中央径間長 3000m　超長大多径間吊橋の試設計と地震応答特性

東京都建設局　正会員　○岩下慎吾　　首都大学東京 フェロー会員　野上邦栄　正会員　岸祐介
耐震解析研究所（株）正会員　馬越一也　　名古屋工業大学　正会員　野中哲也
大日本コンサルタント（株）石井喜代志　正会員　平山博

１．研究の背景と目的

海外では 21 世紀に入ってもなお長大橋の建設が盛んであり、トルコのイズミット湾横断橋や第 3 ボスポラス橋などが最近完成している。吊橋の支間は長大化する傾向にあり、今世紀中に支間 3000m 級の吊橋が実現する可能性がある。より長い路線に吊橋を架ける場合、来島海峡大橋のように、3 径間吊橋の重連形式が採用される場合があるが、重連形式は中間アンカレイジを設置する必要があり、塔や基礎の本数も増えることから経済的に優れているとは言えない。これに対して新しく提案されるのが 4 径間以上の多径間吊橋である。既に海外では中国で秦州長江大橋や馬鞍山長江公路大橋などが完成し、チリのチャカオ海峡でも 4 径間吊橋が建設される予定である。このような中で近年長周期地震動による被害の研究が進み、地震に強いとされてきた既設の高層建築物が損傷を被る可能性が内閣府の検討委員会[1)]より指摘されている。吊橋も高層建築物と同様に長周期系の構造物であるが、多径間吊橋の地震応答特性を扱った研究事例は少なく、現実に建設が行われる中で巨大地震に対する挙動を解明する必要があることから、本研究では中央径間長 3000m を有する 3,4,5 径間吊橋の地震応答特性についての解析的検討を行う。

２．対象橋梁

本研究で扱う橋梁は、図 1 のような中央支間長 3000m、側径間 1500m の 3,4,5 径間 2 ヒンジ吊橋であり、サグ比は 1/10 とした。主ケーブルは ST1770 とし、その安全率は 1.8 である。補剛桁端部は橋軸方向に可動のヒンジであるが、過大な変位を抑制する為、各径間の桁端部に 10000kN/(m/s)の粘性ダンパーを設置した。主塔は 6 層ラーメン形式であり、本州四国連絡高速道路(株)の設計基準により，応力度照査ならびに座屈安定照査を満足するものとした。特に中間塔は、活荷重偏載による水平力に抵抗する為、図 2 のように側塔より剛性の高い断面となる。

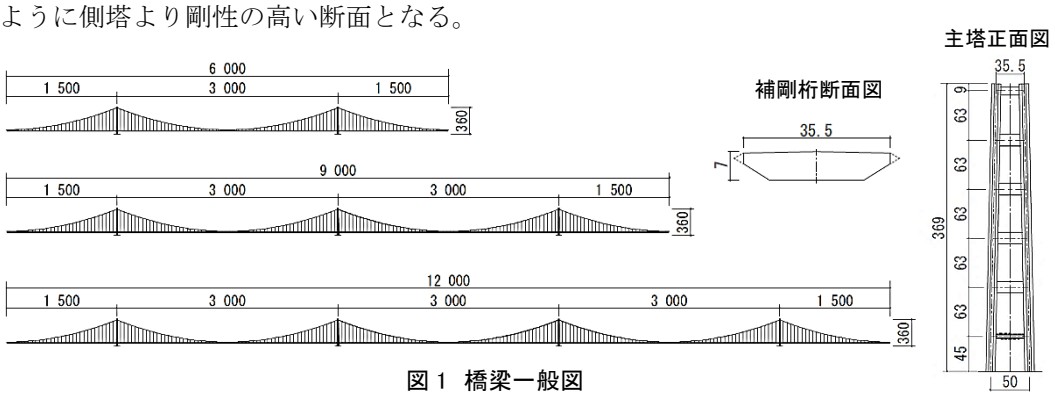

図 1　橋梁一般図

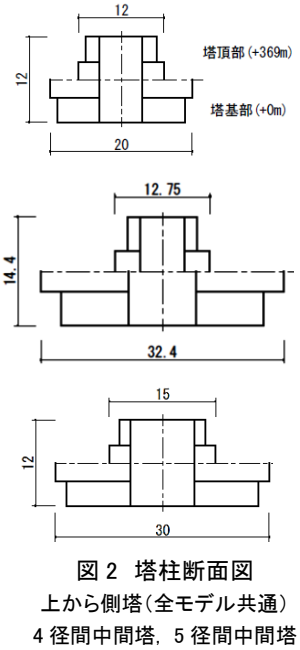

図 2　塔柱断面図
上から側塔（全モデル共通）
4 径間中間塔，5 径間中間塔

３．解析方法

幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析により、地震時の弾性挙動を再現する。材料諸元を表 1、入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3 に示す。地震動は、兵庫県南部地震(JR-鷹取　以下神戸地震)と新潟県中越地震(JMA-川口　以下中越地震)、東北地方太平洋沖地震(JMA-大崎　以下東北地震）の 3 種を選択し、NS-橋軸方向，EW-直角方向，UD-鉛直方向として 3 方向同時に加振する。ケーブル系は非抗圧のトラス要素とし、桁と主塔はファイバー要素で構成、タワーリンクは剛体のトラス要素で再現した。減衰は Rayleigh 型であり、減衰定数はプログラムの都合上全体系に一つの値とする為、道路橋示方書(以下道示)より上部構造とケーブルの平均から 0.015 とする。パラメータとなる 2 つの振動数は、側径間と中央径間の橋軸直角方向 1 次の固有振動数を適用した。

表 1　材料諸元

	補剛桁	主塔柱	塔水平材	ケーブル	ハンガー
	SM490Y	SM570	SM490Y	ST1770	ST1570
許容応力度(MPa)	210	255	210	981	628
降伏応力度(MPa)	355	450	355	1372	1176
引張強度(MPa)	490	570	490	1764	1568
ヤング率(GPa)	200	200	200	195	195
安全率	1.7	1.76	1.7	1.8	2.5

キーワード　長大橋　多径間吊橋　地震応答解析　振動　設計
連絡先　〒206-0804　東京都稲城市百村 2110-3　Email : s.iwashita@galaxy.dti.ne.jp

4．地震応答特性

(1) 補剛桁

全てのモデルに共通して、東北地震では主径間中央部が橋軸直角方向に最大変位 350cm に達し、片側 100cm 以上の振動が 6 分 20 秒間継続する（図 4,5）。これは地震動の長周期成分と継続時間の長さによるものと考えられる。4，5 径間吊橋では、図 6 のように橋梁全体系で非対称な振動となる。側塔と中間塔では設計断面や位置条件が異なることで隣り合う塔頂の挙動が揃わず、ケーブルを介して複雑な鉛直振動が発生する為と考えられる。また、側径間の鉛直振動が大きく、5 径間-中越地震のケースでは最大変位 186cm に達した。

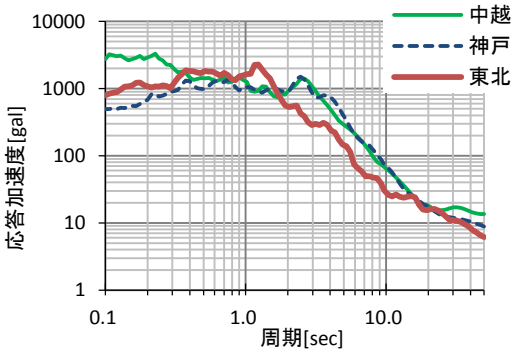

図3　加速度応答スペクトル（水平成分合成）

(2) 主塔

主塔においても、径間数の違いによる挙動の変化が認められた。塔頂部の橋軸方向最大変位を図 7,8 に示す。図 7 に示す側塔の変位は径間数が多いほど小さくなる傾向を示す。また図 8 に示す多径間吊橋の中間塔の変位は、4 径間より 5 径間の方が小さくなった。これは中間塔が 2 基ある 5 径間の方が相対的に安定しているためと推察される。さらに、図 7 と図 8 を比較してみると、一般的な 3 径間吊橋の主塔の変位に比べて、多径間吊橋の中間塔の変位は大きいことがわかる。

図 4　真上から見た 4 径間吊橋の変位挙動（変形 100 倍）

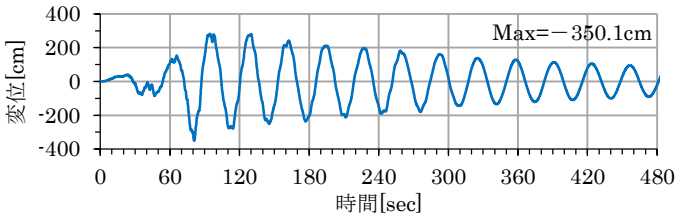

図5　主径間中央部-直角方向の時刻歴変位

その他、中越地震の解析では、全ての主塔で直角方向に最大 126 ㎝変位を生じ、図 9 に示すように中間水平材の縁端部で降伏の 89%に達する高い応力が発生した。塔基部の軸力変化は側塔より中間塔が大きく、中間塔では図 10 のように基部の軸圧縮力が瞬間的にほぼゼロになる。中越地震は直角方向成分が周期 2.4 秒で卓越しており、主塔の固有周期（2.4 秒）と重なったことで塔を倒す力が大きく働いたと考えられる。神戸地震では橋軸方向に共振し、最大 94 ㎝の変位が生じるとともに、側塔基部で降伏の 83%に達する高い応力が発生した。

図 6　5 径間吊橋の非対称な挙動
（東北地震　変形 200 倍　t=105.2 秒　最も複雑な振動状態を抜粋）

5．まとめ

3 径間吊橋に比較して 4,5 径間吊橋では多径間吊橋特有の振動現象が確認された。特に多径間吊橋の中間塔は塔頂部の変位や塔基部の軸力変動が通常の 3 径間吊橋より大きく、基部の浮き上がり対策が必要となる可能性がある。今回の解析による補剛桁の最大変位 350 ㎝は、内閣府が想定した南海トラフ巨大地震による超高層建築物の最上階の最大揺れ幅を上回るものであるが、周期は 33 秒と非常に長く、変位は支間長の 1/860 と十分小さい。側径間の鉛直振幅も支間長の 1/800 程度であり、道示で規定されている活荷重によるたわみ制限L/350 を下回る。主塔、補剛桁、ケーブル系の主要部材は弾性範囲内に収まるものとなり、橋梁全体の安全性と早期復旧性能は確保できる結果となった。今後は支承の健全性を評価するための詳細なモデル化が必要である。

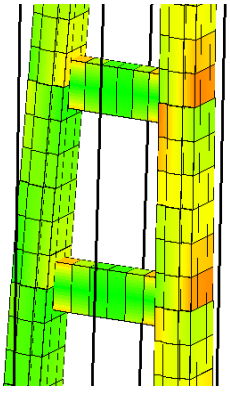

図 9　主塔中層部　応力分布
（3 径間-中越地震　t=5.2 秒）

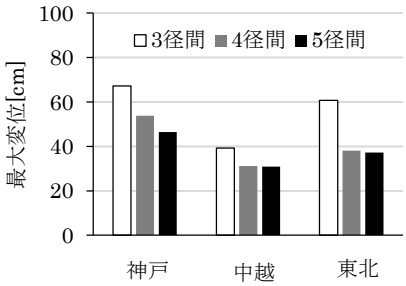

図7 側塔頂部-橋軸最大変位

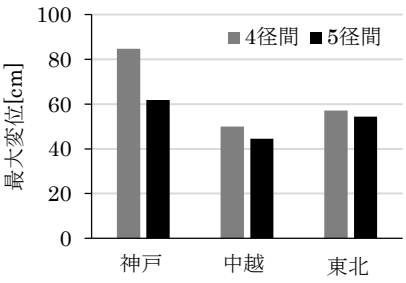

図8 中間塔頂部-橋軸最大変位

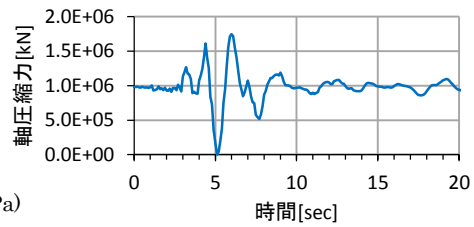

図10　中間塔基部の軸力変動
（4径間-中越地震　片側の塔柱）

参考文献

1）内閣府　南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告（2015 年 12 月）