

ハイブリッド試験を用いた鋼製矩形断面橋脚の地震時挙動に関する一考察

勝浦 啓* 相場 充* 幕田 宏* 熊谷 洋司**

* 三菱重工業株式会社 横浜研究所 (〒231 横浜市中区錦町12番地)

** 三菱重工業株式会社 横浜製作所 (〒231 横浜市中区錦町12番地)

兵庫県南部地震での被害を踏まえ、既設鋼製橋脚の耐震補強対策が急務となっている。橋脚内部にコンクリートを充填補強する対策方法が道示に示されているが、耐力の増加によりアンカー部の補強が必要になることが想定される。こうした観点から、本論文では、既設鋼製矩形橋脚の耐力増加を抑えた耐震補強構造形式の一案として、補剛板の外側に水平方向に鋼製リブを溶接した横リブ補強構造に着目し、補強前後の供試体に対するハイブリッド試験を行い、実地震時の挙動を把握、耐震性能に関する評価・考察を行った。

Key Words : earthquake response, Pseudo-dynamic test, steel bridge pier, buckling

1. はじめに¹⁾

兵庫県南部地震で発生した地震波は、それまでの土木構造物に対する設計設定加速度を大きく上回っており、鋼製橋脚に関しても座屈や角部の割れ等、多くの被害が発生している。

これらを受けて、平成7年2月に「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の通達、また、平成8年12月に道路橋示方書・同解説 V耐震設計編の改定がなされ、主として、鋼製橋脚の耐震性を向上させる方法が示された。特に、鋼製橋脚内部にコンクリートを充填補強する方法が示されているが、既設橋脚に本方法を採用した場合には、耐力の増加により、アンカー部の補強が必要となることも想定されるため、鋼製橋脚のみで十分な耐震強度を有する構造形式や設計法の確立が急務となっている。

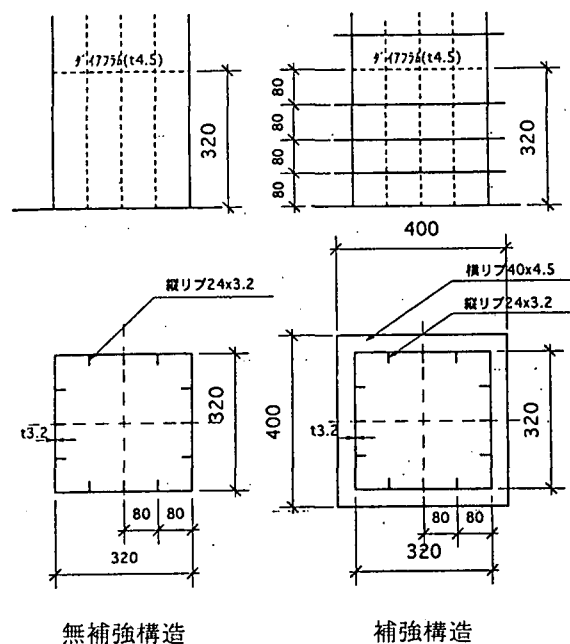
鋼製矩形断面橋脚での補強構造形式の一例としては、改定された道路橋示方書・同解説 V耐震設計編にある様なコーナプレートを取り付け、角部の脆性的破壊を防ぐ角補強構造がある。また、補剛板の座屈強度を向上させ、じん性の増加を狙いとした、補剛板の外側に水平方向に鋼製リブを溶接した横リブ補強構造が考えられている。

本論文では、横リブ補強構造に着目し、無補強構造との比較により、耐震性向上に関する検討・評価を行ったので報告する。

耐震性の向上に関しては、繰り返し、もしくは単調載荷等の静的試験により検討が数多く実施されているが、ここでは、実地震時の挙動把握を狙い、ハイブリッド試験にて行っている。

2. 対象供試体

図一に本検討で対象とした供試体の断面図と側面図を示す。また、表一には、鋼材の保証降伏点で考えた場合、および材料試験結果に基づいた場合の、本構造における諸構造パラメータを示す。無補強構造は、鋼材の保証降伏点 $\sigma_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ で考えた場合に、補剛板の幅厚比パラメータ $R_p = 0.5$ 、補剛材剛比 $\gamma / \gamma_{req} \approx 1.0$ になるように設計した。また、補強構造は、縦リブと横リブの間のアスペクト比が1になるように横リブを配置し、その板厚は、ダイアフラムと同じものを使用した。材質は、すべてSS400を使用した。



図一 供試体概要図

表一 1 供試体構造パラメータ

| 項目 | 単位 | 設計時 | | 材料試験結果 | |
|-----------------------|---------------------|---------|---------|---------|---------|
| | | 無補強 | 補強 | 無補強 | 補強 |
| σ_y | kgf/cm ² | 2400 | 2400 | 2800 | 2800 |
| E | kgf/cm ² | 2.1E+06 | 2.1E+06 | 2.1E+06 | 2.1E+06 |
| R _R | | 0.44 | 0.44 | 0.50 | 0.50 |
| R _F | | 0.50 | 0.17 | 0.54 | 0.18 |
| γ/γ^* | | 0.78 | 0.78 | 0.83 | 0.83 |
| γ/γ_{req} | | 0.99 | 0.99 | 0.84 | 0.84 |
| λ | | 0.21 | 0.21 | 0.22 | 0.22 |
| f _m | Hz | 6.30 | 6.30 | 5.83 | 5.83 |
| f _a | Hz | 2.23 | 2.23 | 2.06 | 2.06 |

σ_y :降伏応力, E:ヤング率, f_m:モデル振動数, f_a:実橋換算振動数

R_R:縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ

R_F:縦補剛材パネルの幅厚比パラメータ, γ :補剛材剛比

γ^* :補剛材必要最小剛比, γ_{req} :道示での補剛材必要最小剛比

3. ハイブリッド試験²⁾

ハイブリッド試験は、構造物の地震時の挙動を振動台を用いずに再現する手法で、構造物の復元力特性を実験から求め、数値解析により応答計算をする試験方法である。鋼製部材の歪速度の影響や供試体の慣性力を考慮しにくいデメリットはあるが、補剛板の座屈状況を逐次観察できる等のメリットを有する。

(1) 試験装置・方法

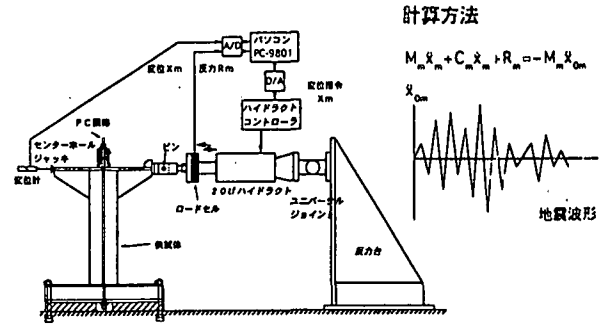
図一2に本検討で用いた試験装置・方法を示す。

試験は、供試体と反力台をレール定盤にボルトで固定し、その間に供試体の変位を制御するไฮドラクトを設置してある。供試体の水平方向変位は、ไฮドラクト本体に内蔵されている変位計ではなく、別途設置したインダクタンス型変位計により求めている。反力は、ไฮドラクトと供試体との間に設置したロードセルを用いて計測した。応答計算と各種データの計測には、A/D、D/Aボードを組み込んだパソコンを使用した。また、数値積分方法としては、中央差分法を使用した。数値計算で求めた次のステップの変位量は、D/Aボードを介してไฮドラクトに与えられ、供試体の変位とそれとの差がある一定の誤差内に収束するまで制御を行う。

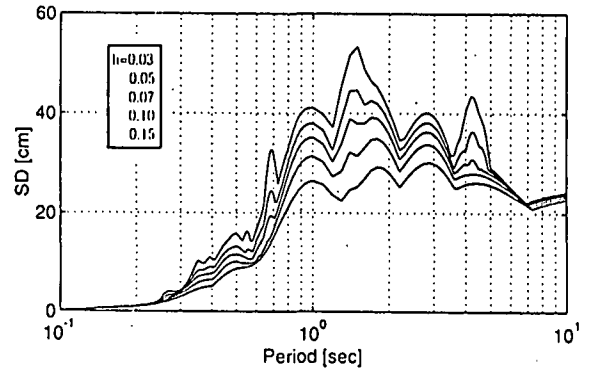
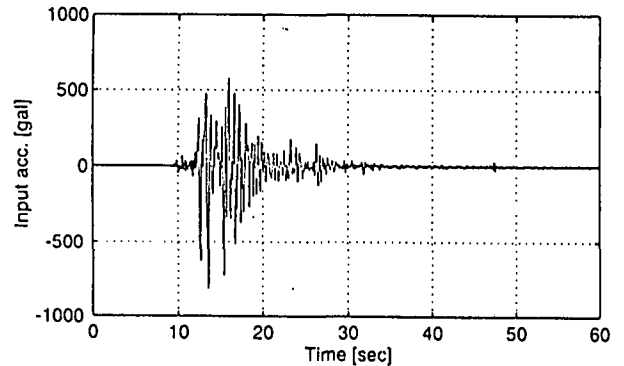
また、基部の変形等による供試体の剛体変形に関しては、基部の変位から逐次補正して計算を実施した。また、構造減衰は、1%とした。

(2) 入力地震波

入力地震波は、JMA神戸でのNS方向の観測波を使用した。時間ピッチは観測波形においては1/50秒であり、それを後述の相似則を考慮して変換し、応答計算に入力した。図一3に地震波形と変位応答スペクトルを示す。



図一2 試験装置



図一3 JMA神戸NS地震波形と変位応答スペクトル

(3) 相似則

本供試体は、実橋の1/8の寸法モデルを想定しており、長さは1/8、ヤング率と加速度を1として、相似則を設定した。加速度を1とした理由は、鉛直方向加速度を今後考慮することを勘案したためである。

表一2 相似則のまとめ

| 項目 | 次元 | 相似則 | 備考 |
|------|-------------------------|------------------|------------|
| 長さ | [L] | 1/k | 縮尺比 |
| ヤング率 | [F][L] ⁻² | 1 | 同一材料を使用 |
| 加速度 | [L][T] ⁻² | 1 | 鉛直加速度を勘案 |
| 時間 | [T] | 1/√k | 加速度, 長さより |
| 力 | [F] | 1/k ² | ヤング率, 長さより |
| 質量 | [F][T] ² [L] | 1/k ² | |
| 振動数 | [T] ⁻¹ | √k | |
| 応力 | [F][L] ⁻² | 1 | |
| 速度 | [L][T] ⁻¹ | 1/√k | |
| 変位 | [L] | 1/k | |
| 剛性 | [F][L] ⁻¹ | 1/k | |

(4) 鉛直方向荷重

橋梁主桁の自重に相当する鉛直方向荷重は、P C 鋼棒による引張荷重によって与えた。その量は断面の降伏荷重の 15% を想定した。

4. 試験結果と考察

図一 4 に無補強構造の、図一 5 に補強構造の試験結果の内、無次元化水平反力と水平変位の関係、無次元化水平変位の時刻歴波形を示す。また、写真一 1 には、試験終了時における無補強構造の、写真一 2 には補強構造の基部状況を示す。無補強構造では、基部の補剛板全体に座屈変形が発生しているのに対して、補強構造では座屈の発生がほとんど見られない。

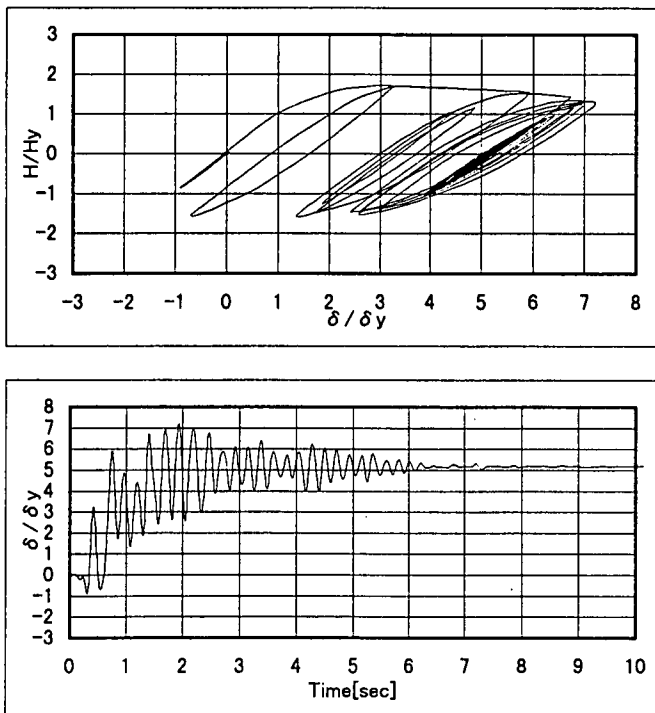
(1) 最大変形量

表一 3 に無補強構造と補強構造の最大変形量と残留変形量を無次元化して表わしたものを示す。

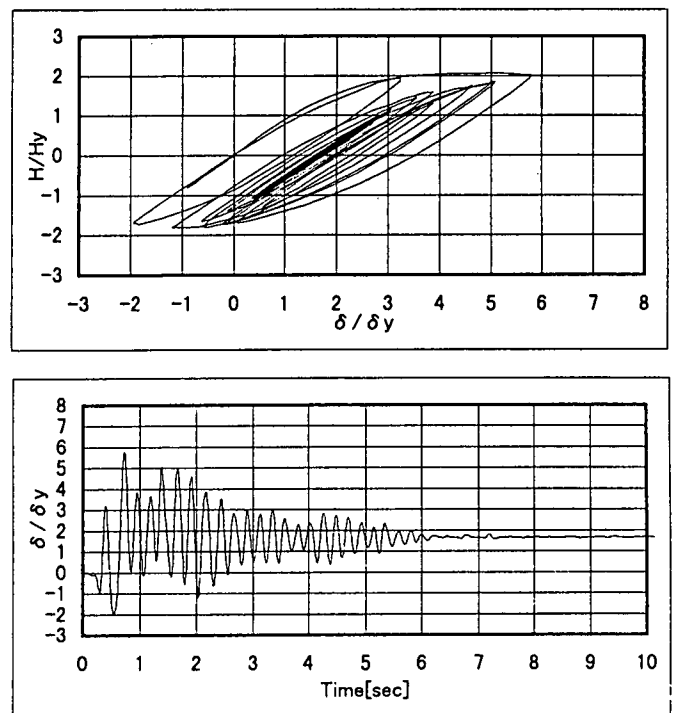
無補強構造での最大変形量は、2 秒付近で発生し、その値は δ / δ_y で 7.21 であるのに対して、補強構造においては、1 秒前付近で最大変形が発生し、その値は 5.80 で、無補強と補強の比では、0.80 と 2 割の差が見られた。

(2) 残留変形量

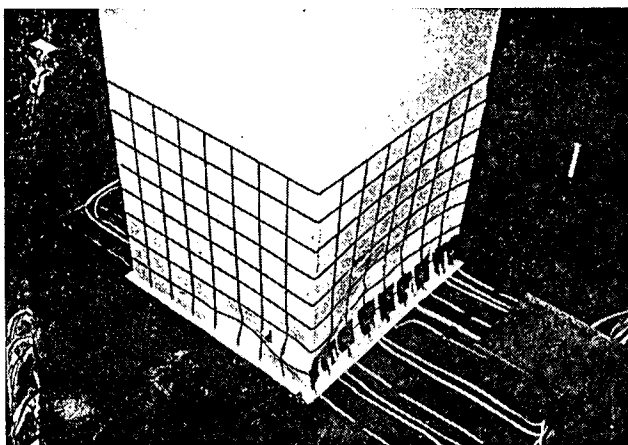
無補強構造での残留変形量は、 δ / δ_y で 5.20 であるのに対して、補強構造においては 1.68 と少なく、無補強と補強の比では、0.32 と約 7 割の違いが見られる。



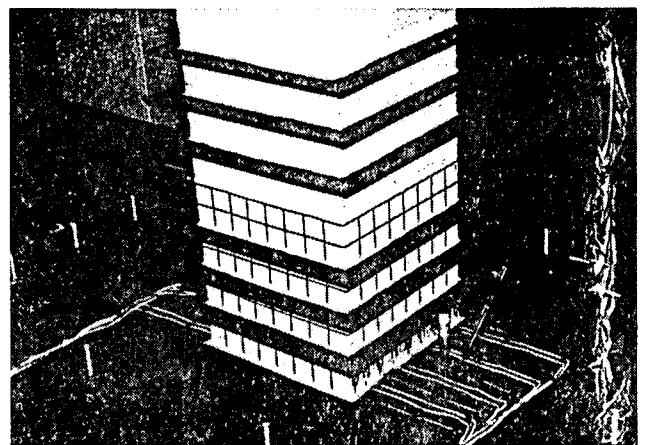
図一 4 試験結果(無補強構造)



図一 5 試験結果(補強構造)



写真一 1 無補強構造基部状況



写真一 2 補強構造基部状況

(3) 最大変形量と残留変形量の関係

最大変形量に対する残留変形量の比に着目すると、無補強構造では 0.72、補強構造では 0.29 と補強構造の方が格段に小さいことが分かる。

無補強構造では、最大反力が発生し、補剛板全体の座屈変形が観察された $\delta / \delta y = 3$ 付近まで変形した後、耐力劣化領域に進行することから、変形が増加しやすい。一方、補強構造では、最大反力付近でも補剛板には座屈変形はほとんど発生しないために耐力の劣化が少なく、その後の地震波入力でも変形が増加しにくいことが試験結果から分かった。

表一 1 から、これら 2 つの構造形式での諸構造パラメータで異なるのは、補剛板全体としての等価幅厚比パラメータ R_F であり、鋼製橋脚の耐震性向上のためには、 R_F を小さく抑えることが望ましいと推定される。

表一 3 最大変形量と残留変形量

| 項目 | 無補強 | 補強 | 補強/無補強 |
|-------------------------------|------|------|--------|
| 最大変形量比: δ_m / δ_y | 7.21 | 5.80 | 0.80 |
| 残留変形量比: δ_r / δ_y | 5.20 | 1.68 | 0.32 |
| 残留変形量/最大変形量 | 0.72 | 0.29 | 0.40 |

5. おわりに

鋼製矩形断面橋脚の補強方法としては、アンカー部への配慮から橋脚自体の耐力増を出来るだけ抑制することが望ましい。その一案として、補剛板の座屈強度向上、じん性増加が期待される、補剛板の外側に水平方向に鋼製リブを溶接し、補剛板全体の幅厚比パラメータを制限した横リブ補強構造について、無補強構造との比較により、耐震性の向上を把握することを目的として、JMA の地震波を用いたハイブリッド試験を実施した。

その結果、以下のことが分かった。

(1) 無補強構造では、基部補剛板全体の座屈変形が発生するのに対して、横リブ補強構造では、座屈変形はほとんど発生せず、耐震性が大きく向上していることを確認した。

(2) 無補強構造と横リブ補強構造の最大変形量は、約 2 割の差であるのに対して、残留変形量は 7 割もの違いが発生した。その理由としては、無補強構造では補剛板全体の座屈変形が発生した後に耐力劣化領域に進行することにより変形が増加し、残留変形量が大きくなるのに対して、横リブ補強構造では最大反力付近でも補剛板には座屈変形はほとんど発生しないために耐力の劣化が少なく、その後の地震波入力でも変形が増加しにくいためであると推定される。

(3) 本実験で与えた入力地震波に対しては、補剛板全体としての幅厚比パラメータ R_F を小さくすることが、耐震性向上に対して望ましい。

今後は、横リブ補強のリブ寸法や他の補強方法の耐震性能に及ぼす影響度の把握・評価、また、現在まで各機関で数多く実施されている繰り返し載荷試験による耐震性能評価とハイブリッド試験による評価との関連性の検討等が課題と考えられる。

6. 参考文献

- 1) 鋼製橋脚の耐震設計の一手法について
西川他、第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集
- 2) 相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察 等
才塚他、土木学会論文集 No.507/I-30,179-190

(1997 年 3 月 31 日受付)

A Consideration on the seismic behavior of steel bridge of rectangle type pier by Pseudo-dynamic Tests

Hiroshi KATSUURA, Mitsuru AIBA, Hiroshi MAKUTA, Youji KUMAGAI

The Hyogo-ken Nanbu earthquake caused much damage to some steel piers of bridges. It is important that constructed steel piers are reinforced with higher ductility. In this study, the seismic behavior of a steel pier with horizontal rib for flange plate was tested by Pseudo-dynamic Tests using the earthquake waves of the Hyogo-ken Nanbu earthquake. The results showed that a steel pier with horizontal rib for flange plate was enough ductility to the Hyogo-ken Nanbu earthquake.