

1871

1872

1873

1874

1875

1876

1877

1878

1879

1880

1881

1882

1883

1884

1885

1886

1887

1888

1889

1890

1891

1892

1893

1894

1895

1896

1897

1898

1899

1900

第3章 既往文献資料を用いての鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する統計分析

3. 1 既往試験体の最大耐力と梁又は柱の理論曲げ終局強度との関係

3. 1. 1 目的

ここでは既往試験体を用いて、次の①、②の検討を行う。

①梁・柱接合部試験体の破壊形式との関連において、梁、又は柱の曲げ終局強度が充分に発揮されるか否かの検討。尚、破壊形式には、(1)梁曲げ破壊する場合(B型と呼ぶ)、(2)梁曲げ降伏後に接合部破壊する場合(BJ型と呼ぶ)、(3)梁又は、柱が曲げ降伏する以前に接合部破壊する場合(J型と呼ぶ)、(4)その他の破壊形式の場合(柱曲げ破壊(C型)、柱曲げ圧縮破壊(C・C型)、柱付着破壊(C・F型))がある。

②曲げ破壊型試験体の曲げ終局強度と接合部域付着性状との関係についての検討。この点についての研究には、坪井、矢代^{3.11)}の研究があり、「梁引張主筋量が鈎合鉄筋比以下の場合、接合部域の主筋(通し配筋)の付着がどうであろうと梁曲げ終局強度劣化は生じない」ことが、実験的考察より報告されている。

3. 1. 2 使用試験体の概要と梁又は柱の理論曲げ終局強度の算定方法

使用した試験体の範囲及び、理論曲げ終局強度の算定方法を以下に示す。

1)使用した試験体

ここで使用した試験体は、1953年～1985年に我国で実験され、建築学会論文報告集、同大会梗概集、同関東支部報告集、コンクリート工学年次講演会論文集に掲載されたものである。以下に使用試験体の範囲を示す。

- (1)断面寸法は、10cm×10cm以上のもの。
- (2)主筋は、接合部域で通し配筋されたもの。但し、接合部域に於て、主筋にグリスを塗布したもの、補強筋と溶接したものなど、加工を施したのもも含めることとする。
- (3)接合部域のフープ筋などの補強方法についても、特に制限を設けない。
- (4)コンクリートは、普通コンクリートのみとする。

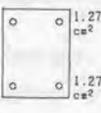
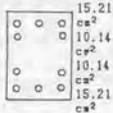
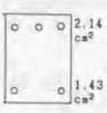
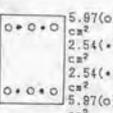
以上の範囲の試験体の文献リストと形状・寸法は、表 3.1.3.2 に、又、使用した試験体の形状・寸法の特徴を図3.1～図3.3に示す。

[表3.2「使用試験体の形状・寸法及び材料の性質」の記号及び記載内容の説明]

b_b, D_b : 梁幅, 梁成

b_{As} : 梁上端及び下端鉄筋断面積

(表中の表現は以下の通りである。)

表中の表現	1.27	2段 15.21 10.14	上端 2.14 下端 1.43	2種類 5.97 2.54
断面の配筋				

d_b : 梁有効成

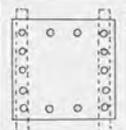
(2段配筋の場合は, 2段の引張鉄筋の重心位置から圧縮線までの距離)

b_{σ_y} : 梁主筋降伏応力度

b_c, D_c : 柱幅, 柱成

c_{As} : 柱の引張側鉄筋断面積

(表中の表現は以下の通りである。)

表中の表現	6.35
断面の配筋	

d_c : 柱有効成

P_w : 接合部フープ筋量

w_{σ_y} : 接合部フープ筋の降伏応力度

H, L : 階高, スパン

(表中の表現は以下の通りである。)

表中の表現	140×160	H-無関係 L-200
加力形式		

σ_N : 柱軸力

F_c : コンクリート圧縮強度

破壊形状: J : 接合部破壊

BJ : 梁曲げ降伏後に接合部破壊

B : 梁曲げ破壊

B・C : 梁曲げ圧縮破壊

C : 柱曲げ破壊

C・C : 柱曲げ圧縮破壊

C・F : 柱付着破壊

表3.1 文献リスト(1)

文献番号	試験体番号	表	要 要	執 筆 者	発 表 機 関 及 び 年 月
1	1	短期荷重時に於ける鉄筋コンクリート梁橋の断面抵抗と接合部の補強効果に関する実験的研究	鉄筋コンクリート梁橋の断面抵抗と接合部の実験的研究	坪井 普勝 宮井 政英	日本建築学会研究報告 No24 1953年10月 P139~P140
2	2	鉄筋コンクリート合せばり接合部の実験的研究 (鉄筋コンクリート梁橋接合部に関する研究第20報)	鉄筋コンクリート合せばり接合部の実験的研究 (鉄筋コンクリート梁橋接合部に関する研究第20報)	坪井 普勝 横山 不学 他	日本建築学会関東支部 第23回 1951年1月 P49~P52
3	3~8	鉄筋コンクリート構造の性能向上化に関する研究 (梁・柱接合部の繰り返し荷重実験)	鉄筋コンクリート構造の性能向上化に関する研究 (梁・柱接合部の繰り返し荷重実験)	梅村 彰 池田 昭男	日本建築学会論文報告集 第89号 1963年9月 P192
4	7~10	鉄筋コンクリート構造の性能向上化に関する研究 (梁・柱接合部の補強効果)	鉄筋コンクリート構造の性能向上化に関する研究 (梁・柱接合部の補強効果)	梅村 彰 池田 昭男	日本建築学会論文報告集 第103号 1964年10月 P173
5	11~13	壁式RC構造の再検討(その8・接合部の配筋法に関する実験)	壁式RC構造の再検討(その8・接合部の配筋法に関する実験)	坪井 普勝 矢代 秀雄	日本建築学会論文報告集 号外 1965年9月 P230
6	14~25	鉄筋コンクリートラーターメン筋点部の破壊性状について	鉄筋コンクリートラーターメン筋点部の破壊性状について	大塚 和夫 大野 和男 柴田 拓二 荒川 卓	日本建築学会論文報告集 号外 1968年10月 P234
7	26	人工軽量骨材コンクリート柱・梁接合部の研究	人工軽量骨材コンクリート柱・梁接合部の研究	奥島 正一 大井 孝和	日本建築学会論文報告集 号外 1967年10月 P339
8	27~31	水平力を受ける鉄筋コンクリート梁・柱接合部に関する研究 (8種 接合部破壊形態試験体の実験)	水平力を受ける鉄筋コンクリート梁・柱接合部に関する研究 (8種 接合部破壊形態試験体の実験)	大和田 義正	日本建築学会大会学術講演履歴集 1976年9月 P737~P738
9	32~33	鉄筋コンクリート柱・梁接合部の実験的研究	鉄筋コンクリート柱・梁接合部の実験的研究	青山 博之 伊藤 豊	日本建築学会関東支部 第41回 1970年 P89~P92
10	34~40	鉄筋コンクリート構造の性能向上化に関する研究	鉄筋コンクリート構造の性能向上化に関する研究	齊藤 民彦 森上 達雄	日本建築学会大会学術講演履歴集 1971年11月 P847~P848
11	41~48	鉄筋コンクリート柱・梁接合部における変形性状に関する実験的研究	鉄筋コンクリート柱・梁接合部における変形性状に関する実験的研究	森田 司郎 角 敏三	日本建築学会大会学術講演履歴集 1971年11月 P849~P850
12	49~50	鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁端筋の接合部からの 抜け出しについて	鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁端筋の接合部からの 抜け出しについて	森田 司郎 角 敏三	日本建築学会大会学術講演履歴集 1972年10月 P1089~P1100
13	51~52	繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究 (第9報)直交するRC部材の逆対称加力実験結果	繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究 (第9報)直交するRC部材の逆対称加力実験結果	石橋 一彦 藤部 泰寿	日本建築学会大会学術講演履歴集 1973年10月 P1249~P1250
14	53~54	RC柱・梁接合部の実験的研究(その1)	RC柱・梁接合部の実験的研究(その1)	畑 真栄 向井 良造 他	日本建築学会大会学術講演履歴集 1973年10月 P1291~P1292
15	55~57	鉄筋コンクリート柱・梁接合部の実験的研究 厚さ方向の影響について その(1)	鉄筋コンクリート柱・梁接合部の実験的研究 厚さ方向の影響について その(1)	田中 輝明 島村 秀夫	日本建築学会大会学術講演履歴集 1973年10月 P1293~P1294
16	58~61	水平力を受ける鉄筋コンクリート梁・柱接合部に関する研究 (9種 接合部破壊形態試験体の実験 その2)	水平力を受ける鉄筋コンクリート梁・柱接合部に関する研究 (9種 接合部破壊形態試験体の実験 その2)	大和田 義正	日本建築学会大会学術講演履歴集 1973年10月 P1297~P1298

表3.1 文献リスト(2)

文献番号	試験体番号	表題	執筆者	発表機関及び年月
17	82	ねじ結合による鉄筋組立梁の実験的研究 (その2 ラーメン仕口載荷試験)	志村昭太郎 他	日本建築学会大会学術講演会 1973年10月 P1223~P1224
18	83~84	本座鉄筋051を用いたはり・柱接合部の実験的研究 その1 実験方法と主な実験結果	石橋一彦 上村智彦 堀 真栄	日本建築学会関東支部報告集 1975年7月 P141~P144
19	85~88	本座鉄筋051を用いたはり・柱接合部の実験的研究 その5 実験方法と実験結果	石橋一彦 上村智彦	日本建築学会関東支部報告集 1976年7月 P217~P220
20	87~71	RC柱・はり接合部補強法に関する実験的研究 その1-実験概要、復元力特性、破壊状況について	多田利正 他	日本建築学会関東支部報告集 1976年7月 P225~P228
21	72	接合部内に重ね手有する鉄筋コンクリートはり・柱接合部加力実験	小林 茂 山本 浩二	日本建築学会関東支部報告集 1976年7月 P230~P238
22	73	鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究(1)	大和田 義正	日本建築学会大会学術講演会 1978年10月 P1455~P1456
23	74~78	鉄筋コンクリート構造柱・はり接合部に関する直交梁の耐力に関する実験的研究	中村 武 若林 英	日本建築学会大会学術講演会 1977年10月 P1781~P1782
24	77~82	RC柱・はり接合部補強法に関する実験的研究 (その4 8体の柱・はり接合部試験体と単純はり試験体の実験について)	多田利正 他	日本建築学会関東支部報告集 1977年 P 233~P 238
25	83~84	鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究(2)	大和田 義正	日本建築学会関東支部報告集 1977年 P241~P244
26	85~88	鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部に関する実験的研究 (その1 実験方法と主な実験結果)	上村智彦 他	日本建築学会大会学術講演会 1978年9月 P1679~P1674
27	87~80	鉄筋コンクリート柱・梁接合部を連ねての部材曲げ耐力の劣化に関する実験的研究(主筋が丸鋼の場合)	高橋 仁 小倉 弘一郎	日本建築学会大会学術講演会 1978年9月 P1879~P1880
28	81	高層鉄筋コンクリート造ビルの柱・梁接合部に関する実験的研究	別所 佐登志 岡本 公夫	日本建築学会大会学術講演会 1979年9月 P1311~P1312
29	82~83	鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究(4)	大和田 義正	日本建築学会大会学術講演会 1980年9月 P1511~P1512
30	84~87	RC柱はり接合部補強法に関する実験的研究 その8-8体の柱はり接合部試験体の実験について	多田利正 他	日本建築学会大会学術講演会 1980年9月 P1515~P1516
31	88	大断面鉄筋梁の活用による日米共同新築実験 (その2 連物を構成するはり・柱部分の耐力加力実験・実験概要)	中田 慎介 野谷 裕海 他	日本建築学会大会学術講演会 1980年9月 P1857~P1858
32	89~102	RC柱はり接合部補強法に関する実験的研究 その7-5体の柱はり接合部試験体の実験について	多田利正 他	日本建築学会大会学術講演会 1981年9月 P1483~P1484

表3.1 文献リスト(3)

文献番号	試験体番号	表題	著者	発表機関及び年月
33	103~106	鉄筋コンクリート柱・梁接合部を通し鉄筋定着性能の改善法に関する一研究	石川 眞治 小倉 弘一郎 他	日本建築学会大会学術講演集 1981年9月 P1469~P1470
34	107~108	鉄筋コンクリートラートラートラートラートの力学的挙動に関する実験的研究	本間 昭二郎 戸塚 孝	日本建築学会大会学術講演集 1981年9月 P1473~P1474
35	109	RC積層工法に関する増道実験 (その2 柱・梁接合部の耐力・変形性状)	伊藤 謙 山田 敏夫 他	日本建築学会大会学術講演集 1981年9月 P1717~P1718
36	110	鋼板補強鉄筋コンクリート材に関する実験的研究 (第7報 十字型柱・はり接合部の加力実験)	岡村 一臣 寺岡 勝 他	日本建築学会大会学術講演集 1982年10月 P1805~P1806
37	111	RC柱・はり接合部補強法に関する実験的研究 (その8 超高層鉄骨骨組用接合部の開発実験)	多田 利正 武田 耕一 他	日本建築学会大会学術講演集 1982年10月 P1849~P1850
38	112~115	十字型RC柱・梁接合部のディテールと破壊性状との関係 (1. 実験概要 破壊性状及び耐力)	緑 草 小澤 照彦 他	日本建築学会大会学術講演集 1983年9月 P1809~P1810
39	116~117	はり・柱内部接合部の付着劣化に関する実験的研究	角 龍三 著道川 昭夫 他	日本建築学会大会学術講演集 1983年9月 P1815~P1816
40	118~119	RCフォーム構造の外殻部をプレキャストとした部材の耐震性能に関する実験的研究 (その2 柱・梁接合部実験)	佐藤 真一郎	日本建築学会大会学術講演集 1983年9月 P1829~P1830
41	120	二方向地震入力を考慮したRC梁・柱接合部の弾性挙動に関する研究	大和田 義正	日本建築学会 関東支部報告集 1984年 P187~P200
42	121~124	柱・はり接合部における付着およびせん断劣化性状に関する研究	角 龍三 著道川 昭夫 他	日本建築学会大会学術講演集 1984年10月 P1893~P1894
43	125~127	鉄筋継手を有する柱・はり接合部の加力実験	磯内 智彦 戸田 哲雄 他	日本建築学会大会学術講演集 1984年10月 P1983~P1984
44	128~133	鉄筋コンクリート連柱一梁接合部の実験的研究	小林 裕 小笠 俊介 他	日本コンクリート工学会論文集 1984年 P653~P656
45	134~138	地震時応力を受ける鉄筋コンクリート柱・はり接合部に関する実験的研究	野口 博 寺崎 浩	日本建築学会大会学術講演集 1985年10月 P201~P202
46	137~139	梁主筋付着を良くした鉄筋状態型骨組接合部の履歴特性	北山 和宏 栗柄 浩一郎 他	日本建築学会大会学術講演集 1985年10月 P293~P294

表3.2 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質(1)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	梁						柱		接合部 P_u (kN) ($\mu\sigma_y$ t/cm ²)	HxL (cm)	圧縮力 σ_N (kg/cm ²)	Fc (kg/cm ²)	破壊 形式	備考
			$b_s \times d_s$ (cm)	sA_s (cm ²)	d_b (cm)	$s\sigma_y$ (t/cm ²)	$b_s \times D_s$ (cm)	$\sigma' A_s$ (cm ²)	d_c (cm)							
1	1	SS-PB	10.5x17.5	1.27	14.5	2.81	17.5x17.5	1.27	14.5	0	100x170	変動	180	B		
2	2	BC1	12x18	2.85	16.0	3.352	18x18	不明	16.0	0.67 (3.352)	128x128	0	358	B	柱の cA_s 接合部の P_u が不明	
3	3	JAI	15x20	3.98	17.2	3.00	20x20	5.97	17.2	0.56 (3.390)	140x160	40	210	B-J		
4	3	JAI	15x20	3.98	17.2	3.00	20x20	5.87	17.2	0.56 (3.390)	140x160	100	290	B-J		
5	3	JBI	15x20	4.28	17.0	3.24	20x20	5.70	18.5	0.56 (3.390)	140x160	40	210	B-J	小径筋を兼ねた通し配筋	
6	3	JBI	15x20	4.28	17.0	3.24	20x20	5.70	16.5	0.56 (3.390)	140x160	100	280	B-J	同上	
7	4	JAO	15x20	3.98	18.0	3.00	20x20	6.52	18.0	0.56 (3.85)	140x160	40	140	B-J		
8	4	JAB	15x20	3.98	18.0	3.00	20x20	6.52	18.0	1.51 (3.40)	140x160	40	140	B	12号ポルトメントを縦横方向に各々4本接合部は、JAOの4倍	
9	4	JAH	15x20	3.98	18.0	3.00	20x20	6.52	18.0	2.24 (3.85)	140x160	40	140	B	接合部に内筒状の配筋。	
10	4	JAW	15x20	3.98	18.0	3.00	20x20	6.52	18.0	1.12 (3.85)	140x160	40	140	B-J	接合部に内筒状の配筋。	
11	5	A10	15x45	2.01	41.7	5.099	15x45	2.01	41.7	0	225x225	0	288	B	X型加力形式	
12	5	D10	15x45	1.99	41.7	3.603	15x45	1.99	41.7	0	225x225	0	249	B	同上	
13	5	G00	18x45	5.07	42.0	3.531	18x45	5.07	42.0	0	225x225	0	225	B	同上	
14	6	A0I-1	20x40	6.03	36.0	3.18	20x40	4.02	36.0	0.318 (2.65)	200x200	0	282	B		

表3.2 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質(2)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	梁			柱			接合部 σ_{xy} (t/cm ²) (σ_{xy} / cm ²)	H.L. (cm)	柱軸力 σ_N (kg/cm ²)	Fc (kg/cm ²)	破壊 形式	備考
			$b \times D_b$ (cm)	$s A_s$ (cm ²)	d_b (cm)	$b \times D_c$ (cm)	$c A_s$ (cm ²)	d_c (cm)						
15	6	A0 I -2	20x40	6.03	36.0	3.18	20x40	4.02	36.0	0.318 (2.65)	0	282	B	
16	6	A0 I -3	20x40	6.03	35.0	3.18	20x40	4.02	36.0	0.318 (2.65)	0	282	B	
17	6	A40 I -1	20x40	6.03	35.0	3.18	20x40	4.02	36.0	0.318 (2.65)	4.0	282	B	
18	6	A40 I -2	20x40	6.03	36.0	3.18	20x40	4.02	36.0	0.318 (2.65)	4.0	282	B	
19	6	A40 I -3	20x40	6.03	36.0	3.18	20x40	4.02	36.0	0.318 (2.65)	4.0	282	B	
20	6	A40 II -1	20x40	6.03	35.0	3.18	20x40	4.02	36.0	0.847 (2.65)	4.0	282	B	
21	6	A40 II -2	20x40	6.03	36.0	3.18	20x40	4.02	36.0	0.847 (2.65)	4.0	282	B	
22	6	A40 II -3	20x40	6.03	36.0	3.18	20x40	4.02	36.0	0.847 (2.65)	4.0	282	B	
23	6	A40 III -1	20x40	6.03	35.0	3.18	30x40	4.02	36.0	0.212 (2.65)	4.0	282	B	
24	6	A40 III -2	20x40	6.03	36.0	3.18	30x40	4.02	36.0	0.212 (2.65)	4.0	282	B	
25	6	A40 III -3	20x40	6.03	36.0	3.18	30x40	4.02	36.0	0.212 (2.65)	4.0	282	B	
26	7	N-1	10x15	2.01	12.0	3.15	10x15	2.28	12.0	0.70 (2.71)	4.0	309	B	
27	8	NO.1	15x30	5.08	27.25	4.00	20x20	6.35	17.2	0 (-)	4.0	219	J	
28	8	NO.2	15x30	5.08	27.25	4.00	20x20	6.35	17.2	0.325 (2.50)	4.0	219	J	

表3.2 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質(3)

試験体番号	文献番号	試験体名	梁				柱				接合部 P_u (k)	接合部 (σ_y, τ) (cm ²)	H _{sl} (cm)	柱軸力 σ_N (kg/cm ²)	F_c (kg/cm ²)	破壊形式	備考
			$b_o \times d_o$ (cm)	$b \times h$ (cm ²)	d_o (cm)	$b \times \sigma_y$ (t/cm ²)	$b_o \times d_o$ (cm)	$b \times h$ (cm ²)	d_o (cm)	P_u (k)							
29	8	M-3	15x30	5.08	27.25	4.00	20x20	6.35	17.2	0.65 (2.5)	160x200	40	219	J			
30	8	M-4	15x30	5.08	27.25	4.00	20x20	6.35	17.2	プレース補強	160x200	40	219	J	接合部7P-3補強 2X-3, 2x35(7レフト)		
31	8	M-5	15x30	5.08	27.25	4.00	20x20	6.35	17.2	プレース補強	160x200	40	219	J	接合部7P-3補強 2X-4, 2x35(7レフト)		
32	9	KX-2	28x85	2段 15.21 10.14	79.4	3.90	46x46	20.28	42.0	0.62 (4.10)	254x424	変動	159	J	X型加力形式		
33	9	KX-3	28x85	2段 15.21 10.14	79.4	3.90	46x46	20.28	42.0	0	254x424	変動	159	J	同上		
34	10	S-0	25x50	11.48	43.0	3.19	32.5x32.5	7.96	30.0	0.30 (3.0)	175x352.5	0	483	C			
35	10	S-40	25x50	11.48	43.0	3.58	32.5x32.5	7.96	30.0	0.30 (3.0)	175x352.5	38	483	B, C			
36	10	S-80	25x50	11.48	43.0	3.59	32.5x32.5	7.96	30.0	0.30 (3.0)	175x352.5	57	483	B			
37	10	S-80	25x50	11.48	43.0	3.59	32.5x32.5	7.96	30.0	0.30 (3.0)	175x352.5	76	483	B			
38	10	C-40	25x50	2段 5.71	42.0	3.19	32.5x32.5	7.96	30.0	0.30 (3.0)	175x352.5	38	483	C	梁集中配筋		
39	10	C-80-1	25x50	2段 5.71	42.0	3.58	32.5x32.5	7.96	30.0	0.30 (3.0)	175x352.5	76	483	B	同上		
40	10	C-80-2	25x50	2段 5.71	42.0	3.59	32.5x32.5	7.96	30.0	0.30 (3.0)	175x352.5	76	483	B	同上		
41	11	Beam 1	12x20	2.54	18.0	4.96	20x20	5.74	18.0	0.47 (2.3)	H-鋼両係 L-200	変動	311	B1	柱軸力変動, せん断力は1.5倍加載		
42	11	Beam 2	12x20	2.54	18.0	4.9	20x20	5.74	18.0	0.47 (2.3)	H-鋼両係 L-200	変動	311	B1	同上加力形式 繰り返し載荷		

表3.2 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質 (4)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	注						結合部 P_u (%) ($\frac{u \sigma_y}{l} / \text{cm}^2$)	H/L (cm)	柱軸力 σ_N (kg/cm ²)	Fc (kg/cm ²)	破壊 形式	備考
			$b_w d_b$ (cm)	b_s (cm ²)	d_b (cm)	σ_y (t/cm ²)	$b_w x d_b$ (cm)	c/k (cm ²)						
43	11	Beam3	12x20	2.54	18.0	4.38	20x20	5.74	18.0	0 (-)	中無関係 L-200	314	B-J	柱軸力 σ_N が 耐力を $\frac{1}{2}$ に達し、 $\frac{1}{2}$ に達 するまで
44	11	Beam4	12x20	2.54	18.0	4.48	20x20	5.74	18.0	0 (-)	中無関係 L-200	314	B-J	同上
45	11	Beam5	12x20	2.54	18.0	3.58	20x20	5.74	18.0	0.47 (2.2)	中無関係 L-200	318	B	同上
46	11	Beam6	12x20	2.54	18.0	3.56	20x20	5.74	18.0	0 (-)	中無関係 L-200	318	B	同上
47	11	Beam7	12x20	2.65	18.0	3.23	20x20	5.74	18.0	0.94 (2.3)	中無関係 L-200	322	B	同上
48	11	Beam8	12x20	2.65	18.0	3.23	20x20	5.74	18.0	0.94 (2.3)	中無関係 L-200	322	B	同上
49	12	Beam2'	12x20	2.54	18.0	4.04	20x20	5.74	18.0	不明	中無関係 L-200	334	B	同上
50	12	Beam4'	12x20	2.54	18.0	3.58	20x20	5.74	18.0	不明	中無関係 L-200	371	B	同上
51	13	N&1	20x60	13.4	52.0	3.84	20x50	15.88	44.0	1.27 (3.79)	100x266	414	B	
52	13	N&2	20x60	13.4	52.0	3.84	20x50	15.88	44.0	1.27 (3.79)	100x266	312	B-J	
53	14	N&1	40x60	28.8 28.8	40.7	3.72	55x80	18.82	79.6	0.99 (3.80)	270x355	254	B-J	X型
54	14	N&2	40x55	28.8 40.8 15.88	43.9	3.72	55x80	18.82	79.6	1.21 (3.80)	270x355	254	B-J	同上
55	15	A	15x15	2.54	11.85	3.89	15x15	2.54	11.85	0 (-)	100x100	181	B-J	
56	15	B	30x15	5.08	11.85	3.89	30x15	5.08	11.85	0 (-)	100x100	181	B-J	

表3.2 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質 (5)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	梁			柱			接合部 P_u (%) (σ_y / f_c)	HxL (cm)	柱軸力 σ_N (kg/cm ²)	P_c (kg/cm ²)	破壊 形式	備考	
			$b_s \times l_0$ (cm)	σ_{fs} (cm ²)	d_b (cm)	$b \times \sigma_v$ (t/cm ²)	$b_c \times l_0$ (cm)	$c \times A_s$ (cm ²)							d_c (cm)
57	15	C	60x15	10.16	11.85	3.69	60x15	10.16	11.85	0	100x100	0	181	B-J	
58	16	P-1	15x30	5.97	27.25	4.08	20x20	7.96	17.2	0	160x200	40	118	J	
59	16	P-2	15x30	5.08	27.25	3.93	20x20	6.35	17.2	0	160x200	40	136	J	
60	16	P-3	15x30	3.81	27.25	3.93	20x20	6.35	17.2	0	160x200	40	131	J	
61	16	P-4	15x30	5.08	27.25	3.83	20x20	6.35	17.2	0.68 (2.5)	160x200	40	137	J	
62	17	-	30x60	19.14	52.5	4.354	60x60	22.80	52.5	不明	250x433	変動	312	B	×型加力形式 接合部で梁主筋 が引断
63	18	№1	40x60	40.54	50.0	4.030	66x66	40.54	56.0	0.78 (3.68)	350x500	60	247	B	
64	18	№2	40x60	60.81	50.0	4.030	66x66	40.54	56.0	1.52 (3.68)	350x500	60	284	B-J	
65	18	№3	60x60	60.81	50.0	4.085	66x66	40.54	56.0	1.51 (3.551)	350x500	60	330	B-J	
66	18	№4	60x60	60.81	50.0	4.085	66x66	40.54	56.0	1.51 (3.551)	350x500	60	318	B-J	柱中間筋有り
67	20	A	20x30	5.97	25.0	3.51	30x30	7.96	25.0	0.868 (3.20)	170x250	50	280	B	
68	20	B	20x30	5.97	25.0	3.51	30x30	7.96	25.0	0.581 (3.20)	170x250	50	290	B-J	接合部及び柱筋が 引断れず梁が引断
69	20	C	20x30	5.97	25.0	3.51	30x30	7.96	25.0	0.581 (3.20)	170x250	50	290	B	柱筋の梁主筋に高 度差を設けた場合
70	20	D	20x30	5.97	25.0	3.51	30x30	7.96	25.0	1.163 (3.20)	170x250	50	290	B	接合部筋直高型筋 1.16x

表3.2 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質 (B)

試験体 番号	文献 番号	試験体名		梁							柱		接合部 P_u (kg) ($\sigma_y t/cm^2$)	HxL (cm)	柱軸力 σ_N (kg/cm ²)	Fe (kg/cm ²)	取溝 形式	備考
		$b_s \times d_s$ (cm)	$b \times h$ (cm ²)	d_b (cm)	$s \times \sigma_y$ (t/cm ²)	$b_s \times d_s$ (cm)	$c \times h$ (cm ²)	d_c (cm)	柱	接合部								
71	20	E	20x30	11.61	5.08	25.0	3.87	30x30	15.48	25.0	0.581 (3.20)	170x250	50	280	B-J	接合部垂直引強筋 0.58%		
72	21	M-1	17.5x22.5	5.08	28.5	28.5	3.744	30x30	3.81	28.0	1.08 (3.052)	150x300	26.3	213	B			
73	22	J0-0	10x15	2.54	13.0	13.0	4.100	10x15	2.54	13.0	0	105x135	0	205	J			
74	23	J-1	25x25	11.48	22.0	22.0	3.351	25x25	5.74	22.0	0.44 (2.984)	225x225	75.6	252	J			
75	23	J-4	25x50	8.51	47.0	47.0	3.089	25x25	5.87	22.0	0.877 (3.362)	225x225	89	230	C-F			
76	23	J-6	75x25	28.35	22.0	22.0	3.089	25x25	5.87	22.0	0.44 (2.984)	225x225	72.6	242	C-F			
77	24	F	20x30	5.97	25.0	25.0	3.51	30x30	7.96	25.0	0.423 (2.984)	170x250	50	400	B	接合部に斜筋(引筋) D18を配筋		
78	24	G	20x30	5.97	25.0	25.0	3.51	30x30	7.96	25.0	不明	170x250	50	400	B	接合部の引筋(引筋) D18を配筋		
79	24	H	20x30	5.97	25.0	25.0	3.51	30x30	7.96	25.0	不明	170x250	50	400	B	接合部の引筋(引筋) D18を配筋		
80	24	K	20x30	11.61	25.0	25.0	3.87	30x30	15.48	25.0	0.58 (3.20)	170x250	50	400	B-J			
81	24	L	20x30	11.61	25.0	25.0	3.87	30x30	15.48	25.0	0.968 (3.20)	170x250	50	400	B-J			
82	24	M	20x30	11.61	25.0	25.0	3.87	30x30	15.48	25.0	0 (-)	170x250	50	400	B-J			
83	25	J0-1	15x15	3.81	13.0	13.0	4.41	15x15	3.81	13.0	0 (-)	105x135	0	204	J			
84	25	J0-2	15x15	3.81	13.0	13.0	4.41	15x15	3.81	13.0	0.4 (4.59)	105x135	0	204	J			

表3.2 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質 (7)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	梁			柱			接合部 R_u (%) (σ_u t/cm ²)	HxL (cm)	柱軸力 σ_N (kg/cm ²)	Fc (kg/cm ²)	破壊 形式	備考	
			$b_p \times d_p$ (cm)	$b \times h$ (cm ²)	d_b (cm)	$\sigma \sigma_v$ (t/cm ²)	$b_p \times d_p$ (cm)	$c \times h$ (cm ²)							d_c (cm)
85	26	h1	20x30	11.61	25.0	3.633	30x30	15.48	25.0	0.7 (3.30)	170x250	40	197	B-J	
86	26	h3	20x30	11.61	25.0	3.633	30x30	15.48	25.0	0.7 (3.30)	170x250	40	197	J	接合部破壊主筋に マラフィン塗布
87	27	h1	12x20	2.65	17.0	3.083	20x20	5.74	17.0	0.79 (3.38)	H-無関係 L-200	変動	287.5	B-C	柱は、軸力変動、せ ん断力なし
88	27	h2	12x20	4.02	17.0	3.208	20x20	5.74	17.0	1.58 (3.38)	H-無関係 L-200	変動	287.5	B-C	同上
89	27	h3	15x20	5.74	17.0	3.083	25x20	3.98	17.0	1.27 (3.38)	H-無関係 L-200	0	287.5	C-C	同上
90	27	h4	15x20	5.74	17.0	3.208	25x20	4.02	17.0	1.27 (3.38)	H-無関係 L-200	0	287.5	C-C	同上
91	28	J-1	27.5x37.5	2.9 15.48 11.48	23.7	3.90	40x40	15.48	34.0	1.16 (3.2)	137.5x300	25	323	B-J	
92	29	J0-3	15x15	3.81	13.0	4.02	15x15	3.81	10.0	0 (-)	105x135	0	210	J	
93	29	J0-4	15x15	3.81	13.0	3.67	15x15	多段 7.82	12.2	0 (-)	105x135	0	143	J	
94	30	N	20x30	5.37	25.0	3.51	30x45	7.96	40.0	0.423 (3.20)	170x250	50	278	B	
95	30	O	20x30	5.37	25.0	3.51	30x60	7.96	55.0	0.423 (3.20)	170x250	50	278	B	
96	30	R	20x30	5.74	25.0	3.52	30x30	8.61	25.0	1.27 (3.20)	170x250	50	278	B	接合部腐食主筋 腐食は作部無し
97	30	S	20x30	8.95	24.0	3.51	30x30	7.96	25.0	1.27 (3.20)	170x250	50	278	B	接合部腐食主筋 腐食は作部あり
98	31	I-3	15x25	1.4 7.14 1.43	22.0	3.75	25x25	2.7	22.0	0.280 (3.77)	110x223	36.3	342	B	左右の梁付部主筋 が腐食

表3.2 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質(8)

試験体 番号	文献 番号	梁				柱				H.H. (cm)	柱軸力 σ_N (kg/cm ²)	F _c (kg/cm ²)	破壊 形式	備考
		b ₀ ×b ₀ (cm)	sAs (cm ²)	d ₀ (cm)	$\rho_s \sigma_v$ (t/cm ²)	b ₀ ×d ₀ (cm)	c/s (cm)	d _c (cm)	ρ_u (%) ($\rho_s \sigma_v / t/cm^2$)					
99	32	20×30	2.84	25.0	4.11	30×30	7.96	25.0	0.85 (3.30)	170×250	50	303	B-J	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
100	32	20×30	7.96	25.0	4.11	30×30	7.96	25.0	0.85 (3.30)	170×250	50	303	B	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
101	32	20×30	7.96	25.0	4.11	30×30	7.96	25.0	0.85 (3.30)	170×250	50	303	B-J	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
102	32	20×30	7.96	25.0	4.11	30×30	7.96	25.0	0.85 (3.30)	170×250	50	303	B-J	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
103	33	15×20	2.87	18.5	4.29	20×20	5.74	16.5	1.81 (不明)	中無関係 L-180	変動	212	B	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
104	33	15×20	2.87	18.5	4.29	20×20	5.74	16.5	1.81 (不明)	中無関係 L-180	変動	232	B	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
105	33	15×20	2.87	18.5	4.29	20×20	5.74	16.5	1.81 (不明)	中無関係 L-180	変動	219	B	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
106	33	15×20	2.87	18.5	4.29	20×20	5.74	16.5	1.81 (不明)	中無関係 L-180	変動	214	B	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
107	34	15×25	3.96	21.5	3.9	20×20	2.54	16.5	0.70 (3.7)	157×260	45	174	B-J	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
108	34	15×25	3.96	21.5	3.9	20×20	2.54	16.5	0.70 (3.7)	157×260	27.5	208	B-J	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
109	35	50×60	30.42	70.0	3.68	80×80	20.28	70.0	0.32 (3.78)	300×600	31.3	218	B	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
110	36	N0.1	8.61	31.0	4.39	30×30	7.96	28.0	0.43 (3.85)	150×276	60	319	B-J	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
111	37	N0.1	25×37.5	32.8	4.34	八角形	略	略	略	142.8×275	100	378	B	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19
112	38	JX0-81	15×35	3.61	3.78	30×30	3.81	27.0	0.21 (3.13)	175×300	35	217	B-J	柱はφ450深分5.13 主筋はφ19

表3.2 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質 (9)

試験体 番号	文献 番号	梁				柱				接合部 P_w (X) (σ_y, f /cm ²)	H/L (cm)	柱軸力 σ_N (kg/cm ²)	破壊 形式	備考	
		$b_p \times d_b$ (cm)	$b \times h$ (cm ²)	d_b (cm)	σ_y (t/cm ²)	$b \times d_c$ (cm)	$c \times h_c$ (cm ²)	d_c (cm)	P_w (X) (σ_y, f /cm ²)						
113	38	JXO-82	28x35	3.81	32.0	3.78	30x30	3.81	27.0	0.21 (3.13)	175x300	95	212	B	
114	38	JXO-84	15x35	1.81 1.53	32.0	3.78	30x30	3.81	27.0	0.21 (3.13)	175x300	95	242	B	
115	38	JXO-85	15x35	3.81	32.0	3.78	30x30	3.81	27.0	0.21 (3.13)	175x300	95	235	B-J	梁が柱に偏心して 取り付く
116	39	IJ-40	12x20	3.97	17.5	3.51	12x40	2.54	37.5	1.89 (3.74)	H-無筋係 L-200	変動	483	B	柱は軸力変動、部 材歪み補強なし、 筋歪み補強あり
117	39	IJ-20	12x20	3.97	17.5	3.51	12x20	5.74	17.5	2.86 (3.74)	H-無筋係 L-200	変動	492	B	柱は軸力変動、部 材歪み補強なし、 筋歪み補強あり
118	40	CRCO	30x50	10.13	45.0	3.96	45x45	15.20	40.0	0.25 (不明)	315x495	0	274.4	B	
119	40	CRCI	30x50	10.13	45.0	3.96	45x45	15.20	40.0	0.25 (不明)	315x495	26.2	274.4	B	同上
120	41	JO-5	12x20	3.81	18.0	3.56	15x15	2.53	13.0	0 (-)	95x115	66.7	383	J	
121	42	I440	12x20	3.97	17.5	3.51	12x40	2.53	37.5	1.89 (3.74)	H-無筋係 L-200	変動	483	B	柱は、軸力変動、 せん断力なし。
122	42	I440-2	12x20	3.97	17.5	3.51	12x40	2.53	37.5	1.89 (3.74)	H-無筋係 L-200	変動	391	B	同上
123	42	IJ90	12x20	3.97	17.5	3.51	12x30	3.97	27.5	2.86 (3.74)	H-無筋係 L-200	変動	391	B-J	同上
124	42	IJ20	12x20	3.97	17.5	3.51	12x20	5.73	17.5	2.86 (3.74)	H-無筋係 L-200	変動	492	B-J	同上
125	43	NX1	32x46	10.14 10.14	36.0	3.50	46x46	15.21	41.0	0.61 (3.213)	198x322	30	368	B-J	
126	43	JX1	32x46	10.14 10.14	36.0	3.50	46x46	15.21	41.0	0.61 (3.213)	198x322	30	358	B-J	梁付帯にスリープ クォインット使用

表3.2 使用試験鏡体の形状・寸法及び材料の性質(10)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	寸法										柱		接合部 P _w (%) ($\omega \sigma_{\theta}^2 / \text{cm}^2$)	HxL (cm)	柱軸力 σ_N (kg/cm ²)	Fc (kg/cm ²)	破壊 形式	備考
			b _s x d _s (cm)	bAs (cm ²)	d _b (cm)	b σ_{θ} (t/cm ²)	b ₀ x d ₀ (cm)	eAs (cm ²)	d ₀ (cm)	P _w (%)	eAs (cm ²)	d ₀ (cm)	P _w (%)							
127	43	JK2	32x46	2段 10.14 10.14	36.0	3.50	46x46	15.21	41.0	0.81 (3.213)	198x222	30	385	B-J		炭付銀より少し青 のな高強度 ポリアイソ ト使用				
128	44	J1	20x30	1段 17.16 下5.08	26.3	4.09	30x30	多段 6.35	27.0	0.28 (3.75)	147x270	20	282	B-J						
129	44	J2	20x30	1段 17.16 下5.08	26.3	4.09	30x30	多段 6.35	27.0	0.57 (3.75)	147x270	20	245	B-J						
130	44	J3	20x30	1段 17.16 下5.08	26.3	4.09	30x30	多段 6.35	27.0	1.14 (3.75)	147x270	20	245	B-J						
131	44	J4	20x30	1段 17.16 下5.08	26.3	4.09	30x30	多段 6.35	27.0	0.28 (3.75)	147x270	80	262	B-J						
132	44	J5	20x30	1段 17.16 下5.08	26.3	4.09	30x30	多段 6.35	27.0	0.28 (3.75)	147x270	20	293	B-J						
133	44	J6	20x30	1段 17.16 下5.08	27.0	3.59	30x30	多段 2.85	27.0	0.43 (3.75)	147x270	60	293	B						
134	45	CJ-1	20x30	2段 3.57 3.57	25.5	3.87	30x30	多段 6.35	27.0	0.81 (3.794)	147x270	20	160	B-J						
135	45	CJ-2	20x30	2段 3.57 3.57	25.5	3.87	30x30	多段 6.35	27.0	1.63 (3.794)	147x270	20	160	B-J						
136	45	CJ-3	20x30	2段 3.57 3.57	25.5	3.87	30x30	多段 6.35	27.0	2.17 (3.794)	147x270	20	160	B-J						
137	46	C1	20x30	1段 17.16 下4.28	26.3	3.26	30x30	多段 6.35	27.0	0.27 (3.30)	147x270	20	281	B						
138	46	C2	20x30	1段 17.16 下4.28	26.3	3.26	30x30	多段 6.35	27.0	0.30 (3.30)	147x270	20	261	B						
139	46	C3	20x30	1段 17.16 下4.28	26.3	3.26	30x30	多段 6.35	27.0	2.01 (3.30)	147x270	20	261	B						

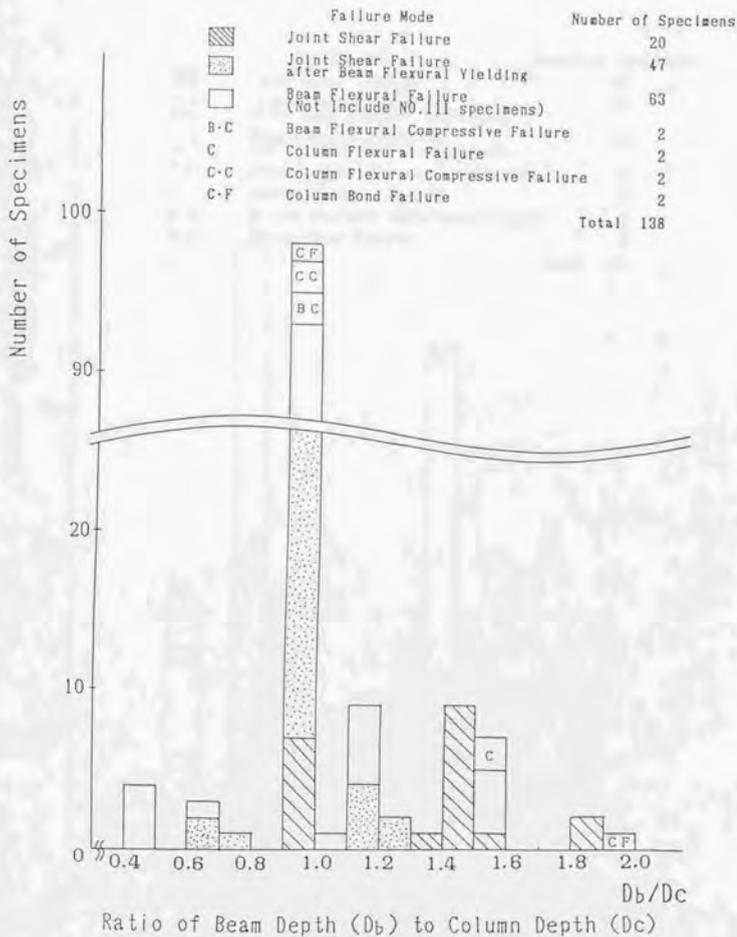


図3.1 梁成と柱成の比

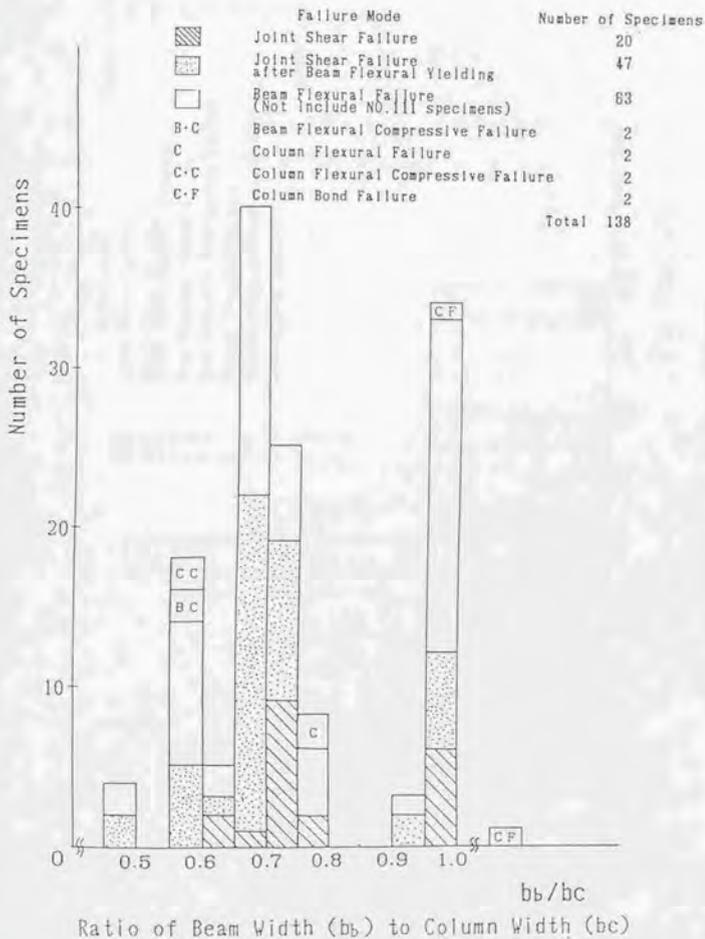


図3.2 梁幅と柱幅の比



図3.3 コンクリート圧縮強度

2)理論曲げ終局強度の算定方法

梁及び柱の理論曲げ終局強度は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」3.2(日本建築学会)の曲げ終局強度の以下に示す略算式を使用した。

$$\text{梁: } M_u = 0.9a_t \sigma_y d$$

$$\text{柱: } M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (N \leq 0.4bDF_c)$$

尚、多段配筋の場合は梁、柱のいずれの場合も、断面分割による曲げ解析とする。曲げ解析手法は、藤井、青山、梅村^{3.3)}の方法を利用した。

3)その他

- (1)最大耐力は、文献中に記載されていない場合、文献中の荷重-変形曲線より読み取ることとした。
- (2)最大耐力が、主筋降伏後の歪硬化に達していると文献中に記載されている場合もある。

3.1.3 検討結果

図3.4は、前述の既往試験体の最大耐力($expP_u$)と梁、又は柱の理論曲げ終局強度(tP_u)の比の分布を破壊モードを区別して作成したものである。又、同図の作成時に求めた「最大耐力と理論曲げ終局強度」を表3.3に示す。尚、梁と柱の理論曲げ終局強度は、接合部端断面が曲げ終局強度となる場合の値である。

図3.4より次のことが分かる

(1)最大耐力($expP_u$)と理論曲げ終局強度(tP_u)の比は、通常の考えでは、以下のようになると思われる。

破壊形式	$expP_u/tP_u$
接合部破壊	<1.0
梁曲げ降伏後に接合部破壊	≒1.0
梁曲げ破壊	≒1.0

このような観点から、日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規程^{3.2)}における「曲げ終局強度の略算式」は、実験値との比が、 1.0 ± 0.2 の範囲に母集団の90%が含まれる形となっていること、即ち、曲げ終局強度式は、 $\pm 20\%$ の精度であることを念頭において、各破壊形式を考察してみると、図3.4より、次の表ようになる。

破壊形式	結果
接合部破壊	前述の条件を満足
梁曲げ降伏後に接合部破壊	前述の条件を満足しない試験体は、47体中、 $expP_u/tP_u < 0.8$ 2体、 $expP_u/tP_u > 1.2$ 1体
梁曲げ破壊	前述の条件を満足しない試験体は、64体中、 $expP_u/tP_u < 0.8$ 1体、 $expP_u/tP_u > 1.2$ 15体

以上より、接合部域の主筋の付着性状に拘らず、梁曲げ破壊を生じた試験体は、最大耐力が理論曲げ強度以下となることはない。

(2) 梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体と、梁曲げ破壊をした試験体と比較した場合、 $\exp P_u / t P_u$ の値が1.2以上となる試験体が梁曲げ破壊型に多く、最大耐力時の主筋の歪が歪硬化領域まで進行しているのではないかと思われる。事実、 $\exp P_u / t P_u \geq 1.4$ の試験体では、記載文献中において歪硬化が生じていることの報告がなされている。従って、梁曲げ破壊型の場合は主筋が歪硬化を起こしている場合もあるが、梁曲げ降伏後に接合部破壊を起こした場合は、2章で示した梁曲げ降伏後に接合部破壊を起こした試験体と同様に主筋は降伏域に停っていることを予想させる。



図3.4 既往試験体の最大耐力($\sigma_{exp}P_u$)と梁、又は柱の理論曲げ終局強度(tP_u)の比 $expPu/tPu$

表3-3 既住試験体の最大耐力と梁又は柱の理論曲げ終局強度(1)
 $P_{0,exp}$, $P_{0,calc}$ (梁の耐力)

試験体 番号	試験体名	理論梁又は柱曲げ強度		最大耐力 (実験値)		破壊 形式	備考
		$M_u(t-cs)$	$V_u(t)$	$P_{0,exp}(t)$	$P_{0,calc}(t)$		
1	SS-93	46.57	0.81	0.744	1.22	B	
2	BC1	137.57	2.55	2.859	1.12	B	
3	JAI	184.83	2.64	2.4	1.06	B+J	
4	JAI	184.83	2.64	2.9	1.10	B+J	
5	JBI	212.17	3.03	3.2	1.06	B+J	
6	JPI	212.17	3.03	3.2	1.06	B+J	
7	JAO	193.43	2.76	2.7	0.88	B+J	
8	JAB	193.43	2.76	2.45	0.89	B	
9	JAL	193.43	2.70	2.7	0.98	B	
10	JAW	193.43	2.70	2.6	0.84	B+J	
11	A10	422	5.13	5.91	1.15	B	
12	B10	338	3.76	3.7	0.98	B	
13	D30	678.7	7.52	8.6	1.14	B	
14	A01-1	621.28	7.77	8.2	1.09	B	
15	A01-2	621.28	7.77	8.1	0.79	B	
16	A01-3	621.28	7.77	6.4	0.82	B	
17	A401-1	621.28	7.77	8.6	1.11	B	
18	A401-2	621.28	7.77	8.5	1.09	B	
19	A401-3	621.28	7.77	8.85	1.14	B	
20	A401-1	621.28	7.77	8.0	1.03	B	
21	A401-2	621.28	7.77	8.85	1.14	B	
22	A401-3	621.28	7.77	8.2	1.08	B	
23	A401-1	621.28	7.77	8.8	1.13	B	
24	A401-2	621.28	7.77	8.7	1.12	B	
25	A401-3	621.28	7.77	8.0	1.03	B	

表3-3 既住試験体の最大耐力と梁又は柱の理論曲げ終局強度(2)
 $P_{0,exp}$, $P_{0,calc}$ (梁の耐力)

試験体 番号	試験体名	理論梁又は柱曲げ強度		最大耐力 (実験値)		破壊 形式	備考
		$M_u(t-cs)$	$V_u(t)$	$P_{0,exp}(t)$	$P_{0,calc}(t)$		
26	B-1	68.38	1.30	1.4	1.08	B	
27	Bk1	438.35	5.54	4.28	0.77	J	
28	Bk2	438.35	5.54	4.28	0.77	J	
29	Bk3	438.35	5.54	3.8	0.69	J	
30	Bk4	438.35	5.54	3.72	0.67	J	
31	Bk5	438.35	5.54	4.52	0.81	J	
32	KX-2	8202	43.4	25.4	0.59	J	既設加力形式
33	KX-3	8202	43.4	19.3	0.44	J	同上
34	S-0	2275.0	5.24	8.2	1.56	C	柱について計算
35	S-40	1594.95	9.97	11.0	1.19	B,C	
36	S-60	1594.95	9.97	12.3	1.25	B	
37	S-80	1594.95	9.97	12.8	1.28	B	
38	C-40	6250.0	10.0	11.5	1.15	C	柱について計算
39	C-80-1	1738	10.85	13.8	1.27	B	
40	C-80-2	1738	10.85	10.0	0.92	J	梁の破壊
41	Bes1	204.1	2.27	2.27	1.00	B+J	
42	Bes2	201.8	2.24	2.29	1.02	B+J	
43	Bes3	180.2	2.00	2.04	1.02	B+J	
44	Bes4	180.2	2.00	2.05	1.03	B+J	
45	Bes5	146.5	1.62	2.11	1.29	B	
46	Bes6	146.5	1.63	1.77	1.09	B	
47	Bes7	138.7	1.54	1.39	0.90	B	
48	Bes8	138.7	1.54	1.38	0.88	B	
49	Bes2'	203.3	2.26	2.30	1.03	B	
50	Bes4'	147.3	1.64	1.56	0.97	B	

表3.3 既住試験体の最大耐力と載又は柱の理論曲げ終局強度(3)

試験体番号	試験体名	理論載又は柱曲げ強度 M_u (t-cm)	r_p (%)	最大荷重 (実験値) $exp. P_u$ (t)	破壊形式	備考
51	881	2408.1	22.50	28.8	B	
52	882	2408.1	22.30	29.79	B-J	
53	881	8693	36.8	42.8	B-J	8型加力形式
54	882	8698	36.5	40.8	B-J	同上
55	A	100.0	2.35	2.15	B-J	
56	B	199.8	4.70	4.5	B-J	
57	C	399.8	9.41	9.59	B-J	
58	P-1	597.4	6.64	2.79	0.42 J	
59	P-2	489.8	5.44	2.7	0.50 J	
60	P-3	367.2	4.08	2.88	0.71 J	
61	P-4	489.8	5.44	2.79	0.51 J	
62	-	4410.7	29.85	27.5	1.18 B	
63	881	7351.9	33.88	32.8	0.87 B	
64	882	11027.9	50.82	37.3	0.79 B-J	
65	883	11178.4	51.51	51.5	1.00 B-J	
66	884	11178.4	51.51	51.5	1.00 B-J	
67	A	471.5	4.29	5.0	1.17 B	
68	B	471.5	4.29	5.5	1.28 B-J	
69	C	471.5	4.29	4.5	1.05 B	
70	D	471.5	4.29	5.05	1.25 B	
71	E	1010.8	9.19	8.9	0.97 B-J	
72	881	487.9	3.61	3.9	1.08 B	
73	30-0	121.8	2.00	0.62	0.45 J	
74	J-1	761.7	7.62	5.0	0.66 J	
75	J-4	837.0	7.28	5.5	0.78 C-F	柱について計算

表3.3 既住試験体の最大耐力と載又は柱の理論曲げ終局強度(4)

試験体番号	試験体名	理論載又は柱曲げ強度 M_u (t-cm)	r_p (%)	最大荷重 (実験値) $exp. P_u$ (t)	破壊形式	備考
76	J-8	748.0	7.48	5.5	0.73 C-F	柱について計算
77	F	471.5	4.23	5.35	1.25 B	
78	G	471.5	4.23	5.8	1.35 B	
79	H	471.5	4.23	5.7	1.30 B	
80	K	1010.9	9.19	8.0	0.98 B-J	
81	L	1010.9	9.18	8.3	0.97 B-J	
82	M	1010.9	9.19	8.7	0.95 B-J	
83	30-1	198.8	3.28	1.46	0.45 J	
84	30-2	198.8	3.28	1.72	0.52 J	
85	80.1	349.0	8.62	7.25	0.84 B-J	
86	80.3	849.0	8.62	6.0	0.70 J	
87	80.1	125.0	1.98	1.4	1.01 B-C	梁主筋降伏せず
88	80.2	197.4	2.19	1.3	0.59 B-C	同上
89	80.3	169.2	1.88	2.2	1.17 C-C	柱について計算
90	80.4	177.3	1.97	1.73	0.88 C-C	同上
91	J-1	2000	20.0	19.1	0.97 B-J	
92	30-3	179.2	2.99	1.86	0.62 J	
93	30-4	183.9	2.73	1.28	0.47 J	
94	M	471.5	4.60	5.40	1.17 B	
95	O	471.5	4.89	5.7	1.15 B	
96	R	454.8	4.13	4.8	1.19 B	
97	S	740	8.7	7.5	1.12 B	
98	I-3	132.7	1.34	1.48	1.10 B	
99	T	760.1	6.91	7.0	1.01 B-J	
100	U	710	6.48	7.2	1.11 B	

表3.3 底柱試験体の最大耐力と梁又は柱の理論曲げ終局強度(5)

試験体 番号	試験体名	理論梁又は柱曲げ強度		最大耐力 (実験値)		試験 形式	備考
		M_u (t-cm)	V_u (t)	$expP_u$ (t)	$expP_v$ (t)		
101	V	710	5.46	7.2	1.11	B-J	
102	W	736.1	6.69	7.0	1.05	B-J	
103	BC-0	182.8	2.61	2.43	0.93	B	
104	B-2	182.8	2.61	2.51	0.96	B	
105	C-1	182.8	2.61	2.43	0.83	B	
106	C-2	182.8	2.61	2.59	0.90	B	
107	A-1	300.4	2.50	1.90	0.76	B-J	
108	A-2	300.4	2.50	2.25	0.80	B-J	
109	P-1	7362	26.2	41.0	1.45	B	梁主筋歪み化
110	R1	1040.1	8.48	8.8	1.04	B-J	
111	R1	1550	13.28	15.5	1.17	B	
112	J30-B1	414.8	3.07	3.61	1.18	B-J	
113	J30-B2	414.8	3.07	3.80	1.25	B	
114	J30-B4	345.7	2.56	3.08	1.20	B	
115	J30-B5	414.8	3.07	3.67	1.20	B-J	
116	I1-40	219.4	2.74	2.37	0.86	B	
117	I1-20	319.4	2.44	2.38	0.96	B	
118	CR0	1024.6	7.22	7.53	1.05	B	
119	CR1	1024.6	7.22	7.33	1.02	B	
120	50-5	219.7	4.39	3.63	0.83	J	
121	I40	219.4	2.74	2.88	1.05	B	
122	I40-2	219.4	2.74	3.00	1.08	B	
123	I30	219.4	2.58	2.59	1.00	B-J	
124	I20	219.4	2.44	2.30	0.95	B-J	
125	NK1	2502	18.1	18.0	1.00	B-J	

表3.3 底柱試験体の最大耐力と梁又は柱の理論曲げ終局強度(6)

試験体 番号	試験体名	理論梁又は柱曲げ強度		最大耐力 (実験値)		試験 形式	備考
		M_u (t-cm)	V_u (t)	$expP_u$ (t)	$expP_v$ (t)		
126	JX1	2478	17.96	19.6	1.09	B-J	
127	JY2	2541	18.4	19.8	1.06	B-J	
128	J1	743.8	6.20	6.48	1.05	B-J	
129	J2	735.6	6.13	6.53	1.07	B-J	
130	J3	735.6	6.13	7.19	1.17	B-J	
131	J4	743.8	6.20	8.15	0.99	B-J	
132	J5	744.1	6.20	6.15	0.99	B-J	
133	J6	441.8	3.68	4.36	1.18	B	
134	61-1	630	5.25	5.0	0.95	B-J	
135	61-2	630	5.25	5.1	0.87	B-J	
136	61-3	630	5.25	5.5	1.05	B-J	
137	61	486.9	4.17	5.44	1.30	B	
138	62	499.9	4.17	5.50	1.32	B	
139	63	499.9	4.17	5.17	1.24	B	

3. 2 我国の既往提案実験式による接合部終局強度の評価

3. 2. 1 目的

ここでは、以下に示す過去に内部梁・柱接合部に関し提案された実験式によって、接合部の終局強度(τ_{pu})の推定と破壊モードの分類が可能であるか否かについて検討を行う。

提案式

提案者	式		t_p
遠藤	$\tau_{pu} = (0.65 - 0.0014F_c)F_c$ $\tau_{pu} = 75.4$	$F_c \leq 232$ $F_c > 232$	b_o
大和田	$\tau_{pu} = (0.50 - 0.001F_c)F_c$ $\tau_{pu} = 62.5$	$F_c \leq 250$ $F_c > 250$	b_o
是石	$\tau_{pu} = (0.50 - 0.001F_c)F_c + 2.7\sqrt{P_u} \cdot \sigma_y$	$F_c \leq 420$	b_o
上村	$\tau_{pu} = (0.78 - 0.0016F_c)F_c + 0.5P_u \cdot \sigma_y$ $\tau_{pu} = 95.1 + 0.5P_u \cdot \sigma_y$	$F_c \leq 244$ $F_c > 244$	$(b_b + b_o)/2$
学会 ^{3,4)}	$\tau_{ju} = V_{ju}/b_j \cdot D_j = 0.3F_c$	$210 \leq F_c \leq 360$	b_j

τ_{pu}, τ_{ju} : 接合部終局せん断応力度

F_c : コンクリート圧縮強度(kg/cm^2)

P_u : 接合部補強筋比

σ_y : 接合部補強筋降伏応力度(kg/cm^2)

t_o : 接合部有効幅

b_b, b_o : 梁及び柱幅

V_{ju} : 接合部水平せん断力

D_j : 柱成

b_j : $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$

b_{a1}, b_{a2} は梁の左右の柱の協力幅である。 b_{a1}, b_{a2} は、梁の左右の側面からこれに平行な左右の柱側面までの距離の二分の一($b_1/2, b_2/2$)と柱成の四分の一($D_j/4$)の小さい方とする。

尚、提案式の接合部せん断応力度の算定式は、以下の通りである。

接合部せん断応力度(τ_p)の算定式：

遠藤式、大和田式、是石式、上村式の場合：

$$\tau_p = \frac{(1-u-v) \cdot P}{u \cdot v \cdot H \cdot t_p} \cdot P$$

$$u = j_o / L$$

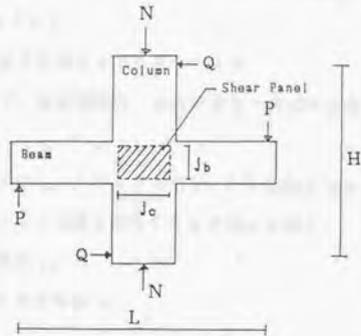
$$v = j_b / H$$

j_o, j_b : 梁及び柱の応力中心間距離
($= (7/8) \times$ 梁及び柱有効成)

H, L : 階高, スパン

t_p : 接合部有効幅

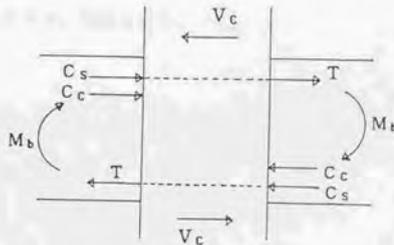
P : 梁せん断力



学会式の場合：

$$V_{ju} = T + C_o + C_c - V_c \quad [\text{学会の場合}]$$

$$\tau_{ju} = V_{ju} / b_j \cdot D_j$$



3. 2. 2 使用試験体の概要と検討方法

「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針案・解説」中の提案式（前述の学会式）については、「3.2.3」で検討する。ここでは、遠藤、大和田、是石、上村の各式の検討に際しての使用試験体の概要と検討方法を示す。

使用試験体は、「3.1」で使用した試験体で、以下にあてはまるものとする。

- (1)主筋は、接合部域で通し配筋されたもので、接合部域内、および近傍で機械的定着などの工夫を施していないもの。
- (2)接合部補強筋は、フープ筋（ワイヤーメッシュ、スパイラル含む。）を配筋したものとし、鉄骨のプレス補強、スターラップと主筋を溶接したものなどは除く。
- (3)接合部補強筋量とその強度が不明なものは除く。
- (4)柱でせん断破壊した場合と、疲労破壊した場合は除く。
- (5)梁が柱に偏心して取り付く場合は除く。

前述の試験体について「3.2.1」で示した式によって各試験体の最大耐力時の接合部せん断応力度（ τ_p ）を算定し、提案式との比較、検討を行う。

尚、柱にせん断力が生じない場合の算定式は、次式となる。

$$\tau_p = \frac{(1-u)L}{(vH) \cdot (uL)} \cdot P$$

表3.4に「使用した試験体の最大耐力時の接合部せん断応力度と提案式による接合部終局せん断強度」を示す。

表3.4 最大耐力時の接合部せん断応力度と提案式による接合部終局せん断強度(1)

試験体 番号	試験 体名	接合部せん断応力度 (実験値)		従来の提案式による接合部終局せん断強度の比較								破壊 形式
		τ_p (kg/cm ²)		造蹄式		大和田式		星石式		上村式		
		$\tau_p = b_0$	$\tau_p = (b_0 + b_0)/2$	τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_p / τ_{pu}							
1	SS-RB	35.78	44.70	71.9	0.50	57.9	0.62	57.9	0.62	88.6	0.50	B
2	BCI	79.44	95.33	75.4	1.05	62.5	1.27	75.3	1.05	106.3	0.90	B
3	JA1	78.92	90.19	74.8	1.05	60.9	1.30	72.7	1.08	102.7	0.88	B-J
4	JA2	81.74	93.41	75.4	1.08	62.5	1.31	74.3	1.10	104.6	0.89	B-J
5	JB1	95.79	109.48	74.8	1.28	60.9	1.57	72.7	1.32	102.7	1.07	B-J
6	JB2	95.79	109.48	75.4	1.27	62.5	1.53	74.3	1.28	104.6	1.05	B-J
7	JA0	68.70	78.52	63.8	1.08	50.4	1.36	62.9	1.09	88.6	0.69	B-J
8	JA3	62.34	71.25	63.6	0.88	50.4	1.24	69.7	0.89	103.5	0.69	B
9	JA4	68.70	78.52	63.8	1.08	50.4	1.36	75.5	0.81	121.0	0.65	B
10	JA5	66.16	75.61	63.6	1.04	50.4	1.31	68.1	0.97	98.4	0.76	B-J
11	AD	45.01	45.01	75.4	0.60	62.5	0.72	62.5	0.72	95.1	0.47	B
12	DD	28.18	28.18	75.4	0.37	62.5	0.45	62.5	0.72	95.1	0.28	B
13	DD0	53.65	53.65	75.4	0.71	61.9	0.88	61.9	0.87	94.5	0.57	B
14	AD I-1	56.53	56.53	75.4	0.75	62.5	0.80	70.3	0.80	99.3	0.57	B
15	AD I-2	42.05	42.05	75.4	0.56	62.5	0.68	70.3	0.60	99.3	0.42	B

表3.4 最大耐力時の接合部せん断応力度と提案式による接合部終局せん断強度(2)

試験体 番号	試験 体名	接合部せん断応力度 (実験値)		従来の提案式による接合部終局せん断強度の比較								破壊 形式
		τ_p (kg/cm ²)		造蹄式		大和田式		星石式		上村式		
		$\tau_p = b_0$	$\tau_p = (b_0 + b_0)/2$	τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_p / τ_{pu}							
16	AD I-3	44.12	44.12	75.4	0.59	62.5	0.71	70.3	0.63	99.3	0.44	B
17	A40 I-1	59.28	59.28	75.4	0.79	62.5	0.95	70.3	0.84	99.3	0.60	B
18	A40 I-2	58.58	58.58	75.4	0.78	62.5	0.94	70.3	0.83	99.3	0.59	B
19	A40 I-3	61.01	61.01	75.4	0.81	62.5	0.98	70.3	0.87	99.3	0.61	B
20	A40 II-1	55.15	55.15	75.4	0.73	62.5	0.88	75.3	0.73	106.3	0.52	B
21	A40 II-2	61.01	61.01	75.4	0.81	62.5	0.98	75.3	0.81	106.3	0.57	B
22	A40 II-3	56.53	56.53	75.4	0.75	62.5	0.90	75.3	0.75	106.3	0.53	B
23	A40 III-1	40.44	48.53	75.4	0.54	62.5	0.65	68.9	0.59	97.9	0.50	B
24	A40 III-2	39.98	47.98	75.4	0.53	62.5	0.64	68.9	0.58	97.9	0.49	B
25	A40 III-3	36.76	44.12	75.4	0.48	62.5	0.59	68.9	0.53	97.9	0.45	B
26	H-1	125.56	125.56	75.4	1.87	62.5	2.01	74.3	1.69	104.6	1.20	B
27	H61	82.57	105.79	75.2	1.23	61.5	1.51	61.5	1.51	94.1	1.12	J
28	H62	82.57	105.79	75.2	1.23	61.5	1.51	68.2	1.34	98.1	1.08	J
29	H63	82.19	93.93	75.2	1.09	61.5	1.34	72.4	1.14	102.2	0.92	J
30	KX-2	59.6	71.9	68.0	0.86	54.2	1.08	67.8	0.86	96.3	0.75	J

表3.4 最大耐力時の接合部せん断応力度と提案式による接合部終局せん断強度(3)

試験体 番号	試験 体名	接合部せん断応力度 (実験値)		従来の提案式による接合部終局せん断強度の比較								破壊 形式		
		τ_a (kg/cm ²)		造橋式				大和田式		碁石式			土村式	
		$t_a \cdot b_a$	$t_a^2 / (b_a + b_b) / 2$	τ_{su} (kg/cm ²)	τ_a / τ_{su}		τ_{su} (kg/cm ²)	τ_a / τ_{su}						
23	KX-3	44.5	54.6	88.0	0.85	54.2	0.82	54.2	0.82	83.6	0.65	J		
24	S-0	84.07	72.42	75.4	0.85	62.5	1.03	70.6	0.91	89.6	0.72	C		
25	S-40	82.88	105.10	75.4	1.23	62.5	1.49	70.6	1.32	89.6	1.06	C, B		
26	S-80	98.10	108.64	75.4	1.27	62.5	1.54	70.6	1.36	89.6	1.09	B		
27	S-80	100.01	113.05	75.4	1.33	62.5	1.60	70.6	1.42	89.6	1.14	B		
38	C-40	92.58	104.65	75.4	1.23	62.5	1.48	70.6	1.31	89.6	1.05	C		
29	C-80-1	111.09	125.58	75.4	1.47	62.5	1.77	70.6	1.57	89.6	1.26	B		
41	Beam1	83.7	104.7	75.4	1.11	62.5	1.34	71.4	1.17	100.5	1.04	B-J		
42	Beam2	84.5	105.6	75.4	1.12	62.5	1.35	71.4	1.18	100.5	1.05	B-J		
43	Beam3	75.3	84.1	75.4	1.00	62.5	1.20	62.5	1.20	95.1	0.89	B-J		
44	Beam4	75.6	84.5	75.4	1.00	62.5	1.21	62.5	1.21	95.1	0.90	B-J		
45	Beam5	77.8	87.3	75.4	1.03	62.5	1.24	71.4	1.09	100.5	0.87	B		
46	Beam6	85.3	81.6	75.4	0.87	62.5	1.04	62.5	1.04	95.1	0.80	B		
47	Beam7	51.3	84.1	75.4	0.88	62.5	0.82	75.1	0.88	105.9	0.61	B		
48	Beam8	50.2	82.7	75.4	0.87	62.5	0.80	75.1	0.87	105.9	0.59	B		

表3.4 最大耐力時の接合部せん断応力度と提案式による接合部終局せん断強度(4)

試験体 番号	試験 体名	接合部せん断応力度 (実験値)		従来の提案式による接合部終局せん断強度の比較								破壊 形式		
		τ_a (kg/cm ²)		造橋式				大和田式		碁石式			土村式	
		$t_a \cdot b_a$	$t_a^2 / (b_a + b_b) / 2$	τ_{su} (kg/cm ²)	τ_a / τ_{su}		τ_{su} (kg/cm ²)	τ_a / τ_{su}						
51	Nk1	124.0	124.0	75.4	1.84	62.5	1.98	81.2	1.53	119.2	1.04	B		
52	Nk2	102.1	102.1	75.4	1.37	62.5	1.85	81.2	1.27	119.2	0.85	B-J		
53	Nk3	119.6	138.5	75.4	1.59	62.5	1.91	79.1	1.51	113.9	1.22	B-J		
54	Nk2	122.9	142.3	75.4	1.63	62.5	1.97	80.8	1.52	118.1	1.20	B-J		
55	A	105.0	105.0	71.8	1.40	57.7	1.82	57.7	1.82	88.8	1.18	B-J		
56	B	109.8	109.8	71.8	1.53	57.7	1.90	57.7	1.80	88.8	1.24	B-J		
57	D	117.0	117.0	71.8	1.63	57.7	2.03	57.7	2.03	88.8	1.32	B-J		
58	P-1	60.2	88.8	57.2	1.05	45.1	1.33	45.1	1.33	69.8	0.89	J		
59	P-2	58.2	86.5	62.5	0.83	49.5	1.18	49.5	1.18	79.5	0.87	J		
60	P-3	82.1	71.0	61.1	1.02	48.3	1.29	48.3	1.29	74.7	0.95	J		
61	P-4	60.2	88.8	62.8	0.96	49.7	1.21	60.7	0.98	85.1	0.81	J		
62	Nk1	90.0	112.0	75.4	1.19	62.5	1.44	76.8	1.17	109.1	1.03	J		
64	Nk2	102.3	127.4	75.4	1.36	62.5	1.64	82.7	1.24	123.1	1.03	B-J		
65	Nk3	141.2	148.0	75.4	1.87	62.5	2.26	82.3	1.72	121.8	1.21	B-J		
66	Nk4	141.2	148.0	75.4	1.87	62.5	2.29	82.3	1.72	121.8	1.21	B-J		

表3.4 最大耐力時の接合部せん断応力度と提案式による接合部終局せん断強度(5)

試験体 番号	試験 体名	接合部せん断応力度 (実験値) τ_p (kg/cm ²)		従来の提案式による接合部終局せん断強度の比較 τ_p, τ_{pu} の単位(kg/cm ²)								破壊 形式
		$t_p = b_0$	$t_p = (b_0 + b_u)/2$	造形式		大和田式		是石式		上村式		
				τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_p/τ_{pu}	τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_p/τ_{pu}	τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_p/τ_{pu}	τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_p/τ_{pu}	
67	A	68.0	81.6	75.4	0.90	82.5	1.08	77.5	0.88	110.0	0.74	B
69	C	81.2	73.5	75.4	0.81	82.5	0.98	74.1	0.83	104.4	0.70	B
70	D	72.8	87.3	75.4	0.97	82.5	1.18	79.0	0.92	113.7	0.77	B
71	E	121.1	145.3	75.4	1.01	82.5	1.94	74.1	1.63	104.4	1.39	B-J
72	No1	52.1	85.8	74.9	0.70	81.1	0.85	76.5	0.89	109.7	0.80	B
73	JO-0	77.1	77.1	74.4	1.04	80.5	1.27	80.5	1.27	92.7	0.83	J
74	J-1	100.0	100.0	75.4	1.33	82.5	1.60	72.3	1.38	101.6	0.88	J
75	J-4	45.6	45.6	75.4	0.80	82.1	0.72	75.0	0.61	106.1	0.43	C-F
76	J-6	36.7	55.0	75.4	0.48	82.4	0.59	72.2	0.51	101.6	0.54	C-F
80	K	122.4	146.9	75.4	1.82	82.5	1.96	74.1	1.65	104.4	1.41	B-J
81	L	121.1	145.3	75.4	1.61	82.5	1.94	77.5	1.58	110.8	1.21	B-J
82	M	118.4	142.0	75.4	1.57	82.5	1.89	82.5	1.89	95.1	1.49	B-J
83	JO-1	81.6	81.6	74.3	1.10	80.4	1.35	60.4	1.35	92.5	0.88	J
84	JO-2	96.1	96.1	74.3	1.29	80.4	1.59	72.0	1.33	101.7	0.94	J
85	No1	98.8	118.4	73.7	1.34	59.7	1.65	72.7	1.36	103.1	1.15	B-J

表3.4 最大耐力時の接合部せん断応力度と提案式による接合部終局せん断強度(6)

試験体 番号	試験 体名	接合部せん断応力度 (実験値) τ_p (kg/cm ²)		従来の提案式による接合部終局せん断強度の比較 τ_p, τ_{pu} の単位(kg/cm ²)								破壊 形式
		$t_p = b_0$	$t_p = (b_0 + b_u)/2$	造形式		大和田式		是石式		上村式		
				τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_p/τ_{pu}	τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_p/τ_{pu}	τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_p/τ_{pu}	τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_p/τ_{pu}	
87	No1	58.3	72.9	75.4	0.77	82.5	0.83	76.4	0.76	108.4	0.67	B-C
88	No2	54.2	87.7	75.4	0.72	82.5	0.87	82.2	0.86	121.8	0.56	B-C
89	No3	73.3	91.7	75.4	0.87	82.5	1.17	80.1	0.92	110.4	0.79	C-C
90	No4	59.7	70.8	75.4	0.75	82.5	0.81	80.1	0.71	116.4	0.61	C-C
91	J-1	133.7	158.5	75.4	1.77	82.5	2.14	79.0	1.69	113.7	1.08	B-J
92	JO-3	103.9	103.9	74.8	1.39	80.8	1.71	80.9	1.71	93.2	1.11	J
93	JO-4	76.7	76.7	84.3	1.19	51.1	1.50	51.1	1.50	78.8	0.97	J
94	N	42.9	51.5	75.4	0.57	82.5	0.69	72.4	0.59	101.9	0.51	B
95	O	36.6	36.7	75.4	0.41	82.5	0.49	72.4	0.42	101.3	0.36	B
96	I-3	26.2	32.7	75.4	0.35	82.5	0.42	71.4	0.37	100.9	0.39	B
99	T	85.2	114.3	75.4	1.26	82.5	1.52	76.8	1.24	109.1	1.05	B-J
100	W	85.2	114.3	75.4	1.26	82.5	1.52	76.8	1.24	109.1	1.05	B-J
107	A-1	75.3	86.0	70.7	1.07	58.7	1.33	70.4	1.07	100.2	0.86	B-J
108	A-2	89.1	101.8	74.6	1.19	60.7	1.47	74.4	1.20	106.0	0.86	B-J
109	P-1	56.8	69.9	75.2	0.76	91.5	0.92	70.9	0.80	100.0	0.70	B

3. 2. 3 検討結果

(1) 図3.6～図3.9に、遠藤、大和田、是石、上村諸氏の各提案式による接合部終局せん断強度 (τ_{pu}) と、実験時の最大耐力時のせん断応力度 (τ_p) の比を各々示す。又、図3.5に、ここで使用した試験体の最大耐力時せん断応力度 (τ_p) とコンクリート強度 (F_c) との関係を示す。本来、提案式が接合部の終局強度を評価しているものであれば、各破壊形式に対して、 τ_p / τ_{pu} の値に以下の条件が成立していると考えられる。

破壊形式	τ_p / τ_{pu}
接合部破壊	≥ 1.0
梁曲げ降伏後に接合部破壊	≥ 1.0
梁曲げ破壊	< 1.0
その他	< 1.0

このような観点からすると、上村式以外は大変整合性が悪い。この理由は、上村式以外は提案式作成時の母集団が少ないことによる。

(2) 以下は、上式の中で整合性の比較的良好な上村式について検討を行う。図3.9(b)は、破壊形式別の試験体数と τ_p / τ_{pu} の関係を示したものである。

接合部破壊型では、 τ_p / τ_{pu} は1.0近傍に集中している。しかしながら、梁曲げ破壊型、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型では、 τ_p が τ_{pu} 以上となる場合が多数あり、この点の評価が難しい。

(3) 図3.10(a)は、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針案・解説」3.4)中に掲載されているものである。図3.10(b)の図は、「3.2.2」項の試験体について前述の「同指針案・解説」の方法を適用し、実験時の最大耐力時のせん断応力度 ($\tau_{ju} = V_{ju} / b_j \cdot D_j$) を算定し、プロットしたものである。(使用した試験体の最大耐力時の接合部せん断応力度の算定結果の一覧表は割愛する。) 両図は接合部破壊型と梁曲げ降伏後に接合部破壊した型の試験体について、最大耐力時の接合部せん断応力度を縦軸に、コンクリート圧縮強度を横軸に採り、プロットしたものである。

両図中で建築学会式 $\tau_{ju} = 0.3\sigma_B$ は、接合部破壊型の終局せん断強度の下限値を表しているが、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の終局せん断強度を評価するものではない。

同時に、同式では、破壊モード分類が不可能である。

尚、両図より、梁曲げ降伏後に接合部破壊する形では、一義的には接合部終局せん断強度は決定せず、又、その終局せん断強度は接合部破壊型より大きい場合が多数見られる。

Failure Mode	Number of Specimens
 Joint Shear Failure	16
 Joint Shear Failure after Beam Flexural Yielding	42
 Beam Flexural Failure	48
B·C Beam Flexural Compressive Failure	2
C Column Flexural Failure	2
C·C Column Flexural Compressive Failure	2
C·F Column Bond Failure	2
Total	114

Proposed Equation by ENDO

$$\tau_{pu} = (0.65 - 0.0014F_c)F_c \quad F_c \leq 232 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$= 75.4 \quad F_c \geq 232$$

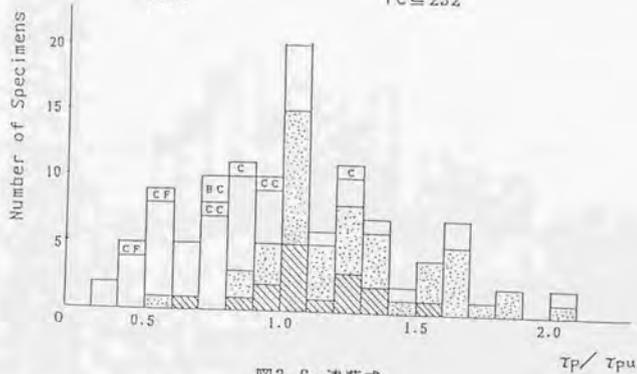


図3.6 遠藤式

Proposed Equation by OHWADA

$$\tau_{pu} = (0.50 - 0.001F_c)F_c \quad F_c \leq 250 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$= 62.5 \quad F_c \geq 250$$

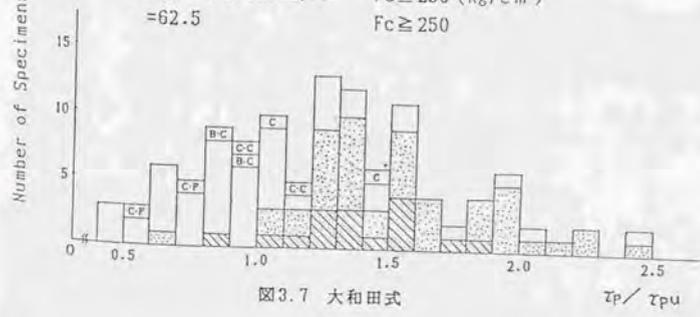


図3.7 大和田式

Failure Mode	Number of Specimens
Joint Shear Failure	18
Joint Shear Failure after Beam Flexural Yielding	42
Beam Flexural Failure	48
B-C Beam Flexural Compressive Failure	2
C Column Flexural Failure	2
C-C Column Flexural Compressive Failure	2
C-F Column Bond Failure	2
Total	114

Proposed Equation by KOREISHI

$$\tau_{pu} = (0.50 - 0.001F_c)F_c + 2.7\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y}$$

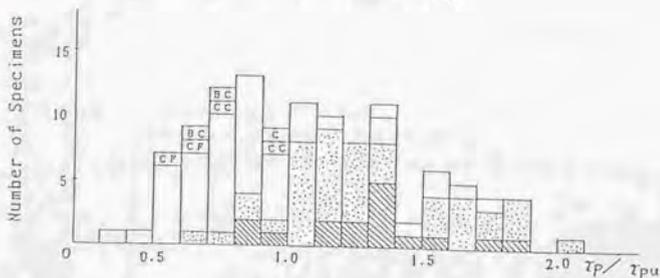


图3.8 是石式

Proposed Equation by KAMIMURA

$$\tau_{pu} = (0.78 - 0.0016F_c)F_c + 0.5 \cdot P_w \cdot s \sigma_y \quad F_c \leq 244 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$= 95.1 + 0.5 \cdot P_w \cdot s \sigma_y \quad F_c \geq 244$$

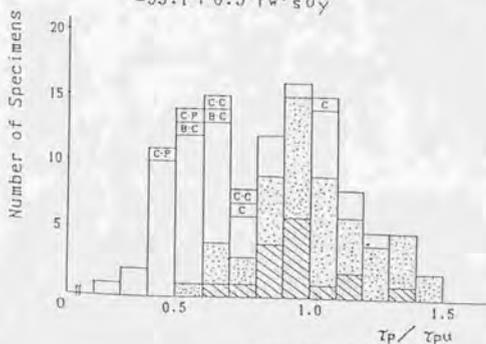


图3.9(a) 上村式

Proposed Equation by KAMIMURA

$$\tau_{pu} = (0.78 - 0.0016F_c)F_c + 0.5 \cdot P_w \cdot s \sigma_y \quad F_c \leq 244 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$= 95.1 + 0.5 \cdot P_w \cdot s \sigma_y \quad F_c \geq 244$$

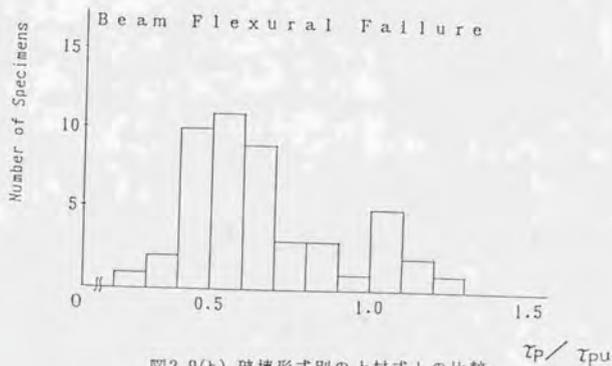
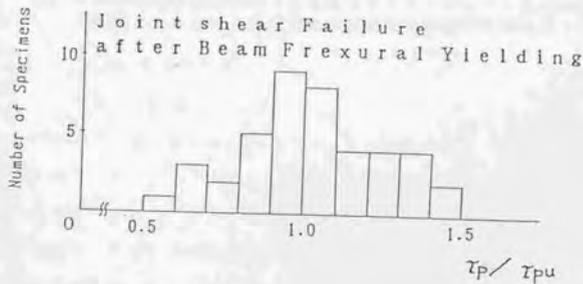
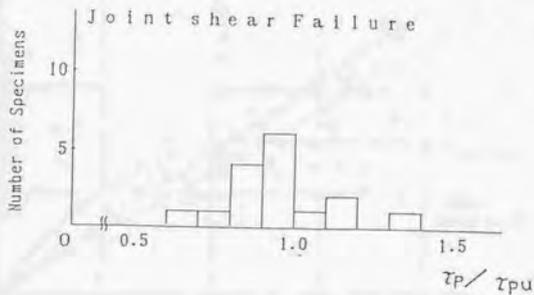
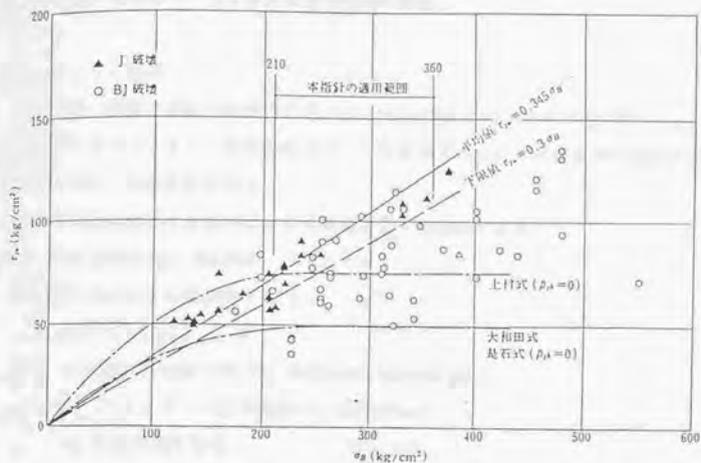
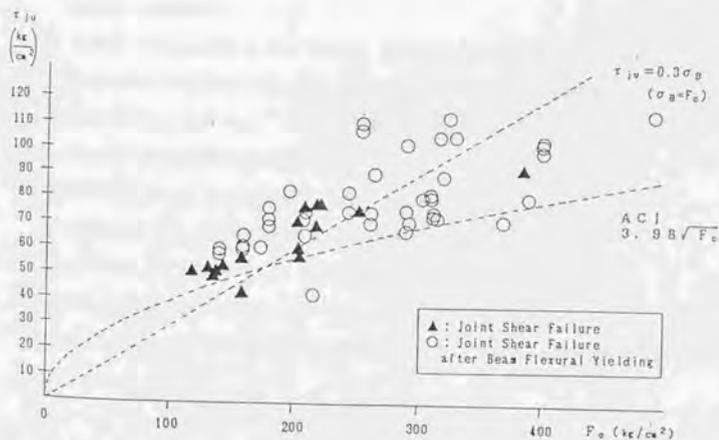


図3.9(b) 破壊形式別の上村式との比較



(a) 十字形内柱接合部平均せん断応力度-コンクリート強度関係
「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針案・解説」



(b) 「3.2.2項」の試験体に「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針案・解説」の算定方法を適用し求めた接合部せん断応力度と建築学会式との比較

図3.10 建築学会式との比較

3.3 諸外国の基準による接合部終局強度の評価

3.3.1 目的

ここでは、我国の既往文献資料を用いて、ACI-ASCE committee 352規準^{3,5)}と、ニュージーランドコンクリート構造設計基準^{3,6)}に記載されている接合部終局強度に関連する事項について比較検討を行う。

各基準の接合部終局強度に関連する事項は以下の通りである。

1) ACI-ASCE committee 352規準

①接合部の公称せん断強度 (V_n)

$$V_n = \gamma \sqrt{f_c'} [psi] \cdot b_j \cdot h$$

γ : 定数(外部接合部:15、内部(拘束)接合部:20)

f_c' : コンクリート圧縮強度 ($f_c' \leq 6000 psi$)

b_j : 接合部の有効幅

接合部有効幅は、次式のうち小さい方とする。

$$b_j = (b_b + b_c) / 2, \quad b_j = b_b + h$$

b_b, b_c : 梁及び柱幅、 h : 柱成

h : 荷重方向の柱成

この規準での接合部せん断応力度は、接合部作用応力が梁成と柱成で囲まれた部分で伝達されると考えている。又、接合部補強筋の役割は、接合部コアコンクリートの拘束効果としている。

②梁と柱の曲げ終局耐力に関する規定

梁崩壊型の骨組とするための次の規定が定められている。

$$(\text{柱の曲げ終局耐力}) \geq (\text{梁の曲げ終局耐力}) \times 1.4$$

2) ニュージーランド・コンクリート構造設計基準 NZS3101

①接合部の水平せん断応力度 (v_{jh}) の上限

コアコンクリートの斜め圧縮力が過剰にならないように、水平せん断応力度に次のような上限を設ける。

$$v_{jh} = V_{jh} / (b_j \cdot h_c) \leq 1.5 \sqrt{f_c'} [Mpa]$$

b_j : 接合部の有効幅

$b_c > b_u$ のとき、 b_c と $(b_u + 0.5h_c)$ の小さい方

$b_c < b_u$ のとき、 b_u と $(b_c + 0.5h_c)$ の小さい方

b_c, b_u : 柱及び梁幅、 h_c : 柱成

②接合部の水平せん断強度(V_{jh})

$$V_{jh} = V_{sh} + V_{ch}$$

補強筋負担接合部水平せん断力 V_{sh} :

$$V_{sh} = f_y \cdot A_{jh}$$

f_y :補強筋の降伏強度

A_{jh} :水平補強筋の断面積

コンクリート負担接合部水平せん断力 V_{ch} :

(a)梁の塑性ヒンジが接合部端に生じる場合

柱平均圧縮応力度 $\leq 0.1f_c'$ のとき

$$V_{ch} = 0$$

柱平均圧縮応力度 $> 0.1f_c'$ のとき

$$V_{ch} = (2/3) \sqrt{C_j \cdot P_o / A_o - f_c' / 10} (b_j \cdot h_c)$$

C_j :二軸効果を考慮するための係数

P_o :柱軸力

A_o :柱の全断面積

(b)梁の塑性ヒンジが接合部の近くで生じない「弾性」接合部の場合

接合部のせん断耐力のうち半分以上をコンクリートの機構のみに負担させてよい。

$$V_{ch} = 0.5(A_s' / A_s) \cdot V_{jh} \cdot \{1 + C_j \cdot P_o / (0.4A_o \cdot f_c')\}$$

A_s' :梁圧縮鉄筋の断面積

A_s :梁引張鉄筋の断面積

3. 3. 2 既往文献資料を用いてのACI-ASCE committee 352規準に関する比較検討

1) ACI-ASCE committee 352規準の「接合部の公称せん断強度」との比較

3. 2 「我国の既往提案実験式による接合部終局強度の評価」で求めた接合部終局せん断応力度(τ_p)- コンクリート強度(F_c)関係を図3.11に示す。図3.11において、ACI-ASCE committee 352規準の接合部の公称せん断強度との対応性を評価する場合、せん断応力度の算定方法の相違を明確にする必要がある。

①接合部終局せん断応力度(τ_p)- コンクリート強度(F_c)の関係図3.11の場合

接合部せん断力(Q_p):

$$Q_p = \frac{2M_B}{j_b} - Q = \frac{2M_B}{j_b} - \frac{L}{H} \cdot P$$

$$M_B = \frac{(L-j_c) \cdot P}{2}$$

接合部せん断応力度(τ_p)

$$\tau_p = \frac{Q_p}{t_p \cdot j_c}$$

$$t_p = \frac{(b_b + b_c)}{2}$$

②ACI-ASCE committee 352規準の場合

接合部せん断力(\tilde{Q}_p):

$$\tilde{Q}_p = \frac{2\tilde{M}_B}{j_b} - Q = \frac{2\tilde{M}_B}{j_b} - \frac{L}{H} \cdot P$$

$$\tilde{M}_B = \frac{(L-D_c) \cdot P}{2}$$

接合部せん断応力度($\tilde{\tau}_p$)

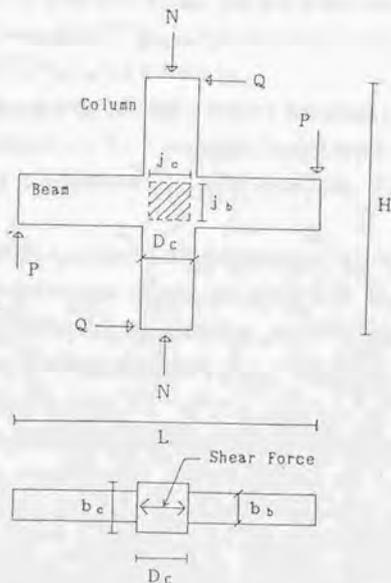
$$\tilde{\tau}_p = \frac{\tilde{Q}_p}{t_p \cdot D_c}$$

$$t_p = \frac{(b_b + b_c)}{2} \text{ 又は、 } b_b + D_c \text{ の小さい方}$$

尚、ここで用いた資料について、検討してみると、殆どの場合、

$$t_p = \frac{(b_b + b_c)}{2} \text{ となる。}$$

従って、同一試験体に対する①、②両者の算定方法による接合部終局せん断応力度の比は、



$$\tau_p = \left[\frac{(L-j_o)}{j_b} - \frac{L}{H} \right] P / (t_p \cdot j_c), \quad \tilde{\tau}_p = \left[\frac{(L-D_c)}{j_b} - \frac{L}{H} \right] P / (t_p \cdot D_c) \text{ より}$$

$$\frac{\tau_p}{\tilde{\tau}_p} = \frac{\left[\frac{(L-j_o)}{j_b} - \frac{L}{H} \right] D_c}{\left[\frac{(L-D_c)}{j_b} - \frac{L}{H} \right] j_c}$$

ここで、 $j_c = (7/8)d = (7/8)(0.9D_c) \approx 0.8D_c$ 、既往実験資料では、 $j_c/L \approx 0.07 \sim 0.12$ で、 $L-j_o \approx L-D_c$ 。

$$\therefore \frac{\tau_p}{\tilde{\tau}_p} = \frac{1}{0.8} = 1.25$$

以上から、直交梁を持たない接合部の接合部終局せん断応力度(τ_p)—コンクリート強度(F_c)関係図3.11中に、ACI-ASCE committee 352規準(この場合、同規準の外部接合部に対応)の接合部せん断強度式 $v_n = 15\sqrt{f_c}$ [psi] = $3.98\sqrt{f_c}$ [kg/cm²] をプロットするには1.25倍して、 $v_n = (1.25) \cdot 3.98\sqrt{f_c} \approx 5.0\sqrt{f_c}$ [kg/cm²] とすればよい。

図3.11は、前述の①の方法で求めた接合部破壊型、及び梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体の最大耐力時の接合部せん断応力度(τ_p)—コンクリート強度(F_c)関係図であり、図3.11中に記載されているACI-ASCE committee 352規準の $v_n = 5.0\sqrt{f_c}$ [kg/cm²] は、下限値を表現していることが理解できる。

尚、ACI-ASCE committee 352規準と建築学会の接合部せん断応力度算定式は、ここで用いた資料のほとんどについて、接合部有効幅(t_p)は、 $t_p = (b_b + b_c) / 2$ となり、同一となる。そこで、ACI-ASCE committee 352規準の接合部せん断強度式 $v_n = 3.98\sqrt{f_c}$ [kg/cm²] を建築学会の接合部せん断応力度の算定式で求めた図3.10(b)にもプロットした。当然のことながら規準式は、下限値を表現している。

2) ACI-ASCE committee 352規準の「梁と柱の曲げ終局耐力に関する規定」に関する検討

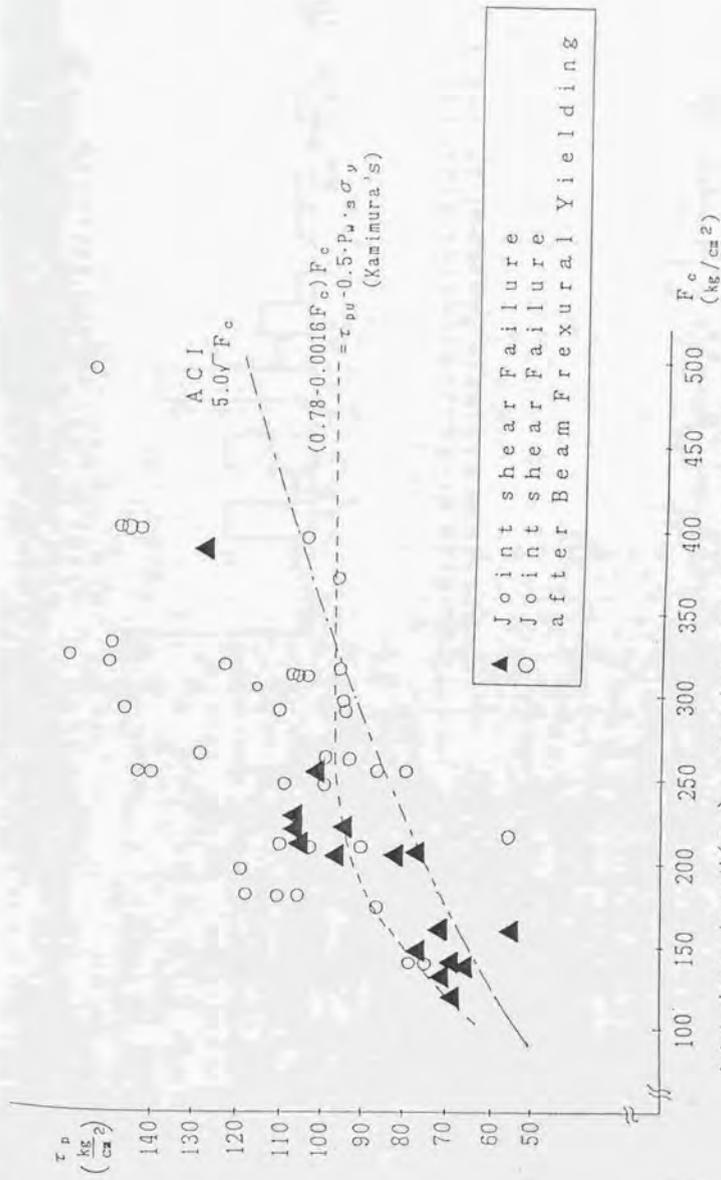
ここでは、梁崩壊型とするための条件、

$$(\text{柱の曲げ終局耐力}) \geq 1.4 \times (\text{梁の曲げ終局耐力})$$

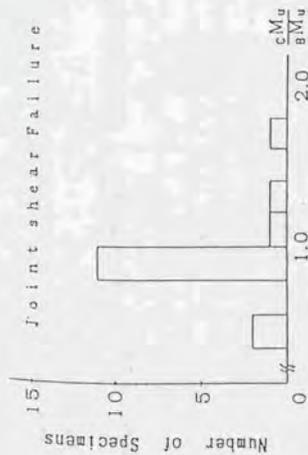
の規定に関する検討を行う。

使用試験体は、基本的には「3.2 我国の既往提案実験式による接合部終局強度の評価」で使用した、梁曲げ破壊型、梁曲げ降伏後に接合部破壊した型、接合部破壊型について検討することとしたが、柱主筋強度が不明な場合等があり、各破壊型の試験体数が少なくなっている。図3.12に、破壊モード別に柱の曲げ終局耐力と梁の曲げ終局耐力の比の分布状態を、又、表3.5に、同図作製に際して使用した各試験体の柱と梁の曲げ終局耐力(算定方法は「3.1.2」の2)に示した方法による)を示した。

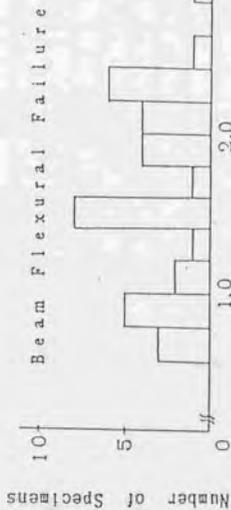
図3.12に見られるように、ACI-ASCE committee 352規準の梁崩壊型となるための条件下でも、接合部破壊型、梁曲げ降伏後に接合部破壊する場合があります、梁崩壊型の保障条件とはならないことが理解できる。



Joint shear strength(τ_p) - concrete compressive strength(F_c)
 図3.11 ACI-ASCE committee 352規準の「接合部の公称せん断強度」との比較



Joint shear Failure after Beam Flexural Yielding



sMu: Beam Ultimate Flexural Strength
cMu: Column Ultimate Flexural Strength

図3.12 「梁と柱の曲げ終局耐力比」と破壊形式の関係

表3.5 柱曲げ終局耐力(cM_{Uj})と梁曲げ終局耐力(eM_{Uj}) (1)

1. 接合部破壊型(試験体数:16)

文献番号	試験体名	柱曲げ終局耐力 cM_{Uj} (t·cm)	梁曲げ終局耐力 eM_{Uj} (t·cm)	cM_{Uj}/eM_{Uj}
8	No1	489	498.35	0.98
8	No2	489	498.35	0.98
8	No3	489	498.35	0.98
9	KX-2	4275.8	8202.6	0.52
9	KX-3	4275.8	8202.6	0.52
16	P-1	569	597.4	0.95
16	P-2	470	489.6	0.96
16	P-3	468	387.2	1.27
16	P-4	470	489.6	0.96
22	JO-0	121.8	121.8	1.00
23	J-1	770	761.7	1.01
25	JO-1	196.6	196.6	1.00
25	JO-2	196.6	196.6	1.00
29	JO-3	174	179.2	0.97
29	JO-4	277	163.6	1.69
41	JO-5	188	219.7	0.86

2. 梁曲げ・接合部破壊型(試験体数:38)

(2.1)

文献番号	試験体名	柱曲げ終局耐力 cM_{Uj} (t·cm)	梁曲げ終局耐力 eM_{Uj} (t·cm)	cM_{Uj}/eM_{Uj}
3	JA1	386	184.83	2.09
3	JA2	511	184.83	2.76
3	JB1	367	212.17	1.73
3	JB2	494	212.17	2.33
4	JA0	426	193.43	2.20
4	JAW	426	193.43	2.20
13	No2	2337	2408.1	0.97
14	No1	15250	8692.5	1.75
14	No2	15250	8688.75	1.76
15	A	100.0	100.0	1.00
15	B	199.9	199.9	1.00
15	C	399.8	399.8	1.00
18	No2	14060	11027.9	1.27
19	No3	14570	11178.4	1.30
19	No4	14500	11178.4	1.30
20	E	1748	1010.9	1.73
24	K	1796	1010.9	1.78
24	L	1796	1010.9	1.78
24	M	1796	1010.9	1.78

表3.5 柱曲げ終局耐力(cM_u)と梁曲げ終局耐力(gM_u) (2)2. 梁曲げ・接合部破壊型
(2.2)

文献番号	試験体名	柱曲げ終局耐力 cM_u (t-cm)	梁曲げ終局耐力 gM_u (t-cm)	cM_u/gM_u
26	Nb1	1545	949.0	1.63
28	J-1	3255	2600.0	1.25
32	T	1209	760.1	1.59
32	W	1209	736.1	1.64
34	A-1	252	300.4	0.84
34	A-2	219	300.4	0.73
38	Nb1	1462	1040.1	1.41
38	JXO-B1	831	414.8	2.00
42	IJ-30	860	219	3.93
42	IJ-20	619	219	2.83
43	NX-1	3324	2502	1.33
44	J1	1178	743.8	1.58
44	J2	1168	735.6	1.59
44	J3	1168	735.6	1.59
44	J4	1465	743.8	1.97
44	J5	891	744.1	1.20
45	CJ-1	991	630	1.57
45	CJ-2	991	630	1.57
45	CJ-3	991	630	1.57

3. 梁曲げ破壊型(試験体数:43)
(3.1)

文献番号	試験体名	柱曲げ終局耐力 cM_u (t-cm)	梁曲げ終局耐力 gM_u (t-cm)	cM_u/gM_u
1	SS-RB	155.76	46.57	3.34
4	JAB	426	193.43	2.20
4	JAH	426	193.43	2.20
5	A10	462	462	1.00
5	D10	338	338	1.00
5	D30	676.70	676.70	1.00
6	A0 I-1	473	621.28	0.76
6	A0 I-2	473	621.28	0.76
6	A0 I-3	473	621.28	0.76
6	A40 I-1	963	621.28	1.55
6	A40 I-2	963	621.28	1.55
6	A40 I-3	963	621.28	1.55
6	A40 II-1	963	621.28	1.55
6	A40 II-2	963	621.28	1.55
6	A40 II-3	963	621.28	1.55
6	A40 III-1	1245	621.28	2.00
6	A40 III-2	1245	621.28	2.00
6	A40 III-3	1245	621.28	2.00
7	N-1	104	68.38	1.52

3. 3. 3 既往文献資料を用いてのニュージーランド・コンクリート構造設計基準NZS3101に関する比較検討

同基準では、接合部せん断力はストラット機構とトラス機構、即ち、接合部コンクリートストラットと接合部補強筋によって負担されると考えている。その結果、①コアコンクリートの斜め圧縮力が過剰とならないように接合部せん断応力度に上限値 $v_{jh}=1.5\sqrt{f_c}$ [MPa]= $4.78\sqrt{f_c}$ [kg/cm²]を設け、②梁端に塑性ヒンジとなる場合、接合部補強筋は接合部のせん断力の大部分を負担するという規定を設けている。

1) ニュージーランド・コンクリート構造設計基準NZS3101の「接合部の平均せん断応力度の上限値」に関する比較検討

図3.13は、「3.2」節と同じ資料について、下式のニュージーランド基準算定式により求めた接合部終局せん断応力度 (v_{jh}) とコンクリート強度 (F_c) の関係を示したものである。

ニュージーランド基準の算定式：

$$v_{jh} = V_{jh} / (b_j \cdot h_c) \\ = \left[\frac{(L - D_c)}{j_b} - \frac{L}{H} \right] P / (b_j \cdot D_c)$$

$b_j = b_c$ (同基準では、 b_j の値は b_c 又は $b_b + 0.5D_c$ の小さい方の値)

同図から接合部せん断応力度の上限値 $v_{jh} = 1.5\sqrt{f_c}$ [MPa]= $4.78\sqrt{f_c}$ [kg/cm²]は、接合部破壊型の接合部終局せん断応力度の上限値を表しているが、その上限を上回る試験体も多数みられる。

2) ニュージーランド・コンクリート構造設計基準NZS3101の「接合部補強筋とコンクリートの接合部終局せん断強度負担分」の規定に関する比較検討

同基準では、柱軸力の大きさによる違いはあるが、梁端に塑性ヒンジが発生する場合、接合部終局せん断強度の大部分を補強筋で負担させるとしている。特に、梁端に塑性ヒンジが発生し、柱軸力が小さい場合は、接合部水平せん断力の全てを、補強筋で負担すると考えている。

ニュージーランド基準では、接合部に作用するせん断応力度 (v_{jh}) は、コンクリート (負担せん断応力度 v_{ch}) と補強筋 (負担せん断応力度 v_{sh}) で負担されると考えている。従って、接合部に作用するせん断応力度 (v_{jh}) から、コンクリート負担せん断応力度 (v_{ch}) を差し引いたせん断応力度 ($\tilde{v}_{sh} = v_{jh} - v_{ch}$) 以上に補強筋を配筋することとなる。

$$v_{sh} \cong \widetilde{v}_{sh}$$

$$\widetilde{v}_{sh} = v_{jh} - v_{ch}$$

$$v_{ch} = \frac{V_{ch}}{b_j \cdot h_c} \quad ; \text{ J型、B・J型、B型の試験体の場合}$$

柱平均圧縮応力度 $\leq 0.1f_c'$ のとき

$$V_{ch} = 0$$

柱平均圧縮応力度 $> 0.1f_c'$ のとき

$$V_{ch} = (2/3) \sqrt{C_j \cdot P_o / A_o \cdot f_c' / 10 \cdot (b_j \cdot h_c)}$$

f_c' : コンクリート強度

C_j : 二軸効果を考慮するための係数
(ここでは、 $C_j = 1.0$)

P_o : 柱軸力

A_o : 柱の全断面積

$$v_{sh} = \frac{V_{sh}}{b_j \cdot h_c} \quad ; \quad V_{sh} = f_y' \cdot A_{jh}$$

f_y' : 補強筋の降伏強度

A_{jh} : 補強筋の全断面積

図3.14(a)は、縦軸に最大耐力時の接合部せん断応力度 v_{jh} 、横軸に、ニュージーランド基準にしたがって計算した接合部のせん断強度 $v_{jh}(NZS)$ をとり、各試験体をプロットした。同図より、 $v_{jh} > v_{jh}(NZS)$ となっており、ニュージーランド基準は、設計上は安全側となる。本来、ニュージーランド基準式 $v_{jh}(NZS)$ は、接合部域付着性状が良く梁曲げ破壊することを前提とした接合部せん断強度式を与えるものである。

従って、最大耐力時の接合部せん断応力度 (v_{jh}) は、 $v_{jh}(NZS)$ の2倍~3倍にもなり、同基準式は、接合部の終局せん断強度を表現するものではない。

図3.14(b)は、縦軸にニュージーランド基準で考えている接合部補強筋効果の大きさ $v_{sh} = (f_y' \cdot A_{jh}) / (b_j \cdot h_c)$ (補強筋効果としては、この値以上には期待できない。)、横軸に、最大耐力時の接合部せん断応力度 v_{jh} をとり、示した。

同図より、最大耐力時の接合部せん断応力度 (v_{jh}) に占める補強筋 (v_{sh}) とコンクリート (\widetilde{v}_{ch}) の負担分を検討してみると、コンクリート負担分が補強筋負担分より大きいことが分かる。又、補強筋負担分が $v_{sh} = 0$ でも、大きい接合部せん断応力度 v_{jh} の値を示す。

図3.14(c)は、縦軸にニュージーランド基準で考えているコンクリート負担分の値 v_{ch} 、横軸に、最大耐力時の接合部せん断応力度 (v_{jh}) から、接合部補強筋効果 (v_{sh}) を

差し引いたコンクリート負担分 \tilde{V}_{ch} ($\tilde{V}_{ch} = V_{jh} - V_{sh}$) をとり、各試験体について示した。同図より、コンクリート負担分が、ニュージーランド基準で考えている値より大きいことが理解できる。

以上から、接合部破壊時に、同規準で考えているような抵抗機構の負担割合となっていないこと、又、同基準で考えている抵抗機構が成立しているとすれば、むしろ、コンクリートにより、接合部終局強度は支配されることになる。

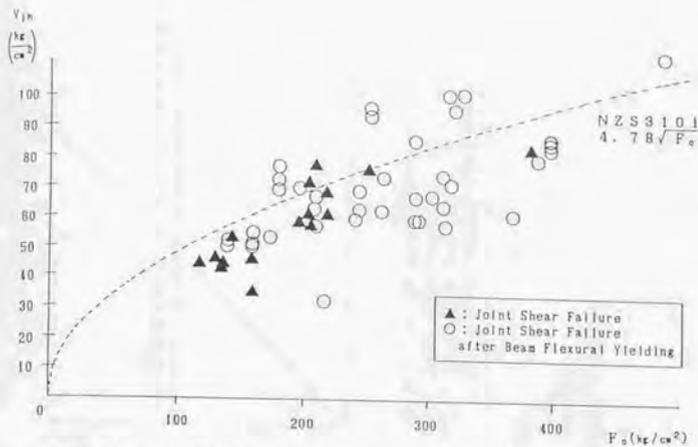


図3.13 ニュージーランド・コンクリート構造設計基準NZS3101の接合部平均せん断応力度の上限値の検討

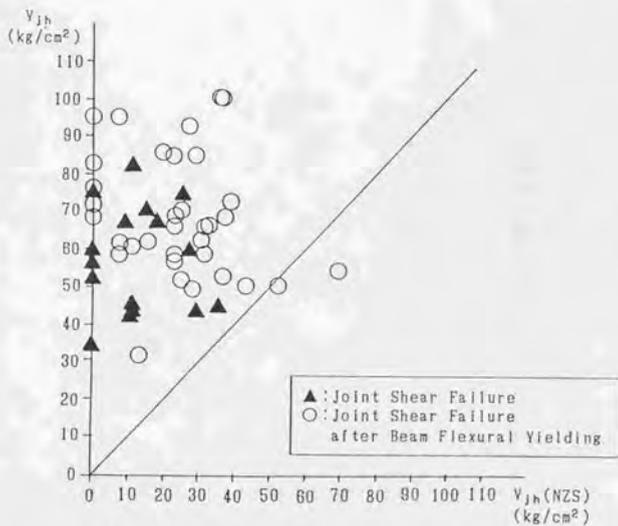


図3.14(a) 最大耐力時接合部せん断応力度(V_{jh})とニュージーランド基準による接合部せん断強度($V_{jh}(\text{NZS})$)との比較

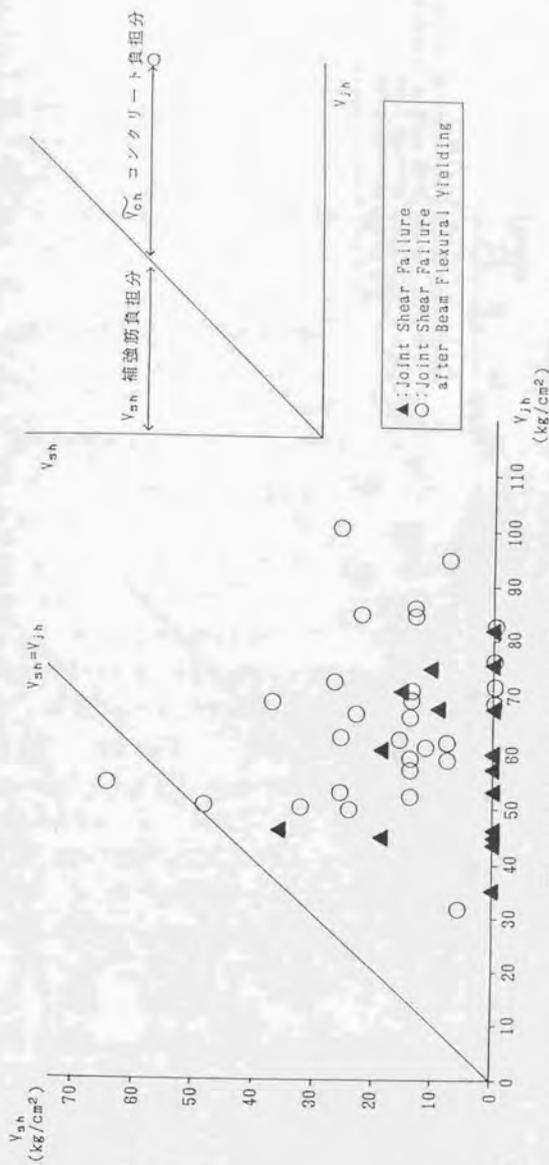


図3.14(b) 最大剪力時の接合部せん断応力度(V_{jN})に占める補強筋とコンクリート負担分

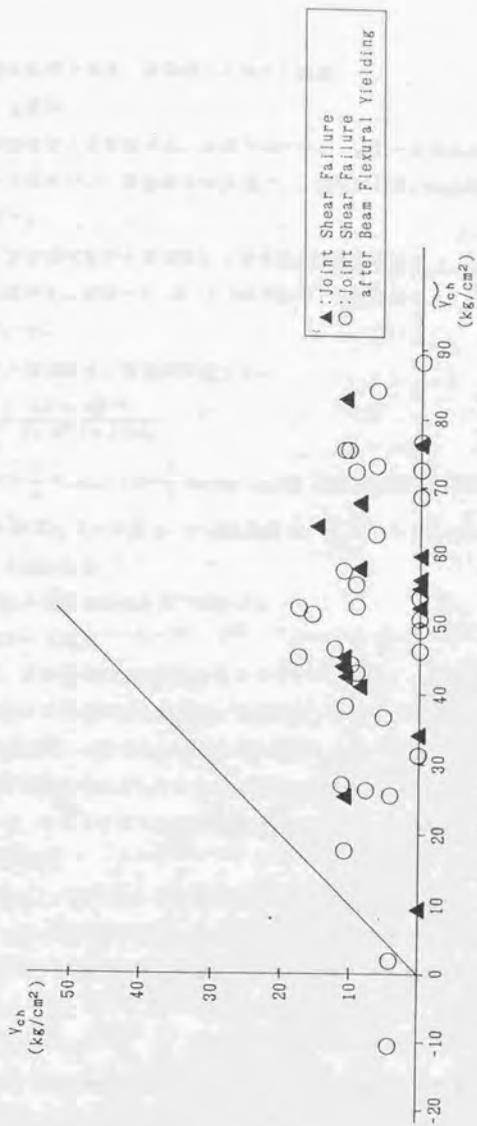


図3.14(c) ニュージーランド基礎部のコンクリート負担分(V_{ch})と最大耐力時のコンクリート負担分(V_{ch})の比較

3. 4 接合部終局強度の影響因子に関する検討

3. 4. 1 目的

接合部終局強度の影響因子は、2章で述べたように幾つか考えられるが、ここでは、コンクリート強度(F_c)、接合部補強筋量(P_u)、柱軸応力度(σ_n)の影響因子の定性的性質の検討を行う。

3. 4. 2 使用試験体と接合部せん断強度の算定方法

使用試験体は、前述の3.1節～3.3節で使用した試験体より、比較検討事項に応じて、抽出して用いた。

接合部せん断強度は、次式で算定した。

$$\tau_p = \frac{(1-u-v)L \cdot P}{(v \cdot H) \cdot (u \cdot L) \cdot t_p}$$

$$u \cdot L = \frac{7}{8} d_c = j_c, \quad v \cdot H = \frac{7}{8} d_b = j_b \quad (j_b, j_c: \text{梁及び柱断面の応力中心間距離})$$

H, L: 階高とスパン長さ, P: 梁せん断力, t_p : パネル有効幅 ($t_p = (\text{梁幅} + \text{柱幅})/2$)

3. 4. 3 検討結果

各影響因子の検討結果を以下に示す。

①コンクリート強度

図3.11は、接合部終局強度実験値とコンクリート強度との関係を、J型(接合部破壊)とBJ型(梁曲げ降伏後に接合部破壊する型)について示したものである。同図より、(a)BJ型の終局強度は、J型のそれよりも高い場合もあり、また、その分散が激しく一義的には接合部終局強度は決定していない。(b)終局強度は、コンクリート強度と共に増加する傾向にあり、コンクリート強度は終局強度に対して一次的関係にある。

②接合部補強筋

図3.15の図(a)と図(b)は、各々柱軸力比を一定範囲とした場合に、終局強度が補強筋量(P_u)によってどのように変化するかを示したものである。同図より、補強筋量は、終局強度に対して、分散が大きく影響があるとしても、その影響は小さく二次的影響因子と思われる。

③柱軸応力度

柱軸応力度 σ_n の影響を図3.16の図(a)～(c)に、接合部補強筋量を一定範囲とし検討すると、その終局強度が増減するなどの傾向を示していない。

以上と同じ結果は、既に、文献3.7で、実験資料の少ない段階で前述と同様な検討を筆者が行い得ている。

ここでは、前述でパネル有効幅(t_p)として、(梁幅+柱幅)/2とし、評価したのも文献3.7の結果を利用したものであるので、文献3.7に示したものの内、この点についてのみ示すこととする。

④梁幅と柱幅の比(b_b/b_c)

接合部せん断強度を評価する場合、梁幅と柱幅の比(b_b/b_c)はせん断力伝達面のパネルの有効幅(t_p)の採り方に影響する要素であり、伝達面の幅 t_p は、梁幅と柱幅の間に存在すると考えられる。

「3.4.2」で示した有効幅(t_p)を柱幅として算定した図3.17において、 $b_b/b_c \approx 0.75$ で接合部補強筋のある○印の試験体の τ_p/F_c が、 $b_b/b_c=1.0$ 、 $P_u=0\%$ の試験体55,56,57(図中の試験体番号は、3.1節~3.3節の試験体番号と対応)の τ_p/F_c より低く表れている。これは、 t_p の採り方によるものだと考えられる。直線Fは、 $P_u=0\%$ 、 $b_b/b_c=0.75$ の試験体27,58,59,60の点の平均 τ_p/F_c - F_c 関係を示すものである。直線F上の点で、試験体55,56,57の F_c に相当する τ_p/F_c は、0.45、試験体55,56,57の平均 τ_p/F_c は、0.53であり、この両者が等しくなるための、 $b_b/b_c=0.75$ の t_p は、 $t_p=(0.45/0.53) \cdot (\text{柱幅})$ としなければならない、 $t_p=1/2 \cdot (\text{梁幅} + \text{柱幅})$ に近似するものである。

尚、図3.18(a)(b)は、3.1節~3.3節で使用した接合部破壊型と梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体内、 $b_b/b_c \approx 0.7$ 、 $=1.0$ 試験体について、接合部有効幅(t_p)を $t_p=b_c$ 、 $t_p=(b_b+b_c)/2$ として接合部せん断応力度を算定したものである。これらの図(a)、(b)を比較すると $t_p=(b_b+b_c)/2$ の図(b)については、 $b_b/b_c=1.0$ の分布と $b_b/b_c \approx 0.7$ の分布が一致する傾向が見受けられるのに対し、 $t_p=b_c$ の図(a)については、 $b_b/b_c=1.0$ の分布域よりも $b_b/b_c \approx 0.7$ の分布域の方が全体的に τ_p が低くなる傾向がうかがえる。従って、接合部有効幅は、柱幅と梁幅の平均を考える方がより実際的と思われる。

前述の検討より得られた結論を列挙すると以下の通りである。

- (1)コンクリート強度が高くなると接合部終局強度が増加する傾向にある。
- (2)柱軸応力度の大きさは、接合部終局強度に影響しない。
- (3)接合部補強筋は、接合部終局強度に対し、影響があるとしてもわずかである。
- (4)梁幅と柱幅の比(b_b/b_c)が、 $b_b/b_c=1$ に近づくにつれて、柱断面の単位面積当りの接合部終局強度は大きくなる。

以上の結果は、統計的処理から得られたものであるが、各々の影響因子を実験変数として行った比較実験からも、同様な結果が得られている。例えば、文献3.8では、柱軸応力度、接合部補強筋量、梁幅と柱幅の比について、又、文献3.9では、梁幅と柱幅の比について、各々比較実験を行い同様の結論を得ている。

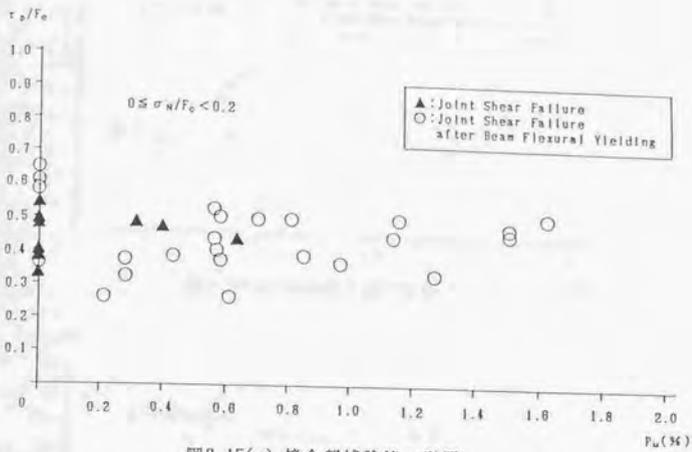


図3.15(a) 接合部補強筋の影響

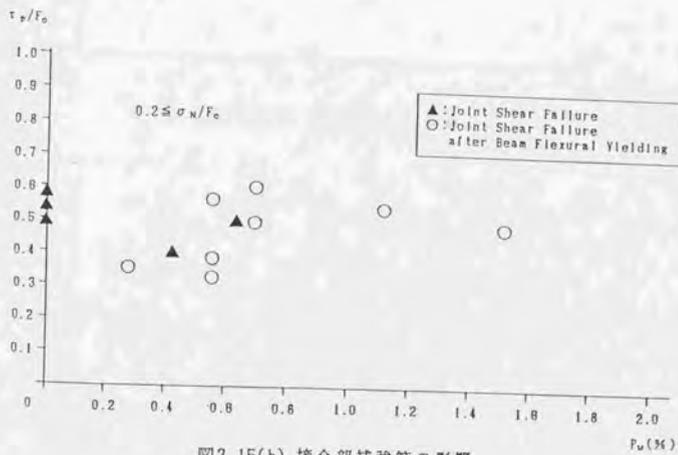


図3.15(b) 接合部補強筋の影響

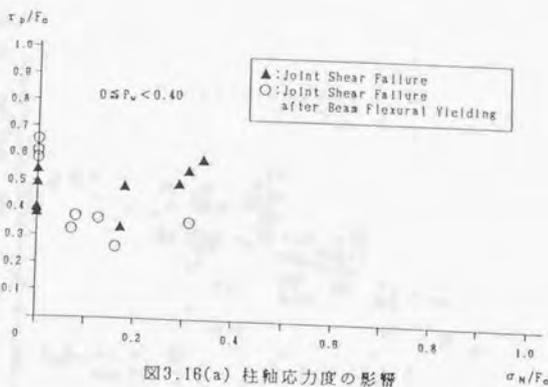


図3.16(a) 柱軸応力度の影響

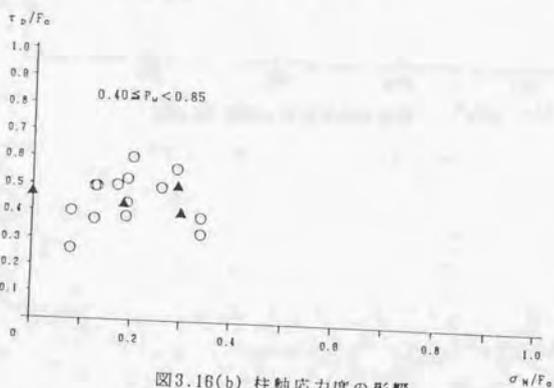


図3.16(b) 柱軸応力度の影響

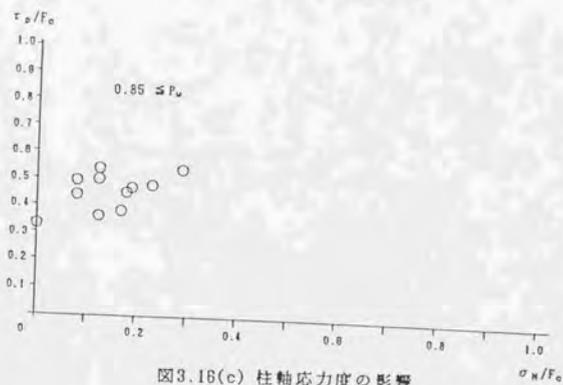


図3.16(c) 柱軸応力度の影響

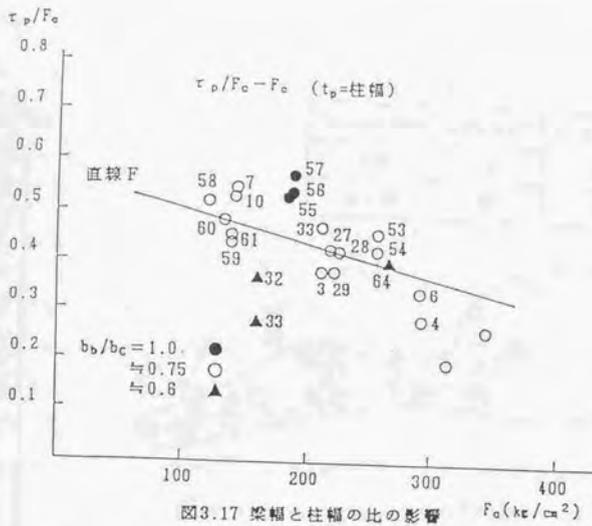


図3.17 梁幅と柱幅の比の影響

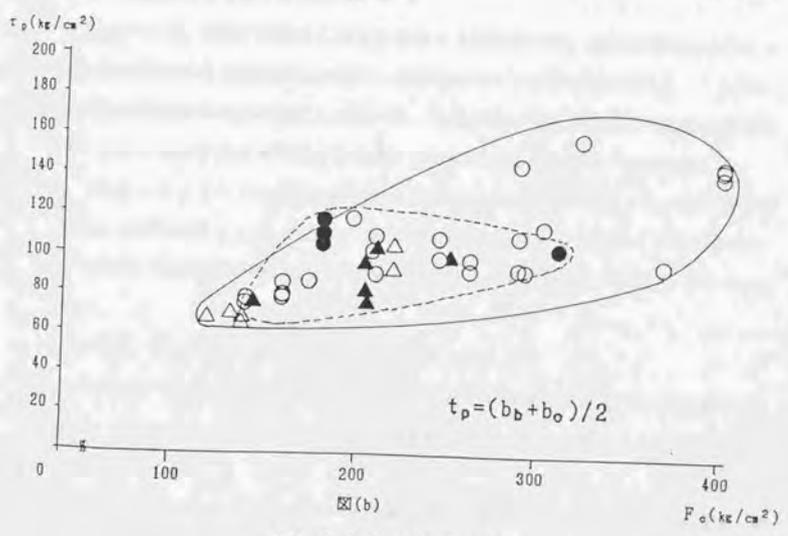
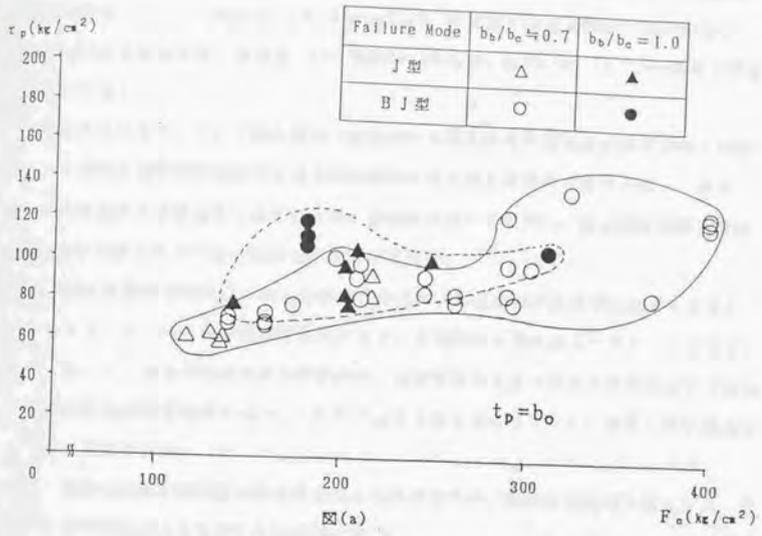


図3.18 梁幅と柱幅の比の影響

3. 5 まとめ

本章で取り扱った既往試験体は、接合部域で通し配筋されたもので、その主な特徴は、①普通コンクリート、 $100 \text{ kg/cm}^2 \leq f_c \leq 500 \text{ kg/cm}^2$ 、②梁成り(D_b)と柱成り(D_c)の比は、 $D_b/D_c \approx 1.0$ の場合が多数、③梁幅(b_b)と柱幅(b_c)の比は、 $b_b/b_c \approx 0.7$ と 1.0 の場合が多数、の試験体である。

上述の試験体について、「最大耐力(実験値)と梁又は柱の理論曲げ終局強度との関係」、「我国の既往提案実験式と諸外国の基準による接合部終局強度の評価」、及び「接合部終局強度の影響因子に関する検討」を統計分析により行い、接合部終局強度時抵抗機構等に反映されるべき、次のような知見を得た。

(1) 既往の梁曲げ破壊した試験体の最大耐力は、梁理論曲げ終局強度以下となることはなく、むしろ、梁主筋の歪硬化により、梁理論曲げ強度以上となることもある。

従って、梁曲げ破壊をする試験体は、接合部域の主筋の付着性状に拘らず(接合部域梁主筋付着指標 $\nu = d_b \sigma_y / (D \sqrt{\sigma_B})$ を考慮することなく)、十分に曲げ終局強度を発揮できる。

(2) 既往の梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体では、主筋が歪硬化を起こして、曲げ終局強度以上となることはない。

このことは、梁曲げ降伏後に接合部破壊する試験体では、接合部破壊の進行により、接合部域主筋の付着劣化が生じ、歪硬化しないものと考えられる。

(3) 著者提案の接合部終局強度実験式では、接合部破壊型の接合部終局強度の評価は行えるが、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の接合部終局強度の評価は難しい。

(4) 「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針案・解説」^{3,4)}中の接合部終局せん断強度式 $\tau_u = 0.3 \sigma_B$ は、接合部破壊型の終局せん断強度の下限値を表しているが、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の終局せん断強度を評価するものではない。

同時に、同式では破壊モード分類が不可能である。

(5) 梁曲げ降伏後に接合部破壊する型では、一義的には接合部終局せん断強度は決定せず、分散が激しく、その終局せん断強度の値は、接合部破壊型より大きい場合が多数見られる。

(6) ACI-ASCE committee 352規準^{3,5)}の接合部せん断強度式 $\tau_u = 15 \sqrt{f_c}$ [psi] は、接合部破壊型と梁曲げ降伏後に接合部破壊した型の既往試験体の接合部せん断強度の

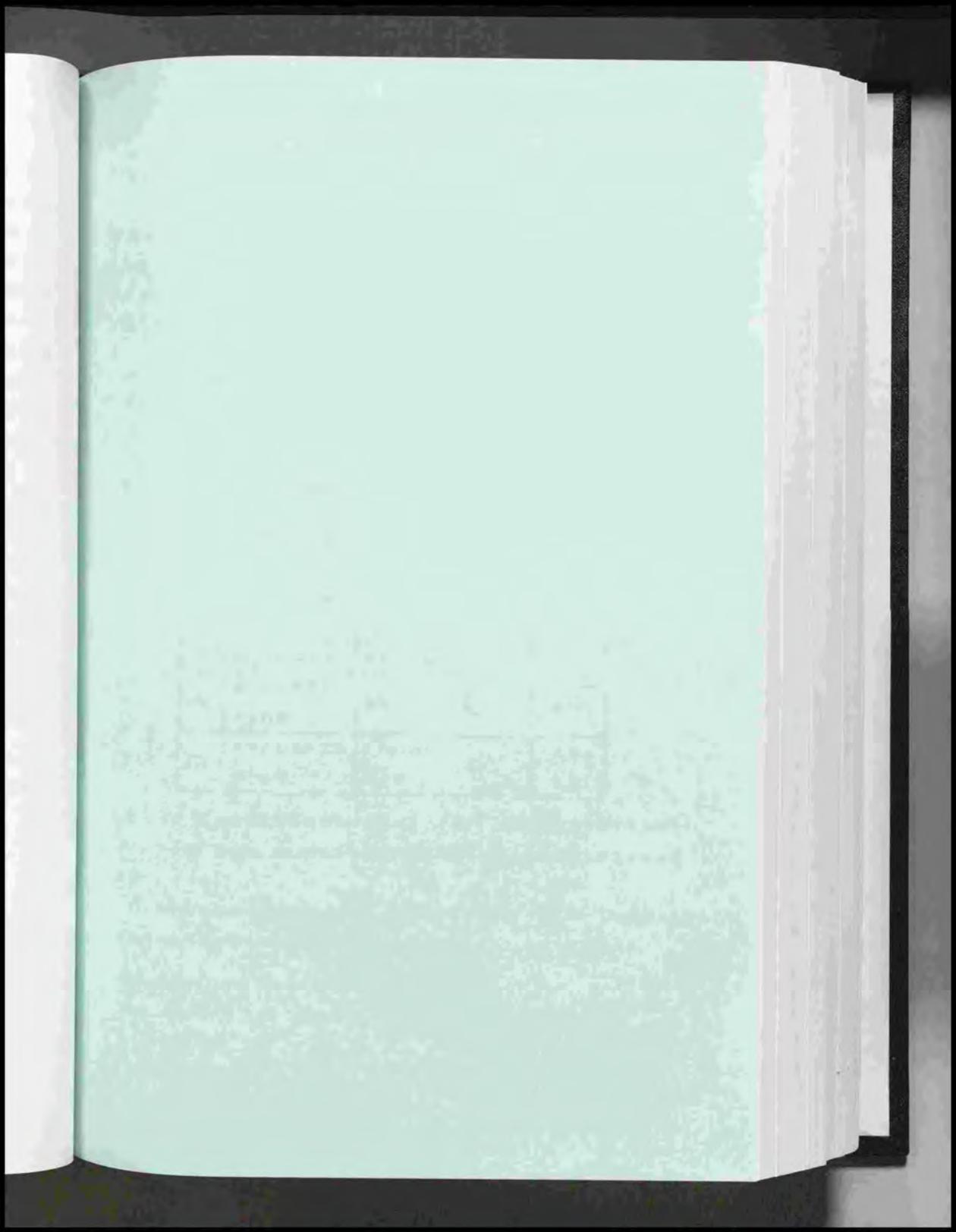
下限値を示している。

- (7) ACI-ASCE committee 352規程に示されている梁崩壊型となるための条件、(柱の曲げ終局耐力) $\geq 1.4x$ (梁の曲げ終局耐力) の条件下でも、接合部破壊型、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型となる場合があり、梁崩壊型の保障条件とはならない。
- (8) ニューージーランド・コンクリート構造設計基準^{3,8)}のコアコンクリートの斜め圧縮力が過剰とならないための接合部せん断応力度の上限値 $\tau_p = 1.5\sqrt{f_c}$ [MPa] の値は、接合部破壊型の終局強度の上限値を表現している。
- (9) ニューージーランド・コンクリート構造設計基準では、接合部終局せん断強度の大部分を接合部補強筋が負担するとなっているが、同基準の考えに従って、既往試験体の接合部終局せん断強度に占める接合部補強筋の負担せん断応力度の割合を検討してみると、大変小さいことが理解できた。
- 従って、接合部終局強度時の機構は、接合部補強筋によって抵抗される機構とはなっていないと思われる。
- (10) コンクリートの強度が高くなると接合部終局強度が一次的関係で増加する。
- (11) 柱軸応力度の大きさは、接合部終局強度に影響しない。
- (12) 接合部補強筋量を増すと、接合部終局強度が増加する傾向が見られる場合もあるが、その量は、僅かである。
- (13) 梁幅と柱幅の比 (b_b/b_c) が、 $b_b/b_c=1$ に近づくにつれて柱断面の単位面積当たりの接合部終局強度は大きくなる。

3章 引用文献

- 3.1) 坪井善勝、矢代秀雄：仕口に於ける鉄筋の付着に関する実験的研究,日本建築学会論文報告集,第57号,1957.7,PP.573~576
- 3.2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 3.3) 藤井俊二、青山博之、梅村魁：材料特性より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメント-曲率関係,日本建築学会大会学術講演梗概集,1973,PP.1261~1262
- 3.4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針案・解説,1988.10
- 3.5) ACI-ASCE committee 352: Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI Journal, Vol. 82, No. 3, May-June, 1985, PP. 266~283
- 3.6) NZS3101: Code of Practice for the Design of Concrete Structures and Commentary, Standards Association of New Zealand, 1982
- 3.7) 上村智彦：鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部の終局せん断強度について,日本建築学会大会学術講演梗概集,1975.10,PP.1155~1158
- 3.8) D.F.Meinheit, J.O.Jirsa: Shear Strength of R/C Beam-Column connections, Journal of the Structural Division, ASCE, V107, ST11, 1982. 11, PP. 2227~2244
- 3.9) 石橋一彦、上村智彦：太径鉄筋D51を用いた梁・柱接合部の実験的研究(その5、その6),日本建築学会関東支部研究報告集,1976,PP.217~224

尚、3章で使用した試験体について掲載された引用文献名(文献数:46編)は、「3.1.2項の1)使用した試験体」に示してあるので、ここでは、割愛することとする。



第4章 既往の鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の抵抗機構に関する検討

4.1. はじめに

接合部の抵抗機構については諸見解があり、基礎的な機構として、トラス機構、コンクリート圧縮ストラット機構、せん断摩擦機構の3タイプに分けられ、表4.1に示すようにこれらの機構が単独あるいは組み合わされて議論されている。

表4.1 提案された接合部抵抗機構

番号	接合部抵抗機構	提唱者	引用文献
(1)	トラス機構	I.H.E.Nilsson	4.1)
(2)	コンクリート圧縮 ストラット機構	R.C.Fenwick,H.M.Irvine	4.2)
		Zhang,Liande,J.O.Jirsa	4.3)
		上村	4.4)
(3)	せん断摩擦機構	D.F.Meinheit,J.O.Jirsa	4.5)
(4)	(1)と(2)の共存	T.Paulay,R.Park	4.6)
		園部,石橋	4.7)
		上村	4.8)
(5)	(1)~(3)の共存	R.W.G.Blakely	4.9)
(6)	せん断剛性劣下に よる機構	森田	4.10)
(7)	力の釣合条件に基 づく機構	T.Paulay	4.11)
		市之瀬	4.12)

ここでは、各接合部抵抗機構について述べるとともに、各抵抗機構の問題点を指摘することとする。同時に、接合部終局強度時の抵抗機構として、妥当であるか否かの判断も行う。

尚、執筆者の提案抵抗機構については、後述の5章の「鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度時抵抗機構に関する考察」で示すこととし、ここでは省略する。

4. 2 既往の提案された接合部抵抗機構

4. 2. 1 トラス機構

I. H. E. Nilsson

Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment
Document D7, 1973, National Swedish Building Research, Stockholm, Sweden

1) 提案抵抗機構

斜め引張ひび割れ破壊のトラス理論(The Truss Analogy of Diagonal Crack Failure)では、引張力は補強筋、圧縮力はコンクリートで抵抗されると考え、破壊は接合部の斜め引張ひび割れが原因で生じると考えている。

破壊耐力の算出は、以下のように行うとしている。

接合部破壊時の条件：

$$\sqrt{2} \cdot F_s = (2/3) \cdot \sigma_{sp} \cdot b \cdot l_{dc}$$

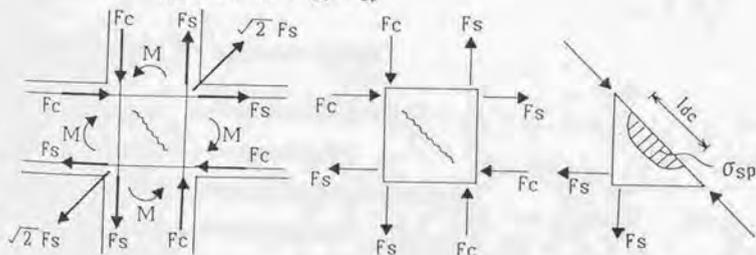
F_s : 接合部に作用する引張応力
 σ_{sp} : コンクリート引張強度(2/3は低減率)
 b : 接合部幅
 l_{dc} : 斜め引張ひび割れの長さ

接合部破壊時の曲げモーメント(M_{dc}):

$$M_{dc} = F_s \cdot Z \quad (Z: \text{応力中心間距離})$$

$$= F_s \cdot 0.8d \quad (d: \text{梁及び柱有効高})$$

$$= (\sqrt{2}/3) \cdot 0.8d \cdot b \cdot l_{dc} \cdot \sigma_{sp}$$



2) 提案抵抗機構の問題点

提案抵抗機構は、破壊が斜め引張ひび割れが原因で生じると考えている。しかし、接合部の終局時には、接合部コンクリートの圧潰現象がみられることや、既往の接合部破壊型試験体の実験に於て接合部斜めひび割れ発生程度以上の荷重の繰り返しを3,4回受け最大荷重を経験することを考慮すると、破壊は接合部斜めひび割れが原因で生じることとは考えられない。

4. 2. 2 コンクリート圧縮ストラット機構

Zhang, Liande, J. O. Jirsa

A Study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints,
PMFSEL Report No.82-1 February 1982

1) 提案抵抗機構

1.1) 目的

繰り返し荷重下での接合部せん断強度の推定において、従来の「梁せん断機構」「トラス機構」が適切なモデルではないという前提にたつて、圧縮ストラット機構を適用した接合部せん断強度の合理的な算定方法を、提案することである。

1.2) 接合部せん断強度推定の考え方

一方向荷重下での最大耐力と繰り返し荷重下での最大耐力との比較から、接合部コンクリートが、繰り返し荷重下においてもせん断抵抗に寄与していることを指摘した。そして、その結果、圧縮ストラット機構に基づき種々の影響因子を考慮した一方向荷重時での接合部せん断強度の算定式を展開し、それを既往実験データの統計解析を用いて修正し、繰り返し荷重下における接合部せん断強度を予測している。

ここでは、一方向及び繰り返し荷重下における接合部せん断強度の算出方法について示す。

1.3) 一方向荷重下での接合部せん断強度

1.3.1) 取り扱っている接合部せん断強度のケース

(a) 柱面に梁ヒンジが生じない場合

梁曲げ降伏前に接合部破壊する場合に相当

(b) 柱面に梁ヒンジが生じる場合

梁曲げ降伏後に接合部破壊する場合と梁曲げ降伏する場合に相当

1.3.2) 接合部せん断強度の算定方法

接合部せん断強度は、①斜めストラットの基本せん断強度、②補強筋の影響、③柱軸力の影響、④幾何学的パラメーター、を考慮して次式となる。

(a) 柱面に梁ヒンジが生じない場合

$$Q_n = K \cdot \rho \cdot f_c \cdot b_c \cdot \sqrt{a_c^2 + a_s^2} \cdot \cos \alpha$$

(b)柱面に梁ヒンジが生じる場合

$$Q_n = K \cdot \rho \cdot f_c' \cdot b_c \cdot a_o \cdot \cos \alpha$$

以下、これらの算定式について説明する。

(1)斜めストラットの基本せん断強度

(1.1)破壊機構の仮定と適用試験体の条件

接合部破壊は、斜めストラットのコンクリートの圧潰で、接合部の耐力が決定すると仮定し、試験体として、①梁幅と柱幅($b_c = b_b$)が等しい、②接合部補強筋量は零に近い場合、③直交梁無し、の条件にかなうものを用いて、斜めストラットの基本せん断強度を算出している。

(1.2)柱面に梁ヒンジが生じない場合

一方向荷重下での水平方向の接合部せん断強度(Q_n):

$$Q_n = f_c' \cdot b_c \cdot h_s \cdot \cos \alpha$$

f_c' : コンクリート強度
 b_c : 接合部幅(柱幅=梁幅)
 h_s : 等価ストラット幅

等価ストラット幅(h_s)は次式で与えられる。

$$h_s = K \cdot \sqrt{a_c^2 + a_b^2}$$

K : 基本ストラットの断面係数
 a_c, a_b : 接合部に隣接した柱及び梁の圧縮域

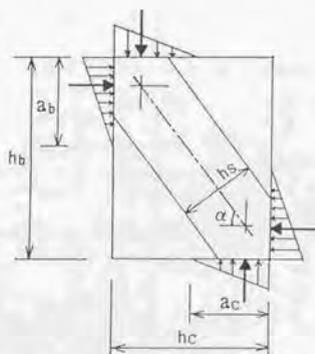


図4.1 柱面に梁ヒンジが生じない場合

従って、

$$Q_n = K \cdot f_c' \cdot b_c \cdot \sqrt{a_c^2 + a_b^2} \cdot \cos \alpha$$

但し、ストラット方向は次式で表される。

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{h_b - (2/3) \cdot a_b}{h_c - (2/3) \cdot a_c}$$

(1.3)柱面に梁ヒンジが生じる場合

一方向荷重下での水平方向の接合部せん断強度(Q_n):

$$Q_n = K \cdot f_c' \cdot b_c \cdot a_o \cdot \cos \alpha$$

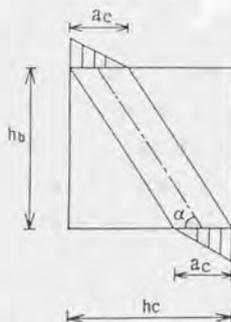


図4.2 柱面に梁ヒンジが生じる場合

但し、ストラット方向は次式で表される。

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{h_b}{h_c - (2/3) \cdot a_c}$$

(1.4) 水平方向の接合部せん断力(Q_h)の求め方

梁接合部端断面の力の釣合より、

$$\left. \begin{aligned} M_{b1} &= T_1 \cdot j_b = C_1 \cdot j_b \\ M_{b2} &= T_2 \cdot j_b = C_2 \cdot j_b \end{aligned} \right\}$$

接合部を中心に、梁及び柱の寸法が対称で荷重が逆対称であるとすると、

$$M_{b1} = M_{b2} = \frac{Q_b \cdot (L - h_c)}{2}$$

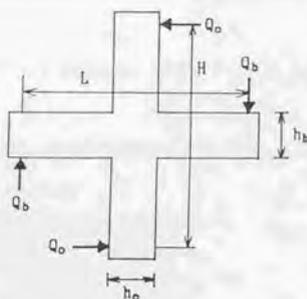
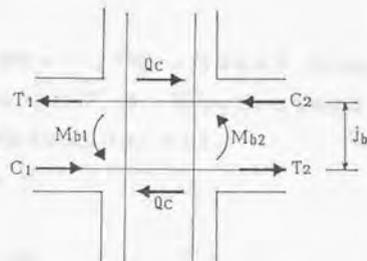
骨組の全体的な釣合より、

$$Q_b \cdot L = Q_c \cdot H$$

従って、水平方向の接合部せん断力

(Q_h)は、以下のように示される。

$$\begin{aligned} Q_h &= T_1 + C_2 - Q_c \\ &= \frac{(M_{b1} + M_{b2})}{j_b} \cdot Q_c \\ &= \frac{Q_b \cdot (L - h_c)}{j_b} \cdot Q_c \\ &= \frac{Q_b \cdot (L - h_c)}{j_b} - \frac{Q_b \cdot L}{H} \end{aligned}$$



(1.5) 基本ストラットの断面係数(K)の求め方

圧縮ストラット機構の場合では、コンクリート強度(f_c')が接合部せん断強度に直接影響を与える。接合部せん断強度を等価ストラットで評価すると、拡がりを持つと考えられる実際のストラット幅に対する等価ストラット幅の比、即ち、基本ストラットの断面係数(K)の値は、コンクリート強度(f_c')に関係すると思われる。従って、接合部せん断強度の算定式をKについて求め、以下の手順で f_c' とKの関係式を導く。

例えば、柱面に梁ヒンジが生じない場合について示す。

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{Q_m}{f_c' \cdot b_c \cdot \sqrt{a_c^2 + a_b^2} \cdot \cos \alpha} \\
 &= \frac{Q_m \cdot \sqrt{1 + \tan^2 \alpha}}{f_c' \cdot b_c \cdot \sqrt{a_c^2 + a_b^2}} \\
 &= \frac{Q_m \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_b - (2/3) \cdot a_b}{h_c - (2/3) \cdot a_c} \right)^2}}{f_c' \cdot b_c \cdot \sqrt{a_c^2 + a_b^2}}
 \end{aligned}$$

そこで、接合部せん断強度(Q_m)の実験値を用いて係数(K)を求めるが、その母集団は、横補強筋の容積率(ρ_s)が $0 \leq \rho_s \leq 0.01$ 、即ち、横補強筋の影響が少ない場合の試験体とする。係数(K)の実験式は次式の通りである。

$$K = 1.20 - 0.1f_c' \quad (f_c' \text{ in ksi})$$

(2) 補強筋の影響

補強筋の役割は次のように考えている。

- ① 接合部コアのコンクリートの圧縮伝達力を高めるが、比例的なものではなく、その影響は間接的である。
- ② 非弾性域の接合部コアのコンクリートを拘束し、剛性低下を生じさせない。

直交梁の無い場合の接合部せん断強度は、補強筋の影響を考慮できる係数(F)を用いて、次のように表される。

(a) 柱面に梁ヒンジが生じない場合

$$Q_m = K \cdot F \cdot f_c' \cdot b_c \cdot \sqrt{a_c^2 + a_b^2} \cdot \cos \alpha$$

(b) 柱面に梁ヒンジが生じる場合

$$Q_m = K \cdot F \cdot f_c' \cdot b_c \cdot a_c \cdot \cos \alpha$$

係数(F)の値は、統計処理をして、次の実験式を得る。

$$F = 0.95 + 4.5\rho_s \quad (F \leq 1.20)$$

但し、 ρ_s は補強筋の容積率で、図4.3中の記号を用いると次式で表される。

$$\rho_s = \frac{(m \cdot b' + n \cdot h') \cdot A_t}{s \cdot b' \cdot h'}$$

m: Y方向のフープ筋の本数
 n: X方向のフープ筋の本数
 A_t: フープ筋1本の断面積
 s: フープ筋間隔

$n=n$ の長方形の柱の場合

$$\rho_s = \frac{(b' + h')}{h'} \cdot \frac{n \cdot A_t}{b' \cdot s}$$

$n=n$ の正方形の柱の場合

$$\rho_s = 2 \cdot \frac{n \cdot A_t}{b' \cdot s}$$

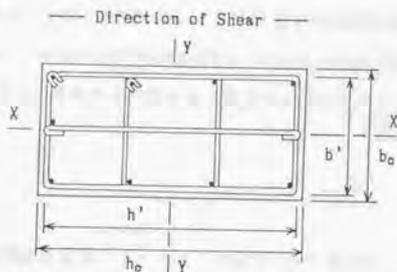


図4.3 典型的な接合部フープ筋の寸法

(3) 柱軸力の影響

柱軸力の影響は、次のように考えている。

① 上・下柱断面でのコンクリート圧縮域を増加させ、圧縮ストラット断面を大きくする。

② 梁主筋の付着強度を増加させ、強度と剛性の低下を遅らせる。

従って、柱軸力の影響は、柱接合部端断面のコンクリート圧縮応力域で考慮される。

(4) 幾何学的パラメーター

柱幅(b_c)に比べ梁幅(b_b)が小さい場合、接合部幅(t_p)は次式で決まる。

$$t_p = \frac{b_c + b_b}{2}$$

一般に、終局時のストラットの角度は、ひび割れ荷重時のひび割れの傾きと同じである。

1.4) 繰り返し荷重下での接合部せん断強度

繰り返し荷重を受ける接合部の試験体では、梁端部(加力点)での変形の増加とともに接合部せん断強度が減少する。梁端部(加力点)での変形は、梁及び柱の弾性変形、梁ヒンジでの回転、接合部での変形、及び梁主筋の接合部域からの拔出しからなる。又、接合部の剛性とコンクリート強度の低下が原因で、接合部せん断強度が減少する。以上のことから、実験より得られる梁端部(加力点)での変形は接合部せん断強度に影響を与えると考えられ、それを定量的に表現するために、次に示す回転角(R)を用いる。

$$R = \Delta / L$$

[Δ : 梁端部(加力点)での変形
 L : 梁スパンの半分の長さ

繰り返し荷重下での接合部せん断強度を予測するために、一方向荷重下での接合部せん断強度(Q_a)に対する繰り返し荷重下での接合部せん断強度(Q_c)の比($\eta=Q_c/Q_a$)と回転角(R)との関係を、既往実験データより統計的に決定すると次式ようになる。

$$\eta=1.00-4.0R$$

又、その下限値は次式で決まる。

$$\eta=0.83-4.0R$$

繰り返し荷重下では、接合部せん断強度は圧縮コンクリートの劣化により低下し、その影響度は係数(η)で表される。従って、繰り返し荷重下での接合部せん断強度(Q_c)は、次のように表される。

(a)柱面に梁ヒンジが生じない場合

$$Q_c=\eta \cdot K \cdot E \cdot f_c' \cdot b_c \cdot \sqrt{a_c^2+a_b^2} \cdot \cos \alpha$$

(b)柱面に梁ヒンジが生じる場合

$$Q_c=\eta \cdot K \cdot E \cdot f_c' \cdot b_c \cdot a_c \cdot \cos \alpha$$

2)提案抵抗機構の問題点

(1)柱面に梁ヒンジが生じる場合(梁が塑性域)、柱からのコンクリート圧縮力のみがストラットに作用するため、ストラット機構による接合部のせん断抵抗は接合部破壊するほどの大きさになるとは考えられない。又、ここでの提案は繰り返し荷重下での接合部せん断強度を対象としていることから、柱面に梁ヒンジが生じる場合、梁ヒンジが生じたとしても、繰り返しによる梁主筋の降伏部分の接合部内への拡大などで接合部域の梁主筋の付着劣化が生じる(2章 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の実験参照)と思われるので、接合部破壊時の機構として、前述のような機構にはなりにくいと考えられる。

(2)ここでの接合部せん断強度の算定式は、一方向荷重下での斜めストラットの基本せん断強度に、種々の因子による影響について統計的に得られた各係数を、単に乘じることによって与えられているが、そのような影響に関するメカニズム的な検討がなされていない。

(3)梁及び柱の接合部端コンクリート圧縮力には、接合部域の主筋の付着性状が影響すると考えられるが、このようなことが提案抵抗機構では考慮されていない。

4. 2. 3 セン断摩擦機構

D.F.Meinheit, J.O.Jirsa

The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints
CESRL Report, No.77-1, 1977.1

1) 提案抵抗機構

図4.4は、Jirsa等によるせん断摩擦機構を示したものであり、接合部のせん断抵抗は、接合部の対角線方向に生じるせん断ひび割れに介在するせん断摩擦によるものとする。その摩擦力は、斜めひび割れを横切る横補強筋と接合部コーナーに作用する隣接部材からの曲げ圧縮に起因するとし、接合部斜めひび割れに沿うせん断摩擦抵抗力(V_{jr})が次のように表される。

$$V_{jr} = \Sigma(v_{jr} \cdot h) + \Sigma(v_{jr} \cdot c)$$

$$= \eta \cdot \Sigma(T_s \cdot \tan \lambda) + \lambda \cdot \Sigma(C_c \cdot \tan \lambda)$$

η, λ : 定数
 T_s : 横補強筋の引張力
 C_c : 隣接部材からの圧縮力
 $\tan \lambda$: 等価摩擦係数

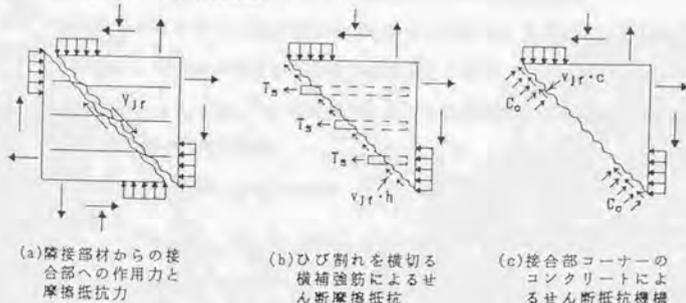


図4.4 セン断摩擦機構

2) 提案抵抗機構の問題点

この機構で与えられたせん断摩擦抵抗力の式($V_{jr} = \eta \cdot \Sigma(T_s \cdot \tan \lambda) + \lambda \cdot \Sigma(C_c \cdot \tan \lambda)$)では、抵抗力は横補強筋の引張力の一次関数として考えられている。しかしながら、3章の「既往文献資料を用いての鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する統計分析」より、横補強筋量は接合部の終局強度を一次的に支配する因子ではなく、横補強筋量(P_w)が多いからといって、必ずしも最大耐力が大きくなる傾向はみられないことに矛盾する。

4. 2. 4 コンクリート圧縮ストラット機構とトラス機構の共存

T. Paulay, R. Park and M. J. N. Priestley
Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions
ACI Journal, Vol. 75, No. 11, Dec. 1978

1) 提案抵抗機構

1.1) 接合部せん断力

水平方向の接合部せん断力(V_{jh})は、
図4.5の記号を用いて次式のように表
される。但し、柱は弾性域に留まって $T=A_{s1} \cdot \alpha \cdot f_y$
いと仮定する。

$$V_{jh} = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot \alpha \cdot f_y - V_{co1}$$

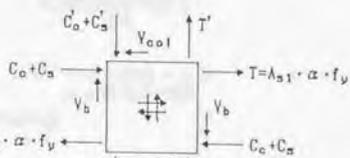


図4.5 接合部への作用外力と
接合部周りの応力

1.2) 接合部せん断抵抗機構(図4.6参照)

1.2.1) コンクリート圧縮ストラット機構によるせん断抵抗機構

梁付根のコンクリート圧縮合力(C_c)と梁主筋の柱のコンクリート圧縮域内の付着力($A T_c$)は、接合部での斜め方向に形成されるコンクリート圧縮ストラット機構によって伝達される。従って、この機構によって伝達される水平方向の接合部せん断力(V_{ch})は、次のようになる。

$$V_{ch} = C_c + A T_c - V_{co1} = D_s \cdot \cos \beta$$

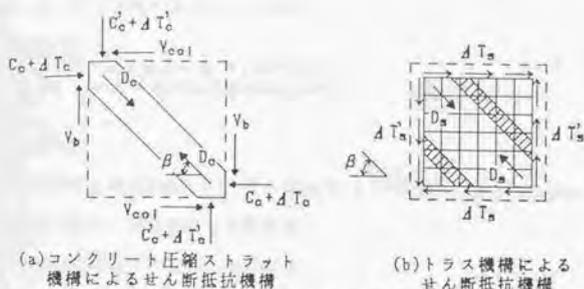
1.2.2) トラス機構によるせん断抵抗機構

梁主筋の付着力($A T_s$)は、斜めひび割れ発生以降で、水平及び鉛直方向補強筋とコンクリートで形成されるトラス機構によって伝達される。従って、この機構によって伝達される水平方向の接合部せん断力(V_{sh})は、次のようになる。

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} = A T_s = D_s \cdot \cos \beta$$

但し、梁主筋の付着力($A T_s$)は、次のように表される。

$$A T_s = C_s + T - A T_c$$



(a)コンクリート圧縮ストラット機構によるせん断抵抗機構 (b)トラス機構によるせん断抵抗機構

図4.6 接合部せん断抵抗機構

1.2.3) コンクリート圧縮ストラット機構とトラス機構の相互作用

次式のような釣合条件を満たすため、設計においては、コンクリート圧縮ストラット機構による抵抗力(V_{ch})とトラス機構による抵抗力(V_{sh})の大きさを得る必要がある。

$$V_{jh} = V_{ch} + V_{sh}$$

荷重段階が進行すると、梁付根では塑性ヒンジが生じ、梁主筋のみによって曲げモーメントに抵抗するようになる。従って、梁付根のコンクリート圧縮合力(C_c)は零となり、コンクリート圧縮ストラット合力は減少し、結果として、トラス機構への依存度が高くなる。

2) 提案抵抗機構の問題点

この機構は、ストラット合力 D_c とトラス機構の D_s の相互作用によってせん断力に抵抗するというものであるが、梁接合部端にヒンジが生じると、梁付根のコンクリート圧縮合力は0となり、コンクリートストラット合力は減少し、結果としてトラス機構への依存度が高くなると考えている。このことが成立するのは、接合部域の主筋の付着劣化を許さない状態下である。

しかしながら、接合部破壊が生じるような場合、梁主筋が降伏し、その降伏部分が接合部内へ拡大し、梁主筋の接合部域の付着劣化が生じるので、接合部において、前述したようなトラス機構への依存度が高くなるような応力状態にはならないと考えられる。

4. 2. 5 せん断剛性劣化による機構

森田 司郎 他

RC外部梁・柱接合部の耐力と変形状
コンタリート工学年次論文報告集, 1987

1) 提案抵抗機構

接合部平均せん断応力度(τ)—せん断変形(γ)の履歴を追求するために、以下に示す二つの仮定の基に、接合部せん断剛性劣化のモデル化が可能であることを外部接合部について示している。

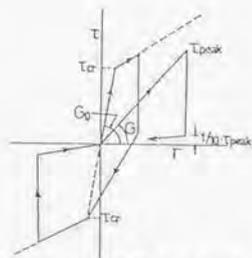


図4.7 τ - γ 曲線のモデル化

1.1) 接合部の τ - γ 曲線のモデル化 (図4.7参照)

- ① 処女載荷時には、単調載荷曲線上を動く。
- ② 除荷時は γ 一定のままピーク応力の1/10の点まで降ろし、以降原点を指向する。
- ③ その後の繰り返し載荷では、それまでの履歴に依存して定まる剛性(G)を持つ直線上を移動する。

1.2) 剛性(G)の決定

- ① ひび割れ前は、次式で示す正負載荷時共通の剛性となる。

$$G_0 = E_0 / (2(1 + \nu))$$

- ② それ以降は、累積せん断応力度の増加に伴い、図4.8に示すように剛性が直線的に低下する。同図中の記号の意味は、以下の通りである。

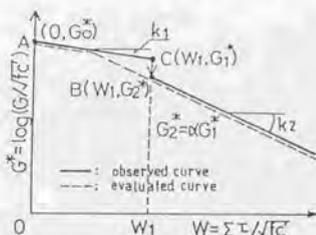


図4.8 接合部剛性劣化のモデル化

- W: それまでに繰り返ししたせん断応力度の振幅を正負に拘らず累加し、コンタリート強度(f_c')の平方根で除したものと
- G*: ピーク時の割線せん断剛性(G)を、コンクリート強度(f_c')の平方根で除し常用対数を取ったものと
- A: 初期剛性の点($0, G_0^*$)
- C: A点を通過する勾配 k_1 の直線上での剛性急減直前の点(W_1, G_1^*)
- B: 剛性急減直後の点(W_1, G_2^*)($G_2^* = \alpha \cdot G_1^*$)で、これ以降、剛性がこの点を通過する勾配 k_2 の直線上に低下する。

但し、上述の諸係数は、正載荷、負載荷、横補強筋量に応じて与えられる。

2)提案抵抗機構の問題点

この機構は、接合部せん断ひび割れ発生以降の繰り返しにより接合部のせん断剛性劣化が起り、せん断変形が進行し破壊に至るまでの劣化機構を示したものであり、接合部の終局耐力を定義するものではない。

4. 2. 6 力の釣合条件に基づく機構

ここでは、T. Paulayと市之瀬敏勝により提案された2つの抵抗機構を示す。

1) T. Paulay

Equilibrium Criteria for Reinforced Concrete Beam-Column Joints
ACI Journal, Vol. 86, No. 6, November-December, 1989

1.1) 提案抵抗機構

接合部を柱の一部又は梁の一部として、力の釣合条件より、補強筋の応力について考察を行っている。その結果、補強筋は斜め圧縮場の維持の役割をするという結論を下している。

接合部コアの斜めひび割れにより、柱主筋と梁主筋に引張状態への移行の影響が生じ、その結果としての接合部内部応力の再分配が生じるとして、検討を行っている。

1.1.1) 接合部コアでの柱応力の釣合(柱軸力のない場合)

接合部中央位置の上半分側の柱からなる自由体としての釣合を考える(図4.9参照)。水平方向の釣合より、接合部水平せん断力(V_{jh})は次式となる。

$$V_{jh} = T_b + C_b - V_c \quad \text{式(a)}$$

斜めひび割れの発生によって、鉛直鉄筋は引張状態への移行を生じる(図4.9参照)。接合部中央位置のこれらの鉛直力の合力を $\Sigma T_c'$ とする。そこでこの自由体の釣合を考えると、接合部水平せん断力(V_{jh})と鉛直圧縮力($-\Sigma T_c'$)と斜め圧縮力(D)が、接合部コンクリートに生じ、釣合うことになる。従って、釣合式は、次式のように表される。

$$D = V_{jh} / \cos \alpha \quad \text{式(b)}$$

$$\Sigma T_c' = V_{jh} \cdot \tan \alpha \quad \text{式(c)}$$

α : 斜め圧縮力(D)の勾配

但し、 $\Sigma T_c'$ を構成する接合部中央位置での柱主筋の引張応力は、近似的に全ての鉄筋で同じである。

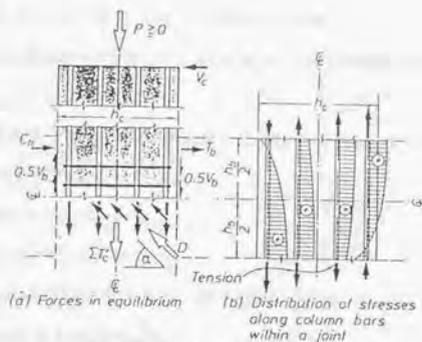


図4.9 接合部内の柱の応力状態

1.1.2) 接合部コアでの梁応力の釣合(接合部フープ筋のない場合)

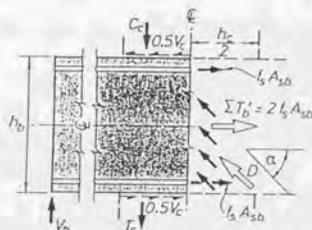
柱芯の左半分側の連続梁からなる自由体としての釣合を考える(図4.10参照)。鉛直方向の釣合より、接合部鉛直せん断力(V_{jv})は次式となる。但し、 T_c と C_c は、接合部の下端と上端の柱断面の内部引張力と圧縮力である。

$$V_{jv} = T_c + C_c - V_b \quad \text{式(d)}$$

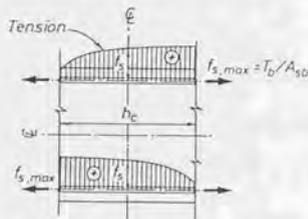
接合部中央位置での梁上端と下端主筋の引張応力が、大きくなる事が予想され、これら二つの引張力の和 $\Sigma T_b'$ は、斜め圧縮力の水平成分($D \cdot \cos \alpha$)と釣合しなければならない。従って、次式のように表される。

$$D = V_{jv} / \sin \alpha \quad \text{式(e)}$$

$$\Sigma T_b' = V_{jv} \cdot \cot \alpha \quad \text{式(f)}$$



(a) Forces in equilibrium



(b) Distribution of stresses along beam bars within a joint

図4.10 接合部内の梁の応力状態

1.1.3) 接合部での柱と梁の内部応力の関係

前述の式(b)と式(e)より、斜め圧縮力(D)の勾配 α は次式で表される。

$$\tan \alpha = V_{jv} / V_{jh} \quad \text{式(g)}$$

接合部中央位置での柱と梁鉄筋の引張力の合力($\Sigma T_c'$, $\Sigma T_b'$)は、式(c)、式(f)、式(g)より次式のようにになる。

$$\left. \begin{aligned} \Sigma T_c' &= V_{jh} \cdot \tan \alpha = V_{jv} \\ \Sigma T_b' &= V_{jv} \cdot \cot \alpha = V_{jh} \end{aligned} \right\} \quad \text{式(h)}$$

又、設計を目的に考えると、斜め圧縮力(D)の勾配 α は近似的に次式で表される。

$$\tan \alpha \approx Z_b / Z_c \approx h_b / h_c \quad \text{式(i)}$$

梁付根で塑性ヒンジが生じるような対称配筋の梁の場合、梁主筋応力の最大値(T_b' , C_b')は次式のようにになる。

$$T_b' = C_b' = \lambda_g \cdot f_y \cdot A_{sb} \quad \text{式(j)}$$

$$\left[\begin{array}{l} \lambda_g : \text{鉄筋の超過強度係数} \\ f_y : \text{鉄筋の降伏強度} \\ A_{sb} : \text{梁の片側の曲げ引張鉄筋の断面積} \end{array} \right.$$

従って、地震荷重下での最大荷重段階で、 $\Sigma T_b'$ は、式(a)、式(h)、式(j)より次式のようにになる。

$$\Sigma T_b' = V_{jh} = 2T_b' - V_c = 2\lambda_g \cdot f_y \cdot A_{sb} - V_c \quad \text{式(k)}$$

又、図4.10より、 $\Sigma T_b'$ は次式のようにになる。

$$\Sigma T_b' = 2A_{sb} \cdot f_s \quad \text{式(l)}$$

f_s : 接合部中央位置での梁主筋の引張応力度

従って、接合部中央位置での梁主筋の引張応力度(f_s)は、式(k)、式(l)より次式のようにになる。(接合部フープ筋のない場合)

$$f_s = \frac{V_{jh}}{2A_{sb}} = \frac{2T_b' - V_c}{2A_{sb}} \quad \text{式(m)}$$

又、水平補強筋の全有効断面積を A_{jh} とすると、水平補強筋の平均応力度(f_s) (図4.10参照)は、前述と同様に次式のようにになる。(接合部フープ筋のある場合)

$$f_s = \frac{V_{jh}}{2A_{sb} + A_{jh}} \quad \text{式(n)}$$

この式は、水平補強筋が多くなると梁主筋の応力が減少することを意味している。

接合部の鉛直補強筋の応力については、図4.9に示した接合部水平せん断力とそれ

に平行な内部引張力の関係と同様に考えることができる。特に、接合部外側で低い応力を受ける柱中段筋は、図4.11に示した水平方向の接合部タイと同じ役割をする。それ故に、このような柱では、付加的な鉛直方向の鉄筋(せん断補強筋)は必要ないと考えられる。

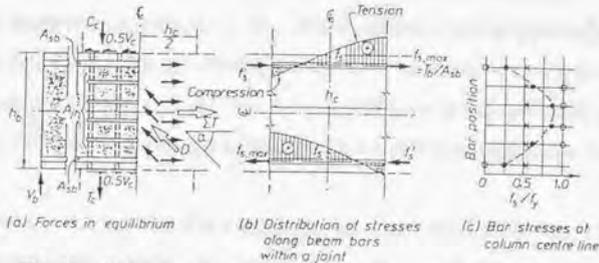


図4.11 接合部内の梁の応力状態(接合部フープ筋のある場合)

1.1.4) 柱軸圧縮荷重の影響

危険断面での柱応力の関係は、次のようになる。

$$C_c - T_c = P \neq 0$$

式(a)

P: 柱軸圧縮力

柱の曲げ引張鉄筋による接合部への鉛直引張力は、柱軸圧縮力のない場合と比較して小さいと考えられる。

図4.9に示した自由体に作用する水平方向力と鉛直方向力の釣合より、以前と同様に、接合部中央位置での柱鉄筋の鉛直力の合力($\Sigma T_c'$)が誘導できる。

$$V_{jh} = T_b + C_b - V_c \quad \text{式(a)}$$

$$D = V_{jh} / \cos \alpha \quad \text{式(p)}$$

$$P + \Sigma T_c' - D \cdot \sin \alpha = 0 \quad \text{式(q)}$$

$$\therefore \Sigma T_c' = V_{jh} \cdot \tan \alpha - P \quad \text{式(r)}$$

この式と式(c)を比較すると、接合部中央位置での柱主筋の鉛直力は軸圧縮力の増加によって減少することがわかる。

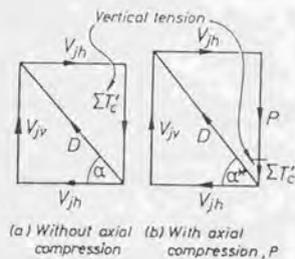


図4.12 柱軸圧縮荷重の影響

1.1.5) 接合部のせん断変形

ここでは、前述の力の釣合から誘導された接合部の内部応力と、これらによって生じる接合部のせん断変形との関係を論じる。

図4.13(a)は、コンクリートの斜め引張強度に到達する以前の接合部変形状態を示している。この状態では、接合部にせん断歪が γ である純せん断応力が生じ、コンクリート要素の長さ a は変化しない。図4.13(b)は、斜めひび割れ発生後の接合部変形状態を示している。図4.13(a)の状態とは対照的に、要素の長さはせん断歪により二方向に増加する。図4.13(c)は、コンクリートが斜め方向の引張強度を喪失した後、コンクリート要素がせん断応力を伝達するために必要な全ての作用応力を示している。

コンクリート要素の境界での法線方向応力は、必要な斜め圧縮場を維持するために、せん断応力度と結び付くことが必要である。従って、直交方向に配筋された鉄筋は、引張歪を受けるように思われる。これらは、図4.13(c)の大きい矢印で示されるように引張力となる。

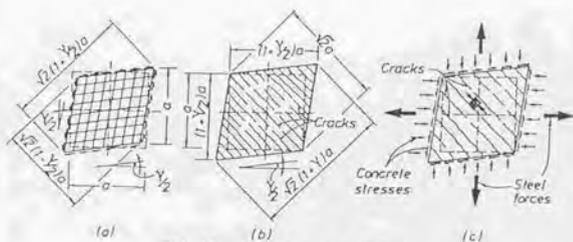


図4.13 接合部せん断変形

1.2) 提案抵抗機構の問題点

(1) 図4.9「接合部内の柱の応力状態」と図4.10「接合部内の梁の応力状態」で示されているようなトラス機構が成立するためには、梁及び柱主筋から接合部コンクリートへ付着力が十分に伝達される状態である必要がある。

しかしながら、梁曲げ降伏後に接合部破壊するような接合部せん断入力量が大きい場合を対象とすると、梁主筋が降伏し、接合部にひび割れが発生すると、付着劣化が生じ、前述のような抵抗機構とはなり得ないと思われる。

(2)この機構では、斜め圧縮場の維持のために補強筋が必要である。従って、水平方向補強筋を多く与えることによって、水平方向引張重が減少し、接合部の膨張を減少させることが可能であるとしている。しかしながら、文献4.13に示されているように既往の実験に於て、水平方向補強筋が多いからといって、接合部終局耐力以降の接合部変形の抑制効果はあると報告されているものの、接合部終局耐力時の接合部せん断変形角(γ_{0max})が小さくなるような傾向は報告されていない。既往実験の結果は、接合部終局耐力時の抵抗機構としては、提案抵抗機構ではないと予想される。

2) 市之瀬敏彦

付着強度を考慮した梁降伏型RC内部接合部のせん断抵抗機構
建築学会構造系論文報告集, 第400号, 1989年8月

2.1) 提案抵抗機構

論文中で示された機構は、梁降伏型を前提とし、接合部域付着性状も考慮した一般的なせん断抵抗機構である。ここではこのせん断抵抗機構をより簡単に理解し易くするために、梁上・下端筋を対称配筋とした場合の機構に誘導し示すことにする。尚、以下の文中では、当然のことながら、引用論文中の記号、せん断抵抗機構名等を、そのまま用いる。

2.1.1) 接合部のモデル化と接合部への作用外力

(1) 適用範囲

梁主筋の塑性化に伴う付着の喪失をするような大変形は扱わない。付着劣化の進行の評価、即ち、梁主筋の降伏によるno bond領域の拡がりが考慮されない。

図4.14の領域で接合部のモデル化を行っている。

(2) 接合部への作用外力

(2.1) 梁主筋引張力

- ・ 超過強度 $\lambda \cdot \sigma_y$ まで引張応力を負担する。

$$T_b = A_b \cdot \lambda \cdot \sigma_y$$

A_b, σ_y : 梁主筋断面積及び降伏強度

λ : 歪効果による超過強度係数($\lambda = 1.1$)

(2.2) 梁主筋圧縮力

- ・ 超過強度 $\lambda \cdot \sigma_y$ 以内の最大圧縮応力を負担する。
- ・ 梁主筋の定着を付着強度 τ_u の範囲内で最大限に確保する状態を仮定する。

$$C_b = \min(T_b, \tau_u \cdot \phi_b \cdot j_c - T_b)$$

$(\tau_u \cdot \phi_b \cdot j_c - T_b)$: 定着を最大限に確保する状態

τ_u, ϕ_b : 接合部内梁主筋付着強度及び周長

(2.3) 梁コンクリート圧縮力

- ・圧縮応力度が一様に $0.85F_c$ である長方形分布を仮定する。

$$P_b = T_b - C_b$$

T_b, C_b : 梁主筋引張力及び圧縮力(C_b は圧縮力の時, 正符号)

(2.4) 梁せん断力

- ・梁せん断力 U_b は、 P_b および T_b の仮定と梁せん断スパン長さより計算する。

(2.5) 柱せん断力

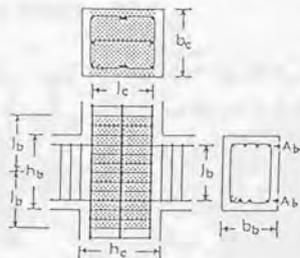
- ・柱せん断力 V_c は、 U_b 及び梁と柱の反曲点距離から計算する。

(2.6) 柱のコンクリート及び鉄筋の応力

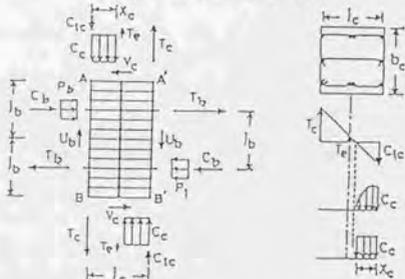
- ・ T_c, T_e, C_{tc}, C_c は、曲げ解析より算出する。 C_c は、図心位置が解析結果と一致するような等価幅 X_c の一様分布圧縮力にモデル化する。

(2.7) 接合部内コンクリート応力

- ・接合部の中央においてシリンダー圧縮強度 F_c を超えないものとする。



応力の釣合を考慮する領域



(a) 応力分布の仮定

(b) A-A' 断面の応力

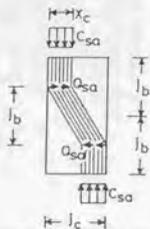
図4.14 接合部まわりの応力分布のモデル化

2.1.2) せん断抵抗機構

せん断抵抗機構は、モデル化した接合部周りの応力に対して釣合が生じるように、梁主筋が対称であることを考慮して以下の3種6パターンになる。

(1) ストラット機構(機構A, C, D)

(1.1) ストラット機構A

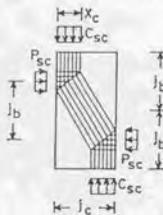


$$C_{sa}(j_c - X_c) = Q_{sa} \cdot j_b$$

Q_{sa} : X_c の範囲内での梁主筋の付着力の一部

C_{sa} : 柱コンクリートの圧縮力 C_c の一部

(1.2) ストラット機構C

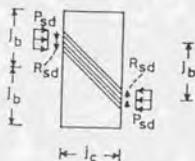


$$P_{sc}(j_c - X_c) = P_{sc} \cdot j_b$$

P_{sc} : 梁コンクリートの圧縮力 P_b の一部

C_{sc} : 柱コンクリートの圧縮力 C_c の一部

(1.3) ストラット機構D



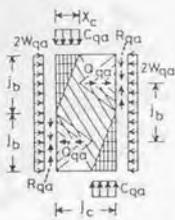
$$P_{sd} \cdot j_b = R_{sd} \cdot j_c$$

P_{sd} : 梁コンクリートの圧縮力 P_b の一部

R_{sd} : 柱主筋の付着力の一部

(2) 単ストラット機構(機構A)

(2.1) 単ストラット機構A



$$W_{qa} = Q_{qa}$$

$$R_{qa} = \frac{1}{4} \frac{j_b}{(j_c - X_c)} \cdot Q_{qa}$$

$$C_{qa} = W_{qa} \cdot \frac{j_b}{(j_c - X_c)}$$

$2W_{qa}$: 水平せん断補強筋によるしめつけ力の一部

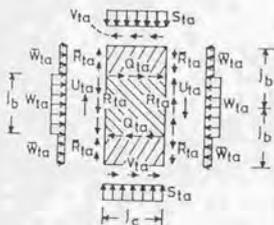
Q_{qa} : $(j_c - X_c)$ 内での梁主筋の付着力の一部

R_{qa} : 柱主筋に加わる付着力の一部

C_{qa} : 柱コンクリートの圧縮力 C_c の一部

(3) トラス機構(各トラス機構の角度は各々等しいものとする。)

(3.1) トラス機構A



$$\bar{R}_{ta} = \frac{1}{2} \frac{j_b}{j_c} \cdot V_{ta}$$

$$Q_{ta} - V_{ta} = \frac{j_c}{j_b} \cdot (R_{ta} - U_{ta})$$

$$W_{ta} = \frac{j_b (Q_{ta} - V_{ta})^2}{j_c S_{ta}}$$

$$\bar{W}_{ta} = \frac{1}{2} \frac{j_b V_{ta}^2}{j_c S_{ta}}$$

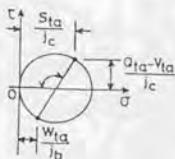
W_{ta}, \bar{W}_{ta} : 接合部内及び柱内水平せん断補強筋によるしめつけ力の一部

S_{ta} : 柱鉄筋によるしめつけ力 S_t の一部

Q_{ta} : 接合部内の梁主筋の付着力の一部

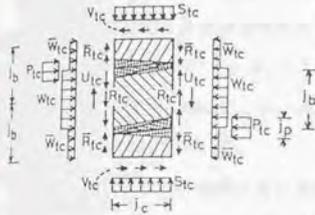
R_{ta}, \bar{R}_{ta} : 接合部内及び柱内の柱主筋の付着力の一部

V_{ta}, U_{ta} : 柱及び梁のせん断力 V_c, U_b の一部



• W_{ta}, \bar{W}_{ta} は、左図のモールの応力円より表される。

(3.2) トラス機構 C



$$\bar{R}_{tc} = \frac{1}{2} \frac{j_b}{j_c} \cdot V_{tc}$$

$$P_{tc} - V_{tc} = \frac{j_c}{j_b} \cdot (R_{tc} - U_{tc})$$

$$W_{tc} = \frac{j_b (P_{tc} - V_{tc})^2}{j_c \cdot S_{tc}}$$

$$\bar{W}_{tc} = \frac{1}{2} \frac{j_b}{j_c} \cdot \frac{V_{tc}^2}{S_{tc}}$$

W_{tc}, \bar{W}_{tc} : 接合部内及び柱内水平せん断補強筋によるしめつけ力の一部

S_{tc} : 柱鉄筋によるしめつけ力 S_t の一部

P_{tc} : 梁付根コンクリート圧縮力の一部

R_{tc}, \bar{R}_{tc} : 接合部内及び柱内の柱主筋の付着力の一部

V_{tc}, U_{tc} : 柱及び梁のせん断力 V_c, U_b の一部

• W_{tc}, \bar{W}_{tc} は、モル応力円より表される。

2.1.3) せん断抵抗機構の釣合条件

(1) 接合部への作用外力の決定

(1.1) はり接合部端断面の作用外力(はり主筋降伏時)

$$T_b = \lambda \cdot \sigma_u \cdot A_b \quad (\lambda = 1.1)$$

$$C_b = \min(T_b, \tau_u \cdot \phi_b \cdot j_c - T_b)$$

$$P_b = T_b - C_b$$

$$P_b = 0.85 F_c \cdot b_b \cdot X_b$$

上式より、はり断面での M_b, V_b 等を算出。

(1.2) 柱接合部端断面の作用外力

M_c, V_c : M_b, U_b との力の釣合より決定

T_c, C_{tc}, T_e, C_c : N (軸力), M_c, V_c の作用下での曲げ解析より決定。柱筋の接合部域での付着性状の考慮はなされていない。

(2) 梁主筋の付着強度に伴う釣合条件

$$\frac{Q_{sa}}{X_c} + \frac{Q_{ta}}{j_c} \leq \tau_u \cdot \phi_b \quad (\text{ストラット機構 A, トラス機構 A})$$

τ_u, ϕ_b : 接合部内梁主筋付着強度及び周長

(3) せん断抵抗機構による梁主筋付着力の負担

$$Q_{sa} + Q_{qa} + Q_{ta} = T_b + C_b \quad (\text{ストラット機構 A, 準ストラット機構 A, トラス機構 A})$$

(4) せん断抵抗機構による柱のせん断力の負担

$$V_{ta} + V_{tc} = V_c \quad (\text{トラス機構 A, C})$$

$$V_{ta} = \frac{Q_{ta}}{Q_{ta} + P_{tc}} \cdot V_c$$

$$V_{tc} = \frac{P_{tc}}{Q_{ta} + P_{tc}} \cdot V_c$$

(5) せん断抵抗機構による柱主筋付着力の負担

$$(R_{ta} - 2\bar{R}_{ta}) + (R_{tc} - 2\bar{R}_{tc}) + R_{sd} = T_a + C_{tc}$$

上式に、 $\bar{R}_{ta} = \frac{1}{2} \cdot \frac{j_b}{j_c} V_{ta}$, $\bar{R}_{tc} = \frac{1}{2} \cdot \frac{j_b}{j_c} V_{tc}$ を代入

$$R_{ta} + R_{tc} + R_{sd} = T_a + C_{tc} + \frac{j_b}{j_c} V_a$$

(6) 柱主筋の付着強度に伴う釣合条件

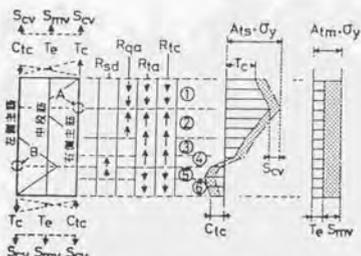
$$\frac{R_{sd}}{j_p} + \frac{R_{ta} + R_{tc}}{j_b} \leq \tau_h \cdot \phi_h$$

j_p : 梁コンクリートの圧縮応力の高さ
 τ_h, ϕ_h : 接合部内柱主筋の付着強度及び周長

[補足説明]

柱主筋の付着強度に伴う釣合条件に関する補足

柱主筋にかかる付着応力は、④の領域において最大となる。
 ②の領域とならないのは、単ストラット機構Aはできるだけ小さく採るからである。



(a)位置関係 (b)右側主筋の付着力 (c)右側主筋の応力分布 (d)中段筋の応力分布

柱鉄筋の応力分布

(7) 柱の軸方向鉄筋による「しめつけ力 S_t 」

(7.1) 「 S_t 」は、柱の軸方向鉄筋の余剰耐力として計算する。

(7.2) 「柱鉄筋の応力分布」の図のA点における柱の主筋応力

A点の柱主筋応力と余力 S_{ev} :

引張力 T_a , トラス機構 A, C, 単ストラット機構 A の付着力は $\bar{R}_{ta}, \bar{R}_{tc}$.

, R_{qa} であるから、

$$\therefore S_{cv} = A_{ts} \cdot \sigma_y - (T_c + \bar{R}_{ts} + \bar{R}_{tc} + R_{qa})$$

(7.3) 中段筋の「しめつけ力 S_{mv} 」

$$\therefore S_{mv} = A_{tm} \cdot \sigma_y - T_c$$

(7.4) S_t が柱鉄筋の付着力により接合部コンクリートに伝わり一様な圧縮力を生じさせる。

$$\therefore S_t = 2S_{cv} + S_{mv}$$

(7.5) 各々のトラス機構の負担する「しめつけ力 S_{ta}, S_{tc} 」は、トラス機構 A, C の Q_{ta}, P_{tc} と同じ比率に分ける。

$$S_{ta} = \frac{Q_{ta}}{Q_{ta} + P_{tc}} \cdot S_t$$

$$S_{tc} = \frac{P_{tc}}{Q_{ta} + P_{tc}} \cdot S_t$$

2.1.4) セン断抵抗機構の負担割合

下界定理によれば、釣合条件を満たす解はすべて正解よりも安全側にある。一方、釣合条件に加えて水平せん断補強筋量によるしめつけ力をできるだけ小さくするという条件を考慮する。従って、梁及び柱主筋の付着力を同時に負担できるトラス機構Aの寄与分を最大にし、水平しめつけ力を必要とする上に梁または柱主筋の付着力しか負担できない準ストラット機構A及びトラス機構Cは寄与分を最小にする。つまり次のような優先順位で各機構の寄与分を定める。

(a)第1順位……トラス機構A

(b)第2順位……ストラット機構A, D

(c)第3順位……ストラット機構C、準ストラット機構A、トラス機構C

2.1.5) 理論の誘導結果

梁主筋と柱主筋の付着性状との関連から以下の2ケースのせん断抵抗機構の組合せが考えられる。

(1) ケース1…… $j_b(T_b + C_b - 2V_c) \geq j_c(T_c + C_{tc} - U_b)$ の場合

柱主筋の付着力を全てトラス機構Aで負担する。トラス機構Aで負担できない梁上・下端筋の付着力の残りをストラット機構A、準ストラット機構Aで負担する。ストラット機構Aは水平せん断補強筋を必要としないのであるべく大きくとる。残りの部分の力はストラット機構Cで負担する。釣合式は以下ようになる。

①付着性状関連……

$$Q_{ta} = \frac{j_c}{j_b} (T_c + C_{tc} - U_b) + 2V_c$$

$$Q_{sa} = X_c \left(\tau_u \cdot \phi_b - \frac{Q_{ta}}{j_c} \right)$$

$$Q_{ca} = T_b + C_b - Q_{sa} - Q_{ta}$$

②柱コンクリート圧縮力……

$$C_c = C_{sa} + C_{so} + C_{ca}$$

$$C_{sa} = \frac{j_b}{(j_c - X_c)} Q_{sa}$$

$$C_{sc} = \frac{j_b}{(j_c - X_c)} P_b$$

$$C_{qa} = \frac{j_b}{(j_c - X_c)} Q_{qa}$$

③ 柱主筋付着力…………… $T_c + C_{tc} = R_{ta} - 2\bar{R}_{ta}$

$$R_{ta} = \frac{j_b}{j_c} (Q_{ta} - V_c) + U_b$$

$$\bar{R}_{ta} = \frac{1}{2} \frac{j_b}{j_c} V_c$$

④ 梁コンクリート圧縮力…………… $P_b = P_{sc}$

⑤ 梁主筋付着力…………… $T_b + C_b = Q_{ta} + Q_{sa} + Q_{qa}$

⑥ 梁及び柱せん断力…………… $U_b = U_{ta}, V_c = V_{ta}$

⑦ 柱軸方向しめつけ力…………… $S_t = 2S_{cv} + S_{sv}$

(柱主筋及び中段筋

の余剰耐力(S_{cv}, S_{sv}))

$$S_{cv} = A_{ta} \cdot \sigma_y - (T_c + \bar{R}_{ta} + R_{qa})$$

$$S_{sv} = A_{ta} \cdot \sigma_y - T_c$$

$$R_{qa} = \frac{1}{4} \cdot \frac{j_b}{(j_c - X_c)} \cdot Q_{qa}$$

⑧ 水平方向補強筋のしめつけ力…………… $W_{ah} = W_{ta} + W_{qa}$

$$W_{ta} = \frac{j_b (Q_{ta} - V_c)^2}{j_c S_t}$$

$$W_{qa} = Q_{qa}$$

〔補足説明〕

ケース1の前述の式の誘導

ケース1.

$$j_b \cdot (T_b + C_b - 2V_c) \geq j_c \cdot (T_c + C_{tc} - U_b)$$

負担機構

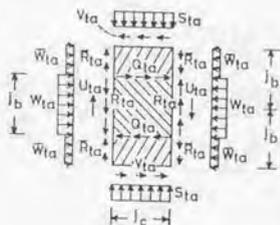
I. トラス機構A

柱主筋の付着力を全部この機構で負担。

柱主筋の付着力を全部トラス機構Aで消費するので、ストラット機構D、トラス機構Cの機構は、成立しない。

$$Q_{ta} = \frac{j_c}{j_b} (T_c + C_{tc} - U_b) + 2V_c$$

$$V_{ta} = V_c$$



II. その他の負担機構

トラス機構Aで負担できない梁上、下端筋の付着力の残りに対する機構

1) ストラット機構A

水平せん断補強筋を必要としないの
なるべく大きくとる。

$$\frac{Q_{sa}}{X_c} + \frac{Q_{ta}}{j_c} = \tau_u \cdot \phi_b$$

$$\therefore Q_{sa} = X_c \left(\tau_u \cdot \phi_b - \frac{Q_{ta}}{j_c} \right)$$

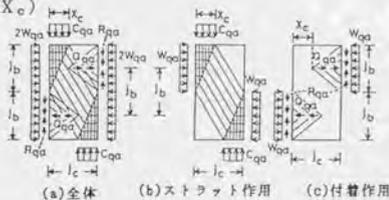
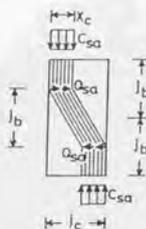
$$C_{sa} = Q_{sa} \cdot J_b / (j_c - X_c)$$

2) 単ストラット機構A

$$Q_{sa} + Q_{qa} + Q_{ta} = T_b + C_b$$

上式より、 Q_{qa} を算出する。

Q_{sa} 、 Q_{ta} は、既に前述の
ように求まっている。



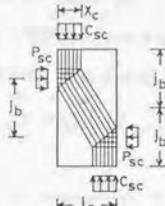
単ストラット機構A

3) ストラット機構 C: 残りの部分の力は、この機構で伝達。

最後に、接合部中央の圧縮応力が σ_c を超える場合、
 $\sigma_c = F_c$ となるまで Q_{sa} を減らして、 Q_{sb} を増やす。

$$P_b = P_{sc}$$

$$C_{sc}(j_c - X_c) = P_{sc} \cdot j_b$$



ストラット機構 C

(2) ケース 2…… $j_b(T_b + C_b - 2V_c) < j_c(T_c + C_{tc} - U_b)$ の場合

梁上・下端筋の付着力を全てトラス機構 A で負担する。トラス機構 A で負担できない柱主筋の付着力の残りは、ストラット機構 D、トラス機構 C で負担する。残りの部分の力はストラット機構 C で負担する。釣合式は以下のようになる。

① 付着性状関連………

$$\begin{aligned}
 Q_{ta} &= T_b + C_b \\
 R_{ta} &= \frac{j_b}{j_c}(T_b + C_b - V_c) + U_b \\
 R_{tc} &= \frac{j_b}{j_b - j_p}(T_c + C_{tc} + \frac{j_b}{j_c}V_c \\
 &\quad - \frac{j_b - j_p}{j_b}R_{ta} - j_p \cdot \tau_h \cdot \phi_h) \\
 R_{sd} &= j_p(\tau_h \cdot \phi_h - \frac{R_{ta} - R_{tc}}{j_b})
 \end{aligned}$$

② 柱コンクリート圧縮力………

$$C_c = C_{sc}$$

③ 柱主筋付着力………

$$\begin{aligned}
 T_c + C_{tc} &= (R_{ta} - 2\bar{R}_{ta}) \\
 &\quad + (R_{tc} - 2\bar{R}_{tc}) + R_{sd}
 \end{aligned}$$

$$\bar{R}_{ta} = \frac{1}{2} \frac{j_b}{j_c} V_{ta}$$

$$\bar{R}_{tc} = \frac{1}{2} \frac{j_b}{j_c} V_{tc}$$

④ 梁コンクリート圧縮力………

$$P_b = P_{sc} + P_{sd} + P_{tc}$$

$$P_{sc} = \frac{(j_c - X_c)}{j_b} C_{sc}$$

$$P_{sd} = \frac{j_c}{j_b} R_{sd}$$

$$P_{tc} = P_b - P_{sc} - P_{sd}$$

⑤ 梁主筋付着力…………… $T_b + C_b = Q_{ta}$

⑥ 梁及び柱せん断力…………… $U_b = U_{ta} + U_{tc}, V_c = V_{ta} + V_{tc}$

$$V_{ta} = \frac{Q_{ta}}{Q_{ta} + P_{tc}} \cdot V_c$$

$$V_{tc} = \frac{P_{tc}}{Q_{ta} + P_{tc}} \cdot V_c$$

$$U_{ta} = R_{ta} - \frac{j_b}{j_c} \cdot (Q_{ta} - V_{ta})$$

$$U_{tc} = R_{tc} - \frac{j_b}{j_c} \cdot (P_{tc} - V_{tc})$$

⑦ 柱軸方向しめつけ力…………… $S_t = 2S_{cv} + S_{mv}$

(柱主筋及び中段筋

の余剰耐力(S_{cv}, S_{mv}))

$$S_{cv} = A_{ts} \cdot \sigma_y - (T_c + \bar{R}_{ta} + \bar{R}_{tc})$$

$$S_{mv} = A_{ts} \cdot \sigma_y - T_c$$

⑧ 水平方向補強筋のしめつけ力…………… $W_{sh} = W_{ta} + W_{tc}$

$$W_{ta} = \frac{j_b (Q_{ta} - V_{ta})^2}{j_c S_{ta}}$$

$$S_{ta} = \frac{Q_{ta}}{Q_{ta} + P_{tc}} S_t$$

$$W_{tc} = \frac{j_b (P_{tc} - V_{tc})^2}{j_c S_{tc}}$$

$$S_{tc} = \frac{P_{tc}}{Q_{ta} + P_{tc}} S_t$$

[補足説明]

ケース2の式の誘導

ケース2

$$j_b \cdot (T_b + C_b - 2V_c) < j_c \cdot (T_c + C_{tc} - U_b)$$

負担機構

I. トラス機構A

梁上、下端筋の付着力を全部この機構で負担。

梁主筋の付着力を全部トラス機構Aで消費するので、ストラット機構A、単ストラット機構A機構は成立しない。

$$Q_{ta} = T_b + C_b$$

トラス機構Aが負担する柱主筋の付着力は、

$$Q_{ta} - V_{ta} = \frac{j_c}{j_b} (R_{ta} - U_{ta})$$

$$\therefore T_b + C_b - V_{ta} = \frac{j_c}{j_b} (R_{ta} - U_{ta})$$

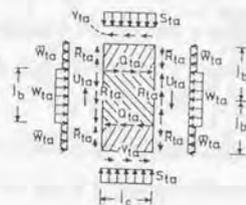
$$R_{ta} = \frac{j_b}{j_c} (T_b + C_b - V_{ta}) + U_{ta}$$

$$V_{ta} = V_c - V_{tc}, U_{ta} = U_b - U_{tc}$$

$$\therefore R_{ta} = \frac{j_b}{j_c} (T_b + C_b - V_c) + \frac{j_b}{j_c} V_{tc} - U_{tc} + U_b$$

$$\frac{j_c}{j_b} \left(\frac{j_b}{j_c} V_{tc} - U_{tc} \right) = V_{tc} - \frac{j_c}{j_b} U_{tc} \text{ は、 } T_b + C_b \text{ より充分小さい。}$$

$$\therefore R_{ta} = \frac{j_b}{j_c} (T_b + C_b - V_c) + U_b$$



II その他の負担機構：トラス機構で負担できない柱主筋の付着力の残りは、ストラット機構D、トラス機構Cで負担

1) ストラット機構D、トラス機構C

$$\frac{R_{sd}}{j_c} + \frac{R_{ta} + R_{tc}}{j_b} = \tau_h \cdot \phi_h$$

$$R_{ta} + R_{tc} + R_{sd} = T_c + C_{tc} + \frac{j_b}{j_c} \cdot V_c$$

上式より、 R_{tc} と R_{sd} を求める。

2) ストラット機構C：残りの部分の力は、この機構で伝達。

最後に、接合部中央に生じるコンクリートの圧縮応力 σ_c を計算する。 $\sigma_c > F_c$

のとき、 $\sigma_c = F_c$ となるまでを減らし、 P_{tc} を増やす。

2.2) 提案抵抗機構の問題点

論文では、梁降伏型RC内部接合部の梁主筋の定着を付着強度(τ_0)の範囲内で最大限に確保する状態を仮定して、必要せん断補強筋量を求める方法を示している。

以下には、論文で示された必要せん断補強筋量の算出にあたっての不明瞭な点を指摘し、改良の余地があることを示す。

(1) 論文中に示された「梁曲げ降伏して正負繰り返しの変形を受けている状態を考える。ただし、梁主筋の塑性化に伴う付着の喪失がコアコンクリートの内部まで浸透するような大変形は扱わない。(本文「§2,接合部のモデル化」の部分に記載)」について考えてみる。

変形増大に伴う梁接合部端の塑性ヒンジ化を考える場合、梁主筋の降伏域の進展が梁端に向かうのか、接合部域に向かうのか問題である。どちらに向かうのかは、柱接合部端の柱曲げひび割れの位置とその幅に依存する。論文では、接合部補強筋量を問題としている訳であるから、接合部斜めひび割れ発生程度の作用外力を想定している。従って、通常の形状・寸法の実験において、柱曲げひび割れは、接合部斜めひび割れ荷重前に発生し、梁曲げひび割れの影響により、柱部分が長くなり、柱曲げひび割れは、柱接合部端より若干ではあるが、接合部内で生じる。このような場合は、梁主筋の付着性状が、柱曲げひび割れの影響により悪くなり、梁主筋の降伏域は接合部域に入る可能性がある。

以上のように考えると、この仮定に合致する梁と柱の形状寸法などの適用可能範囲を明確に示す必要がある。

(2) 梁降伏型の接合部領域を次の理由から定義していることについて検討する。

「(1)梁降伏型の接合部を対象とするため、柱の危険断面の曲げひび割れ幅は限定される。(2)実験におけるひび割れ状態を見ても、接合部内のせん断ひび割れが上、下の柱へ伸びることがよくある。従って、隣接する柱の一部も接合部のせん断抵抗機構に考慮すべきである。」

第2章「鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の実験」でも示したように接合部せん断ひび割れが上、下の柱へ伸展するのは、通常、接合部破壊が顕著な接合部せん断応力度が大きい場合である。従って、前述のことと柱の危険断面の曲げひび割れ幅の限定されることとの関連を明確にし、梁降伏型のどのような形状・寸法の梁及び

柱からなる内部接合部であるか、明記すべきである。

(3) 柱接合部端のコンクリート圧縮域が、曲げ理論解析の結果で決定されている。しかしながら、通常の実験では、接合部端の柱主筋歪は引張側にシフトとすること4.14)が知られており、接合部端の柱主筋歪、柱コンクリート圧縮合力、コンクリート圧縮域は、前述のことが考慮され決定されるべきものとする。

(4) ストラット機構とトラス機構の両方のストラット方向は、この理論の展開中には、一致する条件が含まれていないが、ストラット方向が一致なくてよいものか、その解釈が不明である。

(5) 前述の(1)、(2)に関連することであるが、論文中に示された「せん断抵抗機構による柱のせん断力の負担が、トラス機構A、Cで負担されると考える。」ことについて検討する。

このことが成立するには、柱接合部端での柱曲げびり割れ幅が限定されている必要があり、柱が強度的に梁よりかなり高いことが要求される。即ち、柱接合部端の柱曲げびり割れ幅が大きくなると、ストラット機構における柱接合部端の圧縮域で、柱せん断力が伝達される結果とならざるを得ない。従って、このような機構は、接合部破壊を伴うような場合には、柱のせん断力の伝達機構としては考えられない。

(6) フープ筋の「しめつけ力」は、ケース1、ケース2 いずれの場合も主にトラス機構AとCに関与するのであるが、機構の寄与分が、トラス機構Aで、最も大きくなる。

トラス機構Aのフープ筋による「しめつけ力 W_{t_a} 」は、

$$W_{t_a} = \frac{j_b}{j_c} \cdot \frac{(Q_{t_a} - V_{t_a})^2}{S_{t_a}}$$

で算定するが、 S_{t_a} の値は、柱鉄筋によるしめつけ力 S_t の一部で、トラス機構Aの接合部内の梁主筋の付着力の一部 Q_{t_a} と、トラス機構Cの梁接合部端コンクリート圧縮力の一部 P_{t_c} との比率に分けられ決まる値である。

従って、柱の軸方向鉄筋の余剰耐力であるしめつけ力 S_t が、大きくなると、フープ筋の「しめつけ力 W_{t_a} 」が小さくなる。言い換えると、柱鉄筋量が増加すると、フープ筋の歪は、小さくなることになる。このことは、非現実的である。「しめつ

け力」の S_1 は、接合部の斜めひび割れ幅とせん断応力度の増加に従って、効果を現すものであり、初めからトラス機構において、柱の軸方向鉄筋の余剰耐力すべてが、柱軸力のように作用しているものではないと思われる。この矛盾点についての指摘は、論文中「§8 梁主筋の付着強度が必要しめつけ力に及ぼす影響」の(2)のC2,C3の試験体の解析例で、著者自らが実験値と解析値が一致しない理由として示している。

2.3)提案抵抗機構の接合部終局強度時抵抗機構への適用

論文では、接合部まわりの応力をモデル化し、種々のパターンのせん断抵抗機構と幾つかの仮定のもとに、梁降伏型RC内部接合部のフープ筋の必要補強筋量の算出式を導いている。

この抵抗機構の提案では、接合部せん断終局強度を求めることを直接の研究目的とはしていない。従って、この提案抵抗機構で接合部せん断終局強度を算出するためには、実挙動との関連から、種々のパターンのせん断抵抗機構の整理と仮定を決定することが必要である。

以下には、提案抵抗機構の接合部終局強度時抵抗機構への適用について、若干の考察を行う。

接合部破壊型の破壊性状の特徴には、2章「鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の実験」で示したように次のことが見受けられ、一般的に認識されている。

- ①梁及び柱接合部端の曲げひび割れが長く、そのひび割れ幅が大きい。
- ②梁曲げ降伏後に接合部破壊するような場合、梁主筋の降伏域が接合部内に進展する。又、このような場合には、梁主筋及び柱主筋の圧縮側鉄筋の歪が、引張側に移行する傾向がみられる。

以下には、上述の特徴が提案抵抗機構の3種6パターンの各機構で反映できるのか否かを考察してみる。

ストラット機構A、C、Dは、接合部破壊する場合の機構として成立すると思われる。ストラット機構A、C、Dを重ね合わせた機構図を図4.15に示す。

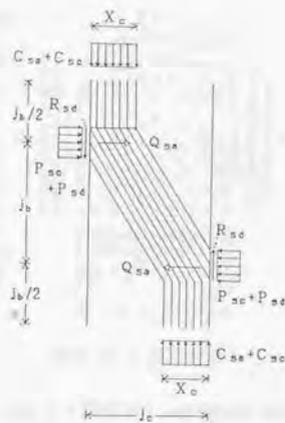


図4.15 ストラット機構 (A, C, D)

その他の機構、準ストラット機構A、トラス機構A、トラス機構Cの中で、トラス機構Cは、接合部破壊するような場合、柱接合部端の曲げひび割れ幅は大きく、限定されたものとは考えられない。従って、梁付根コンクリート圧縮力(P_{tc})が、接合部域梁主筋にそって、徐々に減少するような「せん断力」分布となり形成されるトラス機構Cは、無視できる機構と思われる。

トラス機構Aでは、梁せん断力が、柱主筋近傍に沿って一様に伝達される状態となっているが、梁接合部端の曲げひび割れ幅の大きさから考えて、梁接合部端の圧縮域で伝達されるものと思われる。同様のことが、柱せん断力についても考えられ、柱接合部端の圧縮域で伝達されることになる。従って、梁及び柱せん断力は、ストラット機構の梁及び柱接合部端の圧縮域で伝達されると考えるべきである。梁及び柱接合部端の曲げひび割れの影響を考えると、トラス機構Aとして取り扱う領域と鈎合機構は、図4.16の様な機構を形成するものと思われる。

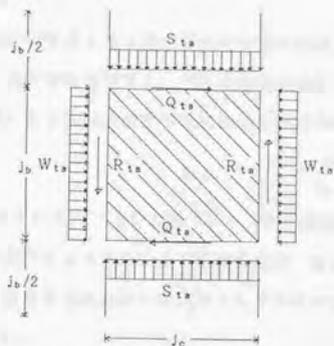


図4.16 トラス機構 A

単ストラット機構 A とトラス機構 A は、接合部域の梁及び柱主筋の付着力の伝達のためには必要な機構であるが、接合部域の主筋に沿っての付着応力度の分布を考えると、梁及び柱接合部端の圧縮域で大きくなるので、この単ストラット機構 A、トラス機構 A で伝達される付着力は比較的小さいと思われる。尚、この2つの機構で伝達される付着力は、機構的に接合部補強筋の歪の大きさに関連する。

4. 3 検討結果

前述のように既往の提案された接合部抵抗機構の説明と、機構上の問題点を指摘した。本論文の目的は、接合部終局強度と、その時の抵抗機構の把握である。従って、ここでは、提案抵抗機構と接合部終局強度時抵抗機構との関連について、その検討結果を述べることにする。

(1) 3章「既往文献資料を用いての鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する統計分析」でも述べたように、接合部終局強度を一次的に支配する因子は、コンクリート強度であり、接合部補強筋が一次因子として提案されているトラス機構、せん断摩擦機構は成立しない。

(2) 「コンクリート圧縮ストラット機構とトラス機構の共存」と「力の釣合条件に基づく機構のT.Paulayの機構」が成立するのは、接合部域の主筋の付着劣化を許さない状態下である。しかしながら、接合部破壊が生じるような場合、2章「鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の実験」に見られたように、接合部終局強度時に接合部域の主筋の付着劣化が生じるため、トラス機構への依存度は小さくなる。

(3) 接合部終局強度がコンクリート強度と一次関係があることから、コンクリート圧縮ストラット機構に起因していると思われる。しかしながら、ここで示されたコンクリート圧縮ストラット抵抗機構では、ストラット寸法を決定するに当たっての幾つかの問題がある。例えば、梁及び柱の接合部端の圧縮ゾーンを曲げ理論を用いて求めているが、実際には、接合部域の主筋の付着性状によって、その圧縮ゾーンの形成のされ方はかなり異なってくると思われる。

(4) 市之瀬の抵抗機構の提案では、接合部せん断終局強度を求めることを直接の目的とはしていないが、接合部におけるせん断抵抗機構を設定し、接合部補強筋量を求めようとする手法は、接合部せん断終局強度の算定にも利用できると思われ、意義のある研究と言える。

しかしながら、応力の釣合機構を設定し、下界定理を用いて接合部終局強度を算定しようとする場合、「2.3)提案抵抗機構の接合部終局強度時抵抗機構への適用」で述べたように、接合部破壊の進展による境界条件の変化を考慮し、接合部終局強度時の応力の釣合機構を設定しなければならない。そこで、実挙動との対応から、せん断抵抗機構を

洗練し、マクロモデルを確立させる必要がある。

以上のように、既往せん断抵抗機構を用いての接合部終局強度の算定は、現状では不可能であることが分かる。

4章 引用文献

- 4.1) J. H. E. Nilsson : Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment, Document D7, 1973, National Swedish Building Research, Stockholm, Sweden
- 4.2) R. C. Fenwick, H. M. Irvine : Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Loading, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 3, Sept. 1977
- 4.3) Zhang, Liande, J. O. Jirsa : A Study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, PMFSEL Report No. 82-1 February 1982
- 4.4) 上村智彦 : 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する研究, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 1986, 6, PP. 637~640
- 4.5) D. F. Meinheit, J. O. Jirsa : The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, CESRL Report, No. 77-1, 1977.1
- 4.6) T. Paulay, R. Park and M. J. N. Priestley : Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions, ACI Journal, Vol. 75, No. 11, Dec. 1978, PP. 585~593
- 4.7) 小倉弘一郎 他 : 太径異形鉄筋D51を用いた鉄筋コンクリート建築構造物の設計指針案と関連研究について, カラム, 69, 新日本製鉄, 1977
- 4.8) 上村智彦, 浜田大蔵, 吉田文之 : 鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部に関する実験的研究(その2. 接合部の破壊性状について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, PP. 1303~1304, 1979, 9
- 4.9) R. W. G. Blakely, F. D. Edmonds, L. M. Megget, M. J. N. Priestley : Performance of Large Reinforced Concrete Beam-Column Joints Units under Cyclic Loading, 6th, WCEE, Vol. III, PP. 3095~3100, 1977
- 4.10) 森田司郎, 藤井栄, 野村祥一 : RC外部柱・梁接合部の耐力と変形状, コンクリート工学年次論文報告集9-2, 1987, 7, PP. 175~180
- 4.11) T. Paulay : Equilibrium Criteria for Reinforced Concrete Beam-Column Joints, ACI Journal, Vol. 86, No. 6, November-December, 1989, PP. 635~643
- 4.12) 市之瀬敏勝 : 付着強度を考慮した梁降伏型RC内部接合部のせん断抵抗機構, 建築学会構造系論文報告集, 第400号, PP. 59~69, 1989, 6

- 4.13) 上村智彦, 柏崎隆志 : 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力の検討, コンクリート工学年次論文報告集, 12-2, PP. 675~680, 1990年8月
- 4.14) 藤井栄, 森田司郎 : 鉄筋コンクリート内部, 外部接合部の性状の比較, コンクリート工学年次論文報告集, 12-2, PP. 691~696, 1990年8月

1870
1871
1872
1873
1874
1875
1876
1877
1878
1879
1880
1881
1882
1883
1884
1885
1886
1887
1888
1889
1890
1891
1892
1893
1894
1895
1896
1897
1898
1899
1900

1901
1902
1903
1904
1905
1906
1907
1908
1909
1910
1911
1912
1913
1914
1915
1916
1917
1918
1919
1920
1921
1922
1923
1924
1925
1926
1927
1928
1929
1930
1931
1932
1933
1934
1935
1936
1937
1938
1939
1940
1941
1942
1943
1944
1945
1946
1947
1948
1949
1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960
1961
1962
1963
1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970
1971
1972
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000

5. 1 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度時抵抗機構

5. 1. 1. はじめに

RC構造物の内部接合部の抵抗機構については、前述(4章)のように過去に様々な仮定の基に提案されているが、未だ、接合部終局強度時抵抗機構としての統一した知見が得られていない。この理由として、各々の抵抗機構は、実験現象としての詳細な応力伝達機構に関する考察(境界条件の考察)がなされることなく提案されている点にある。そこで、ここでは、執筆者の提案抵抗機構モデルを用いて、接合部の応力伝達機構の推移、及び接合部補強筋の歪の要因等の実験現象との対応性について考察し、接合部終局強度時抵抗機構の評価を行う。

5. 1. 2. 接合部終局時提案抵抗機構

1)接合部の応力と破壊状況

図5.1(a)は、一方向載荷時について接合部のストラットの形成状態と、接合部に作用する梁、柱からの力を示したものである。接合部の応力状態は、図(b)のように、梁・柱の接合部端コンクリート圧縮合力(bC_o, cC_o)、せん断力(V_b, V_c)、主たるストラット域の主筋の付着力($\Delta_b T_s, \Delta_c T_s$:梁及び柱の接合部端圧縮域の付着力)及び主たるストラット域外で、主筋から接合部コンクリートへ伝達される付着力($\Delta_b T_o, \Delta_c T_o$)とに各々分けられる。

$$bC_o = bT_s - bC_s$$

$$cC_o = cT_s - cC_s + N$$

$$\Delta_b T_s + \Delta_b T_o = bT_s + bC_s$$

$$\Delta_c T_s + \Delta_c T_o = cT_s + cC_s$$

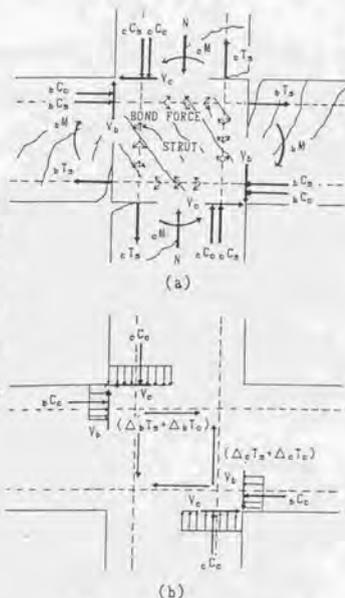


図5.1 接合部破壊状況と応力状態

このような接合部の応力状態下で、既往の実験結果によると主な接合部の破壊の様相の種類には、(a)梁の曲げ降伏以前に、接合部で破壊する場合(J型)、(b)接合部破壊が、梁の曲げ降伏後に生じる場合(B・J型)とがあるが、両者とも最終的には、接合部ストラットが圧潰する。

2)接合部終局時提案抵抗機構の設定条件

接合部終局強度時抵抗機構は、既往実験結果の接合部終局強度に関する特徴を反映したものでなければならない。2章の実験結果と3章の接合部終局強度に関する統計分析の検討から、接合部終局時抵抗機構としては、次の主な事項を満たしている必要がある。

(1)梁主筋の歪と接合部域付着性状

- ①梁部分の梁主筋の歪と曲げ理論値より求めた歪値との比較を行うと、梁断面引張側歪については一致する傾向にある。
- ②接合部域の梁主筋の付着性状によって、接合部終局耐力は異なり、付着性状が良いと接合部終局耐力は高くなる。
- ③B・J型、J型ともに接合部域の梁主筋の付着応力度は、圧縮側接合部端近傍で大きく、引張側接合部端近傍で小さい。又、B・J型では、梁主筋降伏域の進展が接合部内外に生じる。

(2)柱主筋の歪と接合部域付着性状

- ①柱接合部端の柱断面の圧縮側、引張側歪共に、荷重の増加、繰り返し数の増加に伴い、歪は引張側にシフトし、曲げ理論値を上回る値となる。この傾向は、接合部域に斜めひび割れが生じる場合に明確となる。
- ②柱の耐力と変形性状が通常のを考え方をすれば、弾性状態に近いものと考えられる場合でも、実際には、接合部の破壊程度に関連し、柱主筋の接合部域での付着劣化がみられる。

(3)梁及び柱のせん断力の伝達

- ①梁及び柱のせん断力は、接合部端のひび割れ状況から考えて、接合部端の圧縮域で伝達されると思われる。

(4) 接合部補強筋(柱中間筋、フープ筋)の量と接合部域主筋の付着性状との関連

① 柱中間筋を配筋した場合、そうでない場合と比較して、最大耐力時(接合部終局強度時)及びそれ以降で、接合部フープ筋の量が若干大きくなる。又、柱中間筋を配筋すると、接合部域主筋の付着性状が良くなる。

(5) 接合部終局強度に関する統計分析より得た特徴

① B・J型では、一義的には接合部終局強度は決定せず、その終局強度は、J型より相対的に大きい場合がある。

② コンクリート強度は、接合部終局強度に支配的影響を及ぼすが、接合部補強筋量は、影響があるように思われるが、一次的影響因子ではない。又、軸力も影響を与えるとは思われない。

3) 接合部せん断抵抗機構

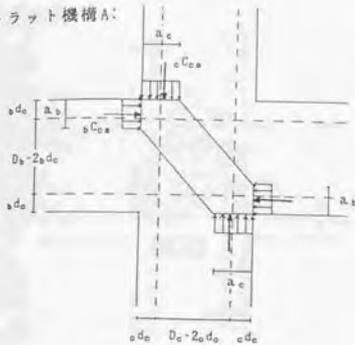
前述の「2) 接合部終局時提案抵抗機構の設定条件」を踏まえて、ここでは幾種類かのせん断抵抗機構を考え、下界定理により接合部終局強度を求める方法について述べる。

(1) 接合部せん断抵抗機構

せん断抵抗機構は、接合部周りの応力状態と接合部対角線方向のストラットの形成及び、接合部域主筋の付着応力度分布が、引張側と圧縮側で異なること等を考慮し、ストラット機構とトラス機構の組合せとした。

接合部せん断抵抗機構は柱中間筋のある場合は、ストラット機構A、ストラット機構B、ストラット機構C、トラス機構A、トラス機構B、トラス機構Cの組合せ、柱中間筋の無い場合は、ストラット機構A、ストラット機構B、ストラット機構C、トラス機構A*、トラス機構B*の組合せと各々考えた。以下には、梁及び柱のせん断力の釣合も含め、各々のせん断抵抗機構を示す。

ストラット機構A:



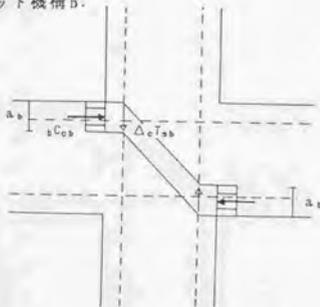
$$cC_{ca} \cdot (D_c - a_c) = bC_{cb} \cdot (D_b - a_b)$$

cC_{ca} : 柱コンクリート圧縮力

bC_{cb} : 梁コンクリート圧縮力

図5.2(a)ストラット機構A

ストラット機構B:



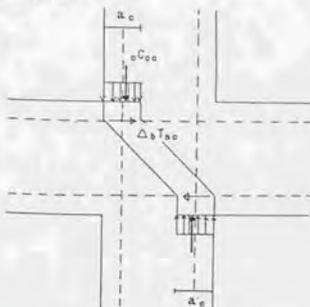
$$\Delta_c T_{sb} \cdot (D_c - 2d_c) = bC_{cb} \cdot (D_b - a_b)$$

$\Delta_c T_{sb}$: 柱筋付着力

bC_{cb} : 梁コンクリート圧縮力

図5.2(b)ストラット機構B

ストラット機構C:



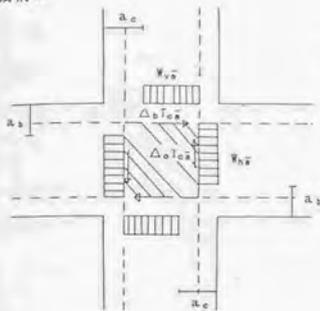
$$\Delta_b T_{sc} \cdot (D_b - 2d_b) = cC_{cc} \cdot (D_c - a_c)$$

$\Delta_b T_{sc}$: 梁筋付着力

cC_{cc} : 柱コンクリート圧縮力

図5.2(c)ストラット機構C

トラス機構A:



$$W_{v\bar{a}} \cdot (D_c - a_c - c d_c) = W_{h\bar{a}} \cdot (D_b - a_b - b d_b)$$

$$W_{h\bar{a}} = \Delta_b T_{o\bar{a}}$$

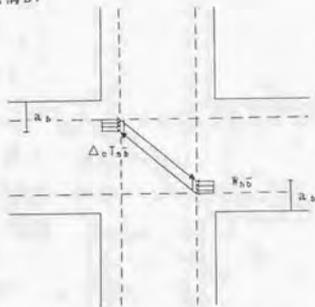
$$W_{v\bar{a}} = \Delta_c T_{o\bar{a}}$$

$\Delta_b T_{o\bar{a}}, \Delta_c T_{o\bar{a}}$: 柱及び梁筋の付着力

$W_{v\bar{a}}, W_{h\bar{a}}$: 柱中間筋力、フープ筋力

図5.2(d)トラス機構A

トラス機構B:



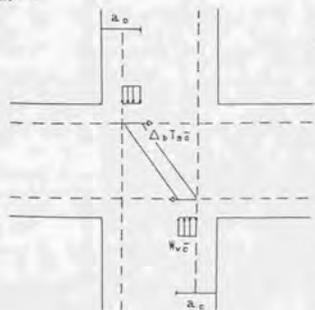
$$\Delta_c T_{s\bar{b}} \cdot (D_c - 2c d_c) = W_{h\bar{b}} \cdot (D_b - a_b - b d_b)$$

$\Delta_c T_{s\bar{b}}$: 柱筋の付着力

$W_{h\bar{b}}$: フープ筋力

図5.2(e)トラス機構B

トラス機構C:



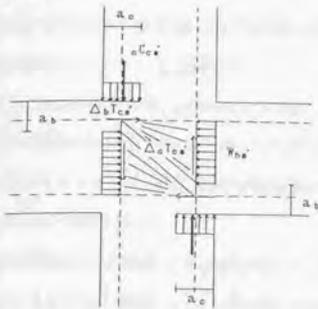
$$\Delta_b T_{s\bar{c}} \cdot (D_b - 2c d_b) = W_{v\bar{c}} \cdot (D_c - a_c - c d_c)$$

$\Delta_b T_{s\bar{c}}$: 梁筋の付着力

$W_{v\bar{c}}$: 柱中間筋力

図5.2(f)トラス機構C

トラス機構A*



$$\Delta_c T_{ca'} \cdot (2D_c - a_c - 2c d_c) = W_{ha'} \cdot (D_b - a_b - b d_c)$$

$$W_{ha'} = \Delta_c T_{ca'}$$

$$c C_{ca'} = \Delta_c T_{ca'}$$

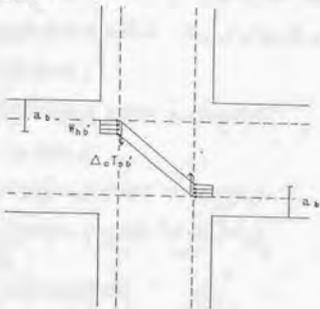
$\Delta_c T_{ca'}$, $\Delta_c T_{ca''}$: 柱及び梁筋の付着力

$c C_{ca'}$: 柱コンクリート圧縮力

$W_{ha'}$: フープ筋力

図5.2(g)トラス機構A*

トラス機構B*



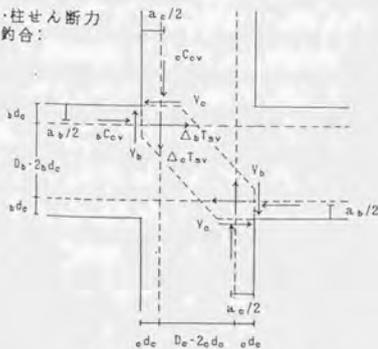
$$\Delta_c T_{sb'} \cdot (D_c - 2c d_c) = W_{hb'} \cdot (D_b - a_b - b d_c)$$

$\Delta_c T_{sb'}$: 柱筋の付着力

$W_{hb'}$: フープ筋力

図5.2(h)トラス機構B*

梁・柱せん断力の釣合:



$$V_c = \Delta_c T_{sv} \cdot \frac{(D_b - 2b d_c)}{D_b} + b C_{cv} \cdot \frac{(D_b - a_b)}{D_b}$$

$$V_b = \Delta_c T_{sv} \cdot \frac{(D_c - 2c d_c)}{D_c} + c C_{cv} \cdot \frac{(D_c - a_c)}{D_c}$$

図5.2(i)梁・柱せん断力の釣合

(2)接合部応力の釣合と機構応力との関係

接合部応力の釣合と機構応力との関係を示すと以下の通りである。

柱接合部端コンクリート圧縮力:

$$\text{柱中間筋のある場合 } cC_c = cC_{ca} + cC_{cc} + cC_{cv}$$

$$\text{柱中間筋のない場合 } cC_c = cC_{ca} + cC_{cc} + cC_{ca}' + cC_{cv}$$

梁接合部端コンクリート圧縮力: $bC_b = bC_{ba} + bC_{bb} + cC_{bv}$

接合部域柱主筋付着力:

$$\text{柱中間筋のある場合 } cT_{sa} + cC_a = \Delta_c T_{sa} + \Delta_c T_{ca} + \Delta_c T_{cb} + \Delta_c T_{sv}$$

$$\text{柱中間筋のない場合 } cT_{sa} + cC_a = \Delta_c T_{sa} + \Delta_c T_{ca}' + \Delta_c T_{cb} + \Delta_c T_{sv}$$

接合部域梁主筋付着力:

$$\text{柱中間筋のある場合 } bT_{sa} + bC_a = \Delta_b T_{sa} + \Delta_b T_{ca} + \Delta_b T_{cb} + \Delta_b T_{sv}$$

$$\text{柱中間筋のない場合 } bT_{sa} + bC_a = \Delta_b T_{sa} + \Delta_b T_{ca}' + \Delta_b T_{sv}$$

柱中間筋力(W_v):

$$\text{柱中間筋のある場合 } W_v = W_{va} + W_{vb}$$

フープ筋力(W_h):

$$\text{柱中間筋のある場合 } W_h = W_{ha} + W_{hb}$$

$$\text{柱中間筋のない場合 } W_h = W_{ha}' + W_{hb}$$

(3)下界定理の適用方法

下界定理を用いての接合部終局強度の求め方は、梁接合部端断面の引張側鉄筋応力が曲げ解析値に一致すること、接合部域の柱主筋の歪は、引張側にシフトする傾向があること、及び接合部域の梁と柱主筋の付着力に関する条件(制約条件)を用いて、前述の「(2)接合部応力の釣合と機構応力との関係」を満たし、接合部中央のコンクリート圧縮応力度が最も小さくなる機構優先順位下で接合部中央のコンクリート圧縮応力が限界応力に一致するときの接合部せん断力を求めることとなる。従って、次のような優先順位及び取り扱いとなると考えられる。

①トラス機構A,B,C(柱中間筋の無い場合は、トラス機構A',B')の寄与分を最大とする。

即ち、これら機構の柱及び梁筋の付着力の許容範囲内で、水平せん断補強筋と柱中間筋の負担をできるだけ大きくとる。

②ストラット機構B,Cの負担分が大きくなるように機構の柱筋付着力、梁筋付着力

を柱、梁のせん断力との釣合機構に利用する。

以上のように理論的には接合部終局強度の解析は可能であるが、具体的適用を考えると、接合部域の梁及び柱主筋の付着力に関する条件の設定が困難である。例えば、B・J型における梁主筋の降伏域の進展に伴う梁主筋の付着性状、柱主筋の付着性状と接合部破壊の様相との関連など、接合部域主筋の付着特性の評価に問題がある。

更に、この他には、接合部域の柱主筋歪の引張側へのシフトについての取り扱いに問題が残る。

従って、後述する提案抵抗機構では、更にマクロ的に取り扱った抵抗機構とする。

4) 接合部終局時提案抵抗機構

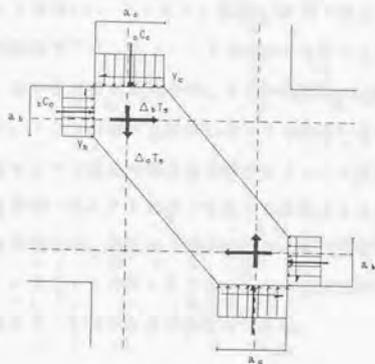


図5.3(a)ストラット機構

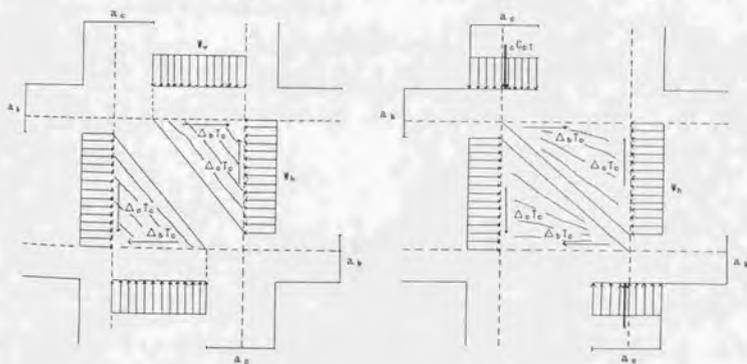


図5.3(b)トラス機構(柱中間筋のある場合) 図5.3(c)トラス機構(柱中間筋のない場合)

図5.3接合部終局時提案抵抗機構

(1)接合部終局強度時提案抵抗機構と各機構の応力について

接合部終局強度時提案抵抗機構としては、図5.3に示すようにストラット機構とトラス機構から構成されると考える。ストラット機構は、前述の「(3)接合部せん断抵抗機構」で示した、ストラット機構Aに、ストラット機構B,Cと梁・柱せん断力の伝達を含めた機構とし、接合部終局強度時には、ストラット機構のストラットが圧潰すると考える。一方、トラス機構は、柱中間筋のある場合は、トラス機構B,Cを無視したトラス機構A、柱中間筋の無い場合は、トラス機構B*を無視したトラス機構A*とする機構と考える。又、柱中間筋の無い場合のトラス機構の柱接合部端コンクリート圧縮力($c_c C_{cT}$)は、主に接合部域の柱主筋歪の引張側へのシフトによって生じた圧縮力と考える。

従って、提案抵抗機構では、前述の「(3)接合部せん断抵抗機構」で示したように、各機構で応力の釣合、ストラット方向とストラット合力方向が厳密に一致する型とはならない。各機構の応力について示すと以下の通りである。

ストラット機構:

ストラットに作用する水平成分(sV_H)

$$sV_H = c_c C_c + \Delta_b T_a - V_o$$

$c_c C_c$: 梁接合部端コンクリート圧縮合力
 $\Delta_b T_a$: ストラット域内の梁主筋付着力
 V_o : 柱接合部端せん断力

ストラットに作用する垂直成分(sV_U)

$$sV_U = c_c C_c + \Delta_o T_a - V_b$$

$c_c C_c$: 柱接合部端コンクリート圧縮合力
 $\Delta_o T_a$: ストラット域内の柱主筋付着力
 V_b : 梁接合部端せん断力

ストラット合力(C)

$$C = \sqrt{sV_H^2 + sV_U^2}$$

ストラット応力度(σ_s)

$$\sigma_s = C / (\sqrt{a_b^2 + a_o^2} \cdot t_p)$$

a_b : 梁接合部端コンクリート圧縮域
 a_o : 柱接合部端コンクリート圧縮域
 t_p : パネル有効幅

トラス機構:

$$W_h = \Delta_b T_o$$

W_h : フープ筋力

W_v : 柱中間筋力

$$W_v = \Delta_o T_o$$

$\Delta_b T_o$: ストラット域外の梁主筋付着力

$\Delta_o T_o$: ストラット域外の柱主筋付着力

(2)提案抵抗機構の説明

ここでは、提案抵抗機構が、前述の「2)接合部終局時提案抵抗機構の設定条件」の幾つかの特徴を反映したものであることを示すと共に、その抵抗機構を説明する。

接合部終局強度がコンクリート強度と一次の関係にあることから、終局強度時抵抗機構は、コンクリート圧縮ストラット機構に依存すると思われる。即ち、接合部終局強度時には、図5.1に示すような応力と破壊状況を呈し、最終的には、図5.3のストラットの強度以上に、圧縮合力がなることによって、接合部破壊すると思われる。

接合部終局強度時には、接合部域の主筋の付着の良い試験体は、主筋から力が付着力として、トラス機構の接合部コンクリートに流れ、ストラット機構に加わる圧縮合力が、接合部域の付着の悪い場合と比較して、小さくなると考えられる。従って、同じ形状・寸法の試験体であっても、接合部の付着性状が良い場合は、主筋から力がトラス機構の接合部コンクリートに伝達されるため、接合部終局強度時のストラット合力になるのが遅れ、接合部終局耐力が大きくなると考えられる。

B・J型の抵抗機構についてもトラス機構の存在を考えると、梁主筋が降伏することにより、接合部域引張側主筋の付着劣化が生じ、トラス機構は有効でなくなり、ストラット機構のストラットが、圧縮強度となり破壊すると説明できる。又、このことは、B・J型の耐力がJ型よりも高くなり得ることを意味している。

接合部終局強度に対する補強筋の影響は、トラス機構における付着性状に依存し、付着性状がよいと補強筋の効果が現れる型となる。

(3)ストラット機構のストラット寸法

ここで提案したストラット機構のストラットの形状寸法は、梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮域(図5.3の a_b, a_c)で囲まれた部分となるが、実際には、梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮域は、矩形応力ブロックではなく、又、ストラットは広がりを持っていると思われる。更に、梁・柱接合部端のコンクリート圧縮域は、主筋の接合部域及びその近傍の付着性状に影響され、梁・柱接合部端の圧縮域を通常の曲げ理論で求めて、圧縮ストラットを決定したものと、かなり異なってくると考えられる。

以降のストラットの寸法に拘る部分では、上述のことを念頭に議論する。

5) 接合部終局強度時提案抵抗機構の成立条件

前述の提案抵抗機構が成立するためには、以下のことが、実験的現象として成立していなければならない。

成立条件1

接合部終局強度時に近づくにつれて、接合部域の主筋が付着劣化を生じ、接合部圧縮ストラット合力が増加する応力伝達機構となること。

成立条件2

接合部終局強度時(最大耐力時)には、ストラット機構のストラット圧縮応力度が、コンクリート圧縮強度近傍となる必要がある。従って、例えば、同一の形状・寸法の試験体であっても接合部域主筋の付着性状が異なる場合、見かけ上の耐力は異なるが、最大耐力時のストラット応力度は同じでなければならない。

成立条件3

トラス機構の付着力と補強筋の応力との間には釣合状態が成立すること。

次項(5.1.3項)以降では、上記成立条件検証のための実験の概要とその検証結果を示すこととする。

5. 1. 3. 接合部終局強度時提案抵抗機構の検証

1) 検証実験概要

ここでは、提案抵抗機構の検証のため、2章の2.3.1で示した実験結果を用いて、抵抗機構の成立条件を満足しているか否かの検討を行う。以下には、その実験概要を再録する。

尚、抵抗機構の成立条件3については、5.1.4の「接合部補強筋の挙動」で述べることにする。

(1) 試験体

試験体は№1、№3(図5.4)で、違いは接合部域の梁主筋にあり、寸法等は同じである。接合部域の梁主筋は、№1では加工しておらず、№3ではパラフィンを主筋リブ面より1~2mm程度厚く塗布してある。鉄筋は、D22($\sigma_y=3633\text{kg/cm}^2$, $E=1.94 \times 10^6\text{kg/cm}^2$)と、 $\phi 9$ ($\sigma_y=3300\text{kg/cm}^2$, $E=1.98 \times 10^6\text{kg/cm}^2$)で、コンクリートは、普通コンクリートで、 $F_c=19.7\text{kg/cm}^2$ である。

(2) 破壊状況

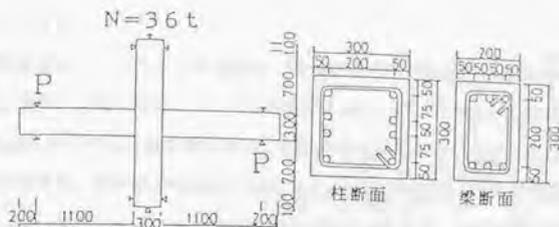
最終亀裂状況を図5.5に、諸現象発生時の荷重を表5.1に示す。接合部初期ひび割れは、№1では接合部中央に短く対角線方向に発生したのに対し、№3では急激に対角線方向に発生した。最大耐力は、№1では梁主筋が梁接合部端より約7cm接合部内で降伏したことが確認され、接合部ストラットが圧潰して最大耐力(2サイクル)に至った。一方、№3では梁主筋が降伏することなく接合部ストラットが圧潰し始め、同時に梁接合部端の圧潰、剥落が柱面より15~20cm区間で顕著になり、最大耐力(4サイクル)に至った。最大耐力は、№1、 $P=7.25\text{t}$ 、№3、 $P=6.0\text{t}$ で、接合部域の付着性状の悪い№3が低くなっていた。

(3) 層間変位曲線

図5.8に№1と№3の荷重-層間変位曲線を示す。№1は、最大耐力に至るまでは安定したループを描き、以後、接合部の破壊に伴う接合部変形および接合部域梁主筋の付着喪失により逆S字型となる。一方、№3は最大耐力を経験する以前でも、梁主筋の抜け出しに起因する梁変形の影響を受け、逆S字型の様相を呈している。

(4) 梁接合部端断面のコンクリート歪曲線

コンクリート圧縮歪の大きさは、図5.7に示しているように、同一荷重レベルで圧縮側の各位置の歪は№3の方が大きくなっており、これは、梁主筋の接合部域の付着性状の影



接合部梁主筋
 No 1 (接合部) $P_u = 0.7\%$ ($\phi 9@6$)
 No 3 梁: $P_t = P_c = 2.32\%$ ($3-D22$)
 パラフィン $P_u = 0.64\%$ ($\phi 9@10$)

図5.4 試験体の形状・寸法

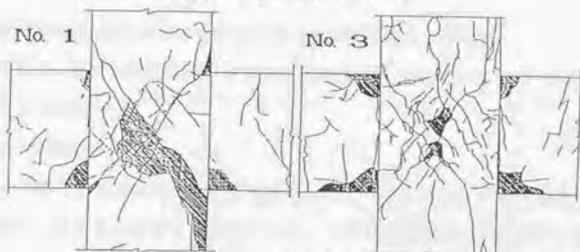


図5.5 最終亀裂状況

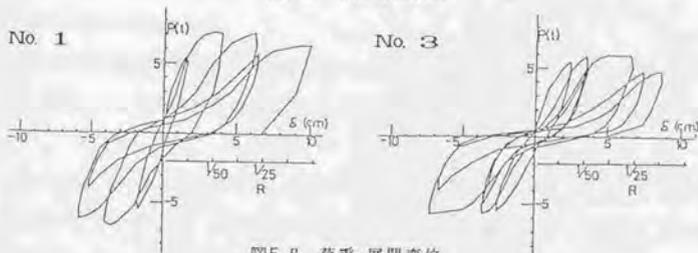


図5.6 荷重-層間変位

表5.1 諸現象発生荷重

P 単位 (t)	No.1	No.3
梁曲げひび割れ	1.3	1.0
柱曲げひび割れ	3.0	3.0
接合部せん断ひび割れ	3.0	4.0
梁せん断ひび割れ	3.5	3.5
梁曲げ降伏	8.5	-
梁付根圧潰	7.25	5.5
接合部せん断耐力 (最大耐力)	7.25 6.75	6.0 5.75

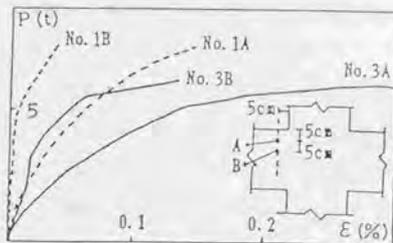


図5.7 荷重-圧縮コンクリート歪

層によるものである。

梁接合部端断面のコンクリート部分から、接合部へ伝達される圧縮合力は、コンクリート歪の大きさから、同一荷重レベルで№3の方が大きくなっており、このことが、最大荷重が低い№3においても、接合部で破壊した原因を示していると予測される。

以上の実験結果は、接合部の付着性状が異なると、実験結果は、見かけ上の耐力は違ってくるが、同一荷重レベルで接合部の付着が不良であると、良好な場合と比較して、梁接合部端から、ストラットへの圧縮力が増加する。従って、最大耐力は異なるが、最大耐力時に接合部域の付着性状にかかわらずストラットの圧縮合力は、同じとなることを予測させる。

2)接合部終局強度時提案抵抗機構の成立条件と検証実験結果との関連

前述の「5.1.2の5)接合部終局強度時提案抵抗機構の成立条件1,2」の各々に関連する実験結果について検討する。

2.1)成立条件1の検討

ここでは、「接合部域梁及び柱主筋の付着性状」について述べ、接合部終局強度時に近づくにつれて、付着劣化を生じていることと、「梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮合力」が増加することを示す。

(1)接合部域梁主筋の付着性状

№1, №3の荷重(P)と接合部域の平均付着応力度(τ_{av})との関係、及び接合部域の平均付着応力度(τ_{av})と引張側接合部端歪(ϵ_{st})との関係を、各々図5.8から図5.15に示す。

①№1

№1の上端筋と下端筋の平均付着応力度は、下端筋の方が少し大き目であるが、荷重サイクルが進行するに従って、上端筋、下端筋ともに、同一荷重(P)に対して、又、同一の引張側歪に対して、徐々に平均付着応力度が低下していることが理解できる。なお、 τ_{av} の最大値は、 $\tau_{av} \approx 40(\text{kg}/\text{cm}^2)$ で、既往実験から調べられた結果の平均付着応力度の最大値 $4.0\sqrt{F_c} = 58(\text{kg}/\text{cm}^2)^{5.1)}$ に比べるとかなり小さい。

荷重(P)-平均付着応力度(τ_{av})の図では、各荷重段階に対して、その平均付着応力度は、曲げ理論値の半分程度の値を示している。又、平均付着応力度(τ_{av})-接合部引張り歪(ϵ_{st})の図では、初期サイクルは、 $\tau_{av} = \alpha \times \epsilon_{st}$ ($\alpha = 27.3 \times 10^3$)の既往の実験式^{5.2)}に対応するが、繰り返し数が増すにつれて、付着劣化を生じることが理解できる。

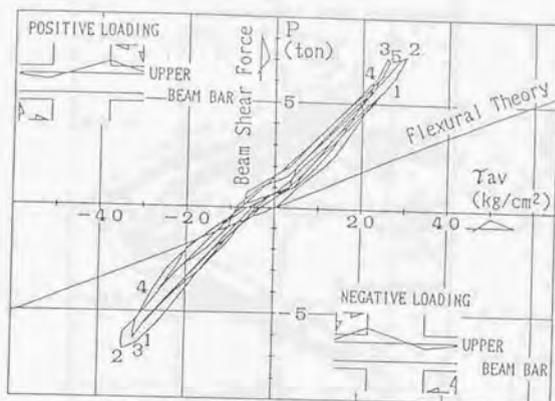


图5.8 №1荷重 P -接合部域平均付着応力度 τ_{av} (上端筋)

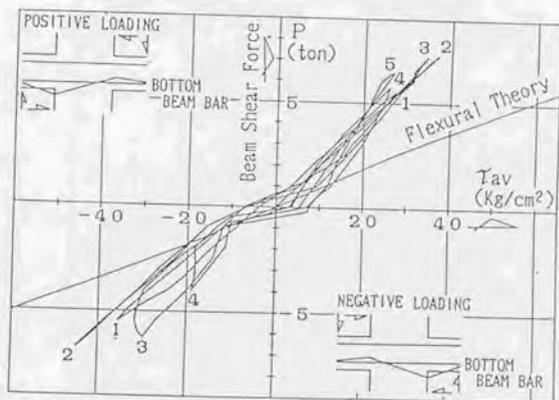


图5.9 №1荷重 P -接合部域平均付着応力度 τ_{av} (下端筋)

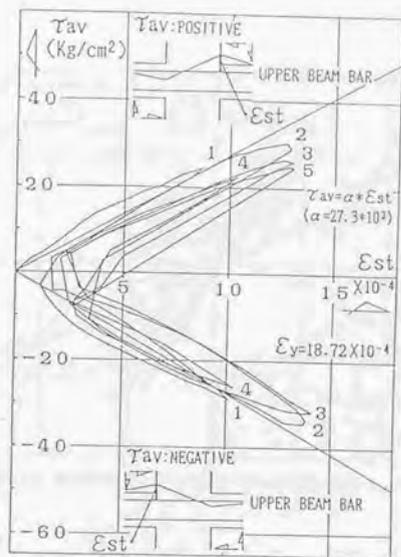


图5.10 No1接合部区域平均附着应力度 τ_{av}
-引張側接合部端至 ϵ_{st} (上端筋)

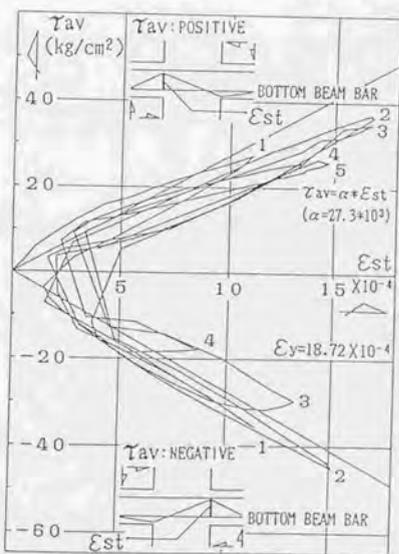


图5.11 No1接合部区域平均附着应力度 τ_{av}
-引張側接合部端至 ϵ_{st} (下端筋)

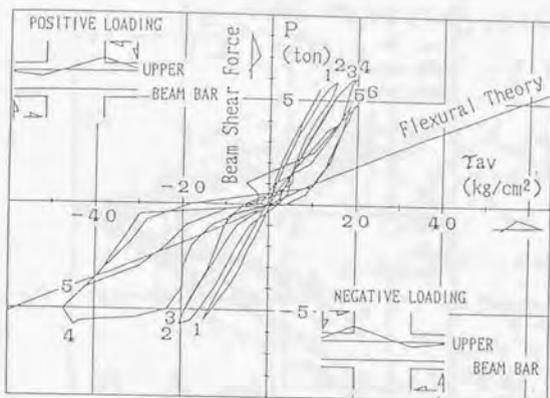


图5.12 №3荷重 P -接合部域平均付着応力度 τ_{av} (上端筋)

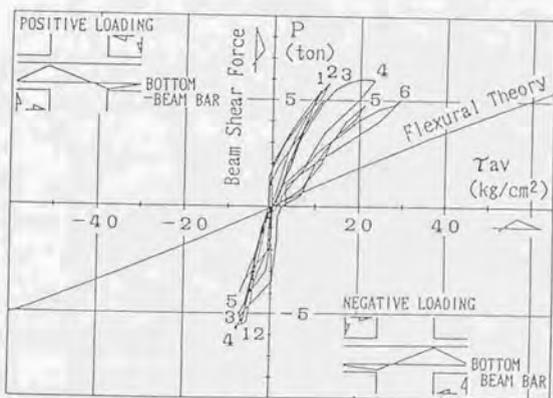


图5.13 №3荷重 P -接合部域平均付着応力度 τ_{av} (下端筋)

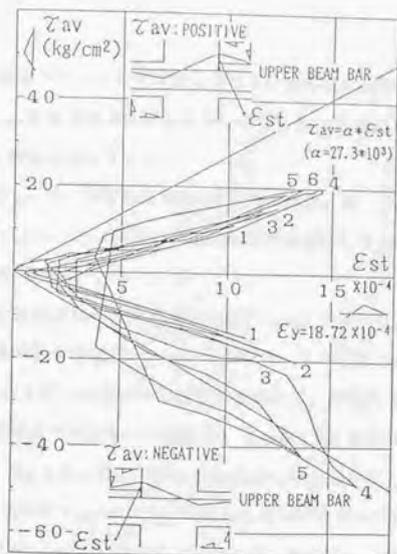


图5.14 №3接合部域平均付着応力度 τ_{av}
 -引張側接合部端歪 ϵ_{st} (上端筋)

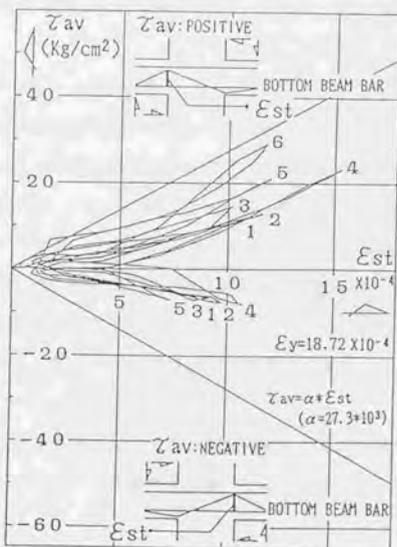


图5.15 №3接合部域平均付着応力度 τ_{av}
 -引張側接合部端歪 ϵ_{st} (下端筋)

②№3

本試験体は、梁主筋にパラフィンを塗布しており、付着劣化とは関連がない。№3では、第1サイクルから、 τ_{av} はかなり小さい値を示しているが、繰り返し数が増すにつれて、逆に τ_{av} は増加する傾向を示している。

$P-\tau_{av}$ 関係での τ_{av} は、曲げ理論値の1/3程度の値を、又、 $\tau_{av}-\varepsilon_{st}$ の図でも、包絡線が、 $\tau_{av}=\alpha \cdot \varepsilon_{st}$ ($\alpha=27.3 \times 10^3$)の半分程度の値を示している。

(2)接合部域柱主筋の付着性状

№1, №3の荷重(P)と接合部域の平均付着応力度(τ_{av})との関係及び接合部域の平均付着応力度(τ_{av})と引張側接合部端歪(ε_{st})との関係を、各々図5.16から図5.23に示す。

№1の柱主筋では、繰り返しが進むにつれて付着劣化し、付着応力度の大きさは、同一荷重に対して、梁主筋のその1/3~1/2である。又、№3でも徐々に付着劣化を生じているが、付着応力度は、№1より、同一荷重レベルに対して大きい値となっている。 $\tau_{av}-\varepsilon_{st}$ 曲線で、 τ_{av} は、№1で $\tau_{av}=\alpha(\varepsilon_{st}+(N/(A \cdot E_c)))$ (N:柱軸力(圧縮のとき、正符号)、A:柱断面積、 $\alpha=27.3 \times 10^3$)の式に、第一サイクルでは一致するが、荷重サイクルが進むにつれて適合しなくなる。一方、№3では、初期荷重段階で実験式より大きい値を示す。従って、接合部域の梁主筋の付着性状の相違による柱主筋の付着性状への影響が生じることが分かる。

(3)梁接合部端のコンクリート圧縮合力

№1, №3の荷重(P)と梁接合部端コンクリート圧縮合力(${}_b C_c$)との関係(${}_b C_c$ は、梁接合部端位置の鉄筋応力と、断面の力の釣合いを用いて求めた。)を、図5.24~図5.27に示す。

№1では、繰り返し数が増し、最大荷重に近づくにつれて、接合部域の付着劣化の影響により、梁接合部端のコンクリート圧縮合力は、大きくなる。梁接合部端コンクリート圧縮合力の大きさは、№1, №3ともに、最大荷重時には、実験値は、曲げ理論値の2倍程度の値となる。最大荷重時の圧縮合力の大きさは、№1で、 ${}_b C_c=48t \sim 50t$ 、№3で、 ${}_b C_c=52t \sim 55t$ で、両試験体は、同じ程度の圧縮合力の大きさである。

(4)柱接合部端のコンクリート圧縮合力

№1, №3の荷重(P)と柱接合部端コンクリート圧縮合力(${}_c C_c$)の関係(${}_c C_c$ は、前述の梁接合部端のコンクリート圧縮合力の場合と同様な方法にて求めた。)を、図5.28~図5.31に示す。

両試験体の柱接合部端のコンクリートの圧縮合力 ${}_c C_c$ は、徐々に大きくなり、最大荷

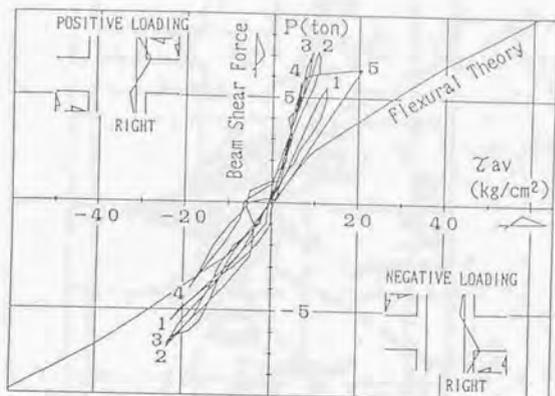


图5.16 №1荷重 P -接合部城平均付着応力度 τ_{av} (右側柱)

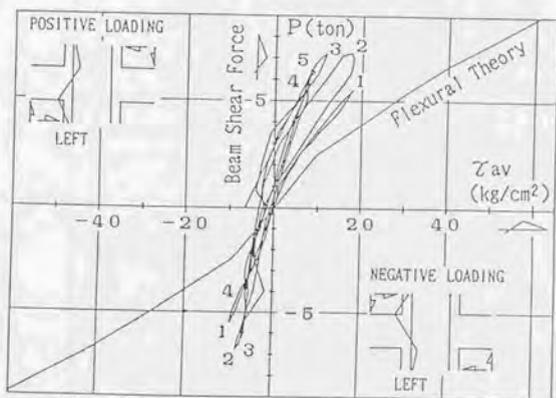


图5.17 №1荷重 P -接合部城平均付着応力度 τ_{av} (左侧柱)

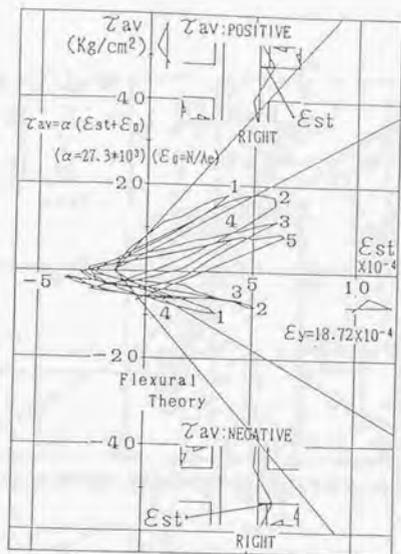


图5.18 No1接合部域平均付着応力度 τ_{av}
—引張側接合部端歪 ϵ_{st} (右側柱)

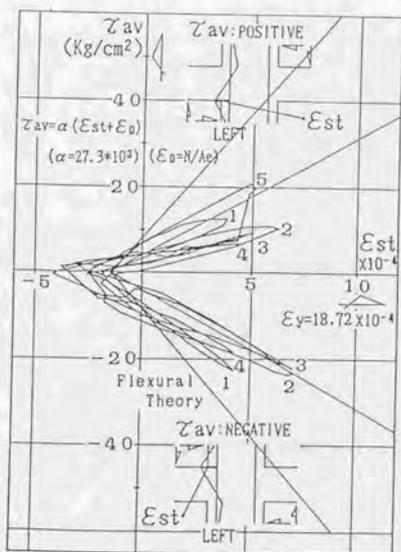


图5.19 No1接合部域平均付着応力度 τ_{av}
—引張側接合部端歪 ϵ_{st} (左側柱)

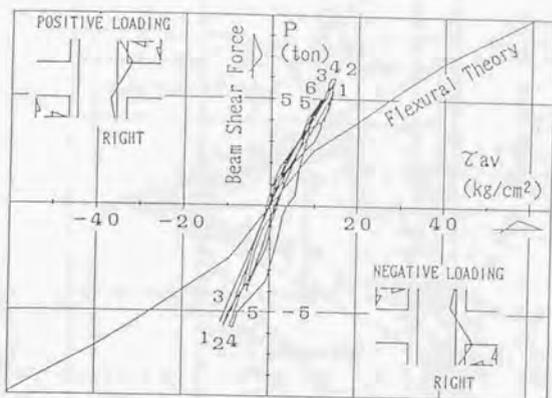


图5.20 №3荷重 P -接合部域平均付着応力度 τ_{av} (右侧柱)

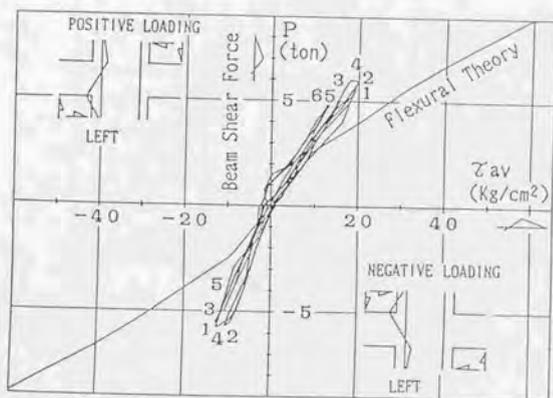


图5.21 №3荷重 P -接合部域平均付着応力度 τ_{av} (左侧柱)

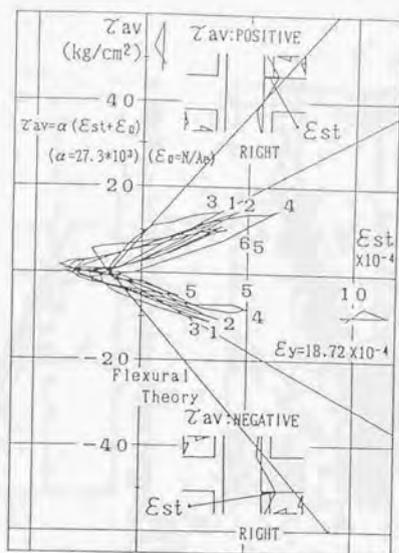


图5.22 No3接合部城平均付着応力度 τ_{av}
 -引張側接合部端歪 ϵ_{st} (右側柱)

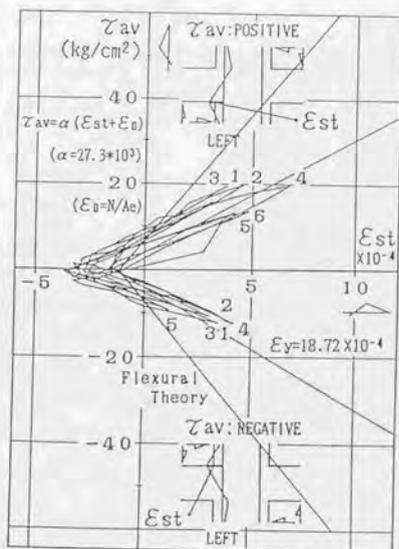


图5.23 No3接合部城平均付着応力度 τ_{av}
 -引張側接合部端歪 ϵ_{st} (左側柱)

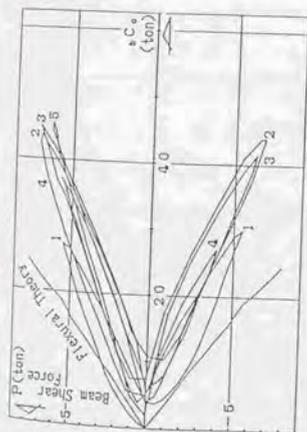


図5.24 No.1右側梁接合部端コンクリート圧縮合力

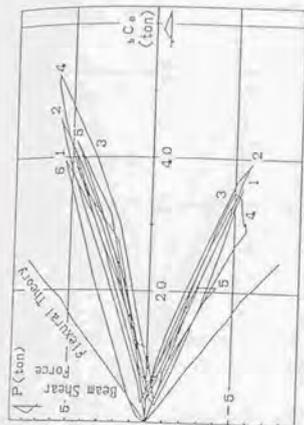


図5.26 No.3右側梁接合部端コンクリート圧縮合力

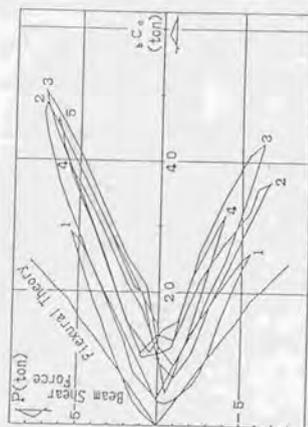


図5.25 No.1左側梁接合部端コンクリート圧縮合力

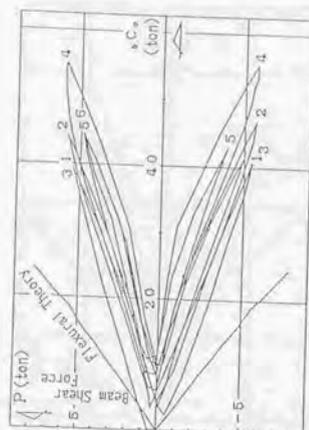


図5.27 No.3左側梁接合部端コンクリート圧縮合力

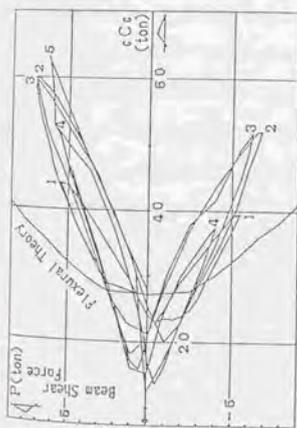


図5.28 No.1上側柱接合部端コンクリート圧縮合力

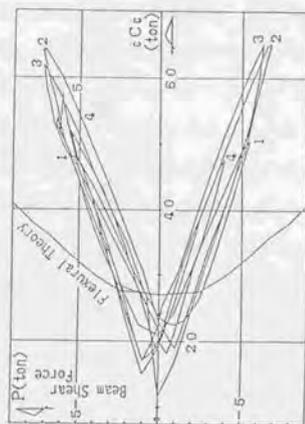


図5.29 No.1下側柱接合部端コンクリート圧縮合力

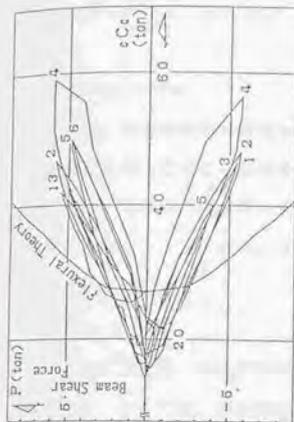


図5.30 No.3上側柱接合部端コンクリート圧縮合力

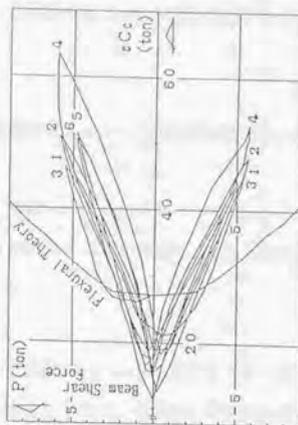


図5.31 No.3下側柱接合部端コンクリート圧縮合力

重時において、実験値は、梁の場合と同様、理論値の2.0倍程度の値となっている。最大荷重時の圧縮合力は、No1, No3で C_c が80tで、両試験体とも同じ程度の大きさとなっている。

2.2) 成立条件2の検討

ここでは、接合部終局強度時にストラット機構のストラット圧縮応力度がコンクリート圧縮強度近傍となることを示す。

ストラット圧縮応力度を算定するに際して、前以って、ストラットの寸法と、荷重と共に変化するストラット合力とストラット合力を構成する水平成分(sV_H)、垂直成分(sV_U)について考察する。

(1) ストラット寸法

ストラット寸法は、梁及び柱接合部端断面の圧縮域(a_b, a_c)により決まり、荷重と共に変化する。ここでは、接合部終局強度時を対象とするため、表5.2に示す最大荷重近傍(包絡線荷重の $P=4t$ ~最大荷重)について測定値を用いて求めた梁及び柱接合部端断面の圧縮域で評価する。表中の梁接合部端断面の圧縮域は、接合部端位置で測定したコンクリート歪より求めたが、柱接合部端断面の圧縮域は、コンクリート歪が測定できず、同断面位置の鉄筋歪を用いて、表5.2の注)に示す方法にて求めた。

本実験の場合、両試験体とも柱接合部端断面の引張側柱主筋の歪値は、曲げ理論値にほぼ一致し、引張側ヘシフトする歪量は少なく、柱接合部端圧縮域の大きさには、シフトした歪量を考慮するか否かによる変化は殆どない。

ストラット寸法の取扱は、荷重と共に変化するストラット合力とストラット合力の水平成分(sV_H)、垂直成分(sV_U)の算定に当たっては、ストラット寸法を決定する梁及び柱接合部端圧縮域(a_b, a_c)の大きさを、最大荷重の値より小さい値を基準値とし、必要に応じて、その増減を考慮することとする。一方、接合部終局強度時のストラット圧縮応力度の算定に当たっては、表5.2の最大荷重時の値を用いた。以下に、ストラット寸法の取扱を示す。

試験体	ストラット合力とその水平及び垂直成分の算定に用いる値	接合部終局強度時のストラット圧縮応力度の算定に用いる値
№1	$a_b = a_c = 9.4\text{cm}$ $D_p = 13.3\text{cm}$ $A_B = 332\text{cm}^2$	$a_b = 10.0\text{cm}$ $a_c = 11.9\text{cm}$ $D_p = 15.5\text{cm}$ $A_B = 388\text{cm}^2$
№3	同上 (№1に同じ)	$a_b = 12.0\text{cm}$ $a_c = 11.7\text{cm}$ $D_p = 16.7\text{cm}$ $A_B = 418\text{cm}^2$

D_p : ストラット幅

A_B : ストラット断面積

$$(A_B = D_p \cdot \frac{\text{(柱幅+梁幅)}}{2})$$

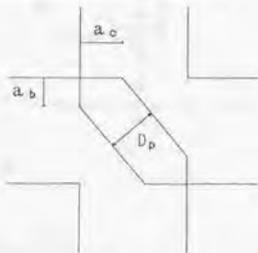


表5.2 梁及び柱接合部端断面の圧縮域 (a_b, a_c)

試験体	荷重	梁及び柱接合部端断面の圧縮域 (a_b, a_c)
№1	包絡線荷重の $P=4\text{t}$ ~7.25t(最大荷重)	$a_b^{*1)} = 8.0\text{cm} \sim 10.0\text{cm}$ $a_c^{*2)} = 14.5\text{cm} \sim 11.9\text{cm}$
№3	包絡線荷重の $P=4\text{t}$ ~8t(最大荷重)	$a_b^{*1)} = 8.5\text{cm} \sim 12.0\text{cm}$ $a_c^{*2)} = 11.0\text{cm} \sim 11.7\text{cm}$

注)

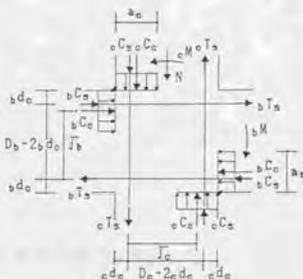
*1) 表中の値は、両側の梁接合部端断面の圧縮域の平均値である。

*2) 梁接合部端断面の圧縮域 (a_b) は、2章「2.3.1.2.7) (2)」で示した梁接合部端位置で測定したコンクリート部より求めた圧縮域からコンクリート圧縮合力位置までの距離の2倍としたものである。

柱接合部端断面の圧縮域 (a_c) は、コンクリート圧縮応力は、矩形応力ブロックとし、柱接合部端位置で測定した鉄筋型を用いて、次式のように求めた。

$$\bar{\sigma}_c = \frac{cM \cdot (D_c - 2c d_c) + c C_a + (D_c - 2c d_c) \cdot N/2}{c C_c}$$

$$a_c = 2 \cdot \left\{ (D_c - c d_c) \cdot \bar{\sigma}_c \right\}$$



梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮域

(2) 接合部圧縮ストラット合力の水平成分(sV_H)と垂直成分(sV_v)

sV_H と sV_v の大きさについて、従来の接合部公称せん断力の式との関係調べてみる。

① 水平成分 sV_H

公称せん断力の式での水平成分 \widetilde{V}_{ch} は、次式となる。

$$\begin{aligned}\widetilde{V}_{ch} &= \frac{2bM}{J_b} - V_o = \left[\frac{L-j_o}{J_b} - \frac{L}{H} \right] \times P \\ &= 2bT_s - V_o\end{aligned}$$

$P = V_b$: 梁せん断力、

J_b, j_o : 梁及び柱の応力中心間距離

接合部圧縮ストラット合力の水平成分 sV_H は、

5.1.2の4)の(1)より、

$$sV_H = bC_o + \Delta_b T_s - V_o$$

従って、 \widetilde{V}_{ch} と sV_H との関係は、次のようになる。

接合部域主筋の付着性状が良い場合

$$2bT_s \geq bC_o + \Delta_b T_s \text{ であるから、} \therefore sV_H < \widetilde{V}_{ch}$$

接合部域主筋の付着性状が悪い場合

$$\Delta_b T_s \approx 0, \quad 2bT_s < bC_o \text{ であるから、} \therefore sV_H \approx \widetilde{V}_{ch}$$

② 垂直成分 sV_v

公称せん断力の式での柱軸力 N を加えた後の垂直公称せん断力 \widetilde{V}_{cv} は、次式となる。

$$\widetilde{V}_{cv} = \frac{2cM}{J_c} - P = 2cT_s - P = 2(cC_o - N) - P$$

ここで、 cT_s : 軸力 N を加えた後の引張側主筋の引張力の増分

cC_o : 軸力 N を加える前からの圧縮力の増分

圧縮ストラット合力の垂直成分 sV_v は、

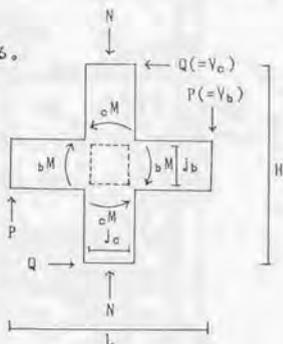
$$sV_v = cC_o + \Delta_c T_s - V_b \quad (V_b = P)$$

この sV_v の式には、柱軸力 N が含まれているから、公称せん断力の式の \widetilde{V}_{cv} に対応させるためには、軸力 N を差し引く必要がある。

$$sV_v = (cC_o - N) + \Delta_c T_s - V_b \quad (cC_o - N = cC_s + cT_s)$$

ここで、 cC_s : 軸力を加えた後の圧縮鉄筋の圧縮力の増分

従って、 \widetilde{V}_{cv} と sV_v の関係は、次のようになる。



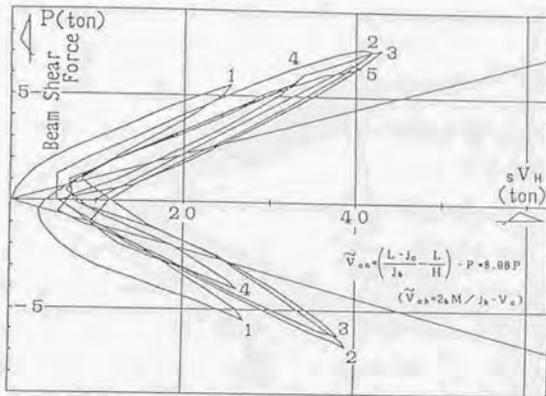


図5.32 No1荷重P-接合部ストラット合力の水平成分 sV_H

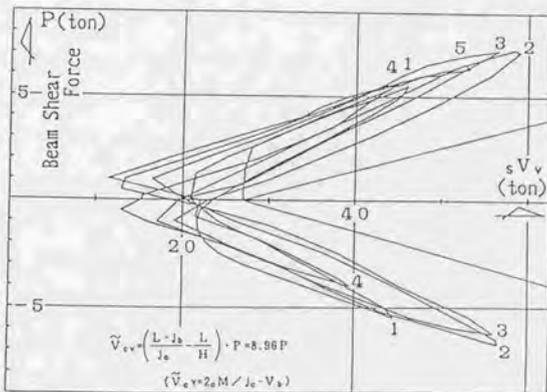


図5.33 No1荷重P-接合部ストラット合力の垂直成分 sV_V

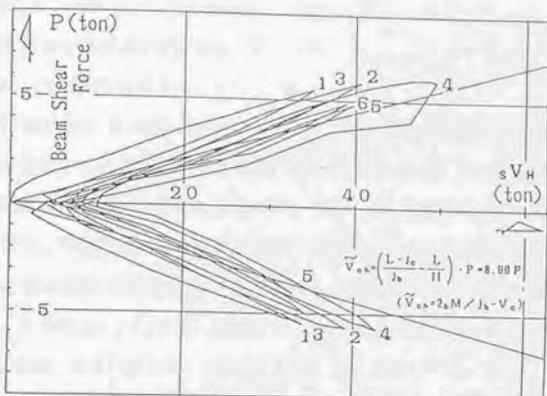


図5.34 №3荷重P-接合部ストラット合力の水平成分 sV_H

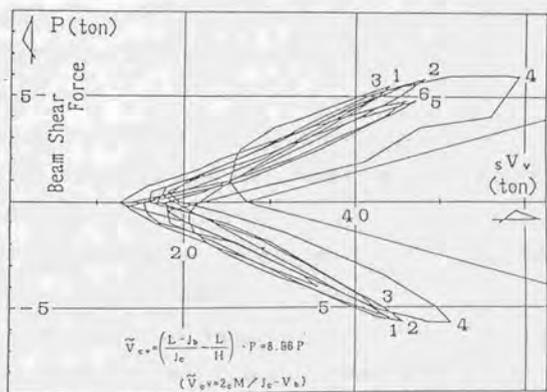


図5.35 №3荷重P-接合部ストラット合力の垂直成分 sV_V

接合部域主筋の付着性状の良い場合

$$2_c T_s \geq (c C_c - N) + \Delta_c T_s \text{ であるから、} \therefore s V_v < \widetilde{V}_{cv}$$

接合部域主筋の付着性状の悪い場合

$$2_c T_s \approx (c C_c - N) \text{ であるから、} \therefore s V_v \approx \widetilde{V}_{cv}$$

図5.32～図5.35に№1、№3の接合部圧縮ストラット合力の構成要素である接合部の水平方向と垂直方向せん断力 $s V_H$ と $s V_V$ を示す。 $s V_H$ と $s V_V$ の値は、前述の水平方向 V_{ch} 、垂直方向 \widetilde{V}_{cv} の接合部公称せん断力に対応するもの($P-s V_v$ の図には、すでに軸力 N が含まれているので、 \widetilde{V}_{cv} の式を記載する場合は、 $(\widetilde{V}_{cv}+N)$ の値の式を記入。)で、理論的には、接合部域の主筋の付着性状が不良となると、接合部公称せん断力の値に近くなる傾向を持つ。この場合、 $s V_H$ では、№3が、公称せん断力の値に、実験値は等しいが、№1では、実験値は、小さい値となっている。一方、 $s V_V$ に関しては、№3で、柱主筋の付着劣化に伴い、4サイクルの最大荷重時に、接近した値となるが、№1では、№3ほどの近い値とはならない。しかしながら、いずれの場合も、繰返し数の増加にともない付着劣化を生じ、 $s V_H$ と $s V_V$ は、増加している。尚、両試験体の $s V_H$ と $s V_V$ の最大荷重時の値は、最大荷重は異なるが、ほぼ同じ値である。

(3)接合部ストラット合力とストラット圧縮応力度

ストラット合力(C)($C = \sqrt{s V_H^2 + s V_V^2}$)の大きさ(図5.36(№1)、図5.37(№3))についてみると、最大荷重は異なるが、その時のストラット合力(№1、 $C=72t$ 、№3、 $C=76t$)は、ほぼ等しい。

最大荷重時のストラット応力度(σ_s)は、№1: $\sigma_s = C/A_s = 72t/388\text{cm}^2 = 0.94F_c$ 、№3: $\sigma_s = 76t/418\text{cm}^2 = 0.92F_c$ であり、コンクリート有効圧縮強度の観点からすると、このストラット応力度は、大きい値である。この原因には、次のことが考えられる。

- ①ストラット寸法を決める際に梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮応力を矩形プロットとし、ストラットの拡がり方が考慮されていないこと。
- ②ストラット機構に加わる接合部端断面のコンクリート圧縮力($c C_c$)を求めるには、5.1.2の4)のトラス機構(柱中間筋のない場合)の柱接合部端断面のコンクリート圧縮力($c C_{c1}$)を前述のストラット機構に加わる柱接合部端断面のコンクリート圧縮力($c C_c$)とした値(接合部域柱主筋歪の引張側へのシフトの影響は小さいのであるが)から除く必要がある。トラス機構の $c C_{c1}$ ($=\Delta_c T_s$)の影響により、№1で5.4t、№3では5.1tストラット合力の垂直成分(V_{cv})が10%程度小さくなり、 $c C_c$ は減少する。このことによ

り、実際は、ストラット応力度が更に小さい値となる。従って、ストラット断面寸法の決め方等を考慮に入れると一応提案モデルは、定性的には満足しているものと思われる。

尚、更に正確には、前述の評価を行うに際しては、以下に示す点を考慮しなければならないが、それらの影響は無視できる程度であった。

ストラット合力算定時に用いたストラット幅と接合部終局強度時の実際のストラット幅とは、「(1)ストラット寸法」で示したように異なり、ストラット幅が2cm~3cm増加する。従って、ストラット合力は、ストラット域の付着力により増加するのであるが、その値は、最大でも3.0t程度で、接合部終局強度時のストラット合力の値の相違としては、5%以下であり、無視できる程である。

3) 検証結果

「2」の検証実験の結果から、提案抵抗機構の成立条件(1~2)の定性的傾向が確認できた。

繰り返し荷重下での接合部コンクリート強度の劣化とストラットの大きさ、及び接合部有効幅の取り扱いの問題はあるが、接合部終局時抵抗機構がストラット機構に依存するとした提案抵抗機構と実験結果との間には、対応性がみられ、マクロ的にみれば成立すると思われる。

尚、提案抵抗機構の成立条件3については、後述の「5.1.4 接合部補強筋の挙動」で説明することとする。

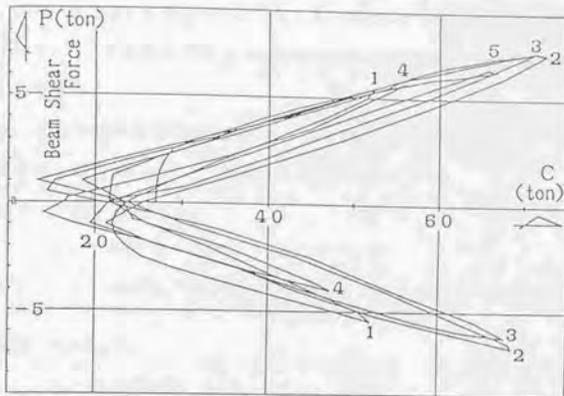


図5.36 №1トラピ状合力

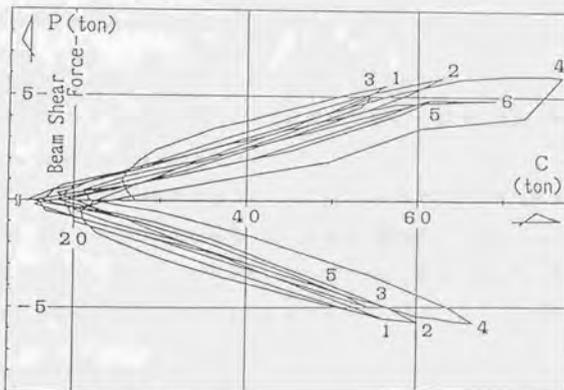


図5.37 №3トラピ状合力

5. 1. 4 接合部補強筋の挙動

本項では、前項「5.1.3」に引き続き、「5.1.2」で示した「接合部終局時提案抵抗機構」の成立条件3「トラス機構の付着力と補強筋の応力との間には釣合状態が成立すること」について検証する。

具体的には、接合部終局時提案抵抗機構のトラス機構図5.3(b)(柱中間筋のある場合)、(c)(柱中間筋の無い場合)において、次式が成立することである。

$$\text{接合部フープ筋: } W_h = \Delta_b T_o$$

W_h : フープ筋力

$\Delta_b T_o$: ストラット機構のストラット域外の梁主筋付着力
(トラス機構の梁主筋付着力)

$$\text{柱中間筋: } W_v = \Delta_o T_o$$

W_v : 柱中間筋力

$\Delta_o T_o$: ストラット機構のストラット域外の柱主筋付着力
(トラス機構の柱主筋付着力)

検証するに際して、「接合部補強筋(フープ筋と柱中間筋)の挙動」に関する既往の研究を参考までに示し、後に、「接合部フープ筋の挙動」、「柱中間筋の挙動」について、前者については、「5.1.3」で示した、№1と№3、後者については、「2章2.3.3」で示した№3の試験体を用いて各々考察することとする。

1) 接合部補強筋(フープ筋と柱中間筋)の挙動に関する既往の研究

接合部補強筋(フープ筋と柱中間筋)の挙動に関する既往の研究としては、実験的に考察したものと、理論的に考察したものがある。

理論的に接合部補強筋の挙動を考察した研究としては、4章で示した「せん断抵抗機構」があるが、示されたせん断抵抗機構では、実験時の補強筋の挙動との対応が詳細になされたものではない。そこで、以下には、近年発表された接合部補強筋に関して、実験的に考察された既往の研究のみを示すこととする。

(1) 柱中間筋の挙動に関する研究

例えば、以下に示す文献では、柱中間筋の挙動に関する考察により、次のような結果が得られている。

①角、浅草、佐藤^{5.23}によると、はり降伏後に接合部破壊するT型接合部の実験におい

て、中間筋が存在すると、接合部のせん断変形は小さく、大変形域においても強度低下が少ないことから、中間筋が存在すると接合部のせん断変形は小さく、フープ筋の歪も小さくなることを指摘している。

②栗田、後藤、黒岩、城^{5.4)}によると、梁曲げ降伏以前に接合部破壊する内部接合部試験体において、最大耐力と最大耐力時の接合部変形には、接合部補強筋の量と配筋方法(横、縦補強による相違)の違いは、影響しないこと、又、縦補強筋を合わせて補強すると、接合部域梁主筋の付着応力度は大きくなることが指摘されている。

(2)フープ筋の挙動に関する研究

例えば、以下に示す文献では、フープ筋の挙動に関する考察より、次のような結果が得られている。

①小林、溜、小谷、青山^{5.5)}によると、梁曲げ降伏後に接合部破壊する試験体において、接合部せん断補強筋を多くすると、接合部せん断変形角が小さくなることと、接合部せん断補強筋量を多くしても、それだけの効果が最大耐力の向上と最大耐力後の耐力低下の防止には現れないことが指摘されている。

②A. J. Durrani, J. K. Wight^{5.6)}によると、より低い接合部せん断力の試験体は、より高い接合部せん断応力とより多い拘束筋を持つ試験体以上に相対的にエネルギーを消費する。即ち、接合部せん断応力度を低くした方が接合部せん断補強筋量を多くするより、明らかにより良い挙動をもたらす。

③Ahmad J. Durrani, James K. Wight^{5.7)}によると、フープ筋の多い場合、接合部コアの拘束が良好なため、梁主筋のすべりも小さくなることが指摘されている。

④北山、栗栖、小谷、青山^{5.8)}によると、梁曲げ降伏型及び梁曲げ降伏後に接合部破壊する試験体において、接合部せん断フープ筋が多いほど、フープ筋の歪と破壊程度は小さい。

⑤野口、寺崎^{5.9)}によると、梁曲げ降伏後に接合部破壊する試験体において、せん断補強筋量が多いほど、最大耐力以降の耐力低下は抑えられるが、フープ筋量の差に比べて最大耐力の向上と耐力低下を防止する効果は小さい。又、せん断補強筋量が多い程、補強筋の歪は小さくなる傾向がある。

⑥野口、栗栖^{5.10)}によると、梁曲げ降伏する試験体において、接合部フープ筋の歪は、接合部域の付着が悪くなると、減少する傾向がある。

⑦柴田、城、後藤、金谷、黒岩、小林^{5.11)}によると、梁曲げ降伏型において、接合部補強筋量の少ない場合では、抜け出し傾向が早く現れた。また、フープ筋量が多いほど、梁主筋の接合部内への降伏域の進展が抑えられる。

⑧渡辺、野口^{5.12)}によると、接合部フープ筋の歪は、付着の良い場合は、接合部中央のフープ筋は、ほぼ一様に伸びているが、付着の悪い場合は、接合部中央補強筋の中央位置と、その他の位置での歪には、差がある。

以上、接合部補強筋(柱中間筋とフープ筋)の挙動に関する既往の実験的研究から、次のことが理解できる。

柱中間筋とフープ筋の量は、接合部終局強度とその時の接合部変形にはほとんど影響しない。しかしながら、接合部終局強度後の接合部変形の進行と接合部耐力低下の防止に関連する。

柱中間筋とフープ筋の歪は、接合部域主筋の付着性状と関連性を持ち、接合部補強筋量が多いと、接合部域主筋の付着性状は良くなる。

尚、前述の文献の他にも多数、実験的研究はみられたが、同様の結果が得られたものであったので割愛した。

2) 接合部フープ筋の挙動

2.1) 接合部フープ筋の歪を生じさせる機構について

一方向載荷時の接合部(柱中間筋は省略)の破壊状況を考えると、図5.39のような状況を呈する。実際には接合部にはひび割れは多数発生し、ひび割れ方向も種々で、大変複雑な破壊をするのであるが、ここでは定性的な補強筋の挙動を把握しようとするため、大変簡単な扱いとしている。

図5.39に示している斜線部分のコンクリートブロックには、梁主筋、柱主筋からの付着応力度 $\sigma_{\tau b}$ 、 $\sigma_{\tau c}$ が作用する。 $\sigma_{\tau b}$ への抗力は、フープ筋のタガ作用と柱主筋のDowel Actionによって行われ、一方、 $\sigma_{\tau c}$ への抗力は、柱中間筋のタガ作用、梁主筋のDowel Action等によって行われるものとする。

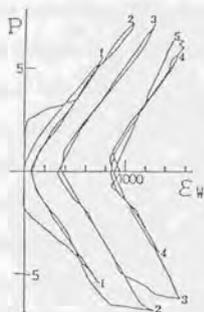


図5.38 典型的な補強筋の荷重-歪曲線

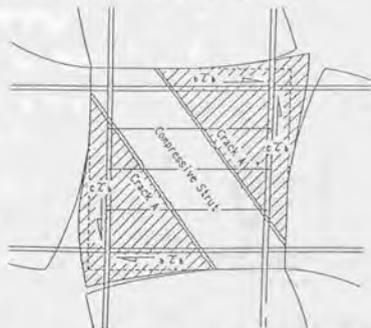


図5.39 破壊状況概略図(一方向載荷時、柱中間筋は省略)

2.2) 接合部フープ筋の歪変化について

典型的な、接合部フープ筋の歪の例を図5.38に又、その特徴をとらえた $P - \epsilon_s$ 曲線を図5.40に示す。ここでは、図5.40の $P - \epsilon_s$ 曲線の歪の増減について、前述の機構の仮定に基づき、接合部の破壊性状、応力の伝達機構との関連から説明する。

(1) 初期載荷正荷重時(図5.41参照)

- ① A点 正荷重時の接合部せん断ひび割れ発生。接合部フープ筋が歪始める。
- ② A→B $\sigma_{\tau b}$ が増加し斜線部分は水平方向力を受け、フープ筋の歪が増加する。
(Crack A)
- ③ B→C $\sigma_{\tau b}$ が減少し、フープ筋の歪は減少するが、ひび割れ(Crack A)は、閉じた状態には戻らず残留歪が生じる。

(2) 初期載荷負荷重時(図5.42参照)

- ① C→D (1)で形成されたひび割れが閉じようとするためフープ筋の歪は変化しない。
- ② D点 負載荷時の接合部せん断ひび割れ発生。(Crack B)
- ③ D→E $\sigma_{\tau b}$ が増加し、フープ筋の歪が増加する。
- ④ E→F $\sigma_{\tau b}$ が減少し歪は減少。F点の残留歪は、正・負載荷時のひび割れ幅の残存に依存。

(3) 初期載荷以降(図5.43参照)

- ① F→G $\sigma_{\tau b}$ が増加し、フープ筋の歪が増加。既に形成された斜めひび割れにより、斜線部分のブロックを介して $\sigma_{\tau b}$ とフープ筋の抗力が釣合を形成する。



図5.40 典型的な $P - \epsilon_s$ 曲線



図5.41 初期載荷正荷重時

- ② G→H $\sigma_{\tau b}$ が減少し、歪は減少。H点は新しいひび割れの形成により、前サイクルまでの残留歪に、この段階での歪が加わる。



図5.42 初期載荷負荷重時

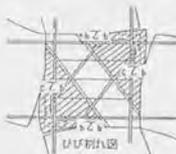


図5.43 初期載荷以降

以上の説明で、コンクリートのひび割れ幅の評価が問題として残る。

2.3) 接合部フープ筋の歪みの評価方法

以上のようにフープ筋の歪の生じる要因を考えると、接合部終局時提案抵抗機構のトラス機構において梁主筋のストラット域外の付着力は、フープ筋の各サイクルの荷重 $P=0$ からの歪増分の値と一次的な関係にある。そこで、以下のように梁主筋の付着力とフープ筋の歪を関係づけて評価する。

(1) 仮定：ストラット域外の水平方向付着力が、フープ筋以外の柱主筋のDowel Actionによって抵抗される大きさは比較的小さいものとする。

(2) ストラット域外の付着力とフープ筋応力との釣り合い式(図5.44参照)：

力の釣合を考えると、付着力($\Delta_b T_c$)=フープ筋引張合力の増分(W_h)

$$\Delta_b T_c = \tau_{av} \cdot n \cdot \phi \cdot l_c$$

$$W_h = m \cdot \varepsilon_u \cdot E_u \cdot a_u$$

n : 上端、又は下端の梁主筋本数
 ϕ : 梁主筋一本の周長
 m : 接合部フープ筋全本数
 E_u : フープ筋のヤング係数
 l_c : 主たるストラット域外付着力伝達域長さ
 ε_u : フープ筋の歪増分
 a_u : フープ筋一組の断面積

従って、フープ筋の歪は、 $\varepsilon_u = \tau_{av} \cdot n \cdot \phi \cdot l_c / (m \cdot E_u \cdot a_u)$ となる。

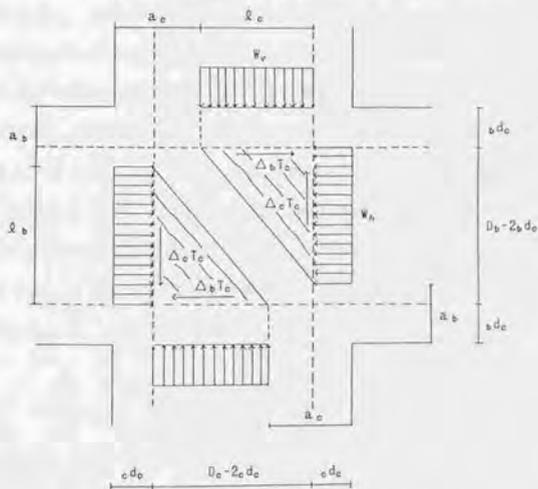


図5.44 トラス機構(柱中間筋のある場合)

2.4)適用

- (1) 方法：ここでは、5.1.3で示した試験体のフープ筋の歪について、前述の考え方を適用する。図5.45に№1、図5.48に№3の各々の接合部フープ筋の荷重-歪曲線の測定結果を示す。一方、図5.47と5.48に、測定された接合部平均付着応力度 τ_{av} (上端、下端の平均値)を前述の2.3)で示した $\epsilon_u = \tau_{av} \cdot n \cdot \phi \cdot l_c / (m \cdot E_w \cdot a_u)$ 式に代入して求めた№1、№3フープ筋の荷重-歪曲線(計算値)を示す。

荷重-歪曲線(計算値)を求める際の l_c の値は、 $l_c = (D_c - d_c) - a_c$ で求めるのであるが、柱接合部端面の圧縮域 a_c は、実際には、荷重と共に変化する。従って、「5.1.3,2.2),(1)ストラット寸法」に示したように、基準値として、両試験体とも、 $a_c = 9.4\text{cm}$ ($l_c = 15.8\text{cm}$)とし、必要に応じて、その増減を考慮する。接合部終局強度時には、№1: $a_c = 11.9\text{cm}$ ($l_c = 13.1\text{cm}$)、№3: $a_c = 11.7\text{cm}$ ($l_c = 13.3\text{cm}$)の実測値を用いて評価する。

各サイクルの計算値の歪は、各サイクルの残留歪であるコンクリートの残留ひび割れ幅以降の歪増分に対応し、歪増分は、ストラット域外の付着力が与えるものであることを意味する。そこで、実験値と計算値との比較を行うために、図5.49から図5.53に№1、図5.54から図5.57に№3を、各々、各サイクル後の残留歪を除いた荷重の増減に伴う測定歪と、計算された歪曲線を比較できる形で示した。

- (2) 結果：ストラット域外の付着力を用いて求めた各サイクルにおけるフープ筋の歪量が、各サイクルの残留歪を無視した測定値の歪量より少し大き目であるが、№1、№3共に、ほぼ等しい関係にある。付着力より求めた歪量が、測定歪量より大きくなる一つの理由は、ストラット域外の長さ l_c の値にあり、前述の接合部終局強度時の実測値 l_c の値(№1: $l_c = 13.1\text{cm}$ 、№3: $l_c = 13.3\text{cm}$)を考慮すると、付着力より求めた歪量は、18%程度減少することとなる。

以上のように、ストラット域外の付着力が、フープ筋によって抵抗されていると考えられ、定性的には、成立条件3を満足していることになる。

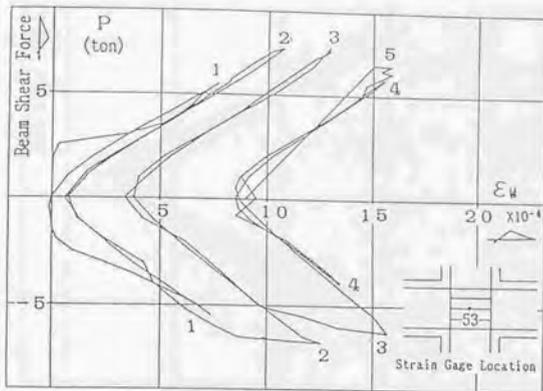


図5.45 №17ゲージ53荷重P-接合部7-7筋歪 ϵ_w (測定値)

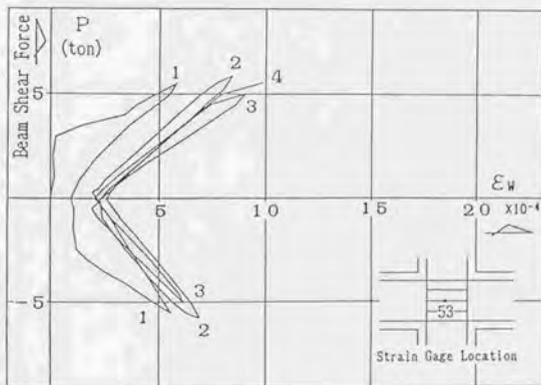


図5.46 №37ゲージ53荷重P-接合部7-7筋歪 ϵ_w (測定値)

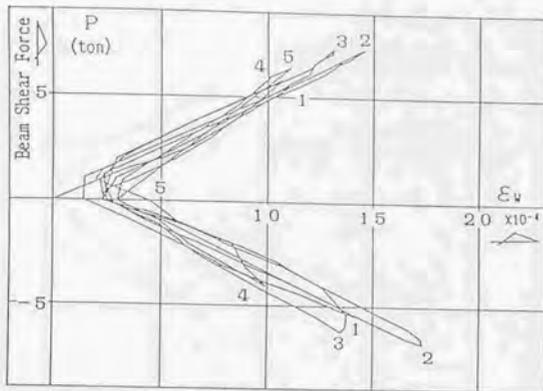


图5.47 №1荷重P-接合部7-7'筋歪 e_w (計算値)

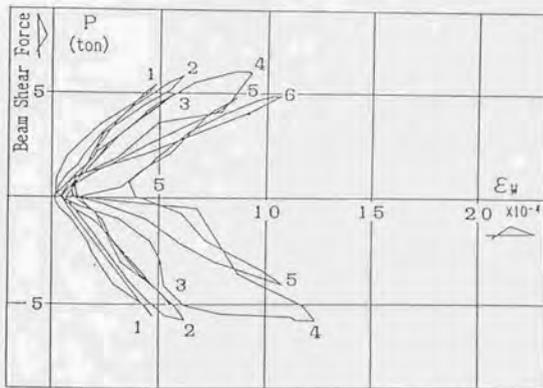


图5.48 №3荷重P-接合部7-7'筋歪 e_w (計算値)

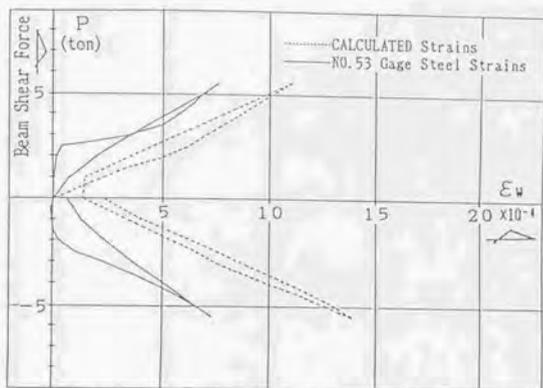


図5.49 No1-1サイクM測定値と計算値の比較

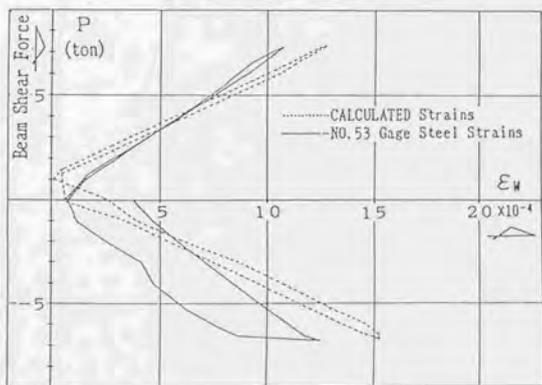


図5.50 No1-2サイクM測定値と計算値の比較

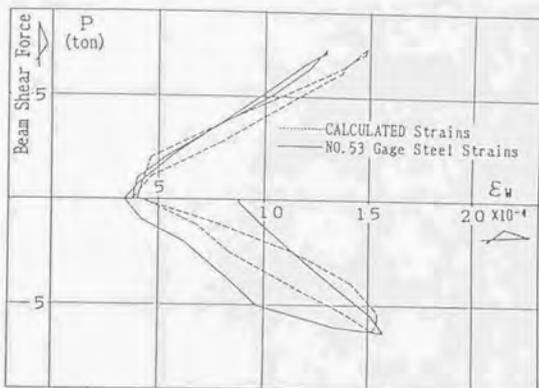


図5.51 №1-3717M測定値と計算値の比較

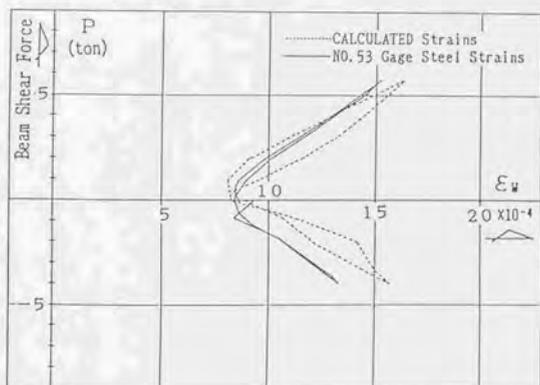


図5.52 №1-4717M測定値と計算値の比較

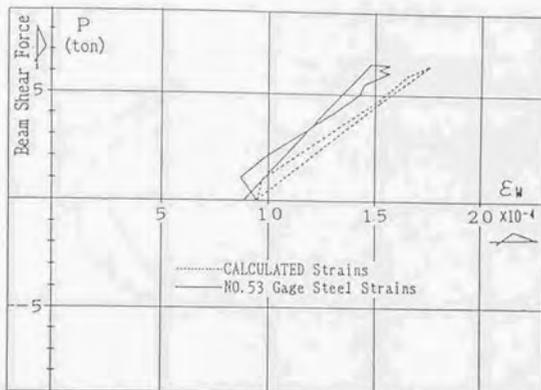


図5.53 No1-5717M測定値と計算値の比較

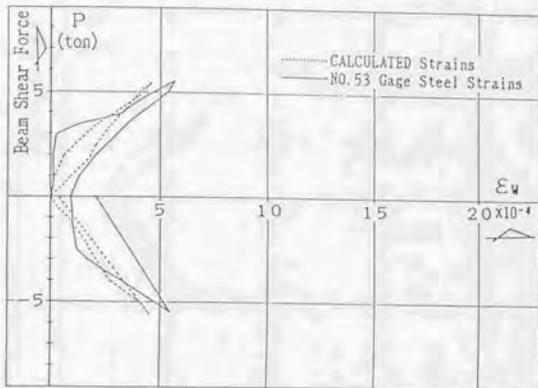


図5.54 №3-1の測定値と計算値の比較

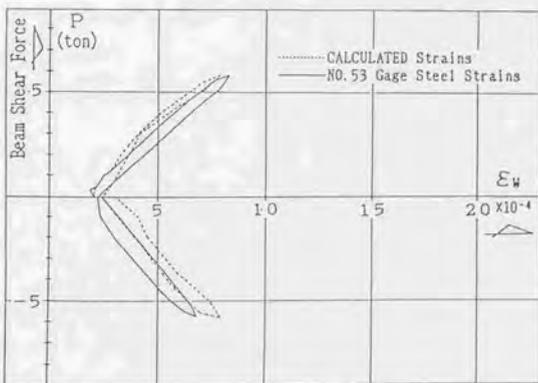


図5.55 №3-2の測定値と計算値の比較

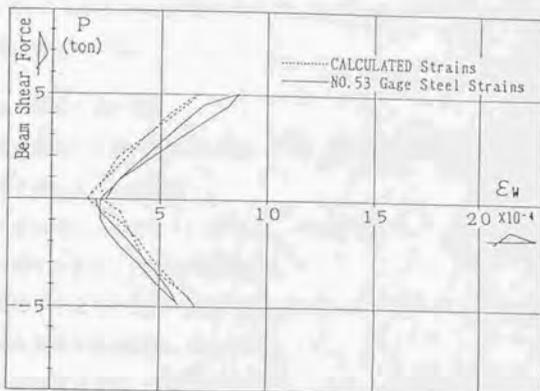


図5.56 No3-3サイクル測定値と計算値の比較

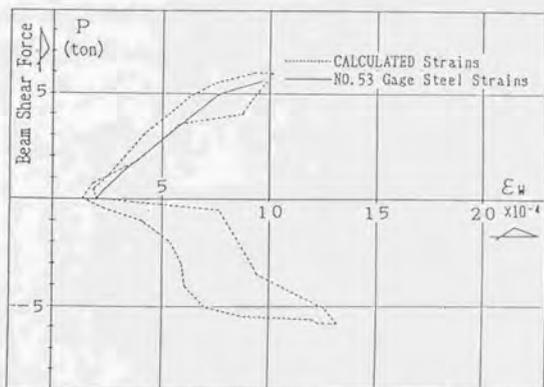


図5.57 No3-4サイクル測定値と計算値の比較

3) 柱中間筋の挙動

ここでは、2章の2.3.3で述べた試験体に柱中間筋を有しているNo3について、その接合部域柱中間筋歪の評価を行う。

3.1) 接合部域柱中間筋の歪の特徴

図5.58に、柱中間筋の荷重-歪曲線を示す。これらの歪曲線は、2章で述べたように、次のような特徴を示した。(2章参照)

- ① 柱接合部端位置の歪は、通常なら圧縮側となる荷重を受けても、接合部の斜めひび割れの延長が通過するため、大きな引張歪を生じる。
- ② 接合部中央位置の中間筋の歪が、圧縮側歪に移行し、接合部コンクリートの破壊に伴い、柱軸力が中間筋と柱主筋で、維持されるようになる。
- ③ 接合部域柱中間筋歪分布は、初期荷重段階では、通常の柱主筋の場合と同様、引張側は、圧縮側より大きい引張歪を呈するが、以降は反転し、歪分布は、最大荷重に近づくにつれて、平坦となる。

3.2) 接合部域柱中間筋の歪値の評価

(1) 柱中間筋の歪値の評価方法

柱中間筋の歪の生じる要因を、前述のフープ筋の場合と同様に考え、ストラット域外の柱主筋の付着力によるとして、評価する。(図5.44参照)

具体的には

$$\epsilon_{uw} = \frac{n \cdot \phi \cdot \ell_b}{m \cdot E_w \cdot a_w} \tau_{av}$$

ϵ_{uw} : 各サイクルの歪増分量 (P=0tからの)

n : 柱主筋本数

ϕ : 柱主筋一本の周長

ℓ_b : Bond Force伝達域長さ

m : 柱中間筋本数

E_w : 柱中間筋のヤング係数

a_w : 柱中間筋一本の断面積

τ_{av} : 接合部域柱主筋の平均付着応力度

(2) 適用結果

ここでは、前述の評価方法をNo3試験体に適用した結果を示す。

適用した柱中間筋の歪測定点は、接合部中央位置とした。(図5.58)この位置の柱中間筋は、柱断面の中立軸位置近傍にあり、曲げによる影響が小さい。

図5.59に、フープ筋の場合と同様に、各サイクル毎に、計算値と測定値の比較を示す。計算値は、各サイクルの最大荷重時についての歪増分量を求め、各サイクルの $P=0t$ の歪に加えて、最大荷重時の点を求めた。計算値の点線は、 $P=0t$ と最大荷重時の点を直線で結んだもので、測定値と比較してみると、大変近い値を示す。

尚、トラス機構の付着力伝達長さ l_b ($l_b = (D_b - d_c) - a_b$)は、 $P=3.0t \sim P=5.20t$ (最大荷重)における梁接合部端断面の圧縮域 a_b として、 a_b は8.0cmの実測値(2章「2.3.3」の2.8参照)が得られているのでこの値を用いて求めた。

総合的に判断して、ストラット域外の柱主筋の付着応力と、柱中間筋の歪増分とは、関連性があると十分に予想できる。

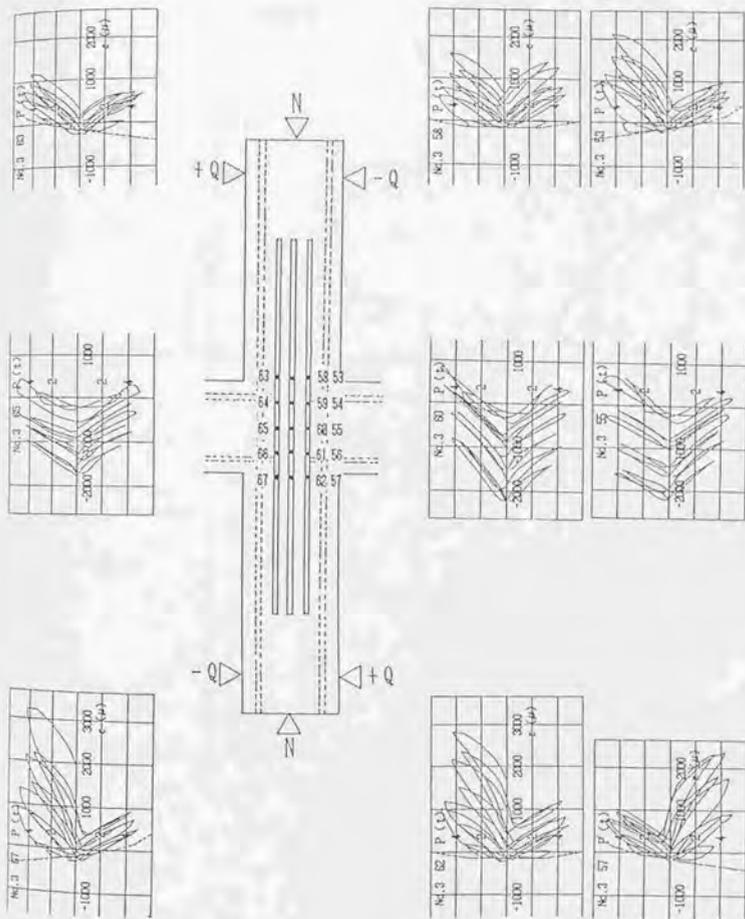


图5.58 №3 荷重 - 柱中間筋歪曲線

— 測定値
 --- 計算値

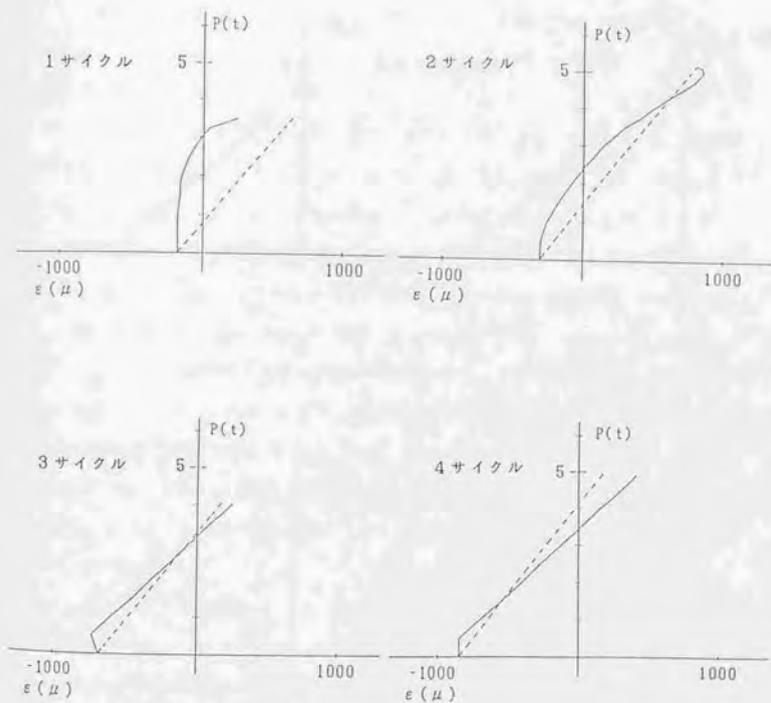
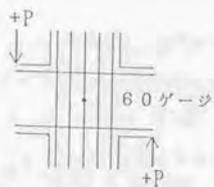


図5.59 №3 柱中間筋の歪（計算値）と測定値の比較
 （5サイクル以降は次頁に続く）

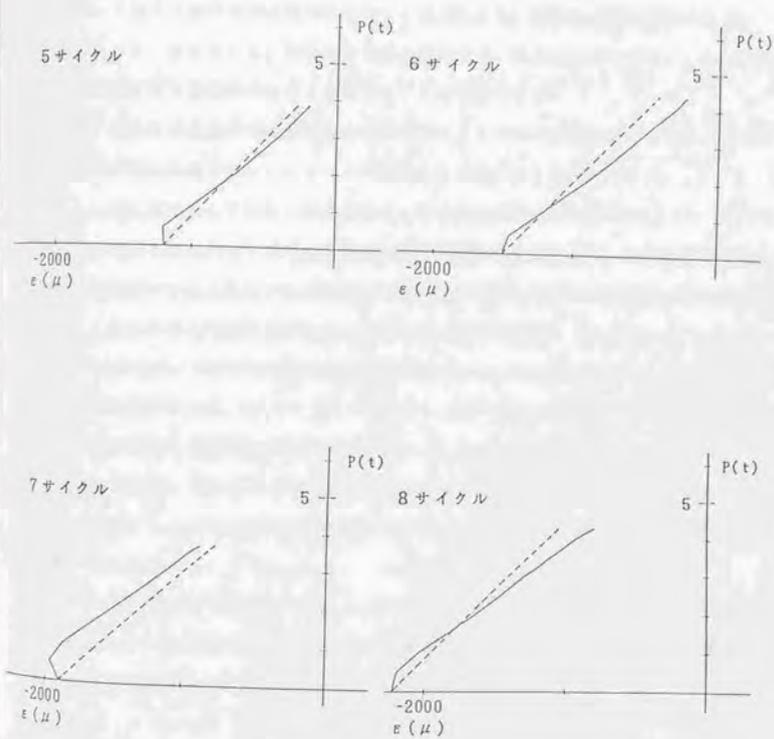


図5.59

4) 検討結果

各サイクルの荷重が零の時から最大荷重までの接合部補強筋（柱中間筋とフープ筋）の歪増分が、接合部全域でなく、「5.1.2の4)接合部終局時提案抵抗機構」のトラス機構における主たるストラット域外の主筋の付着力と関連すること・成立条件3-を示した。

接合部域主筋の平均付着応力度の値を用いてトラス機構における付着力の算定を行ったが、実際には主たるストラット域と域外の局所的付着応力度には違いがあることや、ストラット域の寸法の算定に問題があることを考えると、詳細な検討が必要である。しかしながら、少なくとも、接合部補強筋の歪増分は、接合部全域ではなく、トラス機構の引張側区間の主筋の付着力と関連することが理解できる。

一方、接合部補強筋の荷重が零の時の残留歪の大きさの評価は困難であるが、歪の原因は、ひび割れた接合部コンクリートの拘束性に起因するものと思われる。

尚、本項には掲載していないが、前述のような接合部補強筋（柱中間筋とフープ筋）の歪増分と主たるストラット域外の主筋の付着力とが関連することは、接合部破壊型から梁曲げ破壊型にわたる幾つかの試験体について、筆者等の各発表論文で示している。以下に、それら文献と試験体名を示す。（詳細は、各文献参照）

文献5.13)では、梁曲げ降伏後に接合部破壊するJ1: $\tau_{pmax}/F_c=0.40$ (τ_{pmax} :最大耐力時接合部せん断応力度、 F_c :コンクリート強度)、J1: $\tau_{pmax}/F_c=0.37$ の試験体について、フープ筋の歪増分と付着力の関係を示した。

文献5.14)では、梁曲げ降伏後に接合部破壊するN3: $\tau_{pmax}/F_c=0.45$ 、N4(N3に柱中間筋を配筋): $\tau_{pmax}/F_c=0.45$ の試験体について、フープ筋と柱中間筋の歪増分と付着力の関係を示した。

文献5.15)の梁曲げ破壊型BJ-A: $\tau_{pmax}/F_c=0.18$ 、BJ-B: $\tau_{pmax}/F_c=0.24$ 、梁曲げ降伏後に接合部破壊したBJ-C: $\tau_{pmax}/F_c=0.31$ の試験体についても、フープ筋と柱中間筋の歪増分と付着力との関係が成立することを確かめている。

5. 2 梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構

5. 2. 1 はじめに

接合部のせん断応力度が比較的高い場合に、梁曲げ降伏後に接合部がせん断破壊することがある。本節では、このような場合の接合部のせん断抵抗機構について、最初に既往の研究でせん断抵抗機構をどのように扱っているかを述べ、現状での考え方を整理し検討することとする。

5. 2. 2 梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構に関する既往の研究

現在、接合部のせん断抵抗機構を示し詳細に検討した文献は見あたらないのであるが、ここでは、定性的性質を述べている研究及び、その参考になる研究を紹介することにする。

1) 渡辺、野口の研究⁵⁻¹⁵⁾で、間接的に梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部のせん断抵抗機構を示していると思われるのでその内容を述べる。研究の目的は、梁降伏後に接合部がせん断破壊する時の架構としての限界変形について考察することである。接合部へのせん断応力度と柱・梁接合部の限界変形を図5.80の様に考え、次のことが成立することを実験的に示している。

① 接合部せん断応力度が小さい場合、大きな層間変形までは接合部コンクリートの圧壊（圧壊とは、コンクリートの剝落時点と見なしている）は、生じない。

一方、接合部せん断応力度が、大きくなるとその時の層間変形は小さくなる。

② 梁降伏前に接合部に圧壊が生じる場合には、その圧壊の領域が狭いこと、又、繰り返し加力による接合部コンクリートの劣化度が小さいため、高い接合部せん断応力度まで架構の強度は上昇する。即ち、狭い圧縮ストラットが、コンクリートの劣化で圧縮ストラットが広くなり、強度上昇することになる。

③ 接合部せん断応力度が大きいとき、梁主筋の付着の良悪による差が、最大耐力時の層間変形に現れない理由を次のように考えている。

梁主筋の付着が悪いと接合部対角線方向の圧縮ストラットの幅が狭く、集中的に圧縮応力が流れるので、接合部中央部の局部圧壊が生じるが、接合部全体の圧壊には至らず、その後若干強度上昇し、最大強度時変形も大きくなる。一方、梁主筋の

付着が良い場合には、圧縮ストラットは幅広く形成され、接合部中央部で圧壊するのは遅れるが、接合部全体が損傷を受けるので、その後、最大強度に達するまでの余裕が余りなく、圧壊が生ずるとすぐに最大強度に達するものと考えられる。

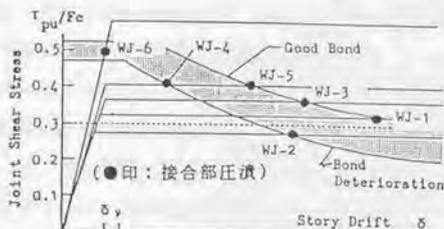


図5.80 Imaginary Joint Failure Points on Joint Shear Stress Story Drift Relationships

2) 青山博之編著の文献^{5.17)}では、詳細な機構を示している訳ではないが、その定性的性質を以下のように述べている。

梁降伏後に接合部せん断圧縮破壊が生じた場合、接合部のせん断終局強度は梁曲げ耐力と一致することになるが、梁曲げ降伏と同時に接合部がせん断圧縮破壊するわけではないので、これをせん断終局強度と呼ぶのは、不適切である。この場合、梁主筋の付着劣化によって接合部の主対角方向の斜めストラット・コンクリートに圧縮応力が集中し、さらに接合部パネルのひび割れたコンクリートの圧縮強度が繰り返し載荷によって低下するため、このストラット・コンクリートが圧壊すると考えられる。すなわち接合部のせん断終局強度は、ある固有の値から、変形の増大や繰り返し載荷によって徐々に低下すると考えるのが妥当である。

3) 寺岡、狩野^{5.18)}は、次のように定性的性質を述べている。

接合部せん断補強筋は、コンクリートのせん断ひび割れ発生直後には、その解放力を負担し、トラス的作用を荷う。その後接合部は、せん断入力が増大及び繰り返し荷重により、主筋の付着劣化の進行で、引張主筋の付着を通しての入力が圧縮コンクリートからの入力に転化して行き、圧縮ストラットへの入力が大きくなると共に、部材端部引張割の目開きの進行によるストラットへの部材端部からの拘束の減少とストラット幅の減少、更にはひび割れたコンクリートの圧縮強度の劣化とにより、圧縮ストラットのコンクリートが圧壊していく。

5. 2. 3 梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構の現状での考え方

ここでは、前述の既往の研究の接合部のせん断抵抗に関する考え方を説明できる接合部のせん断抵抗機構を類推してみることにする。

接合部のせん断応力度の比較的高い、梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部のせん断破壊は、梁が曲げ降伏するまでは、接合部端梁付根のコンクリートの圧縮応力度、ストラット機構の圧縮応力度は増加するが、梁降伏後は、梁主筋の引張合力が一定となり、ストラット機構の圧縮応力度が後述の理由から増加して、ストラット・コンクリートの破壊に至る。又、接合部域の梁主筋の付着劣化が生じると更にストラット機構の圧縮応力度は大きくなり、せん断破壊をし易くなる。

梁曲げ降伏後のストラット機構の圧縮応力度の増加は、次のように考えられる。図5.61に示す様に、梁引張筋の降伏後、梁接合部端コンクリートの圧縮合力 bC_c は一定値又は、付着劣化により増加するが、梁変形の増大により、接合部端梁断面の圧縮域が狭くなると共に、接合部コンクリートの圧縮ストラットも有効幅が狭くなり、圧縮応力度が増加する。その結果、ストラット圧縮応力度が、コンクリート圧縮応力度となりせん断破壊する。

尚、梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部では、接合部せん断応力度が増加しなくてもストラットの圧縮応力度が増加しストラットの圧縮歪は大きくなるため、接合部のせん断変形が増大する事になる。

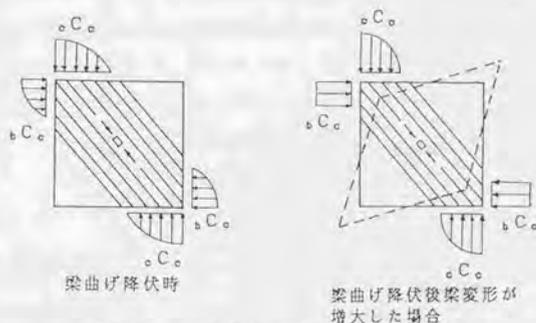


図5.61 梁曲げ降伏後のストラット機構の推移

5. 2. 4 梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構に関する考察

1) 梁曲げ降伏後の接合部のせん断抵抗機構について

接合部終局強度が接合部ストラットの圧潰により決定すると考えると、図5.62のように梁曲げ降伏後の変形の増加にともない接合部破壊する場合、終局強度時の接合部廻りの応力状態としては、梁及び柱接合部端コンクリート圧縮合力は大きく(梁及び柱せん断力は、ストラットに接合部端コンクリート圧縮合力方向とは逆方向に作用するので、接合部端コンクリート圧縮合力は大きくなる必要がある。)、圧縮応力度は、ほぼコンクリート圧縮強度(σ_{FC})となっている必要がある。このような状態でないと、接合部ストラット圧縮応力度もコンクリート圧縮強度(σ_{FC})となり、ストラットが、圧潰する事がないからである。このような接合部廻りの応力状態になるためには、柱の曲げ強度と柱せいが、梁のそれらと比較して、余り大きくなく、柱接合部端のコンクリート圧縮応力度がコンクリート圧縮強度とならなければならない。

以上のように考えると、梁曲げ降伏時には、既に、梁及び柱接合部端位置でコンクリート圧縮応力度は大きい値であると推測されるが、曲げ降伏後の層間変位の増大により、接合部ストラット幅とストラット応力度に関連する次の3つの事項がどの様に変化、影響(又、相互に影響)するかが重要となる。

- ①接合部域主筋の付着劣化
- ②梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮応力度と圧縮域の大きさ
- ③接合部域コンクリート圧縮強度の繰り返しによる低下

以下に、3つの事項について考察する。

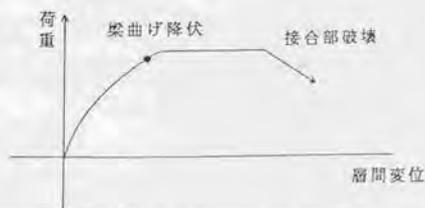


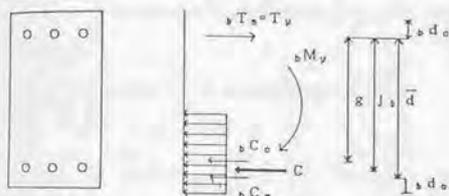
図5.62 荷重-層間変位(梁曲げ降伏後に接合部破壊する場合)

2) 接合部域主筋の付着劣化

2.1) 接合部域主筋の付着劣化と梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮合力・圧縮域との関連

梁曲げ降伏後の変形の増大により、接合部ひび割れ幅の増大、接合部域主筋の付着劣化が生じるとすれば、接合部端圧縮側の梁及び柱主筋が引張状態に移行し、梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮合力は増加すると共に、圧縮域は大きくなると思われる。この理由について、以下に梁及び柱各々について示すことにする。

(1) 梁の場合



〔記号〕

- ${}_b T_s = T_v$: 梁引張主筋応力 (降伏後、一定)
- ${}_b C_s$: 梁圧縮主筋応力
- ${}_b C_c$: 梁コンクリート圧縮合力
- C : 圧縮合力 (${}_b C_s + {}_b C_c$)
- ${}_b M_y$: 梁曲げ降伏モーメント
- g : 引張主筋の中心からコンクリート圧縮合力までの距離
- j_b : 梁断面応力中心間距離
- \bar{d} : 引張主筋の中心から圧縮主筋の中心までの距離
- ${}_b d_o$: 断面の梁主筋から最も近い縁までの距離

図5.63 梁接合部端断面の応力状態

梁曲げ降伏時、梁接合部端断面では、力の釣合から以下のような式が成り立つ。但し接合部域主筋の付着性状を、 $\bar{\alpha}$ を変数とし、梁接合部端引張側主筋応力 (${}_b T_s$) と圧縮側主筋応力 (${}_b C_s$) の関係を ${}_b C_s = \bar{\alpha} \cdot {}_b T_s$ で表現し、考慮することにする。

$\bar{\alpha} = 1$: 接合部域の付着状態が完全付着

$\bar{\alpha} = -1$: 接合部域の付着状態が付着無し

として考える。

断面の力の釣合より、

$$\begin{aligned} j_b &= {}_b M_y / T_v \\ {}_b C_s &= \bar{\alpha} \cdot T_v \quad (-1 \leq \bar{\alpha} \leq 1) \\ T_v &= {}_b C_c + {}_b C_s \\ \therefore {}_b C_c &= T_v - {}_b C_s \\ &= (1 - \bar{\alpha}) T_v \\ {}_b M_y &= T_v \cdot \bar{d} - {}_b C_c \cdot (\bar{d} - g) \\ &= T_v \cdot \{ (1 - \bar{\alpha})g + \bar{\alpha} \cdot \bar{d} \} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、 } bM_y &= T_y \cdot J_b \text{ より、} \\ J_b &= (1-\bar{\alpha})g + \bar{\alpha} \cdot \bar{d} \end{aligned}$$

接合部端梁断面の圧縮域の大きさの変化は、 g の変化を調べることにより把握することができる。即ち、 g が大きくなれば圧縮域は狭くなり、 g が小さくなれば圧縮域は大きくなる。

梁曲げ降伏耐力維持下での g の変化を考える。通常、圧縮側梁主筋は、接合部域の付着劣化により、引張へ移行する。即ち、完全付着から付着無しの状態に近づく傾向にあり、 α は、 $\bar{\alpha}=1$ から $\bar{\alpha}=-1$ に近づいていくものと考えられる。そこで $\bar{\alpha}=0$ 、 $\bar{\alpha}=-1/2$ 、 $\bar{\alpha}=-1$ の時の各々の g を求めることにより、梁降伏後の曲げ耐力維持下での g の変化を調べる。

A: $\bar{\alpha}=0$ の時(このときの g を g_A とする。)

$$\begin{aligned} J_b &= (1-\bar{\alpha})g_A + \bar{\alpha} \cdot \bar{d} \\ &= g_A \\ \therefore g_A &= J_b \sim \text{①} \end{aligned}$$

B: $\bar{\alpha}=-1/2$ の時(このときの g を g_B とする。)

$$\begin{aligned} J_b &= (1-\bar{\alpha})g_B + \bar{\alpha} \cdot \bar{d} \\ &= \left(1 + \frac{1}{2}\right)g_B - \frac{1}{2}\bar{d} \\ &= 1.5g_B - 0.5\bar{d} \\ \therefore g_B &= \frac{J_b + 0.5\bar{d}}{1.5} \\ \frac{g_B}{g_A} &= \frac{1+0.5(\bar{d}/J_b)}{1.5} \sim \text{②} \end{aligned}$$

C: $\bar{\alpha}=-1$ の時(このときの g を g_C とする。)

$$\begin{aligned} J_b &= (1-\bar{\alpha})g_C + \bar{\alpha} \cdot \bar{d} \\ &= (1+1)g_C - \bar{d} \\ &= 2g_C - \bar{d} \\ \therefore g_C &= \frac{J_b + \bar{d}}{2} \\ \frac{g_C}{g_A} &= \frac{1+(\bar{d}/J_b)}{2} \sim \text{③} \end{aligned}$$

上式は、曲げ耐力維持状態で一定値である J_b と引張鉄筋と圧縮鉄筋間距離 \bar{d} との大きさ関係により、

$$J_b \geq \bar{d} \text{ のとき、 } g_A = J_b > g_B > g_C$$

$$J_b < \bar{d} \text{ のとき、 } g_A = J_b < g_B < g_C$$

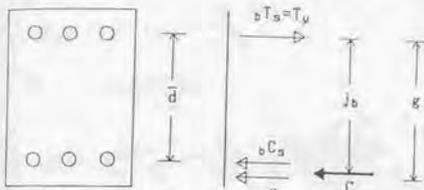
となる。

即ち、接合部域主筋の付着劣化が生ずると、 $J_b \geq \bar{d}$ の時、コンクリート圧縮合力 C_c の

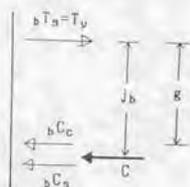
位置は、 g の値が小さくなる圧縮側鉄筋位置方向（ ${}_b C_s$ の位置）へ、一方、 $J_b < \bar{d}$ のとき、 ${}_b C_c$ の位置は、 g の値が大きくなる圧縮側鉄筋位置方向へと移動する。

いずれの場合も、接合部域の付着劣化が生ずると、コンクリート圧縮合力位置は、圧縮側鉄筋位置に近づくことになる。（次図参照）

$J_b \geq \bar{d}$ のとき



$J_b < \bar{d}$ のとき



ここで、 \bar{d}/J_b の値を考える。

$$J_b = 0.9(\bar{d} + {}_b d_c)$$

$$\therefore J_b - \bar{d} = 0.9 {}_b d_c - 0.1 \bar{d}$$

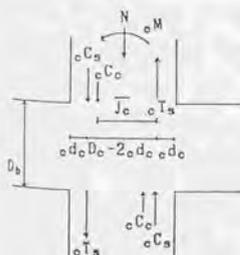
3章で用いた試験体では、ほとんどの場合 $\bar{d}/{}_b d_c \leq 8$ で、 $J_b - \bar{d} \geq 0$ 、 $J_b \geq \bar{d}$ である。従って、

$$\bar{d}/J_b \leq 1 \sim ④$$

①～④式より、 g_A 、 g_B 、 g_C を比較すると、 $g_A > g_B > g_C$ となる。A→B→Cと変化するに従って、即ち接合部域主筋が付着の無い状態に近づくにつれて、 g の値は、小さくなる事が分かる。

以上のことから、梁曲げ耐力維持下で、梁接合部端断面の圧縮域は大きくなり、圧縮ストラットの幅は大きくなると考えられる。梁接合部端コンクリート圧縮合力は、 ${}_b C_c = (1 - \bar{\alpha}) T_y$ から、付着劣化すると大きくなり、 ${}_b C_c = 2T_y$ まで最大増大する。

(2) 柱の場合



【記号】

- N : 柱軸力
- cT_s : 引張側柱主筋力（梁降伏後一定）
- cC_s : 圧縮側柱主筋力
- cC_c : コンクリート圧縮合力
- cM : 曲げモーメント
- c d c : 圧縮側及び引張側主筋芯から圧縮線及び引張線までの距離
- D_c : 柱せい
- J_c : 引張側主筋芯からコンクリート圧縮合力位置までの距離
- D_b : 梁せい

(2.1) 接合部域柱主筋の付着を考慮した柱接合部端コンクリート圧縮合力と圧縮域の

算定方法

①仮定

(a)接合部域の柱主筋の付着性状

接合部域平均付着応力度を接合部端引張歪と係数 α で表す。(「2.3.1」の2.4)参照)

$$\begin{aligned} \tau_{av} &= \alpha \left(e_{st} + \frac{N}{A \cdot E_c} \right) \\ &= \frac{(c T_s + c C_s)}{\phi \cdot D_b} \\ \alpha \left(\frac{c T_s}{a_t \cdot E_s} + \frac{N}{A \cdot E_c} \right) &= \frac{(c T_s + c C_s)}{\phi \cdot D_b} \\ \therefore c T_s + c C_s &= \left(\frac{\alpha \cdot \phi \cdot D_b}{a_t \cdot E_s} \right) c T_s + \left(\frac{\alpha \cdot \phi \cdot D_b}{A \cdot E_c} \right) N \end{aligned}$$

上式中の記号の意味は以下の通りである。

[記号]

- N:柱軸力、圧縮のとき正とする。
- α :定数
- ϕ :柱主筋全周長
- $c C_s$:圧縮側柱主筋力、圧縮を正とする
- e_{st} :接合部端引張側柱主筋歪
- A:柱断面積
- E_c :コンクリートヤング係数
- E_s :主筋ヤング係数
- a_t :引張側主筋断面積

(b) N, cM の作用下での $c T_s$ の値は、曲げ理論値に一致するものとする。

②断面釣合式

$$cM + N \times \frac{(D_c - 2c d_c)}{2} = c C_s \times (D_c - 2c d_c) + c C_c \times \bar{J}_c$$

$$c T_s + N = c C_s + c C_c$$

③柱接合部端コンクリート圧縮合力($c C_c$)及び、その位置までの引張側主筋芯からの距離(\bar{J}_c)

$$c C_c = c T_s + N - c C_s$$

$$\bar{J}_c = \frac{cM + N \times \frac{(D_c - 2c d_c)}{2} - c C_s (D_c - 2c d_c)}{c C_c}$$

(2.2) 接合部付着性状の柱接合部端コンクリート圧縮合力と圧縮域に対する影響

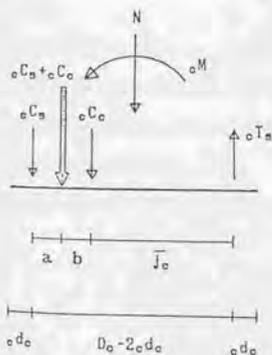
2章2.3.2で示した理論梁曲げ降伏時接合部せん断応力度が、 $\tau_{pu} / F_c = 0.47$ であるJ1試験体を例にとり、前述の「接合部域柱主筋の付着を考慮した柱接合部端コンクリート圧縮合力と圧縮域の算定方法」と「理論曲げ解析による方法」から各々、柱接合部端コンクリート圧縮合力(${}_c C_c$)と圧縮域の大きさを求め、比較検討し、付着の影響を調べることにする。

尚、接合部域の付着を考慮した場合のコンクリート圧縮合力とその位置について理論的には、以下のように考えられる。

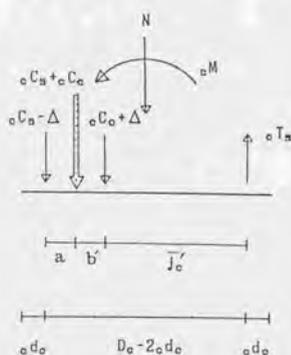
曲げモーメント ${}_c M$ と軸力 N の作用下の柱断面の応力状態を平面保持成立下と、圧縮鉄筋の引張側に移行した場合について、図(a)と図(b)に示す。

図(b)は、圧縮鉄筋の引張側への移行応力を Δ で表現し、その分、コンクリート圧縮合力が Δ だけ増加することを示したものである。

圧縮鉄筋応力とコンクリート圧縮応力の合力と合力位置は、図(b)の場合も変化しないのでコンクリート圧縮応力(${}_c C_c + \Delta$)は圧縮鉄筋位置の方向に移動することになる。



(a) 平面保持



(b) 柱圧縮鉄筋の引張側への移行

①使用試験体

使用試験体の形状・寸法及び使用材料は、以下の表の通りである。

コンクリートの性質

圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	E _{1/4} (t/cm ²)
275	23.4	285

鉄筋の性質

鉄筋種別	降伏強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (kg/cm ²)
D-19	3519	1.86×10 ⁶
D-16	3686	1.99×10 ⁶

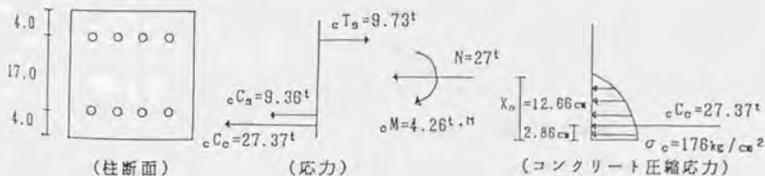
試験体名		J 1	
梁	b _b ×D _b	18cm×25cm	
	主筋	3-D19	
	P _t = P _o	2.28%	
柱	b _c ×D _c	25cm×25cm	
	主筋	4-D16	
	P _o	2.25%	
落高=1.4M, スパン=2.0M 柱軸力 N=27t			

②適用結果

通常、柱は梁の曲げ耐力より大きいので、具体的な検討は、柱が弾性領域である柱曲げ耐力の50%程度、 $cM = M_y/2 = 4.26t \cdot m$ について行う。

(a)曲げ理論解析結果

$cM = 4.26t \cdot m$ 時の柱断面曲げ解析結果は、以下の通りである。



(b) 接合部域柱主筋の付着を考慮した柱接合部端コンクリート圧縮合力と圧縮域

前述の「(2.1)接合部域柱主筋の付着を考慮した柱接合部端コンクリート圧縮合力と圧縮域の算定方法」に従って計算すると、

$${}^{\circ}T_n = 9.73t$$

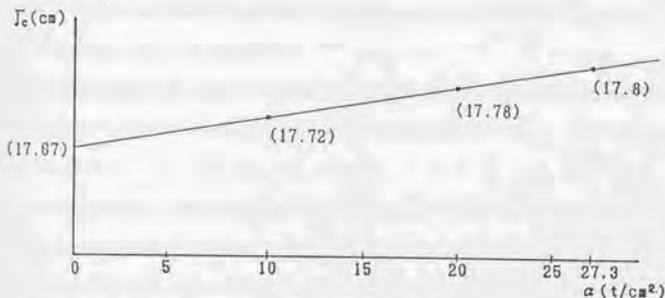
$${}^{\circ}C_n = 0.344\alpha - 9.73t$$

$${}^{\circ}C_o = 46.46 - 0.344\alpha$$

$$\bar{J}_o = (820.9 - 5.848\alpha) / (46.46 - 0.344\alpha)$$

通常 α の値は、実験結果を用いて求めたものによると、 $\alpha = 27.3t/cm^2$ (5.19) である。

ここでは、 α が $0 \leq \alpha \leq 27.3$ で変化するとし、 α と \bar{J}_o の関係を求めてみると下図のようになる。



(c) 曲げ理論及び付着を考慮した場合の柱接合部端コンクリート圧縮合力と圧縮域の比較

前述の両者の比較を次の表に示す。尚、コンクリート圧縮域の大きさ X_n は、付着を考慮して求める場合 $X_n = 2(D - {}^{\circ}d_o - \bar{J}_o) = 2\bar{X}$ とした。

	\bar{J}_o	\bar{X}	${}^{\circ}C_o$	$\sigma_o = {}^{\circ}C_o / (b_o \cdot 2\bar{X})$
曲げ理論	18.1cm	2.86cm	27.37t	191kg/cm ²
$\alpha = 27.3$	17.8cm	3.20cm	37.07t	232kg/cm ²
$\alpha = 0$	17.67cm	3.33cm	46.46t	279kg/cm ²

注) X : 圧縮線からコンクリート圧縮合力位置までの距離

表から理解できるように、付着性状が悪くなると、コンクリート圧縮合力、圧縮応力度、圧縮域は、共に大きくなる。

2.2) 接合部域主筋の付着劣化が生ずる原因について。

前述のように、接合部域主筋の付着劣化が生ずるとすれば、接合部端梁及び柱位置のコンクリート圧縮合力と圧縮域は大きくなる。梁曲げ降伏後の接合部せん断応力度一定状態で、接合部域主筋の付着劣化(すべり)の生ずる原因は、以下の①、②と考えられる。

① 接合部域での梁主筋降伏域の拡大。

② 接合部のひび割れたコンクリートの繰り返しによるひび割れ幅の拡大などによる性状劣化。この原因により、柱主筋の接合部域付着劣化は、生ずると考えられる。

このことについては、後述の「4) 梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体の梁曲げ降伏後の接合部域柱主筋の付着性状」で述べている。

3) 梁曲げ降伏後の梁及び柱接合部端の圧縮域の大きさと接合部のひび割れたコンクリートの繰り返しによる圧縮強度低下

梁曲げ降伏後の層間変位の増加時には、梁変形は増加するが、弾性域である柱の変形は接合部コンクリートの性状劣化に伴う付着劣化が生じない限り、余り増大しないと思われる。

梁変形の増加は、接合部域梁主筋の付着劣化(接合部内梁主筋降伏域の拡大、接合部域コンクリートの繰り返しによる劣化)による梁主筋の接合部域からの抜け出しと接合部域へのめり込みに主に、起因している。従って、接合部端梁の圧縮域は、梁主筋の抜け出し量が大きくなると、小さくなる傾向があるが、逆に、接合部端圧縮側梁主筋の引張への移行により、圧縮域は大きくなる傾向がある。いずれにしても、前述の検討結果より、梁接合部端の圧縮域のコンクリート圧縮応力度は、コンクリート圧縮合力の増加により大きくなると予想される。

柱変形が増加しない場合は、2)「接合部域主筋の付着劣化」の検討から柱接合部端の圧縮域及びコンクリート圧縮合力は大きくなることはない。従って、梁曲げ降伏後の層間変位の増加により、接合部破壊に至ることはない。柱変形が増大するのは、柱主筋は降伏してないのであるから、接合部のひび割れたコンクリートの繰り返しによるひび割れ幅の拡大などによる性状劣化を伴う柱主筋の付着劣化による抜け出しによるものである。従って、このような場合には、柱接合部端コンクリートの圧縮合力と圧縮応力度は大きくなり、接合部破壊に至ると思われる。

以上から、梁曲げ降伏後に接合部破壊となるには、梁曲げ降伏後の一定接合部せん断

応力下で繰り返しによる接合部コンクリートの性状劣化がなければならないことになる。

4) 梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体の梁曲げ降伏後の接合部域柱主筋の付着性状

以下に、実験例を用いて、梁曲げ降伏後の接合部域柱主筋の付着性状について述べることにする。

2章2.3.1で示したNo1、No3を実験例にとり、柱主筋接合部域付着性状について述べる。

(1) 実験概要 (詳細は、2章参照)

試験体は、No1、No3で、その相違は接合部域の梁主筋の加工にあり、寸法等は、全て同一である。No1では加工しておらず、No3では、パラフィンを主筋リブ面より1mm～2mm程度厚く塗布してある。

最大耐力は、No1では梁主筋が梁接合部端より約7cm接合部内で降伏したことが確認され、接合部ストラットが圧潰して最大耐力(2サイクル)に至った。一方、No3では梁主筋が降伏することなく接合部ストラットが圧潰し始め、同時に梁接合部端の圧潰、剥落が柱面より15～20cm区間で顕著になり、最大耐力(4サイクル)に至った。従って、No3は梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体にはあたらない。

(2) 柱主筋の接合部域付着性状

No1、No3の柱主筋の接合部域平均付着応力度(τ_{av})と梁せん断力(P)及び接合部端柱主筋の引張側歪(ϵ_{st})との関係は、既に、5.1.3項の図5.18～図5.23に示した。No1では、梁曲げ降伏した(2サイクル)後の耐力低下の生じない状態(3サイクル)で、接合部域柱主筋平均付着応力度(τ_{av})は劣化している。一方、No3では、梁主筋は降伏せず、最大荷重(4サイクル)の一定荷重下で、接合部域柱主筋の平均付着応力度(τ_{av})は、若干劣化している。従って、このような場合は、柱接合部端コンクリート圧縮力が大きくなる。

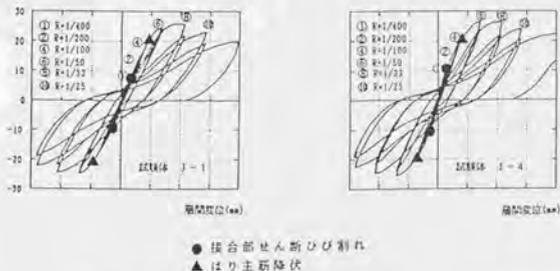


図5.64 層せん断力-層間変形関係

以上の結果から、№1, №3, いずれの場合も、最大荷重以降の一定荷重下で、接合部端圧縮側柱主筋は、コンクリートの性状劣化による引張側に移行することが理解できる。

図5.64に、 $R=1/50$ 以前に梁主筋が降伏し、しかも $R=1/50$ の繰り返しでは、接合部変形成分の増大が余り顕著でない典型的な梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体の例5-20¹⁾を示す。接合部端圧縮側柱主筋歪の引張側への移行に加えて、この例のように、梁主筋が降伏した後に、若干の耐力上昇を示すので、柱付根のコンクリート圧縮合力は更に、増大する結果となると考えられる。

5. 2. 5 考察結果

梁曲げ降伏後に接合部破壊したと言われている試験体では、梁曲げ降伏後に、梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮合力とコンクリート圧縮応力度の増大が生じる。このようになる原因は、一定の接合部せん断力作用下での梁及び柱主筋の接合部域での付着劣化が生じることによるもので、この点に関して、既往の実験結果から接合部域での付着劣化の原因は、梁主筋に関しては、梁主筋降伏域の拡大及びコンクリート性状劣化、柱主筋に関しては、コンクリート性状劣化によることが理解できた。尚、柱主筋については、接合部域柱主筋の歪は、接合部域コンクリートのひび割れにより、引張側にシフトとする。このことが、又、柱接合部端コンクリート圧縮合力を大きくする。

以上のように、梁曲げ降伏後に接合部破壊する場合の原因は、単なる層間変位の増加にともなう、梁接合部端のコンクリート圧縮域の減少ではなく、むしろ、前述の原因による梁曲げ降伏後の層間変位の増大にともなう接合部端の梁及び柱接合部端コンクリートの圧縮力、圧縮域、圧縮応力度の増大にあると説明できる。当然のことながら、接合部ストラットの圧縮応力度も大きくなるので、梁曲げ降伏後の接合部せん断変形も進行することになる。

5. 3 まとめ

本章では、「接合部の終局強度時抵抗機構、接合部補強筋（フープ筋と柱中間筋）の挙動」、「梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構」について各々検討した。以下には、これら検討より得られた結論を示す。

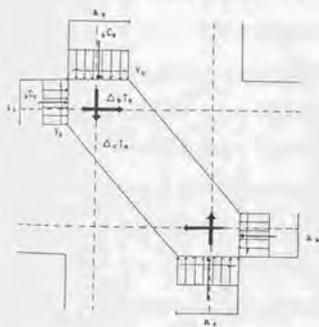
(1) 接合部終局強度時抵抗機構と接合部補強筋（フープ筋と柱中間筋）の挙動

接合部終局強度時抵抗機構

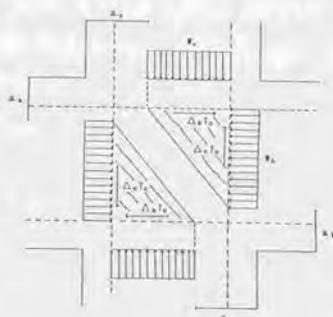
接合部抵抗機構は、次のように考えられる。

接合部への作用外力は、下図に示すようにストラット機構とトラス機構の2つの機構により伝達される。

接合部終局強度は、接合部のせん断ひび割れ発生以後に形成される主たるコンクリート圧縮ストラット機構に依存する。



ストラット機構



トラス機構(一方向載荷時)
柱中間筋のある場合

接合部終局強度時には、ストラット機構図に示すような梁及び柱接合部端コンクリート圧縮力等、その他からなるストラット合力が、主たるストラットの強度となり接合部破壊する。

一方、接合部への作用外力により生じる応力の中で、ストラット機構で消費されない主たるストラット域外の付着力は、接合部補強筋との間にトラス機構を形成する。このような場合、各サイクルのストラット域外の付着力は、コンクリートの残留ひび割れ幅の影響による接合部補強筋の各サイクルの残留歪以降の歪増分を生じさせる応力と釣合状態となる。

接合部終局強度時抵抗機構の検証

実験結果より、前述の抵抗機構を接合部終局強度時には満足する以下の事項が確認できた。

- ① 接合部域の主筋の付着劣化にともない、接合部圧縮ストラット合力が増加する応力伝達機構となり、終局時（最大耐力時）には、主たるストラットの圧縮応力が、コンクリートの圧縮強度近傍となる。
- ② 同一の形状・寸法であっても接合部域主筋の付着性状が異なる場合、見かけ上の耐力は異なるが、最大耐力時のストラットへの圧縮合力は同じとなった。この場合、接合部終局強度時には、接合部域の主筋の付着の良い試験体は、ストラット機構図に示すように、主筋から力が付着力として、主たるストラット域外の接合部コンクリートに流れ、主たるストラットに加わる圧縮合力が、接合部域の付着の悪い場合と比較して小さくなる。そこで、接合部の付着性状が良い場合は、主筋から力が主たるストラット域外の接合部コンクリートに伝達されるため、接合部終局強度時のストラット合力になるのが遅れ、接合部終局耐力が大きくなる。

更に、前述のような抵抗機構は、接合部終局強度に関する特徴として知られている以下の事項を満足している。

- (a) 梁曲げ降伏後に接合部破壊する型では、一義的には接合部終局強度は決定せず、その終局強度は、接合部破壊型より相対的に大きい場合がある。
- (b) コンクリート強度は、接合部終局強度に支配的影響を及ぼすが、接合部補強筋量は影響があるが、一次的影響因子ではない。又、軸力も影響を与えない。
- (c) 梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の終局耐力は、梁理論曲げ耐力にほぼ等しく、梁主筋は、歪硬化域には達する場合はない。

以上のように、接合部終局時抵抗機構がストラット機構に依存するとした抵抗機構と実験結果との間には、対応性がみられ、マクロ的にみれば成立すると思われる。但し、繰り返し荷重下での接合部コンクリート強度の劣化とストラットの大きさ、及び、接合部有効幅の取り扱いには問題がある。

接合部補強筋の挙動

梁曲げ破壊型、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型、接合部破壊型各々の各サイクルの荷重が零のときから最大荷重までの接合部補強筋（柱中間筋とフープ筋）の垂増分が、少なくとも、接合部全域ではなく、接合部引張側区間の主筋の付着力と関連することが

理解できた。

一方、接合部補強筋の荷重が零のときの残留歪の大ききの評価は困難であるが、歪の原因は、ひび割れた接合部コンクリートの拘束性に起因するものと思われる。

前述の接合部補強筋（柱中間筋とフープ筋）の挙動に関する検討結果は、次のような既往の実験結果をも説明している。

- ①接合部補強筋の量は、接合部終局強度とその時の接合部変形にはほとんど影響しない。しかしながら、接合部終局強度後の接合部変形の進行と接合部耐力低下の防止に関連する。
- ②接合部補強筋の歪は、接合部域主筋の付着性状と関連性をもち、接合部補強筋量が多いと歪は小さくなる。

(2) 梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構

梁曲げ降伏後に接合部破壊する場合の原因は、単なる層間変位の増加にともなう、梁接合部端のコンクリート圧縮域の減少ではなく、むしろ、梁曲げ降伏後の層間変位の増大にともなう接合部域での主筋の付着劣化による梁及び柱接合部端コンクリートの圧縮力、圧縮域、圧縮応力度の増大にある。一定の接合部せん断力作用下での梁及び柱主筋の接合部域での付着劣化に関しては、既往の実験結果から、梁主筋に関しては、梁主筋降伏域の拡大及びコンクリート性状劣化、柱主筋に関しては、コンクリート性状劣化によることが理解できた。尚、接合部域柱主筋の歪は、接合部域コンクリートのひび割れ等による影響により引張側にシフトする。このことが、又、柱接合部端コンクリート圧縮合力を大きくする。

5章引用文献

- 5.1) 日本建築学会編：地震荷重と建築構造の耐震性(1976)
1976, p.178
- 5.2) 森田司郎, 角徹三：鉄筋コンクリート柱・はり接合部における梁軸筋の接合部からのめけ出しについて, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1972, pp1099-1100
- 5.3) 角徹三, 浅草肇, 佐藤俊二：RC柱・梁外部接合部の耐力機構に関する実験的研究(その1, 実験計画及び破壊性状、その2, 接合部の応力、変形の詳細)、日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987, 10, pp.647~650
- 5.4) 柴田拓二, 後藤康明, 黒岩秀介, 城攻：RC十字形柱梁接合部のせん断抵抗性状に対するせん断補強筋の効果, コンクリート工学年次論文報告集11-2, 1989, 6, pp.543~548
- 5.5) 小林裕, 瀧正俊, 小谷俊介, 青山博之：鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の実験的研究, コンクリート工学年次講演会論文集, 1984, 8, pp.653~656
- 5.6) A. J. Durrani, J. K. Wight: Experimental Study of Interior Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading, 8th, WCEE, vol. VI, 1984, pp.429~436
- 5.7) A. J. Durrani, J. K. Wight: Behavior of Interior Beam to Column Connections under Earthquake-Type Loading, ACI Journal, vol. 82, No. 3, May-June, 1985, pp.343~349
- 5.8) 北山和宏, 栗栖浩一郎, 小谷俊介, 青山博之：梁主筋付着を良くした梁降伏型骨組接合部の履歴特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985, 10, pp.293~294
- 5.9) 野口博, 寺崎浩：地震時応力を受ける鉄筋コンクリート柱・梁接合部に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985, 10, pp.291~292
- 5.10) 野口博, 栗栖浩一郎：鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987, 10, pp.627~628
- 5.11) 後藤康明, 金谷憲司, 黒岩秀介, 小林敏夫, 城攻, 柴田拓二：RC柱・梁接合部内の梁筋付着性状と骨組の挙動に与える横補強筋の影響(そのI, そのII, そのIII), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987, 10, pp.621~626
- 5.12) 渡辺一弘, 野口博：鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の耐力と変形性状, コンクリート工学年次論文報告集10-2, 1988, 6, pp.497~500

- 5.13) 上村智彦、長塚典和：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集10-3, 1988. 8, PP. 519~524
- 5.14) 上村智彦、柏崎隆志：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に対する柱中間筋の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集, 1989. 10, PP. 435~438
- 5.15) 竹崎真一、永井覚、上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991. 9, PP. 803~808
- 5.16) 渡辺一弘、野口博：鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の耐力と変形状に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集, 1990. 5, PP. 49~58
- 5.17) 青山博之編著：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法、技報堂出版, 1990. 8, PP. 267~271
- 5.18) 寺岡勝、狩野芳一：RC内柱・梁接合部パネルのひび割れたコンクリートの圧縮強度低減係数、コンクリート工学年次論文報告集13-2, 1991. 6, PP. 501~506
- 5.19) 上村智彦、荒井雅子：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊機構に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集9-2, 1987. 6, PP. 183~188
- 5.20) 河口俊郎、塩原等、小河原信、佐藤達郎：高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた柱・はり接合部の実験、コンクリート工学年次論文報告集, 12-2, 1990. 6, PP. 627~6