

ヒンジリロケーション機構を有するRC扁平梁の構造実験

学籍番号 1915043 鳥居 太樹

指導教員 丸田 誠

逆対称梁実験 ヒンジリロケーション 機械式継手
 プレキャスト 機械式定着 扁平梁

1. はじめに

高層建築物における鉄筋コンクリート架構では、品質・生産性の向上に寄与するプレキャストコンクリート(PCa)工法の需要が高まっている。さらに梁降伏先行型の全体崩壊形を目標とする高層建築物では、梁には優れた靱性能、柱梁接合部には損傷低減が求められる。そこで、梁端部を梁一般部より強度を上げ、接合部の塑性化を防ぎ靱性能を有するヒンジリロケーション(HR)機構が検討・開発されてきた¹⁾。

本研究では機械式継手および機械式定着したカットオフ筋により、HR機構(図1)さらに、空間の有効活用を目的とする若干の扁平梁(図2)を採用した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体諸元を表1に、試験体形状・配筋の一例を図3に示す。一段筋に強度・径が異なる主筋を機械式継手により繋ぎ、カットオフした二段筋の一部に機械式定着具を施すHR機構である。高層集合住宅における梁の約1/2スケールを想定し、ヒンジ計画位置(継手先端)はスタブ面から320mmの計6体の逆対称加力実験を行った。基準試験体(No.1)は断面寸法(b:梁幅×D:梁せい)を400mm×350mmの扁平梁、コンクリート設計強度 F_c を48N/mm²、内法スパンLを2200mmとした。パラメータは曲げ曲げ余裕度(端部曲げ強度/一般部曲げ強度)、せん断スパン比、補強筋比、片側HRである。本試験では曲げ曲げ余裕度を1.25以上、入力せん断応力度レベル τ_u/σ_B を0.040程度で各試験体とも概ね同じとした。



図1 本研究のHR構法

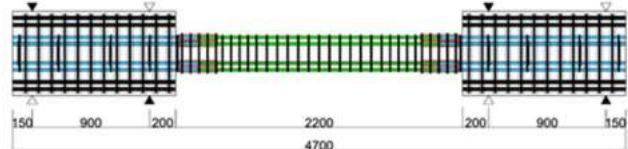


図3 試験体形状・配筋の一例

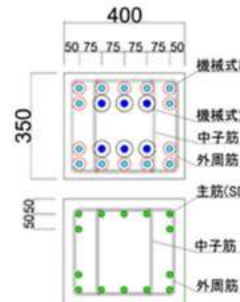


図2 断面形状

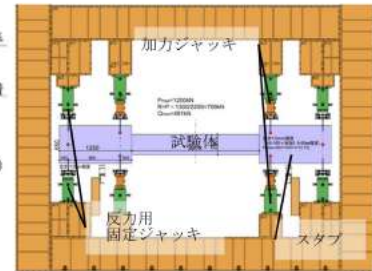


図4 セットアップ状況

2.2 荷重方法

セットアップ状況を図4に示す。サイクルは変形角で制御し、変形角 $\pm 1/800\text{rad} \sim 1/20\text{rad}$ の正負交番漸増繰り返し荷重とした。

表1 試験体諸元

試験体名			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6		
梁幅×梁せい			b×D	400×350	400×350	400×350	400×350	400×350	360×400	
内法スパン			L	2200	2200	2200	1600	2200	2200	
内法スパン(継手先端)			L'	1560	1560	1560	1280	1560	1560	
せん断スパン(継手先端)			M/Q	1100, (760)	1100, (760)	1100, (760)	960, (640)	1100, (760)	1100, (760)	
せん断スパン比(継手先端)			M/Qd	4.03, (2.66)	4.03, (2.66)	4, (2.66)	3.91, (2.13)	3.91, (2.53)	3.41, (2.26)	
設計強度			F_c	N/mm ²	48	48	48	48	30	48
コンクリート圧縮強度			σ_B	N/mm ²	53.1	53.1	53.7	53.9	34	52
端部	主筋	配筋		(5+2)-HD19	(5+2)-HD19	(5+2)-HD22	6-HD19	5-HD19	(5+2)-HD19	
		降伏強度	σ_y	N/mm ²	530.7	530.7	537	530.7	530.7	530.7
	カットオフ筋	配筋		3-HD22	3-HD22	3-HD22	4-HD19	3-HD19	3-HD22	
		降伏強度	σ_y	N/mm ²	537.00	537.00	537.00	530.70	530.70	537.00
引張鉄筋比			p_t	%	2.90	2.90	3.52	2.56	2.04	2.73
一般部	主筋	配筋		(5+2)-SD19	(5+2)-SD19	(5+2)-SD19	6-SD19	5-SD19	(5+2)-SD19	
		降伏強度	σ_y	N/mm ²	441.8	441.8	441.8	441.8	441.8	441.8
	引張鉄筋比	p_t	%	1.75	1.75	1.75	1.43	1.19	1.66	
端部	せん断補強筋	配筋		4-S6@65	4-S6@80	4-S6@65	4-S6@55	4-D6@50	4-S6@65	
		降伏強度	σ_y	N/mm ²	916	916	916	916	313.4	916
せん断補強筋比			p_w	%	0.49	0.40	0.49	0.58	0.63	0.54
一般部	せん断補強筋	配筋		4-S6@80	4-S6@80	4-S6@80	4-S6@55	4-D6@60	4-S6@80	
		降伏強度	σ_y	N/mm ²	916	916	916	916	313.4	916
	せん断補強筋比	p_w	%	0.40	0.40	0.40	0.58	0.53	0.44	

※1 D: SD295, SD: SD390, HD: SD490, S: KSS785

※2 配筋のカッコ内は、左:一段筋本数, 右:二段筋本数

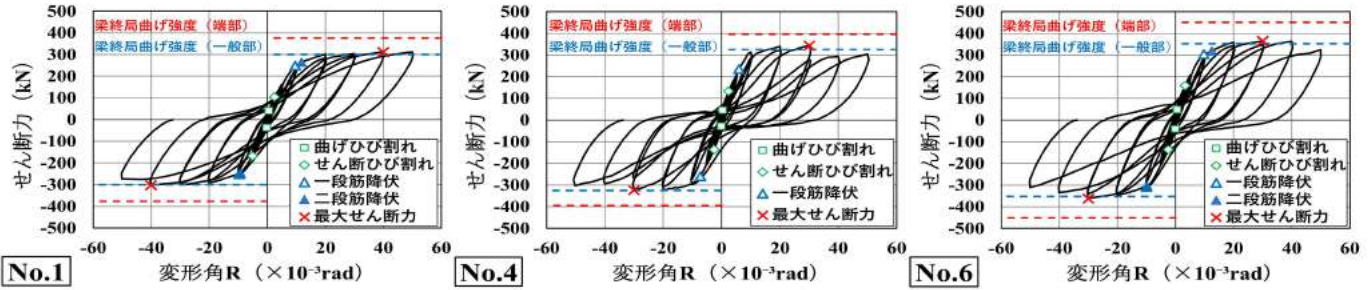


図5 せん断力Q-変形角関係R



図6 最終状況 (R=1/20rad)

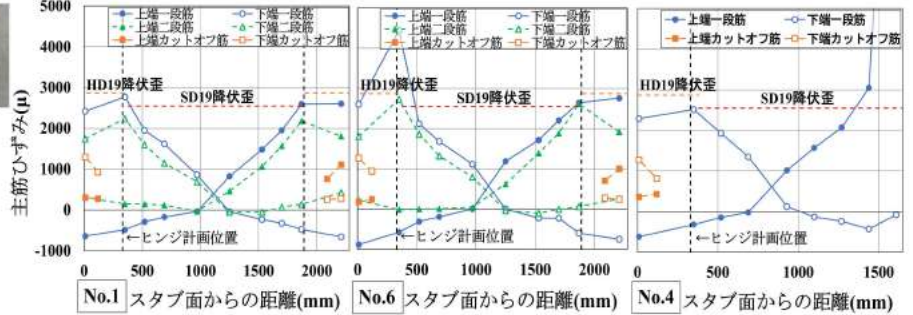


図7 主筋ひずみ分布 (R=1/100rad)

3. 実験結果・考察

3.1 せん断力Q-変形角R関係

代表的試験体のせん断力 Q-変形角 R 関係を図 5 に、最終状況を図 6 に、実験結果および計算値を表 2 に示す。全ての試験体において R=1/20rad まで脆性的な破壊はせず、最大耐力 Q_{max} の 85%以上を保持し、安定した紡錘型の履歴性状を示した。だが、No.4 は R=1/33rad 以降において、上端一段筋に沿ってひび割れが生じ、付着割裂の様相を示し、スリップ型の履歴性状を確認した。No.4 の付着余裕度は L/2 (内法スパン) では 1.15 となり、L'/2 (継手間) では 0.87 となるため、梁降伏後の付着余裕度の計算区間は L よりも L'の算定がより正確であると判断できる。全ての試験体において、コンクリートの圧壊や一段筋の降伏などが生じ、その結果として最終サイクル R=1/20rad のせん断力 Q が低下したと考えられる。

3.2 主筋ひずみと梁の関係

主筋ひずみ分布を図 7 に示す。全試験体とも R=1/100rad 時にヒンジ計画位置の主筋ひずみが降伏ひずみに至り、曲げ降伏を確認した。No.6 (非扁平断面) は、No.1 (扁平断面) と比べて主筋ひずみが大きく、一段筋および二

段筋ひずみが降伏ひずみに至った。これは応力中心間距離が扁平断面に比べて長いためと考えられる。No.4 (片側 HR) では、主筋ひずみが HR 側よりも非 HR 側にひずみが集中する傾向がある。全ての試験体において、端部に配筋したカットオフ筋のひずみが 1300 μ 程度に収束しており、十分定着され、端部曲げ性能が発揮されたことを確認した。

4. まとめ

- (1) 扁平断面でも曲げ余裕度を 1.25 以上確保すれば、ヒンジ計画位置で主筋降伏する。
- (2) 入力せん断応力度レベル τ_u/σ_B が 0.040 程度であれば、扁平梁でも R=1/20rad まで安定した履歴特性が得られる。
- (3) HR 梁の付着の検討はヒンジ計画位置間を用いた評価が適切である。

参考文献

- 1) 安田稜太：梁端部に開孔を有するヒンジリロケーション構法に関する実験研究，2021 年度静岡理科大学卒業論文
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説，2018
- 3) 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

表 2 実験結果及び計算値

試験体	実験値				計算値												破壊形式				
	ひび割れ強度		最大耐力	最大強度変形角	曲げ終局強度		せん断終局強度		せん断余裕度		曲げ曲げ余裕度	設計用付着応力度	上端筋付着割裂強度	付着余裕度							
	曲げ	せん断			一般部	端部	一般部	端部	一般部	端部				一般部	端部	τ_{bu}		τ_{bu}'			
	Q_{fu}	Q_{sc}	Q_{max}	R_m	Q_{fu1}	Q_{fu2}	Q_{su1}	Q_{su2}	Q_{fu1}	Q_{fu2}	Q_{su1}	Q_{su2}	τ_r	τ_r'	τ_r	τ_r'					
(kN)	(kN)	(kN)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)								
No.1	40.7	104.6	311	-302	40.0	-40.1	299.8	376.5	0.040	1.04	1.02	316.1	313.6	0.95	1.20	1.26	3.31	3.70	1.68	1.12	F
No.2	49.2	105.4	305	-300	40.0	-40.0	299.8	467.7	0.040	1.05	1.05	317.4	317.6	0.94	1.47	1.56	3.31	3.72	1.69	1.12	F
No.3	28.8	109.3	316	-311	30.0	-40.1	299.8	320.4	0.042	1.07	1.07	397.8	339.1	0.81	1.18	1.25	4.05	3.52	1.15	0.87	FB
No.4	45.3	133.1	343	-323	30.1	-30.0	320.4	399.1	0.042	1.07	1.07	397.8	339.1	0.81	1.18	1.25	4.05	3.52	1.15	0.87	FB
No.5	33.0	91.5	242	-238	30.0	-30.0	224.8	279.9	0.047	1.08	1.08	228.4	220.3	0.98	1.27	1.24	3.35	3.47	1.56	1.04	F
No.6	48.8	136.6	365	-362	30.0	-30.0	352.2	445.5	0.047	1.04	1.04	365.3	341.5	0.96	1.30	1.26	3.45	3.44	1.52	1.00	F

※1 Q_{su} : 荒川 min 式, Q_{fu} : $M_u = 0.9 a_s \sigma_s d$ により算定
 ※2 τ_r は内法スパン L を τ_r' は継手先端間 L' により算定
 ※3 F: 曲げ破壊, FB: 曲げ降伏後付着割裂破壊