

連続補剛された H 形鋼梁の数値解析モデルの構築と 梁の横座屈による屋根折板の影響*

仙台高等専門学校 日高 達哉
仙台高等専門学校 吉野 裕貴

1. 序

地震災害のリスクが高い日本において、体育館等の大空間構造物は避難所等の防災拠点としての社会的役割を担っている。2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、大空間構造物の被害が発生した¹⁾。大空間構造物が避難所としての役割を果たすためにも安全性の確保は急務である。体育館等の構造物は、経済性や軽量化を目的として主に H 形鋼梁が用いられており、屋根折板や母屋のような非構造部材が梁の材長方向に連続して取りつくことで、梁の横座屈に対する補剛効果が期待できる。しかし、実構造物における梁と屋根折板の接合方法はタイトフレームを介したボルト接合となっており、接合部の塑性化に伴い補剛剛性が低下し、梁の横座屈変形時に生じる面外変形や捩れ変形を十分に拘束できない可能性がある^{2),3)}。

既往の研究⁴⁾では、図 1 に示すような屋根折板が取りついた梁を対象とし、逆対象曲げモーメントを受ける梁の部分架構繰り返し載荷実験が行われ、屋根折板が梁の横座屈に対して補剛効果を発揮することが示された。しかし、実験だけでは梁の材長方向に沿った接合部全域における屋根折板の影響を十分に把握できていない。

本研究では、既往の載荷実験で用いた実験装置⁴⁾を基準とし、屋根折板を考慮した数値解析モデルを構築する。解析モデルの妥当性は、横座屈性状について実験⁴⁾と解析を比較することにより検証する。また、本解析モデルを用いて、梁の横座屈による屋根折板の影響及び屋根折板厚の違いによる梁の横座屈性状について把握する。

2. 連続補剛された H 形鋼梁の数値解析モデルの構築

2.1 数値解析モデル概要

図 2 に数値解析モデルを示す。数値解析は有限要素法汎用プログラム ABAQUS2021⁵⁾による弾塑性大変形解析である。図 1 の実験装置⁴⁾において、基礎梁にとりつくピンより上部の試験体（梁、柱、屋根折板）及びフレームをモデル化する。試験体は 4 節点シェル要素として構築する。フレームは 2 節点はり要素で構築し、実験と同様な断面を与える。各要素はコネクタ要素を用いて、剛接合の箇所は接合タイプ（はり）で、ピン接合の箇所は接合タイプ（ヒンジ）で接続する。境界条件は、A 点で示すフレーム内のピンが x 、 y 軸方向と z 軸回転を自由とする。B 点で示すモデル下部のピンが z 軸回転を自由とする。C 点で示す屋根折板端部が x 、 z 軸方向と x 軸回転を自由とする。試験体梁の初期不整は、文献 6)を参考にして図 2 の解析モデルを用いた弾性固有値解析か



図 1 既往の実験装置⁴⁾

* Development of numerical model of continuously braced H-shaped beams and effects of roof folded plates on lateral buckling behavior by Tatsuya HIDAKA, Yuki YOSHINO

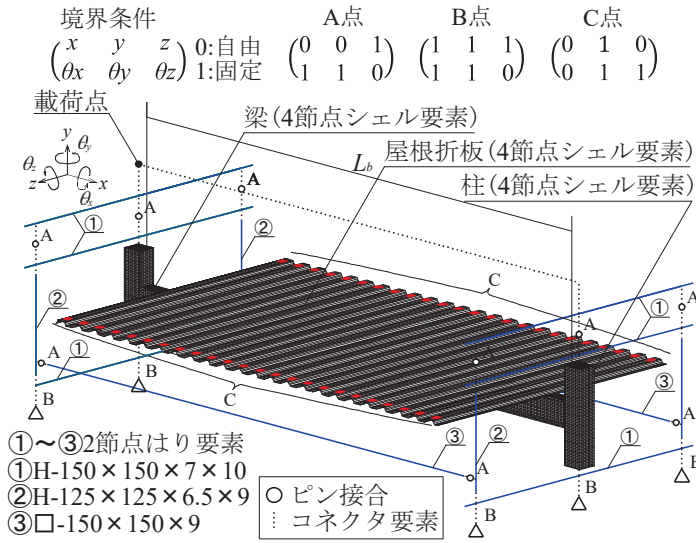


図2 数値解析モデル

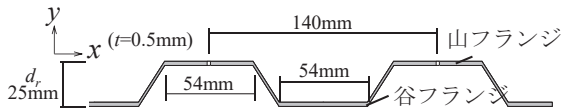


図5 屋根折板断面

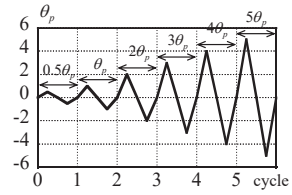


図3 载荷プログラム

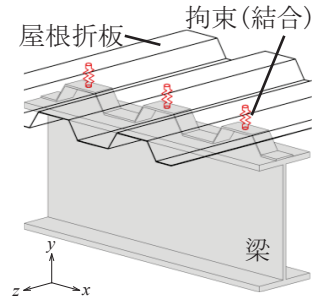


図4 梁-屋根折板接合部

表1 実験試験体一覧

試験体名称	補剛形式	柱断面 [mm]	梁断面 [mm]	梁長 L_b [mm]
NS	無補剛	□-125×125×9	H-175×90×5×8	3725
CS	連続補剛	□-125×125×9	H-175×90×5×8	3725

ら得られる1次モード ($L_b/2500$ 倍) 及び2次モード ($L_b/10000$ 倍) を重ね合わせたモードとして与える。初期不整形の違により横座屈性状に影響を与えないように、試験体によらず同じモードに設定する。材料特性は、試験体梁を弾塑性として塑性化後の硬化則には移動硬化則と等方硬化則を合わせた複合硬化則を用い、その他の部材を弾性とする。ここで、試験体柱は実験⁴⁾において、最大耐力時における軸歪が降伏歪以下であったため弾性とする。

荷重条件は、図3の载荷プログラムに準じて時間変化を用いた強制変位を载荷点(図2)の水平方向(x 方向)に与える。载荷プログラムは正負交番漸増繰り返し载荷とする。強制変位量は、試験体梁の全塑性モーメント $M_{p,b} (= \sigma_{y,b} \cdot Z_{p,b}, \sigma_{y,b}$: H形鋼梁の降伏応力, $Z_{p,b}$: H形鋼梁の塑性断面係数) 時の梁端部の回転角 θ_p から換算し、回転角 θ_p の倍数として $\pm 0.5\theta_p, \pm \theta_p, \pm 2\theta_p, \pm 3\theta_p, \dots$ の各振幅で1回ずつ行う。回転角 θ_p は次式から求めた。

$$\theta_p = \frac{M_{p,b}}{6EI_b} \left(1 + \frac{I_b H}{2I_c L_b} \right) \tag{1}$$

ここで、 E : ヤング率 ($=2.05 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$), I_b : 梁の強軸回りの断面二次モーメント, H : 柱高(図7), I_c : 柱の断面二次モーメント, L_b : 梁長である。

図4に梁と屋根折板の接合方法について示す。実験⁴⁾では梁に溶接されたタイトフレームと屋根折板をボルト接合している。この機構を再現するため、解析モデルではタイトフレームと屋根折板の両方に空いたボルト孔の円周を結合により拘束する。また、タイトフレームと屋根折板の距離は0にしている。

図5に屋根折板断面を示す。実験⁴⁾と同様な断面を与えており、隣り合う山同士の孔間距離(単位幅)が140mm, 屋根折板せい $d_r=25\text{mm}$, 屋根折板厚さ $t=0.5\text{mm}$ である。

表1に数値解析モデルを構築した実験試験体一覧を示す。パラメータは補剛形式とし、梁断面がH-175×90×5×8, 柱断面が□-125×125×9とする。柱梁接合部には板厚9mmのダイアフラムを設ける。

2.2 連続補剛されたH形鋼梁の横座屈性状

図6に実験⁴⁾及び数値解析から得られた材端曲げモーメントと梁面内の材端回転角の载荷履歴を示す。縦軸は柱に生じる曲げモーメントから換算した材端曲げモーメント M を全塑性曲げモーメント $M_{p,b}$ で除した値である。材端曲げモーメント M は柱の軸歪を梁端に換算した値として求められ、両柱の平均とする。 M は次式から求めた。

$$M = EI_c \left(\frac{U\varepsilon_c - L\varepsilon_c}{h_c} \right) \frac{l_H}{l_H - l_h} \quad (2)$$

ここで、 $U\varepsilon_c, L\varepsilon_c$: 柱の上下フランジの軸歪, h_c : 柱せい, l_H : 柱梁接合部と上下ピン位置までの距離, l_h : 柱梁接合部と歪測定位置までの距離(図7)である。なお、梁の軸歪より求めた梁端曲げモーメントと柱の軸歪により求めた材端曲げモーメント M の初期勾配は等しくなることを確認しており、最大耐力時において弾性である柱の軸歪より換算した。横軸は梁面内方向の材端回転角であり、図7に示す変位測定位置の x 方向変位より求めた柱の回転角 θ を回転角 θ_p で除した値である。▼プロットは正載荷時の最大耐力を示している。補剛の有無によらず最大耐力時までの载荷履歴が実験と数値解析でよく対応している。

図8に梁ウェブの捩れ変形と梁面内の材端回転角の载荷履歴を示す。

縦軸は図9に示す梁の上下フランジ(UF:上フランジ, LF:下フランジ)の水平変位 u_{UF}, u_{LF} (z 方向)の差をフランジ間距離 d で除した捩れ変位 β ($= (u_{UF} + u_{LF}) / d$)を最大捩れ変形 β_{max} で除した値である。横軸は図6と同様に θ / θ_p である。補剛の有無によらず、繰り返しの捩れ変形の傾向を実験と数値解析で十分に捉えることができる。

図10に正載荷時における梁の曲げモーメントの骨格曲線を示す。縦軸は図6と同様な $M / M_{p,b}$ であり、载荷履歴において $+0.5\theta_p$ 以降梁が始め

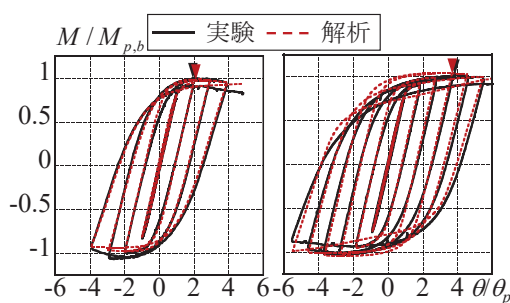


図6 材端曲げモーメント—回転角関係

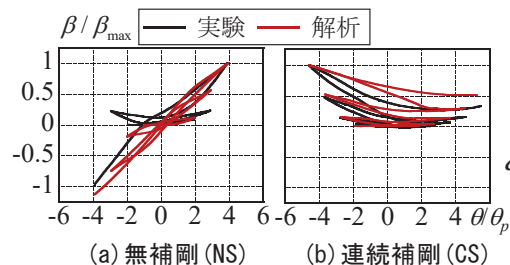


図8 捩れ変形—回転角関係

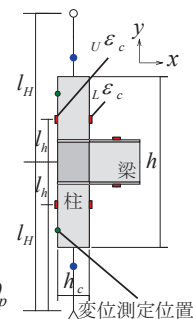


図7 柱梁接合部の測定位置

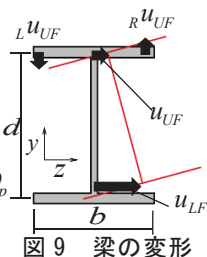


図9 梁の変形

て経験する曲げモーメントをつなぎ合わせた値である。最大耐力以降は、各サイクルの最大耐力から除荷時までをつなぎ合わせている。また、最大耐力時の回転角 θ/θ_p が変形性能と定義される。横軸は図6と同様に θ/θ_p である。補剛の有無によらず、実験と数値解析で最大耐力及び変形性能がよく対応している。

図11に荷重終了後の梁の変形状態を示す。連続補剛された試験体では、下フランジ側に横座屈変形が確認されたため、下フランジを上面として示す。実験および解析の両方で、補剛されていない下フランジの圧縮域において面外変形が最大となりよく対応している。以上より、数値解析モデルの妥当性が示された。

3. 梁の横座屈による屋根折板の影響

本章では2章で構築した解析モデルを用いて、屋根折板に生じる軸歪や補剛モーメントについて把握する。

図12に軸歪測定位置を示す。軸歪は梁の横座屈が生じた際にもっとも応力がかかる梁と屋根折板の接合部に着目し測定する。梁の測定位置は(a)で示す梁中心から35mm離れた位置とする。屋根折板の測定位置は接合部付近の損傷による影響を受けないように、(b)で示す梁中心から100mm離れた位置とする。

図13に梁及び屋根折板の梁面内方向(x軸方向)の軸歪分布を示す。 $+1\theta_p$ 時の値である。縦軸は(a)が梁の上下フランジの軸歪 $U\varepsilon_{x,b}$, $L\varepsilon_{x,b}$ であり、(b)が屋根折板の山及び谷フランジの軸歪 $A\varepsilon_{x,r}$, $B\varepsilon_{x,r}$ である。横軸は図12に示す梁長 L_b に対する梁面内方向における計測位置 x/L_b である。軸歪は各材の表裏の軸歪の平均値とする。(a)の梁の上下フランジに軸歪が生じて、(b)の

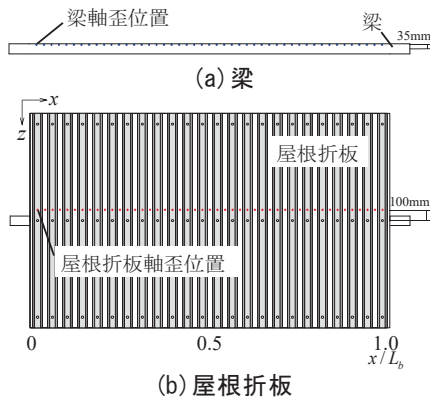


図12 軸歪測定位置

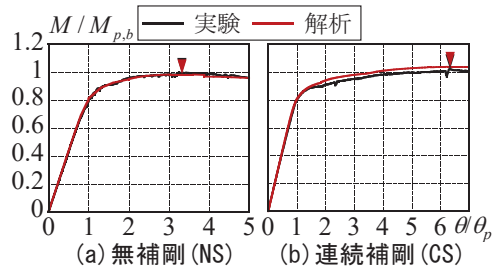
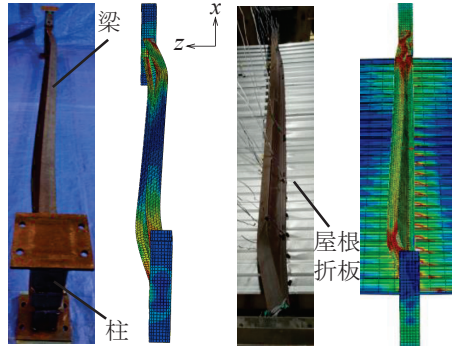


図10 骨格曲線 (正荷荷)



(a-1) 実験 (a-2) 解析 (b-1) 実験 (b-2) 解析
(a) 無補剛 (NS) (b) 連続補剛 (CS)

図11 荷重終了後の梁の変形状態

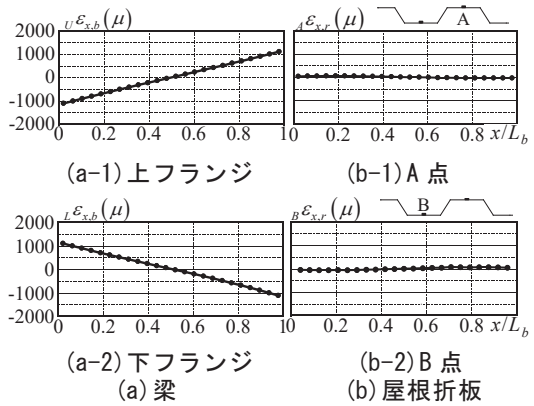


図13 梁・屋根折板の面内歪分布

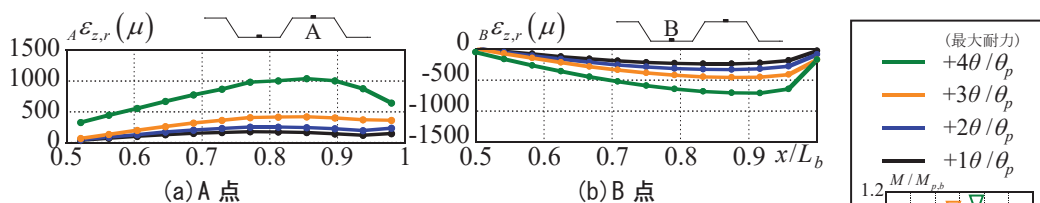


図 14 屋根折板の面外歪分布

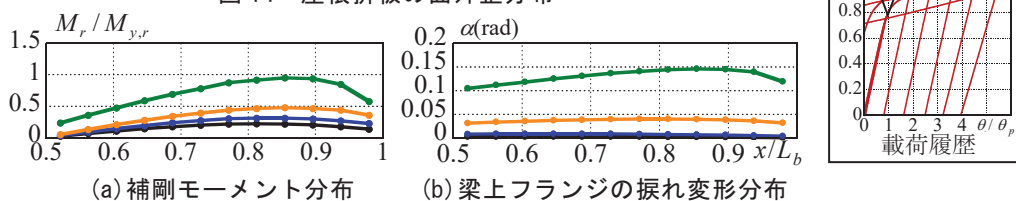


図 15 補剛モーメントと振れ変形の関係

屋根折板の軸歪は山及び谷フランジによらず小さくなっている。これは、梁が横座屈変形をしても屋根折板が波打つように変形をするからである。以上より、屋根折板は接合部全域において梁の横座屈による面内の応力を負担していないことが示される。

図 14 に屋根折板の梁面外方向 (z 軸方向) の軸歪分布を示す。縦軸は山及び谷フランジの軸歪 $A\varepsilon_{z,r}$ 、 $B\varepsilon_{z,r}$ である。横軸は図 13 と同様な計測位置 x/L_b であり、正載荷時において補剛されていない下フランジが圧縮領域となる計測位置が 0.5 から 1 の範囲を示す。梁と接合されている山フランジ側 (A 点) だけでなく、谷フランジ側 (B 点) にも歪が生じている。また、山及び谷フランジによらずサイクルが大きくなるほど歪量が大きくなっている。以上より、屋根折板は接合部全域において、面内方向とは異なり梁の横座屈による面外の応力を負担していることが示される。

図 15 に屋根折板に生じる梁面外方向の補剛モーメントと梁上フランジの振れ変形の関係を示す。縦軸は(a)が屋根折板に生じた単位幅当たりの振りモーメント (補剛モーメント) M_r を屋根折板の単位幅当たりの降伏モーメント $M_{y,r} (= \sigma_{y,r} \cdot Z_r)$ 、 $\sigma_{y,r}$: 屋根折板の降伏応力、 Z_r : 単位幅当たりの屋根折板の断面係数) で除した値である。 M_r は図 14 に示す正載荷時における屋根折板の山及び谷フランジの面外軸歪 $i\varepsilon_{z,r}$ を用いて次式より求めた。

$$M_r = \frac{2EI_r (A\varepsilon_{z,r} - B\varepsilon_{z,r})}{d_r} \quad (3)$$

ここで、 I_r : 単位長さ 1mm あたりの屋根折板の断面二次モーメントである。また、軸歪が図 6 の $+4\theta/\theta_p$ 時 (最大耐力) において屋根折板の降伏歪 ($\varepsilon_{z,r} = 1545 \times 10^{-6}$) 以下となっていることから、屋根折板は最大耐力まで弾性と想定し、弾性理論式である(3)式を用いて補剛モーメントを算出した。(b)が図 9 に示す上フランジの鉛直変位 RU_{UF} 、 LU_{UF} (y 方向) の差をフランジ幅 b で除した振れ変形 $\alpha (= (RU_{UF} + LU_{UF})/b)$ である。横軸は図 14 と同様な計測位置 x/L_b である。補剛モーメントと振れ変形は計測位置 0.85 付近で最大となり、接合部全域において同等な分布となっている。以上より、梁の振れ変形に追従して屋根折板に補剛モーメントが生じており、屋根折板は山フランジのみで接合されても、断面全体で梁の横座屈変形を補剛することが示される。

4. 屋根折板厚の異なる H 形鋼梁の横座屈性状

本章では 2 章で構築した解析モデルを用いて、連続補剛された H 形鋼梁の横座屈性状について検討する。表 2 に試験体一覧を示す。屋根折板厚をパラメータとする。

図 16 に曲げモーメントと捩れ変形 β の骨格曲線を示す。縦軸は実線が図 10 と同様な正載荷時の曲げモーメントをつなぎ合わせた値であり、点線が曲げモーメント時の梁ウェブの捩れ変形 β をつなぎ合わせた値である。横軸は図 10 と同様に θ/θ_p である。実構造物に使用されている屋根折板厚 0.5mm~1.2mm の範囲では、屋根折板が厚くなるほど、最大耐力や変形性能が向上し、捩れ変形を抑制する。しかし、屋根折板厚 1.5mm 以上では最大耐力時の捩れ変形がほぼ同等となっている。これは、最大耐力時において屋根折板の接合されていない梁端部で局部座屈が生じたからである。

表 2 試験体一覧

試験体名称	屋根折板厚 [mm]
CS-t0.5	0.5mm
CS-t0.8	0.8mm
CS-t1.0	1.0mm
CS-t1.2	1.2mm
CS-t1.5	1.5mm
CS-t2.0	2.0mm

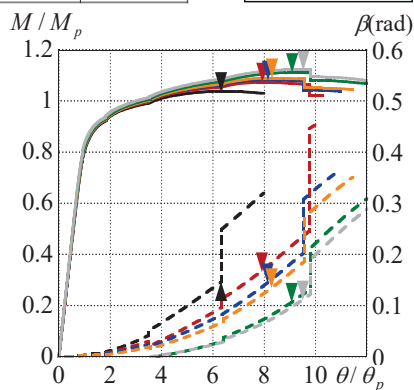


図 16 骨格曲線（正載荷）

5. 結

- 1) 連続補剛された H 形鋼梁の数値解析モデルは、補剛の有無によらず载荷履歴、骨格曲線、変形状態がよく対応しており、数値解析モデルの妥当性が示された。
- 2) 屋根折板は接合部全域（梁の材長方向）において、梁の横座屈による面内の応力は負担しないが、面外の応力は負担する。また、山フランジのみで接合されても、断面全体で梁の横座屈変形を補剛する。
- 3) 実構造物に使用されている屋根折板厚の範囲では、厚くなるほど最大耐力や変形性能を向上させ、捩れ変形を抑制することができる。

参考文献

- 1) 吉敷祥一，仲田章太郎，黒澤未来：東北地方太平洋沖地震等による被災を経て補強・補修された屋内運動場の地震被害調査，日本建築学会技術報告集，第 28 巻，第 70 号，pp1230-1235，2022.10
- 2) 吉野裕貴，木村祥裕：宮城県，岩手県における大スパン鉄骨構造物の構造調査とデータベースの構築，日本建築学会東北支部研究報告集，第 84 号，pp.23-26，2021.6
- 3) Yuki Yoshino and Yoshihiro Kimura "Rotational Stiffening Performance of Roof Folded Plates in Torsion Tests and the Stiffening Effect of Roof Folded Plates on the Lateral Buckling of H Beams in Steel Structures", Buildings2024, 14, 1158.
- 4) 吉野裕貴，廖望，木村祥裕：部分架構载荷実験による連続補剛 H 形鋼梁の横座屈性状に及ぼす補剛効果，日本建築学会構造系論文集，第 87 巻，第 797 号，pp.634-645，2022.7
- 5) ABAQUS/Standard User's Manual version2021
- 6) 木村祥裕，杉田弥生，吉野裕貴：等曲げモーメントと圧縮軸力を受ける上フランジ連続補剛 H 形鋼梁の横座屈性状と連続補剛材の水平・回転拘束効果，日本建築学会構造系論文集，第 81 巻，第 726 号，pp.1321-1331，2016.8