

鉄骨大梁の軸方向スチフナによる補強工法

Retrofit method of H-section steel beams by longitudinal web stiffeners



星川 努*

The purpose of the present study is to investigate how longitudinal stiffener plates can improve plastic deformation capacity of the H-section steel beams with a thinner web. Efficiency of the retrofit can be quantitatively estimated by an accumulated plastic deformation obtained from cyclic loading tests and numerical simulation. The quantitative estimate method of prevention effect of local buckling by the theory of elastic buckling of plates is proposed. The design procedure of stiffeners by prediction formula of plastic deformation capacity and increasing rate in strength is proposed.

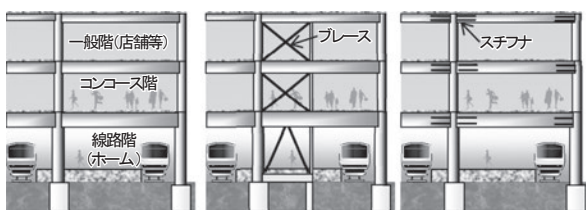
●キーワード：H型鋼梁、幅厚比、載荷試験、数値解析

1. はじめに

鉄骨造建築物の大スパン大梁では、大きな曲げ応力に対して梁せい（梁の高さ）が大きくなることが多い。H形鋼の梁では梁せいが増加しウェブ（鉛直板）の幅厚比（板材の幅と厚さの比）が大きくなると、比較的小さい曲げ変形ウェブの局部座屈による耐力低下が生じるため、現行法令では部材の板要素の幅厚比が大きくなりすぎないように制限する規定を設けている。一方で幅厚比制限が設けられる以前に建設された建物にはウェブの幅厚比が非常に大きいH形鋼梁を持つものがあり、このために耐震診断で耐震性能が低く評価される場合がある。

このような建物の耐震補強方法としては新規の耐震要素（ブレース等）を配置し建物全体としての強度を向上させる方法が一般的だが、図1に示す線路上空建築物と呼ばれる軌道、プラットホームの上空を利用した建物では、ブレース等の配置は列車運行、お客様の流動等を阻害する場合がある。この場合、建物全体の強度向上ではなく、H形鋼梁の塑性変形能力自体を向上させることで耐震性能を向上させる方法が考えられる。

本研究では、このような既存建築物の大スパンのH形鋼



- (a) 現状
- (b) 従来の耐震補強
- × お客様の流動阻害
 - × 店舗展開等を阻害
 - × 支障工事が多い
- (c) 本研究の工法
- 建物利用に影響小
 - 支障工事少
 - 工期短縮、コストダウン 効果大

図1 線路上空建物の補強断面図（イメージ）

大梁に対し、ウェブに軸方向スチフナ（材軸に平行な補強鋼板）を溶接接合することで塑性変形能力を向上させる工法について載荷試験と数値解析の結果に基づいて具体的に検討する。軸方向スチフナのみを検討対象としたのは、既存建築物の大梁ウェブへの補強材設置は現場溶接が想定されるが、現場溶接が下向き溶接のみとなる軸方向スチフナの設置は経済性に優れると考えられるためである。

スチフナの具体的設計手法について、下記の3つの段階に沿って提案する。

- 1) スチフナの効果を載荷試験により確認し、試験を模した数値解析を行い数値解析の有用性を確認する。
- 2) スチフナの効果を単板の弾性座屈理論を準用して定量的に評価し、スチフナの効果を幅厚比の改善効果として評価する手法を提案する。
- 3) 幅厚比と耐力上昇率、塑性変形能力の関係式を数値解析による回帰式として導き、回帰式を用いたスチフナ寸法の設計手順を提案する。

2. スチフナ寸法の設定

効果的な補強のため複数の軸方向スチフナを設置する場合には、補強区間では塑性変形能力に加え曲げ耐力も向上する。大梁の地震時の挙動を、図2 (a) のような先端部に集中荷重を受ける片持ち梁の変形に置き換えて考える場合、無補強区間より補強区間の方が応力は大きい、曲げ耐力も無補強区間より補強区間の方が大きい。補強長さが十分長ければ無補強区間での応力が小さくなり梁端で曲げ降伏が先行するが（図2 (b)）、補強長さが短くなると無補強区間で降伏が先行する（図2 (c)）ようになる。両者とも梁の曲げ耐力は向上しているが、後者は無補強部で局部座

屈が発生する点は無補強の梁と変わっておらず、変形能力の大幅な向上は期待できない。変形能力の高い補強区間で曲げ降伏が先行するよう補強長さを設定する必要がある。

ウェブの局部座屈がスチフナ及びフランジ（H型鋼梁の水平板）で囲まれた範囲（以下、サブパネル）で限定されるようなスチフナ断面の算出方法、つまり図3のようなウェブの局部座屈を誘導するスチフナ断面の設定方法を検討する。十分な断面を持つスチフナを設置すれば、ウェブの座屈変形がスチフナを超えて拡大するのを抑制できるため、サブパネルのみが局部座屈すると考える。

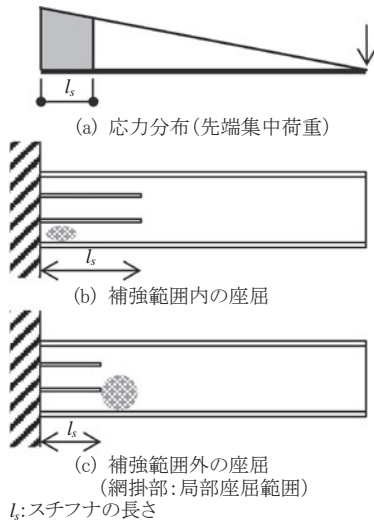


図2 補強範囲（長さ）の検討

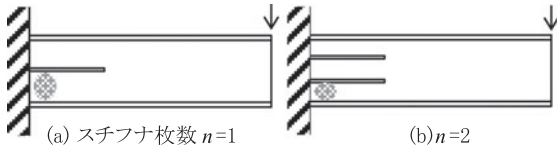


図3 補強概念図

表1 試験体一覧（スチフナ形状）

名称	間隔(mm)	長さ(mm)	幅(mm)	面数
1.4D-W72-B	172	800	72	両面
0.7D-W72-B	172	400	72	両面
1.4D-W36-B	172	800	36	両面
1.0D-W72-O	172	550	72	片面
1.0D-W36-O	172	550	36	片面
無補強	-	-	-	-

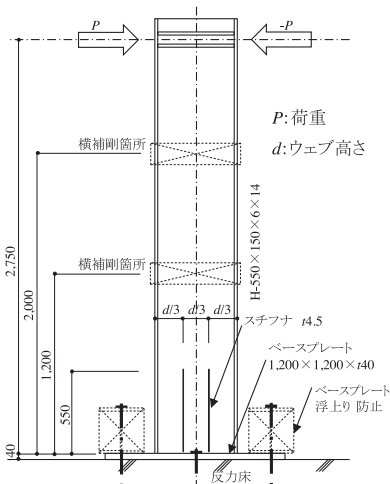


図4 試験体立面図



図5 試験装置全景（1.4D-W72-B試験体）

3. 載荷試験

3.1 試験概要

表1に示す試験体の交番載荷試験を行った。大梁サイズは耐震改修を検討している既存線路上空建物の主要な梁部材の1/2モデルとし、載荷長さは実建物の大梁のシアスパン比を参考に梁せいの5倍とした。スチフナ板厚は現場溶接を考慮しウェブ板厚よりやや薄い4.5mm、スチフナ間隔はウェブ高さの1/3に固定し、スチフナ長さ、幅、補強面数（ウェブの片側もしくは両側）をパラメータとした。長さについては便宜的に梁せいを基準に数値を設定した。

図4、5に試験体形状、試験装置全景を示す。試験体は柱の代わりにベースプレート有する片持ち梁形状とし、ベースプレートを浮上り防止治具で反力床に緊結することでベースプレートの面外変形を拘束した。スチフナとベースプレートには隙間を開け両者が接触しないようにした。試験体への加力は図6に示す漸増繰り返し載荷とし、載荷途中で耐力が急激に低下した場合は、そのサイクルで載荷を終了した。全塑性変位 δ_p は、スチフナを含む梁端部全断面の全塑性モーメント M_p を弾性剛性 K で除して求めた。

3.2 試験結果

各試験体の荷重-変位関係を図7に示す。荷重と変位は M_p 時の荷重 P_p と δ_p でそれぞれ除して無次元化している。図中には正負加力時の両方の最大耐力（ P_{max} ）位置を示す。各試験体とも、 P_{max} に達する時点でウェブの局部座屈が観察されている。

表2に、累積塑性変形倍率 η_M （正負各々での倍率）、 η_S （正負 η_M の和）と終局時（耐力が最大時の90%）の累積塑性変形倍率 η_a （正負で大きい方の値）を示す。図8には各試験体の骨格曲線を示す。 η_M 、 η_a の定義、骨格曲線の作図法は

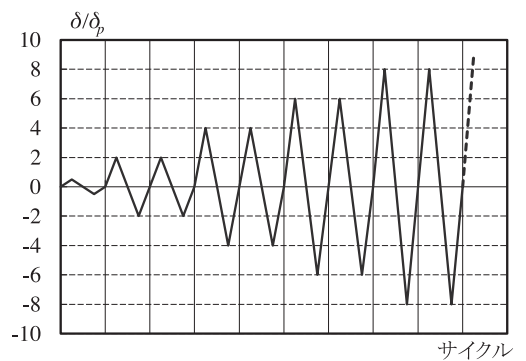


図6 載荷履歴

表2 累積塑性変形倍率

試験体	δ_{Mf} (mm)	δ_{Mf} (mm)	η_{Mf}	η_{Mf}	η_s	δ_a (mm)	η_a
無補強	53.5	-61.6	2.3	2.6	4.9	107.0	4.6
1.4D-W72-B	96.9	-61.5	3.7	2.4	6.1	87.0	5.2
0.7D-W72-B	68.7	-87.5	2.7	3.5	6.2	126.6	6.0
1.4D-W36-B	71.7	-95.1	3.1	4.2	7.3	106.2	4.6
1.0D-W72-O	89.2	-86.6	3.7	3.6	7.3	136.8	5.7
1.0D-W36-O	84.3	-72.3	3.6	3.1	6.7	136.1	5.8

文献¹⁾による。 η_a の比較では、無補強試験体に比べスチフナ補強した試験体は塑性変形能力が向上している。 η_s の比較では無補強モデルと同程度の値となるものがあった。

実験結果からは、スチフナ長さが長いほど、また片面補強よりも両面補強の方が、塑性変形能力が高いとは限らないことがわかる。具体的には、同じスチフナ幅の試験体1.4D-W72-Bと1.0D-W72-Oを比較すると、前者の方が後者よりも補強量が多い(スチフナ長さが長く、かつ両面補強)にもかかわらず、 η_a は後者の方が大きい結果となっている。同様のことは試験体1.4D-W36-Bと1.0D-W36-O、試験体1.4D-W72-Bと0.7D-W72-Bについても言える。

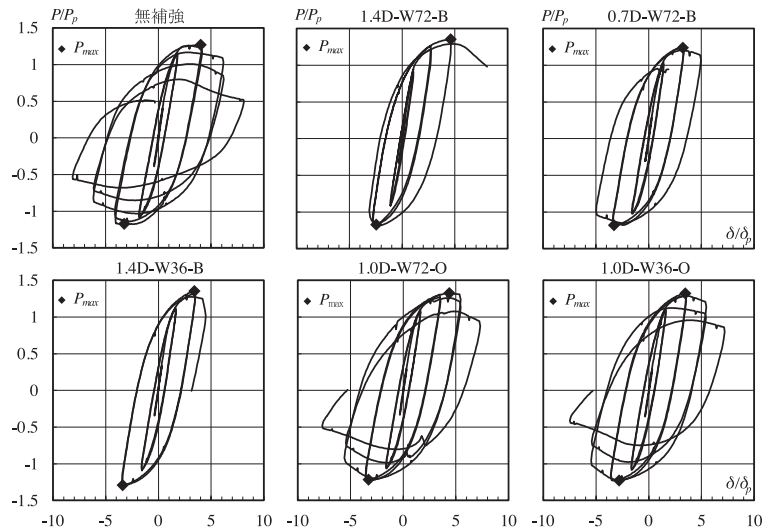


図7 荷重-変位関係

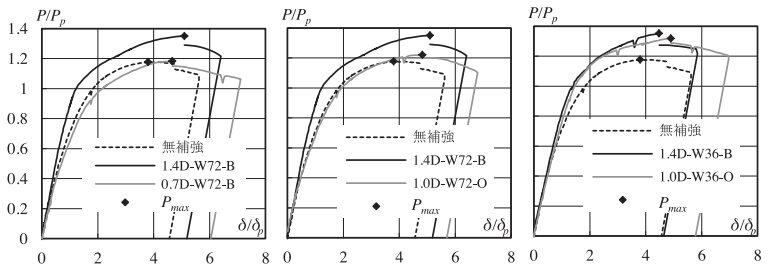


図8 骨格曲線

試験結果を真応力-真歪関係に変換した上で多折線近似した応力-歪関係を入力データとした。

4. 数値解析による試験の比較

4.1 解析概要

図9に示す解析モデルにより有限要素解析を行った。載荷試験と同一サイズの鉄骨大梁を解析モデルとし、梁先端を強制変位させる解析を行った。試験体と同様に固定端付近に設置される軸方向スチフナ端部は固定端とは接続しない。面内方向には20~60mm程度のメッシュで分割し、局部座屈の発生する固定端付近を細かく分割した。解析には、汎用有限要素解析ソフトウェアMarcを使用した。載荷サイクルは載荷試験結果に合わせ、応力-歪関係は板厚ごとの引張

4.2 解析結果

図10に交番載荷試験と解析の比較として荷重変位関係を示す。表3に耐力上昇率(P_{max} と P_p の比) τ_0 、 K 、 η_M 、 η_a を載荷試験と数値解析で比較して示す。 τ_0 はいずれの試験体でも数値解析結果の方が低い結果となったが、表3の通り両者の差は2~11%程度であり、試験結果を再現できている。一方、 η_a 、 η_M では実験値、解析値の大小関係は明確ではなく、その差が大きいものもある。試験体ごとの η_a 、 η_M の大

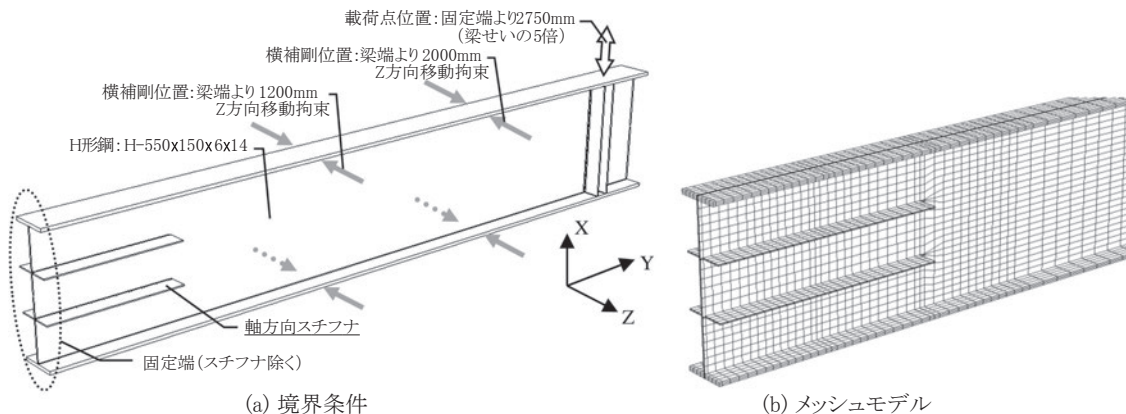


図9 解析モデル形状

小関係の順序を比べると、実験値、解析値とも無補強試験体の値が最小となる傾向がある。

図11に載荷後の残留変形の写真、数値解析終了時の面外変形のコンター図を示す。いずれの試験体についても試験体に見られる残留変形の状況と数値解析で得られた変形状態は概ねよく対応している。以下に、図2 (b)、(c) で述べた2か所の局部座屈の発生位置を中心にスチフナ長さごとの対応状況を記す。

スチフナの最も長い試験体1.4D-W72-Bでは、図2 (b) のような補強範囲内の固定端側で局部座屈が見られ、コンター図の変形状態と符合する。補強区間の載荷点側でも図2 (c) のような局部座屈が見られるが、これは横座屈の影響と考えられる。スチフナの最も短い試験体0.7D-W72-Bは、載荷点側で局部座屈が見られ、コンター図に見られる変形状態と符合している。中間のスチフナ長さの試験体1.0D-W72-O、1.0D-W36-Oでは、局部座屈が固定端側と載荷点側の両方に見られるが、コンター図では固定端側のみ変形が卓越している。この違いは、固定端側での局部座屈が先行して発生することは数値解析で再現できていたものの、その後の耐力上昇の程度が実験ではより大きかった結果と考えられる。

5. 軸方向スチフナを持つウェブの等価幅厚比

軸方向スチフナによってウェブの局部座屈による面外変形をサブパネル内に限定することができるならば、スチフナが無い場合に比べてウェブの局部座屈耐力は上昇すると考えられる。このようなスチフナによる座屈耐力向上効果を、ウェブの板厚が増加して幅厚比が見かけ上小さくなったためと考えれば、スチフナ補強時と同等の座屈耐力を与えるような見かけの幅厚比を補強効果の指標とすることができる。この見かけの幅厚比を「等価幅厚比」と呼び、その算出方法を検討する。

5.1 弾性座屈理論に基づく等価幅厚比の定義

単板の弾性座屈理論²⁾ に基づいて等価幅厚比を定義す

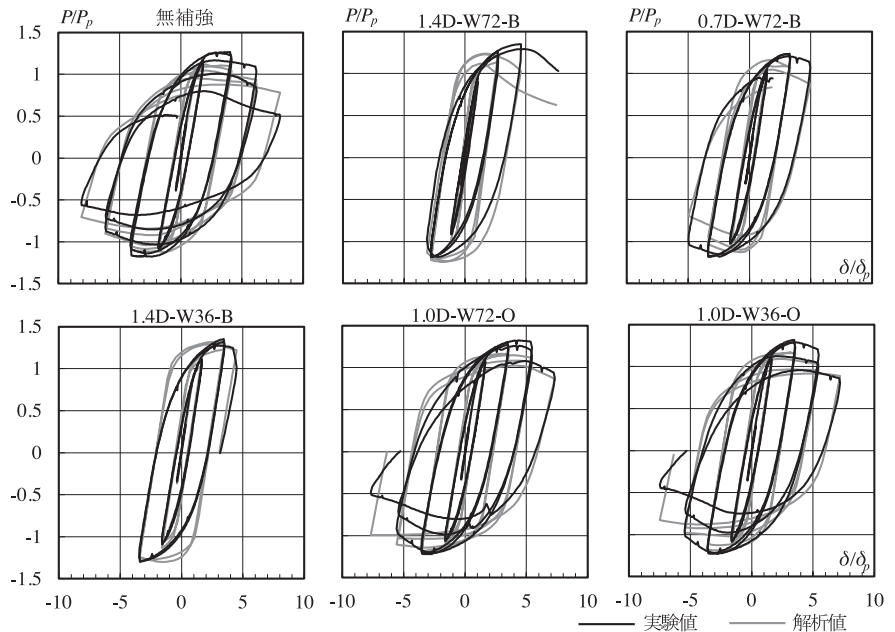


図10 荷重変位関係

表3 累積塑性変形倍率

試験体	実験値				解析値				解析値/実験値			
	$exp K$ (kN/mm)	$exp \tau_0$	$exp \eta_M$	$exp \eta_a$	$FEM K$ (kN/mm)	$FEM \tau_0$	$FEM \eta_M$	$FEM \eta_a$	$\frac{FEM K}{exp K}$	$\frac{FEM \tau_0}{exp \tau_0}$	$\frac{FEM \eta_M}{exp \eta_M}$	$\frac{FEM \eta_a}{exp \eta_a}$
無補強	10.85	1.18	2.62	4.56	9.34	1.12	2.06	7.27	0.86	0.95	0.79	1.59
1.4D-W72-B	9.11	1.35	3.75	5.19	10.20	1.23	3.74	6.03	1.12	0.91	1.00	1.16
0.7D-W72-B	9.29	1.24	3.48	6.05	9.14	1.13	2.11	5.43	0.98	0.91	0.61	0.90
1.4D-W36-B	9.54	1.35	3.13	4.64	9.17	1.32	5.68	8.51	0.96	0.98	1.81	1.83
1.0D-W72-O	9.89	1.32	3.61	5.70	9.35	1.19	4.68	7.01	0.95	0.90	1.30	1.23
1.0D-W36-O	9.70	1.32	3.58	5.78	9.35	1.17	2.66	5.09	0.96	0.89	0.74	0.88

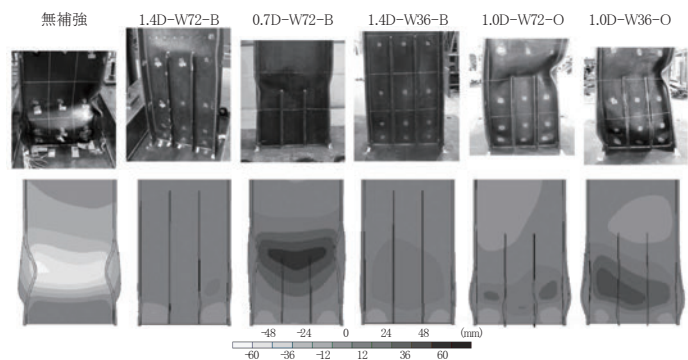


図11 載荷試験の残留変形の写真、数値解析のウェブ面外方向の変形のコンター図

る。純せん断応力下での四辺が単純支持された長方形板の弾性座屈せん断応力 τ_{cr0} の理論解は、数値計算結果に基づき近似でき、板の幅 b に比べて板の長さ a が十分に長い場合には、弾性座屈せん断応力 τ_{cr0} は(1)式で近似できる²⁾。

$$\tau_{cr0} = 5.35 \frac{\pi^2 D}{b^2 h} = 5.35 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{h}{b} \right)^2 \quad (1)$$

ここで、 h 、 E 、 ν : 板厚、板材のヤング係数、ポアソン比

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} : \text{板の曲げ剛性}$$

一方、面内曲げ応力下における四辺が単純支持された長方形板の弾性座屈圧縮応力 σ_{cr0} は、数値計算結果に基づき(2)式で近似できる²⁾。

$$\sigma_{cr0} = k \frac{\pi^2 D}{b^2 h} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{h}{b}\right)^2 \quad (2)$$

ここで、(2)式の k は長方形板の形状比 a/b と文献³⁾による圧縮応力度分布係数 α (図12参照)に応じて決まる定数であり、安全側の評価となるよう k を形状比 a/b により採りうる最小値 k_{min} で置き換えると、 α のみより定まる弾性座屈圧縮応力評価値 σ_{cr0} が得られる。

$$\sigma_{cr0} = k_{min}(\alpha) \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{h}{b}\right)^2 \quad (3)$$

$$k_{min}(\alpha) = 2.6\alpha^3 - 1.6\alpha^2 + 2.7\alpha + 4 \quad (4)$$

面内せん断力と面内曲げを同時に受けて座屈する際のせん断応力 τ_{cr} と面内曲げ応力 σ_{cr} については、(5)式で表される相関関係式から得られることが知られている⁴⁾。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \quad (5)$$

梁ウェブに作用するせん断応力 τ と面内曲げ応力 σ の間には、梁の断面形状に応じて定まる関係式が成立するため、(5)式からウェブの弾性座屈時せん断応力 τ_{cr} を得ることができる。ウェブを軸方向スチフナで補強した場合には、サブパネルごとに上記の手順で τ_{cr} を求め、それらの最小値が補強ウェブ全体としての τ_{cr}' を与えるものとする。

補強していないウェブの座屈係数 K_{cr} は(6)式で示すように、ウェブ寸法に関わらずせん断応力と曲げ応力の比ならびに曲げ応力分布のみで決まる。また補強によって向上した座屈時せん断応力 τ_{cr}' も(6)式と同様に K_{cr} を用いて(6')式で示すことができる。

$$\tau_{cr} = K_{cr} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \sqrt{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2} \quad (6)$$

$$\tau_{cr}' = K_{cr} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \sqrt{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2}_{eq} \quad (6')$$

ここで、 d 、 t_w ：ウェブ高、ウェブ厚

従って補強による座屈耐力向上効果を表す等価幅厚比 $eq(d/t_w)$ は、(7)式のように得られる。

$$eq(d/t_w) = d/t_w \sqrt{\tau_{cr}/\tau_{cr}'} \quad (7)$$

5.2 等価幅厚比の算定例

等価幅厚比の定義の適用例として、3章の載荷試験に用いた試験体のH形断面梁を対象として等価幅厚比を算定してみる。算定例として、ウェブが無補強の場合及び軸方向スチフナで高さ方向に等分割(スチフナ枚数 $n=1, 2, 3$)されている場合の算定結果を表4に示す。 $k_{min}(\alpha)$ は、図12に示すとおりウェブ内の面内圧縮応力分布とスチフナの位置で決まる α から(4)式により求まる。 $n=2, 3$ の場合では、面内圧縮応力が大きく座屈が先行する最外の補強領域のみに着目すれば十分である。無補強のウェブ幅厚比($d/t_w=87.0$)に関してスチフナ補強により低減された等価幅厚比 $eq(d/t_w)$ が得られる。

6. 数値解析による計算式の提案

フランジ、ウェブの幅厚比、鋼材の降伏比(引張強度に対する降伏強度の比)をパラメータに数値解析を行い τ_0 、 μ_0 の算出式を提案する。図13に解析モデルの幅厚比の関係図を示す。図中の×は3章の載荷試験体の幅厚比を示す。補強する大梁として大スパンの梁を想定し、ウェブの幅厚比

表4 等価幅厚比 $eq(d/t_w)$ の計算例

スチフナ枚数 n	α	$k_{min}(\alpha)$	b/h	$\tau_{cr} / \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \sqrt{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2}$	$\sqrt{\tau_{cr}/\tau_{cr}'}$	$\left(\frac{d}{t_w}\right)_{eq}$
無補強	2	23.8	$d/t_w=87.0$	3.174	1	87.0
$n=1$	1	7.70	$(d/2)/t_w=43.5$	4.963	0.800	69.6
$n=2$	2/3	5.86	$(d/3)/t_w=29.0$	8.596	0.608	52.9
$n=3$	1/2	5.28	$(d/4)/t_w=21.8$	13.810	0.479	41.7

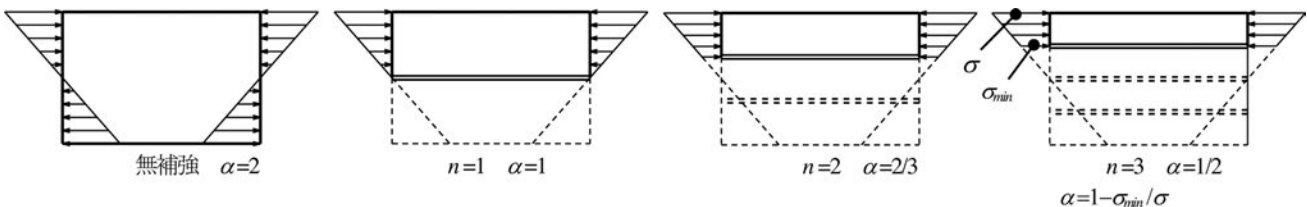


図12 スチフナ枚数 n と圧縮応力度 σ 、圧縮応力度分布係数 α の関係

は学会規準⁴⁾を参考にP-I~IIIのランクとなる板厚さ ($t_w=6$ ~11)とした。降伏比は鋼材として一般的な0.6~0.8程度を想定する。

数値解析は4章と同様のモデルで単調増分解析とし、異なる幅厚比 b/t_f 、 d/t_w を組合せた12種類の無補強のモデルについて降伏比を3種類に変化させた解析を行った。

6.1 幅厚比と耐力上昇率 τ_0 、塑性変形倍率 μ_a の関係

τ_0 について、数値解析結果から(8)式のような回帰式を作成した結果、降伏比の逆数 γ は括り出すことができ、

幅厚比と τ_0 は一次の相関が強いことが分かった。

$$\tau_0 = \gamma \left(-0.0121 \frac{b}{t_f} - 0.00224 \frac{d}{t_w} + 0.339 \right) + 1.01 \quad (8)$$

$$\text{ただし, } 1.3 \leq \gamma \leq 1.7, \quad 5.36 \leq \frac{b}{t_f} \leq 8.33, \quad 47.5 \leq \frac{d}{t_w} \leq 88.7$$

b/t_f : 片側フランジ幅, フランジ厚

図14に(8)式の計算値と解析値の一致状況を示す。計算値と解析値の誤差は2%以内となった。

μ_a について、数値解析結果から(8)式と類似した形の(9)式で回帰式を得ることができる。

$$\mu_a = \gamma \left(\frac{58.4}{b/t_f} + \frac{299}{d/t_w} - 10.7 \right) + 2.28 \quad (9)$$

$$\text{ただし, } 1.3 \leq \gamma \leq 1.7, \quad 5.36 \leq \frac{b}{t_f} \leq 8.33, \quad 47.5 \leq \frac{d}{t_w} \leq 88.7$$

図15に計算値と解析値の一致状況を示す。(9)式による計算値と解析値の差は10%以内となった。

6.2 スチフナ寸法(幅、厚さ、長さ)の設定

2章で述べたとおり、スチフナの寸法を適切に設定することでウェブの局部座屈をサブパネル内に限定することができ、このことから(8)、(9)式と $e_q(d/t_w)$ からスチフナ補強の効果を定量的に評価することができる。この前提となるスチフナ断面(幅、厚さ)の必要量について、既往のスチフナ断面

の算定式^{3,5)}を組み合わせた(10)式より算定ができる。

$$\left. \begin{aligned} I_{\text{両側}} &= \frac{1}{12} t_s \left\{ (2w_s + t_w)^3 - t_w^3 \right\} \geq 0.55 d t_w^3 \\ I_{\text{片側}} &= \frac{1}{3} t_s w_s^3 \geq 0.55 d t_w^3 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ここで、 $I_{\text{両側}}$: 両側スチフナの断面2次モーメント

$I_{\text{片側}}$: 片側スチフナの断面2次モーメント

t_s, w_s : スチフナ厚, スチフナ幅

スチフナの長さ l_s は、梁の曲げ応力分布に応じて応力が十分小さくなる範囲まで延長することとなり、建築物の大梁それぞれで応力分布が異なることから、梁の断面寸法、長さのみから計算することはできない。構造計算を行い求めた曲げ応力分布に基づき、 l_s を設定する必要がある。

7. まとめ

ウェブを軸方向スチフナで補強したH形鋼大梁の塑性変形能力について、片持ち梁形式の荷重試験と数値解析を行い、スチフナ諸元と補強効果の関連を検証した。

本研究で明らかになった知見は、既存建物のウェブ幅厚比の大きいH形鋼大梁の塑性変形能力を向上させる耐震補強の具体的な設計手法の基礎となる。

本論部分では詳細な紹介は割愛するが、(8)、(9)式を既往の荷重試験結果を比較することで適切な安全率を設定し、(7)~(10)式を用いて既存線路上空建物の耐震補強の試設計を行うことで、具体的な設計手法の検討を行っている。

参考文献

- 1) 鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書, 建築研究所・日本鉄鋼連盟, 2002.
- 2) S. P. Timoshenko and J. M. Gere: Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill Book, 1961.
- 3) 鋼構造設計規準 付. ウェブプレートの座屈検定とスチフナの算定, 日本建築学会, 2005.
- 4) 鋼構造座屈設計指針, 日本建築学会, 2009.
- 5) 鋼構造限界状態設計指針, 日本建築学会, 2010.

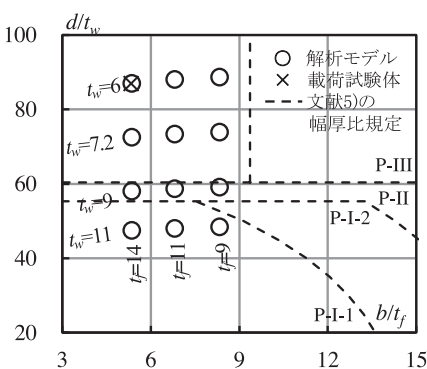


図13 解析モデルの幅厚比

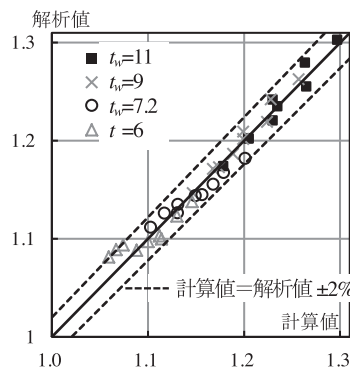


図14 計算値と解析値の比較(τ_0)

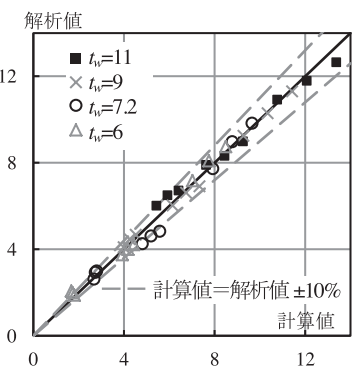


図15 計算値と解析値の比較(μ_a)