

鋼異種主桁橋の桁連続化 が耐震性能に与える影響

杉岡 弘一¹・安積 恭子²・神原 康樹³・中山 健⁴

¹正会員 阪神高速道路株式会社 大阪管理局 (〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)
E-mail:koichi-sugioka@hanshin-exp.co.jp

²正会員 阪神高速道路株式会社 大阪管理局 (〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)
E-mail:kyoko-azumi@hanshin-exp.co.jp

³正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 総合技術本部 (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 4-11-10)
E-mail:kanbara_y@cfk.co.jp

⁴非会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 総合技術本部 (〒102-0083 東京都千代田区麹町 2-10-13)
E-mail:nakayama_t@cfk.co.jp

鋼 I 桁と鋼箱桁という異種主桁を対象として、桁連続化構造を検討するとともに、地震時保有水平耐力法による耐震性能照査を実施した。その結果、既設鋼桁端部を切断撤去し新たに接合桁を設置することにより、これまで腹板連結工法では連続化できなかった箇所に桁連続化が可能となる構造を提案し、その構造成立性を確認するとともに、耐震性能向上を確認した。これにより、鋼橋における桁連続化の適用範囲拡大と耐震性能向上が可能となった。

Key Words: different shaped steel girders, continuing existing girders, seismic retrofit

1. はじめに

阪神高速道路では、既設橋梁に対して路面上の伸縮継手をなくすジョイントレス化を推進している。伸縮継手部に損傷が発生すると車両走行の安全性が低下するとともに、騒音・振動および漏水による床版、桁端部、支承の損傷が問題となっていた。ジョイントレス化により、道路構造物の長寿命化と維持管理の省力化が可能となり、同時に、構造物の耐震性向上とともに車両走行時の安全性・快適性の向上、騒音・振動の低減による道路周辺環境の改善も期待できる。

本稿では、従来鋼 I 桁の主桁連結に採用されてきた腹板連結工法¹⁾が適用できない鋼 I 桁と鋼箱桁という異種主桁を対象として、桁連続化構造を提案するとともに、地震時保有水平耐力法による耐震性能照査を実施した。

2. 桁連続化構造

(1) 対象橋梁

対象とした橋梁は、図-1に示すとおり、橋長130m (側

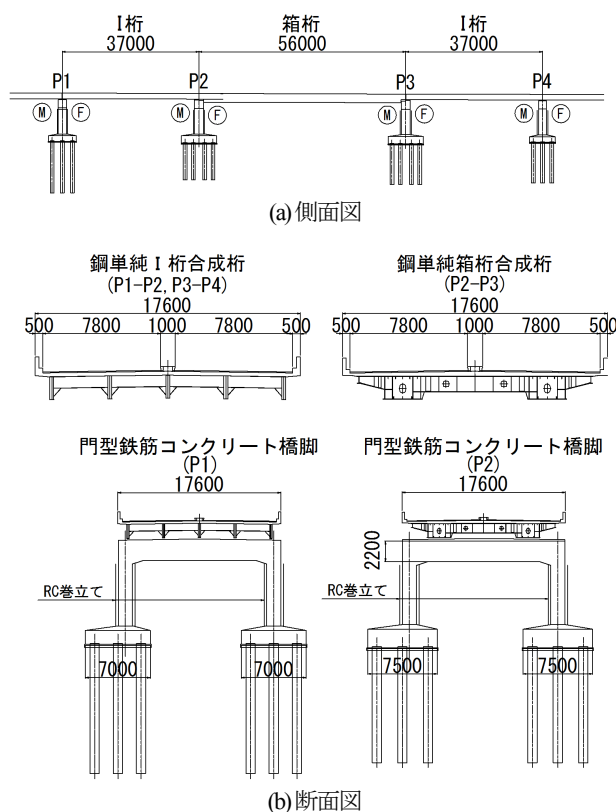


図-1 対象橋梁一般図

径間 37m+中央径間 56m+側径間 37m) の鋼単純箱桁が 1 連、鋼単純 I 桁が 2 連である。下部構造は門型鉄筋コンクリート橋脚となっている。全ての橋脚は兵庫県南部地震後に、鋼板巻立て補強によって既に補強されている。しゅん工は 1969 年 (昭和 44 年) であり、耐震設計はレベル 1 地震に対して震度法により行われている。地盤種別は II 種地盤である。

(2) 桁連続化構造

従来既設鋼桁の主桁連結に採用されてきたのは鋼 I 桁腹板連結工法¹⁾であり、隣接する主桁腹板間を連結板により連結する工法である。連結板は腹板部のみをモーメントプレートとシアプレートに分け連結し、上フランジと下フランジは連結されていない。本工法の適用に際しては、主桁の通り、主桁の交角、上部構造の曲率、桁高差、および付属物との干渉がないといった構造的要因を満足する必要がある。対象橋梁は主桁の通りが一致していなかったため、腹板連結工法を用いて連結することは困難と考えられた。鋼 I 桁では主桁間隔が 3m を超える箇所が多いが、鋼箱桁では輸送幅の制約のため箱桁の腹板間隔を 3m 以下にする傾向にあるため、鋼 I 桁と鋼箱桁では主桁腹板の通りが一致しない場合がある。

そこで、隣接する既設鋼桁端部を切断撤去し新たに接合桁を設置することにより主桁を連結する工法²⁾を提案した。同時に支承も既設の 2 支承線から 1 支承線化されるものである。

鋼異種桁連結部の構造概要を図-2 に示す。対象橋梁は、鋼 I 桁と鋼箱桁の通りが大きくずれているため、ねじり剛性を有する箱断面の接合桁を橋脚上の横梁とした連続化構造とした。これにより、鋼 I 桁と鋼箱桁の通りがずれていても鋼 I 桁側の曲げモーメントと鋼箱桁側の曲げモーメントを接合桁のねじりモーメントを介して伝達することにより、連続桁相当の構造とすることができると考えた。

単純桁を連続化する場合、既設桁については、死荷重に対しては単純桁として、活荷重については連続桁として抵抗することになる。また、接合桁については仮受け時に導入される自重による断面力と、仮受け支点撤去後の既設桁から作用する荷重による断面力が導入されることになる。これらを踏まえて図-3 に示す構造系の変化を考慮した断面力を算出した。この断面力により、接合桁の設計および既設橋の補強設計を行った。

概略設計結果を表-1 に示す。鋼 I 桁と鋼箱桁部の接合部は断面力が大きく、最大板厚 $t=45\text{mm}$ が必要となるが、構造成立性は確認された。

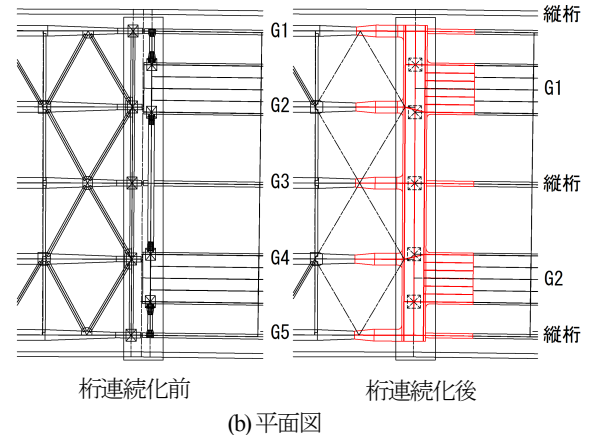
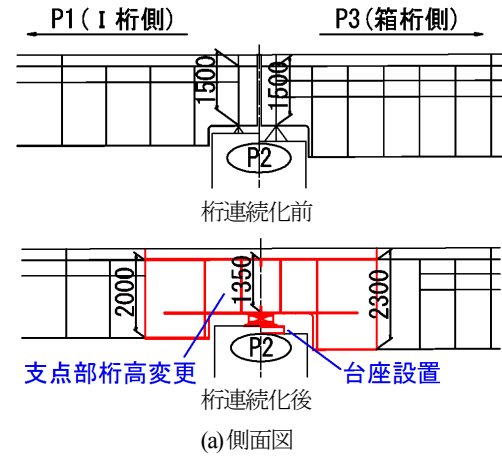


図-2 連続化構造図 (P2 橋脚上)

施工ステップ	考慮する荷重	断面力の有無	
ステップ1 建設時(桁合成前)	死荷重	既設桁	接合桁
		有	無
ステップ2 建設時(桁合成後)	死荷重, 乾燥収縮, クリーブ	既設桁	接合桁
		有	無
ステップ3 供用時(連続化前)	付属物荷重	既設桁	接合桁
		有	無
ステップ4 連続化時(接合桁合成前)	接合桁による死荷重	既設桁	接合桁
		無	有
ステップ5 連続化時(接合桁合成後)	既設桁による死荷重	既設桁	接合桁
		無	有
ステップ6 供用時(連続化後)	活荷重, 温度差荷重	既設桁	接合桁
		有	有

図-3 鋼桁連続化の断面力算出モデル

表-1 連続化後概略設計結果

	I桁部	横梁部	箱桁部
上フランジ	45mm (SM520-H) $\sigma_{su}=222(\leq 355)$	45mm (SM520-H) $\sigma_{su}=25(\leq 210)$	45mm (SM520-H) $\sigma_{su}=125(\leq 241)$
ウェブ	22mm (SM490Y) $\tau=35(\leq 120)$	28mm (SM490Y) $\tau=110(\leq 120)$	22mm (SM490Y) $\tau=82(\leq 120)$
下フランジ	32mm (SM490Y) $\sigma_{sl}=341(\leq 355)$	32mm (SM490Y) $\sigma_{sl}=29(\leq 210)$	32mm (SM490Y) $\sigma_{sl}=190(\leq 241)$

上段: 板厚(材質), 下段: 発生応力 N/mm^2 (許容値 N/mm^2)

3. 桁連続化による耐震性能照査

(1) 現況構造の耐震性能照査

対象橋脚はすでに鋼板巻立て補強がなされていることを踏まえ、耐震性能照査は地震時保有水平耐力法^{3),4)}にて実施した。連続化前の現況構造における下部構造の耐震性能の照査結果を表-2に示す。なお、地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査は桁連続化後の影響が大きいP2橋脚およびP3橋脚で実施した。

固有周期は0.4秒から0.6秒程度であり、設計水平震度標準値 $k_{hc}0$ はレベル2のタイプⅠ、タイプⅡ地震動ともにⅡ種地盤のピーク値とした。P2橋脚およびP3橋脚は鋼箱桁を支持しておりP1橋脚およびP4橋脚に比べて軸力が大きく許容塑性率が小さいため、設計水平震度が大きくなる傾向であった。

上部構造分担重量については、支間長が長い鋼箱桁（P2橋脚からP3橋脚間）の全重量を負担しているP2橋脚で最大となり、可動支承で上部構造重量は負担していないP4橋脚で最小となった。

耐震性能照査の結果、P2橋脚については耐力の不足が確認された。

(2) 連続化後の耐震性能照査

連続化後の支承形式については、1点固定の場合は固定橋脚に地震時の全上部構造重量が集中すること、また、多点固定の場合は常時の温度変化の影響が大きくなることから不採用とし、慣性力を分散させる弾性支承を採用した。なお、P4橋脚については、連続化前は地震時上部構造重量を負担していないことから、連続化後も同様に可動支承を採用した。

連続化後の耐震性能の照査結果を表-3に示す。固有周期は桁連続化により長周期化することで設計水平震度の標準値が8割程度になった。P1橋脚については、1振動系となったことで設計水平震度が大きくなったが、上部構造重量の分担は小さくなり、その結果、慣性力は連続化前より小さくなった。P2橋脚については、上部構造分担重量が小さく、慣性力が連続化前より小さくなるため、現況構造で不足していた耐力を確保することができた。P3橋脚については、上部構造分担重量が大きく、慣性力が連続化前より大きくなるため、耐力の不足が確認された。P4橋脚については、振動系が変わらないため、慣性力は連続化前と変わらない。

次に、P3橋脚の耐震性能を確保するため、P1橋脚およびP2橋脚の支承剛性を大きくすることで、地震時の上部構造分担重量を調整してP3橋脚の耐震性能を確保することとした。支承剛性調整後における耐震性能の照査結果を表-4に示す。

P3橋脚では支承剛性を調整して上部構造分担重量を小さくすることで耐震性を確保することができた。P2橋脚での上部構造分担重量は表-3の結果より増加したが、表-2の現況構造に比べて慣性力は小さくなった。

P1橋脚についても同様に、現況構造に比べて慣性力は小さくなった。

以上より、桁を連続化することで、①長周期化による設計水平震度の低減、②弾性支承採用による慣性力の分散が可能となり、連続化前の現況構造において不足していたP2橋脚の耐力確保することができ、桁を連続化することで耐震性能の向上を図ることができた。

表-2 耐震性能の検討結果（現況構造）

橋脚名	単位	P1	P2	P3	P4
固有周期 T	s	0.602	0.567	0.480	0.445
設計水平震度 標準値 $k_{hc}0$	—	1.75	1.75	1.75	1.75
許容塑性率 μ_a	—	3.916	2.662	2.711	4.115
構造物特性 係数 C_s	—	0.383	0.481	0.476	0.372
設計水平震度 k_{hc}	—	0.67	0.84	0.83	0.65
上部工分担 重量 W_u	kN	3800	6300	3800	950
等価重量 W	kN	—	7160	4660	—
慣性力 $k_{hc} \cdot W$	kN	—	6014	3868	—
地震時保有 水平耐力 P_a	kN	—	5182	4383	—
$k_{hc} \cdot W / P_a$	—	—	1.16	0.88	—
判定	—	—	NG	OK	—

表-3 耐震性能の検討結果（連続化後）

橋脚名	単位	P1	P2	P3	P4
固有周期 T	s	1.398	1.398	1.398	0.445
設計水平震度 標準値 $k_{hc}0$	—	1.43 (0.82)	1.43 (0.82)	1.43 (0.82)	1.75 (1.00)
許容塑性率 μ_a	—	3.916	2.560	2.606	4.115
構造物特性 係数 C_s	—	0.383	0.493	0.487	0.372
設計水平震度 k_{hc}	—	0.70 (1.04)	0.70 (0.83)	0.70 (0.84)	0.65 (1.00)
上部工分担 重量 W_u	kN	2494 (0.66)	5872 (0.93)	5834 (1.54)	950 (1.00)
慣性力増減比	—	(0.69)	(0.77)	(1.29)	(1.00)
等価重量 W	kN	—	6732	6694	—
慣性力 $k_{hc} \cdot W$	kN	—	4712	4685	—
地震時保有 水平耐力 P_a	kN	—	5182	4383	—
$k_{hc} \cdot W / P_a$	—	—	0.91	1.07	—
判定	—	—	OK	NG	—

※（ ）は現況構造との比率

表4 耐震性能の検討結果（連続化後－支承剛性調整）

橋脚名	単位	P1	P2	P3	P4
固有周期 T	s	1.346	1.346	1.346	0.445
設計水平震度 標準値 k_{hc0}	—	1.50 (0.86)	1.50 (0.86)	1.50 (0.86)	1.75 (1.00)
許容塑性率 μ_a	—	3.916	2.560	2.606	4.115
構造物特性 係数 C_s	—	0.383	0.493	0.487	0.372
設計水平震度 k_{hc}	—	0.74 (1.10)	0.74 (0.88)	0.74 (0.89)	0.65 (1.00)
上部工分担 重量 W_u (kN)	kN	3100 (0.82)	6100 (0.97)	5000 (1.32)	950 (1.00)
慣性力増減比	—	(0.90)	(0.85)	(1.17)	(1.00)
等価重量 W	kN	—	6960	5860	—
慣性力 $k_{hc} \cdot W$	kN	—	5150	4336	—
地震時保有 水平耐力 P_a	kN	—	5182	4383	—
$k_{hc} \cdot W / P_a$	—	—	0.99	0.99	—
判定	—	—	OK	OK	—

※ ()は現況構造との比率

4. まとめ

鋼 I 桁と鋼箱桁という異種主桁を対象として、既設鋼桁端部を切断撤去し新たに接合桁を設置することにより、これまで腹板連結工法では連続化できなかった箇所に実現可能な桁連続化構造を提案した。また、地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査結果から、桁を連続化することで耐震性能の向上を図ることができた。

参考文献

- 1) 財団法人道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案），1995.
- 2) 杉岡弘一，岡本亮二，神原康樹，中山 健：鋼異種主桁橋の桁連続化，土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集，pp.1079-1080，2016.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，丸善，2012.
- 4) 国土技術政策総合研究所：既設橋梁の耐震補強設計に関する技術資料，2012.

INFLUENCE OF CONTINUING MAIN GIRDERS ON SEISMIC PERFORMANCE OF DIFFERENT SHAPED STEEL GIRDERS

Koichi SUGIOKA, Kyoko AZUMI, Yasuki KANBARA and Takeshi NAKAYAMA

Seismic retrofit design of different shaped steel girders against Level 2 earthquake ground motions was performed by continuing steel I-shaped girder bridges and a steel box girder bridge. The ductility design method was applied in order to confirm that continuing main girders was effective on improving seismic performance of the bridge.