

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

名城大学 フェロー 久保全弘
格正建設(株) 中川博文
名城大学大学院 学生員 韓 暁峰

1. まえがき

近年, わが国でも鋼・コンクリート複合橋の建設に相まって波形鋼板の適用事例が増加している. 図1に示すような波形鋼板は, プレス加工時による折り曲げ点が塑性ヒンジとなり, 軸力と曲げに対する剛性が著しく低下する一方で, 高いせん断耐荷力を有する. そして, 桁橋のウェブ材として波形鋼板を使用すると, 中間垂直補剛材及び水平補剛材を省略しても, 通常のプレートガーダー腹板よりも幅厚比を大きくすることが可能である.

しかしながら, 波形鋼板のせん断挙動は十分解明されておらず, せん断座屈耐荷力の照査法についてもより精密化が必要であると思われる. 本報告では, 既発表文献から波形鋼板ウェブ I 形桁のせん断座屈実験結果を収集し, 過去に提案されたせん断耐荷力の算定式との比較検討および本研究での算定式の提案を行う.

2. 既往の実験データと算定式

単純支持条件で中央集中荷重のもとに行われた波形鋼板ウェブのせん断座屈実験データとして, 局部座屈 62 体(日本の 6 体を含む), 全体座屈 16 体(日本の 4 体を含む)の合計 78 体を収集することができた. そして既往の算定式として Elgaaly ら, Lindner, Johnson ら, 池田らの合計 4 種類の提案式を参照する.

波形鋼板の局部座屈は, 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(h/t)とアスペクト比(w/h , ここに, w は部分パネルの平行部幅 a と傾斜部幅 c の大きい方)を用いて

$$\tau_{e1} = k \pi^2 E / [12(1 - \nu^2)(h/t)^2] \quad \dots \dots \dots (1)$$

ただし, せん断座屈係数は 4 辺単純支持の場合の $k=4.0(w/h)^2 + 5.34$ で与える. なお, Lindner, Johnson らは $k=5.34$ の一定値を用いている.

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 Easley¹⁾による直交異方性板理論に基づく次式が幅広く採用されている.

$$\tau_{eg} = k(D_x^{1/4} D_y^{3/4}) / (h^2 t) \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに, D_x, D_y は x 軸および y 軸方向の曲げ剛性で, 次式で与えられる.

$$D_x = Et^3 / 12 \cdot (a+b) / (a+c) \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$D_y = Et^3 / 12 \cdot (d/t)^2 (3a+c) / (a+b) \quad \dots \dots \dots (4)$$

座屈係数は $k=36\beta$ で表し, β は上下端のフランジ部による拘束度を考慮する係数 ($1 \leq \beta \leq 1.9$) である. なお, 単純支持では $\beta=1$, $k=36$ をとるが, Elgaaly らは $k=31.6$, Lindner は $k=32.4$ を用いている.

わが国では, 波形鋼板のせん断座屈耐荷力の算定式として「波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル(案)」²⁾における池田らの提案式(5)が利用されている.

$$\begin{aligned} \delta_u = \tau_u / \tau_y &= 1 - 0.614(\lambda_s - 0.6) \leq 1 & (0.6 \leq \lambda_s < \sqrt{2}) \\ &= 1 / \lambda_s^2 & (\lambda_s \geq \sqrt{2}) \quad \dots \dots \dots (5) \end{aligned}$$

ここに, τ_y : せん断降伏強度, 幅厚比パラメータは $\lambda_s = \sqrt{\tau_y / \tau_e}$ で表し, τ_e に式(1)または式(2)を用いて局部座屈と全体座屈耐荷力とも同一の算定式を採用している. ただし, PC 橋計画マニュアル(案)では曲げ剛性 D_x, D_y の表現が式(3), (4)と多少異なる.

キーワード: 波形鋼板, せん断座屈耐荷力, 実験強度, 文献調査

連絡先: 〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501 名城大学理工学部, TEL:052-832-1151, FAX:052-832-1187

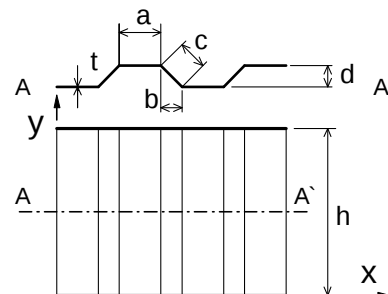


図1 波形鋼板ウェブ

3. 実験データと算定式の比較

図2は、局部座屈に対し縦軸に無次元耐荷力 $\delta_{ul} = \tau_{ul} / \tau_y$ ，横軸に幅厚比パラメータ $\lambda_{sl} = \sqrt{\tau_y / \tau_{el}}$ 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．同様に，図3は，全体座屈に対し縦軸に $\delta_{ug} = \tau_{ug} / \tau_y$ ，横軸に $\lambda_{sg} = \sqrt{\tau_y / \tau_{eg}}$ 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．ここに τ_{ul} ， τ_{ug} は局部座屈と全体座屈に対するそれぞれ終局せん断強度である．そして，最小2乗法により平均値強度を求めると，次式が提案できる．

局部座屈強度算定式：

$$\delta_{ul} = 1.205 - 0.434 \lambda_{sl} \leq 1 \quad (\lambda_{sl} \geq 0.472) \quad \dots (6)$$

全体座屈強度算定式：

$$\delta_{ug} = 1.371 - 0.525 \lambda_{sg} \leq 1 \quad (\lambda_{sg} \geq 0.706) \quad \dots (7)$$

本提案式と既往の算定式について 実験値と計算値の比の平均値 m ，標準偏差 s ，変動係数 ω を表1，表2に示す．

Elgaaly らは，非弾性曲線式 $\delta_u = 0.894 / \lambda_s \leq 1$ と弾性曲線を用いて耐荷力を評価しているため変動が大きい．同様に，計画マニュアル（案）における池田らの式(5)も，非弾性域では平均値をほぼ評価しているが，弾性域では後座屈強度を無視しているため過小評価を与えている．Lindner は $\delta_u = 0.89 / \lambda_s \leq 1$ ，Johnson は $\delta_u = 0.90 / \lambda_s \leq 1$ を用い，それぞれ後座屈強度を考慮しているため同程度の推定精度を示している．本提案の算定式(6),(7)は後座屈強度を考慮した直線であるが，変動も小さく，耐荷力評価式として十分適用できると思われる．

4. あとがき

既往の実験データに基づき波形鋼板ウェブのせん断座屈耐荷力の評価式を検討した．全体座屈の実験データが少なく，今後多くの実験が必要である．局部座屈と全体座屈の限界幅厚比及び相関強度については当日発表する．

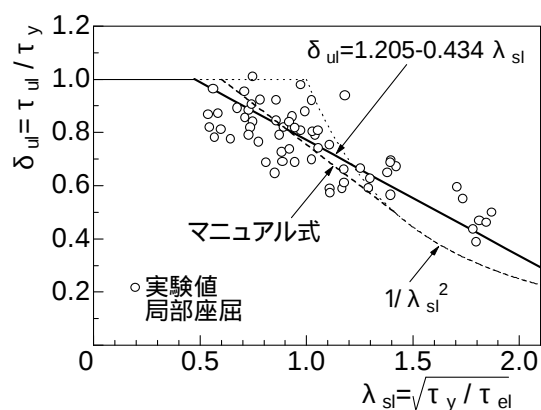


図2 本提案式と局部座屈実験データの比較

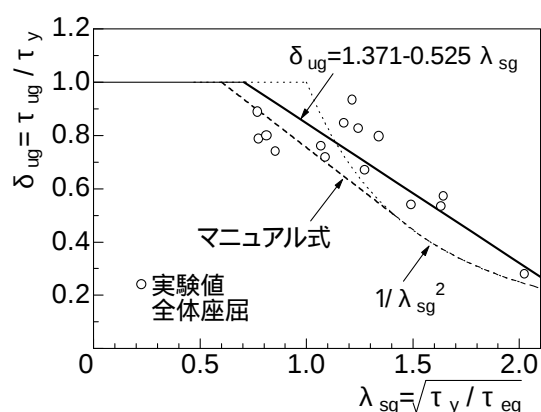


図3 本提案式と全体座屈実験データの比較

表 1 局部座屈実験データと算定式の比較

算定式	実験値 / 計算値		
	平均値 m	標準偏差 s	変動係数 ω
Elgaaly	0.9784	0.2668	0.2727
Lindner	0.9326	0.1348	0.1445
Johnson	0.8874	0.1195	0.1346
池田	1.0668	0.2395	0.2245
本提案式	1.0007	0.1331	0.1330

表 2 全体座屈実験データと算定式の比較

算定式	実験値 / 計算値		
	平均値 m	標準偏差 s	変動係数 ω
Elgaaly	1.2212	0.3384	0.2771
Lindner	1.0442	0.2143	0.2053
Johnson	0.9439	0.1716	0.1819
池田	1.2219	0.2839	0.2324
本提案式	1.0004	0.1435	0.1435

参考文献

- 1) Easley, J. T. : Buckling formulas for corrugated metal shear diaphragms, Journal of Structural Division, Vol.101, No.ST7, pp.1403-1417, 1975.
- 2) 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