

## 薄肉ウェブをスチフナで補剛した水平ハンチ付梁の塑性変形能力

平田 寛 浅井 英克 鈴木 康正  
齊藤 諭 佐野 剛志 後閑 章吉  
(本社設計本部)

**Plastic Deformation Capacity of Horizontal Haunch-Beam  
Strengthened with Web Stiffeners**

Hiroshi Hirata Hidekatsu Asai Yasumasa Suzui  
Satoru Saito Takeshi Sano Shyokichi Gokan

**Abstract**

Long and deep steel beams designed according to the building design code often have some margin in their shear strength compared to their bending strength. Therefore, a reasonable reduction in the steel weight can be accomplished by thinning their webs, which is an effective cost-reduction method. On the other hand, for steel beams with thinner webs and large width-thickness ratios, it is necessary to prevent premature local buckling by using stiffeners. However, little information is available on the deformation performance of horizontal haunch-beams with webs strengthened by stiffeners. Moreover, a reasonable design method for these has not yet been established. This study used verification experiments and a finite element method analysis to examine the plastic deformation performance of a horizontal haunch-beam with a large width-thickness ratio (rank FD) and a web strengthened by horizontal and vertical stiffeners.

**概 要**

スパンが長く梁せいが大きい鉄骨梁に対して設計規準に従った設計を行うと、曲げ耐力に比べてせん断耐力に余裕のある場合が多く、ウェブを薄肉化して鉄骨重量を下げることであれば、合理的な設計につながる。一方、ウェブが薄く、幅厚比が大きい鉄骨梁は、スチフナで補剛してウェブの早期座屈破壊を防止する必要があるが、ウェブにスチフナ補剛を施した水平ハンチ付梁の変形性能に関する知見は少なく、合理的なウェブ補剛方法は確立されていない。本報では、検証実験とFEM解析により、水平ハンチ付鉄骨梁の幅厚比が大きいウェブ(幅厚比ランクFD相当)を鉛直スチフナと水平スチフナで補剛した場合の塑性変形能力に及ぼす効果について検討し、その有効性を示した。

**1. はじめに**

鉄骨梁の塑性変形能力を決定する破壊要因として、き裂・破断による破壊と、局部座屈による破壊が挙げられる。現場溶接タイプの鉄骨梁において、き裂・破断による破壊に対する性能を向上させる一手法として、水平ハンチを梁端に設ける方法が有効であり、既に多くの知見が蓄積されている<sup>1), 2)</sup>。

一方、局部座屈による破壊に関しては、鋼部材を構成する板要素の幅厚比(板幅/板厚)が塑性変形能力を低下させる大きな要因の一つであり、一般的に幅厚比が大きな部材は十分な塑性変形能力を確保することができない。そのため建築基準法では、その塑性変形能力を確保し得る幅厚比制限(幅厚比ランク<sup>3)</sup>)が与えられおり、鉄骨梁の塑性変形能力を期待するためには、梁フランジ・ウェブを厚くし、幅厚比を小さく抑える必要がある。しかし、幅厚比が大きいウェブもスチフナ補剛することで局部座屈を抑制できれば、梁の変形能力の向上が見込める。これは、ウェブを薄肉化して鉄骨重量を下げることで低コストかつ高性能な梁を実現し、設計合理化のための有効

な手段となり得る。

以上より、水平ハンチ付梁の薄肉ウェブにスチフナ補剛を施すことで、き裂・破断、局部座屈の両方の破壊を抑制した合理的な構造となり得るが、水平ハンチ付梁のウェブにスチフナ補剛を施した場合の塑性変形能力に関する知見<sup>4)</sup>は少ない。

本報では、実験とFEM解析により、幅厚比が大きい水平ハンチ付鉄骨梁のウェブ(幅厚比ランク<sup>4)</sup>FD相当)を鉛直スチフナと水平スチフナで補剛した場合の補剛効果について検討した。

**2. 性能確認実験****2.1 実験計画**

Table 1 に試験体一覧、Table 2 に鋼材の機械的性質を示す。試験体数はウェブ幅厚比と補剛形式をパラメータとする4体である。

Fig. 1 には 490N/mm<sup>2</sup>級鋼を想定した、建築基準法上の幅厚比ランク<sup>3)</sup>(FA, FB, FC)、既存超高層建物の鉄骨梁の幅厚比分布例<sup>5)</sup>を重ねて示す。本実験の鉄骨梁

断面は、梁フランジ幅厚比が、既存超高層建物に採用されている梁の概ね平均値、ウェブ幅厚比が、既存超高層建物に採用されているFDランクの梁の上下限となるように設定した。

Fig. 2 に試験体形状及び加力方法, Fig. 3 に梁端接合部詳細を示す。ウェブのスチフナによる補剛区間は、塑性ヒンジ領域を仮定し、水平ハンチ端から 600mm (梁せい) 離れた位置までとした。補剛方法は次の通りである。

- 1) Vタイプ：水平ハンチ端から600mm離れた位置までをウェブ両側を2本の鉛直スチフナで補剛する。鉛直スチフナとフランジはすみ肉溶接で接合する。
- 2) VHタイプ：水平ハンチ端から600mm離れた位置までをウェブの片側を2本の鉛直スチフナ, 反対側を2本の水平スチフナで補剛する。鉛直スチフナの端部はフランジから20mmの隙間を設け、フランジとの溶接は行わない。

Fig. 4 に示す加力スケジュールは、梁の塑性率 $\mu$ を基準とする正負漸増加力とし、 $\mu=\pm 0.5, \pm 2.0, \pm 4.0, \pm 6.0, \pm 8.0$ の順で、同一振幅を2 サイクルずつ繰り返した。

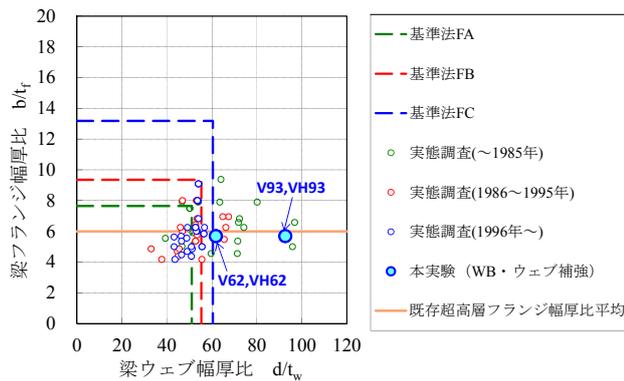


Fig. 1 既存超高層建築物の梁と試験体の幅厚比分布

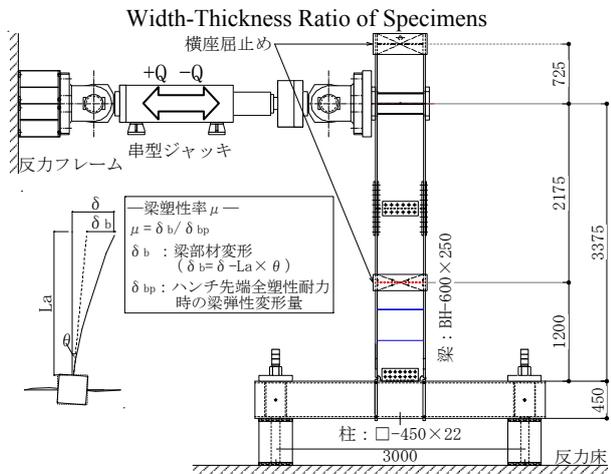


Fig. 2 試験体形状及び加力方法  
Specimens (Details and Loading Apparatus)

Table 1 試験体一覧  
List of Specimens

試験体名称	梁断面 (鋼種)	梁幅厚比		補剛スチフナ		ハンチ形状
		フランジ $b/t_f$	ウェブ $d/t_w$	補剛タイプ	板厚 (mm)	
V-93	BH-600×250×6×22(SN490B)	5.7	92.7	V	6.0	台形R型
VH-93				VH		
V-62	BH-600×250×9×22(SN490B)	5.7	61.8	V	6.0	
VH-62				VH		

Table 2 鋼材の機械的性質\*

Mechanical Properties of Steel Materials

鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	使用部位
SN490B	6	381	545	24.0	梁ウェブ(V-93,VH-93)
	9	388	559	23.9	梁ウェブ(V-62,VH-62) GPL(V-93,VH-93)
	12	374	452	24.0	GPL(V-62,VH-62)
	22	345	509	29.0	梁フランジ
	28	336	516	29.8	ダイヤフラム
BCR295	22	382	433	25.0	柱

\*試験片はJIS-1A号(SN490B), JIS-5号(BCR295), 各試験片×3回実施した平均値

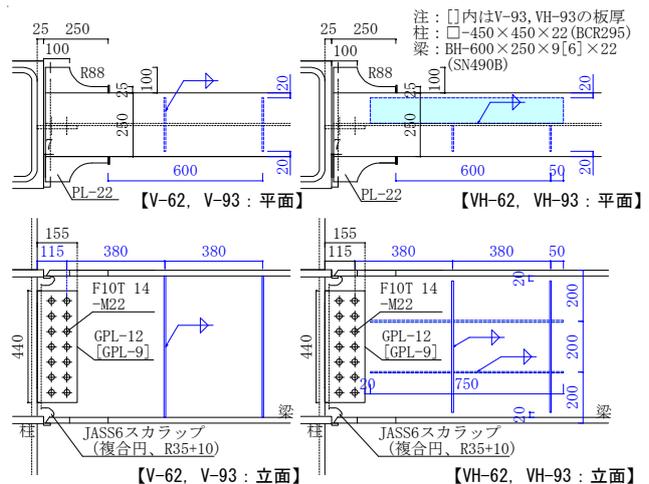


Fig. 3 梁端接合部(ウェブ補剛部)詳細  
Detail of Specimens

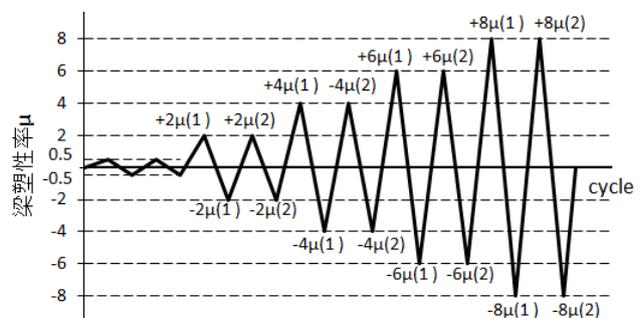


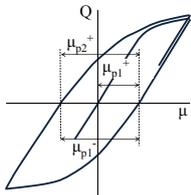
Fig. 4 加力スケジュール  
Loading Schedule

Table 3 実験結果一覧  
Experimental Results

試験体 名称	最大耐力 <sup>*1</sup> $Q_{max}/Q_p$ <sup>*2</sup>	塑性率 <sup>*3</sup> $\mu_{max}$	累積塑性変形倍率				破壊状況
			(全体) <sup>*4</sup>		(骨格曲線) <sup>*5</sup>		
			$\eta_{max}$	$\eta_u$	$\eta_{s,max}$	$\eta_{s,u}$	
V-93	+1.27 (-1.24)	+4.0(2)	21	26	4.2	5.4	ウェブ局部座屈後 フランジ局部座屈
VH-93	+1.40 (-1.33)	+6.0(1)	34	51	6.1	9.7	ウェブ局部座屈後 フランジ局部座屈
V-62	+1.43 (-1.35)	+6.0(1)	33	51	7.3	8.6	ウェブ局部座屈後 フランジ局部座屈
VH-62	+1.52 (-1.42)	+6.0(2)	51	69	8.4	12.2	フランジ局部座屈後 フランジ破断

注:

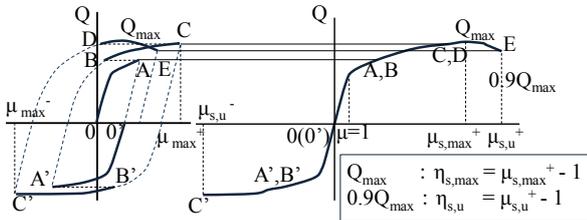
- \*1: ( )内は負加力時の値
- \*2: ハンチ先端を危険断面とする全塑性耐力 $Q_p$
- \*3:  $\mu_{max}$ : 最大耐力( $Q_{max}$ )時の塑性率, ( )内はサイクル数
- \*4: 累積塑性変形倍率(全体):  $\rightarrow \eta_{max}$ :  $Q_{max}$ 時,  $\eta_u$ :  $0.9Q_{max}$ 時  
(※ $0.9Q_{max}$ =荷重が最大耐力 $Q_{max}$ に低下した時点)



$$\eta_u = \sum_{i=1}^{N_{90\%}} (\mu_{pi}^+ + \mu_{pi}^-)$$

※累積塑性変形倍率(全体)の定義

- \*5: 累積塑性変形倍率(骨格曲線):  $\rightarrow \eta_{s,max}$ :  $Q_{max}$ 時,  $\eta_{s,u}$ :  $0.9Q_{max}$ 時



※累積塑性変形倍率(骨格曲線)の定義

## 2.2 実験結果

2.2.1 塑性変形状 Table 3 に実験結果一覧, Fig. 5 に荷重-変形関係を示す。いずれの試験体も終局耐力 ( $0.9Q_{max}$ 時) は全塑性耐力の計算値 $Q_p$ を上回っており, ウェブ幅厚比93の試験体(V-93, VH-93)は塑性率4.0~6.0まで, ウェブ幅厚比62の試験体(V-62, VH-62)は塑性率6.0まで顕著な耐力低下が生じていないことがわかる。

Table 3 に各試験体の累積塑性変形倍率 ( $Q_{max}$ 時,  $0.9Q_{max}$ 時) と骨格曲線の累積塑性変形倍率 ( $Q_{max}$ 時,  $0.9Q_{max}$ 時) を示している。同じ梁断面形状の試験体同士 (ウェブ幅厚比93: V-93とVH-93, ウェブ幅厚比62: V-62とVH-62) を比較すると, いずれにおいてもVHタイプの塑性変形能力はVタイプよりも高いことがわかる。

2.2.2 破壊性状 Photo 1 に破壊性状を示す。試験体V-93, VH-93, V-62は局部座屈が終局支配的な破壊性状であり, 载荷終了まで顕著なき裂は観察されなかった。各試験体共にスチフナ補剛区間で局部座屈が発生しており, ウェブに局部座屈が発生した後, フランジの局部座

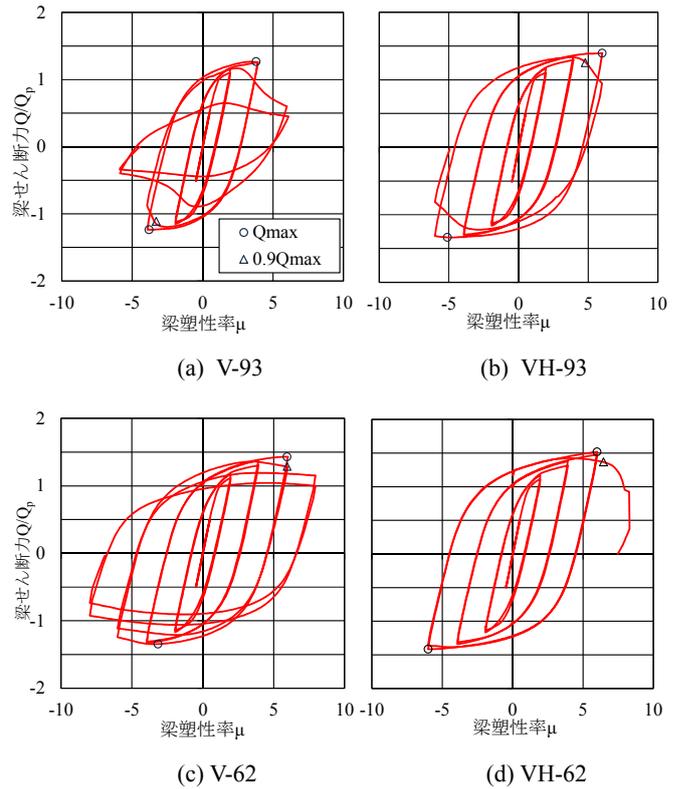
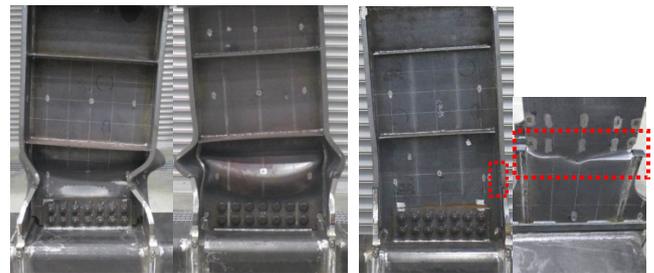


Fig. 5 荷重-変形関係  
Load-Displacement Relationships



(a) V-93 (b) VH-93



(c) V-62 (d) VH-62

Photo 1 試験体破壊状況 (最終破壊)  
Damage of Specimens

屈により耐力低下に至った。VH-93では最終破壊時にスチフナ補剛区間外のウェブにも局部座屈が確認された。一方, VH-62はウェブには顕著な局部座屈が発生せず,  $\mu=-6.0$ の2サイクル目に圧縮側フランジが顕著に局部座屈した後,  $\mu=+8.0$ の1サイクル目から, 上記フランジの延性

き裂が進展し、ピーク変位到達直前でフランジ全断面に渡って破断した。

補剛スチフナに着目すると、いずれの試験体においても終始大きな曲りや倒れが発生することは無く、補剛スチフナの剛性は十分であったと考えられる。

### 3. 解析的検討

#### 3.1 解析の目的

2章で示したウェブ補剛鉄骨梁実験（以下、本報実験）と既往の無補剛鉄骨梁実験<sup>1), 2)</sup>の再現解析を行い、解析手法の妥当性を確認する。その後、ウェブ補剛鉄骨梁の追加解析を行い、スチフナによるウェブ補剛効果について検討する。

#### 3.2 解析対象

解析対象とする鉄骨梁はTable 4 に示す10体である。内訳は、既往実験<sup>1), 2)</sup>の補剛のない水平ハンチ付梁の2体（TB-V, U4-R3）、本報実験の4体（V-93, V62, VH-93, VH62）、追加検討の4体（H-93, H-62, N-93, N-62）である。追加検討、既往実験の試験体形状（例）をFig. 6 に示す。

Table 4 解析対象一覧  
List of Specimens (Analysis Model)

試験体名称	梁断面(鋼種)	梁幅厚比		補剛スチフナ		備考
		フランジ b/tr	ウェブ d/tw	補剛 タイプ	板厚 (mm)	
TB-V <sup>1)</sup>	BH-500×200×9×16(SM490B)	6.3	52.0	無補剛	-	既往 実験
U4-R3 <sup>2)</sup>	BH-500×200×12×25(SN490B)	4.0	37.5	無補剛	-	
V-93	BH-600×250×6×22(SN490B)	5.7	92.7	V	6.0	本報 実験
VH-93				VH		
V-62				V		
VH-62				VH		
H-93	BH-600×250×6×22(SN490B)	5.7	92.7	H	6.0	追加 解析
N-93				無補剛		
H-62				H		
N-62				無補剛		

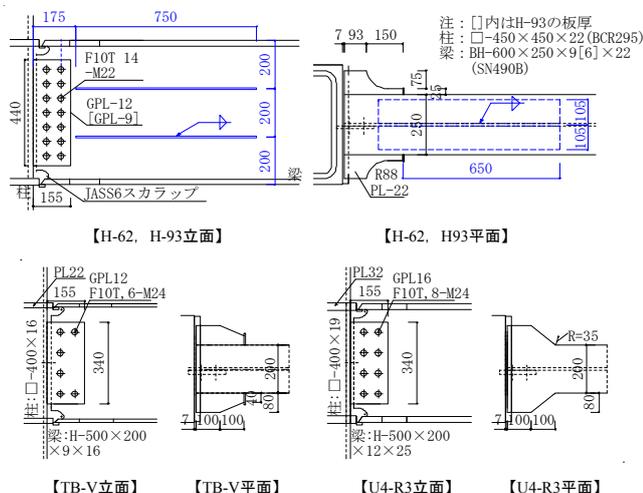


Fig. 6 試験体形状  
Detail of Specimens

追加パラメータの変数は補剛形式であり、Hタイプは2本の水平スチフナでウェブ両面を補剛したその他の条件は、本報実験の再現解析を実施するVタイプ、VHタイプと全く同じである。

既往無補剛鉄骨梁実験の試験体(TB-V, U4-R3)について、TB-Vは幅厚比ランクがフランジFA、ウェブFB、U4-R3はフランジとウェブともにFAであり、いずれも正負漸増繰返し加力に対して局部座屈により耐力が劣化した試験体である。

#### 3.3 解析モデル

Fig. 7 に解析モデルを示す。解析には非線形有限要素プログラムAbaqus 6.12<sup>6)</sup>を使用した。解析モデルは、試験体形状に合わせたト字形架構とし、解析要素は1次の四辺形シェル要素とした。

初期不整は、すべての解析モデルに対して、座屈固有

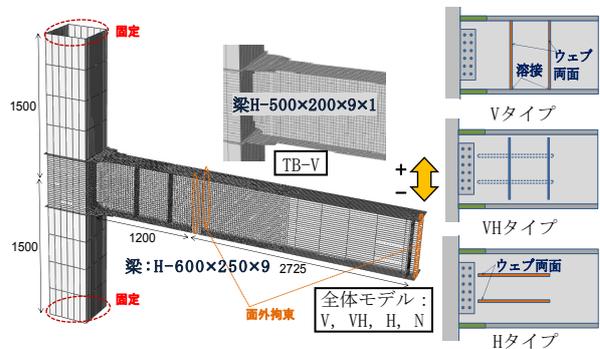
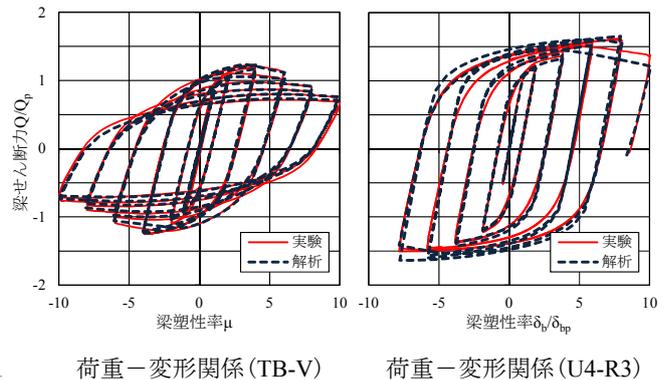


Fig. 7 解析モデル(例)  
Example of Analysis Model



荷重-変形関係(TB-V)

荷重-変形関係(U4-R3)

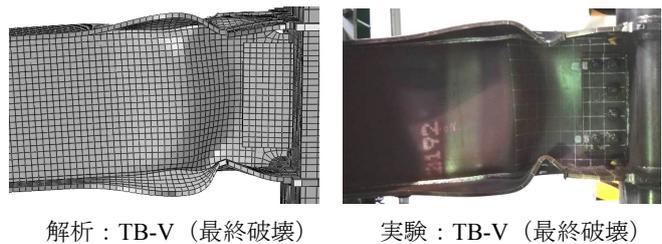


Fig. 8 無補剛鉄骨梁の解析結果  
Analysis Result of Horizontal Haunch-Beam

値解析結果の1次と2次のモード（変形の最大値がフランジ板厚の1/100としたもの）を重ね合わせた変形を形状初期不整として与えており、溶接による残留応力等は考慮していない。

鋼材モデルの硬化則は、混合硬化則<sup>6), 7)</sup>を用いた。このモデルはChaboche等の非線形移動硬化則<sup>7)</sup>に等方硬化則を組み合わせたもので、各硬化成分を適切に設定することで、鋼材の繰り返し塑性変形によるひずみ硬化やパウシグナー効果等の性状を精度よく再現できる。鋼材モデルの繰り返し特性は既往の鋼材繰り返し試験<sup>8)</sup>の性状と一致するようにモデル化を行った。

### 3.4 解析結果

水平ハンチ付梁実験の試験体TB-V, U4-R3について、Fig. 8 に荷重-変形関係の解析結果を実験結果に重ねて示す。また同図にはTB-Vの実験と解析による載荷終了後の局部座屈形状を示す。同図より、試験体の荷重-変形関係、耐力劣化性状、局部座屈形状をFEM解析で精度よく再現できていることがわかる。

同様に、Fig. 9 にウェブ補剛水平ハンチ付梁（Vタイプ、VHタイプ）について、荷重-変形関係の解析結果を実験結果に重ねて示す。いずれの試験体も荷重-変形特性、耐力劣化性状をFEM解析で精度よく再現していることがわかる。また、局部座屈形状も概ね一致した。よって、無補剛鉄骨梁と同様に、繰り返し変形を受けるウェブ補

剛鉄骨梁の局部座屈性状を予測することができると考えられる。

Fig. 10 に無補剛鉄骨梁（Nタイプ）と水平スチフナでウェブ両面を補剛した鉄骨梁（Hタイプ）の解析結果を示す。無補剛鉄骨梁（N-62, N-93）について、N-93の最大耐力時の塑性率 $\mu_{max}$ は2.0, N-62では4.0であった。よって、本報実験の試験体V-93, V-62, VH-93, VH-62の最大耐力時の塑性率 $\mu_{max}$ （※前述Table 3参照）は、無補剛鉄骨梁（N-62, N-93）と比べて、V-93, V-62, VH-62は2.0, VH-93は4.0上昇しており、ウェブスチフナ補剛により塑性変形能力が向上していることが確認できる。

Hタイプの補剛について着目すると、H-62の最大耐力時の塑性率は6.0（N-62から2.0上昇）、VH-62とほぼ同じ性能を發揮した。一方、H-93の最大耐力時の塑性率は2.6（N-93から0.6上昇）であり、スチフナ補剛による塑性変形能力の向上効果がほとんど確認できなかった。これは、Fig 10 (b) の破線部に示すようにH-93は補剛区間と外の境界部分でウェブが潰れるような座屈が生じたため、補剛スチフナが十分に機能しなかったと考えられる。よって、H-93のようにフランジに比べて極端に薄いウェブを水平スチフナのみで補剛する場合は、補剛スチフナが十分に機能しない場合があると考えられる。対策としては、縦スチフナ等の鉛直方向に有効な補剛を併用する方法が効果的であると考えられる。

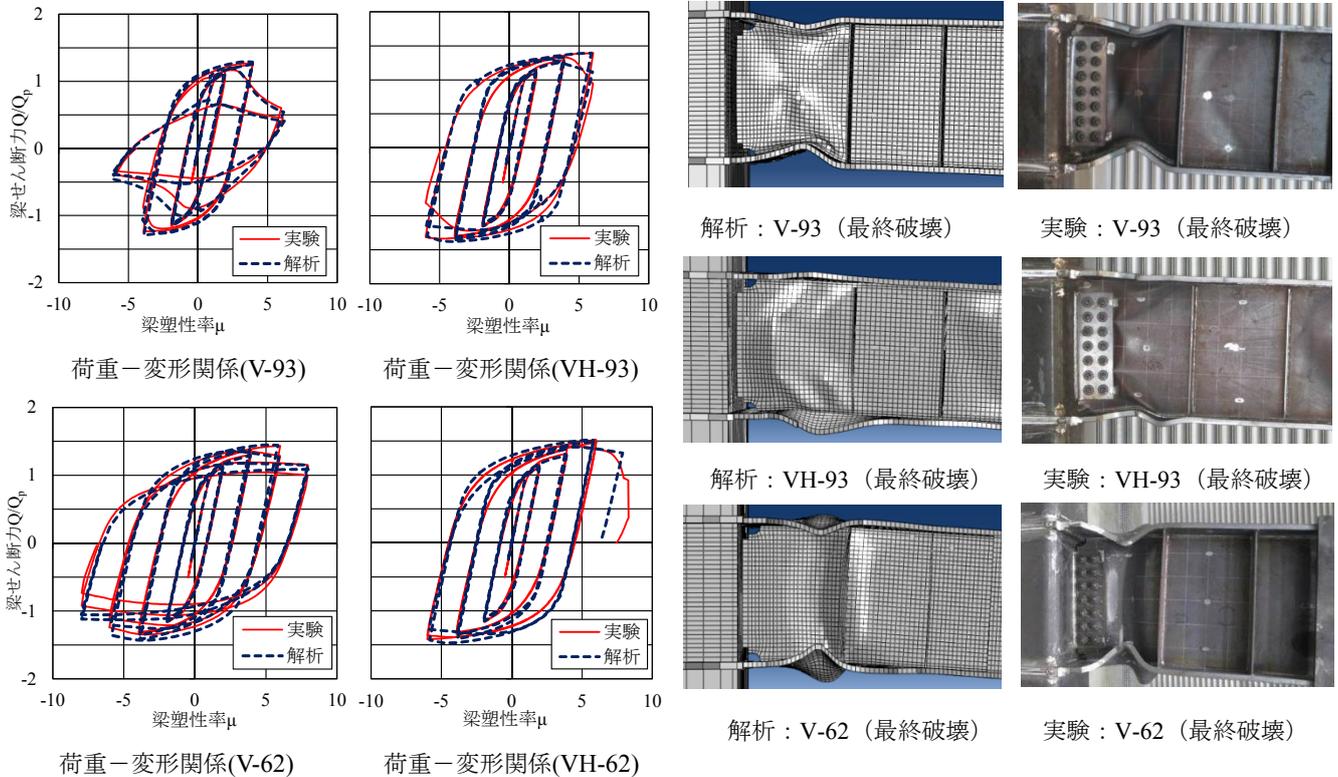


Fig. 9 ウェブ補剛鉄骨梁の解析結果  
Analysis result of Horizontal Haunch-Beam Strengthened with Web Stiffeners

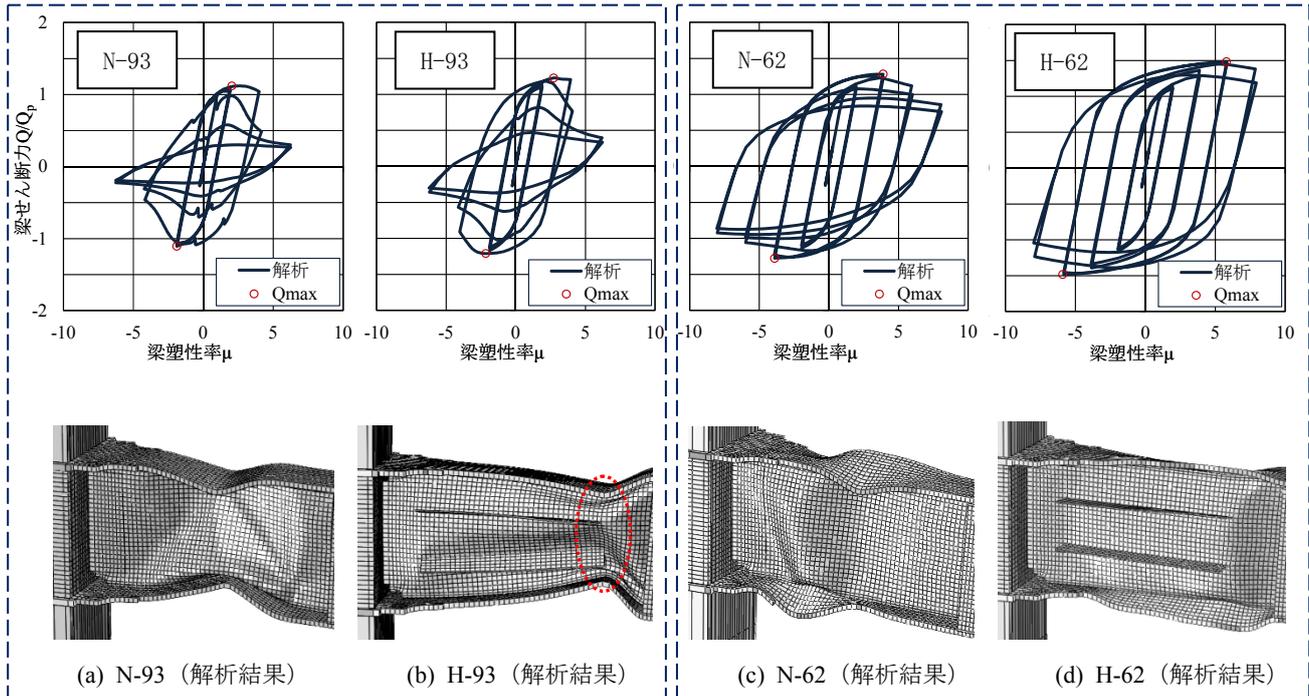


Fig. 10 追加解析結果（上図：荷重－変形関係，下図：最終破壊形状）  
Analysis Result of Horizontal Haunch-Beam

#### 4. まとめ

幅厚比の大きいウェブ（幅厚比93，62）をスチフナで補剛した水平ハンチ付鉄骨梁の変形能力を実験と、FEMによる検証解析を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 幅厚比93，62のウェブを鉛直スチフナ及び水平スチフナで補剛した鉄骨梁の正負漸増繰返し加力に対して、塑性率4.0～6.0まで局部座屈やき裂進展による顕著な耐力低下が生じないことを確認した。また無補剛の場合のFEM解析結果と比較して、最大耐力時の塑性率は2.0～4.0上昇しており、塑性変形能力が向上していることを確認した。
- 2) 無補剛鉄骨梁と本実験（ウェブ補剛鉄骨梁の載荷実験）の再現FEM解析を実施した。本検討により、繰返し変形を受けるウェブ補剛鉄骨梁の局部座屈性状をFEM解析で精度よく再現できることを確認した。
- 3) FEM解析により、水平スチフナ2本による補剛（Hタイプ）について、補剛スチフナが十分に機能しない場合があることを確認した。

#### 参考文献

- 1) 浅井英克，他：定振幅繰返し加力を受ける水平ハン

チ付きH形梁の塑性変形能力と破壊性状（その3）～（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.753-756，2013.8

- 2) 浅井英克，他：円弧型水平ハンチを付けた鉄骨梁の大変形能力と疲労寿命（その1－その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.757～760，2014.9
- 3) 杉本浩一，他：改良型仕口を設けた角形鋼管柱-H形梁接合部の静的載荷実験（その5），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.787～788，2001.9
- 4) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会，他：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，pp.329-331，2007
- 5) 長谷川隆，他：長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証方法に関する検討（その1），日本建築学会学術梗概集，pp.1013～1014，2011.8
- 6) Abaqus/Standard User's Manual Version 6.12，2012
- 7) J. Lemaitre and J. - L. Chaboche: Mechanics of Solid Materials: Cambridge University Press，1990
- 8) 藤本盛久，他：構造用鋼材の多軸応力状態における繰返し応力-ひずみ関係：繰返し力を受ける鋼構造溶接接合部の破壊挙動に関する研究－第1報，日本建築学会構造系論文集，第356号，pp.93-10，1985.10