

[115] 枠付き鉄骨パネルで耐震補強した既存鉄筋コンクリート造骨組の曲げ破壊実験

正会員 ○山本泰稔（芝浦工業大学工学部）
正会員 青山博之（東京大学工学部）

1. 序

鉄筋コンクリート（以下RCと略す）柱の曲げ主筋量が少なく、本来、柱が曲げ破壊をおこすべき既存の骨組を、モルタル接合部を介して枠付き鉄骨パネルと一体化して、耐震補強した1層1スパンの模型耐震壁の水平加力実験結果について述べる。既に、枠付き鉄骨要素で補強したRCフレームが、せん断破壊及びパンチングシア破壊した場合について、諸強度及びじん性に関する推定が可能になったので〔文献(1),(2)〕、今回は、一般に理想的な破壊形式であると考えられている曲げ降伏先行型の耐震壁の挙動を検討する。

2. 実験体の製作

4～5階建てRC造建物の1階部分における内部構面を実験の対象として選び、柱の長期軸方向応力度は $\sigma_N = 30\text{kg/cm}^2$ を想定した。既存のRC部材断面の寸法は既往の実験通りとし、コンクリート強度は $F_c = 210\text{kg/cm}^2$ 、鉄筋はSR24及びSD30の使用を前提にして、実大建物を1/3に縮小した模型に統一した。

RC部材断面の算定は文献(5)の「耐震診断基準」に記載された方針に従った。一般に、耐震補強が必要な架構における柱の帯筋量は非常に少ない。そこで、曲げ降伏先行の実験体を作製するに当り、柱の主筋量は減らす、帯筋比は既往の実験体と同じ配筋量を踏襲した。その結果、柱の主筋が4-D13($p_t = 0.51\%$)、帯筋が $4\phi - \square - @120$ ($p_w = 0.1\%$)ならば終局せん断耐力 Q_{su} が終局曲げせん断耐力 Q_{bu} を超え、計算上、柱は曲げ破壊することが確認された。

試算の結果、鉄骨枠付耐震壁の終局耐力は、架構が全体曲げをうけると、引張RC柱の主筋が降伏することによって決まった。水平せん断力は鉄骨パネルとRC部分の両方で負担し、パネルが負担するせん断力は、RC骨組上・下のモルタル接合部を通じて伝達されるものと仮定し、モルタル中のスタッド及び樹脂アンカーの数量を決定した。スタッドの終局せん断耐力は、過去の直接せん断試験〔文献(1),(2)〕から得られた平均値 $q_s = 2.28\text{t/本}$ を用いたので、計算上、スタッド及び樹脂アンカーは $9\phi @ 86$ シングル配筋でよいことになる。実験体の製作段階では、全体曲げによる材軸方向力はRC柱のみが負担すると考えてきたが、パネルもモルタル接合部を通じて曲げ耐力の向上に関与する可能性がある、両アンカー筋の数量を $9\phi @ 60$ シングル配列した実験体も1体追加製作し、結局、図1に示す2体を製作することにした。

3. 材料の性質

3.1 コンクリート及びモルタル： 空中養生したコンクリート及びモルタルシリンダーの試

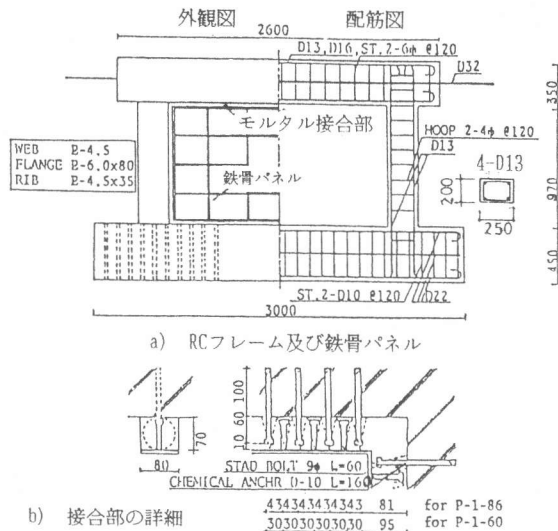


図1 実験体の概要

表1 コンクリートおよびモルタルの試験結果

	コンクリート			接合部モルタル			
	スランブ (cm)	σ_{max} (kg/cm ²)	σ_{sp} (kg/cm ²)	CE (t/cm ²)	σ_{max} (kg/cm ²)	σ_{sp} (kg/cm ²)	$m_{p'}^*$ (kg/cm ²)
P-1-86	17	240	26.4	217	469	24.7	228
P-1-60	22	202	26.7	194			

表2 鉄筋の引張試験結果

	A _t (cm ²)	sE (t/cm ²)	σ_y (t/cm ²)	σ_{max} (t/cm ²)	のび率 (%)
4φ	0.130	(2100)	1.77	3.06	23.4
*6φ	0.245	(2100)	6.35	6.95	12.9
D10	0.570	(2100)	4.24	6.05	14.4
D13	1.13	(2100)	4.44	6.70	13.5
D16	1.67	(2100)	4.25	6.53	17.8

* 印の試験片は明確な降伏点を示めさなかったため、始源ヤング係数を0.2%オフセットして求めた。