

オープン部品としての鉄骨造柱・梁システム

— その耐力実験と建方施工実験 —

内田 祥哉
坂本 功
松本 一浩
松本 信二

1 鉄骨軸組耐力実験

1.1 耐力実験の概要

本年度は、前年度にひきつづき、オープン部品としての鉄骨造柱・梁システムの接合部の曲げ実験を行うとともに、新たに、実大フレームの水平加力実験を行った。

「接合部の曲げ実験」では、前年度の成果をもとにして、再度の改良を加えた接合部をもつ2種類の試験体に対して、それぞれ、単純梁型の実験とX型の実験を行った。実大フレームの水平加力実験では建方実験（§2参照）に用いた骨組を切断して、□字形のフレームを3構面作り、それぞれについて繰返し水平加力を行った。

1.2 接合部の曲げ実験

1.2.1 試験体の概要

今回の実験における接合部のディテールは、前年度に行った実験の結果を参考にして再度の改良を加えたものである。

特に、柱が通し柱状となっており、そのため、接合金物の形状が変更されている。接合金物のついた柱および梁の部品図を図-1.1に、またそれぞれの見取図を図-1.2に示す。なお、図-1.3は梁と接合金物を組み合わせた状態を表わす見取図である。

このような接合部をもつ試験体としては、図-1.4(a), (b)に示すような2種類のものを作った。

A試験体；短い柱のついた接合部の両側に梁をもつもの（3体）

B試験体；長い柱のついた接合部の両側に梁をもつもの（2体）

なお、材料としては、実大フレームの場合も含めて、鋼材がSS41、グラウティング材がプレバクトモルタルである。

これらの試験体の部品と、組合せてモルタルを打設した状態を写真-1.1に示す。

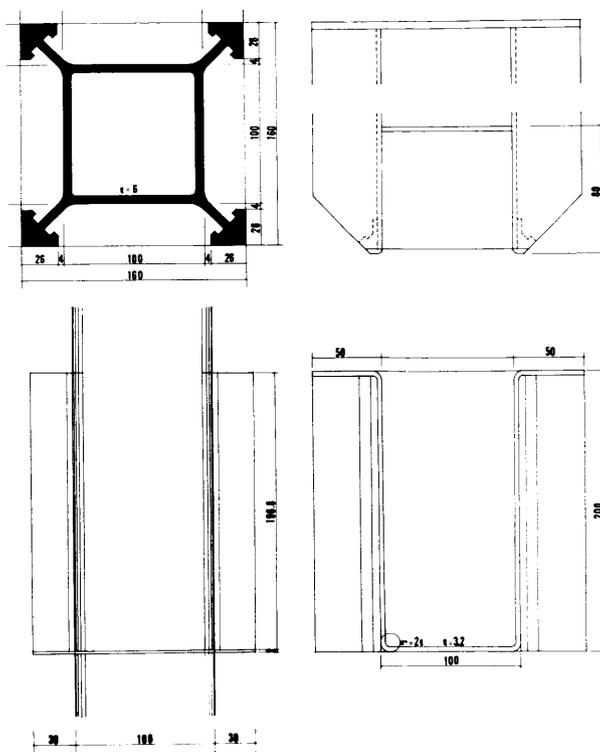


図 1.1 柱・梁部品図

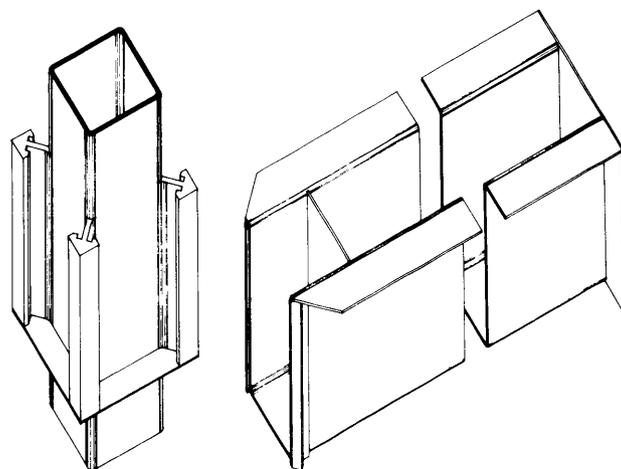


図 1.2 柱・梁部品見取図

写真 1.1 部品および組合せ

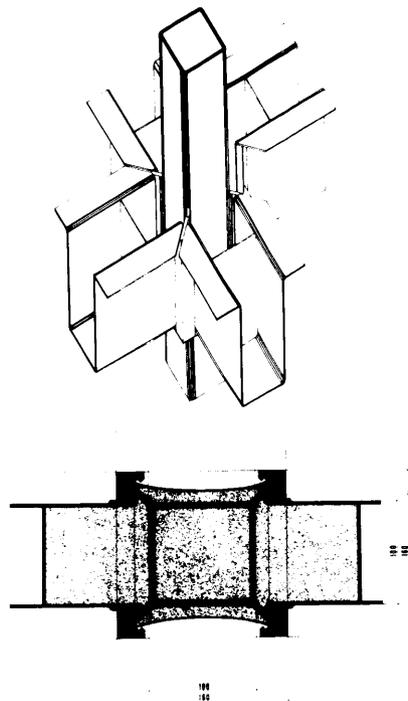
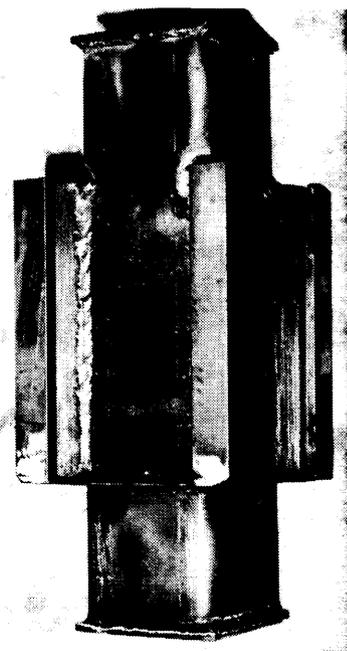
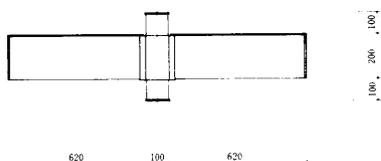


図 1.3 柱・梁接合図



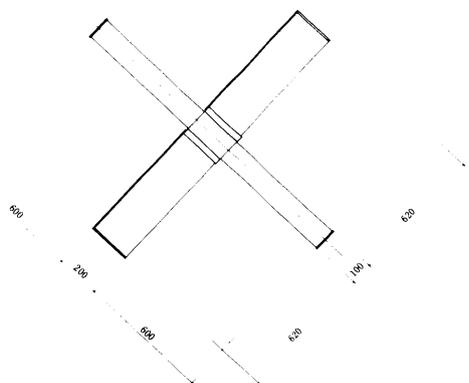
柱



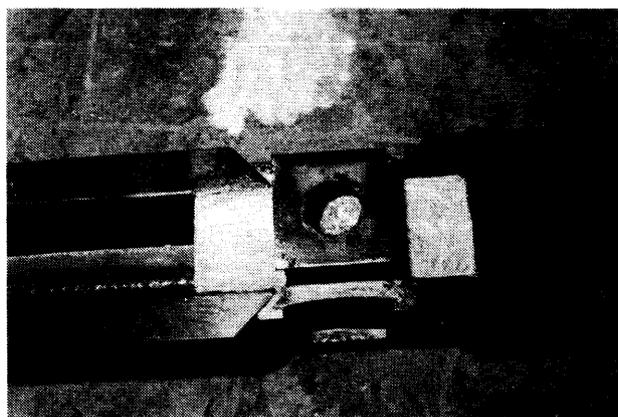
(a) A 試験体



梁



(b) B 試験体



組合せ

図 1.4 曲げ試験体

1.2.2 荷重方法と測定方法

〔A試験体〕

接合部に曲げモーメントを与えるために、両端を単純支持し、中央部に鉛直荷重を加えた。試験機は前年度に用いたものと同じアムスラー型曲げ試験機（20 ton）である。

荷重は、3体の試験体の各1体ずつに、次のような形式で行なった。

- ① 表側荷重；実際に使われる場合と同じむきに試験機に載せ、中央部に鉛直下方に荷重。荷重は500Kgきざみで単調に増加させた。
- ② 裏側荷重 上下関係を逆にして試験機に載せて荷重。荷重は同じく500Kgきざみで単調に増加。
- ③ 繰返し荷重 表側荷重の状態では500Kgきざみで5 tonまで荷重し、一度除荷した後試験体の上下を反転して裏側荷重の状態にして、やはり500Kgきざみで5 tonまで荷重。その後再び除荷して、試験体を再反転して、表側とし以後最大荷重に達するまで500Kgきざみで単調に増加するように荷重。

変位の測定は、図-1.5(a)に示すように、試験体下面にダイヤルゲージを設置し、変位が追跡できなくなった段階で撤去した。そのため最大耐力近くでの変位は不明である。なお、測定は、中央部のC・L・Rの3点に重点を置いた。

〔B試験体〕

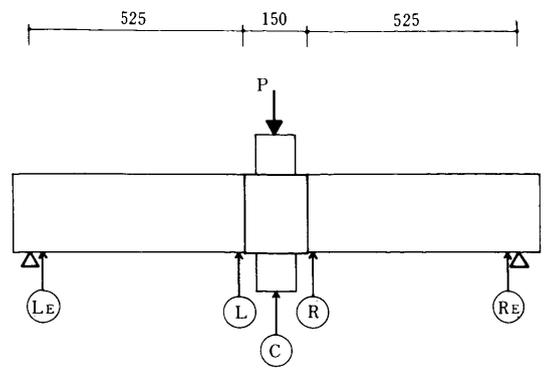
この試験体は、梁のほか、この梁とほぼ同じ長さの柱がついており、接合部側の梁端と柱端の両方に同時に曲げモーメントを加えるためのものである。

荷重方法としては、試験体をアムスラー型曲げ試験機（100 ton）にX型に設置し、上側に加力用の梁を架けわたして上下方向に加力した。なお、柱・梁の自由端と支持台または加力用梁の間には、2枚重ねのテフロンシートを敷き込んで摩擦が生じるのを防いだ。

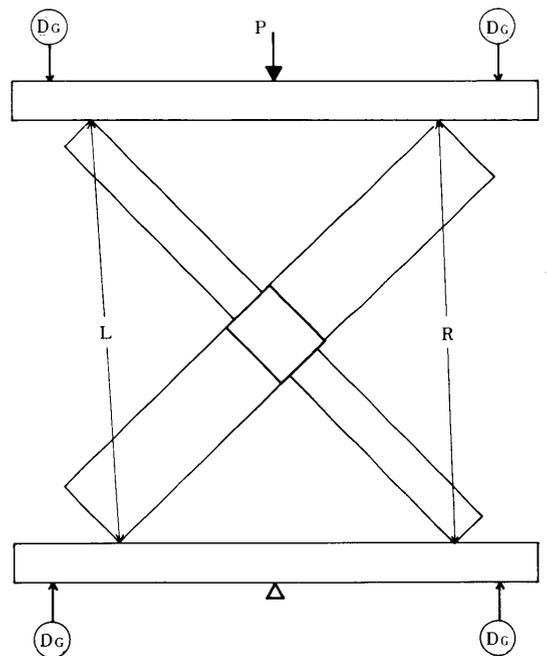
試験体のむきとしては、接合部の上面が斜め上を向く場合と斜め下を向く場合の2通りとしてそれぞれ1体ずつをあて、便宜上表側荷重・裏側荷重と呼ぶ。ただし、この両者は、試験体の自重の影響を無視すれば、本質的には同じ荷重状態となっている。

荷重履歴は、1tonきざみの単調増加とした。

変位の測定は、図-1.5(b)に示すようにダイヤルゲージを設置した。



(a) A試験体



(b) B試験体

図1.5 変位測定点

1.2.3 実験結果

〔A試験体〕

上記の実験によって得られた各測定点の変位から求めたC、L、R点の相対変位量（両端支点のレベルからの沈下量）と荷重の関係として、単調増加荷重によるもの（表側荷重、裏側荷重）と表・裏繰返し荷重によるものを図-1.6(a)に示す。

後者の場合、表裏の反転の際に荷重変形曲線が連続するようにプロットしてある。各曲線のプロットは、ダイヤルゲージを撤去するまでのもので、最大耐力に達するところまでは届いていない。

また、最大耐力の一覧表を表-1.1(a)に、実験の様子と破壊の状態を写真-1.2(a)に示す。

これらの結果のうち、表側荷重、裏側荷重の場合には、最大耐力がそれぞれ11.5 ton、12.8 tonとなっており、

前年度の実験における最大値である11.4 ton（第2回、試験体No.4、裏側載荷）を少し上回っており、剛性もほぼ同じ程度である。壊れ方は、表側の場合が、接合金物のツメの破断と梁のツメの溶接部のはがれであり、裏側の場合は、梁のツメの溶接部のはがれである。

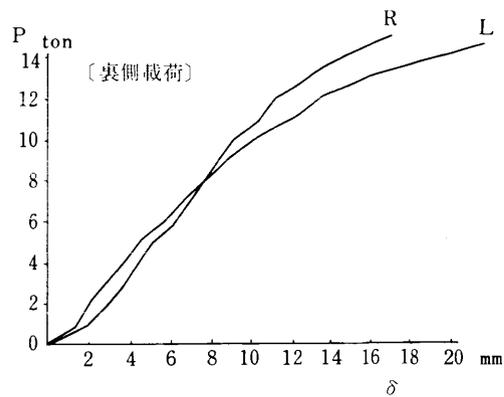
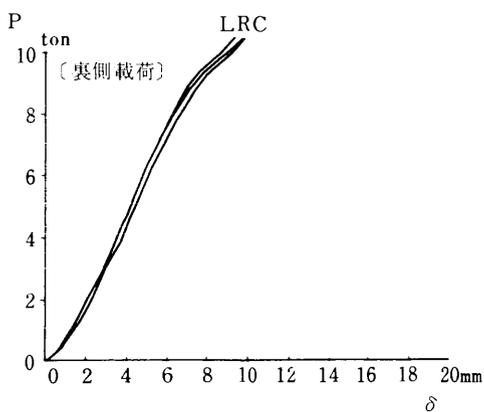
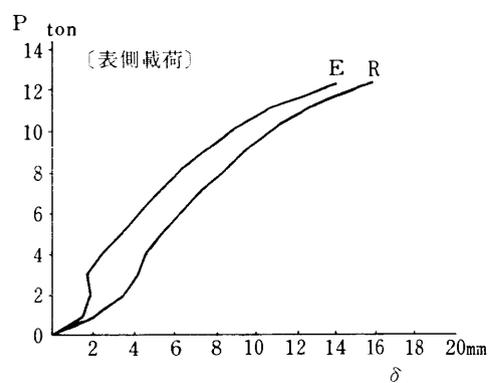
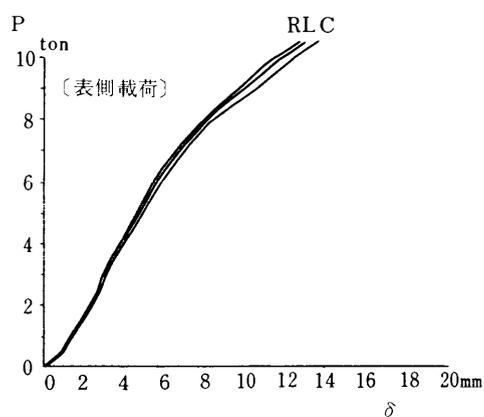
表・裏繰返しの場合には、最大荷重は、やや低く10.8 ton であるが、この程度の繰返しでは、剛性の低下は認められない。壊れ方は、接合金物のツメの破断である。
〔B試験体〕

この実験の場合も、各測定点の変位そのものの代りに、これから図-1.5(b)に示した距離L,Rのちぢみ量を換算し、これと荷重の関係を求めて、図-1.6(b)のよう

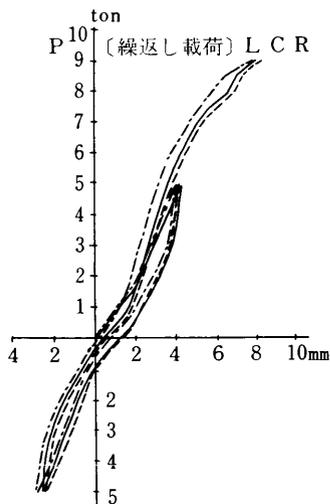
な荷重変形曲線を得た。

最大耐力は、表-1.1(b)に示すように、13.0 ton 15.6 ton であり、いずれも柱が接合部内で座屈している。一方、梁端部では、試験体Aによる最大曲げ耐力を越えるモーメントが生じているにもかかわらず、破壊を生じていない。実験の様子と破壊の状態を写真-1.2(b)に示す。

このことは、このようなX型載荷の際に必然的に伴う軸方向力が、柱の座屈に対しては促進する側に、梁端接合面の曲げモーメントによる引張力に対しては軽減する側に働いたものと考えられることができる。



(b) B試験体



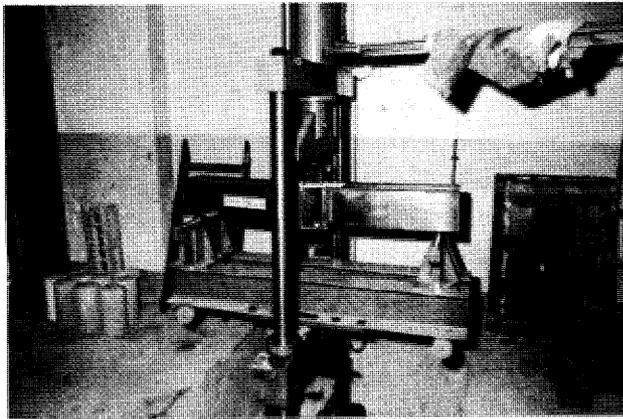
(a) A試験体

図1.6 曲げ実験結果（荷重変形曲線）

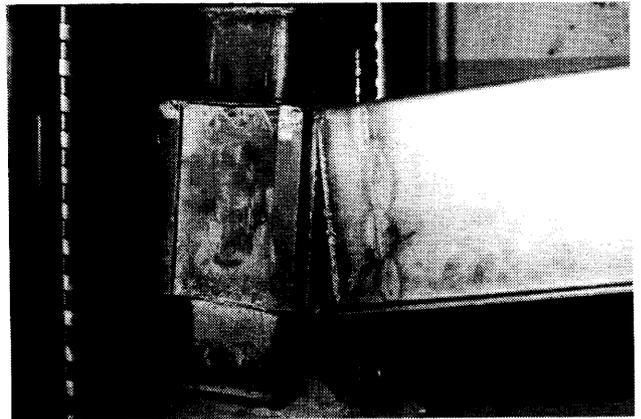
表-1.1 接合部の曲げ実験結果

載荷方法	(a) 試験体 A			(b) 試験体 B		
	最大荷重	最大荷重時 梁端モーメント	最大荷重	梁端モーメント	最大荷重時 柱端モーメント	柱軸力
表側	11.5	3.02	13.0	13.04	2.60	4.47
裏側	12.8	3.36	15.6	3.65	3.12	5.37
繰返し	10.8	2.84				
単位	ton	ton-m	ton	ton-m	ton-m	ton

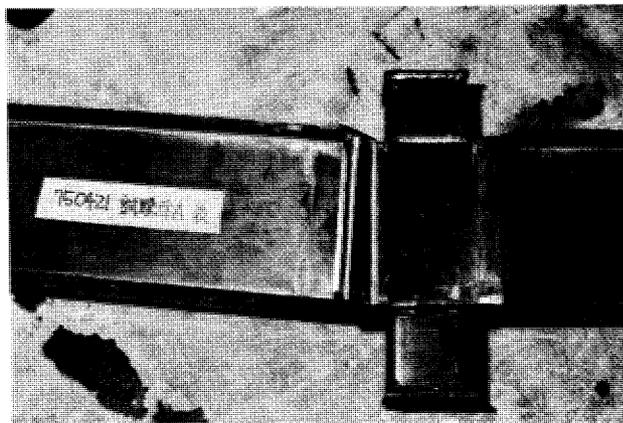
写真-1.2 (a) A試験体曲げ実験



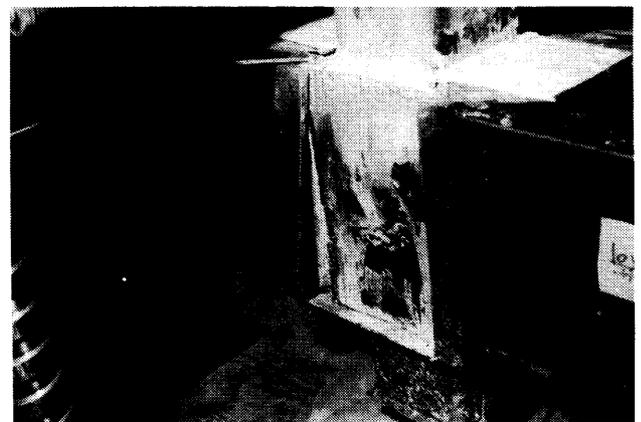
実験の様子



裏側載荷

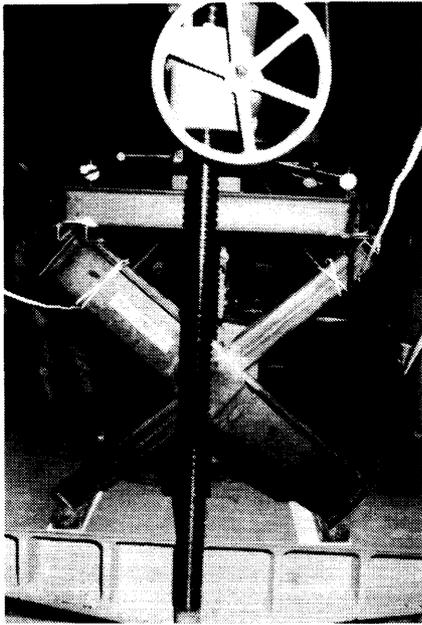


表側載荷

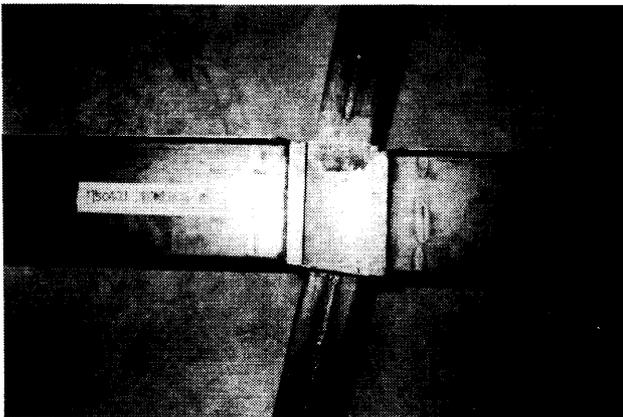


繰返し載荷

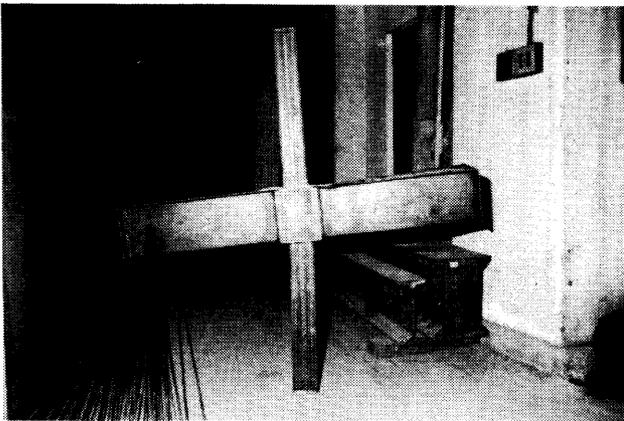
写真 - 1.2 (b) B 試験体曲げ実験



実験の様子



表側載荷



裏側載荷

1.3 実大フレームの水力加力実験

1.3.1 試験体の概要

これまでの実験は、すべて、接合部の力学的性状を調べるためのものであったが、この一連の構造実験の最後のものとして、このような接合部をもつ実大フレームの水平加力実験を行った。

この実験のための試験体としては、別に述べる(§2)建方実験で組み上げた2スパン×1スパン(1層)の立体骨組から、図-1.7のように適宜梁を切断して、1層1スパンの□形フレームを3構面作った。これらの3構面は図-1.8に示すようにいずれも東柱付きの1層1スパンで、階高2.7m、柱の間かく3.7mであるが、切り出す前の位置とモルタルの充填の仕方の違いにより、次のように2種類になっている。

T1, T3 試験体; この2つの構面は、もとの骨組の両側面(妻面)にあったもので、従って、構面と直交方向の梁が片面のみについている。(接合部の梁のない面は、せき板が入っている。)これら2つの試験体の柱の中には、東から柱の全高にわたってモルタルが充填されている。

T2 試験体 この構面は、もとの骨組の中央にあったもので、従って、構面と直交方向の両面に梁がついている。この試験体の柱には、接合部の部分のみにモルタルが充填されている。(上と下のそれぞれの接合部の下面の高さに合わせて、柱の中にせき板が入っており、また、柱中央部にモルタル投入用の孔があけてある。)

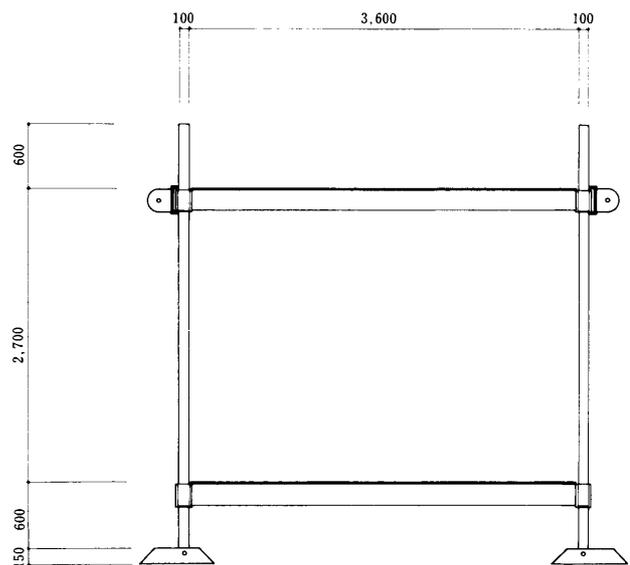


図 1.7 実大フレーム試験体

1.3.2 載荷方法と測定方法

実大フレームの水平加力実験は、柱脚（東柱下端）をピンとして、上側の梁の高さの位置に左右両側からジャッキで水平力を加えて行なった。試験体を試験操置に設置した状態を図-1.8に示す。

柱脚部は、図-1.7 または 1.8 にみられるように、ピン支持用治具を反力床に直接緊結し、これと柱脚とにボルトを貫通させて、ピン支持となるようにしている。

水平力を加える柱上部（上側の梁の高さ）の左右両柱の外側には、接合部をまたぐように、図-1.7 または 1.8 にみられるようなピン接合用治具をとりつけ、これらとジャッキの先端をボルトで結んで、自由に回転しうるようにしている。

左右のジャッキは、最大容量 50 ton、ストローク 50 cm の全く同じもので、それぞれ、鉄骨で組んだ反力台にとりつけられている。これら 2 台のジャッキの油圧系統は、直列に結びつけられており、いずれも向かって右向

きを正の向きとして働くようになっている。つまり、向かって左側のジャッキでは、「押し」が、右側のものでは「引き」が正の向きとなっており、加力にあたっては、全水平力を、左右のジャッキで正確に 2 等分して負担していることになる。また、向かって右側のジャッキのヘッド部分にロードセルが入っている。なお、今回の実験では、手動の油圧ポンプを使用した。

水平加力の際に生じる面外方向の変位、つまり、横だおれを抑えるため、フレーム構面と平行になっている反力壁から振れ止め用の鉄骨の腕を出し、ローラーを介して、上側の梁をはさんでいる。

測定関係では、ダイヤルゲージによる変位測定 (δ) と、ストレインゲージによる歪測定 (ϵ) を行った。

ダイヤルゲージは電気式のもをを図-1.9に示すように、全部で 8 個使用し、そのうち 4 個を水平変位、4 個を垂直変位の測定にあてた。

ストレインゲージは、同じく図-1.9に示すようにフ

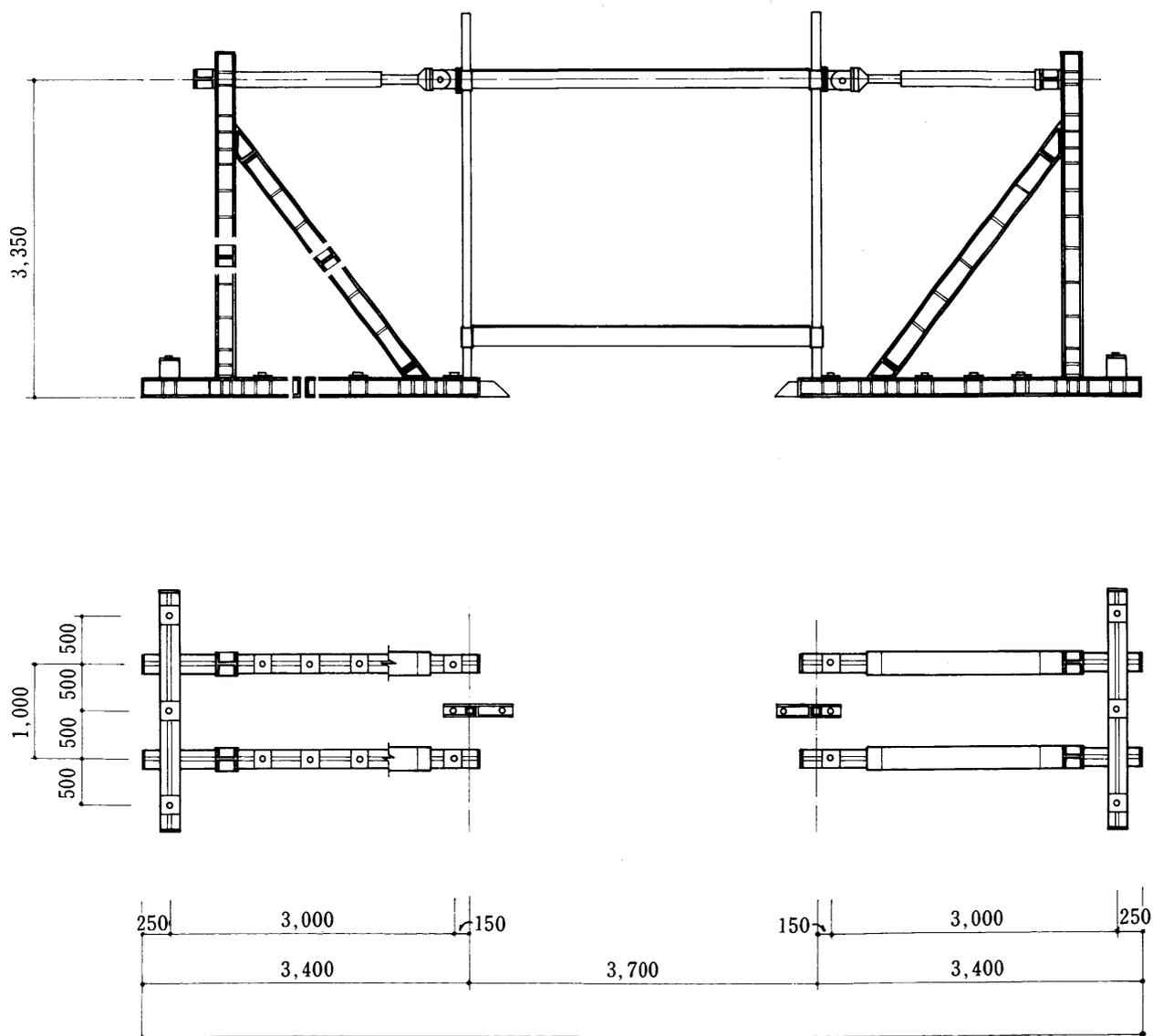


図 1.8 水平加力装置

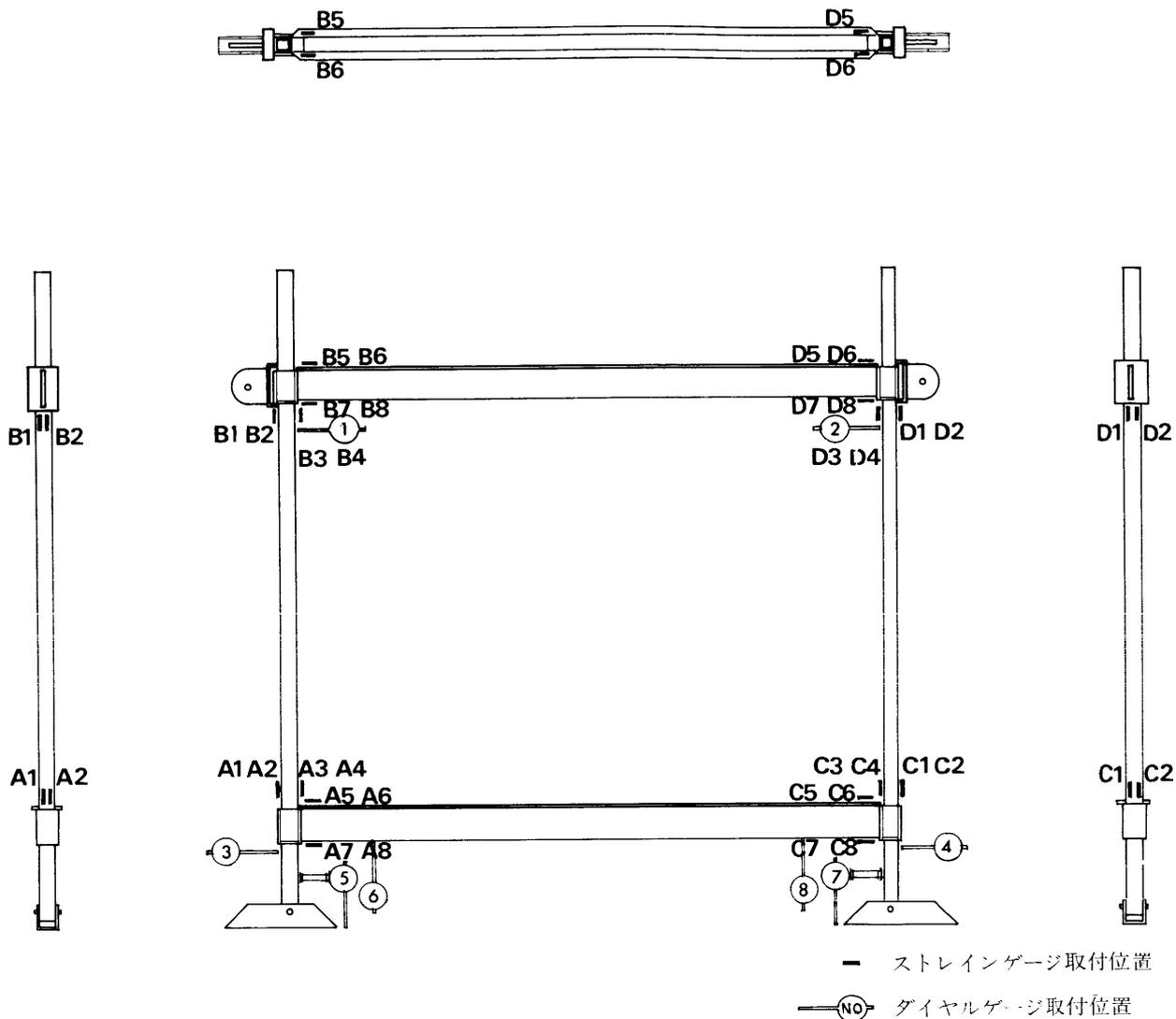


図 1.9

フレームの□形部分の柱頭・柱脚の内外面および上と下の梁の両端の上・下面に、2枚ずつ帖った。

これらのダイアルゲージとストレインゲージの測定値は、ロードセルによる荷重値と組になって、磁気テープに記録されるようになっている。

荷重は、次のようなステップに従って加えた。すなわち 0 → +1.0 → 0 → -1.0 → +2.0 → 0 → -2.0 → 0 → 最大荷重 (単位 ton)。測定値のサンプリングは、以上に記したステップにおける以外にも、P-δ または P-ε の大要を描けるような荷重段階で適宜行なった。

実験中の様子を写真-1.3 に示す。

1.3.3 実験結果

3個の試験体に対する上記のような実験の結果から求めた、荷重-層間変位の関係 (P-δ) を図-1.10 に示す。ここで、層間変位としては、上側の梁の高さにおける左・右の変位の平均値から、束柱部分の水平変位および柱の垂直方向の動き (主に柱脚ピン支持部分のガタ

による回転成分を除いた正味の層間変位をとっている。各点の測定値を [] つきで表わすことにすれば、この正味の水平変位 δ は

$$\delta = \frac{[1] + [2]}{2} - \frac{[3] + [4]}{2} - \frac{([5] - [7]) \cdot 2.7}{3.7}$$

となっている。

次に、ストレインゲージは、各測点毎に2個ずつ並べて貼ってあるが、各点についてこの2個の平均値をとって、その点の歪の測定値とし、荷重とこの歪値の関係 (P-ε) を求めた。

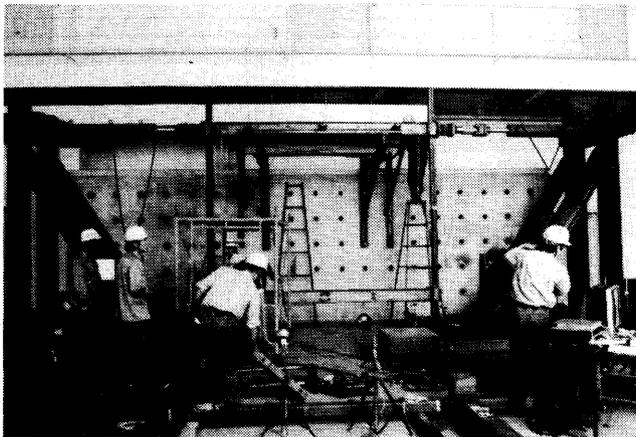
以上の P-δ および P-ε のグラフから読みとった各試験体の荷重 P = 1.0 ton (1 サイクル目) における変位量 (δ) と歪量の例 (ε)、および最大荷重 Pmax の値を表-1.2 に示す。

最終的な破壊性状は、柱頭における柱の座屈による局

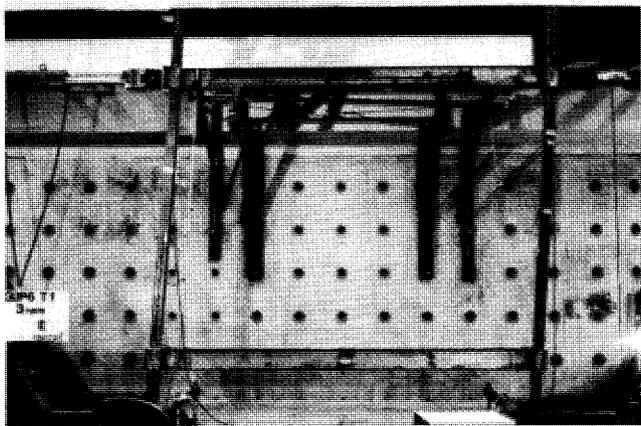
部分的な曲りと、下側の梁端接合部における梁のつめの溶接部分の破断である。その様子を写真-1.4 に示す。

P_{max} も破壊性状も、T1, T3 試験体と T2 試験体とは、ほとんど同じとみなすことができよう。

写真 1.3 実大フレームの実験



T₁ の実験状況



T₁ の最終状態

写真 1.4 実大フレームの破壊性状

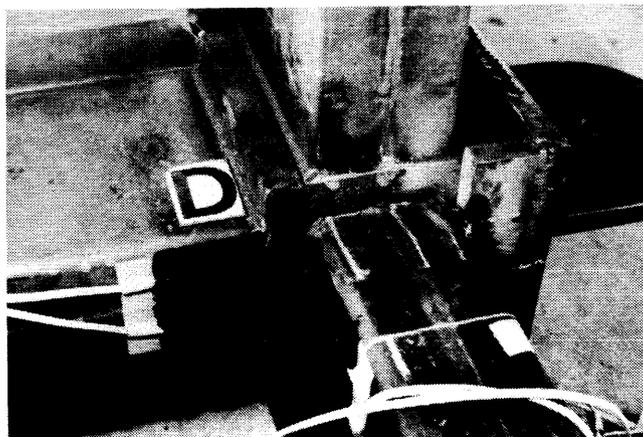
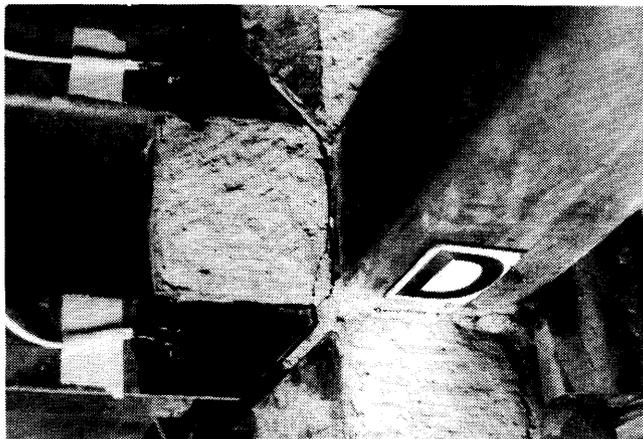
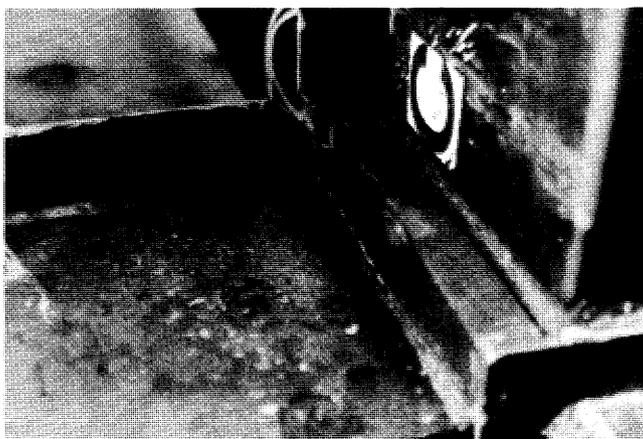
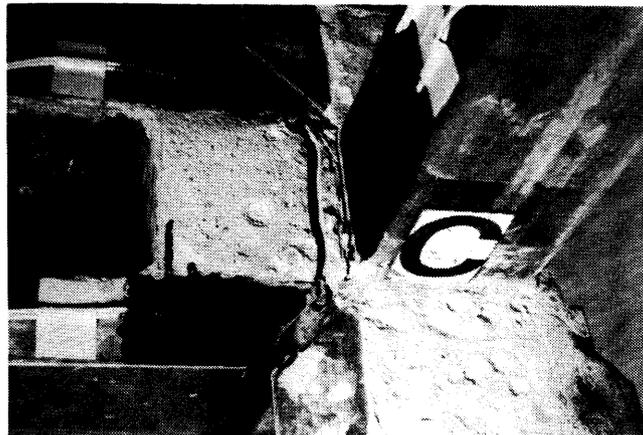


図 1.10 実大フレーム実験結果（荷重変形曲線：層間変位）

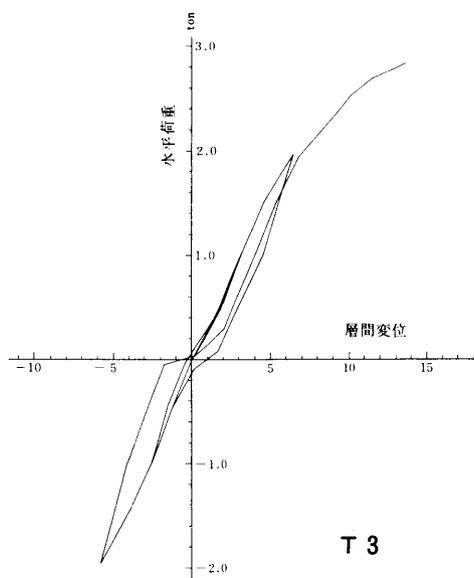
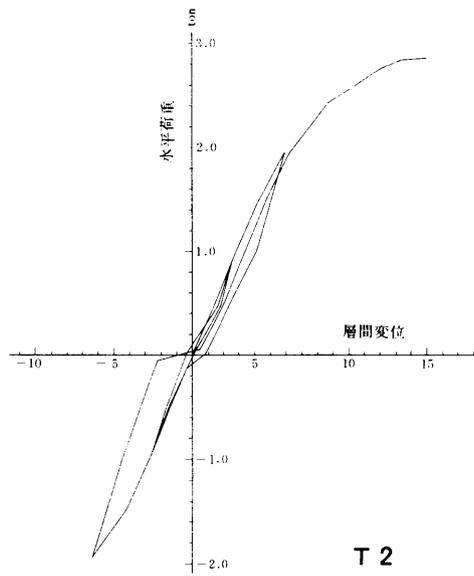
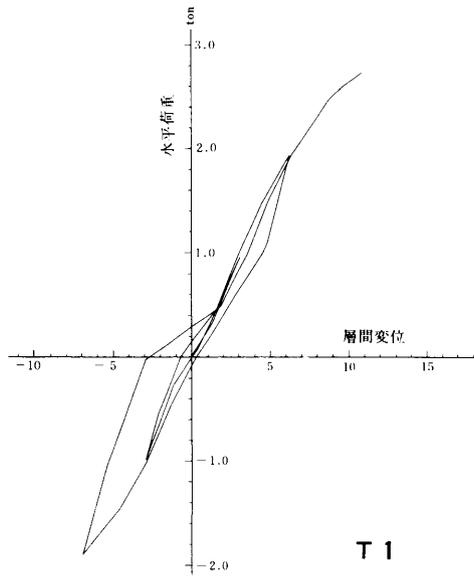


表 1.2 実大フレームの水平加力実験結果

試験体	1 サイクル目 最大荷重	荷重 P = 1.0 ton の場合の外挿入					最大荷重
		層間変位量	歪量の例 (平均値)				
			A1A2	A3A4	B1B2	B3B4	
T 1	0.97	3.15	4.1	3.6	4.0	3.9	2.73
T 2	0.97	2.69	4.5	3.8	4.3	4.3	2.86
T 3	0.98	3.08	4.3	3.2	4.0	3.6	2.83
単位	ton	cm	$\times 10^{-4}$				ton

1.4 実験結果の検討

1.4.1 検討の概要

ここでは、接合部の曲げ耐力実験から求めた接合部の回転剛性を考慮に入れて、実大フレームの試験体の応力、変形を計算し、それらの値と実大フレームの実験結果である応力・変形とを比較検討する。

このような検討を行うための基準的な荷重の値としては、実大フレームの一構面（柱 2 本）に対して、1.0 ton の水平荷重を採ることとする。この値は、前年度の報告書で述べた、最も厳しい設計条件の場合の設計用水平荷重（層セン断力）2.2 ton の約半分であり、また、柱・梁、接合部ともに、ほぼ完全に弾性的に挙動している

るとみなしうる荷重値である。

その検討の具体的手順を図-1.11に示す。前段では、接合部の曲げ実験の結果として得られた変位量と、計算による梁自身の弾性たわみによる高位量の差から、接合部の回転角を導びき、その値で曲げモーメントを除して、回転剛性を求めている。このときの荷重値としては、接合部の曲げモーメントが、先に述べた実大フレーム 1 描面あたり 1.0 ton の時の接合部（梁端）に生じる曲げモーメントとほぼ等しくなるような値、すなわち 2.5 ton を採用した。

後段では、この接合部の回転剛性を考慮したたわみ角法による連立方程式を解くことによって、実大フレームの応力・変位を計算で求め、これらを実験結果と比較した。

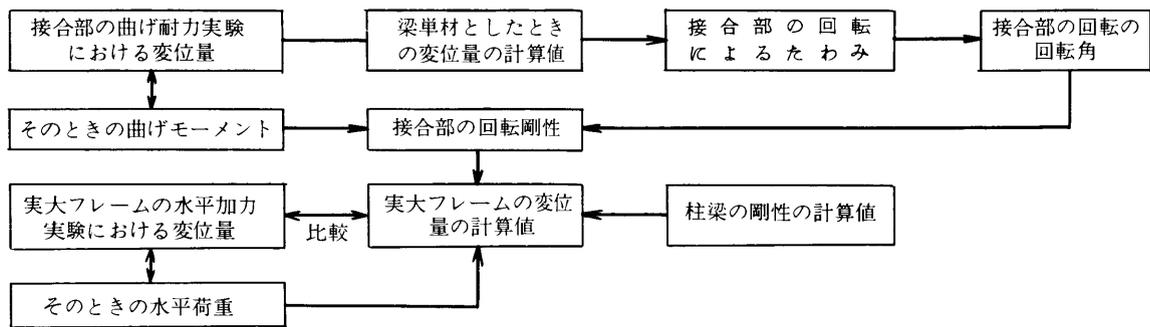


図 1.11 検討の手順

1.4.2 計算結果

以上のような手順によって求めた接合部（梁端）の回転剛性 K_0 は

$$K_0 = 174 \text{ ton-m}$$

である。この値を用いて実大フレームを解いて得られた曲げモーメント図は、図-1.12(a)のようになっている。また高形状態を模式的に描いたのが、図-1.13(a)である。ここで比較のために、接合部が完全に剛であると仮定した場合の曲げモーメント図と、変形状態の模式図を、それぞれ図-1.12(b)、図-1.13(b)

に並べて描いてある。

曲げモーメントの分布について、剛接合の場合と比較してみると、柱頭および上側の梁端の曲げモーメントがやや増加し、その反対に、柱脚および下側の梁端では、曲げモーメントがやや減少している。しかし、両者の差は、それほど顕著ではない。

一方、1階部分における層間変位を較べてみると、完全剛接合の 1.57cm に対して、接合部の回転がある方では、2.89cm という 2 倍近い値になっている。

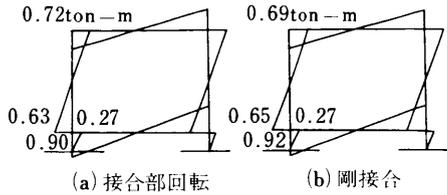


図 1.12 曲げモーメント

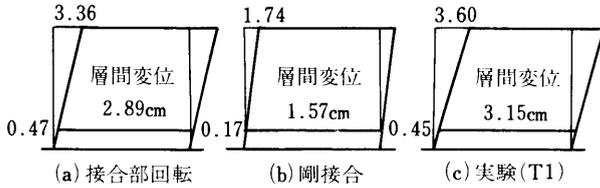


図 1.13 変形図

1.4.3 実験結果と解析結果の比較

上記のようにして求めた曲げモーメントと変形状態の解析結果を、実験結果に即して検討する。3個の試験体の実験結果は、互いに酷似しているため、ここでは、T1試験体の結果を採用し、1サイクル目の荷重で、 $P \div 1.0 \text{ ton}$ に達した状態における測定値を用いることにする。

まず、曲げモーメントは、各点の歪量から逆算できるが、梁端ではその上側フランジ部が斜めに切欠かれており、かつ、その部分の近くにストレインゲージが貼られていたためか、上下面の測定値が対称的でなく、理論的な検討が困難なため、ここでは、柱のみについて、簡単に検討する。曲げモーメント M と断面外端の歪量 ϵ の関係は

$$M = ZE\epsilon$$

で表わされる。ここで、 Z は柱の断面係数であり、既報で求めた通り $Z = 80 \text{ cm}^3$ であり、 E は鋼材のヤング率で、 $E = 2100 \text{ ton/cm}^2$ である。この式の ϵ として、表 1.2 から、柱脚の値 ($A_1 A_2 = 4.1 \times 10^{-4}$, $A_3 A_4 = 3.6 \times 10^{-4}$) 柱頭の値 ($B_1 B_2 = 4.0 \times 10^{-4}$, $B_3 B_4 = 3.9 \times 10^{-4}$) を拾って平均をとれば、柱頭では $\epsilon = 3.85 \times 10^{-4}$ 、柱脚では $\epsilon = 3.95 \times 10^{-4}$ となる。これらの値を上式に代入して曲げモーメントを求めれば、柱脚で 0.65 ton-m (0.63)、 0.66 ton-m (0.72) となっており、() 内に示した計算値と矛盾していない。

一方、変形状態の方は、図 1.13 に併記してあるように、1階の層間変位が解析値の 2.89 cm に対して、実験値はこれをわずかに上回る 3.15 cm であり、両者はよく一致しているとみなすことができよう。

以上のような事実は、前項の解析の方法による変形計算が、実際状態によく適合していることの根拠を与えることになる。従って、この実験に用いたフレームの場

合にも、計算結果のように、剛接合のフレームに対して、2倍弱の変形が生じているということが云えよう。

1.4.4 実験・解析結果と設計荷重の関係

前年度の実験・解析等の結果をもとにして、この「オープン部品としての柱・梁システム」の実現可能性を、力学的な観点から検討してみる。

まず、設計荷重の面からみて、骨組のあらゆるバリエーションを可能にするためには、各部分に、次のような耐力が要求される。

1) 柱部材・梁部材ともに、許容曲げ耐力が 2.0 ton-m 強以上であること。柱の場合には、この上にさらに軸力の影響を考えなくてはならない。

2) 柱・梁接合部は、許容曲げ耐力が、 2.0 ton-m 強以上であること。

3) 1スパンのフレーム(柱2本)の場合、許容層せん断耐力が 2.0 ton-m 強以上であること。

他方、許容耐力の決め方として、現在しばしば用いられているのは、次の2つの条件を同時に満たすという考え方である。

4-1) 最大耐力の $\frac{2}{3}$ 以下。この条件は接合部の曲げ耐力と、フレームの水平耐力に適用される。

4-2) (鉄骨系の低層住宅において) 層間変位 $\frac{1}{120}$ (または $\frac{1}{150}$) 以下に対応する力。この条件はもちろん、フレームの水平耐力に適用される。

次に、実験・解析から明らかにされた、この柱・梁システムの主な力学的性状は次の通りである。

5) 現在想定している柱・梁部材の断面(試験体も同断面を使用)のもつ許容曲げ耐力は、柱が 2 ton-m 弱、梁が 2.6 ton-m 程度である。

6) 柱・梁接合部の最大曲げ耐力は、 3 ton-m 程度期待できる。

7) 試験体フレームの最大水平耐力は、 3.0 ton 程度であるが、水平力 1.0 ton に対する層間変位は、 2.89 cm ($\frac{1}{93}$) であり、これは、剛接合の場合の2倍近い値となっている。

まず、強度の観点から考察してみると

i) 柱・梁の部材そのものとしては、柱は今のままの断面ではやや不足しており、梁は十分である。〔1), 5)〕

ii) 柱・梁の接合部は、最大曲げ耐力を 3.0 ton-m とみなしてその $\frac{2}{3}$ をとって、 2.0 ton-m を許容耐力とすれば、ほぼ設計条件を満たすことができる。〔2), 4-1), 6)〕

iii) フレームの場合も、最大水平耐力を 3.0 ton とみなして、その $\frac{2}{3}$ をとって 2.0 ton を許容耐力とすれば、ほぼ設計条件を満たすことができる。〔3), 4-1), 7)〕

以上のように、強度だけを考えれば、問題は比較的少ないと云える。

一方、剛性（変形）の観点から考察すると

IV) 水平力 1.0 ton の場合にも層間変位は、 $\frac{1}{93}$ ラジアンに達しており、許容耐力を決める基準になる層間変位 $\frac{1}{120}$ ラジアンを越えている。従って、このままでは、許容せん断耐力が 1.0 ton 以下になっており、設計条件に遠く及ばない。〔3〕、4-2〕、7〕]

1.5 まとめ

前項における検討は、便宜上、水平荷重が 1.0 ton の場合について行なったが、ここでは、設計上必要とされる許容水平耐力が 1 ラーメン（＝柱 2 本）あたり、2.0 ton であることを前提として、水平荷重が 2.0 ton であるときの試験体の層間変位について考察する。

これまでの実験・計算結果をもとにして、層間変位の概要を模式的に描けば、図-1.13 のようになっている。この図において、 $\left[\frac{1}{120} \right]$ は、許容耐力を決める基準になる変形量、〔剛接合（と仮定した場合の層間変位）〕は、前項における 1.0 ton に対する計算値の 2 倍、また、〔実験による層間変位〕は、図-1.10 において $P=2.0$ ton の場合の読取値で、 $P=1.0$ ton の約 2 倍である。すなわち、

$$\left[\frac{1}{120} \right] : \left[\begin{array}{l} \text{剛接合と仮定した} \\ \text{場合の層間変位} \end{array} \right] : \left[\begin{array}{l} \text{実験による} \\ \text{層間変位} \end{array} \right]$$

$$= 2.25 : 3.14 : 6.7 \div 1.0 : 1.5 : 3.0$$

となっている。このことは、たとえ接合部が剛であっても、層間変位は $\frac{1}{120}$ を越え、従って許容耐力を 2.0 ton にとることはできないことを意味している。このように、剛性上の弱点があることは、ラーメン架構としては、ある程度やむを得ないことではある。

以上のような事情を総合すれば、この柱・梁システムを実用化するためには、次の 3 点の検討を進める必要があるろう。

- 1) 柱の断面（外径、厚さ）を上げ、架構の構成部材そのものの剛性を高めることにより、架構の剛性を確保する。
- 2) 接合部の梁せいを増して接合部の剛性を上げることにより、架構の剛性を確保する。
- 3) 架構にある程度の制約条件を与え、設計上の荷重条件を軽減する。

2 鉄骨建方施工実験

2.1 施工実験の目的

GUP6 の鉄骨造柱・梁システムに関して、これまで仕口部分の曲げ耐力に主眼を置いて研究を進めてきたが、耐力上の要求条件を満たすことがほぼ可能になったので、今回は現場での施工性を検討した。今回の鉄骨建方施工実験の主な目的は次のとおりである。

- (1) 揚重機を用いなくても鉄骨建方ができることの確認
- (2) 作業員のチーム構成の検討
- (3) 作業時間の検討
- (4) 足場や治具の検討

2.2 実験計画

2.2.1 鉄骨の概要

鉄骨架構は図-2.1 に示すとおりである。1 階建、1 スパン × 2 スパンである。ただし、2 階建の場合の建方を考慮して柱上部は仕口部より 600mm 上までのびているように設計されている。柱脚は後で実施した水平加力実験を考慮してピン支持とした。柱脚部のレベルを一定にするために、H 形鋼 H-300 × 300 で構面を組み、その上に柱脚治具を固定した。柱および梁の重量を表-2.1 に示す。

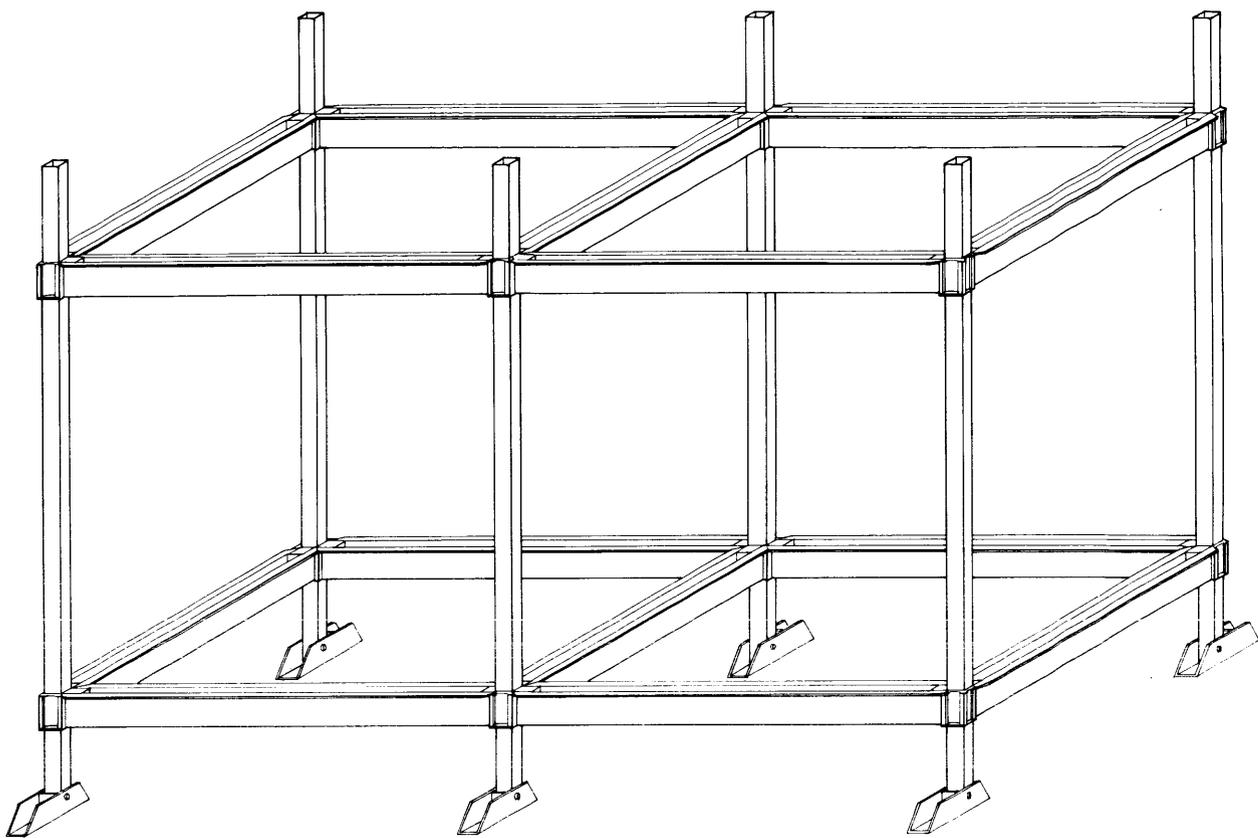
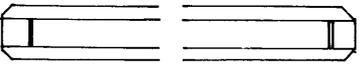
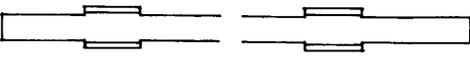
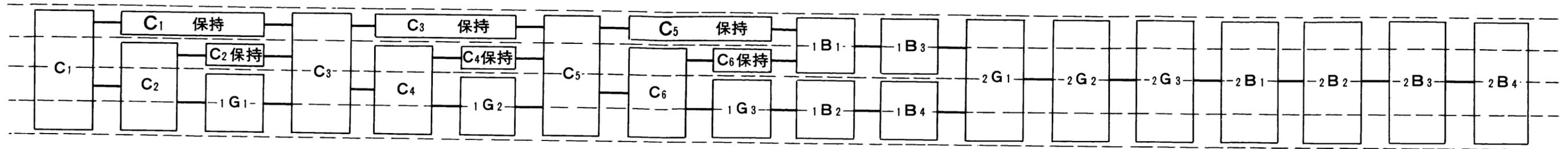


図-2.1

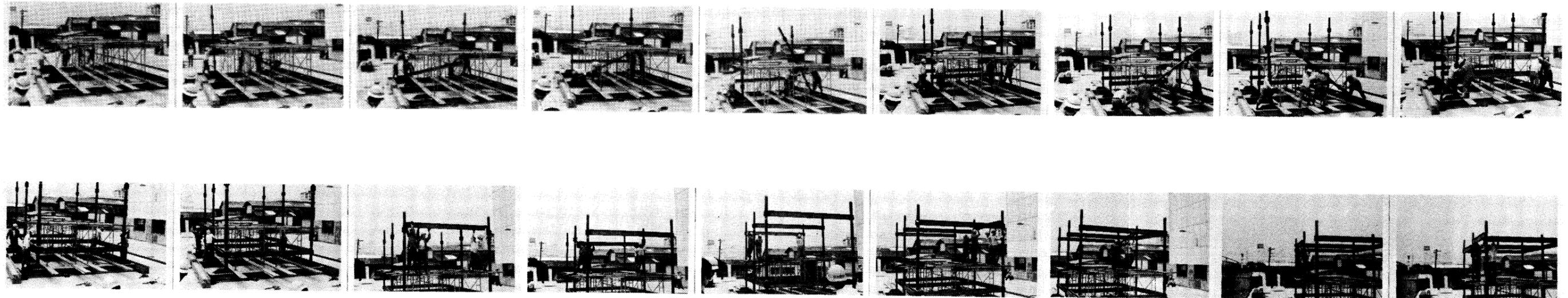
表-2.1 部品重量表

部品名	姿 図	数 量	重 量	計
梁(短)		8	43 kg	344 kg
梁(長)		6	58 kg	348 kg
柱		6	89 kg	534 kg
計		20		1,226 kg

図一 2 . 2 建方順序 (4 人チーム)



建方順序写真



注：図 2 - 2 は標準的建方順序で写真の順序とは必ずしも一致しない。

表一 2 . 2 作業時間測定結果

単位 ; 秒

作業部位	人数	1		2		3		4		備考		
		R	E	R	E	R	E	R	E			
柱	C ₁	4	30	33	30	30	28	22	20	13	} 1人 C ₁ 保持	
	C ₂	3	66	40	39	33	16	18	17	42		
	C ₃	4	67	26	44	20	38	21	41	25	} 1人 C ₃ 保持	
	C ₄	3	64	25	29	20	32	25	33	21		
	C ₅	4	39	27	61	38	25	23	24	25	} 1人 C ₅ 保持	
	C ₆	3	33	33	44	35	36	36	36	23		
平均			50	31	41.2	29.3	29.2	24.2	28.5	24.8		
梁	1 F	1 G ₁	2		63	14	22	19	31	17	28	} 2人 柱保持
		1 G ₂	2		31	27	16	35	14	25	9	
		1 G ₃	2		23	29	23	42	16	37	13	
		平均		(45)	39	23	20.3	32	20.3	26.3	16.7	
	1 F	1 B ₁	2	90	18	21	12	26	39	15	18	} 平行作業
		1 B ₂	2	39	19	28	24	25	11	24	10	
		1 B ₃	2	39	81	27	27	29	31	21	34	} 平行作業
		1 B ₄	2	12	17	21	169*	21	15	17	40	
	平均		45	33.8	24.3	58	25.3	24	19.3	25.5		
	2 F	2 G ₁	4	68	26	35	17	49	17		13	
		2 G ₂	4	53	18	36	26	37	37		13	
		2 G ₃	4	32	21	30	25	38	21		13	
		平均		51	21.7	33.7	22.7	41.3	25	46	13	
		2 B ₁	4		43.		22		12		20	
2 B ₂		4		45.		36		14		15		
2 B ₃		4		60.		173		30		35		
2 B ₄		4		27.		85		15		14		
平均		36.3	43.8	34.8	79	22.8	17.8	24.3	21			
P	4		138		32		25		28			
足場	4		1047				59		6			
手戻	4		43									
全所要時間	4		2752		1319		1023		928			
主体作業時間	4		1524		1287		939		894			

注) 1. R : 運搬時間(空運搬時間も含む)

E ; 取付時間

P ; 前置時間(作業と作業の間の準備等の時間)

. * ; 製作精度が悪かったために取付に手間だったもの

2. 第1, 3, 4回は梁の向きを一定にしているが, 第2回建方では梁の向きを逆にしている。

表一 2 . 3 標準作業時間 (秒)

	人数	運搬時間	取付時間
柱	4	25 ~ 30	20 ~ 25
1階梁	2	20 ~ 25	15 ~ 20
2階梁	4	25 ~ 30	15 ~ 20

注) 運搬時間は運搬距離によるので規模の大きい建物の場合, 調整しなければならない。

2.2.2 建方条件

GUP6 は主として住宅のためのシステムであり、敷地条件からクレーンを使用しなくても施工できることが望ましい。

また、住宅のような小さな建造物の建方に短時間クレーンを用いるのは不経済でもある。今回の施工実験ではクレーンをまったく使用せずに人力のみで建方をおこなった。

作業チームは4人で構成した。作業員は普段プレハブの仮設現場事務所の組立作業に従事している人々であり類似の鉄骨もしばしば取扱っている。

建方の部材は建方位置から5～10m離れたところにまとめて並べておき、建方を開始した。

建方は同じ事を4回くり返して行こった。

2.2.3 建方順序

標準的な建方順序は図-2.2のとおりである。

2.2.4 時間測定

全建方作業を8mm メモーションカメラで撮影速度は60 $\frac{\text{コマ}}{\text{分}}$ とした。

2.3 結果および考察

2.3.1 施工性

今回の施工実験の結果、平家建ならば、クレーンを用いずに鉄骨建方をしてまったく問題ないことがわかった。もっとも困難な作業は柱の建方であるが、今回はたまたま柱脚をピン支持にしてあったため建方が容易であった。ただし、2階建で柱を通し柱にすると、部材の重量が相当大きくなるので若干問題がある。

梁部材の取付けは、部材の製作精度が今回の程度であればほとんど問題ない。第2回の建方で ${}_1B_4$ 、 ${}_2B_3$ 、 ${}_2B_4$ は製作精度が悪かったため取付時間がかかなり長くなっている。この問題は将来部材を工業的に生産することによって解決できる。

建方後の精度も、レベル、建入り、共に $\pm 5\text{mm}$ 以下である。したがって、鉄骨建方後歪直しをまったくしなくてもよい。

2.3.2 作業員のチーム構成

柱部材の取付には最低3人必要である。また、柱・梁部材の運搬および梁の取付は2人で作業するのが適切である。

柱を1本建て、1人でその柱を保持し、隣の柱を3人で建てる。後で建てた柱を1人で保持し、残った2人が2本の柱の間の梁をつける。このような作業手順を設定するとすれば最低4人の作業チームにする必要がある。

2.3.3 作業時間

作業時間測定結果を表-2.2に示す。全所要時間も主体作業時間（全所要時間から前置時間、足場架時間、手戻時間を差し引いた時間）も第1回から第4回まで徐々に減少している。

4回だけのくり返しであり、標準作業時間を設定するのは困難であるが、概略表-2.3のように考えることができる。この結果から、作業員のチーム構成と作業手順を設定すれば建方時間を試算することができる。通常の平家建住宅（ $100 \sim 150\text{m}^2$ ）の場合は2時間以内に建方を完了させることができる。

2.3.4 足場・治具

平家建でも上部梁をとりつけるときにはどうしても足場が必要である。適切な移動足場を考慮しておく必要がある。2階建の場合はさらに足場の問題が重要である。安全性を考慮して2階床を施工してから屋根梁を取付ける方法もある。

治具は柱建込時以外には必要ないであろう。柱脚部は2.3.1で述べたように位置を固定でき、ピン支持になるような治具があれば都合がよい。また、柱を保持する専用のブレース材を用意しておけば便利であろう。

2.4 まとめ

平家建であれば鉄骨建方にまったく問題がないことがわかった。通常の平家建住宅（ $100 \sim 150\text{m}^2$ ）ならば2時間以内に建方を完了することができる。2階建の場合にはさらに施工実験が必要である。

建方精度は非常によいので、建方完了後歪直しをする必要がない。

部材の製作精度は仕口の強度に影響するだけでなく、建方精度・作業能率にも大きく影響するので、さらに研究を進める必要がある。

<研究担当>

内田 祥哉 東京大学工学部 教授 工博

坂本 功 東京大学工学部 助教授 工博

松木 一浩 棕建築研究所

松本 信二 清水建設(株)研究所