

長方形孔を有するH形はりの塑性崩壊荷重

広島大学工学部 正員 大村 裕
 " " " 〇上野谷 実

まえがき

ウェブに孔を有するH形はりが曲げモーメントとせん断力を受けるとき、局部座屈などの不安定現象が生じなければ孔辺に塑性ヒンジを生じて崩壊する。Bower⁽¹⁾および Redwood⁽²⁾はH形はりの塑性解析法(極限解析法)を有孔はりの塑性崩壊荷重の計算に適用して、せん断力に比べて曲げモーメントの影響が大きい場合、解析法は実験結果とよく近似することを示した。しかしせん断力の影響が大きい場合にこれらの解析法は実際の崩壊荷重を過小評価する傾向が実験によって明らかになった。これはウェブ部分だけでせん断力を受けもつと仮定に起因する。ここでは、フランジ部分もせん断力を受けもつと仮定する解法⁽³⁾と他の解法を図-1に示すようなせん断力の影響が最も大きく現われる荷重状態の模型実験の結果と比較し検討する。

解析法

図-1の荷重状態の場合、孔中心断面で曲げモーメントがゼロであるから、図-1(c)のように孔の上下に等しいせん断力 Q が作用し、断面A-AおよびB-Bにはせん断力 Q による曲げモーメント $M=Qx$ も作用し、塑性ヒンジが形成される。これら4箇所の塑性ヒンジで仮定される応力分布は符号を除けば全く同一となるので以下の解析では断面A-Aの上部のT形断面に対するものを代表させる。

解法1: 長方形断面はりの塑性解析に用いる応力分布とそのまゝT形断面へ適用したもので、図-2のような応力分布となる。Low Shearとは u の値が大きい場合でありT形断面の形状によってせん断応力がフランジ部分あるいはウェブ部分に存在し、High Shear(u の値が小さい場合)ではフランジとウェブの両方に存在する。

解法2: H形はりの塑性解析に用いる応力分布とT形断面へ適用したもので Redwood が提案した。ウェブ部分は、せん断応力 τ_w と垂直応力 σ_w がミゼスの降伏条件を満足する組合せ応力で降伏している(図-3)。

解法3: 上述の解法2と同一ような応力分布を仮定するが、大きな相違点はHigh Shearのとき(図-4に示すように)フランジの部分 g にもせん断応力 $\tau_f(\leq \tau_{yf})$ を仮定することである。この場合フランジ下面は自由境界なのでせん断応力はゼロでなければならないことを考慮して、せん断応力

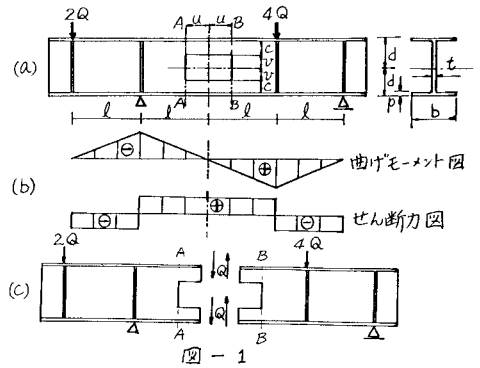


図-1

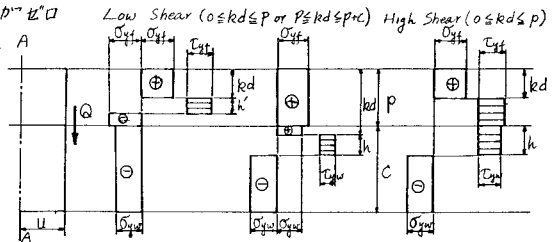


図-2 解法1の応力分布

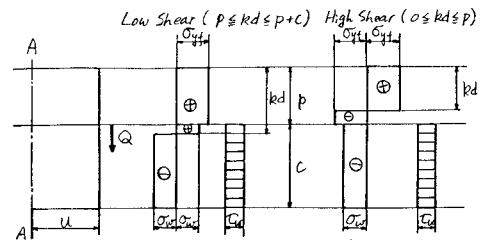


図-3 解法2の応力分布

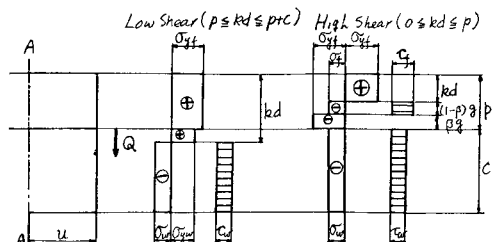


図-4 解法3の応力分布

力がゼロの部分として βg を考える。こゝでは β とウェブ厚さとフランジ巾との比 t/b の関数と仮定して次式で与える。

$$\beta = 1 - (t/b)^{1/2} \dots\dots (1)$$

模型実験

模型実験は解法3で仮定したパラメータ β を決定する要因を検討するとともに他の解法の適用性を調べる目的で、フランジ巾 b 、長方形孔の縦距 v 、横距 u を変化させた12体の模型はりを作成し、載荷試験を行った。表-1に模型はりの断面寸法を示す。載荷方法は図-1に示すとおりに $\lambda = 15 \text{ cm}$ とした。模型はりのフランジおよびウェブの引張降伏応力はそれぞれ $\sigma_{ft} = 2970 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{fw} = 3500 \text{ kg/cm}^2$ とあった。

結果および考察

図-5に解法1への解法結果と相互作用曲線として示し、実験結果もプロットしている。図中、 M_{pt} および Q_{pt} はそれぞれT形断面に対する全塑性モーメントおよびせん断力である。図-5(a)と(b)および(c)と(d)を比較するとフランジの变化に伴い n の値の变化は比較的小さい。これはパラメータ β を決定するときフランジ巾の变化が考慮されているからである(式(1))。図-5(a)と(c)および(b)と(d)を比較するとT形断面のウェブ高 h の変化に伴い n の値が大きく変動している。これはパラメータ β を決定する要因としてウェブ高 h が重要であることを示している。

表-1 模型はりの断面寸法

Beam	d	b	P	t	u	v	C
1	9.690	10.035	0.900	0.570	5.010	3.020	5.770
2	9.693	10.035	0.900	0.566	4.943	5.000	3.793
3	9.695	10.090	0.900	0.561	5.003	6.485	2.310
4	9.695	9.908	0.900	0.575	2.508	3.026	5.769
5	9.700	10.003	0.900	0.565	2.538	5.043	3.758
6	9.700	9.990	0.900	0.560	2.480	6.605	2.195
7	9.705	5.068	0.895	0.569	5.029	2.960	3.850
8	9.704	4.981	0.900	0.560	5.109	5.095	3.709
9	9.725	5.034	0.890	0.558	4.986	6.573	2.263
10	9.728	4.985	0.890	0.573	2.556	3.084	5.754
11	9.725	5.009	0.880	0.565	2.463	5.083	3.763
12	9.713	5.035	0.890	0.565	2.479	6.496	2.326

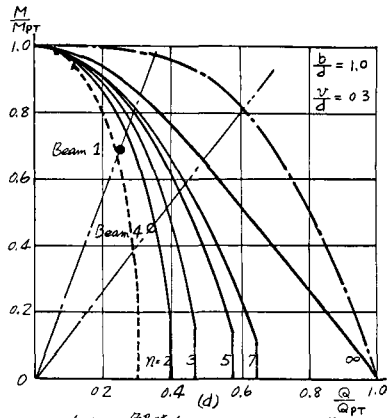
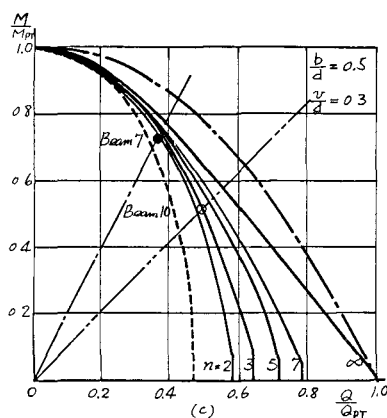
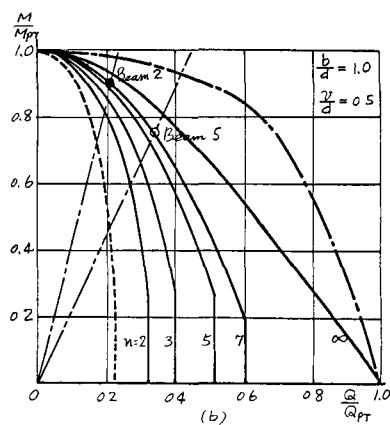
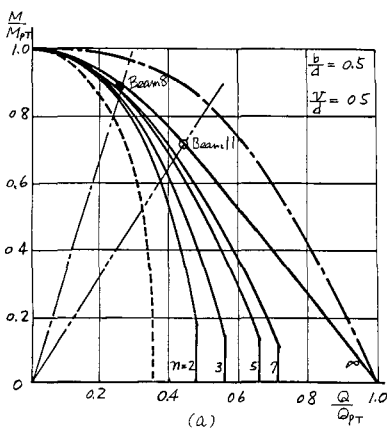


図-6 T形断面に対する相互作用曲線

解法値 { --- 解法1
 --- " 2
 --- " 3
実験値 { ● $\frac{v}{d} = 0.5$
 ○ $\frac{v}{d} = 0.25$

参考文献

- (1) Bower, J.E., "Ultimate Strength of Beams with Rectangular Holes", ASCE, Vol. 94, No. ST6, June 1968.
- (2) Redwood, R.G., "The Strength of Steel Beams with Unreinforced Web Holes", Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 64, 1969
- (3) 大村, 上野谷, 大谷, "孔を有するH形はりの極限解析について", 第28回土木学会年次学術講演会概要集, 1973