

I-110 格子合成桁道路橋(万戈橋)の塑性設計

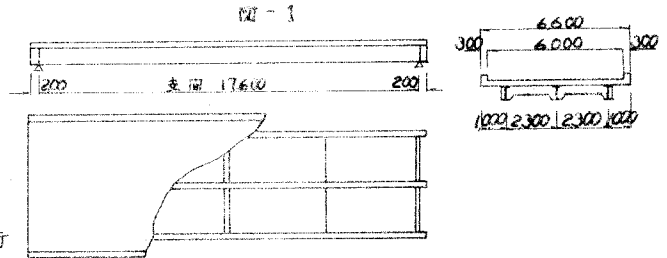
大阪市立大学工学部	正員	倉田宗章
同上	正員	正道博昭
大阪市工本局	正員	近藤和夫
同上	正員	井上洋里
同上	正員	高崎信明
横田機械工業K.K.	正員	前田幸雄

1. まえがき

単純塑性理論にもとづく塑性設計法も次第に確立されつゝあり、土木構造物においても歩道橋にはいくつかの実施例がある。この数年來行なってきた模型実験等の結果から単純合成桁構造の道路橋に対して塑性設計を適用しようという見通しがついたので、大阪市の万戈橋について塑性設計を試みた。その概要について述べる。

2. 万戈橋諸元

- 橋長 ; 18.00^M
- 支間 ; 17.60^M
- 有効幅員 ; 6.00^M
- 橋格 ; 2等橋
- 型式 ; 単純活荷重合成格子桁



3. 設計規準概要

活荷重～主桁、床板を設計する場合の活荷重は鋼道路橋設計示方書のT荷重をそれぞれに最も不利な載荷状態を与えるように橋面上に可能なかぎり載せる。

衝撃～衝撃荷重の前場荷重におよぼす影響については未だ研究が不十分であるので鋼系による。

荷重係数～ $\beta = 1.2D + 2.4L$ [$\leq 1.85(D+L)$] ただし、 β : 終局荷重、 D : 死荷重、 L : 活荷重
合理的な荷重係数と選定することは塑性設計上最も重要な問題である。本設計では従来の許容応力設計によるI型鋼の単純梁と同一耐荷重安全率(荷重係数)を採たことと規準においたが、合理的な耐荷力の評価を可能にするために死荷重と活荷重に対する荷重係数を異なる値にとった。

材料強度～鋼材の引張圧縮に対する降伏率 $\sigma_y = 2400\%$ 、コンクリートの圧縮強度 $\sigma_c = 280\%$ とする。

4. 設計の概要

崩壊形式並びに降伏モーメントの決定～本主桁1本横桁の崩壊形式のうち実際に起りうるものは図1-(2)の(s)に示す4通りであり、それぞれの場合で床板は桁と変形適合な破断線によって崩壊するものとする。荷重は移動荷重であるので崩壊形式は荷重位置によって変化する。したがって、予想されるすべての崩壊形式に対応する最大荷重を想定し、仮想変形法によって合成桁の降伏モーメントを求め、上界定理によりこれらの最大値を合成桁の降伏モーメントとする。この場合、仮部桁等は合成桁断面の塑性関節における仮部桁等と床板の破断線における桁等との和であると仮定する。降伏モーメントの計算式に次の記号を用いる。 $2l$: 支間、 a : 主桁間隔、

a : 張出し床板長さ, $M_H(M_a)$; 主桁(横桁)の合成断面降伏モーメント, m ; 床板の単位幅あたりの降伏モーメント, W_u ; 自動車重量($=W \times L.F.$), $f W_u$; 後輪荷重($f=0.4$), $g W_u$; 前輪荷重($g=0.1$), w_u ; 等分布死荷重($w \times L.F.$), $z_i(z_j)$; 後輪(前輪)荷重の車輪直下の沈下量, αl ; 車軸間隔($=4m$), βl ; 前後に隣接する車の車軸間隔($=4m$)

崩壊形式(i)の場合この形式は下荷重が幅員方向に2列に並ぶ時に起るが停止状態で既洞隔 $1m$ として橋長方向 $2 \sim 3$ 台, 走行時には1台(衝突を考慮)が載る。

$$\begin{aligned}
 \text{走行時 } M_{Hi} &= \frac{W_u l}{3} \left\{ f(2-f)z + g(2-f-\alpha)z + \frac{w}{2}z(2-f) \right\} \quad \text{但し } \frac{W_u l}{3} \\
 \text{停止時 } M_{Hi} &= \frac{W_u l}{3} \left\{ f(z-\alpha-\beta)(2-f) + g(z-\beta)(2-f) + f(2-f)z + g(2-f-\alpha)z \right. \\
 &\quad \left. + f(2-f-\alpha-\beta)z + \frac{w}{2}z(2-f) \right\}
 \end{aligned}$$

数値計算の結果 $M_{Hi} = 180.500 \text{ kg}\cdot\text{m} > M_{Hi} = 179.100 \text{ kg}\cdot\text{m}$ となる。

崩壊形式(ii)の場合この形式は片側偏心載荷の場合で(i)と同様に走行時の方が支配的である。

$$\begin{aligned}
 M_{H2} &= \frac{e}{3} \left[f W_u + w_u l \alpha \left\{ 1 + \frac{z}{l} \left(5 + \frac{z}{l} \right) \right\} - \frac{1}{6} + 4(2i+i') \right] m \\
 \text{但し } e &= (2 - \frac{\alpha l}{2l}) \{ f + g(1-\alpha) \}
 \end{aligned}$$

数値計算の結果 $M_{H2} = 151.600 \text{ kg}\cdot\text{m}$ となる。

したがって本橋では設計極限モーメントは $M_H = 180.500 \text{ kg}\cdot\text{m}$ となりこれに対して合成断面として図-6のものを用いる。

$$M_p = A_s \sigma_y (y_t + y_c) = 192.000 \text{ kg}\cdot\text{m} > M_H$$

横桁断面は(i)(ii)以外の崩壊形式が支配的にならないという条件から仮定変形法によって求まるが本橋の場合は計算上では横桁がなくとも(i)(ii)以外の崩壊は起らない。しかし、主桁の Lateral-Buckling, Torsional-Buckling を防止するため図-6に示す断面の横桁を用いる。

5. ジベルの計算

ジベルの限界耐力としては AASHTO の useful capacity を用いて所要本数と求めボッチに配置する。

6. 床板の設計

荷重 $P W_u$ が図-7のよりに載荷幅 $a \times b$ の範囲に分布し図に示したような破断線で崩壊すると仮定すると、この時の床板の降伏モーメントは $m = P W_u \left\{ \frac{a b}{2l} \left[6 - \frac{3a}{l} - \frac{a}{l} \left(\frac{b}{l} + \frac{2b}{l} \right) \right] \right\}$ によって求まる。

7. びすび

本設計に用いた計算式は近似解を与えよものため、ある程度余裕の取寄せにより各種型による破壊実験を行なってその安全性を確認した。参考のため設計荷重時の応力状態を表に示す。

図-2 崩壊形式(i)

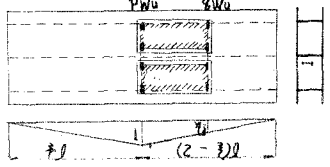


図-3 崩壊形式(ii)

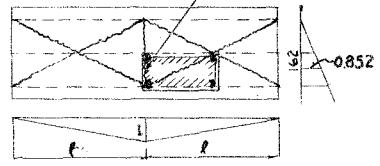


図-5 崩壊形式(iii)

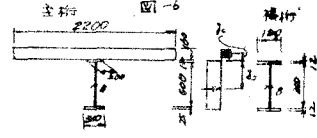
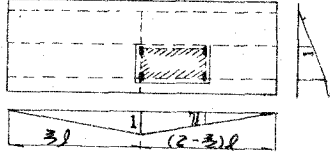
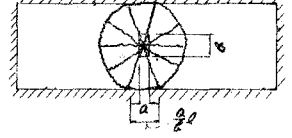


図-7



		合戦前	合戦後	軽摩り端	Σ	混産差	Σ
鋼	上		-4	-7	-11	-2	-12
	下		1	11	12	7	19
鋼	上	-1788	-4	-242	-2056	-206	-2262
	下	917	908	40	1865	103	1968
中	上		-2	-10	-12	-4	-16
	下		1	5	6	3	9
鋼	上	-1923	2	-240	-2171	-199	-2370
	下	992	922	43	1956	102	2058