さが 31m を超える場合は保有水平耐力計算（いわゆるルート 3）となり、より高度な計算が求められる。建築基準法における木造建築物の構造設計ルートを図 4-2 に示す。

#### 4.2.2 壁量計算

前述の 4 号建築物に該当するような一般的な木造住宅は、地震力や風圧力などの水平力をすべて耐力壁（軸組）で負担するものとして、必要壁量よりも存在壁量が上回っていることを確認しなくてはならない。壁量計算のフローを図 4-1 示す。



##### a) 地震に対する必要壁量を算出する場合に用いる係数

建築物の種類		階の床面積に乘ずる数値(単位: cm/m <sup>2</sup> )					
		階数が1の建築物	階数が2の建築物の1階	階数が2の建築物の2階	階数が3の建築物の1階	階数が3の建築物の2階	階数が3の建築物の3階
(1)	土蔵造の建築物その他これに類する壁の重量が特に大きい建築物及び(2)に掲げる建築物以外の建築物	15	33	21	50	39	24
(2)	(1)に掲げる建築物以外の建築物で、屋根を金属板、石板、木板その他これに類する軽い材料でふいたもの	11	29	15	46	34	18

この表における階数の算定については、地階の部分の階数は、参入しないものとする。

##### b) 風に対する必要壁量を算出する場合に用いる係数

	区分	見付面積に乘ずる数値(単位: cm/m <sup>2</sup> )
(1)	特定行政庁がその地方における過去の風の記録を考慮してしばしば強い風が吹くと認めて規則で指定	50を超え、75以下の範囲内において特定行政庁がその地方における風の状況に応じて規則で定める数値
(2)	(1)に掲げる区域以外の区域	50

図 4-1. 壁量計算フロー <sup>4.2)</sup>

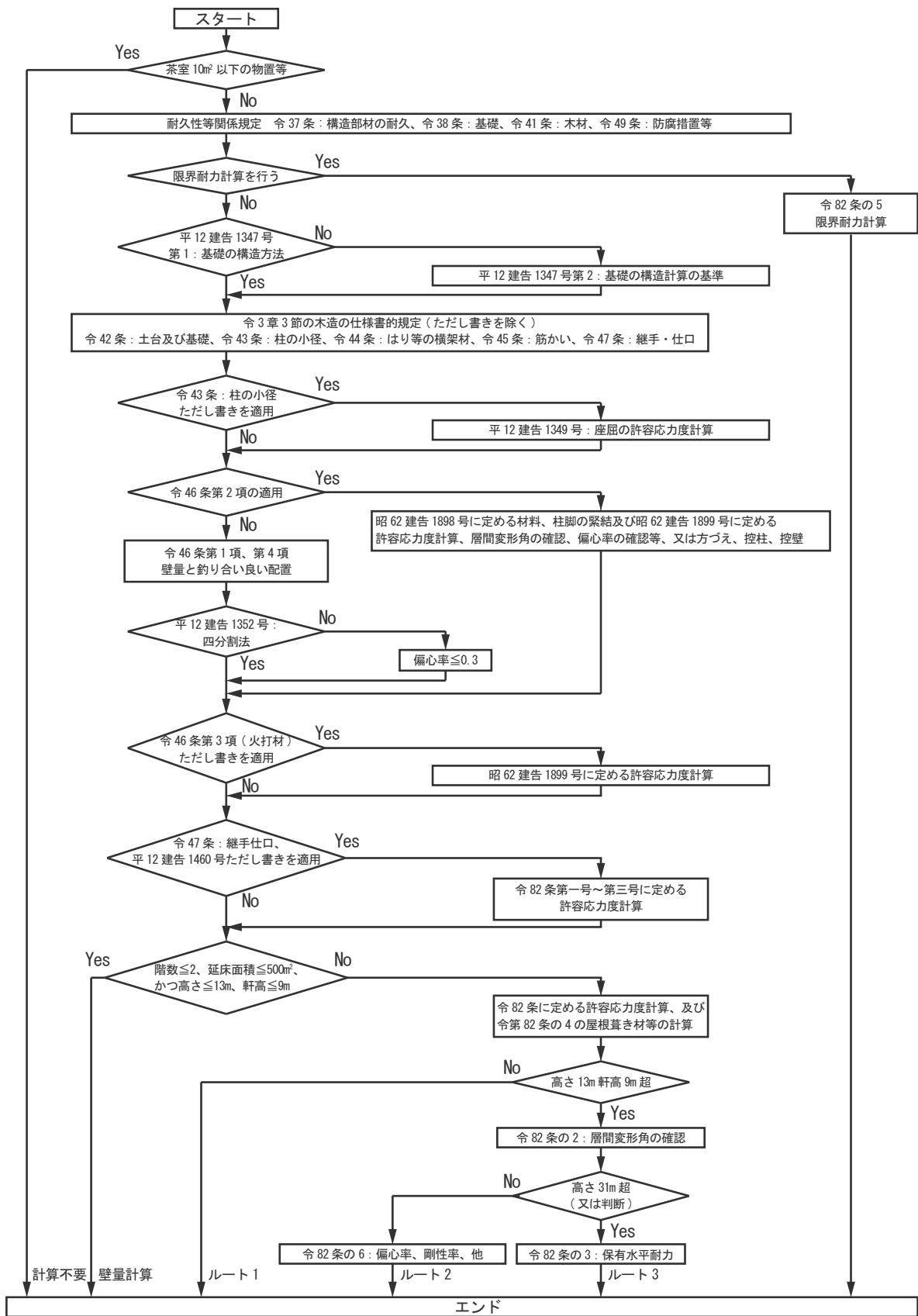


図 4-2. 建築基準法における木造建築物の構造設計ルート <sup>4.1)</sup>

### 4.2.3 壁倍率の算定

木造面格子壁などの木質系耐力壁は、前述により壁倍率による性能評価が行われている。この壁倍率の算出は剛性・最大荷重・靱性の観点から評価を行い、耐力壁の許容せん断耐力を決定している。以下に財) 日本住宅・木材技術センター刊行の「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」<sup>4.1)</sup>を参照に壁倍率算出の概要を示す。

#### a) 短期基準せん断耐力 $P_0$

載荷方法を図 4-3 に、木質耐力壁の壁倍率算出フローを図 4-4 に、降伏耐力  $P_y$ 、剛性  $K$ 、終局耐力  $P_u$  及び  $D_s$  の算出方法を図 4-5 にそれぞれ示す。

短期基準せん断耐力  $P_0$  は図 4-4 の (a) から (d) まで (全ての試験体において図 4-5 の手順で求めた降伏変位  $\delta_y$  が真のせん断変形角  $1/300\text{rad}$  より小さく、かつ真のせん断変形角  $1/300\text{rad}$  時に著しい損傷がない場合にあっては、次の (d) に掲げる特定変形角時の耐力を試験方法にかかわらず真のせん断変形角  $1/300\text{rad}$  時の耐力とし、(b) から (d) までに掲げる耐力について、それぞれ 3 体以上の試験結果の平均値にばらつき係数を乗じて算出した値のうち最も小さい値とする。なお、ばらつき係数は、母集団の分布系を正規分布とみなし、統計的処理に基づく信頼水準 75% の 50% 下側許容限界をもとに求める。(d) は試験方法によって特定変形角時の耐力が異なっており、無載荷式および載荷式の場合、見かけのせん断変形角  $1/120\text{rad}$  時の耐力で、タイロッド式の場合、真のせん断変形角  $1/150\text{rad}$  時の耐力となっている。

木造面格子壁は前述の通り、他の木質系耐力壁に比べて初期剛性が小さいため、短期基準せん断耐力  $P_0$  は殆どの場合で (d) の  $120\text{rad}$  か  $150\text{rad}$  時の耐力で決定する。

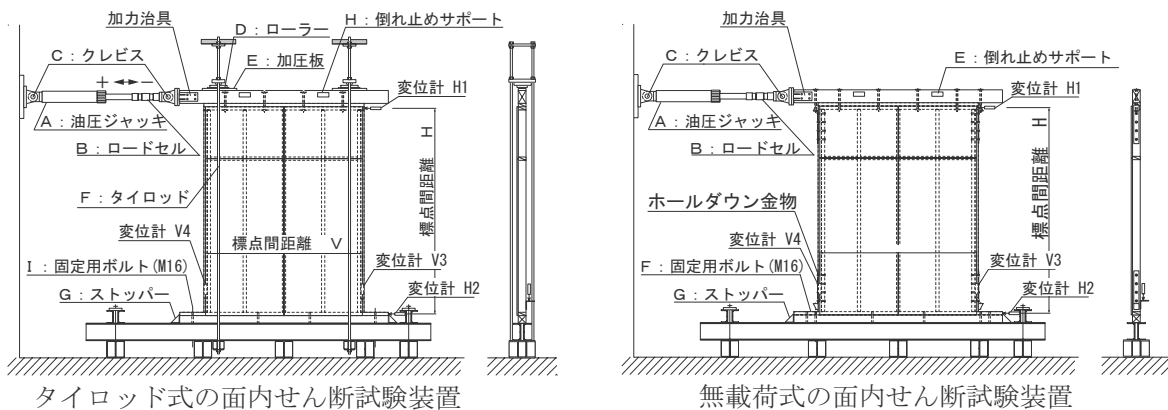


図 4-3. 載荷方法<sup>4.1)</sup>



短期基準せん断耐力  $P_0$  の算出 (図 4-5)

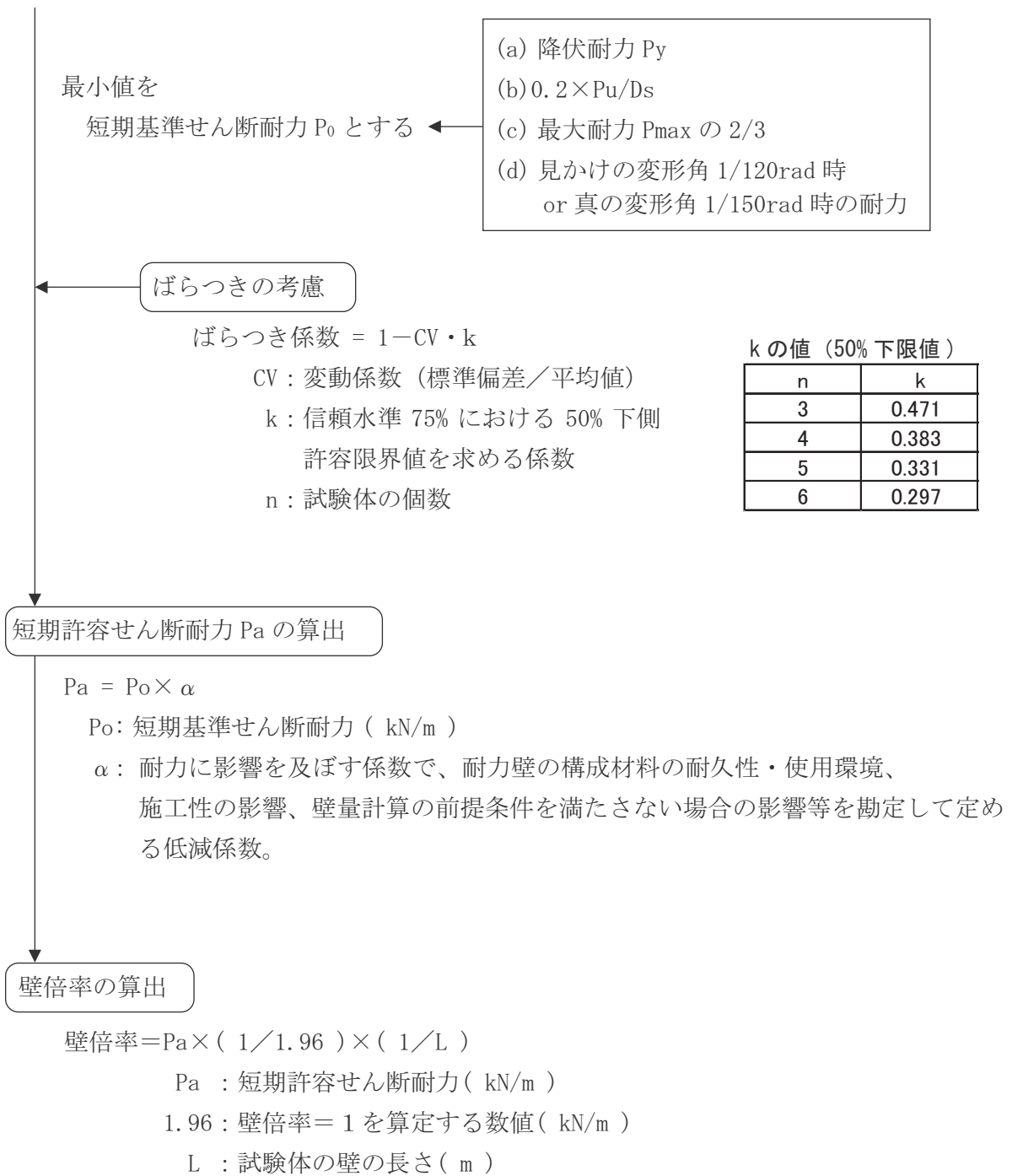
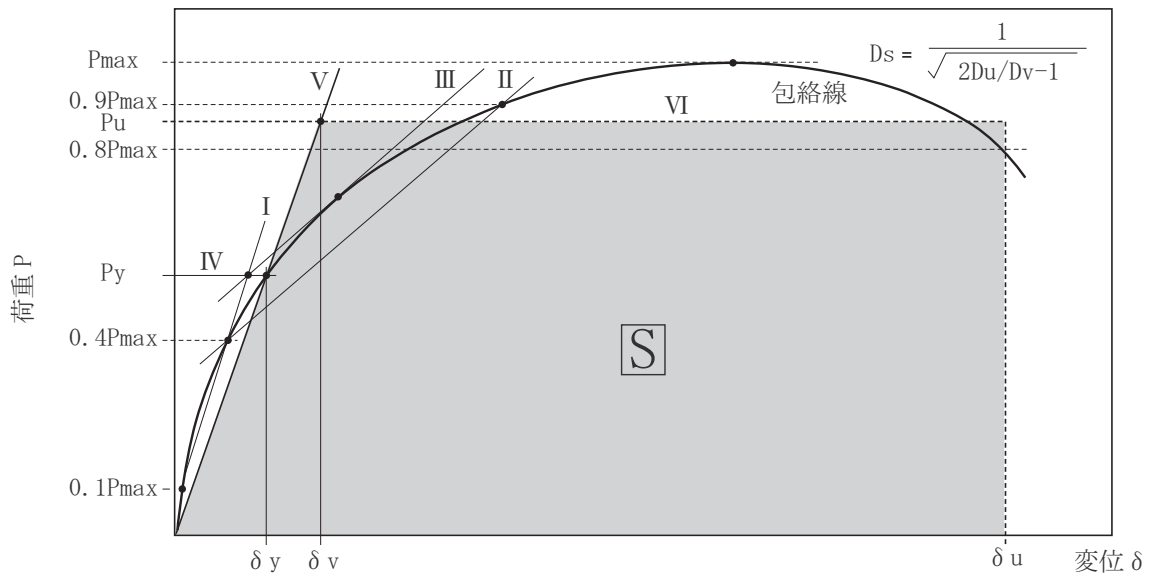


図 4-4. 木質耐力壁の壁倍率算出フロー



降伏耐力  $P_y$ 、終局耐力  $P_u$  および  $D_s$  は、荷重—変位曲線の終局加力を行った側の包絡線より、下記の手順により求める。

- A：包絡線上の  $0.1P_{max}$  と  $0.4P_{max}$  を結ぶ直線（第Ⅰ直線）を引く。
- B：包絡線上の  $0.4P_{max}$  と  $0.9P_{max}$  を結ぶ直線（第Ⅱ直線）を引く。
- C：包絡線に接するまで第Ⅱ直線を平行移動し、これを第Ⅲ直線とする。
- D：第Ⅰ直線と第Ⅲ直線との交点の荷重を、元モデルの降伏耐力  $P_y$  とし、この点から X 軸に平行に直線（第Ⅳ直線）を引く。
- E：第Ⅳ直線と包絡線との交点の変位を元モデルの降伏変位  $\delta_y$  とする。
- F：原点と  $(\delta_y, P_y)$  を結ぶ直線（第Ⅴ直線）を初期剛性  $K_0$  と定める。
- G：最大荷重後の  $0.8P_{max}$  荷重低下域の包絡線上の変位又は  $1/15\text{rad}$  のいずれか小さい変位を終局変位  $\delta_u$  と定める。
- H：包絡線と X 軸および  $\delta_u$  で囲まれる面積を  $S$  とする。
- I：第Ⅴ直線と  $\delta_u$  と X 軸および X 軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が  $S$  と等しくなるように X 軸に平行な直線（第Ⅵ直線）を引く。
- J：第Ⅴ直線と第Ⅵ直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの降伏耐力と定め、これを終局耐力  $P_u$  と読み替える。  
そのときの変位を完全弾塑性モデルの降伏点変位  $\delta_v$  とする。
- K： $(\delta_u / \delta_v)$  を塑性率  $\mu$  とする。
- L：塑性率  $\mu$  を用い、 $D_s = 1 / \sqrt{(2\mu - 1)}$  とする。
- M：試験体の変形角が  $1/15\text{rad}$  を超えても最大耐力に達しない場合には、 $1/15\text{rad}$  時の荷重を  $P_{max}$  とする。

図 4-5. 降伏耐力  $P_y$ 、剛性  $K$ 、終局耐力  $P_u$  および  $D_s$  算出方法<sup>4.1)</sup>

## 4.3 木造面格子壁の基本特性の把握

### 4.3.1 概要

木造面格子壁の基本的力学性状について把握することを目的として、面格子壁の水平加力実験を行った。実験の概要と、実験から得られた基本的力学性状、具体的には各種パラメータにおけるせん断耐力、履歴曲線、破壊モードおよび終局変形角等について報告する。

### 4.3.2 試験体概要

試験体には90 mm角材のスギ、カラマツ、ヒノキの無等級材を用い、縦材4本×横材5本の面格子(3×4格子)とした。また切欠き深さ(45mm、30mm)をパラメータとし、計5種の面格子壁に対して、各3体、計15体の試験を行った。試験体一覧を表4-1に、各試験体寸法を図4-6に、試験体写真を図4-7にそれぞれ示す。なお、脱落防止のため相欠き仕口中央に切欠き深さに応じて、回転を拘束しないようにビス止めを行った。

表4-1. 面格子壁水平加力試験 試験体一覧

試験体名	材種	格子間隔 横×縦 [mm]	切欠き深さ [mm]	部材等級	試験体数
C90_E0N	スギ	566.7×575.0	45	無等級(芯去り)	3
C90_E0K		566.7×575.0	30	無等級(芯持ち)	3
L90_E0N	カラマツ	566.7×575.0	45	無等級(芯去り)	3
L90_E0NK		566.7×575.0	30		3
H90_E0	ヒノキ	566.7×575.0	45	無等級(芯持ち)	3

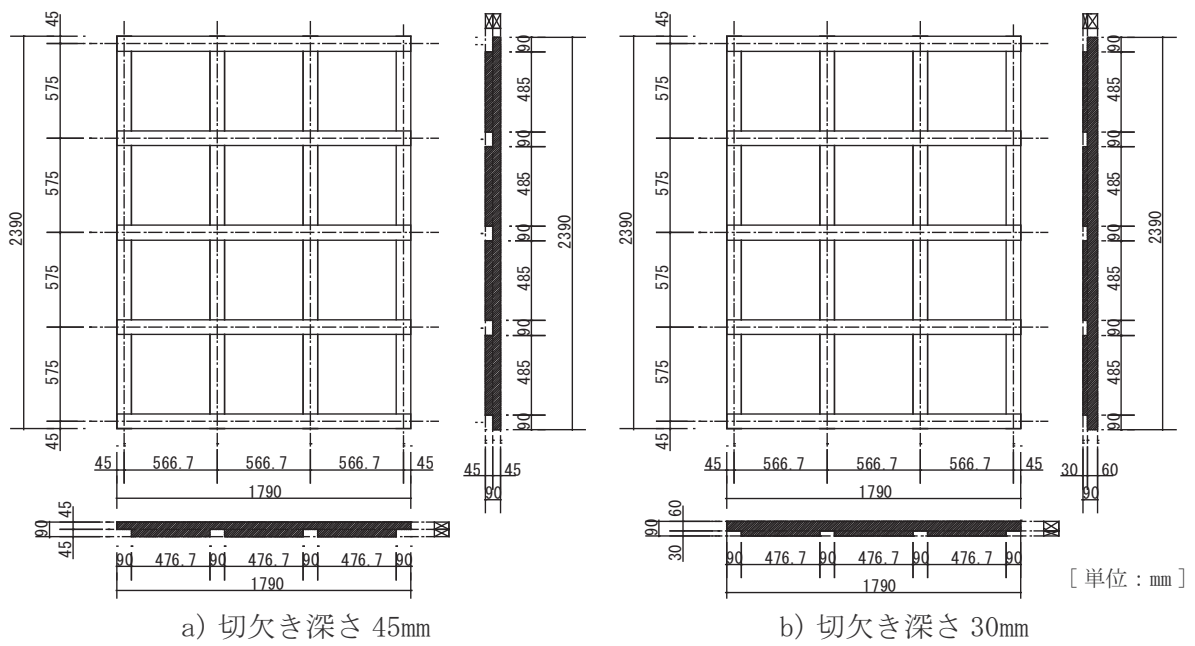
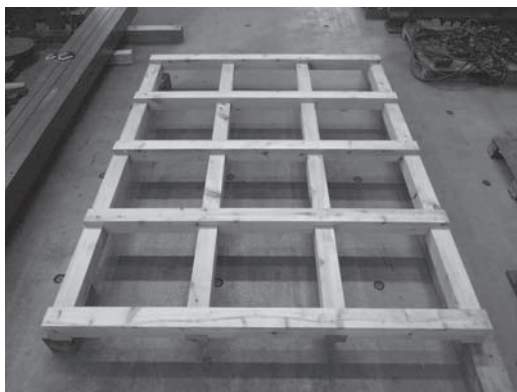
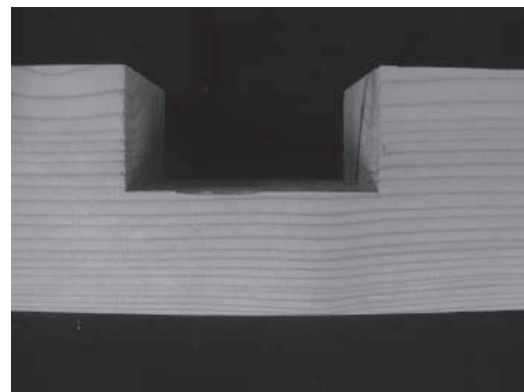


図 4-6. 面格子壁水平加力試験 試験体寸法



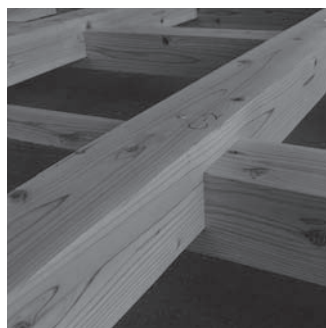
a) 試験体全景



b) 部材断面



c) 切欠き 45mm 仕口



d) 切欠き 30mm 仕口



e) 仕口部ビス止め

図 4-7. 試験体写真

### 4.3.3 比重および含水率

C90\_E0K、L90\_E0N、L90\_E0NK、H90\_E0 は相欠き接合部曲げ試験と同様、高周波方式の含水率計を用いて、実験開始前に含水率を計測した。また実験後、試験体から部材の変形の小さい部分を長さ 200mm 程度無作為に 6 個ずつ切り出し、相欠き仕口曲げ試験と同様の方法で比重を算出した。平均含水率および比重 - 含水率関係を図 4-8 に示す。

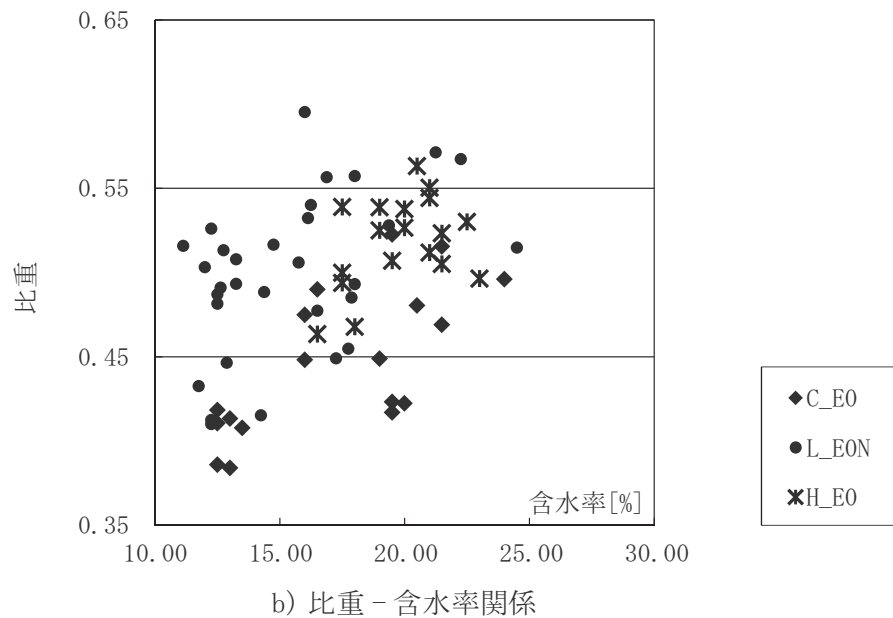
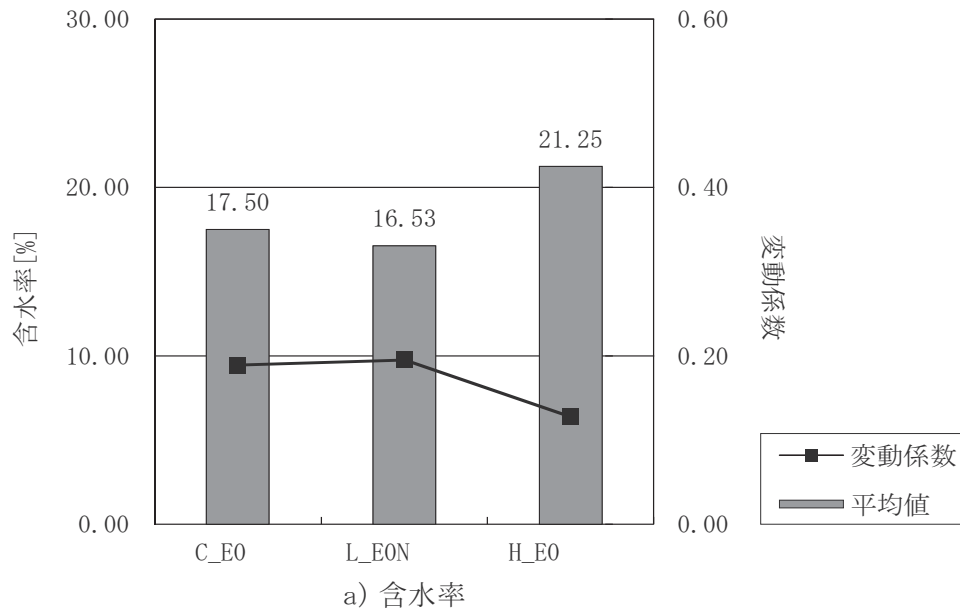


図 4-8. 試験体 比重 - 含水率

#### 4.3.4 実験概要

本論では一般的な壁倍率算定用のせん断試験方法<sup>4.3)</sup>とは異なり、下記の方法により実験を行った。

試験状況を図 4-9 に、実験治具概要を図 4-10 示す。実験治具は、試験体面内でピン接合された鉄骨フレームの中に試験体を設置し、試験体 4 隅は鋼材治具との接触による圧縮伝達でのみ変形を拘束する仕様とした。加力は治具両端にそれぞれチェンブロックを取り付け、各端部を交互に引き込むことにより行った。载荷サイクルはフレームの層間変形角  $\gamma = 1/100\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$ 、 $1/15\text{rad}$ 、 $1/10\text{rad}$  の変形角制御とし、各変形角につき 3 回の繰り返し正負交番载荷を行った。1/10rad 载荷後は、試験体の破壊が生じるまで単調载荷を行った。なお、水平载荷荷重は、加力装置の性能から最大加力を 30kN までとした。

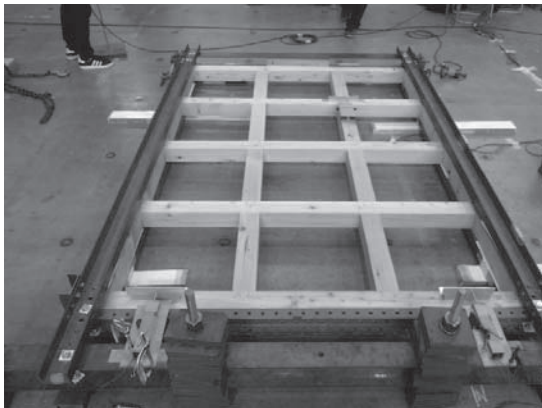
層間変形角  $\gamma$  および真の変形角  $\gamma_0$  は下記 (4-1), (4-3) 式より算出した。

$$\text{層間変形角} \quad \gamma = (\delta_{h1} - \delta_{h2}) / h_1 \quad (4-1)$$

$$\text{脚部の変形角} \quad \theta' = (\delta_{v1} - \delta_{v2}) / L_1 \quad (4-2)$$

$$\text{真の変形角} \quad \gamma_0 = (\gamma - \theta') \quad (4-3)$$

ただし、 $\delta_{h1}$ ,  $\delta_{h2}$ ,  $\delta_{v1}$ ,  $\delta_{v2}$ ,  $h_1$ ,  $L_1$  : 図 4-10 参照

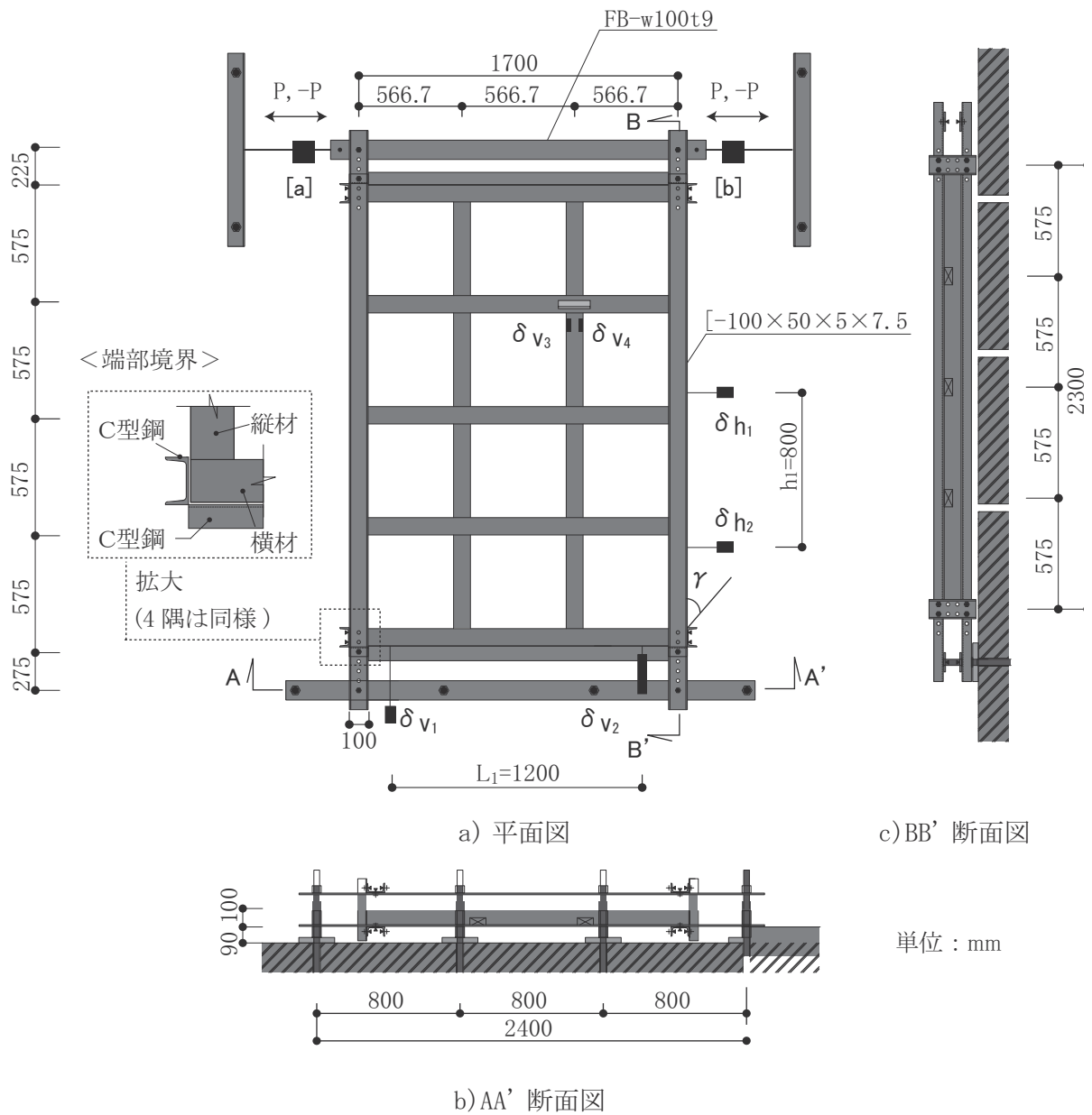


a) 実験治具概要



b) 試験状況

図 4-9. 試験状況



〈測定箇所〉

[a], [b] 载荷荷重(ロードセル)

$\delta_{h1}$ ,  $\delta_{h2}$  水平変位(巻込式変位計)

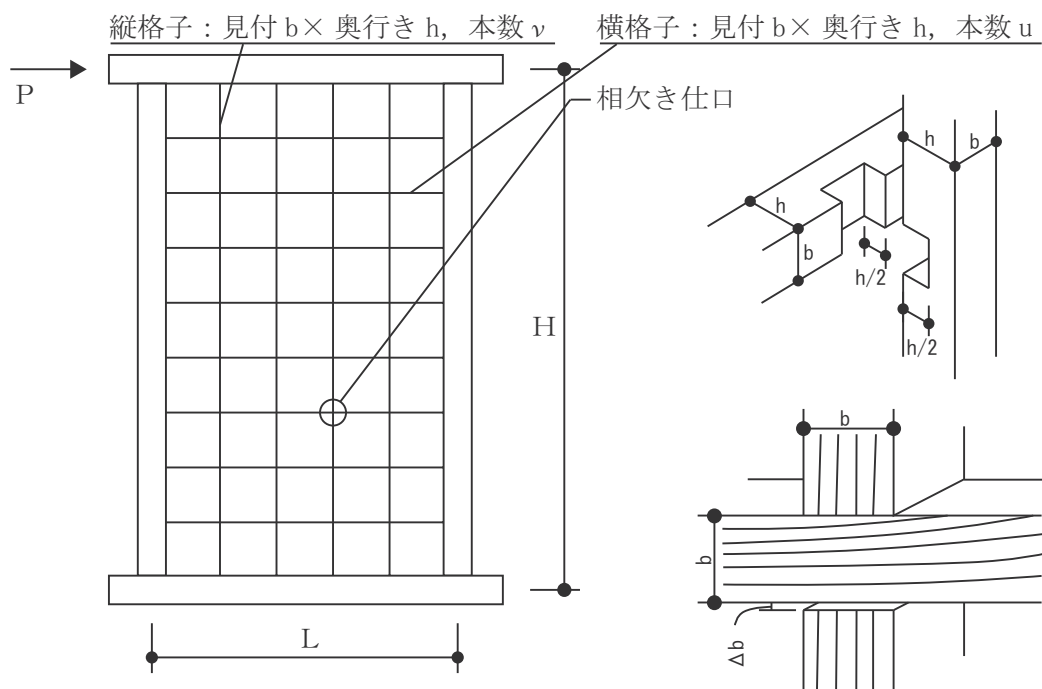
$\delta_{v1}$ ,  $\delta_{v2}$  鉛直変位(巻込式、高感度変位計)

$\delta_{v3}$ ,  $\delta_{v4}$  仕口回転角(高感度変位計)

図 4-10. 実験治具概要

#### 4.3.5 面格子壁の理論式

木造面格子壁の構造性能については、稲山ら<sup>4.4),4.5)</sup>により部材断面と格子間隔をパラメータとした直交面格子、斜格子壁の実験が行われており、剛性や耐力に関する理論式が提案されている。既報ではバイリニア型の理論式と実験値の相関性の良さが報告されており、日本住宅・木材技術センター発行の「土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書」<sup>4.6)</sup>にも当該理論式が記載されている。面格子壁に関わる理論式を図4-11に示す。本節では、木造面格子壁の理論式について説明する。



#### 【凡例】

- |                   |   |
|-------------------|---|
| L: 耐力壁の幅[cm]      | I: 相欠きによる断面欠損を差し引いた格子断面二次モーメント                      |
| u: 横格子の本数[本]      | E: 格子材のヤング係数[kN/cm <sup>2</sup> ]                   |
| b: 格子材の見付幅[cm]    | F <sub>cv</sub> : 格子材のめり込み基準強度[kN/cm <sup>2</sup> ] |
| H: 耐力壁の高さ[cm]     | n: 格子材の繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数                          |
| v: 縦格子の本数[本]      | φ: 格子材の1%あたりの乾燥収縮率                                  |
| h: 格子材の見込幅[cm]    | γ <sub>A</sub> : 格子材製作時の含水率[%]                      |
| Δb: 仕口の平均隙間寸法[cm] | γ <sub>B</sub> : 乾燥後の平衡含水率[%]                       |
|                   | μ <sub>0</sub> : 相欠き仕口の製作時の平均嵌合誤差[cm]               |

図4-11. 面格子壁に関わる理論式



a) 剛性算定式の誘導<sup>4,6)</sup>

①仕口の隙間による初期スリップ変形角  $R_0$

仕口の平均隙間寸法  $\Delta b$  は、製作精度による平均嵌合誤差寸法  $\mu_0$  と、格子材の製作時平均含水率  $\gamma_A$  (繊維飽和点以上のときは、繊維飽和点の含水率) から乾燥後の平衡含水率  $\gamma_B$  (%) への収縮率  $\phi$  ( $\gamma_A - \gamma_B$ ) によって、次式で表される。

$$\Delta b = \mu_0 + \phi (\gamma_A - \gamma_B) b \quad (4-4)$$

このとき、格子材の初期スリップ変形角  $R_0$  は、(4-5) 式となる

$$R_0 = \frac{\Delta b}{b} \quad (4-5)$$

②縦横格子ラーメンフレームの曲げによる剛性  $K_f$

全ての相欠き仕口の負担モーメントを均等とした応力仮定により、頂部水平変位  $\delta_f$  は、(4-6) 式で表される。

$$\delta_f = \frac{PH^2(uL+vH)}{12EIu^2v^2} \quad (4-6)$$

よって、フレームの曲げによる剛性  $K_f$  は、(4-7) 式となる。

$$\frac{1}{K_f} = \frac{H(uL+vH)}{12EIu^2v^2} \quad (4-7)$$

③相欠き仕口のめり込みによる剛性  $K_j$

相欠き仕口の回転剛性  $k_R$  (3-1) 式より、全ての相欠き仕口による格子壁の剛性  $K_j$  は、(4-8) 式で表される。

$$K_j = \frac{u \cdot v \cdot k_R}{H} \quad (4-8)$$

b) 降伏耐力算定式の誘導<sup>4.6)</sup>

相欠き仕口 1ヶ所の降伏モーメント  $\Delta My$  (3-2) 式より、全ての相欠き仕口がめり込み降伏モーメントに達するときの降伏耐力  $P_y$  は、(4-9) 式となる。

$$P_y = \frac{u \cdot v \cdot \Delta My}{H} \quad (4-9)$$

全ての仕口の間隔が同じではないため、実際には図 4-12 のような荷重変形曲線になると考えられる。このときの有効剛性  $K$  は、(4-10) 式と表される。

$$K = \frac{P_y}{R_0 + \frac{P_y}{K}} = \frac{1}{\frac{R_0}{P_y} + \frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_j}} \quad (4-10)$$

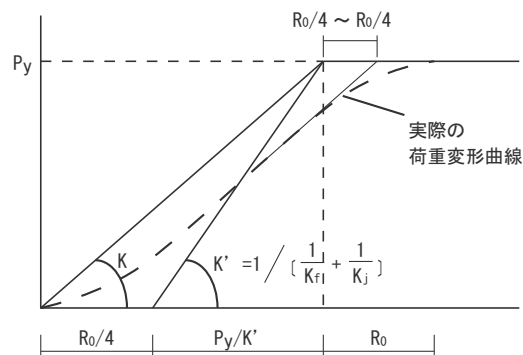


図 4-12. 有効剛性  $K$

c) 面格子壁の  $P-\gamma$  関係

荷重 - 変形角関係は初期スリップ  $R_0/4$  の後、有効剛性  $K$  で上昇し、耐力  $P_y$  で降伏し塑性域に続く形として表すことができる。以上の理論式を用いて計算した、スギ無等級材の 90mm 角の縦 4 本、横 5 本の面格子壁 (3 × 4) の  $P-\gamma$  関係を図 4-13 に示す。

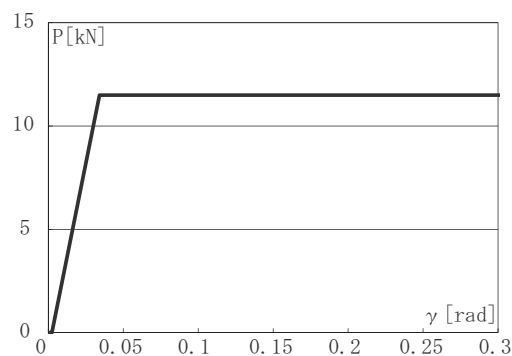


図 4-13. 理論式から算出した  $P-\gamma$  関係

#### 4.3.6 試験結果および考察

試験体の破壊状況を図 4-14 に示す。各ケースごとの試験結果の水平力  $P$ - 真の変形角  $\gamma_0$  の関係を図 4-15 ~ 図 4-19 に示す。グラフは横軸を真の変形角  $\gamma_0$ 、縦軸を水平力  $P$  としている。また、4.3.5 の理論式より算出された値を「理論式」としてあわせて図示する。本論では柱や梁といった軸組材を持たないため、理論値は外周部の交点部も含めて算出している。実線が実験値、破線が理論値を表わす。

全ての試験体でスリップ型の履歴性状を示した。一部の試験体で初期スリップが確認されたが、ほとんどの試験体で 0.2rad 付近まで急激な耐力低下を生じず、靱性の高い挙動となった。

部材剛性の大きな L90\_E0N や H90\_E0 は、スギ材に比べてやや大きな耐力を示したものの、0.2rad 付近で部材のせん断破壊や曲げ破壊など脆性的な破壊を生じた。一方、切欠き深さを変えた L90\_E0NK では、0.3rad 付近でも脆性的な破壊を生じず、靱性の高い挙動を示した。

理論値と実験値は、初期剛性は良い対応を示すものの、降伏後の挙動に差を生じている。既往の理論式<sup>4,6)</sup>は、在来軸組工法の軸組に面格子壁を挿入した場合を想定しているため、本論の実験結果と差を生じた可能性が考えられる。しかし、本論で対象とする靱性型面格子壁の構造性能を把握する上で、塑性後の挙動を把握する上で、塑性後の挙動を評価できる数値解析モデルの構築が必要と考えられる。

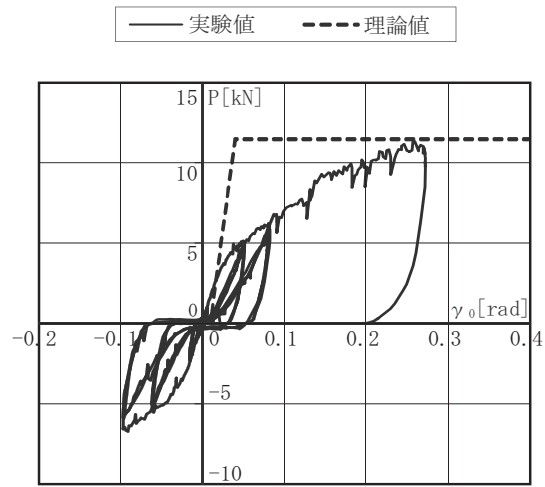


a) L90\_E0N 曲げ破壊

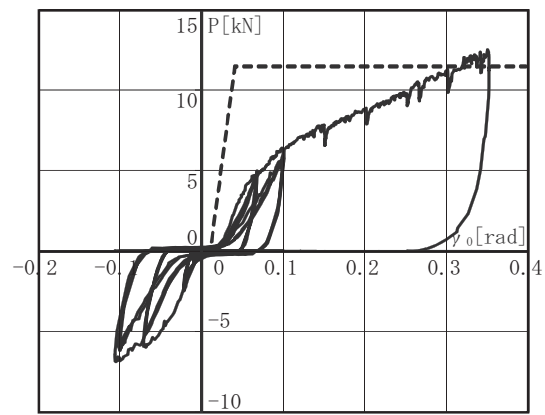


b) H90\_E0 せん断破壊

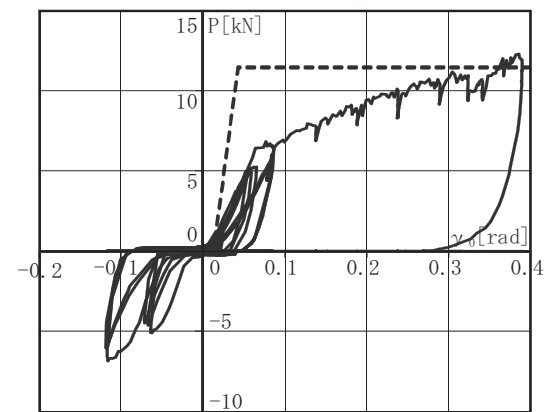
図 4-14. 試験体の破壊状況



a) 1試験体目

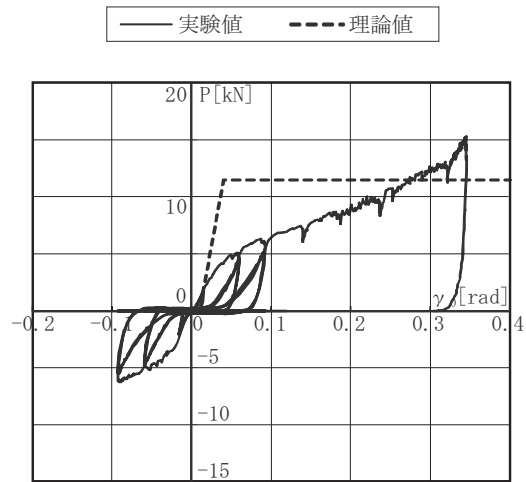


b) 2試験体目

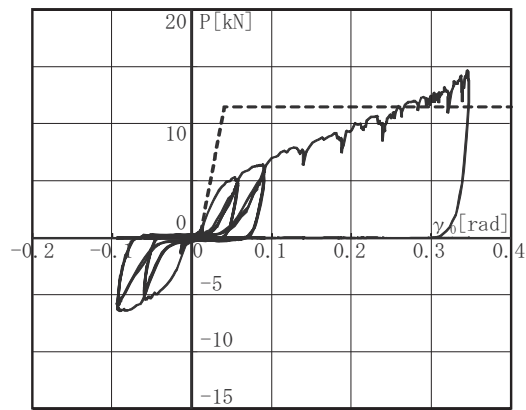


c) 3試験体目

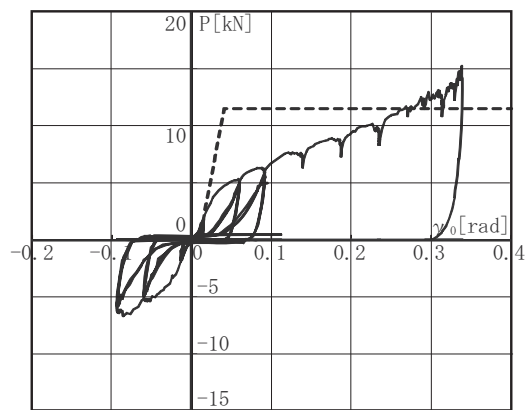
図 4-15. C90\_E0N 試験結果  $P$ - $\gamma_0$  関係



a) 1試験体目

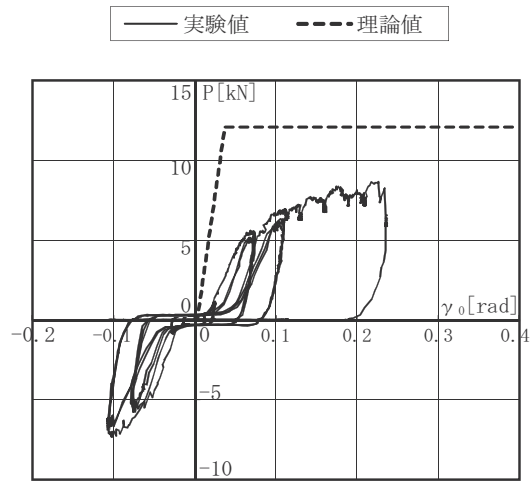


b) 2試験体目

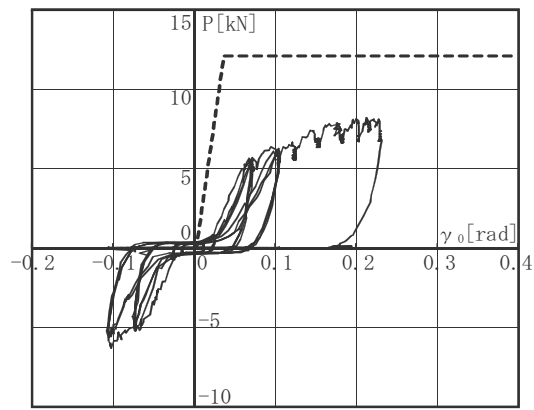


c) 3試験体目

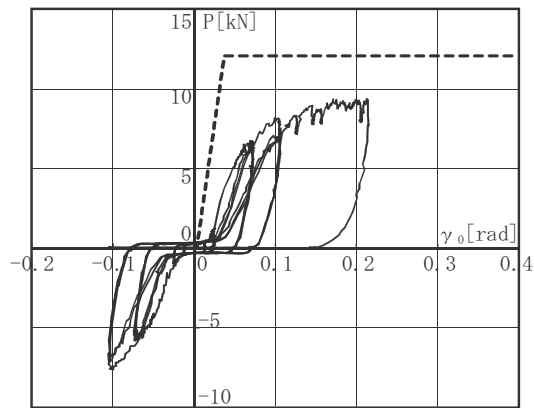
図 4-16. C90\_E0K 試験結果 P- $\gamma_0$  関係



a) 1試験体目

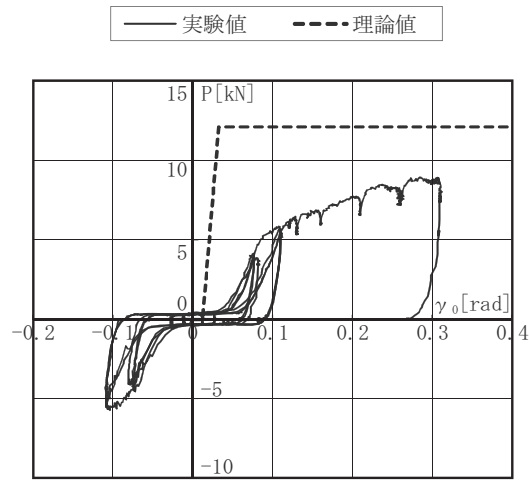


b) 2試験体目

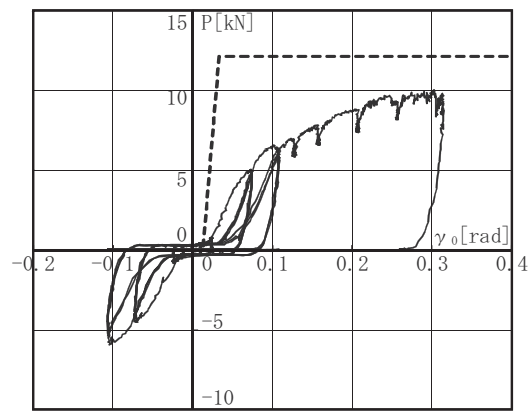


c) 3試験体目

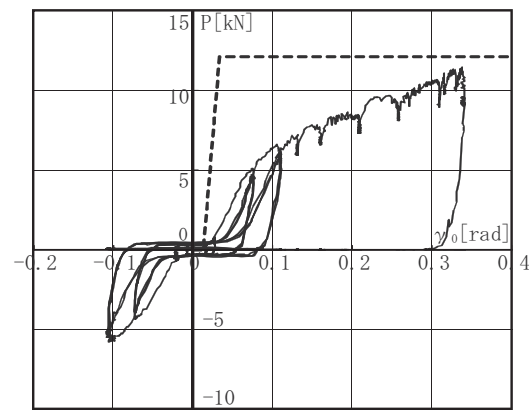
図 4-17. L90\_E0N 試験結果 P- $\gamma_0$  関係



a) 1試験体目

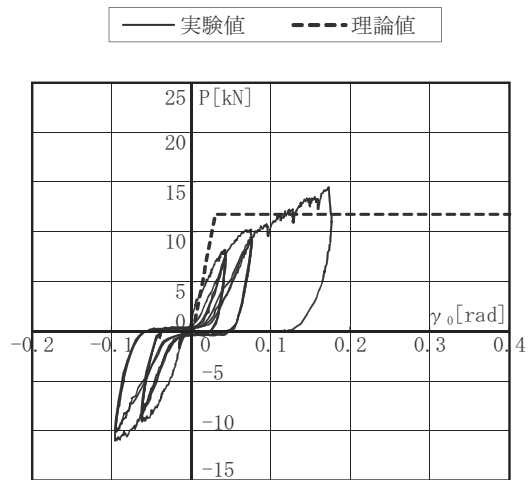


b) 2試験体目

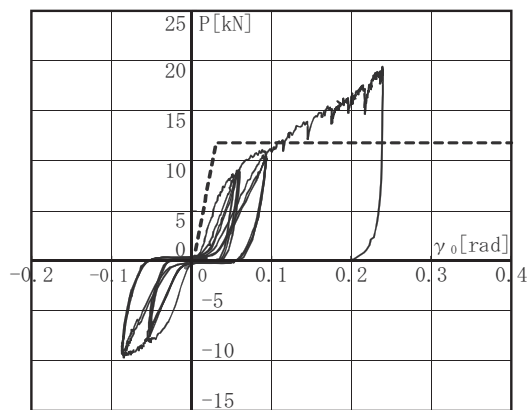


c) 3試験体目

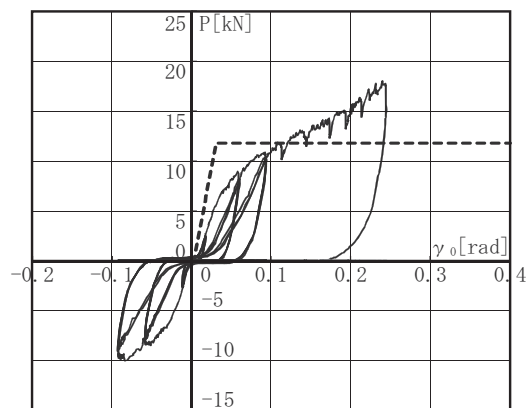
図 4-18. L90\_E0NK 試験結果 P- $\gamma_0$  関係



a) 1試験体目



b) 2試験体目



c) 3試験体目

図 4-19. H90\_E0 試験結果 P- $\gamma_0$  関係



## 4.4 構造解析手法の妥当性の検証

### 4.4.1 数値解析概要

#### 4.4.1.1 解析モデル概要

面格子壁の数値解析モデルの概要を図4-20に示す。面格子壁の数値解析には、相欠き仕口の回転剛性の適切な評価が必要である。本論では第3章で算出したトリリニア置換を仕口の回転剛性に用いて、振りバネ要素の振り剛性としてモデル化を行った。また、解析モデルは仕口の破壊を考慮するため、振りバネの  $M-\theta$  関係以外に相欠き残余部の軸強度と曲げ強度を(4-11)～(4-13)式により定義した。

##### (a) 軸強度の算出

許容圧縮応力度  $F_c$ 、残余部の断面  $b \times h$  における軸強度  $N_u$  は、(4-11)式により算出する。

$$N_u = F_c \times b \times h \quad (4-11)$$

##### (b) 曲げ強度および曲げ歪の算出

残余部の曲げ強度  $M_u$  は、許容曲げ応力度  $F_b$ 、当該部の断面係数  $Z$  を用いて、(4-12)式により算出する。

$$M_u = F_b \times Z \quad (4-12)$$

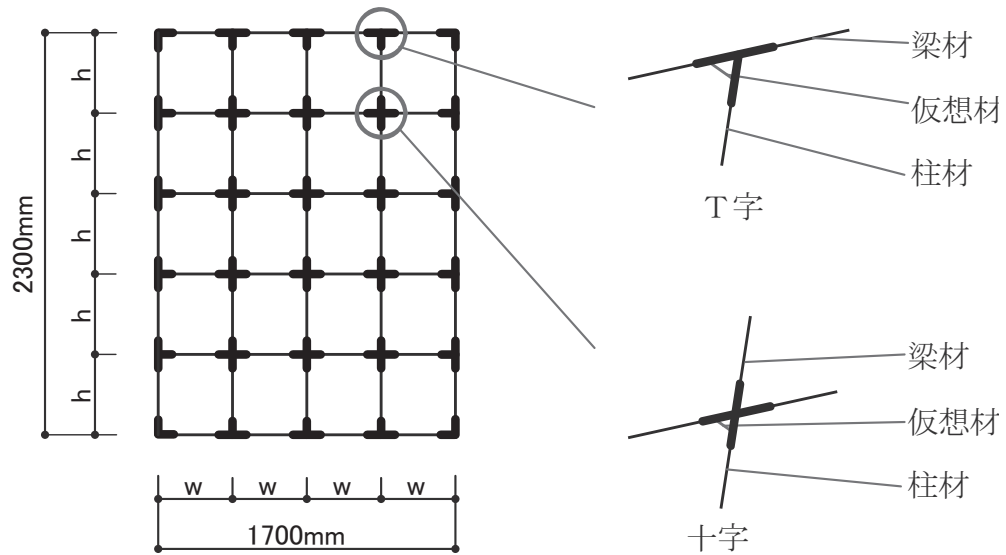
曲げ歪  $\varepsilon$  は、断面二次モーメント  $I$ 、ヤング係数  $E$  を用いて(4-13)式により算出する。

$$\varepsilon = \phi = \frac{M}{EI} y \quad \text{ただし} \quad \phi = \frac{M}{EI}, y: \text{部材の断面せい} \quad (4-13)$$

図4-21に軸強度と曲げ強度のモデルを示す。曲げ強度は断面の縁部の曲げ歪が2%に達した時点を崩壊と定義した。また、許容曲げ応力度の値は同一ロットの無等級材の曲げ試験により得られた結果を用いている。解析概要を表4-2に示す。

治具と面格子が接触する圧縮側のみに支点（境界ピン）を設けることで、浮き上がりを考慮できるようにモデル化を行っている。数値解析は、幾何学的非線形

と材料非線形の両者を考慮し、変位増分解析にて行った。なお、本論ではすべてのシミュレーションで汎用解析プログラム ADINA を使用している。



面格子の○節点と剛体の○節点を  
X方向及びY方向同一変位

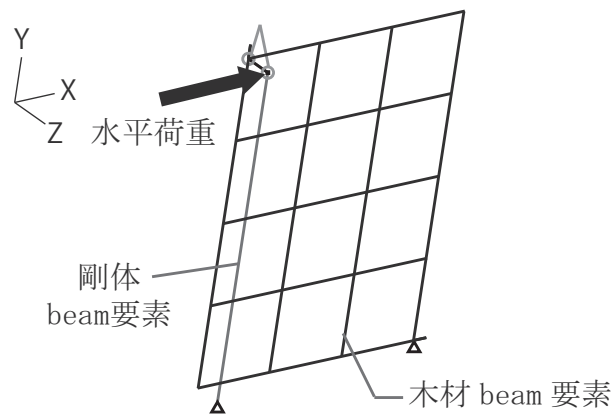


図 4-20. 数値解析モデル概要

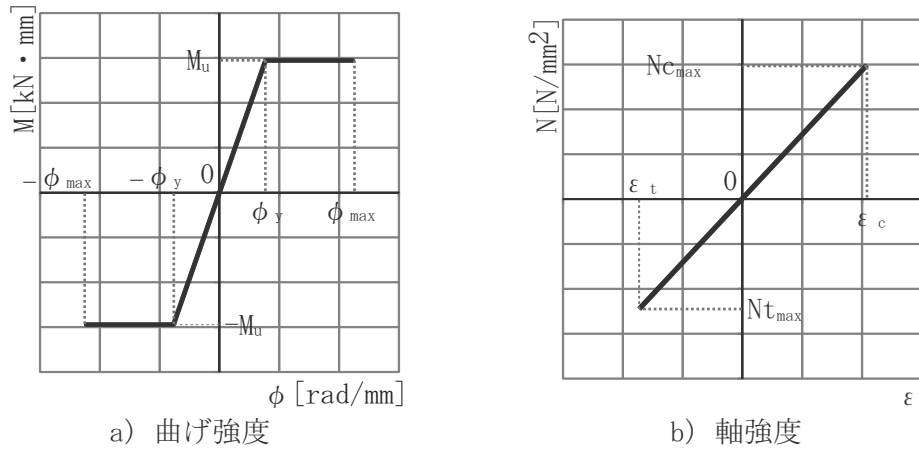


図 4-21. 曲げ強度と軸強度

表 4-2. 解析概要

構造諸元		
規模	1790mm×2390mm	
部材構成	木材	(縦材) 2390 [mm] (横材) 1790 [mm]
	断面寸法	90×90 [mm]
切欠き深さ	45mm, 30mm	
材料諸元		
【木材】: Beam 要素		
弾性係数	スギ	7000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	カラマツ	8000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	ヒノキ	9000 [N/mm <sup>2</sup> ]
ポアソン比	0.3	
【剛体】: Beam 要素		
弾性係数	99999999 [N/mm <sup>2</sup> ]	
ポアソン比	0	

解析モデル概要を表 4-3 に示す。材種、切欠き残余部をパラメータとし、解析モデルは 4.3 の面格子壁水平加力試験の 5 タイプ（C90\_E0N、C90\_E0K、L90\_E0N、L90\_E0NK、H90\_E0）とした。

表 4-3. 解析モデル概要

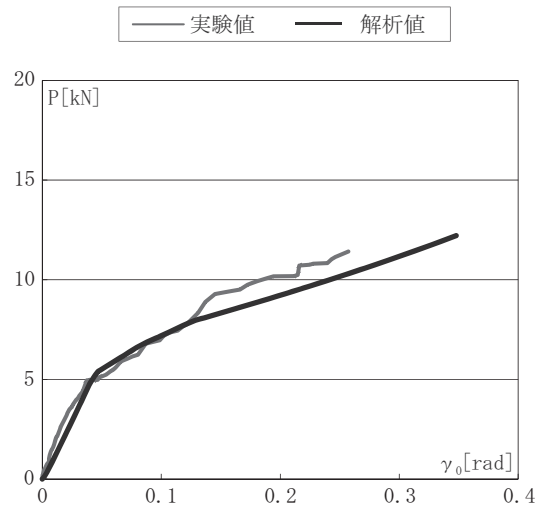
model	材種	弾性係数 E [N/mm <sup>2</sup> ]	残余部 断面 [mm]	許容曲げ 応力度 [N/mm <sup>2</sup> ]	残余部 Mu [N・mm]	$\phi_{y_4}$ ×10 <sup>-4</sup> [rad/mm]	$\phi_{max_4}$ ×10 <sup>-4</sup> [rad/mm]	残余部 軸強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
C90_E0N	スギ	7000	45×90	48.4	2943	1.54	4.44	71.69
C90_E0K			60×90	48.4	1798	0.71	4.44	95.58
L90_E0N	カラマツ	8000	45×90	25.9	1573	0.70	4.44	77.76
L90_E0NK			60×90	25.9	2098	0.70	4.44	103.68
H90_E0	ヒノキ	9000	45×90	54.2	3292	1.51	4.44	83.84

#### 4.4.2 数値解析結果および考察

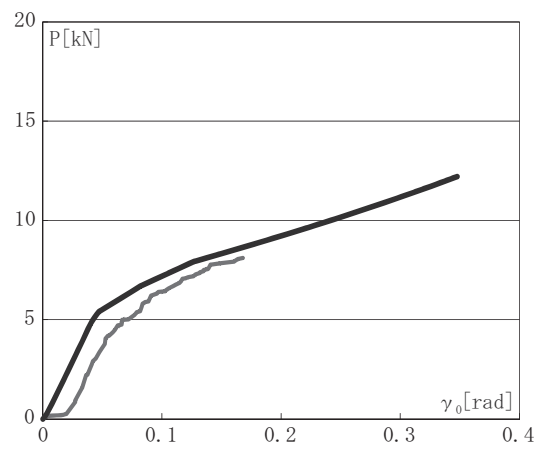
面格子壁水平加力試験結果と数値解析結果をあわせて図 4-22 ～図 4-26 に示す。実験結果を「実験値」、解析結果を「解析値」と記述し、グラフの横軸が真の変形角  $\gamma_0$ 、縦軸が水平力 P としている。

実験値と解析結果は、若干の差は見られるものの各パラメータとも概ね良好に一致している。実験値と解析値に差を生じた要因として、初期スリップによる影響、木材の異方性を解析モデルでは考慮していないこと、部材ごとの剛性や耐力、あるいは相欠き仕口ごとの回転剛性にばらつきを有すること、などが考えられる。例えば、カラマツ L90\_E0N では、実験は 0.2rad 付近まで変形が進んだのに対して、解析モデルでは 0.1rad 付近で不安定となり解析が終了している。解析では、仕口の試験にて脆性破壊を生じた結果を回転剛性としてモデル化し、接合すべてに適用しているため、0.1rad 付近で終局状態となった。一方、実験では複数の接合部を有し、壁内の仕口最大耐力にて耐力が左右されるため、0.1rad 以降も耐力低下を生じない結果となったと考えられる。

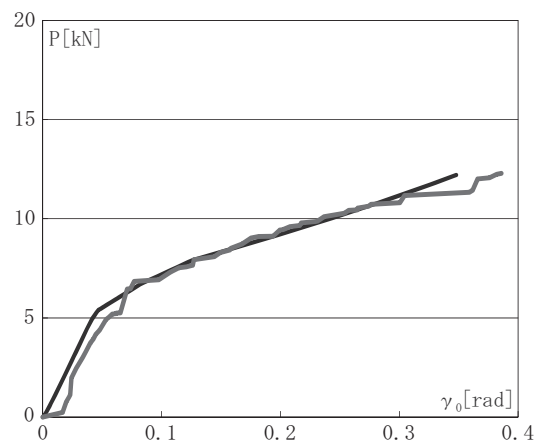
以上より、若干の誤差はあるものの解析モデルが概ね一致したことから、今後はこの解析モデルを用いて検討を進める。



a) 1 試験体目

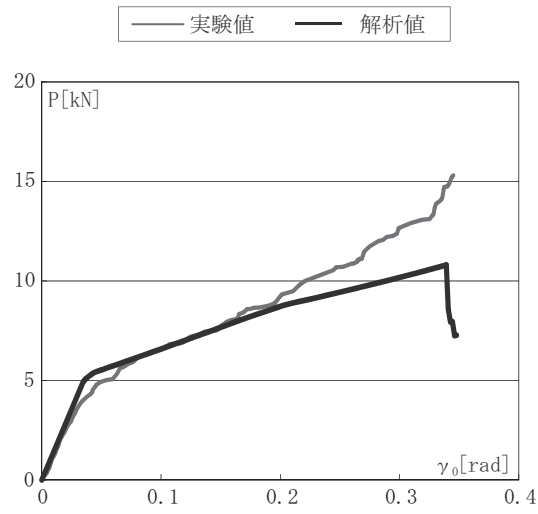


b) 2 試験体目

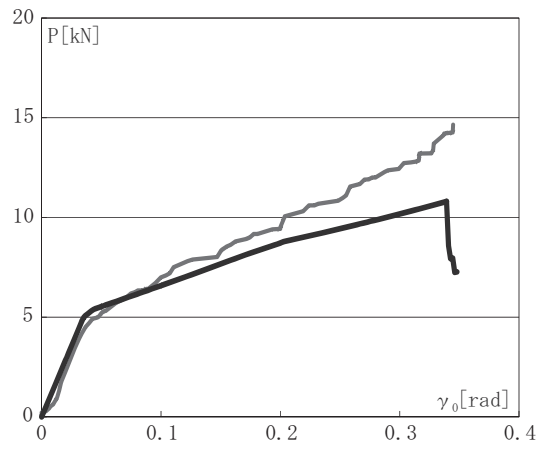


c) 3 試験体目

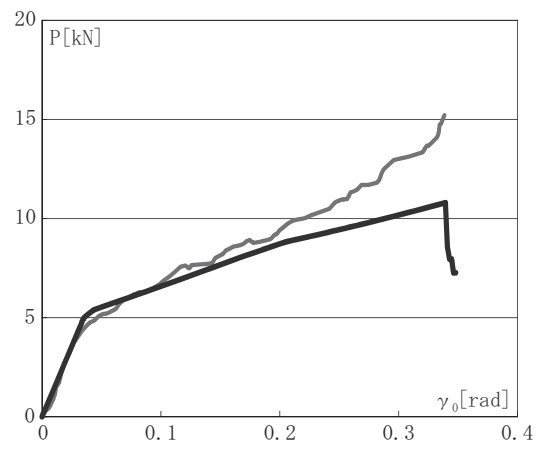
図 4-22. C90\_E0N 数值解析結果 P- $\gamma_0$  関係



a) 1 試験体目

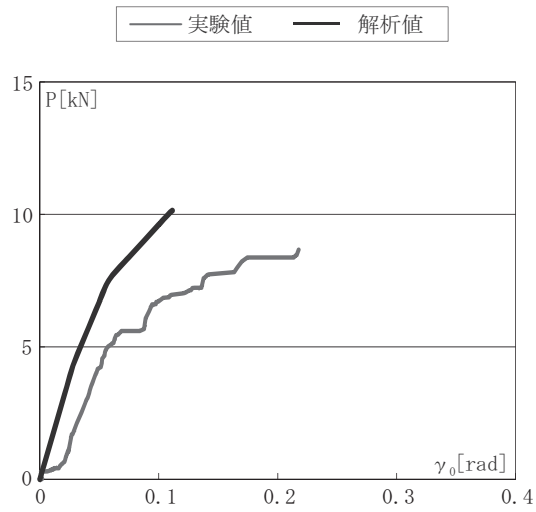


b) 2 試験体目

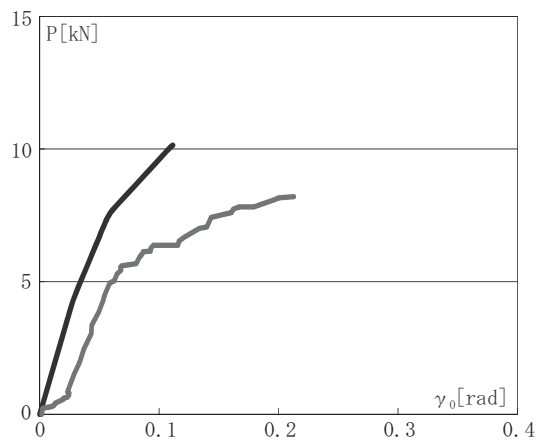


c) 3 試験体目

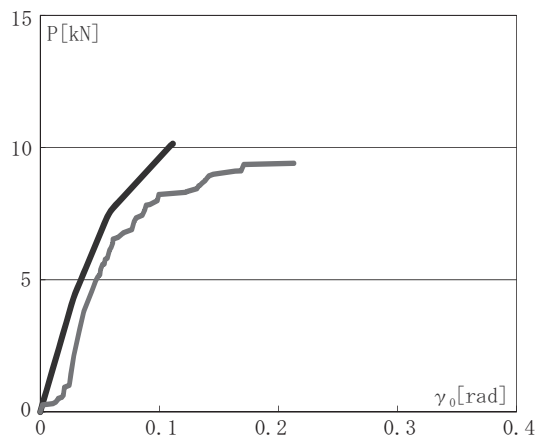
図 4-23. C90\_E0K 数值解析結果 P- $\gamma_0$  関係



a) 1 試験体目

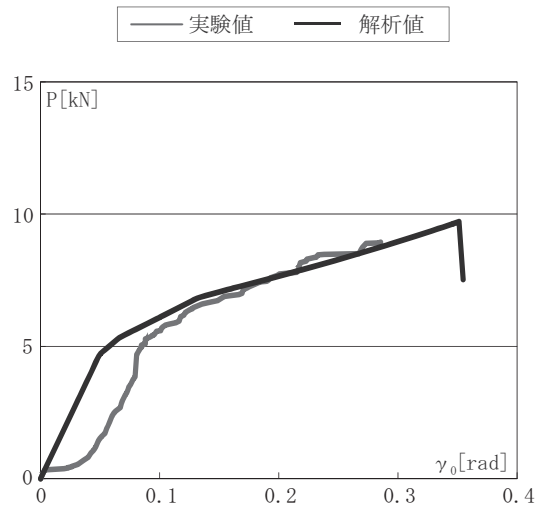


b) 2 試験体目

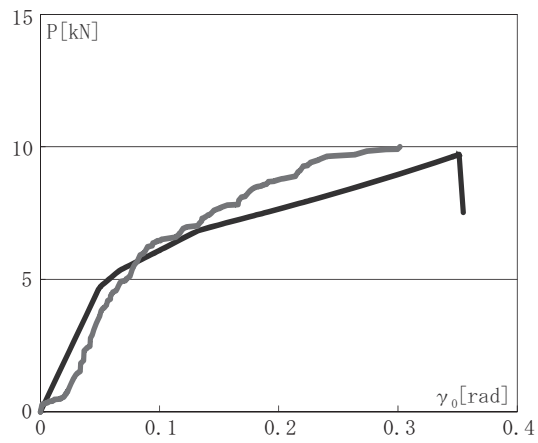


c) 3 試験体目

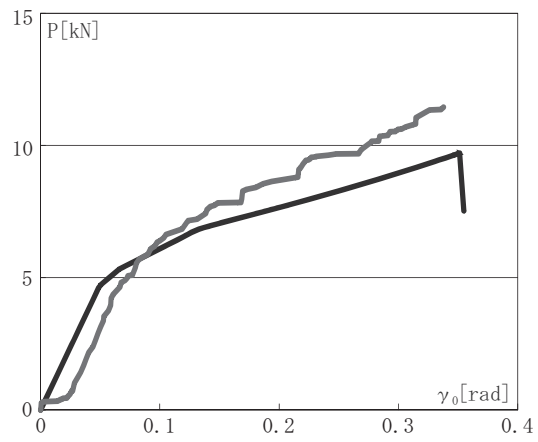
図 4-24. L90\_E0N 数值解析結果 P- $\gamma_0$  関係



a) 1 試験体目



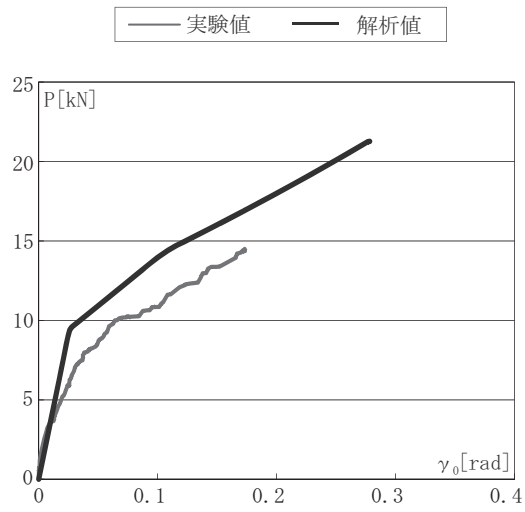
b) 2 試験体目



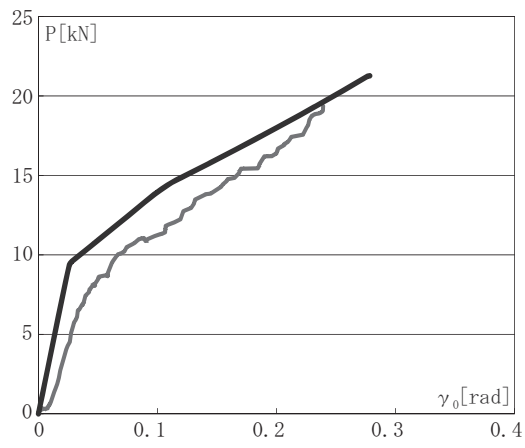
c) 3 試験体目

図 4-25. L90\_E0NK 数值解析結果 P- $\gamma_0$  関係

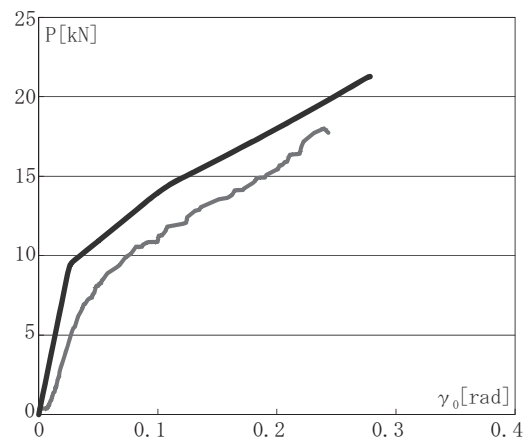




a) 1 試験体目



b) 2 試験体目



c) 3 試験体目

図 4-26. H90\_E0 数值解析結果  $P-\gamma_0$  関係

## 4.5 格子間隔が構造特性に及ぼす影響の把握

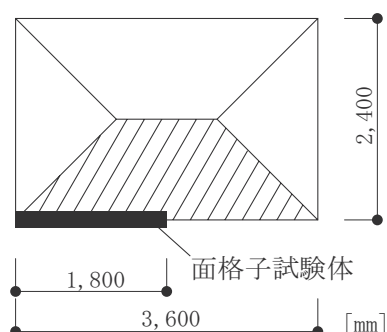
### 4.5.1 概要

木造面格子壁の格子間隔が力学性状に及ぼす影響の把握を目的として、格子間隔をパラメータとした実験および数値解析による検討を行った。実験および数値解析の概要と、これらより得られた基本的力学性状について報告する。

### 4.5.2 試験概要

試験体一覧を表 4-4、試験体寸法を図 4-28、試験体写真を図 4-29 にそれぞれ示す。試験体には 90 mm 角材のスギ材を用い、間隔を約 280mm ~ 570mm まで 3 種類を設定した。試験体のタイプは告示<sup>4,8)</sup> で壁倍率 0.6 倍が設定されている 90mm 角材、格子間隔 91/3cm(303mm) 以下となるよう設定した 6 × 8 を基準として、縦横それぞれ本数を減らした 4 × 5、3 × 4 とした。なお、試験体名称（例えば 3 × 4）は「水平方向の分割数 × 縦方向の分割数」を表している。各試験体 3 体ずつ、計 9 体の実験を行った。

試験は 4.3 と同じ治具を用いて、同様の寸法で行った。なお本試験では、頂部の鉄骨を玉掛けロープにより鉛直下向きに引き込むことで、試験体の面格子には常時 5kN を作用させた。この鉛直荷重 5kN は、面格子を耐震シェルターとして用いた際に、層崩壊に伴い面格子に加わる上階の荷重を想定し設定している。荷重の算出方法を図 4-27 に示す。



上階の固定荷重および積載荷重の和： $WK=3.4$  [kN/m<sup>2</sup>]  
負担面積(下図斜線部分)： $S=2.88$  [m<sup>2</sup>]  
長辺長さと試験体長さの比： $n=1.8$  [m]/ $3.6$  [m]= $0.5$   
常時荷重： $WL=nWRS=4.90$  [kN]

図 4-27. 荷重の算出方法

表 4-4. 試験体一覧

試験体名	材種	格子間隔 縦×横	切欠き深さ	部材等級	試験体数
3×4	スギ	566.7×575.0	45	無等級(芯持ち)	3
4×5		425.0×460.0			3
6×8		283.3×287.5			3

※鉛直載荷有り

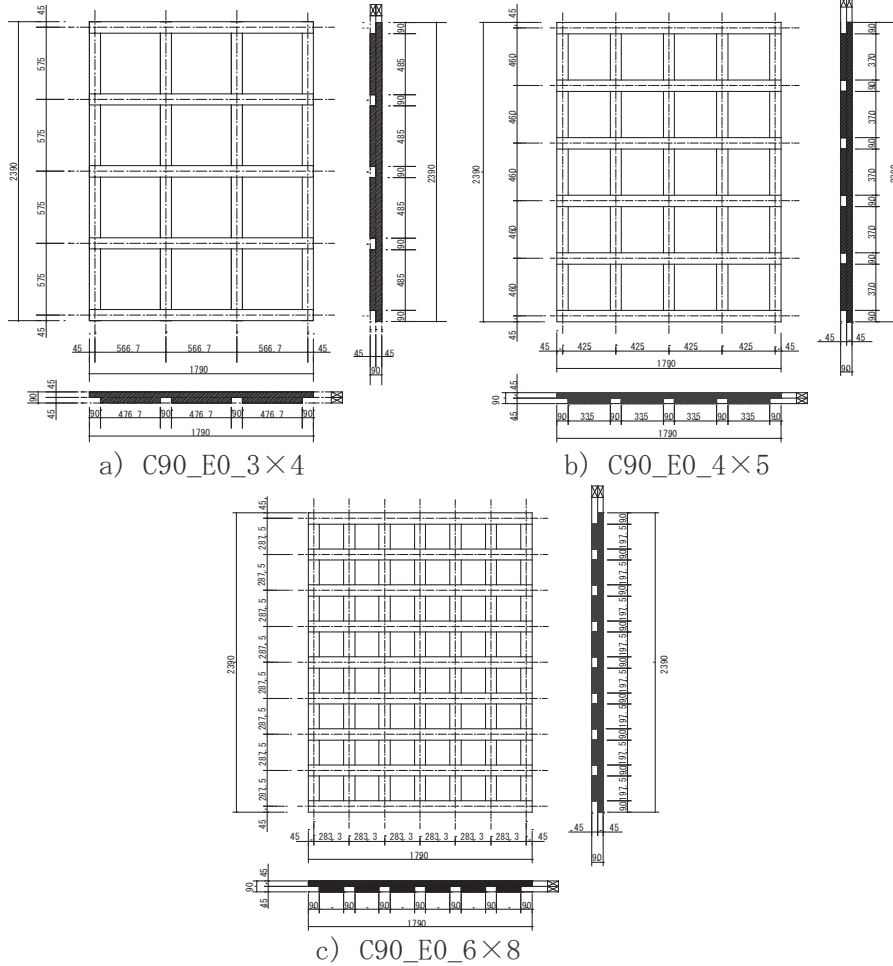


図 4-28. 面格子壁せん断試験 試験体寸法

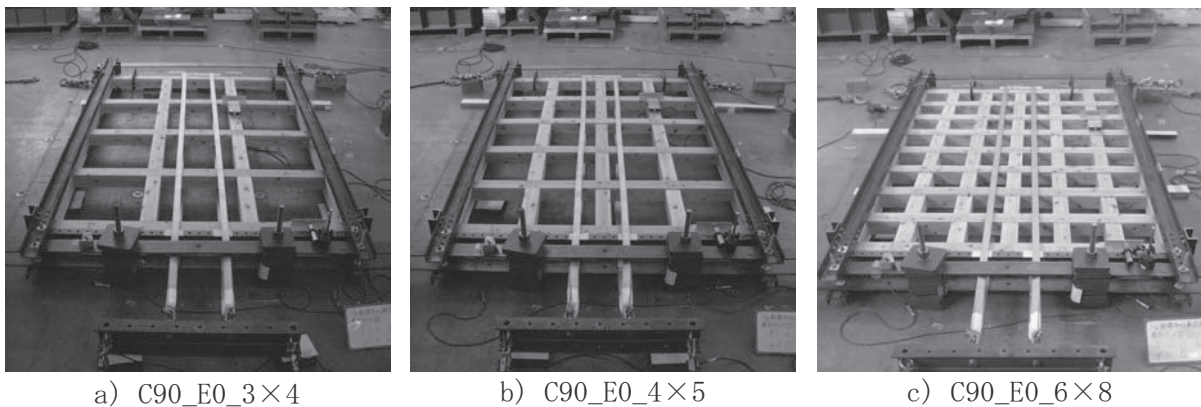


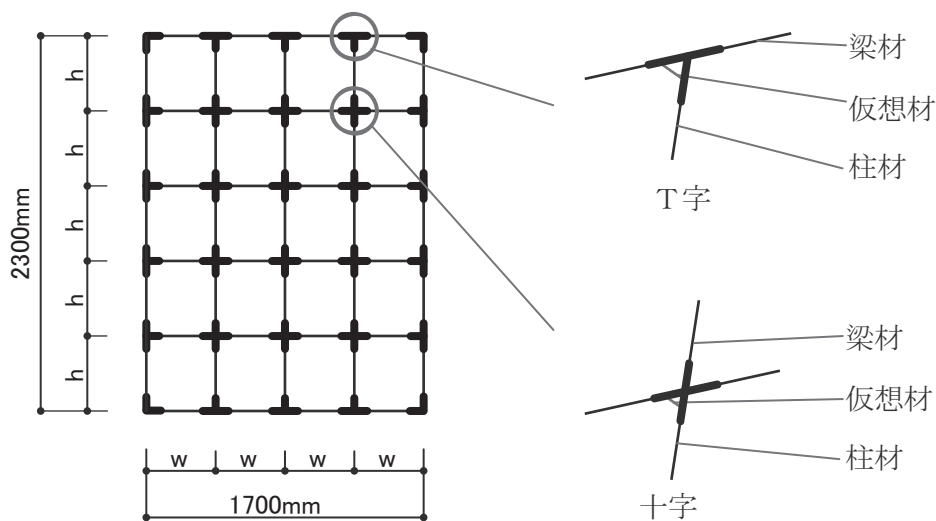
図 4-29. 試験体写真

### 4.5.3 数値解析概要

数値解析モデルは4.4と同様のものを用いた。解析モデル一覧を表4-5に、数値解析モデルを図4-30に、部材の曲げ強度と軸強度を図4-31に、解析概要を表4-6に示す。仕口の回転剛性には、第3章C90\_E0の値を用いた。また、4.5.2の実験同様、数値解析モデルには鉛直荷重5kNを作用させた。

表 4-5. 解析モデル一覧

試験体名	材種	弾性係数 E [N/mm <sup>2</sup> ]	残余部 断面 [mm]	許容曲げ 応力度 [N/mm <sup>2</sup> ]	残余部 Mu [N・mm]	$\phi_y$ $\times 10^{-4}$ [rad/mm]	$\phi_{max}$ $\times 10^{-4}$ [rad/mm]	残余部 軸強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
3×4	スギ	7000	45×90	48.4	2943	1.54	4.44	71.69
4×5				48.4	2943	1.54	4.44	71.69
6×8				48.4	2943	1.54	4.44	71.69



面格子の○節点と剛体の○節点を  
X方向及びY方向同一変位

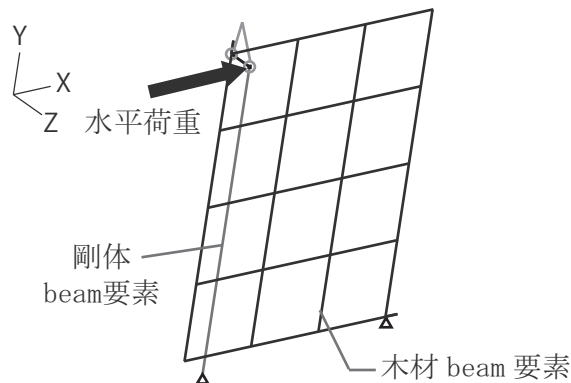


図 4-30. 数値解析モデル概要

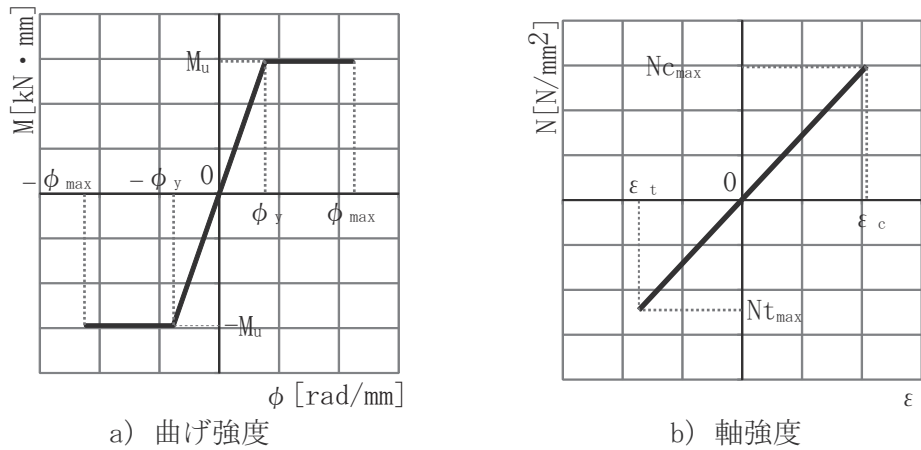


図 4-31. 曲げ強度と軸強度

表 4-6. 解析概要

構造諸元		
規模	1790mm×2390mm	
部材構成	木材	(縦材) 2390 [mm] (横材) 1790 [mm]
	断面寸法	90×90 [mm]
切欠き深さ	45mm, 30mm	
材料諸元		
【木材】: Beam 要素		
弾性係数	スギ	7000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	カラマツ	8000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	ヒノキ	9000 [N/mm <sup>2</sup> ]
ポアソン比	0.3	
【剛体】: Beam 要素		
弾性係数	999999999 [N/mm <sup>2</sup> ]	
ポアソン比	0	

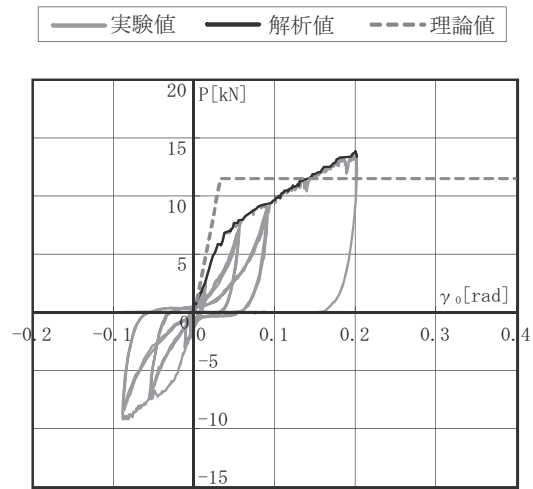
#### 4.5.4 試験結果および考察

面格子壁水平加力試験結果と数値解析結果を図4-32～図4-34にあわせて示す。実験結果を「実験値」、解析結果を「解析値」、4.3.5で述べた面格子壁の理論式より算出した荷重－変形角関係を「理論値」と記述する。グラフ横軸を真の変形角 $\gamma_0$ 、縦軸を水平力Pとしている。

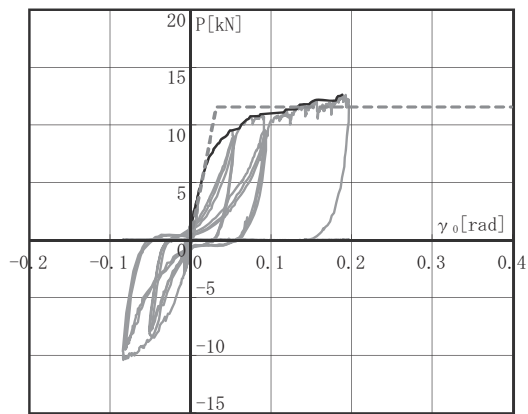
全ての試験体で、スリップ型の履歴性状を示しており、変形角0.2radでも耐力が低下しない靱性的な挙動が確認された。格子間隔が狭くなると、剛性・耐力ともに大きく向上する結果となった。試験体は最大加力時にめり込みが大きく生じているが、部材の曲げや割裂などの破壊は生じなかった。また、6×8モデルは、加力装置の性能から最大加力30kNを加えた時点で、試験を終了している。

理論値は実験値に比べて、初期剛性はほぼ一致しているものの、塑性後の剛性および耐力には差が生じている。これは相欠き仕口の回転剛性のモデル化が理論値と実験値で異なっていることが原因として考えられる。

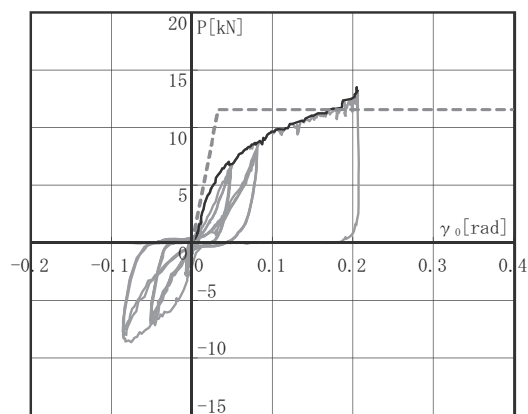
一方、実験値と解析結果を比較すると、各パラメータとも概ね良好に一致している。図4-34の6×8モデルにおいては、数値解析結果の剛性が実験値より若干大きくなっているが、これは格子間隔が密となることでせん断変形が卓越したこと、数値解析において接合部の振り剛性を十字、T字それぞれを一定値として入力していること、つまり部材特性のばらつきを考慮していないことが要因と考えられる。しかし、他の試験体で概ね一致していること、6×8についても設計上大きな差とは考えられないことから本解析モデルは格子間隔を変化させた場合においても充分評価可能であると考えられる。このため、本論ではこの数値解析モデルを用いて以後の検討を進める。



a) 1試験体目

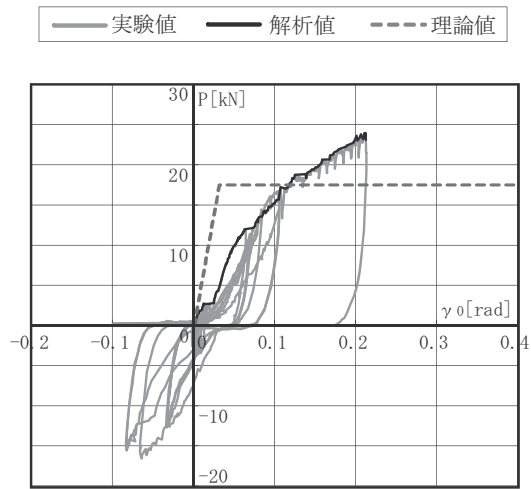


b) 2試験体目

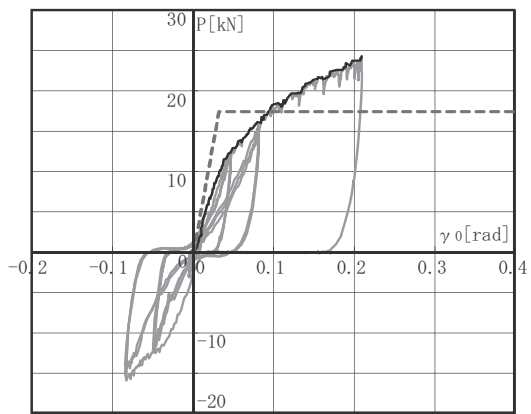


c) 3試験体目

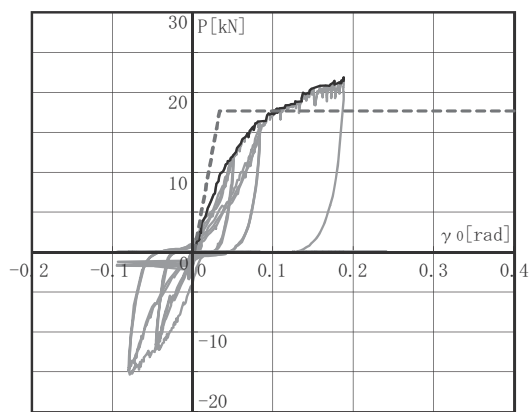
図 4-32.  $3 \times 4$  試験結果および数値解析結果  $P-\gamma_0$  関係



a) 1試験体目



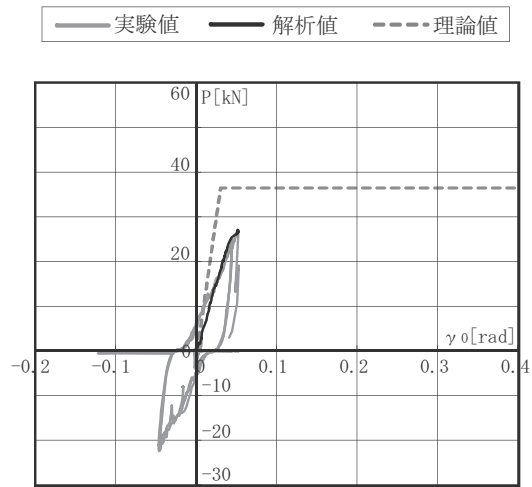
b) 2試験体目



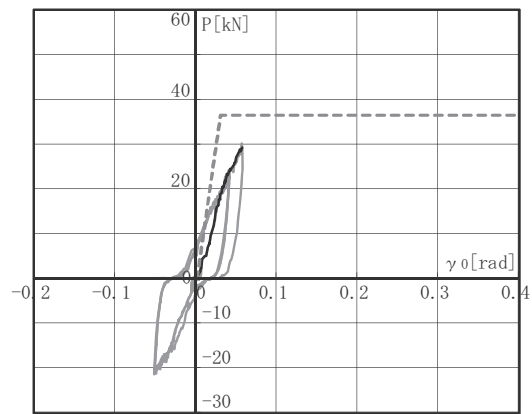
c) 3試験体目

図 4-33.  $4 \times 5$  試験結果および数値解析結果  $P-\gamma_0$  関係

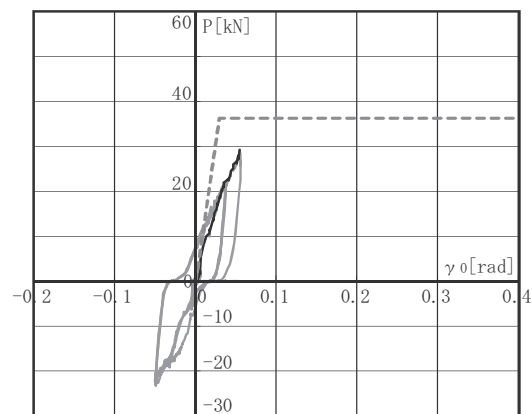




a) 1試験体目



b) 2試験体目



c) 3試験体目

図 4-34.  $6 \times 8$  試験結果および数値解析結果  $P-\gamma_0$  関係

## 4.6 格子間隔をパラメータとした検討

### 4.6.1 数値解析概要

4.5の数値解析モデルを用いて、格子間隔が構造性能に及ぼす影響について検討を行い、靱性型面格子壁の構造的な位置付けについて定量的な評価を試みる。

本論文において格子間隔の違いが及ぼす影響を把握するための一つの指標として、「空隙率」を設定した。「空隙率」は面格子間の「空隙面積（図4-35の斜線部分）」を「格子壁の外形面積」で除したもので、格子の空隙面積の総和が格子外形面積に占める割合を百分率で示したものである。格子間隔が粗くなるほど、空隙率は大きな値を示す。壁の外形寸法、例えば、90mm角の木材を用いた場合、3×4モデルで約65%、6×8モデルで約43%となり、パネルなどの面材では開口を有しないため、0%となる。

図4-36に数値解析モデルの一覧を示す。解析モデルは、格子材を横4本、縦3本の2×3モデルから、横11本、縦9本の8×10モデルまで8ケースを設定した。格子間隔は最大で850mm、最小で212mmとなっている。なお、一般的に壁倍率が設定されているのは、6×8以降である。

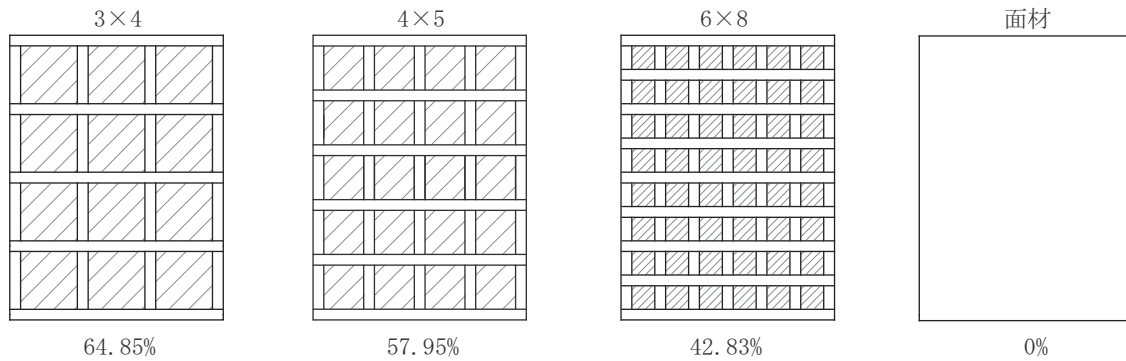
表4-7に解析概要を示す。解析条件は表4-6と同様とした。木材の許容曲げ応力度は梁の曲げ試験により得られた値を用いた場合（以下、実験値）と、告示・規準<sup>4.1), 4.7)</sup>等に従って定めた場合（以下、告示値）の2種類を設定し、基準強度の差異についても検討を行う。なお、機械等級区分材（E70、E90）の許容曲げ応力度の実験値はスギ無等級材の試験結果を参考に係数倍して算出した。

本解析モデルでは、崩壊パターンを3つ設定した。1つ目が「相欠き仕口残余部の軸破壊」、2つ目が「相欠き仕口残余部の曲げ破壊」、3つ目が「相欠き仕口のめり込みの卓越」としている。

解析は材種（スギ、カラマツ、ヒノキ）、部材等級（無等級、E70、E90）、部材断面（90mm角、105mm角）、切欠き深さ（90mm角のみ45mmと30mm）と前述した許容曲げ応力度（実験値、告示値）をパラメータとし、格子グリッド8タイプ×20モデルの計160パラメータの解析を行った。

図4-37に解析ケース表記概要を示す。表4-7において、ケース名（例えば、T\_L90\_E0NK）は、「参照した値（T：実験値、N：告示値）\_材種（C：スギ、L：カラマツ、H：ヒノキ）、部材断面寸法（90、105mm）\_部材等級（E0=無等級、

E70、E90)」を示し、無等級（芯去り材）はE0Nと表記する。また、切欠き深さが45mm(105mm角材の場合、52.5mm)を無記入とし、30mmをKとする。



$$\text{空隙率}[\%] = (\text{空隙面積} / \text{面格子外形面積}) \times 100 [\%]$$

図 4-35. 空隙率の定義

model		2×3	3×4	4×5	5×6
図					
格子 間隔[mm]	縦	850.0	566.7	425.0	340.0
	横	766.7	575.0	460.0	383.3
空隙率 [%]	90角	72.13	64.85	57.95	51.42
	105角	68.13	59.98	52.34	45.20

model		6×7	6×8	7×9	8×10
図					
格子 間隔[mm]	縦	283.3	283.3	242.9	212.5
	横	328.6	287.5	255.6	230.0
空隙率 [%]	90角	45.29	42.83	37.29	32.07
	105角	38.57	35.99	30.12	24.76

図 4-36. 数値解析モデル一覧

表 4-7. 解析概要

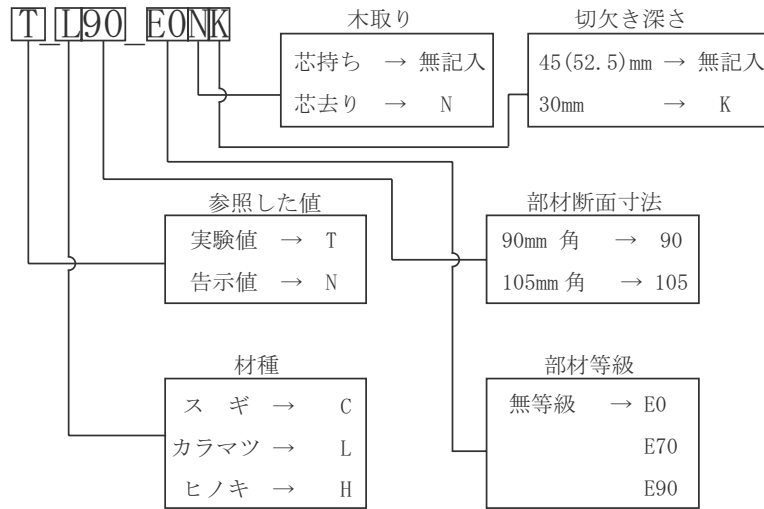
a) 実験により得られた値を用いた場合

model	材種	弾性係数 E [N/mm <sup>2</sup> ]	残余部 断面 [mm]	許容曲げ 応力度 [N/mm <sup>2</sup> ]	残余部 Mu [N・mm]	$\phi y$ $\times 10^{-4}$ [rad/mm]	$\phi \max$ $\times 10^{-4}$ [rad/mm]	残余部 軸強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
T_C90_E0	スギ	7000	45×90	48.44	2943	1.54	4.44	71.69
T_C90_E70		6900	45×90	64.15	3897	2.06	4.44	94.77
T_C90_E90		8800	45×90	75.94	4613	1.92	4.44	114.21
T_C105_E0		7000	52.5×105	48.44	4673	1.32	3.81	97.57
T_C90_E0K		7000	60×90	48.44	3924	0.71	4.44	95.58
T_C90_E0N		7000	45×90	48.44	2943	1.54	4.44	71.69
T_L90_E0N	カラマツ	8000	45×90	25.9	1573	0.72	4.44	77.76
T_L105_E0N		8000	52.5×105	25.9	2499	0.62	3.81	105.84
T_L90_E0NK		8000	60×90	25.9	2098	0.72	4.44	103.68
T_H90_E0	ヒノキ	9000	45×90	54.2	3292	1.51	4.44	83.84

b) 告示・規準等に従って定めた場合

model	材種	弾性係数 E [N/mm <sup>2</sup> ]	残余部 断面 [mm]	許容曲げ 応力度 [N/mm <sup>2</sup> ]	残余部 Mu [N・mm]	$\phi y$ $\times 10^{-4}$ [rad/mm]	$\phi \max$ $\times 10^{-4}$ [rad/mm]	残余部 軸強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
N_C90_E0	スギ	7000	45×90	22.2	1349	0.70	4.44	71.69
N_C90_E70		6900	45×90	29.4	1786	0.95	4.44	94.77
N_C90_E90		8800	45×90	34.8	2114	0.88	4.44	114.21
N_C105_E0		7000	52.5×105	22.2	2142	0.60	3.81	97.57
N_C90_E0K		7000	60×90	22.2	1798	0.71	4.44	95.58
N_C90_E0N		7000	45×90	22.2	1349	0.70	4.44	71.69
N_L90_E0N	カラマツ	8000	45×90	25.2	1531	0.70	4.44	77.76
N_L105_E0N		8000	52.5×105	25.2	2431	0.60	3.81	105.84
N_L90_E0NK		8000	60×90	25.2	2041	0.70	4.44	103.68
N_H90_E0	ヒノキ	9000	45×90	26.7	1622	0.66	4.44	83.84

(実験値\_カラマツ\_90mm角\_無等級芯去り材・切欠き深さ30mm)



「実験値」…曲げ試験により得られた材料特性  
 「告示値」…告示・規準等にしがって定めた値

図 4-37. 解析ケース表記概要

#### 4.6.2 数値解析結果および考察

##### 4.6.2.1 荷重 - 変形角関係

図 4-38、図 4-39 に告示値を用いた場合，図 4-40、図 4-41 に実験値を用いた場合、それぞれについて各モデルの最大荷重  $P$ - 真の変形角  $\gamma_0$  関係を示す。

空隙率が小さく（格子間隔が細かく）になると剛性と耐力が向上していることが確認できる。

また、モデルごとに剛性、耐力の値が異なると共に、崩壊に至る水平力  $P$  または、変形角  $\gamma_0$  と異なる結果となった。例えば図 4-40-a) T\_C90\_E0 では、 $2 \times 3$ 、 $3 \times 4$ 、 $4 \times 5$  のモデルは全て  $0.3\text{rad}$  付近の同じ変形角で最大耐力が生じている。これは振りバネモデルの設定（図 3-40-a）、表 3-2）において最大変形角を  $0.269\text{rad}$  と設定していることが原因であり、めり込みが卓越していることが確認できる。一方、格子間隔が  $5 \times 6$  より細かくとなると、負担できる荷重  $P$  は  $60\text{kN}$  付近で一定となっている。格子間隔が細くなるほど変形角が小さい段階で部材の最大耐力に達するため、T\_C90\_E0 においてめり込み性能を十分に発揮するためには  $4 \times 5$ （格子間隔  $425\text{mm}$ ）以上の格子間隔が必要と考えられる。

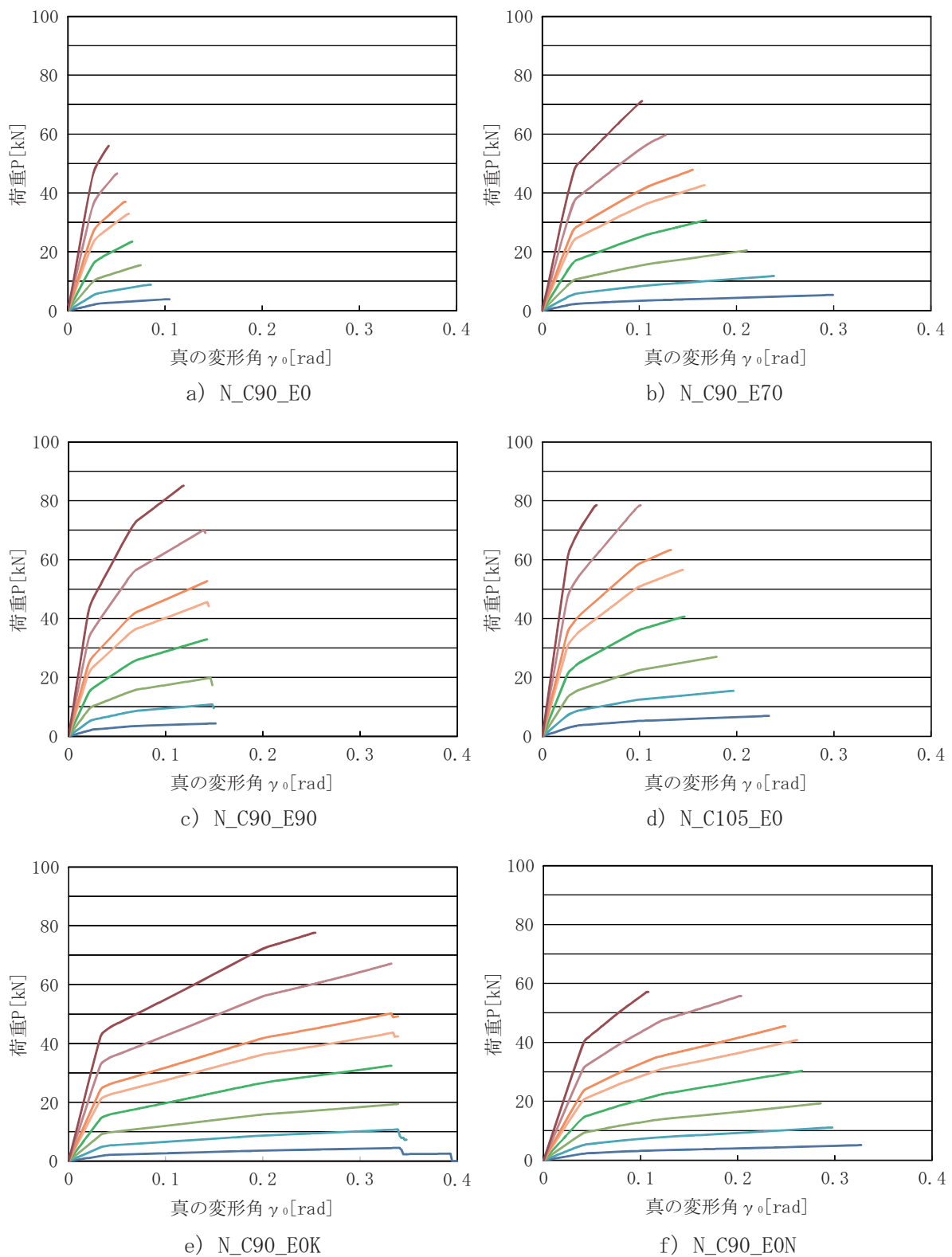
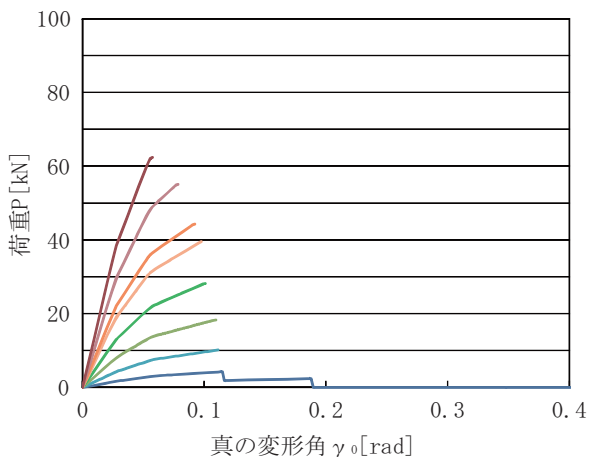
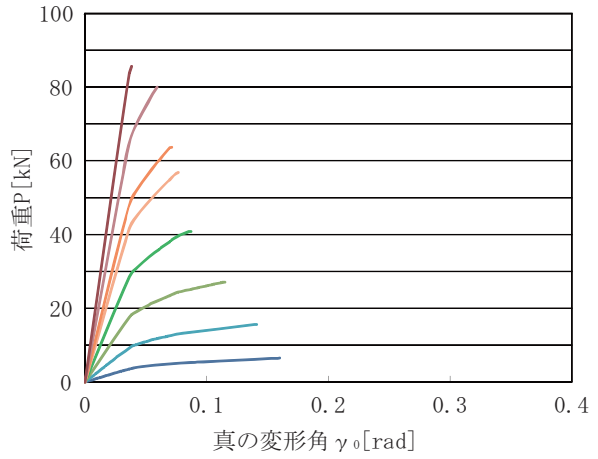


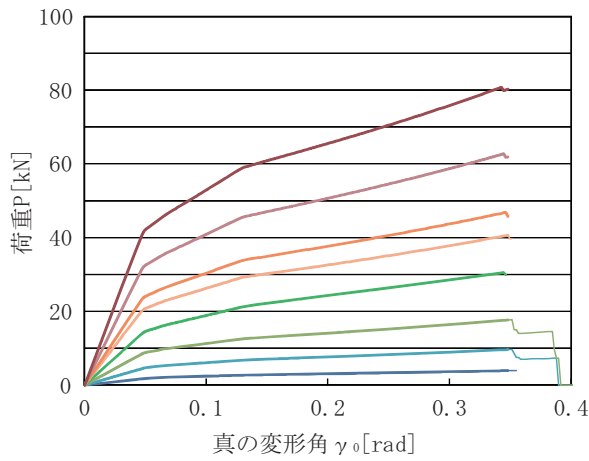
図 4-38. 荷重 P- 真の変形角  $\gamma_0$  関係 (告示値) ①



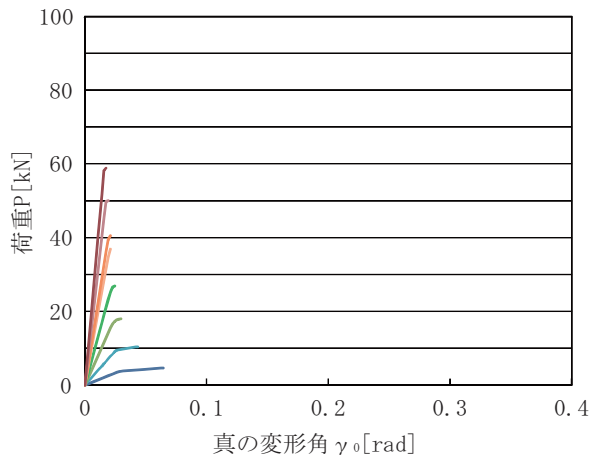
g) N\_L90\_E0N



h) N\_L105\_E0N



i) N\_L90\_E0NK



j) N\_H90\_E0

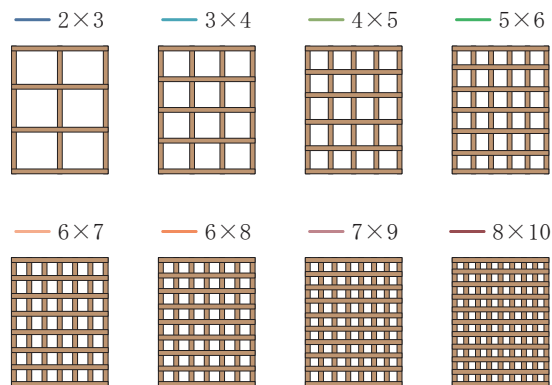


図 4-39. 荷重 P- 真の変形角  $\gamma_0$  関係 (告示値) ②

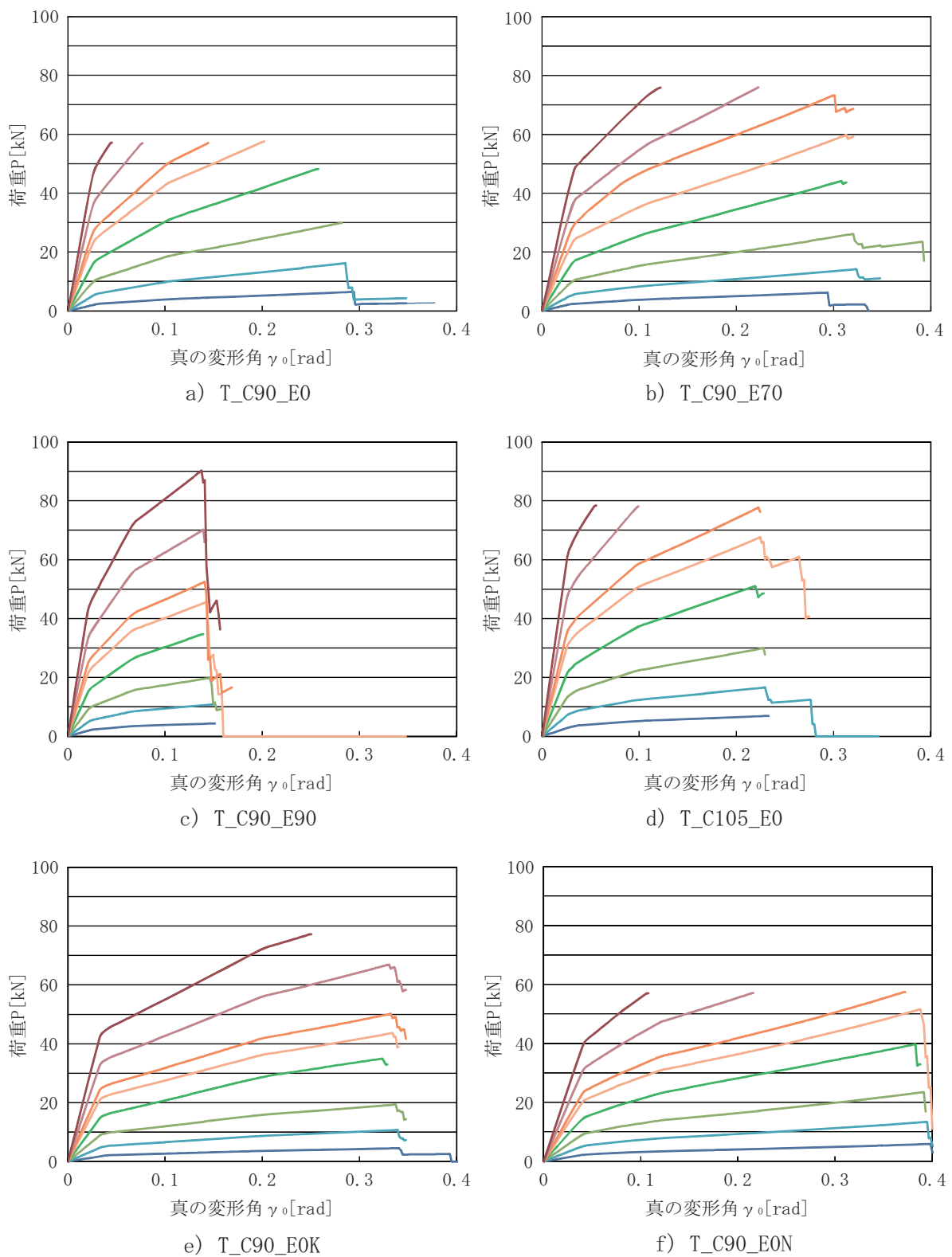
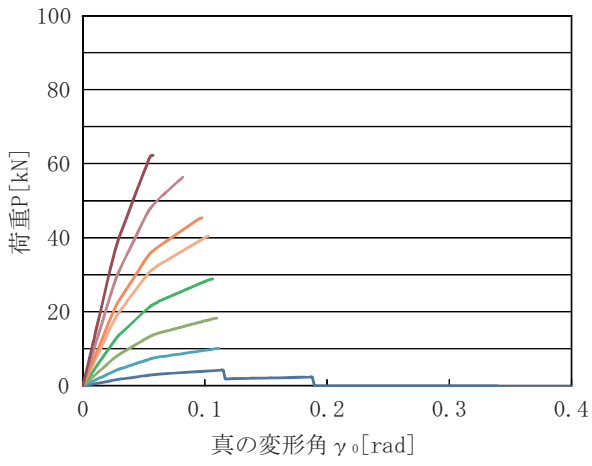
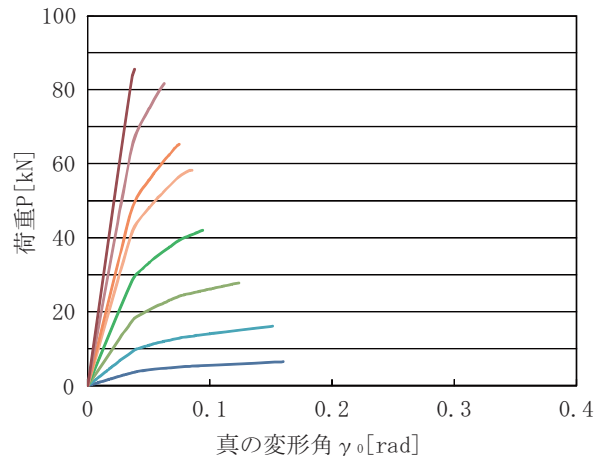


図 4-40. 荷重 P- 真の変形角  $\gamma_0$  関係 (実験値) ①

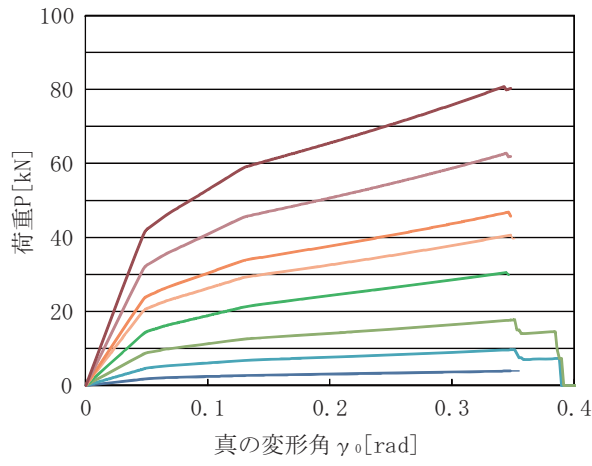




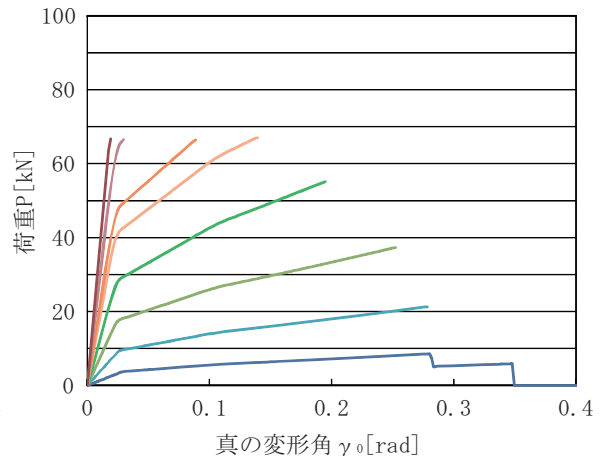
g) T\_L90\_E0N



h) T\_L105\_E0N



i) T\_L90\_E0NK



j) T\_H90\_E0

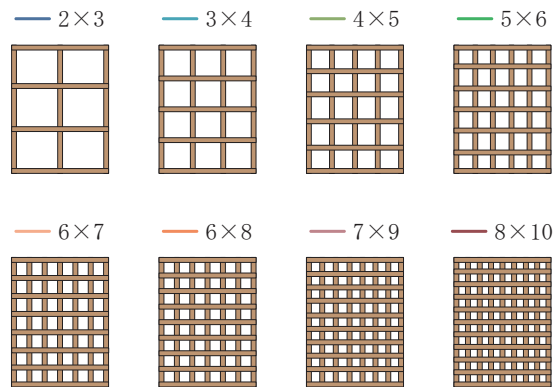


図 4-41. 荷重 P- 真の変形角  $\gamma_0$  関係 (実験値) ②

#### 4.6.2.2 各変形角の荷重 - 空隙率関係

各実験で得られた許容曲げ応力度を用いた場合の水平荷重  $P$  と空隙率の関係を図 4-42、図 4-43 に示す。なお、 $1/15\text{rad}$ 、 $1/10\text{rad}$  におけるプロットがないものについては、変形角  $1/10\text{rad}$  未満で崩壊したためである。格子間隔が細かくなる（空隙率の値が小さくなる）ごとに二次曲線的に負担できる荷重  $P$  が増加している傾向が得られた。また、変形角が  $1/120\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$ 、 $1/20\text{rad}$ 、 $1/15\text{rad}$ 、 $1/10\text{rad}$  と大きくなるごとに荷重  $P$  の勾配が大きくなる傾向が把握された。若干のばらつきはあるものの、解析ケースにかかわらず同様の傾向を示しており、空隙率が耐力に大きく影響を及ぼしていることが確認できる。

次に実験で得られた許容曲げ応力度を用いた場合の水平荷重  $P$  と空隙率の関係を変形角ごとに図 4-44 に示す。変形角  $1/120\text{rad}$ 、特に格子間隔が粗い（空隙率が大きい）範囲においては、 $T\_H90\_E0$  を除いてパラメータ毎における勾配の差が小さいが、 $1/50\text{rad}$  以降から差異が生じていることが見て取れる。低変形角（ $1/120\text{rad}$ ）時での負担する荷重においては材種等が及ぼす影響は小さいと考えられ、また空隙率が大きい範囲ではその影響が小さいと示唆された。

また、変形角  $1/10\text{rad}$  による比較では、 $T\_H90\_E0$  は他のパラメータに比べ勾配が大きく、空隙率 45.25% 時の荷重が  $T\_H90\_E0$  と他パラメータで約 1.4 ~ 2.3 倍の差が見られた。

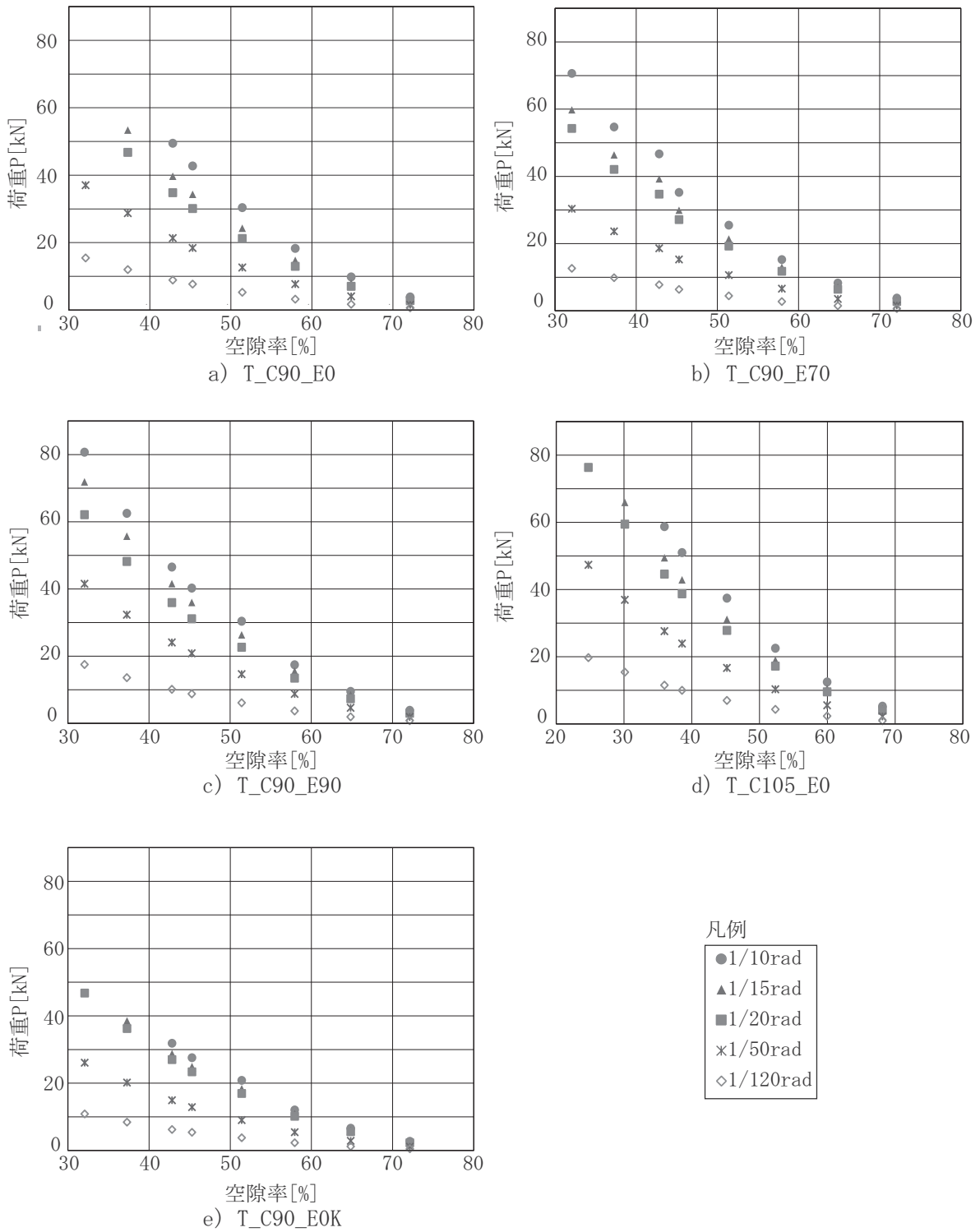


図 4-42. 実験値における荷重  $P$ - 空隙率関係①

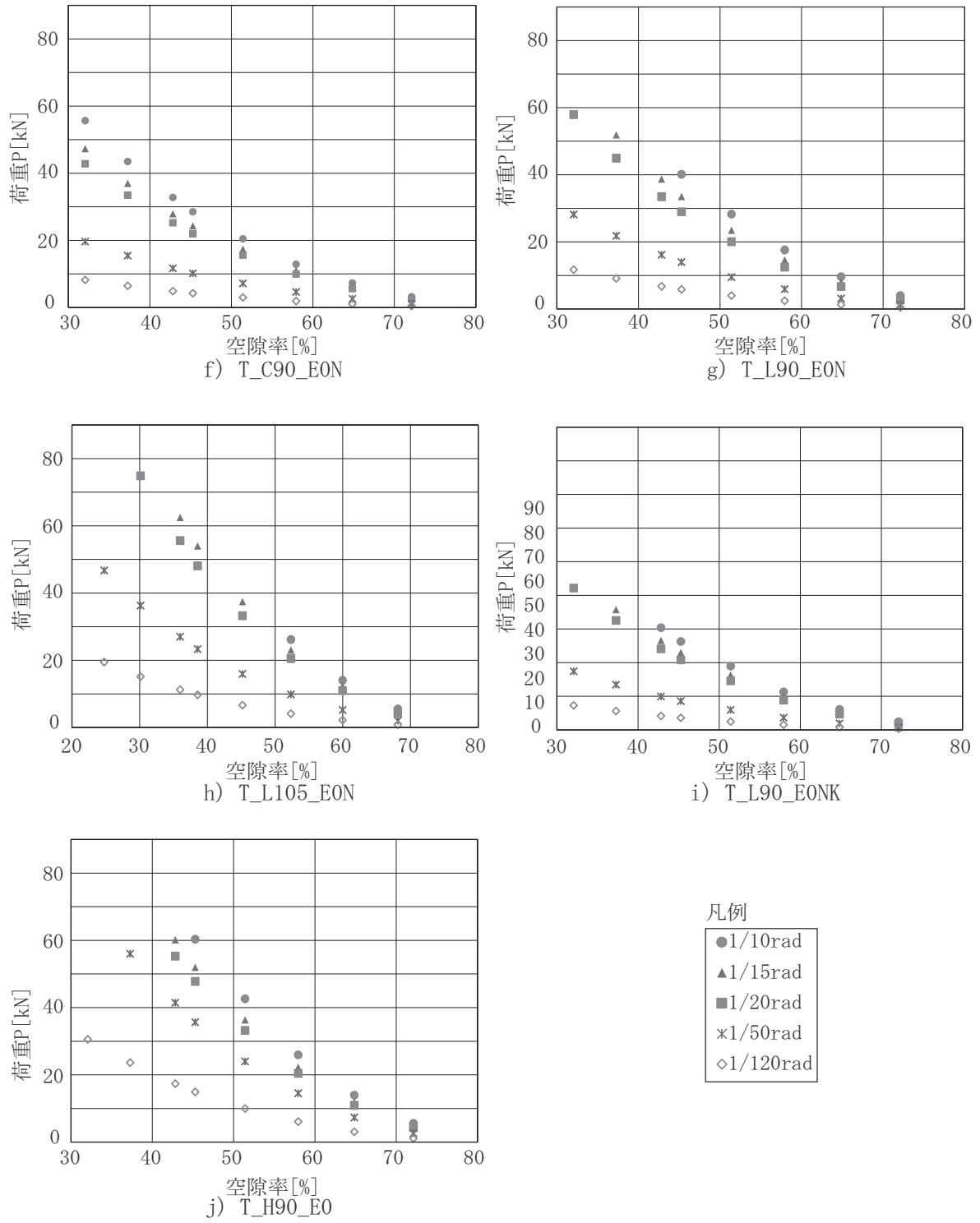


図 4-43. 実験値における荷重  $P$ - 空隙率関係②

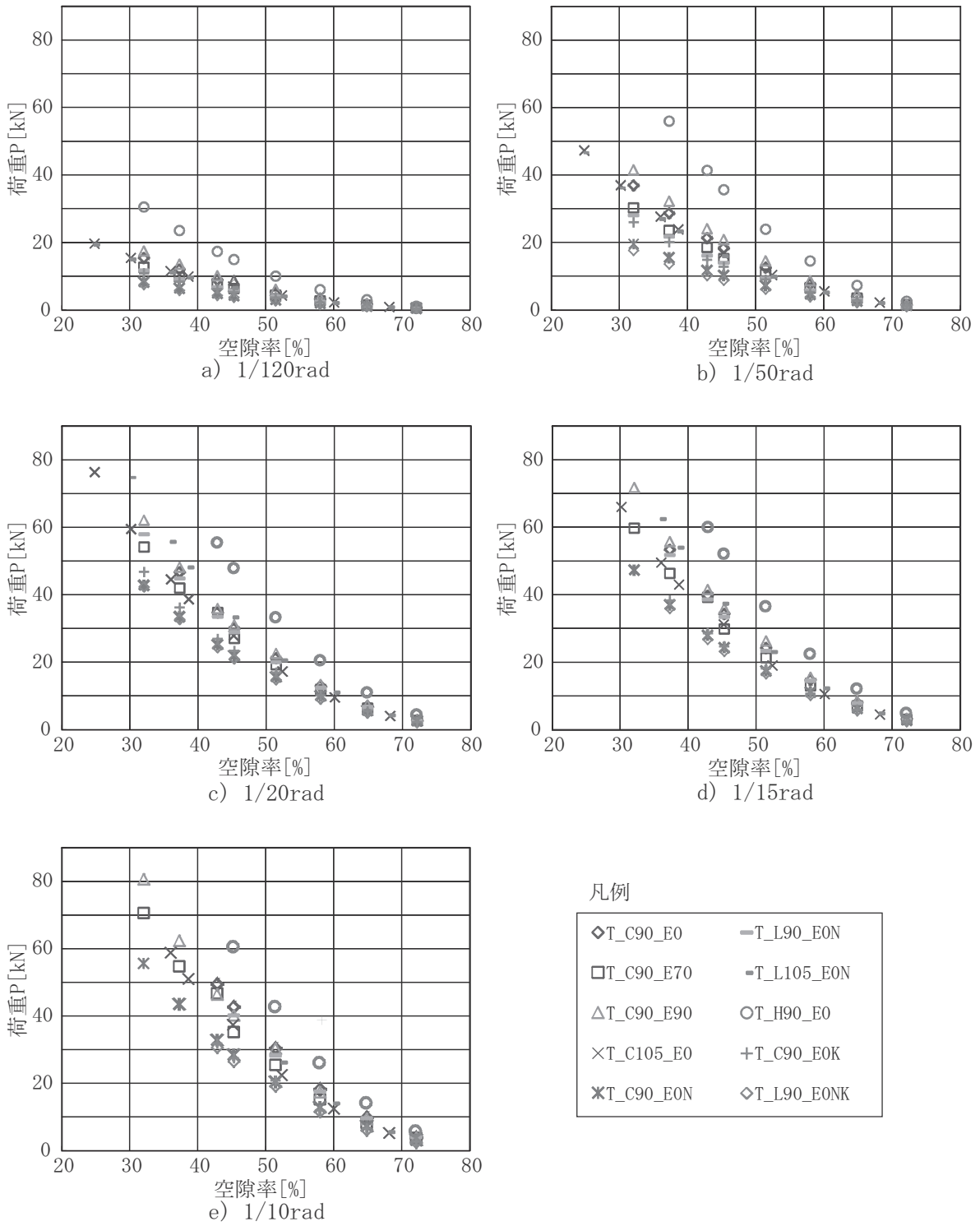


図 4-44. 各変形角の荷重  $P$ - 空隙率関係

#### 4.6.2.3 $M/M_u, N/N_u, \theta/\theta_u$ -空隙率関係

図 4-46、図 4-47 に告示値を用いた場合、図 4-48、図 4-49 に実験値を用いた場合、それぞれについて最大耐力時の応力 ( $M_u, N_u$ ) および変形角 ( $\theta_u$ ) で無次元化した応力と変形 ( $M/M_u, N/N_u, \theta/\theta_u$ ) と空隙率の関係を示す。また表 4-8 に告示値を用いた場合、表 4-9 に実験値を用いた場合、それぞれについて破壊性状と最大変形角一覧を示す。

図 4-46 ~ 図 4-49 のグラフは、横軸が空隙率、縦軸は崩壊を示す検定比となっており、それぞれの値が 1 となっているパラメータが要因で崩壊に至っていることを示したグラフとなっている。前述の 3 つの崩壊パターンの最大耐力時の応力および変形角で無次元化した値となっている。□が曲げモーメント、○が軸力、△が回転角の比を表わしている。解析結果の一例を図 4-45 に示す。図 4-45 では、空隙率が約 35 ~ 45% 範囲において、軸力 (○) の検定比が 1 となっており、軸破壊を生じている。また、約 45 ~ 55% の範囲は曲げモーメント (□) の検定比が 1 となっており曲げ破壊、55% 以降は回転角の比 (△) が 1 となっておりめり込みの卓越となっている。本論ではこの「めり込みの卓越」が目標とする性状となる。

告示値を用いた場合、ほとんど全てのケースにおいて、部材の曲げ耐力で面格子壁の負担できる荷重が決定している。一方、c) N\_C90\_E90、e) N\_C90\_E0K、g) N\_L90\_E0N、i) N\_L90\_E0NK は空隙率が大きい場合 (約 40% 以上) において、接合部の変形角により耐力が決定する性状となった。これは c) N\_C90\_E90 と g) N\_L90\_E0N においてはモデル化した振りバネの回転角が最大でも約 0.15rad 程度となっており、小さな荷重でも容易に最大変形角に至るためである。また e) N\_C90\_E0K、i) N\_L90\_E0NK は、モデル化した振りバネの回転剛性が比較的小さいこと、および切欠き残余部が増加により部材の曲げ耐力が向上したことが要因と考えられる。このことから、部材剛性の大きな材を用いた場合でも切欠き深さを変化させることで、靱性型として適用可能であると考えられる。

一方、実験値を用いた場合、空隙率が大きい範囲では接合部の変形角  $\theta/\theta_u$  が最大となり、部材のめり込みが卓越していることが確認できる。また空隙率が小さくなると部材の軸力  $N/N_u$  により耐力が決定している。a) T\_C90\_E0、c) T\_C90\_E90、g) T\_L90\_E0N では  $\theta/\theta_u > 1.0$  となっているが、これは十字接合部と T 字接合部の最大回転角が異なることが原因と考えられる。

a) T\_C90\_E0、b) T\_C90\_E70、d) T\_C105\_E0、f) T\_C90\_E0N、g) T\_L90\_E0N、h) T\_L105\_E0N、j) T\_H90\_E0 では、空隙率が 45 ～ 50% 以下になると脆性的な軸破壊により耐力が決定している。接合部の耐力を十分に発揮するためには空隙率が 45 ～ 50% 以上、つまり本論で対象としている規模の面格子においては、 $5 \times 6$ （格子間隔 340 mm 程度）以上の格子間隔の場合、「強度型」と「靱性型」の境界と見なせることが示唆された。

告示値（図 4-46、図 4-47）と実験値（図 4-48、図 4-49）それぞれの結果を比較してみると、前述のように異なる性状を示した。これは図 4-46、図 4-47 の告示値が部材の 5% 下限値により決定されているため、実験値に比べて耐力が小さく評価されていることが原因と考えられる。一方、図 4-48、図 4-49 の実験値は部材のばらつきを見込み、無等級材の試験結果を参考にして機械等級区分材の耐力も係数倍させている。実際の面格子壁においても部材はばらつきを有しているため、図 4-46、図 4-47 の告示値と図 4-48、図 4-49 の実験値の中間の挙動を示すと考えられる。従って靱性型木造面格子壁の設計を対象として変形性能を適切に評価するためには、妥当性のある設計用基準強度の検討が必要と考えられる。

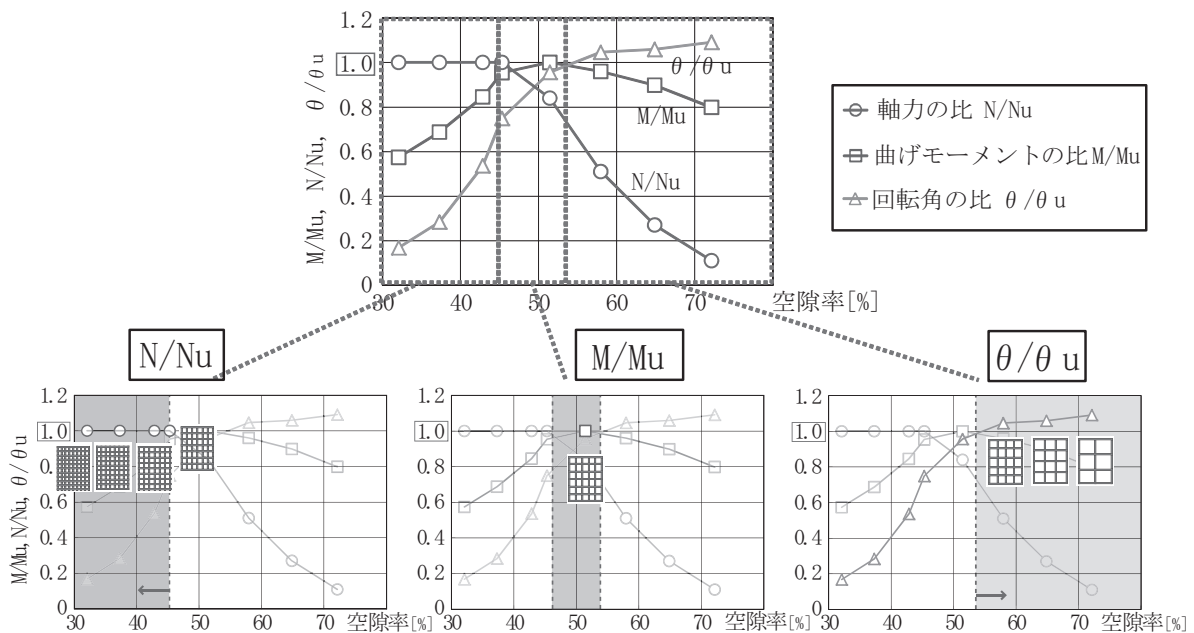
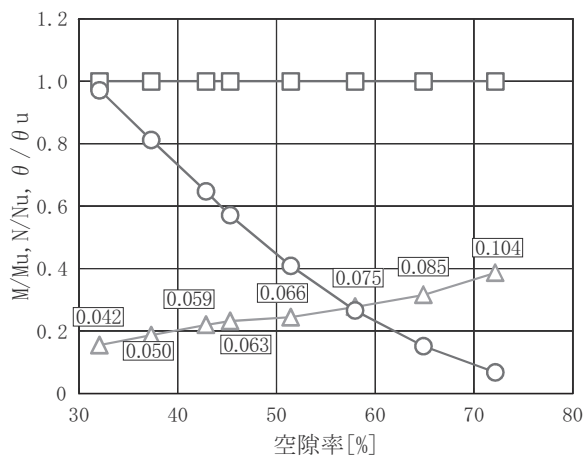
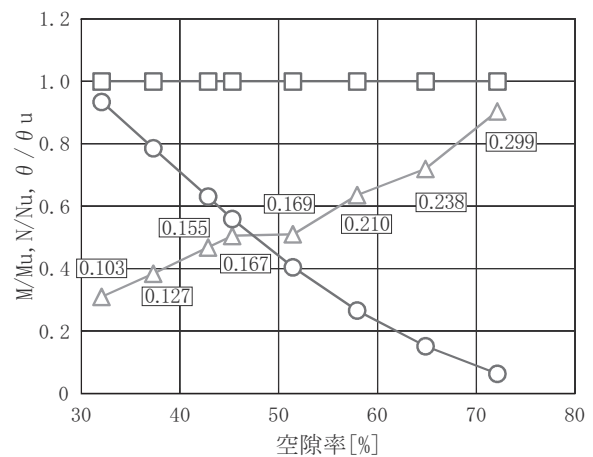


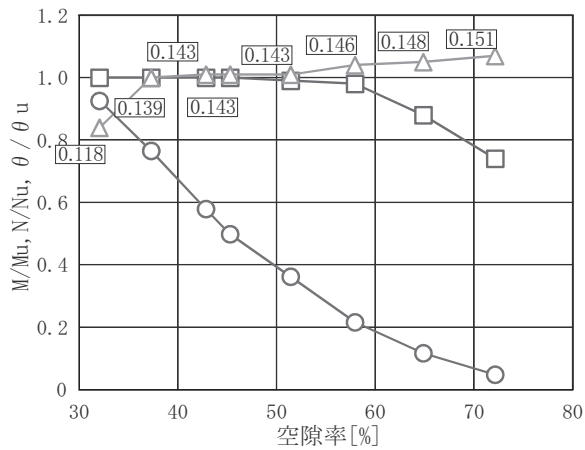
図 4-45. 解析結果の一例



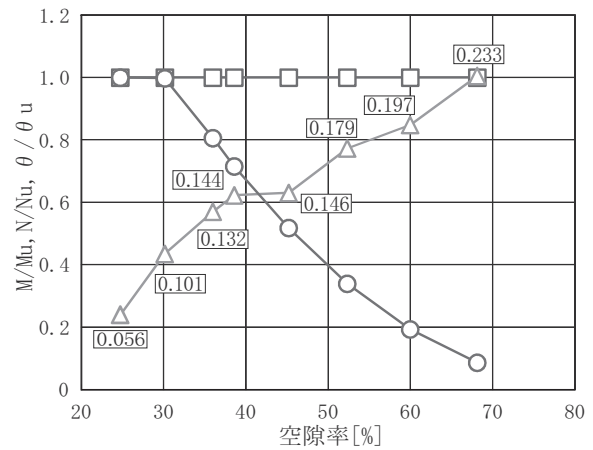
a) N\_C90\_E0



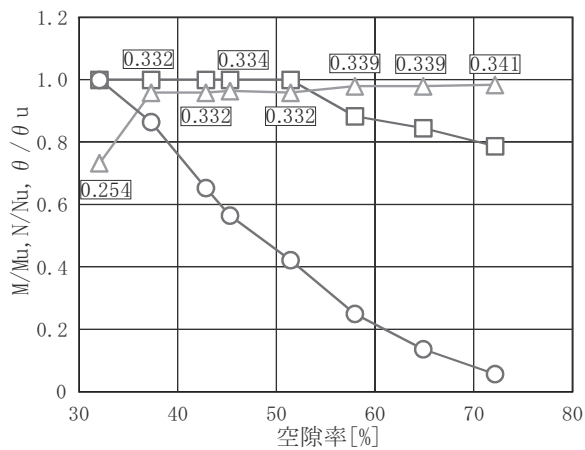
b) N\_C90\_E70



c) N\_C90\_E90



d) N\_C105\_E0



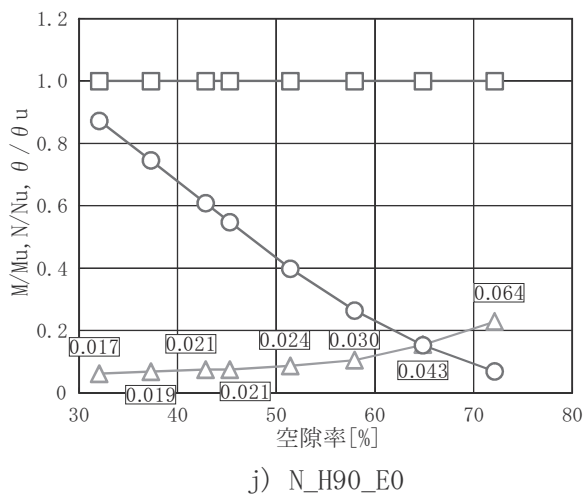
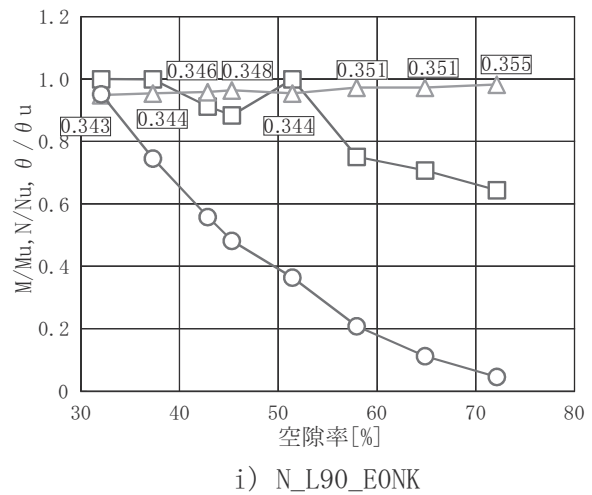
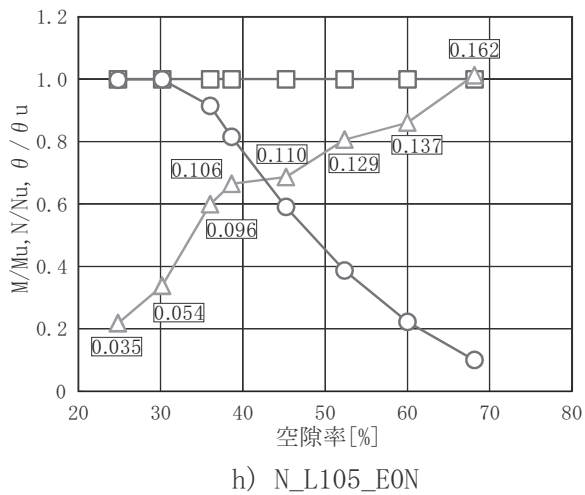
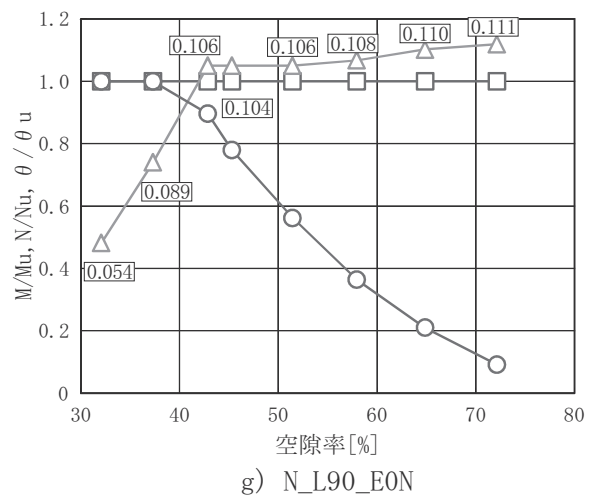
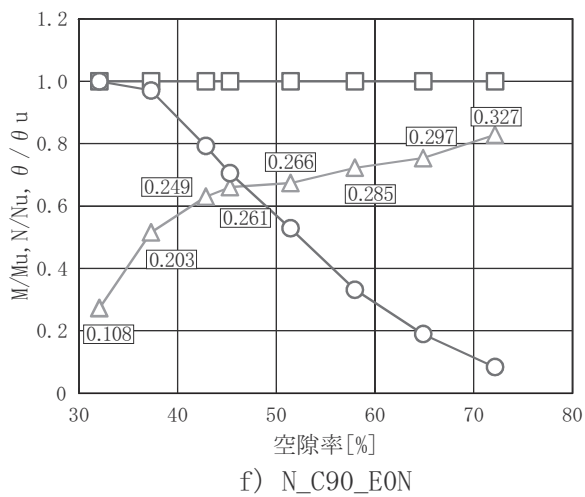
e) N\_C90\_E0K

凡例

- 部材に発生する曲げモーメントの比  $M/M_u$
- 部材に発生する軸力の比  $N/N_u$
- △ 接合部の回転角の比  $\theta/\theta_u$
- 数値 最大変形角 [rad]

図 4-46. 告示値を用いた場合の発生応力 / 最大耐力比 ( $M/M_u, N/N_u$ ) および回転角 / 最大回転角比 ( $\theta/\theta_u$ ) と空隙率の関係①

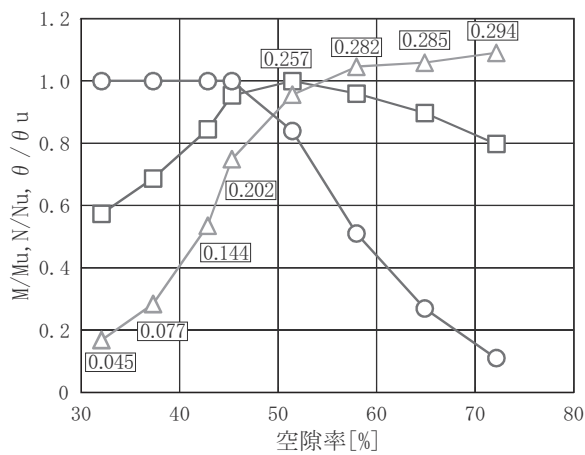




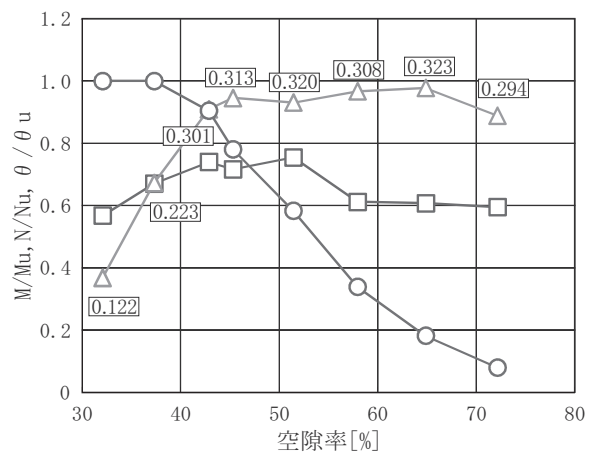
凡例

- 部材に発生する曲げモーメントの比  $M/M_u$
- 部材に発生する軸力の比  $N/N_u$
- △ 接合部の回転角の比  $\theta/\theta_u$
- 数値 最大変形角 [rad]

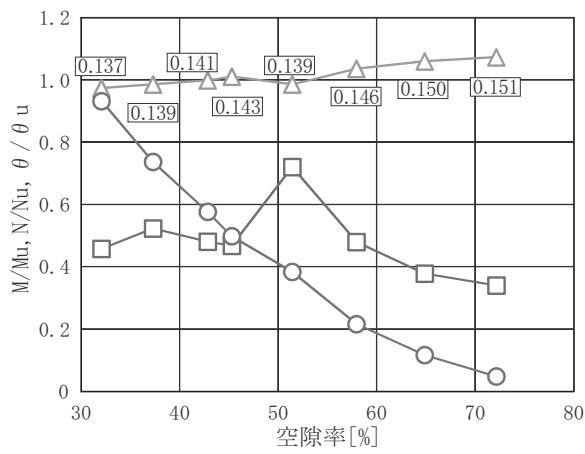
図 4-47. 告示値を用いた場合の発生応力 / 最大耐力比 ( $M/M_u, N/N_u$ )  
および回転角 / 最大回転角比 ( $\theta/\theta_u$ )と空隙率の関係②



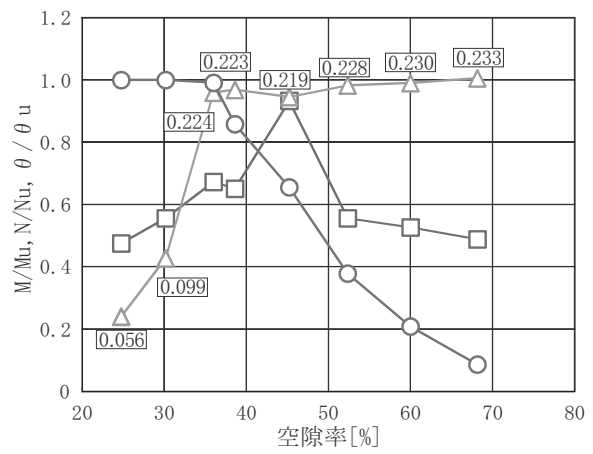
a) T\_C90\_E0



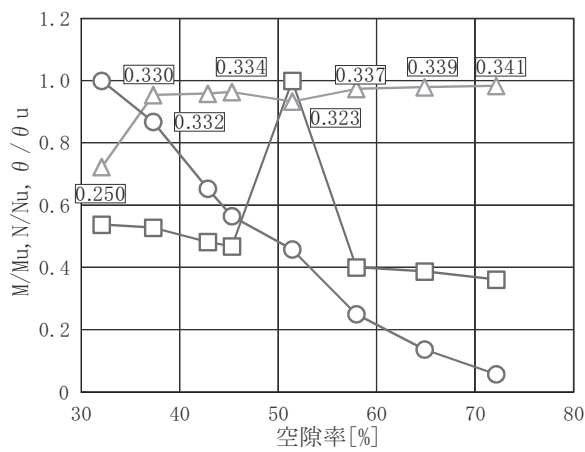
b) T\_C90\_E70



c) T\_C90\_E90



d) T\_C105\_E0

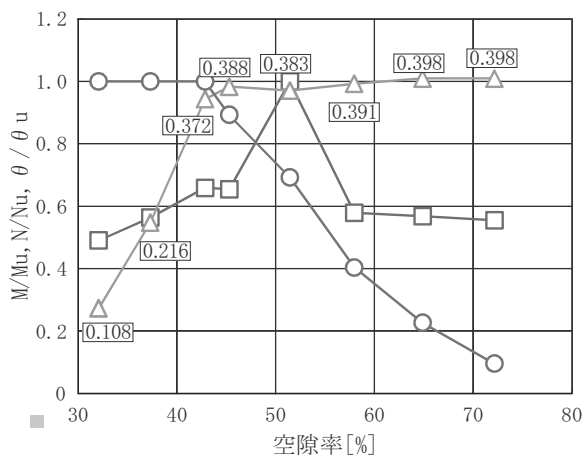


e) N\_C90\_E0K

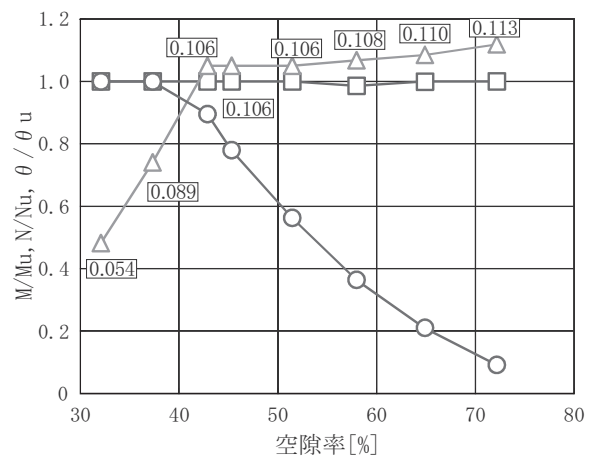
凡例

- 部材に発生する曲げモーメントの比  $M/M_u$
- 部材に発生する軸力の比  $N/N_u$
- △ 接合部の回転角の比  $\theta/\theta_u$
- 数値 最大変形角[rad]

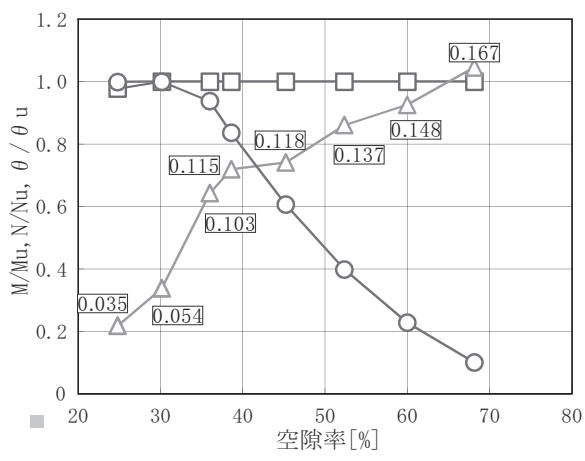
図 4-48. 実験値を用いた場合の発生応力 / 最大耐力比 ( $M/M_u$ ,  $N/N_u$ ) および回転角 / 最大回転角比 ( $\theta/\theta_u$ )と空隙率の関係①



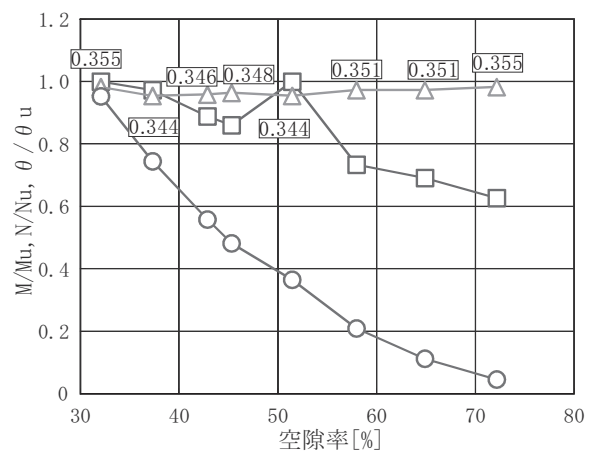
f) T\_C90\_EON



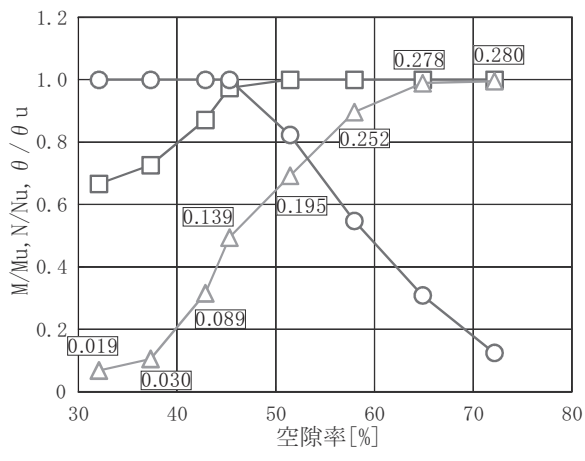
g) T\_L90\_EON



h) T\_L105\_EON



i) T\_L90\_EONK



j) T\_H90\_E0

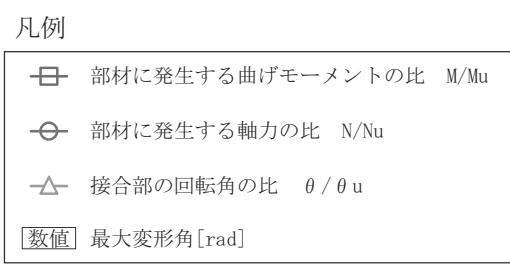


図 4-49. 実験値を用いた場合の発生応力 / 最大耐力比 (M/M<sub>u</sub>, N/N<sub>u</sub>) および回転角 / 最大回転角比 (θ/θ<sub>u</sub>)と空隙率の関係②

表 4-8. 告示値を用いた場合の破壊性状と最大変形角

		N_90_E0	N_90_E70	N_90_E90	N_105_E0	N_90_E0K	N_90_E0N	N_L_90_E0N	N_L_105_E0N	N_L_90_E0NK	N_H_90_E0
格子グリッド(空隙率) [%]	2×3 (72.13)	0.104	0.299	0.151	0.233	0.341	0.327	0.113	0.162	0.355	0.064
	3×4 (64.85)	0.085	0.238	0.148	0.197	0.339	0.297	0.111	0.137	0.351	0.043
	4×5 (57.95)	0.075	0.210	0.146	0.179	0.339	0.285	0.108	0.129	0.351	0.030
	5×6 (51.42)	0.066	0.169	0.143	0.146	0.332	0.266	0.106	0.110	0.344	0.024
	6×7 (45.29)	0.063	0.167	0.143	0.144	0.334	0.261	0.106	0.106	0.348	0.021
	6×8 (42.83)	0.059	0.155	0.143	0.132	0.332	0.249	0.106	0.096	0.346	0.021
	7×9 (37.29)	0.050	0.127	0.141	0.101	0.332	0.203	0.075	0.054	0.344	0.019
	8×10 (32.07)	0.042	0.103	0.118	0.056	0.254	0.108	0.049	0.035	0.343	0.017

曲げ破壊
  接合部(めり込み)破壊
  軸破壊
  数値  $\gamma_{max}$

表 4-9. 実験値を用いた場合の破壊性状と最大変形角

		T_90_E0	T_90_E70	T_90_E90	T_105_E0	T_90_E0K	T_90_E0N	T_L_90_E0N	T_L_105_E0N	T_L_90_E0NK	T_H_90_E0
格子グリッド(空隙率) [%]	2×3 (72.13)	0.294	0.294	0.151	0.233	0.341	0.398	0.113	0.167	0.355	0.280
	3×4 (64.85)	0.285	0.323	0.150	0.230	0.339	0.398	0.110	0.148	0.351	0.278
	4×5 (57.95)	0.282	0.320	0.146	0.228	0.337	0.391	0.108	0.137	0.351	0.252
	5×6 (51.42)	0.257	0.308	0.139	0.219	0.323	0.383	0.106	0.118	0.344	0.195
	6×7 (45.29)	0.202	0.313	0.143	0.224	0.334	0.388	0.106	0.115	0.348	0.139
	6×8 (42.83)	0.144	0.301	0.141	0.223	0.332	0.372	0.106	0.103	0.346	0.089
	7×9 (37.29)	0.077	0.223	0.139	0.099	0.330	0.216	0.075	0.054	0.344	0.030
	8×10 (32.07)	0.045	0.122	0.137	0.056	0.250	0.108	0.049	0.035	0.355	0.019

曲げ破壊
  接合部(めり込み)破壊
  軸破壊
  数値  $\gamma_{max}$

## 4.7 まとめ

本章では、面格子壁を対象とした基本的力学特性の把握を目的として、実験と数値解析を行い、その結果について報告した。

まず、木造の設計に関わる現行の告示・規準についての調査、整理を行った。続いて、木造面格子壁の水平載荷実験を行い、木造面格子壁の基本的力学特性を明らかにした。この結果を基に、構造解析手法の妥当性の検証を行うと共に、数値解析を用いて格子間隔がおよぼす影響に着目した結果を示した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・面格子壁の水平載荷試験では、すべての試験体でスリップ型の履歴性状を示した。
- ・スギの無等級材は靱性の高い性状を示したが、剛性の大きなカラマツやヒノキでは曲げ破壊やせん断破壊など脆性的な性状となった。
- ・塑性後の挙動を評価できる解析モデルの構築を試みた。実験結果と解析モデルは良好に一致したが、仕口の力学性状のばらつきを考慮する必要があることが示唆された。
- ・格子間隔をパラメータとした検討より、めり込みを卓越させるためには、空隙率が45～50%必要となり、5×6モデルが強度型と靱性型の境界であることが示唆された。
- ・告示値を用いた検討では、ほとんど全てのケースにおいて部材の曲げ耐力が面格子の負担できる結果となった。一方で、実験値では異なる性状を示した。これは告示値が部材の5%下限値により決定されているため、実験値に比べて耐力が小さく評価されていることが原因と考えられる。
- ・靱性型木造面格子壁の設計を対象として変形を適切に評価するためには、妥当性のある設計用基準強度が必要である。



第5章 靱性型木造面格子壁の  
設計手法確立のための基本的検討





## 第5章 靱性型面格子壁の設計手法確立のための基本的検討

### 5.1 はじめに

告示等<sup>5.1)</sup>で規定されている木材の基準強度は、木材のばらつきを考慮し、建築材料としての十分な安全性と信頼性が得られる様、確率に基づき安全率が設定されている。このため、前章では告示値と実験値それぞれを基準強度に設定した数値解析において結果に差異を生じ、告示値を用いた場合では十分な変形性能を発揮する前に脆性的な破壊を生じる結果となった。一方、面格子壁は壁内に相欠き仕口を複数有しているがその仕口ごとに耐力にばらつきを生じると考えられる。このため、木造面格子壁の強度は壁内に幾つかある格子交点の内、強度の高い部位の最大耐力により定まると考えられる。また、現行の壁倍率の評価方法においては、壁の加力試験結果の平均値を用いてよいとされている。しかし、部材の耐力は5%下限値が使用されており、矛盾を生じている。そこで、面格子壁を構成する部材の耐力に用いる値として、現行の告示値における強度の下限値を大きく見積る方が面格子壁の強度の評価として適正であると考えられる。

以上の点から、本章では靱性型面格子壁を評価可能な設計用基準強度の算出を目的として、設計用基準強度および木材のばらつきに着目した数値解析を行い、靱性型面格子壁に必要な性能について報告する。

## 5.2 設計用基準強度の設定

### 5.2.1 現行の基準強度の概要<sup>5.2)</sup>

木材は、樹種、産地、生育環境等により構造材料としての性能に大きなばらつきを生じる。このような性質を有する木材を建築の構造材料として安全性と信頼性を確保するために、設計に利用できる何らかの指標を用いて区分する必要がある。このことから、現行の木材の基準強度は、静的な材料試験より得られる強度分布の下側に位置する下限値が用いられている。この下限値は、「信頼度 75% における 95% 下側許容限界値」とされている。信頼度 75% における 95% 下側許容限界値の概念図を図 5-1 に示す。母集団の 95% 下側許容限界値、つまり 5% 下限値は一義的に決まってしまうが、実際の試験では 5% 下限値も分布を有する。「信頼度 75% における 95% 下側許容限界値」は母集団 5% 下限値を下回る確率が 75% となる 5% の下限値分布の平均値を指す。

構造用製材の日本農林規格の規準強度（曲げ、縦圧縮、縦引張、せん断強度）は、せん断強度を除き実大強度のデータから算出され、平成 12 年建設省告示第 1452 号に定められている。また、繊維に直交方向の強度（めり込み）は、欠点の影響をほとんど受けないため、気乾状態の無欠点小試験体による比例限度を基に、強度比を 100% として、平成 13 年国土交通省告示第 1024 号において密度に応じた樹種ごとに定められている。この他に、「無等級材（日本農林規格に定められていない木材）」は無欠点小試験体の試験データを用いて算出されている。

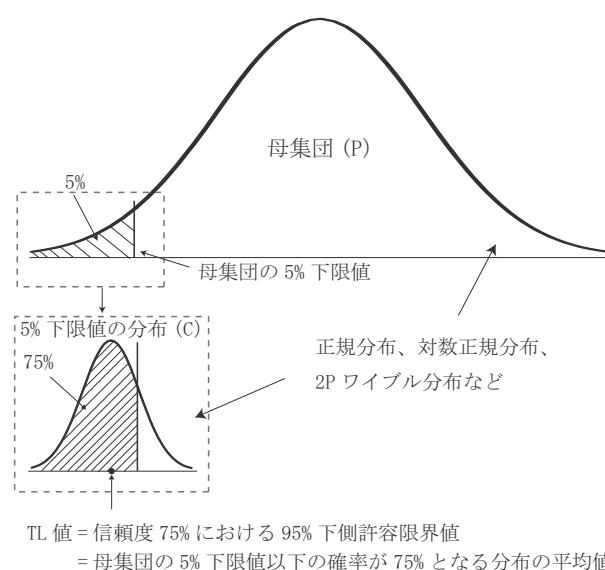


図 5-1. 信頼度 75% における 95% 下側許容限界値

5% 下限値の求め方に関して、日本建築学会の「木質構造基礎理論」<sup>5.2)</sup> 及び、「木質構造設計基準・同解説」<sup>5.3)</sup> を参照し、記述する。

5% 下限値 (TL 値: Lower Tolerance Limit) の求め方には、大きく分けて母集団を仮定する方法 (以下、関数法とする) と順序統計量を用いる方法 (以下、順位法とする) がある。まず TL 値の算出法についての整理を行う。

### ① 関数法 (ISO)

ISO はデータ数が  $n$  である場合、その変動係数を  $CV$ 、データの 5% 下限値を  $f_{0.05, data}$  とするとき、TL 値算出式を提案している。15% 下限値付近の分布を 2P ワイブル分布としており、サンプル数が 30 以上の場合、比較的精度よく、しかも安全側に推定できる。

$$TL_{ISO}(5\% \text{ 下限値}) = \left(1 - \frac{2.7CV}{\sqrt{n}}\right) \times f_{0.05, data} \quad (5-1)$$

### ② 順位法 (ASTM)

ある構造用材料に対して行った標準強度試験より得られた強度分布が正規分布とされる場合、標本平均を  $\bar{X}$ 、ばらつき係数を  $k$ 、標準偏差を  $s$  とし、以下の式によって基準強度を求めることができる。なお、ばらつき係数  $k$  は、表 5-1 の試験体数に対応した値とする。

$$TL(5\% \text{ 下限値}) = \bar{X} - k \times s \quad (5-2)$$

表 5-1. 信頼水準 75% における下側許容限界値を求めるための係数  $K$

試験体数	下限許容限界		試験体数	下限許容限界		試験体数	下限許容限界	
	95%	50%		95%	50%		95%	50%
3	3.152	0.471	11	2.074	0.211	50	1.811	0.096
4	2.681	0.383	12	2.048	0.201	100	1.758	0.068
5	2.464	0.331	13	1.991	0.179	200	1.732	0.048
6	2.336	0.297	14	1.932	0.154	500	1.693	0.030
7	2.251	0.271	15	1.895	0.137	1000	1.679	0.021
8	2.189	0.251	16	1.869	0.125	1500	1.672	0.017
9	2.142	0.236	17	1.849	0.115	2000	1.669	0.015
10	2.104	0.222	18	1.834	0.108	3000	1.664	0.002

### 5.2.2 数値解析諸元の設定

告示値は前述の通り算出されているが、基準強度の算定に使用された試験データは一般に公開されておらず、5%下限値の算出方法についても著者の知る限りにおいて明確な資料は見あたらない。そこで、本論では2009年までに収集された中村<sup>5.4)</sup>の実大試験データ(図5-2、表5-2)を用いて、検討を進める。

順位法(ASTM)による基準強度算定式では、標本数nが多いとき、5%下限値分布のばらつきが低減される。本論に用いる実大材試験データは標本数n=12213と比較的多いことから、母集団の5%下限値に近似すると考えられる。よって本論では「信頼水準75%における95%下側許容限界値」ではなく(5-3)式に基づき5%下限値を採用し、分布性状を正規分布と仮定して検討を行う(次式参照)。

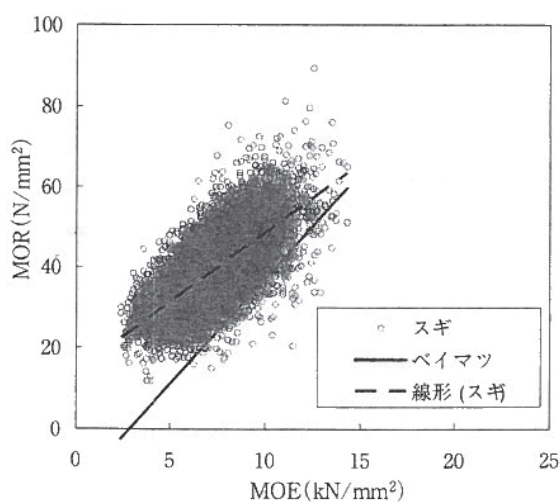


図5-2. スギのヤング係数と曲げ強度の関係<sup>5.4)</sup>

表5-2. 2009年までに収集された実大材試験データ<sup>5.4)</sup>

		ヤング係数(MOE)		曲げ強さ(MOR)		
		平均 [N/mm <sup>2</sup> ]	CV [%]	平均 [N/mm <sup>2</sup> ]	CV [%]	NTL [N/mm <sup>2</sup> ]
スギ	12213	7400	23.6	39.8	21.5	26.4

$$TL = \left(1 - \frac{2.7CV}{\sqrt{n}}\right) \times f_{0.05, data} \doteq f_{0.05data} \quad (5-3)$$

平均値  $m$ 、標準偏差  $\sigma$  による正規分布  $f(x)$  は、

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}} \quad (5-4)$$

と表される。また平均値  $m$ 、標準偏差  $\sigma$ 、係数  $\beta$  による  $\alpha\%$  下限値の  $TL_\alpha$  値（曲げ耐力）は、

$$TL_\alpha = m - \beta \sigma \quad (5-5)$$

である。(5-4)、(5-5) 式を用い下限値 5～90% の TL 値（曲げ耐力）を算出した。図 5-3 に 2009 年までに収集された試験データ<sup>5.4)</sup>に基づく基準強度、表 5-3 に各下限値における TL 値を示す。

また、算出した TL 値を用いて第 4 章の (4-12)、(4-13) 式より各曲げ耐力の完全弾塑性モデルを作成した。図 5-4 に完全弾塑性モデルを示す。なお、図中に示す告示値、実験値は 4.6 節にて用いた値を指す。また、本論で用いた試験データは、現行の基準強度算定様のデータとは異なるため、 $TL_{5\%}$  値と告示値は異なる値を示している。

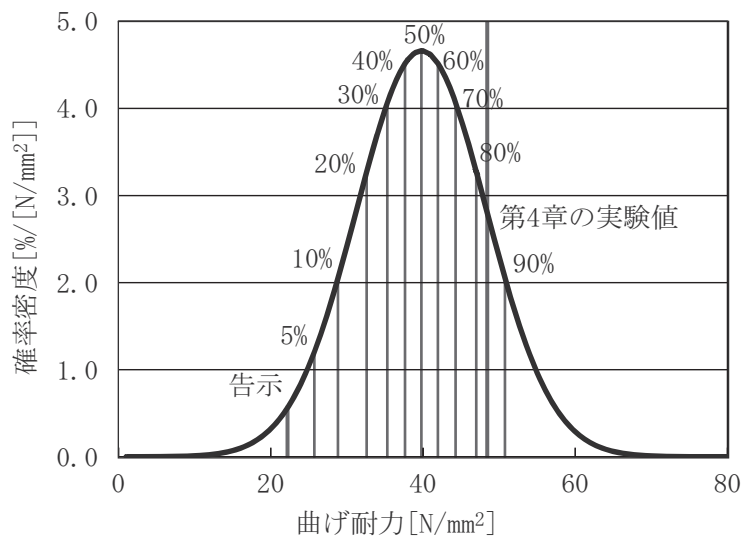


図 5-3. 2009 年までの試験データに基づくにおける基準強度

表 5-3. 各下限値の TL 値

$\alpha$ [%]	$\beta$	$TL_{\alpha}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
5	1.645	25.7
10	1.282	28.8
20	0.842	32.6
30	0.524	35.3
40	0.253	37.6
60	0.253	42.0
70	0.524	44.3
80	0.842	47.0
90	1.282	50.8

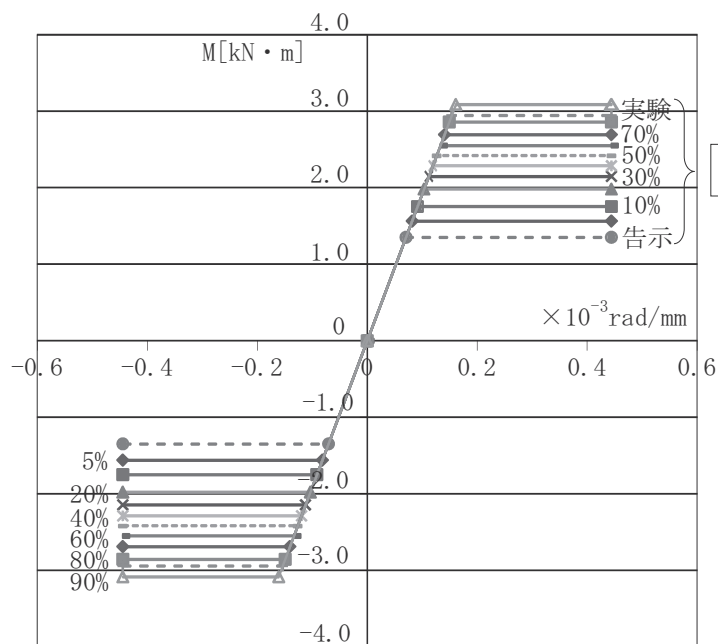


図 5-4. 曲げ耐力ごとの完全弾塑性モデル

### 5.2.3 数値解析概要

数値解析概要を表 5-4 に示す。また解析モデルは 4.4 節で示した解析モデルと同じものとした（図 5-5、表 5-5）。部材は 90mm 角のスギ材とし、仕口の振り剛性には C90\_E0 と CT90\_E0 を用いた。解析ケースは格子モデルを 2×3～8×10 の 8 タイプとし、それぞれのモデルに対して曲げ耐力 5～90% の 10 ケース、計 80 ケースについて解析を行った。なお、告示値と実験値は、4.6 節の結果を用いる。

表 5-4. 数値解析概要

a) 曲げ耐力ごとの解析条件一覧

曲げ耐力		残余部 Mu [N・mm]	$\phi_y$ $\times 10^{-4}$ [rad/mm]	$\phi_{max}$ $\times 10^{-4}$ [rad/mm]
[%]	[N/mm <sup>2</sup> ]			
告示値	22.2	1349	0.70	4.44
5	25.7	1563	0.81	4.44
10	28.8	1752	0.91	4.44
20	32.6	1980	1.03	4.44
30	35.3	2145	1.12	4.44
40	37.6	2286	1.19	4.44
50	39.8	2418	1.26	4.44
60	42.0	2550	1.33	4.44
70	44.3	2690	1.41	4.44
80	47.0	2855	1.49	4.44
実験値	48.4	2943	1.54	4.44
90	50.8	3084	1.61	4.44

b) 面格子モデル一覧

モデル名	2×3	2×4	4×5	5×6	6×7	6×8	7×9	8×10
空隙率[%]	72.1	64.9	57.9	51.4	45.3	42.8	37.3	32.1

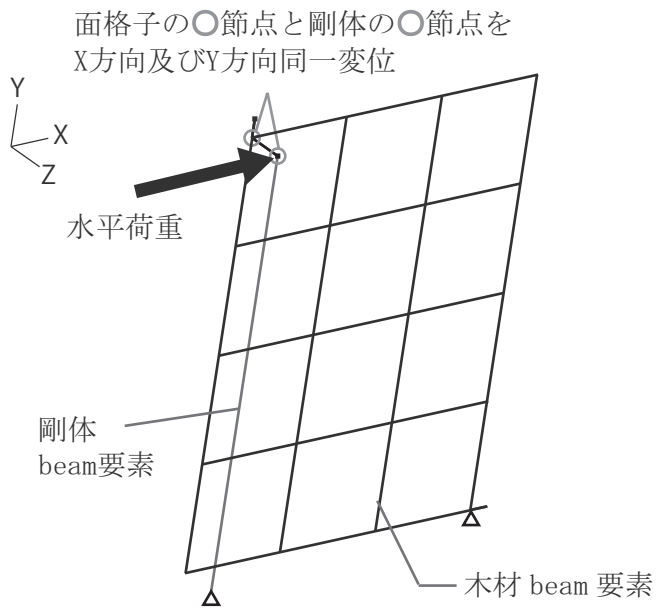
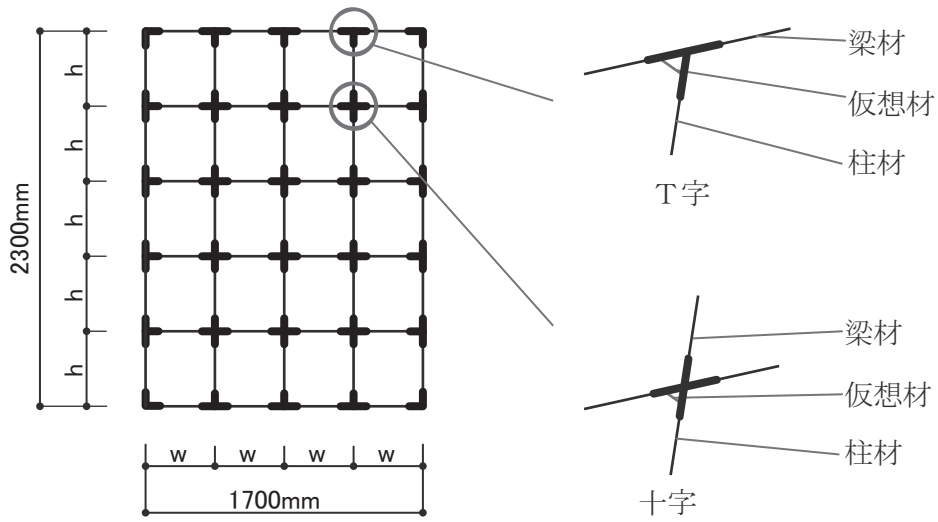


図 5-5. 数値解析モデル概要



表 5-5. 解析条件

構造諸元		
規模	1790mm×2390mm	
部材構成	木材	(縦材) 2390 [mm] (横材) 1790 [mm]
	断面寸法	90×90 [mm]
切欠き深さ	45mm, 30mm	
材料諸元		
【木材】：Beam 要素		
弾性係数	スギ	7000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	カラマツ	8000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	ヒノキ	9000 [N/mm <sup>2</sup> ]
ポアソン比	0.3	
【剛体】：Beam 要素		
弾性係数	999999999 [N/mm <sup>2</sup> ]	
ポアソン比	0	

#### 5.2.4 数値解析結果および考察

図 5-6, 図 5-7 に基準強度の下限値をパラメータとして、各曲げ耐力の最大耐力時の応力 ( $M_u, N_u$ ) 及び変形角 ( $\theta_u$ ) で無次元化した応力と変形 ( $M/M_u, N/N_u, \theta / \theta_u$ ) と空隙率の関係を示す。

下限値の曲げ耐力の増加に伴い、回転角比 ( $\theta / \theta_u$ ) が増加し、曲げ応力比 ( $M/M_u$ ) が減少する結果となった。これは格子の曲げ耐力の向上により、仕口部が最大耐力に達するまでの変形量が増加し、仕口のめり込み性能が十分に発揮されたことで面格子壁の最大変形角に大きく影響したものと考えられる。

各モデルごとの破壊性状と最大変形角を表 5-6 に示す。この表は、各格子-各曲げ耐力ごとの破壊性状と、その時の変形角を表わした図となっている。空隙率 51.42% (5 × 6) では、全てのモデルで曲げ破壊が生じている。5 × 6 より空隙率の大きいモデル (2 × 3、3 × 4、4 × 5) では曲げ耐力の大きな範囲においてめり込みが卓越し、最大変形角が 0.280 ~ 0.294 となった。一方、空隙率が小さくなるほど、小さな変形角で曲げ破壊もしくは軸破壊が卓越する傾向が把握された。曲げ耐力の向上により最大変形角は増加する傾向となったが、空隙率の小さな 6 × 8、7 × 9、8 × 10 モデルでは曲げ耐力に関わらず、軸破壊を生じる結果となった。これにより、格子間隔の粗いモデルにおいては曲げ耐力の向上に伴い、破壊性状の変化と最大変形角の向上がみられるが、空隙率の細かいモデルにおいては軸破壊が卓越するため、曲げ耐力が破壊性状に及ぼす影響は小さいと考えられる。

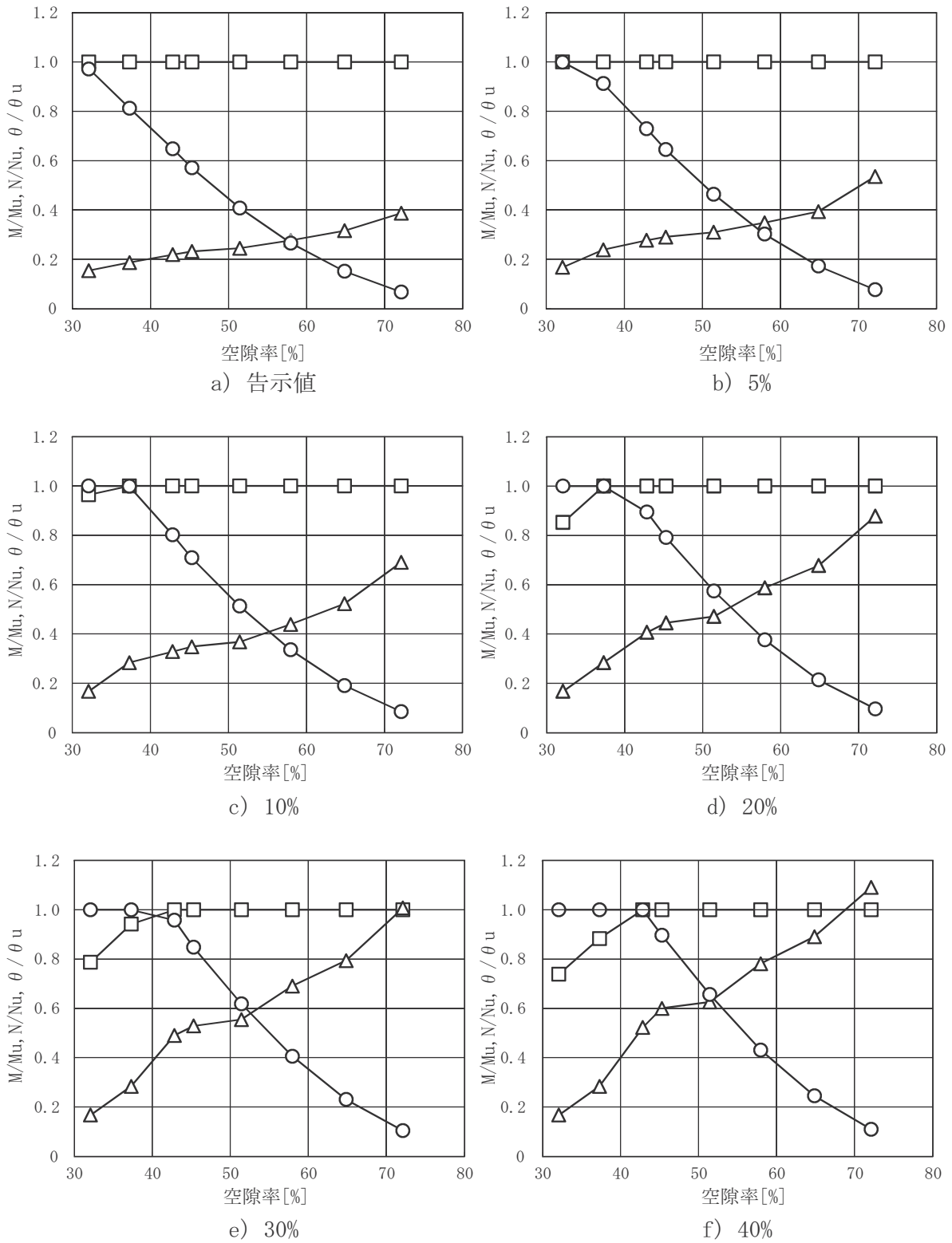


図 5-6. 各曲げ耐力の発生応力 / 最大耐力比 ( $M/M_u$ ,  $N/N_u$ ) 及び  
 回転角 / 最大回転角比 ( $\theta/\theta_u$ ) と空隙率の関係①

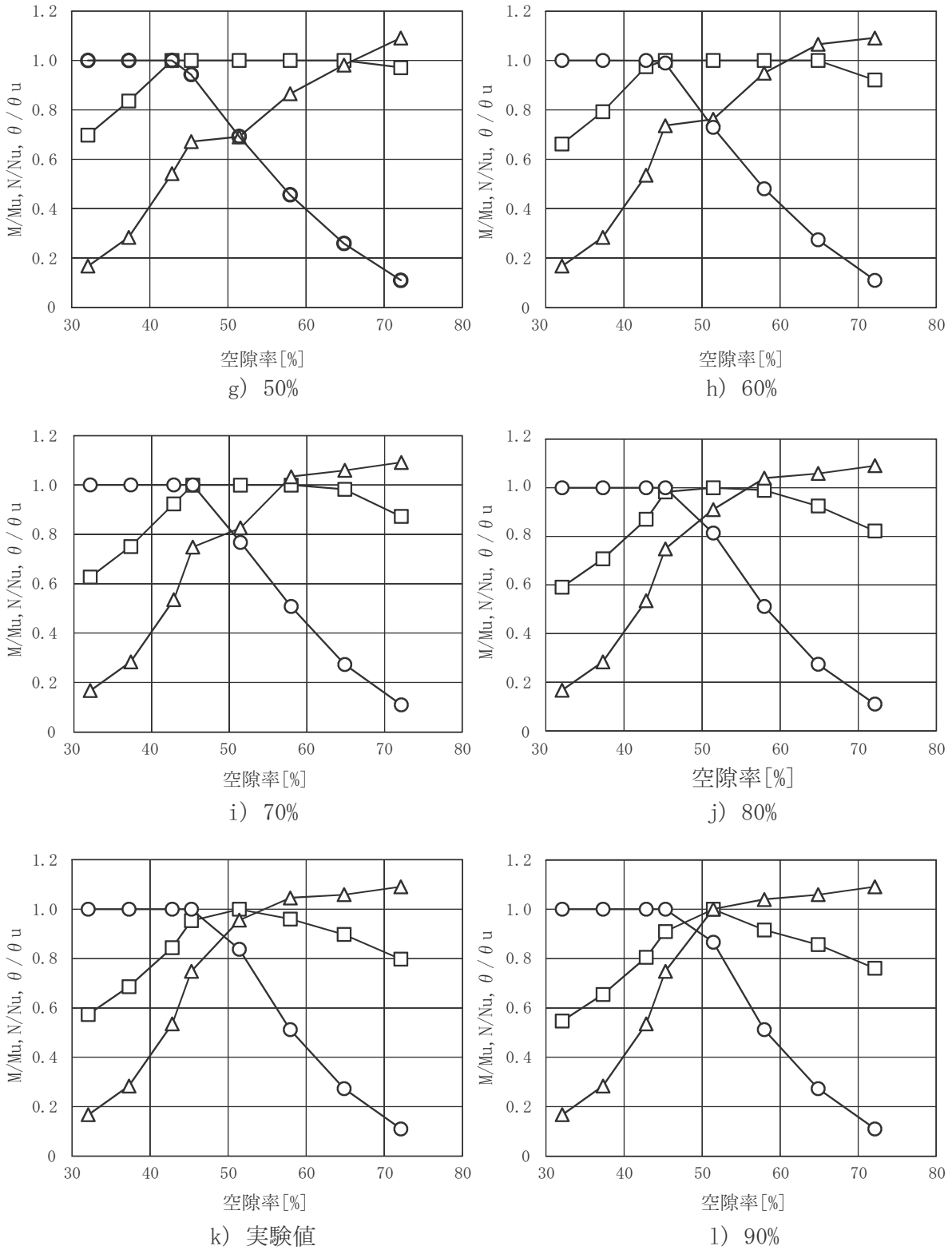


図 5-7. 各曲げ耐力の発生応力 / 最大耐力比 ( $M/M_u$ ,  $N/N_u$ ) 及び  
回転角 / 最大回転角比 ( $\theta/\theta_u$ ) と空隙率の関係②

表 5-6. 各パラメータの破壊性状と最大変形角

		空隙率	曲げ耐力											
		[%]	告示値	5%	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	実験値	90%
モデル	2×3	72.13	0.104	0.144	0.186	0.237	0.271	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294
	3×4	64.85	0.085	0.106	0.141	0.183	0.214	0.240	0.264	0.287	0.285	0.285	0.285	0.285
	4×5	57.95	0.075	0.094	0.118	0.158	0.186	0.210	0.233	0.256	0.278	0.280	0.282	0.280
	5×6	51.42	0.066	0.083	0.099	0.127	0.150	0.169	0.186	0.205	0.223	0.245	0.257	0.270
	6×7	45.29	0.063	0.078	0.094	0.120	0.143	0.162	0.181	0.198	0.202	0.202	0.202	0.202
	6×8	42.83	0.059	0.075	0.089	0.110	0.132	0.141	0.146	0.144	0.144	0.144	0.144	0.144
	7×9	37.29	0.050	0.064	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077
	8×10	32.07	0.042	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045

曲げ破壊
  接合部（めり込み）破壊
  軸破壊
 数値  $\gamma_{max}$

### 5.2.5 「靱性型」面格子壁を対象とした設計用基準強度の評価

靱性型面格子壁を対象とした設計用基準強度を考えるにあたって、まずは靱性型面格子壁に必要な変形性能について整理する。

一般的な在来軸組工法木造住宅の荷重-変形角関係は図5-8のように描ける<sup>5.5)</sup>。

木造住宅は、層間変形角  $1/120\text{rad}$  までは弾性範囲にあり、 $1/120\text{rad}$  を超えると徐々に剛性が低下し、 $1/60 \sim 1/45\text{rad}$  の間に最大耐力を示す。その後  $1/30\text{rad}$  までは緩やかな耐力低下を示し、最終的な倒壊に至る層間変形角は数分の1とされている。また福本らによる既報<sup>5.6)</sup>では、既存木造建物の倒壊限界変形角が約  $1/6.5\text{rad}$  程度という実験結果が示されている。以上の観点から本論では靱性型面格子壁における必要な変形性能として最大変形角を  $0.16(1/6.25)\text{rad}$  以上と仮定する。

表5-6の各パラメータの破壊性状と最大変形角より、第4章にて「強度型」と「靱性型」の境界とされた  $5 \times 6$  モデルに着目する。前述の通り、 $5 \times 6$  モデルでは曲げ耐力の値に関わらず、全てのケースで曲げ破壊を生じている。しかし、曲げ耐力を40%下限値以上とした場合、最大変形角は  $0.16\text{rad}$  を上回る結果となっている。一般的な耐力壁の性能評価試験においては、壁の耐力の平均値にばらつき係数をかけて耐力を算出されている<sup>5.7)</sup>。そのため、曲げ耐力40%下限値は妥当な数値であると考えられる。また、 $5 \times 6$  モデルより格子間隔の粗い（空隙率の大きな）モデルにおいては、40%下限値でも十分な変形性能を有している。以上より、靱性型面格子壁を対象とした設計基準強度として、40%下限値が妥当と示唆された。しかし、規準強度を現行の告示値から変更するためには、設計における安全性について別途検討すべきだと考えられる。

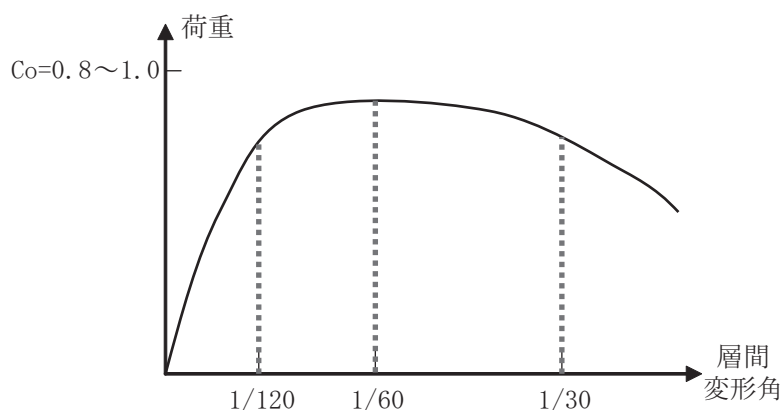


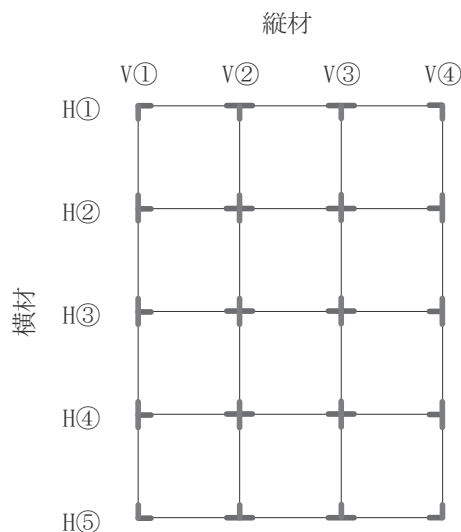
図 5-8. 木造住宅の荷重 - 層間変形角関係

## 5.3 木材のばらつきによる影響の把握

### 5.3.1 数値解析概要

靱性型面格子壁を対象とし、変形性能を十分に評価可能な設計用基準強度を提案するためには、構造設計上の安全性の確保が必要と考えられる。そこで木材の耐力のばらつきが面格子壁の構造性能に与える影響の把握を目的として数値解析を行い、その解析概要と得られた結果について報告する。

構造諸元及び材料諸元は5.2節と同一のものとし、解析モデルは3×4格子、仕口の振り剛性にはC90\_E0とCT90\_E0を用いた。また面格子壁を構成する木材の耐力は50%下限値(39.8N/mm<sup>2</sup>)とし、面格子内のいずれか一部材に告示値相当の耐力(22.2N/mm<sup>2</sup>)が含まれた場合の構造性能の変化について4.5節の3×4モデルの実験結果と比較、考察する。数値解析概要を図5-9に示す。



a) 解析モデル概要

b) パラメータ一覧(部材耐力を告示値とする材)

縦材 : V①、V②、V③、V④

横材 : H①、H②、H③、H④、H⑤

計9パラメータ

図5-9. 数値解析概要

### 5.3.2 数値解析結果および考察

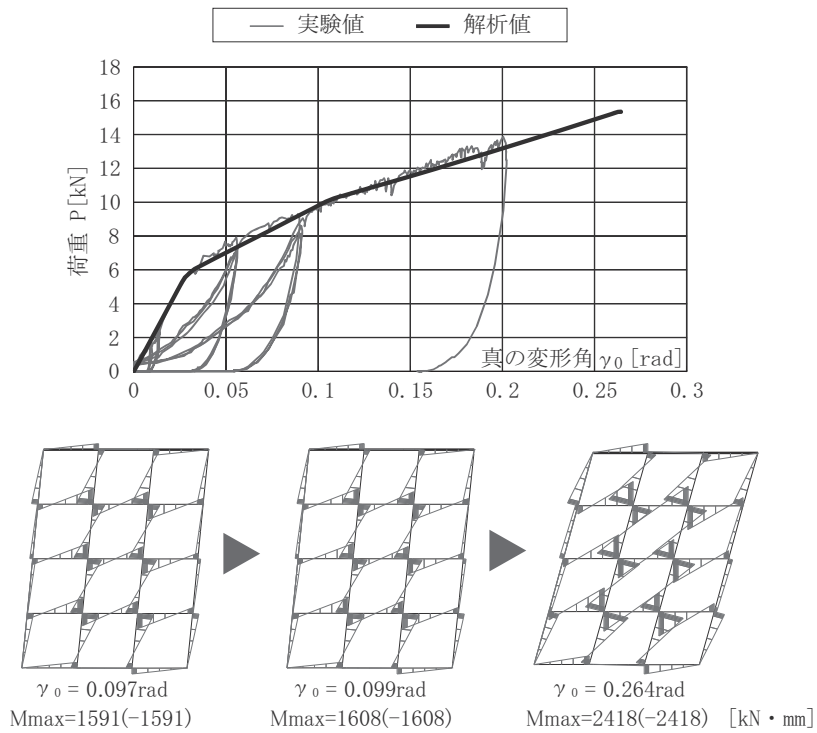
横材に告示値を用いた場合と、縦材に告示値を用いた場合の解析結果と実験結果の荷重 - 真の変形角の関係、および各変形角時の曲げモーメント図を図 5-10 ~ 図 5-12、および図 5-13 ~ 図 5-14 にそれぞれ示す。なお、4.5 節の実験結果を「実験値」、数値解析結果を「解析値」としてグラフ中に示す。

横材を告示値とした場合、b)H ②, c)H ③, d)H ④は、変形角  $\gamma_0=0.1\text{rad}$  時付近で耐力低下を生じたが、その後も荷重の増加に伴って変形が進む傾向が把握された。最大耐力は b)H ②, d)H ④が実験値の約 0.7 倍、c)H ③が実験結果の約 0.9 倍と小さな値を示したが、最大変形角は同等以上の結果となった。また b)H ②, c)H ③, d)H ④の各変形角時の曲げモーメント図では、耐力低下が生じた時点で告示値を用いた部材の仕口にヒンジが発生しており、その後は水平力に対して当該仕口は抵抗せず、他の仕口部が荷重を負担する性状が得られた。隅部を告示値とした a)H ①, d)H ④は耐力低下を生じず、最大変形角は  $0.20\text{rad}$  以上を示したが、これは T 字型の仕口部に発生する曲げモーメントが十字型に比べて小さいことが要因と推察される。

縦材を告示値とした場合、b)V ②, c)V ③では最大変形角が  $0.088\text{rad}$  となり、脆性的な挙動を示した。これは縦材が横材と比較して耐力が変化する十字交点部の数が多くなり、当該仕口が最大耐力に達した後に他の仕口が荷重を負担できなくなるのが原因と考えられる。一方で隅部を告示値とした a)V ①, d)V ④は横材の a)H ①, d)H ④と同様、耐力低下を生じず、最大変形角は  $0.20\text{rad}$  以上を示した。

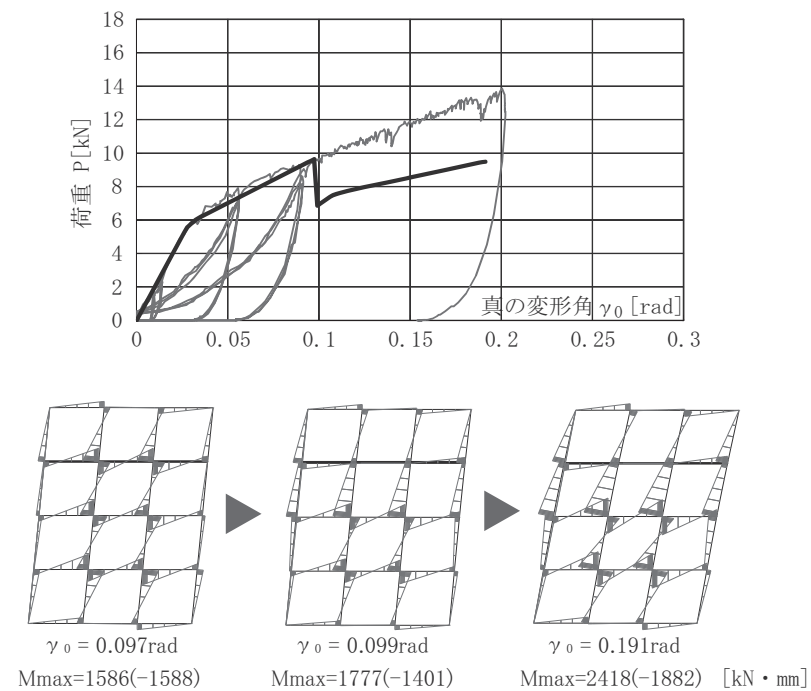
以上より面格子壁の横材及び隅部に告示値相当の部材が混在した場合、格子耐力のばらつきが変形性能に及ぼす影響は小さい性状が得られた。しかし縦材に告示値が含まれる場合では脆性的挙動を示したため、靱性型木造面格子壁の設計用規準強度の設定には確率論に基づく安全性の確認など、より詳細な検討が必要と考えられる。





【各変形角時の曲げモーメント図】

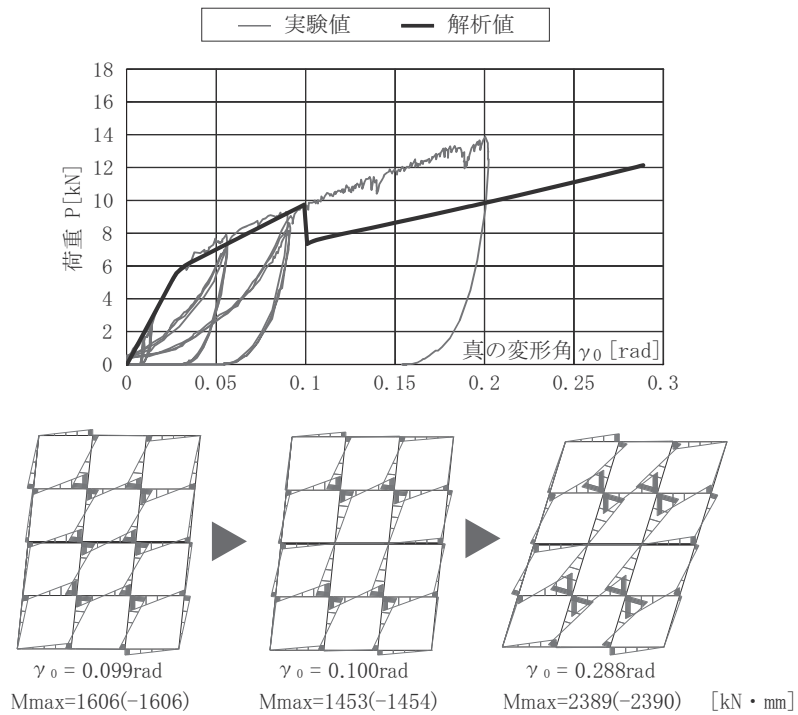
a) H①が告示値の場合



【各変形角時の曲げモーメント図】

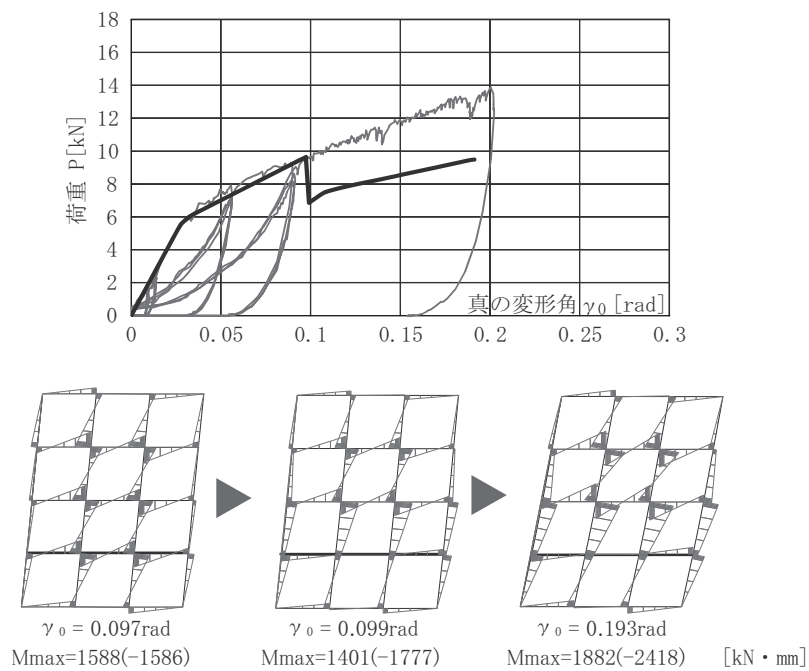
b) H②が告示値の場合

図 5-10. 数値解析結果 (H ①～H ②)



【各変形角時の曲げモーメント図】

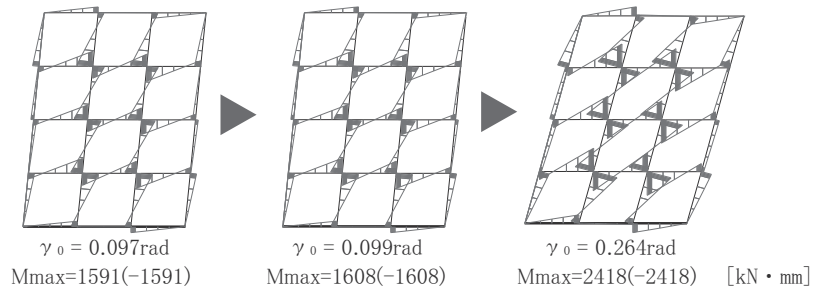
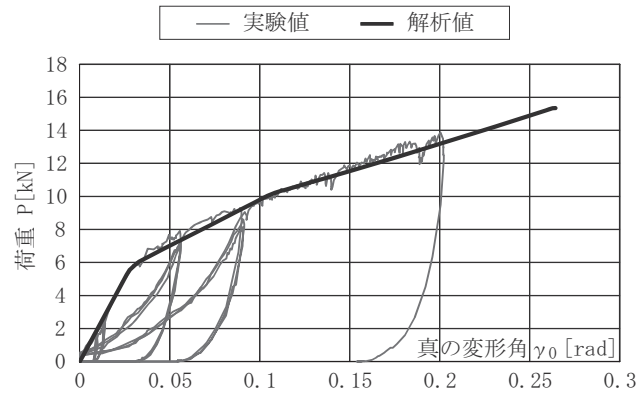
c) H③が告示値の場合



【各変形角時の曲げモーメント図】

d) H④が告示値の場合

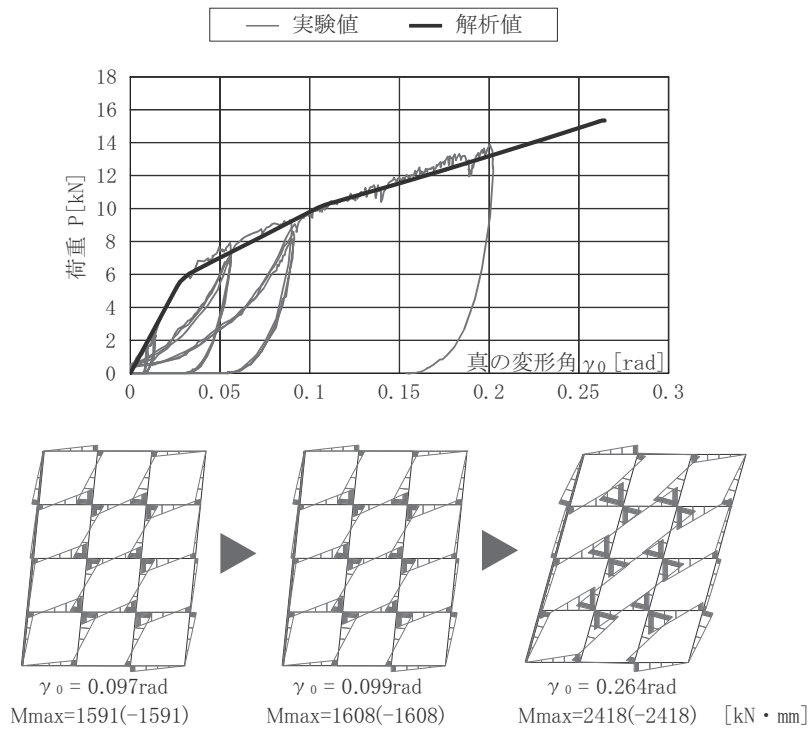
図 5-11. 数値解析結果 (H ③ ~ H ④)



【各変形角時の曲げモーメント図】

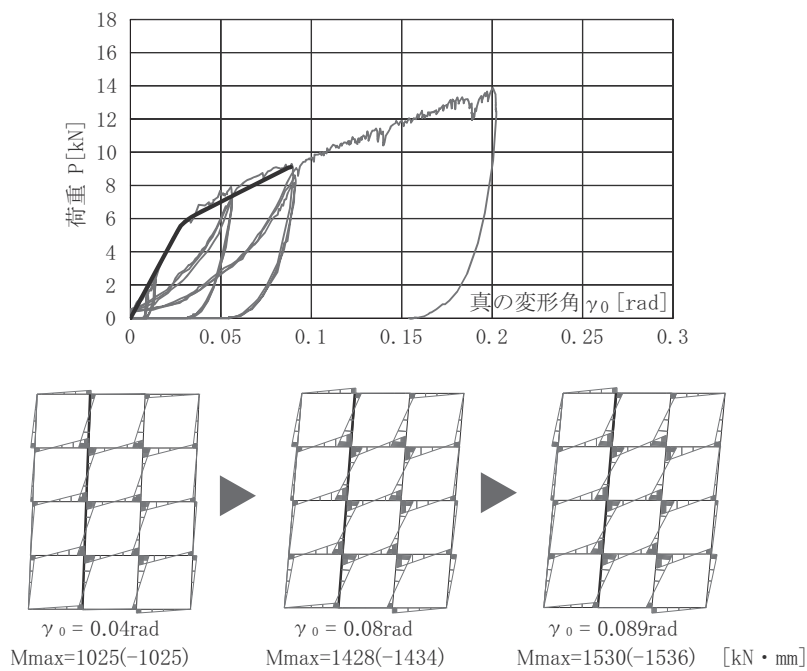
e) H⑤が告示値の場合

図 5-12. 数値解析結果 (H ⑤)



【各変形角時の曲げモーメント図】

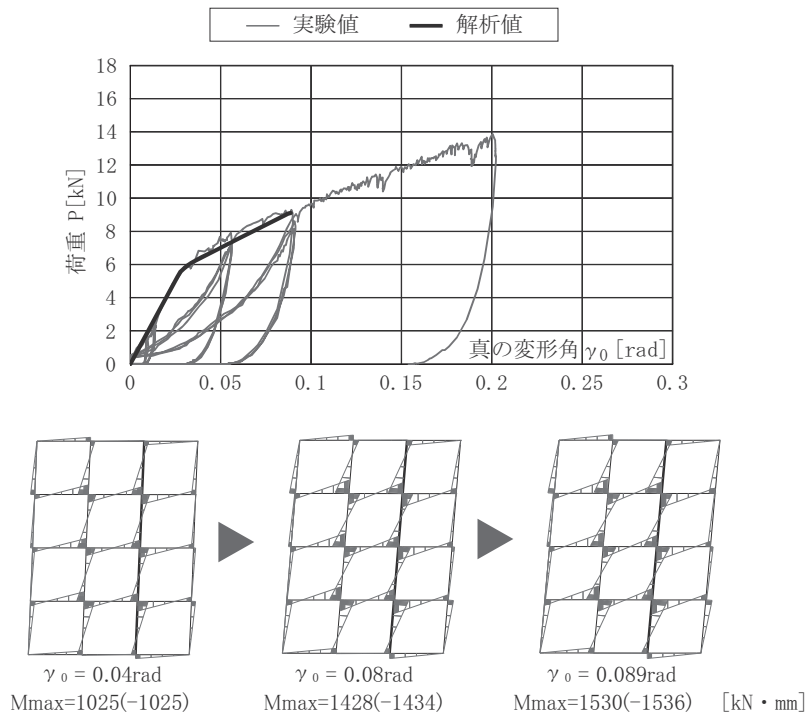
a) V①が告示値の場合



【各変形角時の曲げモーメント図】

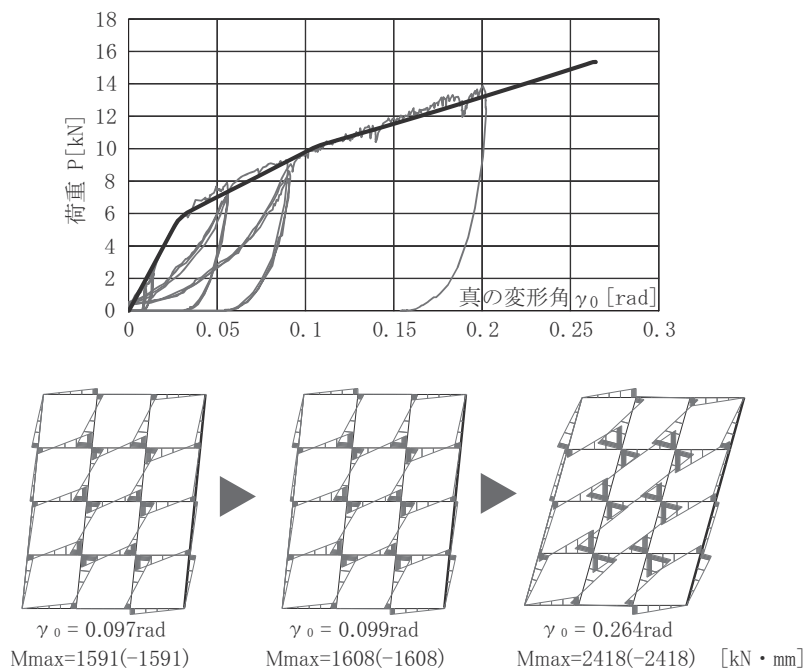
b) V②が告示値の場合

図 5-13. 数値解析結果 (V ① ~ V ②)



【各変形角時の曲げモーメント図】

c) V③が告示値の場合



【各変形角時の曲げモーメント図】

d) V④が告示値の場合

図 5-14. 数値解析結果 (V ③ ~ V ④)

## 5.4 まとめ

本章では、靱性型面格子壁を評価可能な設計用基準強度の算出を目的として、設計用基準強度および木材のばらつきに着目した数値解析を行い、実験結果と比較すると共に靱性型面格子壁に必要な性能について報告した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・試験データに基づき部材の曲げ耐力を5%下限値～90%下限値まで変化させ、数値解析を行った。格子間隔の粗いモデルにおいては、曲げ耐力の向上に伴い、破壊性状の変化と最大変形角の向上がみられたが、格子間隔の細かいモデルにおいては曲げ耐力が破壊性状に及ぼす影響は小さい結果となった。
- ・第4章において「靱性型」と「強度型」の境界とされた5×6モデルより格子間隔の粗いモデルにおいては、40%下限値で十分な変形性能を有する結果が得られ、靱性型面格子壁を対象とした設計用基準強度として、40%下限値が妥当との結果が示唆された。
- ・格子の耐力のばらつきを考慮した検討を行い、面格子壁内に告示値相当の部材が横材1本に混在した場合のみ、格子耐力のばらつきが変形性能に及ぼす影響は小さい結果となった。

以上より、靱性型面格子壁を対象とした設計用基準強度には、試験データの40%下限値が妥当であるとの結果が得られたが、確率論に基づく安全性の確認などより詳細な検討が必要であると考えられる。

## 第 6 章 靱性型木造面格子壁の構造設計手法の提案





## 第6章 靱性型木造面格子壁の構造設計手法の提案

### 6.1 はじめに

本章では、本論で提案した靱性型面格子壁の実用例として耐震シェルターを取り上げ、構造設計手法の提案を行う。

耐震シェルターは地震発生時に居住している住宅の倒壊から自らの生命を守る装置」と定義<sup>6.1)6.2)</sup>されており、居室内に設置することで建物内に安全な空間を確保することを目的としている。このため、既存建物自体の耐震性を向上させる従来の耐震改修や耐震補強とは一線を画している。また、耐震補強壁と比較して、安価で、工事に伴う仮住まいが不要なことなどから、近年増加傾向にある。耐震シェルターは、家屋の倒壊時にも生存空間を確保するため、家屋の重量を受けながら変形性能を有する必要がある。そこで、地震によるせん断変形時に相欠き仕口部にめり込みを生じることでエネルギー吸収に期待できる「面格子壁」は耐震シェルターに適した構造形式と考えることができる。以上より、前章までの結果に基づき、靱性型面格子壁の耐震シェルターへの適用性を検証する。

まず、現行の耐震シェルターの概説を示す。続いて、耐震シェルターに必要な構造設計手法について整理を行い、「限界状態設計法」に基づく新たな構造設計手法の提案を行う。また耐震シェルターに用いるため、開口を有する面格子壁の水平加力実験を行うと共に、数値解析を用いて設計に必要な耐力係数と荷重係数を算出する。併せて、実大規模の1層木造軸組建物を用いて振動実験を行い、その結果を報告する。

## 6.2 耐震シェルターの概要

### 6.2.1 耐震改修・耐震補強の概説<sup>6.3)</sup>

平成7年1月の阪神淡路大震災では住家の全壊、半壊併せて約25万棟もの大きな被害に会い、6,400余名の人命が失われた。この死者のうち約8割は建築物の倒壊などによる圧迫死や窒息死によるものだった。また、建築物の倒壊等の被害は、昭和56年以前に建設された建築物に顕著に見られ、それ以降の建物では軽いことが震災後の調査で判明している<sup>6.4)</sup>。阪神・淡路大震災における建築年別の被害状況を図6-1に示す。この図は木造住宅に限らず、建築物全体の被害状況を表したグラフとなっている。昭和56年(1981年)以前に建設された建物のうち、65%は小規模な破壊以上の被害を生じ、30%は大破していることがわかる。このことから新耐震基準により設計された建物には一定の耐力が確保されていることが確認された一方で、1981年の建築基準法施行令改正(新耐震設計法の採用)以前に建設された「既存不適格建築物」に対しては早急に耐震化を行うことが必要と考えられ、建築物の耐震性向上の重要性が再認識された。これを受け旧耐震基準による建築物の耐震改修を促進することを目的として、平成7年10月に「建築物の耐震改修の促進に関する法律」(以下、耐震改修促進法)が公布、同年12月に施行された。この耐震改修促進法はその後、平成17年11月に大幅な改正が行われ、さらに平成25年に改正案が成立している。

耐震改修促進法<sup>6.5)</sup>は「地震による建築部の倒壊等の被害から国民の生命、身体及び財産を保護するため、建築物の耐震改修の促進のための措置を講ずることにより建築物の地震に対する安全性の向上を図り、もって公共の福祉の確保に資すること(第1条)」を目的としている。多数の者が使用する一定規模・用途の建築物の所有者に対して、耐震診断や耐震改修の努力義務を課した。また、耐震改修計画の認定制度を設け、認定を受けて耐震改修を行う場合には耐震関係規定以外の規定は不遡及とする建築基準法の緩和規定が設けられた。

しかし、この法律は建築基準法のような規制力を持たず、建築主の自主的な努力に期待するものであり、経済的な支援措置や自治体の政策的な誘導措置が不十分であった。併せて平成17年に住宅・建築物の地震防災推進会議により、住宅の耐震化の目標を平成27年に90%とする提言を掲げられたことを受けて、平成17年11月に「改正建築物の耐震改修の促進に関する法律」(以下、改正耐震改

修促進法) が施行された。

改正耐震改修促進法では、国土交通大臣による基本方針と、それを具現化するため地方公共団体による耐震補強計画を策定しなければならないとされている。また、耐震改修等の指示対象となる建築物が拡大され、指示に従わない特定建築物については公表できることとなった。この他、所有者に対する指導の強化や、耐震改修支援制度の充実等が盛り込まれた。これにより、耐震診断や耐震補強に対しては、多くの自治体で費用の助成制度が設立している。

その後、平成 22 年 6 月の新成長戦略、平成 23 年 3 月の住生活基本計画、平成 24 年 7 月の日本再生戦略(それぞれ閣議決定)では、住宅の耐震化を平成 32 年までに 95% とする目標が設定されている。しかし平成 20 年時点で住宅が約 79%、特定建築物が約 80% と平成 20 年までに達成すべき数値よりも約 2% マイナスとなっており、このままのペースでは目標の達成が困難であることが判明している。耐震改修を行わない原因として国や地方公共団体によるアンケート等によると、耐震化に要する費用負担が大きいこと、耐震化が不要と考えているなどが挙げられている。

また、平成 24 年 8 月には発表された、南海トラフの巨大地震の被害想定や首都直下型地震の被害想定で、これらの地震が最大クラスの規模で発生した場合、東日本大震災を超える甚大な被害が発生することがほぼ確実視されており、耐震改修促進法の改正や支援措置の拡充による住宅・建築物の耐震化の促進が喫緊の課題となっている。これを受けて、平成 25 年 10 月に「建築物の耐震改修の促進に関する法律の一部を改正する法律」<sup>6.6), 6.7)</sup> が成立した。改正の主な概要は、(1) 建築物の耐震化の促進のための規制強化、および(2) 建築物の耐震化の円滑な促進のための措置である。(1) では、不特定多数の者が利用する建築物及び避難弱者が利用する建築物のうち大規模なものや、緊急輸送道路等の避難路沿道建築物、都道府県が指定する庁舎等の防災拠点建築物は耐震診断の義務化及び耐震診断結果の公表が行われることとなった。また、すべての建築物の耐震化の促進を目的とし、マンションを含む住宅や小規模建築物についても、耐震診断及び必要に応じた耐震改修の努力義務が創設された。(2) では、耐震改修計画の認定基準の緩和及び容積率・建蔽率の特例や、区分所有建築物の耐震改修の必要性に係る認定の緩和、耐震性に係る表示制度の創立などが盛り込まれている。

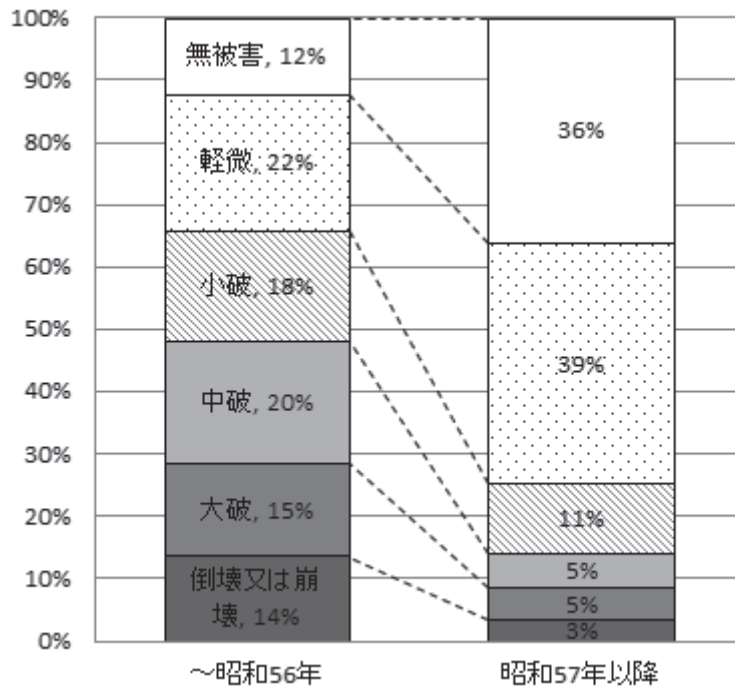


図 6-1. 阪神・淡路大震災における建築年別の被害状況<sup>6.4)</sup>

### 6.2.2 耐震シェルターの概要

既存不適格木造住宅の耐震化が遅れている原因として、前述の通り耐震化に要する費用負担が大きいこと、耐震化が不要と考えていることなどが挙げられる。一般に木造住宅の耐震補強では、建物の規模や仕様により大きく異なるが、平均で100～150万円、半数以上の工事で190万円以内の費用が必要とされている<sup>6.8)</sup>。また、補強工事期間が1週間～1ヶ月程度と、費用と時間で大きな負担を強いられることになる。このため多くの自治体で耐震診断・耐震補強に対して費用の助成が行われているが、特に高齢者世帯にとっては、耐震改修の工費などの経済的な負担と、躯体工事に伴う仮住まいへの移転に対する負担感などの精神的な負担が耐震補強への大きな足かせとなっている。

そこで近年、簡易的に身を守る手段として耐震シェルターが急速に普及しつつある。耐震シェルターは「地震発生時に居住している住宅の倒壊から自らの生命を守るための装置」と定義<sup>6.1), 6.2)</sup>されており、居室内に設置することで、建物内に安全な空間を確保することを目的としている。このため、既存建物自体の耐震性を向上させる従来の耐震改修や耐震補強とは一線を画している。耐震シェル

ターはベッドなど小型な家具・装置と、数人が入ることも可能な居室型に大別される<sup>6.9)</sup>。例えば、東京都都市整備局作成の『安価で信頼できる木造住宅の「耐震改修・装置」の事例』<sup>6.1)</sup>（以下、改修・装置事例）では、装置等部門においてベッドを安全空間にするシェルター（5種）と部屋の一部を安全にするシェルター（4種）が紹介されている。この改修・装置事例に掲載されている耐震シェルターに対しては、設置費用の助成を行う自治体が増えてきている<sup>6.2)</sup>。一方、改修・装置事例では各シェルターが負担できる荷重が明記されているが、荷重を算出した実験方法の詳細は明記されておらず、その耐荷重性能が保障されているわけではない。これら改修・装置事例のシェルターに限らず、耐震シェルターは、設置する住宅の仕様や規模による設計荷重の不確定性や性能に関するデータが未整備なため構造設計手法が確立されておらず、各々の検討に委ねられているのが現状である。また、各々の耐震シェルターの耐震性能の検証に関するデータの多くは開示されておらず、筆者の知る限りにおいては、耐震シェルターに関する研究は報告されていない。

ここで耐震シェルター特有の課題を以下に示す。

- 1) 耐震シェルターに生じる荷重の評価：耐震シェルターには、自重や地震力（シェルターの自重に伴う慣性力）のみならず、
  - a) 既存建物のせん断変形時に接触面を介して生ずる水平力
  - b) 既存建物の層崩壊に伴い耐震シェルターに生じる鉛直力
  - c) 上層階の落下に伴う衝撃的な加力

などの荷重が想定される。これらは、一般的な建物の設計に用いる荷重とは異なるため、データの蓄積と評価が必要である。

- 2) 耐震シェルターの諸条件：耐震シェルターの仕様や設置状況により、既存建物との関係性（相互作用）や耐震シェルターの境界条件が異なる。

このように耐震シェルターの性能評価は未だ不明確であり、データの蓄積や構造設計手法の確立が望まれている。

以上の諸点を踏まえて、本章では木造面格子壁を用いた耐震シェルターを対象として、その基本的な構造性能を明らかにすると共に、耐震シェルターの設計法に関する検討と考察を行う。

### 6.2.3 木造面格子壁を用いた耐震シェルターの概要

本論文で提案する耐震シェルターは、安価で日本全国で比較的容易に入手が可能なスギ材を用い、相欠き接合部を有する面格子壁を箱状に組み上げることにより構成されている。耐震シェルターの概要を図 6-2、仕様を表 6-1、接合部の様子を図 6-3 にそれぞれ示す。前章までの靱性型面格子壁を用いて、地震力に対し格子交点部のめり込みによるエネルギー吸収性能を積極的に利用しようとしている点が特徴である。また、面格子壁の格子間は倒壊時の避難経路として利用することが可能である。このほか、本論で対象とする耐震シェルターの概要を以下に示す。

- ・相欠き仕口を有する木造面格子壁により構成する。
- ・格子間隔は 600 mm を基本とする。この値は前章までの靱性型面格子壁を対象とした検討結果、および既存躯体崩壊時における非難可能性から設定したものである。
- ・一階の居室に設置することを前提とする
- ・シェルターを構成する部材に曲げや割裂などの脆性的な破壊の発生及び、面格子壁の剛性が当該室に付加されることによるせん断力の集中を招く危険性を回避するため、本シェルターは既存躯体との留め付けを行わずに室内に設置することを前提とする。
- ・シェルター内部の空間をできるだけ大きく確保するために、シェルターは既存室内の内壁、天井に沿うように設置する
- ・床面との固定や床の追加、補強は行わず、床面の上へ直置きを基本とする



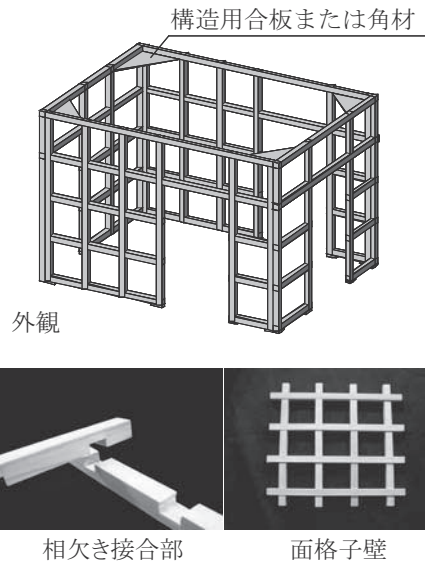
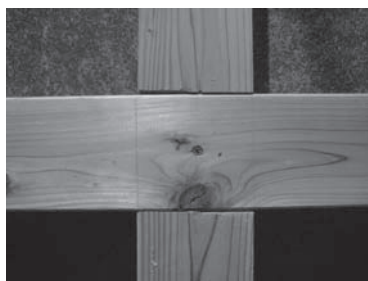


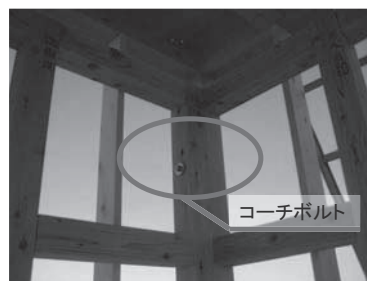
図 6-2. 耐震シェルターの概要

表 6-1. 簡易耐震シェルターの仕様

樹種	無等級スギ材
含水率	15%以下
部材断面	90×90mm
格子間隔	600mm
格子交点部	相欠加工 中心にビス留め (図6-3-a) 参照)
格子交点部	コーチボルトで接合 (図6-3-b) 参照) 火打ち材 (図6-3-c) 参照)



a) ビス止め



b) コーチボルト



c) 火打ち合板

図 6-3. 耐震シェルターの接合部の様子

## 6.3 耐震シェルターに要求される構造設計手法

### 6.3.1 耐震シェルターの設計条件

耐震シェルターは既存の居室内部に設置されるため、構造設計に際しては一般的な建築物の設計とは異なる条件を考慮する必要がある。本節では耐震シェルターの設計に考慮すべき条件、具体的には荷重と境界条件に関して分析、整理を行う。

耐震シェルターはシェルターの自重やそれに伴う慣性力（地震力）のほか、既存建物との相互作用により

- a) 既存建物のせん断変形時に接触面を介して生ずる水平力
- b) 既存建物のせん断変形、あるいは層崩壊に伴い生ずる鉛直力
- c) 上層階の落下にともなう衝撃的な加力

などの荷重を生じる恐れがある。

また、耐震シェルターの設計対象として既存建物の崩壊状況は以下の2つの状態に大別して考えることができる。

- ①水平抵抗力は消失したが、鉛直支持力は有している状態
- ②層崩壊を起こし、鉛直支持能力をすべて消失した状態

a)、b)は既存建物の壁や床、天井などが耐震シェルターに接触して作用する荷重である。b)は建物の層崩壊により上階の重量がシェルターに載荷される場合や、建物のせん断変形により階高が変化することで生じる。例えば、階高 $h$ の建物が変形角 $\theta$ だけせん断変形した場合、1階の階高は $h(1-\cos\theta)$ だけ減少する（図6-4）。これら荷重は建物の崩壊状況①②にかかわらず、既存建物とシェルターの振動性状の違い（位相差）により生じると考えられる。また、地震時には動的な応答に伴う衝撃的な荷重も生じる恐れがある。動的な応答に関しては、6.5節にて実大規模の振動実験にて検証、報告する。一方、c)は既存建物が②の状態に達するとき、建物の層崩壊に伴い生じる荷重である。

耐震シェルターに生じる荷重はそのシェルターの形状や、既存建物との留め付けの有無などに大きく左右される。6.2.2節に前述のとおり、耐震シェルターはベッドなどの小さな家具・装置と、数人が入ることも可能な居室型に大別される。小さな家具・装置の場合や、居室型でも既存建物の部屋のサイズに対して十分小



さい場合などは大きな変形時にも自身の慣性力以外の荷重を生じず、②建物の層崩壊時のみ c) の衝撃力を生じることとなる。

居室型の耐震シェルターを既存建物と留め付けを行わないで設置した場合、地震時に耐震シェルターの脚部に浮き上がりを生じることが想定される。この時、浮き上がった側の壁上部が既存建物の天井面に接触することで荷重が伝達される。一方、小さな家具・装置の場合、一般的な家具と同様に地震時に転倒や滑動などを生じる恐れがある。

また、金物等を用いて既存建物と耐震シェルターを留め付ける場合、耐震シェルターの剛性が既存建物に付加されることによるせん断力集中や、留め付けた部材に曲げや割裂などの脆性的な破壊の発生を招く恐れがあるため、十分な配慮が必要となる。荷重条件の概要を表 6-2 にまとめて示す。

以上の諸点に基づき、本論で対象とする耐震シェルター（以下、「本シェルター」と称す）の設計に際し、考慮すべき条件を整理する。耐震シェルターの役割は、「建物が崩壊時、あるいは崩壊後にも生存空間が確保される」ことである。このことから構造設計においては、想定される荷重に対してシェルターが崩壊しないことを確認する必要がある。

前述のとおり、本シェルターは内部空間を有効利用するため、天井及び内壁に接するように設置することを前提とする。このため、既存建物から水平力と鉛直力は入力される可能性があるが、既存建物の層崩壊に伴う衝撃的な鉛直力が生じる可能性は低いと考えられる。つまり、本シェルターの崩壊はせん断変形する既存建物からシェルターが受ける水平力、または鉛直力によって引き起こされる。この荷重は、設置する建物仕様により不確定性があり、耐力も木質構造特有のばらつきがあるため、構造設計にはそれらを評価する必要がある。以上のことから、本論で提案する構造設計手法は仕様規定的にシェルターの寸法、形状、材料を定めた上で、荷重の不確定性や耐力の変動を評価できる「限界状態設計法」に基づくこととした。

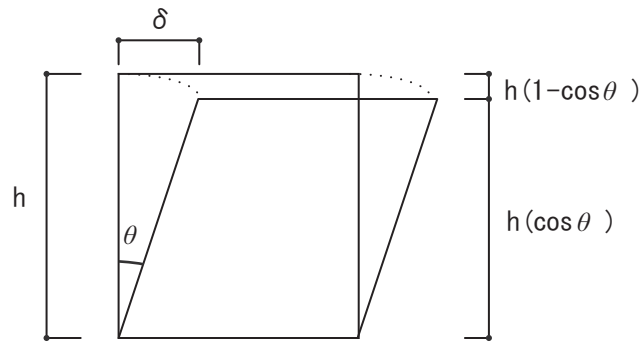


図 6-4. 天井の落ち込み変位

表 6-2. 荷重条件の概要

		荷重の種類		
		a) 既存建物のせん断 変形時に接触面 を介して生ずる 水平力	b) 既存建物のせん断 変形、あるいは層 崩壊に伴い生ずる 鉛直力	c) 上層階の落下に伴 う衝撃的な加力
建物の崩壊状況	①水平抵抗力は消失したが、鉛直支持力は有している状態	○	○	—
	②層崩壊を起こし、鉛直支持能力をすべて消失した状態	○	◎	◎

◎居室型，小型の家具・装置共に生じる荷重

○居室型の耐震シェルターのみに生じる荷重

### 6.3.2 限界状態設計法の概要

限界状態設計法について、文献<sup>6.10), 6.11), 6.12), 6.13)</sup>を参考に概説する。

構造設計は実情に応じて荷重を想定し、その荷重により部材に生じる「荷重効果」を求め、それよりも部材の「耐力」が大きければ安全と判断される。

許容応力度設計や保有水平耐力計算では、告示や指針に規定される荷重を用いて部材に生じる荷重効果、具体的には応力や変形を算出する。また材料ごとの基準強度に基づき、決められた安全率をかけることで部材の耐力を算出する。この荷重効果と耐力を比較し、耐力が上回るよう設計されている。この耐力、安全率、荷重等の値は多くの実験や研究結果に基づき確定値として与えられており十分な信頼性を有しているが、設計者が変更することはできず、設計思想の入る余地はないものとなっている。

一方で、限界状態設計法は建物の安全性を確率に基づいて表現される。許容応力度計算等では建物に作用する荷重は、研究データ等に基づき確定値として与えられているが、実際はばらつきを有する値である。特に地震力の大きさは不確定性が大きく存在する。一方、耐力も材料の強度、製作・施工誤差、あるいは建物全体の部材の状況に応じてばらつきを有すると考えられる。これら荷重、耐力の値は多くの場合、正規分布もしくはこれに近い分布性状を示すと考えられる。荷重と耐力の関係の概念図を図6-5に示す。

正規分布はばらつきが大きいほどすそ野が大きな形状となり、ばらつきが小さいほど尖ったような形状を示す(図6-5-a)。

荷重効果の分布Sより耐力の分布Rが大きければ安全と考えられ、荷重が上回る範囲では建物としての性能を確保できないこととなる。耐力の大きな部材を選択すると、耐力Rは右側に移動する。

図6-5-b)に許容応力度設計に関する概念図を示す。許容応力度設計では荷重、材料の耐力に安全率をかけ、「許容応力度」とすることで、荷重と耐力のばらつきを考慮している。ある荷重効果(図中の $S_1$ の値)に対して、安全率を考慮した耐力(図中 $R_1$ )が上回るよう設計されている。

一方、限界状態設計法(図6-5-c)では荷重効果Sに対して耐力Rが下回る確率を求める。この確率は破壊確率と呼ばれている。この時、耐力Rと荷重効果Sの差分も正規分布を示す。この差の正規分布をMとすると、Mが0以下( $R-S<0$ )となる確率が破壊確率である。原点からMの平均値までの距離をMの標準偏差で

割ると、この距離が標準偏差の何個分に相当するかがわかる。これは信頼性指標と呼ばれる値で通常  $\beta$  という記号で表す。例えば  $\beta$  が 1 の時、全体の 70% が「平均±標準偏差」の中に含まれる。この信頼性指標  $\beta$  が目標とする値より小さければ設計として妥当と判断される。この目標とする値は目標信頼性指標と呼ばれ、通常  $\beta_T$  と表す。正規分布の場合、平均±標準偏差に含まれる範囲は前述の通り全体のおよそ 70% である。つまり 0 以下となる破壊確率はおよそ 15% となる。 $\beta$  が 2 の場合、破壊確率は 2% と急速に小さくなり、3 とすると 0.1% 強まで減少する。

以上より、限界状態設計法では、ある期間に対し限界状態を超える、あるいは超えない度合いの目標値を破壊確率と信頼性指標を用いて表す。これにより、要求される性能に応じた諸条件を定量的に条件式の形で記述することが可能となる。ここで限界状態とは、建物がある一定の性能を維持できる極限の状態、つまりその境界を一步でも超えると従前の性能を発揮することができなくなるような建物の状態を指す。限界状態設計法とは複数の限界状態を設定したうえで、それぞれの状態に対して建物が安全であるように設計することを目標とした設計法である。

以上を踏まえ、限界状態設計法の設計手続きを以下に示す<sup>6,13)</sup>。

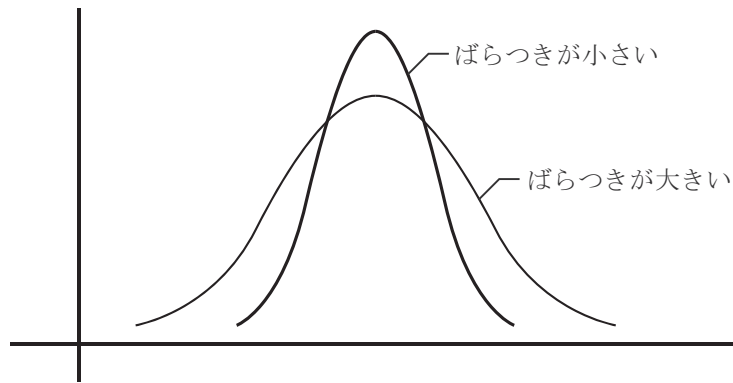
- 1) ある限界状態における荷重効果  $S$  の確率分布を求める。この分布はその平均値と標準偏差から得られる。
- 2) 耐力  $R$  の確率分布を求める。この分布はその平均値と標準偏差から得られる。
- 3)  $R$  と  $S$  からその差となる確率分布  $M (=R-S)$  を求める。ここからその平均値と標準偏差がわかる。
- 4) 原点から  $M$  の平均値までの距離を  $\sigma_M$  で割ったものが信頼性指標  $\beta$  である。
- 5)  $\beta$  の値が目標とする信頼性指標  $\beta_T$  より大きいことが確認できれば所期の目標は達成される。

指針では簡便法が提唱されている。具体的には、ある限界状態において (6-1) 式を満足すればよい。

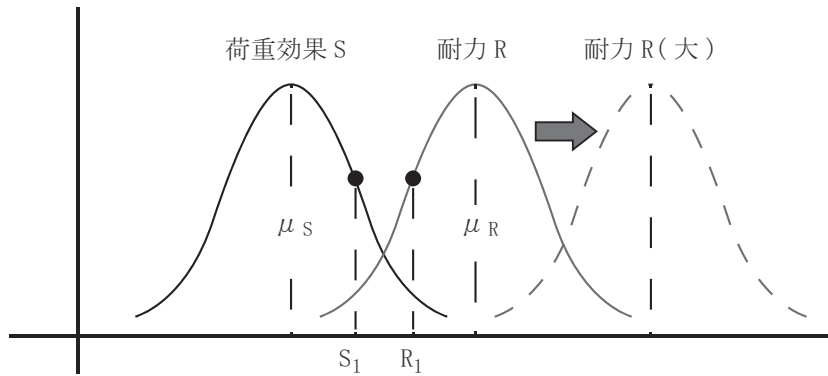
$$\phi R_0 \geq \gamma S_0 \quad (6-1)$$

$\phi$  : 耐力係数                       $\gamma$  : 荷重係数  
 $R_0$  : 公称耐力                       $S_0$  : 荷重効果の基本値

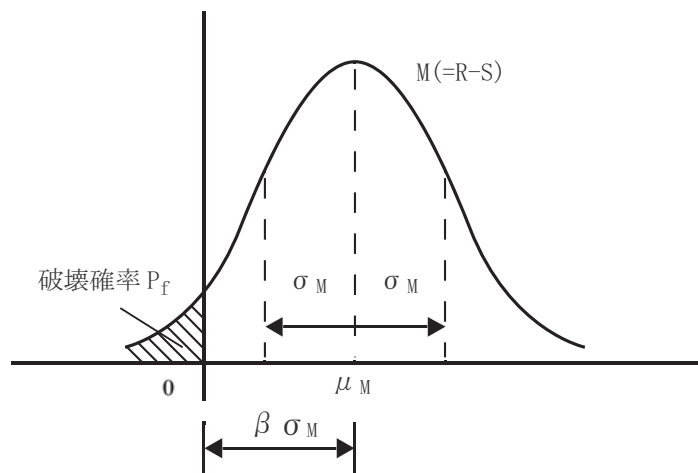
$$\text{正規分布: } P(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)$$



a) 正規分布の概要



b) 許容応力度計算の概念図



c) 限界状態設計法の概念図

図 6-5. 耐力と荷重効果が確定値の場合

## 6.4 面格子壁の評価と設計用耐力の算出

### 6.4.1 概要

本シェルターは、第4章、第5章にて検討した靱性型木造面格子壁を用いて構成する。しかし、日常生活においてシェルター内への動線を確保するため、面格子壁面内に開口をあけることが必要となる。そこで、開口を有する面格子壁の構造特性の把握を目的として、水平加力試験を行った。本節では実験の概要およびその結果と、本シェルターに用いる面格子壁の耐力の算出結果について報告する。

### 6.4.2 開口を有する面格子壁の水平加力試験

#### (a) 実験概要

試験は4.3と同じ治具を用いて、同様の方法で行った。試験体には90mm角のスギ芯去り材を用いて、図6-6に示す3タイプの面格子壁に対して各3体ずつ、計9体の試験を行った。

試験体は、開口のないモデルを【3】、開口が中央にあるモデルを【3-c1】、開口が端部にあるモデルを【3-s1】とする。なお、試験体名称に付けられた【3】は、水平方法のグリッド数を、c, sは開口位置（c: 中央、s: 端部）、○数字は試験体番号を表す。

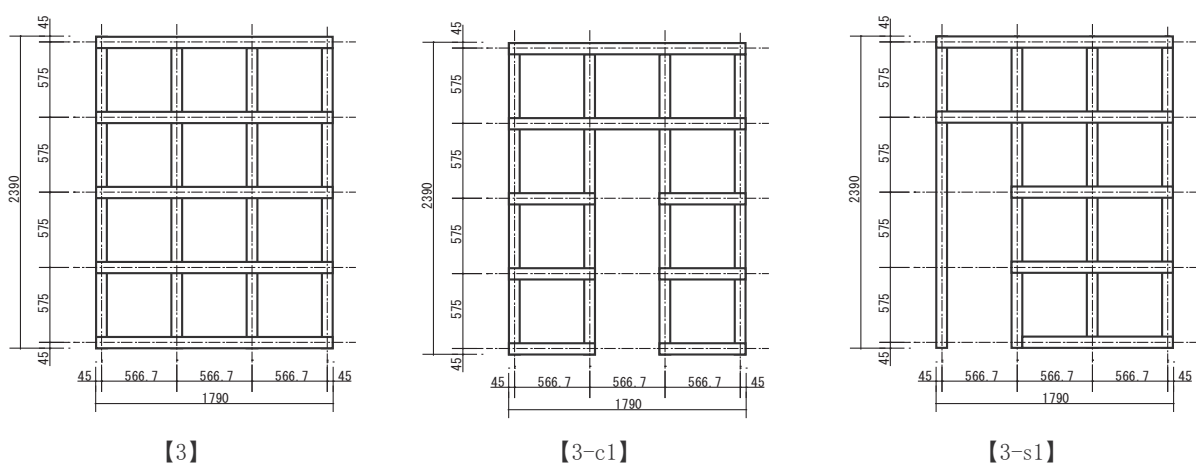


図 6-6. 試験体パラメータ

## (b) 実験結果および考察

各ケースごとの試験結果の水平力  $P$ - 真の変形角  $\gamma_0$  の関係を図 6-8 ~ 図 6-10 に示す。開口のない【3】は、第 4 章と同様にいずれの試験体も  $0.3\text{rad}$  を超えても耐力低下を生じない靱性に富んだ挙動を示した。また試験体【3③】では、十字型接合部の破壊後、隣接する十字型接合部が順次曲げ破壊する崩壊モードが得られており、急激な耐力低下は起こらなかった。変形角  $0.1\text{rad}$  以降になるとせん断割裂破壊が各部で生じるが、第 3 章の相欠き仕口の曲げ試験結果と同様、急激な耐力低下は生じていない。一方で、開口のある【3-c1】、【3-s1】の中には、開口部周辺の切欠き残余部に曲げによる引張縁の破壊を生じ、急激に耐力が低下する試験体も見られた。また、終局耐力や変形性能の観点からも、開口を設けることにより、性能が低下することが確認された。【3-c1③】では  $\gamma = 0.1\text{rad}$  を超えた後に剛性が向上している。これは負側載荷時に面格子壁の片側足元が浮き上がり、次の正側載荷時にある程度の変形が進行した後に、浮き上がった脚部と床を想定した鉄骨治具が接触したためである。

### 6.4.3 面格子壁の選定と耐力の算出

#### (a) 概要

耐震シェルターに対する荷重は、設置する建物の仕様が多样であり、さらに耐力も木質構造特有のばらつきがあるため、構造設計に際してはそれらを適切に評価する必要がある。6.3 節で述べたとおり、本論では既存建物が水平抵抗力は消失したものの鉛直支持力は有している場合を検討対象としている。一方で、既存建物が万一鉛直支持能力を失った際でもシェルター内の安全性を確保するためには、シェルター上階の荷重を支持できる耐力は必要と考える。以上のことから、本シェルターに用いる面格子壁の選定を行い、数値解析を用いて水平抵抗力、及び鉛直抵抗力の算出を試みる。

#### (b) 面格子壁の選定

本シェルターは、木造家屋一階の居室の 4.5 畳間 ( $2,730\text{mm} \times 2,730\text{mm}$ ) と 6 畳間 ( $3,640\text{mm} \times 2,730\text{mm}$ ) に設置することを想定している。このことから、品川区の既存不適格木造住宅 60 棟の図面調査を行い、本シェルターの設置が可能な居室の平面から 95% の壁面への適用が可能な 9 タイプの面格子壁を選定した。

選定した面格子壁のタイプを図 6-7 に示す。なお、適用率の少ないタイプではあるが、開口の有無による影響を把握するために、4 × 6 開口無しタイプ（【6】）についても検討対象としている。

なお部材断面は既報<sup>6.14), 6.15), 6.16)</sup> 及び前章までの結果に基づき、脆性的な破壊が発生せず、かつ必要な構造性能を確保させる観点から、90 mm 角を選択した。

数値解析モデルは 4.4 節と同様のものを用いた。また、仕口の回転剛性には、第 3 章 C90\_E0N の値を用いた。

【4-c1】 格子タイプの名称

開口部の水平方向グリッド数  
 開口位置 (c : 中央部, s : 端部, sc : 中央・端部偏心)  
 格子壁の水平方向グリッド数

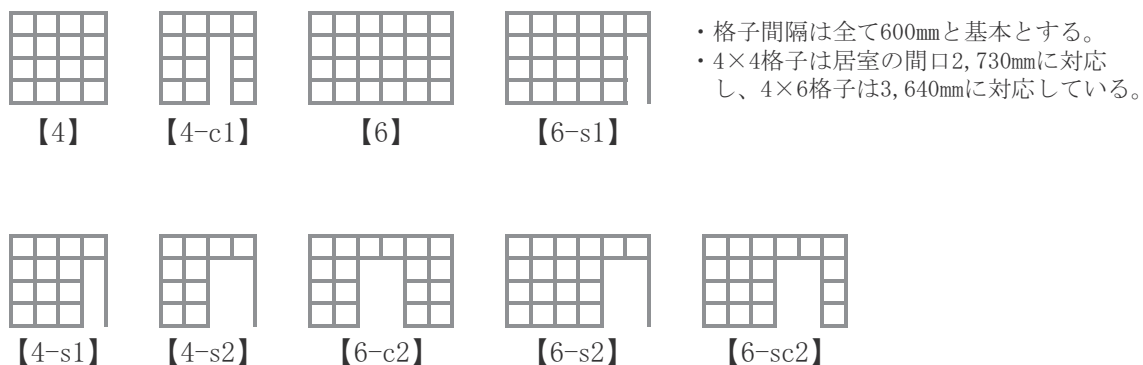
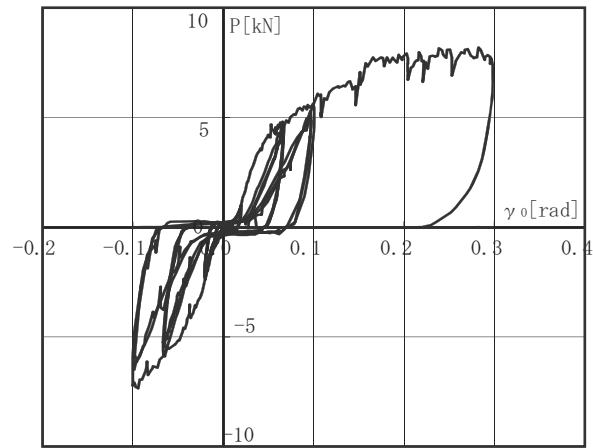
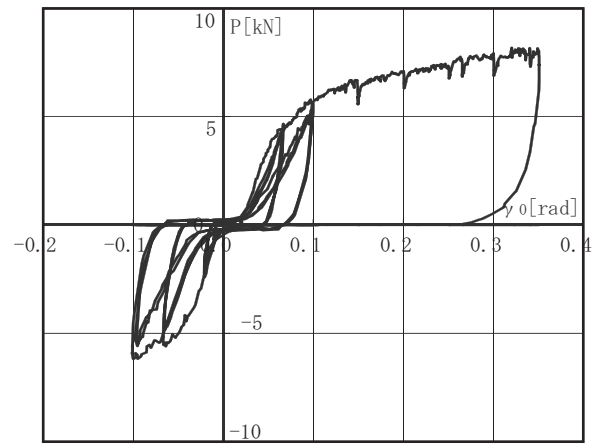


図 6-7. 面格子壁タイプの選定

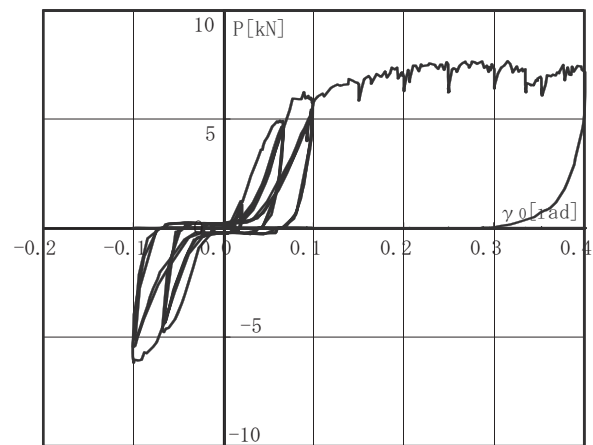




a) 1試験体目

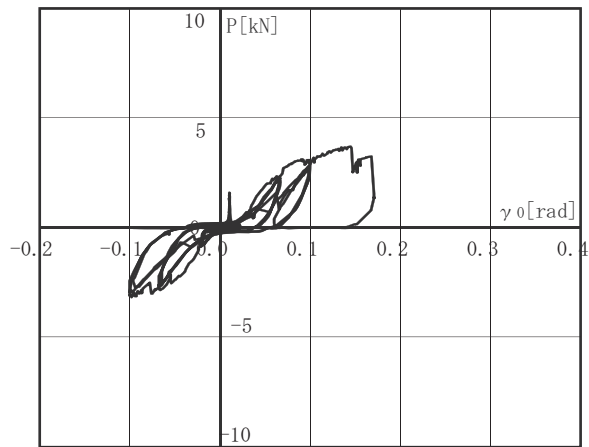


b) 2試験体目

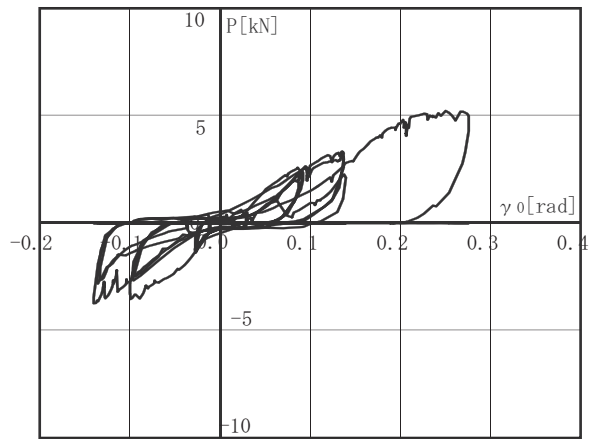


c) 3試験体目

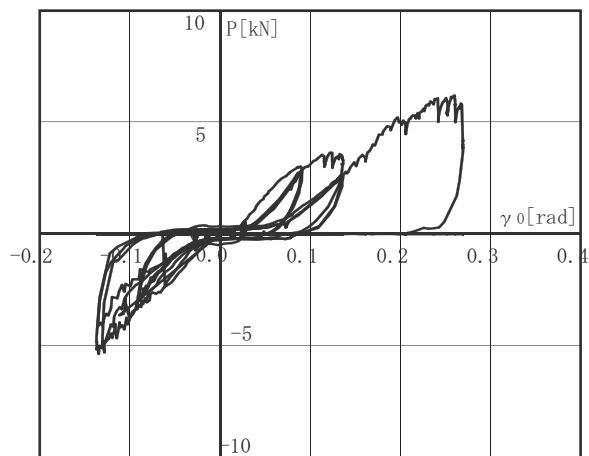
図 6-8.【3】 試験結果



a) 1試験体目

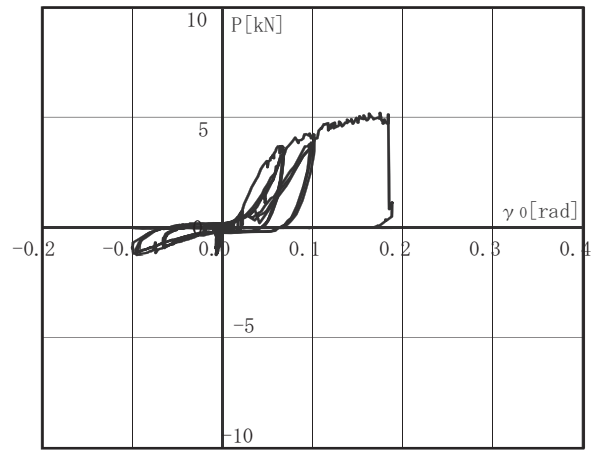


b) 2試験体目

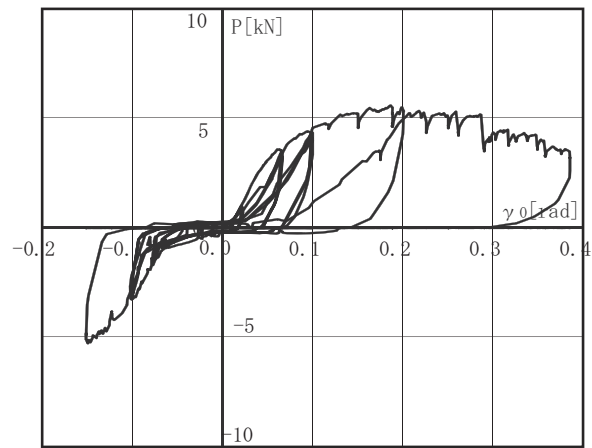


c) 3試験体目

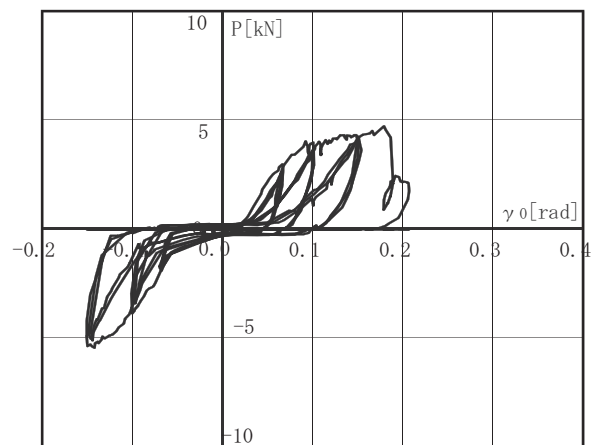
図 6-9. 【3-c1】 試験結果



a) 1試験体目



b) 2試験体目



c) 3試験体目

図 6-10. 【3-s1】 試験結果

(c) 面格子壁の設計用水平抵抗力  $R_H$  の算出

計9タイプの面格子壁において、設計用水平抵抗力  $R_H$  を算出するため、数値解析による検討を行った。数値解析結果を図6-11に示す。解析結果より  $4 \times 4$  格子、 $4 \times 6$  格子それぞれにおいて、開口のないタイプ（【4】、【6】）が最も剛性、耐力、変形能力が高く、開口の幅の増大に伴い、いずれの数値も低下することが確認された。また、中央に開口のある場合（【4-c1】、【6-c2】）は、端部に開口のある場合（【4-s1, s2】 【6-s1, s2】）に比べていずれの数値も低下していることが把握された。なお【6-c2】と【6-sc2】の  $P-\gamma$  関係がほぼ一致していることから、開口位置よりも残存部分の接合部の形状と数が性能に大きく影響を与えていると考えられる。面格子のせん断変形によるエネルギー吸収能力を評価するために、 $P-\gamma$  曲線をバイリニアに置換した際の終局耐力  $P_u$  を、文献<sup>6,17)</sup>にしたがって求めた構造特性係数  $D_s$  で除した  $P_u/D_s$  を算出した。数値解析で得られた終局耐力  $P_u$  と設計用水平抵抗耐力  $R_H$  を図6-12に示す。面格子壁の設計用水平抵抗力  $R_H$  は、この  $P_u/D_s$  の値とする。

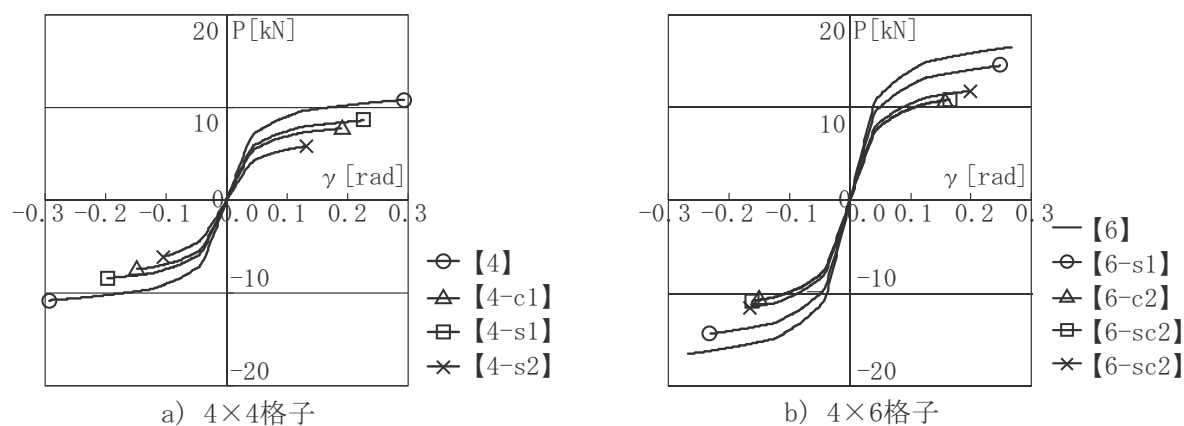


図6-11. 開口を有する面格子壁の数値解析結果

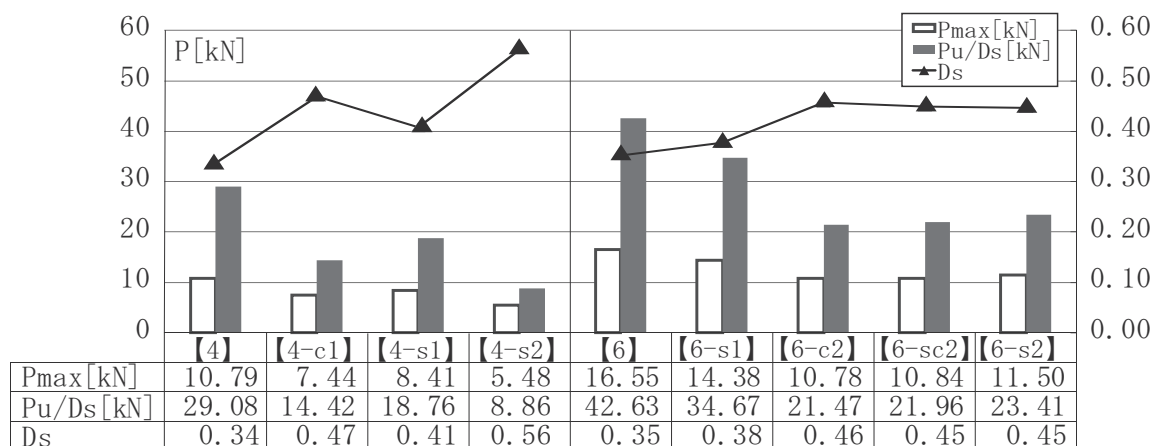


図6-12. 数値解析で得られた終局耐力  $P_u$  と設計用水平抵抗耐力  $R_H (=P_u/D_s)$

(d) 面格子壁の設計用鉛直抵抗力  $R_v$  の算出

面格子壁の設計用鉛直抵抗力  $R_v$  は、格子の縦材一本当たりの圧縮耐力を文献<sup>6.11)</sup>に基づき(6-2)式～(6-3)式を用いて算出し、それに縦材の本数を乗ずることで求めた。以上より、縦材一本あたりの圧縮耐力  $R_{cu}$  は 6.30kN と求められる。面格子壁の設計用鉛直抵抗力  $R_v$  算定結果を表 6-3 に示す。なお、圧縮耐力の変動係数は既報<sup>6.14), 6.15), 6.16)</sup>にて行われた相欠接合部圧縮試験の結果に基づき算出すると、0.08 となる。

$$R_{cu} = \eta F_c A \quad (6-2)$$

ここで、 $\eta$ : 座屈低減係数

$$\eta = 3000 / \lambda^2 \quad (6-3)$$

$F_c$ : 圧縮基準強度

$A$ : 有効断面

$\lambda$ : 細長比

なお、圧縮基準強度は文献<sup>6.17)</sup>より無等級材のスギの値 ( $F_c = 17.7 \text{N/mm}^2$ ) とし、有効断面は縦材の切欠き残余部分 (90mm × 45mm) のみ考慮した。また、格子縦材の細長比  $\lambda$  は、既存家屋の天井高さを 2400mm と想定し、縦材長さ  $l = 2400 \text{mm}$  を座屈長さとした。

表 6-3. 面格子壁の設計用鉛直抵抗力  $R_v$

面格子壁	【4】	【4-c1】	【4-s1】	【4-s2】
縦材本数	5	5	5	4
$R_v$ [kN]	31.5	31.5	31.5	25.2

面格子壁	【6】	【6-s1】	【6-c2】	【6-sc2】	【6-s2】
縦材本数	7	7	6	6	6
$R_v$ [kN]	44.1	44.1	37.8	37.8	37.8

## 6.5 実規模振動実験

### 6.5.1 実験概要

本シェルターは既存躯体との留め付けを行わずに居室内に設置することを想定している。そのため、シェルターには地震力によってせん断変形した既存躯体が接触することで水平力が作用する。既存躯体のせん断変形は地震力により動的に作用するため、シェルターに対するせん断力も動的に作用する。この地震時のシェルターと既存建築物相互の動的性状を把握するため、実規模の振動実験を行った。本節では、その実験の概要と結果について報告する。

本試験では実規模の既存躯体を模擬した木造軸組みに本シェルターを設置した試験体を製作し、動的加力を行うことで、以下3点を把握することを目的とする。

- ①既存躯体に設置したシェルターに加わる荷重の確認
- ②開口部による影響
- ③動的加力に伴う本シェルターの応答

なお、本試験は日本大学理工学部船橋キャンパス、環境・防災都市共同研究センター所有の、地盤免振装置を用いて、二日間にわたり行った。

### 6.5.2 試験体概要

実規模の既存躯体を模擬した木造軸組の内部に、本シェルターを設置した試験体を製作した。試験概要を図6-13に、試験体概要を図6-14に、試験体写真を図6-15にそれぞれ示す。シェルターは木造軸組の内壁に接するように配置し、留め付けは行っていない。試験における既存躯体は6畳間を想定しており、既存軸組の屋上部分には2階建物の2階床面から上部の重量を想定して、 $3.0\text{kN/m}^2$ に相当する重錘を設置した。また、加振によりシェルターと既存躯体が接触する部分は、室内壁や天井を想定して合板を取り付けた。なお、天井合板は既存軸組屋上よりつなぎ材を介してシェルターに接するように設置し、また室内壁の合板は既存軸組の剛性には影響しないよう加力直交方向の構面にのみ仮留めにて設置した。また、既存軸組は水平抵抗力を消失した場合を想定し、筋違等は設置せず、人力でも容易に変形するように（水平耐力と剛性を有しない状態に）組立を行った。面格子タイプには、開口部の有無による影響を確認するため、加力方向であるN面とS面にそれぞれ【6-s1】と【6】を選定した。面格子壁は、スギ材の芯

去り材を用いたもの（以下「芯去りモデル」）、芯持ち材を用いたもの（以下「芯持ちモデル」）、芯持ち材で相欠き接合部に間隙を有するもの（以下「間隙モデル」）の3体とした。なお、間隙モデルは乾燥収縮に伴い発生する格子交点部の間隙を模擬したものであり、長期観測による乾燥収縮量に基づき、初期遊び変形角が  $1/45\text{rad}$  となるように間隙の大きさを設定した。試験体の間隙寸法の検討は (a) に示す。

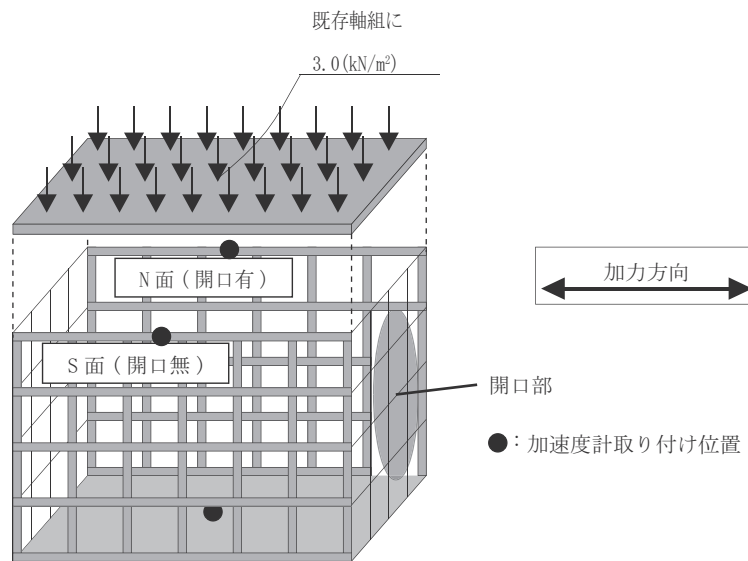
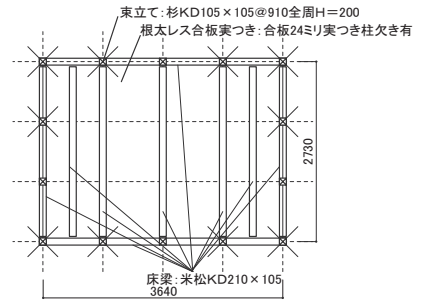
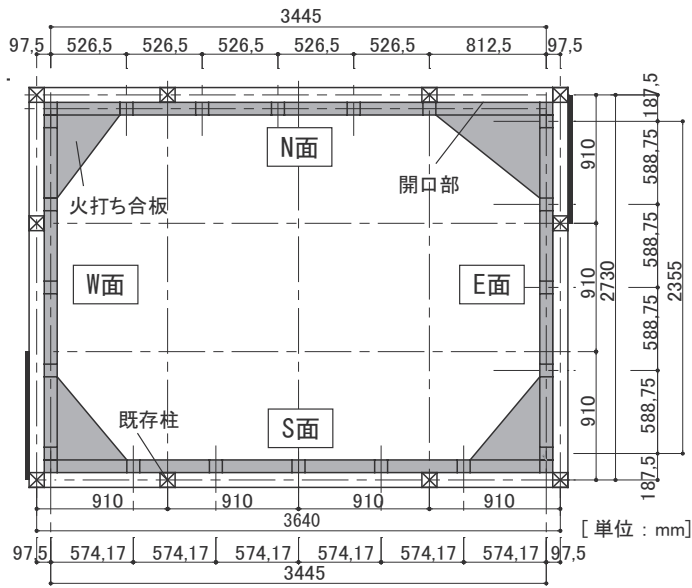


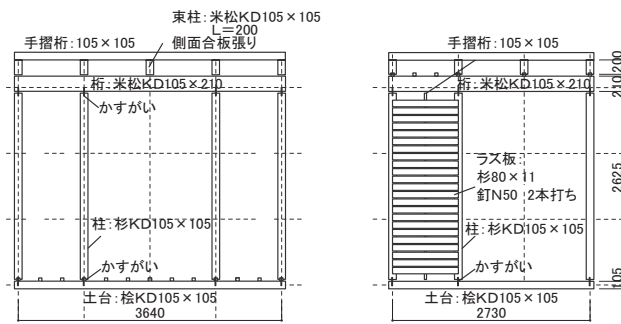
図 6-13. 試験概要



a-1) 試験体平面図 (外周：既存軸組／内部：シェルター)

a-2) 2階床組図 (既存躯体)

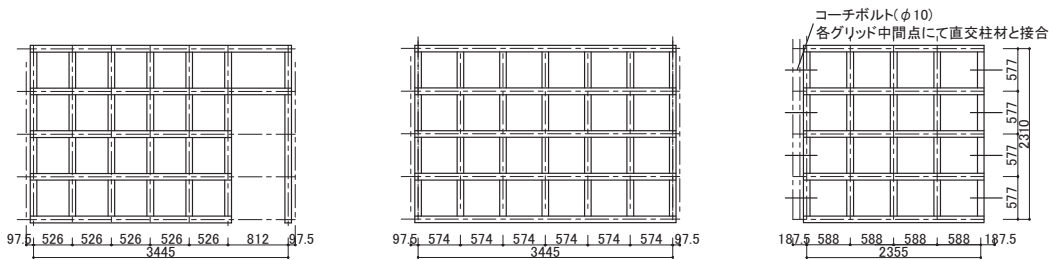
a) 試験体伏図



b-1) 長手方向側面図

b-2) 短手方向側面図

b) 既存軸組側面図



c-1) N面 【6-s1】

c-2) S面 【6】

c-3) W面・E面 【4】

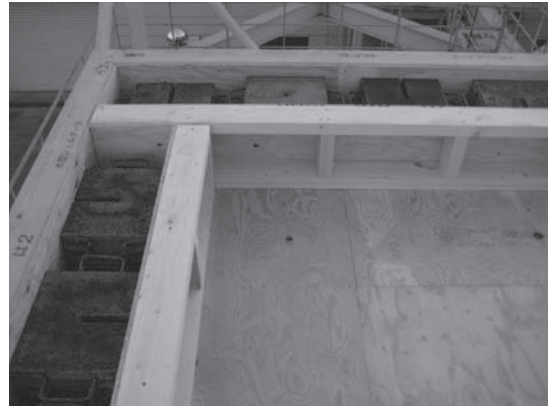
c) シェルター側面図

図 6-14. 試験体概要





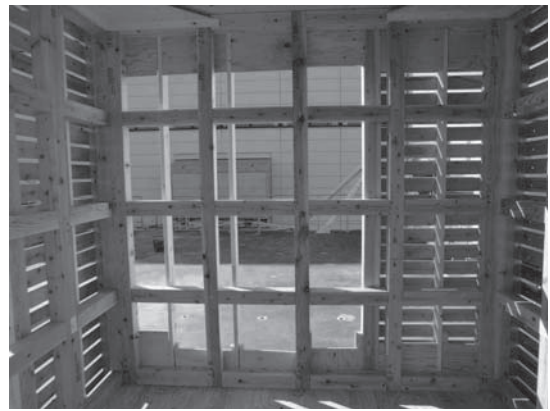
a) 試験体全景



b) 錘の载荷状況



c) 天井想定の合板



d) 室内壁想定の合板



e) 端部コーチボルト



f) 加速度計の取付け

図 6-15. 試験体写真

(a) 試験体の隙間寸法の検討

乾燥収縮や施工誤差による相欠接合部の隙間により、面格子の終局耐力や変形性能が低下し、シェルターの要求性能に影響を与える可能性がある。そこで、初期遊び角が  $1/45\text{rad}$  となるように隙間の大きさを調整したモデル（隙間モデル）を設定した。

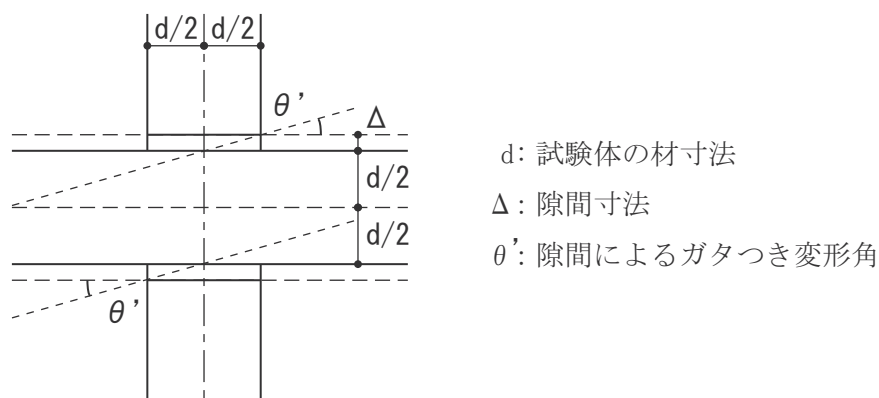


図 6-16. 相欠き接合部の隙間モデル

本シェルターに用いるスギ材の平均収縮率は接線方向で  $0.21 \sim 0.26$  である。また、2009年7月～11月まで相欠接合部2体の含水率を測定した結果、約5%の変動があることを確認した。

初期遊び変形角の  $1/45$  は、以下に示す式により算出している。

- スギ材の接線方向の平均収縮率を  $0.25\%$ 、含水率の変動を  $5\%$  と想定し、以下の式より隙間寸法を  $1\text{mm}$  と算出。

$$0.25(\%) \times 5(\%) \times 90(\text{mm : 部材寸法}) \approx 1.0\text{mm}$$

- 木造住宅が最大耐力を示すとされる  $1/40\text{rad}$  程度まで格子接合部にガタつきがある場合を想定し、以下の式より同様に  $1\text{mm}$  を算出。

$$\theta' = \frac{\Delta}{(d/2)} = \frac{1}{40}$$

$$\Delta = \frac{(90/2)}{40} = 1.125 \approx 1.0\text{mm} \quad \Delta : \text{隙間寸法、} d : \text{部材寸法}$$

以上より、隙間寸法を  $1\text{mm}$  として隙間による変形角を算出する。

$$\theta' = \frac{\Delta}{(d/2)} = \frac{1}{(90/2)} = \frac{1}{45}$$

(b) 試験方法及び測定方法

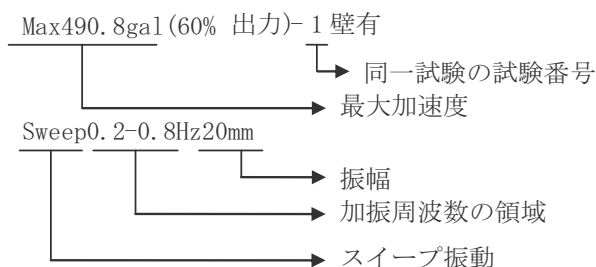
振動台への入力地震動には JMA-KOBE.NS を用いた。地震動の最大加速度を 81.8gal (10%) ~ 572.6gal (70%) まで調整して加力を行った。また、スイープ振動と定常振動を振動数 0.2Hz ~ 1.3Hz、振幅 20mm ~ 40mm の間で調整したもので行った。入力波一覧は表 6-4 に示す。既存軸組に剛性、耐力を有することによる影響を把握するため、試験 1 日目の 3 回目まで既存軸組に外壁を仮止めて試験を行った。なお、4 回目以降は外壁を取り除いて行った。

計測には加速度計を用いて、各試験体につき床面の中央と N 面の頂部と S 面の頂部の計 3 点の計測を行った。

表 6-4. 入力波一覧

加力	1 日目	2 日目
1 回目	Max81.8gal (10%出力)	Max81.8gal (10%出力)
2 回目	Max490.8gal (60%出力)-1 壁有	Max163.6gal (20%出力)
3 回目	Max490.8gal (60%出力)-2 壁有	Max245.4gal (30%出力)
4 回目	Max490.8gal (60%出力)	Max327.2gal (40%出力)
5 回目	Max572.6gal (70%出力)-1	Max409.0gal (50%出力)
6 回目	Max572.6gal (70%出力)-2	Max490.8gal (60%出力)
7 回目	-	Max572.6gal (70%出力)
8 回目	-	Max572.6gal (70%出力)
9 回目	-	Sweep0.7-1.3Hz20mm
10 回目	-	Sweep0.2-0.8Hz20mm
11 回目	-	0.5Hz20mm
12 回目	-	0.5Hz30mm
13 回目	-	0.5Hz40mm
14 回目	-	Sweep0.3-0.7Hz20mm
15 回目	-	Sweep0.3-0.5Hz20mm
備考	芯持ち、芯去り	芯持ち(隙間有り)

■表記



### 6.5.3 試験結果および考察

表 6-5 及び表 6-6 に各入力波とモデルに対する応答の一覧を示す。試験結果は、1) JMA-KOBE. NS に対する応答と、2) スイープ振動、定常振動に対する応答の大きく 2 つに分けてまとめる。また、試験で測定された加速度応答の時刻歴波形と、加速度応答のフーリエスペクトルの結果を図 6-17 ~ 図 6-50 に、各モデルの最大応答のまとめを表 6-7 ~ 表 6-9 に、芯去りモデルのせん断変形(最大時)状況を図 6-51 に、試験後の各部の様子を図 6-52 にそれぞれ示す。なお、試験結果の図中では既存軸組に外壁を仮留めしたモデルのみ(壁有)と表記と表記し、外壁のないモデルは無記入とする。

表 6-5. JMA-KOBE. NS に対する応答

図番号	入力波	モデル		
		a) 芯去り	b) 芯持ち	c) 間隙
6-17, 18	Max81.8gal (10%出力)	○	○	○
6-19, 22	Max163.6gal (20%出力)	-	-	○
6-20, 23	Max245.4gal (30%出力)	-	-	○
6-21, 24	Max327.2gal (40%出力)	-	-	○
6-25, 27	Max409.9gal (50%出力)	-	-	○
6-26, 28	Max490.8gal (60%出力) 壁有	○	○	-
6-29, 30	Max490.8gal (60%出力) 壁有-2	○	○	-
6-31, 32	Max490.8gal (60%出力)	○	○	○
6-33, 34	Max572.6gal (70%出力)	○	○	○
6-35, 36	Max572.6gal (70%出力) 壁無-2	○	○	○

表 6-6. スイープ振動、定常振動に対する応答

図番号	入力波	モデル		
		a) 芯去り	b) 芯持ち	c) 間隙
6-37, 39	振動数 0.2-0.8Hz, 振幅 20 mm	-	-	○
6-38, 40	振動数 0.7-1.2Hz, 振幅 20 mm	-	-	○
6-41, 43	振動数 0.3-0.7Hz, 振幅 20 mm	-	-	○
6-42, 44	振動数 0.3-0.5Hz, 振幅 20 mm	-	-	○
6-45, 47	振動数 0.5Hz, 振幅 20 mm	-	-	○
6-46, 48	振動数 0.5Hz, 振幅 30 mm	-	-	○
6-49, 50	振動数 0.5Hz, 振幅 40 mm	-	-	○

最大加速度 81.8gal 時において、加速度応答の時刻歴波形（図 6-17）とフーリエスペクトル（図 6-18）から、加速度応答波形がノイズの少ないなだらかな形になっていること、また床面に生じた周波数以外での応答もほぼ発生していないことから、面格子壁と既存躯体との接触は生じていないと判断できる。

Max81.8gal 加力時の各モデルの卓越振動数を比較する。材の剛性の高い芯持ちモデルが最も大きな振動数は示し、芯去りモデル、間隙モデルの順に低くなっている。芯持ち材は比較的剛性が高いため、高周波の応答が大きくなっている。また、加力後には既存軸組と耐震シェルターの衝突の痕跡は確認されなかった。

図 6-51 及び図 6-52 より、面格子壁の隅部と既存躯体が接触していることが確認できる。試験終了後のシェルターの格子交点部には大きなめり込み跡が認められた。また、室内壁を想定した合板部分には本シェルターと当該部分が衝突したとみられる凹状の痕跡が確認された。

Max572.2gal 加力時の卓越振動数を比較する。Max572.2gal 加力時の卓越振動数はどのモデルも約 0.7Hz となっている。このことから入力加速度が大きい場合の面格子壁の振動は、既存軸組との衝突により既存屋根面の質量も付加された挙動を示すと考えられる。また、Max572.2gal 加力時に、芯去りモデルと芯持ちモデルでは 4.0Hz 以上の高周波の応答が生じているが、上記の衝突の痕跡が見られたことから、木造軸組と面格子壁の衝突時の応答と考えられる。一方、間隙モデルでは高周波成分は小さくなっている。これは面格子壁の剛性が比較的小さく、既存軸組の変形と共にシェルター自体も大きく変形を生じ、衝突が緩和されたことが原因と考えられる。また同様の理由から、開口のある N 面と開口のない S 面を比較すると、S 面の方が高周波の応答が大きく、衝撃的な応答性状が確認された。

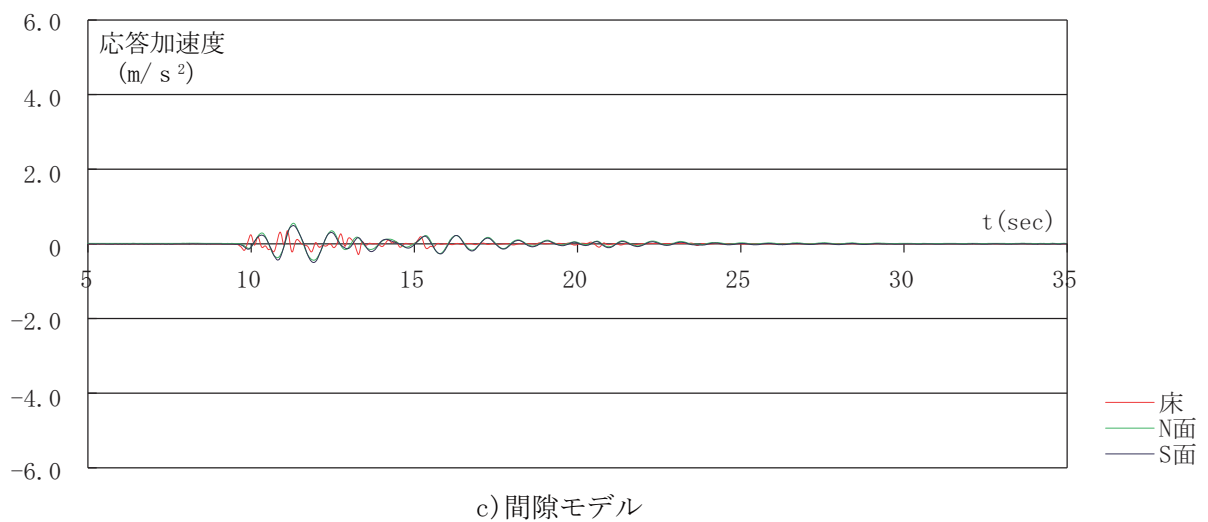
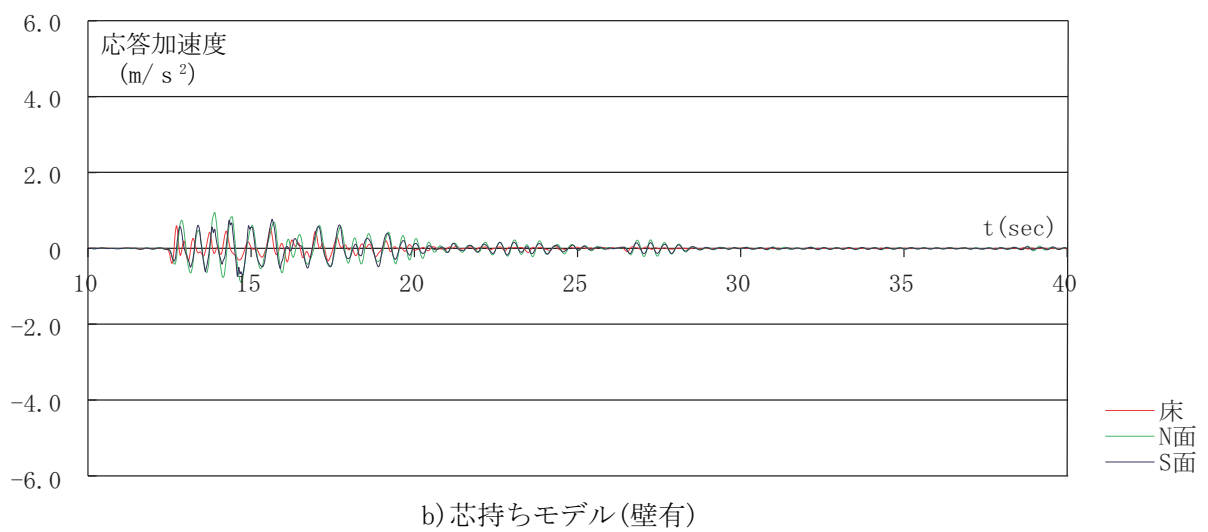
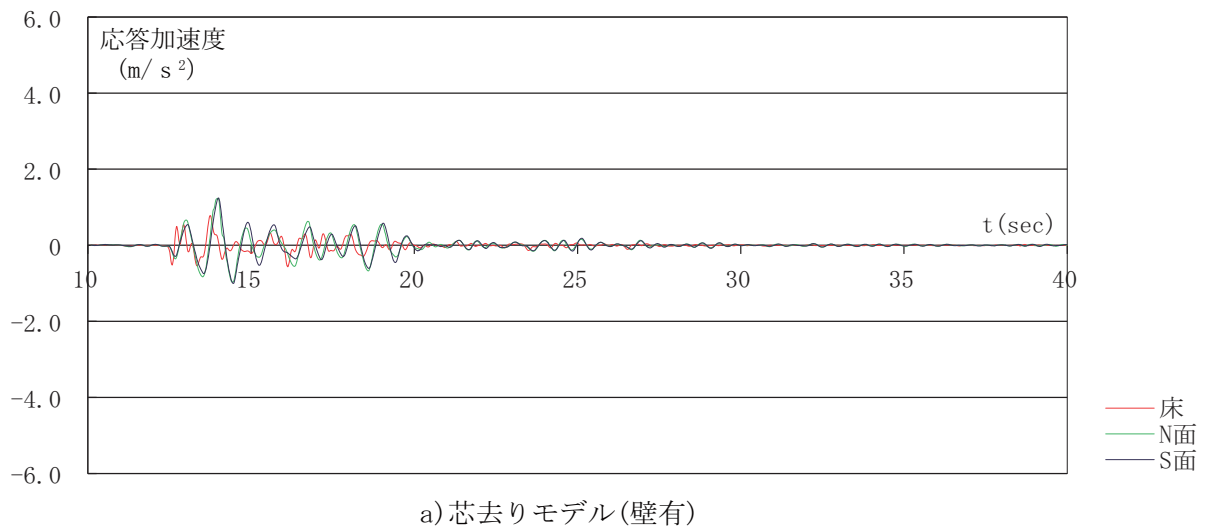


図 6-17. Max81.8gal (10% 出力) における加速度応答波形

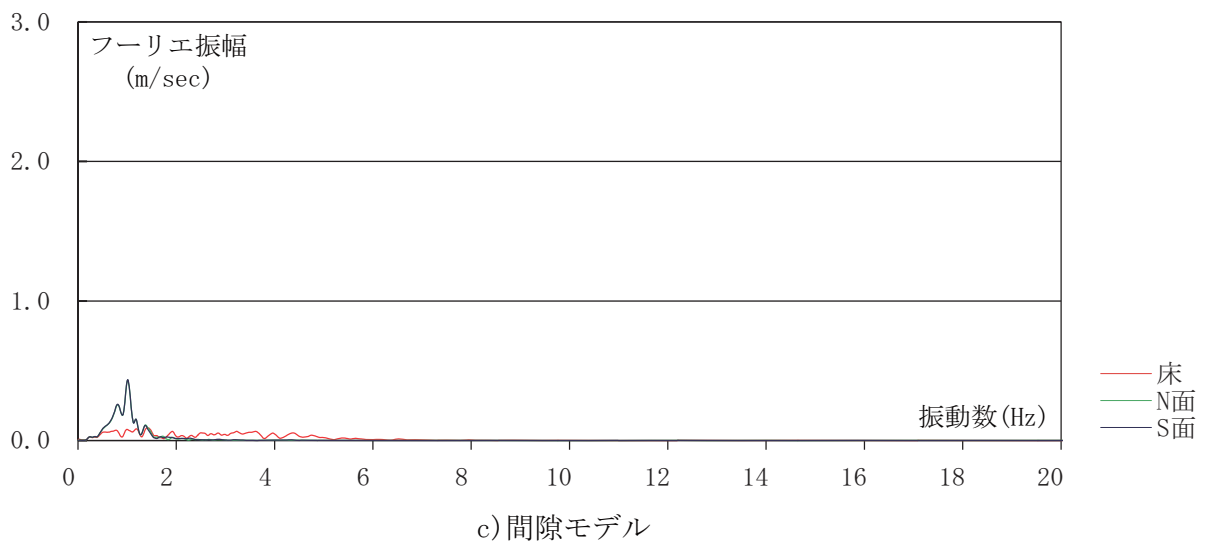
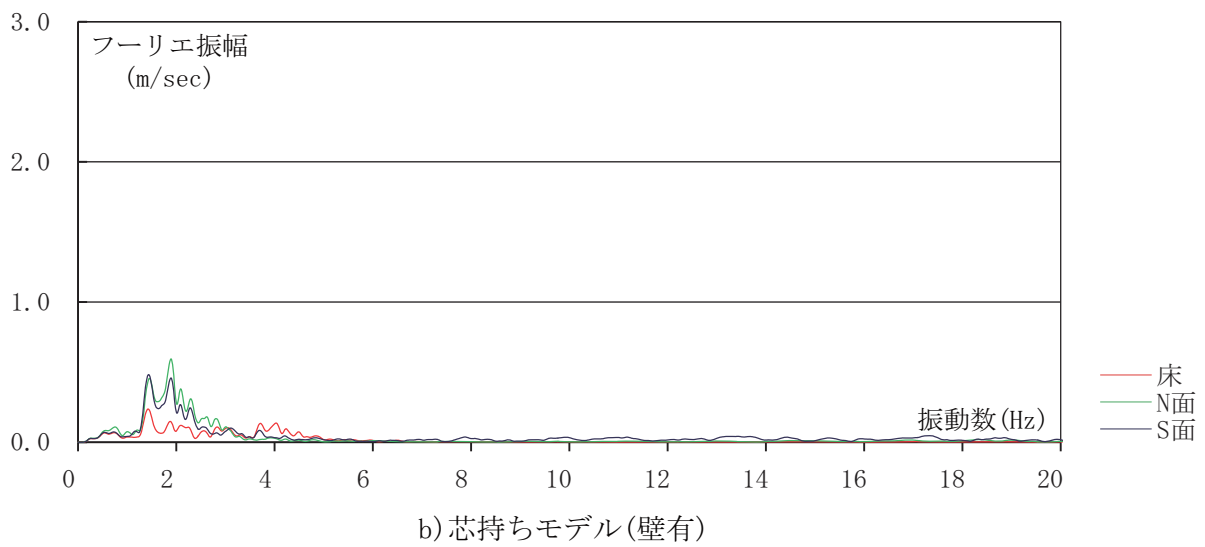
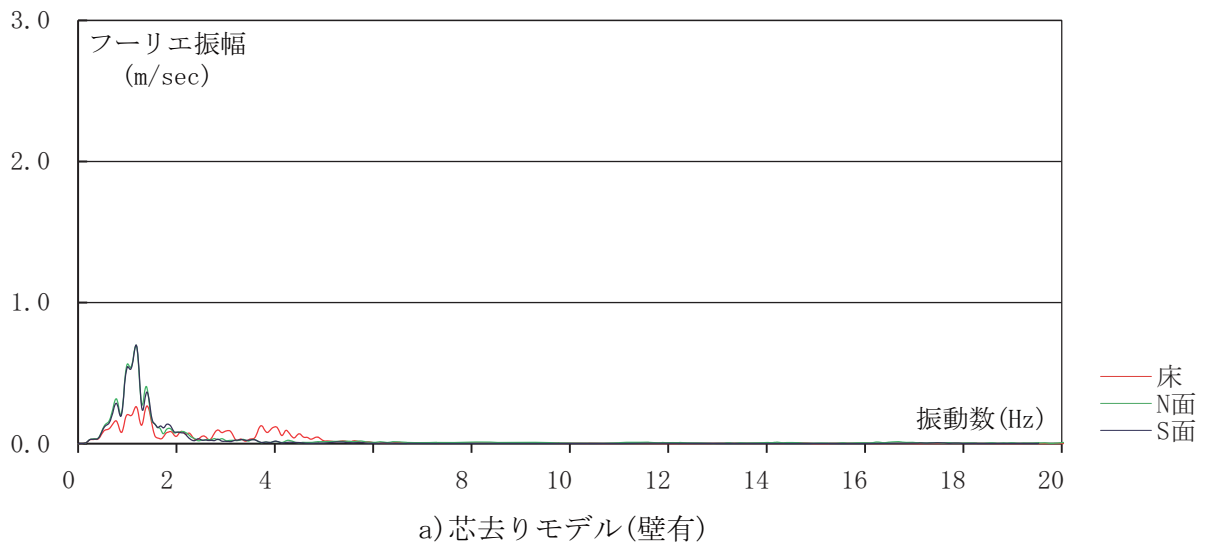
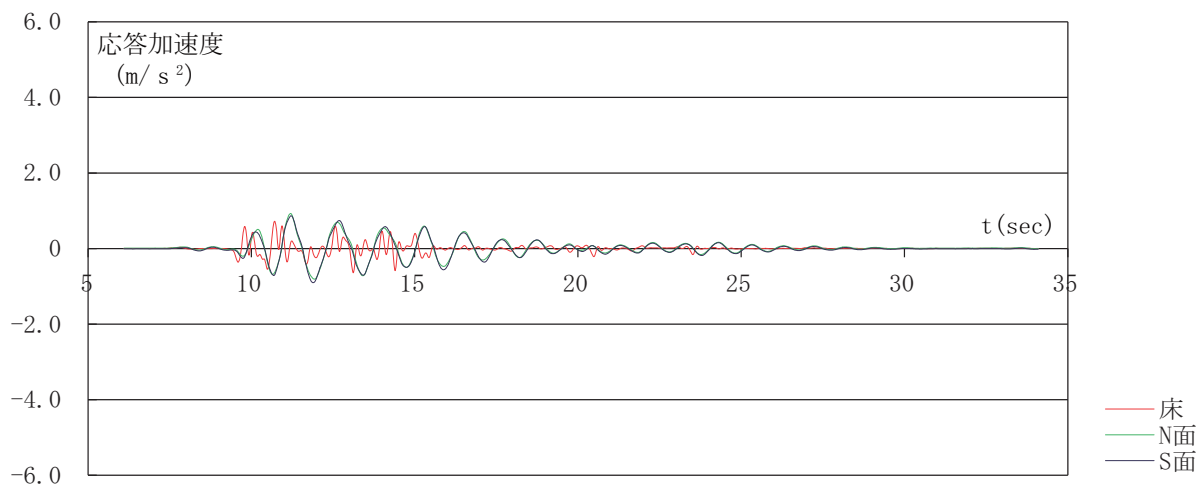
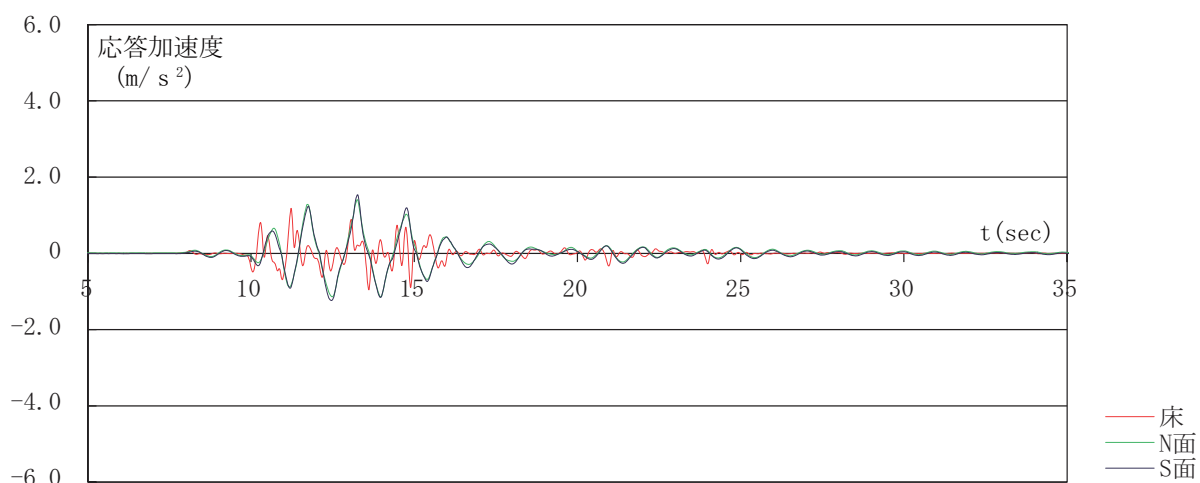


図 6-18. Max81.8gal (10% 出力) におけるフーリエスペクトル



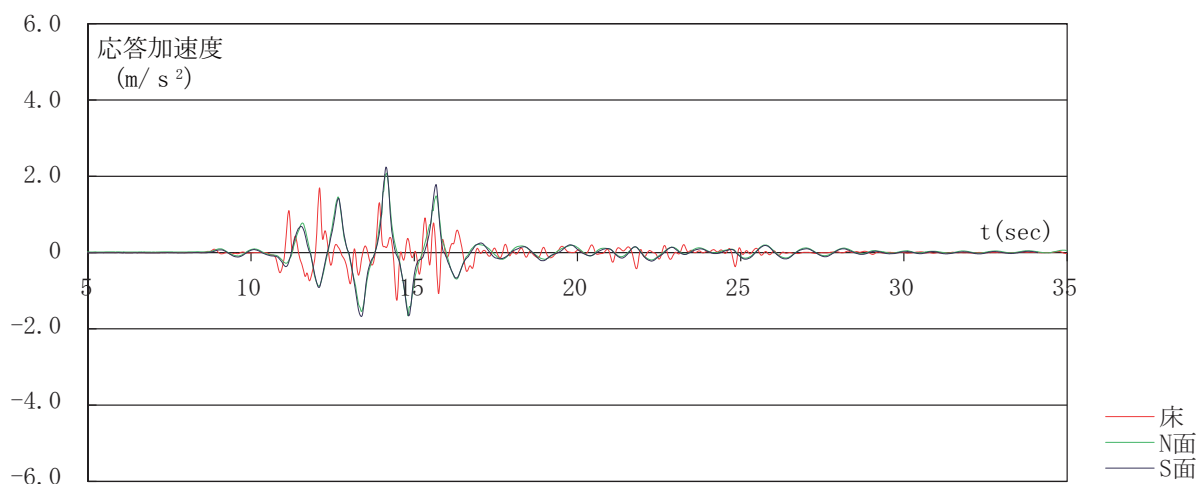
c) 間隙モデル

図 6-19. Max163.6gal (20% 出力) における加速度応答波形



c) 間隙モデル

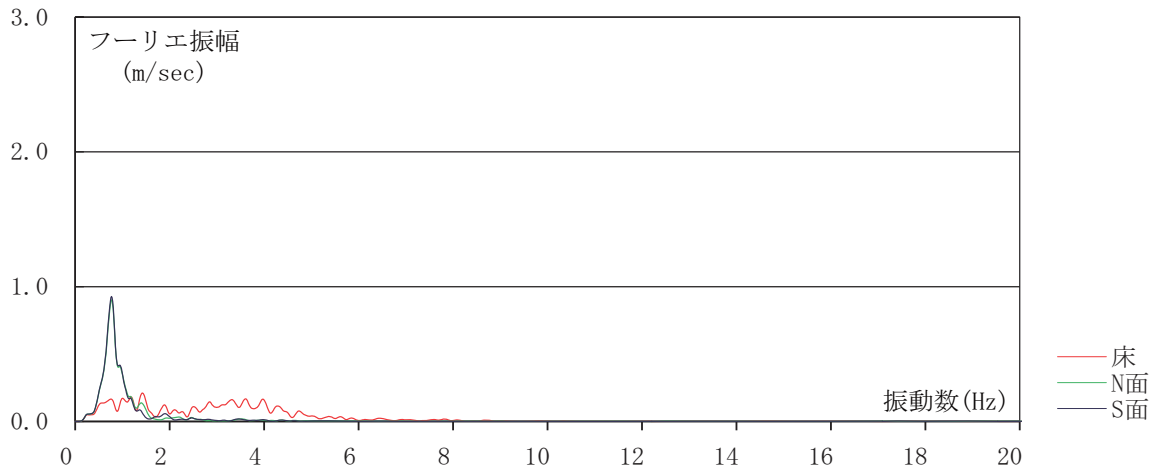
図 6-20. Max245.4gal (30% 出力) における加速度応答波形



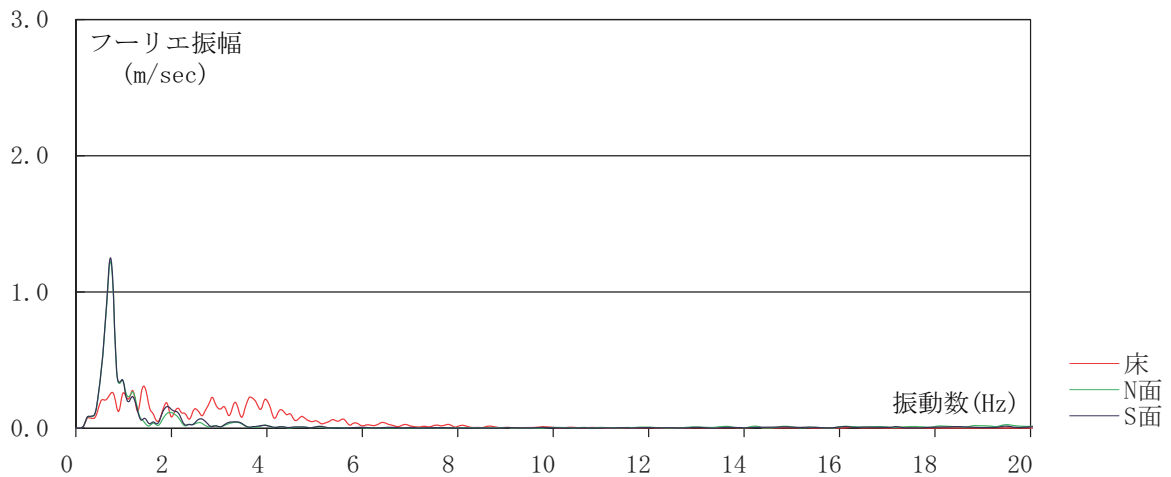
c) 間隙モデル

図 6-21. Max327.2gal (40% 出力) における加速度応答波形

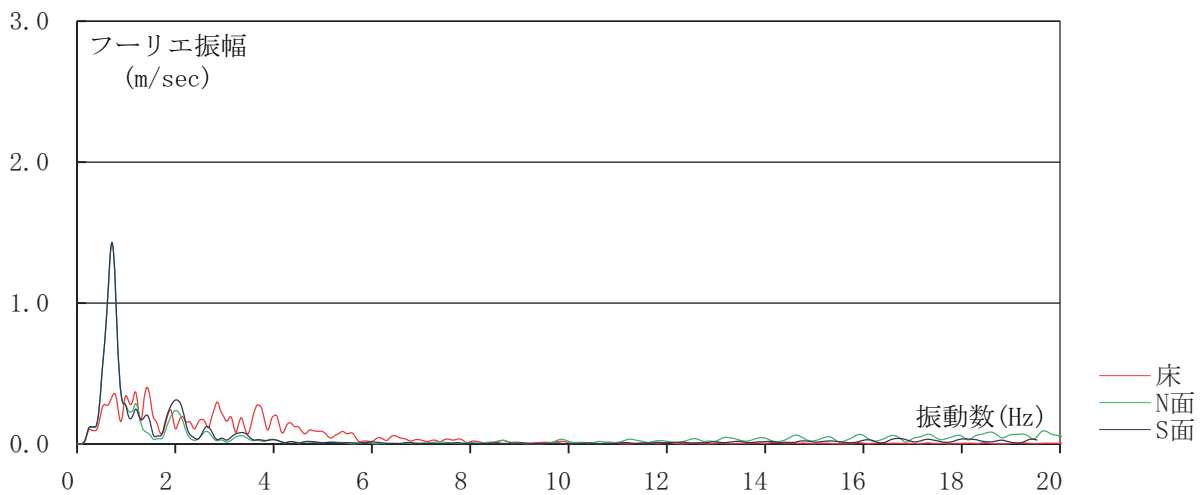




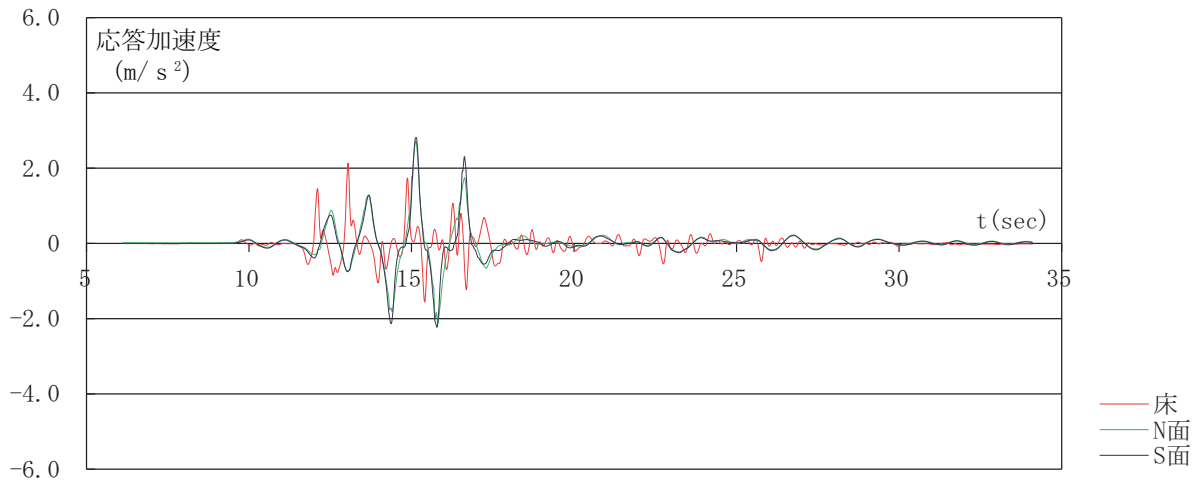
c) 間隙モデル  
 図 6-22. Max163.6gal (20% 出力) におけるフーリエスペクトル



c) 間隙モデル  
 図 6-23. Max245.4gal (30% 出力) におけるフーリエスペクトル

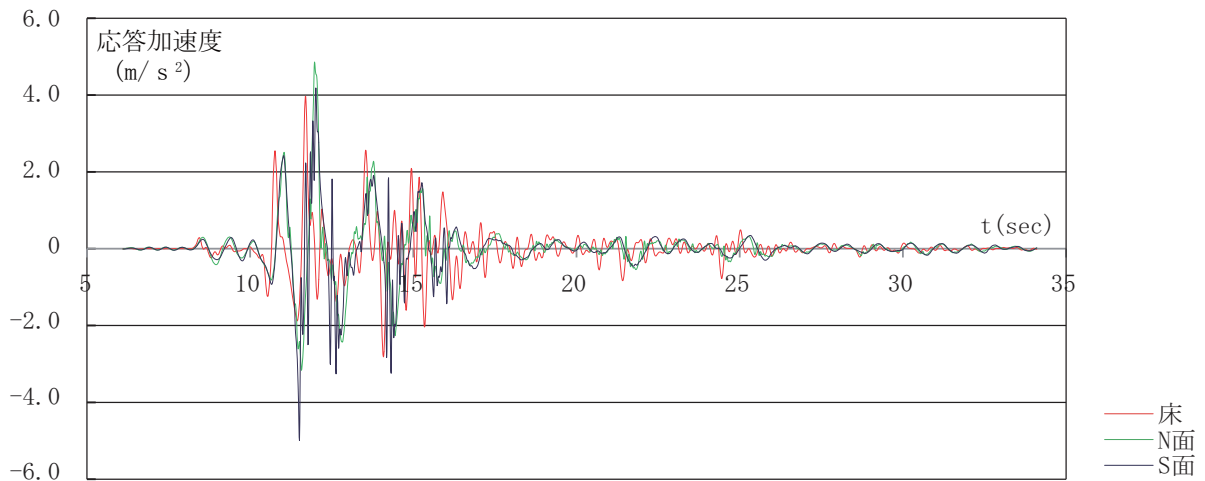


c) 間隙モデル  
 図 6-24. Max327.2gal (40% 出力) におけるフーリエスペクトル

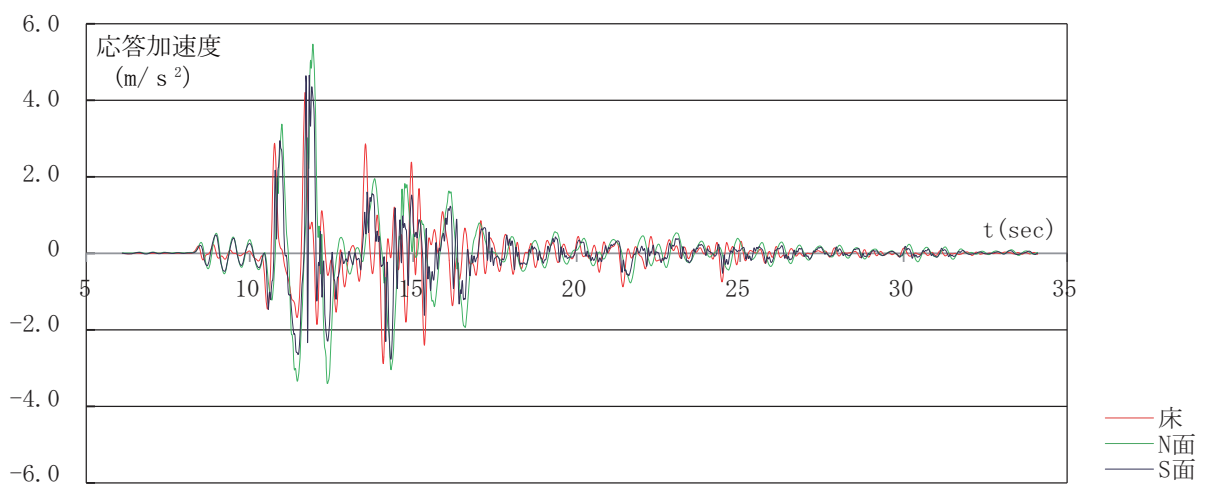


c) 間隙モデル

図 6-25. Max409.0gal (50% 出力) における加速度応答波形



a) 芯去りモデル(壁有)-1回目



b) 芯持ちモデル(壁有)-1回目

図 6-26. Max490.8gal (60% 出力) における加速度応答波形

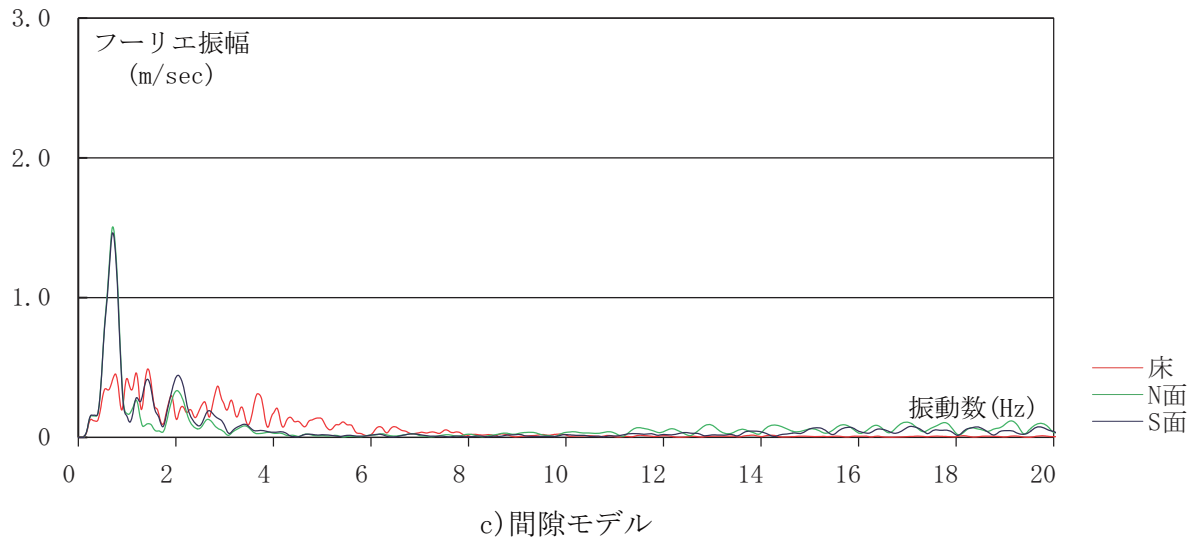


図 6-27. Max409.0gal (50% 出力) におけるフーリエスペクトル

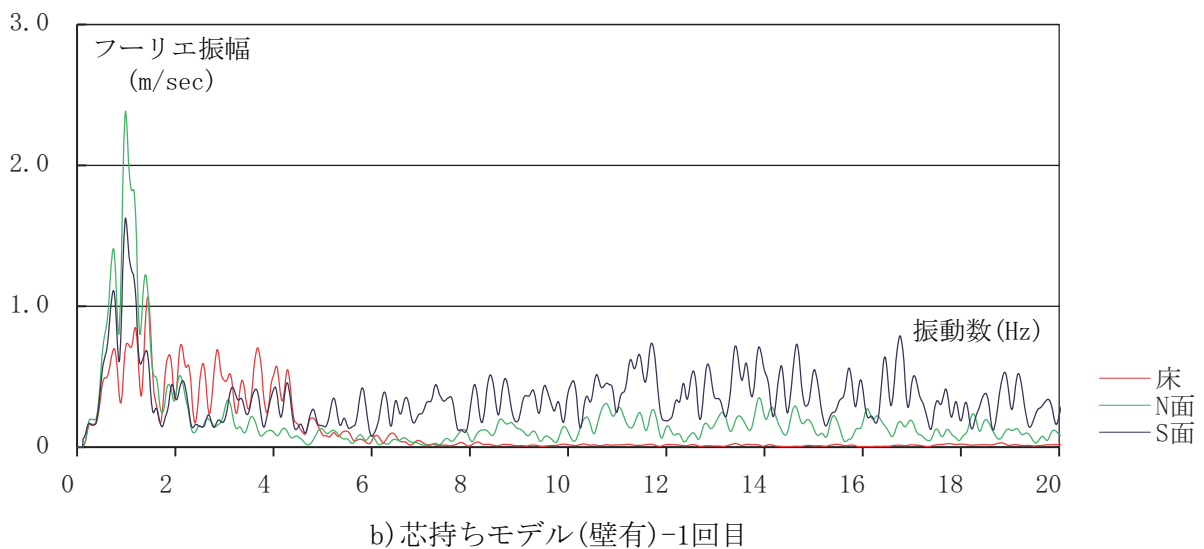
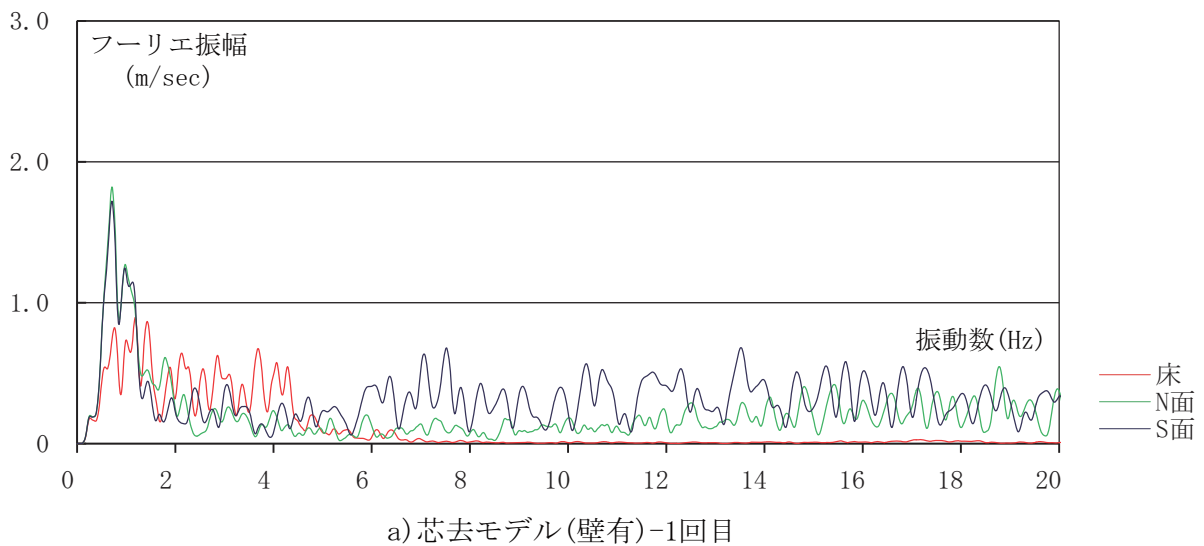
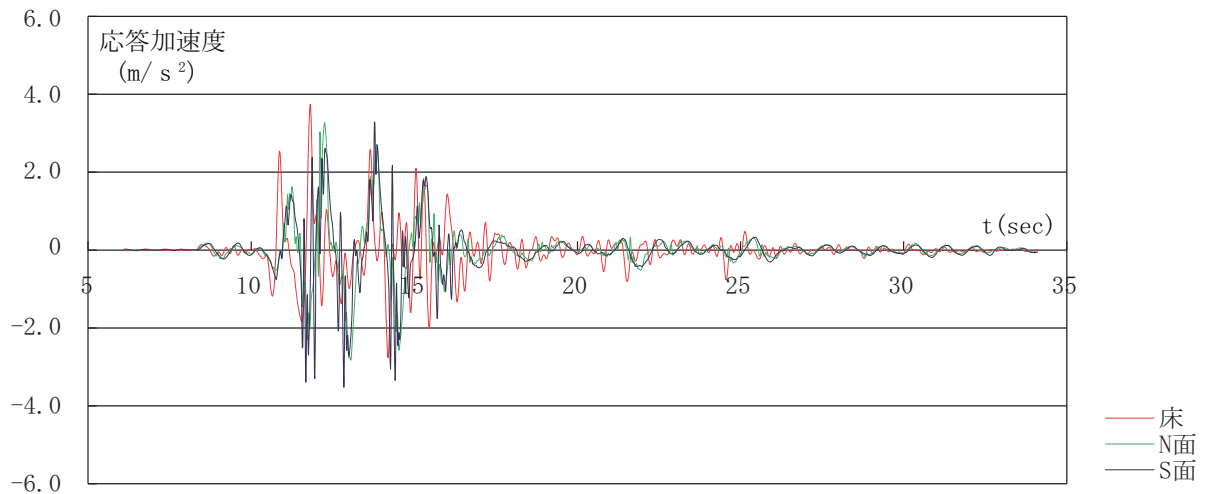
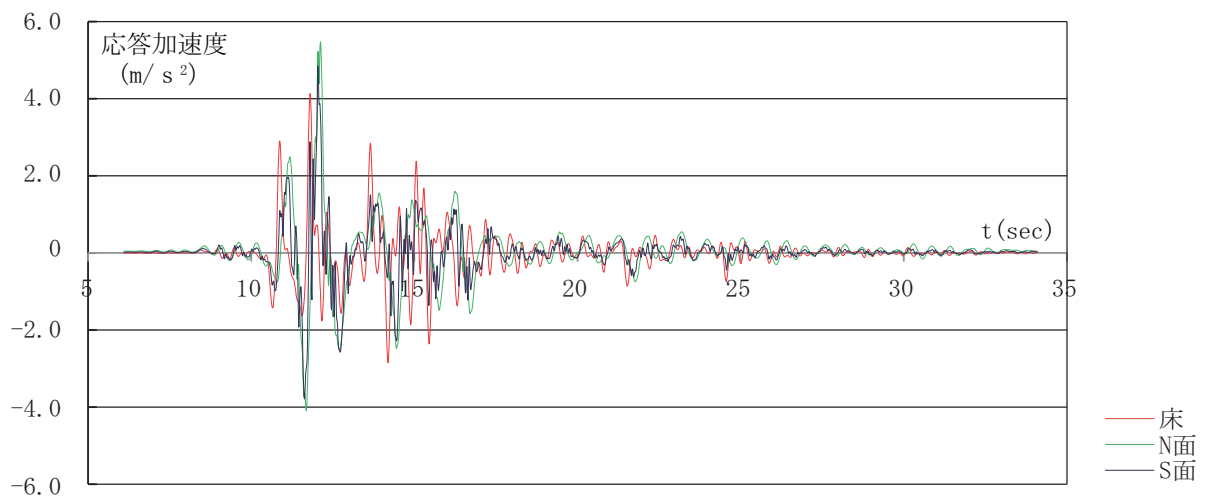


図 6-28. Max490.8gal (60% 出力) における加速度応答波形



a) 芯去りモデル(壁有)-2回目



b) 芯持ちモデル(壁有)-2回目

図 6-29. Max490.8gal (60% 出力) における加速度応答波形

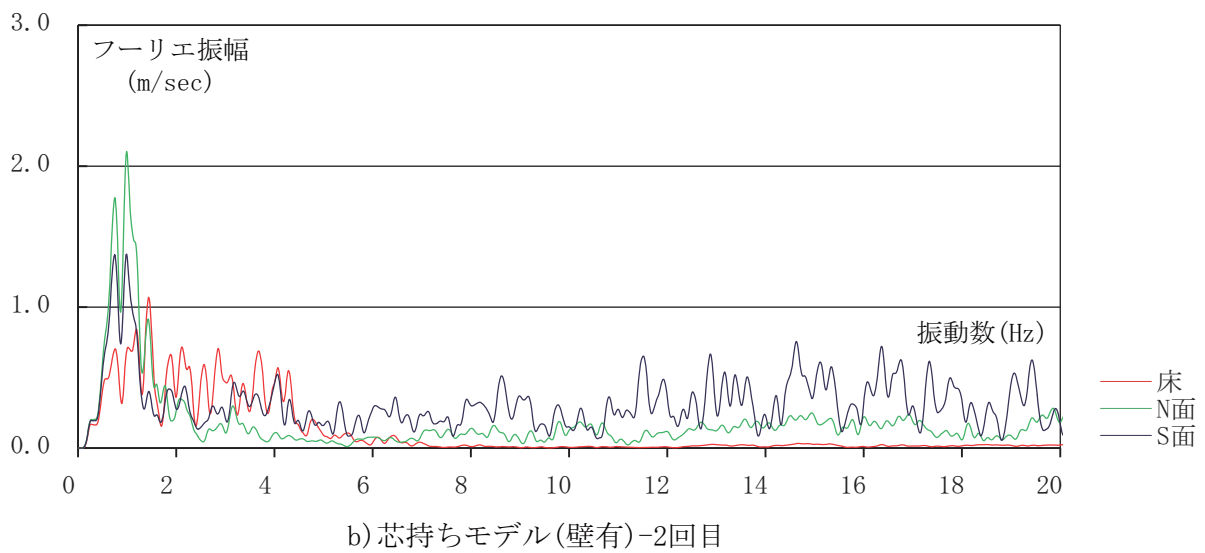
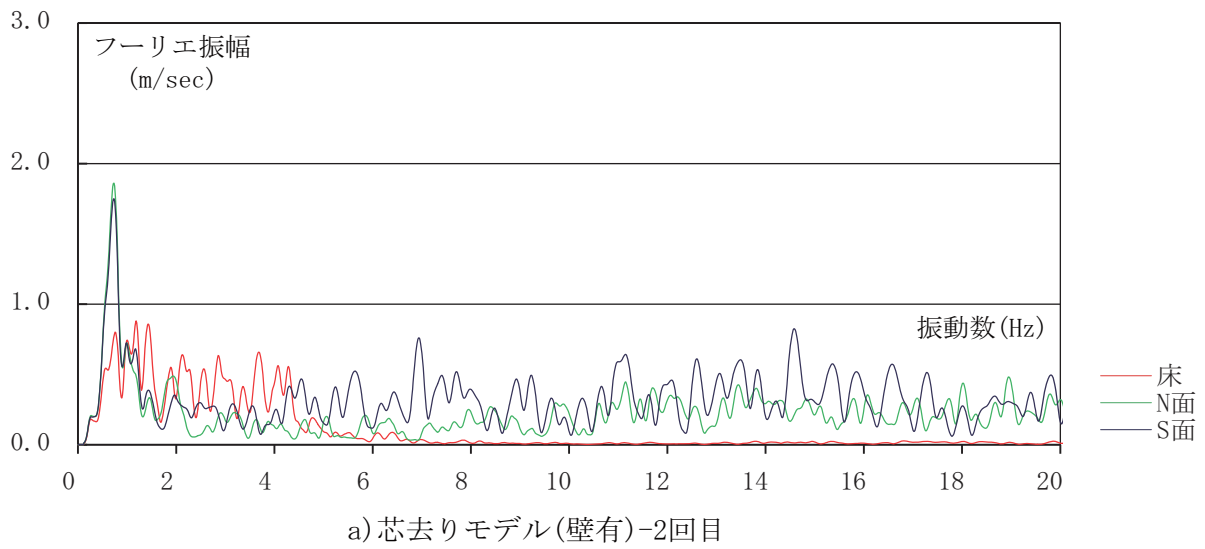
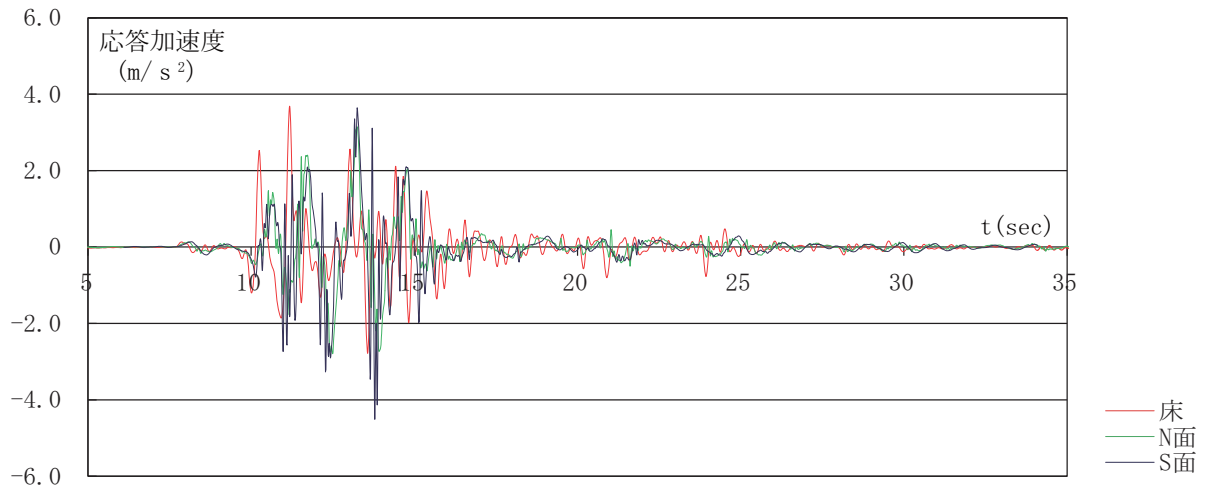
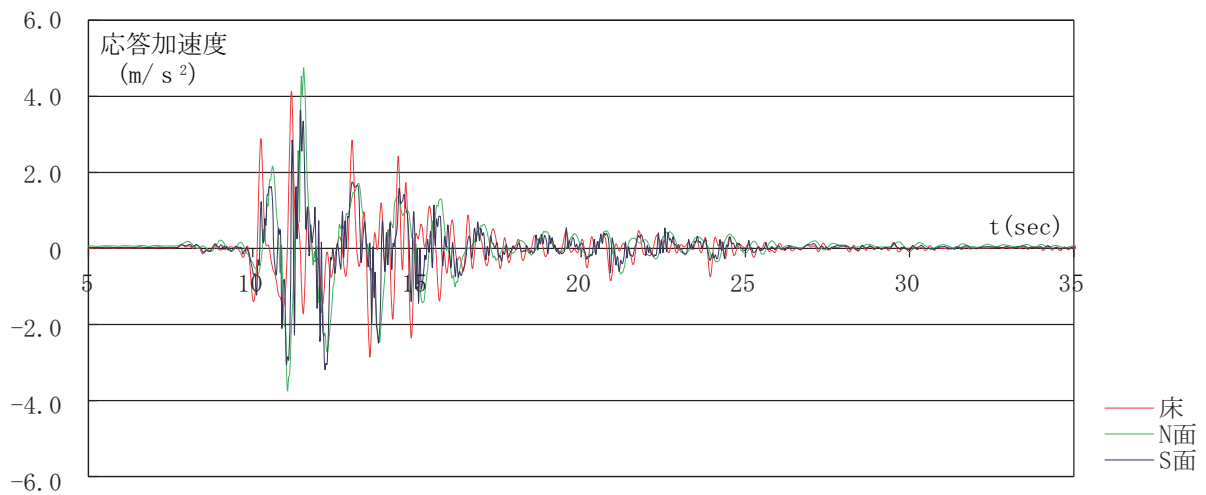


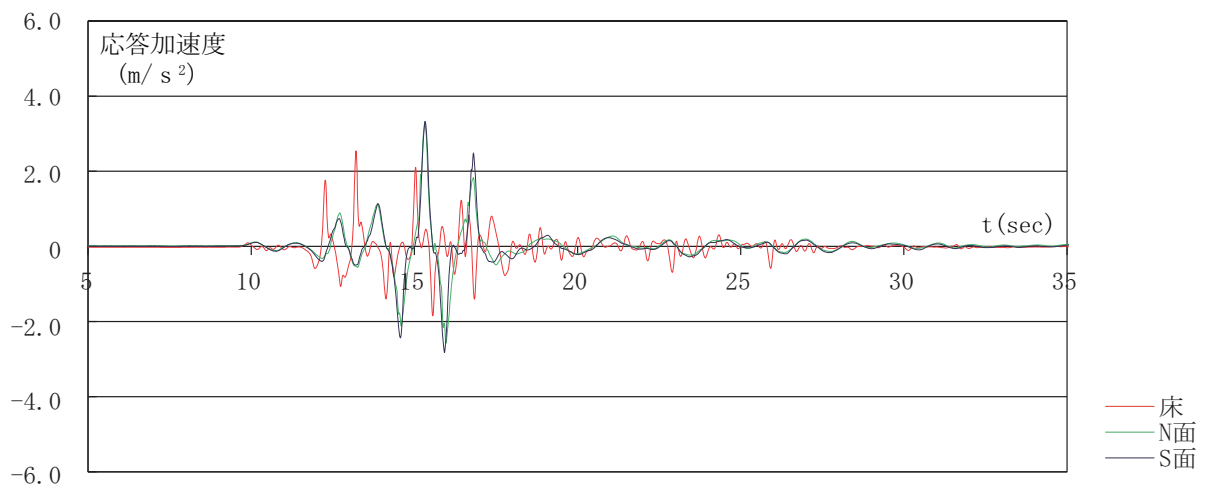
図 6-30. Max490.8gal (60% 出力) におけるフーリエスペクトル



a) 芯去りモデル

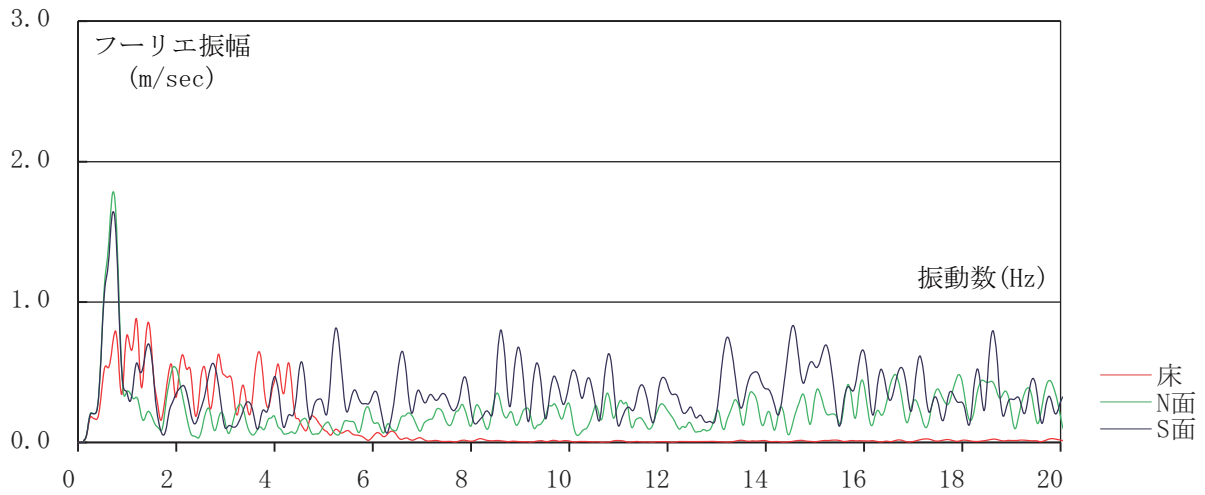


b) 芯持ちモデル

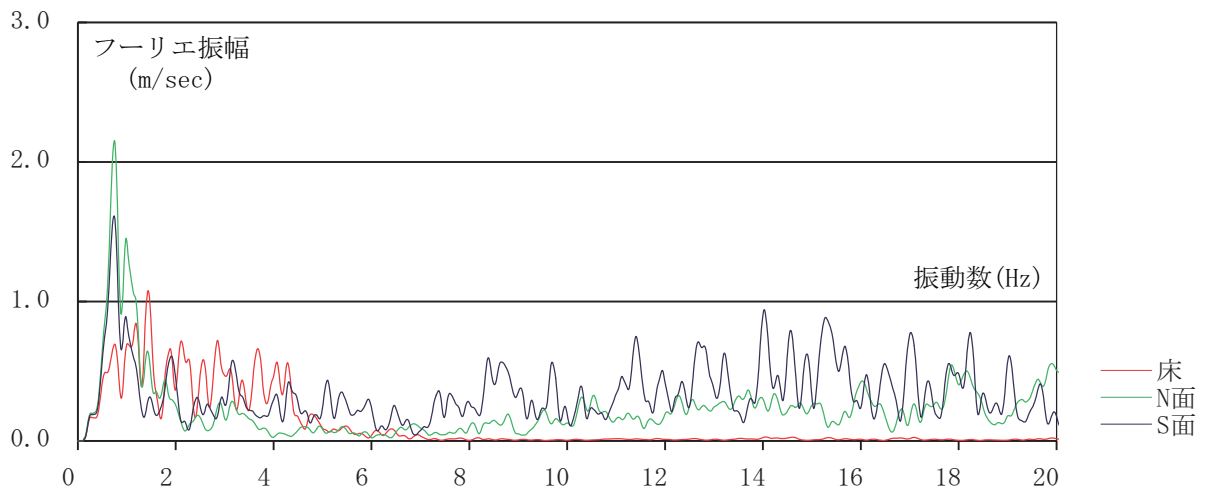


c) 間隙モデル

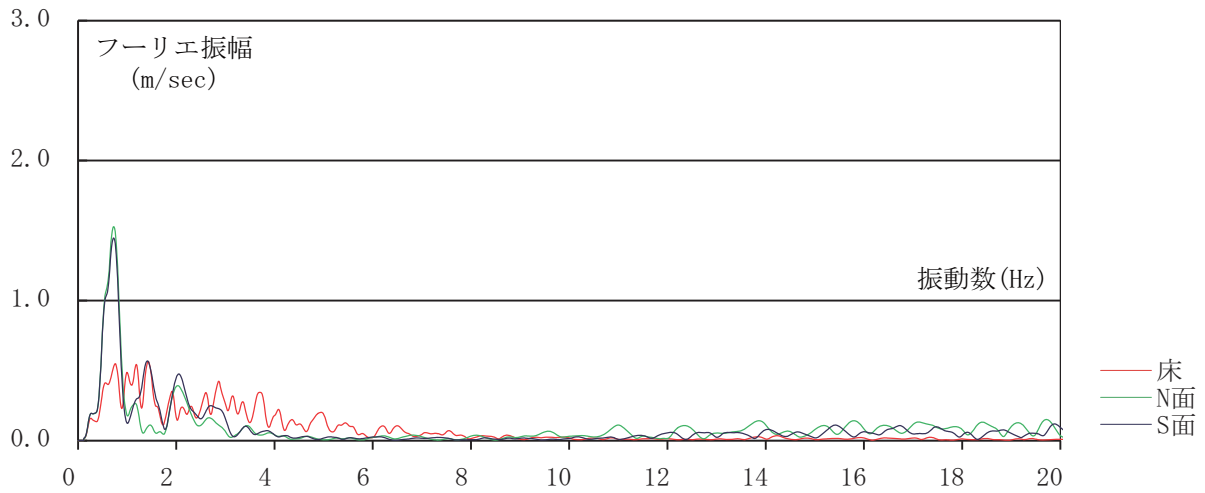
図 6-31. Max490.8gal(60%出力)における加速度応答波形



a) 芯去りモデル



b) 芯持ちモデル



c) 間隙モデル

図 6-32. Max490.8gal (60% 出力) におけるフーリエスペクトル

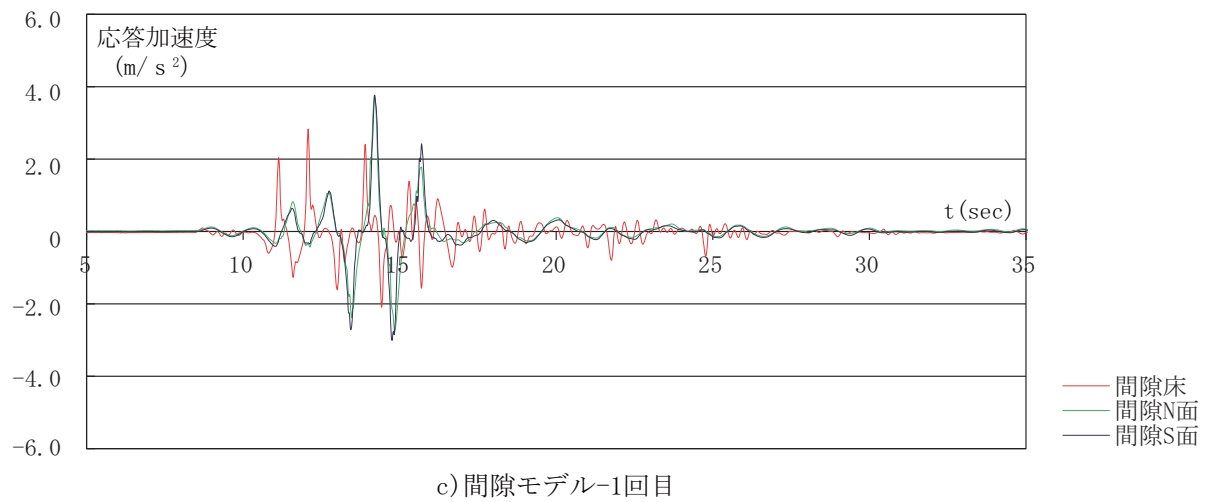
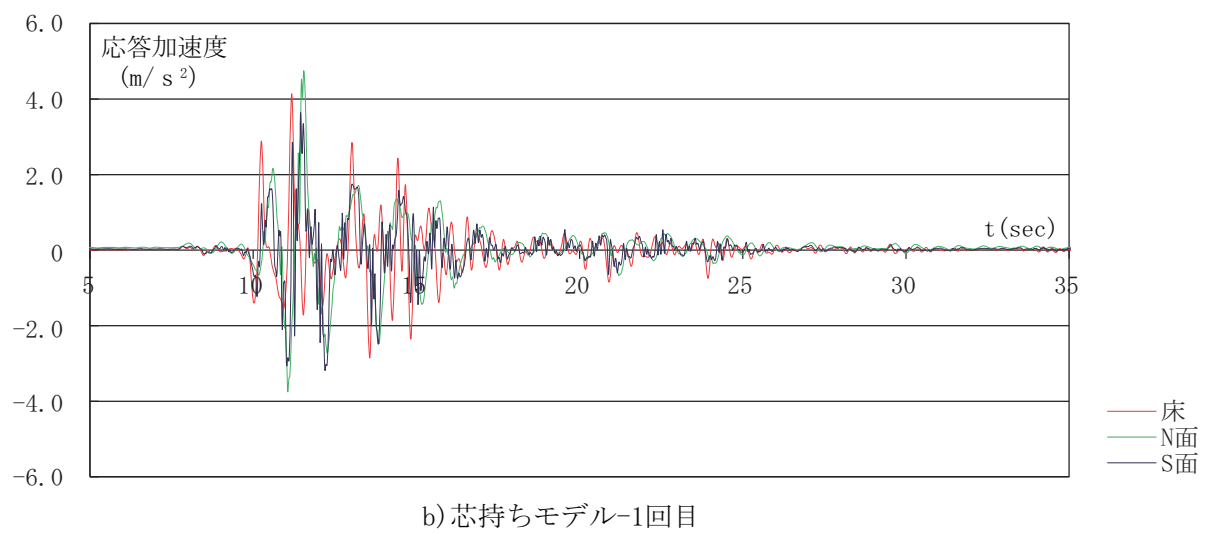
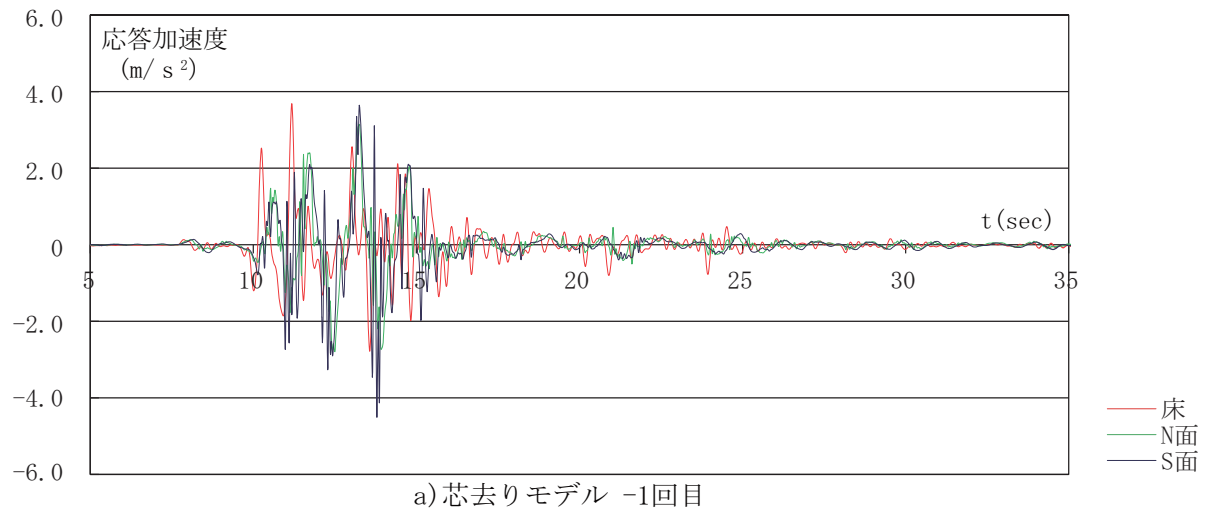
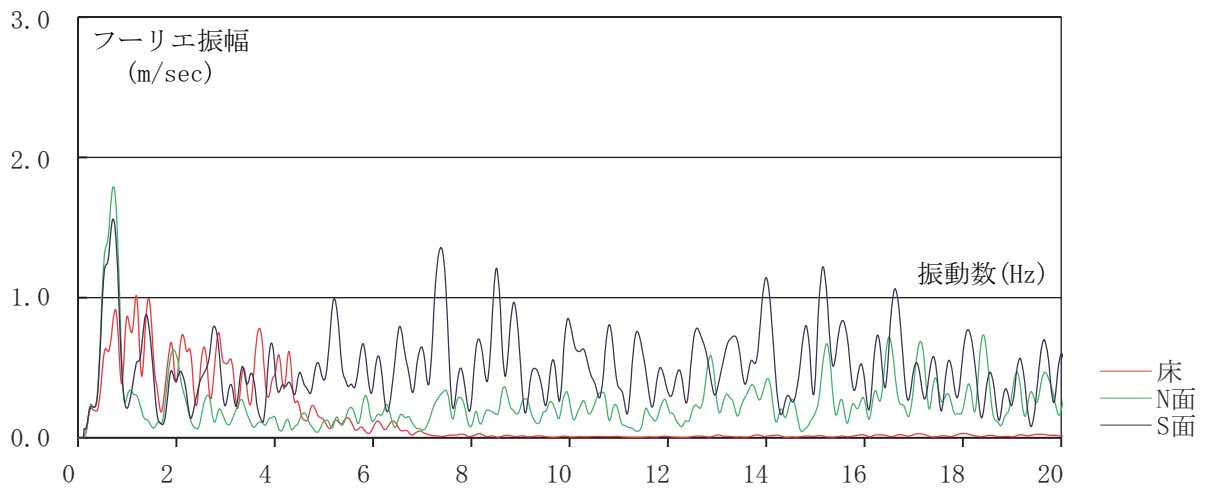
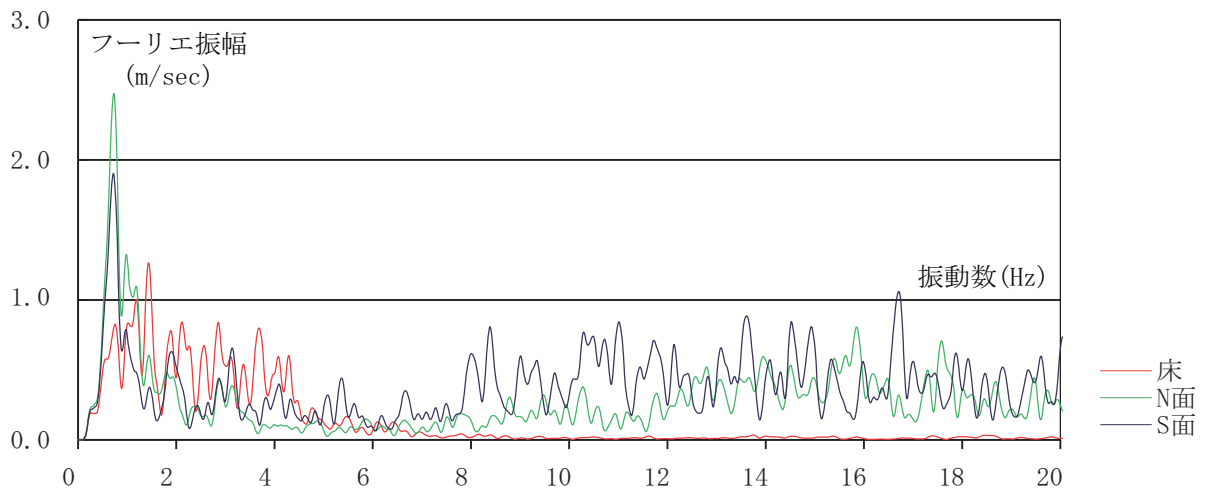


図 6-33. Max572.6gal (70% 出力) における加速度応答波形

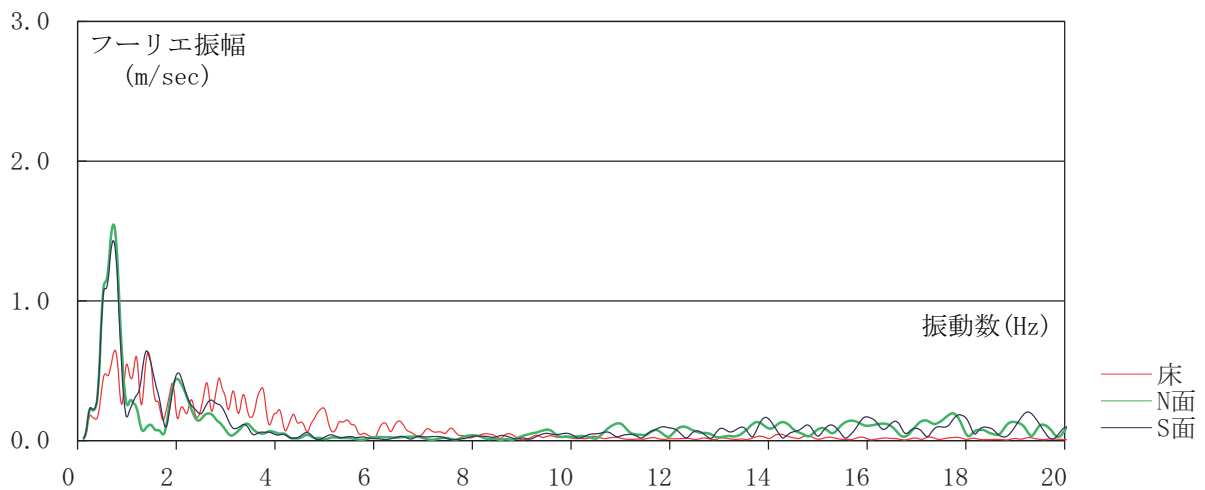




a) 芯去り材モデル-1回目

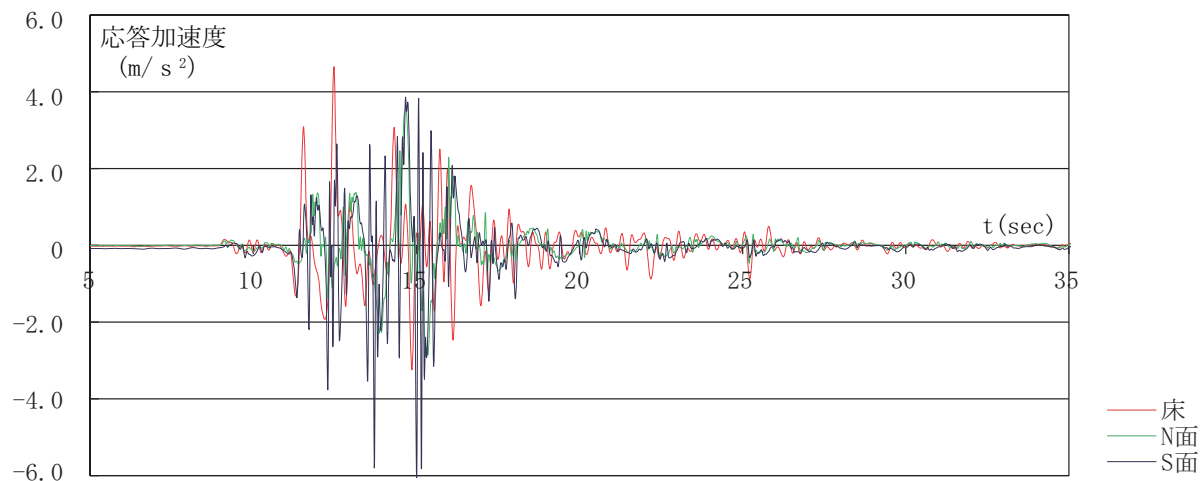


b) 芯持ちモデル-1回目

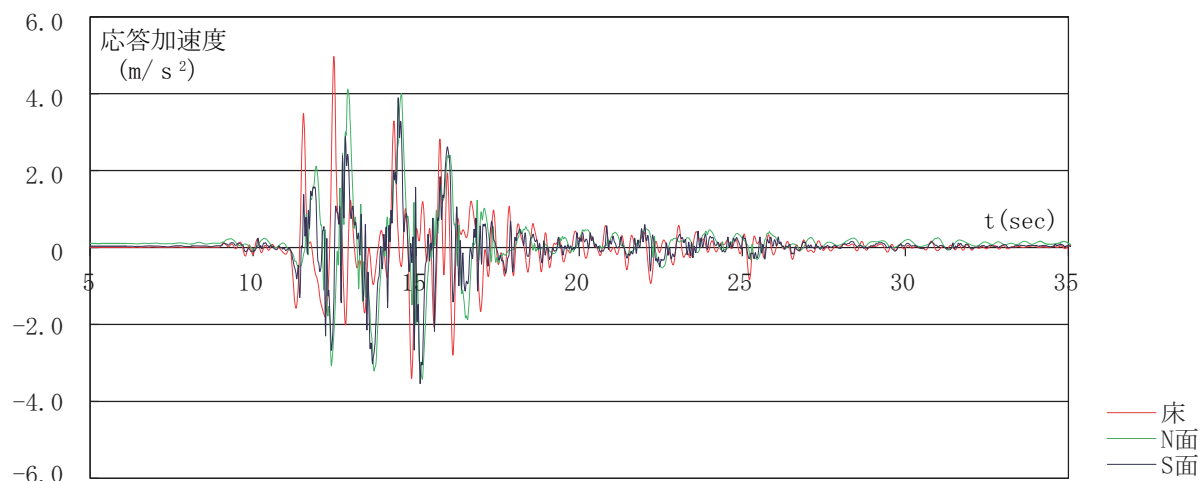


c) 間隙モデル-1回目

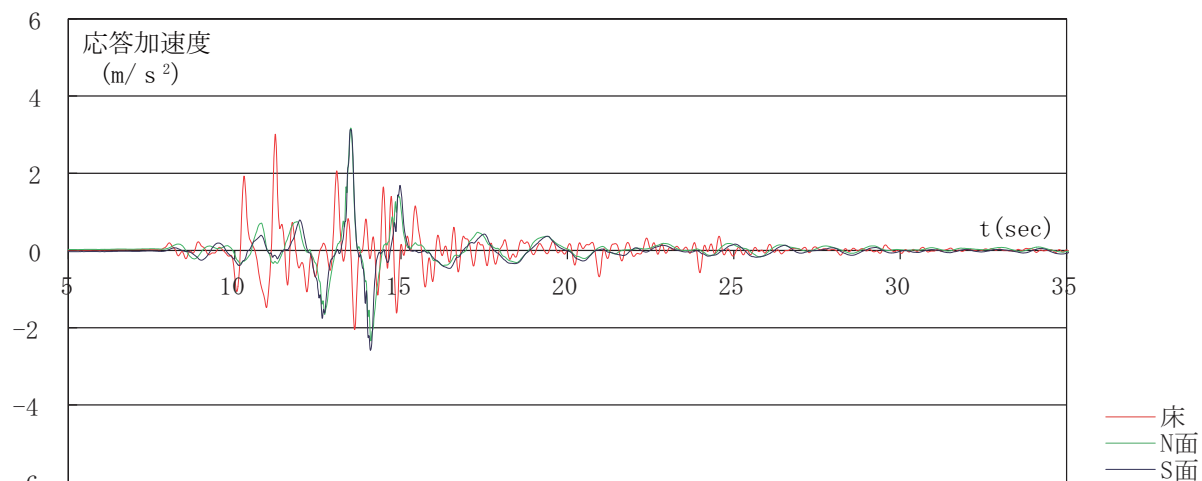
図 6-34. Max572.6gal (70% 出力) におけるフーリエスペクトル



a) 芯去りモデル-2回目

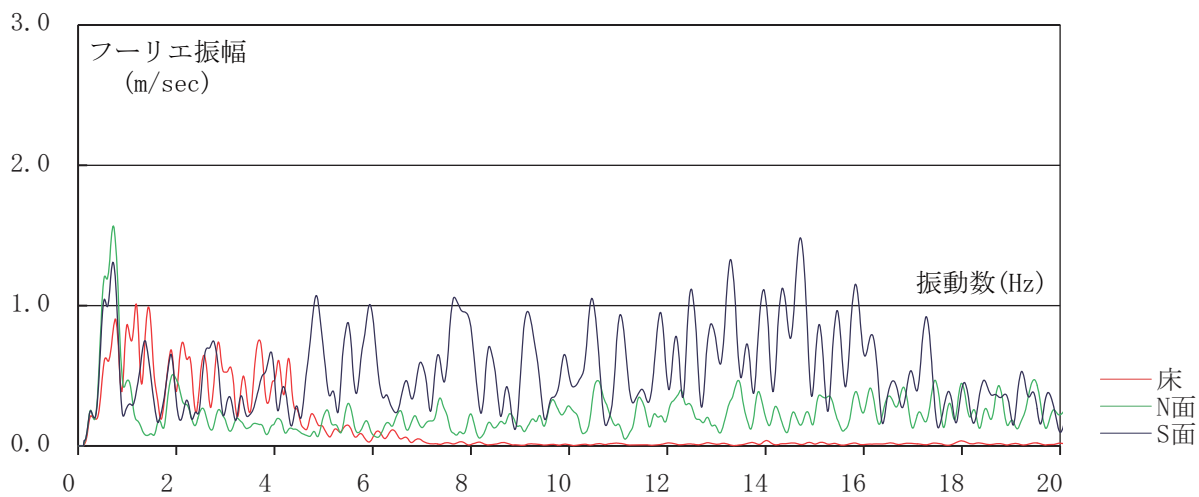


b) 芯持ちモデル-2回目

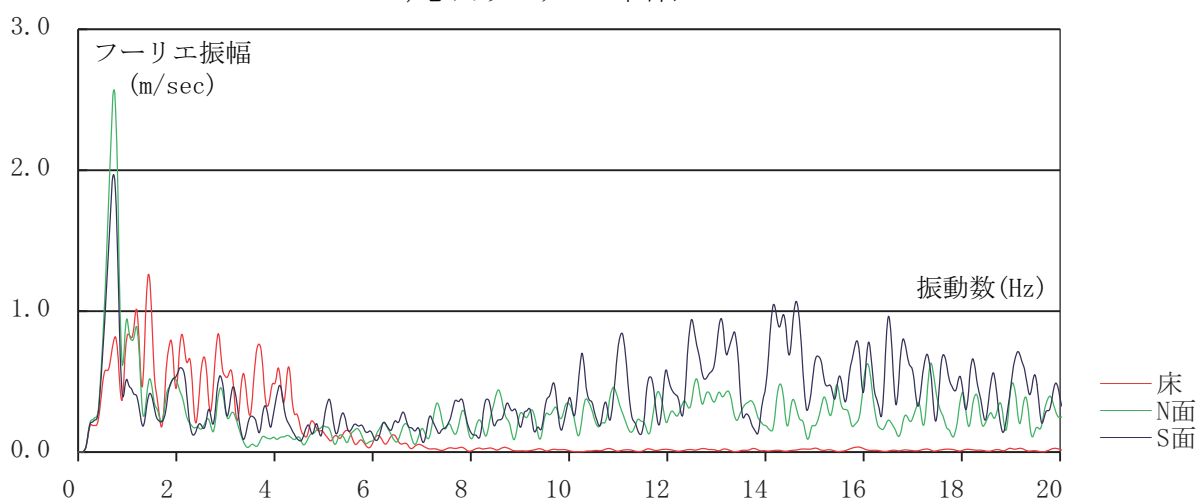


c) 間隙モデル-2回目

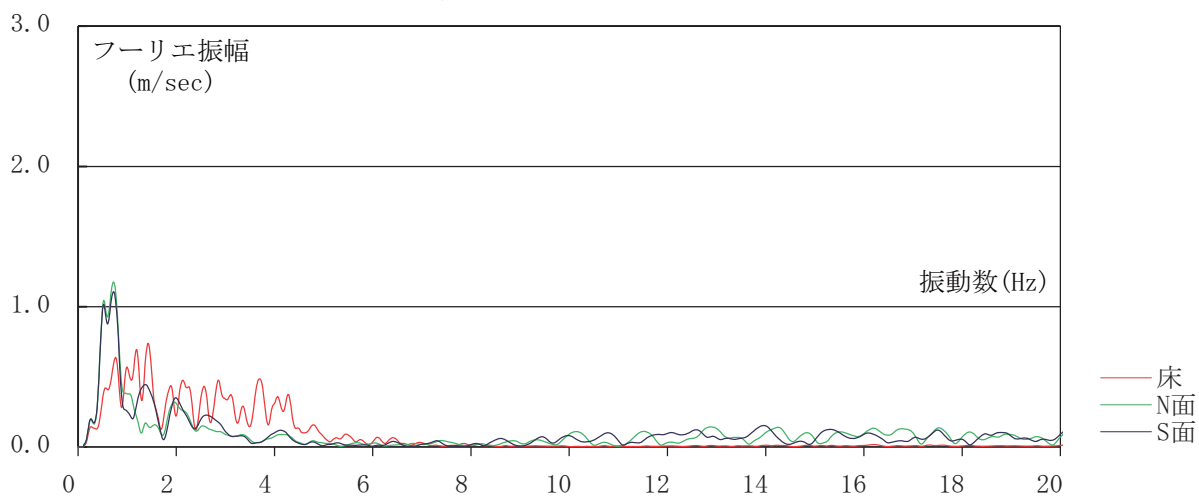
図 6-35. Max572.6gal (70% 出力) における加速度応答波形



a) 芯去りモデル-2回目



b) 芯持ちモデル-2回目



c) 間隙モデル-2回目

図 6-36. Max572.6gal (70% 出力) におけるフーリエスペクトル

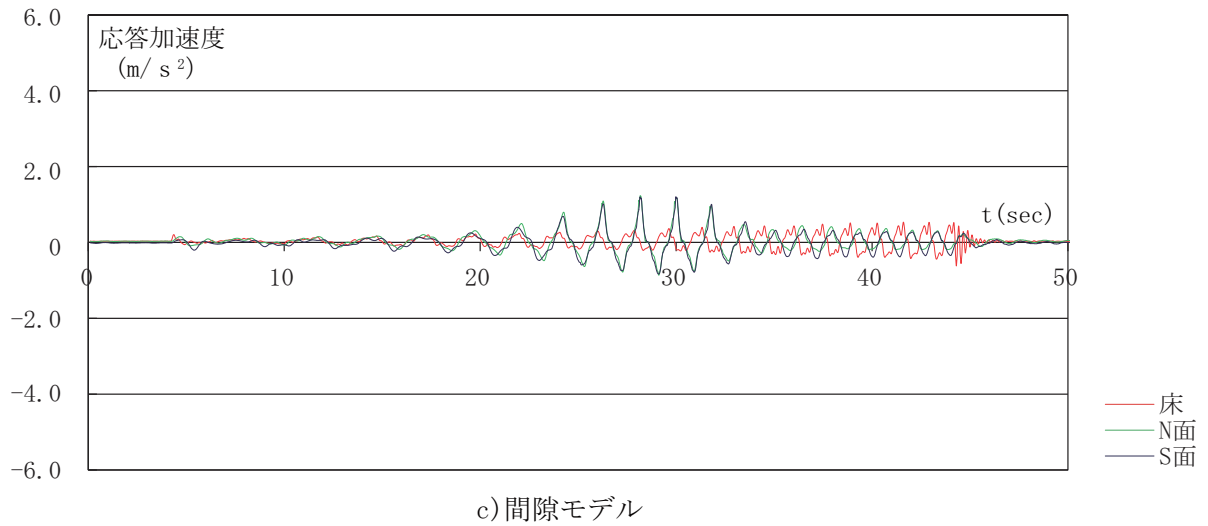


図 6-37. 振動数 0.2-0.8Hz、振幅 20mm のスイープ振動における加速度応答波形

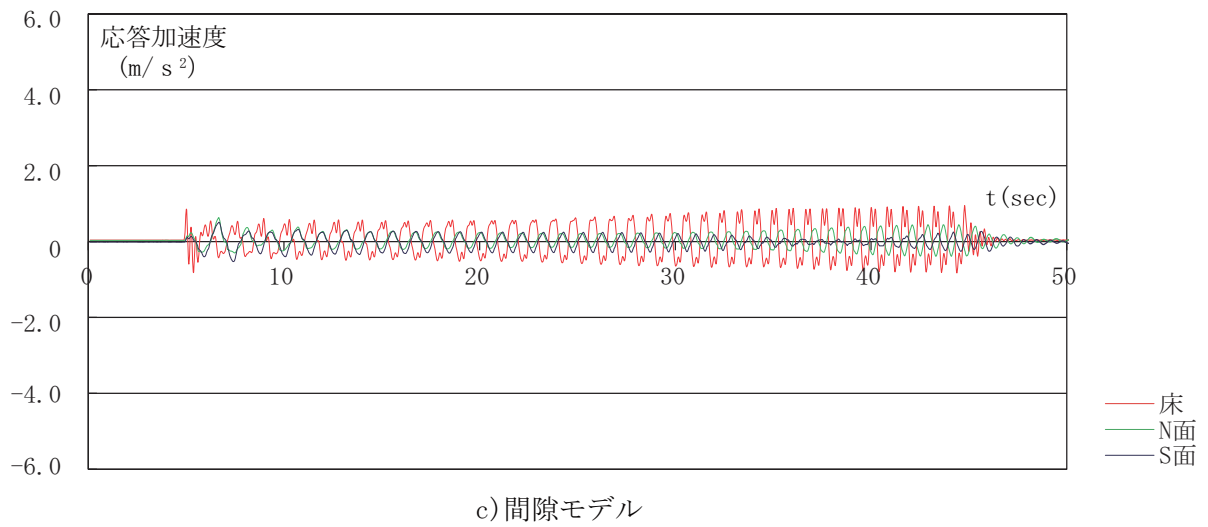


図 6-38. 振動数 0.7-1.2Hz、振幅 20mm のスイープ振動における加速度応答波形

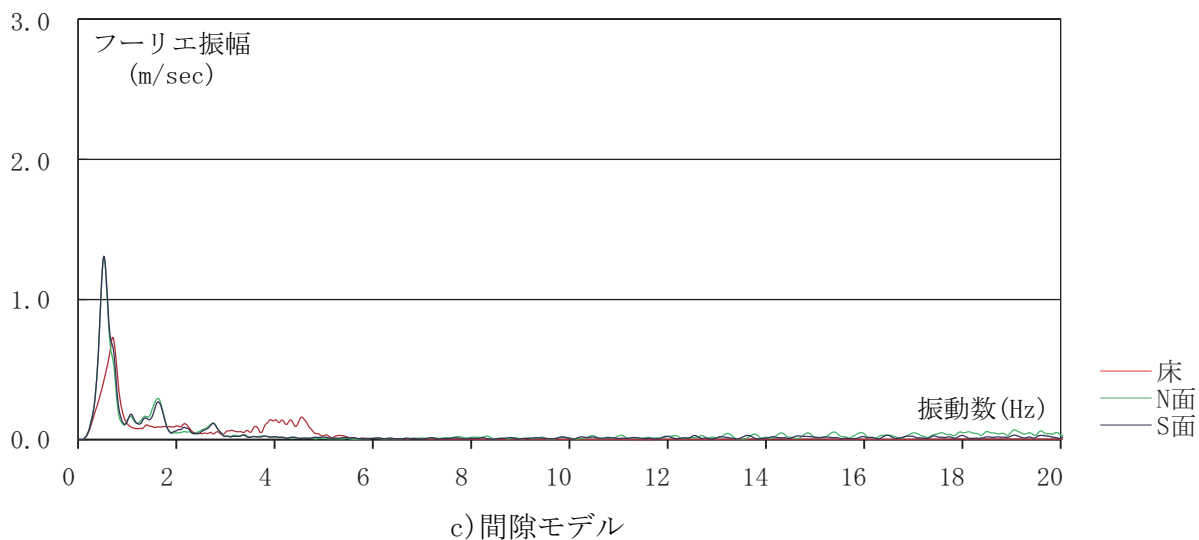


図 6-39. 振動数 0.2-0.8Hz、振幅 20mm のスイープ振動  
におけるフーリエスペクトル

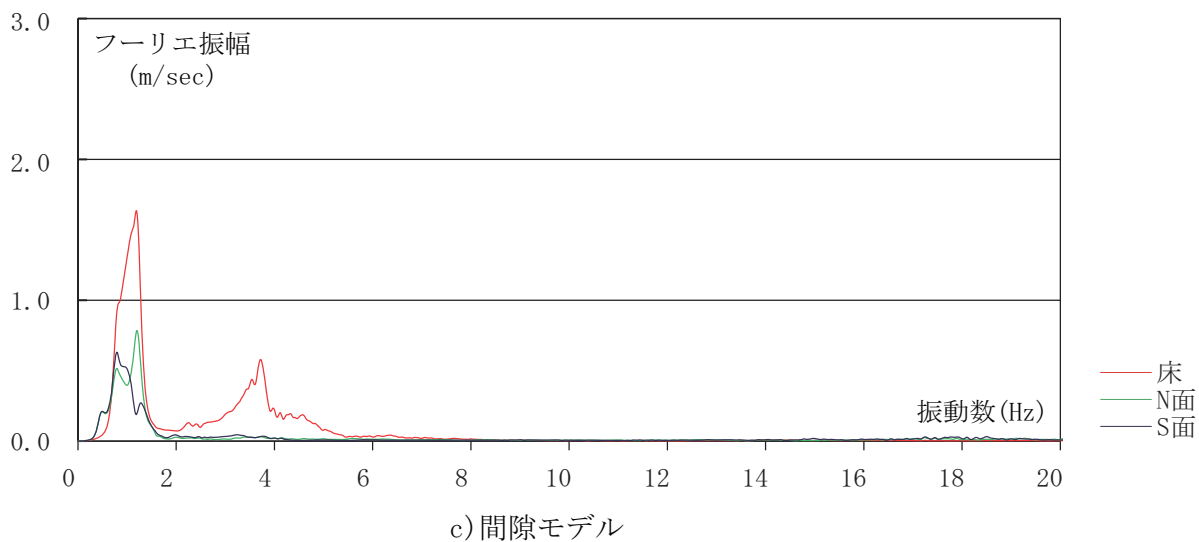


図 6-40. 振動数 0.7-1.2Hz、振幅 20mm のスイープ振動  
におけるフーリエスペクトル

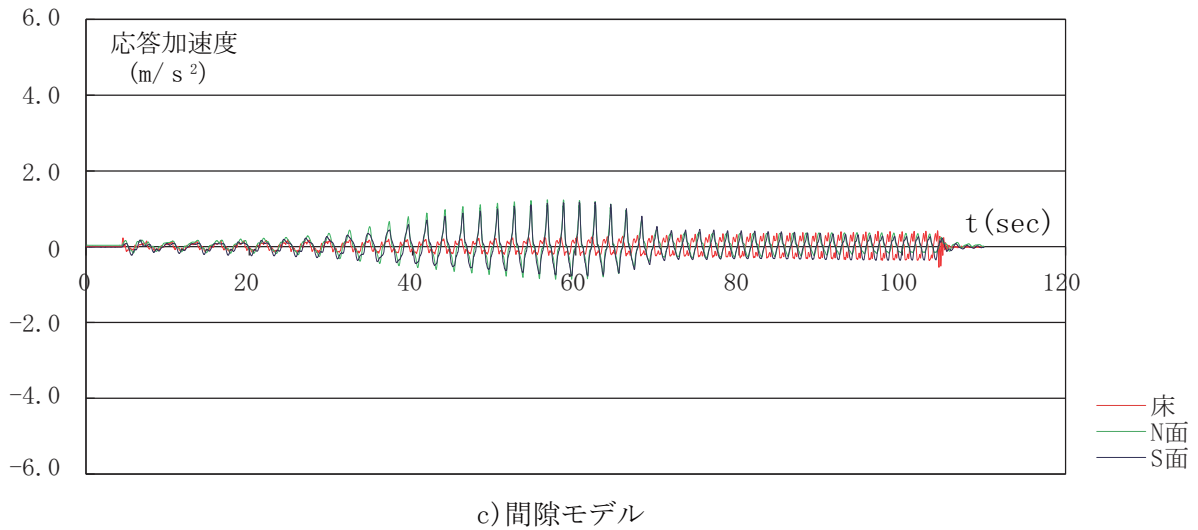


図 6-41. 振動数 0.3-0.7Hz、振幅 20mm のスイープ振動における加速度応答波形

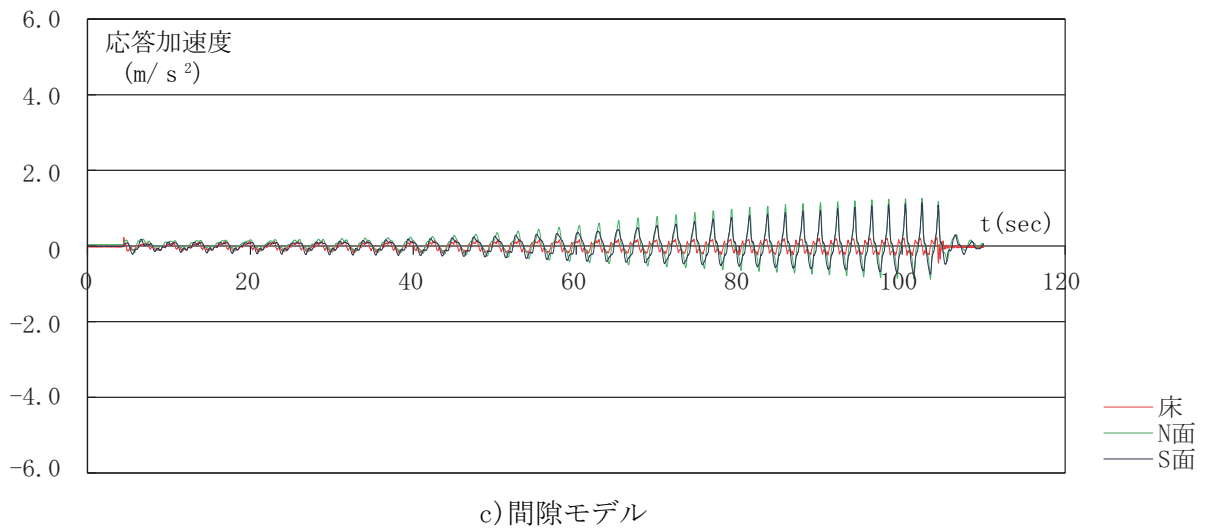


図 6-42. 振動数 0.3-0.5Hz、振幅 20mm のスイープ振動における加速度応答波形

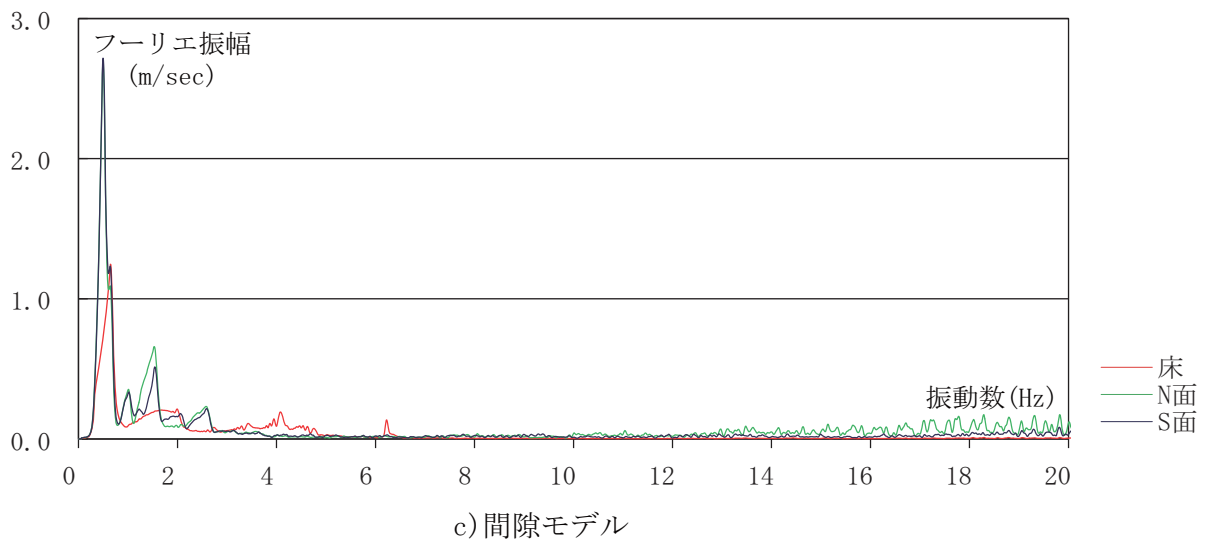


図 6-43. 振動数 0.3-0.7Hz、振幅 20mm のスイープ振動  
におけるフーリエスペクトル

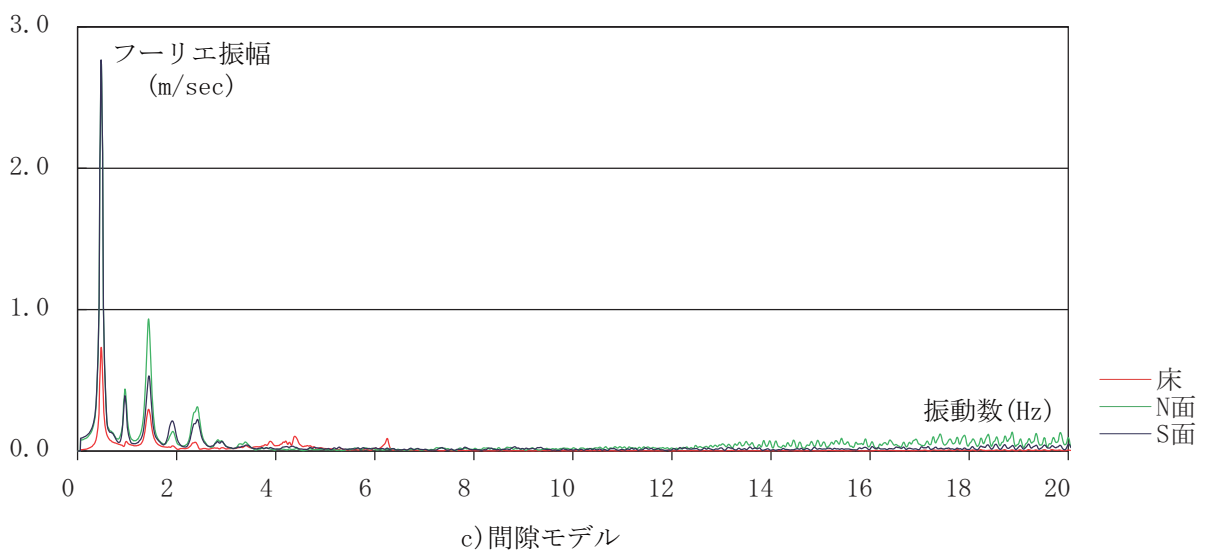


図 6-44. 振動数 0.3-0.5Hz、振幅 20mm のスイープ振動  
におけるフーリエスペクトル

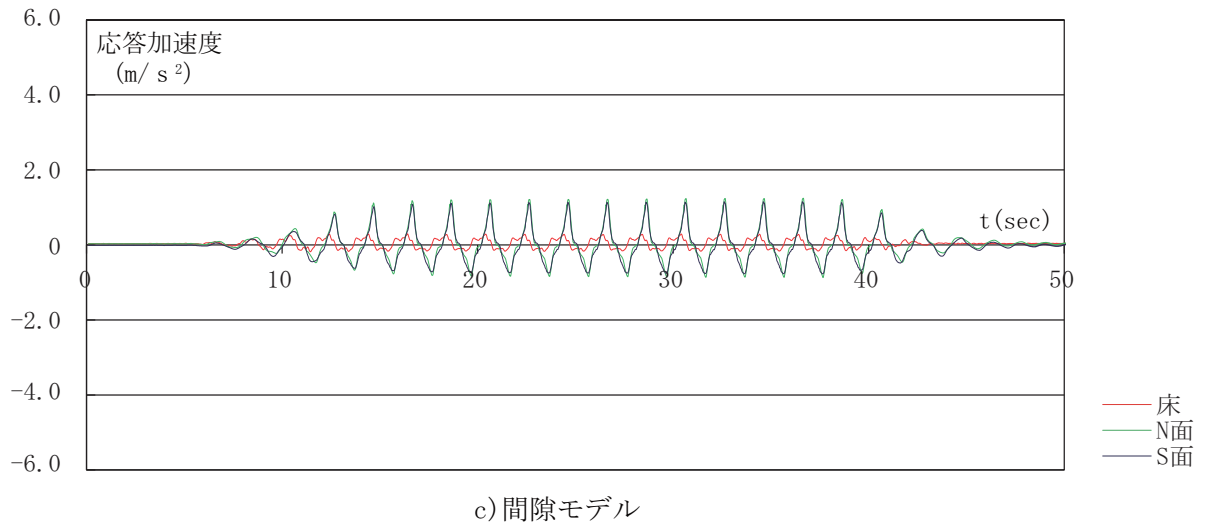


図 6-45. 振動数 0.5Hz、振幅 20mm のスイープ振動における加速度応答波形

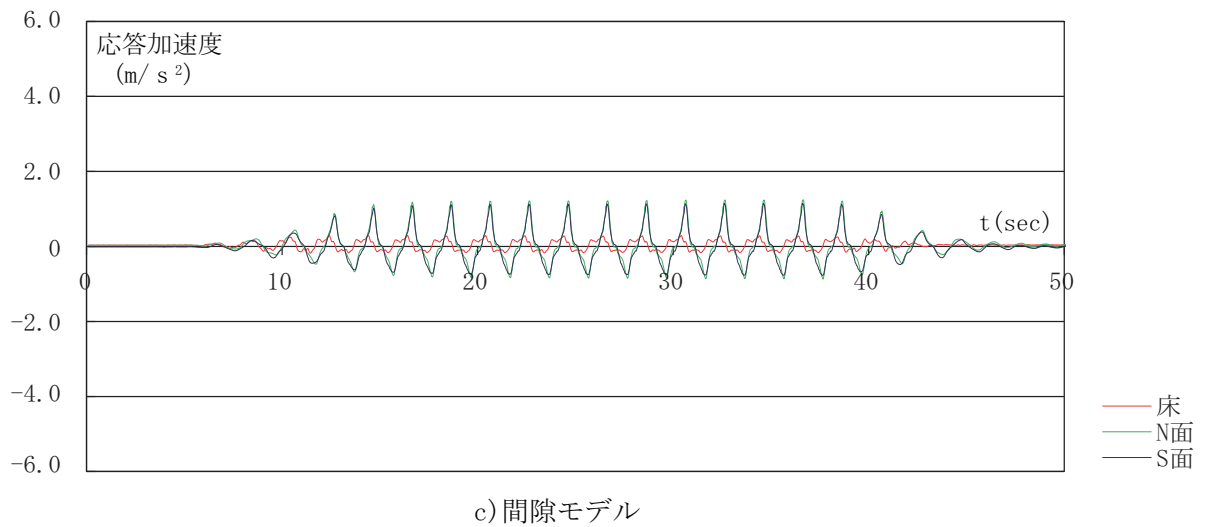


図 6-46. 振動数 0.5Hz、振幅 30mm のスイープ振動における加速度応答波形



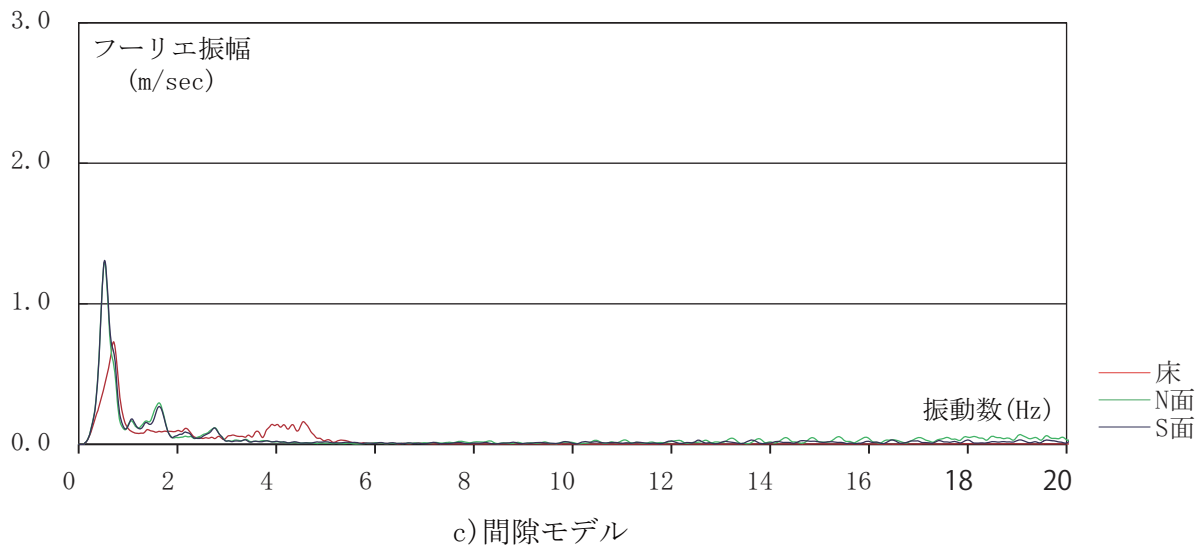


図 6-47. 振動数 0.5Hz、振幅 20mm のスイープ振動におけるフーリエスペクトル

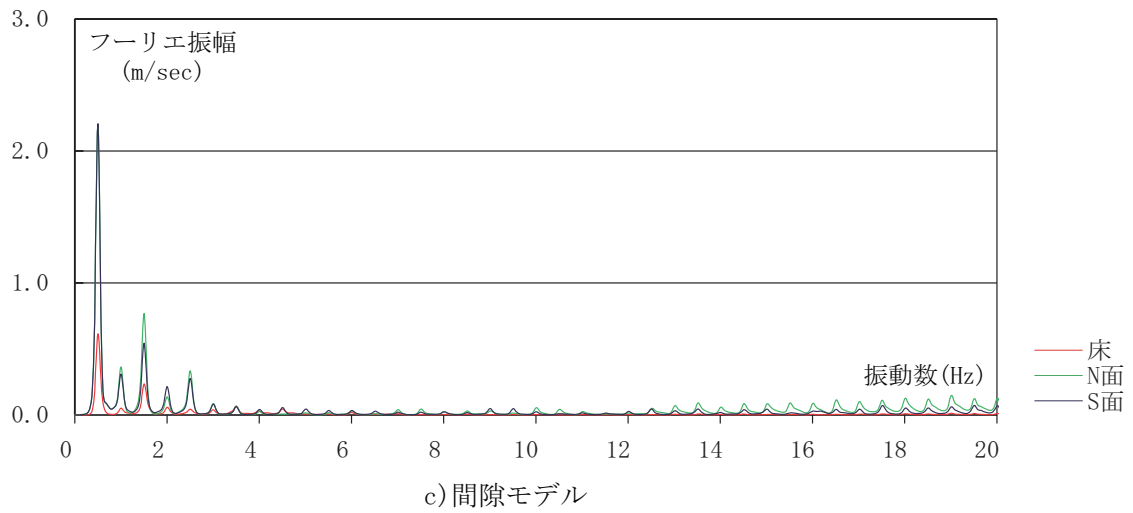


図 6-48. 振動数 0.5Hz、振幅 30mm のスイープ振動におけるフーリエスペクトル

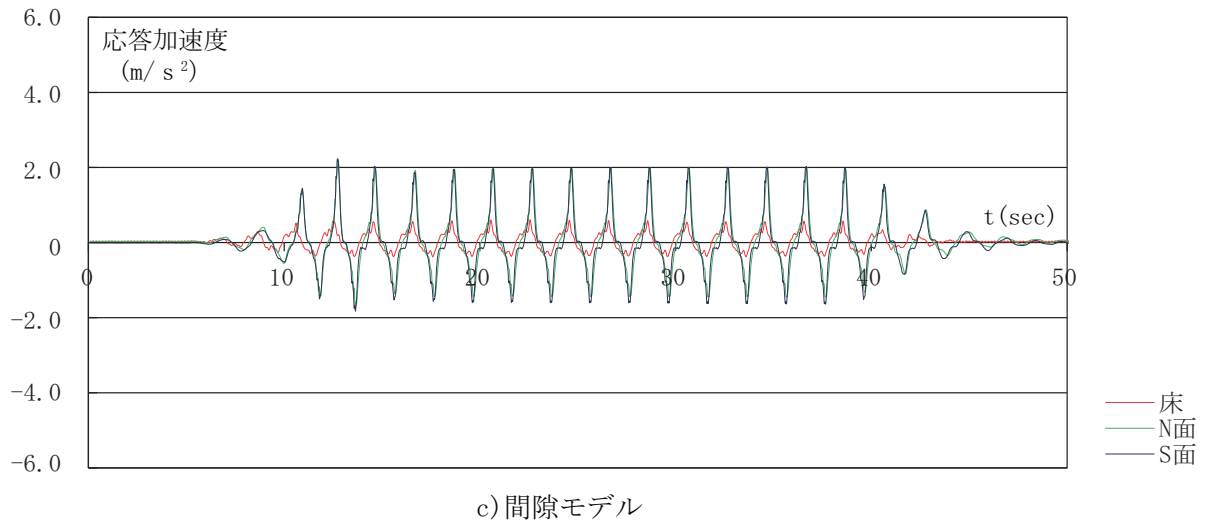


図 6-49. 振動数 0.5Hz、振幅 40mm のスイープ振動における加速度応答波形

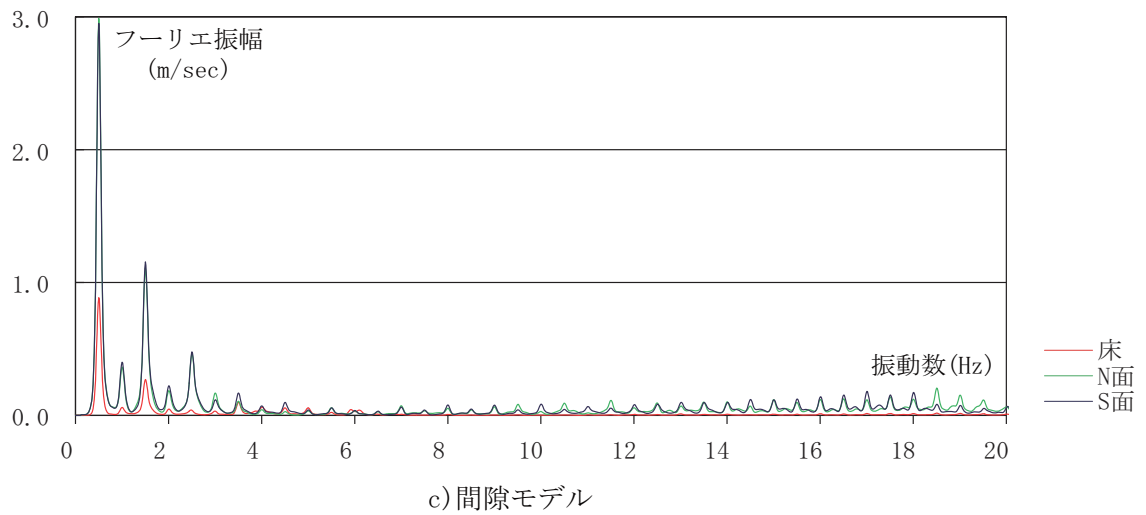


図 6-50. 振動数 0.5Hz、振幅 40mm のスイープ振動におけるフーリエスペクトル

表 6-7. 芯去りモデルの最大応答のまとめ

	床		N 面 (開口有)		S 面 (開口無)	
	周波数 [Hz]	振幅 [m/sec]	周波数 [Hz]	振幅 [m/sec]	周波数 [Hz]	振幅 [m/sec]
Max81.8gal (10%出力)	1.40	0.27	1.17	0.70	1.18	0.70
Max490.8gal (60%出力)-1 壁有	1.18	0.90	0.71	1.82	0.71	1.72
Max490.8gal (60%出力)-2 壁有	1.18	0.88	0.73	1.86	0.73	1.75
Max490.8gal (60%出力)	1.18	0.88	0.72	1.79	0.72	1.64
Max572.6gal (70%出力)-1	1.18	1.02	0.72	1.79	0.71	1.56
Max572.6gal (70%出力)-2	1.18	1.01	0.72	1.57	14.71	1.48

表 6-8. 芯持ちモデルの最大応答のまとめ

	床		N 面 (開口有)		S 面 (開口無)	
	周波数 [Hz]	振幅 [m/sec]	周波数 [Hz]	振幅 [m/sec]	周波数 [Hz]	振幅 [m/sec]
Max81.8gal (10%出力)	1.43	0.24	1.90	0.59	1.44	0.48
Max490.8gal (60%出力)-1 壁有	1.44	1.07	0.99	2.38	0.95	1.63
Max490.8gal (60%出力)-2 壁有	1.44	1.07	0.99	2.10	0.99	1.38
Max490.8gal (60%出力)	1.44	1.08	0.75	2.15	0.75	1.61
Max572.6gal (70%出力)-1	1.44	1.26	0.73	2.47	0.72	1.90
Max572.6gal (70%出力)-2	1.44	1.26	0.73	2.57	0.72	1.97

表 6-9. 間隙モデルの最大応答のまとめ

	床		N面（開口有）		S面（開口無）	
	周波数[Hz]	振幅[m/sec]	周波数[Hz]	振幅[m/sec]	周波数[Hz]	振幅[m/sec]
Max81.8gal(10%出力)	1.42	0.09	1.01	0.40	1.01	0.40
Max163.6gal(20%出力)	1.43	0.21	0.77	0.90	0.77	0.93
Max245.4gal(30%出力)	1.42	0.31	0.72	1.22	0.72	1.25
Max327.2gal(40%出力)	1.43	0.40	0.71	1.42	0.71	1.43
Max409.0gal(50%出力)	1.43	0.49	0.71	1.51	0.71	1.46
Max490.8gal(60%出力)	1.43	0.57	0.72	1.53	0.72	1.45
Max572.6gal(70%出力)-1	0.76	0.65	0.73	1.55	0.72	1.43
Max572.6gal(70%出力)-2	1.43	0.74	0.72	1.18	0.72	1.11
Sweep0.7-1.3Hz20mm	1.18	1.64	1.20	0.78	0.79	0.63
Sweep0.2-0.8Hz20mm	0.71	0.73	0.52	1.30	0.52	1.31
0.5Hz20mm	0.71	0.61	0.71	2.20	0.71	2.21
0.5Hz30mm	0.50	0.89	0.50	2.99	0.50	2.95
0.5Hz40mm	0.50	1.17	0.50	3.60	0.50	3.52
Sweep0.3-0.7Hz20mm	0.65	1.25	0.49	2.69	0.49	2.72
Sweep0.3-0.5Hz20mm	0.48	0.73	0.48	2.76	0.48	2.77



a) 載荷前                      b) 左側変形時                      c) 右側変形時

図 6-51. 実験時の芯去りモデルのせん断変形（最大時）状況



a) 相欠接合部                      b) 格子と壁の隙間                      c) 室内壁の凹部の形成跡

図 6-52. 試験後の各部の様子

## 6.6 耐震シェルターの構造設計手法の提案

### 6.6.1 概要

耐震シェルターの荷重は設置する建物の仕様や規模により不確定性を有し、耐力も木質構造特有の変動が存在する。また、耐震シェルターの研究はほとんど行われた前例がなく、研究データも著しく不足しており、構造設計に用いる数字を確定値として扱うことが難しい。そこで、本研究で提案するシェルターの構造設計法では、荷重や耐力のばらつきを評価できる限界状態設計法に基づき算出した。

### 6.6.2 目標信頼性指標<sup>6.10)</sup>

目標信頼性は構造物が破壊した際に与える影響度合いに応じた適切な定量的目標値として設定する必要がある。そのため設計手順としては、信頼性指標  $\beta$  をいくらに設定するかという問題に帰着する。 $\beta$  は想定した限界状態に関する信頼性を定量的に表す尺度であり、 $P_f$  (指定した基準期間内に意図した性能を満たさない確率) と次のように対応している。

$$\beta = -\phi^{-1}(P_f) \quad (6-4)$$

ここで  $\phi^{-1}(P_f)$  は標準正規確率分布関数の逆関数である。信頼性指標  $\beta$  と破壊確率  $P_f$  の関係を図 6-53、表 6-10 に示す。信頼性指標は設計行為のなかでなじみの薄い確率の概念を工学的な身近な尺度として一般に受け入れられやすい表現に置き換えたもので、想定した限界状態に対する性能の水準を測る定量的な指標である。

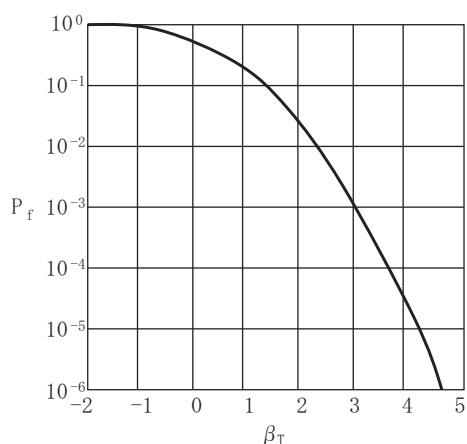


表 6-10. 信頼性指標と破壊確率

$\beta_T$	1.5	2.0	2.5
$P_{fa}$ [%]	15	2.3	0.5

図 6-53. 信頼性指標と破壊確率の関係

### 6.6.3 荷重係数・耐力係数の算出<sup>6.10), 6.11)</sup>

荷重・耐力係数を設定する際には、構造信頼性理論を適用して荷重や部材耐力のばらつきを取り扱うが、全ての構造設計において煩雑な信頼性解析を行うのは現実的でない。荷重係数と耐力係数の設定は文献<sup>6.10)</sup>によると3つの方法が用意されている。

フロー1は、文献<sup>6.10), 6.11)</sup>の表に与えられた係数をそのまま用いる簡易法である。

フロー2は荷重や耐力のデータを用いる場合や、フロー1の算定条件と異なる場合や、モデル不確定性を積極的に取り入れる場合について、確率の計算が不要で比較的簡易な略算式を用いて荷重・耐力係数を計算する略算法である。

フロー3は、より詳細な信頼性解析結果により荷重・耐力係数を算定する詳細法である。荷重組み合わせ理論や、より高度な信頼性解析手法は、これまでにいろいろ提案されており、設計者が適切と考えるものを選択することが出来る。本論ではフロー1の算定条件とは異なり、信頼性解析を行うデータも不足しているため、フロー2を用いる。フローに基づく荷重係数、耐力係数の算定フローを図6-54に示す。

設計で対象とする部材は多数あることから、すべての部材条件に適用できる荷重・耐力係数を設定する必要がある。また、設計基準式を設定するには、荷重・耐力係数の総合化と単純化（丸め）が必要となるが、本シェルターでは部材種類が一種類であり、構造要素も少ないため、単純化への配慮は不安と考えられる。

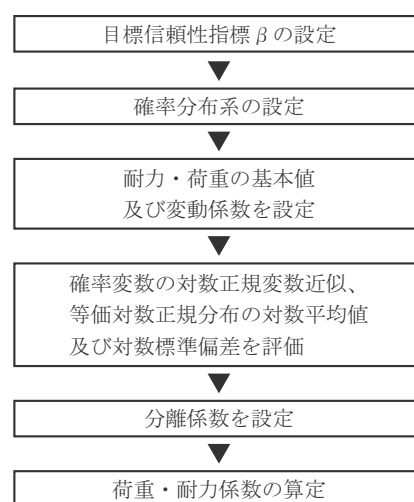


図 6-54. 荷重係数・耐力係数の算定フロー

(a) 荷重係数・耐力係数の算出方法

シェルターの終局限界状態に関する、荷重の基本値から算定される荷重効果（以下荷重効果の基本値という）あるいは耐力の公称値に乗ずる荷重・耐力係数は、荷重組み合わせ理論として Turkstra 則を用い、以下の3式で算定する。

・主の荷重に関する荷重係数  $\gamma_p$

$$\gamma_p = \frac{1}{\sqrt{1 + \tilde{V}_{Sp}^2}} \exp(\alpha_{Sp} \cdot \beta_T \cdot \tilde{\zeta}_{Sp}) \frac{\mu_{Sp}}{S_{pn}} \quad (6-5)$$

・従の荷重に関する荷重係数  $\gamma_k$

$$\gamma_k = \frac{1}{\sqrt{1 + \tilde{V}_{Sk}^2}} \exp(\alpha_{Sk} \cdot \beta_T \cdot \tilde{\zeta}_{Sk}) \frac{\mu_{Sk}}{S_{kn}} \quad (6-6)$$

・耐力係数  $\phi$

$$\phi = \frac{1}{\sqrt{1 + V_R^2}} \exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \zeta_R) \frac{\mu_R}{R_n} \quad (6-7)$$

ここで、 $\beta_T$ : 基準期間（終局限界状態については50年）における目標信頼性指標

$\mu_{Sp}$ : 主の荷重による荷重効果（以下、主の荷重効果という）の基準期間における最大値  $S_p$  の平均値（注： $S_p$  は、終局限界状態については50年最大値を指す）

$\mu_{Sk}$ : 従の荷重による荷重効果（以下、従の荷重効果という）の年最大値  $S_k$  の平均値

$\mu_R$ : 部材耐力  $R$  の平均値

$S_{pn}$ : 主の荷重効果の基本値

$S_{kn}$ : 従の荷重効果の基本値

$R_n$ : 部材耐力  $R$  の公称値

$\tilde{V}_{Sp}$ :  $S_p$  を対数正規近似した確率変数  $S_p$  の変動係数

$\tilde{V}_{Sk}$ :  $S_k$  を対数正規近似した確率変数  $S_k$  の変動係数

$V_R$ : 部材耐力  $R$  の変動係数

$\tilde{\zeta}_{Sp}$ :  $S_p$  を対数正規近似した確率変数  $S_p$  の対数標準偏差

$\tilde{\zeta}_{Sk}$ :  $S_k$  を対数正規近似した確率変数  $S_k$  の対数標準偏差

$\zeta_R$ : 部材耐力  $R$  の対数標準偏差

$\alpha_{Sp}$  : 考慮する荷重組合せに対応した主の荷重効果の分離係数

$\alpha_{Sk}$  : 考慮する荷重組合せに対応した従の荷重効果の分離係数

$\alpha_R$  : 考慮する荷重組合せに対応した部材耐力の分離係数

(b) 分離係数

分離係数は、次の略算式により算定する。なお、以下において、 $S_i$  は荷重効果  $S_p$ 、 $S_k$  のいずれかを、 $\tilde{S}_i$  は  $S_i$  を対数正規近似した確率変数を表す。

$$\alpha_R = \frac{V_R}{\sqrt{V_R^2 + \sum (c_i \cdot V_{Si})^2}} u \quad (6-8)$$

$$\alpha_{Si} = \frac{c_i \tilde{V}_{Si}}{\sqrt{V_R^2 + \sum (c_i \cdot V_{Si})^2}} u \quad (6-9)$$

ここで、 $u$  には標準的には 1.05 を用いる。また、 $c_i$  は  $\tilde{S}_i$  の平均値の  $\tilde{S}_i$  の総和の平均値に対する比であり、次式で与えられる。

$$c_i = \frac{\tilde{\kappa}_{Si}}{\sum_j \tilde{\kappa}_{Sj}} \quad (6-10)$$

$$\tilde{\kappa}_{Si} = \exp(\tilde{\lambda}_{Si}^* + \frac{1}{2} \tilde{\zeta}_{Si}) \cdot \kappa_{Si} \quad (6-11)$$

$$\kappa_{Si} = \mu_{Si} / \mu_D \quad (6-12)$$

ここで、 $\tilde{\lambda}_{Si}^*$  は  $\tilde{S}_i / \mu_{Si}$  の対数平均値（以下では基準化対数平均値という）である。また、 $\kappa_{Si}$  は、 $S_i$  の平均値  $\mu_{Si}$  と固定荷重による荷重効果  $D$  の平均値  $\mu_D$  との比であり、当該荷重効果の基本値  $S_{in}$  と固定荷重による荷重効果の基本値  $D_n$  との比および  $\mu_{Si}$  と  $S_{in}$  との比を用いて次式で求められる。

$$\kappa_{Si} = \frac{S_m \cdot \mu_{Si}}{D_n \cdot S_{in}} \cdot \frac{1}{\mu_D / D_n} = \frac{\mu_{Si}}{\mu_D} \quad (6-13)$$



(c) 対数正規近似

$\tilde{S}_i$  の統計量（基準化対数平均値  $\tilde{\lambda}_{Si}^*$ 、対数標準偏差  $\tilde{\zeta}_{Si}$ 、変動係数  $\tilde{V}_{Si}$ ）は、当該荷重効果の年最大値の元の確率分布形に応じて表 6-11（終局限界状態に対する主の荷重効果）に示す係数を用いて、次の近似評価式により算定する。なお、 $V_{Si}$  は荷重効果  $S_i$  の年最大値の（対数正規近似する前の）変動係数である。

$$\tilde{\lambda}_{Si}^* = e_0 + e_1 V_{Si} + e_2 V_{Si}^2 + e_3 V_{Si}^3 \quad (6-14)$$

$$\tilde{\zeta}_{Si} = s_0 + s_1 V_{Si} + s_2 V_{Si}^2 + s_3 V_{Si}^3 \quad (6-15)$$

$$S_k = b_0 + b_1 \frac{1}{\beta_T} + b_2 \frac{1}{\beta_T^2} + b_3 \frac{1}{\beta_T^3} \quad (6-16)$$

$$\tilde{V}_{Si} = \sqrt{\exp(\tilde{\zeta}_{Si}^2) - 1} \quad (6-17)$$

終局限界状態の、主の荷重効果基準期間（50年）における最大値（50年最大値）の平均値と基本値の比の評価には次式を用いる。

$$\frac{\mu_{Sp}}{S_{pn}} = \left\{ \exp \tilde{\lambda}_{Sp}^* + \frac{1}{2} (\tilde{\zeta}_{Sp})^2 \right\} \cdot \frac{\mu_{Sa}}{S_{pn}} \quad (6-18)$$

ここで、 $\mu_{sp}$ 、 $\mu_{sa}$  はそれぞれ主の荷重の50年最大値の平均値および年最大値の平均値、また、 $\tilde{\lambda}_{Sp}^*$ 、 $\tilde{\zeta}_{Sp}$  は、それぞれ主の荷重の50年最大値の基準化対数平均値および対数標準偏差で、表 6-11 の値をそれぞれ上式に代入して求められる。

表 6-11. 50年最大値を対数正規分布に近似を行うための係数

$e_0$	$e_1$	$e_2$	$e_3$
0.02	1.89	-1.05	0.3

$S_k$	$b_0$	$b_1$	$b_2$	$b_3$
$S_0$	-0.03	0.13	-0.14	0.06
$S_1$	1.08	-2.2	2.79	-1.24
$S_2$	-0.32	1.51	-2.12	1.02
$S_3$	0.1	-0.75	1.03	-0.48

$\beta_T$	1.5	2	2.5
$S_0$	0.01	0.01	0.00
$S_1$	0.49	0.52	0.57
$S_2$	0.05	0.03	0.01
$S_3$	-0.08	-0.08	-0.07

#### 6.6.4 荷重係数・耐力係数の算定

目標信頼性指標  $\beta_T$  はシェルターの性能を予算やプランから選択することを想定し、1.5、2.0、2.5 を設定する。部材耐力の変動係数は、水平力に対しては、面格子せん断試験にて最も水平抵抗力  $R_H$  ( $P_u/D_s$ ) の変動が大きかった Type3-s1 の値を用い、 $V_{RH}=0.23$  とした。鉛直力に対しては、相欠接合部圧縮試験の結果<sup>6.14)</sup> より  $V_{RV}=0.08$  とした。また、水平力に対する平均値 / 基本値は、面格子せん断試験で、試験結果の  $P_u/D_s$  の 50% 下側許容限界値よりも解析値の方が大きくなった Type3 の結果から、 $\mu_{RH}/R_{nH}=0.83$  とした。また鉛直力に対する平均値 / 基本値は、変動係数と同様に相欠接合部圧縮試験の実験値と理論値の関係より、 $\mu_{RV}/R_{nV}=1.56$  とした。

また、 $D_s$  のばらつきは、荷重の変動として面格子せん断試験で最も  $D_s$  の変動係数が大きかった Type3-c1 の値を用い、 $V_{Ds}=0.164$  とし、地震荷重等の変動係数の中に考慮した。固定荷重 DL は、品川区の既存不適格木造住宅 60 棟の図面調査より、1F のシェルター設置が想定される和室等の柱が負担する重量を文献<sup>6.10), 6.18)</sup> を参考に拾うことで算出した。基本値と平均値の比は上式に基づき 50 年最大値として計算し、 $\mu_D/D_n=1.54$  とした。変動係数は 60 棟の固定荷重の変動より算出した。

積載荷重 LL は、文献<sup>6.10), 6.11)</sup> から木造住宅における積載荷重の基本値、平均値を参考にし、 $\mu_L/L_{sn}=0.34$  とした。変動係数  $V_L=0.63$  とした。地震荷重は、文献<sup>6.10), 6.19)</sup> を参考に変動係数  $V_E = 0.8$ 、 $\mu_{En}/E_n=0.66 \sim 0.76$  とした。

各荷重と耐力 R、DL、LL および K は表 6-12 に示す確率分布に従うものとする。

表 6-12. 各値の確率分布形

部材耐力R	2Pワイブル分布
固定荷重DL	正規分布
積載荷重LL	対数正規分布
地震荷重K	フレッシュェ分布

また、固定荷重、積載荷重、地震荷重の基本値、変動係数のまとめを表 6-13 に示す。なお、地震荷重 K は、固定荷重の値に地震用の積載荷重を加えた 60 棟分の平均値より算出している。

表 6-13. 荷重基本値、変動係数

	基本値	変動係数
DL (kN/m <sup>2</sup> )	2.46	0.25
LL (kN/m <sup>2</sup> )	1.00	0.63
K (kN/m <sup>2</sup> )	2.78	0.22

地震動の強さは、地表面で観測される地震動の最大加速度の年最大値に基づいて求められる。ここでは東京都における地震動の年最大加速度の 100 年再現期待値 (189gal) を、500 年再現期待値に換算するため、再現期間換算係数を乗じたものを基本値としている。文献<sup>6.19)</sup>では、地震加速度の確率分布形にフレッシュェ分布を仮定している。そこで、50 年最大値分布を文献<sup>6.19)</sup>の変動係数マップより 0.8 と読み取る。年最大値を  $X_1$  とすると、フレッシュェ分布形は以下の式となる。

$$F_{X_1}(x) = \exp\left[-\left(\frac{v_1}{x}\right)^\kappa\right] \quad (6-19)$$

ここで、 $v_1$  および  $\kappa$  は分布形を定めるパラメータである。この式を用いると、 $n$  年最大値の分布形もやはりフレッシュェ分布となる。

$$F_{X_n}(x) = \exp\left[-\left(\frac{v_n}{x}\right)^\kappa\right] \quad (6-20)$$

ここで、 $v_n = v_1 n^{1/\kappa}$  とする。以下にはこれらの式を利用して分布形を定めることとする。

まず、50 年最大値の変動係数  $V_{X_{50}}$  と  $\kappa$  の関係は

$$1 + V_{X_{50}}^2 = \frac{r(1 - \frac{2}{\kappa})}{r^2(1 - \frac{1}{\kappa})} \quad (6-21)$$

ここで  $\Gamma(x)$  はガンマ関数である。

$V_{X_{50}}$  となる  $\kappa$  を求めると、 $D_s$  のばらつきを考慮して、 $V_{X_{50}}^2 = 0.82 + 0.164^2$ 、 $V_{X_{50}} = 0.83$ 、 $\kappa = 2.7$  が得られる。

次に東京における年最大値の平均値と基本値の比を 0.16 とすると

$$\mu_{x1} = 0.16 \times 189(\text{gal}) = v_1 \Gamma\left(1 - \frac{1}{\kappa}\right) \quad (6-22)$$

$v_1 = 21.2(\text{gal})$  が得られる。これらより年最大値の分布関数は、

$$F_{x1}(x) = \exp\left[-\left(\frac{21.2}{x}\right)^{2.7}\right] \quad (6-23)$$

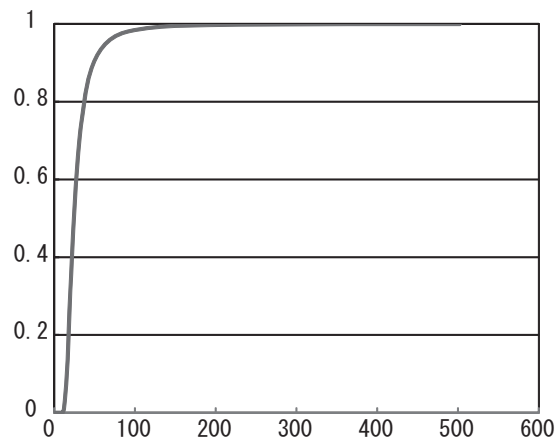


図 6-55. 地震荷重の分布関数

再現期間  $r$  年に対する値を  $a_r$  とすれば、再現期間換算係数  $k_{rE}$  は次式で表される。

$$k_{rE} = (r/100)^{0.54} \quad (6-24)$$

こうして求められた再現期間換算係数  $k_{rE}$  は、再現期間 100 年に対する値と再現期間 500 年に対する値に対する値の間で、地震ハザード曲線を直線近似して求めているため、再現期間がこの区間から離れるにつれて誤差が大きくなる。本研究では、地震加速度の再現期間を 500 年として求め、その結果を表 6-14 に示す。以上の式、値より荷重係数・耐力係数を求めると、表 6-15、表 6-16 となる。

表 6-14. 地震加速度の算定

100年再現期待値(gal)	再現期間換算計数
189	2.38
$a_{E500}$ (gal)	変動係数
451	0.8

表 6-15. 荷重・耐力係数（水平）

信頼性指標 $\beta_T$	1.5	2.0	2.5
耐力係数 $\phi_H$	0.78	0.77	0.76
荷重係数 $\gamma_E$	1.39	2.25	4.34

表 6-16. 荷重・耐力係数（鉛直）

信頼性指標 $\beta_T$	1.5	2.0	2.5
耐力係数 $\phi_V$	1.44	1.40	1.36
荷重係数 $\gamma_D$	1.09	1.12	1.15
荷重係数 $\gamma_L$	0.38	0.42	0.45

### 6.6.5 設計式の提案

以上より求めた荷重係数、耐力係数を用いた設計式を提案し、(6-24)～(6-27)式に示す。この設計式では、水平力と鉛直力の両方に対して、それぞれ係数倍した耐力が係数倍した荷重効果を上回ることを確認するものである。シェルターを設置する部屋と目標信頼性指標  $\beta_T$  を設定し、荷重や耐力の基本値に図面調査や数値解析によって求められた値を設計式に代入することで、簡易的な構造設計が可能である。これより部屋の平面形状さえわかれば本シェルターの簡易的な安全性能の明示が可能となる。

#### (a) 水平力に対する設計式

$$\Phi_H R_H \geq \gamma_E E_n \quad (6-23)$$

$$E_n = W \cdot a_{E500} \quad (6-24)$$

$$W = K \cdot A_s \quad (6-25)$$

ただし、 $R_H$ : 格子壁せん断耐力  
( $=\Sigma Pu/Ds$ )

$W$ : 建物重量

$A_s$ : シェルター設置  
室の平面面積

#### (b) 鉛直力に対する設計式

$$\Phi_V A_f \cdot R_V \geq \alpha N_u \quad (6-26)$$

$$N_u = (\gamma_D \cdot DL + \gamma_L \cdot LL) \cdot A_s \quad (6-27)$$

ただし、 $A_f$ : 耐力の調整係数  
(含水率の十分低い材を使用し、室内に  
設置されるため1とする)

$\alpha$ : 偏荷重による割増係数=2  
(本シェルターにおいては $\alpha=2$ とする)

## 6.7 まとめ

本章では、靱性型面格子壁の実用例として、耐震シェルターを取り上げ、構造設計手法の提案を行った。まず、現行の耐震シェルターの概説を示した。続いて、耐震シェルターに必要な構造設計手法について整理を行い、「限界状態設計法」に基づく新たな構造設計手法の提案を行った。面格子壁の水平加力実験及び数値解析結果より、設計に必要な耐力係数と荷重係数を算出した。併せて、実大規模の1層木造軸組建物を用いて振動実験を行い、その結果を示した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・ 2階建物の1階部分の6畳間への設置を想定した実規模の振動実験を実施し、本シェルターの地震時の共同の把握を試みた。入力加速度が大きな場合、面格子壁の振動は壁そのもの剛性よりも木造軸組の質量に依存すると考えられる。
- ・ 面格子壁の剛性が高い場合において、既存軸組との衝突が確認され、既存軸組の崩壊後におけるシェルターの耐荷性能を確認すると共に、靱性型木造面格子壁のシェルターへの適用の有効性が把握された。
- ・ 荷重と木材のばらつきを考慮した簡易的な設計手法を提案した。なお、本手法を用いて数件の実施が行われている。





## 第 7 章 総括



## 第7章 総括

### 7.1 本論の総括

本論では木質構造の現状を整理し、木材の特徴を生かした「靱性に富む」靱性型面格子壁を提案し、その基本的構造特性の把握を試みた。検討では仕口、壁、立体の大きく3つに分けて行い、以下の結論を得た。

第1章「序論」では、木材の特徴と木質構造の現状を概観し、本論文で対象としている靱性型面格子壁の設計上の課題を分析した。これらを背景として研究目的を明らかにすると共に、論文の全体構成及び用語の定義を示した。

第2章「相欠き仕口および木造面格子壁の概要と既往の研究」では、研究対象である「相欠き仕口」と「木造面格子壁」の既往の研究に対して、調査、整理を行った。このように面格子壁の現状を分析し、課題を整理すると共に、さらに「靱性型面格子壁」の課題と、本研究の位置づけを明らかにした。

第3章「相欠き仕口の基本構造特性の把握」では、最初に相欠き仕口単体の基本的力学特性の把握を目的とした実験とその結果について論じた。まず、相欠き仕口の曲げ試験を行い、その構造特性について明らかにした。ここでは、材種、断面寸法、切欠き寸法、接合部形状に着目した結果を示した。さらに、これらの結果と現在一般的に使用されている相欠き仕口の理論式との比較を行い、既存理論式の適用性を検証した。また、併せて塑性後の挙動を評価できる数値解析モデルの構築を目的として、回転剛性のモデル化を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・相欠き仕口の曲げ試験ではすべての試験体でスリップ型の履歴性状を示した。
- ・スギ無等級材では0.3rad以降も耐力低下が見られず、靱性の高い性状を示した。
- ・剛性の大きなスギE90やカラマツでは、曲げ破壊やせん断破壊など脆性的な性状を示した。
- ・剛性や密度の大きな材料においては、脆性的な破壊が卓越するため、これら

材料を使用する際は仕口の切欠き寸法の変更などの工夫が必要である。

- ・比較的剛性の低いスギなどの使用が靱性型として適当である可能性が示唆された。
- ・弾性範囲から塑性後の挙動まで評価できる仕口部の回転剛性のモデル化を行った。

第4章「靱性型木造面格子壁の基本構造特性の把握」では、面格子壁を対象とした基本的力学特性の把握を目的として実験と数値解析を行い、その結果について論じた。まず、木造の設計に係わる現行の告示・規準について調査、整理を行った。続いて、木造面格子壁の水平載荷実験を行い、木造面格子壁の基本的力学特性を明らかにした。この結果を基に、構造解析手法の妥当性の検証を行うと共に、数値解析を用いて格子間隔が及ぼす影響に着目した結果を示した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・面格子壁の水平載荷試験では、すべての試験体でスリップ型の履歴性状を示した。
- ・スギの無等級材は靱性の高い性状を示したが、剛性の大きなカラマツやヒノキでは曲げ破壊やせん断破壊など脆性的な性状となった。
- ・塑性後の挙動を評価できる解析モデルの構築を試みた。実験結果と解析モデルは良好に一致したが、仕口の力学性状のバラつきを考慮する必要のあることが示唆された。
- ・格子間隔をパラメータとした検討より、めり込みを卓越させるためには空隙率が45～50%必要となり、1800×2400mmの規模の壁では格子の部材構成5×6が強度型と靱性型の境界であることが示唆された。

第5章「靱性型木造面格子壁の設計手法確立のための基本的検討」では、第4章で示した結果を基に、靱性型木造面格子壁の設計上の課題について論じた。靱性型木造面格子壁用の設計用基準強度および木材のばらつきに着目した数値解析を行い、靱性型面格子壁に必要な性能について結果を示した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・木材の設計用基準強度をパラメータとした検討を行った。告示の基準強度を用いた解析では、小さな変形角で脆性破壊を生じる結果となり、実験と異なる

る性状を示した。

- ・格子間隔の荒い靱性型面格子壁の変形性能を適切に評価するためには、靱性型面格子壁を対象とした妥当性ある設計用基準強度の算出が必要であることが示唆された。
- ・格子の耐力のばらつきを考慮した検討を行い、面格子壁内に告示値相当の部材が横材1本に混在した場合を除いて、格子耐力のばらつきが変形性能に及ぼす影響は無視できないという結果が得られた。

第6章「靱性型木造面格子壁の構造設計手法の提案」では、本論で提案した靱性型面格子壁の実用例として、耐震シェルターを取り上げ、構造設計手法の提案を行った。まず、現行の耐震シェルターの概説を示した。続いて、耐震シェルターに要求される構造設計手法について整理を行い、「限界状態設計法」に基づく、新たな構造設計手法の提案を行った。面格子壁の水平加力実験及び数値解析結果より、設計に必要な耐力係数、荷重係数を算出した。併せて、実大規模の1層木造軸組建物を用いて振動実験を行い、その結果を示した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ・実大振動実験では、既存軸組と耐震シェルターの衝突が生じた。シェルターは既存軸組と共に変形し、仕口部にめり込みを生じると共に、既存軸組の崩壊後においてもシェルターに十分な耐荷性能を有していることが確認され靱性型木造面格子壁のシェルターへの適用の有効性が把握された。
- ・荷重と木材のばらつきを考慮した簡易的な設計手法を提案した。なお、本手法を用いて数件の実施が行われていることも報告した。

## 7.2 今後の課題

今後制振壁などとして適用させる場合、現在一般的に使用されている木材の基準強度では、変形性能を適切に評価できないため、今後、靱性型面格子壁用の設計用基準強度の算出が必要であると共に、めり込みによるエネルギー吸収性能の定量的な評価、仕口のばらつきを考慮した数値解析モデルの構築、等が必要であると思われる。



## 参考文献





## 第1章

- 1.1) 岡田章，多田脩二：半自碇式吊屋根構造の提案と実現，建築技術，P72, 2004.5
- 1.2) 岡田章：集積型木質吊屋根構造の計画と実施 - 中国木材（株）名古屋事業所 -, structure No.96, 日本建築構造技術者協会, 2005.7
- 1.3) 財日本住宅・木造技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書, 2004.2
- 1.4) 建設省告示第1100号(国土交通省告示第1543号改正), 国土交通省, 2003
- 1.5) 財日本住宅・木材技術センター：木造の耐力壁及びその倍率性能評価業務方法書, 2013.4

## 第2章

- 2.1) 林知行：プロでも意外に知らない木の知識，学芸出版社，2012.9
- 2.2) 日本建築学会：木質構造基礎理論，丸善，2010.12
- 2.3) 佐道健：木がわかる，学芸出版，2005.5
- 2.4) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，丸善出版，2013.10
- 2.5) 日本建築学会：建築材料用教材，丸善出版，2011.2
- 2.6) 小林一元他：木造建築用語辞典，井上書院，2006.6
- 2.7) 清家清：日本の木組，淡交社，1979.6
- 2.8) 財日本住宅・木材技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み壁板壁の壁倍率に係る技術解説書, 2004.2
- 2.9) 財日本住宅・木材技術センター：木造の耐力壁及びその倍率性能評価業務方法書, 2013.4
- 2.10) 財日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版), 2013.7
- 2.11) 佐藤理，平山善吉，斉藤俊一，古林剛：既存木質住宅の耐震補強に関する実験的研究 格子状耐力壁との併用効果その1，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.197-198, 2002.8
- 2.12) 古林剛，平山善吉，斉藤俊一，佐藤理：既存木質住宅の耐震補強に関する実験的研究 格子状耐力壁との併用効果その2，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.199-200, 2002.8

2. 13) 岩田聖司，竹村雅行，稲山正弘，村上雅英：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その60 面格子壁の面内せん断試験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 377-378, 2002. 8
2. 14) 岩崎敏之，竹村雅行，稲山正弘，村上雅英：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その61 直交面格子壁の剛性・耐力算定式，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 379-380, 2002. 8
2. 15) 高田豊文，中西智也：水平加力試験に基づくパネル型面格子壁の復元力特性モデルに関する考察，構造工学論文集，Vol. 58B, pp. 251-257, 2012. 3
2. 16) 中西智也，高田豊文：軸組に内挿された面格子壁の構造性能に関する考察 その1 様々な面格子壁の水平加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 67-68, 2011. 8
2. 17) 高田豊文，中西智也：軸組に内挿された面格子壁の構造性能に関する考察，その2 面格子壁の復元力特性モデルの提案，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 69-70, 2011. 8
2. 18) 北守顕久，鄭基浩，南宗和，小松幸平：相欠き格子耐力壁の剛性算定に係わる隙間の影響評価長期的試験における検証，構造工学論文集，Vol. 55B, pp. 109-116, 2009. 3
2. 19) 中城卓也，吉岡智和：面格子腰壁を用いた耐震補強要素の面内せん断試験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 413-414, 2008. 09
2. 20) 対馬幸久，石垣秀典，坂横義夫，魚津忠弘：抱き柱による耐震補強を施した木造軸組の性能確認実験 その1 格子壁を付加した木造軸組の静的加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 407-408, 2008. 9
2. 21) 石垣秀典，対馬幸久，坂横義夫，魚津忠弘：抱き柱による耐震補強を施した木造軸組の性能確認実験 その2 制振壁を付加した木造軸組の動的加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 409-410, 2008. 9
2. 22) 魚津忠弘，藤井智規，石垣秀典：抱き柱による耐震補強効果の性能確認実験 その3 格子と合板による耐力壁の静的加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 113-114, 2012. 9
2. 23) 石垣秀典，魚津忠弘，藤井智規：抱き柱による耐震補強効果の性能確認実験 その4 シミュレーション解析による検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 115-116, 2012. 9

2. 24) 北原昭男，野俣亜沙美，三芳紀美子：静的加力実験に基づく格子パネルを用いた木造軸組の耐震性能評価（その1），日本建築学会大会学術講演会梗概集 C-1, pp. 195-196, 2007. 8
2. 25) 野俣亜沙美，北原昭男，三芳紀美子：静的加力実験に基づく格子パネルを用いた木造軸組の耐震性能評価（その2），日本建築学会大会学術講演会梗概集 C-1, pp. 197-198, 2007. 8
2. 26) 加藤工匠，和田隆吾，柴田篤宏，小野徹郎：面格子耐力壁による伝統木造社寺建築の耐震補強と振動性状 その1 面格子耐力壁の水平加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 257-258, 2008. 9
2. 27) 和田隆吾，柴田篤宏，加藤工匠，小野徹郎：面格子耐力壁による伝統木造社寺建築の耐震補強と振動性状 その2 耐震診断と面格子耐力壁による耐震補強設計 C-1, pp. 259-260, 2008. 9
2. 28) 柴田篤宏，小野徹郎，加藤工匠，和田隆吾，岡田成幸：面格子耐力壁による伝統木造社寺建築の耐震補強と振動性状 その3 補強対象建物の常時微動による振動特性，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 259-260, 2008. 9
2. 29) 植村千絵，河本和義，小原勝彦，稲山正弘：面格子耐力壁の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 その1 補剛面格子の静的加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 403-404, 2005. 9
2. 30) 河本和義，小原勝彦，稲山正弘：面格子耐力壁の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 その2 補剛面格子の静的加力実験結果と理論値の比較，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 405-406, 2005. 9
2. 31) 宋昌錫，稲山正弘，安藤直人：ガラス補剛板挿入面格子の荷重-変形特性に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 257-258, 2006. 9
2. 32) 中島昌一，北守顕久，小松幸平：丸太と鋼管による貫接合を用いた格子壁の水平せん断耐力評価，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 367-368, 2010. 9
2. 33) 小原勝彦，福本満夫，高橋明日香，今西亨，河本和義：間伐材利用耐力壁の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 その5 辺材利用の面格子耐力壁の静的加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 411-412, 2008. 9
2. 34) 小原勝彦，福本満夫，高橋明日香：間伐材利用耐力壁の耐力性能とエネルギー

- ギー吸収性能に関する研究 その6 パネル形面格子耐力壁の静的加力実験，  
日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 339-340, 2009. 8
2. 35) 田村優衣，古川忠稔，藤森繁：国産材を用いた面格子耐力壁の性能向上に  
関する研究 ジベルを挿入した相欠き仕口の接合部実験，日本建築学会大  
会学術講演梗概集 C-1, pp. 65-66, 2011. 7
2. 36) 田村優衣，吉田拓矢，古川忠稔，藤森繁：国産材を用いた面格子耐力壁の  
性能向上に関する研究 ジベルの有効性の確認と面格子壁剛性算定式の提  
案，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp. 109-110, 2012. 9
2. 37) 北守顕久，鄭基浩，南宗和，小松幸平：相欠き仕口の隙間の評価とその改  
良，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 363-364, 2008. 9

### 第3章

3. 1) 北守顕久，鄭基浩，南宗和，小松幸平：相欠きの隙間の評価とその改良，  
日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 363-364, 2008. 9
3. 2) 北守顕久，鄭基浩，南宗和，小松幸平：相欠き格子耐力壁の剛性算定に係  
わる隙間の影響評価，構造工学論文集，vol. 55B, pp. 109-116, 2009. 3
3. 3) 田村優衣，古川忠稔，藤森繁：国産材を用いた面格子耐力壁の性能向上に  
関する研究 ジベルを挿入した相欠き仕口の接合部実験，日本建築学会大  
会学術講演梗概集 C-1, pp. 65-66, 2011. 7
3. 4) 田村優衣，古川忠稔，藤森繁：国産材を用いた面格子耐力壁の性能向上に  
関する研究 ジベルの有効性の確認と面格子壁剛性算定式の提案，日本建  
築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp. 109-110, 2012. 9
3. 5) 岩崎敏之，竹村雅行，稲山正弘，村上雅英：在来軸組工法木造住宅の構造  
設計手法の開発 その61 直交面格子壁の剛性・耐力算定式，日本建築学  
会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 379-380, 2002. 8
3. 6) 岩田聖司，竹村雅行，稲山正弘，村上雅英：在来軸組工法木造住宅の構造  
設計手法の開発 その60 面格子壁の面内せん断試験，日本建築学会大会  
学術講演梗概集 C-1, pp. 377-378, 2002. 8
3. 7) 財団法人日本住宅・木材技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁  
倍率に係る技術解説書，2004. 2
3. 8) 稲山正弘：木造のめり込み理論とその応用，東京大学学位論文，1991. 12

## 第4章

- 4.1) 財団法人日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版），2013.7
- 4.2) 国土交通省住宅局建築指導課他監修：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国管報販売協同組合，2008.5
- 4.3) 財団法人日本住宅・木材技術センター：木造の耐力壁及びその倍率性能評価業務方法書，2013.4
- 4.4) 岩田聖司，竹村雅行，稲山正弘，村上雅英：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発，その60 面格子壁の面内せん断試験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 377-378, 2002.8
- 4.5) 岩田聖司，竹村雅行，稲山正弘，村上雅英：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その61 直交面格子壁の剛性・耐力算定式，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 379-380, 2002.8
- 4.6) 財団法人日本住宅・木造技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書，pp. 130-131, 2004.2
- 4.7) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，第4版第1刷，丸善，2006.12
- 4.8) 建設省告示第1100号（国土交通省告示第1543号改正），国土交通省，2003

## 第5章

- 5.1) 平成12年建設省告示第1452号，建設省，2000
- 5.2) 日本建築学会：木質構造基礎理論，第1版第1刷，丸善，2010.12
- 5.3) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説 - 許容応力度・許容耐力設計法 -，第4版，丸善出版，2006.12
- 5.4) 中村昇：実大材に関する強度研究の現状と課題（I），木材工業，vol.65, No.6, pp. 246-249, 2010
- 5.5) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル - 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法，学術出版社，2011.6
- 5.6) 福本有希，腰原幹雄，槌本敬大，河合直人，五十田博，清水秀丸：震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験，その21 C棟の耐震性能，日本建築学会大会学術講演会梗概集 C-1, 2007.7, pp. 479-480

- 5.7) 財団法人日本住宅・木材技術センター：木造の耐力壁及びその倍率性能評価業務方法書，2013.4

## 第6章

- 6.1) 東京都都市整備局：安価で信頼できる木造住宅の「耐震改修工法・装置」の事例，2011.12
- 6.2) 例えば、品川区：品川区耐震シェルター等設置支援事業実施要綱，2011.4
- 6.3) 春原匡利：耐震改修の法的な関係性，建築技術2013年7月号，pp.78-83，2013.7
- 6.4) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 総集編，pp.57-64,147-160，2000.3
- 6.5) 建設省住宅局建築指導課監修：建築物の耐震改修の促進に関する法律の解説，1996.5
- 6.6) 国土交通省：天井脱落対策の検討状況及び耐震改修促進法の改正．学校施設における天井等落下防止対策のための講習会（第1回）配布資料，2013.6
- 6.7) 国土交通省：「建築物の耐震改修の促進に関する法律の一部を改正する法律の施行期日を定める政令」及び「建築物の耐震改修の促進に関する法律施行令の一部を改正する政令」について，報道発表資料，国土交通省，2013.10
- 6.8) 日本建築防災協会：木造住宅における耐震改修費用の実態調査業務，建築防災，No.689，2010.6
- 6.9) 木造〔耐震工法〕パーフェクトガイド，エクスナレッジ，2012.4
- 6.10) 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針，丸善出版，2002.11
- 6.11) 日本建築学会：木質構造限界状態設計指針（案）・同解説，丸善出版，2003.10
- 6.12) 神田順編：限界状態設計法の挑戦，建築技術，2004.10
- 6.13) 野家牧雄：限界状態設計法という考え方，株式会社ストラクチャーコラム，  
<http://www.structure.jp/column10/column10.html>
- 6.14) 岡田章，宮里直也，斎藤公男，北茂紀，宮城島丈司，寺田直人：木造格子

- 耐力壁を用いた簡易耐震シェルターの開発（その1），日本建築学会大会  
学術講演梗概集 C-1, pp. 373-374, 2010. 8
6. 15) 岡田章，宮里直也，斎藤公男，北茂紀，宮城島丈司，寺田直人：木造格子  
耐力壁を用いた簡易耐震シェルターの開発（その2），日本建築学会大会  
学術講演梗概集 C-1. pp. 375-376, 2010. 8
6. 16) 岡田章，宮里直也，斎藤公男，北茂紀，宮城島丈司，寺田直人：木造格子  
耐力壁を用いた簡易耐震シェルターの開発（その3），日本建築学会大会  
学術講演梗概集 C-1, pp. 377-378, 2010. 8
6. 17) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，丸善出版，2013. 10
6. 18) 財団法人日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計，2008
6. 19) 日本建築学会：建築荷重指針・同解説，2004





## 研究業績

- I . 審査付論文 (計 12 編)
- II . 著書 (共著) (計 3 編)
- III . 口頭発表 (計 57 編)



I . 審査付論文 (計 12 編)

1. 足立識文, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男 :  
プレストレスを利用したガラス構造の適用性に関する研究 - ユニット連結方式による梁型構造の応力制御効果と基本的構造特性の把握 -, 構造工学論文, Vol.60B, pp.165-170, 2014.3
2. 廣石秀造, 岡田章, 宮里直也, 佐藤公紀, 齋藤公男 :  
木造面格子壁の格子間隔が剛性と耐力に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.694, pp.2183-2190, 2013.12.
3. Shuzo Hiroishi, Akira Okada, Naoya Miyasato, Kosuke Ogasawara, Masao Saitoh : Study on Basic Characteristics of Integrated-Type Hanging Roof Made of Timber, 2013 Symposium (Wroclaw) of the International Association for Shell and Spatial Structures CD, FF-170, 2013.9.
4. 廣石秀造, 岡田章, 宮里直也, 宮城島丈司, 齋藤公男 :  
靱性型木造面格子壁を用いた耐震シェルターの基本構造特性の把握, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.689, pp.1273-1279, 2013.7.
5. 小澤恭平, 岡田章, 宮里直也, 吉野誠一, 小俣智司, 齋藤公男, 廣石秀造 :  
プレストレスを利用したガラス構造の適用性に関する研究 - ユニット連結方式による梁型構造の応力制御効果と基本的構造特性の把握 -, 日本建築学会関東支部 2012 年度審査付き研究報告集 8, pp.77-80, 2013.6.
6. 宮田脩平, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男 :  
ケーブル構造における中間クランプ金物部の設計用把握力の設定に関する基礎的研究, 日本建築学会関東支部 2012 年度審査付き研究報告集 8, pp.73-76, 2013.6.
7. 榎紀佳, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 吉野誠一, 城一祐樹, 齋藤公男 :  
レンズ型空気膜構造の最適内圧設定手法に関する基礎的研究, 日本建築学会関東支部 2012 年度審査付き研究報告集 8, pp.61-64, 2013.6.
8. Naoya MIYASATO, Akira OKADA, Shuzo HIROISHI, Kyohei OZAWA, Masao SAITOH : An Applicability Evaluation of Hybrid Glass Panel System as Structural Member, GLASS PERFORMANCE DAYS

2013 (FINLAND), 2013. 6.

9. 赤星博仁, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男 :  
ケーブルクランプ金物部の滑動を考慮したテンセグリック・タワーの地震  
応答性状に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol. 59B, pp. 513-518,  
2013. 3.
10. 赤星博仁, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 熊坂まい, 齋藤公男 :  
テンセグリック・タワーの地震時応答性状に関する基礎的研究 - ケーブル  
クランプ金物部の滑動を考慮した構造性能の評価 -, 日本建築学会関東支部  
2011 年度審査付き研究報告集 7, pp. 57-60, 2012. 6.
11. Shuzo HIROISHI, Akira OKADA, Naoya MIYASATO and Masao  
SAITOH :  
Basic Study on Dynamic Characteristics of Tensegric Tower  
under Slackness of String, 2012 Symposium (Seoul) of the  
International Association for Shell and Spatial Structures  
CD, FF-166, 2012. 5
12. 安並卓嗣, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男 :  
テンセグリック・タワーの張力消失時における動的挙動に関する基礎的研  
究, 構造工学論文集, Vol. 58B, pp. 469-474, 2012. 3.

## II . 著書 (共著) (計 3 編)

1. 廣石秀造, (他 54 名と共著) :  
構造用教材, 日本建築学会, 2014. 3.
2. 廣石秀造, (他 30 名と共著) :  
建築形態と力学的感性, 日本建築学会, 2014. 3.
3. 廣石秀造, (他 6 名と共著) :  
構造入門教材 絵で見る ちからとかたち, 日本建築学会, 2013. 7.

## III . 口頭発表 (計 57 編)

1. 星野達哉, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 佐藤公紀, 齋藤公男 :  
木造面格子壁の格子間隔が剛性と耐力に及ぼす影響に関する研究 - その 1  
実大規模面格子せん断試験および数値解析による検討 -, 日本建築学会関東

- 支部研究報告 CD, pp. 385-388, 2014. 2.
2. 佐藤公紀, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男 :  
木造面格子壁の格子間隔が剛性と耐力に及ぼす影響に関する研究 - その 2  
格子間隔及び木材の基準強度をパラメータとした数値解析的検討 -, 日本建築学会関東支部研究報告 CD, pp. 389-392, 2014. 2.
  3. 柳瀬仁志, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 朝日隆太郎, 齋藤公男 :  
折板型木質集積壁の構造性能に関する基礎的研究 - 水平載荷時の挙動について -, 日本建築学会関東支部研究報告 CD, pp. 393-396, 2014. 2.
  4. 城一祐樹, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男 :  
ホルン型張力膜構造の設計用風荷重に関する研究 - 強風時の膜面風圧力の実測結果に基づく動的応答解析性状 -, 日本建築学会関東支部研究報告 CD, pp. 421-424, 2014. 2.
  5. 総谷友昭, 岡田章, 神田亮, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男, 中川梨菜 :  
ホルン型張力膜構造の動的風応答性状に関する研究 - ピークファクターを用いた動的応答評価手法に関する基礎的検討 -, 日本建築学会関東支部研究報告 CD, pp. 425-428, 2014. 2.
  6. 有路亮平, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男 :  
建築構造ケーブルの設計用許容側圧に関する基礎的研究, 日本建築学会関東支部研究報告 CD, pp. 429-432, 2014. 2.
  7. 上松幸平, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男 :  
張力消失を許容したケーブル構造の動的応答性状に関する研究 - 緩みに伴う衝撃的張力変動について -, 日本建築学会関東支部研究報告 CD, pp. 433-436, 2014. 2.
  8. 小俣智司, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男 :  
プレストレスト・ビーズ・ストリング (PBS) 構造の基本的構造特性に関する研究 - アーチ構造の形成と座屈挙動について -, 日本建築学会関東支部研究報告 CD, pp. 445-448, 2014. 2.
  9. 大竹英明, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 齋藤公男, 佐藤公紀 :  
木造面格子壁の格子間隔が剛性及び耐力に及ぼす影響に関する研究 - (その 1) 相欠き接合部曲げ試験 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp. 73-74, 2013. 12.

10. 朝日隆太朗, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男, 佐藤公紀 :  
木造面格子壁の格子間隔が剛性及び耐力に及ぼす影響に関する研究 - (その2) 格子間隔をパラメータとした数値解析的検討 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp.75-76, 2013.12.
11. 佐藤公紀, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男 :  
木造面格子壁の格子間隔が剛性及び耐力に及ぼす影響に関する研究 - (その3) 木材の基準強度が面格子壁の構造性能に及ぼす影響 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp.77-78, 2013.12.
12. 上松幸平, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男 :  
ケーブル構造の動的荷重下における衝撃的張力変動に関する基礎的研究, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp.91-92, 2013.12.
13. 小俣智司, 岡田章, 宮里直也, 斎藤公男, 廣石秀造 :  
プレストレス・ビーズ・ストリング (PBS) 構造の基本的構造特性に関する研究 - アーチ構造の形状形成と曲げモーメントに対する挙動に関する基礎的研究 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp.87-88, 2013.12.
14. 総谷友昭, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 神田亮, 中川梨菜, 斎藤公男 :  
ホルン型張力膜構造の風応答性状に関する研究 - ガスト影響係数及びピークファクターの算出 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp.85-86, 2013.12.
15. 柳瀬仁志, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男 :  
折板型木質集積壁の構造性能に関する基礎的研究 - 水平載荷時の挙動について -, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp.79-80, 2013.12.
16. 有路亮平, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男 :  
建築ケーブルの設計用許容側圧に関する基礎的研究, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp.89-90, 2013.12.
17. 城一祐樹, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男 :  
ホルン型張力膜構造の風荷重に関する研究 - 強風下における実建物の風圧力の実測結果 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp.83-84, 2013.12.

18. 総谷友昭, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 永井佑季, 吉野誠一, 松本良太, 神田亮 :  
HP 曲面を有する張力膜構造の風応答性状に関する研究 - その 1 レイノルズ数が風圧力特性に及ぼす影響 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.181-182, 2013.9.
19. 中川梨菜, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 永井佑季, 吉野誠一, 松本良太, 神田亮 :  
HP 曲面を有する張力膜構造の風応答性状に関する研究 - その 2 レイノルズ数が静的及び動的応答に及ぼす影響 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.183-184, 2013.9.
20. 松本良太, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 永井佑季, 吉野誠一, 総谷友昭, 神田亮 :  
HP 曲面を有する張力膜構造の風応答性状に関する研究 - その 3 膜設計用ガスト影響係数  $G_{fm}$  の評価 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.185-186, 2013.9.
21. 城一祐樹, 岡田章, 宮里直也, 榎紀佳, 廣石秀造, 斎藤公男 :  
レンズ型空気膜構造の内圧制御手法に関する基礎的研究 - その 1 風洞実験結果及び数値解析手法の提案 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.1059-1060, 2013.9.
22. 榎紀佳, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男 :  
レンズ型空気膜構造の内圧制御手法に関する基礎的研究 - その 2 強風時の動的挙動に基づく最適内圧設定手法 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.1061-1062, 2013.9.
23. 小笠原康介, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 柳瀬仁志, 斎藤公男 :  
集積型木質吊屋根構造の付加荷重時の挙動に関する研究 - その 1 変動風外力の把握と静的風荷重の検討 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.1083-1084, 2013.9.
24. 柳瀬仁志, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 小笠原康介, 斎藤公男 :  
集積型木質吊屋根構造の付加荷重時の挙動に関する研究 - その 2 吹上荷重を想定した小規模静的載荷実験 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.1085-1086, 2013.9.

25. 朝日隆太朗, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 小笠原康介, 柳瀬仁志, 斎藤公男:  
集積型木質吊屋根構造の付加荷重時の挙動に関する研究 - その3 動的風荷重時の挙動 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.1086-1088, 2013.9.
26. 栗栖寛弥, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男:  
相互貫入ユニットで形成された Tensegrity Truss Tower の基本的構造特性の把握 - その1 ITT のユニットの力学的特性の把握と施工実験 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.1101-1102, 2013.9.
27. 有路亮平, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 栗栖寛弥, 斎藤公男:  
相互貫入ユニットで形成された Tensegrity Truss Tower の基本的構造特性の把握 - その2 6 ユニット積層モデルを用いた静的・動的性状の把握 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.1103-1104, 2013.9.
28. 熊坂まい, 岡田章, 宮里直也, 中西三和, 廣石秀造, 上松幸平, 斎藤公男:  
ケーブル構造の動的荷重下における衝撃的張力変動に関する基礎的研究 - その1 衝撃的張力の評価方法の概念と自由落下衝撃実験 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.1115-1116, 2013.9.
29. 上松幸平, 岡田章, 宮里直也, 中西三和, 廣石秀造, 熊坂まい, 斎藤公男:  
ケーブル構造の動的荷重下における衝撃的張力変動に関する基礎的研究 - その2 実大規模振動実験と衝撃的張力の推測方法の検討 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.1117-1118, 2013.9.
30. 前田浩靖, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 宮田脩平, 斎藤公男:  
テンション・トラスにおける中間クランプ金物部の設計用把握力に関する基礎的研究 - その1 現行の設計法の問題点と静的解析による検討 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.1119-1120, 2013.9.
31. 宮田脩平, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 有路亮平, 斎藤公男:  
テンション・トラスにおける中間クランプ金物部の設計用把握力に関する基礎的研究 - その2 時刻歴応答解析による強風時の挙動について -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.1121-1122, 2013.9.
32. 小俣智司, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 小澤恭平, 斎藤公男:  
プレストレスを利用したガラス構造の適用性に関する研究 - その1 ガラスへのプレストレス導入による応力制御効果の把握 -, 日本建築学会大会学術



- 講演梗概集（北海道），pp.1123-1124，2013.9.
33. 小澤恭平，岡田章，宮里直也，廣石秀造，小俣智司，斎藤公男：  
プレストレスを利用したガラス構造の適用性に関する研究 - その2 ユニット連結方式による梁型構造の応力制御効果と基本的構造特性の把握 -，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.1125-1126，2013.9.
34. 小林聡，岡田章，宮里直也，廣石秀造，佐藤章，斎藤公男：  
ガラスチューブの構造部材への適用性に関する基礎的研究 - その1 Tensegric Truss Type IIIへの適用と基本的構造特性の把握 -，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.1137-1138，2013.9.
35. 佐藤章，岡田章，宮里直也，廣石秀造，小林聡，斎藤公男：  
ガラスチューブの構造部材への適用性に関する基礎的研究 - その2 数値解析による TTT IIIの基本的構造特性の把握 -，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.1139-1140，2013.9.
36. 佐藤公紀，岡田章，宮里直也，廣石秀造，斎藤公男：  
木造面格子壁を用いた簡易耐震シェルターの構造設計手法に関する研究 - その7 格子間隔が剛性と耐力に及ぼす影響について -，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.479-480，2013.8.
37. 小笠原康介，岡田章，宮里直也，廣石秀造，柳瀬仁志，佐藤公紀，斎藤公男：  
集積型木質吊屋根構造の付加荷重時の挙動に関する研究 - 木材の離間と導入初期張力が風荷重時挙動に及ぼす影響について -，日本建築学会関東支部研究報告 CD，pp.313-316，2013.3.
38. 松本良太，岡田章，神田亮，宮里直也，廣石秀造，永井佑季，吉野誠一，総谷友昭，斎藤公男：  
HP 曲面を有する張力膜構造の風応答性状に関する研究 - レイノルズ数が膜面応答に及ぼす影響について -，日本建築学会関東支部研究報告 CD，pp.341-344，2013.3.
39. 佐藤章，岡田章，宮里直也，廣石秀造，斎藤公男：  
ガラスチューブの構造部材への適用性に関する研究 - Tensegric Truss Type IIIの提案と基本的構造特性の検証 -，日本建築学会関東支部研究報告 CD，pp.361-364，2013.3.
40. 栗栖寛弥，岡田章，宮里直也，廣石秀造，吉野誠一，斎藤公男：

相互貫入ユニットで形成された Tensegrity Truss の提案及び力学的性状の把握 - タワーへの適用に関する基礎的研究 -, 日本建築学会関東支部研究報告 CD, pp. 365-368, 2013. 3.

41. 細山輝明, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男 :  
木質集積壁の構造性能に関する基礎的研究, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp. 105-106, 2012. 11.
42. 小笠原康介, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 柳瀬仁志, 斎藤公男 :  
集積型木質吊屋根構造における強風時の挙動に関する研究 - (その1) 変動風外力の把握と静的風荷重の検討 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp. 107-108, 2012. 11.
43. 柳瀬仁志, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 小笠原康介, 斎藤公男 :  
集積型木質吊屋根構造における強風時の挙動に関する研究 - (その2) 吹上風荷重を想定した小規模静的載荷実験 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp. 109-110, 2012. 11.
44. 栗栖寛弥, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 吉野誠一, 有路亮平, 斎藤公男 :  
相互貫入ユニットで形成された Tensegrity Truss の提案及び力学的特性の把握 - タワーへの適用に関する基礎的研究 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集 (構造・強度), pp. 115-116, 2012. 11.
45. 佐藤公紀, 岡田章, 宮里直也, 斎藤公男, 廣石秀造 :  
集積型木質吊屋根構造の構造特性に関する研究 - その5 孔あきブロック材の圧縮試験 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), pp. 707-708, 2012. 9.
46. 柳瀬仁志, 岡田章, 宮里直也, 斎藤公男, 廣石秀造 :  
集積型木質吊屋根構造の構造特性に関する研究 - その6 曲げ試験及び長期クリープ計測結果 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), pp. 709-710, 2012. 9.
47. 小俣智司, 岡田章, 宮里直也, 斎藤公男, 廣石秀造 :  
木造面格子壁を用いた簡易耐震シェルターの構造設計手法に関する研究 - その6 含水率の違いによる相欠き接合部の構造性能の比較 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), pp. 111-112, 2012. 9.
48. 細山輝明, 寺田直人, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男 :

- 木質ブロック積層壁の構造性能に関する基礎的研究 - その1 木質ブロック及び積層壁の性状把握 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp. 133-134, 2012. 9.
49. 寺田直人, 細山輝明, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 斎藤公男:  
木質ブロック積層壁の構造性能に関する基礎的研究 - その2 積層壁の構造性能の把握と適用性の検討 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp. 135-136, 2012. 9.
50. 寺田直人, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 細山輝明, 斎藤公男:  
木質ブロック積層壁の構造性能に関する基礎的研究, 日本建築学会関東支部研究報告 CD, pp. 469-472, 2012. 3.
51. 赤星博仁, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 熊坂まい, 斎藤公男:  
クランプ金物の滑動を考慮したテンセグリック・タワーの静的特性に関する基礎的研究 - (その1) 解析モデルの構築と解析的検討 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集(構造・強度), pp. 85-86, 2011. 11.
52. 熊坂まい, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 赤星博仁, 斎藤公男:  
クランプ金物の滑動を考慮したテンセグリック・タワーの静的特性に関する基礎的研究 - (その2) 小規模モデルを用いた実験的検討 -, 日本大学理工学部学術講演会論文集(構造・強度), pp. 87-88, 2011. 11.
53. 藤原圭吾, 斎藤公男, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造 :  
集積型テンションヴォールト構造の構造特性に関する研究 - その1 構造システムの提案とテンション材の配置による影響 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 937-938, 2007. 8.
54. 廣石秀造, 斎藤公男, 岡田章, 宮里直也, 藤木瑛子 :  
集積型テンションヴォールト構造の構造特性に関する研究 - その2 断面形状による影響と実大規模への適用 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 939-940, 2007. 8.
55. 廣石秀造, 斎藤公男, 岡田章, 宮里直也, 藤木瑛子 :  
集積型テンションヴォールト構造の構造特性に関する研究, 日本建築学会関東支部研究報告集1, pp. 253-256, 2007. 3.
56. 廣石秀造, 斎藤公男, 岡田章, 宮里直也, 藤木瑛子 :  
集積型テンションヴォールト構造の基本構造特性に関する研究, 日本大学

- 理工学部学術講演会論文集（構造・強度），pp. 212-213，2006. 11.
57. 長嶋明大，齋藤公男，岡田章，宮里直也，廣石秀造：  
集積型木質吊屋根構造の構造特性に関する基礎的研究，日本建築学会大会  
学術講演梗概集（関東），pp. 819-820，2006. 9.

謝辭

## 謝辞

本論文は、筆者が日本大学理工学部建築学科空間構造デザイン研究室において行った面格子壁の実験および解析的研究に関してまとめたものです。本論文は、主査、副査の先生方から頂いた御指導に加え、多くの方々に力を貸して頂くことにより完成させることが出来た論文です。また、研究室に所属してから現在に至るまでの10年余り、本論文の研究活動以外にも、習志野ドームをはじめとする「ものづくり」、実物件の構造設計や現場監理に携わる機会を頂き、多くの体験が本論文をまとめる際の礎となっています。

主査である日本大学理工学部教授・博士（工学） 岡田章先生には、学部からおおよそ10年間に渡り、御指導賜りました。学部4年生時に1年検査に立ち会わせていただいた中国木材名古屋事業所の吊屋根は、筆者が木質構造に興味を持つきっかけとなりました。大学院修了後も研究活動に参加する機会を与えて頂くと共に、筆者が成長するための得難い機会を幾度も与えて頂きました。また本論文に対して、日夜を問わず御指導頂き、研究テーマの可能性を引き出して頂きました。ここに深甚なる感謝と敬意を表します。深い知識と理論に基づきながら、既成概念にとらわれず新しいものを生み出す先生の発想力は、今後の目標です。

日本大学名誉教授・工学博士 斎藤公男先生には、研究室に所属して以来、実に多くの御指導と御助言を賜りました。研究活動に対する御指導を頂くと共に、決して積極的ではなかった大学院生時から研究室が抱えるプロジェクトに関わる機会をいただき、社会人としての基礎も御指導頂きました。また、先生から教えて頂いた何事にも全力で取り組み、誰よりも楽しむ姿勢、構造に対する知識や情熱は、本論文を完成させる上でなくてはならないものでした。ここに深く感謝致します。

日本大学理工学部教授・博士（工学） 古橋剛先生には、振動工学の領域から筆者が見落としがちな部分に対して貴重な御意見、御指導を頂きました。ここに、心より感謝致します。

日本大学理工学部教授・博士（工学） 中田善久先生には、本論文に対する御助言、御指導を頂くのみならず、木材に対する知識、研究に対する姿勢など多くのことを日々御指導頂きました。ここに、心より感謝致します。

日本大学理工学部准教授・博士（工学） 宮里直也先生には、研究の実験や解析に関する具体的な御指導を賜ると共に、研究以外にも日頃から多くのことを御指導、御助言頂きました。心から感謝し敬意を表します。

構造計画プラス・ワン／元日本大学理工学部特任教授・博士（工学） 金田勝徳氏には、専門知識の乏しい筆者に対し構造設計の基礎から御指導を頂きました。構造設計に対する知識と考え方は、本論文を完成させるためにはなくてはならないものでした。また、業務と並行して研究に携わる機会を与えて頂くと共に、多くの御助言を賜りましたこと、厚く御礼申し上げます。

日本大学理工学部建築学科空間構造デザイン研究室の卒業生諸氏、特に歴代の木班の大学院修了生には本論文のもととなる、実験の遂行、データの整理、論文の制作に日夜問わずご協力頂きました。ここに心から御礼申し上げます。特に、本論文の研究テーマを共に進めてきた佐藤公紀君、星野達哉君には心から感謝致します。また、本論文をまとめるに当たりご協力いただいた、朝日隆太郎君、大竹英明君、相川翔太君をはじめとする日本大学現大学院生諸氏、ならびに研究室卒業生各位に深く感謝の意を表します。

ここに書ききることの出来なかった多くの支えて下さった方々、応援下さった方々に心から感謝致します。

2014年4月

廣石 秀造