論文 部材中央に重ね継手を有するハーフプレキャストコンクリート梁の 曲げせん断実験

白井 佑樹^{*1}·島崎 和司^{*2}·金本 清臣^{*3}·戸澤 正美^{*4}

要旨:部材中央で主筋が連続せずに主筋に沿うようにして鉄筋(添筋と呼称)を配し重ね継手とすることで 接合し一体化したハーフプレキャストコンクリート梁の曲げせん断実験を行い,鉄筋の付着応力度と有効断 面について検討を行った。鉄筋の付着応力度を仮定した分布から評価すると,主筋は精度よく,添筋は主筋 と比べ精度が低かった。主筋が連続する鉄筋コンクリート梁と同様に部材を一体とした有効断面を用いると, 剛性は精度よく評価でき,曲げ降伏耐力の計算値は1段目主筋と2段目主筋の降伏荷重の間の値となった。 **キーワード**:ハーフプレキャスト梁,重ね継手,付着応力度,添筋

1. はじめに

部材中央で分割したハーフプレキャスト(以降, HPCa) 梁を工場生産し、現場で左右の部材主筋に沿う鉄筋を配 し重ね継手により接合する工法が可能となれば施工性の 向上が期待される¹⁾。また,部材一部を現場打ちコンク リート用型枠とすることでさらなる改善が見込まれる。 なお本論で主筋に沿って配筋する鉄筋を添筋と呼称する。

梁に作用するせん断力はトラス機構によって伝達され ると仮定すると,主筋の付着性状が重要となる。特に HPCa 梁部材で主筋が連続していない場合は,添筋への 応力伝達を確認する必要がある。また,部材一部を型枠 として用いるために納まりから主筋を途中で折り曲げる ことを想定すると,部材有効断面を検討する必要がある。

既往の研究^{1,2)}で,添筋が降伏しない範囲での曲げせん 断性能は,主筋が連続した鉄筋コンクリート梁と同等で あると示されている。一方で,添筋降伏後に付着割裂破 壊が生じると耐力低下が生じることが指摘されている。

本論では、主筋から添筋への付着応力度の伝達と HPCa とした部材での有効断面について検討することを 目的とした梁の曲げせん断実験を実施する。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を,図-1 に試験体形状を示す。 試験体は全4体であり,その大きさは実大の約40%縮小 とした。試験体はHPCa梁部材,あと打ちコンクリート, 及びスタブからなっており,左右の部材の主筋は連続し ていない。また,2段目主筋はカットオフされている。

左右の HPCa 梁部材をそれぞれ個々に製作し,中央に 10mmの目地を設け突合せ,あと打ちコンクリートによ り一体化している。このとき,左右の主筋に沿うように

表-1 試験体一覧

試験	部材断面	内法 スパン	主筋	せん断	添筋 (上下端共)		
体	$b \! imes \! D$	L	(上下端共)	補強筋			
No.	mm	mm					
1	400×320		C 4 D10		5 D1(
2	400×240	2500	0+4-D19	1 D (0 50	5-D16		
3	220400		5 5 D10	4-D6@50	4 D16		
4	320×400	2000	5+5-D19		4-D16		





 4 [39.3] 3.00
 1

 *1: 材料試験に拠る (JIS A 1108 に準じた), *2:材料試験

 による (JIS Z 2241 に準じた)。

添筋を配し、主筋との重ね継手とした。重ね継手長さは 580mm (30 d_b 以上、 d_b は主筋径)とした。またコンクリートの打設は、全て梁上端を上面にして行った。

HPCa 梁部材の一部区間(B断面)はあと打ちコンク リートのための型枠として用い,厚さ35mmでひび割れ 防止用の溶接金網(¢2.6@50)を配した。あと打ちコン クリートと接する面には,写真-1に示すような,深さ 5mmのシアコッタ(25×25,50×200[mm])を設けた。

試験体両端のスタブは鋼管で補強し,主筋はスタブ端 部のエンドプレートに溶接接合されている。

実験パラメータは,部材断面と内法スパン*L*を主として,主筋本数,添筋本数等を変えた。

図-2に部材断面を示す。主筋には SD490-D19 ねじ節 鉄筋を用い,その配筋は上下端同様で2 段配筋とした。 B 断面区間で HPCa 梁部材の下端コンクリートを避ける ため下端1段目主筋を折り曲げており,試験端部と中央 部で部材断面が異なる。添筋には SD490-D16 竹節鉄筋を 用い,その配筋も上下端で同様としたが,部材鉛直方向 に,鉄筋間隔確保のために主筋に対して横並びと縦並び の重ね継手が混在している。せん断補強筋には高強度の KSS785-S6 を用い,その配筋は@50 とした。

内法スパン L は試験体 No.1~3 で 2500mm, No.4 で 2000mm とした。せん断スパン比 (*M/Qd*) は試験体 No. 順に, 4.9, 7.1, 3.8, 3.0 である。ただし有効せい *d* は 2 段配筋を考慮して算出し, 危険断面位置である試験体端 部上下端での最小値を用いた。

表-2 に試験体の材料特性を示す。コンクリートの設計基準強度 F_c は全て 48N/mm² とした。実験時の HPCa 梁部材のコンクリート圧縮強度 σ_B は 58.5~63.3N/mm² 程度であり、あと打ちコンクリートと同程度であった。



図-6 実験終了時ひび割れ状況

2.2 実験方法,及び計測項目

図-3 に載荷セットアップ状況を示す。載荷は長期荷 重下で地震力により逆対称曲げを受ける梁を模擬した。 試験体の一端は反力フレームに,他端は載荷ビームに固 定されている。載荷ビームには載荷用アクチュエータと 回転制御用アクチュエータが接続され,パンタグラフに よって載荷時の面外変形が拘束されている。載荷用アク チュエータの作用線は試験体中央を通り,回転制御用ア クチュエータによって左右のスタブを平行に保持した。 長期荷重は試験体中央から左右にそれぞれ 250mm の位 置に 50kN を与えた。長期荷重の反力は反力フレームか らとっている。実験は,始めに長期荷重を与えた後,長 期荷重を保持しながらせん断力を載荷した。

試験体に作用するせん断力は長期荷重を受ける断面を 境にして異なるが、本論では右端断面に作用する載荷用 アクチュエータと回転制御用アクチュエータの合力をせ ん断力 Q とした。なお、試験体の自重を支えた状態で両 アクチュエータの荷重を零とした。

図-4 に載荷履歴を示す。載荷履歴は部材角 R で定義 した。正負交番漸増繰返し載荷とし、最終サイクルは R=+1/20rad まで載荷を行った。R は左右両スタブの鉛直 方向変位δを内法スパンL で除して求めた。

計測項目は、各アクチュエータの荷重 P1、P2、左右両

スタブの鉛直方向変位*δ*,鉄筋の歪度,及びひび割れ状況 である。図-5 に歪ゲージ貼付位置を示す。ひずみゲー ジは鉄筋の表裏に貼付し,保護養生テープを巻きつけた。 鉄筋に溝加工等は施していない。

3. 実験結果

3.1 破壊性状とせん断力 Qと部材角 Rの関係

図-6 に試験体側面の実験終了時ひび割れ状況を, HPCa 梁部材とあと打ちコンクリートの打継面と併せて 示す。全ての試験体で実験の初めの長期荷重載荷時には ひび割れは確認されなかった。その後,部材角 *R*=+1/800rad 時に試験体端部の曲げひび割れが生じた。 *R*=1/100 程度で試験体中央部のせん断ひび割れが顕著に なった。全ての試験体で,HPCa 梁部材とあと打ちコン クリートの鉛直打継面を通るひび割れ幅が大きく, *R*=+1/20rad 時に最大で3.5mm 程度となった。但し,この ひび割れ発生によるせん断力*Q*の低下は見られなかった。 一方で,水平打継面,及び左右の HPCa 梁部材を突合せ た試験体中央のひび割れ状況は一般断面と同様であった。

図-7にせん断力 Q と部材角 R の関係を,正載荷時の みを抽出して示す。ただし、負載荷も以下と同様の傾向 であることを確認している。図中に主筋と添筋に貼付し た歪ゲージより鉄筋が降伏歪度に達した点、及び最大せ



ん断力 Q_{max} , また計算値として, 曲げ降伏耐力 Q_{y} , 終局 せん断耐力 Q_{su} , 降伏点剛性 ${}^{3}\alpha_{y}S$, 及び付着破壊の影響 を考慮したせん断信頼強度 V_{bu} を併せて示す。主筋が降 伏歪度に達した点に関して, 1 段目主筋と 2 段目主筋を それぞれ示す。なお, 計算値は文献 ${}^{3,4)}$ より求めた。 Q_{y} は危険断面位置が曲げ降伏モーメント M_{y} に達したとき の Q である。 M_{y} は上下端で異なるが,最小値を用いた。 Q_{su} は部材断面で最小の有効せい d を用いた。 $\alpha_{y}S$ は菅野 式により危険断面で導出し,長期荷重を考慮して 50kN シフトさせている。

図-7 より,初めて主筋が降伏したのは全ての試験体 で端部上端1段目で,その後2段目降伏まで剛性の大き な低下は見られない。試験体 No.1,3,4 は部材角 R=+1/67rad 時から降伏が生じ,R=-1/50rad 時には両端部 の全主筋が降伏した。その後 No.1,3 ではRの増大に伴い せん断力Qは増大し,R=+1/20rad 時に最大せん断力 Q_{max} に達した。No.4 ではR=+1/20rad 時に下端添筋の降伏も 確認され, Q_{max} に達した。No.2 はR=+1/50rad 時から主 筋の降伏が生じ,R=+1/20rad 時には両端部の全主筋が降 伏し,その後 Q_{max} に達した。

全試験体でせん断補強筋は降伏しなかった。

破壊性状に関して、全試験体でせん断力Qと部材角Rの関係は実験終了時まで安定しており、耐力の低下も見られない。このことから、曲げ破壊が生じたと考える。

図-7より, 危険断面での曲げ降伏耐力 Q, は1段目主 筋と2段目主筋の歪が降伏歪度に達した点の間となった。 図-7より, 降伏点剛性 α, S は試験体 No.1, 2, 3 の主



筋の歪が降伏歪度に達した点を良く捉えている。一方で, 試験体 No.4 に対してはせん断力 Q が大きくなると,剛 性を大きく評価した。これは,内法スパンLが小さくせ ん断変形が大きかったためと考える。また,試験体主筋 に SD490 を用いているが, a,S は菅野式より導出したた め,全試験体に対して大きく評価する傾向にあった。

3.2 歪度性状

図-8に試験体No.1の試験体端部の全主筋降伏時にお ける主筋と添筋の軸方向応力度分布を示す。軸方向応力 度は,鉄筋の材料試験からBi-Linearに仮定した応力度と 歪度の関係を用いて,鉄筋の歪度から求めた。図中には, 主筋の降伏応力度*o*yを併せて示す。また,併せて後述す る主筋の軸方向応力度の評価結果を示す。

図-8 より,既往研究と同様の傾向が確認できた。つ まり,1 段目主筋はテンションシフトし,下端添筋には 長期荷重により大きな引張応力度が作用している。

試験	全主筋降伏 せん断力	配筋条件			付着応力度				軸方向応力度					
		応力中心	テンションシ	鉄筋長さ		1段目主筋		2段目	添筋		1段目主筋	添筋	添筋	
		間距離	フト長さ					主筋				上端	下端	
体	Q_{u}	j	d ' *1	l_a	l_b	l_c	$ au_1$	$ au_1$ '	$ au_2$	$ au_{ m s}$	$ au_{ m s}$ '	σ_1	$\sigma_{ m s}$	$\sigma_{\! m s}{}^{ m au}$
	kN	mm	mm	mm			N/mm ²				N/mm ²			
1	294	224	256	394			1.94	3.09		1.66	-0.79	375	100	197
2	194	154	176	474	350	230	1.79	2.95	2.56	1.66	-0.80	357	100	246
3	336	289	330	320			1.32	3.68		3.55	-0.29	447	295	386
4	442			70	400	180	1.90	4.18	3.20	3.42	-1.38	507	281	345

表-3 付着応力度と軸方向応力度の算出

4. 付着応力度と軸方向応力度の検討

梁が曲げ破壊したときの主筋,添筋の付着応力度と軸 方向応力度を評価し,実験結果と比較する。主筋と添筋 の付着応力度は以下の仮定を用いて評価する。すなわち, せん断力はトラス機構により伝達され,一般断面では式 (1)が成立つとする。また,主筋,添筋の付着応力度は, 同一断面で一定とし,1段目主筋のみテンションシフト を考慮する。ただし,長期荷重による曲げモーメントの 影響は,試験体中央でのみ考慮することとする。付着応 力度分布の仮定を図-9に示す。また,実験での鉄筋の 付着応力度_をは式(2)より求める。

$$\sum \tau \varphi = Q_u / j \tag{1}$$

ここで, Q_uは試験体両端部全主筋が降伏したとき試験体 中央に作用していたせん断力[N], *j*は応力中心間距離で 部材端部での有効せい *d*に 7/8 を乗じた値[mm]である。 なお, Q_uは断面解析による両端部主筋降伏時のせん断力 と最大で1割の差があった。

$$\tau_e = \frac{\Delta \varepsilon \cdot EA}{\varphi \cdot \Delta l} \tag{2}$$

ここで、 τ_{e} は図-5に示す位置の歪ゲージより求め、 $\Delta \varepsilon$ は隣接する歪ゲージの歪度の差, *EA* はその鉄筋の軸剛性 [N]、 ϕ はその鉄筋の周長[mm]、 Δl は隣接する歪ゲージ間 距離[mm]である。

2 段目主筋の付着応力度τ₂ は,試験体端部で降伏応力 度σ_yに達し,に示すように鉄筋の軸方向応力度を直線分 布と仮定すると,式(3)より求めることができる。

$$\tau_2 = \frac{\sigma_{y m} a}{l_2 \cdot m \varphi_2} \tag{3}$$

ここで, $_ma$ は主筋断面積[mm²], $_m\phi_2$ は2段目主筋周長 [mm], l_2 は2段目主筋長さ[mm]である。

次に,式(1)を用いて,式(4)より1段目主筋付着応力度 τ₁を求める。

$$\tau_1 \sum_m \varphi_1 + \tau_2 \sum_m \varphi_2 = Q_u / j \tag{4}$$

ここで, m (p1 は 1 段目主筋周長[mm]である。

さらに,式(5)より1段目主筋と添筋が重なる断面での 1段目主筋軸方向応力度 *σ*₁を求め,式(3)と同様に式(6) *1: 試験体端部の有効せい d'を用いた



から1段目主筋付着応力度
$$\tau_1$$
を求める。
 $\sigma_1 = \sigma_y - (\tau_1 \cdot m \varphi_1 \cdot l_a) / m a$ (5)

$$\tau_1' = \frac{\sigma_1 \cdot a}{(l_b + l_c) \cdot \phi_1} \tag{6}$$

また, 添筋について図-9より, 式(1)を用いて, 式(7), (8)より添筋付着応力度_で, たを求める。

$$\tau_1' \sum_m \varphi_1 + \tau_2 \sum_m \varphi_2 - \tau_s \sum_s \varphi = Q_u / j \tag{7}$$

$$\tau_1' \sum_m \varphi_1 - \tau_s' \sum_s \varphi = Q_u / j \tag{8}$$

ここで,_s*q*₁は添筋周長[mm]である。

最後に,式(9)より試験体中央の添筋の軸方向応力度 σ_s を求める。またここで,長期荷重による応力を考慮し,下端筋軸方向応力度 σ_s 下を式(10)で求める。

$$\sigma_{s} = (\tau_{s} \cdot l_{b} + \tau_{s}' \cdot l_{c}) \times (s \varphi / s a)$$
⁽⁹⁾

$$\sigma_s^{\mathsf{T}} = \sigma_s + M_0 / \sum_s a \cdot j \tag{10}$$

ここで, *M*₀は長期荷重による試験体中央の曲げモーメン ト[Nmm]である。

以上より,主筋と添筋の付着応力度τと軸方向応力度σ が求まった。表-3 に付着応力度分布の算出に用いた値 とその結果を示す。図-10 に実験結果と評価結果の対応 を示す。また,図-8 に評価したσを併せて示す。なお, 図-10 には,試験体左右で全主筋が降伏したときに引張 力が作用する鉄筋のみを示している。



図-10 付着応力度の実験結果と評価結果の対応

図-8 で評価した軸方向応力度と実験値を比較すると, 仮定した付着応力度分布によって軸方向応力度を精度よ く評価できている。2 段目下端主筋ではその応力度を小 さく評価したが,1 段目主筋と同様に概ね評価できてい ると考える。

図-10より主筋ついて,仮定した付着応力度分布は, 試験体中央の1段目,2段目主筋の付着応力度を精度よ く評価できている。これは,図-8の結果と対応する。 添筋の付着応力度に関して,主筋と比べるとその精度は 低く,試験体 No.3では大きく評価する傾向にあった。一 方で,全試験体に対して最大の付着応力度を概ね評価で きていると考える。

5. まとめ

試験体中央で主筋が連続せず,添筋を用いて重ね継手 をすることで接合し一体化した HPCa 梁の鉛直荷重を与 えた状態での曲げせん断実験を行い,主筋と添筋の付着 応力度とその部材有効断面について検討を行った。得ら れた知見を以下に述べる。

- HPCa 梁部材とあと打ちコンクリートの鉛直打継面でのひび割れを最大ひび割れとして確認した。しかし、これによる耐力の低下は見られなかった。
- 2) 主筋と添筋の付着応力度分布の評価法を提案し,試験 体両端の全主筋降伏時を対象に実験結果との対応を 確認した。主筋について,仮定した付着応力度分布に よって精度よく評価することができた。一方添筋につ いて,評価精度は低下するが最大の付着応力度を概ね 捉える結果であった。

- 試験体中央の添筋の軸方向応力度を長期荷重の影響 を考慮して評価した。
- 4) せん断力と部材角関係において,降伏点剛性は主筋が 連続した鉄筋コンクリート梁と同様に評価できるこ とを確認した。算定した曲げ降伏耐力は,1 段目主筋 と2 段目主筋が降伏した荷重の間の値となった。

謝辞

本研究は神奈川大学と清水建設株式会社の共同研究に より行われました。関係者各位に多大なご助言を賜りま した。深く感謝の意を示します。

本研究の実験実施にあたり,神奈川大学技術職員・佐 藤宏貴氏,また神奈川大学島崎研究室学生には多大なご 協力を頂きました。ここに深く感謝の意を示します。

参考文献

- 熊谷仁志,金本清臣,戸沢正美,黒瀬行信:中央部 に添筋重ね継手を有する鉄筋コンクリート梁の構 造性能,日本建築学会大会学術講演梗概集,No.23044, pp.87-88, 2003.09
- 2) 中澤春夫,戸沢正美,刑部章,淵本正樹:スパン中 央に添え筋重ね継手を有する RC 扁平梁の構造性能 に関する実験,日本建築学会大会学術講演梗概集, No.23029, pp.105-106, 2012.09
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造保有水平耐力 計算規準(案)・同解説,2016.04
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証 型耐震設計指針・同解説,1999.08