

V-586

鋼板巻立て補強された高架橋RC柱の降伏変位算定法

鉄道総合技術研究所 正会員 玉井真一

九州旅客鉄道 正会員 瀧口将志

1. はじめに

構造物の耐震性能を照査する場合、降伏変位は等価固有周期およびじん性率算定の基準となるものである。したがって、降伏変位を精度よく算定することが必要である。本研究は、柱を鋼板巻立て補強した高架橋の降伏変位を算定することを目的として、柱部材の降伏変位の算定法を検討したものである。

2. 検討方法

降伏変位を、フーチング部からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位と、躯体の曲げ変形の和により表すこととし、表1に示す実物大試験体を用いた実験^{1,2,3)}による検討を行った。補強目的はせん断補強およびじん性補強であり、

表1 試験体および実験結果

名称	断面寸法		鋼板厚さ t (cm)	せん断スパン L_a (cm)	降伏変位実験値			降伏変位計算値			降伏荷重	
	幅 b (cm)	高さ h (cm)			拔出し ¹ (cm)	躯体 ² (cm)	合計 (cm)	拔出し (cm)	躯体 ³ (cm)	合計 (cm)	実験値 (kN・m)	計算値 (kN・m)
T1	60	60	—	290	0.61	1.95	2.56	0.64	B 1.53	2.17	1025	873
T2	60	60	0.6	290	0.54	1.07	1.61	0.57	A 1.09	1.66	1149	938
T4	60	60	0.6	290	0.50	1.18	1.68	0.60	A 1.05	1.65	1023	881
H1	80	80	—	300	0.62	1.48	2.10	0.59	B 1.32	1.91	2376	2045
H2	80	80	0.6	300	0.44	0.85	1.29	0.61	A 1.06	1.67	2382	2125
H3	80	80	0.9	300	0.42	0.71	1.13	0.60	A 1.02	1.62	2386	2127
W1	80	80	0.6	300	0.55	1.30	1.85	0.51	B 1.08	1.59	2214	1969
W2	80	80	0.6	300	0.56	1.33	1.89	0.47	B 1.03	1.50	2226	1995
W3	80	80	0.6	300	0.60	1.10	1.70	0.45	A 0.92	1.37	2338	2123

備考 T1,H1:無補強

T2,W1,W2:下端10cmは無補強

W1:鋼板を30cm間隔に分割, W2:鋼板を80cm間隔に分割

注 1:フーチング内の軸方向鉄筋ひずみの積分値と

計算中立軸位置から(1)式により算出

2:躯体変形=合計変位-拔出し

3:A=鋼板下端から1h以上で鋼板を断面剛性に考慮

B=鋼板を無視

鋼板はフーチン

グに定着してい

ない。鋼板と軀

体の間にはモル

タルを充填した。

実験はフーチン

グを固定し柱上

端に載荷する方

法で行い、降伏

は最外縁の軸方

向鉄筋が降伏し

た時点とした。

3. 軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位

軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 δ_{y1} は式(1)、(2)により算定する^{4,5)}。

$$\delta_{y1} = L_a \cdot \Delta L_y / (d - x_y) \quad (1)$$

ここに、 L_a : せん断スパン ΔL_y : 軸方向鉄筋拔出し量 d : 有効高さ x_y : 降伏時の中立軸位置

$$\Delta L_y = 7.4\alpha \cdot \varepsilon_y (6 + 3500\varepsilon_y) \phi / f_{cf}^{2/3} \quad (2)$$

ここに、 $\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-D/\phi)}$ ε_y : 軸方向鉄筋の降伏ひずみ ϕ : 軸方向鉄筋の直径 (cm) D : 軸方向鉄筋の中心間隔 (cm) f_{cf} : フーチングのコンクリート強度 (N/mm²)

図1は、軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位の計算値と

実験値の比較である。上記算定式による計算値は実験値と概ね一致している。

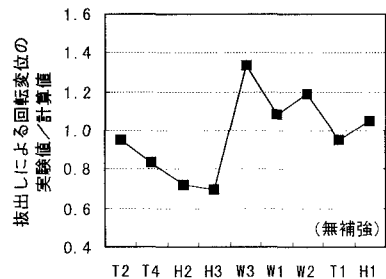


図1 軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位

キーワード：鋼板巻立て補強，降伏変位，RC柱

連絡先：〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38 TEL042-573-7281 FAX042-573-7282

4. 躯体の曲げ変形

躯体の曲げ変形は、柱下端で軸方向鉄筋が降伏する時の計算曲げモーメント分布に対して、引張側のコンクリートを無視して曲率分布を求め、これを2回積分することにより算定する。このとき、鋼板巻立て補強された柱では曲げ剛性に対する鋼板の寄与を考慮しないと曲げ変形を過大評価してしまうため、鋼板の考慮について検討した。

図2は無補強のT1、補強されたT2およびW3の軸方向鉄筋のひずみ分布を示したものである。T1の実験値は計算値と概ね一致しているのに対し、T2およびW3の実験値は下端付近では鋼板を無

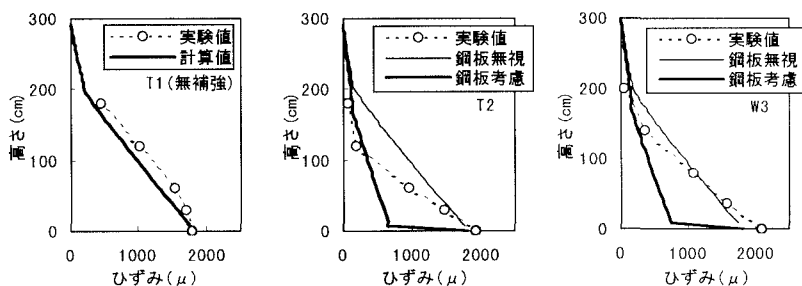


図2 降伏時の軸方向鉄筋ひずみ

視した計算値に近く、上部では鋼板を考慮した計算値に近い。

鋼板の寄与を考慮する方法として、柱下端から連続的に曲げ剛性を漸増させる方法⁹⁾も考えられるが、ここでは簡便な算定法として、鋼板端部から一定の区間で鋼板を無視し、それ以上の区間で引張縁、圧縮縁の鋼板を有効とすることとした。

図2でT2とW3を比較すると断面高さが大きいW3の方が柱下端付近での軸方向鉄筋のひずみが大きい。したがって、鋼板を無視する範囲は断面高さ h の倍数とし、これを0.5 h 、1.0 h 、1.5 h とした場合の計算値を実験値と比較したものが図3である。データのばらつきはあるが、鋼板端部から1.0 h 以上の範囲で鋼板を考慮すれば躯体変形の計算値は概ね実験値と一致することがわかる。

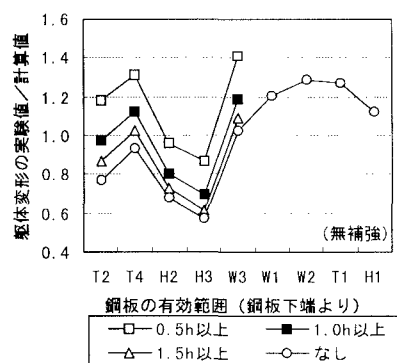


図3 鋼板の有効範囲と躯体変形

図4に降伏変位の計算値と実験値の比較を示す。鋼板を部材軸直交方向に分割したW1、W2では曲げ剛性に対する鋼板の寄与は見られなかったため、鋼板は無視した。

5. まとめ

鋼板巻立て補強されたRC柱の降伏変位は、軸方向鉄筋の拔出による回転変位と、躯体変形の和により求めることができる。躯体変形は、鋼板端部から断面高さ以上の部分で曲げ剛性に対する鋼板の寄与を考慮することで求めることができる。

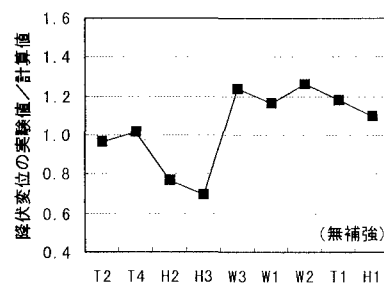


図4 降伏変位の計算値と実験値の比較

参考文献

- 1) 西川・渡邊・佐藤・谷村: 鋼板巻き補強柱部材の変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1505-1510, 1996.6
- 2) 田畑・佐藤・渡邊・安原: 鋼板巻き補強におけるディテールの影響に関する実験的研究, 土木学会第51回年次学術講演会 V-529, 1996.9
- 3) 谷村・宮村・奥井・佐藤・渡邊: RC柱の鋼板巻き補強における鋼板分割の影響に関する実験的研究, 土木学会第51回年次学術講演会 V-530, 1996.9
- 4) 石橋・吉野: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集 V-8, pp.57-66, 1988.2
- 5) 靱性評価WG: 鉄筋コンクリート部材の靱性率評価式について, 土木学会コンクリート技術シリーズ12, pp.42-82, 1996.7
- 6) Y.H.Chai et. al.: Analytical Model for Steel Jacketed RC Circular Bridge Columns, Journal of Structural Eng. ASCE, Vol.120, No.8, pp.2358-2376, 1994.8