

文章编号:1673-2049(2019)04-0031-09

装配整体式结构抗连续倒塌受力机制及影响因素分析

黄 远^{1,2}, 陈桂榕^{1,2}, 胡晓芳^{1,2}

(1. 湖南大学 工程结构损伤诊断湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410082;

2. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘要:为了研究压拱和悬链线阶段的受力机理,采用SAP2000软件建立了装配整体式框架(PCF)模型并用试验数据进行验证。在此基础上,建立了分析模型,选取A2模型对这2个阶段的受力机理进行了详细分析,然后将该阶段承载力与经典塑性铰理论承载力相比,定义了压拱和悬链线机制承载力提高系数 η 和 ξ ,研究了跨高比、层数、配筋率等参数对结构抗倒塌承载力的影响。结果表明:底部配筋率由0.44%增加到0.88%后,压拱机制承载力最大值 $F_{u,a}$ 和悬链线机制承载力最大值 $F_{u,c}$ 分别增加了37%和88.7%, η 由1.25减少到1.22, ξ 由1.06增加到1.45;顶部配筋率由0.66%增加到1.03%后, $F_{u,a}$ 增大了25%, η 由1.25减少到1.20,而 $F_{u,c}$ 变化很小, ξ 由1.57减少到1.16;改变跨度导致跨高比由8增加到15时, $F_{u,a}$ 和 $F_{u,c}$ 分别减小了67%和59%, η 由1.33减小到1.18, ξ 由1.44增加到1.59;改变梁高导致跨高比由8增加到15时, $F_{u,a}$ 和 $F_{u,c}$ 分别减小了87.7%和59.9%, η 由1.35减少到1.08, ξ 由1.44增加到3.85;层数增加时, η 减小, ξ 增大;侧向约束的刚度对悬链线效应的影响较大,当柱相对抗弯刚度大或侧向约束的跨数多时,悬链线效应对抗力的提高更为显著。

关键词:装配整体式结构;连续倒塌;压拱机制;悬链线机制;影响因素

中图分类号:TU375

文献标志码:A

Force Mechanism and Influencing Factors of Precast Monolithic Structures to Resist Progressive Collapse

HUANG Yuan^{1,2}, CHEN Gui-rong^{1,2}, HU Xiao-fang^{1,2}

(1. Hunan Provincial Key Laboratory on Damage Diagnosis for Engineering Structures, Hunan University,

Changsha 410082, Hunan, China; 2. College of Civil Engineering, Hunan University,

Changsha 410082, Hunan, China)

Abstract: In order to study the force mechanism of arch compression and catenary stages, the monolithic precast concrete frame (PCF) models were established by SAP2000 and verified by experimental data. On the basis, the analysis models were established, and the A2 model was selected to analyze the mechanism of the two stages in detail. Then, the bearing capacities of two stages were compared with the classical plastic hinge theory, and the capacity increase coefficients of arch compression mechanism and catenary mechanism were defined as η and ξ respectively. The effects of parameters, such as span-to-height ratio, number of storey and reinforcement ratio and

收稿日期:2018-11-16

基金项目:国家自然科学基金项目(51478174)

作者简介:黄 远(1982-),男,湖南长沙人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:huangy@hnu.edu.cn。

on the collapse resistance of the structure were studied. The results show that when the bottom reinforcement ratio increases from 0.44% to 0.88%, the maximum bearing capacities of arch compression mechanism $F_{u,a}$ and catenary mechanism $F_{u,c}$ increase by 37% and 88.7% respectively, and the value of η decreases from 1.25 to 1.22, and the value of η increases from 1.06 to 1.45. When the top reinforcement ratio increases from 0.66% to 1.03%, $F_{u,a}$ increases by 25%, η decreases from 1.25 to 1.20, while $F_{u,c}$ changes slightly, and ξ decreases from 1.57 to 1.16. When the span-height ratio increases from 8 to 15 (changing the span), $F_{u,a}$ and $F_{u,c}$ decrease by 67% and 59% respectively, η decreases from 1.33 to 1.18, and ξ increases from 1.44 to 1.59. When the span-to-height ratio increases from 8 to 15 (changing the height of beam), $F_{u,a}$ and $F_{u,c}$ decrease by 87.7% and 59.9% respectively, η decreases from 1.35 to 1.08, and ξ increases from 1.44 to 3.85. When the number of stories increases, η decreases, but ξ increases. The stiffness of lateral restraint has a great influence on the catenary effect. When the column's relative flexural stiffness is large or the number of spans with lateral restraint is large, the effect of catenary is more significant.

Key words: precast monolithic structure; progressive collapse; arch compression mechanism; catenary mechanism; influencing factor

0 引言

建筑结构发生连续倒塌会造成大量的人员伤亡与巨大的经济损失,2001 年纽约世贸大厦倒塌等重大连续倒塌事件引起了全世界的广泛关注。

压拱和悬链线阶段是连续倒塌过程中主要的受力阶段,国内外许多学者对这 2 个阶段的受力机理进行了研究。Park 等^[1]考虑构件微观与宏观受力,提出压拱阶段承载力计算公式。王英等^[2]考虑钢筋受力状态,采用迭代法计算压拱机制承载力。周育洸等^[3]对压拱效应进行了分析,提出了相关计算公式。Valipour 等^[4]基于一维离散单元,提出了一种混凝土框架悬链线作用分析方法。李易等^[5]根据能量法,建立了悬链线机制下结构抗力需求计算公式。Su 等^[6]对 12 个试件进行了试验,研究了加载速率、跨高比等对结构抗倒塌性能的影响。Yu 等^[7]通过试验研究了连接方式、配筋率等因素对压拱和悬链线机制的影响。

装配式混凝土建筑的构件在工厂预制,现场拼装,由于施工速度快、周期短、绿色环保,在实际工程中的应用越来越广。目前,大多数学者主要研究现浇结构的抗倒塌性能^[8-9],而对装配式混凝土结构的抗倒塌研究较少,因此有必要对其展开研究。本文通过 SAP2000 软件对装配整体式框架(PCF)在连续倒塌过程中的受力机理进行了研究,分析了抽柱位置、跨高比、配筋率等 6 个参数对抗倒塌性能的影响,供工程实际参考。

1 模型建立与验证

1.1 模型建立

在 SAP2000 中建立模型,对结构的抗倒塌性能进行分析。采用框架单元模拟梁柱的受力性能,通过设置纤维铰来模拟其非线性性能,纤维模型如图 1 所示。在连续倒塌过程中,轴向约束会产生压拱效应,使梁中存在较大轴力,选用柱塑性铰长度计算公式得到的塑性铰长度更为合理^[10]。本文纤维铰长度取 0.5 倍截面高度^[10-11],将梁柱进行细化,使每段长度与纤维铰的长度相等。

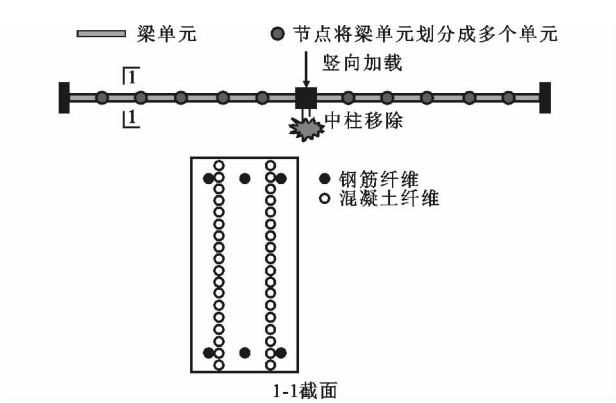


图 1 纤维模型
Fig. 1 Fiber Model

混凝土应力-应变($\sigma\epsilon$)关系采用 Mander 提出的模型,如图 2(a)所示,钢筋 $\sigma\epsilon$ 关系采用双折线模型,如图 2(b)所示,图 2 中, f_{cc} 为混凝土轴心抗压强度, ϵ_{cc} 为混凝土受压峰值应变, ϵ_{cu} 为混凝土极限应

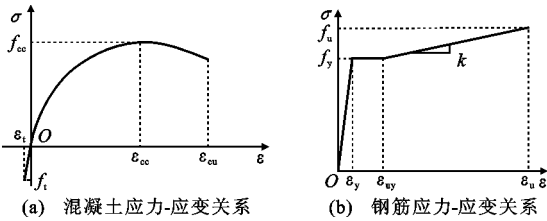


图 2 材料本构关系

Fig. 2 Stress-strain Relationship of Materials

变, f_t 为混凝土抗拉强度, ϵ_t 为混凝土受拉应变, f_u 为钢筋极限抗拉强度, ϵ_u 为钢筋极限应变, k 为钢筋硬化段斜率, f_y 为钢筋屈服强度, ϵ_y 为钢筋屈服应变, ϵ_{uy} 为钢筋硬化起点对应的应变。

本文框架模型中的梁均为叠合梁,如图 3(a)所示,其中阴影部分为预制的。新老混凝土界面处的黏结强度低于现浇混凝土,且界面处的黏结抗拉强度与许多因素相关,无法准确计算,将新老混凝土界面处混凝土的抗拉强度设为 0,偏于安全,界面处混凝土本构关系如图 3(b)所示。

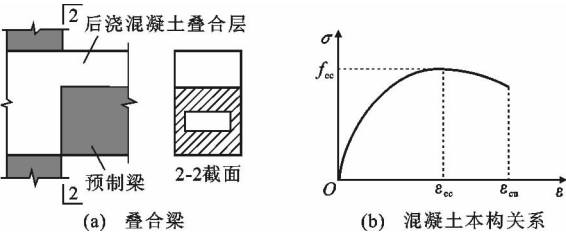


图 3 叠合梁建模

Fig. 3 Modeling of Superposed Beam

在抽除柱的上端采用位移加载,并在分析工况中采用位移控制。在 SAP2000 中使用位移加载时,加载点必须采用弹簧或者约束等与地面相连(图 4),否则计算时该位移 Δ 将会被忽略。

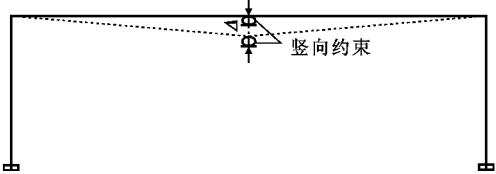


图 4 加载模式

Fig. 4 Loading Pattern

1.2 模型验证

选取文献[12],[13]中的 P1 试件、S1 试件及文献[14]中的框架进行模型验证,其中 P1 和 S1 试件为二维梁柱子构件,框架为平面框架。各试件几何尺寸及配筋如图 5 所示,其中,1 为液压作动器,2 为 2 个串联在一起的千斤顶,3 为传感器,4-1~4-4 为位移传感器,5 为千分表,6-1~6-8 为混凝土应变片。已有研究表明边界条件对结构的抗倒塌性能有很大影响,P1 试件和框架试件柱端为固接,但 S1 试件横向支座与试件之间存在间隙,不能按固接模拟,因此采用弹簧来模拟横向约束,根据文献[15]中的数据设置弹簧参数。提取有限元模型中的荷载-位移曲线与试验结果对比,结果如图 6 所示(P 为荷载),模拟结果与试验结果吻合较好,表明该建模方式能够很好地模拟压拱效应和悬链线效应,可用于

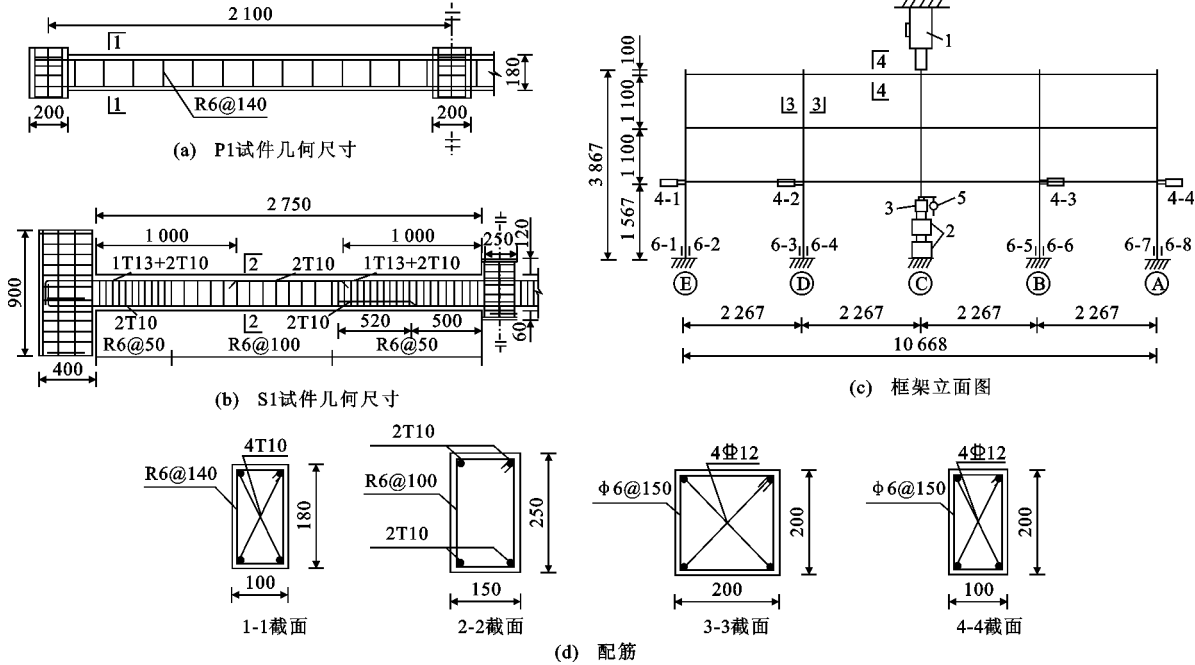


图 5 试件几何尺寸及配筋(单位:mm)

Fig. 5 Dimensions and Reinforcement of Specimens (Unit:mm)

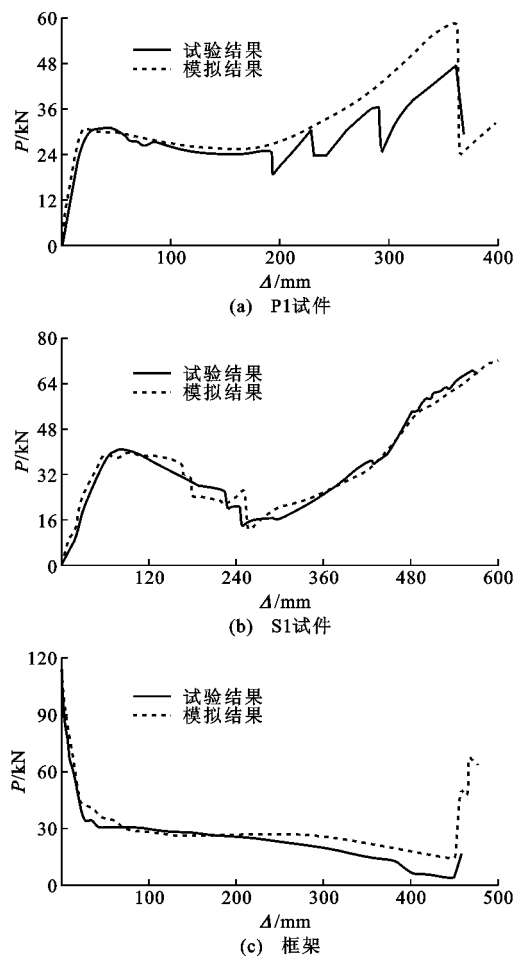


图 6 模拟结果与试验结果对比
Fig. 6 Comparison Between Simulation and Experimental Results

框架抗倒塌性能分析。

2 平面框架设计

为了分析不同参数对连续倒塌受力机制的影响,采用 PKPM 设计了 6 组框架模型。混凝土、纵向受力筋以及箍筋分别采用 C40, HRB400 和 HRB335。基准模型尺寸及配筋如图 7 所示(非抗震设计),叠合梁中现浇混凝土厚度为 150 mm^[16]。

6 组模型研究的各参数取值如表 1 所示,表 1 中未列出的参数取值与基准试件相同。为了不使柱产生破坏,加大柱截面尺寸,A1~A6 截面尺寸为 650 mm×650 mm,B5~B8 截面尺寸为 800 mm×800 mm,column1, column2, column3 及 column4 (中柱)的具体位置如图 8 所示。

3 压拱及悬链线受力机制分析

选取 A2 框架进行抗倒塌受力机制研究,计算结果如图 9 所示,其中, F , N , δ 分别为竖向荷载、梁

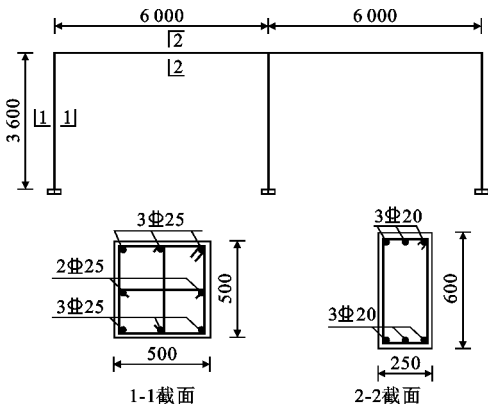


图 7 基准模型(单位:mm)
Fig. 7 Benchmark Model (Unit:mm)

表 1 各组模型参数设置

Tab. 1 Parameter Setting for Various Models			
模型编号	参数	参数值	备注
A1	底部配筋率 ρ	0.44%(2 Φ 20)	顶部配筋率为 0.88%(4 Φ 20)
A2		0.66%(3 Φ 20)	
A3		0.88%(4 Φ 20)	
A4	顶部配筋率 ρ	0.66%(3 Φ 20)	底部配筋率为 0.66%(3 Φ 20)
A5		0.88%(4 Φ 20)	
A6		1.03%(3 Φ 25)	
B1	跨高比 β (改变跨 度)	8	跨度 4 800 mm
B2		10	跨度 6 000 mm
B3		12	跨度 7 200 mm
B4		15	跨度 9 000 mm
B5	跨高比 β (改变梁 高)	8	梁截面尺寸 300 mm×750 mm
B6		10	梁截面尺寸 250 mm×600 mm
B7		12	梁截面尺寸 200 mm×500 mm
B8		15	梁截面尺寸 200 mm×400 mm
C1	柱相对抗弯刚 度 K_r	0.47	柱截面尺寸 400 mm×400 mm
C2		1.16	柱截面尺寸 500 mm×500 mm
C3		3.31	柱截面尺寸 650 mm×650 mm
C4		7.59	柱截面尺寸 800 mm×800 mm
D1	层数 n_s	1	
D2		3	
D3		6	
E1	跨数 n	2	抽中柱
E2		4	
E3		6	
E4	抽除柱位置	column3	模型跨数为 6 跨, 具体位置见图 8
E5		column2	
E6		column1	

轴力、边柱柱顶水平位移, F_{cr} 为开裂荷载, F_y 为屈服荷载, $F_{u,a}$ 为压拱机制最大承载力, $F_{u,c}$ 为悬链线机制最大承载力。

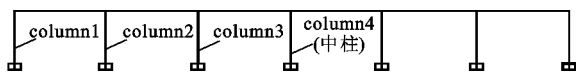
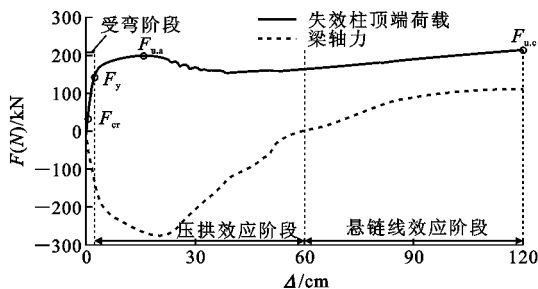


图 8 不同抽柱位置

Fig. 8 Different Positions of Removed Columns



(a) 荷载-位移曲线与轴力-位移曲线

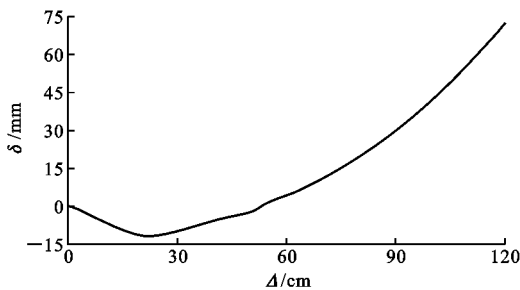
(b) δ - Δ 曲线

图 9 A2 框架计算结果

Fig. 9 Calculation Results of Frame A2

从加载开始到结束,梁经历了不同的受力阶段。竖向位移较小时,梁处于受弯阶段,抗力主要由截面抗弯承载力构成;随着位移的增大,梁进入压拱阶段;当竖向位移继续增大时,梁由压拱阶段进入悬链线阶段。

压拱效应受力机理如图 10 所示,其中, M_b 为 A 截面和 D 截面提供的弯矩, M_c 为 B 截面和 C 截面提供的弯矩。抗力由轴力产生的附加弯矩和截面抗弯承载力构成。A、D 截面承受负弯矩,B、C 截面承受正弯矩,随着竖向位移的增大,混凝土裂缝不断发展,使得 A、D 截面的合力作用点和中性轴不断下移,B、C 截面的合力作用点和中性轴不断上移,从而使梁的中性层发生转动,并且使其长度增加。由于边柱的约束,梁中产生轴力 N ,边柱也会向外移动,且梁左右截面的轴力 N 作用点不在同一水平面上,作用点之间的距离为 d ,产生附加弯矩 Nd ,形成压拱效应。

由图 9(a)可知,轴压力峰值 N_{\max} 不与压拱机制承载力峰值 $F_{u,a}$ 同时发生, N_{\max} 滞后 $F_{u,a}$ 。随着竖向位移增加, N 不断增加,但 d 却不断减小, $F_{u,a}$ 应与附加弯矩的最大值相对应,当 $F_{u,a}$ 发生时, N 并未达到峰值,轴力滞后于竖向承载力。

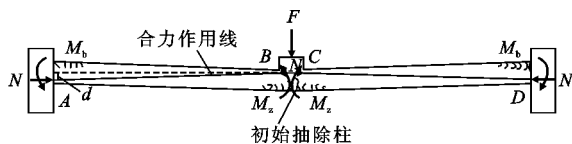


图 10 压拱机制

Fig. 10 Arch Compression Mechanism

当混凝土达到极限压应变时,退出工作,不再继续承载,此时 $N=0$,柱无法对梁提供有效的侧向约束。在混凝土压碎的位置出现塑性铰,结构变成瞬变机构,如图 11 所示。

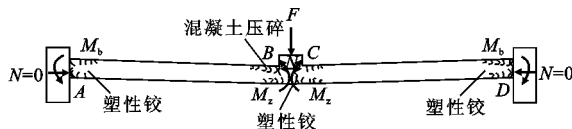


图 11 瞬变机构

Fig. 11 Transient Mechanism

随着荷载的持续作用,竖向位移以较快的速度增长,梁内部的轴压力逐渐转化成轴拉力,受拉钢筋屈服强化,原先受压钢筋转变成受拉钢筋,梁由压拱机制转变为悬链线机制(图 12)。此机制下,梁与水平面之间形成较大的夹角 θ ,抗力由悬索力的竖向分力承担。柱受钢筋拉力的影响产生较大的向内位移(图 9)。梁内部的钢筋达到极限拉应力时发生断裂,当梁内全部钢筋断裂时,无法继续承载,构件破坏。对于悬链线机制下的竖向极限变形 Δ_u ,DoD 2010^[17] 规定 Δ_u 为 $0.2L_1$, L_1 为一侧梁跨度; Y_u 等^[7] 建议 Δ_u 取 $0.1L_2$, L_2 为两侧梁的总跨度。因此,本文取竖向位移为 $0.2L_1$ 时的承载力作为悬链线机制下的极限承载力。

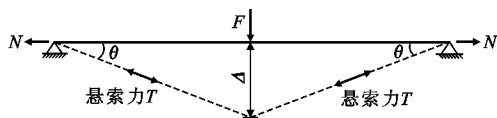


图 12 悬链线机制

Fig. 12 Catenary Mechanism

4 受力机制影响因素分析

为表述压拱效应和悬链线效应对承载力的影响,定义了 2 个提高系数 η 和 ξ ,以分析各参数对抗倒塌受力机制的影响。 $\eta = F_{u,a}/F_{u,y}$, $\xi = F_{u,c}/F_{u,y}$, 其中, $F_{u,y}$ 为经典塑性铰理论计算的承载力。

4.1 配筋率

4.1.1 底部配筋率

不同底部配筋率模型 A1~A3 的计算结果如图 13 所示,图 13(a)中上半部分为荷载-位移曲线,下

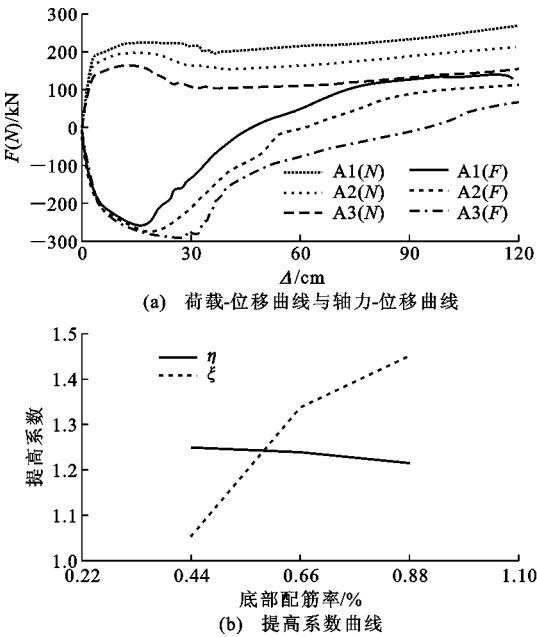


图 13 底部配筋率对受力机制的影响
Fig. 13 Effect of Bottom Reinforcement Ratio on Force Mechanism

半部分为轴力-位移曲线。

图 13(a) 中, 由 A1 ($\rho = 0.44\%$) 到 A3 ($\rho = 0.88\%$), 随着底部配筋率的增加, $F_{u,a}$, $F_{u,c}$ 分别增加了 37%, 88.7%, 且处于压拱阶段的时间也有所增加。在同一竖向位移下, 底部配筋率越高, $F_{u,a}$ 越大, 若需结构在小位移时提供较大承载力, 建议通过增加底部配筋率来实现。

图 13(b) 中, 由 A1 ($\rho = 0.44\%$) 到 A3 ($\rho = 0.88\%$), 随着底部配筋率的增加, η 由 1.25 减少到 1.22, ξ 由 1.06 增加到 1.45。结构在悬链线机制阶段极限承载力出现在极限位移 1 200 mm 处, 而此时并未出现钢筋拉断现象, 底部钢筋仍承担着大部分的拉力。随着底部配筋率的增大 (梁截面面积不变, 钢筋面积增大), 悬链线机制下的承载力增加。因此可通过增加底部配筋率的方法来提高悬链线机制下的承载力。

4.1.2 顶部配筋率

不同顶部配筋率模型 A4~A6 计算结果如图 14 所示。图 14(a) 中, 由 A4 ($\rho = 0.66\%$) 到 A6 ($\rho = 1.03\%$), 随着梁截面顶部配筋率的增大, $F_{u,a}$ 增加了 25%, $F_{u,c}$ 减少了 3.3%, 相对于 $F_{u,c}$, $F_{u,a}$ 增加更为显著。在位移达到 1 200 mm (悬链线效应的极限位移) 时, 并未出现钢筋拉断现象, 底部钢筋仍承担着大部分的拉力, 因此顶部配筋率对 $F_{u,c}$ 的影响并不明显。

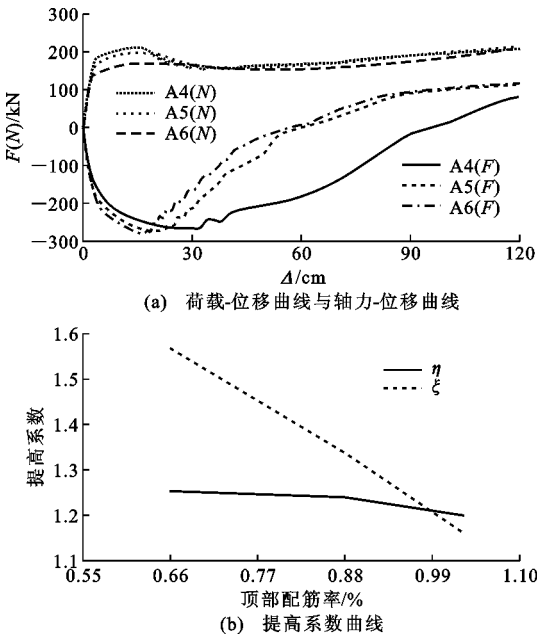


图 14 顶部配筋率对受力机制的影响
Fig. 14 Effect of Top Reinforcement Ratio on Force Mechanism

顶部配筋率对 η 和 ξ 的影响如图 14(b) 所示。

由 A4 ($\rho = 0.66\%$) 到 A6 ($\rho = 1.03\%$), 随着梁截面顶部配筋率的增大, η 由 1.25 减少到 1.20, ξ 则由 1.57 减少到 1.16。顶部配筋率增大导致 $F_{u,a}$ 显著增大, 而 $F_{u,c}$ 基本不变, 所以 ξ 值显著降低。若需结构在小位移时提供较大承载力, 建议通过增加顶部配筋率来实现。

4.2 跨高比

由跨高比的定义可知, 梁截面的高度和跨度变化均会引起跨高比的变化, 故对跨度和梁高分别进行研究。不同跨度模型 B1~B4 计算结果如图 15 所示, 不同梁高模型 B5~B8 计算结果如图 16 所示。

由图 15, 16 可知, 改变跨度和改变梁高所引起的跨高比变化对 $F_{u,a}$, $F_{u,c}$, η , ξ 值的影响趋势是相似的。图 15 中, 改变跨度导致跨高比由 8 增加到 15 时, 压拱效应承载力 $F_{u,a}$ 减少了 67%, 悬链线效应承载力 $F_{u,c}$ 减少了 59%, η 由 1.33 减小到 1.18, ξ 由 1.44 增加到 1.59。图 16 中, 改变梁高引起跨高比由 8 提高到 15 时, 压拱效应承载力 $F_{u,a}$ 减少了 87.7%, 悬链线效应承载力 $F_{u,c}$ 减少了 59.9%, η 由 1.35 减小到 1.08, ξ 由 1.48 增加到 3.85。荷载-位移曲线显示, 在较小的跨高比下, $F_{u,a}$ 与 $F_{u,c}$ 十分接近, 或者 $F_{u,c}$ 低于 $F_{u,a}$; 在较大的跨高比下, $F_{u,c}$ 显著高于 $F_{u,a}$ 。在跨高比较小的情况下, 建议选用 $F_{u,a}$ 作为结构抗倒塌的承载力, 而在跨高比较大的情况

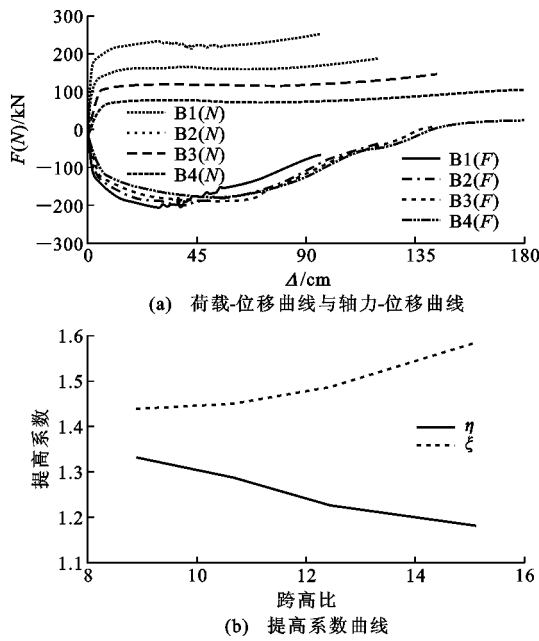


图 15 跨高比(改变跨度)对受力机制的影响
Fig. 15 Effect of Span-height Ratio (Changing Span Length) on Force Mechanism

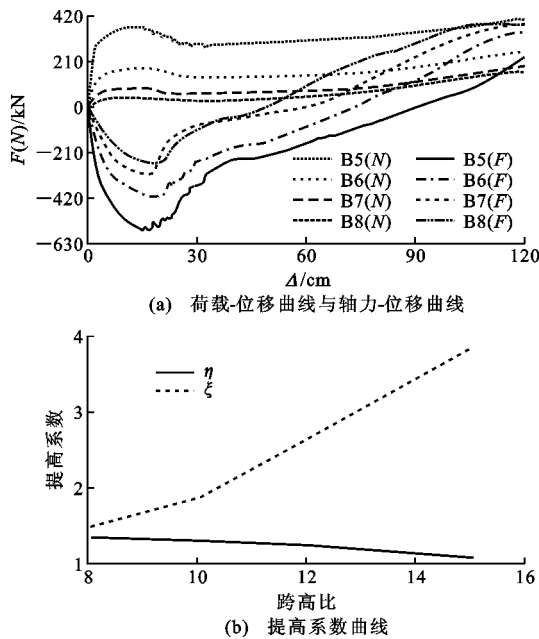


图 16 跨高比(改变梁截面高度)对受力机制的影响
Fig. 16 Effect of Span-height Ratio (Changing Height of Beam Section) on Force Mechanism

下,选用 $F_{u,c}$ 作为结构抗倒塌承载力更为合理。

4.3 柱相对抗弯刚度的影响

梁的抗弯刚度为 K_b , 柱的抗弯刚度为 K_c , 定义柱的相对抗弯刚度 $K_r = K_c/K_b$ 。 K_r 值越大表明梁的侧向约束越强。通过改变柱截面建立不同 K_r 的 C1~C4 模型, 计算结果如图 17 所示。

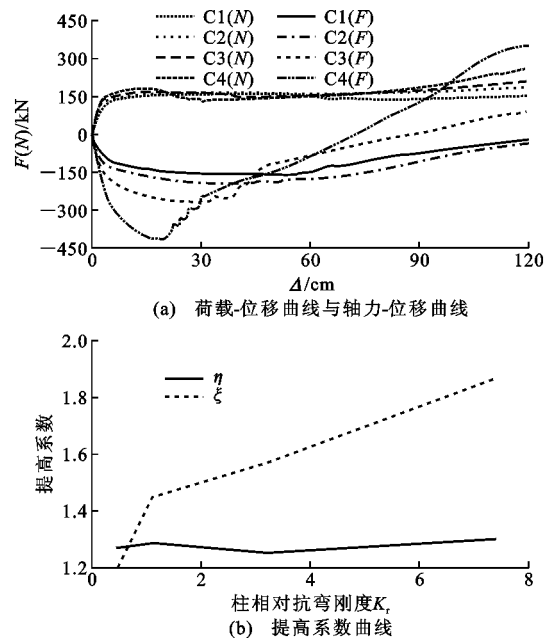


图 17 柱相对抗弯刚度对受力机制的影响
Fig. 17 Effect of Relative Column Bending Stiffness on Force Mechanism

K_r 由 0.47 增加到 7.59 时, $F_{u,a}$ 增加了 12.8%, $F_{u,c}$ 增加了 69.7%, η 值在一水平线附近波动, 而 ξ 由 1.21 增加到 1.87, 侧向约束刚度对悬链线机制影响显著, 故若在连续倒塌中考虑悬链线效应的发挥, 需保证梁端有可靠的侧向约束, 即有较大的柱相对抗弯刚度。

4.4 层数

不同层数模型 D1~D3 计算结果如图 18 所示, 其中 D1, D2, D3 的层数分别为 1, 3, 6 层。

由图 18(a) 可知, D1~D3 的承载力依次增大, 这是因为模型中使用的加载方式为单点位移加载, 分析所得的承载力是全部梁承载力的总和, 无法作为单层梁承载力对比的依据。在图 18(b) 中, 随着层数从 1 层增加到 6 层, η 由 1.29 减小到 1.15, ξ 由 1.45 增加到 1.72。这是因为在多层结构中, 内力在不同层高处不均匀发展, 底层梁中的轴力较大, 上层梁中的轴力则较小, 在轴力较大时, 附加弯矩才会使承载力增加。因此, 压拱效应对承载力的提高随着层数的增加越来越不明显, 使 η 值减小。同时, 由于层数的增加, 上层梁柱对下层柱的侧向约束刚度有所提高, 有利于悬链线效应的发展, 使 ξ 值增大。

4.5 跨数与抽柱位置

在抽中柱的情况下, 不同跨数的 E1~E3 模型计算结果如图 19 所示; 跨数为 6 跨和抽柱位置不同的 E3~E6 模型计算结果如图 20 所示。

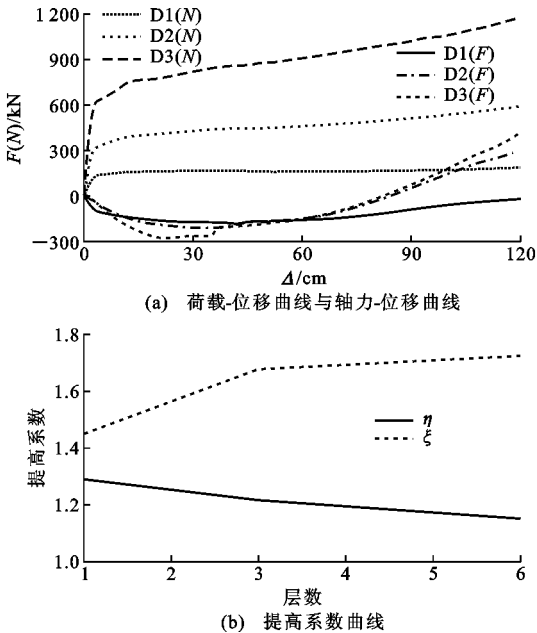


图 18 层数对受力机制的影响

Fig. 18 Effect of Number of Stories on Force Mechanism

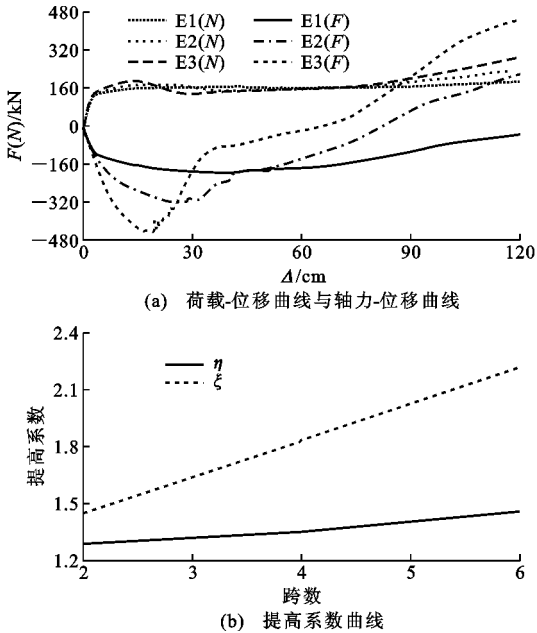


图 19 跨数对受力机制的影响

Fig. 19 Effect of Number of Spans on Force Mechanism

实质上,对跨数和抽柱位置的研究均是针对侧向约束跨数的。从图 19,20 可知,一侧剩余侧向约束跨数从 1 跨增加到 3 跨时, $F_{u,a}$ 、 $F_{u,c}$ 、 η 、 ξ 均增大, $F_{u,a}$ 平均增加 13%,相对于 $F_{u,a}$ 、 $F_{u,c}$ 增加幅度较大,为 49.5%,说明剩余侧向约束跨数对悬链线承载力的影响更为显著。

对于 E6 模型,抽除边柱,其上方的梁成为悬臂梁,缺少足够的侧向约束,压拱和悬链线机制无法产生,所以 $\eta=1$ 和 $\xi=0$,与其他框架相比,E6 框架更

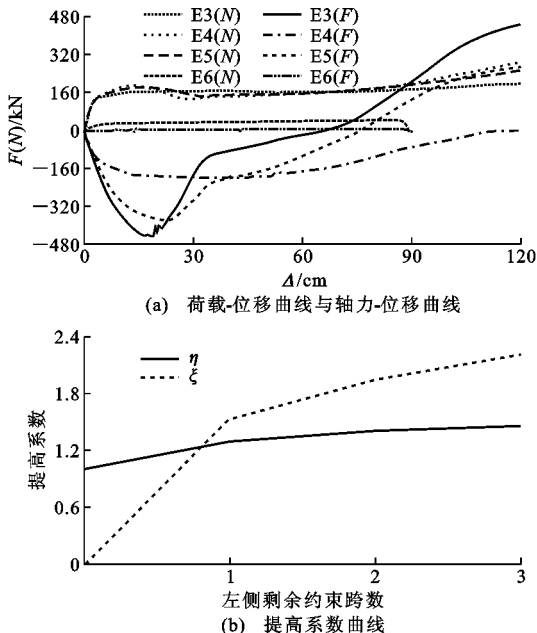


图 20 抽柱位置对受力机制的影响

Fig. 20 Effect of Position of Removed Column on Force Mechanism

为特殊。

5 结 语

(1)梁截面底部配筋率由 0.44% 增大到 0.88% 时, $F_{u,a}$ 和 $F_{u,c}$ 分别增加了 37%,88.7%, η 值由 1.25 下降至 1.22, ξ 值由 1.06 大幅增加至 1.45。梁截面顶部配筋率由 0.66% 增大到 1.03% 时, $F_{u,a}$ 增加了 25%, $F_{u,c}$ 基本没有变化, η 值由 1.25 减少至 1.20, ξ 值由 1.57 大幅减少至 1.16。由此可知,当位于同一竖向位移时,配筋率高的结构具有较高压拱机制承载力,故欲在较小的竖向位移下使结构具有较高的承载力,可通过增大梁截面配筋率实现。

(2)在改变跨度引起跨高比由 8 增加到 15 时, $F_{u,a}$ 和 $F_{u,c}$ 分别减少了 67%,59%, η 由 1.33 减少到 1.18, ξ 由 1.44 增加到 1.59。在改变梁高引起跨高比由 8 提高到 15 时, $F_{u,a}$ 和 $F_{u,c}$ 分别减少了 87.7%,59.9%, η 值由 1.35 降低到 1.08, ξ 值由 1.48 提高到 3.85。在较小的跨高比下, $F_{u,a}$ 与 $F_{u,c}$ 十分接近,或者 $F_{u,c}$ 低于 $F_{u,a}$;在较大的跨高比下, $F_{u,c}$ 显著高于 $F_{u,a}$ 。在跨高比较小的情况下,建议选用 $F_{u,a}$ 作为结构抗倒塌承载力,而在跨高比较大的情况下,选用 $F_{u,c}$ 作为结构抗倒塌承载力更为合理。

(3)在多层结构中,内力在不同层高处不均匀发展,导致压拱效应对承载力的提高随着层数的增加越来越不明显,同时,随着层数的增加,上层梁柱对

下层柱的侧向约束刚度有所提高,使得悬链线效应显著发展,所以层数从1层增到6层, η 值由1.29减少到1.15, ξ 值由1.45增加到1.72。

(4)侧向约束的刚度对悬链线效应影响较大,当柱相对抗弯刚度大或侧向约束的跨数多时,悬链线效应对抗力的提高更为显著。

参考文献:

References:

- [1] PARK R, GAMBLE W L. Reinforced Concrete Slabs [M]. 2nd ed. Toronto: John Wiley & Sons, 2000.
- [2] 王 英, 顾祥林, 林 峰. 考虑压拱效应的钢筋混凝土双跨梁竖向承载力分析[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(4): 32-42.
WANG Ying, GU Xiang-lin, LIN Feng. Vertical Bearing Capacity of RC Two-bay Beams Considering Compressive Arch Action[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(4): 32-42.
- [3] 周育珑, 李 易, 陆新征, 等. 钢筋混凝土框架抗连续倒塌的压拱机制分析模型[J]. 工程力学, 2016, 33(4): 34-42.
ZHOU Yu-long, LI Yi, LU Xin-zheng, et al. An Analytical Model of Compressive Arch Action of Reinforced Concrete Frames to Resist Progressive Collapse[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(4): 34-42.
- [4] VALIPOUR H R, FOSTER S J. Finite Element Modelling of Reinforced Concrete Framed Structures Including Catenary Action [J]. Computers & Structures, 2010, 88(9/10): 529-538.
- [5] 李 易, 陆新征, 叶列平. 基于能量方法的 RC 框架结构连续倒塌抗力需求分析 II: 悬链线机制[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(11): 9-16.
LI Yi, LU Xin-zheng, YE Lie-ping. Progressive Collapse Resistance Demand of RC Frame Structures Based on Energy Method II: Catenary Mechanism[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(11): 9-16.
- [6] SU Y P, TIAN Y, SONG X S. Progressive Collapse Resistance of Axially-restrained Frame Beams [J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(5): 600-607.
- [7] YU J, TAN K H. Structural Behavior of RC Beam-column Subassemblages Under a Middle Column Removal Scenario[J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 139(2): 233-250.
- [8] 潘 元, 刘伯权, 邢国华, 等. 基于破坏准则的钢筋混

凝土结构抗倒塌研究进展[J]. 建筑科学与工程学报, 2010, 27(2): 51-60.

PAN Yuan, LIU Bo-quan, XING Guo-hua, et al. Research Progress of Seismic Collapse Resistance of Reinforced Concrete Structures Based on Damage Criteria[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2010, 27(2): 51-60.

- [9] 姚宇飞, 师燕超, 李忠献. 爆炸荷载下钢筋混凝土框架结构连续倒塌分析方法比较[J]. 建筑科学与工程学报, 2015, 32(1): 64-72.

YAO Yu-fei, SHI Yan-chao, LI Zhong-xian. Comparison of Progressive Collapse Analysis Methods for RC Frame Structures Under Blast Loads[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2015, 32(1): 64-72.

- [10] MENDIS P. Plastic Hinge Lengths of Normal and High-strength Concrete in Flexure[J]. Advances in Structural Engineering, 2002, 4(4): 189-195.
- [11] DHAKAL R P, FENWICK R C. Detailing of Plastic Hinges in Seismic Design of Concrete Structures[J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(6): 740-749.
- [12] QIAN K, LI B, MA J X. Load-carrying Mechanism to Resist Progressive Collapse of RC Buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(2): 04014107.
- [13] YU J, TAN K H. Experimental and Numerical Investigation on Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Beam Column Sub-assemblages[J]. Engineering Structures, 2013, 55: 90-106.
- [14] 易伟建, 何庆锋, 肖 岩. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(5): 104-109, 117.
YI Wei-jian, HE Qing-feng, XIAO Yan. Collapse Performance of RC Frame Structure[J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(5): 104-109, 117.
- [15] PHAM A T, TAN K H, YU J. Numerical Investigations on Static and Dynamic Responses of Reinforced concrete Sub-assemblages Under Progressive Collapse [J]. Engineering Structures, 2017, 149: 2-20.
- [16] JGJ 1—2014, 装配式混凝土结构技术规程[S].
JGJ 1—2014, Technical Specification for Precast Concrete Structures[S].
- [17] DoD 2010, Design of Buildings to Resist Progressive Collapse[S].