



配置 HRB500 钢筋小跨高比带板开缝连梁的 抗震性能试验研究

刘瑞欣¹, 王敏¹, 陈晓磊¹, 朱文博², 傅剑平¹

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆市设计院, 重庆 400015)

摘要: 为了防止联肢剪力墙中小跨高比连梁发生低延性剪切破坏, 在单连梁中部设置一条通缝, 形成开缝连梁改善其抗震性能。试验完成了 3 个小跨高比带板开缝连梁的低周反复加载, 通过与其他配筋形式连梁对比, 分析了开缝连梁的破坏形态、滞回特征、承载力退化、刚度退化、延性、耗能等一系列抗震性能。利用软件 ABAQUS 对试件滞回曲线的骨架曲线进行模拟, 并将模拟结果和试验结果相对比。结果表明, 小跨高比开缝连梁具有良好的承载能力及变形能力, 施工较为方便且经济, 能有效防止小跨高比连梁延性较差的剪切破坏, 具有较好的抗震性能, 可在实际工程中推广。

关键词: 开缝连梁; 小跨高比连梁; 带板; 抗震性能; 钢筋

中图分类号: TU375.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2016)01-0009-08

Experimental analysis on seismic behavior of small-span-to-depth-ratio slotted coupling beams with slab and HRB500 bar

Liu Ruixin¹, Wang Min¹, Chen Xiaolei¹, Zhu Wenbo², Fu Jianping¹

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China;

2. Chongqing Architectural Design Institute, Chongqing 400015, P. R. China.)

Abstract: Small-span-to-depth-ratio coupling beams of shear wall can be formed with a crack in the middle to prevent from shear failure and improve the seismic performance. Three coupling beams with same small-span-to-depth-ratio were tested under cyclic loading. Comparing the results of slotted coupling beams with other coupling beams of different forms of reinforcement, we analyzed the seismic behavior of the slotted coupling beam, including failure pattern, hysteresis loop, strength degradation, stiffness degradation, ductility and energy dissipation. We simulated skeleton curve of specimens' hysteresis curve by using ABAQUS and compared the simulation result with the experiment result. The results show that slotted coupling beams with small-span-to-depth-ratio have good performance of bearing capacity and deformation. They can be constructed conveniently and economically. Besides, with the good seismic performance, small-span-to-depth-ratio coupling beams could prevent from shear failure effectively and be applied well in practical engineering.

Keywords: slotted coupling beam; small-span-to-depth-ratio; slab; seismic performance; bar

收稿日期: 2015-07-30

基金项目: 国家自然科学基金(51478063)

作者简介: 刘瑞欣(1992-), 女, 主要从事钢筋混凝土结构工程研究, (E-mail) liuruixin0120@163.com。

Received: 2015-07-30

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 51478063)

Author brief: Liu Ruixin (1992-), main interest: RC structure, (E-mail) liuruixin0120@163.com.

在剪力墙结构、框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构中,常出现小跨高比连梁。众所周知,连梁作为联肢墙的第一道抗震设防防线,应具有良好的变形耗能能力,然而小跨高比连梁延性较差,容易发生剪切破坏。因此,对连梁的设计至关重要。学者们根据小跨高比连梁的特征采用了不同的配筋方案。Paula 等^[1]提出了在小跨高比连梁内加设对角暗撑的配筋方案,Tegos 等^[2]提出了菱形配筋方案,文献[3-4]提出了复合斜配筋方案。以上配筋改进方案虽然不同程度地改进了连梁的抗震性能,但也加大了施工难度,由于钢筋配置较拥挤,骨架需要相互贯穿,难以保证混凝土浇筑质量。目前,工程界提出了在连梁中间位置设置一条通缝的方案,使得上下两个分梁的跨高比增大,从而增大了连梁的变形能力,有效防止小跨高比连梁发生剪切破坏。文献[5-10]对开缝连梁构件进行了试验分析,但以往试验均没有考虑现浇楼板对连梁受力性能的影响,与实际工程不符,因此有必要进一步研究带板开缝连梁的抗震性能。笔者设计了 3 个配置 500 MPa 钢筋的带板开缝连梁,且对这 3 个相同小跨高比试件进行低周反复加载试验,将试验结果与相同跨高比的其他配筋形式连梁对比,总结分析其破坏形态、承载力、刚度、延性、耗能能力,进一步认识开缝连梁的力学性能。

1 试验设计

1.1 试件设计

笔者完成了 3 个带板开缝连梁的试验,分别为 CB-K3、CB-K4、CB-K8,其跨高比均为 2.0,中间设置 100 mm 宽的通缝,3 个试件的通缝位置有所差异。每个试件的两分梁均按照普通细长连梁绑扎钢筋形成开缝连梁骨架,连梁纵筋为 HRB500 钢筋,箍

筋采用 HRB335 钢筋,板筋采用 HRB235 钢筋,使用同等强度 C30 混凝土进行浇筑养护,从而形成小跨高比开缝连梁试件。本文还加入文献[11]的相同跨高比试件 CB-K5,具体尺寸及配筋如图 1,各试件参数值如表 1~3 所示。为了更清晰直观的了解开缝连梁受力性能,将其与之前完成的 HRB500 其他形式配筋小跨高比连梁进行对比,包括普通配筋连梁、对角斜配筋连梁、交叉斜筋连梁,尺寸及配筋如图 2 所示。将以上 7 个相同跨高比试件分为两组进行对比,第 1 组是 CB-K3、CB-K4、CB-22C,剪压比均为 0.2;第 2 组是 CB-K5、CB-K8、CB-40、CB-X4C,剪压比均为 0.25。

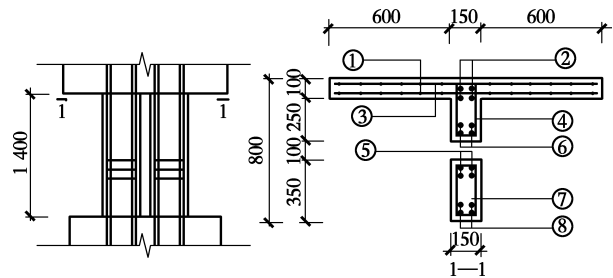


图 1 开缝连梁尺寸及配筋

Fig. 1 Dimension and reinforcement detailing of slotted coupling beams

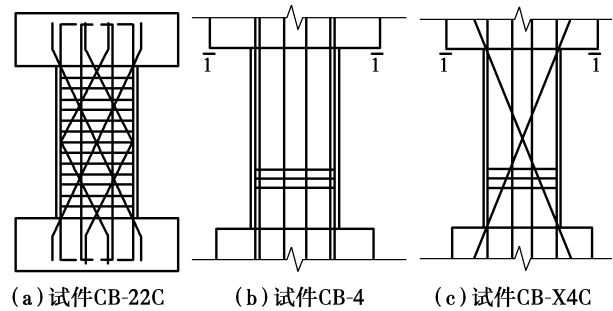


图 2 试件 CB-22C、CB-40 和 CB-X4C 配筋形式

Fig. 2 Reinforcement detailing of CB-22C, CB-40 and CB-X4 C

表 1 CB-K3、CB-K4、CB-K5、CB-K8 参数值

Table 1 Test parameters of CB-K3, CB-K4, CB-K5 and CB-22C

试件 编号	梁高/mm		配筋情况							
	L_1	L_2	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
CB-K3	350	350	$\phi 6@100$	$4\phi 20$	$\phi 6@100$	$\phi 12@100$	$4\phi 20$	$4\phi 20$	$\phi 12@100$	$4\phi 20$
CB-K4	300	400	$\phi 6@100$	$4\phi 20$	$\phi 6@100$	$\phi 12@100$	$4\phi 20$	$4\phi 20$	$\phi 12@100$	$4\phi 20$
CB-K5	350	350	$\phi 6@100$	$2\phi 16$	$\phi 6@100$	$\phi 10@100$	$3\phi 20$	$4\phi 16$	$\phi 10@100$	$3\phi 20$
CB-K8	400	300	$\phi 6@100$	$2\phi 16$	$\phi 6@100$	$\phi 10@80$	$2\phi 16$	$3\phi 20$	$\phi 10@150$	$2\phi 20+2\phi 16$

注:配筋①~⑧表示图 1 中开缝连梁纵筋及箍筋的配筋类别。

表 2 试件钢筋的力学性能
Table 2 Properties of reinforcing bars

钢筋直径	屈服强度/ ($N \cdot mm^{-2}$)	极限强度/ ($N \cdot mm^{-2}$)	弹性模量/ ($10^5 N \cdot mm^{-2}$)
$\phi 20$	516.6	695.8	2.05
$\phi 16$	529.1	700.8	2.02
$\phi 12$	353.4	550.9	1.80
$\phi 10$	425.9	607.1	1.89
$\phi 6$	341.7	511.7	2.40

表 3 试件混凝土的力学性能
Table 3 Properties of concrete

试件名称	$f_{cu}/(N \cdot mm^{-2})$	$f_c/(N \cdot mm^{-2})$	$f_t/(N \cdot mm^{-2})$
CB-K3	25.8	19.6	2.36
CB-K4	28.9	22.0	2.51
CB-K5	25.9	19.7	2.37
CB-K8	30.0	22.8	2.56

注: $f_c = 0.76 f_{cu}$

1.2 装置及加载制度

为了方便加载,试验将构件旋转 90° 放置,试验装置如图 3 所示。水平作动器通过 L 型梁将水平力传递给试件。在实际工程中,连梁的反弯点常位于中点位置,为了使构件受力更符合实际情况,在试验中将水平作动器对准连梁中轴线位置。

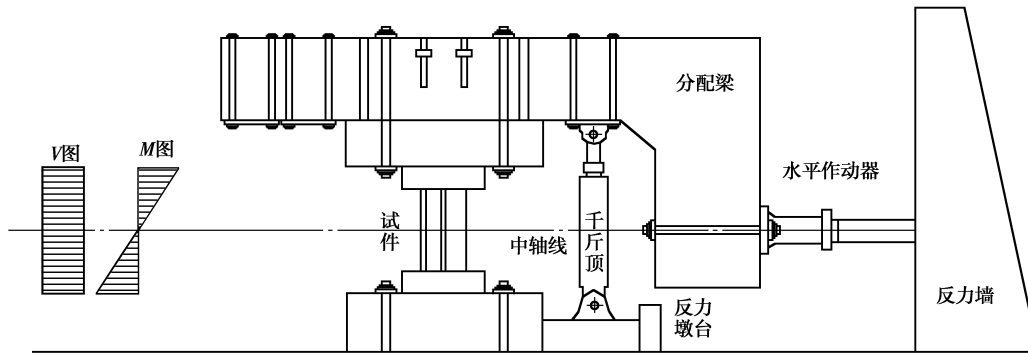


图 3 试验加载装置
Fig. 3 Test loading equipment

试验采用位移控制的方法进行加载。参照美国 ACI T1.1-1 试验加载制度,采用位移角推算出来的位移值大小进行加载,每一级加载循环 2 次,直至试验结束,加载程序如图 4 所示。判别试件失效是以承载力下降到峰值荷载的 85% 为依据,并将其所达到的位移作为“极限位移”。

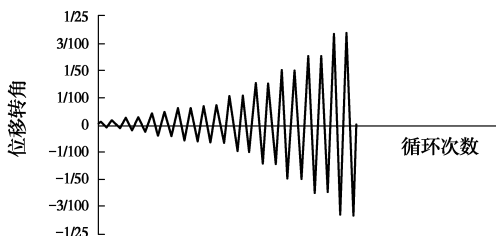


图 4 加载制度
Fig. 4 Loading sequence

图 5 所示。对于试件 CB-K3 和 CB-K4,梁端屈服时,剪压区形成密集的扇形裂缝,从极限状态来看,开缝连梁的两个分梁发生破坏的时间均不相同,不带板分梁先发生破坏,带板的分连梁较后发生剪切破坏;对于试件 CB-22C,屈服时,裂缝发展较开缝连梁稀疏,出现了对角斜裂缝,最终以近梁端剪切破坏达到极限状态。

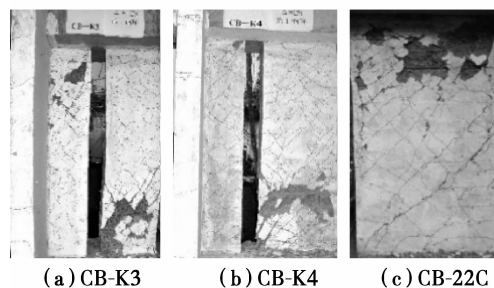


图 5 试件 CB-K3、CB-K4 与 CB-22C 的破坏现象
Fig. 5 Failure phenomenon of CB-K3, CB-K4 and CB-22 C

2 试验现象

2.1 试件 CB-K3、CB-K4 和 CB-22C 对比

试件 CB-K3、CB-K4 和 CB-22C 的破坏形式如

2.2 试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 和 CB-X4C 对比

试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 和 CB-X4C 的破坏

形式如图 6 所示。对于试件 CB-K5 和 CB-K8,梁端屈服时,剪压区出现了密集的扇形裂缝,最终不带板分梁先破坏,带板分梁后发生剪切破坏;对于试件 CB-40,梁端屈服时,出现明显的剪压区扇形裂缝,最终发生梁端滑移型剪切破坏;对于试件 CB-X4C,梁端屈服时,出现明显的对角斜裂缝,最终梁端滑移形成剪切破坏。

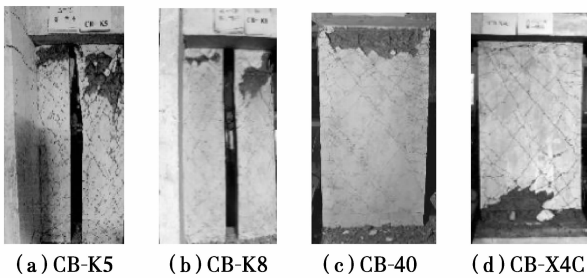


图 6 试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 与 CB-X4C 的破坏现象
Fig. 6 Failure phenomenon of CB-K5, CB-K8, CB-40 and CB-X4C

3 抗震性能

3.1 滞回曲线

试件 CB-K3、CB-K4 和 CB-22C 的滞回曲线如图 7 所示,从图中可以看出, CB-K3 和 CB-K4 相对于 CB-22C 而言,极限承载能力较大,承载力退化较快,屈服位移和极限位移较大,滞回曲线的捏缩现象较严重。

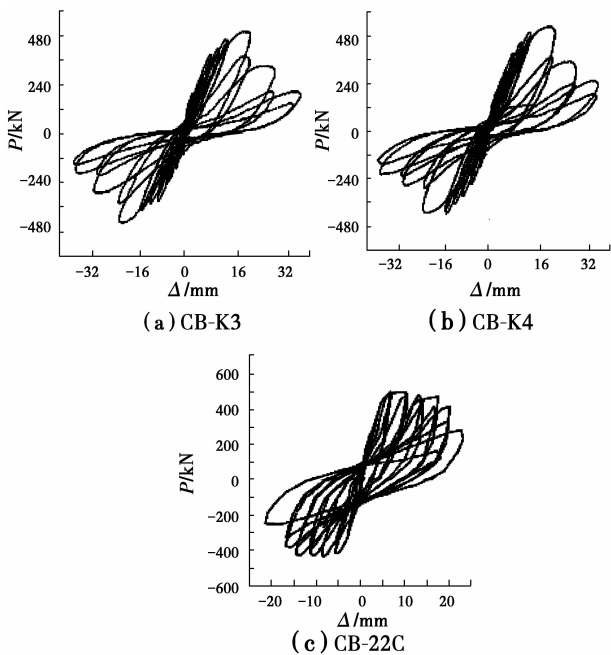


图 7 试件 CB-K3、CB-K4、CB-22C 的滞回曲线
Fig. 7 The hysteresis curves of CB-K3, CB-K4 and CB-22C

试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 和 CB-X4C 的滞回曲线如图 8 所示,从图中可以看出 CB-X4C 的承载力较高,峰值后的承载力退化速度较慢,滞回曲线较饱满;CB-K5 和 CB-K8 的承载力较高,承载力退化较快,屈服位移与极限位移较大,滞回曲线的捏缩现象明显;CB-40 承载力最小,承载力退化快,屈服位移与极限位移小,捏缩现象较严重。

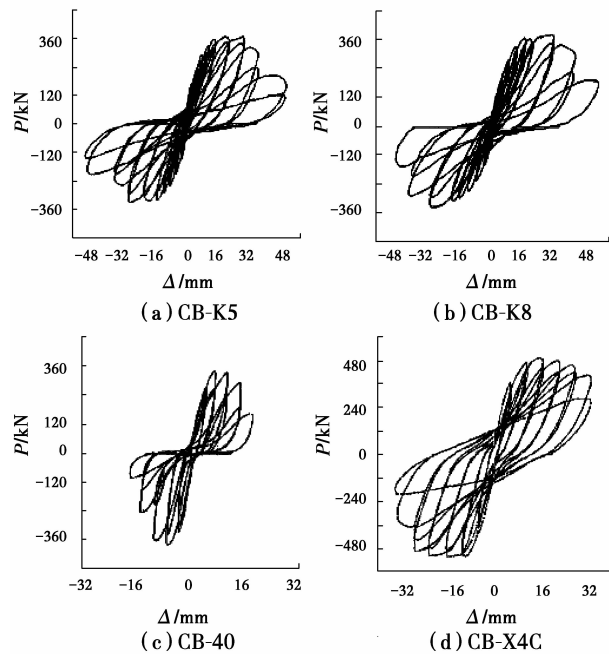


图 8 试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 与 CB-X4C 的滞回曲线
Fig. 8 The hysteresis curves of CB-K5, CB-K8, CB-40 and CB-X4C

3.2 承载力退化

试件的承载能力退化状况可以按式(1)的承载力降低系数来表示

$$\lambda_i = \frac{Q_i^2}{Q_i^1} \quad (1)$$

式中: λ_i 为达到 i 倍屈服位移时,试件的承载能力降低系数; Q_i^2 为达到 i 倍屈服位移时,第 2 次加载循环的峰值荷载; Q_i^1 为达到 i 倍屈服位移时,第 1 次加载循环的峰值荷载。

对于试件 CB-K3、CB-K4 和 CB-22C,承载力退化系数对比如图 9 所示,加载前期,开缝连梁和交叉斜筋连梁的承载力退化均较缓慢,当转角超过 1/100 后,承载力退化加快。试件 CB-K3 和 CB-K4 的强屈比较低, CB-22C 的强屈比略高,可以看出交叉斜筋梁比开缝连梁的能量储备能力略高。

对于试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 和 CB-X4C,承载力退化系数对比如图 10 所示,加载前期,试件

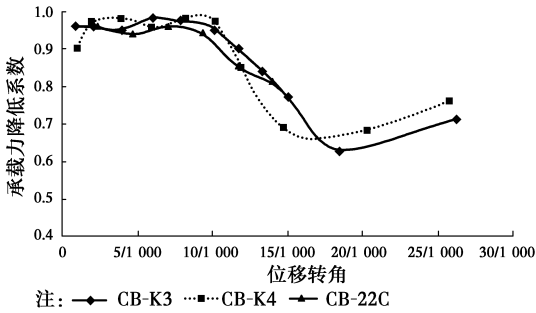


图 9 试件 CB-K3、CB-K4、CB-22C 的承载能力降低系数
Fig. 9 The falling load-carrying capacity coefficient of CB-K3, CB-K4 and CB-22C

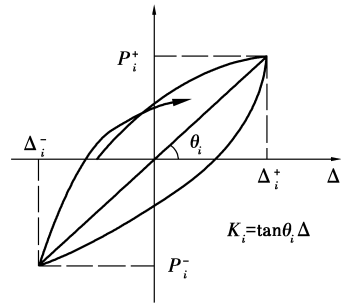


图 11 环线刚度定义
Fig. 11 Definition of stiffness

CB-K5、CB-K8 和 CB-X4C 的承载力退化速度均较缓慢,普通配筋连梁承载力急速退化,当构件转角达到 1/50 后,开缝连梁和对角斜筋连梁的承载力退化加快。试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 的强屈比较低,试件 CB-X4C 的强屈比较高,可以看出普通配筋梁和开缝连梁的能量储备能力相较于对角斜筋连梁较差。

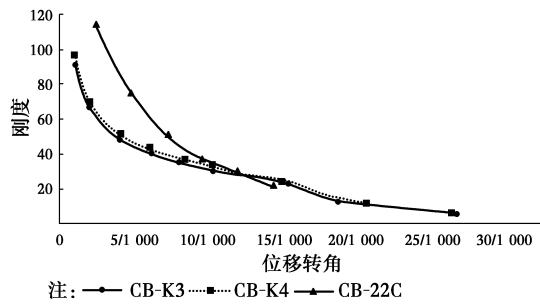


图 12 CB-K3、CB-K4 与 CB-22C 的刚度退化曲线
Fig. 12 The stiffness degradation curves of CB-K3, CB-K4 and CB-22C

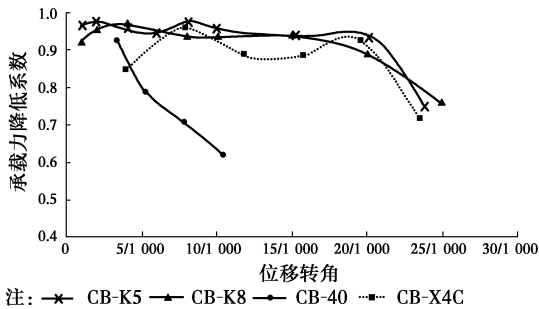


图 10 试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 与 CB-X4C 的承载能力降低系数
Fig. 10 The falling load-carrying capacity coefficient of CB-K5, CB-K8, CB-40 and CB-X4C

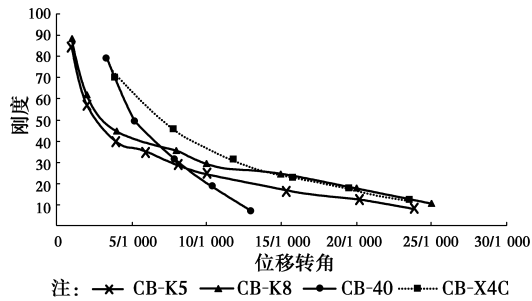


图 13 CB-K5、CB-K8、CB-40 与 CB-X4C 的刚度退化曲线
Fig. 13 The stiffness degradation curves of CB-K5, CB-K8, CB-40 and CB-X4C

3.3 刚度退化

为了更好地反映试件在低周反复荷载作用下随着转角增大的刚度退化情况,在试验中,将每一级第 1 次循环加载的环线刚度作为标准来反映构件刚度退化的规律,环线刚度的定义如图 11 所示,按式(2)计算。通过对各开缝连梁构件的环线刚度计算,得到刚度退化曲线对比图,见图 12、图 13。

$$K_{\theta} = \frac{P_{\theta}^{+} + P_{\theta}^{-}}{\Delta_{\theta}^{+} + \Delta_{\theta}^{-}} \quad (2)$$

式中: K_{θ} 为构件转角为 θ 时,其环线刚度; P_{θ}^{+} 、 P_{θ}^{-} 分别为构件转角为 θ 时,其对应正、反向荷载值; Δ_{θ}^{+} 、 Δ_{θ}^{-} 分别为构件转角为 θ 时,其对应正、反向位移值。

对于试件 CB-K3、CB-K4 和 CB-22C,带板开缝

连梁 CB-K3 和 CB-K4 的初始刚度明显小于交叉斜筋连梁 CB-22C,随着试件转角的增大,开缝连梁的刚度退化速度明显慢于交叉斜筋连梁。

对于试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 和 CB-X4C,带板开缝连梁 CB-K5 和 CB-K8 的初始刚度小于对角斜筋连梁 CB-X4C 和普通配筋连梁 CB-40,随着试件转角的增大,普通配筋连梁的刚度退化速度最快,开缝连梁的刚度退化速度慢于交叉斜筋连梁。

3.4 延性及变形能力

位移延性系数可以反映构件从屈服状态到极限状态的变形能力;构件位移角可以反应试件最大绝对变形能力。因此,采用位移延性系数和构件位移

角来研究构件的延性及变形能力。

对于试件 CB-K3、CB-K4 和 CB-22C，位移延性系数和最大构件位移角结果如表 4 所示。带楼板开缝连梁 CB-K3 和 CB-K4 的位移延性系数比交叉斜筋连梁 CB-22C 小，位移延性较差，但 CB-K3 和 CB-K4 的最大相对位移角比 CB-22C 大，说明开缝连梁的最大绝对变形能力比交叉斜筋连梁好。

表 4 试件 CB-K3、CB-K4 与 CB-22C 的位移延性系数和构件位移角

Table 4 Displacement ductility coefficient and drift angle of CB-K3, CB-K4 and CB-22C

试件名称	位移延性系数	构件位移角
CB-K3	2.47	1/52
CB-K4	2.62	1/54
CB-22C	5.3	1/82

对于试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 和 CB-X4C，位移延性系数和最大构件位移角结果如表 5 所示，普通配筋连梁 CB-40 和带板开缝连梁 CB-K5 和 CB-K8 的位移延性系数比对角斜筋连梁 CB-X4C 小，位移延性较差。从最大构件位移角来看，试件 CB-40 的最大构件位移角比 CB-K5、CB-K8 和 CB-X4C 小，说明开缝连梁及对角斜筋连梁的最大绝对变形能力较好。

表 5 试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 与 CB-X4C 的位移延性系数和构件位移角

Table 5 Displacement ductility coefficient and drift angle of CB-K5, CB-K8, CB-40 and CB-X4C

试件名称	位移延性系数	构件位移角
CB-K5	3.33	1/42
CB-K5	3.13	1/51
CB-40	3.45	1/101
CB-X4C	5.55	1/46

3.5 耗能性能

结构在震作用下吸收能量，通过反应变形耗散能量，从而保证结构进入非线性阶段的安全性。在滞回曲线中，一级一次正反向加载卸载环线面积表示结构耗散能力的大小，加载时曲线和坐标轴围成的面积表示结构所吸收的能量，通过二者之比可以反映试件的耗能能力。采用式(3)等效粘滞阻尼系数 h_{eq} ，如图 14 所示，系数越大滞回曲线越饱和，耗能性能越好。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{曲线 } ABCD \text{ 所围成面积}}{\text{三角形面积}(ODE + OBF)} \quad (3)$$

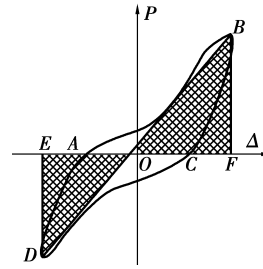


图 14 等效粘滞阻尼系数定义

Fig. 14 The definition of energy for specimens

对于试件 CB-K3、CB-K4 和 CB-22C，粘滞阻尼系数如图 15 所示，从图中可以看出交叉斜筋连梁 CB-22C 的系数明显大于带板开缝连梁 CB-K3 和 CB-K4，说明开缝连梁的耗能能力比交叉斜筋连梁差。

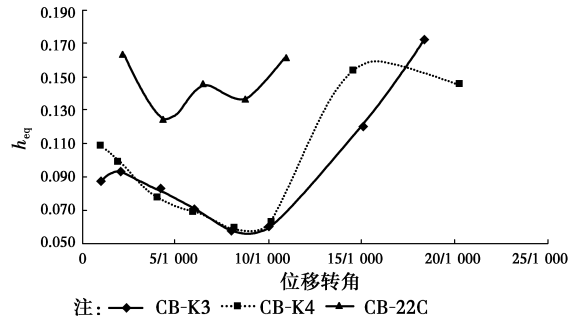


图 15 试件 CB-K3、CB-K4 与 CB-22C 的等效粘滞阻尼系数 h_{eq}

Fig. 15 The coefficients h_{eq} of CB-K3, CB-K4 and CB-22C

对于试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 和 CB-X4C，粘滞阻尼系数如图 16 所示，从图中可以看出带板开缝连梁 CB-K5 和 CB-K8 的粘滞阻尼系数小于对角斜筋连梁 CB-X4C，而普通配筋连梁 CB-40 的初始粘滞阻尼系数较大，但随着构件位移转角的增大，粘滞阻尼系数降低较快，可以说明对角斜筋连梁的耗能性能优于开缝连梁及普通配筋连梁。

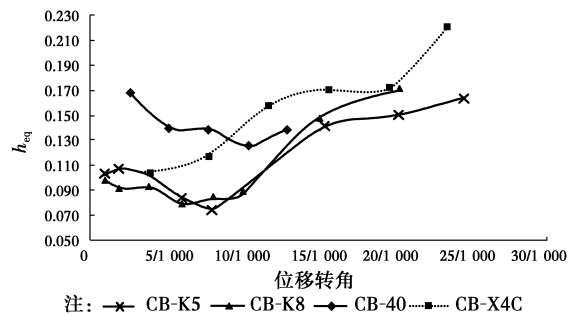


图 16 试件 CB-K5、CB-K8、CB-40 与 CB-X4C 的等效粘滞阻尼系数 h_{eq}

Fig. 16 The coefficients h_{eq} of CB-K5, CB-K8, CB-40 and CB-X4C

4 有限元分析

为了更好的研究开缝连梁的抗震性能,利用有限元分析软件 ABAQUS,选用混凝土塑性损伤模型^[12-15]及钢筋双线性模型,对 CB-K3、CB-K4、CB-K8 三个试件进行分析。对于单元类型的选取,混凝土采用了线性减缩积分单元,可以有效地提高计算效率,且单元在存在扭曲变形的情况下,精度不会受明显影响;钢筋采用了线性桁架单元来模拟承受轴向拉压的性能。在有限元分析中,网格密度决定了计算模型的时间以及模拟结果的精确程度。通过 ABAQUS 自动划分命令来进行单元网格的划分,且采用自动增量步法和通用法对模型进行增量控制及迭代计算。

并将模型和试验的荷载-位移曲线、破坏形态、钢筋应力分布结果进行对比,如图 17、图 18 所示,得到以下结论:

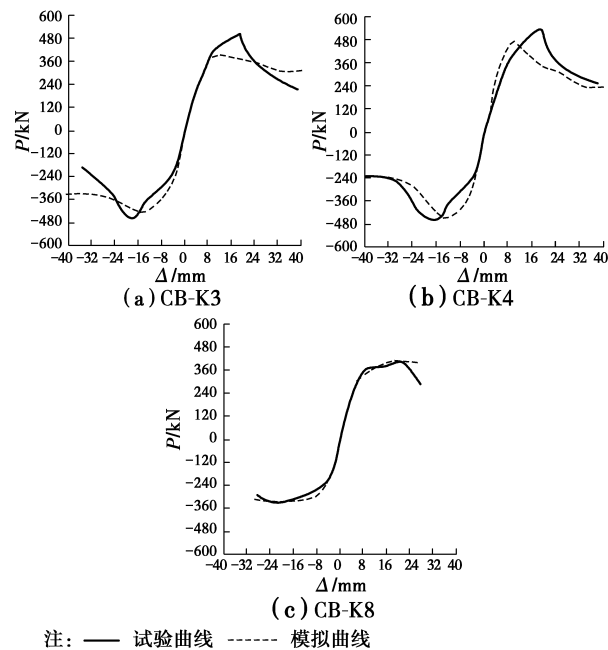


图 17 CB-K3、CB-K4、CB-K8 的荷载-位移曲线对比图

Fig. 17 Comparison of load-displacement curves of CB-K3、CB-K4 and CB-K8

1) 荷载-位移曲线拟合情况较好,对于试件 CB-K3 和 CB-K4,有限元模拟分析出的正反承载力峰值结果大致相同,而在试验中得到的正反承载力峰值相差略大;对于试件 CB-K8,试验得到的骨架下降段比有限元模拟曲线下落快,这是由于试验采用的是低周反复加载制度,而软件模型采用的是单向推拉加载制度。相对于单向加载而言,试件在反复

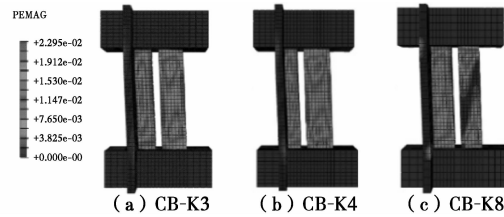


图 18 破坏时试件的 PEMAG 图

Fig. 18 PEMAG figures of failure type of specimens

循环加载下的承载力以及侧向刚度均有所减小。

2) PEMAG 为非累加塑性应变值,其塑性应变云图能够表明构件的开裂情况。图 18 为试件承载力下降到极限承载力的 85% 时的构件破坏情况,与试验得出的试件破坏情况吻合较好。但带板分连梁在模拟分析中发生了跨中较为明显的破坏,而试验中发生了近梁端处的破坏,且带板连梁先破坏,有限元模拟结果和试验真实值有所偏差。

5 结论

通过试验,将小跨高比带板开缝连梁和其他形式配筋梁的对比分析可以得到以下结论:

1) 开缝连梁具有较好的承载能力,且承载力退化较慢,相较于普通配筋梁而言有明显的改善。

2) 开缝连梁中间开缝,初始刚度有所减小,但相较于其他形式的配筋梁而言,开缝连梁的刚度降低速度较慢,极限变形较大。

3) 小跨高比开缝连梁的位移延性系数只能勉强达到一级抗震联肢墙洞口连梁的位移延性需求,其屈服后的延性能力较弱,有待于进一步改善,但开缝连梁的最大相对位移角较大,绝对变形能力较好。

4) 尽管开缝连梁的抗震性能比交叉斜筋连梁和对角斜筋连梁较弱,但从施工复杂程度以及经济效益方面来看,开缝连梁方案明显较优,不仅减小了连梁的跨高比,防止了小跨高比连梁的剪切破坏,还方便施工,有利于混凝土竖向浇筑以及高层的管线穿行,具有很高的实际应用价值。

参考文献:

- [1] Paulay T, Binney J R. Diagonally reinforced coupling beams of shear walls [J]. ACI Special Publication, 1974, 2:579-598.
- [2] Tegos I A, Penelis G G. Seismic resistance of short columns and coupling beams reinforced with inclined bars [J]. ACI Structural Journal, 1998(1):82-88.
- [3] 皮天祥,白绍良,傅剑平. 小跨高比对角斜筋连梁受力

性能试验及模拟[J]. 土木建筑与环境工程, 2009, 31(3):48-54.

Pi T X, Bai S L, Fu J P. Experiment and simulation of bearing behavior for diagonally reinforced coupling beams with small length to height ratio [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2009,31(3):48-54. (in Chinese)

[4] 傅剑平,皮天祥,韦锋,等. 钢筋混凝土联肢墙小跨高比复合斜筋连梁抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011,44(2):57-64.

Fu J P, Pi T X, Wei F, et al. Experimental study on seismic behaviors of small-aspect-ratio coupling beams in RC structural walls proportioned with combined slanting reinforcements [J]. China Civil Engineering Journal, 2011,44(2):57-64. (in Chinese)

[5] 李奎明,李杰. 钢筋混凝土双连梁短肢剪力墙结构试验研究[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2009, 37(5): 587-596.

Li K M, Li J. Experimental study on reinforced concrete short-leg shear walls with dual binding beams [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2009, 37(5) :587-596. (in Chinese)

[6] 朱炳寅. 对“双连梁”的认识与设计建议[J]. 建筑结构, 2008,38(11):12-13.

Zhu B Y. Understanding and design proposal of coupling beams [J]. Building Structure, 2008,38(11): 12-13. (in Chinese)

[7] 胥玉祥,朱玉华,赵昕,等. 双连梁受力性能研究[J]. 结构工程师, 2010,26(3):31-37.

Xu Y X, Zhu Y H, Zhao X, et al. Research on dual coupling beams based on mechanical performance [J]. Structural Engineers, 2010, 26 (3): 31-37. (in Chinese)

[8] 蔺立新. 设水平直缝的连梁在筒体结构体系中的应用 [J]. 山西建筑, 2005,31(19):61-62.

Lin L X. Application of lintel with level straight in tube structure system [J]. Shanxi Architecture, 2005, 31 (19):61-62. (in Chinese)

[9] 丁永君,于敬海,李端,等. 高强钢筋高强混凝土双连梁剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015,36(3):56-63.

Ding Y J, Yu J H, Li D, et al. Experimental study on seismic behavior of high strength reinforced concrete double coupling beam shear wall [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(3):56-63. (in Chinese)

[10] 张海,孙益欢,王玉良,等. 钢筋混凝土双连梁受力性能研究[J]. 建筑结构, 2014,44(5):25-28.

Zhang H, Sun Y H, Wang Y L, et al. Mechanical behavior study of reinforced concrete dual coupling beams[J]. Building Structure, 2014, 44(5):25-28. (in Chinese)

[11] 闵辉. 配置 HRB500 钢筋小跨高比双连梁抗震性能试验研究[D]. 重庆:重庆大学, 2012.

Min H. Experimental research on seismic behavior of small-span-to-depth-ratio dual coupling beams with HRB500 bar [D]. Chongqing: Chongqing University, 2012. (in Chinese)

[12] 刘巍,徐明,陈忠范. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型参数标定及验证[J]. 工业建筑, 2014(Sup1):167-171.

Liu W, Xu M, Chen Z F. Parameters calibration and damage plasticity verification of concrete modal of ABAQUS [J] Industrial Construction, 2014 (Sup1): 167-171. (in Chinese)

[13] Kang H D, William K J. Localization characteristics of triaxial concrete model [J]. Journal of Engineering Mechanics ASCE, 1999, 125: 941-950.

[14] Park H, Kim J Y. Plasticity model using multiple failure criteria for concrete in compression [J]. International Journal of Solids Structures, 2005, 42: 2303-2322.

[15] 张战廷,刘宇锋. ABAQUS 中的混凝土塑性损伤模型 [J]. 建筑结构, 2011(Sup2):229-231.

Zhang Z Y, Liu Y F. Concrete damaged plasticity model in ABAQUS [J]. Building Structure, 2011 (Sup2):229-231. (in Chinese)

(编辑 胡英奎)