

長大スパンを有する鉄道橋の曲線区間における直線桁配置に関する一考察

鉄道・運輸機構 正会員 藤原 良憲
(株)トーニチコンサルタント 正会員 ○久保 武明

1. はじめに

鋼鉄道橋において、曲線区間に橋梁を配置する場合、シフト量に応じていくつかの方法が考えられる。曲線半径が大きくシフト量が小さい場合は、主桁を直線配置とし橋桁端は曲線とする方法¹⁾(以下、直線桁配置とする)、曲線半径が小さくシフト量が大きい場合は、主桁および橋桁端を曲線配置とする方法(以下、曲線桁配置とする)である。

検討対象橋梁は、曲線半径 800m の曲線区間に位置する支間長 79.0m の複線 1 主箱桁形式の単純合成桁であり、最大シフト量が大きいことから曲線桁配置とするのがよいと考えられるが、景観性から隣接する合成桁の腹板との連続性を保つことを条件とし、架設条件により曲線桁の送出工法の採用が困難であることから、直線桁配置とした。

直線桁配置とした場合、最大シフト量は 960mm と非常に大きいため、主桁への影響や、ねじり変形による列車走行安全性に対する検証が必要であると考え、検討を行った。本稿では、それらの検討結果を報告する。

2. 検討概要

直線桁配置とする場合は、従来の設計手法¹⁾より、最大シフト δ の 1/2 を橋桁中心線とする方法が一般的であるが、本橋では前記の 2 つの制約条件から最大シフト δ で主桁の配置を行っている。そこで、表-1 に示す検討ケースと解析方法を用いて比較検討を行った。

表-1 検討 case と解析に用いた解析の種類

	解析 case の概要	シフト量 (mm)		骨組解析	有限要素法解析
		中央部	支点部		
case1	支点間の弦と橋桁中心線を同一位置とした場合	960	0	○	モデル A
case2	最大シフトの 1/2 を橋桁中心とした場合	480	480	○	モデル C
case3	平面線形が直線であると仮定した直線桁の場合	0	0	×	モデル B

平面骨組解析のモデル概要図を図-1 に示す。主桁と支点ダイアフラムを棒モデルとし、1 支承の左右に支点を設けた。有限要素法解析に用いたモデルを図-2 に示す。左右対称のスパン割りのため、支間中央部において対称条件を与えた 1/2 対称モデルとした。コンクリート部材はソリッドモデル、鋼部材はシェルモデル、鋼とコンクリートの結合はジベルを配置する腹板上と縦桁上で各要素を剛結合とした。

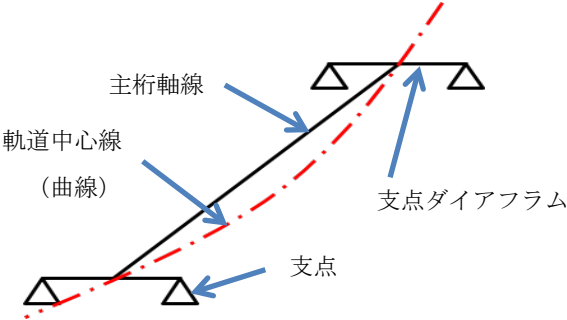


図-1 平面骨組解析のモデル概要

3. 平面骨組解析による断面力、応力度の検討

(1) 主桁に生じるねじりモーメントの比較

シフト量の違いにより変化する断面力はねじりモーメントである。支間中央におけるねじりモーメントを表-2 に示す。case1 と case2 では永久作用による値に 18% の差がある。変動作用による値と合計値においては 8 ～18% 程度の差が生じている。

支点におけるねじりモーメントを表-3 に示す。 case1

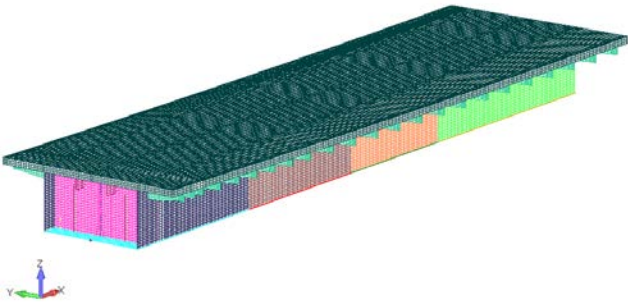


図-2 有限要素法解析のモデル概要

と case2 では死荷重による値に約 3 倍程度の差がある。変動作用による値には 14～19%程度の差が、合計値においては最大 60%程度の差が生じている。

(2)ねじりモーメントによる応力度の比較

前記(1)より、ねじりモーメントの差を確認したので、これを応力度に変換して比較を行うものとした。本橋は箱桁であることから純ねじりが卓越するものとし、ねじりモーメントによるせん断応力度 τ は $Mt/2At$ (ここで、 Mt : ねじりモーメント、 A : 腹板およびフランジの中心線で囲まれた面積、 t : 腹板またはフランジの厚さ) ²⁾により求めた。支間中央と支点におけるせん断応力度を表-4 に示す。いずれの箇所においてもねじりモーメントによるせん断応力度は非常に小さく、合計せん断応力度は許容せん断応力度以下である。

4. 有限要素法解析による変位の検討

支間中央における変位量を表-5 に示す。3 ケースとも腹板位置における鉛直変位に大きな差は無いが、直線軌道のモデル B に比べ、曲線軌道のモデル A および C は、左右腹板位置の鉛直変位差が生じていることから、シフト量の相違による主桁のねじりによる影響が確認出来る。右腹板側は曲線外側であり、左右腹板の鉛直変位の差は、軌道に設けているカント量を打消す方向に作用している。ここで、製作時のキャンバーにねじり変形を考慮しないと仮定した場合、左右腹板位置における鉛直変位の差 14.2mm (=10.7+3.5) × 軌間 1435mm/腹板間隔 6300mm より、打消されるカント量は 3.2mm となる。3.2mm は小さい値ではあるが、一般にカント量は mm 単位で整備されるため無視出来る数値ではないと考え、製作時にはねじり変形を考慮したキャンバーを設けるものとした。永久作用による変形を製作キャンバーにてすべて解消出来ると考えた場合、変動作用による左右腹板位置における鉛直変位の差 3.5mm × 軌間 1435mm/腹板間隔 6300mm より、打消されるカント量は 0.8mm と非常に小さいため、列車走行安全性に影響を及ぼすものではないと考えられる。

6. まとめ

シフト量大きい桁配置とした場合、主桁に作用するねじりモーメントは大きくなるが、ねじりモーメントによるせん断応力度は小さく主桁断面に対する影響は小さい。しかし、支間中央におけるねじり変形は大きく増加するため、変形を抑制する構造計画や、製作キャンバーに対する配慮等が必要になるものと考えられる。

なお、現設計基準 ²⁾において、支間中央付近におけるねじり変形に対する制限値は設けられていない。本橋は新幹線橋梁ではあるが高速走行区間では無かった、高速走行を考慮する場合においては、列車走行安全性に関して、より詳細な検討を要するものと考えられる。

【参考文献】1)公益財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物 性能照査の手引き、平成 25 年 5 月 2)国土交通省鉄道局監修、財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物、丸善、2009.7

表-2 支間中央におけるねじりモーメント

単位: kN・m, -		case1	case2	case1 -case2	case1 /case2
永久作用 D		-644.6	-544.1	-100.5	1.18
変動作用 L+I+C 単線	最大	2374.8	2093.0	281.8	1.13
	最小	-1318.1	-1598.4	280.3	0.82
合計 D+L+I+C 単線	最大	1730.1	1548.9	181.2	1.12
	最小	-1962.8	-2142.5	179.7	0.92

表-3 支点におけるねじりモーメント

単位: kN・m, -		case1	case2	case1 -case2	case1 /case2
永久作用 D		6714.2	2104.3	4609.9	3.19
変動作用 L+I+C 単線	最大	8195.9	7163.5	1032.4	1.14
	最小	-4358.5	-5381.0	1022.5	0.81
合計 D+L+I+C 単線	最大	14910.1	9267.8	5642.3	1.61
	最小	2355.7	-3276.7	5632.4	-0.72

表-4 せん断応力度

単位: N/mm ²		支間中央		支点	
		case1	case2	case1	case2
永久作用 D	τ	1.0	1.0	81.6	81.6
	$\tau \times$	0.8	0.7	5.2	1.7
	$\tau + \tau \times$	1.8	1.7	86.8	83.3
変動作用 L+I+C 複線	τ	10.2	10.2	23.0	23.0
	$\tau \times$	4.3	4.3	6.9	6.1
	$\tau + \tau \times$	14.5	14.5	29.8	29.1
合計 D+L+I+C 複線	τ	11.2	11.2	104.5	104.6
	$\tau \times$	5.1	5.0	12.0	7.8
	$\tau + \tau \times$	16.3	16.1	116.6	112.4

表-5 支間中央の変位量

単位: mm		左腹板上端		右腹板上端		左右腹板 の差	
		水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
永久 作用 D	モデル A	-8.0	-447.0	-9.6	-457.8	1.6	10.7
	モデル B	0.8	-449.4	-0.8	-449.5	1.6	0.0
	モデル C	-4.6	-447.4	-6.1	-455.2	1.6	7.8
	A-B	-8.8	2.4	-8.8	-8.3	0.0	10.7
	A-C	-3.5	0.4	-3.5	-2.6	0.0	3.0
変動 作用 L+I+C 単線	モデル A	-3.2	-32.2	-3.2	-35.7	0.1	3.5
	モデル B	-0.4	-32.3	-0.5	-34.3	0.1	2.0
	モデル C	-2.3	-32.1	-2.4	-35.2	0.1	3.1
	A-B	-2.8	0.1	-2.8	-1.4	0.0	1.5
	A-C	-0.9	-0.1	-0.8	-0.5	0.0	0.4