超高層建築の溶接設計*

伊 東 豪 夫**

Welding Design of High Rise Building*

by Takao Ito**

まえがき

超高層建築をはじめとする鉄骨構造を主体とした近年の高層建築は、生産性能、安全性能に対するそれぞれの理念をふまえて構造設計がおこなわれるが、特に溶接の利用度は、工場加工、現場加工を問わず急激に増大しているのが現状である。

接合部の簡易化による合理性と経済性、溶接技術の開発、鉄骨精度と設計ディテールの相互関係の究明等は、溶接工事の前提として重視されるゆえんとなっている。

筆者が担当した霞ヶ関ビル、世界貿易センタービル(東京)、京王プラザホテル、鹿島建設本社ビル、三井綱町マンションの構造、特にそれらの溶接設計について重点的に記述することとする。

なお、耐震解析の推進と構造諸問題の究明にあたって、東大名誉教授武藤清博士の御指導をいただき、本稿の執筆に際して、鹿島建設技術研究所、鹿島建設建築部、横河橋梁製作所、川崎重工業㈱の関係諸氏、また編集、図版については、鹿島建設設計本部の金井英夫、大川潤氏らのご厚意とご協力によっている。

1. 超高層建築における溶接の問題点

超高層ビルでは、鉛直荷重による柱軸力が支配的である。さらに、層せん断力によっておこる各部材の曲げ応力、柱の転倒軸力も極めて大きい。にもかかわらず、建築空間における柱の占有率や地震波に応じたフレームの振動性状等考慮して、柱断面形状のコンパクトなもの、したがって一般に鋼材は厚肉で高強度、接合部では溶接接合が望ましくなってくるのはいうまでもない。

超高層ビルの骨組は一般に立面的、平面的にそれぞれほぼ同一部材を積み重ねて構成される。したがって、接合個所の数も多く、各溶接部の溶接による場合の収縮変形は、工場溶接、現場溶接とを問わず、建方精度、建物の二次構成部材の納り等に大きく影響する。

変形によるマイナス面をカバーする設計テクニック、

溶接の順序、局部あるいは全体の精度を対象とした治具などの予防策に加えて、実験による変形量の定量的確認が重視されるゆえんはここにある。

現場溶接における半自動溶接の採用が最近かなり多く、すでに世界貿易センタービル(WTC)、京王プラザホテルでの実施の経験を経て、鹿島本社ビル(第2棟)においても、これにもとづいた計画を完了している。

この工法によって鋼材量の節約、工数の減少、運搬の容易さ等、多くのメリットが得られたが、万一、溶接管理が適切でなく、不用意な溶接施工が行なわれる場合、溶接個所が柱梁接合部等の重要な個所が多いだけに、構造的に欠陥となる恐れがある。したがって、現実的で適切な管理と検査が必要となるわけである。

2. 溶接設計

2.1 各建物平面と接合部詳細(図1, 2)

2.2 霞ヶ関ビルディング

骨組の設計理念として、基本的に柱梁とも熱間圧延によるH鋼を使用することとし、機械室等の一部を除いては、ビルドアップ材は使用しないことを原則とした。また溶接作業は、すべて工場溶接のみで、現場接合は高力ボルトを用いることとしている。

桁梁は内側1段、外側2段のH型鋼であるが、3.2m スパン中央で現場ボルト接合とし、2~3層で1柱分を構成させ、柱の左右それぞれ1.6mまでの梁を工場溶接で一体とした大型プレハブとすることとした(写真1)。

この串ぎしタイプは建方ピースの減少と接合部の簡易化をねらったもので、この後の筆者の超高層ビル組立ての際の基本型となった。

この場合、建方上のにげが3.2mの中央の点に集中するけれども梁端におけるにげに比べれば、弊害ははるかにすくない。とはいえ、技術的に最小限の修正におさえる必要がある。この目的で工場溶接に際して柱梁関係を現場組立時と同様の相対位置で1セットの串ぎし型を数セット水平定盤架台の上に仮組みし、治具を用いて、相互の寸法精度を保った拘束状態で接合部の溶接をし

* 原稿受付 昭和45年5月8日

** 鹿島建設株式会社 Kajima Corporation

図-1 平面図と

た。終了後、最外側の1セットのみを反対側に移設し残し、後続のセットを同様に仮組みして上記の作業を繰返す。

こうした工法のおかげで、水平定盤架台上での溶接が終ると同時に工場仮組みを兼ねるとともに、桁梁の加工精度を高め、現場の組み立て精度を良くする要因となっている(写真2)。

張間方向については、通常のブラケット接合方式に依

らず、Tピースによる引張ボルト接合方式となっている。桁方向が串ぎしである反面、輸送、積み置きを配慮して突起物をなくし、接合を簡易化する為である。Tピースは、米式カットTは耐力とボルトせん断過多から用いられず、溶接によるプレート組み立てとなっている。

この接合方式による安全性、安定性については、実大実験によってTピース部分が開裂等で破壊しないことを確認している。

京王プラザホテル

鹿島本社ビル (第 2 棟)

三井綱町マンション

軸組図

2.3 世界貿易センタービルディング

この建物の構造方式に関し、霞ヶ関ビルと根本的に異なる点は、内外 2 重の閉鎖型ベアリングウォールタイプのフレーム系における 3.0 m のスパン梁がすべてビルトアップであること、長スパンの柱梁接合部がすべて現場溶接であることである。

2.3.1 接合部の概要

3.0 m の梁と柱とは霞ヶ関ビルの基本型に準じて工場

溶接の申ざしタイプである。

長スパンの梁柱の接合部はすべてフランジは現場溶接ウェブは高力ボルトによる摩擦接合であるのは、霞ヶ関ビルと異なって、柱断面が 90° 転向して開き、断面に対してテンションボルト方式が使えないのが主因である。反面、溶接工法の開発による現場溶接の信頼性の増大、鋼材量の節約、工場製作工数の低減、運搬の容易さなどを考えれば、ブラケット方式よりも、現場溶接による方

がはるかに有利であると判断したためであった。

柱相互の接合についてはメタルタッチの許容や、低応力部分（溶接姿勢を考慮して梁鉄骨天端+1.2 m）での作業性を考えると、高力ボルト接合でもじゅう分可能であった。一方、建築計画の立場からみると、柱フランジの肉厚の大きい14層以下で、主として仕上げ寸法を小さくするためにフランジ全断面突合せ溶接、ウェブ高力ボルト接合として、14階以上についてはじめて全て高力ボ

ルト接合による方が好都合であったからである。

現場溶接の採用部分の増大に焦点を合せ、横河橋梁製作所の全面的協力と、その技術によるOH工法の開発のための多くの実験、試験結果を参考事例として施工に反映させることとした。具体的問題を以下に述べる。

2.3.2 現場溶接における問題点と対策

i 溶接方法とディテールの問題

i-a 溶接方法

写真1 フルハバ化された柱梁のユニット

写真2 柱の組立て溶接の状況

て材を用いたノンガス溶接による裏波溶接法のいくつかが開発されていたが、本工事では OH 工法（横河橋梁 K.K. 開発）を使用した。

この工法は以下に述べるスカラップ、ルート間隔など、種々の予備実験により、裏波の性状、強度ともじゅう分良好なことが確められているものである。

i-c スカラップ（柱と梁の溶接）

スカラップの形状は図3に示すごとく上下フランジとも2種類について検討している。タイプについては加工時間がかかるため使用していない。

下フランジの溶接の場合、一般にはウェブを境にして片側溶接後、他の側を溶接する。これではビードに継目が出来たり（写真3）、作業位置をかえて溶接するので、接合個所の非常に多い超高層ビルの場合、溶接工の負担

図3 スカラップ

(良好な例) (不良な例)
写真3 ビード継目個所の裏波状況
(矢印が継目を示す)

梁の突合せ継手の場合

梁のT継手の場合

図4 梁端スカラップを 50 R にしたときの継手部分の詳細

が増すばかりでなく、非能率的であることなどの問題がある。そこでタイプDのスカラップサイズを大きくして、片側のみからの溶接で済ませるようにした。この値はフランジ巾によって異なるが、当工事ではフランジ巾200で50Rである（図4）。フランジ巾が300位となると、65R以上でないとむずかしい（鹿島ビル第2棟参照）。

半径が大きくなるとウェブの高力ボルト数に制限をうけたり、梁本体ウェブのせん断応力度が大きくなる恐れもある。しかし通常の建物では梁のせん断応力はあまり問題とならないことが多い。

i-d スカラップ（柱相互の溶接）

柱のウェブの厚さが40ミリ以上ともなると加工に手数がかかる上に、スカラップによる断面欠損は無視出来ない。そこで BB 裏当て材を写真4-1のように、ウェブとフランジとの境界のフィレット部の形状に合わせてグ

写真-4-1

ウェブの丸味に合うように削った BB 裏当材

写真-4-2

ウェブ附近の裏波状況

写真-4-3 丸味をつけた BB 裏当材による溶接継手マクロ

ラインダーで整形したものについて実験し、良好な結果を得ている (写真-4-2, 3)。

i-e ルート間隔 (柱と梁の溶接)

開先のルート間隔の精度を所定の寸法に保つことは、溶接施工、特に裏波溶接の施工においてきわめて重要である。しかしながら現場における建方精度を考慮した場合、これは決して容易なことではない。したがってルート間隔を決定するためには、柱、梁の製品精度、建方精度はどの程度か、良好な裏波を出すことの出来る最大または最小のルート間隔はどの程度か、などの諸点を解明せねばならない。

そこで、霞ヶ関ビルの経験をもととして、建方時のクリアランスを 6 mm、誤差を ± 3.0 mm とおさえ、したがってルート間隔は 3 mm と 9 mm について実験を行った。この結果、3~9 mm の範囲であればじゅう分溶接可能であることを確かめたが、実際の施工の場合は、ルート間隔を 3~9 mm に保てない場合が生じてくるので、3 mm 以下の場合はガウジングにより、9 mm 以上の場合は肉盛りによって許容のルートを確認することと

した。ガウジング作業そのものは、現場作業では、実際は容易ではない。ルート間隔を安全側に 7 mm とする方が現実的である。

結果として 6 mm でもじゅう分可能であったので、後の京王プラザホテルではこの値によっている。

なお、目違いについては 3 mm 程度なら安全である。

i-f ルート間隔 (柱相互の溶接)

ウェブがメタルタッチを許容しているから梁の場合程困難ではない。実験では 4~8 mm が許容範囲であったが、実施では 6 mm とした。

ii) 溶接部の機械的性能 (溶接施工試験より)

現場溶接施工に際し、半自動溶接による施工試験を行った。これは突合わせ継手の性能ならびに溶接工の技量を確認することを目的としたもので、三種類の L 形突合わせ継手のうちから引張、型曲げ (表、裏、側曲げ) マクロ、およびシャルピー衝撃の諸試験を実施した。型曲げ試験の判定基準は、WES Z 121-1968 「半自動アーク溶接技術検定における試験方法、ならびにその判定規準」に準拠している。また、シャルピー衝撃試験の判定については、JIS G 3106 の SM 50 B 材について「0°C 2 mmV ノッチにおいて最小 2.8 kg・m」を代用した。

なお、裏当材については従来のスチールバックングによる場合と OH 工法の場合との二通り行なったが、ここでは後者の場合の例をあげる。

供試体には最下層の柱フランジに相当する P-40 (SM 50 A) および梁フランジに相当する P-15 (SS 41) を使用した。その機械的性質と化学成分を表 1 に示す。試験片形状については図 5 に示すが梁の溶接の場合、実際の状況に合うように立て板を立てて行なった。溶接機はナショナル型オープンオート 500 S、溶接棒は神戸製鋼の OW-56 3.2 ϕ である。

図-5 試験片形状

表—1 母材の機械的性質

鋼 種	形 状 寸 法 (mm)	機 械 的 性 質				化 学 成 分 (%)				
		σ_y kg/mm ²	σ_B kg/mm ²	ϵ %	曲 げ 180°	C	Si	Mn	P	S
SM 50 A	40×2050×9450	39	57	30	良 好	0.17	0.30	1.49	0.015	0.013
SS 41	15×1869×12192	28	47	31	良 好	0.18	0.04	0.65	0.019	0.023

以下に溶接条件、試験結果などについて写真5，6，表2～5にその一列を示す。

iii 収縮変形と残留応力

現場溶接による収縮変形が、建方，建入精度，溶接施工などにどの程度の影響をおよぼすか，また本工事におけるように，ウェブの高力ボルトを先締めにして溶接を行なった場合，ボルト継手の拘束によって溶接継手にはかなりの残留応力が発生するのではないかと，さらボルトの摩擦面にすべりの生ずる恐れはないかなど，種々の疑問点があるため，これらを定量的に把握することと溶接時間，作業性なども合わせて調査する目的で，横河橋梁におけるOH工法の予備実験に引きつづいて，実際の現場のもろもろの条件を取り入れた実大供試体を作製し，試験溶接ならびに載荷試験を行なった。

溶接収縮量は表—6に示すとうりで，梁の場合突合せ

継手に1ヶ所だけ1.22mmのものがある他は0.55～0.65mm，柱の場合0.60～0.68mmであり，従来の手溶接に比べると $\frac{1}{4}$ ～ $\frac{1}{2}$ 程度にすくなくなっている。

なお，梁のT継手の場合，スタート側とエンド側に大きな差があるが，これは表中の図に示したように，測定用に梁フランジに取り付けた銅片の先端で測定しているためである。

一般に，収縮は継手の拘束の程度によって異なるから，ウェブの高力ボルトの締めつけの程度によっても影響されるが，本実験では現場で本締め後に溶接することを想定して所定のボルト張力(W 7%，5800 kg・cm 程

表—5 シャルピー衝激値

A (kg・m)		B (kg・m)	
個 々	平 均	個 々	平 均
6.3	5.9	5.8	5.5
6.0		5.1	
5.5		5.7	

表—2 溶 接 条 件

	溶 接 条 件			
	溶接時間 (分)	パ ス (数)	電 流 (Amp)	電 圧 (Volt)
A	70	1	340	29
		2—17	320～420	29
B	13	1	380	32
		2—3	420	30

表—3 引 張 試 験

	試 験 片		引 張 強 さ		破断部位置
	厚 (mm)	断面積 (mm ²)	最大荷重 (ton)	強 度 (kg/mm ²)	
A	39.6	982	55.82	57	溶着鋼
B	14.2	565	29.20	52	母 材

写真—5 裏波状態

写真—6 断面マクロ

表—4 型 曲 げ 試 験

	表 曲 げ	裏 曲 げ	側 曲 げ
	大 き さ mm × 数	大 き さ mm × 数	大 き さ mm × 数
A	プロホール 0.3×1	プロホール 0.2×1, 0.3×1, 1.2×1	プロホール 0.3×2, 0.2×1, 0.1×1
B	ナ シ	ナ シ	ナ シ

表-6 収 縮 量

位 置		収 縮 量 (mm)		
		スタート鋼	エンド鋼	平 均
梁	① T継手, 上フランジ	1.10	0.15	0.62
	② " , 下フランジ	0.95	0.35	0.65
	③ " , 上フランジ	1.45	0.20	0.82
	④ " , 下フランジ	1.00	0.10	0.55
	⑤ 突合せ, 上フランジ	1.20	1.25	1.22
	⑥ " , 下フランジ	0.75	0.55	0.65
柱	⑦ 突 合 せ	0.75	0.60	0.68
	⑧ "	0.70	0.50	0.60

度)になるトルクで締めつけて溶接した。従って残留応力の程度、高力ボルトのすべりなどについての測定は行なわなかったが、載荷試験により、耐力、変形を計算値と比較することにより、この接合部はじゅう分安全であることを確認し、この程度の断面をもった柱、梁、接合部では、残留応力についてはそれほど心配する必要はないであろうとの結論を得たわけである。

載荷試験は図-6に示すような十字形の実大供試体を試験床に固定された載荷装置 (100 t ジャッキ 2 基) によって梁端を加力し、梁のT継手部に曲げモーメントを与えた。その結果を図-7に示す。

図-6 載荷方法

10 t から 20 t まで 5 t 間隔, 20 t 以上は 2 t 間隔に荷重を増加して、荷重点および支点の変位をダイヤルゲージで測定した。これによると計算耐力 23.1 t よりわずかに低い 22.0 t まで、撓みは計算値とよく一致しているが、それ以上では計算値より増大し、この点でフランジが降伏していることがわかる。撓み測定は 32.0 t まで、その後、荷重 39.8 t のとき、圧縮側フランジに局部座屈が認められたのみで、溶接部に異状は認められなかった。

図-7 実大供試体の載荷試験結果

試験結果を検討して、

- 残留応力については、特別の考慮をしなくても構造耐力上安全である。
- 収縮変形については柱、梁とも一個所の接合部について 0.7 mm 程度と推定されるため、柱一柱については問題なく、また柱梁の接合部についても接点数10として累積した場合でも 7 mm 位であるから、建入れにはそれ程の影響はない。ただし出来るだけ収縮量を分散させるような溶接順序は選ぶ必要がある。

などの結論をえて、施工実施に入ったわけである。

参考までに現場における計測結果をあげておく(図8) 計測は、柱の継手の溶接前にピアノ線を張り、柱とピアノ線にマーキングを施し、柱および梁の溶接完了後に再び計測した。

計測結果をみると、全市の収縮量 (5.20 mm) は局部収縮量の合計 (10.8 mm) の半分弱の数値であり、(前記

図—8 収縮計測結果

図—9—1 平面的な溶接順序

図—9—2 立体的な進め方

実験値から推定した 7 mm 以下であって) この程度ならば建て方上さして心配する必要はない。

なお、溶接順序については図9に示す順序で行なった。

図—9—3 柱と梁の溶接順序

図—9—4 個々の溶接順序

図—10—1 梁の溶接接合

図—10—2 柱の溶接接合

表-7 コストの比較表

A 溶 接 接 合				B 高力ボルト接合			
	数 量	単 位	比 率 %		数 量	単 位	比 率 %
溶 接 長	51.300	延 m	86	ボ ル ト (100)	32.500	本	16
電 力 設 備	1	式	9	ボ ル ト (70)	106.300	本	50
料 金	1	式	5	鋼 材	13.6	ton	39
計			100				105

図-10-3 梁の高力ボルト接合

図-10-4 柱の高力ボルト接合

2.3.3 溶接接合と高力ボルト接合とのコスト比較

溶接接合と高力ボルト接合について、応力を一定とした場合のコスト比較した (図10, 表7). 溶接の場合は仮設電力費および料金が加算されるが、足代費および仮設コンプレッサーの施設費は同一の条件であるから除外した.

2.4 京王プラザホテル

柱にはロールH型鋼, 梁は短辺方向ビルトアップ, 長辺方向はスパンドレル側ビルトアップ, その他はロールH型鋼で, 構造法的にみた工法では世界貿易センタービルに準じている. すなわち, 短辺方向は柱と梁を工場溶接の串ざしタイプで梁中央接合, 長辺方向の柱梁接合はウェブ高力ボルト, フランジ現場溶接であり, 現場溶接部のルート間隔, スクラップ等のディテール, その他について, じゃっかん改良してはあるが, ほぼ類似の接合方法である. この項では, 下層6階以下の柱, 梁接合

部に用いられた消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接法 (Consumable Nozzle Typed Electro-Slag Welding- 以下 CES 法と略称) について述べてみたい. この方法は厚肉鋼材の溶接に適した有力な手段である.

2.4.1 CES 溶接適用の理由

この構造の特長の一つは軸組み図をみてもわかるとおり, 短辺方向では巾に比して高さが大きい (約 1 : 6) ため, 地震あるいは風に対する変形の中で全体曲げ変形の要素が卓越してくるということである. したがって建物の変形をいかに防止するかという点が, ホテルという性格からみて特に大きな課題であった.

全変形, とくに全体曲げ変形をおさえるためには外側列の柱断面を大きくとるのが効果的であろう. そこでH鋼をダブルに合成した. さらに, せん断変形をおさえるために, 1 スパンおきにスリット入りプレキャスト耐力壁を配置している.

5階以下はロビー階となっているから, 建築計画上, 耐力壁などがあってはならないが, そのままでは壁の抜けたオープンフレームの剛性が低下し, 上層からの力が6階床で急激にコア壁に集中する. このような現象は, 構造設計方針における建物の耐力性能評価理念にもとづけば, 筆者らの立場に反することである.

力の流れをスムーズにするために, H型柱 (H-478×427×40×60-SM 50 A) はカバープレートを用いた BOX 型とし, 梁は基準階の 800 成を 1,000 ミリに上げ, さらにフランジ, ウェブとも, より厚肉にして (フランジ厚 -28 SM 50 A, ウェブ厚 -14 SS 41), 耐力壁が入った時と同等の剛性をフレームのみで期待する設計としている (図11).

しかしながら, このような BOX 断面の柱に梁を溶接接合する場合, 常に問題となるのは, 柱の水平スチフナプレートの処理の仕方である.

従来, 種々の方法が用いられて来たが (鹿島本社ビルの項参照) 本工事の場合

- 使用するカバープレートが 60 mm という極厚なので, 手溶接では時間がかかる上に収縮変形も相当大きい.
- 串ざしタイプの構造という立場からスチフナプレ

図-11 壁のなくなる部分と供試体採取位置

ート、カバープレート、梁フランジの接合を1工程でおこなう方法はないか。

などの点から、CES 溶接法を採用することになった。

この方法は大熱量を必要とし、母材への熱影響が大きいく、溶着金属の衝撃値が低いなどのために、これまでに構造的に重要な箇所へ使用する場合の品質の安定性、信

頼性が問題とされていた。その後の改善で、最近ではかなり使用例が多くなっている。

利点としては

- a 溶接による変形がすくない。
- b 厚板の溶接に対して、高能率で経済的である。
- c 開先加工準備が簡単である。

等が考えられ、更に図12に示すようにカバープレートの継ぎ目を梁フランジの位置にすれば、スチフナプレート、上下カバープレート、梁フランジの4部材を1工程で溶接出来るので、上記の問題点にじゅう分答えられるものであった。

実施に先だって、CES 溶接部の安全性と諸性質を検討し、確認するために、次のような実験を行なった。

- a. 溶接接合部の実大加力実験により、溶接部の安全性を確認するとともに、接合部全体の力学的挙動を把握する（実験Ⅰ）。
- b. 溶接接合部クーボン試験により、溶接部の機械的諸性質を検査する（実験Ⅱ）。

実験Ⅰは鹿島建設技術研究所において、供試体製作と実験Ⅱについては横河橋梁製作所、川崎重工業で行なったものである。

2.4.2 実験Ⅰ

i) 供試体

採取個所の詳細を図11に、供試体を図-12に示した。後に述べるように、開先加工の有無により、供試体はA, B, 2体としたが、材料その他はすべて同一である。

図-12 柱はり接合部供試体

表—8 供試体各部材の機械的性質

部 材		機械的性質	降 伏 点 σ_y t/cm ²	引 張 強 度 σ_B t/cm ²	伸 び 率 %	ヤ ン グ 率 E $\times 10^3$ t/cm ²
		板厚 mm				
柱	フ ラ ン ジ	60	3.70	5.63	34.0	2.11
	ウ ェ ブ	40	3.93	5.73	33.3	2.11
	カバープレート	60	4.00	5.63	32.3	2.11
はり	フ ラ ン ジ	28	4.30	5.70	29.0	2.13
	ウ ェ ブ	14	3.03	4.40	29.0	2.11

(注) 1. これらはすべてロール方向の値である。
2. 供試体 A, B ともに同一材料を用いた。

また 2.4.1 で述べたように、供試体の部分は剛性評価の面から断面が設計されている。強度上はじゅうぶんに余裕があり、梁接合部近傍を塑性域まで加工するために、ジャッキ容量に応じて供試体の梁長さは実際の約 2.3 倍にしてある。また実状に合わせて試験方向と直角方向にも梁を溶接し、これによって生ずる内部応力を考慮している。

使用鋼材の機械的性質を表—8 に示す。

材質は梁ウェブのみ SS 41, その他は SM 50 A である。

ii) CES 溶接施工方法

CES 溶接を行なうにあたって、溶接断面に対して表—9 に示すような種々の溶接施工方法が考えられた。

これ a~e ライプのうち

a, c タイプはノズル 1 極で行なうもので、溶け込み状態が不均等になる。

d タイプはノズル 2 極同時に行なうもので、溶接機

表—9 CES 溶接各種施工方法

(注) 太枠で囲ったタイプを採用

のセットに無理がある。

などの理由で、実際の施工には不向きであることが予備実験からわかり、b, e 両タイプの方法を採用することにした。なお、実験は、この両タイプについて行なった。

e タイプの供試体を Type-A, b タイプものを Type-B とする。A, B 両タイプとも、外観検査を可能にするため、梁フランジをカバープレートに密着させぬようにしてある。Type A, B の特徴を表—10 に、施工要領を図13に、溶接装置、溶接材料一覧表を表—11に、溶接条

図—13—1 溶接方法および溶接順序 (Type-A)

図—13—2 溶接方法および溶接順序 (Type-B)

表-11 溶接装置・溶接材料一覧表

供試体		Type-A	Type-B
装置・材料	電 源	交流アーク溶接機 (定格2次電流 500 Amp)	交流アーク溶接機 (定格2次電流 1000 Amp)
	溶 接 機	消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接機 SLM-81 KK (大阪変圧器製)	消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接機 SLM-43 (大阪変圧器製)
(*) 材料	消耗ノズル ワイヤ クラックス	KOB 10φ×4φ US-49, 3.2φ MF-38, 20×D	KOB 10φ×4φ ES-50, 2.4φ MF-38, 20×D

(*) すべて神戸製鋼所のものを使用した。

表-10 Type-A, B の特徴比較

項 目	Type-A	Type-B
開 先 形 状	X 型	I 型
開 先 加 工	必 要	必要なし
溶 接 層 数	2 層	2 層
入 熱 量	少	多
歪 量	少	多
溶 接 時 間	短	やゝ長い
溶 込 状 態	良	良

表-12 溶 接 条 件

条 件	Type-A		Type-B	
	第1層	第2層	第1層	第2層
電流(*) (Amp)	400	400	380	380
電圧(*) (Volt)	38~46	40~46	40~42	40~42
時間(**) (min)	38.3	22.7	38.3	28.3
速度 (mm/min)	18	21	18	17

(*) 溶接4ヶ所の最大値と最小値を示した。

(**) 正味の溶接時間を示した。

件を表-12に、それぞれ示した。

iii) 実験方法

加力は 200 t オイルジャッキ 2 台を連動させて加力することにより、7 サイクル繰返した。変位測定はダイヤルゲージにより、ひずみ測定はワイヤストレインゲージとストレインメーターによっている。

また適時、染色浸透法(レッドチェック)により表面亀裂発生の有無を調べている。

iv) 耐力と変形計算

曲げ降伏荷重は 155.1 t, せん断降伏荷重は 256.4 t である。変形は梁部材の曲げ変形と、せん断変形の和として計算した。

v) 実験結果とその検討

荷重、変形曲線(P-δ曲線)を図-14に示す。最大荷重は加力装置の関係で 170 t でとどまっている。これを見ると、Type A, B とともに類似の性状で、

P-δ 曲線は設計荷重の約 2 倍近くまで直線性を保ち、

初期勾配は理論値と非常によく一致している。

○ 設計荷重の約 3.6 倍に相当する最大荷重に対して

図-14 P-δ 曲線 (Type-A)

も、局部座屈はみられず、溶接部も何らの欠陥も認められなかった。

2.4.3 実験II

試験は、引張り、表曲げ、側曲げ、マクロ試験の4種類とし、引張試験は、SIS Z 2241、曲げ試験は、JIS Z 3123 に準拠した。

試験結果のうち、断面マクロの一部を写真7に示したが、Type A, B とともにじゅう分な溶け込みが得られている。

以上の実験I, IIの結果から強度、変形からみて、この接合方式はじゅう分安全であることを確認したわけである。

写真-7 断面マクロ

2.5 鹿島本社ビル

この建物は第一棟と第二棟とに分けられており、第二棟は現在工事中である。両者とも、柱はプレート組み立てのボックス柱、梁はロールH型钢である。平面は両方向均等スパンとし、耐力壁、ブレース等は用いていない。このような構造計画では、断面性能からみてボックス柱が有利である。

柱梁接合部については、第一棟はブラケット方式で、現場接合は高力ボルト締めによっている。柱内のスチフナプレートについては、図-15に示す三種類の型式について $\frac{1}{3}$ 模型で実験を行なった。

Type A は梁フランジ貫通方式で、柱は四面ともぶつ

図-15 スチフトプレートの接合型式

切りになる。Type B は梁フランジの一部のみ貫通させたもので、柱は一面のみぶつ切りとなり、加工は Type A に比べて楽である。

Type C はやや性能がおとっている (表-13, 図-16)。実施は加工性に重点をおいて Type B によった。

第二棟では、ブラケット方式を採らず、梁は直接現場溶接とした。スカラップの大きさについては、梁巾が 300 であるため、世界貿易センタービル、京王プラザホテルより大きくなっている。スチフナプレートの溶接は CES 法を使用しているが、京王プラザホテルと違って

図-16 $P-\delta$, δ' 包らる線の比較

表一13 設計荷重時の実物換算層間変位と塑性率

	設計荷重	層間変位*	降伏荷重	最大荷重	最大荷重時の塑性率
Type-A, B	3.42 t	2.5 cm (2.0)	4.0 t	7.5 t 以上	10以上
Type-C	3.42 t	3.0 cm (2.4)	3.5 t	6.2 t 以上	8以上

* 設計荷重時の実物換算層間変位, () 内は合成ばりの場合

梁が現場溶接であるため、ディテールも異なっている。

図1, 2は第二棟についてあげておいた。

3. 管理と検査

現場溶接にしても, CES 溶接にしても, 用いられる場所が接合部等, 構造的に極めて重要な部分である場合, 適切な管理, 検査が必要となる。そこで世界貿易センタービル, 京王プラザホテルの各工事で実施した方法について述べることにする。

3.1 現場溶接

溶接終了後の検査について考えると, 検査箇所が非常に多く, 検査方法自体にもまだ検討すべき点があるが, さらに検査で欠陥があってもその手直しが容易ではないなどの理由から, 管理態度としては現場溶接に対しじゅう分な技量をもっている溶接工を採用すること, 溶接前の管理をじゅう分行なうことを前提とした上で溶接後の検査を行なうこととした。

3.1.1 溶接上の技倆と管理

あらかじめ, ファブリケーターから, 従業員予定者の名簿を提出させ, 都材検担当係官の立会いのもとで, 施工試験を行なって, 合検者のみに就業許可を与えたが, 試験に際しては, できるだけ実際の状況に合致するような方法を採用した。

さらに, 現場の確実なチェック方法として, 溶接部に溶接工の名前, および溶接月日を記入させるようにした(写真一8)。これにより溶接工自身に責任感をもたせ,

写真一8

管理者がチェックした検査の結果を, 各溶接工につきリストアップして, 不都合な点があれば, 指導あるいは再教育を施すものとした。

3.1.2 溶接前の管理

i) 開先状態の確認

溶接に先だち開先状態を点検し, 異常のないことを確認する。ルート間隔の許容範囲は 3~9 mm として, 3 mm 以下の場合はガウジング, 9 mm 以上の場合は肉盛りをほどこすこととした。

ii) 溶接面の清掃

溶接面をガス加熱及びワイヤーブラシ等で清掃し, 有害となる錆, 塗料, スケール, 水分等をとりぞく。開先面にはあらかじめ溶接性良好なプライマーとしてアルボンを塗布した。

iii) 予熱温度

気温 0°C 以下, または板厚 25 mm 以上の場合は SS 41 で 36°C 以上, SM 40 A で 60°C 以上の予熱を行なうものとした。

iv) 適正な電流, 電圧の保持

調整はリモートコントロールにより適正な値に保持するようつとめた。

v) 気象

風速が 10 m/sec 以上の時は作業を中断するものとした。

vi) 溶接作業の中断

柱フランジなど, 厚板の溶接の場合は, 初層から 5~6 層まで作業を中止しないものとした。

3.1.3 溶接後の検査

検査方法については, 全溶接箇所にならって目視による検査を行ない, 特に裏波について重点的に実施した(表一14)。さらに目視検査確認のため, 全体の 3 % に渡って超音波探傷法による検査を行なった。

これらの検査方法については, 目視検査, 染色浸透法による検査はいずれも手軽ではあるが, 表面のみしか検査出来ないこと, 超音波探傷法の場合は内部について検査出来るが, 欠陥の区別が付きにくいなど, 各々検査方法としてじゅう分とはいえない。ただ超音波探傷法に関しては, 非破壊検査協会で規準案がほぼまとまって, 近い将来は勧告として発表されるはずであり, より研究が進めば, この方法が現場溶接検査に対してもっとも有力なものになると思われる。なお溶接欠陥が発見された場合は, 低水素系溶接棒により補修を行なった。

3.2 エレクトロスラグ溶接

この溶接方法は, 構造ディテールのいかんによっては外観検査が不可能であったり, 超音波探傷法でもやりにくい場合がある。一方の確な非破壊検査法がいまだに確

表-14 管 理 表

京王プラザホテル鉄骨工事 溶 接 管 理 表

昭和 45 年 3 月 31 日

作業時間 8:30 ~ 17:00

天 候 晴

気 温 9°~14°C

風 速 3~5 m

溶接工人員 5 人

36, 37 FL 大梁進捗状況

○は本日分, ×は前日迄の分

場 所		溶接工	溶 接 条 件					外 観		メモ
			板 厚	開 先	予 熱	電流(抜取り)	バ ス	裏 波	表	
37 FL 大梁 X 3-Y 19	南	佐 藤		上 35° 下 40°	60°	360~460	上10 下10	良 好	良 好	
	北	"		"	"	" ~ "	上10 下10	"	"	
X 4-Y 19	南	"		"	"	" ~ "	上10 下10	"	"	
X 4-Y 18	北	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	"	"	
X 4-Y 18	南	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	"	"	
X 4-Y 17	北	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	"	"	
X 4-Y 17	南	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	"	"	
X 4-Y 16	北	"		"	"	" ~ "	上 8 下 8	下フランヂ 手溶接補修	"	
X 4-Y 16	南	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	良 良	"	
X 4-Y 15	北	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	下フランヂ 手溶接補修	"	
X 4-Y 15	南	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	良 好	"	
X 4-Y 14	北	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	"	"	
X 4-Y 13	南	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	下フランヂ 手溶接補修	"	
X 4-Y 13	北	"		"	"	" ~ "	上 8 下 8	良 好	"	
X 4-Y 13	南	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	"	"	
3 FL X 3-Y 13	北	中 村		"	"	380~480	上10 下10	"	"	
X 3-Y 14	北	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	"	"	
37 FL X 2-Y 16	北	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	下フランヂ 手溶接補修	"	
X 2-Y 16	南	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	良 好	"	
X 2-Y 17	北	"		"	"	" ~ "	上 6 下 6	"	"	

立されていない。

したがって、欠陥の出ないように溶接施工することが大事であり、それには適切な溶接棒の選定、適正な電流、電圧の保持などが特に重要になってくる。

京王プラザホテルの場合は 2.4.2 に述べた実験用供試体作製にあたって、溶接開始から終了までの溶接電流、電圧をオシログラフに自動記録し、その変動状態

を調べた。この記録結果によると溶接開始直後は電流、電圧とも非常に不安定であり、安定するまでに約 2~3 分を要している。これを溶接長さに換算すれば、約 4~6 cm に相当する。このことは一般のエンドタブに当るようなものを 7 cm 程余分にみこまねばならぬことを示している。安定後の電流、電圧の変動巾は特別のこと（フラックスの投入など）がない限り電流が約 ±15 Amp,

電圧が $\pm 1.5 \text{ V}$ の範囲である。フラックスの投入に関しては、現在溶接上の経験とカンにたよっているが、いづれは何らかのオートメーション化した投入法による必要があると思われる。

前にも述べたが、溶接終了後外観検査ができやすいよう配慮し、梁フランジプレートを柱カバープレートに密着させずに、銅当金を用いている。

超高層ビル鉄骨の溶接施工*

大庭 浩** 村田 安房** 須清 修造**

Welding in the Skyscraper*

by Hiroshi Ōba**, Yasuhisa Murata** and Shuzo Susei**

1. ま え が き

我が国の鉄骨業界は、昭和38年の建築基準法改正を一つの契機として、新しい分野に向って飛躍的な発展をあげつつある。

すなわち、都市の過密化対策の一環として登場した超高層ビルと、それに対する現場溶接工法の出現である。

これらの変革は、我が国の経済基盤が2極集中型の、いわゆる中進国型から先進国型へと発展しつつある現状と対応するものであって、先進国アメリカの生産形態に近づきつつある証拠とみることができよう。

元来、地震国の日本においては、超高層ビルの建設の可能性が悲観視されていたが、電子計算機の発達により複雑な耐震設計が可能になり、溶接技術および建築技術の長足な進歩、あるいは製鋼技術の進歩による厚肉の大型圧延H型鋼が開発されるにおよび、我が国にも超高層ビルの出現を見るに至った。

一方、従来の建築ビル鉄骨の現場継手方法としては、HT ボルトなどによる接合形式が一般的であったが、ビル鉄骨の超高層化、超大型化に対処するには、従来のボルト接合では構造性能上問題が多く、したがって、現場溶接工法の開発および適用が必要な条件となった。

最近に至り、現場溶接に適した高能率半自動溶接法としてノーガスアーク溶接が開発され、超高層ビル鉄骨の現場溶接にも同溶接法が本格的に実用化される運びとなった。

わが国における代表的な超高層ビルである世界貿易センタービル（高さ 152 m, 40階）、京王プラザホテル（写

真一1参照）などにおいては、ノーガス半自動溶接による現場溶接工法が広範囲に適用され、現時点では同工法による施工上の種々の問題点も逐次解明されつつあり、今後はより確度の高い施工法を確立させる段階にあるといえる。

本稿においては、このような超高層ビル化の趨勢に鑑みて、施工者側の立場からみた超高層ビル鉄骨の溶接施工上の問題をとくに現場溶接を中心に紹介し、諸賢の参考に資する次第である。

写真一1 現在建設中の京王プラザホテルビル
（高さ 169.7 m, 47階）

* 原稿受付 昭和45年5月7日

** 正 員 川崎重工業(株)鉄構事業部 Member, Steel Structure Division, Kawasaki Heavy Industries, Ltd.