

論文

[2086] 二方向載荷を受けるRC立体内柱・梁接合部の復元力特性

正会員 ○ 江藤啓二 (佐藤組)  
 正会員 北山和宏 (千葉大学建築学科)  
 坪崎裕幸 (五洋建設技術研究所)  
 正会員 都祭弘幸 (五洋建設技術研究所)

1. はじめに

建物は任意方向から地震力を受けるため、二方向加力時の性状を検討することが必要である。そのため、今までに立体内柱・梁接合部架構に二方向載荷する実験研究がいくつか行われた[例えば1, 2]が、二方向加力履歴が建物の地震時挙動に与える影響を検討したものはない。そこで本研究では、加力履歴を実験変数として内柱・梁接合部骨組に二方向加力し、骨組の破壊性状、変形性能および梁主筋の接合部内での付着性状を検討した。

2. 実験概要

2-1 試験体概要

試験体は実物の約1/2.5 スケールのスラブなし立体内柱・梁接合部3体であり、梁降伏が先行するように設計されている。実験変数を加力履歴のみとしているため、3試験体とも同一形状・同一寸法・同一配筋となっている。梁断面 24cm x 32cm, 柱断面 34cm x 34cm, 柱芯から梁加力点までが98cm, 梁芯から柱支持点までが 58cm である。各方向とも梁主筋は接合部内を通し配筋し、上下等量, 二段配筋とした。一段目梁主筋には D16(SD40)を用い, 二段目梁主筋には D13(SD40)を用いた。接合部横補強筋には D6 を用い, 横補強筋量は0.49%である。表1, 表2にそれぞれ試験体諸元, 材料特性を, 図1に試験体概要を示す。

2-2 加力方法

EW方向の加力装置の概要を図2に示す。試験体の柱頭, 柱脚をピン支持とし, 柱に定軸力 92.8tonf (軸力比0.17)を加力した後, 地震力を想定し, 梁端に変位制御による正負交番繰り返し加力を行った。

表1 試験体諸元

試験体名	J1~J3
a) 梁	
上端筋	4-D16, 2-D13
$\rho_s$ (%)	1.70
下端筋	4-D16, 2-D13
$\rho_s$ (%)	1.58
スターラップ	4-D6
端部	
@ (cm)	4.6
$\rho_w$ (%)	1.16
中央	
@ (cm)	5.7
$\rho_w$ (%)	0.94
b) 柱	
主筋	16-D16
$\rho_s$ (%)	2.75
フープ筋	4-D6
@ (cm)	4.5
$\rho_w$ (%)	0.84
軸力 (tonf)	92.8
c) 接合部	
フープ筋	2-D6
セット	6
$\rho_w$ (%)	0.49

表2 材料特性

コンクリート	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )
J1 (材齢91日)	459
J2 (材齢105日)	466
J3 (材齢113日)	460
鉄筋	降伏応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )
D16 (SD40)	4442
D13 (SD40)	4081
D6 (SD30)	3721

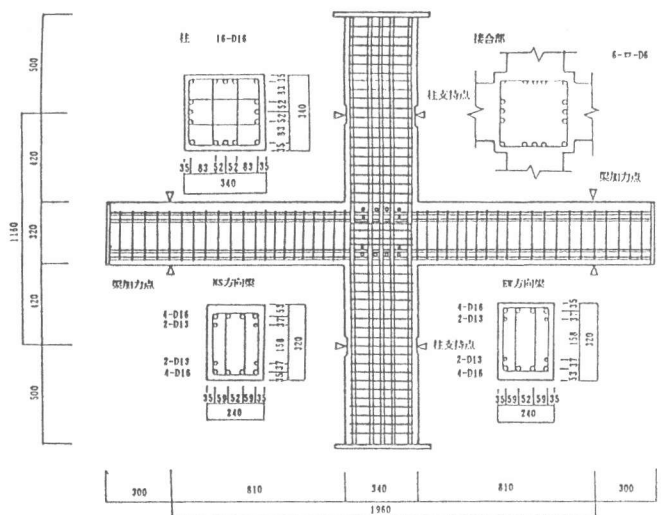


図1 試験体概要

### 2-3 加力履歴

加力履歴を図3に示す。試験体は、加力履歴の違いによりJ1, J2, J3と名づけた。試験体J1は、同時に二方向加力を受けない十字型の加力経路とし、NS方向に層間変形角  $1/200\text{rad}$ を2サイクル、 $1/100\text{rad}$ を4サイクル、 $1/67\text{rad}$ を2サイクル加力し、NS方向の梁を降伏させた後、同様にEW方向を加力し、さらに、NS方向に  $1/50\text{rad}$ を2サイクル、 $1/33\text{rad}$ を2サイクル加力した後、同様にEW方向に加力し、その後、EW方向のみ $1/15\text{rad}$ まで加力した。試験体J2及びJ3は二方向同時加力を受け、それぞれ口の字型、田の字型加力経路とした。試験体J2では、層間変形角  $1/200\text{rad}$ を2サイクル、 $1/100\text{rad}$ を4サイクル、 $1/67\text{rad}$ を2サイクル、 $1/50\text{rad}$ を2サイクル、 $1/33\text{rad}$ を2サイクル、 $1/25\text{rad}$ を2サイクル、 $1/20\text{rad}$ を1サイクル、 $1/15\text{rad}$ を1サイクル加力した。試験体J3では、J2と制御変位は同一であるが、1サイクルあたりの柱頭変位量が、試験体J2の2倍となるため各サイクル数は半分とした。

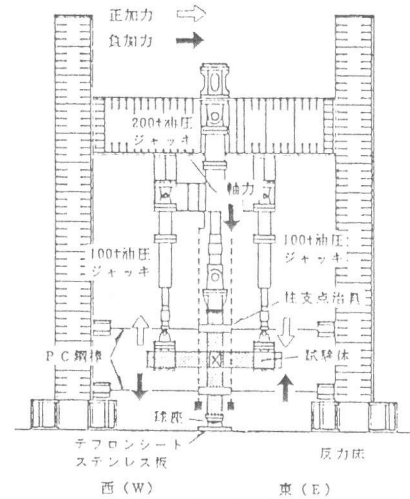


図2 加力装置

### 3. 実験結果および考察

#### 3-1 ひび割れ状況

図4に、試験体J1および試験体J2のEW方向の実験終了時のひび割れ状況を示す。

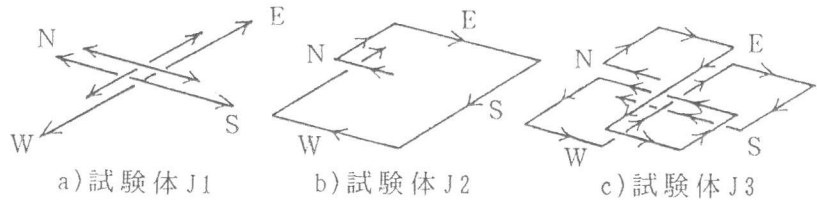


図3 加力履歴（柱頭加力点パス）

なお試験体J3は試験体J2と

ほぼ同じであった。いずれの試験体も層間変形角 $1/50\text{rad}$ 以降梁のひび割れは、ほとんど生じず、梁付け根のひび割れ幅が拡大した。試験体J2では、試験体J1に比較して、ひび割れ間隔が広く、梁付け根の圧壊が顕著であることより接合部内での付着劣化が生じていると思われる。また、接合部の被りコンクリートの剥落も顕著であった。

#### 3-2 層せん断力-層間変位関係

図5に各試験体の層せん断力-層間変位関係を示す。二方向同時加力を受けない試験体J1ではNS方向、EW方向とも同一振幅の繰り返しにより逆S字形の履歴性状を示した。二方向同時加力を受ける試験体J2では、ピーク変位を保持したまま、直交方向に加力するため、柱の二軸相関により保持側の抵抗力がその途上で大幅に低下し、見かけ上履歴面積が増大する。二方向同時加力状態から一方向を除荷するとその除荷剛性が大きくなり、除荷から反対側のピークまで加力されるときに剛性が平均化され小さくなり、荷重が線型に増大した。これは直交方向の加力により接合部コアコンクリートに圧縮力が導入され梁主筋の付着性状が改善されることによるものと

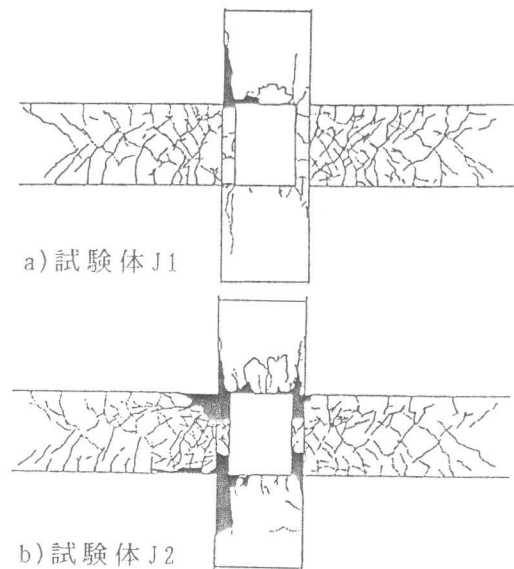


図4 ひび割れ状況

考えられる。試験体J3の加力履歴は、試験体J1と試験体J2の中間的な加力履歴となっており、一方向加力時では、試験体J1と、二方向同時加力時では、試験体J2と同様な性質を示した。

表3に、実験結果一覧を示す。接合部せん断ひび割れは、接合部横補強筋のひずみの急変点として求めた。表中の層せん断力および層間変位の実験値は、両主軸方向のベクトル和として示した。計算値は、主応力度式を用い、接合部抵抗断面積を柱幅と梁幅の平均値に柱せいを乗じて求めた。二方向加力時の接合部せん断ひび割れ耐力は、両主軸方向耐力の楕円補完で評価できることが示されている[3]。そこで、二方向加力時には、両主軸方向耐力の楕円補完とした。図6に接合部せん断ひび割れ耐力二軸相関関係を示す。実験値と計算値の比は、試験体J1のEW方向を除くと、0.89~1.04となり、実験値は計算値と概ね一致し、既往の研究[3]と同様の結果を得た。

梁降伏耐力および最大耐力はいずれも平面保持を仮定した曲げ解析により計算した。梁主筋の降伏は、層間変形角1/100rad以前に生じており、試験体J1では、EW方向の梁

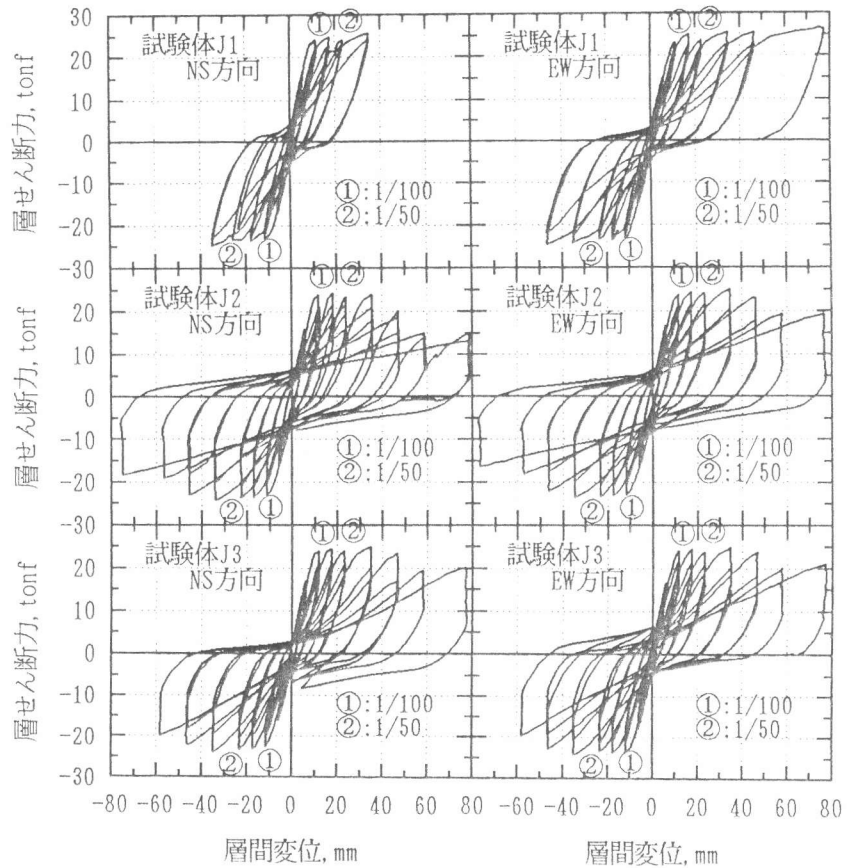


図5 層せん断力-層間変位関係

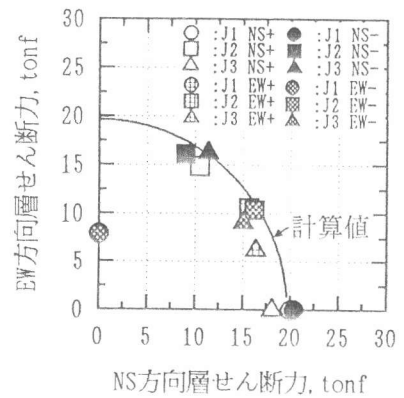


図6 接合部せん断ひび割れ耐力二軸相関関係

表3 実験結果一覧

試験体名	加力方向	接合部せん断ひび割れ			梁降伏			最大耐力			
		層せん断力 tonf	層間変形角 rad	実験値 計算値	層せん断力 tonf	層間変形角 rad	実験値 計算値	層せん断力 tonf	層間変形角 rad	実験値 計算値	
J1	NS	正	20.04	1/159	1.02	21.88	1/141	0.96	25.77	1/33	1.08
		負	20.42	1/147	1.04	20.42	1/147	0.89	24.69	1/33	1.04
	EW	正	7.98	1/227	0.41	23.14	1/104	1.01	26.53	1/15	1.11
		負	7.86	1/238	0.40	23.23	1/103	1.02	24.54	1/25	1.03
J2	NS	正	18.18	1/162	0.92	23.00	1/116	1.01	24.16	1/67	1.02
		負	18.45	1/171	0.94	19.52	1/153	0.85	24.33	1/33	1.02
	EW	正	18.90	1/166	0.96	22.47	1/116	0.98	25.01	1/33	1.05
		負	19.23	1/163	0.98	21.33	1/123	0.93	23.61	1/33	0.99
J3	NS	正	18.12	1/163	0.92	21.71	1/131	0.95	24.84	1/33	1.05
		負	19.84	1/160	1.01	22.62	1/100	0.99	23.85	1/33	1.01
	EW	正	17.48	1/181	0.89	24.08	1/99	1.05	24.58	1/33	1.04
		負	17.59	1/167	0.90	22.35	1/122	0.98	24.29	1/33	1.02

降伏時割線剛性が、NS方向に比較すると低下した。これは、NS方向加力により、接合部の剛性劣化が生じたためと考えられる。梁降伏耐力の実験値と計算値の比は、0.85~1.05となった。最大耐力は、いずれも計算値に達しており、その比は1.00~1.11となった。試験体J1では、計算値に対する実験値が試験体J2およびJ3に比較してやや高くなっており、梁付け根での塑性ヒンジが良好に維持されたためと考えられる。梁降伏、最大耐力いずれも実験値は計算値によく一致していた。最大耐力時の変形は試験体J1のEW方向では、層間変形角1/15rad以上、試験体J2、J3では1/33radである。二方向同時加力を受ける場合、最大耐力に達する変形が小さくなり、最大耐力以降の耐力低下も著しかった。また、同一振幅での繰り返しによる耐力低下については、層間変形角1/33rad時には、試験体J1では89%、試験体J3では80%となり、その差は10%程度であったが、試験体J2と試験体J3の加力履歴の違いによる影響はなかった。

### 3-3 変形特性

図7に、試験体J1のNS方向及びEW方向、試験体J2のEW方向のそれぞれ正加力時について柱、梁および接合部の変形が層間変位に占める割合を示した。なお、試験体J3はJ2と同様な傾向を示す。いずれの試験体も層間変位に占める梁変位の割合が大きく、層間変形角1/50radでは83~90%であった。試験体J1のEW方向では、先に直交方向の加力を受けるため変形の小さい範囲では接合部の変形成分がNS方向に比較して大きく、層間変形角1/100radでは約2倍となっている。このことはEW方向の降伏時の変形がNS方向に比較して大きくなったことに符合する。しかし、層間変形角1/50rad以降では、ほぼ同程度となった。また、試験体J1では、梁主筋の降伏とともに梁の変形成分が増大し、柱および接合部の変形成分は減少する傾向を示すが、試験体J2では降伏以降、試験体J1に比較すると梁の変形成分は減少し、接合部変形成分が15%前後とほぼ一定となった。二方向同時加力により接合部の劣化が生じた結果と考えられる。

図8に梁付け根から0.25D, 0.25D, 0.5D, 0.78D (D:梁せい)の位置で分けられる部分(それぞれ領域I~IVとする)の局所変形によるたわみが梁変位に占める割合を試験体J1のNS方向およびEW方向、試験体J2のEW方向について示す。ここでは、梁変位を領域I~IVの変形量の和として算定した。領域Iの成分は、梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加回転変形が大部分

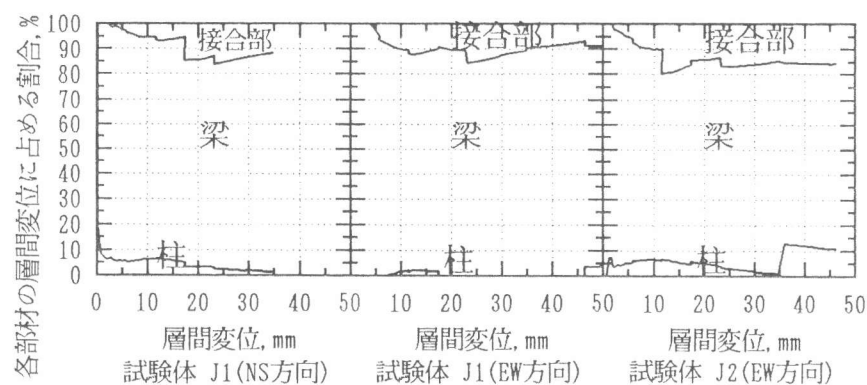


図7 各部分材変形の層間変位に占める割合

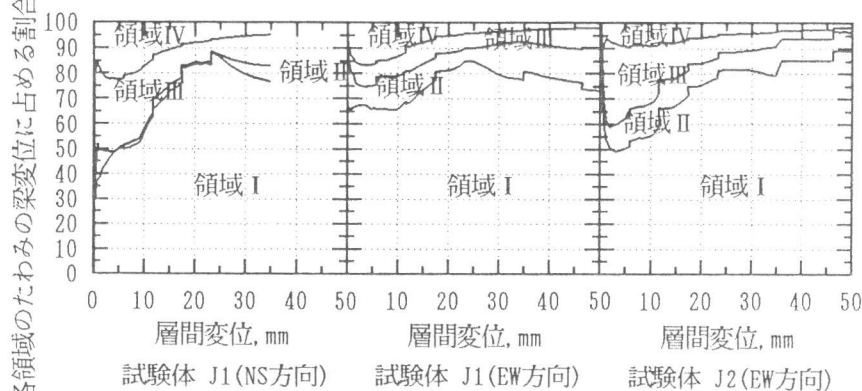


図8 各領域のたわみの梁変位に占める割合

を占めると考えられる。試験体 J1のEW方向では、領域 I の変形成分は、層間変位 1/100radまで 70%前後と一定に推移した。これは、NS方向加力による接合部コアコンクリートの劣化による影響と考えられる。試験体J2では、繰り返し加力による劣化が著しく、階段状に推移した。梁主筋降伏時の層間変形角1/100radでの領域 I の梁変位に占める割合は、いずれの試験体とも明瞭な差はなく、概ね60~70%であった。梁主筋降伏後、いずれの試験体も領域 I の変形成分は徐々に増え、層間変形角 1/50radでは、80%程度となり、梁変形の大部分を占めた。梁付け根での圧壊が顕著であった試験体J2では、層間変形角 1/50rad以降も増え続け、層間変形角1/33radには、90%程度に達した。それに対して、試験体J1のEW方向では、層間変形角 1/50 rad以降頭打ちとなり、領域 II での変形成分が増加する傾向を示した。

### 3-4 接合部内梁主筋付着性状

接合部中心から両側 8.5cmの位置のひずみをRamberg-Osgoodモデルにより応力変換し、その両端に生じる応力差が付着力として伝達するものと考え、その応力差を鉄筋の表面積で除して接合部内付着応力度とした。図9に梁主筋一段目上端筋のNS方向およびEW方向の負加力時の最大付着応力度をコンクリート圧縮強度の平方根で基準化した基準化接合部内最大付着応力度と、累積層間変位を降伏時累積層間変位で除した累積塑性率との関係を示す。試験体J1のNS方向では、鉄筋の降伏後も付着応力度が上昇し、NS方向、EW方向ともに、層間変形角 1/67radで接合部内付着応力度が最大となった。試験体J2およびJ3では、ほぼ、鉄筋の降伏と同時に最大付着応力度に達しており、試験体J1のNS方向に比べ付着強度は45%程度低下した。次に、図10に梁主筋一段目上端筋のNS方向およびEW方向の正加力時のピーク時の基準化接合部内付着応力度の推移を示す。試験体J2およびJ3ではNS方向は一方向加力状態、EW方向は二方向加力状態での付着応力度の推移である。一方向加力状態では、試験体J1では層間変形角1/50 rad まで付着応力度が維持されるが、試験体J2およびJ3では、1/200rad以降付着応力度の低下が著しい。また、試験体J2、J3では、EW方向の付着応力度が層間変位1/200rad前後以降NS方向の付着応力度より大きくなっており、層間変位1/100rad時では、その差は20~27%に達した。これは直交方向加力により接合部コアコンクリートが拘束され、見掛け上付着性状が改善されることによるものと考えられる。

### 3-5 接合部横補強筋の挙動

試験体 J2の一方向加力時（NS方向正加力時）、二方向加力時（EW方向正加力時）について、それぞれの NS方向および EW方向の接合部横補強筋のひずみ分布を図11に示す。また、梁主筋間の補強筋（横補強筋位置：2~5）の各方向のひずみ

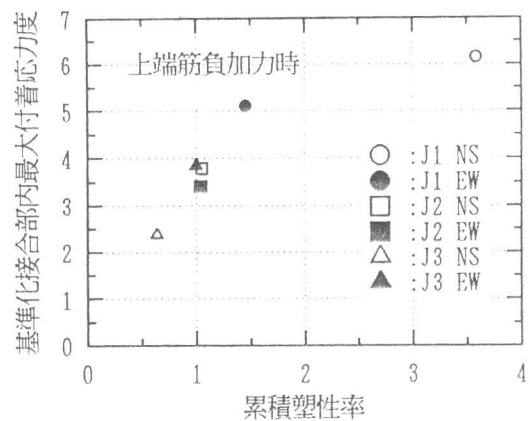


図9 基準化接合部内最大付着応力度

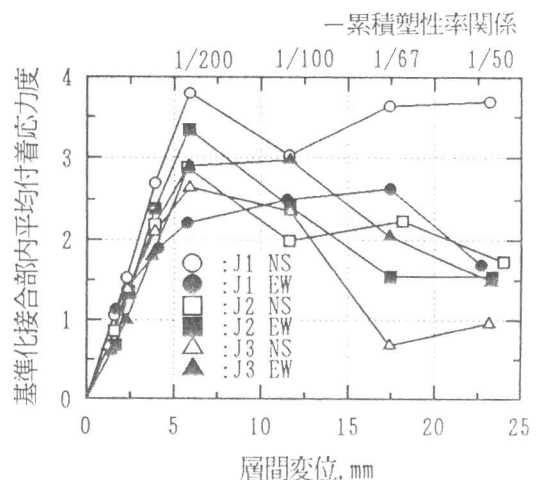


図10 基準化接合部内付着応力度

—層間変位関係

を応力に変換し、横補強筋の負担力の総和を求めたものを図12に示す。一方向加力時において、接合部パネルの斜めひび割れ発生後、NS方向の負担力が増え、そのせん断抵抗負担分が増加した。一方向加力時の拘束効果による負担分を加力方向(NS方向)と直交する方向(EW方向)の負担力に等しいと仮定し求めると、接合部斜めひび割れ発生以降のせん断抵抗負担分は、層間変形角 $1/67$  radでは、 $0.8\text{tonf}$ 前後であり、その時の拘束効果による負担に比較して13%程度であった。二方向同時加力時では、NS方向、EW方向ともに、同程度の力を負担しており、二方向同時加力により、接合部パネル内に等方性の力が生じた結果である。

#### 4. 結論

以下、本実験で得られた知見について示す。

1) 二方向同時加力を行うロの字型および田の字型加力履歴では、一方向加力時に比較して最大耐力時の変形が小さくなり、最大耐力時以降の耐力低下も著しく、接合部の剛性に劣化を生じた。しかし、二方向同時加力における加力履歴の違いによる影響は少なかった。

2) 直交方向降伏後の主方向の復元力特性は、接合部内梁主筋付着劣化および接合部のせん断劣化によって、その剛性が低下した。しかし、層間変形角  $1/50\text{rad}$  以降では同程度となった。

3) 二方向同時加力時の接合部内最大付着応力度は、一方向加力時に比べ小さくなった。

4) 二方向同時加力を受けない十字型加力履歴の場合、降伏後もしばらく付着力を持続した。二方向同時加力を受けるロの字型、田の字型加力履歴では、加力途中の一方向加力時において、梁主筋降伏後の付着応力度の低下が著しい。しかし二方向同時加力時には、直交方向より導入されている圧縮力によって一時的に付着性状が改善される傾向がみられる。

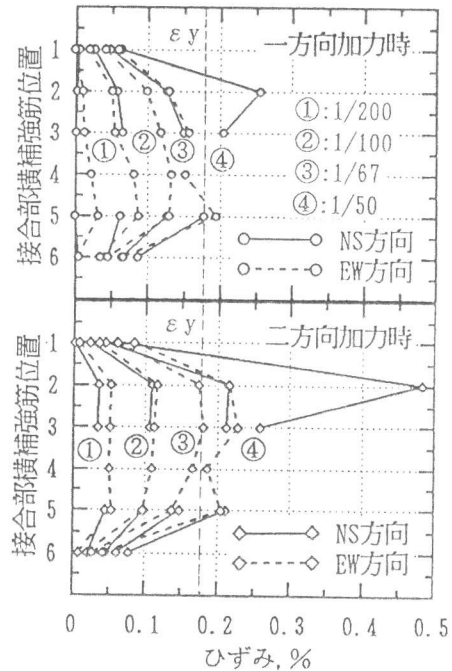
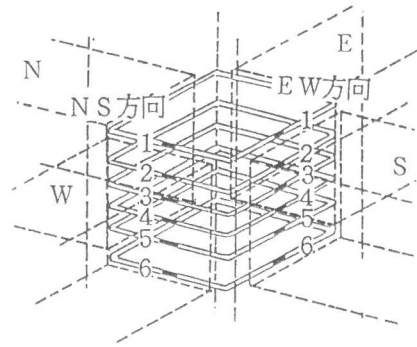


図11 接合部横補強筋ひずみ分布

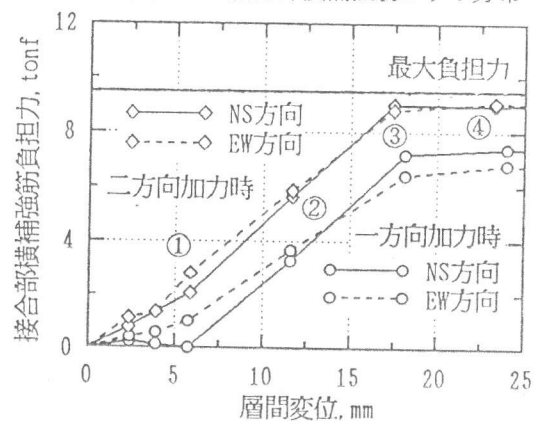


図12 接合部横補強筋負担力

【謝辞】 貴重な実験データおよび資料の提供をいただいた五洋建設技術研究所の皆様へ厚く感謝致します。

【参考文献】

- [1] Halim J.K. ほか：鉄筋コンクリート造立体柱・梁接合部の挙動に関する実験的研究，第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.657-660，1984
- [2] Kurose, Y., et al. :Study of Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Uniaxial and Biaxial Loading, PMPSEL Report, No.88-2, december, 1988, the University of Texas at Austin.
- [3] 草薙敏夫ほか：鉄筋コンクリート造立体柱梁接合部の破壊性状に関する研究(その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，pp.1873-1874，1984, 10