

H形鋼梁の塑性変形能力向上を目的とする
軸方向スチフナの設計法

2014年1月

千葉大学大学院工学研究科
建築・都市科学専攻 建築学コース

星川 努

(千葉大学審査学位論文)

H形鋼梁の塑性変形能力向上を目的とする
軸方向スチフナの設計法

2014年1月

千葉大学大学院工学研究科

建築・都市科学専攻 建築学コース

星川 努

目次

第1章 序論	
1.1 背景	2
1.2 本研究の目的	4
1.3 本研究に関連する既往の研究例	6
1.4 本研究の構成	29
第2章 補強方針	
2.1 スチフナ長さの設定	33
2.2 スチフナ断面の設定	34
2.3 スチフナ寸法の設定フロー	35
2.4 軸方向スチフナを持つウェブの等価幅厚比	36
2.5 まとめ	45
第3章 載荷試験	
3.1 載荷試験の目的	48
3.2 載荷試験の概要	48
3.3 試験結果	53
3.4 主歪分布	56
3.5 耐力上昇率	58
3.6 塑性変形倍率	59
3.7 まとめ	61
第4章 数値解析と耐力上昇率，塑性変形倍率の算出式の提案	
4.1 解析の目的	64
4.2 解析の概要	64
4.3 載荷試験と数値解析の比較	66
4.4 スチフナ寸法に関する解析	70
4.5 耐力上昇率，塑性変形倍率の算出式の提案	77
4.6 耐力上昇率，塑性変形倍率の検証	85
4.7 まとめ	89

第5章	スチフナ設定フロー，スチフナ補強の設計例	
5.1	スチフナ設定フローの具体化	92
5.2	試設計によるスチフナの設定	93
5.3	スチフナ寸法の算出	100
5.4	耐震性能	109
5.5	まとめ	113
第6章	結論	
6.1	本研究の結論	115
6.2	今後の研究課題	118

第 1 章 序論

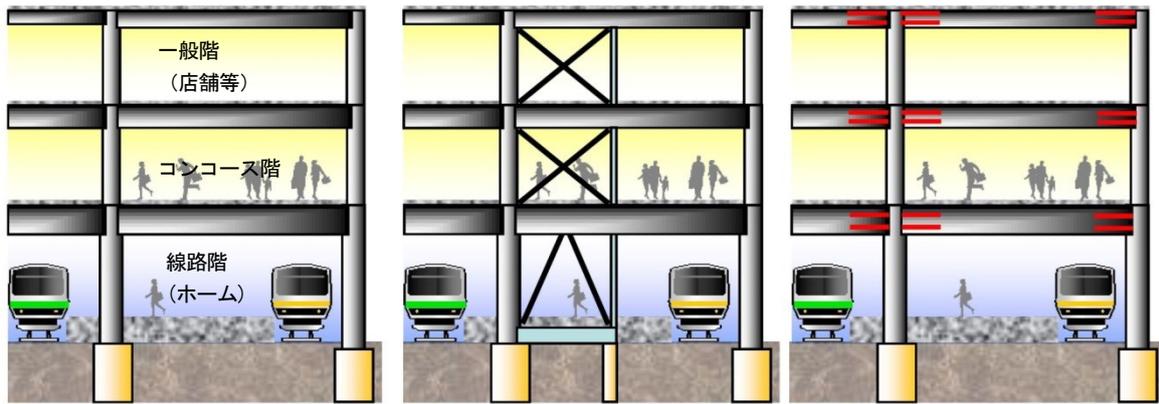
1.1 背景

鉄骨造建築物の大スパン大梁では、大きな曲げ応力に対応して梁せい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の幅厚比が大きくなると、比較的小さい曲げ変形でウェブの局部座屈による耐力低下が生じる。

板要素の局部座屈については、これまで多くの研究が行われてきており、その成果は日本建築学会の規準、指針^{1.1~3)}にまとめられており、我が国の建築基準法施行令^{1.4)}でも部材の塑性変形能力を考慮して板要素の幅厚比を制限する規定を設けている。これらの制限値は、1960年代の塑性設計に関する研究を経て、1970年代以降に定められた規定であり、建築基準法施行令の規定は1981年の法改正時に定められている。

一方、法令で板要素の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、実際に耐震診断の結果、幅厚比制限により耐震性能が低く評価される事例が見られる。

このような建物の耐震補強を考える際、局部座屈を抑止するために板要素の変形性能を改善しようとする多数の柱梁部材を改修することに繋がり、建物を継続使用しながら改修工事を行うことが困難になる。従って多くの場合は、塑性変形性能の改善ではなく新規の耐震要素（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採用されている。ただし、建物の使用性を考慮すると壁状の耐震要素の付加が難しい場合があり、例えば図1.1に示す線路上空建築物^{1.5)}と呼ばれる鉄道軌道やプラットフォームの上空を利用した鉄骨造建物においては、鉛直ブレース等の配置は列車運行、利用者の流動等を阻害することが多く耐震改修として採用しにくい。このような建物では、変形性能を改善する補強工法のメリットが多くなる。



A. 現状

B. 従来の耐震補強

- × お客様の流動を阻害
- × 店舗展開等を阻害
- × 支障工事が多い

C. 本研究の工法

- 建物利用に影響が小さい
- 支障工事が少ない
- 工期短縮、コストダウン効果高い

図 1.1 線路上空建物の補強断面図 (イメージ)

1.2 本研究の目的

線路上空建築物のような強度向上型の補強方法の適用が難しい既存建物に対しては、部材の靱性を向上させることで建物全体としての耐震性能を向上させる方法が考えられる。具体的には、局部座屈発生が想定される箇所にスチフナ（リブ）などの補剛材を取り付け、局所的な板要素の変形を抑制することで部材の塑性変形能力を確保する手法である。図 1.2 にスチフナの例をいくつか示す。

本研究では、図 1.2(a)のような H 形断面の図心を通る軸（以下、材軸と言う）に平行なスチフナ（軸方向スチフナ）のみによる補強方法を対象として、スチフナの諸元（幅、厚さ、長さ、枚数、材料強度など）の設計手法を載荷試験と数値シミュレーションの結果に基づいて具体的に提案することを目的とする。既存建築物の大梁ウェブへのスチフナは現場溶接で取り付けられると想定されるが、軸方向スチフナは他の補剛材と比べて現場溶接の施工性に優れるため、本研究では軸方向スチフナによる補強方法について検討を進める。

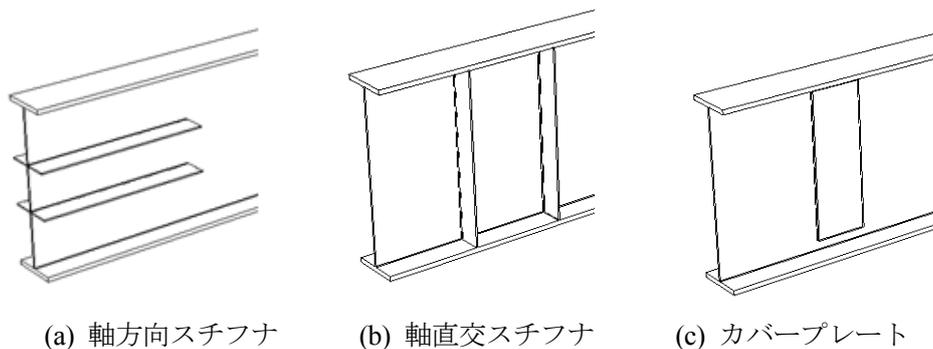


図 1.2 スチフナの形状

スチフナの設計を行うためには、スチフナの諸元を設定すると梁の塑性変形能力がどのように変化するかを定量的に把握することが必要になる。また軸方向スチフナを用いることから、図 1.2(a)のように材軸から離れた位置にスチフナを取り付ける場合は梁の曲げ耐力増加するため、補強する梁と接続する柱の耐力比の変化がフレームの変形性能に与える影響を確認する必要がある。

本研究では、梁の塑性変形能力、曲げ耐力の増加量（耐力上昇率）の 2 つの指標をスチフナの諸元から定量評価する方法を提案することを目的とする。塑性変形能力、耐力上昇率の定義方法は多くあるが、本研究での定義について、以下に示す。この定義は我が国の建築鋼構造の研究において標準的に用いられているものである。^{1.6)}

(i) 耐力上昇率(τ)の定義^{1.6)}

$$\tau_0 = M_{max} / M_p \quad (1.1)$$

ここで、 M_{max} : 最大耐力（モーメント）、 M_p : 全塑性モーメント

(ii) 塑性変形倍率(μ_a) の定義^{1.6)}

$$\mu_a = \theta_a / \theta_p \quad (1.2)$$

ここで, θ_p : 梁端モーメントが M_p 時の弾性時梁回転角 θ

θ_a : 最大耐力後に耐力が $0.9M_{max}$ まで耐力低下した時点の梁回転角から
弾性変形分を除いたもの (図 1.3 参照)

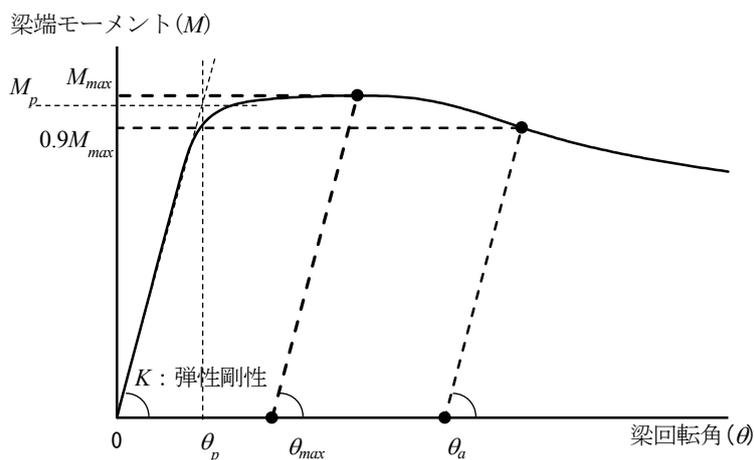


図 1.3 μ_a に関する梁の $M - \theta$ 関係

(iii) 累積塑性変形倍率(η_a)の定義^{1.6)}

$$\eta_a = \theta_a / \theta_p \quad (1.3)$$

ここで, θ_a : 最大耐力後に耐力が $0.9M_{max}$ まで耐力低下した時点の梁回転角から
弾性変形分を除いたもの (図 1.4(c)参照)

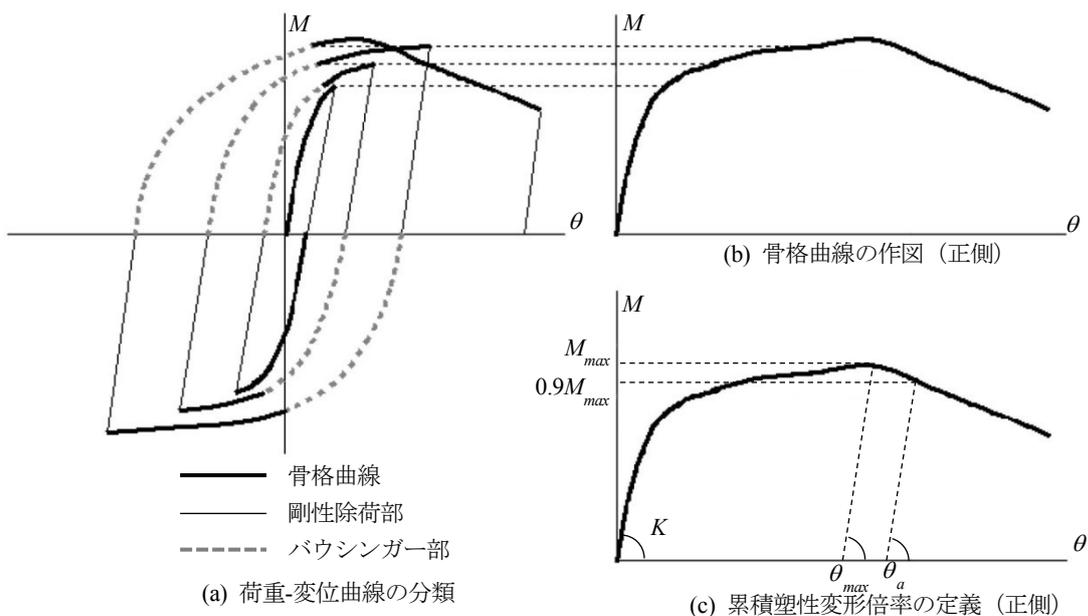


図 1.4 η_a に関する梁の $M - \theta$ 関係

1.3 本研究に関連する既往の研究例

本研究に関連する既往の研究例として、スチフナ補強の研究例、幅厚比と塑性変形能力の研究例を紹介する。尚、本節で紹介する文献で用いられている記号はその文献中のものをそのまま引用して示しているため、本論文の他の章、節で用いる記号と異なる場合があるので留意されたい。

1.3.1 ウェブプレートの座屈検定とスチフナの算定

(1) せん断応力度の算出

プレートガーダーの設計の際、中間スチフナ（材軸に直交するスチフナ）とフランジに囲まれたウェブプレートの弾性座屈を検定する下式が文献 1.1)で与えられており、ウェブプレートの許容せん断板座屈応力度 τ_0 が示されている。

$$\left. \begin{aligned} \tau_0 &= \frac{1.6}{\left(C_2 \cdot \frac{d}{t_w}\right)^2} f_s & d/t \geq 1.61/C_2 \\ \tau_0 &= \left(1.73 - 0.70C_2 \frac{d}{t_w}\right) f_s \leq f_s & d/t < 1.61/C_2 \end{aligned} \right\} \quad (1.4)$$

ここで、
$$C_2 = \sqrt{\frac{F}{k_2 E}} \quad (1.5)$$

$$\left. \begin{aligned} k_2 &= 4.00 + \frac{5.34}{\beta^2} & \beta < 1.0 \\ k_2 &= 5.34 + \frac{4.00}{\beta^2} & \beta \geq 1.0 \end{aligned} \right\} \quad (1.6)$$

d, t_w, β, k_2 : ウェブ幅, ウェブ厚, ウェブの辺長比 (図 1.5 参照), 座屈係数

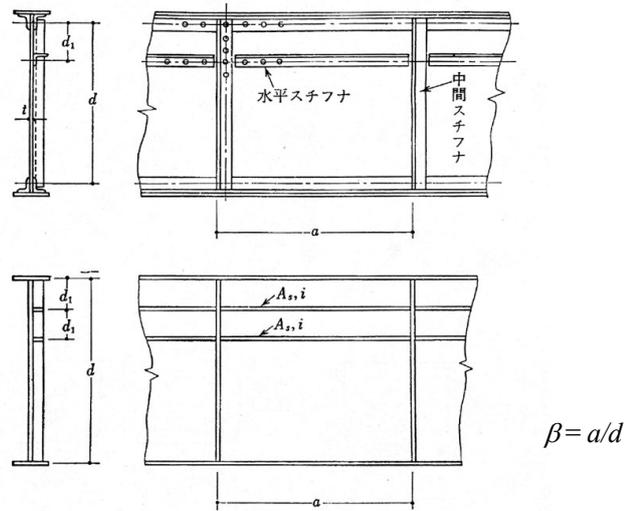


図 1.5 中間スチフナとウェブの辺長比 β ^{1.1)}

軸方向スチフナを持つ H 形鋼梁についても、スチフナの仕様（枚数、断面 2 次モーメント、スチフナにより分割されるウェブの幅）を用いて、無補強の場合の許容座屈応力度と同様の近似式が提案されており^{1.7)}、(1.3)式の k_2 の代わりに(1.4)式の k_2' を用いる。この式は数値解析に基づく近似式である。

$$\left. \begin{aligned} k_2' &= 4.00 + \frac{5.34}{\beta^2} + \frac{(n+1)^2 \eta}{\beta} \sqrt{\frac{8\mu}{3\beta}} & \beta < 1 \\ k_2' &= 5.34 + \frac{4.00}{\beta^2} + \frac{(n+1)^2 \eta}{\beta} \sqrt{\frac{8\mu}{3\beta}} & \beta \geq 1 \end{aligned} \right\} \quad (1.7)$$

ここで、 n : スチフナの本数 ($n=1$ または 2)

$$\eta = d_1/d$$

d_1 : スチフナにより分割されるウェブの幅 (図 1.3 参照)

$$\mu = 10.9I/dt_w^3$$

I : スチフナの断面 2 次モーメント

両側配置の場合、ウェブプレートを中心線周りの断面 2 次モーメント

片側配置の場合、ウェブプレートとの接着線周りの断面 2 次モーメント

(1.4)式～(1.7)式を比較すると、常に $k_2' \geq k_2$ であり、スチフナ補強により k_2 が増加することで C_2 が減少し、最終的には τ_0 が増加することがわかる。スチフナの断面 2 次モーメントやスチフナによるウェブの分割数といったスチフナの諸元を設定することで梁のせん断応力度を定量評価できている。また、 k_2 の代わりに k_2' を用いるということは、スチフナ補強された H 形鋼のウェブについて、等価な座屈係数を持つ無補強のウェブに置き換えるということであり、ス

チフナで補強された梁を座屈係数 k が増加したスチフナの無いウェブを持つ梁として見なしていると言える。

この考え方は、本研究で行おうとしている H 形梁の塑性変形能力、耐力上昇率の 2 つの指標を評価する手法を検討する際に参考にできる。つまり、スチフナの無い H 形梁の塑性変形能力、耐力上昇率に関する評価式を提案し、その変数についてスチフナで補強された梁を変数が改善したスチフナの無いウェブを持つ梁として見なすことができれば、スチフナの補強効果を定量評価できることになる。

(2) スチフナ断面の算出

スチフナ断面の算定式も文献 1.1) で与えられており、(1.6) 式の k_2 の代わりに(1.7) 式の k_2' を用いるのに必要な軸直交スチフナ、軸平行スチフナの断面性能（断面 2 次モーメント I または断面 2 次半径 i ）について、それぞれ(1.8) 式^{1.1)}、(1.9) 式^{1.1)}で示されている。

$$\left. \begin{aligned} I &\geq 1.1dt_w^3 \left(\frac{1}{\beta} - 0.5 \right) & \beta < 1 \\ &\geq 0.55dt_w^3 & \beta \geq 1 \end{aligned} \right\} \quad (1.8)$$

$$\frac{i}{t_w} \geq C_m \left\{ 135(0.5 - \eta)^3 + 3 \right\} \beta^{2/3}, \quad C_m = 0.7 + \frac{1}{200(n+1)} \frac{i}{t} \frac{1}{\delta} \quad (1.9)$$

ここで、

$n=1$ のとき	$0.2 \leq \eta \leq 0.5$
$n=2$ のとき	$0.15 \leq \eta \leq 0.3$
$\delta := A_s/dt_w$	A_s : スチフナ断面積

(1.8), (1.9) 式は、スチフナで補強された梁を座屈係数 k が増加したスチフナの無いウェブを持つ梁として見なすために必要なスチフナ諸元を規定している。

(1.8), (1.9) 式は、鋼材の弾性範囲の挙動に関するものであり、鋼材が塑性化した後の挙動は取り扱えないが、本項(1)で述べた、「スチフナの無い H 形梁の塑性変形能力、耐力上昇率に関する評価式を提案し、その変数についてスチフナで補強された梁を変数が改善したスチフナの無いウェブを持つ梁として見なす」ために、スチフナ諸元の必要量を規定することが考えられる。

また文献 1.3) でも H 形鋼のせん断耐力に関して、軸直交スチフナの必要断面 2 次モーメントが(1.10) 式^{1.3)}で示されている。

$$I \geq a \cdot t_w^3 \cdot J, \quad J = \frac{2.5}{\beta} - 2 \geq 0.5 \quad (1.10)$$

1.3.2 スチフナー補強の研究例

H形鋼部材に補剛材を取り付けることで部材の変形能力を向上させる研究はこれまで多く行われている。以下に、軸方向スチフナーに関するこれまでの研究例について紹介する。

(1) スティフナー補剛鉄骨梁の塑性変形性状について^{1.8)}

軸方向スチフナー、軸直交スチフナーを持つH形鋼単純梁について、単調載荷試験、交番載荷試験を行っている。図1.6に試験体形状、代表的な補強例、表1.1に試験体詳細を示す。軸方向スチフナーはウェブ幅厚比の大きな試験体の補剛を目的としており、軸直交スチフナーはそれに加えフランジ幅厚比の大きな試験体の補剛も目的としている。いずれのスチフナーも補剛効果を確認できているが、スチフナー仕様に関する定量的な評価方法の提案には至っていない。

単調載荷試験では、無補強試験体（4体）のほか、軸方向スチフナー（2体）、軸直交スチフナー（9体）による補剛効果の確認を行っている。

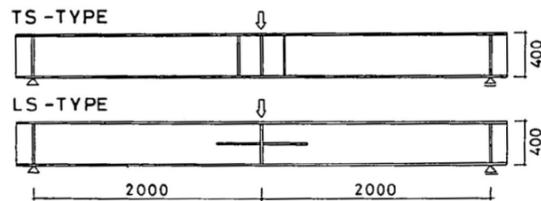


図 1.6 試験体概略図^{1.8)}

表 1.1 軸方向スチフナー試験体詳細^{1.8)}

	梁				スチフナー	
	梁サイズ(mm)	鋼種	b/t_f	d/t_w	スチフナーサイズ(mm)	スチフナー枚数
N-1-2	H-400×200×9×12 $L=2000$	SS41	8.33	41.78	—	—
N-4	H-400×200×4.5×12 $L=2000$		8.33	83.56	—	—
LS-1, LS-1-2					$L_s=600, w_s=97.8, t_s=6$	1 (2等分)
LS-2						2 (3等分)

軸方向スチフナーの試験結果として図1.7に荷重-変形関係を示す。補剛していない試験体に比べて最大耐力までの変形量は増加し、耐力低下勾配は緩やかになっている。文献1.8)ではこの要因について、軸方向スチフナーが「局部座屈発生領域におけるウェブの幅厚比を低減させることになり、ウェブの局部座屈変形を拘束すると同時にウェブのフランジに対する拘束を増大させる」ためとしている。

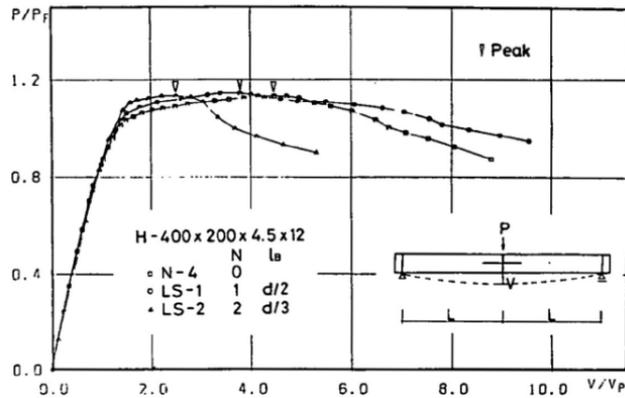


図 1.7 荷重-変形関係^{1.8)}

交番载荷試験は、現在一般的となっている変位が漸増する交番载荷ではなく、単調载荷試験で得られた最大耐力時変位の 1/2 の同一変位の繰り返し载荷である。無補強試験体 (1 体)、軸方向スチフナ (1 体)、および軸直交スチフナ (2 体) による補剛効果の確認を行っている。軸方向スチフナの試験結果として図 1.8 に荷重-変形関係を示す。N-1 試験体はフランジ、ウェブともに幅厚比ランクが FA に属している。

LS-1 試験体は、N-1 試験体よりも安定した履歴ループを描いており、繰り返し载荷に伴う耐力劣化が非常に小さい。軸方向スチフナで補強された H 形鋼梁が優れた塑性変形性能を発揮することが確かめられている。

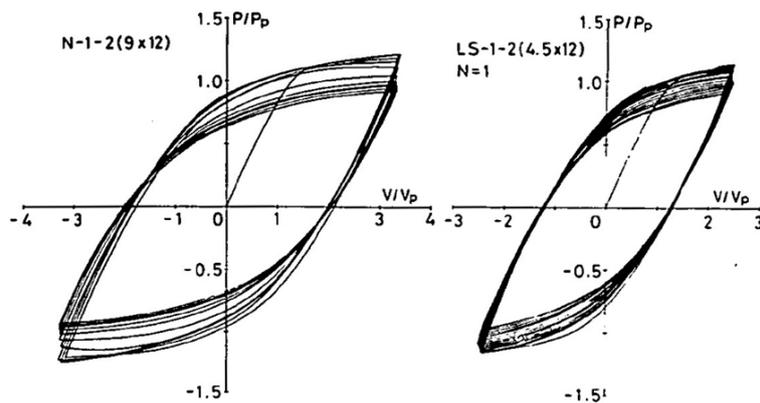
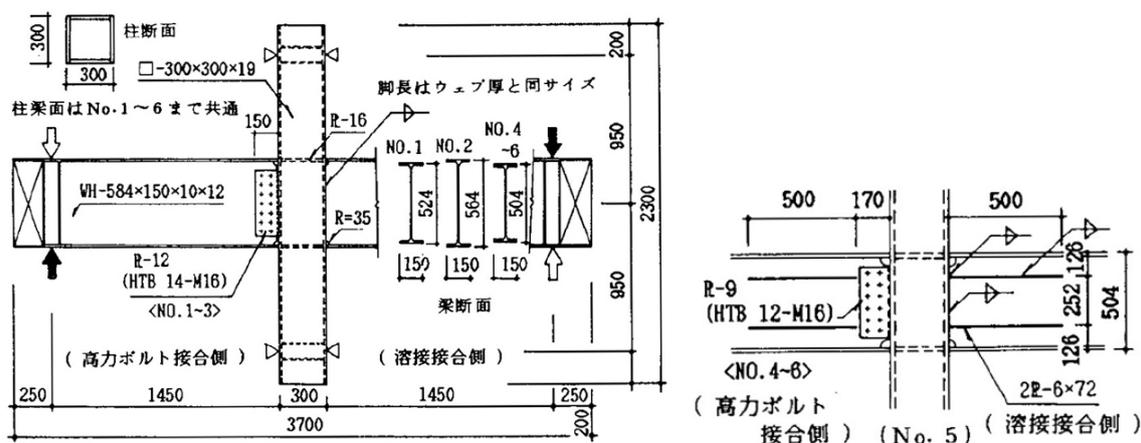


図 1.8 荷重-変形関係^{1.8)}

(2) 箱型断面柱に接続された H 型断面梁の曲げ耐力及び塑性変形能^{1.9)}

高層鉄骨造建物に用いられることの多い箱型断面柱及び H 形断面梁からなる架構に関して、梁の曲げ耐力、塑性変形能力に及ぼす梁ウェブの幅厚比の影響と端部スチフナの補強効果を検討するため、十字型試験体を用いた交番載荷試験を行っている。図 1.9 に試験体形状、表 1.2 に試験体詳細を示す。左右の梁ウェブと柱の接合方法は一方を高力ボルト摩擦接合、他方を隅肉溶接接合としている。ウェブ幅厚比の違う無補強試験体とウェブ幅厚比の大きい試験体にスチフナ補強を行った試験体で試験を行っている。



(a)無補強試験体(NO.1~4)

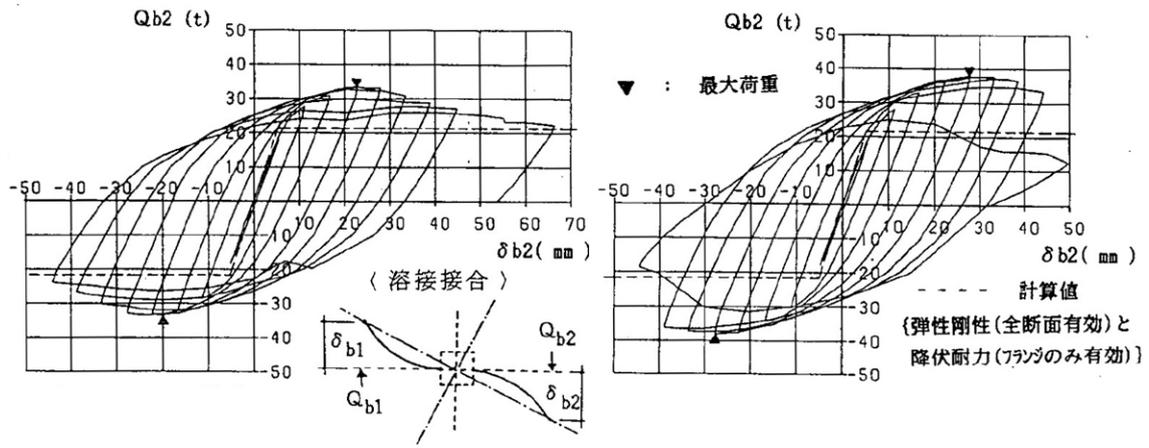
(b)ウェブ補強試験体(NO.5)

図 1.9 試験体概略図^{1.9)}

表 1.2 試験体詳細^{1.9)}

	梁					スチフナ	
	梁サイズ(mm)	L(mm)	鋼種	b/t_f	d/t_w	スチフナサイズ(mm)	スチフナ枚数
NO.1	H-524×150×10×12	1450	SM50A	6.25	50	—	—
NO.2	H-564×150×9×12				60		
NO.3	H-584×150×8×12				70		
NO.4	H-504×150×6×12				80		
NO.5							

溶接接合タイプの試験結果として図 1.10 にスチフナ補強の効果の確認できる試験体 NO.4 と NO.5 の荷重-変形関係を示す。無補強試験体に比べ、スチフナ補強試験体は最大耐力が増加している。最もウェブ幅厚比の大きい NO.4 試験体ではウェブのせん断座屈が生じたが座屈後も急激な耐力低下はみられない。



(a)無補強試験体(NO.4)

(b)ウェブ補強試験体(NO.5)

図 1.10 荷重-変形関係^{1.9)}

(3) 改良梁端仕口形式を用いた角型鋼管柱-H形梁接合部の静的載荷実験^{1.10)}

ウェブ厚さの低減を目的に幅厚比の大きいウェブを水平スチフナで補強したH形鋼梁の交番載荷試験を行い、またウェブの座屈補剛効果をウェブの「等価幅厚比」で評価することを提案している。

表 1.3 に試験体詳細、図 1.11 に接合部詳細を示す。材軸直交スチフナ(4 体)、材軸平行スチフナ(1 体)の試験を行っている。梁端部のフランジに拡幅部を設け、突き合わせ溶接部での破断を防ぐ改良梁端仕口を持つ試験体である。

スチフナとフランジで囲まれた矩形板 ($d \times p$, d : ウェブ幅, p : スチフナ間隔) のせん断板弾性座屈応力度 τ_{cr} は(1.11)式^{1.11)}のようになる。

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{d} \right)^2 \quad (1.11)$$

ここに、 k : 板座屈係数 (式は図 1.12), E : ヤング係数, ν : ポアソン比

(1.11)式より、同じ座屈応力度を持つ細長い板 ($d_a \times \infty$) とする d_a を逆算すれば (図 1.12), ウェブの座屈補剛効果を等価幅厚比 d_a/t_w で評価できる。

図 1.13 に試験結果として荷重-変位関係と骨格曲線を示す。変形性能は増加しており、等価幅厚比は座屈補剛効果の評価尺度となる。

表 1.3 試験体詳細^{1.10)}

試験体	H形鋼梁	b/t _f	d/t _w	L (mm)	endB (mm)	P (mm)	d _a /t _w	ウェブ補強	
								スチフナ断面サイズ・長さ (mm)	溶接位置
W680	BH-497×192×6×16	6.2	82.7	256	308	165	28.2	2PL-75 ² ×9 (3箇所両側)	フランジ・ウェブとも
W780	BH-497×224×6×16	7.2	82.7	256	350	165	28.2	2PL-85 ² ×9 (3箇所両側)	
W690	BH-538×192×6×16	6.2	90.0	234	310	330	51.9	2PL-75 ² ×9 (1箇所両側)	
SV760	BH-576×224×9×16	7.2	61.9	266	388	264	28.4	PL-85 ² ×12 (2箇所片側)	ウェブのみ
SH760	BH-576×224×9×16	7.2	61.9	266	388	∞	31.4	PL-75 ² ×12 (2段片側) φ864 スリーブ穴 (φ192)	

※梁鋼種: SM490A

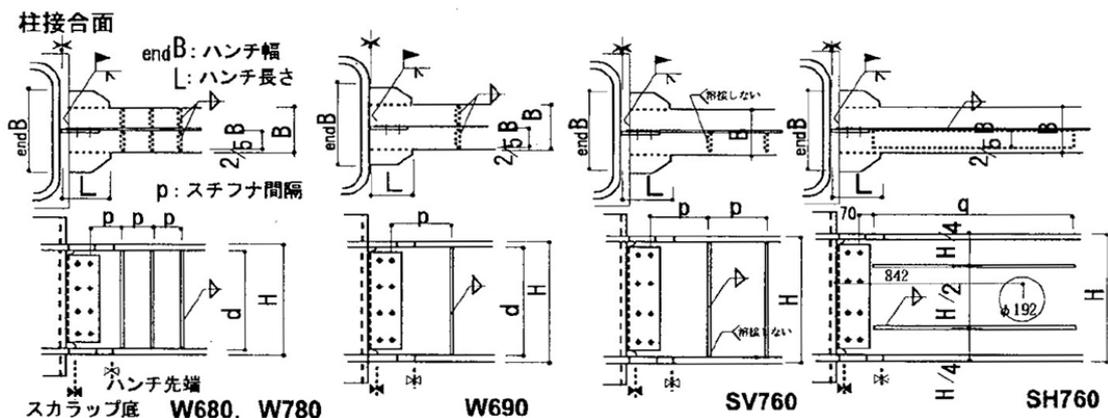


図 1.11 接合部詳細^{1.10)}

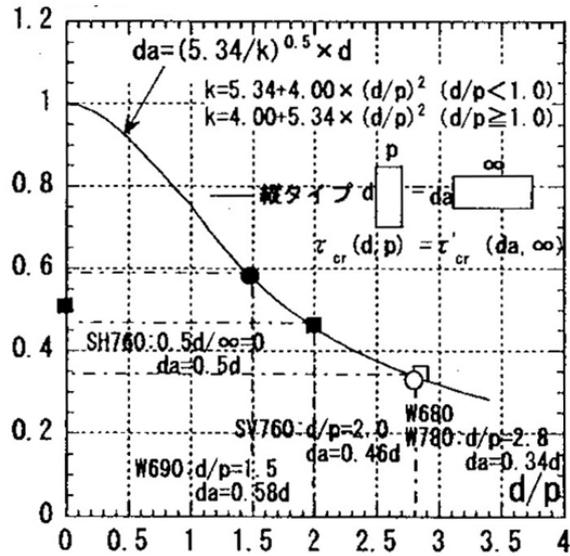


図 1.12 矩形板の d/p と細長い板のせい d_a との関係^{1.10)}

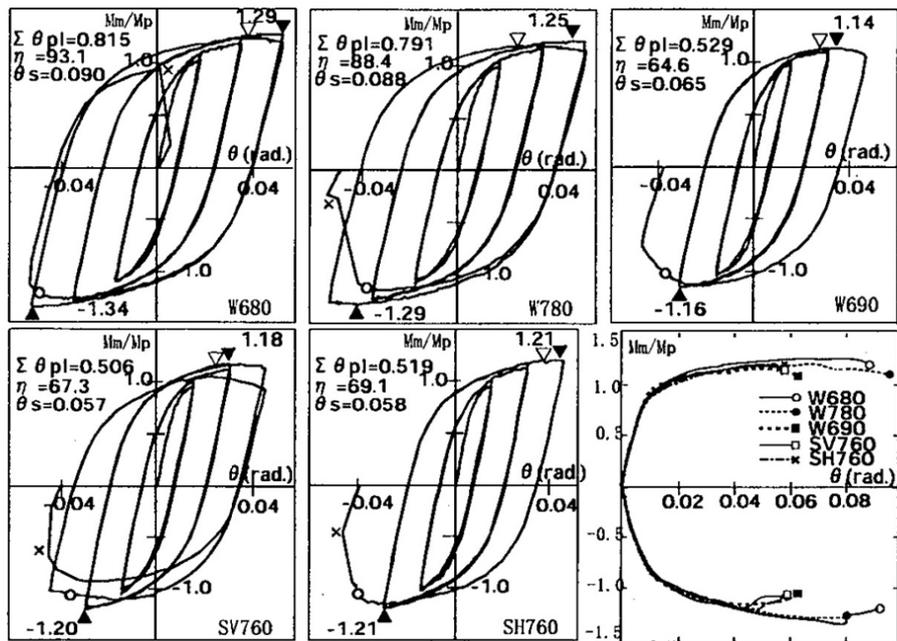


図 1.13 梁端モーメント (M_m/M_p) - 梁端回転角 (θ) 関係, 骨格曲線^{1.10)}

(4) ウェブをプレート補強したH形鋼梁の構造性能^{1.12)}

幅厚比の大きいウェブを水平スチフナで補強したH形鋼梁の交番载荷試験を行い、また実験の履歴性状を有限要素解析によりトレースし変形性能、座屈状況を確している。無補強試験体(3体)、補強試験体(10体)の試験を行っており、図1.14に試験体形状、表1.4には例としてスチフナ長の長い試験体の詳細を示す。

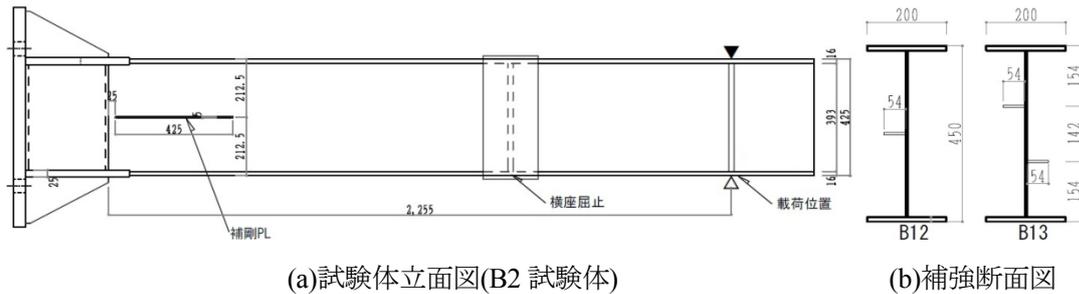


図 1.14 試験体概略図^{1.12)}

表 1.4 試験体詳細^{1.12)}

	梁				スチフナ	
	梁サイズ(mm)	鋼種	b/t_f	d/t_w	スチフナサイズ(mm)	スチフナ枚数
B11	H-450×200×6×12 $L=2255$	SM490	8.33	71.0	—	—
B12					$L_s=675, w_s=54, t_s=6$	1 (2等分, 片側)
B13						2 (3等分, 片側)

試験結果から、いずれも試験体もウェブの局部座屈が生じているが、梁端で座屈するものと補強端（スチフナの载荷点側付近のウェブ）で座屈するものがあり、補強枚数と補強長さの影響を受けて座屈位置が異なることがわかる。つまり、補強枚数にもよるが十分な長さのスチフナ補強を行うことで梁端でのウェブ座屈が保証できる。

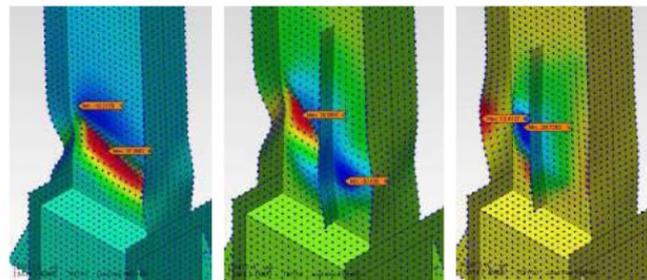
図1.15, 1.16に試験と解析の比較を示す。解析では、実験の破壊性状を概ね対応できており、荷重-変位関係、板要素の座屈状況など実験結果と良い対応を示した。

図1.17には累積塑性変形倍率の作図結果を示す。この論文では累積塑性変形倍率10以上で十分な変形倍率があるとしており、スチフナ補強により10以上の累積塑性変形倍率を確保していることを確認している。



B11(無補強) B12(1枚補強) B13(2枚補強)

(a) 実験



B11 B12 B13

(b) 解析

図 1.15 実験と解析の比較 (変形状況) ^{1.12)}

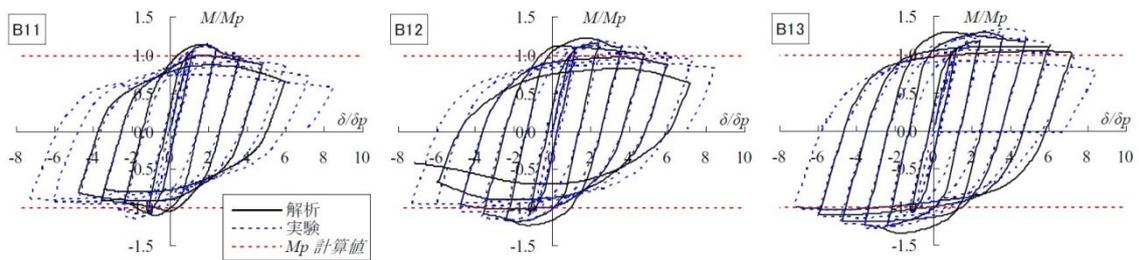


図 1.16 実験と解析の比較 (荷重-変位関係) ^{1.12)}

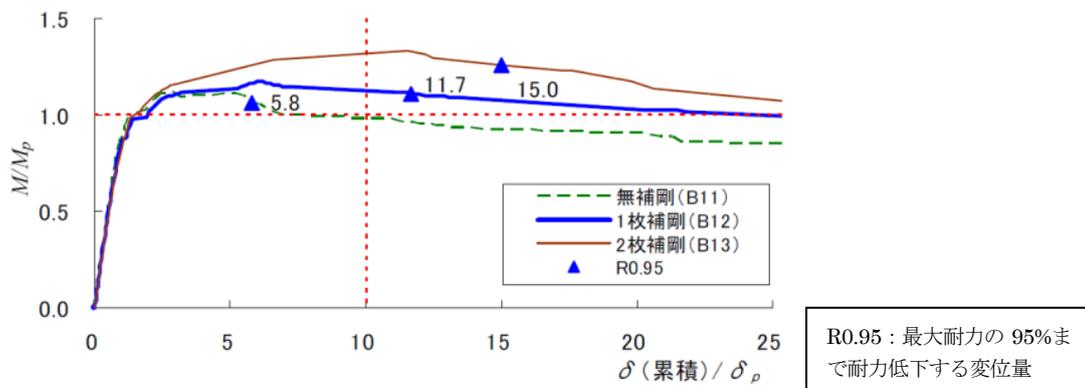
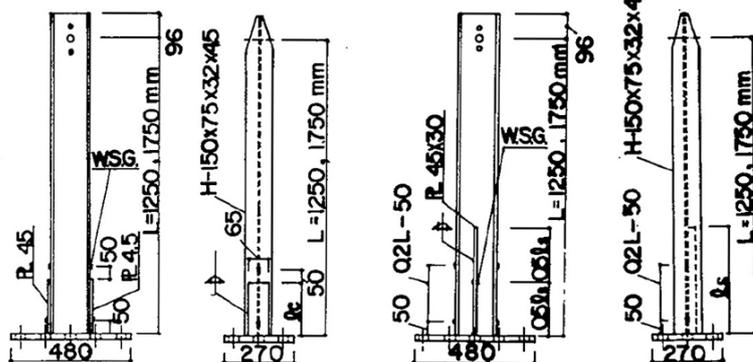


図 1.17 実験と解析の比較 (荷重-累積塑性変形倍率) ^{1.12)}

(5) H形鋼柱の塑性変形能力改善に関する実験的研究^{1.13)}

H形鋼柱の塑性変形能力の改善を目的とした補強方法、及び補強量と補強効果の関係を定量的に明らかにすることを目的とし、フランジをカバープレートで補強したもの、(フランジ幅厚比の減少)、及びウェブを材軸方向スチフナで補強したもの(ウェブ幅厚比の減少)の2種類について柱軸力が無い場合の交番载荷試験を行っている。図1.18に試験体形状、表1.5に試験体詳細を示す。柱の補強であり弱軸方向への補剛効果を確認するため、载荷長さの異なる試験体で試験を行っている。

ウェブ補強試験体の試験結果として図1.19に荷重-変形関係を示す。無補強試験体に比べ、最大耐力、最大耐力時の変形量が増加し、最大耐力以後の耐力低下が少なくなっており、補強により塑性変形能力の改善が可能なことを確認しているが、その評価方法については論述されていない。



(a)フランジ補強試験体

(b)ウェブ補強試験体

図1.18 試験体概略図^{1.13)}

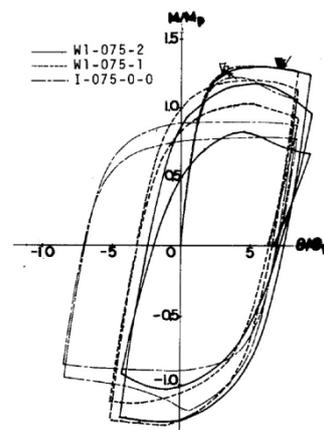


図1.19 荷重-変形関係^{1.13)}

表1.5 軸方向スチフナ試験体詳細^{1.13)}

	梁				スチフナ	
	梁サイズ(mm)	鋼種	b/t_f	d/t_w	スチフナサイズ(mm)	スチフナ枚数
W1-075-1	H-150×75×3.5×4.5	SWH41	8.33	40.29	$L_s=125, w_s=30, t_s=4.5$	1 (2等分, 片側)
W1-075-2	$L=1250$				$L_s=250, w_s=30, t_s=4.5$	

(6) スチフナ補強されたH形断面柱の塑性変形能力^{1.14,15)}

幅厚比の大きいH形断面柱にスチフナを溶接する補強方法を対象に、補強後の塑性変形能力を実験によって確認し、補強効果に及ぼす断面形状や作用軸力の影響を明らかにし、更に載荷試験で得られた力学的挙動を有限要素解析で再現できるか調べている。無補強試験体(8体)、材軸直交スチフナおよび材軸平行スチフナの補強試験体(27体)の試験を行っており、このうち材軸平行スチフナ試験体について、図1.20に試験体形状、表1.6には試験体詳細の一部を示す。

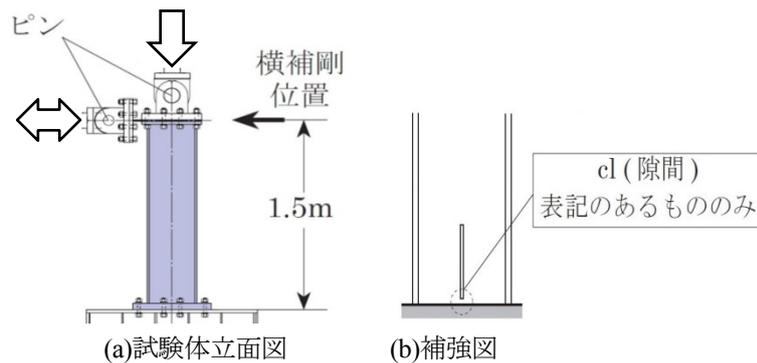


図 1.20 試験体概略図^{1.14)}

表 1.6 試験体詳細^{1.14)}

	梁				スチフナ	
	梁サイズ(mm)	鋼種	b/t_f	d/t_w	スチフナサイズ(mm)	スチフナ枚数
無補強	H-320×200×9×16 $L=1500$	SM490A	6.2	36.4	—	—
250cl					$L_s=250, w_s=45.5, t_s=6$	1 (2等分, 片側)
250×2						2 (3等分, 片側)
250×1						1 (2等分, 片側)
400×1					$L_s=400, w_s=45.5, t_s=6$	1 (2等分, 片側)

図 1.21 に材軸平行スチフナの試験結果の $M-\theta$ 関係と塑性変形倍率 η_{max} を示す。ウェブの変形を抑制することで無補強の場合と比較して塑性変形能力が向上するが、スチフナの枚数やスチフナの長さの違いによる塑性変形能力の差は小さい。これはスチフナの長さをフランジ幅 B 以上にしても、図 1.21(c) に示すようにエンドプレートから $3B/4 \sim B$ の位置にフランジの局部座屈が生じるためである。スチフナとエンドプレートの間隙を設けた場合には、スチフナがウェブの局部座屈に伴う振れを拘束できないため、補強効果は得られなかった。

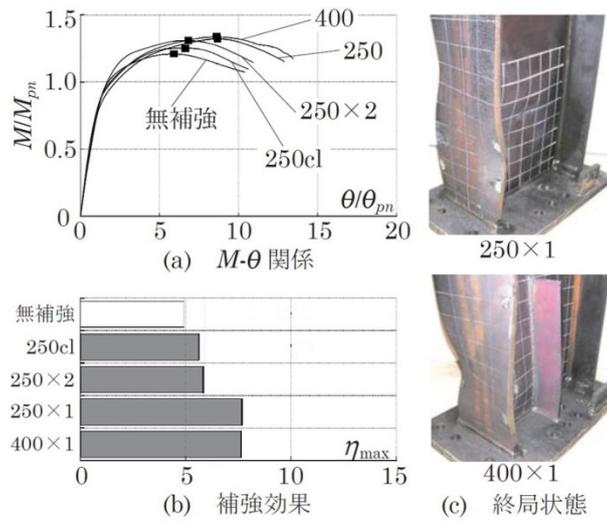


図 1.21 材軸平行スチフナの試験結果^{1.14)}

図 1.22, 1.23 に実験結果と解析結果の比較を示す. 試験体と解析モデルの変形状況は概ね対応している. $M-\theta$ 関係では, 解析による最大耐力 $F M_{max}$ は実験値 $e M_{max}$ よりやや低いが, 有限要素解析による $M-\theta$ 関係は実験によるものを大局的には再現していると言える. 降伏後の耐力上昇の程度が大きい試験体ほど最大耐力が過小評価され, 耐力上昇の程度が小さい試験体では再現の精度が良いという傾向がある.

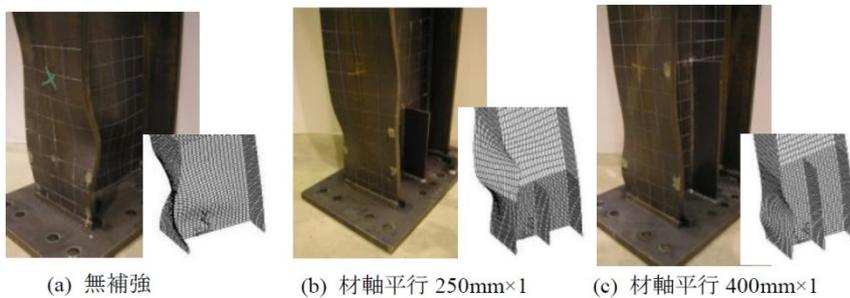


図 1.22 実験と解析の比較 (変形状況)^{1.15)}

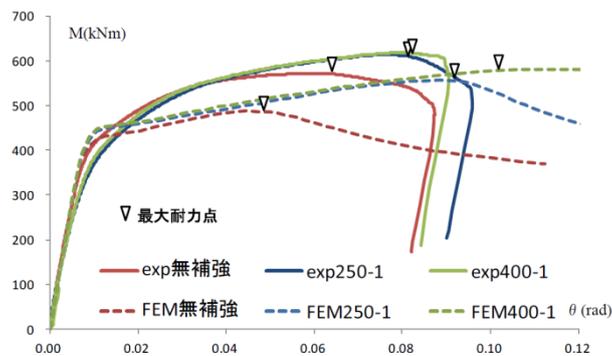


図 1.23 実験と解析の比較 (荷重-変位関係)^{1.15)}

実験と解析の比較により、数値シミュレーションの妥当性が確認できたので、载荷実験で検証できなかったパラメータ設定における挙動や補強効果をシミュレーションで評価した。図 1.24 に材軸平行スチフナ 1 枚補強したモデル（梁，スチフナのサイズは試験体と同一）のスチフナ長さ(l_{stif})を 250~850mm と変化させて行ったシミュレーションの結果を示す。この結果から、スチフナ長さを長くするほど最大耐力，変形能力とも向上すること， $l_{stif} \geq 400\text{mm}$ になると最大耐力発揮後の耐力劣化が緩やかになることがわかる。このことは、局部座屈波の発生した位置が， $l_{stif}=250\text{mm}$ のモデルではスチフナのない無補強部であるのに対して $l_{stif} \geq 400\text{mm}$ のモデルではスチフナのある補強区間内であることと符合している。

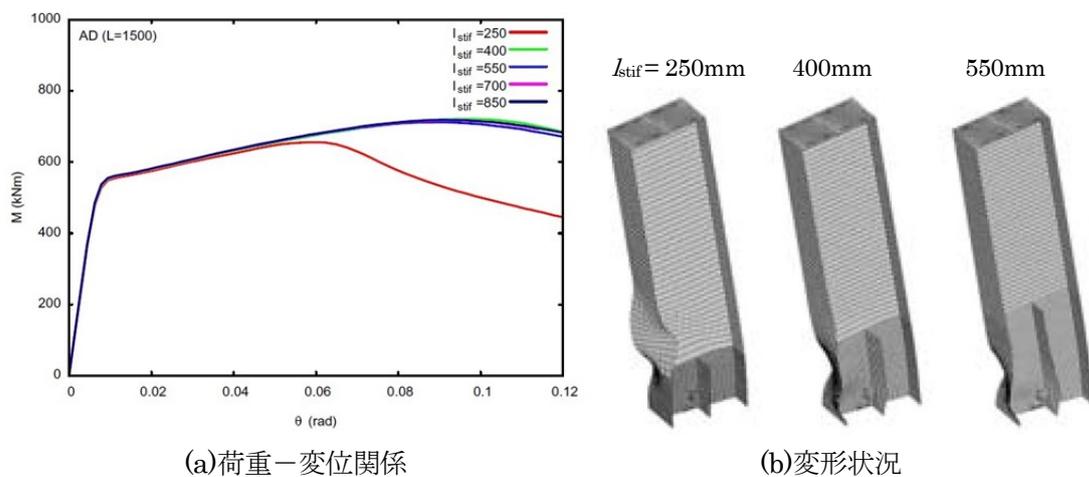


図 1.24 材軸平行スチフナ長さの影響^{1.15)}

図 1.22~1.24 を比較してわかるように、同じスチフナ幅，厚さ，枚数であっても，スチフナ長さの違いにより塑性変形能力，最大耐力に差が生じており，ある長さ（以下，必要長さと言う。）以下ではウェブの局部座屈が補強範囲外で生じ，補強効果がないことがわかる。文献 1.15) の事例では必要長さは 250~400mm の間にあり，必要長さ以上にスチフナを延長しても補強効果に差がないこともわかる。

曲げ応力が端部のみで大きくなるラーメン構造の柱，梁のような部材に関して端部のみにスチフナ補強を行う場合はスチフナの必要長さについて検討しなければならない。

1.3.3 耐力上昇率，塑性変形能力に関する指標の研究例

1.2 節で述べた，本研究で対象としている梁の耐力上昇，塑性変形能力の2つの指標に関する研究例を紹介する．梁の耐力上昇に関する指標については，全塑性耐力に対する最大耐力の比について，フランジ，ウェブの幅厚比，鋼材強度による定量評価の試みが行われている．以下に3つの評価式を示す．(1),(2)の提案式が日本建築学会の「鋼構造座屈設計指針」^{1.11)}に紹介されている．(3)の提案式は比較的最近に行われた研究^{1.16)}に基づく評価式であり，日本建築学会の「鋼構造の座屈に関する諸問題 2013」^{1.17)}に紹介されている．

塑性変形能力について，耐力比の評価と同様に幅厚比，鋼材強度等から塑性倍率を定量評価する方法はこれまで示されていなかったが，最近になり(3)の提案式で塑性変形倍率と幅厚比の関係式が提案され^{1.16)}，「鋼構造の座屈に関する諸問題 2013」^{1.17)}に紹介されている．

(1) 局部座屈を伴う H 形断面部材の変形^{1.18)}

局部座屈を伴う H 形断面部材の変形挙動を実験結果に基づき考察し、荷重－変形関係に関する実験式として耐力上昇率 τ_0 の実験式を提案している。実験で取り扱われた断面寸法、材料強度の種類が非常に多く、適用範囲が比較的広い。

$$\tau_0 = \max \left[\begin{array}{l} 1 + \left\{ \left(0.0403 - 0.0744 \frac{b}{t_f} \sqrt{\varepsilon_y} \right)^2 - \left(0.00024 \frac{d}{t_w} \sqrt{\varepsilon_y} - 0.00025 \right) \right\} \frac{1}{\varepsilon_y}, \\ 1.46 + \left\{ 0.63 \frac{b}{t_f} + 0.053 \frac{d}{t_w} + 0.02(\lambda_y - 50) \sqrt{\varepsilon_y} \right\} \end{array} \right]$$

(文献 1.11) (6.4.11)式)

ただし、

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.53 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}, \quad \frac{d}{t_w} \leq 2.4 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$$

$b, d, t_f, t_w, \lambda_y$: 片側フランジ幅, ウェブ高, フランジ厚, ウェブ厚, 細長比

(2) 幅厚比の大きい溶接 H 形鋼ばりの曲げ変形挙動^{1.19)}

低層大スパン骨組で用いられるウェブの幅厚比が大きな梁が局部座屈によって終局状態に達する場合の溶接 H 形鋼 (SS400 程度) の曲げ耐力の実験式を提案している。

$$M_{max}/M_p = \exp \left\{ 0.207 - 0.0855 \sqrt{\frac{\sigma_{yw}}{E}} \frac{d}{t_w} + 1.06 \sqrt{\frac{\sigma_{yf}}{E}} \frac{b}{t_f} - 1.71 \left(\sqrt{\frac{\sigma_{yf}}{E}} \frac{b}{t_f} \right)^2 \right\}$$

(文献 1.11) (6.6.2)式)

ただし、

$$9 \leq \frac{b}{t_f} \leq 16, \quad 61 \leq \frac{d}{t_w} \leq 175$$

σ_{yf}, σ_{yw} : フランジ, ウェブの降伏応力度

(3) 鋼構造H形断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比区分^{1.16)}

ウェブの幅厚比が比較的大きな梁の耐力、塑性変形能力について、実験、解析により詳細に検討し、部材内の応力状態、フランジとウェブの連成効果を考慮し、さらに繰り返し荷重を受けた場合を考慮した評価式を提案している。耐力上昇率 (Q_{max}/Q_p) と幅厚比および材料強度、塑性変形倍率 (μ) と幅厚比および材料強度の関係式をそれぞれ提案している。

$$\frac{Q_{max}}{Q_p} = 1.53 - 0.53WF \quad (\text{文献 1.17) (8.26)式})$$

ただし、

$$WF = \sqrt{\frac{1}{k^2} \left(\frac{d/t_w}{\sqrt{E/\sigma_{yw}}} \right)^2 + \left(3.43 - \frac{25.0}{k^2} \right) \left(\frac{b/t_f}{\sqrt{E/\sigma_{yf}}} \right)^2}$$
$$k = \begin{cases} 4.4 & \alpha < 1/6 \\ 5.18 - 4.6\alpha & 1/6 \leq \alpha \leq 1/2 \\ 2.9 & \alpha > 1/2 \end{cases}$$
$$\alpha = \left(\frac{1}{6} + \frac{A_f}{A_w} \right) \frac{\beta}{\lambda_w}$$

A_f A_w λ_w : フランジ, ウェブの断面積, ウェブ辺長比

β : 曲げ応力勾配 ($0 \leq \beta \leq 2$, 0 : 均等曲げ, 2 : 逆対称曲げ)

$$\mu = 32(1 - WF)^2 \quad (\text{文献 1.17) (8.28)式})$$

1.3.4 鋼橋における板要素の座屈補強の研究例

本研究で対象としている梁せいの大きいH形鋼のウェブのように、幅厚比の大きい板要素については、鋼橋の分野でプレートガーダー、ボックスガーダーに使用されている。プレートガーダーは上下フランジとそれを繋ぐウェブ（腹板）からなり、H形鋼梁のフランジ、ウェブと同様の役割を果たしているが、建築物と比べて大スパンであることから梁せいも大きくなり、ウェブの幅厚比は建築の梁と比べるとかなり大きいため、座屈補剛材を多く用いている。プレートガーダーに関する研究は多く行われているが、以下に文献 1.20)による桁の耐荷力に関する記載を引用して紹介する。

(1) 曲げを受ける桁の耐荷力

上下フランジおよび水平補剛材と垂直補剛材で補剛された(直交異方性)腹板は一般に図 1.25のようにモデル化される。主板(長さ L 、幅 B 、厚さ t 、曲げ剛度 D)が、 s 本の水平補剛材(曲げ剛度 EI_s 、ねじり剛度 GJ_s 、断面積 A_s)と r 本の垂直補剛材(曲げ剛度 EI_r 、ねじり剛度 GJ_r 、断面積 A_r)で補剛されている。水平・垂直補剛材で囲まれた部分を単一パネル、垂直補剛材間の水平補剛パネルを部分パネル、垂直補剛材を含めた直交補剛板を全体パネルと呼ぶことにする。

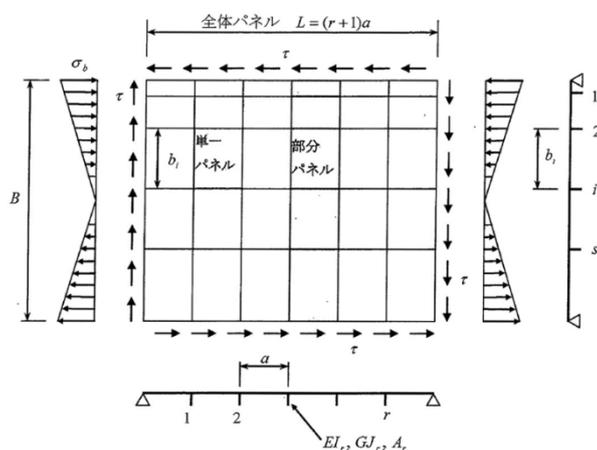


図 1.25 プレートガーダーの水平・垂直方向に補剛された補剛板^{1.20)}

このような腹板に対しては、単一パネルの局部座屈、部分パネルの部分座屈、全体パネルの座屈に対する照査が不可欠となる。これに対して、フランジや補剛材は板要素としての局部座屈と、柱部材としての座屈が照査されなければならない。しかし、水平・垂直補剛材すべてを含む補剛板パネルの挙動はまだまだ未知の部分が多く、十分な設計法の確立には至っていない。よってここでは、道路橋示方書^{1.21)}で扱う範囲の、垂直補剛腹板、および水平二段・垂直補剛

腹板に限定して解説を行う。

まず、座屈設計の基礎となる単一パネル（幅 a 、高さ $b=b_i$ 、図 1.26）が曲げを受ける場合の座屈応力度 σ_b は、単一パネルの周辺境界を最も基本的で単純な四辺単純支持条件と仮定し、パネル縦横比 $\alpha=a/b_i$ の関数として与えられた、曲げに対する座屈係数 k_b を用いると、下式のように表せる^{1.22)}。

$$\sigma_b = k_b \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (1.12)$$

$$\left. \begin{aligned} k_b &= 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2 & \alpha &\leq 0.66 \\ k_b &= 23.9 & \alpha &\geq 0.66 \end{aligned} \right\} \quad (1.13)$$

ここで、 E : 板材のヤング係数($2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)

ν : ポアソン比(0.3)

t : 単一パネルの腹板の板厚

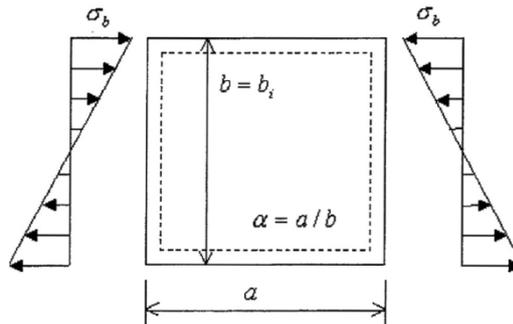


図 1.26 純曲げを受ける単一パネル^{1.20)}

道路橋示方書^{1.21)}の板の座屈設計では、板の幅厚比パラメータ R として

$$R \equiv \left(\frac{t}{b}\right) \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \sigma_y}{\pi^2 E k}} \quad (1.14)$$

が用いられ、曲げ圧縮応力度の上限として、腹板の降伏応力度 σ_y の代わりに $s_f \sigma_{ca0}$ を採用している。ここで、 s_f は安全率、 σ_{ca0} は許容軸方向圧縮応力度の上限値である。曲げに対しては、 $R \leq 1$ の範囲であれば局部座屈を考えなくてもよい^{1.22)}ことより、

$$t \geq b \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) s_f \sigma_{ca0}}{\pi^2 E k_b}} = \frac{b}{425} \sqrt{\frac{1.4 \sigma_{ca0}}{23.9}} \quad (1.15)$$

となる。この値から、水平補剛材のないプレートガーダー腹板の各鋼種に対する最小腹板厚臨 t_m (表 1.7) が求められる。

表 1.7 軸方向スチフナ試験体詳細^{1.20)}

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
水平補剛材のないとき	b/152	b/130	b/123	b/110
水平補剛材を一段用いるとき	b/256	b/220	b/209	b/188
水平補剛材を二段用いるとき	b/310	b/310	b/294	b/262

(2) 曲げとせん断を受ける桁の耐荷力

(i) 曲げとせん断の座屈強度相関式

プレートガーダーを構成する各パネルは、一般に曲げとせん断力を同時に受けており、座屈強度は相関曲線を用いて評価される。道路橋示方書^{1.21)}では、単独作用応力 σ 、 τ がそれぞれの許容応力度 σ_a 、 τ_a の45%を超える場合に対して、次式によって合成応力度を照査することを定めている。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_b}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_b}\right)^2 \leq 1.2 \quad (1.16)$$

また、水平補剛材で補強された腹板の部分パネルでは、曲げとせん断および圧縮応力が連成して作用していることになり、まず曲げとせん断の座屈強度相関式として、次のように書ける^{1.23)}。

$$\left. \begin{aligned} &\left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}^*}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \\ &\sigma_{cr} = k_b \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \\ &\tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \end{aligned} \right\} \quad (1.17)$$

ここで σ_{cr} 、 τ_{cr} は単独の座屈強度、 σ_{cr}^* 、 τ_{cr}^* は連成時の限界強度である。作用応力 σ 、 τ が $\sigma_{cr}^* = S_B \sigma$ 、 $\tau_{cr}^* = S_B \tau$ のように、安全率 S_B の余裕を確保する場合、

$$S_B^2 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \right\} = 1.0 \quad \therefore S_B = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \quad (1.18)$$

となる。一方、圧縮とせん断が連成している場合には^{1.23)}、

$$\left(\frac{\sigma_{dr}^*}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}^*}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \quad (1.19)$$

と表されるので、同様にまとめると、

$$S_B^2 \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 = 1.0$$

$$\therefore S_B = \frac{-\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + 4\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}{2\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \frac{1}{\left(\frac{\sigma}{2\sigma_{cr}}\right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \quad (1.20)$$

となる。圧縮と曲げを一度に扱うために、応力勾配係数 ϕ ($\phi = \sigma_1/\sigma$, 図 1.27) を用いて、

$$S_B = \frac{1}{\frac{1+\phi}{4}\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right) + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4}\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \quad (1.21)$$

と置けば、 $\phi = -1$ (曲げ) および $\phi = 1$ (圧縮) の両者を統一的に扱うことができる^{1.23)}。道路橋示方書^{1.21)}では、この安全率 S_B が限界幅厚比パラメータ R_{cr} の逆数の二乗と等しいことから、

$$\frac{1+\phi}{4}\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right) + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4}\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = R_{cr}^2 \quad (1.22)$$

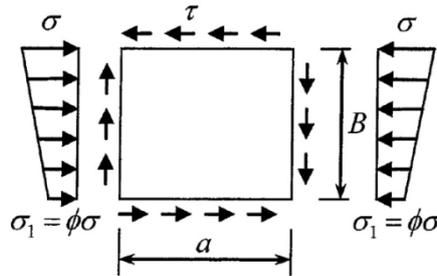


図 1.27 曲げとせん断の組み合わせ応力を受ける単一パネル($B=b_i$)^{1.20)}

とおき、 $R_{cr}=0.8$ (圧縮： $\phi=1$) および $R_{cr}=1.0$ (曲げ： $\phi=-1$) に対して線形補間した式、

$$R_{cr} = 0.90 - 0.10\phi \quad (1.23)$$

を仮定して、水平補剛材のある場合に対しても、腹板の幅厚比制限値を表 1.7 に示した。

(ii) 曲げとせん断を受ける場合の終局強度相関式

終局強度についても、曲げとせん断の相関曲線を用いて算定する。垂直補剛腹板の場合は、初めに Basler^{1.24)}が提案したが、その後 Evans et al.^{1.25)}が修正案を示し、藤野^{1.26)}、小松ら^{1.27)}、Komatsu et al.^{1.28)}が実験的研究の結果を提示した。これらの相関曲線を図 1.28 に示す。ここで、 M_p は桁の全塑性モーメント、 M_{pf} はフランジのみで負担可能な全塑性モーメントであり、 M_{ult} は終局曲げ耐荷力である。

$M > M_{pf}$ のとき、負担できるせん断力 V は V_{ult} より小さくなる。理想的には $V=0$ のときに桁の全塑性モーメント M_p に到達するが、実際には曲げ耐荷力 M_{ult} より大きくはならないので、 $M_{pf} \rightarrow M_{ult}$ 間の曲線は次式で表わされる^{1.29)}。

$$M \leq M_{pf} + (M_p - M_{pf}) \left\{ 1 - \left(\frac{V}{V_{ult}} \right)^2 \right\} \quad (1.24)$$

水平・垂直補剛腹板の場合は Ostapenko et al.^{1.30)}が相関曲線を論じおり、それによれば、水平補剛材の剛度によって相関曲線が影響を受けるが、おおむね垂直補剛腹板の場合の相関曲線を使用してもよい。また、西野ら^{1.31)}は次の相関曲線を提案している。

$$\left(\frac{M}{M_{ult}} \right)^4 + \left(\frac{V}{V_{ult}} \right)^4 = 1 \quad (1.25)$$

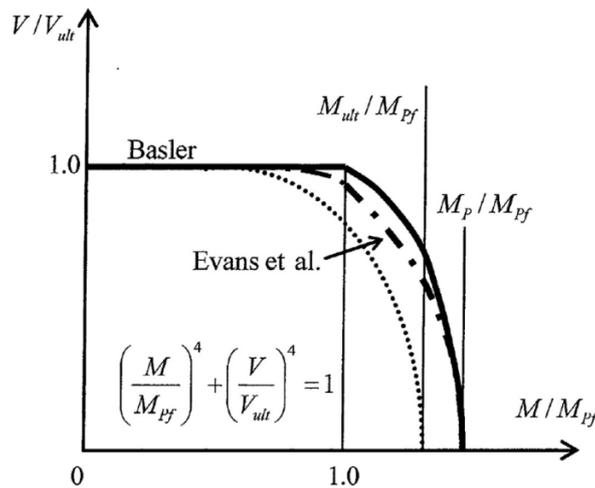


図 1.28 終局曲げ・せん断強度の相関曲線^{1.20)}

1.4 本研究の構成

1.2 節において、スチフナを設計するためには、H 形鋼梁の塑性変形能力、耐力上昇の 2 つの指標の算出式を提案するとしたが、1.3 節で行った既往の研究例等の紹介から以下のように研究を進めることが考えられる。

1.3.1 項(1)では、スチフナの無い H 形梁の塑性変形能力、耐力上昇率に関する評価式を提案し、その変数についてスチフナで補強された梁を変数が改善したスチフナの無いウェブを持つ梁として見なすことができれば、スチフナの補強効果を定量評価できると述べた。

1.3.2 項(6)で述べた通り、スチフナ長さが十分でない場合、補強区間外でウェブの座屈が生じ塑性変形能力が期待できない^{1.14,15)}ため、最低限のスチフナ長さを算出する必要がある。

1.3.3 項で紹介した通り、H 形鋼梁の塑性変形能力、耐力上昇の 2 つの指標はウェブ、フランジの幅厚比との相関関係が強い^{1.16,18,19)}。従って、1.3.2 項(3)で紹介した等価幅厚比^{1.10)}のような指標により、スチフナ補強された H 形鋼のウェブと等価な幅厚比となる無補強のウェブに置き換えることができれば、補強効果を定量評価できるかもしれない。文献 1.10)ではせん断のみを考慮した等価幅厚比を提案しており、1.3.4 項(2)(i)で紹介した^{1.20)}ように、曲げとせん断の影響を考慮した等価幅厚比について検討する必要がある。

等価幅厚比の算出の前提として、フランジとスチフナにより囲まれるウェブを単板として扱う必要がある。文献 1.7)を参考に、スチフナに求められる剛性（スチフナの幅、厚さ）を設定する必要がある。

上記のような手順で研究を進めることを考え、本研究では、下記の 4 つの段階に沿って軸方向スチフナの具体的設計手法を具体的に提案する。

第 2 章では、スチフナによる補強フローを設定する。またスチフナによる局部座屈の抑制効果について単板の弾性座屈理論を準用して定量的評価手法を検討し、等価幅厚比によるスチフナの効果の評価手法を提案する。

第 3 章では、スチフナの補強効果を載荷試験により確認する。試験体は補強計画のある既存建築物の大梁をモデルとする。

第 4 章では、第 3 章の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とともに、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。

第 5 章では、本論文の試験結果、既往の試験結果を用いて設計手順の妥当性を検証し、設計例として補強計画のある既存建築物のスチフナの試設計を行い、補強長さや補強効果の確認を行う。

【参考文献】

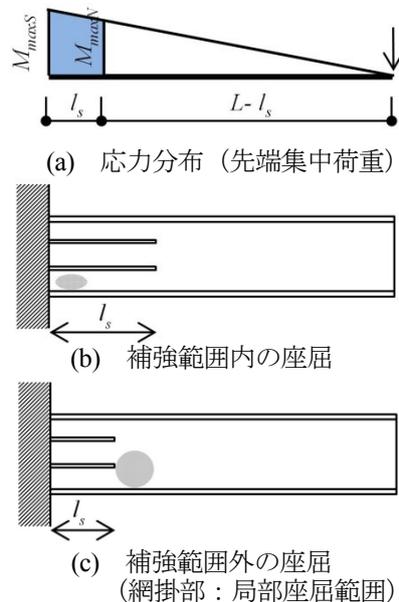
- 1.1) 鋼構造設計規準 一許容応力度設計法一, 2005.
- 1.2) 鋼構造塑性設計指針, 日本建築学会, 2010.
- 1.3) 鋼構造限界状態設計指針, 日本建築学会, 2010.
- 1.4) 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2007.
- 1.5) 線路上空建築物(低層)構造設計標準 2009, 鉄道建築協会, 2009.
- 1.6) 鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書, 建築研究所・日本鉄鋼連盟, 2002.
- 1.7) 望月力男: 剪断を受ける矩形ウェブ板縦方向スチフナの実用算式について, 日本建築学会論文報告集, No.75, pp.25-30, 1962.
- 1.8) 鈴木敏郎, 木村衛, 黄崇斌, 源淳一: スティフナー補剛鉄骨梁の塑性変形性状について, 日本建築学会関東支部研究報告集 構造系, 53, pp.237-240, 1982.
- 1.9) 寺本隆幸, 他 4名: 箱型断面柱に接続された H 型断面梁の曲げ耐力及び塑性変形能に関する実験的研究, その 1, 2, 日本建築学会大会大術講演梗概集 C, pp.1075-1078, 1986.
- 1.10) 杉本浩一, 他 4名: 改良梁端仕口形式を用いた角型鋼管柱-H 形梁接合部の静的載荷実験 その 5, 日本建築学会大術講演梗概集 C-1, pp.787-788, 2001.
- 1.11) 鋼構造座屈設計指針, 日本建築学会, 2009.
- 1.12) 古宮嘉之, 他 4名: ウェブをプレート補強した H 形鋼梁の構造性能 その 1, 2, 日本建築学会大学術講演梗概集 C-1, pp.825-828, 2012.
- 1.13) 三谷勲, 林原光司郎: H 形鋼柱の塑性変形能力改善に関する実験的研究, その 1, 日本建築学会九州支部研究報告 構造系, 26, pp.233-236, 1982.
- 1.14) 伊藤隆之, 小竹知哉, 聲高裕治, 長谷川隆: スチフナ補強された H 形断面柱の塑性変形能力確認実験 その 1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.707-710, 2012.
- 1.15) 田中晃祐, 原田幸博, 島田侑子, 長谷川隆: スチフナ補強された H 形断面柱の塑性変形能力検証に関する数値シミュレーション その 1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.715-718, 2012.
- 1.16) 五十嵐規矩夫, 末國良太, 篠原卓馬, 王韜: 鋼構造 H 形断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比区分, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.668, 1865-1872, 2011.
- 1.17) 鋼構造の座屈に関する諸問題 2013, 日本建築学会, 2013.
- 1.18) 加藤勉, 秋山宏, 帯洋一: 局部座屈を伴う H 形断面部材の変形, 日本建築学会論文報告集, No.257, pp.49-58, 1977

- 1.19) 與田香二, 今井克彦, 黒羽啓明, 小川厚治 : 幅厚比の大きい溶接 H 形鋼ばりの曲げ変形挙動, 日本建築学会構造系論文報告集, No.397, pp.60-72, 1989
- 1.20) 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 2005
- 1.21) 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, 日本道路協会, 丸善, 2012.
- 1.22) Bleich, F. : Buckling Strength of Metal Structure, McGRAW-HILL., 1952.
- 1.23) Galambos, T.V.(ed.) : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th Ed., Wiley-Interscience Publication, 1988.
- 1.24) Basler, K. : Strength of plate girders under combined bending and shearing, Journal of Structural Division, ASCE, vol.87, No.ST7, pp.181-197, 1961,
- 1.25) Evans, H.R., Porter, D.M., and Rockey, K.C. : The collapse behaviour of plate girders subjected to shear and bending, IABSE Proceedings, P-18/78, pp.1-20, 1978.
- 1.26) 藤野真之 : 初期不整を有するプレートガーダーの組合わせ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.269, pp.1-16, 1978.1
- 1.27) 小松定夫, 森脇良一, 藤野真之, 滝本哲四郎 : 組合わせ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度, 土木学会論文報告集, No.321, pp.1-14, 1982.
- 1.28) Komatsu, S., Moriwaki, Y., Fujino, M. , and Takimoto, T. : Ultimate strength of girders in combined load, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol.110, No.4, pp.754-768, 1984.
- 1.29) Dubas, P. and Gehri, E.(ed.) : Behavior and Design of Steel Plated Structures, ECCS Technical Committee 8, ECCS Publication No.44, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 1986.
- 1.30) OstaPenko, A., and Chern, C. : Ultimate strength of longitudinally stiffened plate girders under combined loads, Reports of the Working Commissions, IABSE, vol.11, pp.301-313, 1972.
- 1.31) 西野文雄, 長谷川彰夫 : 道路橋示方書 II 鋼橋編改訂の背景と運用, 橋梁と基礎, vol.15, No.6, pp.8-13, 1981.

第 2 章 補強方針

2.1 スチフナ長さの設定

複数の軸方向スチフナを設置する場合など、大梁材軸から離れた位置に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が向上する。大梁の地震時の挙動を、図 2.1(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が大きい、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 2.1(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 2.1(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と考えられる。従って、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。



M_{maxS}, M_{maxN} : 補強区間, 無補強区間の最大モーメント
 L, l_s : 片持ち梁の長さ, スチフナの長さ

図 2.1 補強範囲 (長さ) の検討

補強長さは補強区間、無補強区間の曲げ耐力の比率から算出できる。梁部材の曲げ耐力は、歪硬化によって全塑性耐力以上に上昇することが知られており、H 形鋼梁の耐力上昇率 τ_0 (最大モーメントと全塑性モーメントの比) の計算式としては、1.3.3 節(1),(2)で紹介した式が知られている。これらの計算式では幅厚比、降伏歪が変数となっているが、ウェブにスチフナがある場合を想定しておらず、幅厚比の適用範囲も限定されている。

ウェブにスチフナがある場合や幅厚比が大きい場合の耐力上昇率 τ_0 をスチフナ寸法やウェブ

の幅厚比から算出できれば、補強区間、無補強区間それぞれの τ_0 を算出し補強長さを(2.1)式の通り決定できる。

$$l_s = \left(1 - \frac{M_{maxN}}{M_{maxS}}\right) \cdot L = \left(1 - \frac{\tau_{0N} \cdot M_{pN}}{\tau_{0S} \cdot M_{pS}}\right) \cdot L \quad (2.1)$$

ここで、

τ_{0N} , τ_{0S} : 無補強区間, 補強区間の耐力上昇率

M_{pN} : 無補強区間の全塑性モーメント (H形鋼のみの全塑性モーメント)

M_{pS} : 補強区間の全塑性モーメント (スチフナとH形鋼からなる断面の全塑性モーメント)

(2.1)式は片持ち梁の先端に集中荷重を考慮する場合の算定式であり、大梁の補強の場合は、梁両端部それぞれについて長期荷重を考慮したモーメント分布を求め、 M_{maxN} を超える範囲に補強を行うこととなる。

2.2 スチフナ断面の設定

ウェブの局部座屈がスチフナ及びフランジで囲まれた範囲 (以降サブパネルと呼ぶ) で限定されるようなスチフナ断面の算出方法、つまり図 2.2 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。

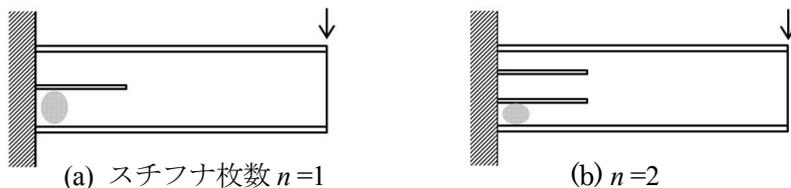


図 2.2 補強概念図

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。

サブパネルは三辺が単純支持された長方形の単板であるが、2.4.2 節で述べるように、面内曲げ応力下における長方形板の座屈応力は、長さ、幅が等しい時に最少となることから、局部座屈の範囲は四辺が単純支持された正方形単板の局部座屈と同一として扱える。この仮定に必要なスチフナ断面の算出方法を検討する。

2.3 スチフナ寸法の設定フロー

2.1, 2.2 節で述べたスチフナ寸法の設定方法についてフローで示すと図 2.3 のようになる。スチフナ枚数を設定すればスチフナ寸法の設定ができるようなフローを検討する。スチフナによるウェブ変形性能の改善を、ウェブの見かけの幅厚比の改善と見なし、この見かけの幅厚比から τ_0 を算出できればスチフナ寸法が設定できる。そこで、既往文献にあるよりも広い適用範囲を有する τ_0 の計算式を提案し、スチフナ寸法を設定する検討を行う。具体的検討内容は第 5 章に示す。

尚、スチフナ枚数 (n) は設計者が任意に設定できるが、梁せいや溶接作業性を考慮したスチフナ幅 (w_s)、厚さ (t_s) となるよう設定することとなる。

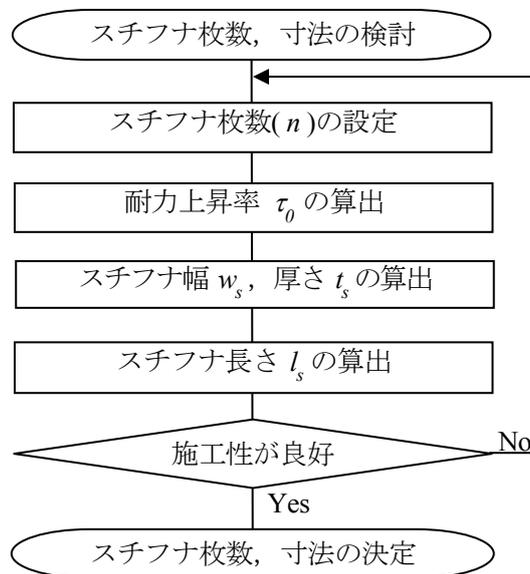


図 2.3 スチフナ寸法の設定フロー (概要)

2.4 軸方向スチフナを持つウェブの等価幅厚比

2.4.1 等価幅厚比の検討理由

2.1 節で述べたように、補強長さ設定には、スチフナ補強の有無による耐力上昇率の違いを知る必要があり、耐力上昇率算出のためには板要素の幅厚比を知る必要がある。

2.2 節で述べたように、本論文で対象とする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というパラメータをスチフナ補強効果の指標とすることができる。本論文では、この見かけのウェブ幅厚比を「等価幅厚比」と呼ぶこととする。この等価幅厚比を用いれば、無補強のウェブと軸方向スチフナを有するウェブとを統一的に取り扱える可能性がある。

本節では、面内せん断力と面内曲げを受ける長方形単板の弾性座屈理論解に基づく等価幅厚比の算定法を示す。同様な等価幅厚比としては材軸直交または材軸平行スチフナを持つウェブの座屈補剛効果を評価するために 1.3.2 項(3)で紹介した杉本ら^{2,1)}が提案している等価幅厚比があるが、面内せん断力のみを考慮するため、面内曲げ応力をも考慮する場合より等価幅厚比が小さくなることが多い。結果として、スチフナによる補強効果を過大に評価している可能性がある。

2.4.2 弾性座屈理論に基づく等価幅厚比の定義

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次式で近似できる^{2,2)}。

$$\tau_{cr0} = \left\{ 5.35 + 4 \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right\} \frac{\pi^2 D}{b^2 h} = \left\{ 5.35 + 4 \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right\} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{h}{b} \right)^2 \quad (2.2)$$

ここで、 a, b, h, E, ν : 板の長さ, 板の幅, 板厚, 板材のヤング係数, ポアソン比

D : 板の曲げ剛性

板の曲げ剛性 D は以下の理論から得られる^{2,2)}。板の純曲げについて2つの直交方向の曲げの組み合わせを想定する。図 2.4(a)に示すように、板の側面に沿った等分布モーメントによる矩形板の純曲げを考える。 X 軸と Y 軸は辺に沿って配置し、板の中心面を XY 平面として Z 軸は中心面に垂直に配置し下向きを正とする。 Y 軸に平行な辺の単位長さ当たりの曲げモーメントを M_x とし、 X 軸に平行な辺の単位長さ当たりのモーメントを M_y とする。

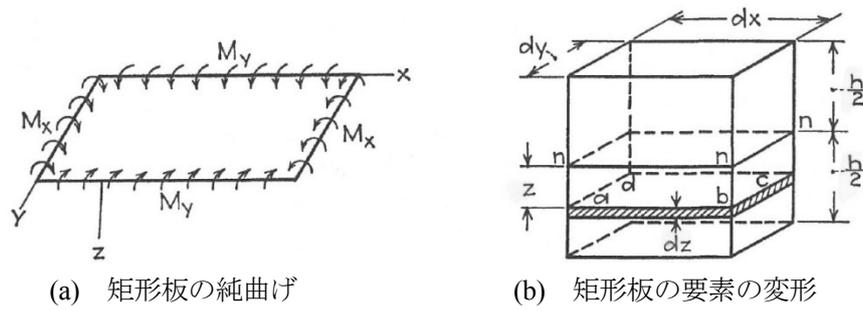


図 2.4 板の曲げ剛性^{2.4)}

図 2.4(b)に示すように XZ 平面と YZ 平面に平行な平面で板から切り出した要素を考える．板の中心面 $n-n$ は曲げを受ける際に変形しないので，中立面であると言える．図 2.4(b)に示す，中立面からの距離 z における単位面 $abcd$ について， x 方向， y 方向の歪，応力はフックの公式より下式のように表せる^{2.4)}．

$$\varepsilon_x = \frac{z}{\rho_x} = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y) \quad \varepsilon_y = \frac{z}{\rho_y} = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x) \quad (2.3)$$

$$\sigma_x = \frac{Ez}{1-\nu^2} \left(\frac{1}{\rho_x} + \nu \frac{1}{\rho_y} \right) \quad \sigma_y = \frac{Ez}{1-\nu^2} \left(\frac{1}{\rho_y} + \nu \frac{1}{\rho_x} \right) \quad (2.4)$$

ここで， ρ_x, ρ_y : XZ 平面， YZ 平面に平行な面の曲率の逆数

この応力は，中立面から面 $ABCD$ までの距離 z に比例し，曲げプレートの曲率の大きさに依存する．図 2.4(b)に示す要素の側面に分布する垂直応力は，外部モーメントと等しくなるので下式のように表せる^{2.4)}．

$$\int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x z dy dz = M_x dy \quad \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y z dx dz = M_y dx \quad (2.5)$$

(2.5)式に(2.4)式を代入すると，下式を得る^{2.4)}．

$$M_x = D \left(\frac{1}{\rho_x} + \nu \frac{1}{\rho_y} \right) \quad M_y = D \left(\frac{1}{\rho_y} + \nu \frac{1}{\rho_x} \right) \quad (2.6)$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (2.7)$$

板の幅(b)に比べて長さ(a)が十分に長い場合には，弾性座屈せん断応力 τ_{cr0} は(2.2)式より次式で近似できる^{2.2)}．

$$\tau_{cr0} = 5.35 \frac{\pi^2 D}{b^2 h} = 5.35 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{h}{b} \right)^2 \quad (2.8)$$

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次式で近似できる^{2.2)}。

$$\sigma_{cr0} = k \frac{\pi^2 D}{b^2 h} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{h}{b}\right)^2 \quad (2.9)$$

ここで、(2.9)式の k は長方形板の形状比 a/b と圧縮応力度分布係数 α （図2.5）に応じて決まる定数である。文献2.2)には、いくつかの a/b と α に対する k の算定結果の例が示されており（表2.1）、それによると α を固定した場合 a/b が $2/3 \sim 1$ 程度の時に k が最小値を示すことがわかる。弾性座屈応力 σ_{cr0} をその最小値 k_{min} で与えれば、形状比 a/b によらない安全側の耐力評価ができる。文献2.2)に記載されているエネルギー法による座屈応力の数値計算法に従い α に対する k_{min} を求めた結果を図2.6に示す。この $\alpha - k_{min}$ 関係は、次式のような回帰式で高い精度で評価できる。

$$k_{min}(\alpha) = 2.6\alpha^3 - 1.6\alpha^2 + 2.7\alpha + 4 \quad (2.10)$$

ここで、 $\alpha = 1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma}$ （図2.5）

表2.1 a/b と α に対する k の算定結果の例（文献2.2）Table 9-6.

TABLE 9-6. NUMERICAL VALUES OF THE FACTOR k IN EQ. (j)									
$\alpha \backslash a/b$	0.4	0.5	0.6	0.667	0.75	0.8	0.9	1.0	1.5
2	29.1	25.6	24.1	23.9	24.1	24.4	25.6	25.6	24.1
$\frac{3}{2}$	18.7	12.9	11.5	11.2	11.0	11.5
1	15.1	9.7	8.4	8.1	7.8	8.4
$\frac{3}{4}$	13.3	8.3	7.1	6.9	6.6	7.1
$\frac{1}{2}$	10.8	7.1	6.1	6.0	5.8	6.1

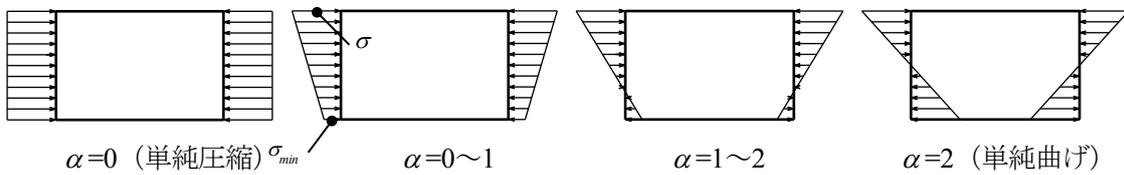


図2.5 圧縮応力度分布係数 α ^{2.3)}

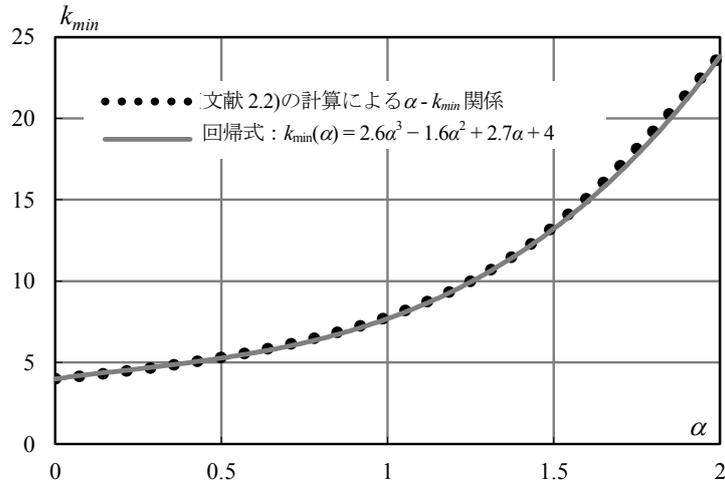


図 2.6 $\alpha - k_{min}$ 関係

(2.9)式の k を k_{min} で置き換えると、形状比によらない弾性座屈圧縮応力評価値 σ_{cr0} を得る。

$$\sigma_{cr0} = k_{min}(\alpha) \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{h}{b}\right)^2 \quad (2.11)$$

さらに、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、次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²⁴⁾。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \quad (2.12)$$

ここで、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、(2.12)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。

ウェブが軸方向スチフナで補強されている場合には、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。

ここで、補強していないウェブの弾性座屈時せん断応力 τ_{cr} を座屈係数 K_{cr} を用いる形で書き表す。

$$\tau_{cr} = K_{cr} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \sqrt{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2} \quad (2.13)$$

この座屈係数 K_{cr} は、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。従って、補強によって向上した座屈時せん断応力 τ_{cr} を与える等価な無補強ウェブにおいては、 K_{cr} は(2.13)式と同じ値となる。よって、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、(2.13)式に基づく次式によって定義される。

$$\tau_{cr}' = K_{cr} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \bigg/_{eq} \left(\frac{d}{t_w} \right)^2 \quad (2.13')$$

(2.13), (2.13')式より，等価幅厚比 $_{eq}(d/t_w)$ は次式のように得られる．

$$_{eq}(d/t_w) = d/t_w \sqrt{\tau_{cr}/\tau_{cr}'} \quad (2.13'')$$

2.4.3 等価幅厚比の算定例

等価幅厚比の定義の適用例として，後述の第3章の載荷実験に用いた試験体のH形断面梁を対象として，ウェブが軸方向スチフナ補強されている場合の等価幅厚比を算定してみる．純曲げを受けるH形断面梁におけるウェブ部の最外縁圧縮応力度 σ_0 は次式で得られる．

$$\sigma_0 = \frac{M_w}{Z_w} = \frac{6\xi PL}{t_w d^2} = 6\xi \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{P}{t_w d} = 6\xi \cdot S \cdot \tau \quad (2.14)$$

ここで，

M_w : ウェブの負担する面内曲げモーメント(固定端断面)

Z_w : ウェブの断面係数

ξ : H形断面梁で負担する曲げモーメントに占める M_w の割合

S : ウェブのせん断スパン比 ($S=L/d$)

(2.12) 式に(2.8), (2.11), (2.14)式を代入し整理することで，ウェブの弾性座屈応力 τ_{cr} を次式のように得る．

$$\tau_{cr} = 5.35 \bigg/ \sqrt{1 + \left(6\xi S \cdot \frac{5.35}{k_{min}(\alpha)} \right)^2} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \bigg/ \left(\frac{b}{h} \right)^2 \quad (2.15)$$

この式中で， ξ, S は，部材断面と部材長さのみで決まる． b/h は，サブパネルの幅厚比を意味し，サブパネル内のウェブ高さ b とウェブ厚 h で決まる．

算定例として，ウェブが軸方向スチフナで高さ方向に等分割されている場合，及び不等分割されている場合の等価幅厚比を算定する．H形鋼の緒元は第3章の載荷実験に用いた試験体と同一としており，断面サイズはBH-550×150×6×14（鋼種：SM490A）である．フランジ，ウェブの幅厚比はそれぞれ $b/t_f=5.37$ ， $d/t_w=87.0$ であり，幅厚比ランクはフランジFA，ウェブFDとなる．

(1) 等分割されている場合

H形断面梁のウェブが無補強の場合、及びウェブが軸方向スチフナで高さ方向に等分割（スチフナ枚数 $n=1,2,3$ ）されている場合の等価幅厚比の算定例を示す。

$k_{min}(\alpha)$ は、図 2.7 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 (2.10)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。

計算結果は表 2.2 に示す通りとなり、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。

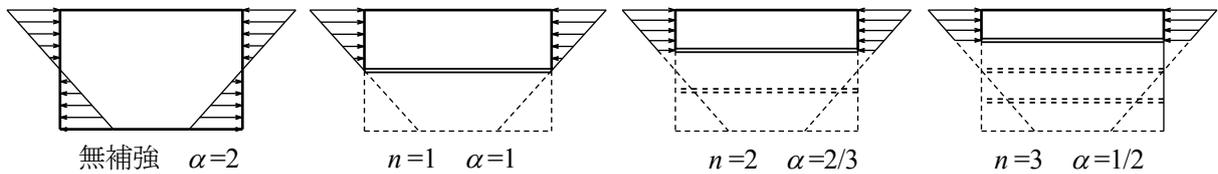


図 2.7 スチフナ枚数 n と圧縮応力度分布係数 α の関係

表 2.2 等価幅厚比 $eq(d/t_w)$ の計算例（等分割）

スチフナ枚数 n	ξ	S	α	$k_{min}(\alpha)$	b/h	$\tau_{cr} / \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} / \left(\frac{d}{t_w}\right)^2$	$\sqrt{\tau_{cr}/\tau'_{cr}}$	$eq\left(\frac{d}{t_w}\right)$
無補強	0.191	5.268	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

(2) 不等分割されている場合

H形断面梁のウェブが軸方向スチフナで高さ方向に不等分割(スチフナ枚数 $n=2$, 分割比 1:2:1) されている場合の等価幅厚比の算定例を示す。

この場合の α , 最大圧縮応力は, 図 2.8 に示すようになり, 等分割されている場合と同様にして外側のサブパネル, 内側のサブパネル(以降, 内パネル, 外パネルと呼ぶ.)のそれぞれに対応する等価幅厚比を求めることができる。どちらか大きな値を持つパネルで変形性能が決定するため, この値を等価幅厚比とする。

計算結果は表 2.3 に示す通りとなり, 外パネルの等価幅厚比がこの例での等価幅厚比 ($eq(d/t_w)=41.8$) であり, 等分割(スチフナ枚数 $n=2$) した場合の等価幅厚比 ($eq(d/t_w)=52.9$) より改善している。この考え方によれば, 内パネル, 外パネルの等価幅厚比が等しくなるように不等分割した場合に等価幅厚比が最も小さくなる。その値を逆算で求めると分割比, 等価幅厚比は表 2.4 に示す通りとなり, 分割比が 23:54:23 の時に等価幅厚比が最小となる ($eq(d/t_w)=39.1$)。

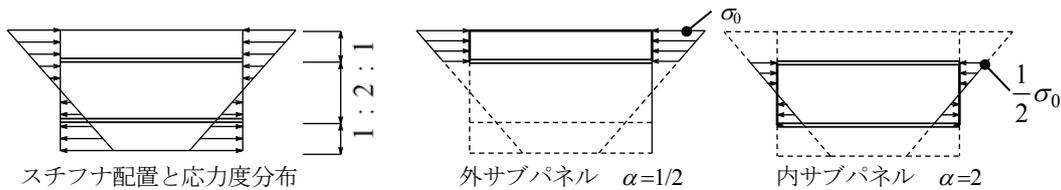


図 2.8 不等分割時(スチフナ枚数 $n=2$, 分割比 1:2:1) の α

表 2.3 等価幅厚比 $eq(d/t_w)$ の計算例 ($n=2$, 不等分割, 分割比 1:2:1)

	最大圧縮応力	α	$k_{\min}(\alpha)$	b/h	$\tau_{cr} / \left(\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \right) / \left(\frac{d}{t_w} \right)^2$	$\sqrt{\tau_{cr} / \tau'_{cr}}$	$\left(\frac{d}{t_w} \right)_{eq}$
無補強	$\sigma_0 = 6\xi \cdot S \cdot \tau$	2	23.8	$d / t_w = 87.0$	3.174	1	87.0
外パネル		1/2	5.28	$(d/4) / t_w = 21.8$	13.81	0.479	41.8
内パネル		2	23.8	$(d/2) / t_w = 43.5$	17.71	0.423	36.8

表 2.4 等価幅厚比 $eq(d/t_w)$ の計算例 ($n=2$, 不等分割, 分割比 23:54:23)

	最大圧縮応力	α	$k_{\min}(\alpha)$	b/h	$\tau_{cr} / \left(\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \right) / \left(\frac{d}{t_w} \right)^2$	$\sqrt{\tau_{cr} / \tau'_{cr}}$	$\left(\frac{d}{t_w} \right)_{eq}$
無補強	σ_0	2	23.8	87.0	3.174	1	87.0
外パネル	σ_0	0.46	5.17	$(0.23 \cdot d) / t_w = 20.2$	15.71	0.450	39.1
内パネル	$0.54 \cdot \sigma_0$	2	23.8	$(0.54 \cdot d) / t_w = 46.6$	15.76	0.449	39.1

(3) スチフナを持つウェブのせん断応力分布

前項の(2.12)式は H 形鋼梁のウェブのせん断応力度分布について、スチフナ補強の有無でほとんど変化しない前提のものであるが、本項の算定例を用いてその変化がどの程度あるのか確認する。H 形鋼の緒元は第 3 章の載荷実験に用いた試験体と同一であり、断面サイズは BH-550×150×6×14 である。スチフナはウェブ幅を 3 等分する 2 枚配置、ウェブの両側にフランジ幅と同幅とする例（スチフナ幅 $w_s=72\text{mm}$ ，スチフナ厚 $t_s=4.5\text{mm}$ ）で計算する。図 2.9 のように、せん断力 Q が生じている H 形断面梁でのせん断応力度は中立軸 N-N からの距離 y に応じて次式^{2.5)}で表せる。

$$\tau(y) = \frac{Q \cdot S(y)}{I \cdot b(y)} \quad (2.16)$$

ここで、 $S(y)$ ：図 2.9 の塗りつぶし部の中立軸 N-N に関する断面 1 次モーメント

$b(y)$ ：中立軸 N-N からの距離 y での断面積の幅

I ：H 形断面梁の中立軸 N-N に関する断面 2 次モーメント

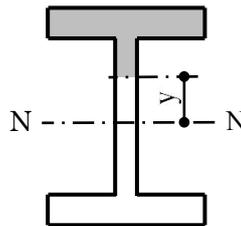


図 2.9 H 形断面梁でのせん断応力度

図 2.10 のような、無補強の H 形鋼，スチフナを持つ H 形鋼の 2 種類の断面に関して、ウェブのせん断応力度分布の最大値 τ_{max} を実際に算出し、その差を確認する。

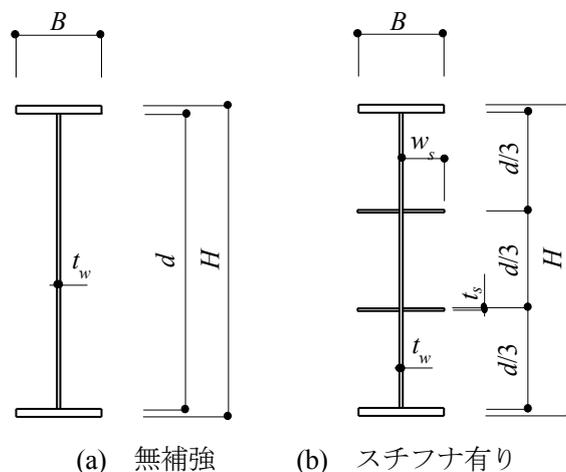


図 2.10 H 形鋼梁の断面形状

図 2.10(a)の無補強の H 形鋼のウェブのせん断応力度は中立軸位置で最大となり、その値 τ_{maxN} は(2.16)式より次式で表せる。

$$b(y) = \begin{cases} B & \frac{d}{2} \leq y \leq \frac{H}{2} \\ t_w & y < \frac{d}{2} \end{cases}$$

$$S(y) = \begin{cases} \frac{B}{2} \left(\frac{H^2}{4} - y^2 \right) & \frac{d}{2} \leq y \leq \frac{H}{2} \\ \frac{t_w}{2} \left(\frac{d^2}{4} - y^2 \right) + \frac{B \cdot (H^2 - d^2)}{8} & y < \frac{d}{2} \end{cases}$$

$$\tau_{maxN} = \frac{Q}{I_N \cdot t_w} \left\{ \frac{t_w \cdot d^2}{8} + \frac{B \cdot (H^2 - d^2)}{8} \right\} \quad (2.16')$$

ここで、 I_N : H 形鋼の断面 2 次モーメント

図 2.10(b)のスチフナを持つ H 形鋼のウェブのせん断応力も中立軸位置で最大となり、その値 τ_{maxS} は(2.16)式より次式で表せる。

$$b(y) = \begin{cases} B & \frac{d}{2} \leq y \leq \frac{H}{2} \\ t_w & \frac{d/3+t_s}{2} \leq y < \frac{d}{2} \\ t_w + 2w_s & \frac{d/3-t_s}{2} \leq y < \frac{d/3+t_s}{2} \\ t_w & y < \frac{d/3-t_s}{2} \end{cases}$$

$$S(y) = \begin{cases} \frac{B}{2} \left(\frac{H^2}{4} - y^2 \right) & \frac{d}{2} \leq y \leq \frac{H}{2} \\ \frac{t_w}{2} \left(\frac{d^2}{4} - y^2 \right) + \frac{B \cdot (H^2 - d^2)}{8} & \frac{d/3+t_s}{2} \leq y < \frac{d}{2} \\ \frac{t_w + 2w_s}{2} \left\{ \left(\frac{d/3+t_s}{2} \right)^2 - y^2 \right\} + \frac{t_w \{ d^2 - (d/3+t_s)^2 \}}{8} + \frac{B \cdot (H^2 - d^2)}{8} & \frac{d/3-t_s}{2} \leq y < \frac{d/3+t_s}{2} \\ \frac{t_w}{2} \left\{ \left(\frac{d/3-t_s}{2} \right)^2 - y^2 \right\} + \frac{d \cdot t_s \cdot (t_w + 2w_s)}{6} + \frac{t_w \{ d^2 - (d/3+t_s)^2 \}}{8} + \frac{B \cdot (H^2 - d^2)}{8} & y < \frac{d/3-t_s}{2} \end{cases}$$

$$\tau_{maxS} = \frac{Q}{I_S \cdot t_w} \left\{ \frac{t_w \cdot d^2}{8} + \frac{B \cdot (H^2 - d^2)}{8} + \frac{d \cdot t_s \cdot 2w_s}{6} \right\} \quad (2.16'')$$

ここで、 I_S : スチフナを持つ H 形鋼の断面 2 次モーメント

(2.16'),(2.16'')式より、算定例では $\tau_{maxS} / \tau_{maxN} = 0.0003465 / 0.0003429 = 1.0103$ となり、スチフナの有無でせん断応力度分布はほとんど変化しないことがわかる。

2.5 まとめ

スチフナ長さが十分でない場合、補強区間外でウェブの局部座屈が生じ塑性変形能力が期待できない。補強範囲内でウェブの局部座屈が生じるのに必要なスチフナ長さは、モーメント分布と梁の最大耐力比から計算できることを示した。

補強範囲内でウェブの局部座屈が生じる場合に、座屈波形がサブパネル内に留まるよう、スチフナの枚数、厚さ、幅を設定すればよいことを示した。

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というパラメータをスチフナ補強効果の指標とすることができる。本論文では、この見かけのウェブ幅厚比を「等価幅厚比」と呼ぶこととする。スチフナ枚数からウェブの等価幅厚比を求めることができれば、耐力上昇率を計算し最大耐力が算出できる。この等価幅厚比は面内せん断力と面内曲げを受ける長方形単板の弾性座屈理論解に基づくものであり、塑性化後の挙動への適用性については以降の章で検討を行う。

スチフナ長さに関して、スチフナと高力ボルト接合のスプライスプレートが干渉する場合がある。梁ウェブと柱フランジの接合部や、ブラケット型の梁ウェブの継手で高力ボルト接合とする場合、スプライスプレートとウェブを高力ボルトで接合するため、スプライスプレートがウェブのカバープレートのように機能する。多くの既往の研究例^{2.1)2.6)2.7)}では梁ウェブと柱フランジの接合部のスプライスプレートにはスチフナを設置していないが、そのために変形性能に悪影響は見られない。スプライスプレートの効果はブラケット型の梁継手でも同様と考えられ、スプライスプレートとスチフナが干渉する場合、スチフナを省略しても変形性能に悪影響はないと考える。またスチフナ補強範囲に梁貫通孔を持つ場合について研究例^{2.1)}があり、貫通孔補強とスチフナを兼用できる可能性があるが、本研究ではこの効果については検討しない。

【参考文献】

- 2.1) 杉本浩一，他 4 名：改良梁端仕口形式を用いた角型鋼管柱-H 形梁接合部の静的載荷実験 その 5，日本建築学会大術講演梗概集 C-1， pp.787-788， 2001.
- 2.2) S. P. Timoshenko and J. M. Gere：Theory of Elastic Stability， McGraw-Hill Book， 1961.
- 2.3) 鋼構造座屈設計指針，日本建築学会， 2009.
- 2.4) 鋼構造限界状態設計指針，日本建築学会， 2010.
- 2.5) 中村恒善：建築構造力学 図説・演習 I，丸善， 1994.
- 2.6) 寺本隆幸，他 4 名：箱型断面柱に接続された H 型断面梁の曲げ耐力及び塑性変形能に関

- する実験的研究, その1, 2, 日本建築学会大会大術講演梗概集 C, pp.1075-1078, 1986.
- 2.7) 古宮嘉之, 他4名: ウェブをプレート補強したH形鋼梁の構造性能 その1, 2, 日本建築学会大学術講演梗概集 C-1, pp.825-828, 2012.

第3章

載荷試験

3.1 載荷試験の目的

本章では、梁端部をモデル化した載荷試験を行う。スチフナ枚数、寸法のうち、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交番載荷試験を行い、各試験体の耐力、塑性変形能力とスチフナ寸法との関連を確認する。

3.2 載荷試験の概要

表 3.1 に試験体一覧、表 3.2 に使用鋼材の機械的性質を示す。無補強のモデルとスチフナを追加した 5 種類の補強モデルで載荷試験を実施した。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(BH-1100×300×11×28)の 1/2 モデル(BH-550×150×6×14)とした。載荷長さは実建物の大梁のシアスパン比や既往の実験研究を参考に梁せいの 5 倍とした。これは、既往の実験研究^{3.1)~3.6)}では梁せいの 2.5~12 倍で、その中でも 4~5 倍とする試験体の数が多かったためである。鋼材は全て SM490A を用いており、H 形鋼梁の法令での幅厚比ランクはフランジが FA($b/t_f=5.36$)、ウェブが FD($d/t_w=87.0$)である。梁とベースプレートの溶接は、フランジは裏当て金付き完全溶け込み溶接、ウェブは隅肉溶接とし、意図しない梁端溶接部の破断を防ぐため、梁端接合部にはノンスカラップ工法を採用した。図 3.1 にフランジ突合せ溶接部詳細を示す。

スチフナ断面について、試験体制作数を限定するためいくつかのパラメータを固定した。スチフナ板厚は溶接性を考慮しウェブ板厚よりやや薄い 4.5mm で固定し、スチフナ枚数は単純のため 2 枚（等間隔配置）で固定した。長さについては便宜的に梁せいを基準に 3 種類を設定し、幅についてはフランジ幅と同幅のもの、1/2 のものの 2 種類を設定した。スチフナとベースプレートは 10mm の間隔を開け、両者が接触しないようにした。

表 3.1 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	—	—	—	—

表 3.2 使用鋼材の機械的性質

試験体	使用箇所	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏比 (%)
1.4D-W72-B	フランジ	13.7	423	565	74.9
0.7D-W72-B	ウェブ	5.82	370	525	70.5
1.4D-W36-B	スチフナ	4.41	372	502	74.1
1.0D-W72-O	フランジ	13.9	402	541	74.3
1.0D-W36-O	ウェブ	5.91	364	514	70.8
無補強	スチフナ	4.47	455	580	78.4

※板厚、フランジ、ウェブの強度：JIS 1A 試験片 3 本の平均値
スチフナの強度：鋼材検査証明書

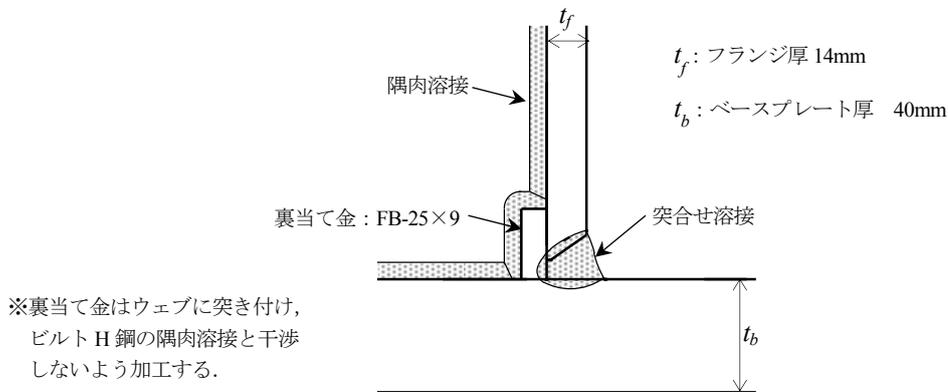


図 3.1 フランジ突合せ溶接部詳細

図 3.2 に試験体形状を示す。試験体は柱の代わりにベースプレートを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。ただし、わずかではあるが載荷時にベースプレートの浮き上がりが生じていたため、梁の変形量(δ)は、載荷点変位からベースプレートの浮き上がりによる梁全体の回転に伴う載荷点の水平方向移動量を差し引いて算出した。ベースプレートの浮き上りは梁端の引張側フランジ部で最大となり、圧縮側フランジ付近を回転中心として梁全体が回転していたため、浮き上がり変位量と梁せいから回転角を求め、載荷点長さから回転角から δ を補正した。図 3.3 に梁端の回転状況を示す。 δ の補正式を(3.1)式に示す。

$$\delta = \delta_0 - \frac{\Delta}{D} \cdot L \quad (3.1)$$

ここで、 δ_0 ：載荷点高さでの水平変位計測値

Δ ：浮き上がり変位量 (図 3.3)

D ：梁せい ($D=550\text{mm}$)

L ：載荷点高さ ($L=2,750\text{mm}$)

図 3.4 に試験装置全景を示す。荷重は水平交番荷重試験装置（最大荷重 3,000kN，ストローク ±500mm）のツインジャッキを使用し，荷重点変位はツインジャッキの変位量の平均とした。荷重に伴う試験体の面外方向の変形を防止する目的で，横座屈防止治具をベースプレート上端から高さ 1,200mm，2,000mm の位置に設置した。最初に荷重した 1.4D-W72-B 試験体では高さ 1,200mm の 1 箇所だけに設置し試験したところ横座屈が生じたため，以降の試験では 2 か所に設置した。

横座屈防止治具は，試験体と座屈防止治具それぞれにテフロン板を貼付したカバープレートを設置し，テフロン板どうしが接触することで摩擦による試験体への影響を最小限とした。試験体へのカバープレートの接触は中ボルトで試験体を抑えるだけとし，試験体への付加応力を極力減らすよう工夫した。試験体への加力は図 3.5 に示す漸増繰り返し荷重とし，弾性剛性を確認するため計算上の降伏変位の 1/2 程度で 1 サイクル荷重し，以降は全塑性モーメント時弾性変位(δ_p)の 2 倍を基準変位として 2 サイクルずつ $8\delta_p$ まで荷重するのを基本とした。荷重途中で耐力が急激に低下した場合は，そのサイクルで荷重を終了した。

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，1 サイクル目で求めた弾性剛性($_{exp}K$)で除して求めたが，実験時は，無補強モデルの δ_p で変位制御し，グラフ作成時は各モデルの δ_p で無次元化したため，制御点が δ_p の倍数と一致していない。 M_p ， δ_p ， $_{exp}K$ の算出式は下式ようになる。

$$\left. \begin{aligned} M_p &= Z_{pf} \cdot \sigma_{yf} + Z_{pw} \cdot \sigma_{yw} + Z_{ps} \cdot \sigma_{ys} \\ \delta_p &= M_p / _{exp}K \\ _{exp}K &= _{exp}P_1 \cdot L / _{exp}\delta_1 \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

ここで，

M_p ：スチフナを含む梁端部全断面の全塑性モーメント

Z_{pf} ， Z_{pw} ， Z_{ps} ：フランジ，ウェブ，スチフナの塑性断面係数

δ_p ：全塑性モーメント時の荷重点の弾性変位

σ_{yf} ， σ_{yw} ， σ_{ys} ：引張試験で求めたフランジ，ウェブ，スチフナの降伏応力度

$_{exp}K$ ：1 サイクル目の梁の剛性

$_{exp}P_1$ ， $_{exp}\delta_1$ ：1 サイクル目の荷重点荷重，荷重点変位



図 3.4 試験装置全景(1.4D-W72-B 試験体)

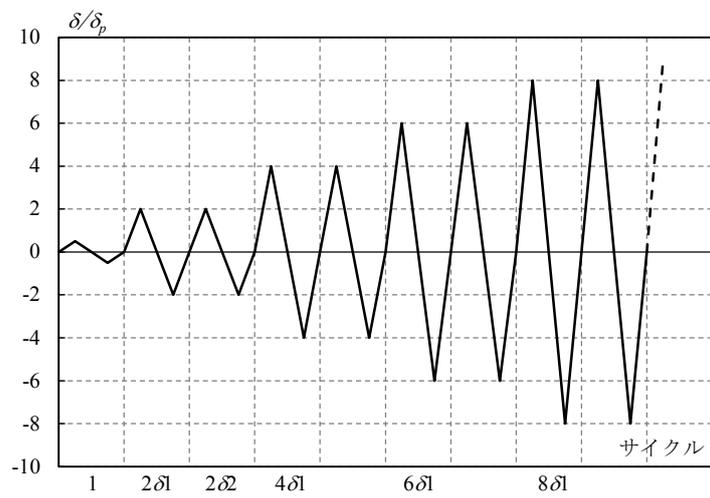


図 3.5 載荷履歴

3.3 試験結果

各試験体の載荷終了後の変形状況写真を図 3.6 に示す。ウェブに描かれた 3 本の白線は、ベースプレート表面からそれぞれ 275mm,550mm,800mm 離れた位置を示す。各試験体の面外変形の進展等について以下に記述する。

(1) 試験体 無補強

(+4 δ 1) (振幅 4 δ の 1 回目正載荷時、以下同様。) から圧縮側のウェブの局部座屈、フランジの捻れが明確に生じ、(+6 δ 1)からはそれ以前の局部座屈が残留変形として残るため、ウェブ全幅にわたる面外変形となった。この面外変形はベースプレート表面から 275mm 以内の範囲が最大となった。(+8 δ 1), (-8 δ 1)ではウェブが全幅に渡る面外変形がさらに大きくなり、フランジの変形は、捻れというよりフランジ全体がウェブ側に落ち込むような変形が主に生じた。最終サイクルとして正側に押切り載荷を行ったところ、ベースプレート表面から 275~550mm の範囲でもウェブの面外変形、フランジの捻れが大きく生じた。(図 3.6(a))

(2) 試験体 1. 4D-W72-B

(-4 δ 2)までの載荷では目視でわかる局部座屈は生じなかったが、梁自体の横座屈の傾向がみられ、載荷点位置の高さで(+4 δ 2)で約 20mm, (-4 δ 2)で約 50mm の面外への傾斜が生じた。(+6 δ 1) では約 50mm の面外傾斜となった。スチフナの載荷点側の圧縮側ウェブ (以降、スチフナ載荷点側ウェブ) に局部座屈が生じており、その付近を回転中心として梁全体の横座屈が生じた。(-6 δ 1)では横座屈が大きく進展し、載荷点位置で約 200mm の面外傾斜が生じたため、載荷を終了した。図 3.7 に載荷終了時の横座屈の状況を示す。本試験体が最初の載荷であり、以降の試験体では横補剛を 2 箇所を増やし載荷を行うこととした。図 3.6(b)の通り、載荷終了時には補強範囲内の固定端側でも局部座屈が見られる。

(3) 試験体 0. 7D-W72-B

(+4 δ 1)からスチフナ載荷点側ウェブで局部座屈が生じ、(+6 δ 1), (-6 δ 1)ではウェブが全幅に渡り面外に変形した。載荷の進展により同位置で局部座屈が大きくなり、(+6 δ 2)載荷中に、引張側フランジとベースプレートの溶接部が破断し載荷を終了した。(図 3.6(c))

(4) 試験体 1. 4D-W36-B

(-4 δ 1)でベースプレート側の圧縮側のウェブ (以降、ベースプレート側サブパネル) に局部座屈が生じた。(+4 δ 2), (-4 δ 2)ではそれぞれベースプレート側サブパネルで局部座屈が大きくなったが、(+6 δ 1)載荷中、引張側フランジとベースプレートの溶接部が破断したため載荷を終了した。他の試験体と比べて少ない載荷履歴で終了しており、残留変形も少ないが、図 3.6(d)の通り、補強範囲内の固定端側で局部座屈が見られる。

(5) 試験体 1.0D-W72-0

(-4 δ 1)でスチフナ載荷点側ウェブに局部座屈が生じた。(-4 δ 2)ではベースプレート側サブパネルでも局部座屈が生じるようになり、以降のステップでは正側、負側ともこの2か所で同時に局部座屈が観測された。(+6 δ 2)以降は局部座屈が残留変形として残るようになりウェブの面外変形が累積し、(-8 δ 1)後にフランジ溶接部の破断が観測されたため、載荷を終了した。破断は(+8 δ 1)に生じたと考えられるが荷重低下等の明確な兆候は見られなかった。図 3.6(e)の通り、載荷終了時の残留変形でもスチフナ載荷点側とベースプレート側の2か所に局部座屈が見られる。

(6) 試験体 1.0D-W36-0

(+4 δ 1), (-4 δ 1)でベースプレート側サブパネルで局部座屈が観測された。その後スチフナ載荷点側ウェブでも局部座屈が発生するようになり、2か所で同時に局部座屈が観測された。ただし、正側載荷時はスチフナ載荷点側ウェブで面外変形がより進展し、負側載荷時は逆にベースプレート側サブパネルで面外変形が進展したため、載荷終了時の変形状況は正負で対称な残留変形となっていない。正負載荷時で座屈位置が異なる原因は、2か所の局部座屈の発生する耐力が近い値であり、横座屈防止や載荷方法などの正負載荷時での小さな差異が座屈発生位置に影響したためと考えられる。後述の耐力上昇率、塑性変形倍率の値も正負で近い値となっている。載荷は、(+8 δ 1)で試験体と治具の干渉が想定されたため終了した。(図 3.6(f))

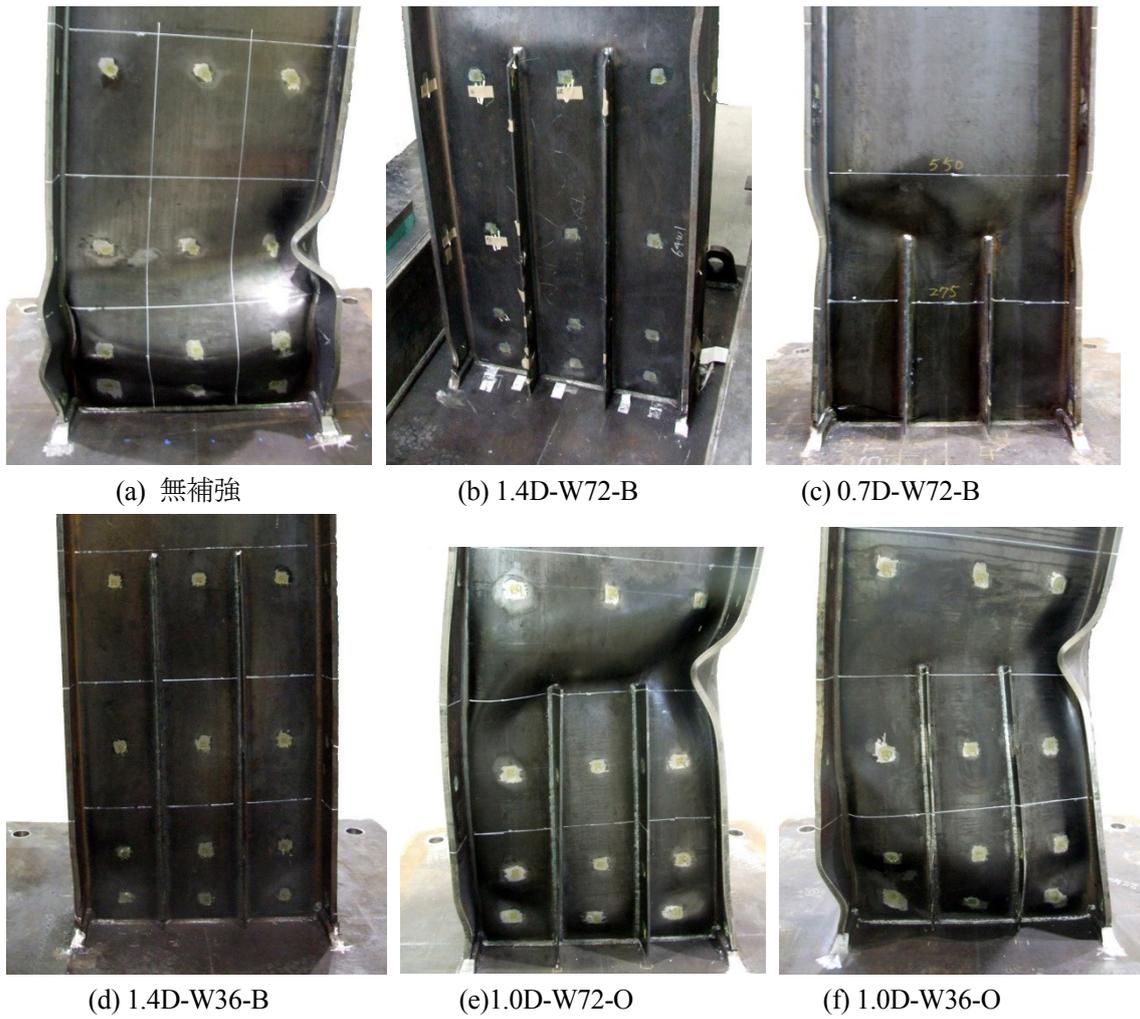


図 3.6 荷重終了後の変形状況



※ 梁がねじれて荷重方向（紙面に垂直な方向）に直交する方向（紙面に向かって右向き）に傾斜している。

図 3.7 1.4D-W72-B 横座屈状況

各試験体の荷重－変位関係を図 3.8 に示す．座屈発生荷重と変位は全塑性モーメント時載荷荷重(P_p)と δ_p でそれぞれ無次元化している．図中には正負加力時の両方の最大耐力位置を示す．

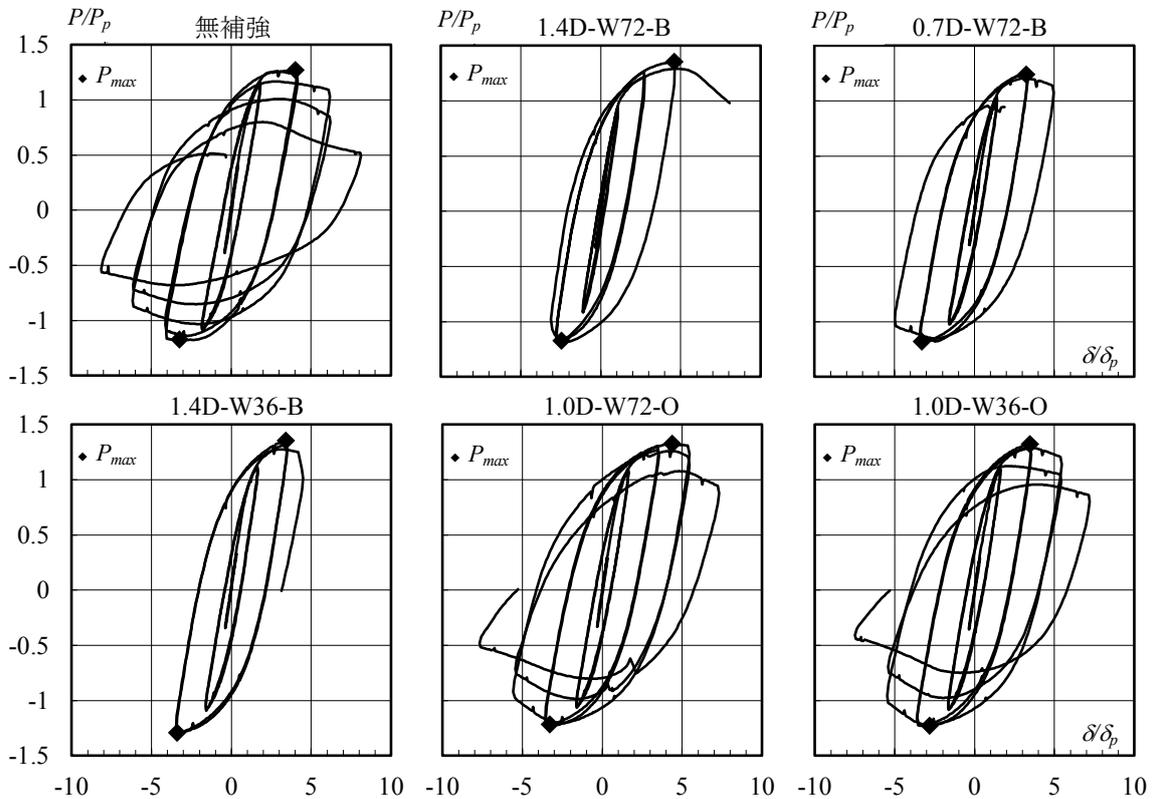


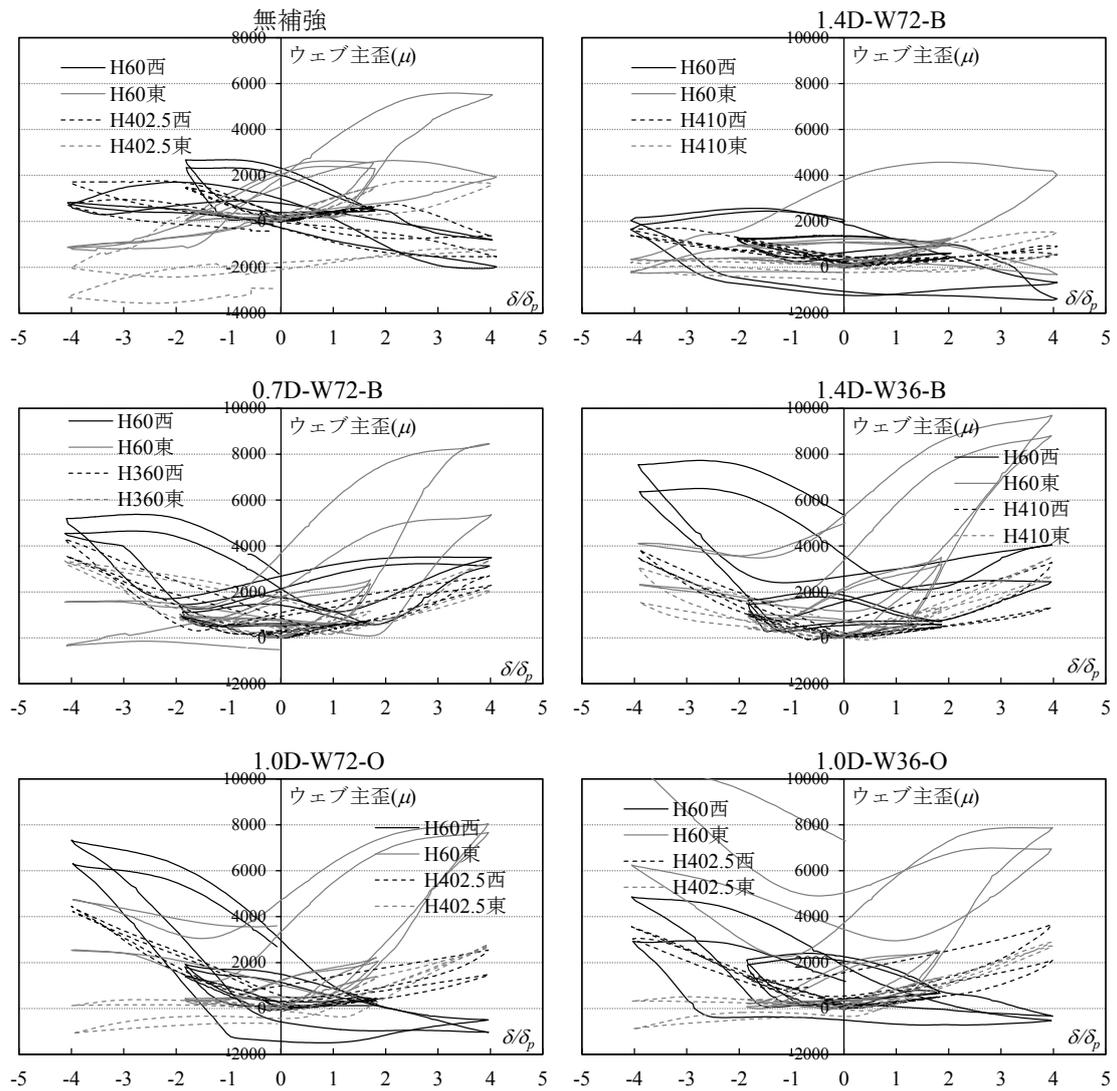
図 3.8 荷重－変位関係

3.4 主歪分布

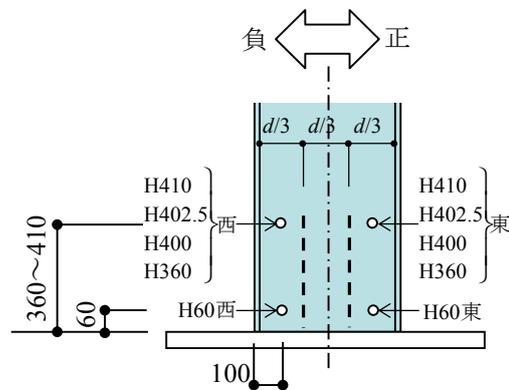
各試験体のウェブ片面（南面）に 9 か所程度の三軸歪ゲージを貼付し，歪の状況を計測した．主な個所の(-4 δ_2)までのウェブ歪の載荷履歴を図 3.9 に示す．図 3.9(a)に主歪－変位関係，図 3.9(b)に主な個所のゲージ貼付位置を示す．

ウェブが圧縮を受ける時に局部座屈が発生し，その付近の主歪が大きくなることがわかる．変位が増すに従い，梁端部のウェブの主歪が大きくなる傾向がある．

無補強試験体と 0.7D-W72-B 試験体では，梁端から離れた位置でも主歪が大きい．これは図 3.6(a),(c)で分かる通り，梁端から離れたゲージ貼付箇所付近で局部座屈が生じているためである．1.4D-W72-B 試験体では，横座屈が生じたため，梁のベースプレート付近の歪は大きく進展していない．



(a) 歪-変位関係



(b) 歪ゲージ位置図

図 3.9 ウェブ歪 載荷履歴

3.5 耐力上昇率

最大耐力（正側： P_{max+} ，負側： P_{max-} ），耐力上昇率（正側： τ_{0+} ，負側： τ_{0-} ）の一覧を表 3.3 に示す。試験体ごとの比較では耐力上昇率は負側より正側のほうが大きな値となった。

無補強試験体と補強試験体の比較では，試験体 1.4D-W36-B では， $\tau_{0+}=1.35$ に対し， $\tau_{0-}=1.17$ と正負の差が大きく，正側では無補強試験体より τ_0 が増加しているが負側では逆に減少している。これは横座屈の影響が考えられる。試験体 0.7D-W72-B では，無補強試験体と同様の τ_0 の値となっており，スチフナ長さが短いために補強範囲外で局部座屈が進展した影響が考えられる。その他の 3 体の試験体では，無補強試験体より τ_0 が増加しており，スチフナ補強の効果が認められ，3～9%程度 τ_0 が増加する。

補強試験体同士の比較では，横座屈が影響した試験体 1.4D-W36-B の τ_0 を除けば，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，耐力上昇率が高い結果となった。試験体 1.4D-W72-B と 1.0D-W72-O，1.4D-W36-B と 1.0D-W36-O，を比較すると，前者の方が後者よりも補強量が多く， τ_0 も前者の方が大きい結果となっている。試験体 1.4D-W72-B と 0.7D-W72-B の比較でも同様のことが言えるが，試験体 0.7D-W72-B は補強効果が元々少ないためとも言える。

表 3.3 最大耐力，耐力上昇率 (τ_0)

試験体	P_{max+} (kN)	P_{max-} (kN)	P_p (kN)	τ_{0+} (無補強との比率)	τ_{0-} (無補強との比率)
無補強	277	-256	219	1.27 (1.00)	1.18 (1.00)
1.4D-W72-B	310	-269	229	1.35 (1.06)	1.17 (0.99)
0.7D-W72-B	283	-271	229	1.24 (0.98)	1.18 (1.00)
1.4D-W36-B	299	-287	221	1.35 (1.06)	1.29 (1.09)
1.0D-W72-O	300	-276	226	1.32 (1.05)	1.22 (1.03)
1.0D-W36-O	293	-273	222	1.32 (1.05)	1.23 (1.04)

3.6 塑性変形倍率

表 3.4 に、累積塑性変形倍率 η_M （正側： η_{M+} 、負側： η_{M-} ）、 η_S （ η_{M+} 、 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。 η_M 、 η_a の定義、骨格曲線の作図法は(3.2)式および図 3.10 による。尚、試験体 1.4D-W36-B は耐力が最大時の 92% に低下した時点でフランジの破断により载荷を終了しているため、試験体 1.4D-W36-B のみこの時点の η を η_a とした。

$$\left. \begin{aligned} \eta_S &= \eta_{M+} + \eta_{M-} \\ \eta_a &= \delta_a / \delta_p \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

ここで、 $\eta_{M+} = \delta_{M+} / \delta_p$ 、 $\eta_{M-} = \delta_{M-} / \delta_p$

δ_{M+} 、 δ_{M-} 、 δ_a ：図 3.10 による。

図 3.11 に各試験体の骨格曲線を示す。 η_S 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 24~49%向上している。 η_a の比較でも同様であるが、早期にフランジが破断した試験体 1.4D-W36-B は無補強モデルと同程度の値となった。これ以外の試験体では塑性変形能力が 13~26%向上している。補強試験体同士の比較では、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、試験体 1.4D-W72-B と 1.0D-W72-O、1.4D-W72-B と 0.7D-W72-B 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。試験体 1.4D-W72-B で横座屈が生じた影響が考えられる。試験体 1.4D-W36-B と 1.0D-W36-O の比較も逆転しており、試験体 1.4D-W36-B で早期にフランジが破断した影響が考えられる。

表 3.4 累積塑性変形倍率 (η_a)

試験体	δ_{M+} (mm)	δ_{M-} (mm)	η_{M+}	η_{M-}	η_S	δ_a (mm)	η_a 上段： η_{a+} 下段： η_{a-}
無補強	53.5	-61.6	2.3	2.6	4.9 [1.00]	107.0	— 4.6 [1.00]
1.4D-W72-B	96.9	-61.5	3.7	2.4	6.1 [1.24]	87.0	5.2 [1.13] —
0.7D-W72-B	68.7	-87.5	2.7	3.5	6.2 [1.27]	126.6	— 6.0 [1.30]
1.4D-W36-B	71.7	-95.1	3.1	4.2	7.3 [1.49]	106.2	(4.6) [1.00] —
1.0D-W72-O	89.2	-86.6	3.7	3.6	7.3 [1.49]	136.8	— 5.7 [1.24]
1.0D-W36-O	84.3	-72.3	3.6	3.1	6.7 [1.37]	136.1	5.8 [1.26] —

()：耐力が最大時の 92% に低下した時点の η_a

[]：無補強試験体との比

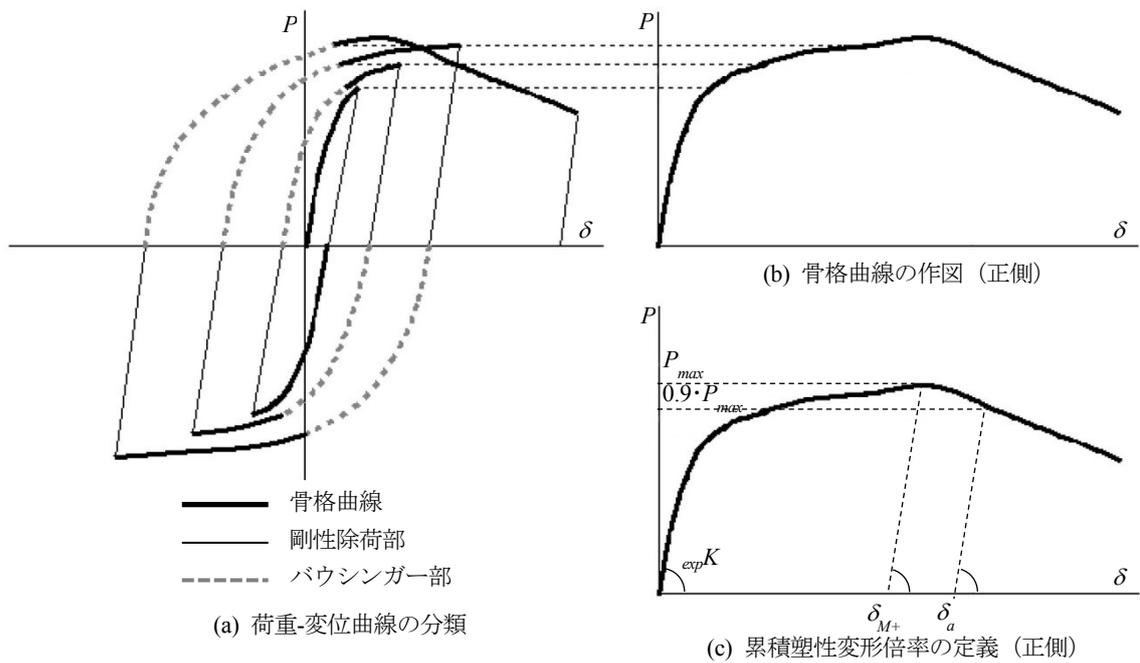


図 3.10 骨格曲線の作図法^{3.7)}

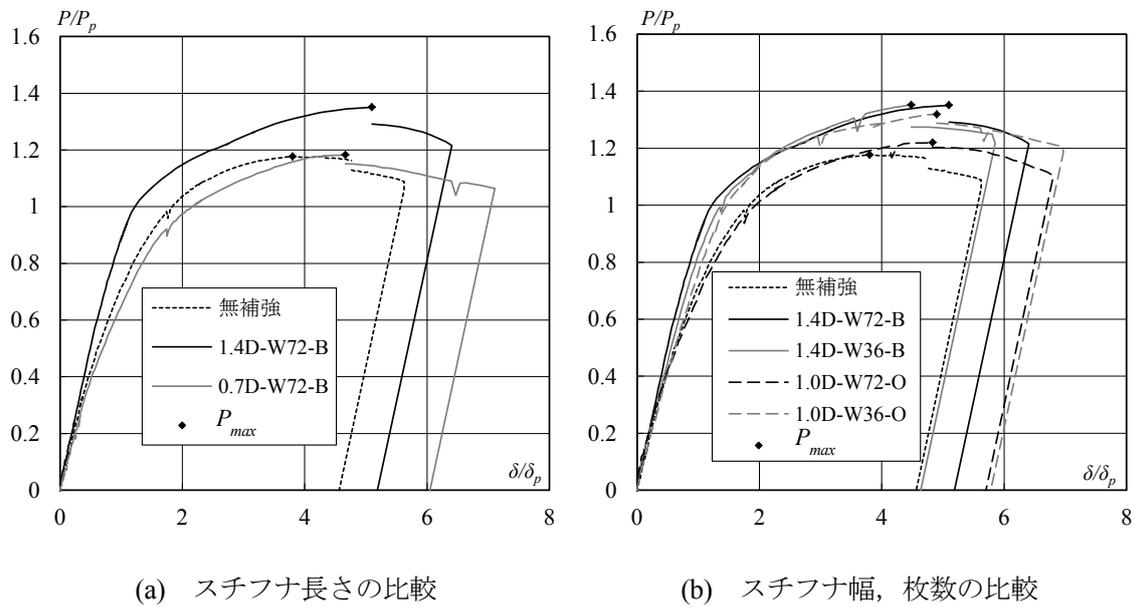


図 3.11 骨格曲線

3.7 まとめ

スチフナの補強効果を確認する交番載荷試験を行った。試験体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や既往の実験研究を参考に梁せいの 5 倍とした。

無補強のモデルとスチフナを追加した 5 種類の補強モデルで載荷試験を実施し、スチフナ枚数、寸法のうち、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交番載荷試験を行い、各試験体の耐力、塑性変形能力とスチフナ寸法との関連を確認した。

耐力上昇率に関して、横座屈した試験体 1.4D-W36-B、スチフナ長さが短い試験体 0.7D-W72-B 以外では無補強試験体より補強試験体の τ_0 が 3~9%程度増加しており、スチフナ補強の効果が認められる。補強試験体同士の比較では、横座屈した試験体 1.4D-W36-B の τ_0 を除けば、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、耐力上昇率が高い結果となった。

塑性変形倍率の比較では、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 η_s で 24~49%、 η_a で 13~26%向上した。補強試験体同士の比較では、横座屈した試験体 1.4D-W36-B、早期にフランジが破断した試験体 1.4D-W36-B に関しては補強量の効果と塑性変形倍率の向上効果が逆転した。

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、耐力上昇率は向上するが、塑性変形能力が向上するとは限らないことがわかった。試験体数が限定されており、パラメータが少ないことも影響していると考えられるため、第 4 章では数値解析により試験体の挙動を再現できるか検討し、解析により補強効果の比較検討を行う。

【参考文献】

- 3.1) 鈴木敏郎, 木村衛, 黄崇斌, 源淳一: スティフナー補剛鉄骨梁の塑性変形性状について, 日本建築学会関東支部研究報告集 構造系, 53, pp.237-240, 1982.
- 3.2) 三谷勲, 林原光司郎: H 形鋼柱の塑性変形能力改善に関する実験的研究, その 1, 日本建築学会九州支部研究報告 構造系, 26, pp.233-236, 1982.
- 3.3) 寺本隆幸, 他 4 名: 箱型断面柱に接続された H 型断面梁の曲げ耐力及び塑性変形能に関する実験的研究, その 1, 2, 日本建築学会大会大術講演梗概集 C, pp.1075-1078, 1986.
- 3.4) 杉本浩一, 他 4 名: 改良梁端仕口形式を用いた角型鋼管柱-H 形梁接合部の静的載荷実験 その 5, 日本建築学会大術講演梗概集 C-1, pp.787-788, 2001.
- 3.5) 古宮嘉之, 他 4 名: ウェブをプレート補強した H 形鋼梁の構造性能 その 1, 2, 日本建築学会大学術講演梗概集 C-1, pp.825-828, 2012.
- 3.6) 伊藤隆之, 小竹知哉, 聲高裕治, 長谷川隆: スチフナ補強された H 形断面柱の塑性変形能力確認実験 その 1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.707-710, 2012.

3.7) 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.

第 4 章

数値解析と耐力上昇率, 塑性変形倍率の算出式の提案

4.1 解析の目的

本章では、梁端部をモデル化した数値解析を行う。4.3節では、第3章の載荷試験で得られた力学的挙動を、有限要素解析で再現できることを確認し、4.4節では、スチフナ寸法のうち、長さ、幅をパラメータとした数値解析を行うことでその効果を有限要素解析により定量的に把握する。スチフナ厚さについては、現場溶接を考えるとあまり厚くできないこと、ウェブ厚さより厚いものは熱影響を考えると好ましくないことから、設計する上で厚さの選択肢は少ないと考え、スチフナ厚さはウェブ厚さと同程度としてその違いに関しては検討しない。

4.5節では、スチフナの無い無補強の梁についてフランジ厚、ウェブ厚、降伏比をパラメータとする数値解析を行い、これらと最大耐力、塑性変形能力との関係を定量的に評価する。この定量評価と第2章で定義した等価幅厚比を組み合わせることでスチフナの補強効果を定量化できる。

4.2 解析の概要

図4.1に解析モデルを示す。大梁端部をモデル化した片持ち梁モデルにより解析を行う。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や既往の試験例を参考に梁せいの5倍とした。H形鋼梁の法令での幅厚比ランクはフランジがFA、ウェブがFDである。スチフナ厚さはウェブ厚さ6mm（実モデルで12mm）に対するものとして4.5mm（実モデルで9mm）とした。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。

梁先端を強軸方向に単調変形増分させる解析を行う。解析には、汎用有限要素解析ソフトウェア Marc を使用する。梁強軸方向をX方向、弱軸方向をZ方向、梁材軸方向をY方向としてモデル化した。有限要素モデルは8節点6面体の立方体とし、フランジは厚さ方向に3分割、ウェブ、スチフナは厚さ方向に2分割のメッシュとした。

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。ウェブの局部座屈が生じやすくなるよう初期不整を導入した。具体的には、固有値解析のZ方向の一次モードを求め、その形状に比例した最大値が0.5mm程度（ウェブ高さの1/1000程度）となる初期不整を与えた。

鋼材の応力-歪関係は各節で異なるモデルを選定した。4.3節では、試験結果の再現のため、試験体と同ロットの板材から作製した試験片の引張試験結果とし、4.4節ではスチフナ補強のおおまかな傾向を確認するためバイリニアとした。4.5節ではパラメトリックスタディから回帰式を提案するため、鋼材の応力歪関係をトリリニアでモデル化した。硬化則は移動硬化と等方硬化の影響を等しく扱う複合硬化則とした。

4.3 荷重試験と数値解析の比較

4.3.1 数値解析の概要

図 4.2 に鋼材の応力-歪関係を示す。応力-歪関係は板厚ごとの引張試験結果を真応力-真歪関係に変換した上で 20 点程度の代表点を選び多折線近似した応力-歪関係を入力データとした。荷重サイクルは各試験体ごとに荷重試験結果と同一の変位制御を行った。

各モデルの補強効果を定量的に確認するため、耐力上昇率 τ_0 、累積塑性変形倍率 η_a を算出した。変位、荷重は、スチフナを含む梁の弾塑性モーメント M_p を試験体のスパン L で除した値 P_p 、弾塑性変位 δ_p で無次元化する。

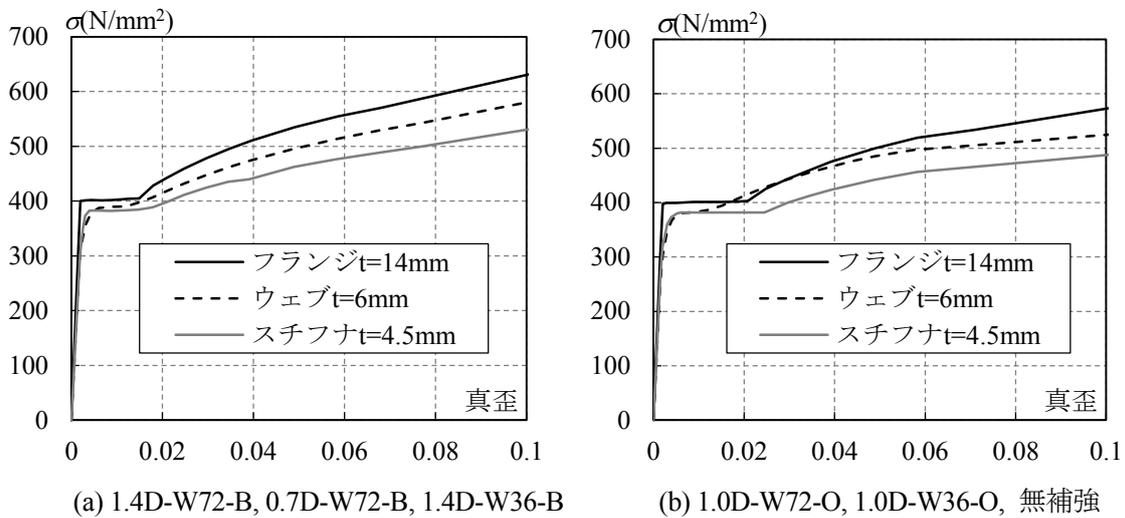


図 4.2 応力-歪関係

4.3.2 比較結果

図 4.3 に交番荷重試験と解析の比較として両者の履歴曲線を示す。4 δ の交番荷重時にバウシंगाー部で解析値では荷重増加に伴う剛性低下が比較的進まないため、解析値が実験値より大きな履歴ループを描く。この傾向は 6 δ 、8 δ と変位が大きくなるにつれ、差が小さくなる。

図 4.4 には交番荷重試験と解析の比較として両者の骨格曲線を示す。最大耐力に至るまでは実験と解析で比較的一致が良いが、その後は実験値の低下は解析値より大きい傾向にある。つまり、 τ_0 については実験値と解析値の一致は良いが、 η_a については実験値より解析値の方が大きいものが多い。

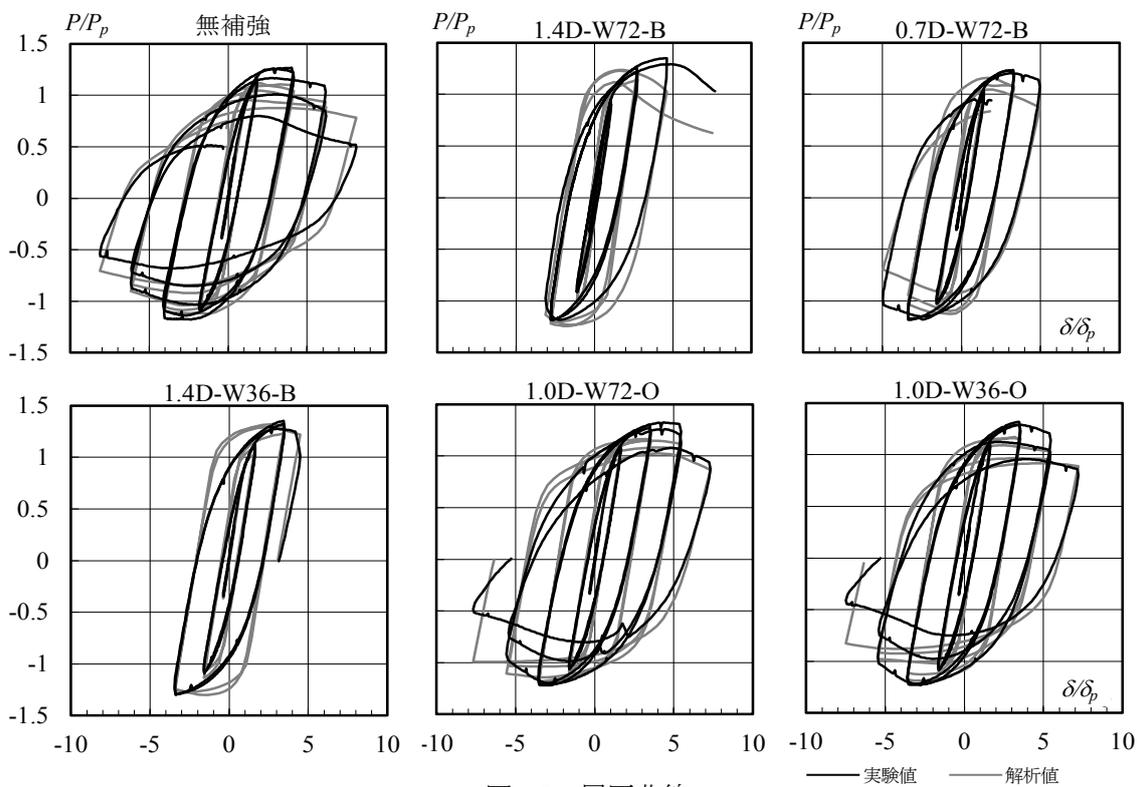


図 4.3 履歴曲線

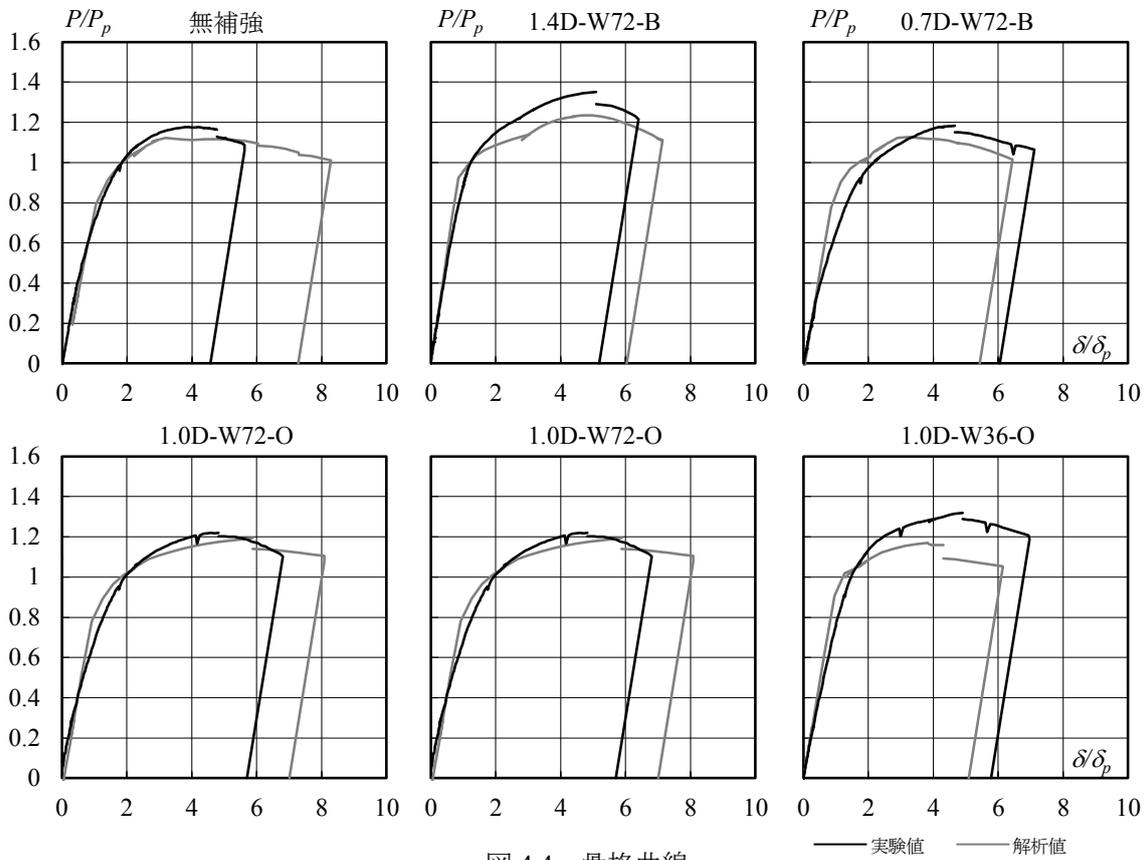


図 4.4 骨格曲線

表 4.1 に荷重試験と数値解析の弾性剛性(K), τ_0 , η_M , η_a を比較して示す. 表には弾性剛性の計算値(caK)もあわせて示す. 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, 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.

表 4.1 累積塑性変形倍率

試験体	実験値				計算値	解析値				解析値/計算値・解析値/実験値				
	$expK$ (kN/mm)	$exp\tau_0$	$exp\eta_M$	$exp\eta_a$	caK (kN/mm)	$FEMK$ (kN/mm)	$FEM\tau_0$	$FEM\eta_M$	$FEM\eta_a$	$\frac{FEMK}{caK}$	$\frac{FEMK}{expK}$	$\frac{FEM\tau_0}{exp\tau_0}$	$\frac{FEM\eta_M}{exp\eta_M}$	$\frac{FEM\eta_a}{exp\eta_a}$
無補強	10.85	1.18	2.62	4.56	9.48	9.34	1.12	2.06	7.27	0.99	0.86	0.95	0.79	1.59
1.4D-W72-B	9.11	1.35	3.75	5.19	10.00	10.20	1.23	3.74	6.03	1.02	1.12	0.91	1.00	1.16
0.7D-W72-B	9.29	1.18	3.48	6.05	9.70	9.14	1.13	2.11	5.43	0.94	0.98	0.96	0.61	0.90
1.4D-W36-B	9.54	1.35	3.13	(4.64)	9.69	9.17	1.32	5.68	8.51	0.95	0.96	0.98	1.81	1.83
1.0D-W72-O	9.89	1.22	3.61	5.70	9.52	9.35	1.19	4.68	7.01	0.98	0.95	0.98	1.30	1.23
1.0D-W36-O	9.70	1.32	3.58	5.78	9.49	9.35	1.17	2.66	5.09	0.99	0.96	0.89	0.74	0.88

(): 耐力が最大時の 92% に低下した時点の η_a

図 4.5 に荷重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 2.1(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 2.1(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.

試験体 1.4D-W36-B では, 早期にフランジ溶接部の破断が生じて試験を終了しており, 明瞭な局部座屈が発生せず, コンター図との比較は適当でないと考える.

スチフナの最も短い試験体 0.7D-W72-B は, 荷重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荷重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. 必要なスチフナ長さについて, 4.4.3 項で考察する.

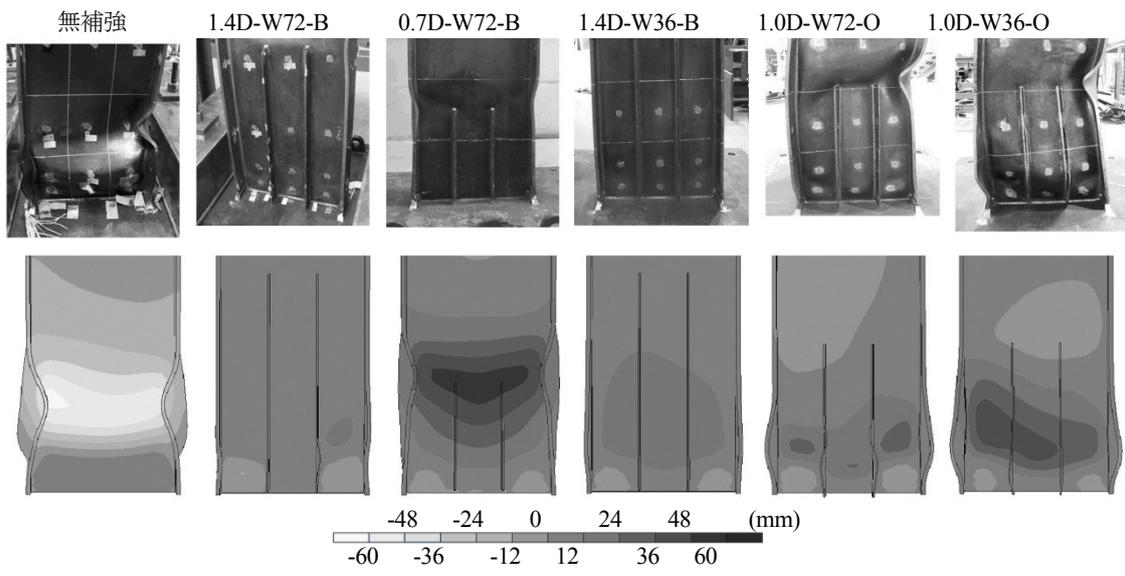


図 4.5 載荷実験の残留変形の写真，数値解析のウェブ面外方向の変形のコンター図

4.4 スチフナ寸法に関する解析

4.4.1 数値解析の概要

4.2 節の解析モデルでスチフナ長さ， スチフナ幅の変化の影響を確認する解析を行う． 図 4.6 に鋼材の応力-歪関係を示す． 鋼材（降伏点 325N/mm^2 ）の材料特性はバイリニア型とし， 降伏後の剛性を初期剛性の 0.01 倍とした． 载荷サイクルは単調変位増分解析とした．

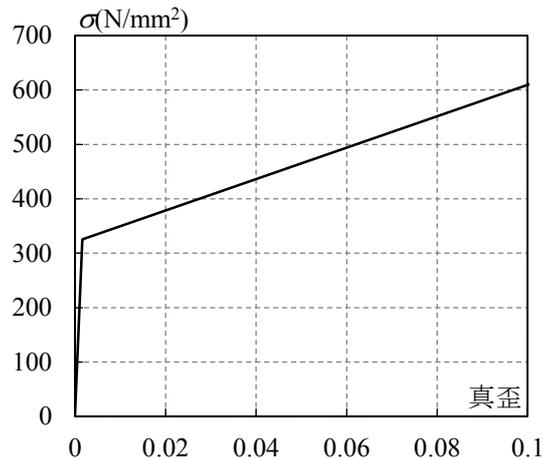


図 4.6 応力-歪関係

各モデルの補強効果を定量的に確認するため， 耐力上昇率 τ_0 ， 塑性変形倍率 μ_a を算出した． 図 4.7 に荷重変位関係の模式図を示す． 各モデルの補強効果を定量的に確認するため， 塑性変形倍率 μ_a を算出した． 解析結果から耐力が最大耐力 P_{max} の 90% まで低下した時点の塑性変形量 δ_a を求め， 弾性変位 δ_p で除して μ_a を求めた． 変位， 荷重は， スチフナを含む梁の弾塑性モーメント M_p を試験体のスパンで除した値 P_p ， 弾性変位 δ_p で無次元化した．

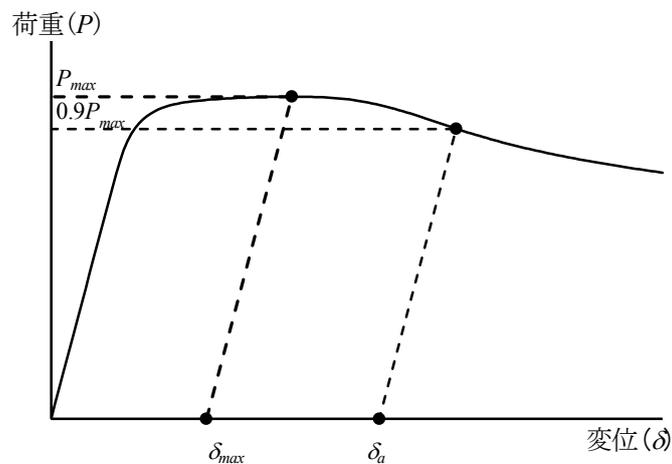


図 4.7 塑性変形倍率の模式図

4.4.2 ウェブ幅厚比の解析

スチフナの効果を確認する前段として、ウェブ幅厚比の効果について解析による検討を実施した。スチフナの無いモデルでフランジ厚は 14mm で固定し、ウェブ厚のみ 6~11mm に変更し、幅厚比の異なるモデルの単調変位増解析を行ない、塑性変形能力の違いを確認した。

図 4.8 に荷重変位関係、図 4.9 にスチフナ長さ μ_a の関係を示す。ウェブ幅厚比が小さいほど最大耐力、変形能力が増加する。図 4.9 には法令で定める幅厚比ランクの範囲を合わせて示す。この解析条件では、ウェブ幅厚比が FA ランクを満足する場合は $\mu_a=5.5$ 程度を期待できる。

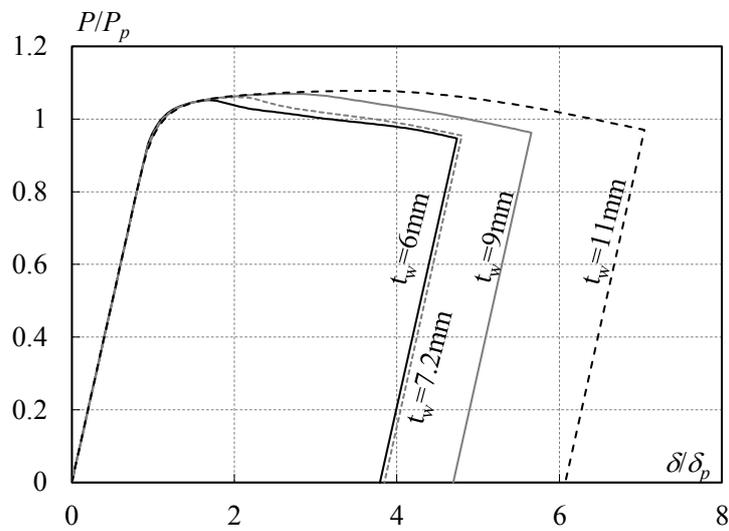


図 4.8 荷重-変位関係

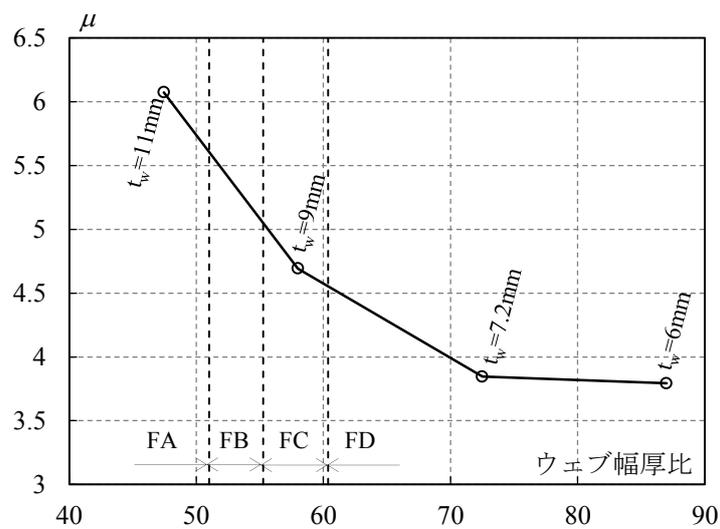


図 4.9 ウェブ幅厚比- μ 関係

4.4.3 スチフナ長さの解析

スチフナ長さ(l_s)の効果について解析による検討を実施した。スチフナ枚数を2段(ウェブ3分割)、幅を36mmに固定し、 l_s のみ異なる複数モデル(長さ110~770mm)の解析を行ない、塑性変形能力の違いを確認する。スチフナがウェブの片側のみ接続するモデルと両側のモデルについて解析を行う。

図4.10に荷重変位関係、図4.11に l_s と μ_a の関係を示す。 l_s は梁せい(D)との比率で示す。 $l_s < 0.4D$ では μ_a の値に大きな違いはなく、 $0.4 \sim 0.8D$ では μ_a が改善する。 $0.8D < l_s$ では μ_a の改善は緩慢になる。FAランク相当である $\mu_a = 5.5$ 程度を満足するためには、 $l_s > 0.6D$ 程度は必要なのとがわかる。

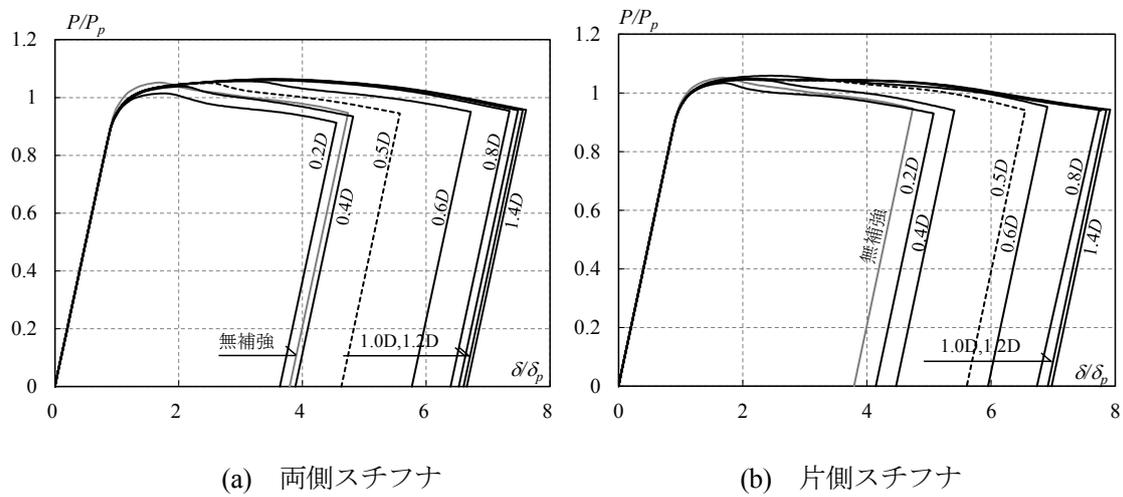


図 4.10 荷重-変位関係

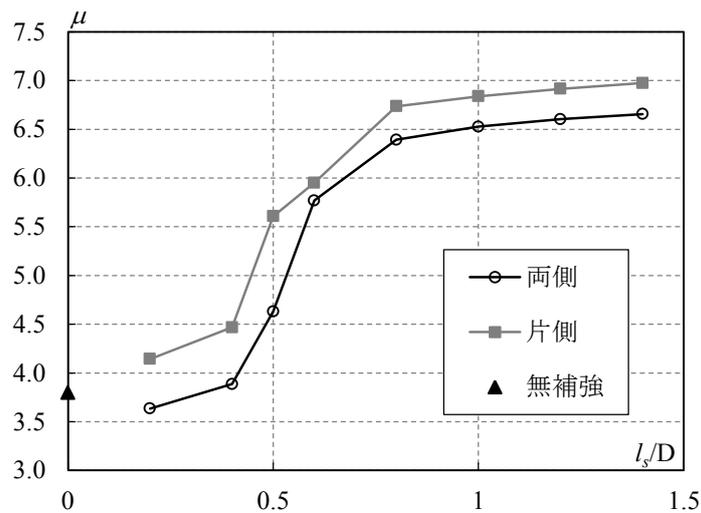


図 4.11 $l_s/D - \mu$ 関係

図4.12にスチフナ両側配置の場合の90%耐力時のウェブ面外方向の変形のコンター図を示す。 $l_s < 0.4D$ では局部座屈位置は無補強モデルと同様に梁端付近であり、 $0.4 \sim 0.8D$ では梁端と反対側のスチフナ載荷点側へ移動する。 $0.8D < l_s$ では座屈位置は再び梁端側に移動するが、スチフナとフランジに囲まれたサブパネル内に限定される。座屈位置をサブパネル内に限定するためには、 $l_s > 0.8D$ 程度は必要になることがわかる。

塑性変形能力と必要補強長さについて、解析により定量的に評価できる可能性がある。ただし、今回の比較では、最低限の補強長さとなる $l_s = 0.6D$ 場合は塑性変形倍率は大きな値となるが補強範囲外での座屈発生が生じており、座屈発生位置を補強範囲内に限定するためには、必要補強長さにはある程度の余裕を見込む必要がある。

スチフナ配置の片側、両側を比較すると、スチフナの断面積には倍の違いがあるが、図4.11の通り、両者の μ_a の違いは小さく、むしろ片側の方が μ_a がやや大きくなる。図4.13には $l_s = 1.2D$ での片側、両側配置の場合の面外の変形のコンター図を示す。ウェブの面外変形、圧縮側フランジの回転の抑制効果は片側より両側が優れていることがわかるが、この変形の抑制効果の違いは μ_a の違いとは直接関連しないことがわかる。

2.2節では、十分な断面を持つスチフナであれば、局部座屈をサブパネルに限定することができると述べた。本項でのスチフナ断面 ($w_s < 36\text{mm}$, $t_s < 4.5\text{mm}$) は片側でも十分な断面のため、片側、両側の差が表れていない可能性がある。スチフナ幅について次項で検討する、

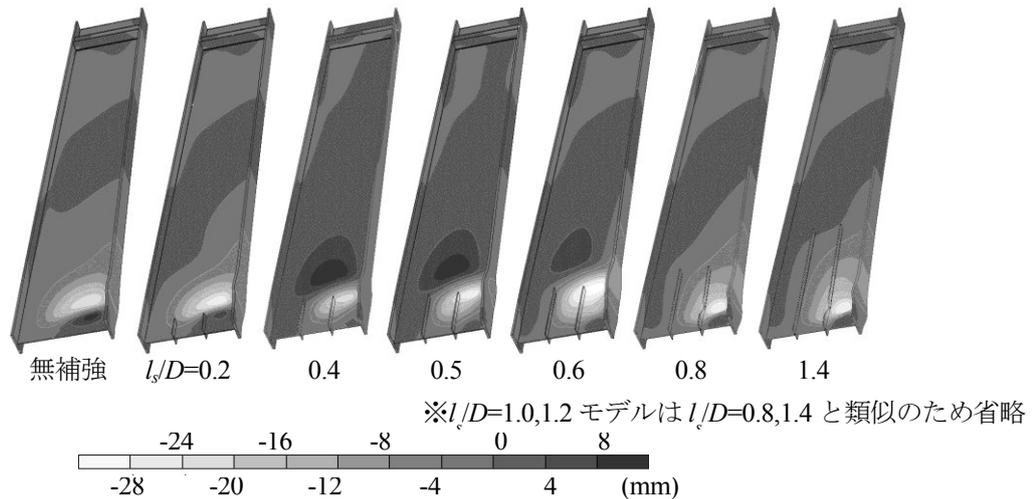


図4.12 面外変形コンター図 (スチフナ両側配置)

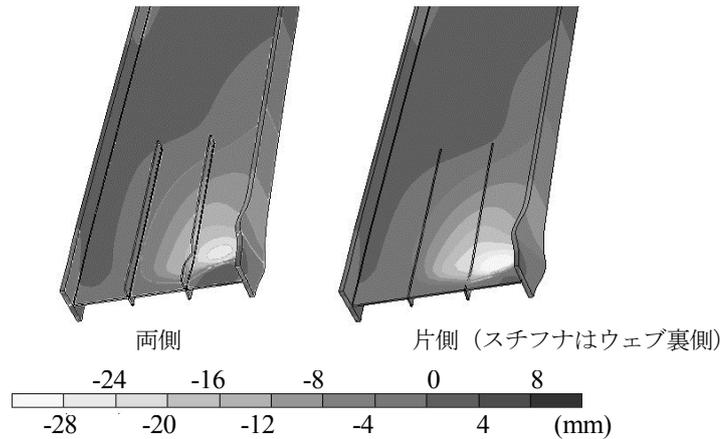


図 4.13 面外変形コンター図 (スチフナ両側, 片側比較, $l_s/D=1.2$)

4.4.4 スチフナ幅の解析

$l_s = 1.0D$ に固定し, スチフナ幅(w_s)のみ異なる複数モデル($w_s = 12 \sim 108\text{mm}$)の解析を行ない, 塑性変形能力の違いを確認する.

図 4.14 に荷重変位関係, 図 4.15 にスチフナ幅と μ_a の関係を示す. スチフナ幅が広いほど μ_a が増加するが, $w_s > 60\text{mm}$ になると μ_a の改善は緩慢になる. FA ランク相当である $\mu_a = 5.5$ 程度を満足するためには, 両側, 片側とも $w_s > 30\text{mm}$ 程度あれば十分なことがわかる.

両側モデルでは, 最大耐力と全塑性耐力の比が $w_s > 60\text{mm}$ になるに応じて低下するようになる. この原因として, 4.4.1 節で述べたような, 全塑性耐力にスチフナ全幅すべてを含む仮定が, スチフナ幅がある程度以上大きい場合は成立しないためと考えられる.

スチフナ配置の片側, 両側の比較について, 4.4.3 項の検討では $w_s < 36\text{mm}$ のような小さなスチフナの断面性能の場合, 両側配置のもの μ_a が片側配置より大きくなると想定した. 本項の検討では $w_s = 24\text{mm}$ の場合, 両側配置の塑性変形能力が片側配置より大きくなるが, $w_s = 12\text{mm}$ では逆の結果となり, スチフナ幅の効果の定量評価はできていない.

図 4.16 にスチフナ両側配置の場合の 90%耐力時のウェブ面外方向の変形のコンター図を示す. 最も幅の狭い $w_s = 12\text{mm}$ のスチフナを設置した場合でも, 局部座屈の改善が大きいことがわかるが, $w_s = 12, 24\text{mm}$ 程度ではウェブの座屈波はスチフナを超える傾向がある. $w_s > 48\text{mm}$ 程度になると明らかにサブパネル内に局部座屈が抑えられるようになる.

スチフナ配置の片側, 両側配置について, 塑性変形能力との関連は明快ではないが, 本項の解析の場合, $w_s = 36\text{mm}$ 程度で片側配置でも十分な塑性変形能力を発揮できる. 片側, 両側配置で差が少ないため, 溶接作業量が 1/2 となる片側配置で十分な断面性能を持つスチフナを用いることで塑性変形能力の向上が期待できる.

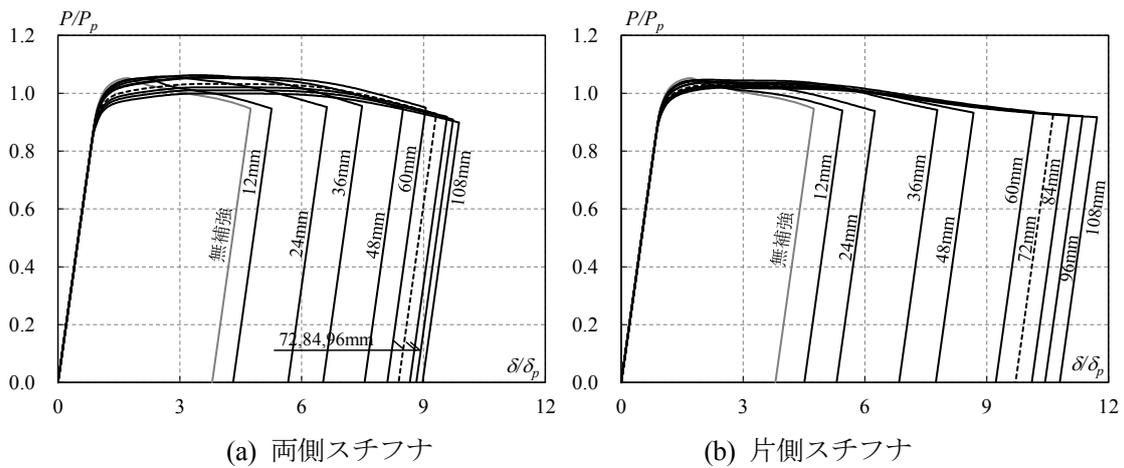


図 4.14 荷重-変位関係

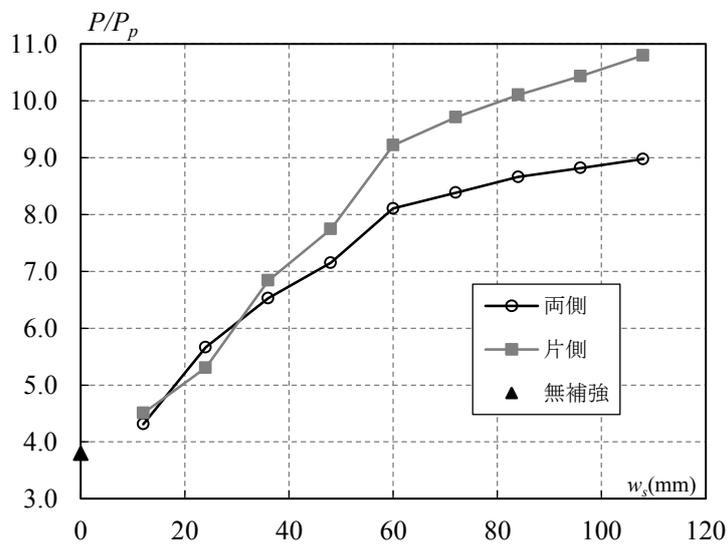


図 4.15 w_s - μ 関係

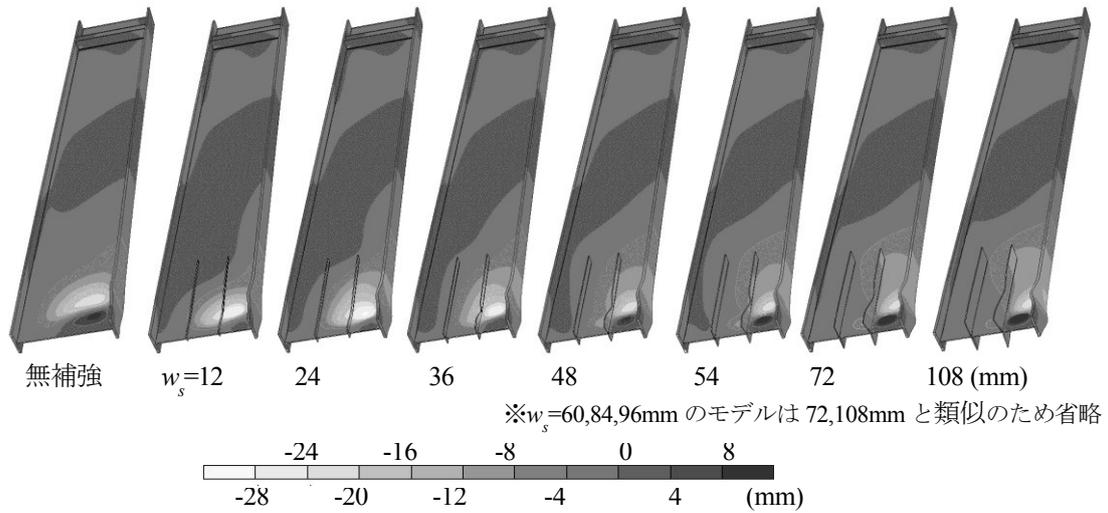


図 4.16 面外変形コンター図

4.4.5 大梁の剛性への影響検討

スチフナ設置により補強範囲の大梁の剛性はH形鋼とスチフナを併せたものとなり、梁と柱の剛性比が変化し、フレームの変形と耐力の関係が変化する。この影響について、解析モデルの条件ではどの程度剛性が増加しているか確認する。4.4.3, 4.4.4 項で検討したスチフナ長さ、スチフナ幅の異なるモデルについて、無補強モデルと比べて大梁の剛性がどの程度増加するか確認する。比較は、弾性変形解析により片持ち梁モデルの先端に単位荷重を与えた際の先端の曲げ変形量から求めた剛性を用いた。図4.17にスチフナ長さと曲げ剛性比の関係を示す。スチフナ長さや幅が大きいほど剛性は増加するが、図4.17の通り、スチフナ長さや幅の違いによる剛性の変化量は1%以下であり、スチフナ補強された梁を持つフレームの剛性への影響はほとんど無いと考えられる。

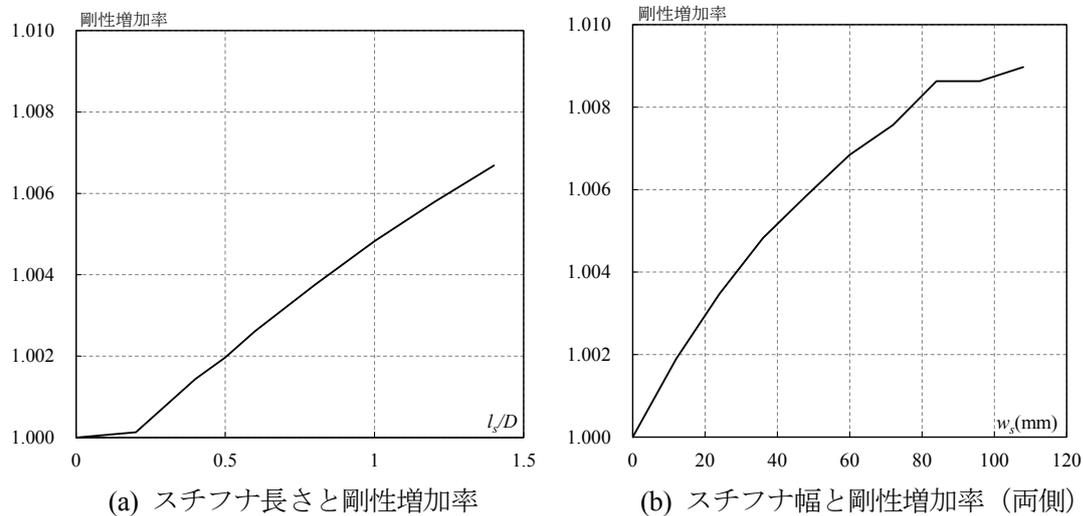


図4.17 スチフナ寸法と剛性増加率 (両側)

4.5 耐力上昇率，塑性変形倍率の算出式の提案

フランジ，ウェブの幅厚比，鋼材降伏比をパラメータに数値解析を行い τ_0 ， μ_u の算出式を提案する。

4.5.1 数値解析の概要

補強する大梁として大スパンの梁を想定し，法令でのフランジ幅厚比ランクはFAまたはFB，ウェブ幅厚比ランクはFA～FDを想定する．降伏比は鋼材として一般的な0.7程度を想定する．

数値解析は本章と同様のモデルで単調増分解析とし，幅厚比 b/t_f (3種類，5.36～8.33， $t_f = 9, 11, 14\text{mm}$)， d/t_w (4種類，47.5～90， $t_w = 6, 7.2, 9, 11\text{mm}$) を組合せた12種類の無補強のモデルについて，鋼材の応力歪関係をトリリニアとして降伏比の逆数 γ (3種類，1.3，1.5, 1.7) を変化させた解析を行った． γ を反映した解析用の応力歪関係データは $\sigma_y = 325\text{N/mm}^2$ に対し， $\sigma_u = 425, 490, 555\text{N/mm}^2$ とした．

図 4.18 に解析モデルの幅厚比の関係図を示す．図中の×は载荷試験体の幅厚比を示す．図 4.19 に各トリリニアモデルの設定方法，図 4.20 に応力歪関係を示す．

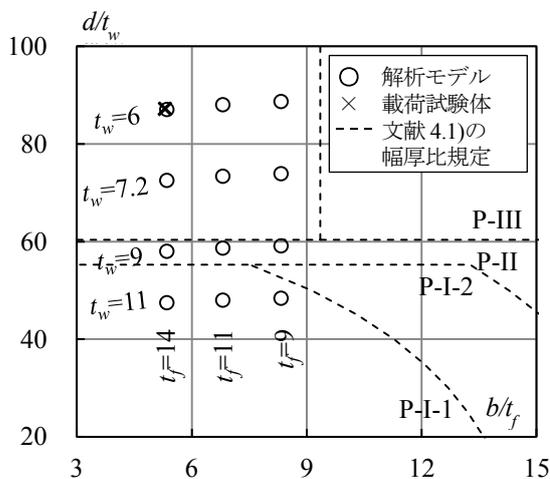


図 4.18 解析モデルの幅厚比

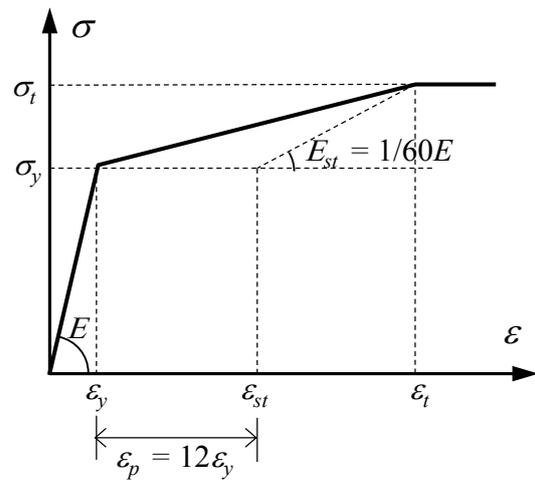


図 4.19 応力歪モデル

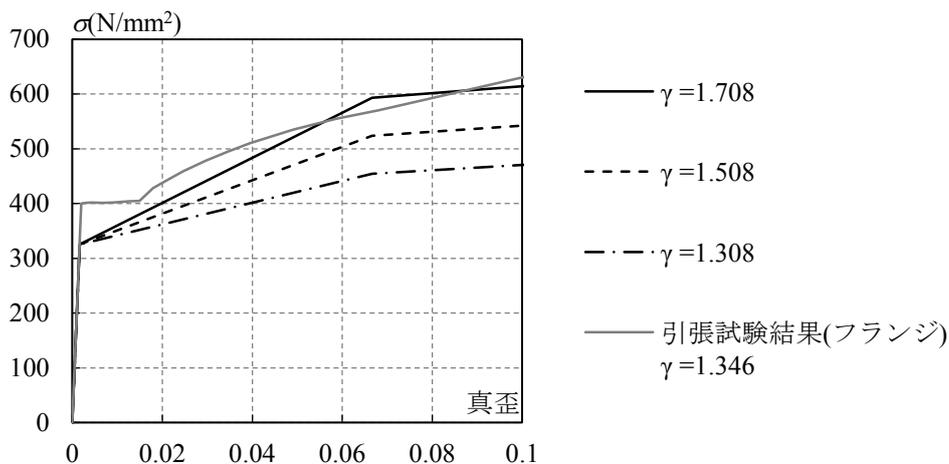


図 4.20 鋼材の応力-歪関係

4.5.2 幅厚比と耐力上昇率 τ_0 の関係

数値解析の結果として図 4.21, 図 4.22 に幅厚比- τ_0 関係のグラフを γ ごとに示す. 下式のような回帰式を作成した結果, 降伏比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.

$$\tau_0 = \gamma \left(-0.0121 \frac{b}{t_f} - 0.00224 \frac{d}{t_w} + 0.339 \right) + 1.01 \quad (4.1)$$

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, d, t_f, t_w : 片側フランジ幅, ウェブ高, フランジ厚, ウェブ厚

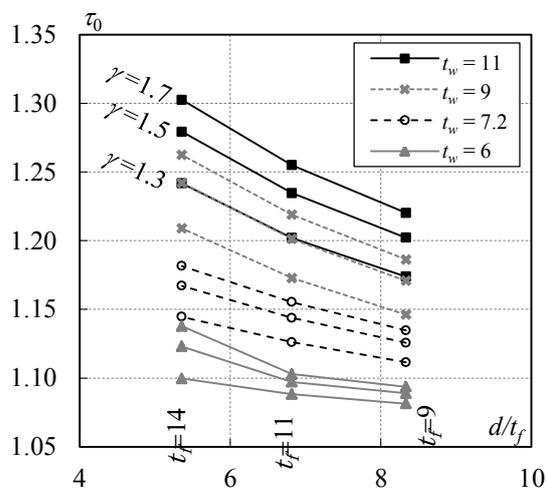


図 4.21 $b/t_f - \tau_0$ 関係

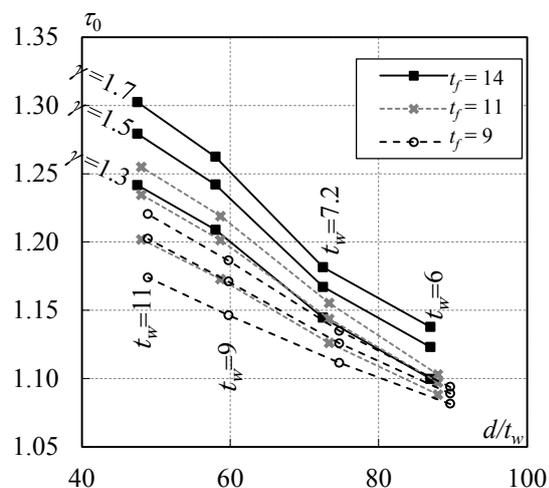


図 4.22 $d/t_w - \tau_0$ 関係

図 4.23 には(4.1)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。

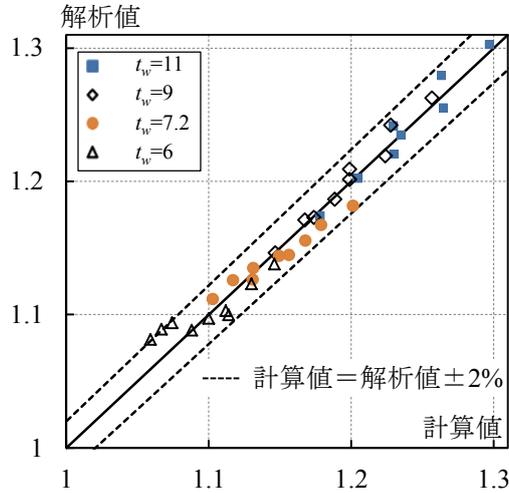


図 4.23 計算値と解析値の比較 (τ_0)

図 4.24 には、(4.1)式と既往の τ_0 算出式である文献 4.2)の(6.4.11),(6.6.2)式との一致状況について、 $\gamma=1.7$ ($\sigma_u=400\text{N/mm}^2$ 級の鋼材)とした時の比較を示す。図中の()記号は、既往式では適用範囲外となる幅厚比の組み合わせである。(4.1)式と既往式の誤差は、フランジ厚が大きい場合に(4.1)式の値が(6.4.11)式の値より小さくなり誤差が大きいが、それ以外では 10%程度の誤差であり、(6.6.2)式の値とはよく一致しているので、(4.1)式による τ_0 の評価は概ね妥当である。

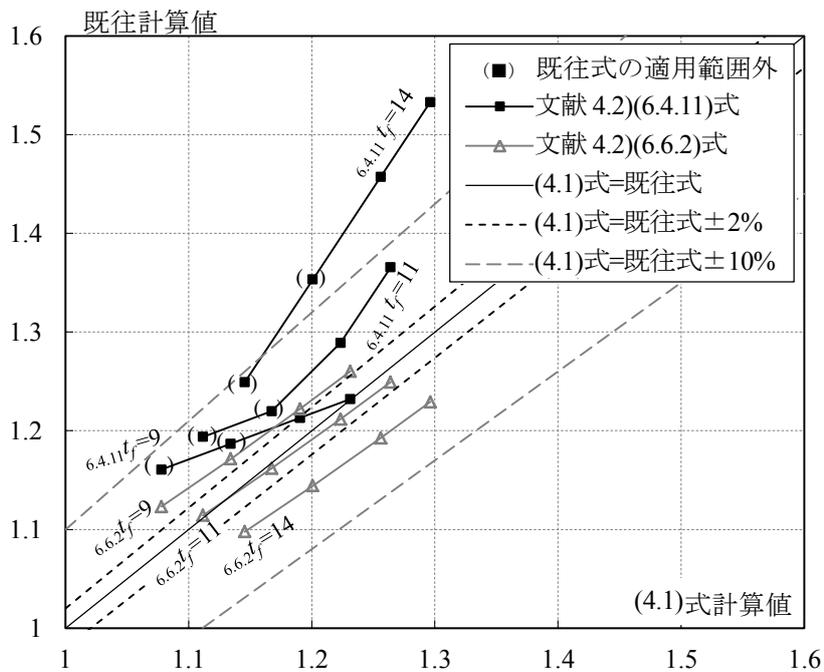


図 4.24 計算値の比較 (τ_0)

4.5.3 幅厚比と塑性変形倍率 μ_a の関係

数値解析結果から塑性変形倍率 μ_a を算出する。 μ_a の算出は、 η_a の算出と同様に耐力が最大時の90%に低下した時点とする。図4.25,図4.26に幅厚比- μ_a 関係のグラフを降伏比の逆数ごとに示す。図から、幅厚比 b/t_f , d/t_w が増大するにつれて μ_a が減少し、 γ が増大するにつれて μ_a が減少する傾向が読み取れる。この傾向は幅厚比の逆数と γ の一次式を組み合わせることで表現でき、(4.1)式と類似した形の次式で回帰式を得ることができる。

$$\mu_a = \gamma \left(\frac{58.4}{b/t_f} + \frac{299}{d/t_w} - 10.7 \right) + 2.28 \quad (4.2)$$

ただし、

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

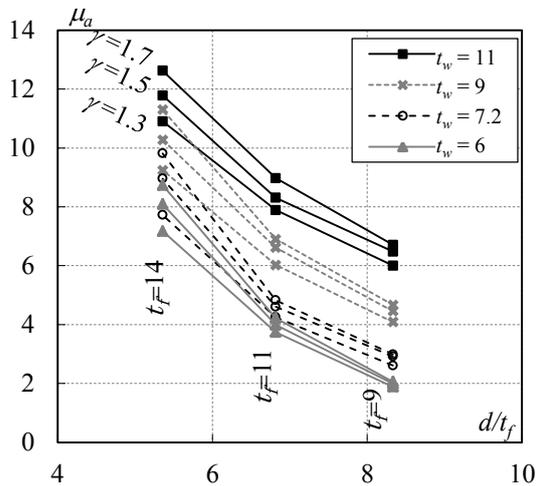


図 4.25 b/t_f - μ_a 関係

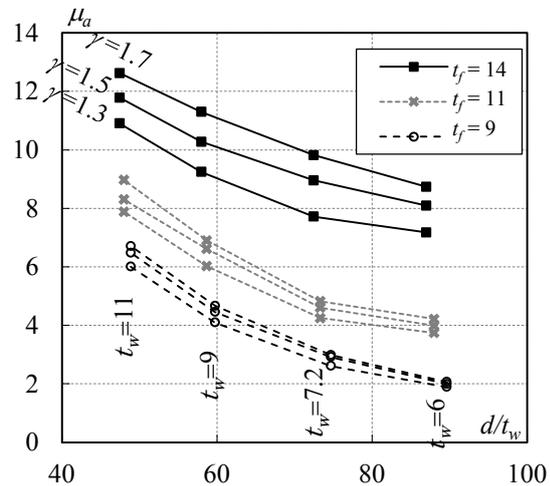


図 4.26 d/t_w - μ_a 関係

図4.27に計算値と解析値の一致状況を示す。(4.2)式による計算値と解析値の差は10%以内となった。尚、耐力上昇率や塑性変形倍率を幅厚比から評価する手法は、既に数多く提案されており⁴²⁾、近年でも五十嵐らによりフランジとウェブの連成局部座屈を考慮した新規幅厚比指標とこの指標による耐力と塑性変形能力の評価法が提案されている⁴³⁾。これらでは耐力上昇率や塑性変形倍率の評価値として幅厚比の複雑な関数が与えられているが、本論文ではより簡単な形の(4.1),(4.2)式を採用することとした。これは、本論文ではフランジ、ウェブの幅厚比の組み合わせと鋼材の降伏比を限定していること、幅厚比などの諸元の変化が耐力上昇率や塑性変形倍率にどのように影響を与えるかを見通しやすい表現とすることが理由である。

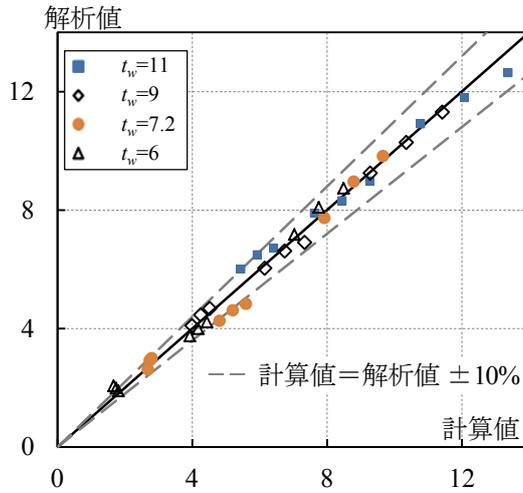


図 4.27 計算値と解析値の比較 (μ_a)

4.5.4 幅厚比ランクと塑性変形倍率 μ_a の関係

法令の幅厚比ランクと μ_a の関係について、490N/mm² 級鋼材 ($\gamma=1.5$) の解析結果を図 4.25, 図 4.26 から抜き出して図 4.28, 図 4.29 に示す。

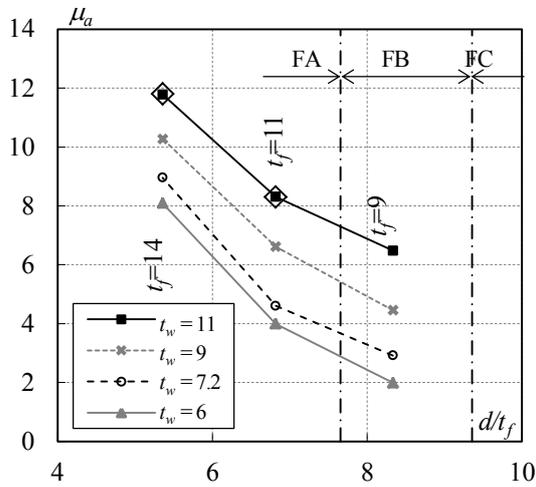


図 4.28 フランジ幅厚比ランクと μ_a の関係

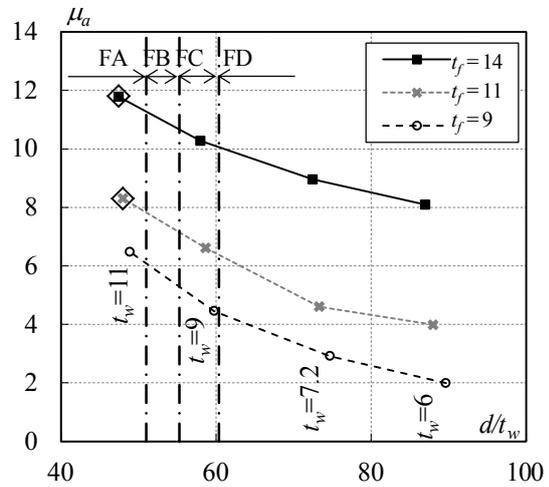


図 4.29 ウェブ幅厚比ランクと μ_a の関係

図中の◇記号はフランジ，ウェブとも幅厚比ランクがFAを満足するものである。図 4.29 と 4.4.2 項の図 4.9 は同様の関係図であり，図 4.29 ではウェブ幅厚比がFAランクを満足する場合 $\mu_a = 8$ 程度となるが，図 4.9 では $\mu_a = 5.5$ 程度であった。図 4.30 には，本項の解析で $b/t_f = 14\text{mm}$ 時の荷重変位関係を示す。図 4.30 と 4.4.2 項の図 4.8 は同様の関係図であるが，塑性化後の耐力上昇の状況が大きく異なる。 μ_a や塑性化後の荷重変位関係が異なる理由は，この2種類の解析

に使用した鋼材の応力-歪関係が図 4.6 と図 4.20 の通り塑性化後の範囲で異なることが原因である。

フランジ幅厚比のかなり小さい $t_f=14\text{mm}$ の場合、ウェブ幅厚比が大きい場合でも高い変形性能を有している。逆に、ウェブ幅厚比の小さい $t_w=11\text{mm}$ の場合は、フランジ幅厚比が大きくなると変形性能も低下している。

この理由は、本節の数値解析のパラメータのみでは示すことは難しいが、同様の比較を行った既往文献⁴⁴⁾では、載荷試験及び数値解析の結果で上記と同様の結果が得られており、その原因として以下が挙げられている。

- ・フランジ幅厚比が小さくウェブ幅厚比が大きい梁では、ウェブの座屈が先行しフランジの捻れを伴う局部座屈が生じにくいいため、塑性化後の耐力低下は主にウェブのせん断耐力に依存するが、フランジがウェブの座屈を拘束するためにウェブ幅厚比が大きくなっても変形性能が低下しにくい。
- ・ウェブ幅厚比が小さくフランジ幅厚比が大きい梁ではウェブの座屈、フランジの捻れを伴う局部座屈が生じ、2種類の座屈が変形性能に影響するため、どちらの幅厚比が大きくなっても変形性能が低下する。

フランジ幅厚比が十分に小さくウェブ幅厚比が大きい梁では、ウェブ幅厚比が法令等の規定を超える値であっても塑性変形能力が期待できるため、この効果を正確に評価する手法が確立すれば、その手法によって必要なスチフナ補強量を定めることができる。

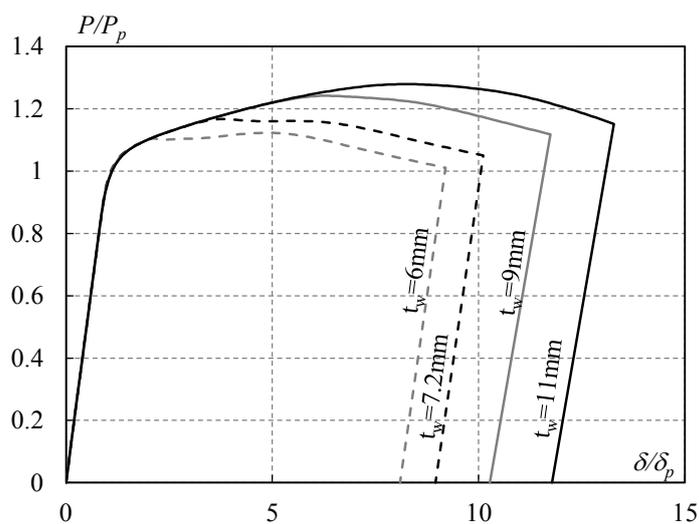


図 4.30 荷重-変位関係

4.5.5 スチフナ断面（幅，厚さ）の設定

2.2 節で述べたとおり，スチフナ断面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(4.1),(4.2)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）の必要量について検討する．

単板の弾性座屈を抑えるためのスチフナに必要な断面二次モーメントの算定式が知られており，(4.3)式は梁の中間スチフナの算定式^{4.5)}，(4.4)式は梁のせん断設計用の縦スチフナ算定式^{4.1)}である．これらの式をウェブ塑性化後の局部座屈を抑えるスチフナの算定に活用できるか検討する．

$$\left. \begin{aligned} I &\geq 1.1dt_w^3 \left(\frac{1}{\beta} - 0.5 \right) & \beta < 1 \\ &\geq 0.55dt_w^3 & \beta \geq 1 \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

$$I \geq a \cdot t_w^3 \cdot J, \quad J = \frac{2.5}{\beta} - 2 \geq 0.5 \quad (4.4)$$

ここで， I ：スチフナの断面 2 次モーメント
 両側スチフナの場合，ウェブ板厚中心周りに計算
 片側スチフナの場合，ウェブとの接続面周りに計算
 β ：単板の形状比

2.2 節で述べたように，局部座屈を考慮する単板は正方形とすると $\beta = 1$ となる．単板の辺の長さ a を十分安全側となるウェブ高さ d として(4.3),(4.4) 式をまとめ，ウェブ厚，スチフナ厚，スチフナ幅で表現すると下記の式で表せる．

$$\left. \begin{aligned} I_{\text{両側}} &= \frac{1}{12} t_s \left\{ (2w_s + t_w)^3 - t_w^3 \right\} \geq 0.55dt_w^3 \\ I_{\text{片側}} &= \frac{1}{3} t_s w_s^3 \geq 0.55dt_w^3 \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

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

例として，4.2 節の解析モデルの H 鋼梁へのスチフナ補強について計算してみる．(4.5)式に $d = 522\text{mm}$ ， $t_w = 6\text{mm}$ ， $t_s = 4.5\text{mm}$ を代入すると，

両側スチフナの場合 $w_s \geq 27.5\text{mm}$ ，片側スチフナの場合 $w_s \geq 34.6\text{mm}$

となり，上記の程度のスチフナ断面($t_s = 4.5\text{mm}$ ， $w_s = 18, 27, 36, 54, 72\text{mm}$ ，両側：B，片側：O)，スチフナ枚数($n = 1, 2, 3$)，応力歪関係を $\gamma = 1.5$ のトリリニアとした単調増分解析を行うと，表 4.2 の通り μ_a の解析値($FEM\mu_a$)を得た．

一方、スチフナ枚数 n に対応したウェブの等価幅厚比 $eq(d/t_w)$ について、(2.8")式で求められており、 b/t_f , $eq(d/t_w)$ を(4.2)式に代入すると、表 4.2 の通り μ_a の計算値($cal\mu_a$)を得る。 $cal\mu_a$ と $FEM\mu_a$ を比較すると、(4.5)式程度のスチフナ断面であればほぼ $FEM\mu_a > cal\mu_a$ となり、(4.5)式によるスチフナ断面算出が解析に代わる評価手段であると言える。等価幅厚比で法令での幅厚比ランクが低い場合も、塑性変形倍率は十分な値となる。

4.5.6 等価幅厚比とスチフナ補強の関係

これまでの検討から、十分なスチフナ断面を持つスチフナ枚数を設定すれば、等価幅厚比を求めることで、(4.1),(4.2)式によりスチフナ補強後の τ_0 の計算値($cal\tau_0$), $cal\mu_a$ を算出できるが、この $cal\tau_0$, $cal\mu_a$ がスチフナ断面を持つ梁の $FEM\tau_0$, $FEM\mu_a$ とどの程度一致するか確認する。

4.2 節の解析モデルの H 鋼梁へのスチフナ補強についてスチフナ断面($t_s=4.5\text{mm}$, $w_s=18, 27, 36, 54, 72\text{mm}$, 両側 : B, 片側 : O), スチフナ枚数($n=1,2,3$), 応力歪関係を $\gamma=1.5$ のトリリニアとした単調増分解析を行い $FEM\tau_0$, $FEM\mu_a$ を求めた。

表 4.2, 表 4.3 に計算値と解析値の比較結果を示す。 τ_0 について、解析値と計算値の差は 10% 以内でありよく一致している。 μ_a については、解析値は前節の通り計算値より大きくなるが安全側である。これらのことから、スチフナを持つ梁の $cal\tau_0$, $cal\mu_a$ を(4.1), (4.2)式により評価することは可能である。

表 4.2 計算値と解析値の比較 (μ_a)

		$n=1$	$n=2$	$n=3$
$cal\mu_a$		9.1	11.1	13.4
$FEM\mu_a$	18-B	9.1	9.4	9.4
	27-B	10.8	11.2	11.5
	36-B	13.0	13.8	14.4
	54-B	14.9	15.5	16.5
	72-B	16.0	16.1	16.6
	18-O	8.3	7.8	7.8
	27-O	9.2	10.4	9.9
	36-O	10.8	12.6	13.0
	54-O	12.2	14.4	13.5
	72-O	13.3	15.5	14.9

表 4.3 計算値と解析値の比較 (τ_0)

		$n=1$	$n=2$	$n=3$
$cal\tau_0$		1.19	1.24	1.28
$FEM\tau_0$	18-B	1.18(0.99)	1.19(0.96)	1.20(0.94)
	27-B	1.20(1.00)	1.22(0.98)	1.24(0.97)
	36-B	1.22(1.03)	1.30(1.05)	1.33(1.03)
	54-B	1.23(1.03)	1.34(1.07)	1.36(1.06)
	72-B	1.23(1.04)	1.33(1.07)	1.33(1.04)
	18-O	1.15(0.97)	1.15(0.93)	1.15(0.89)
	27-O	1.17(0.98)	1.19(0.96)	1.19(0.93)
	36-O	1.19(1.00)	1.24(1.00)	1.23(0.96)
	54-O	1.20(1.01)	1.28(1.03)	1.25(0.98)
	72-O	1.21(1.01)	1.30(1.05)	1.26(0.98)

※下線 : (4.5)式を満足する w_s , 太字 : $FEM\mu_a > cal\mu_a$

4.6 耐力上昇率, 塑性変形倍率の検証

第2章で述べた等価幅厚比を用いて, (4.1), (4.2)式により算出した耐力上昇率及び塑性変形倍率と, 本論文の実験及び既往の载荷試験^{4.6)~4.8)}による耐力上昇率及び塑性変形倍率との比較を行った. 比較する試験体は最大耐力の90%まで低下した時点の塑性変形倍率が計算できるもの, (4.1),(4.2)式の適用範囲を満足するもの, および(2.1)式から求まるスチフナ長さ, (4.5)式から求まるスチフナ厚さ, 幅の制限を満足するものを選んだ. 塑性変形倍率については既往文献でも算出されているが, 算出方法は文献ごとに異なっているため既往文献の荷重変位関係のグラフを元に図3.10のように文献4.9)の作図法により改めて求めた.

図4.31に比較した試験体の幅厚比の関係図, 表4.4に耐力上昇率, 塑性変形倍率の計算値と実験値, (2.1),(4.1)式から算出されるスチフナ長さ(cal_s)及び試験体のスチフナ長さ($expl_s$)の片持ち梁長さ(L)に対する比 $cal_s/L, expl_s/L$ の一覧を示す. 図4.32にはスチフナ長さが塑性変形倍率に与える影響を比較した結果を示す. この図の横軸のスチフナ長さは $expl_s$ を cal_s で無次元化し, 縦軸の塑性変形倍率は補強試験体の実験値 ($s\mu_a$ または $s\eta_a$) を無補強試験体の実験値 ($o\mu_a$ または $o\eta_a$) で無次元化した. 表4.4, 図4.32に挙げた補強試験体は, すべて(2.1), (4.1)式から算出される必要スチフナ長さ cal_s より長いスチフナを持つ. 図4.32で $expl_s/cal_s$ が1を大きく上回り, 必要長さより十分長いスチフナを持つ試験体に着目すると, スチフナ付加に伴う塑性変形能力の向上の程度は小さく, 最低限のスチフナ長さを確保すれば十分であることがわかる.

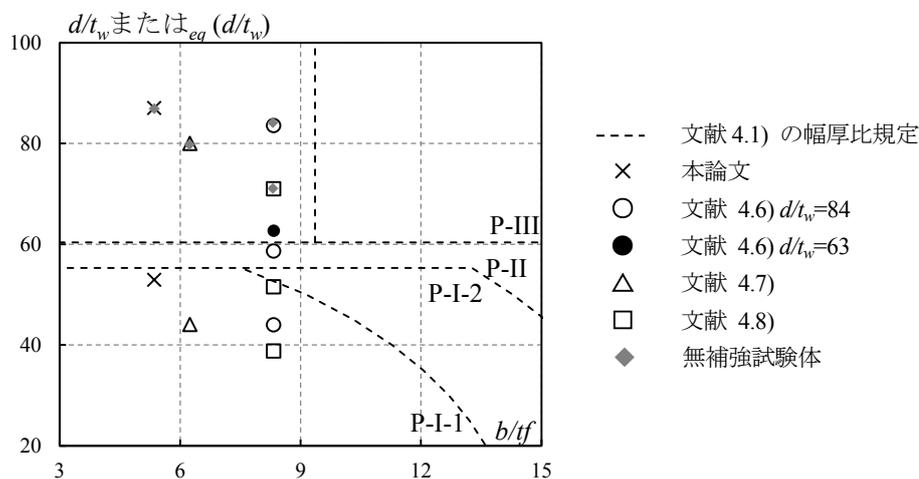


図 4.31 試験体の幅厚比

表 4.4 実験値と計算値の比較

(a) $exp\eta_a$ と $cal\mu_a$ の比較

試験体名	本論文					文献 4.7)		文献 4.8)			
	無補強	1.4D-W72-B	0.7D-W72-B	1.0D-W72-O	1.0D-W36-O	NO.4	NO.5	B11	B12	B13	
n	0	2	2	2	2	0	2* ¹	0	1	2	
α	2	2/3	2/3	2/3	2/3	2	1/2	2	2/3	2/3	
b/t_f	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	6.25	6.25	8.33	8.33	8.33	
$eq(d/t_w)$	87.0	52.9	52.9	52.9	52.9	80.0	34.5	71.0	51.5	38.8	
実験値	$exp\tau_0$	1.18	1.35	1.24	1.32	1.32	1.07	1.21	1.12	1.17	1.32
	$exp\eta_a$	4.56	5.19	6.04	5.70	5.78	6.1* ²	5.7* ²	5.4	6.8	7.1
	$exp l_s/L$	-	1.45	0.73	1.00	1.00	-	0.99	-	1.50	1.35
計算値	$cal\tau_0$	1.11	1.21	1.21	1.20	1.20	1.12	1.26	1.14	1.22	1.27
	$cal\mu_a$	6.74	9.84	9.84	9.46	9.46	5.49	12.15	3.16	5.87	9.11
	$cal l_s/L$	-	0.69	0.69	0.54	0.54	-	0.55	-	0.25	0.44

*1: 不等分割 (高さ方向 1:2:1 に分割する配置)

*2: 履歴曲線からの作図では NO. 4, 5 の $\eta_a=6.1, 5.7$ だが, 文献での算出方法では $\eta_a=6.14, 9.99$

(b) $exp\mu_a$ と $cal\mu_a$ の比較

試験体名	文献 4.6)				
	N-4	LS-1	LS-2	N-2	
n	0	1	2	0	
α	2	1	2/3	2	
b/t_f	8.33	8.33	8.33	8.33	
$eq(d/t_w)$	83.6	58.6	44.0	62.7	
実験値	$exp\tau_0$	1.14	1.15	1.13	1.15
	$exp\mu_a$	2.5	5.5	6.7	3.0
	$exp l_s/L$	-	1.00	1.00	-
計算値	$cal\tau_0$	1.09	1.17	1.22	1.14
	$cal\mu_a$	2.11	4.39	6.94	3.72
	$cal l_s/L$	-	0.38	0.72	-

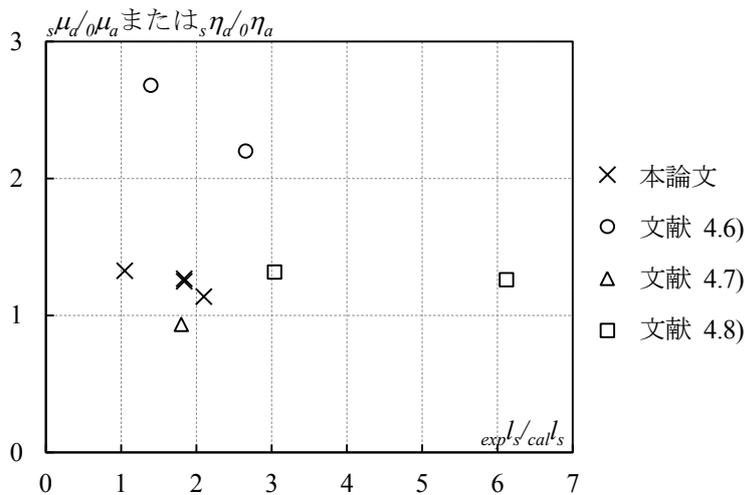


図 4.32 計算値と実験値の比較 (スチフナ長さ)

ただし、本論文の試験体 0.7D-W72-B では、必要長さが確保されており ($exp l_s / cal l_s = 0.73/0.69 = 1.06$)、塑性変形倍率が十分な値であるが、図 4.5 でわかるように座屈発生位置が補強範囲の外側で顕著になる。よって、補強範囲内での局部座屈の卓越をより確かにするためには、スチフナ長さの確保にはある程度の余裕を見込む必要がある。また、(2.1)式は片持ち梁の先端に荷重する直線的応力勾配の場合の算出式であり、応力勾配が曲線的になる実建物の大梁の場合には、(2.1)式ではなく実際の応力分布に応じて無補強時の最大モーメントを超える範囲を補強範囲とする必要がある。

図 4.33 に耐力上昇率に関する計算値と実験値の比較を示す。両者の誤差は 10%程度となっており、評価手段として提案式の適用性は高いと言える。

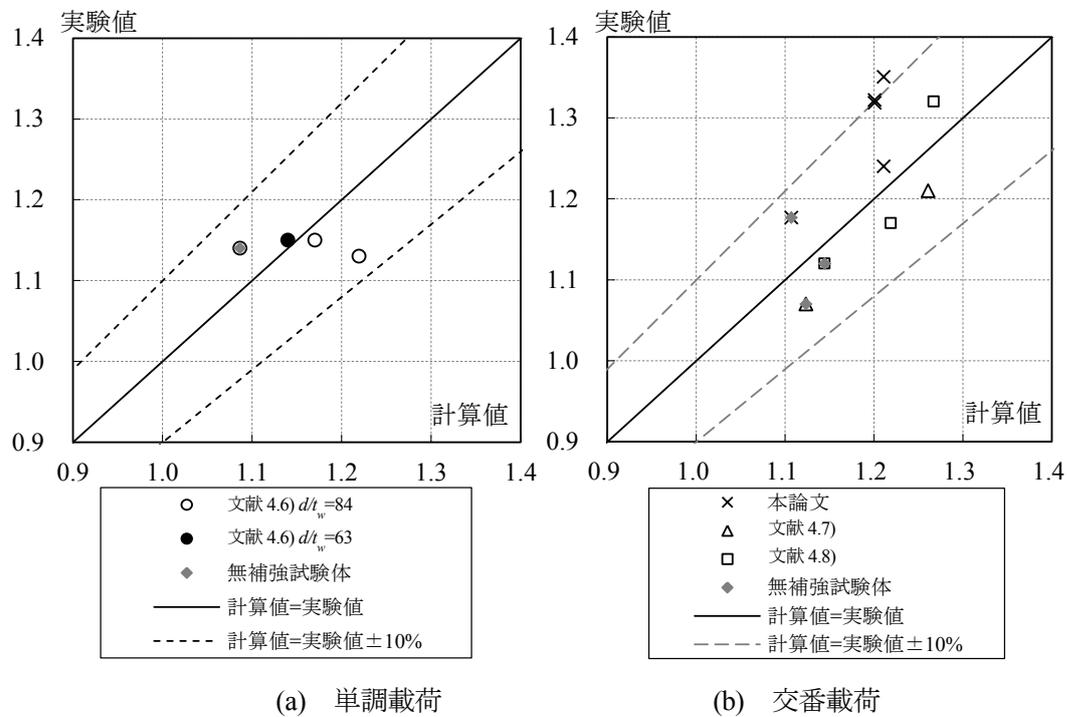


図 4.33 計算値と実験値の比較 (耐力上昇率)

図 4.34 には塑性変形倍率に関する計算値と実験値の比較を示す。文献 4.6)の実験値は μ_a 、それ以外の実験値は η_a であり、図 4.34(a)の μ_a に関しては実験値 $exp\mu_a$ と計算値 $cal\mu_a$ の誤差は少ない。図 4.34(b)の η_a に関しては $exp\eta_a$ と $cal\mu_a$ を比較することは同じ指標の比較ではないが、両者のばらつきが大きい。このばらつきは最大で $exp\eta_a$ が $cal\mu_a$ の 50%程度となる。(4.2)式に代わり、下式のような換算係数 0.5 を乗じた塑性変形倍率の下限値 $min\eta_a$ を用いることでも評価手段としては安全側である。

$$min\eta_a = 0.5 \left\{ \gamma \left(\frac{58.4}{b/t_f} + \frac{299}{d/t_w} - 10.7 \right) + 2.28 \right\} \quad (4.6)$$

$exp\eta_a$ と $cal\mu_a$ のばらつきに関しては、両者の対応関係は交番载荷の繰返し回数に大きく依存し、繰返し回数 1 回の η_a と μ_a の対応は良いが、繰返し回数が多くなると η_a が μ_a より低下することが木村^{4.10)}、五十嵐ら^{4.11)}の研究でも述べられている。図 4.34(b)の繰返し回数について、文献 4.7,8)は繰返し回数が 1 回、本論文は 2 回であり、繰返し回数 1 回のものについては $exp\eta_a$ と $cal\mu_a$ の一致が比較的良く、繰返し回数 2 回のは η_a が μ_a より低下している。従って、図 4.34(b)の $exp\eta_a$ と $cal\mu_a$ のばらつきは繰返し回数に起因するものと考えられる。

既往研究で繰返し回数を考慮した評価を行う手法が提案^{4.10)}されているが、設計への応用に際して、地震波に大きく依存する繰返し回数を具体的に推定することは現実的でない。したがって、具体的な繰返し履歴の状況に依存しない η_a の評価法としては、本論文で示すような η_a の下限を抑える評価が適しており、設計への応用も行いやすいと考える。

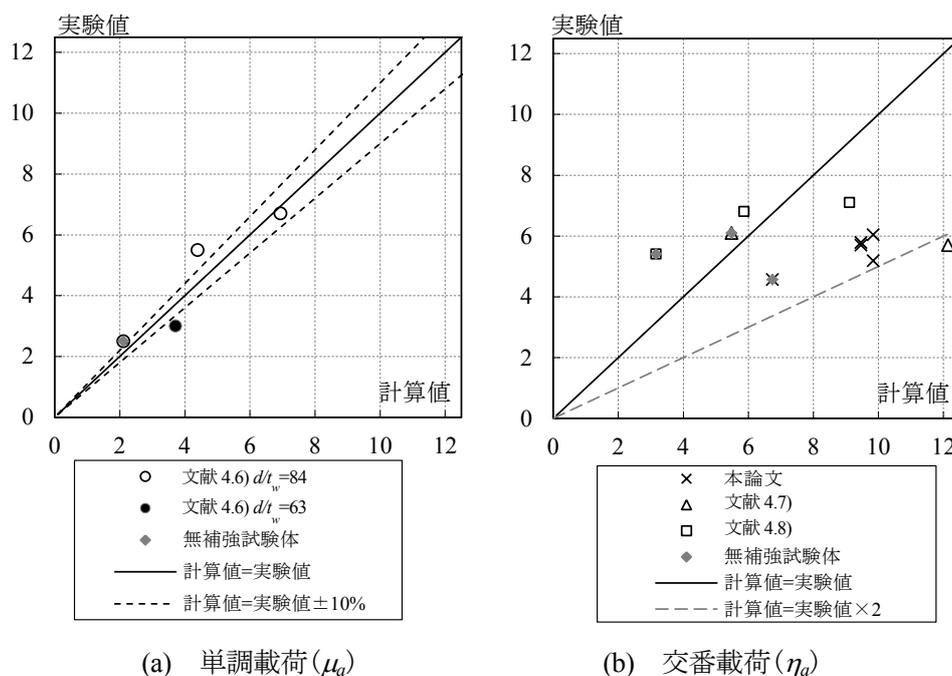


図 4.34 計算値と実験値の比較 (塑性変形倍率)

4.7 まとめ

第3章の載荷試験で得られた力学的挙動を、有限要素解析で再現できることを確認した。実験結果と数値シミュレーション結果の比較を行ったところ、耐力上昇率についてはいずれの試験体でもシミュレーション結果の方が低い結果となったが、両者の差は2~11%程度であり、シミュレーションにより実験結果を概ね再現できることが確認できた。一方、累積塑性変形倍率については両者の差が比較的大きく、シミュレーションの再現精度はやや劣る結果となった。

スチフナ寸法のうち、長さ、幅をパラメータとした数値解析を行うことでその効果を有限要素解析により定量的に把握した。スチフナ長さが長いほど、幅が広いほど塑性変形能力は上昇するが、長さ、幅の増分と上昇率は比例関係にはなく、必要長さ、必要幅を超える長さ、幅を与えても変形能力の大きな向上に結びつかない結果となった。

スチフナの無い無補強の梁についてフランジ厚、ウェブ厚、降伏比をパラメータとする数値解析を行い、これらと最大耐力、塑性変形能力との関係を定量的に評価した。耐力上昇率 τ_0 ならびに単調載荷時の塑性変形能力 μ_a の推定式を、数値シミュレーション結果に基づいてウェブ、フランジの幅厚比ならびに鋼材の降伏比を変数とする回帰式として導いた。

次に、スチフナ補強されたウェブを持つ梁に対し、ウェブ等価幅厚比をこの回帰式に代入することで τ_0 と μ_a を推定できるかを調べた結果、 τ_0 ならびに μ_a の推定値と実験値の誤差は10%程度に留まり、高い精度を示した。さらに、繰返し載荷実験で得られた累積塑性変形倍率 η_a については、交番載荷の繰返し回数による低下を評価して μ_a の推定値に換算係数0.5を乗じることで η_a の実験値の下限を概ね評価できることがわかった。

面内せん断力と面内曲げを受ける長方形単板の弾性座屈理論解に基づく等価幅厚比の算出式を用いて、スチフナ補強されたウェブを持つ梁の最大耐力、塑性変形能力を、無補強の梁と同様に評価できることを確かめた。

【参考文献】

- 4.1) 鋼構造限界状態設計指針，日本建築学会，2010.
- 4.2) 鋼構造座屈設計指針，日本建築学会，2009.
- 4.3) 五十嵐規矩夫，末國良太，篠原卓馬，王韜：鋼構造 H 形断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比区分，日本建築学会構造系論文集，Vol. 76，No. 668，1865-1872，2011.
- 4.4) 鈴木敏郎，五十嵐規矩夫，東武史，薩川恵一：ウェブ幅厚比の大きな高張力鋼梁の大変形挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 504，95-101，1998.
- 4.5) 鋼構造設計規準 一許容応力度設計法一 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.

- 4.6) 鈴木敏郎, 木村衛, 黄崇斌, 源淳一: スティフナー補剛鉄骨梁の塑性変形性状について, 日本建築学会関東支部研究報告集 構造系, 53, pp.237-240, 1982.
- 4.7) 寺本隆幸, 他 4 名: 箱型断面柱に接続された H 型断面梁の曲げ耐力及び塑性変形能に関する実験的研究, その 1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.1075-1078, 1986.
- 4.8) 古宮嘉之, 他 4 名: ウェブをプレート補強した H 形鋼梁の構造性能 その 1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.825-828, 2012.
- 4.9) 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.
- 4.10) 木村祥裕: 局部座屈崩壊型 H 形鋼梁の塑性変形性能と累積塑性変形性能に及ぼす荷履歴特性の影響 一片持ち梁形式の荷重実験データベースの構築, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 664, pp. 1143-1151, 2011.
- 4.11) 五十嵐規矩夫, 小田部敏明, 王韜: ウェブ幅厚比の大きな H 形断面梁の塑性変形能力と座屈後繰返し挙動, 日本建築学会構造系論文集, vol.74, No. 646, pp. 2345-2354, 2009.

第 5 章

スチフナ設定フロー，スチフナ補強の設計例

5.1 スチフナ設定フローの具体化

図 2.3 で示した設計フローについて、第 3 章、第 4 章で得られた算出式で検討内容を具体化すると図 5.1 のようになる。スチフナ枚数を設定すると $eq(d/t_w)$ が算出でき、この時点で $eq(d/t_w)$ による幅厚比ランクが目標性能に合致するか判断する箇所が図 2.3 と異なる。

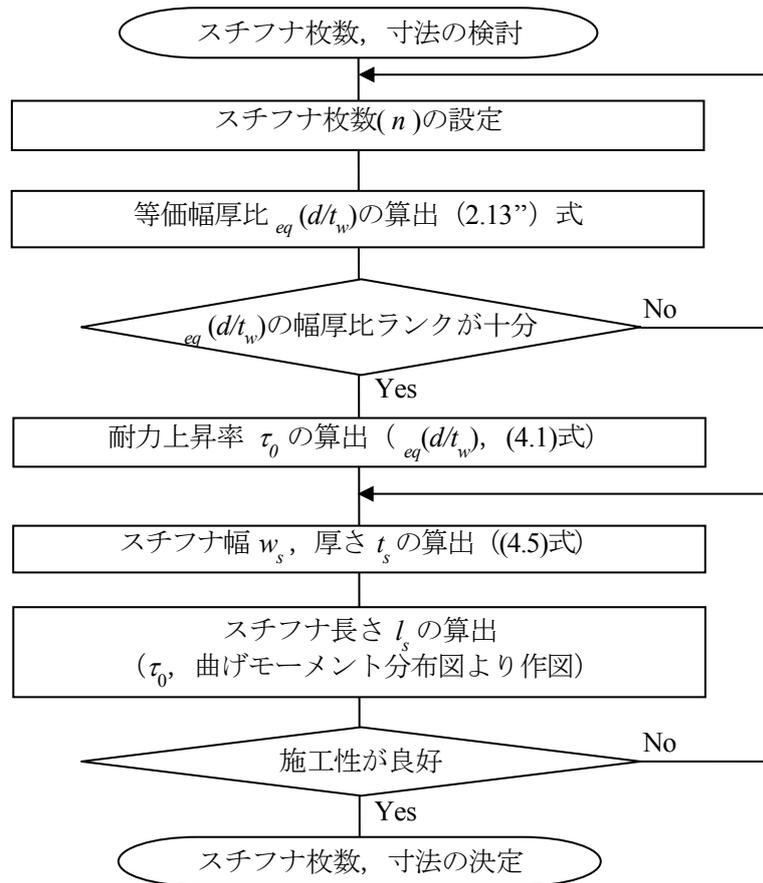


図 5.1 スチフナ寸法の設定フロー (詳細)

5.2 試設計によるスチフナの設定

増築が計画されている既存建築物に対し不足する耐震性能をスチフナ補強により付加する試設計を行う。補強前、補強後の2種類の計算を行い、補強効果を定量的に確認する。構造計算ソフト「super build/SS3」による立体解析を行い、保有水平耐力(Q_u)と必要保有水平耐力(Q_{un})との比を算出することで補強効果を確認する。

5.2.1 建物概要

表 5.1～5.3 に建物の構造概要、部材リスト、図 5.2, 5.3 に梁伏図、軸組図を示す。昭和 50 年台前半に建設された鉄骨造 3 階建て（一部 4 階建て）の建築物であり、総 4 階建てに増築する計画がある。使用状況から、地上 1 層を RL（レールレベル）階、2～4 層を 1～3 階と呼ぶ。

現状の耐震診断では耐震性能に問題は少ないが、増築後は耐震性能が不足する建築物である。試設計では総 4 階建てとした状態の補強前後の耐震性能を比較する。

X 方向（線路直交方向）の基礎梁は既設軌道下を横断しての施工が困難なため省略されている。また Y 方向（線路平行方向）の基礎梁も軌道に近接した掘削が困難なことから断面の小さい基礎梁となっており、その曲げ耐力は鉄骨柱や杭の曲げ耐力と比べて低いものとなっている。

既設鋼管柱は鋳造円形鋼管（鋼種 SCW-50CF：引張強度 490N/mm^2 ）で径厚比ランクは線路階は FA、1～3 階は FB であり、荷重支持能力、変形能力が期待できる。対して既設 H 鋼梁（鋼種 SM50：引張強度 490N/mm^2 ）は、各階ともフランジの板厚比ランクは FA であるがウェブの幅厚比ランクはほとんどが FD であり耐震性能が低く評価されている。このような条件の建物の場合、既設 H 鋼梁をスチフナ補強することでフレームの変形性能が向上し、結果として耐震性能が向上すると考えられる。尚、増築する柱梁（鋼材規格 STK400, SN490）の板要素の幅厚比は十分小さいものを選定しておりスチフナ補強の対象としない。

1 通り側に隣接する既設建築物との間を各階に床版を渡すことで両者が接続されており、解析上はこの床版の荷重を 1'通り～1 通り間の仮想フレームに載る荷重として考慮する。

表 5.1 構造概要

用途	駅舎, 店舗	
建物形状	X 方向 6 スパン, Y 方向 3 スパン 階数 4 階 (RL 階, 1~3 階)	
構造形式	鉄骨ラーメン構造	$H = 22(\text{m})$
杭	場所打ち RC 杭	$L = 17(\text{m})$
鋼材(既存) (増築)	柱: 遠心力鋳鋼管 SCW-50CF 柱: 円形鋼管 STKN490	梁: H 形鋼 SM50 梁: H 形鋼 SN490
材料特性	ヤング率 E 降伏応力度 σ_y	$205,000\text{N/mm}^2$ 325N/mm^2
地域係数	$Z = 1.0$	
振動特性係数	$R_t = 1.0$	
標準層せん断力係数	$C_0 = 1.0$ (保有耐力計算用)	
一次固有周期	$T = 0.657$ 秒	

表 5.2 部材リスト

	階	断面寸法(mm)	径厚比	ランク
柱	3F	$\phi 800 \times 15$ (既設)	53.3	FB
		$\phi 800 \times 21$ (増築)	38.1	FB
	2F	$\phi 800 \times 15$	53.3	FB
		1F	$\phi 800 \times 21$ (1~6 通り) $\phi 800 \times 18$ (7 通り)	38.1 44.4
	RLF	$\phi 800 \times 39$ (1~6 通り) $\phi 800 \times 33$ (7 通り)	20.5 24.2	FA FA
大梁	表 5.3 参照			
基礎梁	$H \times B = 1200 \times 800$			
杭	$\phi 2200$ (1~6 通り) $\phi 2000$ (7 通り)			

表 5.3 梁断面リスト

フレーム	階	スパン	符号	梁実長 (m)	断面寸法(mm)				幅厚比 ・幅厚比ランク					
					L	D	B	t _w	t _f	b/t _f		d/t _w		
A	3	1-2	4GX2	12.723	900	300	14	19	7.89	61.6	FD			
			4GX31	12.466	900	300	19	22	6.82	45.1	FA			
			4GX31	15.025	900	300	19	22	6.82	45.1				
			4-5	4GX31	11.090	900	300	19	22	6.82		45.1		
			5-6	4GX31	14.122	900	300	19	22	6.82		45.1		
			6-7	4GX31	9.618	900	300	19	22	6.82		45.1		
	2	1-2	3GX1	12.723	1100	300	14	19	7.89	75.9	FD			
			2-3	3GX2	12.466	1100	300	14	19	7.89		75.9		
			3-4	3GX2	15.025	1100	300	14	19	7.89		75.9		
			4-5	3GX2	11.090	1100	300	14	19	7.89		75.9		
			5-6	3GX2	14.122	1100	300	14	19	7.89		75.9		
			6-7	3GX1A	9.618	1100	300	14	19	7.89		75.9		
	1	1-2	2GX1	12.723	1100	300	14	25	6.00	75.0		FD		
			2-3	2GX2	12.466	1100	300	14	22	6.82			75.4	
			3-4	2GX2A	15.025	1100	350	14	22	7.95			75.4	
			4-5	2GX2	11.090	1100	300	14	22	6.82			75.4	
			5-6	2GX2	14.122	1100	300	14	22	6.82			75.4	
			6-7	2GX1A	9.618	1100	300	14	25	6.00			75.0	
	RL	1-2	1GX1	12.723	900	400	14	32	6.25	59.7			FD	
			2-3	1GX2	12.466	900	400	14	32	6.25				59.7
			3-4	1GX2	15.025	900	400	14	32	6.25				59.7
4-5			1GX2	11.090	900	400	14	32	6.25	59.7				
5-6			1GX2	14.122	900	400	14	32	6.25	59.7				
6-7			1GX1A	9.618	900	400	14	32	6.25	59.7				
B	3	1-2	4GX2	12.677	900	300	14	19	7.89	61.6	FD			
			4GX21	11.751	900	300	16	19	7.89	53.9	FB			
			3-4	4GX22	15.330	900	300	19	22	6.82	45.1			FA
			4-5	4GX2	12.416	900	300	14	19	7.89	61.6			FD
			5-6	4GX31	14.774	900	300	19	22	6.82	45.1			FA
			6-7	4GX31	9.638	900	300	19	22	6.82	45.1			FA
	2	1-2	3GX1	12.677	1100	300	14	19	7.89	75.9	FD			
			2-3	3GX2	12.416	1100	300	14	19	7.89		75.9		
			3-4	3GX2	15.330	1100	300	14	19	7.89		75.9		
			4-5	3GX2	12.416	1100	300	14	19	7.89		75.9		
			5-6	3GX2	14.774	1100	300	14	19	7.89		75.9		
			6-7	3GX1A	9.638	1100	300	14	19	7.89		75.9		
	1	1-2	2GX1	12.677	1100	300	14	25	6.00	75.0		FD		
			2-3	2GX2	12.416	1100	300	14	22	6.82			75.4	
			3-4	2GX2A	15.330	1100	350	14	22	7.95			75.4	
			4-5	2GX2	12.416	1100	300	14	22	6.82			75.4	
			5-6	2GX2	14.774	1100	300	14	22	6.82			75.4	
			6-7	2GX1B	9.638	1100	300	14	22	6.82			75.4	
RL	1-2	1GX1	12.677	900	400	14	32	6.25	59.7	FD				
		2-3	1GX2	12.416	900	400	14	32	6.25				59.7	
		3-4	1GX2	15.330	900	400	14	32	6.25				59.7	
		4-5	1GX2	12.416	900	400	14	32	6.25				59.7	
		5-6	1GX2	14.774	900	400	14	32	6.25				59.7	
		6-7	1GX1A	9.638	900	400	14	32	6.25				59.7	
C	3	1-2	4GX21	12.640	900	300	16	19	7.89		53.9		FB	
			2-3	4GX21	11.202	900	300	16	19		7.89		53.9	FA
			3-4	4GX22	15.564	900	300	19	22		6.82		45.1	FA
			4-5	4GX2	13.794	900	300	14	19		7.89		61.6	FD
			5-6	4GX31	15.751	900	300	19	22		6.82		45.1	FA
			6-7	4GX31	8.820	900	300	19	22		6.82		45.1	FA
	2	1-2	3GX1	12.640	1100	300	14	19	7.89		75.9	FD		
			2-3	3GX2	11.202	1100	300	14	19		7.89		75.9	
			3-4	3GX2	15.564	1100	300	14	19		7.89		75.9	
			4-5	3GX2	13.794	1100	300	14	19		7.89		75.9	
			5-6	3GX2	15.751	1100	300	14	19		7.89		75.9	
			6-7	3GX1A	8.820	1100	300	14	19		7.89		75.9	
	1	1-2	2GX1	12.640	1100	300	14	25	6.00	75.0	FD			
			2-3	2GX2	11.202	1100	300	14	22	6.82			75.4	
			3-4	2GX2	15.564	1100	300	14	22	6.82			75.4	
			4-5	2GX2	13.794	1100	300	14	22	6.82			75.4	
			5-6	2GX2	15.751	1100	300	14	22	6.82			75.4	
			6-7	2GX1A	8.820	1100	300	14	25	6.00			75.0	
RL	1-2	1GX1	12.640	900	400	14	32	6.25	59.7	FD				
		2-3	1GX2	11.202	900	400	14	32	6.25				59.7	
		3-4	1GX2	15.564	900	400	14	32	6.25				59.7	
		4-5	1GX2	13.794	900	400	14	32	6.25				59.7	
		5-6	1GX2	15.751	900	400	14	32	6.25				59.7	
		6-7	1GX1A	8.820	900	400	14	32	6.25				59.7	
D	3	1-2	4GX31	12.604	900	300	19	22	6.82			45.1	FA	
			2-3	4GX31	10.652	900	300	19	22			6.82		45.1
			3-4	4GX31	15.798	900	300	19	22			6.82		45.1
			4-5	4GX31	14.366	900	300	19	22			6.82		45.1
			5-6	4GX31	16.203	900	300	19	22			6.82		45.1
			6-7	4GX31	9.333	900	300	19	22			6.82		45.1
	2	1-2	3GX1	12.604	1100	300	14	19	7.89		75.9	FD		
			2-3	3GX2	10.652	1100	300	14	19		7.89			75.9
			3-4	3GX2	15.798	1100	300	14	19		7.89			75.9
			4-5	3GX2	14.366	1100	300	14	19		7.89			75.9
			5-6	3GX2	16.203	1100	300	14	19		7.89			75.9
			6-7	3GX1A	9.333	1100	300	14	19		7.89			75.9
	1	1-2	2GX1	12.604	1100	300	14	25	6.00	75.0	FD			
			2-3	2GX2	10.652	1100	300	14	22	6.82				75.4
			3-4	2GX2	15.798	1100	300	14	22	6.82				75.4
			4-5	2GX2	14.366	1100	300	14	22	6.82				75.4
			5-6	2GX2	16.203	1100	300	14	22	6.82				75.4
			6-7	2GX1A	9.333	1100	300	14	25	6.00				75.0
RL	1-2	1GX1	12.604	900	400	14	32	6.25	59.7	FD				
		2-3	1GX2	10.652	900	400	14	32	6.25				59.7	
		3-4	1GX2	15.798	900	400	14	32	6.25				59.7	
		4-5	1GX2	14.366	900	400	14	32	6.25				59.7	
		5-6	1GX2	16.203	900	400	14	32	6.25				59.7	
		6-7	1GX1A	9.333	900	400	14	32	6.25				59.7	
E	3	D-C	4GV31	9.277	900	400	16	22	9.09			53.5	FB	
			C-B	4GV21	9.277	900	300	16	22			6.82		53.5
			B-A	4GV3	12.300	900	300	14	19			7.89		61.6
			D-C	3GV1	9.277	1100	300	14	22			6.82		75.4
			C-B	3GV2	9.277	1100	300	14	25			6.00		75.0
			B-A	3GV3	12.300	1100	400	14	28			7.14		74.6
	2	D-C	2GV1	9.277	1100	400	14	28	7.14		74.6	FD		
			C-B	2GV2	9.277	1100	400	14	25		8.00			75.0
			B-A	2GV3	12.300	1100	400	14	28		7.14			74.6
			D-C	1GV1	9.277	900	400	16	32		6.25			52.3
			C-B	1GV2	9.277	900	400	16	32		6.25			52.3
			B-A	1GV3	12.300	900	400	16	32		6.25			52.3
	1	D-C	4GV31	9.281	900	400	16	22	9.09	53.5	FB			
			C-B	4GV22	9.281	900	400	16	28	7.14				52.8
			B-A	4GV3	12.305	900	300	14	19	7.89				61.6
			D-C	3GV1	9.281	1100	300	14	22	6.82				75.4
			C-B	3GV11	9.281	1100	400	14	25	8.00				75.0
			B-A	3GV3	12.305	1100	400	14	28	7.14				74.6
2	D-C	2GV1	9.281	1100	400	14	28	7.14	74.6	FD				
		C-B	2GV2	9.281	1100	400	14	25	8.00				75.0	
		B-A	2GV3	12.305	1100	400	14	28	7.14				74.6	
		D-C	1GV1	9.281	900	400	16	32	6.25				52.3	
		C-B	1GV2	9.281	900	400	16	32	6.25				52.3	
		B-A	1GV3	12.305	900	400	16	32	6.25				52.3	
3	D-C	4GV31	9.365	900	400	16	22	9.09	53.5			FB		
		C-B	4GV22	9.365	900	400	16	28	7.14				52.8	
		B-A	4GV3	12.415	900	300	14	19	7.89				61.6	
		D-C	3GV1	9.365	1100	300	14	22	6.82				75.4	
		C-B	3GV3	12.415	1100	400	14	28	7.14				74.6	
		B-A	3GV3	12.305	1100	400	14	28	7.14				74.6	
2	D-C	2GV1	9											

X方向 (線路直交方向)
 Y方向 (線路平行方向)

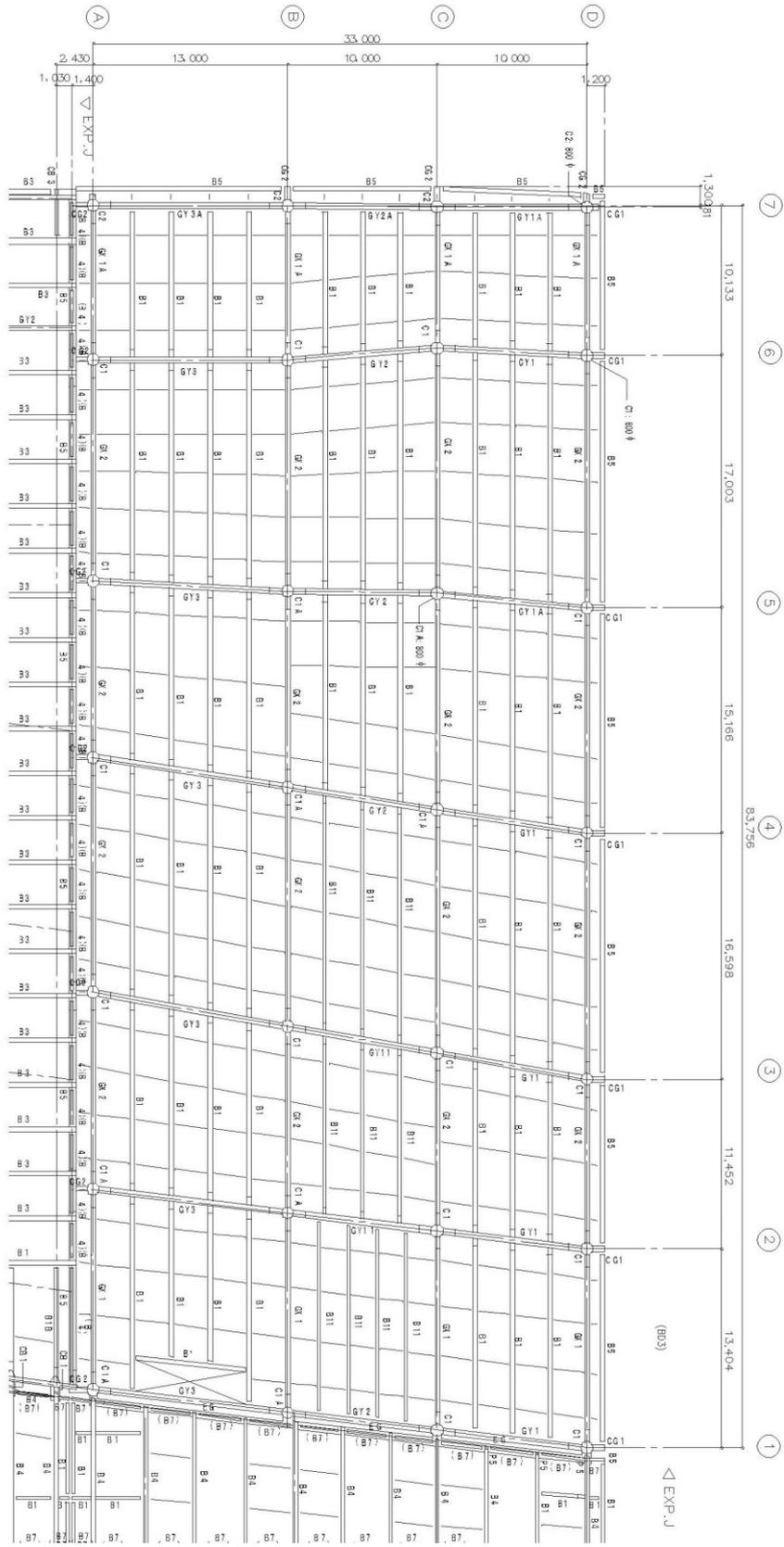
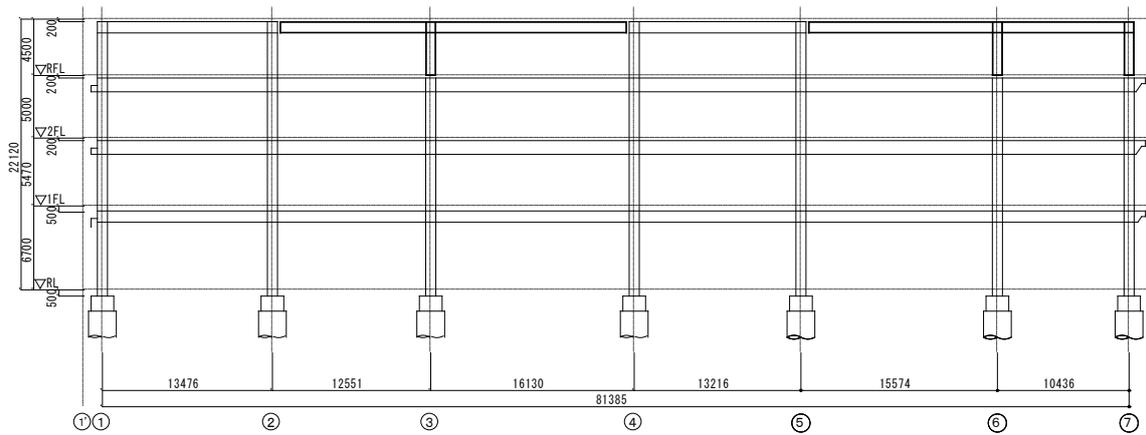
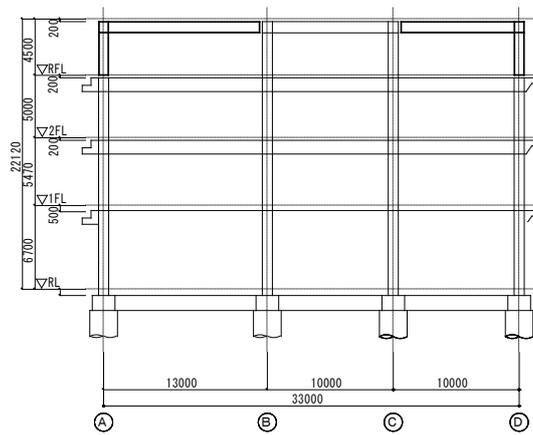


図 5.2 梁伏図 (3階床)



※太線：増築部柱梁

(a) X (線路直交) 方向 (B 通り) 軸組図



※太線：増築部柱梁

(b) Y (線路平行) 方向 (4 通り) 軸組図

図 5.3 軸組図

図 5.4 には幅厚比ランクの分布状況を示す。3 階増築部以外は、ウェブ幅厚比が大きいために変形性能が低く位置づけられる。

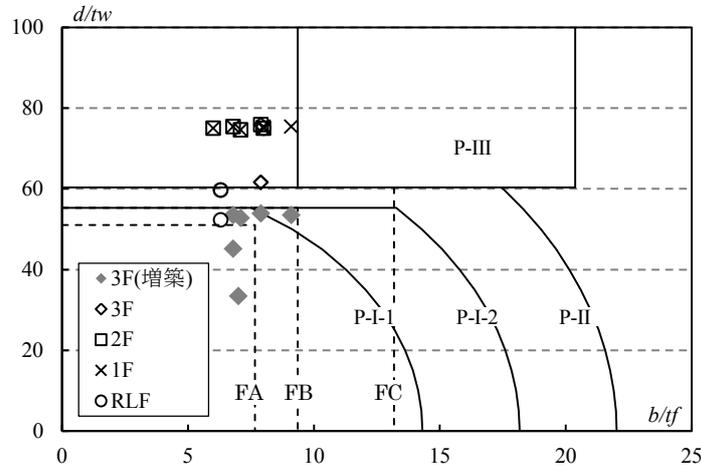


図 5.4 大梁の幅厚比ランク

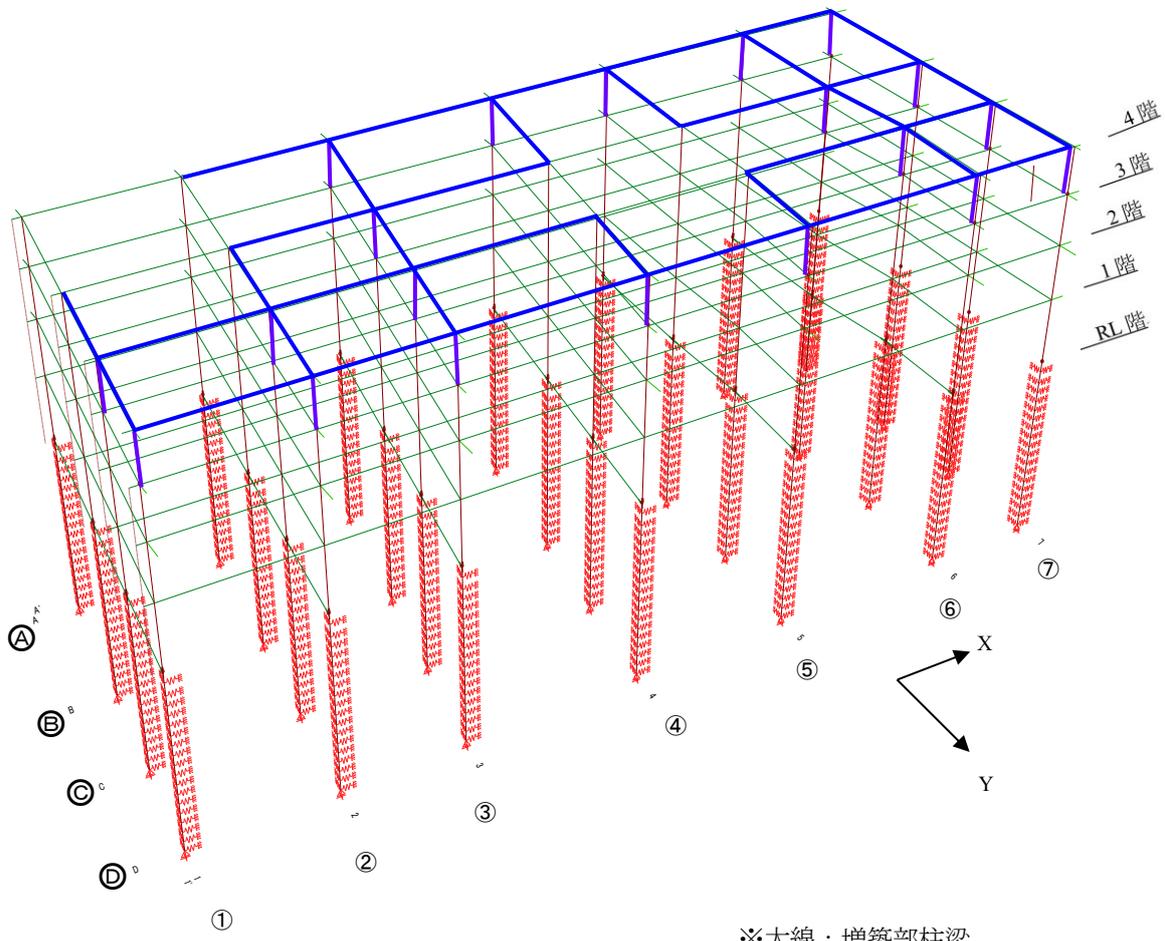
5.2.2 解析概要

図 5.5 に解析モデル図を示す。立体解析モデルによる変形増分解析を行い、大梁端部へのスチフナ補強の有無による保有水平耐力を算出する。

保有水平耐力計算では、 $C_0=1.0$ とした地震層せん断力係数の分布係数 (A_i) に基づく地震力を各層の重心位置に X 方向、Y 方向へ作用させる。各階床スラブによる剛床仮定が成立するものとし、作用させる荷重は長期荷重および短期荷重を設定し、長期荷重には固定荷重及び積載荷重を考慮し、短期荷重には地震荷重を想定する。増分解析で部材が全塑性耐力に達した後は、部材剛性を弾性剛性に対して 1/1000 に低減し応力を保持する前提で解析を進める。

基礎梁が無い、あるいは基礎梁による柱脚固定度が小さいため、柱脚の曲げ応力は杭頭及びその周囲の地盤で負担しており、この影響を適切に判断するため、杭を含めた解析モデルで検討する。このモデル化については文献 5.1)を参考に、杭に適切な間隔で水平方向のバネ支点を設定することで、杭の曲げ降伏や地盤の降伏を考慮する。これらの降伏についても降伏後は剛性を弾性剛性に対して 1/1000 に低減し応力は保持する前提とする。

解析は層間変形角が 1/50 に達するか、層崩壊が生じるまで進め、保有水平耐力は剛性低下とフレームの変形性能を勘案して適切な層間変形角に達した時点で算出する。層間変形角の判断手順は 5.4.1 節で詳しく述べる。



※太線：増築部柱梁

図 5.5 解析モデル

5.3 スチフナ寸法の算出

5.3.1 スチフナ厚さ, 枚数, 幅の設定

(1) スチフナ厚さ

補強対象の梁のウェブ厚さ t_w は殆どが $t_w=14\text{mm}$ であり (一部 16mm)、ウェブに取りつくスチフナの厚さ t_s は溶接の施工性を考慮して、すべて $t_s=12\text{mm}$ とする。

(2) スチフナ枚数

補強対象の梁のせい H は $H=1100\text{mm}, 900\text{mm}$ の 2 種類があり、フランジ厚は $19\sim 32\text{mm}$ であるので、簡単のため安全側のフランジ厚 19mm とする。(2.8"), (2.10)式より、スチフナ枚数 n に応じた等価幅厚比 $eq(d/t_w)$ は表 5.4 の通りとなる。幅厚比ランクが FA を満足するのは、 $eq(d/t_w) \geq 51$ であるので、すべての梁で $n=2$ とする。

表 5.4 $eq(d/t_w)$ の計算

	$n=0$	$n=1$	$n=2$	$n=3$
$H=1100$	75.9 (FD)	63.6 (FD)	48.5 (FA)	38.3 (FA)
$H=900$	61.6 (FD)	51.9 (FB)	39.5 (FA)	31.2 (FA)

※ (): 幅厚比ランク

(3) スチフナ幅

スチフナ幅は(4.5)式により算出する。

両側スチフナの場合 $w_s \geq 51.6\text{mm}$ ($H=1100\text{mm}$), 47.7mm ($H=900\text{mm}$)

片側スチフナの場合 $w_s \geq 73.8\text{mm}$ ($H=1100\text{mm}$), 68.8mm ($H=900\text{mm}$)

簡単のため、梁せいによらず、片側スチフナ、 $w_s=80\text{mm}$ とする。

以上より、長さ以外のスチフナの仕様は図 5.6 の通りとなる。

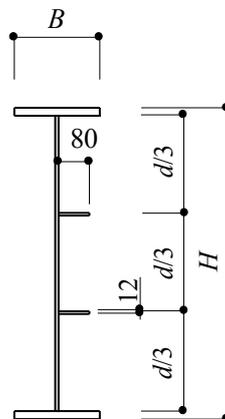


図 5.6 スチフナ仕様 一般図

5.3.2 補強後の大梁の等価幅厚比，最大耐力

表 5.5 に大梁の等価幅厚比，最大耐力の計算結果を示す。(4.1)式により算出した α_0 から，最大耐力を算出する。すべての梁でウェブの等価幅厚比ランクは FA となるが，フランジの幅厚比ランクは FB のものが多いため，梁の幅厚比ランクは RL 階 X 方向で FA，その他の階，方向で FB となる。

補強前後の全塑性耐力を比較すると (M_{ps}/M_{pn})，2～4%程度の耐力上昇であるが，最大モーメントを比較すると (M_{maxS}/M_{maxN})，8～13%程度耐力が上昇することがわかる。

補強長さは，補強前後の最大モーメントと梁のモーメント分布から算出する。柱の全塑性モーメントと梁の最大モーメントと比については，今回の設計例では柱耐力が十分大きいため，補強に伴って柱梁の降伏順序が入れ替わることは無かった。

保有水平耐力(Q_w)算出時に変形増分解析で用いる梁耐力は全塑性耐力とする。これは増分解析で部材が全塑性耐力で降伏した後，部材剛性を弾性剛性に対して 1/1000 に低減し応力を保持する前提としており，降伏後の耐力上昇，耐力低下を考慮していないためである。

表 5.5 部材リスト(大梁)

※網掛け部は増築部

階	符号	幅厚比			モーメント (kNm)				$\frac{M_{pS}}{M_{pN}}$	$\frac{M_{maxN}}{M_p}$	$\frac{M_{maxS}}{M_{maxN}}$
		b/t_f	d/t_w	$eq(d/t_w)$	M_{pN}	M_{pS}	M_{maxN}	M_{maxS}	M_{pN}	M_p	M_{maxN}
3	4GX2	7.89	61.6	39.9~40.2	2477	2567	2896	3215~3217	1.04	1.17	1.11
	4GX21	7.89	53.9	-	2598	-	3105	-	-	-	-
	4GX22	6.82	45.1	-	3014	-	3752	-	-	-	-
	4GX31										
	4GY2	7.89	61.6	38.9~39.9	2477	2567	2896	3217~3226	1.03	1.17	1.11
	4GY3										
	4GY21	6.82	53.5	-	2836	-	3449	-	-	-	-
	4GY22	7.14	52.8	-	4100	-	4972	-	-	-	-
	4GY31	9.09	53.5	-	3464	-	4068	-	-	-	-
	4GY33										
4GY32	7.03	33.4	-	5482	-	7016	-	-	-	-	
2	3GX1	7.89	75.9	47.4~49.1	3285	3396	3683	4140~4167	1.03	1.12	1.12~ 1.13
	3GX1A										
	3GX2										
	3GY1	6.82	75.4	46.7~49.7	3581	3392	4089	4589~4608	1.03	1.14	1.12~ 1.13
	3GY1A										
	3GY2A										
	3GY3A	8.00	75.0	44.1~44.2	4748	4859	5326	5990~5992	1.02	1.12	1.12~ 1.13
	3GY11										
	3GY2										
3GY2	6.00	75.0	45.8~45.9	3874	3985	4488	5042~5044	1.03	1.16	1.12	
3GY3	7.14	74.6	45.3~45.4	5142	5253	5856	6534~6537	1.02	1.14	1.12	
1	2GX1	6.00	75.0	45.5~47.7	3874	3985	4488	5018~5048	1.03	1.16	1.12
	2GX1A										
	2GX1B	6.82	75.4	47.0~49.2	3581	3692	4089	4577~4604	1.03	1.14	1.12~ 1.13
	2GX2										
	2GX2A	7.95	75.4	48.6~48.7	3966	4077	4447	4973~4974	1.03	1.12	1.12
	2GY1	7.14	74.6	42.9~45.4	5142	5253	5856	6534~6578	1.02	1.14	1.12
	2GY3										
	2GY1A	9.09	75.4	45.2	4352	4463	4789	5400	1.03	1.10	1.13
	2GY2A										
	2GY2	8.00	75.0	44.0~46.2	4748	4859	5326	5957~5993	1.02	1.12	1.12~ 1.13
2GY3A											
RL	1GX1	6.25	59.7	33.2~37.2	4406	4496	5311	5790~5850	1.02	1.21	1.09~ 1.10
	1GX1A										
	1GX2										
	1GY1	6.25	52.3	30.2~31.9	4519	4519	5562	6019~6046	1.02	1.23	1.08~ 1.09
	1GY1A										
	1GY2										
	1GY2A	6.25	59.7	33.6	4406	4406	5311	5845	1.02	1.21	1.10
	1GY3A	8.00	75.0	46.2	4748	4748	5326	5957	1.02	1.12	1.12

5.3.3 スチフナ長さの算出

スチフナ長さは梁の両端の曲げモーメントに応じて求める。想定するモーメントとして、表 5.6 で求めた最大モーメント M_{maxS} と保有耐力計算時の曲げモーメントが考えられる。保有耐力計算時の曲げモーメントは M_{maxS} 以下となる場合もあるが、ここでは安全側として M_{maxS} に達する場合の補強長さを計算する。

最大モーメント M_{maxN} を超える区間ではウェブの補強が最低限必要となるが、実験、解析等では、 M_{maxN} を超える範囲が補強されていても、スチフナ近傍の無補強部分でウェブの局部座屈が生じる場合があり、補強範囲には余裕長さを考慮する。余裕長さの考え方として以下が考えられる。

- ・補強長さに一定の安全率を掛ける方法
- ・解析、実験での局部座屈範囲の梁長方向の長さが梁せいの 1/2 程度であることから、補強長さに一定量を加える方法

ここでは、安全率として M_{maxN} と M_p の比（表 5.6 より 1.10~1.23）を考慮する。つまり、曲げモーメントが M_p を超える範囲を補強範囲とする。下記 1)、2) 及び図 5.7 の手順で補強区間を設定できる。

- 1) 長期荷重による応力を元に、水平荷重時に梁の両端部が M_{maxS} となるモーメント分布図 (M_D 図) を作成する。
- 2) 作成した曲げモーメント M_D について、 $M_D > M_p$ となる範囲と補強区間とする。

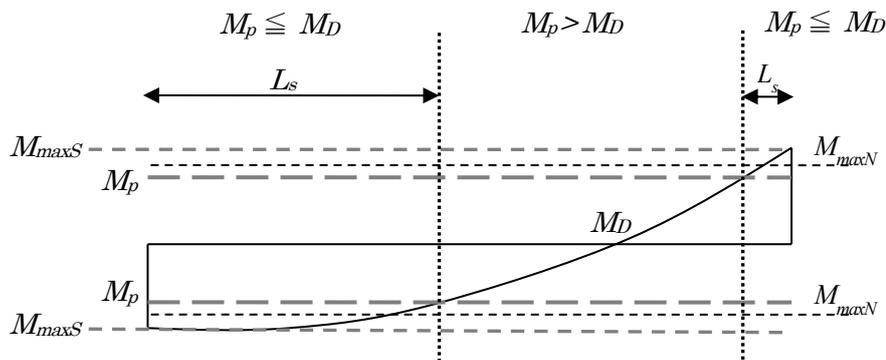


図 5.7 補強長さ概念図 (M_D 図)

図 5.8 には実際の計算例を示す。長期荷重の応力分布は解析上の都合上、梁端、梁接合部、梁中央の 5 か所のみしか把握できないため M_D 図は折れ線となる。左→右加力、右→左加力時の 2 つの場合で計算し、その最大値を L_s とする。この例の場合、補強長さは両端とも 2.01m となる。この計算例以外でも補強長さは左右の梁端で同一の数値となるが、この理由として、長期荷重が最大耐力に比べてかなり小さいことに加え、長期荷重のモーメント分布は L_s の算定位

置付近で小さいことが考えられる。

補強長さは梁端両方が最大モーメントに達する場合で算出するが、変形増分解析結果としての保有耐力時の応力は、どちらかの梁端が最大モーメントに達する場合がほとんどである。

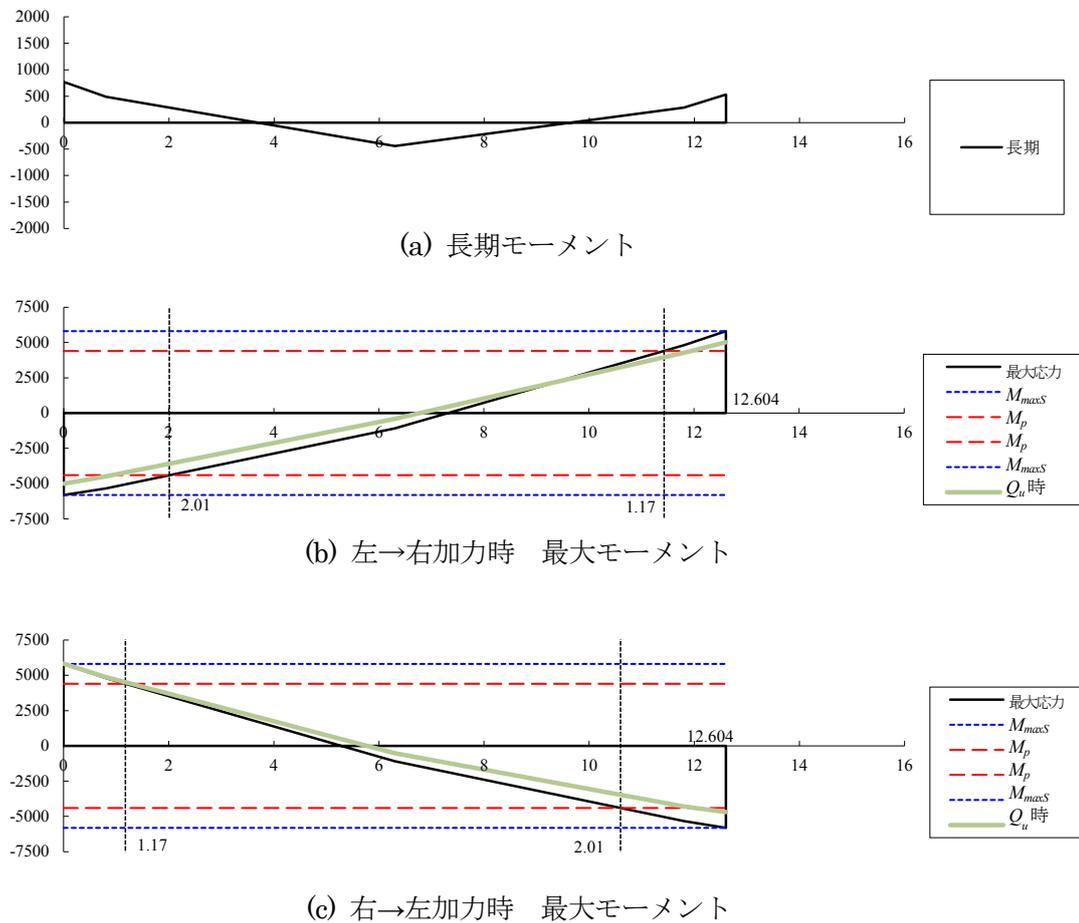


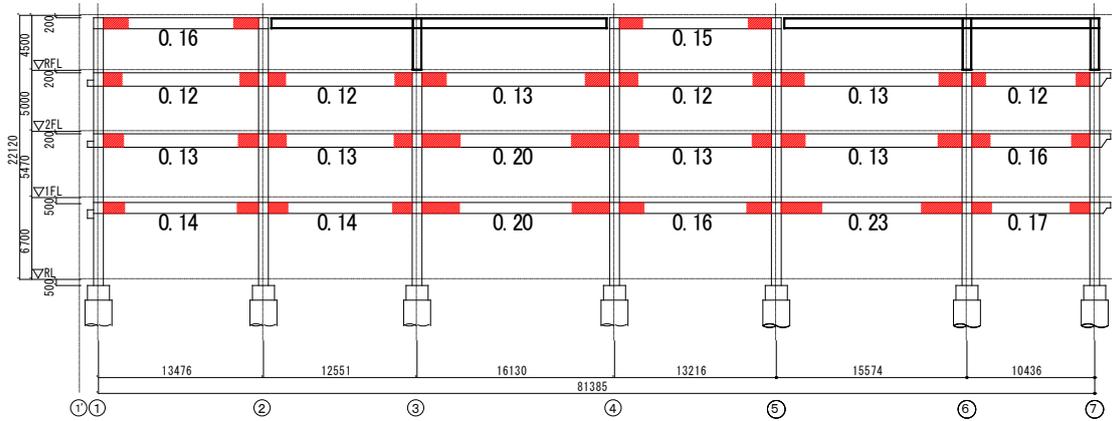
図 5.8 補強長さの計算例 (B 通りフレーム, 1,2 通り間, 1F 床梁)

表 5.6 にはすべての大梁の補強長さの計算結果を示す。図 5.9 には代表的フレームの補強長さを軸組図で示す。補強長さは梁長さの 15%程度の場合が多い。

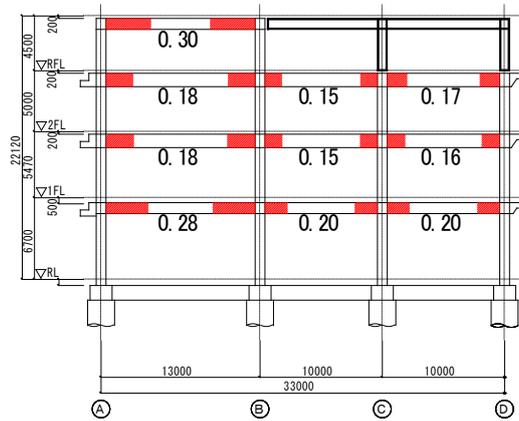
表 5.6 補強長さの計算結果

符号	フレーム	スパン	梁実長 (m)	断面寸法(mm)				補強長さ・比		
				D	B	tw	tf	L_s (m)	L_s/L	L_s/D
4GX2	A	1-2	12.723	900	300	14	19	1.917	0.15	2.13
4GX31	A	2-3	12.466	900	300	19	22			
4GX31	A	3-4	15.025	900	300	19	22			
4GX31	A	4-5	11.090	900	300	19	22			
4GX31	A	5-6	14.122	900	300	19	22			
4GX31	A	6-7	9.618	900	300	19	22			
3GX1	A	1-2	12.723	1100	300	14	19	1.514	0.12	1.38
3GX2	A	2-3	12.466	1100	300	14	19	1.478	0.12	1.34
3GX2	A	3-4	15.025	1100	300	14	19	1.864	0.12	1.69
3GX2	A	4-5	11.090	1100	300	14	19	1.291	0.12	1.17
3GX2	A	5-6	14.122	1100	300	14	19	1.722	0.12	1.57
3GX1A	A	6-7	9.618	1100	300	14	19	1.102	0.11	1.00
2GX1	A	1-2	12.723	1100	300	14	25	1.624	0.13	1.48
2GX2	A	2-3	12.466	1100	300	14	22	1.543	0.12	1.40
2GX2A	A	3-4	15.025	1100	350	14	22	2.488	0.17	2.26
2GX2	A	4-5	11.090	1100	300	14	22	1.351	0.12	1.23
2GX2	A	5-6	14.122	1100	300	14	22	1.793	0.13	1.63
2GX1A	A	6-7	9.618	1100	300	14	25	1.477	0.15	1.34
1GX1	A	1-2	12.723	900	400	14	32	1.802	0.14	2.00
1GX2	A	2-3	12.466	900	400	14	32	1.777	0.14	1.97
1GX2	A	3-4	15.025	900	400	14	32	2.650	0.18	2.94
1GX2	A	4-5	11.090	900	400	14	32	1.634	0.15	1.82
1GX2	A	5-6	14.122	900	400	14	32	3.069	0.22	3.41
1GX1A	A	6-7	9.618	900	400	14	32	1.627	0.17	1.81
4GX2	B	1-2	12.677	900	300	14	19	2.044	0.16	2.27
4GX21	B	2-3	11.751	900	300	16	19			
4GX22	B	3-4	15.330	900	300	19	22			
4GX2	B	4-5	12.416	900	300	14	19	1.896	0.15	2.11
4GX31	B	5-6	14.774	900	300	19	22			
4GX31	B	6-7	9.638	900	300	19	22			
3GX1	B	1-2	12.677	1100	300	14	19	1.534	0.12	1.39
3GX2	B	2-3	11.751	1100	300	14	19	1.416	0.12	1.29
3GX2	B	3-4	15.330	1100	300	14	19	1.999	0.13	1.82
3GX2	B	4-5	12.416	1100	300	14	19	1.515	0.12	1.38
3GX2	B	5-6	14.774	1100	300	14	19	1.899	0.13	1.73
3GX1A	B	6-7	9.638	1100	300	14	19	1.125	0.12	1.02
2GX1	B	1-2	12.677	1100	300	14	25	1.659	0.13	1.51
2GX2	B	2-3	11.751	1100	300	14	22	1.477	0.13	1.34
2GX2A	B	3-4	15.330	1100	350	14	22	3.128	0.20	2.84
2GX2	B	4-5	12.416	1100	300	14	22	1.579	0.13	1.44
2GX2	B	5-6	14.774	1100	300	14	22	1.969	0.13	1.79
2GX1B	B	6-7	9.638	1100	300	14	22	1.500	0.16	1.36
1GX1	B	1-2	12.677	900	400	14	32	1.745	0.14	1.94
1GX2	B	2-3	11.751	900	400	14	32	1.614	0.14	1.79
1GX2	B	3-4	15.330	900	400	14	32	3.074	0.20	3.42
1GX2	B	4-5	12.416	900	400	14	32	2.018	0.16	2.24
1GX2	B	5-6	14.774	900	400	14	32	3.326	0.23	3.70
1GX1A	B	6-7	9.638	900	400	14	32	1.616	0.17	1.80
4GX21	C	1-2	12.640	900	300	16	19			
4GX21	C	2-3	11.202	900	300	16	19			
4GX22	C	3-4	15.564	900	300	19	22			
4GX2	C	4-5	13.794	900	300	14	19	2.223	0.16	2.47
4GX31	C	5-6	15.751	900	300	19	22			
4GX31	C	6-7	8.820	900	300	19	22			
3GX1	C	1-2	12.640	1100	300	14	19	1.523	0.12	1.38
3GX2	C	2-3	11.202	1100	300	14	19	1.334	0.12	1.21
3GX2	C	3-4	15.564	1100	300	14	19	2.034	0.13	1.85
3GX2	C	4-5	13.794	1100	300	14	19	1.727	0.13	1.57
3GX2	C	5-6	15.751	1100	300	14	19	2.068	0.13	1.88
3GX1A	C	6-7	8.820	1100	300	14	19	1.019	0.12	0.93
2GX1	C	1-2	12.640	1100	300	14	25	1.661	0.13	1.51
2GX2	C	2-3	11.202	1100	300	14	22	1.403	0.13	1.28
2GX2	C	3-4	15.564	1100	300	14	22	2.133	0.14	1.94
2GX2	C	4-5	13.794	1100	300	14	22	1.812	0.13	1.65
2GX2	C	5-6	15.751	1100	300	14	22	2.168	0.14	1.97
2GX1A	C	6-7	8.820	1100	300	14	25	1.137	0.13	1.03
1GX1	C	1-2	12.640	900	400	14	32	1.732	0.14	1.92
1GX2	C	2-3	11.202	900	400	14	32	1.508	0.13	1.68
1GX2	C	3-4	15.564	900	400	14	32	2.236	0.14	2.48
1GX2	C	4-5	13.794	900	400	14	32	1.922	0.14	2.14
1GX2	C	5-6	15.751	900	400	14	32	2.272	0.14	2.52
1GX1A	C	6-7	8.820	900	400	14	32	1.181	0.13	1.31
4GX31	D	1-2	12.604	900	300	19	22			
4GX31	D	2-3	10.652	900	300	19	22			
4GX31	D	3-4	15.798	900	300	19	22			
4GX31	D	4-5	14.366	900	300	19	22			
4GX31	D	5-6	16.203	900	300	19	22			
4GX31	D	6-7	9.333	900	300	19	22			
3GX1	D	1-2	12.604	1100	300	14	19	1.481	0.12	1.35
3GX2	D	2-3	10.652	1100	300	14	19	1.223	0.11	1.11
3GX2	D	3-4	15.798	1100	300	14	19	1.957	0.12	1.78
3GX2	D	4-5	14.366	1100	300	14	19	1.734	0.12	1.58
3GX2	D	5-6	16.203	1100	300	14	19	2.024	0.12	1.84
3GX1A	D	6-7	9.333	1100	300	14	19	1.059	0.11	0.96
2GX1	D	1-2	12.604	1100	300	14	25	1.628	0.13	1.48
2GX2	D	2-3	10.652	1100	300	14	22	1.304	0.12	1.19
2GX2	D	3-4	15.798	1100	300	14	22	2.114	0.13	1.92
2GX2	D	4-5	14.366	1100	300	14	22	1.865	0.13	1.70
2GX2	D	5-6	16.203	1100	300	14	22	2.188	0.14	1.99
2GX1A	D	6-7	9.333	1100	300	14	25	1.261	0.14	1.15
1GX1	D	1-2	12.604	900	400	14	32	2.010	0.16	2.23
1GX2	D	2-3	10.652	900	400	14	32	1.456	0.14	1.62
1GX2	D	3-4	15.798	900	400	14	32	2.735	0.17	3.04
1GX2	D	4-5	14.366	900	400	14	32	2.222	0.15	2.47
1GX2	D	5-6	16.203	900	400	14	32	2.831	0.17	3.15
1GX1A	D	6-7	9.333	900	400	14	32	1.375	0.15	1.53

符号	フレーム	スパン	梁実長 (m)	断面寸法(mm)				補強長さ・比		
				D	B	tw	tf	L_s (m)	L_s/L	L_s/D
4GY31	1	D-C	9.277	900	400	16	22			
4GY21	1	C-B	9.277	900	300	16	22			
3GY3	1	B-A	12.300	900	300	14	19	3.534	0.29	3.93
3GY1	1	D-C	9.277	1100	300	14	22	1.319	0.14	1.20
3GY2	1	C-B	9.277	1100	300	14	25	1.340	0.14	1.22
3GY3	1	B-A	12.300	1100	400	14	28	1.606	0.13	1.46
2GY1	1	D-C	9.277	1100	400	14	28	1.235	0.13	1.12
2GY2	1	C-B	9.277	1100	400	14	25	1.179	0.13	1.07
2GY3	1	B-A	12.300	1100	400	14	28	1.729	0.14	1.57
1GY1	1	D-C	9.277	900	400	16	32	1.485	0.16	1.65
1GY2	1	C-B	9.277	900	400	16	32	1.486	0.16	1.65
1GY3	1	B-A	12.300	900	400	16	32	2.313	0.19	2.57
4GY31	2	D-C	9.281	900	400	16	22			
4GY22	2	C-B	9.281	900	400	16	28			
4GY3	2	B-A	12.305	900	300	14	19	3.687	0.30	4.10
3GY1	2	D-C	9.281	1100	300	14	22	1.623	0.17	1.48
3GY11	2	C-B	9.281	1100	400	14	25	1.389	0.15	1.26
3GY3	2	B-A	12.305	1100	400	14	28	2.224	0.18	2.02
2GY1	2	D-C	9.281	1100	400	14	28	1.458	0.16	1.33
2GY2	2	C-B	9.281	1100	400	14	25	1.406	0.15	1.28
2GY3	2	B-A	12.305	1100	400	14	28	2.275	0.18	2.07
1GY1	2	D-C	9.281	900	400	16	32	1.816	0.20	2.02
1GY2	2	C-B	9.281	900	400	16	32	1.837	0.20	2.04
1GY3	2	B-A	12.305	900	400	16	32	3.474	0.28	3.86
4GY31	3	D-C	9.365	900	400	16	22			
4GY22	3	C-B	9.365	900	400	16	28			
4GY32	3	B-A	12.415	900	450	25	32			
3GY1	3	D-C	9.365	1100	300	14	22	1.738	0.19	1.58
3GY11	3	C-B	9.365	1100	400	14	25	1.460	0.16	1.33
3GY3	3	B-A	12.415	1100	400	14	28	2.411	0.19	2.19
2GY1	3	D-C	9.365	1100	400	14	28	1.541	0.16	1.40
2GY2	3	C-B	9.365	1100	400	14	25	1.480	0.16	1.35
2GY3	3	B-A	12.415	1100	400	14	28	2.013	0.16	1.83
1GY1	3	D-C	9.365	900	400	16	32	1.946		



(a) X (線路直交) 方向 (B 通り) 軸組図



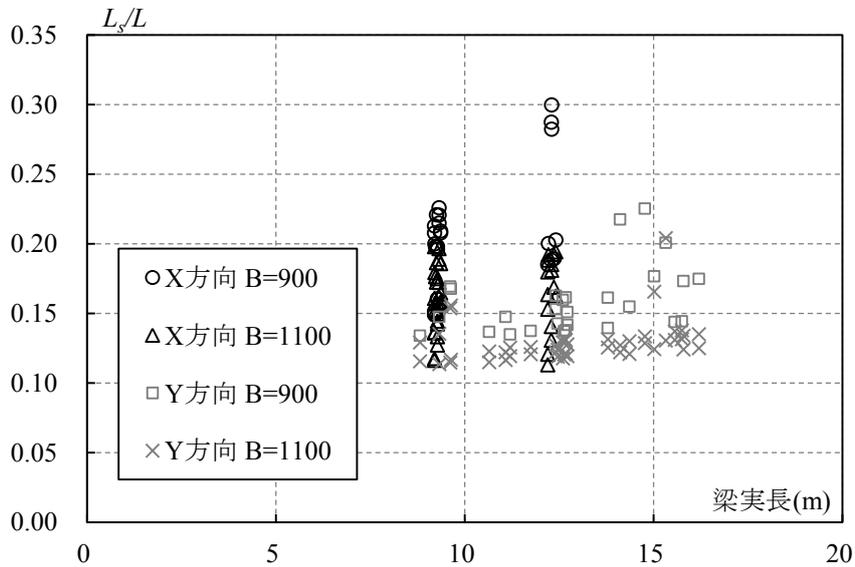
(b) Y (線路平行) 方向 (2 通り) 軸組図

※大梁中央の数値： L_d/L
 ※太線：増築部柱梁

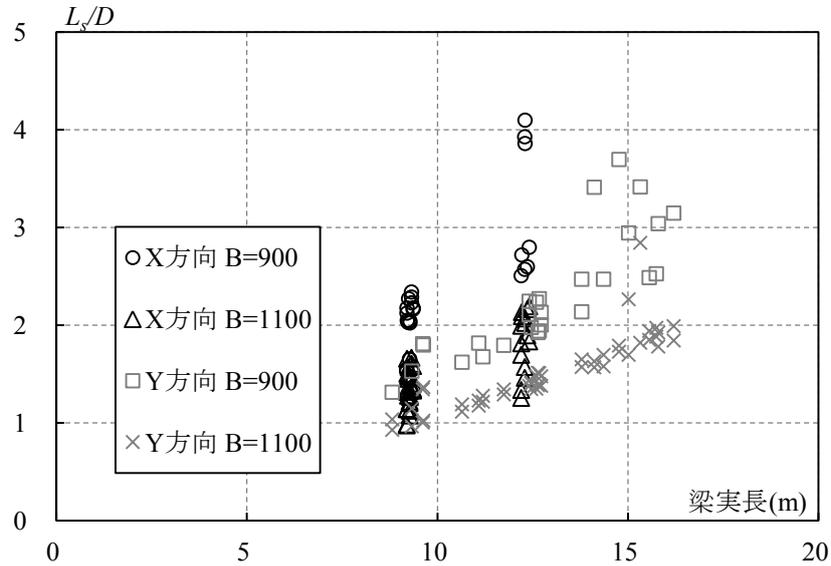
図 5.9 補強長さの例

5.3.4 スチフナ長さの比較

図 5.10 に梁長さと補強長さの関係を示す。Y 方向の補強長さは梁長さとの関連が強いが X 方向は梁長さとの関連は弱い。梁せいは 2 種類しかないので明確な判断はしにくいですが、梁せいが小さい方が補強長さが長くなる傾向がある。



(a) 補強長さと梁長さの比



(b) 補強長さと梁せいの比

図 5.10 梁長さと補強長さの関係

図 5.11 に梁長さと長期応力の関係、図 5.12 に梁の支配面積の例を示す。線路を横断する X 方向にスパンが大きい傾向があり、スパンの大きな梁の応力を抑える目的で小梁を X 方向に架けているため、Y 方向大梁の支配面積が大きくなる。このため Y 方向大梁はスパンと関係なく大きな応力が生じ、Y 方向大梁のスチフナ補強長さは X 方向に比べ大きくなる傾向がある。X 方向大梁はスパンと長期応力が比例関係にあるために補強長さは梁長さとの関連が強くなると考えられる。

このことから、補強長さは梁せいや梁長さとの関連は弱く、梁応力の大きさとの関連が強いと考えられる。

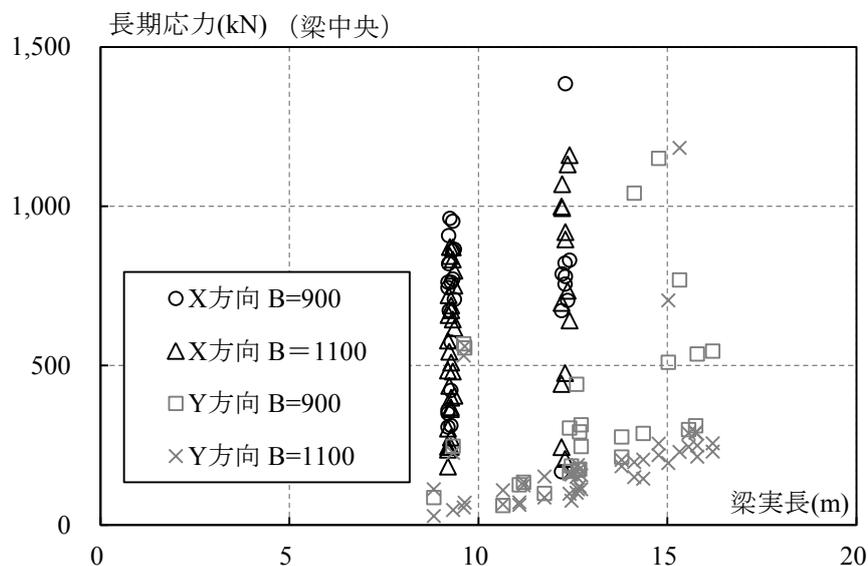


図 5.11 梁長と長期応力（梁中央）の関係

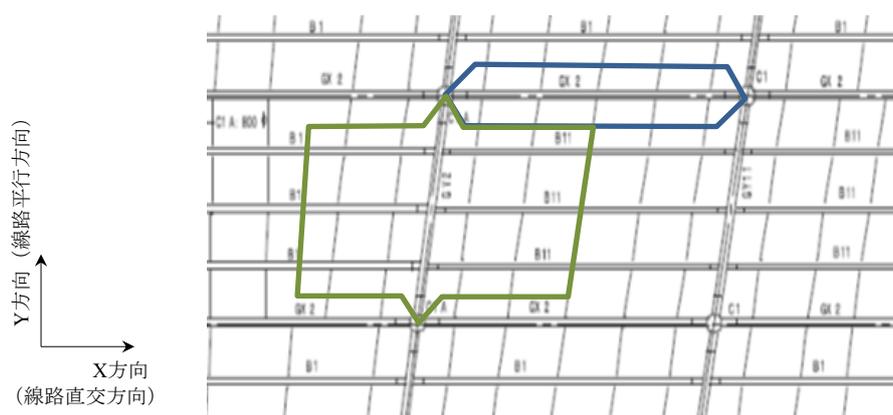


図 5.12 梁の支配面積の例

5.4 耐震性能

5.4.1 保有水平耐力の算出

スチフナ補強が耐震性能に与える効果を、保有水平耐力と必要保有水平耐力の比を計算することで確認する。5.3.2 項で述べた通り、補強前後で梁の全塑性耐力は2~4%の増加であり、補強前後で変形増分解析の耐力の差は違いが小さいと考えられる。またスチフナによる大梁の曲げ剛性の上昇は4.4.5 項で検討した通り微小である。従って、図 5.13 に示す補強前の梁耐力で計算した保有水平耐力と層間変形角の関係から、下記の通りに補強前後の保有水平耐力を計算する。

(1) 補強前

補強前は、梁耐力は無補強の最大耐力に達した後、更に変形すると急激な耐力低下が生じるが、変形増分解析のプログラムの制約で部材が最大耐力に達した後の耐力低下を評価できない。この前提で可能な保有水平耐力の算出方法として、各層のいずれかの梁端部が最大耐力に達した（ヒンジ初発）時点で行うのが最も安全側の保有水平耐力となる。しかし、一部の梁部材で最大耐力に達した場合も、他の部材への応力再配分によって耐力低下を補うため、ヒンジ初発後もある程度は層の保有耐力は増加すると考えられる。従って、保有水平耐力は以下の2つの耐力の間にあるとして評価する。

- ・各階のヒンジ初発時点のもの。この時点の層間変形角は各階とも 1/150 程度である。この耐力は安全側の評価と言える。
- ・ヒンジ発生後も耐力低下がないものとして層間変形角 1/100 時まで変形増分させたもの。ランクが FD の梁にはそのような性能はないため、比較的危険側の評価と言える。

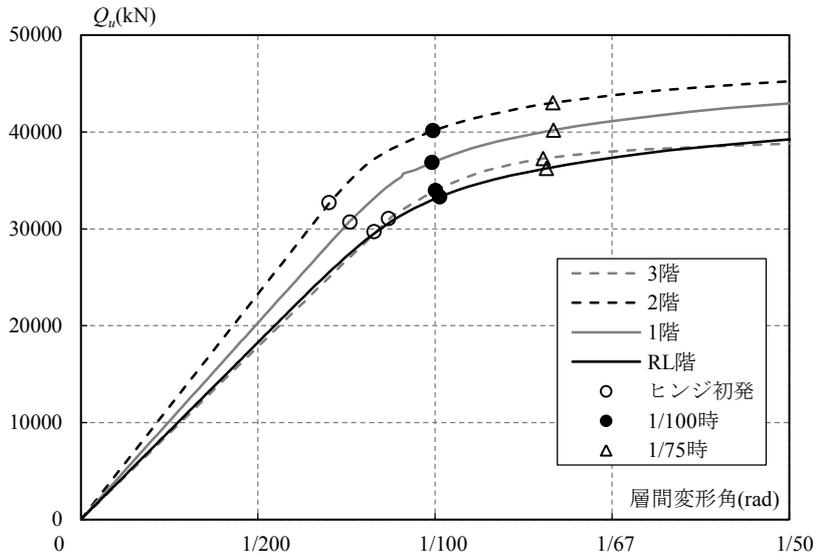
図 5.13 で「○」で示す点がヒンジ初発時の耐力、層間変形角である。この時、フレームは弾性状態であるが、線路階では架構の塑性化前に杭周面の地盤が杭の水平変形により降伏するため、特に基礎梁の無い X 方向（線路直交方向）で剛性低下がみられる。ヒンジ初発時の層間変形角は各階とも 1/150 程度である。

図 5.13 で「●」で示す点が層間変形角 1/100 時の耐力である。層間変形角 1/100 までは耐力上昇が見込めると仮定した場合は、ヒンジ初発時と比べ耐力上昇を見込むこととなる。

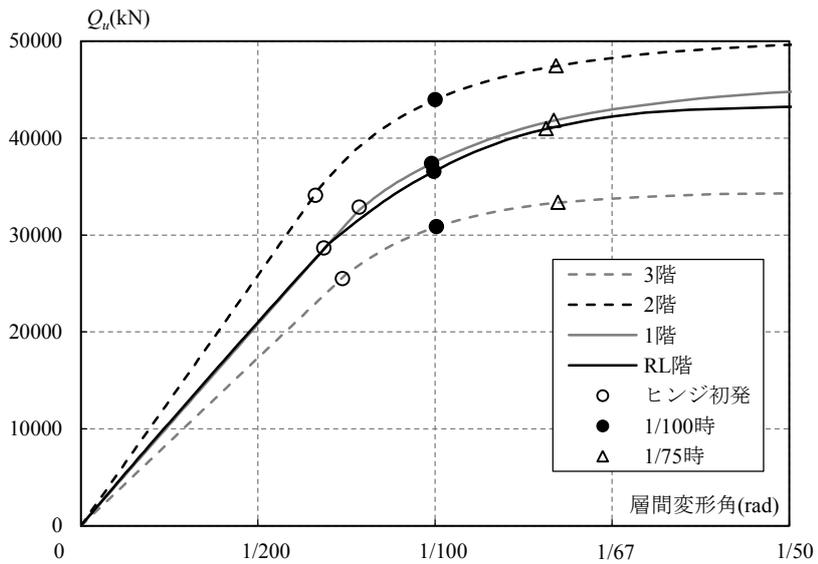
(2) 補強後

補強後は、大梁端部が塑性化してもスチフナにより耐力低下が生じにくく、耐力を保持したまま塑性変形が可能となる。変形増分解析における保有耐力の集計は補強前より大変形した時点で行える。

架構全体で梁端の塑性化が多く発生し、耐力上昇が鈍化する層間変形角 1/75 に達した時点で保有水平耐力を算出する。図 5.13 で「△」で示す点が層間変形角 1/75 時の耐力である。



(a) X 方向



(b) Y 方向

図 5.13 水平保有耐力-層間変形角

5.4.2 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比

構造特性係数 (D_s) の算定結果を表 5.7 に示す。補強前は大梁のウェブのほとんどが FD 部材であることから $D_s=0.4$ とする。補強後は、大梁のウェブのほとんどが FA 部材相当に改善すると想定するが、RL 階の X 方向以外では梁のフランジ幅厚比ランク、鋼管柱の径厚比ランクのいずれかが FB となり、各階、各方向で $D_s=0.3$ となる。RL 階の X 方向ではフランジ幅厚比ランク、鋼管柱の径厚比ランクともに FA となり、 $D_s=0.25$ となる。

表 5.7 構造特性係数

部材		補強前			補強後		
		部材種別	架構種別	D_s	部材種別	架構種別	D_s
柱		1~3 階 FB RL 階 FA	FD	0.40	1~3 階: FB RL 階: FA	1~3 階: FB RL 階(X): FA RL 階(Y): FB	1~3 階: 0.30 RL 階(X): 0.25 RL 階(Y): 0.30
梁	フランジ	FB			1~3 階: FB RL 階(X): FA RL 階(Y): FB		
	ウェブ	FD			FA		

表 5.8 に補強前の Q_u と Q_{um} の比を示す。補強前の RL 階、1 階では明らかに耐力が不足しており、2 階ではヒンジ初発時で計算する安全側の判断では耐力が不足する。多くの部分が増築部材で構成される 3 階では D_s が大きくても必要な耐力を保持している。

表 5.9 に補強後の Q_u と Q_{um} の比を示す。表 5.9 には Q_u/Q_{um} の補強前と比較した増加率も併せて示す。 D_s が 0.4 から 0.3 に改善することによる Q_{um} の減少の影響により、 Q_u/Q_{um} は、 $0.4/0.3=1.33$ 倍に増加する。また梁の変形能力の増加によりフレームの耐力が増加し、層としての Q_u が若干上昇することで、 Q_u/Q_{um} は 1.43~1.93 倍程度増加し、各階、各方向で $Q_u/Q_{um} > 1$ となる。本補強方法の効果として、 D_s の改善による Q_{um} の減少、フレームの耐力増加による Q_u の増加があることが分かった。

表 5.8 補強前の保有水平耐力と必要保有水平耐力の比

(a) X 方向

階	Q_{ud} (kN)	D_s	F_{es}	Q_{um} (kN)	Q_u (kN)		Q_u/Q_{um}	
					ヒンジ初発	1/100 時	ヒンジ初発	1/100 時
3	56,798	0.40	1.00	22,719	31,071	33,945	1.37	1.49
2	83,477	0.40	1.00	33,391	32,699	40,135	0.98	1.20
1	104,994	0.40	1.00	41,998	30,699	36,839	0.73	0.88
RL	121,907	0.40	1.00	48,763	29,708	33,305	0.61	0.68

(b) Y 方向

階	Q_{ud} (kN)	D_s	F_{es}	Q_{um} (kN)	Q_u (kN)		Q_u/Q_{um}	
					ヒンジ初発	1/100 時	ヒンジ初発	1/100 時
3	56,798	0.40	1.00	22,719	25,502	30,860	1.12	1.36
2	83,477	0.40	1.00	33,391	34,084	43,964	1.02	1.32
1	104,994	0.40	1.00	41,998	32,878	37,389	0.78	0.89
RL	121,907	0.40	1.00	48,763	28,638	36,568	0.59	0.75

表 5.9 補強後の保有水平耐力と必要保有水平耐力の比，保有水平耐力増加率

(a) X 方向

階	Q_{ud} (kN)	D_s	F_{es}	Q_{um} (kN)	Q_u (kN) 1/75 時	Q_u/Q_{um} 1/75 時	Q_u/Q_{um} 補強前との比	
							ヒンジ初発	1/100 時
3	56,798	0.30	1.00	17,039	37,258	2.19	1.60	1.46
2	83,477	0.30	1.00	25,043	43,000	1.72	1.75	1.43
1	104,994	0.30	1.00	31,498	40,192	1.28	1.75	1.45
RL	121,907	0.25	1.00	30,477	36,240	1.19	1.95	1.75

(b) Y 方向

階	Q_{ud} (kN)	D_s	F_{es}	Q_{um} (kN)	Q_u (kN) 1/75 時	Q_u/Q_{um} 1/75 時	Q_u/Q_{um} 補強前との比	
							ヒンジ初発	1/100 時
3	56,798	0.30	1.00	17,039	33,358	1.96	1.74	1.44
2	83,477	0.30	1.00	25,043	47,449	1.89	1.86	1.44
1	104,994	0.30	1.00	31,498	41,815	1.33	1.70	1.49
RL	121,907	0.30	1.00	36,572	40,956	1.12	1.91	1.49

5.5 まとめ

増築が計画されている既存建築物に対し不足する耐震性能をスチフナ補強により付加する試設計を行った。

スチフナ長さは梁の応力分布に応じて設定する必要があるが、試設計を行うことでスチフナ長さは梁片側につき梁全長の10～20%程度の長さが必要なことが多いことが分かった。ただし、梁の応力状態によっては梁片側につき梁全長の30%程度の長さが必要な場合もある。

スチフナ補強により梁ウェブの等価幅厚比が改善され、フレームの変形能力が向上することで耐震性能が向上する。試設計ではフレームの D_s を低減できることで Q_{um} の低減効果が生じる。また、スチフナ補強により梁の変形能力が向上しフレームとしての変形能力が増加することで、補強前より大きな耐力を見込めることになり、 Q_u が増加する。ただし、柱耐力は十分大きくない場合は柱端で曲げ降伏が生じることがあるため、ウェブ幅厚比の大きいH鋼梁をもつ建物の耐震性能を検討する際には、柱の変形性能や柱梁耐力比を確認し、補強効果を見極める必要がある。

試設計では Q_{um} の低減効果と Q_u の向上により Q_u/Q_{um} は43～91%増加する結果となった。 Q_{um} が減少する理由は、梁ウェブの等価幅厚比が改善されることで D_s が低減できたためであるが、幅厚比以外の D_s の決定因子である梁の横補剛、柱梁接合部や梁接合部の耐力なども確認してフレームの変形能力を判断する必要がある。

【参考文献】

5.1) 線路上空建築物(低層)構造設計標準 2009, 鉄道建築協会, 2009.

第 6 章 結論

6.1 本研究の結論

本学位論文では、H形鋼梁のウェブを軸方向スチフナで補強し塑性変形能力を向上させる耐震補強工法について、片持ち梁形式の縮小試験体による交番載荷実験と実験に基づく数値シミュレーションを行い、スチフナの補強効果を検証した。またスチフナ補強をウェブの幅厚比の改善と見なすことで補強効果を定量的に評価した。そして上記についてスチフナの設計フローとしてまとめた。以下、本研究により得られた知見をまとめて述べる。

第1章では、鉄骨造建築物の大スパン大梁では、大きな曲げ応力に対応して梁せいが大きくなることが多く、法令で板要素の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、大地震時に比較的小さい曲げ変形でウェブの局部座屈による耐力低下が生じるため耐震性能が低く評価される事例が見られることを述べた。

このような大梁の変形性能を改善する補強工法として、局部座屈発生が想定される箇所にスチフナなどの補剛材を取り付け、局所的な板要素の変形を抑制することで部材の塑性変形能力を確保する手法がある。本研究では、材軸に平行なスチフナによる補強方法を対象として、スチフナ断面、長さ等の設計手法を載荷試験と数値シミュレーションの結果に基づいて具体的に提案することを目的とすることを述べた。

本研究に関連する既往の研究例として、スチフナ補強の研究例、幅厚比と塑性変形能力の研究例、鋼橋の分野でプレートガーダー、ボックスガーダーに使用されているウェブ（腹板）の座屈補剛に関する研究を紹介した。

第2章では、スチフナによる補強フローを設定した。またスチフナによる局部座屈の抑制効果について単板の弾性座屈理論を準用して定量的評価手法を検討し、等価幅厚比によるスチフナの効果の評価手法を提案した。

スチフナ長さが十分でない場合、補強区間でウェブの局部座屈が生じ塑性変形能力が期待できないこと、補強範囲内でウェブの局部座屈が生じるのに必要なスチフナ長さは、モーメント分布と梁の最大耐力比から計算できることを示した。

補強範囲内でウェブの局部座屈が生じる場合に、座屈波形がサブパネル内に留まるよう、スチフナの枚数、厚さ、幅を設定すればよいことを示した。

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という

パラメータをスチフナ補強効果の指標とすることができる。本論文では、この見かけのウェブ幅厚比を「等価幅厚比」と呼ぶ。

第3章では、スチフナの補強効果を交番載荷試験により確認した。試験体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縮小モデルとした。無補強のモデルとスチフナを追加した補強モデルで載荷試験を実施し、スチフナ枚数、寸法のうち、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交番載荷試験を行い、各試験体の耐力、塑性変形能力とスチフナ寸法との関連を確認した。

実験結果から、スチフナ補強した試験体は無補強試験体に比べて耐力、塑性変形能力ともに向上することが確認できた。しかし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、耐力上昇率は向上するが、塑性変形能力が向上するとは限らないことがわかった。試験体数が限定されており、パラメータが少ないことも影響していると考えられる。

第4章では、第3章の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とともに、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した。

実験結果と数値シミュレーション結果の比較を行ったところ、耐力上昇率についてはいずれの試験体でもシミュレーション結果の方がやや低い結果となったが、シミュレーションにより実験結果を概ね再現できることが確認できた。一方、累積塑性変形倍率については両者の差が比較的大きく、シミュレーションの再現精度はやや劣る結果となった。

スチフナの無い無補強の梁についてフランジ厚、ウェブ厚、降伏比をパラメータとする数値シミュレーションを行い、耐力上昇率 τ_0 ならびに単調載荷時の塑性変形能力 μ_a の推定式を、ウェブ、フランジの幅厚比ならびに鋼材の降伏比を変数とする回帰式として導いた。

次に、スチフナ補強されたウェブを持つ梁に対して、ウェブ等価幅厚比をこの回帰式に代入することで τ_0 と μ_a を推定できるかを調べた結果、 τ_0 ならびに μ_a の推定値と実験値は良く一致した。繰返し載荷実験で得られた累積塑性変形倍率 η_a については、交番載荷の繰返し回数による低下を評価して μ_a の推定値に換算係数0.5を乗じることで η_a の実験値の下限を概ね評価できることがわかった。

面内せん断力と面内曲げを受ける長方形単板の弾性座屈理論解に基づく等価幅厚比の算出式を用いて、スチフナ補強されたウェブを持つ梁の最大耐力、塑性変形能力を、無補強の梁と同様に評価できることを確かめた。

第5章では、具体的なスチフナ設定フローを提案するとともに、設定フローの適用例として既存建築物の梁へのスチフナ補強の試設計を行い、補強長さや補強効果の確認を行った。

スチフナ長さは梁の応力分布に応じて設定する必要があるが、試設計を行うことでスチフナ長さは梁片側につき梁全長の1020%程度の長さが必要なことが多いことが分かった。ただし、梁の応力状態によっては梁片側につき梁全長の30%程度の長さが必要な場合もある。

スチフナ補強により梁ウェブの等価幅厚比が改善され、フレームの変形能力が向上することで耐震性能が向上する。試設計ではフレームの D_s を低減できることで Q_{un} の低減効果が生じる。また、スチフナ補強により梁の変形能力が向上しフレームとしての変形能力が増加することで、補強前より大きな耐力を見込めることになり、 Q_u が増加する。ただし、柱耐力は十分大きくない場合は柱端で曲げ降伏が生じることがあるため、ウェブ幅厚比の大きいH鋼梁をもつ建物の耐震性能を検討する際には、柱の変形性能や柱梁耐力比を確認し、補強効果を見極める必要がある。

試設計では Q_{un} の低減効果と Q_u の向上により Q_u/Q_{un} は増加する結果となった。 Q_{un} が減少する理由は、梁ウェブの等価幅厚比が改善されることで D_s が低減できたためであるが、幅厚比以外の D_s の決定因子である梁の横補剛、柱梁接合部や梁接合部の耐力なども確認してフレームの変形能力を判断する必要がある。

6.2 今後の研究課題

本研究では、純鉄骨梁において軸方向スチフナでウェブを高さ方向に等分割するよう配置する場合を主対象とした。第2章ではスチフナが不等分配置された大梁の等価幅厚比を算定例として示しているが、不等分配置された梁の実験結果による検証は1.3.2項(3)の1例しかなく、この場合でのウェブ等価幅厚比の妥当性は検証できていない。またスラブのついた大梁の等価幅厚比も不等分配置と同様に算定可能であるが、そのような場合の実験結果は未だ無く、これらの検証は今後の検討課題としたい。

本研究では、大スパンの大梁の地震時の挙動を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検討を行っている。短スパンのせん断変形が卓越する梁においても局部座屈の機構は同様であり、スチフナ寸法の選定フローにより寸法を選定可能と考えるが、解析や実験による確認を行う必要がある。

第3章、第4章で述べたように、梁部材の材軸から離れた位置に軸方向スチフナ補強を施すと、梁部材の塑性変形能力が向上するのに加え、曲げ耐力も上昇する傾向がある。このような梁の耐力上昇により架構全体の崩壊機構が変化（梁崩壊先行型→柱崩壊先行型）する可能性もあるので、補強を計画する際にはこの点にも注意が必要である。

5.3節では、十分な変形性能を見込むためにウェブの等価幅厚比のランクをFAとするようスチフナ枚数を定めた。しかし、4.5.6項の計算では、ウェブの幅厚比ランクがFAでなくとも、 μ_a が十分大きな値となる場合がある。幅厚比ランクがFAでない場合でも、本研究で提案するように μ_a が十分大きな値かどうかでスチフナ枚数を設定できる可能性がある。法令で定められている幅厚比ランクは塑性変形能力に関する規定ではあるが、塑性変形倍率と幅厚比ランクの相関は明確に定められていないため、当面の評価方法としては、法令の幅厚比ランクを満足させることで塑性変形能力を担保するのがよい。

この節で、必要スチフナ長さの算定においては、2.1節で述べた最大曲げ耐力とモーメント分布の大小関係の比較により求まる長さ、ウェブの局部座屈を避けるための余裕長さを考慮している。この余裕長さについて、本研究では正確な設定方法の提示には至っておらず、今後の課題である。

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り得る。本論文中に示した各式に適切な安全率等を設定することで、具体的な設計手法の提案につなげたい。

【論文概要】

H形鋼梁の塑性変形能力向上を目的とする軸方向スチフナの設計法

鉄骨造建築物の大スパン大梁では、大きな曲げ応力に対応して梁せい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の幅厚比が大きくなると、比較的小さい曲げ変形でウェブの局部座屈による耐力低下が生じる。

板要素の局部座屈については、これまで多くの研究が行われてきており、その成果は日本建築学会の規準、指針にまとめられており、我が国の建築基準法施行令でも部材の塑性変形能力を考慮して板要素の幅厚比を制限する規定を設けている。一方、法令で板要素の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、実際に耐震診断の結果、幅厚比制限により耐震性能が低く評価される事例が見られる。

このような建物の耐震補強を考える際、多くの場合は、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採用されている。ただし、線路上空建築物のような強度向上型の補強方法の適用が難しい既存建物に対しては、部材の靱性を向上させることで建物全体としての耐震性能を向上させる方法が考えられる。具体的には、局部座屈発生が想定される箇所にはスチフナを取り付け、局所的な板要素の変形を抑制することで部材の塑性変形能力を確保する手法である。

本研究では、材軸に平行なスチフナ（軸方向スチフナ）のみによる補強方法を対象として、スチフナの諸元（幅、厚さ、長さ、枚数、材料強度など）の設計手法を載荷試験と数値シミュレーションの結果に基づいて具体的に提案することを目的とする。

第1章では、鉄骨造建築物のウェブの幅厚比が非常に大きいH形鋼梁の変形性能を改善する補強工法として、局部座屈発生が想定される箇所にはスチフナなどの補剛材を取り付け、局所的な板要素の変形を抑制することで部材の塑性変形能力を確保する手法があることを述べた。本研究では、材軸に平行なスチフナによる補強方法を対象として、スチフナ断面、長さ等の設計手法を載荷試験と数値シミュレーションの結果に基づいて具体的に提案することを目的とすることを述べた。また本研究の着想を得た既往の研究例として、スチフナ補強の研究例、耐力上昇率と塑性変形能力の研究例、鋼橋の分野でプレートガーダー、ボックスガーダーに使用されているウェブ（腹板）の座屈補剛に関する研究を紹介した。

第2章では、スチフナによる補強フローを設定した。またスチフナによる局部座屈の抑制効果について単板の弾性座屈理論を準用して定量的評価手法を検討し、等価幅厚比によるスチフ

ナの効果の評価手法を提案した。第2章で得られた知見は以下のようにまとめることができる。

- (1) スチフナ長さが十分でない場合、補強区間外でウェブの局部座屈が生じ塑性変形能力が期待できない。補強範囲内でウェブの局部座屈が生じるのに必要なスチフナ長さは、モーメント分布と梁の最大耐力比から計算できる。
- (2) 補強範囲内でウェブの局部座屈が生じる場合に、座屈波形がスチフナ及びフランジで囲まれた範囲内に留まるよう、スチフナの枚数、厚さ、幅を設定すればよい。
- (3) 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というパラメータをスチフナ補強効果の指標とすることができる。本論文では、この見かけのウェブ幅厚比を「等価幅厚比」と呼ぶ。

第3章では、スチフナの補強効果を載荷試験により確認した。試験体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縮小モデルとした。第3章で得られた知見は以下のようにまとめることができる。

- (1) 無補強のモデルとスチフナを追加した5種類の補強モデルで載荷試験を実施し、スチフナ枚数、寸法のうち、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交番載荷試験を行い、各試験体の耐力、塑性変形能力とスチフナ寸法との関連を確認した。
- (2) スチフナ補強した試験体は無補強試験体に比べて耐力、塑性変形能力ともに向上することが確認できた。
- (3) 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、耐力上昇率は向上するが、塑性変形能力が向上するとは限らないことがわかった。試験体数が限定されており、パラメータが少ないことも影響していると考えられる。

第4章では、第3章の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とともに、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した。第4章で得られた知見は以下のようにまとめることができる。

- (1) 実験結果と数値シミュレーション結果の比較を行ったところ、耐力上昇率についてはいずれの試験体でもシミュレーション結果の方がやや低い結果となったが、シミュレーションにより実験結果を概ね再現できることが確認できた。一方、累積塑性変形倍率については両者の差が比較的大きく、シミュレーションの再現精度はやや劣る結果となった。

- (2) H形鋼梁についてフランジ厚，ウェブ厚，降伏比をパラメータとする数値シミュレーションを行い，耐力上昇率 τ_0 ならびに単調載荷時の塑性変形能力 μ_a の推定式を，ウェブ，フランジの幅厚比ならびに鋼材の降伏比を変数とする回帰式として導いた．
- (3) スチフナ補強されたウェブを持つ梁に対して，ウェブ等価幅厚比をこの回帰式に代入することで τ_0 と μ_a を推定できるかを調べた．その結果， τ_0 ならびに μ_a の推定値は良く一致した．累積塑性変形倍率 η_a については，交番載荷の繰返し回数による低下を評価して μ_a の推定値に換算係数 0.5 を乗じることで η_a の実験値の下限を概ね評価できることがわかった．
- (4) 面内せん断力と面内曲げを受ける長方形単板の弾性座屈理論解に基づく等価幅厚比の算出式を用いて，スチフナ補強されたウェブを持つ梁の最大耐力，塑性変形能力を，無補強の梁と同様に評価できることを確かめた．

第 5 章では，具体的なスチフナ設定フローを提案するとともに，設定フローの適用例として既存建築物の梁へのスチフナ補強の試設計を行い，補強長さや補強効果の確認を行った．第 5 章で得られた知見は以下のようにまとめることができる．

- (1) スチフナ長さは梁の応力分布に応じて設定する必要があるが，試設計を行うことでスチフナ長さは梁片側につき梁全長の 10~20%程度の長さが必要なことが多いことが分かった．ただし，梁の応力状態によっては梁片側につき梁全長の 30%程度の長さが必要な場合もある．
- (2) 試設計ではフレームの構造特性係数 (D_s) を低減できることで必要保有水平耐力(Q_{um})の低減効果が生じる．また，スチフナ補強により梁の変形能力が向上しフレームとしての変形能力が増加することで，補強前より大きな耐力を見込めることになり，保有水平耐力(Q_u)が増加する．ただし，柱耐力は十分大きくない場合は柱端で曲げ降伏が生じることがあるため，ウェブ幅厚比の大きい H 鋼梁をもつ建物の耐震性能を検討する際には，柱の変形性能や柱梁耐力比を確認し，補強効果を見極める必要がある．
- (3) 試設計では Q_{um} の低減効果と Q_u の向上により Q_u / Q_{um} は増加する結果となった． Q_{um} が減少する理由は，梁ウェブの等価幅厚比が改善されることで D_s が低減できたためであるが，幅厚比以外の D_s の決定因子である梁の横補剛，柱梁接合部や梁接合部の耐力なども確認してフレームの変形能力を判断する必要がある．

第 6 章では，第 2~5 章で得た知見をまとめるとともに，今後の研究課題として以下が残されていることを述べた．

- (1) スラブのついた大梁やスチフナが不等分配置された梁，短スパンのせん断変形が卓越する梁については解析や実験による検証結果が少ないため，これらの場合での適用性は検証できていない．

- (2) 梁部材の材軸から離れた位置に軸方向スチフナ補強を施すと、梁部材の塑性変形能力が向上するのに加え、曲げ耐力も上昇する傾向がある。このような梁の耐力上昇により架構全体の崩壊機構が変化（梁崩壊先行型→柱崩壊先行型）する可能性もあるので、補強を計画する際にはこの点にも注意が必要である。
- (3) 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り得る。本論文中に示した各式に適切な安全率等を設定することで、具体的な設計手法の提案につなげたい。

ABSTRACT

Design method for longitudinal web stiffeners to improve plastic deformation capacity of H-section steel beams

Some steel buildings use long-span H-section beams with a wide web to resist significant bending. However, such a beam has a poor plastic deformation capacity as a result of local buckling of the thinner web under a relatively smaller bending moment.

Many studies on the local buckling of plates have been conducted, and their results have been summarized as the design standard and recommendation of the Architectural Institute of Japan. Moreover, provisions to limit the width-to-thickness ratio of plates in consideration of the plastic deformation capacity of members have been established in the Building Standard Law Enforcement Order of Japan. However, some steel buildings with H-section beams with very high width-to-thickness web ratios were constructed before the establishment of this limit on the width-to-thickness ratio. These have been evaluated to have poor seismic performances because of their high width-to-thickness ratios.

New structural elements (braces, etc.) are often added to improve structural strength of such buildings. This method for improving the toughness of members is suitable for the building above railway tracks and platforms (hereinafter called over-track buildings), where it is difficult to apply other methods for improving the strength. Specifically, the method for increasing the toughness is based on improving the plastic deformation capacity of the member by inhibiting the local buckling of the plate using stiffeners.

The purpose of the present paper is to propose a specific design method for the width, thickness, length, number, and material strength of stiffeners based on the results of numerical simulations and load tests.

Chapter 1 describes a method to improve the plastic deformation capacity of H-section steel beams and suppress the local buckling by attaching stiffeners. As previously stated, the purpose of the present paper is to propose a specific design method for stiffeners based on the results of numerical simulations and load tests. Therefore, study cases involving stiffeners, the plastic deformation capacity of H-section beams, and the application of stiffening to prevent web buckling in plate girders and box girders used in steel bridges are introduced as examples of the studies that inspired the present paper.

Chapter 2 describes the setting flow of stiffeners. A quantitative method is considered for evaluating the inhibitory effect of stiffeners on local buckling based on the theory of elastic buckling of plates. Furthermore, a method to evaluate the stiffener effect based on the equivalent width-to-thickness ratio of the web ($_{eq}(d/t_w)$) is proposed. The key points of Chapter 2 are summarized as follows:

- (1) Plastic deformation capacity cannot be expected when the stiffener length is not sufficient, because the local buckling of the web is generated outside the stiffening range. The stiffener length required for the local buckling of the web generated within the stiffening range is calculated from the maximum strength and bending moment distribution.
- (2) It is necessary to set the number, thickness, and width of stiffeners such that the buckling waveform of the web remains within the range between the flange and stiffener.
- (3) Given that the increase in buckling force due to the use of stiffeners is essentially the same as the decrease in the width-to-thickness ratio due to an increase in the web thickness, $_{eq}(d/t_w)$ is considered as an index of the stiffener effect.

In Chapter 3, the stiffener effect is confirmed based on cyclic loading tests. Scale models of the beams of an existing over-track building under consideration for seismic retrofitting are used as test specimens. The key points of Chapter 3 are summarized as follows:

- (1) Cyclic loading tests are performed for five specimens with stiffeners with a parameter of length, width and ends of the web (both ends or one end), and one unstiffened specimen.
- (2) The plastic deformation capacity and maximum strength of the stiffened specimens improve compared to the unstiffened specimen.
- (3) It is found that with higher stiffener lengths, the both-ends stiffener performs better than the one-end stiffener and that the maximum strength is improved considerably, although the plastic deformation capacity is not substantially improved.

In Chapter 4, the usefulness of numerical analysis is confirmed through numerical analysis based on simulating the loading tests described in Chapter 3. The relationship between the rate of increase in maximum strength (τ_0) and plastic deformation

magnification (μ_a) for various width-to-thickness ratios is derived as a regression formula through numerical analysis. A design method for stiffeners is proposed based on the regression formula. The key points of Chapter 4 are summarized as follows:

- (1) The numerical simulation results are compared with the experimental results. For all specimens, the τ_0 of simulation results was slightly lower than that of the experimental results. Therefore, it is confirmed that it is possible to generally recreate the experimental results through simulation. On the other hand, the difference between the accumulated plastic deformation magnifications (η_a) of both is relatively large, and thus, the accuracy of reproduction through simulation is slightly inferior.
- (2) Numerical simulations of parameters such as flange thickness, web thickness, and yield ratio of the H-section steel beams are performed, and the estimation formula for τ_0 and μ_a is derived as a regression formula with various yield ratios and width-to-thickness ratios.
- (3) It is investigated whether τ_0 and μ_a can be estimated by substituting the $eq(d/t_w)$ of the beam with stiffeners into the regression formula. The results show that the calculated values of τ_0 and μ_a accord well with the experimental values. The lower limit of experimental values of η_a is evaluated generally by considering a conversion factor of 0.5 for estimating μ_a .
- (4) It is confirmed that the plastic deformation capacity and maximum strength of the H-section steel beams with web stiffeners can be evaluated in the same manner as those of unstiffened beams, by using the calculation formula for $eq(d/t_w)$ that is based on a theoretical solution for the elastic buckling of a rectangular plate subjected to in-plane bending and in-plane shear force.

In Chapter 5, the setting flow of stiffeners is proposed, and the stiffening effect and stiffener length are confirmed through a trial design of a stiffener for the beams of the building under consideration for retrofitting; the trial design serves as an application example of the setting flow. The key points of Chapter 5 are summarized as follows:

- (1) It is necessary that the stiffener length be set in accordance with the bending moment distribution in the beam. In the trial design, it is confirmed that the stiffener length is approximately 10% to 20% of the beam length per side. However, there is a case that the stiffener length extends to 30% of the beam length per side due to the stress distribution.

- (2) In the trial design, the reduction in the structural property coefficient (D_s) of the frame results, in effect, in the reduction of the necessary ultimate horizontal resistant force (Q_{un}), and the increase in the deformation capacity of the frame leads to a higher ultimate horizontal resistant force (Q_u) compared to that before seismic retrofitting. However, because there is a possibility that the column may yield before the beam if the column strength is not sufficient, it is necessary to confirm the ratio of column strength to beam strength as well as the deformation performance of the column.
- (3) Q_u/Q_{un} is increased owing to the improved Q_u and the effect of the reduction in Q_{un} . The deformability of the frame must be determined by considering the lateral buckling of the beam, strength of the beam joint, and beam-to-column joint because, in addition to the width-to-thickness ratio, these parameters are also important factors for determining D_s .

In Chapter 6, the results of Chapters 2–5 are summarized. The challenges to be addressed in future studies are as follows:

- (1) Applicability to beams with a slab, beams with a stiffener that is unequally disposed, and short-span beams has not been confirmed because few analysis and load test results have been reported for these cases.
- (2) When longitudinal web stiffeners are set at a distance from the neutral axis of the beam, the plastic deformation capacity of the beam is increased, and the bending strength also increases further. It is necessary to pay attention to this increase in the bending strength when planning seismic retrofitting because there is a possibility that this increase may cause the collapse mechanism of the frame to change from beam collapse to column collapse.
- (3) The findings of the present study are of fundamental importance to the specific design method for seismic retrofitting that improves the plastic deformation capacity of H-section steel beams that have a web with a high width-to-thickness ratio. It is expected that a specific design method will be proposed by setting an appropriate safety factor according to the calculation formula proposed in the present study.

【謝辞】

本論文は千葉大学大学院工学研究科博士後期課程に在籍中の研究成果をまとめたものです。本論文を作成するに当たり、多くの方々のご援助とご協力により完成することができました。

2011年の入学以来、千葉大学教授 原田幸博先生には、一貫して懇切丁寧なご指導を賜りました。技術者、研究者として未熟な私を導いていただき、深く感謝し心よりお礼を申し上げます。また、博士後期課程進学を勧めて下さり、研究を進めるにあたり暖かいご指導、ご鞭撻を賜りました千葉大学名誉教授 森田耕次先生に深甚なる謝意を表します。

本論文の審査に当たり、千葉大学教授 和泉信之先生、同准教授 平島岳夫先生、同教授 安藤正雄先生には貴重なご教示とご指導を賜りました。心よりお礼申し上げます。

本研究は、東日本旅客鉄道株式会社が、鉄道建築物の耐震補強の最適化のため、2009年より実施した技術開発の成果を基にしています。社会人として進学に迷う私の背中を暖かく押して下さいました(株)ジェイアール東日本設計事務所 大迫勝彦氏、研究を進める中で何度も叱咤激励を頂いた(株)東京建築研究所 蓮田常雄氏、先輩として日頃の研究姿勢からご指導いただいた東日本旅客鉄道(株) 林篤氏には、心より感謝申し上げます。

博士後期課程への進学を認めて下さりご支援頂いた東日本旅客鉄道(株)の経営陣の皆様に深く感謝し心よりお礼申し上げますとともに、本研究を進めるに当たり多大なご配慮とご支援を頂きましたJR東日本研究開発センターの先輩同僚諸氏に厚く感謝申し上げます。

実験の実施にあたりまして、ジェイアール東日本コンサルタンツ(株) 白鳥隆氏には大変お世話になりました。解析の実施にあたりまして、(株)ジェイアール東日本設計事務所 平井孝氏、鈴木勇氏に多大なご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

鉄道建築に関する構造技術の課題解決に必要とされる高度な知識や技術を習得するために、博士後期課程に入学し、本論文を執筆しました。今後はこれらを生かして職務完遂に努力して参る所存です。

最後に、私事ではありますが、これまで著者を支えてきてくれた両親と妻・正美に心から感謝し、結びの言葉とさせていただきます。

星川 努