

かけ違い部を有するゴム支承で支持された高架橋の地震時応答に関する基礎的研究

山口大学 正会員 ○渡邊 学歩
山口大学 正会員 花本 雅洋
関東学院大学 正会員 北原 武嗣

1. はじめに

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震による橋梁構造物の被害はその多くが津波によるものであったが、地震動によって被災した橋梁も少なくない。図-1に示す仙台東部道路の高架橋では、4径間連続鋼箱桁橋と2径間連続鋼鈑桁橋のかけ違い部で、ゴム支承が橋軸直角方向に破断した。兵庫県南部地震以降急速に普及したゴム支承の被害事例としてはわが国初である。免震橋などゴム支承を用いた橋梁構造物は大規模地震による被災例が少なく、大規模地震による洗礼を受けていない状況であるといえる。ゴム支承が破断した原因については、ゴム支承の品質に問題があったとする見方もあるが、正確なところはまだよく分かっていない。隣接工区で上部構造の支間長が著しく異なり、固有周期差の大きな上部構造がジョイント構造によって連結されたことで、ゴム支承の破断に何らかの影響を与えたとも考えられる。本研究ではジョイント構造による桁の一体化がゴム支承の地震時挙動に及ぼす影響について検討を行った。

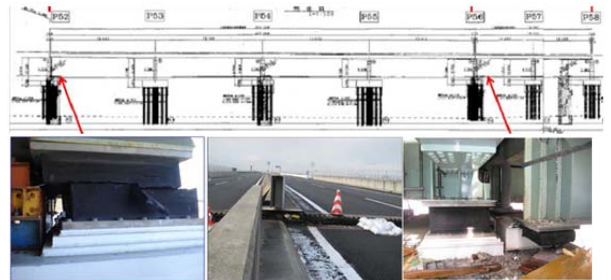


図-1 仙台東部高架橋の図面と被害

2. 研究で対象とした橋梁構造物

本研究では、ゴム支承を有する主径間と側径間からなる橋梁構造物において、ジョイント構造による上部構造同士の一体化が、ゴム支承の橋軸直角方向の応答にどのような影響を与えるかを検討するために、図-2に示す様な橋梁構造物を対象に、地震応答解析による解析的な検討を行った。対象橋梁は主径間の径間数が異なるA橋(5径間連続橋+側径間1連)およびB橋(3径間連続橋+側径間1連)、主径間と側径間の固有周期差を大きくしたC橋およびD橋とする。上部構造はコンクリート床版と鋼桁からなる合成桁で、支間長は主径間、A橋およびB橋の側径間では40mである。主径間と側径間で固有周期差を大きくするために、C橋およびD橋の側径間の支間長は20mとした。下部構造はT型のRC橋脚、基礎は杭基礎構造とする。

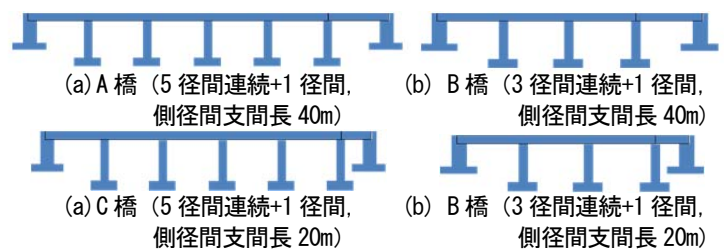


図-2 解析対象橋梁側面図

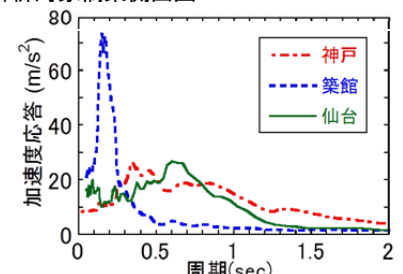


図-3 解析に用いた強震動の加速度応答スペクトル

3. 解析方法および対象橋梁のモデル化

本研究では汎用動的構造解析プログラムを用いて、モード重ね合わせ法により地震応答解析を行った。上部構造および下部構造は弾性は要素でモデル化し、ジョイント構造およびゴム支承はばね要素でモデル化した。ゴム支承の剛性は、兵庫県南部地震で観測された地震動を用いて動的設計により試設計を行い、ゴムの寸法から定まる初期剛性を用いた。入力地震動は兵庫県南部地震および東北地方太平洋沖地震の際の観測記録を橋軸直角方向に作用させる。なお、図-3には地震動の加速度応答スペクトルを示す。

4. 地震時のゴム支承の最大変形量

図-4にはA橋の固有値解析結果を示す。主径間と側径間が別々に挙動する場合には、主径間の橋軸直角方向の1次固有周期は約1.4秒、側径間の1次周期はA橋およびC橋でそれぞれ0.65秒および0.46秒である。ジョイント構造による桁が一体化しても1次固有周期はほとんど変化しない。表-1の(a)には、兵庫県南部地震および東北地方太平洋沖地震で観測された地震動記録を用いて地震応答解析を行った際の主径間中央橋脚位置および上部構造かけ違い部での支承の橋軸直角方向の変形量を示す。兵庫県南部地震の地震動に対しては、主径間と側径間が別々に挙動する場合には、主径間中央橋脚上の支承変位が358mm(186%)であるのに対して、上部構造の一体化を考慮すると382mm(199%)

キーワード ゴム支承、橋梁構造物、東北地方太平洋沖地震、地震時挙動

連絡先 〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1 山口大学工学部社会建設工学科 TEL 0836-85-9302

と若干大きくなる。一方、かけ違い部では主径間側での支承の変位が246mmから160mm(128%→83%)に低減し、側径間側では129mmから157mm(179%→218%)に増加する。

東北地方太平洋沖地震の際に築館(K-net)で観測された地震動を作用させた場合には、桁の一体化による応答の変化はみられないが、かけ違い部での主径間側の支承の変形量が低減し(255mm→187mm)、側径間側での支承の変形量が増加(160mm→182mm)する。これにより、側径間の支承のせん断ひずみが許容せん断ひずみ250%を超えることから破断の恐れが生じる。

同じ東北地方太平洋沖地震の際に観測された地震でも仙台(K-net)で観測された地震動を用いた場合には、かけ違い部での側径間の橋軸直角方向の支承の変形量が214mmから189mmと減少しており、ジョイント構造により主径間と側径間の上部構造が一体化したことで応答が平滑化され、支承の破断を免れている。しかし、表-1の(b)に示す様に、主径間と側径間で上部構造の周期差が著しい橋梁(C橋)では側径間の橋軸直角方向の変形量が92mmから151mmに増加し、せん断ひずみが210%にまで達しており、上部構造の連結による応答の平滑化の影響は支承ヒューズ論と同様に様ではない。図-5には側径間の支承の変形(TR方向)が最大となる時刻の上部構造の変形分布を示す。主径間と側径間が一体として挙動する際に、上部構造かけ違い部の側径間の支承の変形が最大となる時の上部構造変位は、図-5に示す橋軸直角方向の2次モード(全体4次モード:周期0.65秒)に相当する。図-3に示した強震記録の加速度応答スペクトルで明らかのように、東日本太平洋沖地震の際に仙台で観測された強震動は周期0.6から0.7秒付近で卓越しており、これと上部構造の高次振動モードとが共振したことにより、図-6に示した振動モードの関節部に相当する、主径間と側径間のかけ違い部の支承に大きな変形が生じる。

5. 結論

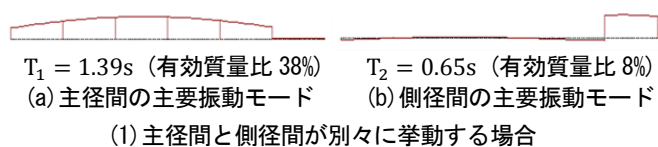
主径間と側径間からなる橋梁構造物において、ジョイント構造による上部構造の一体化が側径間を支持するゴム支承の橋軸直角方向の変形に及ぼす影響について地震応答解析による検討を行った。結論を以下に示す。

1) かけ違い部を有するゴム支承で支持された多径間連続

橋梁では、ジョイントによる桁の一体化により、側径間側の桁が主径間側の桁に引きずられ、側径間を支持する支承の変形量が増加する可能性がある。

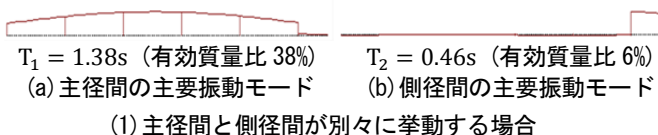
2) 構造形式によってはジョイントによる桁連結の効果により、上部構造の応答の平滑化により支承変形量の低減する可能性があるが、その効果は様ではない。

3) 主径間と側径間で上部構造の固有周期差が著しい場合には、地震力との共振によって上部構造の高次モードが励起されるために、関節部に当たる支承の掛け違い部で支承の変形が大きくなる可能性がある。



(2) Finger Jointによる桁の一体化を考慮した場合

(i) 5径間連続+1径間、側径間支間長40m(A橋)



(2) Finger Jointによる桁の一体化を考慮した場合

(ii) 5径間連続+1径間、側径間支間長20m(C橋)

図-4 固有値解析結果(上面図)

表-1 地震動による支承の橋軸直角方向のゴム支承の変形量
(a) A橋

地震動	Jointによる上部構造連結の有無	主径間中央橋脚上の支承		上部構造かけ違い部			
		変形量(mm)	せん断ひずみ	主径間側の		側径間側の	
				変形量(mm)	せん断ひずみ	変形量(mm)	せん断ひずみ
兵庫県南部(神戸)	無し	358	186%	246	128%	129	179%
	有り	382	199%	160	83%	157	218%
東北地方(築館)	無し	437	227%	255	133%	160	222%
	有り	441	230%	187	97%	182	253%
東北地方(仙台)	無し	353	184%	174	90%	214	297%
	有り	379	197%	171	89%	169	234%

(b) C橋

地震動	Jointによる上部構造連結の有無	主径間中央橋脚上の支承		上部構造かけ違い部			
		変形量(mm)	せん断ひずみ	主径間側の		側径間側の	
				変形量(mm)	せん断ひずみ	変形量(mm)	せん断ひずみ
東北地方(仙台)	無し	349	182%	169	88%	92	128%
	有り	366	191%	156	81%	151	210%

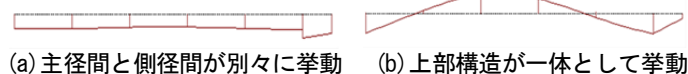


図-5 C橋の側径間側のゴム支承最大変形時の上部構造の変形分布(東日本太平洋沖地震(仙台記録)の応答)

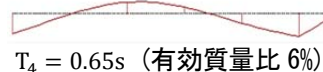


図-6 上部構造が一体として挙動する場合のゴム支承の橋軸直角方向の変形に寄与したと考えられる振動モード(4次)