

考虑疲劳损伤的栓钉式组合梁剩余承载力计算方法

项贻强[†], 何百达

(浙江大学 建筑工程学院, 浙江 杭州 310058)

摘要:为研究钢-混组合梁在疲劳荷载下剩余承载力退化规律,引入考虑栓钉初始缺陷的基于断裂力学的承载力退化模型及经典钢梁、混凝土板承载力退化模型,并通过考虑不同疲劳荷载后退化为非完全抗剪结构的剩余极限承载力计算模型,建立了组合梁在常幅疲劳荷载下的剩余承载力预测计算方法,通过典型 5 组试验梁疲劳试验数据的对比验证了所提出的预测方法的有效性,在此基础上对关键影响因素进行了参数分析.结果表明:本文提出的承载力计算方法具有较高的准确性,误差控制在 8% 以内;疲劳加载下,组合梁各构件强度以不同速率发生退化,栓钉最快,钢梁次之,混凝土板最慢,且加载前期组合梁承载力退化程度由钢梁主导,后期由栓钉连接件主导;承载力退化速率随着加载次数的增加而不断增加,前期增长较缓,基本呈线性分布,后期增加迅速,呈指数型分布,其后期承载力衰减占总衰减的比例可高达 70% 以上;栓钉间距(抗剪连接度)、栓钉初始缺陷、荷载幅值是控制疲劳承载力退化的重要因素,需在工程设计中加以控制以满足桥梁正常运营.

关键词:钢-混组合梁;疲劳;承载力;累计损伤;初始缺陷;计算

中图分类号:U441.4

文献标志码:A

Calculation Method for Residual Bearing Capacity of Composite Beams with Studs Considering Fatigue Damage

XIANG Yiqiang[†], HE Baida

(College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: In order to study the degradation law of residual bearing capacity of steel-concrete composite beams under fatigue loading, the classical steel beam and concrete slab bearing capacity degradation model and the fracture mechanics-based bearing capacity degradation model considering the initial defect of studs were taken to study. By considering the residual ultimate bearing capacity calculation model after degrading into incompletely sheared structures under fatigue loading, a prediction calculation method for the residual bearing capacity of composite beams was established. The validity of the proposed prediction method was verified by comparing the fatigue test data of five typical test beams. On this basis, some parameter analyses of the key influencing factors were carried out. The results show that the calculation method of bearing capacity proposed in this paper has high accuracy and the error is within 8%. Under fatigue loading, the strength of each component of composite beam is degraded at different rates. The stud degrades the fastest, the steel beam is the second, and the concrete slab is the slowest. The degradation degree of the bearing capacity of the composite beam in the early stage of loading stage is dominated by the steel beam, and it is

* 收稿日期: 2019-06-19

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51541810), National Natural Science Foundation of China(51541810)

作者简介: 项贻强(1959—), 男, 浙江杭州人, 浙江大学教授, 博士生导师

[†] 通讯联系人, E-mail: xiangyiq@zju.edu.cn

dominated by the studs in the later stage. The degradation rate of the bearing capacity increases with the increase of the loading times. The growth of the bearing capacity in the early stage is slow, basically in a linear distribution, and later it increases rapidly in an exponential manner. The ratio of later bearing capacity attenuation to total attenuation can be more than 70%. The stud spacing (degree of shear connection), initial stud defects, and load amplitude are important factors in controlling the degradation of fatigue capacity. They are necessary to be controlled in engineering design to satisfy the normal operation of the bridges.

Key words: steel-concrete composite beam; fatigue; bearing capacity; accumulative damage; initial defect; calculation

钢-混组合梁能够充分利用混凝土及钢梁材料性能,且其受力体系简便,施工工序简单,适用于城市快速施工等优势在我国的公路交通事业中得到广泛运用.目前,各国学者对组合梁的静力性能进行了大量研究,并已取得丰硕的成果,但在疲劳性能方面,其研究相对不足,仍缺乏能够准确描述组合梁的疲劳设计理论^[1].

目前,在组合梁疲劳性能研究方面,主要从剪力连接件及整梁两方面进行展开.在栓钉连接件疲劳特性研究方面,王宇航等^[2]基于断裂力学理论,建立了可用于预测栓钉连接件疲劳寿命的方法;荣学亮等^[3]考虑了疲劳损伤,并基于大量试验数据的回归分析,提出了一种能够考虑栓钉初始缺陷的承载力退化方法,与试验结果验证良好;汪炳等^[4]基于二元疲劳判据建立了栓钉承载力退化模型,并与所设计试验进行比对和有效验证.

在整梁疲劳特性方面,目前多集中于试验研究,并就影响整梁疲劳的几大关键因素进行讨论^[5-7];在理论研究方面,汪炳^[8]提出了考虑各个构件疲劳退化的组合梁承载力理论方法的研究,与试验研究吻合良好,但该理论模型未考虑栓钉初始缺陷大小的影响;在有限元分析方面,主要通过考虑基于试验所得的S-N分析曲线建立有限元模型^[9-10],并用试验值进行验证,但该方法的前提需要事先获得疲劳性能数据,且对不同材料、试验参数的组合梁的疲劳特性是否同样具有普遍适用性有待验证,因而具有一定的局限性.

基于以上研究背景,本文通过引入基于累计损伤的混凝土板、钢梁承载力退化模型及能够考虑初始缺陷的栓钉承载力退化模型,并通过剩余组合梁承载力计算,建立能够研究组合梁在疲劳加载下的承载力变化的方法,进而对其关键影响因素进行分析,以期对工程设计提供理论支持.

1 理论模型

钢-混组合结构是由栓钉剪力连接件、钢主梁、混凝土板组成,其承载力也与三者紧密相关.在疲劳荷载作用下,各个构件以不同的退化规律发生了强度的衰减,以下分别引入承载力退化公式以描述其疲劳荷载下承载力变化规律,并基于此以求得组合梁疲劳剩余承载力.

1.1 栓钉承载力退化

关于栓钉连接件的承载力退化模型,根据荣学亮等^[3]研究选取能够考虑初始缺陷的理论公式,如下:

$$\left(1 - \frac{P_{st}(n)}{A_{st}f_u}\right)^{-1.05} = \frac{-6.19 \times 10^{-16}}{d^{-1.05}} \Delta\tau^{4.1} n + (a_0/d)^{-1.05} \quad (1)$$

式中: d 为栓钉直径, $P_{st}(n)$ 为栓钉经 n 次加载后的剩余强度, A_{st} 为栓钉横截面面积, f_u 为栓钉所用钢材极限强度, $\Delta\tau$ 为疲劳剪应力幅, a_0 为初始裂缝长度,研究表明缺陷若为肉眼无法识别但已达到探伤Ⅱ级标准时可取 2 mm ^[11],该结论已得到有效运用^[2-3],故本文据此进行选取.

由式(1)可知,该式考虑了栓钉连接件的初始裂缝大小,其疲劳性能与自身材料参数及外界应力条件相关.在已知疲劳荷载及材料参数情况下便可求得其疲劳剩余承载力.

1.2 混凝土板承载力退化

关于混凝土板的承载力退化,可选取经典强度退化力学模型^[12],如下:

$$f_c(n) = f_c - (f_c - \sigma_{c,\max}) \left(\frac{n}{N_c}\right)^{c_1} \quad (2)$$

式中: $f_c(n)$ 为混凝土疲劳剩余抗压强度, f_c 为混凝土初始抗压强度, $\sigma_{c,\max}$ 为混凝土疲劳应力峰值, n 为疲劳加载次数, N_c 为混凝土疲劳寿命, c_1 为混凝土材料参数,可由试验求得,若缺乏试验数据可选取为1.

由式(2)可知,为求混凝土的剩余承载力,需求

得相应的混凝土疲劳寿命,在此选用经典 Aas-Jakobsen 混凝土疲劳模型^[13]:

$$S_{\max} = 1 - \beta(1 - R) \lg N_c \quad (3)$$

式中: $S_{\max} = \sigma_{c,\max}/f'_c$, f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度, R 为疲劳应力比,即 $R = \sigma_{c,\min}/\sigma_{c,\max}$, β 为与疲劳应力比相关的材料参数,文献^[14]指出:当 $R \leq 0.8$,对于轻骨料混凝土, $\beta=0.0694$,对于普通混凝土,则有 $\beta=0.0679$,为方便计算,可取平均值 $\beta=0.0685$,该疲劳模型已被工程界广泛采用。

1.3 钢梁承载力退化

在钢梁的疲劳承载力退化研究方面,前人已经进行了大量的研究,其疲劳力学模型一般选取为如下所示^[15]:

$$f_s(n) = f_s - (f_s - \sigma_{s,\max}) \left(\frac{n}{N_s} \right)^{c_2} \quad (4)$$

式中: $f_s(n)$ 为钢梁疲劳剩余屈服强度, f_s 为钢梁初始屈服强度, $\sigma_{s,\max}$ 为钢梁疲劳应力峰值, n 为疲劳加载次数, N_s 为钢材疲劳寿命, c_2 为钢材材料参数,可由试验求得,若缺乏试验则可选取为 1。

为求得钢梁的疲劳寿命,可参照《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)^[16]进行取值:

$$\Delta\sigma_R^m N_s = \Delta\sigma_c^m \times 2 \times 10^6 \quad (5)$$

($N_s \leq 5 \times 10^6, m=3$)

$$\Delta\sigma_R^m N_s = \Delta\sigma_D^m \times 5 \times 10^6 \quad (6)$$

($5 \times 10^6 \leq N_s \leq 10^8, m=5$)

式中: $\Delta\sigma_c$ 是疲劳寿命为 200 万次时对应的疲劳应力值,其值与疲劳细节相关,具体可参照规范 JTG D64—2015 选取, $\Delta\sigma_D = 0.737\Delta\sigma_c$, $\Delta\sigma_R$ 为疲劳强度, N_s 为钢材疲劳寿命。

1.4 构件疲劳应力幅计算

关于各个构件的疲劳应力幅计算,考虑到实际工程中组合梁多为完全抗剪工作,且在正常使用荷载作用下滑移较小,因而可采用换算截面法进行简化计算。

于是,栓钉剪力连接件应力幅为:

$$\Delta\tau = \frac{\Delta V S_c p}{n_h I A_{st}} \quad (7)$$

式中: ΔV 为栓钉剪力幅, S_c 为混凝土板对组合梁截面中心轴所取的面积矩, n_h 为栓钉横向布置数量, I 为组合梁的换算截面惯性矩, p 为栓钉纵向布置间距。

同理,钢梁和混凝土板的应力幅也可进行相应计算。

1.5 剩余承载力计算

组合梁在疲劳荷载作用下,钢梁、混凝土板、栓钉以不同程度各自发生微裂缝累积损伤,从而产生

强度折减,并由初始完全抗剪结构逐渐转换为部分抗剪结构,因此需根据抗剪连接度的大小、中和轴位置分别进行考虑.在计算过程中,进行如下合理假设^[8]:1)忽略混凝土板抗拉作用;2)考虑到实际情况下钢梁腹板、上翼缘板所受疲劳应力幅较小,因此为简化计算,仅考虑下翼缘板疲劳退化进行近似计算。

根据抗剪连接度定义,有:

$$\eta(n) = \frac{n_s}{n_t} \quad (8)$$

$$n_t = \frac{\min\{A_c f'_c(n), A_s f_s(n)\}}{P_{st}(n)} \quad (9)$$

式中: $\eta(n)$ 为经历 n 次疲劳荷载后的剩余剪力连接度, n_s 为组合梁实际布置栓钉数量, n_t 为疲劳荷载后完全抗剪所需栓钉数量.若 $\eta(n) \leq 1$,则按照非完全抗剪计算;若 $\eta(n) \geq 1$,则按照完全抗剪计算。

1.5.1 部分抗剪组合梁承载力

组合梁在受到疲劳荷载后退化为非完全抗剪结构,该结构可根据不同塑性中和轴位置情况下的承载力进行计算^[17],如图 1 所示。

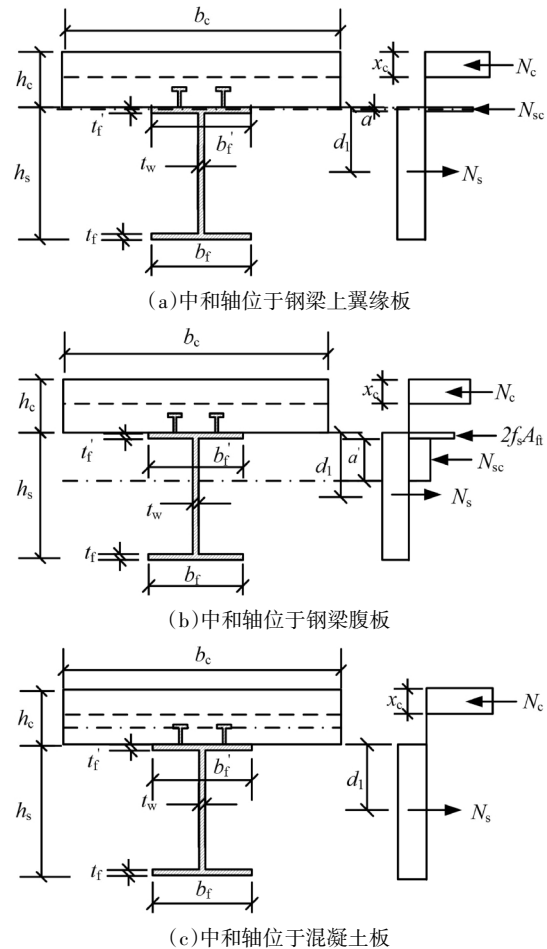


图 1 部分抗剪组合梁承载力计算模型

Fig.1 Calculation model of partial shear composite beam bearing capacity

1)塑性中和轴位于钢梁上翼缘板内

根据图中力的平衡则有:

$$N_c = x_c b_c f_c(n) = n_s P_a(n) \quad (10)$$

$$N_s = A_s f_s - A_n [f_s - f_s(n)] \quad (11)$$

$$N_{sc} = N_s - N_c = 2 f_s b_f' a \quad (12)$$

$$M_u = N_c \left(d_1 + h_c - \frac{x_c}{2} \right) + N_{sc} \left(d_1 - \frac{a}{2} \right) \quad (13)$$

式中: N_c 为考虑混凝土板衰减后合力, N_s 为考虑钢梁下翼缘板强度衰减后合力, N_{sc} 为 2 倍上翼缘板受压区合力, x_c 为混凝土受压高度, a 为钢梁受压区高度, d_1 为考虑钢梁疲劳退化后的合力与上翼缘距离, A_s 为钢梁截面积, A_n 为下翼缘板截面积, b_c 为混凝土板宽度, h_c 为混凝土板高度, b_f' 为钢梁上翼缘板宽度.

整理可得:

$$M_u = N_s d_1 - \frac{N_s}{4 f_s b_f} + \left(h_c + \frac{N_s}{2 f_s b_f} \right) N_c - \left(\frac{1}{4 f_s b_f} + \frac{1}{2 f_c(n) b_c} \right) N_c^2 \quad (14)$$

2)塑性中和轴位于钢梁腹板内

$$M_u = N_s (d_1 - t_f) + f_s A_n t_f - \frac{1}{f_s t_w} \left(\frac{N_s}{2} - f_s A_n' \right)^2 + \left(h_c + t_f + \frac{N_s - 2 f_s A_n}{2 f_s t_w} \right) N_c - \left(\frac{1}{4 f_s b_f} + \frac{1}{2 f_c(n) b_c} \right) N_c^2 \quad (15)$$

式中: t_f 为钢梁下翼缘板高度, t_w 为钢梁腹板宽度, b_f 为钢梁下翼缘板宽度, A_n' 为上翼缘板截面积.

3)塑性中和轴位于混凝土板内

$$M_u = N_s (h_c + d_1) - \frac{N_s^2}{2 f_c(n) b_c} \quad (16)$$

1.5.2 完全抗剪组合梁承载力

在加载初期,因疲劳裂缝开展较慢,损伤积累较小,其强度折减效应较小,仍可能为完全抗剪结构,因而可仍按完全抗剪计算.若塑性中和轴位于钢梁内,较于部分抗剪结构,完全抗剪结构极限承载力的计算模型表现在混凝土板为全截面受压^[18],即 $N_c = h_c b_c f_c(n)$,从而可参照上述方法进行求解.

1)塑性中和轴位于钢梁上翼缘板内

$$M_u = N_s d_1 - \frac{N_s}{4 f_s b_f} + \left(h_c + \frac{N_s}{2 f_s b_f} \right) N_c - \frac{1}{4 f_s b_f} N_c^2 \quad (17)$$

2)塑性中和轴位于钢梁腹板内

$$M_u = N_s (d_1 - t_f) + f_s A_n t_f - \frac{1}{f_s t_w} \left(\frac{N_s}{2} - f_s A_n' \right)^2 + \left(\frac{h_c}{2} + t_f + \frac{N_s - 2 f_s A_n}{2 f_s t_w} \right) N_c - \frac{1}{4 f_s b_f} N_c^2 \quad (18)$$

3)塑性中和轴位于混凝土板内

$$M_u = N_s (h_c + d_1) - \frac{1}{2 f_c(n) b_c} N_s^2 \quad (19)$$

1.6 计算流程

基于上述分析,关于组合梁疲劳剩余承载力的计算流程如图 2 所示.

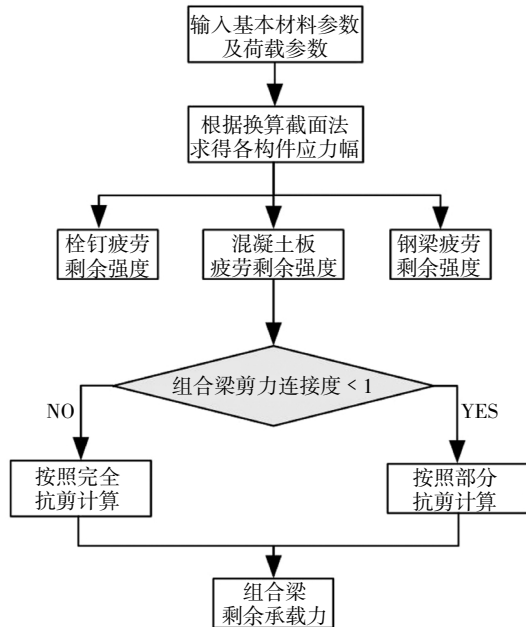


图 2 组合梁剩余承载力计算流程
Fig.2 Composite beam residual bearing capacity calculation process

2 算例及验证

为对所提的理论方法进行有效验证,现选取文献[8]中的 4 组试验梁 SFCEB-1~SFCEB-4,该试验梁均为加载一定周期的疲劳荷载后进行静力破坏加载测试其剩余承载力.其中,钢梁采用 Q345 焊接而成,实测屈服强度为 352 MPa,钢梁弹性模量为 2.06×10^5 MPa,栓钉直径为 13 mm,所用钢材极限强度 525 MPa,混凝土采用 C50,其轴心抗压强度为 38.3 MPa,弹性模量为 3.59×10^4 MPa.疲劳荷载为 $0.35 P_u \sim 0.6 P_u$,其中, P_u 为静力极限承载力.组合梁的尺寸如图 3 所示.

试验结果表明,所选取的 4 根试验梁除 SFCEB-1 最终破坏模式为跨中混凝土压碎破坏外,剩余试验梁均为栓钉剪切破坏.其主要原因为随着疲劳加载次数的增加,剪力连接件承载力不断退化,试验梁由原先的完全抗剪转换为部分抗剪结构,塑性中和轴也由钢梁上翼缘板内下移至腹板内,从而影响最终破坏形态.根据试验结果和计算理论,其主要采用式

(14)、(15)进行求解.

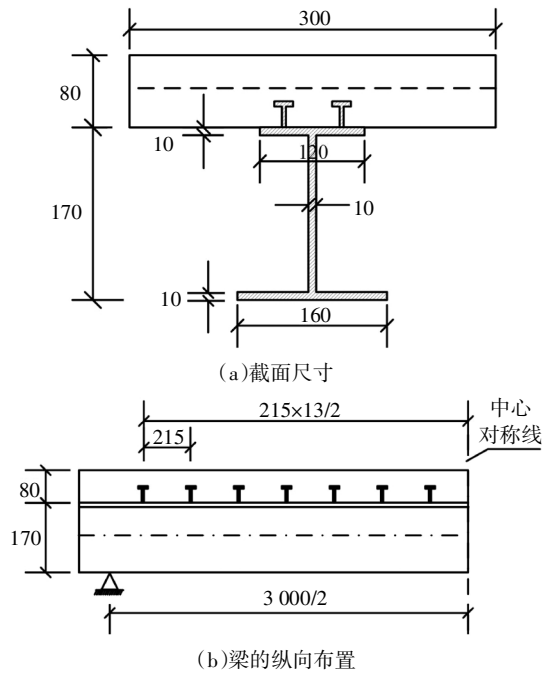


图 3 试验梁尺寸(单位:mm)
Fig.3 Test beam size (unit:mm)

同理,文献[6]中试验梁 FSCB-2 在一定疲劳加载后未发生完全疲劳失效,从而继续对其进行剩余承载力试验,现选取其疲劳数据以对本文理论进行进一步补充验证.

表 1 给出了该试验梁的疲劳加载后的剩余承载力试验值与理论值的比对.

表 1 组合梁剩余承载力的理论值与试验值比对
Tab.1 Comparison between the theoretical values of the residual bearing capacity of the composite beam and the test values

| 试验梁 编号 | 加载次数/ 万次 | 试验值/ (kN·m) | 理论值/ (kN·m) | 理论值/ 试验值 |
|-----------|-------------|----------------|----------------|-------------|
| SFCB-1 | 50 | 169 | 170.5 | 1.01 |
| SFCB-2 | 100 | 160 | 166.9 | 1.04 |
| SFCB-3 | 150 | 150 | 161.0 | 1.07 |
| SFCB-4 | 200 | 131 | 133.4 | 1.02 |
| FSCB-2 | 252 | 216 | 233.7 | 1.08 |

从表 1 中可以看出,本文综合考虑栓钉、钢梁、混凝土板三者的退化模型所预测的组合梁承载力与试验测试值吻合较好,其最大误差控制在 8%以内,说明所提方法能够对组合梁剩余承载力进行有效预测,因而可对组合梁实际情况下的疲劳性能进行初步判断,为工程设计人员提供有效参考.

3 参数分析

为研究组合梁在常幅疲劳加载情况下各构件退化规律,基于上述方法,现选取文献[8]中的 SFCB 梁为基本研究对象,采用无量纲化处理,分别计算在加载过程中各个构件的强度折减,如图 4 所示.

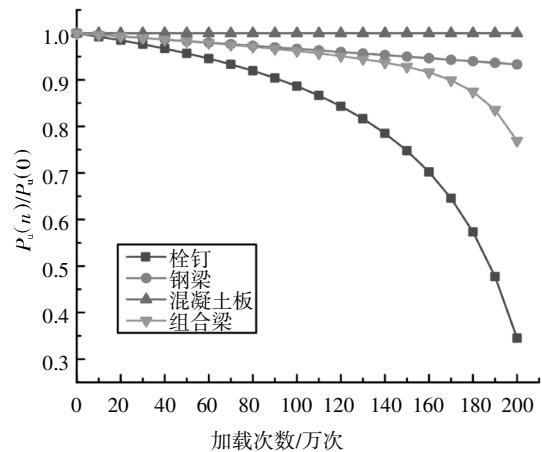


图 4 组合梁各构件强度退化
Fig.4 Strength degradation of each component of composite beam

从图 4 可以看出,在疲劳荷载下,钢梁、混凝土板、栓钉连接件强度以不同速率发生折减,其中栓钉连接件折减速率最快,钢梁次之,混凝土板最慢,分析其原因主要为混凝土板在单轴受压疲劳荷载下疲劳寿命一般在 10^7 次以上,在经历 200 万次疲劳加载后其仍处于寿命前期,疲劳损伤积累较小,相应强度折减较小,可忽略不计;加载前期,钢梁与组合梁下降速率较为一致,即其承载力退化由钢梁主导;在加载后期,组合梁下降速率明显加快,分析其原因主要为后期栓钉强度下降过快,从而成为影响整梁剩余承载力的控制因素.

为进一步对组合梁疲劳剩余承载力的关键影响因素进行研究,现分别就荷载幅值、栓钉初始缺陷、栓钉布置间距(即剪力连接度)进行讨论研究.

图 5 中给出了组合梁在疲劳荷载下承载力退化的规律,其主要表现为在加载初期,随着疲劳加载次数增加,其承载力下降缓慢,基本成线性分布;随着加载次数的进一步加大,其承载力退化率也逐渐增加,并于后期基本呈指数型变化趋势,即在较短的加载次数范围内其承载力便发生大量折减.

其中图 5(a)给出了不同加载幅值下组合梁承载力退化的曲线.从图中可以看出,加载幅值是控制承

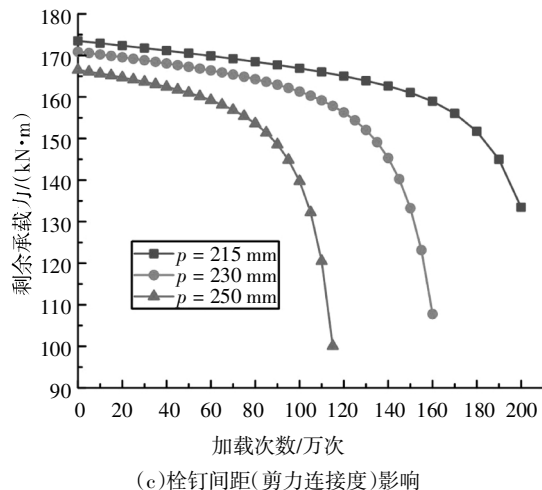
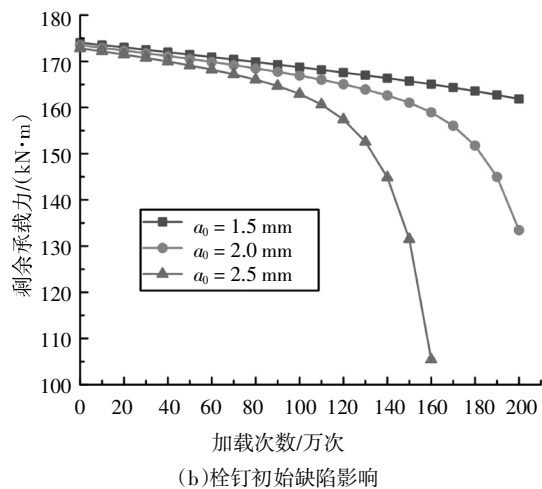
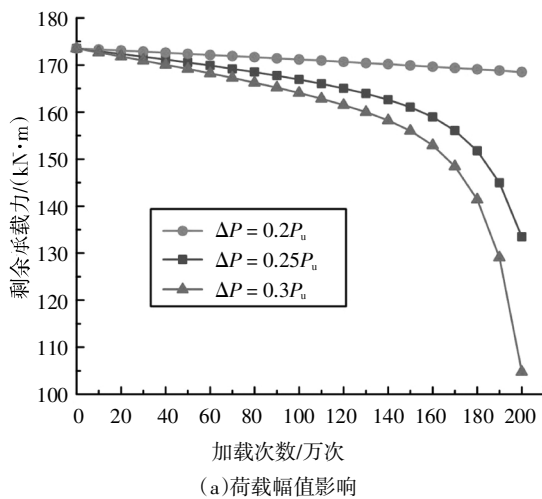


图5 组合梁剩余承载力随疲劳荷载变化
Fig.5 Variation of residual bearing capacity
of composite beams under fatigue loading

承载力退化的重要影响因素. 当加载幅值为 $0.2P_u$ 时, 组合梁承载力下降缓慢; 当加载幅值为 $0.25P_u$ 时, 其承载力衰减速率已明显增加, 经历 200 万次时, 承载力便下降了 23.1%; 当加载幅值为 $0.3P_u$ 时, 组合梁

承载力下降速率进一步增加, 其在经历 200 万次疲劳荷载后便下降了 39.6%, 已难以满足正常承载要求, 特别是在 150 万次~200 万次, 下降比率高达 29.5%, 即在加载后期承载力退化比率占了总比率的 74.5%.

图 5(b)给出了不同栓钉初始缺陷大小的组合梁承载力退化曲线. 从图中可以看出, 组合梁疲劳承载力退化率随着初始缺陷的增加而不断增加. 当初始裂缝 $a_0 = 1.5 \text{ mm}$ 时, 组合梁的剩余承载力退化速率较缓, 其相对变化率在 7% 以内; 当初始裂缝 $a_0 = 2.0 \text{ mm}$ 时, 组合梁的剩余承载力退化速率加快, 特别是在当初始裂缝 $a_0 = 2.5 \text{ mm}$ 时, 其退化速率已非常迅速, 在经历了 160 万次疲劳加载后, 其承载力便下降了近 39%.

图 5(c)给出了不同栓钉间距(亦即剪力连接度)的组合梁承载力退化曲线. 从图中可看出, 随着栓钉数量减少, 间距增加(即剪力连接度降低), 其承载力下降速率不断增加. 当 $p = 230 \text{ mm}$ (剪力连接度为 0.86) 时, 其经历 160 万次疲劳荷载时, 其承载力便降低了 36.9%; 而当 p 进一步增加至 250 mm (剪力连接度为 0.71), 其折减速率加快, 在仅仅经历 115 万次时, 其承载力便降低了 39.9%, 已不适于正常承载.

基于以上分析可知, 不同的疲劳应力幅、栓钉初始缺陷、栓钉间距(剪力连接度)的组合梁疲劳特性相差较大, 因而在实际工程中, 一方面需要对组合梁栓钉剪力连接度进行必要的设计, 另一方面考虑到栓钉连接件是控制组合梁疲劳性能的关键因素, 需要对其焊接质量进行精准控制. 此外, 应对车辆疲劳荷载进行控制以避免因应力幅过大而过早产生疲劳破坏.

4 结论

通过研究, 可以得到如下结论:

1) 通过引入考虑初始缺陷的基于断裂力学的栓钉承载力退化模型、钢梁及混凝土板的经典承载力退化模型, 基于完全抗剪、部分抗剪承载力计算理论, 本文建立了更为完善的用于计算钢-混组合梁疲劳荷载下剩余承载力的估算方法. 该理论计算值与相关的试验梁测试值吻合很好, 可以对实际工程中组合梁的剩余承载力进行有效预测.

2) 组合梁各构件在疲劳荷载下发生不同程度强度折减, 栓钉最快, 钢梁次之, 混凝土板最慢, 且前期组合梁疲劳特性由钢梁主导, 后期由栓钉连接件控制.

3)组合梁疲劳荷载下剩余承载力下降速率随着加载次数的增加呈现出不断增加趋势。在加载初期,下降速率较为缓慢,基本呈线性分布;加载后期,下降速率大幅增加,承载力下降趋势呈指数型分布。

4)剪力连接度、荷载幅值、栓钉初始缺陷这三者是影响组合梁剩余承载力退化程度的重要因素。随着疲劳荷载幅值的增大、栓钉初始缺陷的增大、栓钉间距增大(剪力连接度减小),其疲劳剩余承载力及达到同等剩余承载力所需的疲劳加载次数减少,因此需在实际工程中进行控制。

参考文献

- [1] 聂建国,王宇航. 钢-混凝土组合梁疲劳性能研究综述[J]. 工程力学,2012,29(6):1-11.
NIE J G, WANG Y H. Research status on fatigue behavior of steel-concrete composite beams[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(6): 1-11. (In Chinese)
- [2] 王宇航,聂建国. 基于断裂力学的组合梁栓钉疲劳性能[J]. 清华大学学报(自然科学版),2009,49(9):1467-1470.
WANG Y H, NIE J G. Fatigue behavior of studs in a composite beam based on fracture mechanics [J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology), 2009, 49 (9): 1467-1470. (In Chinese)
- [3] 荣学亮,黄侨,赵品. 考虑疲劳损伤的栓钉连接件抗剪承载力研究[J]. 中国公路学报,2013,26(4):88-93+101.
RONG X L, HUANG Q, ZHAO P. Study on shear capacity of stud connectors subjected to fatigue damage [J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(4): 88-93+101. (In Chinese)
- [4] 汪炳,黄侨,刘小玲. 疲劳荷载作用下栓钉连接件的抗剪承载力退化规律[J]. 哈尔滨工业大学学报,2016,48(9):76-82.
WANG B, HUANG Q, LIU X L. Shear capacity degradation law of stud connectors under fatigue loading[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2016, 48(9): 76-82. (In Chinese)
- [5] 李小珍,谭清泉,肖林. 钢-混凝土组合梁疲劳性能试验研究[J]. 桥梁建设,2017,47(6):12-17.
LI X Z, TAN Q Q, XIAO L. Experimental study of fatigue behavior of steel and concrete composite beams [J]. Bridge Construction, 2017, 47(6): 12-17. (In Chinese)
- [6] 李晓静. 钢-混凝土组合箱梁疲劳性能的研究[D]. 长沙:中南大学土木工程学院,2014:40-64.
LI X J. Study on the fatigue behavior of steel-concrete composite box beam[D]. Changsha: School of Civil Engineering, Central South University, 2014: 40-61. (In Chinese)
- [7] 邢颖,徐杰,韩庆华,等. 部分剪力连接的橡胶集料混凝土-钢组合梁疲劳性能试验研究 [J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, 43(7): 32-42.
XING Y, XU J, HAN Q H, et al. Experiment study on the fatigue behavior of partial shear connected composite beam with crumb rubber concrete [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2016, 43(7): 32-42. (In Chinese)
- [8] 汪炳. 基于疲劳累积损伤效应的钢-混凝土组合梁桥剩余力学性能研究[D]. 南京:东南大学交通学院,2017:77-88.
WANG B. Study on residual mechanical properties of steel-concrete composite beam bridges based on cumulative fatigue damage [D]. Nanjing: School of Transportation, Southeast University, 2017: 77-88. (In Chinese)
- [9] 姜绍飞,王鹏,吴兆旗. 钢-混凝土组合梁疲劳性能的有限元分析 [J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版),2009,25(1):111-115.
JIANG S F, WANG P, WU Z Q. Finite element analysis on fatigue behavior of steel-concrete composite beams[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2009, 25 (1): 111-115. (In Chinese)
- [10] 张大付,余志武. 钢-混凝土组合箱梁疲劳性能的有限元分析 [J]. 铁道科学与工程学报,2015,12(2):309-316.
ZHANG D F, YU Z W. Finite element analysis of fatigue behavior for steel-concrete composite box beam [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2015, 12(2): 309-316. (In Chinese)
- [11] 郭建生,孙国正. 用断裂力学法估算焊接钢结构的疲劳寿命[J]. 起重运输机械,1999(10):9-12.
GUO J S, SUN G Z. Estimation of fatigue life of welded steel structures by fracture mechanics[J]. Hoisting and Conveying Machinery, 1999(10): 9-12. (In Chinese)
- [12] 孟宪宏. 混凝土疲劳剩余强度试验及理论研究[D]. 大连:大连理工大学土木工程学院,2006:30-32.
MENG X H. Experimental and theoretical research on residual strength on concrete under fatigue loading [D]. Dalian: School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, 2016: 30-32. (In Chinese)
- [13] AAS -JAKOBSEN K, LENSCHOW R. Behavior of reinforced columns subjected to fatigue loading [C]//ACI Journal Proceedings. ACI 1973, 70(3): 199-206.
- [14] TEPFERS R, KUTTI T. Fatigue strength of plain, ordinary and lightweight concrete [C]//ACI Journal Proceedings. ACI 1973, 76(5): 635-652.
- [15] 李莉. 机械零件疲劳强度若干问题的研究[D]. 沈阳:东北大学机械能与自动化学院,2009:85-87.
LI L. Research on fatigue strength of mechanical components[D]. Shenyang: School of Mechanical Engineering and Automation, Northeastern University, 2009: 85-87. (In Chinese)
- [16] JTG D64-2015 公路钢结构桥梁设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2015:28-31.
JTG D64-2015 Specification of Highway Steel Bridge[S]. Beijing: China Communications Press, 2015: 28-31. (In Chinese)
- [17] NIE J, CAI C S, WANG T. Stiffness and capacity of steel-concrete composite beams with profiled sheeting[J]. Engineering Structures, 2005, 27(7): 1074-1085.
- [18] 黄侨. 桥梁钢-混凝土组合结构设计原理[M]. 北京:人民交通出版社,2004:35-37.
HUANG Q. Design principle of bridge steel-concrete composite structure[M]. Beijing: China Communications Press, 2004: 35-37. (In Chinese)