

安芸灘大橋（吊橋）の地震応答特性について

広島県道路公社 正会員 ○鳥海隆一 広島県道路公社 沖本文雄
 広島県道路公社 新田 勉 総合技術コンサル 正会員 西森孝三
 総合技術コンサル 大畑啓一

1. はじめに

安芸灘大橋（図 - 1）は、呉市の東、約 15 km に位置する吊橋（中央径間長 750m）である。架橋地点は芸予地震（表 - 1）の震源に近く、これを考慮した入力地震動に対して設計がなされた（図 - 2 参照）。さらに、地震に対する準備の一環として、地震時の弱点となりうる部位の把握を目的として、設計条件以上の地震入力に対する応答計算を行った。本論文は、その解析結果（上部工）の概要を報告するものである。

2. 入力地震動

入力地震動は、神戸海洋気象台で観測された兵庫県南部地震（N-S 成分）を基本とし、安芸灘大橋の基礎が強固な岩盤（S 波速度=1,500m/s 程度）上に設置されていることを考慮して補正を行った。補正した各基礎位置での地震動算出結果（加速度応答スペクトル）を図 - 2 に示す。これより、各基礎での地震動の違いがほとんどないことから、上部工応答計算には共通の入力を用いた。

なお、本計算では水平 2 方向（橋軸方向、橋軸直角方向）に、上記の地震動を考慮した。

表 - 1 芸予地震

発生年	マグニチュード
1686.1.4	7 ~ 7.4
1857.10.12	7 1/4
1905.6.2	6.0
1905.6.2	7 1/4
1905.12.8	6.1
1905.12.8	6.2
1949.7.12	6.2
2001.3.24	6.4

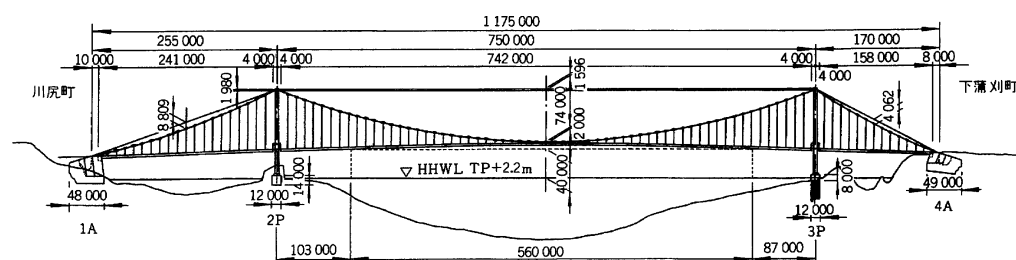


図 - 1 安芸灘大橋

3. 解析手法

上部工の応答解析には 3 次元モデル（魚骨モデル）を用い、桁を吊るハンガーは間引いている。解析手法としては応答スペクトル法を用い、1 ~ 400 次までのモードを考慮した。累積有効質量比は 3 成分とも 99.9% となっている。また、減衰定数は、上部工で 0.02、下部工で 0.05、基礎工で 0.20 とした。

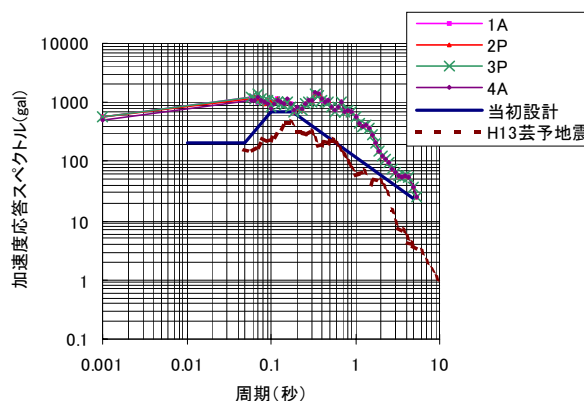


図 - 2 加速度応答スペクトル

4. 上部工応答の特徴

4. 1 主塔

主塔断面に発生する最大曲げモーメントを図 - 3 に示す。塔基部、および下部水平材付近に大きなモーメントが発生しているが、最大応力（橋軸、橋軸直角方向の合成）は、降伏応力以下に収まっている（表 - 2）。

キーワード：吊橋、上部工、地震応答、

連絡先：新田勉、広島県道路公社、TEL:082-227-8636、FAX:082-227-8691

4.2 桁

桁本体に発生する応力は比較的小さく、問題とならなかった。

桁の橋軸方向変位を拘束するセンターステイ、エンドステイ(図-4参照)に大きな張力が発生し、破断する(表-3)。そこで、ステイを外した系で、再度、応答計算を行った結果、橋軸方向変位が設計伸縮量をこえるため伸縮装置が破損するが、桁、塔の本体構造物同士の衝突はないとの結果を得た(表-4)。

桁の橋軸直角方向の変位により、これを桁端で抑えているウィンド沓(水平方向支承)に、大きな水平力が働く(表-5)。ウィンド沓は、塔、およびアンカレイジから付きだした片持ち梁(ウィンドタンク)がせん断キーとなって水平方向変位を拘束している(図-4参照)。地震による水平力により、ウィンドタンク基部に大きなモーメントが発生し、局部座屈が発生するとの結果を得た。特に、2P主塔の側径間側のウィンドタンクにおける応力超過が著しい。この損傷によりウィンドタンクが完全に本体(塔、アンカレイジ)から離れるとは考えにくい、座屈後の挙動を解析することが困難であるため、安全側の仮定としてウィンド沓(2P側径間)をはずして橋軸直角方向に自由に振動するモデルで、応答解析を再度、実施した。

その結果、橋軸直角方向変位により塔から桁を吊っているタワーリンクに水平力が移り、降伏応力を越えてしまった。そこで、タワーリンクも外した系で応答計算を実施したところ、橋軸直角方向変位が大きいものの、桁と塔の本体構造物同士の衝突には至らないとの結果を得た(表-6)。なお、タワーリンクが破断しても、桁はハンガーで支えられるため、橋全体の崩壊には至らない。

4.3 ケーブル

ケーブルについては、上述のステイを除いて発生応力は全体的に小さく、問題にならなかった。

5. おわりに

本論文の準備中に、平成13年芸予地震が発生した。安芸灘大橋では本解析などを基に点検した結果、損傷は発生していなかった。同橋の動態観測システムで地震波(図-2参照)および構造物応答が記録された。今後、このデータの解析を進めてゆく予定である。

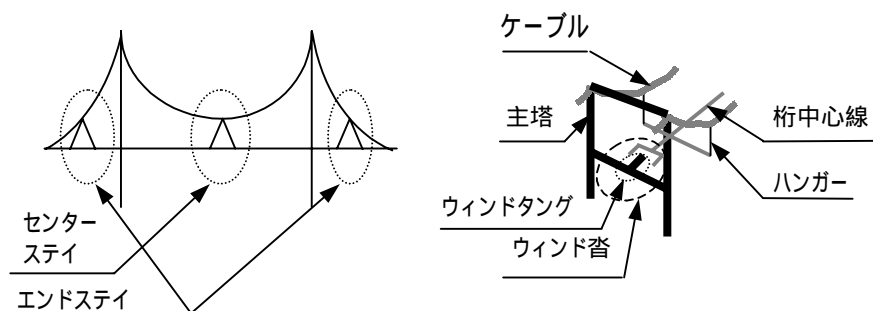


図-4 ステイ、ウィンド沓概念図

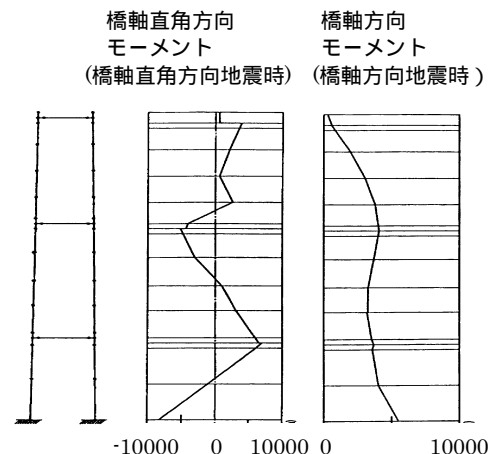


図-3 塔柱モーメント(tonf・m)

表-2 塔発生応力

塔	部位	最大発生応力
2P	基部	3,446 kgf/cm ²
	水平材	3,295 kgf/cm ²
3P	基部	2,915 kgf/cm ²
	水平材	2,925 kgf/cm ²

降伏応力 = 3,600 kgf/cm²

表-3 ステイ張力

	発生張力	破断張力
1A インドステイ	309 tonf	246 tonf
センターステイ	491 tonf	391 tonf
4A インドステイ	339 tonf	246 tonf

表-4 橋軸方向変位

部位	変位量(mm)	
	地震時	伸縮装置設計条件
1A	247	170
2P 側径間	436	320
2P 中央径間	393	700
3P 中央径間	470	700
3P 側径間	508	320
4A	246	170

本体間遊間 = 800 ~ 1,185mm

ステイなし

表-5 ウィンド沓水平力

部位	水平力(tonf)	
	地震時	降伏発生水平力
1A	410	351
2P 側径間	556	366
2P 中央径間	323	458
3P 中央径間	286	385
3P 側径間	400	334
4A	304	344

表-6 橋軸直角方向変位

部位	変位量(mm)	
	地震時	本体遊間
2P 側径間	401	453

ウィンド沓、タワーリンクなし