

竜泉橋の設計

播 本 章 一 *

中 村 浩 志 **

金 井 光 吉 ***

1. まえがき

竜泉橋は、山陽自動車道が国鉄山陽本線相生駅付近で、山陽本線および、国道2号線を跨ぐ地点に架設された4径間連続曲線逆台形準箱桁橋である。(図-1参照)

本橋は、最大支間が61.5mであるが、1セル、2セル等の箱桁について比較検討の結果、図-2に示すような逆台形準箱桁を採用することとした。逆台形桁の長所として、橋脚の幅が小さくてすむこと、一般的に幅員との関係でブラケットを用いないなどの理由により美観的に優れている、などがあるが、閉断面にすると上フランジ幅が下フランジ幅よりかなり大きくなり不経済となる。

しかし、上フランジを左右にわけて「J」断面とすると、ねじり剛性が小さくなって箱桁としての特性が失なわれる。そこで、本橋では箱上部を開断面とし、ねじりモーメントに抵抗させるために上横構を配置した準閉断面とした。

形式選定にあたっては、国鉄山陽本線および国道2号線を跨ぐことから、景観面も重要な要因となった。

架設工法は、国鉄上および国道上は手延べ工法とし、残りの部分はステージング利用によるトラッククレーン架設とした。

本稿では、本橋の設計についてその概要を紹介する。

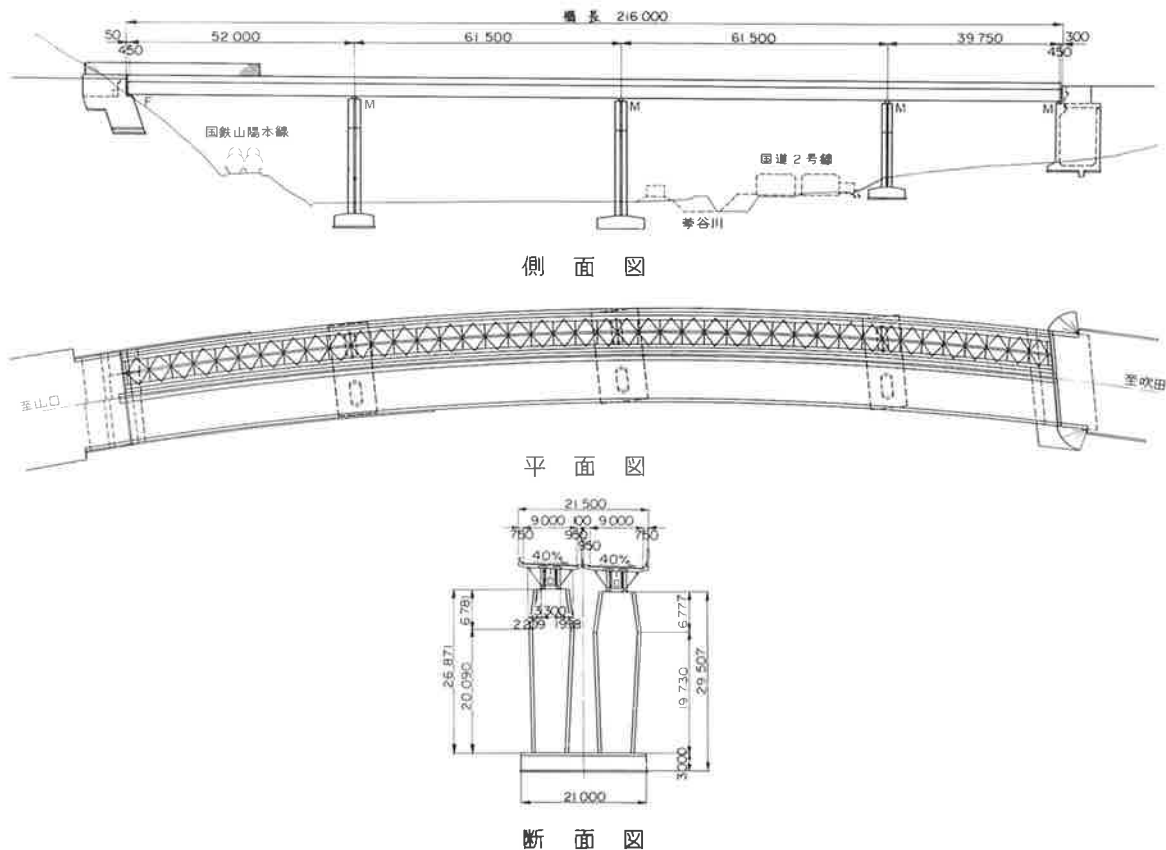


図-1

* 大阪工場副工場長

** 設計部次長

*** 設計部大阪設計課係長

2. 諸元

本橋の主要諸元は次のとおりである。

形式：4径間連続曲線逆台形準箱桁

橋格：1等橋(TL-20、TT-43)

橋長：216.0m

支間：52.0m+61.5m+61.5m+39.75m

幅員：9.0m×2

平面線形：円曲線(R=800m)～
クロソイド(A=400m)

縦断勾配：1.77%～0.04%

横断勾配：4%～3.65%

斜角：左81°～右77°

床版：R、C床版(床版厚さ26.0cm)

I形鋼格子床版(ソリッドタイプ 床版厚
さ24.0cm)

鋼重：1420.8ton(365kg/m²)

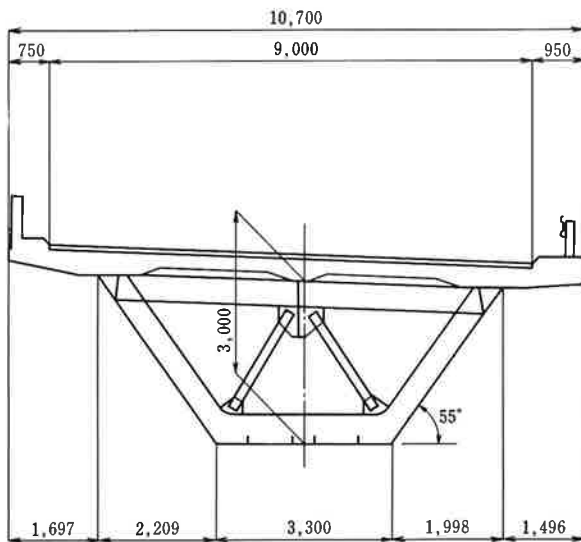


図-2 中間対傾構断面

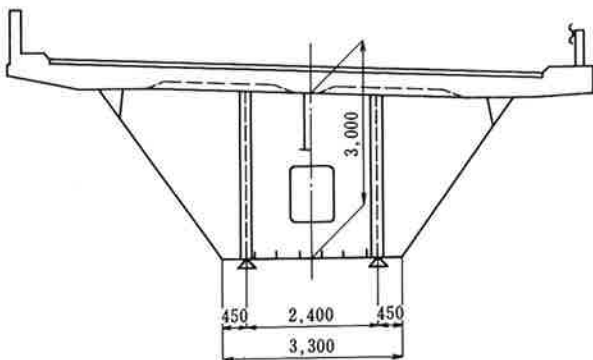


図-3 中間支点上断面

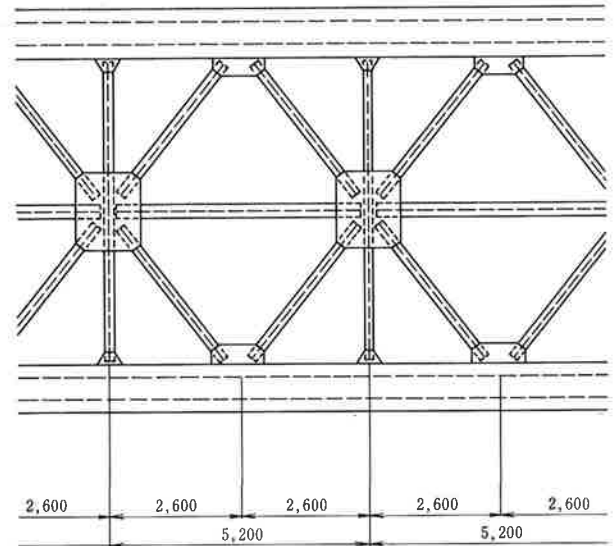


図-4 一般部平面図

3. 設計方針

本橋は開断面箱桁橋であるが、上横構を有しており、この上横構をせん断変形が同じになる板に換算すれば、いわゆる準箱桁として閉断面の扱いが可能である。したがって、本橋の曲線桁橋としての特性は、ねじり定数比 k の値により判断することができる。文献1)によれば、曲線桁橋のねじり定数比 k は次式で与えられる。

$$k = \alpha \phi = R \phi \sqrt{\frac{GK}{EI_w}} \dots \dots \dots \text{文献1)式(10)}$$

R：桁の曲率半径 ϕ ：桁の中心角

GK：純ねじり剛性 EI_w ：そりねじり剛性

基本設計での断面を用いて k 値を計算すると、20.9～30.8となり、文献1)で提言されている、そりねじり応力解析が省略できる範囲($k > 30$)には入らない。したがって、本橋はそりねじりに関する応力も求めることとし、解析は次のように行なった。

(1)EI、GKを有する折線桁として変形法を用いて

- ①：曲げモーメント：M
- ②：純ねじりモーメント：T_s
- ③：せん断力：S

(2)EI、GK、 EI_w を有する曲線桁として小松理論を用いて

- ④：そりモーメント：M_w
- ⑤：そりねじりモーメント：T_w

を計算する。このとき、断面2次モーメント I は横構を無視した値、ねじり定数 K、そりねじり定数 I_w は横構を考慮した閉断面としての値を使用する。

3. 応力度の算出

前出の①～⑤の断面力による応力度の算出法については、通常の方法であるので、本稿では省略する。ただし、④、⑤の断面力を算出するときの活荷重の載荷位置は、①～③の断面力を算出するときの載荷位置に合せた。この値は、④、⑤の断面力を最大値にする載荷をした場合の、約50%～65%の値であった。

ここでは、構造上、上フランジに生ずる付加応力度の算出法について述べる。付加応力度としては、次の⑥～⑧を考慮した。

⑥腹板の傾斜によりフランジ面内に生ずる水平力によって起るフランジ面内の曲げ応力度 (図-5 参照)

$$\sigma = k_1 \frac{P \tan \theta}{W} \cdot l^2 + k_2 \frac{P \tan \theta}{W} \cdot l$$

w : フランジの垂直軸に関する断面係数

k₁, k₂ : 無限連続桁の等分布荷重、集中荷重に対する曲げモーメント係数

l : フランジの固定点間距離

活荷重によるものは、輪荷重の接地面積、舗装・床版による分布作用を考慮して、輪荷重を集中荷重としてでなく、分布幅をもった荷重として扱う。

計算結果は、死荷重によるもの、活荷重によるものを合せて、曲げモーメントとして5.63t・m、応力で72～305 kg/cm²、平均値としては約150kg/cm²であった。

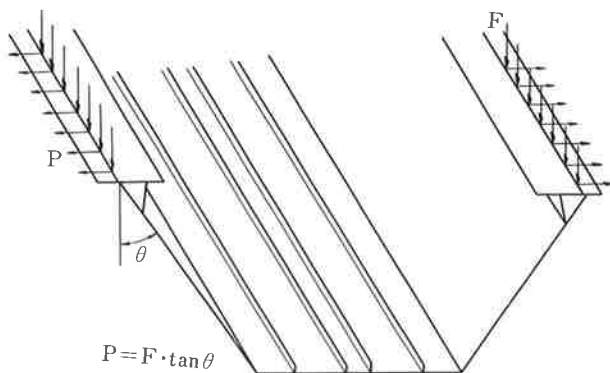


図-5 腹板の傾斜によりフランジ面内に生ずる水平力

⑦横構取付点に作用するフランジの軸方向の力による応力度 (図-6、文献2参照)

$$\sigma = \pm \frac{q l}{A_f + (A_w/4)}$$

q : 純ねじりモーメントによるせん断流

A_f : 上フランジ断面積 A_w : 腹板断面積

計算結果は、30～79kg/cm²、平均値としては、約50kg/cm²であった。

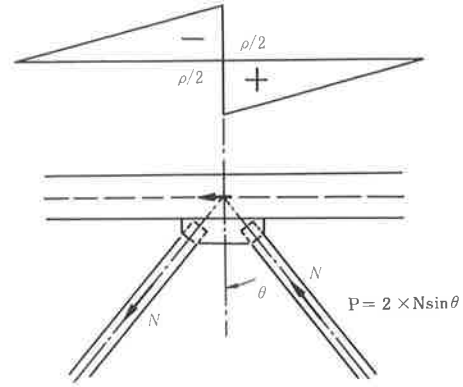


図-6 横構取付点に作用するフランジの軸方向の力

⑧上フランジの曲率によってフランジ面内に生じる水平力によって起るフランジ面内の曲げ応力度 (図-7 参照)

$$\sigma = k \frac{\sigma_b}{R W} \left(A_f + \frac{A_w}{3} \right) l^2$$

k : 無限連続桁の等分布荷重に対する曲げモーメント係数

R : 曲率半径 sigma_b : 曲げによる垂直応力

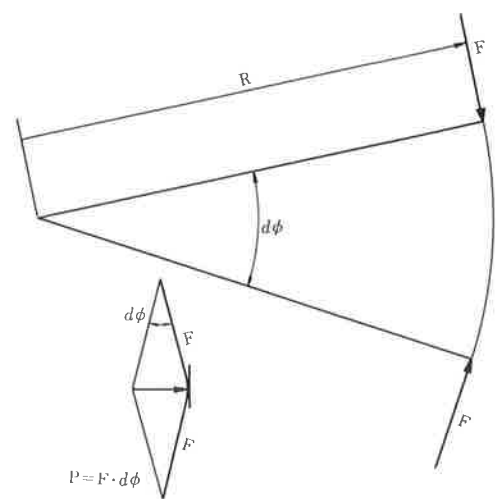


図-7 曲率によってフランジ面内に生じる水平力

計算結果は、8～20kg/cm²、平均値で約14kg/cm²であった。各断面力の影響の大きさを調べるために、合計応力度における各応力度の占める割合を、径間中央断面、中間支点上断面についてみると表-1,2のとおりである。

表-1 フランジの垂直応力度 (%)

		① M	④ M_w	⑥⑦⑧
径間中央部	上フランジ	87	3	10
	下フランジ	98	2	—
中間支点上	上フランジ	89	4	7
	下フランジ	97	3	—

表-2 腹板のせん断応力度 (%)

		②:Ts、③:S	⑤: T_w
端支点上	上 縁	92	8
	コーナー部	94	7
	最大値	95	5
	下 縁	97	3
中間支点上	上 縁	87	13
	コーナー部	88	12
	最大値	92	8
	下 縁	99	1

表-3 主桁下フランジ支点近傍 (kg/cm^2)

	橋軸方向	直角方向
有限要素法	1497	894
慣用法	1806	934

表-4 主桁フランジ対傾構取付部 (kg/cm^2)

	橋軸方向	直角方向
有限要素法	1322	481
慣用法	1412	—

5.有限要素法による解析

前出の方法により、主構部分の設計を行なったわけであるが、本橋には腹板が傾いていることによって、支点上ダイヤフラムには複雑な応力が発生すること、中間支点上の下フランジには2軸応力が発生すること、上フランジには支点上ダイヤフラムの上フランジおよび、中間対傾構の上弦材が取り付けられており、2軸応力が発生するという特徴がある。上記のようなことを正確に把握するために、より実際に即した解法である有限要素法を用いて立体解析を行なった。

ここでは、上記特徴が顕著な横断面位置として、

①中間支点上近傍

②径間中央部、正の最大曲げモーメント発生位置近傍の2点の結果について述べる。

有限要素法による解析は、一橋全体をそのまま必要な要素に分割すると膨大な要素数になるため、まず全体を粗い要素割で解析し、その結果である変形状態を境界条件として、着目する箇所を必要な細かさに分割してその部分のみを計算する方法をとった。

荷重は分配を考慮し、主桁上フランジおよび縦桁上に載荷した。活荷重は着目する箇所の曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントが、それぞれ最大となるように載荷した。

6.慣用法と有限要素法との比較

有限要素法による立体解析によって求めた主応力図の一部を、図-8～図-10に示す。慣用的解析との比較により、次のことがわかった。

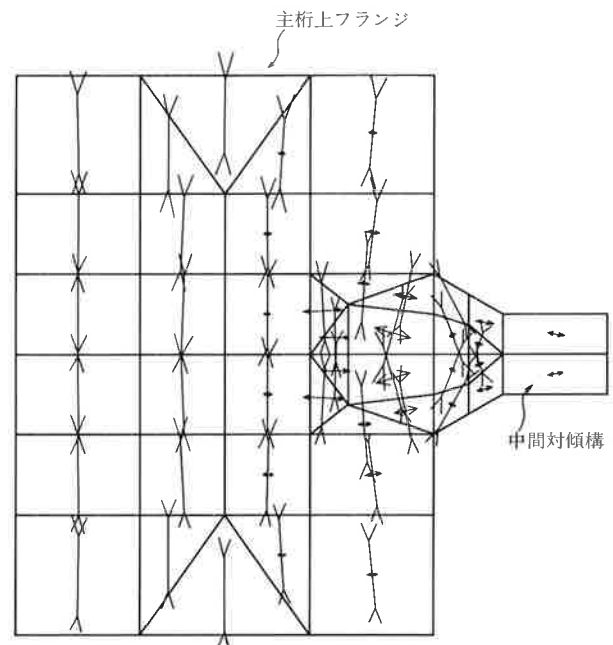


図-8 中間対傾構部上フランジ

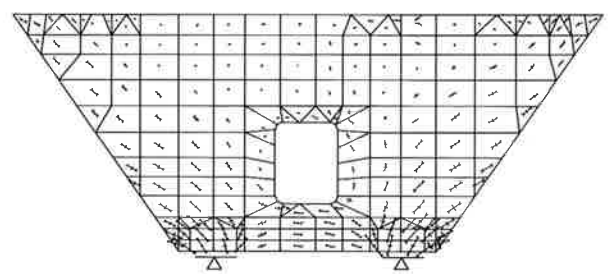


図-9 中間支点上ダイヤフラム

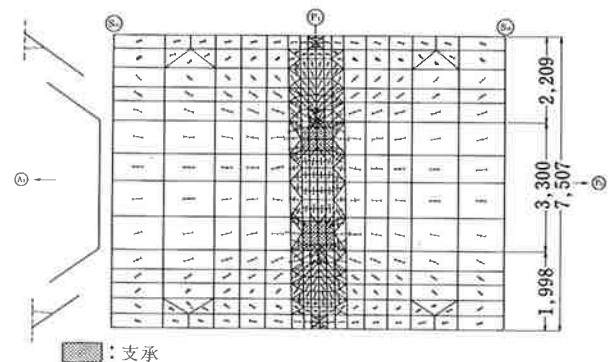


図-10 中間支点上の下フランジおよび腹板

①慣用的手法では、支点上ダイヤフラムに作用する曲げモーメント等を、腹板上縁と支承との中央に、支承反力に見合う大きさの集中鉛直力を仮定して求めているが、図-10を見ると、下フランジに関しては、

その仮定はほぼ妥当であると考えられる。(表-3参照)したがって、この部分には橋軸直角方向の応力と、主桁としての橋軸方向の応力が作用するので、2軸応力状態となる。

②慣用的解析では求め得なかったが、図-8によると、主桁上フランジと直交している部材との接合部(テーパ部)では、顕著な2軸応力状態になっている。(表-4参照)これに関して注目されるのは、中間支点上ダイヤフラムの上フランジテーパ部分が、応力の方向においてあたかも主桁上フランジの一部として作用していることである。(図-11参照)テーパ部分の応力度は、主桁上フランジで一般部の約7割程度になっているが、これはその部分で主桁上フランジ軸が広がっている形になっているためと考えられる。

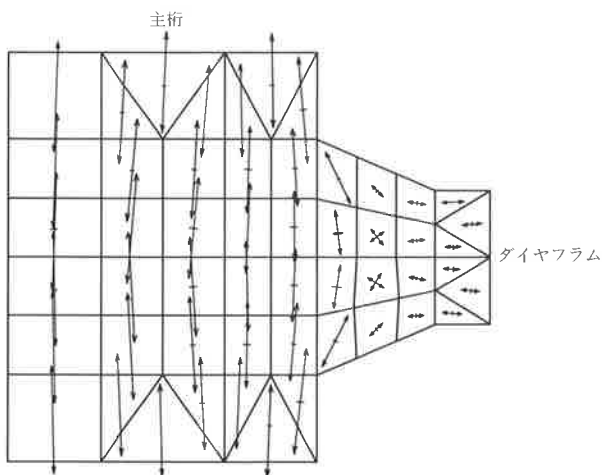


図-11 中間支点上の上フランジ

③慣用的解析では、腹板が傾斜しているために上フランジに作用する水平力に対して、中間対傾構位置と構横取付点で拘束される無限連続梁を想定して、上フランジ面内の曲げモーメントを計算している。図-8にもその傾向はわかるが、明確とは言えない。これは上フランジに比べてその支間が短いためと考えられる。

7.2 方向圧延材の使用

前出のように、本橋では顕著な2軸応力状態を示す箇所が多いが、そういった箇所には、2方向圧延材を使用した。(文献4)その箇所は、

- ①主桁上フランジ全て(構間隔が2600mmと狭いため)
- ②主桁中間支点上の下フランジ及び腹板
- ③支点上ダイヤフラム

である。夫々の2方向圧延材の使用内訳は表-5の通りである。

表-5 2方向圧延材使用内訳

	重量 (ton)	比率 (%)
主桁上フランジ	163t	14%
主桁中間支点上腹板	42	4
主桁中間支点上下フランジ	25	2
支点上ダイヤフラム	35	3
合計	265	23
全鋼材	1136	100

8. あとがき

以上、竜泉橋の設計および有限要素法による立体解析について述べたが、有限要素法による立体解析は、全体として通常の解析結果を裏づけるものであり、細部の応力状態の把握、特に応力の流れおよび2軸応力状態の把握について有力な手段であると考えられる。

そりねじりによる応力度は、垂直応力度に関しては4%以下であったが、せん断応力度については13%の箇所があった。せん断応力度についても注意する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 小松定夫・中井博・田井戸米好：ねじり定数比とねじり曲げ剛比から考察した曲線桁橋設計計算法への一提言、土木学会論文報告集、第224号(昭和49年4月)
- 2) 玉野治光・西山啓伸・三浦尚：換算箱げた曲線橋の実験、土木技術、22巻10号、(昭和42年10月)
- 3) 小松定夫：曲線並列桁橋の実用計算式、土木学会論文集、第93号、(昭和38年5月)
- 4) 御子紫光春・多久和勇・文野結紀：横梁を有する鉸桁の接合部に関する考察、第20回業務研究発表会論文集(日本道路公団)