

建屋の復元力特性に関する研究

一直交壁を有する耐震壁の実験—

Load-Deflection Characteristics of Nuclear Reaction Building Structures

阿世賀 宏* 小林 康之*
Hiroshi Asega Yasuyuki Kobayashi

山内 次郎** 小島 雅樹***
Jiro Yamanouchi Masaki Kojima

武内 義夫*** 小林 孝至***
Yoshio Takeuchi Takayuki Kobayashi

要 約

本実験では、原子炉建屋のインナーボックスを対象として、耐震壁に直交する壁（フランジ壁）が、耐震壁のせん断耐力、及びその破壊モードなどにおよぼす影響を調べた。

最終的な破壊形式は、各試験体ともコンクリートの圧壊によるスリップ破壊型となったが、フランジ壁の効果と考えられる次の事項がわかった。

- (1) フランジ幅を変化させると、耐震壁の最大耐力には大きな差はなかったが、最大耐力に到る途中の部材角では、30～10%程度の荷重差が認められた。
- (2) フランジ幅を変化させると、ひびわれパターン、ウェブ鉄筋のひずみ分布、及び等価粘性減衰定数などに相違がみられた。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 試験体
- §3. 使用材料
- §4. 加力方法
- §5. 測定方法
- §6. 実験結果
- §7. まとめ
- §8. あとがき

§1. はじめに

本報告は、(社)建築研究振興協会に設置された「建屋の復元力特性に関する研究委員会」（委員長 大崎順彦博士）の昭和57年度実験計画書に基づいて実施した耐震壁の実験についてまとめたものである。

* 技術研究部原子力室係長
** 技術研究部原子力室課長
*** 技術研究部原子力室

原子炉建屋の建設件数は、近年増加しており、その耐震設計法も、急速な進歩をとげている。原子炉建屋の主体構造は、一般構造物とは異なりその形状は、複雑な耐震壁の組み合わせから成り、耐震壁の鉄筋量も一般のものに比べると非常に多い。このような高配筋耐震壁の基本的な力学的性状については、まだ充分には把握されておらず、特に、せん断破壊形式のものに関しては、抵抗機構、及びその破壊機構について不明な点が多い。

本実験では、原子炉建屋を対象とした高配筋耐震壁のせん断耐力、破壊モードなどにおよぼす直交壁（フランジ壁）の影響を調べることを目的とした。

§2. 試験体

2-1 試験体の計画

試験体のパラメーターは、フランジ幅、壁補強筋比 (P_w) およびシャースパン比 (M/QD) として、Table 1 に示す合計8体の試験体を計画した。いずれの試験体

とも、フランジ芯々間距離は200cm、壁厚は8cmとした。試験体形状の概要をFig.1に示す。

Table1 試験体一覧(パラメータ)

フランジ幅 シャースパン比, 壁補強筋比		100 cm	50 cm	フランジ無し
M/QD=1.0	P _w =1.2%	① (J1-1-1.2-100)	② (J1-1-1.2-50)	③ (J1-1-1.2-0)
	P _w =2.0%	④ (J1-1-2.0-100)	⑤ (J1-1-2.0-50)	⑥ (J1-1-2.0-0)
M/QD=0.6, P _w =1.2%		⑦ (J1-0.6-1.2-100)		⑧ (J1-0.6-1.2-0)

D : フランジ芯々間距離 () : 試験体記号
 P_w : 壁補強筋比 a b c d
 J ○ - ○ - ○ - ○
 a : シリーズNo. b : シャースパン比 c : 壁補強筋比 d : フランジ幅
 ① : 試験体No.を示す

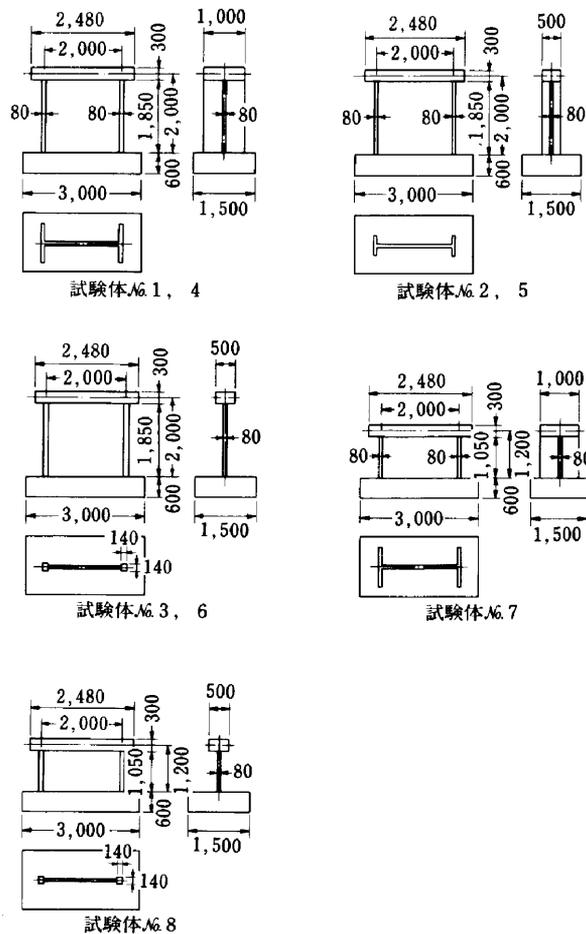


Fig.1 試験体形状図

フランジ幅は、100cm、50cmおよびフランジ無しの3種類とし、フランジ部曲げ補強筋量は、3種類とも同量とした。

なお、フランジ無しのタイプのものに関しては、耐震壁の両端部に、上述の曲げ補強筋の配筋可能な最小断面

として、14cm×14cmの柱型を設けた。

壁補強筋比 P_wは、シャースパン比 M/QD=1.0のシリーズでは、1.2%および2%の2種とし、M/QD=0.6のシリーズでは1.2%とした。

各試験体とも、加力スラブの厚さは30cmとし、加力スラブの幅は、原則としてフランジ幅と同一としたが、フランジ無し(14cm×14cmの柱型タイプ)のものでは、幅50cmとした。

試験部分の壁筋は、縦・横筋共D6(SD35相当)複配筋として、最大粗骨材寸法10mmの豆砂利コンクリート(FC=240kgf/cm²)を使用した。

2-2 試験体の製作

試験体の製作を、昭和57年12月から昭和58年2月にかけて、西松建設技術研究所でおこなった。

試験体8体のコンクリート打設は、3回に分け、次のように実施した。

- 試験体名 No.7・8 昭和57年12月22日
 - 試験体名 No.1・2・3 昭和58年1月19日
 - 試験体名 No.4・5・6 昭和58年2月3日
- 試験体の製作手順の概要は、以下の通りであった。
- (1) 壁筋(D6筋)の切断および鉄筋ひずみゲージ取付
 - (2) 試験体製作位置の土間コンクリート打、同左部均しモルタル仕上およびベニヤ底板の取付、すみ出し
 - (3) 基礎スラブ下端筋組立後、壁縦筋位置保持用の治具金物および壁型枠保持用の治具金物の据付、基礎スラブ上端筋の組立て
 - (4) 壁筋組立て
 - (5) 基礎および壁型枠組立て
 - (6) コンクリート足場用単管足場組み
 - (7) 加力スラブ型枠組み立て後、加力スラブ配筋
 - (8) コンクリート打設、養生
 - (9) 原則として1週間の養生後型枠脱型

§3 使用材料

3-1 鉄筋

試験部壁筋には、D6鉄筋を用いた。コイル状に製造されたものを、直線加工後、熱処理して降伏点をSD35相当とした。また、フランジ無し柱型タイプの柱筋には、D16、D19(SD35)を使用した。D6及びD16、D19鉄筋の材料試験結果をTable2に示す。

3-2 コンクリート

試験部分には、最大粗骨材寸法10mmの豆砂利コンクリートを使用した。豆砂利コンクリートの配合を、Table3に示す。

Table2 鉄筋の材料試験結果

		降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	伸び (%)	ヤング係数 (×10 ⁵ kgf/cm ²)
D 6	No 1	3.820	5.130	27	1.89
	No 2	3.900(3.890)	5.190(5.170)	27 (25)	2.18 1.99
	No 3	3.950	5.190	21	1.99
D 16	No 1	3.720	5.360	19	1.98
	No 2	3.950(3.810)	5.850(5.540)	18 (19)	1.91 2.01
	No 3	3.760	5.420	20	2.15
D 19	No 1	3.890	5.910	18	2.08
	No 2	3.910(3.900)	5.880(5.900)	18 (18)	2.12 2.08
	No 3	3.900	5.900	18	2.03

(注) ()内は3本の平均値を示す

Table3 豆砂利コンクリート配合表

配合設計強度 (kgf/cm ²)	スラブ (cm)	W/C (%)	細骨材率 (%)	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	砂 (kg/m ³)	砂利 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)
240	21	61.5	50.4	320	197	883	868	0.800

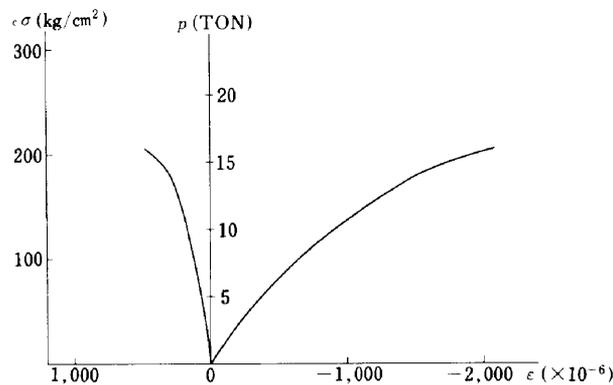


Fig.2 試験部コンクリートの応力-ひずみ関係

セメントはアサノ普通ポルトランドセメントを、混和剤は AE 減水剤 (ポゾリス No5L) を使用した。Table 4 に、各試験体の加力時材令のコンクリート材料試験結果を示し、Fig.2 に、豆砂利コンクリートの応力-ひずみ関係の一例を示す。

§ 4 . 加力方法

4-1 加力装置

実験は、千葉大学工学部大型実験施設内で実施した。試験体の基礎スラブは、計12本の32φPC鋼棒でテストフロアに締付けた。基礎スラブのPC鋼棒の締付力は20tf/本とした。

水平加力時に、試験体の水平移動を防ぐために、基礎スラブの前後に鋼製の治具を設け、計12本の32φPC鋼棒でテストフロアに締付力50tf/本で締付けた。

試験体への水平加力は、反力壁に取付けた2台の100tf/台アクチュエーターを用い、鋼製加力ばりを押し引き交番加力した。

加力ばりと試験体の加力スラブとは、32φPC鋼棒計5本で、締付力30tf/本で締付けた。

試験体への鉛直加力は、テストフロア上に組立てた鉄骨フレームに取付けた2台の45tf/台アクチュエーターを用い、試験体加力スラブ上に設けた鋼製加力ばり (BH-400×500×40×32) を介しておこなった。軸力は、各試験体ともフランジを含む試験部分壁断面積に対

Table4 コンクリートの材料試験結果(加力時材令)

試験体 No	試験日	材令 (日)	壁 (豆砂利コンクリート)			
			圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ kgf/cm ²)	ポアソン比 (ν)
1	S 58. 3・4	44	207	11.8	1.71	0.136
			214 (211)	17.0 (14.6)	1.35 (1.53)	0.171 (0.168)
			211	15.0	1.54	0.196
2	3・9	49	214	22.6	1.87	0.183
			216 (216)	16.8 (19.7)	1.75 (1.66)	0.194 (0.182)
			218	—	1.35	0.168
3	3・14	54	216	19.4	1.60	0.143
			229 (221)	17.2 (19.0)	1.39 (1.51)	0.164 (0.159)
			219	20.5	1.55	0.171
4	3・30	55	279	24.7	1.71	0.203
			286 (281)	19.8 (22.2)	1.81 (1.74)	0.190 (0.192)
			279	22.1	1.69	0.182
5	3・24	49	255	24.3	1.78	0.156
			269 (260)	21.3 (23.4)	1.65 (1.67)	0.158 (0.148)
			257	24.6	1.58	0.130
6	3・18	43	252	17.2	1.69	0.171
			247 (255)	18.5 (17.4)	1.80 (1.71)	0.196 (0.177)
			267	16.6	1.63	0.164
7	2・15	55	242	15.6	1.81	0.151
			246 (244)	19.7 (17.4)	1.65 (1.71)	— (0.147)
			245	17.0	1.68	0.142
8	2・22	62	250	16.6	1.54	0.218
			249 (246)	20.1 (18.6)	1.66 (1.58)	0.219 (0.203)
			240	19.1	1.54	0.173

(注) ()内は3本の平均値を示す。

して、一定軸方向応力度 $\sigma_0=20\text{kgf/cm}^2$ となるようにした。

また、水平加力時の試験体の倒れを防止するために、先端ローラ支承とした鋼材(BH-200×200)4本を、鉄骨フレームの横材に取付け、試験体加力スラブに接触させた。

加力装置の概要を Fig.3 に示す。

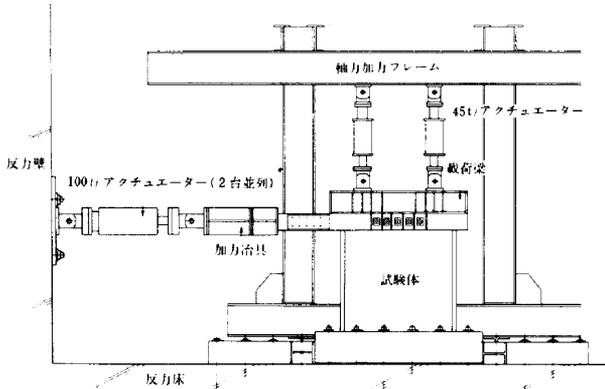


Fig.3 加力装置概要図

4-2 加力サイクル

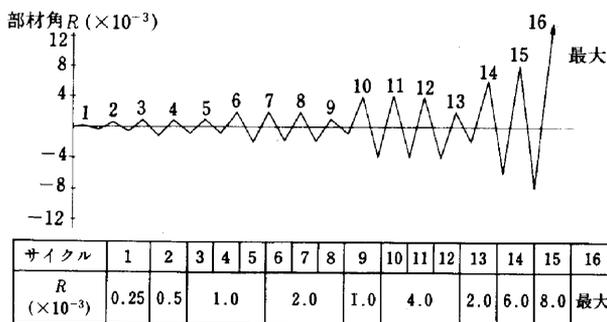
加力サイクルは、Table 5 に示す標準加力スケジュールによった。第1, 第2サイクルは、フランジ又はウエブに初ひびわれが発生するまでの繰り返しとした。第3サイクル以降は、試験体頂部加力スラブ端部位置(100tf アクチュエーターと反対側)の部材角で制御した。

部材角 R は次式によった。

$$R = \delta / h$$

ここで δ : 頂部加力スラブレベルでの水平変位
 h : 基礎スラブ上端から加力スラブ芯までの高さ

Table5 標準加力スケジュール



§ 5. 測定方法

5-1 変位の測定

変位計は、水平変位測定用として、試験体頂部加力スラブ、壁のウェブ部、フランジ部及び基礎スラブのそれぞれ主要な箇所に取付けた。

加力スラブと壁部の水平変位は、基礎スラブとの相対変位を測定し、別に基礎スラブにおいては、テストフロアに対する水平、垂直方向の移動量を測定した。

一方、試験体のせん断変形を測定するため、ウェブ部の対角方向に変位計を取り付け、曲げ変形を測定するために、フランジ部の両端外側にも、鉛直方向に変位計を取り付けた。

変位計の配置の一例を Fig.4 に示す。

5-2 鉄筋のひずみ測定

試験体の鉄筋のひずみ測定位置の一例を Fig.5 に示す。鉄筋のひずみ測定は、壁体部の縦筋、横筋について、以下の項目を調べることを目的とした。

- (1) ウェブ部、フランジ部の縦筋のひずみ状況
- (2) ウェブ部横筋のひずみ状況
- (3) 縦筋脚部定着部分の、基礎スラブからのぬけ出し状況

5-3 コンクリートのひずみ測定

試験体のウェブ部、フランジ部のコンクリート表面ゲージの取付位置の一例を Fig.6 に示す。

コンクリートのひずみ測定は、壁体部のコンクリートについて、以下の項目を調べることを目的とした。

- (1) ひびわれ発生以前のウェブ部コンクリート表面の主応力度、主応力方向を調べる。
- (2) ひびわれ発生以前のフランジ部コンクリート表面(特にフランジ脚部)の主応力度、主応力方向を調べる。
- (3) 内部埋込み型のモールドゲージを用いて、フランジ部脚部コンクリートのひずみ状況を調べる。

5-4 ひびわれの観察

各荷重段階でのひびわれ発生状況と、ひびわれの進展状況を把握するために、ひびわれ発生状況の観察・記録とひびわれ幅の測定を行った。

a) ひびわれ発生状況の観察、記録は、下記の方法によった。

- (1) 試験体の表面に水性白ペンキを塗り、格子模様を入れた。
- (2) ひびわれの発生・進展状況は油性マジックを用い、正加力時は、黒の実線、負加力時は赤の破線で表した。
- (3) 試験中は、ひびわれ状況を適宜写真にとった。

b) ひびわれ幅の測定は、下記の方法によった。

- (1) ひびわれ幅の測定は、原則として前述の標準加力スケジュールの1, 2, 3, 6, 10, 14, 15の各サイク

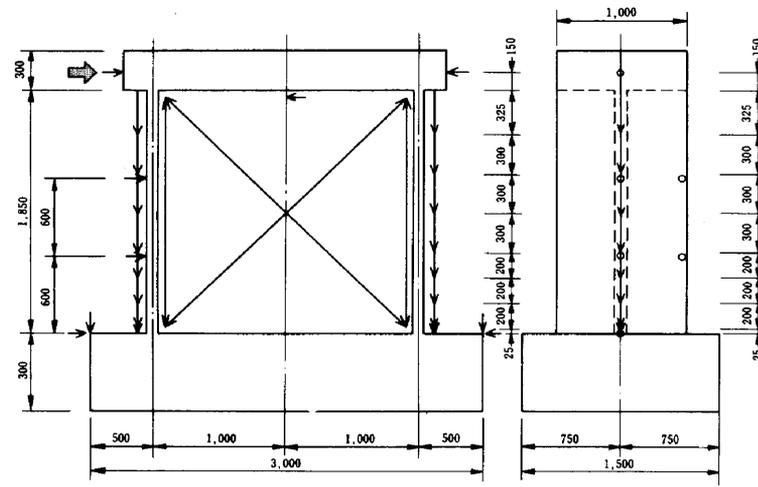


Fig.4 No.1 試験体変位計取付図

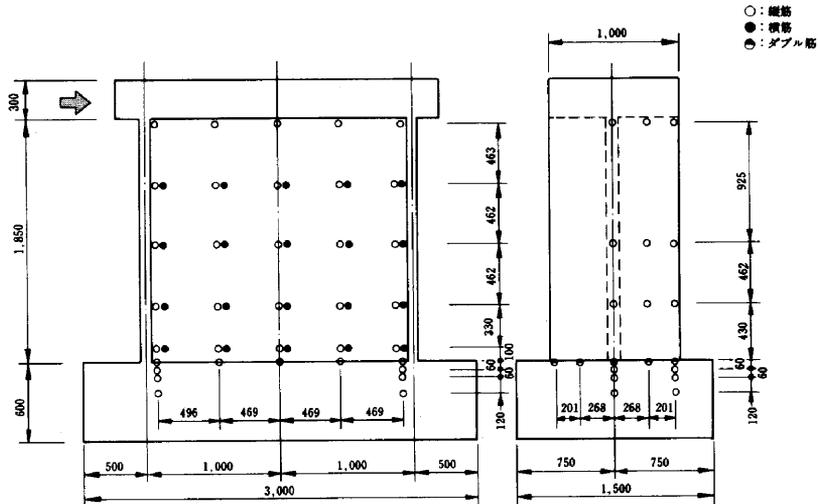


Fig.5 No.1 試験体鉄筋ひずみ測定位置

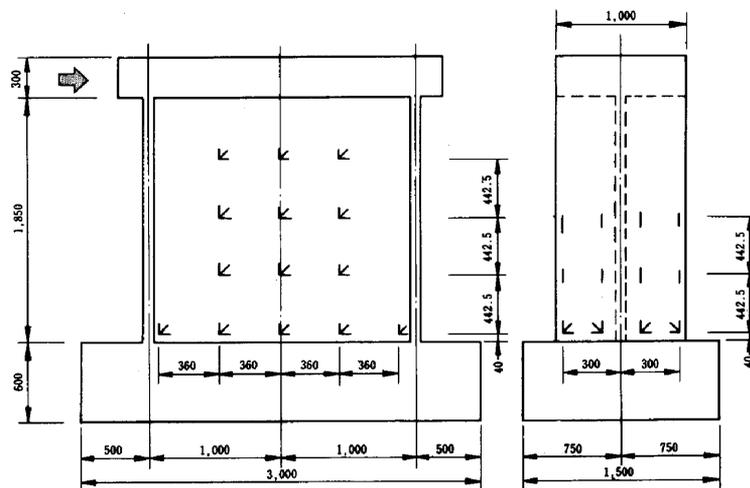


Fig.6 No.1 試験体表面ゲージ測定位置

ルの正負のピーク時及びこれらのサイクルの荷重ゼロ時に行った。

(2) ひびわれ幅測定対象位置は、前述の格子模様(ウエ

ブ、フランジ共約10cm×10cmとした)すべてとして、各格子中最大のものをそれぞれの代表値とした。

(3) ひびわれ幅の測定は、クラックスケールによった。

5-5 測定システム

測定システムを Fig.7 に示す。

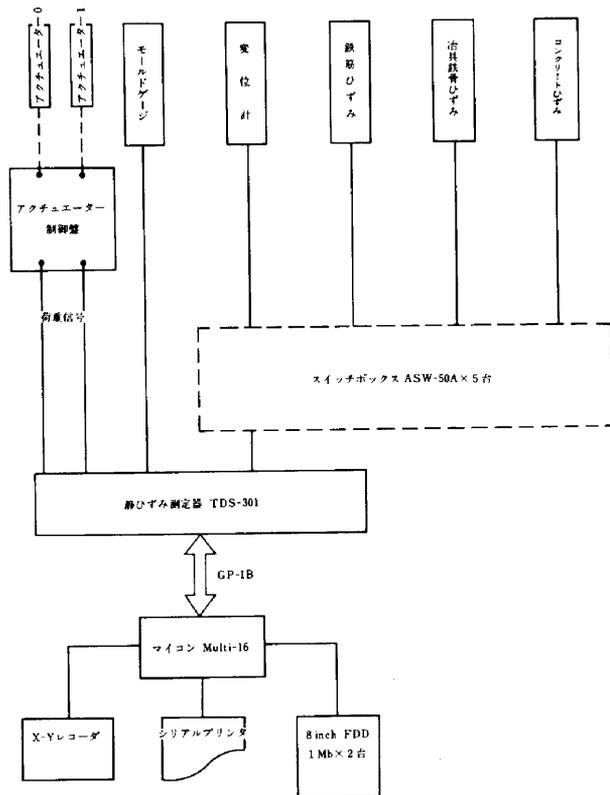


Fig.7 測定システム

§ 6 . 実験結果

6-1 ひびわれ発生状況

各試験体の最終ひびわれ状況を Fig.8~15 に示す。ウェブ部のせん断初ひびわれ発生時の部材角 R は、No.4 試験体では $0.28 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、No.8 試験体では $1.03 \times 10^{-3} \text{rad}$ であったが、その他の試験体では、 $0.44 \sim 0.73 \times 10^{-3} \text{rad}$ の範囲内であった。

フランジ部の初曲げひびわれは、 $M/QD=1.0$ のシリーズ (No.1~No.6) では、フランジ幅の影響を受けて、フランジ幅の広い試験体ほど高い荷重で発生したが、 $M/QD=0.6$ のシリーズ (No.7, No.8) では、この傾向は認められなかった。

最終破壊は、各試験体ともすべて、ウェブ部の水平方向のすべり破壊 (図中の斜線で示す) となったが、その発生位置は、フランジ付きのものではウェブ部の中央より上部、フランジ無しのものでは中央より下部であった。

なお、ひびわれ群の角度は、フランジ幅の広い試験体ほど傾きの角度が大きくなる傾向が認められた。

各試験体の、ひびわれ幅と部材角 R との関係は、Fig.16 に示す。 $Pw=1.2\%$ の試験体にくらべて、 $Pw=2.0\%$ の試験体のひびわれ幅が、小さいことが認められ

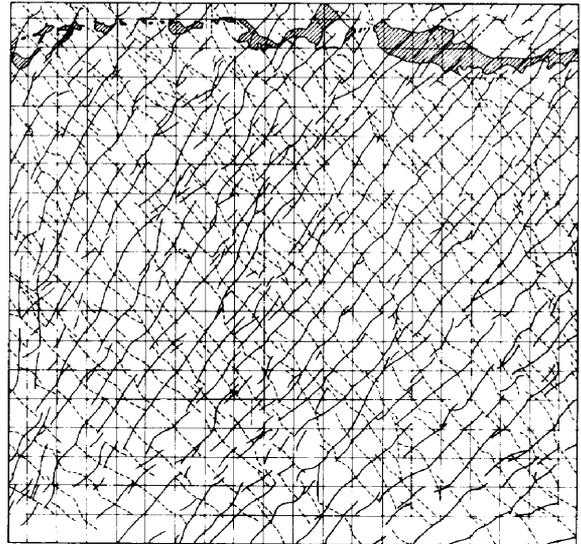


Fig.8 最終ひびわれ状態 試験体 No.1

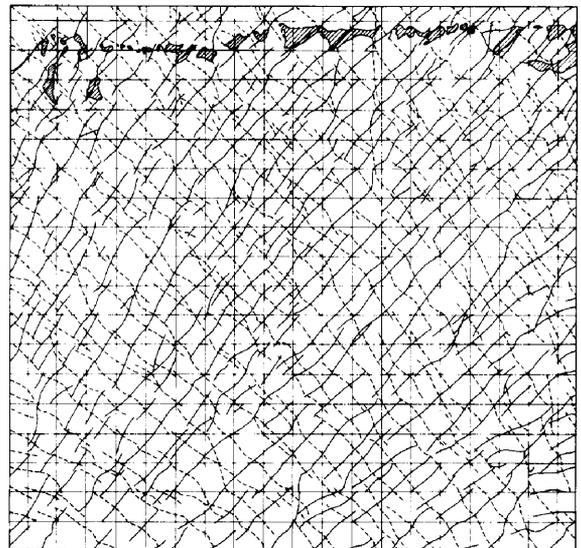


Fig.9 最終ひびわれ状態 試験体 No.2

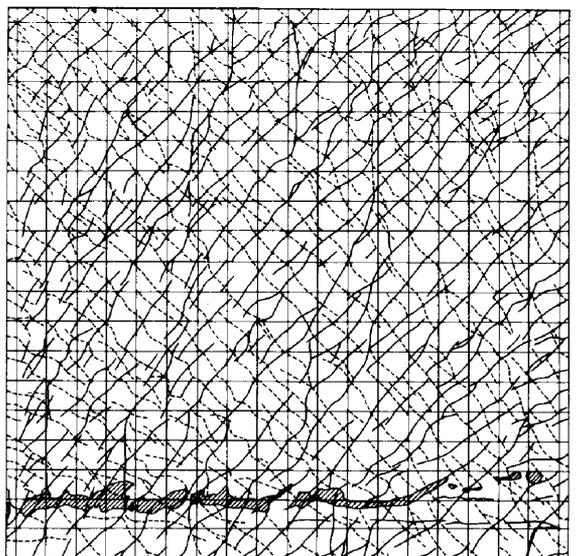


Fig.10 最終ひびわれ状態 試験体 No.3

る。

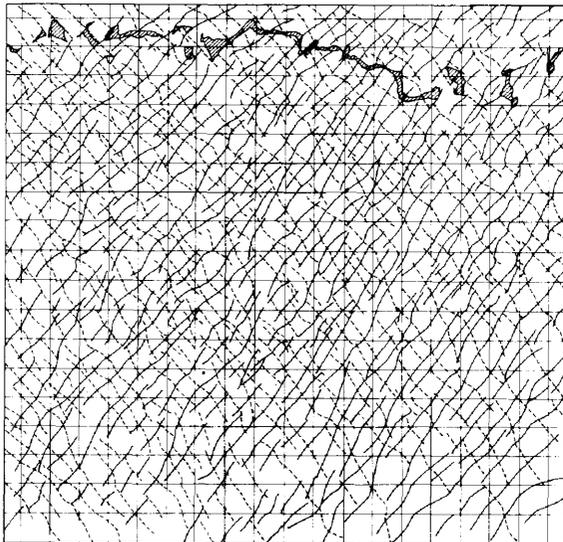


Fig.11 最終ひびわれ状態 試験体No.4

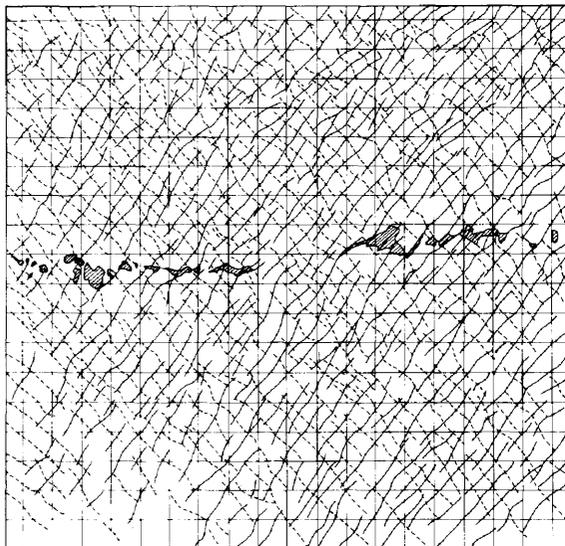


Fig.12 最終ひびわれ状態 試験体No.5

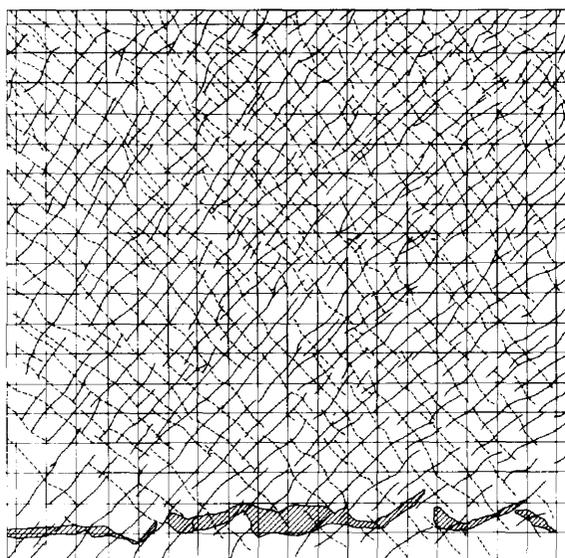


Fig.13 最終ひびわれ状態 試験体No.6

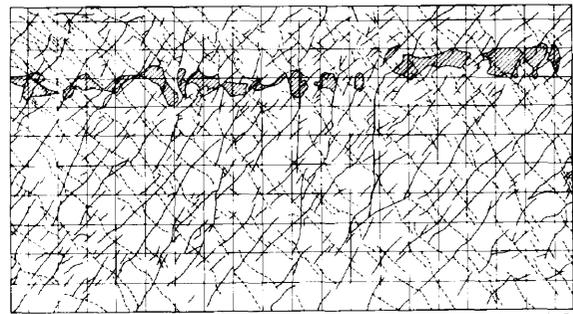


Fig.14 最終ひびわれ状態 試験体No.7

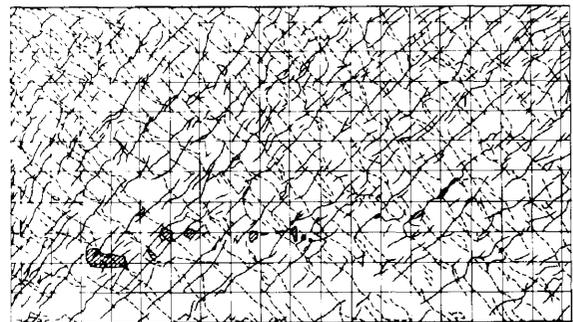


Fig.15 最終ひびわれ状態 試験体No.8

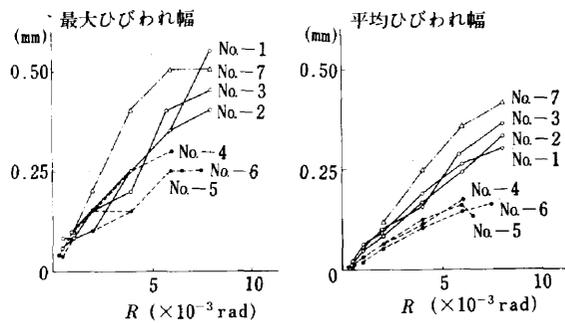


Fig.16 部材角とひびわれ幅

6-2 荷重・変形曲線

各試験体の荷重・変形曲線を、Fig.17~24に示す。また各試験体の正側ピーク荷重の包絡線を比較したものをFig.25に示す。

$M/QD=1.0$, $Pw=1.2\%$ のシリーズ(試験体 No.1~3)の最大耐力時の部材角 R は、ほぼ $8 \times 10^{-3} \text{rad}$ であった。フランジ壁の効果による耐力増は、部材角 R が $6 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは30~10%程度認められるが、それ以降は差は小さくなり、最大耐力はほぼ同じとなった。

$M/QD=1.0$, $Pw=2.0\%$ シリーズ(試験体 No.4~6)の最大耐力時の部材角 R は、ほぼ $6 \sim 7 \times 10^{-3} \text{rad}$ であり、前者に比較して、変形能が小さい。フランジ壁の効果による耐力増に関しては、 $Pw=1.2\%$ シリーズとほぼ同様な傾向を示したが、No.4 試験体は試験体の製作上問題があったと考えられる。また $M/QD=0.6$, $Pw=1.2\%$ のシリーズ(試験体 No.7, 8)では、最大耐力時の部材角 R は、ほぼ $8 \times 10^{-3} \text{rad}$ であった。

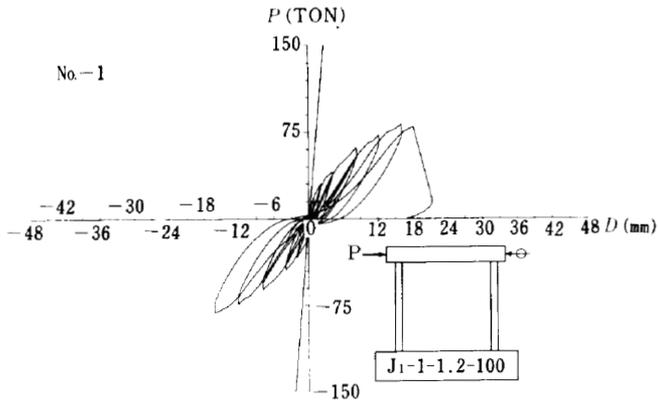


Fig.17 荷重・変形曲線

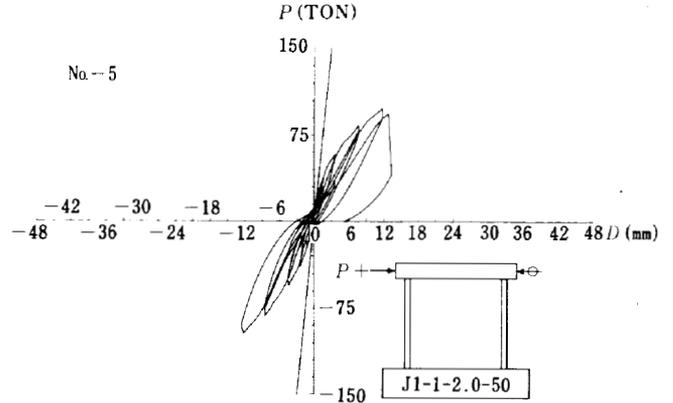


Fig.21 荷重・変形曲線

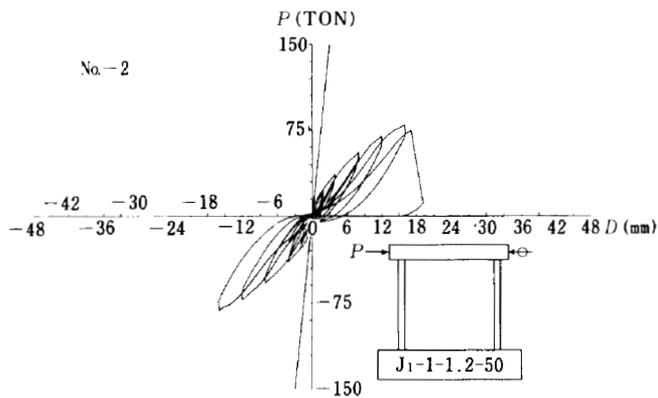


Fig.18 荷重・変形曲線

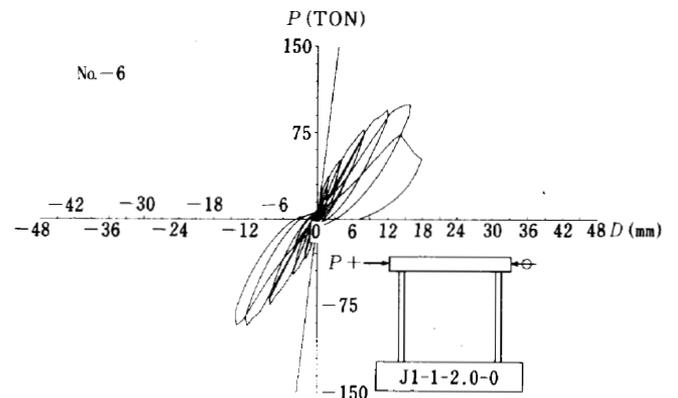


Fig.23 荷重・変形曲線

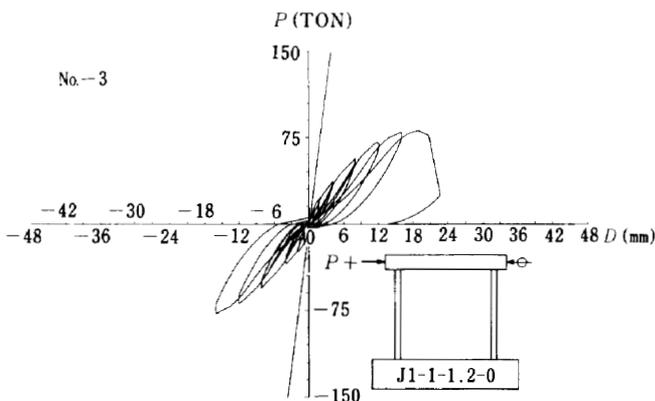


Fig.19 荷重・変形曲線

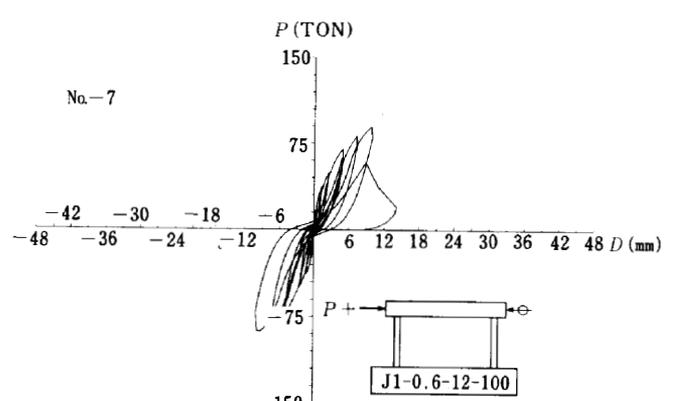


Fig.22 荷重・変形曲線

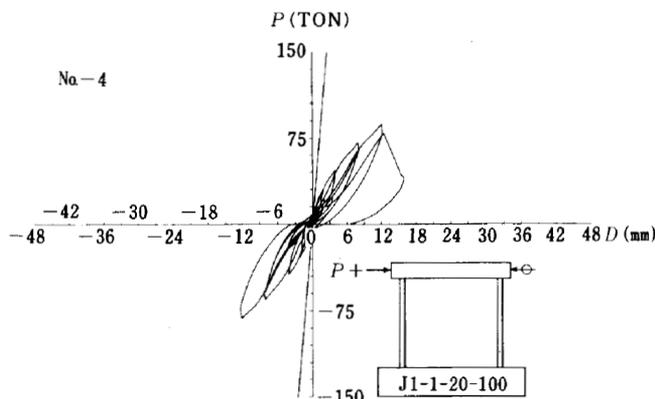


Fig.20 荷重・変形曲線

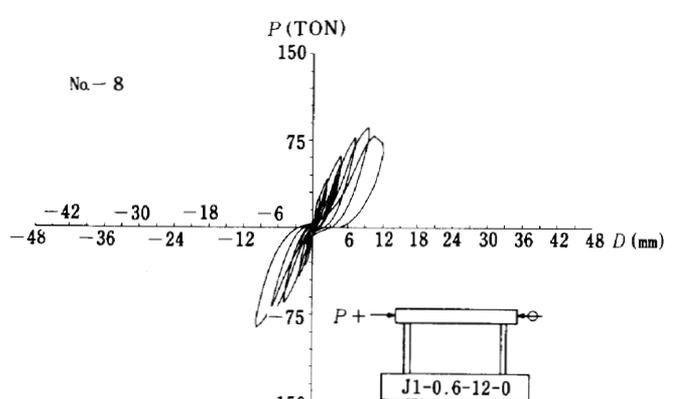


Fig.24 荷重・変形曲線

Table6 実験結果と諸強度式の比較

No.	Fc kg/cm ² (材令)	初期剛性 (t/mm)	実験値 計算値 比率	初ひびわれ荷重及び比率 (t)			最大耐力及び比率 (t)			変形 部材角 R(×10 ⁻³)		破壊形式				
				曲げ	せん断	せん断	曲げ	せん断	最大耐力	破壊時						
1	211 (44)	実験値 計算値	28.1	(+6)	36.0	(+2)	21.0	(+15)	73.0	(-15)	83.0	(-15)	8.13	(+16)	9.01	曲げ降伏後 スリップ
			43.1		53.0		29.6		74.8		77.9					
			比率	0.65		0.67		0.70		0.97		1.07				
2	216 (49)	実験値 計算値	22.0	(+3)	24.9	(+2)	17.4	(+14)	57.1	(-15)	81.0	(-15)	8.02	(+16)	8.58	"
			39.5		32.4		29.9		76.8		70.9					
			比率	0.55		0.76		0.58		0.74		1.14				
3	221 (54)	実験値 計算値	16.3	(+2)	16.3	(+3)	18.0	(+14)	59.0	(+16)	82.0	(+16)	9.42	(+16)	9.42	"
			29.6		20.7		30.4		91.5		67.8					
			比率	0.55		0.78		0.59		0.64		1.21				
4	281 (55)	実験値 計算値	22.3	(+6)	47.3	(+1)	13.3	(+14)	83.3	(+14)	88.0	(+14)	6.06	(+15)	6.24	"
			49.7		61.1		32.6		106.2		102.4					
			比率	0.44		0.77		0.40		0.78		0.86				
5	260 (49)	実験値 計算値	21.0	(-2)	26.6	(+2)	25.5	(+14)	79.4	(+14)	99.2	(+14)	6.02	(+15)	6.55	"
			40.8		36.9		31.7		113.2		89.2					
			比率	0.51		0.72		0.80		0.70		1.11				
6	255 (43)	実験値 計算値	26.7	(-2)	23.7	(+3)	37.3	(+14)	87.5	(+15)	100.0	(+15)	7.53	(+16)	7.09	"
			34.4		22.9		31.8		138.9		83.8					
			比率	0.77		1.03		1.17		0.63		1.19				
7	244 (55)	実験値 計算値	46.8	(+2)	24.0	(+2)	26.0	-	(+15)	90.0	(+15)	8.06	(+16)	7.37	スリップ	
			101.8		90.7		36.3		124.7		90.7					
			比率	0.46		0.26		0.71				0.99				
8	246 (62)	実験値 計算値	43.0	(+3)	24.0	(+3)	29.0	-	(+15)	87.0	(+15)	8.03	(+16)	8.65	"	
			77.3		35.4		36.6		152.5		79.6					
			比率	0.55		0.67		0.79				1.09				

*実験値の()内の数字は加力サイクルを示す。

6-3 実験結果と諸強度式との比較

実験結果と諸強度式との比較の一覧を Table 6 に示す。

初期剛性は次式により求めた。

$K=1/(1/K_f+1/K_s)$: 全体剛性

$K_f=3EcI_e/h^3$: 曲げ剛性

$K_s=G Aw/(a_w h)$: せん断剛性

E_c : コンクリートのヤング係数 Kgf/cm²

I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント cm⁴

(ウェブ鉄筋無視)

h : 壁下端より加力芯までの高さ cm

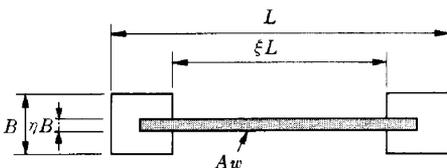
G : せん断弾性係数 Kgf/cm²

$G=Ec/\{2 \times (1+\nu)\}$ ν : ポアソン比

Aw : ウェブ部分の断面積 cm² 下図参照 (鉄筋無視)

Kw' : せん断変形算出用の形状係数で下式による

$$Kw' = 3(1+\xi) \left[\eta + \xi(1-\eta) \left\{ \frac{15}{8}(1-\xi^2)^2 - \xi^4 \eta \right\} \right] / 5[1-(1-\eta)\xi^3]^2$$



諸強度計算式は下式によった

(1)曲げ初ひびわれ荷重

$Q = Mc / (h \times 1000)$

Mc : 曲げ初ひびわれモーメント

$Mc = (1.8\sqrt{Fc + \sigma_0}) Ze$

Fc : コンクリート強度 Kgf/cm²

Ze : フランジ鉄筋考慮の断面係数 cm³

σ_0 : 軸方向圧縮応力度 Kgf/cm²

h : 壁下端より加力芯までの高さ cm

(2)せん断初ひびわれ荷重

$Q = \{0.085 \times 0.72 \times (500 + Fc) / (M/QD + 1.7)\} \times (1 + \sigma_0/150) \times Aw / 1000$

M/QD : せん断スパン比

(3)曲げ耐力

$Q = (at\sigma_y + 0.5a's\sigma_{oy} + 0.5\sigma_0 A) \times (\ell/h) / 1000$

at : フランジの縦筋量 cm²

σ_y : フランジ縦筋の降伏点 Kgf/cm²

$a's$: ウェブの縦筋量 cm²

σ_{oy} : ウェブ縦筋の降伏点 Kgf/cm²

A : 全断面積 cm²

ℓ : 柱芯々距離 cm

(4)せん断耐力

$Q = \{0.068Pte^{0.23}(Fc + 180) / \sqrt{M/QD + 0.12} + 2.7\sqrt{Pse\sigma_y} + 0.1\sigma_0\} be \cdot j$

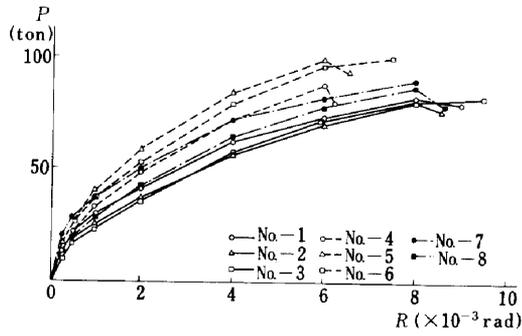


Fig.25 包絡線の比較

6-4 履歴ループ面積と等価粘性減衰定数

構造物の履歴がループを描くと、そのループ面積に相当するエネルギー吸収が行われ、振動を減衰させる。これを一般に履歴減衰と呼ぶ。履歴減衰を等価な粘性減衰に置換し、線形振動として巨視的に扱う方法が良く用いられる。等価粘性減衰定数 h_e は下記の方法で求めた。

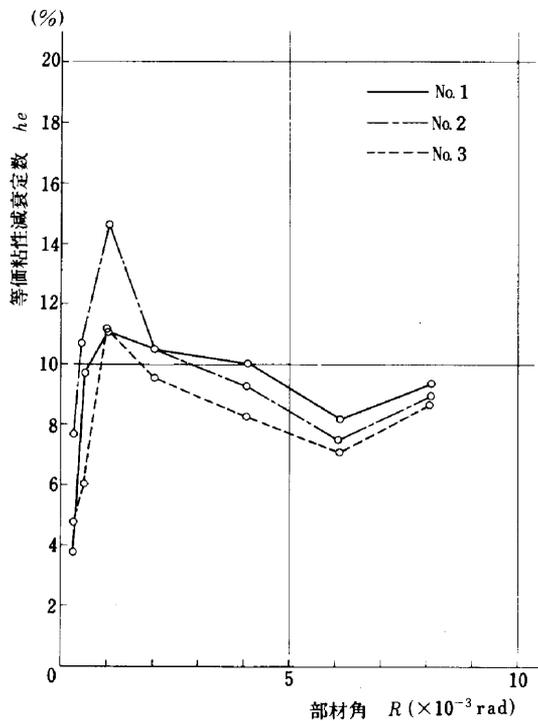
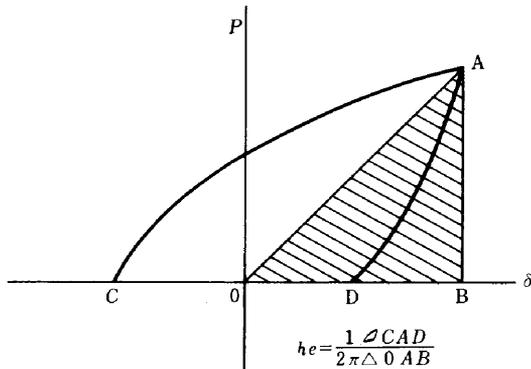


Fig.26 等価粘性減衰定数—部材角関係(1)

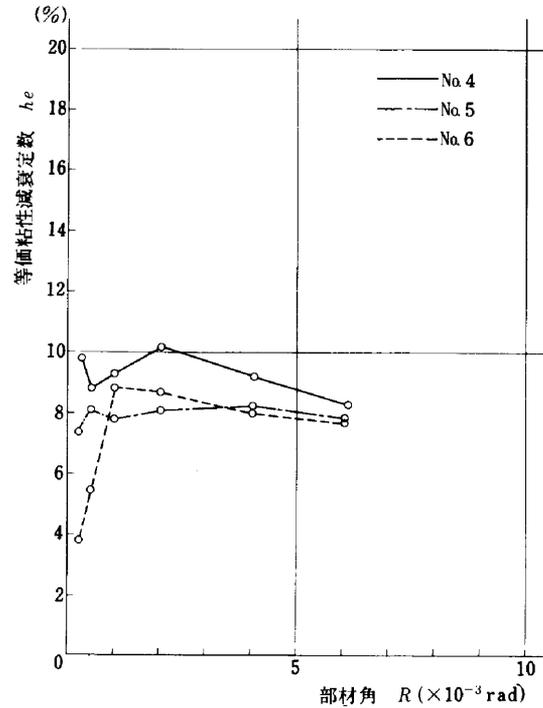


Fig.27 等価粘性減衰定数—部材角関係(2)

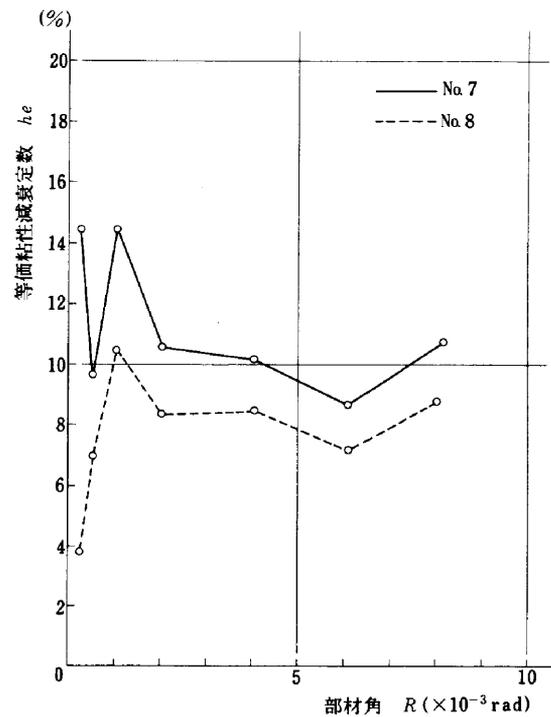


Fig.28 等価粘性減衰定数—部材角関係(3)

Fig.26~Fig.28に、各試験体の正側の等価粘性減衰定数 h_e と部材角 R の関係を示す。

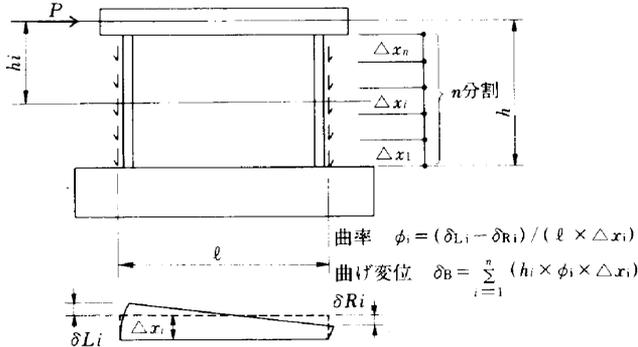
図より次のことがいえる。

- (1) 等価粘性減衰定数 h_e は、18~3%の間にある。
- (2) フランジ幅が大きいほど h_e は大きな値となる傾向にあり、部材角が $4 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以下のときに顕著となる。

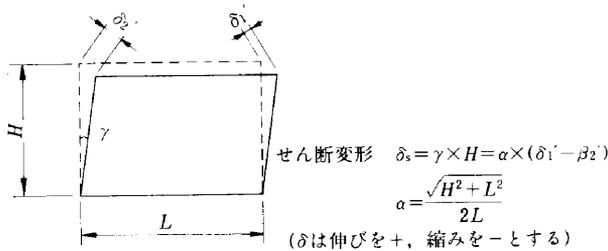
6-5 変形成分

曲げ変形成分, せん断変形成分は, それぞれ以下に示す方法で算出した。

(1) 曲げ変形成分



(2) せん断変形成分



前記の方法で求めた曲げおよびせん断変形計算値の実験値に対する百分率を求めたものを Fig.29~Fig.31 に示す。

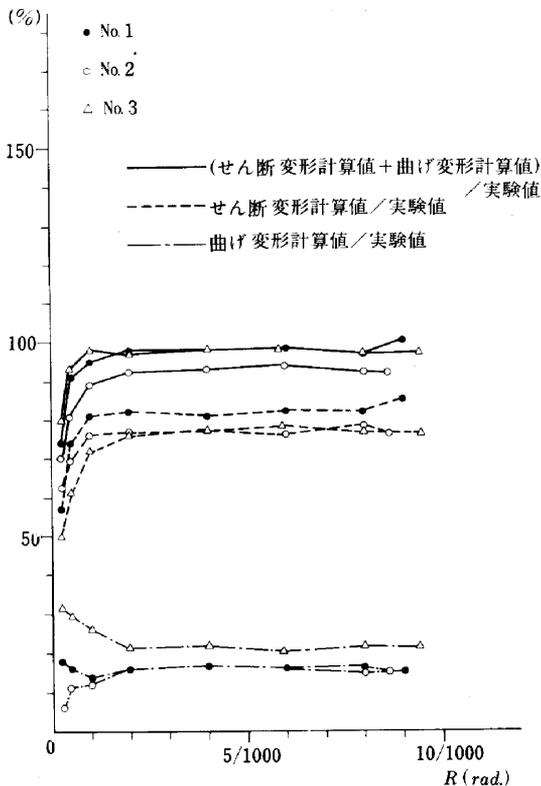


Fig.29 曲げおよびせん断変形成分(1)

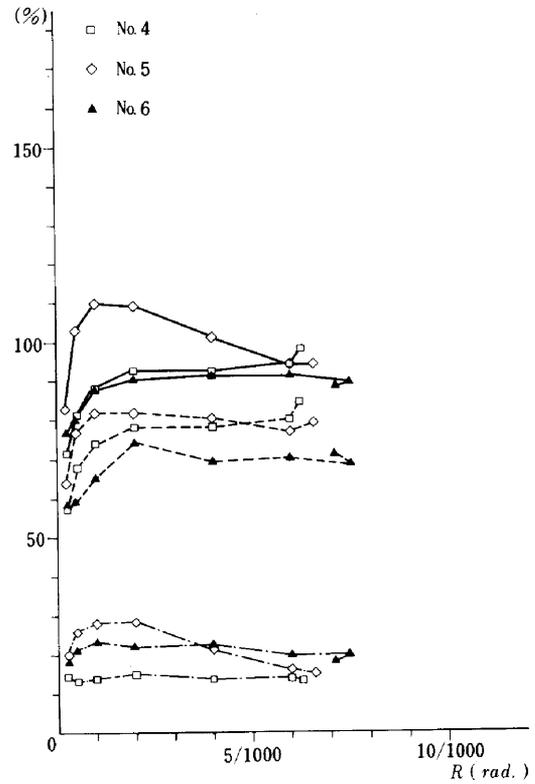


Fig.30 曲げおよびせん断変形成分(2)

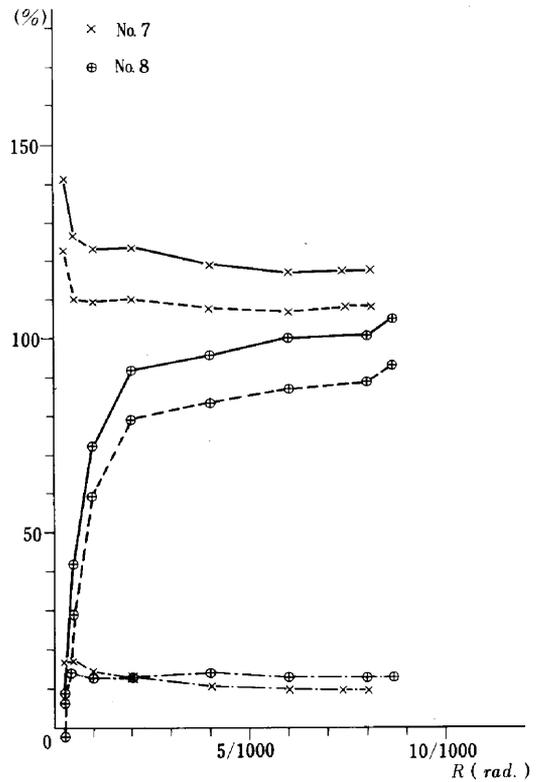


Fig.31 曲げおよびせん断変形成分(3)

図より次のことがいえる。

- (1) 曲げ変形の全体変形に占める割合は、およそ20%である。
- (2) この割合は、繰り返し回数又は部材角により、大きく変化しない。
- (3) (曲げ変形+せん断変形)の計算値/実験値は、90%から100%の範囲である

6-6 鉄筋のひずみ

各試験体の、⑮サイクル正側ピーク荷重時のウェブ部分横筋のひずみ状況を整理したものを Fig.32 ~ Fig.39 に示す。

各試験体とも横筋のひずみは、ウェブ下部よりウェブ上部の方が大きい。またフランジ幅が広いものほど、鉄筋比が大きいものほど横筋のひずみは小さくなる傾向がみられる。

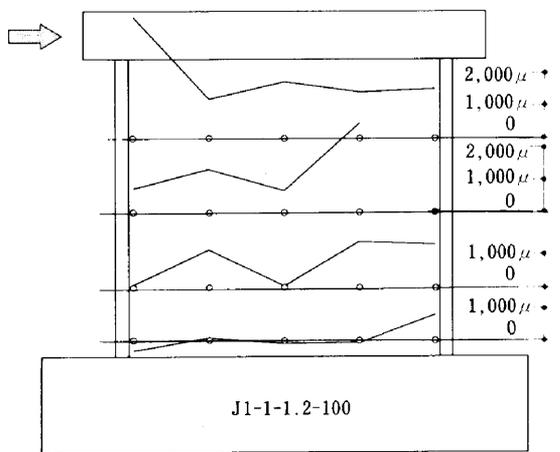


Fig.32 No. 1 ウェブ横筋のひずみ分布 (⑮サイクル $R=8.0 \times 10^{-3}$ rad)

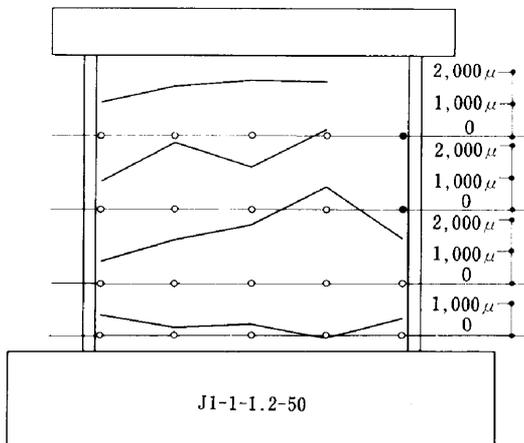


Fig.33 No. 2 ウェブ横筋ひずみ分布 (⑮サイクル $R=8.0 \times 10^{-3}$ rad)

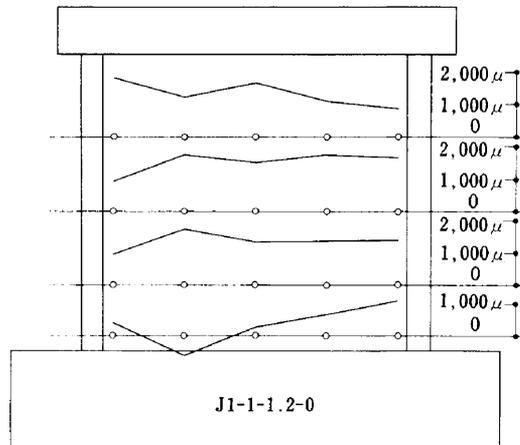


Fig.34 No. 3 ウェブ横筋ひずみ分布 (⑮サイクル $R=8.0 \times 10^{-3}$ rad)

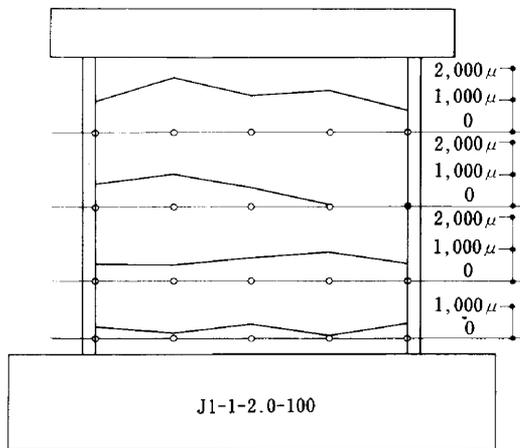


Fig.35 No. 4 ウェブ横筋ひずみ分布 (⑮サイクル $R=6.2 \times 10^{-3}$ rad)

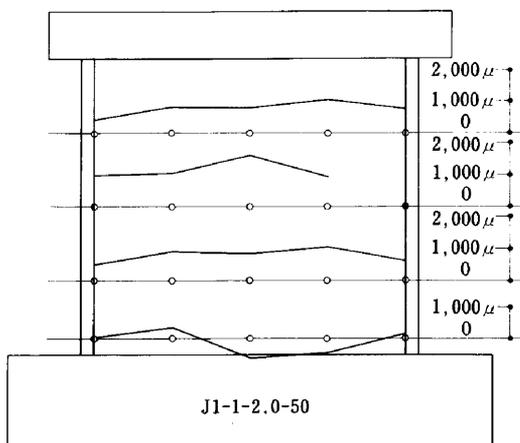


Fig.36 No. 5 ウェブ横筋ひずみ分布 (⑮サイクル $R=6.5 \times 10^{-3}$ rad)

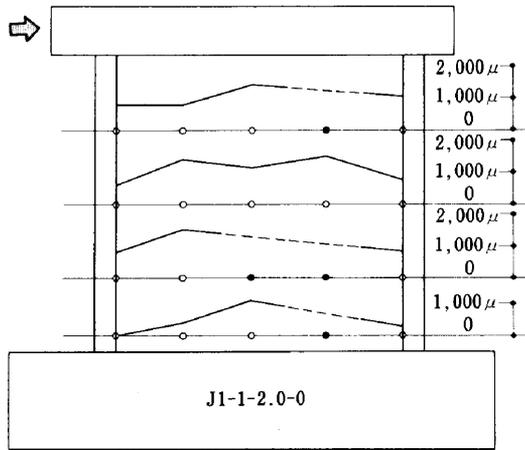


Fig.37 No.-6 ウェブ横筋ひずみ分布
(15サイクル $R=7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$)

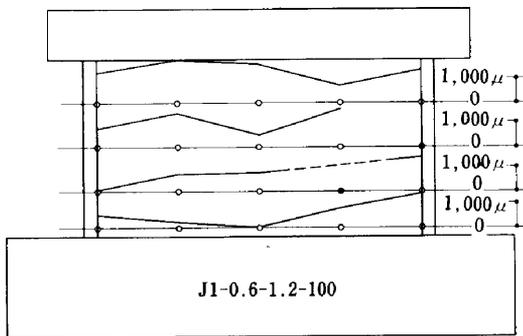


Fig.38 No.-7 ウェブ横筋のひずみ分布
(15サイクル $R=8.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$)

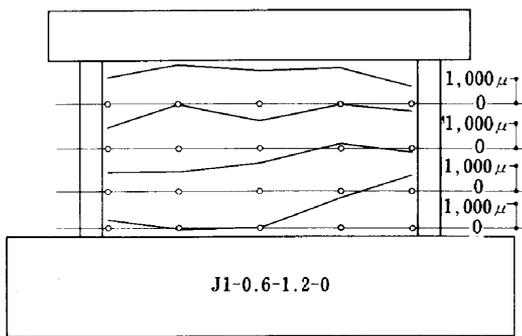


Fig.39 No.-8 ウェブ横筋のひずみ分布
(15サイクル $R=8.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$)

なお、耐力時のフランジ部分の縦筋は、 $M/QD=1.0$ のシリーズではすべて降伏しているのに対して、 $M/QD=0.6$ のシリーズではまだ降伏していない。

6-7 繰返しによる耐力低下率

縦軸に荷重、横軸に繰返し回数を取ったものを Fig.40~Fig.42 に示す。これらによれば、最大耐力付近ではフランジ幅の差異による耐力差は見られず、ほぼ同一の値を示しているが、耐力に至るまではフランジ幅

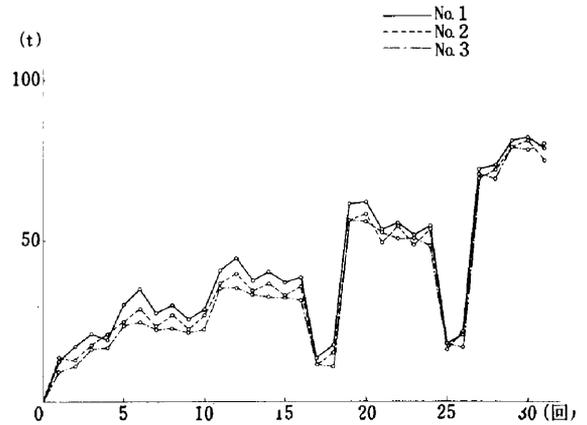


Fig.40 繰返し数-耐力関係(1)

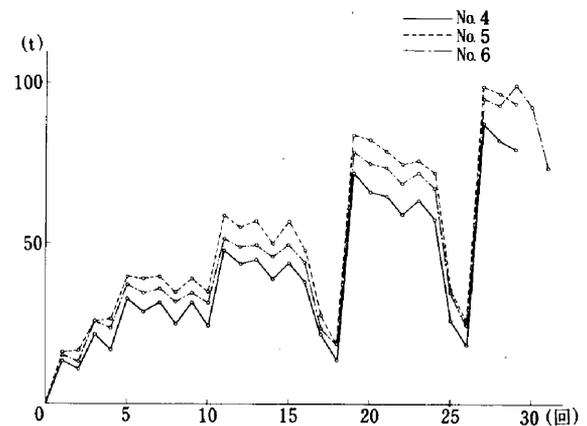


Fig.41 繰返し数-耐力関係(2)

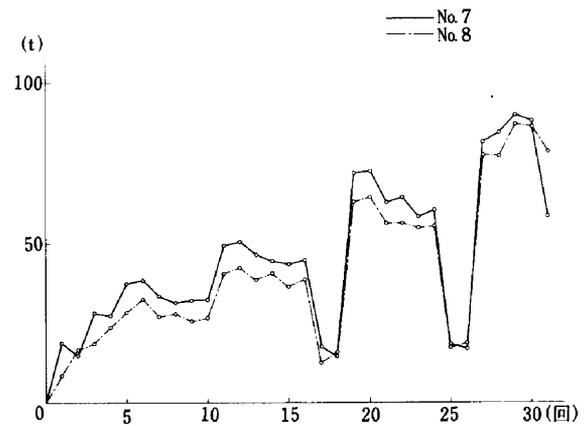
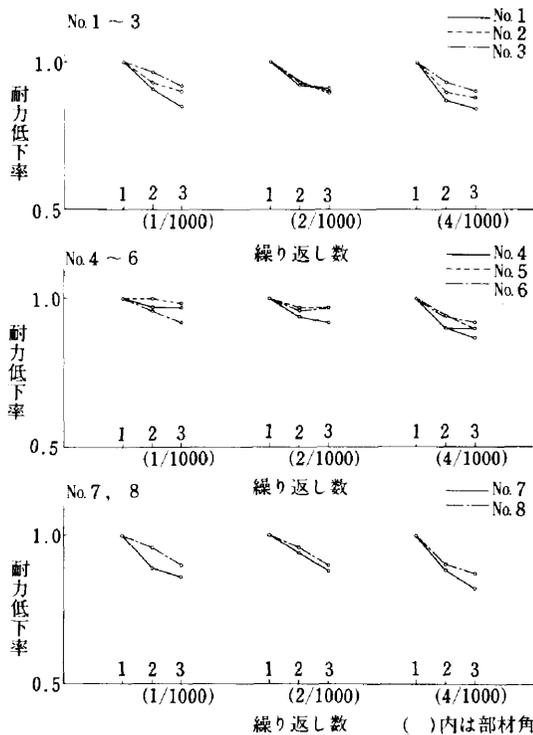


Fig.42 繰返し数-耐力関係(3)

の広い方が、同一変形において大きな荷重に耐える傾向にあり、フランジ幅の効果が表われている。

なお、No.4の試験体は、低い値を示しているが、これは試験体製作上問題があったと考えられる。

Fig.43は、同一変形での繰返しによる耐力低下を各同一変形の最大荷重で除したものである。これによれば、 $M/QD=1.0$ 、 $Pw=1.2\%$ のシリーズにおいては、フランジ巾の広い方が、耐力低下は大きく表われる傾



向にあり、3回の繰り返しで約15%低下している。 $M/QD=1.0$ 、 $Pw=2.0\%$ のシリーズにおいてはフランジ幅の効果は顕著ではない。しかし、 $Pw=1.2\%$ のシリーズと比較して補強筋量の多い方が耐力低下は少ない傾向にある。 $M/QD=0.6$ 、 $Pw=1.2\%$ のシリーズにおいては、 $M/QD=1.0$ 、 $Pw=1.2\%$ のシリーズと同様にフランジ幅が広い方が耐力低下が大きい傾向にある。但し、 M/QD の変化による差異は認められない。

§ 7. まとめ

本実験結果をまとめると次の通りである。

- (1) 初期剛性は実験値が計算値のほぼ1/2となり、フランジ幅の差異による実験値/計算値の差は見られない。
- (2) せん断ひび割れ発生部材角 R は、ほぼ $0.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ であり、フランジ幅、せん断補強筋比、せん断スパン比による差異は認められない。
- (3) 曲げひび割れ発生荷重はフランジ幅の影響が認められ、フランジ幅の広いものほど曲げひび割れ発生荷重は大きい。
- (4) $M/QD=1.0$ のシリーズにおいてはフランジ縦筋が曲げ降伏後すべり破壊を生じた。 $M/QD=0.6$ のシリーズは、曲げ降伏する事なく、すべり破壊を生じた。
- (5) フランジ幅が広いほど等価粘性減衰定数 h_e は大き

い値となる傾向にある。

- (6) 曲げ変形成分の全体変形に対する割合は高々20%程度である。
- (7) 各繰り返しでの耐力は、フランジ幅の広いものほど、大きな荷重に耐える傾向にあり、フランジ幅の効果があるが、最大荷重付近においては、フランジ幅によらずほぼ同じ最大荷重を示している。又同一部材角での繰り返しによる耐力低下率で見ると、せん断補強筋比の多いものは耐力低下率は少ない傾向が認められる。

§ 8. あとがき

本実験は、千葉大学工学部建築工学科野口助教授の御指導、御協力を得て、同大学大型実験施設を使用して実施された。ここに野口助教授並びに同実験施設の方々に厚く御礼を申し上げます。また当社技術研究所の関係各位の皆様には、試験体の製作から加力、計測にいたるまで一連の御協力を頂きました。ここにあわせて感謝いたします。