

複合ラーメン橋（河内橋）の設計

三重県志摩建設事務所 鳥羽地域プロジェクト推進室¹⁾

(株)長大 東日本構造事業部 名古屋構造技術部²⁾

(株)長大 東日本構造事業部 名古屋構造技術部²⁾

南進一

正会員 加藤雅彦

○正会員 横山祐治

1. はじめに

河内橋は鋼・コンクリート複合橋脚と鋼少数鉋桁を剛結した橋長 413.0m、最大支間長 85.0m の 6 径間連続複合ラーメン橋であり、近畿自動車道伊勢線、伊勢二見鳥羽ラインと伊勢志摩地域とを結ぶ地域高規格道路伊勢志摩連絡道路の一部である。伊勢志摩連絡道路は近畿自動車道伊勢線や伊勢二見鳥羽ラインと一体となって、都市圏との広域ネットワークを形成し、伊勢志摩地域との連絡を強化する道路として計画されている。

本橋の特徴は、①死荷重の小さい鋼桁および鋼・コンクリート複合橋脚を剛結合することで、従来の PC ラーメン橋に比べ上部工の慣性力を低減でき耐震性に優れる、②上部工重量および下部工躯体重量の軽減により下部工規模も小さくなり経済性が向上する、③中間橋脚上に支承が不要となり経済性、維持管理性などに優れる、④剛結構造を利用し、山岳地での高橋脚上における架設も張出し架設の採用が可能となるなど種々の利点を有する。本報告では耐震性、構造的な検討した結果を報告する。特に剛結部構造に関しては耐力力やジベル周りのせん断力あるいは主桁下フランジ下面のコンクリート支圧応力などが限界値を超過していないかなど構造の妥当性を確認した。橋梁一般図を図-1に、橋梁諸元を表-1に示す。

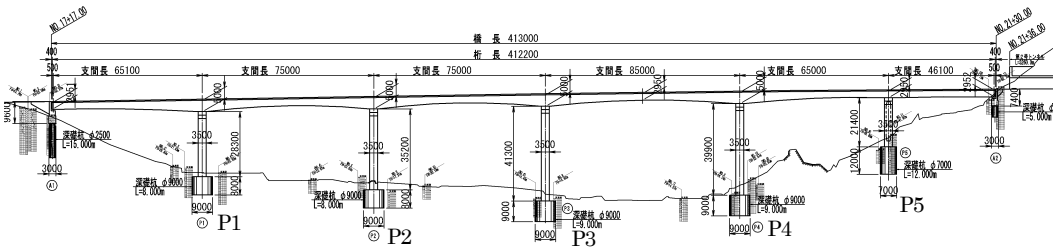


表-1 橋梁諸元	
路線名	国道 167 号(第二伊勢道路)
架橋箇所	三重県鳥羽市河内町地内
橋梁形式	6 径間連続鋼 2 主鉋桁ラーメン橋
橋長	413.0m(65.1m+2@75.0m+85.0m+65.0m+46.1m)
有効幅員	8.5m
平面線形	曲線 R=3000m
使用材料	上部工
	鋼材 SMA400W、SMA490W、SMA570W
	PC 床版 $\sigma_a=50N/mm^2$
下部工	鉄筋 SD345、鋼管 SKK490
	PC 鋼線 SWPR7B コンクリート $\sigma_a=24N/mm^2$ 、 $\sigma_{sa}=30N/mm^2$

2. 橋梁計画

2.1. 複合ラーメン橋梁の採用

橋脚高さが 30～40m と高いために従来工法である中空橋脚に比較して、工事費、工期の点で優位である鋼・コンクリート複合橋脚を採用した。橋脚形式比較表を表-2^{*)}に、上部工形式比較表を表-3 に示す。鋼管本数、径の決定にあたっては、鋼材量、断面形状、コンクリート強度などをパラメーターとして扱い、最適断面を検討した。本橋脚の耐力力は鋼材量や断面形状に依存することが確認できた。

2.2. 大口径深礎杭の採用

直接基礎と比較して工事費が安価な吹付けコンクリート併用大口径深礎杭を採用した。河川に近接する P3 橋脚では上部の砂礫層から基礎施工時に湧水が懸念されたため、地盤改良(薬液注入工法)を行って湧水対策とした。

3. 耐震設計

3.1. 非線形静的解析

動的解析を行う前に非線形静的解析を行い、保有水平耐力を照査した。

橋梁全体の終局状態は橋脚に生じる塑性ヒンジのいずれか一つが終局状態に達した状態と定義した。したがって、他の橋脚に比べて耐力が著しく小さくなる橋脚を作らず、各橋脚に適切な耐力を付与して降伏・終局時期が大きく異ならないようにし、効率的に橋梁全体の耐力を向上させた。

キーワード：複合構造 鋼・コンクリート複合橋脚 大口径深礎杭

- 1) 〒517-0501 三重県志摩市阿児町鶴方 3098-9 TEL 0599-43-5216, FAX 0599-43-5251
- 2) 〒450-0003 名古屋市中村区名駅南一丁目 18 番 24 号 TEL 052-586-0704, FAX 052-586-0730

表-2 橋脚形式比較表

	中空橋脚	鋼・コンクリート複合橋脚
断面図		
主要鋼材	主桁材: D61tc150(SD345) 帯鉄材: D23tc150(SD345)	主桁材: D61tc150(SD345) 鋼管: $\phi 1000$ (t-SKK490) PC 鋼材: SWPR7B 12.7mm
概算工事費 (諸経費含む)	8,500 万円	6,500 万円
概算工期	135 日	90 日

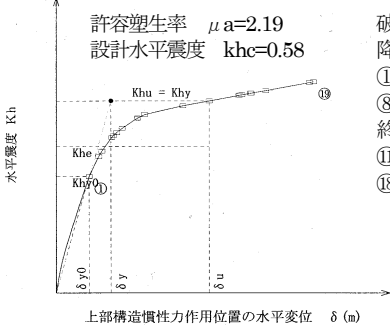
表-3 上部工形式比較表

	多主鉋桁橋	少主鉋桁橋
断面図		
概算工事費 (諸経費含む)	上部工: 1,114,000 万円(900 千円/m ²) 下部工: 651,000 万円 合計 1,765,000 万円(1.07)	上部工: 1,081,000 万円(921 千円/m ²) 下部工: 569,000 万円 合計 1,650,000 万円(1.00)
採用	—	○

照査結果を表-4 に、水平震度－水平変位図を図-3 に示す。

表-4 照査結果

照査方向・地震動		橋軸方向 レベル2 地震動	
破壊形態の判定		タイプⅠ	タイプⅡ
水平変位	降伏時震度	K _{IV}	0.722
	設計水平震度	K _{hc}	0.55
	判定	K _{IV} ≥ K _{hc}	OK
残存変位	応答増倍率	μ _R	0.970
	残留変位	δ _R (mm)	0.000
	許容残留変位	δ _{Ra} (mm)	0.214
	判定	δ _R ≤ δ _{Ra}	OK



破壊順序
降伏
①P5D②P1D③P4D④P2D⑤P4U⑥P2U⑦P1U
⑧P3D⑨P5U⑩P3U
終局
⑪P1D⑫P1U⑬P5D⑭P4D⑮P4U⑯P2U⑰P2D
⑱P5U⑲P3D (U:柱上部 D:柱下部)

図-3 水平震度－水平変位図
(橋軸方向 レベル2)

3.2. 動的解析

非線形静的解析で決定した部材断面を用いて時刻歴応答解析を行い上部工、下部工の各部材の耐震性能を照査した。動的解析モデルには床版の剛性を考慮し、応答値を算定した。上部工の耐震性能として、非合成桁であることから床版のひび割れと鉄筋の降伏を副次的損傷程度にとどめ、鋼桁の挙動は弾性領域内とした。

4. 耐風設計

4.1. 動的耐風設計

動的耐風性能照査は、道路橋耐風設計便覧 (H3.7) に示される風の乱れ強さ I_u により動的耐風設計の必要性を判断した。本橋の場合、I_u の値が 0.26 となり、たわみ発散振動、たわみ渦励起いずれも発現の可能性が低く、耐風性について安全であると判断し、耐風設計は行っていない。

- ・地表粗度区分: IV (起伏の大きい丘陵地)
- ・高度: Z=41.3m
- ・I_u=0.26>0.15 (たわみ発散振動: プレートガーダー) 0.20 (たわみ渦励振: 箱桁)

5. FEM による柱頭部の照査

5.1. 剛結部の構造と照査内容

橋脚柱頭部と桁の剛結部はずれ止め (スタッドジベル) により断面力を伝達する方法とした(図-4)。本検討では、FEM 解析により、常時および地震時(L2)において剛結部の局部応力の発生状況を把握するとともに、超過応力に対する改良構造を検討した。

5.2. 解析結果

解析結果を表-5 および表-6 に示す。鋼桁および横桁の主応力度は、常時では許容値内に収まったが、地震時(L2)では降伏応力度の最大 57%超過した。剛結部ずれ止めに作用するせん断応力度は、横桁 (終点側)、主桁腹板および主桁下フランジ下面では、常時でも許容せん断力を最大 138%超過した。またコンクリートの最大支圧応力度は常時で 193%超過した。これらの応力度を許容値内に収めるために①断面の増大、②図-4 に示すスカート・プレートによる応力分散、③弾性体 (CR) を設置することにより応力緩和を図った。

6. あとがき

本設計では、採用構造形式の合理性について確認することができた。特に、剛結部の構造については近年では様々な形式が報告されているため、耐震性や現地での施工条件に応じて橋梁の挙動を適切な方法により評価し、最適な構造を検討する必要があると思われる。なお、上部工は地上部のクローラークレーン (A1～P3) によるベント架設および桁上のトラベラークレーン (P3～P4) を用いた張出し架設と手延べ送り出し架設 (P4～A2) を併用して架設した。

【参考文献】^{*)} : 鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル 平成 12 年 1 月 日本道路公団 技術部

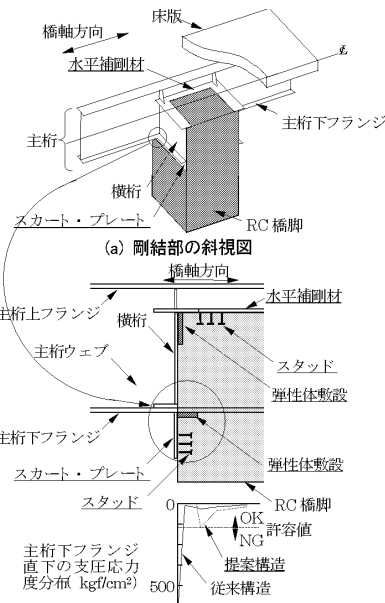


図-4 橋脚柱頭部と桁の剛結部の概要

表-5 鋼桁の主応力度 (常時, 地震時 (L2))

		鋼桁の主応力度(N/mm ²)	
		常時 <許容値±255.0>	地震時 (L2) <許容値±450.0>
		作用応力度	許容超過率
最大主応力度	主桁上フランジ	64.2	0.25
	主桁下フランジ	56.6	0.22
	主桁ウェブ	102.9	0.40
	横桁上フランジ	47.4	0.19
	横桁下フランジ	49.3	0.19
	横桁ウェブ	80.5	0.32
最小主応力度	主桁上フランジ	-15.5	0.06
	主桁下フランジ	-245.0	0.96
	主桁ウェブ	-236.2	0.93
	横桁上フランジ	-53.0	0.21
	横桁下フランジ	-110.7	0.43
	横桁ウェブ	-200.9	0.79

表-6 ずれ止めに作用するせん断力 (常時, 地震時 (L2))

		ずれ止めに作用するせん断力(kN)	
		常時 <許容値±29.0>	地震時 (L2) <許容値±87.0>
		作用せん断力	許容超過率
対策前	横桁 (起点側)	25.0	0.86
	横桁 (終点側)	35.7	1.23
	主桁腹板	65.4	2.26
	主桁下フランジ上面	22.9	0.79
	主桁下フランジ下面	69.0	2.38