



# U形鋼矢板の圧縮耐荷力について

## Compressive Strength of U-shaped Steel Sheet-Pile

大 方 茂\*

Shigeru Okata

### Synopsis :

In driving a U-shaped sheet-pile, the compressive strength of the pile is a subject that calls for a due consideration, although its complex shape of section presents some difficulty. Nevertheless, it is liable to be ignored because the design and selection of sheet pile are usually done merely on the basis of bending moment by earth or water pressure.

In this paper, the compressive strength of U-shaped steel sheet-pile is studied theoretically and experimentally, while new computer programs are developed to calculate sectional parameters of the shapes effective to the compressive strength.

The results are as follows :

- (1) In order to consider the buckling of U-shaped steel sheet-pile as a column, it is insufficient to appreciate the compressive strength merely on the basis of Euler's buckling load. As is shown in

あるため、正確な検討が困難なこと、鋼矢板の断面形状が複雑で、圧縮強度を検討するうえで必要な種々の断面特性が不明なこと、などによるものと考えられる。このため、圧縮部材であれば周知

この応力が降伏点  $\sigma_Y$  に達した時の圧縮荷重は、鋼矢板に残留応力がないものとした場合の弾性限界を表わすことになる。この弾性限界圧縮強度  $P_E$  は(2)式で表わされる。

ように求められている<sup>1)</sup>。この図において  $P_y$  は全断面降伏力 ( $=\sigma_y \cdot A$ )、 $M_p$  は全塑性モーメントである。したがって、たとえば鋼矢板が  $y$  方向に  $e$  だけ偏心して圧縮力  $P$  を受ける場合の極限強度  $P_M$  は、

$$\frac{P \cdot e}{M_p} = 1.18 \left( 1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad \dots\dots\dots (3)$$

という関係より、

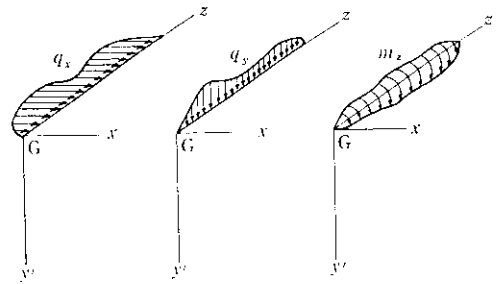


Fig. 4 Distributed load

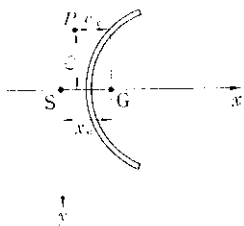


Fig. 5 Eccentric load

$$\kappa_2 = \int_A x(x^2 + y^2) dA - x_0 I_{SP}$$

$$I_{SP} = I_x + I_y + (x_0^2 + y_0^2)A$$

A : 断面積

たとえば、両端単純支持の場合、境界条件は  $z=0, l$  で  $u=v=\phi=0, u''=v''=\phi''=0$  となるが、これらの境界条件を満足する  $u, v, \phi$  の解として、

$$u = U \sin \frac{\pi z}{l}$$

$$v = V \sin \frac{\pi z}{l}$$

$$\phi = \Phi \sin \frac{\pi z}{l}$$

を用い、これらを(6)~(8)式に代入することにより、

$$\left. \begin{aligned} (P_{ey} - P) U - P e_y \Phi &= 0 \\ (P_{ex} - P) V + P (e_x - x_0) \Phi &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (9)$$

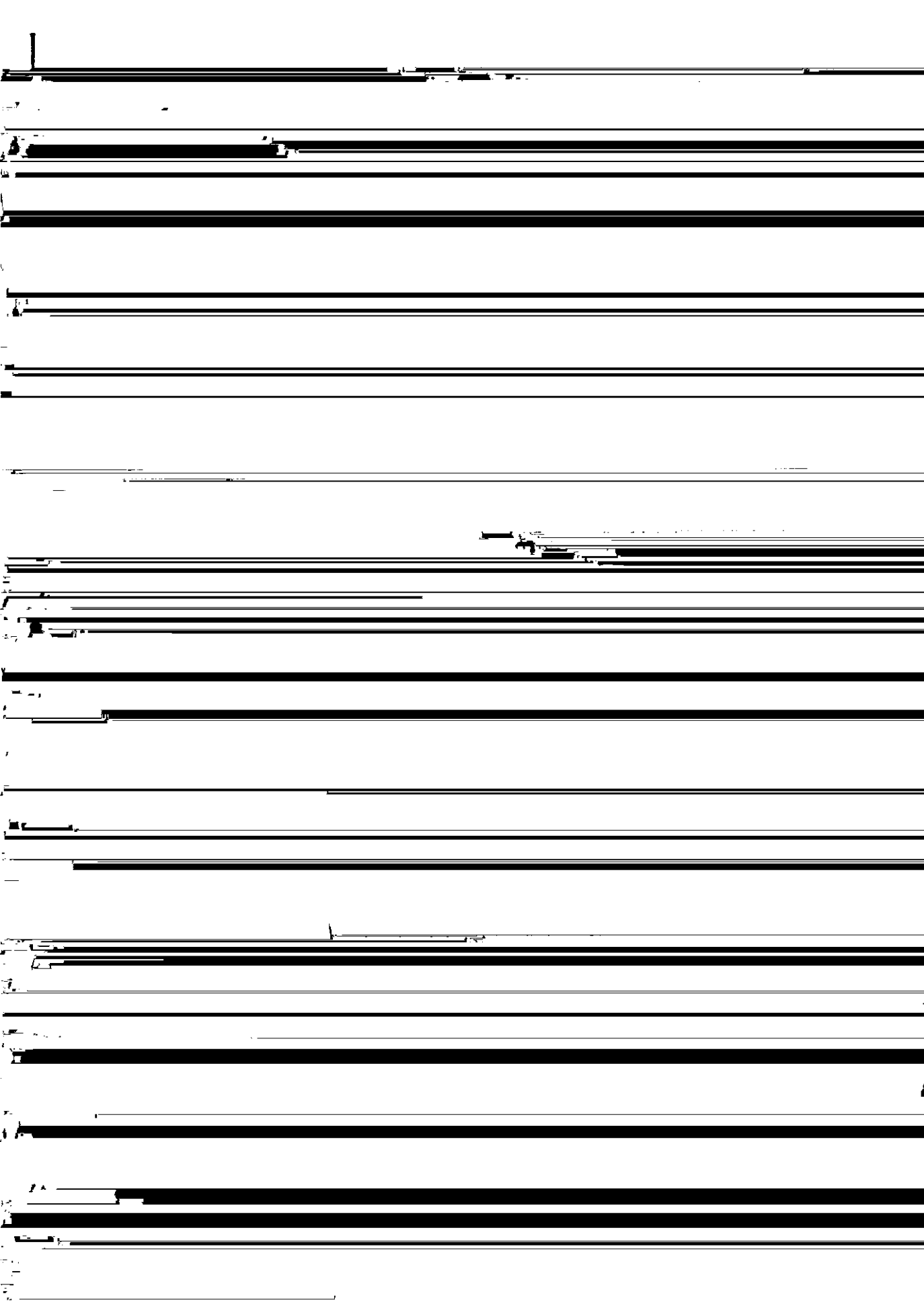
中荷重  $P$  が Fig. 5 に示すように重心から  $e_x, e_y$

が得られる。



2011-11-20 11:20 AM

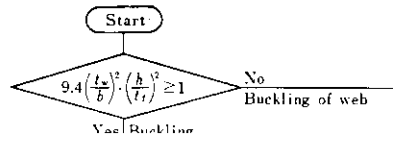
1





件に対する値は、多くの文献に記載されている

しかし、Fig. 9 に示す断面形状では、ウェブとフランジの結合部は上記のいずれの支持条件とも異なっているので、局部座屈応力は Fig. 10 に示す



が得られる。

なお、当社鋼矢板の  $\sigma_{co}$  を計算すると **Table 1** のような結果が得られた。

**Table 1** Local buckling stress

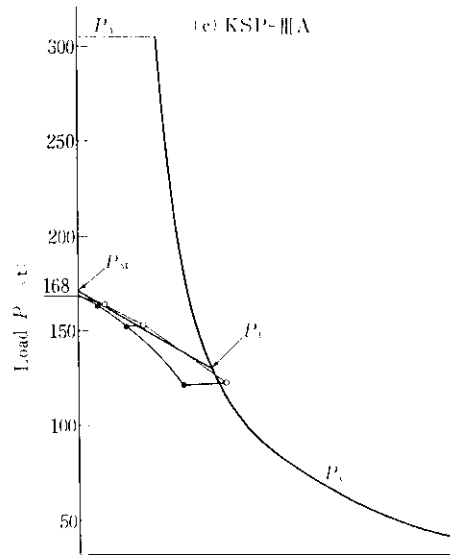
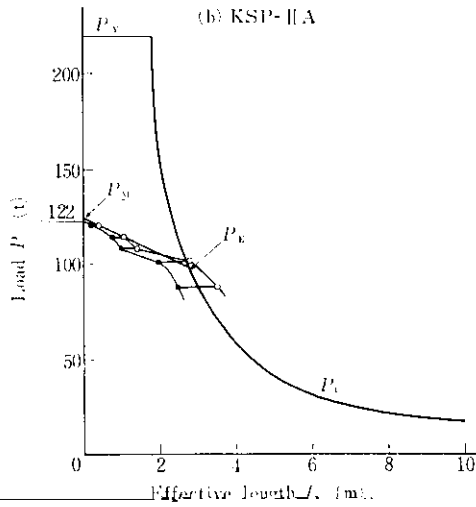
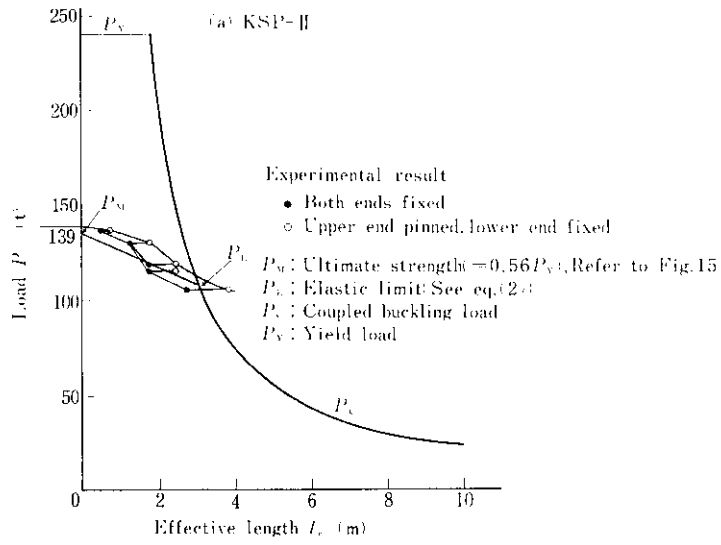
Type	$\sigma_{co}$ (kg/mm <sup>2</sup> )
KSP-II	61.0
KSP-IIA	38.1
KSP-III	43.0
KSP-III A	37.0
KSP-IV	48.2
KSP-IVA	36.8

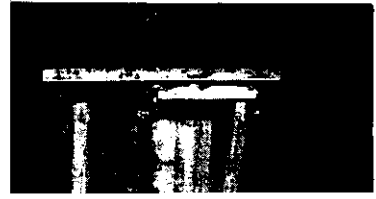
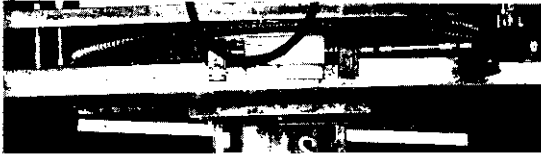
$\mu^2$  を計算し、この  $k$  の値より(20)式を用いて  $\sigma_c$  を計算すれば良い。

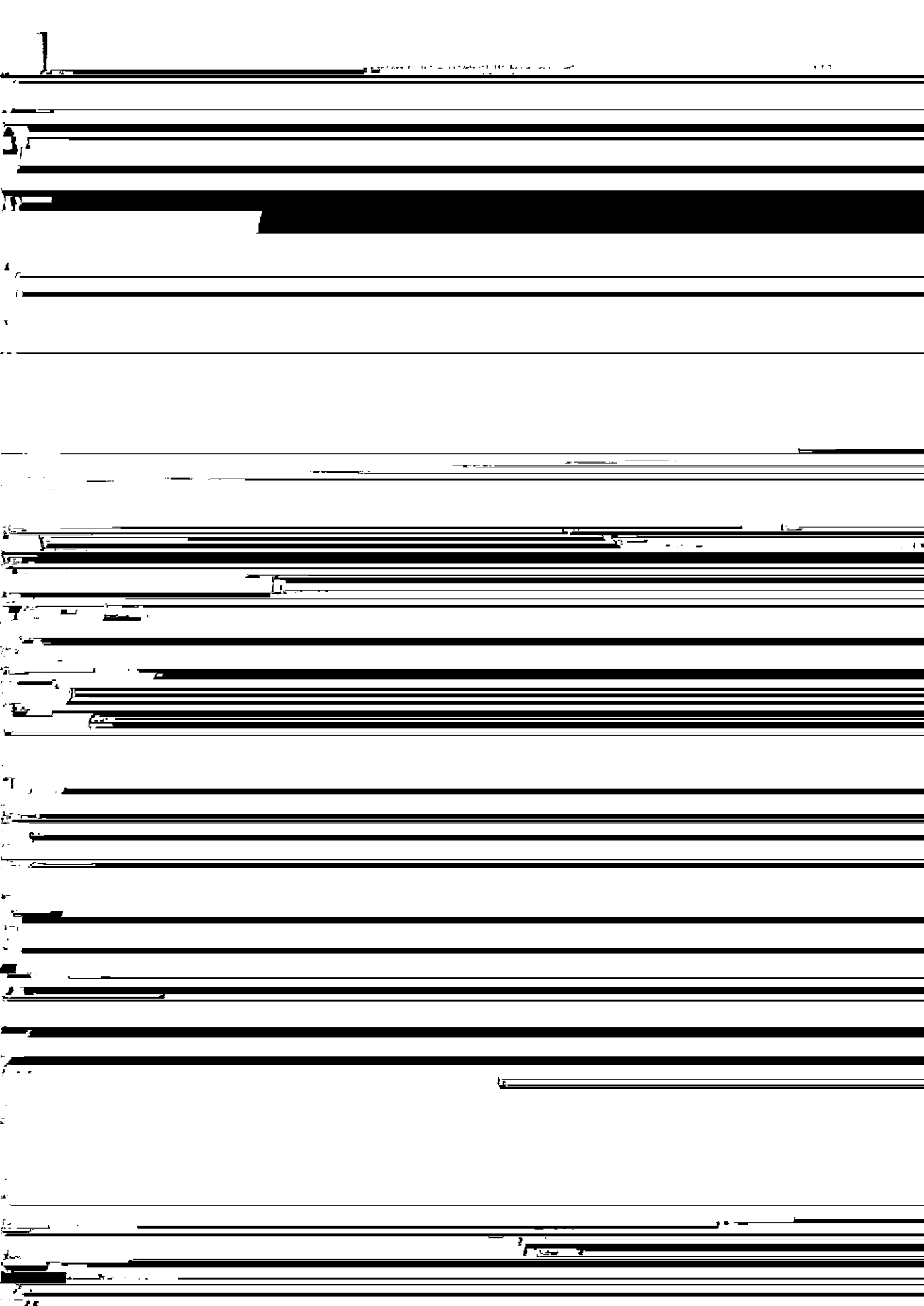
今、KSP-II A を例にとると、 $I$  の値は  $7\text{cm}^4$  程度である。したがって、この時の  $\Omega$  の値は高々20程度となる。 $\Omega=20$  として、 $\alpha=a/b$  に対する  $k$  の関係を求めたものが **Fig. 13** である。この図において、上側の境界  $k=4$  はリブがピン支持と同等の効果を示し、下側の境界  $k=0.425$  はリブが補剛効果を持たず自由端と同じであることを示している。この図より  $\alpha$  が10以上ではほとんどリブ効果のないことがわかる。したがって、フランジ幅の10倍以上の長さの鋼矢板を対象とする場合は、爪



である。なお、図中の  $P_c$  曲線は、曲げねじり連成座屈曲線である。この計算に当たっては、実験材の断面係数を2.0で計算プログラムで求めた。







**Table 2** Plate thickness and area of test specimen

No.	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )
C-1	8.92	4.79	40.1
C-2	9.08	5.83	43.2
C-3	9.28	6.45	45.3
C-4	9.12	7.95	48.4
C-5	8.75	8.70	49.1

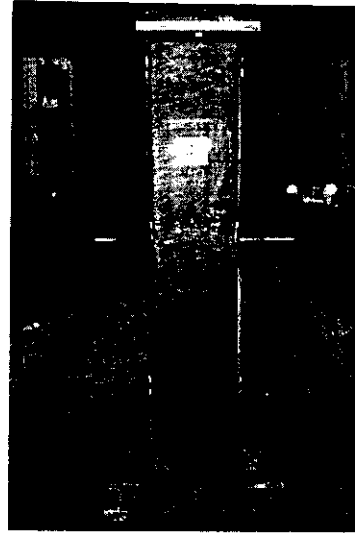
$t_w$  : Thickness of web plate

$t_f$  : Thickness of flange plate

$A$  : Area

いる。

各試験体の局部座屈荷重  $P_{co} = \sigma_{co} \cdot A$  と全断面降伏荷重  $P_V = \sigma_V \cdot A$  の曲線を求め **Fig. 18** に示した。この図中に、試験結果をプロットしてみると、フランジ厚の一番薄い、C-1 試験体が一番低い。

**Photo. 4** Specimen at ultimate load

C-5試験体との中間のフランジ厚をもつ試験体では、計算値と実験値との差が大きくなっている。これは実験が非弾性領域で行われているためで、4・1で述べたように(23)式で修正する必要がある。比例限 $\sigma_p$ としては、**Fig. 17**の  $P-\delta$  曲線の直線か

座屈荷重をかなり正確に計算することができる。

ところで、**Fig. 18**の  $P_{cr}$  曲線と  $P_V$  曲線を比較すれば明らかなように、板厚の減少による圧縮強度の低下は、全断面降伏荷重よりも局部座屈荷

ランジ厚が耐荷力に大きな影響を与える。  
(4) フラッシュの局部応力に対して局部の補剛は