

## 梁の大断面化と新しい設計・施工技術

### Development of Large Cross-section H-shapes and New Structural Design Methods for Steel Beams

北岡 聡\*  
Satoshi KITAOKA

鈴木 悠介  
Yusuke SUZUKI

廣嶋 哲  
Satoru HIROSHIMA

吉本 隼  
Shun YOSHIMOTO

二階堂 真人  
Masato NIKAIIDOH

伊藤 浩資  
Hiroshi ITO

#### 抄 録

鋼構造建築物の高層化や大型化に伴う梁のロングスパン化や大断面化のニーズに対し、超大型外法一定H形鋼メガハイパービーム®を商品化するとともにこれらのニーズに対応する新しい設計施工技術を開発した。本稿ではメガハイパービームの製品概要およびその設計・施工技術として新たに開発した大スパン梁用の横座屈設計法と梁端の工事現場溶接技術について解説する。

#### Abstract

Recent buildings are characterized by progressively increasing height and large spans. Therefore, large section beams are typically required in those buildings. Based on this need, Nippon Steel Corporation has developed and commercialized the world's largest H-shape product, MEGA NSHYPERBEAM™. New structural design methods for MEGA NSHYPERBEAM have also been developed in order to optimize the cross-section size and to enhance the seismic performance preventing lateral buckling and beam-end fracture. This paper presents an overview of the MEGA NSHYPERBEAM product and its design methods.

## 1. メガハイパービーム®の商品化

### 1.1 開発の背景

日本製鉄(株)は、従来のH形鋼の製造範囲を大幅に超える製品高さ(ウェブ高さ)1200mmまでの圧延プロセスを確立し、ハイパービーム®(外法一定H形鋼)のサイズメニューを拡充するかたちでメガハイパービーム®の製造販売を2020年より開始した。また、さらなる市場ニーズに応えるべく、2021年には製品幅(フランジ幅)を最大500mmまでに拡大している。メガハイパービームの製造拠点である関西製鉄所和歌山地区(堺)大形工場は、ユニバーサルミルを採用した国内初の大形形鋼工場として1961年に操業を開始しており、これまでに世界最大級の超極厚H形鋼やハット形鋼矢板等の新商品を他工場に先駆けて開発している。この中で画期的な製造プロセスの開発によって1989年から製造販売を開始したハイパービームは、ウェブ高さと同フランジ幅の外法寸法を一定とすることで設計の簡素化と加工の省力化を実現している。さらに順次サイズメニューの拡充を行うことで、豊富なバリエーションと優れた形状・

寸法精度、正確なデリバリーに対し需要家の高い評価を得つつ、超高層ビルや大型物流施設等を中心に様々な用途の建築物に広く採用されている。

### 1.2 製品の概要

表1にハイパービームおよびメガハイパービームの製造可能サイズを示し、表2にメガハイパービームの形状寸法の許容差を示す。超高層ビル等の大型建築物への採用を想定し、メガハイパービームの製造規格はJIS G 3136 SN490Bとしている。メガハイパービームは、ウェブ高さ800~1200mm、フランジ幅300~500mmの範囲で合計30シリーズが製造可能である。現在は製造可能サイズの全域を対象として個別の引き合いに応じて製造実績を積み上げており、今後は市場ニーズを精査し常時製造サイズを設定することで納期等の対応力を強化する予定である。なお、メガハイパービームのフィレット半径( $r$ )は、形状安定のため、ハイパービームの18mmに対して30mmとしている。また(一社)日本建築学会“建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事”に基づく厳格な鉄骨製作に対応するため、メガハイパー

\* 厚板・建材事業部 建材開発技術部 建築建材技術室長 博士(工学) 東京都千代田区丸の内2-6-1 〒100-8071

表1 メガハイパービームの製造可能範囲  
Cross section size of MEGA NSHYPERBEAM

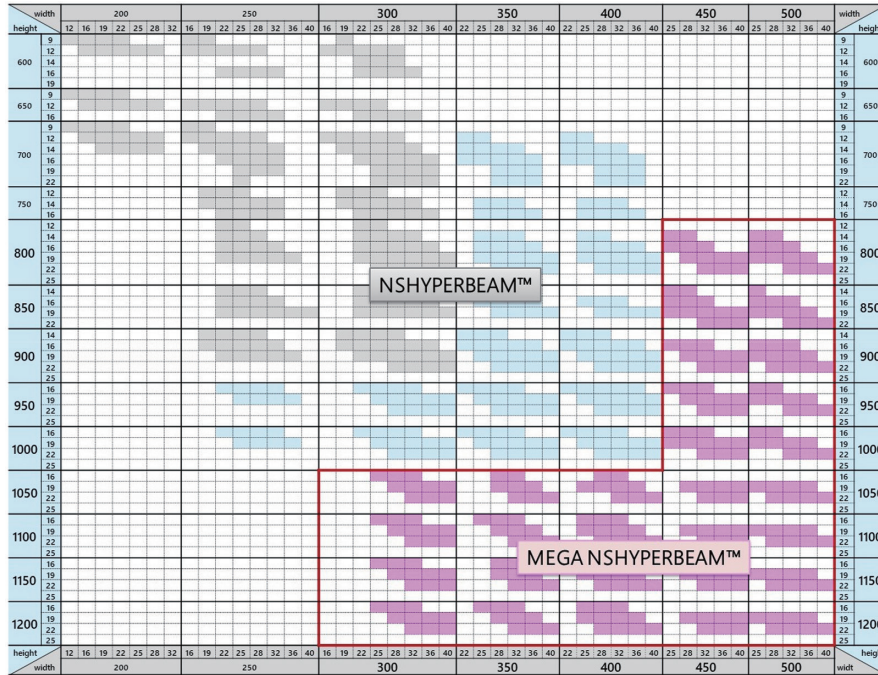


表2 形状・寸法の許容差  
Dimensional and shape tolerances

Division		MEGA NSHYPERBEAM mm	JASS6	Apply	
B Width	≦ 400mm	±2.0	±2.0		
	> 400mm	±2.0	±2.0		
H Height	≦ 800mm, ≦ 1000mm	±2.0	±3.0		
	> 1000mm	±3.0			
Thick ness	t2	< 16mm	-0.3 + 1.7		
		≧ 16mm, < 25mm	-0.7 + 2.3		
		≧ 25, < 40mm	-		
	t1	≧ 40mm	-1.5 + 2.5		
		< 16mm	±0.7		
		≧ 16mm, < 25mm	±1.0		
≧ 25mm, < 40mm	±1.5				
Length	≦ 7m	+ 40 - 0	-		
T Squareness		≦ 2.0	-		
Bend		≦ 0.10%	≦ 0.10%, ≦ 10mm	Up/down, left/right bending	
S Eccentricity		±2.0mm	-	$S = \frac{b_1 - b_2}{2}$	
w Concavity of web		≦ 3.0mm	t1 > 6mm ; ≦ H/150, ≦ 4mm		
F Flange fold		F ≦ b/100, F ≦ 1.5mm	Joint part ; F ≦ b/100, F ≦ 1.0  General ; F ≦ 2b/100, F ≦ 2.0		
E Squareness		≦ 1.6B/100, ≦ 1.6H/100, e ≦ 3.0mm	-		

ビームもハイパービームと同様に厳しい形状・寸法の許容差が規定されている。

## 2. 大スパン梁用の新しい横座屈設計式の開発

### 2.1 開発の背景

日本製鉄は2017年に梁の横座屈に床スラブの拘束効果を考慮して耐震設計を行うことで、従来用いられていた梁の横補剛材を省略することができる“横補剛材省略工法”（以下、本工法という）を実用化している。本工法は大型物流施設等のハイパービーム採用案件を中心に床面積で200～300万m<sup>2</sup>/年程度の建築物に採用されるようになってきている。一方、首都圏や主要地方都市を中心とした市街地再開発プロジェクトが安定的に推移しており、また、データセンターや超大型工場等の新しい建築物の建設計画が活発化している。これらの建築物では内部空間の使用性や生産性の向上のために梁のさらなる大スパン化が求められている。この背景のもと、日本製鉄は大スパン梁の設計に適した新しい横座屈設計式を開発し、(一財)日本総合試験所(GBRC)の建築性能証明を2020年に取得している。

### 2.2 新しい横座屈設計式の概要

床スラブによって梁の上フランジの水平移動が拘束される場合には、床スラブの重量や積載荷重など鉛直下向きの荷重が梁中間部に作用することで地震時の梁の横座屈耐力が向上することが知られている。新しい横座屈設計式はこの鉛直荷重の影響を考慮して梁の横座屈に対する安全性の検証を行うためのものである。

#### 2.2.1 弾性座屈耐力

(1)式は、床スラブによって上フランジの横移動が拘束された梁に端モーメントとせん断力および鉛直等分布荷重が一定の比率で作用する場合すなわち一次設計用の弾性横座屈モーメント $M^*$ を計算するためのものであり、図1の梁の系に最小ポテンシャルエネルギーの原理を適用することで得ることができる。

$$M^* = \frac{1}{(1-\beta-\gamma)A + (\beta+\gamma)C + \gamma D} \left( B \frac{2\pi^2 EI d_b}{L^2} + A \frac{GJ}{d_b} \right) \quad (1)$$

ここに、(1)式中の $\beta$ および $\gamma$ は梁の曲げモーメント分布を表す係数である(図2)。例えば免震構造の建築物の梁の常時荷重に対する余力の確認を行う際には骨組解析等によって得た梁の曲げモーメント分布から(2)式および(3)式によって $\beta$ および $\gamma$ の値を決定すればよい。

$$\beta = 1 - \frac{M_0}{M_1}, \quad \gamma = \frac{wL^2}{2} \frac{1}{M_1} \quad (2,3)$$

ここに、 $w$ は梁に作用する単位長さあたりの鉛直等分布荷重の値を表す。 $\beta$ および $\gamma$ は荷重条件の係数である。 $A, B, C, D$ および $E$ は横座屈による梁のねじり角 $\phi$ の汎関数であり、それぞれ、(4)～(8)式を表す。 $M_0$ および $M_1$ は左右

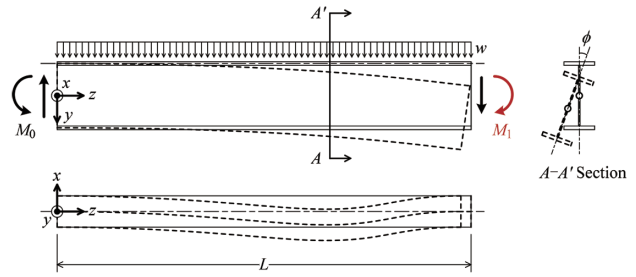


図1 解析対象および記号  
Analysis model and symbols

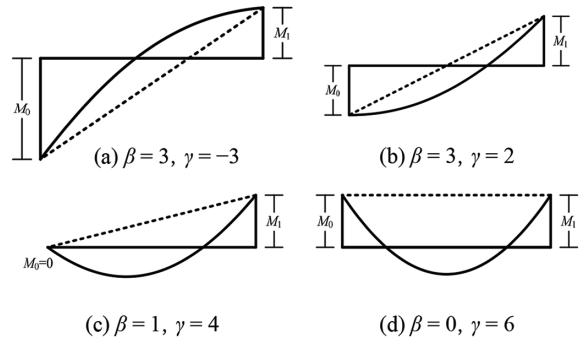


図2 梁の曲げモーメント分布  
Moment distribution of beams

の梁端に作用する曲げモーメントであり、負曲げを正として $M_0 \leq M_1$ とする。図1において、 $M^*$ は梁が横座屈を生じる時の $M_1$ である。

$$A = L \int_0^L \phi^2 dz, \quad B = \frac{L^3}{2\pi^2} \int_0^L \phi'^2 dz, \quad C = \int_0^L z \phi^2 dz \quad (4\sim6)$$

$$D = \frac{2}{L} \int_0^L \int_0^L (z-t) \phi^2 dt dz, \quad E = A - C - D \quad (7,8)$$

一方(9)式は、鉛直等分布荷重 $w$ を固定荷重として、地震力等の水平荷重に対する弾性横座屈モーメント $M_e^*$ を求めるためのものである。すなわち、材端荷重を変数とし、 $w$ を独立変数として固定したもので、(1)式に(3)式を代入して等式変形を行うことで得ることができる。

$$M_e^* = \frac{1}{(1-\beta)A + \beta C} \left( B \frac{2\pi^2 EI}{L^2} d_b + A \frac{GJ}{d_b} + E \frac{wL^2}{2} \right) \quad (9)$$

図1において、 $M_e^*$ は梁が横座屈を生じる時の $M_1$ である。

#### 2.2.2 横座屈細長比

鉛直荷重 $w$ の影響を考慮した床スラブ付き梁の横座屈細長比 $\lambda_b^*$ は(10)式によって計算できる。 $w$ は、梁が直接支持する固定荷重とし、終局時に梁の両端に塑性ヒンジが生じる時の曲げモーメント分布を想定して $\beta$ は2とする。このようにして計算された $\lambda_b^*$ は、固定荷重としての鉛直等分布荷重と地震力等の水平荷重を受けて梁の両端が $M_p$ に達する場合について $M_p$ と対応する荷重条件の弾性横座屈耐力 $M_e^*$ との比率をみるものとなる。すなわち、横座屈によって決まる梁の耐力および変形能力を鉛直等分布荷重を考慮して推定する場合の指標とすることができる。

$$\lambda_b^* = \sqrt{M_p / M_e^*} \quad (10)$$



2.2.3 横座屈変形の近似

(4)～(8) 式の  $A, B, C, D$  および  $E$  は、いずれも横座屈によって梁に生じる振り角  $\phi$  (図 1 参照) のみによって決まる量であるから、横座屈時に梁に生じる正解の  $\phi$  をこれらに代入することで (1) および (9) 式の最小値として、それぞれ、 $M^*$  および  $M_e^*$  を得ることができる。しかし様な曲げモーメントが作用する場合を除いて正解の  $\phi$  は知られていないため、(11) および (12) 式によって  $\phi$  を級数近似し、直接解法によってこれらの解析解を得る。

$$M_0 \neq M_1 \text{ の場合, } \phi = a_0 + \sum_{n=1}^3 a_n \cos \left\{ 2\pi \left( \frac{z}{L} \right)^n \right\} \quad (11)$$

$$M_0 = M_1 \text{ の場合, } \phi = a_0 + \sum_{n=1}^3 a_n \cos \left\{ \pi \left( \frac{2z}{L} - 1 \right)^n \right\} \quad (12)$$

図 3 に示すように、(11) および (12) 式の個々の基底関数は波長を固定して位相を梁材軸方向の座標値の累乗関数とした余弦関数である。これらの有限級数は高々第 3 項までの部分和として  $\phi$  を近似するものであるが、図 4 に示すように、その収斂は早く未定係数  $a_n$  を適切な値とすることで、FEM による弾性座屈解析の  $\phi$  を精度よく再現できている。 $M^*$  および  $M_e^*$  は、未定係数  $a_n$  について (11) および (12) 式の最小条件を解くことで、3 次方程式の解として計算することができる。

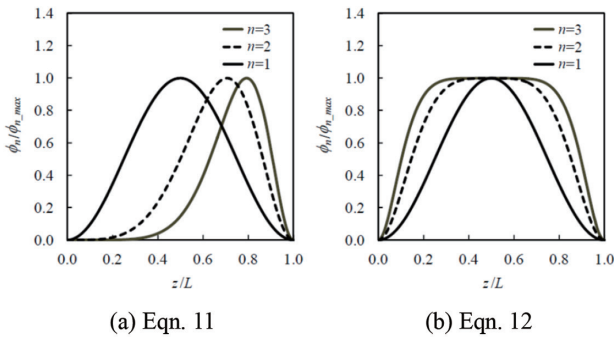


図 3 (11) および (12) 式の基底関数曲線  
Basis functions of Eqns. 11 and 12

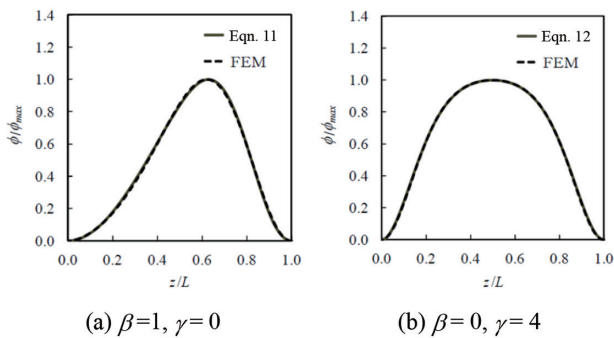


図 4 (11) および (12) 式による  $\phi$  と FEM による弾性座屈解析の  $\phi$  との比較  
Comparison of Eqns. 11, 12, and FEM Analyses

2.2.4  $M^*$  の精度の検証

直接解法による解析解の導出は座屈変形を仮定する上からの近似であり、解析解の精度は仮定する  $\phi$  の正しさ (正解の  $\phi$  との近さ) に依存する。このため FEM による弾性座屈解析を行い (1) 式による  $M^*$  を検証する。表 3 に解析ケースを示し、図 5 に解析モデルを示す。解析変数は梁の断面、長さおよび荷重条件 (前出の  $\beta$  および  $\gamma$ ) であり、2304 ケースについて 1 次の座屈モードの負曲げ側の梁端モーメント  $M_{FEM}$  を抽出する。図 6 に示すように、 $M^*$  は横座屈が支配的となる場合の  $M_{FEM}$  とよく一致している。すなわち、(1) 式は梁の断面や長さおよび荷重条件によらず上フランジの横移動が拘束された梁の弾性横座屈耐力を精度よく推定することができている。

表 3 解析ケース  
Analysis cases

Beam (SN490B)		Loading condition	
Cross-section	L/H	$\beta$	$\gamma$
H-400×400×13×21	6-100	3	0
H-588×300×12×20		2	2- $\beta$ /3
H-600×200×11×17		1	4-2 $\beta$ /3
		0	6-2 $\beta$

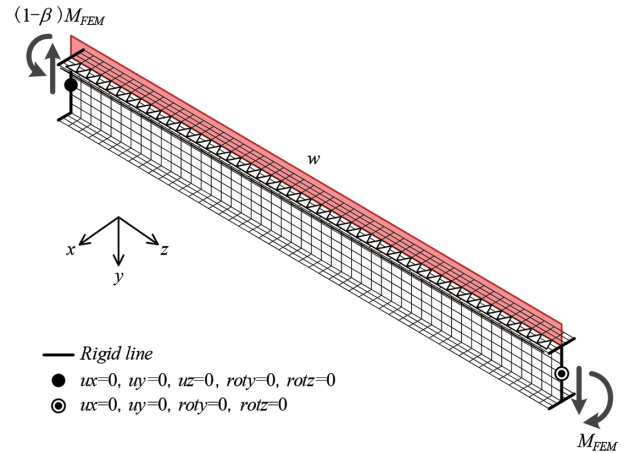


図 5 解析モデル  
Analysis model

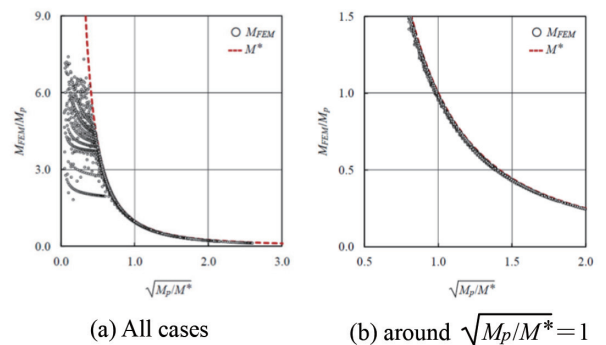


図 6 FEM による  $M^*$  の検証  
Comparison of  $M^*$  and FEM analysis

表 4 解析ケース  
Analysis cases

Beam (SN490B)		$w$ kN/m
Cross-sectional dimensions	$L/H$	
H-588×300×12×20	12-40	0, 10

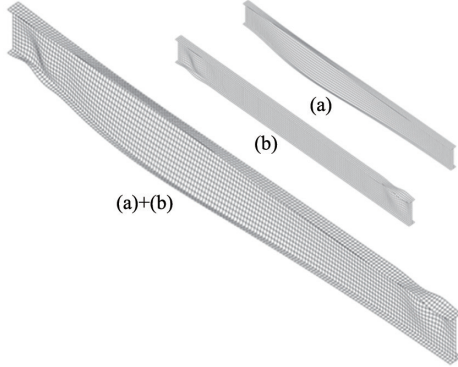


図 7 解析モデルに与えた初期不整  
Initial imperfection

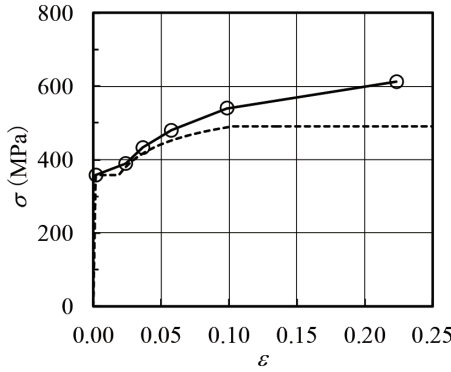
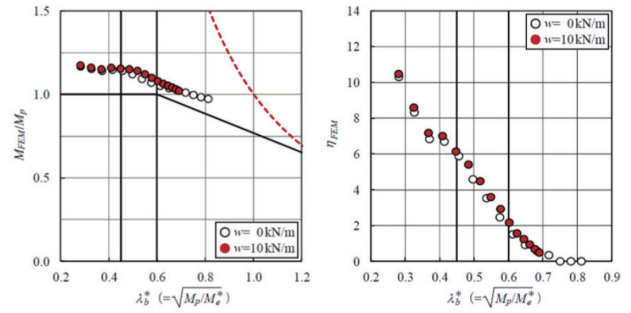


図 8 応力 - 歪関係  
Stress-strain relationship

### 2.2.5 $\lambda_b^*$ の精度の検証

前節の解析モデルを用いて FEM による弾塑性解析を行い、(9) 式による  $M_e^*$  を用いた場合の  $\lambda_b^*$  を検証する。表 4 に解析ケースを示す。また、図 7 に解析モデルに与えた初期不整を示し、図 8 に解析に用いた応力 - 歪関係を示す。初期不整は弾性座屈値解析によって得た横座屈の一次モード (図 7 (a)) と梁端の局部座屈の一次モード (同図 (b)) を重ね合わせる。初期不整の大きさは各々のモードの節点変位の最大値が梁せいの  $1/2000$  となる大きさとする。応力 - 歪関係は修正 Menegot-Pinto モデルを用いてモデル化した公称応力 - 公称歪関係 (図 8 点線) を真応力 - 対数歪関係 (同図実線) に置換し多直線で近似する。降伏耐力は 358MPa、引張強さは 490MPa とする。解析は、上フランジの横移動が拘束された両端固定梁に所定の  $w$  を与えた後、一定荷重を保持しつつ左右の梁端に逆対称の回転角を与える。解析変数は梁の断面、長さおよび  $w$  の有無であり、負曲げ側の梁端モーメント - 梁端回転角関係を得て、解析結果の最



(a)  $M_{FEM}/M_p - \lambda_b^*$  relationship (b)  $\eta_{FEM} - \lambda_b^*$  relationship

図 9 解析結果  
FEM analysis results

大耐力  $M_{FEM}$  および塑性変形倍率  $\eta_{FEM}$  を抽出する。

図 9 に解析結果を示す。 $M_{FEM}/M_p - \lambda_b^*$  および  $\eta_{FEM} - \lambda_b^*$  関係はいずれも  $w$  がある場合と  $w$  が無い場合とでほぼ一致している。すなわち (9) 式による  $M_e^*$  を用いることで  $\lambda_b^*$  は、鉛直等分布荷重の影響を考慮して横座屈で決まる梁の耐力および変形能力を評価することができる。

## 3. 梁端ストレート工法 (反転スカラップ工法) の開発

### 3.1 開発の背景

梁端ストレート工法 (反転スカラップ工法) は、梁フランジ端部の工事現場溶接を行うために梁ウェブ端部に設けるスカラップ (溶接孔) の孔形状を見直すことで、スカラップ底の歪集中部を起点とする梁端フランジ溶接部の早期破断を防止する工法である。1994 年の米国ノースリッジ地震および 1995 年の兵庫県南部地震では、直下型地震による鉄骨ラーメン構造の被害として梁端フランジ溶接部が早期に破断する事例<sup>1-3)</sup> が確認されており、これを受けて国内ではスカラップ底に  $r=10\text{mm}$  程度のかえりを設けて歪集中を緩和する複合円型スカラップや梁端部を梁幅方向に拡幅する梁端拡幅工法が提案され、実用化されている。さらに 2011 年の東北地方太平洋沖地震において、従来の耐震設計では十分な安全性検証がなされていなかった長周期長時間地震動が観測されており、現在、これに対して梁端フランジ溶接部の破断を防止するための設計法の整備が産官学共同で進められている<sup>4)</sup>。この背景の下、日本製鉄は (株) 日建設計および (株) 永井製作所と共同で梁端ストレート工法 (反転スカラップ工法) を開発し実案件への適用を進めている。

### 3.2 工法の概要

梁端ストレート工法 (反転スカラップ工法) は、スカラップ形状を見直す (図 10, 反転スカラップ) ことでスカラップ底の歪集中を緩和し、スカラップ底を起点とする梁端フランジ溶接部の早期破断を防止する工法である。反転スカラップの形状は従来の複合円型スカラップをほぼ上下に反

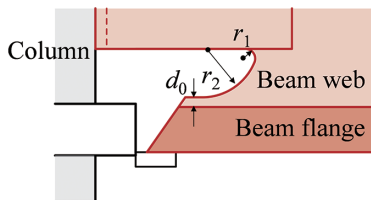


図10 反転スカラップ  
New shape weld hole



写真3 反転スカラップ用カッター  
Cutter for new shape weld hole

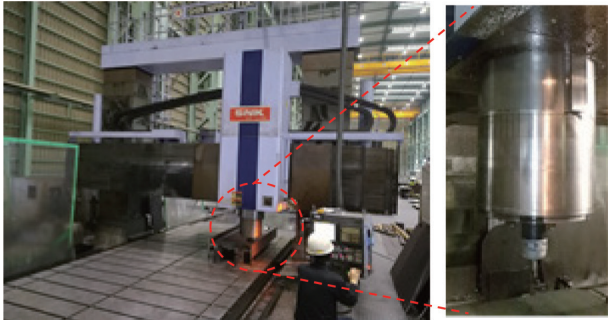


写真1 五面加工機  
Five-sided processing machine

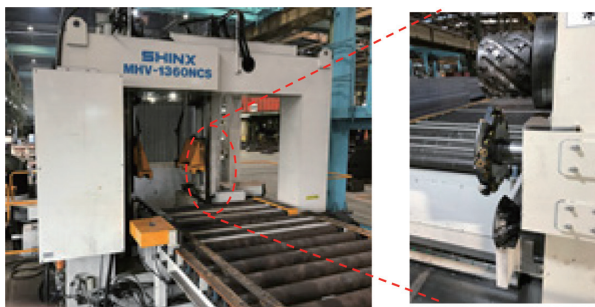


写真2 開先加工機  
Five-sided processing machine for H-shapes

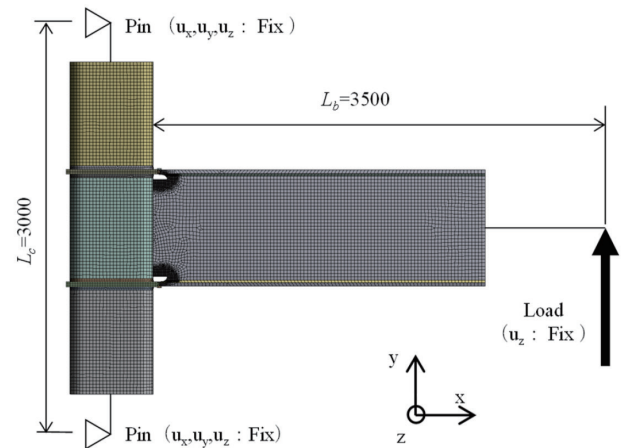
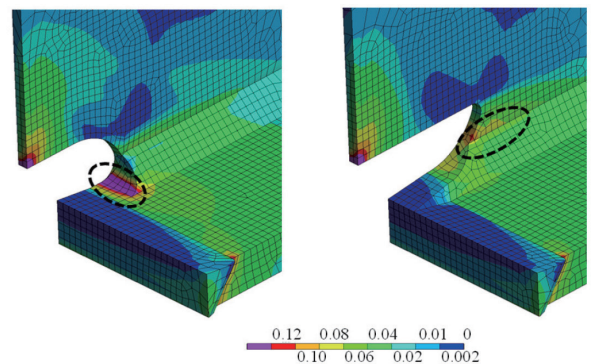


図11 解析モデル  
FEM analysis model



(a) Conventional shape weld hole (b) New shape weld hole

図12 相当塑性歪のコンター図  
Distribution of equivalent plastic strain

転させたもので、直線部と半径 6mm 程度の 1/4 円 ( $r_1$ ) および半径 35mm 程度の 1/4 円 ( $r_2$ ) とを組み合わせることでスカラップ底を滑らかな形状とし、加えてスカラップ底をウェブ高さ方向に 6mm 程度 ( $d_0$ ) かさ上げすることでスカラップ底への歪集中を緩和している。スカラップの機械加工には、五面加工機等による切削方式(写真1)およびH形鋼開先加工機によるカッター方式(写真2)があり、反転スカラップの加工もこれらの工作機械を用いて行うことができる。なお、H形鋼開先加工機を用いる場合は、従来の複合円型スカラップ用に換えて、反転スカラップ用のスカラップカッター(写真3)を用いるだけでスカラップ加工が可能となる。

### 3.3 FEM 解析

スカラップ形状がスカラップ底の歪集中におよぼす影響を検証するため、FEMによる弾塑性解析を行った(図11)。解析モデルは通シダイアフラム形式のト字型部分架構である。解析変数はスカラップ形状とし、複合円型スカラップ

および反転スカラップの2種類について解析を行う。載荷方法は梁先端に強制変位を一方向に与える単調載荷とする。

図12に梁の部材角が1/30radとなる時のスカラップ周辺の相当塑性歪の分布を示す。複合円型スカラップはスカラップ底に相当塑性歪が大きく集中している。一方、反転スカラップはスカラップ底の相当塑性歪が複合円型スカラップに比べて小さいことが確認できる。



表 5 試験体一覧  
Specimen list

Series	No.	Beam [SN490B]	Column [BCP325B]	Weld hole	Flange groove	SAW	Amplitude ( $\theta_p$ )	$M_u / M_p$
						$\sqrt{E_0}$ (J)*		
1	No.1	BH-700×200×12×22	□-500×22	New	Inside	91	3	1.18
	No.2	BH-700×200×12×28	□-500×22			92		1.24
	No.3	BH-700×200×12×22	□-500×22			91		1.18
	No.4	BH-700×200×12×25	□-500×19			106		1.30
	No.5	BH-700×200×12×22	□-500×22	Conventional	Inside	91		1.18
2	No.6	BH-700×200×12×25	□-500×19	New	Inside	20	1.2	1.30
	No.7	BH-700×200×12×22	□-500×22			91	1.2	1.18
	No.8	BH-700×200×12×25	□-500×19			20	2	1.30

\* Results of Charpy impact test @0°C

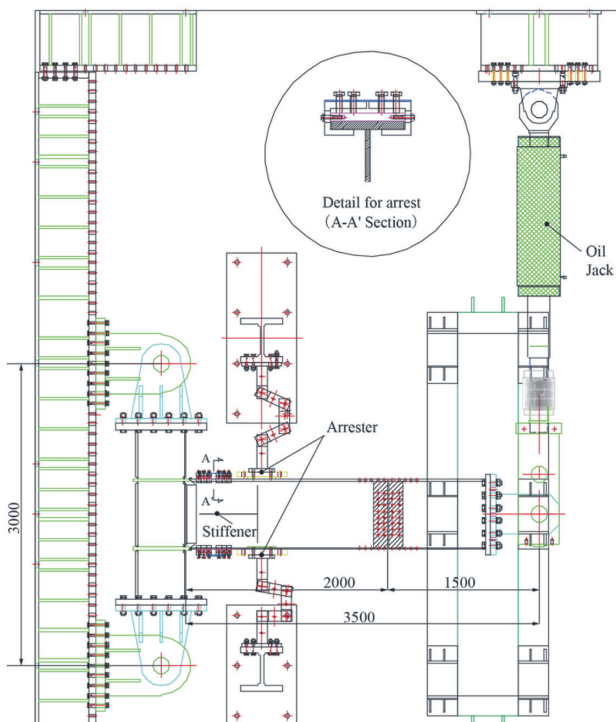
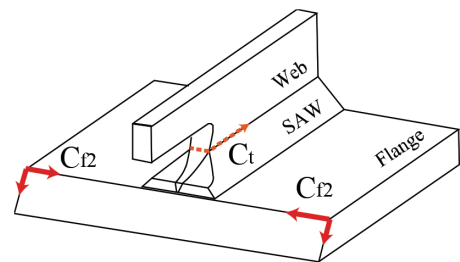


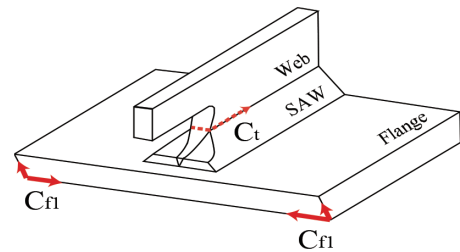
図 13 試験体形状および実験セットアップ  
Test set-up and loading condition

### 3.4 実大実験

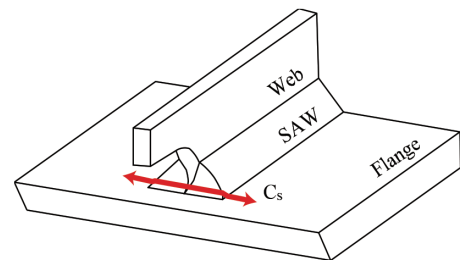
反転スカラップを用いた梁端接合部の破断に至るまでの破壊過程や繰返し変形性能を調査するため、通しダイヤフラム形式の梁端接合部の一定振幅繰返し载荷実験を行った。梁にはSN490Bを用い、角形鋼管柱にはBCP325Bを用いる。表5に示すように、各試験体は梁端接合部の最大曲げ耐力 $M_u$ に対する梁の全塑性モーメント $M_p$ の比率が1.18~1.30となるように設計している。実験変数は、スカラップ形状(反転、複合円型)、開先の向き(内開先、外開先)および载荷振幅とする。梁端フランジ溶接部はエンドタブに固形エンドタブを用い、溶接材料には550N級ソリッドワイヤ(JIS Z 3312 YGW18)を用いる。载荷は一定振幅による繰返し载荷を行う(図13)。試験体の柱の両端をピン支持し、梁先端にロードセルを介して油圧ジャッキを水平に連結している。梁には構面外への変形を防止するため梁



(a) Flange fracture at beam-end weld (Inner bevel)



(b) Flange fracture at beam-end weld (Outer bevel)



(c) Weld hole fracture

図 14 最終破断状況の模式図  
Mode of beam-end fracture

の1箇所をパンタグラフにより拘束する。梁端が $M_p$ に達するときの梁の部材角の弾性計算値 $\theta_p$ を基準変位とし、繰返し载荷の振幅は片振幅で $1.2\theta_p$ 、 $2\theta_p$ 、 $3\theta_p$ の3種類とする。

### 3.5 実験結果

図14に梁端接合部が破断に至るまでの模式図を示し、試験体の終局状態の代表例を写真4に示す。いずれの試験体も局部屈曲は生じておらず、梁端フランジ溶接部の破断によって耐力が低下し実験を終了している。本実験では、

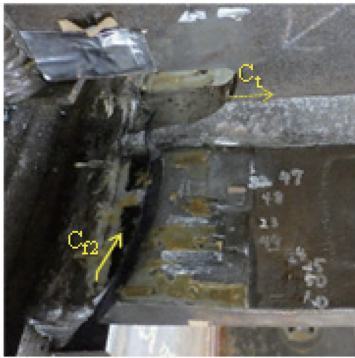
断面欠損部であるスカラップ底を起点としたき裂  $C_s$ 、梁フランジ溶接部の溶接始末端位置における溶接止端、溶接ルート部を起点としたき裂  $C_{fl}$ 、 $C_{r2}$  が確認された。内開先で反転スカラップを用いた No.1 および No.2 試験体は、梁端フランジ溶接部内面の溶接止端に発生したき裂  $C_{r2}$  を起点にフランジが破断した (図 14 (a), 写真 4 (a))。外開先で反転スカラップを用いた No.3 および No.4 試験体は梁端フランジ溶接部外面の溶接止端に発生したき裂  $C_{fl}$  を起点にフランジが破断した (図 14 (b), 写真 4 (b))。複合円型スカラップを用いた No.5 試験体はスカラップ底のき裂  $C_s$  を起点にフランジが破断 (スカラップ底破断) した (図 14 (c), 写真 4 (c))。No.6~8 試験体はフランジとウェブの SAW 金属の靱性および載荷振幅によらず、フランジ端面で内面側の溶接止端位置に発生したき裂  $C_{r2}$  を起点に破断した。今回の実験では、反転スカラップを用いた梁端接合部は、ス

カラップ底を起点とした破壊が抑制され、梁フランジ端の溶接止端の延性き裂を起点としてフランジが破断することが確認された。

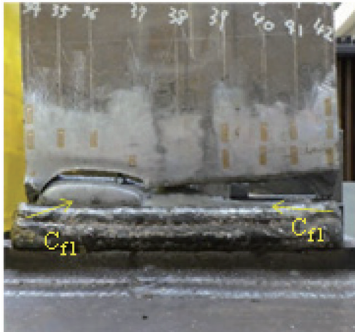
表 6 に実験結果一覧を示し、図 15 に試験体の荷重変形

表 6 実験結果一覧  
Experimental data

No.	Weld hole	Amplitude ( $\theta_p$ )	$M_u/M_p$	Fracture point	Fracture type	$N_f$
No.1	New	3	1.18	Flange weld line	Ductile	17
No.2			1.24	Flange weld line	Ductile	25
No.3			1.18	Flange weld line	Ductile	8
No.4			1.30	Flange weld line	Ductile	17
No.5	Conventional		1.18	Near the hole	Brittle	2
No.6	New	2	1.2	Flange weld line	Ductile	342
No.7			1.18	Flange weld line	Ductile	162
No.8			1.30	Flange weld line	Ductile	49



(a) No. 1 : Flange fracture at beam-end weld

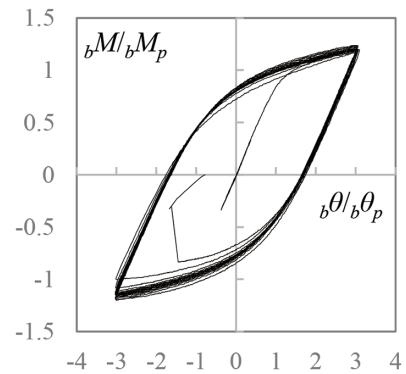


(b) No. 3 : Flange fracture at beam-end weld

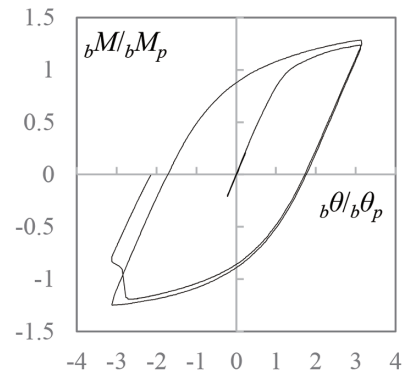


(c) No. 5 : Flange fracture at beam-end weld hole

写真 4 終局状態  
Specimens after the experiment



(a) No. 1 : Fracture point: Flange weld line



(b) No. 5 : Fracture point: Near the hole

図 15 荷重 - 変形関係  
Load-displacement relationships



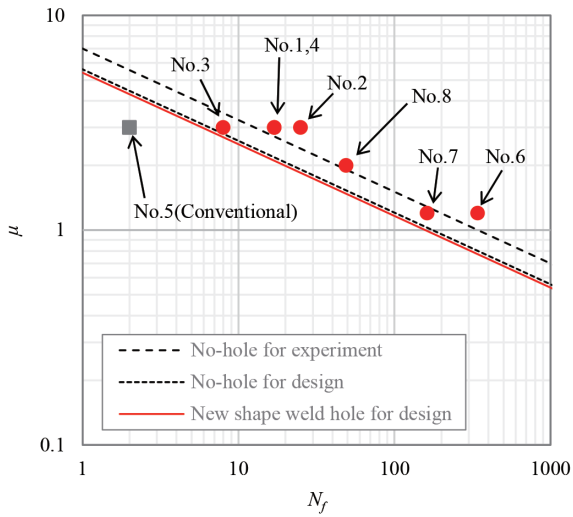


図 16 塑性率 - 破断寿命関係  
Plasticity-fatigue performance relationship

関係の例を示す。破断形式は脆性破断と延性破断の2種類に大別できる。脆性破断は、ほとんど耐力劣化を伴わずに耐力上昇中に破断し、破断面の延性き裂の範囲が全断面に占める割合が小さいものと定義する。延性破断は、サイクル毎に耐力が下がり破断するものとし、破断面の延性き裂の範囲が全断面に占める割合が大きいものと定義する。破断までの繰返し回数  $N_f$  (以下、破断寿命) は、いずれか一方のフランジが破断したときのサイクル数、半サイクルの最大部材角に到達する以前にピーク荷重を迎えたときのサイクル数および半サイクルのピーク荷重が最大ピーク荷重の50%以上を維持できた最終サイクル数のいずれか小さい方の値と定義する。図16の横軸は破断寿命  $N_f$  を示し、縦軸は塑性率  $\mu$  を示す。図中の破線、点線および実線は(13)式に示す低サイクル疲労曲線<sup>9)</sup>のうち、スカラップの無い梁端接合部を対象とした実験式 ( $C=5.6$ ) と設計式 ( $C=7.0$ )、反転スカラップを用いた梁端接合部を評価するための設計式 ( $C=5.4$ ) を示す。反転スカラップを用いた試験体は、複合円型スカラップを用いた試験体に比べて繰返し変形性能に優れており、スカラップ無試験体と概ね同等の繰返し変形性能を発揮できることが確認できる。なお、反転スカラップにおいてもスカラップによる断面欠損が生じることから、本工法では実験結果を安全側に評価するための措置とし

て、実験結果の下限値に対して概ね7割程度の繰返し変形性能となるように設計に用いる  $C$  値 ( $=5.4$ ) を定めている。

$$\mu = C \cdot N_f - \beta \quad (13)$$

ここに、 $C$  は破断寿命を表す係数であり、 $\beta$  は評価式の勾配 ( $=1/3$ ) である。

### 3.6 実案件への適用

反転スカラップを適用した梁端接合部に関する一連の検討結果をまとめた設計施工指針について、2021年に(一財)日本建築センターの一般評定を取得しており、高層ビル等の実案件への適用を開始している。

## 4. おわりに

本稿ではメガハイパービームの製品概要およびその設計・施工技術として新たに開発した大スパン梁用の横座屈設計法と梁端の工事現場溶接技術について述べた。メガハイパービームとこれらの設計施工技術を組み合わせることで、大スパン梁の軽量化とともに鉄骨加工や現場施工の省力化が可能となる。今後はメガハイパービームの普及と安定供給に注力するとともに脱炭素社会に向けた環境配慮型の新工法開発に取り組む。

### 参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書，1995.5
- 2) 日本建築学会：兵庫県南部地震における鋼構造物の被害と教訓，1996.7
- 3) 日本鋼構造協会：兵庫県南部地震鉄骨造被害調査報告書，1997.2
- 4) 日本建築学会鉄骨工事運営委員会：調査研究成果報告会資料集，3章 スカラップWG，p.89-164，2000.11
- 5) 長谷川隆，福元敏之，田上淳，澤本佳和，久保田淳，時野谷浩良，鈴木康正，寺田岳彦，石井大吾，成原弘之，安田聡，金子洋文，宇佐美徹，小鹿紀英，鈴木芳隆，西山功，向井昭義，岩田善裕：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討，建築研究資料 No.160，(独)建築研究所，2014.7



北岡 聡 Satoshi KITAOKA  
厚板・建材事業部 建材開発技術部  
建築建材技術室長 博士(工学)  
東京都千代田区丸の内2-6-1 〒100-8071



吉本 隼 Shun YOSHIMOTO  
厚板・建材事業部 建材開発技術部  
建築建材技術室 建築技術第一課



鈴木悠介 Yusuke SUZUKI  
厚板・建材事業部 建材開発技術部  
建築建材技術室 建築技術第一課長 Ph.D.



二階堂真人 Masato NIKAI DOH  
鉄鋼研究所 鋼構造研究部  
鋼構造研究第二室 研究第一課 主幹研究員



廣嶋 哲 Satoru HIROSHIMA  
鉄鋼研究所 鋼構造研究部  
鋼構造研究第二室 研究第二課 主任研究員



伊藤浩資 Hiroshi ITO  
大阪支社 建材開発技術室  
建築建材技術課長 博士(工学)