

V-95 鉄骨鉄筋コンクリート部材の隅角部に関する研究

東京都立大学 正員 村田 二郎
 東京大学 , 西岡 隆
 首都高速道路公社 , 津野 和男
 " " 〇山手 徳明

1. 緒言 橋脚構造物のように不静定次数の低い構造物では、隅角部の力学的性状を詳細に検討することは、設計の安全性、経済性の上から とくに重要なことであるが、これまでの鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)隅角部の研究では、部材を構成する鉄骨、鉄筋、コンクリート それぞれの応力状態の詳細な追求という点で不十分であった。一方、RC隅角部では、近年、その力学的特性と補強法が明確にされてきている。そこで、SRC隅角部の鉄骨ウェアの補強法を検討することと主眼に、その力学的性状を調べるために、実験的研究を行った。

2. 実験の概要 供試体は全部で6本である。1本は鉄鉄骨で、他はSRC部材である。供試体の番号、形状寸法、断面等を図-1、表-1に示す。配筋の状態はNo2~6すべて同一であり、No1,2,3,5,6の鉄骨フランジ断面は同一で、No5では荷重載荷位置の柱中心に対する偏心量(表-1ではアム長と記す)が異なる。No1の鉄骨ウェアには特別な補強をしていない。No2の鉄骨はNo1と同一の断面、形状寸法であり、No3,4,5およびNo6の鉄骨は、ウェアのみを後述する方法で計算し補強してある。ウェア厚は梁、柱とも隅角部と同一である。

供試体の隅角部およびその近傍、中央断面には、鉄骨、鉄筋、コンクリートそれぞれにワイヤーストレージを貼付した。載荷は反カブロックを用いジャッキにより行ない、設計荷重まで2tきざりに2回、

3tきざりに設計荷重の1.5倍まで1回、最後に破壊まで、各荷重段階におけろひすみと測定した。

3. 鉄骨ウェア厚の決定法

(1) 供試体No3,4,5における鉄骨ウェアは、隅角部前面における梁、柱の鉄骨にまじる応力度を推定し、この推定値から板厚を求めた。各供試体とも、柱の応力度により板厚が定まったので、柱について説明する。柱の応力度をコンクリートの引張型性成を考慮し、図-2の如く規定し、 α を適当に仮定、 k, μ を求め、鋼材とコンクリートの応力度を求める。本供試体では、 $n=8$ 、 $\alpha=0.25$ 、 $\sigma_{cu}=25 \text{ kg/cm}^2$ として計算した。ウェア厚は A_f : フランジ断面積、 σ_s : フランジ応力度、 d_i : 梁のウェア厚とすれば、 $t_w = A_f \cdot \sigma_s / d_i \cdot \tau_a$ より求まる。ここで τ_a は許容せん断応力度で、 $\tau_a = 0.45 \sigma_s = 630 \text{ kg/cm}^2$ である。

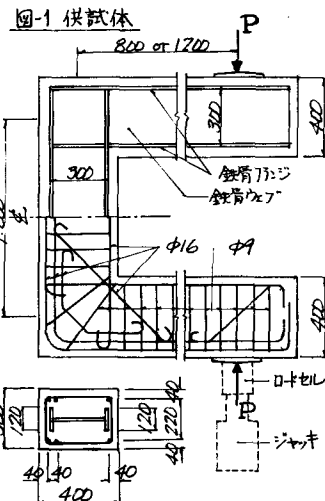


表-1. 供試体の諸元および材料強度 (kg/cm²)

供試体番号	種別	アム長 (cm)	フランジ幅 (mm)	ウェア厚 (mm)	鉄筋 SR24	コンクリート強度	鉄骨フランジ強度	鉄筋強度
No1	鉄骨	80	11・120	4.5	SS41	312	3,100	
No2	SRC				引張φ16・4本 圧縮φ10・2本	312		3,330
No3	"			9.0		301		
No4	"		6・120	6.0		383	3,140	
No5	"	120	11・120	9.0		343	3,100	
No6	"	80		15.0		378		

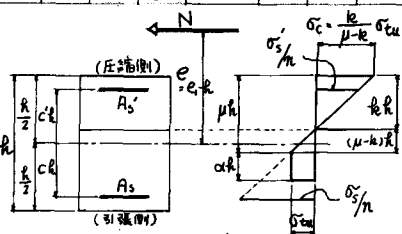


図-2 引張型性成を考慮した応力状態

(2) 供試体No6における鉄骨ウエブ厚は、SRC部材を累加強さ式で計算する場合の鉄骨の負担する曲げモーメント(M_s)とせん断力(Q_s)から $t_w = M_s/d_1 d_2 \alpha + Q_s/d_1 \alpha$ として求めた。ここで、 d_1, d_2 は梁および柱のウエブ厚である。

4. 実験の結果と考察

(1) SRC供試体の破壊荷重実測値は表-2のとおりである。No2が隅角部で破壊した他はすべて柱で破壊した。柱部に対する終局強度を計算し、実測破壊強度と比較すると、No2では柱強度に比し、やや低い値で隅角部の破壊が起きている。

(2) 柱部における断面の実測応力度が2(1)で示した計算結果と合致するか否かは設計上の一つの要員となるものであるが、表-3と設計荷重段階での比較表を示す。圧縮鋼材で差がみられるが、他は比較的よく一致している。

(3) 設計荷重(13.6t)における軸方向の実測応力度の供試体軸線に沿う変化の状態をNo2,3,6の場合について、図-3に示す。鉄骨ウエブの厚さの差によって、梁、柱部における応力発生の状態と、コンクリートにおける応力集中度に差があることが認められる。鋼材の軸方向応力度は、隅角部のがなり手前から減少する傾向にあり、隅角部で、梁、柱部としての計算応力度を越えることはない。

(4) No1,2,3,6のR12における主せん断応力度の発生状態と、No1とNo2の隅角部鉄骨ウエブにおける主応力の状態とを図-4,5に示す。主応力の値はNo1とNo2とでは、最小主応力の値に大きな差が認められる。この差の圧縮力は隅角部のコンクリートが負担していると考えられるが、このことは鉄骨ウエブの所荷力増大に寄与しよう。図-4におけるNo1とNo2の主せん断応力度の値からも、このことは理解できる。しかし、図-2においても設計荷重時に、せん断応力度が許容値を越える部分のあることに注意する必要がある。一方、No3~6では、せん断応力度が許容値を越えるものはない。No-6では、や、安全に過ぎる結果となった。

(図-4参照) 実験の結果に断面設計の経済性を考慮すれば、2(1)のすべての隅角部設計法は、推奨しうるものであろう。

(注1)終局強さ計算式は、泉山等鉄骨鉄筋コンクリート構造学への適用に関する研究(25回年度学術報告)による。

表-2. SRC供試体の破壊荷重と破壊箇所

	No2	3	4	5	6
破壊荷重実測値	35.04	42.58	31.71	25.56	49.33
破壊箇所	隅角部	柱部	柱部	柱部	柱部
柱の破壊位置					
計算値	37.08	40.05	33.15	26.54	50.44
比:計/実	1.06	0.94	1.04	1.04	1.02

表-3. 柱部応力度の実測値と計算値(設計値)

	No2	3	4	5	6
引張鋼材					
実測値(%)	1.220	1.200	1.110	1.090	1.130
計算値(%)	1.166	1.166	1.306	1.232	1.166
比:計/実	0.96	0.98	1.17	1.13	1.03
圧縮鋼材					
実測値(%)	590	620	630	735	620
計算値(%)	747	747	742	707	747
比:計/実	1.26	1.20	1.18	0.96	1.20
コンクリート					
実測値(%)	137	132	132	136	125
計算値(%)	136	136	135	132	136
比:計/実	1.00	1.04	1.02	0.97	1.10

図-3 供試体No2,3,6の設計荷重(13.6t)でのひずみ実測値

