

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

山本一敏¹・後藤僚一²・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

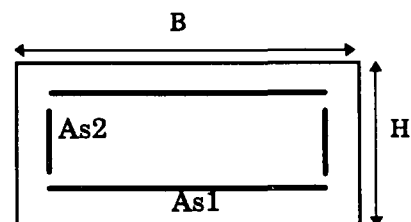
1. はじめに

兵庫県南部地震の震災経験を踏まえ、平成8年11月に道路橋示方書が改定された。今回の改定の大きな特徴として、構造物の非線形性の効果を考慮した地震時保有水平耐力法を全面的に取り入れた点が挙げられる。また、地震時の挙動が複雑な橋梁に対しては、地震時保有水平耐力法に加え動的解析による照査が必要となった。

本報告では地震時の挙動が複雑な橋梁として、不等橋脚を有する反力分散支承(ゴム支承)を採用した連続橋を取り上げ、地震時保有水平耐力法による試設計と動的解析を実施した。橋軸方向に対して、地震時保有水平耐力法と動的解析の比較を行い、両解析に差が生じる原因について考察する。

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、地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度(khe)は、橋脚の許容塑性率から求めるとタイプIで0.37タイプIIで0.22となり、下限値0.4を下回る。このため、khe=0.4を用いて試設計を行った。



2. 検討対象とする橋梁

図-1に検討対象とする5径間連続の鋼箱桁橋を示す。橋脚は高さが8m~32m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。

図-2に各橋脚の断面、表-1に反力分散支承の諸元を示す。また、表-2、3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。地震時保有水平耐力法による橋軸方向の耐震設計では、P1~P3橋脚の慣性力

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-2 各橋脚の断面

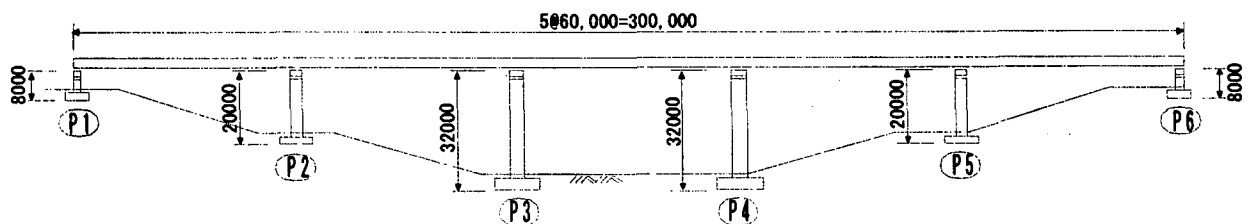


図-1 対象橋梁

表-1 反力分散支承の諸元 (支承数4)

橋脚 No.	P1, P6	P2, P5	P3, P4
平面寸法 (cm ²)	60×60	70×70	70×70
層厚 (cm)×層数	2.4×7	2.4×6	2.4×4
ばね定数 (tf/m)	801	1284	1927

表-2 地震時保有水平耐力法による判定 (タイプI)

橋脚 No.	P1, P6	P2, P5	P3, P4
降伏時 P_y (tf)	340.4	586.9	760.4
降伏時 δ_y (m)	0.00918	0.07860	0.16407
終局時 P_u (tf)	340.4	586.9	760.4
終局時 δ_u (m)	0.14299	0.41314	0.59414
応答塑性率 μ_R	1.499	1.432	1.579
許容塑性率 μ_a	5.858	2.419	1.874
残留変位 δ_R (m)	0.003	0.020	0.057
許容残留変位 δ_{Ra} (m)	0.060	0.180	0.290
設計水平震度 k_{hc0}	0.61	0.61	0.61
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)	340.4	586.9	760.4
せん断耐力 P_s (tf)	478.1	1475.0	1975.1
慣性力 $k_{he} * W$ (tf)	315.6	525.4	732.4

表-3 地震時保有水平耐力法による判定 (タイプII)

橋脚 No.	P1, P6	P2, P5	P3, P4
降伏時 P_y (tf)	340.4	586.7	760.4
降伏時 δ_y (m)	0.00918	0.07858	0.16405
終局時 P_u (tf)	340.4	586.7	760.4
終局時 δ_u (m)	0.20243	0.68699	0.94952
応答塑性率 μ_R	1.467	1.402	1.544
許容塑性率 μ_a	15.030	6.162	4.192
残留変位 δ_R (m)	0.003	0.019	0.054
許容残留変位 δ_{Ra} (m)	0.060	0.180	0.290
設計水平震度 k_{hc0}	0.60	0.60	0.60
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)	340.4	586.7	760.4
せん断耐力 P_s (tf)	541.3	1593.8	2125.9
慣性力 $k_{he} * W$ (tf)	315.6	525.4	732.4

3. 動的解析の条件および解析モデル

図-3 に動的解析モデルを示す。対象橋脚に高さ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-4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-3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

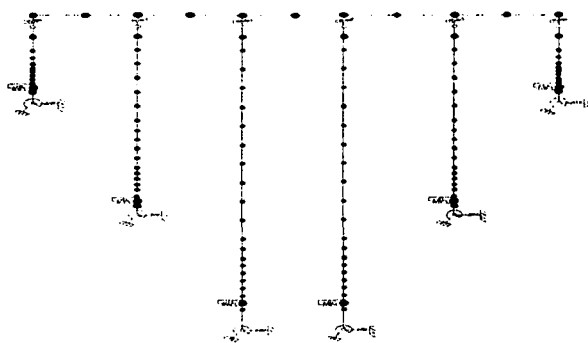


図-3 動的解析モデル

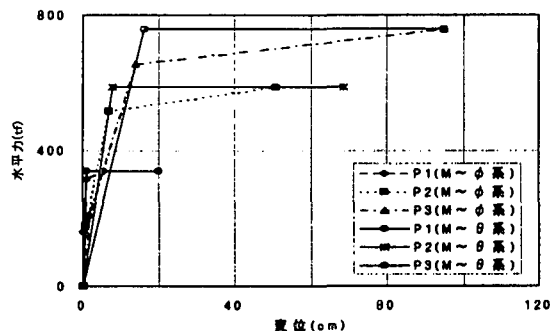


図-4 橋脚の荷重~変位関係 (タイプII)

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。

4. 地震時保有水平耐力法と動的解析の比較

図-5に主要なモードベクトル図を、表-4、5に地震時保有水平耐力法と動的解析の橋脚の曲げ変形および反力分散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、反力分散支承の相対変位は地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度(khe)に下限値を設けた場合と設けない場合を示している。

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) モードベクトル図を見ると、反力分散支承と橋脚が変形するモードが分離しており、単独のモードで橋梁の振動特性を表現できない。
- 2) 橋脚の曲げ変形について見ると、地震時保有水平耐力法は動的解析の0.9~1.6倍となり、橋脚の曲げ変形が大きくなる傾向がある。
- 3) 反力分散支承の相対変位について見ると、kheに下限値を設けた場合でも地震時保有水平耐力法は動的解析の0.5~0.9倍程度である。また、kheに下限値を設けない場合は0.3~0.6倍程度となり、地震時保有水平耐力法で算出される反力分散支承の相対変位は小さくなる傾向にある。



1次モード (T=1.66秒、有効質量率37.8%)



5次モード (T=0.57秒、有効質量率16.1%)

図-5 モードベクトル図

表-4 地震時保有水平耐力法と動的解析の橋脚の応答値の比較

対象橋脚	人力地震動	橋脚の曲げ変形 (cm)			橋脚の塑性率	
		地震時保有水平耐力法	動的解析	地震時保有水平耐力法 / 動的解析	地震時保有水平耐力法	動的解析
P1 (P6)	タイプI	1.4	1.5	0.9	1.5	1.6
	タイプII	1.3	0.8	1.6	1.5	0.8
P2 (P5)	タイプI	11.3	8.2	1.4	1.4	1.0
	タイプII	11.0	7.7	1.4	1.4	1.0
P3 (P4)	タイプI	25.9	17.7	1.5	1.6	1.1
	タイプII	25.3	22.0	1.2	1.5	1.3

表-5 地震時保有水平耐力法と動的解析の反力分散支承の相対変位の比較

対象橋脚	人力地震動	反力分散支承の相対変位 (cm)			反力分散支承の相対変位比	
		地震時保有水平耐力法A	地震時保有水平耐力法B	動的解析	地震時保有水平耐力法A / 動的解析	地震時保有水平耐力法B / 動的解析
P1 (P6)	タイプI	33.8	31.1	48.7	0.69	0.64
	タイプII	33.8	18.5	38.8	0.87	0.48
P2 (P5)	タイプI	25.3	23.4	39.5	0.64	0.59
	タイプII	25.3	13.9	33.4	0.76	0.42
P3 (P4)	タイプI	16.1	14.9	30.7	0.52	0.49
	タイプII	16.1	8.9	30.2	0.53	0.29

注) 地震時保有水平耐力法A: khcに下限値を設ける場合
地震時保有水平耐力法B: khcに下限値を設けない場合

5. 地震時保有水平耐力法と動的解析に差異が生じる原因について

地震時保有水平耐力法と動的解析に差異が生じる原因として、次の点が考えられる。

- 1) 不等橋脚であるため、各橋脚ごとに振動特性が異なる。
- 2) 橋脚と反力分散支承が変形するモードが異なる。
- 3) 高橋脚が存在するため、高次モードの影響が生じる。
- 4) 対象とする橋梁の固有周期では、地震時保有水平

耐力法で前提としているエネルギー一定則の精度が高くない。

これらの原因は、動的解析では互いに関連し合っただ複合的な結果を生むものである。しかし、原因を整理するために、分離して説明を加える。

図-6にII-I-3地震動の動的解析で、P2天端の変位が最大となる時刻における変形図を示す。P2、P5橋脚の変形の大きい時刻においてP3、P4橋脚の変形が小さいことが注目される。つまり、上記1)のように各橋脚ごとに振動特性が異なり、位相の異なった挙動をしている。このような現象は一定の震度を橋梁全体に作用させる静的解析で表現できない。

上記2)については、図-5で説明をしたように、橋脚と反力分散支承が変形するモードが異なっている。免震橋では橋脚と免震支承が変形するモードが異なるため、動的解析による照査が必要とされている。しかし、反力分散支承を採用した橋梁においても、免震橋と事情は同じである場合が多い。

図-7に図-6と同じ時刻における曲げモーメント図を示す。P3、P4橋脚の曲げモーメントの形状に着目すると、橋脚中間部で曲げモーメントの正負が反転していることがわかる。上記3)のように、曲げモーメントの形状に高次モードの影響が見られる。

上記の1)~3)に共通する高次モードの影響について考察するため、表-6に橋脚の剛性を線形とした静的解析と動的解析を比較したものを示す。ここで静的解析は、橋梁全体系にkhcの水平震度を静的に作用させたものである。反力分散支承の相対変位について見ると、静的解析は動的解析の0.5~1.1倍となっている。また、橋脚の曲げ変形について見ると、静的解析は動的解析の0.7~1.1倍となっている。つまり、不等橋脚を有する反力分散支承を採用した連続

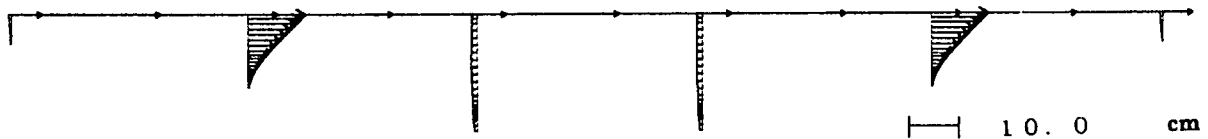


図-6 変形図 (II-I-3地震動、t=9.23秒)

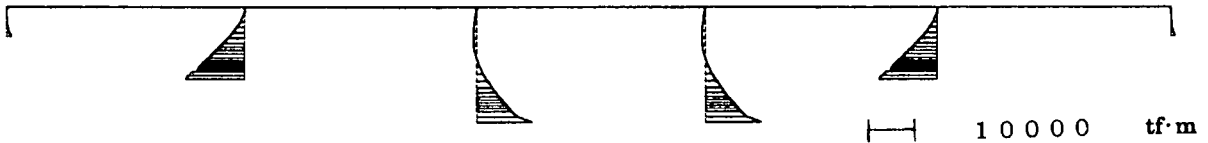


図-7 曲げモーメント図 (II-I-3地震動、t=9.23秒)

橋では、線形領域においても地震時の挙動が複雑で、静的解析によって橋梁の挙動を十分に表現できないことが解る。

上記4)については、1質点系の非線形応答スペクトルによるエネルギー一定則の適用性が検討されている⁴⁾。例えば、タイプI、IIの地震動に対して今回の対象橋梁の固有周期(1.6秒)付近では、エネルギー一定則は20%~60%過大な応答値を与える傾向にある。つまり、線形領域で静的解析によって地震時の挙動を把握できる場合でも、非線形領域では静的解析と動的解析に差が生じることがある。

動的解析の差は小さくない。橋脚の曲げ変形については、地震時保有水平耐力法が大きくなる傾向がある。一方、地震時保有水平耐力法で算出される反力分散支承の相対変位は、動的解析と比較して小さくなる傾向にある。

- 2) 橋脚の剛性を線形とした線形解析においても、静的解析と動的解析の差は大きく、高次モードの影響が大きい。
- 3) 地震時保有水平耐力法と動的解析に差が生じる原因として、高次モードの影響(不等橋脚であるため各橋脚ごとに振動特性が異なる、橋脚と反力分散支承が変形するモードが異なる、高橋脚が存在する)、エネルギー一定則の精度が上げられる。
- 4) 不等橋脚を有する反力分散支承を採用した連続橋では、動的解析による耐震性の照査の必要性が高いと考えられる。

表-6 線形静的解析と線形動的解析の結果の比較

対象 橋脚	入力地震 動	反力分散支承の相対変位 (cm)			橋脚の曲げ変形 (cm)		
		静的解析	動的解析	静的解析/ 動的解析	静的解析	動的解析	静的解析/ 動的解析
P1 (P6)	タイプI	51.3	62.3	0.82	1.1	1.3	0.88
	タイプII	50.5	47.2	1.07	1.1	1.0	1.08
P2 (P5)	タイプI	38.5	51.1	0.75	9.5	10.1	0.94
	タイプII	37.9	43.3	0.87	9.3	10.7	0.87
P3 (P4)	タイプI	24.5	39.8	0.62	20.6	20.7	1.00
	タイプII	24.1	43.7	0.55	20.3	27.6	0.74

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。

6. まとめ

本報告では地震時の挙動が複雑な橋梁として、不等橋脚を有する反力分散支承を採用した連続橋を取り上げ、地震時保有水平耐力法による試設計と動的解析の結果を比較した。動的解析では、高橋脚の高次モードを考慮でき、かつ地震時保有水平耐力法と同じ荷重~変位特性とするためにM~ΦモデルとM~θモデルを組み合わせた解析モデルを用いた。

以上の結果をまとめると、次のようになる。

- 1) 今回の対象橋梁では、地震時保有水平耐力法と動

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) (財)土木研究センター:耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書、平成9年5月
- 4) 山本智弘、大塚久哲、松田泰治、山口 斉:エネルギー一定則および変位一定則の適用性に関する考察、第24回地震工学研究発表会講演論文集、平成9年7月