

免震支承を反力分散支承として設計した不等橋脚を有する連続橋の地震応答

後藤 僚一¹・山本一敏²・牧 秀彦³

○¹正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 東京本社 構造部 (〒163-07 新宿区西新宿2丁目7番1号)

²正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 東京本社 構造部 (〒163-07 新宿区西新宿2丁目7番1号)

³富士通エフ・アイ・ピー(株) システム本部科学技術システム部

1. はじめに

反力分散支承を採用した橋梁では、地震時保有水平耐力法と動的解析の結果に大きな差異が生じる場合がある。特に不等橋脚を有する反力分散支承を採用した連続橋では、地震時保有水平耐力法の反力分散支承の相対変位は動的解析と比較して危険側となることが多い。差異が生じる理由として、高次モードの影響やエネルギー一定則の適用性および反力分散支承の減衰が2%程度と小さい点が挙げられる。

この対策として、減衰が大きい免震支承を反力分散支承として用いることが考えられる。本稿では、地震応答を抑制するために反力分散支承の代わりに免震支承の利用を考え、免震支承を反力分散支承として設計した連続橋の地震応答を動的解析によって求めた。そして、地震時保有水平耐力法および反力分散支承の地震応答と比較した。

2. 検討対象とする橋梁

検討対象とする橋梁は、図-1~2に示す2タイプの5径間連続の鋼箱桁橋である。橋脚は高さが8m~12m(脚高比1.5倍)および8m~32m(脚高比4倍)に変化する鉄筋コンクリート橋脚で、地盤はI種地盤、基礎形式は直接基礎である。構造は左右対称である。

表-1~2に各橋脚の断面および支承の諸元を示す。表-2には、通常のゴム支承を用いて反力分散支承の設計を行った場合と、免震支承(高減衰積層ゴム支承)を用いて反力分散支承の設計を行った場合の結果を示している。免震支承を反力分散支承として設計する際には、図-3に示すように、通常のゴム支承を用いた場合の反力分散支承のばね定数 K_B と免震支承の等価剛性が等しくなるよう免震支承の諸元を設定した。免震支承の有効設計変位における等価減衰定数は、15~20%である。

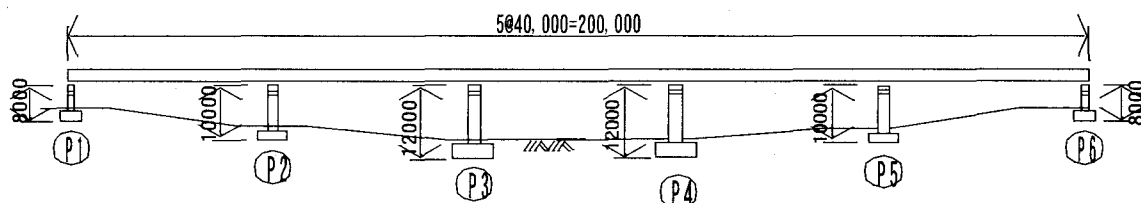


図-1 対象橋梁(脚高比 1.5倍)

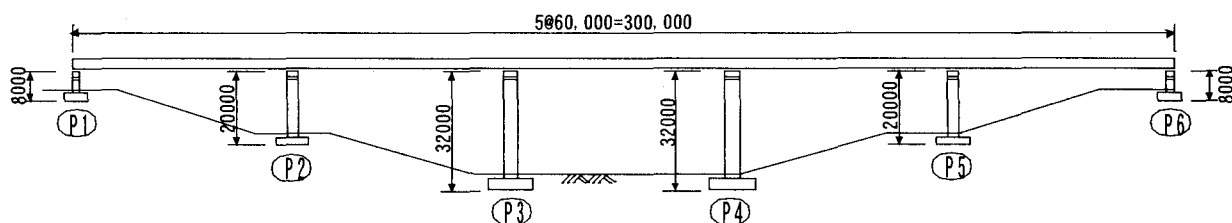


図-2 対象橋梁(脚高比 4倍)

表-1 各橋脚の断面
(a) 脚高比 1.5 倍

橋脚名		P1,P6	P2,P5	P3,P4
寸法	B(m)	5.0	5.0	5.0
	H(m)	2.2	2.2	2.2
主鉄筋	As1	D19: 1 段 ctc125	D32: 1 段 Ctc125	D32: 1.5 段 Ctc125
	As2	D19: 1 段 Ctc125	D32: 1 段 Ctc125	D32: 1 段 Ctc125
帯鉄筋の配置		D16 ctc150	D16 Ctc150	D16 Ctc150

(b) 脚高比 4 倍

橋脚名		P1,P6	P2,P5	P3,P4
寸法	B(m)	6.0	7.0	7.0
	H(m)	2.0	3.0	4.0
主鉄筋	As1	D25: 1 段 ctc125	D32: 2 段 Ctc125	D38: 2 段 Ctc125
	As2	D25: 1 段 ctc125	D32: 1 段 Ctc125	D38: 1 段 Ctc125
帯鉄筋の配置		D13 ctc150	D19 Ctc150	D19 Ctc150

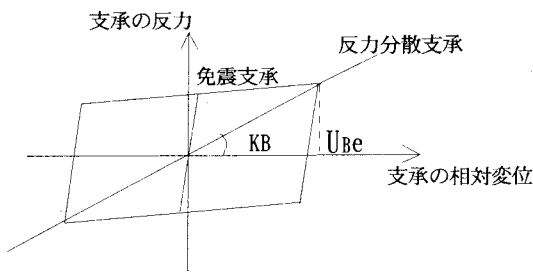
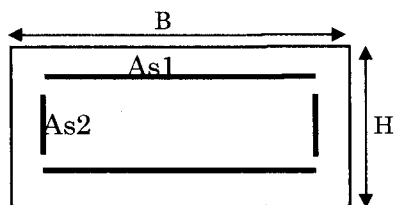


図-3 反力分散支承と免震支承の剛性の対応

表-2 反力分散支承の諸元
(a) 脚高比 1.5 倍 (支承数 5)

橋脚 No.		P1, P6	P2, P5	P3, P4
反力分散支承	平面寸法 (cm×cm)	50×50	65×65	65×65
	層厚 (cm) × 層数	2.4×4	2.4×3	2.4×3
免震支承	平面寸法 (cm×cm)	45×45	65×65	65×65
	層厚 (cm) × 層数	1.1×11	1.6×7	1.6×7
ばね定数 (tf/m)		1200	2760	2760

(b) 脚高比 4 倍 (支承数 4)

橋脚 No.		P1, P6	P2, P5	P3, P4
反力分散支承	平面寸法 (cm×cm)	60×60	70×70	70×70
	層厚 (cm) × 層数	2.4×7	2.4×6	2.4×4
免震支承	平面寸法 (cm×cm)	60×60	70×70	70×70
	層厚 (cm) × 層数	1.4×13	1.7×10	1.7×6
ばね定数 (tf/m)		800	1280	1930

表-3 地震時保有水平耐力法による判定 (脚高比 1.5 倍)

橋脚 No.	P1, P6	P2, P5	P3, P4
降伏時 P_y (tf)	210.8	396.5	389.5
降伏時 δ_y (m)	0.00620	0.02188	0.03629
終局時 P_u (tf)	210.8	396.5	389.5
終局時 δ_u (m)	0.20(0.32)	0.14(0.22)	0.19(0.29)
応答塑性率 μ_R	1.5(3.0)	1.5(3.0)	1.5(2.8)
許容塑性率 μ_a	11.6(35.1)	2.800(6.9)	2.396(5.6)
残留変位 δ_R (m)	0.002(0.007)	0.007(0.03)	0.010(0.04)
許容残留変位 δ_{Ra} (m)	0.065	0.0850	0.10500
設計水平震度 k_{hc0}	0.70(1.08)	0.70(1.08)	0.70(1.08)
等価水平震度 k_{he}	0.40	0.40	0.40
地震時保有水平耐力 P_a (tf)	210.8	396.5	389.5
せん断耐力 P_s (tf)	576(624)	630(696)	643(714)
慣性力 $k_{he} * W$ (tf)	173.9	326.1	309.9

注) 括弧内タイプ I、括弧外タイプ II

表-3～4に地震時保有水平耐力法による橋脚の安全性の判定を示す。

脚高比 1.5 倍の橋梁の地震時保有水平耐力法に耐震設計では、P1～P3 橋脚の慣性力の分担は 0.5:1.0:1.0 であり、道路橋示方書の静的解析で求めた固有周期は 1.1 秒であった。一方、脚高比 4 倍の橋梁の地震時保有水平耐力法に耐震設計では、P1～P3 橋脚の慣性力の分

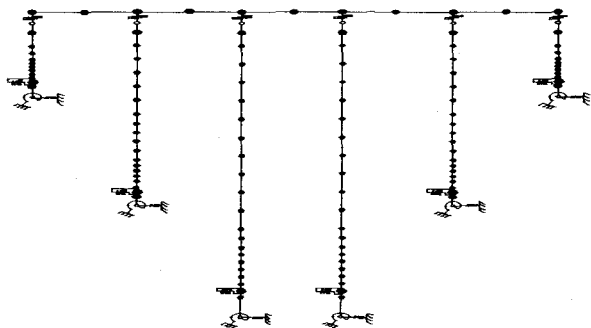
担は 0.8:1.0:1.0 であり、道路橋示方書の静的解析で求めた固有周期は 1.7 秒であった。

なお、脚高比 1.5 倍および脚高比 4 倍の橋梁とも地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度 (k_{he}) は下限値 0.4 を下回ったため、 $k_{he}=0.4$ として試設計を行った。

表－4 地震時保有水平耐力法による判定（脚高比4倍）

橋脚 No.		P1, P6	P2, P5	P3, P4
降伏時	$P_y(\text{tf})$	340.4	586.9	760.4
降伏時	$\delta_y(\text{m})$	0.00918	0.07860	0.16407
終局時	$P_u(\text{tf})$	340.4	586.9	760.4
終局時	$\delta_u(\text{m})$	0.14(0.20)	0.41(0.69)	0.59(0.95)
応答塑性率	μ_R	1.5(1.5)	1.4(1.4)	1.6(1.5)
許容塑性率	μ_a	5.9(15.0)	2.4(6.2)	1.9(4.2)
残留変位	$\delta_R(\text{m})$	0.003(0.003)	0.020(0.019)	0.057(0.054)
許容残留変位	$\delta_{Ra}(\text{m})$	0.060	0.180	0.290
設計水平震度	k_{hc0}	0.61(0.60)	0.61(0.60)	0.61(0.60)
等価水平震度	k_{he}	0.40(0.40)	0.40(0.40)	0.40(0.40)
地震時保有水平耐力	$P_a(\text{tf})$	340.4	586.9	760.4
せん断耐力	$P_s(\text{tf})$	478(541)	1475(1594)	1975(2126)
慣性力	$k_{he} * W(\text{tf})$	315.6	525.4	732.4

注) 括弧内タイプⅠ、括弧外タイプⅡ

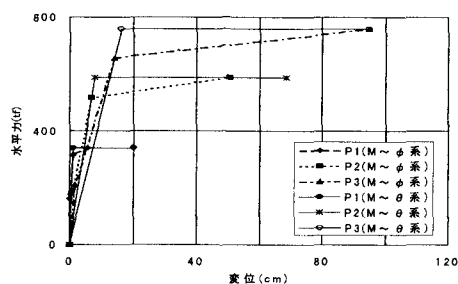


図－4 動的解析モデル

3. 動的解析の条件および解析モデル

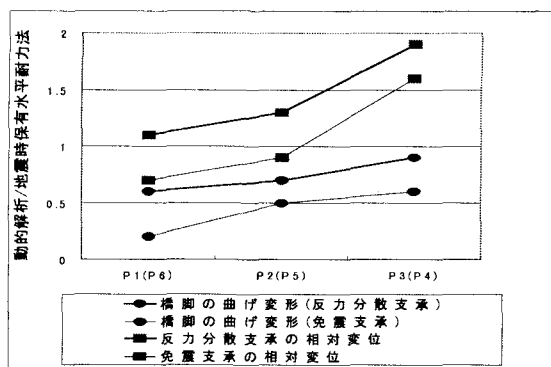
図－4に動的解析モデルを示す。対象橋脚に高さが30m程度の高橋脚が含まれているため、動的解析で橋脚躯体の高次モードを考慮する必要がある。しかし、塑性ヒンジだけで橋脚の変形を表現するM～θモデルでは橋脚躯体の高次モードを考慮できないため、橋脚躯体を要素分割するM～φモデルを用いた。ただし、図－5に示すように、各橋脚のM～φ特性から求めた終局変位は、塑性ヒンジの変形から求めた終局変位と異なる。このため、図－4に示すようにM～φモデルの橋脚基部に剛塑性の回転ばねを設けて、M～θモデルと同じ終局変位となるように調整した。

反力分散支承および基礎の地盤ばねは線形とし、橋脚の履歴モデルには武田モデルを用いた。また、減衰については、反力分散支承および橋脚に2%、基礎に10%を与え、Rayleigh型の減衰を用いた。入力地震動にはタイプⅠ、Ⅱに対して各々3標準波形を用いた。



脚高比4倍（タイプⅡ）

図－5 橋脚の荷重～変位関係



脚高比4倍（タイプⅡ）

図－6 地震時保有水平耐力法と動的解析の比較

4. 地震時保有水平耐力法と動的解析の比較

表－5～8に地震時保有水平耐力法と動的解析（反力分散支承、免震支承）の橋脚の曲げ変形および支承の相対変位を示す。表中の動的解析の結果はタイプⅠ、Ⅱごとに3波形の応答値を平均したものである。また、図－6には脚高比4倍、タイプの地震時保有水平耐力法と動的解析の結果を比較したものを示す。

地震時保有水平耐力法と動的解析の結果を比較すると次のことが言える。

- 1) 脚高比1.5倍の橋脚の曲げ変形について見ると、反力分散支承を用いた動的解析は地震時保有水平耐力法の1.1～2倍となっている。これに対して、免震支承を用いた動的解析は地震時保有水平耐力法の0.3～0.5倍とかなり小さくなっている。
- 2) 脚高比4倍の橋脚の曲げ変形について見ると、反力分散支承を用いた動的解析は地震時保有水平耐力法の0.7～1.1倍となっている。これに対して、免震支承を用いた動的解析は地震時保有水平耐力法の0.2～0.6倍と小さくなっている。
- 3) 脚高比1.5倍の支承の相対変位について見ると、反力分散支承を用いた動的解析は地震時保有水平耐力法の1.6～2.3倍となっている。これに対して、免震支承を用いた動的解析は地震時保有水平耐力法の1.4～1.8倍で、反力分散支承を用いたケースよりも小さいが、地震時保有水平耐力法を上回る。

表－5 地震時保有水平耐力法と動的解析の橋脚の曲げ変形（脚高比1.5倍）

対象橋脚	入力地震動	橋脚の曲げ変形 (cm)			橋脚の曲げ変形比	
		地震時保有水平耐力法	動的解析(反力分散支承)	動的解析(免震支承)	動的解析(反力分散支承)/地震時保有水平耐力法	動的解析(免震支承)/地震時保有水平耐力法
P1	タイプI	1.0	2.0	0.3	2.0	0.3
(P6)	タイプII	1.8	2.7	0.8	1.5	0.4
P2	タイプI	3.4	7.3	1.7	2.1	0.5
(P5)	タイプII	6.5	9.3	2.3	1.4	0.4
P3	タイプI	5.3	8.9	2.7	1.7	0.5
(P4)	タイプII	10.2	11.5	3.4	1.1	0.3

表－6 地震時保有水平耐力法と動的解析の橋脚の曲げ変形（脚高比4倍）

対象橋脚	入力地震動	橋脚の曲げ変形 (cm)			橋脚の曲げ変形比	
		地震時保有水平耐力法	動的解析(反力分散支承)	動的解析(免震支承)	動的解析(反力分散支承)/地震時保有水平耐力法	動的解析(免震支承)/地震時保有水平耐力法
P1	タイプI	1.4	1.5	0.3	1.1	0.2
(P6)	タイプII	1.3	0.8	0.2	0.6	0.2
P2	タイプI	11.3	8.2	3.2	0.7	0.3
(P5)	タイプII	11.0	7.7	5.3	0.7	0.5
P3	タイプI	25.9	17.7	7.3	0.7	0.3
(P4)	タイプII	25.3	22.0	14.5	0.9	0.6

- 4) 脚高比4倍の支承の相対変位について見ると、反力分散支承を用いた動的解析は地震時保有水平耐力法の1.1～1.9倍となっている。これに対して、免震支承を用いた動的解析は地震時保有水平耐力法の0.7～1.6倍で、高橋脚において地震時保有水平耐力法を上回る。

5. まとめ

本稿では、免震支承を反力分散支承として設計した不等橋脚を有する連続橋の地震応答を動的解析によって求めた。そして、地震時保有水平耐力法および反力分散支承の地震応答と比較した。対象橋梁は橋脚高さが8m～12m(脚高比1.5倍)および8m～32m(脚高比4倍)の2タイプである。

以上の結果をまとめると、次のようになる。

- 1) 免震支承を反力分散支承として設計した不等橋脚を有する連続橋の地震応答は、反力分散支承を用いた場合よりも小さくなる。特に橋脚の曲げ変形は著しく減少する。これは、免震支承のエネルギー吸収効果が原因と考えられる。
- 2) 反力分散支承を用いた場合の支承の相対変位は、脚高比にかかわらず地震時保有水平耐力法よりも大きくなる。
- 3) 免震支承を用いることにより、橋脚の曲げ変形は

表－7 地震時保有水平耐力法と動的解析の支承の相対変位（脚高比1.5倍）

対象橋脚	入力地震動	支承の相対変位 (cm)			支承の相対変位比	
		地震時保有水平耐力法	動的解析(反力分散支承)	動的解析(免震支承)	動的解析(反力分散支承)/地震時保有水平耐力法	動的解析(免震支承)/地震時保有水平耐力法
P1	タイプI	10.3	20.7	14.9	2.0	1.4
(P6)	タイプII	10.3	23.9	18.2	2.3	1.8
P2	タイプI	9.6	16.1	13.0	1.7	1.4
(P5)	タイプII	9.6	18.8	16.0	2.0	1.7
P3	タイプI	8.6	13.7	11.7	1.6	1.4
(P4)	タイプII	8.6	16.5	15.3	1.9	1.8

表－8 地震時保有水平耐力法と動的解析の支承の相対変位（脚高比4倍）

対象橋脚	入力地震動	支承の相対変位 (cm)			支承の相対変位比	
		地震時保有水平耐力法	動的解析(反力分散支承)	動的解析(免震支承)	動的解析(反力分散支承)/地震時保有水平耐力法	動的解析(免震支承)/地震時保有水平耐力法
P1	タイプI	33.8	48.7	28.0	1.4	0.8
(P6)	タイプII	33.8	38.8	22.8	1.1	0.7
P2	タイプI	25.3	39.5	25.6	1.6	1.0
(P5)	タイプII	25.3	33.4	23.5	1.3	0.9
P3	タイプI	16.1	30.7	22.2	1.9	1.4
(P4)	タイプII	16.1	30.2	25.6	1.9	1.6

地震時保有水平耐力法よりも小さくなる。しかし、支承の相対変位は地震時保有水平耐力法を上回る傾向がある。

ここで報告した内容は、(財)土木研究センター内に設置された耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会(座長：川島一彦東京工業大学教授)で検討されたものの一部である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編、平成8年12月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、平成9年3月
- 3) 山本一敏、後藤僚一、牧 秀彦：不等橋脚を有する反力分散支承を採用した連続橋における地震時保有水平耐力法の適用性について、第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、1998年1月