

波形鋼板ウェブの座屈耐荷力

Buckling strength of Corrugated webs

山崎 正直*

Masanao Yamazaki

* 横河工事(株)技術本部技術部 (〒170⁻⁸⁴⁵² 東京都豊島区西巣鴨 4-14-5)

Corrugated steel plates have been used as a web of girders because of their stability against shear buckling. Many attempts to predict the buckling strength of corrugated plates were made with the results of experimental tests. All of these tests, however, were executed using scale models with thinner plates. Recent application of corrugated plates to webs of large bridge structures requires revealing their exact behavior. This paper describes some formulae for estimating buckling strength of corrugated steel webs compared with the results of experimental tests that were executed by the author using full-scale models, and a proposal for designing procedures of corrugated plates for bridge girder webs.

Key Words: corrugated web, shear buckling, full-scale model

キーワード：波形鋼板ウェブ，せん断座屈，実物大実験

1. はじめに

薄鋼板の弱点である座屈耐荷力を高めるために、通常は補剛材を取り付けるが、鋼板を周期的に互いに平行なラインで折り曲げた波形鋼板は、その幾何学的形状効果により、同等の補剛効果を得られることが利点の一つである。この利点を利用して、波形鋼板を桁のウェブに用いる試みがかなり古くから行われている。ヨーロッパでは、1920年代にすでに本形式の適用⁽¹⁾が試みられていた。その後、1970年代になって本格的に使用されるようになり、1980年代にはフランスで橋梁に適用された。日本でも、1960年代に島田⁽²⁾が波の形状をパラメータとした試験桁で載荷実験を行っている。また1970年代には、本形式の桁をクレーンガーダへ適用する検討⁽³⁾が行われて実際に施工され、1990年代になって橋梁に適用された。

一方、波形鋼板の座屈耐荷力を明らかにする試みも、数々の数値解析と模型実験により行われてきた。1929年、Bergmann と Reissner⁽⁴⁾は、矩形波形鋼板パネルを直交異方性版として扱い、4辺が単純支持の場合のせん断座屈強度算定式を提案した。1969年、Easley と McFarland⁽⁵⁾は、同様なアプローチでさらに簡略化した座屈強度算定式を提案した。さらに Easley⁽⁶⁾は1975年、パネルの端部支持条件を考慮した座屈強度算定式を提案した。1987年 Cheyreszy⁽⁷⁾は、上記の全体座屈による座屈モードの他に、局部座屈と連成座屈の3つの座屈モードを座屈耐荷力と

して考慮しなければならないことを明らかにした。

このように、波形鋼板のウェブへの適用はすでに実績も積み重ねられその耐荷力の研究も進んでいる。理論の裏付けとしてこれまでに数々の実験が行われてきたが、いずれもウェブの板厚を含め小型の供試体モデルでの実験であり、構造物が大型化してきた現在、従来の理論を適用する上で実物大レベルの波形鋼板ウェブの座屈耐荷力を確認しておく必要がある。

本稿では、まず波形鋼板ウェブの性質を明らかにし、今までの研究結果から座屈耐荷力の算定式を示し、筆者が行った実物大レベル供試体での載荷実験結果と比較することにより、算定式の妥当性を検討する。最後に、波形鋼板ウェブの設計手法を提案する。

2. 波形鋼板ウェブの基本的性質

波形鋼板ウェブの座屈耐荷力を論ずる場合に、せん断座屈についてだけ検討すればよいという利点がある。これは、波形鋼板ウェブが波方向の軸方向作用力に対して極めて変形しやすく、実質的な軸方向剛性が工学的に無視できるほど小さい特徴を持つため、これをアコーディオン効果とよぶ。この特徴により、波形鋼板をウェブに用いた桁を梁として機能させると、波形鋼板ウェブは（フランジとの接合部付近のごく一部を除いて）ほとんど純粋なせん断応力場となる。

波の形状については、台形波形、矩形波形、三角波形、半円波形、正弦波形など様々な波形が実際の構造物に使用されているが、橋梁のウェブとして使用されているのはすべて台形波形である。これは剛性を確保するための効率の良さと、製作の容易さのためである。

3. セン断座屈に対する耐力算定式

構造部材としてせん断力に抵抗する、矩形波形鋼板パネルの座屈強度について、Bergmann⁽⁴⁾らは、パネルを直交異方性版として扱い、座屈モードのたわみの一般式を、4辺が単純支持の場合の境界条件を満たす(1)式で与えた。

$$w = \sum_{i=1}^{\infty} \sum_{j=1}^{\infty} a_{ij} \sin \frac{i\pi x}{l} \sin \frac{j\pi y}{h} \quad (1)$$

ただし、 l 、 h は図-1に示すように、それぞれ x 、 y 方向のパネル長である。

これにエネルギー法を用いて次の弾性せん断座屈強度算定式を導いた。

$$\tau_{cr} = 4k \frac{\sqrt{D_x D_y}}{h^2 t} \quad (2)$$

ここに、座屈係数： k は、パネルの曲げ・ねじり剛性比： θ を

$$\theta = \frac{\sqrt{D_x D_y}}{D_{xy}} \quad (3)$$

パネルの寸法と剛性の縦横比： ϕ を

$$\phi = \frac{h}{l} \sqrt{\frac{D_x}{D_y}} \quad (4)$$

とした時、Timoshenko⁽⁸⁾らが示した図-2のグラフから求めることができる。

ただし、 D_x 、 D_y および D_{xy} は、 x 方向、 y 方向の曲げ剛性およびねじり剛性で、それぞれ

$$D_x = \frac{EI_y}{1 - \nu_x \nu_y} \quad (5)$$

$$D_y = \frac{EI_x}{1 - \nu_x \nu_y} \quad (6)$$

$$D_{xy} = \frac{\nu_x D_y + \nu_y D_x}{2} + 2GI_{xy} \quad (7)$$

で与えられる。

ここに、 E 、 G はそれぞれ軸方向、せん断方向の弾性係数、 ν_x 、 ν_y はそれぞれ x 軸、 y 軸方向のポアソン比、 I_x 、 I_y および I_{xy} はそれぞれ x 軸回り、 y 軸回りおよびねじり方向の慣性モーメントである。Timoshenko⁽⁸⁾らによれば直交異方性版の場合、 ν_x および ν_y を0とすることができ、その結果(5)~(7)式は次のようにかける。

$$D_x = \frac{Et^3}{12} \eta \quad (8)$$

$$D_y = EI_x \quad (9)$$

$$D_{xy} = \frac{Et^3}{6(1+\nu)\eta} \quad (10)$$

ここに、 η は波形加工による長さ効率で、波形に沿った板の長さに対する軸方向長さの比である。

一方、Easley⁽⁵⁾らは、座屈モードのたわみの一般式を

$$w = a \sin \frac{n\pi}{l} (x - \alpha y) \sin \frac{\pi y}{h} \quad (11)$$

としてエネルギー法を適用した。

(11)式は、波形鋼板パネルの上下端部($y=0, y=h$)および($x-\alpha y$)が (l/n) の倍数となる節線で、たわみが0となるものである。ここに、 n は節線で区切られる半波の数、 α は節線の勾配を表す。

さらに、実際に使用される波形鋼板は、 D_x と D_{xy} は同

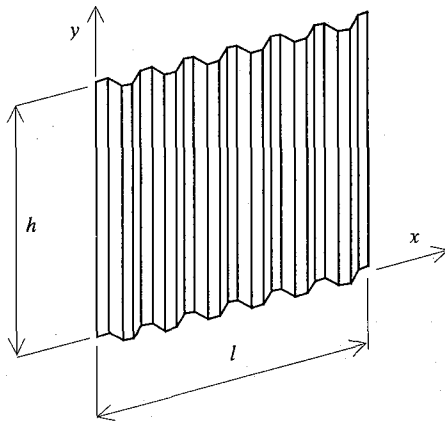


図-1 波形鋼板パネル

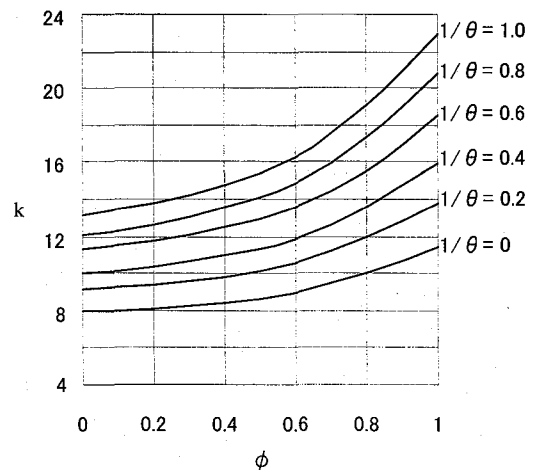


図-2 座屈係数:kの値

じオーダーで、 D_y は D_x に比べて 200 倍以上であることを利用して、次のせん断座屈強度算定式を提案した。

$$\tau_{cr} = 36 \frac{\sqrt[4]{D_x D_y^3}}{h^2 t} \quad (12)$$

(12)式は(2)式と $\lambda=9.0$ の場合に等価である。後に Easley⁽⁶⁾ は、実際に用いられた波形鋼板はすべて、 $\theta \geq 8$ 、 $\phi \leq 0.4$ であり、この範囲では(12)式は(2)式に対して 5%以下の誤差であることを検証している。

同じ文献で Easley は、(12)式の検証実験の結果と、Bergmann⁽⁴⁾ らが行った、上下端部を剛結した場合の座屈強度が単純支持の場合の 1.9 倍となる解析結果から、次のせん断座屈強度算定式を提案した。

$$\tau_{cr} = 36\beta \frac{\sqrt[4]{D_x D_y^3}}{h^2 t} \quad (13)$$

ここに、 β は 1.0~1.9 の範囲の係数で、波形鋼板上下端の回転拘束の程度を表す。

(13)式は、せん断ウォールとしてのせん断全体座屈に対する強度式であるが、橋梁のウェブに波形鋼板を適用した場合も、前記のアコーディオン効果によって軸方向応力がほとんど発生しないため、この算定式が適用できる。

波形が大型になると、折り目と折り目の間の平板サブパネルの局部座屈に対しても照査が必要になる。

局部座屈に対しては、サブパネルを 4 辺が単純支持されたせん断パネルとして、次の(14)式によって照査すればよい。

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{h} \right)^2 \quad (14)$$

ここに、 t はパネルの板厚、 h はウェブ高さ、 k は座屈係数で、単純支持の場合、次の(15)式で求められる。

$$k = 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2} \quad (15)$$

ただし、 α はサブパネルの縦横比で、折り目間隔を a としたとき $\alpha = a/h$ である。

さらに Cheyrezy⁽⁷⁾ は、上記の全体座屈と局部座屈による座屈モードの他に、両者が影響しあって生じる連成座屈モードが存在することを明らかにした。すなわち、ウェブ高さ： h をパラメータにしたモデルで終局座屈耐力を調べた結果、幅厚比： (h/t) が $410 < (h/t) < 1060$ の範囲で、上記の弾性全体座屈荷重および弾性局部座屈荷重のどちらよりも低い荷重レベルで弾性座屈が起きることを、FEM 解析により検証した。

その後、岩田ら⁽⁸⁾および関井ら⁽⁹⁾により同様の解析結果が報告されているので、各解析結果をまとめて表-1 に示す。表によると、パネル幅厚比： (a/t) が大きい(局部座屈が起りやすい)ほど全体座屈との限界幅厚比：

表-1 連成座屈の範囲

		文献(7)	文献(9)	文献(10)
解析対象とした波形形状				
パネル幅厚比	a/t	37.5	33.3	27.8
波高板厚比	d/t	22.5	20.0	16.7
局部座屈との臨界点				
限界幅厚比	(h/t) _L	410	300	72
弾性座屈強度	$\tau^{\circ}_{cr,L}$	650	890	1470
座屈パラメータ	$\lambda_{s,L}$	0.55	0.47	0.37
全体座屈との臨界点				
限界幅厚比	(h/t) _G	1060	520	440
弾性座屈強度	$\tau^{\circ}_{cr,G}$	430	710	690
座屈パラメータ	$\lambda_{s,G}$	0.68	0.53	0.54

$(h/t)_G$ が大きくなり、波高板厚比： (d/t) が小さい(全体座屈が起りやすい)ほど局部座屈との限界幅厚比： $(h/t)_L$ が小さくなっているのがわかる。これは、お互いの連成効果を定性的に説明している。

これら 3 種類の座屈モードはいずれも、波形鋼板材料が完全にフックの法則を満足する理想的な弾性材料とした場合の座屈強度である。実際の鋼材は降伏点応力が弾性範囲の上限であり、終局耐力としてのせん断座屈強度は、非弾性域を考慮して、土木学会⁽¹¹⁾の提唱する(16)式で与えられる。

$$\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \begin{cases} 1 & : \lambda_s \leq 0.6 \\ 1 - 0.614(\lambda_s - 0.6) & : 0.6 < \lambda_s \leq \sqrt{2} \\ 1/\lambda_s^2 & : \sqrt{2} < \lambda_s \end{cases} \quad (16)$$

ここに、 λ_s は、 τ_{cr}^e を弾性座屈応力、 τ_y をせん断降伏応力としたときの無次元パラメータで

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{\tau_y}{\tau_{cr}^e}} \quad (17)$$

で表される。

前述の、局部座屈に対するせん断弾性座屈強度を表す(14)、(15)式で、ウェブ高が大きくなる($h \rightarrow \infty$)と座屈強度は

$$\tau_{cr} = \frac{5.34\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{a} \right)^2 \quad (18)$$

に漸近する。これを(16)式の上段のケースに適用すると、パネル幅厚比が次の(19)式を満たしていれば、ウェブ高がいくら大きくなっても局部座屈は終局モードとならないという条件が得られる。

$$\left(\frac{a}{t} \right) \leq \frac{1.257}{\sqrt{1-\nu^2}} \sqrt{\frac{E}{\tau_y}} \quad (19)$$

波形鋼板ウェブに用いられる一般的な鋼材の諸元を、 $\tau_y = 200 \text{ MPa}$ 、 $E = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ 、 $\nu = 0.3$ として(19)式に代入してみると、

$$\left(\frac{a}{t}\right) \leq 41.7 \quad (20)$$

となり、現在までに橋梁のウェブとして使われたすべての波形鋼板がこの条件を満たしている。

連成座屈についても表-1に示すように、解析対象となったモデルのパネル幅厚比はすべて(20)式を満たしている。同表に、それぞれの臨界点での弾性座屈強度について、 $\tau_y=200\text{Mpa}$ として(17)式により求めた座屈パラメータを併記した。これを(16)式に適用すると、せん断座屈強度は最低でも降伏点強度の95%である。このことから、今後かなりの高降伏点材料の波形ウェブが使用されるようになれば、局部座屈および連成座屈を考慮した座屈耐力の算定が必要となると思われるが、現状の降伏点レベルの鋼材を使用して、パネル幅厚比を(19)式で制限しておけば、全体座屈強度を波形鋼板ウェブの座屈強度とすることができるといえる。

4. 実験供試体と実験方法

波形鋼板ウェブの座屈耐力を検討するために、先に筆者が行った実物大レベルの供試体を使用した耐力力試験^{(12),(13)}の実験条件を示す。

供試体は、図-3に示す銀山御幸橋の一般部波形鋼板ウェブの諸元に一致させたC150を基本にして、表-2に示すように波の高さだけを変化させた6種類とした。

各供試体とも、波形鋼板ウェブは、高さ2210mm、板厚8mm、材質はSM490Aで、曲げに抵抗できるよう上下に鋼フランジを溶接した。

したがって、各供試体の波形鋼板ウェブの幅厚比は一定($h/t=276$)である。また、サブパネル幅: a の最大値はすべて300mmであるから、パネル幅厚比37.5も一定で、材料試験結果の平均せん断降伏点応力: $\sigma_{yave}=237\text{MPa}$ を用いて求めた(19)式の判定値: 40.1より小さいので、局部座屈の影響を受けない範囲であることがわかる。

そこで、終局座屈強度の予想理論値を算出するに当た

表-2 実験供試体

供試体	軸幅 a(mm)	余弦 b(mm)	斜幅 c(mm)	波高 d(mm)	長さ効率 η	波高板厚 比(d/t)
C150	300	260	300	150	0.9331	18.75
C75	300	260	271	75	0.9814	9.38
C50	300	260	265	50	0.9916	6.25
C40	300	260	263	40	0.9946	5.00
C30	300	260	262	30	0.9969	3.75
C20	300	260	261	20	0.9986	2.50

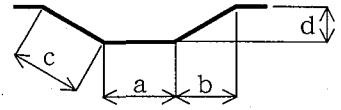


表-3 供試体の剛性

供試体	波高 板厚比 (d/t)	波形鋼板ウェブの剛性			
		(8)式 $D_x(\text{kNm})$	(9)式 $D_y(\text{kNm})$	(10)式 $D_{xy}(\text{kNm})$	剛性比 D_y/D_x
C150	18.75	7.96	6448	14.1	810
C75	9.38	8.37	1585	13.4	189
C50	6.25	8.46	710	13.2	84
C40	5.00	8.49	460	13.2	54
C30	3.75	8.51	265	13.2	31
C20	2.50	8.52	127	13.1	15

表-4 供試体の全体座屈強度

供試体	パラメータ			全体座屈強度		誤差 %
	(3)式 $1/\theta$	(4)式 ϕ	図-2 k	(2)式 $\tau_{cr}(\text{MPa})$	(12)式	
C150	0.06	0.18	8.6	1064	1114	4.7
C75	0.12	0.27	9.0	394	394	0.0
C50	0.17	0.33	9.4	226	216	-4.3
C40	0.21	0.36	9.9	172	156	-9.1
C30	0.28	0.42	10.3	118	103	-12.6
C20	0.40	0.50	11.3	75	60	-20.4

り、終局座屈強度は全体座屈強度に一致すると仮定した。

各供試体の剛性を、(8)~(10)式で計算した結果を表-3に示す。橋軸方向の剛性に対するウェブ高方向の剛性比: D_y/D_x を見ると、波高板厚比の小さい供試体は(12)式を導いた条件: $D_y/D_x > 200$ を充たしていないことがわかる。さらに(3)、(4)式によって θ 、 ϕ を求めると、表-4に示すように、C50以下の波高で $\theta < 8$ 、C30以下の波高で $\phi > 0.4$ となり、(12)式では十分な精度を得られないことがわかる。表-4に、(2)式と(12)式によりそれぞれ全体弾性座屈強度を計算した結果を示す。誤差は、(2)式の結果に対する(12)式の結果の誤差比である。同表からわかるように、C50以上の波高を持つ波形鋼板では、5%以下の誤差となっている。したがって、波高板厚比: $(d/t) > 6.25$ の範囲では(12)式は有効であり、実際にウェブとして使用される波形鋼板の波高板厚比は、 $(d/t) > 10$ であることから、実用上全体弾性座屈強度は(12)式で求められることがわかる。

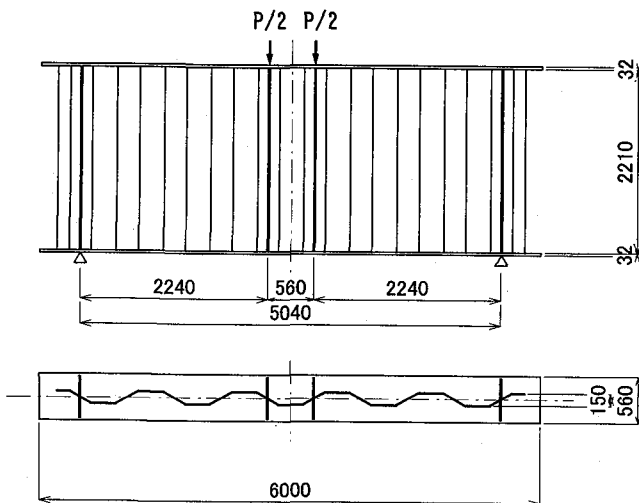


図-3 実験析: C150

表-5 材料強度と理論座屈強度

供試体	材料試験結果		予想理論座屈強度			
	σ_y (MPa)	τ_y (MPa)	τ_{cr} (MPa)	λ_s	τ_{cr} (MPa)	$\frac{\tau_{cr}}{\tau_y}$
C150	393	227	1064	0.46	227	1.00
C75	425	245	394	0.79	217	0.88
C50	433	250	226	1.05	181	0.72
C40	440	254	172	1.22	158	0.62
C30	391	226	118	1.38	118	0.52
C20	385	222	75	1.72	75	0.34

しかし、本実験での供試体はあえて波高板厚比を小さくしたため、予想理論値は、(2)式の結果を全体弾性座屈強度として用い、(16)式により求めた。その値を表-5に、実験に先立って行った材料機械試験の結果とともに示す。材料試験結果のせん断降伏点応力： τ_y は、引張試験で得られた降伏点応力： σ_y に、von Mises の降伏条件： $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ を適用して求めた値である。

供試体は、2つの可動番で単純支持し、12MN 静的加圧試験機を使用して、スパン中央部に2点载荷した。载荷はウェブの左右どちらかがせん断座屈に至るまで行い、そのときの荷重を座屈荷重とした。供試体ウェブには、面外変形に対応できるように両面に、図-4に示す位置に3軸ひずみゲージを貼り、鉛直変位とともに各荷重レベルでのひずみを測定した。

5. 実験結果

表-6に座屈強度の実験結果を示す。表中の P_{max} は最大载荷荷重で、そのときのせん断力をウェブ断面積で除したせん断応力度を座屈強度の実験値とした。表中の誤差は、予想理論値に対する実験値の差の百分率であるが、C20 については誤差が大きい。これは、厚さ 8mm の鋼板を 20mm の波高（波高板厚比： $\delta=2.5$ ）に加工してフランジに溶接した、形状に対して敏感な供試体であるため、避けられない一定の製作精度上の寸法誤差が、座屈耐荷力に影響を与えたためであると思われる。

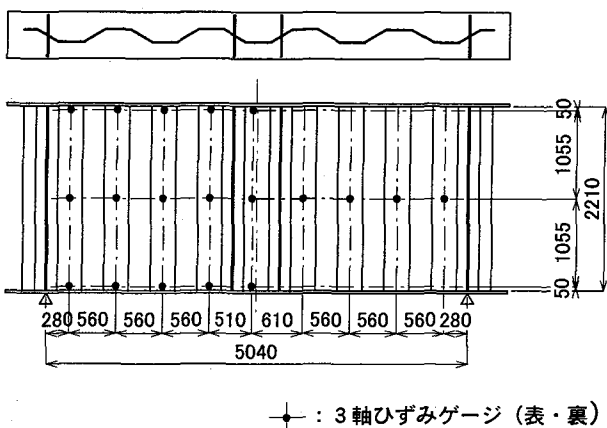


図-4 ひずみ測定位置

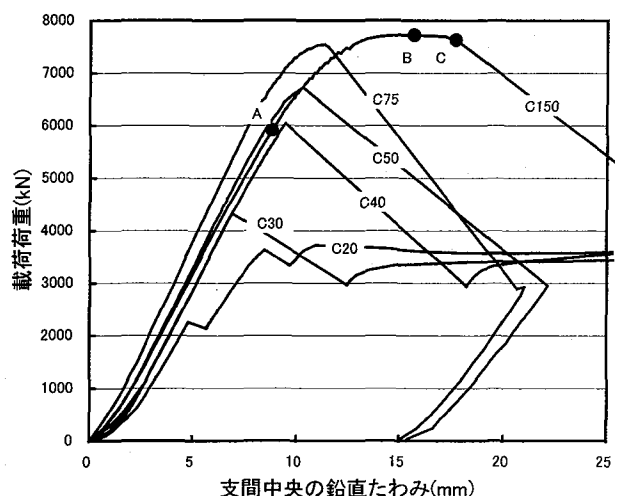
表-6 実験結果(座屈強度)

供試体	材料		载荷実験結果				理論値		誤差 %
	τ_y (MPa)	P_{max} (kN)	τ_m (MPa)	$\frac{\tau_m}{\tau_y}$	τ_{cr} (MPa)	$\frac{\tau_{cr}}{\tau_y}$			
C150	227	7721	218	0.96	227	1.00			-4.0
C75	245	7541	213	0.87	217	0.88			-1.8
C50	250	6720	190	0.76	181	0.72			5.0
C40	254	6024	170	0.67	158	0.62			7.6
C30	226	4323	122	0.54	118	0.52			3.4
C20	222	2252	64	0.29	75	0.34			-14.7

载荷実験では、すべての供試体とも表-6に示す最大载荷荷重記録後に、激しい音とウェブの座屈による面外変形を伴って急激に荷重が低下した。図-5に、各供試体の载荷荷重と支間中央下フランジ部鉛直たわみの、 $P-\delta$ グラフを示す。

このグラフからわかるように、C20 から C40 までは座屈荷重のピークがきれいな折れ線となっていて、弾性変形の途中で突然座屈している現象を示している。それに対して C50 より波高板厚比の大きな供試体は、座屈荷重に達する前に勾配が緩やかになっていて、その範囲は波高板厚比が大きい供試体ほど長くなっている。このことから、表-5に示した供試体の座屈パラメータ： λ_s で判定されるように、C75 までは非弾性域、C150 は塑性域での座屈現象となっているのが分かる。

C20 のラインにはピークが2カ所認められるが、これは载荷点両側のウェブが順次座屈したことを示している。表-2に示したように、C20 供試体は他の供試体に比べて、波形の長さ効率： η がきわめて 1.0 に近い。そのため、たわみ変形が過度に増大する前に、座屈したウェブに斜め張力場が生成され、通常の平板ウェブと同様の後座屈強度が発揮された結果である。2回目の座屈荷重(3626kN)の時のせん断応力度(102MPa)を使って、表-6の理論値との誤差率を求めると+36%となる。同一の条件で製作した供試体の、この左右両ウェブの実験結果

図-5 実験結果($P-\delta$ グラフ)

の差からも、波高板厚比の小さいウェブの座屈耐力が、形状誤差に対して敏感であることが確認できた。

写真-1 から写真-6 に各供試体の座屈変形モードを示す。図-5 の $P-\delta$ グラフで、弾性範囲からいきなり座屈した供試体 (C20 から C50 まで) はきれいな全体座屈モードが観察されたが、塑性挙動を示している供試体 (C75 と C150) では、いくつかの波のサブパネルにまたがっているが全体には及んでいない複雑な座屈モードを示している。

6. 実験結果の考察

表-6 に示した座屈強度について、C20 供試体以外の実験値は予想理論値によく一致しているが、傾向として C50 以下の波高の供試体では実験値の方が大きく、C75

以上では実験値は小さくなっている。

実験値の方が大きくなった原因としては、C30 から C75 の供試体は(16)式の非弾性領域になっていて、この領域の座屈強度は、過去の実験データから安全側に設定された値であることがあげられる。

また、実験供試体は、波形鋼板ウェブのせん断座屈が終局モードとなるよう、曲げに対して十分な断面の鋼フランジを取り付けた。そのため、理論式として用いた(2)式は、ウェブの端部が単純支持されている場合の座屈強度であるのに対して、実験値は鋼フランジのねじり剛性により、ウェブ端部が弾性的に回転拘束されている場合の座屈強度を示している。(13)式の係数： β がこの拘束の程度を考慮するものであるが、供試体フランジのねじり剛性と支点上および荷重点下の補剛リブの剛性を考慮

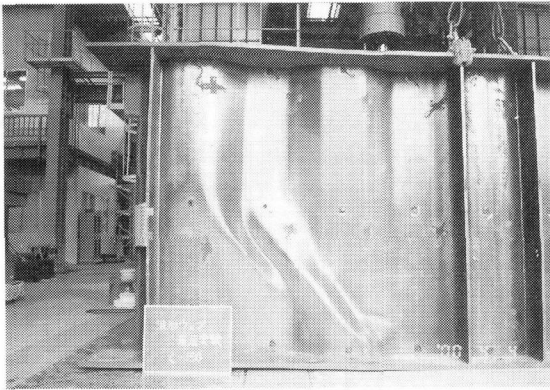


写真-1 座屈モード(C150)

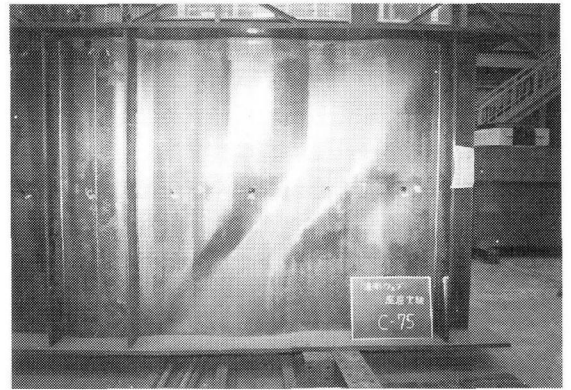


写真-2 座屈モード(C75)

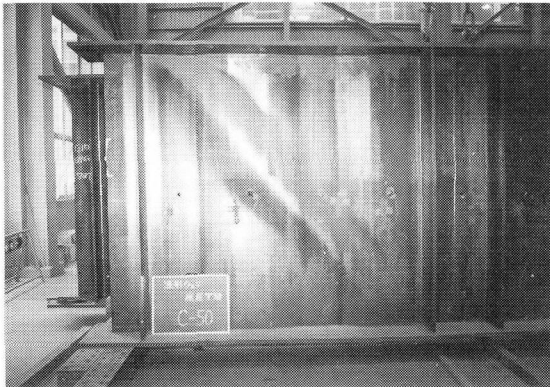


写真-3 座屈モード(C50)

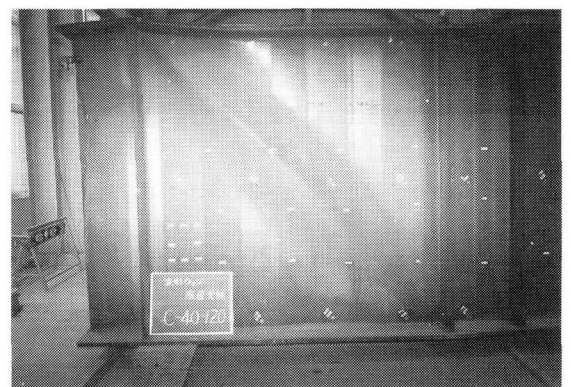


写真-4 座屈モード(C40)

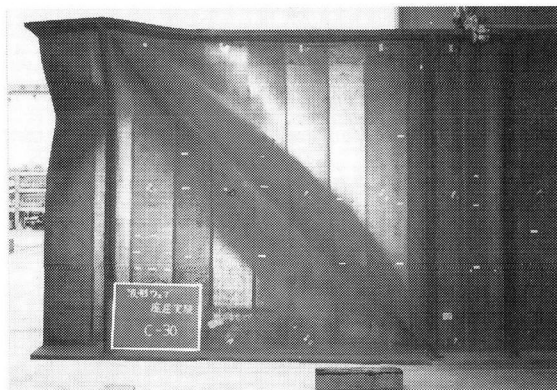


写真-5 座屈モード(C30)

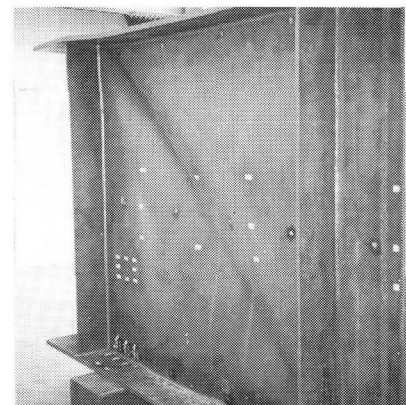


写真-6 座屈モード(C20)

すると、この回転拘束効果が実験値を高めていることもあげられる。

図-6にせん断座屈強度の実験値と、各弾性座屈強度の理論式を(16)式に適用した結果を示す。実験値は実降伏点応力度との比として無次元化した。理論値には各供試体の材料試験結果の平均値を用いた。(2)式と(12)式は波高板厚比が大きくなるとほとんど一致しているのがわかる。(13)式は $\beta=1.9$ （剛拘束）とした場合の曲線であるが、フランジのねじり剛性を増加させていくと実験値はこれに近づくものと思われる。

波高板厚比が大きい供試体では、実験値は逆に理論値を下回っている。これは、曲げによるフランジ溶接部付近の塑性化が影響しているものと思われる。波形鋼板をウェブとして使用した場合、そのほとんどの部分で軸方向応力が無視できるが、フランジとの溶接部付近だけは例外的に曲げの影響を受ける。実験値が理論値を下回った波高板厚比領域の理論値は、上限である鋼材のせん断降伏点応力にほとんど一致する範囲である。したがって、ウェブの一般部がせん断降伏点に達する前に、フランジ付近のウェブが塑性域に達して座屈に至ったと推定できる。

図-7は、図-4に示す測点位置でC150 供試体の主ひずみを、図-5に示すA,BおよびC点の载荷段階で、表と裏の平均値で図示したものである。A点（降伏荷重の74%）の段階ではウェブにせん断応力が均等に分布しているがわかる。左下(L1)のひずみがすでに塑性域に達しているのは、この測点が支承部ソールプレート端部直上で、応力集中を起こしている結果であるが、座屈強度には影響しない現象なので無視してほしい。B点（同96%）ではウェブ下縁側でひずみが増大していて、たとえば、L3 での主ひずみの最大値：3130 μ は、降伏点ひずみ：1970 μ をすでに超えている。その結果、塑性化部分のひずみがさらに増大し、C点のように応力が不均一に再分配され、一気に写真-1のようなモードの座屈に至ったと思われる。

7. 波形鋼板ウェブの設計について

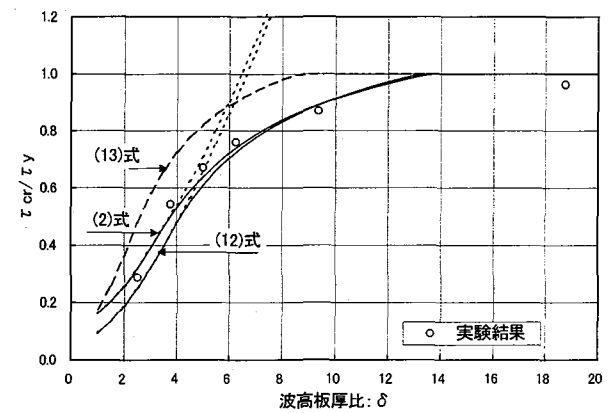


図-6 せん断座屈強度

橋梁のウェブに波形鋼板を使うメリットは、波の形状を適切に選ぶことによって座屈に対する安定性を確保できることである。補剛材による補剛と比較すると、鋼材量や製作コストの増加ははるかに少なく、同等以上の補剛効果を持たせることができる。

設計方法としては、桁高と作用せん断力に対して必要なウェブの板厚を決定した上で、まず(19)式を充たすサブパネル幅を設定し、局部座屈と連成座屈に対する安定性を確保する。その上で、(13)式と(16)式により全体座屈に対して十分な波高を設定してやればよい。物理的に波高はパネル幅を超えられないが、(20)式の上限を波高板厚比として同等の鋼材で試算すると、ウェブ高は、板厚9mmで6.4m、板厚12mmで8.5mまでは全体座屈強度を降伏点強度とすることができる。ただし、波形鋼板ウェブ上下端に鋼フランジを溶接する場合は、溶接部付近の曲げによる付加軸方向応力を有限要素解析などで評価して、主応力が降伏点を超えないようチェックする必要がある。

図-6からわかるように、(13)式の β が意味を持つのは波高板厚比の小さい範囲で、波高を十分確保すれば β

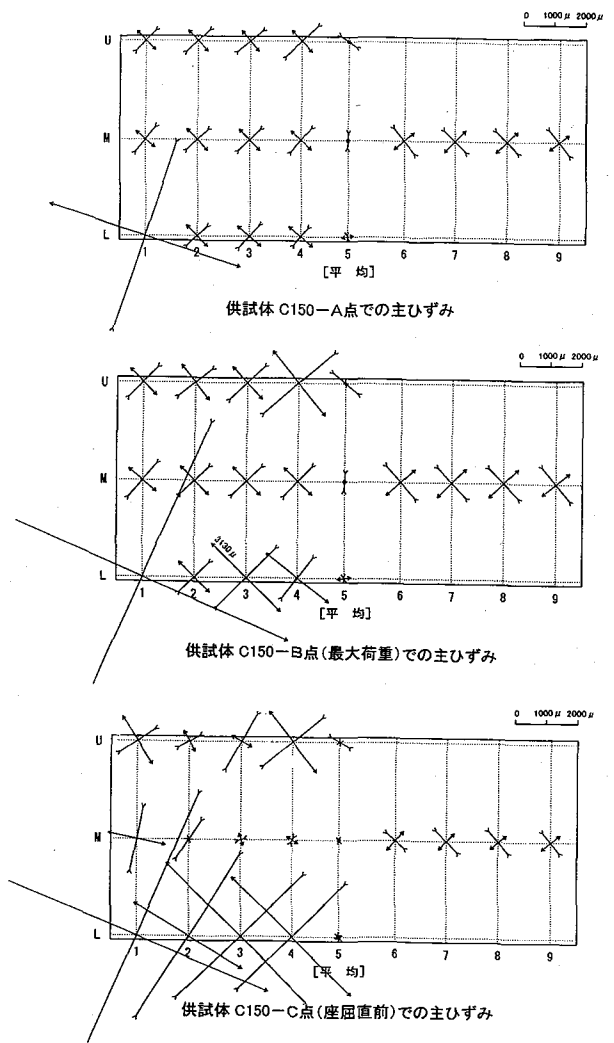


図-7 C-150 座屈時のひずみ分布

の値に係わらず耐力は降伏点に一致する。したがって、 $\beta=1.0$ (単純支持) として弾性座屈強度を求めれば、安全側で合理性も損なわれない設計ができる。あえてフランジによるウェブ端部の回転拘束を期待する設計をしようとするれば、 β の評価をするために、フランジのねじり剛性を大きくした実験による検証が必要である。ところが、一般にフランジのねじり剛性を大きくするとそのせん断剛性も大きくなり、ウェブのせん断負担率が減少する。そのため、ウェブの純粋なせん断座屈耐荷力を確認するのはむしろ難しく、成果に見合う実験とはなり得ない。

補剛材で補剛された平板ウェブは、弾性座屈後の斜め張力場による後座屈耐力が期待できることから、一般に設計上部材係数を小さく設定することができる。波形鋼板ウェブの場合も、図-5のグラフにみられるように、波高が小さいモデルでは後座屈耐力がみとめられる。しかし、座屈強度を確保するために十分な波高を確保すると、長さ効率： η が小さくなり、座屈に伴う急激で大きな変形のために事実上後座屈耐力は期待できない。したがって、波形鋼板ウェブの部材係数は、構造物の終局状態でウェブの全体座屈がクリティカルとならないよう、適切な値としなければならない。

設計手順の詳細については、筆者らが作成した文献(14)、(15)を参照されたい。

8. 結論

以上の検討の結果を結論としてまとめる。

- (1) せん断全体弾性座屈強度の算定式は、波高板厚比： $(d/t)>10$ の条件で Easley の(13)式を適用できる。実際の設計では、拘束係数： β は 1.0 とすればよい。
- (2) サブパネル幅を制限して、局部座屈強度を降伏点強度に一致させると、全体座屈強度に及ぼす局部座屈および連成座屈の影響はほとんどなくなる。
- (3) 以上の条件の下で全体弾性座屈強度を使用して、非弾性域を考慮した座屈強度算定式：(16)式を適用すれば波形鋼板ウェブの終局せん断耐力が評価できる。
- (4) ウェブ端部に鋼フランジを溶接した場合は、溶接部付近の曲げの影響による軸方向応力のため、せん断降伏点耐力を下回る終局せん断耐力となる。
- (5) 波形鋼板ウェブもせん断座屈後に斜め張力場が生成されるが、変形が大きいため後座屈耐力は事実上期待できない。

9. おわりに

波形鋼板ウェブを使用した橋梁は、現在施工中あるいは計画中のものを含めるとかなりの数になる。本文が、今後も増え続けていくと思われる本形式橋梁の発展の一助になれば幸いである。

最後に、実物大の桁の座屈実験という貴重なテーマを与えていただいた秋田県の方々、大規模な実験の段取りに甚大なる協力をいただいた横河工事利根工場の方々に

感謝の意を表します。

【参考文献】

- (1) Elgaaly, M., and Dagher, H.: Beams and Girders with Corrugated Webs, Proceedings of the SSRC Annual Technical Session, Lehigh University, 37-53, 1990.
- (2) 島田：Ripple Web Girder による鋼板のせん断試験，土木学会論文集，No.124，pp1-10，1965.12
- (3) 田川，岡本，中田：コルゲートウェブガーダーの研究，日本鋼管技報，No.71，1976.10
- (4) Bergmann, V.S., and Reissner, H., Neuere Probleme aus der Flugzeugstatik, Zeitschrift Flugtech und Motorluftsch, Vol.20, 1929.
- (5) Easley, J., T., and McFarland, D., E., Buckling of Light-Gage Corrugated Metal Shear Diaphragms, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.95, No.ST7, Proc.Paper 6683, July, 1969, pp.1497-1516.
- (6) Easley, J., T. : Buckling Formulas For Corrugated Metal Shear Diaphragms, Journal of the Structural Division Proc. of ASCE, Vol.101, No.ST7, pp.1403~1417, 1975.7
- (7) Cheyrezy, M. : Ponts mixtes. Analyse des conditions de flambage des ames plissees. Actes du 3e colloquie Genie civil et Recherche, pp.95-102, Paris 4 et 5 Juni 1987
- (8) Timoshenko, S.P., and Gere, J.M., Theory of Elastic Stability, 2nd ed., McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, N.Y., 1961
- (9) 岩田，今井，中沢：波形腹板のせん断座屈強度，土木学会西部支部研究発表会講演概要集，pp56~57, 1993.3
- (10) 関井，大浦，依田：波形鋼板ウェブのせん断座屈強度に関する一考察，土木学会第 48 回年次学術講演会概要集第 1 部，pp218~219, 1993.9
- (11) 社団法人土木学会：座屈設計ガイドライン，1987.10
- (12) 花田，加藤，高橋，山崎：波形鋼板ウェブ PC 連続箱桁『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，pp345~350，1995.10
- (13) 山崎，内田，御子柴：実物大モデルによる波形鋼板ウェブのせん断座屈実験，土木学会第 51 回年次学術講演会概要集，第 1 部(A)，pp86~87，1996.9
- (14) 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)，1998.12
- (15) プレストレストコンクリート技術協会：複合橋設計施工規準 (案)，1999.12

(2000 年 9 月 14 日受付)