

斜張橋主塔のねじりモーメントの影響に関する検討

九州大学大学院 フェロー 大塚 久哲 九州大学 学生員 濱田 奈世子

建設技術研究所(株) 正会員 鈴木 泰之 建設技術研究所(株) 正会員 大塚 篤生

1. はじめに

本論文は道示に準拠して試設計された2主桁複合斜張橋のモデルを用いて、橋軸方向地震時における主塔のケーブル定着部の構造に起因するねじりモーメントの主塔に及ぼす影響を明らかにし、設計上の課題とその対策について検討したものである。

2. 解析モデルと解析条件

対象橋梁全体図を図-1に示す。橋長412.60m、支間割110.00+192.60+110.00m、橋脚高はP1,P4が23.1m、P2,P3が25.3mである左右対称橋梁

とした。この橋梁の特徴としては、主桁を鋼箱桁とし両外側に設置し、床版に鋼・コンクリート合成床版を採用した点である。床版と主桁とは非合成構造とした。主桁断面を図-2に示す。また、塔形式を図-3に、塔上部のケーブル定着部断面を図-4に示す。主塔基部断面は4.5m(橋軸)×2.5m(橋直)であり主塔頂部に向かってしぼり、頂部断面は3.0m(橋軸)×2.5m(橋直)のRC製とした。ケーブル定着は、側径間側と中央径間側の定着を交差することによって主塔断面の縮小を図った。このため常時荷重により、主塔にはねじりモーメントが作用する構造となった。解析モデルでは、主桁・横梁は線形梁要素を用いた。主桁の面内剛性(Iz)は非合成桁として算出して各主桁に与え、主桁の面外剛性(Iy)は、鋼・コンクリート合成床版の合成が大きいので、上部工全体が一体となって挙動するものとして床版を考慮した剛性を用いて算出し、上部工図心軸に設けた梁に与えた。また、ケーブルは線形梁要素、RC主塔とRC橋脚は非線形梁要素としてモデル化した。材料非線形特性としては骨格曲線としてトリリニア型、復元力特性として武田型モデルを用いた。基礎と地盤の結合部には、線形バネを用いた。なお、基礎は種地盤とした。

また今回は、支承条件変更により有効と認められた免震支承を支承条件に設定した。

3. ねじりの影響

主塔のケーブル定着部では中央径間側ケーブルと側径間側ケーブルの定着中心に0.5mの間隔がある。よって死荷重載荷時に常にねじりモーメントが作用すると共に、活荷重載荷時や橋軸方向地震時にケーブル張力が変動する。タイプ地震動橋軸方向加振時のねじりモーメントおよび主塔基部曲げモーメントの発生状況を図-5に示す。断面力相互の影響を考慮するために、同時刻の断面力について考慮した。主塔に最も大きな影響を与えるタイプ地震動により生じる最大断面力を表-2に示す。ここで断面力とは、地震時に生じる断面

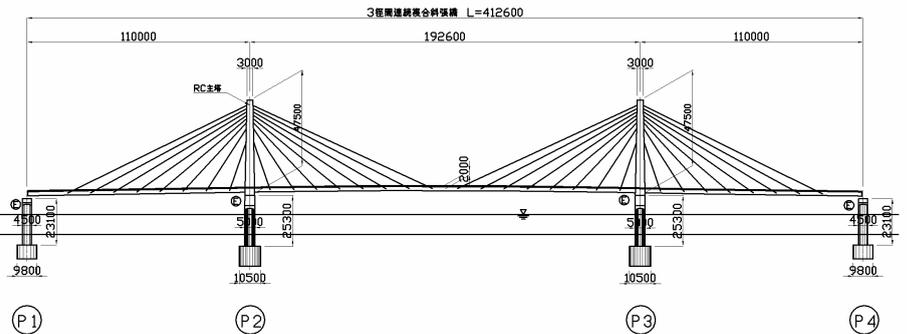


図-1 全体一般図(単位mm)

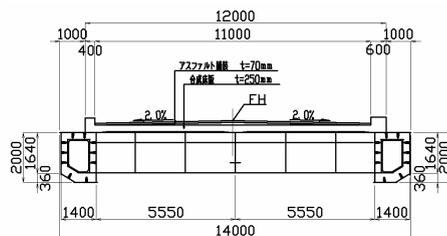


図-2 主桁断面(単位mm)

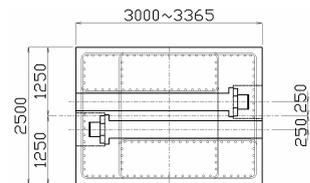


図-4 ケーブル定着部断面(単位mm)

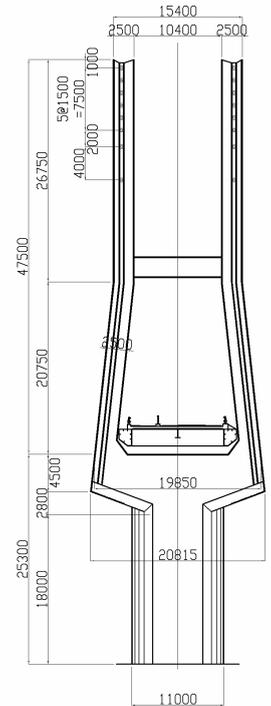


図-3 塔断面(単位mm)

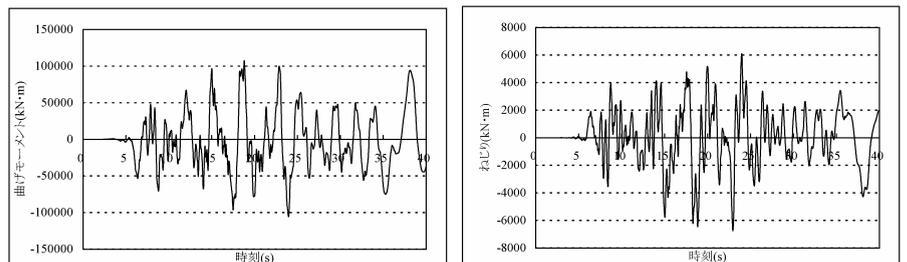


図-5 主塔に作用する曲げモーメント(上)とねじりモーメント(下)

力と死荷重により生じる断面力を足した結果である。この表はケーブル定着部での最大曲げモーメント M_{max} 発生時刻 (27秒) は最大ねじり曲げモーメント T_{max} 発生時刻 (28秒) とほぼ同時に起こることを示しており、各々の断面力もほぼ同じであることを示している。これは側径間側と中央径間側のケーブル張力の不釣り合いにより主塔に曲げモーメントが生じ、同時に最大ねじりモーメントが生じたためと考えられる。ねじりモーメントが主塔の耐震安全性に与える影響を検討するため、主塔耐力を道示に従い算出し、ねじり補強鉄筋がある場合における「曲げとねじりを同時に受ける場合」と「せん断とねじりを同時に受ける場合」の照査を式(1)(2)より行った。1)各断面の耐力を表-3に示す。ケーブル定着はアンカーが主塔に埋め込まれているため主塔の有効断面が小さく鉄筋本数も少なくなっているため曲げ耐力、せん断耐力が主塔基部に比較して小さくなっている。設計ねじり耐力は、ねじり補強鉄筋の降伏 M_{tyd} で決定されることが分かる。

表-2 主塔に作用する最大曲げモーメントと最大ねじりモーメント

着目点	天端からの高さ H(m)	最大曲げモーメント発生時					最大ねじりモーメント発生時				
		発生時刻 t(s)	曲げモーメント M(kN・m)	ねじりモーメント Mt(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	発生時刻 t(s)	曲げモーメント M(kN・m)	ねじりモーメント Mt(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1段	45.50	20.642	-80.5	2,600.9	90.6	-4,605.7	0.000	0.0	2600.9	10.1	-4605.6
2段	44.00	27.186	-6,628.3	2,077.1	4,444.3	-3,577.6	28.150	5371.6	3014.6	-3592.7	-5416.2
3段	42.50	27.186	-13,813.6	2,466.4	4,790.2	-4,522.2	28.142	10989.9	3679.8	-3802.4	-6953.9
4段	41.00	27.186	-19,942.7	3,210.3	4,086.0	-6,267.5	28.144	15864.1	4653.8	-3217.9	-9257.6
5段	39.50	27.194	-23,867.1	3,992.4	2,645.2	-8,368.7	25.748	15674.2	5507.6	-1387.7	-11596.4
6段	38.00	27.188	-25,321.5	4,734.1	975.8	-10,801.9	25.840	18982.4	6273.3	-522.6	-14156.7
7段	36.00	27.174	-24,894.9	5,364.1	-187.5	-13,536.7	25.884	21663.2	6905.5	-382.4	-16937.4
8段	32.00	20.080	-28,211.4	6,256.4	1,546.0	-16,987.0	25.900	23906.4	7238.1	-361.5	-19530.6
横梁上	23.25	20.018	-52,621.3	6,298.6	1,885.6	-22,502.5	8.374	40210.2	8104.6	-1170.0	-22139.9
横梁下	20.75	20.020	-54,208.0	8,438.4	1,833.5	-24,472.3	23.984	56207.4	9071.3	3126.2	-24860.2
中間	10.38	23.978	-89,305.3	9,488.4	2,615.6	-26,418.8	23.984	-89219.8	9492.5	2587.1	-26402.1
橋脚天端	0.00	23.964	-105,325.3	9,433.0	2,207.6	-29,086.4	23.984	-104506.2	9487.5	2036.3	-29039.2

活荷重載荷時と橋軸方向加振時の主塔耐力照査結果を図-6,7に示す。図中に記載される γ は1段目(最上段)のケーブル定着点を示し、 γ は8段目(最下段)のケーブル定着点における主塔断面の照査結果を示す。これらよりせん断力とねじりモーメントの組合せにおいては、第2段~第4段ケーブル位置で耐力を超えている。この断面は常時荷重で設計された断面である。レベル2地震動によって生じるねじりモーメントを考慮した結果、せん断耐力を上回った。これは断面決定の際、地震動により発生するねじりモーメントを考慮して設計する必要があることを示している。また、試算では鉄筋径を1ランクアップすることで、ケーブル定着部(第2段~第4段部分)の必要なせん断耐力を確保できることが分かった。活荷重載荷時の曲げモーメントとねじりモーメントの組合せの照査は各断面とも満たしている。

$$\left(\frac{\gamma_i M_{td} - 0.2 M_{tcd}}{M_{tud} - 0.2 M_{tcd}} \right)^2 + \frac{\gamma_i |M_d|}{M_{ud}} \leq 1.0 \dots (1)$$

$$\frac{\gamma_i M_{td}}{M_{tud}} + \frac{\gamma_i V_d}{V_{yd}} \left(1 - \frac{0.2 M_{tcd}}{M_{tud}} \right) \leq 1.0 \dots (2)$$

Mtd:ねじりモーメント Md:設計曲げモーメント
 Mud:設計曲げモーメント耐力
 Mtud:設計ねじり耐力(MtydとMtcdの小さい方)
 Mtyd:ねじり補強鉄筋の降伏で定まるねじり耐力
 Mtcd:ねじりによるコンクリートひび割れ耐力
 Vd:設計せん断力 Vyd:設計せん断耐力

表-3 主塔の耐力

着目点	天端からの高さH(m)	Mtud (kN・m)	Mtcd (kN・m)	Mtyd (kN・m)	Vyd (kN)
1段	45.50	11,335	25,559	11,335	4,551
2段	44.00	11,529	26,082	11,529	4,618
3段	42.50	11,724	26,607	11,724	4,684
4段	41.00	11,918	27,132	11,918	4,745
5段	39.50	12,112	27,658	12,112	4,806
6段	38.00	14,768	28,186	14,768	5,505
7段	36.00	15,079	28,891	15,079	5,599
8段	32.00	15,701	30,307	15,701	5,786
横梁上	23.25	17,061	33,428	17,061	10,882
横梁下	20.75	17,450	34,325	17,450	11,110
中間	10.38	19,062	38,069	19,062	12,048
橋脚天端	0.00	20,675	41,845	20,675	12,977

4.まとめ
 橋軸方向地震時の際には、主塔にねじりモーメントが発生する。せん断とねじりの組合せでは主塔への影響が大きく、設計の際にはねじりに注意する必要がある。

参考文献
 1) 吉川弘道著:鉄筋コンクリートの解析と設計(限界状態設計法の考え方と適用),丸善株
 2) F. レオンハルト+ E. メンツ共著 成井信、上阪康雄、三ツ木幸子訳
 :鉄筋コンクリートの設計(レオンハルトのコンクリート講座),鹿島出版会
 3) 土木学会:コンクリート標準示方書(平成8年版)設計編

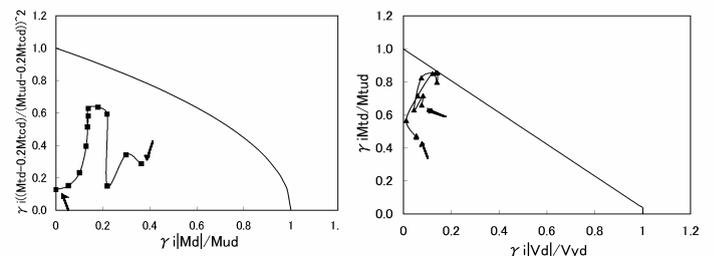


図-6 活荷重載荷時の曲げとねじり(左)およびせん断とねじり(右)の照査結果

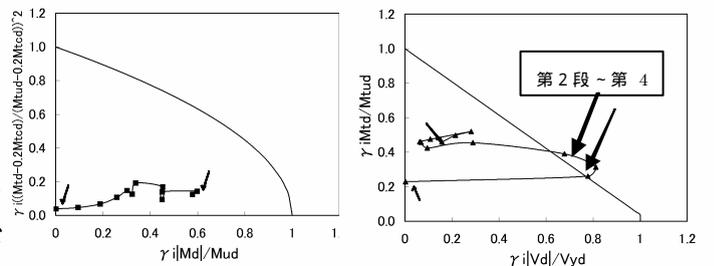


図-7 橋軸方向加振時の曲げとねじり(左)およびせん断とねじり(右)の照査結果