

直角方向に剛性の不足するエンドポストを有する鋼上路ローゼ橋の耐震補強設計例

株式会社長大 正会員 ○鎌田 啓市 正会員 田中 剛
本州四国連絡高速道路株式会社 正会員 金田 崇男

1. はじめに

本稿は、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成2年2月で耐震設計された鋼上路式ローゼ橋の耐震補強策の一例を報告するものである。

2. 橋梁概要

対象橋梁の側面図を図-1に示す。本橋の設計地震動は、L1地震動でありL2地震動は考慮されておらず、鋼部材の断面諸元は、地震力ではなく常時荷重により決定されていた。また、アーチリブとアーチ垵台との接合部は鋼製支承によるピン結合が採用されていた。

本橋の特徴として、鉛直材に主桁とアーチリブが直角方向地震力に共同して抵抗するための対傾構が設置されていなかった。特に、高さ約15mのエンドポストは、断面幅800mm×断面高500mmの小さな箱断面柱が2本並列した独立柱を採用しており、剛性の小さな構造であった。

3. 補強前橋梁の耐震性能照査結果

主要部材の耐震設計上の要求性能は、挙動が明瞭で地震後の復旧が容易な弾性域にとどめることとした。L2地震動に対する主要部材の照査結果を以下に示す。

- ①補剛桁は、橋軸方向・直角方向地震時ともに、応答値が降伏応力度を超える結果となったが、ダンパー等により地震力低減を図れば断面補強が可能な程度だった。
- ②アーチリブは、橋軸方向地震時に降伏応力度を超える応答となったがその程度は小さかった。また、直角方向地震時は、アーチ基部付近とクラウン部の限定的な範囲で降伏する結果であった。応答値の超過程度は、

補剛桁と同様の対策が可能な範囲であった。

③支柱、エンドポストは、直角方向地震時に降伏応力度を超える結果となった。特に、エンドポストは座屈長による許容値低減が大きく、有効座屈長を短くするための対傾構の追加が不可欠であった。

④アーチ基部に配置された鋼製支承は、上揚力の影響も受け、直角方向地震時の応答値は、支承耐力の10倍程度の応答値であった。そのため、支承部は耐震性能を満足できる構造に変更することが不可欠であった。

4. 耐震補強検討の概要

最初に、耐震補強策として桁端部への粘性ダンパーの設置や、主桁、アーチリブ、鉛直材、エンドポストへの減衰効果を付加した対傾構の設置による地震力低減効果を検証した。これらにより、補剛桁やアーチリブに対しては当板補強や縦リブ補強でL2地震時に対する要求性能を満足させることができた。

次に、アーチ基部の鋼製支承の補強策は、直角方向地震時の上揚力に抵抗できる構造として、コンクリート巻立てによる剛結構造の採用が不可欠であった。

さらに、アーチリブとエンドポストの離隔が狭いことから、アーチ基部の巻立てコンクリートがエンドポスト基部も一緒に巻立てることとなった。

そのため、エンドポストやエンドポスト接合部材の断面力増加が生じて、これに着目した最適な対傾構配置の検討が必要となった。

表-1 橋梁諸元

橋長	109.000m
道路規格	1種2級
設計活荷重	B活荷重
上部工形式	鋼上路式ローゼ橋
支間長	12.500m+83.000m+12.500m
有効幅員	10.250m

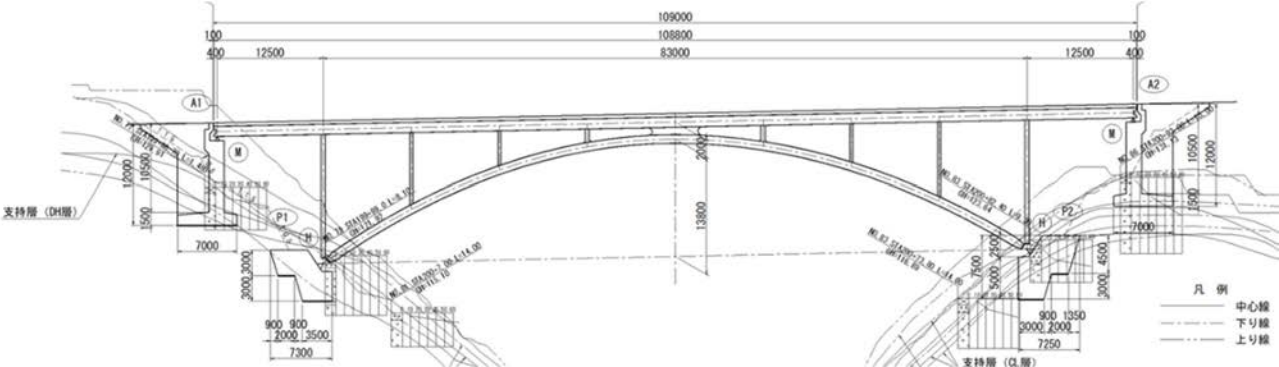


図-1 橋梁側面図

キーワード 鋼アーチ橋、耐震補強設計、剛結構造

連絡先 〒111-0041 東京都台東区元浅草 2-6-6 長大 構造事業本部 TEL03-6860-5976

5. エンドポストに対する対傾構設置最適化の検討

図-2 は、エンドポストに設置する対傾構の方向、本数、ダンパー規格、等を変化させた検討内容である。表-2 は、各検討案における着目部の応答値を示す。また、対傾構の最小座屈強度は L1 地震時に座屈しない強度として 500kN／本以上とした。以下に検討概要を示す。

CASE-A は、補強前の基本構造である。
CASE-B は、ダンパー規格として最小規格の対傾構を V 字型に 3 段配置した案である。補剛桁横桁の曲げモーメントとエンドポストの断面力が CASE-A に比べて急増する。特に、エンドポストと横桁の接合部は、狭隘隅角部となるため当板補強が困難であることから、横桁とエンドポスト上段の断面力を着目点とした対傾構の設置策が必要であった。

CASE-C は、対傾構の設置方向を CASE-B と逆にした案であるが、着目点の断面力の改善は図れなかった。

CASE-D は、対傾構に剛性の大きな弾性部材を用いた案である。エンドポスト上端変位の抑制とエンドポスト断面力が対傾構に流れることから、エンドポスト上端の断面力の改善が図れた。ただし、エンドポスト下端部の断面力は大きくなった。

CASE-E は、上段の対傾構に規格の大きなダンパーを用いて、エンドポスト下端部の断面力を低減すべく、中下段の対傾構のダンパー規格を下げた案である。横桁、エンドポスト上下段の断面力の改善がみられた。

CASE-F は、CASE-E に対して、中下段の対傾構の配置方向を変化させた案である。特にエンドポスト下端

の断面力の低下を目的に、下段対傾構をエンドポスト基部に接合する方法をとった。結果、CASE-E よりも発生断面力の改善が図れた。

以上から、対傾構の配置方法と剛性の変化による検討を行った結果、以下の理由から CASE-F の配置が優れていると考える。

以下にエンドポストへの耐震補強策のまとめを行う。

- ①エンドポスト基部のコンクリート巻立による剛性増加から、エンドポスト応答値を降伏値以下とすることができなかった。これに対して、ダンパー規格を高めた対傾構が必要であった。
- ②エンドポストと補剛桁との隅角部は、部材耐力を高める補強策が施し難い。よって、断面力をバイパス的に逃がす構造が不可欠になる。設置方法は、部材接合部を避けることで施工性の向上が図れた。
- ③エンドポスト下端接点部に対傾構を配置することで、エンドポストへの発生断面力の改善が図れた。

6. おわりに

鋼アーチ橋の耐震補強策として、各種ダンパーの活用策やアーチ基部へのコンクリート巻立てによる支承構造の変更策は、多く報じられている。

一方で、本橋のようにアーチリブへのコンクリート巻立てが、当初に対傾構が配置されていない剛性の小さなエンドポストの剛性に影響を与え、エンドポストへの対傾構配置の最適化に着目した耐震補強検討例は、あまり示されていない。本報告が他橋の耐震対策を行う場合の一例となれば幸いである。

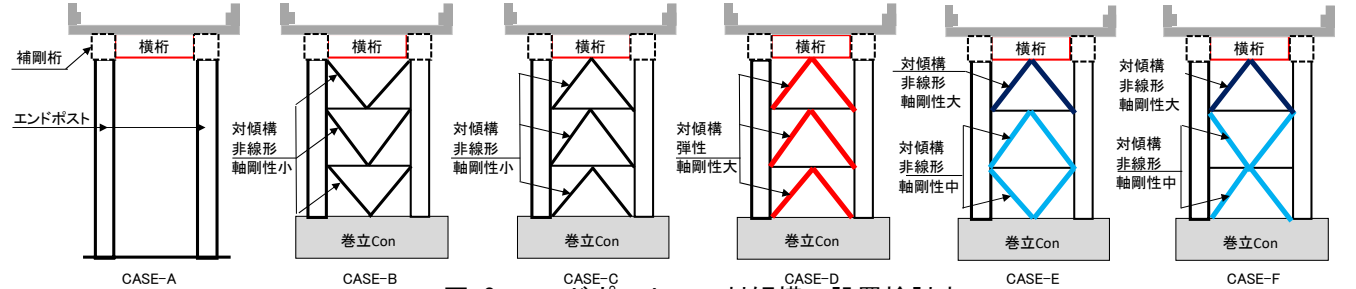


図-2 エンドポストへの対傾構の設置検討案

表-2 エンドポストへの対傾構の設置検討結果

部材	項目	単位	CASE-A	CASE-B	CASE-C	CASE-D	CASE-E	CASE-F
補剛桁 (支間中央)	変位	mm	0.457	0.208	0.207	0.214	0.173	0.166
	曲げモーメント	kNm	236	1,543	1,536	1,606	1,302	1,335
補剛桁/エンドポスト 接合部横桁	軸力	mm	33	305	443	5,685	4,437	4,440
	曲げモーメント	kNm	1,706	10,136	10,169	7,204	6,049	6,133
アーチリブ(中央)	変位	mm	0.395	0.221	0.220	0.224	0.181	0.171
	曲げモーメント	kNm	5.489	13,277	13,250	13,009	11,686	11,921
エンドポスト(上端)	変位	mm	0.197	0.073	0.072	0.067	0.056	0.052
	曲げモーメント	kNm	2,493	9,558	9,575	3,195	2,979	2,999
エンドポスト(基部)	曲げモーメント	kNm	2,010	15,080	15,028	17,399	14,113	10,982
対傾構(上段)	軸力	kN	0	530	527	9,189	6,174	6,171
対傾構(中段)	軸力	kN	0	531	533	6,879	4,075	4,142
対傾構(下段)	軸力	kN	0	506	509	3,516	2,484	4,033