

塑性設計法による横断歩道橋の 最小重量設計とその自動化について

ON THE AUTOMATIC DESIGN AND MINIMUM WEIGHT DESIGN
BY THE PLASTIC DESIGN METHOD FOR STEEL PEDESTRIAN OVERPASSES

前田 幸雄*・竹内 修治**

By Yukio Maeda and Syuji Takeuchi

1. ま え が き

今日構造物設計の世界的動向は、Freudenthal¹⁾やCourbon²⁾によって指摘されたごとく、構造物の最適設計にあるということが広く認められている。最適構造物には製作費、材料費、架設費および維持費等を含めた広い意味の経済性と、予期される外力の性質に応じた崩壊荷重に対する明確な安全性の確保が要求される。前者については構造物の最小重量化が一つの指標となり、後者については外力の様式、頻度に応じた広義の構造物極限耐荷力が基準となる。不安定現象、疲労破壊、脆性破壊等の恐れがない場合、連続桁形式やラーメン形式の構造では、構造物の塑性強度をもって極限耐荷力と考えることができ、かつその評価は単純塑性理論によって実用的に十分な精度をもって行ないることが実験的にも確かめられている^{3), 4)}。構造物の最適設計の目的から、比較的荷重性状が簡単かつ明確である横断歩道橋に対する塑性設計の適用が試みられてきており、わが国においてもいくつかの橋が架設されている⁵⁾。また日本溶接協会によって「鋼構造物塑性設計規準(案)」が発表されている。一方電子計算機の発達によって、電子計算機が設計のための構造解析に役立つのみならず、さらに応力の決定、部材寸法の決定、材料の重量積算等も電子計算機に行なわせるいわゆる自動設計が試みられており^{6), 7), 8)}、また、電子計算機による図化も行なわれようとしている。構造物設計の最適化、最小重量化、自動化等は今日の構造工学の重要な課題の一つであって、1969年の国際橋梁構造学会(IABSE)のシンポジウムのテーマの一つにもえらばれている。

筆者達は以上の見地から横断歩道橋の代表的な3形式をえらび、スパン長、床版構造、主桁断面構成の種々なる組合せについて、前述の規準(案)に基づいて塑性設

計法による最小重量設計の自動化を試みた。その際、交番塑性および漸増塑性変形による崩壊に対しても考慮を加えた。またこの塑性設計法による結果を、慣用の許容応力度設計法による結果と比較し考察を加えた。

2. 設計条件

(1) 構造形式：図-1に示す2径間連続桁(A形式

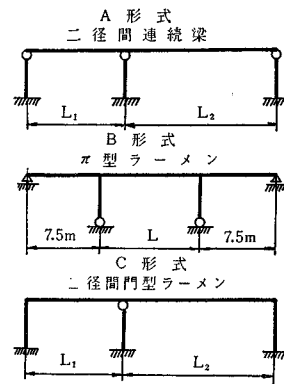


図-1 形式

と呼ぶ)、 π 型ラーメン(B形式と呼ぶ)、2径間門型ラーメン(C形式と呼ぶ)の3種の形式の横断歩道橋を対象とする。

(2) 1径間長：17.5 m または 22.0 m.

(3) 幅員：1.5 m.

(4) 床版：RCプレキャスト床版またはデッキプレート床版

(5) 主桁断面：溶接組立材またはH形鋼

(6) 主桁継手：W 7/8(M 22) の高力ボルト(F 9 T) による摩擦接合

(7) 荷重：雪荷重、衝突荷重は考慮しない

(8) その他：細部構造の諸寸法は「横断歩道橋設計指針⁹⁾」および「横断歩道橋設計図集¹⁰⁾」にしたがう

* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 大阪大学工学部研究生 土木工学科

表-1 形態の分類

A 形式				
ケース	スパン (L_1, L_2) (m)	床版	断面	部材
AVB 1	17.5+17.5	デッキプレート	変断面	溶接組立 I 形
" 2	17.5+22.0	"	"	"
" 3	22.0+22.0	"	"	"
" 4	17.5+17.5	R.C.	"	"
" 5	17.5+22.0	"	"	"
" 6	22.0+22.0	"	"	"
AEB 1	17.5+17.5	デッキプレート	"	"
" 2	17.5+22.0	"	"	"
" 3	22.0+22.0	"	"	"
" 4	17.5+17.5	R.C.	"	"
" 5	17.5+22.0	"	"	"
" 6	22.0+22.0	"	"	"
AEH 1	17.5+17.5	デッキプレート	"	H 形 鋼
" 2	17.5+22.0	"	"	"
" 3	22.0+22.0	"	"	"
" 4	17.5+17.5	R.C.	"	"
" 5	17.5+22.0	"	"	"
" 6	22.0+22.0	"	"	"
B 形式				
ケース	スパン (L) (m)	床版	断面	部材
BEB 1	17.5	デッキプレート	等断面	溶接組立 I 形
" 2	22.0	"	"	"
" 3	17.5	R.C.	"	"
" 4	22.0	"	"	"
BEH 1	17.5	デッキプレート	"	H 形 鋼
" 2	22.0	"	"	"
" 3	17.5	R.C.	"	"
" 4	22.0	"	"	"

C形式はA形式に準じる。

以上を考慮して表-1に条件の組合せによる分類を示す。すなわちA形式は18種類、B形式は8種類、C形式は18種類、合計44種類について計算を行なったものである。

3. 計算方法

(1) 設計寸法：骨組中心線寸法を用い、柱高さとして5.0mを用いる。桁下空間は4.7mとする。

(2) 載荷荷重：死荷重、活荷重、地震荷重、風荷重を考える。風荷重は活荷重を載荷しない状態を考える。

(3) 作用荷重：作用死荷重は「横断歩道橋設計図集」から求める。作用活荷重は「横断歩道橋指針」にしたがう。塑性設計法および許容応力度設計法とも同じ荷重を用いて比較検討を容易ならしめた。

(4) 設計荷重：終局荷重は「塑性設計規準(案)」¹⁾(以下単に規準と称する)10条により定め、これをもって設計荷重とする。

(5) 部材断面に要求される全塑性モーメントの計算：仮想変形法により求める。部材相互間の全塑性モーメント比および断面変化位置は最小重量設計法により求める。仮想変形法は上界定理に属することから、すべて

の崩壊形式を考慮してそのおのおの場合に対する所要の全塑性モーメントを計算すれば、真の崩壊時の全塑性モーメントはこれらのうちの最大値として求まる。

(6) 断面設計：はりは溶接組立I形断面およびH形鋼とする。主構の柱は溶接組立箱形断面とし、主構外の柱(A形式の柱とC形式の中間柱)は円形断面とする。材質はSS41、使用板厚は市場サイズのものとする。美観上また製作上フランジ幅は200mmに統一し、桁高は橋長全長にわたり同一とする。ただしB形式はスパン全長にわたり同一桁高とする。断面選定に当っては規準にしたがって、せん断力の全塑性モーメントに対する影響(11条)、軸力の全塑性モーメントに対する影響(12条)、板の幅厚比の検討一制限値を満足しない断面を修正するか補剛材を設置するものとする(13条)、はりの横座屈(14条)、柱の細長比および軸方向力(15条)、偏心荷重を受ける柱の強度(16条)を考慮した。

(7) 変動荷重に対する照査：単純塑性理論に基づいた通常の塑性設計法では、構造物に作用する荷重はすべて比例的に増加して崩壊荷重に達するものであり、荷重の履歴は一回のみである。橋梁構造物では死荷重と無関係に活荷重が常時くり返し荷重として作用するため、この時の構造物の挙動に対して考慮をはらわねばならない。構造物に弾性限度を越えたくり返し荷重が作用した場合、くり返し数とともに構造物の永久変形が増大していく漸増崩壊と、ある断面での交番塑性応力の発生による低サイクルでの材料の破断がおこる。よって仮想変形法によるものに加えて同時にこれらを考慮して設計を行なった。漸増崩壊による全塑性モーメントは Symonds の方法¹²⁾にしたがって求めたものである。

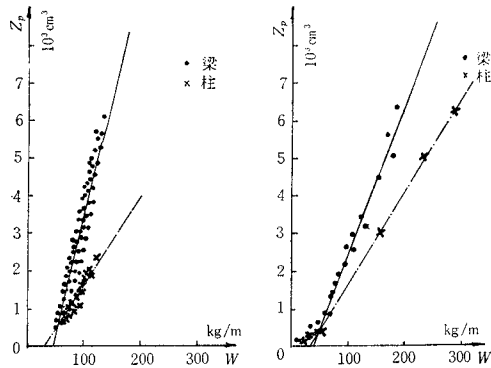
(8) 応力度の照査：作用荷重のもとで応力度が許容値をこえるときには断面増加を行なう。許容値として常時では材料の比例限界1920 kg/cm²を、地震時では材料の降伏点2400 kg/cm²を用いる。ただし、塑性ヒンジ発生位置の移動と崩壊荷重の値に大きな変化が生じないようにする。このため初期の全塑性モーメント比と最終値のそれとの比較検討を行なう。

(9) たわみの照査：規準21条にしたがい許容値は1/400とする。

4. 最小重量設計法

構造物の設計にあたり、与えられた骨組寸法や荷重のもとで部材を設計する場合、種々な設計が可能であるが、どれが最適設計かは多くの経済的な要素を考慮せねばならない。しかし“最小重量”設計を設計基準とすることは多くの場合適当であると考えられる。

(1) 部材の単位長さ当りの重量 W kg/m と塑性断



(a) 溶接組図 梁: $W=43.0+0.0164 Z_p$ 柱: $W=32.5+0.0390 Z_p$
(b) H 形鋼 梁: $W=27.97+0.0272 Z_p$ 柱: $W=11.76+0.0438 Z_p$
図-2 W と Z_p の関係

面係数 $Z_p \text{ cm}^3$ との関係を図-2 に示す。図-2 (a) は筆者達が設計の対象とした溶接組立材のはり (I 形) と柱 (箱形) に関するもので、図-2 (b) は塑性設計のフランジ幅厚比の条件を満足する H 形鋼の主なものに関するものである。一般に W と Z_p との関係は指数関数として表わされるが、実用上一次関数として表わして十分であることがわかる。 Z_p は M_p に比例することにより部材 i について考えると、次式で表わされる。

$$W_i = a_i + b_i M_{pi} \quad (1)$$

ここに、 a_i, b_i は断面性状によって決定される定数である。構造物の全鋼重を W_t 、部材 i の長さを L_i とすると式 (1) より W_t はつぎのように表わせる。

$$W_t = \sum_i a_i L_i + \sum_i b_i M_{pi} L_i \quad (2)$$

第 1 項は定数であるから第 2 項を最小にすれば W_t は最小となる。よって式 (2) の第 2 項のみに着目し、 b_i をさらにはり部材と柱部材に分けおのおの b_j, b_k とすると重量関数 W_f はつぎのように表わせる。

$$W_f = b_j \sum_j M_{pj} L_j + b_k \sum_k M_{pk} L_k \quad (3)$$

ここに、 \sum_j ははり部材についての総和を意味する。

\sum_k は柱部材についての総和を意味する。

式 (3) において、 b_k/b_j の値は設計対象断面の選択方法によっては種々変化するが、図-2 の結果により溶接組立箱形断面の柱と溶接組立 I 形断面のはりとの b_k/b_j は 2.5、H 形鋼のはりとは 1.5 を採用して W_f の値を求めた。

(2) 重量関数 W_f を最小にする全塑性モーメント比を求める方法として、線形計画法およびパラメータ法が考えられるが、重量関数 W_f と全塑性モーメント比の関係を調べるためパラメータ法を用いた。まず発生可能なすべての塑性ヒンジを見出し、代数的にこれら塑性ヒンジの組合せにより考えられるメカニズムをすべて考え、そのうち物理的に可能なものだけを選べばよ

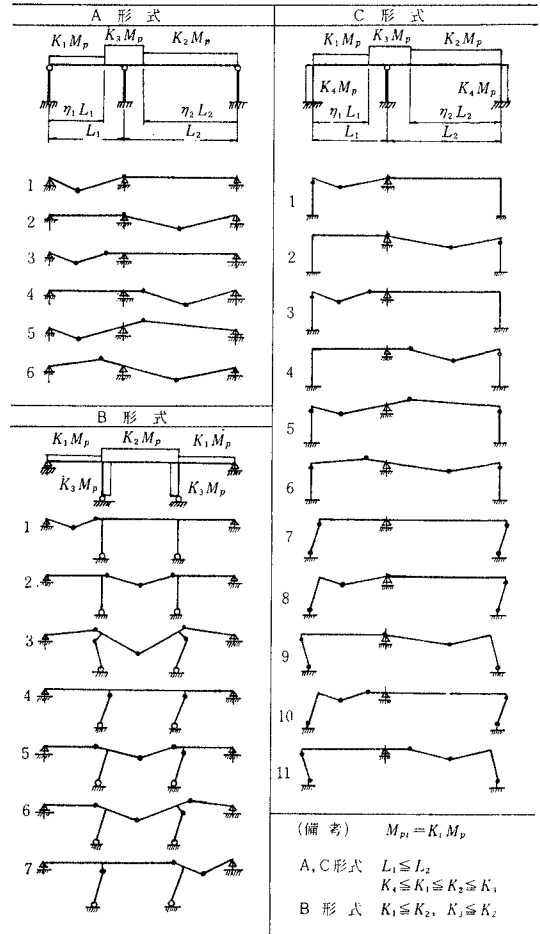


図-3 崩壊機構

い。このようにして求めた崩壊形式を図-3 に示す。ここにパラメータとしての η_i, K_i はそれぞれ断面変化位置、部材間の全塑性モーメント比を表わす。これら崩壊形式のうち真の崩壊形式が決定されれば式 (3) によって W_f は求まる。連続はり形式の非対称な場合として AVB2 の場合を図-4 (a) に示す。 W_f の最小値は $\eta_1 = \eta_2$ とした場合、 $W_{f1} = 1.307 \times 10^6 \text{ kgm-m}$ ($\eta_1 = \eta_2 = 0.8, k_1 = 1.0, k_2 = k_3 = 2.1$) で、 $\eta_1 \neq \eta_2$ とした場合 $W_{f2} = 1.290 \times 10^6 \text{ kgm-m}$ ($\eta_1 = 0.7, \eta_2 = 0.9, k_1 = 1.0, k_2 = 2.1, k_3 = 2.4$) でその比は $W_{f1}/W_{f2} = 1.013$ である。AVB5 の場合については、 $W_{f1} = 1.5549 \times 10^6 \text{ kgm-m}$ ($\eta_1 = \eta_2 = 0.8, K_1 = 1.0, K_2 = K_3 = 2.0$), $W_{f2} = 1.5552 \times 10^6 \text{ kgm-m}$ ($\eta_1 = 0.7, \eta_2 = 0.9, K_1 = 1.0, K_2 = 2.2, K_3 = 2.8$) でその比は $W_{f1}/W_{f2} = 1.000$ である。

以上のことから今回対象とした構造物では $\eta_1 = \eta_2$ として実用上十分であると思われる、この点を考慮してプログラムを作成した。また、対称形の AVB1, AVB4, CVB1 の場合についての重量関数を図-4 (b), (c), (d) に示す。 W_f の最小値は A 点にて示す。等断面の場合の最

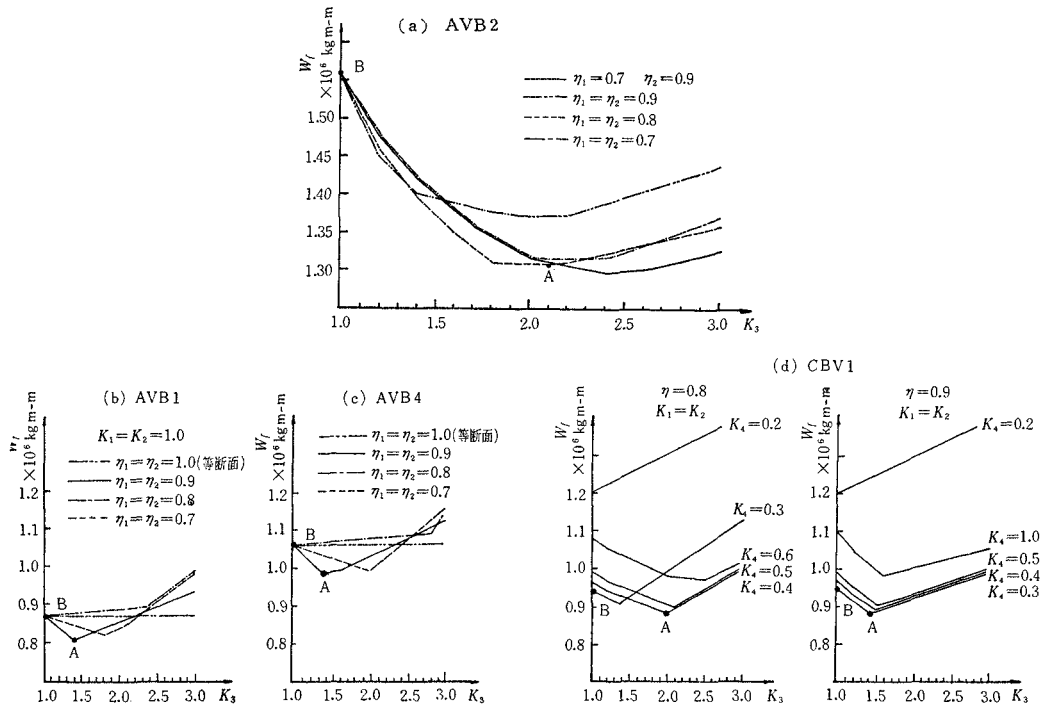


図-4 重量関数

小値をB点にて示す。よってA点とB点を比較することにより、図-3 のごとく変断面にすることにより等断面の場合より 7~8% の重量軽減が可能であり、かつ作用応力度に対して合理的である。

5. プログラム

3種の形式の横断歩道橋について、以上のことを考慮

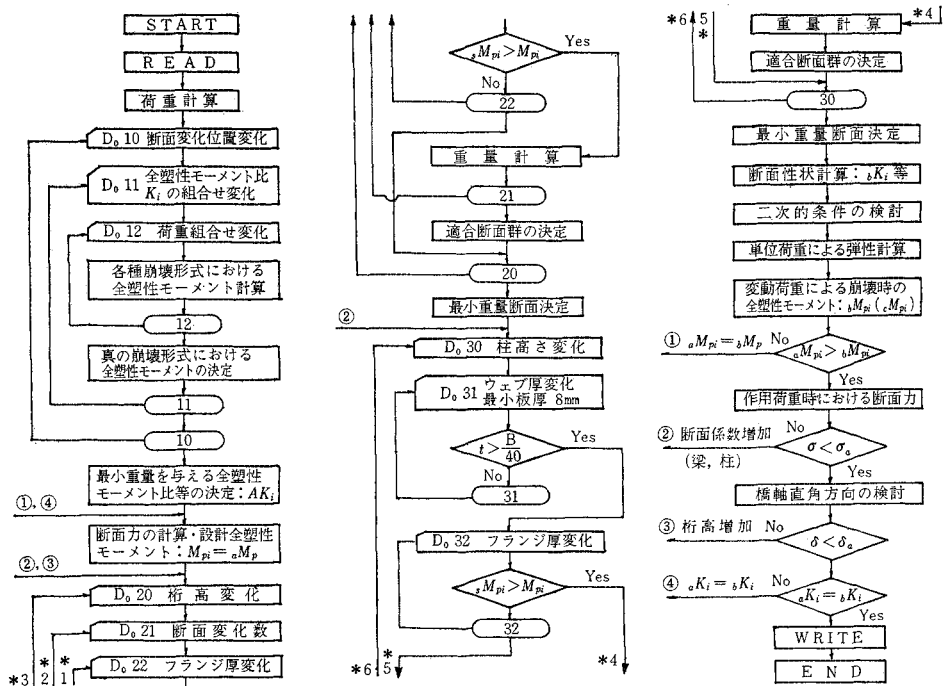


図-5 フローチャート (C形式)

して電子計算機を用いて自動設計を行ない部材諸寸法を求めた。ここに一例としてC形式の場合についてそのフローチャートを図-5に示す。

Input Data :

- 1) 作用荷重として等分布死荷重, 柱死荷重, 等分布活荷重, 柱活荷重 (階段活荷重), 地震時活荷重
- 2) 構造諸寸法
- 3) 式 (3) における b_j, b_k の値

Output Data :

- 1) 各崩壊形式の塑性モーメント
- 2) 真の崩壊時の全塑性モーメントおよび断面力
- 3) 漸増荷重による崩壊時の全塑性モーメント
- 4) 交番塑性による崩壊時の全塑性モーメント
- 5) 作用荷重時における断面力およびこの時の応力度とたわみ。その他鋼重等。

なお, 断面決定に際しては, 美観上を考慮してはりは変断面の場合でも同一桁高とし, はり全体が最小重量になるように求めたものであり, フランジ幅は 200 mm とし板厚は市場サイズに限定した。このため断面選択幅がせまくなるのを防ぐため桁高変化幅を小さく 5 cm ごとにした。

図-5 において

M_{pi} =部材 i に要する全塑性モーメント

sM_{pi} =部材 i の有する抵抗全塑性モーメント

$aM_{pi}=aK_i$ を用いたメカニズムによる真の崩壊時の全塑性モーメント

bM_{pi} =漸増崩壊時の全塑性モーメント

cM_{pi} =交番塑性による崩壊時の全塑性モーメント

aK_i =最小重量設計法による全塑性モーメント比

bK_i =断面設計時の全塑性モーメント比

σ =作用荷重時の応力度

δ =作用荷重時のたわみ

6. 設 計 例

以上のことを考慮して自動設計を行なった結果を表-2に示す。ここに K_i は部材 i の基準部材に対する全塑性モーメント比を表わし, 部材 i は図-3のごとくに定められたものである。表-2の断面の項においてI形の場合上側は 2-プレート, 下側は 1-プレート, また箱形の場合は上下とも 2-プレートを示す。

7. 考 察

(1) 自動設計について

最小重量設計法による部材間の全塑性モーメント比の決定および断面変化位置の決定から, 真の崩壊機構の決

表-2

(2-1) A形式 (変断面)

形 式		AVB 1			AVB 2			AVB 3			AVB 4			AVB 5			AVB6		
項 目																			
荷 重	死 荷 重 (kg/m)	330			330			330			500			500			500		
	常 時 活 荷 重 (")	263			263			263			263			263			263		
	地 震 時 活 荷 重 (")	75			75			75			75			75			75		
断 面 変 化 位 置 η		0.9			0.8			0.9			0.9			0.8			0.9		
初 期 M_p 比	K_1, K_2, K_3	1.0	1.0	1.4	1.0	2.1	2.1	1.0	1.0	1.4	1.0	1.0	1.4	1.0	2.1	2.1	1.0	1.0	1.4
最 終 M_p 比	K_1, K_2, K_3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.4	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5
	aM_p (t-m)	24.91			39.37			37.10			27.16			47.84			42.33		
	bM_p (t-m)	28.01			42.12			41.73			29.92			50.59			45.78		
	bM_p/aM_p	1.12			1.07			1.12			1.10			1.06			1.08		
	cM_p (t-m)	11.94			16.43			18.41			11.46			16.59			18.41		
	cM_p/aM_p	0.48			0.42			0.50			0.42			0.34			0.43		
断 面	断 面 1 (I 形)	200×12 426× 8			200×12 576× 8			200×12 576× 8			200×12 426× 8			200×12 676× 9			200×12 576× 8		
	断 面 2 (I 形)	200×12 426× 8			200×12 576× 8			200×12 576× 8			200×12 426× 8			200×12 676× 9			200×12 576× 8		
	断 面 3 (I 形)	200×12 426× 8			200×12 576× 8			200×16 568× 8			200×19 412× 8			200×12 676× 9			200×22 556× 8		
横 桁 間 隔 (m)		1.50			1.40			1.40			1.40			1.40			1.40		
作 用 応 力 度	断 面 1 (kg/cm ²)	1176			737			1267			1421			706			1557		
	断 面 2 (")	1176			1340			1267			1421			1342			1557		
	断 面 3 (")	1813			1662			1665			1743			1692			1756		
た わ み δ/L		1/461			1/469			1/459			1/477			1/691			1/465		
主 構 外 の 柱 $t=9.5$		609.6 ϕ			609.6 ϕ			609.6 ϕ			711.2 ϕ			711.2 ϕ			711.2 ϕ		

(2-2) A形式 (等断面)

形 式		AEB 1	AEB 2	AEB 3	AEB 4	AEB 5	AEB 6
項 目							
aM_p	(t-m)	24.91	39.37	39.37	30.27	47.84	47.84
bM_p	(t-m)	28.01	42.12	44.27	33.37	50.59	52.74
bM_p/aM_p		1.12	1.07	1.12	1.10	1.06	1.10
cM_p	(t-m)	11.94	16.43	19.28	12.07	16.59	19.48
cM_p/aM_p		0.48	0.42	0.49	0.40	0.34	0.40
断 面 (I 形)		200×12 426×8	200×12 576×8	200×12 626×8	200×12 526×8	200×12 676×9	200×12 726×9
横 桁 間 隔 (m)		1.50	1.40	1.40	1.50	1.40	1.40
作 用 応 力 度 (kg/cm ²)		1813	1662	1788	1807	1692	1841
た わ み δ/L		1/461	1/469	1/537	1/726	1/691	1/774
主 構 外 の 柱 $t=9.5$		609.6φ	609.6φ	609.6φ	711.2φ	711.2φ	711.2φ
形 式		AEH 1	AEH 2	AEH 3	AEH 4	AEH 5	AEH 6
項 目							
aM_p	(t-m)	24.91	39.37	39.37	30.27	47.84	47.84
bM_p	(t-m)	28.01	42.12	44.27	33.37	50.59	52.74
bM_p/aM_p		1.12	1.07	1.12	1.10	1.06	1.10
cM_p	(t-m)	11.94	16.43	19.28	12.07	16.59	19.48
cM_p/aM_p		0.48	0.42	0.49	0.40	0.34	0.40
断 面 (H 形)		H 446 ×199×8×12	H 500 ×200×10×16	H 596 ×199×10×15	H 496 ×199×9×14	H 596 ×199×10×15	H 600 ×200×11×17
横 桁 間 隔 (m)		1.50	1.50	1.40	1.40	1.40	1.40
作 用 応 力 度 (kg/cm ²)		1760	1573	1553	1728	1673	1782
た わ み δ/L		1/469	1/413	1/565	1/685	1/594	1/638
主 構 外 の 柱 $t=9.5$		609.6φ	609.6φ	609.6φ	711.2φ	711.2φ	711.2φ

(2-3) B 形 式

形 式		BEB 1	BEB 2	BEB 3	BEB 4	BEH 1	BEH 2	BEH 3	BEH 4
項 目									
荷 重	死 荷 重	310	310	480	480	310	310	480	430
	常 時 活 荷 重	263	263	263	263	263	263	263	263
	地 震 時 活 荷 重	75	75	75	75	75	75	75	75
初 期 M_p 比	K_1	0.4	0.5	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3	0.5
	K_2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	K_3	0.6	0.5	0.7	0.5	0.6	0.5	0.7	0.5
最 終 M_p 比	K_1	0.50	0.48	0.50	0.52	0.40	0.59	0.40	0.51
	K_2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	K_3	0.59	0.56	0.87	0.79	0.46	0.48	0.67	0.77
aM_p (t-m)		17.69	27.48	21.60	34.13	22.75	27.96	21.68	34.13
bM_p (t-m)		18.30	28.89	21.94	34.46	22.75	28.40	22.42	34.44
bM_p/aM_p		1.03	1.05	1.02	1.01	1.00	1.02	1.03	1.01
cM_p (t-m)		9.19	14.46	7.91	11.66	8.30	10.51	7.38	10.39
cM_p/aM_p		0.52	0.53	0.37	0.34	0.36	0.33	0.34	0.30
断 面	断 面 1 (I H 形)	200×12 176×8	200×12 226×8	200×12 176×8	200×12 276×8	H 200× 200×8×12	H 294× 200×8×12	H 200× 200×8×12	H 294× 200×8×12
	断 面 2 (I H 形)	200×12 326×8	200×12 426×8	200×12 326×8	200×12 476×8	H 400× 200×8×13	H 446× 199×8×12	H 400× 200×8×13	H 450× 200×9×14
	断 面 3 (箱 形)	200×8 234×8	200×8 284×8	200×10 200×8	200×12 326×9	200×8 234×8	200×10 230×8	200×10 280×8	200×12 326×9
横 桁 間 隔		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
応 力 度	*断 面 1 (kg/cm ²)	1442	1468	1895	1666	1279	1486	1695	1658
	*断 面 2 (kg/cm ²)	1569	1597	2330	2057	1195	1471	1787	1974
	*断 面 3 (kg/cm ²)	2235	2391	2370	2239	2139	2344	2290	2253
た わ み δ/L		1/463	1/429	1/539	1/613	1/593	1/434	1/695	1/586

(備考) * 作用応力度は地震時の値

(2-4) C形式(変断面)

項 目		形 式		CVB 1		CVB 2		CVB 3		CVB 4		CVB 5		CVB 6	
荷 重	死 荷 重			330		330		330		500		500		500	
	常 時 活 荷 重			263		263		263		263		263		263	
	地 震 時 活 荷 重			75		75		75		75		75		75	
断 面 変 化 位 置 η				0.9		0.8		0.8		0.9		0.8		0.9	
初 期	M_p 比	K_1 K_3	K_2 K_4	1.0	1.0	1.0	2.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.2	1.0	1.0
				1.4	0.3	2.2	0.4	2.0	0.3	1.6	0.4	2.2	0.5	1.5	0.3
最 終	M_p 比	K_1 K_3	K_2 K_4	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
				1.0	0.37	1.0	0.24	1.22	0.24	1.24	0.54	1.0	0.31	1.39	0.94
aM_p (t-m)				21.77		35.92		33.80		23.61		42.55		32.32	
bM_p (t-m)				24.59		38.53		38.42		26.06		45.09		35.32	
bM_p/aM_p				1.13		1.07		1.13		1.10		1.06		1.09	
aM_p (t-m)				10.87		14.58		18.02		10.27		15.20		14.41	
cM_p/eM_p				0.50		0.41		0.53		0.44		0.36		0.45	
断 面	断 面 1 (I 形)			200×12 376× 8		200×12 526× 8		200×12 526× 8		200×12 376× 8		200×12 576× 8		200×12 476× 8	
	断 面 2 (I 形)			200×12 376× 8		200×12 526× 8		200×12 526× 8		200×12 376× 8		200×12 576× 8		200×12 476× 8	
	断 面 3 (I 形)			200×12 376× 8		200×12 526× 8		200×16 518× 8		200×16 368× 8		200×12 576× 8		200×19 462× 8	
	断 面 4 (箱 形)			200× 8 184× 8		200×12 181× 8		200× 8 184× 8		200× 9 232× 8		200× 9 232× 8		200×16 318× 9	
横 桁 間 隔 (m)				1.50		1.40		1.40		1.50		1.40		1.40	
作 用 応 力 度	断 面 1 (kg/cm ²)			1 135		725		1 234		1 262		734		1 451	
	断 面 2 (")			1 135		1 338		1 234		1 262		1 443		1 451	
	断 面 3 (")			1 813		1 685		1 727		1 850		1 871		1 815	
	*断 面 4 (")			1 979		2 153		2 346		2 160		2 374		1 581	
た わ み δ/L				1/409		1/425		1/415		1/449		1/538		1/443	
主 構 外 の 柱 $l=9.5$				609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ	

(備考) * 印は地震時の作用応力度を示す。

定, 断面力の計算, 断面寸法の決定, 変動荷重に対する検討, 作用荷重時の応力度とたわみに対する検討, 鋼重の算定等まで一連の設計計算をすべて自動的に行ないることが示された。死荷重の算定にあたっては初期値と最終値との誤差が大きければ, これを修正するプログラムが必要であるが, 今回対象とした構造物では全死荷重のうちに占める主桁の鋼重の比率は 0.15~0.20 程度で小さく, また主桁の仮定鋼重と最終の主桁鋼重の比率は 0.80~1.30 であり, 全死荷重に対する誤差は 4% 程度以内であったことから, また許容応力度設計法との比較を容易にするため, この点についてはとくに考慮しなかった。死荷重 D と活荷重 L の比率 $\alpha=L/(D+L)$ が 0.35~0.44 で, スパン比 $\beta=L_2/L_1$ が 1.00~1.26 であるとき, 非対称形の場合についても断面変化位置を示すパラメータは $\eta_1=\eta_2$ として実用上十分である。これにより計算時間を大幅に減少することが可能となる。

一般に初期の断面決定から最終の断面決定の経過をみると, 作用荷重時の過大応力度およびたわみの許容値の超過による断面修正が多くみられた。

(2) 最小重量設計法と重量勾配係数の関係について

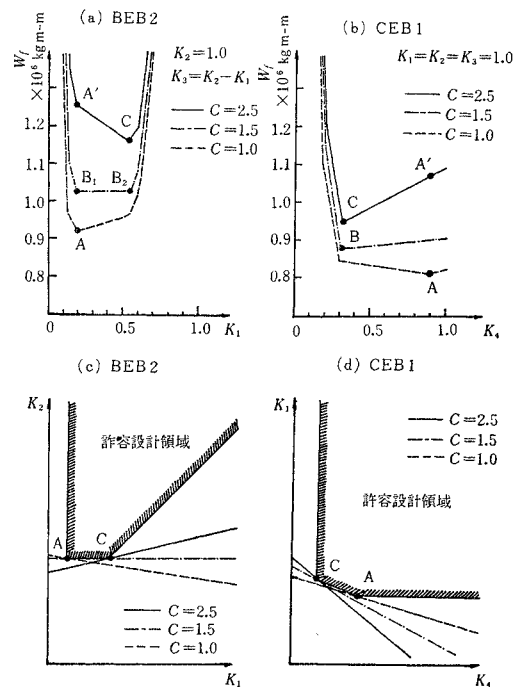


図-6 重量勾配係数の影響

(2-5) C形式(等断面)

形 式				CEB 1		CEB 2		CEB 3		CEB 4		CEB 5		CEB 6	
項 目				1.0	0.3	1.0	0.2	1.0	0.2	1.0	0.4	1.0	0.3	1.0	0.3
初 期 M_p 比				K_3	K_4	1.0	0.37	1.0	0.24	1.0	0.21	1.0	0.29	1.0	0.31
最 終 M_p 比				K_2	K_4	1.0	0.37	1.0	0.24	1.0	0.21	1.0	0.29	1.0	0.31
aM_p (t-m)				21.77		35.92		36.85		30.09		42.55		42.62	
bM_p (t-m)				24.59		38.53		40.96		30.11		45.09		47.15	
bM_p/aM_p				1.13		1.07		1.11		1.00		1.06		1.10	
cM_p (t-m)				10.87		15.49		18.29		15.53		14.21		28.61	
cM_p/aM_p				0.50		0.43		0.50		0.51		0.33		0.61	
断 面	断 面 3 (I 形)			200×12 376× 8		200×12 526× 8		200×12 576× 8		200×12 576× 8		200×12 576× 8		200×12 676× 9	
	断 面 4 (箱 形)			200× 8 184× 8		200× 8 184× 8		200× 8 184× 8		200× 9 182× 8		200× 9 232× 8		200× 8 284× 8	
横 桁 間 隔 (m)				1.50		1.40		1.40		1.50		1.40		1.40	
応 力 度 断 面 3 (kg/cm ²)				1813		1685		1810		1826		1871		1808	
応 力 度 断 面 4 ()				1979		2153		2265		2301		2374		2360	
た わ み δ/L				1/409		1/425		1/486		1/651		1/538		1/746	
主 構 外 の 柱 $t=9.5$				609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ	
形 式				CEH 1		CEH 2		CEH 3		CEH 4		CEH 5		CEH 6	
項 目				1.0	0.3	1.0	0.3	1.0	0.9	1.0	0.4	1.0	0.3	1.0	0.90
初 期 M_p 比				K_3	K_4	1.0	0.33	1.0	0.25	1.0	0.55	1.0	0.55	1.0	0.67
最 終 M_p 比				K_3	K_4	1.0	0.33	1.0	0.25	1.0	0.55	1.0	0.55	1.0	0.67
aM_p (t-m)				21.49		35.81		32.47		24.99		38.03		40.21	
bM_p (t-m)				24.85		38.41		36.33		27.54		40.10		44.29	
bM_p/aM_p				1.13		1.07		1.12		1.10		1.05		1.10	
cM_p (t-m)				10.64		16.40		15.39		10.02		13.73		16.11	
cM_p/aM_p				0.48		0.46		0.47		0.40		0.36		0.40	
断 面	断 面 3 (I 形)			H 400 ×200×8×13		H 496 ×199×9×14		H 496 ×199×9×14		H 446 ×199×8×12		H 496 ×199×9×14		H 596 ×199×10×15	
	断 面 4 (箱 形)			200× 8 184× 8		200× 9 182× 8		200× 8 334× 9		200× 8 284× 8		200×12 326× 9		200×12 326× 9	
横 桁 間 隔 (m)				1.50		1.40		1.40		1.50		1.40		1.40	
応 力 度 断 面 3 (kg/cm ²)				1699		1621		1733		1885		1842		1676	
*応 力 度 断 面 4 ()				2091		2194		1720		2089		1915		1812	
た わ み δ/L				1/440		1/401		1/450		1/587		1/491		1/707	
主 構 外 の 柱 $t=9.5$				609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ		609.6 ϕ	

(備考) * 地震時の作用応力度を示す。

1) 部材の全塑性モーメント M_p と重量 W との関係は式(1)に示されたごとく、部材 i について

$$W_i = a_i + b_i M_{pi}$$

と表わせる。ここに b_i を重量勾配係数を名づけ、基準となる部材の重量勾配係数を b_0 とするとき、 $c_i = b_i/b_0$ を重量勾配係数比と称することにする。この b_i は図-2によって明らかなごとくは断面(I形断面)、柱断面(箱形断面)によって、また溶接組立材とH形鋼によっても異なることがわかる。この重量勾配係数の影響によって最小重量を与える部材間の全塑性モーメント比は大きく変わる。ここにその一例としてII型ラーメンのBEB2の場合について W_f を求めたものを図-6(a)に示す。ここに明らかなごとく柱と梁の重量勾配係数比 C によって W_f が最小になるのは、重量関数が $C=1.0$ のときA点を、 $C=1.5$ のとき B_1B_2 区間を、 $C=2.5$ のときC

点を通るときである。 $C=2.5$ のグラフ上にA点の K_1 値を移すとA'点となり、C点と比較すると W_f は8.4%の増加となっている。同様に門型ラーメンのCEB1の場合については、図-6(b)に示したごとく W_f は13%の増加となっている。これらの関係は図-6(c), (d)に示すごとくいわゆる許容設計領域に対して、重量関数の直線が重量勾配係数比 C の影響をうけて勾配が変わるため、 W_f の最小値を与える点がA点からC点まで移動することに他ならない。

2) 一般に構造物の重量関数 W_f は重量勾配係数を考慮してつぎのように表わされる。

$$W_f = \sum_i \sum_j b_i M_{pi} L_j \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 \sum_j : 重量勾配係数 b_i を有する部材の総和

\sum_i : すべての重量勾配係数 b_i についての総和

構造物が簡単とき Foulkes¹³⁾ の定理を用いることにより容易に最小重量設計法が可能であるが、このとき式(4)の重量勾配係数の影響を考慮すると重量適合条件はつぎのように示される。

$$\frac{a_1}{b_1 l_1} = \frac{a_2}{b_2 l_2} = \dots = \frac{a_i}{b_i l_i} = \dots = \frac{a_n}{b_n l_n} = \text{const.} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 a_i : 全塑性モーメント M_{pi} を有する部材中に生じた塑性ヒンジの全回転角

b_i : 全塑性モーメント M_{pi} を有する部材の重量勾配係数

l_i : 全塑性モーメント M_{pi} を有する部材の全長

3) 表—2 の結果をみるに最小重量設計法によって決定された部材間の全塑性モーメント比の初期値と最終値とは、等断面の溶接組立材の場合ほぼ同じ比率を示すが、変断面の場合かなり異なった値を示している場合がある。これは桁高を同一にした影響により初期値の全塑性モーメント比では中間支点上にて不経済な断面を選択することになり、重量を軽減するため初期値と異なった最終値の全塑性モーメント比を有する断面を選択せねばならなかったからである。よって変断面の場合、単に柱とはりの区別だけでなく桁高統一という条件を重量勾配係数の変化におきかえればよい。

(3) 変断面設計法について

1) 塑性設計においては塑性条件に抵触しない限り、塑性ヒンジ間の断面変化を行なっても崩壊機構に変化を生じないゆえ、鋼重節減のため塑性ヒンジ間の断面を減少させることができる。しかし、活荷重の影響により曲げモーメント分布が一定でなく変化する。よって曲げモーメント分布の最大値を求めねばならない。近似的につぎのようにして求められる。すなわち、連続はり形式の場

合、図—7 (a) において基準変断面を破線のごとく変断面として最小重量設計法で部材間の全塑性モーメント比および断面変化位置を求め、このとき図にてA点とB点に塑性ヒンジが発生していることから、側スパンの活荷重の影響を考慮した負モーメント領域は、近似的に l 線 (A点とB点を通る直線) にて示すことができ、また正モーメント領域は崩壊時のモーメント分布をもって示すことができる。かくして塑性設計時の最大曲げモーメント分布が決定されれば抵抗全塑性モーメント図が実線のごとくに求まる。

以上の方法によって、基準断面を等断面としてその後変断面にしたものより、容易にかつ合理的に塑性ヒンジ間の断面低減を行なうことが可能であり、基準断面が等断面の場合より数パーセントの鋼重の節減を行なうことができた。一般に基準断面として 図—7 (b) に示す変断面を用いればよい。

変断面の場合、断面変化位置 η をパラメーターとすると重量関数はつぎのように表わされ、非線形問題となる。

$$W_f = \sum_i \sum_j b_i M_{pi} L(\eta_j) \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $L(\eta_j)$ は一次式として表わされる。

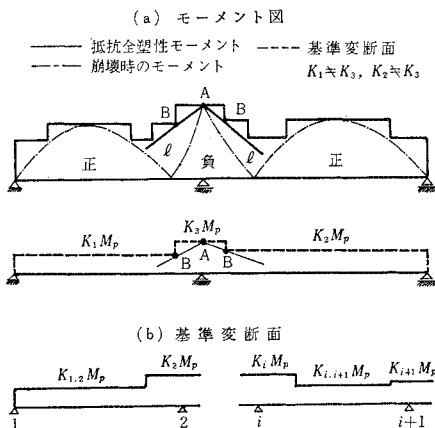
つぎに独立な一自由度の崩壊機構を考えるに際し、一部材について塑性ヒンジを部材端、中間点、支点、節点に想定する。このとき構造物の部材数を n 、断面変化位置パラメーター数を m 、部材端のみに塑性ヒンジが発生する部材数を r とすると、 W_f が最小になるのは少なくとも $(n+m-r)$ 個の独立な一自由度の崩壊形式が同時に成立するときである。すなわち、断面変化位置において必ず塑性ヒンジが発生せねばならない。

基準変断面を線形計画法で求めるとき、いわゆる“目的関数”としての W_f は式(7)で示され、設計変数 M_p, η の関数である。このとき制限条件は仮想変形法を用いることによりつぎのように示される。

$$W_{in} \geq W_{ex}$$

$$M_{pi} \geq 0, \eta_i \geq 0$$

ここに、 W_{in} は内部仕事を表わし M_p, η の関数であり、 W_{ex} は外部仕事を表わし荷重 P および η の関数である。また W_{in} と W_{ex} は塑性ヒンジ発生位置 ε の関数でもあり、これは M_p の関数である。よってまず初期値として M_{pi}, η_i を与え、 ε および b_i を考慮して W_f を求める。このとき制限条件を満足しているとは限らず、また満足していても W_f が最小になっていることはまれである。つぎに変化量 $\Delta M_{pi}, \Delta \eta_i$ を考え、 W_f, W_{in}, W_{ex} の各関数をテーラー展開し、最初の2項までとることにより、 $\Delta M_{pi}, \Delta \eta_i$ について線形問題となることから線形計画法を用いることにより $\Delta M_{pi}, \Delta \eta_i$ が求まる。このように線形関数として近似しながら、何回か反覆す



図—7 変断面設計法

ることにより所要の M_{pi} , η_i が求まる。

2) スパン間等断面のとき最小重量設計を行なうとき、塑性ヒンジ発生位置を初期値として与えれば線形計画法を用いて、所要の全塑性モーメント比を求めることができる。しかし、そのときつぎのことに注意する必要がある。すなわち、塑性ヒンジ発生点 ξ は一般に部材の全塑性モーメントの関数となるため非線形となり、線形化するため ξ に初期値を与えることになるが、この初期値と構造寸法と、また重量勾配係数との関係によって最小重量を与える全塑性モーメント比は大きく変化する可能性がある。よってただ単に線形計画法を用いるときには注意せねばならない。なぜなら初期値 ξ によって 図-6 (c), (d) の直線 \overline{AC} の傾きが変化することになり、 W_f の最小値を与える点は A 点から C まで移動することになるからである。

(4) 変動荷重について

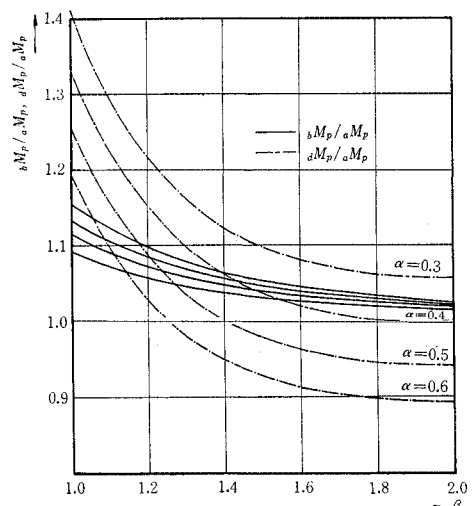
1) 漸増崩壊による全塑性モーメント bM_p の増加は、表-2 の bM_p/aM_p の項をみると等断面の場合と変断面の場合とではほとんど変わらず、変断面による影響は少なく、構造寸法によって大きく影響をうけることがわかる。 bM_p による増加率は対称形のときに最大になり、A形式、C形式では 10% 前後であり、B形式では 5% 以内であることがわかる。CEB 4 の場合、垂直荷重による aM_p は 27.11 t-m で bM_p による増加率は約 10% であるが、水平荷重時の bM_p による増加率は小さい。このため $aM_p=30.09$ t-m が水平荷重時に決定されているため、見から上 bM_p による増加は小さくなっている。また交番塑性による崩壊は、表-2 の cM_p/aM_p の項をみると 0.5 前後であることから、設計上無視できることが示された。

2) 変形硬化時の塑性ヒンジ発生点とメカニズムによる塑性ヒンジ発生点との位置が相違することは、福本氏等^{14), 15)}によって等断面等スパンの 2 径間連続桁の場合について指摘されているが、ここでは B 形式、C 形式についてもその相違を示し、かつ変形硬化時の全塑性モーメントにおよぼす影響を調べその結果を表-3 に示す。メカニズムによる塑性ヒンジ発生点を用いた Symonds

の方法によるものと、厳密に求めたものとは、塑性ヒンジ発生点の位置については数パーセントの差が生じているが、全塑性モーメントについては全く影響がない。表-3 において CEB 4 の場合 $\xi=0$ であるのは、変形硬化時の崩壊が 図-3 の崩壊形式 7 で定まり塑性ヒンジ発生点が節点に生じていることを示している。一般には変形硬化に対して設計上は Symonds の方法にて十分と思われる。ただし、横桁を設置するとき塑性ヒンジ発生位置が変化することに対して考慮を払わねばならない。

(5) 塑性設計法について

1) 塑性設計法において断面決定の要素としては、メカニズムによる崩壊時の全塑性モーメント aM_p 、変動荷重時の漸増崩壊時の全塑性モーメント bM_p 、交番塑性による崩壊時の全塑性モーメント cM_p 、作用荷重時の応力度が許容値内におさまるための全塑性モーメント dM_p 、およびたわみが考えられるが、これらのうち cM_p は表-2 の結果より aM_p にくらべて十分小さいので無視できる。ここに aM_p , bM_p , dM_p の関係を等断面 2 径



(備考) aM_p : メカニズムによる崩壊時の全塑性モーメント
 bM_p : 漸増崩壊時の全塑性モーメント
 dM_p : 作用応力度が許容値に達したときを崩壊とする時の全塑性モーメント

図-8 aM_p , bM_p , dM_p の関係

表-3 漸増崩壊時の塑性ヒンジ発生点

形 式		AEB 1	AEB 4	BEB 1	BEB 3	CEB 1	CEB 4
厳密法	ξ	0.4397	0.4352	0.5000	0.5000	0.4771	0.0000
	bM_p (kg-m)	28 077	33 420	18 302	21 935	24 630	30 109
近似法	ξ'	0.4142	0.4142	0.5000	0.5000	0.4523	0.0000
	$bM_{p'}$ (kg-m)	28 010	33 370	18 302	21 935	24 589	30 109
$bM_p/bM_{p'}$		1.0024	1.0016	1.0000	1.0000	1.0016	1.0000

(備考) 近似法として Symonds の方法を用いる。

ξ は塑性ヒンジ発生点

bM_p は変形硬化時の全塑性モーメント

間連続ばりの場合について 図-8 に示す。作用死荷重を W_d 、作用活荷重を W_l 、スパン長を L_1 、 L_2 とするとき、 aM_p 、 bM_p 、 dM_p は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= W_l / (W_d + W_l), \quad \beta = L_2 / L_1 \quad L_2 \geq L_1 \\ \alpha &> 2/9 \text{ のとき } F_w &= \frac{1.2 + 0.9\alpha}{1 - \alpha} \quad r = 2.1 \\ \alpha &< 2/9 \text{ のとき } F_w &= \frac{1.4}{1 - \alpha} \quad r = 1.4 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.1)$$

$$aM_p = \frac{1}{2} (3 - 2\sqrt{2}) \cdot F_w \cdot \beta^2 \cdot w_d L_1^2 \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

$$\begin{aligned} bM_p &= \left\{ \frac{1}{16} (2 - \sqrt{2}) \cdot F_w \cdot (1 - \beta + \beta^2) \right. \\ &\quad \left. - 0.075 \sqrt{2} (1 - \beta + \beta^2) - \frac{1}{16} \cdot r \cdot \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot \right. \\ &\quad \left. \frac{\beta^3}{1 + \beta} + \frac{1}{2} (3 - 2\sqrt{2}) \cdot F_w \cdot \beta^2 \right\} w_d L_1^2 \quad \dots\dots\dots (6.3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dM_p &= \frac{2400}{1920} \times f \times \text{作用荷重点の } M \\ &= \frac{2400}{8 \times 1920 \times (1 - \alpha)} (1 - \beta + \beta^2) \cdot f \cdot w_d L_1^2 \\ &= 0.178125 \frac{1}{1 - \alpha} (1 - \beta + \beta^2) w_d L_1^2 \end{aligned}$$

ただし、 $f=1.14$ (6.4)

図-8 より荷重パラメーター α 、構造寸法パラメーター β によって、これらの相関関係が種々変化し、対称形すなわち $\beta=1.0$ のときに bM_p 、 dM_p の影響が最も強くあらわれることがわかる。今回対象とした連続はりでは $\alpha=0.35, 0.44, \beta=1.00, 1.26$ であることから dM_p によって断面が決定されていることが明らかである。

表-4 aM_p と dM_p の関係

形 式	項 目	AEB 1	AEB 4	BEB 1	BEB 3	CEB 1	BEB 4
常	(1) aM_p (t-m)	24.90	30.30	17.70	21.60	21.80	27.10
	(2) bM_p (t-m)	36.30	43.20	19.40	25.10	31.60	39.80
	(3) dM_p/aM_p	1.46	1.43	1.10	1.16	1.45	1.47
	(4) 荷 重 比	1.60	1.51	1.61	1.52	1.60	1.51
時	(5) dM_p'/aM_p	1.04	1.08	0.78	0.87	1.04	1.11
	(6) dM_p/aM_p	1.30	1.35	0.97	1.09	1.29	1.39
地	(7) aM_p (t-m)	12.20	17.40	17.60	18.40	17.80	30.10
	(8) bM_p (t-m)	17.80	24.40	24.60	25.20	26.70	41.20
	(9) dM_p/aM_p	1.46	1.43	1.40	1.37	1.50	1.12
	(10) 荷 重 比	1.05	1.05	1.33	1.20	1.35	1.37
震	(11) dM_p'/aM_p	1.59	1.56	1.24	1.30	1.32	1.23
	(12) (7)/(1)	0.50	0.50	0.99	0.85	0.82	1.11
	(13) (11)×(12)	0.79	0.78	1.23	1.10	1.08	1.35

(備考) (1), (7) メカニズムによる崩壊時の全塑性モーメント aM_p 。
 (2), (8) 第1塑性ヒンジ発生時を崩壊とする時の全塑性モーメント bM_p 。
 (4), (10) (設計荷重/作用荷重)の概算値。
 (5), (11) 作用応力度が 2400 kg/cm^2 になったときを崩壊とする時の全塑性モーメント dM_p' の aM_p に対する比。
 (6) 作用応力度が 1920 kg/cm^2 になったときを崩壊とする時の全塑性モーメント dM_p の aM_p に対する比。
 (13) 地震時を常時に換算したときの値。
 ただし、形状係数 梁 $f=1.14$ 、柱 $f=1.18$ とする。

II型ラーメン、門型ラーメンについて dM_p の影響を調べた結果を表-4 に示す。常時では dM_p/aM_p の値をみるとA形式、C形式では1.3前後、B形式では1.1前後であり、地震時では dM_p'/aM_p の値をみるとA形式では1.6弱、B形式、C形式では1.3前後であり、これを常時の場合に換算するとA形式では0.8弱、B形式では1.2前後、C形式では1.3前後となっている。このことから dM_p の影響はA形式では常時、B形式では地震時、C形式では常時あるいは地震時に最も強くあらわれる。一方 bM_p/aM_p の値は表-2の結果よりA形式、C

表-5 主 構 鋼 重 の 比 較

形 式	塑 性 設 計 法 W_p			許 容 応 力 度 設 計 法 W_a			W_p/W_a		
	W_{pV} (kg)	W_{pE} (kg)	W_{pH} (kg)	W_{aV} (kg)	W_{aE} (kg)	W_{aH} (kg)	$\frac{W_{pV}}{W_{aV}}$	$\frac{W_{pE}}{W_{aE}}$	$\frac{W_{pH}}{W_{aH}}$
A-1	4510	4510	4634	4519	4746	5565	1.00	0.95	0.83
A-2	5834	5834	6004	5759	6102	7473	1.01	0.96	0.80
A-3	6605	6775	8325	6669	7350	9328	0.99	0.92	0.89
A-4	4658	4950	5565	5305	5846	7420	0.88	0.85	0.75
A-5	6750	6330	7473	7227	8523	11929	0.93	0.79	0.63
A-6	6764	7328	9328	8879	10050	13288	0.76	0.78	0.70
B-1		4587	4897		4435	4644		1.03	1.05
B-2		5335	5937		5683	6316		0.94	0.94
B-3		4829	5139		4959	5632		0.97	0.91
B-4		6298	6722		6665	8037		0.94	0.84
C-1	5255	5255	5585	5295	5743	6538	0.99	0.92	0.85
C-2	6551	6551	7303	6971	7109	8045	0.94	0.92	0.91
C-3	7399	7463	8499	7881	8254	9771	0.94	0.90	0.87
C-4	5523	5752	5850	6115	6842	8126	0.90	0.84	0.72
C-5	6908	6908	7955	8342	9282	12520	0.83	0.74	0.64
C-6	8035	8734	10000	9768	11321	15449	0.82	0.77	0.65

(備考) W_V : 溶接組立による変断面として設計したときの主構鋼重
 W_E : 溶接組立による等断面として設計したときの主構鋼重
 W_H : H形鋼使用による等断面として設計したときの主構鋼重

形式では 1.10 前後、B 形式では 1.05 以内である。よって断面は A 形式、C 形式では常時の dM_p によって決定され、B 形式では地震時の dM_p によって決定されることがわかる。

また活荷重比の大きい A-1、C-1 のような場合には、さらにたわみが断面決定の要素となっている。

2) 設計規準(案)では設計方法が平面構造物として取り扱っているため、端柱においては二軸曲げを生じ、この点についてはさらに検討が加えられねばならないが、今回対象とした構造物では、塑性設計法で決定された端柱について許容応力度設計法により応力度を求めると、B 形式、C 形式の場合それぞれ許容値の 30% と 70% 程度であり、このことからこの点についてはとくに考慮しなかった。

3) 塑性設計法により求められた鋼重と許容応力度設計法により求められたものとの比較を表-5 に示す。表-5 において主構鋼重とは塑性設計におけるメカニズムの対象とした骨組の重量をいう。これは $(\sum_i \{\text{部材 } i \text{ の単位長さ当りの重量}\} \times (\text{骨組長}))$ で表わされる。また許容応力度設計法によって設計されたものは、塑性設計法と同じ構造寸法、同じ荷重を用い電子計算機により求めたものである。H 形鋼使用のとき許容応力度設計法による場合、所要断面係数が非常に大きくなると不経済な H 形鋼を使用せねばならなかった。たとえば A-4、A-5、A-6、C-4、C-5、C-6 の形式にて W_{pH}/W_{aH} の値が 0.65 ～ 0.75 になっているのは、この理由によるものである。また塑性設計法によるとき塑性設計に適した H 形鋼が少ないことから、かなり不経済になる場合が生じている。たとえば容接組立材を用いたものと比較すると、 W_{pE} と W_{pH} の値についてみれば、 W_{pE} は W_{pH} にくらべて A-5、A-6、C-3、C-5、C-6 の場合に 10% ～ 27% の重量増加となる。また塑性設計法において変断面とした場合、等断面の場合にくらべ重量は最大 8% の減少をみた。また W_{pV} と W_{pE} が等しくなったのは桁高を同一にした影響とたわみ制限のためスパン中央の断面を増加せねばならなかったことによる。

4) 以上のことから構造形式の性状についてはつぎのごとくいえる。

連続はり形式(A形式)：漸増崩壊による全塑性モーメント bM_p の増加率は対称形で 10% 程度、非対称形で 7% 程度である。交番塑性による影響は対称形の場合に強くあらわれるが設計上無視してさしつかえない。作用荷重時において応力度が許容値内におさまるための全塑性モーメント dM_p の増加率は 30% 程度であり、これにより断面決定がなされた。活荷重比が大きいときたわみ制限のため剛性を大きくする必要があることから、スパン中央の断面を増加せねばならない。このことから

たわみ制限により断面が決定されるとき変断面とする有益性は少なくなり等断面として設計すれば実用上十分である。

Ⅱ型ラーメン形式(B形式)：変動荷重による bM_p の増加率は 5% 以内であり、交番塑性による影響は設計上無視できる。また作用荷重時における dM_p の増加は 10 ～ 20% 程度ですべて地震時に決定される。たわみの制限により断面を増加することはなかった。

門型ラーメン形式(C形式)：変動荷重による bM_p の増加率は A 形式と同じく、対称形で 10% 程度、非対称形で 7% 程度であり、交番塑性による影響は設計上無視できる。作用荷重時における dM_p の増加率は 30% 程度であり、死荷重比が小さいときは常時で、死荷重比が大きいときは地震時によっても決定される。たわみの制限により断面が決定されるとき、A 形式と同様に等断面として設計すれば実用上十分である。

また同一荷重、同一スパンのもとで、A 形式、B 形式、C 形式のうちどれが最適かは、死活荷重比、構造寸法比の影響を考慮して定めなければならない。

8. あとがき

横断歩道橋の極限耐荷力を構造物の塑性強度と考えて適当な荷重係数を用い、変動荷重による崩壊をも考慮した塑性設計を行ない、かつ作用荷重のもとでの応力度、たわみをともに許容範囲の中におさめ、これら一連の設計計算をすべて電子計算機によって自動的に行なって、構造物の自動設計による最適化の実例を示したものである。その結果設計鋼重は慣用の許容応力度設計に比して平均 10% 程度減少することが明らかにされた。ただ信頼性ある安全性を構造物が確保しているかどうかは、真の崩壊荷重を求めることのほかに荷重係数の値が適切であるかどうかによることである。

一般道路橋の設計に対しても横断歩道橋と同様に最適設計が可能であるが、この場合その寿命中の荷重の大きさと頻度およびそれに応じた実際の応力レベルに関する調査、および超過荷重の可能性についての調査が実橋について数多く行なわれなければならない。これとともに、材料の性質のパラッキの度合も明確にされるならば、安全性の統計的概念を導入して、適切な荷重係数を定めることにより、剛性、座屈強度または後座屈強度、疲労強度、脆性破壊強度等の種々の限界設計条件を考慮した極限耐荷力を基準として、経済的にしてかつ安全な最適構造物の設計が可能であろう。

なお、電子計算機は大阪大学計算センターの NEAC 2200、および IBM 360 を使用した。本研究は昭和 42 年度および昭和 43 年度文部省科学研究費(試験研究費)によって行なわれたものの一部である。

参 考 文 献

- 1) A.M. Freudenthal: "Critical Appraisal of Safety Criteria and Their Basic Concepts" Preliminary Publication of the 8th Congress, IABSE, June 1967, Zurich.
- 2) J. Courbon: "Optimisation of Structures", Preliminary Publication of the 8th Congress, IABSE, June 1967, Zurich.
- 3) Y. Maeda: "Ultimate Strength of Single-Story Two-Span Welded Rigid Frame", Technology Rep. of Osaka Univ., Vol. 18, No. 2, Sept. 1968.
- 4) WRC and ASCE; "Commentary on Plastic Design in Steel: Chapter 5", ASCE, 1961.
- 5) 前田: 塑性設計の現状と 将来の展望—橋 梁 へ の 応 用, JSSC, Vol. 3, 1967.
- 6) 山本・成岡: 構造解析および設計への電子計算機の応用, 土木技術 17.5 (昭 37.5).
- 7) 森脇・盛岡: 電子計算機による 3 スパン連続平行弦 ワーレントラスの自動設計に 関する研究, 土木学会誌 48.10 (1963.10).
- 8) 米長: 単純合成桁の自動設計, 第 15 回橋梁構造工学研究発表会 (1968.12).
- 9) 日本道路協会: 横断歩道橋設計指針解説 (昭 42.10).
- 10) 日本道路協会: 土木構造物標準設計 V (昭 42.5).
- 11) 日本溶接協会, 塑性設計 研究委員会: 鋼構造物 塑性設計 規 準 (案), (昭 42.8).
- 12) P.S. Symonds and B.G. Neal: Recent Progress in the Plastic Methods of Structural Analysis, J. Franklin Inst., Vol. 1, 252 (1951).
- 13) J. Foulkes; The Minimum Weight Design of Structural Frames, Proc. Roy Soc. A. 223, 1954.
- 14) 福本・吉田: くり返し荷重による 連続桁橋のたわみ安定性について, 土木学会論文集第 120 号 (昭 40.8).
- 15) 福本・小堀・吉田: くり返し移動荷重による 不静定はりのたわみ安定性に関する理論と実験, 土木学会 論文集第 144 号 (昭 42.8).

(1969.3.10・受付)