

超高層建築と溶接

株式会社大林組 樋口元一

1) はじめに

我が国では従来建築物に対して法規により高さの制限が加えられており、一般には高さ31m以上の建築物は建設されなかったが、最近は各地で見られるように100m級、200m級の超高層ビルが出現している。これは1963年に法規の改正が行なわれ高さの制限がなくなったことと、一方では地震記録の整備とその解析が進み耐震設計法が確立し、一方これに対して電子計算機の発達普及により大量な計算の高速処理が可能となる等の技術的な進展によって超高層ビルの耐震設計が実用的に出来るようになった為である。そこで今回は超高層建築の特性とこれに関連する溶接接合の諸問題について感じていることを超高層ビルの実例と引用して述べさせて載くことにする。

2) 超高層建築の構造特性

耐震設計の本質としては、一般建築と超高層建築が理論的に異なる訳ではないが、建築法規との関連によって、一般の建物の場合には法規で定められた重量に比例する地震力によって設計するのに対し、超高層建築では、建物の振動性状を先づ明らかにし、これに最も不利と思われる地震波が加わった場合の建物の応答を検討して各部の設計を行なう。

従って対象とする地震波の特性と建物の性状の相対関係で地震の作用が異なって来る。図1はその一例として、建物を一質点系のモデルとして考え、これに対定の実測地震波が作用した場合の変形と作用剪断力係数を表わしたもので一質点系応答スペクトルと呼ばれる。この図1の横軸は建物の固有周期に相当する。この図から一つの建物に対しても地震波によっては影響度が異なることが示される。

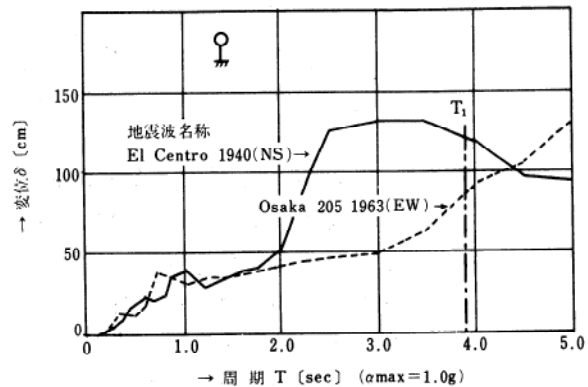


図1 A 一質点系変位応答スペクトル

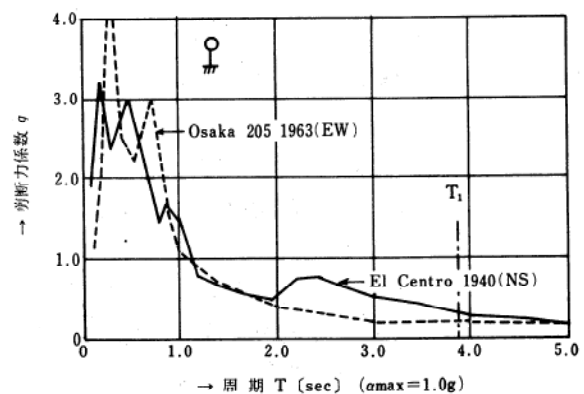


図1 B 一質点系加速度応答スペクトル

実際に建設された写真1及図2に示す超高層ビルの設計を例にとると、この建物は地上32階でその一次固有周期 T_1 は3.93秒である。これを図1の中に T_1 で示しているがELCENTRO波の影響がOSAKA 205波より大きいことが判る。本例ではいくつかの地震波を検討した結果ELCENTRO1940(NS)波が最も影響が大きく最終的にこの波に対する応答から安全性を検討した。又図1-Bにおいて固有周期は階数に大略比例するとも考えられるので、超高層ビルは階数の少い一般の建物よりも地震力の作用が少ないことが判る。この柔構造の特

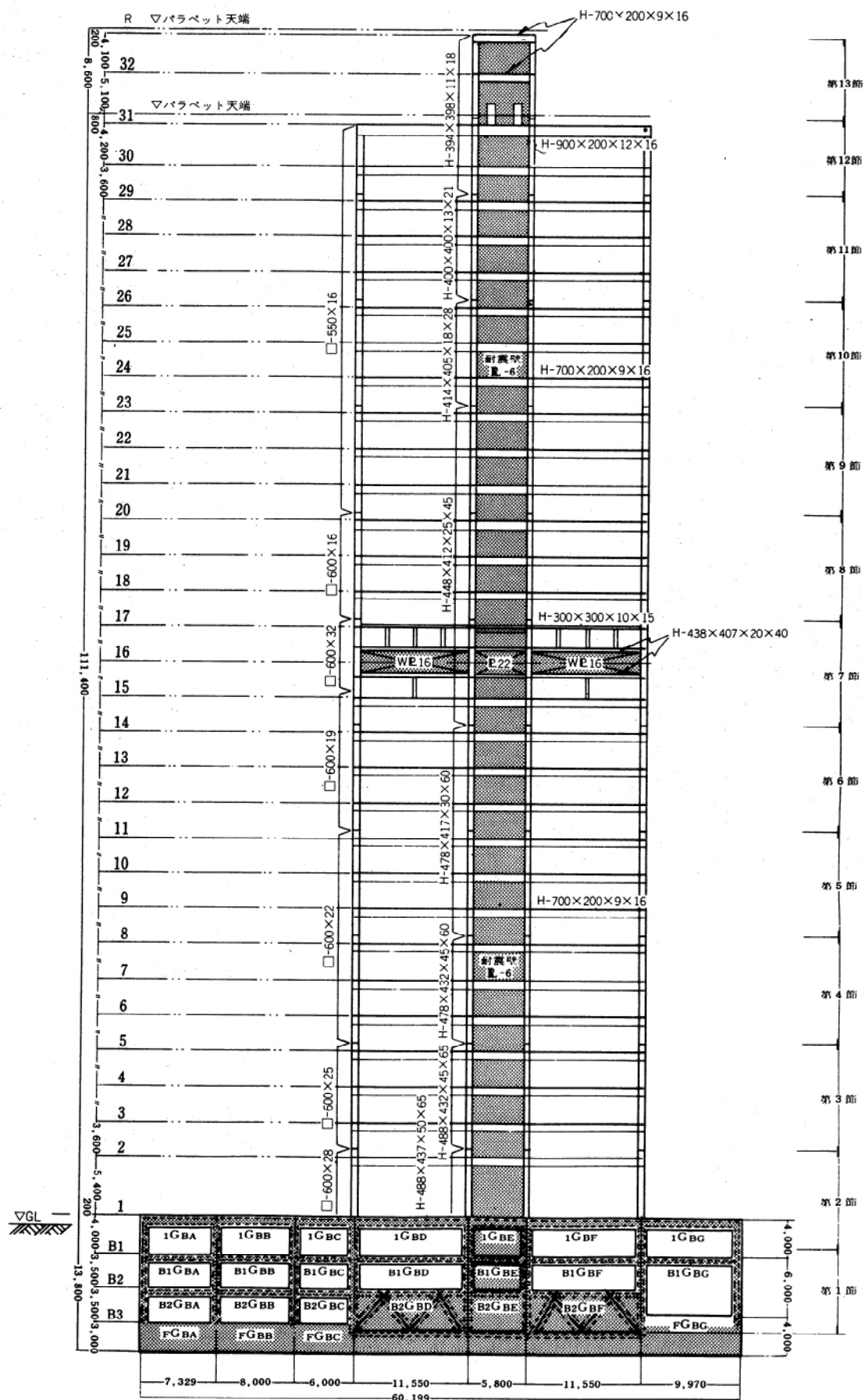


図2 軸組図

性が超高層ビルの構造の経済性を増しているわけである。さて建物の動的解析では、図3に示すような波形の地震波の時間的経過の動きを1.0秒毎に建物の32質点系のモデルに加えて各階の加速度、速度、変形等を繰返して算定し、地震の継続する時間内の最大値を求めてこれに対する構造部材の強度等の安全性を検討しているが、その結果が図4、図5に示されている。図中に

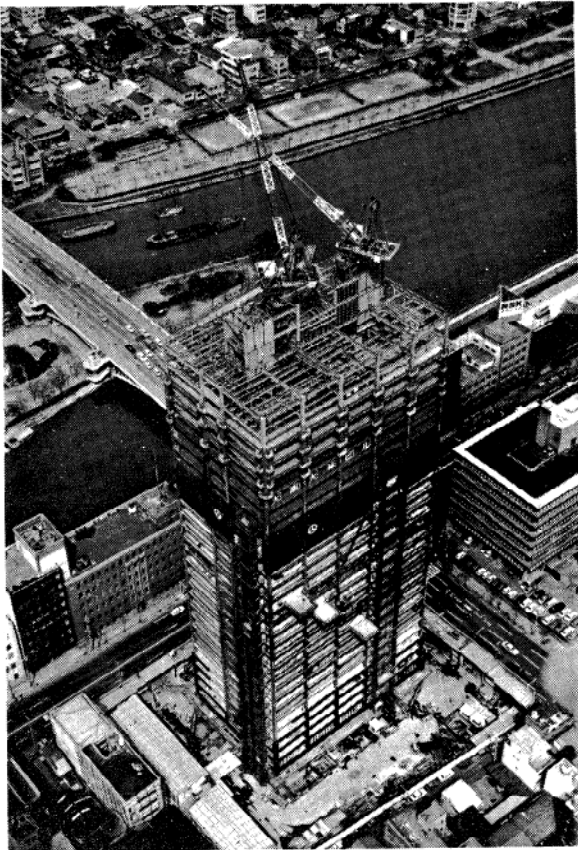


写真1 大林ビル

地震の加速度が二つ示しているが、この200galの値は比較的頻度の大きいと思われる中程度の地震（関東地震の下町程度）であり350galの値は推定される最大級の地震を相定している。図5に建物の変形を示しているが、ここで特に注目したいことは超高層の設計ではこの350gal程度の地震では架構の一部が弾性変形以上の変形が起ることを予定していることである。即ち部材の一部は鋼材の降伏点を起えて変形する。この場合架構の想定される変形と弾性限界の変形との比を塑性率と言うが、本例についてこの関係を現わしたのが、図6である。この横軸が塑性率であり、この建物の設計の最大値は1.4程度である。即ちこの建物のその階では降伏時変形の1.4倍程度の変形が起ることを示している。この様に一つの階が降伏変形を起すとその階に作用する剪断力はそれ以上増加しない。超

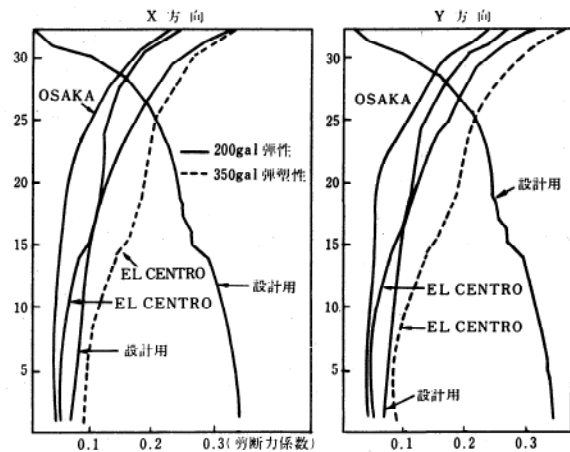
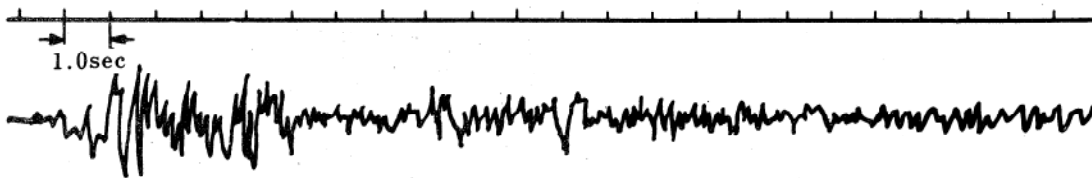
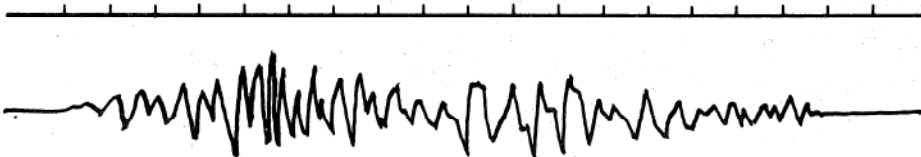


図4 応答解析結果



El Centro Calif. U. S. A. (NS), 1940 V 18. (0.33g)



Osaka 205 (EW), 1963 III 27. (0.015g)

図3 地震加速度波形

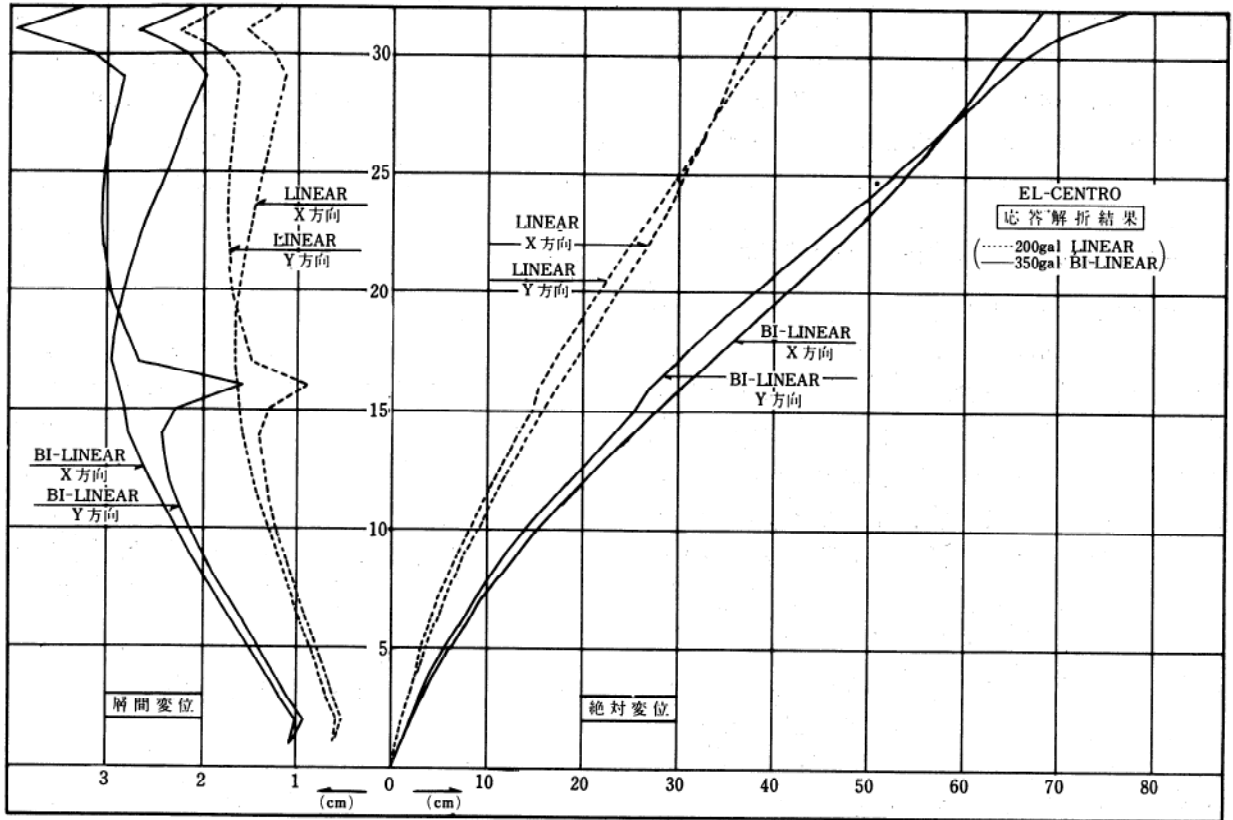


図5 変位応答結果

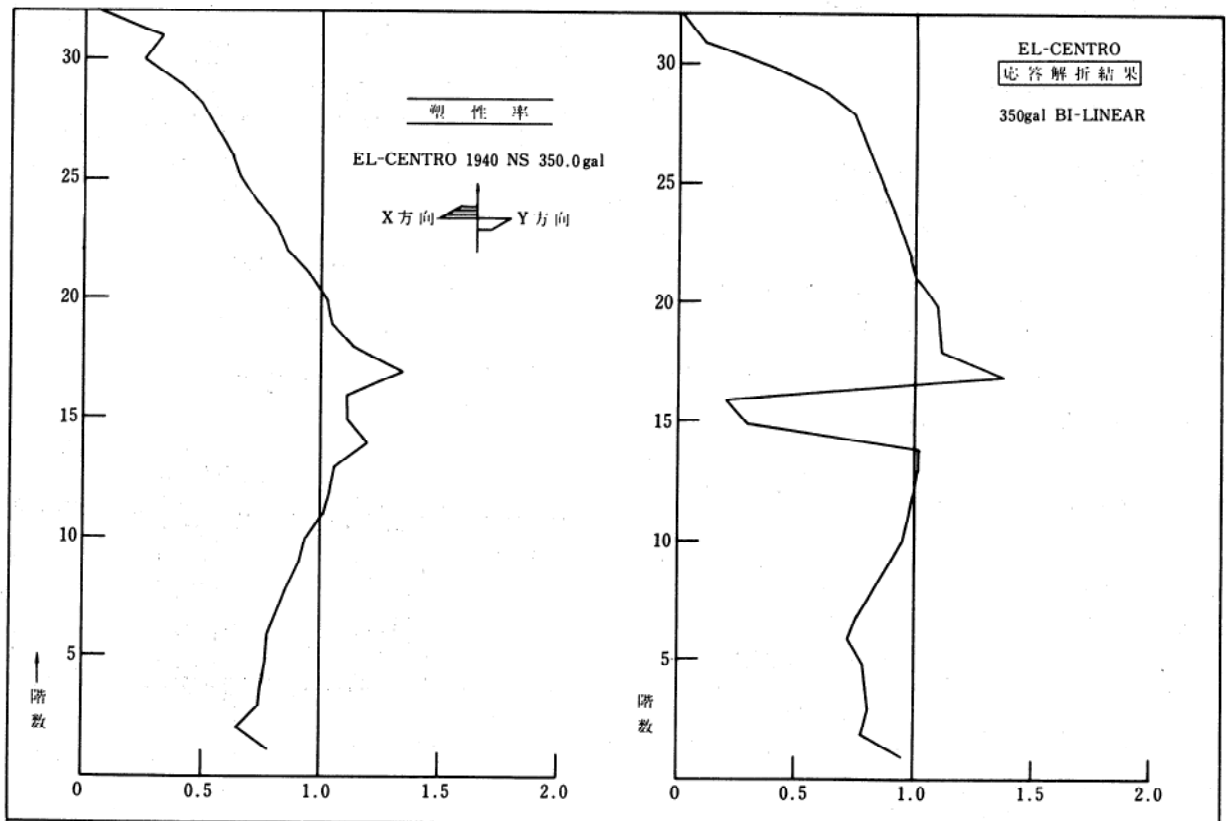


図6 塑性率

高層ビルの設計は一般にこの塑性領域迄が考えられており、普通の構造物の弾性範囲内の設計と異なり、鋼材の降伏後の変形性能を利用しているが、これによって頻度の少ない大地震に対する安全性と経済性のバランスが保たれている。

3) 超高層建築の溶接部の所要性能

超高層建築の架構の変化は上述したが、これに対して溶接部はどのように対応しているのだろうか、図7に架構の変形と部材の接合部の変形の関係¹⁾の一例を示している。この中の実線は外力に対する架構の変形を示し、点線はその変形時の柱梁接合部の変形を現わしている。この例では、架構の塑性率 δ/δ_y を例えば2.0とすると、部材端の変形率 ϵ/ϵ_y は梁端で3~4程度になり塑性率を5.0とすれば ϵ/ϵ_y は15となる。この値は架構の部材形状或は応力状態によっても変化するが、一般に接合部附近は相当な変形が起ることがわかる。又実際には更に形状による局所的な応力集中が起り、これを考えると、ミクロ的にはこの数倍の歪が起るものと考えられる。この点について実験やFEMを用いての研究が進められているが、溶接部はこのような変形に十分耐えて母材に追随することが要求される。

4) 溶接部の設計

超高層建築の架構接部分の代表的なものは柱と梁の接合部であるが、この形式は大別して二種類となる。その一つは図8に示す柱主材を各階連続させ四周から集まる梁主材を接合する形式と、図9に示すように予め梁集合ブロックを作って上下の柱をこれに接合する形式である。後者は梁の連続性は無理がないが工数が多くなる。

これに対し前者は工数が節減出来、柱主材に極厚鋼特に圧延H鋼又はBOX断面等を使う場合に柱の継手を減らすことが出来るので有利であるので多く使われている。この場合梁フランジと、柱フランジとの接合面部および柱フランジとスチフナーの接合部の材の断面方向、巾方向の隅角部に応力集中が起る。この応力集中はフランジに対して、鋼材のロール方向と直角方向に作用する。そこで前述の溶接部の変形に対応するためには、柱の母材の純粋なラメラ割れ

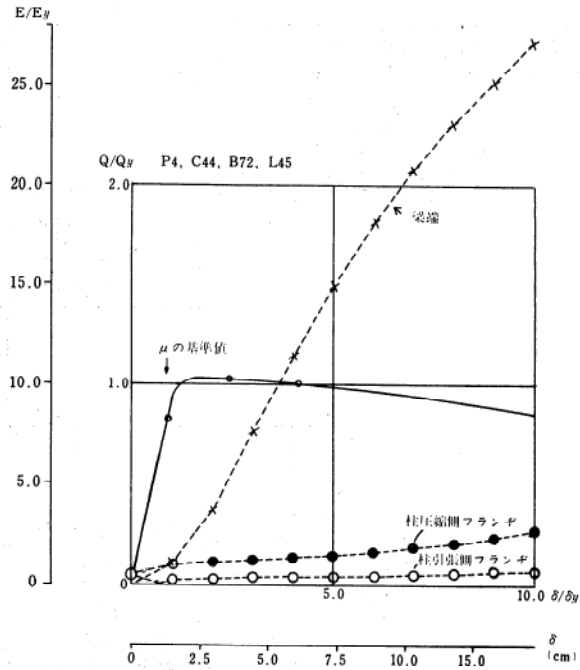


図7 架構と部材端の変形

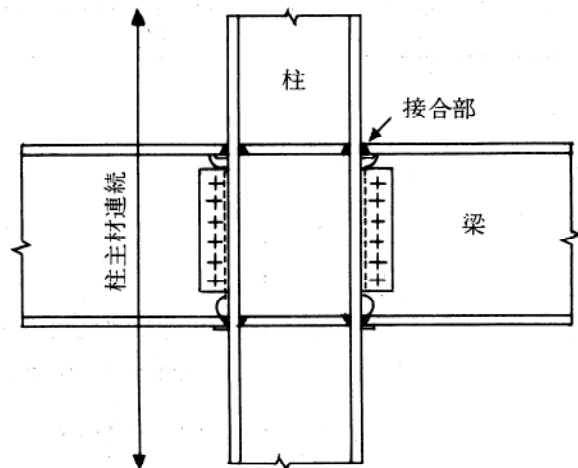


図8 柱貫通型

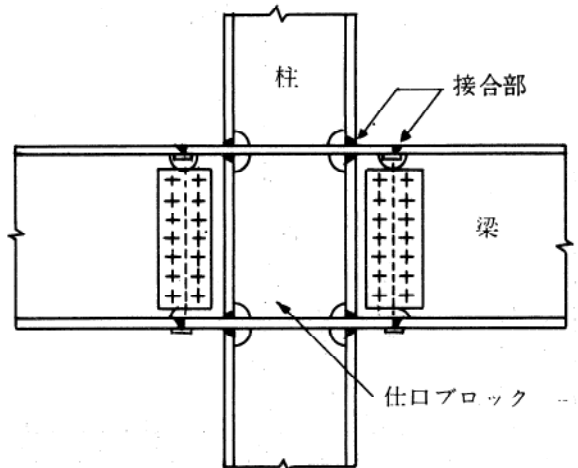


図9 梁貫通型

が起らないことは勿論必要であるが、柱フランジの溶接部の熱影響部の境界面からの剥離が最も問題となり、実際に試験体によってもこの部分の破断の例が見られる。これは熱影響部の硬度変化と鋼材の異方性が重なり、ここに作用する応力集中が破断の緒になるものと思われる。しかし一般にこのような傾向は基本的には避けられないとも言えるので対策として設計によって応力集中の少ない形状を考えることが必要と思われる。そこで溶接断面に対しては余盛の形状、又フランジ端部では、隅角部の処理、更には柱板厚と水平スチフナーの形状配置等が問題となる。

柱梁接合部の余盛の形状と応力集中の関係について、大阪大学佐藤教授の御指導による一連の研究³⁾の中で検討した。その中の一部を図10に示しているが、これは柱フランジ中央部の応力を実際に測定したものである。明らかに補強すみ肉がある場合の応力度は最大値が減少し応力分布もなめらかになっていることが判る。これを更にミクロ的に測定すれば溶接の周縁部の応力集中は更に大巾に減少しているものと推定される。梁フランジ端部についてもFEMの解析によると隅角部で弾性範囲内では3～5倍の

応力集中の見られた例がある。設計に際しては接合部の形状と応力のミクロ的な流れを検討する必要がある。

5) 溶接部の性能評価と検査

溶接部の性能評価の方法として、強度、曲げ変形性能、衝撃エネルギー、硬度等の試験によってその性能を判定しているが、超高層建築の溶接部の靱性の評価は前述のように接合部形状を含めて定まる。この総合評価の実験的手段として、疲労強度試験が行なわれているが、有力な方法であると思われる。超高層建築では地震波による繰返し数は比較的少なく、特に降伏点を超える回数は最大級の地震でも数回程度であり、疲労による強度低下は問題にならないが、前述の応力集中部の検出とこれが最終的に破壊耐力に及ぼす影響は静的試験によって検出されない点でも疲労試験によって明らかになるものと思われる。溶接部の欠陥についても同様にその靱性への影響度が最も問題である。溶接施工面から見て欠陥の存在は免れないとすれば、工学的にその許容限度の判定が必要である。溶接欠陥についても極めて有害な場合とあまり最終性能に影響しないものがある。割れ、融合不良

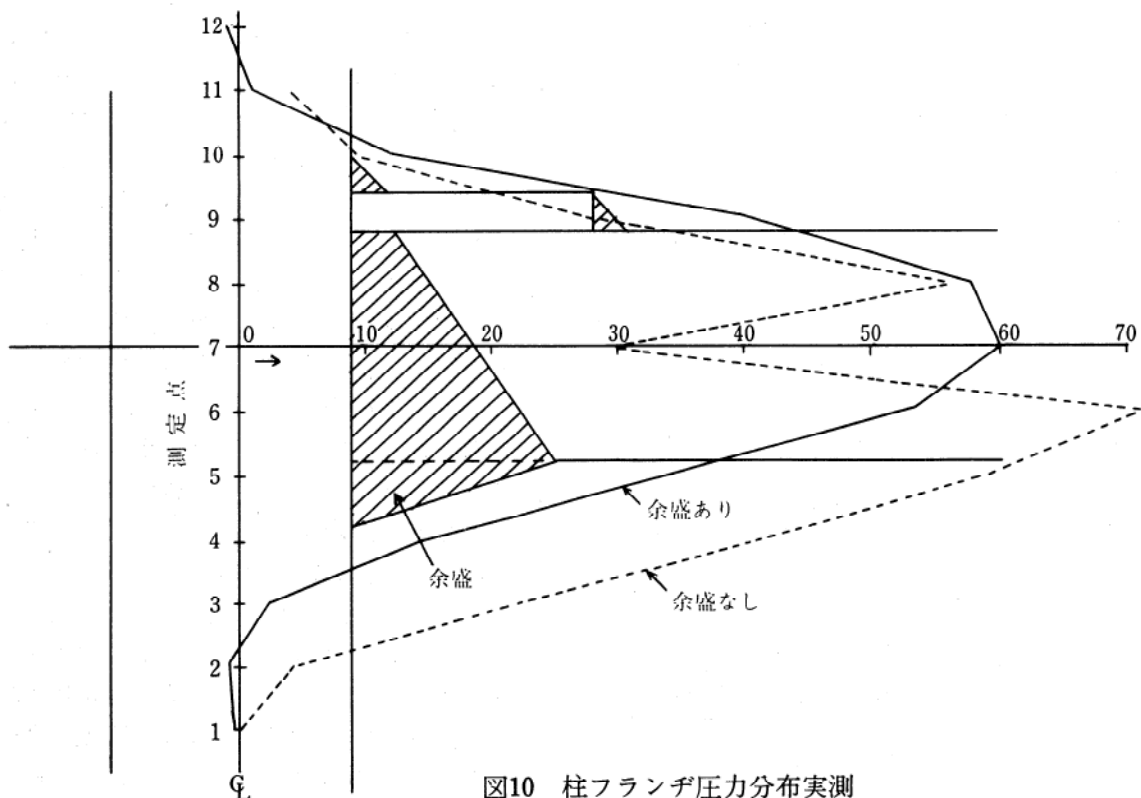


図10 柱フランジ圧力分布実測
(板厚直角方向)

等の欠陥で応力集中部に存在し、亀裂伝播の起点になるようなものは靱性を著るしく弱める原因となりその発生の防止と発見は極めて重要である。一方ブローホール、スラグ巻込みなどの欠陥で断面の中心部に独立して存在するものはその断面欠損分だけの影響と見られるものもある。これに関しても佐藤教授の御指導により欠陥を有するT型試験片について破壊強度試験を行なったが、溶接部の破断は外周から始まるが特にルートノッチは破壊の起点となり易くこの破断面の表層に存在する欠陥は疲労強度を左右している。溶接部の欠陥の評価に当っては一般に行なわれている大きさ、個数以外に、その種別と存在箇所による評価が重要であり、逆に言えばこの評価から見て救済出来る欠陥もあると言うことである。従って検査に当たってもこのような点を配慮する必要がある。

先づ検査方法についてであるが、先に引用した実施例では溶接部の検査は工場、現場溶接とも放射線透過検査と超音波探傷検査を行なった。この際特に超音波探傷を主体とし、判定規準も設計者側で作成した。超音波探傷を主体とした理由としては、作業上からは機器の移動取扱いが要易で現場検査が迅速に出来ること、又検査対象となる溶接部の形状がT型継手が多く透過試験では検査し難いものに対して、この試験法では突合せ継手と同様に取扱うことが出来るなどの長所を持つからである。しかしここで問題となるのは、USTによる欠陥の検出の精度とエコーの判定基準である。これについては次の研究³⁾がある。すなわち実施例に見られる柱梁接合部と同じ形式の図11のT型継手形式の試験体に欠陥を作り夫々独立にJ I S Z 3104の試験法及等級分類によるX線透過試験とN D I S 2404 70による超音波斜角探傷試験によって探傷判定したものを対比したものである。欠陥の種類はブローホール、スラグ巻込、溶込不足、目違い、割れ等であるがその判定結果を集計したものが図12である、この結果によると等級分類の大体

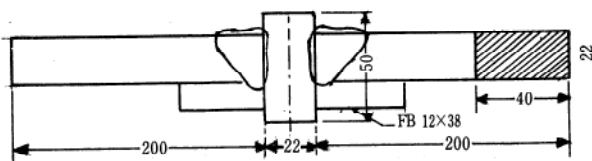


図11 探傷試験片

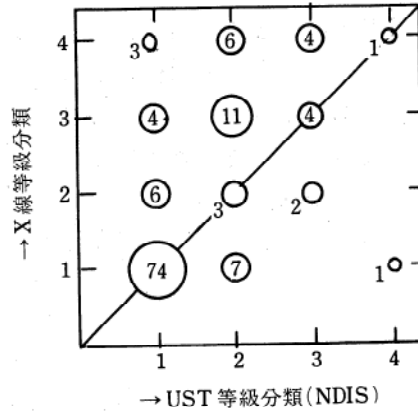
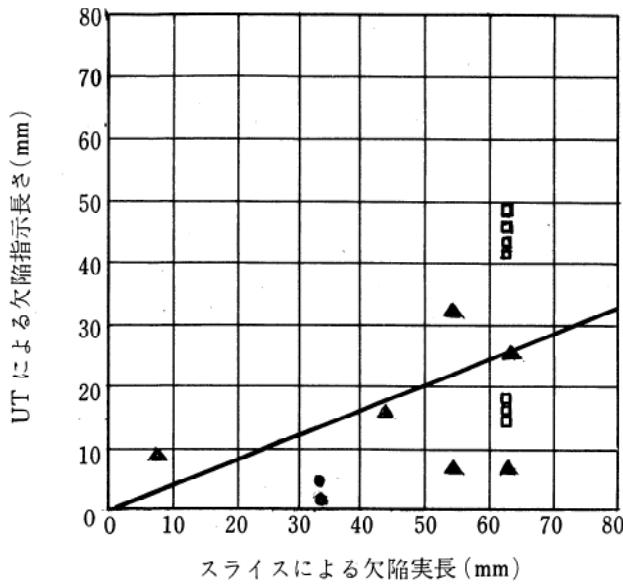


図12 X線とUSTの等級比較

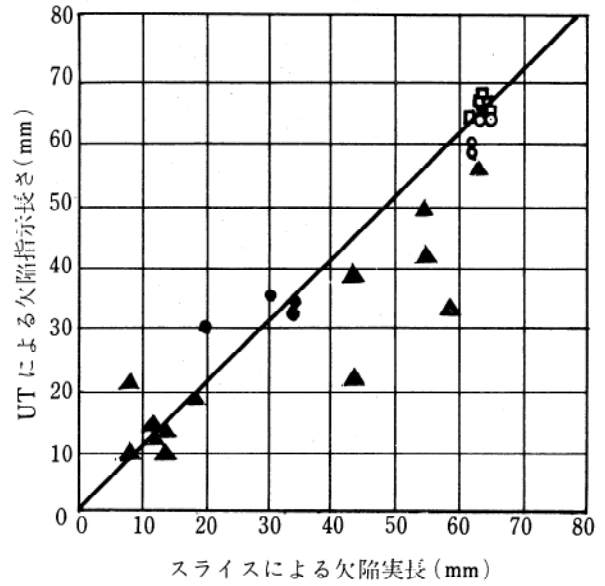
の傾向は一致しているがや、J I Sによる放射線試験の方がきびしいことになっている。この問題に対しては、別に試験片をスライスして欠陥の実長を測定し、これを超音波探傷による欠陥指示さの関係を調査したのが図13、A、B、Cである。これによるとNDISによる検出エコーによるものは一般に欠陥指示長さが短く特にブローホール、スラグ巻込み等が短く出ている。図のB、Cのように検出レベルを高めると実長に対応することがわかる。ここで又注目すべきはUSTの場合は割れ、溶込不足に対する検出率が他の欠陥よりも高いことである。このことも考え合えると必ずしもX Rayの方が安全とは言いきれない。むしろX Rayの透過方向に厚みのない欠陥を見逃す可能性は大いにあるものと思われる。この図12の試験では割れ欠陥の数が少なかったため、全体としてはこのような結果になっているが、融合不良、割れの検出ではむしろUSTがすぐれている。従って超高層建築の溶接の性格から考えてもUSTによる検査を主体として、検査法の改善進歩を図るべきであると思われる。本実施例においては更に補助的には、染色浸透探傷、磁粉探傷、或いはIr192による透過検査等を併用して総合評価を行っている。このように溶接欠陥の評価、検出については現在では種々の問題を含み、超高層ビルの場合には又その設計の特異性も関連しているため、鉄骨製作者或いは検査専門家だけに委託するだけでなく、設計管理者側も協同してこれの解決に当るべきものと思われる。本実施例では検査体制として鉄骨製作者側で行なう品質管理に反映することを主目的とする自主検査と、管理側で行なうチェック的な受入検査を併せて行ない、両



- ブローホール
- 溶込み不足
- ▲ スラグ巻き込み
- われ

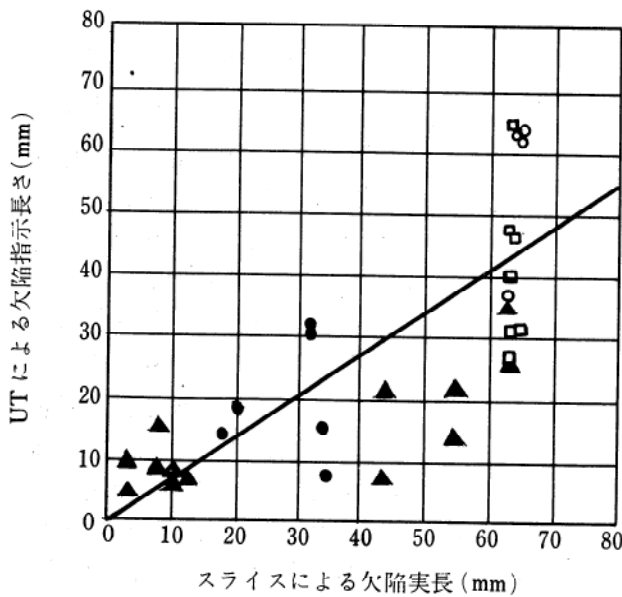
A NDISによる欠陥指示長さ

図13 各種方法による欠陥指示長さと欠陥実長



- ブローホール
- 溶込み不足
- ▲ スラグ巻き込み
- われ

C 検出エコーのピークより
-12dBの欠陥指示長さ



- ブローホール
- 溶込み不足
- ▲ スラグ巻き込み
- われ

B 検出エコーのピークより
-6dBの欠陥指示長さ

者の検査結果を総合して品質の検討を行なった。実際問題として、製作過程での検査とこれによるFEED BACKは工程的に生産能率を阻害することがあるので検査をやり易くする意味でこのような形式も一つの方法ではないかと考える。本工事では、又欠陥を検出した場合の補修の方法についても管理設計者と製作者側が共同で検討したが、前述のように等級分類では稍劣っていても実際には支障のないと思われる欠陥を補修することで溶接の他の部分に好ましくない影響を与えることがあるので、この両者の得失は慎重に検討された。

又溶接工の技術、あるいは方法の習慣等から個人差とか、天候、溶接器材等の条件から、系統的に欠陥が発生することがあるので、溶接箇所には作業者の氏名、施工目附等を記入した記録票を貼付し、後の検査で欠陥があった場合、作業者の技能差に対する追跡を容易にし、溶接条件に対する検討が出来るようにした。本工事における溶接検査の抜取率の状態を図14に示すが、最初の抜取率を何%にするかは状況によって異なるが、抜取検査で欠陥が発見された場合前述の観点から追跡を行ない必要な範囲を更に

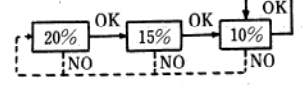
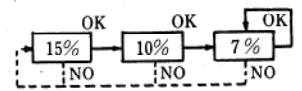
	検査方法	検査部位	抜取率	備考	
工場 溶接部	放射線透過検査	BOX柱板突合せ	25%	鉄骨業者の責任において検査	
		H型鋼柱突合せ	25%		
		大梁フランジ突合せ	10%		
		16階大型はり突合せ	25%		
		耐震壁および16階大型はり板突合せ	10%		
	超音波斜角探傷検査	BOX柱仕口部	全て	5%	放射線透過検査対称外のT型突合せおよび隅肉溶接部
		柱はり仕口部			
		16階大型はり隅肉			
		地下トラス仕口部			
		耐震壁開口補強部			
現場 溶接部	放射線透過検査	耐震壁接合部	0.25%	溶接長さ30cmを1カ所として各階4ヶ所	
	超音波斜角探傷検査	柱-柱接合部	 各節ごとに上図のサイクルで増減	10%で各節10カ所	
		柱-はり接合部	 各階ごとに上図のサイクルで増減	10%で各階15カ所	

図14 溶接検査抜取率

調査すれば系統的な欠陥は殆んど発見出来ると思われる。検査及結果の判定、補修に当っては形式的になることを避けることを管理面で必要と思われる。

6) 建方精度と溶接変形

建築物においては工場製作に於ても集結する部材片の数が多く、変形が生じ易いが、これを更に現場に於て空中で建方を行なうため建方による誤差が重ねられている。建方は各部材の精による誤差が重ねられる。建方は各部材の精度をたよりとして行なわれ、水平垂直精度を検討して、建直しを行なうわけであるが建直しの時点では誤差を除去することは難しい。部材相互の精度の関係に左右される面が大きい。建直しが終わった時点でハイテンションボルトの締付を行なって部材を固定し、溶接を行なう。従って、現場溶接部の部材の組立位置の誤差は工場溶接個材の誤差よりは数段大きくなる。溶接ディテールの決定や溶接方法の撰択もこれに対応して異なるべきである。例えば溶接部ルートギャップの基準をマイナス側の誤差の増大を考えて大きくするとか、初層及至二層には目違いに対応

する方法として、手溶接を採用する等の手段を構ずることである。次に溶接による収縮変形の対策であるが、一般に拘束のない場合の収縮量は推定出来るので、理論的にはこれを見込んで部材を組立て、溶接部を無拘束の状態にして溶接を行ない最終的に所定の寸法になるようすれば残留応力等に対し理想的であるが、実際には前述のように拘束状態で溶接を行なうことになる。この工事で実測した溶接部の収縮量の一例として柱梁取付部の値は図15のようになる。図中の実線は無拘束の場合の計算上の収縮量であるが、実測値は、溶着断面に比例しない。又架構の垂直方向の溶接前後の変形の実測値を、図16に示しているがこれも溶接順序の影響等で複雑な変形をしている。又溶接部の拘束度を実際に測定したものが、図17である。この場合は外端部の柱梁接合部についての値であるが、架構の剛性による拘束度がハイテンションボルトの締付で高められ、更に裏当金の完全溶接により拘束が格段に大きくなることを示している。架構の拘束度は内柱の場合、この数値に溶接される柱群の数を乗じてやることになる。例えばこ

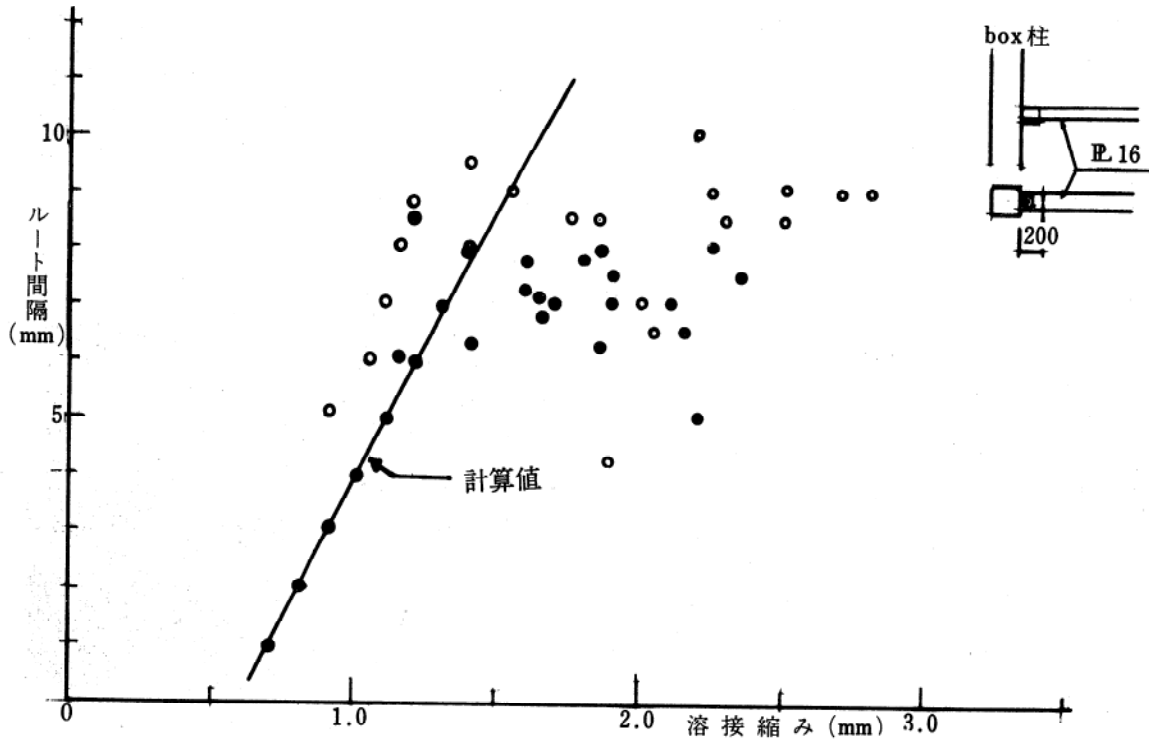


図15 B1梁ルート間隔—溶接歪関係

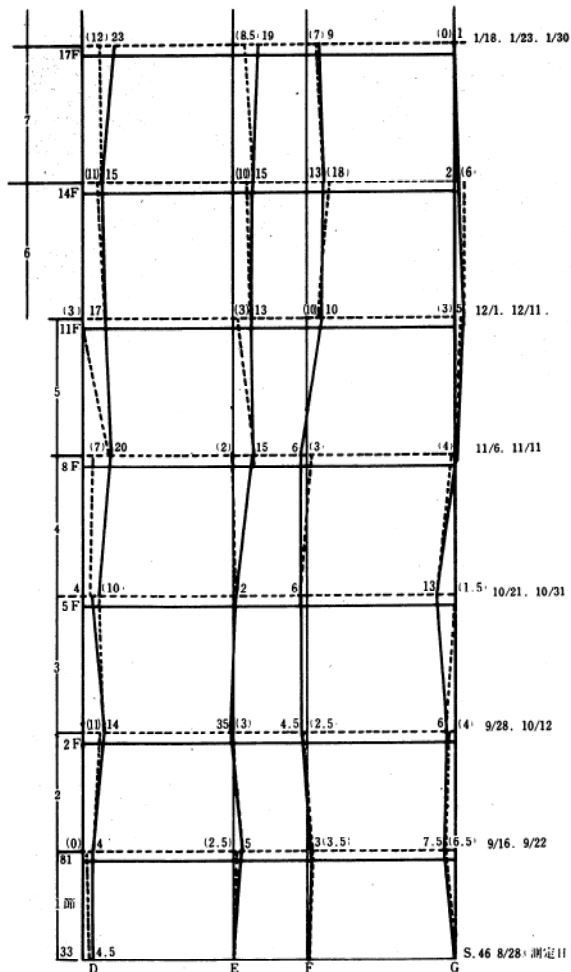


図16 建入れ精度

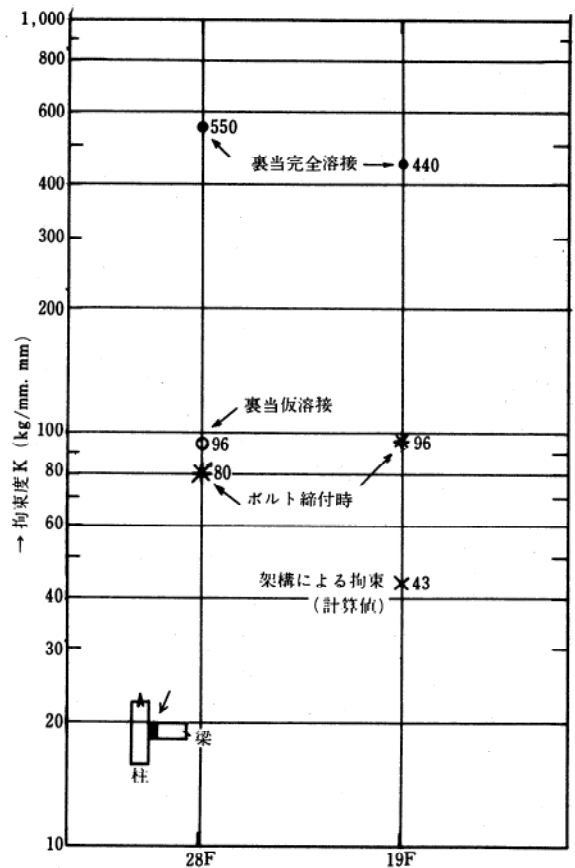


図17 拘束度実測値

の建物の桁行方向で最後に中央梁の溶接を行なえば3倍となるが、図の値を3倍にしても他の拘束要因に比べてそれぞれ程大きくならないことが示されている。この実施例程度の建物では、重直精度の保持を先行させるためのブロック単位の溶接、或はハイテンションボルトの先行締付等は拘束度の面からはそれ程悪影響がないものと考えられる。一般に溶接変形に対しては、このように拘束度を高めて溶接歪の量を抑制し、歪が増大する場合には部材長を実測寸法によって修正する等の方法が採られている。

7) 各種溶接法について

建物構造物の溶接は一般に集結片の数が多く溶接線の連続する長さの短い部分が多い。従って溶接の機械化をするには不利な要因が多い。又材料、加工数の節約のために、現場溶接が要求されているが、この場合には更に溶接法の現場環境に対する順応性が必要であり機械化は更に制約が多くなる。しかし溶接の自動化による能率の向上と溶接工の技能への依存度を少くして品質管理を容易にし、省力化を図ることは現在の課題である。これについては各社で溶接法の開発が行なわれているが、この実施例で行なった溶接法について述べることにする。この建物の柱、継手、柱梁の接合は現場溶接となっているが、前者にはノンガスオープンアーク半自動溶接を使用し、後者には手溶接を行なった。柱継手に対する半自動溶接は厚肉材の横向溶接の能率向上のためであり、ノンガスシールドワイヤを使用したのは現場での風に対する適応性と、更にガスボンベ等を必要としないための溶接器材が軽減され機動性が高い等の利点によるものである。手溶接の採用は前述した様に部材の誤差に対する対応性出来ることと、溶接姿勢が下向きで出来る場所では作業能率がそれ程悪くならない等の理由によるものである。しかしこの両者共溶接作業者の技能に全く依存しておりこれに対して前述のような検査による品質管理を行なった次第である。しかし将来の進展にそなえて自動化の試みとして、柱継手部の一部に写真②の神戸製鋼開発のM3-1自動溶接機による溶接が行なわれた。この溶接機はノンガスV型開先多層横向式のもので、機器にセットされたプログラムによって制御されるので作業

時間が短縮され、全自動であるので均一な溶接部が得られる。又機器は比較的軽量で可搬性にすぐれている。次に柱梁接合部の一部に春本鉄工所、神戸製鋼所の開発によるOHK工法を使用した。

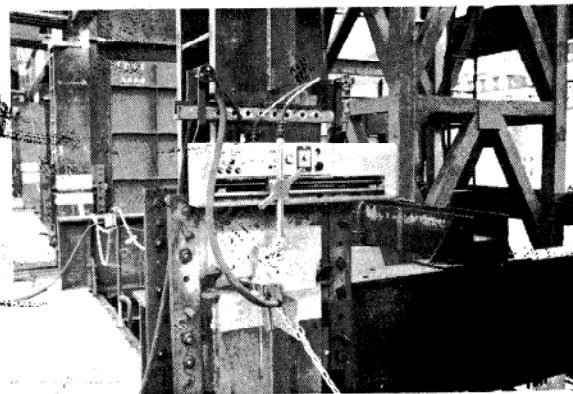


写真2 M3-1自動溶接機

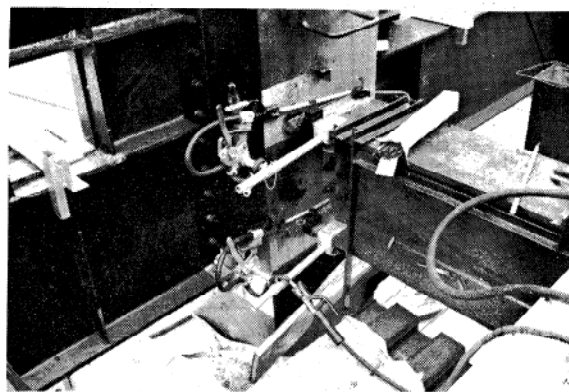


写真3 OHK自動溶接工法

これは写真③で見るとように低角度型溶接装置と溶接電流の自動設定装置を組み合わせ、被覆アーク溶接棒を使用したもので、全く技能的要素を排除している。極めて軽量で取扱が容易である。下向き溶接の場合にはすぐれた溶接法と思われる。以上は自動溶接の一例であるが将来はこのような全自動化の方向に進展すべきものと思われるが、現場精度との対応の問題は解決が難しく、一部マニュアルの部分が入ることも止むを得ないかもしれない。