

文章编号:1007-6069(2018)01-0051-12

小跨高比带楼板半通缝连梁抗震性能有限元分析

张超¹,陈向上¹,于德湖²

(1. 河北工业大学 土木与交通学院,天津 300401; 2. 青岛理工大学 土木工程学院,山东 青岛 266033)

摘要:为了缓解联肢剪力墙中小跨高比连梁发生低延性的剪切破坏,增强连梁的变形和耗能能力,可在单连梁中轴线位置设置半通缝并配置交叉斜筋,形成半通缝连梁。本文完成了对7种连梁的模拟,分析了在小跨高比、低周反复荷载作用条件下不同类型带楼板连梁的承载力、变形能力、刚度退化和耗能能力以及不同跨高比、不同开缝位置对带楼板半通缝连梁抗震性能的影响。结果表明:楼板会使半通缝连梁的剪压比增大,延性下降;但相比于普通连梁和双连梁,半通缝连梁具有较好的变形能力和承载力,可在实际中推广。

关键词:带楼板连梁;小跨高比连梁;半通缝;抗震性能

中图分类号:TU375.1

文献标志码:A

Finite element analysis on seismic behavior of small span – depth ratio semi seam coupling beam with slab

ZHANG Chao¹, CHEN Xiangshang¹, YU Dehu²

(1. School of Civil Engineering and Transportation, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, China;

2. School of Civil Engineering, Qingdao University of Technology, Qingdao 266033, China)

Abstract: Semi seam coupling beam can be formed with half through slot in the axis of the common coupling beam and diagonal reinforcement, to alleviate the low ductility shear failure of small span-depth ratio coupling beam, and strengthen deformation capacity and energy dissipation capacity of coupling beam. Under the condition of small span-depth ratio and low cyclic loading, the simulation analysis of 7 types of coupling beams is carried out, to analyze the bearing capacity, deformation capacity, stiffness degradation, energy dissipation capacity of different types of coupling beams, and the effect on seismic performance made by different span-depth ratio and slot position of semi seam coupling beams with slab. The results show that slab increases the shear compression ratio of the coupling beam, and makes ductility worse; however, compared with common coupling beam and slotted coupling beam, the semi seam coupling beam has better deformation capacity and bearing capacity, which is worth popularizing in practical engineering.

Key words: coupling beam with slab; small span-depth ratio coupling beam; semi seam; seismic behavior

引言

在框架-剪力墙、剪力墙等结构中,因需开设洞口等要求,常会出现小跨高比连梁,已有研究表明^[1]:小

收稿日期:2017-09-11; 修订日期:2017-09-26

基金项目:国家自然科学基金面上项目(51478231)

作者简介:张超(1992-),男,硕士研究生,研究方向为结构抗震. E-mail:1572709079@qq.com

通讯作者:陈向上(1974-),女,副教授,博士,主要研究方向为工程抗震. E-mail:441996511@qq.com

跨高比连梁发生剪切破坏后,其延性及耗能能力降低,承载力和刚度退化加快,最终使连梁失去联结和约束两端墙肢的作用。针对此问题,皮天祥等^[2]提出了复合配筋方案来改善连梁的延性和耗能能力。李杰等^[3]通过改变连梁的截面形式,将连梁轴线位置设置一条水平通缝,使截面由上和下2个分梁组成,每个梁肢的跨高比增大,有效防止小跨高比连梁发生剪切破坏。另外李远中等^[4]提出半通缝连梁,即在连梁的水平轴线部分削弱一部分混凝土,连梁横截面呈哑铃状,如图1所示,图中 l_c 、 l_w 和 h_w 分别代表连梁跨度、剪力墙长度和剪力墙宽度。半通缝连梁在小震时刚度与普通连梁相近,在中震或大震时,半通缝连梁的中部混凝土破坏,退出工作,半通缝连梁转化为双连梁,由剪切型破坏转变为弯剪型破坏或弯曲型破坏,以改善连梁的抗震性能。

但以往的研究均没有考虑现浇楼板对半通缝连梁抗震性能的影响,不能真实地反映半通缝连梁的实际抗震性能,因此有必要研究带楼板半通缝连梁的抗震性能。

建立7个小跨高比连梁有限元模型,分析在低周反复荷载作用下不同类型带板连梁的承载力、变形能力、刚度退化和耗能能力并比较不同跨高比、半通缝位置对带板半通缝连梁抗震性能的影响。

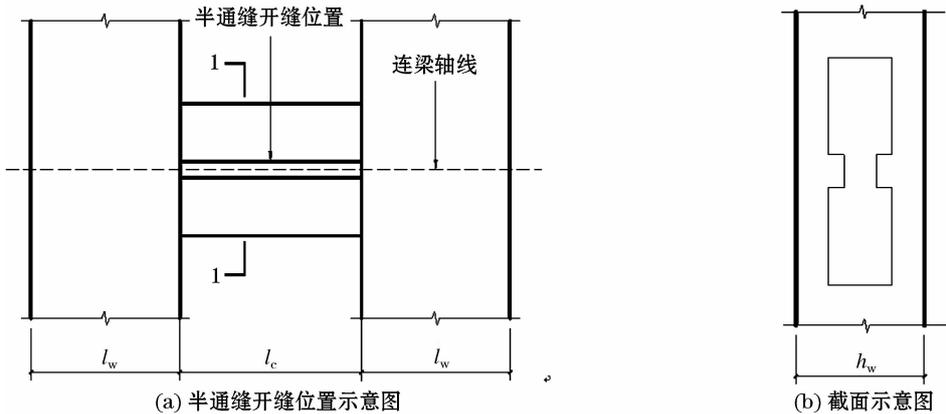


图1 半通缝连梁示意图

Fig.1 Sketch map of semi seam coupling beam

1 模型试件设计

试件CB-1、CB-3、CB-4的尺寸和配筋图如图2所示,跨度 L 分别取675 mm、900 mm和1350 mm;试件CB-2为半通缝连梁,其尺寸和配筋图见图3;试件CB-5为带楼板的连梁,其尺寸和配筋图见图4;试件CB-6为带楼板的普通连梁,其尺寸和配筋图见图5;试件CB-7为带楼板半通缝连梁,与CB-1相比,开缝位置有所差异,其尺寸和配筋图见图6。连梁横截面尺寸均为200 mm×900 mm。将以上7个试件分为4组进行对比分析,第1组是CB-1、CB-5和CB-6,对比不同类型的带楼板连梁的抗震性能;第2组是CB-1和CB-2,分析楼板对半通缝连梁抗震性能影响,第3组是CB-1、CB-3和CB-4,分析跨高比对半通

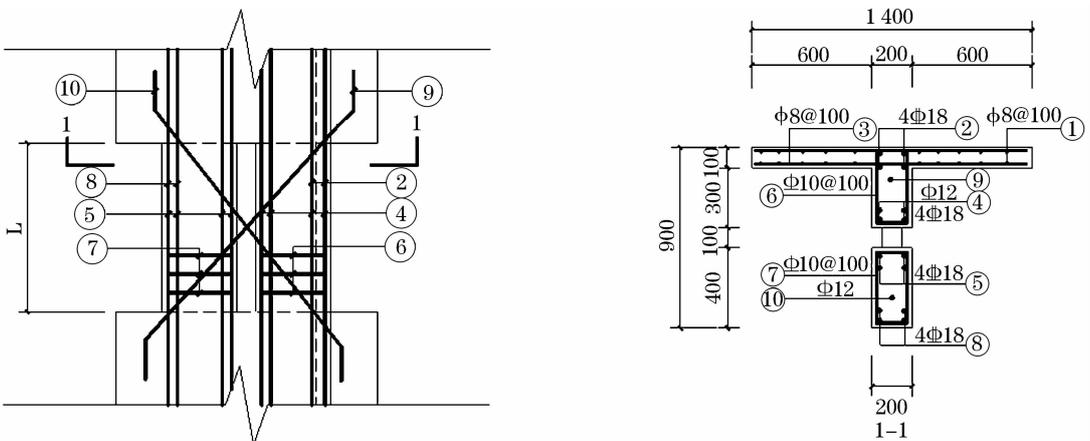


图2 试件CB-1、CB-3和CB-4尺寸及配筋图

Fig.2 Size and reinforcement detailing of specimen CB-1、CB-3、CB-4

缝连梁抗震性能影响,第 4 组是 CB - 1 和 CB - 7,对比不同开缝位置对半通缝连梁抗震性能影响。连梁纵筋和腰筋为 HRB400 钢筋,箍筋采用 HRB335 钢筋,楼板钢筋采用 HPB300 钢筋,交叉斜筋采用 HRB335 钢筋。各试件混凝土的强度等级均为 C30。

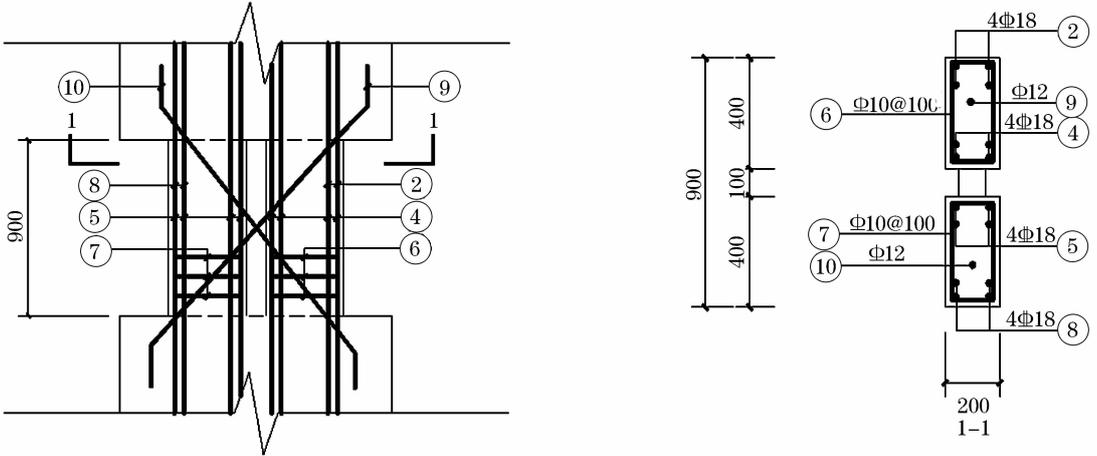


图 3 试件 CB - 2 尺寸及配筋图

Fig. 3 Size and reinforcement detailing of specimen CB - 2

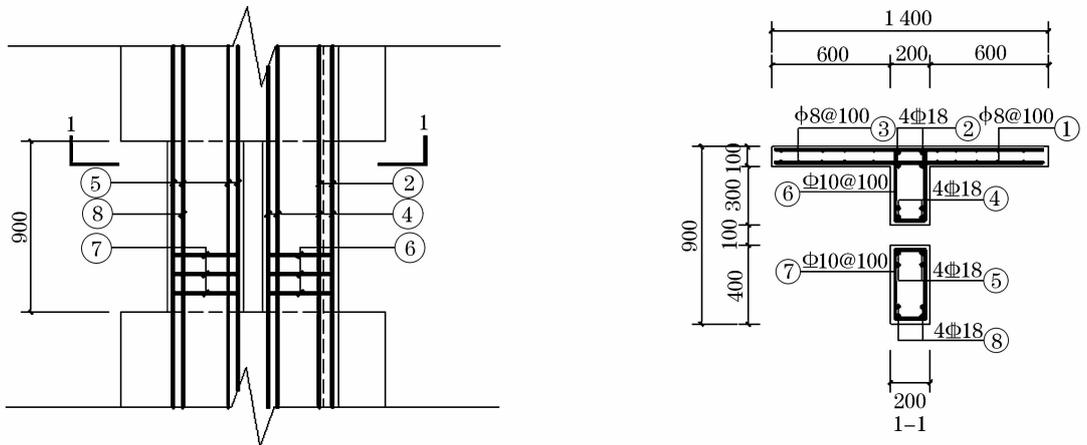


图 4 试件 CB - 5 尺寸及配筋图

Fig. 4 Size and reinforcement detailing of specimen CB - 5

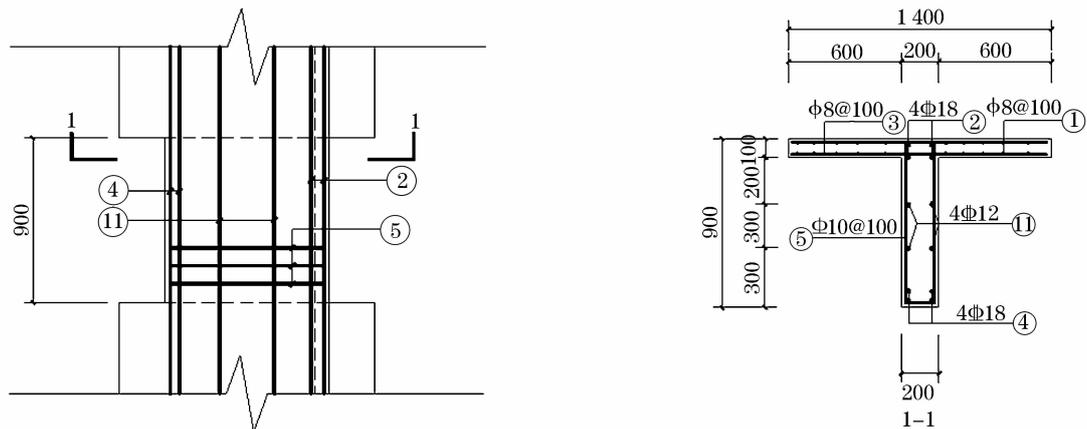


图 5 试件 CB - 6 尺寸及配筋图

Fig. 5 Size and reinforcement detailing of specimen CB - 6

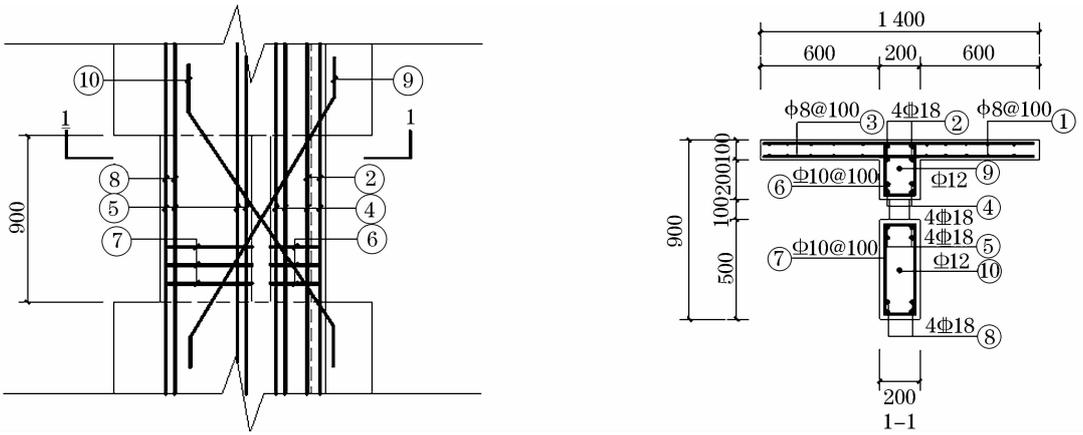


图6 试件CB-7尺寸及配筋图

Fig. 6 Size and reinforcement detailing of specimen CB-7

2 有限元模型建立

2.1 混凝土和钢筋的本构关系选取

2.1.1 混凝土的本构关系选取

对混凝土的分析采用损伤塑性模型,该模型用“拉伸硬化”方法来模拟粘结滑移,通过延长下降段应力-应变关系,假设混凝土开裂后仍保留一定的抗拉能力,来模拟钢筋与混凝土相互传递的荷载。混凝土受压和受拉应力-应变关系如图7-8所示,其中非线性部分采用《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)^[5]推荐的应力-应变关系,线性部分直接由混凝土的初始弹性模量和弹性极限应力来确定。混凝土泊松比取0.2。

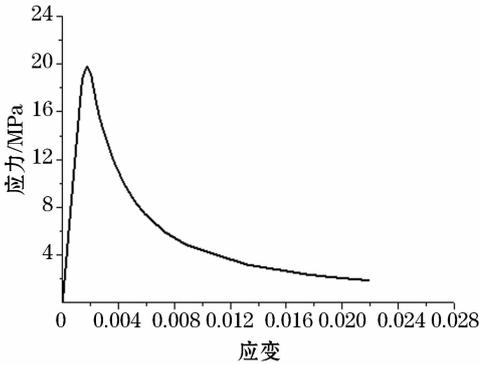


图7 混凝土受压应力-应变关系

Fig. 7 Stress-strain behavior of concrete under compression

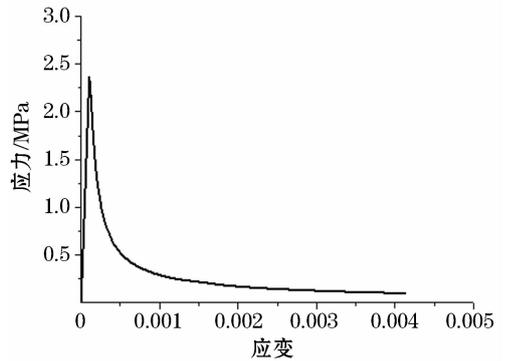


图8 混凝土受拉应力-应变关系

Fig. 8 Stress-strain behavior of concrete under tension

2.1.2 钢筋本构关系选取

钢筋本构关系均采用二折线弹性-强化模型,如图9-11所示,泊松比取0.3。

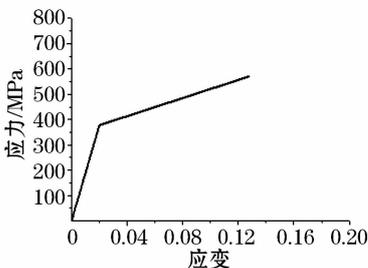


图9 HPB300 应力-应变关系
Fig. 9 Stress-strain behavior of HPB300

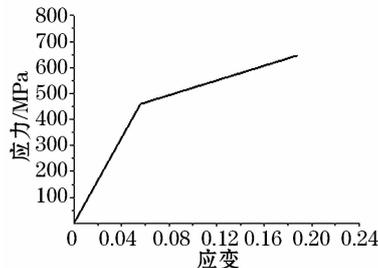


图10 HRB335 应力-应变关系
Fig. 10 Stress-strain behavior of HRB335

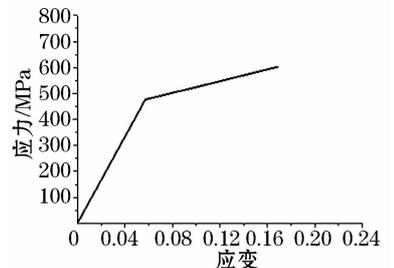


图11 HRB400 应力-应变关系
Fig. 11 Stress-strain behavior of HRB400

2.2 单元类型选取与网格划分

混凝土和钢筋分别采用 C3D8R 和 T3D2 单元来模拟。模型采用结构化网格划分技术,由 ABAQUS 自动生成相应的单元网格。

2.3 边界条件与加载形式

水平方向的位移荷载采用耦合点的方式进行加载。边界约束条件及加载制度如图 12 - 13 所示,循环加载时每级循环 1 次,按 2 mm 递增。

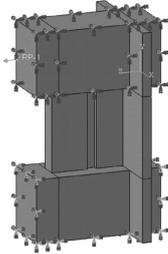


图 12 边界约束条件

Fig. 12 Boundary constraint condition

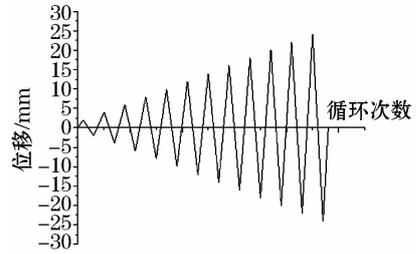


图 13 加载制度

Fig. 13 Loading system

3 有限元模拟结果分析

3.1 有限元模型参数验证

为验证有限元参数选取的正确性和可靠性,对文献[6]中的试件 CB - K3 进行模拟计算,混凝土应力 - 应变关系见图 7 - 8,钢筋 HPB300 和 HRB335 应力 - 应变关系图 9 - 10,高强钢筋参数按文献[6]选取,试件尺寸及配筋形式见图 14。模拟与试验值对比结果见表 1,骨架曲线对比见图 15。

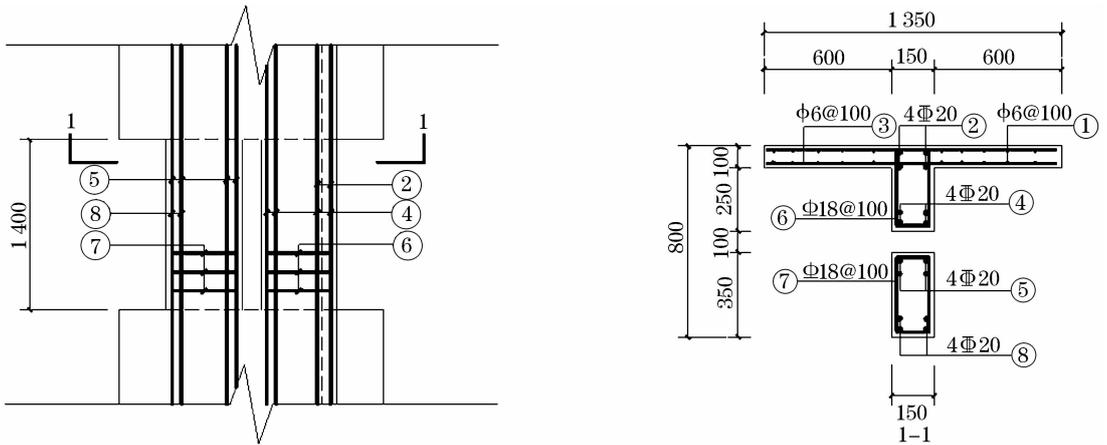


图 14 试件 CB - K3 尺寸及配筋图

Fig. 14 Size and reinforcement detailing of specimen CB - K3

从图 15 可知:模拟与试验的骨架曲线在正向部分吻合较好,反向部分有所差异,其原因是:ABAQUS 提供的混凝土损伤塑性模型基于各向相同破坏的假设,混凝土由受压转为受拉时 ABAQUS 默认裂缝闭合后,受压刚度完全恢复^[7],这导致试件 CB - K3 在反向加载时模拟的刚度大于其实际的刚度,使得屈服位移变小。但总的来说,模拟可靠,可以进行下一步分析。

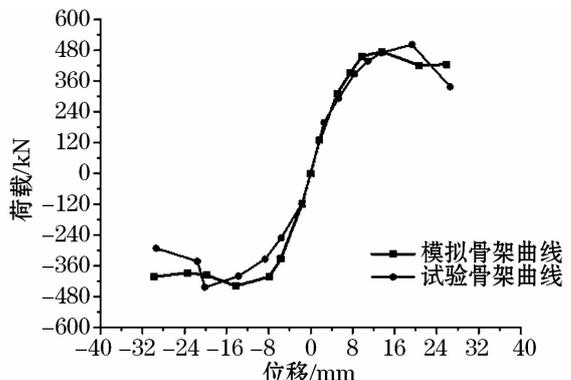


图 15 模拟与试验位移 - 荷载曲线对比

Fig. 15 Comparison of displacement load curves between simulation and test

表1 试验与模拟的承载力和位移值对比

Table 1 Comparison of bearing capacity and displacement value between test and simulation

	屈服荷载/kN		屈服位移/mm		峰值荷载/kN	
	正向	反向	正向	反向	正向	反向
CB-K3 试验值	408	373	9.6	12.4	495	440
CB-K3 模拟值	456	455	8.8	8.7	475	463
误差	11.7%	21.9%	8.3%	29.7%	4.0%	5.2%

3.2 抗震性能分析

连梁抗震性能主要从如下参数反映:

(1) 位移延性系数 μ

采用位移延性系数来评价试件的变形能力,位移延性系数为 μ

$$\mu = \frac{\Delta_{\mu}}{\Delta_y} \quad (1)$$

式中: Δ_{μ} 为试件的极限位移,取下降段 85% 峰值荷载所对应位移值;

Δ_y 为试件的屈服位移,由几何作图法确定^[8]。

(2) 最大相对位移角 θ

试件在荷载-位移曲线的下降段达到 85% 峰值承载力时,对应的位移与连梁跨度的比值,即:

$$\theta = \frac{\Delta_{\mu}}{L} \quad (2)$$

式中: Δ_{μ} 为试件的极限位移;

L 为连梁的跨度。

(3) 环线刚度 K_i

采用第 i 级循环荷载下的环线刚度来反映试件在该级循环下刚度大小,环线刚度 K_i 的定义如图 16 所示:

$$K_i = \frac{|P_i^+| + |P_i^-|}{|\Delta_i^+| + |\Delta_i^-|} \quad (3)$$

式中: P_i^+ 和 P_i^- 为分别为第 i 级循环时正、反向峰值点荷载值;

Δ_i^+ 和 Δ_i^- 为分别为第 i 级循环时正、反向峰值点位移值。

(4) 等效粘滞阻尼系数 h_e

等效粘滞阻尼系数 h_e 可用来衡量试件在低周反复荷载作用下的耗能能力。定义如下:

$$E = S_{ABCE} \quad (4)$$

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABCE}}{S_{\Delta OBF} + S_{\Delta ODE}} \quad (5)$$

式中: S_{ABCE} 为滞回环的面积;

$S_{\Delta OBF}$ 和 $S_{\Delta ODE}$ 为分别为三角形 OBE 和 ODF 的面积,如图 17 所示。

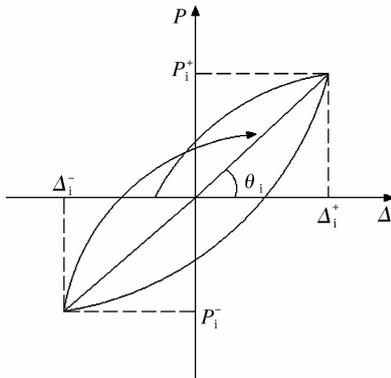


图 16 环形刚度定义

Fig. 16 Definition of stiffness

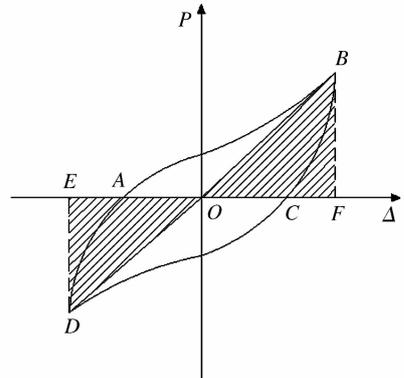


图 17 等效粘滞系数定义

Fig. 17 Definition of Equivalent viscous damping coefficient

3.2.1 不同类型带楼板连梁抗震性能分析

(1) 承载力和变形能力

跨高比均为 1.0 的试件 CB-1、CB-5 和 CB-6 的骨架曲线如图 18 所示,承载力和变形能力指标见表 2。从表 2 可以看出:试件 CB-1、CB-5 和 CB-6 屈服点刚度分别为 154.64 kN/mm、141.81 kN/mm 和 175.57 kN/mm,试件 CB-1 的屈服刚度小于试件 CB-6,但大于试件 CB-5 的屈服刚度,表明半通缝连梁的刚度可以得到保证。由图 18 可知:在下降段,试件 CB-6 由于剪压比最大,导致承载力达到峰值之后下降最快,延性和转动能力均低于试件 CB-5 和 CB-1;试件 CB-1 和 CB-5 承载力下降较缓慢且趋势相似,表现出较好的变形能力。

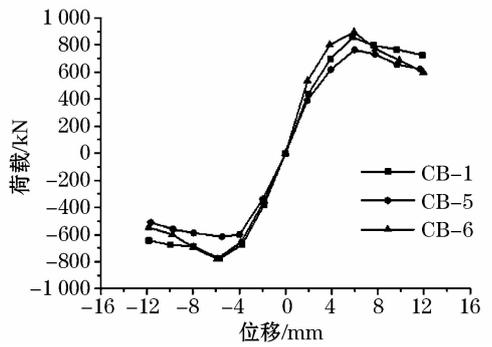


图 18 试件 CB-1、CB-5 和 CB-6 骨架曲线
Fig. 18 Skeleton curve of Specimen CB-1、CB-5、CB-6

表 2 试件 CB-1、CB-5、CB-6 承载力及位移计算结果

Table 2 Calculation results of bearing capacity and displacement of specimen CB-1、CB-5、CB-6

试件 编号	剪压比		屈服荷载/kN		屈服位移/mm		峰值荷载/kN		峰值位移/mm		位移延性系数		最大相对位移角	
	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向
CB-1	0.21	0.18	795.33	-717.09	5.04	-4.74	858.12	-777.93	5.82	-5.71	2.33	2.51	1/76	1/75
CB-5	0.19	0.15	712.15	-578.34	4.63	-4.47	764.01	-635.65	5.99	-5.49	2.52	2.61	1/77	1/77
CB-6	0.22	0.20	843.53	-720.82	4.49	-4.42	895.84	-779.87	5.94	-5.93	1.73	2.21	1/115	1/112

(2) 刚度退化和耗能能力

图 19-20 为试件 CB-1、CB-5、CB-6 的刚度退化曲线和相对刚度退化曲线。由图 19 可知:在位移值为 8 mm 之前,试件 CB-6 的刚度最大,其次是 CB-1 和 CB-5 最小,位移值超过 8 mm,试件 CB-6 的刚度开始小于试件 CB-1。从图 20 可知:试件 CB-6 在低周反复荷载作用下刚度下降速度最快,而试件 CB-1 表现出较好的保持刚度的能力。

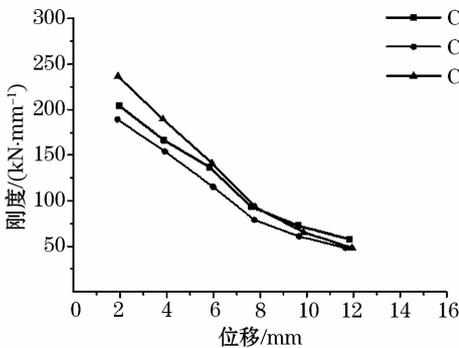


图 19 试件 CB-1、CB-5 和 CB-6 刚度退化曲线

Fig. 19 Stiffness degradation curves of specimen CB-1、CB-5、CB-6

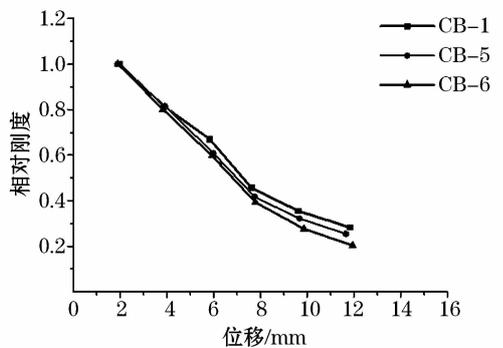


图 20 试件 CB-1、CB-5 和 CB-6 相对刚度退化曲线

Fig. 20 Relative stiffness degradation curves of specimen CB-1、CB-5、CB-6

试件 CB-1、CB-5 和 CB-6 在各级循环下耗能情况见表 3。从表 3 可以看出:在各级循环中,试件 CB-1 消耗的能量均大于试件 CB-5,而试件 CB-6 在第 3 级循环中消耗的能量略高于试件 CB-1。试件 CB-1 消耗的总能量最多,而试件 CB-6 最少。由此可知:小跨高比条件下,半通缝连梁有较好的保持刚度的能力和耗能能力。

图 21 为试件 CB-1、CB-5 和 CB-6 等效黏滞阻尼系数曲线。由图 21 可知:三者的等效黏滞阻尼系数曲线的整体趋势均为先增大后减小,不同的是试件 CB-1 和 CB-6 在第 3 循环加载中, h_e 值达到最大,试件

CB-5 在第4 循环加载中, h_e 达到峰值。试件 CB-5 与 CB-1 在前3 个循环的 h_e 值相差不大, 随后的循环中试件 CB-5 的滞回曲线比试件 CB-1 和 CB-6 更加饱满。而试件 CB-1 滞回曲线始终比试件 CB-6 饱满。

表3 试件 CB-1、CB-5 和 CB-6 的耗能能力 (kN · mm)

Table 3 Energy dissipation capacity of specimen CB-1、CB-5、CB-6 (kN · mm)

试件 编号	位移/mm						ΣE
	2	4	6	8	10	12	
CB-1	2 098.64	7 592.60	13 051.43	17 074.55	18 955.36	21 006.89	79 779.47
CB-5	1 628.00	6 238.83	11 283.05	14 817.35	16 440.12	18 041.76	68 749.14
CB-6	1 998.72	7 156.05	13 752.61	15 305.20	-	-	38 338.14

注：“-”表示该循环已超过试件的极限承载力, 不考虑该阶段消耗的能量。

3.2.2 楼板对半通缝连梁抗震性能影响

(1) 承载力和变形能力

跨高比为 1.0 的试件 CB-1、CB-2 的承载力和变形能力指标见表 4, 骨架曲线如图 22 所示。由图 22 可知: 试件 CB-1 相对于试件 CB-2 在承载力方面有所提高, 原因是: (1) 楼板的加入使得矩形截面连梁转化为 T 形截面连梁, 进一步增加了核心区受压混凝土的面积; (2) 楼板纵向钢筋对其抗弯承载力的贡献, 使其获得更高的峰值承载力。由表 4 可以看出: 考虑楼板后的半通缝连梁剪压比增大, 这使其延性和转动能力有所降低。

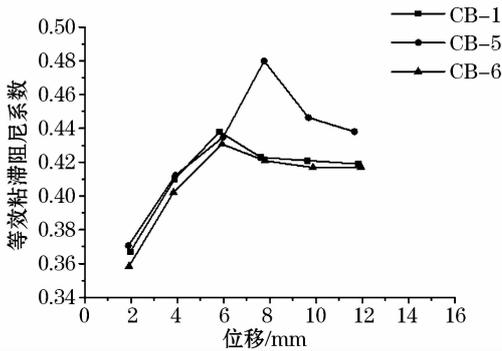


图 21 试件 CB-1、CB-5 和 CB-6 等效粘滞阻尼系数曲线

Fig. 21 Equivalent viscous damping coefficient curves specimen CB-1、CB-5、CB-6

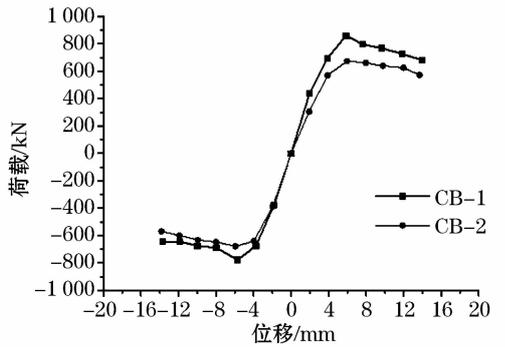


图 22 试件 CB-1 和 CB-2 骨架曲线

Fig. 22 Skeleton curves of specimen CB-1、CB-2

表 4 试件 CB-1、CB-2 承载力及位移计算结果

Table 4 Calculation results of bearing capacity and displacement of specimen CB-1、CB-2

试件 编号	剪压比		屈服荷载/KN		屈服位移/mm		峰值荷载/KN		峰值位移/mm		位移延性系数		最大相对位移角	
	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向
CB-1	0.21	0.18	795.33	-717.09	5.04	-4.74	858.12	-777.93	5.82	-5.71	2.33	2.51	1/76	1/75
CB-2	0.15	0.16	630.63	-644.01	5.13	-4.82	673.92	-678.66	5.96	-5.92	2.67	2.88	1/65	1/65

(2) 刚度退化和耗能能力

图 23-24 为试件 CB-1 和 CB-2 的刚度退化曲线和相对刚度退化曲线。由图 23 可知: 二者在达到屈服位移后刚度比较接近, 两者最大误差不超过 10%。由图 24 可知: 试件 CB-1 和 CB-2 的刚度退化速度也十分接近, 趋势也大致相同, 可认为剪压比对刚度退化的影响是较小的。

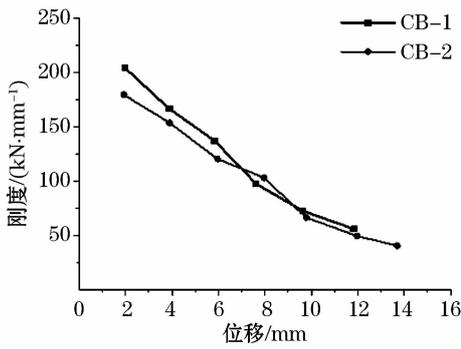


图 23 试件 CB-1 和 CB-2 刚度退化曲线
Fig. 23 Stiffness degradation curves of specimen CB-1、CB-2

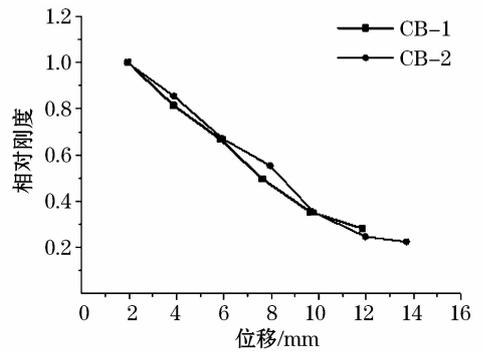


图 24 试件 CB-1 和 CB-2 相对刚度退化曲线
Fig. 24 Relative stiffness degradation curves of specimen CB-1、CB-2

试件 CB-1 和 CB-2 在各级循环下耗能情况和等效黏滞阻尼系数曲线见表 5 和图 25。由表 5 可以看出:试件 CB-1 在前 6 个加载循环中所消耗的能量均大于试件 CB-2,但试件 CB-1 消耗的总能量要小于试件 CB-2。分析其原因为试件 CB-1 楼板的塑性变形阻碍了卸载时试件变形的恢复,从而导致每一循环荷载-位移曲线所包围的面积更大,消耗的能量也相对较多。由图 25 可知:试件 CB-2 在第 4 个循环,滞回曲线最为饱满,其等效粘滞系数曲线呈先增大再减小的趋势。

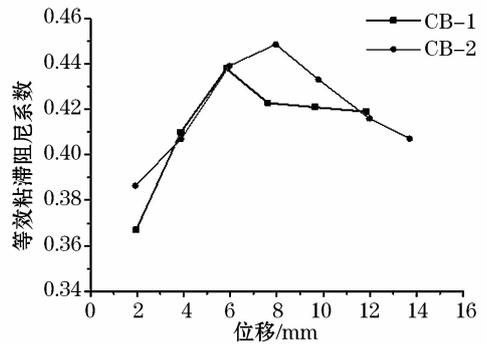


图 25 试件 CB-1 和 CB-2 等效粘滞阻尼系数曲线
Fig. 25 Equivalent viscous damping coefficient curves of specimen CB-1、CB-2

表 5 试件 CB-1 和 CB-2 耗能能力 (kN·mm)
Table 5 Energy dissipation capacity of specimen CB-1、CB-2 (kN·mm)

试件 编号	位移/mm							ΣE
	2	4	6	8	10	12	14	
14CB-1	2 098.64	7 592.60	13 051.43	17 074.55	18 955.36	21 006.89	-	79 779.47
CB-2	1 618.25	6 083.67	10 489.89	14 053.31	16 902.32	18 948.05	20 014.55	88 110.05

注:“-”表示该循环已超过试件的极限承载力,不考虑该阶段消耗的能量。

3.2.3 跨高比对带楼板半通缝连梁抗震性能影响

(1) 承载力和变形能力

试件 CB-1、CB-3 和 CB-4 的承载力、变形能力指标见表 6,骨架曲线如图 26 所示。从表 6 中可以看出:随着跨高比的增大,试件的屈服荷载、峰值荷载和剪压比均会降低,但其屈服位移和峰值位移会随之提高。延性系数和最大相对位移角在跨高比为 1.0 时达到最大,超过 1.0 后有所下降。对于小跨高比半通缝连梁,其对角斜筋的方向更接近混凝土斜压杆的方向,斜筋的作用可以有效发挥,所以达到一定的跨高比时试件的位移延性系数会达到最大,跨高比继续增加,延性将会稍有下降。

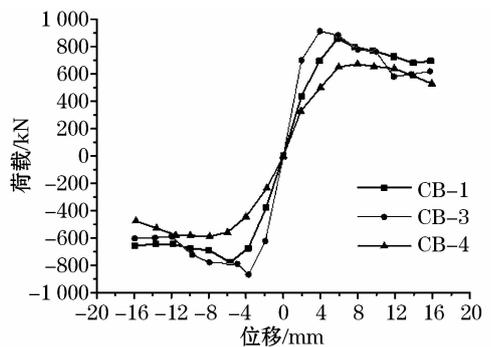


图 26 试件 CB-1、CB-3 和 CB-4 骨架曲线
Fig. 26 Skeleton curves of specimen CB-1、CB-3、CB-4

表6 试件CB-1、CB-3、CB-4承载力及位移计算结果

Table 6 Calculation results of bearing capacity and displacement of specimen CB-1、CB-3、CB-4

试件 编号	剪压比		屈服荷载/kN		屈服位移/mm		峰值荷载/kN		峰值位移/mm		位移延性系数		最大相对位移角	
	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向
CB-1	0.21	0.18	795.33	-717.09	5.04	-4.74	858.12	-777.93	5.82	-5.71	2.33	2.51	1/76	1/75
CB-3	0.23	0.21	867.63	-813.20	3.43	-3.46	912.79	-867.14	3.93	-3.73	2.29	2.30	1/84	1/85
CB-4	0.17	0.14	635.98	-552.88	6.2	-5.9	672.19	-588.95	7.96	-7.89	2.56	2.68	1/85	1/85

(2) 刚度退化和耗能能力

图27-28为试件CB-1、CB-3和CB-4的刚度退化曲线和相对刚度退化曲线。由图27可知:试件CB-3初始刚度最大,试件CB-1和CB-4的刚度在加载过程中变化范围相对较小,没有类似于试件CB-3刚度退化过程中存在较明显的转折点。由图28可知:试件CB-3在位移为8mm之前刚度下降最快,之后刚度下降速度缓慢。

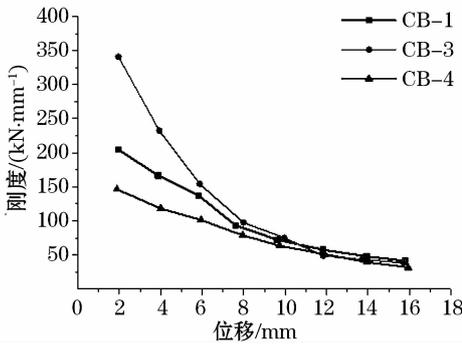


图27 试件CB-1、CB-3和CB-4刚度退化曲线

Fig. 27 Stiffness degradation curves of specimen CB-1、CB-3、CB-4

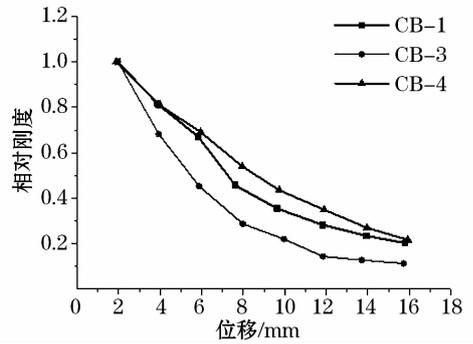


图28 试件CB-1、CB-3和CB-4相对刚度退化曲线

Fig. 28 Relative stiffness degradation curves of specimen CB-1、CB-3、CB-4

试件CB-1、CB-3和CB-4在各级循环下耗能情况和等效粘滞阻尼系数曲线见表7和图29。从表7可以看出:在前5级循环中,各试件消耗的能量随着跨高比的增加而减小,分析其原因为:跨高比较小的试件中,剪力及其产生的效应起了绝对控制作用,产生相同的位移角时受到的剪力更大,造成钢筋和较大面积的混凝土进入塑性,使其耗能也相应较多。但试件消耗的总能量随着跨高比的增大而增大。从图29可以看出:试件CB-1和CB-3的等效粘滞阻尼系数均呈现先增大后减小的趋势,试件CB-4的等效粘滞阻尼系数则先增大,随后变化较小。

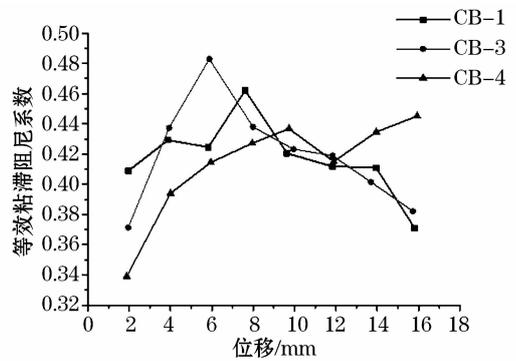


图29 试件CB-1、CB-3和CB-4等效粘滞阻尼系数曲线

Fig. 29 Equivalent viscous damping coefficient curves of specimen CB-1、CB-3、CB-4

表7 试件CB-1、CB-3和CB-4耗能能力(kN·mm)

Table 7 Energy dissipation capacity of specimen CB-1、CB-3、CB-4 (kN·mm)

试件 编号	位移/mm								ΣE
	2	4	6	8	10	12	14	16	
CB-1	2 098.64	7 592.60	13 051.43	17 074.55	18 955.36	21 006.89	-	-	79 779.47
CB-3	2 991.48	9 364.57	13 783.56	17 028.86	19 457.58	-	-	-	62 626.07
CB-4	1 146.91	4 680.64	9 386.16	13 332.02	16 640.13	19 046.07	20 929.77	22 421.69	107 583.40

注:“-”表示该循环已超过试件的极限承载力,不考虑该阶段消耗的能量。

3.2.4 开缝位置对带楼板半通缝连梁抗震性能影响

(1) 承载力和变形能力

试件 CB-1、CB-7 的承载力和变形能力指标见表 8,骨架曲线如图 30 所示。表 8 显示试件 CB-1 和 CB-7 的剪压比几乎相同,但试件 CB-1 正向峰值承载力小于 CB-7,而反向峰值承载力则相反;试件 CB-1 和 CB-7 正反向峰值承载力分别相差 9.4% 和 23%。分析其原因为:在正向加载时,楼板与梁相交部分的混凝土受压,楼板可以起到翼缘的作用,增大了混凝土核心受压混凝土面积,在一定程度上提高了正向峰值承载力。在反向加载时,同样区域的混凝土主要受拉,对承载力贡献较小,导致试件 CB-7 正反向峰值承载力相差较大。

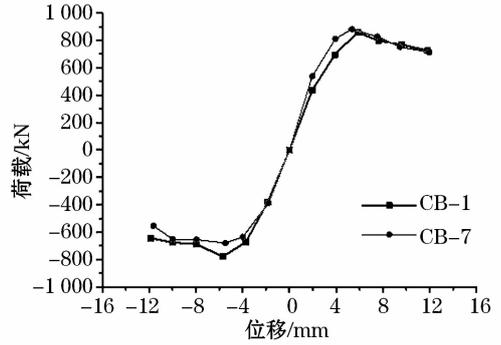


图 30 试件 CB-1 和 CB-7 骨架曲线

Fig. 30 Skeleton curves of specimen CB-1、CB-7

表 8 试件 CB-1 和 CB-7 承载力及位移计算结果

Table 8 Calculation results of bearing capacity and displacement of specimen CB-1、CB-7

试件 编号	剪压比		屈服荷载/kN		屈服位移/mm		峰值荷载/kN		峰值位移/mm		延性系数		最大相对转角	
	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向
CB-1	0.21	0.18	795.33	-717.09	5.04	-4.74	858.12	-777.93	5.82	-5.71	2.33	2.51	1/76	1/75
CB-7	0.22	0.17	850.27	-628.64	4.46	-4.06	881.39	-680.94	5.33	-5.48	2.12	2.89	1/95	1/77

(2) 刚度退化和耗能能力

试件 CB-1、CB-7 的刚度退化曲线和相对刚度退化曲线如图 31-32 所示。由图 31 可知:试件 CB-1 和 CB-7 屈服后,二者的刚度十分接近。从图 32 可看出:随着水平位移值的增大,试件 CB-7 刚度退化速度较快。两者的刚度均在前 4 个循环退化较快,之后刚度退化速度减慢。

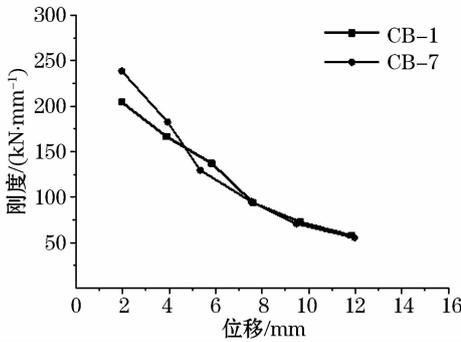


图 31 试件 CB-1 和 CB-7 刚度退化曲线

Fig. 31 Stiffness degradation curves of specimen CB-1、CB-7

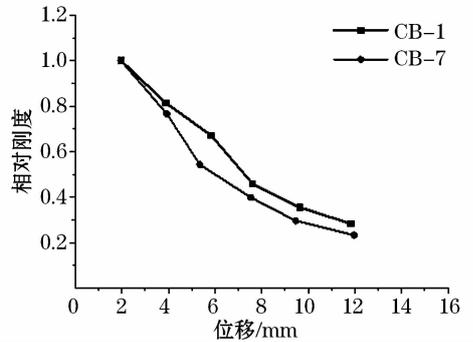


图 32 试件 CB-1 和 CB-7 相对刚度退化曲线

Fig. 32 Relative stiffness degradation curves of specimen CB-1、CB-7

试件 CB-1 和 CB-7 在各级循环下耗能情况和等效粘滞阻尼系数曲线见表 9 和图 33。从表 9 可以看出:在各个循环中试件 CB-1 和 CB-7 的耗能能力基本相当,试件 CB-1 总体消耗的能量略高一些。由图 33 可知:试件 CB-7 在前 2 个循环的 h_e 高于试件 CB-1,随后继续增加,最后 h_e 稳定在 0.43 左右。

表 9 试件 CB-1 和 CB-7 耗能能力(kN·mm)

Table 9 Energy dissipation capacity of specimen CB-1、CB-7 (kN·mm)

试件 编号	位移/mm						ΣE
	2	4	6	8	10	12	
CB-1	2 098.64	7 592.60	13 051.43	17 074.55	18 955.36	21 006.89	79 779.47
CB-7	2 033.64	7 559.22	12 204.36	16 304.71	18 816.12	21 581.07	78 499.12

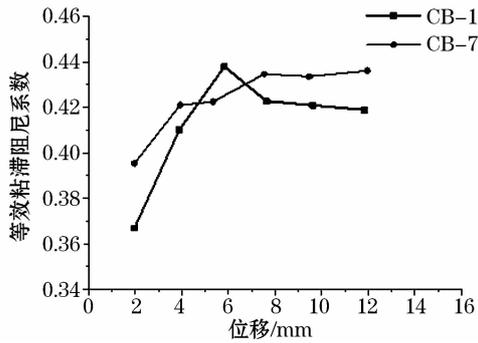


图 33 试件 CB-1 和 CB-7 等效粘滞阻尼系数曲线

Fig. 33 Equivalent viscous damping coefficient curves of specimen CB-1、CB-7

4 结论

通过对 7 个连梁试件的有限元对比分析,可以得到以下结论:

(1)半通缝连梁相比于普通连梁和双连梁,最大相对转角平均分别增大 50.45% 和 2%,破坏时的刚度分别增大 20.04% 和 19.96%,消耗的总能量分别增大 108.09% 和 16.04%,表明半通缝连梁具有较好的变形能力和保持刚度的能力,整体耗能能力也较强。

(2)考虑楼板影响后,半通缝连梁屈服荷载、峰值荷载分别提高 18.65% 和 20.95%,消耗的总能量下降 9.45%;楼板增强了半通缝连梁的抗弯刚度,也使半通缝连梁中剪压比增大,导致半通缝连梁位移延性系数降低。这相当于减小半通缝连梁跨高比后的情况。

(3)随着跨高比从 1.5 降低到 0.75,半通缝连梁峰值承载力提高了 41.13%,消耗的总能量降低了 41.78%,刚度退化幅度增加了 163.62%;半通缝连梁的延性系数在跨高比较小的范围内随着跨高比的增加而增大,超过该值延性系数略有减小。

(4)考虑到地震作用的往复性,建议实际工程中采用在横截面中部开缝形式的半通缝连梁。

参考文献

- [1] 张彬彬. 高层建筑剪力墙中连系梁抗震性能的试验研究[D]. 重庆:重庆大学,2001.
ZHANG Binbin, Experimental study on seismic behavior of composite beams in shear walls of high rise buildings[D]. Chongqing: Chongqing University, 2001. (in Chinese)
- [2] 皮天祥,白绍良,傅剑平. 跨高比 $L/h \leq 1.5$ 复合配筋连梁受力状态的模拟[J]. 工程力学,2010,27(5): 97-105.
PI Tianxiang, BAI Shaoliang, FU Jianping. Simulation for behavior of length to height ratio $L/h \leq 1.5$ compositely reinforced coupling beams[J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(5): 97-105. (in Chinese)
- [3] 李杰,李奎明. 钢筋混凝土短肢剪力墙结构非线性分析研[J]. 建筑结构学报,2009,30(1): 23-30.
LI Jie, LI Kuiming. Nonlinear analysis of RC short-leg shear wall[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(1): 23-30. (in Chinese)
- [4] 李远中,于德湖,张同波. 半通缝连梁抗震性能有限元分析[J]. 青岛理工大学学报,2015,2:107-116.
LI Yuanzhong, YU Dehu, ZHANG Tongbo. Finite element analysis of seismic behavior of the semi seam coupling beam[J]. Journal of Qingdao University of Technology, 2015, 2:107-116. (in Chinese)
- [5] GB50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
GB50010—2010 Code for Design of Concrete Structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [6] 刘瑞欣,王敏,陈晓磊,等. 配置 HRB500 钢筋小跨高比带板开缝连梁的抗震性能试验研究[J]. 土木建筑与环境工程,2016,38(1): 10-16.
LIU Ruixin, WANG Min, CHEN Xiaolei, et al. Experimental analysis on seismic behavior of small-span-to-depth-ratio slotted coupling beams with slab and HRB500 bar[J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2016, 38(1): 10-16. (in Chinese)
- [7] 秦浩,赵宪忠. ABAQUS 混凝土损伤因子取值方法研究[J]. 结构工程师,2013,29(6): 27-32.
QIN Hao, ZHAO Xianzhong. Study on the ABAQUS damage parameter in the concrete damage plasticity model[J]. Structural Engineer, 2013, 29(6): 27-32. (in Chinese)
- [8] 过镇海,时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 清华大学出版社,2003.
GUO Zhenhai, SHI Xudong. Reinforced concrete theory and analysis[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003. (in Chinese)