

工字形曲线组合梁负弯矩区侧向失稳分析

陈百玲,李明姝,刘文文,王连广

(东北大学资源与土木工程学院,辽宁 沈阳 110819)

摘要 目的为曲线组合梁结构设计提供理论依据,研究负弯矩区工字形曲线组合梁考虑上、下翼缘均发生侧向弯曲变形与扭转变形的稳定性。方法基于能量法推导等端弯矩作用下曲线钢梁上、下翼缘及混凝土板应变能,基于势能驻值定理推导曲线组合梁侧向失稳临界弯矩解析解。分析比较不同参数对临界弯矩的影响。结果曲率半径从4 000 mm增加到8 000 mm,临界弯矩增加了18.5%。底板宽厚比由9增加到17,临界弯矩增加了一倍;混凝土板厚度由120 mm增加到160 mm,临界弯矩增加了19.1%;钢筋数量由8根增加到16根,临界弯矩增加了8.9%;腹板高厚比由25增加到37,临界弯矩降低了40%。随着跨度的增加,临界弯矩整体趋势逐渐减小但曲线存在回弹。结论临界弯矩受腹板高厚比、底板宽厚比和曲率半径的影响较大,可结合工程实际通过增大曲率半径和底板宽厚比或减小腹板高厚比来控制侧向失稳临界弯矩。

关键词 负弯矩区;工字形曲线组合梁;能量法;侧向失稳;临界弯矩

中图分类号 TU398

文献标志码 A

Lateral Buckling Analysis of I-curve Composite Beams in Negative Moment Region

CHEN Bailing, LI Mingshu, LIU Wenwen, WANG Lianguang

(School of Resources & Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang, China, 110819)

Abstract: The lateral buckling in the negative moment region of I-curved composite beam considering the lateral bending deformation and torsional deformation of the upper and bottom flange of the steel beam was analyzed. Based on the energy method, the strain energies of the upper and lower flanges of curved steel beams and concrete plates under the action of equal end bending moments was derived. Based on the standing value theorem of potential energy, the analytical solution of critical moment for lateral instability of curved composite beams was derived. The influence of several design parameters on the critical bending moment was analyzed

收稿日期:2020-09-23

基金项目:国家自然科学基金青年基金项目(51808100);辽宁省自然科学基金指导计划项目(2019-ZD_0004);辽宁省自然科学基金项目(20170540303)

作者简介:陈百玲(1972—),女,副教授,博士,主要从事钢与混凝土组合结构方面研究。

and compared. The curvature radius increases from 4 000 mm to 8 000 mm, the critical bending moment increases by 18.5%. The width-thickness ratio of the bottom plate increases from 9 to 17, the critical bending moment doubled. The concrete slab thickness increases from 120 mm to 160 mm, the critical bending moment increases by 19.1%. The amount of reinforcement increases from 8 to 16, the critical bending moment increases by 8.9%. The web height-thickness ratio changed by 12, the critical bending moment decreased by 40%. The overall trend of critical bending moment of curved composite beams decreases gradually with the increase of span, but the curve bounces. The critical moment can be well controlled by increasing curvature radius and the width-thickness ratio of the bottom plate or decreasing the web height-thickness ratio, which provides data support for the structural stability design of I-curved composite beams.

Key words: negative moment region; I-curved composite beam; energy method; lateral buckling; critical moment

曲线钢与混凝土组合梁是一种采用抗剪连接件将混凝土板与弯曲钢梁连接在一起的新型结构形式^[1],它能充分发挥结构各自的优点,且安全、美观、适应性强,在许多大跨度桥梁中得到广泛应用^[2-3],前景广阔。近年来,国内外学者对钢与混凝土组合梁的力学性能做了大量研究^[4-5],刘劲等^[6]研究了负弯矩作用下组合梁的抗弯刚度,提出了新的组合梁折减刚度法。L. ZHU 等^[7-8]分别对考虑时变效应、扭转变形和双轴滑移的曲线钢-混凝土组合梁进行了有限元分析。夏叶飞等^[9]对弹性状态下曲线组合箱梁的挠度值进行了试验研究,结果表明,挠度值与荷载线性相关,不受工况的影响。LIN Weiwei 等^[10-11]研究重复加载、钢纤维混凝土(SFRC)和曲率对组合梁结构受力性能的影响。LIN Xinpei 等^[12]研究了混凝土收缩徐变和温度变化对组合梁力学性能的影响。李运生等^[13]对曲线组合箱梁桥的横隔板间距进行了研究,给出了适用于使用阶段的理论计算公式。C. MANTHA 等^[14]研究了支撑构件刚度和支撑数量对双梁板的横向扭转屈曲和强度的影响。蒋丽忠^[15]、李兴^[16]等基于能量法分析了钢-混凝土组合梁的侧向稳定性。

上述研究中,对于曲线钢-混凝土组合梁稳定性的研究较少,且计算模型多为没有考虑上翼缘侧向变形的畸变屈曲^[15-16]。在

负弯矩区,曲线钢梁翼缘可能会因为承受的荷载较大而提前发生侧向失稳,对结构不利。我国现行规范主要采用钢梁的设计方法来计算组合梁结构的稳定性,与组合梁失稳的实际情况有一定差距。因此,对曲线组合梁稳定性的理论研究意义重大。基于此,笔者基于能量法研究负弯矩区工字形曲线组合梁的侧向失稳,建立考虑钢梁上、下翼缘均发生侧向弯曲变形与扭转变形的失稳模型,给出等端弯矩作用下曲线组合梁负弯矩区临界弯矩计算公式。计算分析混凝土板厚度、腹板高厚比(高度一定)、底板宽厚比(厚度一定)、曲率半径、钢筋用量和跨度对临界弯矩的影响。结果表明,腹板高厚比、底板宽厚比和曲率半径对临界弯矩的影响显著。

1 基本假定

工字形曲线组合梁的截面尺寸和坐标系布置分别如图1、图2所示。为便于计算,做如下基本假定^[17]:

- ①曲线组合梁的截面处处相等;
- ②曲线组合梁的侧向变形足够小;
- ③侧向失稳前,不考虑弯曲变形对侧向变形的影响;
- ④侧向失稳时,不考虑曲线钢梁翼缘形状的变化;
- ⑤不考虑曲线组合梁的扭转变形、残余应力以及初始缺陷;

⑥负弯矩区只考虑翼缘板中钢筋的抗弯能力。

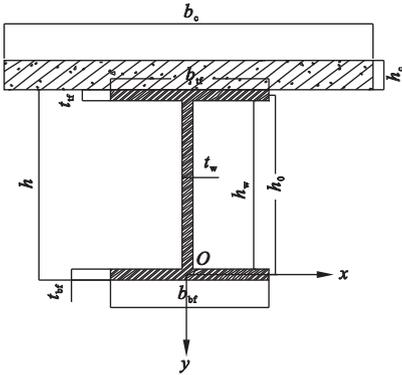


图1 曲线组合梁截面参数

Fig.1 Curved composite beam section parameters

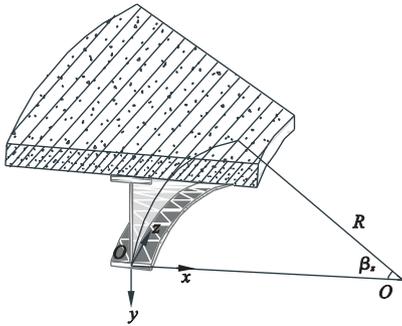


图2 曲线组合梁的坐标系

Fig.2 Coordinate system of curve composite beam

2 钢梁失稳模型

钢梁下翼缘受外荷载作用时,将引起上、下翼缘均发生扭转变形和侧向弯曲变形。钢梁失稳计算模型如图3所示。

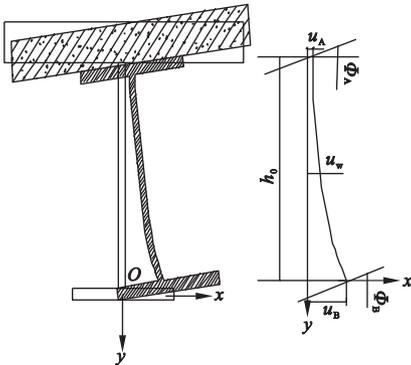


图3 钢梁失稳计算模型

Fig.3 Calculation model of steel beam instability

依据钢梁上下翼缘的变形协调关系得出

梁腹板的侧向位移为

$$u_w = \left[2 \left(\frac{y}{h_0} \right)^3 + 3 \left(\frac{y}{h_0} \right)^2 \right] u_A(z) + h_0 \left[\left(\frac{y}{h_0} \right)^3 + 3 \left(\frac{y}{h_0} \right)^2 \right] \varphi_A(z) + \left[-2 \left(\frac{y}{h_0} \right)^3 - 3 \left(\frac{y}{h_0} \right)^2 + 1 \right] u_B(z) + h_0 \left[\left(\frac{y}{h_0} \right)^3 + 2 \left(\frac{y}{h_0} \right)^2 + \frac{y}{h_0} \right] \varphi_B(z). \quad (1)$$

式中: u_A 、 u_B 分别为钢梁上、下翼缘横向位移; φ_A 、 φ_B 分别为钢梁上下翼缘扭转角; u_w 为肋板横向位移; h_0 为曲线组合梁钢梁上翼缘重心至下翼缘重心的距离。

3 工字形曲线组合梁侧向失稳总势能

基于能量法推导等端弯矩 M 作用时工字形曲线组合梁钢梁上、下翼缘及混凝土板应变能。

3.1 曲线组合梁应变能

由材料力学^[18]知,应变能为

$$\Delta U = \frac{1}{2} \int_0^l \frac{M^2}{EI} dz. \quad (2)$$

式中: M 为组合梁截面弯矩,规定组合梁上翼缘受拉方向为正方向; E 为钢材弹性模量; I 为钢梁抗弯惯性矩。

由式(2)计算曲线组合梁钢梁上、下翼缘侧向弯曲及扭转应变能,混凝土板约束应变能分别为

$$U_1 = \frac{1}{2} \int_0^l E_s I_{ya} u_{A,z}^2 dz; \quad (3)$$

$$U_2 = \frac{1}{2} \int_0^l E_s I_{yb} u_{B,z}^2 dz; \quad (4)$$

$$U_3 = \frac{1}{2} \int_0^l G_s J_a \varphi_{A,z}^2 dz; \quad (5)$$

$$U_4 = \frac{1}{2} \int_0^l G_s J_b \varphi_{B,z}^2 dz; \quad (6)$$

$$U_5 = \frac{1}{2} \int_0^l k(\varphi_A^2 + u_A^2) dz. \quad (7)$$

式中: I_{ya} 、 I_{yb} 分别为钢梁上、下翼缘绕 y 轴抗弯惯性矩, $I_{ya} = \frac{1}{12}b_{tf}^3t_{tf}$; b_{tf} 、 t_{tf} 分别为钢梁上翼缘宽度及厚度, $I_{yb} = 1/12b_{bf}^3t_{bf}$; b_{bf} 、 t_{bf} 分别为钢梁下翼缘宽度及厚度; G 为钢材弹性模量;

J_a 、 J_b 分别为钢梁上、下翼缘抗扭刚度; k 为弯扭刚度比, $k = EI/GI_d$; I_d 为组合梁自由扭转惯性矩。

腹板弯曲应变能由薄板小挠度理论^[19]求解得:

$$\begin{aligned}
 U_6 = & \frac{P}{24} \int_0^\lambda \left\{ \frac{\mu}{5} (\varphi_A u_{B,zz} - \varphi_B u_{A,zz} - u_A \varphi_{A,zz} - u_A \varphi_{B,zz} + u_B \varphi_{A,zz} + u_B \varphi_{B,zz} - 11\varphi_B u_{B,zz} - 11u_{A,zz} \varphi_A) + \right. \\
 & \frac{2(1-\mu)}{5h_0} (u_{B,z}^2 + u_{A,z}^2 - 2u_{A,z}u_{B,z}) + \frac{4(1-\mu)h_0}{15} (\varphi_{A,z}^2 + \varphi_{B,z}^2) + \frac{9}{35} h_0 u_{A,zz} u_{B,zz} + \\
 & \frac{2(1-\mu)}{5} (u_{A,z} \varphi_{B,z} - u_{B,z} \varphi_{A,z} - \varphi_{A,z} \varphi_{B,z} + u_{A,z} \varphi_{A,z} - u_{B,z} \varphi_{B,z}) - \frac{1}{70} h_0^3 \varphi_{A,zz} \varphi_{B,zz} + \frac{1}{105} (h_0^3 \varphi_{A,zz}^2 + \\
 & h_0^3 \varphi_{B,zz}^2 + 11h_0^2 u_{A,zz} \varphi_{A,zz} - 11h_0^2 u_{B,zz} \varphi_{B,zz}) + \frac{4}{h_0} (\varphi_A^2 + \varphi_B^2 + \varphi_A \varphi_B) + \frac{\mu}{15} (h_0 \varphi_A \varphi_{B,zz} + h_0 \varphi_B \varphi_{A,zz} - \\
 & 4h_0 \varphi_A \varphi_{A,zz} - 4h_0 \varphi_B \varphi_{B,zz}) + \frac{13}{35} (h_0 u_{A,zz}^2 + h_0 u_{B,zz}^2) + \frac{12\mu}{5h_0} (u_B u_{A,zz} - u_B u_{B,zz} + u_A u_{B,zz} - \\
 & u_A u_{A,zz}) + \frac{13}{210} h_0^2 (\varphi_{A,zz} u_{B,zz} - u_{A,zz} \varphi_{B,zz}) + \frac{12}{h_0^3} (u_A^2 + u_B^2 - 2u_A u_B) + \frac{12}{h_0^2} (u_A \varphi_A + u_A \varphi_B - \\
 & u_B \varphi_A - u_B \varphi_B) \left. \right\} dz. \tag{8}
 \end{aligned}$$

其中, $P = \frac{E_s t_w^3}{1-\mu^2}$; λ 为失稳半波长; μ 为曲梁轴向变形。

$$\sigma_w = M_x \left(H + \frac{y}{I_x} \right). \tag{14}$$

其中,

$$H = \frac{A_a h_0 + A_w \frac{h_0}{2} + A_s y_s}{I_x (A_a + A_w + A_b + A_s)}.$$

3.2 曲线组合梁的外力功

3.2.1 等端弯矩作用时的截面应力

当等端弯矩 M 作用时,由变形协调条件确定曲线组合梁的双力矩,由力的平衡条件确定曲线组合梁的弯矩,分别表示为

$$B_\omega = r\eta \left\{ M_x - \frac{Mch [Kr(\beta/2 - \beta_M)]}{\text{ch} [Kr(\beta/2)]} \right\}. \tag{9}$$

$$M_x = M \frac{\cos(\beta/2 - \beta_M)}{\cos(\beta/2)}. \tag{10}$$

工字形曲线组合梁截面的应力^[20]为

$$\sigma_z = \frac{M_x}{I_x} y + \frac{B_\omega}{I_\omega} \omega. \tag{11}$$

由式(11)可得工字形曲线组合梁钢梁上翼缘应力 σ_{tf} 、下翼缘应力 σ_{bf} 及腹板应力 σ_w 分别为

$$\sigma_{tf} = M_x \left(H - \frac{h_0}{I_x} \right) - \frac{h_0}{2} x B_\omega. \tag{12}$$

$$\sigma_{bf} = M_x H + \frac{h_0}{2} x B_\omega. \tag{13}$$

式中: β_M 为组合梁截面圆心角; ω 为主扇形坐标; R 为曲率半径; K 为广义翘曲扭转系数; η 为与 K 和 R 有关的系数, $\eta = 1/[1 + (KR)^2]$; h_0 为钢梁上翼缘重心至下翼缘重心距离; I_x 为组合梁绕 x 轴惯性矩; I_ω 为扇形惯性矩; B_ω 为组合梁截面双力矩; A_a 为钢梁上翼缘; A_w 为钢梁下翼缘; A_b 为钢梁腹板面积; A_s 为组合梁截面纵向钢筋面积; y_s 为组合梁截面纵筋重心距 x 轴距离。

3.2.2 曲线组合梁的外力功

外力势能 V 与外力功 W 之间的关系表示为 $V = -W$ 。

$$W = \frac{1}{2} \iint_{A_a} \sigma_{tf} (x^2 \varphi_{A,z}^2 + u_{A,z}^2) dAdz +$$

$$\frac{1}{2} \iint_{A_b} \sigma_{bf} (u_{B,z}^2 + x^2 \varphi_{B,z}^2) dAdz + \frac{1}{2} \iint_{A_w} \sigma_w u_{w,z}^2 dAdz. \quad (15)$$

综上所述,工字形曲线组合梁的总势能表示为

$$\Pi = U_1 + U_2 + U_3 + U_4 + U_5 + U_6 - W. \quad (16)$$

将式(3)~式(8)、式(15)代入式(16)即可得曲线组合梁总势能的计算公式。

4 工字形曲线组合梁侧向失稳临界弯矩

基于势能驻值定理推导曲线组合梁侧向失稳临界弯矩。

$$\Pi = \frac{1}{2} \int_0^\lambda F \begin{pmatrix} Z, U_A, U_B, \varphi_A, \varphi_B, \\ U'_A, U'_B, \varphi'_A, \varphi'_B, \\ U''_A, U''_B, \varphi''_A, \varphi''_B \end{pmatrix} dz. \quad (17)$$

由 $\delta\Pi = 0$, 得一元四次方程, 求解可得曲线组合梁负弯矩区侧向失稳的临界弯矩。因一元四次方程求解较为复杂, 根据实际情况, 可将失稳模型进行适当的简化。当不考虑上翼缘形变即 u_A 和 φ_A 均为零时, 曲线组合梁的总势能为

$$\Pi = \frac{1}{2} \int_0^\lambda \{ (\delta_1 + \delta_2) P - \gamma_1 \varphi_{B,z}^2 - \gamma_2 u_{B,z}^2 \} dz. \quad (18)$$

$$\begin{aligned} \text{式中: } \delta_1 &= \frac{u_{B,z}^2}{5(1-\mu)h_0} - \frac{u_{B,z}\varphi_{B,z}}{30(1-\mu)} + \frac{Ph_0\varphi_{B,z}^2}{45(1-\mu)} + \frac{u_B^2 - u_B\varphi_B}{h_0^3} + \frac{\varphi_B^2}{3h_0}; \delta_2 = \frac{13h_0u_{B,zz}^2}{420} - \frac{11h_0^2u_{B,zz}\varphi_{B,zz}}{1260} - \frac{\mu u_B u_{B,zz}}{5h_0} + \frac{\mu u_B \varphi_{B,zz}}{60} - \frac{\mu h_0 \varphi_B \varphi_{B,zz}}{45} + \frac{11\mu \varphi_B u_{B,zz}}{60}; \gamma_1 = \frac{y_c I_{yb} M}{I \cos \beta / 2} + \frac{8y_c - 3h_0}{840 I \cos \beta / 2} M t_w h_0; \gamma_2 = \frac{y_c A_b M}{I \cos \beta / 2} + \frac{13y_c - 3h_0}{35 I \cos \beta / 2} M t_w h_0. \end{aligned}$$

根据势能驻值定理 $\delta\Pi = 0$, 推得组合梁

弯扭失稳时的两个平衡方程为

$$\zeta_1 P + (B_1 u''_B - B_2 \varphi''_B) \frac{M}{\cos \beta / 2} + EI_{yb} A_1 u''''_B = 0. \quad (19)$$

$$\zeta_2 P + (B_2 u''_B - B_3 \varphi''_B) \frac{M}{\cos \beta / 2} + A_2 G_s J_b \varphi''_B = 0. \quad (20)$$

$$\begin{aligned} \text{式中: } \zeta_1 &= \frac{(1+5\mu)\varphi''_B}{60} - \frac{11h_0^2\varphi''''_B}{2520} - \frac{u''_B}{5h_0} + \frac{u_B}{h_0^3} - \frac{\varphi_B}{2h_0^2}; A_1 = 1 + \frac{13Ph_0}{420EI_{yb}}; \zeta_2 = \frac{11h_0^2u''''_B}{2520} - \frac{(1+5\mu)}{60h_0} - \frac{h_0^3\varphi''''_B}{1260} + \frac{u_B}{2h_0^2} - \frac{\varphi_B}{3h_0}; A_2 = 1 + \frac{Ph_0}{45G_s J_b}; B_1 = \frac{35y_c A_b + 13y_c t_w h_0 - 3h_0^2 t_w}{35I_x}; B_2 = \frac{22y_c - 7h_0}{420I_x} t_w h_0^2; B_3 = \frac{840y_c I_{yb} + 8y_c t_w h_0^3 - 3t_w h_0^4}{840I_x}. \end{aligned}$$

假设曲线组合梁侧向弯扭失稳时的侧向位移为 n 个半波长的正弦函数。

$$\begin{pmatrix} u_B \\ \varphi_B \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \end{pmatrix} \sin \frac{\pi z}{\lambda}. \quad (21)$$

式中: C_1, C_2 分别为侧向位移与扭转角幅值最大值; λ 为失稳半波长度, $\lambda = \frac{1}{n}$ 。

根据势能驻值定理 $\delta\Pi = 0$, 得一元二次方程, 将式(21)代入此方程计算并简化可得:

$$C_1 \left(EI_{yb} F_1 - \frac{B_1 M}{\cos \beta / 2} \right) - C_2 \left(EI_w F_2 - \frac{B_2 M}{\cos \beta / 2} \right) = 0; \quad (22)$$

$$C_1 \left(EI_w F_2 - \frac{B_2 M}{\cos \beta / 2} \right) - C_2 \left(G_s J_b F_3 - \frac{B_3 M}{\cos \beta / 2} \right) = 0. \quad (23)$$

$$\begin{aligned} \text{式中: } F_1 &= A_1 \left(\frac{\pi}{\lambda} \right)^2 + \frac{12I_w}{5(1-\mu^2)h_0 I_{yb}} + \frac{12I_w}{(1-\mu^2)h_0^3 I_{yb}} \left(\frac{\lambda}{\pi} \right)^2; F_2 = \frac{132h_0^2}{2520(1-\mu^2)} \left(\frac{\pi}{\lambda} \right)^2 + \end{aligned}$$

$$\frac{(1+5\mu)}{5(1-\mu^2)} + \frac{6}{(1-\mu^2)h_0^2} \left(\frac{\lambda}{\pi}\right)^2; F_3 = \frac{EI_w}{105(1-\mu^2)G_s J_b}$$

$$h_0^3 \left(\frac{\pi}{\lambda}\right)^2 + A_2 + \frac{4EI_w}{(1-\mu^2)h_0 G_s J_b} \left(\frac{\lambda}{\pi}\right)^2$$

这两个方程为一组线性齐次方程式,令其系数行列式等于零,求得临界弯矩值为

$$M_1 = \frac{-G_2 + \sqrt{G_2^2 - 4G_1 G_3}}{2G_1 \left(\frac{1}{\cos\beta/2}\right)} \quad (24)$$

$$M_2 = \frac{-G_2 - \sqrt{G_2^2 - 4G_1 G_3}}{2G_1 \left(\frac{1}{\cos\beta/2}\right)} \quad (25)$$

式中: $G_1 = (B_2^2 - B_1 B_3)$; $G_2 = (EI_{yb} F_1 B_3 + G_b F_3 B_1 - 2EI_w F_2 B_2)$; $G_3 = EI_w G J_b F_1 F_3 + (EI_w F_2)^2$ 。

若下翼缘扭转角为0,那么可得到工字形曲线组合梁下翼缘只有横向位移的临界弯矩为

$$M = \frac{B_1 EI_{yb} \left(\frac{\pi}{\lambda}\right)^2 + \frac{P}{h_0^3} \left(\frac{\lambda}{\pi}\right)^2 + \frac{P}{5h_0}}{C_1 \left(\frac{1}{\cos\beta/2}\right)} \quad (26)$$

5 设计参数的影响

计算分析不同曲率半径、不同底板宽厚比、不同腹板高厚比、不同混凝土板厚度、不同钢筋用量和不同跨度下的工字形曲线组合梁负弯矩区侧向失稳临界弯矩。

5.1 曲率半径的影响

图4为曲率半径分别取4 000 mm、5 000 mm、6 000 mm、7 000 mm、8 000 mm时的临界弯矩值。

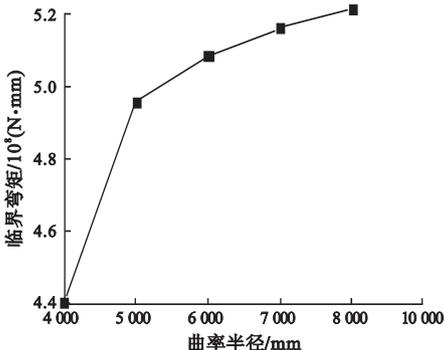


图4 不同曲率半径下临界弯矩曲线

Fig. 4 Critical moment curve of different curvature radius

由图4可知,在同等跨度下,曲线组合梁的临界弯矩与曲率半径呈正相关。曲率半径从4 000 mm增加到8 000 mm,临界弯矩增加了18.5%,且随着曲率半径逐渐增加,临界弯矩增长速度逐渐减小。

5.2 底板宽厚比的影响

定义 b_{bf}/t_{bf} 为工字形曲线组合梁的底板宽厚比(底板厚度一定)。底板宽厚比为9、11、13、15、17时的临界弯矩曲线如图5所示。

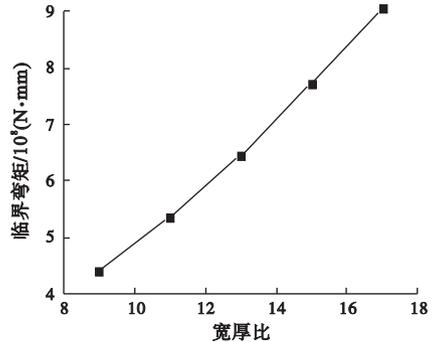


图5 不同宽厚比下临界弯矩曲线

Fig. 5 Critical moment curve of different width-thickness ratio

由图5可知,保持底板厚度不变,曲线组合梁的临界弯矩与底板宽厚比呈正相关。底板宽厚比由9增加到17,临界弯矩增加了一倍,且随着底板宽厚比(底板厚度一定)逐渐增加,临界弯矩增长速度逐渐增加。

5.3 腹板高厚比的影响

定义 h_w/t_w 为工字形曲线组合梁腹板高厚比(腹板高度一定)。腹板高厚比为25、28、31、34、37时的临界弯矩曲线如图6所示。

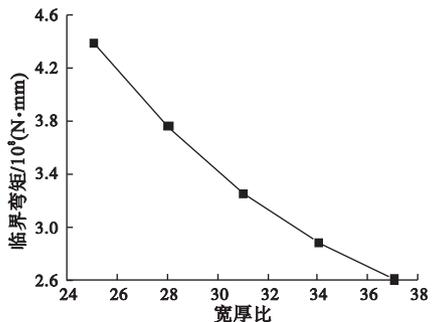


图6 不同高厚比下临界弯矩曲线

Fig. 6 Critical moment curve of different web height-thickness ratio

由图6可知,保持腹板高度不变,曲线组合梁临界弯矩与腹板高厚比呈负相关。腹板高厚比由25变化到37,临界弯矩降低了40%,且随着腹板高厚比(腹板高度一定)逐渐增加,临界弯矩下降速度逐渐减小。

5.4 混凝土板厚度的影响

图7为混凝土板厚度分别为120 mm、130 mm、140 mm、150 mm、160 mm时的临界弯矩值。

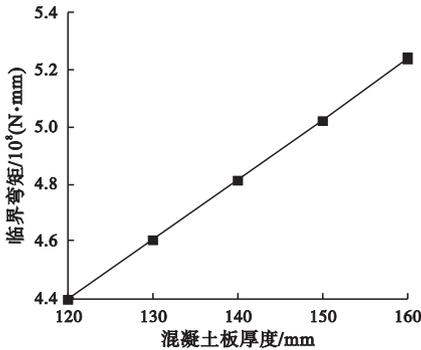


图7 不同混凝土板厚度下临界弯矩曲线

Fig. 7 Critical moment curve of different concrete slab thickness

由图7可知,曲线组合梁的临界弯矩与混凝土板厚度呈正相关。混凝土板的厚度由120 mm增加到160 mm,临界弯矩增加了19.1%,且随着混凝土的板厚逐渐增加,临界弯矩也均匀增大。

5.5 钢筋用量的影响

图8为钢筋数量分别为8根、10根、12根、14根、16根时的临界弯矩值。

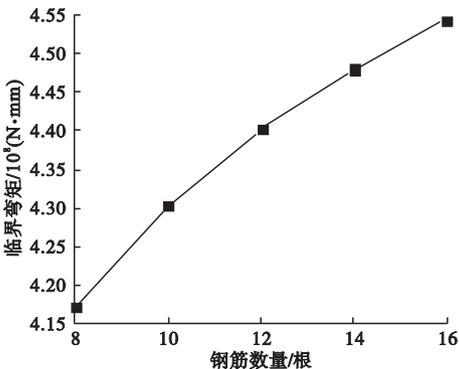


图8 不同钢筋用量下临界弯矩曲线

Fig. 8 Critical moment curve of different amount of reinforcement

由图8可知,曲线组合梁的临界弯矩与钢筋用量呈正相关。钢筋数量由8根增加到16根,临界弯矩增加了8.9%,且随着钢筋用量逐渐增加,临界弯矩增长速度逐渐减小。

5.6 跨度的影响

图9为曲线组合梁的跨度分别为2 000 mm、3 000 mm、4 000 mm、5 000 mm、6 000 mm时的临界弯矩值。

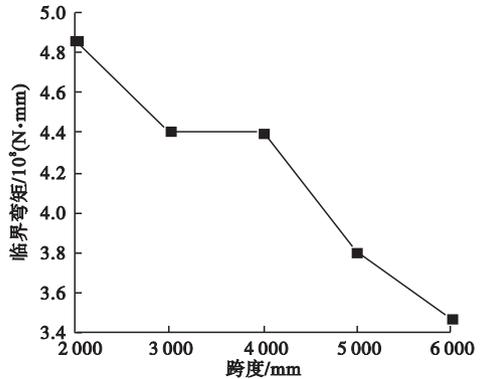


图9 不同跨度下的临界弯矩曲线

Fig. 9 Critical moment curve of different span

由图9可知,曲线组合梁的临界弯矩随着跨度的增加整体趋势逐渐减小。曲线存在回弹,这是因为跨度不一样,失稳半波数不一样,从而导致临界弯矩的回弹。

6 结论

(1)临界弯矩随着曲率半径、底板宽厚比(厚度一定)、混凝土板厚度和钢筋用量的增加而增大。曲率半径从4 000 mm增加到8 000 mm,临界弯矩增加18.5%。底板宽厚比由9增加到17,临界弯矩增加一倍。混凝土板厚度由120 mm增加到160 mm,临界弯矩增加19.1%。钢筋数量由8根增加到16根,临界弯矩增加8.9%。

(2)临界弯矩随着腹板高厚比(高度一定)和跨度的增加而减小。高厚比由25增加到37,临界弯矩降低40%。随着跨度的增加,曲线组合梁的临界弯矩整体趋势逐渐减小但曲线存在回弹。

(3)临界弯矩受曲率半径、底板宽厚比

(厚度一定)和腹板高厚比(高度一定)的影响较大,受混凝土板厚度、钢筋用量和跨度的影响较小。

参考文献

- [1] 王连广. 预应力钢与混凝土组合结构[M]. 北京: 科学出版社, 2009.
(WANG Lianguang. Prestressed composite structures of steel and concrete [M]. Beijing: Science Press, 2009.)
- [2] 郭增伟, 陈汉林, 李龙景, 等. 钢混组合曲线梁桥混凝土桥面板应力空间分布特性[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2019, 35(4): 586-593.
(GUO Zengwei, CHEN Hanlin, LI Longjing, et al. Stress distribution characteristics of concrete slabs of steel-concrete composite girder bridges[J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2019, 35(4): 586-593.)
- [3] ZHANG Yanling, HOU Zhongming, LI Yunsheng, et al. Torsional behaviour of curved composite beams in construction stage and diaphragm effects[J]. Journal of constructional steel research, 2015, 108: 1-10.
- [4] HAJIANMALEKI M, QATU M S. Vibrations of straight and curved composite beams: a review [J]. Composite structures, 2013, 100: 218-232.
- [5] FRATERNALI F, SPADEA S, ASCIONE L. Buckling behavior of curved composite beams with different elastic response in tension and compression [J]. Composite structures, 2013, 100: 280-289.
- [6] 刘劲, 丁发兴, 蒋丽忠, 等. 负弯矩荷载下钢-混凝土组合梁抗弯刚度研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2019, 16(9): 2281-2289.
(LIU Jin, DING Faxing, JIANG Lizhong, et al. Flexural stiffness of steel-concrete composite beam under negative moment [J]. Journal of railway science and engineering, 2019, 16(9): 2281-2289.)
- [7] WANG G M, ZHU L, JI X L, et al. Finite beam element for curved steel-concrete composite box beams considering time-dependent effect [J]. Materials, 2020, 13: 32-53.
- [8] ZHU L, WANG J J, LI M J, et al. Finite beam element with 22 dof for curved composite box girders considering torsion, distortion, and biaxial slip [J]. Archives of civil and mechanical engineering, 2020, 20(4): 1-19.
- [9] 夏叶飞, 杜文平, 潘勇, 等. 波形钢腹板组合曲线箱梁的挠度试验研究[J]. 钢结构, 2018, 33(12): 89-92.
(XIA Yefei, DU Wenping, PAN Yong, et al. Experimental research on deflection of composite curved box girder with corrugated steel webs [J]. Steel structure, 2018, 33(12): 89-92.)
- [10] LIN Weiwei, YODA T, TANIGUCHI N, et al. Mechanical performance of steel-concrete composite beams subjected to a hogging moment [J]. Journal of structural engineering, 2014, 140(1): 1-11.
- [11] LIN Weiwei, YODA T. Numerical study on horizontally curved steel-concrete composite beams subjected to hogging moment [J]. International journal of steel structures, 2014, 14(3): 557-569.
- [12] LIU Xinpei, ERKMEN E R, BRADFORD A M. Creep and shrinkage analysis of curved composite beams with partial interaction [J]. International journal of mechanical sciences, 2012, 58(1): 57-68.
- [13] 李运生, 薛辉, 邱爽, 等. 钢-混凝土曲线组合箱梁桥横隔板间距研究[J]. 钢结构, 2019(3): 50-58.
(LI Yunsheng, XUE Hui, QIU Shuang, et al. Research on diaphragms spacing in curved steel-concrete composite box girder bridges [J]. Steel structure, 2019(3): 50-58.)
- [14] MANTHA C, CHEN X, LIU Y. Lateral torsional buckling of steel twin plate girder systems with torsional braces only [J]. Canadian journal of civil engineering, 2016, 43(2): 182-192.
- [15] 周旺保, 蒋丽忠, 邵光强, 等. 钢-混凝土组合梁负弯矩区弹性畸变屈曲分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2012, 43(6): 2316-2323.
(ZHOU Wangbao, JIANG Lizhong, SHAO Guangqiang, et al. Elastic distortional buckling analysis of steel-concrete composite beams in negative moment region [J]. Journal of central south university (science and technology), 2012, 43(6): 2316-2323.)
- [16] 李兴. 钢-混凝土组合梁稳定性研究[D]. 长沙: 中南大学, 2007.
(LI Xing. Study on stability of steel-concrete composite beam [D]. Changsha: Central South University, 2007.)
- [17] 刘文文. 曲线钢与混凝土组合梁的稳定性研究[D]. 沈阳: 东北大学, 2017.
(LIU Wenwen. The research on stability of curved steel and concrete composite beams [D]. Shenyang: Northeast University, 2017.)
- [18] 刘鸿文. 材料力学[M]. 4版. 北京: 高等教育出版社, 2004.
(LIU Hongwen. Mechanics of materials [M]. 4th ed. Beijing: Higher Education Press, 2004.)
- [19] 朱秀杰, 熊超, 尹德军, 等. 基于薄板小挠度理论计算复合材料矩形薄壁管局部屈曲载荷[J]. 玻璃钢/复合材料, 2019(11): 30-36.
(ZHU Xiujie, XIONG Chao, YIN Dejun, et al. Calculation of local buckling load of composite thin rectangular tube based on thin plate deflection theory [J]. Glass fiber reinforced plastics/composites, 2019(11): 30-36.)
- [20] 陈鑫. 钢-混凝土组合曲线箱梁稳定性研究[D]. 长沙: 中南大学, 2014.
(CHEN Xin. Stability of steel-concrete composite curved box beams [D]. Changsha: Central South University, 2014.)
(责任编辑: 杨永生 英文审校: 刘永军)