

大阪大学工学部 正員 西村宣男

大阪大学工学部 正員 小松定夫

大阪大学大学院 学生員 中田憲正

1. まえがき 剛道プレートガード橋の一形式である横構・対横構で連結された2主桁橋の床版コンクリート硬化前の架設系に関する全体横倒れ座屈荷重の簡易計算式を誘導するとともに、全体横倒れ座屈に関係した無次元パラメータの実橋における分布を調査し、その特性について考察を加える。本理論は横用されている方法²⁾に比べて、以下の点で拡張されている。1) 水平曲げ変形に伴う横構のせん断変形を考慮している。2) 横構と主桁の取付部における主桁腹板のねみ変形(以下、取付部局部変形と称す)を考慮している。

2. 解析モデルと仮定 2本の主桁と横構・対横構で構成された2主桁橋(図-1)の1次元化理論を展開する際に、以下の仮定を設ける。1) 対横構は橋断面の断面変形を拘束するに充分な剛性を有している。従って、両側主桁の水平横方向変位およびねじ角は相等しいものとみなすことができる。2) 取付部局部変形は主桁と横構の連結性能に影響を与えるが、主桁自体の剛性に与える影響は僅少である。3) 曲げに付随する主桁のせん断変形は無視できる。4) 横構の材料は軸力部材とする。横構は等価なせん断剛性を有する薄板に置換するが、この置換板は横構面内のせん断力に対して抵抗するだけである。

3. 座屈方程式の誘導 図-2に示すような1軸対称断面を対象とし、横倒れ座屈時に断面の変位として主桁の水平変位 u 、 y 軸まわりの回転角 θ_y 、横構水平変位 u_w 、橋断面のねじ角 θ_z およびねじり率 θ_z' の5自由度を考える。断面を構成する13個の折板要素の面内力(図-3)を変位表示し、橋断面について釣合式を作成する。その際、図-4に模式的に示した取付部局部変形を、図-5に示すように主桁と横構折板要素の間に挿入した分布に等価評価する。鉛直面内の曲げモーメント M_x による横倒れ座屈方程式は以下の微分方程式で表わされる。

$$EI_y'''' u'''' + [EI_y'''' (\frac{h}{2} + e_b) - EI_y'''' (\frac{h}{2} - e_b)] \theta'''' + \kappa(u - u_w) + \frac{1}{2} (M_x \theta_z)'''' = 0 \quad (1)$$

$$2EI_y'''' u'''' + EA_m \frac{b^2}{2} u'''' + 2[EI_y'''' (\frac{h}{2} + e_b) - EI_y'''' (\frac{h}{2} - e_b)] \theta'''' - [EA_m e_b + (EA_{fl} - EA_{rl}) \frac{h}{2}] \frac{b^2}{2} \theta_z'''' + (M_x \theta_z)'''' - \frac{EA_m b^2}{2Gb\kappa_b} (M_x \theta_z)'''' = 0 \quad (2)$$

$$EC_w \theta'''' - GJ \theta_z'''' + 2[EI_y'''' (\frac{h}{2} + e_b) - EI_y'''' (\frac{h}{2} - e_b)] u'''' - \frac{b^2}{2} [EA_m e_b + (EA_{fl} - EA_{rl}) \frac{h}{2}] u'''' + M_x (u'''' + e_m \theta_z'') + \frac{2EA_m e_b + (EA_{fl} - EA_{rl}) h}{2Gb\kappa_b} \{M_x \theta_z\}'''' = 0 \quad (3)$$

ここに、添字 g , m , fu および rl はそれぞれ橋断面、主桁、上フランジおよび下フランジを表わす。また κ_b は横構換算板厚、 κ は局部変形に關係した分布バネの剛性である。

4. 座屈式の簡易化と無次元パラメータ 上下フランジが等しい場合で、等曲げモーメント M_0 が作用する単純桁を考えると、式(1)~(3)は簡略化され、Galerkin法によって求めた座屈モーメント式は

$$\frac{(M_0)_{cr} l}{EI_y} = \frac{\pi^2 \frac{r_x}{l}}{1 + \pi^2 p_x^* + \pi^2 p_y^*} \left[\sqrt{\left(\frac{2e_b}{r_x}\right)^2 + (1 + \pi^2 p_x^* + \pi^2 p_y^*)} - \frac{2e_b}{r_x} \right] \quad (4)$$

式中、4個の無次元パラメータが含まれている。それぞれの力学的意味は e_b/r_x : 横構取付位置、パラメータ、 e_b/r_x : 主桁の細長比、 $p_x^* = EI_y/gb\kappa_b l^2$: 横構のせん断

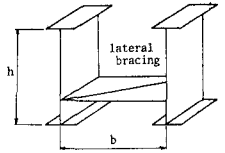


図-1 解析モデル

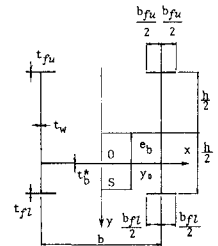


図-2 断面の寸法

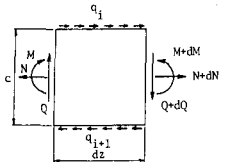


図-3 折板要素の面内力

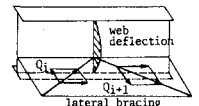


図-4 取付部局部変形

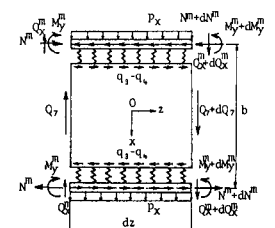


図-5 局部変形の評価モデル

剛性に関するパラメータ、 $P_c^* = EI^3/2kl^2$: 取付部局部変形に関するパラメータ。

なお、式(4)は後述の理由により、橋断面のねじり定数比 P_i を省略している。

5. パラメータの実橋における分布 スレンダーな側道橋 ($l/b \geq 15$) を対象として、上述の無次元パラメータおよびスパン長・主桁間隔比と橋断面のねじり定数比を調査し、その分布を図-6に掲げた。また全体横倒れ座層に関する細長比パラメータ α^0 を次のように表わす。

$$\alpha^0 = \sqrt{\frac{M_2}{(M_0)_c}} = \frac{1.52}{\sqrt{\kappa}} \sqrt{\frac{G_y}{E}} \frac{l}{b} \sqrt{\frac{6+P}{2+P}} \quad (5)$$

ここに、 $P = A_0/A_1$ 、 κ は式(4)を r_c/l で割った値である。この α^0 と道路橋示方書の主桁横倒れ座層に関する細長比パラメータ α^m の実橋における分布を図-7に掲げた。これらのパラメータの分布に関して、以下の特徴がある。

- (1) 橋断面のねじり定数比 P_i は1以下で、ねじり抵抗に対する GJ^1 の効果は小さい。
- (2) P_c^* は 0.02 ~ 0.1 に分布しており、橋樑せん断剛性は横倒れ座層強度に対して重要な影響を与える。しかし l/b が大きく、弾性域に横倒れ座層を生ずるようなスレンダーな場合についてはせん断変形の影響は数%にとどまる。
- (3) 一面の橋樑を有する2主桁橋の適用支間長は 25m ~ 70m、そのスパン長・主桁間隔比は最大 40 になっている。図7-(1)に示すように、この形式の2主桁の全体座層に対する細長比パラメータ α^0 は l/b と強い相関を有している。(1つの特例は橋樑が上フランジに取付けられている。)
- (4) 全体および局部横倒れ座層に関する細長比パラメータ α ともに1を越えるような実例は存在しないようである。全体横倒れ座層に関する解析において、 $\alpha^0 > 1$ の場合は、局部横倒れ現象との相互作用は考えなくてもよいと考えられる。
- (5) 橋樑取付位置と断面2次半径の比 e_b/r_x は 0.4 ~ 1.2、主桁の細長比 l/r_x は 50 ~ 80 に分布している。

6. あとがき 本文では、弾性分岐座層問題としてスレンダーな2主桁橋の横倒れ座層とパラメータの関係を論じたが、初期変形や残留応力を考慮した極限強度問題としての安全性の照査式、横つなぎ材の補剛設計に関する考察が今後の課題である。

参考文献 1) 西村、小松、大野：指点部の局部変形が2主桁橋の全体的挙動に与える影響について、土木学会年次講演会 I-70、昭和56年。 2) 日本道路協会：鋼道路橋設計標準、昭和54年。

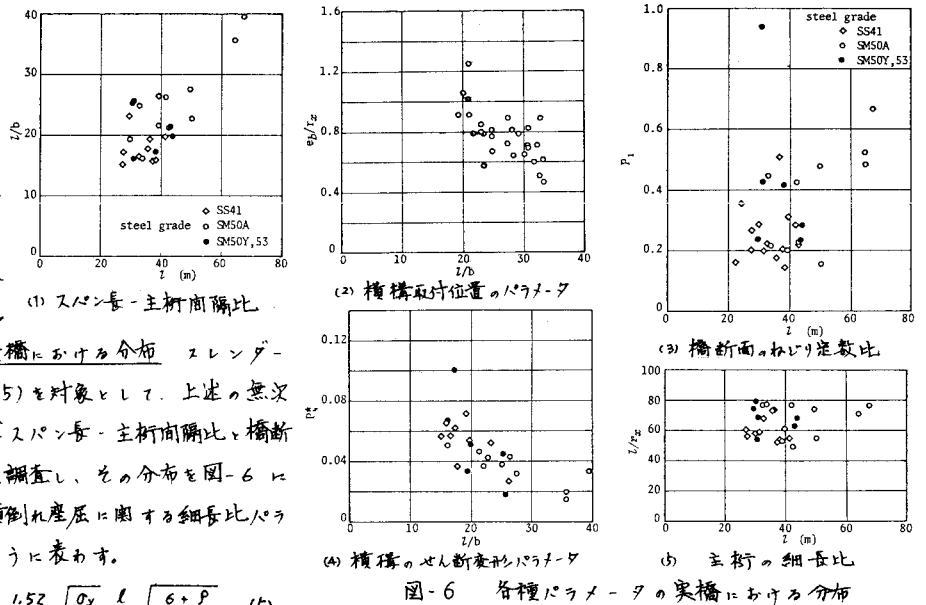


図-6 各種パラメータの実橋における分布

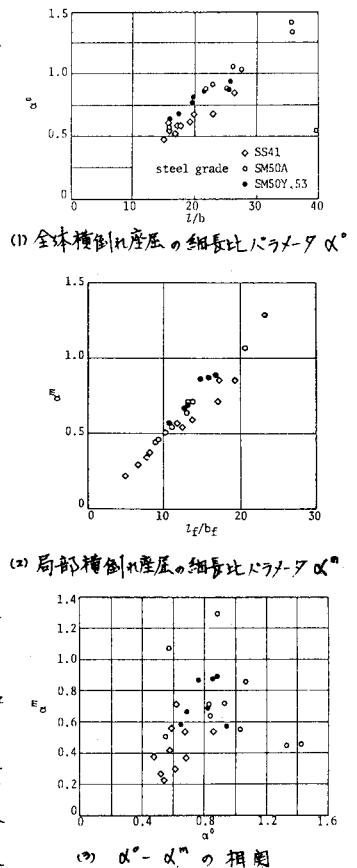


図-7 細長比パラメータの分布