

論文 高引張軸力下におけるSRC構造非埋込型柱脚に関する研究

青田 晃治*1・岩岡 信一*2・山本 憲一郎*3・森本 敏幸*4

要旨：従来のアンカーボルト形式ではなく、ベースプレートに設けたルーズホールに接続鉄筋を貫通させたSRC構造非埋込型柱脚構法について、柱脚断面での鋼材量を柱頭の70%の断面積まで減じた場合でも、計算値以上の柱脚の曲げ耐力、およびSRC柱部材としての変形性能を確保できることを実験によって確認した。また、SRC柱に降伏軸耐力を超えるような高引張軸力が作用しても、全柱脚引張降伏耐力に対する接続鉄筋の負担割合を大きくとることで埋込型と同等の限界部材角を確保できることが明らかとなった。また、接続鉄筋は定着長さを25dとすることで柱内での定着が可能であることが明らかとなった。

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリート、非埋込型柱脚、引張軸力、限界部材角

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造建物の柱脚鉄骨を基礎梁に埋め込まず、ベースプレートをアンカーボルトで最下階スラブ上に固定する、いわゆる非埋込型柱脚構法は、地震時に柱に水平力と引抜力が生じるとアンカーボルトが引張破断し、柱脚部でのすべり破壊等が起こることが知られている。兵庫県南部地震においてもこの様な被害が多く報告されており、現状では原則的に引張軸力が作用するSRC柱脚は埋込型とすることになっている。しかし、埋込型柱脚は基礎梁を配筋するまでに基礎梁部分の鉄骨建て方を終えておかなければならず、工期の増大、コストアップ、施工時の安全確保が困難となるなど、必ずしも合理的な構法とは言えない。そこで著者らは従来のアンカーボルトによる内蔵鉄骨の固定ではなく、ベースプレートに設けたルーズホールに接続鉄筋を貫通させて内蔵鉄骨の引張力および曲げモーメントを下層RC構造に伝達させる柱脚構法を考案した。また、実験¹⁾により変動軸力下でも埋込型と同等の曲げ耐力および柱部材としての変形性能が確保できることを確認した。本報は文献¹⁾の続報であり、

柱脚断面(ベースプレート下断面)での鋼材量を更に減量し、柱脚降伏耐力を超えるような高引張軸力を変動軸力によって作用させた場合について、柱試験体の曲げ・せん断実験の結果から、柱脚の力学的性状と柱部材の変形性能について検討するものである。

2. 変動軸力下での柱部材実験

2.1 実験概要

(1) 試験体

試験体は図-1に示すような非埋込み形柱脚とした柱5体である。表-1に使用した材料の機械的性質を、表-2に各試験体の諸元を示す。柱断面は文献¹⁾の試験体よりも圧縮側軸力比を大きく設定するため、柱せいを $D \times b = 350 \times 350\text{mm}$ とし、断面積を小さくした。また、加力装置の能力を考慮し、シアスパン比は $a/d = 2.5$ とした。接続鉄筋は6-D16(SD390)で、定着長さは文献¹⁾の実験結果を参考に、ベースプレート上面から25d($L = 400$)とした。ベースプレートに設けた接続鉄筋貫通用のルーズホールは、接続鉄筋の呼び径の3ランク上に相当する25とした。

*1 前田建設工業(株) 技術研究所 工修 (正会員)

*2 前田建設工業(株) 技術研究所 (正会員)

*3 前田建設工業(株) 建築設計部構造設計 (正会員)

*4 (株)銭高組 建築本部技術部 工博 (非会員)

表 - 1 使用材料の機械的性質

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 Ec ($\times 10^5$ N/mm ²)	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
No.5	35.5	0.21	0.19	3.5
No.6	34.7	0.22	0.19	3.0
No.7	32.2	0.20	0.20	2.7
No.8	35.8	0.21	0.20	3.5
No.9	29.6	0.21	0.18	2.8

鋼材・鉄筋 (材質)	使用部位	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	伸び (%)
PL-6 (SM490)	ウェブ	419	571	29.2
PL-9 (SM490)	フランジ	387	549	21.9
PL-16(SM490)	ベースPL	408	558	24.6
D6 (SHD685)	フープ筋	720*	905	10.0
D13 (SD345)	主筋・接続筋	415	599	22.1
D19 (SD345)	BP部接続筋	434	649	19.9

*0.2%オフセット耐力

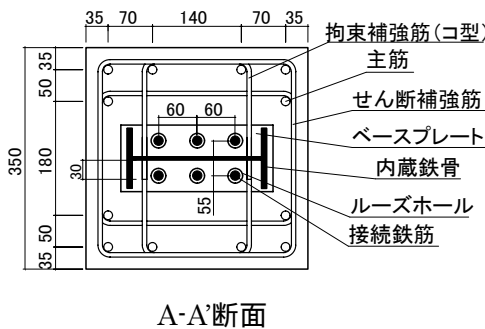
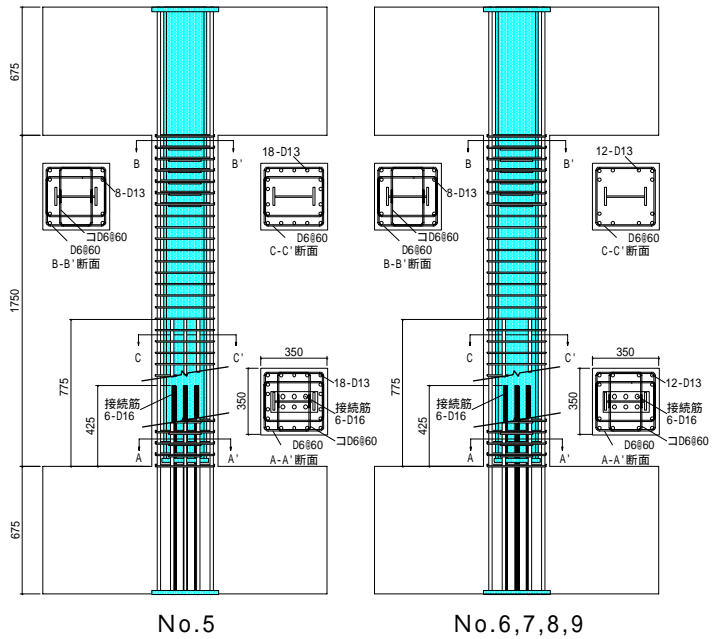


図 - 1 試験体配筋図

表 - 2 試験体諸元

		No.5	No.6	No.7	No.8	No.9
鋼材量比(柱脚/柱頭)		88%	69%			
柱脚形式		非埋込				
軸力載荷方法		変動軸力				定軸力
柱断面寸法		B×D (cm) 35×35				
柱内法高さ		H (cm) 175				
コンクリート強度		Fc (N/mm ²) 35.5	34.7	32.2	35.8	29.6
柱頭	主筋	8-D13(SD390)				
	せん断補強筋	4-UHD6@60(SHD685)				
	鉄骨	BH-220*95*6*9 (SM490)				
	鋼材量	tAs (cm ²)	39.38			
柱脚	主筋	18-D13 (SD390) 6-D16 (SD390)	12-D13(SD390) 6-D16(SD390)			
	せん断補強筋	4-UHD6@60(SHD685)				
	鉄骨	-				
	鋼材量	bAs (cm ²)	34.80	27.18		
長期軸力		NL (kN) 470				
長期軸力比		NL/bNcu 0.10				
軸力	圧縮最大	Ncmax (kN) 2260	2260	2090	1750	1410
	圧縮軸力比	Ncmax/bNcu 0.40	0.42	0.42	0.32	0.30
	引張最大	Ntmax (kN) -1460	-1590	-1150	-800	-
	柱頭	Ntmax/tNty 0.92	1.00	0.72	0.51	-
	引張軸力比	Ntmax/tNty 0.65	0.71	0.51	0.36	-
	柱脚	Ntmax/bNty 1.00	1.38	1.00	0.70	-
	引張軸力比	Ntmax/bNty 0.68	0.94	0.68	0.48	-
		N/Q	注1)	正側20 負側35	注1)	20
圧縮軸耐力	柱頭	tNcu (kN) 5800	5710	5400	5830	5100
	柱脚	bNcu (kN) 5690	5310	5000	5440	4700
引張軸耐力	柱頭	降伏 tNty (kN) -	-1590			
	終局	tNty (kN) -	-2240			
	柱脚	降伏 bNty (kN) -1470	-1150			
	終局	bNty (kN) -2150	-1690			

1)正側20、負側20(R=-1.0%の2回目まで)→35(R=-1.0%の3回目以降)

文献 1)のシリーズでは柱頭断面と柱脚断面での曲げ耐力および軸耐力がほぼ同じになるように配筋した。そのときの柱脚断面の鋼材量(接続鉄筋+主筋)は、柱頭断面(鉄骨+主筋)に対する断面積比で85%であった。No.5の柱脚断面の鋼材量も文献 1)とほぼ同じ割合とし、柱頭の鋼材量に対して88%とした。No.6~No.9は柱脚断面の鋼材量を更に減じ、69%とした。また、接続鉄筋の量は内蔵鉄骨に対する断面積比で40.9%であり、柱脚断面での引張降伏耐力に対する接続鉄筋の負担割合は、No.5で0.35、No.6~9は0.45となる。

柱頭、柱脚には端部から1.2D(420mm, D:柱せい)の範囲に、コンクリートを拘束して接続鉄筋の付着力を高めるために、加力方向と直行方向にコ型の拘束補強筋を配し、主筋の座屈防止のために加力方向に副帯筋を設けた。

(2) 加力方法

図 - 2 に加力方法を示す。鉛直軸力および水平力は試験体上部に取り付けた L 型の加力ビームを介して加力した。加力に際しては柱頭と柱脚の回転角が同じになるように、試験体の左右に設置した 1200kN 鉛直ジャッキ 2 基で上下スタブを平行に保ちながら、柱 1/2 高さの位置に 300kN ジャッキ 2 基で水平力を与えた。変動軸力は上述の鉛直ジャッキ 2 基によって与え、軸力変動のルールは水平力に対する軸力の比 (N/Q) を一定とし、目標軸力に達した時点で一定軸力に切り替えた。 N/Q はモデル建物の解析結果を参考に、正側、負側とも最大耐力までに目標最大軸力に達するよう調節し、正側を 20、負側を 20 または 35 とした。図 - 3 に軸力変動ルールのモデルを示し、表 - 2 の諸元に各試験体の N/Q を示す。No.6 は設定した目標引張軸力が柱脚軸破断耐力の 94% に相当する高引張軸力であり、最大耐力までに目標最大軸力に達しないことが予想されたため、 $R=-1.0\%$ rad. に達した時点で変形を一定に保ったまま軸力を目

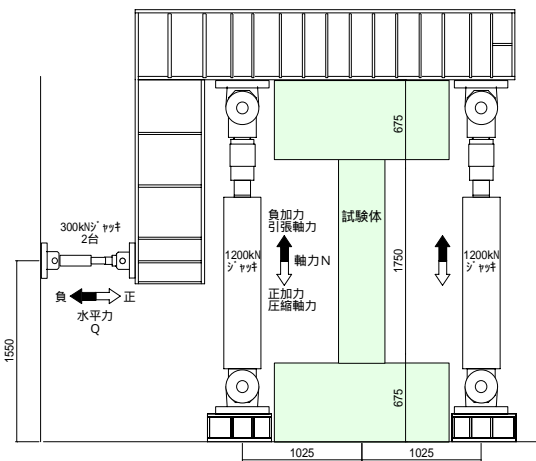


図 - 2 加力方法

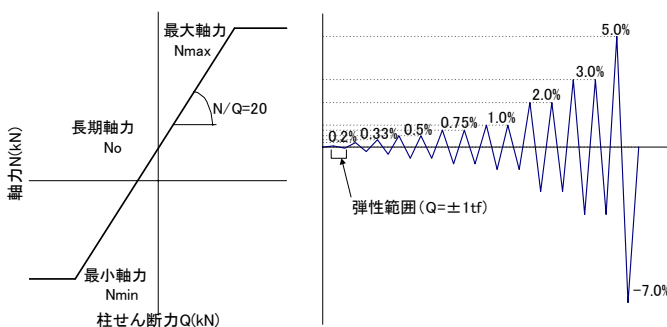


図 - 3 軸力変動のルール 図 - 4 加力サイクル

標最大軸力まで加力し、その後はさらに変形能力を確認するため、 $R=-2.0\%$ rad.まで水平力を加えた。図 - 4 に加力サイクルの例を示す。

(3) 計測方法

変位計測は柱部材の層間変形、柱軸方向を 8 区間に区切った区間軸変形、上下スタブ間を標点間隔とした柱全体の軸変形、柱脚部鉄骨ベースプレートおよび柱頭鉄骨フランジの水平および鉛直変位、柱頭、柱脚部のコンクリート面の水平変位について行った。ひずみ計測は各鉄筋、鉄骨フランジの軸方向ひずみ、および鉄骨ウェブのせん断ひずみをそれぞれ 1 軸および 3 軸の歪ゲージを用いて計測した。

2.2 実験結果

(1) 破壊状況

図 - 5 に $R=\pm 2.0\%$ rad.終了時のひび割れ状況を、図 - 6 に各試験体の曲げモーメント(M) - 層間変形角(R)関係を示す。図中の破線はベースプレート下断面の断面解析により求めた、目標軸力時の柱脚曲げ耐力の計算値を、参考として示したものである。図 - 7 に曲げモーメント(M) - 軸力(N)関係を示す。また、表 - 3 に各試験体の実験結果一覧を示す。図 - 6、図 - 7 の曲げモーメントは水平力にシアスパンをかけたものに、軸力による付加曲げモーメント (P-効果) を加えた値である。

各試験体とも破壊形式は曲げ破壊となった。引張軸力時では $R=-0.2\%$ rad.で柱頭、柱脚部分に曲げひび割れが生じ、変形、軸力が大きくなるに従い、柱全体に軸方向と直交するひび割れが等間隔に生じた。圧縮軸力時では $R=0.5\%$ rad.で曲げひび割れが生じ、 $R=3.0\%$ rad.以降に柱頭、柱脚部のコンクリートの圧壊が生じるとともに主筋の座屈が生じたが、各試験体とも最終変形まで著しい耐力低下を示さなかった。定軸力载荷の No.9 は最終まで耐力低下せず、安定した紡錘形の履歴特性となった。

(2) 曲げ耐力

図 - 8 に No.2,3 および No.5~9 の柱脚部のベースプレート下断面における終局曲げ耐

力の計算値と最大曲げモーメントの実験値との比較を示す。終局曲げ耐力の算定については、SRC規準²⁾にある非埋込柱脚の終局耐力算定方法によるもの(a)と、ベースプレート下断面をRC断面とみなして、断面解析により求めたもの(b)を、圧縮時、引張時に分けてそれぞれ示した。なお、SRC規準による計算(a)では、算定式中にアンカーボルトとあるものは接続鉄筋に読み替えて算定した。また、断面解析(b)に適用した材料特性は、鋼材についてはひずみ硬化を考慮したTri-linear型、コンクリートについてはHognestad型の応力-ひずみ関係を用い、コンクリートの最外縁での圧縮ひずみ度が0.35%に達した時点を終局曲げ耐力とした。いずれの計算方法においても、曲げ耐力の実験値は計算値に対して安全側となっている。したがって、本構法による非埋込柱脚の曲げ耐力はSRC規準の算定法により、アンカー

ボルトを接続鉄筋に読み替えることで評価が可能である。また、(b)の断面解析による算定法でも、曲げ耐力を安全側に評価しており、ベースプレート下断面をRC柱断面として評価することが可能である。

No.6試験体は引張破断軸耐力の94%という高引張軸力下でも $R = -2.0\%$ まで変形が可能であり、次のサイクルで圧縮軸力に転じても

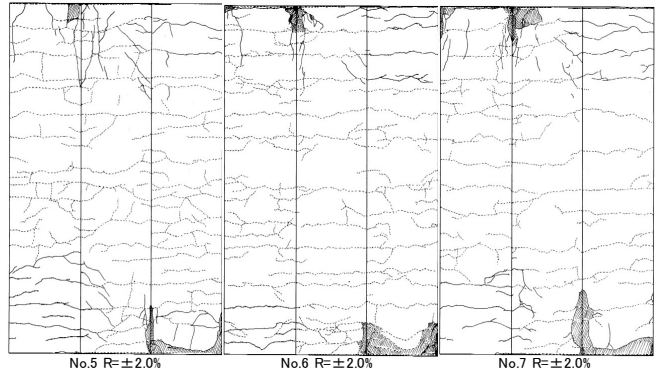


図 - 5 ひび割れ状況 ($R = \pm 2.0\%$ rad.終了時)

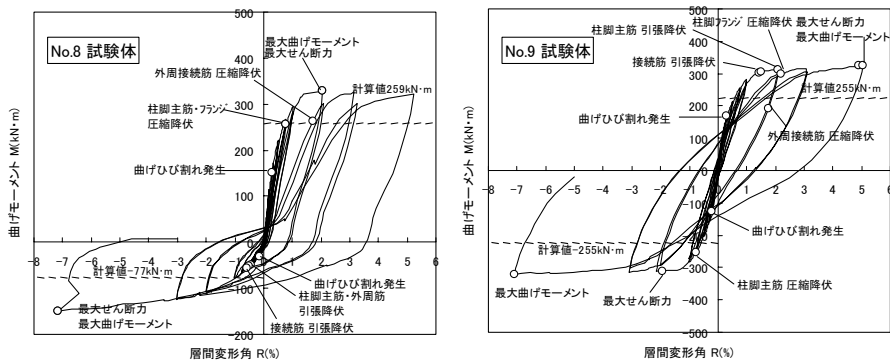
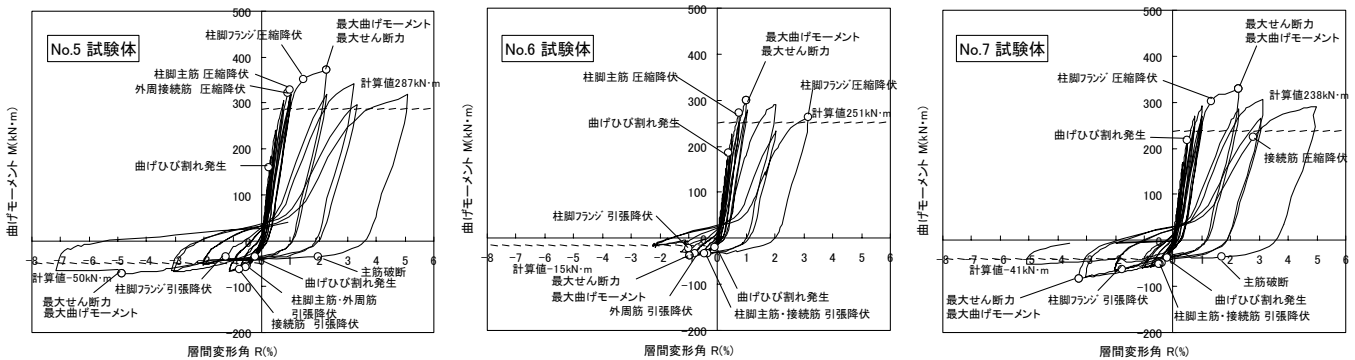


図 - 6 曲げモーメント(M) - 層間変形角(R)関係

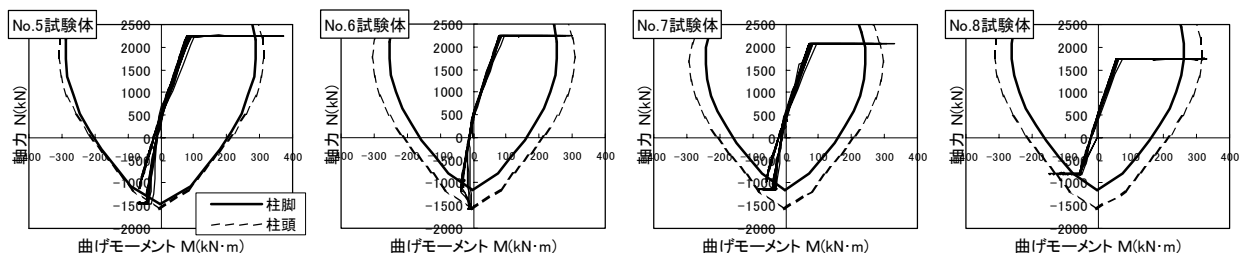
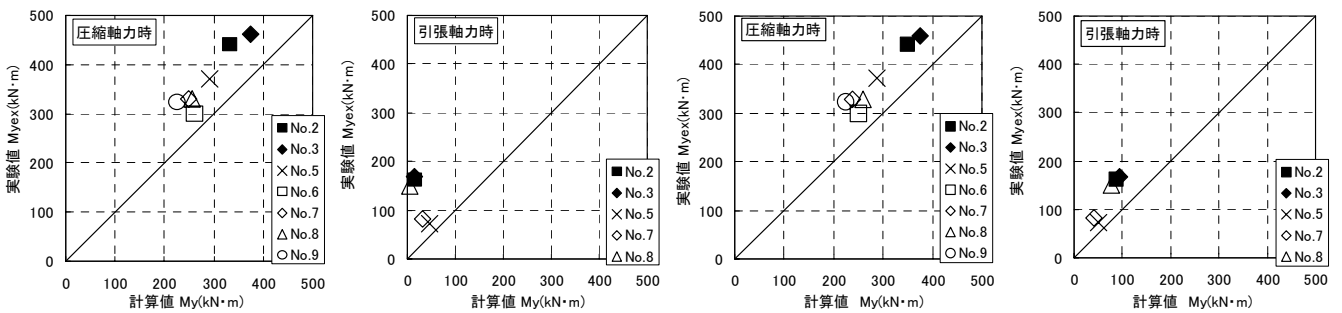


図 - 7 曲げモーメント(M) - 軸力(N)関係

表 - 2 実験結果一覧

試験体	No.5				No.6				No.7				No.8				No.9				
	R (%)	Q (kN)	M (kN·m)	N (kN)	R (%)	Q (kN)	M (kN·m)	N (kN)	R (%)	Q (kN)	M (kN·m)	N (kN)	R (%)	Q (kN)	M (kN·m)	N (kN)	R (%)	Q (kN)	M (kN·m)	N (kN)	
発生現象																					
曲げひび割れ発生 (正)	0.28	180	145	2247	0.39	209	169	2248	0.51	246	199	2081	0.28	172	139	1740	0.31	191	154	1416	
曲げひび割れ発生 (負)	-0.20	-41	-33	-352	-0.10	-22	-18	-279	-0.20	-43	-34	-390	-0.14	-37	-29	-229	-0.22	-144	-116	1418	
柱脚主筋 圧縮降伏	0.93	361	293	2252	0.76	306	249	2249	-	-	-	-	0.77	289	234	1746	-0.77	-288	-233	1416	
柱脚主筋 引張降伏	-0.51	-66	-52	-872	-0.35	-38	-30	-831	-0.37	-56	-44	-660	-0.42	-57	-45	-663	2.10	348	285	1417	
接続鉄筋 圧縮降伏	-	-	-	-	-	-	-	-	2.78	241	205	2085	-	-	-	-	-	-	-	-	
接続鉄筋 引張降伏	-0.77	-74	-58	-1023	-0.45	-39	-30	-928	-0.51	-60	-47	-775	-0.59	-65	-51	-801	1.52	341	278	1417	
柱脚フック 圧縮降伏	1.45	393	321	2249	3.15	282	241	2249	1.32	338	277	2084	0.77	289	234	1746	2.20	334	274	1416	
柱脚フック 引張降伏	-1.25	-46	-33	-1402	-0.99	-28	-19	-1302	-1.78	-77	-57	-1150	-	-	-	-	-	-	-	-	
最大せん断力 (正)	2.28	411	340	2259	1.02	337	274	2249	2.27	364	302	2089	2.06	366	301	1746	4.90	352	297	1418	
最大せん断力 (負)	-4.86	-102	-66	-1444	-0.98	-46	-34	-1171	-3.27	-105	-76	-1130	-7.15	-187	-137	-780	-1.93	-348	-285	1413	
実験値 (正)	2.28	411	372	2259	1.02	337	300	2249	2.27	364	330	2089	2.06	366	329	1746	5.05	351	324	1413	
実験値 (負)	-4.86	-101	-72	-1444	-0.98	-46	-38	-1172	-3.27	-105	-83	-1130	-7.15	-187	-150	-780	-7.08	394	321	1419	
計算値 (正)	-	-	287	-	-	-	251	-	-	-	238	-	-	-	259	-	-	-	225	-	
曲げ耐力 (正)	-	-	-50	-	-	-	0	-	-	-	-41	-	-	-	-77	-	-	-	225	-	
実/計 (正)	1.30				1.20				1.39				1.27				1.44				
実/計 (負)	1.43				-				2.05				1.96				1.43				

1)最大曲げ耐力計算値 : ^-スラット下の断面における、平面保持仮定による計算値



(a) S R C 規準による (b) 断面解析による

図 - 8 終局曲げ耐力の計算値と実験値の比較

脆性的な破壊や劣化が無く、計算耐力以上の曲げモーメントを負担できている。したがって、本構法による非埋込柱脚は、降伏軸力を超えるような過大な引抜力を受けても、曲げ性能および軸力保持能力を有する柱脚構造である。

(3) 引張軸力下での限界部材角

既往の研究⁴⁾で柱脚断面でのアンカーボルトの引張耐力の全軸耐力に対する負担割合が小さい場合、引張軸力が小さい場合でも早期に限界部材角に達するという報告がある。本構法とアンカーボルト形式の試験体には配筋位置や固定方法に違いがあり、比較検討するには考慮すべき点があると思われるが、ここでは柱脚断面を評価する一つの指標として接続鉄筋を以て評価し、変形性能の評価を試みる。図 - 9 に本実験の結果とアンカーボルト形式による非埋込み形柱脚の同様の実験^{4),5),6)}の結果を以て分類し、引張軸力比と限界部材角の関係を比較した。本実験も含め、ここで取り上げた試験体のシアスパンは $a/d=1.5 \sim 2.5$ である。本実験の限界部材角は、主筋が破断しなかった場合は水

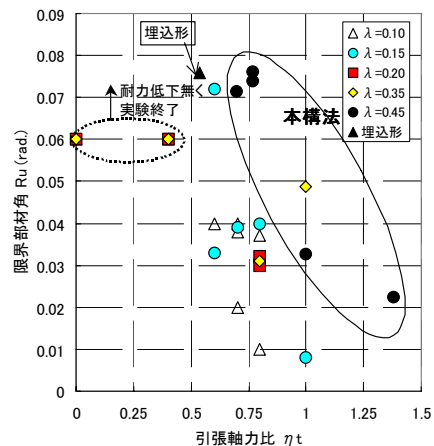


図 - 9 引張軸力比と限界部材角の関係

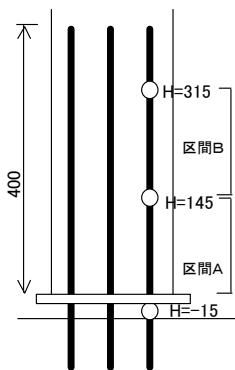
平力の 80% の耐力時(耐力低下がない場合は経験した最大変形角)、主筋が破断した場合は破断までに経験した最大変形角のいずれか最小となる方とした。軸力比 η_t は各試験の限界部材角時の軸力をベースプレート下断面の軸引張降伏強度で除したものである。同図から、引張軸力比 η_t が同じであれば、 λ が大きいほど変形性能が優れていることがわかる。本構法の λ は従来のアンカーボルト形式の約 2 ~ 3 倍にあたる 0.35 ~ 0.45 であり、限界部材角も他の形式に比

べ約 2 倍程度の変形性能となっている。また、引張軸力比 t が 0.75 以下の場合では、埋込型と同等の変形性能となっている。

(2) 接続鉄筋の応力度

本構法は内蔵鉄骨の固定に接続鉄筋を用いているが、ベースプレートとは緊結されておらず、接続鉄筋と鉄骨の

応力伝達はコンクリートと接続鉄筋の付着およびベースプレートの支圧によって成立している。従って、柱脚の構造性能は接続鉄筋の定着性能に影響されると考えられる。実験で得られた各測定点のひずみ履歴を、山内モデルを用いることで繰り返しひずみの影響、およびひずみ硬化による応力度の上昇を考慮し、各測定点でのひずみデータを応力度に換算して求めた、接続鉄筋降伏時および最大耐力時の応力度分布を図 - 10 に示す。今回の実験では最大耐力時の応力度分布は、鉄筋の塑性化により不連続になっていると考えられるが、分布を明らかにするためのデータが少ないため、同図では計測点を破線で結んで示している。最大耐力時における接続鉄筋の応力度は、ベースプレート下断面の位置では降伏応力度を超えているが、定着長さ $9.1d$ ($H=145\text{mm}$, d : 接続鉄筋の呼び径) では降伏応力度に達していない。また、 $19.7d$ ($H=315\text{mm}$) での応力度は、接続鉄筋降伏時と最大耐力時では差が見られない。一方、最大耐力時における $9.1d$ から $19.7d$ の区間 (区間 B) の平均付着応力度は 3.2N/mm^2 となっている。この値は接続鉄筋降伏時における $9.1d$ からベースプレートまでの区間 (区間 A) での平均付着応力度 6.4N/mm^2 の 0.5 倍であり、全区間の付着性能が一様であるとすると、最大耐力時においても区間 B での付着力に余力があると考えられる。以上より、本柱脚構法に用いる接続鉄筋は、コ型の拘束補強筋および内蔵鉄骨で拘束されたコンクリート内にあるため、高引張軸力下における柱脚部の



グラフ中の数値はその区間での平均付着応力度を示す

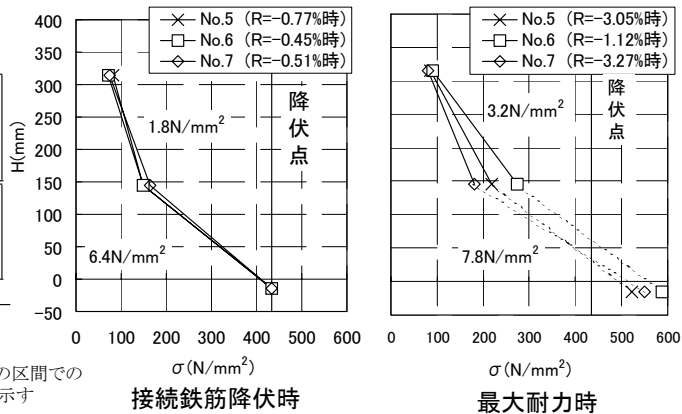


図 - 10 接続鉄筋の付着応力度分布

曲げ応力を受ける場合でも、定着長さ $25d$ で定着が可能であると考えられる。

3. まとめ

接続鉄筋を用いた非埋込型柱脚柱の曲げせん断実験から、以下の知見が得られた。

- (1) 本構法による柱脚の終局曲げ耐力は、SRC 規準の算定方法により、アンカーボルトを接続鉄筋に読み替えることで評価できる。また、ベースプレート下断面における断面解析によっても安全側に評価できる。
- (2) 本構法は引張軸力比 $t=0.75$ 以下の場合、埋込型と同等の限界部材角を期待できる。
- (3) 本構法の接続鉄筋は、柱内定着部の周りのコンクリートを拘束補強筋および内蔵鉄骨で拘束することで、高引張軸力を受ける場合でも、定着長さ $25d$ で定着が可能である。

参考文献

- 1) 岩岡, 青田ほか: 変動軸力下における SRC 構造非埋込型柱脚に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 3, pp. 205-210, 2001
- 2) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1987
- 3) 日本建築センター: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2001
- 4) 南, 貞末ほか: 引張力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート構造非埋込型柱脚の終局耐力と変形性能に関する実験的研究 (その 1~9), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1999, 2001
- 5) 称原, 中澤: 非埋込型柱脚による SRC 柱の耐震性能に関する実験 (その 1~2) 日本建築学会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp. 1319-1322, 1998
- 6) 今井, 成原: SRC 構造非埋込型柱脚の耐震性能に関する研究, 大成建設技研所報, 第 33 号, pp. 153-156, 2000