

「中大規模木造建築物」先導型となる木造 D_s 値 0.3 の実現 高靱性型ラーメン架構と構造設計手法の開発

Achieving D_s value of 0.3 for medium to large scale wooden buildings Development of high-ductility type timber frame and structural design method

竹内 章博*

Akihiro Takeuchi

金川 基**

Motoi Kanagawa

要 約

著者らはこれまで、神奈川県川崎市に計画した木造5階建て耐火建築物の実プロジェクトにおいて、国内で初めて中大規模木造用高性能耐震フレーム構法 P&UA を適用し、開発目標としてきた「中大規模木造建築物」を実現した。

本報では同物件に初適用した P&UA 構法について、中高層木造建築物では初のルート3による構造設計 (D_s 値 0.3) を実現する際に行った構法開発と構造設計手法について述べる。

なお、本構法を初適用した実プロジェクトは、住宅・建築物の木造化に係る先導的な技術の普及啓発に寄与するものとして評価され「令和5年度サステナブル建築物等先導事業（木造先導型）」に採択された。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 高靱性型ラーメン架構の概要
- § 3. 保有水平耐力計算と D_s 値
- § 4. 実大加力実験
- § 5. 時刻歴応答解析による検証
- § 6. おわりに

§ 1. はじめに

前報¹⁾では神奈川県川崎市に計画した木造5階建て耐火建築物の実プロジェクトにおいて、国内で初めて中大規模木造用高性能耐震フレーム構法 P&UA²⁾ を適用した際に実施した構造実験と耐火実験について報告した。

図-1 と写真-1 に、P&UA 構法 (Panel & Unbonded Anchor Structure System) を初適用した実プロジェクトの架構図と施工時の木造躯体の状況を示す。本報では同物件に適用した P&UA 構法について、中高層木造建築物では初のルート3による構造設計 (D_s 値 0.3) を実現す

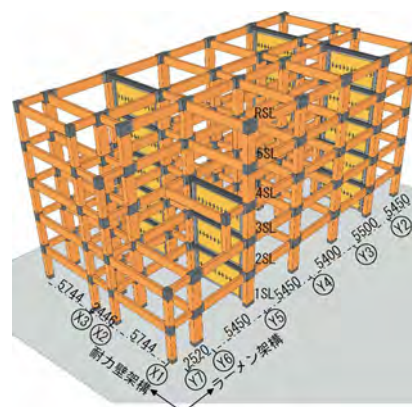


図-1 実プロジェクトに適用した P & UA 構法

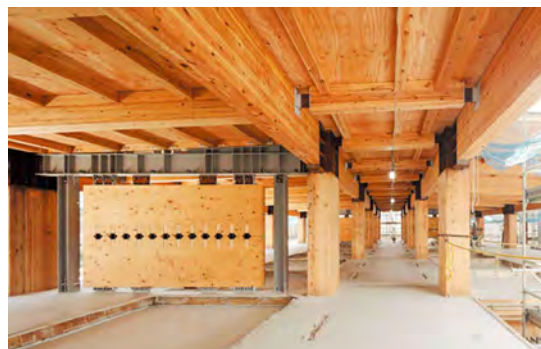


写真-1 実プロジェクト施工時の木造躯体

* 技術研究所 建築技術グループ

** 技術研究所

る際に行った，高靱性型木質ラーメン架構の構法開発と構造設計手法³⁾について報告する．さらに時刻歴応答解析を用いた設計手法の検証結果について示す．

§2. 高靱性型ラーメン架構の概要

2-1 GIUA および P & UA の概要

図-2 に GIR の靱性を改良した新構法 GIUA (Glued in unbonded anchor)²⁾ と従来の GIR とを比較して示す．GIUA は従来の GIR に対して，アンカーとなる鋼棒 (転造加工) と木材とを接着して定着耐力を確保する範囲 (ボンド範囲) と，木材との付着を切って軸変形させる範囲 (アンボンド範囲) に分ける改良を行った構法である．従来からある GIR 接合は，高耐力・高剛性が特長であるが，靱性が不足する点に課題があった．この改良により，高い伸び能力を有する鋼棒をアンボンド範囲で先行降伏させ，木材の割裂破壊を抑えた高靱性型の接合を可能としている．

図-3 に柱梁接合部に GIUA を適用した P&UA 構法²⁾ の架構構成図を示す．P&UA 構法のラーメン架構では，柱・梁に用いた木材の強度を最大限発揮させるために，柱梁接合部を鉄骨仕口とした．鉄骨仕口を用いることで柱梁接合部を剛体とし，木材と鉄骨仕口を繋ぐ GIUA に変形性能を持たせることで，木で壊さず鋼材で地震エネルギーを吸収させ，高剛性・高耐力かつ靱性に優れた粘り強い架構としている．本構法の開発により，スリップ型の復元力特性から脱却し，接合部のエネルギー吸収能力を高め保有水平耐力計算 (ルート 3) を用いた耐震構造を可能とした．

2-2 高層木質ラーメン架構のモデルプラン概要

P&UA 構法の開発は，10 階建てモデルプランの高層木質ラーメン架構を対象として行った．

図-4 にモデルプランで対象とする高層木造建築物の外観パースを，また図-5 に基準階の床伏図を図-6 に代表的な桁行方向ラーメン架構軸組図を示す．モデルプランは建物高さ 33.54m，延床面積 4745 m²，用途が共同住宅の 10 階建て耐火建築物である．片廊下型の居住施設であることから，建築計画における以下の 3 つの要求事項に配慮した構造計画としている．

- ① 桁行方向は開放性のあるラーメン架構
- ② 梁間方向は住戸間の戸境壁を利用した耐力壁架構 (立面的に市松状配置として引抜き力を低減)
- ③ 床振動や遮音性，耐火性を考慮し，床は RC 造 (ハーフ PC 版)

本報で検討する桁行方向のラーメン架構は，柱および大梁には構造用集成材を用い，柱梁接合部には鉄骨仕口を用いた架構としている．スパンは桁行方向のラーメン架構が 6.0m×3 スパン，8.0m×2 スパンとし，梁間方向の耐力壁架構が 4.0m×3 スパンである．階高は 1～6 階が 3.4m，7～10 階が 3.2m である．

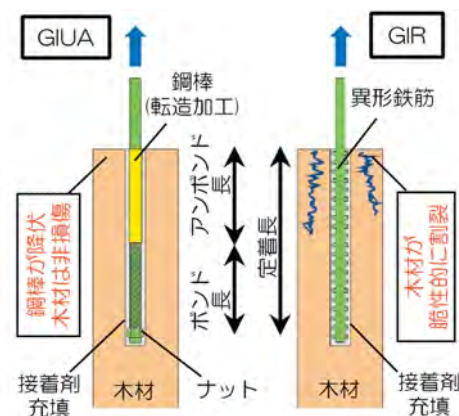


図-2 新技術 GIUA と従来の GIR の構成比較

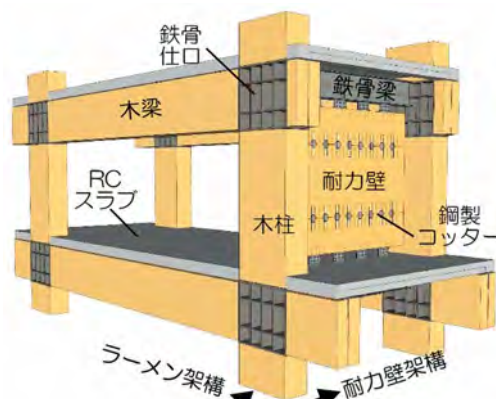


図-3 架構構成図



図-4 10 階建て高層木造建築物外観パース

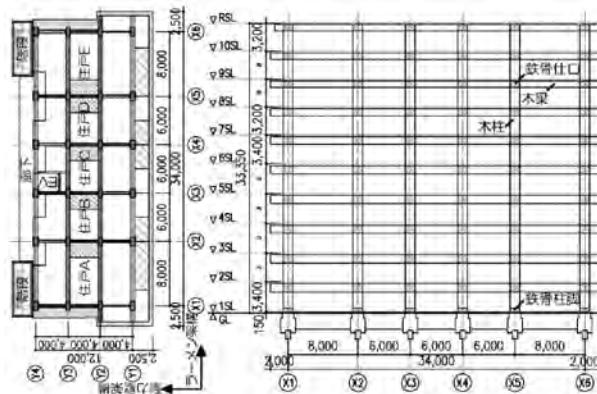


図-5 基準階床伏図

図-6 ラーメン架構軸組図

2-3 ラーメン架構の構成

表-1 に、後述する保有水平耐力計算結果に基づき、建物各階で使用した各部位の形状・寸法および材質・規格を示す。図-7 に GIUA の概要図を示す。また図-8 に GIUA を用いたラーメン架構について、代表としてモデルプランの 2 階の柱梁接合部の構成を示す。大梁および柱とも接合部における曲げ引張・圧縮縁には、必要曲げ耐力に応じて複数本の GIUA を配置する。GIUA 相互のピッチは 2.0ϕ (ϕ は削孔径) 以上、部材断面に対する縁あきは 1.5ϕ 以上とする。せん断力の伝達は、シアキーの役割のみを持たせるため GIUA の全長 (550mm) をアンボンド範囲としたせん断用鋼棒 (以下、GIFU: Glued in full unbonded anchor) と圧縮縁に配置した GIUA で行う。木柱および木梁の木口面側の GIUA の元端には高ナットを取り付け、鉄骨仕口とは、強度区分 10.9 以上のボルトにより緊結する。

§ 3. 保有水平耐力計算と Ds 値

3-1 部材端接合部の耐力および剛性

図-9 に GIUA と GIFU を用いた部材端のモデル図を示す。GIUA は鋼棒破断に至る十分な付着長さを有しており、軸耐力は鋼棒の強度により決まる。また、次章に示す実験結果より、部材端の曲げモーメント-接合部回転角 ($M-\theta$) 関係にスリップ性状はほとんど見られない。これらの結果からラーメン架構の接合部には RC 造の耐力式を参考とした下式を用いる。

(1) 接合部の終局曲げ耐力

梁端接合部の終局曲げ耐力 M_{uj} は (1) 式で求める。

$$M_{uj} = 0.9 n_t a_t \cdot \sigma_y \cdot (D - d_t) \quad (1)$$

ここで、 n_t は引張側 GIUA 本数、 a_t は GIUA の有効断面積、 σ_y は GIUA の材料強度、 D は部材せい、 d_t は部材の曲げ引張縁から引張側 GIUA 重心までの距離である。

(2) 接合部の回転剛性

GIUA を用いた部材端接合部の回転バネの初期剛性は、鉄骨造の露出柱脚の力学モデルを参考とし、以下の算定式を用いて算出した。梁端接合部の回転剛性の初期剛性 K_B は (2)~(5) 式による。

$$K_B = K_t d \left(D - X_n - \frac{D-d}{2} \right) \quad (2) \quad K_t = \frac{E_s n_t a_b}{2 u L_b} \quad (3)$$

$$K_c = \frac{(E_s n_c a_b + E_c D/4 B)}{2 u L_b} \quad (4) \quad X_n = \frac{K_t d}{K_t + K_c} + \frac{D-d}{2} \quad (5)$$

ここで、 X_n は曲げ圧縮縁から中立軸の距離、 E_s は鋼棒のヤング係数、 n_c は圧縮鋼棒本数、 a_b は鋼棒の軸断面積、 $u L_b$ はアンボンド長、 E_c は木材の繊維方向ヤング係数、 B は部材幅である。なお、 d_c は $D/8$ 、木材の圧縮範囲は $D/4$ とする。なお、梁端接合部の限界変形時の回転角 θ_u はアンボンド長さに対する鋼棒伸びの設計値 η ($\eta=10\%$) から (6) 式で求まる。ここで、 j は応力中心間距離である。

$$\theta_u = \eta u L_b / j \quad (6) \quad j = (D - d_t) 7/8 \quad (7)$$

表-1 部材寸法と材料

部位	形状・寸法	材質・規格
木柱	幅1100×奥5477	カラマツ 同一等級集成材
木梁	幅468×奥660	構造用集成材 E95-F315
耐力壁	厚さ2-150 300	ラジアーターバイン B種 LVL 80E40V-26H
GIUA GIFU	5M27	SNR490B 転造加工
鋼製 コッター	PL-45	SS400
鉄骨 仕口	PL-9~40	SM490A
ハーフRC コンクリート	PC板厚120 トップコン厚80	Fc24

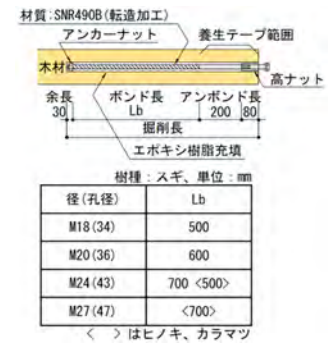


図-7 GIUA の概要

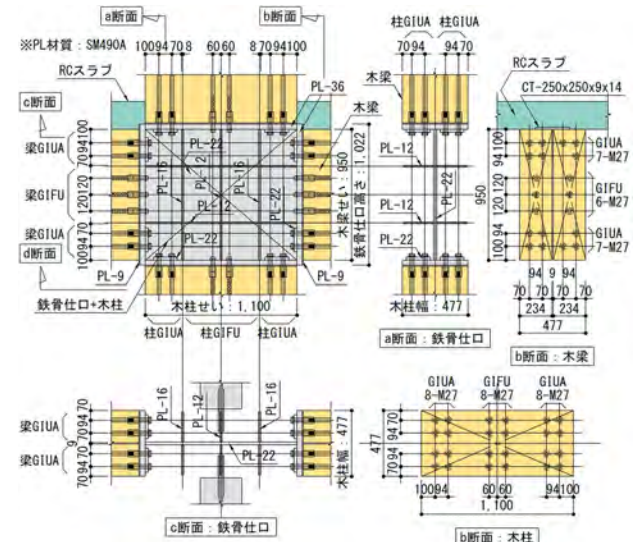


図-8 2階の柱梁接合部の構成

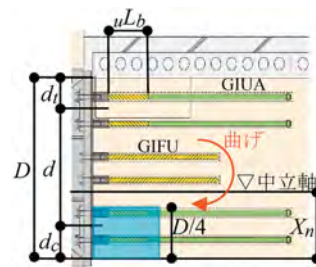


図-9 部材端モデル図

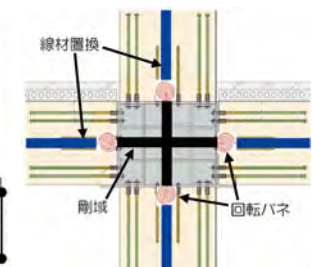


図-10 解析モデル図

(3) 接合部の終局せん断耐力

接合部の GIUA と GIFU の終局せん断耐力は、曲げ降伏型接合具を用いた接合部の 1 面せん断形式の降伏耐力算定式⁴⁾によって求める。なお、梁端部のせん断耐力は GIFU と曲げ圧縮側 GIUA のせん断耐力の和とする。

3-2 構造特性係数 Ds 値

本節では構造計算ルート 3 で必要となる、Ds 値の算出方法について示す。本報では限界耐力計算に準拠した方法を参考として、木造の Ds 値を算出する。具体的には、外力分布形が Ai 分布の地震力を各階に作用させて静的荷重増分解析を実施し、建物を等価 1 自由度系に縮約することで建物の塑性率 μ と減衰 Dh を求め Ds 値を算定する。なお既報¹⁾では建物規模が 5 階建てと中層規模で

あったため、 D_s 値の算出は安全側の配慮として減衰を考慮しない (8) 式を用いた。本報では、モデルプランが高層建物であることを踏まえて履歴減衰の影響を (11) 式で評価し、(9) 式により D_s 値を算出する。なお、減衰 D_h は本来であれば粘性減衰を示す係数であるため、時刻歴応答解析を行って減衰評価の妥当性を確認する。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (8)$$

$$D_s = \frac{D_h}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (9) \quad D_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (10)$$

$$h = \gamma_1 (1 - 1/\sqrt{Df}) + 0.05 \quad (11)$$

ここで、 μ と Df はどちらも建築物の塑性の程度を表す数値であり、安全側の措置として $\mu = Df$ として取り扱う。 h は建築物の減衰性を表す値であり、 $h \leq 0.2$ とする。 γ_1 は減衰特性を表す係数であり $\gamma_1 = 0.25$ とする。1 質点系に縮約した代表変位 Δm は一貫計算の増分解析により求めた各階の層せん断力と層間変形の関係を基に (12) 式で、 Df は 1 階層せん断力（ベースシア）と 1 質点系に縮約した代表変位の関係から (13) 式で求める。

$$\Delta m = \frac{\sum m_i \cdot \delta d_i^2}{\sum m_i \cdot \delta d_i} \quad (12) \quad Df = \frac{\Delta s \cdot Qd}{\Delta d \cdot Qs} \quad (13)$$

ここで、 m_i は第 i 階の質量、 δd_i は第 i 階の基礎からの変位、 Δd は建築物の損傷限界時における代表変位、 Δs は建築物の安全限界時における代表変位、 Qd は建築物の損傷限界耐力、 Qs は建築物の安全限界耐力である。なお、多数の部材が混在する建築物にあっては、建築物の損傷限界以後の減衰性が各部材の塑性化の進み方によって異なるため、塑性率の起点が安全側の評価となるように (13) 式を用いている。損傷限界変形は全部材の中で最初に曲げ降伏ヒンジが形成された時点、安全限界変形 (D_s 算定時) は本構法で想定している梁降伏先行の全体崩壊メカニズムが形成された時点であり、ある層の層間変形角が $1/50\text{rad}$ に達した時点とする。なお、保有水平耐力 Qu はある層の層間変形角が $1/100\text{rad}$ に達した時点の値とする。

3-3 応力解析モデルと保有水平耐力計算結果

図-10 にラーメン架構の応力解析モデル図を示す。架構のモデル化は、柱・梁を線材置換し、部材端に回転バネを考慮した立体フレームモデルとした。柱梁接合部の鉄骨仕口は剛域とみなす。各階の床は剛床を仮定し、スラブによる大梁の曲げ剛性増大は考慮しない。

図-11 に、図-6 で示したラーメン架構の代表構面の D_s 算定時における降伏ヒンジを示す。同図には曲げモーメントと部材端の塑性率を併記した。全梁端接合部の 8 割以上に塑性ヒンジが形成されていることから、想定した梁崩壊型の全体崩壊形が形成されていると言える。また、各部材の塑性率の解析値は、次章で示す柱梁接合部の実大試験体による実験値以下となることを確認し、全体崩壊形を満足するように柱梁耐力比の確保、木材の耐力余裕度の確認といった保証設計も行っている。

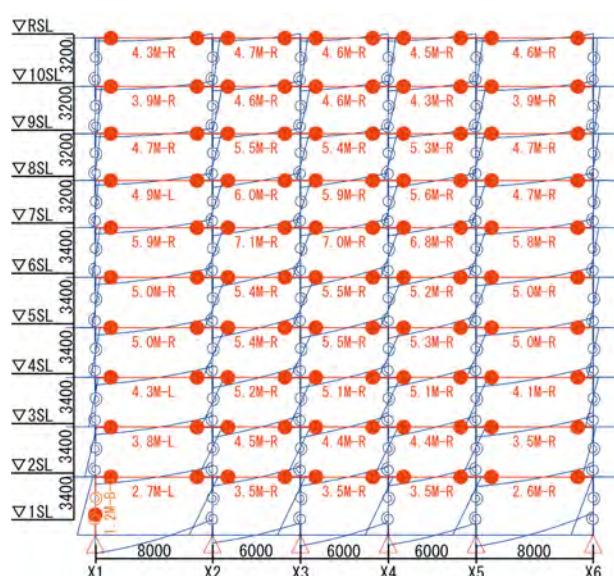


図-11 代表構面の降伏ヒンジ図 (D_s 算定時)

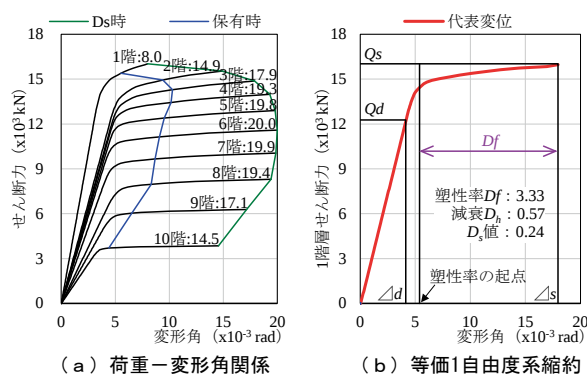


図-12 建物全体の塑性率の算定

図-12 (a) に各層の層せん断力と層間変形角の関係を示す。同図 (b) には 1 階層せん断力と (12) 式で求める 1 質点系に縮約した代表変位を代表高さで除して求めた変形角との関係を併せて示す。(9) 式~(13) 式より $Df = 3.33$, $h = 0.163$, $D_h = 0.57$, $D_s = 0.24$ となり、 D_s の設計値は安全率を加味するために計算値に 0.06 を加えた $D_s = 0.30$ を採用する。この値は、既報¹⁾で報告した履歴減衰の影響を考慮しない 5 階建て中層木造建築物のラーメン方向の D_s 値 (0.35) に比べて小さな値となった。上記の D_s 値を用いて計算した必要保有水平耐力 Qun に対する、保有水平耐力 Qu の余裕度 (Qu/Qun) は 1.16 となる。

§ 4. 実大加力実験

4-1 実験概要

本節では、ラーメン架構の柱梁接合部について実施した L 字型の実大加力実験について示す。

図-13 に実験概要を示す。試験体の諸元は、2 章で示したモデルプランの 2 階柱梁接合部における部材断面を考慮して設定した。大梁断面はモデルプランと同様に 2 次接着せずに合わせて梁とした。実験方法は、大梁端と鉄骨

仕口中央を転がり支持とし、試験体上部の鉛直方向を拘束するためロードセルを設置して軸力の計測も行った。実験時は試験体が浮き上がらないように、柱頭に鉛直荷重 580kN を載荷した。加力はアクチュエーターによる変位制御の正負交番の 3 回繰り返し载荷とした。目標変形角は、見かけのせん断変形角 R で制御し、 $\pm 1/450$, $1/300$, $1/200$, $1/150$, $1/100$, $1/75$, $1/50$, $1/30\text{rad}$ とした。その後、荷重 P が最大荷重の 80% に低下するか、見かけのせん断変形角 R が $1/10\text{rad}$ に達するまで加力を行った。計測は、荷重 P 、見かけの変形角 R 、部材端接合部の回転角 θ について行った。

4-2 試験体の損傷状況

写真-2 に試験体の損傷状況を示す。試験体は層間変形角 $1/50\text{rad}$ の 1 回目に大梁の曲げ引張側の試験体中心寄りの GIUA 付近に横引張による繊維（材軸）方向の割裂が材の木口から 100mm 程発生した。その後、徐々に割裂が材軸方向に進展し、層間変形角 $1/50\text{rad}$ を超える大振幅の負加力時に構面外への孕み出しが見られた。さらに層間変形角 $1/30\text{rad}$ 時の 1 回目に所定の変位に達する直前で 2 丁掛けの大梁片側、上段の曲げ引張側 GIUA 付近で母材が割裂して、最大荷重の 80% に荷重が低下したため実験を終了した。

写真-3 および写真-4 に実験後の試験体の解体状況を示す。曲げ圧縮縁の最外端の GIUA には押し込まれている状況が見られたが、鋼棒の座屈や集成材の圧縮縁の繊維座屈は見られなかった。

4-3 実験結果と解析モデルとの比較

図-14 に大梁端接合部の $M-\theta$ 関係の実験結果を、3 章で示した解析モデルを用いて解析した結果と比較して示す。また、図-15 には同様にして、荷重 P と見かけの変形角 R を示す。大梁端部の $M-\theta$ 関係および L 型試験体の $P-R$ 関係は、繰り返し加力に伴う荷重低下がほとんど無い安定した履歴特性を示しており、木造特有のスリップを伴う履歴性状が改善されていることが分かる。また、回転角が $1/30\text{rad}$ の 1 回目の加力時まで急激な荷重低下を生ずることが無く、大変形まで追従可能な靱性を有していることが確認された。また、最大荷重発生時においても柱の損傷は見られなかった。さらに、鉄骨仕口の GIUA 接合部のフランジや仕口パネルのウェブに対する顕著な変形は見られないことから、いずれも弾性範囲内であったと考えられる。各実験結果とも、解析モデルの初期剛性は実験結果とよく対応しており、降伏耐力も実験結果に対して安全側の評価になっていることが分かる。以上のことから、3 章で示した設計式および解析モデルのモデルプランにおける適用性を確認した。

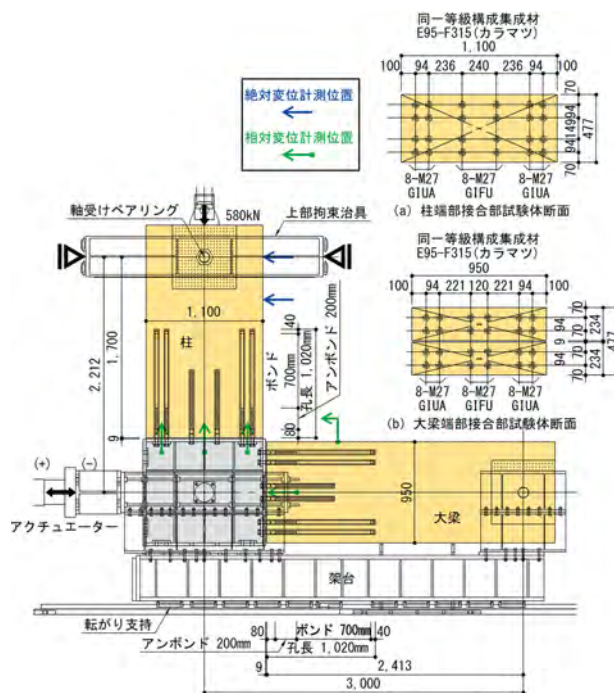


図-13 柱梁接合部の実大加力実験概要

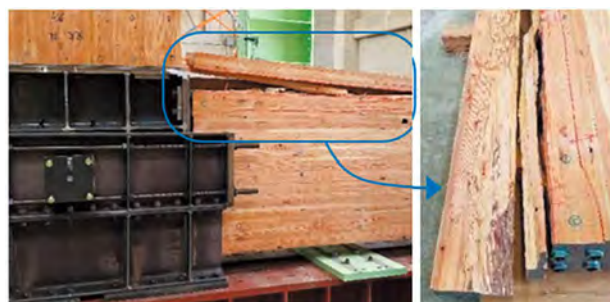


写真-2 試験体損傷状況

写真-3 試験体解体状況



写真-4 実験後の試験体解体状況

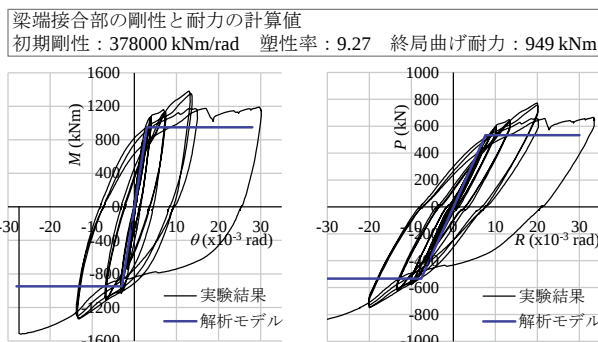


図-14 大梁端部 $M-\theta$

図-15 L 型試験体 $P-R$

§ 5. 時刻歴応答解析による検証

以下では、設計で採用した層間変形角に対する設計目標値の妥当性を検証するため、極めて稀に発生するレベル 2 地震時における最大応答層間変形角が、 D_s 算定時として設定した $1/50 \text{ rad}$ 以下となることを確認する。

図-16 に振動解析モデル図を示す。振動解析モデルは 1 層を 1 質点とした基礎固定型の 10 質点系等価せん断モデルとし、地震動の入力は基礎下端とする。各層のせん断バネの骨格曲線は、図-12 で示した荷重-変形関係トリリニア型でモデル化する。履歴モデルは、実験結果の履歴性状から剛性減衰型の深田モデルを用いる。減衰定数は瞬間剛性比例型として 3% で与える。

図-17 に固有値解析結果を示す。振動解析モデルの 1 次固有周期の値は、 $T_1=1.130$ 秒となり、弾性固有周期の略算式 $T=0.03H$ (H : 建物高さ) の $T=1.000$ 秒に比べて長い結果となった。

図-18 に入力地震動の応答スペクトルを示す。同図には、固有値解析より求めた 1 次固有周期の値も併記した。入力地震動はレベル 2 地震動とし、最大速度を 50 cm/s に基準化した観測波 3 波と告示波 3 波とした。告示波については、第二種の表層地盤の特性を想定した地盤モデルによる非線形解析により地震動の増幅を考慮した。建物の 1 次固有周期は応答スペクトルのピーク付近に位置していることが分かる。

図-19 に、各層の最大応答層間変形角を示す。最大応答層間変形角は告示波神戸位相の $1/51 \text{ rad}$ となった。時刻歴応答解析の結果、各地震動における最大応答層間変形角の値は、 D_s 値算出時に設定した最大層間変形角 $1/50 \text{ rad}$ 以下となり、計算で設定した層間変形角に対する設計目標値の妥当性を確認した。

§ 6. おわりに

本報では、中高層木造建築物では初のルート 3 による構造設計 (D_s 値 0.3) を実現する際に行った、高靱性型木質ラーメン架構の構法開発と構造設計手法について報告した。以下に得られた知見を述べる。

建物のラーメン架構の接合部に新技術 GIUA を適用し、仕口を鉄骨造とすることで、高耐力、高剛性および高靱性型の中大規模木造建築物を実現することができた。

構造計算ルート 3 を適用した構造設計を行い、 D_s 値 0.3 となる経済合理性に優れた高靱性型の木質ラーメン架構を実現することができた。

時刻歴応答解析により、極めて稀に発生するレベル 2 地震時における最大応答層間変形角を求め、本設計手法の妥当性を検証した。

謝辞. 本開発は(株)市浦ハウジング & プランニングを代表とする「P&UA 構法共同技術開発グループ」との共同研究開発の一環として実施しました。関係各位に感謝致します。

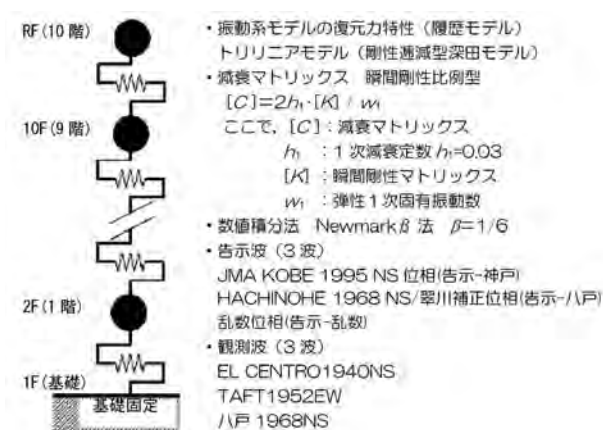


図-16 振動解析モデル図

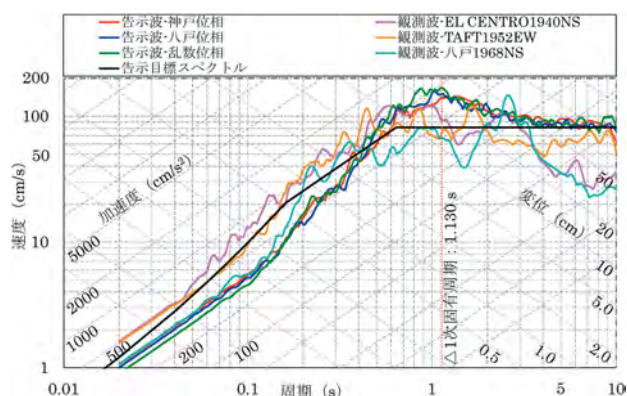


図-18 入力地震動の応答スペクトル

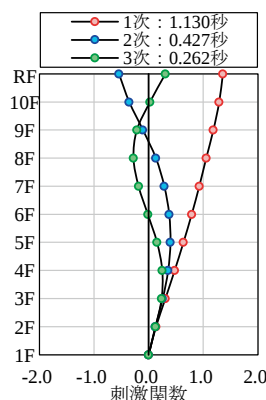


図-17 固有値解析

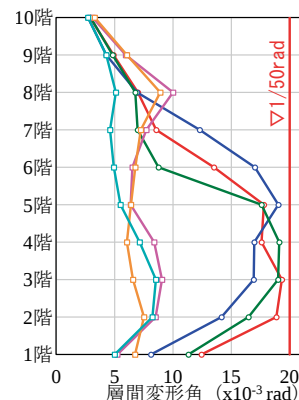


図-19 最大応答層間変形角

参考文献

- 1) 竹内章博, 金川基: 「中大規模木造建築物」実プロジェクト第 1 号の実現 国内初となる高性能耐震フレーム構法 P&UA の適用, 西松建設技報 VOL.48, 2025
- 2) 竹内章博ほか: 高耐力・高靱性型中層木造建築物の開発と実物件への適用, 日本建築学会技術報告集 第 30 巻 第 76 号, pp. 1235-1240, 2024.10
- 3) 竹内章博ほか: 高靱性型接合を用いた汎用型一方向木質ラーメン架構の設計法に関する検討, 日本建築学会技術報告集 第 31 巻 第 79 号, pp. 1259-1264, 2025.10
- 4) 一般社団法人日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説 第 4 版, 2006.12