

(160) 曲線を有する波形鋼板ウエブPC箱桁橋の構造特性について

長野県 大町建設事務所 建設課  
 (株)長野技研  
 ドーピー建設工業(株)東京支店 正会員  
 ドーピー建設工業(株)東京支店 正会員

手塚 雄保  
 小林雄二郎  
 山田 和男  
 藤田 貴敏

1. はじめに

白沢橋は、長野県大町市街から立山連峰を貫いて富山県立山町を結ぶ通称「立山黒部アルペンルート」の一部となる主要地方道路扇沢大町線を横断する一級河川「白沢川」に架かる橋梁である。今回、道路防災対策上、架替が必要となった本橋梁は、世界でも施工実績の少ない平面線形R=250mを有する波形鋼板ウエブPC単純箱桁橋で施工することとなった。

その断面構成は、上下のコンクリート床版と波形鋼板ウエブからなり、曲げ特性については、上下のコンクリート床版のみで抵抗する曲げ部材として、いわゆる平面保持の仮定に基づく通常の梁理論で十分に評価できると言われている。一方、せん断及びねじり特性は、通常のPC箱桁橋に比べ、ウエブの剛性が小さくなるため、ねじり等の面外荷重に対する断面変形が大きくなる可能性がある。それに対する既往の設計基準として、せん断力は、波形鋼板が全て受け持つと考え、ねじりは、純ねじり挙動を基本とした波形鋼板のねじりせん断変形挙動を考慮できる評価式を用いている<sup>1), 2)</sup>。

しかしながら、波形鋼板ウエブPC箱桁断面が、曲線の影響により、どのように断面変形するか知見は少なく、その断面変形の構造全体に対する挙動を十分に把握する必要がある。そのため、本検討では、実橋を再現した R=250m 及び斜角を有する立体モデルのFEM解析を行い、本橋梁のねじり変形特性を調べ、力学的検証を行った。

2. 構造概要

図-1に示すように、本橋梁の平面線形はR=250mであり、河川からの条件からA1側85°、A2側75°の斜角を有する波形鋼板ウエブ単純PC箱桁橋である。PC鋼材は、内ケーブルを下床版に、配置可能な本数として11本定着し、外ケーブルを端支点横桁に8本定着している。そのため、外ケーブルの偏向部として、隔壁タイプのディビエーターを支間中央を20.4mで挟んで、2箇所設けている。

以下に、主要材料を示す。

- コンクリート  $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$
- 波形鋼板 SMA490W
- 外ケーブル SWPR7B 19S12.7
- 内ケーブル SWPR7B 12S15.2
- 鉄筋 SD295A

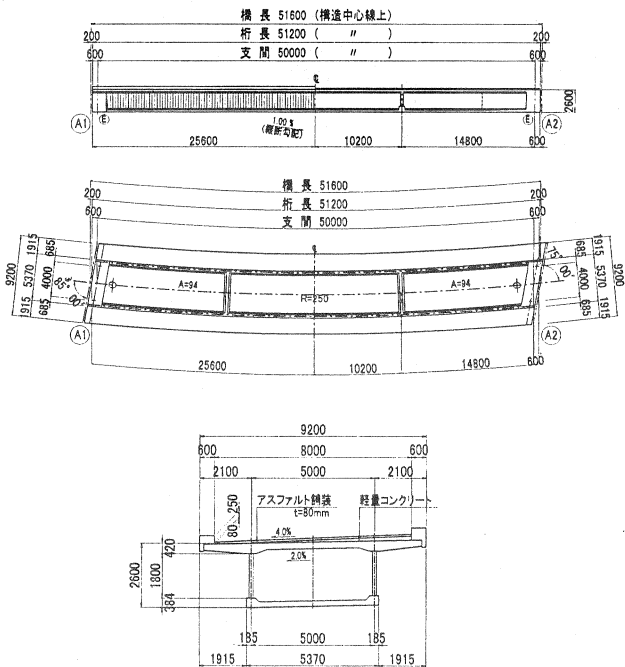


図-1 一般図

### 3. 立体FEM解析モデル

図-2 に示す既往の波形鋼板ウエブ PC 箱桁断面を抵抗断面とする断面力算出用の平面骨組解析モデルに対して、上下の床版コンクリートをソリッド要素、波形鋼板ウエブをシェル要素から構成する立体FEMモデルをR=250mの曲線状に構築した(図-3)。特に、波形鋼板の形状においては、波形鋼板の応力伝達を忠実に評価できる波形形状のモデル化を行った。また、実橋と同様に斜角の違うA1、A2側の端支点横桁および隔壁(ディピエーター)を2箇所設けている。更に、支承条件は、Bタイプ沓のため、沓設置方向の直角方向及び鉛直方向にバネ支持とし、沓はA1側及びA2側に各2箇所設けている。

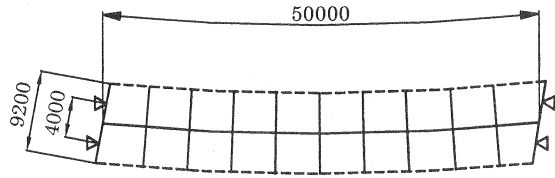


図-2 平面骨組解析モデル

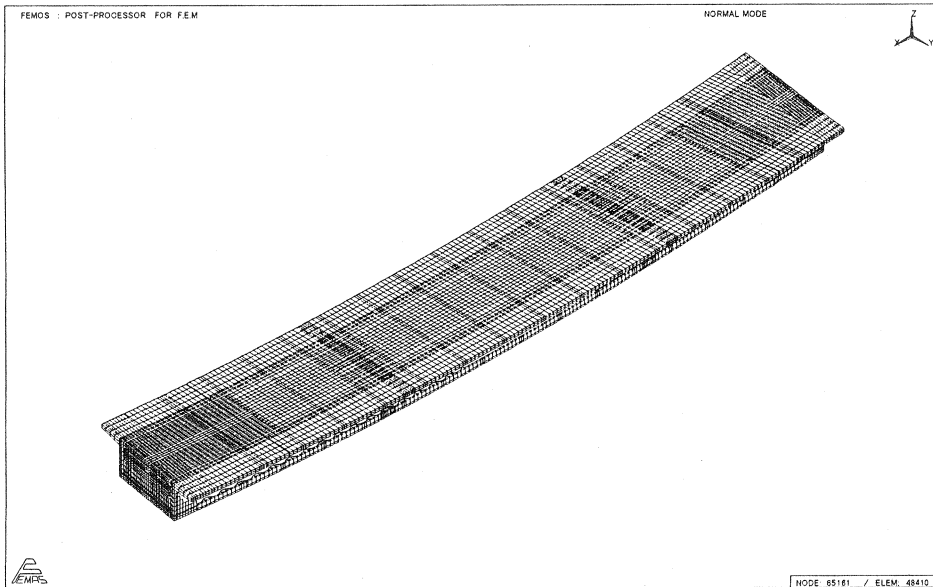


図-3 立体FEM解析モデル

### 4. ねじり特性の検討

#### 4.1 既往の評価式

波形鋼板ウエブPC箱桁橋は、図-4に示すねじり抵抗断面を道路橋示方書に準じたねじり挙動に対するねじり剛性として、純ねじり挙動を基本とした波形鋼板のねじりせん断挙動を考慮できる(1)式で評価し、ねじりせん断応力度は、(2)式を用いて、算出している<sup>1), 2)</sup>。これらの式の適用性に対し、主桁自重のFEM解析結果により力学的検証を行い、本橋梁の構造全体のねじり挙動の把握を行う。

$$J_t = \frac{4A_m^2}{\frac{h}{n_s t_1 (1 + \alpha)} + \frac{b}{t_2 (1 - \alpha)} + \frac{h}{n_s t_3 (1 + \alpha)} + \frac{b}{t_4 (1 - \alpha)}} \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau_{ts} = \frac{M_t}{2A_m t(1+\alpha)} \quad (\text{波形鋼板})$$

$$\tau_{tc} = \frac{M_t}{2A_m t(1-\alpha)} \quad (\text{コンクリート床版})$$

..... (2)

ここに、 $J_t$  : ねじり定数

$A_m$  : 上下床版の床版中心高さ $h$ と波形鋼板の中心で囲まれた面積。( $= b \cdot h$ )

$b$  : 波形鋼板の中心間隔

$h$  : コンクリート床版中心高

$t_1, t_3$  : 波形鋼板ウエブ厚

$t_2, t_4$  : 上下コンクリート床版厚

$n_s$  : せん断弾性係数比 ( $G_s/G_c$ )

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数

$G_s$  : 波形鋼板のせん断弾性係数

$\alpha$  : 修正係数 ( $= 0.4 \cdot h/b - 0.06 \geq 0$ )

$\tau_{ts}$  : 波形鋼板ウエブのねじりせん断応力度

$\tau_{tc}$  : コンクリート床版のねじりせん断応力度

$M_t$  : ねじりモーメント

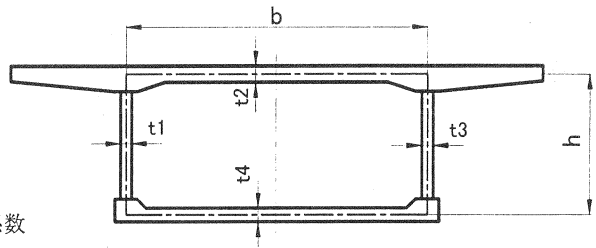


図-4 ねじり抵抗断面

#### 4.2 ねじり角と隔壁の関係

FEM解析結果において、橋軸方向の各断面のねじり角を図-5に示す。なお、この場合のねじり角は、各断面位置での上床版と下床版のねじり角の平均値とする。

支間中央付近の隔壁間におけるねじり角は、橋軸方向にほぼ直線的な分布を示していることから、適切な隔壁間隔により断面変形は純ねじりの挙動であることが判断できる。しかし、単純桁であるにもかかわらず、ねじり角は支間中央で橋軸方向に対称となっていない。また、ねじり角は隔壁を境界として著しく変化しており、A2側端支点横桁と隔壁の間において僅かに反転しており、75°の斜角を有するA2側端支点横桁が、橋梁全体のねじり挙動に過度に影響していることがわかる。

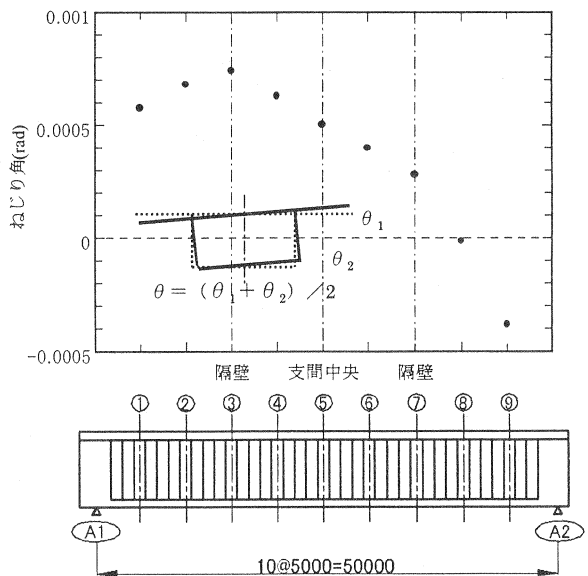


図-5 ねじり角

### 4.3 ねじり定数

ねじりモーメントに対するねじり剛性の評価式の適用性を確認するために、FEM解析結果におけるせん断応力度の分布をもとに検討する。抽出箇所は、ねじり角が橋軸方向に直線的な分布であり、せん断力の影響の少ない支間中央⑤断面とし、図-6に示す。このねじりせん断応力度分布から、各要素におけるせん断応力度を積分し、箱桁断面に作用しているねじりモーメントを求めると、 $M_t=1320 \text{ kN}\cdot\text{m}$ となる。

このねじりモーメント  $M_t$  と図-5 から得られるねじり率  $\Theta$  を用いて、(3) 式に示す単純ねじりの基本式から  $J_t$  を求める。

$$M_t = G \cdot \Theta \cdot J_t \quad \dots\dots (3)$$

- ここに、 $M_t$  : ねじりモーメント
- $G$  : せん断弾性係数
- $J_t$  : ねじり定数
- $\Theta$  : ねじり率

FEM解析結果から得られる⑤断面のねじり定数は、 $J_t=4.4309\text{m}^4$  となり、既往の評価式である(1)式で求められる  $J_t=4.4821\text{m}^4$  と非常に近い値が得られた。また、このねじり定数  $J_t$  と本橋梁の隔壁間隔 20.4mは、図-7の隔壁間隔とねじり定数の相関図から純ねじり挙動を確保できる適切な関係であることがわかった<sup>3)</sup>。したがって、既往のねじり剛性の評価式は、本橋梁の構造に対して適用性があることが確認できた。

### 4.4 せん断応力度

波形鋼板ウエブが全ての作用せん断力を負担するとして求めたせん断応力度に(2)式から求めたねじりせん断応力度を加えた既往の設計値とFEM解析値のせん断応力度の分布を内周側と外周側の波形鋼板ウエブについて、図-8に示す。また、FEM解析値において、隔壁(ディビーター)の剛性の影響を把握するため、隔壁を除いた解析値と設計値からFEM解析値より上下床版コンクリートのせん断分担分を低減

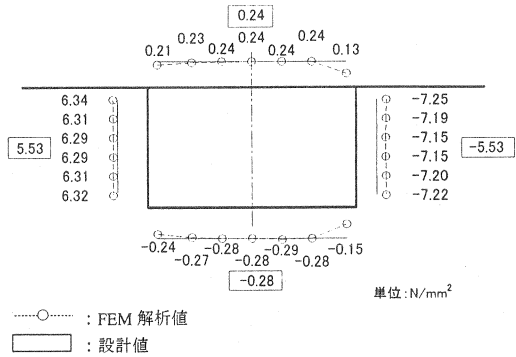


図-6 ねじりせん断応力度の分布

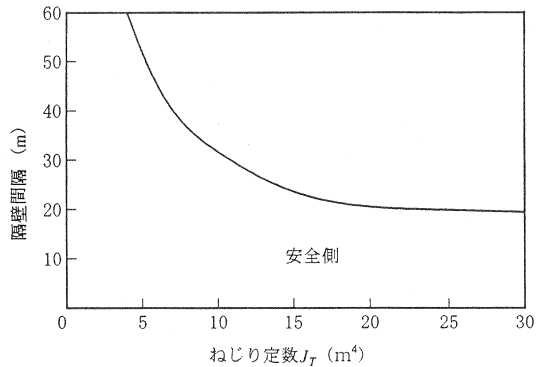


図-7 隔壁間隔とねじり定数の関係

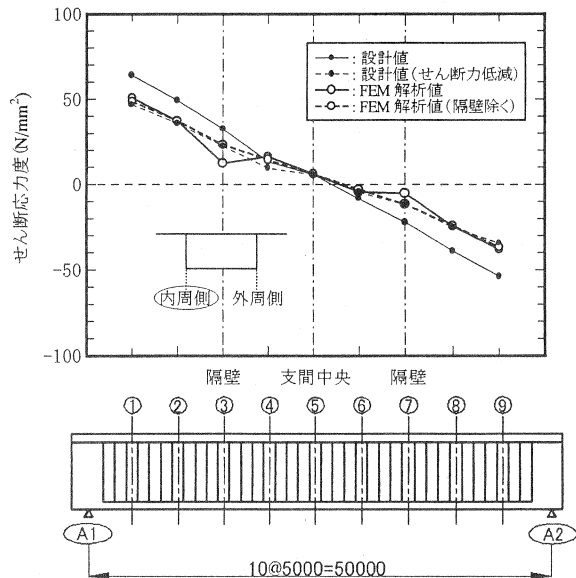


図-8(a) 波形鋼板ウエブのせん断応力度 (内周側)

した数値も示し、比較を行った。

これらの図から分かるように、設計値とFEM解析値は、支間中央の隔壁間について非常によく一致し、FEM解析値の隔壁上の値は、隔壁の剛性を除けば設計値に近づく。次に、FEM解析値と上下床版コンクリートに生じているせん断力分を低減した設計値とは、全ての区間において一致する傾向を示した。図-6に示すとおり、上下コンクリート床版のねじりせん断応力度における設計値とFEM解析値はよく一致していることから、せん断応力度の評価式(2)式は、適切であることが確認できる。更に、全ての区間において設計値がFEM解析値より高い値を示すことから、波形鋼板ウエブが作用せん断力の全てを負担するとする設計手法は、安全側であることがわかった。

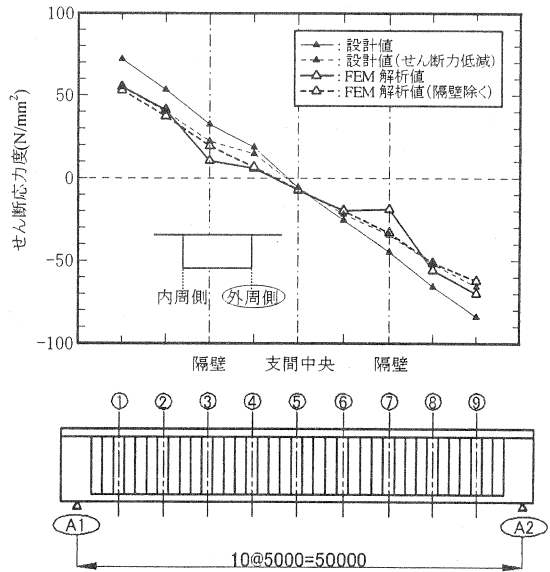


図-8(b) 波形鋼板ウエブのせん断応力度 (外周側)

### 5. 外ケーブルによるねじりモーメントの低減

波形鋼板ウエブPC箱桁橋は、通常のPC箱桁橋に比べウエブの剛性が小さいため、ねじりモーメントに対する断面変形が大きい。本橋梁は、構造上主桁自重のねじりモーメントが卓越しており、曲率の外周側に傾斜する変形挙動を示す。その変形に対して、箱桁内に配置されている外ケーブル(図-9参照)を活用して、変形を抑制する方向に寄与するプレストレスを導入することは、大きな意義がある。

そこで、通常の内周側と外周側のプレストレス量が同じ場合を対象に、±10% (内周側:-10%、外周側:+10%)、±20%、±30%とプレストレス導入量を変化させた外ケーブル荷重を主桁自重に加え、内周側と外周側の波形鋼板ウエブせん断応力度差を用いて、ねじりモーメントの低減比率を図-10に示した。

この図から、内周側と外周側のプレストレス量が同じ場合に対して、せん断力とねじりモーメントが卓越しているA1側支点付近で、±10%時に最大で19%、±20%時に38%、±30%時に56%の低減効果が確認できた。この低減効果を実橋に対して適用するには、外ケーブルの量的に内周側と外周側で極度に差を設けることは経済性の見地から困難である。しかしながら、外ケーブルの配置で隔壁に作用する偏向力により差を設けることは、

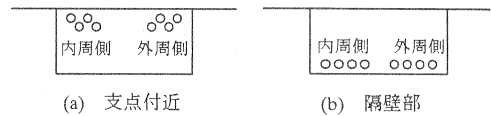


図-9 外ケーブルの配置

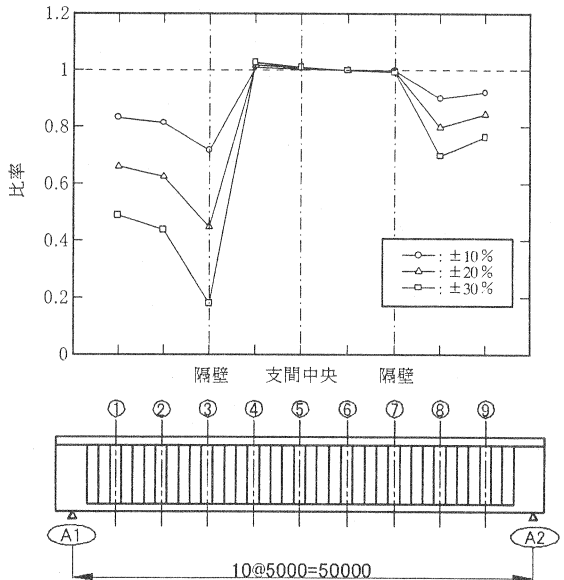


図-10 ねじりモーメントの低減比率

として活用すべきである。

### 6. 波形鋼板ウェブの面外変形量

FEM解析による主桁自重、内ケーブルおよび外ケーブルによるプレストレスについて、支間中央付近の波形鋼板(上端、中央、下端の3箇所)の面外方向(半径方向)の水平変位量を図-11に示す。波形鋼板ウェブの面外方向変形の傾向として、主桁自重は、周知のとおり外周側に傾斜する変形を示し、内ケーブルは、下床版内の平面曲線に沿ったケーブル配置により、曲率の方向に変形している。また、外ケーブルは、斜角を有する端支点横桁に定着していることもあり、外周側に1mm程度の変形を示しているが、いずれも微小な量と判断できる。更に、波形鋼板ウェブの鉛直方向の変形分布は、各荷重とともにほぼ直線挙動を示している。したがって、波形鋼板ウェブ箱桁断面は、適切な間隔で剛な隔壁の配置により、ねじり抵抗断面として十分に寄与し、構造全体のねじり剛性を保持している。

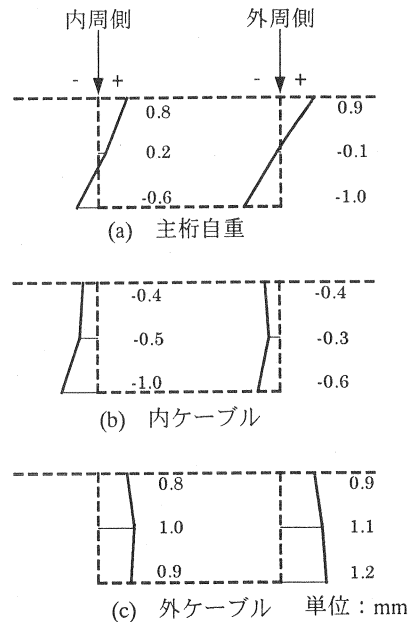


図-11 波形鋼板ウェブの面外変形量

### 7. まとめ

- 1) 本橋梁のねじり特性は、橋軸方向のねじり角分布において隔壁(ディビーター)を境界としてねじり角が変化していたが、隔壁と隔壁の間ではねじり率がほぼ一定であり、ねじり変形に対して純ねじりの挙動であることがわかった。
- 2) 既往のねじり剛性の評価式は、隔壁が適切な間隔で配置され、ずり変形が発生しておらず、純ねじりの挙動が保持されていれば、十分に適用性があることがわかった。
- 3) ねじりせん断応力度の設計手法として、既往の算定値はFEM解析値と非常によく一致した。また、波形鋼板ウェブが全ての作用せん断力を負担するとする手法は、安全側の設計である。
- 4) 波形鋼板ウェブPC箱桁構造のねじり変形に対して、外ケーブルプレストレスの導入方法で、十分にねじりモーメントを低減する効果がある。
- 5) 波形鋼板ウェブPC箱桁構造において、ディビーターとして剛な隔壁構造を設けることにより、ねじり断面変形の抑制に対し、十分効果があると考えられる。

本検討は、曲線を有する波形鋼板ウェブPC箱桁構造におけるねじり変形に対する構造特性の検証であり、その解析結果は、今後、本構造橋梁の施工および同様な構造に対する設計手法の参考になれば幸いである。

### 参考文献

- 1) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会: 波形鋼板ウェブPC橋計画マニュアル(案), pp.30~39, 1998
- 2) 上平謙二, 立神久雄, 本田秀行, 園田恵一郎: 波形鋼板を有するPC箱桁橋のせん断およびねじり特性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol40, No.3,
- 3) 上平謙二, 新谷英司, 蛭名貴之, 園田恵一郎: 波形鋼板ウェブPC箱桁橋のねじり挙動と隔壁間隔の関係について, プレストレストコンクリート, Vol41, No.1, pp.38~42, 1999