

鉄骨造ノンウェルド工法の開発

外ダイアフラムを用いた簡略な角形鋼管柱 - H形梁接合部の検証実験

杉本 浩一 高橋 泰彦 藤田 佳広
 (本店建築設計第八部)
 西村 勝尚 新居 努
 (本店建築設計第七部) (本店建築設計第八部)

Development of Non-Welded Steel Structure System

- Experimental Verification of Simplified RHS Column-to-Beam Connection Used Exterior Diaphragm -

Yoshihiro Fujita Hirokazu Sugimoto Yasuhiko Takahashi
 Katuhisa Nishimura Tutomu Arai

Abstract

We have developed a simplified RHS column-to-beam connection used exterior diaphragm, and also conducted load tests to clarify the efficiency. The main characteristic of this system is that the diaphragm is made of one plate, and connected to the column by a partial joint penetration shop weld. It is then bolted by HTB to an H-shaped beam on the site. Load tests were performed on two full-size connections. The results showed that: (1) the stiffness was well insured by the effect of column, beam, panel and diaphragm. The yield force were estimated at the joint between diaphragm and beam. (2) One collapse mode model, "yield of beam" showed a rotational angle of 1/50 rad., and the other collapse mode model, "yield of shear panel" showed a rotational angle of 1/40 rad. Both had a stable restoring force characteristic. (3) No damage was observed at the welds between the diaphragm and RHS column at the maximum rotational angle of 1/12 rad.

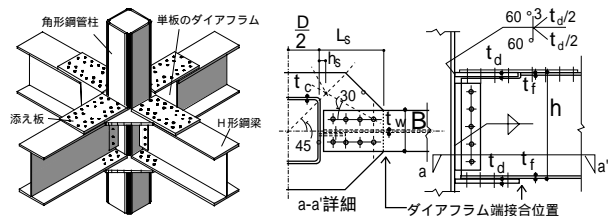
概要

角形鋼管柱 - H形梁接合部に用いる簡略な外ダイアフラム形式の接合部工法を考案し、その性能確認実験を行った。本工法は、工場外ダイアフラムと柱を部分溶込み溶接で接合し、現場外ダイアフラムにH形梁を高力ボルトで接合するものである。降伏機構を「梁端ヒンジ型」と「パネル降伏型」とする十字型の実大実験を実施した結果、(1) 弾性域の挙動は柱、梁、パネルの他に外ダイアフラムの影響を考慮して求め、梁フランジボルト孔欠損部の降伏耐力計算値は外ダイアフラム端接合位置で評価すると、実験値と良く対応した。(2) 「梁端ヒンジ型」は層間変形角1/50まで、「パネル降伏型」は1/40まで安定した復元力特性を示した。(3) 層間変形角1/12の大変形状態でも外ダイアフラムから柱への応力は十分に伝達されていた。

1.はじめに

角形鋼管柱とH形梁よりなる鋼構造剛接骨組では、柱梁接合部の形式が、その力学的性状ならびに加工性と施工性に大きくかわる。兵庫県南部地震以後、塑性変形能向上のためスカラップを設けない通しダイアフラム形式が多く採用されているが、溶接詳細は複雑になり、これに伴い工費を増加させること等が問題となっている。

これらの問題点を考慮し、省力化とローコストを可能とすることを目指して、角形鋼管につば状のダイアフラムを取り付けて柱材とし、外ダイアフラムにH形梁を高力ボルトで接合する簡単な柱梁接合部を考案した(Fig. 1)。鉄骨造ノンウェルド工法と称し、柱軸力の少ない低層建物に適用することを想定している。製作・組立順序は「中央部に柱の形状に合わせた正方形の孔をあけ、周囲に梁を接合するためのボルト孔を設けたつば状のダ



(a) 柱・梁の接合状況 (b) 接合詳細
 Fig.1 鉄骨造ノンウェルド工法の概要
 Outline of Non-Weld Steel Structure System

イアフラムを製作する。ダイアフラムの中央孔に柱を通し、周囲を部分溶込み溶接する。現場で柱の建方を行う。ダイアフラムとH形梁のフランジは下側では直接、上側では添え板を介し(上下で接合形式は異なる)、高力ボルトにより一面摩擦で接合する。」である。

本工法は梁の添え板を少なくするだけでなく、在来の通しダイアフラム工法(以下、在来工法という)のように

柱を分割しないので、溶接量の削減、製作加工の合理化、現場建方の簡略化が図られた加工性と施工性の良い柱梁接合部となる。

本報告では鉄骨造ノンウェルド工法の開発において行った、実大載荷実験の結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 簡略な外ダイアフラム形式

本接合形式は、単板である外ダイアフラムの形状を大きくすることにより、梁端部でのヒンジ発生位置が柱接合面ではなく、外ダイアフラム端接合位置となり、溶接部が塑性化しないこと、従来の外ダイアフラム形式で問題となる、鋼管柱の局部変形に対する補剛効果が高いこと、が期待される。また、外ダイアフラムと梁の高力ボルト接合部は保有耐力接合とすることにより、梁端部あるいはパネル部の塑性化後もボルトの破断を防止する。これらの性能確認を含めて、実大実験により下記構造性能を把握する。

- 1) 弾性域の挙動（剛性，第一降伏位置）
- 2) 塑性域の挙動（すべり耐力，降伏順序，最大耐力）
- 3) 梁から柱への応力伝達機構
- 4) 継手部の局部変形と破壊状況

2.2 試験体

試験体は十字形であり、試験体の形状・寸法をFig.2に示す。梁はSS400のH-500圧延H形鋼，柱はSTKR490，

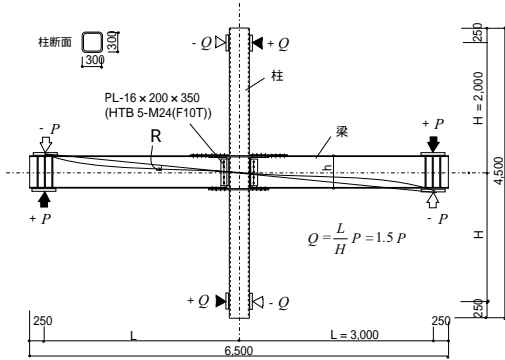


Fig. 2 試験体形状・寸法
Shapes and Dimensions of Specimens

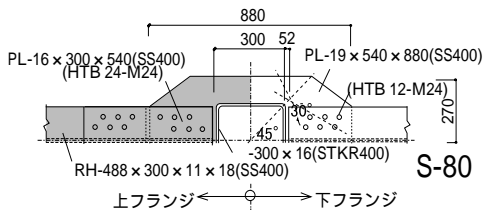
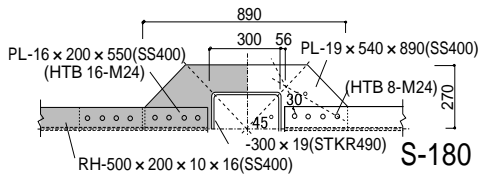


Fig. 3 柱梁接合部の詳細
Details of Beam-to-Column Connection

STKR400の2種類で、どちらも -300冷間成形角形鋼管である。試験体はS-180, S-80の2体とし、S-180を「梁端ヒンジ型」、S-80を「パネル降伏型」とする。パネル/梁耐力比 (R_p : ボルト孔欠損部を考慮した梁の降伏耐力 cQ_{b_y} に対する接合パネルの降伏モーメント cQ_{p_p} の比 ($= cQ_{p_p} / cQ_{b_y}$) は、試験体S-180では1.77で、試験体S-80では0.81である。柱と外ダイアフラムは文献1), 2)に基づき、設計する。梁フランジからの軸方向力はボルト接合部を介してダイアフラムに第一ボルトから30°の範囲に広がるとし、この線と柱コーナから45°の線との交点の範囲内の外ダイアフラムを有効領域とみなし、交点と鋼管外面の距離をダイアフラムのせい h_s とする。接合部詳細をFig.3に、鋼材の機械的特性をTable 1に示す。

2.3 加力方法

加力方法は、Fig.4に示すように柱の上端をピンローラ支持、下端をピン支持とし、梁先端に逆対称の荷重(P)を加えるものとする。加力パターンをFig.5に示す。Pを柱のせん断力Qに換算する。なお、柱に軸力は作用させていない。載荷方法は層間変形角 $R (= \delta / L)$ で制御した。S-180は cQ_{b_y} に対応する、S-80は cQ_{p_p} に対応する降伏層間変形角計算値 $R_y (= \delta_y / L)$ を基準とし、 $\pm 1.5 (\pm 1.0, \pm 2.0 : S-80)$, $\pm 3, \pm 4, \pm 5R_y$ を各2回づつ正負交番漸

Table 1 鋼材の機械的特性
Mechanical Properties of Steel Material

材料	材質	降伏点 $y(N/mm^2)$	引張強さ $u(N/mm^2)$	降伏比 $Y.R.(%)$	伸び率 $(%)$
-300x19 (S-180)	STKR490	574	621	92.4	13.7
-300x16 (S-80)	STKR400	416	506	82.2	24.3
RH-500x200x10x16 (S-180)	SS400	270	443	60.8	31.0
RH-488x300x11x18 (S-80)	SS400	259	460	56.3	29.5
ダ イ フ ラ ム PL-19 共通	SS400	279	482	57.9	29.7

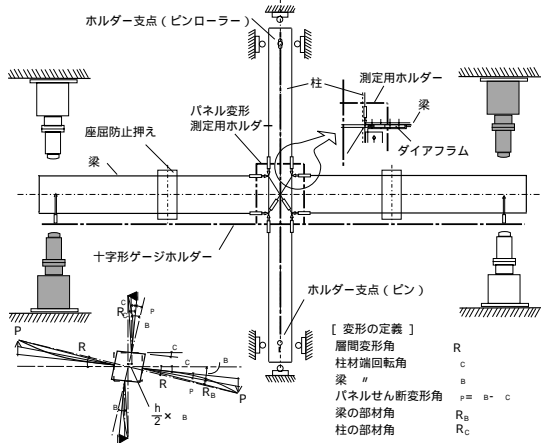


Fig. 4 加力装置概要
Outline of Loading Apparatus

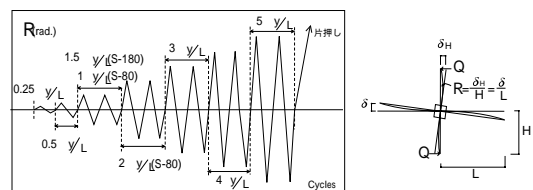


Fig. 5 加力パターンと層間変形角Rの定義
Loading Pattern and Floor Drift Angle R

増繰返し载荷とし、その後片押し载荷とする。層間変形角Rは上柱端でピンローラ支持、下柱端でピン支持されたゲージホルダーを基準にして梁端で測定し、両端の平均値から換算する。さらに、得られたRからダイアフラムと柱フランジの交点間の傾きから測定する柱の部材角R_cと、パネルの対角長さの相対差から測定するパネルせん断変形 ρ_p を差し引くことで、梁の部材角R_bを求める。また、パネル中央と柱コーナの外ダイアフラムに3方向歪みゲージを貼り、塑性化状況を調べる。

3. 実験結果

3.1 実験結果概要

得られた荷重Pから柱のせん断力Qを求めて、Qと層間変形角Rの関係をFig.6に示す。図中の印はスリップ性状の開始、印は片押し载荷の加力限界を示し、横にせん断力を記す。縦軸に無次元化耐力(Qを降伏荷重計算値で除した)を、横軸に梁のR_b、柱のR_c、パネルの ρ_p とするスケルトン曲線をFig.7に示す。弾性域の変形分担率と梁降伏時等のせん断力の計算値及び実験値をTable 2に示す。損傷状況をPhoto 1に示す。

3.2 実験経過

(1) 荷重 - 変形関係

試験体S-180は1.5R_yの1サイクル目の層間変形角R=1/90(Q=225kN)で、梁フランジボルト孔欠損部と柱コーナのダイアフラムが降伏した。その後、2サイクル目のR=1/100(Q=174kN)で、摩擦面のすべり音が発生した。

荷重 - 変形関係はR=1/50まで安定した復元力特性を示し、以後高力ボルトがすべり、スリップ型に変化し、その後再び荷重が上昇した。3R_yの1サイクル目のR=1/35(eQ_y:降伏耐力実験値=333kN=1.4cQ_{by})で、梁の降伏域の広がりとともに梁の曲げ剛性が低下した。柱やパネルはほぼ弾性であった。5R_yの1サイクル目のR=1/20(Q=408kN)で、パネルにせん断降伏が発生した。その後片押し载荷でR=1/12(eQ_{max}=455kN)まで载荷した。

試験体S-80は1R_yの2サイクル目のR=1/80(Q=267kN)で、柱コーナのダイアフラムが降伏した。その後、2R_yの1サイクル目のR=1/65(eQ_y=306kN=1.2cQ_{py})で、パネルのせん断降伏とともにパネルのせん断剛性が低下した。柱と梁はほぼ弾性であった。その後、R=1/46(Q=356kN)で梁フランジボルト孔欠損部が降伏した。

荷重 - 変形関係はR=1/40まで安定した復元力特性を示し、以後S-180と同様に、3.0R_yの1サイクル目のR=1/30(Q=394kN)で摩擦面のすべり音が発生し、スリップ型に変化し、その後再び荷重が上昇した。5R_yの1サイクル目のR=1/17(Q=407kN)で、ダイアフラムが面外に変形した。その後片押し载荷でR=1/11(eQ_{max}=417kN)まで载荷した。

(2) 破壊性状

試験体S-180は梁フランジの降伏後摩擦面がすべり、支圧状態に移行した。最終状態ではボルト孔が楕円形に変形した。外ダイアフラムとフランジの小口同士は密着

し、添え板の孔周囲には厚・幅方向の絞りが残った。試験体S-80はパネルがせん断降伏した後、梁フランジの摩擦面がすべり、支圧状態に移行して外ダイアフラムが対称に曲がり、パネルに $\rho_p=0.05\text{rad.}$ の残留変形が残った。2体とも、柱コーナー近傍の外ダイアフラム溶接部に亀裂はなく、鋼管に局部変形は生じなかった。

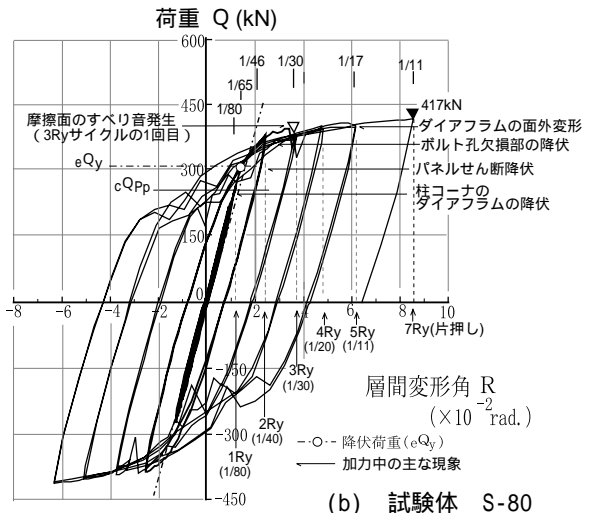
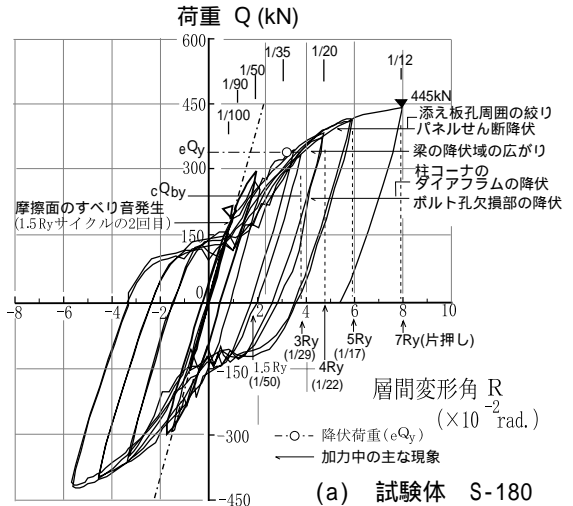


Fig.6 せん断力Qと層間変形角Rの関係
Shear Force vs. Drift Angle Relationships

Table 2 計算値と実験値の比較
Comparison between Calculations and Experiments

試験体	層間変形の弾性剛性 K(kN/mm)	変形分担率			パネル/梁 耐力比 Rp	せん断力							
		梁 Rb/R (%)	柱 Rc/R (%)	パネル p/R (%)		cQ _b (kN)	cQ _y (kN)	cQ _{by} (kN)	cQ _{cb} (kN)	cQ _{cb} (kN)	cQ _{max} (kN)		
S-180	計算値	4.56	35	39	26	1.77	238	422	338	653	387	-	-
	実験値	4.53	35	42	23	-	225	-	-	-	-	333	455
S-80	計算値	4.54	27	44	29	0.81	315	256	472	420	321	-	-
	実験値	4.60	28	44	28	-	356	306	-	-	-	306	417

注) RB/R、RC/R、p/R: R=3×10⁻²rad.時の梁、柱、パネルの変形分担率

$$cQ_b = I/H \cdot (2\sigma_c \cdot \sigma_y / (L-D/2-L_s))$$

$$cQ_y = I/H \cdot 3/8 \cdot \sigma_c \cdot \tau_c \cdot \sqrt{2 \cdot (L-D/2)(h-u)} - L/H$$

$$cQ_{by} = I/H \cdot (2\sigma_c \cdot \sigma_y / (L-D/2-L_s))$$

$$cQ_{cb} = I/H \cdot (2\sigma_c \cdot \sigma_c / (H-h/2))$$

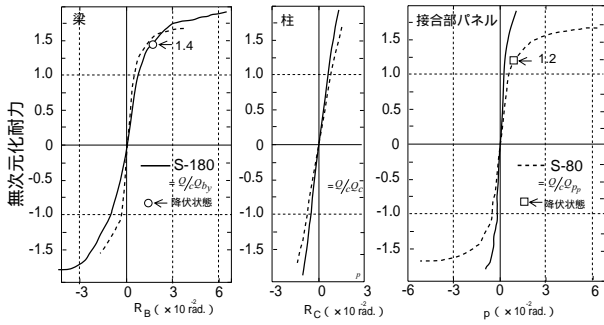
$$cQ_{max} = I/H \cdot 1.5 \cdot 1.48 \cdot (L/D \cdot \sigma_c \cdot (t+h_s))^{2/3} \cdot (t+h_s) \cdot D \cdot \sigma_d$$

$$\text{計算値} > \frac{1}{K} = \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_p}$$

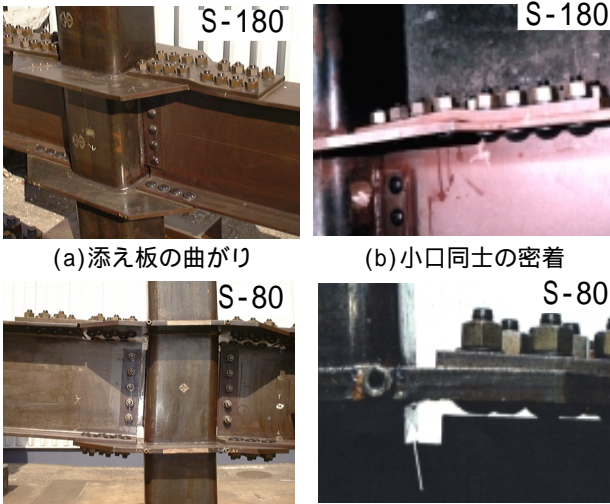
$$\frac{1}{K_b} = \frac{[L^2(9(L-D/2)-4L_s)]}{6EI_c} \cdot \left[\frac{(L-D/2-L_s)^2}{3EI_c} \right] \cdot \left[\frac{L-D/2-L_s}{G_d} \right]$$

$$\frac{1}{K_c} = \frac{[L^2]}{3EI_c} \cdot \left[\frac{(H-h/2)}{3EI_c} \right] \cdot \left[\frac{(H-h/2)}{G_d} \right] + \frac{1}{K_p} \cdot \left[\frac{2 \times (L-D/2)}{h} \right] \cdot \left[\frac{L}{h} \right] \cdot \left[\frac{h^3}{12EI_c} + \frac{h}{G_d} \right]$$

<凡例> σ_b : 梁ボルト孔欠損部の断面係数 σ_y : 梁の塑性断面係数 σ_c : 柱の塑性断面係数 σ_s : 梁の降伏点
 A_s : 柱のせん断有効断面積 τ_c : 柱のせん断降伏応力度 σ_c : 柱の降伏点 σ_d : 外ダイアフラムの引張強度
 E: ヤング係数 G: せん断弾性係数 I_c : 梁材の断面二次モーメント
 I_b : 柱材の断面二次モーメント I_p : ダイアフラム材の断面二次モーメント



(a)梁の部材角 (b)柱の部材角 (c)パネルせん断変形角
Fig.7 部材のスケルトン曲線
Skeleton Curve of Members



(a)添え板の曲がり (b)小口同士の密着
(c)接合パネルのせん断変形 (d)ダイアフラムの曲がり
Photo 1 最終損傷状況
Ultimate State of Specimens

Table 3 工場製作・現場施工に必要な時間
Required Times of Fabrication and Construction

作業項目	作業時間 (hr/ト)							合計
	工場製作					現場施工		
	切断	穴明	開先	組立	溶接	建方	現場鍛冶	
在来工法	0.80	0.96	0.87	5.60	4.18	1.74	2.00	16.2
ノンウェルド工法	0.44	0.58	0.60	3.19	3.92	1.56	1.51	11.8

* 図面、原寸、防錆、発送の作業時間は含まない



(a)車上の積載状況 (b)接合部の組上り状況
Photo 2 鉄骨造ノンウェルド工法の適用
Application of Non-Weld Steel Structure System

3.3 考察

(1)初期剛性 梁及び外ダイアフラムの曲げ・せん断変形, 柱の曲げ・せん断変形, パネルのせん断変形を考慮した弾性剛性計算値は実験値と良い対応を示した。弾性時における層間変形角に対する梁部材, 柱部材の曲げ変

形の比率 (RB/R, RC/R) の対応も概ね良好であった。

(2)降伏耐力 Q - Rの関係や貼付した歪ゲージから判断すると, 試験体S-180の eQ_y は cQ_{by} の1.4倍(梁の全塑性耐力 cQ_{by} と同じレベル)であった。試験体S-80の eQ_y は cQ_{py} の1.2倍であった。

(3)最大耐力 加力限界による最終時の耐力上昇率(最大耐力 eQ_{max} を降伏荷重計算値で除した比率)は, 試験体S-180では $eQ_{max}/cQ_{by}=1.9$ であり, その eQ_{max} は外ダイアフラムの局部破壊耐力計算値 cQ_{du} の1.2倍に匹敵した。試験体S-80では $eQ_{max}/cQ_{py}=1.6$ であり, その eQ_{max} は cQ_{du} の1.3倍に匹敵した。

よって, 梁フランジからの軸方向力はボルト接合部を介してダイアフラムに第一ボルトから 30° の範囲に広がるとみなせば, 「鋼管構造設計施工指針」の評価式で耐力を過小評価することが確認された。

4.まとめ

低層S造の建物に適用する簡略な外ダイアフラム形式の接合部工法を考案し, 降伏機構を「梁端ヒンジ型」と「パネル降伏型」とする柱梁接合部実験を行った結果, 次のことが判明した。

- 1)弾性域の挙動は柱, 梁, パネルの他に外ダイアフラムの影響を考慮して求め, 梁フランジボルト孔欠損部降伏耐力計算値は外ダイアフラム端接合位置で評価すると, 実験値と良く対応した。
- 2)梁端ヒンジ型は梁フランジボルト孔欠損部降伏耐力計算値の1.4倍の荷重まで, パネル降伏型はパネル降伏耐力計算値の1.2倍の荷重までほぼ弾性挙動を示した。
- 3)梁端ヒンジ型は層間変形角 $1/50$ まで, パネル降伏型は $1/40$ まで安定した復元力特性を示した。2体とも以後高力ボルトがすべり, スリップ型となった。
- 4)層間変形角約 $1/11 \sim 1/12$ の大変形状態でも外ダイアフラムから柱への応力は十分に伝達されていた。
- 5)外ダイアフラムと梁の高力ボルト接合形式は上下で異なるが, 保有耐力接合の条件を満たしており, スリップしても大変形に追従できた。

付録 実施物件への適用例 (Photo 2)

鉄骨造ノンウェルド工法と在来工法をほぼ同一の建物に適用し, 作業性を検証した。工場製作の, 切断, 孔明, 開先, 組立, 溶接の作業時間を, 現場施工の, 建方, 現場鍛冶の作業時間を測定した(Table 3)。

ノンウェルド工法は工場製作だけでなく, 現場施工でも十分に高い作業性があることがわかった。合計では在来工法の約70%の作業時間であった。また, それ以外にPhoto 2の(a)のように鉄骨部材の輸送効率も向上した。

参考文献

- 1) 日本建築学会編: 鋼管構造設計施工指針同解説, pp.112~124, (1996)
- 2) 鋼材倶楽部編: 鋼構造設計演習, 第三版, pp.118~121, (1989)