

第3章 架構形式の拡充（梁勝ち架構）

3.1 検討対象架構

3.1.1 検討対象架構形式の選定

CLT パネル工法の架構形式として、告示では図 3.1-1(a)の床勝ち架構を標準的架構としている。これ以外にも実用性の高い架構形式として図 3.1-1(b)~(d)のものなどが考えられる。そのなかでも、梁勝ち架構は他の木質構造においても一般的な架構方法であり、施工（建方）の方法が標準的架構とほぼ同じであることから、これまでの標準的架構の施工経験を活かすことができると考えられる。しかしながら、梁勝ち架構については技術的知見が不足しており、無条件に許容できるか不明である。また、マニュアルに構造モデルの設定方法をはじめとして構造計算方法に関する記載がない。これらの課題に対応するため、梁勝ち架構の水平耐力性能に関する検討を行う。

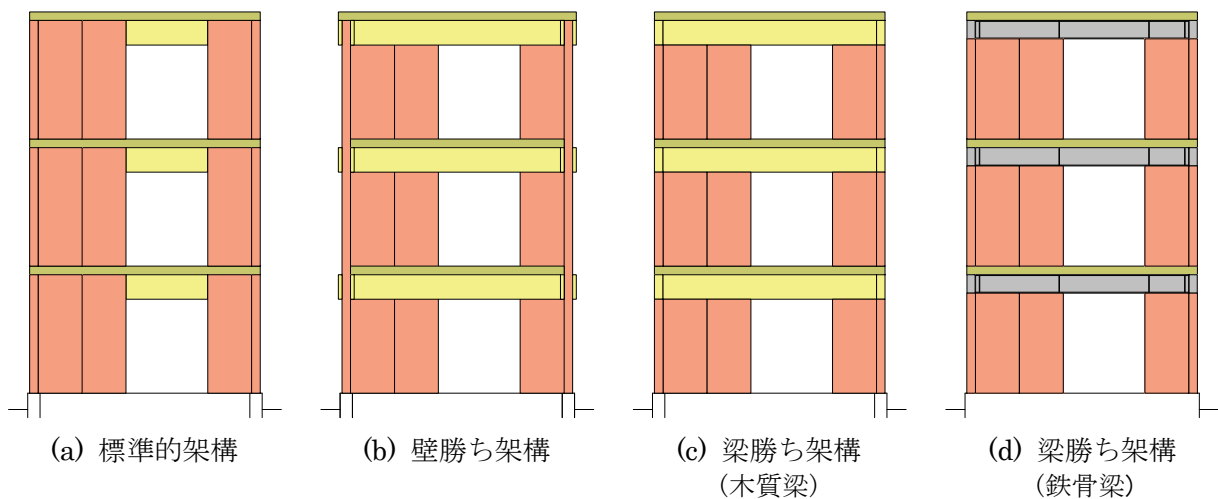


図 3.1-1 架構のバリエーション例

3.1.2 梁勝ち架構の法的扱い

告示第二では梁を鉄骨とすることは禁止されておらず、告示第四では CLT パネルを用いた床版に梁を併用することは禁止されていない。また、告示第五第三号の標準的壁架構についても梁を併用することは禁止されておらず、さらに標準的壁架構の一種である小幅パネル架構において垂壁を省略することは禁止されていない。したがって梁勝ち架構を、例えば、床 CLT パネルの下に設けた梁を床版の一部とみなし、そのうえで垂壁を省略した小幅パネル架構とすれば、現告示の規定に抵触しないと解釈できる。

したがって、梁勝ち架構を標準的架構の一種とみなすことに法的な問題はないと考えられるが、ルート 1 の構造計算においては、告示第十第 2 項第四号による耐力壁の許容せん断耐力 Q_a に梁による耐力増加を考慮することはできず、壁列に取付く垂壁・腰壁の数 n は 0 とする必要がある。ルート 2 の構造計算においては、梁勝ち架構も標準的架構とみなせることから、告示第九第二号に規定される応力割増し係数 R_f を耐力壁の長さに応じて同告示の表の値（1.3~1.8）とすることができる。同様に、ルート 3 の構造計算においては、告示第八第二号に規定される構造特性係数 D_s を同告示の表の値（0.4~0.55）とすることができる。しかし、それらの表に示される R_f 、 D_s の値は梁のない標準的架構を対象として設定されており、それらを無条件に梁勝ち架構に適用できるかについては不明である。

以上の問題点を踏まえ、本章では集成材梁および鉄骨梁を用いた梁勝ち架構を対象とし、2.1.2項と同様に荷重増分解析パラメトリックスタディを行って、それらの水平耐力性能を確認する。

3.2 水平耐力性能の検討

3.2.1 検討用構造モデル

(1) 構造モデルの構成

検討には図 3.2-1 に示す構造モデルを用いる。壁 CLT パネルと梁は弾性要素とし、接合部は非線形バネ要素とする。また、鉄骨梁については開口部端の位置に非線形回転バネを設けて塑性化を考慮する。そのほか、下記の条件に従う。

- 層数は 3、階高は 3.0m とする。
- CLT パネルは S60-3-3 (90mm 厚) とし、剛性はマニュアル第Ⅲ部 3.3.1 項に示される弾性係数に基づいて設定する。
- 集成材梁は、材幅 120mm、弾性係数 $E = 10\text{kN/mm}^2$ 、せん断弾性係数 $G = 10/15 = 0.67\text{kN/mm}^2$ とする。材せいは増分解析最終ステップにおける曲げ応力度が基準強度以下となる最小値とする。このとき、開口部長さをスパンとして 12kN/m の等分布荷重による固定端モーメントを長期曲げ応力として最終ステップの曲げ応力に加算する。また、基準強度は 25N/mm^2 とする。
- 鉄骨梁の断面は下記の 2 種類とする。弾性係数 $E = 205\text{kN/mm}^2$ とし、せん断変形は考慮しない。

G1 : H-200×100×5.5×8 G2 : H-250×100×4.5×9

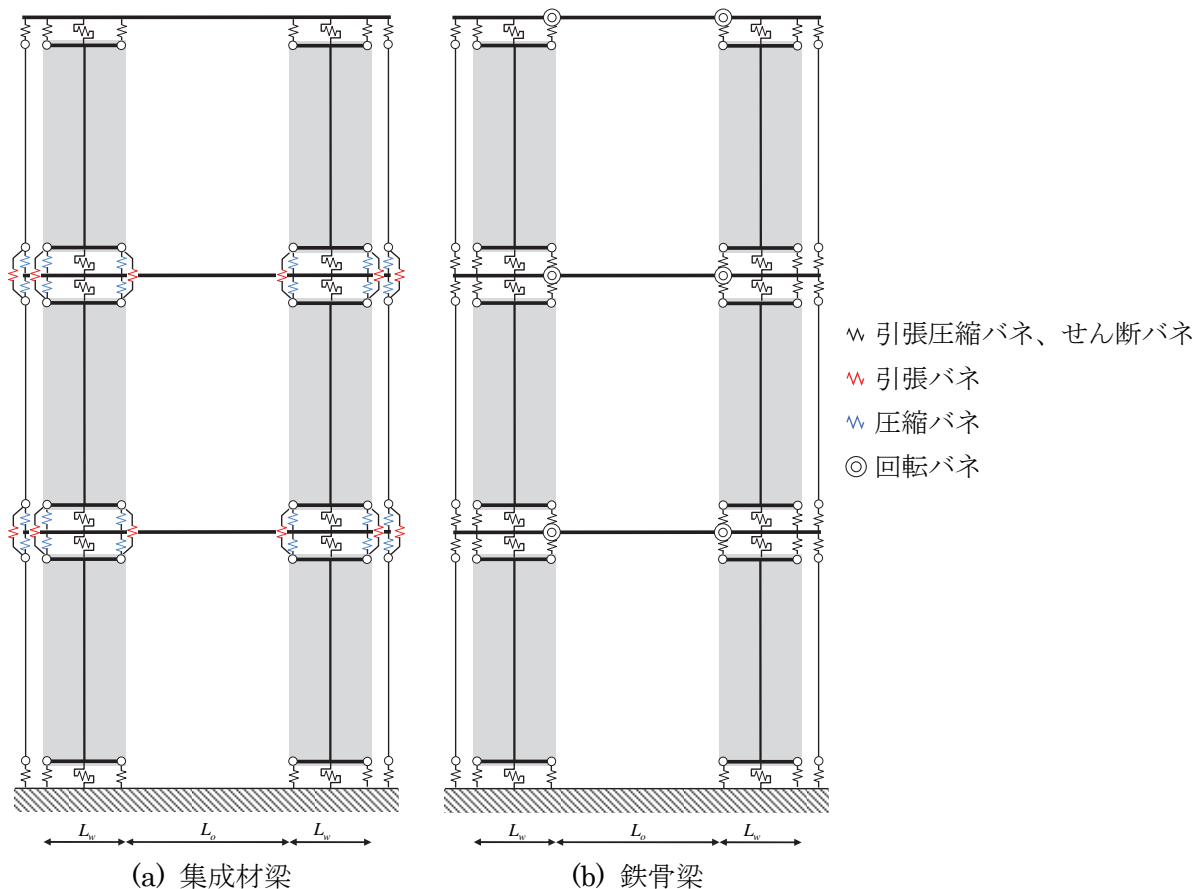


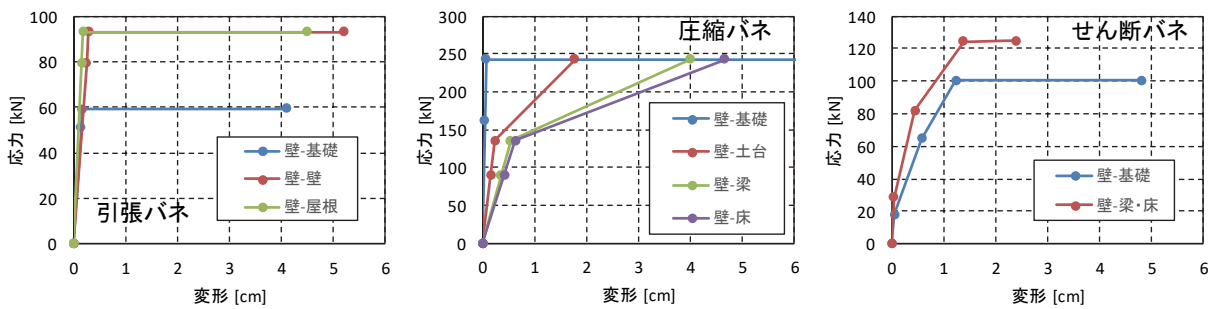
図 3.2-1 検討対象架構

- 構面の左右両端に長さ 1m の直交耐力壁があるものとして、それに対応するトラス要素と圧縮バネ要素を配置する。また、当該耐力壁上下端には引張接合部 2 か所存在するものとして、それに対応する引張バネ要素を配置する。
- 床パネルの面外剛性は 0 とする。
- 固定荷重及び積載荷重として、各床レベル耐力壁頭部の左右両端節点に鉛直荷重 $10L_w$ (kN)、屋根レベルでは $7.5L_w$ (kN)を与える。ここで、 L_w は耐力壁長さ(m)である。解析の初ステップでこれらの鉛直荷重に対する応力・変位を求め、以降は A_i 分布に従う地震水平力に対する荷重増分解析を行う。また、 A_i は階ごとに鉛直荷重の合計を階の重量として算定する。
- 壁長さ L_w : 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 (m)
- 開口長さ L_o : 1.0, 2.0, 3.0, 4.0 (m)

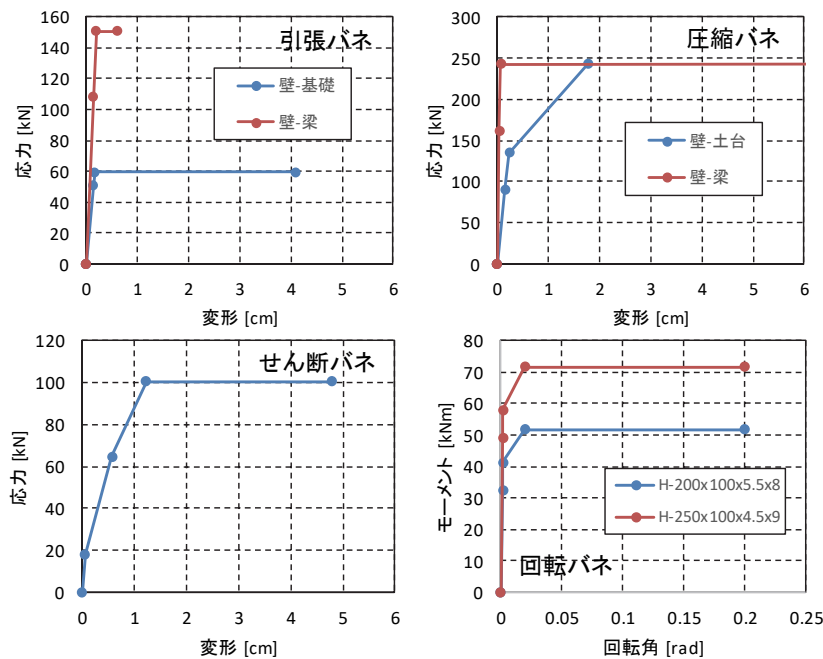
(2) 接合部バネの応力変形特性

接合部バネの応力変形特性の設定方針は 2.1.2(1.2)項の「設計性能」と同様であり、図 3.2-2 のように特性を設定する。いずれも第 2 点が短期許容耐力に対応する。

集成材梁架構について、引張接合部は引きボルトに変えてビス打ち鋼板+ボルト(1 階脚部 M16、その他 M20) とする。壁-壁接合部と壁-屋根接合部の引張弾性剛性には梁せいに応じたボルト長



(a) 集成材梁架構



(b) 鉄骨梁架構

図 3.2-2 接合部バネの応力変形特性

さを考慮する。図 3.2-2(a)の引張バネではボルト長さを 30cm としている。また、土台が設置されているものとして圧縮バネのうち壁-基礎接合部の特性は用いていない。

鉄骨梁架構の場合は、引張バネのうち壁-基礎接合部については集成材梁架構と同じとする。壁-梁接合部については鋼板挿入ドリフトピン接合とし、図 3.2-3 に示す実験結果に基づいて設定している。圧縮バネのうち壁-土台接合部については集成材梁架構と同じとし、壁-梁接合部については集成材梁架構の壁-基礎接合部と同じとする。せん断バネについては集成材梁架構の壁-基礎接合部と同じとする。回転バネについては、断面係数に基準強度（235N/mm²）を乗じた M_y を第2点、全塑性断面係数に基準強度の1.1倍を乗じた M_p を第3点とする。また、第2点の回転角 $\theta_y = M_y/K_r$ とする。ここで、弾性剛性 $K_r = EI/l$ 、 l は可撓長さである。 M_p に達するときの曲げ歪み $\varepsilon_p = 0.01$ 、終局歪み $\varepsilon_u = 0.1$ として、第3点の回転角 $\theta_p = 2\varepsilon_p \cdot l/D$ 、第4点の回転角 $\theta_u = 2\varepsilon_u \cdot l/D$ とする。ここで、 D は梁せいであり、 $l = D$ とする。

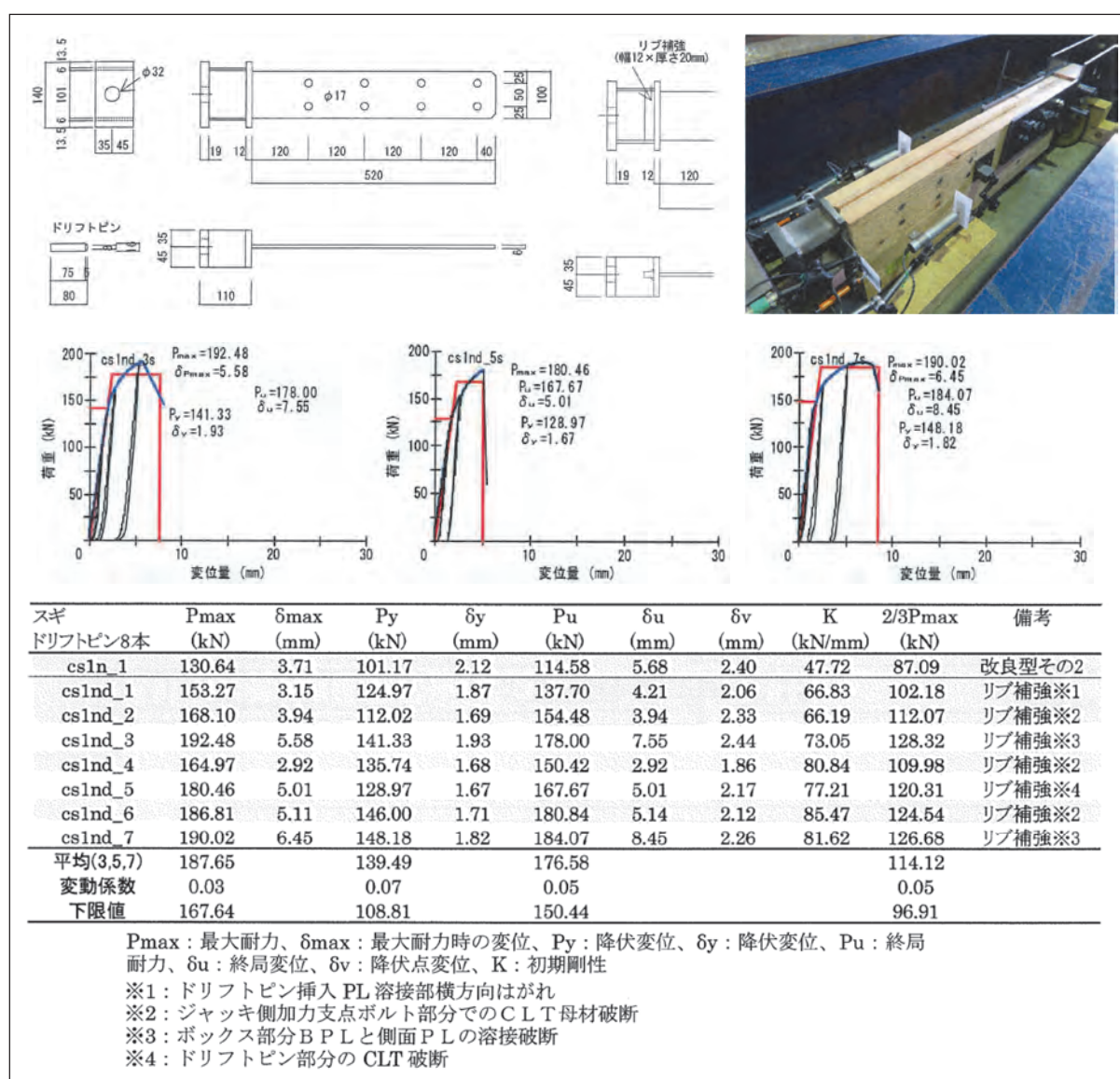


図 3.2-3 鋼板挿入ドリフトピン接合部の引張実験結果 3.2-1)

3.2.2 算定項目

2.1.2(2)項と同様に、荷重増分解析結果における許容耐力時と保有耐力時を次のように定義する。

許容耐力時：1/120rad 変形時、CLT パネル短期許容応力度時、接合部短期許容応力度時のいずれかに最初に達するステップ。

保有耐力時：CLT パネル基準強度時、接合部終局変形時のいずれかに最初に達するステップ。
荷重増分解析結果に基づいて以下の項目を算定する。これらも定義は 2.1.2(2)項と同様である。

- ・ 集成材梁の必要せい
- ・ 許容耐力時層間変位 δ_a ：許容耐力時の各階層間変位の最大値
- ・ 保有耐力時層間変位 δ_u ：保有耐力時の各階層間変位の最大値
- ・ 許容耐力時転倒モーメント M_{Td} ：許容耐力時の転倒モーメント
- ・ 終局耐力時換算転倒モーメント M_{Tud}
- ・ 許容転倒モーメント $M_{Ta} = \min(M_{Td}, M_{Tud})$
- ・ 各階の水平剛性 K_h ：1/200rad 時の割線剛性
- ・ 構造特性係数 D_s
- ・ 塑性化部材の応力割増し率 R_{f1}
- ・ 弾性部材の応力割増し率 R_{f2}

3.2.3 算定結果

(1) 概況

集成材梁架構 $L_w=1.0\text{m}$, $L_o=4.0\text{m}$ 、 $L_w=1.5\text{m}$, $L_o=4.0\text{m}$ 、および鉄骨梁架構 $L_w=1.0\text{m}$, $L_o=4.0\text{m}$ 、梁断面 G1, G2 の 4 ケースについて荷重増分解析結果を図 3.2-4~7 に示す。

集成材梁架構について、いずれも標準的架構と同様に、1 階壁脚部の引張接合部（アンカーボルト）が終局変形に達することで架構の終局が決まっている。層間変位は上層ほど小さく、3 階の層間変位は 1 階の 1/2 程度となっている。また、壁 CLT パネルの応力度は比較的小さく、最終ステップにおいても基準強度に達していない。

鉄骨梁架構について、集成材梁架構と同様に 1 階壁脚部の引張接合部（アンカーボルト）が終局変形に達することで架構の終局が決まっている。架構の終局時に鉄骨梁は第 2 降伏点を超えて塑性ヒンジが形成されている。また、それに伴い各階の層間変位はほぼ等しく、梁降伏型のラーメン構造と同様に全体崩壊形が形成されている。壁 CLT パネルは集成材架構の場合と同様に最終ステップにおいても基準強度に達していない。

(2) 集成材梁の必要せい

前述のように、ここでは材せいは増分解析最終ステップにおける曲げ応力度が基準強度以下となる最小値とした。その結果として、図 3.2-8(a)に示すように L_w および L_o が大きいほど材せいが大きくなっており、 $L_w=1.0\text{m}$, $L_o=4.0\text{m}$ のとき 57cm である。 $L_w=1.5\text{m}$, $L_o=4.0\text{m}$ のとき 72cm、 $L_w \geq 2.0\text{m}$, $L_o=4.0\text{m}$ のときは 75cm であり、3 階建てで軒高さを 9m 以内とする場合は、建築計画上の開口部高さを確保するためにはやや非現実的な値と考えられる。集成材を用いた梁勝ち架構では壁長さを 1m 程度以下、または開口長さを 2.0m 程度以下に抑える必要があるといえる。

(3) 許容転倒モーメント M_{Ta} 等

図 3.2-8(c)~10(c)に示すように、許容転倒モーメントを階高で除した値 M_{Ta}/H は、 $L_w=1.0m$, $L_o=2.0m$ のとき集成材梁架構で 56.7kN/m、鉄骨梁架構 G1 で 62.5kN/m、G2 で 74.1kN/m である。鉄骨梁架構の梁せいは 20~25cm であるが、 M_{Ta} は集成材梁架構を 15~30%程度上回っている。また、告示第十第 2 項第四号による耐力壁の許容せん断耐力 Q_a は、垂壁・腰壁数 n を 3 とすれば 14.5kN/m であり、それを M_{Ta}/H に換算すると 31.3kN/m となる。したがって、梁勝ち架構の M_{Ta}/H は、集成材梁を用いる場合で現告示の 1.72 倍、鉄骨梁を用いる場合で 2.00~2.37 倍に増加する。また、2.1.2(4.1)項では、現告示によるルート 1 の許容水平耐力が多くの場合過小評価になることを考慮して、新たな許容水平耐力評価法として許容転倒モーメントの算定式を提案している。その方法によれば、1 スパン 3 層壁列で $L_w=1.0m$, $L_o=2.0m$ のとき $M_{Ta}/H=38.0kN/m$ となる。梁勝ち架構の M_{Ta}/H は、この値に対しても集成材梁を用いる場合で現告示の 1.49 倍、鉄骨梁を用いる場合で 1.64~1.95 倍に増加する。 $L_w > 1.0m$ の場合、あるいは鉄骨梁架構で $L_o > 2.0m$ の場合に M_{Ta}/H はこれらの値より小さくなるが、平均的には相応の水平耐力向上が期待できる。

(4) 水平剛性 K_h

各層の水平剛性 K_h を図 3.2-8(d)~10(d)に示す。集成材梁架構の場合は K_h は L_o によってほとんど変化せず、 L_w に対する依存性も低い。鉄骨梁架構の場合は L_o に対する依存性が認められるが、 L_w に対する依存性は集成材梁架構と同様に低い。したがって、 K_h は 2.1.2(5)項と同様の定式化が可能と思われる。

(5) 構造特性係数 D_s

構造特性係数 D_s を図 3.2-8(e)~10(e)に示す。標準的架構と同様に L_w が大きいほど D_s が増加している。集成材梁架構では、 $L_w=1.0m$ のとき $D_s=0.48$ 程度で現告示の規定 (0.40) よりやや大きいが、 $L_w=2.0m$ のときは $D_s=0.54$ 程度で現告示の規定 (0.55) と同等である。鉄骨梁架構では、 $L_w=1.0m$ のとき $D_s=0.38$ 程度、 $L_w=2.0m$ のとき $D_s=0.45$ 程度であり、現告示の規定よりやや小さくなっている。また、解析最終ステップのベースシア Q_u は、最終ステップの等価 1 自由度系の加速度を A_u 、有効質量を M_u として $Q_u = A_u \cdot M_u$ である。これが、必要保有水平耐力時のベースシア $Q_{un} = D_s \cdot W$ (W : 建物総重量) に等しいとして、

$$D_s = \frac{A_u}{g} \cdot R_m \quad (3.2-1)$$

ここで、 g は重力加速度、 R_m は有効質量比である。このとき、 R_m は 1.0 以下であること、図 3.2-6,7 における A_u は 2.8m/s²程度であることにより(3.2-1)式による D_s は 0.3 程度以下となる。鉄骨梁に塑性ヒンジが形成されていることを考慮すれば、減衰性が増加することによりこれらの値はさらに小さくなると考えられる。

(6) 塑性化部材の応力割増し率 R_{f1}

塑性化部材の応力割増し率 R_{f1} を図 3.2-8(f)~10(f)に示す。集成材梁架構の場合、 $L_w=1.0m$, 1.5m, 2.0m, 2.5m に対して $R_{f1}=1.0, 1.1, 1.3, 1.6$ 程度であり、現告示の規定 (1.3, 1.3, 1.6, 1.8) を下回っている。鉄骨梁架構の場合の R_{f1} は L_o が大きいほど小さくなる傾向があるが、 $L_o=2.0m$ のときで代表すれば、 $L_w=1.0m, 1.5m, 2.0m, 2.5m$ に対して $R_{f1}=1.0, 1.0, 1.2, 1.4$ 程度であり、集成材梁架構よりもさらに小さくなっている。

(7) 弾性部材の応力割増し率 R_{f2}

壁 CLT の応力割増し率 R_{f2} は、集成材梁架構ではほぼ 1.0 以下である。鉄骨梁架構では $L_w=1.0\text{m}$ を除いて現告示 R_{f1} の 0.8 倍程度以下となっている。集成材梁の応力割増し率 R_{f2} は、2 階梁で 3.0 未満、3 階梁で 2.4 未満、R 階梁で 1.9 以下であり、2 階梁については現告示の規定 (2.5) より厳しい結果となっている。現告示では壁-基礎間の引張接合部以外の接合部は弾性部材として R_{f2} を適用することとされているが、上述のように壁 CLT の応力割増し率 R_{f2} が現告示 R_{f1} の 0.8 倍程度以下となっていることから、少なくとも現告示 R_{f1} を用いることは安全側といえる。

参考文献

- 3.2-1) 日本システム設計：CLT 建築物等普及促進委託事業, CLT 接合部データ収集・分析事業報告書, 平成 29 年 9 月

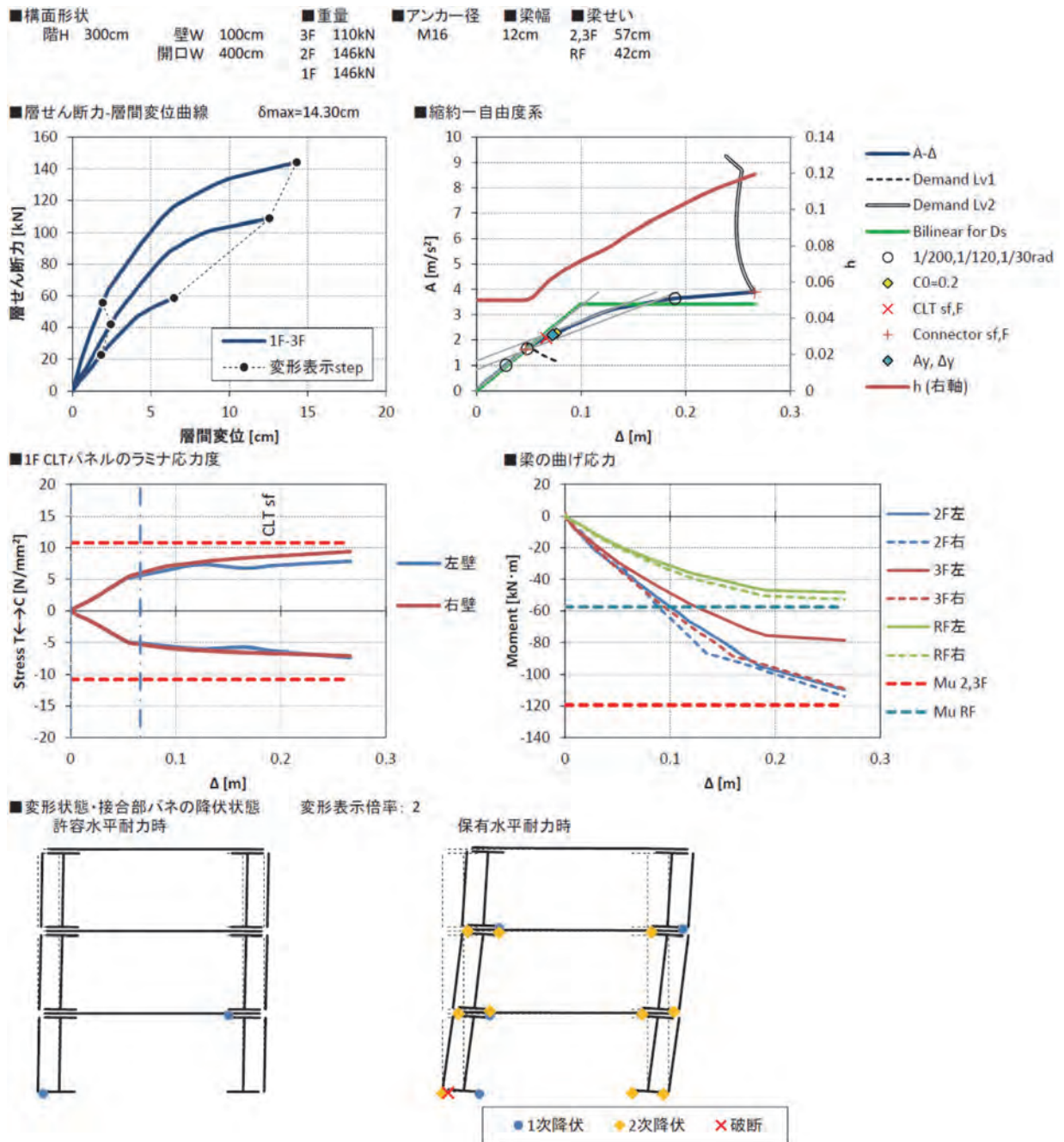


図 3.2-4 算出結果例 (集成材梁架構 $L_w = 1.0\text{m}$, $L_o = 4.0\text{m}$)

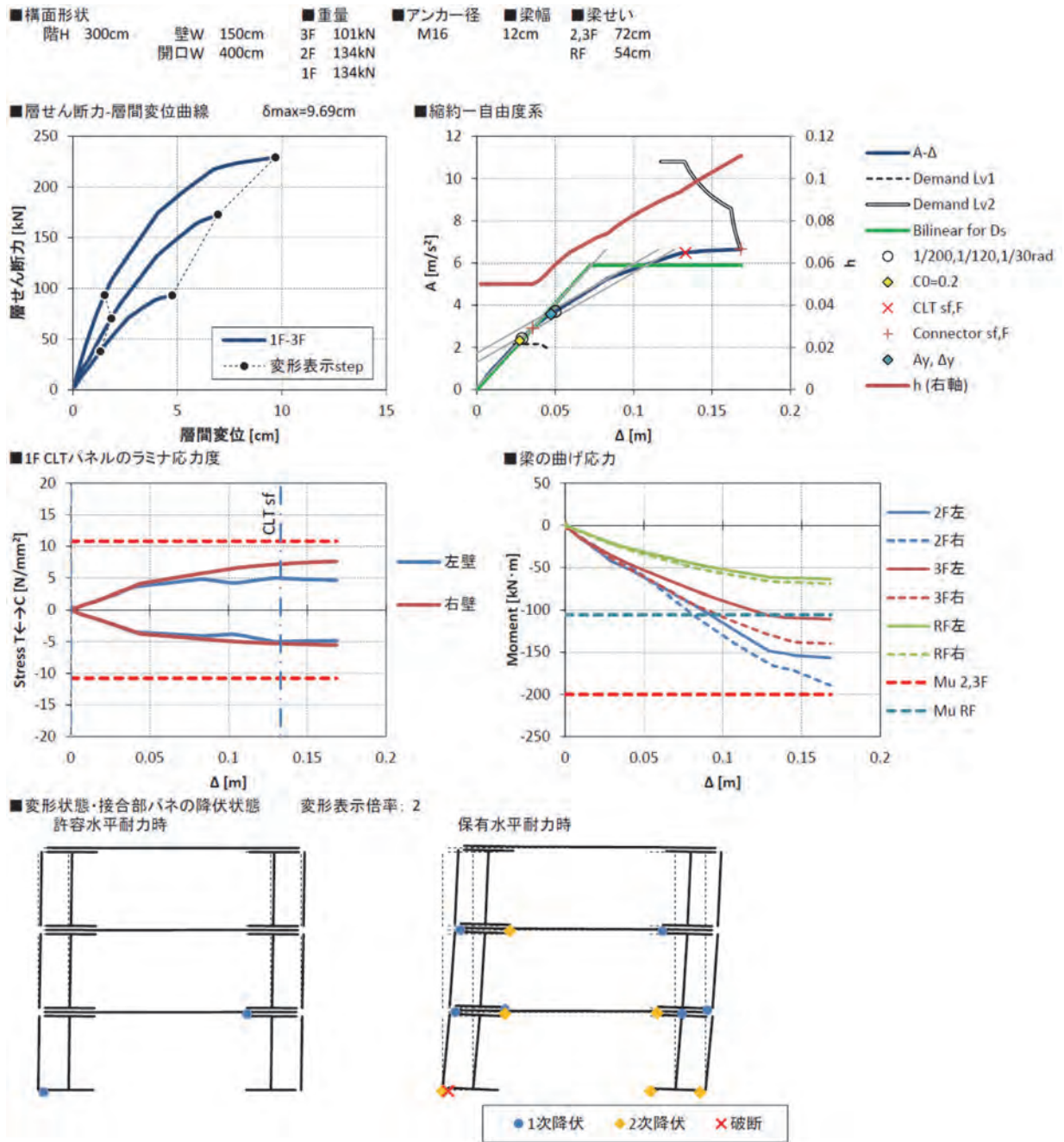


図 3.2-5 算出結果例 (集成材梁架構 $L_w = 1.5\text{m}$, $L_o = 4.0\text{m}$)

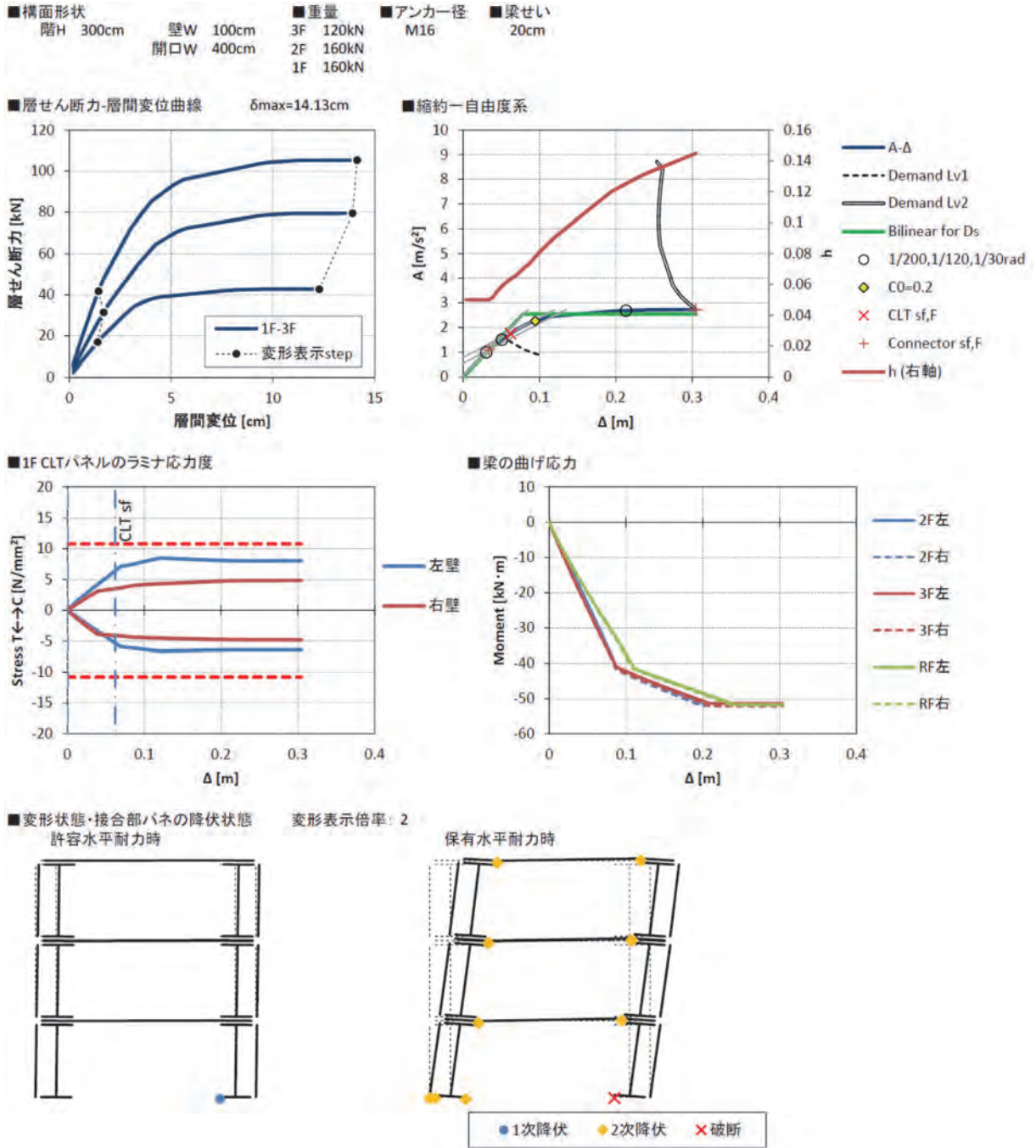


図 3.2-6 算出結果例 (鉄骨梁架構 G1:H-200x100x5.5x8, $L_w = 1.0\text{m}$, $L_o = 4.0\text{m}$)

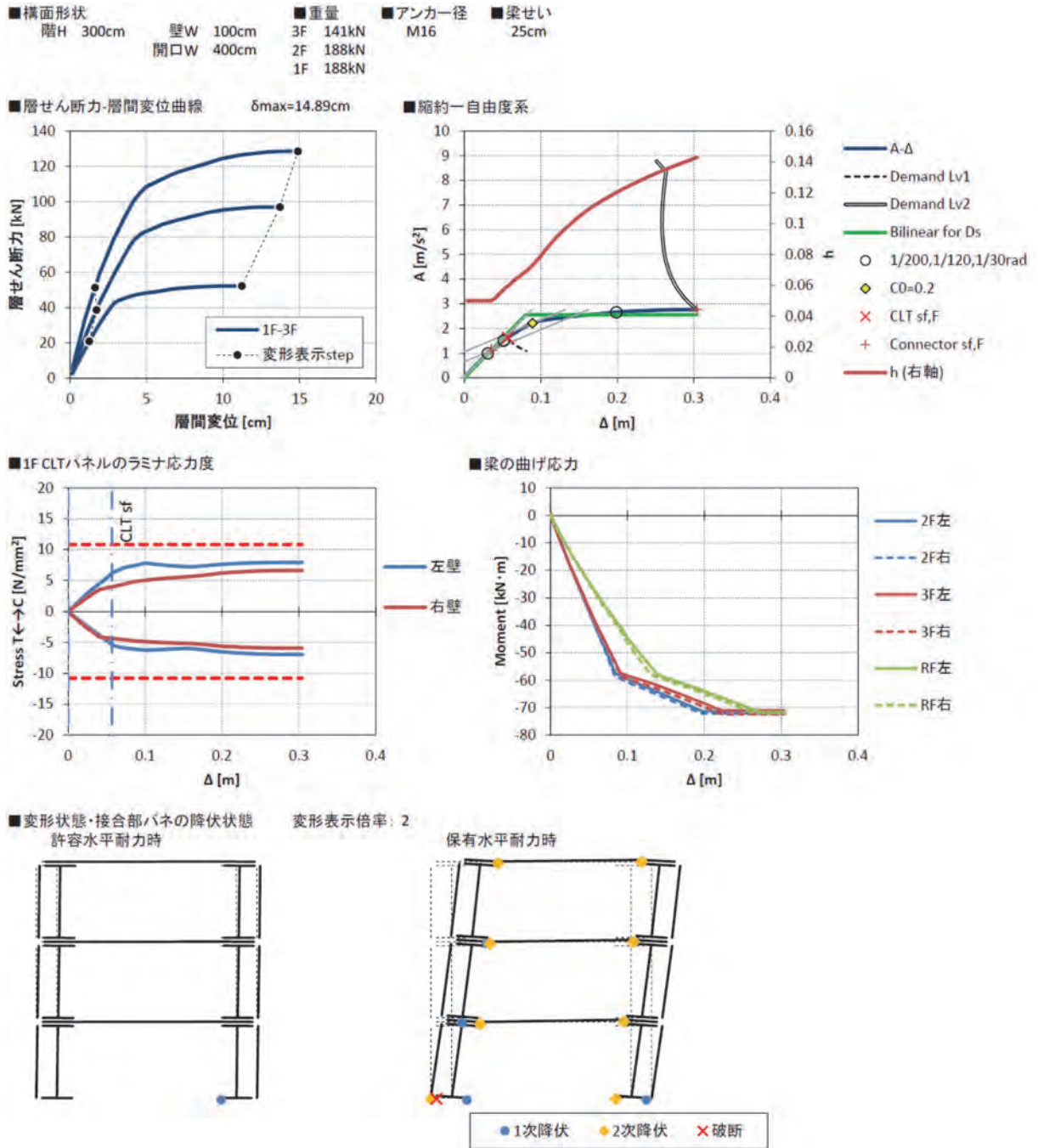


図 3.2-7 算出結果例 (鉄骨梁架構 G2:H-250x100x4.5x9, $L_w = 1.0\text{m}$, $L_o = 4.0\text{m}$)

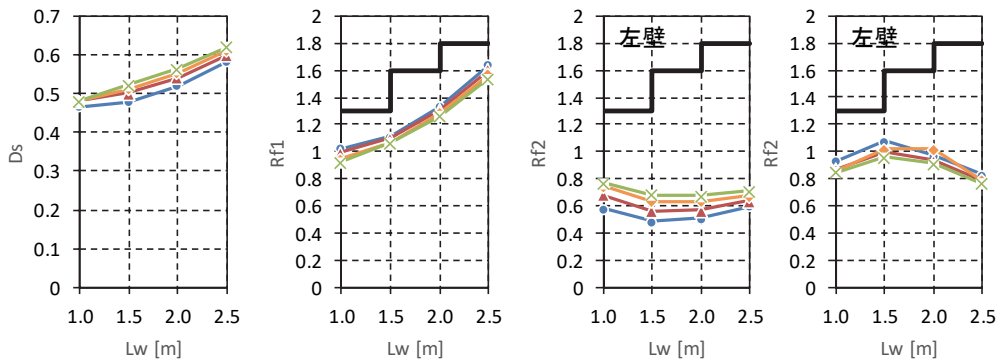
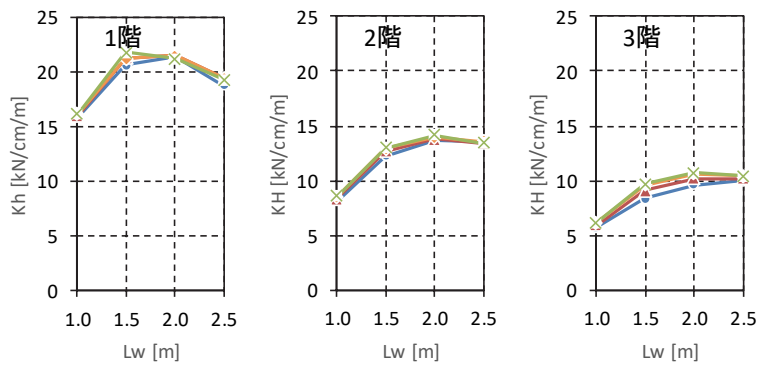
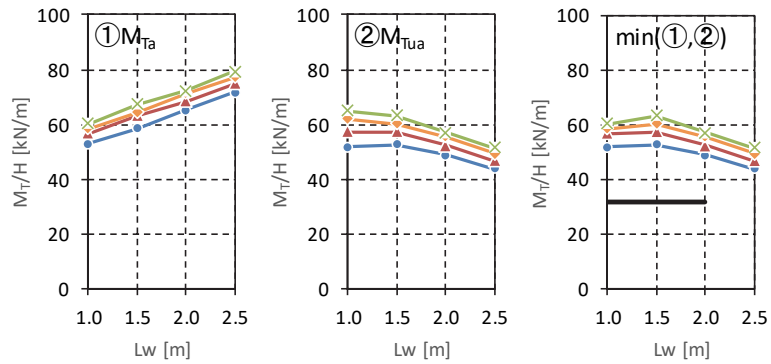
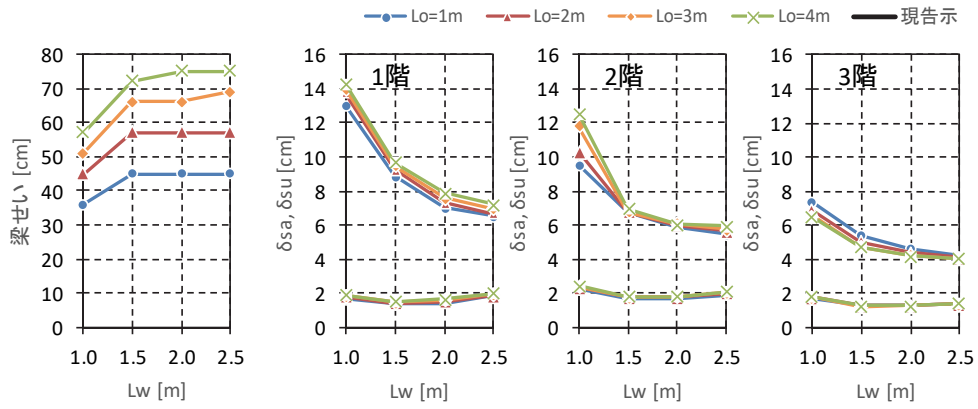
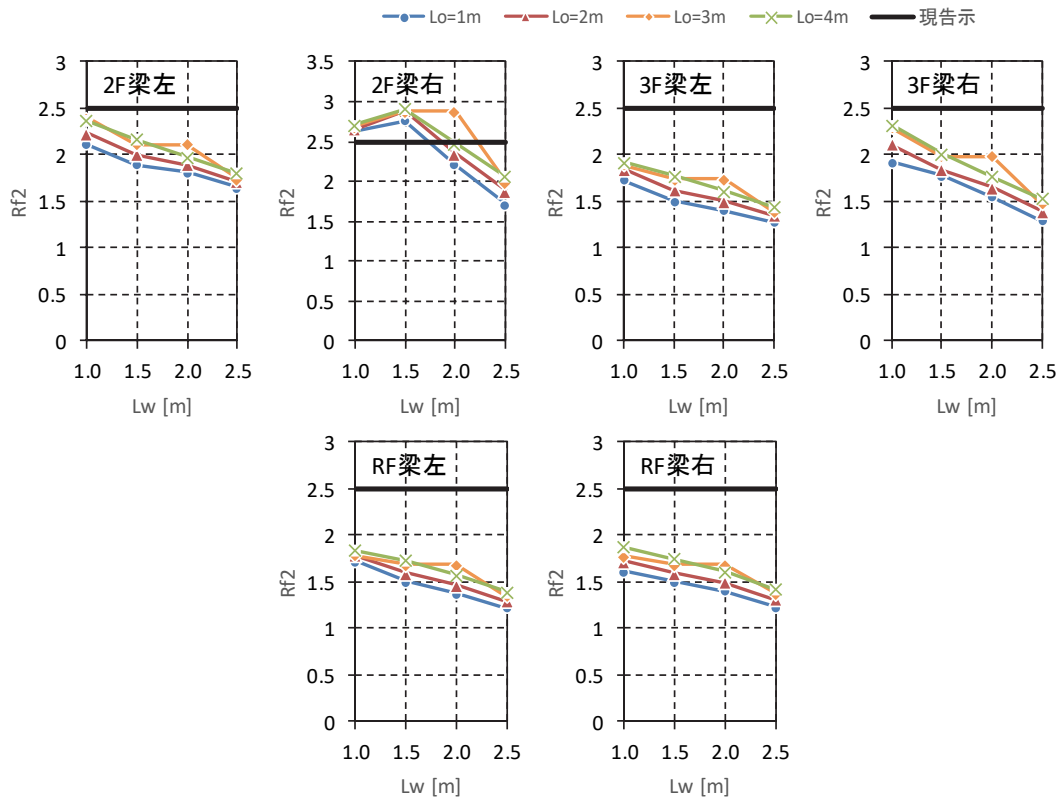
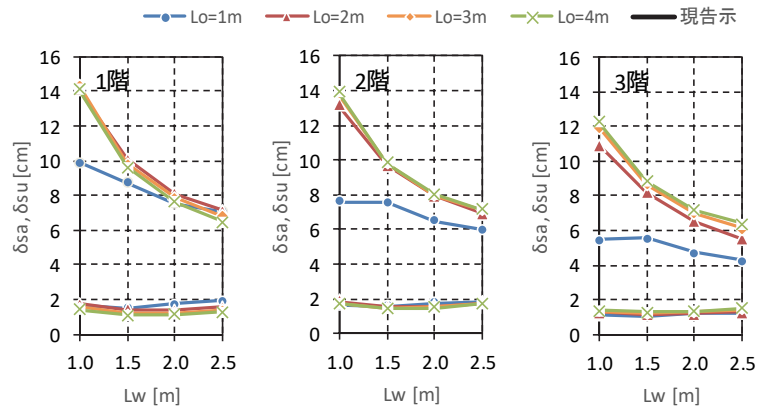


図 3.2-8 算出結果 (集成材梁架構)

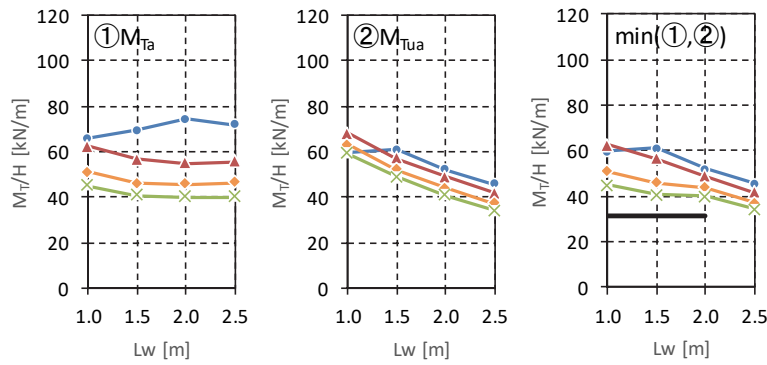


(g) R_{f2} (つづき)

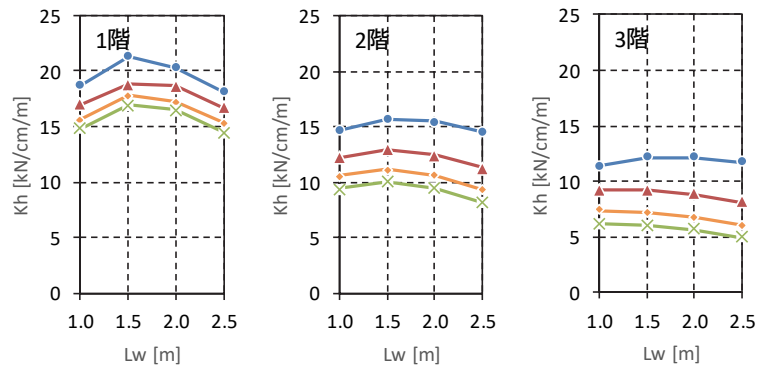
図 3.2-8 算出結果 (集成材梁架構、つづき)



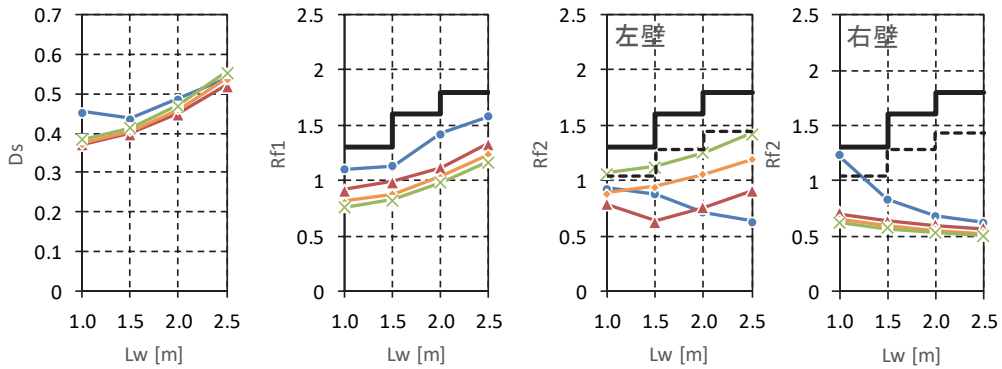
(b) δ_a, δ_u



(c) M_{Td}, M_{Tud}, M_{Ta}



(d) K_h



(e) D_s

(f) R_{f1}

(g) R_{f2}

図 3.2-9 算出結果 (鉄骨梁架構 H-200x100x5.5x8)

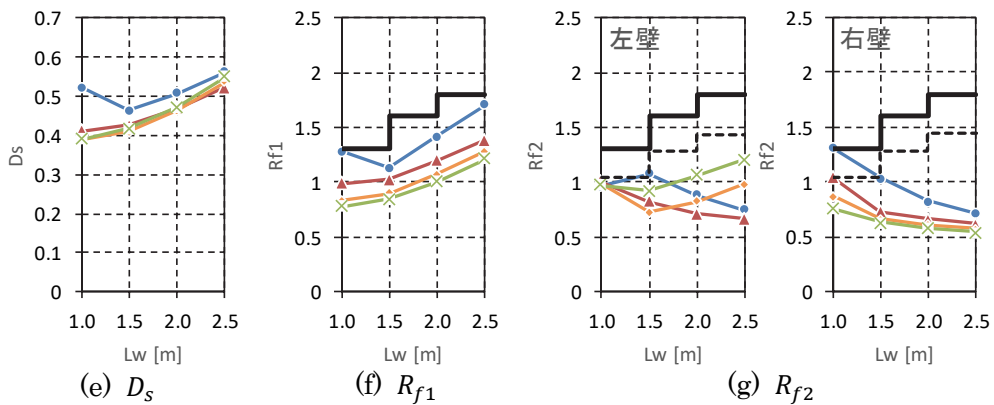
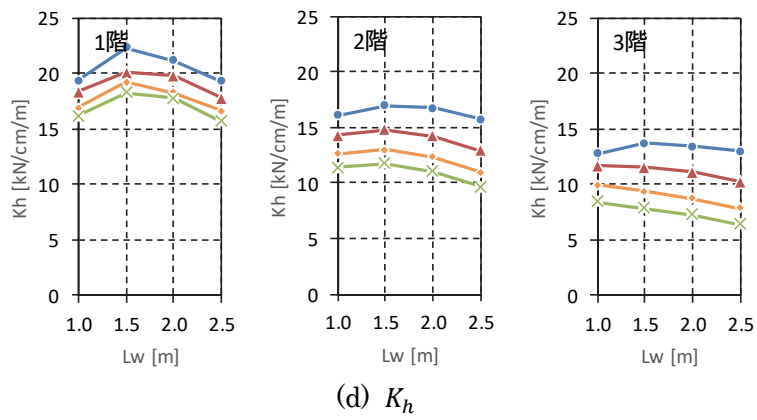
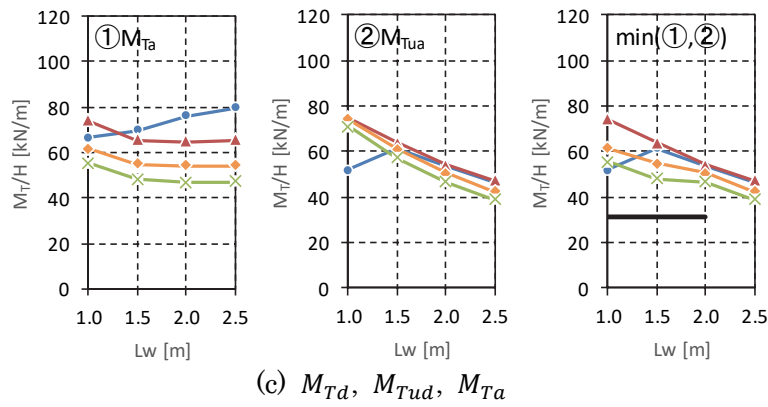
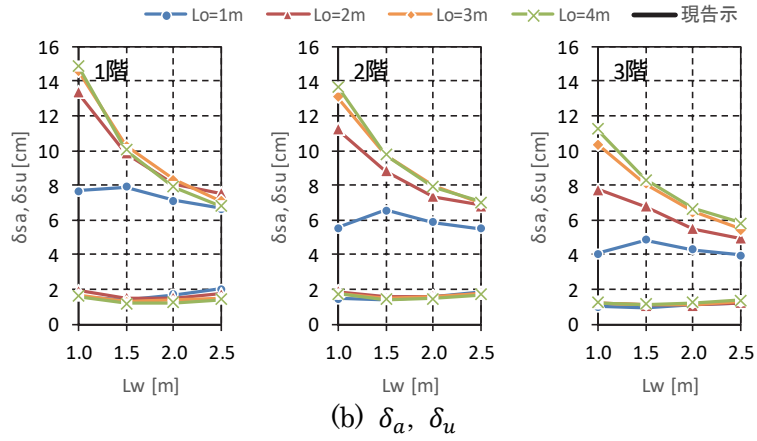


図 3.2-10 算出結果 (鉄骨梁架構 H-250x100x4.5x9)

3.3 鉄骨梁に関する規定

CLT パネル工法建築物に鉄骨梁を併用する場合に遵守すべき規定を、文献 3.3-1)に準拠して以下に示す。

3.3.1 建築基準法施行令第5節の規定 — 文献 3.3-1), 3.6 節

建築基準法施行令第5節の規定のうち鉄骨梁に関するものを下記に示す。

第64条 (材料)

1. 梁に用いる材料は炭素鋼またはステンレス鋼とする。

第67条 (接合)

- 炭素鋼では高力ボルト接合、溶接接合、リベット接合のいずれか。ステンレス鋼では高力ボルト接合、溶接接合のいずれか。軒高 $\leq 9\text{m}$ かつ梁間 $\leq 13\text{m}$ かつ延べ面積 $\leq 3000\text{m}^2$ で中ボルト+緩み止め OK。本項はルート3で適用除外。
- 継手・仕口の構造は平12 建告第1464号 (ボルト等の縁端距離、溶接部の仕様、溶着金属の性能) による。

第68条 (高力ボルト、ボルト及びリベット)

- ボルト等の中心距離は径の2.5倍以上
- 高力ボルト孔径は、ボルト径27mm未満でボルト径+2mm以下、ボルト径27mm以上でボルト径+3mm以下。
- 前項は国土交通大臣認定で適用除外。
- ボルト孔径は、ボルト径20mm未満でボルト径+1mm以下 ボルト径20mm以上でボルト径+1.5mm以下。

3.3.2 構造計算ルートに応じた規定 — 文献 3.3-1), 6.3 節

以下の規定は鉄骨造に適用されるものであり、したがって、CLT パネル工法建築物において法令上は遵守の必要はないが、鉄骨造と同等の構造安全性を確保するために技術的には遵守すべきである。そのような観点から、構造計算ルートに応じて遵守すべきものとして以下のものを挙げる。そのほか、構造計算ルートによらず遵守すべきものとして3.3.3項に示す規定が挙げられる。

(1) ルート1,2の場合

ルート1,2においては、H形鋼による鉄骨梁を用いる場合に、鉄骨梁の局部座屈を防止するために幅厚比を表3.3-1に示す値以下とする (昭55 建告第1791号第2)。

表 3.3-1 幅厚比の上限値

炭素鋼	フランジ	$9\sqrt{235/F}$
	ウェブ	$60\sqrt{235/F}$
ステンレス鋼	235N 級	$\left(\frac{b/t_f}{9}\right)^2 + \left(\frac{d/t_w}{67}\right)^2$ かつ $\frac{d/t_w}{65}$
	325N 級	$\left(\frac{b/t_f}{9}\right)^2 + \left(\frac{d/t_w}{47}\right)^2$
ここで、 F : 基準強度 (N/mm ²)、 b : フランジ幅の1/2 (mm)、 d : ウェブのせい (mm)、 t_f : フランジの厚さ (mm)、 t_w : ウェブの厚さ (mm)		

(2) ルート 3 の場合

ルート 3 においては、H 形鋼による鉄骨梁を用いる場合に、表 3.3-2 に示す幅厚比の上限値に準拠して梁の種別を判別し、その結果に基づく部材群の種別に応じて構造特性係数 D_s を決定する(昭 55 建告第 1792 号第 3)。

表 3.3-2 梁種別に応じた幅厚比の上限値

梁の種別	炭素鋼		ステンレス鋼	
	フランジ	ウェブ	235N 級	325N 級
FA	$9\sqrt{235/F}$	$60\sqrt{235/F}$	$\left(\frac{b/t_f}{13}\right)^2 + \left(\frac{d/t_w}{67}\right)^2$ かつ $\frac{d/t_w}{65}$	$\left(\frac{b/t_f}{9}\right)^2 + \left(\frac{d/t_w}{47}\right)^2$ かつ $\frac{d/t_w}{58}$
FB	$11\sqrt{235/F}$	$65\sqrt{235/F}$	$\left(\frac{b/t_f}{12}\right)^2 + \left(\frac{d/t_w}{90}\right)^2$ かつ $\frac{d/t_w}{68}$	$\left(\frac{b/t_f}{12}\right)^2 + \left(\frac{d/t_w}{66}\right)^2$ かつ $\frac{d/t_w}{58}$
FC	$15.5\sqrt{235/F}$	$71\sqrt{235/F}$	$\left(\frac{b/t_f}{18}\right)^2 + \left(\frac{d/t_w}{153}\right)^2$ かつ $\frac{d/t_w}{71}$	$\left(\frac{b/t_f}{18}\right)^2 + \left(\frac{d/t_w}{101}\right)^2$ かつ $\frac{d/t_w}{61}$
FD	FA, FB, FC のいずれにも該当しない場合			

ここで、 F : 基準強度 (N/mm²)、 b : フランジ幅の 1/2 (mm)、 d : ウェブのせい(mm)、 t_f : フランジの厚さ (mm)、 t_w : ウェブの厚さ (mm)

部材群の種別の判別については、「崩壊形に達する場合に塑性ヒンジを生じないことが明らかな柱の種別は梁の種別による」とされ、CLT パネル工法建築物においては、壁 CLT パネルを柱とみなし、保有水平耐力時に壁 CLT パネルの破壊および 1 階壁脚引張接合部を除く部位の降伏が生じないとすれば、梁の種別 (FA~FD) を部材群の種別 (A~D) とみなし得ると考えられる。 D_s の判別において、筋かいが存在しない ($\beta_u = 0$) ものとなれば、部材群の種別に応じて D_s は下記の値となる。

$$A : D_s = 0.25 \quad B : D_s = 0.30 \quad C : D_s = 0.35 \quad D : D_s = 0.40$$

告示第八第二号に規定される CLT パネル工法建築物の D_s は、小幅パネル架構の場合、壁 CLT パネルの長さに応じて 0.4~0.55 の値となる。すなわち、CLT パネル工法建築物の D_s の最小値は、鉄骨造において部材群の種別が D である場合と同じであり、鉄骨梁を併用した CLT パネル工法建築物の D_s を告示第八第二号の規定される値とすることは安全側の措置と考えられる。

また、4.2.2 (5)項で述べたように、壁 CLT パネルの長さが 1m 程度以下で、鉄骨梁に塑性ヒンジが形成される場合の D_s は 0.3 以下となると考えられる。しかしながら、鉄骨梁を併用した CLT パネル工法構面の水平耐力性能に関する実験的検証が未実施であるため、 D_s の適正值 (低減) については今後の検討を待つ必要がある。

3.3.3 鉄骨梁の変形能力確保のための規定 — 文献 3.3-1), 付録 1-2.4

(1) 梁継手の保有耐力接合 — 文献 4.3-1), 付録 1-2.4, (3)項

梁の継手部は、梁部材の塑性ヒンジの形成が予想される部位の曲げ応力が全塑性モーメントに達するときの応力の α 倍の応力に対して破断しない構造とする。 α は表 3.3-1 に示す値とする。また、継手の破断耐力の求め方も文献 3.3-1), 付録 1-2.4, (3)項に示されている。

表 3.3-1 応力の安全率 α

作用応力	400N 級炭素鋼	490N 級炭素鋼	235N 級 ステンレス鋼	235N 級 ステンレス鋼
曲げ・せん断	1.3	1.2	1.6	1.6

(2) 梁の保有耐力横補剛 — 文献 4.3-1), 付録 1-2.4, (4)項

梁の塑性変形能力を確保するために横補剛（直交材）を設ける。横補剛の間隔は下記のいずれかによる。

①梁の全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法

梁の弱軸まわりの細長比 λ_y が次式を満足するように必要な数の横補剛を均等間隔に配置する。

$$\begin{aligned} \lambda_y &\leq 170 + 20n && \text{(400N 級炭素鋼の場合)} \\ \lambda_y &\leq 130 + 20n && \text{(490N 級炭素鋼の場合)} \end{aligned} \quad (4.3-1)$$

ここで、 $\lambda_y = l/i_y$

l : 梁の長さ

i_y : 梁の弱軸まわりの断面二次半径 ($= \sqrt{I_y/A}$)

I_y : 梁の弱軸まわりの断面二次モーメント

A : 梁の断面積

n : 横補剛の個所数

②主として梁端部に近い部分に横補剛を設ける方法

降伏曲げ応力を超える曲げ応力が生じる領域において、次式で示す間隔 l_b で横補剛を配置する。

$$\begin{aligned} \frac{l_b \cdot h}{A_f} &\leq 250 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 65 && \text{(400N 級炭素鋼の場合)} \\ \frac{l_b \cdot h}{A_f} &\leq 200 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 50 && \text{(490N 級炭素鋼の場合)} \end{aligned} \quad (4.3-2)$$

ここで、 h : 梁のせい

A_f : 圧縮フランジの断面積

i : 梁の弱軸まわりの断面二次半径

なお、横補剛を検討する曲げ応力分布は、梁部材の塑性ヒンジの形成が予想される部位に全塑性モーメントの α 倍の曲げ応力が生じた状態とする。 α は、400N 級炭素鋼の場合は 1.2、490N 級炭素鋼の場合は 1.1 とする。

参考文献

3.3-1) 全国官報販売協同組合：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第 1 版 第 3 刷，平成 29 年 7 月

3.4 まとめ

本章では小幅 CLT 壁パネルと集成材および鉄骨（H 形鋼）による梁を用いた梁勝ち架構に関する検討を行った。その結果は以下のように要約される。

- 1) 鉄骨梁を使用する場合を含めて梁勝ち架構は告示第五第三号に規定される標準的壁架構とみなし得ると解釈できる。
- 2) 壁 CLT パネルを S60-3-3, 90mm 厚として、3 層架構の水平耐力性能に関するパラメトリックスタディを行った。その結果として、
 - 梁に集成材を用いる場合に、保有水平耐力時の曲げ応力度を基準強度以下とするために必要な梁せいは、梁幅を 120mm、梁の内法スパンを 4m として、壁パネル長さが 1m のときは 57cm、壁パネル長さが 2m のとき 75cm となった。壁パネル長さが大きい場合は 3 層架構の軒高さを 9m 以下とすることが困難と考えられる。
 - 梁に H 形鋼を用いる場合は、梁幅を 100mm、梁せいを 200～250mm とすれば実用的な水平耐力性能が得られる。
 - 梁勝ち架構の許容水平耐力は、垂壁を有する一般的な小幅パネル架構に対して、集成材梁を用いる場合で 1.7 倍程度、鉄骨梁を用いる場合で 2.0 倍程度に向上する。
 - 梁勝ち架構各層の単位壁長さ当りの水平剛性は 2.1.2 (5)項と同様の定式化が可能と考えられる。
 - 梁に集成材を用いる場合の構造特性係数 D_s は、壁パネル長さが 1m のときは告示第八第二号の表の値より 2 割程度大きい、壁パネル長さが 2m のときはほぼ同等である。梁に H 形鋼を用いる場合の D_s は同表の値より 1 割程度小さい。鉄骨梁に塑性ヒンジが形成されることによる減衰性の増大を考慮すれば、さらに小さな値になると考えられる。
 - ルート 2 で用いる塑性化部材（アンカーボルト、鉄骨梁）の応力割増し係数 R_{f1} について、梁に集成材を用いる場合は告示第九第二号の表の値より 1 割程度小さく、鉄骨梁を用いる場合では同じく 2 割程度小さい。
 - ルート 2 で用いる弾性部材（上記以外）の応力割増し係数 R_{f2} のうち、壁 CLT パネルについて、梁に集成材を用いる場合はほぼ 1.0 以下である。鉄骨梁を用いる場合は告示第九第二号の表の値の 0.8 倍程度以下である。集成材梁の R_{f2} は 2 階梁が 3.0 程度で、告示の規定 (2.5) より厳しい。
- 3) 末尾の 3.3 節では鉄骨梁に関する技術基準をまとめた。