

高橋脚を有する多径間連続ラーメン波形鋼板ウェブPC橋の設計報告
 —第二名神高速道路 池山高架橋(上り線)—

鹿島建設(株) 正会員 ○山口 統央
 日本道路公団中部支社 忽那 幸浩
 日本道路公団中部支社 柳野 和也
 鹿島建設(株)・川田建設(株)共同企業体 正会員 矢野 一正

1. はじめに

池山高架橋上り線は、現在工事が進められている第二名神高速道路の亀山JCTと東名阪自動車道の亀山東JCTを連結する路線の橋梁であり、三重県亀山市に位置している。

本橋は橋長 941m の 10 径間連続ラーメンPC箱桁橋であり、急峻な山間部と河川が用地内を蛇行する平野部に架設されるため長支間(最大支間長 114m)と高低差の大きい橋脚(H=9.0m~74.0m)を有した構造となっている。複雑な構造から耐震性能の確保が課題となり、免震支承の採用、高強度鉄筋の使用、橋台部で橋軸直角方向を固定するなどの対策を講じることで解決を図った。

本報文では、本橋の設計の特徴である池山高架橋の耐震検討を報告する。

2. 工事概要

本橋の構造一般図を図-1、断面図を図-2、主要材料表を表-1 に示す。

企業者名；日本道路公団中部支社亀山工事事務所

工事場所；三重県亀山市

工 期；平成 16 年 1 月 29 日～平成 19 年 3 月 13 日

道路規格；第 1 種第 3 級(設計速度 80 km/h)

構造形式；上部構造 PC10 径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁

下部構造 鋼管・コンクリート複合構造橋脚

橋 長；941.000 m

支 間 割；46.5+104.0+114.0+99.0

+4@106.5+98.0+50.5m

幅 員；10.27 m(有効幅員)

表-1 主要材料数量

項目	仕様	単位	数量	摘要
コンクリート	40N/mm ²	m ³	9434	主桁
型枠		m ²	23941	主桁・地覆
鉄筋	SD345	t	1120	主桁・地覆
	SD490	t	13	主桁
PC鋼材	19S15.2	t	246	連結鋼材
	12S15.2	t	242	張出し鋼材
	1S28.6	t	79	床版横締め
波形鋼板	SM490YB 他	t	810	

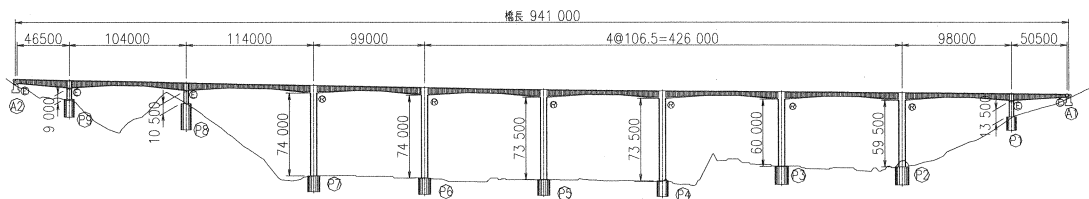


図-1 構造一般図

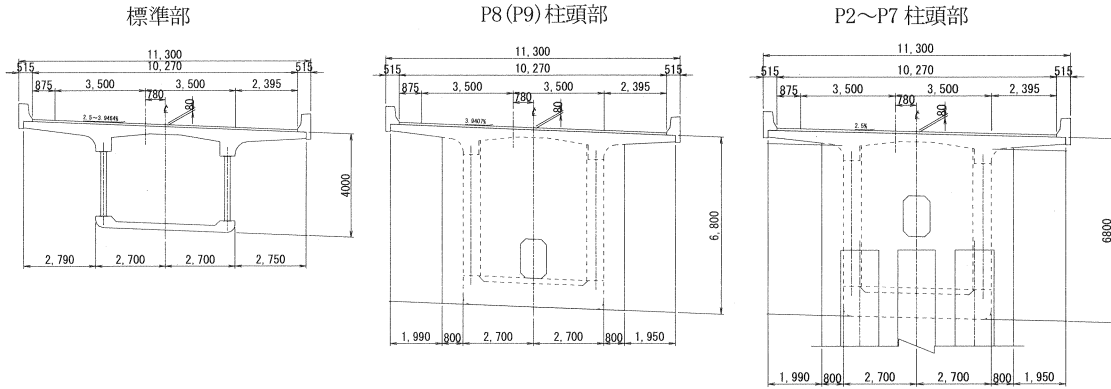


図-2 断面図

3. 耐震検討

上部構造の形式は軽量化が図られ、支間長が本橋のように長い場合には経済効果が発揮できる波形鋼板ウェブ構造を採用している。短橋脚(P1, P8, P9 橋脚)では支承を有する連続桁形式で、高橋脚(P2~P7 橋脚)では橋脚と剛結しているラーメン形式である。非常にスレンダーな高橋脚と長支間を有している柔構造であるため、固有周期が橋軸方向1.9秒、橋軸直角方向2.5秒と長く地震時に大きな水平変位が生じ、上部構造の設計において耐震性の確保が課題になることが懸念された。そこで、建設地の地盤がI種地盤で免震構造の採用が耐震性能の向上に有効であること、応答変位を小さくでき支承形状をコンパクトにできることから、免震支承を採用して耐震性の向上と建設コスト削減を図った。ここでは、分散支承と免震支承との最適な組合せを検討するため支承形式の組合せのケーススタディを行った。なお、免震支承は昨今、技術開発により減衰性能の向上が図られてきており、十分な品質の検証を実施した上で、超高減衰ゴム支承を採用した。

耐震検討は、レベル1地震動は震度法でレベル2地震動は非線形動的解析を実施し照査をおこなった。

(1) 解析モデル

解析モデルは主方向設計計算時と同じフレームモデルを用いた。上部構造を部材毎に全断面剛性または降伏剛性で評価した。下部構造の塑性ヒンジ部はM- θ トリリニアモデル、塑性ヒンジ部以外はM- ϕ トリリニアモデルで部材評価した。トリリニアモデルは、連続桁部の橋脚では道示V耐震設計編に、ラーメン部の橋脚では鋼管・コンクリート複合構造橋脚であるため設計要領第二集¹⁾に従いモデル化を行った。橋脚下端の境界条件は基礎構造と地盤条件を考慮した地盤バネで評価した。

解析モデルを図-3に示す。

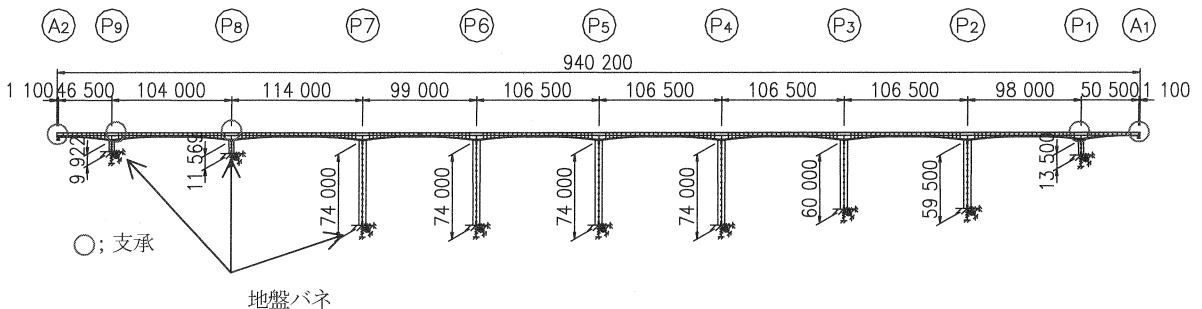


図-3 解析モデル

(2) 部材の検討方法

連続桁部の橋脚は道路橋示方書V耐震設計編に、ラーメン部の橋脚は鋼管・コンクリート複合構造橋脚であるため日本道路公団設計要領第二集¹⁾に従い照査を行った。

上部構造は断面の最外縁の鉄筋が初降伏に達しないように耐震補強鉄筋の配置等の検討を行った。

(3) 検討ケース

上下部接合条件をパラメータとし検討を行った。表-2に検討ケースを示す。

(4) 上下部接合条件の検討結果

表-3に各検討ケースでの動解時支承応答変位量を示す。固有周期が長い各ケースともタイプIの地震動時に最大応答変位となった。

CASE①では、中間橋脚(P1, P8, P9)の柱頭部桁高(6.8m)に対して支承線上の支承配置間隔が狭いため、橋脚上に大きな水平力が橋軸直角方向に働くと支承に負反力が生じた。負反力に抵抗するためには支承面積を大きくする必要があるが、橋脚上(P8, P9)では橋脚の断面が狭く設置不可能な大きさとなった。

CASE②では、橋台部(A1, A2)で橋軸直角方向をコンクリートブロックで固定することとし、橋脚(P8, P9)に過大な水平力が働かないようにして検討を行った。解析の結果、桁端部を固定することにより橋軸直角方向の応答変位を20%程度減じることができた。また、中間橋脚で橋軸直角方向を固定する事も検討したが、固定装置が大きくなり狭い中間橋脚断面上に設置できないため橋台部を固定とした。橋台部を固定したことで中間橋脚の支承に負反力が生じる課題を解決できたが、橋軸方向の動的解析の地震時応答変位量が大きく応答変位量で支承高さが決まっているため桁下空間内に支承を収めることができなかつた。桁端の桁高さを低くし桁下空間を広げることも検討したが、PC定着体や落橋防止構造等を設置するため桁下空間を広げるのは限界があった。

そこでCASE③では、中間橋脚上の支承形式を免震支承に変更することで橋軸方向の地震時応答変位量を小さく抑えて支承高さを低くすることが可能となり、桁下空間内に支承を収めることが可能となった。

さらに橋台部の支承形式を免震支承に変更した場合も検討したが、すでに支承高さは地震時変位量よりも温度時の変位量で決定していたため経済性を優先し橋台部は分散支承形式のままとした。

以上の検討結果から、本橋ではCASE③の支承形式と構造形式を採用した。

(5) 上下部構造の検討結果

上部構造の発生断面力が橋軸方向、橋軸直角方向ともに初降伏モーメントを超えたため降伏剛性を用いて解析を行い、断面力を算出した。曲げ耐力と応答曲げモーメントの比較したグラフを図-4に示す。

免震支承を採用したことでラーメン橋脚および主桁に作用する応答断面力および応答変位を低減することができ、耐震検討における主桁の補強鉄筋量も低減できた。耐震設計により下床版軸方向鉄筋が決定した箇所を図-5に示す。P2張出し8BL~3BLの下床版の軸方向筋において必要補強筋がD35@125となったが、コンクリートの充填性や施工性等を考慮し当該BLの下床版軸方向筋に高強度鉄筋(SD490)を採用し、配置鉄

表-2 検討ケース

CASE	方向	橋台部 (A1, A2)	橋脚 (P1, P8, P9)	橋脚 (P2~P7)
①	橋軸	分散支承	分散支承	剛結
	直角	分散支承	分散支承	剛結
②	橋軸	分散支承	分散支承	剛結
	直角	固定	分散支承	剛結
③	橋軸	分散支承	免震支承	剛結
	直角	固定	免震支承	剛結

表-3 動解時支承応答変位量 (単位; mm)

CASE	方向	A1	P1	P8	P9	A2
①	橋軸	648	614	652	640	659
	直角	276	378	504	444	316
②	橋軸	CASE①と同じ				
	直角	—	288	461	327	—
③	橋軸	471	434	453	458	468
	直角	—	142	245	136	—

筋を D32@125 とした。また、動解の応答せん断力に対し波形鋼板が 100%負担するとして鋼板応力度を求め、連成座屈の許容値以内であることを照査した。その結果スパン中央付近では波形鋼板の鋼板厚さが動解の結果から決定される箇所があった。

橋脚設計時の上部構造の形式がコンクリートウェブ橋で計画・設計されており、詳細設計時には重量の軽い波形鋼板ウェブ橋に構造形式を変更したことから、動解時において橋脚に作用する断面力は橋脚設計時よりも全断面において小さく、橋脚の照査項目をすべて満足した。また、直角方向を橋台で拘束するにあたり、橋台の地震時安定性も問題ないことを確認した。

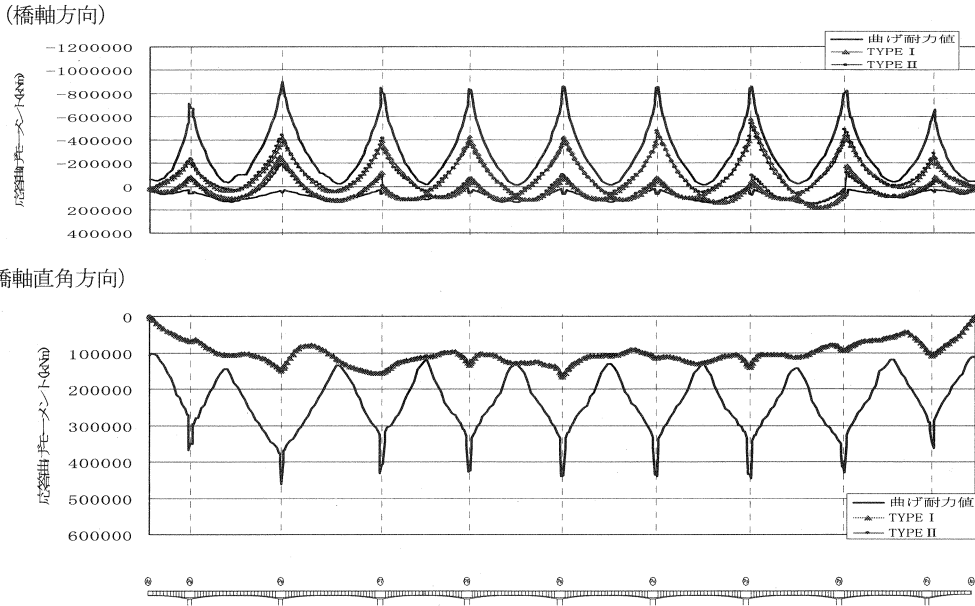


図-4 曲げ耐力と応答曲げモーメント

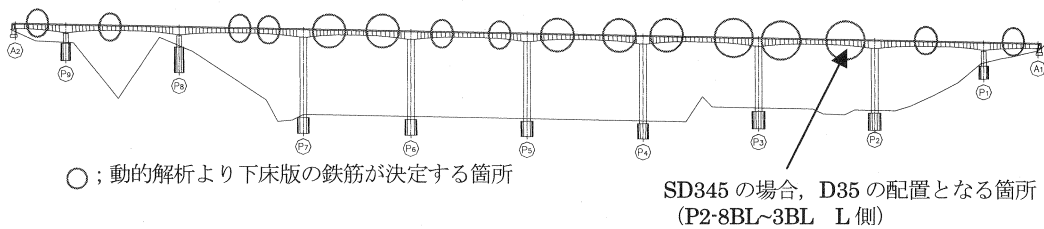


図-5 動解により下床版軸方向鉄筋が決定する箇所

4. まとめ

池山高架橋の耐震検討について報告した。現在、池山高架橋は柱頭部および張出し架設部の施工中であり平成 18 年度に完成予定である。本工事のように山岳橋梁部において高橋脚を有する多径間連続ラーメン橋の構造形式は今後も益々増加していくことが予想され、本報告が設計を進めるための一助となれば幸いである。参考文献；1) 設計要領第二集 平成 10 年 7 月；日本道路公団