

港大橋吊桁ヒンジ部の地震時フェールセーフ構造検討

阪神高速道路公団 正会員 徳増 健 正会員 金治 英貞 宮本 義広
 正会員 石橋 照久 桐間 幸啓

1. はじめに

港大橋(写真-1)は不等沈下を考慮し、中央径間にヒンジ部を有する橋長980m、2層構造のゲルバートラス橋で建設されている。ヒンジ部構造は、定着径間上弦材端部においてピンを介して吊り下げられているアイバー支承が、吊桁部下弦材端部を吊っている構造である。ゲルバートラスヒンジ部は、アイバー支承(写真-2参照)、ヒンジ部水平支承、およびヒンジ部ダミー材によって構成され、吊桁部両端に2箇所存在している(図-1参照)。水平支承は条件が両端部で異なり、築港側が固定、南港側が可動となっている。

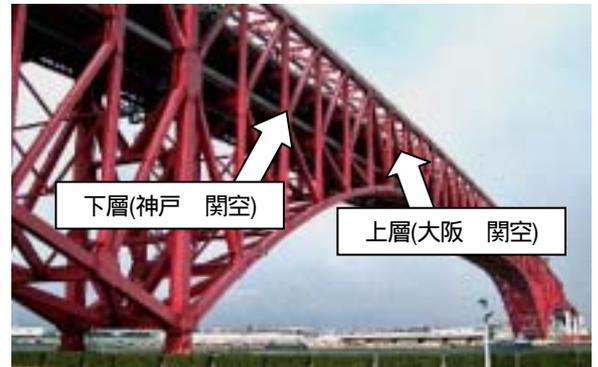


写真-1 港大橋全景

ヒンジ部における鉛直支持機構は、H型断面で構成されたアイバーとピンによって構成されていることから、一般の橋梁部材に比べて破壊機構が複雑で構造的に鋭敏な部分である。そのため、想定外の地震外力による不測の事態に対するヒンジ部の破壊が耐震上の重要な課題となっている。

2. 現橋地震応答特性結果

耐震性能検討に際しては、現況の振動モードと固有周期を把握することが不可欠であることから振動形解析を実施した。また、時刻歴応答解析により求めた応答を用いてアイバーの照査を行なった。アイバーの照査においては、橋軸直角方向地震によるアイバー部のねじれに着目し、アイバーピンの可能回転角を把握した後、アイバーのねじれに伴うせん断応力、アイバーピンおよびガセットの応力照査を実施した。

アイバーは定着桁から吊桁(質量約6500t)を支えている部材である。力の伝達は、まず吊桁の自重を支えるアイバーには引張力が作用し、これがピンを介してガセット部、そして上下弦材へと行なわれる(図-2参照)。ピンでの回転はほとんど期待できないことからねじれ挙動は、アイバー自身のねじれにより吸収されることが考えられたため、せん断応力照査を行った。

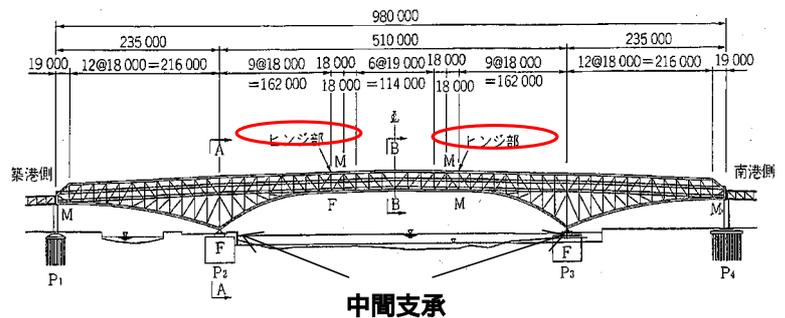


図-1 ゲルバーヒンジ部位置

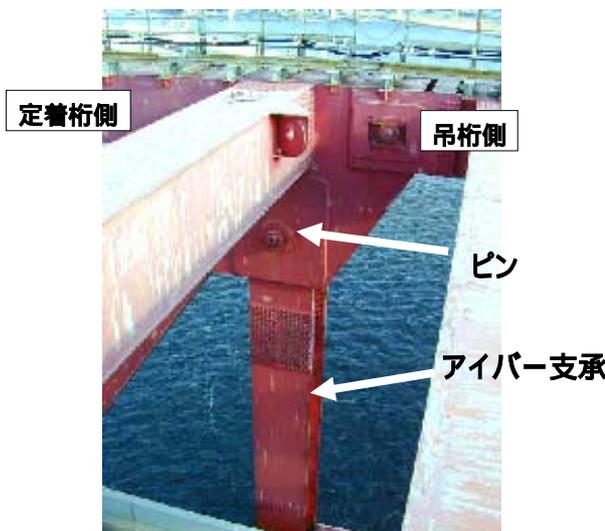


写真-2 ゲルバーヒンジ部の吊材

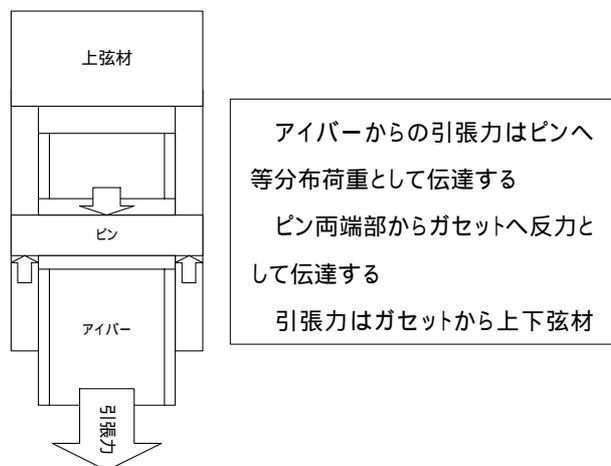


図-2 アイバー支承の力の伝達機構

キーワード ゲルバートラス橋、吊桁ヒンジ部、耐震補強、吊桁部落橋防止ケーブル

連絡先 〒541-0056 大阪市西区江之子島 2-1-5 阪神高速道路公団大阪改築工事事務所 TEL: 06-6539-1241

$$Mt = G(\theta/L)K = 8.1E+6 \times 0.033 / 16.0 \times 12239E-8 = 2.04(\text{tfm}) \quad y = 4600 / 1.73 \quad 2600(\text{kgf/cm}^2)$$

$$= Mt \times t / K = 2.04 \times 0.05 / 12239E-8 = 833(\text{tf/m}^2) = 83.3(\text{kgf/cm}^2) < 2600(\text{kgf/cm}^2)$$

ここで

K: アイバー中間材のねじり定数 12239cm⁴ G: せん断弾性係数 8.1E+5(kgf/cm²)
 θ: 直角方向動的解析における最大ねじれ角 0.033rad 2° L: アイバー中間材長 16.0m t: アイバー中間材フランジ幅 0.05m

上記の計算から、せん断応力は非常に小さいことが確認され、許容せん断応力以下であることを確認した。
 また、アイバーピンおよびガゼットの応力度照査を行なった結果、許容応力以下であることを確認した(表-1 参照)。

3. ヒンジ部地震時対策検討

ヒンジ部の地震時対策法として、主構連続化案と落橋防止装置案の2案を選択し、比較検討を行った。

主構連続化案とは、低降伏点鋼を用いアイバーで支えられている吊桁部と定着桁部を剛結合することにより、トラス全体構造系の不静定化を図った構造である。解析など検討を行った結果、主構連続化案は、全体構造系にとって有利な振動形を呈することから、端部付近の弦材の発生応力を抑制する効果が期待できるとことが確認された。しかしながら、前章で述べたとおり、対策を行わない場合においても、設計計算上はヒンジ部アイバー支承に有害な損傷は見られないことや、設計軸力 1000t を超える低降伏点鋼の信頼性が確保されていないこと、施工の困難さなどを勘案し、落橋防止装置案を採用することとした。

落橋防止装置案として採用した落橋防止ケーブル構造を図-3 に示す。

なお、落橋防止ケーブル定着梁の施工に際し、上弦材及び下弦材築港側の本橋とヒンジ部ダミー部材との連結部の「連結プレート」が補強部材の連結部と干渉し「連結プレート」の撤去が必要となるため、ヒンジ部ダミー部材の垂れ防止用としてジャッキを受ける仮受け架台を設けることとしているが、この仮受け架台を利用して、現状想定している以上の地震動が発生した場合に、ゲルバーヒンジ部の主構不連続部の過度の変位を抑制する変位制限装置の付加機構も合わせて設けるものとした(図-4 参照)。なお変位制限装置は、仮受け架台を反力受け側とし、主構弦材より突起部材を設けそれを塑性部材として設計している。また、変位制限装置移動可能量(表-2 参照)については現状の設計地震応答値以上の変位を抑制するものとした。

参考文献 1) 港大橋吊桁ヒンジ部の地震時フェールセーフ設計と施工計画, 阪神高速道路公団 第 37 回技術研究発表会論文集, 2005.2

表-1 アイバーピン部応力度照査結果

	(kgf/cm ²)	許容応力度(kgf/cm ²)
アイバーの支圧応力度	424	500
ピンの曲げ応力度	3559	5300
ピンのせん断応力度	772	2600
ガゼットの支圧応力度	1979	3000
ガゼットの応力度	2285	2600

設計時部材力: 2150tf(死荷重1635tf + 活荷重515tf)
 動的解析時最大引張力: 1886tf(死荷重1635tf + 地震時252tf)

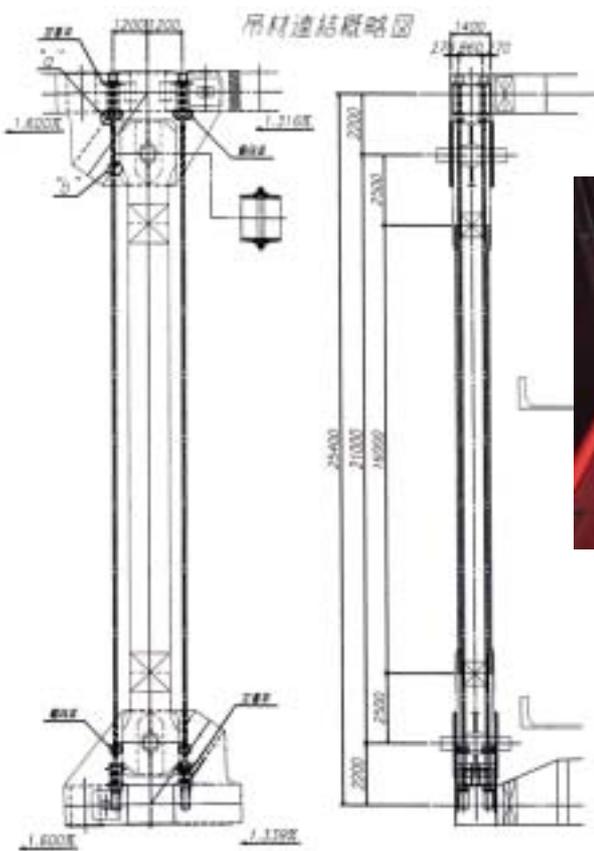


図-3 落橋防止ケーブル構造



<張力導入前>

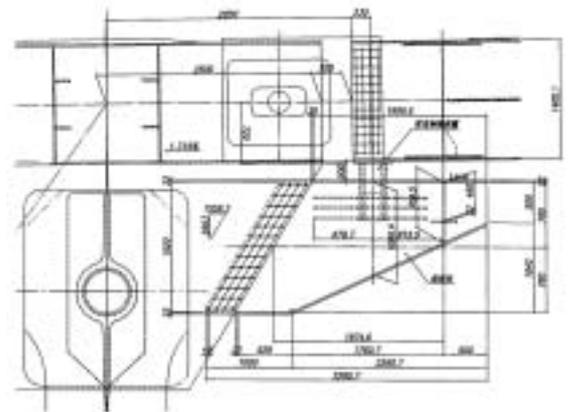


図-4 変位制限装置

表-2 変位制限装置移動可能量

		不連続点での地震時応答解析			変位制限装置の常時移動可能量	
		移動可能量 (mm)	橋軸方向地震時 (mm)	橋軸直角方向 地震時 (mm)	(mm)	(mm)
上弦材	築港側	± 200	± 380	± 130	+380	-380
	南港側	± 565	± 580	± 110	+400	-580
下弦材	築港側	± 100	± 30	± 120	+120	-120
	南港側	± 445	± 200	± 100	+200	-200