

2017 年度日本建築学会大会(中国)
構造部門(応用力学)
パネルディスカッション資料

幾何学的に不整形な建物のモデル化の工夫

2017 年 9 月

日本建築学会 構造委員会

応用力学運営委員会

ご案内

本書の著作権・出版権は（一社）日本建築学会にあります。本書より著書・論文等への引用・転載にあたっては必ず本会の許諾を得てください。
コピーも私的利用の範囲を超えることは法律で禁じられています。

一般社団法人 日本建築学会

目次

まえがき	山田耕司（豊田工業高等専門学校）	2
構造設計におけるモデル化の仮定と歴史的経緯	片迫幹男（元日本設計）	3
不整形な建物の耐震設計における構造計算ソフトウェアの対応	中川佳久・國光修五（ユニオンシステム）	13
不整形建物における単純モデルから詳細モデルに至る構造解析プロセス	朝川 剛（東京電機大学）	23
メッシュ（格子）で覆われた構造	塩手博道（山下設計）	31
細かな材から成る半透明な構造	佐藤 淳（東京大学）	43
形態創生と不定形・不整形な構造の設計	笛谷真通（東京電機大学） 後藤一真（アラップ）	59

メッシュ（格子）で覆われた構造

山下設計 塩手 博道

1. はじめに

埼玉県春日部市に建設された「東部地域振興ふれあい拠点施設」では「省CO₂の最先端モデル」の実現が求められ、延べ面積10,000m²の6階建て耐火建築物の5・6階4,000m²を木質構造とし、建物外周に鋼製枠組みとLVLパネルを併用した耐震パネルを市松配置することを提案した。木造階は事務所用途であり、床面積当たりの壁長さが短いため、効率良く大きな地震力を負担できる耐震要素の開発や設計手法の整備が課題であった。ここでは、寸法の異なる数多くのパネルをどうモデル化したかや、要素実験や実大実験により解析モデルの妥当性を検証した設計について紹介する。

2. 建築計画

4階以下を鉄骨構造とし、人工地盤に見立てた5階末の上部2層を木造としている。木造階は鉛直力のみを負担する3.5m×7.0mスパンの木の軸組と、水平力を負担する外周部及び中庭に配置したLVLパネルによる耐震フレームの組み合わせによる構造とし、様々な建物に応用できる汎用性を目指した。架構は、在来軸組工法による柱と梁の単純な組み合わせによって構成している。柱梁接合部をピン接合により構成し、木質部材を分解することができるディテールとすることで、新たな建物の構造部材としてリユースすることができる構成になっている。そして、室内レイアウトの自由度を生み出す建物外周部に配置した市松状の耐震パネルが、外観デザインの特徴を形成している。耐震パネルは鉛直荷重を負担しないため、耐火被覆が不要となり、木材を室内に表して使用できている。最終的には、約50m×50mの平面形の中に、約3haの森に蓄積された量と同等の炭素が蓄積された。

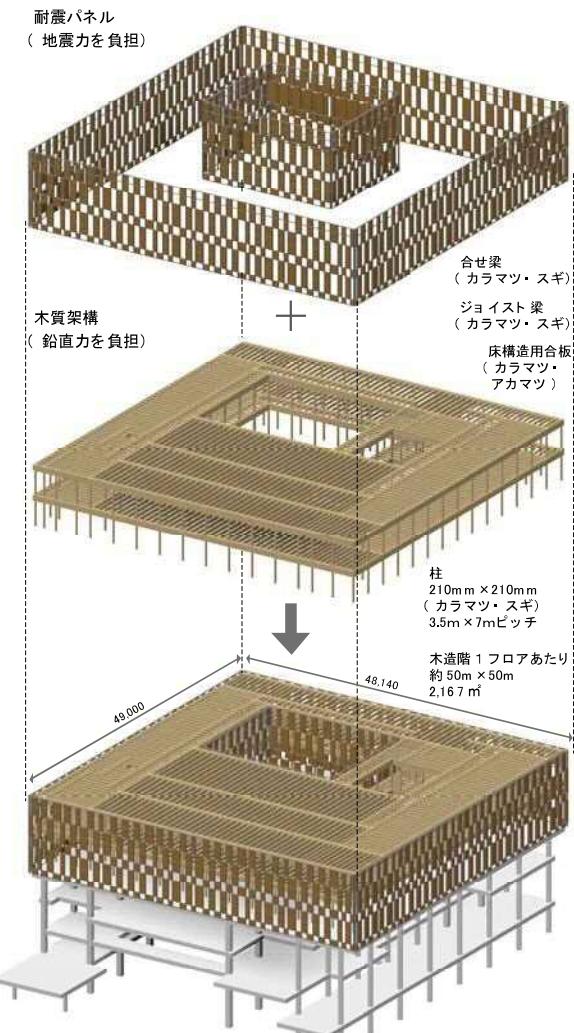


図1 建物構成



図2 市松状の木質パネルが特徴の外観

3. 鋼製枠組みとLVLパネルを用いたハイブリッド耐震システムの概要

耐震パネルは、図3に示すように、カットティー形状の鉄骨枠組み（以下、枠組みCT）に単板積層材であるLVLパネルを両側からはめ込む形式としている。このシステムの最大の利点は、枠組みCTのフランジ面とLVLパネルの木口の支圧力によって枠組みCTが受ける水平力をLVLパネル内の面内せん断力に置き換えることができる応力伝達機構を有し、パネル強度を最大限発揮させるものとなっていることである。仮に、ボルトなどの接合部を用いた場合、木材としての強度を十分発揮する前に接合部で破壊を起こしてしまい、システムの耐力が接合部で決まる場合が考えられる。

一方、枠組みCT内にLVLパネルをはめ込むだけのシステムでは、水平荷重時には図4に示すように、枠組みの中でLVLパネルの回転が進行し、システムの水平剛性が非常に小さくなる。そこで、LVLパネルの回転を抑制するために枠組みCTにジベルプレート（以下、ジベルという）を設け、それに対応するLVLパネルの位置にスリットを設け両者をかみ合わせ、ロッキングによる変形量を抑制する。併せて、枠組みCTの4隅には三角プレートを配置し、枠組みコーナー部の剛性を高めることで十分な支圧面を確保する。枠組みCTの縦枠とLVLパネルは、縦枠CTのジベル間に200ピッチでラグスクリューにて接合し、縦枠が変動軸力を受けた際の弱軸方向座屈補剛とLVLパネルにせん断力が働いた時の面外座屈を拘束し、枠組みから面外にずれ出すことを抑制する設計としている。

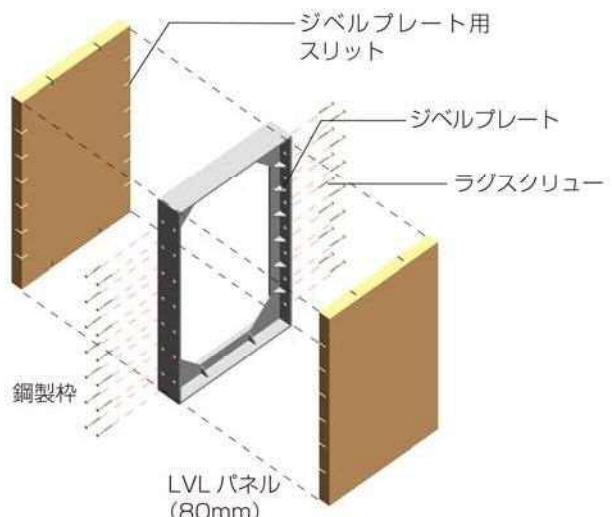


図3 耐震パネル概念図

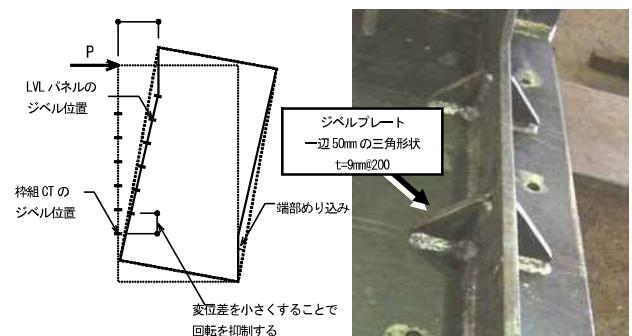


図4 回転変形抑制概念図

4. 考案したシステムをモデル化する際の課題

- ・パネルの幅や高さの組み合わせが同一パターンではなく、すべての面材にメッシュを切ったFEMモデルとするのは適切ではない。寸法やディテールによりモデルが変わるために、そのたびにFEMを組み替えることは不可能である。
- ・FEMによる増分解析は節点数が膨大であり、結果の妥当性を検証しづらい。また、細かい要素モデルの剛性オーダーを設計者が把握可能なモデルとするべきである。

5. 解析モデルと解析の目的の整理

ケース	解析モデル概要	解析の目的
モデル①	基準スパン×2層のFEMモデル	1次設計においてパネルや鋼製枠組みに生じる応力を把握し、短期許容応力度以内であることを確認する
モデル②	プレース置換した簡易モデル	扱いやすいモデルの提案と実験結果との比較による妥当性確認
モデル③	耐震パネル構面全体を、図面通りの鋼製枠組みに各パネル寸法に応じたプレース置換モデルを見込んだもの+接続する本体柱梁構面	<ul style="list-style-type: none"> ・荷重増分解析によるQ-δ曲線から耐震パネルとしてのDs値を算定 ・耐震パネル構面を弾塑性バネに置換する ・耐震パネルと本体構面の接続部の断面検定 ・本体柱梁構面に生じる応力に対する断面検定
モデル④	本体立体モデル+各耐震パネル構面を弾塑性バネに置換したもの	下部の鉄骨造部分を含めた建物全体の保有水平耐力の算定

6. モデル①：1次設計用詳細モデル

6.1 詳細モデルのモデル化

1次設計用のモデルは、LVLパネル内の応力状態を把握するために、LVLパネルを面材でモデル化し、枠組みCTは線材、ジベルは実験結果（図23）に基づいたせん断剛性を入力する。

枠組みCTとLVLパネルの施工上の隙間を考慮するために、枠組みCTとLVLパネルは節点を共用せず、枠組みCTとLVLパネルの間に1mmの隙間を設け、その間に圧縮力のみに有効となる接続バネを設けるモデル化とした。

モデル化範囲は、幅7.0mの基本パターンとする。

詳細モデルのモデル化

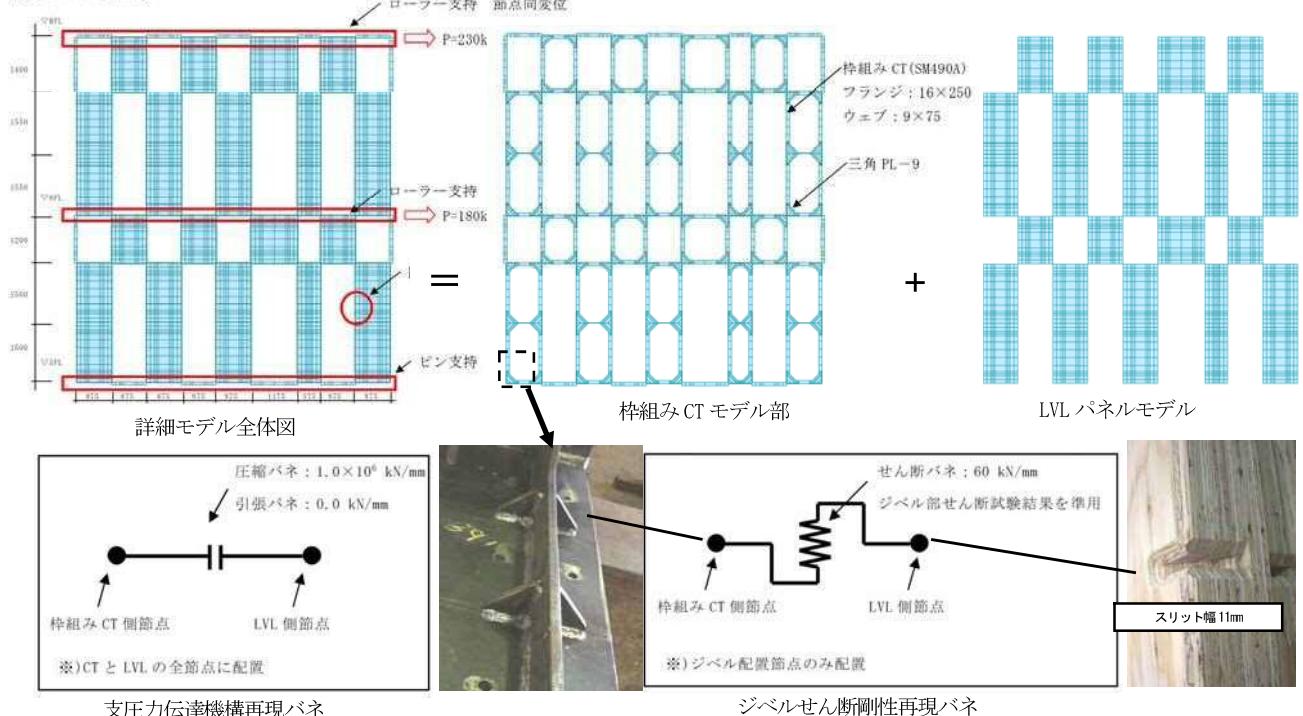


図5 詳細モデル概要

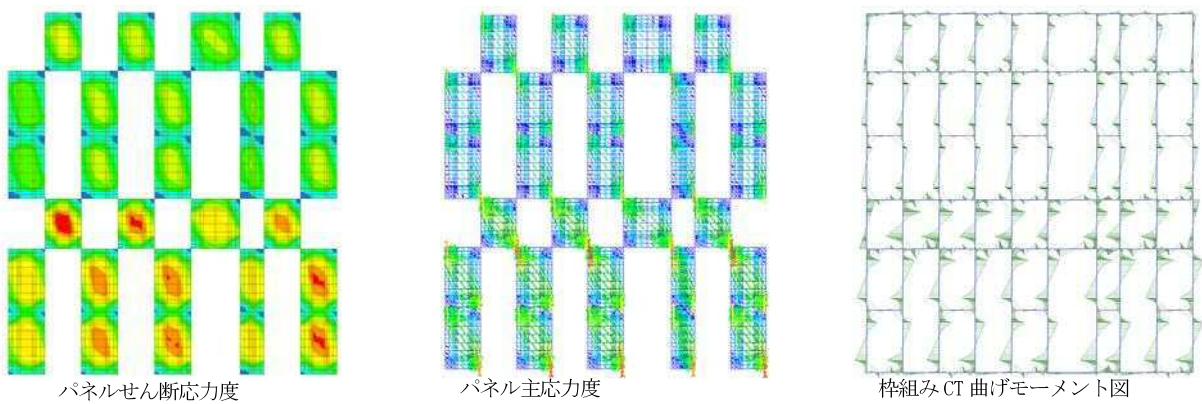
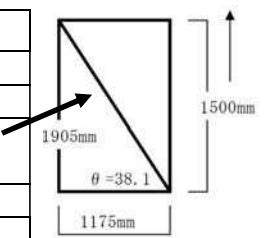


図6 詳細モデルの応力解析結果例

6.2 モデル①での評価項目と設計クライテリア

項目	評価項目	一次設計 クライテリア
詳細モデル	層間変形角	1/200 以下
LVLパネルせん断力	せん断応力度 τ	短期許容せん断応力度 sfs (2.0N/mm ²) 以下
LVLパネル中央部圧縮力	圧縮応力度 σ_c	材長をLVLパネル対角長さとした圧縮プレース材の短期許容圧縮応力度 $sfc \theta$ (5.5N/mm ²) 以下
LVLパネル端部圧縮力	圧縮応力度 σ	支承面の短期めり込み許容応力度 $sfcv$ (5.2N/mm ²) 以下
鋼製枠組みCT	曲げ応力度 σ_b	短期許容曲げ応力度 sfb (325N/mm ²) 以下



7. モデル②：簡易モデルの作成

ここでは、パネルの寸法に応じた荷重変形関係（初期剛性、降伏荷重、降伏後剛性）の算定方法を提案した。この方法により、12種類のパネル寸法を一定のルールで配置した耐震パネル1構面モデルを作成し荷重増分解析を実施した。

7.1 X型プレースへ置換する

1次設計用の詳細モデルの荷重変形関係を確認するための簡易モデルは、LVLパネルのせん断変形、回転変形を考慮して算定した軸剛性を持つX型プレースとする。ここでは概要を紹介するにとどめ、詳しくは文献4)を参照頂きたい。

本耐震パネルの内部応力状態は非常に複雑であるが、応力の伝達機構をふまえ、パネルのせん断剛性とパネル回転剛性による圧縮プレース K_{bT} と、ジベルによる回転抑制剛性等による引張プレース K_{bC} に置換することとした。

7.2 せん断変形成分と回転変形成分の分離

枠組みCT内に設置されているLVLパネルの変形成分は、図8に示すようにせん断変形成分と回転変形成分に分離した。パネルのせん断変形と回転変形は同一の水平力によってそれぞれ変形すると考えられるので、直列バネとして剛性を算定した。また、回転変形のうちパネルの端部が枠組みCTにめり込むことによって起る回転変形に対する剛性と、ジベルPLによるパネルの回転変形抑制効果による剛性は同一の変形に対して双方の剛性が効いてくるため、並列バネとして剛性を算定する。

$$\frac{1}{K_H} = \frac{1}{K_S} + \frac{1}{K_M + K_J} \quad (1)$$

ここで、 K_H はシステム全体の水平剛性（パネルせん断、パネル端部回転めり込み、ジベルの回転抑制を考慮）、 K_S はパネル水平せん断剛性、 K_M はパネル端部めり込み剛性、 K_J はジベルによる回転抑制剛性を示す。

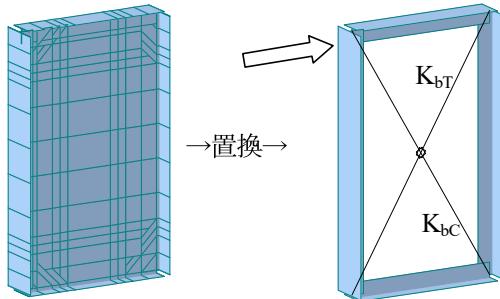


図7 X型プレースによる簡易モデル化

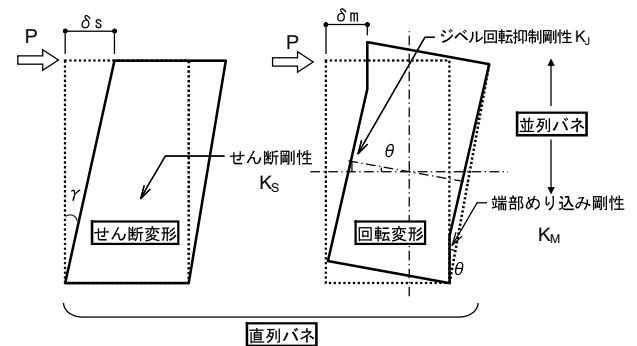


図8 各変形成分の相互関係

7.3 圧縮・引張プレース機構および枠組みCTの剛性の考え方

ここで推定しようとしているのは枠組みCTの内部に設置されたLVLパネルの挙動（応力伝達）であるため、全体の剛性 K_H は、LVLパネルの剛性のみを考えており、枠組みCTの剛性は考慮していない。枠組みCTの剛性は、数値解析の際形状のままモデル化し軸剛性のみを考慮する。

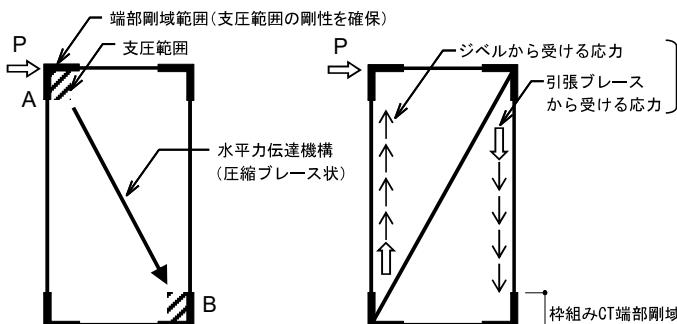


図9 圧縮プレース機構

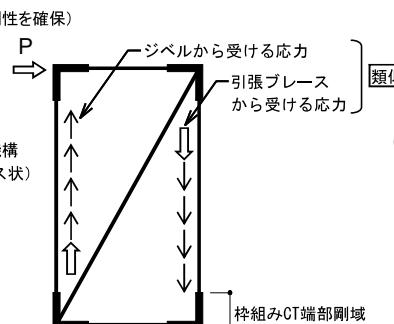


図10 引張プレース機構

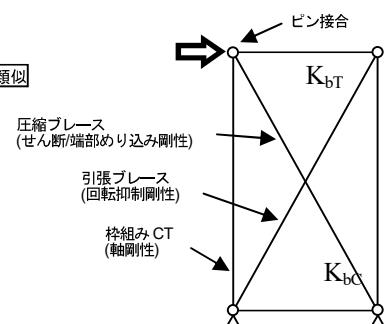


図11 耐震パネルのモデル化

圧縮プレース機構の水平剛性 K_{HC} は、パネルせん断剛性 K_S と回転めり込み剛性 K_M の直列バネとした。

$$\frac{1}{K_{HC}} = \frac{1}{K_S} + \frac{1}{K_M} \quad (2)$$

引張プレース機構の水平剛性 K_{HT} は実大実験ではシステムの詳細な応力伝達機構が明らかにできなかった部分が含まれる。このため、まずシステム全体の水平剛性 K_H を、次に圧縮プレース機構の水平剛性 K_{HC} を求め、引張プレース機構の水平剛性は K_H から K_{HC} を引くことで求めることとした。

$$K_{HT} = K_H - K_{HC} \quad (3)$$

パネルせん断剛性、端部めり込み剛性、ジベルによる回転抑制剛性の考え方を以下に示す。

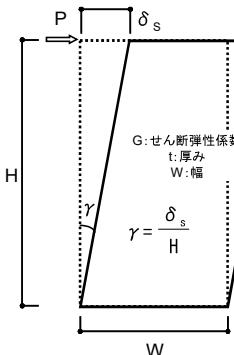


図 12 せん断剛性

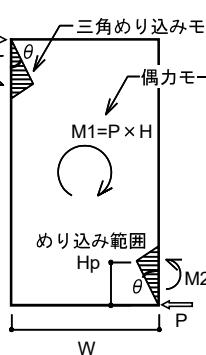


図 13 端部めり込み剛性

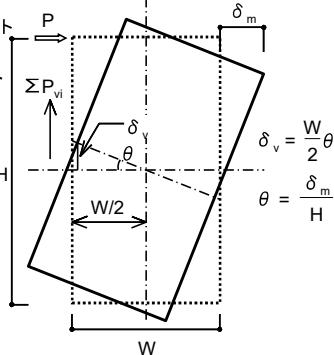


図 14 回転抑制剛性

パネル材料 : LVL (100E-375F 50V-43H)
厚み : $2 \times 80 = 160\text{mm}$
$E_0 = 10000\text{N/mm}^2$
$E_{90} = 2500\text{N/mm}^2$
$G = 667\text{N/mm}^2$
$F_c = 25.8\text{N/mm}^2$
$F_t = 19.8\text{N/mm}^2$
$F_{sx} = 3.0\text{N/mm}^2$
$F_{sy} = 2.7\text{N/mm}^2$
$F_{cv} = 7.8\text{N/mm}^2$

図 15 パネル材料の仕様

7.4 代表部材の剛性算定例

以下に、LVL パネルの幅 875mm、高さ 1500mm、厚さ $t=80 \times 2=160$ の部材のプレース剛性の算定例を示す。

7.4.1 LVL パネルの水平せん断剛性 K_S の算定

$$K_S = \frac{t \cdot W \cdot G}{H} \quad (4)$$

ここで、 t は耐震パネル厚、 W は LVL パネル幅、 G はせん断弾性係数($=E/15$)、 H はパネル高さを示す。

$$K_S = \frac{875 \times 160 \times 10000 / 15}{1500} / 1000 = 62.2 \text{ kN/mm}$$

7.4.2 LVL パネル端部回転めり込みによる水平剛性 K_M の算定

本式は、三角めり込みモーメントを求める式^{1), 2)}に本システムで用いるパラメータを代入したものである。

$$K_M = \frac{2H_p^3 \cdot t \cdot E_\perp}{H^2 \cdot W} \left\{ \frac{1}{3} + \frac{2W}{3H_p} \cdot \left(1 - \exp \left(-\frac{3(H - H_p)}{2W} \right) \right) \right\} \quad (5)$$

ここで、 H_p は高さ方向めり込み範囲（端部三角プレート設置範囲）、 E_\perp は全面横圧縮ヤング係数 ($E_\perp=E/4$)³⁾、 θ はめり込み回転角、めり込みに対する有効厚さ（文献^{1), 2)}では Z_0 を使用）は LVL パネルの幅 W とした。

$$K_M = \frac{2 \times 300^3 \times 160 \times 10000}{875 \times 1500^2} \times \left[\frac{1}{3} + \frac{2 \times 875}{3 \times 300} \times \left(1 - \exp \left(-\frac{3 \times (1500 - 300)}{2 \times 875} \right) \right) \right] / 1000$$

$$K_M = 89.0 \text{ kN/mm}$$

7.4.3 ジベルによるパネル回転抑制効果による水平剛性 K_J の算定

$$K_J = \frac{W^2}{2H^2} \sum K_{J_i} \quad (6)$$

ここで、Wはパネル幅、Hはパネル高さを示す。

K_{J_i} はジベル1箇所あたりの剛性を示す。これは、要素実験により求めた。要素実験の概要は図23に示す。

$$K_J = \frac{875^2}{2 \times 1500^2} \times 6 \text{箇所} \times 60 = 61.3 \text{ kN/mm}$$

7.4.4 圧縮プレース K_{bC} と引張プレース K_{bT} への置換

式(1)を展開し、システム全体の水平剛性を求める。

$$K_H = \frac{K_S(K_M + K_J)}{K_S + (K_M + K_J)} \quad (7) \quad \rightarrow K_H = \frac{62.2 \times (89.0 + 61.3)}{62.2 + (89.0 + 61.3)} = 44.0 \text{ kN/mm}$$

次に、式○により、ジベルを考慮しない圧縮プレース機構の水平剛性を求める。

$$K_{HC} = \frac{K_S \cdot K_M}{K_S + K_M} \quad (8) \quad \rightarrow K_{HC} = \frac{62.2 \times 89.0}{62.2 + 89.0} = 36.6 \text{ kN/mm}$$

式(3)より、引張プレース機構の水平剛性を求める。

$$K_{HT} = K_H - K_{HC} = 44.0 - 36.6 = 7.4 \text{ kN/mm}$$

最後に、プレース方向へ換算する。

$$K_{bC} = \frac{K_{HC}}{\cos^2 \theta} \quad (9) \quad \rightarrow K_{bC} = 36.6 \left/ \left(\frac{875}{\sqrt{1500^2 + 875^2}} \right)^2 \right. = 144.2 \text{ kN/mm}$$

$$K_{bT} = \frac{K_{HT}}{\cos^2 \theta} \quad (10) \quad \rightarrow K_{bT} = 7.4 \left/ \left(\frac{875}{\sqrt{1500^2 + 875^2}} \right)^2 \right. = 29.2 \text{ kN/mm}$$

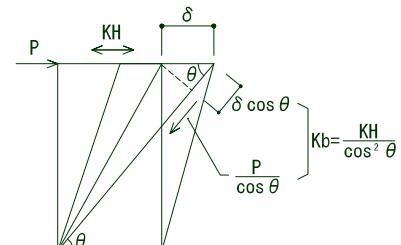


図16 プレース軸剛性変換解説図

7.5 代表部材の耐力および剛性低下の算定例

7.5.1 圧縮プレースの非線形曲線の算定例

本設計で用いているLVLパネルの性能は、100E-375F、50V-43Hである。

LVLパネルの水平方向せん断終局耐力は、実験結果より繊維方向（高さ方向）のせん断破壊した時点であったため、繊維方向が終局せん断耐力に達した時点を終局耐力と定義し、次式で算定する。

$$Q_{SU} = \frac{W}{H} \cdot H \cdot t \cdot F_{SU} = W \cdot t \cdot F_{SU} \quad (11)$$

ここで、 F_{SU} は繊維方向の終局せん断応力を示す。

$$Q_{SU} = 3.3 \times 160 \times 875 / 1000 = 462 \text{ kN}$$

$$\delta_{SU} = Q_{SU} / K_S \quad (12)$$

式(12)は、パネルのせん断バネに対する変形であるため、全体の水平剛性 K_H とせん断剛性 K_S の比率から、全体の変形 δ_{HSU} を算定すると次式となる。

$$\delta_{HSU} = \frac{K_S + (K_M + K_J)}{(K_M + K_J)} \cdot \delta_{SU} \quad (13)$$

$$\delta_{HSU} = \frac{62.2 + (89.0 + 61.3)}{(89.0 + 61.3)} \cdot \frac{462}{62.2} = 10.5 \text{ mm}$$

次に、端部めり込み降伏回転角 θ_y を求めると、次式^{1), 2)} の値となる。

$$\theta_y = \frac{W \cdot F_m}{H_P \cdot E_{90} \cdot \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}} \quad (14)$$

ここで、 $F_m = 0.8F_{cv}$ 、 F_{cv} はめり込み基準強度を示す。

$$\theta_y = \frac{875 \times 0.8 \times 7.8}{300 \times 10000 \times \sqrt{2.7 \times 1.0 \times 4.9 \times 2.0}} = 3.5 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

端部回転めり込み降伏後は、回転めり込み剛性に対して $1/7^{(1)}$ の剛性を持つものとして算定する。

端部回転めり込みが降伏回転角に達する時点の水平変位は式(15)、せん断と同様に全体の変位に換算すると式(16)となる。

$$\delta_{\theta_y} = H \cdot \theta_y \quad (15)$$

$$\delta_{H\theta_y} = \frac{K_S + (K_M + K_J)}{K_S} \cdot \delta_{\theta_y} \quad (16)$$

$$\delta_{H\theta_y} = \frac{62.2 + (89.0 + 61.3)}{62.2} \times 1500 \times 3.5 \times 10^{-4} = 1.8 \text{ mm}$$

端部回転めり込み降伏後の剛性は $1/7$ となるため、圧縮プレースの剛性低下率は次式で算定される値となる。

$$K'_{HC} = \frac{K_S \cdot K'_M}{K_S + K'_M} \quad (17) \quad \rightarrow K'_{HC} = \frac{62.2 \times 89.0/7}{62.2 + 89.0/7} = 10.6 \text{ kN/mm}$$

$$\alpha_{CM} = \frac{K'_{HC}}{K_{HC}} \quad (18) \quad \rightarrow \alpha_{CM} = \frac{10.6}{36.6} = 0.290$$

7.5.2 引張プレースの非線形性の算定例

引張プレースは、基本的に線形で、ジベルに接している LVL パネルがせん断破壊することで終局状態となる。よって、ジベル部分がせん断破壊する時点の引張プレースが負担する軸力を求め、その耐力を引張プレースの終局荷重とする。

ジベル部分 1 箇所あたりのせん断終局荷重を P_{JU_i} とすれば、その時点での水平力は次式で算定される。

$$P_{HJU} = \frac{W}{H} \sum P_{JU_i} \quad (19)$$

これを方向力に変換すれば、引張プレースの終局荷重を得る。

$$P_{TU} = \frac{P_{HJU}}{\cos \varphi} \quad (20)$$

代表部材について算定すると、以下のようになる。

$$P_{TU} = \frac{875}{1500} \times 6 \text{ 箇所} \times 80 \sqrt{\frac{875}{1500^2 + 875^2}} = 373 \text{ kN}$$

7.6 簡易モデル作成のまとめ

ここでは、LVL パネルと枠組み CT を組み合わせたハイブリッド耐震パネルの簡易モデル化方法を提案した。

面材をプレース置換することで設計プロセスで剛性・耐力のオーダーが把握しやすく、枠組みに作用する変動軸力も適切に評価できるものとなった。

パネル寸法に応じて全部材の初期剛性、降伏点、終局耐力を算定し、モデル③の耐震パネル 1 構面のモデルを作成することとした。

8. 実大実験結果と簡易モデルとの比較

8.1 実験計画と結果概要

提案した耐震パネルがどの程度の水平荷重・変形角まで安定して載荷可能かを把握し、最終破壊モード・破壊位置を確認する目的で実大実験を実施した。

変形角 1/67 程度まではほぼ弾性挙動し、その後徐々に剛性低下した。また、最大荷重は LVL パネルの纖維方向（縦方向）のせん断破壊時に発現した。

8.2 簡易モデルによる増分解析結果と実験結果の比較

圧縮・引張プレースの剛性と耐力を用いたモデルで荷重増分解析を行い、簡易モデルの妥当性を検証した。

静的荷重増分解析によって得られた P- δ 曲線を図 21 の黒実線に示す。P- δ 曲線は 3 つの折れ点から構成されており、順に LVL パネルの端部が回転めり込み降伏した点、全ジベル部が終局状態に達した点、LVL パネルが纖維方向にせん断破壊した点を示す。

LVL パネルの纖維方向終局せん断応力度は、材料強度として定められていないため、解析より実験値を模擬できるように $F_{SU}=3.8N/mm^2$ と設定した。この値は、纖維直行方向の終局せん断応力度（材料強度）が、 $5.0N/mm^2$ であるため、その約 75% 程度の耐力となる。

実験値は初期剛性が解析ほど高くなく、2 次勾配とよく一致している。これは、初期スリップによる影響だと考えることができる。しかし、実験ではラグスクリューや摩擦などの影響で明快な初期スリップが現れなかつたのではないかと考えられる。仮に 1 つ目の折れ点が実験値と重なる点まで平行移動させると、x 軸と約 1.0mm の位置で交わることがわかる（図 21 黒点線）。これを理想的なスリップと考えれば、等価なガタがこの程度あったのではないかと考えられる。

以上より、簡便なモデルは初期スリップを再現出来ないものの、比較的良い精度で推定可能であることがわかった。

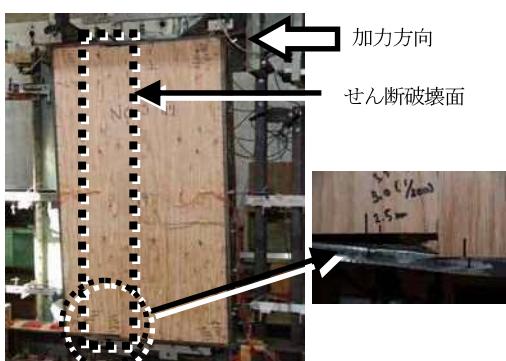


図 20 LVL パネルせん断破壊状況

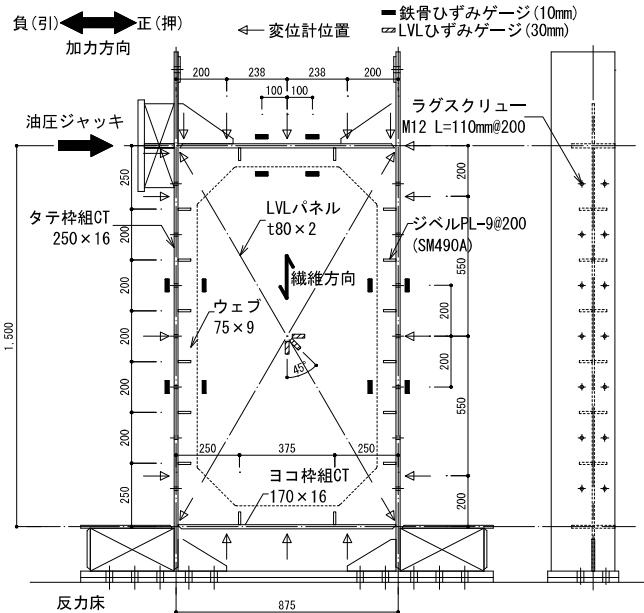


図 17 実大実験計画図

試験ステップ	変形角	載荷手順(水平変位)
1	1/800	0 → 押側1.88mm → 引張側1.88mm → 3サイクル繰り返し
2	1/400	0 → 押側3.75mm → 引張側3.75mm → 3サイクル繰り返し
3	1/200	0 → 押側7.50mm → 引張側7.50mm → 3サイクル繰り返し
4	1/133	0 → 押側11.3mm → 引張側11.3mm → 3サイクル繰り返し
5	1/100	0 → 押側15.0mm → 引張側15.0mm → 3サイクル繰り返し
6	1/67	0 → 押側22.4mm → 引張側22.4mm → 3サイクル繰り返し
7	1/50	0 → 押側のみ30.0mm程度の破壊まで(最大50mm)まで

※水平変位は高さ1500mmを基準として算定

図 18 荷重載荷スケジュール

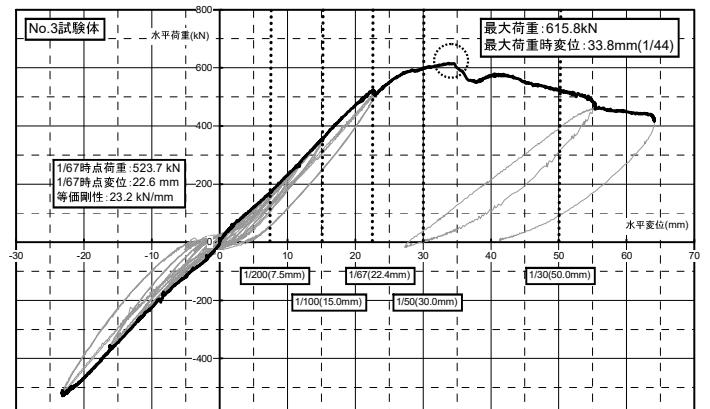


図 19 実大実験の履歴曲線

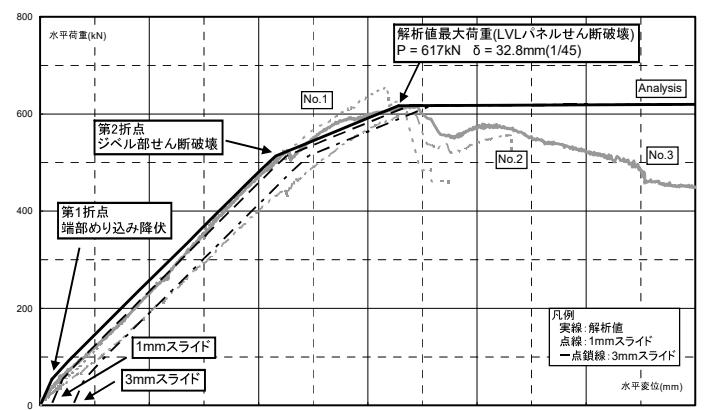


図 21 簡易モデルの解析値と実験値の比較

9. ジベル要素実験

耐震パネル実大実験に先立ち、ジベル部の剛性および耐力を確認する目的で要素実験を行った。4組のジベル付鉄骨枠組みにLVLパネルを挟み込んだ試験体を作成し、1方向静的漸増載荷を行った。試験体は全3体とした。

No.1 試験体の試験結果の履歴曲線を図23に示す。これは、試験体の全体の引張荷重と変位の関係を示している。LVLに加工されたジベルプレート用のスリットがジベルプレートに接触するまでは、ラグスクリューとLVL、鋼製枠の摩擦などの剛性が表れ、接触後は剛性が上がり、そのままの剛性で終局耐力に達する。

終局耐力は3体を平均すると概ね320kN程度で、破壊形式は図24に示すように、ジベルプレートに接触しているLVLがそのままの形状で抜け出していく、ブロックせん断破壊であった。最大耐力に達した直後は、耐力低下を起こしたもの、ラグスクリューが曲げ降伏しながらLVLと鋼製枠を繋ぎとめた為、徐々に耐力低下を起こす挙動に変化した。1組当たりのジベルの剛性は約60kN/mm、耐力は約80kNであった。

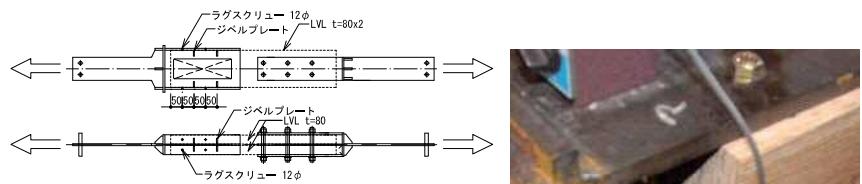


図22 ジベル要素実験計画図

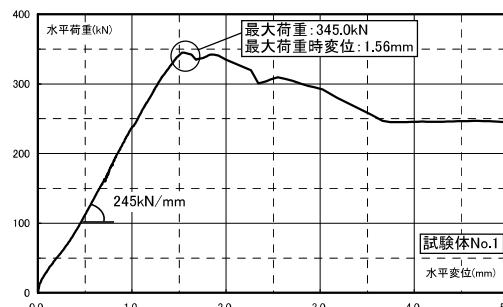


図23 ジベル要素実験荷重変形曲線



図24 ブロックせん断破壊状況

10. モデル③：耐震パネル構面全体と接続する本体柱梁構面

ここでは、耐震パネル構面を簡易モデルにてモデル化し、荷重増分解析を行うことで、1構面の履歴曲線を確認し、Ds値を算定する。また、接続部（耐震パネルと本体木質架構）や本体柱梁架構に生じる応力に対する断面検定を行う。

10.1 モデル概要

耐震パネルの構面だけでなく、耐震パネルが取り付くフレームもモデル化することで、地震時に受ける変動軸力に対する取り付け梁の剛性を考慮する。接合部については、接合ボルト・プレート形状による剛性・降伏耐力を考慮する。

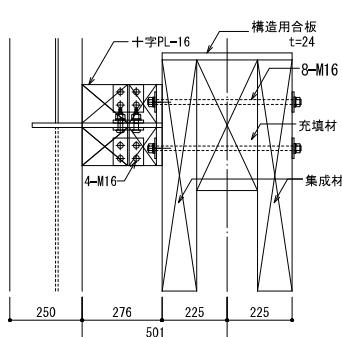


図27 接合部詳細図

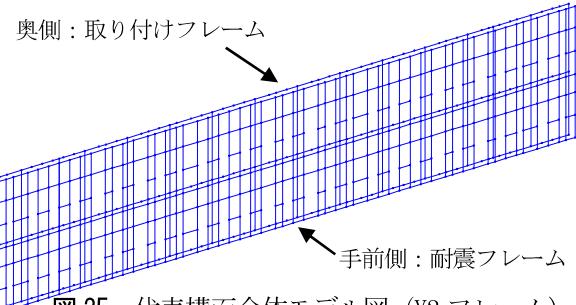


図25 代表構面全体モデル図 (Y2 フレーム)

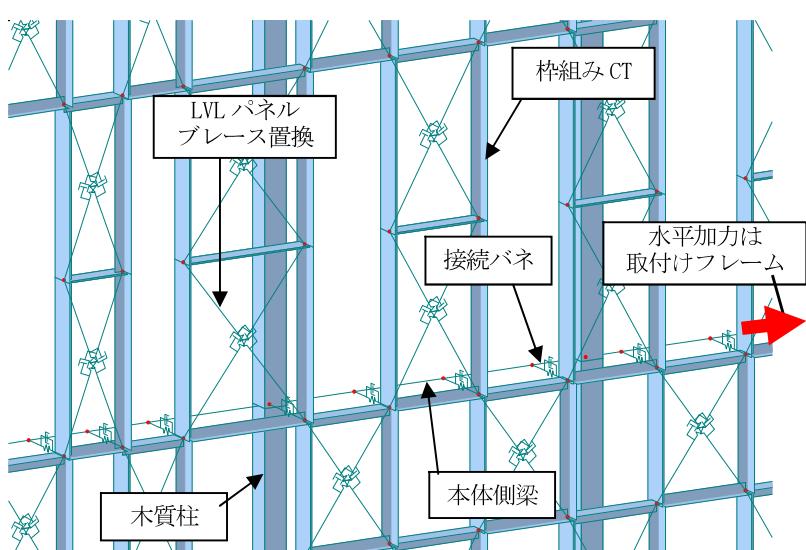


図26 耐震パネル解析モデル部分詳細図

10.2 評価項目と設計クライテリア

項目	1次設計時	Ds 算定時
本体木質梁 (6・R 階)	短期許容応力度以下	短期許容応力度以下
本体鉄骨梁 (5 階)	短期許容応力度以下	短期許容応力度以下
接合部	短期許容せん断力以下 $\sqrt{\left(\frac{Q_{\text{水平}}}{P_{\text{水平}}}\right)^2 + \left(\frac{Q_{\text{鉛直}}}{P_{a\text{鉛直}}}\right)^2} < 1.0$	終局せん断耐力下 $\sqrt{\left(\frac{Q_{\text{水平}}}{P_{u\text{水平}}}\right)^2 + \left(\frac{Q_{\text{鉛直}}}{P_{u\text{鉛直}}}\right)^2} < 1.0$

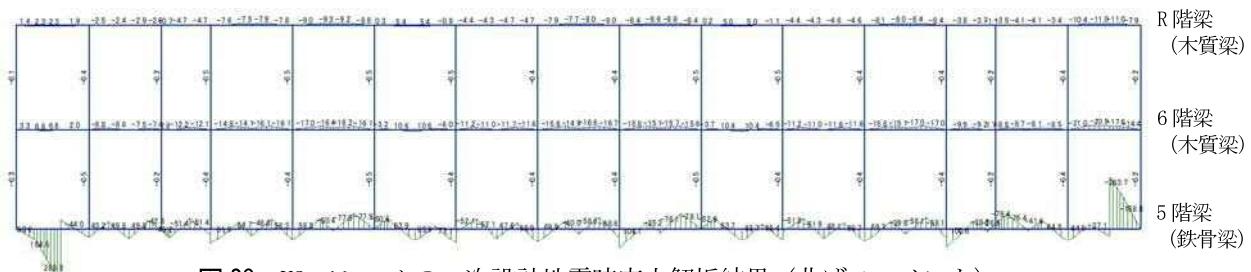


図 28 Y2 フレームの一次設計地震時応力解析結果（曲げモーメント）

10.3 Q-d 曲線と Ds 値の算定

Ds 値は、上記に示した解析より得られた Q-d 曲線より、Ds 算定時までに吸収したエネルギー E と初期剛性 K、終局時変位 Rs(本検討では Ds 算定時とした)を用いて、2009 年度日本建築学会大会（東北）構造部門（木質構造）パネルディスカッション資料「木質住宅の設計法・評価法の現状と課題」の P83、84 に記載されている、下式をから算定した。

$$Ds = \frac{1 - \sqrt{1 - \gamma_{ek}}}{\sqrt{1 + \sqrt{1 - \gamma_{ek}}}} \quad (21) \quad \text{ここで、} \quad \gamma_{ek} = \frac{2E}{K \cdot R_s^2}, \quad E: \text{終局までに吸収するエネルギー, } K: \text{初期剛性, } R_s: \text{終局時変位}$$

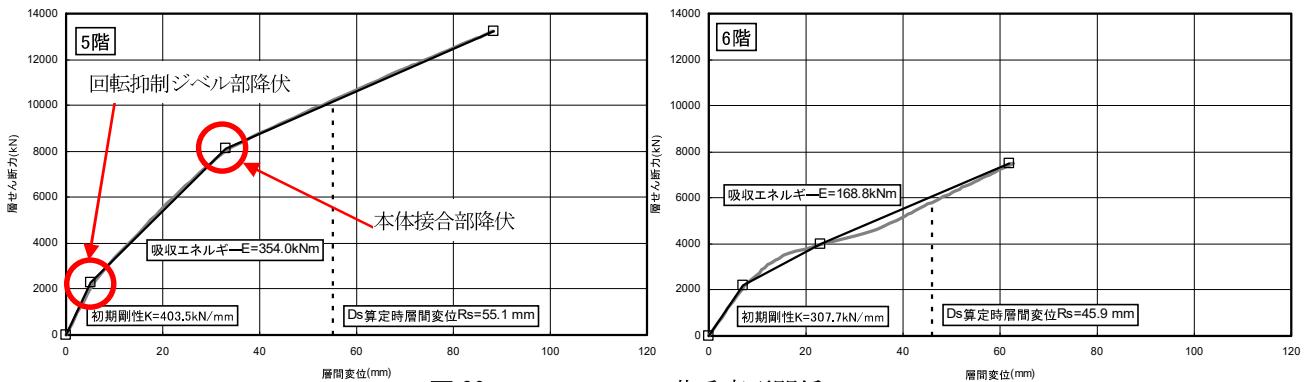


図 29 Y2 フレームの荷重変形関係

以上に示した Q-d 曲線より、5 階と 6 階の Ds 値は次の値となる。

$$5 \text{ 階: } \gamma_{ek} = \frac{2 \times 354.0 \times 10^3}{403.5 \times 55.1^2} = 0.578, \quad Ds = \sqrt{\frac{1 - \sqrt{1 - 0.578}}{1 + \sqrt{1 - 0.578}}} = 0.461 \rightarrow 0.50$$

$$6 \text{ 階: } \gamma_{ek} = \frac{2 \times 168.8 \times 10^3}{307.7 \times 45.9^2} = 0.519, \quad Ds = \sqrt{\frac{1 - \sqrt{1 - 0.519}}{1 + \sqrt{1 - 0.519}}} = 0.425 \rightarrow 0.50$$

10.4 本体立体モデルに組み込む耐震パネルの履歴曲線

図29に示した□をつないだ3折線は、全体モデルで解析を行う際の耐震パネル構造のTri-Linear曲線である。本検討は、Y2通りで行っているため、他通りの耐力・剛性は長さに比例させて求めた。下表に諸元を示す。

Pは折れ点のせん断力(kN)、Kはそれぞれの剛性(kN/mm)、 α は初期剛性に対する剛性低下率である。

表1 耐震パネル構面のTri-Linear曲線

5階

	P	K	α
Y2,Y16	2300	403.5	0.451
	8110	182.0	0.202
Y4,Y9	920	183.9	0.451
	3243	83.0	0.202
X1A,X16A	2341	468.2	0.451
	8255	211.2	0.202
X7,X13	752	150.5	0.451
	2653	67.9	0.202

6階

	P	K	α
Y2,Y16	2200	307.7	0.361
	3979	111.9	0.291
Y4,Y9	880	123.9	0.361
	1591	44.7	0.291
X1A,X16A	2239	315.4	0.361
	4050	113.9	0.291
X7,X13	720	101.4	0.361
	1302	36.6	0.291

10.5 実大実験で見られた初期スリップを考慮した場合のDs算定

実大実験による初期剛性は、木質構造特有の初期スリップ(ガタ等)を見込まない解析値に対して1/2程度であり、パネルのめり込み降伏後の2次勾配とほぼ一致していた。

ここでは、木造特有の初期スリップのDsへの影響を検討するため、便宜上めり込み剛性を小さくし代表構面(Y2フレーム)の荷重増分解析を行った。

下図に初期スリップを考慮しない解析でのQ-d曲線(細線)初期スリップを反映したQ-d曲線(太線)を示す。

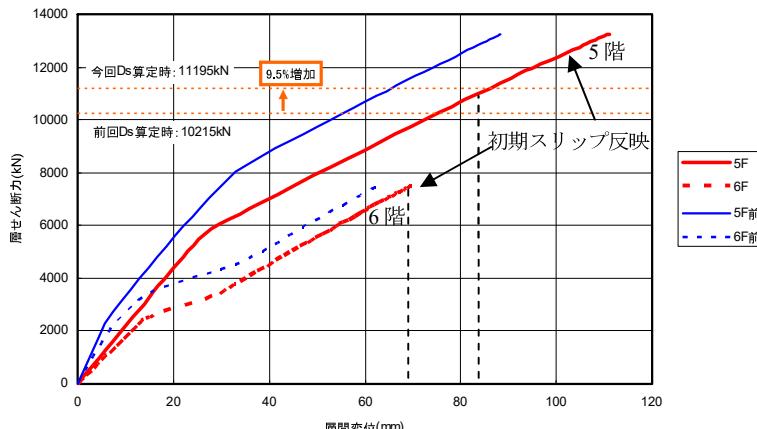


図30 Y2フレームの荷重変形関係(初期スリップありなしの比較)

次に、初期スリップを考慮したQ-d曲線に対して、Ds値の算定を行う。

実験により、LVLパネルがせん断破壊点に達しても急激な耐力低下を起こさないことが確認できたため、Ds算定時を1/50もしくは解析終了時としてDs値の算定を行う。

$$5\text{階}: D_s = \sqrt{\frac{1 - \sqrt{1 - 0.718}}{1 + \sqrt{1 - 0.718}}} = 0.553 \rightarrow 0.55, \quad 6\text{階}: D_s = \sqrt{\frac{1 - \sqrt{1 - 0.655}}{1 + \sqrt{1 - 0.655}}} = 0.510 \rightarrow 0.55$$

以上より、初期スリップを考慮すると初期剛性Kが低下するなどの影響により、Ds値は0.50から0.55となった。これを踏まえ、Ds0.55としてもQu/Qun>1.25であることを確認した。

10.6 耐震パネル構面全体モデルのまとめ

簡易モデルを用いて構面全体のTri-Linear曲線を求めることができた。木質材料を用いる耐震システムの場合、接合ディテールにより初期スリップ等が生じることから、スリップなし解析に比べ初期剛性が低下することなどによりDs値が高くなる可能性があり、余裕をもった設計とする必要がある。

11. モデル④：建物全体立体モデル

1~4階の鉄骨造、5~6階の木質構造を立体モデル（解析プログラムはSNAP）で組み、各耐震パネル構面の層間のせん断バネ（Tri-Linear曲線）を付加した。

荷重増分解析を行い、いずれかの層が層間変形角 $1/75$ に達した時点を保有水平耐力時とした。

保有水平耐力 Q_u /必要保有水平耐力 $Q_{un}>1.25$ を確認した。

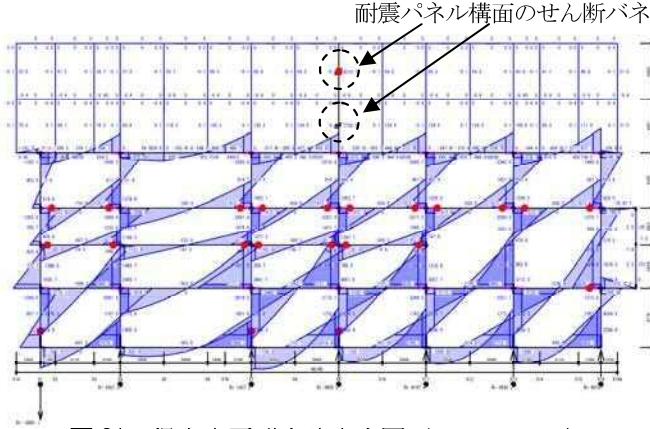


図31 保有水平耐力時応力図 (Y2 フレーム)

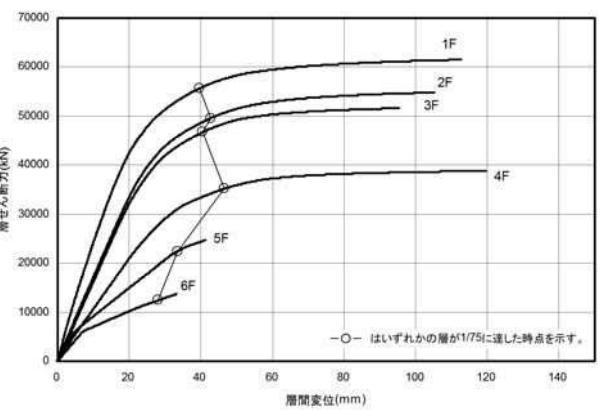


図32 X方向荷重変形曲線

本モデルでは、耐震パネル接続部から本体モデルへ生じる鉛直方向反力が厳密に評価されていないが、この影響はモデル③解析時応力で評価している。

12. まとめ

- ・木質材料を面材の耐震要素として用いた場合の課題を的確に把握しながら設計した。
- ・要素数が多い木質パネルすべてをメッシュを切った板要素として扱う方法は、構面全体の荷重変形関係の妥当性を検証することが困難であると考えた。
- ・木質の面材をX型プレース置換することで、剛性・耐力のオーダーを把握しながら解析結果の検証ができた。
- ・木質パネルならではの、めり込み挙動を考慮する必要がある。
- ・提案した鋼製枠組みにLVLパネルをはめ込むディテールにおいて採用した回転抑制のジベルプレートについては解析で剛性・耐力を求めることが困難であったため、要素実験を実施した。木質材料を用いた場合、要素実験は有効である。
- ・提案したX型プレースを用いた簡易モデルによる $Q-\delta$ 曲線と、実大実験によるものは、木質構造特有の初期スリップの影響を除き概ね一致しており、提案モデルの妥当性が確認できた。
- ・木質材料を耐震要素に使う場合、接合ディテールによる初期スリップ等の剛性低下により D_s 値が高くなる可能性がある。

謝辞

本システムの開発にあたり、実大実験は東京大学生産技術研究所脇原教授および千葉実験場の関係者の方々、ジベル要素実験は広島県立総合技術研究所林業センターの協力のもとを行うことができたことを、ここに感謝する。

参考文献

- 1) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法一, 2006.12
- 2) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル, 2009.11
- 3) 川元満夫, 藤田和彦, 李 元羽, 宮武 敦: 直交单板を用いた単板積層材の性能 その1強度性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.19~20, 2010.9
- 4) 落合徹, 丸谷周平, 塩手博道: 鋼製枠組みとLVLjパネルを用いたハイブリッド耐震システムの開発, 日本建築学会技術報告集 第17巻 第36号, 505-510, 2011年6月

