

doi:10.16104/j.issn.1673-1891.2022.01.012

完全剪力连接现浇板组合梁疲劳性能试验研究

袁西贵, 王 卫

(成都职业技术学院城建学院, 四川 成都 610218)

摘要:为了解组合梁的疲劳性能并为后续疲劳试验中参数的确定及对比分析提供依据,对1根完全剪力连接程度的现浇板组合梁施加等幅疲劳荷载。结果表明:完全剪力连接程度的现浇板组合梁疲劳破坏极易发生在钢梁的热影响区;疲劳破坏发生前,组合梁平截面假定始终成立;钢梁截面及混凝土翼缘板在整个试验过程中基本保持了初期的力学性能,混凝土翼缘板下侧裂缝开展及其与钢梁交界面的相对滑移都很小,整个梁的刚度退化也不明显。

关键词:现浇板组合梁,完全剪力连接,应力幅,等幅疲劳荷载

中图分类号:U441+.4 **文献标志码:**A **文章编号:**1673-1891(2022)01-0063-08

Experimental Study on the Fatigue Behavior of Complete Shear Connection Composite Beam with Cast-in-place Slabs

YUAN Xigui, WANG Wei

(Urban Construction College, Chengdu Polytechnic, Chengdu, Sichuan 610218, China)

Abstract: In order to understand the fatigue behavior and provide a basis for the determination of parameters and comparative analysis in subsequent fatigue tests, a constant amplitude fatigue load is applied to a complete shear connection composite beam with cast-in-place slabs. The results show that the fatigue failure of complete shear connection composite beams with slab cast-in-place often occurs in the heat affected zone of steel beams. The assumption of flat section of composite beam is always valid before fatigue failure, and in the whole test process, steel beam and concrete flange plate basically maintain the initial mechanical performance, and the crack development on the lower side of concrete slab and the relative slip at the interface with steel beam are very insignificant.

Keywords: composite beam with cast-in-place slabs; complete shear connection; stress amplitude; constant amplitude fatigue load

0 引言

钢-混凝土组合梁(简称组合梁)能充分发挥材料受力特性,具有抗震性能好、刚度大、稳定性好、施工方便、造价低等优点,在欧美、日本等地得到了广泛的应用,在我国也备受工程界的关注,多用于一些承受重复荷载作用的结构构件中,如桥梁工程、厂房吊车梁、码头面板等^[1-3]。但国内外对其所做的研究很少,且大多限于梁式结构静载试验上,对包括组合梁的整梁的疲劳行为很少研究,已有组合梁疲劳性能的研究多集中于剪力连接件^[3-9],国

内对组合梁疲劳相关的设计规范也都只能参考国外规范编制。

结合我国西部大开发道路桥梁为先的战略,迫切需要对钢-混凝土组合梁进行试验研究与理论分析,以便充分发挥它们在西部中小跨径桥梁建设以及相关工程中的作用,同时也为制定和完善我国相关设计规程、规范提供一些参考。鉴于此,本论文就完全剪力连接程度现浇板组合梁疲劳性能进行了研究,以期了解完全剪力连接现浇板组合梁的力学性能,并为后续的叠合板组合梁疲劳性能试验研究打下基础。

收稿日期:2021-10-15

基金项目:四川省教育厅2017年度科研计划自然科学类重点项目(17ZA0140)。

作者简介:袁西贵(1971—),男,四川遂宁人,高级工程师/副教授,博士,研究方向:组合结构及工程抗震。

1 试件设计

1.1 材料性能

钢筋采用 HPB300; 钢梁为上下翼缘不对称的焊接 Q235 工字钢梁, 栓钉型号为 $\Phi 16 \times 65$ mm 圆柱头栓钉, 所用材料为 16 Mn 钢经冷拔、锻造而成。混凝土材性试验结果如表 1 所示。

表 1 混凝土材性试验结果

组合梁编号	f_{cu}/MPa	f_c/MPa	E_c/MPa
FSCB-1	47.5	38.0	32 030

根据钢梁材性试验, 翼缘屈服强度 f_f 、腹板屈服强度 f_w 及 k 各自极限强度分别如下取值: $f_f = 286$ MPa, $f_w = 350$ MPa, $f_u = 450$ MPa; 栓钉极限抗拉强度取为: $f_{su} = 450$ MPa。

1.2 组件设计

本次现浇板组合梁疲劳试验所采用钢梁截面如图 1 所示。

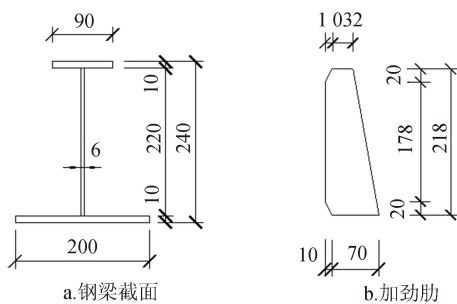


图 1 钢梁截面及加劲肋

试验梁的支承跨度取 4 500 mm。为量测梁端钢梁和混凝土翼缘间相对滑移, 钢梁两端各伸出支承点 100 mm, 钢梁实际长度为 4 700 mm。各组件的设计如下。

1.2.1 钢梁截面尺寸

采用焊接工字钢梁截面, 其支承处设置加劲肋, 经优化设计截面尺寸如图 2 所示。钢梁腹板厚度为 6 mm (实测 5.8 mm), 高 220 mm; 上翼缘宽度为 90 mm, 下翼缘宽为 200 mm, 翼缘厚均取 10 mm (下翼缘实测 9.9 mm)。

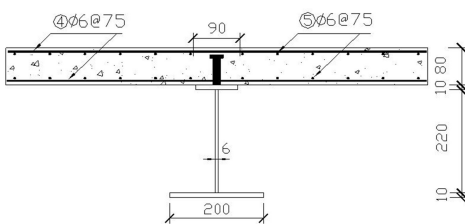


图 2 现浇板组合梁 FSCB-1 配筋详图

1.2.2 混凝土翼缘板

混凝土现浇翼缘板厚取 80 mm, 板内配置 $\Phi 6$

双向双层钢筋, 间距均为 75 mm, 截面参数详见图 2 (板内下部钢筋保护层为 10 mm)。

1.3 栓钉的设计

剪力连接件按照不考虑剪力图变化而将剪力连接件均匀布置的塑性设计方法设计^[10], 经计算单个栓钉抗剪承载力 V_u 可取为: $V_u = 63\ 347$ N。

1.4 组合梁模型的设计

完全剪力连接组合梁半个剪跨区段所需栓钉总个数 n_f 计算过程如下:

$$n_f = \frac{V_1}{V_u} = \frac{1\ 270\ 280}{63\ 347} = 20.053。$$

式中: V_1 为组合梁半个剪跨区段混凝土及钢梁界面总剪力, N 。

完全剪力连接情况下, 取一个剪弯区段栓钉数为 21 个 (实际剪力连接程度 γ 为 1.047), 栓钉沿钢梁上翼缘均匀对称单列布置。但为防止组合梁受力过程中发生掀起等次生破坏, 在纯弯区段也对称布置了 4 个栓钉。完全剪力连接现浇板组合梁 FSCB-1 中栓钉布置如图 3 所示。

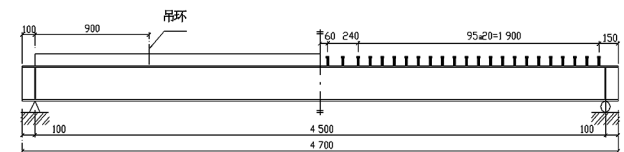


图 3 梁 FSCB-1 栓钉布置

2 基于平截面假定的组合梁屈服弯矩和极限弯矩

基于平截面假定并不考虑滑移效应和考虑滑移效应 2 种情况计算组合梁屈服弯矩^[10], 过程如下。

2.1 组合梁屈服弯矩

取钢板弹模 $E_s = 2.06 \times 10^5$, 钢板与混凝土弹性模量 (E_c) 之比 α_E 如表 2 所示。不计混凝土徐变, 组合梁 FSCB-1 截面换算成等效钢梁截面如图 4 所示。取 $b_2 = 90$ mm, $b_3 = 5.8$ mm, $b_4 = 200$ mm, $h_1 = 80$ mm, $h_2 = 10$ mm, $h_3 = 220$ mm, $h_4 = 9.9$ mm。 $b_1 = 900/\alpha_E$, 组合梁 b_1 计算结果如表 2 所示。

表 2 试验梁的混凝土翼板换算宽度 b_1 取值

项次	f_c	α_E	b_1/mm
FSCB-1	38.0	6.424 9	140.08

2.1.1 不考虑滑移效应时组合截面弹性中和轴及屈服弯矩

本次试验梁 FSCB-1 组合截面几何参数及屈服 (极限) 弯矩如表 3 所示。

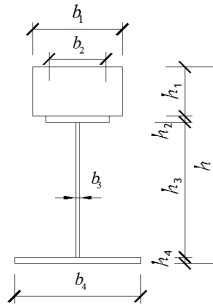


图 4 组合梁等效弹性钢截面

表 3 不考虑滑移效应影响组合梁截面计算抗力

项次	中和轴位置 $X^{(k)}/\text{mm}$	抗弯刚度 $E_s I_z^{(k)}/\text{m}^4$	屈服弯矩 $M_y^c/\text{kN}\cdot\text{m}$	屈服弯矩 $M_y^c/\text{kN}\cdot\text{m}$
FSCB-1	228.54	31.887	193.71	413.96

注: $X^{(k)}$ 为组合梁换算截面中和轴至钢梁下翼缘底边的距离; M_y^c 为由钢梁下翼缘计算而得组合截面屈服弯矩; M_y^c 为由混凝土翼缘板边缘应力极值计算得组合截面弹性极限弯矩。

表 5 试验梁 FSCB-1 静力计算极限承载力 $M_u^{(k)}$

项次板号	栓钉个数	剪力连接度 γ	屈服弯矩 不计滑移	考虑滑移		极限弯矩/ kN·m	极限荷载/ kN
				屈服弯矩/kN·m	屈服荷载/kN		
FSCB-1	21	1.05	193.71/kN·m	184.37	184.37	265.98	265.98

3 试验装置和加载方案

3.1 加力点的确定

疲劳试验试件为简支钢-混凝土现浇板组合梁,采用跨中两点对称加载。本次试验将剪跨取为 2 000 mm。组合梁静力试验加载方案如图 5 所示。

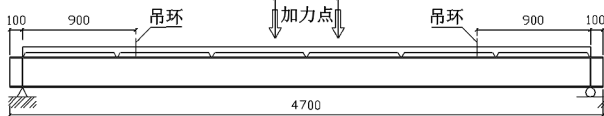


图 5 组合梁加载方案

3.2 加载方式及加载频率

本次疲劳试验主要关注的是疲劳寿命(疲劳强度),并不关心疲劳损伤的判断准则,故采用固定最小应力和最大应力水平的等幅正弦波加载而没有采用变幅重复荷载作用。加载频率约为 4 Hz,也保证了试验机加载端头和混凝土板永不分离,确保了有效加载,避免了加载频率引起的共振的影响。

3.3 加载设备

2 000 kN 万能试验机 2 台,用于材性试验。组合梁疲劳试验在 1 000 kN 加载架下进行,由一台 500 kN 的液压脉动疲劳试验机所控制的油压千斤顶通过分配梁加载。荷载大小通过测力传感器测

2.1.2 考虑滑移效应时组合截面弹性中和轴及屈服弯矩的确定

由钢结构设计标准,考虑组合梁滑移效应后组合梁屈服荷载及屈服弯矩如表 4 所示。

表 4 考虑滑移效应后试验梁 FSCB-1 截面计算抗力

项次	中和轴位置 $X^{(k)}/\text{mm}$	抗弯刚度 $E_s I_z^{(k)}/\text{m}^4$	屈服弯矩 $M_y^c/\text{kN}\cdot\text{m}$	屈服弯矩 $M_y^c/\text{kN}\cdot\text{m}$
FSCB-1	228.54	31.887	193.71	413.96

注: ζ 为组合梁考虑滑移效应后弹性弯矩折减系数。

2.2 组合梁极限

不计混凝土抗拉强度,塑性设计时梁 FSCB-1 混凝土受压区高 $X_p^{(k)}$ 以及静力极限承载力 $M_u^{(k)}$ 如表 5 所示。

量,千斤顶施加的荷载由一分配梁传递到通过坐浆固定于组合梁上表面的 2 个垫梁上。加载装置如图 6 所示。

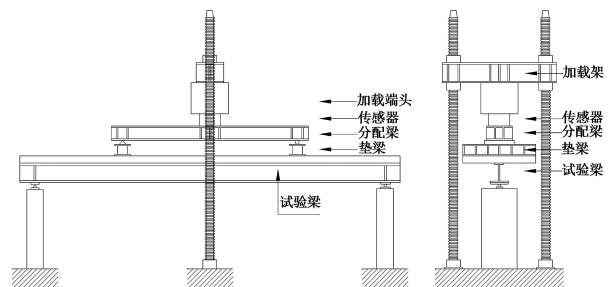


图 6 试验加载装置

3.4 加载方式及测试装置

3.4.1 加载方式

疲劳试验分 3 步进行。首先以疲劳荷载下限进行预静载试验以观察所布置的仪表及加载系统是否正常工作,再卸载至零。紧接着进行静载试验,按照梁疲劳荷载上限的 20% 为荷载增量分级加载,共 5 级,每加完一级荷载后使用计算机采集一次数据。为便于以后的对比分析,在经过疲劳荷载下限 Q_{\min} 时,应增加一级。卸载时分 5 级卸载至零,同样在经过疲劳荷载下限时也应增加一级。试验数据全部由计算机自动采集,在试验的全过程中通过监视器对试验梁的荷载—挠度及钢梁下翼缘的荷载—应变等曲线等进行了监测。疲劳加载程序如

图 7 所示。

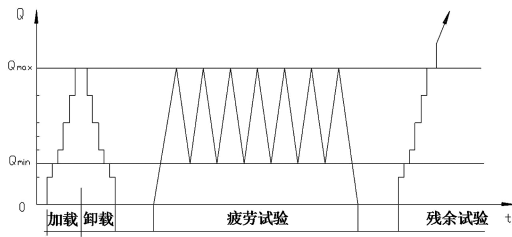


图 7 疲劳加载程序

3.4.2 测试装置(数据采集设备)

测力传感器:用于量测动、静荷载值;位移传感器:用于量测界面滑移、跨中位移等数据的采集;应变仪及配套的数据采集设备和相应软件。

3.5 测试内容及测点布置

3.5.1 量测内容

量测设备通道共 16 个,其中测力系统 1 个通道;跨中挠度量测占用 1 个通道,故集中在 1 个截面布置应变片,选取跨中截面,在该截面的钢梁及混凝土上分别布置 4 和 5 个应变测点;在梁半跨内布置 5 个量测混凝土与钢梁交界面的相对滑移的测点;裂缝宽度用刻度片和放大镜观测记录。

3.5.2 测点布置

图 8 给出了梁的测点及仪表布置图。图 8 中 C_i 表示在混凝土翼缘板上粘贴的电阻应变片, S_i 表示钢梁上粘贴的电阻应变片; D_i 表示量测混凝土翼缘板与钢梁间相对滑移以及量测组合梁跨中位移的动态位移传感器(i 表示离钢梁下翼缘距离)。其中梁跨中截面布置了 5 个电阻应变片,钢梁翼缘下缘及腹板布置 4 个电阻应变片。混凝土翼板与钢梁交界面处布置位移传感器以量测交界面相对滑移;梁的跨中装有 200 mm 位移计以量测跨中挠度。

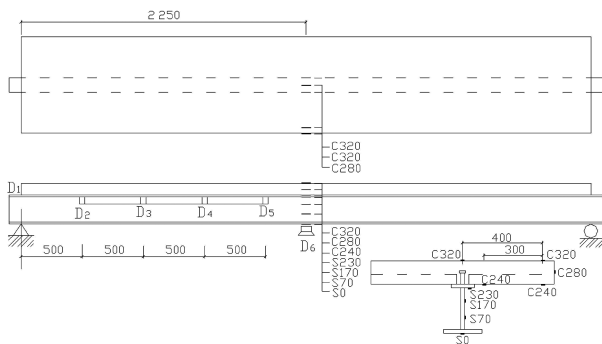


图 8 测点布置

4 试验现象及分析

4.1 疲劳破坏前

预加静力荷载时(从 0 加至 110 kN),开始能听

到由于钢梁应力重分布等原因使得组合梁发出的吱吱声直至后来声响渐渐消失。记录到的滑移不明显,但卸载后梁的残余变形较大。

为了了解试件的静力刚度随反复荷载作用次数的影响,在不同疲劳循环时期进行了数据采集,紧接着卸载并作静力刚度退化试验,同时记录了相应数据。但本次力传感器线性关系很不理想,因此现浇组合梁 FSCB-1 的刚度退化数据不可信,没有对之进行分析采用。

当疲劳试验进行到 30 万次、47.5 万次、50 万次、165.5 万次时,由于采集系统软件冲突等造成的系统不稳定,电脑内部软件运行出错或软件冲突、电脑硬件老化、数据线路接口在长期使用过程中因发热等导致连接不可靠等诸多原因,常常导致计算机内部冲突、软件不正常显示、不正常退出或关闭,多数情况下甚至死机。因此,没法得到动态过程中真实的残余变形、残余滑移等数据。鉴于此,我们的目标主要锁定在对疲劳试验的定性分析和疲劳寿命、疲劳荷载等可靠数据方面。需要说明的是,并非其他数据都不可用,比方说我们在分析数据时采用了稳定状态下的荷载差值引起的效应进行分析。这样,数据的真实性在很大程度上是有保证的。在试验进行到 249 万次时 1~3 通道过载,相应混凝土上表面外测应变片所测得的数据失效。所采集到的数据保持常量,经检查分析,排除了应变片粘贴质量的问题,最终发现了问题出在接口上。

在加载至 250 万次作静力刚度退化试验,卸载到 0 时,我们听到了组合梁发出的咯吱声,估计是钢梁与混凝土板在交界面间弹性反向滑移而产生了局部摩擦声响。继续加载至 300 万次时,组合梁仍没有表现出破坏的迹象,既观察不到明显滑移又看不到开裂。

总的来说,该梁在此前的绝大多数时间内均表现出了很好的线性关系,采集到的数据也很稳定。偶尔能听到微弱的吱吱声,组合梁并未因此发生可以观察到的变化。为此,保持荷载幅值不变而提高应力水平继续疲劳试验,将荷载上限 P_{max} 提高到 130 kN(约 $0.671 P_y$),荷载下限 P_{min} 提高到 60 kN(约 $0.31 P_y$)。当反复荷载施加到 333.33 万次时,卸载作静力试验,之后发现纯弯区段混凝土板下表面已有 4 条几乎平行的细微的横向裂缝,其间距约为 100 mm。直至疲劳试验结束时最大缝宽也没超过 0.3 mm,如图 9 所示。

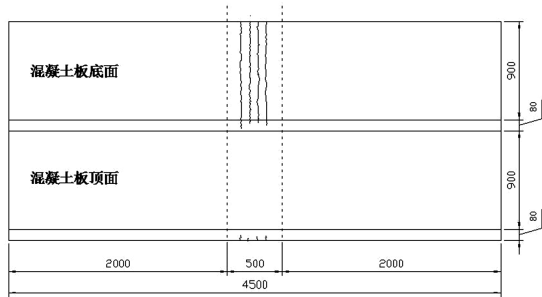


图 9 组合梁 FSCB-1 疲劳破坏后混凝土板裂缝示意图

静力刚度退化试验后继续施加反复荷载,加载至 334 万次后,钢梁下翼缘与腹板焊缝连接处应变缓慢降低,而腹板下缘应变迅速增加,这个过程持续了大约 40 min。这是由于热影响区钢材的抗疲劳能力低,当荷载循环达到一定次数时,其中的内部微裂缝将有所发展,从而使得裂缝周围与裂缝垂直方向钢梁应力有所释放,原来由钢梁下翼缘承受的部分荷载相当大的一部分转移到了腹板上。

当反复荷载加至 335.5 万次时听到一沉闷声响,这是钢梁下翼缘与钢梁腹板连接焊缝的热影响区内部微裂缝迅速发展而引起的钢材被拉裂的声音。此时钢梁上已经相继出现了 3 条非常明显的可见裂缝,如图 10 所示。随着反复荷载的继续施加,裂缝很快沿腹板上方和下翼缘两侧发展,梁的刚度明显减少,自振频率有所降低,梁的强迫振动特性有所改变,跨中位移幅值加大,疲劳试验机已经满足不了荷载引起的位移幅的要求了。这时实际上已经无法施加疲劳荷载了,我们说疲劳破坏已经发生了。

4.2 疲劳破坏后

疲劳破坏发生后停机仔细观察,可以明显看到距组合梁对称轴线 60 mm 的那条主裂缝①在钢梁下翼缘上已经发展到了两侧,几乎贯穿整个下翼缘截面,该裂缝沿腹板向上长达 60 mm;另外一条位于剪跨区但离加载点仅 110 mm 的次裂缝②,在腹板上长达 25 mm,但沿翼缘两侧延伸长度均为 15 mm;在纯弯区段距另一剪跨段 25 mm 处的那条次裂缝③在腹板上长达 35 mm,但仅在翼缘的一侧发展到外一条位于剪跨区但离加载点仅 110 mm 的次裂缝②,在腹板上长达 25 mm,但沿翼缘两侧延伸长度均为 15 mm;在纯弯区段距另一剪跨段 25 mm 处的那条次裂缝③在腹板上长达 35 mm,但仅在翼缘的一侧发展到 30 mm 处,组合梁 FSCB-1 疲劳破坏时钢梁上裂缝分布如图 10 所示。至此,该试件宣告破坏,这种破坏形态也是很容易理解的。

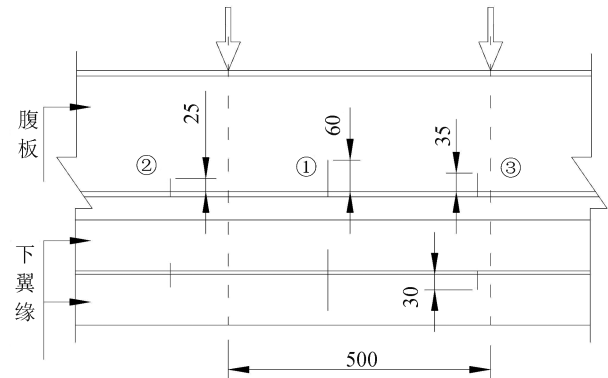


图 10 梁 FSCB-1 疲劳破坏时钢梁上裂缝分布

首先,3 条裂缝均是从钢梁腹板和翼缘连接焊缝处热影响区出现,这在很大程度上可以说明钢梁焊缝处热影响区内存在初始缺陷,这种初始缺陷可能是热影响区存在初始微裂缝,也可能是存在夹杂等缺陷,当然也不排除钢板材质不均、钢板本身存在初始缺陷等可能性;其次,剪跨段加载点下方附近,特别是钢梁腹板和翼缘连接焊缝处,钢梁实际上是处于复杂应力状态,既有接近全梁范围内的最大正应力的弯曲应力存在,又有接近全梁最大的弯曲剪应力存在。在这种复杂应力下,焊缝处将产生很大的主拉应力,从而成为疲劳破坏发生的最危险的区域;至于纯弯区段,由于它有全梁最大的弯曲正应力存在,必然也将控制着疲劳破坏的发生。所有这些原因构成了这种疲劳破坏形态产生的理由。

疲劳破坏发生时,压区混凝土无压酥现象,整个组合梁包括两端部均未出现可见滑移,梁的残余变形并不显著且多产生在预加载阶段。此梁的疲劳寿命为 337 万次,虽然疲劳破坏发生时该组合梁没有任何栓钉被剪坏,同时也没有纵向劈裂破坏发生。但由于裂缝首先出现在下翼缘与腹板连接焊缝的热影响区,初始裂缝发展比较迅速,疲劳破坏发生后截面很快削弱,组合梁的残余抗弯刚度以及残余截面抗弯模量较小,组合梁残余承载力变得很低(扣除削弱截面后可得计算残余极限承载力为 1 万 kN)。由于梁 FSCB-1 下翼缘裂缝开展已经很宽很长而到了不适宜继续做该试件的静力残余承载力试验。因而没有能得到相关数据。这种破坏相比钢梁下翼缘边缘首先拉裂的破坏形态更为不利。在工程实践中,在制作安装组合梁时应力求组合梁不发生这种破坏形态,因为其残余承载力降低非常明显。发生这种疲劳破坏形态的组合梁脆性较为明显,破坏来得更突然。

从该试验可以看出,对能保证施工质量的完全

剪力连接现浇板组合梁如果设计能使混凝土翼缘很接近中性轴,那么混凝土板的开裂将得到推迟,而且还会因此减少裂缝宽度。此外疲劳破坏发生时,混凝土板并未发生纵向劈裂破坏,说明按照目前我国规范要求进行的构件设计不仅能保证静力荷载下组合梁的破坏形态,也能保证疲劳荷载下组合梁不发生相对而言更为突然、更为危险的纵向劈裂破坏。这样对于完全剪力连接组合梁疲劳破坏形态将仅由钢梁的性能所控制。设计时可参考钢结构疲劳规范进行。

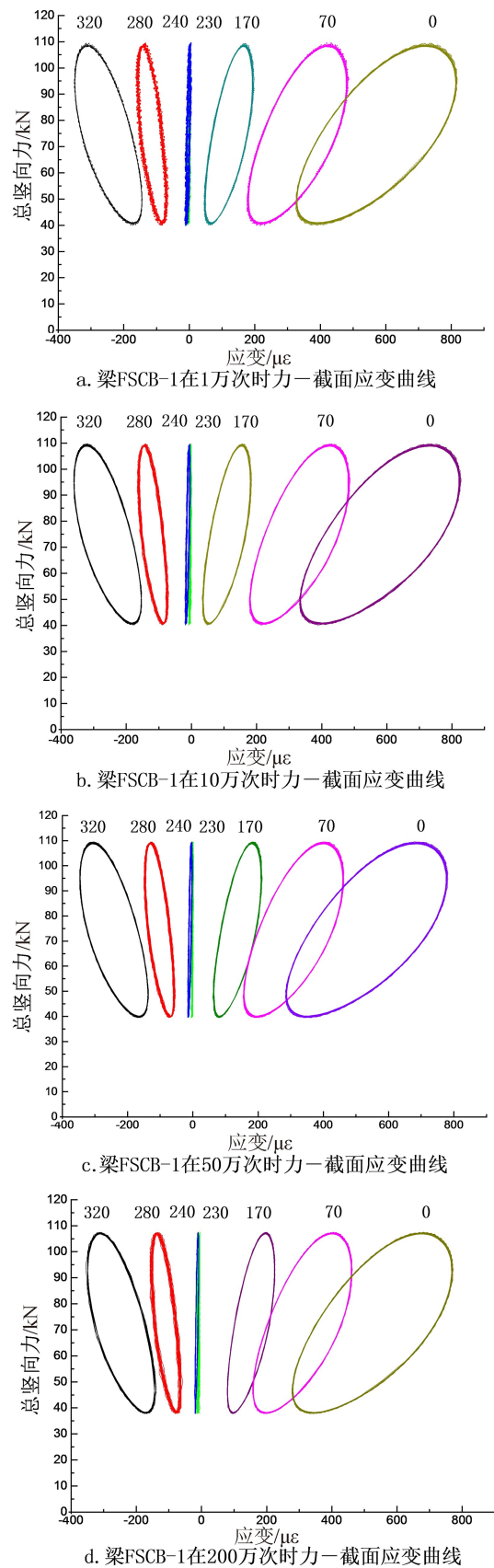
单就梁 FSCB-1 来说,由于应力水平的提高加速了梁的疲劳破坏,似乎应力水平对疲劳寿命等特征有明显影响。但对比后期的混凝土叠合板作翼缘的组合梁 FSCB-2^[2]等,这种结论尚需进一步研究。梁 FSCB-1 的初始应力水平更低,而疲劳寿命更短。究其原因,一方面可能是先期疲劳应力水平低,在结构内部已有不同程度损伤的基础上提高了后期应力水平,使得一直处于低应力状态下的试件内部原本较为稳定的损伤进一步加剧,这种作用是不稳定的,从而更易疲劳破坏。因此,笔者认为逐渐增大的变幅荷载对构件的疲劳性能不利;另一方面,后期静力试验次数过多,本试件是纯对比试验,笔者设计了更多次数的静力刚度退化,以期找到刚度随疲劳循环次数而退化的规律从而为后面试件的试验参数提供参考,由于静力施加较为缓慢,对试件疲劳损伤更为彻底、更为充分,因而试件更早破坏。

5 试验结果

5.1 截面应变分布曲线

梁 FSCB-1 在不同加载时期应变圆,应变分布以及对应 70 kN 荷载幅时截面应变分布几乎没有变化,此外刚度也没有明显退化,这在很大程度上区别于混凝土梁,因而组合梁值得大力推广应用于承受疲劳荷载的桥梁等结构中。由于在不同加载时期组合梁的疲劳特征区别不明显,这里我们仅提供了部分加载时期的应变分布曲线,如图 11 ~ 12 所示。

由图 12 可以看出,不同循环次数下平截面假定依然成立;不同循环次数下相同荷载作用下,各测点应变变化可忽略不计;不同循环次数下同一测点钢梁应力与应变保持了很好的正比关系。



注:应变圆曲线上方的数字代表截面的高度。

图 11 梁 FSCB-1 在不同荷载循环次数时截面不同高度处应变圆曲线

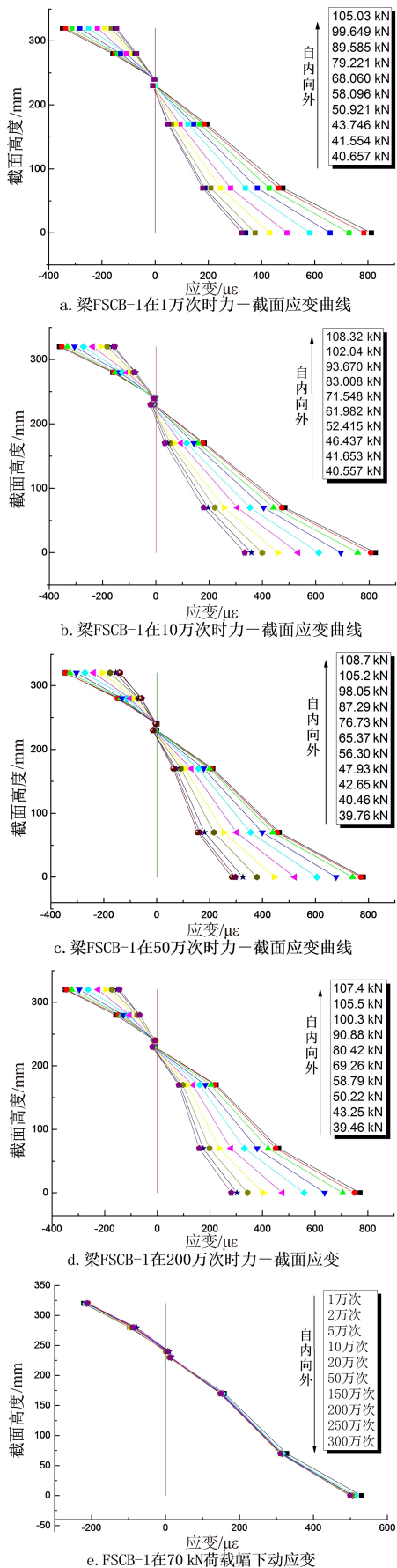


图 12 梁 FSCB-1 在不同荷载循环次数时截面应变分布曲线

5.2 破坏后的组合梁

组合梁 FSCB-1 疲劳破坏形态如图 13 所示。由图 13(a)可知,组合梁破坏后的残余变形很小;由图 13(b)可知,疲劳破坏首先发生在钢梁下翼缘焊缝及其热影响区。

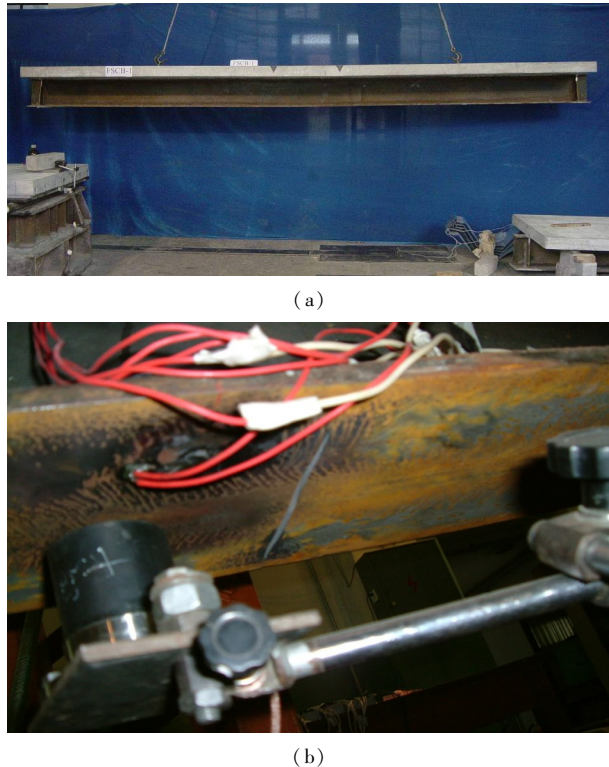


图 13 梁 FSCB-1 破坏形态

6 结语

完全剪力连接程度的现浇板组合梁在等幅疲劳荷载作用下,疲劳破坏极易在钢梁的热影响区发生,在疲劳破坏发生前,在设计应力幅作用下,组合梁平截面假定始终成立,钢梁截面各点应力和应变表现出了很好的弹性关系(本次试件因混凝土应力水平及应力幅值均较低,混凝土翼缘板在整个试验过程中也表现出了很好的弹性性质),同时不同的荷载循环次数时截面的应变幅以及应变分布基本保持了初期的水平,其变化可忽略不计。

完全剪力连接叠合板组合梁直到疲劳破坏发生时,混凝土翼缘板下侧裂缝开展以及与钢梁交界面的相对滑移都很小,其刚度退化也不明显。此外,除了初期的静力预加载其残余变形以外后期残余变形相当小,本次试验记录到的疲劳荷载下残余变形数据变化在整个循环加载过程并不明显。根据后期的试验梁的对比可见:应力水平对于疲劳寿命的影响完全可以忽略不计,但因为本次试件数量有限,此结论尚需进一步验证。

参考文献:

- [1] 袁西贵.钢-混凝土叠合板组合梁疲劳性能的试验研究[D].北京:清华大学,2005.
- [2] 李建军.钢-混凝土组合梁疲劳性能的试验研究[D].北京:清华大学,2002.
- [3] 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.
- [4] 苏军,郭凯凯,胡夏闯,等.装配式钢筋桁架混凝土组合梁螺栓连接件抗剪性能试验研究[J].建筑科学,2018,34(11):67-75.
- [5] 汪洋,张玉杰,陈炳聪.钢-混凝土组合梁栓钉剪力连接件抗剪承载力研究[J].建筑科学,2019,35(1):20-24.
- [6] 潘军,徐瑜.港珠澳大桥九洲航道桥主梁及桥塔施工关键技术[J].桥梁建设,2016,46(6):1-6.
- [7] 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.
- [8] LEE P, SHIM C, CHANG S. Static and fatigue behavior of large stud shear connectors for steel-concrete composite bridges[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61(9): 1270-1285.
- [9] 肖林,李小珍,卫星,等.PBL剪力键的疲劳性能试验研究[J].土木工程学报,2015,48(7):93-101.
- [10] 聂建国,刘明,叶列平,等.钢-混凝土组合结构[M].北京:中国建筑工业出版社,2005.

(上接第 51 页)

放缓随后趋于稳定。在未来新型城镇化建设过程中,济南市首先应进一步增强中心城区的带动辐射作用,推动产业结构升级与城市功能结构优化相结合,并以小城镇和农村新型社区建设为抓手,以智慧城市、绿色城镇等新型城镇化发展理念为指引,引导各县区依据自身优势创建特色小镇、打造特色主导产业,以加快区域联动发展的步伐;其次,要紧

跟时代步伐全面推进新型农村社区建设,推动实施城中村改造,以提质增效为重点,以产业结构升级为引擎,以政策体制创新为支撑,健全基础设施体系、强化城镇基础公共服务,并着力推动新旧动能转换先行区建设,同时促进以产促城、以城兴产的产城融合发展,建设好具有泉城特色的美丽宜居的现代化城镇。

参考文献:

- [1] 济南市统计局,济南市第七次全国人口普查领导小组办公室.济南市第七次全国人口普查公报[N].济南日报,2021-06-16(A04).
- [2] 胡彩梅,韦福雷,李秀春,等.中国城镇化发展水平测度与空间差异研究[J].资源开发与市场,2014,30(7):806-809+893.
- [3] 钱耀军,滕双春,何海霞.海南省新型城镇化区域发展水平综合评价研究[J].中国统计,2015(4):51-53.
- [4] 赵爽,吴红霞.基于灰色关联度的河北省新型城镇化发展水平评价[J].企业经济,2015(5):153-156.
- [5] SHAN Zhuoran, HUANG Yaping. An analysis of the concept, goals, contents, planning strategies and misunderstandings of new urbanization[J]. Urban Planning Forum, 2013(2): 16-22.
- [6] 王富喜,孙海燕.山东省城镇化发展水平测度及其空间差异[J].经济地理,2009,29(6):921-924.
- [7] 邓聚龙.灰色系统基本方法[M].武汉:华中理工大学出版社,1987.
- [8] 刘思峰,曾波,刘解放,等.GM(1,1)模型的几种基本形式及其适用范围研究[J].系统工程与电子技术,2014,36(3):501-508.
- [9] 史晓浩,张永光.济南 立足新发展格局 建设“强省会”现代化城乡[N].济南日报,2021-01-20(A05).
- [10] 陈彦光.城市化与经济发展水平关系的三种模型及其动力学分析[J].地理科学,2011,31(1):1-6.
- [11] 济南市统计局.济南统计年鉴(2005—2020)[EB/OL].[2021-10-06].http://jntj.jinan.gov.cn/col/col27523/index.html.