

(129) 不整形軟弱地盤上の連続高架橋の地震応答性状

○ 岡山大学大学院

岡山大学大学院

岡山大学環境理工学部

学生員 岸田 健太郎

学生員 伊吹 善仁

正会員 竹宮 宏和

1. まえがき

1995年1月17日発生の兵庫県南部地震は、山陽新幹線の西宮～尼崎にかけての六甲山トンネルと武庫川間で高架橋崩壊という甚大な被害をもたらした。この地域の異なる地質図を参考にして、当該地の地震時の地盤振動を評価すると、局所的に分布した軟弱地盤のため、地震波の増幅を著しく生じさせることが、著者らの別論文¹⁾で明らかになった。

新幹線高架橋のような線状構造物は、空間的に異なる地震入力を受けると全体的にねじれた応答性状を示す傾向が見られる。これは、構造物内に大きな断面力、つまり大きな応力を発生させ、弱い箇所から破壊に至らしめることになることが懸念される。建設地の地盤振動評価、それを入力しての構造物の動的シミュレーションを遂行することで、上記の新幹線場所の高架橋の崩壊の説明の一端が可能となるかも知れない。

2. 解析モデル

解析対象の新幹線高架橋の一例を Fig.1 に示す。これは、山陽新幹線の六甲～武庫川間の一部をモデル化したものであり、この高架橋が同区間の地盤のモデル (Fig.2) 上に立地する状況を対象とする。以下の解析では図中の S1, S2, S3 の異なる地盤上に立地すると仮定した。

3. 構造物の動特性

解析対象構造物は場所打ち杭で支持されているので、杭頭剛及び減衰を振動に依存しない $K_{ij}^* = K_{ij} (1 - i2\beta)$ の形で導入した。 K_{ij} の算定は道路橋示方書により行った。 β は減衰項で仮定する。構造物の減衰効果はレーリー型の $C = (\alpha_1 \omega) M + (\alpha_2 / \omega) K$ (ただし M, K はそれぞれ質量、剛性マトリックスを定義、 α_1, α_2 は係数、 ω は振動数) を導入した。

Fig.3 に構造物の固有値解析結果を示す。橋軸直角方向、橋軸方向の1次振動モードは非常に接近した固有振動数を有している。構造形式上、桁部が橋軸方向、橋軸直角方向に変位・変形する固有振動モードが低次に現れている。上下動の固有振動モードおよび桁部が大きく変形する振動モードが5 Hz 以下で存在する。Fig.2 の地盤震動特性との関係で、つぎの推察ができる。ただし、地盤の非線形

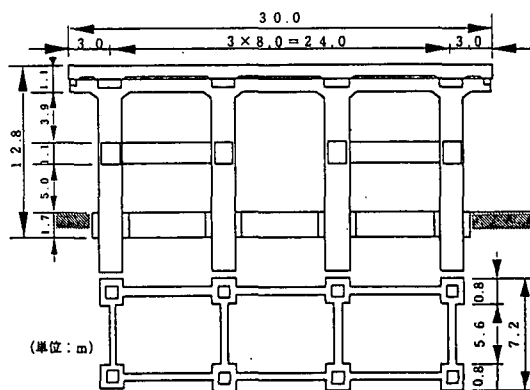


Fig. 1 3径間連続ラーメン高架橋

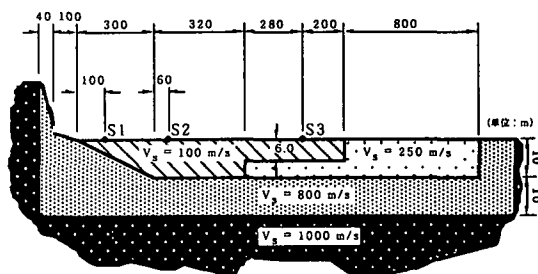


Fig. 2 不整形・不規則地盤モデル

性を加味して僅か長周期化した状況を想定する。沖積層の非常に薄いS1地点における構造物の振動は、高振動数領域の振動モードが卓越して桁部が著しく面外方向に変形するため、橋脚はそれに応じて上端は動き、上下端での曲げ応力は大きくなる。全体としての鉛直方向の振動モードの影響もある。沖積層厚が10mのS2の地点においては、構造物は桁部が橋軸、橋軸直角方向共に水平振動を生じ、特に桁の端部が中央部より大きく動く要素を持っている。S3地点においてはS2の地点の傾向を持つが応答値はS2より小さい。

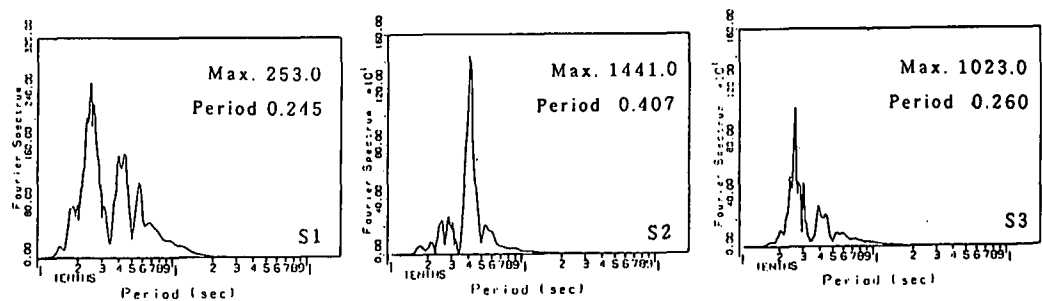


Fig.3 入力波（加速度）のフーリエスペクトル密度

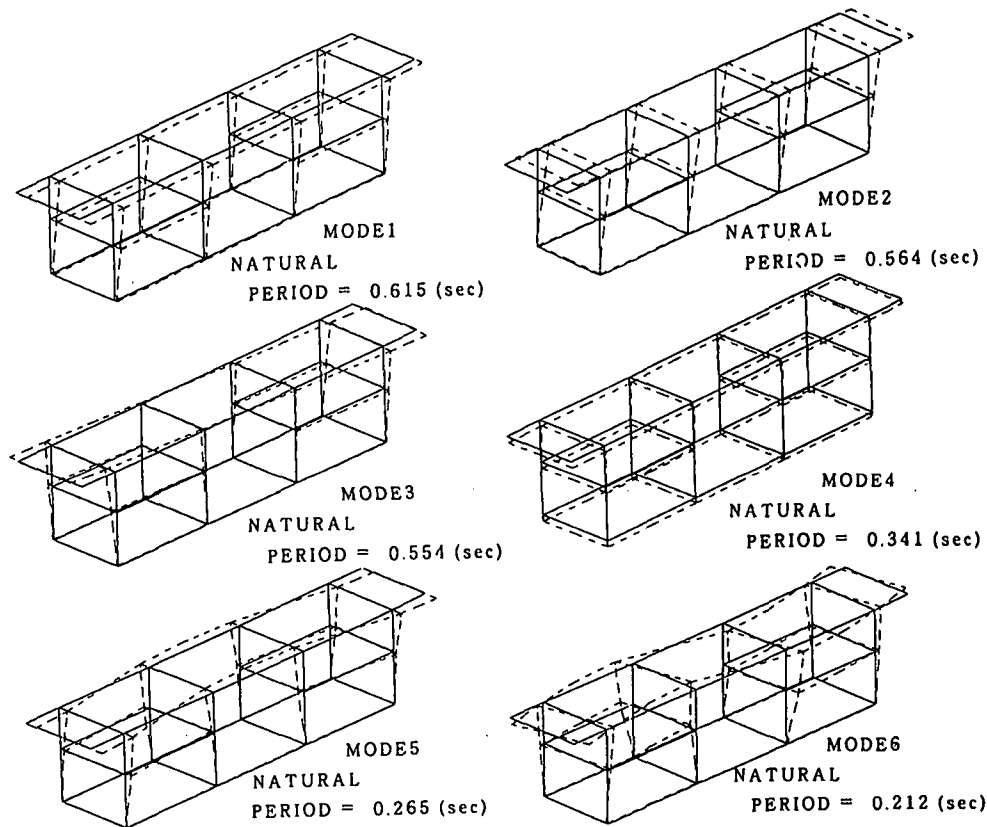


Fig.4. 3 径間連続ラーメン高架橋の固有振動モード

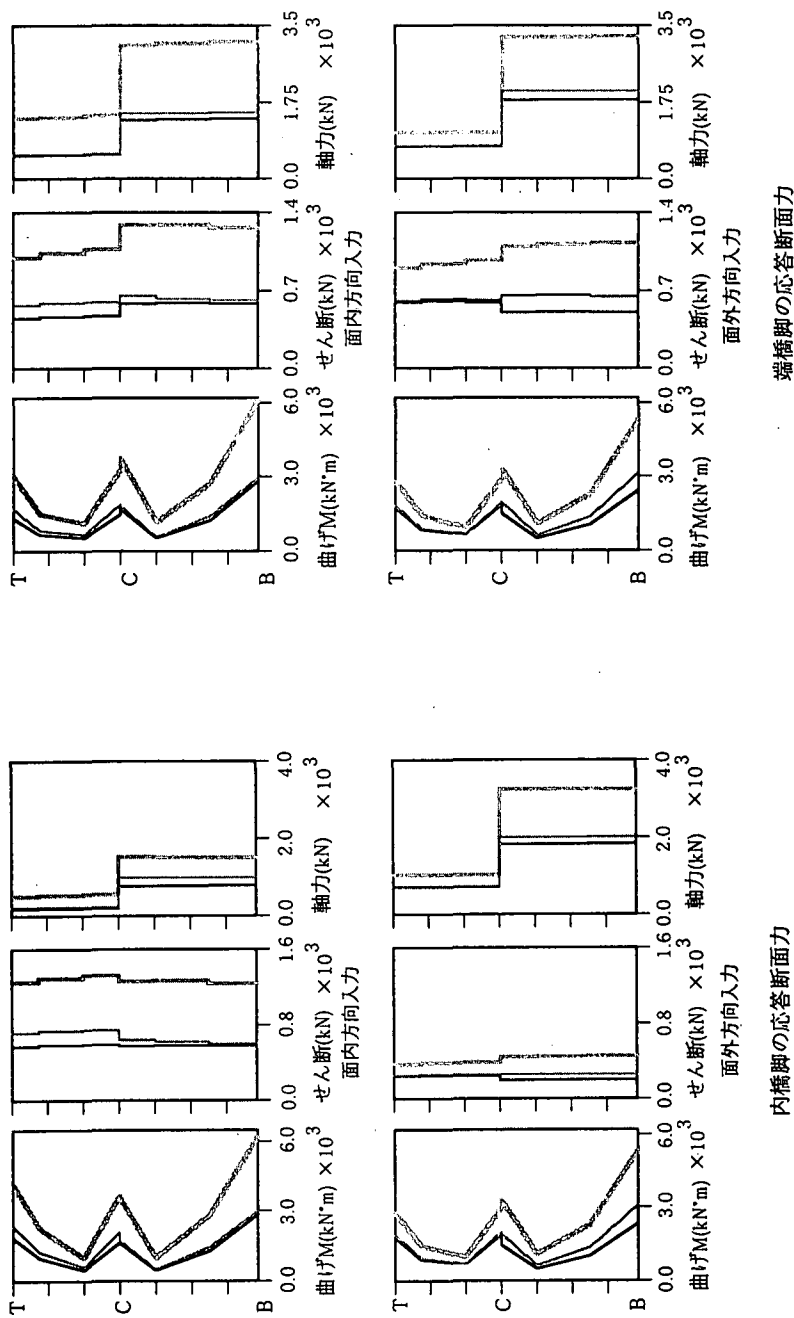


Fig. 5 短周期型の人工地震波に対する
立体ラーメン高架橋の断面力図

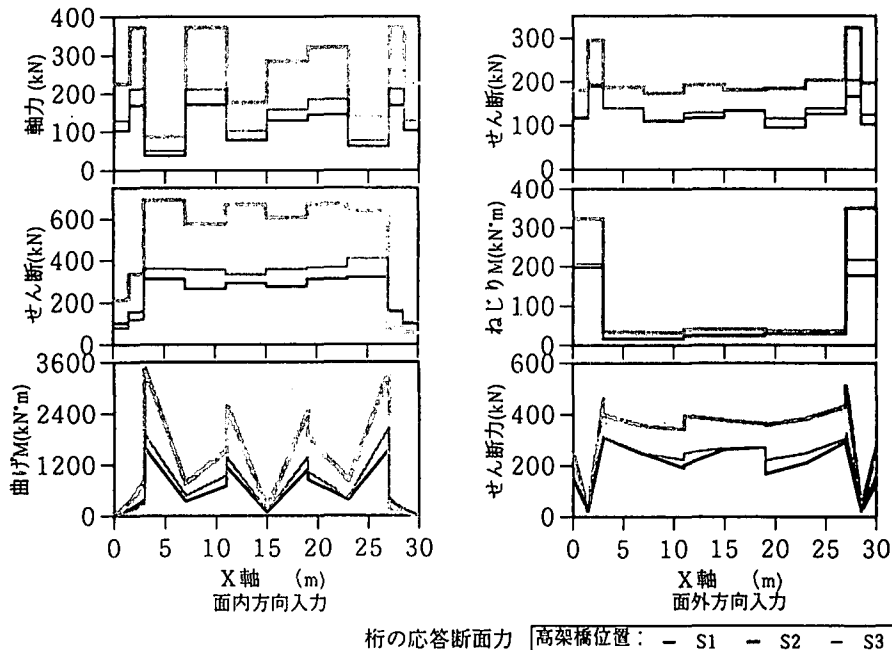


Fig. 5 短周期型の人工地震波に対する
立体ラーメン高架橋の断面力図 (続き)

4. 地震応答解析と考察

浅い箇所での増幅効果は短周期成分においてのみ顕著であるので、別論文で用いた短周期型の人工地震波形を使用した。入射波による地盤の応答は、FEM・BEMの時間領域における逐次計算した結果から得た。これを高架橋へ橋軸方向あるいは橋軸直角方向に入力した。応答計算は振動数領域で行い、時刻歴応答を逆フーリエ変換から求めた。

(1) 面内方向入力: 断面力の最大応答図を Fig. 5 に示す。Fig. 2 の高架橋がサイト S1, S2, S3 に存在すると仮定した場合の応答を比較している。サイト S2 ではいずれの断面力も他のサイト S1, S3 よりも 2 倍強の値となっている。地盤加速度としてはサイト S3 の方がサイト S2 より大きかったが¹⁾、これは構造物が地盤の震動と共振したためであると言える。桁部の断面力の変化は、桁部が一様に近い揺れを意味する。橋脚部では端橋脚の上端、下端および中層横張り箇所では曲げモーメントが大きく発生している。橋脚部の軸力は中層横梁の位置で急激に大きくなっている。最大応力を算出すると、曲げの縁端応力は橋脚下端で約 550 kg/cm²、中層横梁の位置でその 1/2、せん断応力は両位置において約 20 kg/cm²、軸応力は下端で約 40 kg/cm² となっている。これらの応答値は橋脚部の下端、中層横張り位置で部材の曲げ／せん断の破壊が発生するに十分な大きさである。軸応力は破壊には問題とならない値である。

(2) 面外方向入力: 断面力の最大応答図を Fig. 5 に示す。桁部のねじれ、曲げの断面力は小さいが、相対的に桁の端部の方が中央部より大きいことは桁端が揺れていることを意味する。橋脚部の曲げモーメント、せん断力が面内応答の場合と比較して小さめであるが同様な分布である。

5. むすび

対象とした立体ラーメン高架橋の地震応答は、その建設地盤の増幅応答のために、地盤の卓越周期と構造物の固有周期との関係で変化し、断面力において著しく異なることが明かになった。そして対象構造物は地盤震動との共振で非常に大きな応答を示した。本シミュレーションからは、対象とした高架橋の破壊は橋脚部の上下端あるいは中層横梁位置で生じる曲げ／せん断破壊から始まることが判った。

参考文献: 1) Adam, M. and Takemiya, H. Soil amplification by topographies during Hyogoken Nanbu Earthquake, 第 2 3 回地震工学研究会講演概要、1995.7.