

鋼・コンクリート二重合成 2 主 I 桁橋のねじり挙動

Torsional Behavior of Double Composite Twin I-girder Bridge

山本真気*, 大山 理**, 栗田章光***

Maki Yamamoto, Osamu Ohyama and Akimitsu Kurita

*工修 大阪工業大学大学院 工学研究科 都市デザイン工学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

** 工博 大阪工業大学 准教授 工学部 都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

*** 工博 大阪工業大学 教授 工学部 都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

The steel-concrete double composite twin I-girder bridge, which has two concrete slabs at upper and lower surfaces in the region of the intermediate supports, was proposed for long span range. However, when the eccentric load was applied, the torsional behavior of this type of the bridge is not clarified perfectly. To increase the torsional rigidity, it seems that the adopting of the lower concrete slab of the whole length is effective. Therefore, the authors selected a three span continuous double composite twin I-girder bridge as analytical model and carried out the torsional analysis. In this paper, the results of the torsional moment and angle, shear stress of the steel web plate due to eccentric loading are reported and discussed.

Key Words: double composite, eccentric load, torsion, closed section, quasi closed section

キーワード: 二重合成, 偏心荷重, ねじり, 閉断面, 準閉断面

1. はじめに

近年, 道路橋では構造の合理化, 製作コストの省力化によるコストダウンを目指した橋梁が数多く建設されている. その一例として, 中間支点領域のみ下フランジ側にもコンクリート床版を有する二重合成連続箱桁橋が挙げられる. しかしながら, 箱桁構造は, 材片数が多い, 溶接延長が長い, 塗装面積が大きいなどの理由から画期的なコスト削減につながらないのが現状である.

そこで, 筆者らは, 製作コストが安価で施工性の良い 2 主 I 桁橋に図-1 に示すような二重合成構造を適用した構造を考案した^{1)~3)}.

二重合成 2 主 I 桁橋は, 後死荷重作用時に負曲げモーメントが発生する区間に下コンクリート床版が配置されることから, 全橋長にわたって鋼桁の圧縮域にコンクリート床版が存在するため合理的な橋梁形式であるといえる.

本橋梁形式の利点は, 下コンクリート床版上縁を終局時の塑性中立軸位置となるように設定することにより, 鋼部材の局部座屈が発生しないため, 限界状態設計法を適用した場合, コンパクト断面として設計することが可能となる. また, その他に以下の

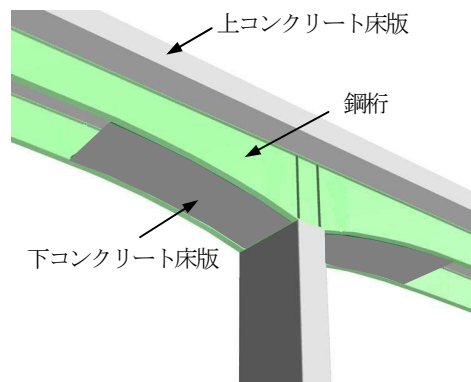


図-1 二重合成 2 主 I 桁橋の構造概要

利点を有する.

- 1) 桁高を低くおさえることが可能となる.
- 2) 支間の長大化が可能となる.

しかしながら, 2 主 I 桁橋を長支間に適用するにあたり, 自動車や列車荷重など偏心载荷のねじりによるせん断応力度と曲げによるせん断応力度の合計値あるいはねじり変形が, 設計上, 照査を満足しない可能性がある.

そこで, 本論文では, 上下コンクリート床版ともに鋼桁に合成させた二重合成構造を橋梁区間全体に採用することで, ねじりに対して有利な断面を採

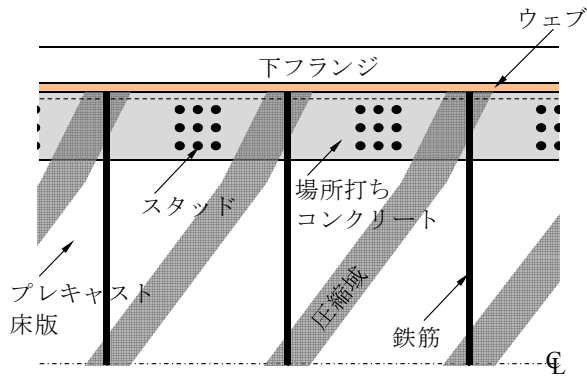


図-2 下コンクリート床版の準閉断面モデル

用したスペインの高速鉄道橋であるアロヨ・ラス・ピエドラス高架橋⁴⁾を参考に、支間 80+100+80m の 3 径間連続二重合成 2 主 I 桁橋の中央径間に着目し、ねじり解析を行う。

本論文では、まず、正曲げモーメント区間の横断面のねじりに対する取り扱い方について述べる。つぎに、ねじり解析での基本式に基づき、載荷モデルおよび解析式を示す。最後に、3 径間連続二重合成 2 主 I 桁橋の中央径間に着目したねじりに関する数値解析を行い、正曲げモーメント区間に下コンクリート床版を配置した場合と配置しない場合のねじりによる変形ならびにせん断応力度の比較結果を示す。

2. 解析断面

2.1 正曲げモーメント区間の断面

スペインの高速鉄道橋であるアロヨ・ラス・ピエドラス高架橋は、上下コンクリート床版ともに鋼桁に合成させた二重合成構造を橋梁区間全体に採用することで、ねじりに対して有利な断面を得ることができた。

そこで、この考え方を 3 径間連続二重合成 2 主 I 桁橋に適用し、以下の 3 種の断面についてねじり解析を行い、比較・検討を行う。

- ① 正曲げモーメント区間に下コンクリート床版を配置しない開断面
- ② 正曲げモーメント区間に下コンクリート床版を配置し、そのひび割れ許容した準閉断面
- ③ 正曲げモーメント区間の下コンクリート床版のひび割れを許容しない閉断面(参考値)

下コンクリート床版での準閉断面モデルを図-2 に示す。同図に示すように、桁がねじれることによって発生する下コンクリート床版の圧縮域の断面を斜材としたトラス構造と考え、それを閉断面に換算することでねじり剛性の増大を図った。すなわち、

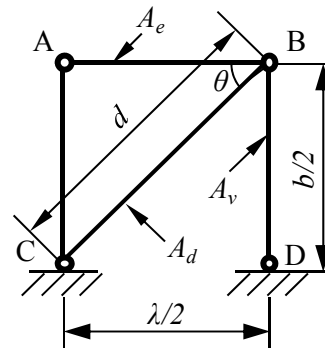


図-3 トラス部材モデル

下コンクリート床版内に配置された鉄筋を横構とし、下コンクリート床版の圧縮域を対傾構と想定することで、等価厚さ t_e の薄板が取り付けられた疑似箱桁断面としたものである。ここで、等価厚さ t_e とは、トラスで組まれた横構のせん断変形と等価なせん断変形が生じるときの鋼板の厚さをいう⁵⁾。

2.2 鋼換算板厚の算定式の誘導

文献 6) を参考に、準閉断面の鋼換算板厚 t_e の算定式を誘導する。図-2 に示す準閉断面の一パネルを取り出し、図-3 のようなトラス部材モデルを考える。ここで、 λ はプレキャスト床版幅、 b は主桁間隔、 d は斜材長、 θ は弦材と斜材の角度を示している。準閉断面における鋼換算板厚 t_e は、図-3 に示すモデルについて、ねじりモーメント T_s により、下コンクリート床版と鋼換算板厚に蓄えられるひずみエネルギーを等値として算出する。

ねじりモーメント T_s により薄肉材に生じるせん断流を q とすれば、部材 BC および部材 BD に作用する力は、それぞれ、 S_d および S_v とすると、以下の式(1)および式(2)となる。

$$S_d = \frac{q\lambda}{2} \cdot \frac{1}{\cos\theta} = \frac{qd}{2} \quad (1)$$

$$S_v = \frac{qd}{2} \cdot \frac{1}{\sin\theta} = \frac{qb}{2} \quad (2)$$

部材 AB に作用する力 S_c は、 q が直線状に変化すると仮定すれば、次式で表わされる。

$$S_c = qx \quad (0 \leq x \leq \lambda/2) \quad (3)$$

よって、図-3 に示すトラス構造に蓄えられるひずみエネルギー V_t は、

$$V_t = \frac{1}{2E_s} \left(\frac{S_d^2}{A_d} \cdot \frac{d}{2} + \frac{S_v^2}{A_v} \cdot \frac{b}{2} + \frac{1}{A_e} \int_0^{\frac{\lambda}{2}} S_c^2 dx \right)$$

$$= \frac{q^2 d^3}{16E_s A_d} + \frac{q^2 b^3}{16E_s A_v} + \frac{q^2 \lambda^3}{48E_s A_e} \quad (4)$$

ここで、

E_s : 鋼のヤング係数(N/mm²)
 A_d : 斜材の断面積(mm²)
 A_v : 鉛直材の断面積(mm²)
 A_e : 鋼桁の有効断面積($A_e = A_f + A_w/4$)
 A_f : フランジの断面積(mm²)
 A_w : ウェブの断面積(mm²)

となる。

一方、同じ位置に鋼換算板厚 t_e の薄板がある場合、ひずみエネルギー V_t は、次式で算出される。

$$V_t = \frac{1}{2} \cdot \frac{\lambda}{2} \int_A \frac{\tau^2}{G_s} dA = \frac{\lambda}{4G_s} \int_0^{\frac{b}{2}} \frac{q^2}{t_e} ds = \frac{\lambda q^2}{8G_s} \cdot \frac{b}{t_e} \quad (5)$$

ここで、

G_s : 鋼のせん断弾性係数(N/mm²)

以上より、式(4)と式(5)が等しいとすれば、準閉断面とした際の鋼換算板厚 t_e は、以下ようになる。

$$t_e = \frac{2E_s}{G_s} \cdot \frac{\lambda b}{\left(\frac{d^3}{A_d} + \frac{b^3}{A_v} + \frac{\lambda^3}{3A_e} \right)} \quad (6)$$

3. ねじり解析

3.1 ねじり解析の基本式

ねじり解析の基本式は、 m_t を分布ねじりモーメント、 φ をねじり角、 $G_s J$ をねじり剛性とすれば、

$$\frac{d^2 \varphi}{dx^2} = -\frac{m_t}{G_s J} \quad (7)$$

となる。式(7)を積分することにより、

$$\frac{d\varphi}{dx} = -\frac{m_t}{G_s J} x + C_1 \quad (8)$$

$$\varphi = -\frac{m_t}{2G_s J} x^2 + C_1 x + C_2 \quad (9)$$

となり、境界条件に応じて C_1 と C_2 を求めることができる。

さらに、式(8)は次のように表せる。

$$\frac{d\varphi}{dx} = \frac{T_s}{G_s J} \quad (10)$$

よって、式(8)および式(10)より、任意点のねじりモーメントは、次のように表すことができる。

$$T_s = -m_t x + C_1 \cdot G_s J \quad (11)$$

3.2 载荷モデルと解析式

図-4 に示すように、3 径間連続二重合成 2 主 1 桁橋のすべての支点でねじり角が生じないように支持されているとする。そして、図-5 に示す 3 径間の中で最も支間の長い中央径間部に注目し、支点部の A 点、二重合成区間の端部であり、曲げモーメントの変曲点である C 点ならびに支間中央部の O 点の計 3 か所について最も不利な载荷状態となるように L 荷重 p_1 および p_2 を作用させ、その際に発生する等分布ねじり m_{t1} および m_{t2} について解析を行う。なお、ここで、AC と BD(負曲げ)および CD(正曲げ)区間のねじり剛性を、それぞれ、 $G_s J_1$ および $G_s J_2$ とする。

(1) A 点に着目した場合

図-6 は、A 点に最も不利な応力を生じさせるように载荷したモデルである。図-6 において、AC および DB 区間が負曲げ部、CD 区間が正曲げ部である。

以下に、解析式を示す。

1) AE 区間($0 \leq x \leq a$)

$$T_s = -(m_{t1} + m_{t2})x + (\alpha + \beta)G_s J_1 \quad (12)$$

$$\varphi = -\frac{m_{t1} + m_{t2}}{2G_s J_1} x^2 + (\alpha + \beta)x \quad (13)$$

2) EC 区間($a \leq x \leq a+b$)

$$T_s = -m_{t1}x - m_{t2}a + (\alpha + \beta)G_s J_1 \quad (14)$$

$$\varphi = -\frac{m_{t1}}{2G_s J_1} x^2 + \frac{a^2 - 2ax}{2G_s J_1} m_{t2} + (\alpha + \beta)x \quad (15)$$

3) CD 区間($a+b \leq x \leq \ell-d$)

$$T_s = -m_{t1}x - m_{t2}a + (\alpha + \beta)G_s J_1 \quad (16)$$

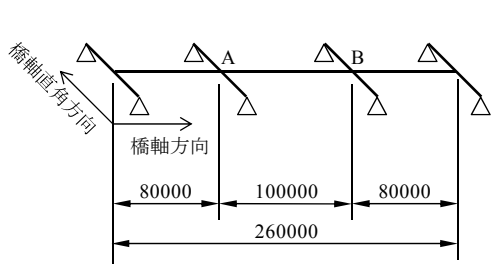


図-4 対象橋梁のモデル(単位：mm)

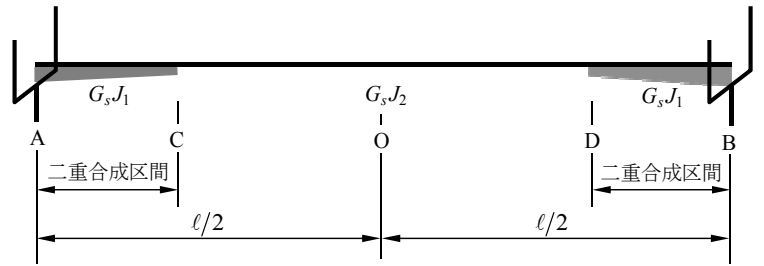


図-5 解析対象区間のモデル(CD 区間：開断面の場合)

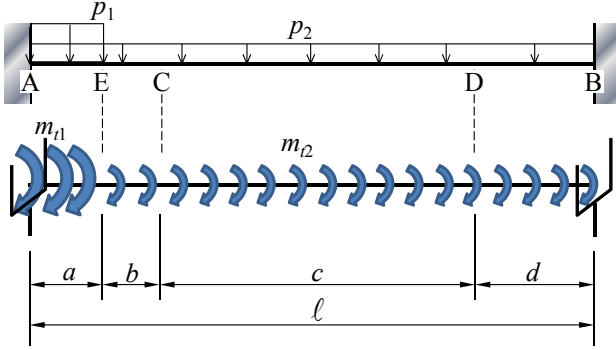


図-6 A 点着目時の荷重モデル

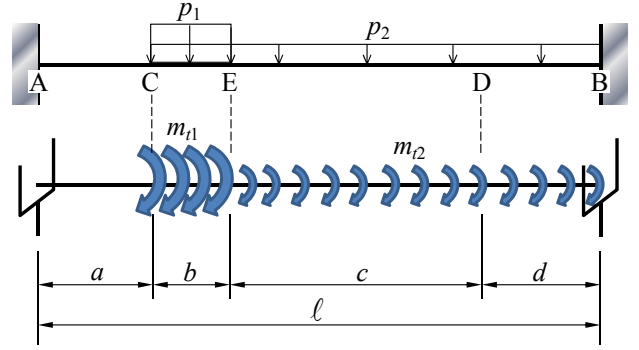


図-7 C 点着目時の荷重モデル

$$\begin{aligned} \varphi = & -\frac{m_1}{2G_s J_2} x^2 - \frac{m_2}{G_s J_2} ax \\ & + \frac{J_1}{J_2} (\alpha + \beta) x + \gamma + \delta \end{aligned} \quad (17)$$

4) DB 区間 ($\ell - d \leq x \leq \ell$)

$$T_s = -m_1 x - m_2 a + (\alpha + \beta) G_s J_1 \quad (18)$$

$$\varphi = \frac{m_1}{2G_s J_1} (\ell^2 - x^2) + \left(\alpha + \beta - \frac{m_2}{G_s J_1} a \right) (x - \ell) \quad (19)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \alpha = & \frac{\left\{ \frac{a(a+2b+2d)}{2J_1} + \frac{ac}{J_2} \right\} \frac{m_1}{G_s}}{\frac{cJ_1 + (\ell - c)J_2}{J_2}} \\ \beta = & \frac{\left\{ \frac{\ell^2 - (\ell^2 - d^2) + (a+b)^2}{J_1} + \frac{(\ell - d)^2 - (a+b)^2}{J_2} \right\} \frac{m_2}{2G_s}}{\frac{cJ_1 + (\ell - c)J_2}{J_2}} \end{aligned}$$

$$\gamma = \left\{ -\frac{a(a+2b)}{2J_1} + \frac{a(a+b)}{J_2} \right\} \frac{m_1}{G_s} + \frac{J_2 - J_1}{J_2} (a+b) \alpha$$

$$\delta = \frac{m_2}{2G_s} (a+b)^2 \left(\frac{1}{J_2} - \frac{1}{J_1} \right) + \frac{J_2 - J_1}{J_2} (a+b) \beta$$

(2) C 点に着目した場合

図-7 は、C 点に対して最も不利な応力を生じさせるように荷重したモデルである。図-7 において、

AC 区間および DB 区間が負曲げ部，CD 区間が正曲げ部である。

以下に、解析式を示す。

1) AC 区間 ($0 \leq x \leq a$)

$$T_s = m_1 c - m_2 a + (\alpha + \beta) G_s J_1 \quad (20)$$

$$\varphi = \left(\frac{m_1 c - m_2 a}{G_s J_1} + \alpha + \beta \right) x \quad (21)$$

2) CE 区間 ($a \leq x \leq a+b$)

$$T_s = -(m_1 + m_2) x + m_1 (a+b) + (\alpha + \beta) G_s J_1 \quad (22)$$

$$\begin{aligned} \varphi = & -\frac{m_1 + m_2}{2G_s J_2} x^2 + \left\{ \frac{m_1}{G_s J_2} (a+b) + \frac{J_1}{J_2} (\alpha + \beta) \right\} x \\ & - \frac{m_1}{2G_s J_2} a^2 + \left\{ \frac{m_1}{G_s} b \left(\frac{1}{J_1} - \frac{1}{J_2} \right) + \frac{m_2}{2G_s} a \left(\frac{1}{J_2} - \frac{2}{J_1} \right) \right. \\ & \left. + \frac{J_2 - J_1}{J_2} (\alpha + \beta) \right\} a \end{aligned} \quad (23)$$

3) ED 区間 ($a+b \leq x \leq \ell - d$)

$$T_s = -m_2 x + (\alpha + \beta) G_s J_1 \quad (24)$$

$$\begin{aligned} \varphi = & -\frac{m_2}{2G_s J_2} x^2 + \frac{J_1}{J_2} (\alpha + \beta) x + \frac{m_1}{2G_s J_2} \left\{ (a+b)^2 - a^2 \right\} \\ & + \frac{m_2}{2G_s} \left(\frac{1}{J_2} - \frac{2}{J_1} \right) a^2 + \left\{ \frac{m_1}{G_s} b \left(\frac{1}{J_1} - \frac{1}{J_2} \right) \right. \\ & \left. + \frac{J_2 - J_1}{J_2} (\alpha + \beta) \right\} a \end{aligned} \quad (25)$$

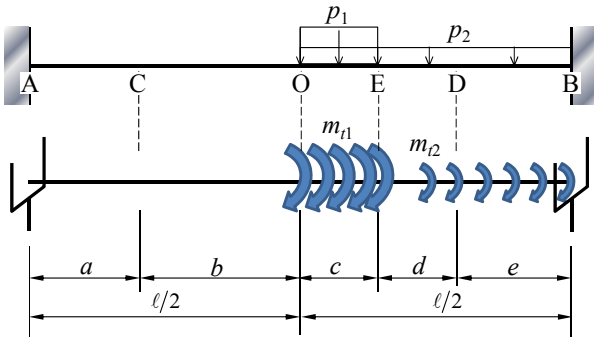


図-8 O点着目時の载荷モデル

4) DB 区間($\ell - d \leq x \leq \ell$)

$$T_s = -m_{t_2} x + (\alpha + \beta) G_s J_1 \quad (26)$$

$$\varphi = \frac{m_{t_2}}{2G_s J_1} (\ell^2 - x^2) + (\alpha + \beta)(x - \ell) \quad (27)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{\left\{ \frac{a^2 - (a+b)^2}{2J_2} - ab \left(\frac{1}{J_1} - \frac{1}{J_2} \right) \right\} \frac{m_{t_1}}{G_s}}{(\ell - a - d)J_1 + (a + d)J_2}$$

$$\beta = \frac{\left\{ \frac{\ell^2 + 2a^2 - (\ell - d)^2}{J_1} + \frac{(\ell - d)^2 - a^2}{J_2} \right\} \frac{m_{t_2}}{2G_s}}{\left\{ \frac{(a + d)J_2 + (\ell - a - d)J_1}{J_2} \right\}}$$

(3) 0 点に着目した場合

図-8 は、O 点に対して最も不利な応力を生じさせるように载荷したモデルである。図-8 において、AC 区間および DB 区間が負曲げ部、CD 区間が正曲げ部である。

以下に、解析式を示す。

1) AC 区間($0 \leq x \leq a$)

$$T_s = -m_{t_2} (a + b) + m_{t_1} c + (\alpha + \beta) G_s J_1 \quad (28)$$

$$\varphi = \left\{ \frac{m_{t_1} c - m_{t_2} (a + b)}{G_s J_1} + (\alpha + \beta) \right\} x \quad (29)$$

2) CO 区間($a \leq x \leq a + b$)

$$T_s = -m_{t_2} (a + b) + m_{t_1} c + (\alpha + \beta) G_s J_1 \quad (30)$$

$$\varphi = \left\{ \frac{m_{t_1} c - m_{t_2} (a + b)}{G_s J_2} + \frac{J_1}{J_2} (\alpha + \beta) \right\} x$$

$$+ \left\{ \frac{m_{t_1}}{G_s} c \left(\frac{1}{J_1} - \frac{1}{J_2} \right) + \frac{m_{t_2}}{G_s} (a + b) \left(\frac{1}{J_2} - \frac{1}{J_1} \right) \right.$$

$$\left. + \frac{J_2 - J_1}{J_2} (\alpha + \beta) \right\} a \quad (31)$$

3) OE 区間($a + b \leq x \leq a + b + c$)

$$T_s = -(m_{t_1} + m_{t_2}) x + m_{t_1} (a + b + c) + (\alpha + \beta) G_s J_1 \quad (32)$$

$$\varphi = -\frac{m_{t_1} + m_{t_2}}{2G_s J_2} \left\{ x^2 + (a + b)^2 \right\} + \left\{ \frac{m_{t_1}}{G_s J_2} (a + b + c) \right.$$

$$+ \frac{J_1}{J_2} (\alpha + \beta) \left. \right\} x + \left\{ \frac{m_{t_2}}{G_s} (a + b) \left(\frac{1}{J_2} - \frac{1}{J_1} \right) \right.$$

$$+ \frac{m_{t_1}}{G_s} c \left(\frac{1}{J_1} - \frac{1}{J_2} \right) + \frac{J_2 - J_1}{J_2} (\alpha + \beta) \left. \right\} a \quad (33)$$

4) ED 区間($a + b + c \leq x \leq \ell - e$)

$$T_s = -m_{t_2} x + (\alpha + \beta) G_s J_1 \quad (34)$$

$$\varphi = -\frac{m_{t_1} + m_{t_2}}{2G_s J_2} \left\{ x^2 + (a + b)^2 \right\} + \frac{J_1}{J_2} (\alpha + \beta) x$$

$$+ \frac{m_{t_1}}{G_s J_2} \left\{ (a + b + c)^2 - (a + b)^2 \right\}$$

$$+ \left\{ \frac{m_{t_1}}{G_s} c \left(\frac{1}{J_1} - \frac{1}{J_2} \right) + \frac{m_{t_2}}{G_s} (a + b) \left(\frac{1}{J_2} - \frac{1}{J_1} \right) \right.$$

$$\left. + \frac{J_2 - J_1}{J_2} (\alpha + \beta) \right\} a \quad (35)$$

5) DB 区間($\ell - e \leq x \leq \ell$)

$$T_s = -m_{t_2} x + (\alpha + \beta) G_s J_1 \quad (36)$$

$$\varphi = \frac{m_{t_2}}{2G_s J_1} (\ell^2 - x^2) + (\alpha + \beta)(x - \ell) \quad (37)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{\left\{ \frac{(a + b)^2 - (a + b + c)^2}{2J_2} - ac \left(\frac{1}{J_1} - \frac{1}{J_2} \right) \right\} \frac{m_{t_1}}{G_s}}{(\ell - a - e)J_1 + (a + e)J_2}$$

$$\beta = \frac{\left\{ \frac{\ell^2 + 2a^2 - (\ell - e)^2}{J_1} + \frac{(\ell - e)^2 + (a + b)(b - a)}{J_2} \right\} \frac{m_{t_2}}{2G_s}}{(a + e)J_2 + (\ell - a - e)J_1}$$

4. 数値解析

4.1 対象橋梁

対象橋梁は、図-9 に示すように、支間 80+100+80m の 3 径間連続二重合成 2 主 I 桁橋である。また、正曲げモーメント区間における開断面、準閉断面ならびに閉断面の断面を図-10 に示す。

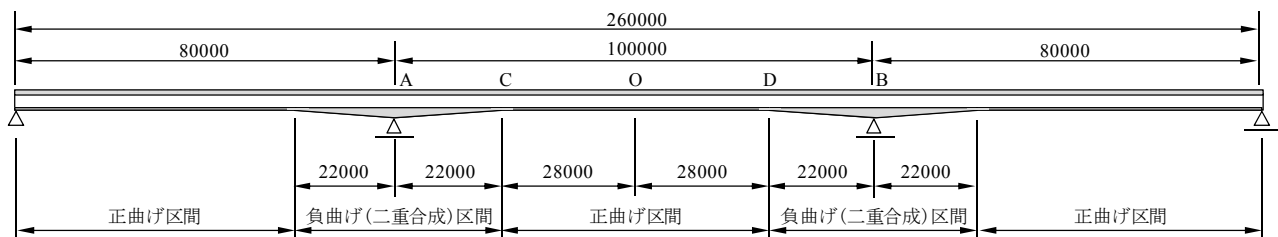


図-9 対象橋梁(単位：mm)

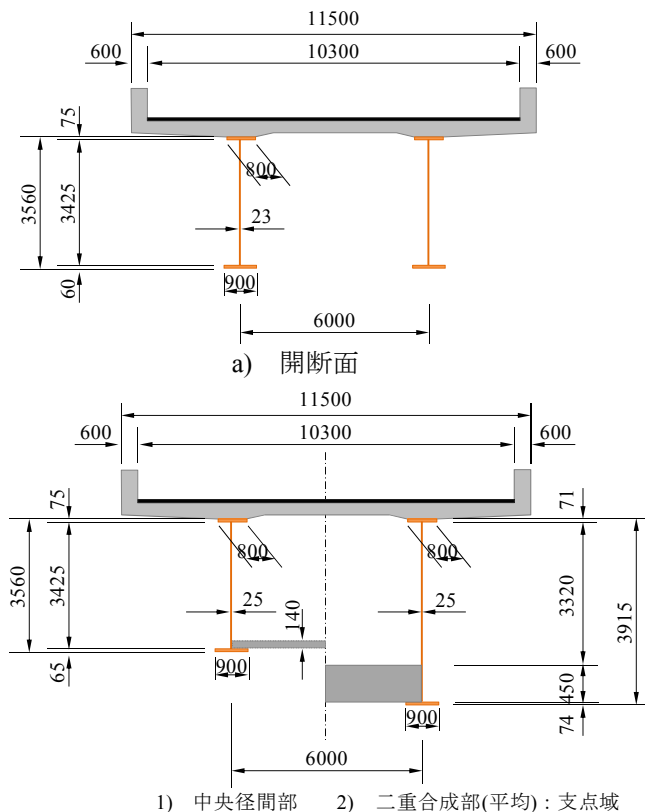


図-10 対象桁断面(単位：mm)

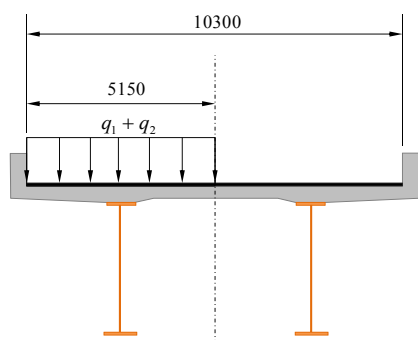


図-11 桁断面の L 荷重載荷状況(単位：mm)

表-1 各断面のねじり定数の比較

	ねじり定数 (mm ⁴)	比
① 開断面	2.16×10^{10}	①/①: 1.0
② 準閉断面	2.80×10^{11}	②/①: 13.0
③ 閉断面	2.87×10^{12}	③/①: 132.9

4.2. 等分布ねじりモーメントの算出

図-11 に桁断面の L 荷重載荷時の状況を示す。なお、本研究において、偏心荷重が最も作用する場合を想定するため、桁断面の片側のみに L 荷重を載荷させ、等分布ねじりモーメント m_{t1} および m_{t2} の値を算出した。

まず、L 荷重の等分布荷重 q_1 および q_2 を算出した結果を以下に示す。

$$q_1 = 10 \times 5.150 = 51.5 \quad (\text{kN/m})$$

$$q_2 = 3.3 \times 5.150 = 17.0 \quad (\text{kN/m})$$

つぎに、等分布ねじりモーメント m_{t1} および m_{t2} を算出すると、以下のようになる。

$$m_{t1} = 51.5 \times \frac{5.150}{2} = 132.6 \quad (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

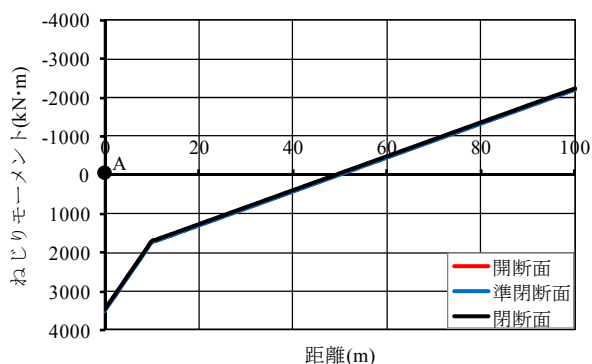
$$m_{t2} = 17.0 \times \frac{5.150}{2} = 43.8 \quad (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

4.3 ねじり解析結果および比較

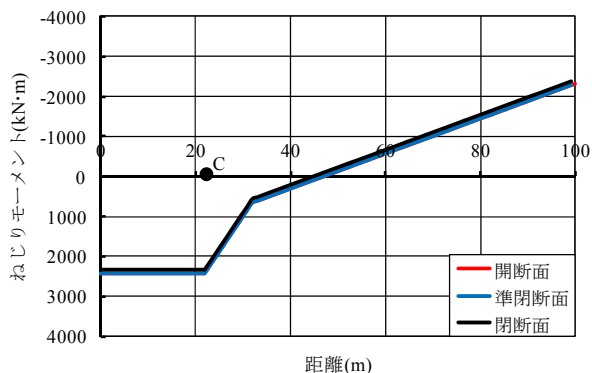
まず、表-1 に正曲げモーメント区間が開断面、準閉断面ならびに閉断面におけるねじり定数の値を示す。ここで、準閉断面のねじり定数の値は、トラス部材の斜材幅を 300mm およびプレキャスト床版間のループ継手内に配置した横方向鉄筋の横断面積を 1719mm^2 (D19: 6 本) と想定した時のものであり、その際の鋼換算板厚 t_e は 0.68mm である。同表より、正曲げ区間を開断面から下コンクリート床版を配置し準閉断面としたことで、ねじり定数の値が、約 13 倍に増加することがわかった。

つぎに、図-6-8 に示す 3 ケースの載荷モデルによるねじりモーメントの計算結果を図-12 に示す。同図より、各載荷時のねじりモーメントは、断面による違いは見られず、ほぼ同じであることがわかる。さらに、図-13 に各点に着目した際のねじり角の計算結果を示す。同図より、ねじり角は、支間の中央部に L 荷重を載荷させた際、最も大きな変形が見られるが、正曲げ部を開断面から準閉断面とすることで、ねじり角を 86% 小さくできることがわかった。

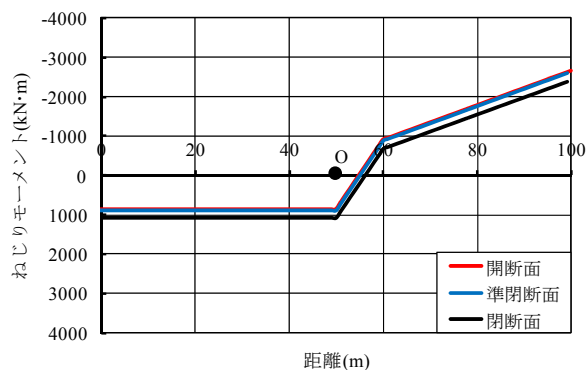
最後に、表-2 に、鋼ウェブに作用するねじりによるせん断応力度の計算結果を示す。表-2 より、桁の端部に L 荷重を載荷させた際、最も大きな数



a) 着目点：A 点



b) 着目点：C 点



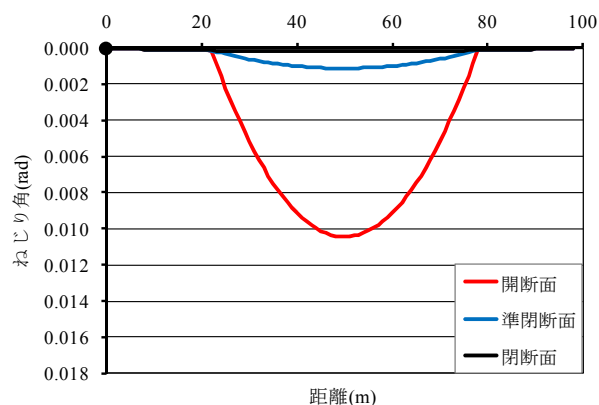
c) 着目点：O 点

図-12 各点載荷時のねじりモーメント

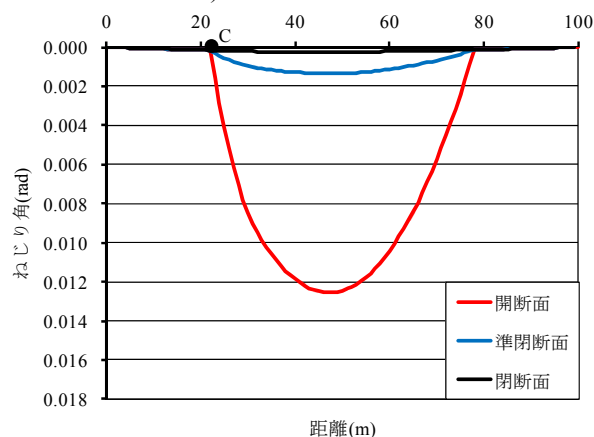
値を示した。また、L 荷重を曲げモーメントの変曲点ならびに支間中央部に載荷させた場合、準閉断面の鋼ウェブに作用するせん断応力度が減少することもわかった。さらに、A 点に最も不利な応力を生じさせるように荷重を載荷した際の鋼ウェブに作用する曲げによるせん断応力度を算出すると 49.7 N/mm^2 となり、これにねじりによるせん断応力度 3.1 N/mm^2 を足し合わせると、 52.8 N/mm^2 となる。このとき、ねじりによるせん断応力度の割合を算出した結果、約 6% となった。よって、ねじりにより、鋼ウェブに作用するせん断応力度は、今回の数値計算において無視できる程度である。

4.4 斜材幅の影響

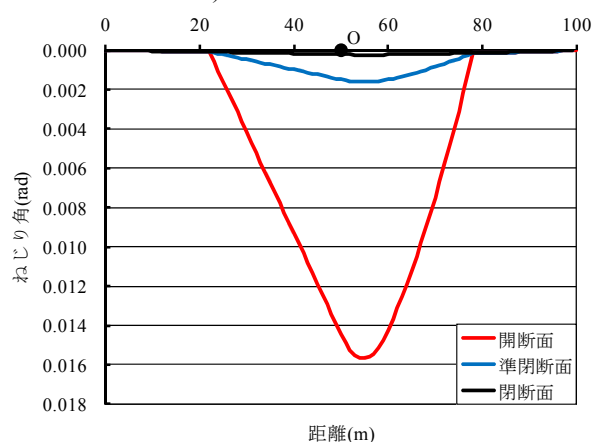
表-3 は、準閉断面におけるトラス部材の斜材幅の違いによる鋼換算板厚の比較結果である。同表より、斜材幅が増加するに伴い、鋼換算板厚も増



a) 着目点：A 点



b) 着目点：C 点



c) 着目点：O 点

図-13 各点載荷時のねじり角

加し、斜材幅 100mm と 300mm を比較した場合、約 60% 増加していることがわかる。しかし、斜材幅 300mm と 500mm を比較した際、鋼換算板厚は 20% の増加となることから、斜材幅の増加に伴い、鋼換算板厚の増加割合は、減少すると考えられる。つぎに、斜材幅をパラメータとしたねじり角の計算を行った。一例として、図-14 に、開断面におけるねじり角が最も大きな数値を示した支間中央部の O 点に着目した場合の計算結果を示す。同図より、斜材幅が増加することでねじり角を低減させることができることがわかった。

表-2 各載荷時の鋼ウェブのせん断応力度

a) 着目点：A点

	せん断応力度 (N/mm ²)	比
① 開断面	3.1	①/①: 1.00
② 準閉断面	3.1	②/①: 1.00
③ 閉断面	3.0	③/①: 0.97

b) 着目点：C点

	せん断応力度 (N/mm ²)	比
① 開断面	2.6	①/①: 1.00
② 準閉断面	0.2	②/①: 0.08
③ 閉断面	0.0 (0.02)	③/①: 0.01

c) 着目点：O点

	せん断応力度 (N/mm ²)	比
① 開断面	0.9	①/①: 1.00
② 準閉断面	0.1	②/①: 0.11
③ 閉断面	0.0 (0.01)	③/①: 0.01

表-3 鋼換算板厚の比較

		鋼換算板厚(mm)	比
①	斜材幅	100mm	0.42
②		300mm	0.68
③		500mm	0.78
			③/①: 1.86

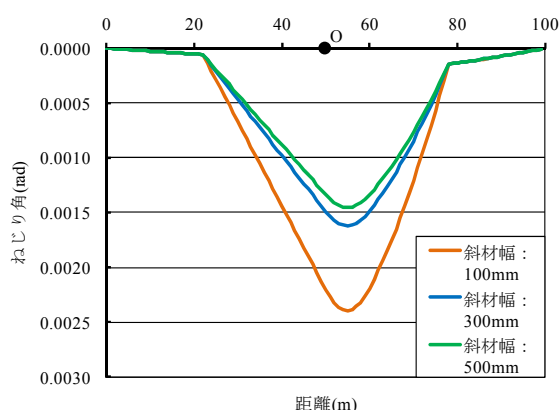


図-14 斜材幅の影響(O点)

5. まとめ

本研究では、二重合成2主I桁橋を対象にねじり解析を行い、橋長全域に下コンクリート床版を配置したことによるねじり挙動に関する種々の検討を行った。

まず、ねじり解析を行う断面として、正曲げモーメント区間に下コンクリート床版を配置しない開断面、下コンクリート床版を配置し、かつ、ひび割れを許容した準閉断面ならびに参考値としてひび割れの発生を許容しない閉断面について述べた後、鋼換算板厚の算定式を誘導した。

つぎに、3径間連続二重合成2主I桁橋の中央径間部に着目し、支点部、曲げモーメントの変曲点

ならびに支間中央部の3か所で、それぞれL荷重を不利な応力を生じさせるように載荷させた際のねじり解析式を示した。

最後に、数値計算を行い、その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 本数値解析において、正曲げモーメント区間を開断面から下コンクリート床版を配置し、準閉断面としたことで、ねじり定数が約13倍に増加した。
- (2) ねじり角は、支間の中央部にL荷重を偏心載荷させたとき最も大きな変形が見られた。しかしながら、どの載荷状況においても、正曲げモーメント区間を準閉断面とすることで、ねじり角を大幅に減少できることがわかった。
- (3) 斜材幅をパラメータとして比較した結果、斜材幅が増加することでねじり角を減少させることができる。
- (4) 鋼ウェブに作用するねじりによるせん断応力度は、支点部に p_1 荷重を載荷したとき、最も大きな数値を示した。また、 p_1 荷重を曲げモーメントの変曲点ならびに支間中央部に載荷した場合、準閉断面にすることでせん断応力度を減少できることがわかった。さらに、鋼ウェブに作用する曲げによるせん断応力度およびねじりモーメントによるせん断応力度において、ねじりモーメントによるせん断応力度の占める割合は小さい。

本論文において、正曲げモーメント区間での準閉断面の斜材幅は、仮定して数値解析を行った。今後、より詳細な数値解析を行い、適切な斜材幅の決定手法を構築する必要がある。

参考文献

- (1) 中野貴史, 平野修司, 大久保宣人, 大山 理, 栗田章光: 二重合成I桁橋の負曲げ耐荷力に関する実験的研究, 土木学会 第59回年次学術講演会概要集, pp.1445~1446, 2004.9.
- (2) 中野貴史, 奥村 学, 大久保宣人, 大山 理, 栗田章光: 鋼・コンクリート二重合成I桁橋の試設計および耐風安定性に関する検討, 第6回復合構造の活用に関するシンポジウム講演論集, pp.16-1~6, 2005.11.
- (3) 中野貴史, 大久保宣人, 大山 理, 夏秋義広, 栗田章光: 鋼・コンクリート二重合成I桁橋の力学特性に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.52A, pp.1065~1072, 2006.3.
- (4) Francisco Millanes Mato, Javier Pascual Santos, Miguel Ortega Cornejo: "Arroyo Las Piedras" Viaduct: The first Composite Steel-Concrete High Speed Railway Bridge in Spain, Structural Engineering International, pp.292~297, 2007.4.
- (5) 中井 博, 北田俊行: 鋼橋の設計と基礎, 共立出版(株), pp.156~157, 1992.
- (6) 小松定夫: 薄肉構造物の理論と計算(I), 山海堂, pp.155~158, 1969.

(2009年9月24日受付)