

履歴減衰型ダンパーを用いた 長大ニールセンアーチ橋の耐震補強

Seismic Retrofit for an Existing Network Arch Bridge Using Hysteresis Dampers



松下 裕 明 Hiroaki Matsushita ①
村木 宏 Hiroshi Muraki ②

あ ら ま し

既設橋の耐震補強法として、大地震時での部材の損傷を許容した上で、その損傷箇所にダンパーなど交換可能な制震デバイスを設置することにより橋梁全体の損傷を制御する制震設計法の適用が増加している。この設計法は、従来の耐力・じん性を向上させる耐震設計法に比べ補強範囲の低減などが期待でき、特に長大橋においては架設機材の小型化やそれに伴う施工空間の確保が可能になるなど、施工面での利点も大きい。しかし、適用にあたっては既設橋の地震応答特性を精度良く把握し、その特性に応じた制震デバイスの設定を行う必要がある。本稿では、橋軸方向の耐震補強に履歴減衰型ダンパーを用いた長大ニールセンアーチ橋の耐震補強工事における設計および施工概要を述べる。

Abstract

Recently, a damage control design using hysteresis dampers has been increasingly adopted for the seismic retrofit of existing bridges. This damage control design concept is employed to provide rational seismic performance by controlling the seismic response. However, in order to obtain the optimal damage control design, proper energy absorbing devices must be selected, based on an accurate estimation of the seismic responses characteristics. This paper outlines the design and construction of a seismic retrofit to an existing network arch bridge using hysteresis dampers.

1. 緒 言

現在、道路橋の耐震設計ではレベル2地震動と呼ばれる「供用期間中に発生する確立は低いが大きな強度を持つ地震動」を考慮する必要がある。このレベル2地震動は、対象となる橋梁の固有周期や地盤種別にもよるが、最大2000gal (980galが重力加速度相当)もの応答加速度が発生することを想定した非常に強い地震動である¹⁾。よって、レベル2地震動に対する既設橋の耐震補強設計において主要部材の強度や変形性能の向上で対処する従来の設計法を用いた場合、補強範囲や補強部材が過大となり、建設工期やコストの増加につながる。そこで、上下部構造間に設置される支承に着目し、これを免震ゴム支承などに置き換えることにより変形を与えて長周期化させ、さらに減衰を加え

て地震力を低減する免震設計法の採用が進んでいる。しかし、既設長大橋に免震設計法を適用した場合、慣性力が非常に大きいために免震支承が大型化・高コスト化したり、限られた施工空間内でのジャッキアップや取り換え作業などで施工が困難になる場合がある。さらに、免震化で地震時の水平変位が増加することにより、伸縮装置の追随や、衝突による隣接桁の落橋問題などが生じる場合もある。

そこで、本工事では高速道路の路線にある長大ニールセンアーチ橋に対し、既設支承の免震化案に替えて、その周辺に履歴減衰型のせん断降伏ダンパーを設置する耐震補強案を採用した。本案は、鋼材の塑性変形に伴う履歴減衰を利用して地震時のエネルギーを吸収する案であり、地震時の水平変位量を制御するとともに地震力を低減させることが可能である。しかし、適用にあたっては対象となる橋梁の地震応答特性を精度良く把握し、その特性を踏まえてせん断降伏ダンパーの設置位置や諸元を決定する必要がある。

① Hitz日立造船㈱ 機械・インフラ本部 鉄構ビジネスユニット 鉄構ソリューション室 技術士(建設)

② Hitz日立造船㈱ 機械・インフラ本部 鉄構ビジネスユニット 技術企画部

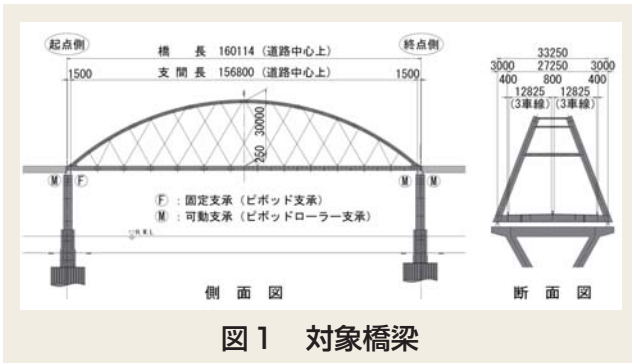


図1 対象橋梁

本稿では、橋軸方向の耐震補強に履歴減衰型ダンパーを用いた長大ニールセンアーチ橋の耐震補強工事について、設計および施工概要を述べるものである。

2. 耐震補強設計

2.1 設計対象 本工事では、図1に示す平成3年に建設された橋長約160mの下路式のバスケットハンドル型ニールセンローゼ橋を対象とした。起点側が固定、終点側が可動の単純支持条件を有しており、下部構造は起点・終点側とも鋼管矢板基礎+2層門型鋼製ラーメン橋脚で構成されている。地盤種別はⅢ種地盤で、建設時は設計水平震度0.3（応答加速度で300gal相当）として固有周期を考慮した静的照査法により耐震設計がなされていた。

2.2 設計方針 図2に設計フローを示す。本橋は重要度の高い高速道路上の長大橋であることから、解析に用いる入力地震波は架設地点の地盤特性を考慮した表層地盤の地震応答解析を行い算出した。また、現況構造および補強後の地震特性を精度良く把握するために、その評価にはアーチ橋全体系モデルによる非線形時刻歴応答解析を用いた。

設計ではまず、表層地盤の地震応答解析から得られた入力地震波を用いて鋼アーチ橋全体系の地震応答解析を行い、この結果と現況構造の部材耐力算出結果から現況構造の耐震性評価を行った。その結果、耐震性能を満足できない結果となった場合には補強案を検討した。次に、検討した補強案に対し地震応答解析を実施し、補強後の耐震性評価を行った。この結果、耐震性能を満足できた場合には、各部の補強部材の設計を行い、最後に落橋防止装置などフェイルセーフ機構の設計・照査を行った。

2.3 入力地震波（表層地盤の地震応答解析）

動的解析に用いる地表面地震波は、本橋の重要周期帯に影響を及ぼす断層破壊シナリオとして別途算出された以下の3通り（14波）の地震波²⁾から算出した。

- ① 大阪湾断層系（内陸型地震）1波
- ② 上町断層系（内陸型地震）12波
- ③ 南海・東南海地震（海溝型地震）1波

具体的には、これらの地震波を工学基盤面に入力し、表層地盤や基礎を2次元非線形FEM要素でモデル化した上で、非線形時刻歴応答解析にて地表面波を算出し

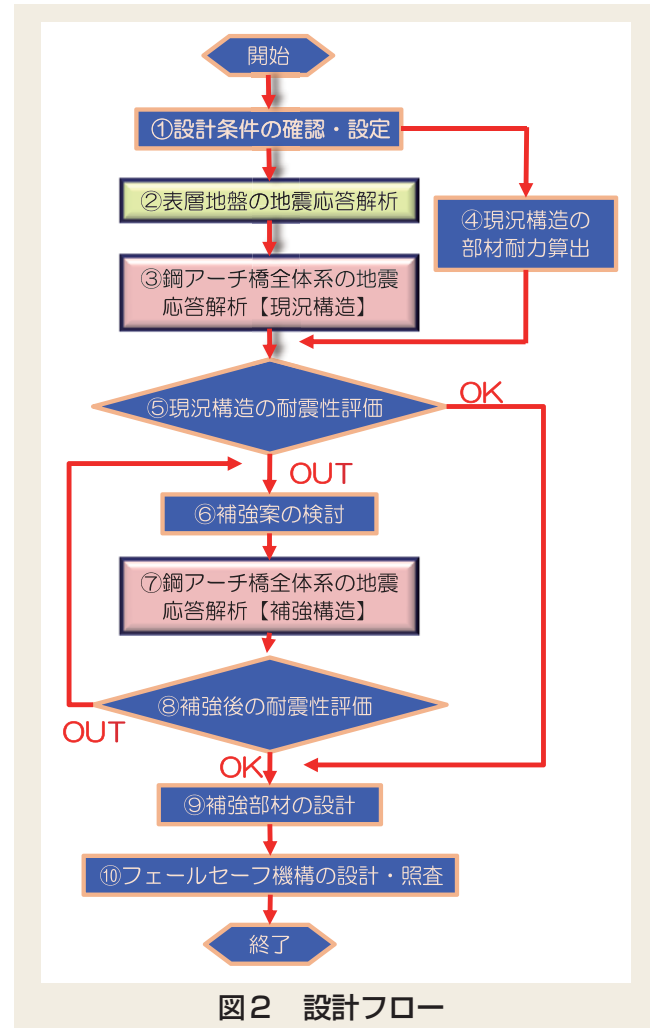


図2 設計フロー

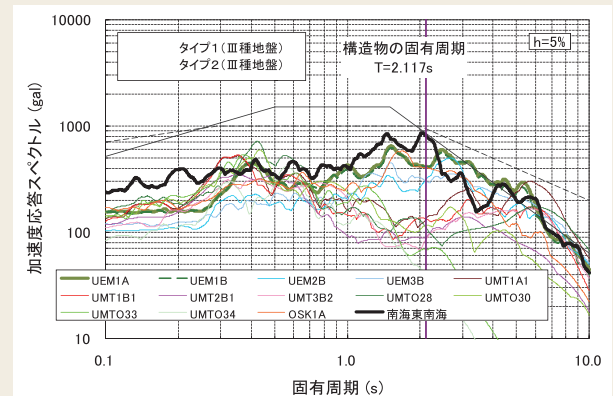


図3 地表面波のスペクトル曲線（橋軸方向）

た。解析モデルは地盤を平面ひずみ要素でせん断弾性波速度 V_s が550m/sとなる層（約270m）の深度までモデル化した。境界条件は粘性境界とし、ダッシュポッドを介して工学基盤面での地震波形を入力した。ただし、南海・東南海地震波形のみは別途算出された地表面地震波をそのまま採用している。

解析から得られた橋軸方向の地表面波のスペクトル曲線を図3に示す。図中の凡例において、「OSK1A」は大阪湾断層系（内陸型地震）、「南海東南海」は南海・東南海地震（海溝型地震）、その他は上町断層系（内陸型地震）の結果を示す。算出されたスペクトル曲線

表1 解析条件

減衰条件	レーリー減衰 ([C] = α [M] + β [K])
ひずみエネルギー	上部工 : 2%
算出時材料減衰係数	鋼製橋脚 : 1%
	基礎 : 20%
モード解析手法	サブスペース法
数値解析手法	ニューマークの β 法
時間刻み	$\Delta t = 0.002$ 秒

から本橋の固有周期帯において南海・東南海地震と上町断層系 (UEM1A, UEM1B) が卓越していることが分かった。

2.4 鋼アーチ橋全体系地震応答解析

2.4.1 解析条件と解析モデル

耐震性の評価は、橋梁全体が立体骨組みモデルでモデル化された非線形時刻歴応答解析により行った。解析モデルを図4に、解析条件を表1に示す。解析ソフトはTDAPⅢ (Ver3.01) である。各部材は軸力変動や2軸曲げの影響を考慮でき、かつ、材料非線形を比較的精度良く評価できるファイバー要素でモデル化した。ただし、鋼床版は補剛桁と一体構造となる端部の応力状態を照査できる様にシェル要素で、ケーブルは張力のみ抵抗するケーブル要素でモデル化した。また、基礎地盤は土質条件と基礎の剛性から求めた連成バネ要素でモデル化した。なお、可動・固定支承側ともに隣接桁の支承は摩擦係数が非常に小さいピボットローラー支承であることから、橋軸方向については隣接桁の影響は無視した。ただし、橋軸直角方向は死荷重反力に相当する慣性力を考慮した。

材料構成則は道路橋示方書¹⁾を参考に鋼部材は図5(a)に示すバイリニア型を、鋼製橋脚柱に充填されたコンクリートは図5(b)に示す関係を用いた。なお、解析に用いた入力地震波は図3の14波の内、固有値解析結果を参考に上町断層系の卓越地震波6波を抽出し、これに南海・東南海地震波形、大阪湾断層波形を加えた8波形とした。

2.4.2 固有値解析結果

代表的な固有振動モードについて図6に示す。1次モードは上部構造と固定支承側橋脚が一体となった振動単位での橋軸方向1次モードであった。その有効質量比は約43%で、固有周期は約2.1秒と比較的長周期であることが分かった。なお、可動支承橋脚単体の振動モードが8次モードで見られ、その固有周期は約0.6秒であった。

2.4.3 現況構造の耐震性能

非線形時刻歴応答解析結果から得られた各部の応答値について、図7に示す代表着目点での最大値を表2に示す。表中の最大応答値は、それぞれの部位での要求性能 (判定値) で除した無次元値である。すなわち、表中の最大応答値が1を超える場合には要求性能を満足しておらず損傷するとみなし、補強が必要と考える。なお、支承部の降伏耐力は、支承本体あるいはその取り付け部の降伏耐力のいずれか小さい方の値、橋脚の許容曲率およびアンカー部の終局耐力はそれぞれ道路橋示方書¹⁾で示された応力-ひずみ関係から別途算出した。

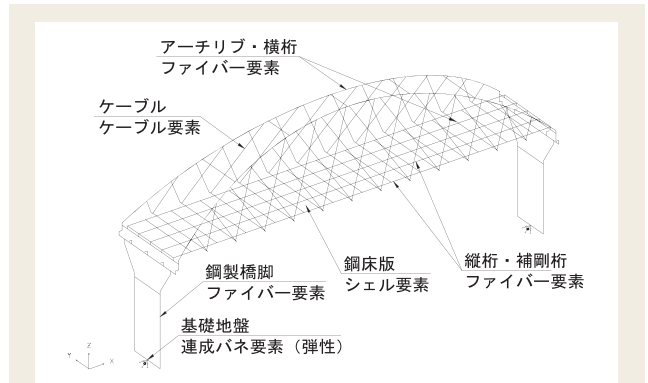


図4 解析モデル

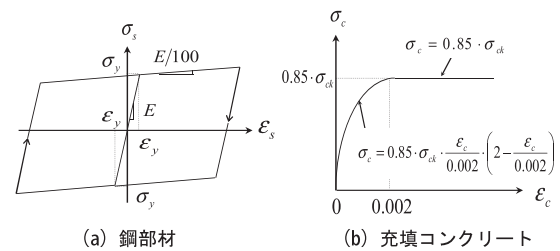


図5 解析に用いた応力度-ひずみ関係

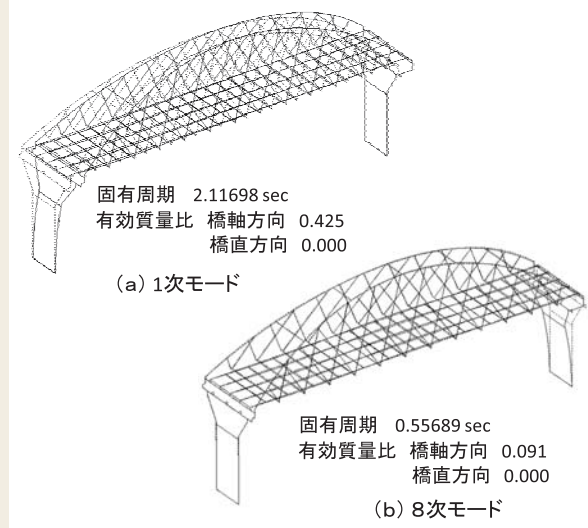


図6 固有振動モード図

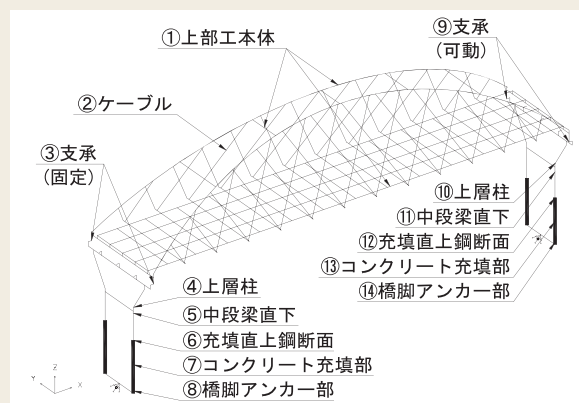


図7 代表的な着目点

表2 現況構造での各部の応答値

着目部位		最大応答値	判定値
①	上部構造本体	0.48	降伏ひずみ
②	ケーブル	0.90	降伏耐力
固定 支承側	③ 支承部	1.21	降伏耐力
	④ 橋脚部 上層柱	1.01	
	⑤ 中段梁直下	0.96	
	⑥ 充填直上鋼断面	3.44	
	⑦ コンクリート充填部	0.14	
⑧ 橋脚アンカー部	0.86	許容曲率	
可動 支承側	⑨ 支承部	6.80	移動可能量
	⑩ 橋脚部 上層柱	0.33	降伏ひずみ
	⑪ 中段梁直下	0.26	
	⑫ 充填直上鋼断面	0.31	
	⑬ コンクリート充填部	0.02	許容曲率
	⑭ 橋脚アンカー部	0.24	終局耐力

上部構造本体、ケーブル、橋脚アンカー部、および可動支承側橋脚部はいずれも要求性能を満足していた。しかし、固定支承側橋脚部のコンクリート充填直上鋼断面および上層柱に損傷がみられた。さらに、固定支承側支承部の最大応答値が要求性能である降伏耐力を2割程度超過しており、かつ、可動支承側支承部の最大応答値（移動量）が移動可能量の7倍程度と大きく超過した。

なお、同様に橋軸直角方向について現況構造の耐震性の評価を行った結果、支承の最大応答値が降伏耐力を超過した以外には、上部構造本体、ケーブル、橋脚およびアンカー部に問題となる損傷はみられなかった。

2.5 耐震補強工法の検討 現況構造の解析結果から橋軸方向地震時の損傷の特徴が以下の通りであることが分かった。

- ① 上部構造は要求性能を満足し、また、橋脚の損傷は固定支承側の一部に限定されている。
- ② 可動支承部は移動可能量の約7倍の応答値（水平移動）が発生し大きな損傷を受ける。
- ③ 固定支承部の最大応答値が降伏耐力を2割程度超過し損傷を受ける。

上述①に示した橋脚の損傷は、橋脚内に補強材を設置する一般的で比較的容易な補強方法が適用可能である。そこで、②および③の損傷に着目すると、その損傷は支承部に集中しており、可動および固定支承部近傍に変位制限構造を設置する補強案が考えられる。図8に本橋で検討した可動支承側の変位制限構造の概要を示す。変位制限構造の設置により上下部構造間の移動を制限し、支承の損傷を回避することができる。なお、図中の遊間は可動支承の最大移動可能量とし、通常の支承の移動を阻害しない様に設定した。また、固定支承側にも設計上の遊間を0mm（施工誤差を含み0～10mm）に設定した同様の変位制限構造を考慮した。

変位制限構造案は減衰効果など橋梁全体の応答値を低減する効果は期待できないが、支承の損傷を直接防止できる一般的な補強工法であり、施工も比較的容易である。しかし、可動支承側においては、現況構造で

は発生しなかった上下部構造間の水平反力が変位制限構造の機能発揮と同時に伝達されることとなる。この結果、下部構造である橋脚の補強範囲の増加やアンカー部の損傷などが生じることが懸念される。そこで、変位制限構造を用いた補強案に対し現況構造と同様に非線形時刻歴応答解析を行い、補強後の耐震性の照査を行った。

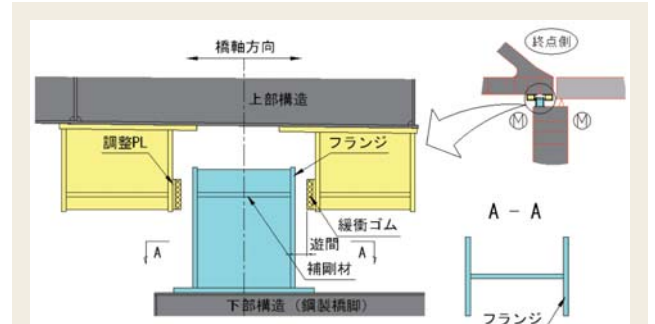


図8 変位制限構造案(可動支承側)の構造概要

2.5.1 変位制限構造案 図9は、変位制限構造案での解析結果について、現況構造と各部の応答値を比較したものである。応答値は表2に示す現況構造と同様に無次元化し、着目部も同じである。なお、図中には後述するせん断パネル案の結果も併記している。また、表3は変位制限構造に作用する水平力および移動量について、現況構造の支承部との比較結果を示す。

図9より、以下の点が明らかとなった。

- ① 上部構造本体やケーブルはいずれも要求性能を満足しており、損傷は生じない。
- ② 固定支承側橋脚部は、応答値の差異があるものの、現況構造に対し新たな損傷箇所が生じていない。
- ③ 可動支承側橋脚部は、現況構造に比べ橋脚アンカー部や（コンクリート）充填部直上の鋼断面で新たに損傷が生じた。

表3 支承および変位制限構造の水平力と移動量

	固定支承側		可動支承側	
	水平力	水平力	水平力	移動量
現況構造の支承部	1.20Py	なし	6.8 δa	
変位制限構造案	1.27Py	2.58Py		δa

Py: 固定および可動支承部の降伏耐力

δa: 可動支承の移動可能量

図9に示す様に、現況構造に比べ、変位制限構造案では可動支承側橋脚の各部の損傷が増加した。これは、表3に示す通り可動支承の変位を制限した結果、変位制限構造に2.58Pyもの大きな水平力が発生し橋脚の負担が増加したためと考えられる。

以上の結果より、変位制限構造案は可動支承側の橋脚やアンカー部において要求性能を満足しない結果となった。

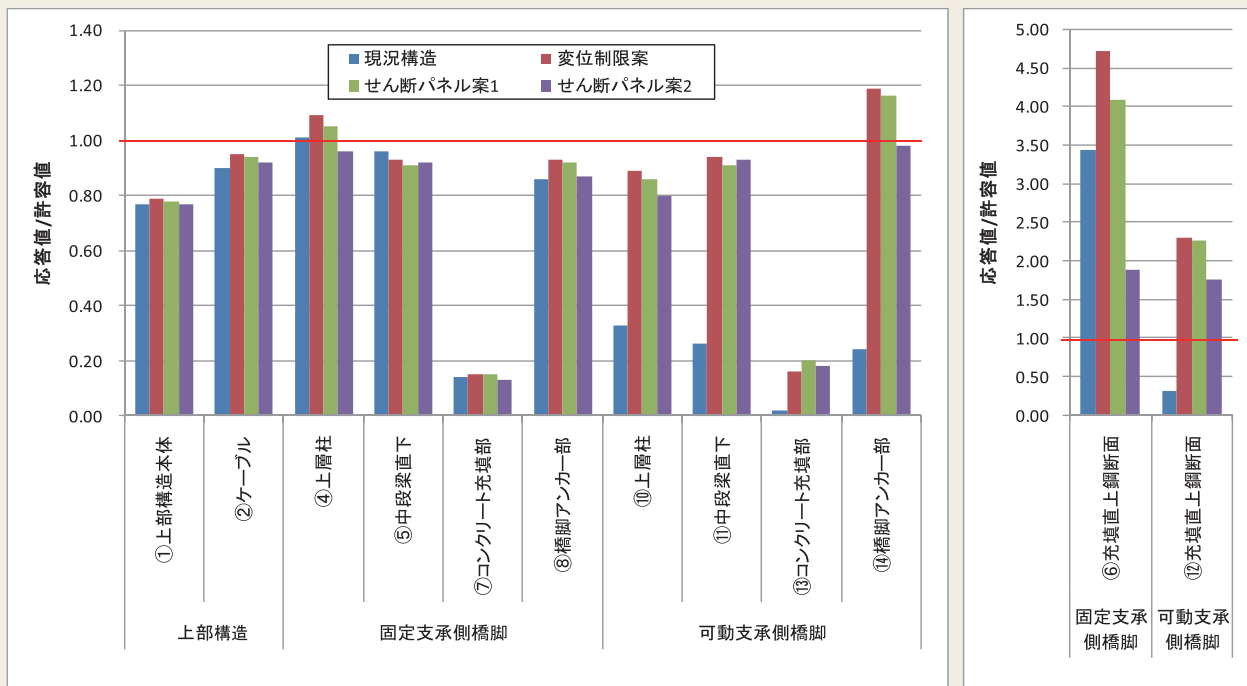


図9 現況構造と各補強案の応答値の比較

なお、橋軸直角方向に対しても同様に変位制限構造案について解析を行った。その結果、各部に問題となる損傷はみられなかった。そこで、橋軸直角方向については解析から得られた最大水平力を用いて変位制限構造の設計を行い補強した。

2.5.2 せん断パネル案 変位制限構造を用いた補強案では、可動支承側の橋脚柱部、およびアンカー部の補強が必要となった。ここで、橋脚柱部は前述の固定支承側と同様、比較的容易に補強が可能である。しかしながら、アンカー部の補強は本橋の橋脚基部が海中に水没していることから非常に大規模なものとなり工期やコストの面で実施困難であった。

そこで、変位制限構造と同様に支承の移動制限や水平力の分担が可能で、かつ地震時エネルギー吸収効果により各部の応答値が低減できる制震デバイスを上下部構造間に設置する案を検討した。制震デバイスには、製作・施工が比較的容易でエネルギー吸収能に優れる履歴減衰型のせん断降伏ダンパー³⁾(以下、せん断パネル)を用いた。せん断パネルの最適化にあたっては、以下の点に着目した。

- ①地震時エネルギー吸収に伴う各部応答値の低減効果
- ②固定・可動支承部それぞれの応答水平反力と変位のバランスの制御
- ③せん断パネル本体の要求性能の確保

なお、せん断パネルの履歴特性や要求性能は既往の研究結果⁴⁾により決定した。図10にせん断パネルの構造概要を、表4および図11に解析に用いたせん断パネルの構造諸元と履歴特性(骨格曲線)を示す。せん断パネルは図8に示す変位制限構造と基本的に同じ構造

表4 せん断パネルの構造諸元

	設置橋脚	設置数(脚)	パネル形状			履歴特性			
			幅(mm)	高さ(mm)	厚さ(mm)	降伏耐力(kN)	降伏変位(mm)	許容耐力(kN)	許容変位(mm)
			b	h	t	H_{Dy}	δ_{Dy}	H_{Da}	δ_{Da}
案1	可動側	2	850	850	40	4,527	1.4	7,156	85.0
案2	固定側	4	800	800	36	4,283	1.4	6,734	80.0
	可動側	2	900	900	41	5,275	1.5	8,309	90.0

使用材料:LY225材 ($\sigma_y=205\sim245\text{N/mm}^2$, $\tau_a=\sigma_y/\sqrt{3}$)

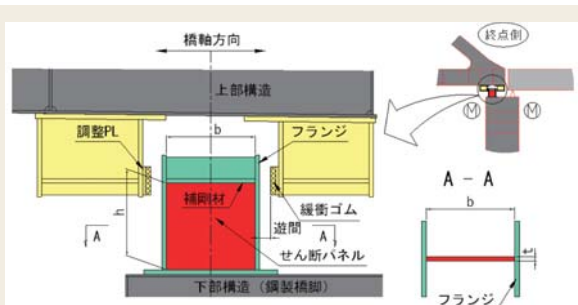


図10 せん断パネルの構造概要

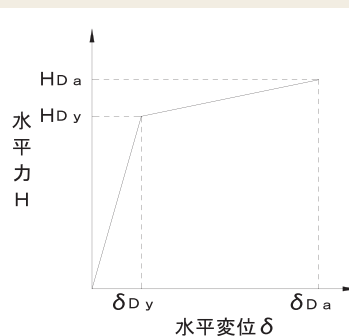


図11 せん断パネルの骨格曲線

であるが、パネル部分に低降伏点鋼材を使用することにより、鋼材降伏後の履歴特性を利用してダンパー効果を発揮するものである。なお、これに伴い、せん断パネルと周辺部材の溶接構造などにも工夫が加えられている。

ここで、可動支承側のせん断パネルの遊間は、変位制限案と同様に最大支承移動量とすることにより、温度変化など通常の移動を阻害しない様にした。一方、固定支承側は設計上5mm（施工誤差を含み5mm～10mm）とした。

前述図9にせん断パネル案での各部の応答値として、可動支承側のみせん断パネルを設置した案1、および可動・固定支承側ともにせん断パネルを設置した案2の結果を併記している。なお、案1では固定支承側は変位制限構造を設置した。図9に示す様に、可動支承側のみにせん断パネルを設置した案1では変位制限構造案に比べ応答値は低下しているものの、補強範囲の低減にはつながらなかった。一方、固定支承側にもせん断パネルを設置した案2では、案1に比べさらに応答値が低下した。特に、可動支承側橋脚アンカー部が終局耐力以下となり補強が不要となった。なお、両案ともにせん断パネルの諸元を各々変化させた最適化後の結果であるが、案2では可動・固定支承側それぞれに設置したせん断パネルの諸元を調整することにより、両橋脚に与える応答値のバランスを調整しつつ全体の応答値を低減できることが分かった。

以上より、可動・固定側ともにせん断パネルを設置した案2による補強案を採用した。なお、案2において最大応答値が要求性能を超過したコンクリート充填直上鋼断面は、一般的に採用されているコンクリート追加充填および鋼断面補強で対処した。

2.5.3 ノックオフ構造 上述の結果から、本工事においては可動支承側および固定支承側ともにせん断パネルを設置することで、補強後の各部の応答値を低減し、特に橋脚アンカー部の大規模補強を回避できることが分かった。

しかし、固定支承側橋脚において、上下部工間の水平力をせん断パネルで負担できる様にするためには固定支承の可動化が必要となる。そこで、本工事では支承が固定されている橋脚ベースプレートとの溶接を除去することにより固定支承を移動可能な構造とした。さらに、支承の移動範囲には平坦度を確保できる様にベースプレートを追加するとともに潤滑剤を塗布して摩擦力の低減を図った。

この様に固定支承の可動化を行ったことにより、温度変化や風、あるいはレベル1地震（発生確立は高いが最大300gal程度の応答加速度を有する地震）時など、常時発生する荷重に対しても上部構造が移動することとなり使用性に問題が生じる。一方で、支承が固定条件のままであると、前述の通りせん断パネルが機能しない。そこで、常時下では固定機能を有し、常時をこえる水平力が作用した際に固定機能を開放する

ノックオフ機能が必要となる。

ノックオフ機能を有する構造部位の検討事例としては、ゴム支承に併設されるサイドブロックにスリット型の切り込みを入れることで、その破断荷重を制御する手法⁵⁾や、BP・B支承を対象に固定ボルトの軸部にノッチ（くびれ）を設けせん断破壊による耐力コントロールを目指した実験的検討⁶⁾などが行われている。

しかし、本工事では約10,000kNもの高い死荷重を受けるピボット支承を有する既設長大橋梁が対象である。そのため、ノックオフ構造の適用にあたっては、本橋の構造特性への配慮や、既設支承を残したまま現場で施工が可能であることなど多くの制約条件が生じた。そこで、解析から得られた応答値、および、既往の知見を踏まえた上で、本橋の条件に適したノックオフ構造を提案した。提案したノックオフ構造の概要を図12に示す。既設支承の前面にスリットを有する鋼板を設置し、既設支承がノックオフ構造に衝突する荷重を利用して、スリット部を破断させる構造である。スリットの位置、長さ、深さを調整することにより破断荷重を制御することが可能となる。本工事において、提案構造に対する性能確認試験を行い、破断強度が要求性能に合致する様に適切に制御できるかを確認した⁷⁾。

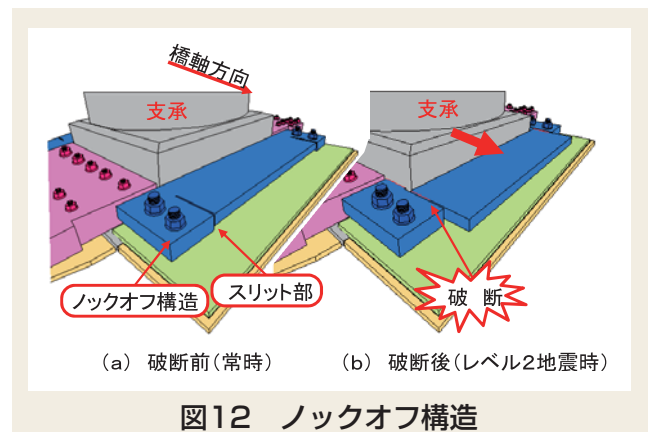


図12 ノックオフ構造

3. 施工概要

3.1 施工概要 本工事の主な施工工種は以下の4種類であった。この内、特に本工事において配慮が必要であった①せん断パネル、および③支承および沓座改造工でのノックオフ構造に着目し、製作・施工上の留意点を示す。

①せん断パネル（変位制限構造）（図13）

②落橋防止兼段差防止装置（図14）

せん断パネルが不測の事態で機能を発揮しない場合のフェイルセーフとして設置した。

③支承および沓座改造工（図15、図16）

前述の固定支承部におけるノックオフ構造の設置、および可動支承部の移動量追加を行った。

④橋脚補強

橋脚内のコンクリート充填補強や鋼補強部材の設置を行った。



図13 せん断パネル



図14 落橋防止兼段差防止装置

図15 支承沓座改造工
(追加移動機能の確保)図16 支承沓座改造工
(ロックオフ構造等)

3.2 せん断パネル

3.2.1 製作上の配慮

せん断パネルのパネル部分には低降伏点鋼 (LY225材) が使用されている。LY225材は、約700℃以上の入熱で品質が低下するため、製作時のひずみ矯正として一般的に用いられる加熱矯正法の適用が困難であった。

そこで、せん断パネルの製作に先立ちLY225材を用いたテストピースによる溶接施工試験を行い、溶接手順とひずみ量の関係などを把握した。この結果、製作時のひずみが生じにくい製作方法を採用することにより、ひずみ矯正を行わずに要求品質 (寸法形状) を満足するせん断パネルの製作が可能となった。

3.2.2 施工上の配慮

せん断パネルの現場施工においては、レベル2地震時にせん断パネルの機能を最大限に発揮させる為、設計で要求された遊間量に対して、それを確保するための適切な管理が重要であった。

表5に本工事での変位制限装置に対するせん断パネルの遊間の許容値を示す。表に示す様に、せん断パネルの許容値を厳しく管理することにより、製品の品質を高める工夫を行っている。

なお、実構造での遊間は既設構造物のひずみや温度変化による桁の挙動、および橋脚の傾き等による影響を受ける。特に、可動支承においては温度変化による桁の移動が設計で想定した移動に比べ複雑な挙動を示したため、実際の施工にあたってはその挙動を明らかにする必要があった。そこで、詳細設計段階だけでなく、せん断パネルの設置までに現地計測を複数回実施し、温度変化による移動量の影響を施工に反映する工夫を行った。

3.3 ノックオフ構造の設置

前述の設計で述べた通り、せん断パネルの機能発揮のためには固定支承を可動化した上で、ノックオフ機能を付加する必要があった。そこで、既設支承を改良しノックオフ機能の付加を行った。

表5 せん断パネルと変位制限装置の遊間許容値

項目	許容値	調整方法
せん断パネル	設計遊間に対し 0～+5mm	Fill-PLにて調整
一般的な変位制限装置	設計遊間に対し -5～+10mm	Fill-PLにて調整

固定支承の可動化は、支承が固定されている橋脚ベースプレート部との溶接を全周ガウジング処理により撤去する方法を用いた。この作業は、施工空間の制約からロックオフ構造やサイドブロック (橋軸直角方向の移動を制限し、橋軸方向の移動のガイドとなる部材) を設置する前に実施する必要があった。このため、固定支承を可動化してからロックオフ構造やサイドブロックを設置するまでの間に支承が本来の位置からずれる可能性があった。そこで、これらの支承のずれを防止しつつ、ロックオフ構造を設置するために以下の作業手順で施工を行った。

- ① 支承の改造は、せん断パネルや落橋防止装置等の設置完了後に施工した。これは、施工中の不測の事態で支承が可動しようとした場合のストッパーとして機能させるためである。
- ② ガウジング処理に先立ち、ロックオフ構造等の設置のための準備工を完了させておき、固定支承が自由に動く可能性のある期間を最小限とした。
- ③ ガウジング作業中は、図17に示す様に先行施工したせん断パネルの遊間に間詰めプレートを挿入し、支承の移動を防止した。
- ④ ガウジング作業は、ロックオフ構造を設置する位置の近傍となる「橋軸直角方向面」および「橋軸方向面の端から200mm程度」の範囲とし、橋軸方向面に500mm程度の溶接ビードが残った状態とした (図18)。
- ⑤ ノックオフ構造の機能発揮後の支承移動を滑らかにするために、ロックオフ構造設置前に潤滑剤を支承周辺に塗布した。潤滑材は、別途行ったロックオフ構造の性能確認試験に用いたものと同じとし、その塗布量についても性能確認試験時の値を用いた。潤滑材を塗布後、図19に示す通りロックオフ構造を設置した。
- ⑥ ノックオフ構造を設置後、残りの溶接部分をガウジング処理により撤去することにより支承全周の溶接ビードを撤去し、サイドブロック部材を設置した (図20)。
- ⑦ 支承改造作業終了後、手順②で挿入した間詰めプレートを撤去した。

以上の手順でロックオフ構造およびサイドブロックを設置することにより、支承のずれを発生させず、かつ、設計で要求された遊間を確保することができた。



図17 間詰め材の設置状況



(a) 概略平面図



(b) 状況写真

図18 ガウジング状況



図19 ノックオフ設置



図20 サイドブロック設置

4. 結 言

履歴減衰型ダンパーを用いた既設長大アーチ橋の耐震補強工事における設計・施工概要を述べた。設計では、既設橋の地震応答特性の把握から履歴減衰型ダンパーの採用に至る設計方針やその効果を示した。また、施工概要においては本工事でのせん断パネルやノックオフ構造の製作・施工について概要を述べた。

レベル2などの大地震に対し、主部材の強度や変形に対処する従来の設計方法は限界があり、今後ますます履歴減衰型ダンパーなど制震デバイスを用いた耐震補強工法の必要性は増加すると考えられる。本稿がこれらを用いた耐震補強設計および施工時の参考となれば幸いである。

参考文献

- (1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2002.3
- (2) 金治英貞、鈴木直人ほか：長大トラス橋の対震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造、土木学会論文集、2005.4、No.787/I-71、1-19
- (3) 杉岡弘一、濱田信彦ほか：長大橋用せん断パネルダンパーの弾塑性特性に関する実験的研究、構造工学論文集、2011.3、Vol.57A、528-541
- (4) 阪神高速道路(株) 技術部、長大橋における免震・制震デバイスの適用ガイドライン(案)、2009.4
- (5) 例えば、松村政秀、坂井田実ほか：免震桁橋用ノックオフ型サイドブロックの提案、鋼構造論文集、2008.9、第15巻59号、45-56
- (6) 本荘清司、横山和昭ほか：ノックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策、構造工学論文集、2009.3、Vol.55A、506-514
- (7) 杉岡弘一、間嶋信博ほか：スリット型ノックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強、構造工学論文集、2011.3、Vol.57A、467-478

【文責者連絡先】

Hitz日立造船(株) 機械・インフラ本部
鉄構ビジネスユニット 鉄構ソリューション室
松下 裕明

Tel : 06-6569-7052 Fax : 06-6569-7033

e-mail : matsushita@hitachizosen.co.jp

Hitachi Zosen Corporation
Machinery & Infrastructure Headquarters
Steel Structure Business Unit
Hiroaki Matsushita
Tel : +81-6-6569-7052 Fax : +81-6-6569-7033
e-mail : matsushita@hitachizosen.co.jp



松下 裕明



村木 宏