

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の耐力性状に関する研究 その2 (2/3および3/4模型実験)

東京大学	教授	坪井善勝
大成建設	理事	平賀謙一
九州大学	教授	佐治泰次
"	教授	富井政英
建設省建築研究所	研究員	中野清司
"	研究員	品川多美二
"	研究員	広沢雅也

1.1 2/3 模型実験の概要

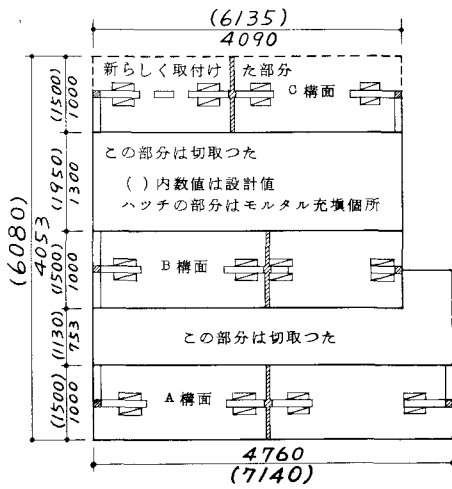
日本住宅公団が設計した「65-4N-2DK-PC型」の桁方向のABC構面の下2階部分を2/3に縮尺した試験体である。プレキャスト壁板は住宅公団で製作し、基礎、基礎ばり、接合部溶接および接合部目地部分のモルタル充填は実験室で行なった。各壁板の重量は500kg~800kgである。試験体の最上部には水平加力用として30cm角の鉄筋コンクリート臥ばりを取り付けて水平荷重がプレキャスト壁全体に伝達するようにした。なお、この臥ばりには壁板接合部の相対変位を可能ならしめるためにローラー接点で接合した。

加力方法

本実験は九州大学工学部建築学教室の鉛直500ton、水平50tonの大型構造物試験機を使用した。加力はまず1階壁脚の鉛直圧縮応力度が設計値の鉛直圧縮応力度に等しくなるように鉛直荷重を各壁頂の重心に与え(1.2図参照)してから水平荷重を各構面とも2tonずつ3階床の臥ばりに加力した。

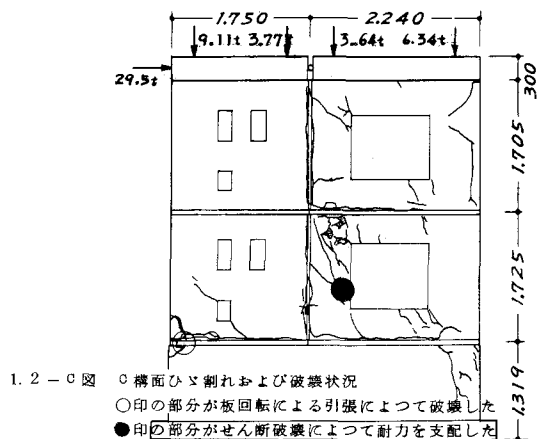
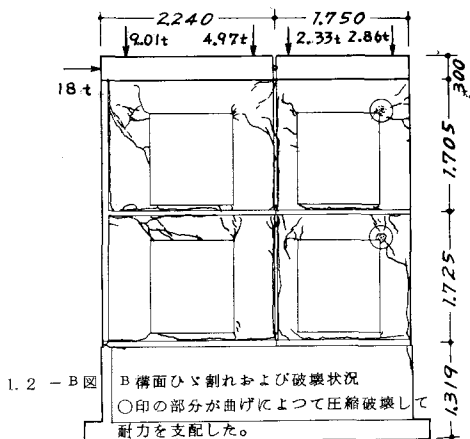
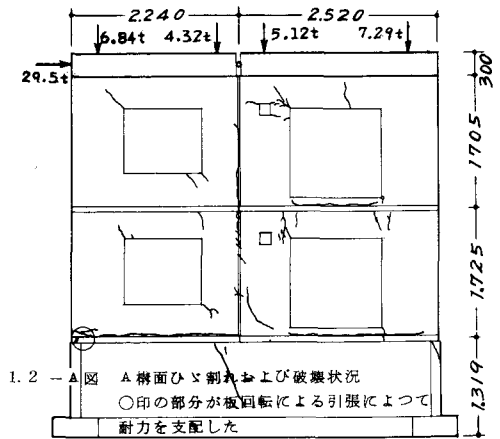
変位およびひずみ度の測定方法

1階および2階のせん断変形を測定するために基礎ばり上端、2階床、3階床の各水平変位および以上の変位を補正するために試験体基礎底部のすべり水平変位、構面全体の回転変位および各プレキャスト壁板の回転およびスリップ変位を $1mm/100$ のダイヤルゲージで測定した。また、大きな変位をも測定するために2階床、3階床の水平変位は基準線を内蔵した目盛り望遠鏡によって測定した。壁板の開口中央部を通る水平断面のせん断応力度分布を知る目的で、鉛直およびこれと $\pm 45^\circ$ 方向に検長7cmのひずみゲージを表裏面に貼付した。また、各接合部アンカー鉄筋の引張圧縮応力度を知る目的で検長約3cmのひずみゲージを表裏直列につなぎ貼付けた。(1.1図及び(1.2-A),(1.2-B),(1.2-C)図を入れる)



1.1 図 平面図

$$c_{Fe}=290\text{kg/cm}^2 \quad c_{Ec}=2.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \quad s_{fy}=3400\text{kg/cm}^2$$



1.2 セン断剛性に関する検討

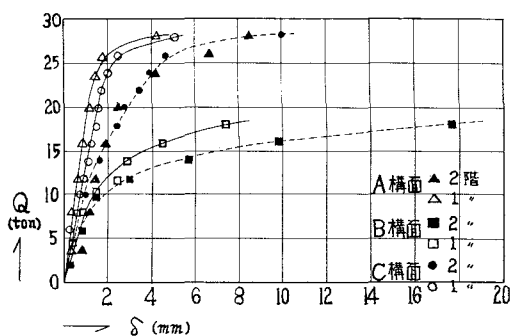
1.3 図はそれぞれ A, B, C 構面の 2 階床の水平変位 δ_1 , 3 階床の水平変位 $\delta_1 + \delta_2$ を示した図である。A, C 構面は剛性がほぼ同じで, B 構面が剛性が低いことを示している。1.4 - A, 1.4 - B, 1.4 - C 図は Q/Q_u と各構面のせん断変形についての図である。 Q_u は各構面のせん断耐力である。R は壁板接合部の伸び縮みによる板回転による変形を差引いた壁板自体の変形による傾斜角である。せん断耐力を支配した個所は, A 構面ではプレキャスト壁板の回転による接合部鉄筋の引張降伏で, B 構面は曲げによる圧縮破壊, C 構面は壁板回転による接合部鉄筋の引張降伏およびせん断破壊で (1.2 - A, 1.2 - B, 1.2 - C 図) あるが, 1.4 - A, B, C 図に示すように, 曲げによる破壊およびせん断破壊を起した壁板は終局耐力時ほぼ $R = 4 \times 10^{-3}$ である。これは一体式の壁式鉄筋コンクリート造の場合の終局耐力時の変形と同じである。(日本建築学会論文集号外 昭和 40 年 9 月壁式 R・C 構造の再検討 その 7)

1.3 実験結果と二, 三の考察

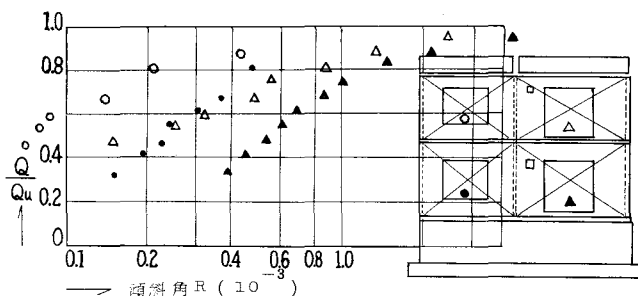
A, C 構面においては接合部アンカー鉄筋によってせん断耐力が支配され, B 構面はラーメン的性状で破壊を起した。1.5, 1.6 図に壁下接合部アンカー鉄筋の形状と位置およびそのひずみ状態を示す。1.6 図により加力側アンカー鉄筋が降伏しているものとみられる。B 構面の加力側アンカー鉄筋はゲージが不完全で求まらなかった。各構面とも中央モルタル縦目地にスリップしたひびわれが見られた。

1.7 図にその変位とせん断力の関係を示す。

$Q/Q_u \div 0.8$ までは左右の壁板が一体となっていることを示す。本実験の結果では現行の震度 0.2 に対するせん断力に対して約 4.6 倍の安全率が認められた。建設省建築研究所で行なった立体加力実験では 5.15 倍の安全率が認められている。これは直交方向壁の一部と B 構面の加力方向の一部を切落していることによるものと思われる。

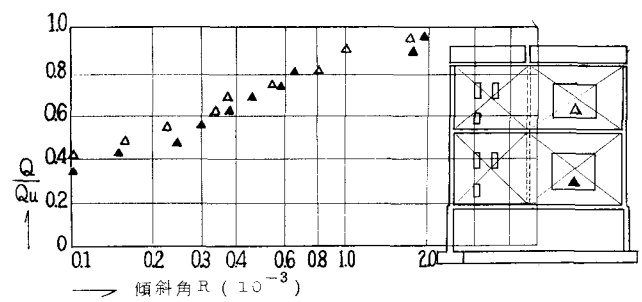
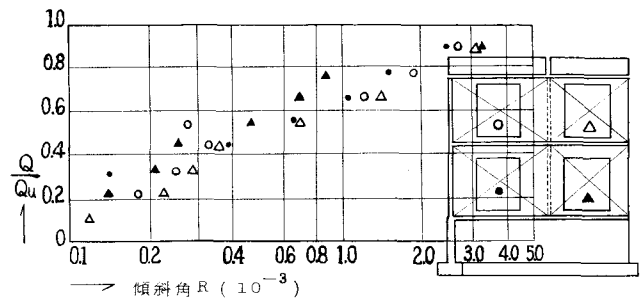


1.3 図 各構面 1, 2 階の水平荷重と変位の関係



1.4 - A 図 A 構面 Q/Q_u と各プレキャスト板の R の関係

る。(1.1 表参照)

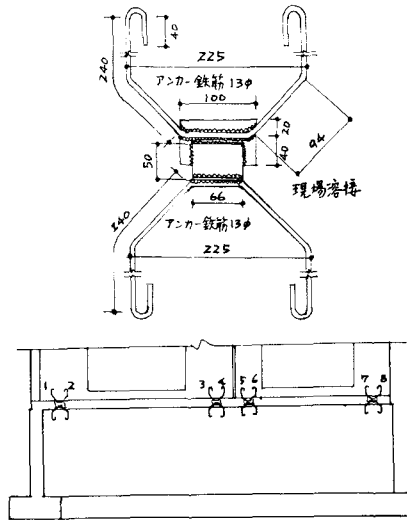


		A 構 面	B 構 面	C 構 面		立体実験 (建 研)
実 験 値	Q_u (ton)	2 9.5	1 8.0	2 9.5	計 7 7.0	9 5.0 以上
	$\bar{\tau}_u$ (Kg/cm^2)	1 1.1	9.2	1 1.1	平均 1 0.5	1 1.7 以上
設 計 値	Q (ton)	6.1	4.5	6.1	計 1 6.7	
	$\bar{\tau}$ (Kg/cm^2)	2.3	2.3	2.3	平均 2.3	
せん断耐力 Q_u						
設計用せん断力 Q		4.8	4.0	4.8	平均 4.6	5.1 5

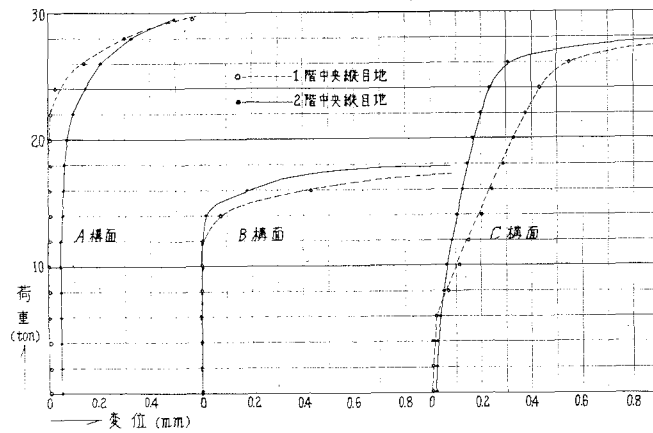
1.1 表 1 階せん断耐力と設計用せん断力の関係

注)

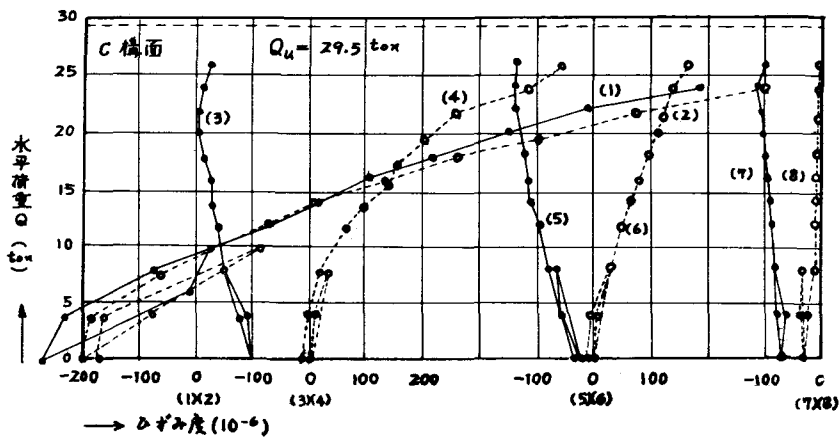
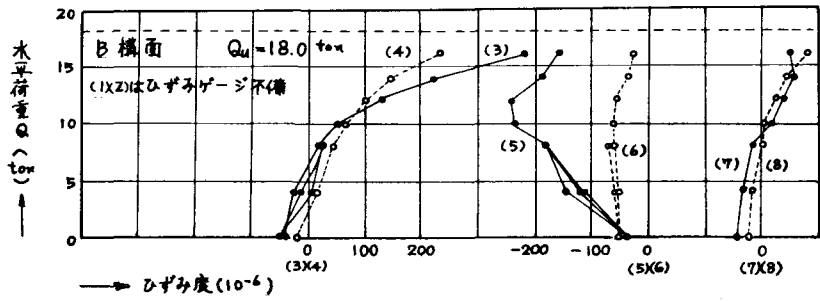
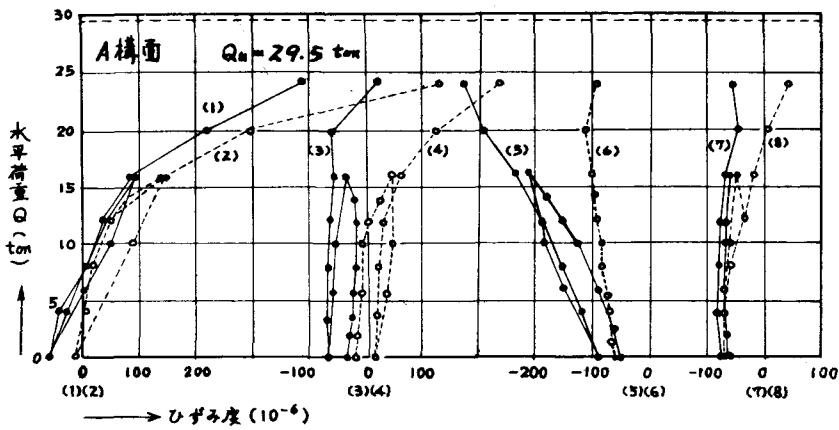
設計値 Q は、試験体の縮尺 ($2/3$) を考慮した設計用換算値である。



1.5 図 各構面接合部アンカー鉄筋詳細およびその位置



1.7 図 各構面中央縦目地スリップ変位と水平荷重との関係



1.6 図 各構面，水平荷重と1階壁下接合部アンカー鉄筋ひずみ度との関係

Ⅱ. $\frac{3}{4}$ 模型実験

2.1 実験概要

日本住宅公団の設計による「65-4N-2DK-PC型」4階建アパートの下2階部分を $\frac{3}{4}$ に縮尺した試験体を製作し、1階の壁の鉛直応力度が5階建とした場合の設計値と等しくなるような鉛直荷重を各壁頂の重心に与え、ついで水平荷重を次の項目にしたがって加工した。()内は試験記号を示す。

1. 床と壁の接合部の検討

1.1 2階床の加力 ($1T_1$) $0 \rightarrow 10t \rightarrow 0$

1.2 同, 鉛直加力のない場合 ($2T_1$) $0 \rightarrow 9t \rightarrow 0$

2. 床剛性の検討

2.1 A構面偏心加力 ($3T_1$) $0 \rightarrow 20t \rightarrow 0$

2.2 C構面偏心加力 ($4T_1 \sim 2$) $0 \rightarrow 20t \rightarrow 0 \rightarrow 32t \rightarrow 0$

3. 九州大学の各構面についての実験に対し、妻壁および戸界壁を設けた立体構造についての検討

3.1 水平加力 ($5T_1 \sim 4$) $0 \rightarrow 20t \rightarrow 0 \rightarrow 50t \rightarrow 0 \rightarrow 90t \rightarrow 0 \rightarrow 95t \rightarrow 0$

3.2 同, 鉛直加力のない場合 ($5T_1 \sim 2$) $0 \rightarrow 50t \rightarrow 0 \rightarrow 100t$ 破壊

なお、3は九州大学の実験結果を参考として、各構面の頂部水平変形を同量にするために、A、C構面に対するB構面の荷重値を1:2の割合で頂部臥梁心に加力した。

2.2 実験結果

2.2.1 実験結果概要

2.2.1.1 $1T_1, 2T_1$ (鉛直荷重のある場合とない場合についての2階床加力)

変形はほとんど弾性的であり亀裂も認められず、接合部の変位も弾性的な挙動を示した。

2.2.1.2 $3T_1, 4T_1 \sim 2$ (鉛直荷重がある場合のB階床での偏心加力)

B構面がやや剛性低下を示した他、変形はほぼ弾性的であり亀裂も認められず接合部もほとんど弾性的な挙動を示したが $3T, 4T$ いずれにおいても加力したA構面、およびC構面よりB構面の方が変形が大きかった。

2.2.1.3 $5T$ (鉛直荷重がある場合のB階床での立体加力)

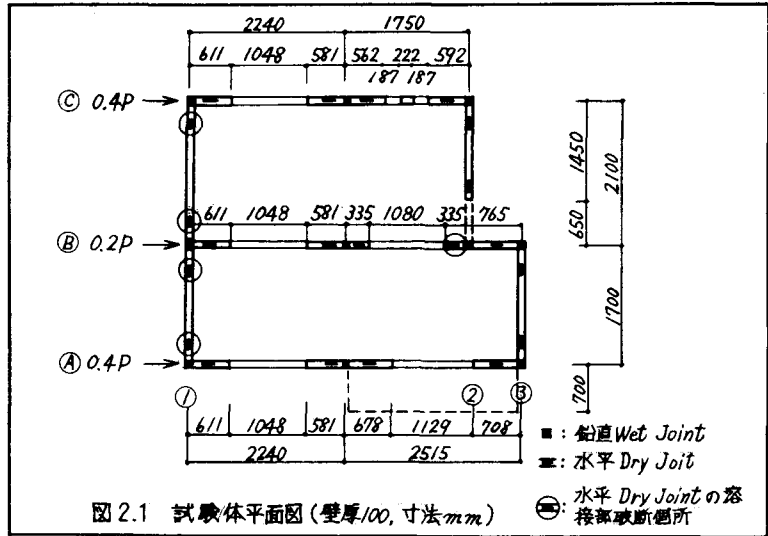
$50t$ 程度まではほとんど弾性的であったが、 $70 \sim 80t$ で特に剛性低下が著しく、中でもC構面を除いて1階部分の剛性低下が顕著であった。また、パネル部分では $30t$ 程度から大開口部隅角部に亀裂が生じ、荷重の増大と共に次第に数を増し、かつ、斜亀裂が支配的となった。接合部においては $70 \sim 80t$ で各階の水平ジョイントでの上りが著しくまた1階壁脚でも回転量もかなり増大した。最終的には $95t$ 迄加力したが亀裂が伸展し、変形が増大した以外には決定的な損傷は認められなかった。

2.1.4 5T（鉛直荷重がない場合のB階床での立体加力）

この実験段階では初期の状態から剛性はかなり下っており、弾性剛性実験値のほぼ30%程度の値である。この状態でも70~80tにかけて剛性低下が著しく認められた。また、各パネルにはかなりの曲げせん断亀裂が生じており、パネル自体も限界状態に近いことが推定される。特に圧縮側の妻壁パネルには割裂によるとと思われる縦方向の亀裂が生じた。

接合部では 5Tと同じく70~80tで各階の水平ジョイントにおいて回転および上りが著しくなった。最終的には水平荷重100tの時、試験体平面図、図-2.1に示した1階壁脚の5個所の接合金物の溶接部が殆んど同時に破断して耐力を失った。

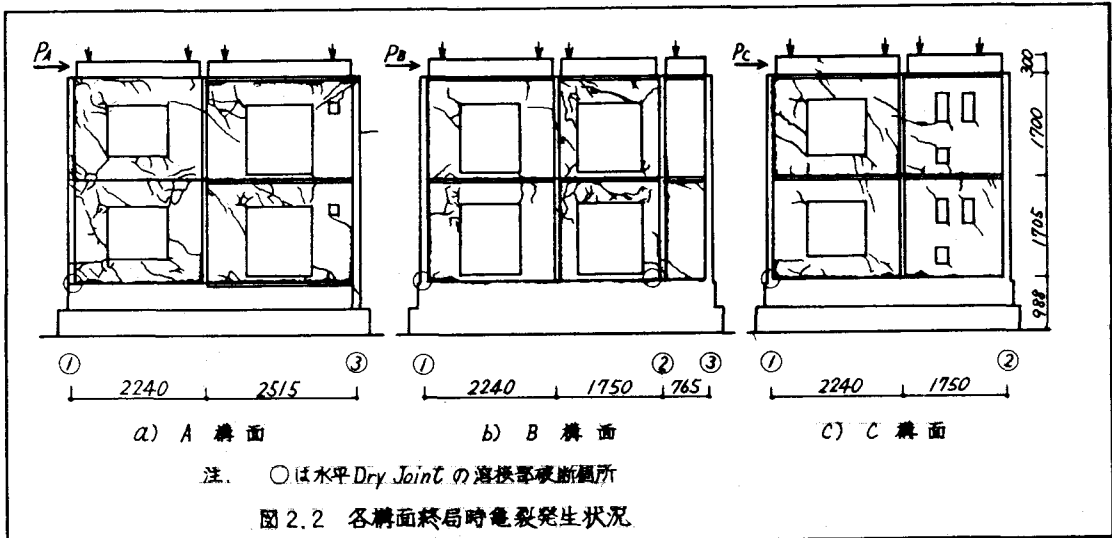
図-2.2に各構面の終局時亀裂発生状況を示す。



2.3 変形性状

2.3.1 初期剛性

初期剛性実験値は約330t/cmでこれは妻壁を無視し、ジョイント部分をすべて一体として曲げせん断



を考えた弾性計算値 790 t/cm の 42%，また、鉛直ジョイントの効果を無視した同じ計算値 375 t/cm となっているが、これは 1 体打ちのものと比べて種々のジョイントにおける剛性が低いことが総体的に表われたものであろう。

2.3.2 塑性剛性および終局時の剛性

剛性低下は設計せん断力 18.43 t の 1.6 倍の 30 t 程度迄は認められず、それ以後にかなり低下するが特に 70 t （荷重階 3.8）以降は低下が著しい。これはパネル自体のせん断剛性低下、および水平ジョイント位置におけるコンクリートのせん断および引張抵抗の消滅によるところが大きい。

終局時の剛性は $5T$ の 95 t （5.15）で約 115 t/cm （35%）、 $6T$ の 90 t 時で約 55 t/cm （16%）となった。これらの値を上りおよび回転を含んだ部材角で表現すれば、 $5T$ の 95 t 時で約 2.3×10^{-3} 、 $6T$ の 90 t 時で $5T$ の残留を含めて約 5.2×10^{-3} となる。

2.3.3 水平、鉛直ジョイントにおけるすべり

水平ジョイントにおけるすべりは弾性時から認められるが、全変形に対する 1，2 層床位置でのすべり量の和の比率は各荷重段階を通じてほぼ一定の比率で 20～50% に達している。この比率は終局時においてもほとんど同様の傾向を示しているが、A 構面（ラーメン、梁部分）では約 41%，C 構面梁部分では約 53% に達しているのに対して C 構面壁部分では約 25% と、開口梁位置と壁位置とではかなりの差があることが注目される。

また、鉛直ジョイントにおけるずれは弾性時においてはほとんど認められず、さらに終局時迄ほとんど弾性的な傾向を示してずれの値も比較的小さい値であった。また水平ジョイント位置における鉛直方向の伸縮の結果からしても鉛直ジョイントによって結合された断面が一体として作用している傾向がみられ、少なくとも耐力的にはかなり有効にきいているものと推定される。

2.4 終局時の破壊状況について

2.4.1 壁パネルの鉛直部分はせん断破壊したものが多いが、特に引張側の部分に著しく、複合応力の影響が推定される。ただし、1 階壁パネルの開口下端では曲げ亀裂もかなり進展している。

2.4.2 壁パネルの水平部材のうち、水平ジョイントを含むものは各々別個な亀裂発生状況を示しており、なお、かつせん断亀裂より曲げ亀裂が支配的であるが、曲げでもせん断でも終局状態にまでは達していない。

水平ジョイントを含まないせいの低い水平部材は曲げ亀裂も、せん断亀裂もかなり伸展しており、終局状態に近いと思われるが、特に B 構面の剛性の高い鉛直部材にはさまれたせいの低い水平部材は大きくせん断破壊した。

2.4.3 圧縮側の 3 構面妻壁パネルには縦方向の割裂による亀裂が生じており、圧縮破壊が推定される。また、引張側の 1 構面パネルには水平ジョイント位置以外にも水平方向の亀裂が発生し、引

張力によってコンクリートは破断している。

なおこのことは変位側定結果にも見られ、壁脚と基礎との間の鉛直方向変位は殆んど開きとなっており、層モーメントに対する圧縮応力はほとんど妻壁のコンクリート部分に生じているものと考えられる。

2.4.4 1階のそれを除く2階及びB階床パネルには主として加力方向に略直交した亀裂が生じた。

2.4.5 耐力を決定した1階壁脚接合部金物の破断位置はほとんど基礎仕口プレートとベースプレート間の隅肉溶接でありほとんどすべて同時に破断した模様である。

2.4.6 仕口のアンカー鉄筋のひずみ度は最終的に引張ひずみがスケールアウトになったものが多く降伏したことが推定されるが、降伏が始まったのは80t位からであろう。

2.4.7 最大耐力は鉛直荷重のない状態で100t得られたが、これは震度0.2とした設計せん断力18.43tに対して約5.43倍となっており、平均せん断応力度に換算すると約12.5 kg/cm²でパネルのコンクリート強度の $\frac{1}{17.5}$ となる。また、この最大荷重が引張側接合部の破断即ち曲げによって決った事を考えれば、2層集中加力を等分布加力との差から約4.3倍の耐力ということができよう。

しかし、いずれにしても軸力のない状態での値であるので軸力のある状態はもっと大きくなるものと推定される。

2.4.8 全体的には力の流れはジョイント部分を一体打ちと同様に考えた壁式ラーメン的なものに近いと考えられるので、せん断に対してはもちろん、曲げに対しても各パネルの補強筋および接合部耐力の算定もそのような考慮のもとに算定するのが好ましいと思われる。この場合、少なくとも断面の算定に対しては直交壁部分をある程度考慮に入れるべきであろう。

なお、図-2.3には九大の実験結果を含めて荷重階と部材角との関係を示した。これらの部材角の値はジョイントにおける上りや回転の影響を含んだままのものである。

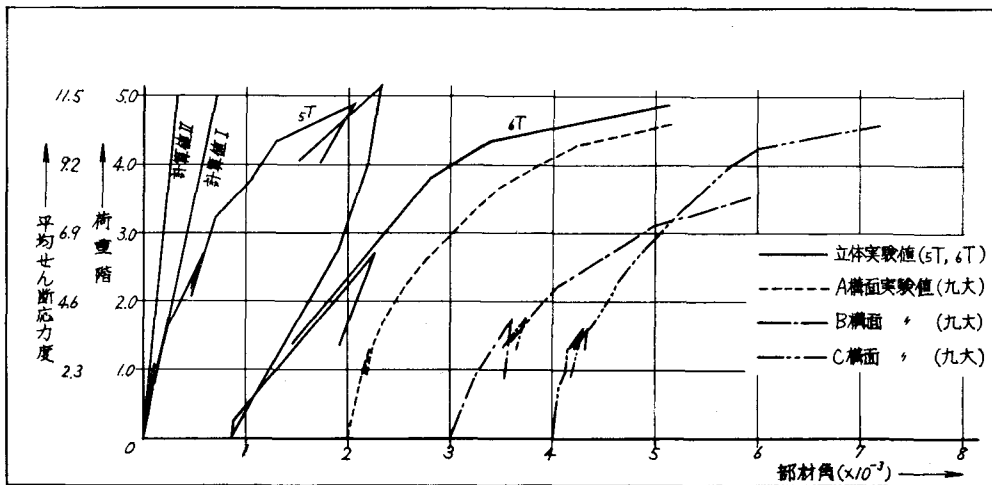


図-2.3 荷重(荷重階, 平均せん断応力度)-部材角曲線