

Plastic Design of the Matsugadani Bridge

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2017-10-03 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: Yoshida, Hiroshi メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.24517/00011759

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial-ShareAlike 3.0 International License.



松ヶ谷橋の塑性設計について

吉 田 博*

PLASTIC DESIGN OF THE MATSUGADANI BRIDGE

by

Hiroshi YOSHIDA

Abstract

The plastic design procedure of the Matsugadani bridge which was fabricated in Toyama in 1972 will be described in this paper. The Matsugadani bridge is the first highway bridge in Japan to which the plastic design method was applied.

The main problems which must be considered in the plastic design of bridge structures in addition to the elastic design are:

- 1) the plastic failure subjected to a maximum load once only,
- 2) the incremental collapse under variable repeated loads, and
- 3) the low cycle fatigue under alternating plastic loads.

Many problems of the plastic design to highway bridges and the design procedures to these problems will be described and the comparison will be made to the elastic design method.

1. 緒 言

昭和42年8月、日本溶接協会より、“鋼構造物塑性設計規準案”¹⁾が発表され、土木および建築の鋼構造物の比較的単純な構造のものについて適用され得るとしている。日本建築学会においては、この規準案を参考として、“鋼構造塑性設計規準案・同解説”²⁾を発表し、積極的に建築構造物の設計に取り入れて、現行規準との比較を行い、巾広い実用化のデータを蓄積しつつある。

土木構造物、特に橋梁構造物への塑性設計の適用は、建築構造物におけるよりさらに困難である。その原因はまず第一に、橋梁構造物は変動する移動荷重を受けるということである。変動荷重を受ける構造物は、荷重のただ一回の通過によって崩壊するいわゆる単純塑性崩壊の外に、荷重のくり返しとともに変形が増大する漸増塑性崩壊、荷重のくり返しによるある断面での交番塑性応力の発生による断面の破断による崩壊等が考えられる^{3),4)}。しかし、これらはいずれも解析が可能であるが^{5),6),7),8)}、いかにこれらの問題を塑性設計におりこむかが問題のようである。

次の問題点は、橋梁に作用する荷重が不規則で、現行の設計荷重をそのまま塑性設計における作用荷重におきかえてよいかということである。

*土木工学科

設計上もう一つの制約は構造物の変形の許容限度である。変形の制限としては、作用荷重下での変形をとるか、第一の塑性ヒンジ発生における変形か、崩壊機構形成時の変形をとるべきかが問題となる。

以上の観点を考慮して、荷重係数をどのように取るかも、最も大きい問題の一つである。

これまで、塑性設計の適用例はほとんどなく、わが国においても2、3の横断歩道橋にのみ適用されただけである⁹⁾。

塑性設計を橋梁構造物に積極的に取り入れるためには、上記の個々の問題に対する検討と同時に、現行規準によって設計されたものに追試的に塑性設計を適用するとか塑性設計されたものでも現行規準によって改めてトレースする等の方法により、塑性設計の実用化のためのデータを集積することも大切であると考える。

本研究においては、本格的な塑性設計による道路橋としては昭和47年2月富山県大沢野町において、わが国最初に架設された松ヶ谷橋の設計について述べ、合わせて現行規準による設計との比較を行なう。

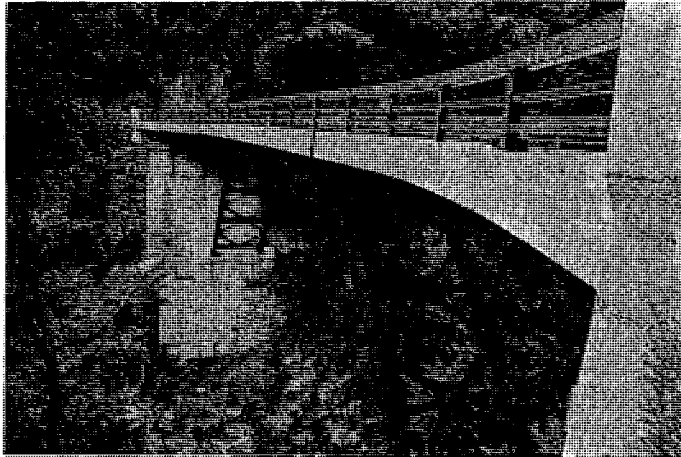


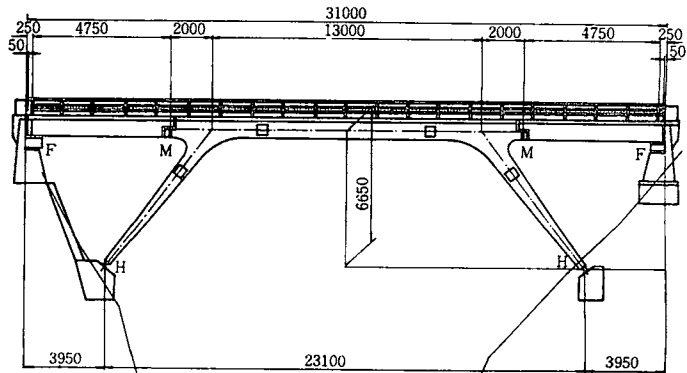
写真1 松ヶ谷橋

2. 橋格および設計条件

橋格は第1図に示すような橋長31m、有効巾員5.0mのπ型ラーメン橋で、柱脚支点間の距離は23.1m、柱脚とはりの接合点間の距離は13.0mで側径間はπ型ラーメンのはりの張り出し距離が2mの位置でヒンジを有する構造となっていて、1次の不静定構造である。側径間においては、巾員の拡巾がなされている。なお、主構間隔は3.0mとする。

設計に当っては、鋼構造物塑性設計規準(案)に準拠し、規定されていない部分については、鋼道路橋設計示方書⁹⁾および溶接鋼道路橋設計示方書¹⁰⁾にしたがうことにする。

設計荷重は、鋼道路橋設計示方書に規定するT-20、L-14であり、雪荷重として200kg/m²をとることにする。



第1図 松ヶ谷橋一般図

3. 設計荷重

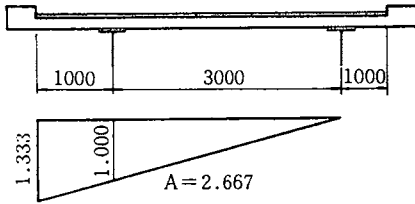
(1) 作用荷重

1) 集中活荷重および等分布活荷重は L-14 を用い、1 主構に作用する荷重は第 2 図を参照して、

$$\text{集中活荷重 } \bar{P} = 3.500 \times 2.667 = 9.335 \text{ t}$$

$$\text{等分布活荷重 } \bar{p}_l = 0.245 \times 2.667 = 0.653 \text{ t/m}$$

として得られる。



第 2 図 主構の影響線

2) 等分布死荷重は T-20 により設計された床版の重量および舗装、地覆、高欄その他を考慮して

$$\text{等分布死荷重 } \bar{p}_d = 2.920 \text{ t/m}$$

として得られる。

(2) 設計荷重

1) 衝撃係数は鋼道路橋設計示方書に規定されるものを用いると、 π 型ラーメンの張出部および側

径間で $i = 20 / (50 + 9) = 0.339$ 、 π 型ラーメン柱脚およびはりで $i = 20 / (60 + 23) = 0.274$ を得る。

2) 荷重係数は鋼構造物塑性設計規準(案)において歩道橋に対して規定されているものと同一のものを用いる。勿論、道路橋と歩道橋の荷重係数はその性質上異にすべきものと考えられるが、現時点においては、道路橋の荷重係数を定めるに十分なデータも少なく、検討も不十分のようである。

3) 設計荷重は衝撃係数および荷重係数を考慮して、

π 型ラーメンの張出部および側径間

i) 線荷重 $P = 2.1 \times (1.0 + 0.339) \times 9.335 = 26.249 \text{ t}$

等分布活荷重 $p_l = 2.1 \times (1.0 + 0.339) \times 0.653 = 1.836 \text{ t/m}$

等分布死荷重 $p_d = 1.2 \times 2.920 = 3.504 \text{ t/m}$

ii) 線荷重 $P = 1.4 \times (1.0 + 0.339) \times 9.335 = 17.499 \text{ t}$

等分布活荷重 $p_l = 1.4 \times (1.0 + 0.339) \times 0.653 = 1.224 \text{ t/m}$

等分布死荷重 $p_d = 1.4 \times 2.920 = 4.088 \text{ t/m}$

i) または ii) の危険な荷重の組合せに対して設計されるべきであり、i) の方が危険である。

π 型ラーメンの柱脚およびはり

i) 線荷重 $P = 2.1 \times (1.0 + 0.274) \times 9.335 = 24.975 \text{ t}$

等分布活荷重 $p_l = 2.1 \times (1.0 + 0.274) \times 0.653 = 1.747 \text{ t/m}$

等分布死荷重 $p_d = 1.2 \times 2.920 = 3.504 \text{ t/m}$

ii) 線荷重 $P = 1.4 \times (1.0 + 0.274) \times 9.335 = 16.650 \text{ t}$

等分布活荷重 $p_l = 1.4 \times (1.0 + 0.274) \times 0.653 = 1.165 \text{ t/m}$

等分布死荷重 $p_d = 1.4 \times 2.920 = 4.088 \text{ t/m}$

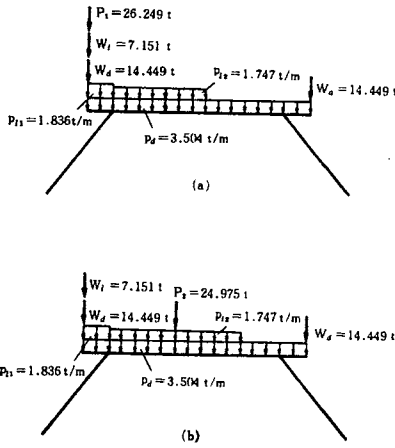
i) または ii) の危険な荷重の組合せに対して設計されるべきであり、i) の方が危険である。

(3) π 型ラーメン部の先端に作用する荷重は、側径間はりの反力が作用する。側径間には拡巾部があり、拡巾を考慮した支点反力は、等分布活荷重が側径間全体に作用した場合、21.600 t であり、等分布死荷重のみの場合は、14.49 t である。

第 3 図 (a) は π 型ラーメンの張り出し部に集中荷重が作用する場合の荷重の作用状態を、第 3 図 (b) は柱脚間に集中活荷重が作用する場合を示している。集中活荷重は任意の位置に作用することができ、

等分布活荷重は任意の区間にわたって作用することができる。

4. 主構の設計



第3図 設計荷重

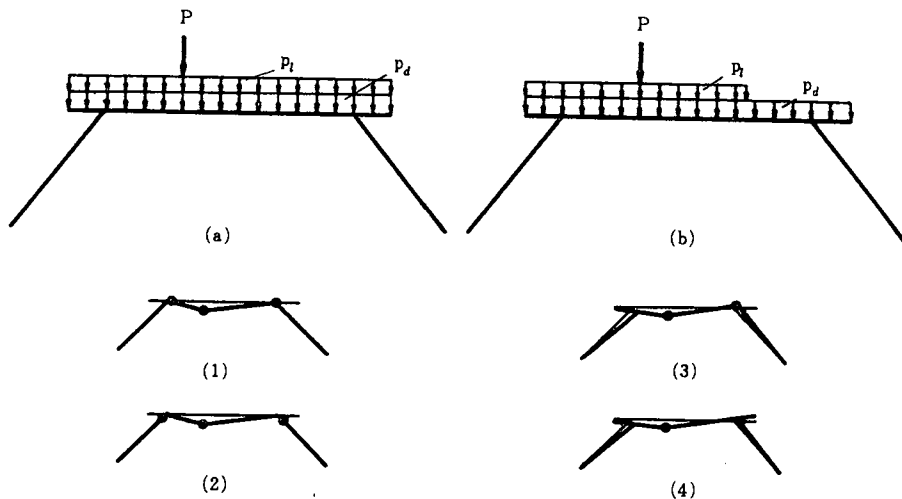
主構断面の決定は、3. にて与えられた設計荷重に対して安全でありかつ経済的であるように設計されねばならない。

鋼構造物塑性設計規準（案）によれば、解析は単純塑性理論によってよいとされているが、前述の変動くり返し荷重による漸増塑性崩壊をも考慮すべきと考えられるので、単純塑性崩壊に対して十数パーセントの安全率に対する余裕を持たせることにする。断面は単純塑性崩壊に対して設計し、後で漸増塑性崩壊、交番塑性崩壊の検討を行なうことにする。

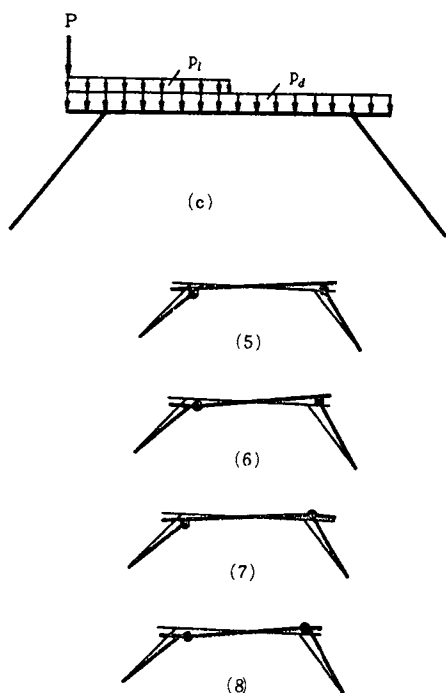
経済的設計法としては、最少重量設計法等が考えられるが、集中活荷重が任意の位置に作用することおよび等分布活荷重が任意の区間にわたって作用することを考慮すると、あらゆる荷重の組合せに対して最少重量設計は不可能であるので、ここでは、試行錯誤により断面の決定を行なうことにする。

5. 崩壊荷重係数

考えられる崩壊機構は、第4図に示す3種類の荷重状態に対して8つの場合が考えられる。第4図の荷重状態は外力のなす仕事が最大となるような集中活荷重、等分布活荷重の組合せで示されている。したがって、この3種類の荷重状態に対して、仮定した断面のπ型ラーメン橋の崩壊荷重係数が、漸

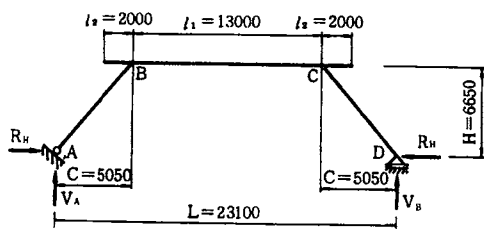


第4図 荷重状態と崩壊型式

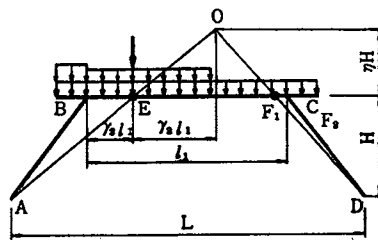


増塑性崩壊を考慮して、15%の予裕を見込み1.15となるように、試行錯誤により断面を決定することにする。不静定力として、第5図に示す静定基本系を考へて、柱脚Dの水平反力 R_H を選んだ。柱脚とはりの接合点は補強のためハンチをつけることにしたので、塑性ヒンジの生成位置は必ずしも節点の隣接点とは限らないので、節点近傍の任意の位置を仮定した。たとえば第4図に示す崩壊機構のcase 3および4については、第6図に示すような外力の仕事が最大となるような載荷状態に対して集中荷重の作用位置Eに1個の塑性ヒンジが生成し、他の1つは節点Cの近傍の F_1 または F_2 に生成するものと仮定した。

第4図



第5図 静定基本系



第6図 塑性ヒンジ生成位置

点Eおよび F_1 または F_2 での崩壊時の曲げモーメントは、崩壊荷重係数を α_u とすると

$$\begin{aligned} M_E &= \alpha_u M_{E0} - R_H \cdot H, & N_E &= R_H \\ M_{F1} &= \alpha_u M_{F10} - R_H \cdot H, & N_{F1} &= R_H \\ M_{F2} &= \alpha_u M_{F20} - R_H \cdot h_{F10}, & N_{F2} &= \alpha_u N_{F20} + R_H \cos \theta \end{aligned}$$

にて示される。ただし、 M_{E0} 、 M_{F10} および M_{F20} は設計荷重が第5図に示す静定ラーメンに作用した時の点E、 F_1 および F_2 での曲げモーメントであり、 N_{F20} はその時の点 F_2 での軸方向である。

塑性ヒンジが点Eおよび F_2 に生じて崩壊する条件は

$$\left. \begin{aligned} \left| \frac{M_E}{(M_P)_E} \right| + k_E \left\{ \frac{N_E}{(N_y)_E} \right\}^2 &= 1.0 \\ \left| \frac{M_{F1}}{(M_P)_{F1}} \right| + k_{F1} \left\{ \frac{N_{F1}}{(N_y)_{F1}} \right\}^2 &= 1.0 \end{aligned} \right\} (1)$$

であり、塑性ヒンジが点 E および F_2 に生じて崩壊する条件は

$$\left. \begin{aligned} \left| \frac{M_E}{(M_P)_E} \right| + k_E \left\{ \frac{N_E}{(N_y)_E} \right\}^2 &= 1.0 \\ \left| \frac{M_{F_2}}{(M_P)_{F_2}} \right| + k_{F_2} \left\{ \frac{N_{F_2}}{(N_y)_{F_2}} \right\}^2 &= 1.0 \end{aligned} \right\} (2)$$

にて示される。ここに、 $(M_P)_i$ は点 i での全塑性モーメントであり、 $(N_y)_i$ は降伏軸方向力である。また、

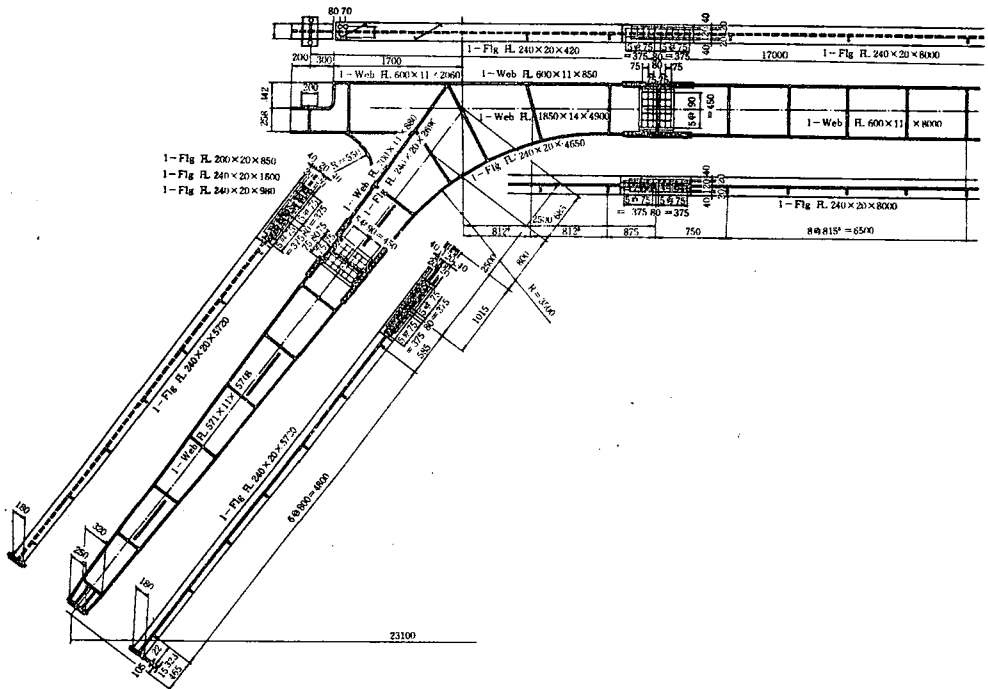
$$k_i = \frac{\{(A_F/A_w)+1.0\}^2}{\{(d/d_w)+1.0\}(A_F/A_w)+1.0}, \quad 0 \leq \frac{N}{N_y} \leq \frac{1}{1+(A_F/A_w)} \quad (3)$$

である。ここに、 A_F は両フランジ断面積、 A_w はウェブ断面積、 d は断面の高さ、 d_w はウェブ高さを示す。

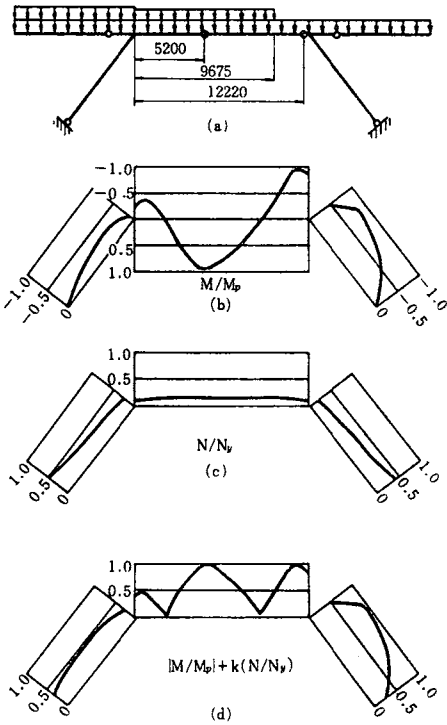
式(1)または式(2)において崩壊荷重係数 α_u および不静定水平反力 R_H が未知数であり、連立方程式を解いて決定することができる。

点 E、 F_1 および F_2 は任意に仮定した断面であり、柱脚およびハンチ部での断面変化を考慮して、位置を変化させて求めた崩壊荷重係数の最少値が真の値である。

他の崩壊機構についても同様にして求めることができ、最小の崩壊荷重係数が 1 : 15 となる様に柱脚およびはりの断面を決定した。断面の決定に当っては、ウェブ高さを 60 cm とし、ウェブ厚さを 11 mm とした。また、フランジ厚さはすべて 20 mm を用いることにした。このようにして決定された主構骨組断面を第 7 図に示す。

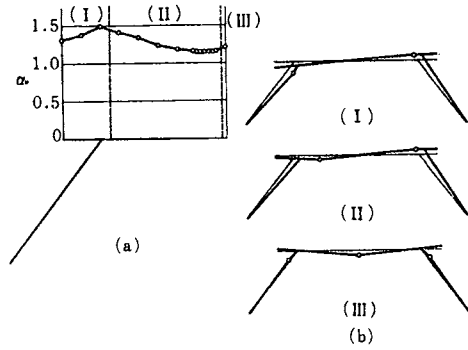


第 7 図 塑性設計主構断面図



第8図 降伏条件

最小の崩壊荷重を与える載荷状態は第8図に示す通りであり、崩壊荷重下での曲げモーメント、軸方向力および降伏条件式の値が第8図(b), (c)および(d)に示されている。また、第9図(a)は集中荷重が張出端よりスパン中央まで移動した場合の各集中荷重作用点に対する最小の崩壊荷重をプロットしたものであり第9図(b)はそれに対する崩壊機構の形式を示したものである。これより最小の崩壊荷重に対する2つの塑性ヒンジはともにはりに生じ、柱脚断面を多少減少させることが



第9図 崩壊型式と崩壊荷重係数

できるが、柱脚の不安定性を考慮して、断面の減少は考えないことにする。

6. 変形硬化荷重係数

断面 i が荷重のくり返し作用により、変形硬化する条件式は

$$\left| \frac{M_i + m_i^r}{(M_P)_i} + k_i \left\{ \frac{N_i + n_i^r}{(N_y)_i} \right\}^2 \right| \leq 1.0 \quad (4)$$

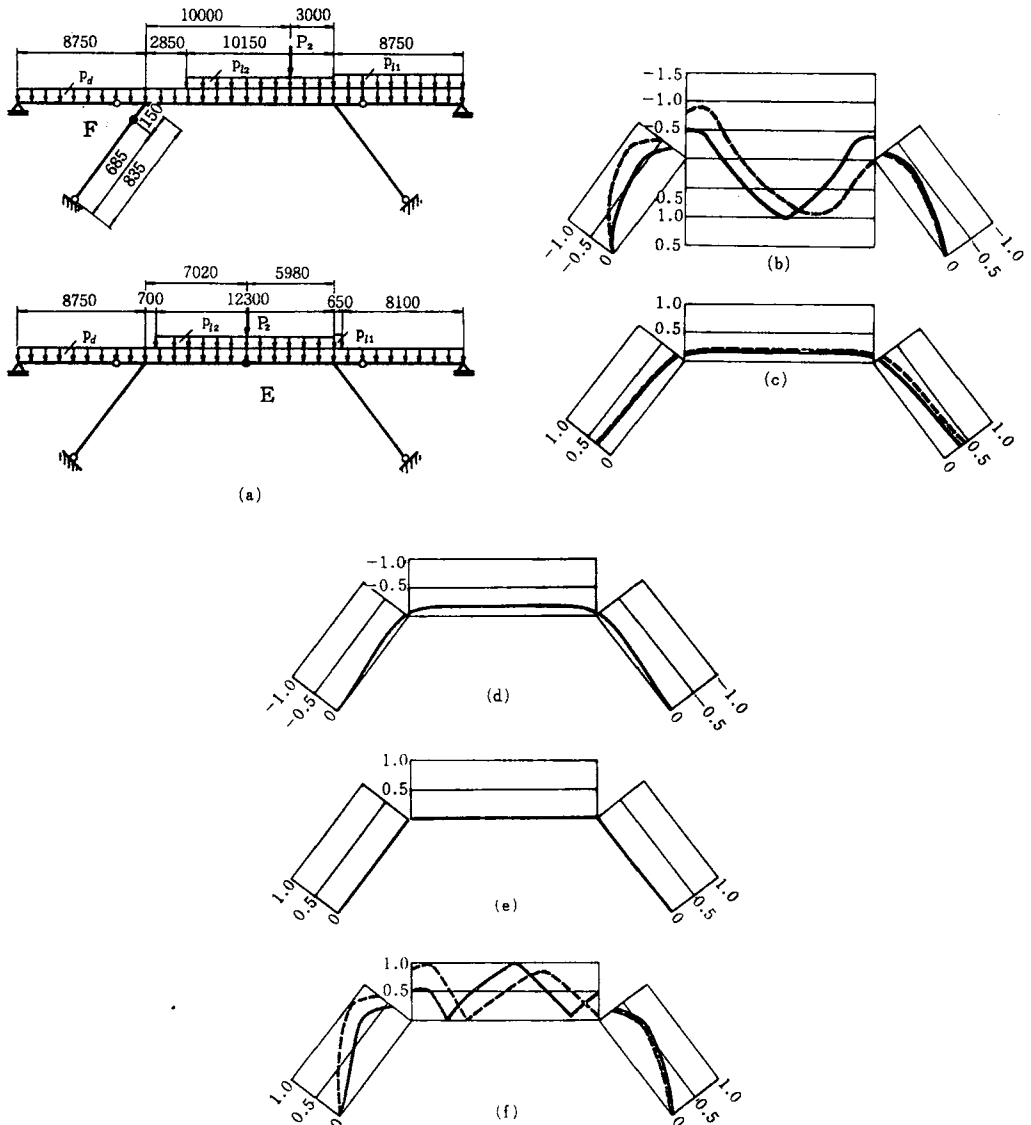
にて与えられる。ここに、 M_i および N_i は点 i の弾性曲げモーメントおよび弾性軸方向力であり、 m_i^r および n_i^r は構造物の塑性変形により生ずる残留曲げモーメントおよび残留軸方向力であり、 k_i は式(3)より与えられたものである。

まず、弾性曲げモーメントおよび弾性軸方向力は、式(4)を用いて計算した変形硬化荷重が最小となるような載荷状態に対して計算されるべきであるが、そのような載荷状態を決定することは困難であるので断面 i の曲げモーメント影響線を求めて、正または負の最大曲げモーメントが生ずるような集中活荷重および等分布活荷重の載荷状態に対するものを用いた。

構造物の塑性変形によって生ずる残留曲げモーメントおよび残留軸方向力は、対象とする、 π 型ラーメンの場合においては、柱脚に生ずる水平反力のみである。

たとえば、第10図(a)の下図に示す載荷状態で点 E に正の最大曲げモーメントが生じ、第10図(a)の

上図に示す荷重状態で，点Fに負の最大の曲げモーメントが生じ点Eおよび点Fに塑性ヒンジが生じて崩壊する場合を考える。この場合の条件式は，変形硬化荷重係数を α_s とすると，



第10図 変形硬化荷重の組合せと降伏条件

$$\left| \frac{\alpha_s M_F^e + m_E^r}{(M_P)_E} \right| + k_E \left\{ \frac{\alpha_s N_E^e + m_E^r}{(N_y)_E} \right\}^2 = 1.0$$

$$\left| \frac{\alpha_s M_F^e + m_F^r}{(M_P)_F} \right| + k_F \left\{ \frac{\alpha_s N_F^e + m_F^r}{(N_y)_F} \right\}^2 = 1.0$$

(5)

にて表わされる。ただし， R_H^r を残留水平反力とすると

$$m'_E = R'_H \cdot H, \quad n'_E = R'_H$$

$$m'_F = R'_H \cdot h_F, \quad n'_F = R'_F \cos\theta$$

である。

式(5)は未知数として、 α_s と R'_H を含み、これを解くことにより α_s を求めることができる。点 E および F は任意に仮定した点であり、柱脚およびハンチ部での断面変化を考慮して位置を変化させた。これらの点の組合せを考えると得られた最小の α_s が真の変形硬化荷重係数である。

第 10 図(a)はこのようにして得られた最小の変形硬化係数 1.11 に対する載荷状態を第 10 図(b)および(c)は弾性曲げモーメントおよび弾性軸方向力を第 10 図(d)および(e)は残留曲げモーメントおよび軸方向力を、第 10 図(f)は式(4)に示される降伏条件式の値が示されている。

7. 交番塑性荷重係数

断面 i が交番応力を受けて交番塑性破壊をおこす条件式は

$$\sigma_{imax} - \sigma_{imin} \geq 2\sigma_y \tag{6}$$

にて示される。ここに、 σ_{imax} 、 σ_{imin} は断面 i の弾性最大および最小応力であり、 σ_y は降伏応力である。

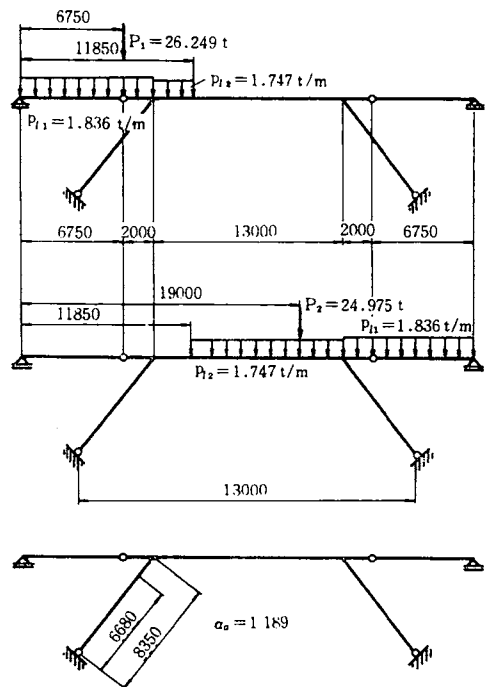
変形硬化荷重を求めた時と同様に断面 i の曲げモーメント影響線を求め、正または負の最大曲げモーメントが生ずるような載荷状態の組み合わせを用い、

$$\alpha_a = \left| \frac{\frac{2\sigma_y}{M_{imax} - M_{imin}} + \frac{N_{imax} - N_{imin}}{A_i}}{W_i} \right| \tag{7}$$

より決定することができる。ここに、 M_{imax} および N_{imax} は、点 i の曲げモーメントが最大となる載荷状態に対する点 i の弾性曲げモーメントおよび弾性軸方向力であり、 M_{imin} および N_{imin} は、点 i の曲げモーメントが最小となる載荷状態に対する点 i の弾性曲げモーメントおよび弾性軸方向力である。断面 i を変化させて得られた最小の α_a が真の交番塑性荷重係数である。

第 11 図はこのようにして得られた最小の交番塑性荷重係数 $\alpha_a = 1.18$ に対する載荷状態を示す。

α_a の値は崩壊荷重係数より大きく、交番塑性崩壊に対しては安全と考えられる。



第11図 交番塑性荷重の組合せ

8. その他の検討

(1) せん断力の全塑性モーメントに対する影響

ウェブの許容せん断力は

$$Q \leq 1350 t_w d_w$$

にて与えられる。ここに、 t_w はウェブ厚さであり、 d_w はウェブの高さである。

設計荷重の 1.15 倍の崩壊荷重のあらゆる載荷状態での最大のせん断力は柱脚で 13.0 ton、はりで 50.0 ton であり、柱脚の最小のウェブ高さ 30 cm に対する許容せん断力 44.55 ton およびはりの許容せん断力 89.1 ton よりはるかに小さいことがわかる。

また、塑性ヒンジ生成点でのシャースパンは、第 8 図に示す点 E で 389.2 cm であり、点 F₂ で 197.5 cm であり、 a/d_w はそれぞれ 6.49 および 3.26 であり、せん断力による全塑性モーメントの低下を考慮する必要はない。

(2) 軸方向力の全塑性モーメントに対する影響

塑性ヒンジの生成点での軸方向力 N とその点の降伏軸方向力 N_y が

$$\frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{2(A_F + A_w)} = 0.203$$

ならば軸方向力の影響は考慮する必要がないとされている。

崩壊時における軸力比は塑性ヒンジ E で 0.155、点 F で 0.145 であり軸方向力の影響は考慮する必要はないが前述のごとく、計算においては考慮した。

(3) 板の幅厚比

塑性ヒンジ生成点では、H 型断面の自由突出フランジで

$$\frac{b}{t} \leq 8.5$$

を満足しなければならない。ここに、 b はフランジ巾の半分、 t はフランジ厚である。

設計においてはフランジ厚さ 20 mm、フランジ巾 24 cm であり $b/t = 6.0$ であり十分である。

ウェブに対する条件は

$$\frac{N}{N_y} \leq 0.27, \quad \frac{d}{t_w} \leq 70 - 100 \frac{N}{N_y}$$

にて与えられる。前述のごとく、 N/N_y は点 F₁ で 0.145 であるので d/t_w はそれぞれ 54.5 および 55.5 以下でなければならない。点 E および F₁ でのウェブ高さはそれぞれ 60.0 cm および 72.9 cm、ウェブ厚さは 11 mm および 14 mm であり d/t_w は、それぞれ、54.5 および 52.1 であり十分である。

(4) はりの横座屈

はりには第 12 図に示す間隔で横げたを入れた。各拘束されている点に作用するモーメントの内、絶対値の小さい値、および L_{cr}/i_y の許容値は

$$\text{第 1 格間} \quad M/M_p = 0.221 \quad L_{cr} = 51.16$$

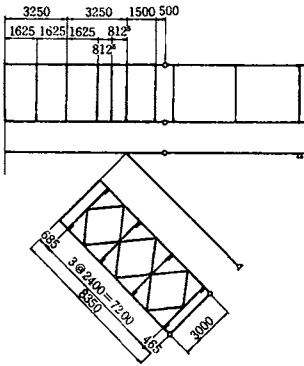
$$\text{第 2 格間} \quad M/M_p = -0.221 \quad L_{cr} = 68.84$$

$$\text{第 3 格間} \quad M/M_p = 0.422 \quad L_{cr} = 43.13$$

$$\text{第 4 格間} \quad M/M_p = 0.801 \quad L_{cr} = 35.00$$

にて与えられる。ここに、 L_{cr} は拘束されている区間での長さであり、 i_y は面外の曲げに対する断面 2 次半径である。はりにおける i_y は 5.34 cm であり、 L/r_y は 30.4 であり十分安全である。

(5) 柱の細長比および軸方向力



第12図 横補剛位置

曲げを受ける面内での断面 2 次半径は柱脚上端で $i=26.3\text{ cm}$ 下端で $i=12.1\text{ cm}$ であり、柱脚の長さ 835.0 cm に対する細長比はそれぞれ $L/i=31.7$ および 69.0 で許容値 120 よりはるかに小さい。また、軸方向力も柱脚下端降伏軸方向力の 0.458 であり許容値の 0.6 より小さく安全である。

対象とする π 型ラーメンは、一応水平変位が拘束されていないと考えられるので、柱脚の不安定性に対する検討が必要であるが、鋼構造物塑性設計規準（案）による規定は等断面のものであるので別に検討することにする。

(6) ハンチ部の設計

ハンチ部の設計は鋼構造物塑性設計規準（案）の柱、はり接合部の設計解説によった。必要フランジ厚さは、崩壊荷重係数等の計算においてハンチ部のはりの高さの変化を考慮したので検討の必要はない。斜め補剛材断面積は

$$A_s = 2A_c \sin(22.5^\circ - \frac{r}{4})$$

にて与えられる。ここに、 A_c は内側フランジ断面積であり、 r は柱脚の傾斜角である。 $r=37^\circ 13'$ および $A_c=48.0\text{ cm}^2$ であるから必要な A_s は 21.9 cm^2 であり、用いた斜補剛材の断面積 25.2 cm^2 より小さく安全である。またフランジ支持点間距離は

$$L_{cr} = 6b$$

にて与えられ、 $L_{cr}=72\text{ cm}$ である。設計においては、この値より小さくとった。

また、曲線ハンチの 2 次曲げを無視できる範囲は

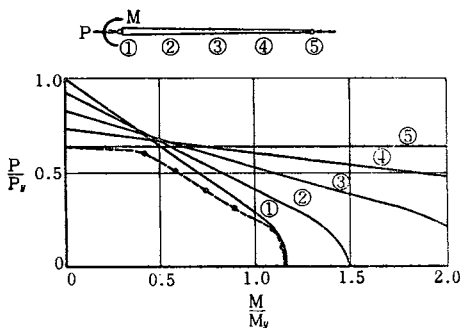
$$\frac{B^2}{2Rt_c} \leq 1.0$$

にて与えられる。設計においては $B^2/2Rt_c=0.411$ で十分に無視できる。ここに R は曲線ハンチの曲率半径である。

9. 変断面柱脚の曲げねじれ座屈強度

柱脚には対傾構を用いて、横およびねじれ変形が拘束されているが、これらの対傾構がない場合についての曲げねじれ座屈強度の検討を文献 11) による解析法で行なった。

第 13 図は与えられた π 型ラーメン 柱脚の曲げねじれ座屈強度の軸方向力と曲げモーメントの相関



第13図 軸力と曲げモーメントの相関々係

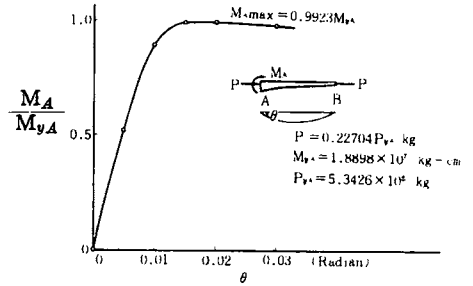
曲線を示している。曲げモーメントおよび軸方向力は柱頭の値に対して無次元化されている。図中、1～5 は柱脚の 4 等分点での断面の降伏相関曲線を示している。

これより、崩壊時における柱脚 AB の軸方向力および曲げモーメントはそれぞれ $0.30 N_v$ および $0.34 M_v$ であり、柱脚 CD においては $0.26 N_v$ および $0.99 M_v$ でいずれも相関曲線の外側にあり安全である。

10. 変断面柱脚の面内強度

軸方向力と曲げを受ける変断面はり一柱の面内挙動については文献11) による解析方法を用いた。

第14図は崩壊時の柱脚頭での軸方向力 121.3 ton を作用させた場合の柱頭モーメントとそのたわみ角の関係を示したもので、かなり大きな変形に対しても不安定現象が生じないことがわかる。



第14図 柱の曲げモーメントーたわみ角曲線

11. たわみの検討

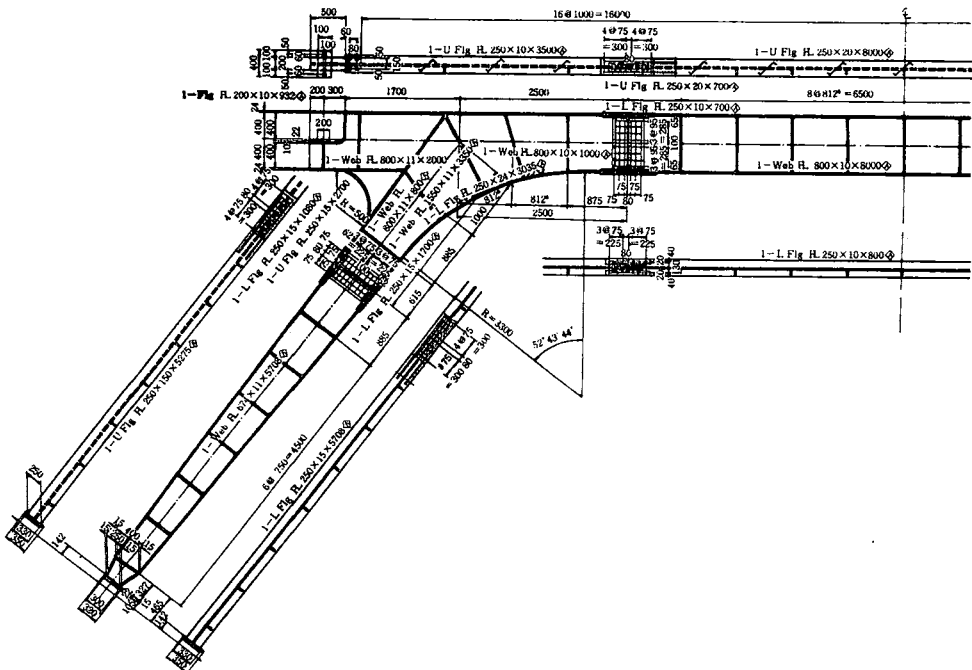
鋼道路橋設計示方書にしたがって作用荷重に対するたわみの検討を行なった。集中荷重および等分布荷重によるラーメン中央部でのたわみは 1.85 cm であり規定より小さいことがわかる。

12. 雪荷重に対する検討

本橋は山間部に位置し、除雪をせずに車輛の通行は考えられないので、等分布雪荷重の崩壊に対する安全性の検討を行った。その結果 3370 kg/m² までの雪荷重に安全であることが解った。

13. 弾性設計との比較

第 15 図は現行示方書により設計された主構断面を示す。ウェブ高さを 80 cm および鋼材は S M 50 を用いて経済的設計となるようにした。



第15図 弾性設計主構断面図

塑性設計および弾性設計による総鋼重はそれぞれ 27.506 kg および 27.792 kg であった。また、塑性設計された主構に弾性設計荷重を載荷した場合の部材応力を第 1 表に示す。

第 1 表 弾性設計荷重による断面の最大応力

断 面	曲げモーメント (ton-m)	軸 方 向 力 (ton)	応 力 (kg/cm ²)
柱脚ハンチ下端	24.035	61.194	1063.9
はりハンチ始点	17.657	37.612	736.3
はり中央点	54.011	40.245	1790.4

14. 結 語

本報告において、松ヶ谷橋の塑性設計についての全般的な検討を行ったが完全なものであるとは考えていない。本報告に対する御批判と御助言をたまわれれば幸いです。

参 考 文 献

- 1) 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）”，昭和42年8月，日本溶接協会。
- 2) 日本建築学会，“鋼構造塑性設計規準案．同解説”，日本建築学会，昭和45年5月。
- 3) 前田幸雄，“塑性設計の現状と将来の展望—橋梁への応用”，JSSC，Vol. 3，No.15，1967。
- 4) 伊藤学，“塑性設計の現状と将来の展望—土木構造における現状と問題点”，JSSC，Vol.13，No. 15，1967。
- 5) 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，No. 120，1965。
- 6) 福本・吉田，“くり返し荷重による3径間連続桁橋のたわみ安定性について”，土木学会論文報告集，No. 179，1970。
- 7) 福本・吉田，“変動くり返し荷重によるアーチの崩壊”，土木学会論文集，No. 131，1966。
- 8) 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，No. 144，1967。
- 9) 日本道路協会，“鋼道路橋設計示方書”，日本道路協会，昭和42年10月。
- 10) 日本道路協会，“溶接鋼道路橋示方書”，日本道路協会，昭和43年5月。
- 11) 吉田・西田，“変断面H形鋼柱の強度と変形”，土木学会論文報告集投稿中。

(昭和48年10月8日受理)