

博士学位論文

有限要素法を用いた新耐震システム天井の
シミュレーションモデルの構築

2022年3月

兵庫県立大学大学院 シミュレーション学研究科

シミュレーション学専攻

呂 志倫

Doctoral Thesis

**Construction of simulation models of
new seismic integrated ceilings
using finite element methods**

by

Lyu Zhilun

March 2022

**Graduate School of Simulation Studies
University of Hyogo**

要 約

システム天井とは、天井板が野縁、野縁受けから構成される格子に差し込まれる仕様の吊り天井である。天井板が野縁とねじで止められる在来工法の吊り天井と比べて、天井面の剛性が低いとされる。このため、耐震対策として斜め部材を取り付けるに際し、その配置間隔を決めるために、天井面には、地震時に水平慣性力が確実に斜め部材に伝達できる十分な面内剛性を有することを確認する必要がある。

本論文の目的は、新耐震システム天井と呼ばれるシステム天井を研究対象とし、有限要素法を用いて、新耐震システム天井の天井面の面内剛性を確認できるシミュレーションモデルを構築することである。新耐震システム天井とは、一般的にいうシステム天井と違い、在来天井の下地材及び工法を活用し、国土交通省告示第 771 号に規定された耐震性が備えられたシステム天井のことである。

1 章は序論であり、研究の背景及び目的を述べる。構造材の耐震化が進んでいることに伴い、近年、非構造部材、特に吊り天井の地震被害が顕著となった。2011 年の東北地方太平洋沖地震をうけ、建築基準法施行令が改正され、吊り天井の耐震性が法律で要求されたとともに、吊り天井の耐震基準及び試験方法等についても明確された。この背景のもとに、本論文の研究対象となる新耐震システム天井が開発された。また、建築系の学生を対象として実施したアンケート調査、天井の耐震性に関する日本国内の論文の現状を述べ、本論文もしくは本研究の意義を説明する。

2 章では新耐震システム天井の天井ユニット試験に基づいて、ブレース材の座屈解析をシェル要素モデルで行った。シェル要素モデルでは、ブレース材のみを対象とし、ブレース材の下端に水平方向に 5mm まで強制変位させた。このモデルでは、変位が約 1.5mm 以内で、解析において剛性を 0.09 倍にした剛性を用いれば、新耐震システム天井の実験結果を表現することが分かった。また、新耐震システム天井であっても、天井面構成部材等システム天井の面内剛性が比較的低いため、天井下地材の跳ね上がり等の変形が生じやすいので、システム天井のブレース等の天井材をより正確的に把握するには、システム天井の面内剛性を評価する必要がある。

3 章では天井下地材がなす十字型骨組試験およびシミュレーションモデルを説明する。シミュレーションモデルは、シェル要素モデルとビーム要素モデルの 2 種類を使用する。シェル要素では、支圧応力によるねじ接合部周辺の変形を、ねじ穴周辺部分の塑性化とみなし、

その物理特性を設定する。ねじ穴周辺部分とは、本論文では、ねじ頭と天井下地材と直接に接する部分を言う。ビーム要素モデルでは、天井下地材や固定治具をビーム要素とし、ねじ接合部を回転ばねに置換する。回転ばね特性は、シェル要素モデルで得られた解析結果を用いて、建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説に提示された方法で設定する。載荷節点の荷重 - 変位関係から、この手法を用いて作成されたシミュレーションモデルは、微小変形範囲内では、実験を再現できた。解析時間を短縮するために、シェル要素モデルをビーム要素モデルに置換した。シェル要素モデルの解析結果および技術基準に提示した方法に基づいて、回転ばね特性を決定した。両モデルでの解析結果の比較より、本論文で提示した回転ばねの特性の設定により、シェル要素モデルからビーム要素モデルへと適切に置換できていることを確認した。

4章では、3章で提案した回転ばね特性を用いて、天井ユニットの面内せん断試験をビーム要素でシミュレーションを実施する。ねじ接合部以外の接合部はすべて剛体とする。実験結果と比較した結果、3章で提案されたねじ接合部のモデル化の仕方と回転ばねに置き換える時の回転ばね特性の算出の仕方の妥当性が確認できた。

5章では、天井ユニットのモデルに基づき、天井面の面積が 264m^2 を有する新耐震システム天井の耐震性を静的解析で評価し、地震時の振る舞いを地震応答解析で確認する。解析モデルはビーム要素で作成する。静的解析では、一方向に 10.0G まで載荷しつづけ、新耐震システム天井の耐震性は、代表的な8つの節点を抽出し、重力加速度と節点の水平変位との関係、そして、ねじ接合に相当する回転ばねでの回転モーメントの分布、の2点で評価する。地震応答解析では、兵庫県南部地震時に観測された JMA 神戸波を例として解析モデルに入力する。代表的な3つの節点を抽出し、応答変位および応答加速度を確認し、ねじ接合に相当する回転ばねの回転モーメントの分布を確認する。地震波によって、新耐震システム天井の振る舞いが異なることと、国土交通省告示に地震波による吊り天井の耐震性の評価に対して要求されていないため、地震応答解析では新耐震システム天井の耐震性を議論しない。

6章は結論であり、本論文で得られた成果について要約している。

目 次

1.	序論	1
1.1.	研究の背景	1
1.2.	研究の目的	5
1.3.	新耐震システム天井	6
1.4.	用語の定義	12
2.	ブレースの座屈解析	13
2.1.	はじめに	13
2.2.	天井ユニットに対する静的載荷試験	13
2.3.	ブレース材に対する座屈解析	17
2.3.1.	ブレース材	17
2.3.2.	材料特性	19
2.3.3.	シミュレーションモデル	19
2.3.4.	解析結果	20
2.3.5.	考察	21
2.4.	結論	25
3.	天井下地材部材間接合部モデル	26
3.1.	はじめに	26
3.2.	十字形部分骨組試験	27
3.2.1.	試験概要	27
3.2.2.	試験結果	29
3.3.	シェル要素によるシミュレーションモデル	32

3.3.1.	モデル概要	32
3.3.2.	天井下地材の材料特性	33
3.3.3.	境界条件	33
3.3.4.	ねじ接合部のモデル化	35
3.3.4.1.	はじめに	35
3.3.4.2.	ねじ接合部モデル	35
3.3.4.3.	ねじ穴周辺部分の材料特性	36
3.3.4.4.	解析結果	37
3.4.	ビーム要素によるシミュレーション	38
3.4.1.	モデル概要	38
3.4.2.	天井下地材の物理特性	39
3.4.3.	境界条件	39
3.4.4.	回転ばねの物理特性	40
3.4.5.	解析条件	43
3.4.6.	解析結果	43
3.5.	結論	45
4.	天井ユニットに対する面内せん断試験およびシミュレーション解析	46
4.1.	はじめに	46
4.2.	天井面の面内せん断試験	47
4.2.1.	試験体	47
4.2.2.	試験方法	48
4.2.3.	試験結果	50
4.3.	シミュレーションモデル	51

4.3.1	はじめに	51
4.3.2	天井材の断面及び材料の物理特性	52
4.3.3	境界条件	54
4.3.4	回転ばねの物理特性	56
4.3.5	シミュレーション結果	57
4.3.6	考察	58
4.4.	結論	59
5.	特定天井に該当する新耐震システム天井に対する静的および地震応答解析	60
5.1.	概要	60
5.2.	新耐震システム天井に対する静的解析	60
5.2.1	シミュレーションモデルの概要	60
5.2.2	拘束条件	62
5.2.3.	解析条件	63
5.2.4	静的解析の結果	64
5.3.	地震応答解析	68
5.3.1	解析条件	68
5.3.2.	地震応答解析の結果	69
5.4.	結論	73
6.	結論	74
	謝辞	76
	参考文献	77

1. 序論

1.1. 研究の背景

地震時における人命の安全や財産の保護、建築物の機能・居住性の維持などの観点から、建築物に対して耐震設計が必要である。しかし、一般的に言う耐震設計は、主に柱や梁など建築物を支える構造材が対象となり、建築物を構造的に支えていない非構造部材は長らく検討の対象外であった。日本の現行耐震設計基準は1981年に大幅に見直されて改正されたものであり、耐震規定が導入されたのはさらに1924年の市街地建築物法に遡る。一方、非構造部材の耐震設計に関しては、1985年の「非構造部材の耐震設計指針・同解説及び耐震設計・施工要領（日本建築学会）」が慣性力や強制変形角に対する検討は、法を示した最初の指針とされる。さらに、本研究の研究対象である天井の耐震設計について、官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説（1996年、建設大臣官庁営繕部（当時））は、日本初の天井の耐震基準と言える。しかし、この耐震基準が緩いことに加えて、民間建築に強制力がないため、平常時・地震時を問わず、天井の落下被害が相次いでいた。2001年の芸予地震での天井被害をうけ、2001年に国土交通省より国住指第357号「芸予地震被害調査報告の送付について（技術的助言）」が公布された。吊り天井の耐震に関わる日本初の技術的助言で、地震時に天井と壁との衝突を防ぐために天井面の周辺部と周囲の壁との間に隙間を設けることや、吊り天井の揺れを抑えるために吊りボルトが長くなる場合に吊りボルト相互を補剛材で連結すること等^[1]を助言したが、具体的な数値や評価基準、評価方法等が明記されなかった。このため、天井メーカー各社の対応が多様であった。それ以降の十勝沖地震（2003年）、新潟県中越地震（2005年）、福岡県西方沖地震（2005年）、宮城県沖地震（2005年）、能登半島地震（2007年）、新潟県中越地震（2007年）等の地震でも天井の落下被害が発生し、天井被害の再発を防ぐために国住指第2402号「大規模空間を持つ建築物の天井の崩落対策について（技術的助言）」（2003年）、国住指第1337号「大規模空間を持つ建築物の天井崩落対策について」（2005年）、国住指第1427号「地震時における天井の崩落対策の徹底について（技術的助言）」（2005年）、国土交通省告示第282号「建築物の定期調査報告における調査及び定期点検における点検の項目、方法並びに結果の判断基準並びに調査結果表を定める件」（2007年）等の助言や通知が国土交通省より公布され、剛性の異なる部分にも隙間を設けることや、定期的な検査の実施等が要求された^{[2][3][4][5]}が、具体的な数値や評価基準、評価方法が依然として不明確のため、天井の落下被害も発生し続けてきた。

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震で、東北地方や首都圏を含む広範囲にわたり災害を受けた。震源地から約400km離れた川崎市にあるミュージアム川崎のシンフォニーホールの天井が崩落されたのがその一例である^[6]。この地震を受け、2013年に、建築基準法施行令第39条が改正され、天井の耐震化が初めて法律化された。これをうけ、国土交通省告示第771号「特定天井及び特定天井の構造耐力上安全な構造方法を定める件」^[7]（以下、告示第771号と略す）が同年に公布され、天井面構成部材等と壁等との間に60mm以上の隙間を設けることや、設置される階数によっては水平震度が最大で2.2Gの確保が必要など、具体的

な数値、または計算式が明記された。また、2013年に建築性能基準推進協会より「建築物の天井脱落対策に係る技術基準の解説」^[8]（以下、技術基準の解説と略す）が公布され、より詳細な評価基準と評価方法を提示された。2016年に、壁等との間に隙間のない吊り天井の技術基準が追加された。特定天井に該当しない吊り天井の耐震性も、告示第771号や技術基準の解説に準じて（例えば、耐震2.2G）、天井メーカー各社は行っている。

しかし、吊り天井に関する耐震基準は近年のことであり、吊り天井の軽量化（天井面構成部材等が 2kg/m^2 以下）や吊り天井を設置しない等で特定天井の耐震基準を回避した事例が多く、既存の天井の多くは落下する危険性が高い。2016年の熊本地震や2018年の大阪北部地震で特定天井や学校施設等にある吊り天井の落下被害が報告された^{例えば[9][10]}。また、地震時のみならず、平常時にも天井材が落下しうる。2018年7月14日にせんだいメディアテーク3階にある天井の石膏ボードが落下し男性1人を負傷させた事故がその一例である^[11]。

この背景のもとに、本研究の対象となる新耐震システム天井が開発された（1.3節に詳説する）。システム天井とは、空調や照明などの設備が天井板と一体して組み立てる吊り天井のことで、天井板が天井面構成部材からなる格子に載せかけるだけである。天井板が天井面構成部材と緊結されない構造のため、天井面の面内剛性が低いとされる。しかし、新耐震システム天井は一般的なシステム天井と違い、在来天井の部材及び工法を活用し、天井面構成部材がねじによって緊結されるため、耐震性が備えられたシステム天井である。

天井の耐震性に関する基準が足りないと同時に、吊り天井の耐震性に関する研究も少ない。図1.1及び図1.2は、日本建築学会のデータベースに収録された表題、キーワードもしくは本文に「天井」または「ceiling」が含まれた論文及び文章より集計したものである。データは1997年から2021年6月30日までのものである。全1941本の論文や文章のうち、耐震性に関わるものが、全体の約3割を占めている。また、年別に見ると、2000年までは、天井の耐震性に関する研究が1本もなかったに対して、2001年の芸予地震をきっかけに、天井の耐震性への関心が寄せられ、2011年の東北地方太平洋沖地震を境に天井の耐震性に関する研究本数が一気に増えたことが分かる。

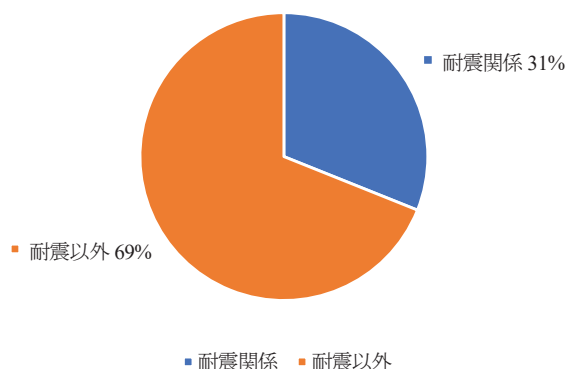


図 1.1 天井の耐震性に関する論文の割合（1997年～2021年6月30日）

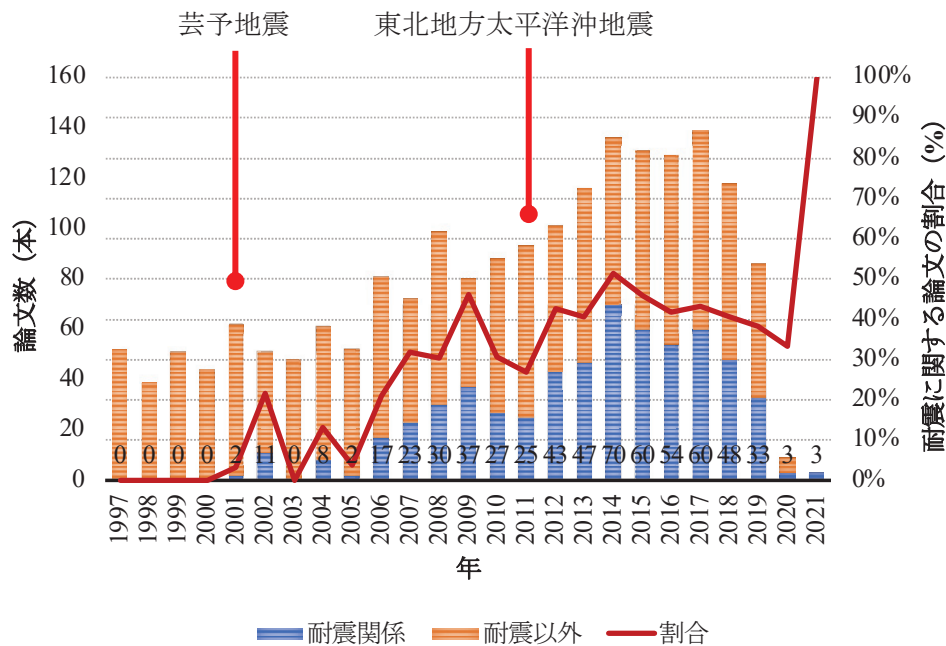


図 1.2 天井に関する研究の本数（年別）（1997年～2021年6月30日）

研究数が増えるに伴い、研究テーマも天井の耐震化から、画像やロボットによる天井の損傷確認等多岐にわたる。しかし、天井の耐震性に関する研究は、実物による静的またはや動的載荷試験^{例えば[12][13][14][15]}と、それに加えた数値解析による考察するもの^{例えば[16][17][18]}が主であり、シミュレーションで直接に天井の耐震性を評価する研究が少ない。また、振動台実験による天井ユニットの耐震性や天井の耐震性の評価、天井落下防止対策としてフェールセーフの有効性など、実務的な研究がほとんどであり、天井のシミュレーションモデルの構築を目的とした研究は、ほぼないに近い。磯部ら^[19]は、体育館に設置される通常のシステム天井を対象として、AIS-Gauss法を用いて、既往の研究で明かされたビス接合部の力学的性状から、接合金具の脱落条件を導入し、シミュレーションモデルで体育館施設での吊り天井脱落被害を再現した。大村ら^[20]は、この研究を基にハンガーの偏心性やクリップ滑り現象を考慮し、天井の脱落被害の再現シミュレーションを行ったうえ、耐震対策の有無や耐震化方法の効果に対して検討した研究が、数え切れる例である。

一方、建築物や構造材の耐震性を評価には、有限要素法（FEM）が多用される。Mizushimaら^[21]は、LS-DYNAという汎用衝撃・構造解析ソフトウェアを使用し、詳細なモデルを作成し、構造材の地震時の挙動が高精度で解析できた。このため、設計時に吊り天井の耐震性の評価に有限要素法を用いた詳細なシミュレーションも役立つと考えられる。

既存の吊り天井の多くは2014年4月1日建築基準法施行令が改正される前に組み立てたため、耐震性が期待されない。しかし、吊り天井が落下しうることを意識しない人が多い。2017年度神戸市水上消防署の安全安心まちづくり研究助成金のもとに、2017年11月27日

(月)に、兵庫県立大学環境人間学部の2年生及び3年生の合計60人を対象として、天井の耐震性に関する意識を実施した。図1.3と図1.4にそれぞれ平常時と地震時の吊り天井の落下に対する認識を示す。平常時に天井の落下について、60人のうち、約2/3の回答者は一度も考えたことがないと回答した。また、地震時の吊り天井の落下について、43人は、建築物が倒れなくても天井が落下しうると回答し、地震時の吊り天井の危険性を認識した一方、17人の回答者は地震時の吊り天井の危険性に対する認識の甘さを示した。更に天井の落下は建築物の倒壊による被害と認識される回答者は3人がいた。これらの回答者が建築物の構造力学等の知識を有しているにもかかわらず、吊り天井の危険性に対する認識が甘い点からみれば、建築物や耐震に関する知識を有しない一般人の多くは、吊り天井の危険性をこれ以上に見落としているだろうと推測できる。

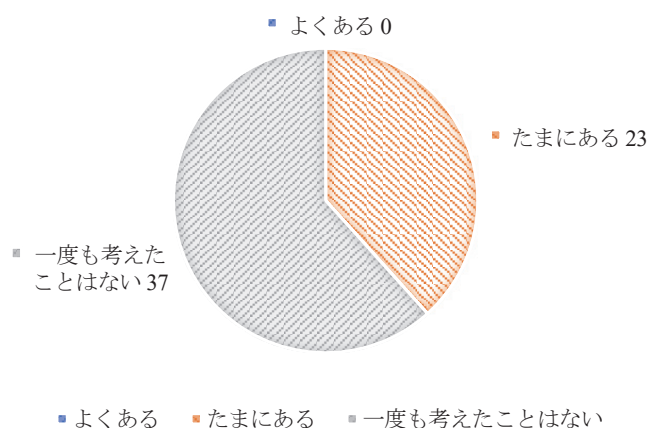


図 1.3 平常時の天井落下に対する意識

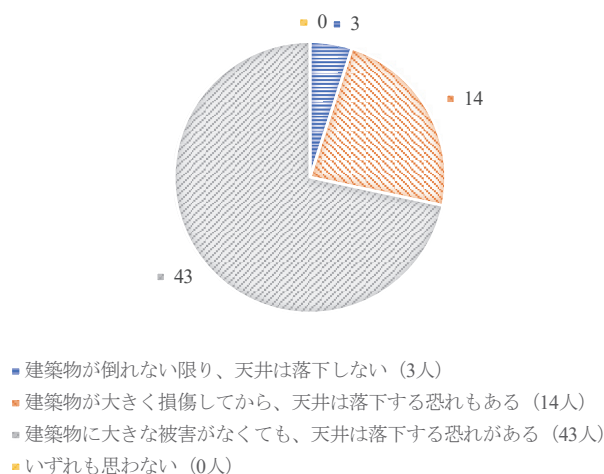


図 1.4 地震時の天井落下と建築物の倒壊についての回答

1.2. 研究の目的

本研究の目的は、新耐震システム天井の面内剛性を評価できるシミュレーションモデルを構築することである。

前述通り、システム天井は、天井板が天井下地材の間に載せられるだけの面内剛性が比較的低いタイプの吊り天井である。天井が周囲の壁等との間に隙間を設ける場合、V字状の斜め部材を釣り合い良く配置し、天井面に作用する水平慣性力を分担させ、天井の水平変位を抑えることが告示第771号に規定されている。また、剛性の高すぎる斜め部材を疎に配置すると地震時に斜め部材の下端に応力が過度に集中し、天井下地材の変形が過大になる恐れがあるため、1組の斜め部材が負担する天井面の面積を小さくするように配慮する必要があると技術基準の解説に指摘される^[8]。従って、新耐震システム天井の場合、地震時に天井面に受ける水平慣性力が天井面構成部材の接合部に集中せず、斜め部材に確実に伝達できるよう、天井面の面内剛性の確認が必要である。このため、技術基準の解説では、システム天井に斜め部材を配置する際にして、地震時に斜め部材の下端に応力が過度に集中し、天井下地材の変形が過大にならないように1組の斜め部材が負担する天井面の面積を小さくする必要があると提示される。

また、特定天井の耐震性の評価について、個々の天井下地材、接合部は要素試験、天井面構成部材、吊り材及び斜め部材が含まれた天井ユニットに対する静的試験で確認することが技術基準の解説にも規定されている。しかし、天井ユニットのサイズを超えた面積を有する天井の剛性の確認や、三次元大型振動台による天井の地震時の振る舞いの確認などについて規定されず、実際に施工された天井が地震時に十分に担保できる否か等が問題となる。

上記の実情に鑑みて、本研究は、有限要素法を用いて、シェル要素及びビーム要素のそれぞれの利点を活用し、新耐震システム天井の耐震性を評価できるシミュレーションモデルを構築することを目的とする。

1.3. 新耐震システム天井

従来のシステム天井は、図 1.5 に示すように T バーと呼ばれる T 型の押し出し材が天井下地材として使用される。吊りボルトを介して天井スラブ等に取り付けられるメイン T バーと、クロス T バーは格子状に交差され、天井板が格子に載せかけられるタイプの天井である。図に示す通り、メイン T バーに塑性加工にて製作された部位（ソケット）に、クロス T バーに溶接接合された L 状の金物（プラグ）を挿入する嵌合形式の接合となっている[9]。

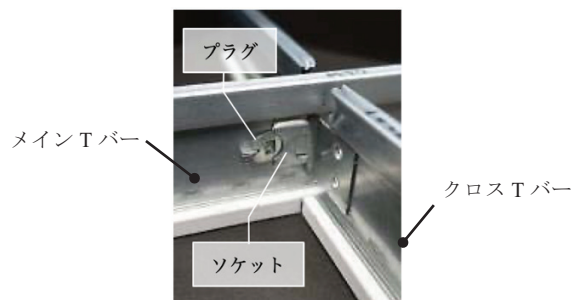


図 1.5 システム天井の接合部の例（参考文献[22]の写真 1 を転載して加筆）

新耐震システム天井は、従来のシステム天井と違い、図 1.6（3D 図面）に示す天井下地材及び接合金具を使用する。具体的には以下の通りである。図 1.7 に新耐震システム天井の一例を、図 1.8 に各接合部の詳細を示す。なお、図に示した各部材の色は、各部材が区別できるよう任意に設定された色で、各部材の実際の色ではない。

(a) メインバー

天井面を構成する主要な部材であり、グラスウール化粧板を取り付ける溝を有し、天井の裏側で野縁の働きをする溝形鋼の形状をしたアルミ押出型材。新耐震システム天井のために考案された天井下地材である。

(b) クロスバー

メインバーと直交し、新耐震システム天井の天井面を構成する主要な部材であり、グラスウール化粧板を取り付ける溝を有するアルミ押出型材。新耐震システム天井のために考案された天井下地材である。メインバーとビスで緊結される。

(c) W バー

天井面を構成する主要な部材であり、クロスバーの落下防止、天井面の剛性の確保、グラスウール化粧板の突き上げの防止などとして働く。メインバーに平行し、ウェブがクロスバーの上フランジ（長いほう）と直交し、接合部にビスを 4 本で緊結される。在来天井のシングル野縁から転用されたものである。

(d) 野縁受け

メインバーと W バーを取り付けるための C 型の下地材で、在来天井の室内用の野縁受けから転用されたものである。

(e) 補強下地材

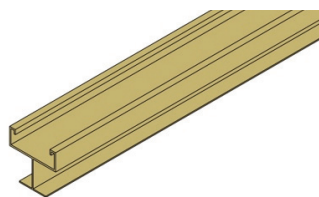
クロスバーの長手方向のブレースを取り付けるために、クロスバーに平行し、野縁受けの上部に設置される口の字の天井下地材である。野縁受けと C4 クリップで緊結される。

(f) ブレース

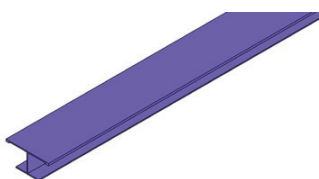
地震時に、天井面に生じる水平慣性力を分担するための斜めに設置される天井下地材。

(g) 耐震クリップ

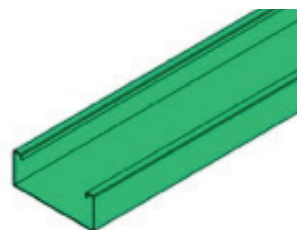
野縁受けにメインバー、W バー、メインバーに平行する見切り材を固定する新耐震システム天井の専用クリップ。



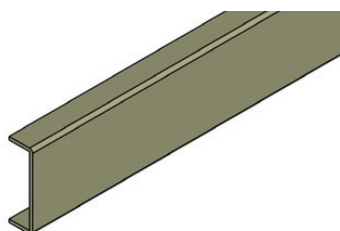
(a) メインバー



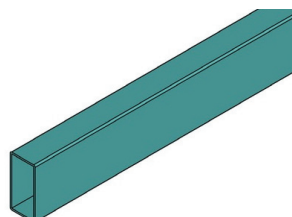
(b) クロスバー



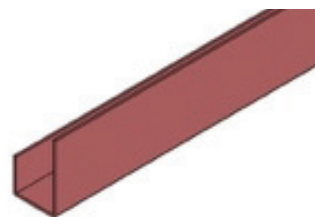
(c) Wバー



(d) 野縁受



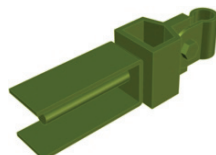
(e) 補強下地材



(f) ブレース



(g) 耐震クリップ



(h) ブレース上部取付金具



(i) 耐震ハンガー



(j) C4 クリップ

図 1.6 天井下地材及び接合金具

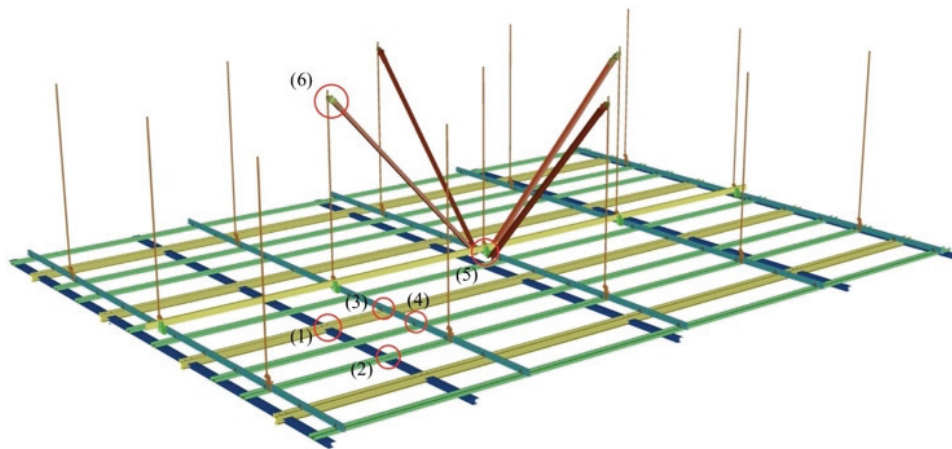


図 1.7 新耐震システム天井の概要図

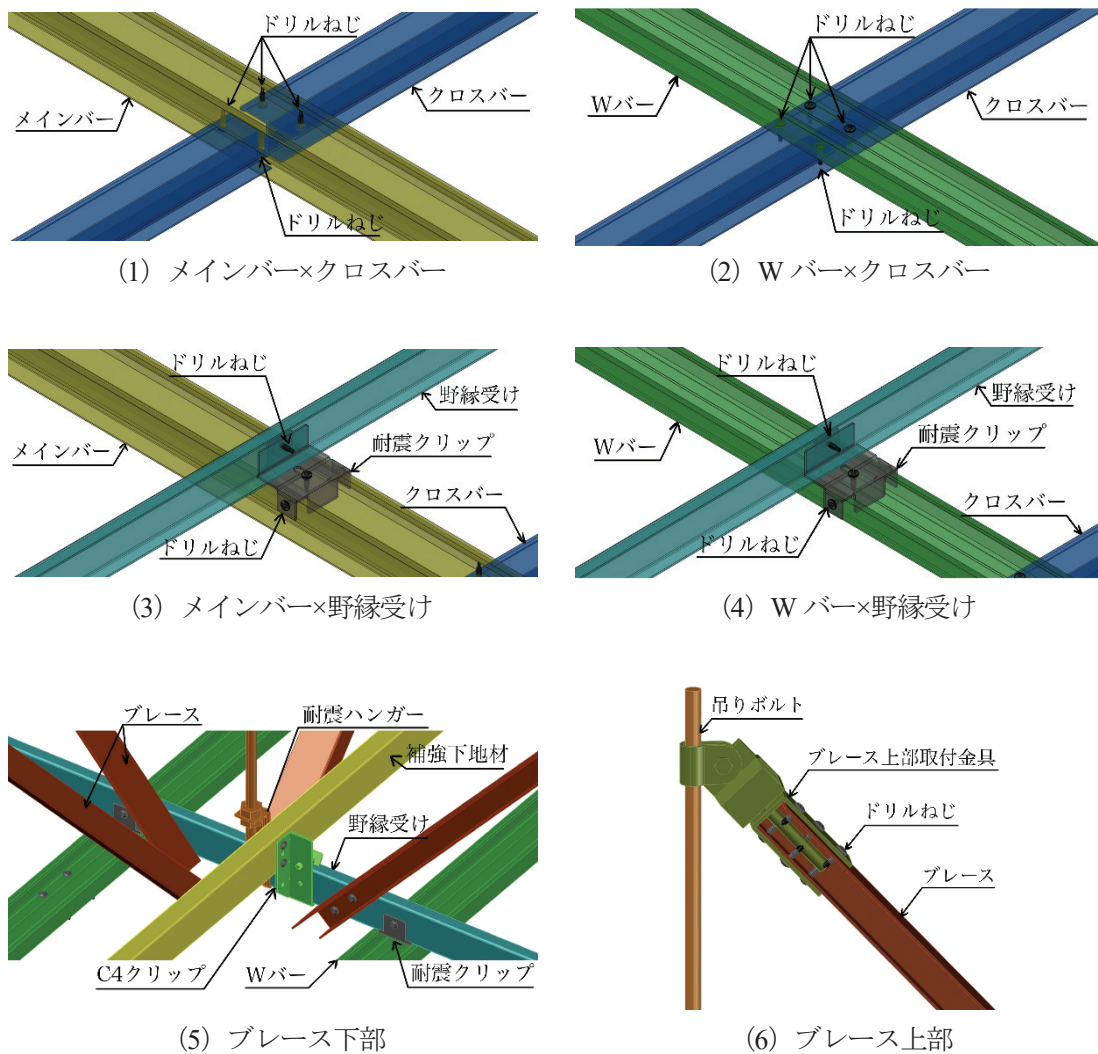


図 1.8 接合部の詳細

(h) ブレース上部取付金具

ブレースの上部を吊りボルトに固定するための金物である。

(i) 耐震ハンガー

野縁受けを取り付けるためのビス付きの金物である。

(j) C4 クリップ

野縁受けと補強下地材を接合するための接合金物である。

*見切り材

天井の周囲でメインバーまたはクロスバーに平行して端部を構成する下地材で、天井の内側に向けてグラスウール化粧板を取り付けるための溝を有するアルミ押出型材。

*グラスウール化粧板

メインバー、クロスバー、Wバーからなる格子（グリッド）に載せかけられる天井板。

図 1.9 に本論文の各モデルの対象となる新耐震システム天井の各部材の断面を示す。s 軸と t 軸は、解析ソフトにおいて、ビーム要素で作成されたモデルの各部材の断面情報を定義するための局所座標系である。

表 1.1 に各部材の断面性能を示す。 I_{ss} と I_{tt} はそれぞれ図 1.9 に示した s 軸周りの断面二次モーメントと t 軸周りの断面二次モーメントである。各部材の断面性能は、原則的に各メーカーの公称値を使用する。ただし、メインバー及びクロスバーは新耐震システム天井のために新たに考案された天井下地材であり、公称値がないため、図 1.9 に示した断面に基づいた計算値を使用する。また、吊りボルトの断面積は、有効断面積である。

表 1.2 に各部材の物理特性を示す。質量密度、ヤング率、ポアソン比、降伏応力は原則的に各材料の標準値を使用する。STKMR11A の降伏応力のみ、標準値が定まっていないため、メーカーの推奨値（JIS G 3445（2016）に定められた STKMR11A の引張強度の 70%）を使用する。

なお、ここに示した断面性能及び物理特性は、新耐震システム天井が技術性能証明を受けたあとに改めて確認されたものである。後述各モデルを作成するにあたり、諸事情により入手できる情報が限られた場合があり、ここに提示した値と若干の差がある。

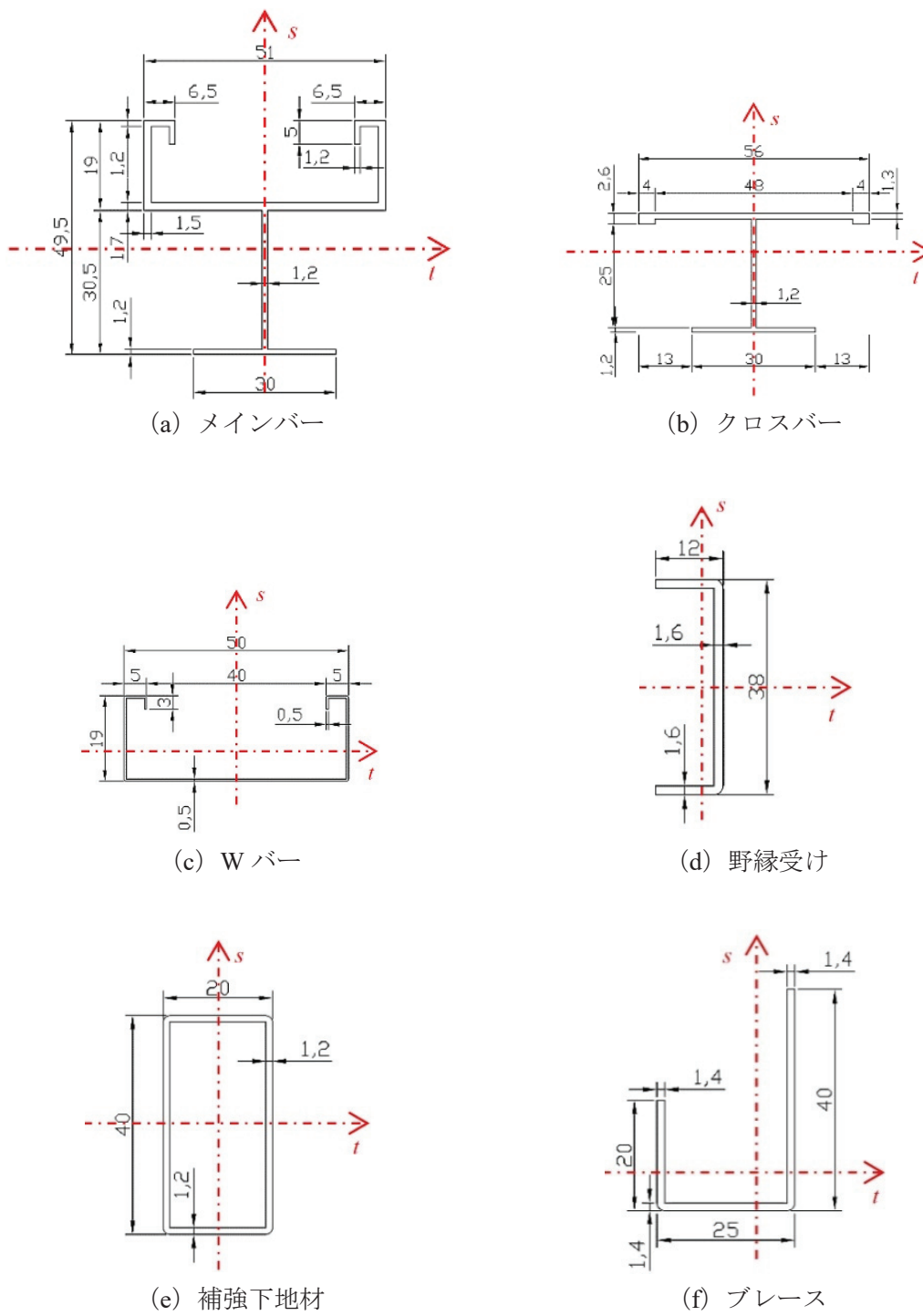


図 1.9 各天井材の断面

表 1.1 各部材の断面性能

天井材 (断面)	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント <i>I_{tt}</i> (mm ⁴)	断面二次モーメント <i>I_{ss}</i> (mm ⁴)
メインバー	230	54,993	62,712
クロスバー	150	21,417	28,773
Wバー (C-50×19×0.5)	51	2,700	19,900
野縁受け (C-38×12×1.6)	94	8,527	19,311
補強下地材 (□-40×20×1.2)	134.5	27,300	9,230
ブレース (L-40×25×20×1.4)	114.2	8,527	19,311
吊りボルト (W3/8)	49.1	191	191

表 1.2 各部材の物理特性

天井材 (記号)	質量密度 (ton/mm ³)	ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン比	降伏応力 (N/mm ²)
メインバー (A6063SS-T5)	2.7×10 ⁻⁹	70000	0.33	145
クロスバー (A6063SS-T5)	2.7×10 ⁻⁹	70000	0.33	145
Wバー (SGCC)	7.86×10 ⁻⁹	2.05×10 ⁵	0.3	205
野縁受け (SGCC)	7.86×10 ⁻⁹	2.05×10 ⁵	0.3	205
吊りボルト (SGCC)	7.86×10 ⁻⁹	2.05×10 ⁵	0.3	205
ブレース (SGCC)	7.86×10 ⁻⁹	2.05×10 ⁵	0.3	205
補強下地材 (STKMR11A)	7.85×10 ⁻⁹	2.05×10 ⁵	0.3	203

1.4. 用語の定義

吊り天井等に関する用語が、告示第 771 号[7]において以下通りに定義されている。

- ① 吊り天井：天井のうち、構造耐力上主要な部分又は支持構造部（以下「構造耐力上主要な部分等」という。）から天井面構成部材を吊り材により吊り下げる構造の天井をいう。
- ② 天井材：天井面構成部材、吊り材、斜め部材その他の天井を構成する材料をいう。
- ③ 天井面構成部材：天井面を構成する天井板、天井下地材及びこれに附属する金物をいう。
- ④ 天井面構成部材等：天井面構成部材並びに照明設備その他の建築物の部分又は建築物に取り付けるもの（天井材以外の部分のみで自重を支えるものを除く。）であって、天井面構成部材に地震その他の震動及び衝撃により生ずる力を負担させるものをいう。
- ⑤ 吊り材：吊りボルト、ハンガーその他の構造耐力上主要な部分等から天井面構成部材を吊るための部材をいう。
- ⑥ 斜め部材：地震の震動により天井に生ずる力を構造耐力上主要な部分等に伝達するために天井面に対して斜めに設ける部材をいう。
- ⑦ 吊り長さ：構造耐力上主要な部分（支持構造部から吊り下げる天井で、支持構造部が十分な剛性及び強度を有する場合にあっては、支持構造部）で吊り材が取り付けられた部分から天井面の下面までの鉛直方向の長さを言う。
- ⑧ 特定天井：居室、廊下その他の人が日常立ち入る場所に設けられる、高さが6mを超える天井の部分でその水平投影面積が200m²を超える、天井面構成部材等の単位面積質量が2kgを超える吊り天井。

2. ブレース材の座屈解析

2.1. はじめに

システム天井は、前述の通り、天井板が天井下地材の間に載せられるだけで緊結されないため、面内剛性が比較的に低い。天井が周囲の壁との間に隙間を設ける場合、天井面に作用する水平慣性力を分担させ、天井の水平変位を抑えるために、V字状のブレース材を釣り合い良く配置するよう告示第771号に規定されている。剛性の高すぎる斜め部材を疎に配置すると地震時に斜め部材の下端に応力が過度に集中し、天井下地材の変形が過大になるおそれがあるため、1組の斜め部材が負担する天井面の面積を小さくするように配慮する必要があると技術基準の解説に指摘されている。

本章では、新耐震システム天井の天井ユニットに対する静的載荷試験を説明し、天井ユニット試験に取り付けられた1対のブレースのみを対象とし、シミュレーションモデルを用いて座屈解析を行う。天井ユニットとは、地震時に水平慣性力を負担するための天井下地材がすべて含まれる天井の最小単位をいう。ブレースの座屈解析のみのため、ブレース以外の天井下地材および諸接合状況並びにそれに伴う偏心などについて、本章のシミュレーションモデルでは考慮しない。

なお、本章は、天井のより詳細なシミュレーションモデルの作成時に初歩的な資料でもある。

2.2. 天井ユニットに対する静的載荷試験

新耐震システム天井の面内剛性を確認するために、2016年1月4日（月）～22日（金）に、日本建築総合試験所（大阪府吹田市藤白台5-8-1）で図2.1に示す天井ユニットに対して静的試験を実施した。

天井面は、メインバー、クロスバー、Wバー、野縁受等の長尺材、耐震クリップ及びグラスウール化粧板から構成される。ブレース材は野縁受の長手方向に沿って中心部にV字状に1対、野縁受の両端において、メインバーの長手方向に沿ってV字状に各1対で、計3対が設置された。天井下地材及び接合金具の断面等は1.3節を参照されたい。

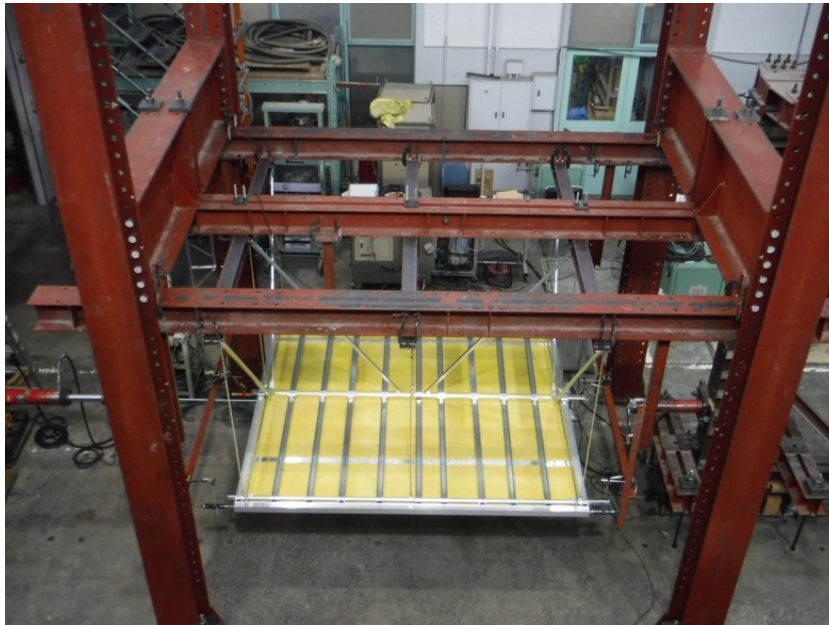


図 2.1 天井ユニット試験体 (写真提供：日本建築総合試験所)

表 2.1 に試験体の一覧を示す。試験体は、メインバー、クロスバーの設置間隔及び加力方向によって計 8 種類を設置した。試験体名は、メインバーの設置間隔、クロスバーの設置間隔、加力方向で名付けられる。例えば、試験体 1000-1500-C とは、メインバーおよびクロスバーの設置間隔がそれぞれ 1000 mm、1500 mm で、クロスバー方向に加力する試験体のことである。

表 2.1 試験体一覧

試験体	メインバーの 設置間隔 (mm)	クロスバーの 設置間隔 (mm)	加力方向
1000-1500-C	1000	1500	クロスバーの長手方向
1000-1500-M	1000	1500	メインバーの長手方向
1500-1000-C	1500	1000	クロスバーの長手方向
1500-1000-M	1500	1000	メインバーの長手方向
900-1800-C	900	1800	クロスバーの長手方向
900-1800-M	900	1800	メインバーの長手方向
1800-900-C	1800	900	クロスバーの長手方向
1800-900-M	1800	900	メインバーの長手方向

図 2.2 に許容荷重および変位を測定するためのロードセル (P1 と P2)、レーザ変位計 (D.T.) の位置および載荷位置を示す。図 2.2(a)に 1000-1500-C、1500-1000-M、1500-1000-C、1000-1500-M の立面図を、図 2.2(b)に 900-1800-C、1800-900-M、1800-900-C、900-1800-M の立

面図を示す。レーザ変位計は端の天井下地材の変位を測定する。図 2.2 に示す通り、荷重は、各試験体の底面の中央に設置した荷重用の荷重装置（ ）を通して、D.T.2 と D.T.5 方向に沿って行う。

図 2.3 に各試験体の試験結果を示す。 δ はレーザ変位計 D.T.2 と D.T.5 で測定した変位の平均値である。

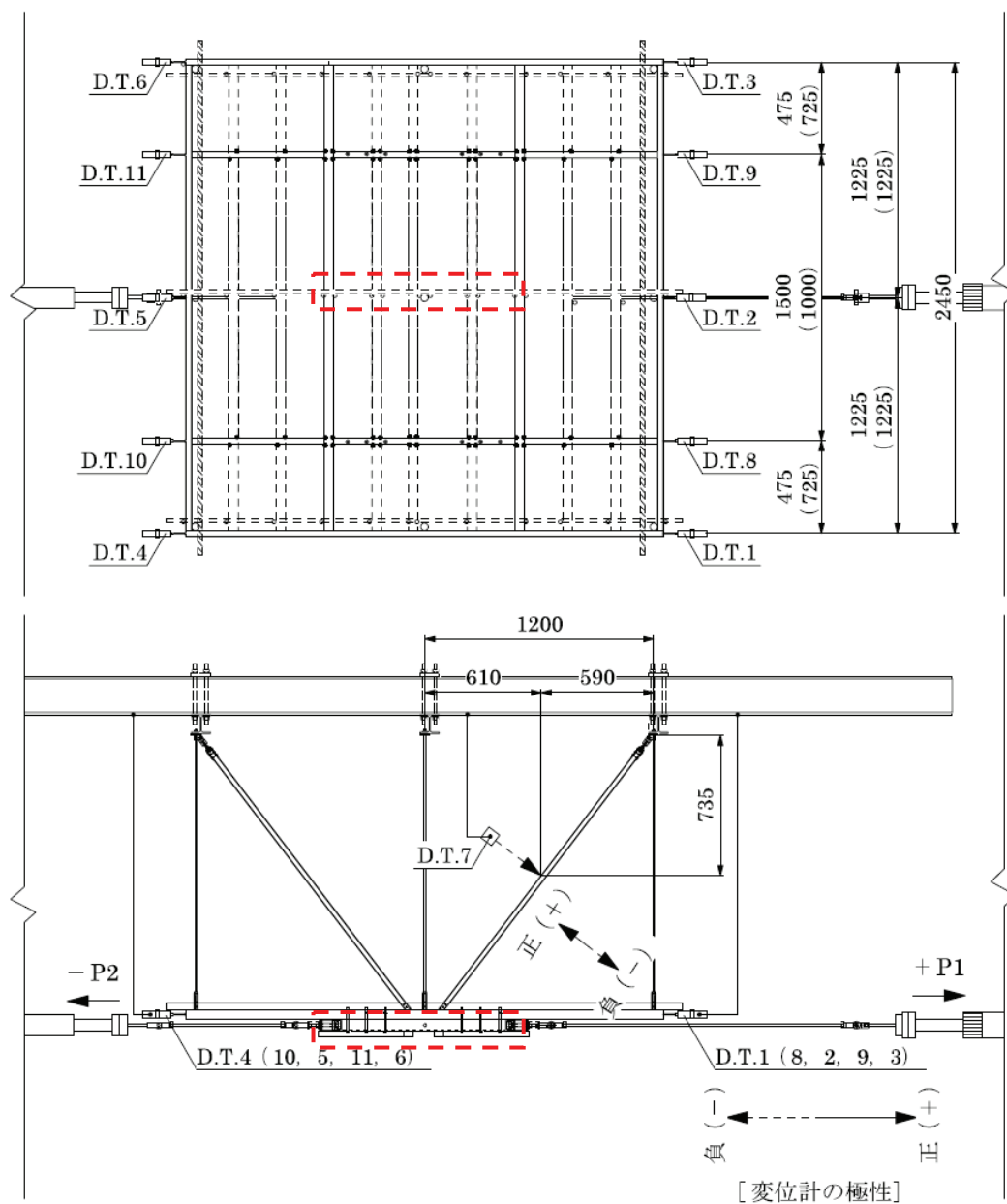


図 2.2 ロードセル、変位計の配置図(a)

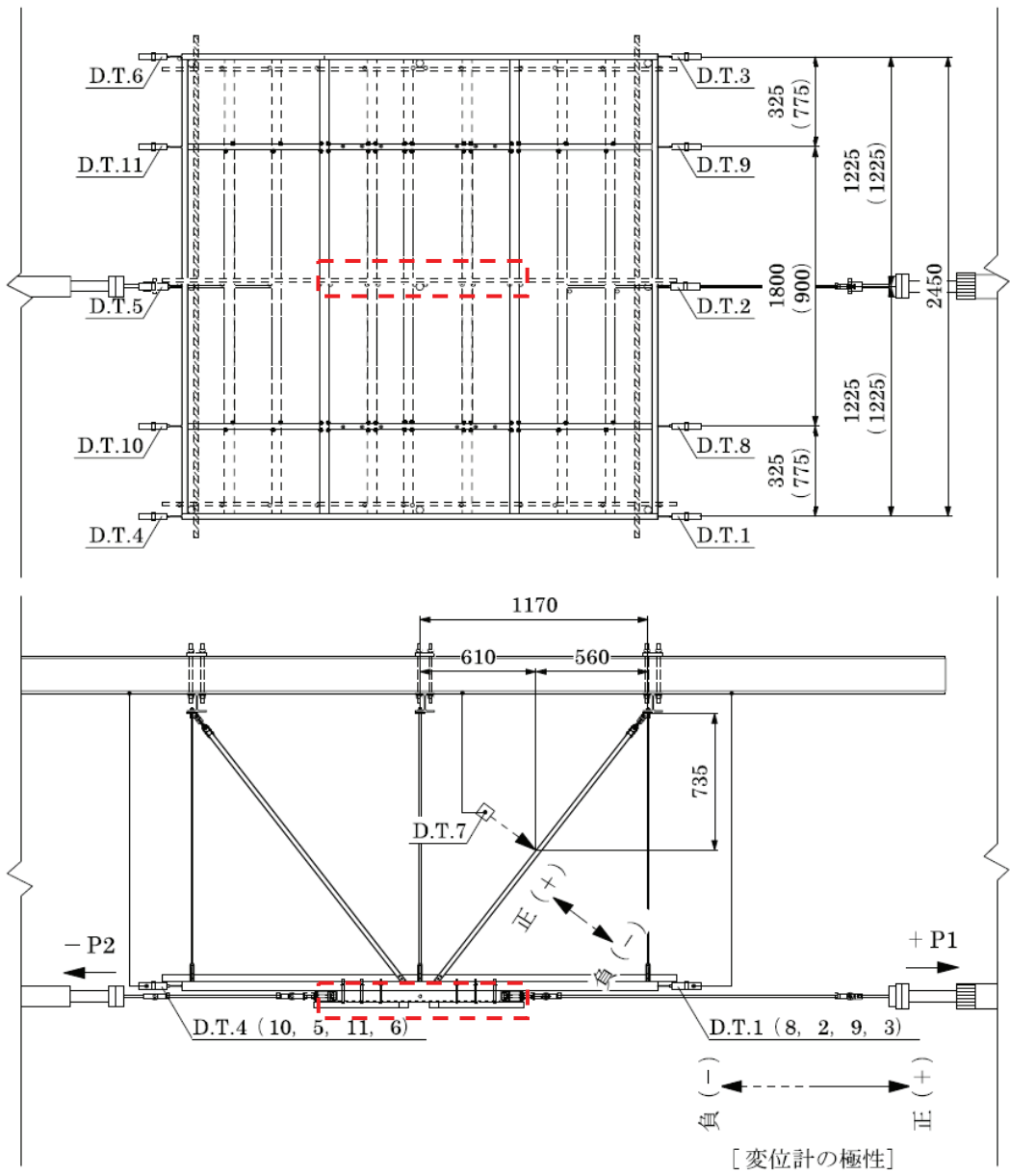


図 2.2 ロードセルおよび変位計の配置図立面図(b)

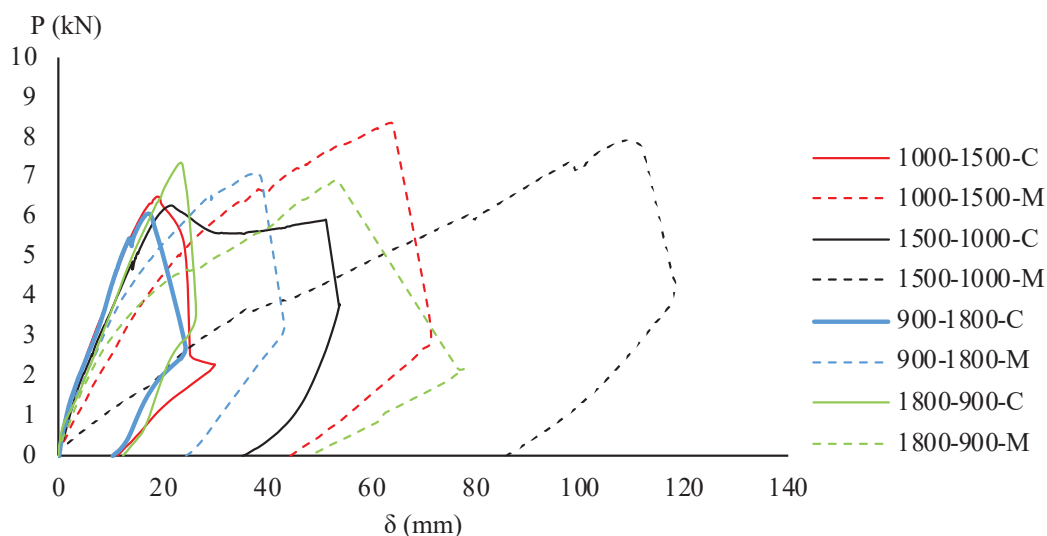


図 2.3 各試験体の荷重 P - 変位 δ 関係

2.3. ブレース材に対する座屈解析

2.3.1. ブレース材

図 2.4 にブレース材の断面を再掲する。ブレース材は L 字形を呈しており、長さの異なるフランジを有する。図 2.4 に示す通り、ブレース材のフランジの長さはそれぞれ 20 mm と 40mm であり、ウェブの長さは 25mm である (すべて外寸)。また、ブレース材の厚さは 1.4mm である。

図 2.5 に天井ユニットの立面図を示す。ブレース材の勾配は図面上に明記されていないため、吊りボルトの設置間隔と、吊り長さが底辺で、ブレース材が斜辺とする直角三角形とみなし算出した。吊りボルトの設置間隔が 1200 mm、吊り長さが 1500 mm のため、ブレース材の勾配 θ は $\tan^{-1}\left(\frac{1500}{1200}\right)$ 、すなわち約 51° であり、モデルは 51° と仮定した。また、ブレース材の長さについて、図面上に明記されている 1600 mm をそのまま使用した。

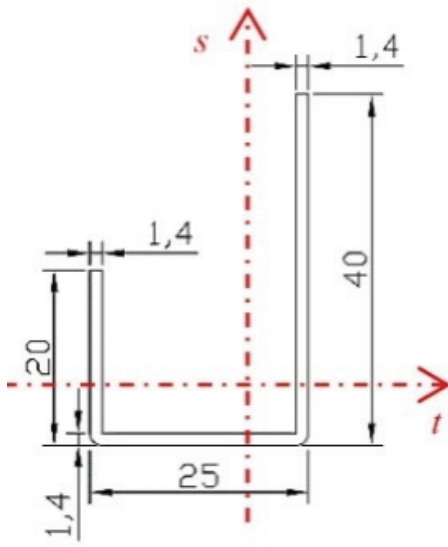


図 2.4 ブレース材断面 (単位 : mm)

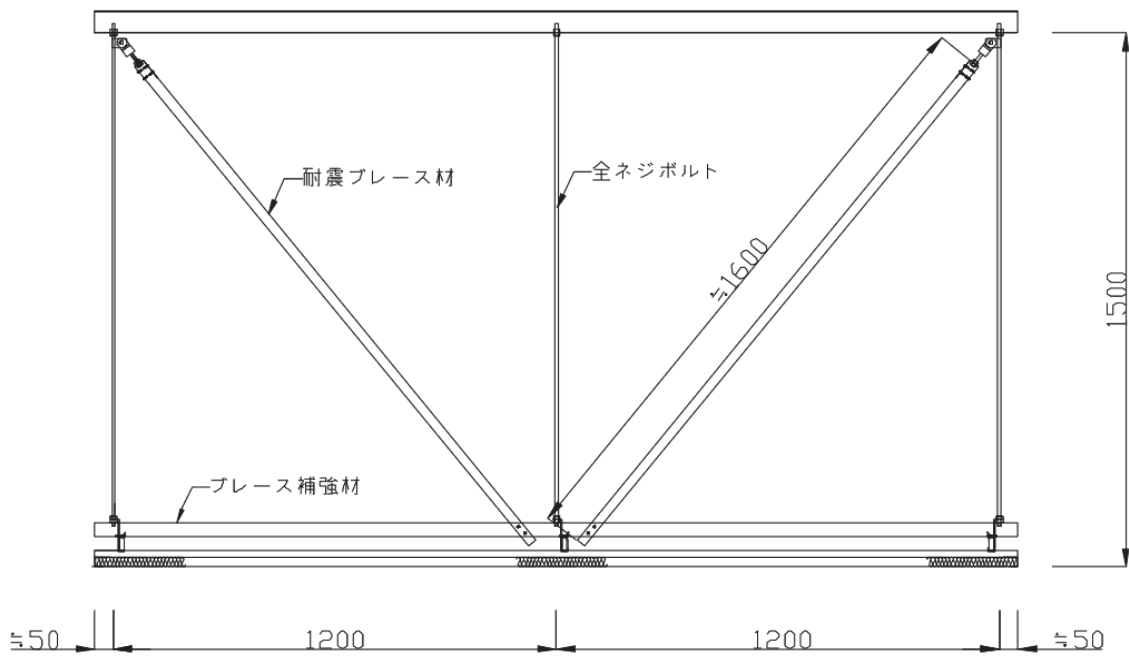


図 2.5 天井ユニットの立面図 (単位 : mm)

2.3.2. 材料特性

表 2.1 は、本章に使用されたブレース材の物理特性を示す。シミュレーションモデルの作成時に部材の規格が定かではなかったため、SS400（引張強度の最小保証値が 400N/mm^2 である一般構造用圧延鋼板）と仮定した。

表 2.1 ブレース材の物理特性

質量密度 (ton/mm^3)	ヤング率 (N/mm^2)	ポアソン比	降伏応力 (N/mm^2)	備考
7.21×10^{-9}	2.05×10^5	0.3	235*	*SS400（一般構造用圧延鋼板）と仮定

2.3.3. シミュレーションモデル

図 2.6 にシミュレーションモデルのイメージ図を、図 2.7 にシェル要素で作成したシミュレーションモデルを示す。1 章で既述した通り、本研究は新耐震システム天井の全体的な振る舞いを評価できるシミュレーションモデルの構築を目的とし、各天井下地材の板厚方向の変形の確認が目的ではないため、1)ブレース材の座屈が表現でき、かつ 2)解析時間の短縮化、の 2 点より、シミュレーションモデルをシェル要素で作成した。

シミュレーションモデルは、図 2.4 に示す天井ユニット試験体の中心にある 1 対の V 字型のブレース材を想定し、作成している。ブレース材の上端は、ブレース上部取付金具を経由し吊りボルトに固定され（図 1.8(6)）、吊りボルトの上端が更に上スラブなどに固定されるため、シミュレーションモデルでは、上スラブに相当する 6 自由度が全拘束された剛体の板を作成し、ブレース材の最上端の節点と球ジョイントで繋がせている。また、ブレース材の下端は、野縁受とビスで固定されるため、シミュレーションモデルでは、野縁受と野縁受に接合されるその他の天井下地材を剛体の板と表現し、ブレース材の最下端と球ジョイントで繋いでいる。なお、下端の剛体の板は、加力の並進方向（ここに、Y の正方向を指す）以外にすべて拘束されている。ブレース材の勾配は、前記算出した通り、 51° とした。下端の板を Y の正方向に加力し、10 mm まで線形的に強制変位させた。短時間で大きな変位をさせた場合、解析が不安定になる可能性を考慮し、制御時間を 5s 間とした。なお、解析結果は 0.05 s 刻みで出力した。

また、解析ソフトの設定上の都合により、各ブレース材の最上端および最下端の節点を節点群とし、それぞれ剛体と定義した。シミュレーションモデルのプリ処理（シミュレーションモデルの作成、解析条件の設定など）及びポスト処理（解析結果の確認、データの出力、結果の分析など）は、構造解析プリポストプロセッサである Jvision を、解析は LS-DYNA を使用した。なお、シミュレーションモデルの節点数および要素数がそれぞれ 756 個、643 個である。

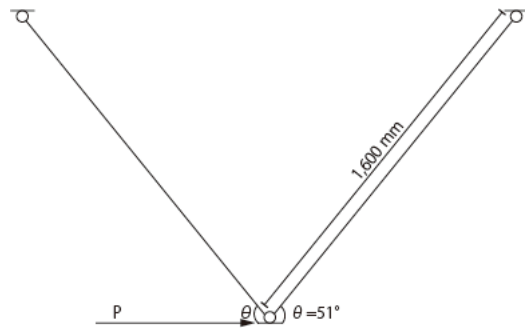


図 2.6 シミュレーションモデルのイメージ図

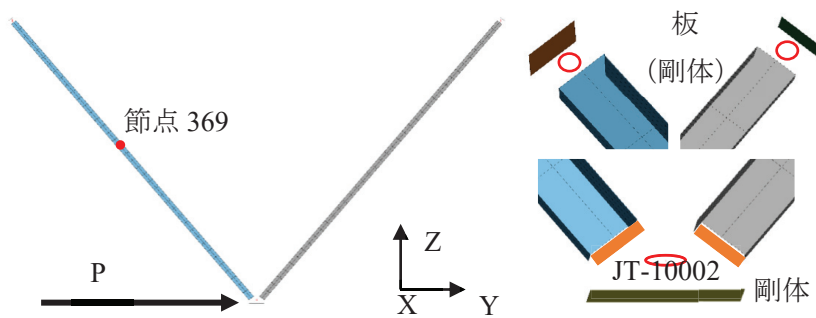


図 2.7 シミュレーションモデル

2.3.4. 解析結果

図 2.8 に節点 369 の荷重-変位関係を示す。解析結果は離散データのため、解析結果のグラフの精度を考慮し、解析データは 0.005s 間隔、すなわちデータを 1000 個でプロットした。

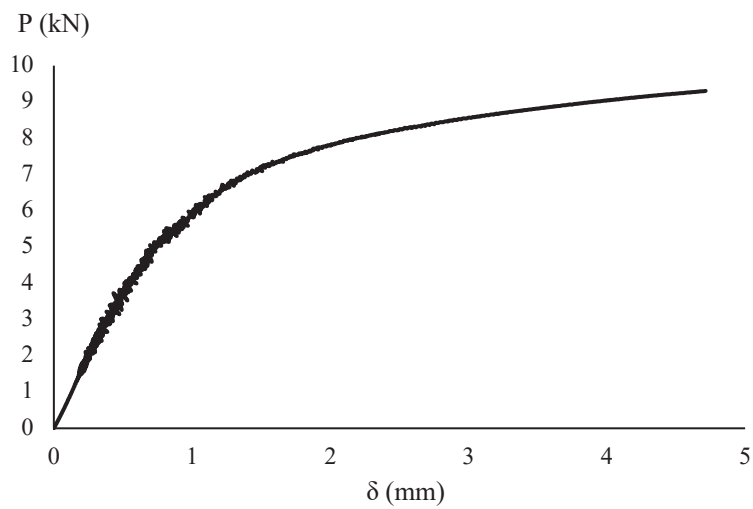


図 2.8 節点 369 の荷重 - 変位関係

2.3.5. 考察

図 2.9 より、ブレース材の断面二次モーメントが算出できる。図 2.9 に示す通り、ブレース材を 3 つの矩形 A_1 、 A_2 と A_3 に分割できる。ブレース材の重心の座標を $G(X, Y)$ とする。重心の座標を以下の式で算出できる

$$X = \frac{\sum_{i=1}^n A_i x_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (1)$$

$$Y = \frac{\sum_{i=1}^n A_i y_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2)$$

ここに、 n 、 A_i 、 x_i 、 y_i はそれぞれ、分割数、矩形 A_i の面積、矩形 A_i の重心の x 座標、矩形 i の重心の y 座標。

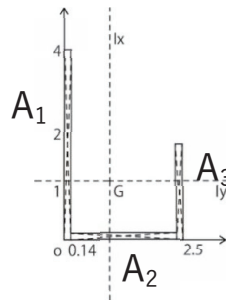


図 2.9 ブレース材

式(3)(4)によってブレース材の重心座標 $G(x, y)$ が $(0.95, 1.24)$ である。

断面二次モーメントが式(4)(5)によって算出できる。

$$I_{x_{A_i}} = I_{x_{A_i}} + y_i^2 A_i \quad (3)$$

$$I_{y_{A_i}} = I_{y_{A_i}} + x_i^2 A_i \quad (4)$$

ここに、 $I_{x_{A_i}}$ 、 $I_{y_{A_i}}$ 、 $I_{x_{A_i}}$ 、 $I_{y_{A_i}}$ 、 x_i 、 y_i はそれぞれ、矩形 A_i の x 軸周りの断面一次モーメント、矩形 A_i の y 軸周りの断面一次モーメント、矩形 A_i の X 軸周りの断面一次モーメント、矩形 A_i の Y 軸周りの断面一次モーメント、矩形 A_i の重心座標から Y 軸までの距離、矩形 A_i の重心座標から X 軸までの距離である。

式(3)(4)により、ブレース材の X 軸周りおよび Y 軸周りの断面二次モーメントがそれぞれ

$$I_x = I_{A_1} + I_{A_2} + I_{A_3} = 1.61 \quad (5)$$

$$I_y = I_{A_1} + I_{A_2} + I_{A_3} = 1.20 \quad (6)$$

である。

断面相乗モーメントは式(7)によって算出できる

$$I_{xy} = \iint xy \, dx \, dy = \sum_i^n (I_{XY_i} + X_i Y_i A_i) \quad (7)$$

ここに、 I_{XY_i} は*i*の断面相乗モーメントである。

このため、

$$\begin{aligned} I_{xy} &= \iint_S xy \, dx \, dy \\ &= \sum_i^n (I_{XY_i} + X_i Y_i A_i) \\ &= I_{XY}^{(1)} + (0.95 - 0.07) \times (2 - 1.24) \times 4 \times 0.14 + \\ &\quad I_{XY}^{(2)} + (1.25 - 0.95) \times (1.24 - 0.07) \times 2.22 \times 0.14 + \\ &\quad I_{XY}^{(3)} + (2.36 - 0.95) \times (1.24 - 1) \times 2 \times 0.14 \\ &= 0.58 \end{aligned} \quad (8)$$

ここに、 $I_{XY}^{(1)} + I_{XY}^{(2)} + I_{XY}^{(3)} = 0$ 。

式(9)(10)は、主軸周りの断面二次モーメントが算出できる。

$$I_x = \frac{I_x + I_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{I_x - I_y}{2}\right)^2 + I_{xy}^2} \quad (9)$$

$$I_y = \frac{I_x + I_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{I_x - I_y}{2}\right)^2 + I_{xy}^2} \quad (10)$$

I_x 、 I_y と I_{xy} を式(9)(10)に代入して、 X 軸周りおよび Y 軸周りの断面二次モーメントがそれぞれ $2.02 \, \text{cm}^4$ と $0.79 \, \text{cm}^4$ である。

I_y の値をオイラー座屈の計算式(11)より、座屈荷重は $6.24 \, \text{kN}$ であることが分かる。

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \quad (11)$$

ここに、 P_e 、 E 、 I 、 l_k はそれぞれ座屈荷重、ヤング係数、断面二次モーメント、座屈長さである。ビームの座屈長さは、両端の接合の種類による値で、両端がピン接合の場合、部

材の長さと同じである。

図 2.10 にブレース材の最下端の荷重 - 変位関係の試験結果の平均値と解析結果を 0.09 倍にしたものを比較した。試験結果の平均は、各試験体の試験結果を 0.5mm ごとに抽出し、荷重が近傍のデータを用い線形補間によって算出し、平均値を取ったものである。図に示した通り、新耐震システム天井の試験結果を表現するために、変位が約 1.5mm 以内でも、解析結果で得られた剛性に 0.09 倍にする必要があることが分かった。

図 2.11 に、解析終局時の von Mises 応力および変形の様子を示す。

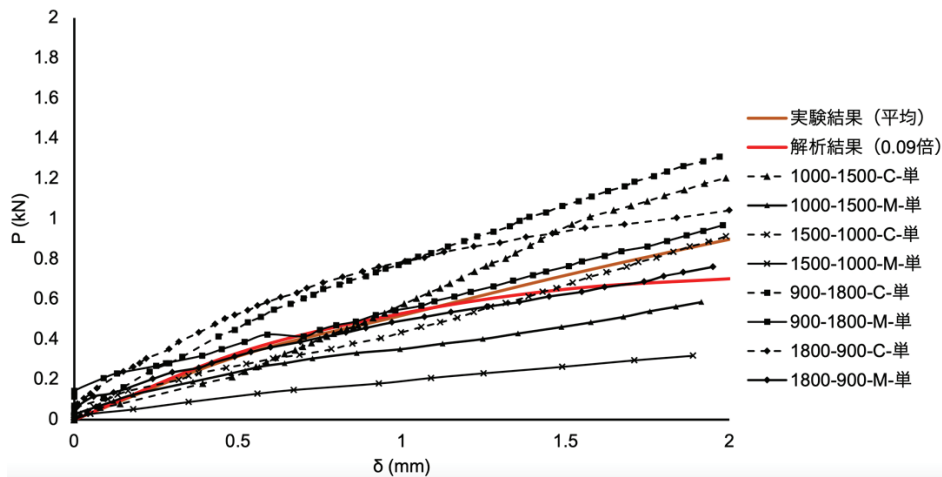


図 2.1 ブレース材最下端の荷重 - 変位関係の試験結果と解析結果 (0.09 倍) の比較

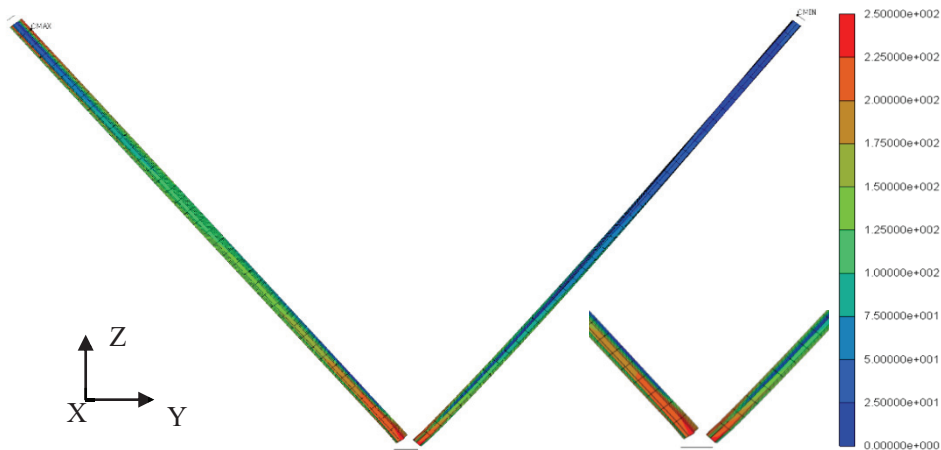


図 2.2 相当 von Mises 応力 (解析終局時)

シミュレーションモデルの初期剛性が約 $7.8kN/mm$ であり、試験時のブレース材の初期剛性が $0.11kN/mm$ (試験体 1500-1000-M) から $0.42kN/mm$ (試験体 900-1800-C) の間となる。解析結果は試験結果の約 18.57 倍である。

上記通り、システム天井は、天井面の剛性が比較的に低い。新耐震システム天井は、断面が補強された天井材を使用しているが、天井板が天井下地材とねじで緊結されないため、

天井の水平面内剛性が、天井板が天井下地材とねじで緊結されている在来工法の吊り天井と同様なレベルであることが期待できない。また、天井下地材の跳ね上がり等も試験時に観測された。このシミュレーションモデルでは、ブレース材補強材に相当する加力用のプレートが加力方向以外に全て拘束されており、それ以外の部材の変形も考慮されなかったことなども、シミュレーションが試験結果に追従できなかった大きな理由だと考えられる。


2.4. 結論

本章では、有限要素法を用いて新耐震システム天井に用いられるブレース材に対して座屈解析を行った。ブレースの座屈解析では、ブレース以外の天井下地材および諸接合状況並びにそれに伴う偏心などを考慮しなかったため、変位が約 1.5mm 以内において、解析で得られた剛性が試験剛性の約 10 倍であった。一般的なシステム天井比べ、天井下地材の断面が補強されたものの、新耐震システム天井の天井板が、一般的なシステム天井と同様に天井面構成部材からなす格子に載せかけるため、水平面内剛性が依然として低いことが確認できた。

3. 天井下地材部材間接合部モデル

3.1. はじめに

第2章では、ブレース材の座屈解析を行った。解析結果より、従来のシステム天井と違うものの、新耐震システム天井の天井面の面内剛性が依然として低く、ブレースの下端とつなぐ野縁受が加力方向のみに変位するモデルだけでは、実態を再現できることが難しいため、新耐震システム天井の天井面の剛性を考慮する必要があることが確認できた。

図3.1に新耐震システム天井の配置例を示す。図に示すように、天井面は、天井面構成部材であるメインバーもしくはWバーとクロスバーからなる十字形部分（）の組み合わせと見なされるため、天井面の剛性を評価するに際して、この十字形部分の剛性の評価が必要である。従って、本研究は、天井面構成部材であるメインバーもしくはWバーとクロスバーからなる十字形部分の骨組試験を実施し、接合部の許容相当節点モーメント、損傷時相当節点モーメントおよび初期剛性を確認した。なお、許容相当節点モーメント、損傷時相当節点モーメントおよび初期剛性は、技術基準の解説に提示された方法に従って算出する。

本章は、この十字形部分骨組試験及び試験結果を説明し、十字形部分骨組のシミュレーションモデルを提案する。シミュレーションモデルは、1)シェル要素モデル、2)ビーム要素に置き換えられたモデル、の2種類から構成される。シェル要素モデルでは、メインバー（もしくはWバー）×クロスバー間の接合部であるねじの周辺の支圧変形をねじ穴周辺部分の塑性化とみなし、ねじ穴周辺部分の材料特性を十字部分骨組試験の結果より設定する。また、ビーム要素では、接合部を回転ばねに置き換え、回転ばねの特性をシェル要素モデルの解析結果より決定する。

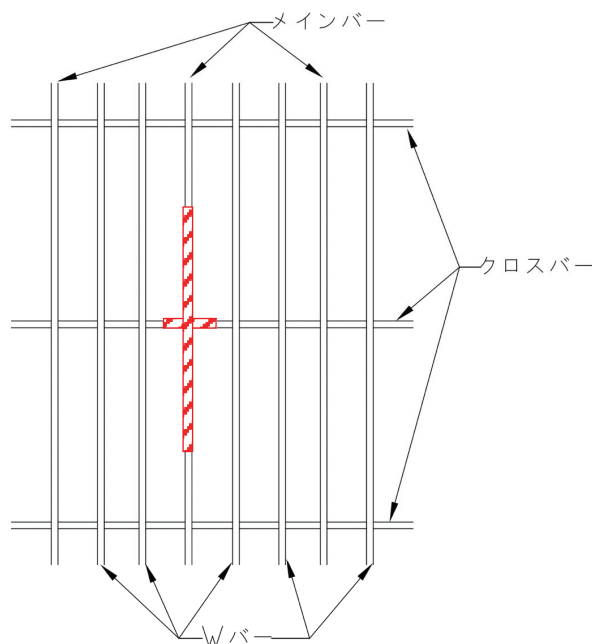


図3.1 新耐震システム天井の配置例

3.2. 十字形部分骨組試験

3.2.1. 試験概要

既述の通り、十字形部分骨組試験は、メインバー、Wバー及びクロスバーが使用される。各部材の断面は図 1.9(a)(b)(c)を参照されたい。

図 3.2 に試験体の一例を示す。試験は、図 3.3 及び図 3.4 に示すように、試験体のメインバーまたは W バー両端に取り付けた加力治具をピン支持し、電動アクチュエータにより、加力治具を介してクロスバー先端を加力する方法により行った。

載荷履歴は単調載荷と繰り返し載荷であり、単調載荷では電動アクチュエータの引き方向に単調に強制変位を加えることにより、試験体を破壊に至らしめた。繰り返し載荷は、図 3.5 に示す変位計との水平変位の差 δ が $0.5 D_a$ 、 $1.0 D_a$ 、 $1.5 D_a$ で各 3 回正負繰り返し載荷後、電動アクチュエータの引き方向に一方向載荷し、試験体を破壊に至らしめた。ここで、 D_a は許容相当荷重時の変形量であり、技術基準の解説に準拠して、損傷時の荷重での変位を用いて、下式で算出した制御変位の基準値である。

$$D_a = \frac{\bar{d}}{a}$$

ここに、 \bar{d} 、 a はそれぞれ損傷時の荷重での変位の平均値 (mm)、1.5 (1.5 以上の数値) となる。なお、ねじれ変形については本試験で測定していない。

表 3.1 に試験体の一覧を示す。各試験体は 4 体で、そのうち単調載荷が 3 体、繰り返し載荷が 1 体である。また、図 1.8(1)(2)に示したとおり、メインバー×クロスバー間のねじは上打ち、W バー×のクロスバー間のねじは下打ちである。十字部分骨組試験においても同様に施工されているため、ねじが上打ちか下打ちかを明確にするために、試験体にそれぞれ U、D をつけた。

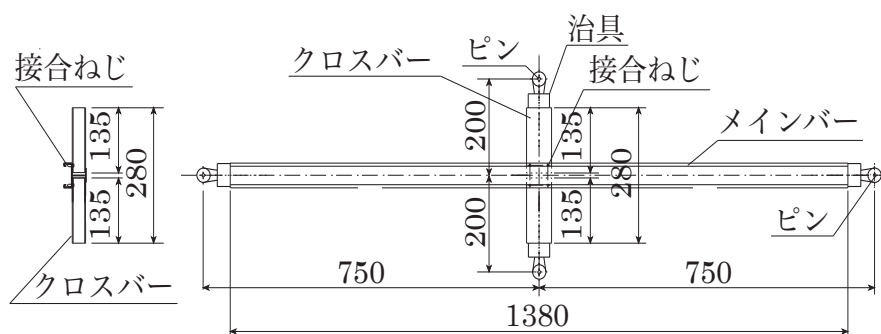


図 3.2 試験体の例 (M-750U)

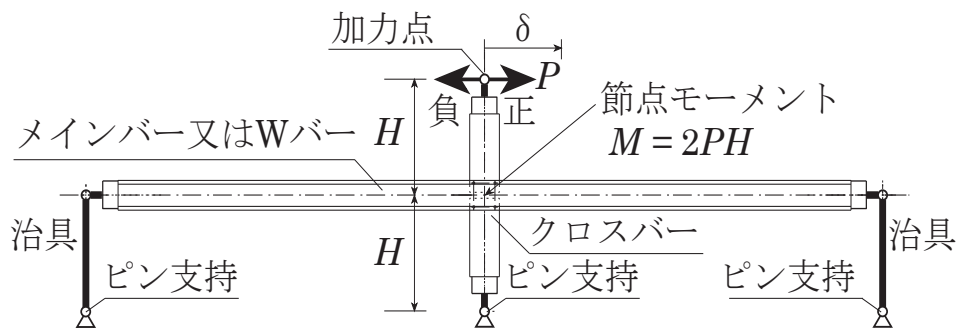


図 3.3 試験方法

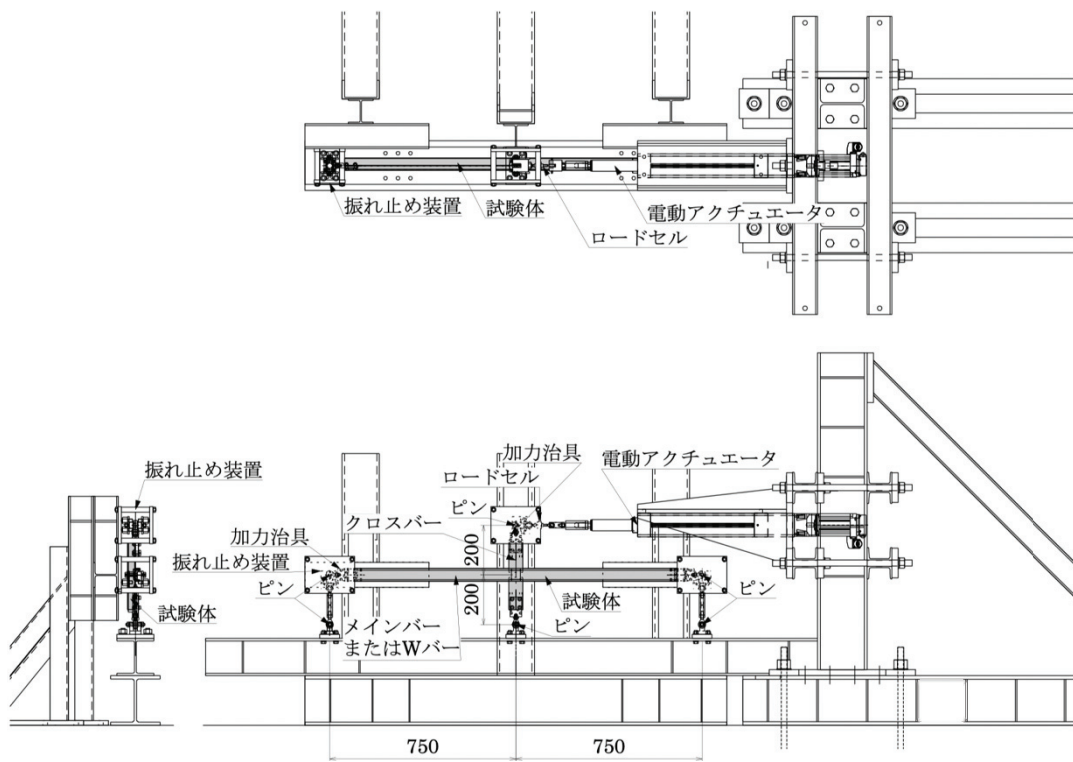
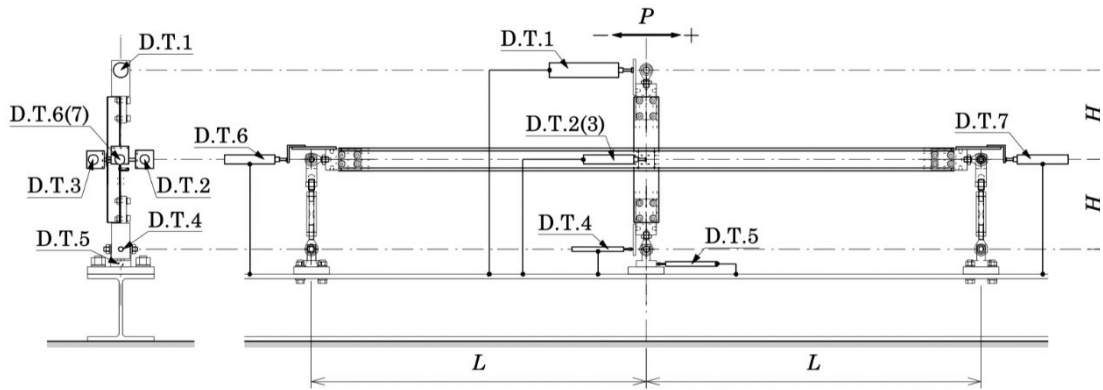


図 3.4 試験装置



D.T.は変位計

図 3.5 変位測定位置

表 3.1 試験体一覧

試験体	ねじ 打ち込み方向	長さの組み合わせ (mm)		試験体数	
		メインバーまたは Wバーの長さL	クロスバー の長さH	単調荷重	繰り返し荷重
M750-U		750	200	3	1
M500-U	上向き	500	250	3	1
M450-U		450	300	3	1
W750-D		750	200	3	1
W500-D	下向き	500	250	3	1
W450-D		450	300	3	1

3.2.2. 試験結果

単調荷重の試験から得られた接合部の節点モーメント M とクロスバー変形角 R の関係を用いて、接合部の許容相当節点モーメント M_a 、損傷時相当節点モーメント M_{dave} および初期剛性 MK_d を求める。 M_a 、 M_{dave} および MK_d は、技術基準の解説の第II編である天井及びその部材・接合部の耐力・剛性の設定方法に準拠して求めるが、接合部の節点モーメント M とクロスバー変形角 R の関係は加力点位置の水平力 P と加力点位置の水平変形 δ の関係と相似であるため、 P - δ 関係を用いて許容相当荷重 P_a 、損傷時相当荷重 P_d および初期剛性 K_d を求める。

図 3.6 に単調荷重、図 3.7 に正負繰り返し荷重を行った試験体の接合部節点モーメント M とクロスバー変形角 R の関係を示す。図 3.6 は、各試験体の 3 体の試験結果をまとめて表示したものである。繰り返しサイクルの荷重履歴は、技術基準の解説に準拠して決定した。すなわち、表の損傷時相当荷重時の変形量 δ_d を 1.5 で除して得られる繰り返し荷重の制御変形の基準値 Da を求め、 $0.5 Da$ 、 $1.0 Da$ 、 $1.5 Da$ でそれぞれ 3 サイクルずつ繰り返し、その後正側に単調荷重を行う荷重履歴である。図 3.6、図 3.7 に示す W バーとクロスバーの結果で

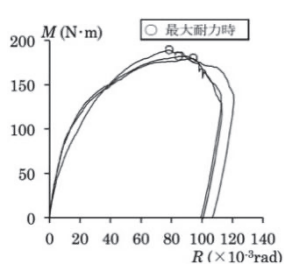
は、各試験体ともに、繰り返し载荷中は、試験体に損傷は見られず、履歴性状は、概ね線形弾性型の挙動を示した。

表 3.2 に繰り返し試験の結果から決定した接合部の許容相当節点モーメント M_a と、単調载荷の試験結果から算定した初期剛性 K_d を、 M_d 、 R_d とあわせて示す。繰り返し载荷の結果、いずれの試験体も $\pm 1.5D_a$ の変形量での繰り返しにおいて荷重が大きく低下せず、(1.2)式を満足したため、 M_a を求める際に用いた α の値は全て 1.5 となっている。

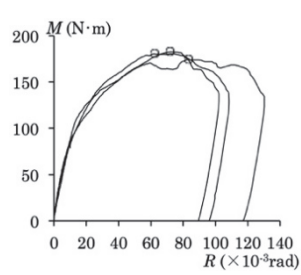
許容相当節点モーメント M_a はメインバー×クロスバー、Wバー×クロスバーのいずれの場合も同程度の値となり、初期剛性 K_d は Wバー×クロスバーの方がメインバー×クロスバーよりも 1.5 倍程度大きい値となっている。

表 3.1 許容節点モーメント M_a および初期剛性 K_d

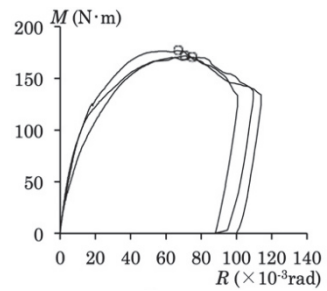
試験体	変形角 R_d ($\times 10^{-3}$ rad) ($=\delta_d / (L \cdot 2)$)	損傷時相当荷重時		接合部の許容節点 モーメント M_a (Nm) ($=M_{dave.} / \alpha$)	初期剛性 K_d (Nm) / 10^{-3} rad ($=M_d / R_d$)
		接合部の節点モーメント M_d (Nm) ($=P_d \cdot L \cdot 2$)	接合部の許容節点モーメント M_a (Nm)		
M750-U	13.2	91	平均値 $M_{dave.}$ 92	61	6.89
M500-U	11.1	92			8.29
M450-U	11.8	92			7.80
W750-D	9.1	100	平均値 $M_{dave.}$ 94	63	10.99
W500-D	7.3	93			12.47
W450-D	7.4	90			12.16



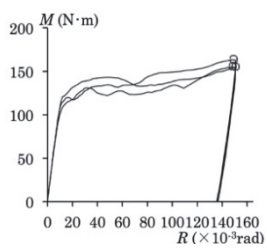
(a) M750-U



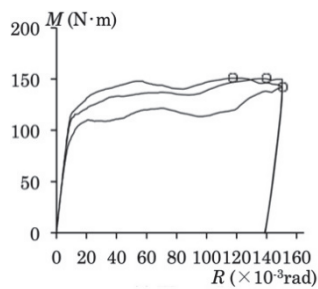
(b) M500-U



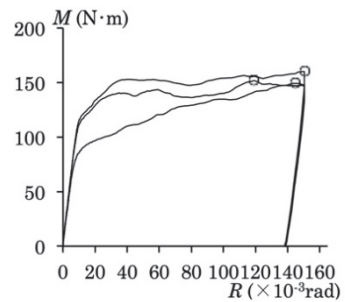
(c) M450-U



(d) W750-D

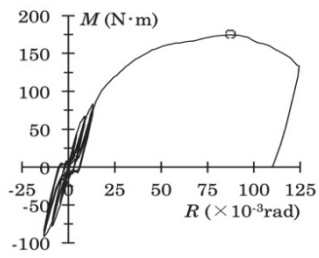


(e) W500-D

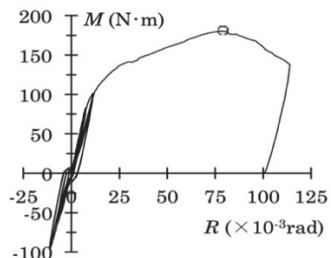


(f) W450-D

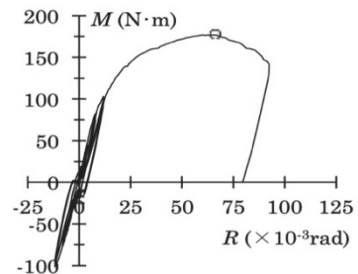
図 3.6 各試験体の M-R 関係 (単調載荷)



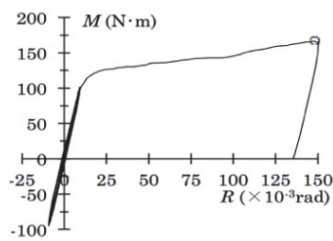
(a) M750-U



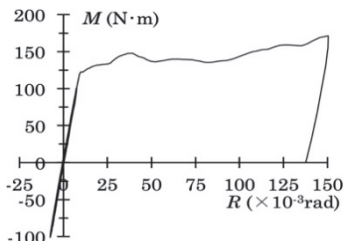
(b) M500-U



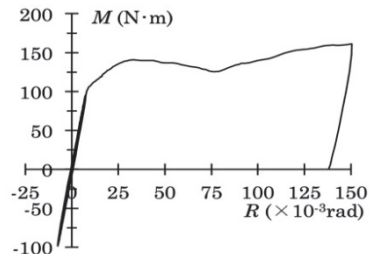
(c) M450-U



(d) W750-D



(e) W500-D



(f) W450-D

図 3.7 各試験体の M-R 関係 (繰返し載荷)

3.3. シェル要素によるシミュレーションモデル

3.3.1. モデル概要

上記の十字形部分骨組試験に基づき、シェル要素を用いてシミュレーションモデル（以下、シェル要素モデルと略す）を提案する。新耐震システム天井のような、天井下地材の接合部がドリルねじで固定されるシステム天井はほぼ皆無であり、接合部のモデル化について参照できる研究がないため、支圧によるねじ周りの変形を考慮した接合部のモデルを検討し提案する。計算には非線形構造解析ソフトウェア LS-DYNA (Ver. R7.0.0 rev. 79055)を使用する。

メインバーとクロスバーの組み合わせによって M750、M500 と M450 の 3 種類がある。図 3.8 に M450 のシェル要素モデルを例で示す。各シェル要素モデルのメインバーの長さ、クロスバーの長さ、節点数および要素数を表 3.3 に示す。

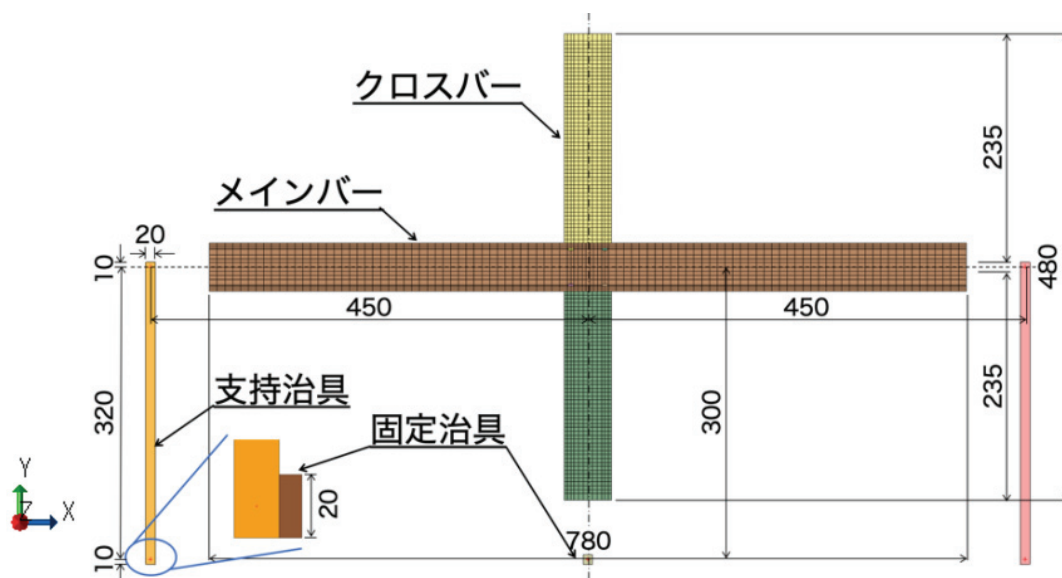


図 3.8 シミュレーションモデルの例 (M450)

表 3.2 各モデルの節点数および要素数

モデル	節点数	要素数
M750	8584	8215
M500	6866	6535
M450	7024	6679

3.3.2. 天井下地材の材料特性

表 3.4 にメインバー、クロスバーの断面特性を、表 3.5 にメインバー、クロスバーに加え、支持治具および固定治具の物理特性を示す。メインバー及びクロスバーは同じ材料のため物理特性が基本同じであるが、降伏応力について、十字形部分骨組試験の準備試験として実施された各部材の要素試験では異なる値が得られた。シミュレーションモデルの提案の初期段階で、極力試験と同様または近い条件で設定する必要があるため、メインバー及びクロスバーの降伏応力は、部材の要素試験で得られた値で設定した。また、支持治具および固定治具は剛体とした。

表 3.4 各部材の断面性能

天井材	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント <i>I_{tt}</i> (mm ⁴)	断面二次モーメント <i>I_{ss}</i> (mm ⁴)
メインバー	230	54,993	62,712
クロスバー	150	21,417	28,773

表 3.5 天井下地材の物理特性

部材	質量密度 (t/mm ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	降伏応力 (N/mm ²)
メインバー	2.7×10 ⁻⁹	70000	0.33	176
クロスバー				161
支持治具	8×10 ⁻⁹	2.06×10 ⁵	0.3	-
固定治具				

3.3.3. 境界条件

図 3.9 に M450 を例に、シェル要素モデルの境界条件、拘束条件、載荷位置および載荷方向を示す。クロスバーの下端及びリンク機構下端部はピン支持とし、メインバー両端部とリンク機構の上端部の接合は Z 軸回りに回転自由のジョイントで結合した。メインバーとクロスバーの端部では Z 並進方向のみ拘束している。試験装置の固定部に相当する固定治具は完全固定、固定治具とクロスバーの端部をつなぐ支持治具は並進も回転もフリーとする。

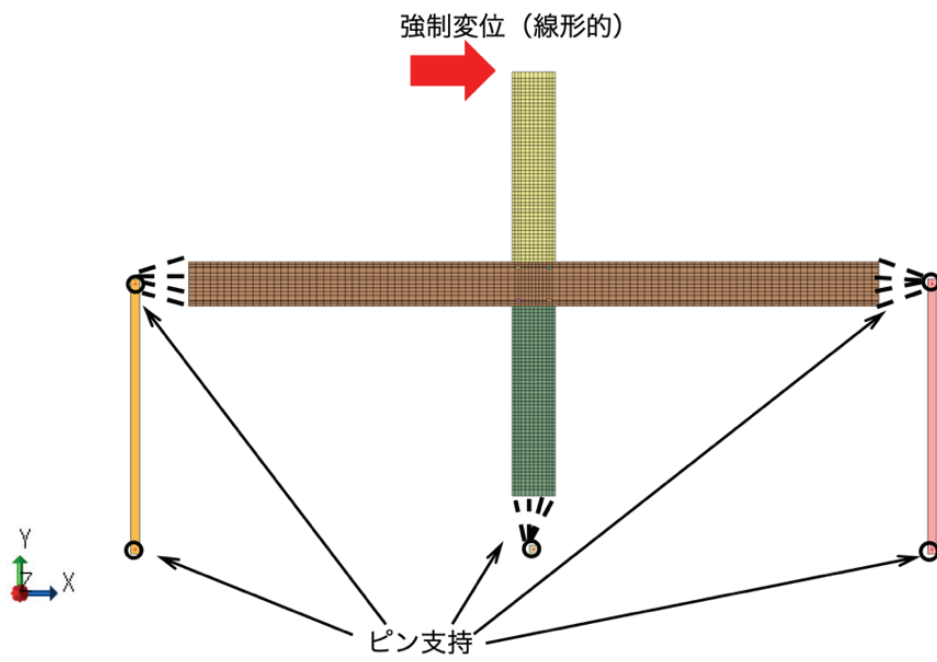


図 3.9 境界条件

3.3.4. ねじ接合部のモデル化

3.3.4.1. はじめに

既述の通り、本研究の対象である新耐震システム天井では天井下地材間がドリルねじで固定される。これにより、非線形回転挙動を示すため、結合部を節点共有による剛接合でモデル化することは不適切と考えられる。

機械工学の分野では、FEM を用いてボルト・ナット締結体を解析している研究^{例えば[23]}は多いが、本研究では新耐震システム天井の全体を対象としているため、ドリルねじ個々の変形を考慮しない。また、母材（メインバー、クロスバー）よりドリルねじの剛性が高く、母材が先に損傷するため、ドリルねじの変形を考慮する必要はないと考えられる。また十字形部分骨組および天井全体の等価モデルをシェル要素もしくはビーム要素で簡略に表現するため、ねじ接合部の形状等を詳細に作成しても解析精度上の優位性にはつながらない。このため、ねじ接合部を詳細に作成することは、本研究の趣旨に沿わないと考える。

図 3.10 に試験時に、ねじ接合部の周辺部分に支圧によって生じた変形を示す。本研究は、このドリルねじによる締結加工工程で生ずる母材の塑性化の影響を考慮したねじ接合部の等価モデルを提案する。なお、この等価モデルでは、ねじの打ち込み方向を考慮していない。

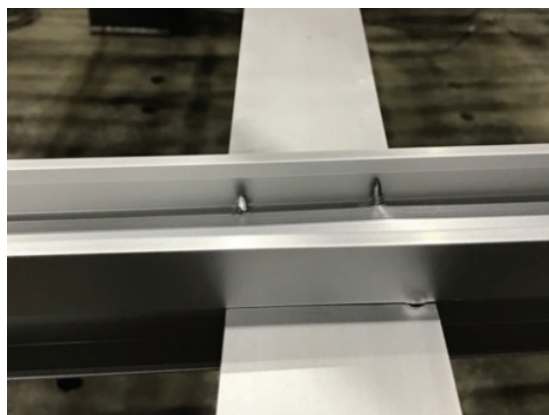


図 3.10 ねじ接合部周辺の変形

3.3.4.2. ねじ接合部モデル

図 3.11 にねじ接合部モデルの作成手順を示す。

- Step1 ねじ頭の断面に内接する正六角形を作成する。新耐震システム天井で使用されたねじの直径が 8 mm のため、メインバー側およびクロスバーのドリルねじ位置にねじ頭の直径に相当する対角 8mm の正六角形を作成し、内部を一辺 4mm の正三角形で 6 つに等分する。
- Step2 ねじ部の径に準じてねじ穴を作成する。新耐震システム天井で使用されたドリルねじのねじ部の径が 4 mm であるため、Step1 で作成された三角形メッシュを各メッシュの重心と各辺の二等分点を用いて三等分する。

Step3 六角形の中心点を節点にもつ四角形要素6つを削除し、残された部分（Step3の斜線部分）をねじ穴周辺部分と称する。

Step4 メインバー側およびクロスバー側の中心部の正六角形をなす24個の節点を剛体結合する。

各試験体が4本のドリルねじで接合されるため、各試験体モデルをねじ接合部モデル全部で四か所に作成する。なお、ねじ頭やねじ穴を最大限に表現するには、円に限りなく近い多角形にすることが望ましいが、解析時の時間増分が各要素の代表長さのうちの最小値で決まる（クーラン条件）ため、解析時間はおよび解析の安定性の観点から、本論文では正六角形で表現している。

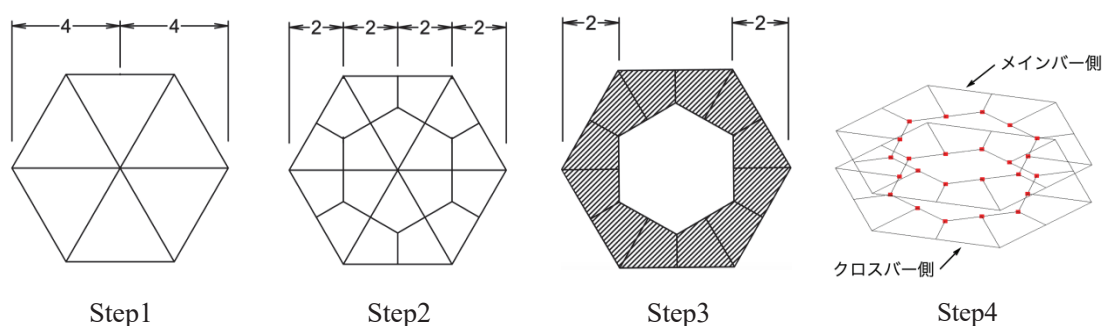


図3.11 ねじ接合部の作成手順

3.3.4.3. ねじ穴周辺部分の材料特性

図 3.12 にメインバーおよびねじ穴周辺部分の応力度-ひずみ度関係を示す。天井下地材のねじ穴周辺部分の剛性と耐力は、十字部分骨組試験の結果に合うように、それぞれメインバーの剛性の 70%、耐力の 50%とした。なお、これらの低減率は、実施された実験結果から適切に設定されるものとする。今後、実験データの蓄積により、見受けられる傾向による低減率を採用すれば良い。

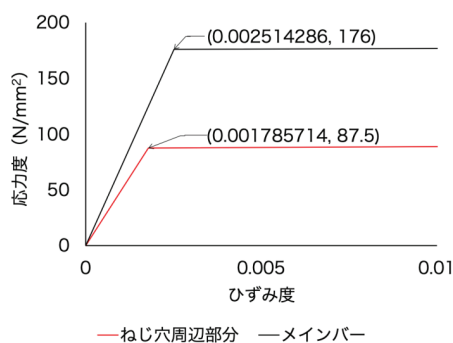


図 3.12 応力度-ひずみ度関係

3.3.4.4. 解析結果

図 3.13 に荷重位置（節点）の荷重-変位関係の解析結果と試験結果を示す。M750 モデルにおける変位 2mm までの荷重-変位関係は、解析結果と試験結果は良好に一致している。M500 と M450 においては、降伏するまでの荷重-変位関係は試験結果と良好に一致している。

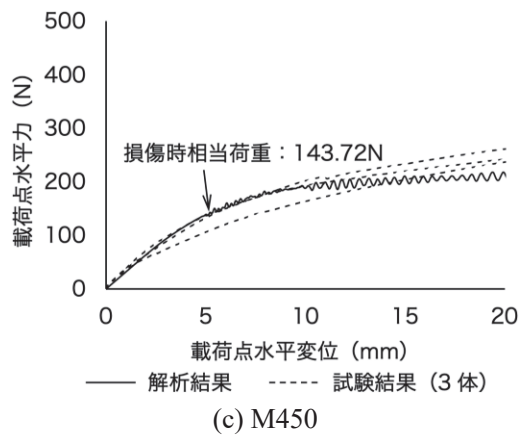
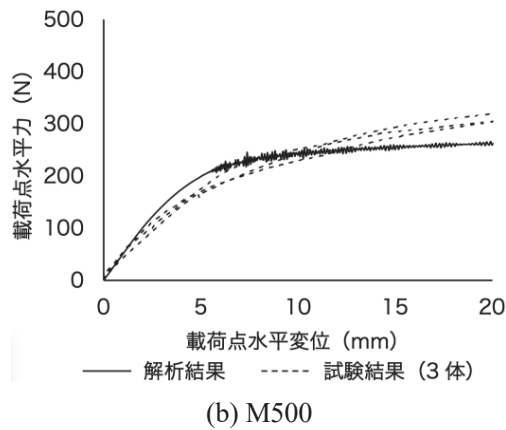
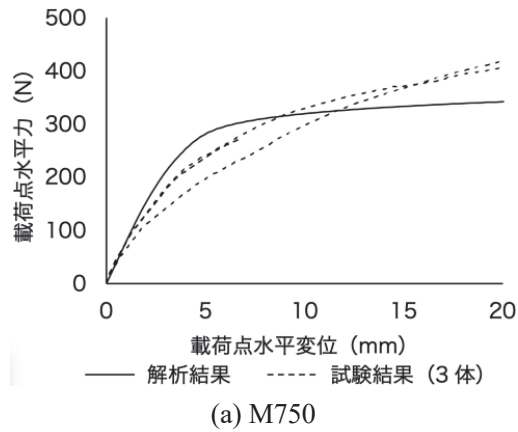


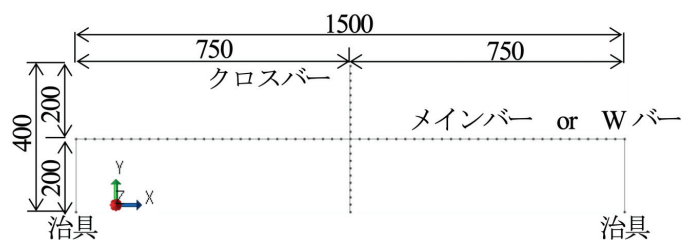
図 3.13 荷重-変位関係の比較

3.4. ビーム要素によるシミュレーション

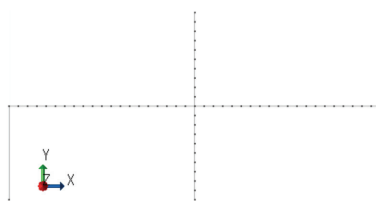
3.4.1. モデル概要

前節では十字形部分骨組のシェル要素モデルの解析を行い、各モデルの荷重節点での荷重-変位関係が試験と良好に一致することを確認した。しかし、天井面の面積が大きくなるにつれ、シミュレーションモデルの要素数が増え、それに伴い計算量も増え、莫大な解析時間が必要になり、実務的には効率が悪い。解析時間を極力最小限にするために、シミュレーションモデルをビーム要素で作成することが考えられる。なお、このシミュレーションモデルは、十字部分骨組試験と同様に、天井の面内剛性を表現するためのものであるため、面外偏心などを考慮していない。

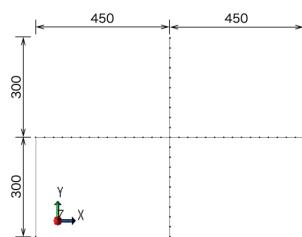
本節では、天井全体をビーム要素で表現するために、モデルの基本要素となる十字形部分骨組のシェル要素モデルを、ビーム要素と非線形回転ばね要素に置き換える。ねじ接合部を回転ばねで表現し、その回転特性を、3.3.節で得られた荷重節点での荷重-変位関係を用い、技術基準の解説を参考にして決定する。図 3.14 に各ビーム要素モデルを示す。表 3.5 に M750、M500、M450 のメッシュサイズ、節点数および要素数をまとめる。



(a) M750



(b) M500



(c) M450

図 3.14 ビーム要素モデル (単位 : mm)

表 3.3 各試験体モデルの節点数および要素数

試験体	部材	メッシュサイズ(mm)	要素数	節点数
M750	メインバー	25	84	167
	クロスバー	20		
	固定治具	200		
M500	メインバー	25	65	127
	クロスバー	25		
	固定治具	250		
M450	メインバー	30	54	107
	クロスバー	30		
	固定治具	300		

3.4.2. 天井下地材の物理特性

天井下地材は、弾塑性体と定義した。表 3.6 にメインバーとクロスバーの断面積、解析時に必要な局所座標系の t 軸周りの断面二次モーメント I_{tt} および s 軸周りの断面二次モーメント I_{ss} をまとめる。メインバーとクロスバーの t 軸および s 軸は、1.3.2 節の図 1.9(a)(b)を参照されたい。

表 3.4 各部材の断面積および断面二次モーメント

部 材	断面積 A (mm ²)	断面二次モーメント	
		I_{tt} (mm ⁴)	I_{ss} (mm ⁴)
メインバー	230.88	75919.00	62374.80
クロスバー	147.64	21230.49	28772.25

3.4.3. 境界条件

図 3.15 に、M450 を例として、ビーム要素モデルの境界条件、拘束条件、载荷節点および载荷方向を示す。メインバーとクロスバーの端部は Z 並進方向のみ拘束している。メインバーの両端の節点がそれぞれ左右の支持治具の上端の節点を共有し、変位を常に同じであるようにさせる。支持治具およびクロスバーの最下端はピン支持とする。また、メインバーとクロスバーは回転ばねで結合する。

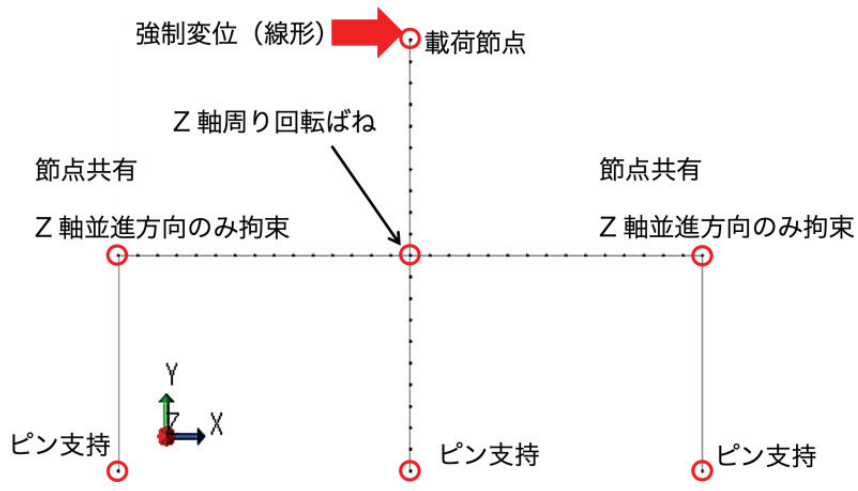


図 3.15 拘束条件 (例 : M450)

3.4.4. 回転ばねの物理特性

回転ばねは非線形弾性離散ビーム要素とし、Z 軸周りの回転特性はシェルモデルの解析結果を用いて、技術基準の解説に準拠して算出した。M450 を例とし回転ばねの Z 軸周りの算出の手順を示す。

1) 回転角-モーメント関係に置き換える

式(12)と式(13)により、3.3.2.5 で得られた载荷節点の荷重 - 変位関係より回転角 - モーメント関係を求める。

$$M = 2Ph \quad (12)$$

$$R = \delta / (2h) \quad (13)$$

ここに M 、 R 、 P 、 δ 、 h はそれぞれモーメント(N・mm)、回転角(rad)、荷重(N)、変位(mm)、クロスバーの長さ(mm)を指す。

図 3.16 に式(12)と式(13)によって求められた試験体モデル M450 の回転角 - モーメント関係を示す。

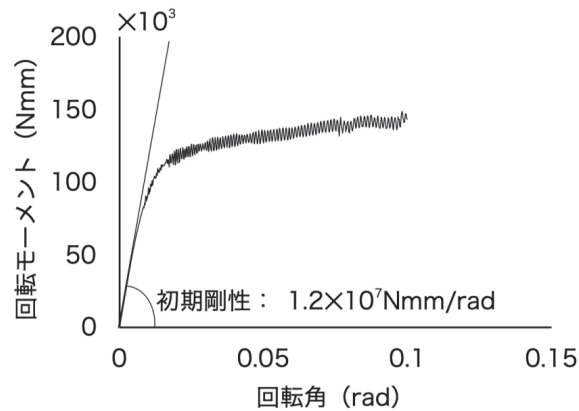


図 3.16 M-R 関係 (M450)

2)初期剛性 K

モデルの回転角 - モーメント関係より、初期剛性を求める。解析条件などによっては解析が不安定になる可能性があり、弾性範囲内であっても、全てのデータは必ずしも同じ直線上にあることが保証できない。この解析の不安定性を考慮し、塑性までの値を抽出し、隣接する2つの節点による直線の傾きを全て計算し、その平均値を初期剛性とする。これにより、剛性の平均値は $1.2 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$ であるため、M450 の初期剛性を $1.2 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$ とする。

3) 第1折れ点の決定

第1折れ点は、許容節点モーメントによって決定する。許容節点モーメントは損傷時相当荷重の2/3である。ここに、損傷時相当荷重とは、あくまでも技術基準の解説に提示された方法で以下の手順で算出した値に過ぎず、その荷重で天井下地材に実際に損傷が生じるとは限らない。

- ① 荷重-変位曲線で、原点より傾きが初期剛性 K である直線を引き、その直線を直線 I とする。
- ② 傾きが直線 I の 1/3 を持つ荷重 - 変位曲線の接線を引き、その直線を直線 II とする。
- ③ 直線 I と直線 II の交点を損傷時相当荷重とみなす。

図 3.17 に試験体モデル M450 の直線 I と直線 II を示す。

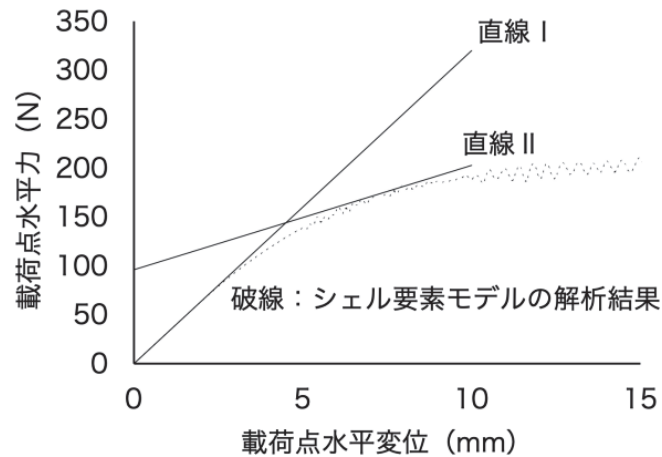


図 3.17 荷重 - 変位関係 (M450)

以上の手順に従い、解析データを用いて、直線 I の直線 II の方程式は、それぞれ式(14)と式(15)が算出できる。なお、図 3.16 に示したとおり、塑性後のデータが極めて不安定のため、ここに、直線 II の方程式を近似方程式とした。

$$\text{直線 I} \quad y = 32x \quad (14)$$

$$\text{直線 II} \quad y = \frac{32}{3}x + 96 \quad (15)$$

式(14)と式(15)を連立し、損傷時相当荷重は144 Nであることが容易に分かる。

図3.13(c)より144 Nに一番近い荷重をこの試験体モデルの損傷時相当荷重とし、この荷重時の変位を損傷時相当荷重時の変位とした。M450の損傷時相当荷重は143.72 Nで、損傷時相当荷重時モーメントは 8.6×10^4 N・mmであった。従ってM450の許容相当節点モーメントは 5.7×10^4 N・mmとなる。

4)その他の折れ点

第2折れ点以降の折れ点は、図3.13に示した解析結果をもとに適宜設定する。

以上の手順を踏まえ、M500およびM750の剛性を算出した。表3.7に各試験体モデルの剛性等を示す。各試験体モデルの平均値をメインバー×クロスバー間の接合部の回転ばねの剛性とする。図3.18に、上記の手順で決定したメインバー×クロスバー間の接合部の回転ばねの特性を示す。

表3.7 各試験体モデルの剛性および許容相当節点モーメント

試験体モデル	回転ばねの初期剛性 (N・mm/rad)		許容相当節点モーメント (N・mm)	
		平均値		平均値
M450	1.2×10^7		5.7×10^4	
M500	1.3×10^7	1.3×10^7	5.8×10^4	6.0×10^4
M750	1.3×10^7		6.3×10^4	

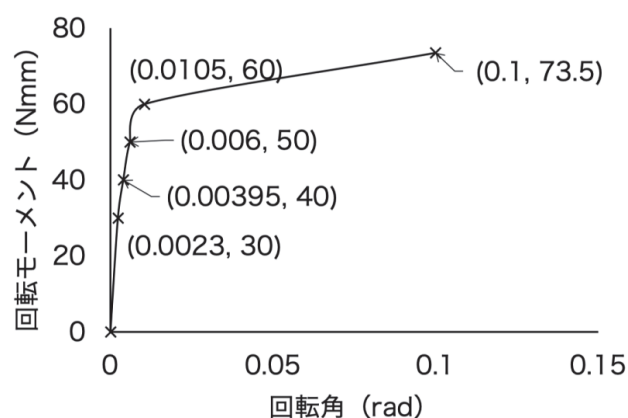


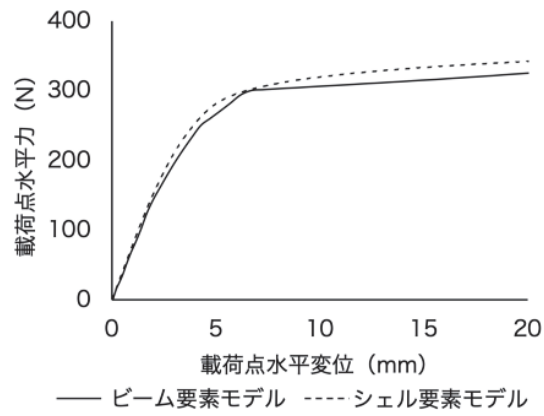
図 3.18 接合部の回転ばね特性

3.4.5. 解析条件

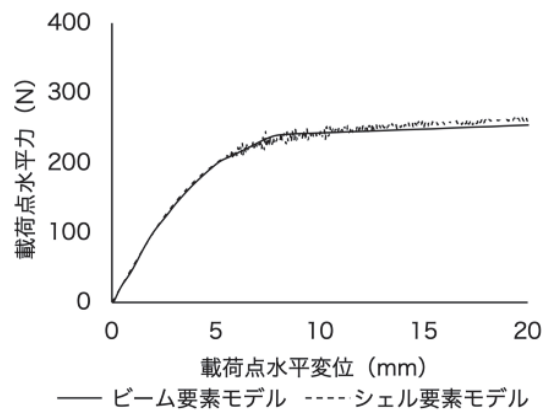
クロスバーの最上端の節点を荷重節点とし、1 s 間で X 正方向に 20 mm まで線形的に強制変位させる。荷重節点および荷重方向を図 3.15 に示す。

3.4.6. 解析結果

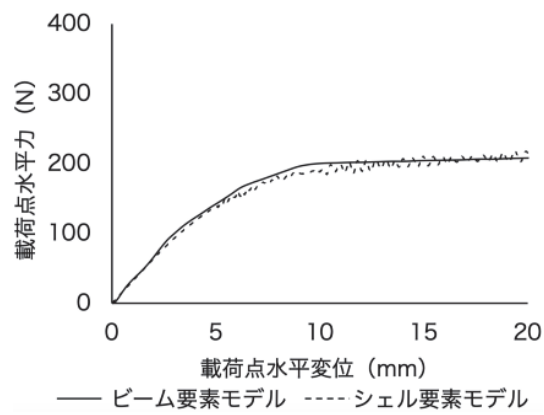
図 3.19 に、シェル要素モデルで得られた荷重節点の荷重-変位関係（破線）とビーム要素モデルで得られた荷重節点の荷重-変位関係（実線）の比較を示す。いずれの試験体モデルもシェル要素モデルの解析値とビーム要素モデルの解析値が良好に一致しており、本節で提案したビーム要素モデルは、十字形部分骨組の特性を精度よく表現できる事が確認された。



(a) M750



(b) M500



(c) M450

図 3.20 シェル要素モデルとビーム要素モデルの解析結果の比較
(載荷節点の荷重 - 変位関係の比較)

3.5. 結論

新耐震システム天井の天井面構成部材の接合部剛性を確認するために、メンバー（またはWバー）とクロスバーからなる十字形部分骨組を対象にして試験を実施し、その概要を本章で説明した。この十字形部分骨組試験に基づき、シェル要素で作成されたもの及びビーム要素で作成されたもの、の2種類のシミュレーションモデルを提案し、それぞれ解析を行った。

十字形部分骨組のシェル要素モデルでは、ねじ接合部においてドリルねじによる母材の支圧変形を、ドリルねじ周りの母材の塑性変形と見なす等価モデルを提案した。載荷節点での荷重-変位関係から、微小変形範囲内では、試験結果を精度よく再現できており、ねじ接合部の等価モデル化並びに十字形部分骨組のシェル要素モデルの妥当性を確認できた。

ねじ接合部が回転ばねに置き換えたビーム要素モデルでは、シェル要素モデルで得られた解析結果をもとに、技術基準の解説に提示された手順で回転ばねの非線形回転剛性を決定した。ビーム要素モデルは、シェル要素モデルの挙動を精度よく再現しており、ビーム要素モデルの妥当性が確認できた。ただし、ビーム要素の性質により、ビーム要素モデルでは局部座屈などを表現できない。

以上の説明より、局部座屈などの確認が必要ではない場合、十字形部分骨組試験及びその妥当性が確認できたシェル要素モデルから、天井のユニット試験などに依存せず、天井の水平面内剛性を表現するビーム要素モデルの開発の可能性を提示した。

4. 天井ユニットに対する面内せん断試験およびシミュレーション解析^[24]

4.1. はじめに

第3章では、新耐震システム天井の天井面構成部材からなる十字形部分骨組の試験を説明し、それに基づいたシミュレーションモデル(シェル要素モデル及びビーム要素モデル)を提案した。シェル要素モデルの解析結果と十字形部分骨組試験の結果並びにシェル要素モデルの解析結果とビーム要素モデルの解析結果との比較により、提案した方法に従い、新耐震システム天井におけるねじ接合部を非線形回転ばねとして表現でき、そのばねの回転特性は提案したシミュレーションモデルにより設定できることが確認できた。図3.1に示すように、天井ユニットもしくは実大の天井の天井面は、複数の十字形部分骨組による組み合わせと見なすことができるため、天井ユニット等のシミュレーションモデルを作成し、天井面構成部材におけるねじ接合部の非線形回転ばねの特性を設定すれば、天井ユニット等を表現できると考えられる。

本章では、第3章で設定した非線形回転ばねを用いて、天井ユニットの振る舞いを表現できるシミュレーションモデルを作成する。新耐震システム天井の履歴性状及び所定荷重時の損傷状況を確認するために、2017年に日本建築総合試験所で実施された天井面の面内せん断試験及び試験結果を説明したうえで、提案した方法により作成された天井ユニットのビーム要素モデル及びその解析結果を示し、試験結果と解析結果を比較する。

4.2. 天井面の面内せん断試験

4.2.1. 試験体

新耐震システム天井の天井面の剛性を確認するために、天井ユニット試験を実施した。図 4.1 に、試験体 1000×1500-C を示す。1000、1500、C はそれぞれメインバーの配置間隔（単位：mm）、クロスバーの配置間隔（単位：mm）、加力方向がクロスバーの平行方向であることを意味する。各部材の断面については、図 1.9 を参照されたい。

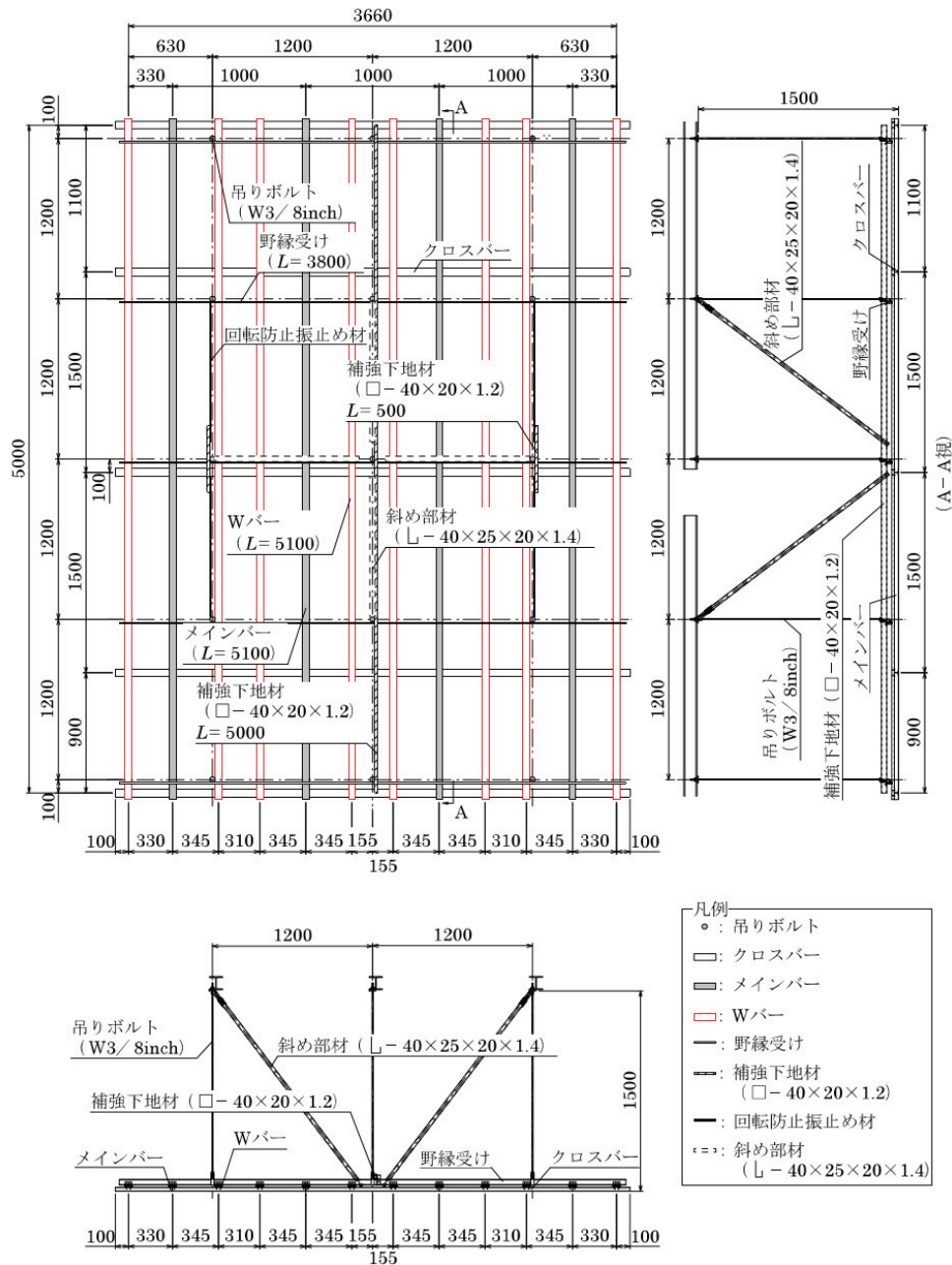


図 4.1 天井ユニットの仕様 (試験体 1000x1500-C、単位：mm)

4.2.2. 試験方法

図 4.2 に天井面の面内せん断試験に使用された試験装置を示す。2 台の油圧ジャッキがそれぞれ両端にあるクロスバーを水平方向に加力し、加力方向は常に同じ方向にした。

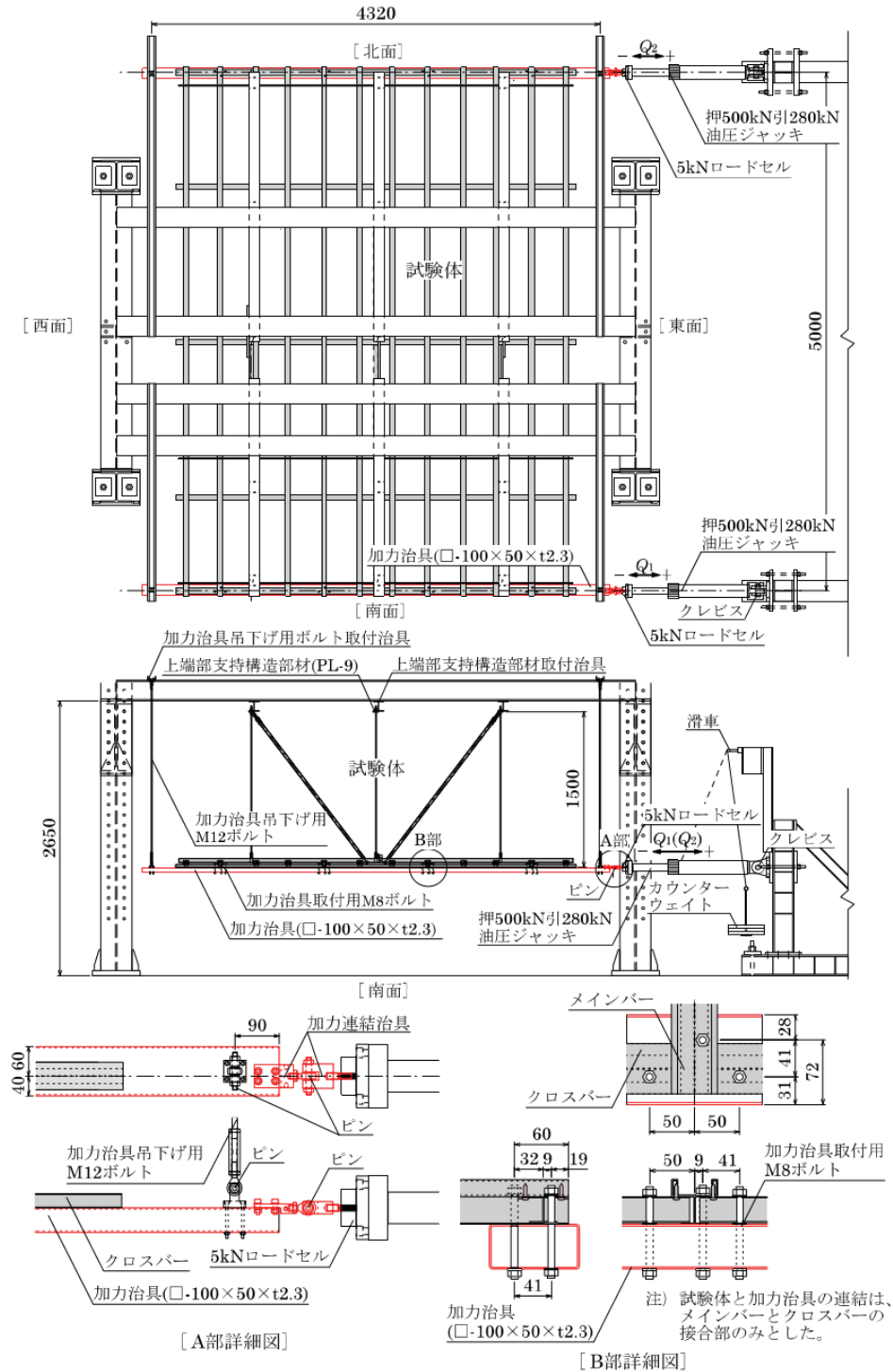


図 4.3 に加力サイクルを示す。±0.5 G、±1.3 G、±2.2 G、±3.3 G に相当する荷重をそれぞれ 3 回繰り返して加力後に、油圧ジャッキの最大ストロークまで加力させた。

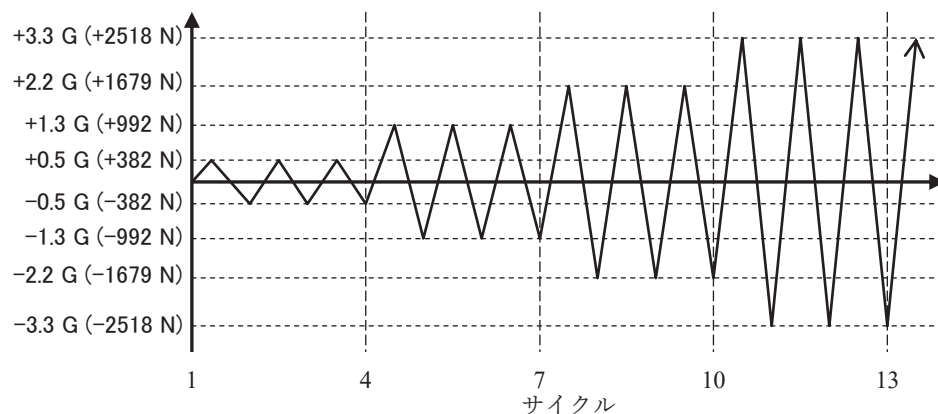


図 4.3 加力サイクル

1.0 G に相当する荷重は以下に示す通りに算出した。

$$w = A \times w_1 = 17.28 \text{ m}^2 \times 4.5 \text{ kg/m}^2 = 77.76 \text{ kg} \quad (16)$$

$$M = 77.76 \text{ kg} \times 9.807 \text{ m/s}^2 = 763 \text{ N} \quad (17)$$

ここに、

w : 天井ユニットの総質量 (kg)

A : 1 組のブレースの負担面積 (m^2)

$$(17.28 \text{ m}^2 = 3.6 \text{ m} \times 4.8 \text{ m})$$

w_1 : 天井面構成部材等の単位面積質量 (kg/m^2)

9.807 : 重力加速度 (m/s^2)

M : 1.0 G に相当する荷重 (N)

なお、天井面構成部材等の単位面積質量について、メインバー方向が 16,860mm、クロスバー方向の長さが 16,200mm を基準に、4 種類の配置の各部材の質量をそれぞれ計算したうえで、単位面積質量を算出し、最大値の 0.5mm 単位で切り上げた値を天井面構成部材等の単位面積質量とする。表 4.1 に各配置パターンにおける各部材の質量および単位面積質量を示す。質量の端数処理について、安全性を考慮して、計算値が小数点以下 4 桁以降につづく場合、小数点以下 3 桁まで切り上げた値をその部材の質量とする。

表 4.1 長尺材の質量

部材	試験体 (メインバー配置間隔×クロスバー配置間隔)			
	1000×1500	1500×1000	900×1800	1800×900
天井板	374.249	374.249	374.209	374.209
メインバー	168.061	115.542	189.069	94.535
クロスバー	78.330	110.967	65.275	124.022
Wバー	216.888	210.110	230.443	182.999
野縁受	174.960	174.960	174.960	174.960
見切り M	10.920	10.920	10.920	10.920
見切り C	8.295	8.295	8.295	8.295
耐震クリップ	51.450	27.300	55.650	55.650
ジョイナー (メインバー用)	5.100	3.600	5.700	3.000
ジョイナー (Wバー用)	3.840	3.720	4.080	3.240
ジョイナー (クロスバー用)	3.900	3.900	3.900	3.900
補強下地材	93.319	93.319	93.319	93.319
C4 クリップ	3.630	3.630	3.630	3.630
合計	1192.942	1140.512	1219.450	1132.679
単位面積質量	4.368	4.176	4.465	4.148

このため、 $\pm 0.5 G$ 、 $\pm 1.3 G$ 、 $\pm 2.2 G$ 、 $\pm 3.3 G$ に相当する荷重はそれぞれ $\pm 382 N$ 、 $\pm 992 N$ 、 $\pm 1679 N$ 、 $\pm 2518 N$ となる。なお、 $0.5 G$ 、 $1.3 G$ 、 $2.2 G$ は告示第 771 号に規定された、建築物の階数および天井を設ける階による水平震度であり、 $3.3G$ は余裕度を確認するために、さらに $2.2G$ の 1.5 倍としたものである。

4.2.3. 試験結果

図 4.4 及び図 4.5 に試験体 1000×1500-C の水平力 Q と水平変位 δ の関係を示す。ここに、水平力 Q は、2 台の油圧ジャッキの加力の和であり、 δ は 2 ヶ所の載荷位置の水平変位の平均値である。 $\pm 2.2 G$ までは天井面がほぼ線形的な性状を示し、 $+2.2G$ 加力後の残留変位が約 $1.2mm$ である。

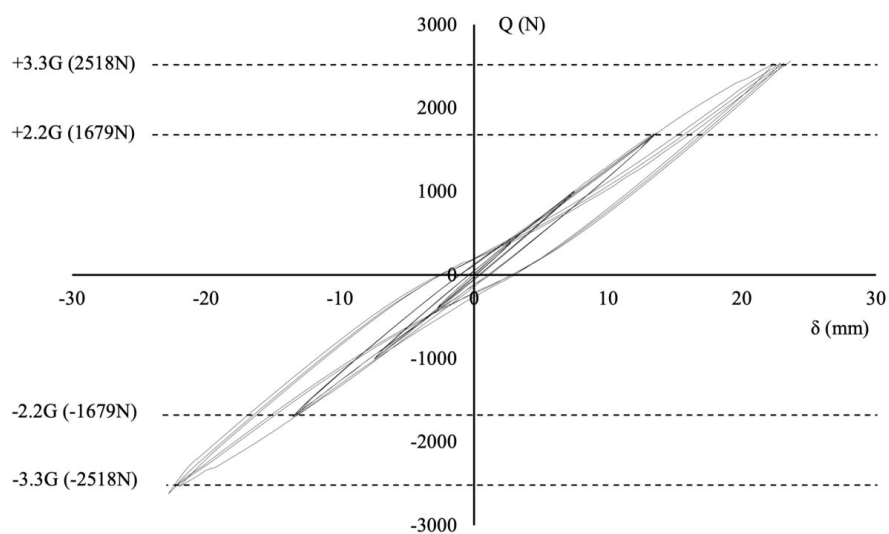


図 4.4 荷重-変位関係 (±3.3G まで)

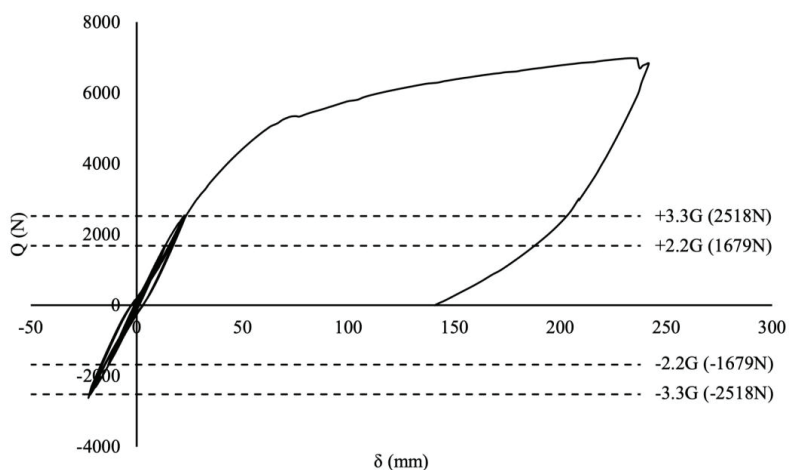


図 4.5 荷重-変位関係 (最大加力時まで)

4.3. シミュレーションモデル

4.3.1. はじめに

前述の面内せん断試験を模したビーム要素モデルを作成した。

シミュレーションのプリ・ポスト処理 (モデルの作成、解析結果の処理) は、Jvision (ver. 3.4.0 (rev.13719), 株式会社 JSOL) を用いた。モデルの解析は、LS-DYNA (Ver. R7.0.0 rev. 79055) で行った。

図 4.6 にモデル 1000×1500-C を示す。天井面の面内せん断試験に使用した試験体と同様に、モデルは、メインバー、クロスバー、W バー、野縁受け、回転防止振れ止め材、補強下地材及びブレースからなっている。各部材は実際の配置の通りに表現した。各天井下地材の相対的な位置を念頭に、接合する両部材間が 1mm を離れるように配置した。モデルの要素

数及び節点数はそれぞれ 7731 個と 7678 個（フリー節点を含む）。解析は、図 4.6 の○に囲まれた節点を載荷節点とし、X 方向に載荷した。なお、解析時間が約 1 時間であった。

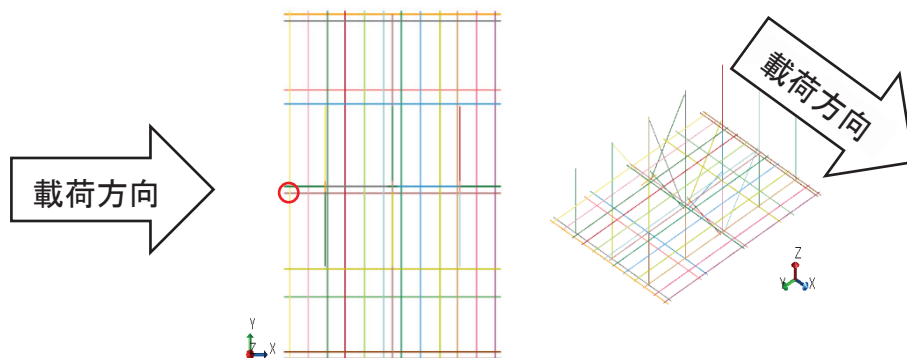


図 4.6 モデル 1000×1500-C

4.3.2. 天井材の断面及び材料の物理特性

表 4.2 に各断面の断面積、局所座標系における s 軸周り、t 軸周りの断面二次モーメントを示す。各部材の断面及び局所座標系について、図 1.9 を参照されたい。表 4.3 に各部材の物理特性を示す。メンバー及びクロスバーはスチール材であり、それ以外の天井材はアルミ製である。降伏応力に関しては、天井面の面内せん断試験の前に行った要素実験により、メンバー、クロスバー、W バーはそれぞれ 176 N/mm²、161 N/mm²、295 N/mm² である。それ以外の天井下地材に対して要素実験が行われなかったため、ここでは、全て W バーの降伏応力に準じて仮定した。

表 4.2 各部材の断面性能

部材	断面積(mm ²)	I _{ss} (mm ⁴)	I _{tt} (mm ⁴)
W バー	50.5	2661.76	19801.71
クロスバー	147.64	21230.49	28772.71
メンバー	230.88	53931.29	62374.80
野縁受け	94.08	1087.20	18347.03
回転防止振れ止め材	213.76	27108.16	122207.37
補強下地材	138.24	28702.52	9584.44
吊りボルト	71.33	404.89	404.89
ブレース	115.08	15983.12	6015.73

表 4.3 各部材の物理特性

部材	質量密度 (t/mm ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	降伏応力 (N/mm ²)
メンバー				176
クロスバー	2.7×10^{-9}	70000	0.33	161
Wバー				
野縁受け				
回転防止振れ止め材				
補強下地材	7.85×10^{-9}	2.05×10^5	0.3	295
吊りボルト				
ブレース				

4.3.3. 境界条件

図 4.7 に各接合部の境界条件を示す。メインバー×クロスバー間、Wバー×クロスバー間以外の部材間の接合部について、表 4.4 に示した理由で全て完全固定とし、接合される近傍の節点を剛体と設定した。

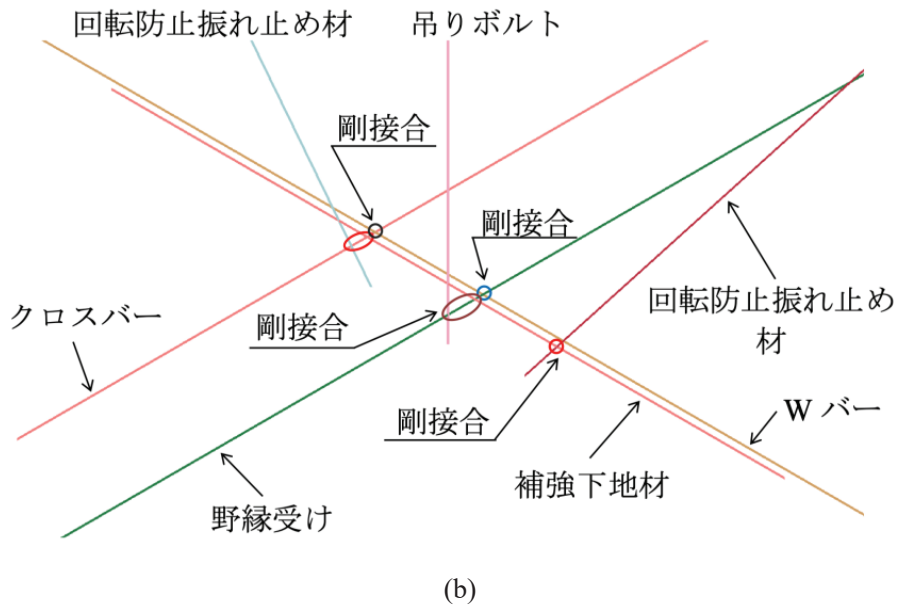
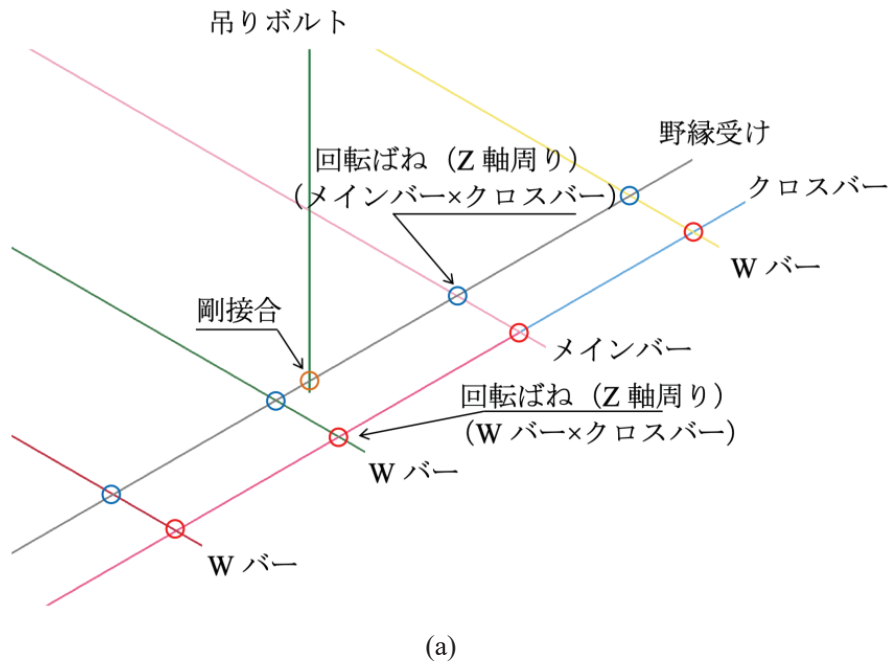
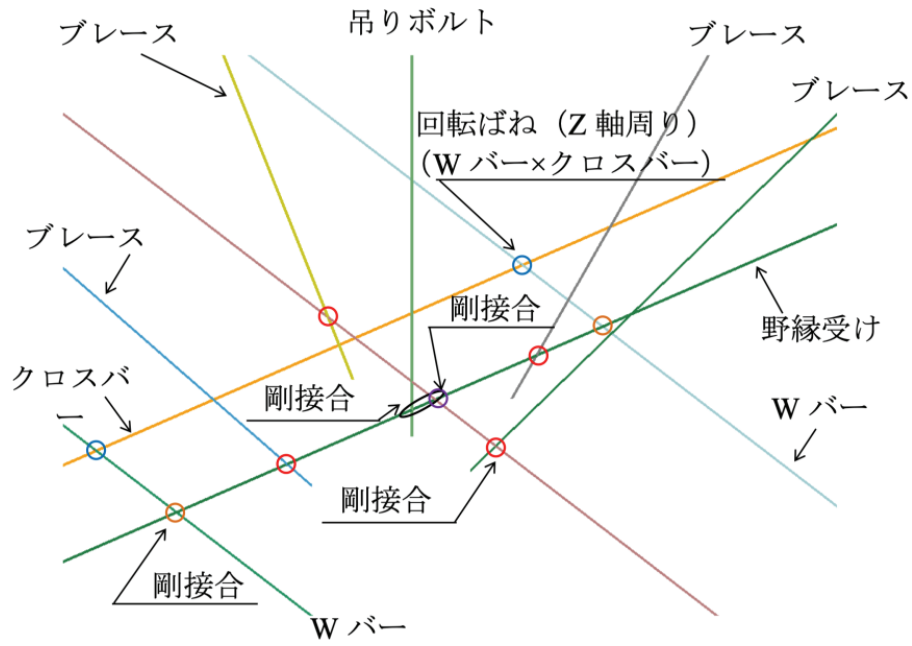
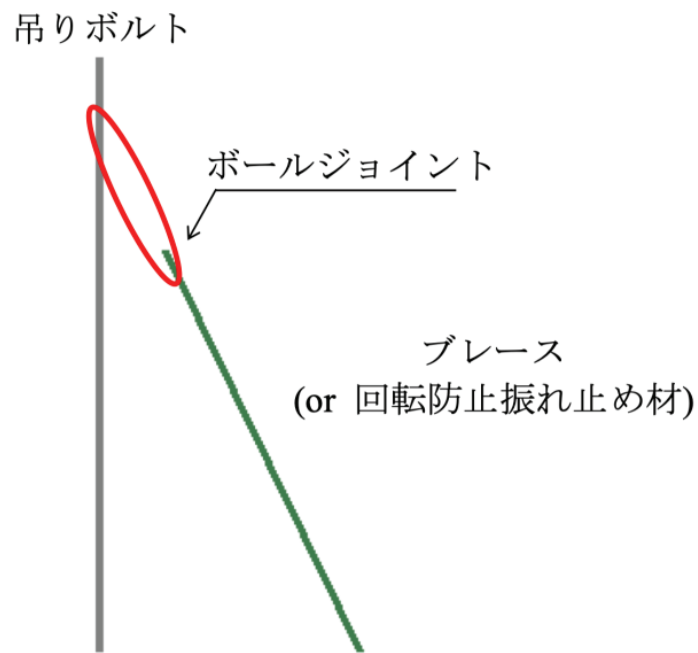


図 4.7 境界条件



(c)



(d)

図 4.7 境界条件

表 4.4 接合部の完全固定およびその理由

接合部	完全固定にした理由
1) 野縁受けと W バー間	耐震クリップを介してビスによって緊結されているため
2) 野縁受けとメインバー間	
3) 野縁受けと補強下地材間	C4クリップを介してビスによって緊結されているため
4) 野縁受けと吊りボルト間	ビス付きハンガーのため、開きによる損傷が少ないため
5) 補強下地材の回転防止振止材間	ビス 2 本止めにより緊結されているため
6) ブレースと補強下地材間	
7) ブレースと野縁受け間	

各ブレースの上端の 2 節点を剛とし、吊りボルトとボールジョイント (spherical joint) でつなぐ (図 4.7(d))。メインバーとクロスバー間、W バーとクロスバー間のねじ接合部は、回転ばねとみなし、その剛性を 3.4.5 節に提案した回転特性を使用した。吊りボルトの最上端の節点をすべて剛とした。図 4.6 に赤い○で囲まれたクロスバーの節点を載荷節点とし、1 s で X 正方向に 50mm まで線形的に強制変位させた。

4.3.4. 回転ばねの物理特性

メインバー×クロスバー間、W バー×クロスバー間の回転ばね特性を図 4.8 に示す。図 4.8(a) は 3.3.4 節で算出されたものであり、図 4.8(b) は第 3 章の十字形部分骨組試験の結果に基づき、3.3.4 節に提示した方法で決定した回転ばねの回転角 R-モーメント M の関係である。

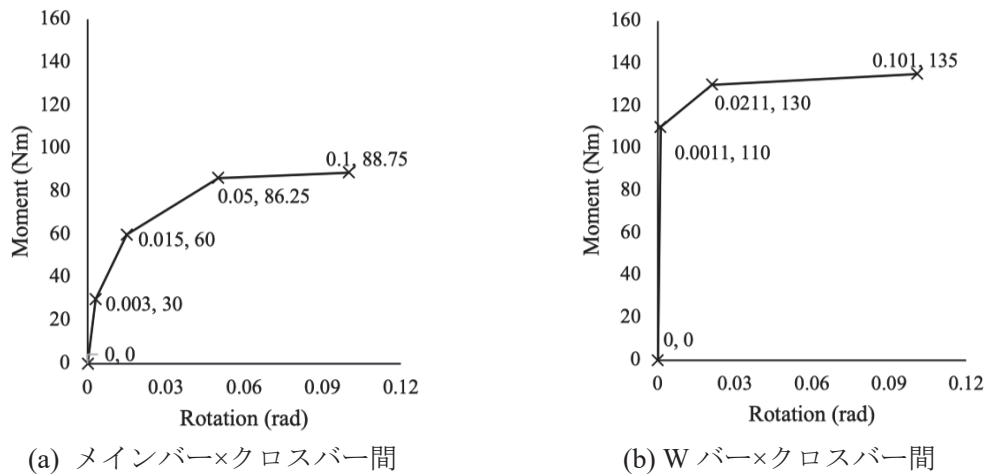


図 4.8 回転ばねの回転特性

4.3.5. シミュレーション結果

図 4.9 に天井面の面内せん断試験の試験結果（黒線）とシミュレーションの結果（赤線）の水平力 Q -水平変位 δ の関係を示す。ここに、シミュレーション結果の Q は、2つの载荷節点の荷重の和であり、水平変位 δ は、いずれも载荷節点の X 方向の変位である。図 4.10 に、終局時の天井の変形様子（変位スケールが 5.0 倍）を示す。

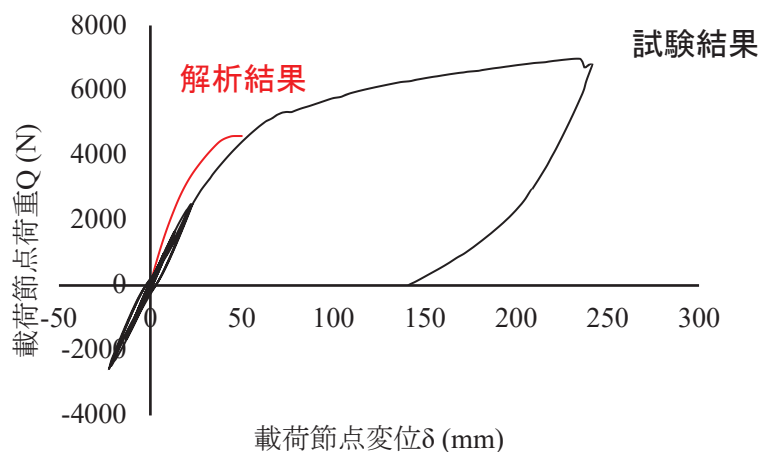


図 4.9 载荷節点における荷重-変位関係の比較

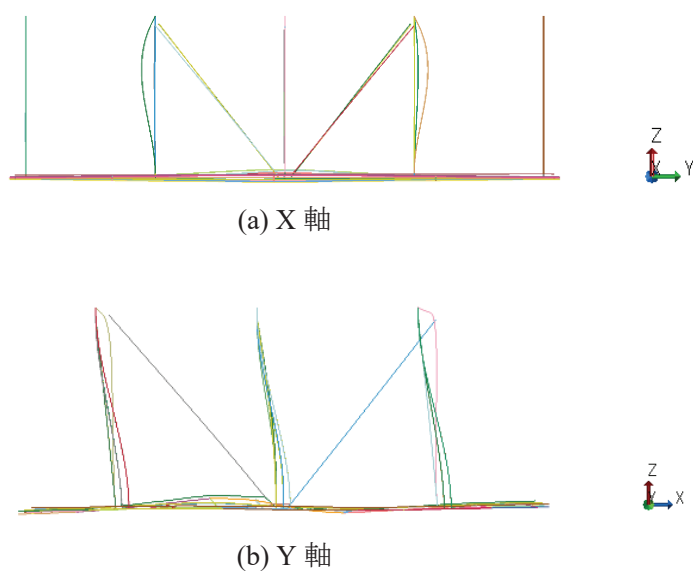
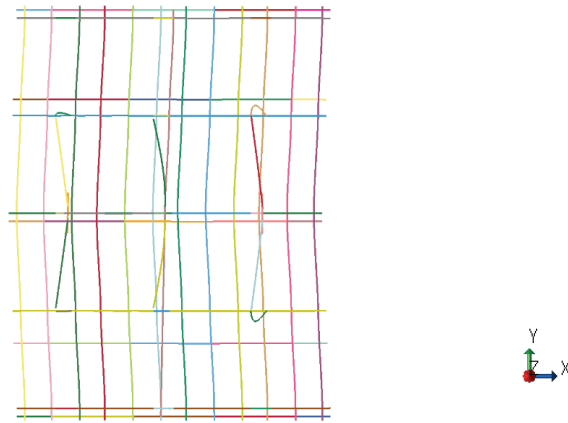
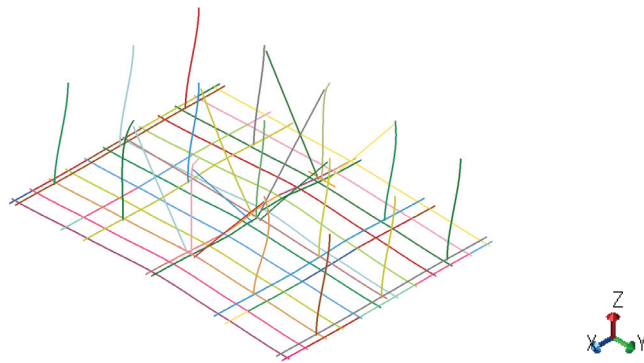


図 4.10 解析終局時の変形様子（変位スケール：5.0 倍）



(c) Z 軸



(d) XYZ 軸

図 4.10 解析終局時の変形様子（変位スケール：5.0 倍）

4.3.6. 考察

3 章で提案した回転剛性を有する回転ばねを天井ユニットのシミュレーションモデルのメインバー×クロスバー間、W バー×クロスバー間に挿入した。シミュレーションモデルは、面内せん断試験に準じて一方向載荷し、載荷節点での荷重-変位関係と面内せん断試験時における載荷位置での荷重（油圧ジャッキ 2 台の和）-変位（2 ヲ所の平均値）関係を比較した。その結果、シミュレーションモデルの初期剛性は、面内せん断試験の約 1.53 倍であった。

本研究のシミュレーションモデルは、天井面の面内剛性を主とするため、天井面を構成するメインバー×クロスバー間、W バー×クロスバー間の回転剛性を主要な課題としている。それ以外の各部材間の接合部について、本研究において主要な課題ではなく、かつ解析時間の短縮化の観点から、表 4.3 に示した通り、耐震クリップなどを介してビスで接合された部分が緊結されたと考えられ、全て剛と設定しているのが、初期剛性の差の一因と考えられる。

4.4. 結論

4章では、第3章に提案されたメンバー×クロスバー間、Wバー×クロスバー間の回転ばね特性を使用し、それ以外の接合部を全て剛と設定し、天井ユニットの振る舞いを表現できるビーム要素モデルを作成し、解析を行った。解析による初期剛性は面内せん断試験の結果の約1.53倍ということが分かった。メンバー×クロスバー間、Wバー×クロスバー間のみならず、それ以外の接合部の力学特性は実験データの蓄積に伴って一定的な傾向が見受けられるなど新しい知見が確認できた場合、より適切な条件に置き換えれば良いが、現状では妥当といえる。

5. 特定天井に該当する新耐震システム天井に対する静的及び地震応答解析^[24]

5.1. 概要

第4章では、新耐震システム天井のユニットに対する静的面内せん断試験及びそれに基づいたシミュレーション解析を説明した。新耐震システム天井の耐震性は、告示第771号が求めている耐震性を有することを静的面内せん断試験及びシミュレーション解析で確認されている。日本の現行の法律では、天井ユニットに対して、技術基準の解説に規定される試験方法でその耐震性が確認できれば、特定天井として設置することが可能となる。一方、特定天井は、天井面の水平投影面積が200 m²以上であり、実際に取り付けられた天井は、静的載荷時及び地震時に必ずしも天井ユニットと同様な振る舞いを示すことが限らない。

このため、本章では、天井面の水平面積が200 m²以上を有する新耐震システム天井の耐震性を静的解析で評価する。なお、解析時間と天井材の配置を考慮し、天井面の水平面積を約264 m²とした。また、新耐震システム天井の地震時の振る舞いが同モデルで表現できる可能性を検討するために、同モデルに対してJMA神戸波（1995年）を例として確認する。

5.2. 新耐震システム天井に対する静的解析

5.2.1. シミュレーションモデルの概要

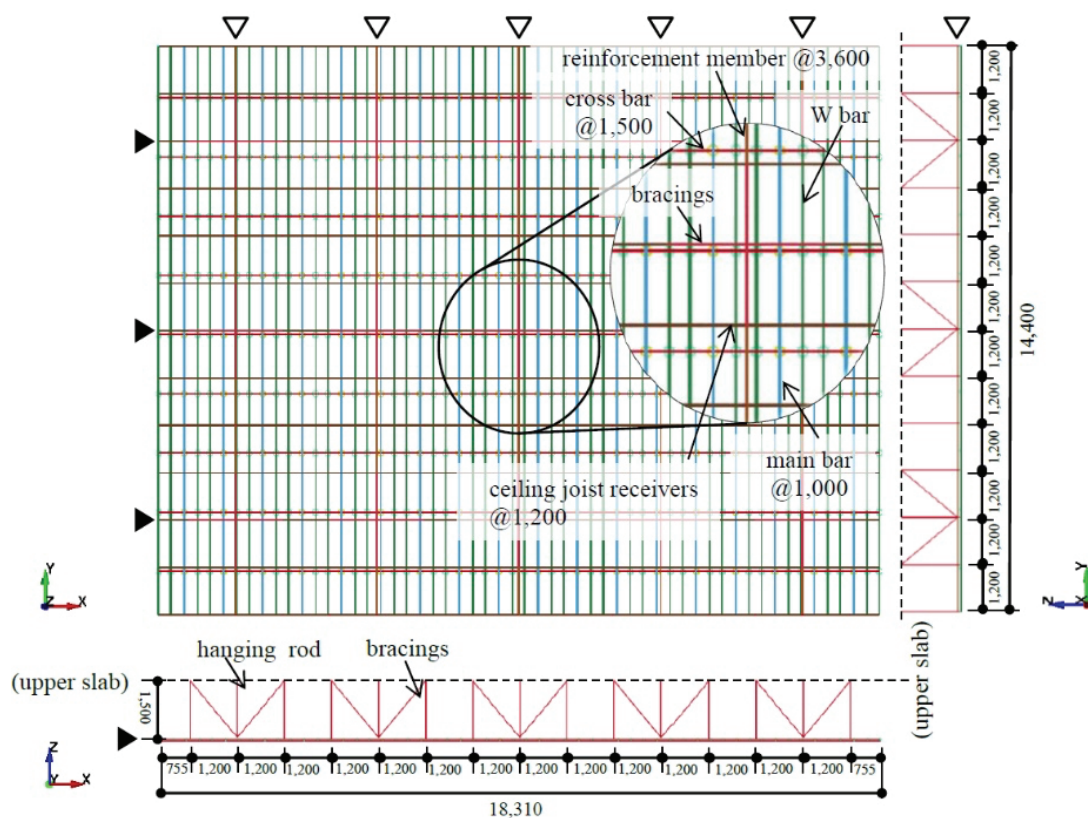
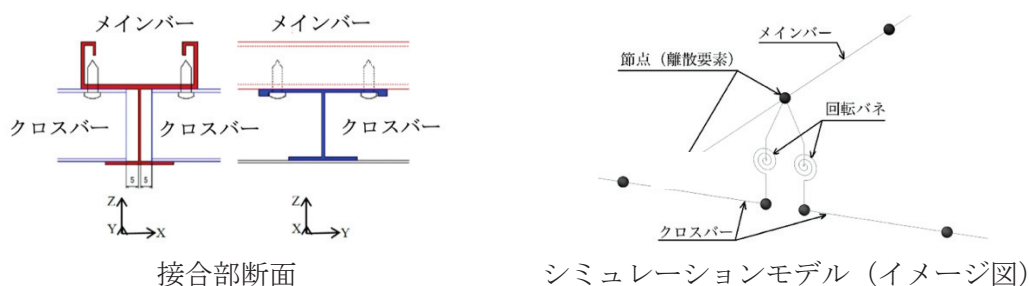


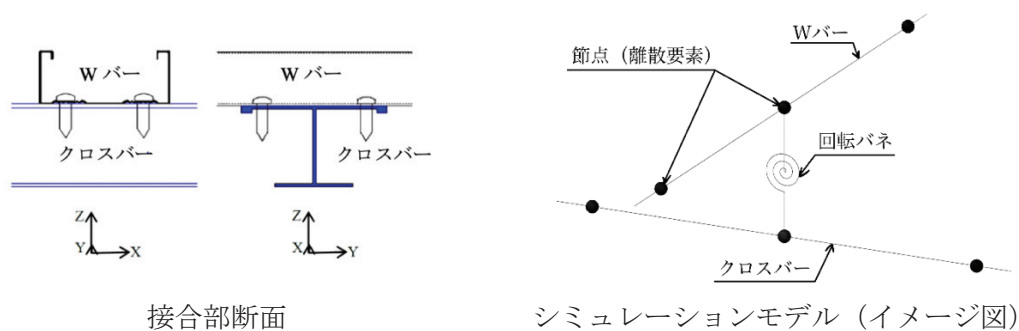
図 5.1 シミュレーションモデルの概要（単位：mm）

図 5.1 は新耐震システム天井のシミュレーションモデルを示す。シミュレーションモデルは、メインバー、クロスバー、Wバー、野縁受け、補強下地材、斜め部材、ハンガー及び吊りボルトからなり、全てビーム要素で作成する。天井下地材の配置及び解析に必要な時間を総合的に考慮して、メインバー方向 (X 方向) が 14,400 mm、クロスバー方向 (Y 方向) が 18,310 mm で、天井面積が約 264 m² のシミュレーションモデルを作成した。メインバーの配置間隔は 1,000 mm、クロスバーの配置間隔は 1,500 mm である。吊りボルトは天井面より、長さを 1,500 mm とする。吊りボルトが X、Y 方向ともに 1,200 mm 間隔で取り付けられている。

新耐震システム天井の施工要領書では、4 本の斜め部材 (メインバー方向 2 本とクロスバー方向 2 本) を 1 組とし、1 組の負担面積が 17.28 m² 以下で、メインバー方向とクロスバー方向でバランスよく取り付けられるとされる。図 5.1 に示す通り、X 方向および Y 方向において、それぞれ▲、△の示す断面を有しており、▲、△の交点に 1 組の斜め材を設置している。これに従い、天井の中心部に 17.28 m² ごとに 1 組で計 3 組、周囲に 18.02 m² ごとに 1 組で計 12 組、全部で 15 組の斜め部材を配置した。斜め部材 1 組の負担面積である 17.28 m² は、吊りボルトの配置間隔によって決定された値で、技術基準の解説などによって規定された値ではないため、シミュレーションモデルで周囲にある斜め部材の負担面積である 18.02 m² は許容されると考えられる。各部材の断面、断面性能及び物理特性については、それぞれ図 1.9、表 1.1 及び表 1.2 の通りである。



(a) メインバー×クロスバー間



(b) Wバー×クロスバー間

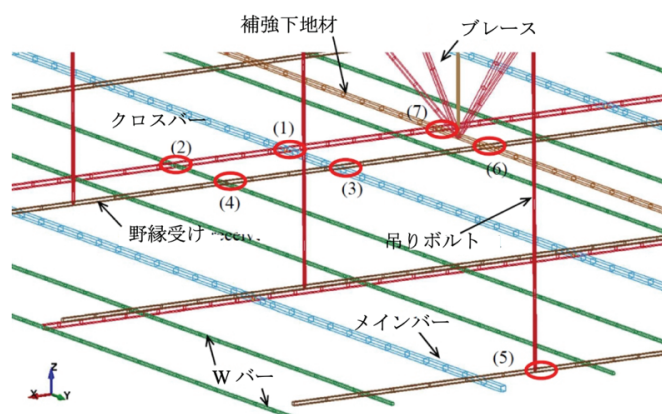
図 5.2 天井下地材における接合部

メインバー×クロスバー、Wバー×クロスバー間の接合部の回転ばねの特性に関しては、第4章にシェル要素のモデル、ビーム要素のモデルの解析結果をもとに、技術基準の解説に従って作成したもの（図4.8）を使用した。図5.2にメインバー×クロスバー、Wバー×クロスバー間の接合部の断面及びシミュレーションモデルでのイメージ図を示す。図に示す通り、クロスバーの本数は、メインバー×クロスバー間においては2本、Wバー×クロスバー間においては1本のため、メインバー×クロスバー間とWバー×クロスバー間に、回転ばねをそれぞれ2つ、1つにした。なお、イメージ図にある直線は、部材を分かりやすくするために引いたものであり、実際のシミュレーションモデルではその直線がない。

5.2.2. 拘束条件

図5.3と図5.4にシミュレーションモデルで各部材の拘束条件を示す。メインバー×クロスバー間、Wバー×クロスバー間は、Z軸周りの回転ばねを介して接合した。野縁受けにあるすべての節点のZ方向の並進変位を拘束した。天井下地材の各接合部の並進変位がすべて同じさせ、X軸周り及びY軸周りの回転も同じであるように設定した。

吊りボルトの最上端の節点及び斜め部材の最上端の節点はすべて完全固定と設定した。吊りボルトや斜め部材の下端の接合部において剛接合とした。



番号	接合部	拘束条件
(1)	メインバーとクロスバー間	Z軸周りの回転ばね
(2)	Wバーとクロスバー間	
(3)	メインバーと野縁受け間	1. Z軸方向の並進変位が拘束 2. X軸周り回転、Y軸周りの回転が等値
(4)	Wバーと野縁受け間	
(5)	吊りボルトと野縁受け間	並進、回転が等値
(6)	野縁受けと補強下地材間	
(7)	クロスバーと補強下地材間	

図5.3 拘束条件

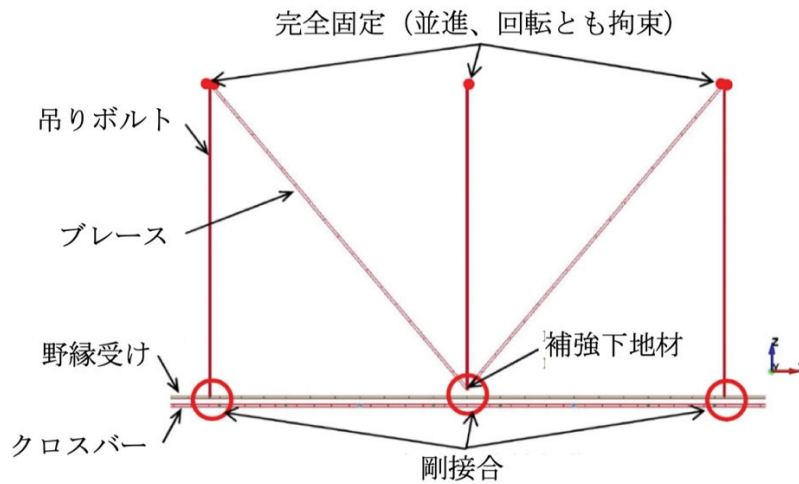


図 5.4 斜め部材周辺の拘束条件

5.2.3. 解析条件

天井面の面積が大きい場合の新耐震システム天井の耐震性を評価するために、天井面を構成する全節点に対して、X 方向または Y 方向に 0 から 10 G に相当する荷重を載荷した。図 5.7 に載荷方向及び評価の対象となる節点を示す。N1~N8 は、ブレースの取付位置との位置関係を基準に選定した節点であり、その詳細を以下にまとめる。

- N1: 天井の中央に配置された補強下地材の中心。天井面の中心でもある。
- N2: 天井の一番端に配置された野縁受けの中心。
- N3: 天井の中央に配置された野縁受けの端点。
- N4: 一番端に配置された W バーと野縁受けが交差する位置にある節点。天井面の一番端にある節点でもある。
- N5: 天井の一番端に配置された野縁受けと、N2 から 3 本目の W バーと交差する位置にあった節点。
- N6: 一番端に配置された W バーにあった、N4 から 1,200 mm を離れた節点。
- N7: N1 と N2 の中心寄りの、天井の中央に配置された補強下地材とクロスバーの交点にある節点。
- N8: 隣接する 4 組の斜め部材 (うち 1 組は天井の中心に配置されたもの) からなる矩形の中心。

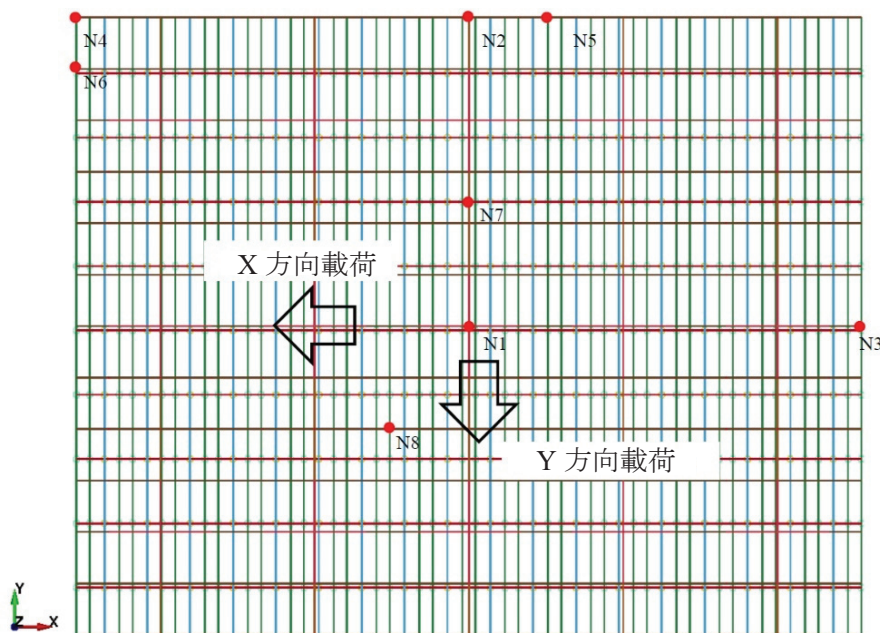


図 5.5 荷荷方向（静的解析の場合）

新耐震システム天井の減衰係数は 1.0%と仮定した。吊り天井の減衰係数がなく、一般的に鉄骨造建物と同様に 2.0%に設定されるが、本章は、天井の安全性を考慮し、あえて 2.0%の半分、つまり、1.0%にした。なお、本章のシミュレーションモデルは、ビーム要素で作成されたため、ねじれ座屈などは考慮しない。

5.2.4. 静的解析の結果

図 5.6 に重力加速度係数 G と荷荷方向での水平変位との関係を示す。図 5.6(a)は X 方向荷荷の場合、図 5.6(b)は Y 方向荷荷の場合の結果である。重力加速度係数 G は、荷荷時の加速度を重力加速度（ 9806.65 mm/s^2 ）で割った値である。

図 5.6 に示す通り、X 方向荷荷時に、節点 N1 と節点 N3、Y 方向荷荷時に、節点 N1 と節点 N2 はほぼ変位しなかったことが確認できる。図 5.1 に示したブレースの取付位置と照合すれば、N1 は 1 組のブレースの交点に位置している節点、N2 と N3 はブレースが取り付けられる部材の軸方向に位置する節点であることが容易に分かる。これにより、新耐震システム天井の 1 組のブレースを交差している部分は非常に高い剛性を有していることが分かった。評価対象となる 8 つの節点は、 $5.0G$ まで線形的である（例えば X 方向荷荷の場合での N2、Y 方向荷荷の場合の N6）。これより、新耐震システム天井は、自身の重量の 5 倍に相当する荷重がかかっても、天井面が線形的に変形すると推測される。また、 $5.0G$ を超えると天井面の位置によっては塑性になるが、 $10.0G$ 荷荷時の最大変位は、X 方向荷荷の場合が 57.31 mm 、Y 方向荷荷の場合が 44.80 mm で、いずれも 60.00 mm 以下である。

ねじ接合部分が損傷しなかったため、各部材の変形については、本章では議論しない。

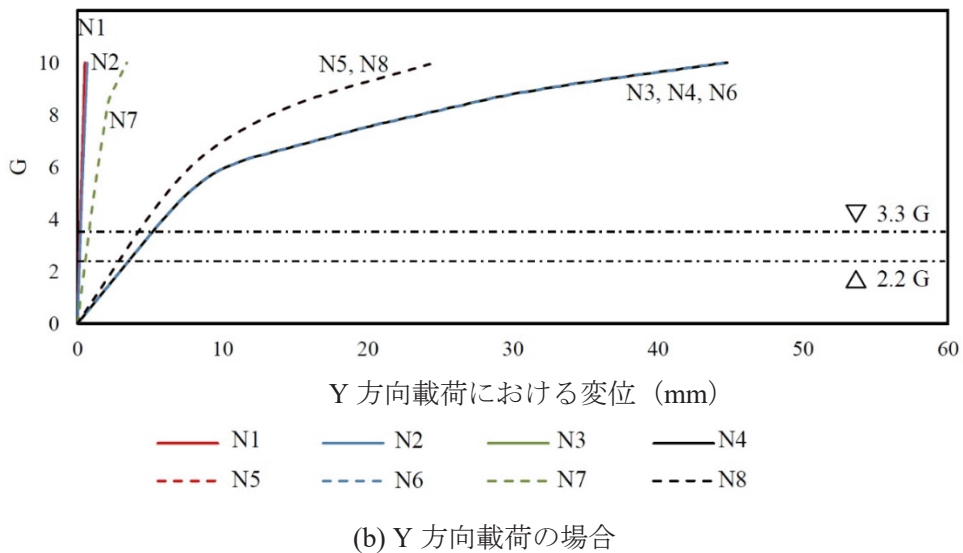
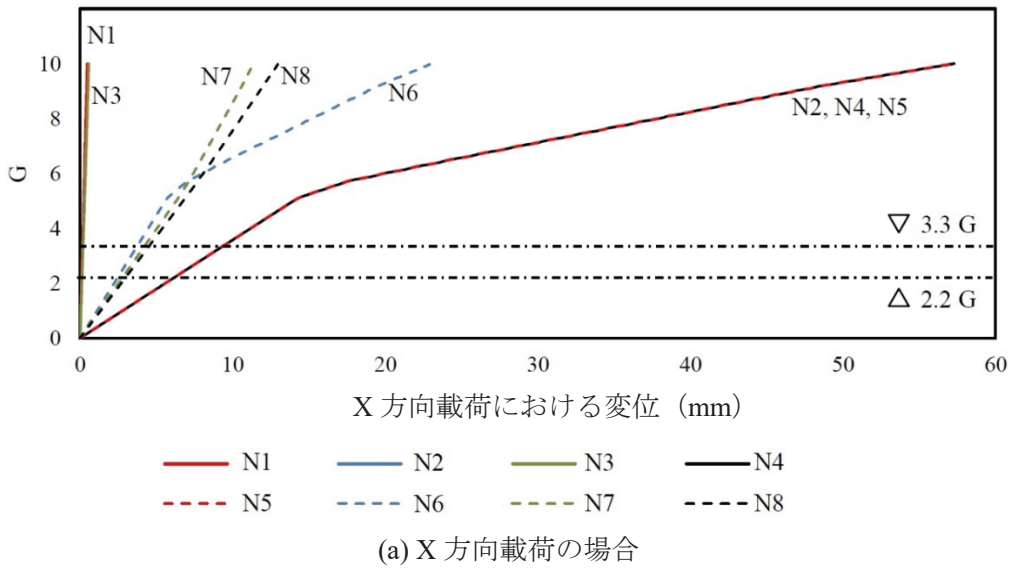


図 5.6 重力加速度係数 G と荷重方向での水平変位の関係

図 5.7~5.10 に 3.3 G 荷重時の変形の様子及び回転ばねの回転モーメントを示す。ここに、3.3 G とは、告示第 771 号で求められた 2.2 G の水平震度（中小地震に相当）に対して、1.5 倍にした水平震度で、大地震に相当する係数としている。図 5.7 及び図 5.8 は X 方向荷重の場合、図 5.9 及び図 5.10 は Y 方向荷重の場合の結果である。図 5.10 及び図 5.12 の X 軸及び Y 軸はそれぞれシミュレーションモデルの X 軸及び Y 軸の座標である。また、座標 1 単位を 1 mm として作成しているため、座標系を長さ (mm) と見なしてもよい。バブルの幅は、回転モーメントと正比例している。また、バブルの色が値の正負を表し、青は正数、白は負数である。最大値（絶対値）は赤にしている。

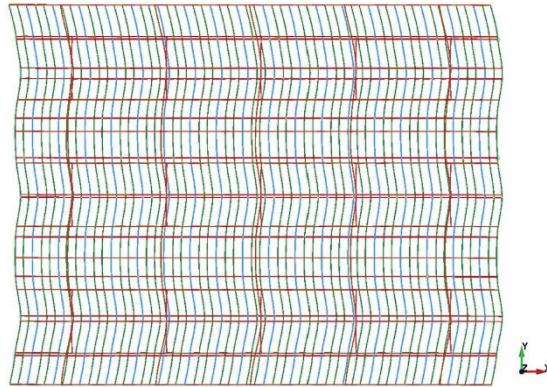


図 5.7 3.3 G 時の変形様子 (X 方向荷重、変位スケール : 50 倍)

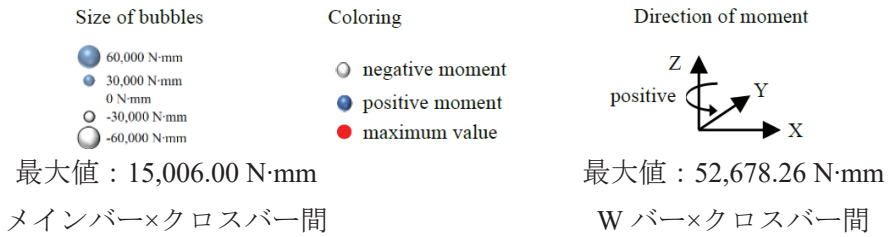
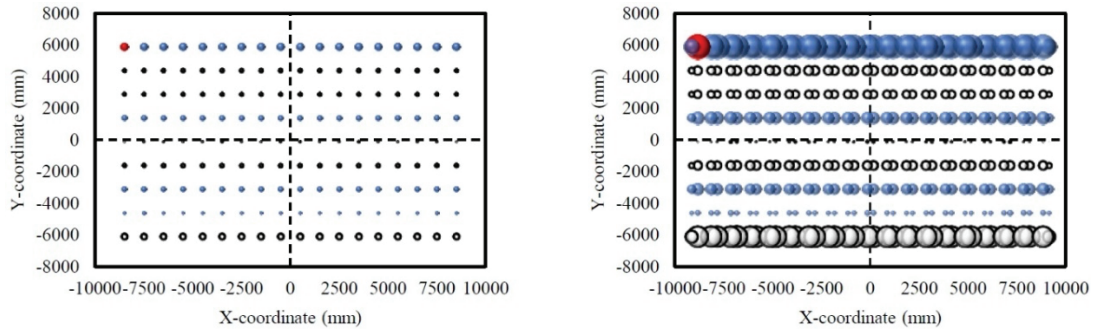


図 5.8 回転ばねの回転モーメント分布 (X 方向荷重)

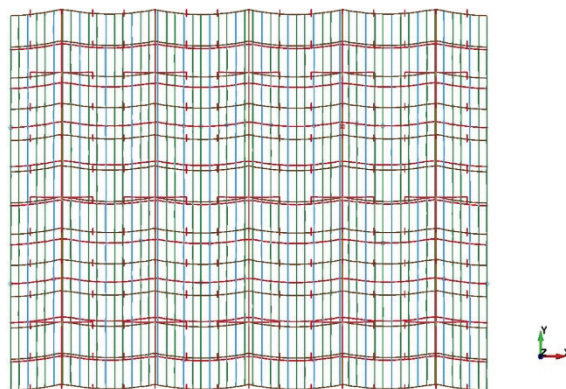


図 5.9 3.3 G 時の変形様子 (Y 方向荷重、変位スケール : 50)

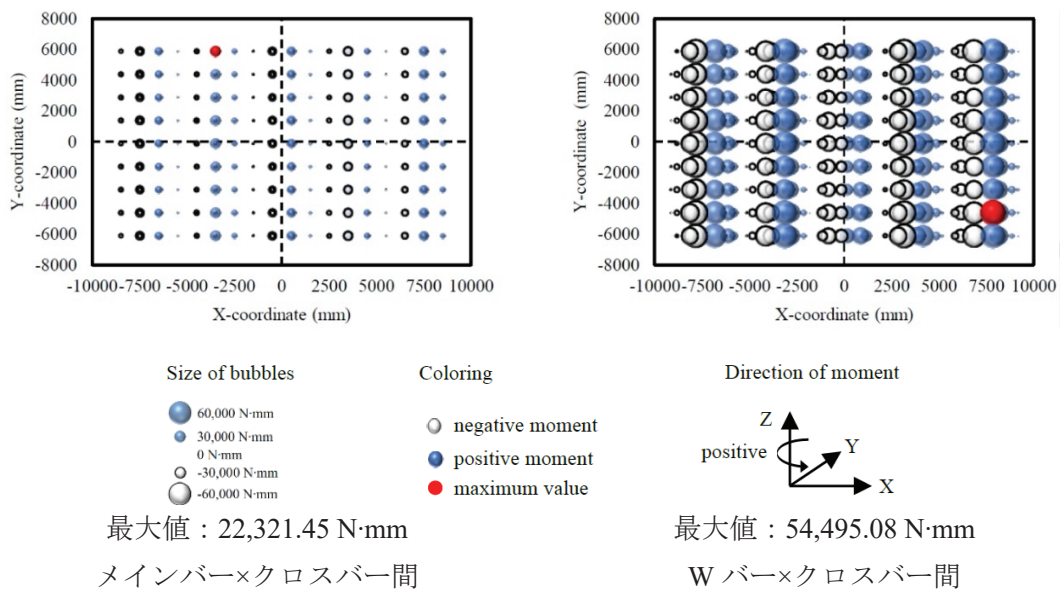


図 5.10 回転ばねの回転モーメント分布 (Y 方向荷重)

図 5.7~5.10 より以下の 4 点が分かる。

1. X 方向荷重の場合、Y 方向に沿って回転モーメントは変化しているが、X 方向に沿ってほぼ均一である (図 5.8)。
2. X 方向荷重の場合、天井の両端に配置されたクロスバーにある回転ばねの回転モーメントは大きく、天井の中心寄りに配置されたクロスバーにある回転ばねの回転モーメントは非常に小さい (図 5.8)。これは、メインバー (もしくは W バー) とクロスバーの交差している部分のうち、その一番外周の部分はキャンティレバーと見され、回転モーメントは最大となる。
3. Y 方向荷重の場合、X 方向に沿って回転モーメントは変化しているが、Y 方向に沿ってほぼ均一である (図 5.10)。
4. Y 方向荷重の場合、回転モーメントはある一定のルールによって増減している (図 5.10)。補強下地材に近ければ、回転ばねの回転モーメントが大きくなり、補強下地材から離れば小さくなる傾向を示している。これは、荷重時に補強下地材も水平荷重に抵抗にし、補強下地材付近で応力が集中していたためと考えられる。

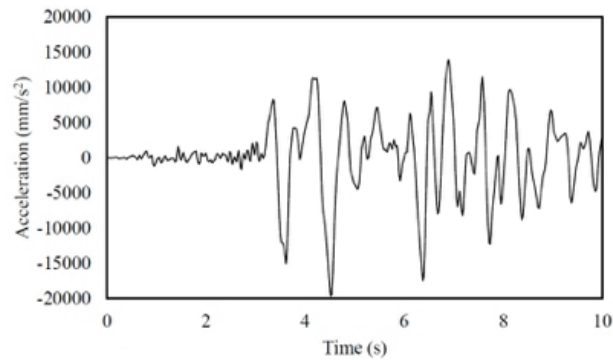
図 5.8 と図 5.10 に示した変形の特徴は、それぞれ図 5.7 と図 5.9 に一致している。

X 方向荷重及び Y 方向荷重の両場合で、メインバー×クロスバー間、W バー×クロスバー間の回転ばねの回転モーメントの最大値はそれぞれ 22,321.45 N·mm、54,495.08 N·mm (Y 方向荷重) であり、許容相当モーメント以内であるため、大地震時でもメインバー×クロスバー間、W バー×クロスバー間のねじ接合部分の破壊による天井の脱落がないと考えられる。

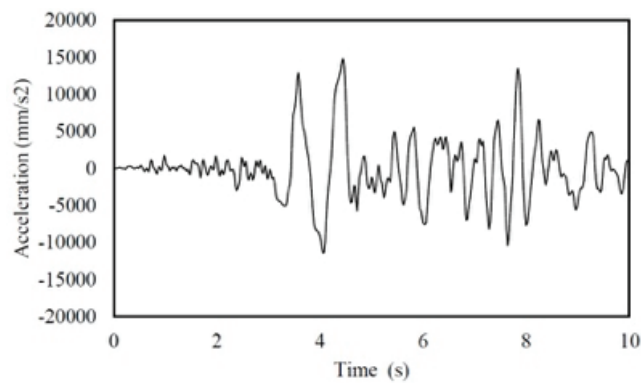
5.3. 地震応答解析

5.3.1. 解析条件

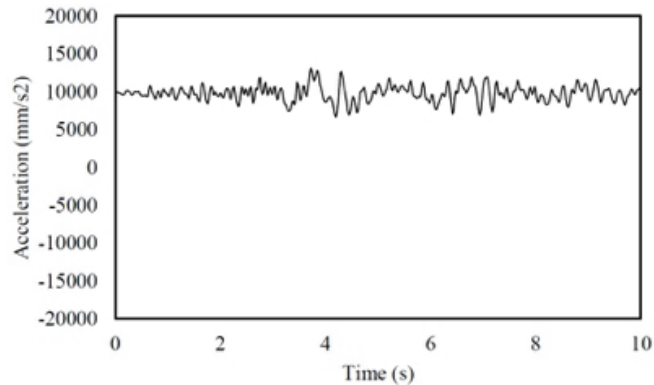
5.2 節で新耐震システム天井の一例に対して静的解析を行い、その耐震性を評価した。本節では、地震時の新耐震システム天井の振る舞いを確認するために、5.2 節と同様なシミュレーションモデルに対して、JMA 神戸波を例題として 3 次元に入力し、地震応答解析を行う。JMA 神戸波とは、1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震で神戸地方気象台において観測された波形で、最大加速度が 818 cm/s^2 (約 0.83G) である。



(a) NS (=X 方向)



(b) EW (=Y 方向)



(c) UD (=Z 方向)

図 5.11 入力地震波形

図 5.11 に入力地震波形を、図 5.12 に入力方向を示す。波形の NS、EW、UD はそれぞれシミュレーションモデルの X、Y、Z 方向とする。地震時に、振動は地盤から建築物、建築物から天井へ伝播し、加速度は増幅されるため、地盤に対する天井面の増幅は 2.4 倍と仮定し、NS 及び EW 波形を一律に 2.4 倍にした。また、天井は重力加速度にも影響されるため、UD 方向の波形に重力加速度を足した。解析時間を短縮するために、地震が観測された 29 s からの 10 s 間の波形を抽出し、入力地震波形とした。

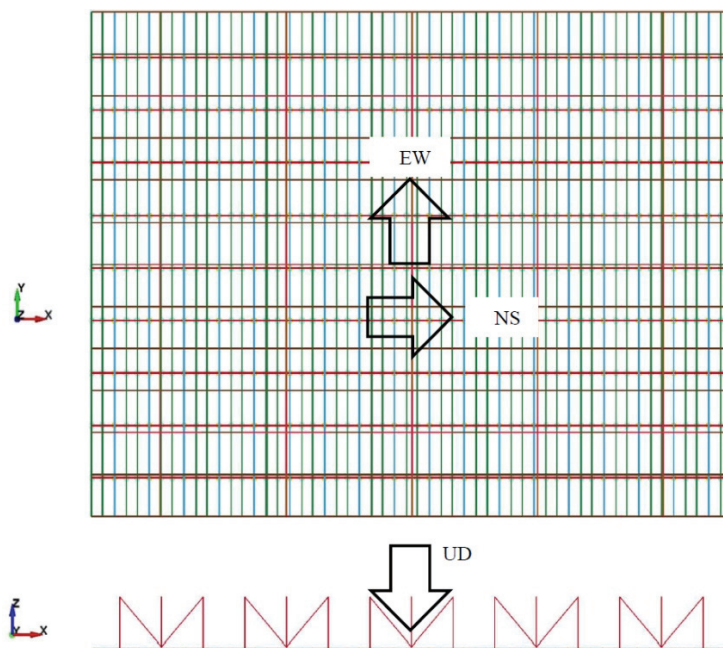
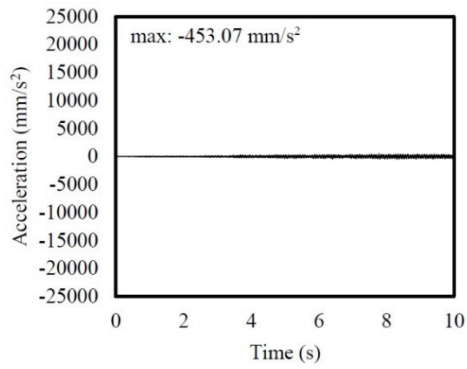


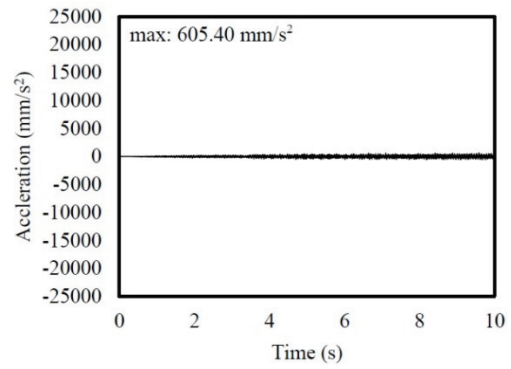
図 5.12 入力方向

5.3.2. 地震応答解析の結果

図 5.13 に、N1、N4 及び N8 (図 5.5 を参照) の時刻歴応答加速度を示す。各節点の結果は、0.02 s 刻みで出力されている。最大応答加速度は $24,108.19 \text{ mm/s}^2$ (N4、Y 方向) である。図 5.14 に、N1、N4 及び N8 の時刻歴応答変位を示す。最大変位は約 7.76 mm (N4、X 方向) である。静的解析と同様に、ブレースの交点に位置する N1 は終始ほぼ振動しなかった。一方、天井面の一番端 (コーナー) 位置する節点振動は、ほかの位置より激しいことが確認された。斜め部材 4 組に囲まれた位置 N8 は、N4 と似たようなふるまいを示したが、振動が小さな範囲内で抑えられた。

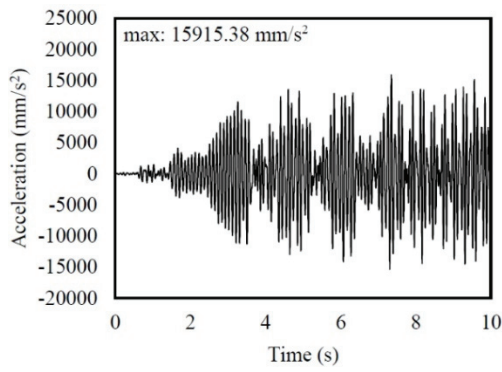


X direction

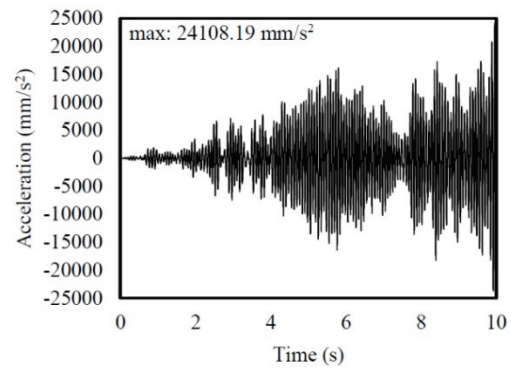


Y direction

(a) N1

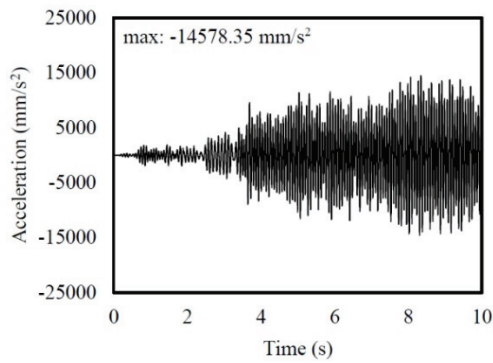


X direction

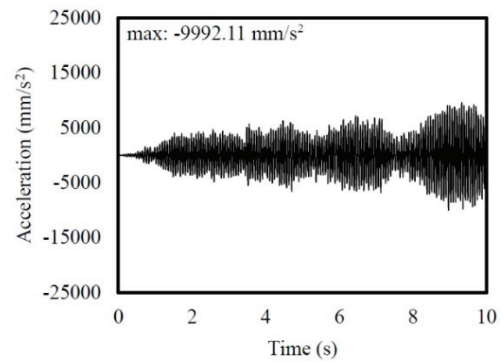


Y direction

(b) N4



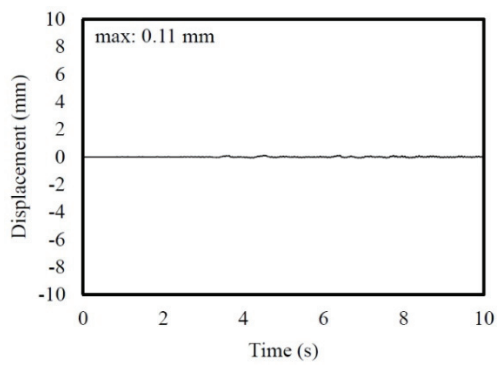
X direction



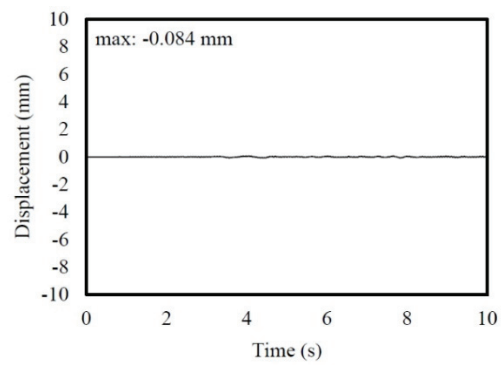
Y direction

(c) N8

図 5.13 時刻歴応答加速度

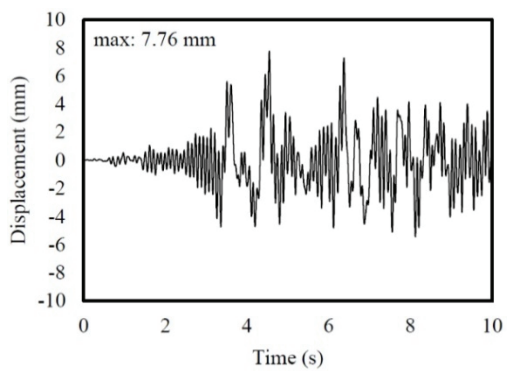


X direction

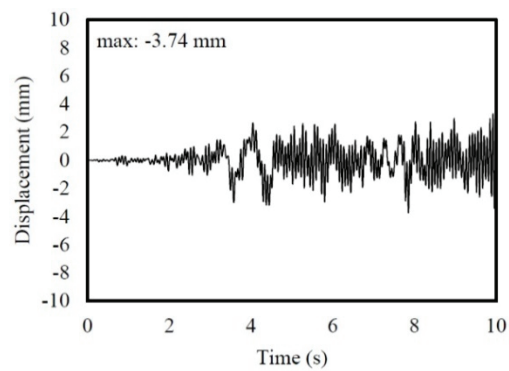


Y direction

(a) N1

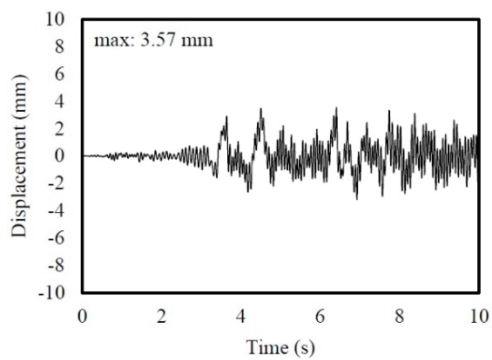


X direction

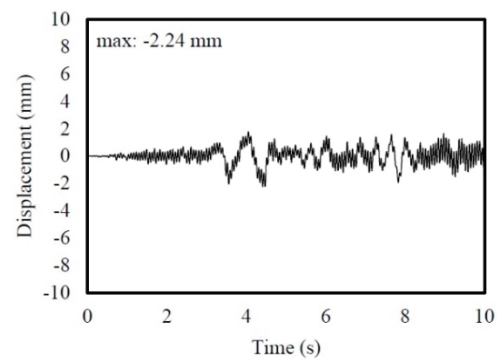


Y direction

(b) N4



X direction



Y direction

(c) N8

图 5.14 時刻歴応答変位

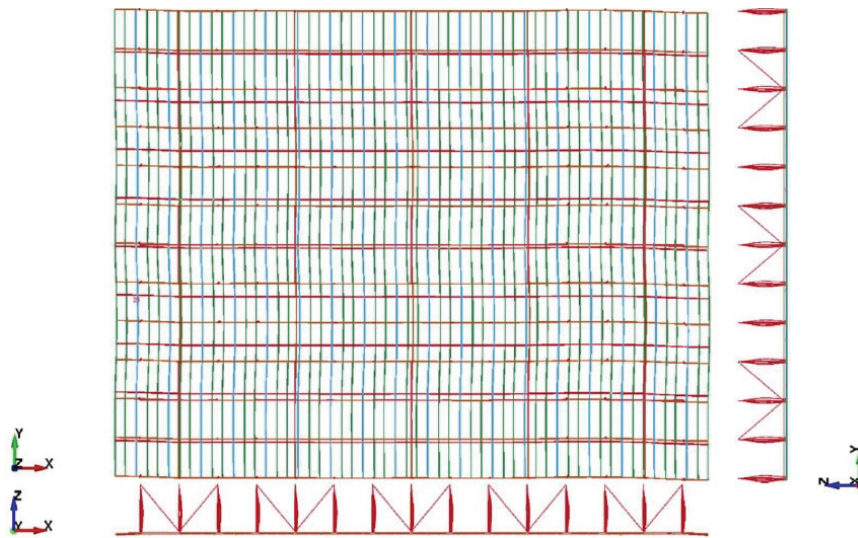


図 5.15 水平変位が最大時の変形様子（変位スケール：50 倍）

図 5.15 に最大水平変位が約 7.76 mm (N4、Y 方向) のときの変形様子を 50 倍にしたものである。図 5.16 に最大変位時の、図 5.17 に応答加速度が最大時の回転ばねの回転モーメント分布を示す。図 5.16 では、回転ばねの回転モーメント分布は静的解析時のふるまい (X 方向載荷時) と相似しているが、端部における回転ばねの回転モーメントは静的解析のときより大きく、一方向載荷より 3 次元載荷のほうがねじ接合部に応力が集中していることが確認された。図 5.17 から、地震時に応力が同一部材に集中する可能性があることが確認された。

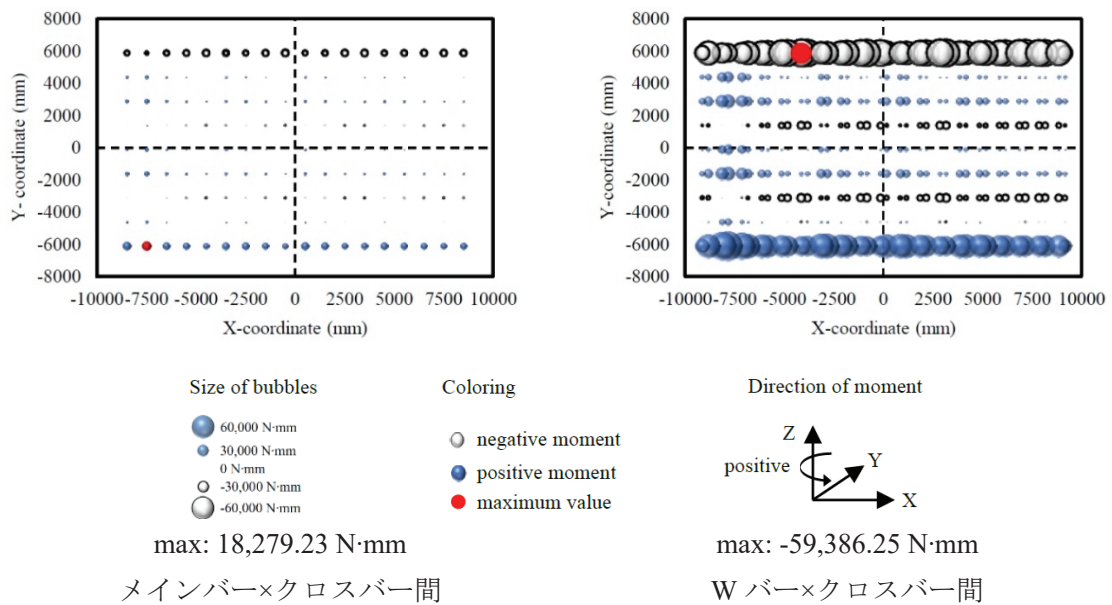


図 5.16 回転ばねの回転モーメント分布（応答変位が最大時）

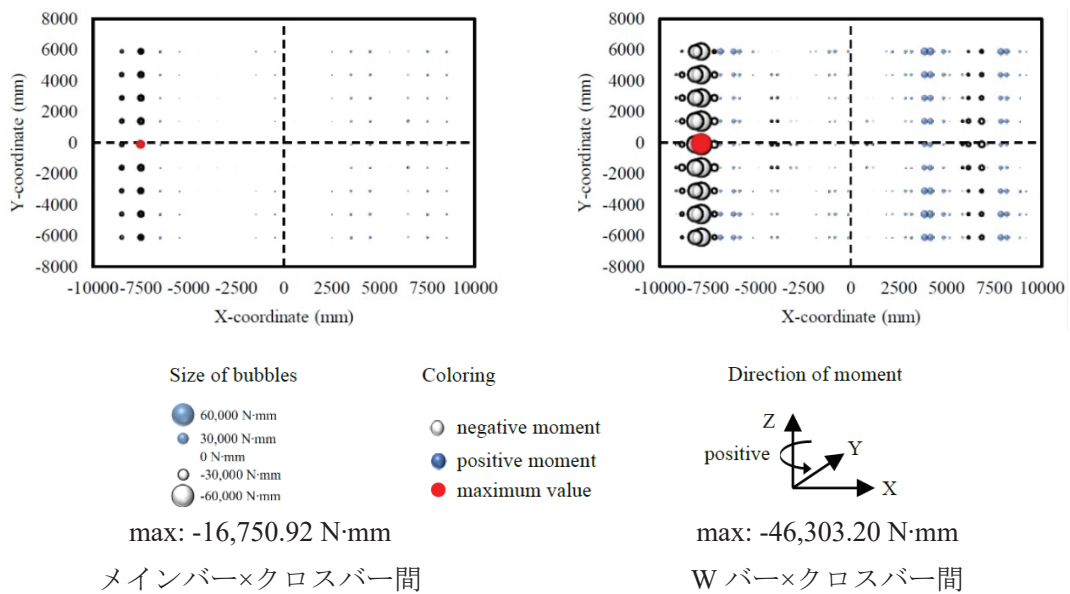


図 5.17 回転ばねの回転モーメント分布 (応答加速度が最大時)

5.4. 結論

本章では、天井面の面積が 264 m^2 を有する新耐震システム天井のシミュレーションモデルを提案した。解析汎用ソフト LS-DYNA を用いて、新耐震システム天井の耐震性を静的解析で評価した。同時に、JMA 神戸波を入力し、新耐震システム天井の地震時の振る舞いを一例として初めて確認した。静的解析では、新耐震システム天井は、国土交通省が要求された基準より耐震性が確認されただけでなく、ねじ接合部分 (回転ばね) の回転モーメント分布が定量化された。地震応答解析では、応答加速度が最大の場合と水平変位が最大時のねじ接合部分の回転モーメント分布の比較より、天井の地震時と一方向に载荷する場合のそれぞれの振る舞いは、必ずしも一致しないことが確認できた。

6. 結論

本論文は、新耐震システム天井を研究対象とし、有限要素法を用いて、天井面の面内剛性を確認できる方法およびシミュレーションモデルの構築を提案した。

1章に示した通り、新耐震システム天井に使用される天井面構成部材は従来のシステム天井に使用されるものと比べ、断面そのものが異なるだけでなく、部材間（メインバー×クロスバー、Wバー×クロスバー）で、ねじで止められる点も大きく異なる。このため、従来のシステム天井を対象とした研究で得られたせん断力や引抜き力等による接合金物の脱落条件は、本研究において適用できない。

2章に、天井ユニット試験に基づいて、ブレース材の座屈解析をシェル要素モデルで行った。天井面構成部材の面内および面外変形を考慮しなかったため、新耐震システム天井の実験結果を表現するには、解析において剛性を0.09倍にする必要があることが分かった。

本論文では、新耐震システム天井の下地材のねじ接合部に着眼し、シェル要素モデルでねじ接合部の回転剛性を確定し、ねじ接合部を回転ばねに置き換え、技術基準の解説に定められた方法に基づき、回転ばねの回転特性を決定して天井ユニットに適用する解析手法を提案し、その有効性を確認できた。

3章に天井下地材がなす十字型骨組試験およびシミュレーションモデルを説明した。シェル要素では、支圧応力によるねじ接合部周辺の変形を、ねじ穴周辺部分の塑性化とみなし、その物理特性を試行錯誤で確認した。ビーム要素モデルでは、ねじ接合部を回転ばねに置き換えた。回転ばねの特性は、シェル要素モデルで得られた解析結果を用いて、技術基準の解説に提示された方法で決定した。載荷節点の荷重-変位関係から、この手法を用いて作成されたシミュレーションモデルは、微小変形範囲内では、実験を再現できた。両要素での解析結果の比較より、本論文で提示された回転ばねの置き換えにより、シェル要素モデルからビーム要素モデルに適切に置き換えられることが確認できた。

4章に、3章で提案された回転ばね特性を用いて、天井ユニットの面内せん断試験をビーム要素でシミュレーションを実施した。ねじ接合部以外の接合部はすべて剛体とした。実験結果と比較した結果、3章で提案されたねじ接合部のモデル化方法と回転ばねに置き換える時の回転ばね特性の算出の方法の妥当性が確認できた。

5章に、4章の天井ユニットに基づき、天井面の面積が264 m²を有する新耐震システム天井の耐震性を静的解析で評価した。3.3 G（大地震想定）に相当する荷重が載荷時に、評価対象となる節点の最大水平変位が10 mm以内に抑えられる耐震性を有している結果となった。また、回転ばね（＝ねじ接合部分）に作用する回転モーメントの分布より、新耐震システム天井の荷重を受けるときの特徴も確認された。また、新耐震システム天井の地震時の振る舞いを確認するために、JMA 神戸波を用いて入力した。解析結果から、回転ばね（＝ねじ接合部分）に作用する回転モーメントの分布は、静的解析と地震時応答解析がそれぞれの特徴を一例として確認でき、天井の開発・改良において、シミュレーションモデルによる分析は必要であることを提示した。

以上より、本論文で提案したアプローチで、新耐震システム天井の耐震性がシミュレーションにおいて確認する可能性を提示した。

謝辞

研究全般にわたり、主指導教員である永野康行教授より厳しいご指導を頂き、深く感謝いたします。本研究を遂行に際して、阪口正一様を含む旭ビルト工業株式会社の方々と共同研究に参加させて頂いて、本研究に必要な不可欠な部材断面や配置、実験データを頂きました。誠に感謝いたします。また、シミュレーションモデルを作成に際して、株式会社 JSOL の猿渡智治様より多大なご助言を頂きまして、ここに御礼を申し上げます。本研究は、2017 年度に日本鋼構造協会より助成金を頂き、学会に参加でき、天井に関する研究の現状を把握できまして、感謝いたします。

研究を行う傍らに、旭ビルト工業株式会社が開発された新工法の吊り天井の技術認証を受けるための資料等を作成させて頂いて、貴重な実務経験が得られました。ここに、参加させて頂いた旭ビルト工業株式会社の阪口正一様、日本建築総合試験所の安井信行部長、北條建築構造研究所の北條稔郎会長および主指導教員である永野康行教授に感謝の意を表します。

また、本論文を執筆するに際して、株式会社オクジューの熊本辰視社長をはじめ、宇仁文彦役員、高岡昌史部長及びほかの方々よりご理解を頂き、深く感謝します。

最後に、博士前期課程（前修士課程）より博士後期課程の9年にわたり、指導して下さった先生方々に御礼を申し上げます。

参考文献

- [1] 国土交通省住宅局建築指導課長：国住指第 357 号「芸予地震被害調査報告の送付について（技術的助言）」，2001.6.1
- [2] 国土交通省住宅局建築指導課長：国住指第 2402 号「大規模空間を持つ建築物の天井の崩落対策について（技術的助言）」，2003.10.15
- [3] 国土交通省住宅局建築指導課長：国住指第 1337 号「大規模空間を持つ建築物の天井崩落対策について」，2005.8.19
- [4] 国土交通省住宅局建築指導課長：国住指第 1427 号「地震時における天井の崩落対策の徹底について（技術的助言）」，2005.8.26
- [5] 国土交通省，国土交通省告示第 282 号「建築物の定期調査報告における調査及び定期点検における点検の項目、方法並びに結果の判断基準並びに調査結果表を定める件」，2008.3.10
- [6] 瀬川滋：「強度計算が不十分」、ミューザ川崎の天井崩落，日経アーキテクチュア，2011.9.27，<https://tech.nikkeibp.co.jp/kn/article/building/news/20110922/552852/>（2019.12.6 アクセス）
- [7] 国土交通省：国土交通省告示第 771 号「特定天井及び特定天井の構造耐力上安全な構造方法を定める件」，2013.8.5
- [8] 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所，一般社団法人新・建築士制度普及協会：建築物の天井脱落対策に係る技術基準の解説，2013.10
- [9] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震による建築物等被害第十四次調査報告（速報）（自治体体育館等の特定天井を中心とした非構造部材の被害調査），2016.11.30
- [10] 京都災害対策本部：大阪府北部の地震の被害状況について（第 19 報），2018.7.5，https://www.pref.kyoto.jp/kikikanri/news/documents/torimatome3007051400_1.pdf（2019.12.6 アクセス）
- [11] 仙台市役所：市民図書館の天井材落下による臨時休館のお知らせ，2018.7.14，https://www.city.sendai.jp/kikakune/180714_rinjikyukan.html（2019.12.6 アクセス）
- [12] Ryu, K.P. and Reinhorn, A.: Experimental study of large area suspended ceilings, *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 23(6), pp.1001~1032, 2017.
- [13] Lu, Y., Mosqueda, G., Han, Q.H. and Zhao, Y.F.: Shaking table tests examining seismic response of suspended ceilings attached to large-span spatial structures, *Journal of Structural Engineering*, Volume 144(9), 2018.
- [14] Sasaki, T., Aoi, A., Kajiwara, K., Tagawa, H. and Sato, D. : Collapse mechanism of wide-area suspended ceiling based on full-scale shake table experiment of school gymnasium, *16th World Conference on Earthquake Engineering (Santiago, Chile)*, 2017.1.

- [15] Fiorino, L., Bucciero, B. and Landolfo, R.: Evaluation of seismic dynamic behaviour of drywall partitions, façades and ceilings through shake table testing, *Engineering Structure.*, Volume 180, pp.103~123, 2019.2.
- [16] Gilani, A.S.J., Takhirov, S.M. and Straight, Y.: Evaluation of seismic performance of suspended ceiling systems using dynamic testing and finite element analysis, *16th World Conference on Earthquake Engineering (Santiago, Chile)*, 2017.1.
- [17] 稲井慎介, 石原直, 渡壁守正, 森田泰弘, 脇山善夫, 喜々津仁密: 静的面内圧縮力を受ける鋼製下地吊り天井の力学特性, *日本建築学会技術報告集*, 第 21 巻第 48 号, pp.455~460, 2015.6
- [18] 中田紗綾, 下氏亮介, 濱崎源記, 小林俊夫, 荒井智一, 相原正史: 壁支持システム天井の耐震性に関する研究, *日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)*, pp.1019~1020, 2019.9
- [19] 磯部大吾郎, 藤原嵩士, 山下拓三, 田川 浩之, 佐々木智大, 有限要素法を用いた大規模空間吊り天井の脱落被害再現シミュレーション, *日本建築学会構造系論文集*, 第 82 巻, 第 741 号, pp.1727-1736, 2017
- [20] 大村浩之, 山下拓三, 磯部大吾郎: 天井落下シミュレーションを用いた体育館吊り天井の耐震化方法に関する検討, *日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)*, pp.1009~1010, 2019.9
- [21] Mizushima, Y., Mukai, Y., Namba, H., Taga, K. and Saruwatari, T.: Super-detailed FEM simulations for full-scale steel structure with fatal rupture at joints between members - Shaking-table test of full-scale steel frame structure to estimate influence of cumulative damage by multiple strong motion: Part 1, *Japan Architectural Review*, Volume 1(1), pp.96-108, 2018.
- [22] 上條楓, 品田真優, 元結正次: グリッドタイプシステム天井における接合部の力学的特性 その2 クロス接合部引張試験における損傷性状と数値解析モデル, *日本建築学会大会学術演梗概(中国)*, pp.913~914, 2017.8
- [23] 泉聡志, 武太地, 木村成竹, 酒井信介: 三次元有限要素法による軸方向外力作用下でのボルト・ナット締結体のゆるみ挙動解析, *日本機械学会論文集(A編)* 73巻 732号, 2007.8
- [24] Zhilun Lyu, Masakazu Sakaguchi, Tomoharu Saruwatari and Yasuyuki Nagano, "Tests of integrated ceilings and the construction of simulation models", *Advances in Computational Design*, Volume 4(4), pp.381~395, 2019
- [25] Zhilun Lyu, Masa,kazu Sakaguchi, Tomoharu Saruwatari and Yasuyuki Nagano, "Static and seismic response analyses of new seismic integrated ceiling using FEM", *Advances in Computational Design*, Volume 6(4), pp.279~299, 2021