

塑性設計法による二径間ラーメン橋の設計について

倉 田 宗 章 *

波 多 野 昭 吾 **

岡 村 宏 一 ***

加 藤 正 之 ****

§1 ま え が き

構造物の設計に於て先づ要求される事はその構造物が安全である事である。従つて構造物の終局強度を知り、これに基づいて設計を行ういわゆる“塑性設計法”は新しい合理的設計法として注目されるべきものである。

美米に於てはこの研究が盛んで既に実際の設計に適用した例も相当数に達している。我が国においても造船、建築などの分野では既にかなり研究されているようであり、実際設計に使用されている例も見受けられるが土木の分野ではまだ橋梁などの設計に用いられた例は見当らない。

我々はこの塑性設計法を用いて二径間ラーメン形式の架道橋の設計を試み更に模型実験を行つてこの方法による設計を検討してみたので報告する。尚設計に使用した参考文献は次のようなものである。

1) " Commentary on Plastic Design in Steel "

W.R.C-ASCE Committee on Plasticity Related to
Design

2) " Plastic Design of Steel Frames "

L.S. Beedle

3) " A Bridge Designed by the Plastic Theory "

J.S. Ellis

4) " Plastic Analysis of Structures " Hodge

* 大 阪 市 立 大 学

** "

*** 大 阪 工 業 大 学

**** 大 阪 市 立 大 学

5) " The Plastic Method of Structural Analysis "

B.G. Neal

6) " Bauingenieur " Heft 6 P198~P201

K. Sattler

7) " 塑性設計法 "

木原博 他3名

§ 2. 一般構造寸法

塑性設計に於ては不静定次数が増大しても弾性設計程に計算が面倒にならず、弾性設計と同様不静定次数が増大する程部材断面を経済的に出来る利点がある。更に美観上橋脚を小さく出来る利点もあるので構造は図-1に示されるような二径間ラーメン橋にした。

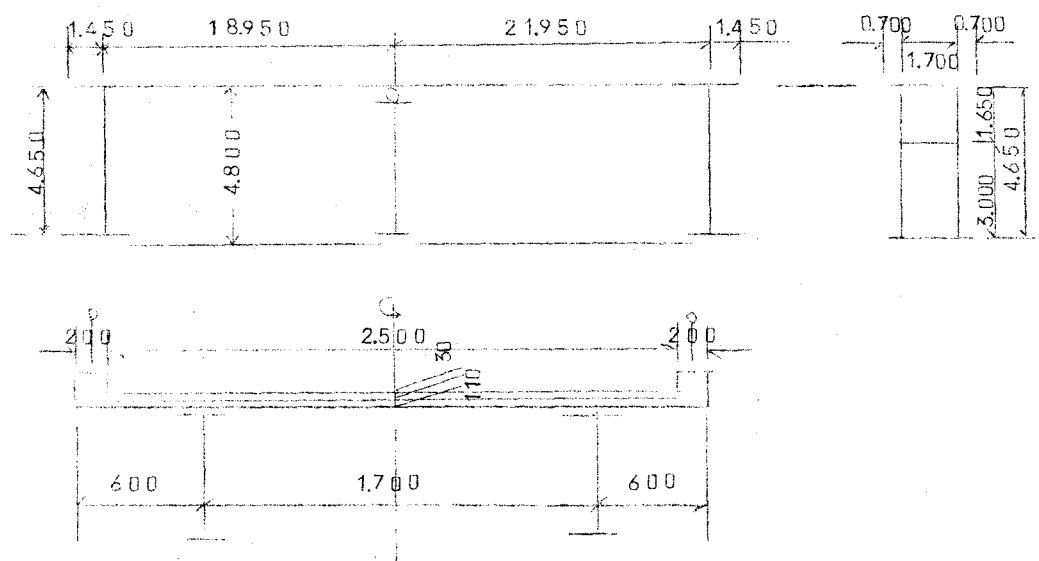


図-1 一般構造寸法図

§ 3 荷 重

活荷重として分布荷重 350 kg/m^2 を用い人道橋なので衝撃は無視した。地震荷重は弾性設計に於ては一般に活荷重を含めないが、本塑性設計においては活荷重も含め、この場合についての荷重係数を考慮した。荷重係数は塑性設計における安全率となるものであり如何なる値にとるべきかは難しい問題であるが諸外国の例を参照して、今まで一般的に用いられている値を

採用した。以上の諸条件から主桁一本当りに作用する設計荷重を求めると次のようになる。

a) 実働荷重 (Working Load)

死荷重 (床板、鋪装、地覆、高欄、桁自重、横欄など)

$$w_d' = 0.687 \text{ t/m}$$

活荷重 (1 m²当り 350 kg)

$$w_l' = 0.454 \text{ t/m}$$

地震水平荷重 (水平震度 0.2)

$$P_1' = 14.807 \text{ t} \quad (\text{活荷重左径間満載の場合})$$

$$P_2' = 14.622 \text{ t} \quad (\text{活荷重右径間満載の場合})$$

$$P_3' = 14.130 \text{ t} \quad (\text{活荷重全径間満載の場合})$$

b) 荷重係数 (Load Factor)

荷重係数 F は前記のようにして定めた次の値を用いた。

$$\text{死荷重 + 活荷重の場合} \quad F = 1.85$$

$$\text{死荷重 + 活荷重 + 地震荷重の場合} \quad F = 1.40$$

c) 設計荷重

$$\text{死荷重 } w_d = 1.85 \times 0.687 = 1.271 \text{ t/m} \quad (\text{常時})$$

$$w_{de} = 1.40 \times 0.687 = 0.962 \text{ t/m} \quad (\text{地震時})$$

$$\text{活荷重 } w_l = 1.85 \times 0.454 = 0.840 \text{ t/m} \quad (\text{常時})$$

$$w_{le} = 1.40 \times 0.454 = 0.636 \text{ t/m} \quad (\text{地震時})$$

地震水平荷重

$$P_1 = 1.40 \times 14.807 = 20.730 \text{ t} \quad (\text{活荷重左径間満載の場合})$$

$$P_2 = 1.40 \times 14.612 = 20.457 \text{ t} \quad (\text{活荷重右径間満載の場合})$$

$$P_3 = 1.40 \times 14.130 = 19.782 \text{ t} \quad (\text{活荷重全径間満載の場合})$$

d) 設計に考慮した載荷状態

等分布活荷重が移動した場合崩壊に対して最も危険な載荷状態として次の荷重図 (図 - 2) に示されるような各 case を想定した。

この際崩壊荷重比較に便利のようにすべての荷重を左径間における等分布死荷重 w_d を基準にして示し次のような係数を用いた。

K = 左右両径間の荷重の比

η = 死荷重 w_d に対する各 case の等分布荷重の比

$$\beta = \frac{Ph}{W_d \ell_1^2}$$

P＝ラーメン頂部に作用する水平力

h＝ラーメンの高さ

ℓ_1 ＝左径間長

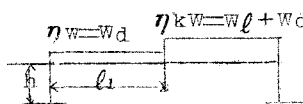
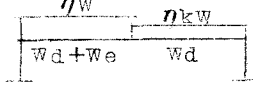
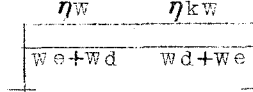
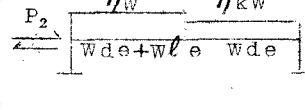
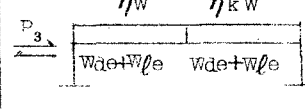
case		荷 重 図	係 数	
常 時	A		$\eta = 1.000$ $K = 1.661$ $\eta K = 1.661$	
	B		$\eta = 1.661$ $K = 0.602$ $\eta K = 1.000$	
	C		$\eta = 1.661$ $K = 1.000$ $\eta K = 1.661$	
地 震 時	A'		$\eta = 0.757$ $K = 1.661$ $\eta K = 1.257$	$\beta = 0.222$
	B'		$\eta = 1.257$ $K = 0.602$ $\eta K = 0.757$	$\beta = 0.219$
	C'		$\eta = 1.257$ $K = 1.000$ $\eta K = 1.257$	$\beta = 0.241$

図-2 荷 重 図

§ 4 崩壊形式の決定

塑性設計においてはその構造物の崩壊荷重を与える真の崩壊形式を見出さねばならない。

そのため先づ変形機構条件のみを満足する崩壊形式即ち運動学的に許容な種々の崩壊機構についてその荷重を比較し最小の崩壊荷重を与える形式を見出して上界 (Upper Bound) を定め、その場合のモーメント分布が平衡条件及び塑性条件を満足している。静的許容且安全なものであるか否かを確かめて崩壊形式を決定する方法を用いた。

表-1は各部材の全塑性モーメント比を図-3に示すように仮定し各載荷状態における基本崩壊形式 (case1~case4) 及びその組合せ崩壊形式 (case5~case11) について崩壊荷重を計算し比較したものである。

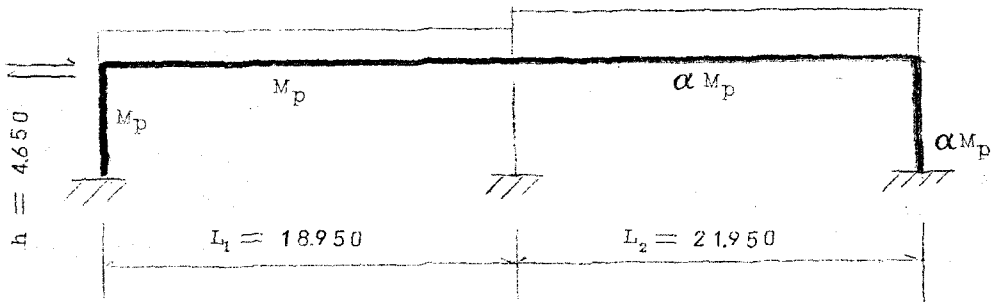


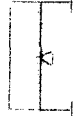
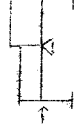
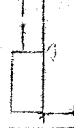
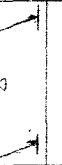
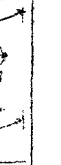
図 - 3

但し M_p = 左径間部材の全塑性モーメント

$$\alpha = \text{全塑性モーメント比} = \frac{2 \cdot 1.95^2}{18.95^2} = 1.342$$

(左右スパン長の2乗の比)

表 - 1 崩壊荷重比較表 係数 ($\frac{MP}{L^2}$)

崩壊形式 載荷状態		常時			地震時		
		case A	case B	case C	case A'	case B'	case C'
case 1							
case 2		16	9.633	9.633	21.136	12.729	12.729
case 3		9.019	14.981	9.019	11.918	19.790	11.918
case 4					21.099	21.388	19.436
case 5		9.019	9.633	9.019	11.918	12.729	11.918
case 6					16.263	12.540	12.043
case 7					11.918	19.790	11.918
case 8					11.918	12.540	11.918
case 9					21.099	12.729	12.729
case 10					10.903	14.842	10.591
case 11					10.903	12.729	10.591

表中斜線の部分は明らかに崩壊荷重が大になる故計算を省略した。

表-1から、実際に使用する断面がこの計算に用いた断面と大差なく且その時のモーメント分布が塑性ヒンジの間で塑性条件に抵触しないならば地震時は常時より安全側にある事が分る、地震時について実際設計時に予想される断面変化の割合を仮定してモーメント分布を試算してしらべた結果、結局設計に採用すべき上界を定める崩壊機構は case 1、case 2 及び case 5 の梁折損形式のものである事が分つた。更にモーメント分布をしらべると静的許容且安全な条件を満足するのは常時に対して case 1 及び case 2 の梁形式の部分崩壊であり、図-3のような断面を仮定した場合これが真の崩壊形式となる。然し case 1、case 2 の崩壊荷重を比較すると大差がない故左右両梁の塑性ヒンジ発生点の全塑性モーメントをわづか変化させる事により、case 0 の載荷状態に対して case 5 のように両梁同時崩壊形式を真の崩壊機構となるように調節する事は可能であり、これは最小重量設計に近づいた事になる。依つて実際の設計には両梁折損形式が真の崩壊機構になるように運動学的許容の条件と静的許容且安全の条件とから断面を逆算して決定した。

§5 断面の計算

u) 曲げモーメント、剪断力、軸力

前述のような方法で真の崩壊形式を定めその崩壊時に於ける曲げモーメント、剪断力、軸力を計算した。曲げモーメント図を示す図-4のようである。

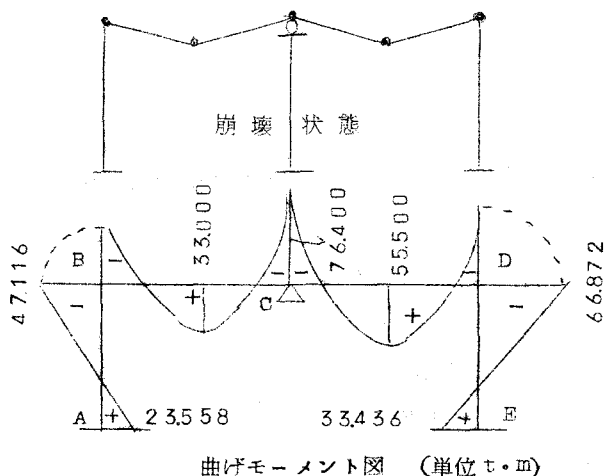


図 - 4

b) 梁 断 面

梁断面は対称 I 形断面にし次の式により計算を行つた。

$$M_p = Z_p \cdot \sigma_y$$

茲に M_p = 全塑性曲げモーメント

$$\sigma_y = \text{鋼材の降伏応力度} = 2300 \text{ kg/cm}^2$$

Z_p = 塑性断面係数

$$= b t_0 (h - t_0) + \frac{t}{4} (h - h_0)^2$$

〔記号は図 - 5 参照〕

尚、断面は塑性ヒンヂが発生しその廻転によつて構造物が崩壊するまでに局部座屈を起さないような寸法でなければならず、文献-1) に採用している次の規定にしたがつた。

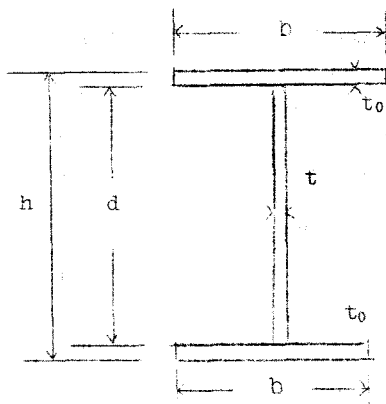


図 - 5

$$\text{フランジに対して} \quad \frac{b}{t_0} \leq 17$$

ウェブに対して

$$\frac{\alpha}{t} \leq 43 \quad (\text{純圧縮力の作用する場合})$$

$$\alpha/t \leq 70 \quad (\text{曲げのみの場合})$$

$$\alpha/t \leq 70 - 100 \frac{P}{P_y} \quad (\text{曲げと圧縮力の作用する場合})$$

$$\text{但し} \quad \frac{P}{P_y} \leq 0.27$$

b = フランジ巾

t_0 = フランジ板厚

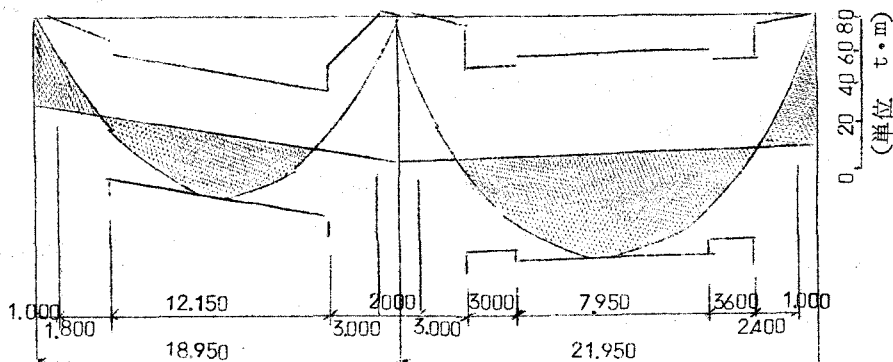
α = ウェブの高さ

t = ウェブの板厚

P = 断面に作用する圧縮力

P_y = 全断面降伏するのに要する圧縮力

更に剪断力及び軸力による全塑性モーメント M_p の低減を計算しこれらの影響を考慮して定めた、梁断面の一例を表-2（後出）及び図-6に示す。又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つても崩壊機構及び曲げモーメント分布に変化を生じない故、断面節約の為図-6に示すように塑性ヒンジ間の断面を減らした。



梁の曲げモーメント及び断面の全塑性モーメント図
(全塑性モーメントは剪断力及び軸力によつて低減した値を示す)

図-6

c) 柱断面

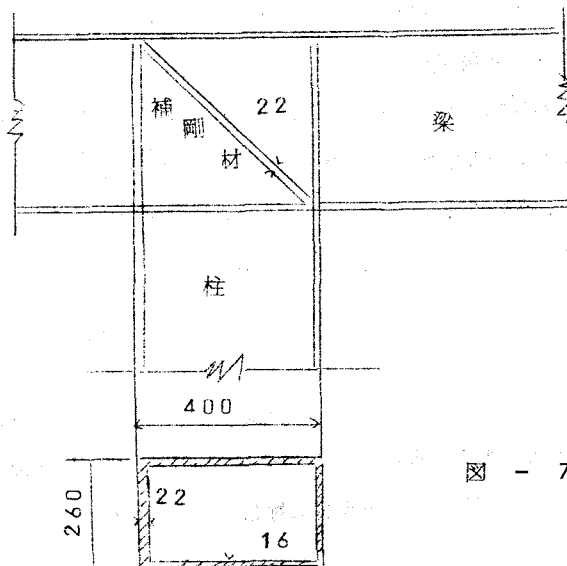


図 - 7

設計計算の仮定により地震時が常時より安全側にある為には、柱の全塑性モーメントは梁の全塑性モーメントより大きくなければならない、故に軸力の影響及び座屈を考慮しても柱断面に塑性ヒンジが発

生しないようにした。

形状は図-7に示すように箱型にし、この断面について軸力による低減を考慮して全塑性モーメント M_p を計算すると

$$M_p = 70.048 \text{ t} \cdot \text{m} > 66.872 \text{ t} \cdot \text{m} \text{ (最大作用モーメント)}$$

又曲げモーメントと軸力の作用している場合塑性ヒンジが発生するまで座屈しないための所要塑性断面係数 Z_p を、文献-2) 136 p ~ 139 p を参照して計算すると

$$Z_p = 2998 \text{ cm}^3 < 3176 \text{ cm}^3 \text{ (実際の塑性断面係数)}$$

故に何れも安全である。

更に柱には実際は軸力と同時に縦方向及び横方向からの、二方向曲げモーメントが作用するものと考えられるので、弾性計算によりこの二方向についての安全性を確認してみると次のようになり安全である。

縦方向座屈に対して

$$\text{許容応力度 } \sigma_{ca} = 1146 \text{ kg/cm}^2 \text{ (座屈長 } 5.00 \text{ m)}$$

$$\sigma_c = 797 \text{ kg/cm}^2$$

横方向座屈に対して

$$\text{許容応力度 } \sigma_{ca} = 1156 \text{ kg/cm}^2 \text{ (座屈長 } 3.00 \text{ m)}$$

$$\sigma_c = 984 \text{ kg/cm}^2$$

(軸力、縦方向モーメント及び横方向モーメントは何れも弾性計算により求めた。)

d) 柱と梁の取付部 (ラーメン隅角部)

この部分は取付部の梁のweb が座屈しないように文献-1) の規定を参考にして計算し斜め補剛材を図-7のように挿入した。又この部分に出来る塑性ヒンジの廻転容量をなるべく大きくするための隅角部ハンチはつけず、模型実験の結果を参考にして柱と梁の間の応力伝達を円滑にする為梁のweb の部分をそのまま柱の中へ50 cm位延長して溶接するようにした。

e) 塑性ヒンジ廻転容量の検算

塑性ヒンジは構造物が崩壊するまで追従出来る充分な廻転容量をもつてなければならない。依つてI形断面の形状係数を1.14と仮定して、崩壊時の梁の撓みから廻転容量を求めて比較すると本設計断面では、廻転容量比必要量5.2に対して1.2~1.3の容量比があり充分安全である。

f) 梁の横倒れ座屈

本ラーメン橋は左端側フランジはコンクリートスラブ又は支点で止められているので、普通程度の間隔に対傾斜を挿入すると殆んど横倒れ座屈の心配はないと考えられるが不明の点が多くこの問題について目下研究中である。

§ 6 弾性設計との比較及び弾性性状

橋梁の設計に塑性設計法を適用したのは外国でもカナダに人道橋の例がある程度でまだ殆んど見あたらないようである。我が国においては勿論始めての例なので、同じ橋を弾性計算により設計し比較を行つてみた。設計基準はすべて道路橋標準示方書に従い、温度、地震等、すべての場合を考慮して精密設計を行い経済断面を定めた。このようにして決定した断面を梁の主要点について比較すると表-2の通りであり、荷重係数 $K=1.85$ にとつた場合塑性設計の方が平均10%程度断面が節約になつている。

表-2 梁断面比較表

部 材	位 置	断 面 詳 成 (mm)		断面積 (cm^2)		弾性設計に 対する塑性 設計の断面 減少率
		弾 性 設 計	逆 性 設 計	弾性設計	塑性設計	
梁	左 端	up Flg 200×19	up Flg 230×17			
		web 480× 8	web 430× 8	128.9	112.6	-12.7%
		Low Flg 250×21	Low Flg 230×17			
	中 央	up Flg 220×16	up Flg 205×12			
		web 480× 8	web 430× 8	96.6	83.6	-13.5%
		Low Flg 230×10	Low Flg 205×12			
梁	中間支店	up Flg 230×25	up Flg 265×25			
		web 480× 8	web 430× 8	173.4	166.9	-4.0%
		Low Flg 310×25	Low Flg 265×25			
	右 中央	up Flg 220×19	up Flg 240×19			
		web 480× 8	web 430× 8	135.2	125.6	-7%
		Low Flg 250×22	Low Flg 240×19			
梁	右 端	up Flg 260×22	up Flg 240×22			
		web 480× 8	web 430× 8	168.1	140.0	-17%
		Low Flg 290×25	Low Flg 240×22			

(註) 両設計共補剛材不要

尚又、塑性設計法によつて計算した橋でも実際のWorking Load に対しては弾性橋梁として働くのでこの場合の撓み、振動などに対する弾性性状が問題になる。本ラーメン橋について実働活荷重による撓みをスラブの影響を無視して計算すると、

$$\text{左径間最大撓み } \delta_1 = 4.046 \text{ cm} , \frac{\delta_1}{\ell_1} = \frac{1}{468} , \ell_1 : \text{左径間長}$$

$$\text{右径間最大撓み } \delta_2 = 5.474 \text{ cm} , \frac{\delta_2}{\ell_2} = \frac{1}{401} , \ell_2 : \text{右径間長}$$

となり示方書に規定されている $\frac{1}{600}$ より大分大きくなる。然し実際はコンクリートスラブが鋼桁と共同して抵抗する故これより相当撓みは小さくなり人道橋では許容されるものと考えられる。

§ 7 端部門脚（横方向）の設計

この設計における支配的荷重は風である。故にこれを塑性設計した場合風の方向による繰返し載荷を考慮して通増崩壊荷重又は交番塑性を検討すべきであるが現在の研究段階では未だ不明な点があるので安全の為弾性設計を行つた。

§ 8 模型実験による検討

設計を行つた橋梁の主脚ラーメン一本につき実物の $\frac{1}{4}$ 大の模型を作り破壊実験を行つた結果次の事が判明した。

- a) 塑性設計法によつて定めた崩壊形式及びモーメント分布は極めて信頼度の高いものである。
- b) 径間中に生ずる塑性ヒンジは必ず横倒れ座屈を伴い、梁断面の全塑性モーメントを発揮せしめる事は極めて困難であるので、一定の弾塑性状態（例えば Flange Plastic の状態など）をもつてスパンヒンジを定義するのが実際設計に適している。
- c) 塑性ヒンジ発生個所の断面変化は応力伝達に特に注意を要する。さもないと予定外の個所に塑性ヒンジを誘発しヒンジ位置の不明確をもたらすことになる。

§ 9 今後の問題点

現在橋梁に塑性設計法を適用するに当つての問題点を二三列挙すると次のような事である。

- a) 桁高の大きい I 形断面に於て塑性関節の機能を發揮するまでに web が座屈しないように挿入すべき補剛材間隔及び寸法の計算法。

- b) 桁の横倒れ座屈を考慮した場合のスパンヒンジにおける塑性断面係数のとり方と橋脚間隔との関係。
- c) 塑性設計法によつて定めた断面の弾性々状が悪く、高速道路などのように乗心地が問題になる場合には、先に弾性々状の限度を定めておいて逆に塑性設計法により安全率を求める設計法。
- d) 移動線荷重に対する簡単な計算方法
- e) 交番荷重に対する対策

§ 9 あ と が き

土木構造物の設計に塑性設計法を適用する場合まだ弾性設計のように基準が出来ておらず又設計データの不備な点もあるが、弾性設計より計算が簡便で且安全率が明確であり、構造物全体としての強度を最も効果的に発揮出来る有利性から、今後研究が進むと共に橋梁にも多いに用いられるべき設計法であると考えられる。

