

## 第5章 材料等

### 5.1 CLT パネルのめり込み性能

#### 5.1.1 試験体概要、試験方法

集成材、CLT 共に工場で作製された。集成材の寸法は、高さ×幅×長さ(mm)はそれぞれ 600×150×150(mm)の 5 層構成とした。CLT の寸法は、高さ×幅×長さ(mm)はそれぞれ 150×150×200(mm)の 5 層 5 プライ構成とした。試験体に用いた材料の樹種は、集成材はオウシュウアカマツ、CLT はスギを用いた。全ての試験体は試験前に 20℃、平衡含水率 12-14%に調整している。

この試験では、試験を 5 つのグループに分けることができる。CLT と集成材の接触方向で、L・T、CLT の集成材に対する向きで、垂直・平行の 2×2=4 種類を想定することができる。鋼板を用いた圧縮はコントロールとした。1 種類ごとに 6 体の試験体を与えた。4 体は通常の部分圧縮試験に、2 体はデジタル画像相関試験に用いた。L の CLT は 3 層、T の CLT は 2 層の有効層をそれぞれ持つ。CLT は集成材の中央に置き、試験中、ヘッドスピードを低速で CLT に垂直に荷重をかけた。CLT と集成材の変形を測定するために CLT の上側端部 4 ヶ所に変位計を取り付けた。図 5.1-1 は試験グループを、図 5.1-2 は試験体配置図を示す。

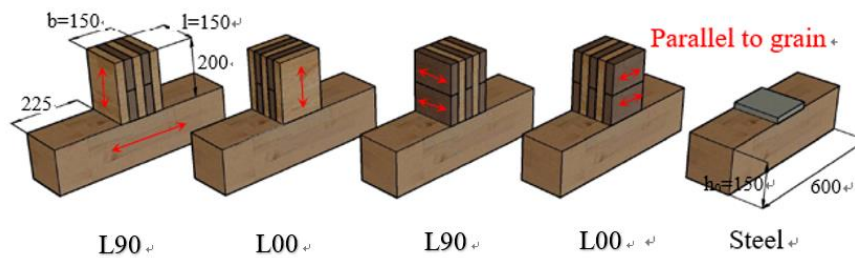


図 5.1-1 部分圧縮試験のグループ分け

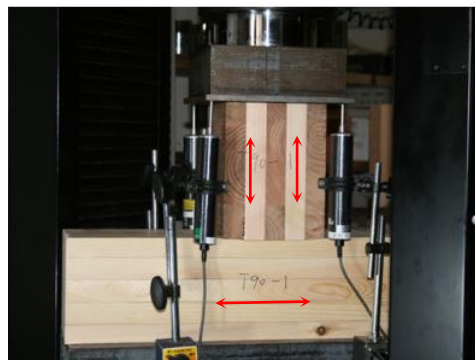


図 5.1-2 試験体配置

### 5.1.2 データ処理方法

木材の強度評価手法に基づき、降伏荷重を求め、全面積で除した応力と有効面積で除した降伏応力を求めた。加えて、ヤング係数も計算した。

$$f_{c,90,y} = \frac{F_{ult}}{b \times l} \quad (5.1-1)$$

$$f_{c,90,y} = \frac{F_{ult}}{b \times l} \quad (5.1-2)$$

$$E_{c,90} = \frac{(F_{40} - F_{10})h_0}{(w_{40} - w_{10})bl} \quad (5.1-3)$$

### 5.1.3 試験結果

図 5.1-4 はそれぞれのグループの荷重-変形関係を示した。0mm からそれぞれ 0.5、1、1.5、2mm 程移動し、それぞれの曲線を分離して挙動の違いを明確にしている。初期から多少の非線形性を示しつつ、降伏点を迎え、その後緩やかな荷重上昇し、設定した変形の限界値 10mm を超えた程度で終了した。表 5.1-1 に計算結果を示した。

表 5.1-1 集成材の圧縮強さとヤング係数

No.	Group	$f_{c,90,y}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,90,y,eff}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{c,90}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	L00	5.65	9.41	568.73
2	L90	5.81	9.69	604.78
3	T00	5.56	13.90	535.09
4	T90	5.66	14.16	566.92
5	鋼材	6.65	6.39	600.35

デジタル画像相関法 (DIC) は、計測対象にふった点の移動量と荷重の関係を追うことで、視覚的に内部応力の分析を可能とする方法である。図 5.1-5 に集成材の内部のひずみ分布を示した。集成材を 5 つの区画に分類して画像を処理した。分類分けは、集成材-CLT の接地面側の表層から 10mm,45mm,75mm,105mm,140mm で分け、それぞれ層 1,層 2,層 3,層 4,層 5 とした。

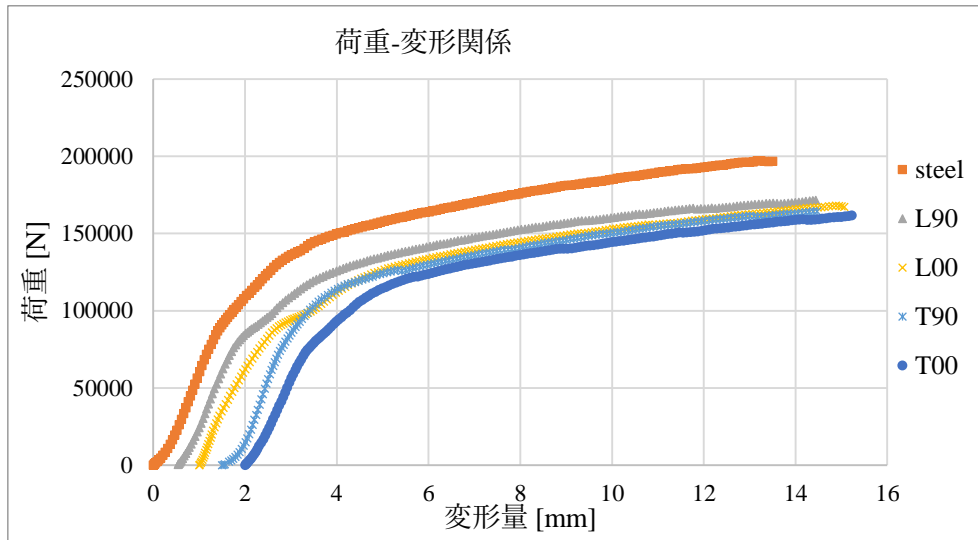


図 5.1-4 部分圧縮試験の荷重-変形関係

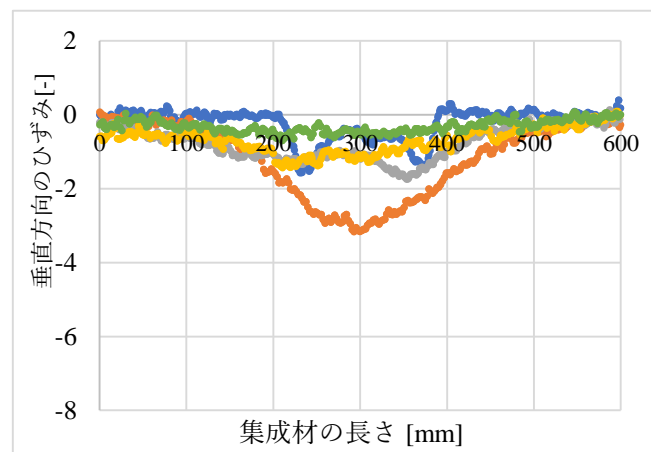
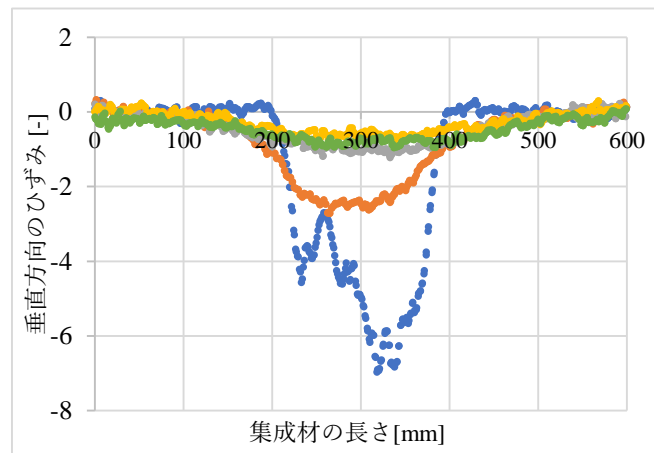


図 5.1-5 垂直方向に沿った内部ひずみ分布(青:層 1, 橙:層 2, 灰:層 3, 黄:層 4, 緑:層 5)

図 5.1-6 は試験を通しての損傷を示す。写真 a は集成材の表面の割れを示す。写真 b と c は CLT のそれぞれの層の荷重の伝搬能力が分かる。写真 d は端での割れの様子を示している。



(a)



(b)



(c)



(d)

図 5.1-6 試験中の典型的な損傷

GOM はデジタル画像の処理を支持するソフトウェアである。これを用いて、図 5.1-7 の画像は DIC 試験画像を処理した。これら全ての写真は部分圧縮の試験終了時の様子を示す。これらの画像を撮った際の変位は約 15mm である。

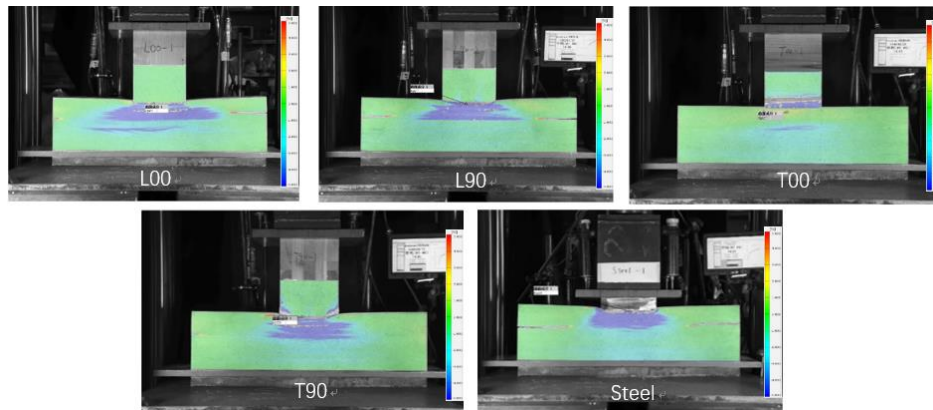


図 5.1-7 処理した DIC 試験の画像

#### 5.1.4 試験結果の考察

##### 5.1.4.1 加圧板が CLT の圧縮グループ内での比較

それぞれの CLT 層内で機械的な特徴が現れている。加圧 CLT を直角に配置すると、部分圧縮強さは平行に配置した時の値よりも高い。これは、支持できる周囲の繊維の変化している領域によって起きている可能性がある。加圧 CLT が平行に配置されると、いくつかの層しか支持する役割を担わない。一般的に、有効層と呼ぶ。有効層の向きの変化が、支持することができる集成材の繊維の領域の増加や減少を引き起こすのだろう。図 5.1-8 に単純化した予想図を示す。

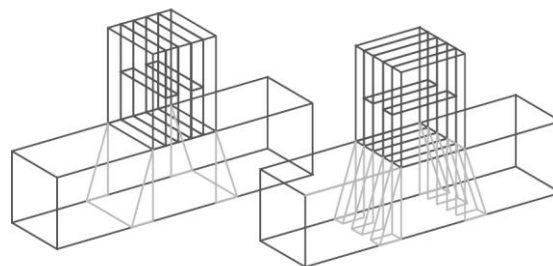


図 5.1-8 CLT によって圧縮を受ける効果的領域の予測

DIC 試験の結果から、CLT の外層が直交層である T グループにおいて、ほとんどの損傷と変形が加圧 CLT の直交層で起きたことが分かった。一方で、L グループの CLT は良い性能を示している。T グループの集成材の初期応力は L グループの初期応力よりも小さかった。

##### 5.1.4.2 CLT を用いた圧縮と鋼板を用いた圧縮の比較

表 5.1-1 を見ての通り、CLT 圧縮から得た  $f_{pc,90}$  は鋼板を用いて出した  $f_{pc,90}$  よりも差は 20% 以内と小さかった。DIC テストの結果から見て取れるが、主な理由は、加圧 CLT の実質的な加圧面積である繊維平行方向より、より大きい支持領域となったことと考えられる。

### 5.1.5 まとめ

- 1) 直角方向グループの部分圧縮強さとヤング係数は平行方向グループのそれらの値より高い値である。
- 2) CLT が鉛直荷重の支持要素として使われると、CLT の直交層は低い荷重伝達能力を与える。
- 3) CLT の外層として平行層を用いると、適用された荷重の増加に伴って、集成材から損傷が始まる。しかし、外層として直交層を用いると損傷は CLT から起こる。
- 4) CLT によって圧縮を受けると、集成材の中央部分で最大応力となる。鋼板で圧縮をすると、表層部分が最大応力となる。

## 5.2 2方向床版の構造計算方法

### 5.2.1 検討概要

平 13 国交告第 1024 号において一部の CLT パネルについて強軸および弱軸の面外曲げ応力に対する基準強度が規定され、強軸・弱軸の 2 方向に同時に面外曲げを受ける CLT パネルの設計が法的に可能となった。これを受けて、2 方向面外曲げを受ける CLT パネルの応力算出方法、断面検定方法を提示する必要がある。本検討においては、以下の 2 点について検討を行う。

◇ CLT パネルを格子梁モデルに置換することとし、主として面外剛性を指標として格子梁の断面、間隔の適正值について検討を行う。

◇ FEM モデルを用いた解析値との比較等により格子梁応力を CLT パネルの応力度に変換する方法について検討する。

### 5.2.2 既往の研究概要

CLT パネルを格子梁モデルに置換することの妥当性は文献 5.2-1)で確認されている。文献 5.2-1)の概要を以下に示す。

- CLT パネルの面外方向の弾性変形性能について、6000mm×2700mm×150mm (Mx60-5-5、表層の繊維方向は長辺方向と平行) の床パネルを対象に実験を行い、CLT パネルを図 5.2-1 に示す格子梁モデルに置換した解析モデルの解析結果と比較を行った。
- CLT パネルの断面性能は、表 5.2-1 中の「No.1」と「No.2」(いずれも 2 辺支持) の実験結果と解析結果のたわみ分布が概ね一致するように設定する。具体的には、実験結果のたわみ分布と解析結果が概ね一致するような面外曲げ剛性を試行錯誤して設定<sup>\*</sup>する。
- 上記の手法を用いた解析結果は、支持条件を変更した「No.3」と「No.4」においても実験結果と比較的よく適合する。

<sup>\*</sup>最外層ラミナ：8.0kN/mm<sup>2</sup>、その他の層のラミナ：6.5kN/mm<sup>2</sup>

上記のラミナのヤング係数を用いて、文献 5.2-2) に従い算出した CLT パネルの面外曲げヤング係数は下記の通りである。

強軸方向  $E_1$ ：6712N/mm<sup>2</sup>、弱軸方向  $E_2$ ：1248N/mm<sup>2</sup>

なお、文献中には面外せん断剛性には触れられていないため、解析においては面外せん断変形を考慮していないものと推察される。

表 5.2-1 支持条件および荷重一覧

試験体番号	No.1	No.2	No.3	No.4
支持条件	短辺 2 辺支持	長辺 2 辺支持	3 辺支持	4 点支持
概要図				
荷重	1.0kN/m <sup>2</sup>	1.5kN/m <sup>2</sup>	1.0kN/m <sup>2</sup>	0.5kN/m <sup>2</sup>

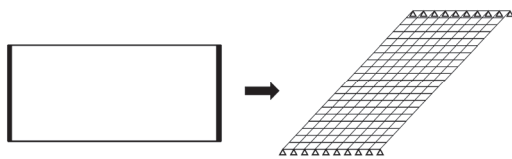
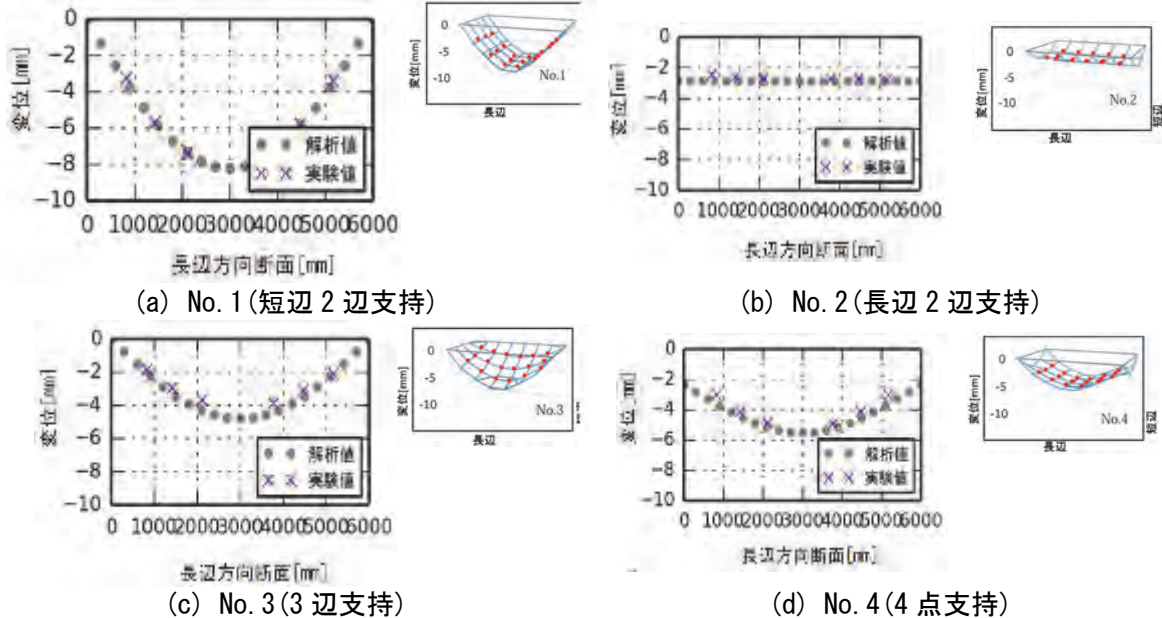


図 5.2-1 モデル化の概要



<sup>\*</sup>各図の右上は文献中の実験結果を示している。

図 5.2-2 実験結果と解析結果の比較 5.2-1)



### 5.2.3 FEM モデル

#### (1) モデル化の概要

FEM 解析におけるモデル化において、床パネルは直交異方性シェル要素でモデル化を行う。このとき、メッシュの分割数が解析結果に影響を与える。そこで、メッシュ分割数による各支持条件の最大たわみの変動が 1%未満となるメッシュ分割数を調べ、そのときの文献 5.2-1)の実験結果より得られる各支持条件の最大たわみが概ね一致していることを確認する。各支持条件を表 5.2-2 に示す。解析モデルの概要は以下の通りである。

- ・ 床パネルの大きさは 6000mm×2700mm×150mm で、シェル要素でモデル化を行う。
- ・ メッシュは 100×100mm で分割\*を行う。
- ・ 床パネルは Mx60-5-5 とし、面外方向の材料特性は 5.2.2 節より表 5.2-3 に示す通りとする。
- ・ 荷重は面荷重で入力を行う。

※50×50mm で分割を行った場合で、最大たわみの相違は 0.03%以下であった。

表 5.2-2 支持条件および荷重一覧

試験体番号	No.1	No.2	No.3	No.4
支持条件	短辺 2 辺支持	長辺 2 辺支持	3 辺支持	4 点支持
概要図				
荷重	1.0kN/m <sup>2</sup>	1.5kN/m <sup>2</sup>	1.0kN/m <sup>2</sup>	0.5kN/m <sup>2</sup>

表 5.2-3 面外方向の材料特性

強軸方向	弱軸方向
ヤング係数 $E_1$ : 6712N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 $E_2$ : 1248N/mm <sup>2</sup>
せん断弾性係数 $G_1$ : - (せん断変形を考慮しない)	せん断弾性係数 $G_2$ : - (せん断変形を考慮しない)

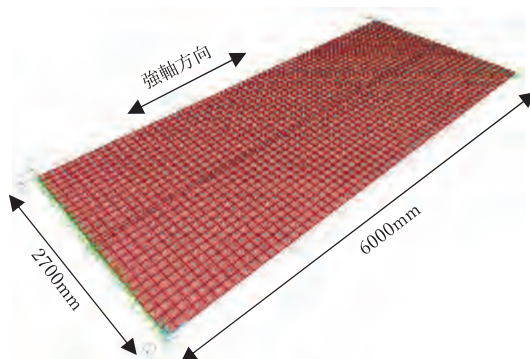
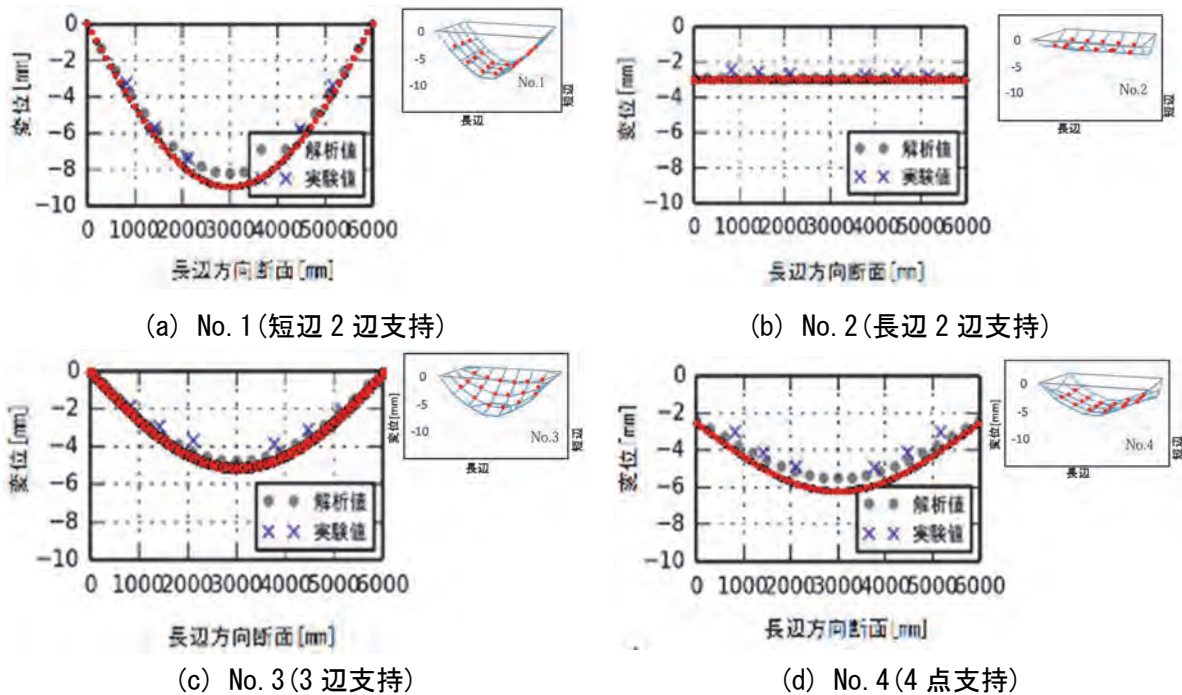


図 5.2-3 FEM による解析モデル (短辺 2 辺支持の場合)

## (2) 解析結果及び考察

長辺方向中央部のたわみ分布について、文献 1)で示されている実験値及び解析結果と FEM 解析結果の比較を図 5.2-4 に示す。文献 1)の解析値と実験値に対して、上記の解析結果は、「No.2」と「No.3」は比較的良好に一致していることが図 5.2-4 より分かる。「No.1」と「No.4」はたわみがやや大きく評価されているが、概ね一致しており、FEM モデルの妥当性が確認された。



凡例 × : 実験値、 ● : 文献 1) の解析値、 ● : FEM モデルの解析値、  
 ※各図の右上は文献 5.2-1)中の実験結果を示している。

図 5.2-4 実験結果と解析結果の比較

### (3) FEMモデルの解析結果の曲げ変形とせん断変形の分離

前節まで床版の曲げ変形のみを対象としているが、設計においてはせん断変形の影響も考慮する必要がある。そこで、既往の実験結果 5.2-1)より得られるたわみ分布と概ね一致するように、床版の強軸方向と弱軸方向の面外方向のヤング係数  $E$  とせん断弾性係数  $G$  を設定し、曲げ変形とせん断変形の分離を試みる。

面外方向の材料特性を表 5.2-4 に示す。面外方向の  $E$  と  $G$  は文献 5.2-2) に従い算出した。このときの最外層ラミナとその他の層のラミナのヤング係数は下記を値を設定した。

最外層ラミナ :  $10.0\text{kN/mm}^2$ 、その他の層のラミナ :  $9.0\text{kN/mm}^2$

なお、せん断変形について、CLT パネルは平行層と直交層で構成されているのに対し、数値解析においては強軸方向と弱軸方向で異なる長方形断面を有するシェル要素でモデル化を行っている。そのため、長方形断面のせん断変形における形状係数と CLT パネルの応力度分布係数  $\beta$  の違いを考慮して、式(5.2.1)のように  $G$  の補正を行った。

$$G' = G \cdot \frac{\kappa}{\beta} \quad (5.2.1)$$

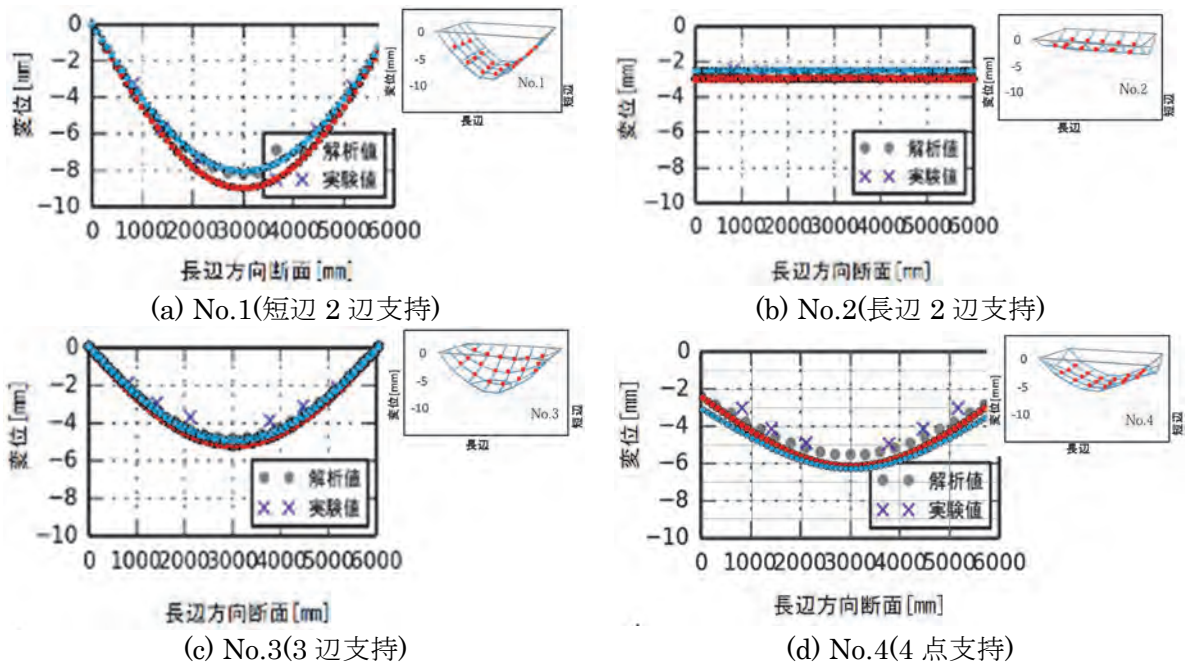
ここで、 $G$  : CLT パネルのせん断弾性係数

$\kappa$  : 長方形断面におけるせん断変形の形状係数で 1.2

$\beta$  : CLT パネルの応力度分布係数で Mx60-5-5 の強軸方向で 1.257、  
Mx60-5-5 の弱軸方向で 2.308

表 5.2-4 面外方向の材料特性

強軸方向	弱軸方向
ヤング係数 $E_1$ : $7912\text{N/mm}^2$	ヤング係数 $E_2$ : $1872\text{N/mm}^2$
せん断弾性係数 $G_1$ : $82.19\text{N/mm}^2$ $G_1'$ : $78.47\text{N/mm}^2$	せん断弾性係数 $G_2$ : $40.91\text{N/mm}^2$ $G_2'$ : $21.27\text{N/mm}^2$



凡例  $\times$  : 実験値、 $\bullet$  : 文献 1 の解析値、 $\bullet$  (赤) : 曲げ変形のみ FEM モデルの解析値 (5.2.3 節(2)参照)、 $\bullet$  (青) : せん断変形を考慮した FEM モデルの解析値 (曲げ変形+せん断変形)  
※各図の右上は文献 5.2-1)中の実験結果を示している。

図 5.2-5 実験結果と解析結果の比較

長辺方向中央部のたわみ分布について、文献 5.2-1)で示されている実験値及び解析結果と FEM 解析結果の比較を図 5.2-5 に示す。文献 1 の解析値と実験値に対して、上記の解析結果は、「No.1」、「No.2」及び「No.3」は比較的よく一致していることが図 5.2-5 より分かる。「No.4」のみたわみがやや大きく評価されているが、概ね文献値と本節の一致しており、FEM モデルの妥当性が確認された。

## 5.2.4 格子梁モデル

### (1) モデル化の概要

FEMモデルの解析結果を正解として扱い、格子梁モデルの適切な梁間隔の検討を行う。検討対象とする支持条件及び荷重を表5.2-5に示す。

表 5.2-5 支持条件および荷重一覧

試験体番号	No.1	No.2	No.3	No.4
支持条件	短辺2辺支持	長辺2辺支持	3辺支持	4点支持
概要図				
荷重	1.0kN/m <sup>2</sup>	1.5kN/m <sup>2</sup>	1.0kN/m <sup>2</sup>	0.5kN/m <sup>2</sup>
試験体番号	No.5	No.6	No.7	No.8
支持条件	2方向はね出しA	2方向はね出しB	2方向はね出しC	2方向はね出しD
概要図				
荷重	1.0kN/m <sup>2</sup>	1.0kN/m <sup>2</sup>	1.0kN/m <sup>2</sup>	1.0kN/m <sup>2</sup>

解析モデルの概要を以下に示す。

- 床パネルの大きさは 6000mm×2700mm×150mm で、梁要素を格子状に配置する。
- 梁要素の配置間隔は 300mm または 500mm 間隔とする。即ち、梁要素 1 本あたりの断面は、梁間隔が 300mm で 300mm×150mm、梁間隔が 500mm で 500mm×150mm とする。但し、外周部の梁要素 1 本あたりの幅は半分(梁間隔が 300mm で 150mm、梁間隔が 500mm で 250mm) とする。
- 面外せん断変形も考慮することとする。
- CLT パネルのねじれ剛性の評価方法に関する知見は得られていないが、ここでは梁要素 1 本あたりのねじり定数はサンプナンのねじり定数より式(3.1)で表現できると仮定する。
- 床パネルの面外方向の材料特性は表 5.2-4 に示す通りとする。
- CLT パネルに作用する応力は、解析結果より得られる梁要素の応力を用いて、下式のように得られる。

$$\text{面外曲げ応力度} \quad : \quad \sigma_b = \frac{M}{Z_0} \quad (5.2.2)$$

$$\text{面外せん断応力度} \quad : \quad \tau = \frac{Q}{A} \cdot \beta \quad (5.2.3)$$

ここで、

- $M$  : 梁要素の面外曲げ応力
- $Q$  : 梁要素の面外せん断応力
- $A$  : CLT パネルの検定用断面積 (線材 1 本あたりの負担断面積)
- $Z_0$  : CLT パネルの断面係数 (線材 1 本あたりの負担断面係数)
- $\beta$  : CLT パネルの応力度分布係数。本検討では等価な長方形断面でモデル化を行っているため  $\beta=1.5$  とする。

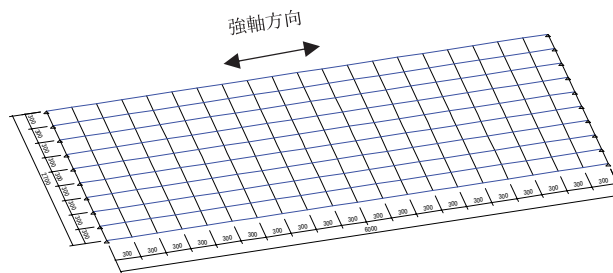


図 5.2-6 格子梁モデル解析モデル (短辺 2 辺支持の場合)

## (2) 解析結果及び考察

解析結果より得られる各モデルの解析結果の比較を図 5.2-7 及び表 5.2-6 に示す。最大たわみについて、床パネルの外周部が支持されている場合 (No.1~4) では梁間隔が 300mm の格子梁モデルであっても FEM モデルの解析結果に対して-8~4%程度の相違であり比較的よく一致しているといえる。各パターンの 2 方向はね出しの場合 (No.5~8) では、梁間隔が 300mm の格子梁モデルでは-26~12%程度、梁間隔が 150mm の格子梁モデルでは-18~14%程度の相違が見られ、格子梁モデルの最大たわみはやや過小評価される傾向が確認された。但し、No.5 については梁間隔が 300mm で-12%程度、梁間隔が 150mm で-14%程度の相違であり、No.6~8 の支持条件と比較して相違が小さいことが確認された。

CLT パネルの面外曲げ応力度について、床パネルの外周部が支持されている場合 (No.1~4) では梁間隔が 300mm の格子梁モデルであっても FEM モデルの解析結果に対して-14~8%程度の相違であり比較的よく一致しているといえる。但し、No.4 の弱軸方向についてのみ、格子梁モデルは FEM モデルの解析結果に対して-23%程度の相違が見られた。各パターンの 2 方向はね出しの場合 (No.5~8) について、梁間隔が 300mm の格子梁モデルでは強軸方向で-17~12%程度、弱軸方向で-37~9%程度の相違が見られた。但し、No.5 については-9~7%程度の相違であり、比較的よく一致している。梁間隔が 150mm の格子梁モデルでは強軸方向で 12~23%程度、弱軸方向で-28~2%程度の相違が見られた。梁間隔が 150mm の場合に限れば、格子梁モデルの面外曲げ応力度は強軸方向についてはやや過大評価され、弱軸方向については過小評価される傾向が確認された。

CLT パネルの面外せん断応力度について、すべての支持条件では梁間隔に関わらず格子梁モデルの解析結果は FEM モデルの解析結果に対して-80~112%程度の相違が見られ、適合性がよくないことが確認された。しかしながら、長期荷重に対する面外せん断応力度は一般的に十分な余裕があるので、実務設計においてはそれらの相違は影響がないと推察される。

CLT パネルに 2 方向の面外曲げが同時に作用した時の挙動は、現状では明らかにされていないが、暫定的な措置として、上述の検討結果をもとに以下のような検定方法を提案する。

- ・ 床パネルの外周部が支持されている場合については梁間隔が 300mm 以下の格子梁モデルの解析結果より得られる梁要素応力を用いて式(5.2.2)及び式(5.2.3)を用いて評価する。
- ・ 2 方向はね出しの場合について、No.5 のように支持辺が長方形又は正方形で閉じられていれば梁間隔が 300mm 以下の格子梁モデルの解析結果より得られる梁要素応力を用いて式(5.2.2)及び式(5.2.3)を用いて評価する。その他の支持条件においては梁間隔が 150mm 以下の格子梁モデルの解析結果より得られる梁要素応力を用いて式(5.2.2)及び式(5.2.3)を用いて評価する。このとき、弱軸方向の面外曲げ応力には 1.3 の補正係数を乗じることとする。
- ・ 上述の方法より得られた面外曲げ応力度  $\sigma_b$  を用いて、CLT パネルの面外方向の断面検定は、CLT パネルの面外の構造性能は直交層を無効として設定されることを考慮して、曲げ応力度については強軸・弱軸それぞれ独立で検定する。

$$\frac{\sigma_{bx}}{f_{bx}} \leq 1 \qquad \frac{\sigma_{by}}{f_{by}} \leq 1$$

ここで、 $\sigma_{bx}$ 、 $\sigma_{by}$ ：それぞれ X 軸（強軸）、Y 軸（弱軸）方向の曲げ応力度  
 $f_{bx}$ 、 $f_{by}$ ：それぞれ X 軸（強軸）、Y 軸（弱軸）方向の許容曲げ応力度

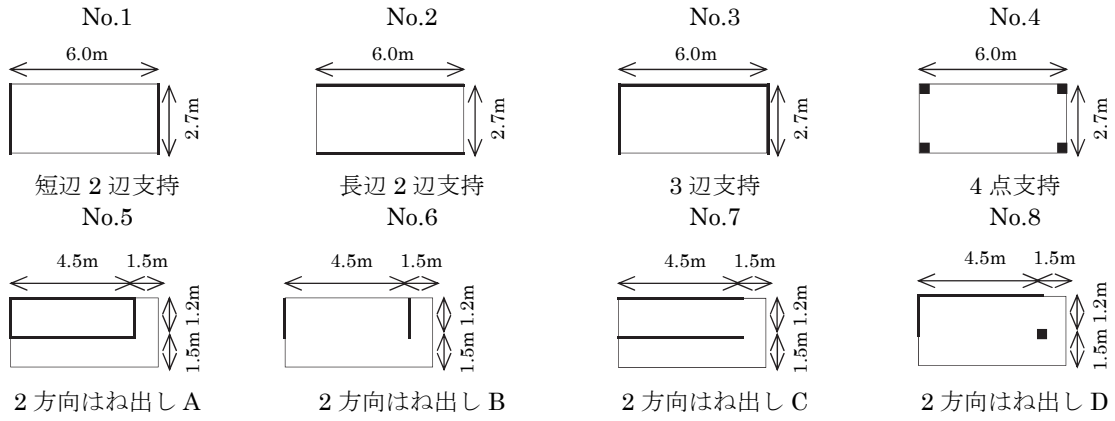
- せん断応力度については一般に十分な余裕があるため、暫定的な措置として強軸・弱軸それぞれの検定比の和を 1.0 以下とすることとする。

$$\frac{\tau_x}{f_{sx}} + \frac{\tau_y}{f_{sy}} \leq 1$$

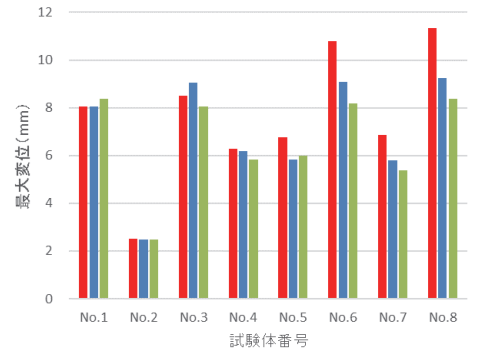
ここで、 $\tau_x$ 、 $\tau_y$ ：それぞれ X 軸（強軸）、Y 軸（弱軸）方向のせん断応力度

$f_{sx}$ 、 $f_{sy}$ ：それぞれ X 軸（強軸）、Y 軸（弱軸）方向の許容せん断応力度

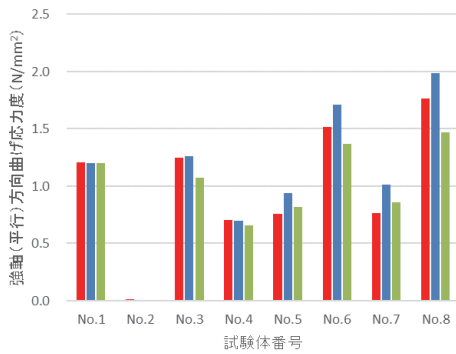




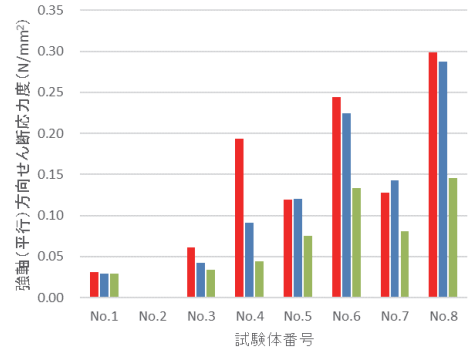
凡例  
 ■ FEM モデル  
 ■ 格子梁モデル(梁間隔 150mm)  
 ■ 格子梁モデル(梁間隔 300mm)



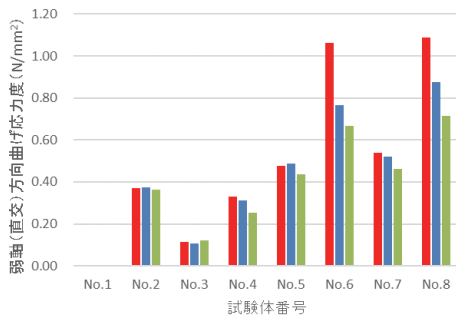
(a) 最大変位



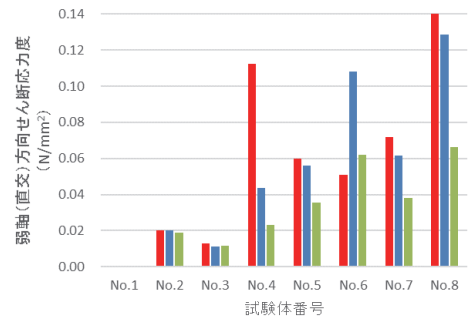
(b) 強軸方向の曲げ応力



(c) 強軸方向のせん断応力



(d) 弱軸方向の曲げ応力

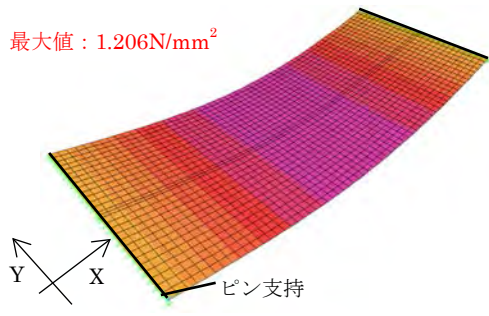


(e) 弱軸方向のせん断応力

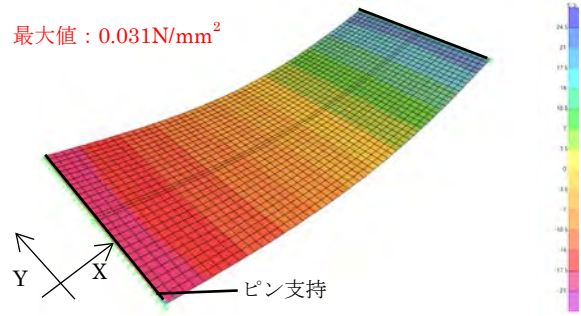
図 5. 2-7 各モデルの解析結果の比較

表 5.2-6 各モデルの解析結果一覧

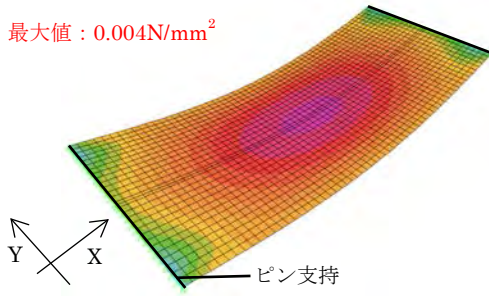
			FEM モデル	格子梁モデル (梁間隔150)	格子梁(梁間隔150) /FEM	格子梁モデル (梁間隔300)	格子梁(梁間隔300) /FEM	
No.1	最大たわみ		(mm)	8.06	8.04	1.00	8.39	1.04
	強軸方向 (平行方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.206	1.200	1.00	1.200	1.00
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.031	0.029	0.96	0.029	0.96
	弱軸方向 (直交方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.004	0.000	—	0.000	—
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.000	0.001	—	0.001	—
No.2	最大たわみ		(mm)	2.51	2.48	0.99	2.47	0.98
	強軸方向 (平行方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.012	0.000	—	0.000	—
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.001	0.001	—	0.001	—
	弱軸方向 (直交方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.369	0.373	1.01	0.364	0.99
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.020	0.020	0.99	0.019	0.94
No.3	最大たわみ		(mm)	8.52	9.04	1.06	8.04	0.94
	強軸方向 (平行方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.249	1.259	1.01	1.072	0.86
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.062	0.042	0.69	0.034	0.55
	弱軸方向 (直交方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.113	0.108	0.96	0.122	1.08
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.013	0.011	0.86	0.012	0.92
No.4	最大たわみ		(mm)	6.29	6.20	0.99	5.82	0.92
	強軸方向 (平行方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.706	0.700	0.99	0.656	0.93
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.194	0.091	0.47	0.045	0.23
	弱軸方向 (直交方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.330	0.314	0.95	0.255	0.77
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.113	0.044	0.39	0.023	0.20
No.5	最大たわみ		(mm)	6.77	5.82	0.86	5.99	0.88
	強軸方向 (平行方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.761	0.937	1.23	0.818	1.07
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.119	0.121	1.01	0.075	0.63
	弱軸方向 (直交方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.477	0.487	1.02	0.436	0.91
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.060	0.056	0.93	0.036	0.60
No.6	最大たわみ		(mm)	10.78	9.09	0.84	8.19	0.76
	強軸方向 (平行方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.519	1.710	1.13	1.371	0.90
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.245	0.225	0.92	0.133	0.55
	弱軸方向 (直交方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.063	0.767	0.72	0.667	0.63
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.051	0.108	2.12	0.062	1.22
No.7	最大たわみ		(mm)	6.86	5.79	0.84	5.36	0.78
	強軸方向 (平行方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.768	1.011	1.32	0.857	1.12
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.128	0.142	1.12	0.081	0.64
	弱軸方向 (直交方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.539	0.521	0.97	0.462	0.86
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.072	0.062	0.86	0.038	0.53
No.8	最大たわみ		(mm)	11.34	9.26	0.82	8.36	0.74
	強軸方向 (平行方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.765	1.985	1.12	1.472	0.83
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.299	0.288	0.96	0.145	0.49
	弱軸方向 (直交方向)	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.086	0.875	0.81	0.715	0.66
		せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.171	0.129	0.75	0.066	0.39



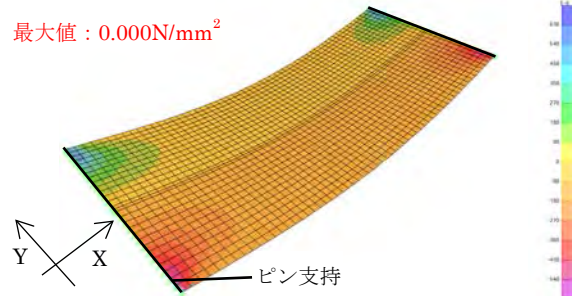
(a) 強軸方向 (X 方向) 曲げ応力図



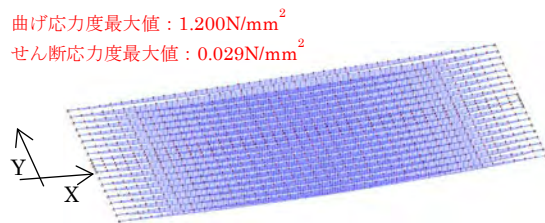
(b) 強軸方向 (X 方向) せん断応力図



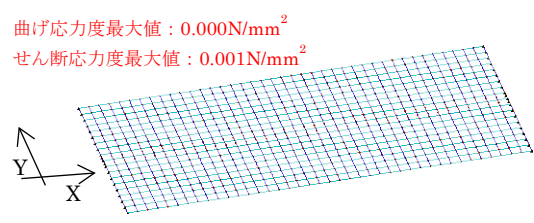
(c) 弱軸方向 (Y 方向) 曲げ応力図



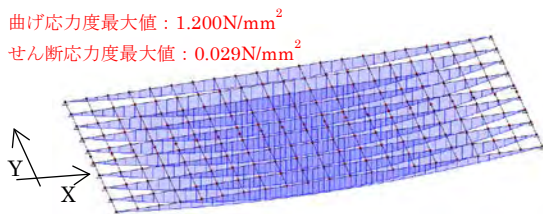
(d) 弱軸方向 (Y 方向) せん断応力図



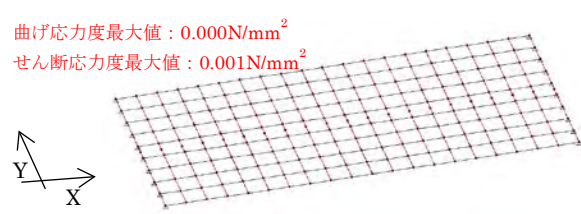
(e) 強軸 (X) 方向曲げ応力図 (梁間隔 150 モデル)



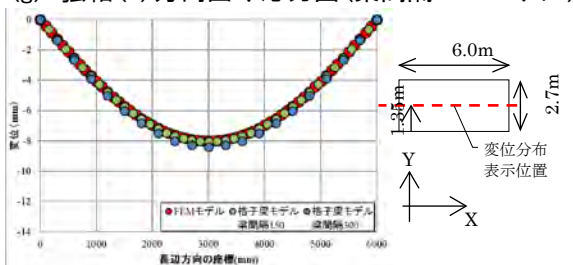
(f) 弱軸 (Y) 方向曲げ応力図 (梁間隔 150 モデル)



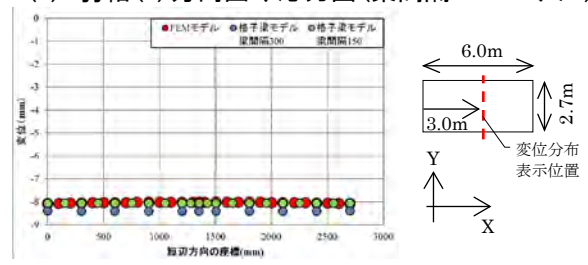
(g) 強軸 (X) 方向曲げ応力図 (梁間隔 300 モデル)



(h) 弱軸 (Y) 方向曲げ応力図 (梁間隔 300 モデル)



(l) 長辺方向のたわみ



(m) 短辺方向のたわみ

図 5.2-8 No.1 (短辺支持モデル) の解析結果

表 5.2-7 No.1 (短辺支持モデル) の解析結果一覧

		FEM モデル	格子梁モデル 梁間隔 150	格子梁 (梁間隔 150) /FEM	格子梁モデル 梁間隔 300	格子梁 (梁間隔 300) /FEM
最大たわみ		(mm)	8.06	8.04	1.00	8.39
平行方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.206	1.200	1.00	1.200
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.031	0.029	0.96	0.029
直交方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.004	0.000	—	—
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.000	0.001	—	—

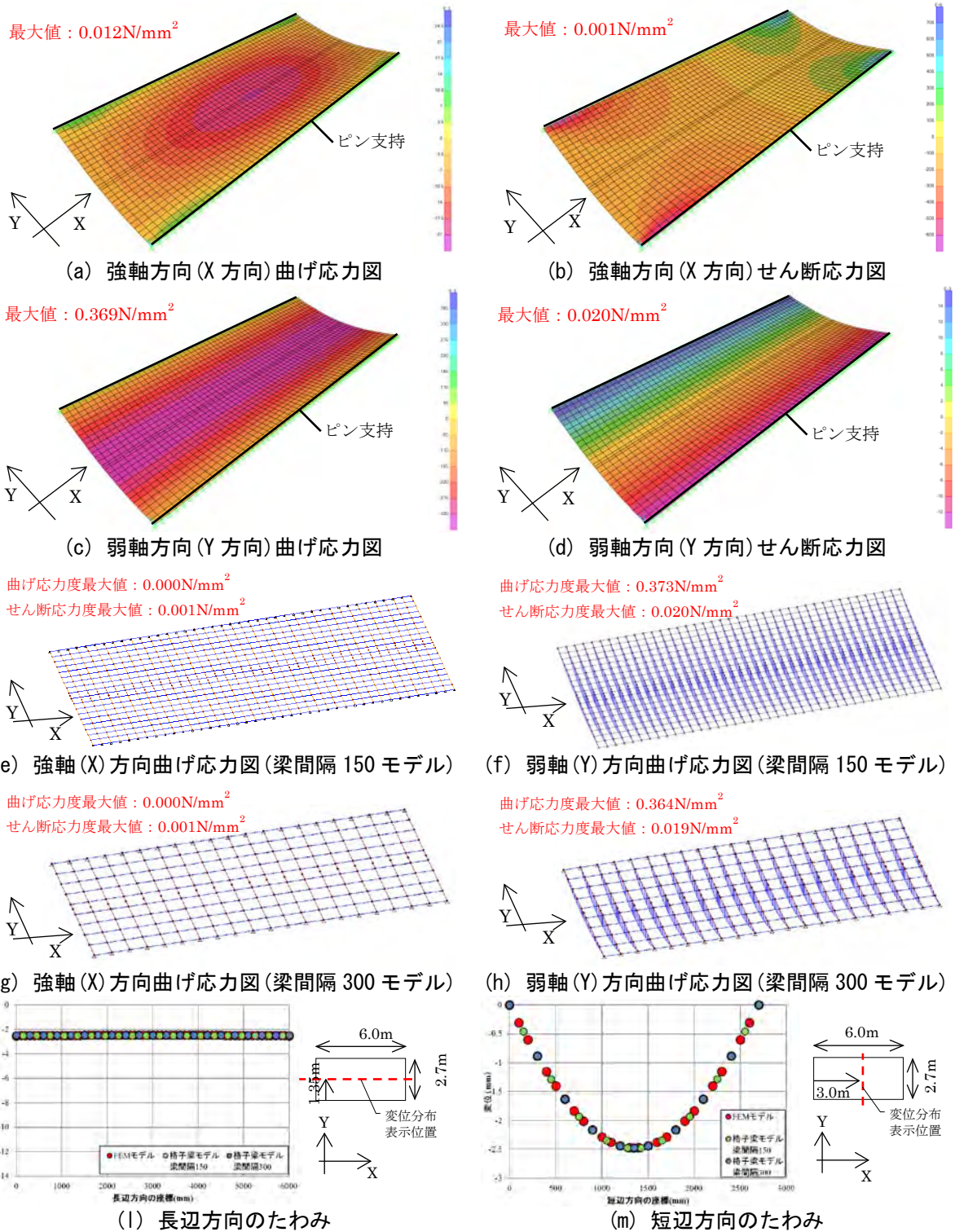
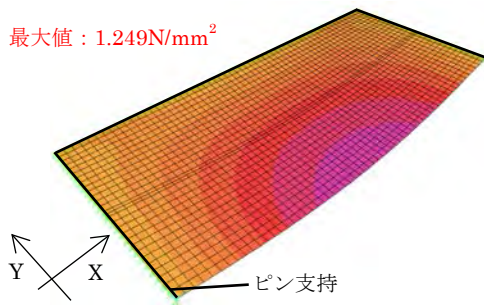


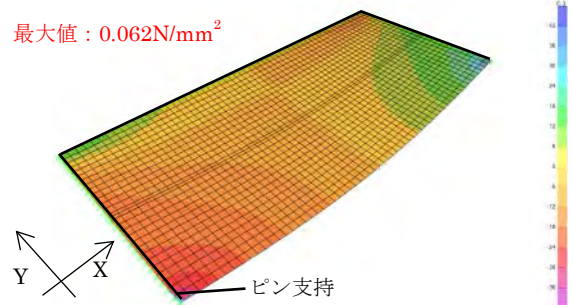
図 5.2-9 No. 2(長辺支持モデル)の解析結果

表 5.2-8 No. 2(長辺支持モデル)の解析結果一覧

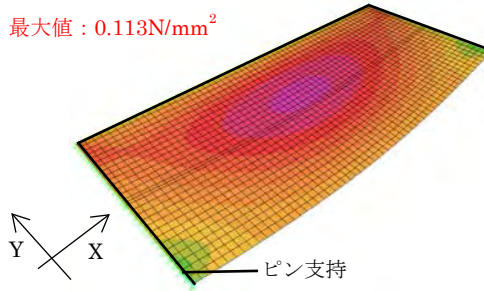
		FEM モデル	格子梁モデル 梁間隔 150	格子梁 (梁間隔 150) /FEM	格子梁モデル 梁間隔 300	格子梁 (梁間隔 300) /FEM	
最大たわみ		(mm)	2.51	2.48	0.99	2.47	0.98
平行方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.012	0.000	—	0.000	—
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.001	0.001	—	0.001	—
直交方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.369	0.373	1.01	0.364	0.99
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.020	0.020	0.99	0.019	0.94



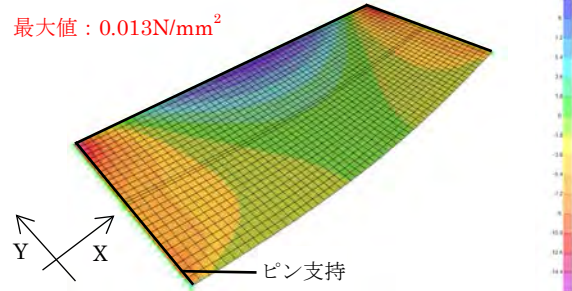
(a) 強軸方向 (X 方向) 曲げ応力図



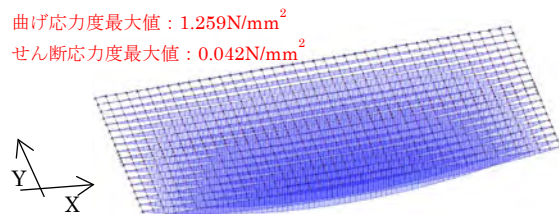
(b) 強軸方向 (X 方向) せん断応力図



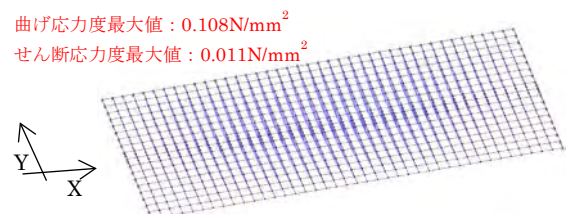
(c) 弱軸方向 (Y 方向) 曲げ応力図



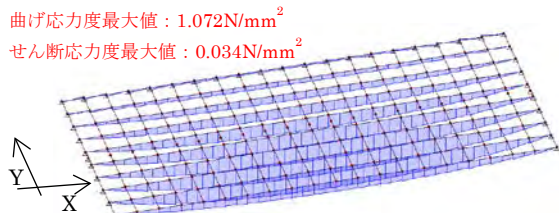
(d) 弱軸方向 (Y 方向) せん断応力図



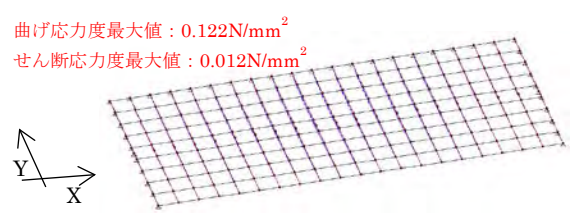
(e) 強軸 (X) 方向曲げ応力図 (梁間隔 150 モデル)



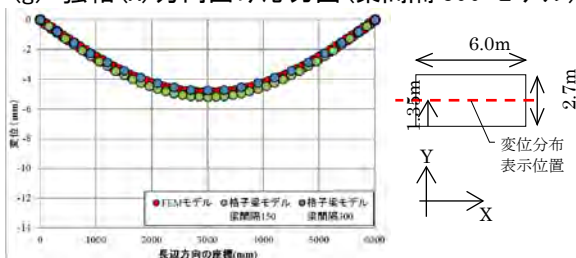
(f) 弱軸 (Y) 方向曲げ応力図 (梁間隔 150 モデル)



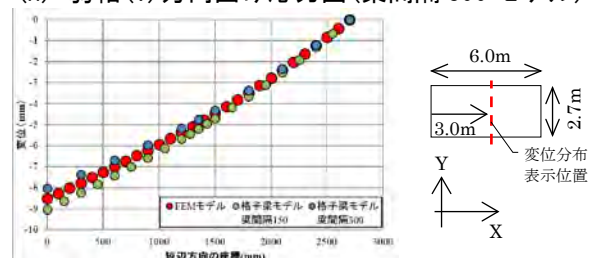
(g) 強軸 (X) 方向曲げ応力図 (梁間隔 300 モデル)



(h) 弱軸 (Y) 方向曲げ応力図 (梁間隔 300 モデル)



(l) 長辺方向のたわみ



(m) 短辺方向のたわみ

図 5.2-10 No.3 (3 辺支持モデル) の解析結果  
表 5.2-9 No.3 (3 辺支持モデル) の解析結果一覧

		FEM モデル	格子梁モデル 梁間隔 150	格子梁 (梁間隔 150) /FEM	格子梁モデル 梁間隔 300	格子梁 (梁間隔 300) /FEM	
最大たわみ		(mm)	8.52	9.04	1.06	8.04	0.94
平行方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.249	1.259	1.01	1.072	0.86
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.062	0.042	0.69	0.034	0.55
直交方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.113	0.108	0.95	0.122	1.08
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.013	0.011	0.86	0.012	0.92

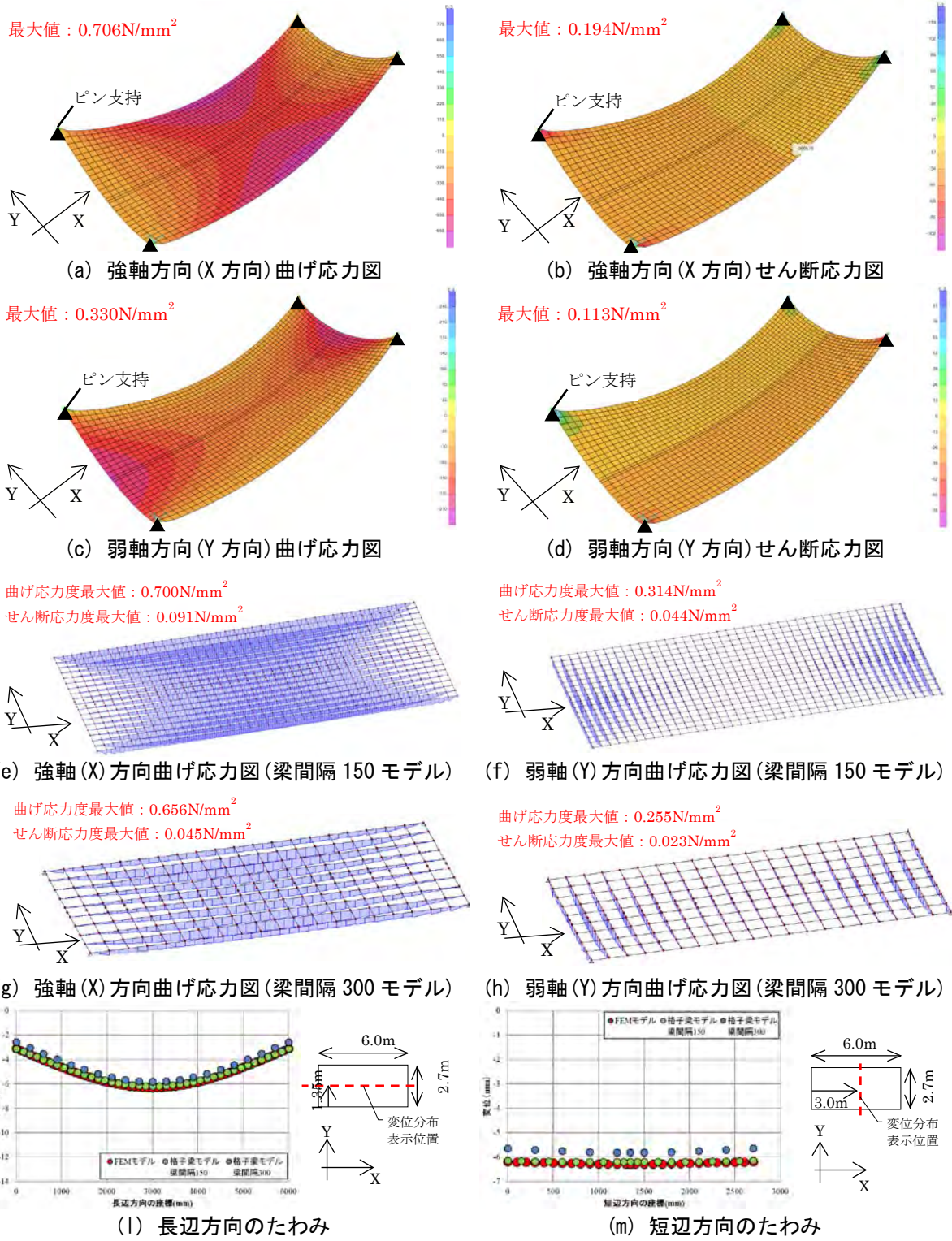


図 5.2-11 No. 4 (4 点支持モデル) の解析結果  
表 5.2-10 No. 4 (4 点支持モデル) の解析結果一覧

		FEM モデル	格子梁モデル 梁間隔 150	格子梁 (梁間隔 150) /FEM	格子梁モデル 梁間隔 300	格子梁 (梁間隔 300) /FEM
最大たわみ		(mm)	6.29	6.20	5.82	0.92
平行方向	曲げ応力度	( $\text{N/mm}^2$ )	0.706	0.700	0.656	0.93
	せん断応力度	( $\text{N/mm}^2$ )	0.194	0.091	0.045	0.194
直交方向	曲げ応力度	( $\text{N/mm}^2$ )	0.330	0.314	0.255	0.330
	せん断応力度	( $\text{N/mm}^2$ )	0.113	0.044	0.023	0.113

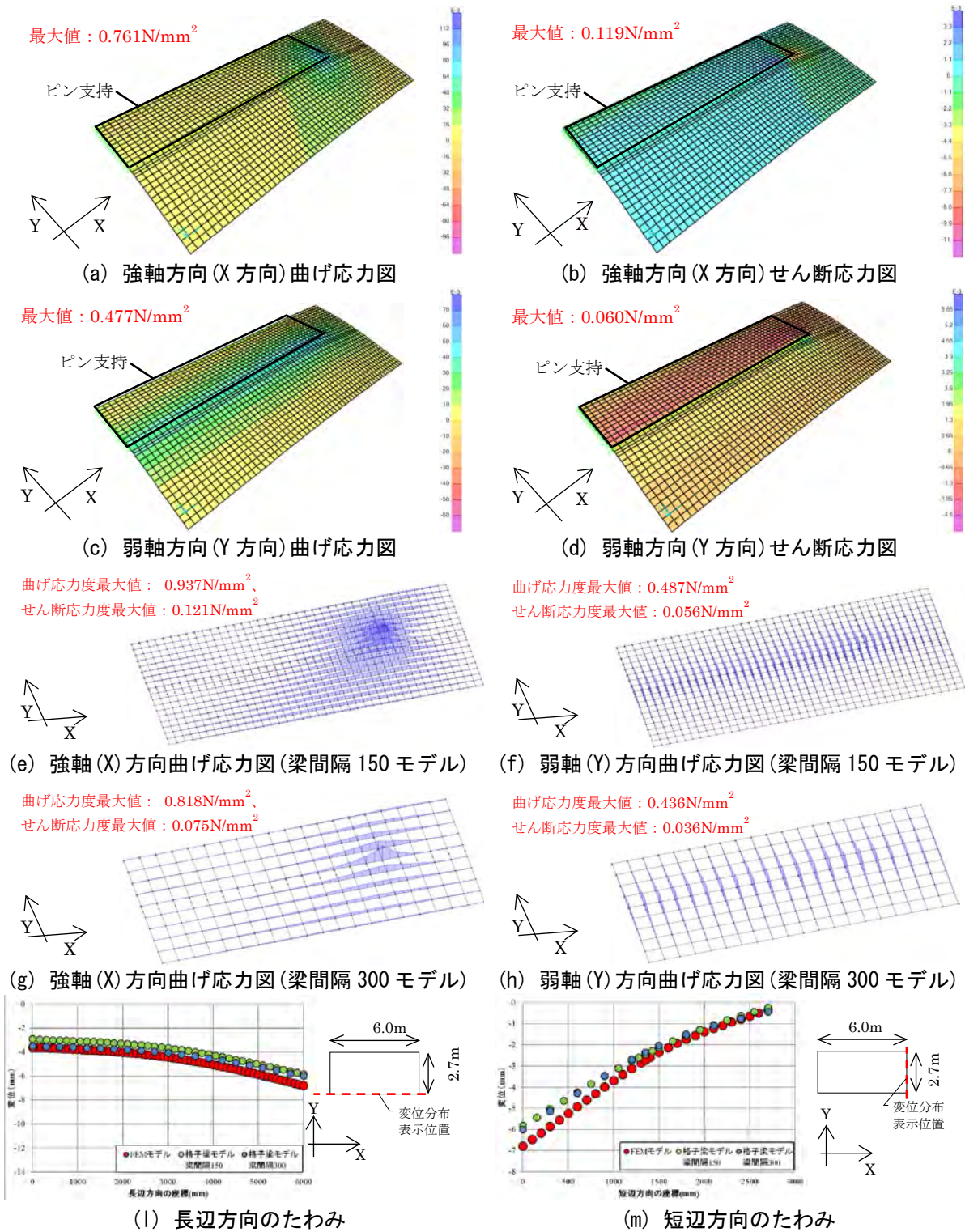


図 5.2-12 No. 5 (2 方向はね出しモデル) の解析結果  
表 5.2-11 No. 5 (2 方向はね出しモデル) の解析結果一覧

			FEM モデル	格子梁モデル 梁間隔 150	格子梁 (梁間隔 150) /FEM	格子梁モデル 梁間隔 300	格子梁 (梁間隔 300) /FEM
最大たわみ		(mm)	6.77	5.82	0.86	5.99	0.88
平行方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.761	0.937	1.23	0.818	1.07
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.119	0.121	1.01	0.075	0.63
直交方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.477	0.487	1.02	0.436	0.91
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.060	0.056	0.93	0.036	0.60

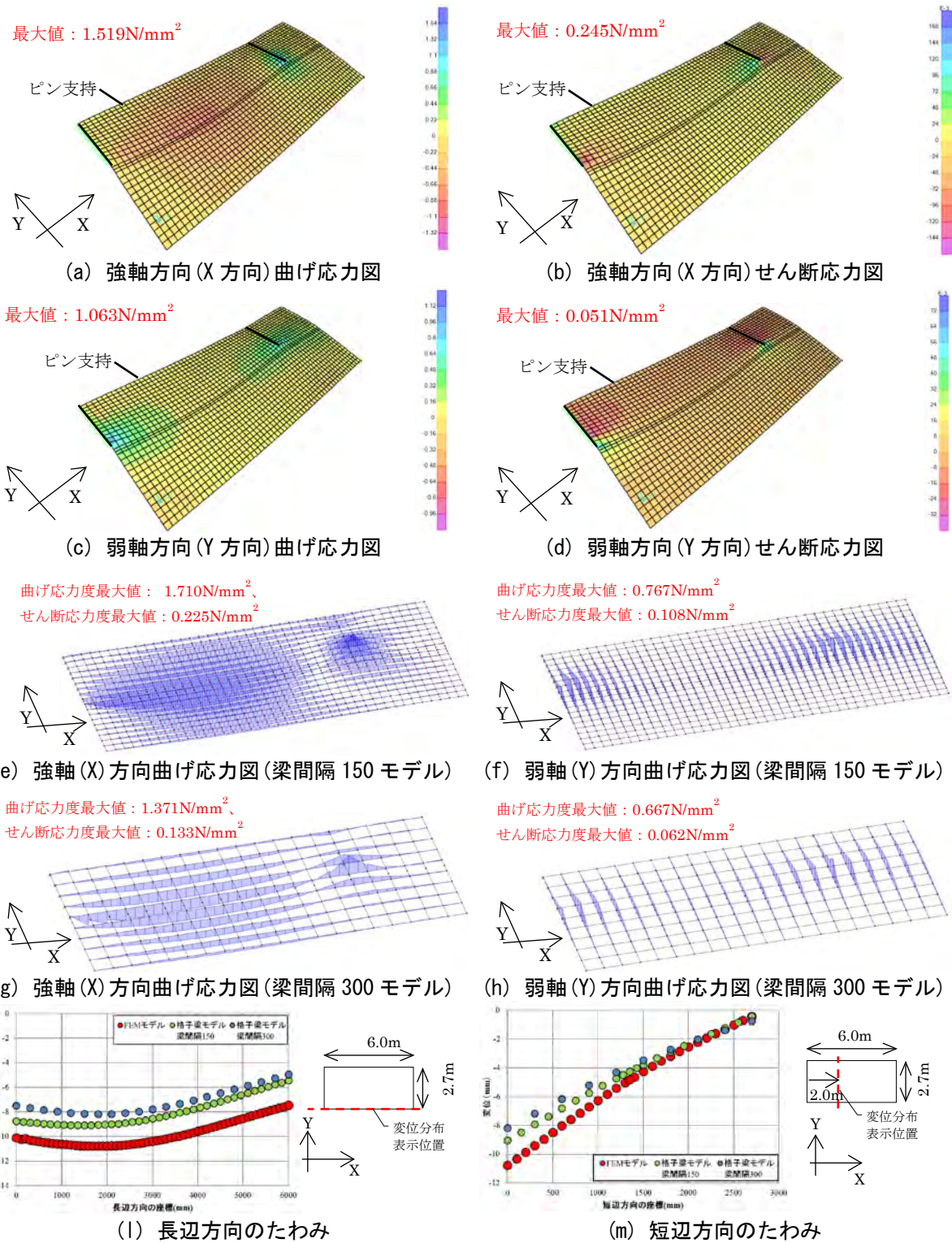


図 5.2-13 No. 6 (2 方向はね出しモデル) の解析結果

表 5.2-12 No. 6 (2 方向はね出しモデル) の解析結果一覧

		FEM モデル	格子梁モデル 梁間隔 150	格子梁 (梁間隔 150) /FEM	格子梁モデル 梁間隔 300	格子梁 (梁間隔 300) /FEM
最大たわみ		(mm)	10.78	9.09	0.84	8.19
平行方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.519	1.710	1.13	1.371
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.245	0.225	0.92	0.133
直交方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.063	0.767	0.72	0.667
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.051	0.108	0.00	0.062



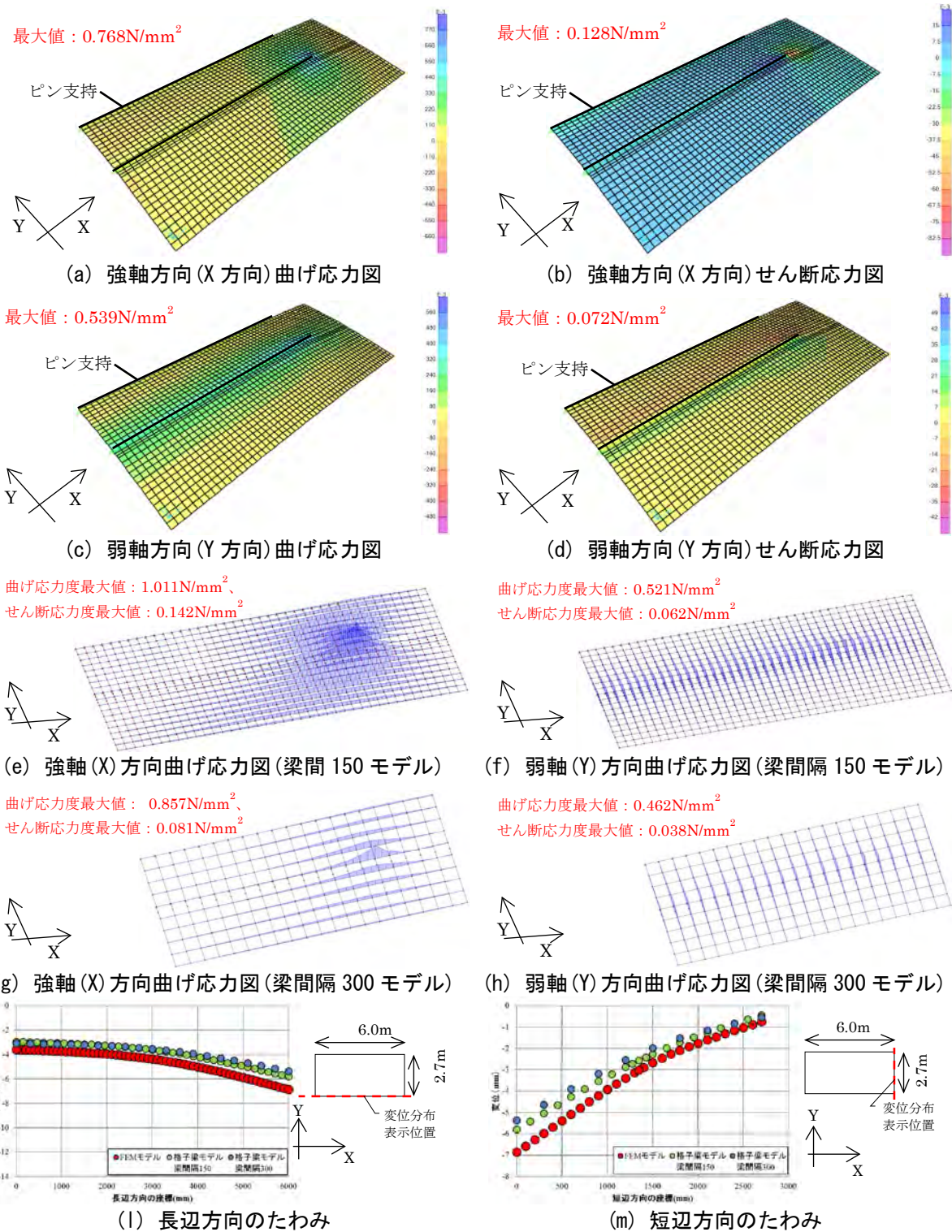


図 5.2-14 No. 7 (2 方向はね出しモデル) の解析結果  
表 5.2-13 No. 7 (2 方向はね出しモデル) の解析結果一覧

		FEM モデル	格子梁モデル 梁間隔 150	格子梁 (梁間隔 150) /FEM	格子梁モデル 梁間隔 300	格子梁 (梁間隔 300) /FEM
最大たわみ		(mm)	6.86	5.79	0.84	5.36
平行方向	曲げ応力度	( $\text{N/mm}^2$ )	0.768	1.011	1.32	0.857
	せん断応力度	( $\text{N/mm}^2$ )	0.128	0.142	1.12	0.081
直交方向	曲げ応力度	( $\text{N/mm}^2$ )	0.539	0.521	0.97	0.462
	せん断応力度	( $\text{N/mm}^2$ )	0.072	0.062	0.86	0.038

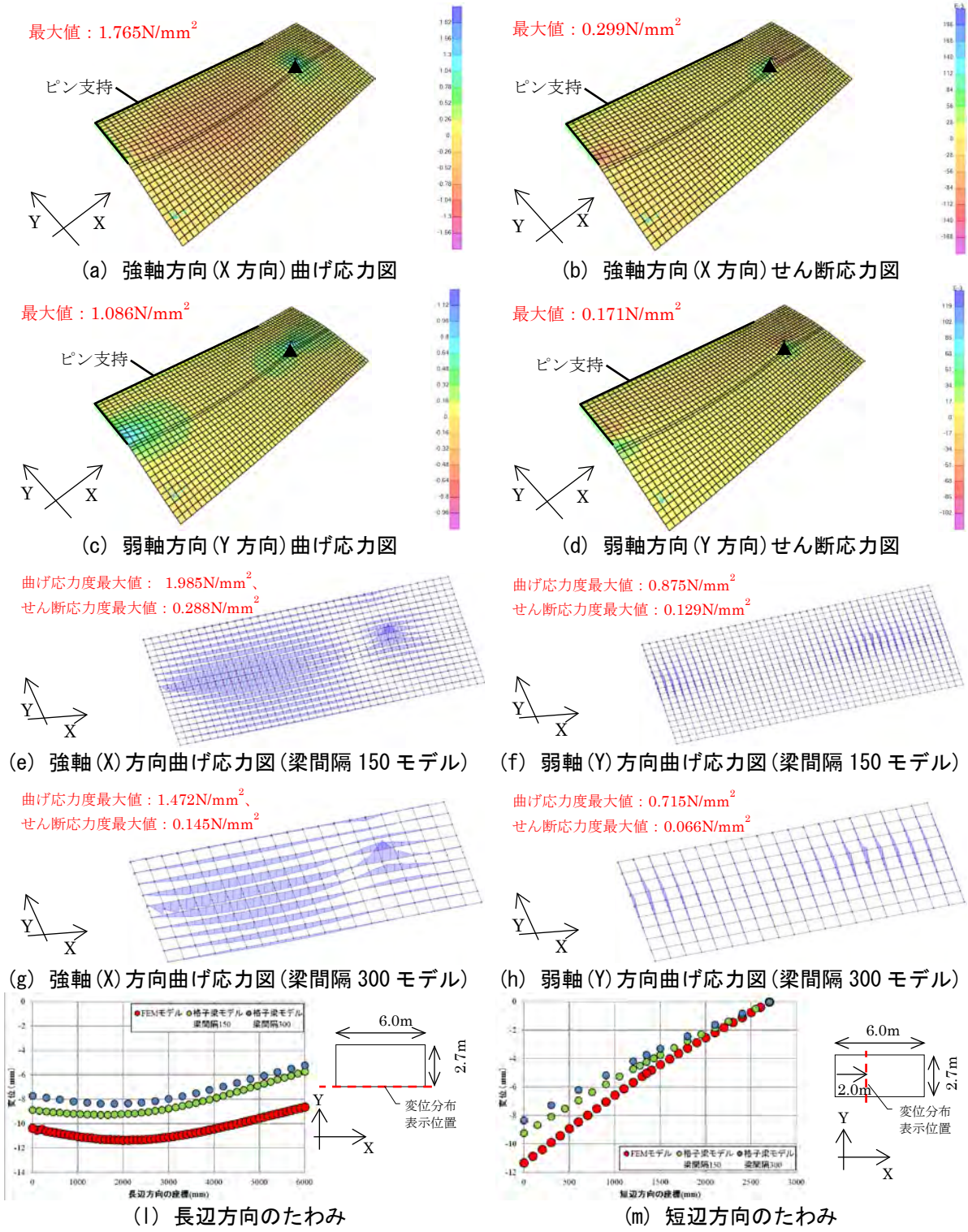


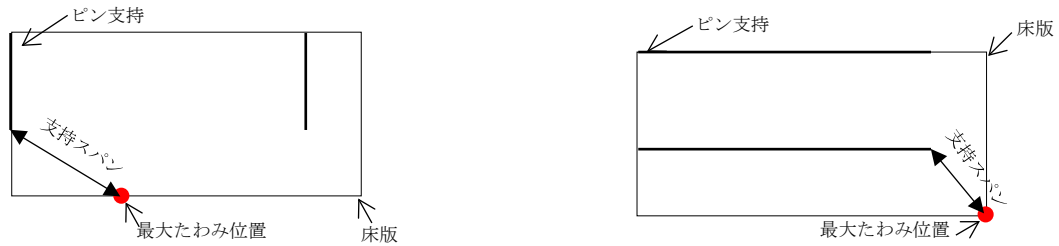
図 5.2-15 No. 8 (2 方向はね出しモデル) の解析結果

表 5.2-14 No. 8 (2 方向はね出しモデル) の解析結果一覧

		FEM モデル	格子梁モデル 梁間隔 150	格子梁 (梁間隔 150) /FEM	格子梁モデル 梁間隔 300	格子梁 (梁間隔 300) /FEM
最大たわみ		(mm)	11.34	9.26	0.82	8.36
平行方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.765	1.985	1.12	1.472
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.299	0.288	0.96	0.145
直交方向	曲げ応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	1.086	0.875	0.81	0.715
	せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.171	0.129	0.00	0.066

### 5.2.5 使用上の支障防止における規定

令第 82 条第四号及び平 12 建告第 1459 号に示されている使用上の支障防止における規定について、図 5.2-16 に示すように支持点から最大たわみ位置までの距離が最小となる長さを CLT パネルを用いた 2 方向はね出し床版の支持スパンと定義し、地震用の積載荷重を用いた鉛直荷重によるたわみに変形増大係数 (2.0) を乗じた値が支持スパンの  $1/250$  以下であることを確認する。



(a) 最大たわみ位置が支持辺の中間部にある場合 (b) 最大たわみが支持辺の外側にある場合

図 5.2-16 2 方向はね出しにおける支持スパンの定義

## 5.2.6 まとめ

本検討で得られた知見を以下に示す。

- ① 既往の研究により、荷重-たわみ関係において、CLT パネルを格子梁に置換してモデル化を行うことの妥当性は確認されている。
- ② FEM 解析結果と CLT パネルを格子梁に置換したフレーム解析結果の最大変位は、梁間隔が 300mm の格子梁モデルにおいて、床パネルの外周部が支持されている場合 (No.1~4) と支持辺が長方形又は正方形で閉じられている 2 方向はね出し (No.5) では-12~4%程度の相違であり、比較的良好に一致している。その他の 2 方向はね出しの支持条件 (No.6~8) では-26~-12%程度の相違が確認され、ややたわみを過小評価する傾向が確認された。梁間隔が 150mm の格子梁モデルにおいて、No.6~8 の支持条件は-18~-14%程度の相違であり、やや過小評価傾向ではあるが、概ね変形を再現できることが確認された。

表 5.2-5 支持条件および荷重一覧 (再掲)

試験体番号	No.1	No.2	No.3	No.4
支持条件	短辺 2 辺支持	長辺 2 辺支持	3 辺支持	4 点支持
概要図				
荷重	1.0kN/m <sup>2</sup>	1.5kN/m <sup>2</sup>	1.0kN/m <sup>2</sup>	0.5kN/m <sup>2</sup>
試験体番号	No.5	No.6	No.7	No.8
支持条件	2 方向はね出し A	2 方向はね出し B	2 方向はね出し C	2 方向はね出し D
概要図				
荷重	1.0kN/m <sup>2</sup>	1.0kN/m <sup>2</sup>	1.0kN/m <sup>2</sup>	1.0kN/m <sup>2</sup>

- ③ 格子梁モデルの各方向の曲げ応力度及びせん断応力度は下式で表現する。

$$\text{面外曲げ応力度} : \sigma_b = \frac{M}{Z_0}$$

$$\text{面外せん断応力度} : \tau = \frac{Q}{A} \cdot \beta$$

ここで、

$M$  : 梁要素の面外曲げ応力

$Q$  : 梁要素の面外せん断応力

$A$  : CLT パネルの検定用断面積 (線材 1 本あたりの負担断面積)

$Z_0$  : CLT パネルの断面係数 (線材 1 本あたりの負担断面係数)

$\beta$  : CLT パネルの応力度分布係数

CLT パネルの面外曲げ応力度について、No.1~5 では梁間隔が 300mm の格子梁モデルであっても FEM モデルの解析結果に対して-14~8%程度の相違であり比較的よく一致しているといえる。但し、No.4 の弱軸方向についてのみ、格子梁モデルは FEM モデルの解析結果に対して-23%程度の相違が見られた。No.6~8 について、梁間隔が 150mm の格子梁であれば、強軸方向で 12~23%程度、弱軸方向で-28~2%程度の相違と、強軸方向はやや過大評価され、弱軸方向については過小評価される傾向が確認された。そのため、No.6~8 のような支持条件においては、暫定的な措置として弱軸方向の応力は 1.3 を乗じて検定を行うこととする。

- ④ 上記②と④より、No.1~5 の支持条件の場合は梁間隔が 300mm 以下、No.6~8 の支持条件の場合は梁間隔が 150mm 以下で格子梁モデルを構成するのが適当であると考えられる。
- ⑤ CLT パネルの面外曲げ方向の検定方法について、CLT パネルの面外の構造性能は直交層を無効として設定されることを考慮して、曲げ応力度については強軸・弱軸それぞれ独立で検定する。

$$\frac{\sigma_{bx}}{f_{bx}} \leq 1 \qquad \frac{\sigma_{by}}{f_{by}} \leq 1$$

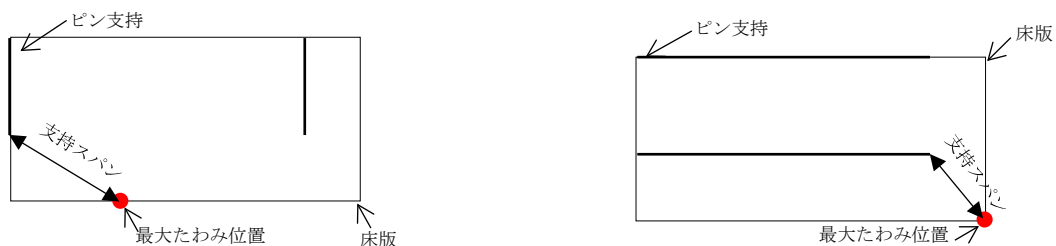
ここで、 $\sigma_{bx}$ 、 $\sigma_{by}$  : それぞれ X 軸（強軸）、Y 軸（弱軸）方向の曲げ応力度  
 $f_{bx}$ 、 $f_{by}$  : それぞれ X 軸（強軸）、Y 軸（弱軸）方向の許容曲げ応力度

- ⑥ CLT パネルに 2 方向の面外せん断応力が同時に作用した時の現状では明らかにされていないが、せん断応力度については一般に十分な余裕があるため、暫定的な措置として強軸・弱軸それぞれの検定比の和を 1.0 以下とすることとする。

$$\frac{\tau_x}{f_{sx}} + \frac{\tau_y}{f_{sy}} \leq 1$$

ここで、 $\tau_x$ 、 $\tau_y$  : それぞれ X 軸（強軸）、Y 軸（弱軸）方向のせん断応力度  
 $f_{sx}$ 、 $f_{sy}$  : それぞれ X 軸（強軸）、Y 軸（弱軸）方向の許容せん断応力度

- ⑦ 令第 82 条第四号及び平 12 建告第 1459 号に示されている使用上の支障防止における規定について、下図に示すように支持点から最大たわみ位置までの距離が最小となる長さを CLT パネルを用いた 2 方向はね出し床版の支持スパンと定義し、地震用の積載荷重を用いた鉛直荷重によるたわみに変形増大係数 (2.0) を乗じた値が支持スパンの 1/250 以下であることを確認する。



(a) 最大たわみ位置が支持辺の中間部にある場合 (b) 最大たわみが支持辺の外側にある場合  
 図 5.2-16 2 方向はね出しにおける支持スパンの定義 (再掲)

【参考文献】

- 5.2-1) 腰原幹雄 他：CLT フラットスラブに関する基礎的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.401-402、2015.9
- 5.2-2) 日本住宅・木材技術センター：2016年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル、2016年10月