

変断面連続合成桁のオートストレス設計 に関する一考察

AUTOSTRESS DESIGN OF CONTINUOUS COMPOSITE GIRDERS
WITH VARIABLE CROSS SECTIONS

伊藤 満*, 福本 晴士**, T.V.Galambos***

By Mitsuru Ito, Yuhshi Fukumoto and Theodore V.Galambos

Minimum weight plastic design of continuous composite girders with compact sections optimizining for Autostress Design procedure were investigated according to AASHTO Guide Specification. The required plastic moment distribution of continuous composite girders consisting of symmetrical two span is shown under AASHTO HS20-44 truck and dead loading. The required plastic moment ratio of positive and negative moment regions for continuous composite girders which lead to minimize the structural weight is shown by this design procedure. The optimum I-shaped sections which lead to minimize the structural weight for given required plastic moments are presented for both positive and negative moment regions of composite girders. And, a numerical example is indicated under a given design condition.

1. 緒言

通常、構造物の設計において、構造部材に存在する残留応力は、設計の計算応力には考慮されていない。その理由は、たとえ構造部材が局所的に降伏応力を越えたとしても、構造物全体は、十分に弾性挙動を満足するからである。このような事は、多くの示方書を適用した実際の構造物に対して暗黙のうちに認められていることである。同じような現象は、塑性設計された構造物の中にも見いだすことができる。それは、任意の組合せ荷重の作用によって塑性設計された構造物の中に局部降伏モーメントが生ずるにもかかわらず、その後の荷重作用に対しては、この局部降伏は構造物全体として弾性的に安定 (shakedown) するという現象である。この shakedown現象の考えは、1986年のAASHTOの Guide Spec. [1] に取り入れられたオートストレス設計法 (Autostress Design Procedure: ASD法) の中にみごとに生かされている。

このASD法に関する Guide Spec.は、鋼材の有効利用と構造物の経済性の追求を目的として、アメリカ鉄鋼協会 (AISI) によって行われた一連の研究成果 [2~7] に基づいて作成されたものである。ASD法は、AASHTOのLoad Factor Design (LFD) 法とは、大きく異なる点がある。それは、ASD法は、Overload時の設計に対して負のモーメントをうける中間支点で小さな塑性回転を認めている点である。このためASD法では、Overload時の永久変形は、制作キャンバーの中に含めてしまい、又、中間支点断面

* 工博 立命館大学教授 理工学部土木工学科 (〒603 京都市北区等持院北町56-1)

**Ph.D.,工博 大阪大学教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)

***Ph.D., Univ., of Minnesota, Professor, Dept. of Civil and Mineral Engrg.

(Minneapolis, MN55455-0220, USA)

に対しては、十分な塑性回転容量を持つ断面の設計が要求される。

アメリカ鋼構造協会 (AISC, 1986) [8] の塑性設計に関する基準に定められている腹板とフランジの幅厚比制限値は、不静定次数の多い建築構造物に対して、崩壊メカニズムを形成するのに十分な回転容量を持つような断面となっている。しかし、橋梁構造物は、不静定次数も少なく、建築構造物のような大きな回転容量は、一般に要求されない。

塑性回転容量に関する この問題は、橋梁の厚肉断面に対して、有効塑性モーメントの概念として、AASHTO の Guide Spec. に取り入れられている。この有効塑性モーメントは、腹板とフランジの幅厚比制限値が、AISC Spec. [8] の限界値に等しいとき、実際の塑性モーメントに等しく、幅厚比がそれ以上に増加するにつれ有効塑性モーメントは、実際の塑性モーメント以下に減少していくというものである。この場合、Guide Spec. はこの有効塑性モーメント断面が、弾性限回転容量の3倍以上の塑性回転能力を維持しつつモーメントを伝達することを保証している。

実際の設計において、ASD法は、鋼材を節約することができるばかりでなく、中間支点上の溶接カバープレート省略することができるので、カバープレート端部で生じる疲労問題を取り除くという大きな利点をもっている。最近、現在のASD法を簡単に行えるようにという試みで Schilling [9] が修正ASD法を提案したり、また、ASD法の経済性を示すために Grubb [10] が等断面合成桁の比較設計を行うなどの試みもみられる。

本研究の目的は、ASD法にとって最適な変断面連続合成桁の最小重量設計を示すことである。AASHTO HS20-44 loadingをうける対称2スパン連続合成桁の抵抗塑性モーメント分布を求め、最適断面形状について検討を行い、1つの設計例を示した。

2. 抵抗塑性モーメント

図-1に示すAASHTO HS20-44トラック荷重 [11] αP 、 βP と死荷重 $W_d = \gamma P/L$ の組合せ荷重をうける2スパン連続ばりの必要抵抗塑性モーメントは、中間支点モーメントを不静定モーメントに選んだ単純ばりを静定基本系とする力のつり合から求めることができる [12]。ここに、 α 、 β 、 γ は、作用荷重に対する係数である。図-2においてトラック荷重によって最大曲げモーメントを生ずる位置は、中央車輪の真下に生ずると仮定 [1] することができる。従って、トラック荷重と死荷重の組合せ荷重のもとでの必要抵抗塑性モーメント分布は、正のモーメント領域、および負の曲げモーメント領域においてそれぞれ次のようになる。

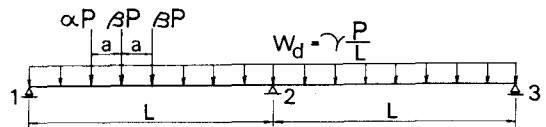


図-1 組合せ荷重

(HS20-44, トラック荷重)

$$\begin{aligned} M_{cmax}(x)/PL &= (1 - X/L) (X/L - a/L) * \alpha + (2 - 2 * X/L - a/L) \\ &\quad * (X/L) * \beta + (1 - X/L) (X/L) * \gamma / 2 + M_2 / PL (X/L) \\ 0 \leq X \leq l_c &\quad (1. a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n(x)/PL &= (1 - X/L) (X/L) * \gamma / 2 + M_2 / PL (X/L) \\ l_c \leq X \leq L &\quad (1. b) \end{aligned}$$

ここに、 $M_{cmax}(x)$ 、 $M_n(x)$ は、任意断面位置 X における正および負の曲げモーメント領域での必要抵抗塑性モーメント。 a は、トラック荷重の車輪間隔、 l_c は、正と負の必要抵抗曲げモーメントの境界位置、

M₂は、中間支点モーメントである。今、X = l_cで式(1. a)のM_{cmax}(l_c)と式(1. b)のM_n(l_c)を等しいとおくと、すなわち、M_{cmax}(l_c) = |M_n(l_c)|, 中間支点2の必要抵抗塑性曲げモーメントM₂は、次式のようになる。

$$M_2/PL = -1/2 \left[(1 - l_c/L) (l_c/L - a/L) (L/l_c) * \alpha + (2 - 2 * l_c/L - a/L) * \beta \right] - (1 - l_c/L) * \gamma / 2 \quad (2)$$

さらに、式(1. a)をXについて微分して零とおくと、中間支点モーメント M₂は、l₀の関数として次式で示される。

$$M_2/PL = - \left[(1 + a/L) * \alpha + (2 - a/L) * \beta + \gamma / 2 - (2\alpha + 4\beta + \gamma) (l_0/L) \right] \quad (3)$$

ここで、式(2)と式(3)を等しいとおくと、式(4)を得ることができる。

$$l_0/L = 1/2 (2\alpha + 4\beta + \gamma) \left[(1 + a/L + l_c/L + a/l_c) * \alpha + (2 - a/L + 2 * l_c/L) * \beta + \gamma (l_c/L) \right] \quad (4)$$

従って、任意断面位置Xにおける正および負の曲げモーメント領域の与えられたl_c値に対する必要抵抗塑性モーメントM_{cmax}(x)、M_n(x)は、式(1)から式(4)までを用いて求めることができる。また、AASHTO HS20-44のレーン荷重[11]に対する必要抵抗塑性モーメント、およびl₀値(式(4)相当)は、式(1)～(4)の右辺の中のα、β、aをα = 0、β = 1/2 β₀、a = 0とおけば、容易に得ることができる。ここに、β₀は、レーン荷重における線荷重にたいする係数。

3. 最適断面形状

図-2の必要抵抗塑性モーメント分布の代わりに、合成桁のオートストレス設計にとってもっと実際の、図-3に示すような2段階抵抗塑性モーメントを考える。図-3においてM_{pc}は、X = l₀における正の必要抵抗塑性モーメントの最大値M_{cmax}(l₀)を示し、M_{pn}は、X = Lにおける中間支点の必要抵抗塑性モーメントM₂を示し、それぞれの区間0 ≤ X ≤ l_cおよびl_c < X ≤ Lにおいて抵抗モーメント分布は一定である。ここにM_{pc} > M_{pn}である[6]。図-3に示す2段階変断面形状を有する合成桁の最小重量設計は、l_c値を適当に調整して、いかに全体として構造重量最小な断面形状を決定するかの問題になる。

負のモーメント領域：

図-4は、負のモーメント領域における合成桁の全塑性状態を示す。図にてA_rは、鉄筋の全断面積、h_r

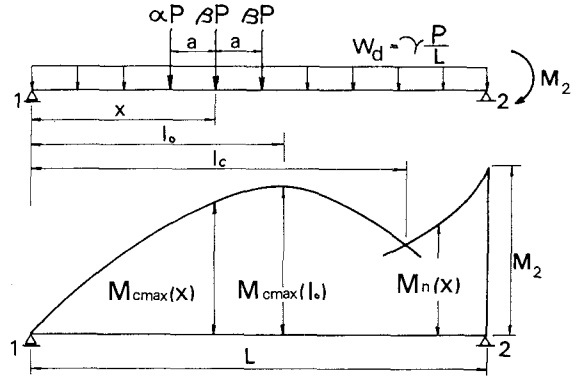


図-2 抵抗塑性モーメント分布

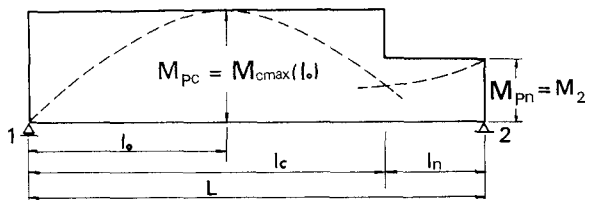


図-3 修正抵抗塑性モーメント分布

は、鉄筋の重心から上フランジの下側までの距離、 F_{yt} 、 F_{yr} は、それぞれ鋼桁および鉄筋の降伏応力を示す。 D 、 t_w は、腹板高さおよび腹板厚、 b_f 、 t_f は、フランジ幅、およびフランジ厚をそれぞれ示す。 D_{cp} は、圧縮を受ける腹板高さを示す。

図-4において、引っ張り力と圧縮力を等しいとおくと D_{cp} に関する式(5)をうる。

$$D_{cp} = (D + \sqrt{(D^2 + 4 \lambda w A_r f_1)}) / 4 \quad (5)$$

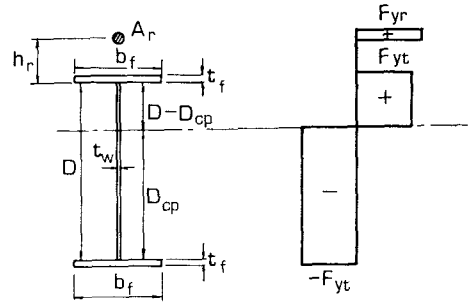


図-4 全塑性状態（負モーメント領域）

ここに、 $\lambda w = 2 D_{cp} / t_w$ 、 $f_1 = F_{yr} / F_{yt}$ である。図-4の応力状態における塑性断面係数 Z_{pn} は、次式のように求められる。

$$Z_{pn} = 2 \lambda t_f^3 + 2 \lambda D t_f^2 + A_r f_1 (D + h_r - D_{cp}) + 2 (D_{cp}^2 + D^2 / 2 - D D_{cp}) D_{cp} / \lambda w \quad (6)$$

ここに、 $\lambda = b_f / 2 t_f$ 、式(6)は、フランジ厚さ t_f に関する3次式である。

ここで、必要抵抗塑性断面係数 M_{pn} / F_{yt} (式(3))と式(6)を等しいとおくと、与えられた腹板高さ D に対する必要な断面寸法値を求めることができる。負のモーメント領域のスパン方向長さを l_n 、この領域における鋼桁の断面積を A_n とし鋼の単位体積重量を ρ とすると負のモーメント領域における桁重量 W_n は、 $W_n = A_n l_n \rho$ となる。

正の曲げモーメント領域：

図-5に正の曲げモーメント領域における合成桁の全塑性状態を示す。図中、 b は、鉄筋コンクリート床版の有効幅、 t_s は鉄筋コンクリート床版厚、 f_c' はコンクリート強度、 a は、鉄筋コンクリートの圧縮部分の深さ、 y は、鋼桁の圧縮部分の深さをそれぞれ示す。鉄筋コンクリート床版に働く力 $C1$ および鋼桁に働く力 $C2$ は、それぞれ次式〔1.11〕によって示される。

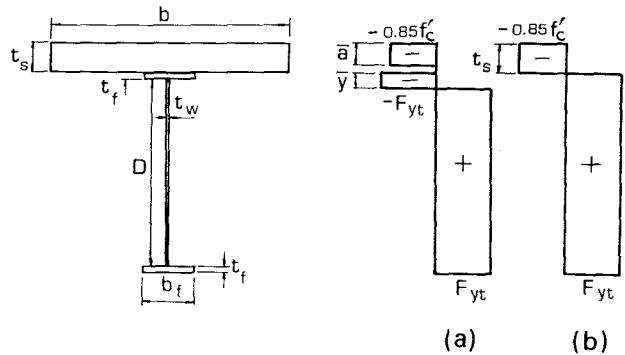


図-5 全塑性状態（正モーメント領域）

$$C1 = 0.85 f_c' b t_s + A_r F_{yr} \quad (7)$$

$$C2 = (D t_w + 2 b_f t_f) * F_{yt} \quad (8)$$

今、鉄筋コンクリート床版にとって最も効果的な応力状態図-5(b)を考える。この場合、 $a = t_s$ 、 $C1 = C2$ である。従って、図-5(b)における塑性断面係数 Z_{pn} は、次式のように示される。

$$Z_{pc} = 4 \lambda t_f^3 + 2 \lambda (D + t_s) * t_f^2 + D t_w t_f + D t_w (D + t_s) / 2 \quad (9)$$

ここで、式(1. a)の必要抵抗塑性断面係数 $M_{pc}/F_y t$ と式(9)とを等しいと置くと、式(9)から与えられた腹板高 D に対する必要なフランジ厚 t_f を得ることができる。本設計の場合、全スパン長にわたって腹板高一定の設計を考えているので、腹板高 D と腹板厚 t_w は、既に負の曲げモーメント領域の設計で決められていることになる。

式(9)によって決定されたフランジ厚 t_f を用いて、 C_1 および C_2 を計算して、もし、 $C_1 = C_2$ ならば、フランジ厚 t_f は正解値である。もし、 $C_2 > C_1$ の場合、鋼桁の圧縮部分の深さ y は、次式〔1, 11〕によって計算される。

$$y = (C_2 - C_1) / 2 b_f F_y t, \quad (C_2 - C_1) / 2 < b_f t_f F_y t \quad (10. a)$$

$$y = t_f + (C_2 - C_1 - 2 b_f t_f F_y t) / 2 t_w F_y t, \quad (C_2 - C_1) / 2 \geq b_f t_f F_y t \quad (10. b)$$

ここに、必要フランジ厚 t_f 、および y は、第一近似値として式(9)、(10)から計算される。従って、図-5(a)の応力状態に対する塑性断面係数 Z_{pc} は、次式のようにになる。

$$\begin{aligned} Z_{pc} = & 4 \lambda t_f^3 + 2 \lambda (D - 2y) * t_f^2 + (D t_w + 2 \lambda y^2 - A r f_1) * t_f + D t_w (D / 2 - y) \\ & + A r (h r + y) * f_1 + 0.85 f_2 b t_s (t_s / 2 + y) \end{aligned} \quad (11)$$

ここに、 $f_2 = f_c' / F_y t$ である。上式(11)を用いて再び必要フランジ厚 t_f を求めることができる。これを第2近似値として式(10)を用いて再び y を求める。必要フランジ厚 t_f および y 値の正解値は、2、3回のくり返し計算の後求めることができる。

今、鋼桁に働く力 C_2 の方が、鉄筋コンクリート床版に働く力 C_1 より小さい($C_2 < C_1$)場合、鉄筋コンクリート床版の圧縮部分の深さ a は、次式〔1, 11〕によって計算される。

$$a = (D t_w + 2 b_f t_f) / 0.85 f_2 b \quad (12)$$

同様に、必要フランジ厚 t_f および a 値は、式(9)、(12)を用いて求めることができ、これらを第一近似値として用いる。そして、図-5(a)の応力状態に対する塑性断面係数 Z_{pc} は、次式で計算される。

$$\begin{aligned} Z_{pc} = & 4 \lambda t_f^3 + 4 \lambda (D / 2 + t_s - a / 2) * t_f^2 \\ & + D t_w t_f + D t_w (D / 2 + t_s - a / 2) \end{aligned} \quad (13)$$

上式(13)を用いて再び必要フランジ厚 t_f を求めることができる。同様にして、2、3回のくり返し計算によって必要フランジ厚 t_f 、および a 値の正解値を求めることができる。

このようにして、必要抵抗塑性モーメント M_{pc} に対する正の曲げモーメント領域における鋼桁断面寸法値を求めることができる。正の曲げモーメント領域における鋼桁断面を A_c とすると、鋼桁の全重量 W は、次式で示される。

$$W = (A_c l_c + A_n l_n) * \rho \quad (14)$$

図-6は、式(14)を用いて計算した鋼桁重量-桁高曲線(図-6(a))、および、鋼桁重量-抵抗塑性モーメント比(図-6(b))を示す。図-6(b)の抵抗塑性モーメント比 M_{pc}/M_{pn} は、鉄筋コンクリート床板を含めた正の抵抗塑性モーメント M_{pc} と負の抵抗塑性モーメント M_{pn} の比を示す。本設計においては、Ultimate load時における必要抵抗塑性モーメントは、レーン荷重よりもトラック荷重に支配されるので、図-6の計算結果は、トラック荷重に対するものである。

図-6(a)において、抵抗塑性モーメント比 $M_{pc}/M_{pn}=1.0 \sim 2.0$ に対して、曲線が途中で切れているのはシャコネクターを溶接するために上フランジ幅を最小9 in.と定めたからである。図-6(b)から、構造重量を最小にする正の抵抗塑性モーメント M_{pc} と負の抵抗塑性モーメント M_{pn} の比は、 $M_{pc}/M_{pn}=1.338$ であることがわかる。この値は、スパン長 $L=80' \sim 100'$ に対してほぼ等しい値である。

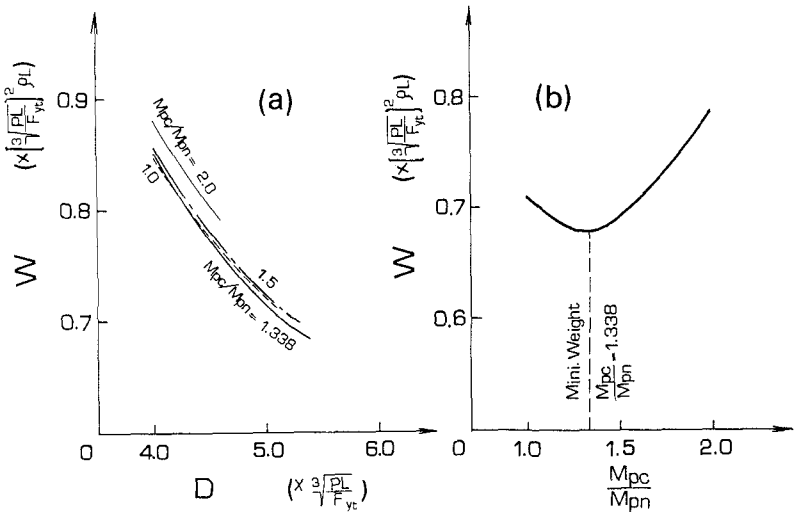


図-6 鋼重-桁高- M_{pc}/M_{pn} 関係

4 設計計算例

前節までに述べた方法を用いて、対称2スパン連続合成桁のオートストレス設計を行った。必要塑性モーメントに対して構造重量を最小にする断面最小値は、AASHTO Guide Spec. [1]の中の厚肉断面に対して要求されるフランジと腹板の幅厚比制限値を満たすことによって得られる。本設計例においては、フランジ、および腹板の幅厚比制限値をそれぞれ $\lambda = b_f / 2 t_f = 6.9$ 、 $\lambda_w = 2 D_{cp} / t_w = 86$ に選んだ。フランジ幅厚比を許容値の75%に相当する $\lambda = 6.9$ に選んだのは、フランジ幅厚比制限値 λ と腹板幅厚比制限値 λ_w の両方が許容値の75%を越えた場合、AASHTO Guide Spec. [1]の提案するフランジと腹板の幅厚比に関する相関式に対しての検討が必要となるからである。

与えられた設計条件は次のようである。

1. スパン長; $100' + 100'$
2. 設計荷重; AASHTO HS20-44
3. 荷重係数; $1.3 [D + 5/3 (L + I)]$
4. 構造成鋼材; $F_y = 50 \text{ ksi}$
5. 鉄筋; $F_y = 60 \text{ ksi}$
 $A_r = 6.16 \text{ in}^2 (\#6)$
6. 鉄筋の重心から上フランジの下側までの距離; $h_r = 5''$ (図-4)
7. コンクリート床板; $t_s = 7.5''$
 $b = 90''$ (図-5)

$$f c' = 4000 \text{ psi}$$

$$n = 8.24 \text{ (modular ratio)}$$

$$8. \text{ 鋼板の幅厚比; } \lambda = b_f / 2 t_f = 6.9$$

$$\lambda_w = 2 D_{cp} / t_w = 8.6$$

本設計例において、スパン長100'に対する衝撃係数Iは、 $I = 50 / (100 + 125) = 0.222$ 、活荷重の分配係数は、AASHTO Guide Spec.の設計例と同じ1.51とする。したがって、活荷重に対して係数倍される値は、 $(1.3 * 5 / 3) (1.51) (0.222) = 4.0$ であり、図-1のトラック荷重に対しては $\alpha = 1.0$ 、 $\beta = 4.0$ 、 $P = 16 \text{ kip}$ となる。くり返し試行により得られた結果を表-1に示す。この場合、正のモーメント領域のスパン方向の長さ l_c は、 $l_c = 0.766 L$ であり、負のモーメント領域のスパン方向長さ l_n は、 $l_n = 0.234 L$ である。表-1には、比較のために等断面最小重量設計された断面寸法値を示し、

参考としてAASHTO Guide

表-1 断面寸法値

Spec.の設計例による断面寸法値を示した。表から本設計例の方が等断面設計より約7.8%の重量減であることがわかる。表-1の本設計例による断面寸法値を用いて、メカニズムの検討、および、Overload時におけるオートモーメントの検討を行うと次のようである。

Sections	D (in)	t _w (in)	b _f (in)	t _f (in)	W/9L (in ²)	%
Design Example ①	36.71	0.58	10.90	0.79	37.55	0.922
Design Example ②			9.50	0.69		
Uniform Section	42.88	0.63	9.73	0.71	40.73	1.000
AASHTO (1986)	33.97	0.68	12.03	1.10	50.00	1.227

Notation, ①-Positive Moment Region(Fig.4), ②-Negative Moment Region(Fig.5)

Ultimate load時におけるメカニズムの検討:

HS20トラック荷重と死荷重に対して2回のくり返し試行後、正の最大曲げモーメント M_{max} 、および正の抵抗塑性モーメント M_{pc} は、それぞれ $M_{max} = 3658.3 \text{ k-f}$ 、 $M_{pc} = 3772.1 \text{ k-f}$ となった。この時の中間支点モーメント $M_2 = -1986.5 \text{ k-f}$ であり、有効塑性モーメント $M_{pe} = -1584.1 \text{ k-f}$ 値以上であるので塑性ヒンジは仮定されたように形成される。同様にHS20レーン荷重と死荷重に対して、正の最大曲げモーメントは $M_{max} = 3121.5 \text{ k-f}$ であった。この時の中間支点モーメントは、 $M_2 = -2681.7 \text{ k-f}$ であり、有効塑性モーメント以上であるので塑性ヒンジは仮定されたように形成される。Overload時におけるオートモーメントの検討:

死荷重のみによって非合成断面の中間支点到に生ずるモーメント M_2 は、 $M_2 / M_p = 0.432$ であり、AASHTO Guide Spec.による非合成断面が塑性回転を開始するモーメント $M / M_p = 0.6$ 以下の値であるので非合成断面にオートモーメントは生じない。Overload時におけるHS20レーン荷重による中間支点モーメントは、 $M_2 / M_p = 0.875$ であり、塑性回転を開始する回転角は $\theta_p = 0.6 \text{ mrad}$ となり、ビーム・ラインの傾斜を求めると図-7(a)のようになる。図-7(a)をAASHTO Guide Spec.の合成断面-塑性回転角曲線に当てはめると、中間支点上におけるオートモーメントは、 $M_{aut} / M_p = 0.065$ となり図-7(b)のようになる。また、端支点上から0.4L点(変断面桁も近似的に0.4L点とした)の正の曲げモーメントによる最大応力 σ_{max} は、 $\sigma_{max} = 0.937 F_{yt} < 0.95 F_{yt}$ となり、このはりは、オートストレス限界状態を満足する。

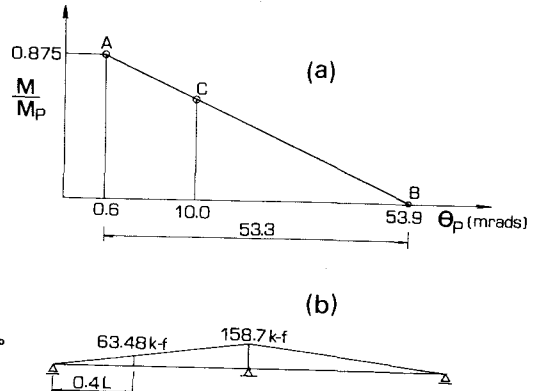


図-7 中間支点上のオートモーメント

図-7(b)のようになる。また、端支点上から0.4L点(変断面桁も近似的に0.4L点とした)の正の曲げモーメントによる最大応力 σ_{max} は、 $\sigma_{max} = 0.937 F_{yt} < 0.95 F_{yt}$ となり、このはりは、オートストレス限界状態を満足する。

5. 結言

AASHTOのHS20-44トラック荷重及びレーン荷重と死荷重の組合せに対する2スパン変断面連続合成桁のオートストレス設計を行い、最適断面の求め方について考察を加えた。得られた主な結果は次のようである。1) AASHTOのHS20-44トラック荷重(レーン荷重)と死荷重を受ける対称2スパン連続合成桁の抵抗塑性モーメント分布を求めた。この場合正、負の抵抗塑性モーメント分布は、それぞれ式(1)と式(3)で与えられる。2) 構造重量を最小にする正の抵抗塑性モーメントと、負の抵抗塑性モーメントの比を図-6によって求めた。与えられた抵抗塑性モーメントに対して、構造重量を最小にする断面寸法値の求め方を、正、および負のモーメント領域についてそれぞれ示した。4) 与えられた設計条件のもとでの2スパン変断面連続合成桁のオートストレス設計例を示し、等断面設計との重量比較を行った。

参考文献

- [1] AASHTO Guide Specification : American Association of State Highway and Transportation Officials, Guide Specification for Alternate Load Factor Design Procedures for Steel Beam Bridges Using Braced Compact Sections, Washington D.C., 1986.
- [2] Haaijer, G.: Autostress Design of Steel Structures, ASCE, National Structural Meeting, April, pp.9~13, 1973.
- [3] Carskadden, P.S.: Autostress Design of Highway Bridges, Phase 2A, Test Planning, AISI Project 188, Jan., 1977.
- [4] Grubb, M.A. and Carskadden, P.S.: Autostress Design of Highway Bridges, Phase 3, Initial Moment-Rotation Test, AISI Project 188, April, 1979.
- [5] Carskadden, P.S. : Autostress Design of Highway Bridges , Phase 3, Interior-Support-Model Test, AISI Project 188, Feb., 1980.
- [6] Grubb, M.A. and Carskadden, P.S. : Autostress Design of Highway Bridges, Phase 3, Moment-Rotation Requirements, AISI Project 188, July, 1981.
- [7] Schilling, C.G. : Autostress Design of Highway Bridges, Phase 3, Moment-Rotation Tests of Steel Bridge Girders, AISI Project 188, April, 1985.
- [8] AISC Specification : American Institute of Steel Construction , Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Building 1st Ed., Chicago, 3, 1986.
- [9] Schilling, C.G. : A unified Autostress Design Method, Development of Design Specifications for Continuous Composite Plate-Girder Bridge, AISI Project 51, Nov. 1989.
- [10] Grubb, M.A. : Autostress Design Using Compact Welded Beams, Engineering Journal of AISC , 4-th Quarter, pp.121~129, 1989.
- [11] AASHTO Standard Specification : American Association of State Highway and Transportation Officials , Standard Specification for Highway Bridges 13th Ed., Washington D.C., 1989.
- [12] Fukumoto, Y. and ITO, M. : Minimum Weight Plastic Design of Continuous Beams , Proc. , ASCE , Journal of Structural Division, Vol.107, No.ST7, July, pp.1263~1277, 1981.

(1991年9月30日受付)