

論文 圧接コブ重ね継手を有する PCa 梁の構造性能に関する研究

角 彰^{*1}・山田政雄^{*2}・木村秀樹^{*3}・宮内靖昌^{*4}

要旨：中央部に接合部を設け、鉄筋を圧接コブ重ね継手とした PCa 梁の力学性状を把握することを目的として実験を行った。載荷は中央集中荷重と両端の逆対称正負交番荷重である。重ね継手長さ、継手配列法、継手部分のせん断補強筋量を変えて実験を行い、継手長さが 15×鉄筋径以上あり、適切な補強を行えば、中央接合部付着破壊は生じず良好な変形能力を示すことがわかった。

キーワード：PCa 大梁、重ね継手、圧接コブ

1. 目的

鉄筋コンクリート造のプレキャスト化技術は地球環境保護、施工の合理化を目指して益々その必要性が叫ばれている。プレキャストを進めていく上では、PCa 部材の接合法の改良は重要な技術テーマの一つである。本研究は PCa 梁の主筋継手を合理化し、PCa 化の促進を図ることを目的としている。

筆者等は PCa 梁の接合位置を曲げ降伏ヒンジの発生する部材端でなく、地震時応力の最も小さな中央部分に設け、この接合部での鉄筋継手として圧接コブ重ね継手を採用することとした。本継手は鉄筋端部に圧接コブを設け、支圧効果により、継手長さを半分程度に短くし、簡便で確実な鉄筋継手を目標としたものである。すでに、中央純曲げモーメント状態での単調および繰り返し実験を行い基礎的なデータを得てきた(文献 1,2))。

本研究は高層 PCa 建物を対象として、より実構造物に即して、本継手の構造性能を確認することを目的として行ったものである。実験はハーフ PCa スラブ付き、中央接合部をもつ PCa 梁試験体に中央集中荷重と地震時逆対称正負交番荷重を与えた。試験体は継手長さ、鉄筋配列法、あばら筋配筋量を変えた 8 体である。

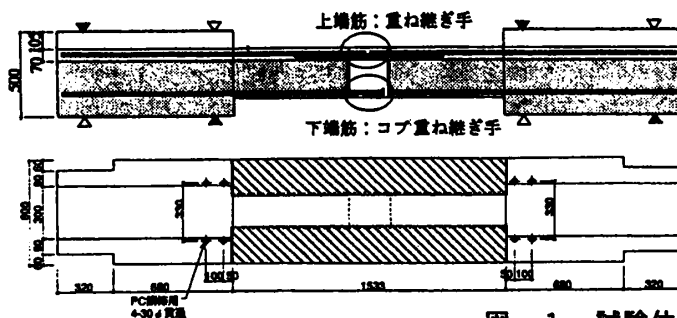
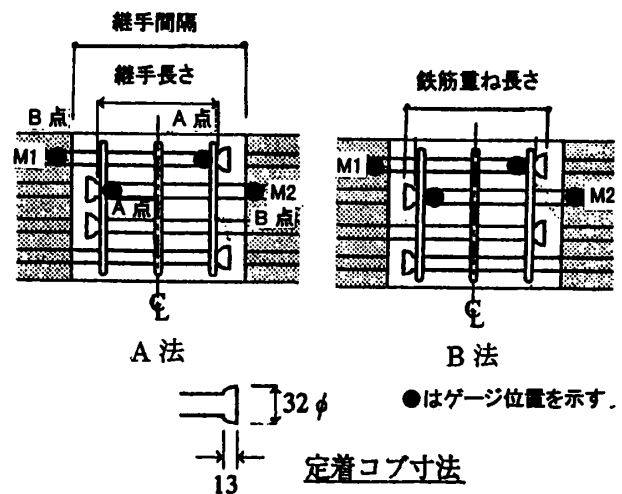


図-1 試験体形状

* 1 (株)竹中工務店大阪本店設計部 副部長 工博 (正会員) * 2 同左 工修 (非会員)
* 3 (株)竹中工務店技術研究所主任研究員 工博 (正会員) * 4 同左 工修 (正会員)

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は実大の 1/3 スケールとした高層 RC 建造物の半 Pca 梁を想定した 8 体である。試験体寸法は、梁幅 20cm, 梁高 29cm の矩形断面で、スラブの効果を取り入れるため T 型梁としている。半 Pca 梁およびハーフプレキャスト合成床版を想定し、プレキャスト部分と現場施工部分のコンクリートを打ち分けている。梁中央部の Pca 部端部には深さ 10mm のシアコッターを設けている。梁主筋は、上下筋とも端部 4-D16(SD345)とする。中央部分では下端筋はコブ重ね継手で半数のみを継いでいる。上端筋は梁中央で切断し、外側の主筋 2 本のみを D10(No.1~4)、D13(No.21~24)にて添え筋形式の重ね継手(30d)としている。試験体形状を図-1、試験体 8 体の諸元を表-1 に示す。試験体の変数は、①コブ重ね継手長さを 10.5d, 15d, 20d, 継手無しのものとする。②コブ重ね継手の配列を変える。A 法は左側梁の外側主筋が右側梁の内側主筋と重ね継手を構成する。B 法は外側と内側主筋が交互に重ね継手を構成する。③継手部せん断補強筋の形状、ピッチを変える。No.1~3 は 8φ 中子付き補強筋を @168、No.4 は中子無し補強筋を @84 とした。一方、No.21~24 は細径の鉄筋 5φ を @30 で密に配した。

試験体の設計は材端部の曲げ降伏先行型とし、中央後打ち部手前で止まっている主筋に対しても付着長さを取れるよう設計した。なお、付着設計に際し、半 Pca 梁であるため梁上端筋の付着耐力は低減しない。表-2 に使用鉄筋の機械的性質を示す。

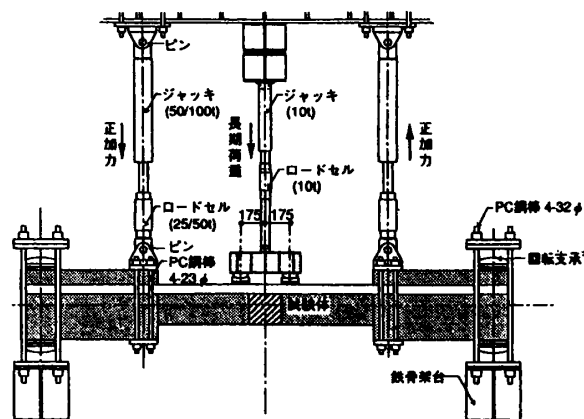


図-2 載荷方法

表-2 鉄筋の材料試験結果

試験体	種類	降伏応力度 N/mm ²	引張応力度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²	降伏 ひずみ	伸び率 (%)
No.1	D16 SD345	375	565	195000	1960	19.1
No.2	D10 SD295A	367	508	191000	1965	17.9
No.3	U8 KSS785	1029	1138	218000	4821	12.1
No.4	D6 SD295A	328	525	175000	1914	18.1
No.21	D16 SD345	363	565	195000	1960	19.1
No.22	D13 SD295A	333	484	218000	1805	20.3
No.23	U8 KSS785	1029	1138	218000	4821	12.1
No.24	U5 KSS785	872	100	212000	4204	11.0
	D6 SD295A	361	561	202000	1817	19.6

U8, U5, D6 は、0.2% の永久伸びに対する応力とする
降伏ひずみは、(降伏応力度 / ヤング係数) とする。
伸び率の標点距離は 8d とする。

表-1 試験体一覧

試験体	梁端部		継手部				コンクリート強度 (後打ち) 先打ち N/mm ²	中央 荷重	最大耐力 Q		破壊 モード
	あばら筋 ピッチ mm	あばら筋 比 %	継手方法 継手長さ	鉄筋 重ね長さ mm	あばら筋 セット数	あばら筋 比 %			計算値 kN	実験値 kN	
No.1	4-U8@145	0.693	A法 10.5d	(235)194	4-U8-2セット	1.196	(27.6)28.2	有	106	95	付着
No.2	4-U8@145	0.693	通し	(235)	4-U8-2セット	1.196	(27.6)28.2	有	106	122	曲げ
No.3	4-U8@125	0.804	A法 10.5d	(235)194	4-U8-2セット	1.196	(27.6)28.2	無	106	124	曲げ
No.4	2-U8@70	0.718	A法 10.5d	(235)194	2-U8-3セット	0.897	(27.6)51.6	有	106	107	付着
No.21	4-U8@145	0.693	A法 10.5d	(235)194	2-U5-7セット	0.818	(23.2)23.9	有	106	104	付着
No.22	4-U8@145	0.693	B法 10.5d	(235)194	2-U5-7セット	0.818	(23.2)23.9	有	106	115	付着
No.23	4-U8@120	0.837	B法 15d	(310)266	2-U5-9セット	0.736	(23.2)23.9	有	106	122	曲げ
No.24	4-U8@104	0.957	B法 20d	(390)346	2-U5-12セット	0.736	(23.2)23.9	有	106	124	曲げ

あばら筋 U8, U5 は高強度鉄筋 KSS785 を示す。継手長さの d は、梁主筋呼び径を示す。

鉄筋重ね長さ寸法は、圧接コブ端から端までの最外寸法。() 内は、継手部分の間隔寸法を示す。

最大耐力計算値は、 $Q_y = \Sigma M_y / l$ 、 $M_y = 0.9at \cdot ft \cdot j$ 。破壊モードの付着は梁中央部で、曲げは梁端部での破壊を示す。

2.2 載荷方法

実建物で想定される長期荷重レベルの中央集中荷重を作用させたまま、地震時の変形に相当する、左右逆対称変形を材端部に与えた。長期荷重は両端固定梁の中央曲げモーメントによる下端主筋応力が 50N/mm^2 となるよう集中荷重 12kN を与えた。両端逆対称変形は部材角 $R=\pm 2.3\times 10^{-3}\text{rad}$ をそれぞれ 1 回、その後 $\pm 5, 7.5, 10, 15, 20, 30, 40, 50\times 10^{-3}\text{rad}$ を各 2 回与えた。図-2 に載荷方法を示す。

2.3 測定方法

計測は試験体の変位、鉄筋のひずみ、ひび割れの発生状況について行った。変位は加力点における鉛直変位を測定した。また試験部分の曲げ変形を求めるために部材に沿った区間相対変位を測定した。鉄筋のひずみは、梁主筋の端部および中央継手部分、せん断補強筋においては材端および中央後打ち部において計測した。

3. 実験結果

3.1 ひび割れおよび破壊状況

いずれの試験体も、梁中央に長期荷重相当を載荷した時点で、梁中央下端（後打ちコンクリートの打ち継ぎ部）に曲げひび割れが発生した。材端部に逆対称変形を与えて行くと、梁端部に曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生した。



写真-2 中央部最終破壊状況 (No. 4)

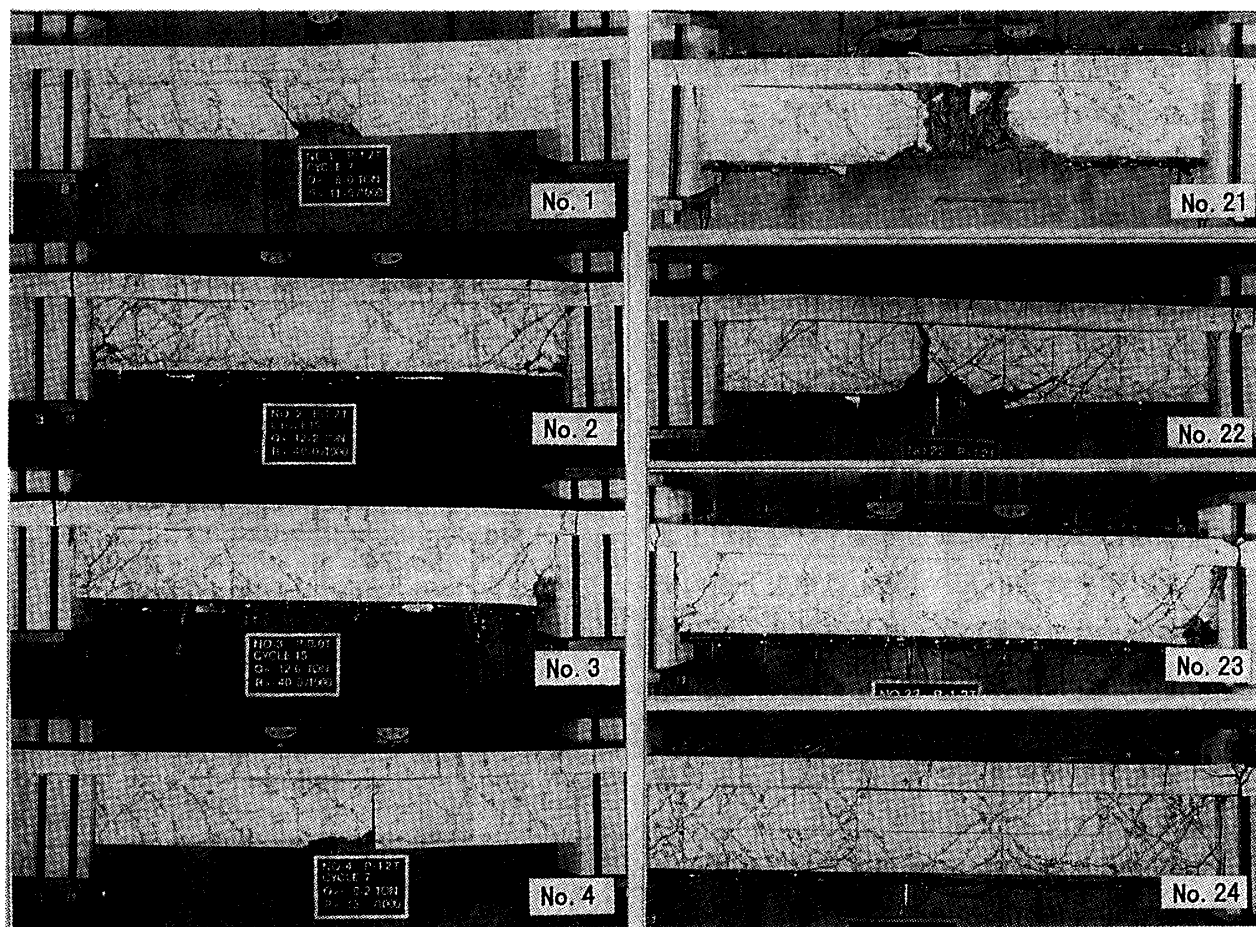


写真-1 最終破壊状況および $40 \times 10^{-3}\text{rad}$. の状態

その後、梁中央部の後打ちコンクリート部下面で重ね継手の梁主筋に沿ったひび割れ、後打ちコンクリート部分のせん断ひび割れの発生が相前後して起こった。

変形角が進むに連れて、No.1、4、21、22の試験体（いずれも継手長さ 10.5d）は後打ちコンクリート下面のひび割れが進展し、下面コンクリートが剥落していった。

No.1、4 は $R=7.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近で主筋が降伏し、最大荷重に達し $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近で、後打ちコンクリート部の重ね部分のコンクリートが圧壊、はく落し、梁中央の内部鉄筋 2 本が抜けるようなひび割れが進展して、梁中央のたわみが急増し破壊に至った。

No.21、22 は同じく $R=7.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近で主筋が降伏し、中央後打ち部分下面のひび割れが進展すると共に $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近では PCa 梁部と後打ち部のひび割れ巾が 3mm 程度にひろがった。 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度で中央後打ち部コンクリートが大きく剥落した。No.21 では $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、No.22 では $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大耐力に達した。

鉄筋継手の無い No.2、中央荷重のない No.4、コブ継手長さが 15d の No.23、20d の No.24 はいずれも中央部のひび割れは進展せず、材端部の損傷により終局に至った。継手のない No.2 は中央下面の主筋に沿ったひび割れは発生せず、梁端部曲げひび割れ、せん断ひび割れ、中央後打ち部せん断ひび割れと順に発生し、その後、全長に渡って曲げせん断ひび割れが進展した後、材端部が圧壊した。中央荷重のない No.3 は中央下面の主筋に沿ったひび割れが、後打ち部せん断ひび割れに先行して生じた以外は No.2 と同じで、 $R=\pm 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大せん断力に達した。

重ね継手長さを大きく、かつ後打ち部補強筋を細径でピッチを細かくした No.23、24 はいずれも材端部の損傷が進展して終局に至った。中央後打ち部での下面ひび割れやせん断ひび割れは、幾分 No.1~4 より遅く発生

している。梁端部の損傷は No.23 では $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ より、No.24 では $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ より進展した。これは材端部の補強筋量の違いによると考えられる。いずれも $R=\pm 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大せん断力に達した。変形角が大きくなるにつれて梁と床の上下方向のズレが大きくなり $R=\pm 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ では中央部分では 5mm 程度となった。

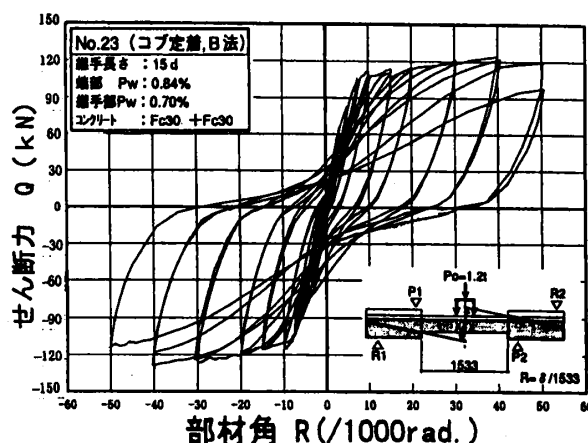
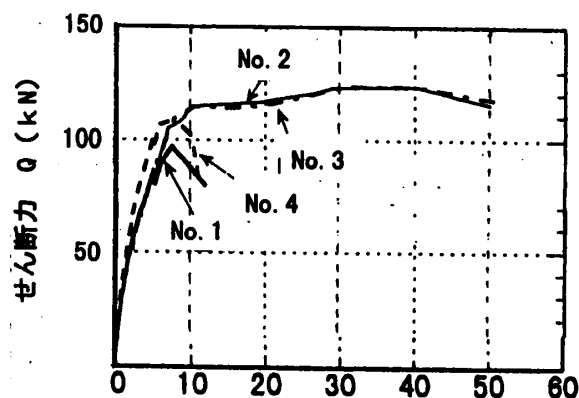
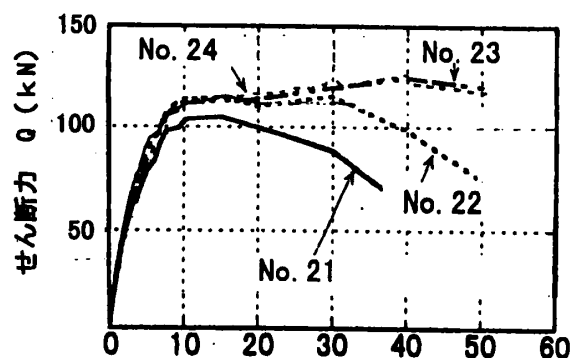


図-3 Q-R 関係 (No. 23)



部材角 R (1000rad.)



部材角 R (1000rad.)

図-4 荷重-部材角包絡線

表-1に示す破壊モードの「付着」は中央後打ち部の破壊を、「曲げ」は材端部の曲げ圧壊による破壊を示す。写真-1には各試験体の最終状態を示す。写真-2には中央部付着破壊したNo.4試験体の中央部最終状態を示す。

3.2 荷重-部材角関係

図-3に試験体No.23のせん断力-部材角関係を示す。図-4に各試験体のせん断力-部材角包絡線を示す。せん断力とは材端部反力の平均値をとっている。部材角は両端鉛直変形から求めた試験体部の部材角としている。継手長さ10.5dで中央部補強筋ピッチが大きいNo.1、4試験体は $R=7.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重に達し、付着破壊で、その後、急速に耐力低下した。同じく10.5dの重ね長さを有する細径でピッチが細かい補強筋のNo.21は $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大耐力となり補強筋ピッチの違いが現れている。また鉄筋配列法をB法としたNo.22は $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大耐力に達し、その後、緩やかに耐力低下している。B法の配列は内側鉄筋の圧接コブからの支圧反力が互いに釣り合うことから継手としての性能が高いと推定される。継手長さが15d以上のNo.23、24はいずれも $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大耐力に達し良好な曲げ降伏型の変形性状を示している。

包絡線からも継手の無いNo.2と同様の性能であることがわかる。またNo.3の中央荷重が無い場合も同様の良好な性能を示していることから中央荷重のレベルが継手性能に重要な影響を持つことがわかる。

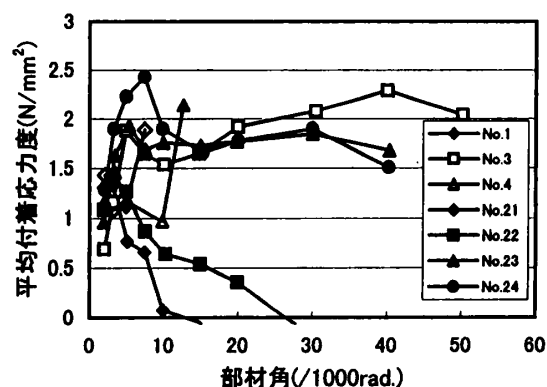


図-5 付着応力度推移 (M2)

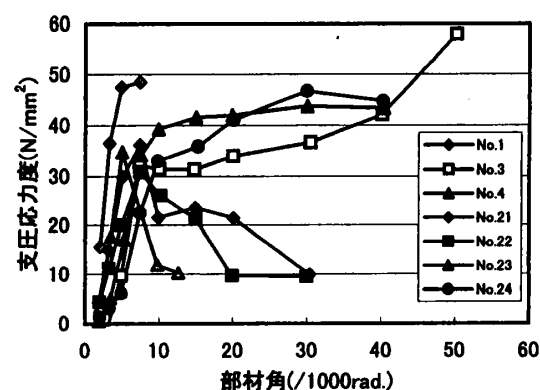


図-6 支圧応力度推移 (M2)

表-3 重ね継手部鉄筋応力

	試験体	部材角 10^{-3}rad	せん断力 Q kN	鉄筋応力度		支圧応力度		付着応力度		全付着応 力度ft N/mm²	付着割裂 強度 τ_u N/mm²	ft τ_u
				σ_{1b} N/mm²	σ_{1a} σ_{1b}	f _b N/mm²	$\frac{f_b}{\sigma_b}$	f _h N/mm²	$\frac{f_h}{f_a}$			
M1 正方向	No.1	7.5	89	228	0.63	48.2	1.75	1.65	0.45	3.89	3.83	1.02
	No.2	50.0	108	192				1.41	0.39			
	No.3	50.0	116	290	0.53	50.8	1.84	2.71	0.75	4.65	3.83	1.21
	No.4	7.5	101	170	0.54	30.3	1.10	1.56	0.43	2.73	3.83	0.71
	No.21	7.5	90	205	0.37	25.3	1.09	2.54	0.75	2.99	3.64	0.82
	No.22	7.5	101	198	0.52	34.7	1.49	1.86	0.55	3.18	3.64	0.87
	No.23	40.0	117	336	0.35	38.0	1.64	3.12	0.92	3.80	3.27	1.16
	No.24	40.0	116	375	0.30	38.0	1.64	2.92	0.86	3.50	3.07	1.14
M2 負方向	No.1	-7.5	-86	239	0.61	49.5	1.76	1.85	0.51	4.02	3.83	1.05
	No.2	-50.0	-106	159				1.12	0.31			
	No.3	-50.0	-111	275	0.63	57.9	2.10	2.00	0.55	4.68	3.83	1.22
	No.4	-5.0	-76	162	0.64	34.8	1.26	1.15	0.31	2.77	3.83	0.72
	No.21	-7.5	-90	141	0.77	36.2	1.56	0.65	0.19	2.58	3.64	0.71
	No.22	-7.5	-89	135	0.68	30.8	1.32	0.85	0.25	2.36	3.64	0.65
	No.23	-30.0	-119	256	0.51	43.7	1.88	1.81	0.54	3.18	3.27	0.97
	No.24	-30.0	-117	307	0.46	46.7	2.01	1.86	0.55	3.01	3.07	0.98

4. 圧接コブ継手部鉄筋応力の検討

継手部鉄筋応力計測値より圧接コブ継手部分の付着応力、コブ部分の支圧応力を求める。

$$fb = \sigma_a \times Ar / (Ak - Ar) \quad (1)$$

$$fh = (\sigma_b - \sigma_a) \times Ar / (L \times \phi) \quad (2)$$

fb : 支圧応力度 fh : 付着応力度

σ_a : A点鉄筋応力度 σ_b : B点鉄筋応力度

Ar : 鉄筋断面積 ϕ : 鉄筋周長

Ak : コブ断面積 L : A-B 間距離

表-3 に B 点の鉄筋応力が最大の時点での、支圧応力、付着応力および圧縮強度(σ_b)比、短期許容付着強度(f_a)比を示す。またその時点の部材角、せん断力を M1, M2 鉄筋それぞれについて示す。M1 鉄筋(外側)が最大になるのは正加力時、M2(内側)は負加力時である。最大鉄筋応力時に支圧応力は約 50%以上を負担している。また M2 鉄筋は M1 にくらべ支圧応力が大きく付着応力が小さい。これは M2 は梁の内部側の鉄筋でありコブ部分の支圧が有効に働くためである。

各試験体の M2 鉄筋の f_a , f_b の推移を図-5, 6 に示す。耐力低下の激しかった No.1, 4, 21, 22 は $5 \sim 10 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の間に急激に各応力は低下している。初期は付着が大きく、変形が大きくなると付着応力が低下し、支圧応力が増加する傾向にある。付着破壊の生じなかった試験体では付着、支圧共に $40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ まで一定値を維持している。

重ね継手始端(B点)の応力を全重ね長さで除し、コブ支圧力を含んだ全付着応力度 f_t を求める。これと文献 3) 学会「重ね継手の全数継手設計指針(案)」に示す以下の重ね継手付着割裂強度 τ_u と比較する。この際横補強筋の効果は無視している。

$$\tau_u = (2.7 + 0.5b_i + 25d/l_s) F_c^{0.3} \quad (3)$$

$$b_i = (b - 2Nd)/(Nd)$$

d : 鉄筋径 l_s : 継手長さ

F_c : コンクリート強度 b : 梁幅

N : 継手組数(2)

表-3 に示す f_t/τ_u によれば、付着破壊

を生じた試験体は No.1 を除いて、支圧負担分も含んだ全付着応力度 f_t は重ね継手付着割裂強度 τ_u に達していない。適切に補強され、重ね長さが 15d 以上あれば(3)式に示す付着割裂強度を発揮することがわかる。

5. まとめ

荷重-部材角関係から以下のことがわかる。

- ① 中央継手部が付着破壊した試験体は曲げ耐力計算値にはほぼ達したが、変形能力に乏しい性状を示した。
- ② 中央荷重がある場合は 15d 以上の重ね継手長さをとれば継手がない場合と同じ、材端曲げ破壊の性状を示す。
- ③ No.21 と No.22 の比較から、圧接コブ継手配列は A 法より B 法が優れている。
- ④ No.1, 4 と No.21 の比較では継手部のあばら筋は鉄筋量よりピッチが小さく外側に配筋する方が効果的である。

鉄筋応力から以下のことがわかる。

- ① 本継手では圧接コブの支圧力がほぼ 50%の力の負担をしている。
- ② 梁内部側の鉄筋は外部側に比べて付着より、支圧の負担が大きい。
- ③ 初期には付着力の分担が大きいが変形が大きくなり付着が低下すると支圧の分担が大きくなる。
- ④ 支圧力も含めた全付着応力(f_t)で表わした時、圧接コブ継手は 15d, 20d の継手長さがあれば重ね継手付着割裂強度(τ_u)を発揮する。

【謝辞】本研究にあたり、常に暖かいご指導を頂きました京都大学名誉教授森田司郎先生に、ここに厚くお礼申し上げます。

【参考文献】1) 吉屋英行ほか「圧接コブを有する異形鉄筋重ね継手工法に関する実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集 pp. 145 ~146 1993. 9 2) 吉屋英行ほか「圧接コブを有する異形鉄筋重ね継手工法に関する実験的研究(その2)」日本建築学会大会学術講演梗概集 pp. 211~212 1994. 9 3) 日本建築学会「重ね継手の全数継手設計指針(案)・同解説(1996)」pp. 29 1996. 2