

I - B 129

多径間連続立体ラーメン橋梁の耐震性検討

首都高速道路公団 正員 坪野寿美夫、○正員 三浦 正幸
 石川島播磨重工業 正員 島村 和夫、正員 笠坊 英彰

1. はじめに

兵庫県南部地震の発生以来、耐震設計基準の再検討・既設橋梁の評価と補強方法の検討が数多く行われているが、複雑な実橋梁の評価は未だ困難を伴う場合が多い。本検討の対象は、平成2年度版の道示に基づいて設計された首都高速板橋足立線の一部をなす、曲線部3径間＋直線部4径間が桁架け違い部を介して連結された鋼箱桁橋である。橋脚は幅広ラーメンやラケット型橋脚が混在しており、また、地下構造物を避けるため地中梁が存在する。本橋は、その構造の複雑さから特定の橋脚のみを取り出して単柱として扱うことが困難であるため、全体系モデルを用いた解析を行うものとした。本報告は、多径間橋梁を対象とした3次元の弾塑性地震応答解析結果に基づき、耐震性評価を行った結果を示すものである。

2. 検討フロー

地中梁も含めた橋梁全体系を骨組要素でモデル化し、まず線形時刻歴応答解析を実施した。その結果から塑性化の予想される領域をシェル要素で置換して再モデル化した。なお、桁架け違い部における摩擦や桁同士の衝突については考慮していない。また、地盤は線形パネを用いて簡易に扱うものとした。このモデルを用いて3次元の弾塑性時刻歴応答解析を行い、さらに最も大きな負荷を受ける橋脚を選定し、その単柱モデルを用いて骨格曲線を求め、エネルギー一定則を用いて残留変位や桁架け違い部の相対変位を求めることにした。なお、架設地区がⅡ種地盤であることから、地震波形は兵庫県南部地震におけるJ R西日本鷹取駅の加速度記録を用いるものとした。図1に検討フローを示す。

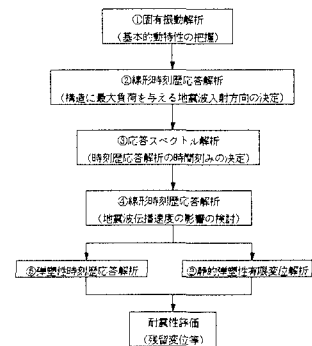


図1 耐震解析のフロー

3. 解析結果および耐震性評価

(1) 解析結果の概要

線形時刻歴応答解析結果から、桁架け違い部の存在する P23 脚が最も大きな負荷を受けると判断した。図2に P23 脚頂の変位がほぼ最大となる加振 4.70 秒後の変形図を示す。このとき、P23 脚は橋軸直角方向からやや橋軸方向へ傾いた方向に傾斜している。図3に P23 脚単柱モデルを用いた静的繰返し応答解析で得られた脚頂変位と吸収エネルギーの関係を示す。弾塑性時刻歴応答解析では、P23 脚単柱の荷重－変位曲線の最大耐荷力点を越える変位が計算されたため、エネルギー一定則を用いて残留変位等を予測するものとした。なお、全体モデルにおける P23 脚とそれ単独のモデルとは境界条件に差異があり、このような手法は必ずしも正確ではない。しかし、全体モデルを用いた線形時刻歴応答解析結果から予測した P23 脚の最大応答変位と、弾塑性時刻歴応答解析で得られた最大応答変位は良く一致し、本問題に適用するのに問題無いと判断した。

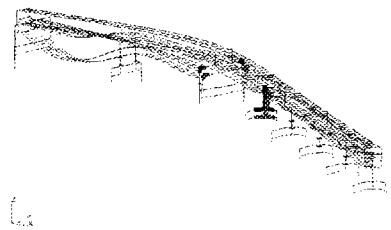


図2 加振 4.70 秒後の変形図 (×50)

(左側から P20, P21, …, P27 脚)

キーワード：立体ラーメン橋梁、弾塑性時刻歴応答解析、耐震性能評価

連絡先：〒151-0053 東京都渋谷区代々木 2-1-1 首都高速道路公団第二建設部設計課

TEL:03-5352-8632 FAX:03-5352-8644

(2) 耐震性評価

地中梁や幅広ラーメン隅角部に発生する応力は小さく、またアンカー部についても最大モーメントは耐荷モーメントの0.48～0.84倍であり破壊に対して裕度が確保されていることが分かった。そこで、以下中埋めコンクリート直上断面について述べる。表1にP23脚の諸元と座屈パラメータを示す。座屈パラメータの要求値については各公団・公社等から提案がなされているが、P23以外の脚も含めて全てのパネルについて $R_R \leq 0.5$ 、 $R_F \leq 0.5$ 、 $R_h \leq 0.7$ となっており、断面性能としては問題無いと言える。

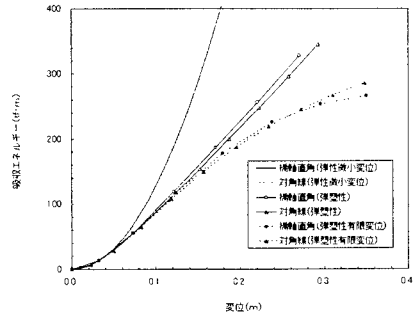


図3 P23脚の吸収エネルギー

表1 P23脚の中埋めコンクリート直上断面パネルの座屈パラメータ

断面	横リブ間隔 a	パネル幅 b	パネル厚 t	パネル数 n	縦リブ幅 b _y	縦リブ厚 t _y	アスペクト比 α	縦リブ剛比 γ_1/γ^*	降伏応力 σ_y (MPa)	座屈パラメータ			
										R_R	R_F	R_h	$\bar{\epsilon}_s$
P23-WEB	180.0	235.0	2.7	5	20	1.9	0.766	1.333	367	0.379	0.418	0.703	0.413
P23-FLG	180.0	230.0	2.7	5	20	1.9	0.783	1.357	367	0.371	0.414	0.703	0.410

図4は、落橋に対する安全性照査のために桁架け違い部の相対変位の最大値を示したものである。ここで、解析ケースはそれぞれ、1：線形時刻歴応答解析で時間積分の増分値を0.01秒とした場合、2：同0.05秒の場合、3：2において地震波の伝播速度を200m/sとして計算した場合、4：弾塑性時刻歴応答解析で時間積分の増分値を0.05秒とした場合、を意味する。全ての値は図2を用いてエネルギー一定則を用いて換算したものであるが、解析手法により大きな差異が見られる。ケース4が最も妥当であると考えるが、桁架け長1.02mに比べて約3倍の裕度があり、橋は十分回避できると判断される。

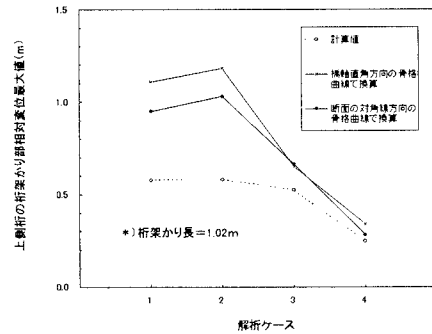


図4 桁架け違い部の相対変位の最大値

次に、P23脚頂の残留変位を表2に示す。

参考値として慣性力作用高さHの100分の1の値を示してあるが、それに比べ3倍以上の裕度があることが分かる。以上から、本橋梁はJ R鷹取駅加速度波形の入力に対し、十分な耐震性能を有していると判断できる。

4. おわりに

鋼製橋脚の耐震性能の要求値の設定は議論の分かれるところであるが、落橋や橋脚の倒壊といった致命的な事態を確実に回避した上で、緊急車両の通行の便や震災後の速やかな修復の可否を加味し、路線の重要度に応じて設定するというのが一般的考えとなっている。現在、単柱の検討からラーメン橋脚、さらに橋梁全体系の耐震性評価に関する検討が盛んに行われている。本報告の検討手法は必ずしも一般的なものではないが、首都圏に多い脚と桁の剛結構造橋梁が高い耐震性を有することを示す一例となると考える。

本解析を行うにあたり（財）鉄道総合技術研究所よりJ R鷹取地震波形を借用させて頂きました。

（参考文献：略）

表2 P23脚頂の残留変位

	橋軸直角方向の 骨格曲線で補正	断面の対角線方 向の骨格曲線で	H/100 (参考値)
下側橋梁の中央部	0.027 (H/353)	0.023 (H/426)	0.096
上側橋梁の中央部	0.055 (H/324)	0.045 (H/391)	0.177