

名古屋大学大学院 学生会員 若 林 茂 樹
 東北大学 工学部 正 会員 尾 坂 考 夫
 名古屋大学工学部 正 会員 田 辺 忠 顕

1. 序論

1978年に発生した宮城県沖地震の際、東北新幹線鉄筋コンクリート高架橋に、多数のクラックが発生した。特に高架橋の中段に配置されている中層ばりに、大きな斜めひび割れが生じている例が多く、耐震設計上の問題点を提起する事になった。この被害を受けた高架橋、健全であった全く同種の高架橋の起振実験が行われ、動的パラメータが測定されたので、有限要素法を用いた同高架橋のモデルで解析をし、実験結果と比較・検討する事で、モデルの妥当性を確認し、高架橋を構成する構造部材の剛性低下の量的評価と、その原因としての設計法等に関して、一考察を行なったものである。

2. RC高架橋のモデル化

本高架橋は、高さ13m、幅11.6m、延長35mの2層4径間、面ゲルバ型RCラーメン高架橋である。まず地震時の高架橋の動的挙動を推定し、被害原因を探る為に、モデル化を行なう。図2-1に示す様に、進行方向に五柱あるが、振動方向

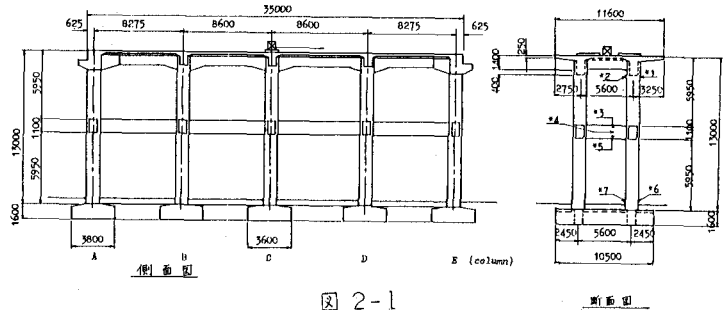


図 2-1

がこの柱々に対して直角方向であったので、中央の柱のみについて考え、進行方向の梁及びスラブに関しては、中間までの部分を剛性のない集中質量とする事で、平面構造物として解析する。上部構造には、梁要素による有限要素法を適用し、フーチング基礎を剛体と考え、地盤を弾性体と仮定する。フーチング基礎下部中央に、水平ばね、鉛直ばね、回転ばねを加えて、図2-2で示されるモデルとする。コンクリート部材の断面剛性は、コンクリートのヤング係数を、 $2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として、全断面有効とした。また地盤ばね定数は、表2-3に示す値を用いた。このモデルの上部節点に、起振実験と同様に、起振力10tを作用させて、固有振動数、最大変位振幅量、歪を算出し、健全な高架橋での起振実験と比較すると、ほぼ類似しており、モデルの妥当性が示された。

3. 高架橋構成部材の剛性低下の量的評価

地震によて、高架橋中層梁の接合点付近に、せん断ひび割れが、柱の水平梁との接合点付近、及び地盤との接合点付近に、曲げによるひび割れが生じ、せん断剛性性と曲げ剛性が中層梁と柱で低下した。そこでこの被害を受けた高架橋の剛性低下率を、モデルを用いて算出して見る。

地盤ばねは2章で決定したものをを用いている。このモデルでは、せん断剛性を考慮していないがせん断剛性の低下による変位を、曲げ剛性の低下による変位に置き換える方法で算出した。

表 2-3

水平地盤ばね定数	鉛直地盤ばね定数	回転地盤ばね定数
$6.65 \times 10^5 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^5 \text{ kg/cm}$	$1.24 \times 10^{11} \text{ kg cm}$

$$\delta_1(\text{曲げ剛性, } E_0) + \delta_2(\text{せん断剛性, } G_0) = \delta_3(\text{曲げ剛性, } E_1)$$

$$\delta_4(\text{曲げ剛性, } E_2) + \delta_5(\text{せん断剛性, } G_1) = \delta_6(\text{曲げ剛性, } E_3)$$

$$E_2 = m_1 E_0$$

$$E_3 = m_2 E_1$$

(1)

ここに m_1 は曲げ剛性低下率、 m_2 は換算した曲げ剛性低下率を示す。

図3-1に示す様に、クラックの生じた部位の要素剛性を落とし、その剛性低下率を種々に変化させる事で、被害を受けた高架橋とモデルとの固有振動数、変位振幅量を検討した結果、被害を受けた高架橋は、柱の剛性を30%、中層梁の剛性を65%落とす事で剛性状態を表わす事ができる。11式を用いて、曲げ剛性の低下率、せん断剛性の低下率を算出すると、中層梁では、曲げ剛性が30%、せん断剛性が90%落ちた事になる。表3-2にモデルと起振実験結果とを比較したものを表わす。

4. RC高架橋設計における問題点

被害後の固有周期も、それ程極端に伸びていないので、図4-1の応答スペクトル図が示す様に、地震時には、新幹線高架橋の線路進行方向に対して直角に、最大地震加速度600 gal から800 gal にも及ぶ力が動いたものと考えられる。実際には、この高架橋は、水平震度を0.2、鉛直震度を0として設計されており、今回の地震の様な、0.2g以上の入力に対しては、塑性変形で抵抗する筈であった。破壊の過程を考察すると、構造物の一部が降伏するまでは、弾性応答による部材力が発生する。部材のどの位置で、どの様な降伏が生じるかは、入力地震断面力と、部材の保有耐力との比で表わされると思われるが、本構造物の場合、圧制的に、中層梁端部のせん断保有耐力が少なかつた様である。(表4-1参照) 従って、このような破壊をもたらしたと思われるが、この事実は、単にせん断許容応力度を下げるこのみで、解決される訳ではなく、断面の保有する曲げ耐力との関連が考慮されなければならない事を示していると思われる。

5. 結論

数値解析の結果から、この種のコンクリート構造物では、局部的な破壊が生じても全体の固有周期が殆んど減少しない場合があること、現行の土木学会RC示方書のせん断補強の規定が、耐震的見地からは、必ずしも十分でないことなどが明らかになった。

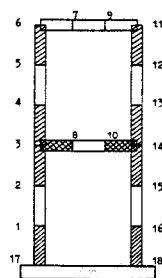


図3-1

図3-1

表3-2

		測定値	解析値
健全な高架橋	第1次固有振動数	2.91 Hz	2.92 Hz
	最大変位振幅	1.35 mm	1.57 mm
被害を受けた高架橋	第1次固有振動数	2.42 Hz	2.44 Hz
	最大変位振幅	3.00 mm	2.30 mm

表4-1

中層はり			kg/cm ²
	設計に於ける耐力	所定耐力を地震時の耐力に換算した耐力(200%)	地震時の耐力
せん断耐力	3.0	4.5	17.0
引張耐力	設計に於ける耐力	鉄筋の許容耐力	地震時の耐力
	1065	1800	6100

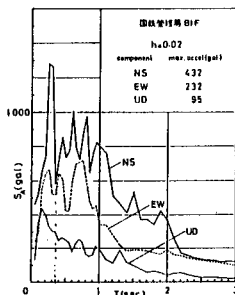


図4-1