波形鋼板ウェブ桁のせん断座屈性能

Shear Buckling Capacity of Steel Girders with Corrugated Webs

渡辺 孝一*, 内田 祥生**, 久保 全弘*** Koichi WATANABE, Sachio UCHIDA and Masahiro KUBO

*工修 名城大学助手 理工学部建設システム工学科(〒468-8502名古屋市天白区塩釜口1-501) **工修 中央コンサルタンツ株式会社 基盤整備部(〒451-0042名古屋市西区那古野2—11-23) ***工博 名城大学教授 理工学部建設システム工学科(〒468-8502名古屋市天白区塩釜口1-501)

> In Japan the use of corrugated steel webs is increasing in the construction of composite girder bridges. The corrugated plates have higher rigidity to shear forces, while have lower rigidity to axial forces and bending. Because of these, it is possible to design as a slender web without transverse and horizontal stiffeners. The paper presents the test results using four different trapezoidal corrugation configurations including a flat web. Load deformation curves and strain distributions were investigated. And the test results were compared with the numerical analysis using the finite-element program. Two failure modes of local and global shear buckling were observed depending on the depth of corrugations and the ultimate shear strength increased to the ratios of 1.8 to 2.0 for the flat web girder. Assessments of the applicability of existing design formulas for the shear buckling strength is given based on the test data.

Key Words: Corrugated Steel Web, Shear buckling, Experiment, Analysis, Design strength キーワード: 波形鋼腹板, せん断座屈, 実験, 解析, 設計強度

1. まえがき

わが国では橋梁の高性能化やコスト縮減に有効な形式 として鋼・コンクリート複合橋の建設が注目され、中でも 波形ウェブ桁の適用事例が増加している. 波形鋼板は平板 を波形にプレス加工した鋼板であり,折り曲げ点が塑性ヒ ンジとなり、軸方向力と曲げに対する剛性が著しく低下す る一方で、高いせん断力を有するものである.そして、桁 橋の腹板に波形鋼板を使用すると,中間補剛材および水平 補剛材を省略しても,通常の平板桁よりも腹板の幅厚比を 大きくすることが可能である.とくに、波形鋼板をプレス トレストコンクリート (PC) 橋のウェブ材に適用するこ とでプレストレス導入効率の向上が図れ,これらに伴う工 費の低減とウェブに薄い鋼板を用いることにより自重の軽 減が可能になる.最近改訂された複合橋設計施工規準¹⁾に は、これまでの研究成果を踏まえ、限界状態設計から性能 照査型規定への変更等に留意して,波形ウェブ橋の設計・ 施工手法が記述されている.

本研究は、先に実施した波形鋼板ウェブ桁の面内曲げ 性能²⁾および横ねじれ座屈性能に関する実験³⁾に続き、せ ん断座屈性能を検討するものである.波形鋼板ウェブ桁 (以下,「波形桁」と呼ぶ)の研究は、フランジに鋼板ま たはコンクリート床版付きモデルを用いて、国内外で実験 および解析的研究^{4)~10)}が活発に行われ、終局曲げおよび せん断強度が検討されてきた.本研究では波形桁のせん断 力学的特性を基本的に把握するために、鋼フランジ付きプ レートガーダーを対象にしている.久保ら¹¹⁾は、既発表文 献から波形桁のせん断座屈に関する実験データを調査し、 耐荷力の算定式を検討した.その後もデータの収集を継続 し、現時点では外国で実施されたもの74体^{12)~17)}、日本の もの27体^{18)~23)}、合計101体を波形桁のせん断座屈実験デー タとして蓄積している.

本論文は、平板桁と3 種類の波形桁を用いてせん断座 屈性能の相異を明らかにするために行った実験結果を示し、 有限要素法による非線形解析との比較および既往の実験 データを基に設計強度式との適合性について検討する.

2. 実験内容

2.1 実験供試体

実験桁は図-1に示すような溶接 I 形断面であり、腹板の高さ d_w =800 mm,フランジ幅 b_f =200 mm,フランジ厚 t_f

表-1 波形寸法

Test girder	<i>h</i> _{<i>r</i>} (mm)	$\begin{array}{c cc} h_r & a & b \\ (mm) & (mm) & (mm) \end{array}$		C (mm)	$\gamma = q / s$	
CG240-0	0	-	-	-	1.000	
CG240-2	20	76.3	73.7	76.3	0.983	
CG240-4	40	80.3	69.7	80.3	0.934	
CG240-6	60	87.0	63.0	87.0	0.802	

Note: q = 2(a+b), s = 2(a+c)



図-1 実験桁の断面形状

=12 mm, 腹板厚 t_w =3.2 mmの同一設計寸法とした. 腹板の幅 厚比が d_w/t_w =250 と大きく, 通常の平板を対象とした設計 では垂直補剛材のほかに水平補剛材を必要とする断面であ る. 腹板の波形形状は台形とし,表-1に示すように腹板 の波高を $h_{r}=0(平板)$, 20, 40, 60 mmの 4 種類に変化させた. 実験桁の名称は, CG- $[\nabla r^2 \vee \xi(\text{cm})]$ - $\overline{$ 波高(cm)}]のように表 記している. 波形寸法は 1 波長 q=2(a+b)=300mm を一定 にし,軸方向パネル幅aと斜方向パネル幅cを等しく選び, 波長qと辺長s=2(a+c)を用いた幾何学的な形状係数y=q/sは 1.000~0.862 の範囲で変化する. なお,波形のプレス加 工は,腹板厚の約2 倍の半径 6mm のダイスを用いて行った.

表-2 に実験桁の実測寸法を示す.フランジ突出部の幅 $b_c=(b_f+h_r)/2$ を用いた幅厚比 b_c/t_f は波高の大きさによって 8.2~10.7 に変化する.実験桁の中央載荷点と両端支点に は、荷重集中点の局所崩壊を防止するために垂直補剛材(板 厚 12mm,板幅 60~120mm)を2列(60mm間隔)に取り付 け、腹板の両側に配置した.スパン長はL=2400mmとし、 腹板のせん断パネル幅として波長の4倍(4q)を確保した. 腹板の垂直補剛材間隔は $a_w=1140$ mm であり、せん断パネ ルのアスペクト比は $a_w/d_w=1.43$ になる.

2.2 材料性質と初期変形

実験桁はすべて鋼種 SS400 で構成され,2 種類の使用鋼板に対し4本ずつの引張試験を行った.材料性質として降伏応力 F_y ,引張強さ F_u ,ヤング率 E,ポアソン比vおよび伸び Δ 1のそれぞれ平均値を表-3にまとめている.

各実験桁の初期変形は,腹板の平面度 w_0 およびフラン ジの平面度 v_0 を移動式変位計(最小読み 1/100mm)を用 いて計測した.なお,波形桁の平面度は軸方向パネルの中 央断面で計測した.計測結果の最大値をパネルごとに仕分

表-2 実験桁の実測寸法

	Web plate			Flange plate			Shear panel	
Test girder	d_w	t _w	d_w / t_w	b_{f}	t_f	b/t_f	a_w	a_w / d_w
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		(mm)	
CG240-0	798.7	3.28	243.5	200.2	12.25	8.2	1140	1.43
CG240-2	799.5	3.24	246.8	200.9	12.26	9.0	1140	1.43
CG240-4	798.8	3.26	245.0	200.5	12.25	9.8	1140	1.43
CG240-6	799.4	3.24	246.7	200.6	12.18	10.7	1140	1.43

表-3 材料性質

Plate nominal thickness, t (mm)	Yield stress, <i>F</i> _y (MPa)	Ultimate stress, F_u (MPa)	Young's modulas, <i>E</i> (GPa)	Poisson's ratio, U	Elongation, ⊿/ (%)
3.2 for web	301	425	204	0.279	27.7
12 for flange	255	408	198	0.285	24.6

表-4 実験桁の初期わたみ

Test girder	Web	plate	Top flange plate		
	flatness,	d_w/w_0	flatness, a_w / v_0		
	Panel 1	Panel 2	Panel 1	Panel 2	
CG240-0	82	65	958	991	
CG240-2	288	354	1000	579	
CG240-4	783	650	1036	1583	
CG240-6	683	803	504	567	

けして表-4に示す.腹板の平面度 d_w/w_0 は、平板桁では 道路橋示方書²⁴⁾における部材組立の許容値 250 を大幅に超 過しているが、波形桁では満足している.フランジの平面 度 a_w/v_0 は、すべての実験桁で道路橋示方書の許容値 150 を十分満している.これらの計測結果から、波高が小さい と腹板の平面度が悪化し、波高が大きくなるとフランジの 平面度が悪化する傾向も認められる.

2.3 実験方法

スパン長*L*=2400mmの両端単純支持桁においてスパン中 央に集中荷重が作用した場合の曲げ・せん断実験を行った. 写真-1と図-2に実験の全景を示す.

実験桁のスパン中央の上フランジ面に取り付けた載荷板 (120×18×260mm)に油圧ジャッキ(容量 2000kN)を用 いて載荷した.両支点は,鋼棒(直径 50mm,長さ 350mm) によるローラー支承であり,支点上の回転を自由にした. 載荷時における供試体の横ねじれ座屈を防止するために, 端補剛材の上部両側と載荷板の片側にボールベアリング付 きロッドを水平に連結し,横方向で支持した.載荷点のロッ ドはスライドガイドに取り付け,桁の鉛直たわみに追従で きるようにした.

載荷にあたっては、荷重の偏心がないように供試体の載 荷点とジャッキ中心を調整した後、ひずみゲージおよびダ イヤルゲージなどの計測装置の異常の有無を確認するため の予備載荷を行った.本載荷は弾性域内では荷重制御によ



写真-1 実験状況

り,また非弾性域内では桁中央における下フランジの鉛直 たわみおよびパネル中央にける腹板の面外たわみに注目し て変位制御により行った.

図-2に変位とひずみの計測位置を示す.載荷中のたわ み計測は、支点沈下、スパン4等分点における下フランジ の鉛直たわみ、左右パネル中央における腹板の面外たわみ を計測した.ひずみ計測では、フランジの垂直ひずみを単 軸ゲージ、腹板の軸方向および鉛直方向については二軸お よび三軸ゲージを用いた.スパン中央から150mm離れた 軸方向パネルの平坦部 (Panal 1)では、断面全体のひずみ を計測した.

3. 実験結果

3.1 荷重-変位曲線

図-3に波高を変化させた場合のスパン中央における荷 重一鉛直たわみ曲線を示す.縦軸は降伏せん断荷重 $P_y=2$ $\tau_y A_w$ (ここに,腹板の降伏せん断応力 $\tau_y=F_{yw}/\sqrt{3}$),横軸 はせん断変形を考慮した降伏たわみ v_{cy} でそれぞれ無次元 化して表示している.なお,降伏たわみは桁の曲げ剛度 EI_z および腹板のせん断剛度 GA_w を用いて式(1)から算定 した.

$$v_{cy} = \frac{P_y L^3}{48EI_z} + \frac{P_y L}{4\gamma GA_w}$$
(1)

ただし、波形桁では腹板を無視した面内曲げ剛度 El_dを用いる.式を(1)の第2項は鉛直たわみに及ぼすせん断変形の影響であり、形状係数 y によって波形腹板の影響が考慮されている.

弾性範囲では、すべての実験桁が図中の一点鎖線で示す 弾性計算値とよく一致している.平板桁では P/P_y が約0.2 から、波形桁では約0.7から非線形挙動をしている.平板 桁は最大荷重 $P_u/P_y=0.482$ に到達した後も急激な耐荷力低 下を起こしていない.これに対し、波形桁は大きな破壊音 を伴ってせん断変形し、最大荷重から急激に降下した.波 高20mmのCG240-2桁は $P_u/P_y=0.871$ で最大荷重に到達し、 右パネルにせん断変形が生じた後、左パネルにも変形が進



展した. 波高 40mm の CG240-4 桁は $P_u/P_y=0.954$ で最大荷 重に到達し、右パネルにせん断変形が生じたが、左パネル には変形が進展しなかった. 波高 60mm の CG240-6 桁は $P_u/P_y=0.991$ で最大荷重に到達し、左パネルにせん断変形 が生じたが、右パネルには生じなかった.

図-4 は左右の腹板パネルの中央で計測した腹板面外た わみを描いたものである.なお,波形桁はパネルの崩壊に よる衝撃でダイヤルゲージが外れて計測不能になったため, 矢印で大まかな進展方向を表示している.平板桁は荷重の 増加とともに徐々に変形しているが,波形桁は最大荷重付 近までほとんど面外変形を生じなかったことがわかる.



3.2 断面のひずみ分布

図-5は、荷重が弾性域の P=200kN におけるスパン中央 から 150mm 離れた断面の曲げによる軸方向ひずみ分布を 示す.いずれも表裏に貼ったひずみの平均値 ε_{sm}を降伏ひ ずみ(腹板 ε_{yw},フランジ ε_{yf})で無次元化して整理した. 図中には平板桁に対する弾性理論値を点線で与えている. 腹板のひずみ分布は、平板桁でも幅厚比が大きいため平面 保持の仮定が成立せず、フランジとの接合付近を除いて弾 性理論値と一致していない.とくに、圧縮側におけるひず みの欠損が著しい.波形桁ではフランジとの接合付近でひ ずみが発生しているが、平板桁よりも小さい.そして、腹 板の内部では波高の大きさとは無関係に小さいひずみ (ε_{xm}/ε_{yw}=0.04 以下)にとどまっており、いわゆるアコー ディオン効果が認められる.上下フランジのひずみは幅方 向に等分布を示さず、突出幅の小さい側で大きく、突出幅

の大きい側で小さい.幅方向の平均値は平板と仮定した理 論値にほぼ等しい.

最大荷重(P=P_{max})におけるひずみ分布を描くと図-6 のようになる.波形桁の腹板内部では降伏ひずみ ε_{yw}に達 していないが,圧縮側で引張ひずみの増大が生じている. これは波形腹板の軸方向パネルが折れ板による局部的な曲 げを受けることによるものと推察される.フランジのひず みは平板桁では降伏ひずみに達していないが,波形桁では 最大荷重が大きくなるため降伏ひずみ ε_{yf} を超えた分布を している.



図-7,8は、図-5,6に対応する腹板の軸方向の曲げ ひずみ ε_{sb}分布を示す.荷重 P=200kN においては、平板桁 では面外曲げ変形が多少生じるため、腹板高の中央部で降 伏ひずみの 0.2 倍程度までの曲げひずみを生じている.こ れに対し、波形桁では図中に示すように腹板のアコーディ オン効果によって圧縮側に負曲げのひずみ、引張側に正曲



げのひずみが生じているが、降伏ひずみの 0.1 倍以内と小 さい.最大荷重における曲げひずみは、平板桁ではせん断 変形による斜張力場に伴う曲げひずみが顕著となり、下縁 付近で正曲げひずみが進展し、降伏ひずみの 0.7 倍までに 達している.波形桁では、波高の大きさによって最大荷重 が異なるが、圧縮側の負曲げひずみが進展し、降伏ひずみ の 0.5~0.9 倍を生じている.

図-9,10は図-5,6に対応する断面における鉛直ひずみ(膜ひずみ) ε_{ym}の分布を示す.弾性域の P=200kN では, 平板桁では腹板中央部で乱れがあるが,波形桁の腹板内部 では直線的な圧縮ひずみの変化を示している.最大荷重 (P=P_{max})に至ると,腹板上部の圧縮ひずみが増大してい るが,降伏ひずみの 0.7 倍以内である.

3.3 荷重-主ひずみ関係

せん断崩壊した腹板パネルの中央で計測した三軸ひずみ ゲージ値を用いて算出した主ひずみを分析する.最大主ひ ずみ *εmax*を描くと,図-11のようになる.平板桁では約 *P/Py*=0.35から非線形を呈し,*P/Py*=0.45で降伏ひずみに達 した後,引張ひずみが大きく進展している.これに対し, 波形桁では*P/Py*=0.8 まで直線性を保ち,*P/Py*=0.87~0.91 で降伏ひずみに達し,その後の挙動は波高の大きさによっ て異なる.とくに,波高 20mmの桁は降伏後の荷重増加が みられない.図-12は、図-11に対応する最小主ひずみ *Emin*を表す.平板桁では*P/Py*=0.35で圧縮の降伏ひずみに達 し,最大主ひずみの値よりも早期の荷重である.また,波 形桁では降伏ひずみに達する荷重は最大主ひずみの値とほ とんど同様である.波高が大きいほど小さいひずみで最大 荷重に達している.



図-13 腹板の最大せん断ひずみ

図-13 は降伏せん断ひずみで無次元化した最大せん断 ひずみ γ_{max}/γ_{yw} を表す.波形桁は平板桁よりもせん断剛 性が大きく, P/P_{y} =0.75 程度まで直線性を保ち挙動してい ることが認められる.最大荷重では,平板桁では降伏ひず みの 5.5 倍,波高 20mm の桁では 11.6 倍,波高 40mm の桁 では 6.3 倍,波高 60mm の桁では 5.7 倍のせん断ひずみに 進展した.

Test h_r girder (mm	h _r		Experimental strength					FEM analysis		
	(mm)	$\gamma = q/s$	P_u (kN)	V_u (kN)	V_p (kN)	V_u/V_p	δP_u	$P_{u,FEM}$	$P_u/P_{u,FEM}$	$\delta P_{u,FEM}$
CG240-0	0	1.000	438.54	219.27	455.25	0.482	1.000	432.4	1.014	1.000
CG240-2	20	0.983	784.20	392.10	450.16	0.871	1.788	809.4	0.969	1.872
CG240-4	40	0.934	863.32	431.66	452.57	0.954	1.969	812.8	1.062	1.880
CG240-6	60	0.862	892.04	446.02	450.08	0.991	2.034	897.8	0.994	2.076

表-5 せん断耐荷力の比較



(a) CG240-0 (波高 h_r=0mm)



(b) CG240-2 (波高 h_r=20mm)



(c) CG240-4 (波高 h_r =40mm)



(d) CG240-6 (波高 h_r=60mm)

図-14 実験桁の崩壊状況

3.4 崩壊形と耐荷力

実験桁の崩壊後の状況を図-14(a)~(d)に示す. 平板桁 では両パネルにせん断変形による斜張力場が対角線方向に みられる. 波高 20mm では平板桁よりも大きな角度で2本 のせん断変形(右パネルの右側が先行)がパネル全体にわ たって発生し、全体せん断座屈で崩壊したと判断できる. これに対し, 波高 40mm は波高 20mm と同様にパネル中央 上部から2本のせん断変形(左側が先行)みられるが、短い ことから全体と局部座屈の連成変形したものと推察される. 波高 60mm ではパネル端の上部から短いせん断変形(下側 が先行) がみられ, かつ単パネルで生じているため局部せ ん断座屈に支配されたことがわかる.このように、波高が 比較的小さい波形桁(波高 20mm)では片側パネルのせん 断変形がパネル全体に生じ, 斜張力場を伴う後座屈強度が 期待できるため、他方の健全なパネルにもせん断変形が発 生する.しかし、波高が大きくなると片側パネルのせん断 変形の後,パネル内部で座屈が進展していくため,両パネ ルの全体座屈に至らないと推察される.

本実験から得られた耐荷力を表-5にまとめている.最 大荷重を終局荷重とし P_u ,終局せん断力 V_u ,降伏せん断 カ V_p ,無次元耐荷力 V_u/V_p および平板桁を基準にした場





合の終局せん断力の耐荷力比 $\delta P_u = P_u / P_{u,y=1}$ を表す.

図-15 は波高が耐荷力に及ぼす影響を調べるために, 平板桁の最大荷重を基準にした耐荷力比 *δP*_uと腹板の形状 係数 y の関係を示したものである.波高比を大きくとると せん断耐荷力が約 2 倍にまで増加した.波高の相異による 耐荷力の増加は 14%程度の範囲であることがわかる.



図-16 解析モデル (CG240-4) と境界条件

4. 解析結果との比較

4.1 解析方法

せん断実験から得られた耐荷力や崩壊性状などを検証す るため,実験供試体の数値解析モデルを作成し有限変位解 析を行った.解析に使用した有限要素解析プログラム²⁵⁾ は,DIANA ver. 8.1.2 である.

図-16に波高40mm (実験桁 CG240-4)の解析モデルを 例示する.解析モデルの幾何学的断面諸元は,表-2の実 測値を用いた.実験桁の初期変形は表-4に示しているが 解析モデルのメッシュ分割に必要となる節点での詳細な実 測データは得られていない.このため,最初に弾性座屈解 析を行い,最小せん断座屈モードにおける腹板の面外変形 量の最大値を,道路橋示方書²⁴⁾に規定された腹板の面外た わみ許容値 ($w_0 = d_w/250$)に等しくおいた初期たわみモー ドを解析モデルに適用した.また,実験桁の溶接組立によ る残留応力は,波形腹板のプレス加工による影響やフラン ジとの溶接線がジグザグするため長手方向に一様でなく, 現時点では不明確であるため,平板桁を含め本解析では考 慮していない.

解析モデルに使用した要素は、8節点曲面シェル要素で、 要素の厚さ方向の積分分割数は5層とした.荷重の載荷条 件は、図─17に示すように、上フランジ支間中央部に設 けた垂直補剛材上に強制変位を与えた.境界条件について は、図-16に示すように、両支点部は、単純支持条件 (TY=TZ=0)を満たすようにし、支点上部の垂直補剛材上 縁で、横ねじれを防止するための変位拘束(TZ=0)を設 け、モデルの上フランジ支間中央部に長手方向に対する変 位拘束(TX=0)を設定した.材料の構成則は、図-18に 示すように実験供試体の引張試験結果をモデル化した. 腹板の面外変形に追従させるため、幾何学的非線形性を考

慮した有限変位解析を行った.そして,解析の求解法には 修正ニュートンラプソン法を使用した.



図-17 解析モデルの載荷状況



4.2 荷重―たわみ曲線

図-19(a)~(d)は、荷重-鉛直たわみ曲線の実験と解析 結果のを比較したものである.また、図中の一点鎖線は、 式(1)による鉛直たわみの弾性理論値である.

図-19(a)の平板桁では、荷重が 100kN 付近から弾性理 論値よりもたわみ剛性が低い挙動を示しているが、実験と 解析値の適合性はよい.最大荷重は、実験値 438.5kN に対 して解析値 432.4kN であり、1.4%低めを推定している.

一方,図-19(b)~(d)に示す波形桁では,波高の相異に よらず実験と解析曲線の勾配はよく一致している.最大荷 重は,波高 20mm の桁では実験値 784.2kN に対して解析値 809.4kN であり 3.1%大きめの推定を与え,波高 40mm では, 実験値 863.3kN に対して解析値 812.8kN であり 6.2%低め の推定値を与えている.さらに,波高 60mm では,実験値 892.0kN に対して解析値 897.8kN であり 0.6%大きめの推定 となっている.このように,波高の大小に関わらず 6%以 内の誤差で実験値を推定できることがわかる.しかし,波 高が大きい波形桁ほど最大荷重に至るまでのたわみ挙動を 解析的に十分追跡できていないことから,波形ウェブの折 り曲げ点における材料性質の変化および溶接残留応力など の影響を考慮した複合非線形解析が必要であると思われる.



4.3 断面のひずみ分布

図-5に対応する荷重 P=200kN における腹板(C断面) における軸方向ひずみ ε_{xm}の分布について,平板桁と波高 60mmの波形桁の実験値と解析値を比較すると,図-20(a), (b)のようである.なお,実験値は腹板の表裏に貼付したゲー ジの平均値を用い,解析値はシェル要素の厚さ中心の垂直 ひずみ分布を図示している.曲げ降伏荷重の21%の荷重で あるが,解析による平板桁のひずみ分布も実験値と同様な 傾向で直線性を保持していないことがわかる.これに対し, 波形桁では腹板の上下縁から0.1d_wの高さの範囲におい て,曲げによる軸方向ひずみが発生している様子が解析値 からも確認できる.

図-21(a), (b)は, 図-9に対応する鉛直ひずみ(膜ひず み) ε_{ym} の分布を実験値と解析値で比較したものである. 平板桁では,腹板の $0.6d_w$ 付近で圧縮ひずみが大きい緩や かな曲線分布を示しており,実験値の分布とほぼ一致して いる.波形桁では,上縁から $0.1d_w$ の高さで圧縮ひずみが 大きく生じ,下縁に向かって徐々に小さくなる傾向が解析 値からも認められる.



図-22 最大せん断ひずみ分布

図-22(a),(b)に平板桁と波形桁(波高 h,=60mm)の荷 重 P=200kN(降伏せん断荷重の 22%)における最大せん 断ひずみ分布について,実験値と解析値を比較した結果を 示す.最大せん断ひずみは,腹板表裏の平均値であり,各 図中に示しているように,腹板 Panel 1の B 断面と C 断面 についてプロットしている.図-22(a)の平板桁では,実験 と解析値の適合性は十分ではないが,全体的な傾向は把握 できている.パネル中央の B 断面では,腹板高さの中央部 付近にせん断ひずみが大きくなる分布を示している.これ に対し,載荷点付近の C 断面では,腹板の上縁または下縁 で大きくなるせん断ひずみ分布をしている.

図-22(b)の波形桁では、平板桁より小さなせん断ひずみ を生じ、腹板高さ方向に一様なひずみ分布を示している. パネル中央の B 断面,載荷点付近の C 断面とも台形波形 の軸方向パネルの分布であり、実験値と解析値はよく一致 している.このように波形桁では、平板桁と相異して、早 期の荷重段階での斜め張力場による変形の影響が小さいこ とが推察される.

4.4 崩壊形と耐荷力

図-23(a)~(d)は、初期変形を考慮した解析から得られ た変形状況をコンター図で比較したものである.解析のコ ンターバンドの最大値は、各桁モデルの変形量の最大値と している.変形倍率は、図-14(a)~(d)に示す実験桁の崩 壊状況と比較するため、最大 20 倍に拡大している.実験 と解析による崩壊形を比較すると、平板桁では左右パネル (アスペクト比 *a_w/d_w*=1.43)の対角線に沿って斜張力場が 形成され、せん断崩壊した様子が観察できる.そして、波 高 20mmの波形桁では左右パネルにおいて複数の波形パネ ルにせん断座屈が進展し、全体座屈で崩壊したことが確認 できる.また、波高 40mmの波形桁も実験桁と同様に右パ ネルのみに全体座屈変形がみられる.波高 60mmの波形桁 では左パネルのみに局部座屈変形が生じている.このよう に、解析でも波形桁の波高の大きさに伴うせん断座屈の崩 壊モードの相異を明らかにすることができた.

FEM 解析から得られた耐荷力は表-5に併記してあり, 6%以内の精度で実験耐荷力を推定している.また,図-15 に示すように,波形桁がせん断耐荷力に及ぼす効果も 実験結果とほぼ対応している.







(d) CG240-6 (波高 h_r=60mm)



5. 設計強度との比較

5.1 腹板が平板の場合

平板桁のせん断強度については数多くの算定式が提案 され,実際設計に適用されている.本論文では,Lee and Yoo²⁰ のせん断耐荷力の算定式(2)を用いて実験結果を考察した.

$$\frac{V_u}{V_p} = R(0.6C + 0.4) \le 1$$
(2)

ここに,

 $0.893 \leq \lambda_{sr} \leq 1.116 \text{ Obs}$

$$C = \frac{0.893}{\lambda} \tag{3a}$$

 $\lambda_{sr} > 1.116 \text{ Obs}$

$$C = \frac{1}{\lambda_{sr}^{2}}$$
(3b)

また, R はスレンダーな腹板の場合の初期変形を考慮す るための低減係数を表す.

$$R = 0.8 + 0.2(1.12\lambda_{\rm sr} - 1) \tag{4}$$

ただし、 $0.8 \le R \le 1.0$ である. せん断座屈の幅厚パラメー タは平板の弾性せん断座屈応力 τ_e を用いて下記の式で与 える.

$$\lambda_{sr} = \sqrt{\tau_y / \tau_e} \tag{5}$$

なお,腹板の降伏せん断応力は $\tau_y = F_{yy} / \sqrt{3}$ から求める.

図-24 は、縦軸に無次元せん断耐荷力 V_u/V_p 、横軸にせん断の幅厚比パラメータ λ_{sr} を用いてせん断耐荷力曲線が与えてある。既往の実験データとして Basler, Rockey., Cooper,坂井らの実験値²⁷⁾および Lee and Yoo²⁸⁾の実験値, 合計 44 体の実測値を用いて比較すると、変動はあるもののせん断耐荷力曲線に沿って変化している. そして、本実験値 CG240-0 は.幅厚比が大きい領域に位置 するが、耐荷力曲線とよく一致していることがわかる.

5.2 腹板が波形の場合

波形鋼板桁のせん断座屈は局部座屈(local buckling)と全体座屈(global buckling)に支配される.局部座屈は、単一パネル(折り目間)で生じるせん断座屈であり、そのメカニズムは平板と同じであるので弾性座屈応力は腹板の幅厚比 w/twとパネルのアスペクト比w/dwを用いて算定する.ここに、wは、軸方向パネル幅 a と斜方向のパネル幅 c の大きい方を用いる.

全体座屈は、複数のパネルにまたがって生じるせん断座屈であ り、その弾性座屈応力はEasley²⁹による直交異方性板理論に基づ く式が幅広く採用されている.本論文では、わが国の複合橋設計 規準(以下、「PC 規準」と呼ぶ)で定める波形鋼板のせん断座 屈の設計強度式(6)と比較する.

$$\lambda_{s} < \sqrt{2} \text{ Obs}$$

$$\delta_{u} = \frac{\tau_{u}}{\tau_{y}} = 1 - 0.614 (\lambda_{s} - 0.6) \le 1$$

$$\lambda_{s} \ge \sqrt{2} \text{ Obs}$$

(6a)

$$\delta_u = \frac{1}{\lambda_s^2} \tag{6b}$$

ここに、せん断座屈の幅厚比パラメータ λ_s は弾性局部座 屈応力 τ_{el} および全体座屈応力 τ_{eg} を用いて、次式で算出する.

局部座屈:
$$\lambda_{sl} = \sqrt{\tau_y / \tau_{el}}$$
 (7a)

全体座屈:
$$\lambda_{sg} = \sqrt{\tau_y / \tau_{eg}}$$
 (7b)

-22-



なお,腹板の降伏せん断応力は $\tau_y = F_{yw}/\sqrt{3}$ から求める. 既発表文献から収集した波形桁のせん断座屈実験データ は,現時点で101 個である.本論文では,これらのデータ をもとに,境界条件を単純支持と考え,弾性全体座屈応力 が局部座屈応力より小さい ($\tau_{eg} < \tau_{el}$)場合には,全体座屈 モードによって支配されるものと仮定した.わが国の PC 規準で定める弾性座屈応力の算定式を用いて仕分けすると, 局部座屈データ 58 個および全体座屈データ 43 個である.

図-25 は局部座屈に対し縦軸に無次元耐荷力 $\delta_{ul} = \tau_{ul} / \tau_y$, 横軸に単純支持とした場合の幅厚比パラメータ λ_{sl} をとり, 局部座屈によって支配された実験値をプロットしたもので ある.本実験値 CG240-6 は幅厚比が小さく塑性域に位置 し,ほぼ降伏せん断耐荷力に達している. PC 規準の設計 強度式(6a)は、非弾性域では既往の実験データのほぼ平均 値を与えているが、弾性域では PC 規準の設計強度式 (6b) は低めの強度を与えている.

同様に、図-26は全体座屈に対して縦軸に $\delta_{ug} = \tau_{ug} / \tau_y$, 横軸に幅厚比パラメータ λ_{sg} をとり、座屈係数をk=36(拘 束度 $\beta=1$)を用いて全体座屈によって支配された実験値を プロットしたものである.本実験値 CG240-2,4 は式(6a) の耐荷力にほぼ一致している. PC 規準の設計強度式は, $\lambda_{sg}>0.9$ の領域で既往の実験データの平均値より低めの強 度を与えている.波形桁のせん断座屈の設計強度を的確に 定めるためには、座屈実験データの追加のほか、支持条件 のとり方や局部座屈と全体座屈の連成強度などの検討が必 要である.

6. あとがき

本論文では,波形鋼板を腹板に用いた場合のせん断座屈 性能を明らかにするための実験を行い,平板を含め波高を 4 種類に変化させた場合の荷重-変形とひずみ挙動,崩壊 形および耐荷力を検討した.また,実験結果は,非線形解 析とわが国の設計強度式とも比較した.本研究から得られ た結果を要約すると,次のようである.

(1) 平板桁は早期の荷重段階(最大荷重の40%程度)から



腹板の面外たわみが発生するが、せん断パネル全体 に斜張力場が形成され、最大荷重後も急激な耐荷力 低下を起こさない.これに対し、波形桁は最大荷重 の70~80%程度まで線形挙動を示し、非線形挙動に 移行した後、せん断座屈変形が急激に生じ崩壊した. 最大荷重後の耐荷力低下は著しく、その後の座屈変 形の進展状況は波高の大きさによって異なる.

- (2) 波形桁では波高を大きくするにつれて全体せん断座 屈から局部せん断座屈崩壊へ移行し、平板桁に比べ 約2倍までのせん断耐荷力の増加が得られた.波高 の大きさ(形状係数 0.983~0.862)による耐荷力の 相異は小さく、14%の範囲であった.
- (3) 波形腹板の軸方向ひずみは、小さい荷重ではフランジとの接合線近傍には生じるが、それ以外の内部では無視できる程小さい。最大荷重では、降伏ひずみの30~70%の軸方向ひずみが計測された。フランジの軸方向ひずみは一様分布を示さず、突出幅の小さい側で大きくなった。また、波形桁の軸方向パネルでは、アコーディオン効果によって軸方向の曲げひずみが発生することも認められた。
- (4) 波形桁のせん断剛性は平板桁より大きく、断面にお けるせん断ひずみ分布は高さ方向にほぼ一様分布を 示す.そして、最大荷重の最大せん断ひずみは、波 高が大きいほど小さく、局部せん断座屈崩壊した桁

では降伏ひずみの6倍程度であった.

- (5) 初期変形を考慮した非線形解析を行い、実験による 荷重-変形挙動,崩壊モードおよび耐荷力と比較し、 概ね実験結果の妥当性を検証できた.
- (6) 本実験と既往の実験データを用い,せん断耐荷力について設計強度式と比較した.本実験による波形桁の結果は,わが国のPC規準の設計強度ともほぼ適合することがわかった.また,既往の実験データを比較すると,設計強度式は非弾性領域において局部せん断座屈の平均値相当を示し,全体せん断座屈に対しては平均値より少し低めを示した.本論文では腹板の境界条件を単純支持と仮定して考察したが,全体せん断座屈強度の評価では腹板上下縁の拘束度が大きく影響し,適切な評価が必要であると思われる.

参考文献

- プレストレストコンクリート技術協会編: 複合橋設計施 工規準, 技報堂出版, 2005.
- 渡辺孝一, 久保全弘: 波形鋼板ウェブ桁の面内曲げ性能, 土木学会論文集, Vol.62, No.2, pp.323-336, 2006.
- 久保全弘,渡辺孝一:波形鋼板ウェブ桁の横ねじれ座屈
 性能,土木学会論文集,投稿中.
- 4) 依田照彦,多田雅弘,中島 陽,大内一男:波形鋼板ウェ ブを持つ合成桁の力学的挙動に関する実験的研究,鋼構 造論文集, Vol.1, No.2, pp.57-66, 1994.
- Luo, R. and Edlund, B.: Shear capacity of plate girders with trapezoidally corrugated webs, Thin-Walled Structures, Vol. 26, pp.19-44, 1996.
- 織田博孝:波形鋼板ウェブのせん断座屈挙動,技報たき がみ, Vol.19, pp34-43, 2001.
- Machimdamrong, C., Watanabe, E. and Utsunomiya, T.: Global elastic shear buckling analysis of corrugated plates with edges elastically restrained against rotation, Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol.48A, pp.51-58, 2002.
- 西田 進,長谷川義貴,前川幸次:波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の弾塑性3次元非線形解析,鋼構造年次論文報告 集,第10巻, pp.575-581, 2002.
- (第瀬恵子,明田啓史,堂垣正博:合成箱桁における波形 腹板のせん断特性,構造工学論文集,土木学会,Vol.51A, pp.193-202, 2005.
- Sayed-Ahmed, E.Y.: Plate girders with corrugated steel webs, Engineering Journal, AISC, Vol.42, No.1, pp. 1-13, 2005.
- 5.11) 久保全弘,中川博文,韓 暁峰:実験データに基づく波 形鋼板ウェブのせん断座屈耐荷力,土木学会第56回年 次講演概要集,I-B270, pp.540-542, 2001.
- 12) Johnson, R.P. and Cafolla, J.: Corrugated webs in plate girders for bridges, Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Structures and Buildings, Vol. 123, pp.157-164, 1977.

- Elgaaly, M., Hamilton, R.W. and Seshadri, A.: Shear strength of beams with corrugated webs, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.122, No.4, pp.390-398, 1996.
- Elgaaly, M. and Seshadri, A.: Steel built-up girders with trapezoidally corrugated webs, Engineering Journal, AISC, Vol.35, No.1, pp. 1-11, 1998.
- Lindner, J., und Aschinger, R.,: Grenzschub-tragfähigkeit von I-trägern mit trapezförming profilerten stegen, Stahlbau 57, pp.377-380, 1988.
- Pasternsk, H. und Branka, P.: Zum Tragverhalten von Wellstegträgern, Bauingenieur, Bd. 73, Nr.10, S.437-444, 1998.
- 17) Driver, R. G., Abbas, A., and Sause, R. : Shear behavior of corrugated web bridge girders, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.132, No.2, pp.1955-2003, 2006.
- 18) 池田博之,青木圭一,沖見芳秀,山野辺真一:複合非線 形解析による波形鋼板ウェブのせん断耐荷力評価,土木 学会第56年次学術講演会,I-A190,pp.380-381,1993.
- 19) 山口恒太、山口隆裕、池田尚治:波形鋼板をウェブに用いたプレストレストコンクリート桁の力学的挙動に関する研究、コンクリート工学論文集、第8巻、第1号、pp.27-41、 1997.
- 山崎正直:波形鋼板ウェブの座屈耐荷力,構造工学論文 集,土木学会, Vol.47A, pp.19-26, 2001.
- 角谷 勉,青木圭一,富本 信,狩野正人:波形鋼板ウェ ブのせん断耐荷力評価,プレスとレストコンクリート, Vol.43, No.1, pp.96-101, 2001.
- 22) 谷中聡久,小山明久,岩崎雅紀:重ね継手を有する波形 鋼板ウェブのせん断強度に関する検討,横河ブリッジグ ループ技報, No.31, pp.26-35, 2002.
- 23) 織田博孝,松村寿男:波形鋼板ウェブのせん断座屈実験, 技報たきがみ, Vol.20, pp.91-96, 2002.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説,鋼橋編,丸善, 2002.
- 25) 日本電子計算株式会社: DIANA User's Manual Release 7, 2003.
- 26) Lee, S. C., and Yoo, C. : Strength of plate girders web panels under pure shear, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.124, No.2, pp.184-194, 1998.
- 27) 長谷川彰夫, 堀口隆良, 西野文雄: プレートガーダーの 耐荷力に関する一考察(下), 橋梁と基礎, Vol.11, No.4, pp.8-12, 1977.
- 28) Lee, S. C., and Yoo, C., H.: Experimental study on ultimate shear strength of web panels, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.124, No.2, pp.184-194, 1998.
- 29) Easley, J.T.: Buckling formulas for corrugated metal shear diaphragms, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.101, No.7, pp.1403-1417, 1975.

(2006年9月8日受付)