

第4章 鉄骨梁勝ち架構の許容水平耐力(ルート1)

4.1 はじめに

鉄骨梁勝ち架構のルート 1 における許容水平耐力等に関して、昨年度までの検討により以下の課題が確認されている。本年度の検討では、昨年度に引き続き荷重増分解析パラメトリックスタディを実施し、これらの課題に対する解答を導出する。

- CLT 壁パネル-鉄骨梁引張接合部の構成

昨年度のパラスタでは CLT 壁パネル-鉄骨梁引張接合部に引きボルトを用いることとしたが、ボルトを M20 とする場合に引きボルト座金孔周辺で CLT 壁パネルの先行破壊が生じる可能性があり、同接合部の構成について再考が必要である。

- CLT 壁パネルの終局面内耐力算定式の修正

昨年度実施された「CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」改訂に関する検討により、CLT 壁パネルの終局面内耐力算定式が更新されている。集成材梁勝ち架構のルート 1 における許容水平耐力等に関する荷重増分解析パラメトリックスタディにおいてもこれを反映する必要がある。

- CLT 壁パネルの負担長期荷重の上限値

3.1 節で述べたように、集成材梁勝ち架構では CLT 壁パネルの負担長期荷重が大きくなると集成材梁に対する CLT 壁パネルのめり込み等により許容水平耐力が低下する場合がある。鉄骨梁勝ち架構について、昨年度のパラスタでは許容水平耐力の過大評価を避けるために鉛直荷重は平均的と考えられる値に設定したこともあって、そのような現象は確認されていないが、鉄骨梁勝ち架構においても壁パネルの負担重量が大きい場合には許容水平耐力の低下が生じる可能性を否定できない。

- 架構モデル化の妥当性

壁幅内における梁の曲げ変形の影響を考慮するためのモデル化方法の検討が必要である。この点については、第 7 章において鉄骨梁勝ち構面の水平加力実験を踏まえた構造モデル設定方法に関する検討が実施され、本章ではその結果に基づいてパラスタ用構造モデルを設定する。

4.2 許容水平耐力定式化の方針

4.2.1 想定する水平耐力検定の方法 (2.2.1と同じ)

- 昨年度までの検討と同様に、壁列ごとに、1階脚部の転倒モーメント M_T が許容値 M_{Ta} 以下であることを検定する。
- 耐力壁の負担水平力 Q_i は水平剛性 K_h 比例で当該階層せん断力を配分する。
- M_{Ta} 、 K_h の定式化が必要。

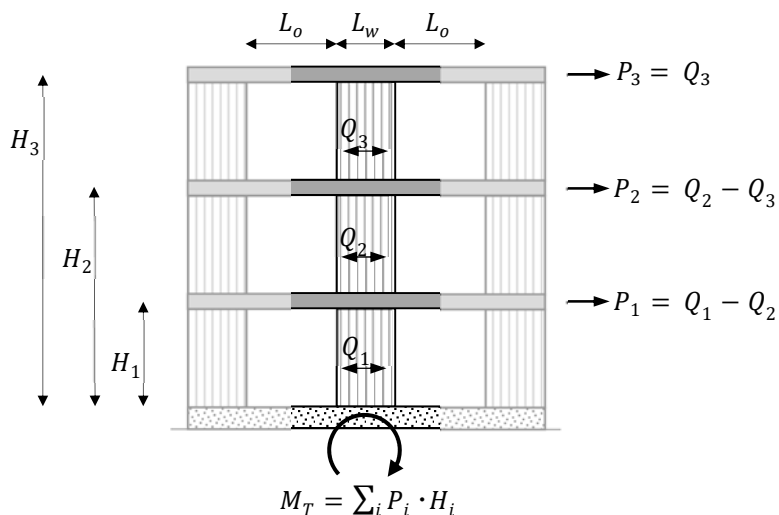


図 4.2.1 水平耐力検定方法の概念

4.2.2 定式化の方法 (2.2.2と同じ)

図 4.2.2 に示す 2 スパン架構を対象として、荷重増分解析パラメトリックスタディによる許容転倒モーメント M_{Ta} ・水平剛性 K_h の定式化を行う。昨年度までの検討と同様に、 M_{Ta} については、上下に連層する壁列ごとに、壁列に取付く鉄骨梁の曲げ剛性・曲げ耐力、壁幅、開口幅等をパラメータとする。 K_h については、層ごとに、耐力壁に取付く鉄骨梁の曲げ剛性・曲げ耐力、壁幅、開口幅等をパラメータとする。

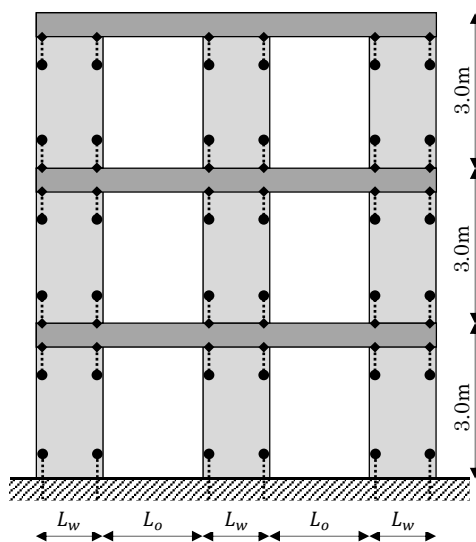


図 4.2.2 検討対象架構

4.3 対象とする鉛直構面の仕様

4.3.1 架構の構成方法

図 4.3.1 に示すように、壁 CLT パネルは S60-3-3 (90mm 厚) とし、接合金物を可能な限り χ マーク金物あるいはそれに類似のものとして架構を構成する。

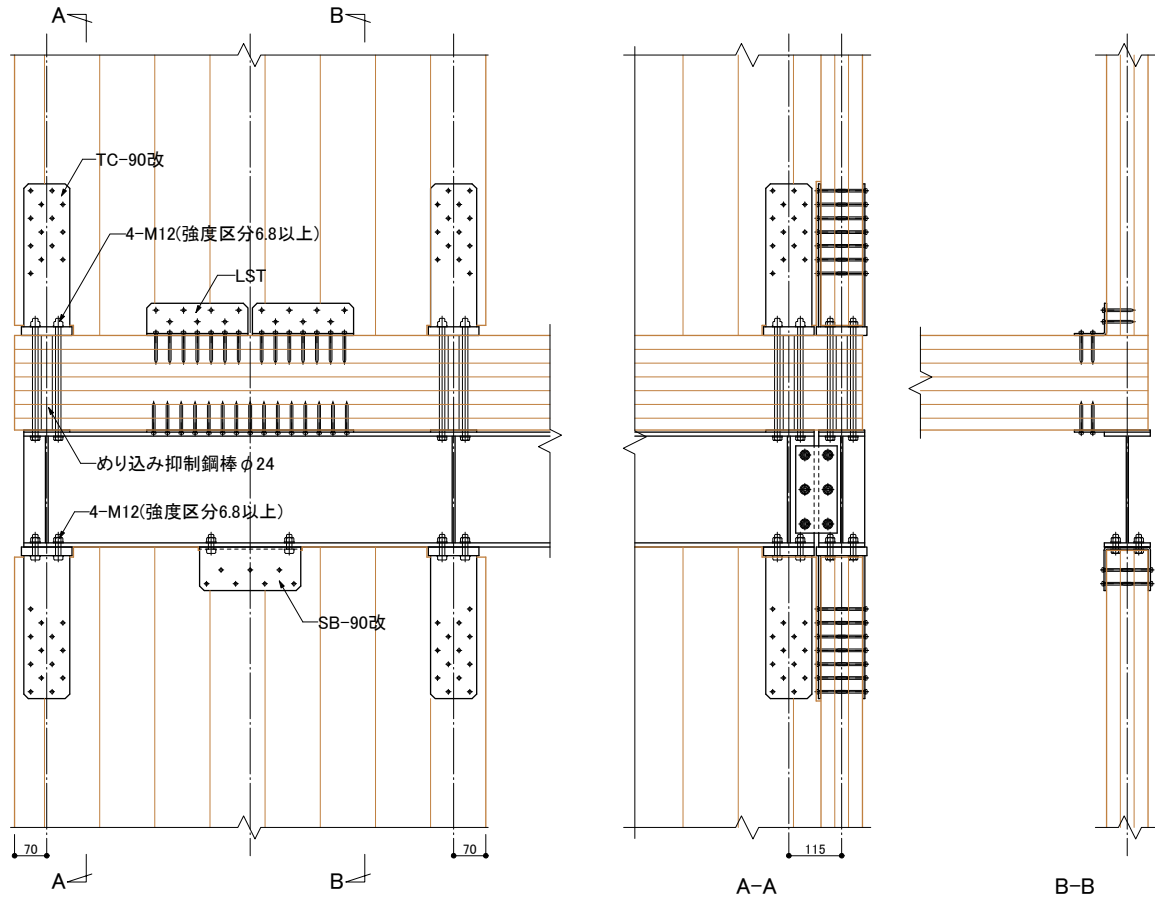


図 4.3.1 鉄骨梁勝ち架構の構成

4.3.2 接合部の仕様と構造性能

(1) 壁パネルー鉄骨梁引張接合部

R1 年度検討では壁パネルー鉄骨梁引張接合部を M20 (ABR490) 引きボルトとした。この場合、壁パネル S60-3-3 では引きボルト座金孔部の耐力が不足するので、今年度の検討では TC-90 (χ マーク金物) のようなビス打ち金物を用い、4-M12 ボルト (強度区分 6.8) で鉄骨梁と接合することとする。

R1 年度パラスタでは引張接合部を弾性 (降伏なし) とすると、その最大引張応力 T_{max} は鉄骨梁 $M_p = 1.1FZ_p$ として 200kN 程度であり、 $M_p = 1.3FZ_p$ とすれば 240kN となる。これを鉄骨梁ー壁接合部引張実験の結果と比較すると図 4.3.2 のようになる。これに対して、4-M12 (強度区分 6.8) の降伏耐力 $T_y = 162.8\text{kN}$ 、TC-90 の終局耐力 $T_u = 135\text{kN}$ であり、いずれも T_{max} を下回る。しかし、TC-90 のような鋼板ビス打ち接合部には図 4.3.3 に示すように 30~40mm 程度の変形能力があり、これを考慮すれば架構の水平耐力性能は確保されると考えられる。これに関して R1 年度検討では、同接合部を壁パネルー鉄骨梁引張接合部を M20 (ABR490, $T_u = 93\text{kN}$) 引きボルトとしても架構の許容水平耐力 Q_a はほとんど低下しないことが確認されている。

壁パネルー鉄骨梁引張接合部「TC-90 改」の応力変形性能は、図 4.3.3 に赤実線で示す鋼板ビス打

ち接合部引張実験による5%下限性能¹⁾をもとに、耐力はビス本数に比例するものとして26/12倍とし、図4.3.2に示す鉄骨梁-壁接合部の弾性剛性(145kN/mm)が直列に接続されるものとして、図4.3.3青点線のように設定する。

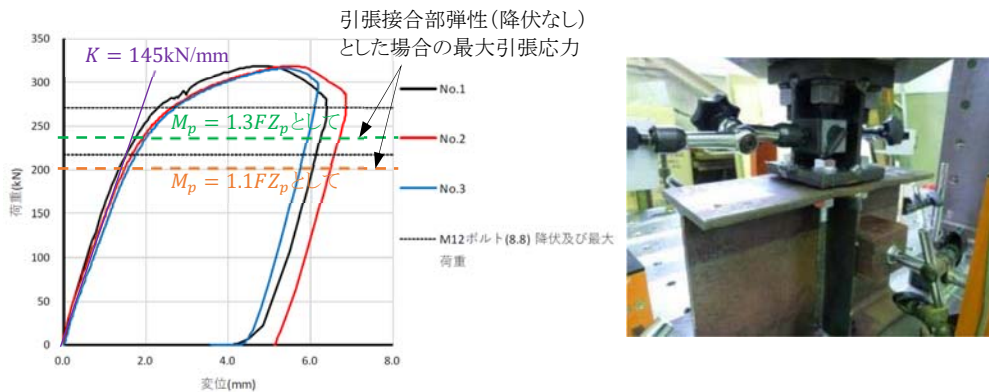


図 4.3.2 鉄骨梁-壁接合部引張実験 (R1 委託)

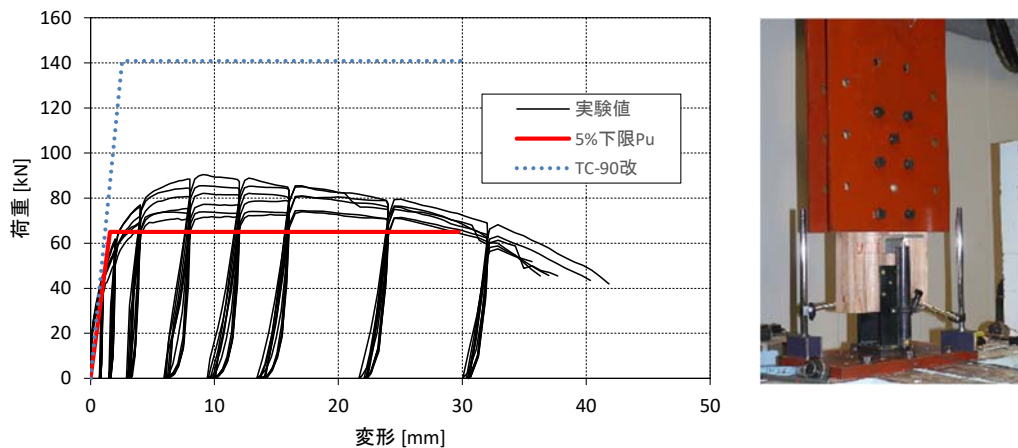


図 4.3.3 壁パネル上下端の鋼板ビス打ち引張接合部の引張実験結果

(2) 鉄骨梁欠損部先行破断防止

前述のような壁パネル-鉄骨梁引張接合部を想定することに伴い、梁断面の上下フランジにはそれぞれ $2\cdot\phi 13$ のボルト孔欠損が生じる。ここで、図 4.3.4 に示す梁フランジのボルト孔欠損状態に対して、SS400 級鋼材を想定して欠損部破断耐力 T_b と無欠損部降伏耐力 T_y を略算すると次のようになる。

$$\text{欠損部破断耐力} \quad T_b = 400 \times (100 - 26)t/1000 = 29.6t$$

$$\text{無欠損部降伏耐力} \quad T_y = 235 \times 1.3 \times 100t/1000 = 30.6t$$

ここで、 t : フランジ厚

$T_b < T_y$ となり、欠損部の先行破断が生じる恐れがあるため、カバープレート²⁾をフランジ欠損部周辺に溶接して補強することとする。実際にはボルト孔周辺の応力集中およびフランジ面外応力も発生するため、欠損部先行破断の防止条件を正確に予測することは困難であるので、後述の実験により確認する。

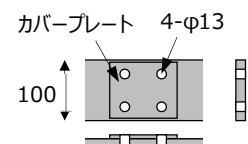


図 4.3.4 ボルト孔欠損部の補強

¹⁾ 木構造振興株式会社：CLT パネルを用いた LSB 及びビス接合部のデータ等の収集・分析事業報告書，平成 25 年度林野庁委託事業，平成 27 年 2 月

(3) 壁パネル-鉄骨梁圧縮接合部

壁パネル上端-鉄骨梁圧縮接合部については、鉄骨梁を剛体とみなし、壁パネル端部の支圧性能による応力変形性能をマニュアルに基づいて設定する。なお、ここではフレームモデルの適用を前提として、応力変形性能を算定する際の有効断面はパネル幅の 1/4 とする。

壁パネル下端-床パネル-鉄骨梁圧縮接合部については、めり込み抑制鋼棒による効果を考慮して R1 年度検討と同じ応力変形性能とする。なお、この応力変形性能は壁パネル幅には依存しないものとする。

(4) 壁パネル上下端水平せん断接合部

R1 年度検討では、壁パネル上下端の水平せん断接合部の架構終局時応力の最大値 Q_{max} は 120kN 程度であり、 χ マーク金物の終局耐力 (SB-90: 82.7kN、2-LST: 90.0kN) を超えている。しかし、マニュアルに準じて壁パネル端部圧縮力の 0.3 倍の摩擦抵抗を加算できるものとして、壁パネル軸力と水平せん断接合部近傍の引張接合部終局耐力の合計値の 0.3 倍を加算できるものとするれば、水平せん断接合部の終局耐力は Q_{max} を上回ると考えられる。

(5) 床パネル-鉄骨梁水平せん断接合部

前述のように、鉄骨梁ボルト孔欠損部の先行破断を防止するためにフランジのボルト孔周辺をカバープレートにより補強する。これに伴い、カバープレート以外の部分にもスペーサーとして同厚の鋼板を設ける必要がある。これを考慮して、床パネル-鉄骨梁水平せん断接合部は、鉄骨梁上端に 4.5mm 厚鋼板を溶接し、その鋼板と床パネル下面をビス (STS・C65) によって接合することとする。

4.4 荷重増分解析パラメトリックスタディ

4.4.1 解析用構造モデル

(1) 架構形状

図 4.2.2 に示す 2 スパン架構に対応するフレームモデルを用いた荷重増分解析を行い、構面外端の壁列(端壁)および構面内部の壁列(中壁)それぞれの許容水平耐力等を試算する。

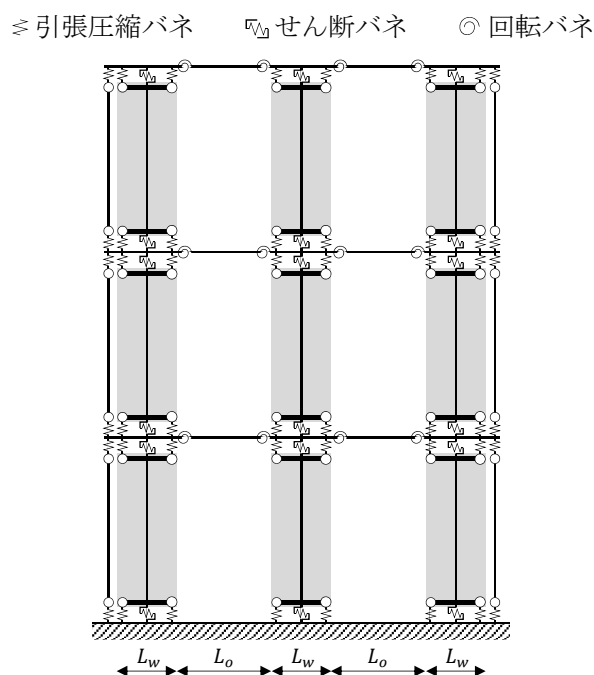


図 4.4.1 構造モデル

図 4.4.1 に示す構造モデルを用いる。解析パラメータは下記のように設定する。

階高	3.0m
層数	1～3
壁幅 L_w	1.0～2.5m@0.5m
開口幅 L_o	0.01, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0m
層間変位比率 λ	なし, 1.0, 0.75, 0.5

なお、第 7 章における鉄骨梁勝ち構面の水平加力実験を踏まえた構造モデル設定方法に関する検討において、図 4.4.1 に示すフレームモデルと同様のモデルによる解析結果が実験結果に対して安全側に適合することが確認されている。

(2) 部材

部材の仕様は次のように設定する。

壁 CLT パネル S60-3-3(90mm 厚)

鉄骨梁 H-148×100×6×9, H-200×100×5.5×8 JIS G 3101, SS400
H-250×100×4.5×9 溶接軽量 H 形鋼 JIS G 3353, SWH400

部材の構造性能は次のように設定する。

壁 CLT パネル $E = 4 \text{ kN/mm}^2$ (全断面有効として)

鉄骨梁 $E = 205 \text{ kN/mm}^2$

H-148×100×6×9 $I = 1000 \text{ cm}^4$

H-200×100×5.5×8 $I = 1810 \text{ cm}^4$

H-250×100×4.5×9 $I = 3080 \text{ cm}^4$

また、床 CLT パネルの面外構造性能は無視する。

(3) 接合部バネ

(3.1) 引張バネ

壁パネル-基礎引張接合部は TB-90 (χ マーク金物) にアンカーボルト M16 (ABR490、L = 400mm) を接続したものとし、その応力変形関係はマニュアル第Ⅲ部 9.3(2) 項に従って設定する。壁パネル-鉄骨梁引張接合部は 4.3.2(1) 項で述べた TC-90 改とし、その応力変形関係は図 4.3.3 青点線のように設定する。

(3.2) 圧縮バネ

壁-基礎圧縮バネおよび壁-梁圧縮バネの応力変形特性は CLT パネル支圧によって決まるものとし、マニュアル第Ⅲ部 3.1.2(3) 項に従って設定する。

壁パネル下端-床パネル-鉄骨梁圧縮バネの応力変形特性はめり込み抑制鋼棒による効果を考慮して R1 年度検討と同様に設定する。まず当該接合部は図 4.4.2(a) に示すように下記の 4 種類のバネによって構成されるものとする。

- ①引張接合部(TC-90 改)の圧縮抵抗(引張と同じとする)
- ②TC-90 改ベースプレートと壁パネル接触部分の支圧抵抗
- ③TC-90 改ベースプレートの CLT 床めり込み(R1 年度めり込み実験値実験値)
- ④引張接合部以外部分の CLT 床へのめり込み

これらのうち、①の特性は引張力に対する特性と同じとして図 4.3.3 赤実線の耐力にビス本数比 26/12 を乗じたものとする。②の特性はベースプレートと壁パネルの有効接触面積をもとに CLT パネル支圧特性

としてマニュアル第Ⅲ部 3.1.2(3) 項に従って設定する。有効接触面積は $100 \times 90 = 9000\text{mm}^2$ からボルト部座彫り面積 ($4 \cdot \phi 30$) を差し引いた物とする。③の特性は R1 年度の実験結果をもとに図 4.4.2(c) のように設定する。④の特性については有効めり込み面積を $90 \times (1000/4 - 100) = 13500\text{mm}^2$ とし、マニュアル第Ⅲ部 3.1.2(3) 項に準拠して設定する。

①、②は並列とし、それに③が直列で接合されているものとする。④はそれらと並列で機能するものとして図 4.4.2(d) のように圧縮接合部の応力変形特性を設定する。なお、④の特性は壁パネル幅に依存するが、ここでは壁パネル幅を 1m として設定し、圧縮接合部の応力変形特性は壁パネル幅に依存しないものとする。

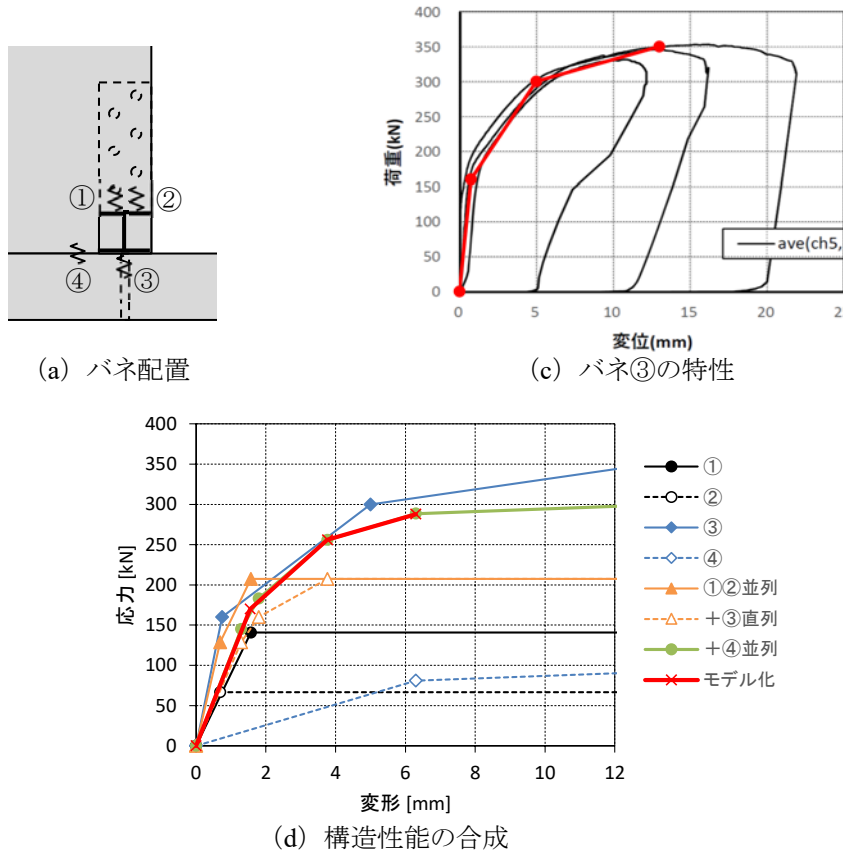


図 4.4.2 壁-床-鉄骨梁圧縮接合部の構造性能の設定

(3.3) せん断バネ

壁パネル上下端の水平せん断バネの応力変形特性はマニュアル第Ⅲ部 9.3(2) 項による SB-90 の特性に摩擦抵抗として壁-基礎引張バネの終局耐力の 0.3 倍を加えたものとする。なお、ここではせん断接合部は弾性を維持するものとする。

(4) 曲げバネ

鉄骨梁の曲げ性能を表す回転バネの応力変形特性はトリニアとし、第一降伏点の応力 M_y は $Z \cdot F$ 、第二降伏点の応力 M_p は $Z_p \cdot F$ とする。ここで、 Z は断面係数、 Z_p は全塑性断面係数であり、 F は降伏応力度であり 235N/mm^2 とする。回転バネに対応する梁の長さ(可撓長さ)を梁せい D とし、弾性剛性 K_r を EI/D とし、第一降伏点の回転角 θ_y を M_y/K_r とする。曲げ応力が M_p に達するときの断面縁の歪み ε_p を 0.01 とし、第二降伏点の回転角 θ_p を $2\varepsilon_p$ とする。鉄骨梁の終局歪み ε_u を 0.1 とし、対応する回転角 θ_u を $2\varepsilon_u$ とする。

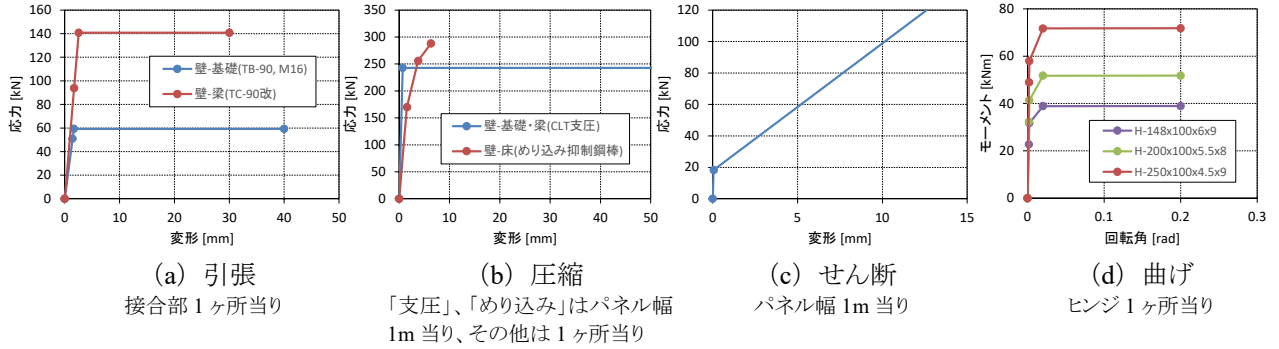


図 4.4.3 接合部バネの応力変形特性

4.4.2 鉛直荷重・地震力分布

床重量 w は外壁等を含む均し荷重として 4 kN/m^2 、屋根重量は同様に 3 kN/m^2 とする。対象架構各層壁パネルの負担重量は次のように設定する。

$$N_w = w \cdot \frac{L_w}{L_q} \quad (4.4.1)$$

ここで、 L_q は XY 両方向の合計壁量であり、 $0.2\text{m}/\text{m}^2$ とする。増分解析に先立ち、壁パネル上部梁の壁パネル左右端位置の節点に $N_w/2$ の鉛直集中荷重が作用する場合の応力変形解析を行う。地震力に対する増分解析では各層重量 $S_w = \sum N_w$ とし、地震力分布は A_i 分布とする。

4.4.3 許容水平耐力等の評価方法

(1) 許容耐力時、保有耐力時の定義

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： $1/120\text{rad}$ 変形時、CLT パネル・梁短期許容応力度時、接合部短期許容応力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、鉄骨梁・接合部バネ終局変形時のいずれかに最初に達するステップ。

ただし、「CLT パネル基準強度時」については、マニュアル第三部 3.2.2(1)項に従い、CLT パネルの面内曲げ応力 M が下式を初めて満足するステップとする。

$$M \geq \min(M_{u1}, M_{u2}) \quad (4.4.2)$$

ここで、

$$M_{u1} = \frac{D - 0.85x_n}{2} \cdot C + \frac{D + 2x_n}{6} \cdot T \quad (4.4.3)$$

$$M_{u2} = \left(\frac{N}{D \cdot t \cdot F_c} + 1 \right) \cdot Z \cdot F_b \quad (4.4.4)$$

$$x_n = \frac{N + F_b \cdot t \cdot D/2}{(0.85^2 F_c + 1/2 F_b) \cdot t} \quad (4.4.5)$$

$$T = F_b \cdot t \cdot (D - x_n)/2$$

$$C = 0.85^2 F_c \cdot t \cdot x_n$$

N : 壁パネルの軸力 (圧縮を正とする)

F_b : 面内曲げの基準強度

F_c : 面内圧縮の基準強度

Z : 壁パネルの断面係数 (全断面有効として)

t : 壁パネルの厚さ

D : 壁パネルの幅

(2) 許容水平耐力・水平剛性の算出方法

荷重増分解析結果に基づいて次のように算定する。

- 許容転倒モーメント M_{Ta}

$$M_{Ta} = \min(M_{Td}, M_{Tud}) \quad (4.4.6)$$

ここで、

M_{Td} : 許容耐力時の転倒モーメント

$$M_{Tud} = M_{Tu} \cdot \frac{0.2}{D_s} \quad (4.4.7)$$

M_{Tu} : 保有耐力時の転倒モーメント

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (4.4.8)$$

μ : 保有耐力時の等価一自由度系の塑性率

- 各階の水平剛性 K_h : 許容耐力時の割線剛性

(3) 応力割増係数の算出方法

ルート 2 の構造計算に用いる応力割増し係数 R_f は次のように算出する。

$$\begin{array}{ll} \text{塑性化要素} & R_f = \max(R_{f1}, 1.0) \\ \text{弾性要素} & R_f = \max(R_{f1}, R_{f2}/\gamma_a, 1.0) \end{array} \quad (4.4.9)$$

ここで、

$$R_{f1} = \frac{M_{Td}}{M_{Tu}} \cdot \frac{D_s}{0.2} \quad (4.4.10)$$

$$R_{f2} = \frac{f}{F} \cdot \frac{s_u}{s_a} \quad (4.4.11)$$

γ_a : 1 次設計時水平耐力検定比

f : 短期許容応力度または短期許容耐力

F : 基準強度または終局耐力

s_a : 許容水平耐力時応力

s_u : 保有水平耐力時応力

4.4.4 解析（パラメトリックスタディ）の結果

解析（パラメトリックスタディ）の結果を次の各図に示す。図 4.2.2, 4.4.1 に示す 2 スパン架構の構面左右両端の壁列を「端壁」、架構中央の壁列を「中壁」とし、端壁の解析結果については、構面左右両端の壁列に対する値の平均値としている。

表 4.4.1 解析結果の掲載図番

鉄骨梁	3 層架構	2 層架構	1 層架構
H-148×100×6×9	4.4.4	4.4.8	4.4.12
H-200×100×5.5×8	4.4.5	4.4.9	4.4.13
H-250×100×4.5×9	4.4.6	4.4.10	4.4.14
H-250×100×4.5×9 ($M_p = 1.3F \cdot Z_p$)	4.4.7	4.4.11	4.4.15

(1) 許容転倒モーメント M_{ta}

端壁、中壁について式(4.4.6)による許容転倒モーメント M_{ta} を階高で除した値を図 4.4.4～4.4.15 左から 1～6 列に示す。3, 6 列には現告示による許容水平耐力を転倒モーメントに換算した値が黒実線で併記されている。なお、垂壁・腰壁枚数 n は壁列左右に取付く梁の本数としている。いずれの場合も M_{ta} は現告示に対して 1.0～2.0 倍程度の値となっている。

(2) 構造特性係数 D_s 、応力割増し係数 R_{f1}

式(4.4.8)による構造特性係数 D_s を図 4.4.4～4.4.15 左から 7 列に示す。いずれも 0.35～0.45 程度の値となっている。端壁、中壁について式(4.4.10)による応力割増し係数 R_{f1} を図 4.4.4～4.4.15 左から 9, 10 列に示す。端壁では 1.2 程度以下、中壁では 1.4 程度以下となっている。

また、壁幅 $L_w = 1.0\text{m}$ の場合に上述の値を超えるものが散見されるが、それは CLT 壁パネルが先行して終局耐力に達すること（先行破壊）が原因である。この点については、4.5.1(2)項で述べるように、CLT 壁パネルの先行破壊を防止するための条件を設定する。

(3) 水平剛性 K_h

各階耐力壁の水平剛性 K_h を図 4.4.4～4.4.15 右から 2～7 列に示す。壁幅 L_w が大きいほど K_h は大きくなっており、開口幅 L_o が小さいほど K_h は大きい傾向がある。

(4) 壁-梁引張接合部の最大変形

鋼板ビス打ちとした壁-梁引張接合部の最大変形を図 4.4.4～4.4.15 右から 1 列に示す。2, 3 層壁列では、鉄骨梁がここで対象とした最大断面かつ降伏応力度を基準強度の 1.3 倍とした場合（図 4.4.7, 4.4.11）を含めてほぼ終局変形（3.0cm）未満である。1 層壁列では終局変形達するものが多いが、それらについて D_s , R_{f1} の増大は見られず、終局耐震性能に及ぼす影響は無視できる。

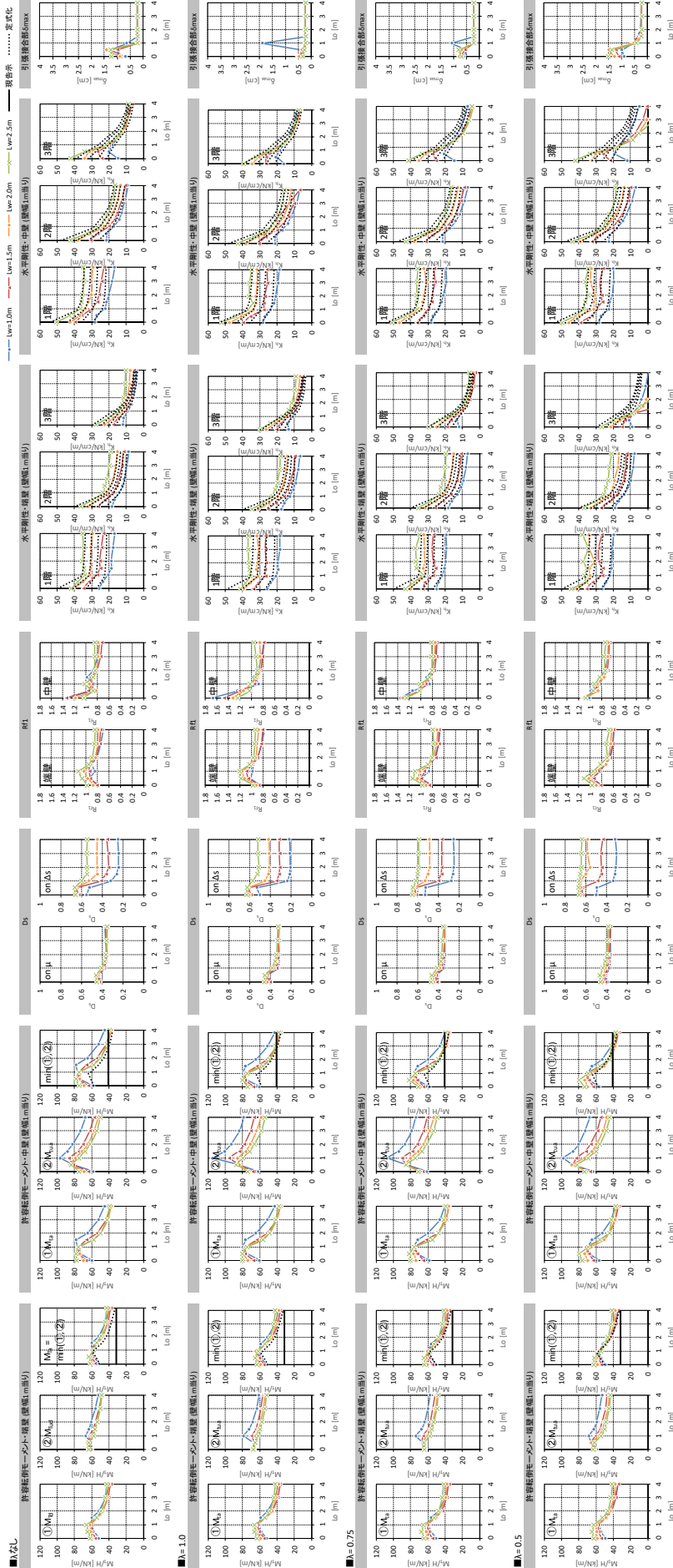


图 4.4.4 解析結果 — 3 層架構・鉄骨梁 H-148x100x6x9

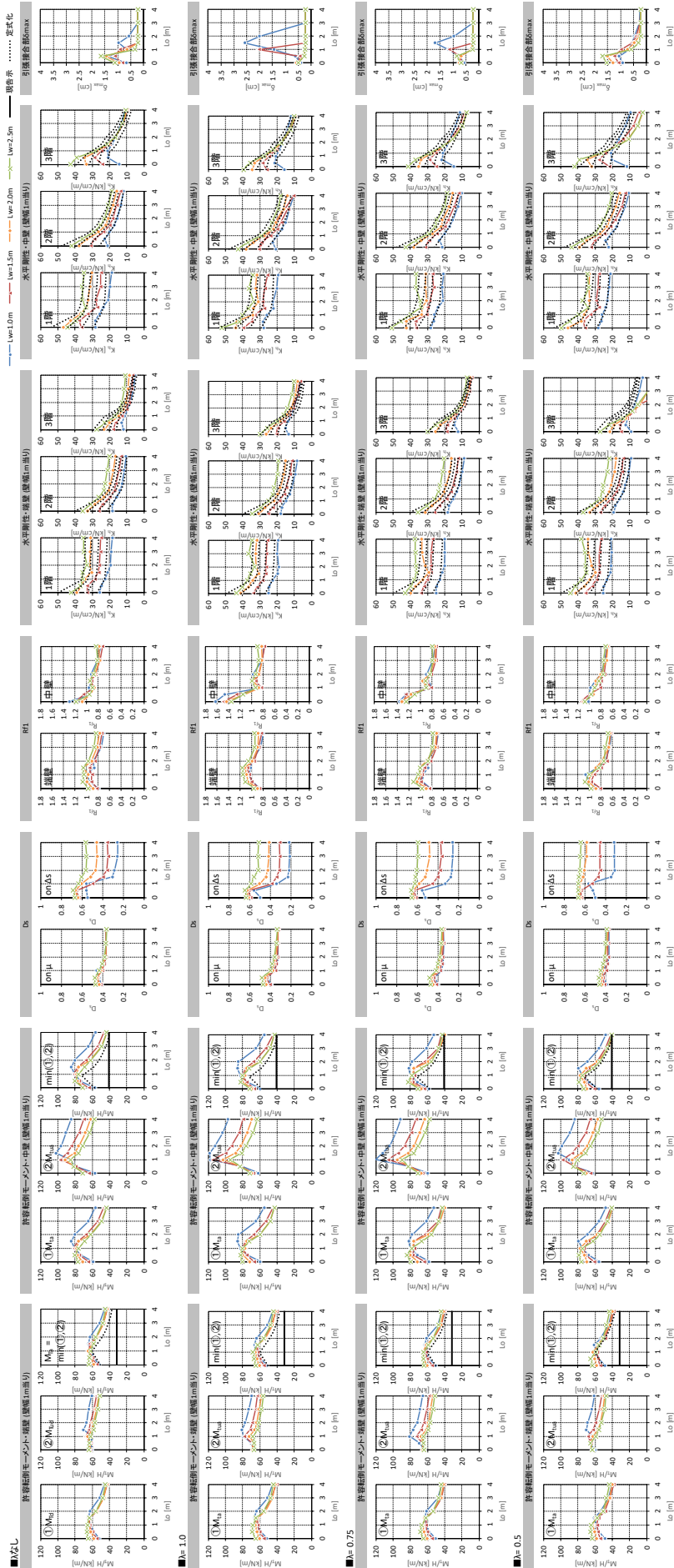


図 4.4.5 解析結果 — 3 層架構・鉄骨梁 H-200x100x5.5x8

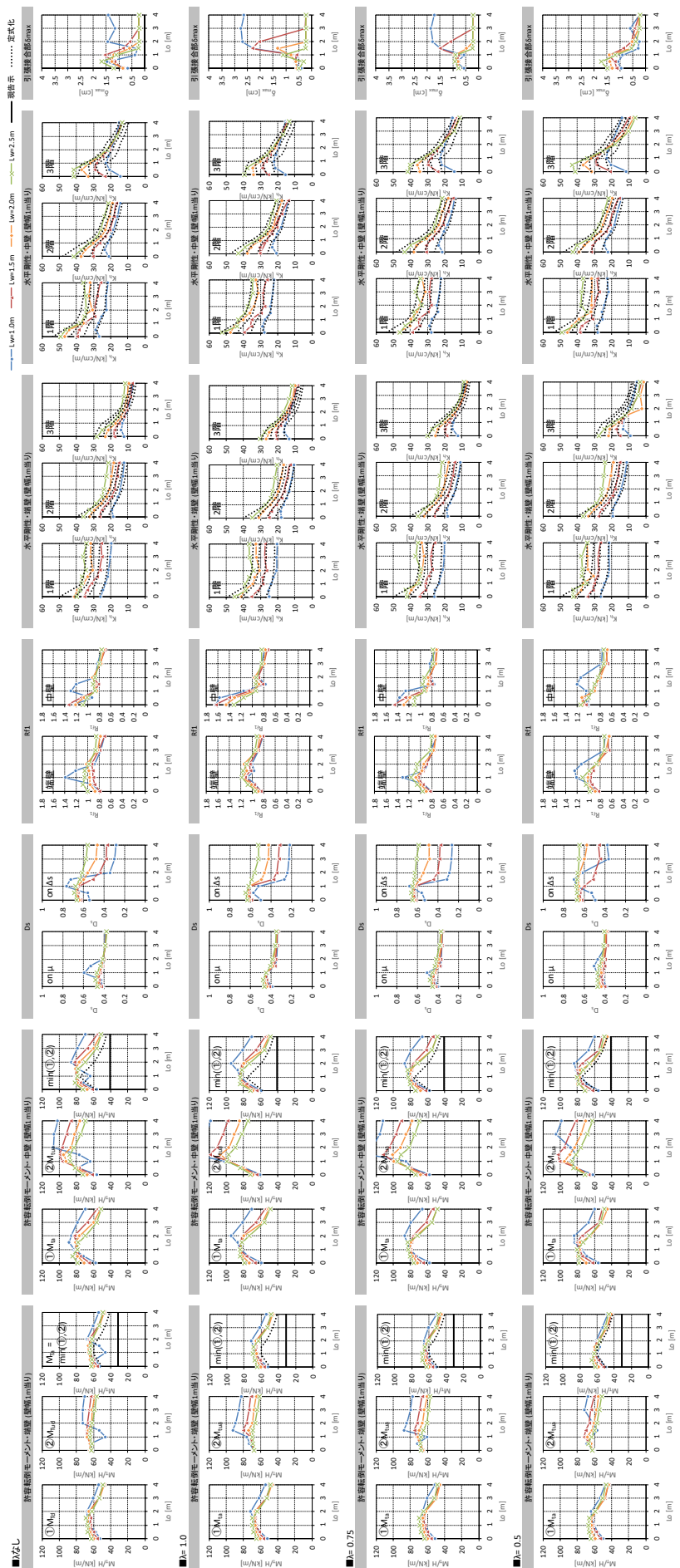


図 4. 4. 6 解析結果 — 3 層架構・鉄骨梁 H-250x100x4. 5x9

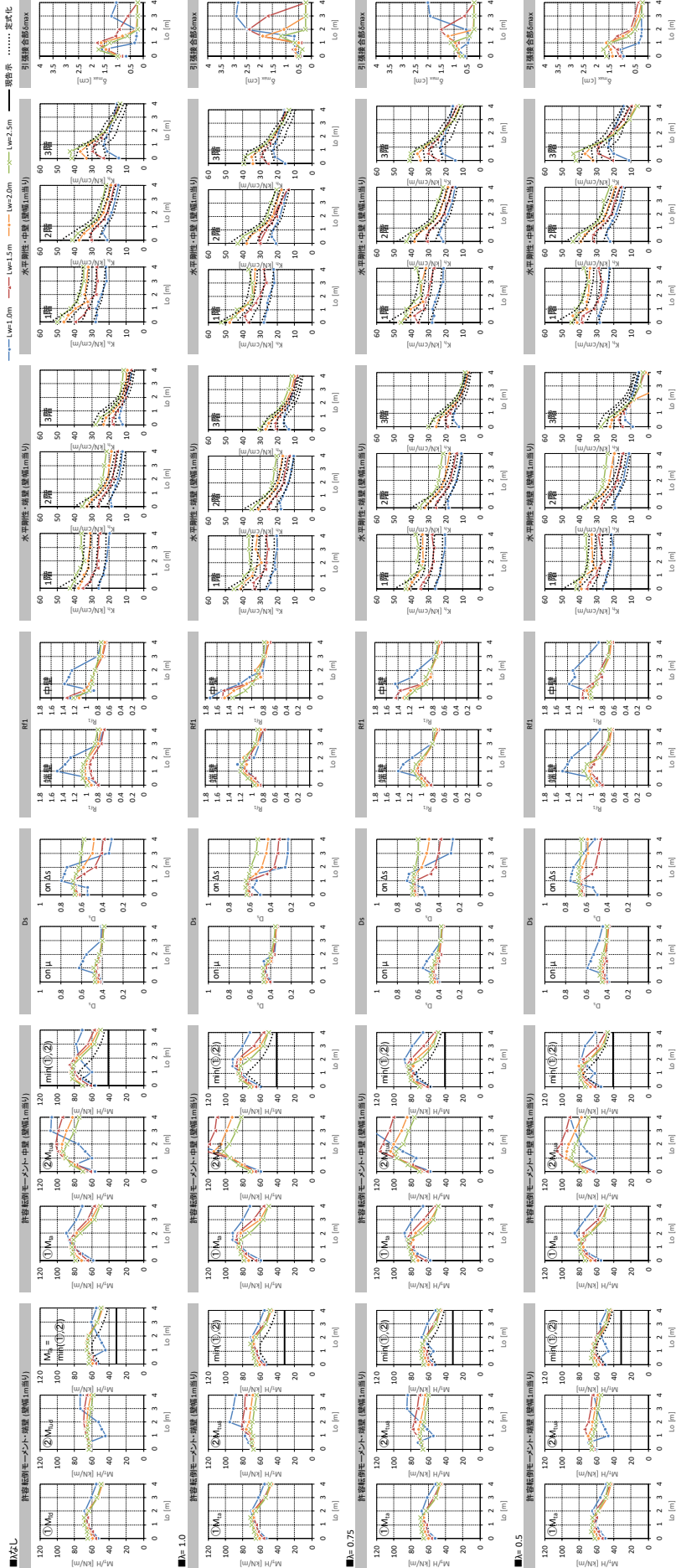


図 4.4.7 解析結果 — 3 層架構・鉄骨梁 H-250x100x4.5x9 (Mp=1.3F_{zp})

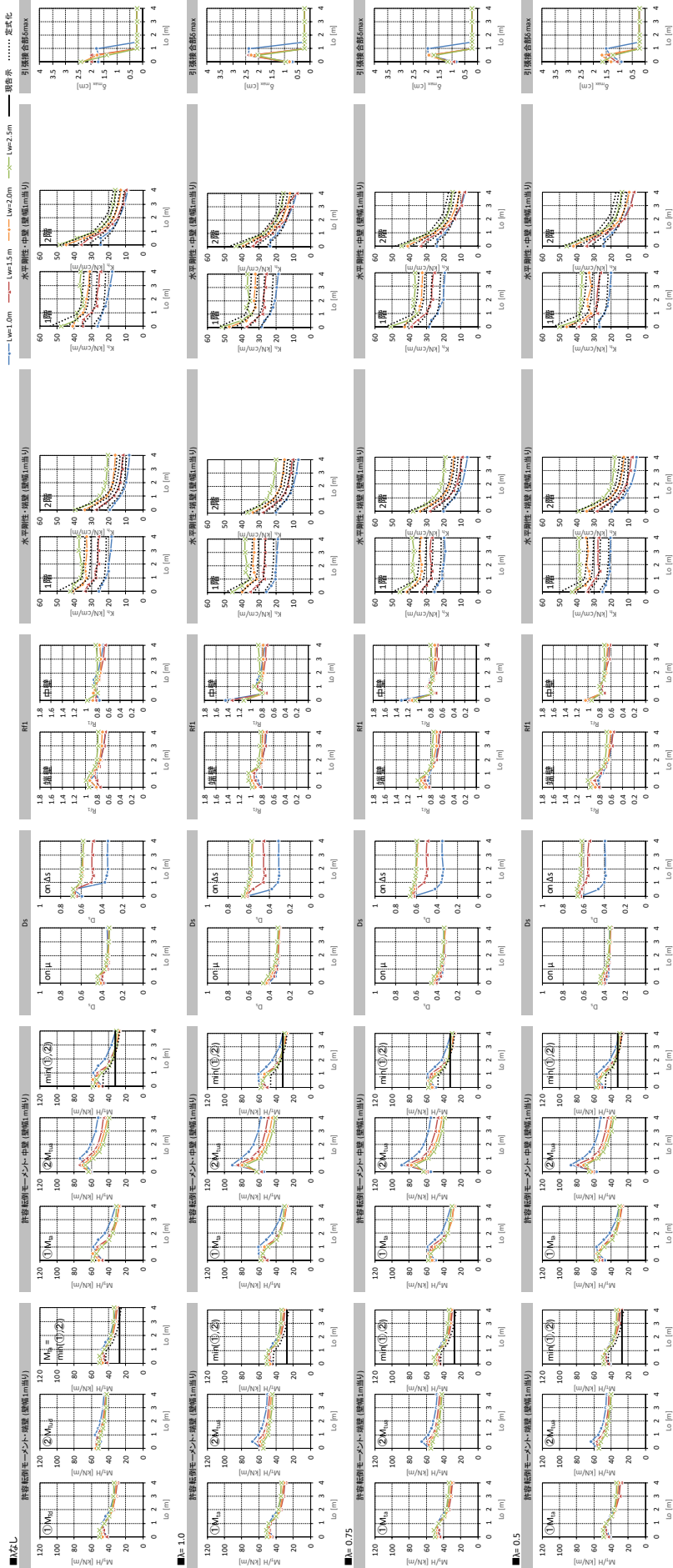


図 4.4.8 解析結果 — 2 層架構・鉄骨梁 H-148x100x6x9

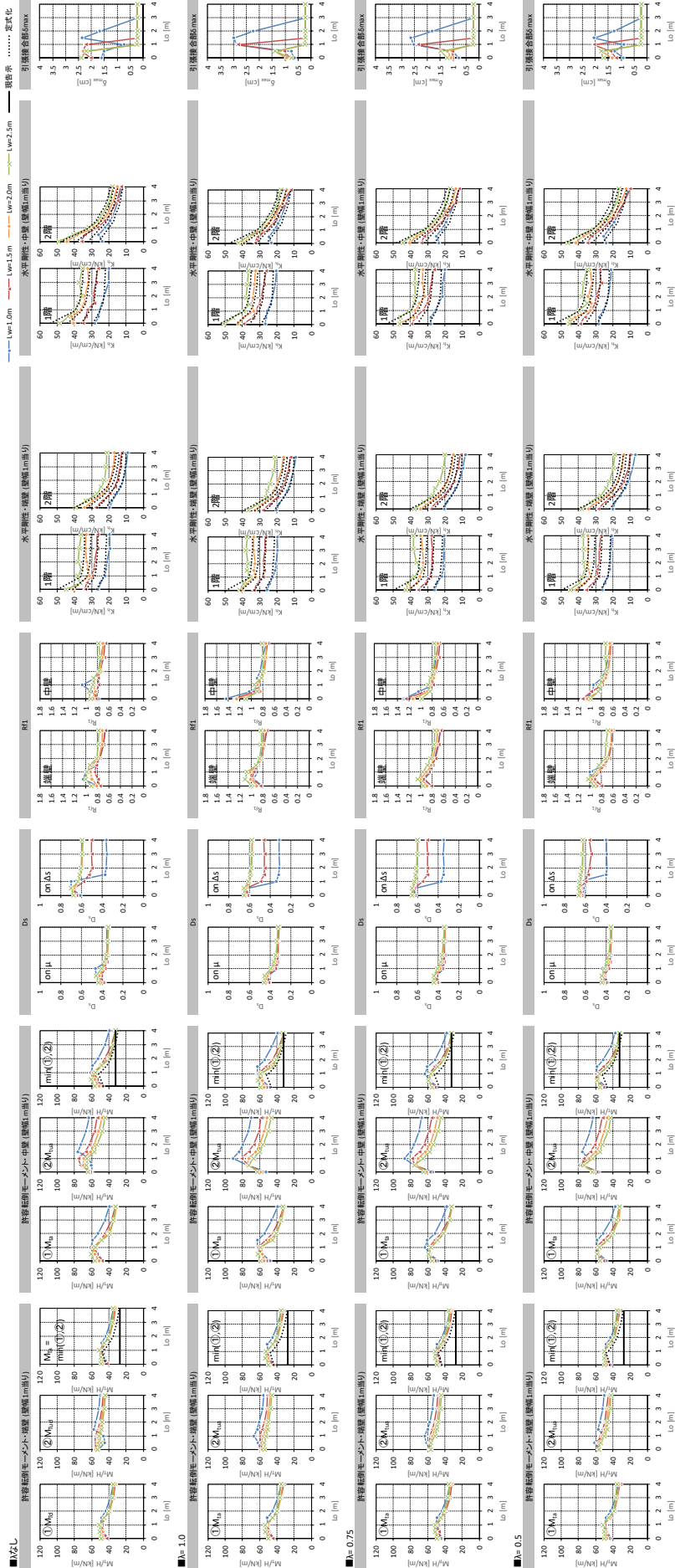


図 4. 4. 9 解析結果 — 2 層架構・鉄骨梁 H-200x100x5. 5x8

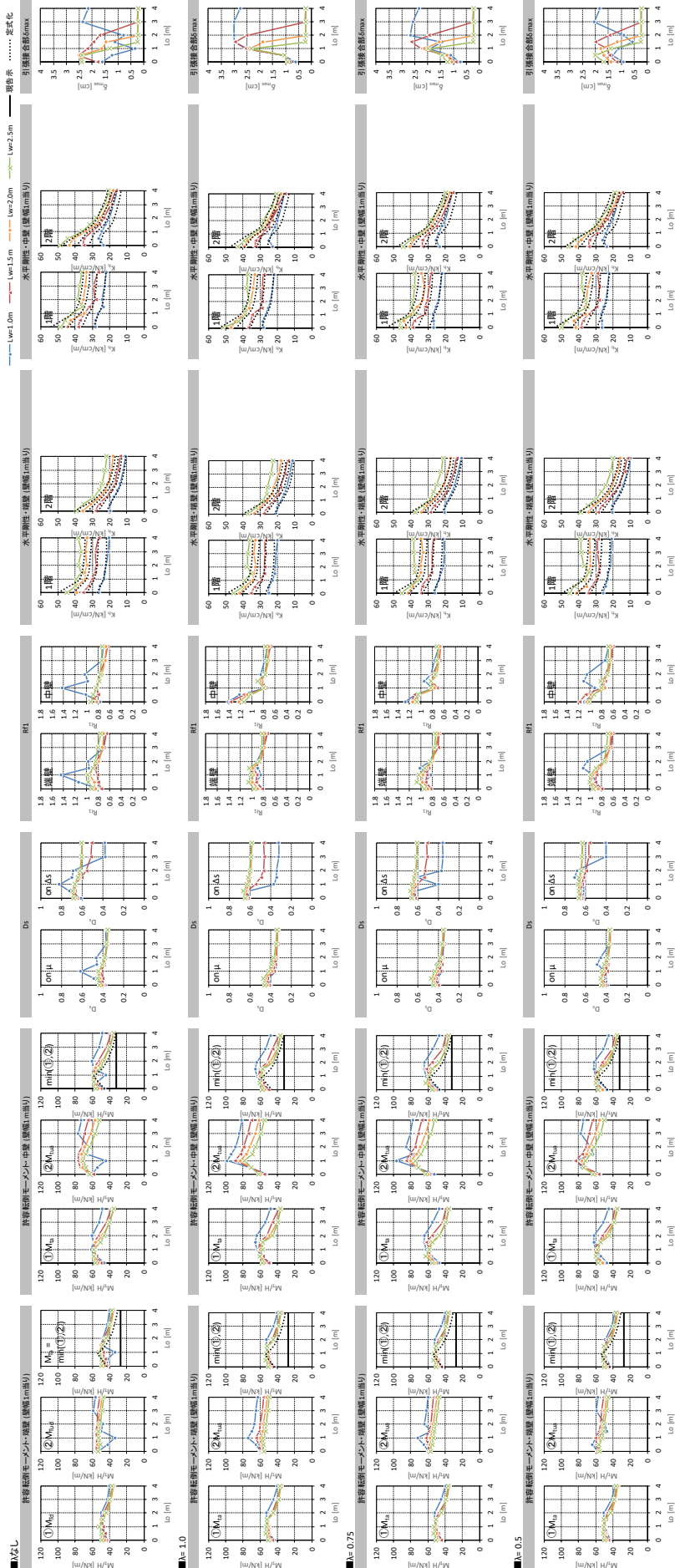


図 4.4.10 解析結果 — 2 層架構・鉄骨梁 H-250x100x4.5x9

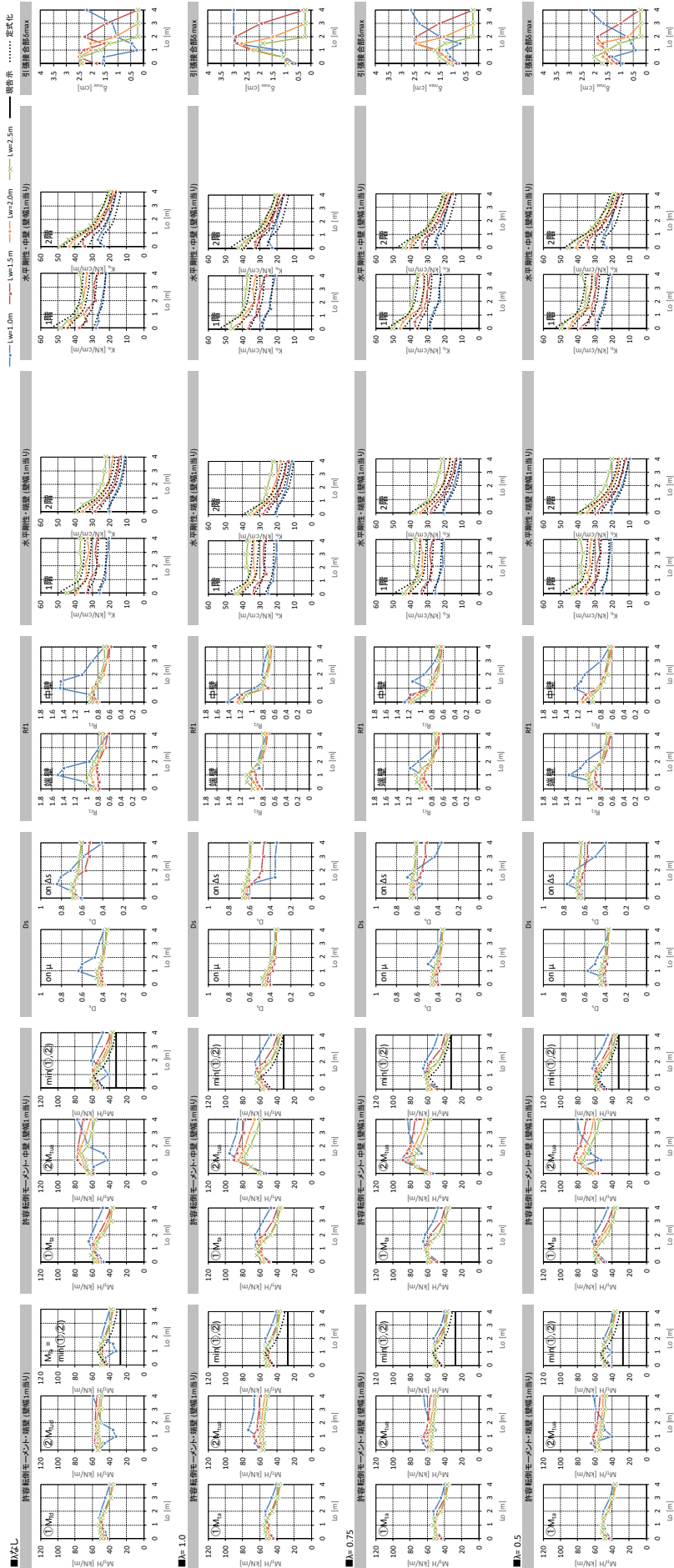


図 4.4.11 解析結果 — 2 層架構・鉄骨梁 H-250x100x4.5x9 (Mp=1.3F·Zp)

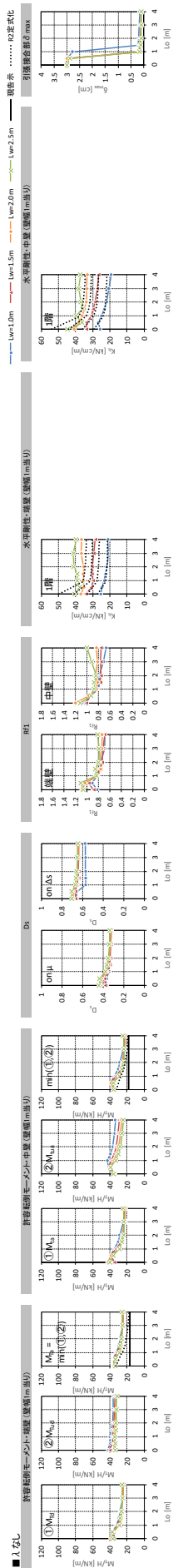


図 4.12 解析結果 — 1 層架構・鉄骨梁 H-148x100x6x9

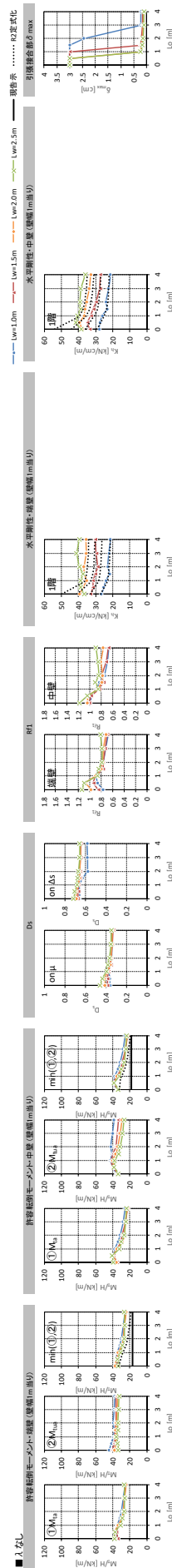


図 4.13 解析結果 — 1 層架構・鉄骨梁 H-200x100x5.5x8

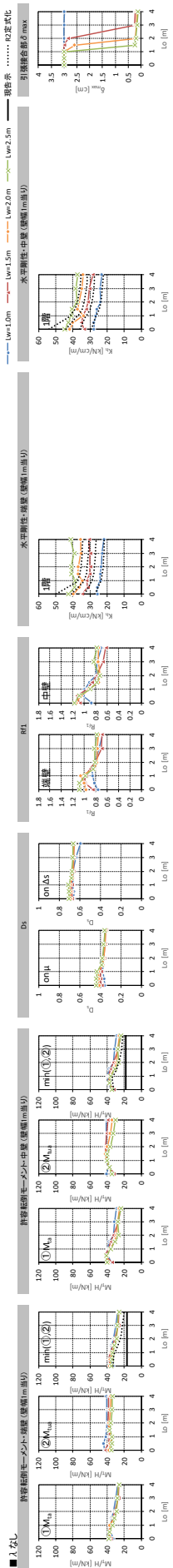


図 4.14 解析結果 — 1 層架構・鉄骨梁 H-250x100x4.5x9

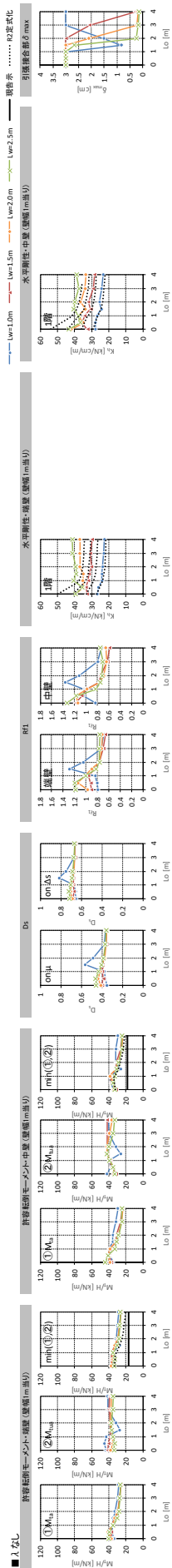


図 4.15 解析結果 — 1 層架構・鉄骨梁 H-250x100x4.5x9 (Mp=1.3F-Zp)

4.5 M_{Ta} , K_h の定式化

4.5.1 許容転倒モーメント M_{Ta} の定式化

(1) 定式化

前節に示す解析結果において各階の層間変位比率 λ による差異は大きくない。許容転倒モーメント M_{Ta} については、それらのうち最も実態に近いと考えられる $\lambda = 0.75$ の場合を対象とし、壁幅 L_w (1.0, 1.5, 2.0, 2.5m)における最小値を採用する。

壁列左右に取付く梁の有効本数 n_{eff} を次のように定義する。

$$n_{eff} = n \cdot \sqrt{\frac{Z}{Z_{200} \cdot L_o}} \quad (4.5.1)$$

ここで、

n : 壁列に取付く梁の本数 (端壁: 層数、中壁: 層数 $\times 1.1$)

Z : 梁の断面係数

Z_{200} : H-200 $\times 100 \times 5.5 \times 8$ の断面係数

L_o : 開口幅 (m)

開口幅 $L_o \geq 1.0\text{m}$ における M_{Ta}/H と n_{eff} の関係は図 4.5.1 に示すように概ね直線的な分布となり、1~3層壁列のいずれについても次のような n_{eff} の一次関数として定式できる。

$$M_{Ta}/H = 18n_{eff} + 10 \quad (\text{kN/m}) \quad (4.5.2)$$

ただし、3層壁列について n_{eff} が大きい場合に上式による M_{Ta}/H は解析結果に対してやや過大評価となるので、次のような上限値を設ける。

端壁 $M_{Ta}/H = 60$ (kN/m) 中壁 $M_{Ta}/H = 75$ (kN/m)

また、現告示ルート 1 における耐力壁の許容水平耐力の最小値は次のように規定されている。

3層壁列 10 (kN/m) 1,2層壁列 15 (kN/m)

前節に示す解析モデルでは各階の重量比を一般階で 1.0、最上階で 0.75 としている。これをもとに A_i 分布に基づく層せん断力比を算定し、上記の最小許容水平耐力に対応する M_{Ta}/H を求めると次のようになり、これを M_{Ta}/H の下限値とする。

3層壁列 21.6 (kN/m) 2層壁列 23.1 (kN/m) 1層壁列 15.0 (kN/m)

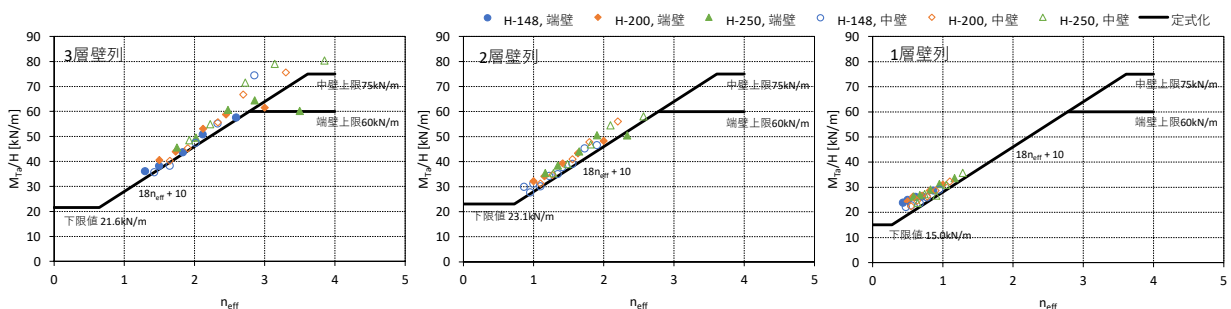


図 4.5.1 の定式化

現告示ルート 1 の適用条件と同様に式(4.5.2)は下記の範囲で適用可能とする。

壁幅 $0.9 \leq L_w \leq 2.5$ (m) 開口幅 $0.9 \leq L_o \leq 4.0$ (m)

前節の解析結果によれば、 $L_o < 0.9\text{m}$ の場合は $L_o = 0$ に向かって M_{Ta}/H は直線的に減少している。 $L_o = 0$ における M_{Ta}/H を $\lambda = 0.75$ 、 $L_o = 0.01\text{m}$ の場合の 3 種類の梁断面における最小値とすれば次のようになる。

3層壁列 端壁 $M_{Ta}/H = 50.3$ (kN/m) 中壁 $M_{Ta}/H = 57.6$ (kN/m)

2層壁列 端壁 $M_{Ta}/H = 43.4$ (kN/m) 中壁 $M_{Ta}/H = 46.6$ (kN/m)

1層壁列 端壁 $M_{Ta}/H = 32.9$ (kN/m) 中壁 $M_{Ta}/H = 32.1$ (kN/m)

$L_o < 0.9\text{m}$ の場合の M_{Ta}/H は、式(4.5.2)による $L_o = 0.9\text{m}$ のときの値と上記の値を L_o の値に応じて直線補間により求めることとする。

なお、個別の建物に対する検定では M_{ta} を次のように算定する。

$$M_{Ta} = (54n_{eff} + 30) \cdot L_w \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (4.5.3)$$

上限値：端壁 $180L_w$ 中壁 $225L_w$ (kN·m)

下限値：3層壁列 $64.8L_w$ 2層壁列 $69.3L_w$ 1層壁列 $45.0L_w$ (kN·m)

(2) 適用条件

以上の定式化による M_{Ta}/H を図4.4.4～4.4.15に黒点線で併記した。いずれも解析による M_{Ta}/H の下限値に相当している。ただし、鉄骨梁断面がここで設定したもののうち最大(H・250×100×4.5×9)であり、 $L_w = 1.0\text{m}$ かつ $L_o = 1.0\text{m}$ などの場合に壁 CLT パネルが先行して終局耐力に達する(先行破壊)ことで、 M_{Ta}/H が低下する場合が認められる。これは、梁の曲げ耐力が相対的に高すぎるのが原因と考えられる。梁が曲げ耐力に達するときの壁心位置でのモーメントを壁 CLT パネルの面内曲げ耐力で除した値 γ_{sc} を下式により求めると、

$$\gamma_{sc} = \frac{Z_s \cdot F_s}{Z_c \cdot F_c} \cdot \frac{L_w + L_o}{L_o} \quad (4.5.4)$$

ここで、

Z_s, F_s : 梁の断面係数、基準曲げ強度

Z_c, F_c : 壁 CLT パネルの断面係数、基準曲げ強度

今回の解析では $\gamma_{sc} \geq 0.72$ のときに壁 CLT パネルの先行破壊が生じ、 $\gamma_{sc} \leq 0.6$ のときには生じていない。また、理由は定かではないが $L_o \leq 0.5\text{m}$ の場合には壁 CLT パネルの先行破壊は見られない。そこで、「 $L_o > 0.5\text{m}$ の場合に $\gamma_{sc} \leq 0.6$ であること」を本項で設定した M_{Ta}/H 定式化の適用条件に加える。

また、一般に M_{Ta}/H は壁 CLT パネルが負担する長期軸力が大きいほど大きくなるが、上述の壁 CLT パネルの先行破壊については長期重量が不利側に働く可能性がある。これを考慮して長期重量を増大した解析を実施したところ、最下層における鉛直構面幅当たりの負担長期重量が 216kN/m までの範囲では上記条件により(1)項の定式化による M_{Ta}/H が安全側となることが確認された。

(1)項の定式化の適用条件をまとめると次のようになる。

- $L_o > 0.5\text{m}$ の場合に $\gamma_{sc} \leq 0.6$
- 最下層における鉛直構面幅当たりの負担長期重量が 216kN/m 以下

4.5.2 水平剛性 K_h の定式化

定式化の対象とする水平剛性 K_h として、前項と同様に $\lambda = 0.75$ の場合の解析結果を対象とする。各層の耐力壁について、左右両側に取付く梁の有効本数 $n_{eff.s}$ を次のように定義する。

$$n_{eff.s} = \frac{n}{L_o} \cdot \sqrt{\frac{I}{I_{200}}} \quad (4.5.5)$$

ここで、

n : 当該層壁左右に取付く梁の本数

I : 梁の断面二次モーメント

I_{200} : H-200×100×5.5×8 の断面二次モーメント

L_o : 開口幅 (m)

n の値は、1 階端壁では 1、1 階中壁では 2、2,3 階端壁では 2、2,3 階中壁では 4 とする。 $K_h/\sqrt{L_w}$ と $n_{eff,s}$ の関係は図 4.5.2 のようになる。この分布に基づき、 $K_h/\sqrt{L_w}$ を $n_{eff,s}$ の関数として次のように定式化する。

$$K_h/\sqrt{L_w} = (A \cdot n_{eff,s} + B) \quad (\text{kN/cm/m}) \quad (4.5.6)$$

ここで、 L_w の単位は (m) とする。係数 A, B を次のように設定すれば、図 4.5.2 のように解析による $K_h/\sqrt{L_w}$ に概ね一致する。

$n_{eff,s} \leq 2.0$ のとき 1 階壁 $A = 1.6$ $B = 22$

2 階壁 $A = 4.0$ $B = 8$

3 階壁 $A = 6.5$ $B = 1$

$n_{eff,s} > 2.0$ のとき 1 階壁 $A = 1.6$ $B = 22$

2 階壁 $A = 2.0$ $B = 12$

3 階壁 $A = 2.5$ $B = 9$

前項と同様に式 (4.5.4) は下記の範囲で適用可能とする。

$$\text{壁幅 } 0.9 \leq L_w \leq 2.5 \text{ (m)} \quad \text{開口幅 } 0.9 \leq L_o \leq 4.0 \text{ (m)}$$

$L_o = 0$ における $K_h/\sqrt{L_w}$ を $\lambda = 0.75$ 、 $L_o = 0.01\text{m}$ の場合の、3 層壁列・2 層壁列・1 層壁列、4 種類の L_w および 3 種類の梁断面における平均値とすれば次のようになる。

1 階端壁 $K_h/\sqrt{L_w} = 27.1$ (kN/cm/m) 1 階中壁 $K_h/\sqrt{L_w} = 29.3$ (kN/cm/m)

2 階端壁 $K_h/\sqrt{L_w} = 21.9$ (kN/cm/m) 2 階中壁 $K_h/\sqrt{L_w} = 26.1$ (kN/cm/m)

3 階端壁 $K_h/\sqrt{L_w} = 16.1$ (kN/cm/m) 3 階中壁 $K_h/\sqrt{L_w} = 21.4$ (kN/cm/m)

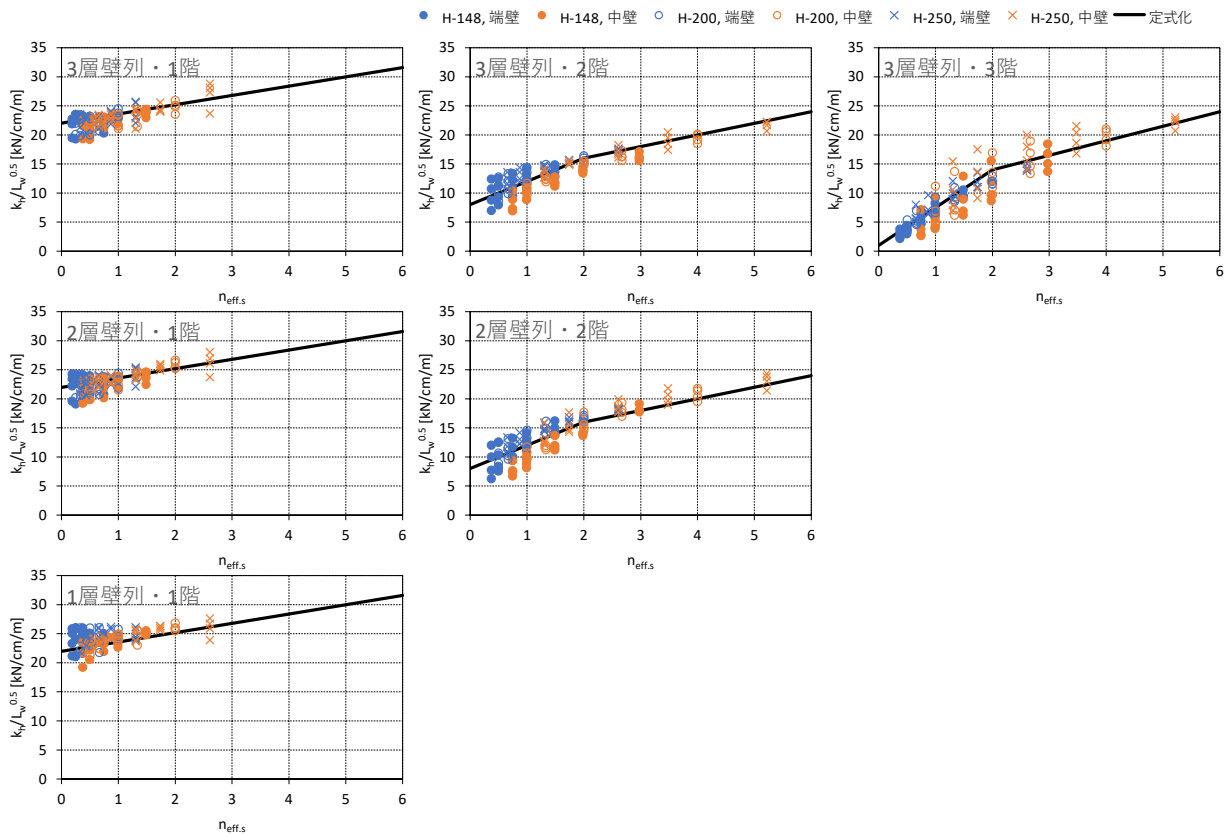


図 4.5.2 $K_h/\sqrt{L_w}$ の定式化

$L_o < 0.9\text{m}$ の場合の $K_h/\sqrt{L_w}$ は、式(4.5.5)による $L_o = 0.9\text{m}$ のときの値と上記の値を L_o の値に応じて直線補間により求めることとする。

以上の定式化による K_h を図 4.4.4~4.4.15 に黒点線で併記した。いずれも解析による K_h にほぼ適合している。

なお、個別の建物に対する検定では任意の階高 H に対して K_h を次のように算定する。

$$K_h = (A \cdot n_{eff.s} + B) \cdot L_w^{1.5} \cdot \left(\frac{3}{H}\right)^2 \quad (\text{kN/cm}) \quad (4.5.7)$$

4.5.3 M_{Ta} , K_h に及ぼす長期荷重の影響

鉛直荷重が増加した場合として、鉛直荷重の設定条件を 3.5.3 項に示す Case 6 とした場合について、3, 2 層壁列、梁断面 H-200x100x5.5x8 における M_{Ta} , K_h を図 4.5.3 に示す。 M_{Ta} については 4.5.1 項による定式値をすべて上回っており、 K_h については 4.5.2 項による定式値に概ね適合している。したがって、CLT 壁パネルが負担する長期荷重が Case 6 における最大値 216kN/m 以下であれば、4.5.1, 4.5.2 項による M_{Ta} および K_h の定式化を適用できるといえる。

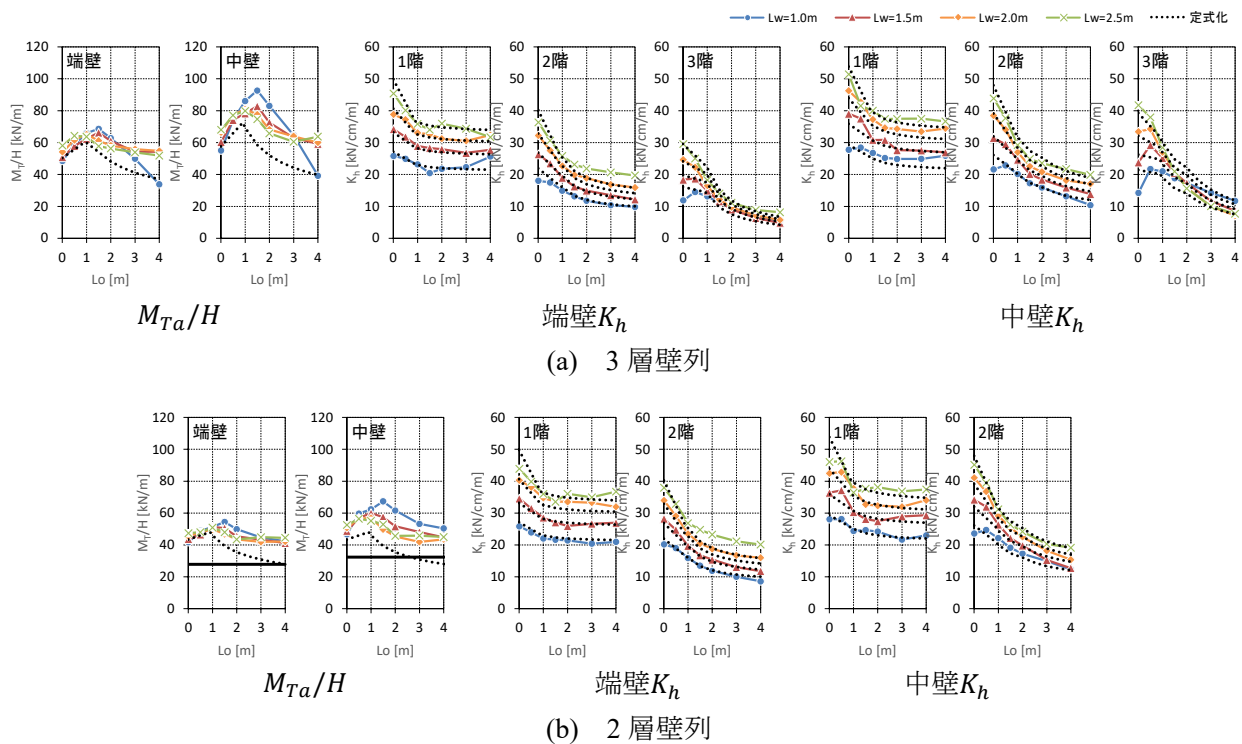


図 4.5.3 鉛直荷重 Case 6 における M_{Ta} , K_h 梁 H-200x100x5.5x8 ($\lambda = 0.75$)

4.6 D_s , R_{f1} の評価

4.6.1 D_s , R_{f1} の定式化

パラスタによる構造特性係数 D_s および塑性化部材の応力割増し係数 R_{f1} と開口幅 L_o の関係を図 4.6.1～4.6.3 に示す。 D_s , R_{f1} の評価に当たって係数 γ_{as} を式(4.6.1)のように定義する。 γ_{as} は鉄骨梁の曲げ耐力、アンカーボルトの引張耐力および開口幅 L_o によって算定され、この値が大きい場合、すなわちアンカーボルトの引張耐力に比して鉄骨梁の曲げ耐力が大きい場合はアンカーボルトが先行して終局変形に達することで架構の終局水平変位が減少し、 D_s が増大する傾向がある。第 5 章においては $\gamma_{as} \leq 2.25$ とすれば D_s が 0.4 程度以下の値となることが確認されている。

$$\gamma_{as} = \frac{N \cdot M_a}{L_o \cdot T_a} \quad (4.6.1)$$

ここで、

N : 壁列の層数(ここでは常に 3.0)

M_a : 梁の短期許容曲げ応力

T_a : アンカーボルトの短期許容引張応力

γ_{as} は式(4.6.1)のように壁列の層数 N 、すなわち壁列に接続する梁の本数に比例するものとして算定される。これは、壁列の水平抵抗力に対する梁の寄与率は接続する梁の本数に比例するものと仮定していることによる。この点から、端壁と中壁では本来 N は異なる値とすべきと考えられるが、一方で D_s , R_{f1} は 2 スパン架構全体に対する値として得られるので、本節においても第 5 章と同様に端壁と中壁を区別せず、梁による補強効果は単に層数に比例するものとする。さらに、以降では D_s , R_{f1} を γ_{as} の関数として定式化することを検討するが、その過程で、本章のパラスタ結果に対しては層数によらず N の値を 3.0 に固定した方が解析結果に対する定式結果の適合性が向上することが確認されたため、常に $N = 3.0$ とすることとする。この措置の構造力学的な正当性は定かではない。しかし、壁列の水平抵抗力は梁の補強効果のほかに、壁パネル-梁接合部の応力変形性能、壁列に作用する長期軸力などの寄与があり、単に接続する梁の本数のみによって定まるものではないことも明らかである。常に $N = 3.0$ とすることは、ここで対象とする 3 層以下の架構について、解析結果に対する定式結果の適合性を確保するための経験的措置と位置付けられる。

D_s , R_{f1} を次のように定式化する。

$$D_s = 0.025\gamma_{as} + 0.35 \quad \text{かつ} \quad 0.35 \leq D_s \leq 0.45 \quad (4.6.2)$$

$$R_{f1} = 1.4 - \frac{0.9}{\gamma_{as}} \quad \text{かつ} \quad 1.0 \leq R_{f1} \leq R_{fm} \quad (4.6.3)$$

ここで、 R_{fm} : R_{f1} の上限値(端壁で 1.1、中壁で 1.4 とする)

式(4.6.2)、式(4.6.3)による D_s , R_{f1} を図 4.6.1～4.6.3 に黒点線で併記した。同図中の赤丸は $\gamma_{sc} > 0.6$ 、かつ解析において壁 CLT パネルの先行破壊が生じたものである。それらを除いて、式(4.6.2)、式(4.6.3)による D_s , R_{f1} は解析結果に対してほぼ安全側に適合している。

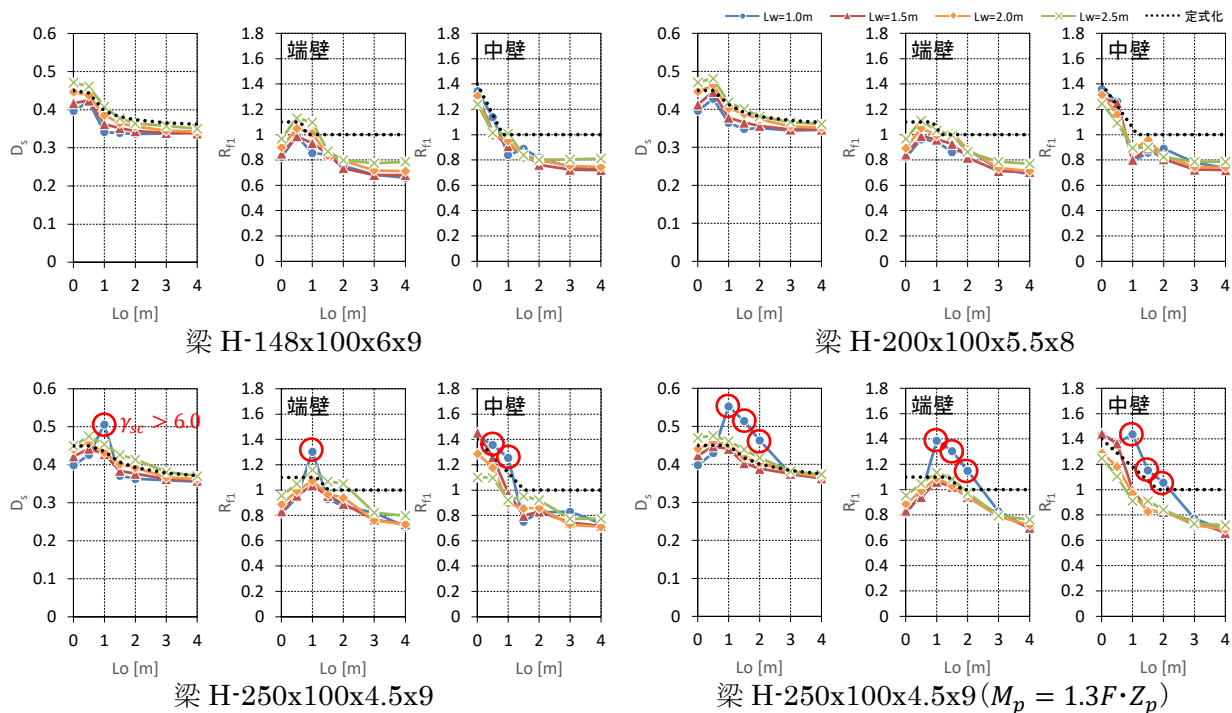


図 4.6.1 パスタによる D_s , R_{f1} 鉄骨梁勝ち架構・3層壁列 ($\lambda = 0.75$)

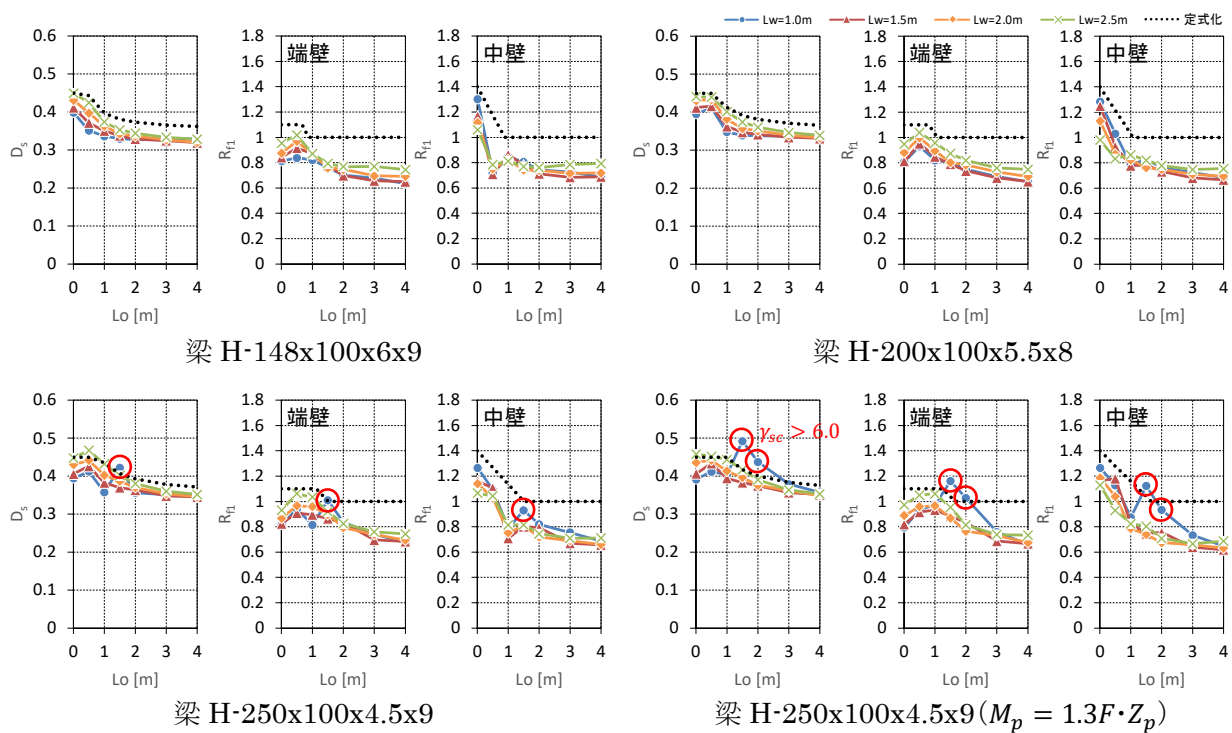


図 4.6.2 パスタによる D_s , R_{f1} 鉄骨梁勝ち架構・2層壁列 ($\lambda = 0.75$)

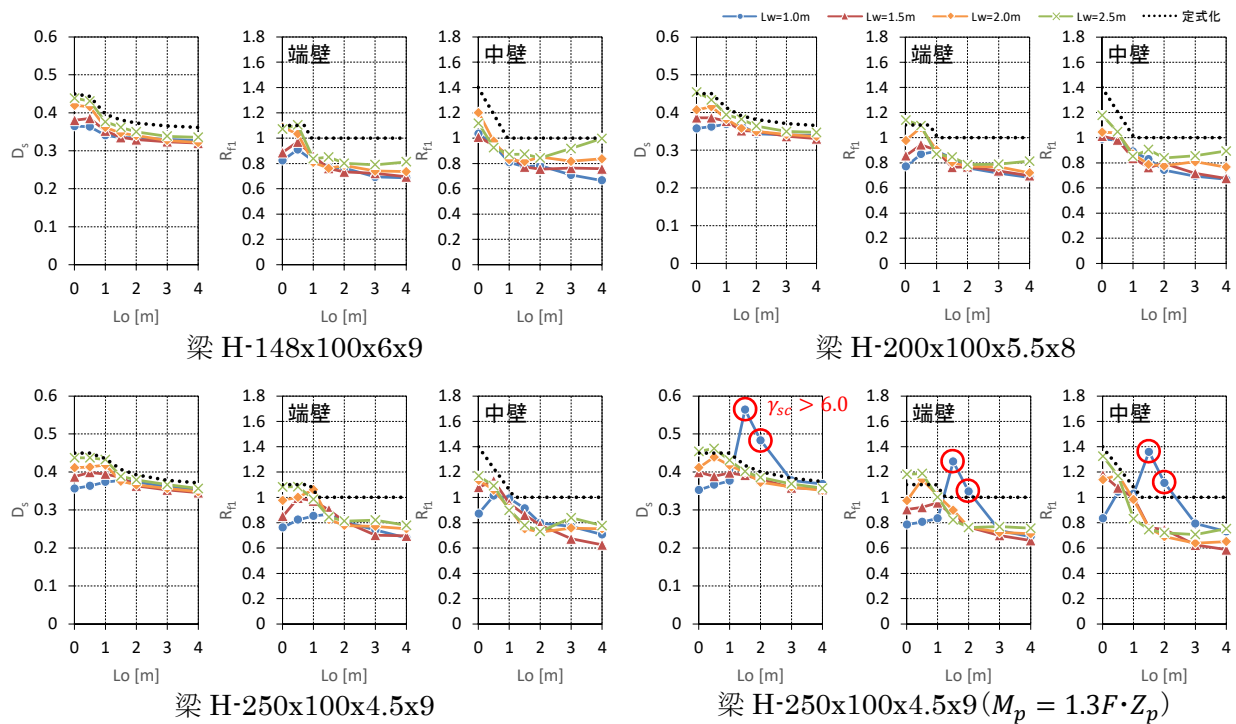


図 4.6.3 パラスタによる D_s , R_{f1} 鉄骨梁勝ち架構・1層壁列 ($\lambda = 0.75$)

4.6.2 D_s , R_{f1} に及ぼす長期荷重の影響

4.5.3 項と同様に、鉛直荷重が増加した場合として、鉛直荷重の設定条件を 3.5.3 項に示す Case 6 とした場合について、3, 2 層壁列における D_s , R_{f1} を図 4.6.4, 4.6.5 に示す。 D_s については 4.6.1 項による定式値に概ね適合しており、 R_{f1} については 4.6.1 項による定式値がほぼ上限をとらえている。したがって、CLT 壁パネルが負担する長期荷重が Case 6 における最大値 216kN/m 以下であれば、4.6.1 項による D_s および R_{f1} の定式化を適用できるといえる。

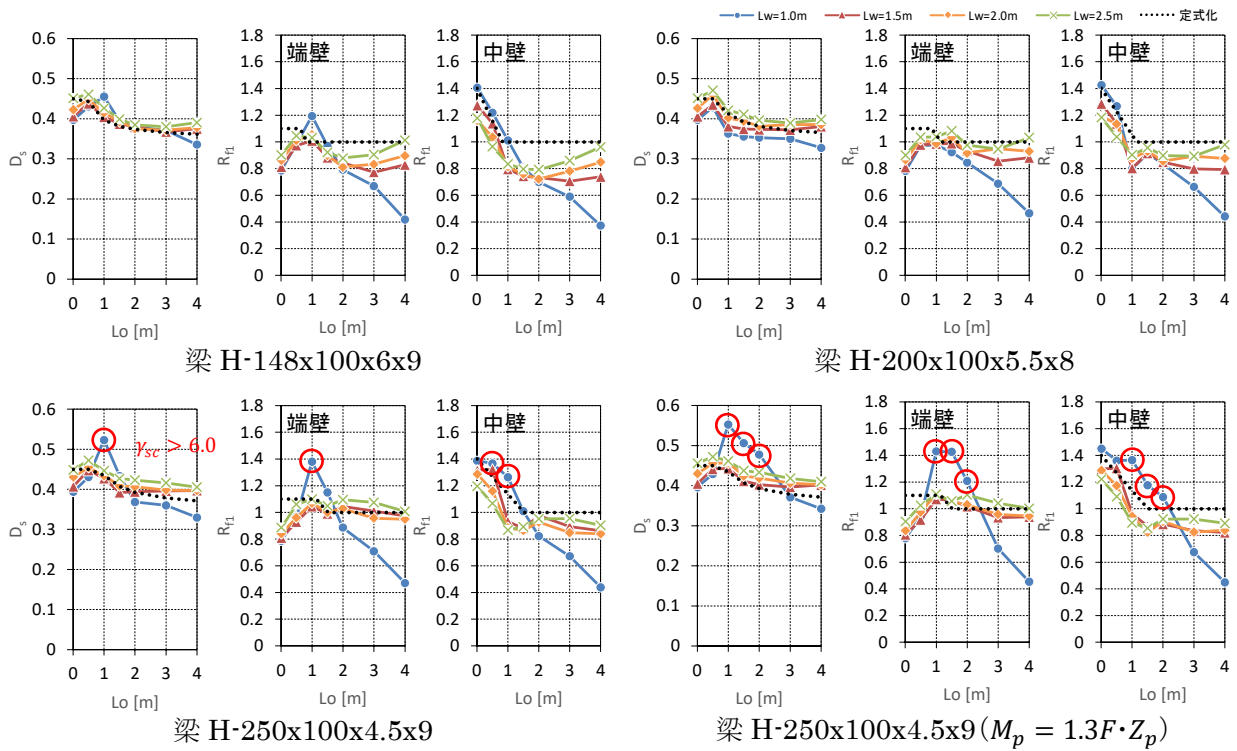


図 4.6.4 鉛直荷重 Case 6 における D_s , R_{f1} 3 層壁列 ($\lambda = 0.75$)

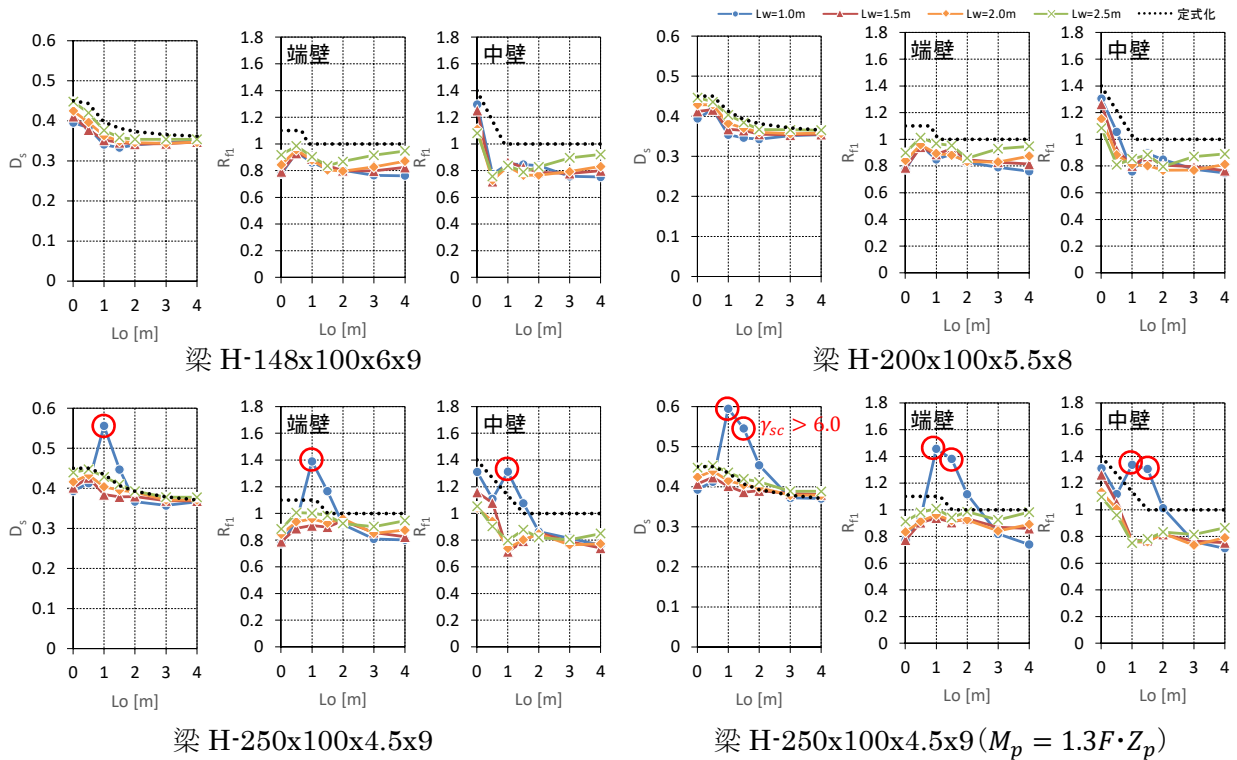


図 4.6.5 鉛直荷重 Case 6 における D_s , R_{f1} 2 層壁列 ($\lambda = 0.75$)

4.7 R_{f2} の評価

弾性要素(架構が保有水平耐力に達するときに弾性範囲に留める部材・接合部)の応力割増し係数 R_{f2} は式(3.4.11)のように定義され、 R_{f2} は許容耐力時応力 s_a に対する保有耐力時応力 s_u の比率 s_u/s_a に終局耐力 F に対する短期許容耐力 f の比率 f/F を乗じて求められる。

4.7.1 R_{f2} の上限値

(1) 水平せん断接合部

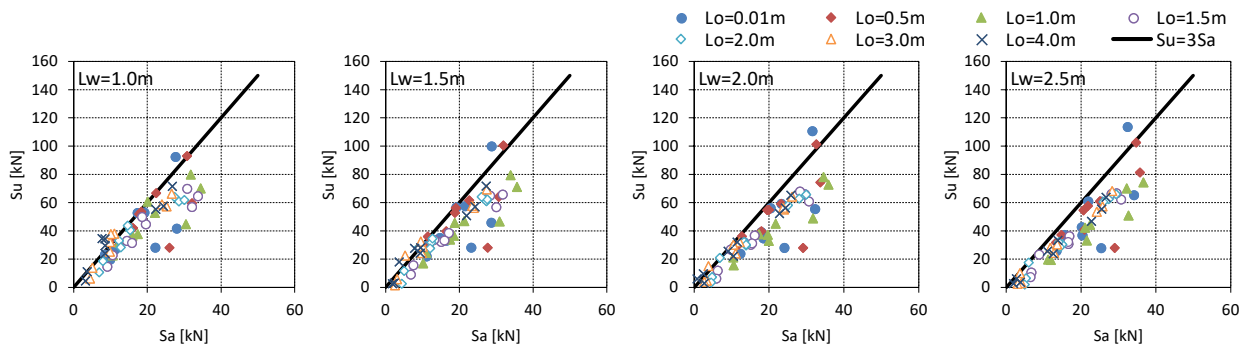
パラスタ結果に基づいて、CLT 壁パネル-鉄骨梁間の水平せん断接合部について s_a と s_u の関係を図 4.7.1~4.7.3 に示す。 s_u/s_a の上限は 3.0 程度であり、 $f/F = 1/1.5$ として $R_{f2} = 2.0$ とすればほぼ安全側である。

(2) CLT 壁パネル

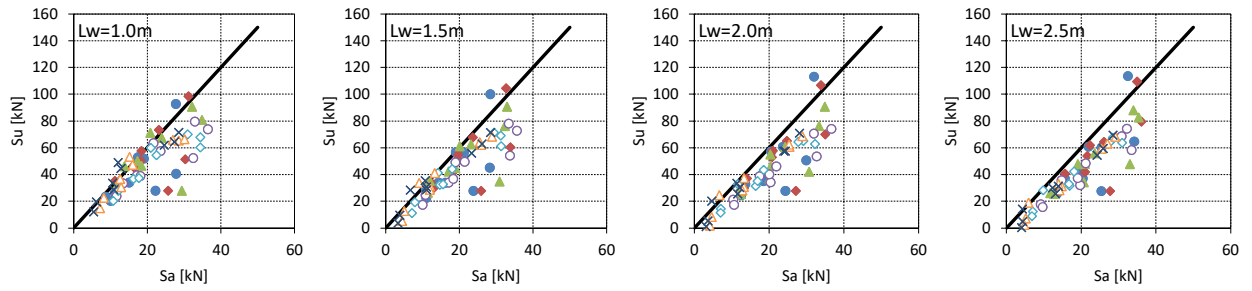
パラスタ結果に基づき、CLT 壁パネルの面内応力検定比について、保有耐力時の値 γ_u と許容耐力時の値 γ_a の関係を図 4.7.4~4.7.6 に示す。この場合、 $R_{f2} = \gamma_u/\gamma_a$ であり、 $R_{f2} = 1.8$ とすればほぼ安全側である。

4.7.2 R_{f2} に及ぼす長期荷重の影響

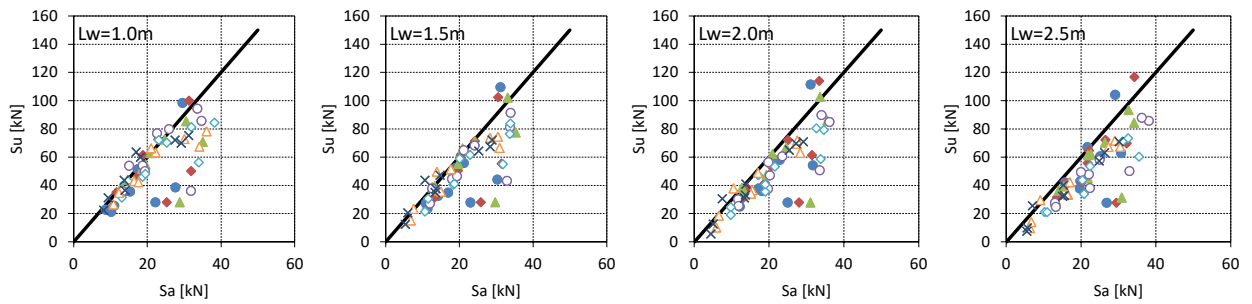
4.5.3 項と同様に、鉛直荷重が増加した場合として、鉛直荷重の設定条件を 3.5.3 項に示す Case 6 とした場合について、3, 2 層壁列、梁断面 H-200x100x5.5x8 における水平せん断接合部の s_a - s_u 関係を図 4.7.7 に示し、CLT 壁パネルの γ_u - γ_a 関係を図 4.7.8 に示す。鉛直荷重による s_u/s_a 、 γ_u/γ_a の変化は緩慢であり、これらの場合についても水平せん断接合部では $R_{f2} = 2.0$ 、CLT 壁パネルでは $R_{f2} = 1.8$ とすればほぼ安全側である。したがって、CLT 壁パネルが負担する長期荷重が Case 6 における最大値 216kN/m 以下であれば、 R_{f2} の上限値を前項で述べた値とすることができる。



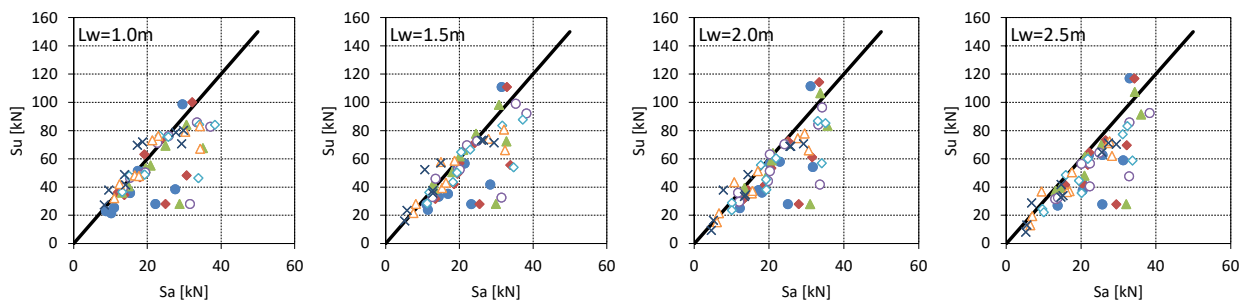
(a) 梁 H-148x100x6x9



(b) 梁 H-200x100x5.5x8

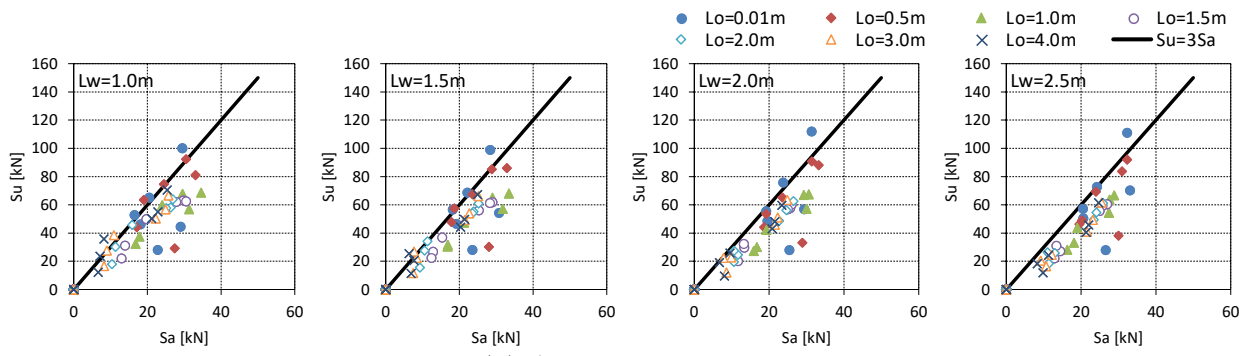


(c) 梁 H-250x100x4.5x9

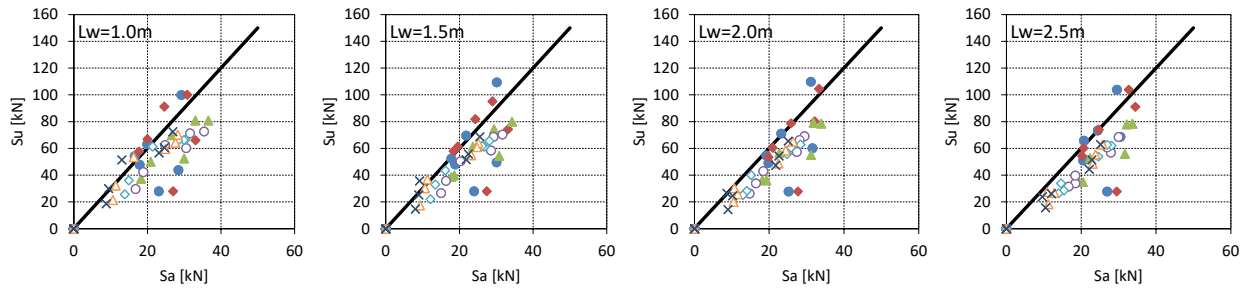


(d) 梁 H-250x100x4.5x9 ($M_p = 1.3F \cdot Z_p$)

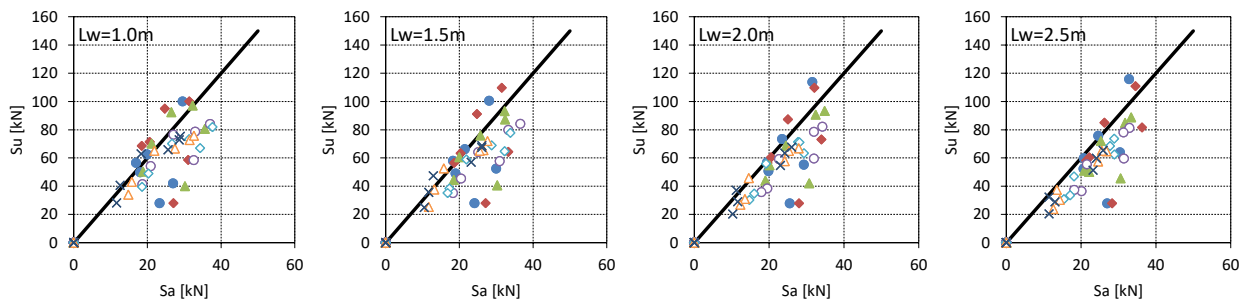
図 4.7.1 水平せん断接合部の $s_u/s_a = 1.5R_{f2}$ 3層壁列 ($\lambda = 0.75$)



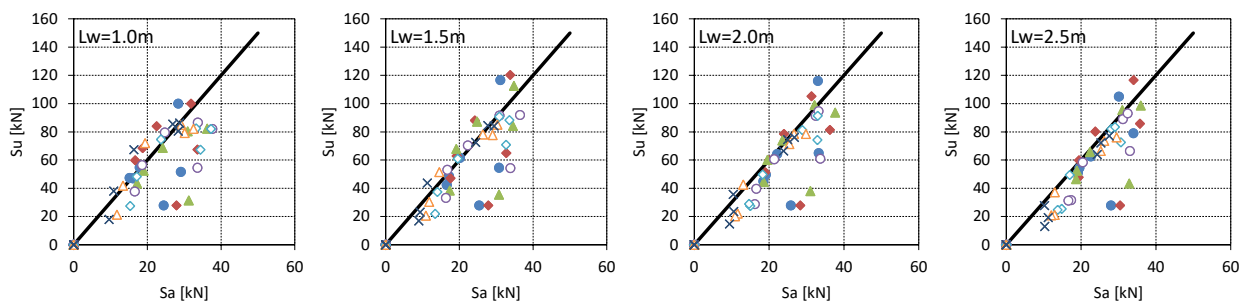
(a) 梁 H-148x100x6x9



(b) 梁 H-200x100x5.5x8

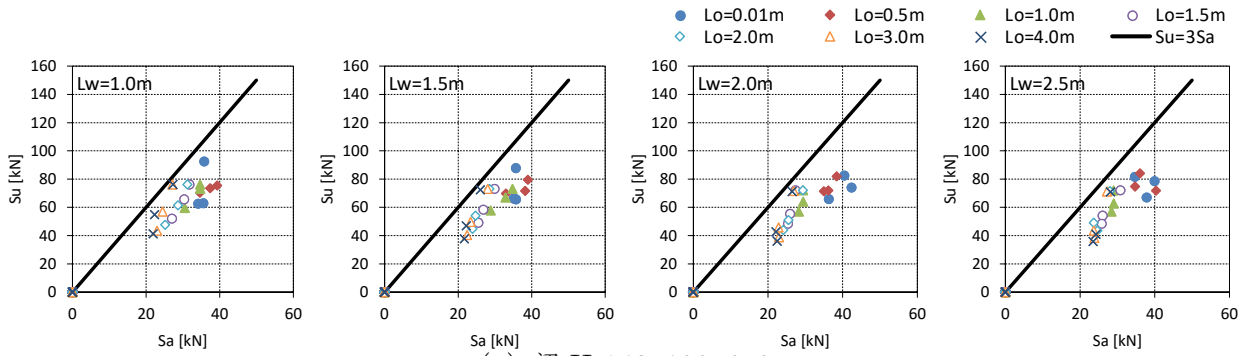


(c) 梁 H-250x100x4.5x9

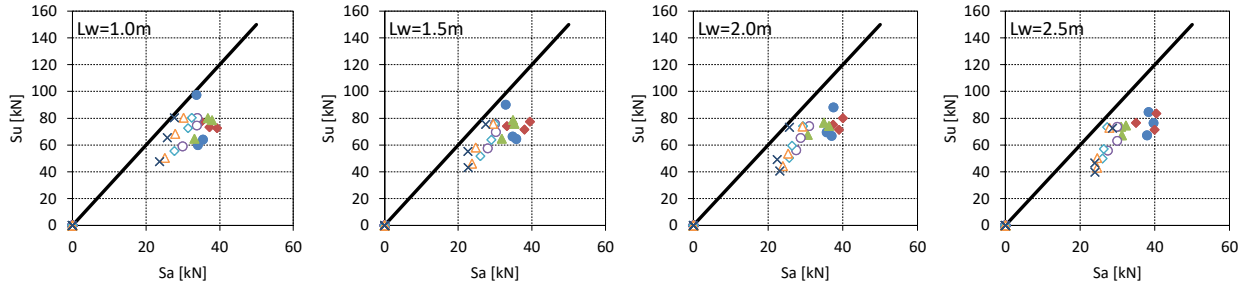


(d) 梁 H-250x100x4.5x9 ($M_p = 1.3F \cdot Z_p$)

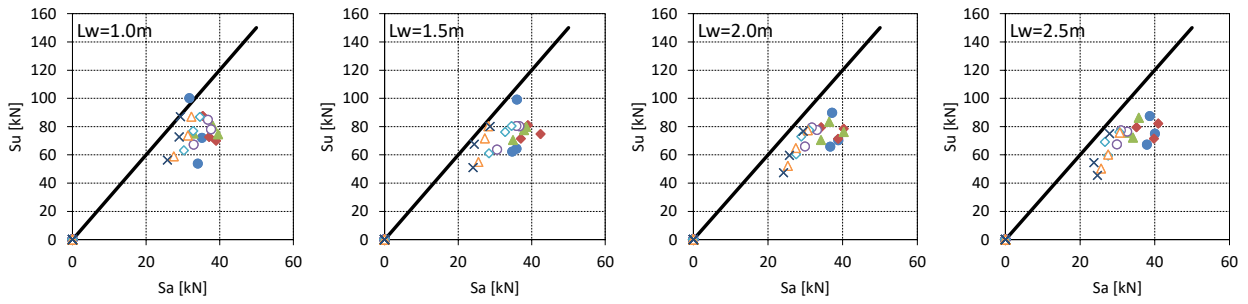
図 4.7.2 水平せん断接合部の $s_u/s_a = 1.5R_{f2}$ 2層壁列 ($\lambda = 0.75$)



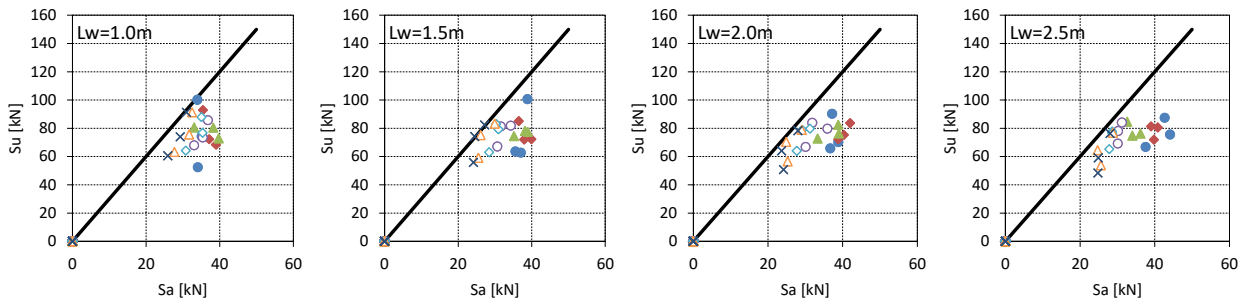
(a) 梁 H-148x100x6x9



(b) 梁 H-200x100x5.5x8

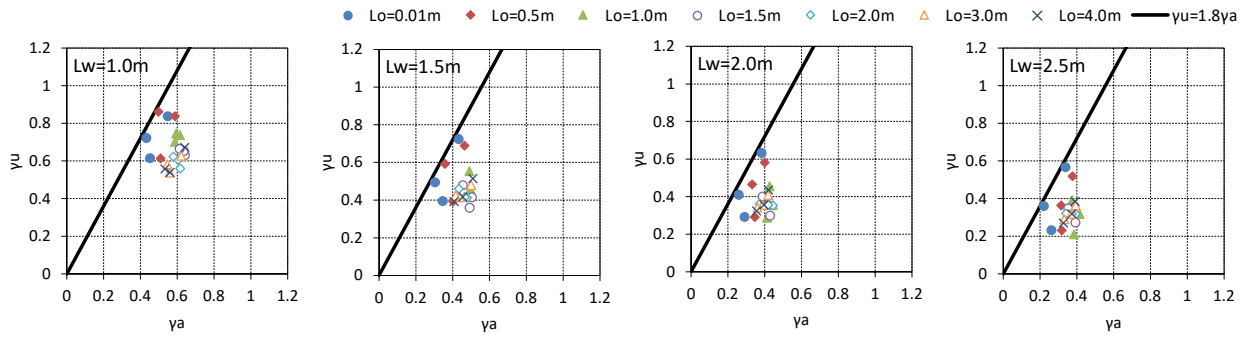


(c) 梁 H-250x100x4.5x9

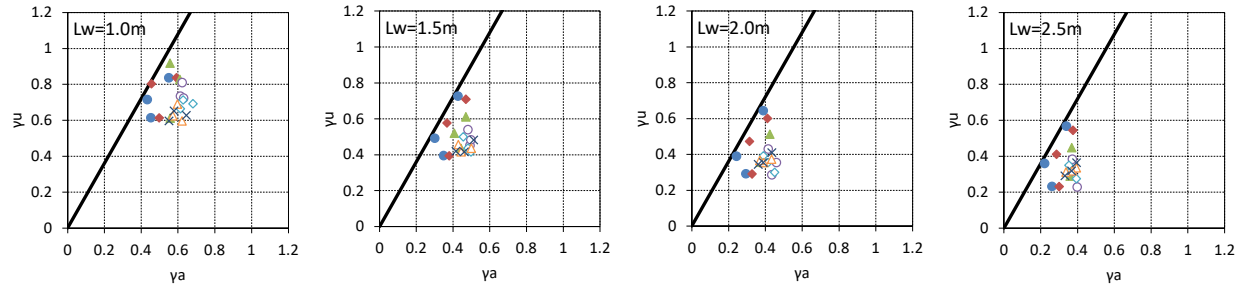


(d) 梁 H-250x100x4.5x9 ($M_p = 1.3F_p$)

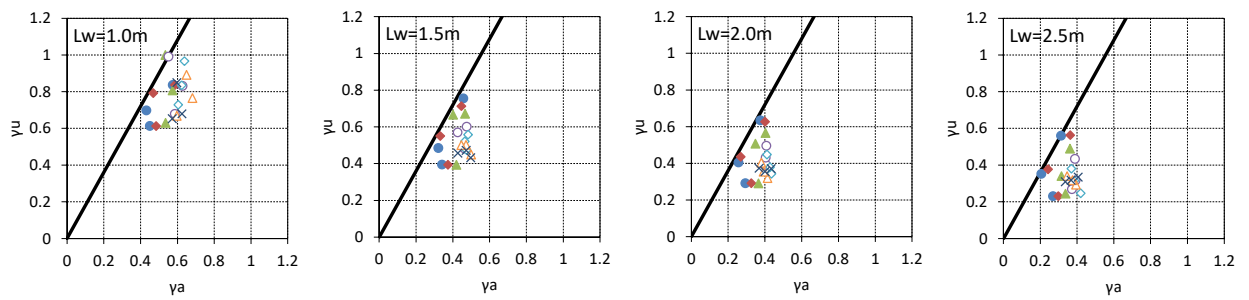
図 4.7.3 水平せん断接合部の $s_u/s_a = 1.5R_{f2}$ 1層壁列



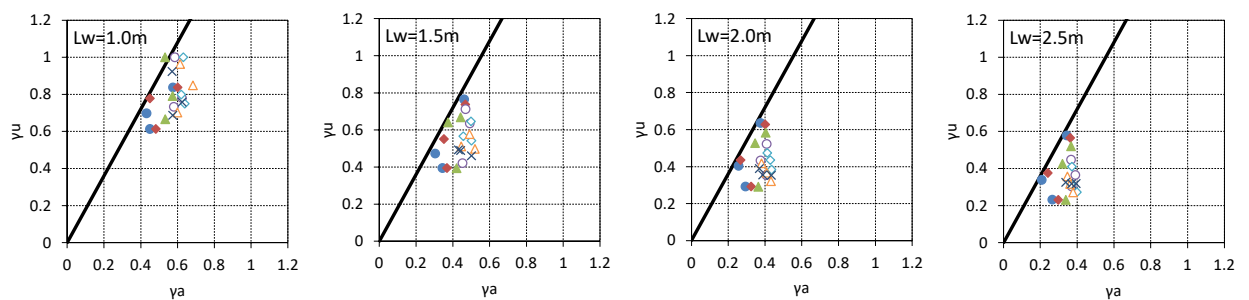
(a) 梁 H-148x100x6x9



(b) 梁 H-200x100x5.5x8



(c) 梁 H-250x100x4.5x9



(d) 梁 H-250x100x4.5x9 ($M_p = 1.3F \cdot Z_p$)

図 4.7.4 GLT 壁パネルの $\gamma_u/\gamma_a = R_{f2}$ 3 層壁列 ($\lambda = 0.75$)

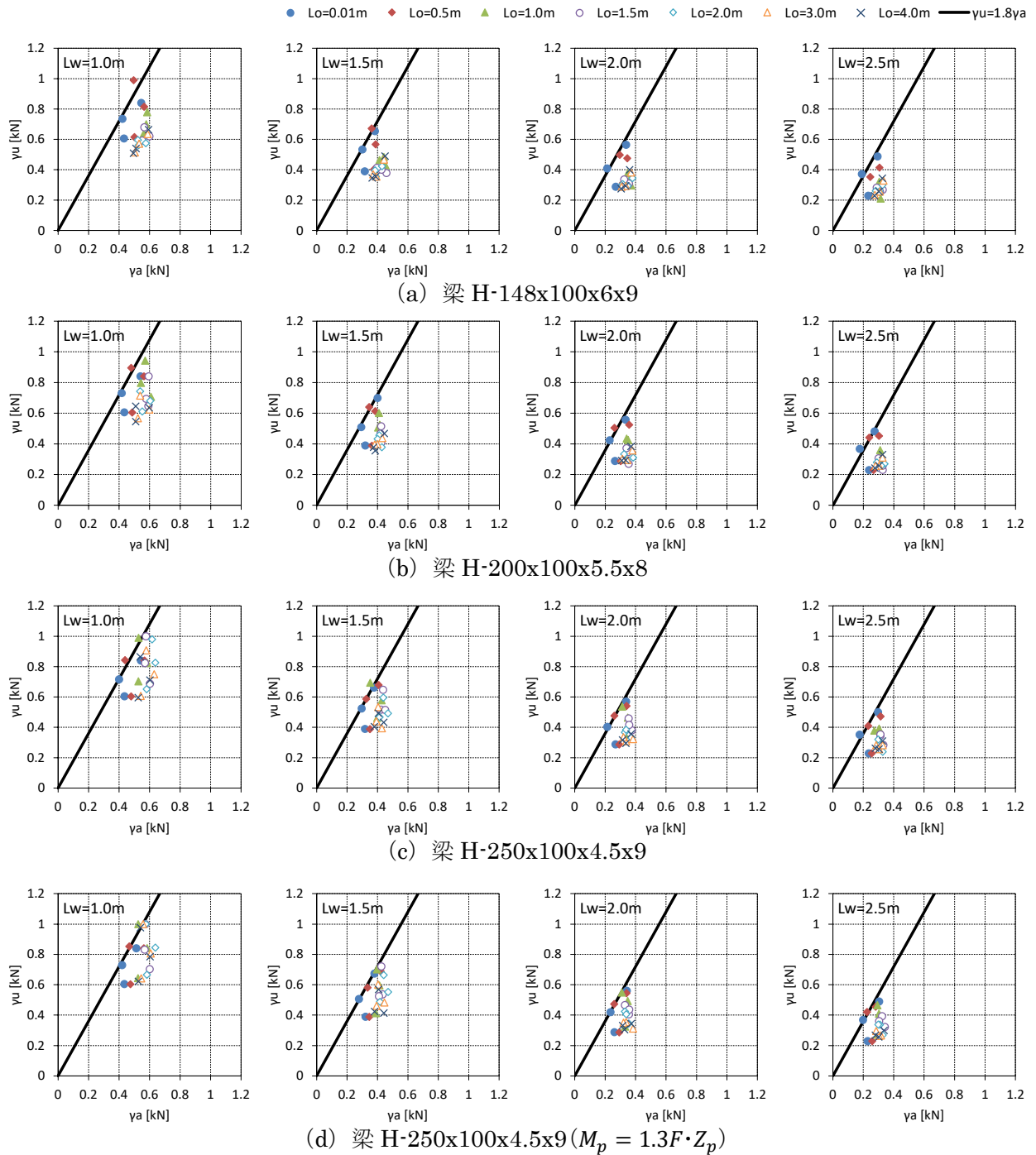
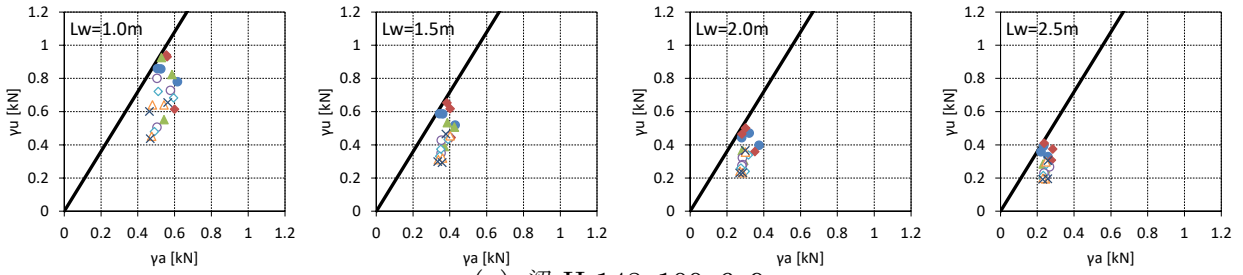
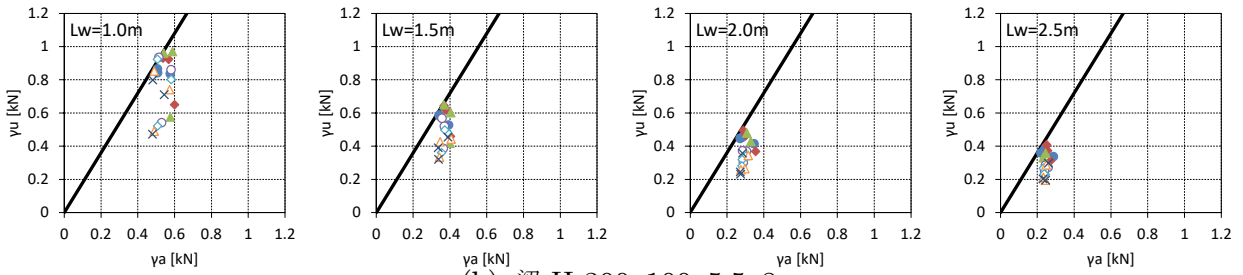


図 4.7.5 GLT 壁パネルの $\gamma_u/\gamma_a = R_{f2}$ 2 層壁列 ($\lambda = 0.75$)

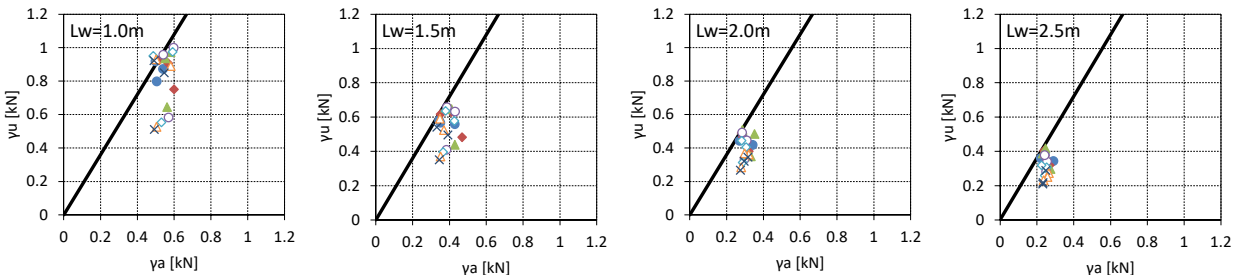
● Lo=0.01m ◆ Lo=0.5m ▲ Lo=1.0m ○ Lo=1.5m ◇ Lo=2.0m △ Lo=3.0m × Lo=4.0m — $\gamma_u=1.8\gamma_a$



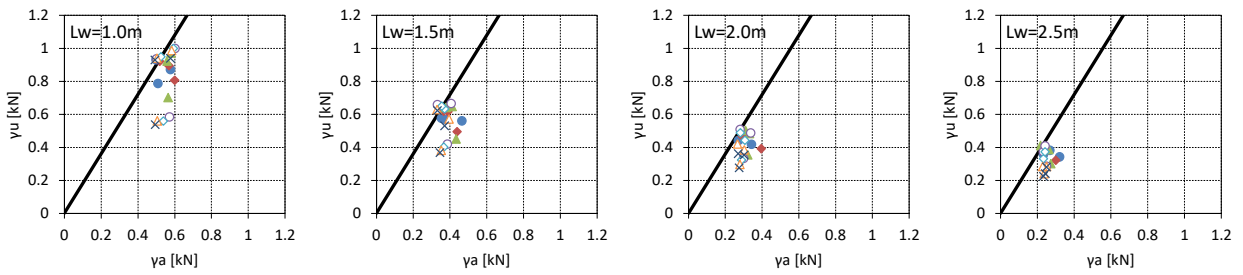
(a) 梁 H-148x100x6x9



(b) 梁 H-200x100x5.5x8



(c) 梁 H-250x100x4.5x9



(d) 梁 H-250x100x4.5x9 ($M_p = 1.3F \cdot Z_p$)

図 4.7.6 CLT 壁パネルの $\gamma_u/\gamma_a = R_{f2}$ 1 層壁列

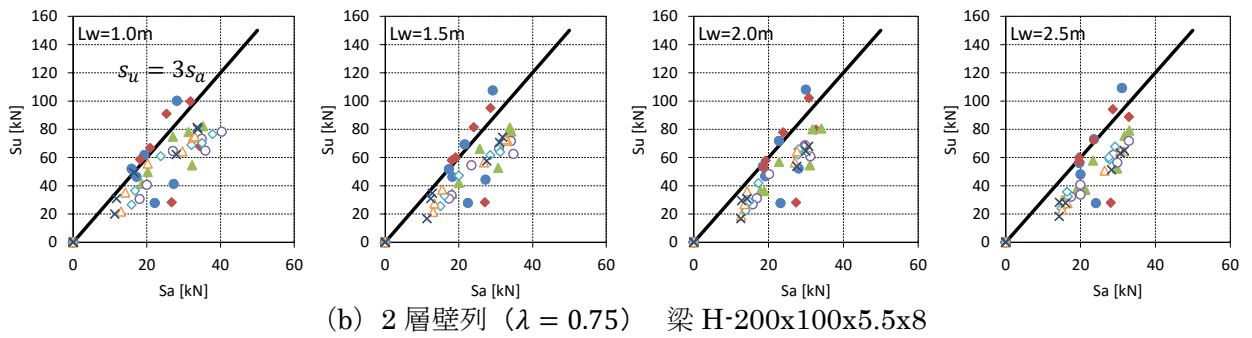
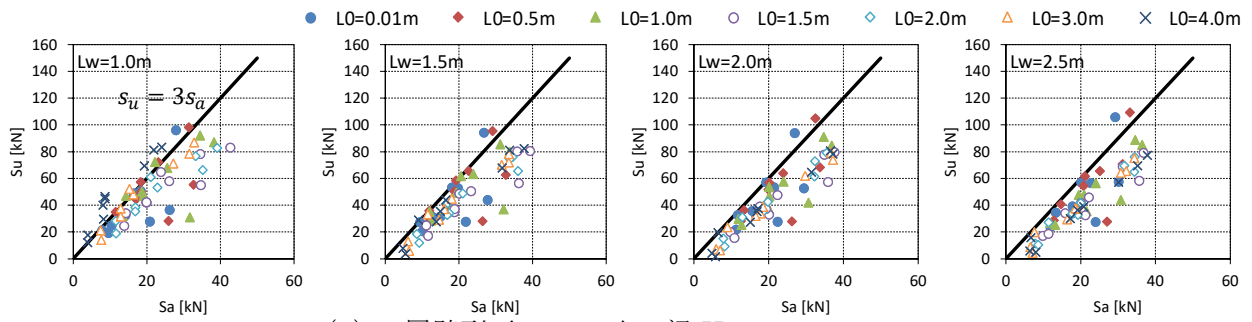


図 4.7.7 水平せん断接合部の $s_u/s_a = 1.5R_{f2}$ 鉛直荷重 Case 6

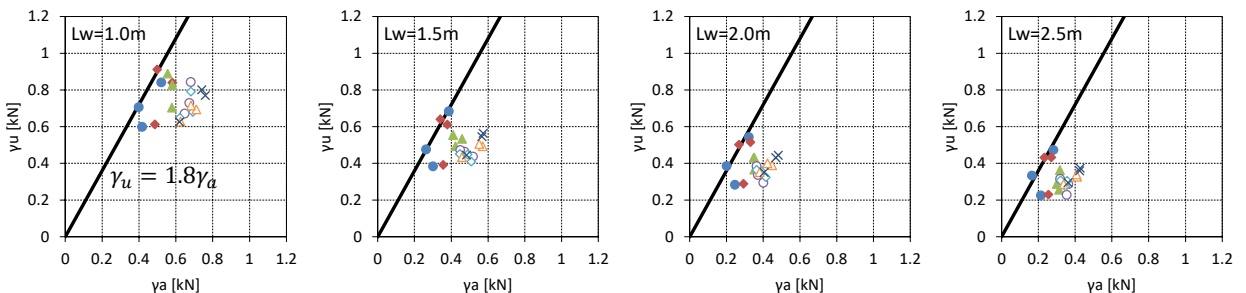
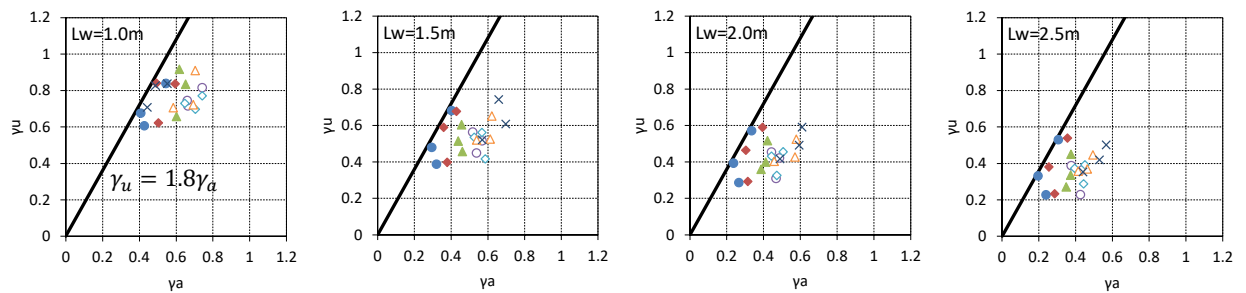


図 4.7.8 CLT 壁パネルの $\gamma_u/\gamma_a = R_{f2}$ 鉛直荷重 Case 6

4.8 鉄骨梁に関する付則

4.8.1 幅厚比に応じた D_s の下限值

鉄骨造においては昭 55 建告第 1792 号第 3 に準拠して部材群の種別に応じて D_s の下限值を設定することができる。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」とされる。したがって、H 形鋼による鉄骨梁を用いた架構においては、壁 CLT パネルを柱とみなし、保有水平耐力時に鉄骨梁と 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、表 4.8.1 に示す幅厚比の上限値によって判別される梁の種別 (FA~FD) を部材群の種別とみなし得る。本章で対象とした鉄骨梁勝ち架構のように、壁・基礎引張接合部のアンカーボルトが終局変形に達する時点において、壁・鉄骨梁引張接合部の変形が 2cm 程度以下であり、せん断接合部が終局耐力以下であるものについて、梁の種別に応じて D_s の下限值を下記のように設定する。

$$FA: D_s \geq 0.30 \quad FB: D_s \geq 0.35 \quad FC: D_s \geq 0.40 \quad FD: \text{不可}$$

上記の値は、鉄骨梁の他に 1 階壁脚引張接合部にも降伏が生じることを考慮して、昭 55 建告第 1792 号第 3 に規定される値に 0.05 を加えている。また、FD については梁の塑性変形能力が著しく低下する可能性があることを考慮して禁止することとする。

なお、4.3~4.7 節で対象とした鉄骨梁の種別はすべて FA である。

表 4.8.1 梁の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)

4.8.2 架構の変形能力確保に関する規定

(1) 崩壊メカニズムの保証

鉄骨梁の先行降伏を保証するために、下記のいずれかを確認する。

- 鉄骨梁と 1 階壁脚引張接合部を除く部材・接合部について、保有水平耐力に達するときの応力に表 4.8.2 に示す鉄骨梁の鋼種に応じた安全率 α ¹⁾を乗じた応力が終局耐力以下である。
- 鉄骨梁と 1 階壁脚引張接合部を除く部材・接合部について、鉄骨梁の曲げ耐力に安全率 α を乗じた増分解析において保有水平耐力に達するときの変形が終局変形以下である。

表 4.8.2 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

なお、4.4 節のパラスタにおける許容転倒モーメント $M_{T\alpha}$ の評価では安全率 α を考慮する場合も含まれている。

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

(2) 鉄骨梁の保有耐力横補剛¹⁾

鉄骨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。

- 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。

$$\begin{aligned}\lambda_y &\leq 170 + 20n && (400\text{N 級炭素鋼の場合}) \\ \lambda_y &\leq 130 + 20n && (490\text{N 級炭素鋼の場合})\end{aligned}\tag{4.8.1}$$

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

- 主として塑性ヒンジ形成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。

$$\begin{aligned}\frac{l_b \cdot h}{A_f} &\leq 250 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 65 && (400\text{N 級炭素鋼の場合}) \\ \frac{l_b \cdot h}{A_f} &\leq 200 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 50 && (490\text{N 級炭素鋼の場合})\end{aligned}\tag{4.8.2}$$

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、塑性ヒンジ形成部に近い部分とは、梁の曲げモーメント分布に表 4.8.3 に示す安全率を乗じた曲げモーメントが降伏曲げ応力を超える領域とする。

表 4.8.3 曲げモーメント分布に乗じる安全率

400N 級炭素鋼	490N 級炭素鋼
1.2	1.1

(3) せん断降伏の防止

長さ L の鉄骨梁の両端が全塑性モーメント M_p に達するときのせん断応力を終局せん断耐力 Q_u 以下とする。このとき、

$$\frac{2 \cdot 1.1F \cdot Z_p}{L} \leq \frac{1.1F \cdot A_w}{\sqrt{3}} \quad \text{より} \quad L \geq \frac{2\sqrt{3} \cdot Z_p}{A_w}\tag{4.5.1}$$

ここで、 F : 梁の基準強度

Z_p : 梁の全塑性断面係数

A_w : 梁のウェブ断面積

4.3～4.7 節で対象とした鉄骨梁では L の下限値は下記のようになる。

H-148x100x6x9 668mm H-200x100x5.5x8 685mm H-250x100x4.5x9 921mm

