

梯子梁の曲げ崩壊について

大阪市立大学工学部 正員 倉田 宗章

校田村機工業株式会社 吉本 昌一

〇安岡 富夫

1. 緒言 筆者等は梯子梁が単一中央集中荷重載荷を受ける際の崩壊荷重を上下界定理を用いて求め更に任意格尺に単一集中荷重が作用した場合と対稱二集中荷重載荷時についても上界定理を用いて崩壊荷重を求めたが前者の任意格尺単一集中荷重載荷時について更に詳細に検討を加え下界からの崩壊荷重と比較した。ここでは崩壊荷重に及ぼす剪断応力の影響は小さいと考えられるので軸力と剪断力による曲げモーメントだけ考慮した崩壊荷重を計算する時にはスパンと弦材断面柱断面は一定とし桁高と荷重位置を変化させた最後に梯子梁と丸腹の桁と比較するために各格尺位置での崩壊荷重をその下にプロットし梁の崩壊荷重の変化を調べた。崩壊荷重計算の対象梁は実験を考慮し図4に示す様な模型桁である。

2. 上界定理を用いた崩壊荷重の計算 材料は非硬化剛塑性体また弦材の剛さは柱の剛さより小さいと仮定する。従つて降伏関節は弦材だけに形成される。近似解としてビームおよび層崩壊の崩壊形式は図2の通りでこの変形から得た崩壊荷重と各荷重位置について示したのが図6,7の二組の直線群である。軸力と曲げモーメントを考慮する際の変形として一般的な図3を考えこれを基に全内部エネルギーと外部エネルギーの消散速度を求め算値する。
$$P = \frac{2M_0}{L} \frac{\dot{\theta}_a(m_{1a} + \frac{\lambda_{1a}}{\theta_a} n_{1a}) + (\dot{\theta}_a + \dot{\theta}_a \dot{\lambda}) (m_{2a} + \frac{\lambda_{2a}}{\theta_a + \dot{\theta}_a \dot{\lambda}} n_{2a}) + \dot{\theta}_b(m_{1b} + \frac{\lambda_{1b}}{\theta_b} n_{1b}) + (\dot{\theta}_b + \dot{\theta}_b \dot{\lambda}) (m_{2b} + \frac{\lambda_{2b}}{\theta_b + \dot{\theta}_b \dot{\lambda}} n_{2b})}{(N_a + 1) \dot{\theta}_{2a} + (1 - \frac{\lambda_a}{L}) \dot{\theta}_{1a}} \quad (1)$$

一変形の幾何学的条件は $\frac{\theta_a - X}{\theta_a} = \frac{\eta_a + \eta_{1a}}{\eta_a - \eta_{2a}} = \alpha - (2)$, $\frac{\theta_b - X}{\theta_b} = \frac{\eta_b + \eta_{1b}}{\eta_b - \eta_{2b}} = \beta - (3)$, $\frac{\theta_a}{\theta_b} = \alpha + \beta \cdot \frac{\theta_b}{\theta_a} - \frac{\theta_b}{\theta_a} \quad (4)$ と $\frac{\eta_a + 1}{\eta_a + \eta_b + 2} \left[\frac{\theta_b}{\theta_a} (\beta - \frac{1}{\eta_a + 1}) + \frac{1}{\eta_a + 1} + \alpha \right] = (5)$ である。ここで η は中立軸と重心との距離を示す。求める崩壊荷重は図5の塑性条件と(2)-(3)式の幾何学的条件を満たし(1)式から得られる P の最小値である。一般に中央集中荷重載荷時の変形を除き $\theta_a \geq \theta_b$ かつ $\frac{\theta_b}{\theta_a} = 0$ から 1.00迄 0.01刻みで変化させ各種桁高の梁について得られた崩壊荷重をプロットしたのが図6である。崩壊荷重を計算した対照桁は図4の通りだが弦材突出部長さ等については局部座屈の防止を考慮した。

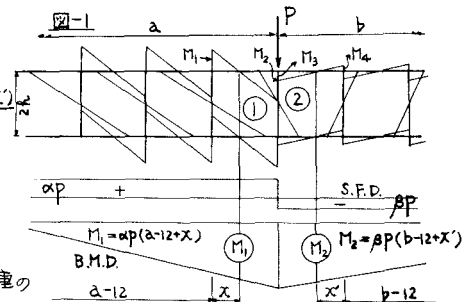
3. 下界定理を用いた場合の計算 塑性条件は図5の外接多角形である。釣合条件は図1を参照して降伏関節が形成されると考えらる格間①②で鉛直材(柱 $\phi=6$)の中心から

反曲点迄の距離を各々 X, X' とすると格間の軸力と剪断力によるモーメントは S.F.D と B.M.D を用いて $M_1 = \frac{\alpha P(X-3)}{2}$, $M_2 = -\frac{\alpha P(9-X)}{2}$, $M_3 = -\frac{\beta P(9-X)}{2}$, $M_4 = \frac{\beta P(X-3)}{2}$, $N_1 = \frac{\alpha P(a-12+X)}{2L}$, $N_2 = -\frac{\beta P(b-12+X')}{2L}$ (いづれも弦材の断面力)

等である。これ等は格間の断面力であると同時に釣合条件 $\Sigma M = 0$ を示している。この断面力は M_0 (降伏モーメント) $= 0.359q_y(\eta - u)$, N_0 (降伏軸力) $= 21.60q_y(\eta)$

(η の降伏軸力)を用いて無次元化した種々の応力状態線を書きながら崩壊荷重の最大値を求めた。各種の桁高の梁について得られた崩壊荷重をプロットしこの梁に相当する近似解—ビーム崩壊層崩壊荷重—と比較したのが図7である。図6,7の上下崩壊荷重計算値と比較して両者の差は最大3%程度であり

良い近似を示していることが分る。またこれ等崩壊荷重の曲線群は各々相当する近似解の直線群に漸近する。従つて桁高の小さい範囲ではビーム崩壊が大きい範囲では層崩壊が支配的となる。更に同一桁高の梁の崩壊荷重の変化に注目すると格尺集中荷重がスパン中央の位置に近づくに従い崩壊荷重は桁高の小さい範囲では次第に増大するが、桁高の小さい範囲では逆に一桁に減少する。中間範囲の桁高の場合には一



桁増加及び減少のどちらにも属しない例がある。これらの関係と明確にするため図8に示す桁に $2h=5, 10, 15, 20$ びの各種桁高の梁の崩壊荷重を格状荷重載荷位置の直下に記入した。この図から意格状単一集中荷重載荷時の崩壊荷重の傾向として $2h=5$ 程度の桁高の梁では荷重が端部に移動するにつれその崩壊荷重は増大するという或程度 充腹桁としての傾向を持っているが $2h=15$ 以上の梁ではむしろその様な傾向を持たない事が分かる。

集中荷重が載荷された時の近似崩壊形式

図-2

ビーム崩壊

層崩壊

弦材断面

桁概要

図-4

単位 mm

図-3

崩壊形式

塑性肉節

図-5

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

断面図

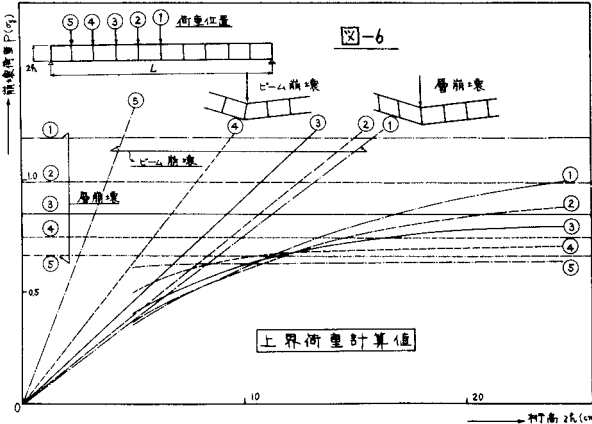


図-7

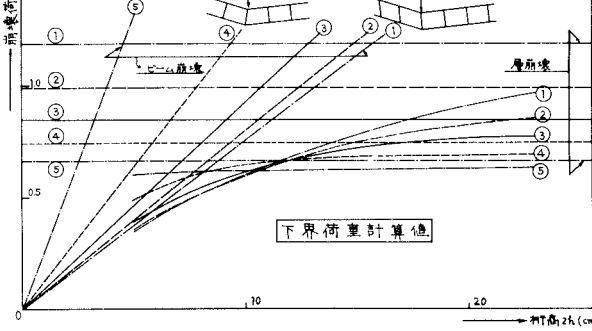


図-8

