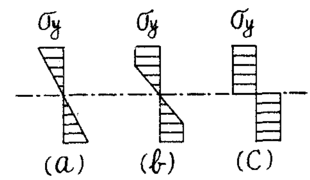
Ⅳ—46 ケタ橋の上部構造の崩壊と釣合った下部構造の設計について

九州大学　正員　内田一郎

ケタ橋の破壊の多くは下部構造において生じている。もし上部構造と下部構造との崩壊に対する安全率が同じにとってあれば，上部構造における破壊も同じ程度に生ずるはずである。この点に関連して，まず従来の設計の方法をふり返ってみよう。

ケタの断面決定は，まず曲ゲ応力を求め，この値が材料の許容応力（通常降伏点を安全率で割った値）以下にあればよいということで行っている。

このようにして決めたケタに作用する外力を増加していくと，降伏点までは弾性変形を行って，断面内の応力分布は図−1(a)のように三角形分布をなす。降伏点を越えると(b)のように縁に近い部分は，応力が増加せずに一定値を保って台形分布を示し，荷重の増加につれて三角形の部分が減少してきて，遂に(C)のように全断面矩形分布の状態となる。こうなるともはやこの部分での抵抗モーメントは増加し得ず，いわゆる降伏ヒンジとして作用することになる。この断面の抵抗モーメントを降伏点におけるものをM_y，(C)図の状態の時のもの，すなわち全塑性モーメントをM_pとすれば次の関係がある。[1]



図−1

矩形断面の場合　$M_p = 1.5\,M_y$ ……………………(1)

工形断面の場合　$M_p = 1.05 \sim 1.25\,M_y$ …………(2)

以上のようにして，ある断面が降伏ヒンジになったとしても必ずしも崩壊に至るとは限らない。静定構造物では1個の降伏ヒンジの出現は崩壊を意味するけれども，不静定構造物ではその構造に応じて更にいくつかの降伏ヒンジが崩壊に対して必要である。

次に下部構造について考えてみよう。下部構造の設計に際しては，まず支点に最大の反力が生ずるように荷重を載せて，その荷重に対して反力すなわちその支点の受けるべき最大の力を求める。この力は橋台あるいは橋脚を経て地盤に伝えられ，この力によって生ずる応力が地盤の許容支持力（極限支持力を安全率で割った値）より小さければよいわけで，もし大きいようであるならば杭打その他の地盤強化方法が必要になってくる。

以上述べたことからわかるように，上部構造は通常構造物の崩壊を来さない材料の降伏点を安全率で割ったものを基準にして設計を行っており，下部構造は構造物の崩壊をもたらす地盤の極限支持力を安全率で割ったものを基準にして設計を行っている。上部構造と下部構造との崩壊に対する安全性が同一程度でないのもまた当然である。

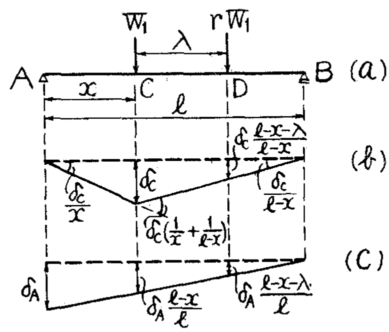
上部構造を崩壊を基準にして設計する方法としてリミットデザインが最近かなり研究されており，この方法を適用すれば，上部構造，下部構造同時に崩壊するような設計が可能になる。もし現在，上部構造に対してリミットデザインを使うことが困難であるならば，上部構造は従来の方法で断面を決定し，下部構造をその上部構造の崩壊に釣合わすようにすれば，いままでのように過度に下部構造が弱くなることはなくなるだろう。

次に例としてこの考え方を単純バリに適用してみよう。なお，ハリは曲ゲモーメントにより崩壊を起し，下部構造は通常多いように上部から来る力で沈下することによって崩壊を生ずるものとし，ハリの断面にヒンジのできる時の全塑性モーメントをM_pとする。また，上部構造の崩壊型式は計算の際知ることができるが，支点が弱くて沈下が起っても上部構造の崩壊荷重は変らず，[2] したがって支点の沈下を同時に考える場合の上部構造の崩壊型式は上部構造だけを考える場合のものと同じである。

荷重は図−2(a)のようなものとし，C点で降伏ヒンジを生じて崩壊が起ったとすれば次の式が成立する。

$$W_1\delta_c + rW_1\delta_c\frac{l-x-\lambda}{l-x} = M_p\delta_c\left(\frac{1}{x}+\frac{1}{l-x}\right)$$

$$\therefore\quad W_1 = \frac{l}{x\{(l-x)(1+r)-r\lambda\}}M_p \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$



図−2

いまA，B両支点の極限支持力をそれぞれQ_{uA}，Q_{uB}とする。A支点が沈下崩壊する時の荷重をW_1，rW_1の代りにそれぞれW_2，rW_2とすれば，(C)の状態に対して次の式が成立する。

$$W_2\delta_A\frac{l-x}{l} + rW_2\delta_A\frac{l-x-\lambda}{l} = Q_{uA}\delta_A$$

$$\therefore\quad W_2 = \frac{l}{(l-x)(1+r)-r\lambda}Q_{uA} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

(b)の状態と(C)の状態とが同時に起るためには$W_1 = W_2$でなければならない。すなわち

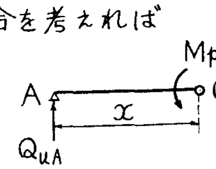
$$\frac{l}{x\{(l-x)(1+r)-r\lambda\}}M_p = \frac{l}{(l-x)(1+r)-r\lambda}Q_{uA}$$

$$\therefore\quad Q_{uA} = \frac{M_p}{x} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

すなわちQ_{uA}を(5)式の値にとれば，上部構造の崩壊と同時に支点Aの崩壊も生ずるわけである。この値は図−2(b)のAC部の崩壊時の釣合からも求めることができ，実際にはこの方が計算が簡単である。図−3においてC点に関するモーメントの釣合を考えれば

$$Q_{uA}x - M_p = 0$$

$$\therefore\quad Q_{uA} = \frac{M_p}{x}$$



図−3

すなわち(5)式と同じものがでてくる。支点Bについても全く同様に

$$Q_{uB} = \frac{M_p}{l-x} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

以上のような値Q_{uA}，Q_{uB}の極限支持力で下部構造を設計すれば，その崩壊は上部構造と同時に生ずる。そして崩壊に対する安全率は上部構造と同じで，従来上，下部で不統一だった安全率に対して統一がとれるわけである。

連続バリ，固定バリなどの不静定のものについても，ただ降伏ヒンジの数が違うだけで全く同じ要領で取扱うことができる。

参考文献　(1) たとえば　倉西正嗣：極限設計法 P.17
岡本舜三：構造力学(V) 極限設計法(I)　土木学会誌 第43巻 第8号(昭33−8) P.45
(2) 梅村魁：塑性ラーメンの自己歪応力と終局強度　日本建築学会研究報告 第31号(第1部)(昭30−5) P.167
(1959−3−10)