

梯形ラーメン橋の塑性設計に関する基礎的実験について

吉 田 博*

Tests on the Plastic Design of Trapezoidal Frame Bridges

by

Hiroshi YOSHIDA

For the application of the plastic design method to the highway bridges, the behavior of structures under the variable repeated loads beyond the elastic limit as well as the effects of the impact and the fatigue must be examined carefully.

In this paper, model tests and theoretical calculations were carried out for the shakedown and the incremental collapse of the trapezoidal frame bridges under the variable repeated loads. Two models were prepared with the geometrical and the statical analogies of an assumed practical bridge. One was tested for the minimum ultimate load under a concentrated load and another for the incremental collapse load applied alternately at the two points where the model would collapse under the minimum value of a repeated moving concentrated load.

The following results were obtained from the tests and the theoretical calculations:

- (1) The shakedown load was about 93% of the ultimate load.
- (2) The ultimate and the shakedown loads obtained from the tests well coincided with the theoretical values considering the effects of the haunches.
- (3) The effects of the axial forces were negligibly small.
- (4) The strength of the haunches was satisfactory to transform the full plastic moment but the lateral buckling occurred at the haunch after the attainment of the maximum load.

1 緒 言

昭和42年8月、日本溶接協会より「鋼構造物塑性設計基準(案)」¹⁾が発表されたが、2、3の横断歩道橋および単純格子合成桁への塑性設計法の適用が見られる²⁾のみであり、本格的な道路橋の設計への適用例はほとんどないようである。

塑性設計の考え方は、原則的には構造物の安全性について、一貫した思想をつらぬき、設計理念としては、もっとも明確な基盤に立った、合理的な方法であることはしだいに認められ、建築構造物の設計には、わが国においても用いられるようになった³⁾。

しかし、土木構造物、特に橋りより構造物への塑性設計の適用が遅れているが、その最大の原因は、橋りょう構造物は変動する移動荷重を受けると云うことである⁴⁾。変動する移動荷重が構造物に与える作用としては、衝撃や疲労の外に、弾性限度を超える荷重に対しては、次の3つの挙動が考えられる。

- 1) 荷重のくり返しとともに、構造物の変形が次第に一定値に収束し、あるくり返し数の後には、

* 土木工学科

完全に弾性的挙動を示すようになる。これを構造物は変形硬化したと云い、そのような荷重を変形硬化荷重という。

2) 荷重のくり返しとともに、構造物の変形が次第に増大し、ついには崩壊に至る。この現象を漸増塑性崩壊と云い、そのような荷重を漸増塑性荷重と云う。

3) 構造部材のある断面で、交番塑性応力が発生し、部材がこの断面で破断する現象がある。これを交番塑性破壊または低サイクル疲労で破断したと云われる。

鋼構造物塑性設計基準(案)では、解析は単純塑性理論によってよいと規定されているが、橋りょう構造物のように、変動する移動荷重をうける構造物においては、上記の挙動に対する検討が要求される場合もあると考えられる。2および3径間連続ばりにおいては、鋼道路橋設計示方書に規定されている荷重に対して、変形硬化荷重および交番塑性荷重が単純塑性理論による崩壊荷重と比較がなされており、⁵⁾⁶⁾ 変形硬化荷重は崩壊荷重の約75%~95%の範囲にあり、また交番塑性荷重は崩壊荷重より大きいことが明らかにされている。2ヒンジ門弧アーチにおいても、1個の集中荷重と等分布死荷重に対して、変形硬化荷重および交番塑性荷重が検討されている⁷⁾。また、移動通過する荷重と最も不利な点に交互に荷重が作用する場合の構造物の挙動に対する検討も行なわれている⁸⁾。構造物の変形硬化に対する実験的研究としては、一端固定他端単純支持はりについて行ったもの⁹⁾、2径間連続ばりについて行ったもの⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾、門型ラーメンに対するもの¹²⁾等が見受けられる。

本研究においては、橋りょうによく用いられるラーメン構造の梯形ラーメン橋に塑性設計法を適用する場合に、特に検討を要すると考えられる、変形硬化荷重に対し、実橋の約3.5分の1の模型を製作し、実験的に検討を行った。

2 実験の目的

第1図に示すような、橋長31.0m、柱脚支点間距離23.1mの梯形ラーメン橋を想定し、これを塑性設計法で設計する場合、特に問題となる点は次の事項が挙げられる。

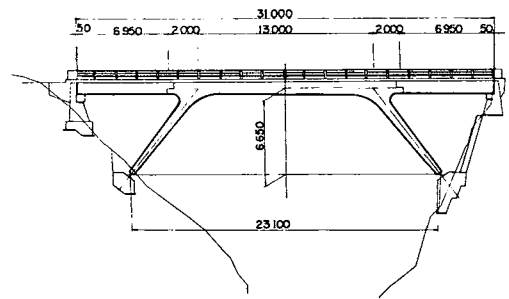
1) 変形硬化荷重が単純塑性理論より計算した崩壊荷重よりどの程度減少するか。

2) 美観上、柱脚は変断面とした方がよいが、柱脚には軸圧縮力の外に曲げモーメントが作用し、変断面柱の不安定性についての検討が必要であるか。

3) 隅角部は一般に塑性ヒンジ生成位置であるが、一般にはハンチを用いて補強を行う。この場合の塑性ヒンジ生成位置の変化にともなう崩壊荷重および変形硬化荷重の影響はどれほどか。

4) 隅角部ハンチに隣接して生成した塑性ヒンジの全塑性モーメントを完全に伝えるには、ハンチの構造をどのようにすればよいか。

その他の問題点も考えられるが、ここでは特に上記4点に注目して、実橋の約3.5分の1の模型を製作して検討を行う。



第1図 想定した梯形ラーメン橋の一般図

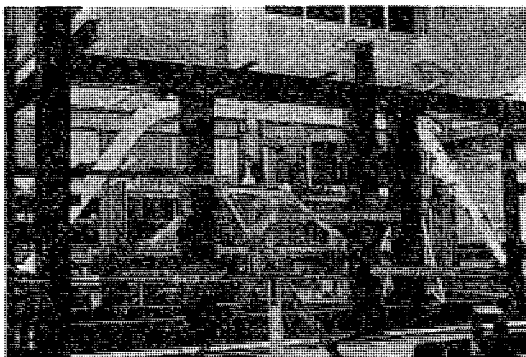
3 模型の設計

模型の柱脚ヒンジ点間の距離は、装置の関係で6.5mとし、実橋と相似となるように3.554分1倍として骨組線を決定し、上記の問題点と特に関係しない部分は取り除いて、梯形部分のみを取り出した。実橋においては、集中荷重の外に等分布荷重が作用するが、模型においては1個の集中荷重

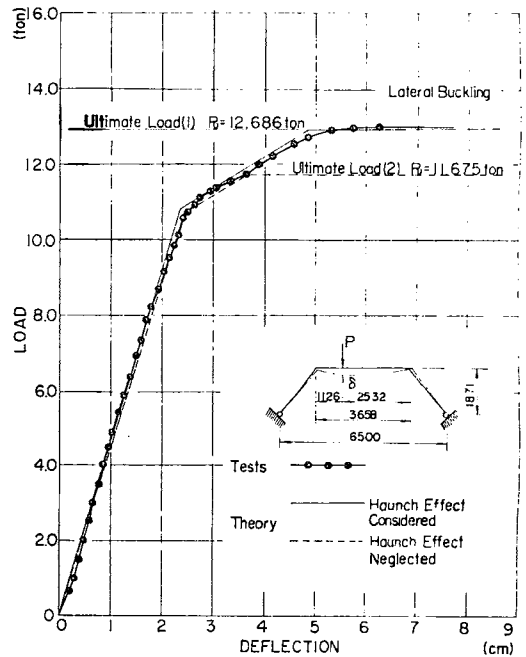
kg/cm²であり、弾性係数は共に 2,000,000 kg/cm²であった。また、模型に用いるものと同じ鋼材より製作した、フランジ巾 10 cm, 厚さ 10 mm, ウェブ高さ 15.5 cm 厚さ 6 mm の断面を有する、スパン 3.25 m のはりを用い、単純曲げ試験を行った。はりは両端回転支点上に置かれ、両支点より、スパンの 4 分の 1 点に、崩壊実験および変形硬化実験に用いるものと同じ構造の載荷点に、容量（引張）25 ton のオイルジャッキにより載荷した。荷重は容量（引張および圧縮）20 ton のロードセル 2 個により測定を行った。はりの横倒れ座屈を防止するため、リーハイ大学型のブレースング 6 個を配置し、特に、中央の部分ではその間隔を密にした。第 5 図は実験の装置を示す。第 6 図は単純曲げ試験より得られた、荷重とスパン中央でのたわみを示す。図中、鎖線は降伏応力を $\sigma_y=2,800 \text{ kg/cm}^2$ としたときの、単純塑性理論による荷重とたわみの関係を示している。この単純曲げ試験においては、スパン中央部が全塑性性モーメントに達した後に、ブレースングの取り付け点間において、横倒れ座屈を生じた。

5 崩壊実験

第 2 図に示す模型のはり上を、1 個の集中荷重が移動通過する場合、軸方向力の影響を無視して計算した、最も小さい崩壊荷重は、はり端より 112.6 cm の点に集中荷重が作用した場合であり、崩壊実験においては、模型のこの点に集中荷重を作用させることにした。模型に荷重を作用させた場合、鉛直変位と同時に、水平変位も生ずるので、水平変位が生じて、つねに鉛直方向に載荷するように、リーハイ大学型の Gravity Load Simulator により、オイルジャッキで荷重を作用させた。荷重はロードセルにより測定を行った。模型に荷重を作用させた場合、柱脚支点間に変位が生ずるので、できるだけ支点間の水平変位を拘束するため、柱脚の支承のヒンジピン間を径 32 mm のタイロッド 2 本で連結した。また、模型の面外の変位を拘束するため、リーハイ大学型のブレースング 10 個を用いた。特にハンチおよび柱脚に密に配置した。水平変位および鉛直変位は、両支点、柱脚とはりの接合点および載荷点に、水平および鉛直方向に接着した物指を、トランシットおよびレベルで読んで測定を行った。また、9 つの断面とハンチの部分にワイヤストレインゲージを接着して、ひずみの測定を行い、同時に、柱脚とはりの接合点でローテーションゲージを取り付けて、回転角の測定も行った。第 7 図は実験装置を示す。第 8 図は実験より得られた荷重と載荷点下の鉛直たわみの関係をプロットしたものである。



第 7 図 崩壊実験装置

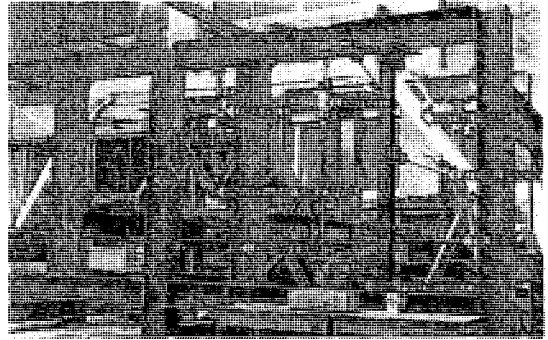


第 8 図 崩壊実験結果（荷重—荷重点下のたわみ関係）

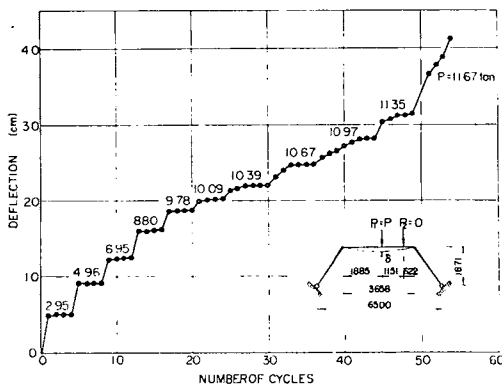
6 変形硬化実験

第2図に示す模型のはり上を1個の集中荷重がくり返し移動通過する場合、曲げモーメントのみを考慮して計算した最も小さい変形硬化荷重を与える荷重点の組合せは、はり端より188.5 cmの点Eと303.6 cmの点Fであり(第15図参照)、実験においてはこの2点に交互に集中荷重を作用させた。実験装置は載荷装置を2組用いた外は、崩壊実験と同様であり、第9図に実験装置を示す。載荷方法は最初弾性範囲内の比較的小さい荷重から、

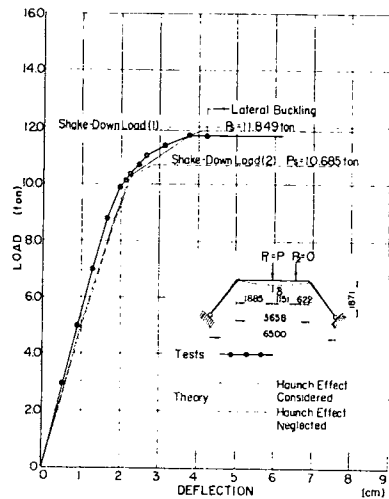
まずスパン中間に塑性ヒンジができる点Eに載荷し、変形や断面のひずみの測定を行った後に除荷して、再び測定を行い、次に隅角部周辺に塑性ヒンジができる点Fに点Eに載荷したと同じ大きさの荷重を載荷して、再び測定を行い、除荷してもう一度除荷後の変形を測定して1サイクルの載荷実験が終了する。このサイクルを同じ大きさの荷重で数回くり返し、各載荷または除荷の状態での変形が一定に収束したら、次に荷重を増加し再び同じ操作をくり返す。構造物の1部が塑性域に入ると点Eまたは点Fに載荷後、たわみが安定するまで15~20分荷重を一定に保ってから測定を開始した。各サイクルでの変形が収束した後に増加させる荷重は、非弾性域ではできるだけ小さくとった。第10図は点Eに荷重を載荷したときの、点Eのたわみを各サイクル数に対してプロットしたものである。また、第11図は第10図で得られた収束たわみを荷重に対してプロットした。



第9図 変形硬化実験装置



第10図 変形硬化実験結果
(荷重-たわみ-サイクル数の関係)



第11図 変形硬化実験結果
(荷重-収束たわみの関係)

7 実験結果および考察

(1) 降伏点応力度

引張試験より得られた降伏応力は、フランジに用いた鋼材に対しては $\sigma_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ であり、ウェブに用いた鋼材に対しては $\sigma_y = 2,600 \text{ kg/cm}^2$ であった。また、これらの材料を用いて製作した

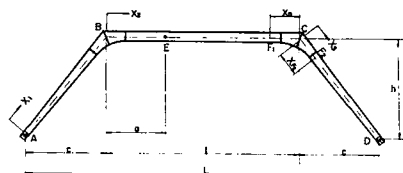
曲げ試験はりの単純曲げ試験より得られた降伏応力は引張試験より得られた降伏応力より大きい値を示し、後述のように、崩壊実験および変形硬化実験の結果は、曲げ試験より得られた降伏応力を用いて計算した値とよく一致した。

(2) 崩壊荷重

1) 理論計算値

模型における塑性ヒンジ生成位置は、第12図に示す荷重点Eと隅角部Cの近傍で、はり(点F₁)または柱脚(点F₂)に生成し、メカニズムを形成するものと考えられる。

隅角部における円弧ハンチの影響を考慮するため、模型の骨組軸線と直角に切断した時のウェブの高さが、そのまま断面のウェブ高さとして有効であるとして、ハンチの部分も変断面として取り扱うことにした。第1表は各部材の第12図に示す原点からの距離に対する断面を示したものである。



第12図 梯形ラーメンの座標および諸元 (崩壊荷重)

ハンチの影響を無視する計算においては、ハンチ取付点の断面が、そのまま骨組線の交点まで延長しているものと考えて、第2表のような断面変化を考えた。計算に当っては、第1表または第2表に示す断面間は、断面が直線的に変化しているものとして取り扱った。

第1表 ハンチを考慮した断面変化

部 材	距 離 (cm)	フランジ巾 (cm)	フランジ厚 (cm)	ウ ェ ブ 厚 (cm)	ウ ェ ブ 高 (cm)
A B	0	7.5	1.0	0.6	8.0
	197.0	10.5	1.0	0.6	15.5
	200.0	10.5	1.0	0.6	15.6
	210.0	10.5	1.0	0.6	16.8
	220.0	10.5	1.0	0.6	19.5
	230.0	10.5	1.0	0.6	24.1
	234.9	10.5	1.0	0.6	27.1
B C	0	10.5	1.0	0.6	27.1
	4.9	10.5	1.0	0.6	24.1
	14.9	10.5	1.0	0.6	19.5
	24.9	10.5	1.0	0.6	16.8
	34.9	10.5	1.0	0.6	15.6
	37.9	10.5	1.0	0.6	15.5
	132.9	10.5	1.0	0.6	15.5
	157.9	9.5	1.0	0.6	15.5
	207.9	9.5	1.0	0.6	15.5
	232.9	10.5	1.0	0.6	15.5
	327.9	10.5	1.0	0.6	15.5
	330.9	10.5	1.0	0.6	15.6
	340.9	10.5	1.0	0.6	16.8
	350.9	10.5	1.0	0.6	19.5
360.9	10.5	1.0	0.6	24.1	
365.9	10.5	1.0	0.6	27.1	
C D	0	10.5	1.0	0.6	27.1
	4.9	10.5	1.0	0.6	24.1
	14.9	10.5	1.0	0.6	19.5
	24.9	10.5	1.0	0.6	16.8
	34.9	10.5	1.0	0.6	15.6
	37.9	10.5	1.0	0.6	15.5
	234.9	7.5	1.0	0.6	8.0

第2表 ハンチを無視した断面変化

部 材	距 (cm) 離	フランジ巾 (cm)	フランジ厚 (cm)	ウエブ厚 (cm)	ウエブ高 (cm)
A B	0	7.5	1.0	0.6	8.0
	197.0	10.5	1.0	0.6	15.5
	234.9	10.5	1.0	0.6	15.5
B C	0	10.5	1.0	0.6	15.5
	132.9	10.5	1.0	0.6	15.5
	157.9	9.5	1.0	0.6	15.5
	207.9	9.5	1.0	0.6	15.5
	232.9	10.5	1.0	0.6	15.5
	365.8	10.5	1.0	0.6	15.5
C D	0	10.5	1.0	0.6	15.5
	37.9	10.5	1.0	0.6	15.5
	234.9	7.5	1.0	0.6	8.0

本研究における梯形ラーメンは、一次の不静定であるので、水平反力を不静定力とすると、点 E および節点 C より X_{F_1} また X_{F_2} の距離にある点 F_1 または F_2 の曲げモーメントおよび軸方向力は、第 12 図を参照して

$$\left. \begin{aligned} M_E &= V_A(c+a), \\ N_E &= H, \\ M_{F_1} &= V_B(c+X_{F_1}) - Hh, \\ N_{F_1} &= H, \\ M_{F_2} &= V_B(c - X_{F_2}\cos\theta) - H(h - X_{F_2}\sin\theta), \\ N_{F_2} &= H\cos\theta + V_B\sin\theta, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

にて与えられる。ただし、

$$\begin{aligned} c &= (L-l)/2, \\ V_A &= (L-c-a)P/L, \\ V_B &= (c+a)P/L, \end{aligned}$$

であり、 θ は柱脚の水平となす角である。

いま、軸方向力 N と曲げモーメント M が作用する H 型断面の降伏条件式は

$$\left| \frac{M}{M_P} \right| + k \left(\frac{N}{N_y} \right)^2 = 1.0, \quad (2)$$

にて示される。ただし、

$$0 \leq \frac{N}{N_y} \leq \frac{1}{1 + (A_F/A_W)}, \quad k = \frac{\{A_F/A_W + 1.0\}^2}{\{(d/d_W) + 1.0\}(A_F/A_W) + 1.0},$$

であり、 A_F は両フランジ断面積、 A_W はウエブの断面積、 d は断面の高さ、 d_W はウエブ高さを示す。

いま、点 E と点 F_1 で塑性ヒンジが生成して崩壊する場合は、点 E および点 F_1 で降伏条件式が満足されねばならず、

$$\left. \begin{aligned} \left| \frac{M_E}{(M_P)_E} \right| + k_E \left\{ \frac{N_E}{(N_y)_E} \right\}^2 &= 1.0, \\ \left| \frac{M_{F_1}}{(M_P)_{F_1}} \right| + k_{F_1} \left\{ \frac{N_{F_1}}{(N_y)_{F_1}} \right\}^2 &= 1.0, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

また、点 E と点 F_2 で塑性ヒンジが生成して崩壊する場合は、

$$\left. \begin{aligned} \left| \frac{M_E}{(M_P)_E} \right| + k_E \left\{ \frac{N_E}{(N_y)_E} \right\}^2 &= 1.0, \\ \left| \frac{M_{F2}}{(M_P)_{F2}} \right| + k_{F2} \left\{ \frac{N_{F2}}{(N_y)_{F2}} \right\}^2 &= 1.0, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

が満足されねばならない。ここに、 k_i 、 $(M_P)_i$ および $(N_y)_i$ は点 i における k の値、全塑性モーメントおよび降伏軸方向力を示す。

曲げモーメントおよび軸方向力は荷重 P と水平反力 H の 2 個の未知数を含み、式(3)または式(4)より、これらを決定することができる。塑性ヒンジ位置、点 F_1 および点 F_2 は点 C よりそれぞれ X_{F1} および X_{F2} の位置と仮定したが、これらの距離を変化させて求めた荷重の最小値が真の崩壊荷重を与える。

第3表はハンチの影響を考慮した場合と無視した場合および軸方向力を考慮した場合と無視した場

第3表 崩壊荷重計算結果

		崩壊荷重 (ton)	水平反力 (ton)	塑性ヒンジ位置 X_{F2} (cm)
ハンチの影響を考慮	軸方向力考慮	12.686	7.417	34.8
	軸方向力無視	12.896	7.545	34.8
ハンチの影響を無視	軸方向力考慮	11.675	6.563	0
	軸方向力無視	11.813	6.648	0

第4表 変形硬化荷重計算結果

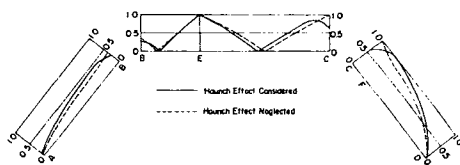
		変形硬化荷重 (ton)	残留水平反力 (ton)	塑性ヒンジ位置 X_{G1} (cm)
ハンチの影響を考慮	軸方向力考慮	11.849	0.874	35.1
	軸方向力無視	11.950	0.882	34.8
ハンチの影響を無視	軸方向力考慮	10.685	0.646	0
	軸方向力無視	10.774	0.649	0

合について、このようにして得られた崩壊荷重とこれに対する水平反力および塑性ヒンジ位置を示したものである。ただし、計算に用いた降伏応力は曲げ試験より得られた $\sigma_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$ を用いた。また、荷重点以外の塑性ヒンジは柱脚に生成し、軸方向力を考慮した場合も無視した場合においても、点 C より 34.8 cm の位置であった。

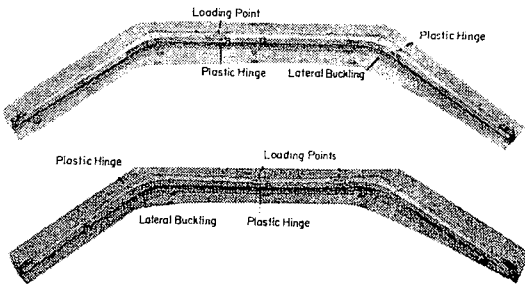
第13図は崩壊荷重が作用した場合の降伏条件式の値 $\left| \frac{M_i}{(M_P)_i} \right| + k_i \left\{ \frac{N_i}{(N_y)_i} \right\}^2$ の変化を軸線にそって示したもので、実線はハンチの影響を考慮したものであり、鎖線は無視したものを示している。

2) 実験値と理論値の比較

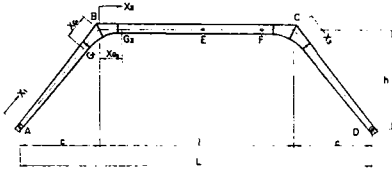
第8図に示されるように、実験より得られた崩壊荷重は 13.0 ton であり、ハンチおよび軸方向力を考慮した理論計算値の 1.025 倍でありよく一致した。第14図は実験後の模型を示したもので、塑性ヒンジは柱脚に生成し理論とよく一致した。



第13図 崩壊時の降伏条件 $\left| \frac{M_i}{(M_P)_i} \right| + k_i \left\{ \frac{N_i}{(N_y)_i} \right\}^2$ の値



第14図 実験後の模型，上：崩壊実験，下：変形硬化実験



第15図 梯形ラーメンの座標および諸元
(変形硬化荷重)

(3)変形硬化荷重

1) 理論計算値

断面変化は第1表および第2表に示す，崩壊荷重のものと同一のものを用いた。

塑性ヒンジは，荷重が点Eに作用した時には，荷重点Eに生成し，荷重が点Fに作用した時に節点Bより X_{G1} または X_{G2} の距離の点 G_1 または点 G_2 に生成するものとする（第15図参照）。

構造物が変形硬化するためには，構造のいかなる断面においても

$$\left| \frac{M_i^e + m_i^r}{(M_P)_i} \right| + k_i \left\{ \frac{N_i^e + n_i^r}{(N_y)_i} \right\}^2 \leq 1.0, \quad (5)$$

が満足されねばならない。ここに， M_i^e および N_i^e は断面 i での弾性曲げモーメントおよび弾性軸方向力， m_i^r および n_i^r は断面 i での残留曲げモーメントおよび残留軸方向力， $(M_P)_i$ および

$(N_y)_i$ は断面 i での全塑性モーメントおよび降伏軸方向力である。

本研究における梯形ラーメンにおいては，残留反力は水平方向のみであり，水平残留反力を H_R とすると，点E，点 G_1 および点 G_2 での残留曲げモーメントおよび残留軸方向力は

$$\left. \begin{aligned} m_E^r &= hH_R, \\ n_E^r &= H_R, \\ m_{G1}^r &= (h - X_{G1} \sin \theta) H_R, \\ n_{G1}^r &= H_R \cos \theta, \\ m_{G2}^r &= hH_R, \\ n_{G2}^r &= H_R, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

にて示される。また，点Eに荷重 P が作用する時の点Eでの弾性曲げモーメントを M_E^e および弾性軸方向力を N_E^e ，点Fに荷重 P が作用した場合の点 G_1 ，点 G_2 での弾性曲げモーメントを M_{G1}^e ， M_{G2}^e および弾性軸方向力を N_{G1}^e ， N_{G2}^e とする。

点Eに荷重 P が作用して，点Eに塑性ヒンジが生じ，点Fに荷重 P が作用して，点 G_1 に塑性ヒンジが生ずる場合の条件式は

$$\left. \begin{aligned} \left| \frac{M_E^e + m_E^r}{(M_P)_E} \right| + k_E \left\{ \frac{N_E^e + n_E^r}{(N_y)_E} \right\}^2 &= 1.0, \\ \left| \frac{M_{G1}^e + m_{G1}^r}{(M_P)_{G1}} \right| + k_{G1} \left\{ \frac{N_{G1}^e + n_{G1}^r}{(N_y)_{G1}} \right\}^2 &= 1.0, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

にて示される。また，点Eに荷重 P が作用して，点Eに塑性ヒンジが生じ，点Fに荷重が作用して，点 G_2 に塑性ヒンジが生ずる場合の条件式は

$$\left. \begin{aligned} & \left| \frac{M_E^e + m_E^r}{(M_P)_E} \right| + k_E \left\{ \frac{N_E^e + n_E^r}{(N_y)_E} \right\}^2 = 1.0, \\ & \left| \frac{M_{G2}^e + m_{G2}^r}{(M_P)_{G2}} \right| + k_{G2} \left\{ \frac{N_{G2}^e + n_{G2}^r}{(N_y)_{G2}} \right\}^2 = 1.0, \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

にて示される。

なお、弾性曲げモーメントおよび弾性軸方向力の計算においては、曲げモーメント、軸方向力および断面変化を考慮して、数値積分により求めた。

弾性曲げモーメントおよび弾性軸方向力は荷重 P に比例し、残留曲げモーメントおよび残留軸方向力は残留反力 H_R に比例するから、式(7)または式(8)より、荷重 P および残留反力 H_R を決定することができる。塑性ヒンジ位置 G_1 および G_2 は、節点 B より X_{G1} および X_{G2} と仮定したが、これらの距離を変化させて求めた荷重の最小値が真の変形硬化荷重を与える。

第4表はハンチの影響を考慮した場合と無視した場合および軸方向力を考慮した場合と無視した場合について、このようにして得られた変形硬化荷重とこれに対する残留水平反力および塑性ヒンジの位置を示したものである。ただし、計算に用いた降伏応力は、崩壊荷重の計算に用いたものと同じ $\sigma_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$ を用いた。また、荷重点以外の塑性ヒンジは柱脚に生じ、軸方向力を考慮した場合は、節点 B より 35.1 cm、無視した場合は 34.8 cm の位置に生じた。

第16図は点 E に変形硬化荷重が作用した場合の降

伏条件式の値 $\left| \frac{M_i^e + m_i^r}{(M_P)_i} \right| + k_i \left\{ \frac{N_i^e + n_i^r}{(N_y)_i} \right\}^2$ および

$\left| \frac{M_i^e}{(M_P)_i} \right| + k_i \left\{ \frac{N_i^e}{(N_y)_i} \right\}^2$ が太い実線および細い実

線で示され、最初、荷重が点 E に作用した特に、塑

性ヒンジが生成して、残留反力が生じ、値が 1.0 まで減少することを示している。太い鎖線および

細い鎖線は、変形硬化荷重が点 F に作用した場合の降伏条件式の値 $\left| \frac{M_i^e + m_i^r}{(M_P)_i} \right| + k_i \left\{ \frac{N_i^e + n_i^r}{(N_y)_i} \right\}^2$ お

よび $\left| \frac{M_i^e}{(M_P)_i} \right| + k_i \left\{ \frac{N_i^e}{(N_y)_i} \right\}^2$ が示されている。これより、最初、荷重が F に作用した時には、ど

の部材においても降伏条件式の値が 1.0 に達しないが、点 E に荷重が作用し、残留反力が生じた後には、柱脚 AB で値が 1.0 に達することがわかる。

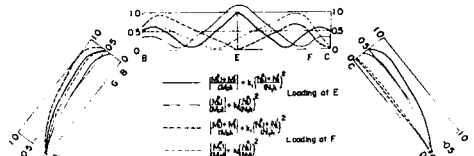
2) 実験値と理論値の比較

第11図に示されるように、実験より得られた変形硬化荷重は 11.7 ton であり、ハンチおよび軸方向力を考慮した理論計算値の 0.985 倍でよく一致した。また、第14図よりわかるように、塑性ヒンジは柱脚に生じ、理論値と一致した。

(3) 崩壊実験および変形硬化実験における変形性状

崩壊実験および変形硬化実験において、柱脚ヒンジ点間の距離を一定に保つため、ヒンジ点間を径 32 mm のタイロッド 2 本を用いて連結したが、測定の結果、第17図に示すような水平変位が生じた。

各荷重のもとでの荷重点 F のたわみは、弾性範囲内および最初の塑性ヒンジが生成した後においても、仮想仕事法により、曲げモーメント、軸方向力および断面変化を考慮して計算でき、その値が第8図および第11図に示されている。図中、実験はハンチの影響を考慮したものであり、鎖線は無視したものである。



第16図 変形硬化荷重での降伏条件式の値

(4) ハンチの影響

第3表および第4表よりわかるように、ハンチを無視して計算した崩壊荷重および変形硬化荷重はハンチを考慮したものより8～10%小さい値を与える。これは、ハンチを無視した場合は、1つの塑性ヒンジが節点に生成すると考えられるのに対し、ハンチを考慮した場合は、ハンチの取付点近傍に生成することによっている。第8図および第11図の実験結果は、ハンチを考慮した理論値とよく一致している。

一方、弾性範囲内のたわみ性状は、ハンチの影響は、ほとんど無視できる。

(5) 軸方向力の影響

第3表および第4表よりわかるように、軸方向力の影響

は、1～2%で無視することができる。これは、崩壊荷重下における軸方向力と降伏軸方向の比は、柱脚下端で0.19、ハンチ取付け点で0.13、はりで最大0.093であり、変形硬化荷重下における比は、柱脚下端で0.19、ハンチ取付け点で0.13、はりで最大0.103であり、全塑性モーメントの低下は約3%である。

(6) 変断面柱脚の強度

上述のように、崩壊荷重および変形硬化荷重下での軸方向力はかなり小さく、軸方向力と曲げを受ける柱に生ずる不安定現象は生じないと考えられるので、特に理論的検討は行なわなかった。また、実験からも不安定現象は見られなかった。ただし、実験においては、横変位を十分拘束して、曲げねじれ座屈を防止した。

(7) ハンチの強度

ハンチは柱脚に生じた塑性ヒンジの全塑性モーメントをはりに伝えるに十分な強度を有した。ただし、崩壊実験および変形硬化実験において、荷重が最大値に達し、塑性流れが生じ始めたとき、横倒れ座屈が生じた。

8 結 語

本研究においては、梯形ラーメン橋に塑性設計法を適用する場合、特に問題となる弾性限度を超える変動くり返し荷重による漸増塑性崩壊について、模型実験を行い、崩壊実験結果との比較、理論的検討を行った。

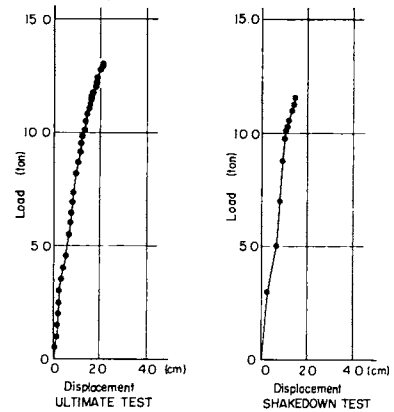
得られた主な結果は次の通りである。

1) 変形硬化荷重は崩壊荷重の約93%であった。
2) 崩壊荷重および変形硬化荷重の実験値は、ハンチの影響を考慮して計算した理論値とよく一致した。

3) 軸方向力の影響は小さく、無視できる範囲内であった。

4) 荷重が最大値に達し、塑性流れが生じた時に、ハンチ部において横倒れ座屈が生じた。

本実験において、対象とした荷重は1個の集中荷重であり、本研究で得られた結果を実橋に適用するには、さらに多くの検討が必要であると考えられる。



第17図 柱脚ヒンジ間の水平変位（開き）

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) 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, 1967.
- 3) 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.
- 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. 3, 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) Massonet, C., “Essais d'adaptation et de stabilisation plastiques sur des poutrelles laminees”, Publications, IABSE, Vol. 13, Zurich, 1953, pp. 239-282.
- 10) Sparacio, R., “La ricerca del minimo coefficiente di sicurezza a rottura in presenza di carichi variabili e distorsion”, Giornale Genio Civil, Vol. 98, No. 10, 1960, pp. 794-807.
- 11) Eyre, D. G., “Shakedown of Continuous Bridge”, A dissertation presented to Washington University, June, 1969.
- 12) Neal, B. G. and Symond, P. S., “Cyclic Loadings of Portal Frames; Theory and Tests”, Publications of IABSE, Zurich, Vol. 18, 1958, pp. 171-199.
- 13) 前田・竹内, “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”, 土木学会論文報告集, No. 168, 1969.
- 14) ASCE, “Plastic Design in Steel - A Guide and Commentary”, ASCE, Manual 41, 1970.

(昭和48年4月12日受理)