

不等橋脚を有する連続免震橋梁の耐震設計について

謝 嬋娟¹・為広尚起²・永井明人³・山下幹夫⁴

¹正会員 工博 開発コンサルタント株式会社 技術管理部（〒170 東京都豊島区南大塚三丁目 20-6）

²正会員 株式会社構造計画研究所 解析営業部（〒164 東京都中野区本町四丁目 38-13）

³株式会社構造計画研究所 解析技術2部（〒164 東京都中野区本町四丁目 38-13）

⁴正会員 開発コンサルタント株式会社（〒170 東京都豊島区南大塚三丁目 20-6）

1. まえがき

不等橋脚を有する連続免震橋梁の場合は、橋脚や免震支承の塑性化の順番や度合いが異なることが予想される。このような構造系に対しては非線形動的解析による耐震設計をすべきであるが、実務の設計においてはその複雑さから線形応答にて挙動推定できる手法が望まれている。平成8年の道路橋示方書では、エネルギー一定則に基づいて非線形応答の推定が行われているが、橋脚と支承の塑性化による弾性地震力の低減は個別に考慮され、各橋脚ごとの塑性化度合いは同一の許容塑性率より評価するもの

である。本文は、橋脚と支承の塑性化による弾性地震力の低減への影響が相互関連するものであり、各橋脚の塑性化度合いが受けた地震力よりその橋脚に生じる応答塑性率により評価すべきと考え、構造全体系のエネルギーに着目して非線形応答の線形推定式を提案し、動的解析結果との比較検証からその適用性を検討した。

2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁は、図-1に示す橋脚高さが8m～32mの不等橋脚を有する5径間連続鋼箱桁免震橋とする。

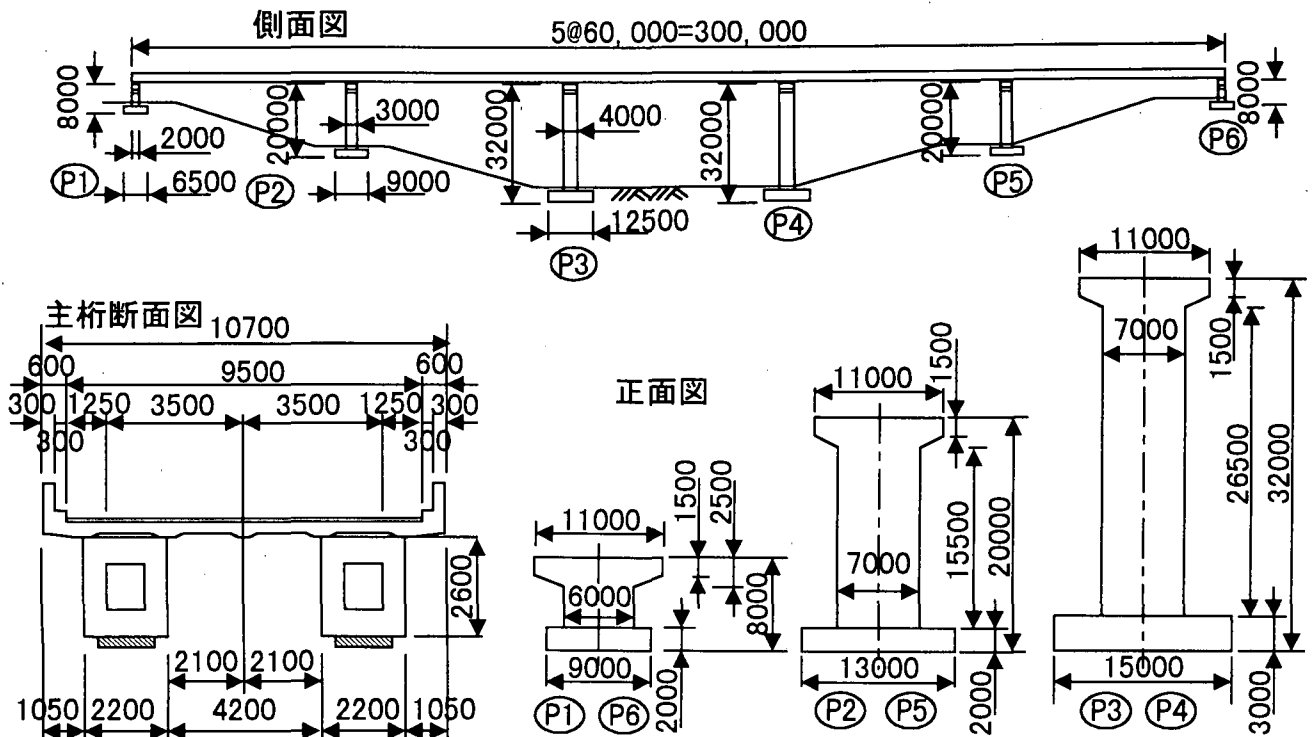


図-1 検討対象とする不等橋脚を有する連続免震橋梁

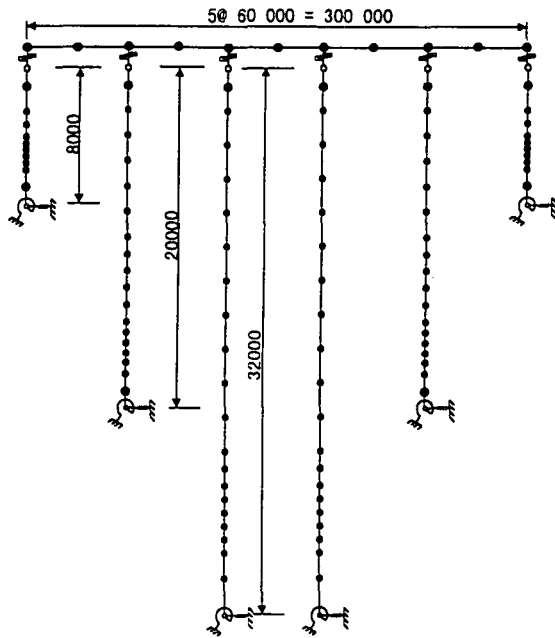


図-2 動的解析に用いる解析モデル

表-2 下部工諸元

橋脚	P1, P6	P2, P5	P3, P4
橋脚の許容塑性率 μ_m	8.06	3.59	2.60
橋脚の塑性率 μ_R	1.42	1.43	1.55
橋脚の降伏剛性 (tf/m)	37,284	7,501	4,655
基礎の水平バネ定数 (tf/m)	1.78E5	2.74E5	3.68E5
基礎の回転バネ定数 (tf/m)	1.88E6	5.56E6	1.44E7
下部工剛性 (tf/m)	15,036	4,786	3,464

表-1 支承部の諸元

橋脚	P1, P6	P2, P5	P3, P4
支承基数	2	2	2
有効形状 (cm ²)	63 × 103	100 × 100	100 × 100
ゴム厚 t_e (cm)	2.0 × 8	2.5 × 6	2.5 × 6
地震時水平力 F_e (tf)	242.0	341.2	320.7

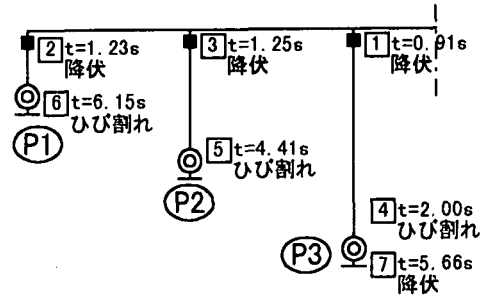


図-3 下部工の限界状態の発生順序

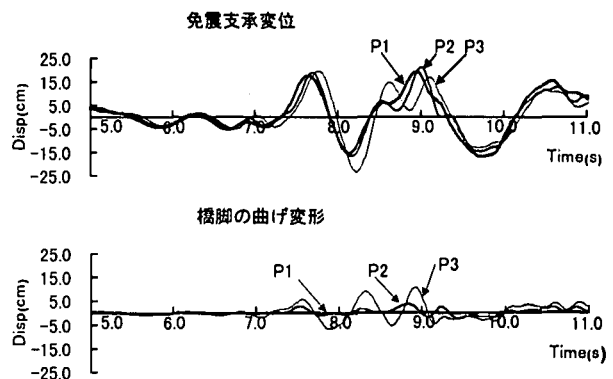


図-4 各橋脚の曲げ変形と免震支承の変位の時刻歴

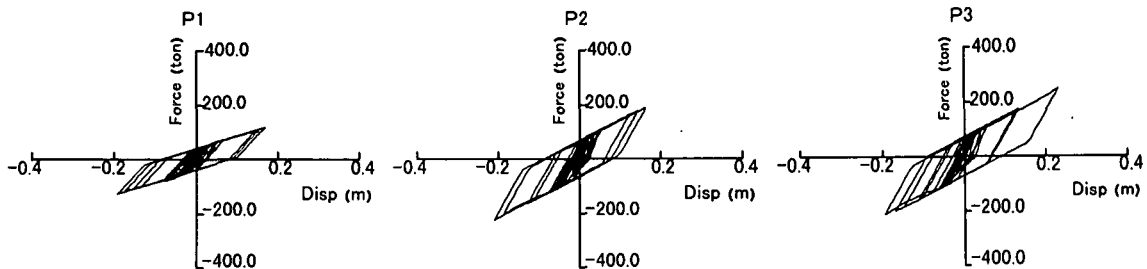


図-5 各橋脚の支承の履歴曲線 (波形 II-I-3)

免震支承は高減衰積層ゴム支承を用いることとする。免震支承の設計方法としては、橋脚天端に作用する地震時水平力を均等化する方法と地震時の橋脚基部の断面力を均等化する方法がある。前者が後者より支承ゴム体積を減少でき経済的な免震設計が可能となるため^り、ここでは、中間橋脚天端に作用する地震時水平力を均等化させる設計方法を採用した。

動的解析に用いる解析モデルを図-2に示す。橋脚躯体の非線形特性はM- ϕ 曲線を用いて Tri-linear 型の武田モデルにより評価し、また、免震支承の非線形特性は高減衰積層ゴムの復元力特性を用いた歪依存 Bi-linear モデルにより評価することとした。入力地震波は I 種地盤のタイプ II の標準三波を用いることとする。

3. 振動特性

図-3には動的解析より得られた免震支承と橋脚における降伏やひび割れの発生順序と時刻を示す。図-3より下部工の各限界状態は、P3、P1、P2 橋脚の支承部の降伏、P2、P1 橋脚基部のひび割れ、P3 橋脚の基部の降伏の順序で発生した。橋脚の塑性化度合いについては、P3 のみが降伏状態となったが、より大きな地震力が作用したとしても、P3 のほうが大きく、P1 が最も小さいことが予想される。この傾向は、橋脚の許容塑性率ではなく、橋脚の応答塑性率 (表-2) からうかがえる。

また、図-4には各橋脚の曲げ変形と免震支承の変

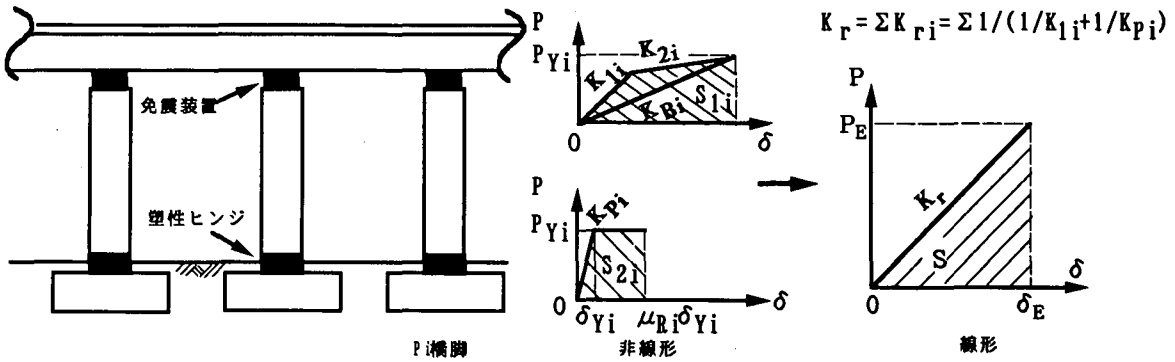


図-6 免震支承をバイリニアモデルとした場合の橋梁の非線形応答

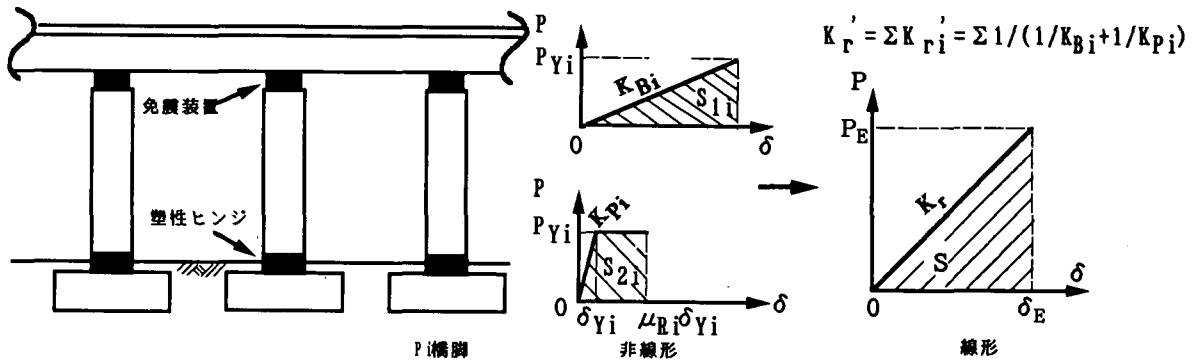


図-7 免震支承を等価線形モデルとした場合の橋梁の非線形応答

位の時刻歴を、図-5には各橋脚の支承履歴曲線を示した。これらの図から、橋脚の剛性の相異により各橋脚ごとの振動の不調和性が見られているものの、橋脚剛性に比べて支承の剛性が小さいため、各支承変位波形及び中間橋脚の支承の履歴形状がほぼ同一である。

4. 現行の地震時保有水平耐力法の適用性

現行の地震時保有水平耐力法では、免震支承を用いる構造物に対しては、構造物の塑性化による弾性地震力の低減を橋脚と支承の塑性化によるものに分けて、それぞれを式(1) (エネルギー一定則より)と式(2)により考慮することとする。

$$k_{hem}/k_{hcm} = 1/2 \sqrt{\mu_m - 1} \quad (1)$$

$$k_{hcm} = C_E \cdot k_{hc} \quad (2)$$

ここに、 μ_m は免震設計を用いる場合の橋脚の許容塑性率、 C_E は免震橋の減衰定数 h に基づく補正係数、 k_{hc} 、 k_{hcm} と k_{hem} はそれぞれ地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度、免震橋の設計水平震度と免震橋の等価水平震度である。

ここで、問題点と考えられるのは、下記の4点である。

- 1) 式(1)は免震支承を剛体と見なし、構造全体系の剛性 $K_r =$ 橋脚の剛性 K_p と仮定して導かれるものである。しかし、実際には免震支承の剛性 K_B が橋脚の剛性よりもはるかに小さ

いため、式(1)は構造全体系の剛性($K_r = 1/(1/K_p + 1/K_B)$)を過大に評価し、結果として弾性地震力の過大な低減を図ってしまう。

- 2) 式(1)では橋脚の塑性化度が橋脚の許容塑性率により評価されている。しかし、橋脚の許容塑性率は、橋脚の許容される最大塑性変形量を評価するものであり、受けた地震力により橋脚に生じる塑性変形量を表すものではない。
- 3) 式(1)は同一設計振動単位系の中では同一の許容塑性率を用いることとしているため、不等橋脚を有する橋梁構造物においては各橋脚ごとの塑性化度合いの相異を考慮できない。
- 4) 橋脚と支承はそれぞれ構造全体系の一部である。より正確な非線形応答の推定式を求めるには、橋脚と支承の両者による弾性地震力の低減を分割せず、一体で考慮すべきである。

以下、各問題点について再考し、非線形応答の線形推定式を提案した。

5. 非線形応答の推定式の提案

図-6は、各橋脚を2質点系にモデル化した、全体系の非線形応答と線形応答の入力エネルギーの分布を示したものである。

表-3 動的解析結果と地震時保有水平耐力結果との比較

対象橋脚	解析方法	等価震度	慣性力 (tf)	免震支承変位 (cm)	橋脚の曲げ変形(cm)	
P1とP6橋脚	動的解析	-	185.3(1.00)	23.3(1.00)	0.25(1.00)	
	地震時保有水平耐力	下限値考慮	0.40	308.4(1.66)	37.4(1.61)	1.61(6.44)
		下限値無視	0.21	161.1(0.87)	12.6(0.54)	1.46(5.84)
	提案式	ハイレニア型	0.32	229.5(1.24)	29.0(1.24)	1.28(5.12)
等価線形型		0.39	280.6(1.52)	36.3(1.56)	1.57(6.28)	
P2とP5橋脚	動的解析	-	422.0(1.00)	23.0(1.00)	3.84(1.00)	
	地震時保有水平耐力	下限値考慮	0.40	534.4(1.27)	31.8(1.38)	7.13(1.86)
		下限値無視	0.21	279.2(0.66)	9.8(0.43)	4.24(1.10)
	提案式	ハイレニア型	0.32	433.8(1.03)	24.6(1.07)	5.71(1.49)
等価線形型		0.39	528.7(1.25)	31.0(1.35)	6.96(1.81)	
P3とP4橋脚	動的解析	-	560.6(1.00)	28.4(1.00)	14.32(1.00)	
	地震時保有水平耐力	下限値考慮	0.40	734.4(1.11)	29.7(1.05)	9.26(0.65)
		下限値無視	0.21	383.7(0.58)	8.7(0.31)	5.39(0.38)
	提案式	ハイレニア型	0.32	595.0(0.90)	22.9(0.81)	7.44(0.52)
等価線形型		0.39	724.3(1.10)	28.9(1.02)	9.03(0.63)	

非線形応答と線形応答の両者の入力エネルギーが等しいと仮定すると、基本式を式(3)のように書くことができる。

$$\frac{P_E^2}{2k_r} = \sum P_{Yi}^2 \left[\frac{1}{2k_{ri}'} + \frac{(k_{Bi}-k_{2i})(k_{1i}-k_{Bi})}{2k_{Bi}^2(k_{1i}-k_{2i})} + \frac{(\mu_{Ri}-1)}{k_{Pi}} \right] \quad (3)$$

ここに、 P_E は弾性応答作用力、 P_{Yi} は降伏水平耐力、 k_{Bi} 、 k_{1i} と k_{2i} はそれぞれ免震支承の等価剛性、1次剛性と2次剛性、 k_{Pi} は橋脚の剛性、 k_r と k_{ri}' は合成剛性 ($k_r = \sum k_{ri} = \sum 1/(1/k_{1i} + 1/k_{Pi})$ 、 $k_{ri}' = 1/(1/k_{Bi} + 1/k_{Pi})$)、 μ_{Ri} は橋脚の応答塑性率を表している。

上記式に、 $P_{Yi} = \eta_i P_Y$ は (η_i は慣性力の分担率である) を代入して整理すると、下記のような弾性地震力の低減式が得られる。

$$k_{hem}/k_{lc} = P_Y/P_E$$

$$= 1 / \sqrt{\sum \eta_i^2 \left(\frac{1}{k_{ri}'} + \frac{(k_{Bi}-k_{2i})(k_{1i}-k_{Bi})}{k_{Bi}^2(k_{1i}-k_{2i})} + \frac{2(\mu_{Ri}-1)}{k_{Pi}} \right)} k_r \quad (4)$$

なお、免震装置の非線形をバイリニアモデルではなく、等価線形モデルによりモデル化する場合 (図-7) は、免震装置の減衰を橋の減衰定数 h に基づく補正係数 C_E により評価すると、式(4)は式(5)のように書き換えることができる。

$$k_{hem}/k_{lc} = 1 / \sqrt{1 + [2 \sum (\mu_{Ri}-1) k_{ri}'^2 / k_{Pi}] / \sum k_{ri}'} \quad (5)$$

6. 提案式の適用性の検討

図-2 に示した解析モデルで $M-\phi$ モデルを用いて非線形動的解析を実施し、得られた結果と地震時保有水平耐力法および提案式にて算出した結果を比較し、提案式の適用性の検討を行った。それらの結果

は、表-3 に示す。ここで、下限値無視というのは、地震時保有耐力法に用いる免震橋の等価水平震度 k_{hem} を式(1)と(2)により算出するまま (下限値の制限をしない) の場合である。表-3 より、提案式により算出した慣性力や免震支承の変位などの主要応答値は動的解析と比較的によく一致した。橋脚の曲げ変形について動的解析とやや差が見られるのは、橋脚の高次モードの影響が静的解析では考慮できないためである。

7. あとがき

免震支承と橋脚を含めた構造物全体系のエネルギーに着目して、不等橋脚を有する連続免震橋梁の非線形応答を精度よく推定する式を提案し、その適用性を動的解析結果との比較から検討した。本検討結果より、提案式は現行の地震時保有水平耐力法に用いられる式より動的解析結果に近似し有効であることが分かった。ただし、本検討は限られた条件下のものであり、検証は不十分である。今後、地盤条件や橋脚剛性等を変えて多くのケースについての検証が必要と考えられる。

なお、本報告は (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) 鋼橋技術研究会、耐震・免震研究部会：報告書、平成9年3月
- 2) 謝 嬋娟、山下幹夫：免震橋梁の大規模地震時の等価水平震度設定に関する一提案、土木学会第52回年次学術講演会概要集、I-B342, pp.682-683, 1997.