

(株)東京鐵骨橋梁 ○正会員 井上 寛
 東京都立大学 正会員 野上 邦康
 東京都立大学 正会員 伊藤 文人

1. まえがき 現在の鋼鉄道橋設計標準には、曲げ圧縮力を受ける下路プレートガーダーの安定性に際して、圧縮フランジ及び腹板の幅厚比制限、主桁上フランジの固定(=ブレース)、橋桁間の主桁の横座屈、スパン/主桁中心間隔等が規定されている。が、従来の下路プレートガーダーに比べより長スパンになると橋桁間の横座屈よりはむしろ橋梁全体の横座屈が問題になるものと思われる。そこで本報告では、座屈前、座屈後の概念を明確にとり入れた横座屈理論の展開を行ない、国鉄¹⁾都立大で行なわれた下路プレートガーダーの模型実験との比較により、この理論の妥当性を立証し、さらに実橋モデルによる橋梁全体としての横座屈の安全性の検討を行なっている。

2. 解析仮定 解析に当り、次の仮定を用いる。

- ① 橋梁は、主桁、横構、橋桁から構成されている。
- ② 2本並列主桁は、左右等断面で全長にわたって一様な2軸対称I型断面部材とする。(Fig. 1)
- ③ 主桁中心間隔は、横構面と不変であるとする。

3. 理論解析 エネルギー法を用いるに当っての下路プレートガーダー全体の全ポテンシャルエネルギーは、

$$\Pi = V_M + V_L + V_F + W \quad (1)$$

と与えられる。ここで、 V_M , V_L , V_F = 各々2本並列主桁、横構、橋桁のひずみエネルギー、 W = 外力のポテンシャルエネルギー。

今、主桁(1)(2)の任意点の変位 (u, v, w, θ) , (z, u, z, w, z, θ) に対して、新しく対称変位成分 $(u^0, v^0, w^0, \theta^0)$ と非対称成分 $(u^*, v^*, w^*, \theta^*)$ を用いると次式の様な変数変換式と得る。

$$\begin{aligned} u &= u^0 + u^* & z u &= -u^0 + u^* \\ v &= v^0 + v^* & z v &= v^0 - v^* \\ w &= w^0 + w^* & z w &= w^0 - w^* \\ \theta &= \theta^0 + \theta^* & z \theta &= -\theta^0 + \theta^* \end{aligned} \quad (2)$$

従って、式(1)は、次式の様に分離して表現できる。

$$\Pi = \Pi_1^0 + \Pi_2^0 + \Pi_1^* + \Pi_2^* \quad (3)$$

a) 座屈前の面内変形: 座屈前の変形は対称な断面形状が保持される $(u^0 = \theta^0 = 0)$ も α とすると座屈前のポテンシャルエネルギー Π_1^0 は、次式で与えられる。

$$\Pi_1^0 = \int_0^L [E(A + A_T) w_g'^2 + EI_x u_s'''^2 - g u_s''] dz \quad (4)$$

$$I_x = I_x + H_g H_L A, H_g = H_L A_T / (A + A_T), A_T = A_L \lambda^3 / L^3 \quad (5)$$

式(4)より釣合方程式を導き、境界条件を考慮すると、

$$w_g^0 = 0 \quad (6) \quad u_s^0 = g \sum \bar{c}_i \sin(i\pi z/L), \bar{c}_i = 2L^3 / [(i\pi)^3 EI_x] \quad (7)$$

なる変位が得られる。

b) 対称座屈: 非対称変形が生じない場合と断面形状

- ④ 横構は、面内変形、曲げねじり剛性を無視し、伸縮のみ考慮する。
- ⑤ 橋桁は、等間隔に配置され、ねじり剛性を無視した面内曲げ変形のみ考慮する。

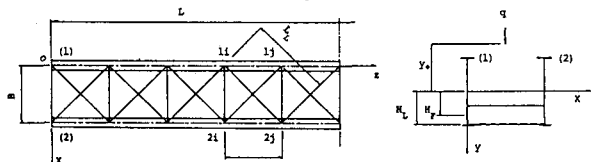


Fig. 1 解析モデル

と保持しない、いわゆる対称座屈が起る状態のポテンシャルエネルギー Π_2^0 は、次式で与えられる。

$$\Pi_2^0 = \int_0^L [EJ_{wy} \theta'''' + GJ \theta'' + EJ_z \theta'' u_s'' + 2EJ_z \theta'' u_s'' + \{2EI_F / (BA) + g \theta_0 / 2\} \theta'^2] dz \quad (9)$$

$$J_{wy} = I_w + H_L^2 I_y, J_z = I_z + I_x - H_L^2 A, J_x = I_x - I_z - H_g H_L A \quad (10)$$

ここで $\theta^0 = d_m \sin(m\pi z/L)$ とすると式(9)より最小座屈荷重と与える級数次数 m は、次式で近似できる。

$$m = (L/\pi) \sqrt{I_F / (BAJ_{wy})} \quad (11)$$

c) 非対称座屈(横座屈): 床座り十分剛で対称変形が起らず剛体変形とする非対称座屈状態のポテンシャルエネルギー Π_1^* は、次式で与えられる。

$$\Pi_1^* = \int_0^L [EA w_c'^2 + EJ_y u_s'''^2 + EJ_{wx} \theta'''' + GJ \theta'' + EA_s r'^2 - EAB w_c' \theta' u_s'' + 2E(I_y - I_z) u_s'' \theta' u_s'' - 2EA_s r' \theta' u_s'' + g \theta_0 \theta'^2 / 2] dz \quad (12)$$

$$J_{wx} = I_w + B^2 I_x / 4, r^* = 2w_c' / B - u_s'' + 2H_L \theta', A_s = A_L B^3 / L^3 \quad (13)$$

今、Rayleigh-Ritz法の使用のため、境界条件を満足する次の様な級数変位と仮定する。 $z = 0, \alpha_i = i\pi z/L$

$$u_s^* = \sum \bar{d}_i \sin \alpha_i, w_c^* = \sum \bar{c}_i \cos \alpha_i, \theta^* = \sum \bar{d}_i \sin \alpha_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (14)$$

式(7), 式(14)と式(12)に代入し、級数係数に関する停留条件より次の様な固有値問題となる。

(16)

(供試体諸元は Table 1)。実荷重モデルの解析に当り、用いた橋梁は、スパン=32m の単線下路ガレガータが標準であるが、床組、主桁中心間隔、パネル長は、スパン長にかかわらず一定とし、主桁断面のみ最適設計により決定した (Table 2)。Fig. 4 は、弾性

Graph showing the relationship between $p\%$ (Y-axis, 0 to 1000) and L_m (X-axis, 0 to 10). The graph compares the results of the first and second tests (TEST RESULT) against the present analysis (PRESENT ANALYSIS).

Legend:

- TEST RESULT:
 - FIRST
 - SECOND
- PRESENT ANALYSIS:
 - 1 TERM
 - - - 3 TERMS

The graph shows that the present analysis (1 TERM) closely matches the results of both the first and second tests, with the 3 TERMS analysis also providing a very close fit.

Fig. 2 橫座屈曲線(圓鉄)

Table 1 實驗供試体

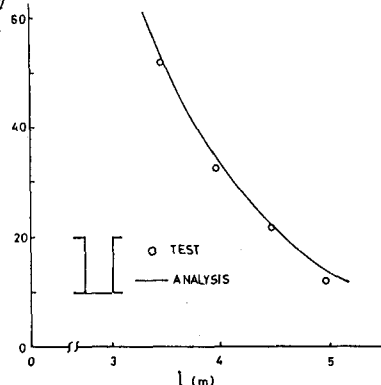
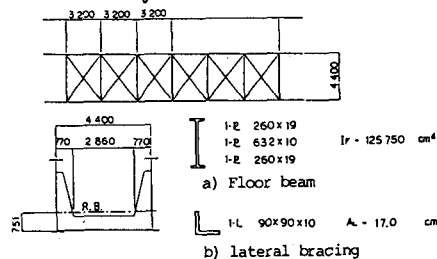


Fig. 3 橫座屈曲線 (都立大)



L	m	12.8	25.6	38.4	51.2	64.0	76.8	89.6	102.0	115.2	128.0
M	ba	185	657	1860	2326	3515	4907	6506	8037	10,804	12,996
b	ca	20.0	27.0	35.0	42.0	47.0	52.0	57.0	62.0	67.0	72.0
lv	ca	3.3	4.0	5.8	6.7	7.7	8.6	9.4	10.2	11.0	11.8
lv	ca	15.3	21.0	28.0	33.0	36.0	40.0	46.0	50.0	54.0	58.0
lv	ca	0.9	1.1	1.4	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5	2.7	2.9
i_x	10^{10}	0.92576	3.0881	10.853	21.469	36.100	55.768	80.712	112.3	150.98	196.77
i_y	10^{10}	0.44087	1.4458	4.1530	8.2668	13.346	20.167	21.061	40.582	55.229	74.106
i_z	10^{10}	0.23544	1.7459	6.4634	23.977	50.327	95.166	165.31	271.90	427.65	652.77
K	10^{10}	0.21541	1.6320	6.1640	23.866	51.195	23.392	33.498	48.267	63.108	85.716
A	cal	280.7	477.4	798.0	1128.7	1447.7	1789.0	2148.0	2534.6	2948.2	3401.4

c) Main girder

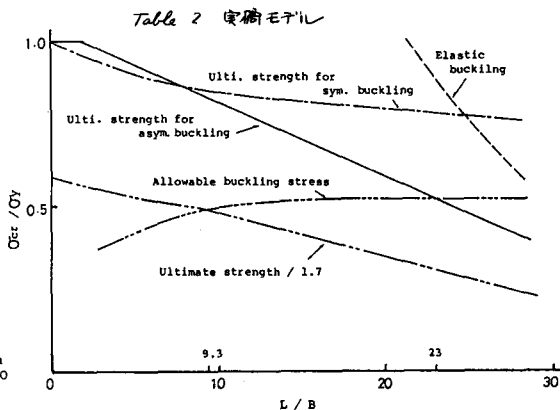


Fig. 5 耐荷力曲線

No36, No44, 構造物設計資料(用鉄) Fig. 4 弾性座屈曲線