

水平力分散ゴム支承の地震時モデル化手法の一考察

(株)復建エンジニアリング 正会員 松山 剛 正会員 井口 光雄
 日本鉄道建設公団 正会員 浅見 均 正会員 芳賀 康司

1. 概要

水平力分散ゴム支承を有する橋梁に対して地震時の検討を行う場合、支承のモデル化には図1に示すようにバイリニアモデルと等価剛性バネで行う方法がある。本検討では図2に示すような長大橋りょうを検討対象とし、水平力分散ゴム支承のモデル化の違いが位相差や変位量等について構造物に及ぼす影響を検討したものである。

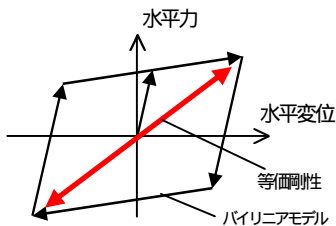


図1 分散支承のモデル化の概念

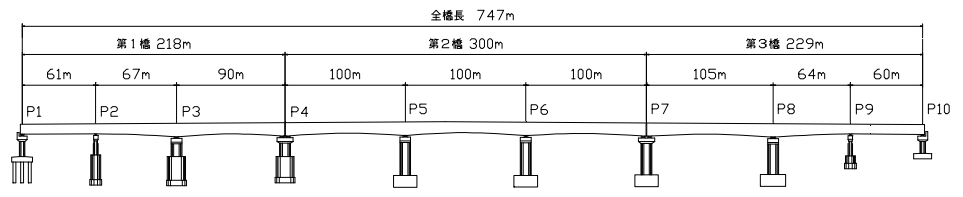


図2 橋梁全体図

2. 解析条件

検討対象構造物は3径間連続桁3連で構成されている全長747mの橋梁である。上部工は上路型式の合成桁であり、下部工はP2～P9橋脚までがケーソン基礎で支持される円形RC橋脚、P1・P10橋脚が場所打ち杭・直接基礎で支持される小判形RC橋脚である。P2、P9橋脚は鉛直力のみをとらせる構造としているため支承は剛性の低いゴム支承を用いるが、それ以外は鉛プラグ入りのLRB支承とした。尚、当該地盤はP1～P4橋脚までは固有周期0.2(sec)程度、P5～P10橋脚までは基礎への直接支持であるため、時刻歴解析に用いる入力波形は図4に示す鉄道総研作成のL2地震動地表面地震波(G2地盤用)を用いることとし、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれに加振を行うこととした。

解析モデルは図3に示す通り、橋脚柱の曲げ剛性や地盤の影響を適切に評価できるよう基礎を支持バネに置換した橋梁全体系のSRモデルで行い、部材・地盤の非線形性も考慮した。尚、基礎の支持バネは下部工の静的非線形解析から別途算出した結果を用いている。支承部のモデル化は、橋軸方向解析においては支承部は橋脚上の節点をダブル節点とし、その間をバネで連結する方法を用いることとした。ただし、P2・P9支点は設計上可動支承であるため鉛直支持のみ考慮している。また、橋軸直角方向解析においては上部工、下部工を剛結として考慮し、P2・P9支点のみバネで連結する方法を用いた。

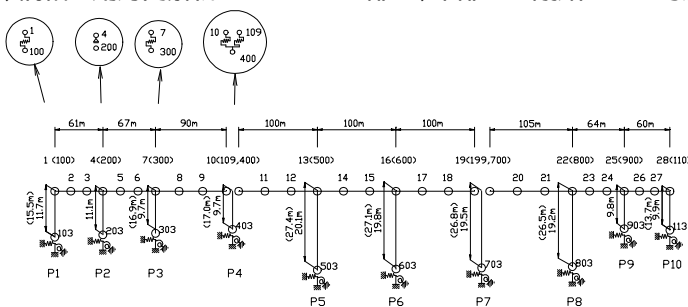


図3 解析モデル

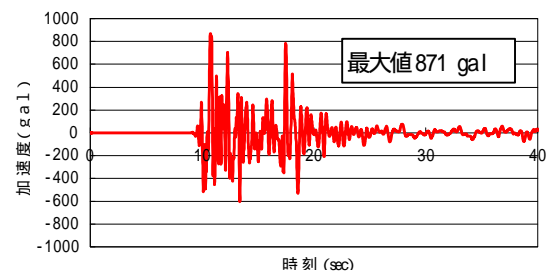


図4 L2地震動地表面地震波(G2地盤用)

3. 支承部水平剛性の算出

時刻歴解析の照査に先立ち、「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」に従ってゴム形状やバネ剛性など、諸条件の検討を行った。せん断ひずみの照査においては、橋梁全体系での荷重変位曲線(図5)からL2地震時の設計水平震度を $kh=0.44$ とした。

表1に結果を示す通り、地震時の支承変位は200～250mm程度の変位となり、全ての支承に対して250%ひずみを満足することが確認できる。

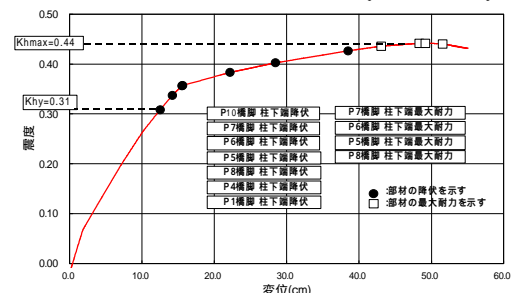


図5 橋梁全体系 荷重変位曲線(P5橋脚天端)

キーワード：水平力分散ゴム支承、地震応答、等価剛性バネ、バイリニア特性、非線形種加的解析

連絡先：(株)復建エンジニアリング 〒104-0061 東京都中央区銀座1-2-1 TEL 03-3563-3129 FAX 03-3563-3127

表1 支承条件、せん断ひずみ照査結果（震度法）

橋りよ名 支座位置	第1橋				第2橋				第3橋			
	P1	P2	P3	P4	P4	P5	P6	P7	P7	P8	P9	P10
平面形状	LRB	RB	LRB	LRB	LRB	LRB	LRB	LRB	LRB	LRB	RB	LRB
ゴムのせん断弾性係数 G	N/mm	1.0	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.8	1.0
平面寸法												
橋軸方向 a	mm	1750	1300	1900	1750	1750	1900	1800	1750	1900	1300	1750
橋軸直角方向 b	mm	1750	-	1200	1750	1750	1200	1200	1750	1750	1200	1750
ゴム厚												
一層厚 ha	mm	33	27	31	33	31	33	31	33	31	27	33
二層厚 hb	mm	5	12	4	5	7	4	4	7	5	4	12
総ゴム厚 hc	mm	165	324	124	165	231	134	134	231	165	124	324
ブラグ厚 DP	mm	255	-	220	255	255	220	220	255	255	220	-
総ブラグ												
本数 nP	本	4	-	4	4	4	4	4	4	4	4	-
M可動上・弾性固定		E	M	E	E	E	E	E	E	E	M	E
支数		2	2	4	2	2	4	2	2	2	4	2
支束の等価剛性 KB	kN/m	43672	-	78484	43672	36393	78080	78080	36393	41010	75212	-
分散比率		0.263	-	0.473	0.263	0.159	0.341	0.341	0.159	0.261	0.478	-
パイリニア特性												
二次剛性 K1	kN/m	175834	-	337798	175834	136921	337597	337597	136921	171746	338338	-
二次剛性 K2	kN/m	27051	-	51969	27051	21085	51938	51938	21085	26422	52052	-
弾性変位 Q0	mm	3473	-	5170	3473	5170	5170	5170	3473	5170	-	
せん断ひずみ照査												
支束の変位 UB	mm	-	-	211.5	-	-	215.2	-	-	-	256.6	-
せん断ひずみ率 s	%	128.2	65.3	170.6	128.2	93.2	173.5	173.5	93.2	155.5	206.9	79.2
許容せん断ひずみ率 sa	%	-	-	250.0	-	-	250.0	-	-	-	250.0	-

表2 支承部最大変位量のまとめ

位置	総ゴム厚 (mm)	L2地震時支束水平変位量 (mm)			許容変位 (mm) <250%>	せん断ひずみ照査
		静的解析 kh=0.44	動的解析 max:870(gal) <等価剛性>	<パイリニア>		
第1橋	P1	165	244.1	103.5	412.5	OK
	P2	324	-	-	810	OK
	P3	124	227.8	109.3	310	OK
	P4	165	227.1	104.9	412.5	OK
第2橋	P4	231	216.0	120.1	577.5	OK
	P5	124	197.9	96.0	310	OK
	P6	124	201.1	98.3	310	OK
	P7	231	196.2	93.9	577.5	OK
第3橋	P7	165	195.0	51.0	412.5	OK
	P8	124	249.5	125.3	310	OK
	P9	324	-	-	810	OK
	P10	165	317.0	159.7	412.5	OK

4. 時刻歴応答解析結果

橋軸方向加振

表2に橋軸方向解析における支承部最大変位量を示す。図6、7には第2橋P4支点上の履歴結果を示している。震度法(kh=0.44)により算出した支束変位量と等価剛性モデルによる最大応答変位量を比較すると、ある程度の差異はみられるが、せん断ひずみ率も許容値以内に収まる結果となっており、概ね整合がとれていると判断できる。

また、パイリニアモデルの応答変位については、等価剛性による変位量の50%程度となっているが、図7の履歴結果に示す通り剛性低下による減衰効果の影響のためと考えられる。入力地震波を一定としているため、エネルギー一定則の観点からも解析結果の妥当性を伺うことができる。

橋軸直角方向加振

図9に上部工スラブ面における最大応答変位を示す。脚長が長く反力も大きいP5・6・8橋脚支点上で約45cmと最も大きく、移動制限装置を設置していないP2・P9橋脚支点上では約35cm程度であった。また、脚長も低く、柱の剛性の高いP1・P10橋脚については全体的に小さな変位で抑えられており、脚長の影響が顕著に表れる結果となった。

5. 桁移動量、桁間位相差の影響

P1・P10橋脚支点上は掛け違い部となっており、背面のパラペットに対する桁移動量の照査が必要である。ここでは支束移動量が桁移動量とみなすことができ、値の大きいP10橋脚支点上で約320mmという結果となっている。L2地震時にも桁がパラペットに衝突しないようにするためにはこの支束移動量を満足する遊間量が必要となる。

図8に桁相互の衝突を照査するため桁間の相対変位量を示した。P4・P7橋脚支点上では各桁ともほぼ同位相の応答結果となっており、値の大きく出ているP7支点上の相対変位量でも最大で50mm程度と軽微であった。

6. まとめ

橋軸方向の解析により、当初の予想通りパイリニアモデルの方が等価剛性より小さな変位となることが確認できた。パイリニアモデルの剛性をもっと弱くすれば等価剛性による変位と合わせることも可能だが、その場合は支束に作用する水平力が小さくなるため必ずしも安全側の設計とはいえない。また、P1・P10支上の遊間量は支束変位に大きく依存するが、P4・P7支上の遊間量には影響を与えないことも確認でき、脚長差の影響が少ないことがわかった。これらのことから、支束バネのモデル化の違いが全体の応答に与える影響は少いと判断できる。一方、上部・下部が剛結となる橋軸直角方向の解析においては脚長差が及ぼす影響を確認することができ、橋軸方向に対する水平力分散支束の有効性を再認識できた。

本検討では時刻歴解析における水平力分散支束の応答の傾向をある程度把握することができた。しかし、非線形性を考慮した変位の解析はデリケートな面もあり、今後はその問題点を明らかにしていく必要があると考える。

参考文献：1)建設省 道路橋の免震設計法マニュアル(案) 2)鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計

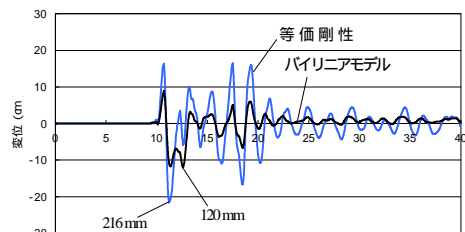


図6 支束変位時刻歴（第2橋P4支点）

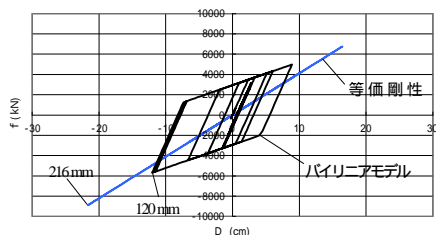


図7 支束変位履歴結果（第2橋P4支点）

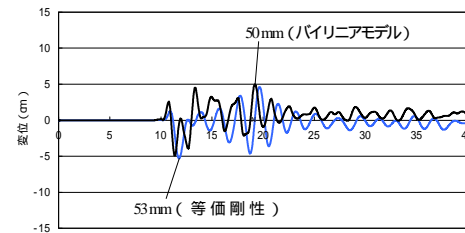


図8 桁間相対変位（P7橋脚支点）

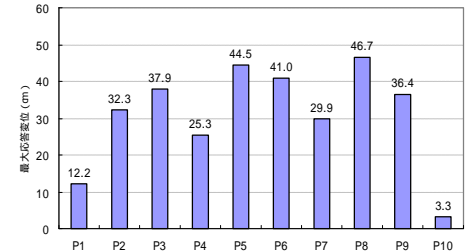


図9 直角方向最大応答変位