

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造の接合部の実験(第1報)

太田 昭三
(本社設計部)
藤盛 紀明

序

建築の仕上げおよび構造とも、近年ますますプレファブ化される趨勢にあるが、特に構造体においては、共同住宅等にその傾向が顕著であり、外国においてはソ連、フランスをはじめ北欧諸国に、仕上げをも一体としたプレファブ化がめざましい。

わが国においても、住宅公団をはじめとして、構造体のプレファブ化がここ数年来推進され、既に数千戸が種類の工法により完成している。それに伴って「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準」も、建築学会より近く発刊されようとしている。

しかし、わが国においては諸外国と異なり、地震に対する水平力の処理が非常に重要な要素となり、今まで実施された数多くの設計、工法ともに、プレキャストの版と版との接合部が **key point** となっている。

当社においても、一昨年(1963年)神奈川県相模原に当社機械部の4階建工員宿舎を「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準案」に拠って実施した。これは水平接合部は金物同志を現場溶接する **Dry joint**、鉛直接合部は現場打ちコンクリートによる **Wet joint** としたものであり、その接合部には種々の問題点もあったが、工期の関係で、実験的に確かめることができなかった。

次いで、昨年初め、都下日野市豊田に4階建アパートを同じ工法で建設する計画が立てられ、実施設計を進めてきた。そして64年4月、この設計が不燃建築協会の建築審査会にかけられた結果、耐力壁の構造、配置、ジョイントの工法等、極めて単純明快で、構造耐力上支障なしとの判定を受けた。

ここでは相模原と同じジョイント形式ではあるが、かなりの相違点、改良点があり、接合部の強度等を実験的に確かめてから実施に移すことにした。この方針に基づいて、64年6月より数々の計画を立て、実験を行ってきた。

本報告書は、その一連の実験の一部(主として **Dry**

joint 部)の結果をまとめたもので、その後の実験結果は、また次の機会に報告する考えである。

なお、今回の豊田アパートの概要およびジョイント部の詳細を、**図0-1**~**図0-6**に示す。

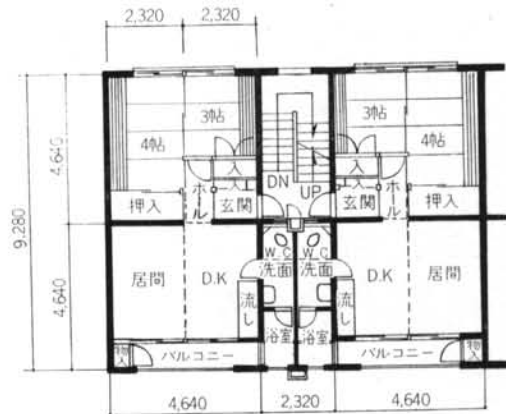


図 0-1 各階平面図

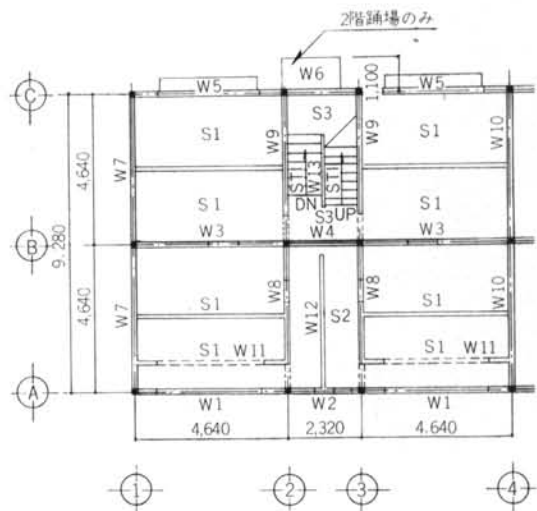


図 0-2 床版伏図

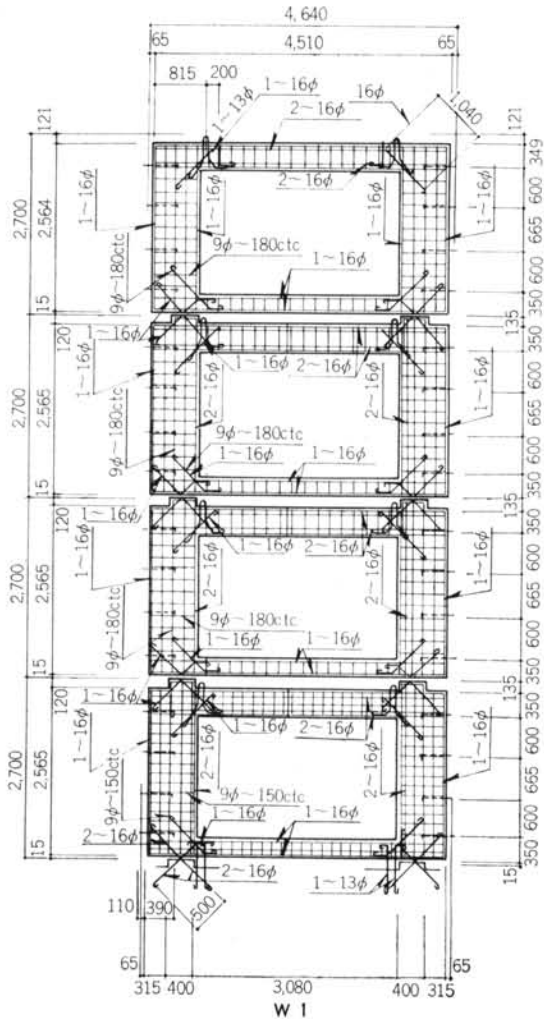


図 0-3 耐力壁配筋図

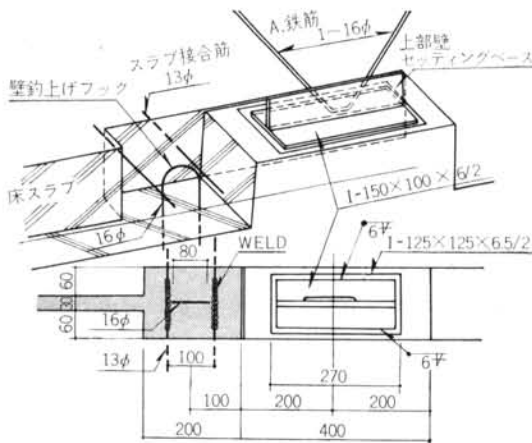


図 0-4 セッティングベースまわり詳細図

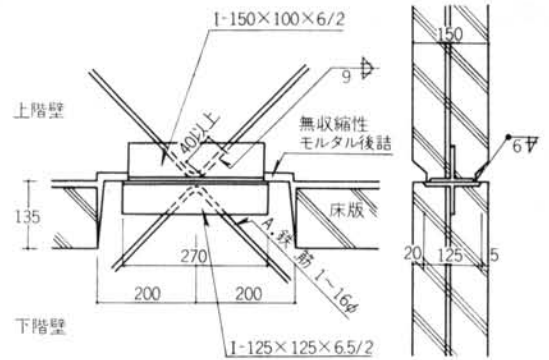


図 0-5 セッティングベース詳細図

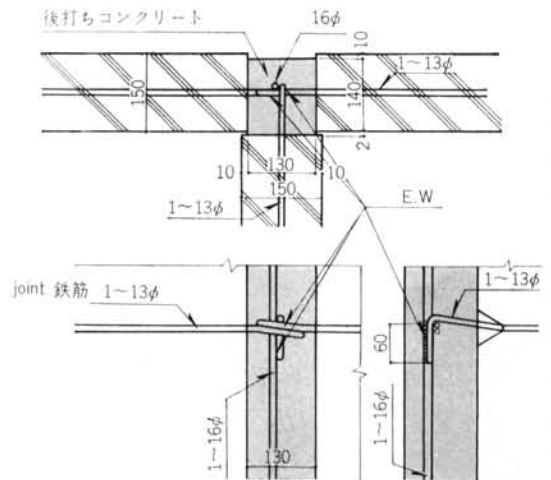


図 0-6 耐力壁鉛直ジョイント詳細図

§ 1. 耐力壁水平 Dry joint のせん断試験 および曲げせん断試験

水平 Dry joint は相模原のそれを改良し、H型鋼を二分したカッティングTをセッティングベース（以下S Bと記す）に使用し、アンカー鉄筋溶接時に生ずるS Bの歪を防ぎ、接合部における上下壁のアンカー鉄筋の応力的偏心をなくし、更にアンカー鉄筋をカッティングTのウェブに溶接することにより、溶接長の確保につとめた（詳細は不燃建築協会ニュース1964.5、および昭和39年不燃建築審査会報告 No.4参照）。

本実験は、その水平 Dry joint の強度実験で、

- 1) せん断試験
- 2) 曲げせん断試験

の二つを行なった。

1)では、設計用水平せん断力に対する水平ジョイント部の変形、終局耐力等確かめる。

2)では、2枚のPCパネルを鉛直ジョイントで接合したとき一体となって働くか否か、またどの程度の曲げ、引張りに耐え得るかを確かめる。

以上の目的で、実験を行なった。

試験体の寸法は図1-1、図1-2の通りであるが、ジョイント部分に100mmの欠き込みがあるのは、PC壁パネルの上部のSBが、床パネルの取まりのため、長さ400mm、高さ135mm突き出した設計になっているからである(図0-5参照)。

また試験体の長さは、階高2m600、反曲点を中央と仮定して載荷時支持点間距離を2m600に定め、それに余長を加えて総長3m000とした。

1.1 試験体および試験方法

1.1.1 試験体の寸法：

試験体の寸法、配筋図は図1-1、図1-2に示す通りである。

また、Dry joint部の金物を図1-3に示す。

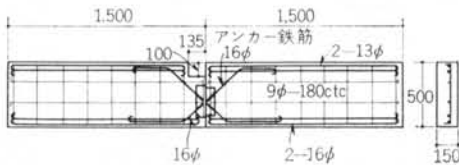


図 1-1 せん断試験体

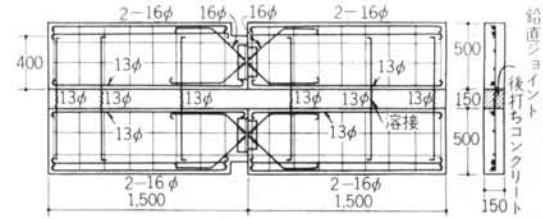


図 1-2 曲げせん断試験体

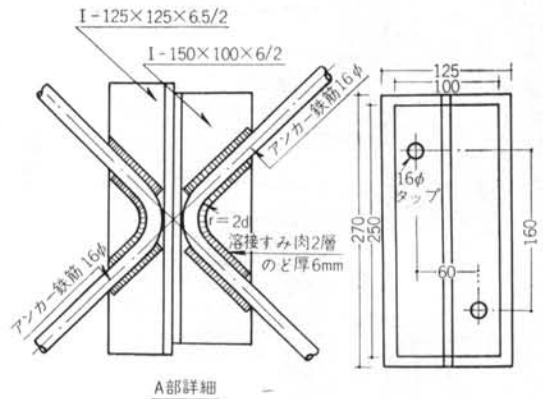
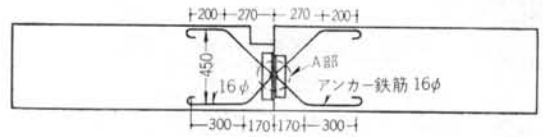


図 1-3 SB金物詳細図

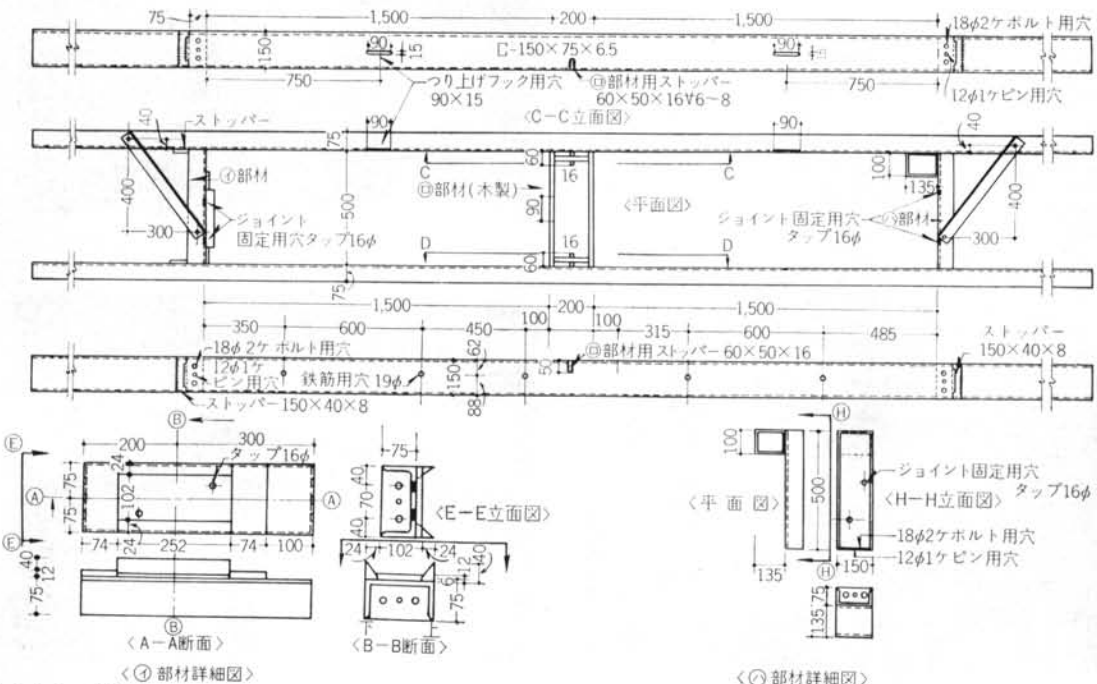


図 1-4 型枠図

1.1.2 試験体の製作：

部材の製作は、平坦な鋼製定盤の上に当社で作った剝離シートを敷き、その上に図1-4のような溝型鋼の周辺型枠をセットし、SB用金具をボルトでこの周辺型枠に固定し、コンクリート打設中に移動しないようにした。一つの周辺型枠で、接合される2個のPC版を同時に製

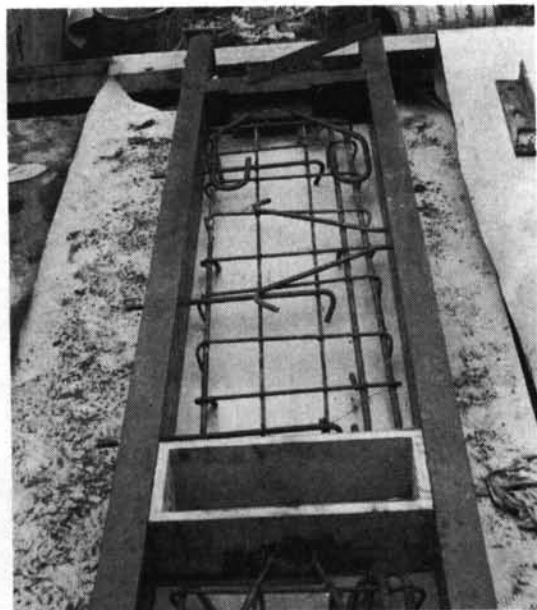


写真 1-1 型枠および配筋状態



写真 1-2 SBの仕上り状態(ビス穴は型枠への取付用)

作したのは、組立時に両者の接触面を正確に、また長辺方向が同一直線上にあるようにしたためであった。

PC版の材令約17日を経て、写真1-1~写真1-5に見られるように、それぞれの試験体を鋼製金具で固定し、ブレースで地上に建て、版の接触面を正確にし、長辺方向の一直線を決めてSB用金具の溶接を行なった。

曲げせん断試験体では、写真のように、PC版の間の鉄筋を溶接し、コンクリートを後打ちしてWet jointを作った。

なお、せん断試験体合計3個の内、2個のアンカー鉄筋の一部にビニールを巻いた。これを②、③の試験体と呼ぶ。ビニール巻きアンカーは、アンカー鉄筋のウェブ端部より長さ100mmの部分にビニールで巻いて作った。

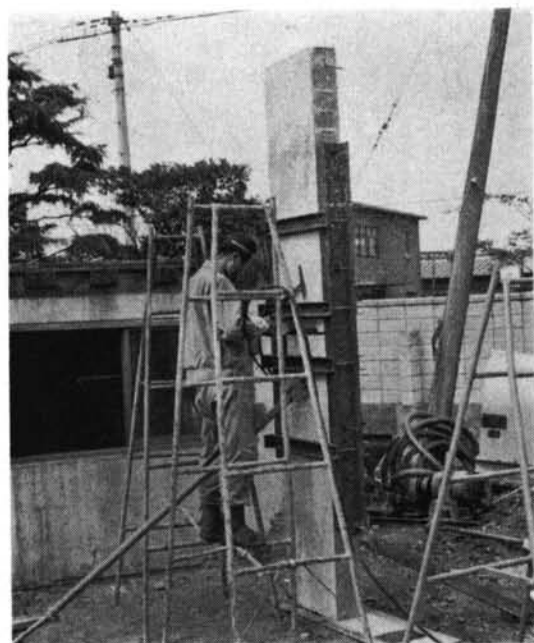


写真 1-3 SB部現場溶接

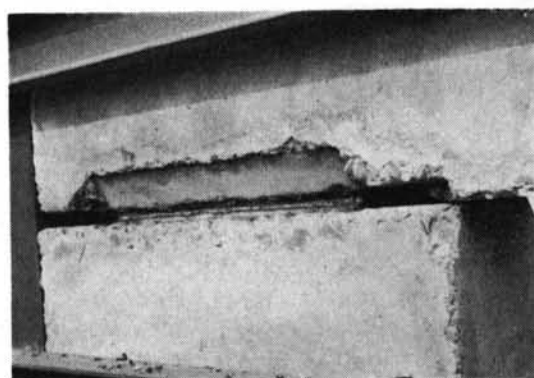


写真 1-4 SBの溶接状態

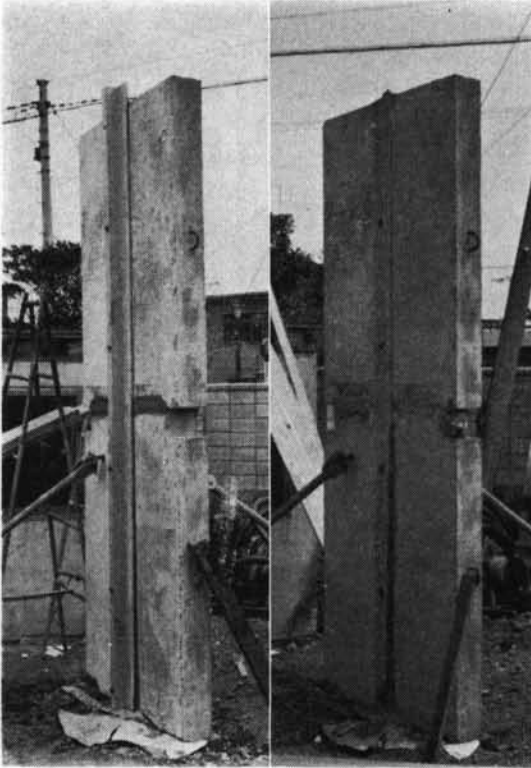


写真 1-5 曲げせん断試験体鉛直ジョイント後打ちコンクリート用型枠(左)と、コンクリート打ち後の状態(右)

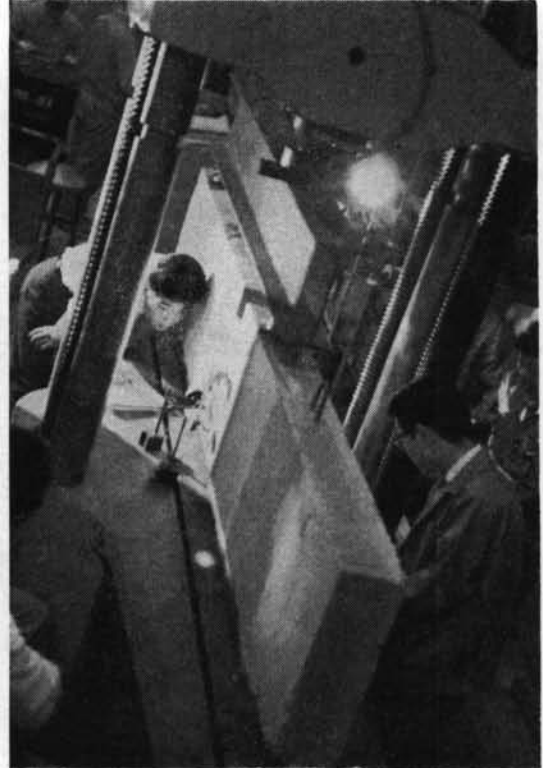


写真 1-6 せん断試験

1.1.3 試験方法：

試験方法を図1-5、図1-6、写真1-6～写真1-9に示す。機械は島津製リーレー型200t万能試験機を用いた。

せん断試験では、上下1組のLoad cellを使用して接合面のせん断力を求め、表裏2個のダイヤルゲージで接合面のすべり量を測定した。

曲げせん断試験では、接合面のすべり量を上下表裏計4個のダイヤルゲージで測定し、また上下の伸縮量、接合部付近の撓み量の測定も同時に行なった。

荷重はいずれも繰返し荷重とし、初亀裂予想荷重の2分の1の点で1度、また初亀裂が入った点で荷重を0に戻し、以後は破壊まで荷重を加えた。

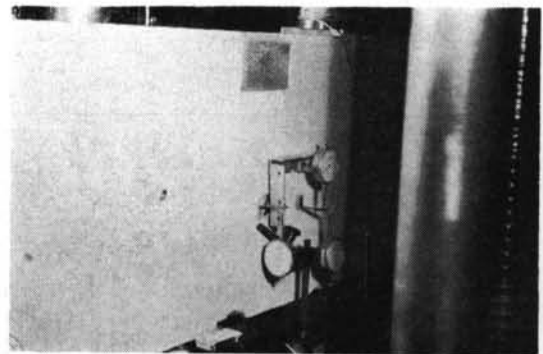


写真 1-7 せん断試験

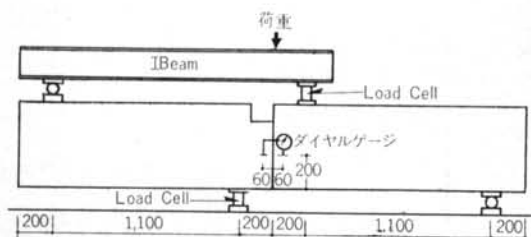


図 1-5 せん断試験

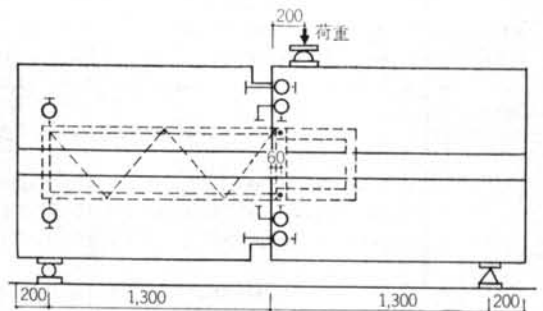


図 1-6 曲げせん断試験



写真 1-8 曲げせん断試験

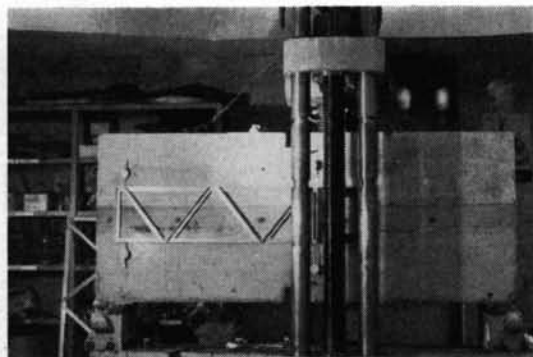


写真 1-9 曲げせん断試験

1.2 試験結果

1.2.1 材料試験:

a) 鉄筋

プレキャスト版内部の補強筋(φ9, φ13, φ16)およびアンカー鉄筋に使用したφ16筋の引張り試験結果を、表1-1に示す。

接合部で応力的に最も問題になるのはアンカー鉄筋であるが、3個の試験片はほとんど同一の値を示し、均一の材料とみなし得る。

公称寸法面および積	No.	実測寸法 mm	降伏点荷重 t	降伏点 kg/mm ²	引張り荷重 t	引張り強度 kg/mm ²	標点距離 mm	試験後距離 mm	伸び %
φ9	1	8.50	2.06	36.33	2.95	52.03	72	94.2	30.8
	2	8.75	2.02	33.61	2.90	48.26	72	94.2	30.8
	3	8.50	2.15	35.77	2.92	48.59	72	96.0	33.4
	平均	8.58	2.08	35.24	2.92	49.63	72	94.8	31.6
φ13	1	12.60	4.51	36.20	6.50	52.17	104	132.4	26.9
	2	12.45	4.50	36.72	6.45	52.97	104	133.4	27.9
	3	12.60	4.48	35.96	6.70	51.77	104	136.0	30.7
	平均	12.55	4.49	36.29	6.55	52.30	104	133.9	28.5
φ16	1	15.65	7.50	38.96	9.70	50.44	128	164.9	28.8
	2	15.65	7.20	37.44	9.27	48.20	128	167.6	31.1
	3	15.65	7.23	37.60	9.70	50.44	128	167.4	30.8
	平均	15.65	7.31	38.00	9.56	49.69	128	166.6	30.2
φ16 アンカー用	1	15.80	6.10	31.10	9.10	46.40	128	175.8	37.3
	2	15.80	6.00	30.60	9.00	45.90	128	176.8	38.1
	3	15.80	6.10	31.10	9.00	45.90	128	175.3	37.0
	平均	15.80	6.07	30.90	9.03	46.10	128	175.9	37.5

表 1-1

b) コンクリート

試験体ごとのコンクリート強度と曲げせん断試験用 Wet joint部コンクリート強度を表1-2, 表1-3に示す。

種別	No.	スランブ cm	材令 D	重量 kg	破壊荷重 t	強度 kg/cm ²
せん断試験①	1	5	28(水中)	12.28	28.0	151
	2	5	"	12.18	27.0	150
	3	5	"	12.30	28.0	151
	平均			12.25	27.7	151
せん断試験②	1	5	28(空中)	12.14	31.0	175
	2	5	"	11.94	35.1	199
	3	5	"	12.30	41.2	234
	平均			12.13	35.8	203
せん断試験③	1	5	28(水中)			202
	2	5	"			220
	3	5	"			198
	平均					207
せん断試験④	1	5	28(空中)			219
	2	5	"			220
	3	5	"			—
	平均					219
せん断試験⑤	1	5	28(水中)		27.25	155
	2	5	"		33.40	189
	3	5	"		29.20	166
	平均				29.95	170
せん断試験⑥	1	5	28(空中)		33.1	188
	2	5	"		36.1	204
	3	5	"		31.9	181
	平均				33.7	191

表 1-2 (空中養生: PCパネル試験体と並べて同一養生したもの)

種別	No.	スランブ cm	材令 D	重量 kg	破壊荷重 t	強度 kg/cm ²
曲 げ せ ん	1	5	28(水中)		26.2	149
	2	5	"		38.0	215
	3	5	"		30.7	174
	平均				31.6	179
断 験	1	5	28(空中)		25.8	146
	2	5	"		33.7	191
	3	5	"		34.6	196
	平均				31.4	178
ウ エ ジ ョ ト イ ン ト 部	1	19	13	12.26	41.0	233
	2	19	"	12.26	42.5	241
	3	19	"	12.26	42.0	238
	平均			12.26	41.8	237

表 1-3 (空中養生: PCパネル試験体と並べて同一養生したもの)

PCパネルのコンクリートの設計強度は 180 kg/cm² であるが, 上記の表にみるように, 設計強度を下廻るパネルもあった。

しかし, 接合部の耐力はアンカー鉄筋の強度がほとんど支配的であったため, コンクリート強度の影響はさほどないものとみなされる。

1.2.2 試験結果:

a) せん断試験①

試験結果を 図1-9~図1-11 に示す。

図1-9, 図1-10 は試験機により加えられる荷重と Load cell の読みとの関係曲線である。

Load cell の値より, 接合面のせん断力 Q は, 理論的に次のように与えられる (図1-7, 図1-8 参照)。

試験機からの荷重 P

Load cell の値 R_L

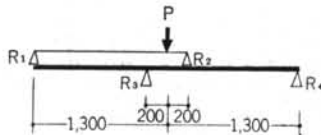


図 1-7 荷重図



図 1-8 せん断力図

$$R_1 = R_4 = \frac{0.2}{1.5}P = 0.133P = P - R_L$$

$$R_2 = R_3 = \frac{1.3}{1.5}P = 0.867P = R_L$$

$$Q = R_2 - R_1 = (0.867 - 0.133)P = 0.734P$$

$$= R_L - (P - R_L) = 2R_L - P$$

または,

$$Q = 0.734P = 0.734 \times \frac{R_L}{0.867} = 0.847R_L$$

実験結果は Load cell の値と理論値の間に若干の差があり, Load cell の読みが理論値より下廻る傾向があるため, せん断力—すべり量曲線には Load cell より求めたせん断力を接合面せん断力とした。

図 1-11 にせん断力—すべり量曲線を示す。

b) せん断試験②

①と全く同様の方法で, 測定結果を 図1-12~ 図1-14 に示す。

c) せん断試験③

①と全く同様の方法で, 測定結果を 図1-15 ~ 図1-17 に示す。

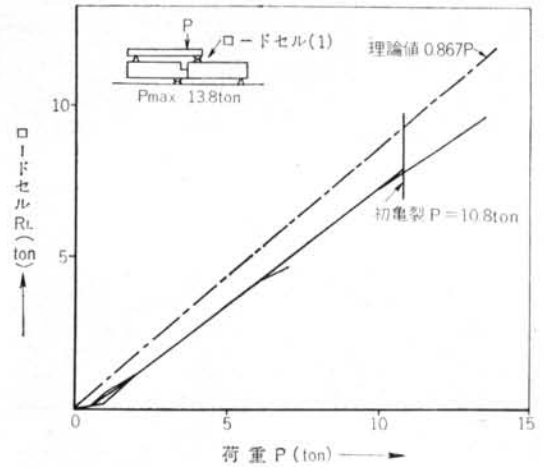


図 1-9 荷重—ロードセル(1)曲線: 試験体①

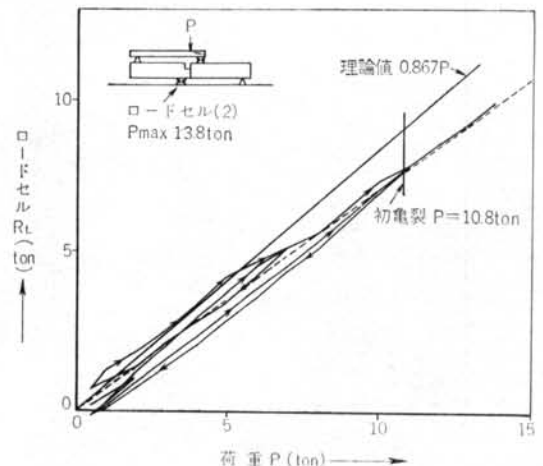


図 1-10 荷重—ロードセル(2)曲線: 試験体①

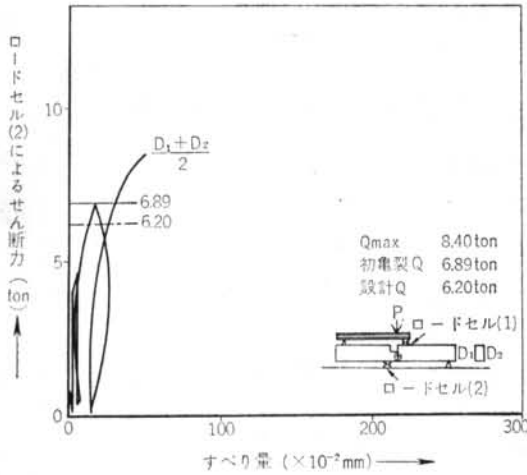


図 1-11 せん断力—すべり量曲線：試験体①

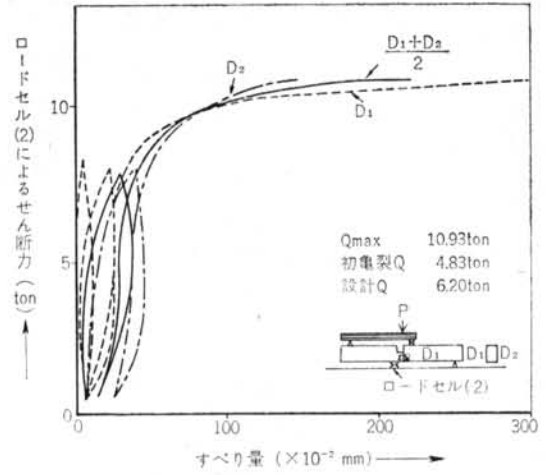


図 1-14 せん断力—すべり量曲線：試験体②

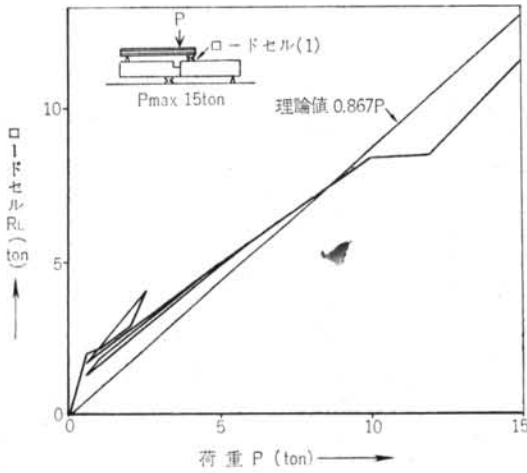


図 1-12 荷重—ロードセル(1)曲線：試験体②

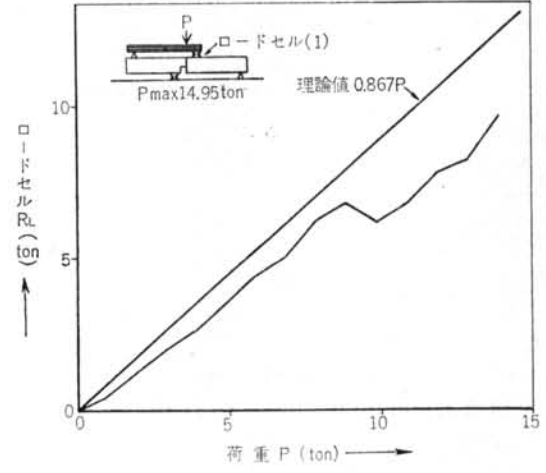


図 1-15 荷重—ロードセル(1)曲線：試験体③

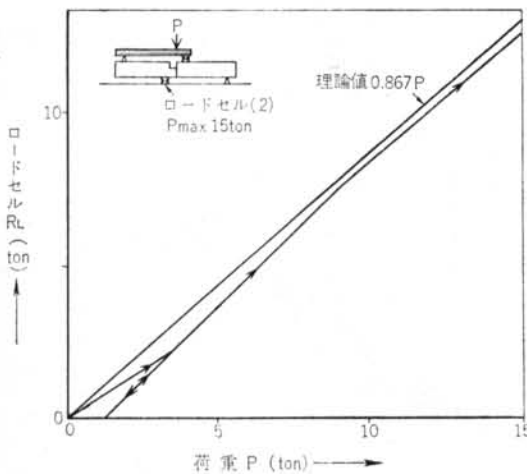


図 1-13 荷重—ロードセル(2)曲線：試験体②

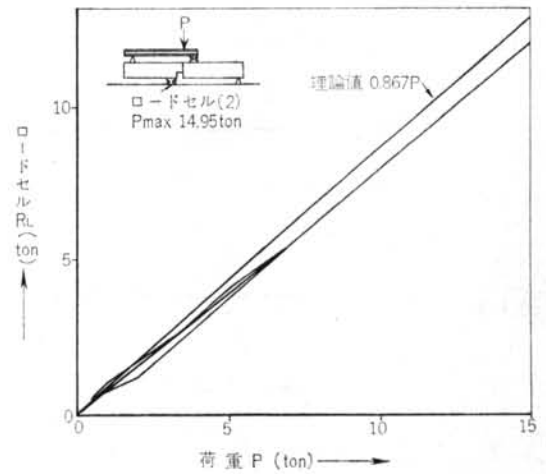


図 1-16 荷重—ロードセル(2)曲線：試験体③

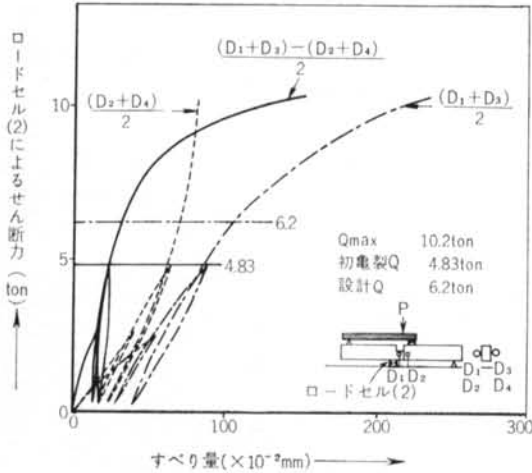


図 1-17 せん断力—すべり量曲線：試験体③

d) 曲げせん断試験

図 1-6 のように加力したが、そのときの曲げモーメント図は図 1-18 のように、加力点の下が最大となり、接合面における曲げモーメントは、

$$M_P = \frac{Pa \cdot b}{l}$$

$$M_c = \frac{P \cdot b}{2} = \frac{P}{2} \times 1.1 = 0.55P \text{ t} \cdot \text{m}$$

また、撓み曲線は、

$$y_x = \frac{Pa^2b^2}{6EJl} \left(\frac{2x}{a} + \frac{x}{b} - \frac{x^3}{a^2b} \right)$$

となり、最大撓みの位置は、

$$x = \frac{1}{\sqrt{3}} \times \sqrt{l^2 - b^2} = \frac{1}{\sqrt{3}} \times \sqrt{260^2 - 110^2} = 136 \text{ cm}$$

したがって、A 点より 136 cm の位置に撓み測定治具を取付けて、材の回転による影響をできるだけ少なくした (図 1-6 参照)。

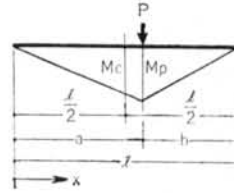


図 1-18 曲げモーメント図

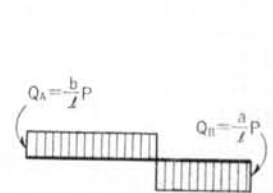


図 1-19 せん断力図

また、接合面のせん断力は、次式で表わされる。

$$Q_A = \frac{b}{l} \times P = \frac{1.1}{2.6} P = 0.424P$$

図 1-20、図 1-21 に荷重—撓み曲線、図 1-22 に荷重—変位曲線、図 1-23 に荷重—すべり量曲線を示す。

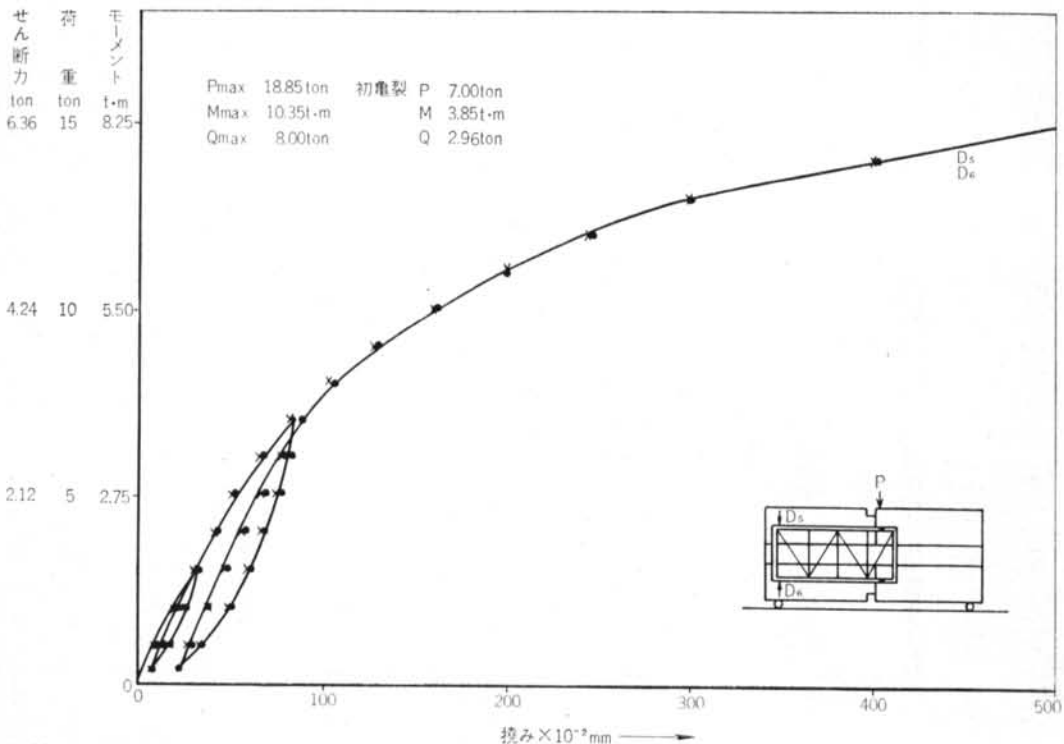


図 1-20 荷重—撓み曲線

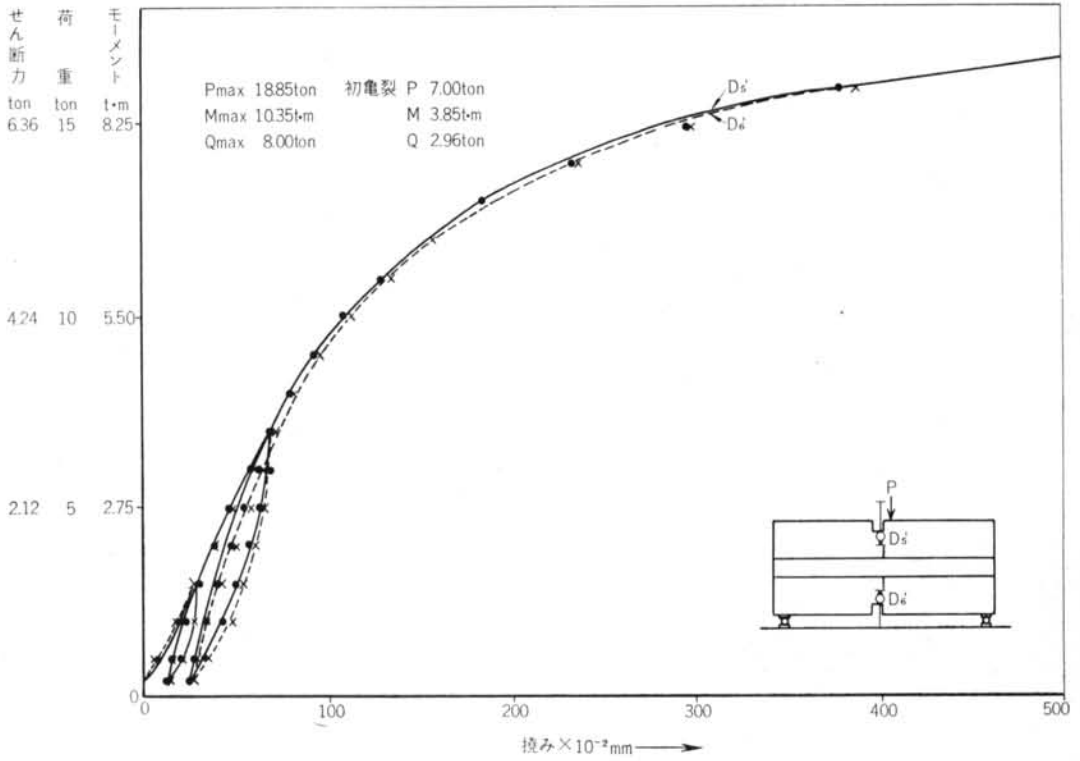


図 1-21 荷重—撓み曲線

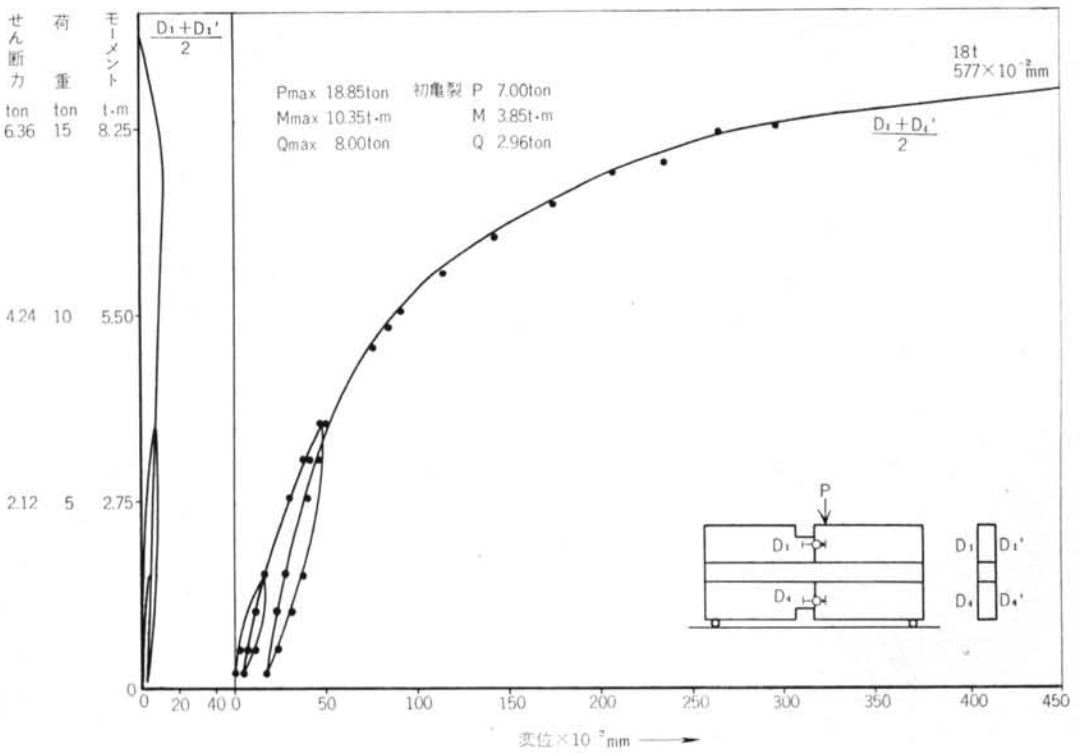


図 1-22 荷重—変位(伸縮)曲線

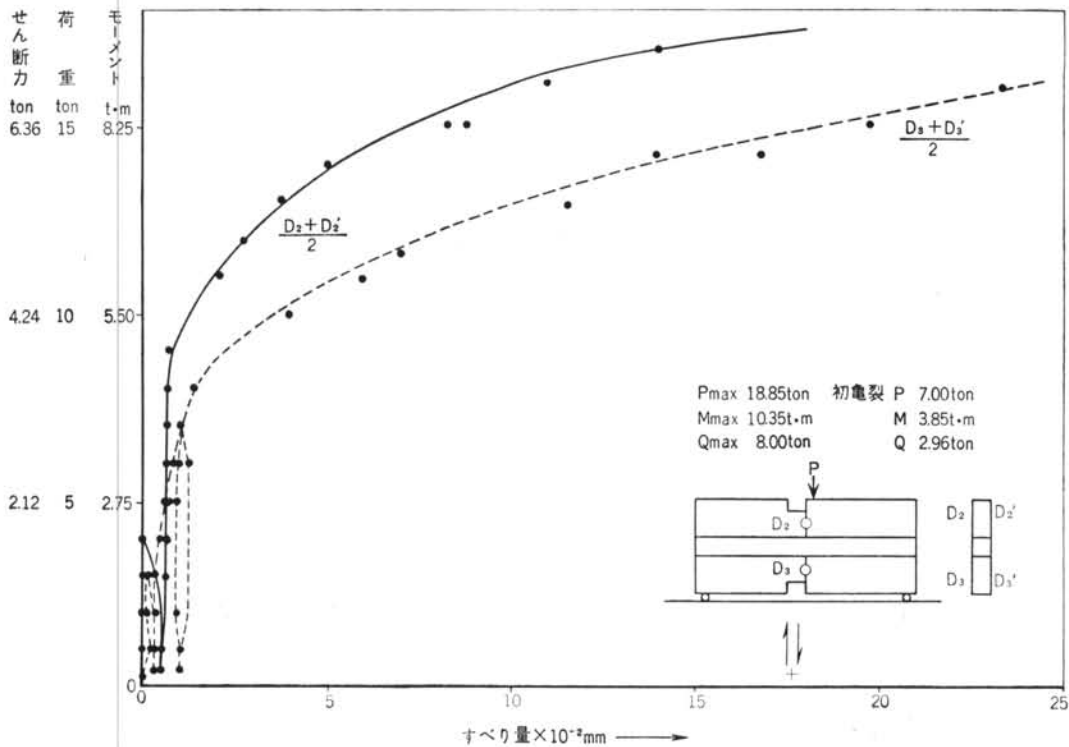


図 1-23 荷重—すべり量曲線

1.3 試験結果に対する考察

1.3.1 せん断試験：

試験結果の比較を表 1-4 に示す。

本設計における水平ジョイント部の最大水平せん断力は、 $Q=6.2\text{t}$ である。その際、設計のアンカー鉄筋は、 $2-16\phi$ であり、アンカー鉄筋 $1-16\phi$ のジョイント部の最大設計せん断力は、 $Q=4.95\text{t}$ である。

試験体②、③は、アンカー鉄筋のボンドをある長さだけ切るために、アンカー鉄筋に長さ 100mm にわたってビニールを巻いてあるが、そのため初亀裂は二つとも同様に低い荷重で現われた。

①は、せん断力 6.89t で初亀裂が現われ、終局せん断力は 8.4t であった。

ビニール巻きのは、終局せん断力はいずれも①をオーバーし、この試験結果からのみみると、ビニール巻きのは初亀裂が早く、変形は大きい、終局の粘りは大きいともいえよう。

実施の建物のジョイントは①の形式であるが、このジョイントの設計用許容せん断力は 6t 前後が妥当であると思われる。 6t 前後までは荷重—すべり量曲線からみて、大体弾性範囲に近く、すべり量もわずかである。

また実際の建物は、この水平ジョイント部に、上部耐

種 別		試験体①	試験体② ビニール	試験体③ ビニール
初	せん断力 ton	6.89	4.83	4.83
	すべり量 10^{-2}mm	16	8	20.3
亀	T ton	4.86	3.41	3.41
	F_c kg/cm^2	209	206	191
裂	τ_c kg/cm^2	14.6	10.2	10.2
	τ_c/F_c	0.070	0.049	0.053
終	せん断力 ton	8.40	10.93	10.20
	すべり量 10^{-2}mm	50	220	150
局	T ton	5.93	7.72	7.20
	F_c kg/cm^2	209	206	191
	τ_u kg/cm^2	17.8	23.2	21.6
	τ_u/F_c	0.085	0.112	0.113

表 1-4 せん断試験比較表

力壁から圧縮力を受けるため、せん断抵抗は更に上り、その上、この水平ジョイント部の近くに存在する鉛直ジョイント部のコンクリートのせん断抵抗も協力すると考

えられ、十分安全であると思われる。

次に、破壊に至るまでの状態をみるに、初亀裂は先ずSBの周辺に発生し、加力とともに次第に加力点へ向けて亀裂が成長していく。その亀裂の方向は図1-24のせん断変形図からも明らかである。

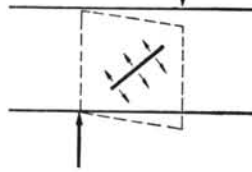


図 1-24

終局の破壊の状態をみると、SB同志の溶接点は全く変化がみられず、主としてアンカー鉄筋のボンドがSBの付近より切れ、次々に奥におよぶように観察された。

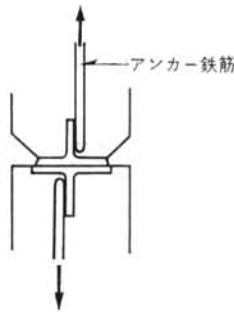


図 1-25

アンカー鉄筋は1-16φでカッティングTのウェブの片面に溶接してあるが、試験体の中には図1-25のように、ジョイント部で上下(左右)の試験体のアンカー鉄筋の位置が同一方向にないものがあつたが、当然ジョイント部にねじれを与えるため、終局において、明瞭にそのねじれの状態が現われた。

アンカー鉄筋が上下共1本のときは、SBのカッティングTの同一面にアンカー鉄筋を溶接する必要がある。

次に、ひび割れ発生時のせん断応力度 τ_e 、終局時のせん断力 τ_u を算定する。

試験体①について、

$$\tau_e = \frac{Q}{bj} = \frac{6890}{15 \times 36 \times \frac{7}{8}} = 14.6 \text{ kg/cm}^2$$

$F_c = 209 \text{ kg/cm}^2$ であるから、

$\tau_e = 14.6 = F_c / 14.3 = 0.07F_c$ の値となる。また、

$$\tau_u = \frac{Q_{\max}}{bj} = \frac{8400}{15 \times 36 \times \frac{7}{8}} = 17.8 \text{ kg/cm}^2 = \frac{F_c}{11.8}$$

$$= 0.085F_c$$

一般に、梁のせん断力の大きな位置に斜めひび割れが発生するのは引張り主応力度によるもので、その発生時期はせん断補強筋には関係なく、せん断応力度の値が約 $F_c/15$ 前後に到達するところであることが、多くの実験結果より示されている。

次に、アンカー鉄筋の作用をみる。

SB部に Q のせん断力が働くと、 45° 方向にのびたアンカー鉄筋には、 $T = Q/\sqrt{2}$ の力が生ずる。

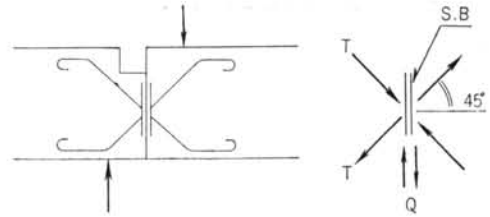


図 1-26

ひび割れ発生時 $Q = 6.89 \text{ t}$ $T = 6.89/\sqrt{2} = 4.86 \text{ t}$
終局時 $Q = 8.4 \text{ t}$ $T = 8.4/\sqrt{2} = 5.93 \text{ t}$

終局時の鉄筋の応力は表1-1にみるように、アンカー鉄筋の降伏強度 6.07 t にほとんど等しい。

なお、アンカー鉄筋1-16φのジョイント部の設計最大せん断力は、 $Q = 4.95 \text{ t}$ 、その際の、

鉄筋の引張り力 $T = 4.95/\sqrt{2} = 3.5 \text{ t}$

鉄筋の応力度 $f_t = 3.5/a_t = 1.74 \text{ t/cm}^2$ である。

次に、ビニール巻きの試験体についてであるが、これはアンカー鉄筋のSBに近い部分にビニールを巻いてあるため、ジョイント部の変形に対する初期剛性が小さくSB部付近の変形に伴うその周辺の亀裂が、①の試験体より早期に発生した。また、終局においては変形量は大きい、耐力が①の場合より大であることは、①の場合のように、アンカー鉄筋のボンドの破壊が鉄筋の応力度の増加とともに次第に進行していった状態と異なり、ビニール巻き部分の鉄筋が、その先の部分のボンドの切れる以前に降伏し、荷重の増加による変形は、専らこの鉄筋の降伏した部分の伸びによるものと考えられる。

なお、終局におけるアンカー鉄筋の応力は、

試験体② $T = 10.93/\sqrt{2} = 7.7 \text{ t}$

試験体③ $T = 10.2/\sqrt{2} = 7.2 \text{ t}$

となり、いずれもアンカー鉄筋が完全に降伏していることを示している。

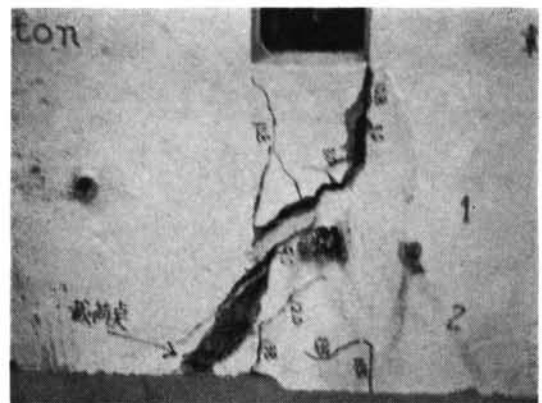


写真 1-10 せん断試験体①



写真 1-11 せん断試験体③

1.3.2 曲げせん断試験：

「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造規準」で設計されたアパートでは、純然たる曲げによる引張りが接合部に生ずることは稀であるが、ここでは鉛直ジョイント (Wet joint) で一体となった2枚のPC版が、果してどの程度の一体性を示すか、またSBがどの程度のせん断と引張りに耐え得るかをみる意味で実験を行なった。

結果をみると、試験体の耐力は下部のSBの引張り耐力で決まった。すなわち、せん断耐力より曲げ耐力が支配的であった。

破壊に至るまでの状態をみると、 $P=7t$ で下部SBの位置に亀裂が現われ、次第に上昇して鉛直ジョイント部も横断し、次いで他の部分にも亀裂がおよんでいった。

終局時の荷重は、 $P=18.85t$ であった。そして最後まで鉛直ジョイント部のコンクリート同志が肌別れすることがなく、二つのパネルは完全に一体となったものと考えてよからう。

次に、曲げによる降伏強度を算定すれば、

$$M_y = a_t \cdot f_y \cdot j$$

$$j = j_1 \cdot d$$

$$j_1 = 0.95 \{1 - 0.43 P_t (1 - 30 P_e) \times f_y / F_c\}$$

アンカー鉄筋は、 $2-16\phi \times \cos 45^\circ$
 $\therefore a_t = 2 \times 1.96 \times \cos 45^\circ = 2.77 \text{ cm}^2$

$$P_t = P_e = \frac{a_t}{b d} = \frac{2.77}{15 \times 75} = 0.00245$$

$$f_y = 3090 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 178 \text{ kg/cm}^2$$

したがって、 $j_1 = 0.930$ $j = 75 \times 0.93 = 70 \text{ cm}$

ここで曲げモーメント M による下部のSB部の引張り力を T とすれば (図 1-27 参照)、

$$T = \frac{M}{j}$$

曲げモーメントにより、アンカー鉄筋に生ずる力を T_1 、せん断力により、アンカー鉄筋に生ずる力を T_2 とすれば (図 1-28 参照)、

$$T_1 = \frac{T}{\sqrt{2}} = \frac{M}{\sqrt{2} j} = \frac{M}{99}$$

$$T_2 = \frac{Q}{\sqrt{2}}$$

また、初亀裂の現われたときのアンカー鉄筋の応力を算定すれば、

$$P = 7 \text{ t} \quad M = 3.85 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = 2.96 \text{ t}/2$$

なお、せん断力は上下2箇所
 のSBで負担すると考える。

したがって、

$$T_1 = \frac{3.85}{0.99} = 3.9 \text{ t}$$

$$T_2 = \frac{2.96}{2 \sqrt{2}} = 1.05 \text{ t}$$

$$\therefore T_e = 3.9 + 1.05 = 4.95 \text{ t}$$

次に、終局時応力は、

$$P = 18.85 \text{ t} \quad M = 10.35 \text{ t} \cdot \text{m} \quad Q = 8.0 \text{ t}/2$$

$$T_1 = \frac{10.35}{0.99} = 10.4 \text{ t}$$

$$T_2 = \frac{8.0}{2 \sqrt{2}} = 2.85 \text{ t}$$

$$\therefore T_u = 10.4 + 2.85 = 13.25 \text{ t}$$

なお、アンカー鉄筋の降伏強度 6.0 t に対応する荷重は、 $P=8.5 \text{ t}$ 、 $M=4.7 \text{ t} \cdot \text{m}$ 、 $Q=3.6 \text{ t}/2$ である。

終局時のアンカー鉄筋の応力は、降伏点の2倍以上となっているが、SB付近にある1-9φも引張りに有効に協力するとして算定すると、

$$P_t = P_e = \frac{2.77 + 0.57}{15 \times 75} = 0.00297$$

$$j_1 = 0.927 \quad j = 75 \times 0.927 = 70 \text{ cm}$$

$$\text{終局時 } T = \frac{M}{j} = \frac{10.35}{0.7} = 14.8 \text{ t}$$

$$1-9\phi \text{ の降伏強度} = 2.08 \text{ t}$$

したがって、アンカー鉄筋の引張り力は、

$$T_1 = \frac{14.8 - 2.08}{\sqrt{2}} = 9.0 \text{ t}$$

$$T_2 = 2.85 \text{ t}$$

$$\therefore T_u = 9.0 + 2.85 = 11.85 \text{ t}$$

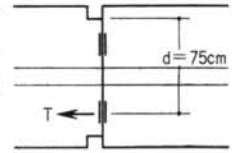


図 1-27

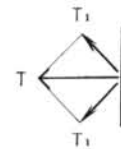


図 1-28

これでもなお、実験値はアンカー鉄筋の降伏強度の2倍近い値である。

しかし、荷重の増大とともに亀裂は下部SB部分に大きく成長し、漸次上へのびていくため、接合部において下部は曲げによる引張り力のみを負担し、上部は圧縮とせん断力をすべて負担しているものと考え、アンカー鉄筋の応力は、上式において、

$$T_2=0 \text{ として}$$

$$T_u=T_1=9.0 \text{ t となる。}$$

この値はアンカー鉄筋の引張り強度に等しく、降伏応力の1.5倍の値を示している。

したがって、下部SB部分では、金物がカッティングTの形であるため、そのウェブ面とコンクリートとの付着力も加算され、耐力が上るとも推定される。

次に、接合部の引張り耐力であるが、接合部金物の許容引張り力を、変形が大体弾性範囲内にあるようにおさえて算定する。

図1-22より、弾性限度の荷重を、

$$P=7 \text{ t とする。}$$

そのときの接合部の曲げモーメントは、

$$M=0.55P=3.85 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\text{接合部の引張り力} \quad T=\frac{M}{j}=\frac{3.85}{0.7}=5.5 \text{ t}$$

$$\text{接合部のせん断力} \quad Q=1.48 \text{ t}$$

アンカー鉄筋の引張り力

$$T_1=\frac{5.5}{\sqrt{2}}=3.9 \text{ t}$$

$$T_2=\frac{1.48}{\sqrt{2}}=1.05 \text{ t}$$

$$T=3.9+1.05=4.95 \text{ t}$$

$$\text{鉄筋の応力度} \quad f_t=\frac{T}{a_t}=\frac{4.95}{1.96}=2.52 \text{ t/cm}^2$$

したがって、接合部の引張り耐力として、アンカー鉄筋の許容応力度を短期許容応力度 $f_t=2.4 \text{ t/cm}^2$ 以内にあるようにすればよいことになる。

なお、 $P=7 \text{ t}$ の値は、初亀裂の入った値と一致している。

すなわち、この接合部は初亀裂の入るまではほとんど弾性範囲内にあり、亀裂が発生してより漸次変形が増大し、破壊までに至る。

また、本試験体は試験開始前に全長の約1/3の点に縦に（試験時の姿勢で）亀裂が入っていたが（原因不明）、そのままこの亀裂の観察を続けつつ実験を進めた。

終局に至るまで、その亀裂には何等の変化も認められなかった。

このパネルを、一体をなす梁と考えたときのせん断力は、終局時で、

$$Q=8.0 \text{ t}$$

この場合のせん断応力度は、

$$\tau=\frac{Q}{b_j}=\frac{8000}{15 \times 91 \times \frac{7}{8}}=6.7 \text{ kg/cm}^2$$

である。

したがって、せん断試験でも明らかな如く、せん断亀裂の発生は考えられず、勿論、鉛直ジョイント（試験時の姿勢では水平ジョイントになるが）の接合面に肌別れ等の亀裂は全く見ることがなかった。鉛直ジョイントで接合された二つのパネルは、最後まで一体として働いていたことが確かめられた。

なお、せん断試験、曲げせん断試験とも、終局時はアンカー鉄筋の降伏およびアンカー鉄筋とコンクリートとのボンドの破壊によりきまってきたもので、最後に接合部をはつり出して観察した結果、予想していたことではあるが、SB同志の現場溶接部、およびSBとアンカー鉄筋との工場溶接部には何等異常は認められず、溶接部の不安はほとんどないとみてもよいと思われる。

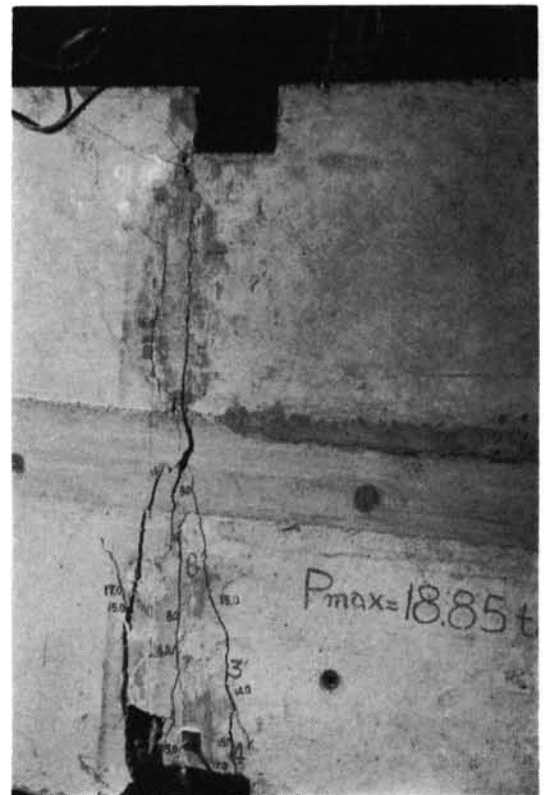


写真 1-12 曲げせん断試験体

§ 2. 耐力壁水平 Dry joint 部, 現場溶接時の溶接熱のコンクリートにおよぼす影響試験

PC版プレファブ構造で最も重要であり, 問題となるのは, 接合部である. アラスカ地震におけるプレファブ溶接継手 (Dry joint) 部分の被害は, 溶接部分ではなく, 継手近辺のコンクリートに起っているということである. 溶接熱源の温度は 5000°C 以上であり, 熔融金属部分でも 1300°C くらいになるといわれているが, コンクリートは 200°C 以上の温度を受けると, 強度上問題が生じ, PC版プレファブ構造に大きな欠陥をもたらす.

本実験は, 豊田アパート・プレファブ工事の主要継手部分—耐力壁水平 Dry joint 部分—を溶接する際に発生する熱が, 継手近辺のコンクリートにどのような温度分布をもたらすかを, サーモカブルを用いて調べ, それによって, 継手近辺のコンクリートの強度変化を考察するのが目的である.

最近, 外国においても, コンクリート中の鋼材を溶接する際, 溶接熱によってコンクリートに亀裂の入ることや, 鋼材が“あばれ”て浮き上ったりすることが問題となっている.

従来の実験によれば, ボンドから離れた種々の位置の熱サイクルは 図2-1 のようで, 鋼材中においてビード下端より約 4mm の所で 600°C の温度に達することが判明している.

試験体は § 1. せん断および曲げせん断試験と同じものを使用した, 長辺方向は不必要なので 700mm にした. 溶接条件は所要脚長のみを指定し, 総て溶接工に一任した.

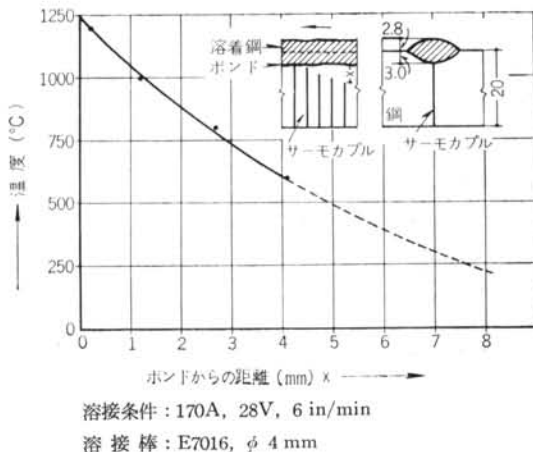


図 2-1 ボンドからの距離と温度

2.1 試験体および試験方法

2.1.1 試験体:

試験体および配筋は 図 2-2, 写真 2-1~写真 2-3 に示す通りである.

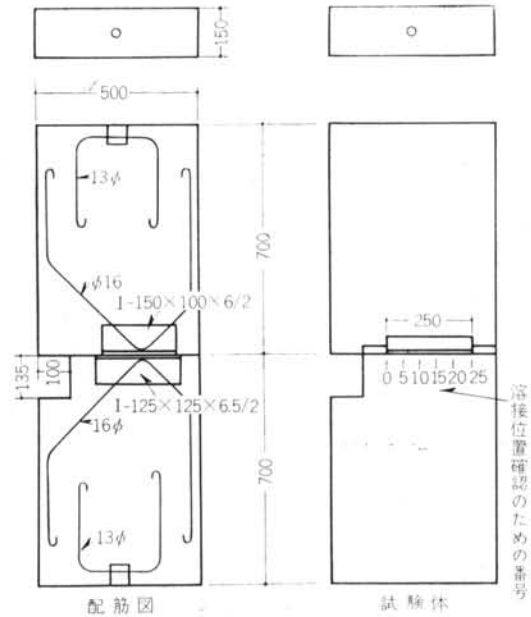


図 2-2 試験体および配筋図

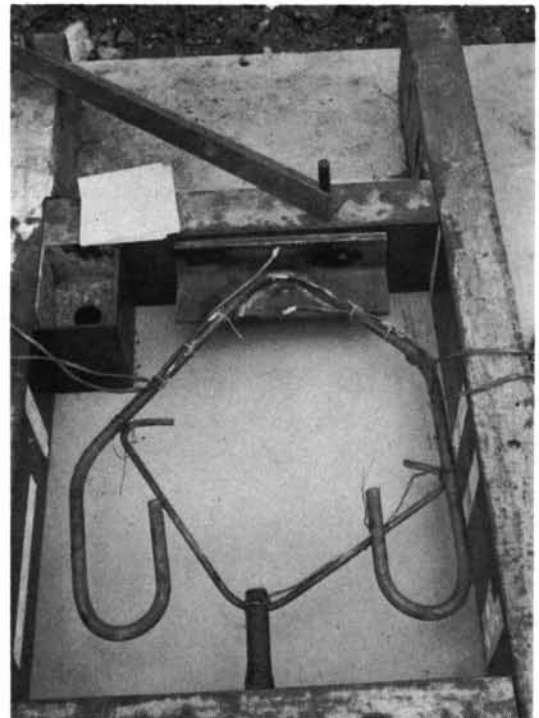


写真 2-1 I-125×125×6.5/2 用型枠および配筋状態

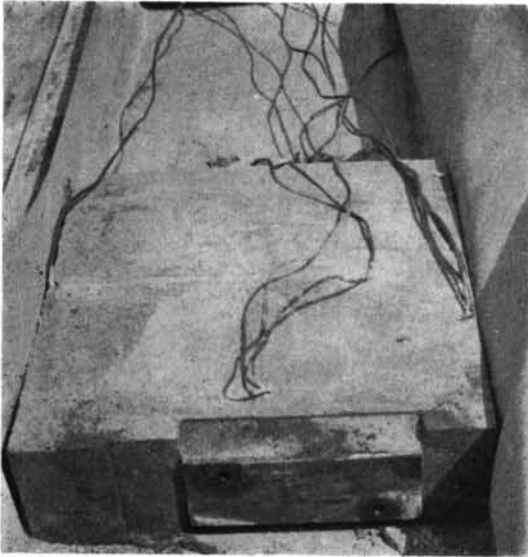


写真 2-2 I-150×100×6/2 用試験体

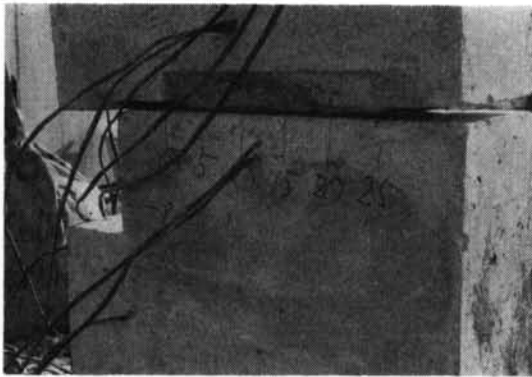


写真 2-3 溶接試験体(番号は溶接位置確認のためのもの)

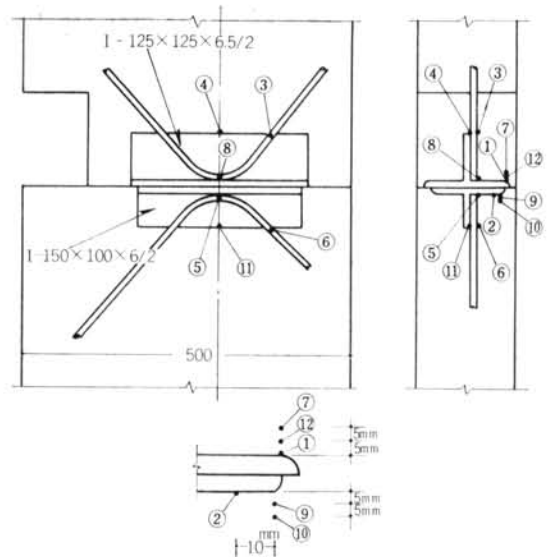


図 2-3 サーモカブル配置図

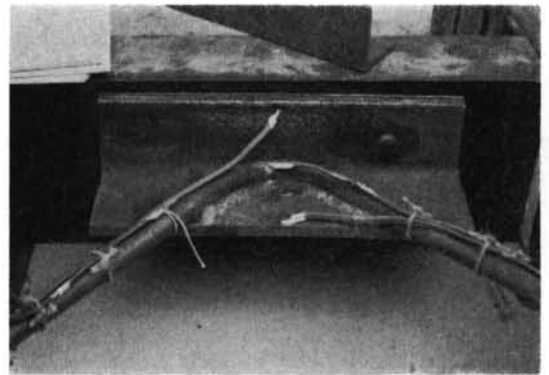


写真 2-4 I-125×125×6.5/2 サーモカブル配置

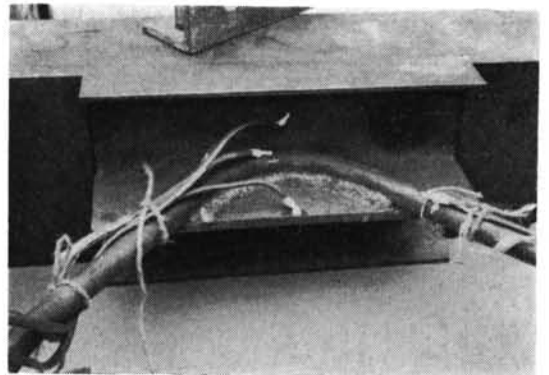


写真 2-5 I-150×100×6/2 サーモカブル配置

サーモカブルは銅-コンスタンタンで、計測器の保護のために先端をエナメル被覆してある。Dry joint に接して配置するサーモカブルはビスカで固定し、他はコンクリートを打った後で挿入して位置を決めた。

サーモカブルの配置は図2-3、写真2-4、写真2-5に示してある。

2.1.2 試験方法：

a) 溶接条件

- ・溶接棒：JIS・D4301, 神鋼溶接棒B-10,
心線径 $\phi 4$ mm
- ・溶接機：交流アーク溶接機, ダイヘン 200A
- ・溶接工：2種1級
- ・溶接方法：とつすみ肉2層盛り, 脚長6mm
- ・溶接電流：200A, アーク電圧：25V
- ・溶接速度：4 mm/sec

b) 計測器

- ・横河電気製作所・電子式大型記録計 (60型ER)
- ・測定点：12点で、1分で1サイクルである。

c) 溶接方法

下向きで表裏1層ずつ盛った後、2層目を盛る(2.2.2-a 項参照)。終了後、表側(サーモカプルの入れている側)の中央部、すなわち番号10と15の中間部を数分間溶接し続けた(2.2.2-b 項参照)。これは温度の上昇と冷却の傾向を知るためである。



写真 2-6 溶接中

2.2 試験結果

2.2.1 材料試験:

コンクリートの調合と4週強度試験の結果は表 2-1、表 2-2 の通りである。

骨材	粒大 mm 以下	比重	産地
細骨材	2.5	2.64	荒川、鬼怒川
粗骨材	25	2.65	荒川

表 2-1 骨材

設計強度 kg/cm ²	調合 kg/m ³						圧縮強度 kg/cm ²	材令 日	重量 kg
	セメント	砂	砂利	水	スラブ W/C	W/C %			
180	240	880	1121	159	cm ⁵	66.5	206	28	12.2

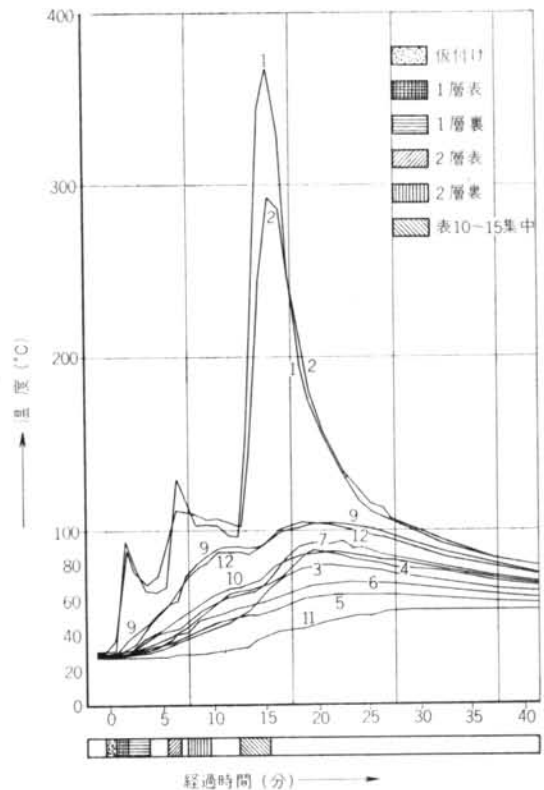
表 2-2 コンクリート調合および圧縮強度

2.2.2 試験結果:

溶接位置ごとの経過時間を表 2-3 に示してある。溶接速度は一定で、約 4 mm/sec である。経過時間と温度は図 2-4 に示す。

時間 位置	番号	溶接開始以後の経過時間 (分一秒)					
		0	5	10	15	20	25
1 層	表	0-0	0-12	0-24	0-36	0-48	1-0
	裏	2-0	2-12	2-27	2-42	2-58	3-13
2 層	表	5-0	5-14	5-29	5-43	5-58	6-13
	裏	7-0	7-14	7-26	7-41	7-56	8-11

表 2-3 溶接位置別、溶接開始以後の経過時間



溶接条件: 200A, 25V, 4 mm/sec

溶接棒: D4301, φ4 mm

図 2-4 経過時間-温度グラフ

a) 2層目裏溶接まで

(1) SBの下端(コンクリートに接している面)で最高温度130°Cに達し、5 mm離れるごとに74°C, 51°Cとなる。

図 2-5 はそれを示したものである。

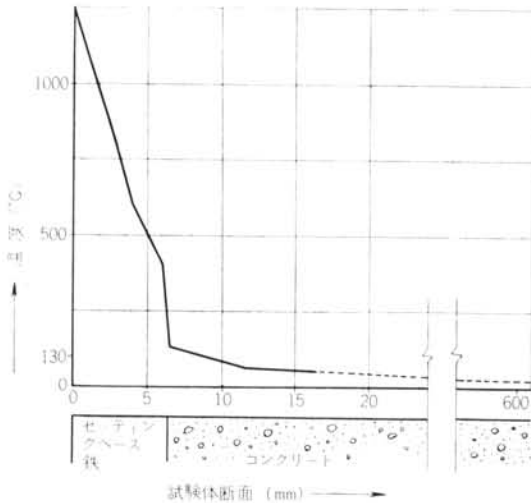


図 2-5 溶接源通過直後の温度分布

(2) 最高温度に達した後（溶接点の通過直後より）、S B 下端での冷却速度は 3 分くらいの間一定で $0.156^{\circ}\text{C}/\text{s}$ その後は $0.037^{\circ}\text{C}/\text{s}$ である。

(3) S B 下端での温度上昇は 1 層目で 65°C 、2 層目で 62°C とほとんど同じで、上昇速度は $1.01^{\circ}\text{C}/\text{s}$ である。

(4) コンクリート内部の温度上昇は、溶接が終わった後も S B より熱を受けて、平衡状態に達するまで続く。温度上昇速度は、S B 下端より 5 mm の所で 約 $0.1^{\circ}\text{C}/\text{s}$ 、10mm の所で 約 $0.06^{\circ}\text{C}/\text{s}$ である。

(5) 2 層目表側を溶接した直後、図 2-6 のような亀裂がみられた。

亀裂幅は測定できなかったが、肉眼で識別できる程度である。

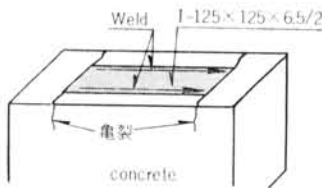


図 2-6 溶接直後に発生する亀裂

b) 表側中央集中溶接

(6) S B 下端の温度上昇速度は $2.1^{\circ}\text{C}/\text{s}$ で、移動熱源の 2 倍である。

2.3 試験結果に対する考察

原田有博士によれば、材令 28 日の加熱されたコンクリートの圧縮強度は、加熱温度 200°C までは直線的に増加して常温時の 1.1 倍になり、更に温度が上昇すると圧縮強度は減少し、 300°C 、 400°C で常温時の約 90%、75% になるといふ。

実験結果から、今工事において、コンクリートの加熱温度は 130°C こそと推測され、ジョイント近辺のコンクリート強度の低下はほとんど無いと思われる。

更に、弾性係数および引張り強度が減少の傾向を示し始めるのは、加熱温度が 100°C に到達してからということが原田博士によって報告されている。したがって、ジョイント近辺のコンクリートは、溶接による加熱によっては、ほとんど強度低下を起こさないと予想される。

しかしながら、鋼材が加熱されることによって熱膨張をおこし、コンクリートに亀裂を発生する現象があり、仕上げおよび雨仕舞に影響を与えるおそれがある。溶接終了直後のフランジのビード周辺の温度分布は図 2-7 のように予想され、溶接終了直後のフランジ表面および裏面の伸びは約 1.2mm 、 0.4mm と推測される。ジョイント近辺のコンクリートは乾燥収縮によって内部応力がすでに存在していると考えられ、この内部応力と鋼材の伸びによって、亀裂が発生したものと思われる。亀裂に関する確かな結論を得るには試験体数が少なすぎるので、亀裂による実際上の障害および対策については、更に実験を重ねた後に報告したい。

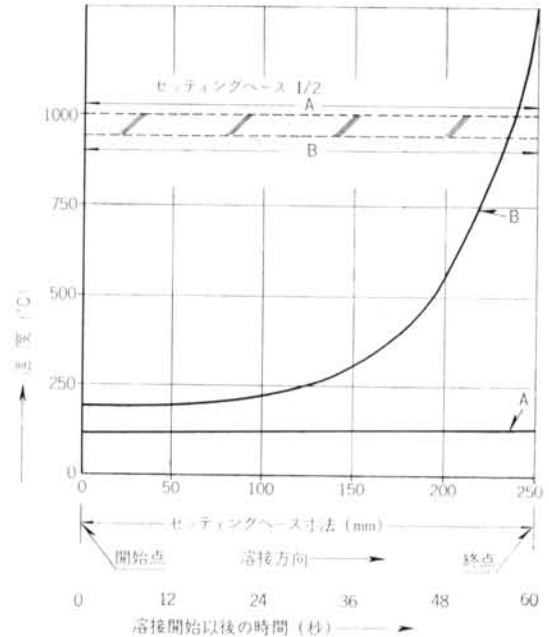
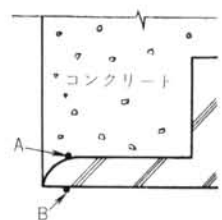


図 2-7 片面 1 層溶接終了直後の温度分布



溶接を行なうと不均等な局部加熱が起り、不可避的に応力が残留し、また歪が発生する。溶接熱源は点溶接などの場合を除くと、移動熱源であることが特徴で、それ故、温度分布も刻々に変化し、同時に熱の伝導方向もそれに従って変化する。

溶接熱伝導の数学的な取扱いには種々の困難があり、特に今回は、母材の形状並びに大きさ、その他の諸条件が複雑なので、更に実験を重ねて後、数学的解析を行ないたい。

§ 3. 耐力壁鉛直 Wet joint 部、現場溶接 接合筋の溶接試験

P/C版プレファブ工法の Wet joint とは、版から突出している鉄筋同志を溶接し、コンクリートを後打ちして継手を形成する方法で、構造的には接合された版同志がまったく一体となったとして計算されている。

しかし実際、鉄筋を現場溶接する際には、鉄筋の整合、溶接長、溶接方法、作業性等、種々の問題がある。

本実験は、豊田アパート・プレファブ工事において、最も問題となる図3-0の接合部における下端鉄筋の溶接長が短いことによる支障、現場で鉄筋を整合するときの整合の程度の強度におよぼす影響を実験的に考察し、版の一体化を完全に図ろうとするのが目的である。

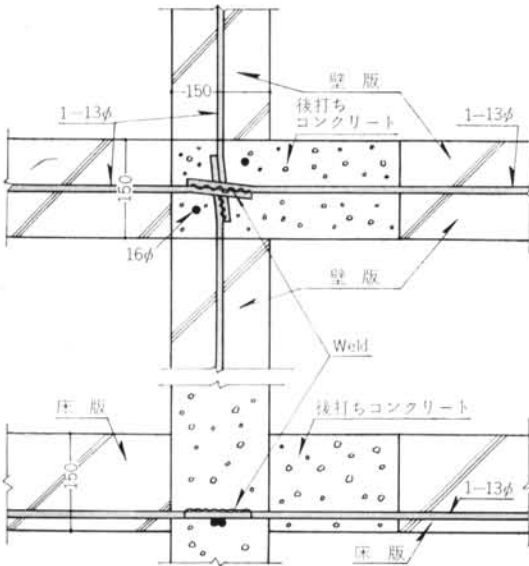


図 3-0 新住宅普及会豊田アパート十字交差壁詳細

これらを検討するために、鉄筋の重なり長さを100mm、60mm、40mmの3種類に変化させ、予想される粗雑な重ね方を想定して、その各種について溶接し、引張り試験をした。

現場においても、溶接工作規準に従って作業が行なわれなければならないが、鉄筋の溶接ということで粗末に溶接するおそれがあるので、本実験では資格無しの溶接工を使用した。

3.1 試験体および試験方法

3.1.1 試験体：

試験体および試験体数を図3-1、表3-1に示す。

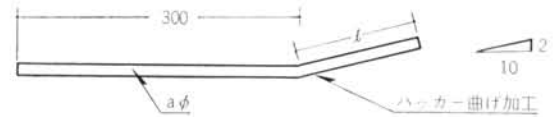


図 3-1 試験体

鉄筋径φ a	溶接長 l mm	本数	対数	備考
φ 13	100	18	9	内3対下端用
	60	18	9	"
φ 9	60	12	6	
	40	12	6	

表 3-1 試験体数

3.1.2 試験方法：

a) 溶接条件

- ・溶接棒：JIS・D430I，神鋼溶接棒B-10，心線径φ4mm（乾燥無し）
- ・溶接機：交流アーク溶接機，ダイヘン 220A
- ・溶接工：資格無し，経験4年
- ・1次電圧：220V，2次電流：190A
- ・作業：下向き，地上で鉄筋半径まで2層で盛る。
- ・溶接方法：十字交差部分下端鉄筋は図3-2のようにして溶接する。

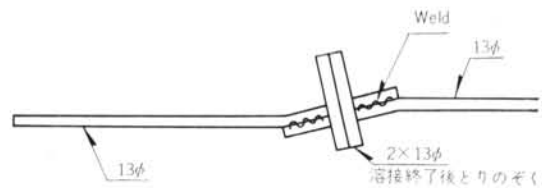


図 3-2 十字交差部分下端鉄筋溶接方法

b) 試験方法

本社地下30t試験機で引張り試験をする。

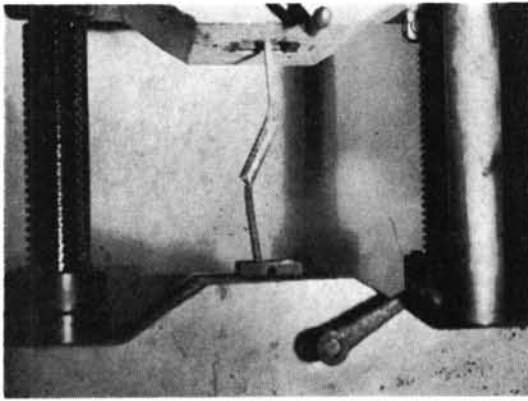


写真 3-1 引張り試験

3.2 試験結果

3.2.1 材料試験：

使用した鉄筋の引張り試験結果は表3-2に示してある。

鉄筋径	No.	断面積 cm	破壊荷重 t	強度 kg/cm ²
φ13	1	1.33	5.15	3880
	2	1.33	5.05	3800
	3	1.33	5.10	3840
	平均	1.33	5.10	3840
φ9	1	0.64	2.90	4530
	2	0.64	2.86	4480
	3	0.64	2.88	4500
	平均	0.64	2.88	4500

表 3-2 引張り試験結果

3.2.2 試験結果：

交差部分上端鉄筋の結果は表3-3に、交差部分下端鉄筋の結果は表3-4に示してある。表中 Good, Bad とあるのは図3-3に示してある通りである。

交差部分上端鉄筋の場合の全溶接長は、重なり長さ100mm, 60mmに対し70mm, 30mmであった。

Good：重なり方の良いもの

Bad：重なり方の悪いもの

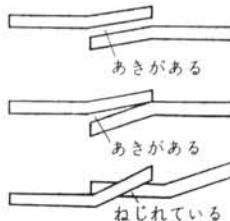


図 3-3 Good, Bad の説明

鉄筋径	溶接長	状態 No.	強度		破壊前性状 (数値：mm)	破壊性状
			t	kg/cm ²		
φ100		GOOD 1	5.15	×10 ³ 3.87		鉄筋母材破断 " (チャック部) "
		GOOD 2	5.05	3.80		
		GOOD 3	5.05	3.80		
		平均	5.08	3.82		
φ13		BAD 1	5.10	×10 ³ 3.83	No.1	鉄筋母材破断 " " "
		BAD 2	5.05	3.80	No.2	
		BAD 3	5.15	3.87	No.3	
		平均	5.10	3.83	No.3	
φ60		GOOD 1	5.10	×10 ³ 3.83		鉄筋母材破断 " "
		GOOD 2	5.45	4.10		
		GOOD 3	5.07	3.81		
		平均	5.21	3.91		
φ60		BAD 1	5.05	×10 ³ 3.80	No.1	鉄筋母材破断 " " "
		BAD 2	5.15	3.87	No.2	
		BAD 3	5.10	3.83	No.3	
		平均	5.10	3.83		
φ60		GOOD 1	2.90	×10 ³ 4.53		鉄筋母材破断 " "
		GOOD 2	2.90	4.53		
		GOOD 3	2.95	4.61		
		平均	2.91	4.56		
φ9		BAD 1	2.84	×10 ³ 4.44	No.1	鉄筋母材破断 (チャック部) " "
		BAD 2	2.92	4.56	No.2	
		BAD 3	2.86	4.47	No.3	
		平均	2.87	4.49	No.3	
φ40		GOOD 1	2.90	×10 ³ 4.53		鉄筋母材破断 " "
		GOOD 2	2.82	4.41		
		GOOD 3	2.84	4.44		
		平均	2.85	4.46		
φ40		BAD 1	2.84	×10 ³ 4.44	No.1	鉄筋母材破断 " "
		BAD 2	2.83	4.42	No.2	
		BAD 3	2.86	4.47	No.3	
		平均	2.84	4.44	No.3	

表 3-3 交差部分上端鉄筋引張り試験結果

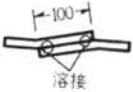

鉄筋径	重なり長さ	No.	強度		破壊前性状	破壊性状
			t	kg/cm ²		
φ13	100	1	5.20	3.91		鉄筋母材破断
		2	5.25	3.95		
		3	5.20	3.91		
		平均	5.21	3.92		
φ13	60	1	4.90	3.69		溶着金属部破断
		2	5.40	4.06		
		3	5.35	4.02		
		平均	5.21	3.92		

表 3-4 交差部分下端鉄筋引張り試験結果

3.3 試験結果に対する考察

- 1) 重ねたとき、隙間は3mm以内でなければならない。
- 2) φ9 mmの重ねり長さは40mmが良い。
- 3) φ13mmは重ねり長さ100mm、全溶接長60mmが必要である。

丸鋼と丸鋼とのフレア溶接では、ルート部の溶け込みが困難であり、かつ、割れの発生する場合が多い。これらの継手のルート部に対する溶接棒先端の突込みぐあいは、太径丸鋼のほうが悪くなり、それだけルート部の不溶着部が大きくなり、溶接継手として不完全なものになりやすい。したがって、施工性、経済性等を合せ考えて溶接棒の心線径はφ4mmが適当と思われる。

フレアグループ溶接の形状はX形が望ましいが、今回はV形しかできない。

溶着金属部の破断は、溶け込み部分の不足とルート部の不溶着部が大きき原因と考えられる。

施工に当たっては、溶接工作規程にのっとって、十分な監理をする必要がある。

§ 4. 耐力壁水平 Dry joint 用セッティングベース、アンカー鉄筋溶接時の溶接熱歪測定試験

プレファブ豊田アパート工事の主要継手部分—耐力壁水平 Dry joint 部分—SBは、第1案では I-150×100×6、I-125×125×6.5、第2案では H-148×100×6、H-169×125×5.5を半切してT型にし、ウェブ部分にアンカー鉄筋を溶接したものである。(第1案はウェブ部分が小さく、アンカー鉄筋溶接時の溶接長が少ないという事由によって廃止され、第2案が採用された。)

仲威雄博士の実験によれば、溶接する部材間のおき

3 mm以上であれば、強度上非常に有害であるといわれる。T型SBにアンカー鉄筋を溶接したとき、図4-1のようになるおそれが十分存在すると思われる。このことを知るために、1/100mmダイヤルゲージを用いてx-y方向の歪を測定する器具を考案し、アンカー鉄筋溶接前後のSBのフランジの歪を測定した。I、H型鋼の半切および鉄筋の曲げ加工は総て冷間で行なった。

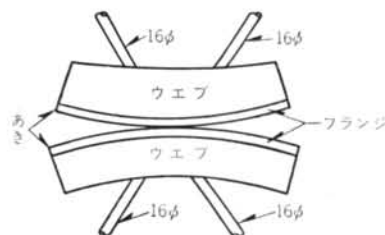


図 4-1 鉄筋溶接時の歪具合誇張図

4.1 試験体および試験方法

4.1.1 試験体：

第1案の試験体は 図4-2、写真4-1、写真4-2に、第2案の試験体は 図4-3、写真4-3、写真4-4 に示してある。

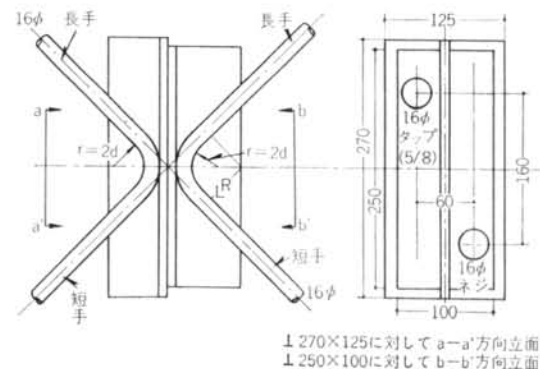


図 4-2 第1案試験体

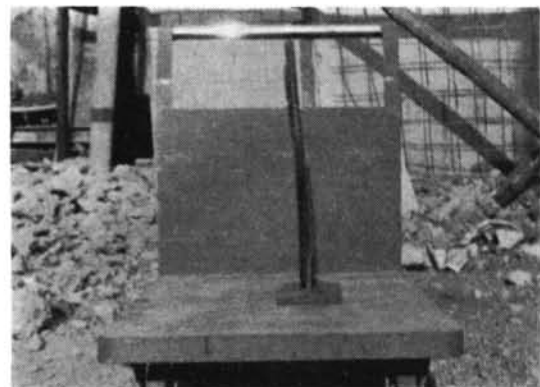


写真 4-1 第1案試験体：I-125×125×6.5/2

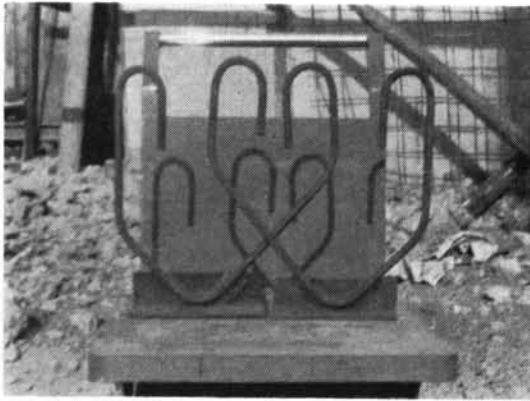


写真 4-2 第1案試験体：I-125×125×6.5/2 (左)
第1案試験体：I-150×100×6/2 (右)

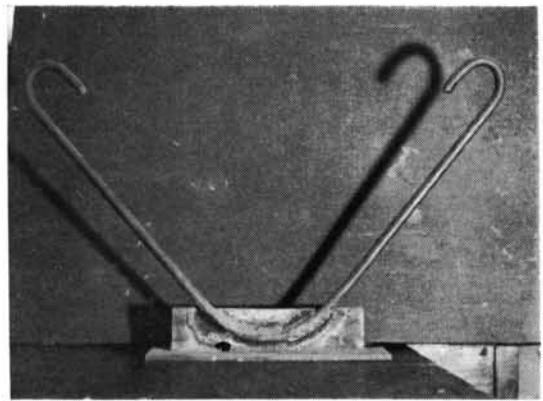


写真 4-3 第2案試験体：H-148×100×6/2

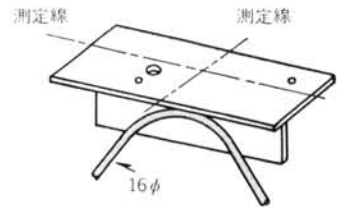
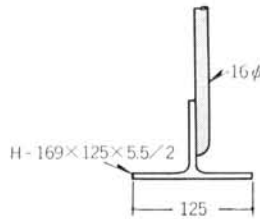
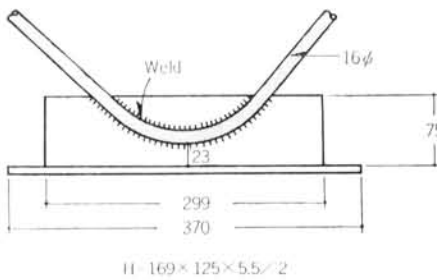
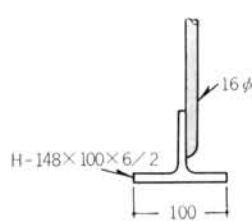
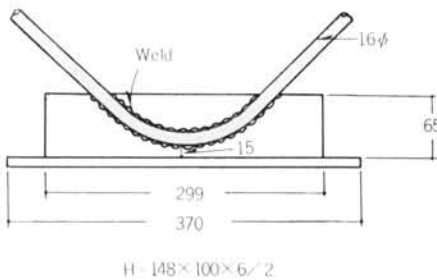


図 4-3 第2案試験体

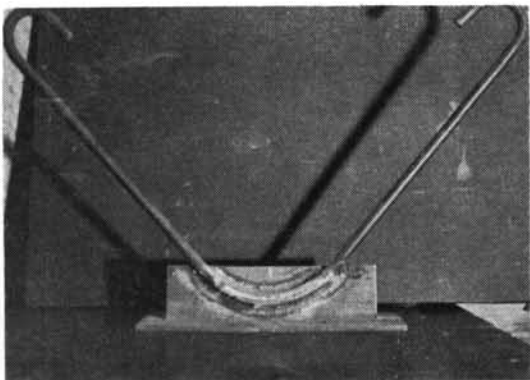


写真 4-4 第2案試験体：H-169×125×5.5/2

4.1.2 試験方法：

a) 溶接条件

- ・溶接棒：JIS・D4301，神鋼溶接棒B-14，心線径φ4 mm
- ・溶接機：交流アーク溶接機，AW-220
- ・溶接工：2種1級
- ・作業：鉄筋半径まで2層で盛る。

b) 測定方法

30cm×30cmの範囲のx-y 2方向の歪を測定し得る歪測定器(写真4-5)で測定した。

測定の始点と終点を結ぶ直線を基準線として歪を測定し、次の要領で整理した(図4-4)。

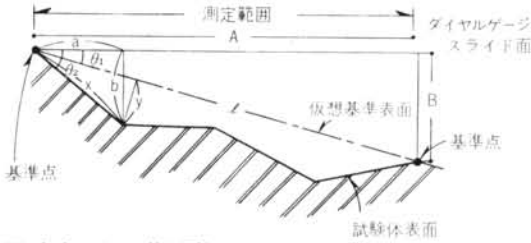


図 4-4 データ整理要領

- b : 各測定位置におけるダイヤルゲージの読み
- a : 基準点(始点)から各測定位置までのダイヤルゲージ移動距離
- B : 始点と終点(基準点間)のダイヤルゲージの読みの差
- A : 始点から終点までのダイヤルゲージ移動距離

$$l = \sqrt{A^2 + B^2} \quad \dots\dots(1) \quad \tan \theta_2 = \frac{b}{a} \quad \dots\dots(2)$$

$$\cos \theta_1 = \frac{A}{\sqrt{A^2 + B^2}} \quad \dots\dots(3) \quad \sin \theta_1 = \frac{B}{\sqrt{A^2 + B^2}} \quad \dots\dots(4)$$

$$\frac{y}{x} = \sin(\theta_2 - \theta_1) \quad \dots\dots(5) \quad \frac{a}{x} = \cos \theta_2 \quad \dots\dots(6)$$

$$(5), (6) \text{式から, } y = a \cdot \frac{\sin(\theta_2 - \theta_1)}{\cos \theta_2}$$

$$= a \cdot (\tan \theta_2 \cdot \cos \theta_1 - \sin \theta_1)$$

$$(2), (3), (4) \text{式から, } = \frac{1}{\sqrt{A^2 + B^2}} \cdot (A \cdot b - B \cdot a) \quad \dots\dots(7)$$

$B^2 \ll A^2$ のとき,

$$y = (b - a \cdot B/A) \quad \dots\dots(8)$$

(8)式に測定器の撓みを補正する。
測定は短辺、長辺方向とも2cm間隔に行なったが、本報告は短辺、長辺方向ともフランジの中央の測定結果のみについて行なう。ダイヤルゲージは1/100mmで、この測定器の精度は1/100mm程度である。

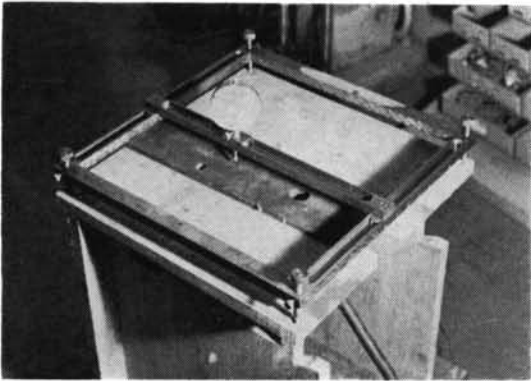


写真 4-5 x-y 座測定器

4.2 試験結果

第1案 I 型鋼使用 SB の測定結果は、図4-5、図4-6、図4-7、図4-8 に示す通りである。

長辺方向は、φ 16mm を 1 本溶接後フランジ側“とつ”に変形し、その量は 0.5mm である。したがって、二つ重ね合せたときの“あき”は1mm内外である。

φ 16mm を 2 本溶接したときの変形量は、0.8mm、0.9mm で、重ね合せたときの“あき”は、1.7mm 内外である。

短辺方向も、φ 16mm 1 本溶接後フランジ側“とつ”に変形するが、φ 16mm 2 本溶接後の変形量は 0.4mm 以下である。

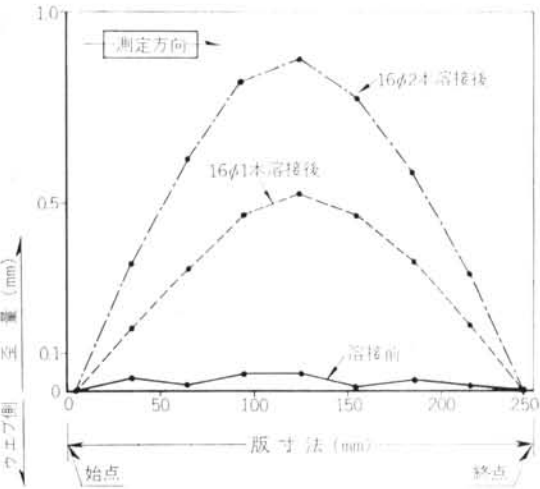


図 4-5 第1案 I-125×125×6.5/2 長辺方向中央歪

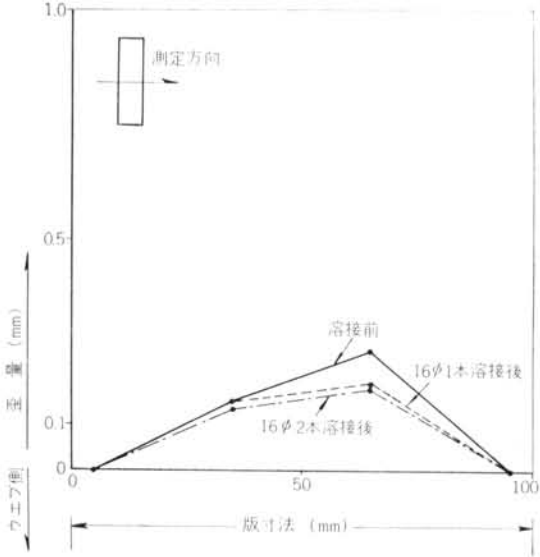


図 4-6 第1案 I-125×125×6.5/2 短辺方向中央歪

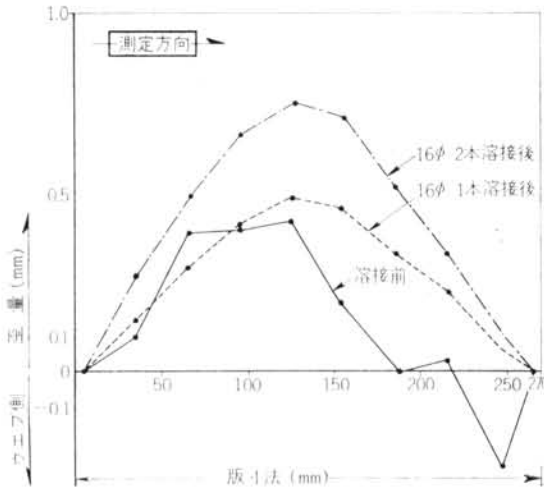


図 4-7 第1案 I-150×100×6/2 長辺方向中央歪

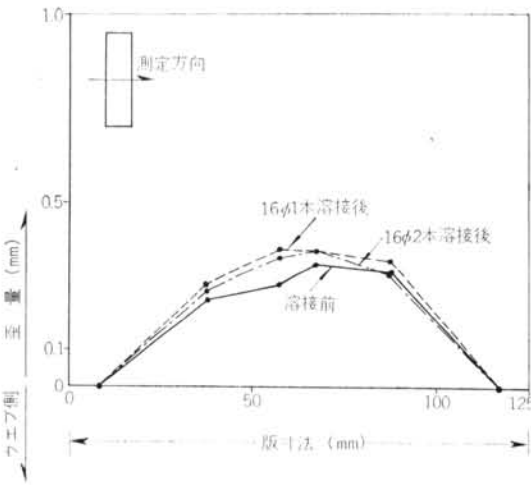


図 4-8 第1案 I-150×100×6/2 短辺方向中央歪

第2案H型鋼使用SBの測定結果は、図4-9、図4-10に示してある。長辺方向はφ16mm 1本溶接後フランジ側“とつ”に変形し、その量は1.4mm、1.2mmで、重ねたときの“あき”は2.6mmとなる。溶接前に逆歪のようにウェブ側“とつ”な変形があったので、φ16mm溶接後のフランジ側“とつ”の変形量は、いく分減減されているものと思われる。短辺方向は、溶接後ウェブ側“とつ”に変形し、変形量は0.3mm以下である。

4.3 試験結果に対する考察

SB、フランジ面の面外挽み変形（とつ型曲げ形式の変形）は、ウェブ部分に起きる面内収縮変形、特に横収縮および縦収縮に起因すると思われる。

すみ肉継手における横収縮量は、突き合せ継手にくら

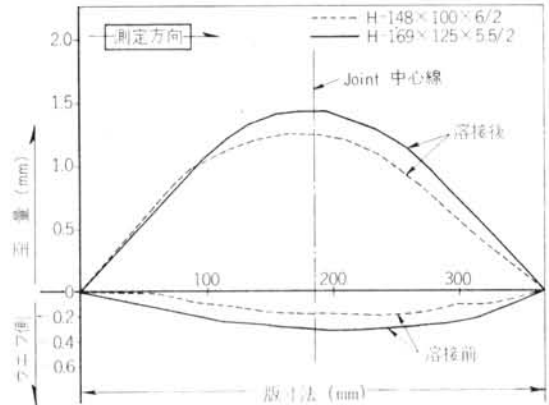


図 4-9 第2案 H-148×100×6/2, H-169×125×5.5/2 長辺方向中央歪

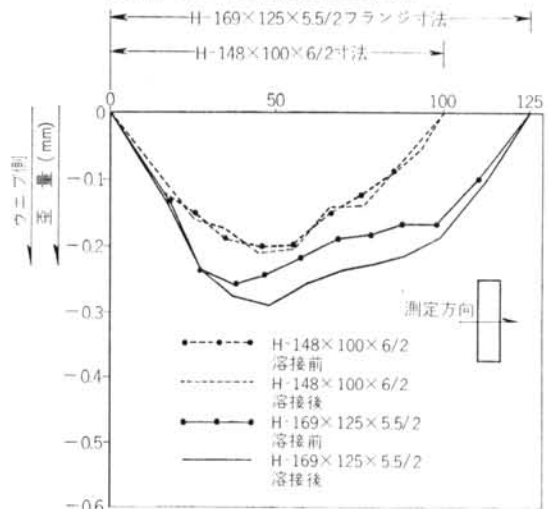


図 4-10 第2案 H-148×100×6/2, H-169×125×5.5/2 短辺方向中央歪

べると少なく、突き合せ継手の第1層にあらわれるような特異性はなく、板にビードを置いた場合と現象的には同じ種類のもので想像される。

Spraragen氏は、

$$\text{重ね継手横収縮量 (mm)} = \frac{\text{脚長}}{\text{板厚}} \times 1.5$$

(両面すみ肉)

の式を提唱している。ただし、同式は自由収縮である。φ16mm溶接後の切断結果は図4-11のようである。

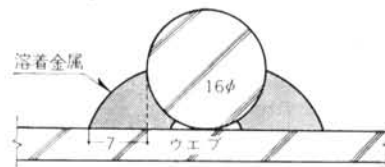


図 4-11 溶接切断図

鉄筋溶接の脚長は色々の解釈があるが、いま7mmとすれば、横収縮量 δ は、

$$I-150 \times 100 \times 6/2 \quad \delta_1 = \frac{7}{6} \times 1.5 = 1.75 \text{mm}$$

$$I-125 \times 125 \times 6.5/2 \quad \delta_2 = \frac{7}{6.5} \times 1.5 = 1.62 \text{mm}$$

$$H-148 \times 100 \times 6/2 \quad \delta_3 = \frac{7}{6} \times 1.5 = 1.75 \text{mm}$$

$$H-169 \times 125 \times 5.5/2 \quad \delta_4 = \frac{7}{5.5} \times 1.5 = 2.00 \text{mm}$$

となる。

縦収縮量は、ビードの収縮が周囲の母材によって抑制されるから、一般にその量は少なく、溶接長の1/1000程度といわれている。したがって、横収縮量に比してネグリジブルである。

横収縮のフランジに平行な成分 δ_h の変化によってフランジの変形が起こされるが、この収縮は一端がフランジに拘束せられ、他端は自由端であるので、一定とはい

いがたい(図4-12)。

実験結果からみて、I型鋼は問題はないが、H型鋼の長辺方向の歪が大きいので、歪抑え治具を使用しなければならない。

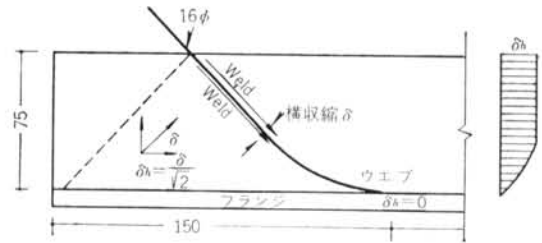


図 4-12 H-169×125×5.5/2とつ型歪発生機構

おわりに、この豊田アパートの設計について色々とお言葉をいただき、せん断試験、曲げせん断試験について、終始ご指導を仰いだ建設省建築研究所の品川氏に、この誌上を借りて厚く感謝する次第である。

<参考文献>

- 1) **Gastafeln** : H. Brückner : s.101, 1953
- 2) **溶接学会誌** : 小林信夫 : 15, 234, 1946
- 3) **溶接学会誌** : 仲威雄 : 11, 1, 1941
- 4) **溶接学会誌** : 田中正三 : 13, 9, 1943
- 5) **Welding Journal** : D. Rosenthal : 17, 3, 1893
- 6) **溶接便覧** : 溶接学会編 : p.33~36, p.757~793
- 7) **溶接技術ハンドブック** : 岡田実 : p.7~9, p.311~335
- 8) **応用伝熱** : ジャック
- 9) **溶接工作規準・同解説** : 日本建築学会編 : p.77~117
- 10) **日本建築学会誌** : 仲威雄 : 第19号 p.40
- 11) **溶接データブック** : 木原博 : p.69
- 12) **コンクリートと鉄筋コンクリート構造の耐火力に関する研究** : 原田有 : 学位論文
- 13) **PCI Journal** : A. A. Toprac & J. N. Thomson : p.14~29