

柱部材のせん断破壊性状に関する基礎的研究

九州産業大学工学部 正員 宮川 邦彦
同 正員 佐藤 武夫

1. はじめに

交通渋滞の緩和対策として、高架形式の構造物が数多く施工されるようになった。しかし、土地の有効利用や立地条件の制約等で部材断面が削減される一方、兵庫県南部地震以後、耐震安全性の面からも特に柱部材の場合、軸方向鉄筋や帯鉄筋が増加する傾向にある。これらの構造物は通常、都心部の乾燥条件下に建設されることが多く、コンクリートの収縮やクリープにより、部材の断面内部における応力状態が大幅に経時変化する。しかしながら、現行の柱部材に対する設計法は、断面耐力に及ぼす応力移行の影響を無視していることや、はり部材の実験から求められたせん断耐力の算定式をそのまま適用していることなど、まだ解明すべき問題点が残されている。

そこで本研究では、実構造物との寸法効果を考慮した、帯鉄筋を有しない小型モルタル柱を作製し、軸方向鉄筋径およびせん断スパン比を変えた基礎的実験を行った。以下に、その概要および結果について報告する。

2. 実験概要

実験に用いたモルタルの示方配合を表-1に、破壊試験時における力学特性を表-2に示す。本実験では、地震時における柱部材のせん断破壊機構を解明するための一環として、帯鉄筋を有しない小型モルタル柱(柱部の断面: 20×20 cm)を用い、軸圧縮力の持続の有無が柱部材の分担せん断耐力に及ぼす影響を検討した。

実験Ⅰでは、先に行ったコンクリート柱の実験結果と比較するため、表-3のように軸方向鉄筋径(D6、D10、D13)および鉄筋比($p=2.14 \sim 3.83\%$)を変え、図-1に示す柱中間部の30 cm区間に帯鉄筋を配置しないモルタル柱を8体作製した。その内の4体は、6日間シート内で湿潤養生を行った後、材齢7日から軸圧縮力100 kNを約110日間実験室内の大気中で持続荷重し、残りの4体は、湿潤養生を継続した後、破壊直前に同軸圧縮力を荷重した。なお、地震力を想定した水平荷重は、40、50および60 kNの正負交番の繰返しを各2回行った後、部材が破壊するまで単調荷重した。

実験Ⅱでは、表-3のようにせん断スパン比($a/d=1.76 \sim 3.53$)を変えたモルタル柱を8体作製し、実験Ⅰと同様な養生および軸圧縮力の荷重を行った。ただし、せん断スパン区間には帯鉄筋を配置せず、軸方向鉄筋には全部材共28-D6($p=2.22\%$)を用い、単調荷重で破壊した。

3. 実験結果および考察

表-3に全部材の破壊試験および計算結果を示す。表中の σ'_m および σ'_s は実測した柱部材のひずみ-時間曲線から求めた、破壊試験時におけるモルタルおよび軸方向鉄筋の推定圧縮応力度、 H_u は最大水平荷重、 H_a はコンクリート標準示方書のせん断耐力算定式の基になった二羽らの提案式から求めた計算値を示している。ただし、

表-1 モルタルの示方配合

空気量 (%)	単位量 (kg/m^3)				
	W	C	F	S	A E 剤
4.0	258	409	60	1430	0.082

F:炭酸カルシウム微粉末(比表面積 $12000 \text{ cm}^2/\text{g}$)

表-2 モルタルの力学特性

養生 条件	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
空中	37.5~38.2	3.49~3.78	21.7~23.3
湿潤	33.9~39.8	2.90~3.67	23.2~25.8

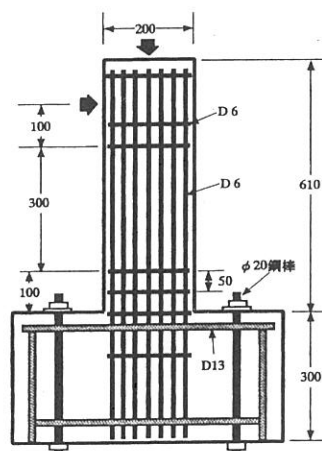


図-1 柱部材の形状寸法

実験Ⅰのせん断スパン長はフーチング上面から水平載荷点までの距離とし、引張鉄筋比に関する係数 β_p には全軸方向鉄筋比を、軸圧縮力に関する係数 β_n には応力移行を考慮して求めた値を用いた。柱部材の破壊形式として、曲げせん断と斜め引張とに大別したが、これは、曲げせん断破壊が部材中間部の曲げひび割れから

表-3 実験内容および破壊試験結果

実験	部材番号	載荷条件	検討要因	σ'_m	σ'_s	Hu	Ha	破壊形式
				N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	
Ⅰ	RM-1	持続載荷 110日間	28-D6	-0.05	115	60	56	斜め引張
	RM-2		36-D6	-0.23	96	56	60	
	RM-3		12-D10	-0.03	118	60	55	
	RM-4		12-D13	-0.43	77	63	65	
	RM-5	直前載荷	28-D6	2.14	18	74	66	斜め引張
	RM-6		36-D6	2.05	18	71	70	曲げせん断
	RM-7		12-D10	2.15	19	71	65	斜め引張
	RM-8		12-D13	1.94	17	89	75	
Ⅱ	RM-9	持続載荷 110日間	3.53	0.02	112	47	52	斜め引張
	RM-10		2.94	-0.09	117	55	55	
	RM-11		2.35	-0.09	117	75	59	
	RM-12		1.76	0.02	112	117	69	
	RM-13	直前載荷	3.53	2.17	17	53	62	斜め引張
	RM-14		2.94	2.17	17	60	66	
	RM-15		2.35	2.17	17	85	72	
	RM-16		1.76	2.17	17	113	82	

伸展した45°方向の斜めひび割れが徐々に拡大し、その後、軸方向鉄筋に沿った付着ひび割れを伴って破壊に至った状態を、また、斜め引張破壊は部材中間部の曲げひび割れから伸展した斜めひび割れとは別に、水平載荷点とフーチング上面とを結ぶ対角線上に別の斜めひび割れが破壊直前に発生し、軸方向鉄筋の座屈と同時に爆裂破壊した状態を示した。ただし、同一部材の表裏でもひび割れ形状が相違するものもあり、両形式を明確に判別し難い部材もあった。また、せん断耐力にも破壊形式の違いによる影響はみられなかった。

実験Ⅰでは軸方向鉄筋径および鉄筋比の影響を検討した。表-3のHuに示すように軸圧縮力を持続載荷したRM-1、RM-2およびRM-3部材は60kNの繰返し途中で破壊したが、軸方向鉄筋に12-D13を用いたRM-4部材は60kNの2回の繰返しにも耐え、その後の単調載荷で破壊した。ただし、同表のように各部材のHuの差は僅少である。一方、軸圧縮力を直前載荷したRM-5からRM-8部材は全て60kNまでの繰返しに耐え、その後の単調載荷で破壊した。このように持続載荷した柱部材のHuは直前載荷したその7～8割程度になっており、軸圧縮力の持続の有無、すなわち、モルタルの時間依存現象が柱部材のせん断耐力に大きな影響を及ぼすことがわかる。二羽らの提案式の β_p と β_n を上記のように置換えて求めたHaは、実験値自体のばらつきを考慮すれば、Huとほぼ一致している。なお、本実験と同じ条件で行ったコンクリート柱の結果と比較すると、モルタルの圧縮強度はコンクリートのそれより約10N/mm²大きい、持続載荷したモルタル柱のHuは逆にコンクリート柱のそれより約10kN小さくなった。この主な原因は、斜めひび割れ面における骨材のインターロッキング効果の違いに起因するものと考えられる。

実験Ⅱではせん断スパン長を30～60cmに変えた部材を作製し、せん断スパン比の影響を検討した。表-3に示すように軸圧縮力の持続の有無に関係なく、せん断スパン比が小さくなる程、せん断耐力は急増しており、二羽らが提案したはり部材に対するせん断スパン比の係数(0.75+1.4d/a)と比較して、柱部材のせん断耐力はせん断スパン比の影響を強く受けることがわかる。なお、せん断スパン比が1.76の部材を除外すれば、軸圧縮力を持続載荷した柱部材のHuは直前載荷したその9割程度になっている。

4. まとめ

本研究では、構造物の崩壊原因に繋がる柱部材のせん断破壊機構を解明するための一環として、帯鉄筋を有しない小型モルタル柱を用いた基礎的実験を行った。以下に、その結果を要約する。

- (1). 柱部材のせん断耐力は、軸圧縮力の持続の有無、すなわち、モルタルの時間依存現象の影響を受ける。
- (2). 柱部材のせん断耐力は、はり部材のそれと比較して、せん断スパン比の影響を強く受ける。
- (3). 二羽らのはり部材に対する提案式は、その係数の一部を変更すれば、柱部材にも適用可能である。