

I - B115

角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の変形性能に関する実験

建設省土木研究所 正会員 高橋 実
同 上 正会員 西川和廣
同 上 正会員 村越 潤
同 上 正会員 上仙 靖

1. はじめに

著者らは、鋼製橋脚の正負交番2軸繰返し載荷実験を実施し、矩形断面橋脚の耐震設計法として角部にコーナープレートを溶接する方法を提案してきた^{1)・2)}。ここでは文献^{1)～2)}およびそれ以降に行ってきた実験結果について報告する。

2. 実験概要

供試体の諸元および形状寸法をそれぞれ表-1および図-1に示す。供試体No. 22, 23, 36は角補強を施した供試体であり、No. 20はNo. 22, 23に対しコーナープレートを取付けていない基本となる供試体である。表-1の供試体名の中のカッコ内の数字は、基本構造に対する断面2次モーメントの比を示したものである。No. 36は $R_R \leq 0.5$, $R_F \leq 0.5$ および $R_c \leq 0.4$ の条件³⁾を狙った供試体だが、材料降伏点の値が想定していたものより高かったために、結果的に R_F と R_c の条件を満足しなかった。載荷は鋼製フレームに供試体を水平に寝かせた状態でPC鋼棒を用いて供試体基部を固定し、補強前の断面に対する降伏軸力（公称値）の約12～21%の軸力を一定に保ちながら、供試体天端から高さ250mmの位置に水平荷重を正負交番載荷した。上ベースプレートから載荷点中心までの距離は3,423mmである。

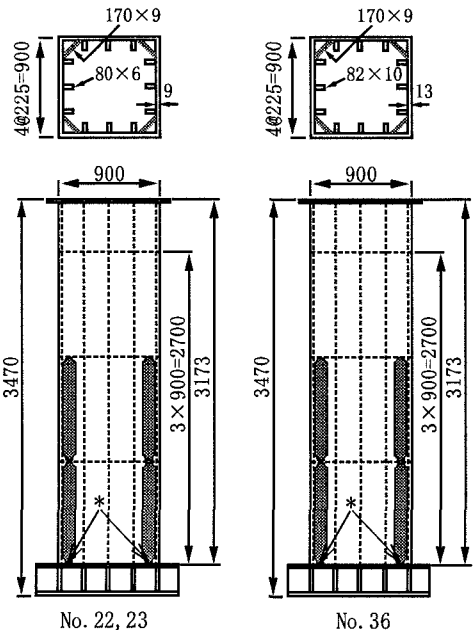


図-1 供試体の形状・寸法

3. 実験結果

(1) 荷重-変位関係と損傷の進展状況

図-2にNo. 36の水平荷重-水平変位関係の履歴曲線（ヒステリシスループ）を示し、図-3に各供試体の水平荷重-水平変位の正側包絡線を示す。ここで、 P_y は材料試験結果に基づく降伏水平荷重、 δ_y は P_y を実験で得られた初期勾配の値で除した降伏水平変位である。 δ_{97} は耐力が安定している領域における最大の水平変位（最大耐力の97%）であり、 $\downarrow$ 印で図中に示してある。No. 36では、 $3\delta_y$ 時に縦リブの変形がはじまり、 $5\delta_y$ 時ぐらいから補剛板の局部座屈による面外変形が観察されるようになるが、その後においても角部がねじれる

表-1 供試体の諸元

供試体名	A (cm^2)	I (cm^4)	σ_y (kgf/cm^2)	λ	幅厚比パラメータ				占有幅 2c/b	γ/γ^*	$\gamma_1/\gamma_{1,req}$	軸力比 N/ N_y
					R_R	R_F	R_b	R_c				
No. 20 基本構造	378.4	480,500	4,160	0.27	0.59	0.61	0.93	-	-	0.91	0.91	0.12
No. 22 角補強 (I. 2I)	439.6	569,300	3,900	0.26	0.57	0.59	0.92	0.43	0.27	0.91	0.91	0.11
No. 23 角補強 (I. 2I), 軸力増	439.6	569,300	3,910	0.26	0.57	0.59	0.92	0.43	0.27	0.91	0.91	0.17
No. 36 角補強 (I. 1I)	620.8	797,400	3,710	0.26	0.38	0.52	0.55	0.42	0.27	0.53	1.1	0.11

注) 表中の数字は角補強材を含んだ断面に対する値である。但し、 R_R , R_F は角補強材を含まない。 R_y は補剛材間のパネルの幅厚比パラメータ。 R_F は補剛板全体の幅厚比パラメータ。 R_b は縦リブの幅厚比パラメータ。 R_c は角補強材（コーナープレート）の幅厚比パラメータ。軸力比は σ_y を用いて算出。鋼種はSM490。

キーワード：鋼製橋脚，耐震設計，角補強，変形性能，繰返し載荷実験

構造橋梁部橋梁研究室 〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 TEL 0298-64-4919 FAX 0298-64-0565

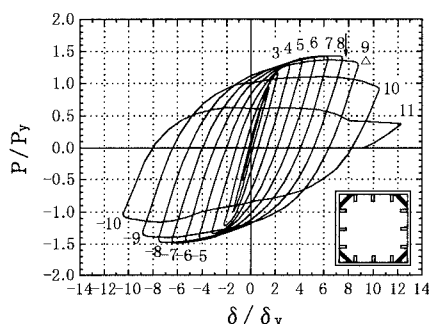


図-2 ヒステリシスループ(No. 36)

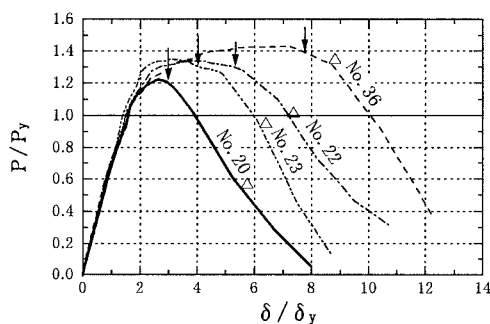


図-3 正側包絡線

ことなく最大耐力付近にて安定した領域を作っている。角部を構成するコーナープレート下端と基部ベースプレートとのすみ肉溶接部4箇所(図-1の*印の部分)については、最大耐力を迎える前に順次+4 δ_y 、-5 δ_y 、±7 δ_y 時に引張を受ける際に溶接ビード全長にわたって割れが発生していることが観察されている。しかし、最大耐力が生じる8 δ_y 付近まで安定した領域が作られている。10 δ_y 付近になると角部の橋脚軸直角方向割れが外側から観察されるようになり、最後は引張側フランジが全断面破断し実験を終了した。

(2) 耐力および変形性能

図-2, 3における△印は、図-2の1ループで囲まれる1サイクル当たりの面積(エネルギー吸収量)が最大となる位置を示している。エネルギー吸収量は耐力が低下した後も、△印の位置に達するまでは単調増加し続けている。図-4に図-2の各ループで囲まれる面積を足し合わせて求めた無次元化累積吸収エネルギーを示す。図中の()内は、終局変位 δ_{97} までの無次元化累積吸収エネルギーの値を示している。これによると、角補強構造No. 22, 23は、基本構造に比べ約2.5～4.7倍のエネルギー吸収能力を有している。また、座屈パラメータをNo. 22よりも改善したNo. 36では、大きなエネルギー吸収が期待できることが分かる。

図-5に δ_{97} と3種類のパラメータ(軸力比、細長比パラメータ、幅厚比パラメータ)を掛け合わせたものの関係を示す。図中には、同程度の寸法形状を有する矩形断面供試体²⁾(No. 20などの基本構造計19体)から得られた回帰曲線を一点破線で示してある。角補強を施した供試体の塑性率($\delta_{97}/\delta_y \approx 4 \sim 7.5$)は、横軸のパラメータに対し右下がりの傾向にあり、基本構造に比べて約1.5～4 δ_y 増加していることが分かる。

最後に、この研究は6者(建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会)の共同研究の一環として実施されたことを記す。

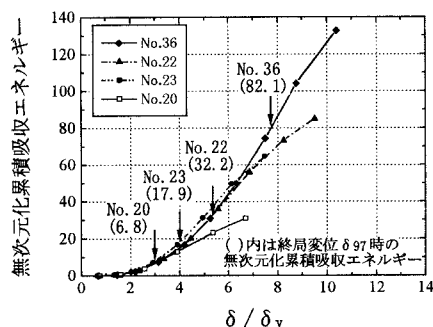
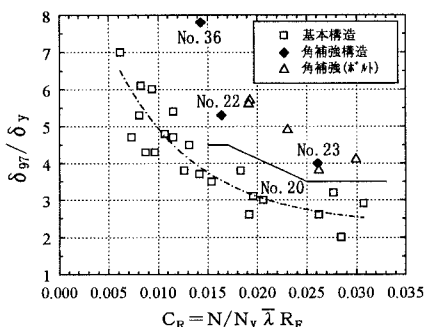


図-4 無次元化累積吸収エネルギー



注:実線は文献4)に示す既設鋼製橋脚に高力ボルトによる角補強を施した場合のタイプIIの地震動に対する許容水平変位

図-5 δ_{97} と各種パラメータの関係

【参考文献】

- 1) 西川ほか:鋼製橋脚の耐震設計の一手法について,第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 401-406, 1997. 1. 2) 建設省土木研究所ほか:道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)～(VII), 共同研究報告書第178～184号, H9. 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, V耐震設計編, 平成8年12月. 4) 日本道路協会:既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 平成9年8月.