

正会員 国鉄 構造物設計事務所 近藤時夫

〇正会員 国鉄 構造物設計事務所 宮田尚彦

1. まえがき

従来 40m程度の中スパン あるいはそれ以上の長大スパンの複線鉄道橋は箱形断面形式のPC工法で計画し 実施設計を行なう場合には 単線一室げたの並列方式 あるいは複線二室げた方式の二種に用いられてきた。今回 山陽新幹線におけるスパン40m程度以上のコンクリート橋の特殊設計および標準設計を行なうに当たり 複線PC一室げたの設計の可能性を検討し その検討結果を考慮に入れて実施設計を行なったので報告する。

2. 設計と考慮した基本的事項

2.1 設計条件

(1) 軌道方向について

軌道方向の部材断面応力度の計算に用いた設計条件は表-1の通りである。

(2) 軌道直角方向について

軌道直角方向の部材断面の応力度計算に用いた設計条件のうち コンクリートの許容曲げ引張応力度 および斜引張応力度は 箱形断面形状を構成する各部材低部実縁、スラブおよび腹板が受ける荷重状態 および施工誤差によって生ずる応力変動を考慮に入れ 許容曲げ引張応力度としては 軌道直角方向の橋造解析により 曲げ応力とせん断応力を受ける箇所、曲げ応力のみに受ける箇所のそれぞれについて 部材設計上の目安として 5% および15%とした。この場合 曲げ応力とせん断応力と同時に受ける箇所については 設計上考慮される標準とする荷重による部材応力と 荷重位置の偏倚 および施工誤差等の部材応力変動の要因のうちの二つと組合わせた場合を含めて 5%とし 部材応力変動の要因のすべてを組合わせた場合でも最大15%を越えないように配慮した。

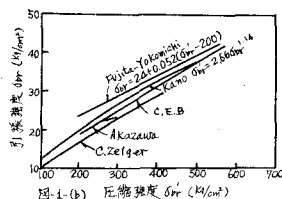
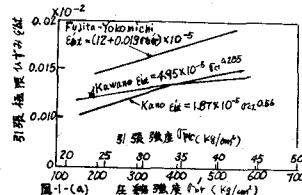
(a) 実施設計に用いたコンクリートの許容曲げ引張応力度

コンクリートの圧縮強度 σ_{br} と引張強度 σ_{tr} との関係(図-1) および曲げ引張極限ひずみ ϵ_{bt} と引張強度 σ_{tr} との関係は直線的な関係にあり 藤田博士⁽¹⁾によれば $\epsilon_{bt} = (18.5 + 0.02 \sigma_{tr}) \times 10^{-5}$ または $(1.3 + 0.39 \sigma_{tr}) \times 10^{-5}$ であるとされ、また岡田博士 および山田博士 によれば曲げ引張極限引張ひずみは 30×10^{-5} および 15×10^{-5} 程度になると古われる。

静的な曲げ応力とようするRC部材においては 断面の引張応力はひびわれ発生まではコンクリートと鉄筋によつて分担して受け持ち ひびわれ発生後はその大部分を鉄筋でうけもつようになるため、ひびわれの発生 および成長はこれらによつて拘束されるのでRC部材

設計条件 表-1

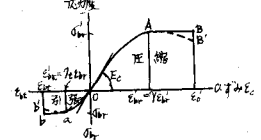
スパン	45.00m
歩道幅	2.10m
衝撃係数	2.310
強度	設計基準強度(耐全28日) 400 ^{kgf/cm²}
コンクリート	プレストレスト入時 350 ^{kgf/cm²}
許容応力度	プレストレスト入後(圧縮) 170 ^{kgf/cm²}
	“(引張)” -15 ^{kgf/cm²}
	設計荷重使用時(圧縮) 130 ^{kgf/cm²}
	“(引張)” 0 ^{kgf/cm²}
	“(斜引張)” -9 ^{kgf/cm²}
	破壊荷重時斜引張(許容値) -20 ^{kgf/cm²}
	“(最大値)” -40 ^{kgf/cm²}
PC鋼	引張強度 176 ^{kgf/cm²}
	降伏点応力度 150 ^{kgf/cm²}
12φ	定置位置における作業時許容応力度 135 ^{kgf/cm²}
12φ	設計断面における設計荷重使用時許容応力度 106 ^{kgf/cm²}
スラブ	トラフセクション 5%
PC鋼	引張強度 110 ^{kgf/cm²}
8φ	降伏点応力度 95 ^{kgf/cm²}
(8φ+10φ)	設計荷重使用時許容応力度 66 ^{kgf/cm²}
橋桁下のコンクリート設計基準強度(耐全28日)	300 ^{kgf/cm²}



No.2

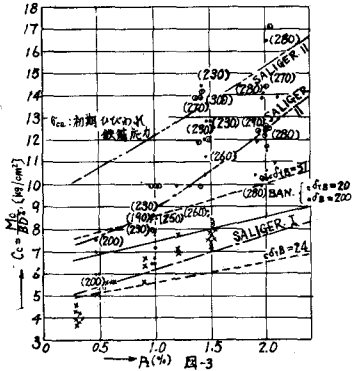
では 無筋コンクリート部材と比較すれば引張応力をうける部分のコンクリートが十分クリープを起
 した後にひびわれが発生するものとされ、RC部材においても同様であるとされる。静的に曲げを受
 ける部材のひびわれ発生時における引張応力をうける部分のコンクリートの応力度の分布形状に 破
 壊時の圧縮応力を受ける部分のコンクリートと同様であり、応力ひずみ曲線は一般に図-2のよう
 に表わすことが出来る⁽¹⁾。この曲線と前提とし 軌道直方向の
 構造解析により 腹部コンクリートの許容曲げ引張応力度を求めるため
 に ひびわれ曲げモーメント およびひびわれ安全度を次の5つの仮定
 で計算した結果、最悪の荷重状態と種々の要因に基づく応力変動とを組み
 合わせた場合で 平均的であった。仮定としては (1) 断面は平面を保
 持する (2) コンクリートの圧縮応力度の分布は三角形とする (3) コン
 クリートの引張応力度の分布は二次放物線形と長方形の組合せとし、コ
 ンクリートの最大引張応力度は枕木28日における引張応力度 $\sigma_{cr}=34.5\text{kg/cm}^2$
 とする (4) コンクリートの最大引張ひずみは曲げ極限ひずみ ϵ_{bt} とし 引張塑性係数を0.65 とする。
 (5) コンクリートのヤング係数 $E_c=3.4 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ 鉄筋の応力度は弾性範囲内にあるものとし、ヤング
 係数は $2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ とする。

図-2 断面コンクリートの応力・ひずみ曲線



また 鉄筋コンクリート長方形ばりのひびわれ発生モーメントに部材断面の鉄筋比より定まる図-3
 の平均値を用いて計算すれば 設計荷重に対するひびわれ安全度は この
 の仮定で計算して 5.0 となり ひびわれ安全度は 5.0~11.5 程度となる。

しかし 鉄道橋に用いるコンクリート部材のように大きな繰り返し応
 力を受ける場合には 繰り返し応力の影響が特に重要である。Ejberg⁽³⁾
 によれば 動的ひびわれ曲げモーメントは 常に静的ひびわれ曲げモー
 メントに較べて小さく、一般に 前者は後者のほぼ85%程度とされる。
 ところで この場合の繰り返し応力に対するひびわれ曲げモーメントの安全
 度は 標準的荷重を受ける状態で43~9.8、施工誤差、荷重の偏倚などの
 部材に応力変動を生ずる要因と加えた最悪の荷重状態に対して 2.0~4.0と
 なる。また、大きな繰り返し応力の影響をうける RC部材 あるいはPC部材にあっては、安全度の値と
 して1/5~2/6までの一般に採用されてゐるようであるが、特殊な構造物の部材、あるいは当地条件以外
 では 2.0程度を採用して良いと思われる。



PC部材として 設計荷重作用時、部材引張部に於けるコンクリートの曲げ引張応力度と20%精度と
 し、RC部材とフルPC部材とのほぼ中間的なノン・シャルPC部材として設計した部材の場合でも 野田隆
 士の疲労試験結果によれば 疲労強度の低下は ほとんど見られなかったが曲げ引張応力度を15%と

今回、山陽新幹線の特殊設計 および標準設計に用いたPC台の 軌道直方向断面で考える各部
 材は その経済性から エスラブ および圧縮突縁のみをRC部材とし 腹部 および下スラブはPC部
 材として設計することにしたので、エスラブについては 設計荷重作用時 コンクリートの許容曲げ
 引張応力度として 15%を 腹部については 破壊荷重の設定に用いる荷重係数を 厳密な意味では
 部材の安全度ではないが 一つの便法として 許容応力度方式で用いる安全度とし やや高めではあ

また20%採用し、最悪の荷重状態 および種々の要因に基づく応力変動に対して コンクリートの許容曲げ引張応力度としては コンクリートの引張強度のばりつきを考慮して安全側に 最大15%とした。

(b) 実施設計で用いた許容斜引張応力度

コンクリートの許容斜引張応力度としては (a) で述べた如く 設計荷重に対する安全度はあるとしても 何らかの理由 例えは 施工中の支保工などの沈下によって 部材にひびわれが生じた場合には ひびわれが生じた状態で二つの部材間にせん断応力が完全に伝達される場合には ひびわれを生じた箇所の性状は 完成げた部材接合面と同一の性状を持つものであるとよいと考えられる。

ACI 鉄筋コンクリート構造計算規準(318-63) 25章 コンクリート全長曲げ部材 25.05条によれば 接合面に垂直結合の鉄筋の形で 機械的な埋込みを設計した場合には その結合鉄筋の配筋間隔は スラブ厚さの4倍以下、60cm以下としなければならぬ。この場合の最小鉄筋断面積は 接触面積の0.15%とし 出来れば すべての鉄筋をスターアップを延ばした形で用いることが望ましい。この(c)項に対しては 許容せん断応力の値としては12%まで、また更に、補強鉄筋を加えて配筋する場合には 接触面積の1%に当たる鉄筋の断面積を添うことと 粗い面の許容付着応力度を 53% の割合で増してもよい。と規定されている。従って 今回の設計においては プレストレスによる圧縮応力を考慮に入れて コンクリートの許容斜引張応力度を最大15%とした。

2.2 断面諸元決定のための検討事項

(1) 軌道方向について

軌道方向の断面応力に対しては 2.1 (1)に示す設計条件を満足する様に通常の検討を行なった。

(2) 軌道垂直方向について

軌道垂直方向断面の構造解析としては この場合のように 荷重が偏心して作用する場合 載荷によって生ずる変形の他に 拘束ねじりのために生ずる変形の影響とうけると考えられるが 荷重の偏心量が比較的小さく 腹部の荷重分担が均等であると考えても差支えない場合には 拘束ねじりのために生ずる変形の影響は小さく無視して良いと考えられるので 本設計においては 箱形ラーメンとして各部材の応力度を検討した。

構造解析の前提として 橋脚頭部幅の制約から 下スラブのスパンを5.60m, 山陽新幹線建造物設計基準規程より定まる施工基面幅(橋脚内側距離)を11.50mとし、上スラブのスパン 5.0m, 5.3m, 5.5m の三種の箱形断面形状につき 2.1の設計条件を基として 以下に述べる検討事項を考慮の上 経済的で安全な断面形状を選定した。

(a) 圧縮突縁 については 腹部との接合面における水平せん断力、片持スラブとしての曲げモーメント、およびせん断力、突縁先端の撓み量の検討を行なった。(b) 上スラブについては 二方向スラブとしての構造解析によったが、特に活荷重については 部全等分布荷重 および換算等分布荷重の二種類を用い 標準とする載荷位置 スパン中央 および換算とする載荷位置より危険側に偏倚した場合について 応力度の検討を行ない 更に施工後走行する道床砂利散布用トラック荷重については 危険側に載荷して同様に検討した。この場合 腹部との接合部に設けたスラブのハンチは 構造解析で無視して計算した。(表2) (c) 腹部については 上スラブの支束の比較的大きなハンチの剛域を考慮に入れたラーメン構造として 構造解析を行なった結果から決定したが、この場合 種々の荷

重の組合わせた応じて 2.1 の設計条件が満足されるように検討した。(d) 下スラブについては (c) で述べた腰部の構造解析とあわせて検討した。

以上、(a) へ (d) の検討事項以外に けた施工中の製作誤差に基ずく応力変動も考慮した。製作誤差の要因として考慮したものは、上スラブ PC 鋼材位置の偏倚、プレストレスの増減、箱形断面形状の製作上の狂いなどである。

3. 実施設計

2 で述べた種類の検討事項による結果に基づき、その設計条件と照らし合わせ、更に PC-1 室がたととして最も安全で、而も経済的な断面形状が図-5 であり、同一スパンの PC-2 室がたととの工費の経済比較の結果からも、複線鉄道橋として、最適断面形状であると判断し、これを実施設計とした。

4. おさひ

PC 複線鉄道橋の特殊設計、あるいは標準設計として、PC-1 室がたとに従来使用されていなかったためである。今回、山陽新幹線における特殊設計、および標準設計に当たり、PC-1 室がたとの複線鉄道橋としての設計の可能性と種々の誤差から検討した結果、経済的で、安全な断面形状を今回選定する事が出来た。山陽新幹線の構造物として使用するという特殊事情の故に、この実施設計において、その後の施工上の諸問題を念頭に、一般に、けたの使用状態における部材の安全度の、他の PC 構造物と比較して、やや高めに保証されるように配慮してある。なお、今後の設計上の問題点としては、施工中に部材応力の変動をまたす、と仮定した種々の要因の大きさを、適確に把握し、それらを設計に反映して行くことが重要であると思われる。

5. 主な参考文献

- (1) 藤田嘉夫 単純曲がりやが、鉄筋コンクリート橋およびプレストレストコンクリート橋の極限強度設計法に関する研究 コンクリートライブラリー 16 号土木学会
- (2) 武藤 清 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計 (改善)
- (3) Ekberg, Walther Fatigue Resistance of Prestressed Concrete Beams in Bending J.A.S.C.E 1957.7

表-2

計算方式	Homborg	Pucher	慣用計算
$W = \frac{16}{0.5 \times 3.2} (1 + 0.44) = 14.1\%$ 	0.40	0.56	—
$W = \frac{19}{2.5 \times 3.2} (1 + 0.44) = 4.0\%$ 	-5.11	-3.95	—
$W = \frac{19}{2.5 \times 3.2} (1 + 0.44) = 4.0\%$ 	1.11	1.69	—
$W = \frac{19}{2.5 \times 3.2} (1 + 0.44) = 4.0\%$ 	-5.30	-5.12	—
$W = \frac{19}{2.5 \times 3.2} (1 + 0.44) = 4.0\%$ 	2.62	2.78	2.77
$W = \frac{19}{2.5 \times 3.2} (1 + 0.44) = 4.0\%$ 	-7.71	-7.52	-7.99

表-3

検討位置	スパン中央	支矢
(1) 鋼材位置の偏倚 $\pm 1\text{ cm}$	$\delta_1 = -4.1\%$ $\delta_2 = +4.1\%$ $\delta_3 = -6.9\%$	$\delta_1 = +1.1\%$ $\delta_2 = \pm 1.1\%$
(2) プレストレスの増減 $\pm 10\%$	$\delta_1 = \pm 0.1$ $\delta_2 = \pm 4.2$	$\delta_1 = \pm 2.8$ $\delta_2 = \pm 0.9$
(3) 箱形スパン P 長、短 $\pm 5\text{ cm}$	$\pm 2\%$ $(\delta_1 = \pm 1.1)$	$\pm 2\%$ $(\delta_2 = \pm 0.6)$
(4) 片端変位 P 長、短 $\pm 5\text{ cm}$	$\pm 3\%$ $(\delta_1 = \pm 1.1)$	

