

# 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

上平 謙二\*1・立神 久雄\*2・本田 秀行\*3・園田 恵一郎\*4

## 1. まえがき

ウェブに波形鋼板を用いたPC箱桁橋は、波形鋼板のアーコーディオン効果により、上下コンクリートフランジへのプレストレスの導入が効果的に行え、合理的な複合PC橋梁としての位置を確立しつつあり、中規模径間の連続桁橋では一般的なPC箱桁橋に比べて、自重を25%程度軽減できるといわれている<sup>1),2)</sup>。

本橋梁のオリジナルは欧州において生まれたものであるが、わが国においても注目され、すでに2橋建設されており、その力学的特性についての種々な研究成果も発表されている<sup>3)~8)</sup>。本橋梁の断面は上下のコンクリートフランジと波形鋼板ウェブから構成されているが、その曲げ特性については、上下のコンクリートフランジ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はり理論で十分に評価できるといわれている。一方、せん断およびねじり特性については、まだ曲げ特性ほど明らかになってはいない。依田らは薄肉鋼箱理論として知られている、そりねじり理論を用いて本構造のせん断およびねじり特性の解明を試みている<sup>9)</sup>。しかしながら、実際の橋梁では、波形鋼板は薄肉部材であるが、上下のコンクリート部材は波形鋼板に比べ厚肉部材であり、さらに外ケーブルの偏向部には一般的にコンクリートの剛な隔壁が入った構造となっている。このような構造のせん断およびねじり特性の解明に対しては、比較的剛な上下コンクリートフランジおよび隔壁の特性、ならびに比較的柔なウェブ鋼板の形状特性を同時に考慮した解析が不可欠と思われる。

本研究では、せん断およびねじりが卓越する連続桁の中間支点近傍に着目し、剛な隔壁間で囲まれた一部材に対して3次元有限要素（以下、FEMという）解析モデルをシェルモデルを用いて構築している。すなわち、本モデルでは、上下コンクリートフランジの厚みは要素の曲げ剛性と膜剛性によって考慮されており、波形鋼板は波の形状に要素分割を用いている。解析モデルは、すでに実績をもつ橋梁より推定される適用範囲内の床版寸法ならびに波形鋼板寸法から設定し、せん断変形に敏感な影響を与えるウェブ鋼板の波形形状や箱桁の断面形状を変えたときのせん断およびねじり特性を調べ、得られた結果を設計のために利用しやすい形にまとめている。

## 2. 解析モデル

### 2.1 解析対象構造

解析の対象とした構造モデルは、図-1に示すように、せん断およびねじりが卓越する連続桁の中間支点近傍に着目し、一般的な中規模径間PC橋の外ケーブル構造におけるデビエータ間隔に相当する剛な隔壁間で囲まれた一部材を片持ち張出し構造としたものである。張出し長さは、1つの実橋における波形鋼板の形状に則して15.68mとした。また、箱桁断面形状は、図-2に示すように一般的なPC箱桁断面を想定して、上コンクリートフランジ幅を10m、下コンクリートフランジ幅を6mとし、コンクリートフランジ中心高さについては、波形鋼板のせん断やねじり変形の影響を考慮するため、2m、4mおよび6mと変化させた。また、部材厚は上コンクリートフランジを30cm、下コンクリートフランジを25cm、そして波形鋼板を10mmとした<sup>10),11)</sup>。

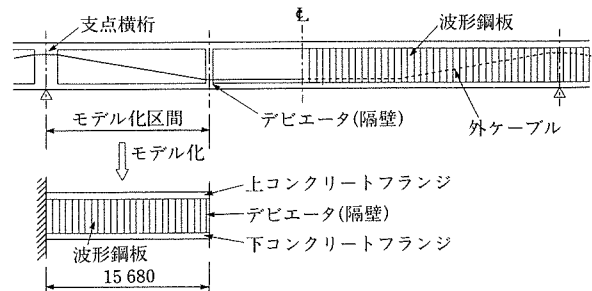


図-1 解析構造系のモデル化

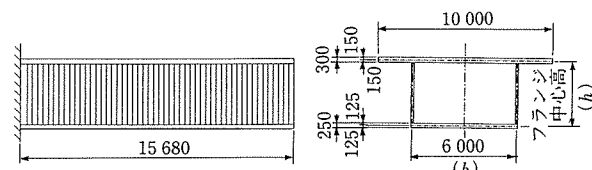


図-2 解析対象構造

### 2.2 解析モデル

解析モデルは図-3に示すように、上下のコンクリートフランジおよび波形鋼板をシェルモデルとした3次元FEM解析モデルとした。すなわち、本モデルでは、上下コンクリートフランジの厚みは要素の曲げ剛性と膜剛性によって考慮されており、波形鋼板についてはその形状および応力の伝達機構を明確にするため、波形を忠実にモデル化し要素分割した。また、片持ち先端部には外ケーブル偏向のためのデビエータを想定した剛性の高い隔壁を設けた。要素分割に際しては、事前解析を実施し、本検討目的に合った解析精度が得られる分割数を決定し、X方向には波形鋼板の波

\*1 Kenji UEHIRA : ドービー建設工業(株) 技術センター 主席研究員

\*2 Hisao TATEGAMI : ドービー建設工業(株) 技術センター 副主任研究員

\*3 Hideyuki HONDA : 金沢工業大学 土木工学科 教授

\*4 Keiichiro SONODA : 大阪市立大学 工学部土木工学科 教授

の形状に合わせて57分割，Y方向には10分割およびZ方向には6分割した。

また，波形鋼板の波の形状については，既往の実橋調査から波形鋼板の水平長と実長の比（形状係数という）を図-4に示すが，その比はほぼ0.90から0.95の間に入っている<sup>2), 5), 12)</sup>。したがって，本解析では波形鋼板の波の形状を図-5に示すように，その最小値（ $\gamma=0.892$ ）と最大値（ $\gamma=0.967$ ）および中間値（ $\gamma=0.933$ ）の3種類を考慮し解析に反映させた。解析モデルの各部材の材料の特性を表-1に示す。

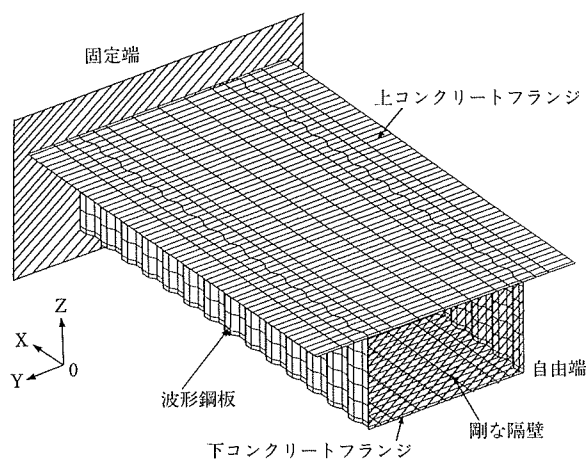


図-3 FEM解析モデルと要素分割

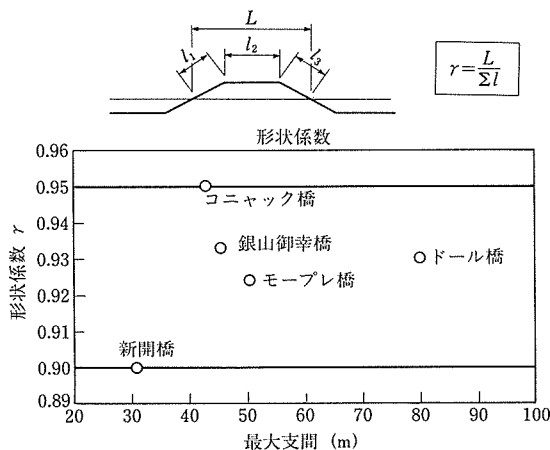


図-4 実施例での形状係数  $\gamma$  値

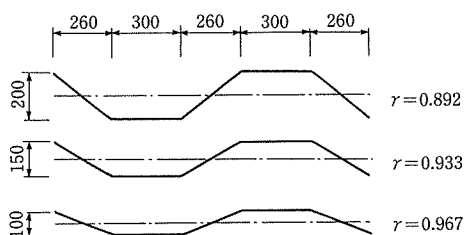


図-5 波形鋼板形状

表-1 材料の特性

使用材料	ヤング係数 (tf/m <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	$3.10 \times 10^6$	0.167
波形鋼板	$2.10 \times 10^7$	0.3

### 3. 解析の種類

解析の種類と荷重強度との関係を表-2に示し，荷重の載荷方法を図-6に示す。

ねじり変形挙動については，波形鋼板の波の形状および高さの変化によって，波形鋼板とコンクリートフランジにどのようにねじりせん断応力が伝達されるかを把握するため，波形鋼板の高さを変えた3ケースの各々に対して波形鋼板の波の形状を変えた3ケース，計9つの解析ケースを設けた。この場合のねじり載荷方法については，片持ち先端の剛な隔壁を回転させることによって与えた。このねじりモーメントの荷重強度については，道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編（日本道路協会）（以下，道示という）によるねじりせん断応力度の式を用いて，上下のコンクリートフランジのせん断応力度が設計荷重作用時の許容応力度以下（5kgf/cm<sup>2</sup>程度）となるように設定したものである。

また，曲げせん断変形挙動については，せん断力が波形鋼板に沿って伝達されることを考慮して，波形鋼板の波の

表-2 解析の種類

解析ケース	コンクリートフランジ中心高さ	波形鋼板形状	荷重の種類	荷重強度
C-2-T-0.892	2.0m	$\gamma=0.892$	先端集中トルク	$T=300 \text{ tf} \cdot \text{m}$
C-2-T-0.933	〃	$\gamma=0.933$	〃	〃
C-2-T-0.967	〃	$\gamma=0.967$	〃	〃
C-4-T-0.892	4.0m	$\gamma=0.892$	〃	$T=600 \text{ tf} \cdot \text{m}$
C-4-T-0.933	〃	$\gamma=0.933$	〃	〃
C-4-T-0.967	〃	$\gamma=0.967$	〃	〃
C-6-T-0.892	6.0m	$\gamma=0.892$	〃	$T=900 \text{ tf} \cdot \text{m}$
C-6-T-0.933	〃	$\gamma=0.933$	〃	〃
C-6-T-0.967	〃	$\gamma=0.967$	〃	〃
C-2-P-0.933	2.0m	$\gamma=0.933$	先端集中荷重	$P=100 \text{ tf}$
C-2-w-0.933	〃	〃	等分布荷重	$\ast w=3.333 \text{ tf/m}$
C-4-P-0.933	4.0m	〃	先端集中荷重	$P=200 \text{ tf}$
C-4-w-0.933	〃	〃	等分布荷重	$\ast w=6.667 \text{ tf/m}$
C-6-P-0.933	6.0m	〃	先端集中荷重	$P=300 \text{ tf}$
C-6-w-0.933	〃	〃	等分布荷重	$\ast w=10.0 \text{ tf/m}$

※分布荷重強度は，1列の等分布荷重の強度である。

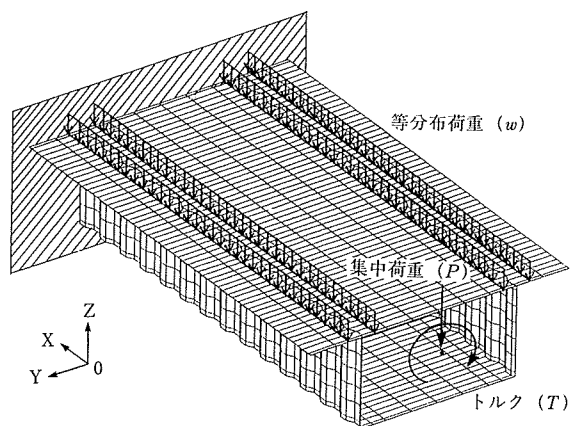
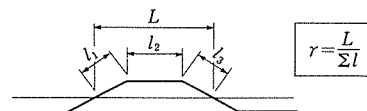


図-6 荷重の載荷方法

形状を一定にし、載荷荷重形態の相違によってどのように曲げせん断変形が異なるかを把握することを目的として、6つの解析ケースを設けた。載荷荷重の種類としては集中荷重と等分布荷重とし、集中荷重は張出し先端の隔壁中心に載荷した。また、等分布荷重については、図-6に示すように波形鋼板位置に隣接するコンクリートフランジの要素線上に4カ所に分けて載荷した。荷重強度については、上下のコンクリートフランジのみの曲げ剛性を用いて計算した固定端のコンクリートフランジ上縁応力度が、引張りで30kgf/cm<sup>2</sup>程度発生するように想定し決定したものである。

## 4. ねじり特性の評価

### 4.1 既往の簡易評価法

通常、PC箱桁橋では、ねじり剛性に関するねじり定数とねじりせん断応力度については、道示による以下の(1)式から(3)式を用いている<sup>13), 14)</sup>。

$$M_t = G \cdot \Theta \cdot J_t \dots\dots\dots (1)$$

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot A_m \cdot t} \dots\dots\dots (2)$$

$$J_t = \frac{4A_m^2}{\left(\frac{h}{t_1} + \frac{b}{t_2} + \frac{h}{t_3} + \frac{b}{t_4}\right)} \dots\dots\dots (3)$$

- ここに、 $M_t$ ：ねじりモーメント  
 $G$ ：コンクリートのせん断弾性係数  
 $\Theta_t$ ：ねじり率  
 $J_t$ ：ねじり定数  
 $\tau$ ：ねじりせん断応力度  
 $A_m$ ：ボックス断面積 (=  $b \cdot h$ )  
 $b$ ：ウェブ中心幅  
 $h$ ：コンクリートフランジ中心高  
 $t$ ：板厚  
 $t_1, t_3$ ：波形鋼板ウェブ厚  
 $t_2, t_4$ ：上下コンクリートフランジ厚

なお、筆者らは、(3)式のねじり定数において、換算厚を用いた(4)式を提案している<sup>2), 10)</sup>。

$$J_t = \frac{4A_m^2}{\left(\frac{h}{n_s \cdot t_1} + \frac{b}{t_2} + \frac{h}{n_s \cdot t_3} + \frac{b}{t_4}\right)} \dots\dots\dots (4)$$

- ここに、 $n_s$ ： $G_s/G_c$   
 $G_s$ ：鋼のせん断弾性係数  
 $G_c$ ：コンクリートのせん断弾性係数

(1)式、(2)式、(3)式および(4)式は、鋼薄肉閉断面ばりの単純ねじり理論から求められたものであるが、本構造は、上下に剛なコンクリートフランジを持ち、ウェブに波形鋼板を有する構造であるため、これらの式の適用性について以下に検討する。

### 4.2 FEM解析結果による検討

一般的に、薄肉断面のねじりは、純ねじりと曲げねじり成分に分けられる。上述の(1)式から(4)式は、純ねじり成分のみを考慮したものである。一方、曲げねじり成分はそり拘束によって起こるもので、本PC箱桁橋では、波形鋼板ウェブは、上下のコンクリートフランジに比べ、橋軸方向の変形性能が高い。したがって、軸方向力の負担性能については、若干の板曲げが発生するが、上下のコンクリートフランジの軸方向力の負担性能と比較すれば、工学的には無視できる程度とされているので、上下コンクリートフランジのそり拘束のみによって曲げねじり成分が発生する。

図-7はFEM解析によるねじり変形図とそりおよびねじりせん断応力度分布を示す。波形鋼板ウェブ内のねじりせん断応力度分布は、高さ方向にいちようで、しかも左右のウェブで同じ値を示しており、また、上下コンクリートフランジ内のせん断応力度分布もほぼいちようであることが分かる。これらの応力状態については、軸方向のどの断面においても同様であった。FEM解析結果と(1)式、(2)式および(4)式による簡易計算結果との比較を以下に示す。

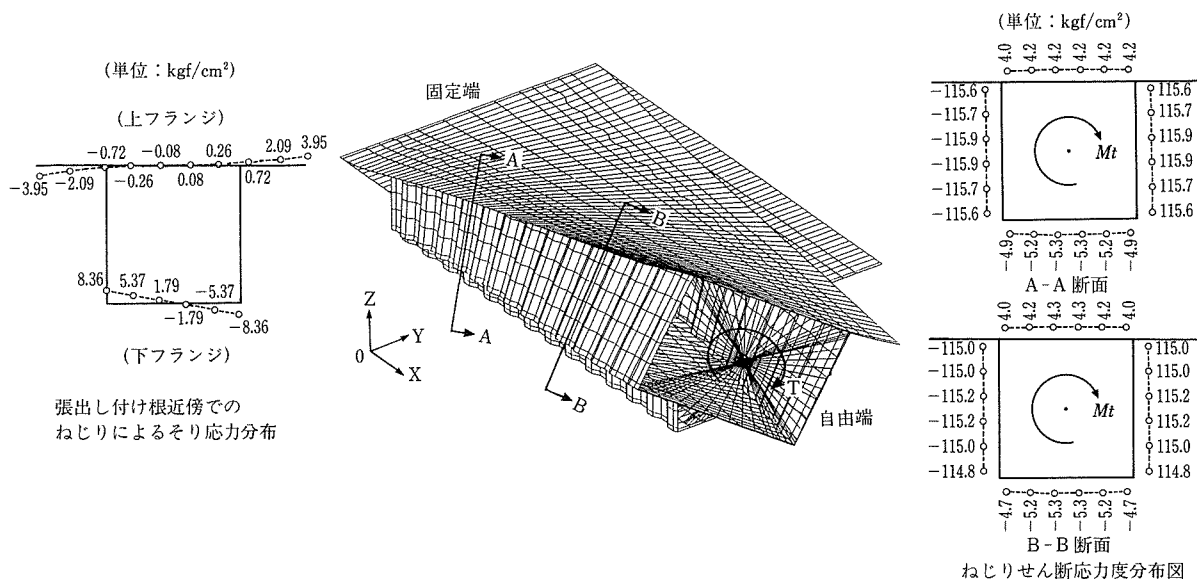


図-7 ねじり変形図と、そり および ねじりせん断応力度分布

図-6のモデルに対するFEM解析によるねじり載荷における各解析ケースのねじり角の分布を図-8に示すが、波形鋼板の波の形状の相異がねじり角に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。また、ねじり角は、張出し付け根位置から張出し先端までほぼ直線的に変化していることが分かる。このねじり角から求められるねじり率を用いて、(1)式から計算したねじりモーメント値とFEM解析で与えた先端の集中ねじりモーメント値(載荷トルク)を比較したものが表-3である。表より、両者の比は0.837から1.007に分布しており、コンクリートフランジ中心高さが大きくなるにつれて、(4)式はねじり剛性の過小な評価を与えていることが分かる。

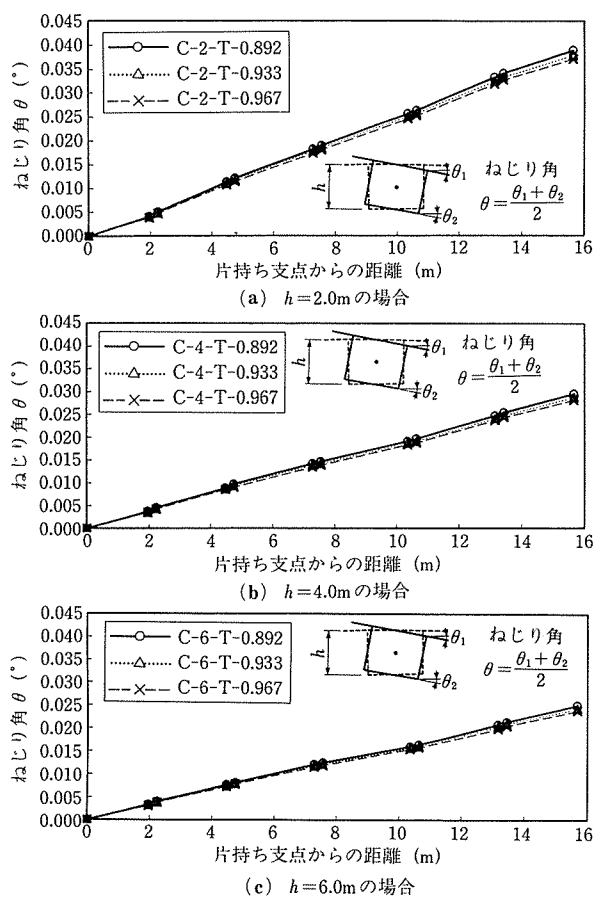


図-8 ねじり角の分布

表-3 ねじりモーメントの比較

解析ケース	ねじり角 (度)	ねじり率 (rad/m)	ねじりモーメント(tf・m)		①/②
			計算値①	載荷トルク②	
C-2-T-0.892	0.03889	$4.327 \times 10^{-5}$	302	300	1.007
C-2-T-0.933	0.03790	$4.216 \times 10^{-5}$	294	〃	0.980
C-2-T-0.967	0.03712	$4.130 \times 10^{-5}$	288	〃	0.960
C-4-T-0.892	0.02957	$3.290 \times 10^{-5}$	574	600	0.957
C-4-T-0.933	0.02877	$3.201 \times 10^{-5}$	558	〃	0.930
C-4-T-0.967	0.02814	$3.131 \times 10^{-5}$	546	〃	0.910
C-6-T-0.892	0.02490	$2.770 \times 10^{-5}$	790	900	0.878
C-6-T-0.933	0.02424	$2.696 \times 10^{-5}$	769	〃	0.854
C-6-T-0.967	0.02371	$2.638 \times 10^{-5}$	753	〃	0.837

次に、表-4は波形鋼板および上下コンクリートフランジ

に生じる最大ねじりせん断応力を示したものである。なお、この場合の波形鋼板については、斜め鋼板での最大せん断応力を採っている。これは、通常のPC箱桁でのねじりせん断応力を計算する場合、ねじり抵抗断面積は、部材の中心線に囲まれた面積として評価する。波形鋼板の場合、ウェブの中心線は、斜め鋼板(後述する図-10参照)の中心と考えられるため、本構造の場合、ウェブのねじりせん断応力については、斜め鋼板での最大ねじりせん断応力をピックアップしたのである。表-4のねじりせん断応力分布に関するFEM解析値と計算値の比を、箱断面の高さと幅の比に対して図化すると、図-9のようになる。図-9より、FEM解析値に比べて、(2)式によるせん断応力値は、波形鋼板ではコンクリートフランジ中心高さが大きくなるにつれて大きくなるが、上下コンクリートフランジでは、逆に、コンクリートフランジ中心高さが大きくなるにつれて減少していることが分かる。つまり、桁高が高くなればなるほど、(2)式の適用性が悪くなるということを示唆している。

表-4 ねじりせん断応力度の比較

解析ケース	波形鋼板 $\tau_w$ (tf/m <sup>2</sup> )			上コンクリートフランジ $\tau_{us}$ (tf/m <sup>2</sup> )			下コンクリートフランジ $\tau_{ls}$ (tf/m <sup>2</sup> )		
	FEM	計算値	②	FEM	計算値	②	FEM	計算値	②
	①	②	①	①	②	①	①	②	①
C-2-T-0.892	1149	1250	1.088	45	42	0.933	54	50	0.926
C-2-T-0.933	1159	〃	1.079	45	〃	0.933	54	〃	0.926
C-2-T-0.967	1166	〃	1.072	45	〃	0.933	54	〃	0.926
C-4-T-0.892	1022	〃	1.223	54	〃	0.778	64	〃	0.781
C-4-T-0.933	1031	〃	1.212	54	〃	0.778	63	〃	0.794
C-4-T-0.967	1037	〃	1.205	54	〃	0.778	62	〃	0.806
C-6-T-0.892	908	〃	1.377	62	〃	0.677	76	〃	0.658
C-6-T-0.933	918	〃	1.362	62	〃	0.677	75	〃	0.667
C-6-T-0.967	925	〃	1.351	62	〃	0.677	75	〃	0.667

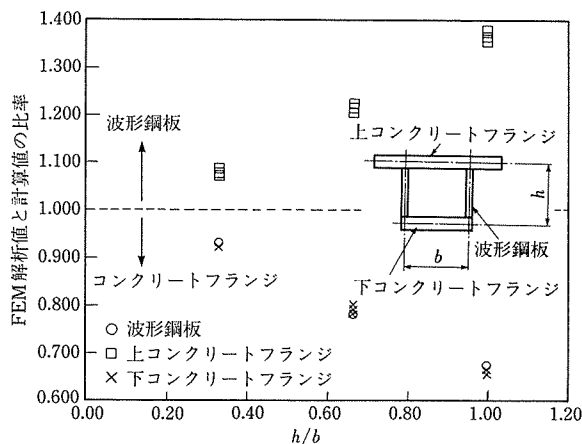


図-9 ねじりせん断応力度の解析値と計算値の比較

### 4.3 修正式の提案

4.2項で述べたように、(1)式から(4)式では波形鋼板の波の形状の変化よりはむしろ波形鋼板の高さ、つまり箱桁断面形状の変化に対し十分な適用ができないことが分かった。

そこで、ねじり変形に参与するねじり定数とねじりせん断応力度に対し、波形鋼板の波の形状および箱桁断面の高さと幅の影響を考慮できる剛性評価式を検討する。

(1) ねじりせん断応力度の抽出

波形鋼板の構造は、図-10に示すように、箱桁断面に対して内側鋼板、斜め鋼板および外側鋼板から構成される。したがって、FEM解析結果から、ねじりせん断応力度の抽出はこれらの各断面位置における最大応力度とした。それらの応力度を表-5に示す。

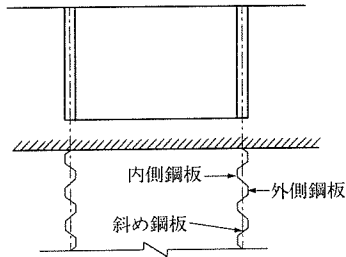
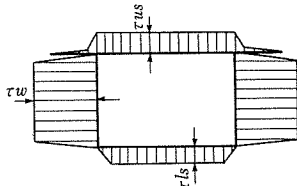


図-10 波形鋼板の構造

表-5 FEM解析によるねじりせん断応力度の最大値

解析ケース	着目位置	応力度 (tf/m <sup>2</sup> )		
		波形鋼板 $\tau_w$	上コンクリートフランジ $\tau_{us}$	下コンクリートフランジ $\tau_{ls}$
C-2-T-0.892	外側鋼板位置	1 171	45	54
	内側鋼板位置	1 150	45	54
	斜め鋼板位置	1 149	45	54
C-2-T-0.933	外側鋼板位置	1 172	45	54
	内側鋼板位置	1 155	45	54
	斜め鋼板位置	1 159	45	54
C-2-T-0.967	外側鋼板位置	1 172	45	53
	内側鋼板位置	1 160	45	53
	斜め鋼板位置	1 166	45	53
C-4-T-0.892	外側鋼板位置	1 025	53	64
	内側鋼板位置	1 016	54	64
	斜め鋼板位置	1 022	53	64
C-4-T-0.933	外側鋼板位置	1 031	53	63
	内側鋼板位置	1 026	54	63
	斜め鋼板位置	1 031	53	63
C-4-T-0.967	外側鋼板位置	1 037	53	62
	内側鋼板位置	1 033	54	62
	斜め鋼板位置	1 037	53	62
C-6-T-0.892	外側鋼板位置	913	62	76
	内側鋼板位置	904	63	75
	斜め鋼板位置	908	62	76
C-6-T-0.933	外側鋼板位置	918	62	75
	内側鋼板位置	915	63	75
	斜め鋼板位置	918	62	75
C-6-T-0.967	外側鋼板位置	927	62	75
	内側鋼板位置	923	63	75
	斜め鋼板位置	925	62	75



(2) ねじりせん断応力度の修正式

ねじりせん断応力度は、前述の(2)式で表現できるものとし、式中の部材厚を換算する方法として(5)式のような新たな評価式を試みる。

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot A_m \cdot t \cdot (1 + \alpha)} \quad (\text{波形鋼板}) \quad \dots \dots \dots (5)$$

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot A_m \cdot t \cdot (1 - \alpha)} \quad (\text{コンクリートフランジ})$$

ここに、 $\tau$  : ねじりせん断応力度

$M_t$  : ねじりモーメント

$A_m$  : ボックス断面積 (=  $b \cdot h$ )

$b$  : ウェブ中心幅

$h$  : コンクリートフランジ中心高

$t$  : 波形鋼板あるいはコンクリートフランジ厚

$\alpha$  : 修正係数

ここで、FEM解析結果より、箱桁断面の高さと幅の比として表される $h/b$ の変化によって、波形鋼板とコンクリートフランジに生じるねじりせん断応力度の分担が変わることから、その分担率を考慮できる修正係数 $\alpha$ を導入し、波形鋼板については $(1 + \alpha)$ 、コンクリートフランジについては $(1 - \alpha)$ としてそれぞれ分担させることとする。したがって、(5)式の評価式においては、修正係数 $\alpha$ のみを決定すればよいことになる。このことを考慮して、表-5の各部材の最大応力度と実際に載荷したトルクとの関係から、(5)式を用いて修正係数 $\alpha$ を求めると図-11のような分布となる。

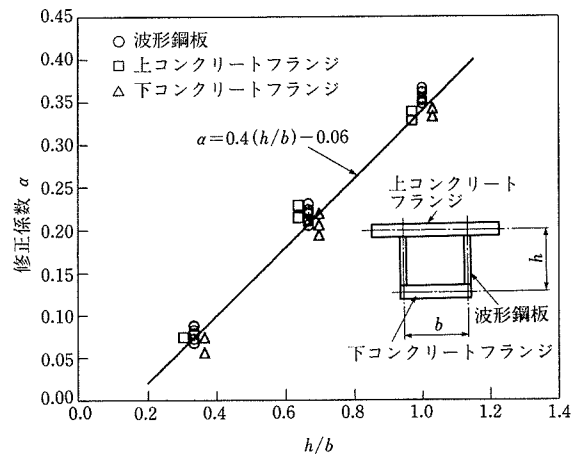


図-11 各部材の修正係数分布

図-11から、箱桁断面の桁高( $h$ )と幅( $b$ )の比( $h/b$ )に対する $\alpha$ の値はほぼ線形と考えるとよく、この $\alpha$ は(6)式のように求められる。

$$\alpha = 0.4 \cdot \frac{h}{b} - 0.06 \geq 0 \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 $\alpha$  : 修正係数

$b$  : ウェブ中心幅

$h$  : コンクリートフランジ中心高

この(6)式から計算される修正係数 $\alpha$ を用いて(5)式よりねじりせん断応力度を計算し、FEM解析値と比較すると表-6のようになり、箱桁断面の形状や波形鋼板の波の形状に関わらず、FEM解析値と計算値の誤差は、最大でも2%程度で

両者はよく一致した。

(3) ねじり定数の修正式

ねじり定数の評価についても、ねじりせん断応力度と同様な方法で(4)式中の部材厚を換算する方法として、ねじり定数に対して(7)式のような新たな評価式を提案する。

$$J_t = \left( \frac{4A_m^2}{n_s \cdot t_1(1+\alpha) + t_2(1-\alpha) + n_s \cdot t_3(1+\alpha) + t_4(1-\alpha)} \right) \dots (7)$$

ここに、 $J_t$  : ねじり定数

$A_m$  : ボックス断面積 (=  $b \cdot h$ )

$b$  : ウェブ中心幅

$h$  : コンクリートフランジ中心高

$n_s$  :  $G_s/G_c$

$G_s$  : 鋼のせん断弾性係数

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数

$t_1, t_3$  : 波形鋼板ウェブ厚

$t_2, t_4$  : 上下コンクリートフランジ厚

$\alpha$  : 修正係数

ここで用いた修正係数  $\alpha$  は(6)式より与えられるものである。もちろん、この  $\alpha$  については、ねじりせん断応力度の場合と同様、波形鋼板の場合は  $(1+\alpha)$  を用い、コンクリートフランジの場合は  $(1-\alpha)$  を用いてそれぞれ分担させることとする。

ここで提案した(7)式と(1)式からねじりモーメントを計算し、実際に載荷したトルクと比較すると表-7のようになる。この結果からも、FEM解析値と計算値の誤差は、最大で4%程度であり、良い一致を示していることが分かる。

表-7 修正係数を用いたねじりモーメントの比較

解析ケース	ねじり率 (rad/m)	ねじりモーメント(tf・m)		①/②
		計算値①	載荷トルク値②	
C-2-T-0.892	$4.327 \times 10^{-5}$	304	300	1.01
C-2-T-0.933	$4.216 \times 10^{-5}$	294	〃	0.98
C-2-T-0.967	$4.130 \times 10^{-5}$	291	〃	0.97
C-4-T-0.892	$3.290 \times 10^{-5}$	623	600	1.04
C-4-T-0.933	$3.201 \times 10^{-5}$	613	〃	1.02
C-4-T-0.967	$3.131 \times 10^{-5}$	600	〃	1.00
C-6-T-0.892	$2.770 \times 10^{-5}$	892	900	0.99
C-6-T-0.933	$2.696 \times 10^{-5}$	872	〃	0.97
C-6-T-0.967	$2.638 \times 10^{-5}$	863	〃	0.96

このように、ねじり特性に関するねじり定数とねじりせん断応力度については、通常のPC箱桁橋の設計の際に用いている道示の式に修正係数  $\alpha$  を導入することにより、簡単に精度良く評価できることが分かる。

## 5. 曲げせん断特性の評価

### 5.1 はり理論による評価法

本PC箱桁橋では、波形鋼板ウェブは、上下のコンクリートフランジに比べ橋軸方向の変形性能が高く、軸方向力の

表-6 修正係数を用いたねじりせん断応力度の比較

解析ケース	着目位置	波形鋼板 (tf/m <sup>2</sup> )			上コンクリートフランジ (tf/m <sup>2</sup> )			下コンクリートフランジ (tf/m <sup>2</sup> )		
		FEM	計算値	②	FEM	計算値	②	FEM	計算値	②
		①	②	①	①	②	①	①	②	①
C-2-T-0.892	外側鋼板位置	1 171	1 165	0.99	45	45	1.00	54	54	1.00
	内側鋼板位置	1 150	〃	1.01	45	〃	1.00	54	〃	1.00
	斜め鋼板位置	1 149	〃	1.01	45	〃	1.00	54	〃	1.00
C-2-T-0.933	外側鋼板位置	1 172	〃	0.99	45	〃	1.00	54	〃	1.00
	内側鋼板位置	1 155	〃	1.01	45	〃	1.00	54	〃	1.00
	斜め鋼板位置	1 159	〃	1.01	45	〃	1.00	54	〃	1.00
C-2-T-0.967	外側鋼板位置	1 172	〃	0.99	45	〃	1.00	53	〃	1.02
	内側鋼板位置	1 160	〃	1.00	45	〃	1.00	53	〃	1.02
	斜め鋼板位置	1 166	〃	1.00	45	〃	1.00	53	〃	1.02
C-4-T-0.892	外側鋼板位置	1 025	1 036	1.01	53	53	1.00	64	63	0.98
	内側鋼板位置	1 016	〃	1.02	54	〃	0.98	64	〃	0.98
	斜め鋼板位置	1 022	〃	1.01	53	〃	1.00	64	〃	0.98
C-4-T-0.933	外側鋼板位置	1 031	〃	1.00	53	〃	1.00	63	〃	1.00
	内側鋼板位置	1 026	〃	1.01	54	〃	0.98	63	〃	1.00
	斜め鋼板位置	1 031	〃	1.00	53	〃	1.00	63	〃	1.00
C-4-T-0.967	外側鋼板位置	1 037	〃	1.00	53	〃	1.00	62	〃	1.02
	内側鋼板位置	1 033	〃	1.00	54	〃	0.98	62	〃	1.02
	斜め鋼板位置	1 037	〃	1.00	53	〃	1.00	62	〃	1.02
C-6-T-0.892	外側鋼板位置	913	933	1.02	62	63	1.02	76	76	1.00
	内側鋼板位置	904	〃	1.03	63	〃	1.00	75	〃	1.01
	斜め鋼板位置	908	〃	1.03	62	〃	1.02	76	〃	1.00
C-6-T-0.933	外側鋼板位置	918	〃	1.02	62	〃	1.02	75	〃	1.01
	内側鋼板位置	915	〃	1.02	63	〃	1.00	75	〃	1.01
	斜め鋼板位置	918	〃	1.02	62	〃	1.02	75	〃	1.01
C-6-T-0.967	外側鋼板位置	927	〃	1.01	62	〃	1.02	75	〃	1.01
	内側鋼板位置	923	〃	1.01	63	〃	1.00	75	〃	1.01
	斜め鋼板位置	925	〃	1.01	62	〃	1.02	75	〃	1.01

負担性能については、若干の板曲げが発生するが、上下のコンクリートフランジの軸方向力の負担性能と比較すれば、工学的に無視できる程度とされている。

したがって、本構造の場合、曲げ応力については、上下コンクリートフランジのみが抵抗し、曲げせん断力はウェブで抵抗する、いわゆるサンドイッチばりに相当するものである<sup>15)~17)</sup>。したがって、ウェブに作用するせん断応力はいちように分布し、フランジのせん断抵抗を無視すれば、その大きさは(8)式によって与えられる。

$$\tau = \frac{S}{A_s} \dots\dots\dots(8)$$

ここに、 $S$  : せん断力  
 $A_s$  : 波形鋼板の断面積 (=  $h_s \cdot t_s$ )  
 $h_s$  : 波形鋼板の高さ  
 $t_s$  : 波形鋼板の厚さ

一方、曲げ変形とせん断変形を考慮したたわみ式は、仮想法により(9)式のように与えられる<sup>18)</sup>。

$$\delta = \int \frac{M\bar{M}}{EI} dx + \int \frac{\kappa S\bar{S}}{GA_s} dx \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 $M, S$  : 曲げモーメントおよびせん断力  
 $\bar{M}, \bar{S}$  : 単位荷重による仮想曲げモーメントおよびせん断力  
 $G$  : せん断弾性係数  
 $\kappa$  : 断面形状とせん断応力分布から決まる係数で、通常、せん断修正係数と呼ばれている

波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋では、上下コンクリートフランジでもせん断力を分担する可能性があり、また、波形鋼板ウェブのせん断力分布に対する形状効果も不明であるので、FEM解析を用いて以下に検討する。

5.2 FEM解析結果による検討

(1) せん断応力分布

図-12には、波形鋼板の外側鋼板、内側鋼板および斜め鋼板の各断面でのせん断応力分布を示している。いずれの断面でもせん断応力分布は鉛直断面に沿ってほぼいちようであることが分かる。図-13は、片持ちばりのスパンに

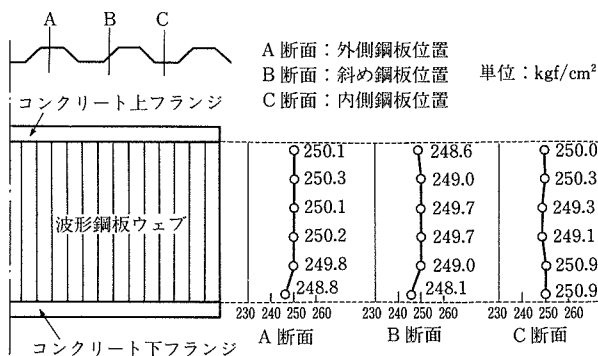


図-12 波形鋼板各断面でのせん断応力分布

沿ったせん断力分布におけるはり理論値とFEM解析値の比較を示している。ここに、FEM解析値とは、波形鋼板ウェブのせん断応力を鉛直断面に沿って積分した値である。図には、先端集中荷重と等分布荷重の2ケースの比較を示しているが、いずれも両者のほぼ一致が認められる。また、固定端付近では、FEM解析値がはり理論値より低くなっている。この差は上下コンクリートフランジがせん断応力を分担していることを示唆しており、ウェブ高さが小さくなるほどこの差が大きくなっていることが分かる。

(2) 変形量

図-14は、FEM解析による変形図の一例を示す。(9)式に示したせん断変形を考慮したはり理論を適用した場合、曲げ成分の評価については、波形鋼板ウェブは橋軸方向に抵抗しないので、図-15に示すように、上下コンクリートフランジのみを考慮した断面2次モーメントを用いれば十分であるが、せん断成分の評価については、せん断修正係数( $\kappa$ )の取り方について検討しなければならない。

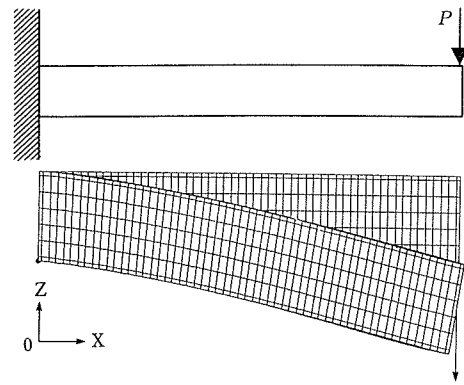


図-14 先端集中荷重による変形図(側面図)

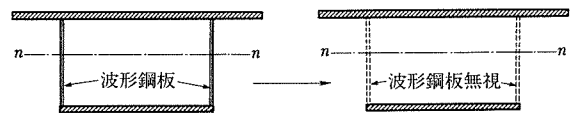


図-15 曲げ剛性の評価断面

5.3 修正式の提案

5.2(1)項で述べたように、波形鋼板ウェブのせん断応力分布はほぼいちようであり、その値は固定端近傍を除けば、作用せん断力はほぼウェブのみで受けもたれていることが分かった。

一方、せん断修正係数( $\kappa$ )をひずみエネルギー( $W$ )の等価性より定義すれば、(10)式のように表される<sup>18)</sup>。

$$W = \iint_{\bar{A}_s} \frac{\tau^2}{2G} d\bar{A}_s dx = \kappa \int \frac{S^2}{2GA_s} dx \dots\dots\dots(10)$$

ここに、 $\bar{A}_s$  : 波形鋼板ウェブの水平(橋軸)方向に関する等価断面積

$A_s$  : 波形鋼板ウェブの断面積

この $\bar{A}_s$ は、図-4の形状係数 $\gamma$ を導入すれば(11)式のよう

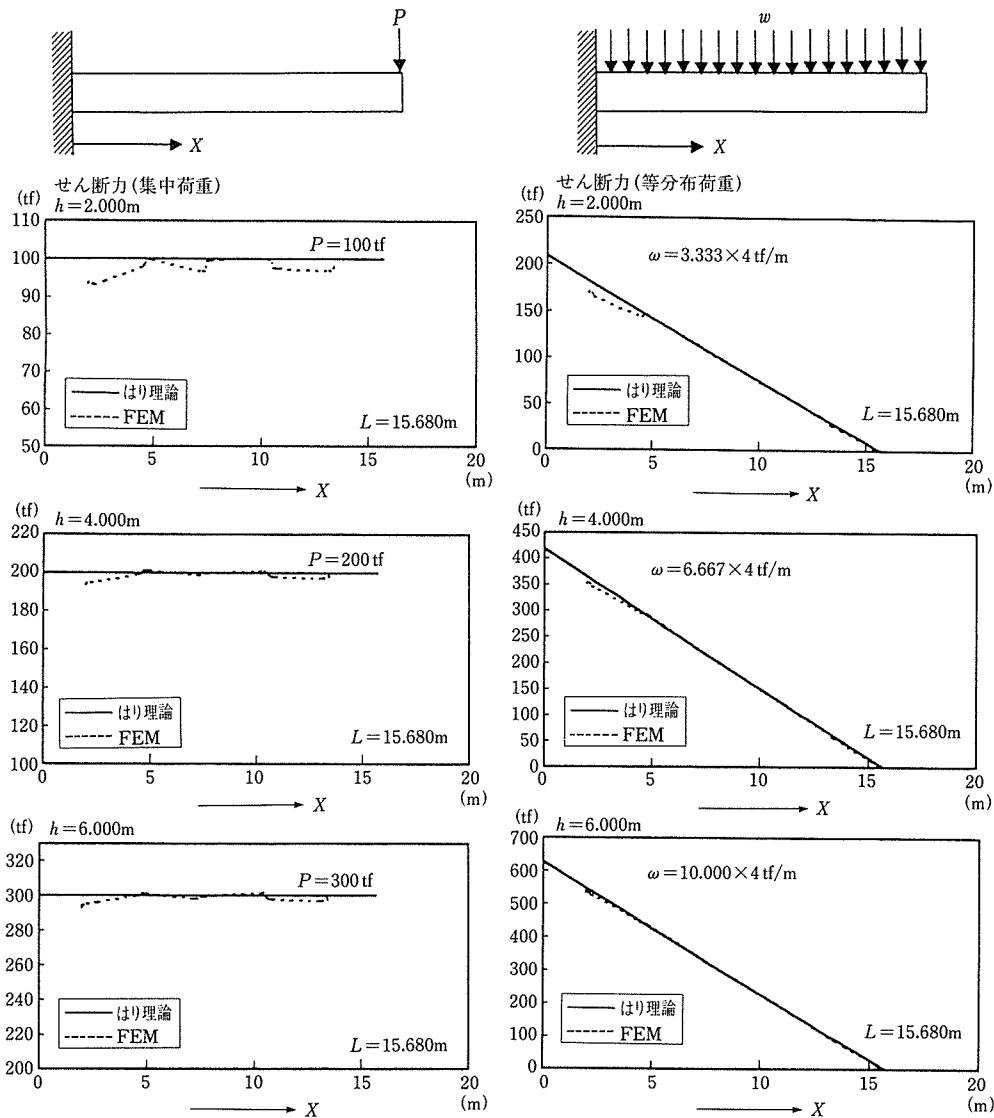


図-13 せん断力図

に表される。

$$\bar{A}_s = A_s / \gamma \dots\dots\dots(11)$$

- ここに、 $\gamma$  : 波形鋼板の形状係数(=  $L / \Sigma \ell$ )
- $A_s$  : 波形鋼板の断面積(=  $h_s \cdot t_s$ )
- $L$  : せん断スパン長
- $\Sigma \ell$  : せん断スパン長内での波形鋼板の波形に沿った実長

前述したように、波形鋼板ウェブのせん断応力分布はほぼ一様であり、また、固定端付近での上下コンクリートフランジのせん断抵抗の変形に与える寄与は小さいと考えられるので、(8)式を適用すれば、せん断修正係数( $\kappa$ )は(10)式より(12)式のように表される。

$$\kappa = \frac{\bar{A}_s}{A_s} = 1 / \gamma \dots\dots\dots(12)$$

(12)式によるせん断修正係数を用いて、(9)式によるはり理

論より変形量とFEM解析による結果を比較したものが図-16である。先端集中荷重および等分布荷重のいずれの場合でも、両者の良好な一致が認められる。

## 6. まとめ

波形鋼板の波の形状や波形鋼板の高さに対する箱桁断面のねじり挙動および波形鋼板の高さと荷重の種類に対する曲げせん断挙動を解明するために、3次元のFEM解析を行い、実用設計に用いられる棒の純ねじり理論とはりの曲げせん断理論との比較を行い、以下に示す結果を得た。

- 1) 波形鋼板をウェブに用いたPC箱桁橋のねじり特性に対し、箱桁の断面形状を考慮できる修正係数 $\alpha$ を導入した(5)、(6)および(7)式を用いることにより、箱桁断面形状や波形鋼板の波の形状を考慮した棒としてのねじり定数やねじりせん断応力を精度よく計算できることが分かった。
- 2) 曲げせん断変形については、(12)式に示すように、波形鋼板の形状に関する係数( $\gamma$ )を導入したせん断剛性を用いることにより、波形鋼板の高さと載荷荷重の種



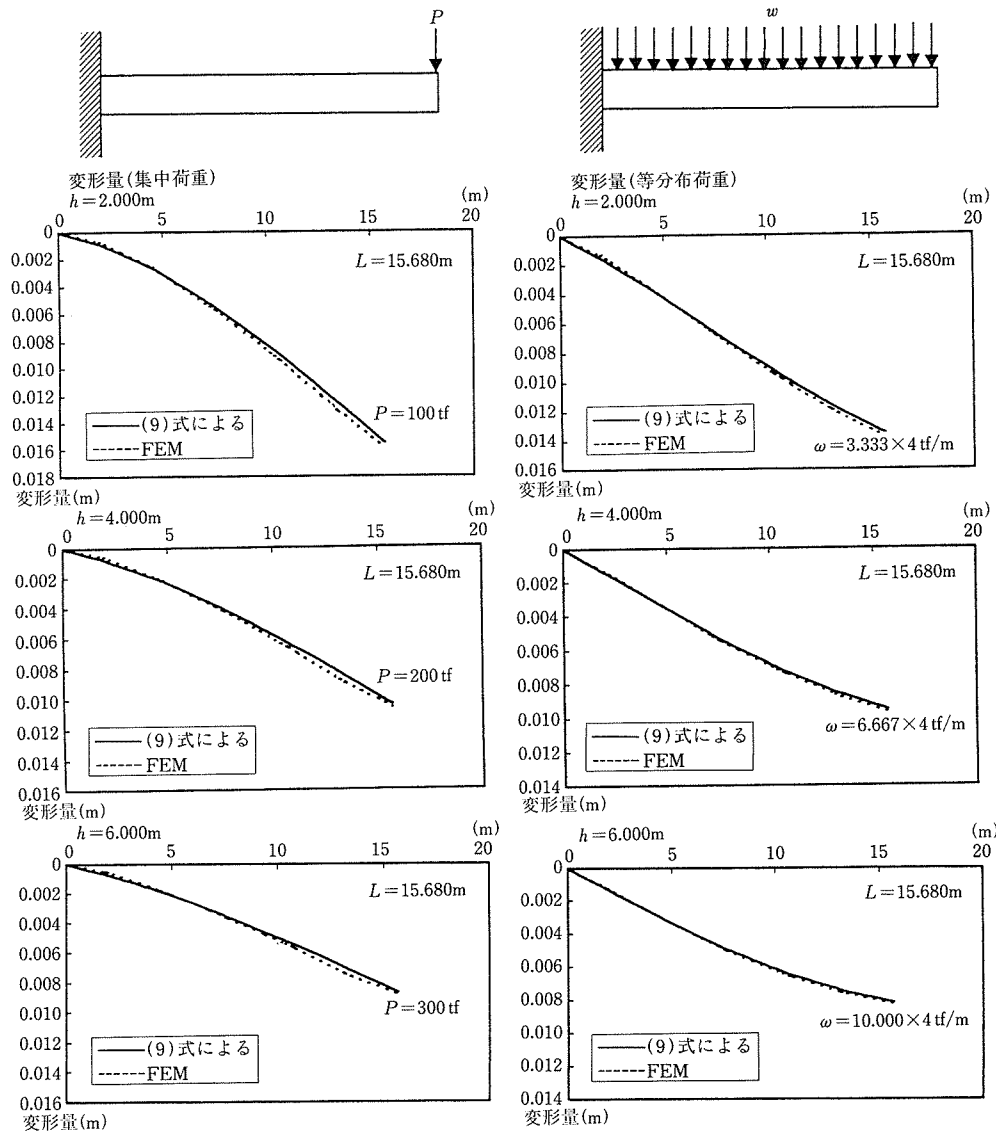


図-16 変形図

類に関係なくせん断変形量をはり理論により精度良く計算できることが分かった。

- ねじり挙動におけるそり応力について、その一例を図-7に示したが、ねじりモーメントが卓越するような桁橋の場合には、特に、連続桁の支点部付近の桁上縁の引張りが卓越する部分については、曲げ応力に若干の余裕を持たせるのが望ましいと考えられる。

以上は、波形鋼板ウェブPC連続箱桁橋の中間支点近傍に着目した部分モデルに対する3次元のFEM解析を基礎にして得られた結論であり、それらをより一般化するためには、全体モデルによる同様の解析や、実橋あるいはモデル実験による検証などが必要であろう。

#### 謝 辞

本FEM解析を実施するにあたり、金沢工業大学大学院生の新谷英司君の多大なるご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参 考 文 献

- 池田尚治：土木分野における複合構造，プレストレストコンクリート，Vol.37，No.2，プレストレストコンクリート技術協会，pp.16～19，1995年3月
- 上平謙二：腹板に波形鋼板あるいは鋼トラスを用いた合成桁橋，NCB研究会編：新しい合成構造と橋，山海堂，第3章，pp.128～142，1996年
- Combault, J., et al: Box-Girders Using Corrugated Steel Webs and Balanced Cantilever Construction, FIP Symposium Kyoto, pp.417～424, 1993年10月
- Lindner, J. and Aschinger, R.: Granzschubtrag-fahigkeit von I-Trägern mit trapezformig Profilierten Stegen, Stahlbau, Vol.57, No.12, pp.377～380, 1988年
- Combault, J. (大浦 隆訳)：シャロール近くのモープレ高架橋，プレストレストコンクリート，Vol.34，No.1，プレストレストコンクリート技術協会，pp.63～71，1992年1月
- 服部政昭，大浦 隆：波形鋼板ウェブを用いたPC単純桁の一試設計，第2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，プレストレストコンクリート技術協会，pp.53～58，1991年
- 立神久雄，上平謙二：ウェブに波形鋼板を用いたボックス桁の力学的特性，第3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，プレストレストコンクリート技術協会，pp.187～192，1992年11月
- 中島陽，依田照彦，大浦 隆，佐藤幸一，武村浩志：波形鋼板ウェブとコンクリートフランジとの接合部の構造に関する実験的研究，第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.173～177，1995年11月
- 依田照彦，大浦 隆：波形鋼板ウェブを用いた合成PC箱桁のねじり

- 特性について、構造工学論文集，土木学会，Vol.39A，pp.1 251～1 258，1993年3月
- 10) 上平謙二，立神久雄，本田秀行，園田恵一郎：波形鋼板ウェブPC箱桁のねじり剛性の評価方法に関する研究，第51回土木学会年次学術講演会講演概要集，共通セッション，pp.178～179，1996年9月
- 11) 花田 臣，加藤修平，高橋恵悟，山崎正直：波形鋼板ウェブPC連続桁「松の木7号橋」の模型実験，第5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，プレストレストコンクリート技術協会，pp.345～350，1995年10月
- 12) 石黒 互，村田嘉宏，須合孝雄：松の木7号橋（銀山御幸橋）の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol.38，No.5，プレストレストコンクリート技術協会，pp.5～14，1996年
- 13) 道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編Ⅲコンクリート橋編：(社)日本道路協会，pp.145～150，1990年2月
- 14) 泉 満明：ねじりを受けるコンクリート部材の設計法，技報堂，pp.25～74，1975年8月
- 15) 谷口 望，中島 陽，依田照彦：波形鋼板ウェブを持つ合成桁の簡易曲げ解析法に関する研究，第51回土木学会年次学術講演会講演概要集，第1部（A），pp.884～885，1996年
- 16) 山口恒太，山口隆裕，池田尚治：波形鋼板構造のせん断挙動について，第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.77～82，1995年11月
- 17) 莊司雄一，上平謙二，新谷英司，園田恵一郎：波形鋼板ウェブPC箱桁のプレストレス導入効果に関する研究，第51回土木学会年次学術講演会講演概要集，共通セッション，pp.174～175，1996年9月
- 18) 小西一朗，横尾義貴，成岡昌夫：構造力学 第Ⅱ巻，丸善株式会社，pp.1～40，1963年3月

【1998年2月16日受付】

## ◀刊行物案内▶

## PC橋の耐久性向上のための 設計・施工マニュアル

(平成9年3月)

頒布価格：3 000円 (送料500円)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会  
PC技術規準研究委員会  
耐久性向上分科会

## ◀刊行物案内▶

## PPC構造設計規準(案)

### 外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法 設計施工規準(案)

### プレストレストコンクリート橋の耐久性向上 のための設計・施工マニュアル(案)－抜粋－

(平成8年3月)

頒布価格：3点セット 5 000円 (送料500円)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会