

免震支承を有する鋼製橋脚の ハイブリッド地震応答実験

中島大輔¹・宇佐美勉²・金田一智章³

¹学生会員 名古屋大学 大学院工学研究科 土木工学専攻(博士課程前期課程)(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学 教授 大学院工学研究科 土木工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³正会員 工修 三菱重工業株式会社 広島製作所(〒733-8553 広島市西区観音新町4丁目6番22号)

本研究は、免震支承を有する鋼製橋脚に対するハイブリッド地震応答実験を行うことにより、免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析手法の妥当性を検討するものである。橋脚の復元力モデルとして、2パラメータモデル、免震支承の復元力モデルとして、移動硬化型バイリニアモデルを適用した解析モデルに対して、実験結果と比較したところ、残留変位において若干の差はあるものの非常に良い精度で、地震時挙動を把握することができている。なお、免震支承の復元力モデルに必要なパラメータは、免震支承の性能試験から推定しており、その推定方法についても提案している。

Key Words : seismic isolator, pseudodynamic test, steel bridge pier, two-mass two-degree system.

1. 緒言

文献[1]で提案されているハイダクティリティー鋼製橋脚は、ハイブリッド地震応答実験などによりその優れた強度と変形能が実証されている。しかし、橋脚によっては、応答変位が大きいために、残留変位が大きくなり易く、残留変位で定義された機能保持限界^[2](表-1)の照査において崩壊(A_s)と見なされる場合があった。そこで、文献[3]では残留変位を低減するために、震度法による一次設計の際の安全率の引き上げと、橋脚基部へのコンクリート充填を取り上げ、実験により検証した。しかし、残留変位を低減する効果は確認されたが、損傷度を大幅に改善するには至らなかった。従って、本研究では、さらなる残留変位低減の方策として、ハイダクティリティー鋼製橋脚に対して①免震支承の導入と②免震化した橋脚へのコンクリート充填の2方策を取り上げ、これらの効果をハイブリッド地震応答実験により検証する。

また、単柱式鋼製橋脚の復元力モデルである2パラメータモデル^[4]については、過去に行われたハイブリッド地震応答実験によって、既にその妥当性が検証されているものの、免震支承を有する鋼製橋脚のような2質点2自由度系モデルでは、実験結果がないことから、十分な妥当性の検証が行われていない。そこで、鋼製橋脚の復元力モデルとして2パラメータモデル、免震支承の復元力モデルとして移動硬化型バイリニアモデルを用いた2自由度系の弾塑性地震応答解析手法^[5]に

関して、その妥当性を検証する。

2. 実験概要

2.1 ハイブリッド地震応答実験

図-1に本実験で使用した供試体の概念図を、表-2に実験供試体の実測寸法を示す。製作には板厚4.5mmのSM490YA材を用いた。橋脚のパラメータは、文献[1]で提案されているハイダクティリティー鋼製橋脚の設計思想に基づいている。なお、表-2の降伏荷重 H_y 、降伏変位 δ_y は、II種地盤時を想定している。免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を用いる。図-2にLRBの概念図を示す。鋼製橋脚と免震支承を組み合わせた地震応答解析では、一般に2自由度系にモデル化をして解析が行われている。本研究では、この2自由度系を1自由度系に縮約したモデルを想定してハイブリッド地震応答実験を行った。入力地震動としては、兵庫県南部地震の観測地震動(I,II種地盤)と修正地震動(II,III種地盤)を用いた。

2.2 免震支承の性能試験

ハイブリッド地震応答実験で使用した免震支承の復元力特性を明らかにするため、性能試験を行う必要がある。また、弾塑性地震応答解析を行うには免震支承の復元力をモデル化しなければならない。そこで実験で用いた3体の支承に対して、性能試験を行った。試験方法は、せん断ひずみを100%、面圧を2.04MPaとして定変位繰り返し載荷試験とした。

試験の結果、図-3(a)に示すように免震支承の復元力

表-1 許容損傷度の分類と機能保持限界としての残留変位制限値

許容損傷度 (記号)	損傷内容および復旧期間	残留変位制限値
崩壊 (As)	車両通過が不可能、撤去・建て替えが必要	$h/100$ 以上
大損傷 (A)	橋の機能消失、補修2ヶ月以上必要	$h/100$
中損傷 (B)	緊急車両のみ通行可能、補修に2週間から2ヶ月程度必要	$h/150$
小損傷 (C)	数日以内で復旧可能。または、補修しながら普通車量通行可能	$h/300$
無損傷 (D)	損傷がほとんど無し、目視点検後、すぐに通常交通可能	$h/1000$

表-2 供試体実測寸法

注) h = 橋脚高さ

No.	供試体名	LRB	h (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	bs (mm)	ts (mm)	γ/γ^*	$\bar{\lambda}_s$	$\bar{\lambda}$	R_f	H_y (kN)	δ_y (mm)
1	S35-35	—	1033	224	201	4.87	26	4.87	3.65	0.175	0.344	0.320	99.6	5.90
2	S35-35-C1,2,3	Case1,2,3	1033	224	201	4.82	26	4.82	3.74	0.179	0.355	0.332	99.6	6.05
3	S35-35-20-C2	Case2	1033	224	201	4.77	26	4.77	3.81	0.176	0.349	0.329	98.3	6.15
4	S35-45-C2	Case2	1328	224	200	4.75	26	4.75	3.83	0.178	0.453	0.334	80.9	9.68

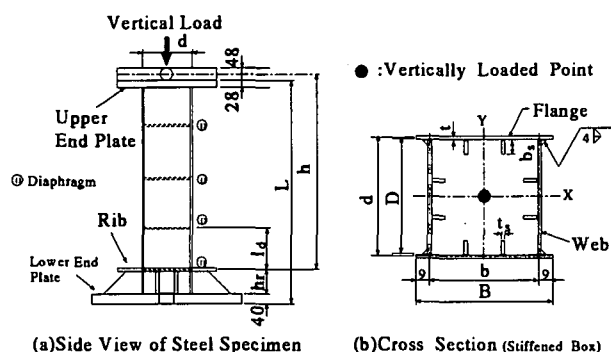


図-1 実験供試体

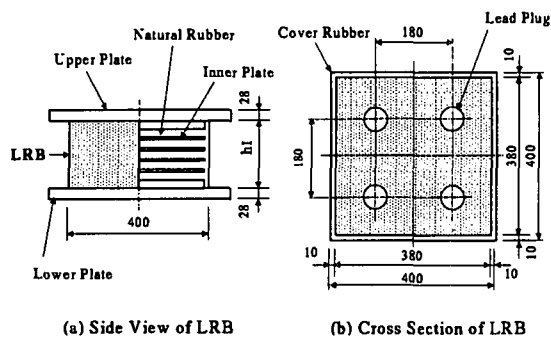


図-2 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB)

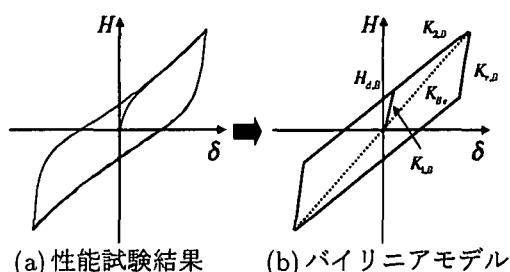


図-3 復元力のモデル化

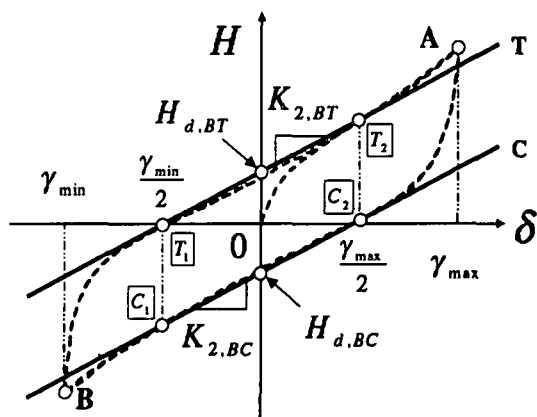


図-4 復元力モデルの諸量の計算法

特性はバイリニア型に近い形状をとる。したがって、解析では既述のとおり、復元力モデルはバイリニアモデルとした。ここで、 $K_{1,B}$ = 支承の1次剛性、 $K_{2,B}$ = 2次剛性、 $H_{d,B}$ = 降伏荷重、 $K_{r,B}$ = 除荷域剛性、 K_{Be} = 等価剛性である。

以下に、図-4を元に、モデルに必要なとなる諸量の計算方法を示す。

- 1) 1次剛性 $K_{1,B}$ は原点での接線剛性とする。
- 2) 性能試験のせん断ひずみが正負の最大値の半分の値 ($\gamma_{\max}/2$ および $\gamma_{\min}/2$) となる4点 (引張側: T_1 および T_2 , 圧縮側: C_1 および C_2) を求める。こ

で、 T_1 と T_2 を結んだ直線 T の傾きを $K_{2,BT}$ 、 C_1 と C_2 を結んだ直線 C の傾きを $K_{2,BC}$ とし、2次剛性 $K_{2,B}$ はその平均値とする。

- 3) 降伏荷重 $H_{d,B}$ は、直線 T、と直線 C と荷重軸 H の切片荷重 ($H_{d,BT}$, $H_{d,BC}$) の平均値とする。
- 4) 性能試験結果の1ループの履歴吸収エネルギーが、上記の方法により定められた2次剛性 $K_{2,B}$ と降伏荷重 $H_{d,B}$ を用いたバイリニアモデルの履歴吸収エネルギーと等価になるように、除荷域剛性 $K_{r,B}$ を定める。

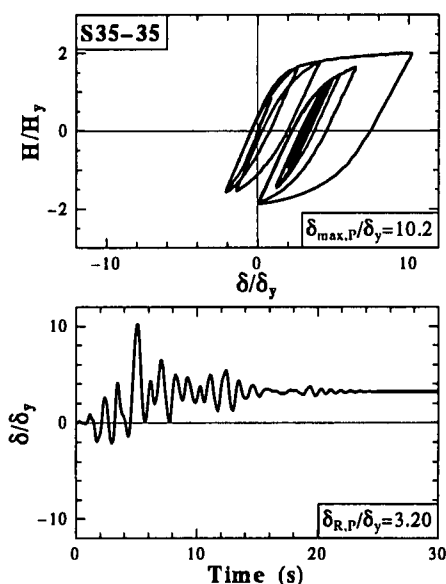


図-5 非免震 ($T=0.785$ 秒)

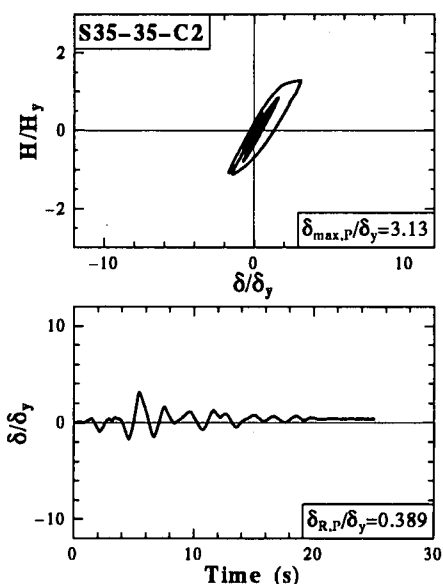


図-6 Case2 ($T=2.38$ 秒)

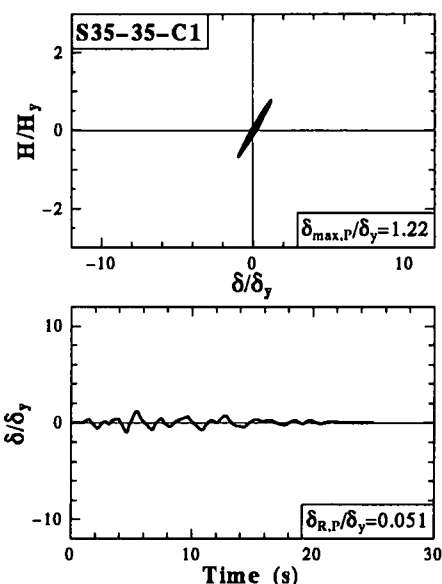


図-7 Case1 ($T=2.90$ 秒)

表-3 LRBのパラメータ

供試体名	$H_{d,B}$ (kN)	$K_{1,B}$ (kN/mm)	$K_{2,B}$ (kN/mm)	$K_{r,B}$ (kN/mm)	K_{Be} (kN/mm)
Case1	33.5	5.36	0.794	3.50	1.11
Case2	12.4	5.40	1.89	7.73	2.07
Case3	35.0	12.5	2.52	10.9	3.31

5) 等価剛性 K_{Be} は、復元力履歴曲線のせん断ひずみが最大値 (γ_{max}) となる A 点と最小値 (γ_{min}) となる B 点を結んだ直線の傾きとする。

1)~5) によって求めたバイリニアモデルの諸量を表-3に示す。等価剛性の値は、Case1が最も低い値となり、Case2, Case3の順に高くなる。等価剛性が低いほど橋脚は長周期化されるのでCase1, 2, 3の順に橋脚を長周期化する。なお、解析上、1次剛性 $K_{1,B}$ は除荷域剛性 $K_{r,B}$ に等しいものとして、計算を行っている。

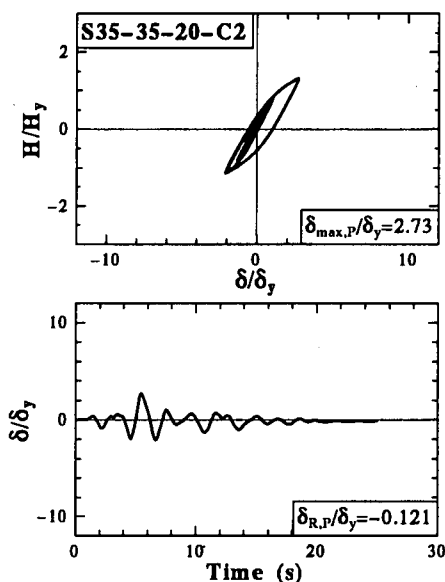


図-8 Case2 + コンクリート充填

3. 実験結果および考察

3.1 実験結果

図-5~図-8にJR鷹取駅観測地震動による橋脚頂部の復元力履歴曲線および時刻歴応答変位を示す。ここで、荷重と変位は、それぞれ降伏変位: δ_y , 降伏荷重: H_y で無次元化してある。

最大応答変位 $\delta_{max,P}$ を見ると、非免震(図-5)の場合 $10.2\delta_y$ であったのに対し、免震支承としてCase2(図-6)を用いた場合、 $3.13\delta_y$ となり応答値が70%程低減した。そして、Case1(図-7)を用いた場合、 $1.22\delta_y$ となり88%程低減した。また、復元力履歴曲線を見ると荷重が最大耐力力まで達しておらず強度劣化も見られないことから、橋脚の受けた損傷が小さいことが分かる。

残留変位 $\delta_{R,P}$ についても最大応答変位と同様の結果が得られ、Case2を用いた場合、非免震の応答値の約88%、Case1の場合では約98%低減された。したがって、免震支承(LRB)を導入することにより、橋脚頂部の残留変位を大幅に低減させることができる。また、免震化した橋脚の基部にコンクリートを充填した場合(図-8)、Case2のみを用いた結果より最大応答変位および残留変位は、さらに低減された。

3.2 安全性の判定

実験結果を用いて橋脚の機能保持限界の照査を行う。ここで、照査基準として表-1の残留変位損傷度を用いる。図-9に橋脚の固有周期 T を横軸に、残留変位損傷度

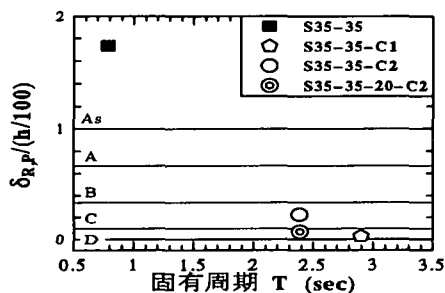


図-9 残留変位損傷度

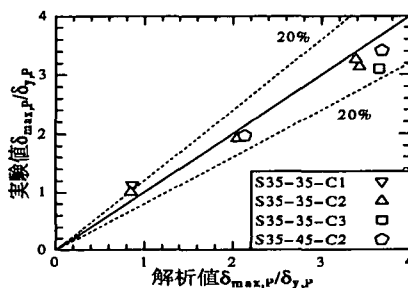


図-10 最大応答変位の比較

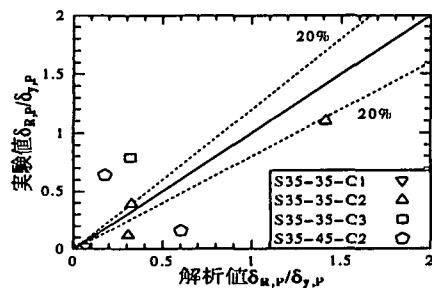


図-11 残留変位の比較

$\delta_R/(h/100)$ を縦軸にとった残留変位スペクトルを示す。Case1を用いた場合、橋脚が $T=2.90$ 秒まで長周期化され、損傷度が非免震橋脚での崩壊(As)から無損傷(D)に低減されている。また、Case2を用いた場合($T=2.38$ 秒)、損傷度は小損傷(C)になり、さらに、基部にコンクリートを充填した場合、無損傷(D)に低減された。これは、重要構造物が許容する損傷度である小損傷(C)以下を満たしており、これらの方策は残留変位低減の方策として非常に有効である。

4. 解析モデル

解析モデルとしては、橋脚頂部と上部構造に質点を有し、水平地震動を受ける2質点2自由度系モデルを用いる。そして、線形加速度法を用いた弾塑性地震応答解析を行う。また、橋脚の減衰定数を $\xi_P=0.05$ 、免震支承の減衰定数は無視($\xi_B=0$)し、減衰マトリックス[C]はWilson, Penzienらが提案した減衰マトリックスを採用し、その際のモード別減衰定数は、ひずみエネルギー比例型減衰定数とした。また、橋脚上部の集中質量は橋脚全体の質量の30%とした。また、時間間隔は $\Delta t=0.001(\text{sec})$ とした。橋脚の復元力モデルは、トリリニア型の骨格曲線を持つ2パラメータモデルを、免震支承の復元力モデルは移動硬化型バイリニアモデルを使用した。

解析において、鋼製橋脚のパラメータはハイブリッド実験で用いた橋脚と同じパラメータ(表-2を参照)を用いる。また、免震支承として3種類(表-3を参照)を想定した。

5. 実験と解析結果との比較

ハイブリッド地震応答実験と弾塑性地震応答解析の最大応答変位を比較したものを図-10に示す。縦軸は、ハイブリッド地震応答実験の最大応答変位 $\delta_{max,P}$ を降伏変位 $\delta_{y,P}$ で除したものを示し、横軸は、解析値の最大応答変位 $\delta_{max,P}$ を降伏変位 $\delta_{y,P}$ で除したものを示している。この結果より、2パラメータモデルを使用するこ

とにより、実験との誤差をおおむね10%以内に収めることができる。しかしながら、支承にCase3を用いた場合はその誤差が18%にまで広がるが、実験結果に比べ解析結果の方が大きな値を示すため、安全側に評価している。

ハイブリッド地震応答実験と弾塑性地震応答解析の残留変位を比較したものを図-11に示す。その結果、最大応答変位に比べ誤差が大きくなっている。特に、橋脚がS35-45の場合は誤差が拡大した。特に、最大応答変位後の応答に関しては、実験と解析との誤差が大きくなることが分かった。

6. 結論

本研究における実験結果、及び、解析結果に対して、以下のような結論が得られた。

- 1) 免震支承を導入し橋脚を長周期化することにより、地震応答値を大幅に低減させることができる。また、橋脚基部にコンクリートを充填すれば、残留変位はさらに低減する。その結果、機能保持限界の照査において、損傷度を無損傷(D)に押さえることができる。
- 2) 免震支承の性能試験より、復元力特性をバイリニア型にモデル化する方法を確立した。そして、そのモデルを用いた弾塑性地震応答解析を行った結果、最大応答変位に関してはハイブリッド実験と良く一致している。残留変位に関しては、最大応答変位に比べて、ばらつきが大きくなる。

参考文献

- [1] 宇佐美勉, 渡辺孝一, 金田一智章, 岡本隆, 池田茂: ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp207-218, 1998.4.
- [2] 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG: 橋脚の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.7.
- [3] 芳崎一也, 宇佐美勉, 本間大介: 大地震後の残留変位を抑制した鋼製橋脚の開発—ハイブリッド地震応答実験による検証—, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1017-1026, 1999.3.
- [4] 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- [5] 子林稔, 宇佐美勉, 葛西昭: 免震及び非免震鋼製橋脚の耐震性能評価, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.177-192, 1999.4.