

(財)鉄道総合技術研究所 ○正会員 王 海波
 同上 正会員 西村 昭彦
 同上 正会員 小阪 拓哉

1. まえがき

兵庫県南部地震により鉄道の土木構造物は甚大な被害を受けた。32箇所落橋したほか、多数の鉄筋コンクリート高架橋柱で損傷が発生した。大きな被害を受けた高架橋は2線2柱式のRCラーメン構造(1層又は2層)が多かったが、阪急西宮高架橋のように1線1柱式のRCラーメン構造もあった。被害原因を解明するために、現地調査、静的解析および動的解析を行った。この一部については既に報告してあるが¹⁾²⁾、ここでは、阪急西宮高架橋の1線1柱式のRCラーメン構造を対象として、動的解析で高架橋の被害原因を検討したことを報告する。

2. 解析対象

解析の対象は、阪急神戸線の西宮北口～夙川間に採用されていた1線1柱式×2列(分離)のビームスラブ式RCラーメン高架橋(1968年に供用され)であり、両端に3mの張り出し部をもつスパン6mの5径間ラーメン構造である(図1を参照)。基礎形式は、直径0.6m長さ11.0mの9本RC杭基礎を用い、左側一基だけ杭間隔を大きくしていた。表層地盤はN値15~30とかなりばらつきレキ混り砂質層である。

3. 動的解析

1) 入力地震動

神戸ポートアイランド地下83mの観測記録EW成分を基底地震動とし、地盤条件をもとに、橋脚基礎の地震動を推定した。しかし、その記録は観測地点の上昇と下降波を含まれ、観測地点での地盤条件による影響がある。解析対象地点の入力地震動の推定には、観測地点の表層影響を排除すべきであるが、ポートアイランドの場合、表層地盤は地震時に液状化したため、引き戻し解析は困難である。そこで、観測波を2Eと仮定して橋脚基礎の地震動を推定した。最大加速度は462galで、図3と図4にはスペクトルと波形を示している。

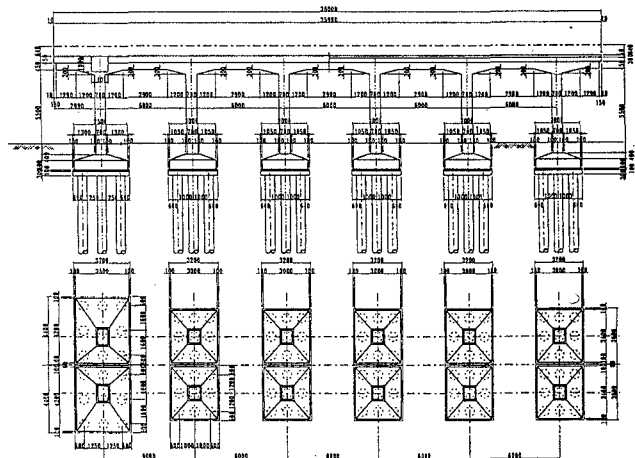


図1 阪急西宮高架橋構造一般図

2) 地盤バネ

入力地震動の計算と同じ地盤条件を用いて、杭頭位置での基礎バネを計算した。表1には各変位方向に対して杭頭バネを示し、弾性として柱の下端に作用させる。地盤減数が20%にした。

表1 杭頭地盤バネ

橋脚	方向	水平バネ (tf/m)	鉛直バネ (tf/m)	回転バネ (tf.m/rad)	水平回転連成バネ (tf/rad)
R1	橋軸	72710	79990	749900	165112
	直角	75380	79230	1217000	214169
R2~R6	橋軸	69320	78680	472100	127917
	直角	72020	78290	676400	156067

3) 構造モデル

上下線が独立となっているため、解析上においては単柱構造としてモデル化した。図2に示すように、全部で97節点、96要素である。橋脚の配



図2 阪急西宮高架橋動的解析モデル

キーワード 被害解析、せん断耐力、非線形、入力地震動

連絡先: 〒185 東京都国分寺市光町 2-8-38、Tel:0425-73-7262、Fax:0425-73-7248

筋に基づく各断面の $M\sim\phi$ 関係とせん断耐力を求め、Degrading Tri-linear モデルを曲げ変形に適用し、せん断変形は弾性とした。

4. 解析結果

1) 固有モード

表 2 の構造物の固有振動数から、橋軸方向には、殆ど一次モードに支配されることが分かった。橋軸直角方向では、一次と二次モードに大きい差が見れないので、第一次モードと三次モードに支配される。両方向の第一次モードを図 5 と図 6 に示している。

表 2 構造固有振動数(Hz)

モード	橋軸方向	橋軸直角方向
1	3.65	2.31
2	15.48	2.71
3	15.49	6.41
4	20.28	15.40

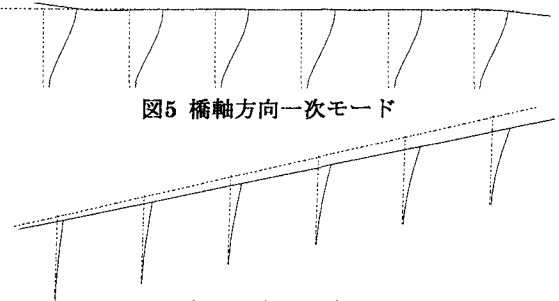


図5 橋軸方向一次モード

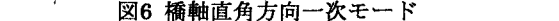


図6 橋軸直角方向一次モード

2) 動的応答

表 3 には各橋脚の降伏および終局耐力と、同じ地震波で両方向単独入力した最大応答断面力を示した。同じ地震波に対して、橋軸方向は直角方向より大きな地震応答が生じた。耐力の比を

表 3 各橋脚最大応答断面力

橋脚	基部				基部			中部			天端加速度
	軸方向	Mu	My	Mmax	Mmax/Mu	Su	Smax	Smax/Su	Su	Smax	
1	193.66	144.76	167.5	0.865	68.85	66.7	0.969	62.37	64.7	1.037	1061.0
2	188.84	138.8	158.9	0.841	60.8	63.5	1.044	53.26	62.5	1.179	1122.3
3	188.84	138.8	158.4	0.839	60.8	62.8	1.033	53.26	61.9	1.163	1051.6
4	188.84	138.8	158.4	0.839	60.8	62.8	1.033	53.26	62.0	1.164	1067.5
5	188.84	138.8	158.9	0.841	60.8	63.0	1.037	53.26	62.3	1.169	1135.1
6	188.84	138.8	157.2	0.832	60.8	62.8	1.033	53.26	60.8	1.142	1074.6
直角	Mu	My	Mmax	Mmax/Mu	Su	Smax	Smax/Su	Su	Smax	Smax/Su	
1	288.72	246	250	0.866	74.36	45.8	0.616	67.1	43.9	0.654	622.4
2	233.51	203	179	0.767	61.63	33.7	0.547	54.67	33.1	0.605	642.6
3	233.51	203	184	0.788	61.63	34.2	0.555	54.67	33.6	0.615	644.8
4	233.51	203	189	0.809	61.63	35.7	0.579	54.67	34.8	0.637	620.0
5	233.51	203	188	0.805	61.63	35.2	0.571	54.67	29.8	0.545	641.3
6	233.51	203	190	0.814	61.63	36.2	0.587	54.67	35.7	0.653	615.8

見ると直角方向では殆ど損傷が軽微だが、橋軸方向には橋脚基部と中間部でせん断耐力を超えた結果になった。ただし、構造的に、中間部の帯鉄筋量は基部より少ないため、中間部でせん断破壊を最初に発生したことを推定できる。基部においては、発生した最大曲げモーメントが M_y 程度に止まり、最大せん断力がせん断耐力の 90%程度にとどまった。これは実際の被害状況とよく一致した。橋軸方向に直角方向より大きな地震応答が生じたのは、両方向の振動特性の違いによるものと考えられ、曲げによる損傷はあまり大きくないため、固有振動数の変化も小さい。図 3 に示した入力地震動の周期特性から、橋軸方向の固有周期は入力地震動の最も卓越周期とよく一致し、共振効果による応答加速度最大値は入力最大値より約 2 倍程度増幅した。これに対して、直角方向の応答最大値は入力最大値より約 3 割りしか増幅しなかった。

4. まとめ

以上解析結果の分析を整理すると、次のような結論を得られる。a)橋脚中部の帯鉄筋量が少ないため、せん断耐力は曲げ耐力より低くなっている。b)地震波の周期成分により、橋軸方向の共振が大きく、直角方向より不利の状態になっている。c)構造全体として、橋軸方向に橋脚中間部でせん断破壊を生じた。

参考文献：1)兵庫県南部地震による鉄道施設の被害に関する調査(中間整理)、鉄道施設耐震構造検討委員会,1995 2)内田等、兵庫県南部地震における鉄道高架橋の被害解析、第 31 回地盤工学研究発表会、平成 8 年