

波形鋼板ウェブ複合桁のせん断力分担割合に関する一考察

日本大学 大学院 正会員 ○鈴木 愛
 川田建設株式会社 正会員 工修 東房 健太
 日本大学 理工学部 正会員 工修 井戸 功誠
 日本大学 理工学部 正会員 Ph.D. 山崎 淳

1. はじめに

近年、プレストレストコンクリート桁橋の桁や箱桁のウェブに波形鋼板を適用した波形鋼板ウェブ橋の設計・施工が多く行われている。これまで多くの検討がなされ、現在、複合橋設計施工規準(案)¹⁾(以後、規準(案))がプレストレストコンクリート技術協会により出されている。この規準(案)では安全側の考えより「ウェブで全てのせん断力に抵抗するとしてよい」とされている。実際にはコンクリート床版でもせん断力を分担しており、ウェブのせん断力分担割合は100%ではない。これまでの検討により、形状によってはウェブの分担率は60%程度になることは分かっている。このウェブのせん断力分担割合はFEM解析等で検討がされているが、今回は箱桁の設計計算の背景となる力学理論を用いてせん断力分担割合の算出を試みた。波形鋼板ウェブを用いたI型断面の載荷実験、既往の研究結果より、断面形状とウェブのせん断力分担割合の関係について検討した。

2. 規準(案)の背景となる理論に基づく計算

表-1 記号説明

2.1. 複合橋設計施工規準(案)の考え方

規準(案)には、「曲げに伴うせん断力は全て波形鋼板ウェブで抵抗するものとしてよい・・・」と記述されている。この背景として、「・・・波形鋼板ウェブの場合、鋼プレートガーダー橋と同様に、曲げに伴うせん断力の大部分がウェブで受け持たれ、しかもこれはウェブ内にほぼ均一に分布すると考えても理論との誤差は少ないことが確かめられている・・・」と解説されている。道路橋示方書[II鋼橋編]²⁾では、理論として、初等はりの理論、せん断流理論が示されている。初等はりの理論による、曲げに伴うせん断応力度の分布は次式を用いることができるとされている。

$$\tau = \frac{Q}{b_w I} V$$

この式を用いて、波形鋼板ウェブを有する断面で計算を行う。

今回は、下床版のひび割れ発生前の全断面有効とひび割れた後のひび割れモデルの2種類について検討を行う。

2.2. 波形鋼板ウェブ桁の計算モデル

2.2.1. 全断面有効モデル

計算のモデル化に際し、波形鋼板ウェブ桁を次のように取り扱う。

- ・曲げ変形に対しては平面保持の仮定が成り立つ。
- ・アコーディオン効果により、波形鋼板ウェブに軸方向応力は発生しない。
- ・せん断力に対しては、波形鋼板ウェブと上下床版で抵抗する。

図-1に計算に用いた全断面有効モデルを示す。このような波形鋼板ウェブ桁に発生するせん断応力を考え

σ : 曲げモーメントによる軸方向応力
M : 曲げモーメント
I : 図心周りの断面二次モーメント
y : 中立軸から図心までの距離
Q : 断面内の着目点を通り中立軸に平行な線より外側にある総断面の中立軸まわりの断面一次モーメント
V_1 : 微小区間 Δx の水平面に作用するせん断力

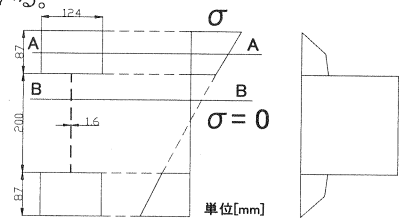


図-1 断面モデル・応力分布・せん断応力分布(全断面有効モデル)

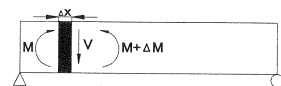


図-2 単純梁

る。図-2に示す単純梁の任意区間 Δx に注目する。この区間の左右の面には、曲げモーメントにより図-3に示すような軸方向応力が発生する。この時の応力は

$$\sigma = \frac{M}{I} y \dots (1)$$

と表すことができ、変化量 $\Delta \sigma$ は

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta M}{I} y \dots (2)$$

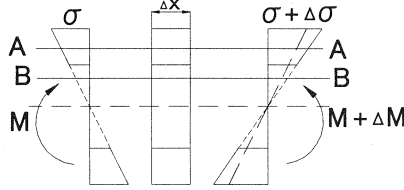


図-3 微小区間の両側の応力分布

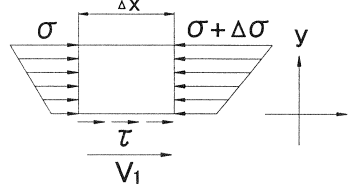


図-4 せん断応力 (A断面)

となる。この時断面二次モーメント I は、上下床版のみを対象として計算する。図-3の実線Aから上を取り出したFree Bodyを図-4に示す。このFree Bodyには、左右の軸方向応力の差より、下面(せん断面)にせん断応力 τ が発生する。軸方向応力の不均衡応力 $\Delta \sigma$ の合計は下面に作用するせん断力 V_1 に一致する。図-5のような断面を考えたとき ($y_{tb} < y_1 < y_{top}$)、せん断力は、

$$V_1 = \int \Delta \sigma dA = \frac{\Delta M}{I} \int_{y_1}^{y_{top}} yb(y) dy = \frac{\Delta M}{I} Q \dots (3)$$

となる。ただし、 $\int_{y_1}^{y_{top}} yb(y) dy = Q$

またせん断応力 τ を用いると、

$$V_1 = \tau b_w \Delta x \dots (4)$$

と表すことができる。この2つの式より

$$\tau = \frac{Q}{b_w I} V \left(\frac{\Delta M}{\Delta x} = V \right) \dots (5)$$

と表すことができる。

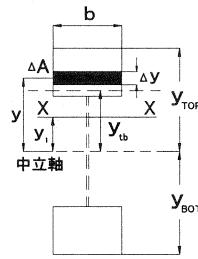


図-5 断面

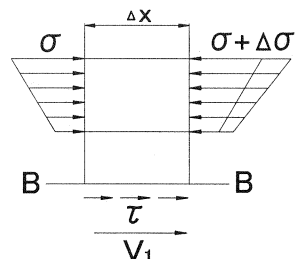


図-6 せん断応力 (B断面)

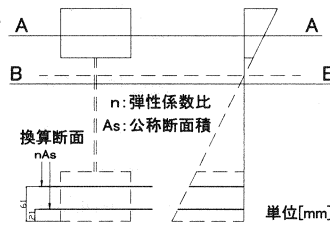
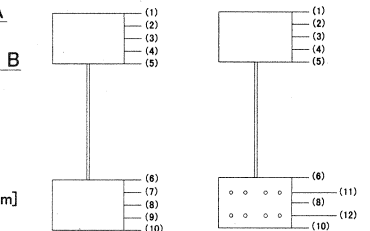


図-7 断面モデル・応力分布



全断面有効モデル ひび割れモデル

表-2 計算結果 図-8 検討位置

次にB断面について説明する。

図-6に示すように、軸方向応力はウェブに発生せず、上床版内のみ分布している。つまり、(3)式の Q は上床版の応力の合計で、

$$Q = \int_{y_{tb}}^{y_{top}} y(b) dy = Q_1 \dots (6)$$

となり一定となる。またウェブではせん断に対しては抵抗する。B断面にはせん断応力 τ が発生するため(4)式は適応できる。よって、(4)式、(6)式より

$$\tau = \frac{Q_1}{b_w I} V \dots (7)$$

となり、ウェブ内のせん断応力は一定となる。

2.2.2. ひび割れモデル

ひび割れモデルも考え方は全断面有効モデルと同じであるが、ひび割れが発生した下床版ではコンクリートの軸方向応力は無視し、引張鉄筋を考慮する。鉄筋については、弾性係数比を考慮して換算断面積を用いて計算を行った。図-7に示す通り、軸方向応力、断面二次モーメントを計算する際の断面モデルは、上床版

全断面有効モデル

		S.M.($\times 10^5$) [mm ²]	せん断応力 [N/mm]	せん断力 [N]
上床版	1	0	0	0
	2	4.75	0.25	31.12
	3	8.91	0.47	58.40
	4	12.49	0.66	81.83
	5上	15.48	0.82	101.42
ウェブ	5下	15.48	63.39	101.42
	6上	15.48	63.39	101.42
	6下	15.48	0.82	101.42
下床版	7	12.49	0.66	81.83
	8	8.91	0.47	58.40
	9	4.75	0.25	31.12
	10	0	0	0

ひび割れモデル

		S.M.($\times 10^5$) [mm ²]	せん断応力 [N/mm]	せん断力 [N]
上床版	1	0	0	0
	2	2.91	0.29	35.85
	3	5.24	0.52	64.48
	4	6.98	0.69	85.89
	5上	8.14	0.81	100.09
ウェブ	5下	8.14	62.56	100.09
	6上	8.14	62.56	100.09
	6下	8.14	0.81	100.09
下床版	11上	8.14	0.81	100.09
	11下	4.45	0.44	54.72
	12上	4.45	0.44	54.72
	12下	0	0	0
	10	0	0	0

と下床版鉄筋の換算断面を用いて行う。

2.3. 計算結果

検討断面でのひび割れ発生曲げモーメントから、荷重 60 kN を想定して検討を行った。図-8 にせん断応力を計算した検討位置を示す。検討断面 (5)、(6) の位置では、床版の部分とウェブの部分について計算を行う。せん断応力・せん断力の計算結果を表-2 に示し、図-9、図-10 に示す。また表-3 にはウェブの値をまとめた。

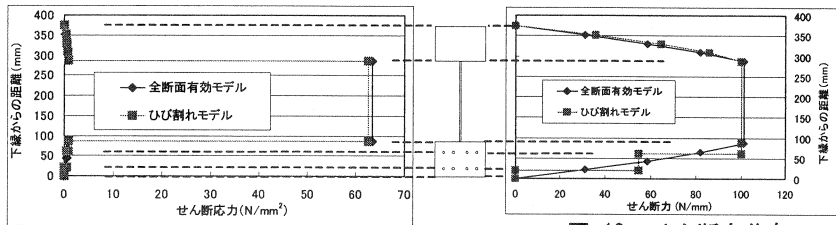


図-9 せん断応力分布

図-10 せん断力分布

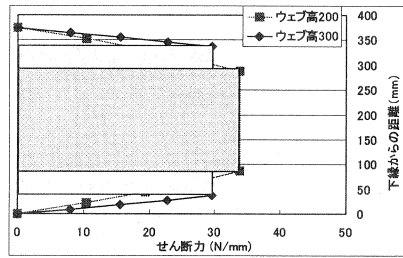


図-11 ウェブ高の違いによるせん断力分担割合の比較

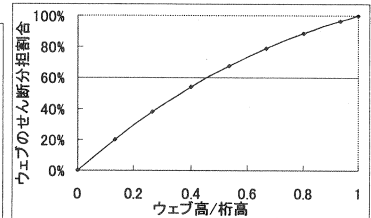


図-12 ウェブ高・桁高比とせん断力分担割合の関係

全断面有効モデルとひび割れせん断力分担割合の比較

発生モデルの違いによる影響が大きく現れているのは、図-10 せん断力分布の下床板においてであり、鉄筋位置で大きく変化している。ウェブ部分のせん断応力・せん断力は、若干ひび割れモデルの方が減少するものの、ほぼ同じ値となっている。せん断分担割合もほぼ 67% となった。

表-3 モデルの違いによる計算結果 (ウェブ)

	せん断応力 (N/mm ²)	せん断力 (N/mm)	せん断力分担割合 (%)
全断面有効モデル	63.39	20285	67.6%
ひび割れ発生モデル	62.56	20018	66.7%

図-11 には、2通りのウェブ高さの結果を示した。ウェブ高 200mm ではせん断力分担割合は、67.6%であったのに対し、ウェブ高を 300mm に大きくした場合、分担割合は 88.7% と増加した。図-12 は桁高とウェブ高さの比とせん断力分担割合の関係である。この結果より、波形鋼板ウェブのせん断力分担割合は桁高に対するウェブ高さの割合により変化することが分かった。

3. 荷重実験

3.1. 実験概要

図-13 に実験供試体を示す。PC 鋼線を下フランジ端

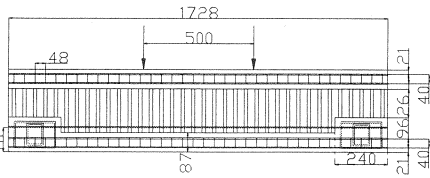


図-13 実験供試体 (側面・断面図) [単位: mm]

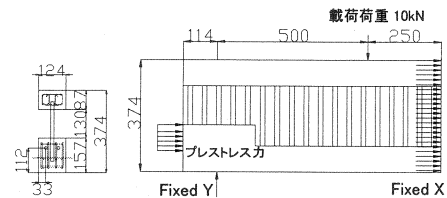


図-14 FEM モデル図

部の突起部に直線配置し、定着させた PC 外ケーブル供試体を作製し、単純梁 2 点荷重実験を行った。³⁾

プレストレス導入量は 44.2kN を導入した。ウェブのせん断応力は桁中央から両側 384mm の位置に計測断面を設け、3 軸ひずみゲージを用いて計測し、3 方向のひずみよりロゼット解析⁴⁾を用いてせん断ひずみを算出した。

また、実験供試体を対象に、FEM 解析を行った。³⁾ FEM 解析のモデル図を図-14 に示す。FEM 解析は供試体の対称性より半分のみをモデル化し、弾性範囲内で検討を行うため任意の荷重荷重 20kN を荷重させた。

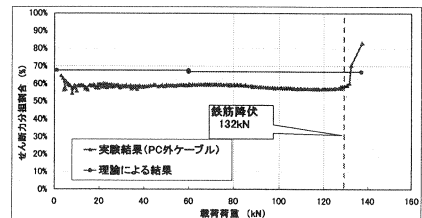


図-15 せん断力分担割合

3.2. 実験結果

実験では曲げ破壊が起こると想定したが、実際には床版のせん断破壊が起こった。図-15 はせん断力分担割合のグラフである。表-3 に示した通り、提案するはり理論に基づく方法の約67%に対し、鉄筋降伏までウェブに発生するせん断力は約60%となった。理論による方法の方が実験値よりも少し大きな値となった。図-16 に荷重20kN時のせん断応力分布図を示す。FEM解析、実験値に対し、理論による方法は少し大きな値となったが、ほぼ一致した。

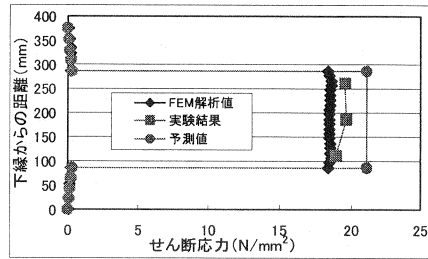


図-16 せん断応力分布の比較

4. 箱断面での検討

日本道路公団によって行われた、橋の約1/2の供試体を用いたせん断座屈挙動に関する実験⁵⁾に対し同様の検討を行った。実験に用いた供試体断面を図-17に示す。実験の結果は、波形鋼板ウェブのせん断力分担割合が約75%であったと報告されている。

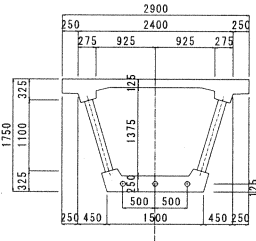


図-17 箱断面

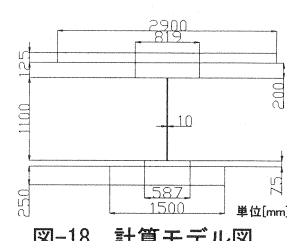


図-18 計算モデル図

ひび割れ載荷荷重4500kNで計算を行った。図-18に計算に用いたモデル図を示す。図-19は理論より算出したせん断力分布であり、計算の結果、ウェブのせん断力分担割合は約73%となり、実験結果とほぼ一致した。

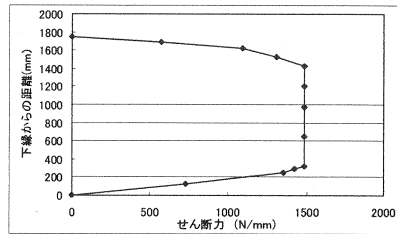


図-19 せん断力分布

5. まとめ

本研究では、初等はりの理論に基づく計算方法を用いて波形鋼板ウェブのせん断力分担割合を算出し、実験値、FEM解析値と比較し、以下の結果を得た。

- (1) I型断面の検討では、初等はりの理論によるせん断力分担割合が実験値、FEM解析値を少し上回ったが、ほぼ近い値を取った。
- (2) 全断面有効モデルとひび割れモデルではウェブのせん断力分担割合は殆ど変化しないが、せん断力の分布図に違いがあることを確認した。
- (3) 箱断面の検討では、計算結果と実験結果がほぼ一致した。
- (4) 波形鋼板ウェブのせん断力分担割合は、桁高に対するウェブ高の割合により変化することが分かった。今後の課題として、全体の変形におけるせん断による変形の割合を算出する。

参考文献

- 1) 複合橋設計施工規準(案)：平成11年12月，(社)プレストレストコンクリート技術協会
- 2) 道路橋示方書・同解説 I 共通編II鋼橋編：平成14年3月，(社)日本道路協会
- 3) 堀川他：波形鋼板ウェブ複合桁の耐荷機構に関する実験的研究：第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集 pp545-548：平成15年10月，(社)プレストレストコンクリート技術協会
- 4) タスク株)：TASC MEASURE Static Version 4.0
- 5) 鈴木他：波形鋼板ウェブ橋のせん断座屈挙動に関する実験的研究：第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集 pp549-552：平成15年10月，(社)プレストレストコンクリート技術協会