

框支框架结构抗连续倒塌性能分析

黄 远¹, 陈 庆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 目的 研究框支框架结构的抗连续倒塌性能, 为该类结构抗连续倒塌设计和研究提供参考。方法 通过二次开发在 ABAQUS 中引入微平面模型, 在对剪切试验以及框架抗连续倒塌试验合理验证的基础上, 对框支框架结构进行受力分析, 探究梁跨高比、结构侧向约束、梁上集中荷载位置和大小对结构倒塌性能的影响。结果 转换梁的跨高比从 5 增至 7, 结构压拱承载力下降了 32.7%, 剪切破坏时的位移增加了 127%; 结构无侧向约束时, 易形成强梁弱柱结构, 导致柱发生破坏; 当梁上集中荷载从 $0.4F_1$ 增至 $1.3F_1$ 、与失效柱的距离从 $l_n/3$ 增至 $2l_n/3$, 剪切破坏位移分别减小了 74% 和 70%。结论 在倒塌过程中, 转换梁的抗剪承载力不断下降从而发生剪切破坏, 迫使结构从压拱机制突变为悬链线机制, 但悬链线承载力不足以抵抗竖向荷载, 负弯矩区纵筋发生断裂致使结构失效。

关键词 框支框架结构; 抗连续倒塌; 剪切破坏; 微平面模型; 数值分析

中图分类号 TU375.4

文献标志码 A

Analysis of Progressive Collapse Resistance of Frame-supported Frame Structures

HUANG Yuan¹, CHEN Qing²

(1. Hu'nan Provincial Key Laboratory on Damage Diagnosis for Engineering Structures, Hu'nan University, Changsha, China, 410082; 2. College of Civil Engineering, Hu'nan University, Changsha, China, 410082)

Abstract: In order to study the progressive collapse resistance of the frame-supported frame structure, the microplane model was introduced into ABAQUS by secondary development. The accuracy and rationality of the analysis model were proved through simulating shear and progressive collapse specimens. On this basis, the progressive collapse performance of the frame-supported frame structure was carried out, and the effects of beam span to height ratios, structural lateral constraints, locations and magnitudes of concentrated load on beam on structural collapse performance were investigated. Results showed that the shear strength of the transfer beam

收稿日期: 2023-03-20

基金项目: 国家自然科学基金项目(51890901)

作者简介: 黄远(1982—), 男, 教授, 博士, 主要从事钢-混凝土组合结构、装配式组合结构等方面研究。

decreased continuously after the peak capacity of compressive arch action, resulting in shear failure, which made the structure suddenly change from compressive arch mechanism to catenary mechanism. The tensile force provided by the longitudinal rebars at the end of the beam in the catenary mechanism could not resist the external load, resulting in the fracture of the longitudinal rebars in the negative moment zone of the transfer beam and structural failure. The span-to-height ratio of the transfer beam increased from 5 to 7, the compressive arch capacity decreased by 32.7% and the displacement of shear failure increased by 127%; when the structure had no lateral restraint, it was easy to form a strong beam and weak column structure, resulting in column failure; the concentrated load on the beam increased from $0.4F_1$ to $1.3F_1$, or its distance from the failed column increased from $l_n/3$ to $2l_n/3$, the displacement of shear failure decreased by 74% and 70% respectively.

Key words: frame-supported frame; progressive collapse; shear failure; microplane model; numerical analysis

目前,国内外学者通过大量试验及数值模型研究了钢筋混凝土框架结构的抗连续倒塌性能。X. J. Yang 等^[1]发现梁截面中部配置无黏结钢筋,结构更容易触发悬链线机制。A. T. Pham 等^[2]通过试验指出了不同加载方式导致结构发生不同的破坏形式。张望喜等^[3]通过试验对比了现浇与装配式空间框架结构的抗连续倒塌性能。H. Qiang 等^[4]改变钢筋的构造,提高了结构的悬链线承载力。W. Qin 等^[5]在梁中布置 FRP 筋,发现 FRP 筋的后屈服强度可提高梁柱子结构的压拱承载力。袁波等^[6]利用 SAP2000 软件分析了次梁对结构倒塌性能的影响。

框支框架结构由于易形成底部大空间被广泛应用于商住楼和酒店,底层框架与上层框架通过转换梁衔接,转换梁直接承受上层柱传来的荷载,因而常采用大截面深梁。由于深梁易发生剪切破坏,导致其在倒塌下的受力机制可能会更为复杂。M. A. Kazemi^[7]虽然对美国联邦大楼转换柱 G20 进行了失效模拟,但仅分析了结构整体受力特性,并未详细指出转换结构的受力机制。M. Sasani^[8]对一栋 11 层的框支框架结构进行爆破试验,发现拆除底层转换柱时,失效柱的轴力可以通过上层结构传递到相邻柱中。师立德等^[9]对框支剪力墙结构进行动力分析发现,角柱失效最容易引起结构倒塌。

现有研究对框支框架结构的抗倒塌受力机制还不明确,且已有数值模拟^[7-9]均采用杆系单元建模,未将转换梁的剪切受力特性考虑到结构倒塌分析中。基于此,笔者通过二次开发引入微平面模型,在对剪切试验及倒塌试验合理验证的基础上,对框支框架梁柱子结构进行拟静力加载,分析其抗倒塌受力机制。研究结果表明,转换梁在压拱阶段发生剪切破坏,此时悬链线承载力不足以抵抗梁上荷载,致使负弯矩区纵筋断裂。

1 模型建立与验证

1.1 单元选择及分析方法

混凝土单元选择八节点减缩积分单元(C3D8R),钢筋选择三维两节点桁架单元(T3D2),钢筋内置于混凝土中,不考虑两者之间的粘结滑移。通过模拟发现,混凝土的网格尺寸为试件高度的 5%~10% 时与试验结果拟合较好。微平面模型需采用 ABAQUS 显式分析模块模拟,为了消除动力的影响,使用质量缩放时,整个加载过程的动能小于内能的 10%^[10]。

1.2 材料本构关系

由于混凝土塑性损伤模型不能很好地考虑因混凝土受拉开裂导致抗压强度降低的受力特性,使模拟结果误差较大^[10]。微平面模型可以模拟混凝土各方向的受力状态,当网

格的主拉应变大于混凝土抗拉峰值应变后,网格会沿主拉应变方向伸长,沿主压应变方向缩短,以此模拟网格的剪切受力^[11],因此笔者选用微平面模型 M7 作为混凝土本构。

如图 1 所示,在微平面中,宏观应变 ε_{ij} 可分解为正应变 ε_N 、剪应变 ε_M 、 ε_L , 计算如下^[12]:

$$\varepsilon_N = N_{ij}\varepsilon_{ij}, \varepsilon_M = M_{ij}\varepsilon_{ij}, \varepsilon_L = L_{ij}\varepsilon_{ij}. \quad (1)$$

式中: $N_{ij} = n_i n_j$; $M_{ij} = (m_i n_j + m_j n_i)/2$; $L_{ij} = (l_i n_j + l_j n_i)/2$; n 为微平面的法向向量; m 和 l 为剪应变 ε_M 和 ε_N 的方向向量,取值见文献[13]。

剪应变 ε_M 、 ε_L 和 ε_T 可通过式(2)建立关系^[12]:

$$\varepsilon_T = \sqrt{\varepsilon_L^2 + \varepsilon_M^2}. \quad (2)$$

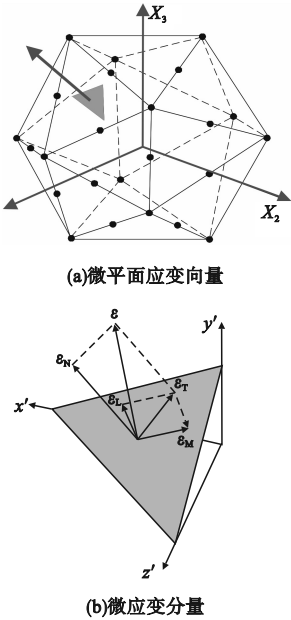


图 1 微平面应变

Fig. 1 Microplane strain

M7 模型中共有四个应力-应变边界,边界条件中的正应变 ε_N 、体应变 ε_V 和偏应变 ε_D 关系如下^[12]:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_V + \varepsilon_D. \quad (3)$$

根据虚功原理,将微平面上的应力与宏观应力建立联系,其物理意义可理解为:单位球体上,微平面上应力做的功等于宏观应力做的功,计算如下^[12]:

$$\frac{2\pi}{3}\sigma_{ij}\delta\varepsilon_{ij} = \int_{\Omega}(\sigma_N\delta\varepsilon_N + \sigma_L\delta\varepsilon_L + \sigma_M\delta\varepsilon_M)d\Omega. \quad (4)$$

式中: σ_{ij} 为宏观应力; σ_N 、 σ_L 、 σ_M 分别为微平面上的正应力及两个切应力。

为方便数值积分,微应变增量用宏观应变增量来表示,将式(1)带入式(4)得^[12]:

$$\sigma_{ij} = \frac{3}{2\pi}\int_{\Omega}S_{ij}d\Omega \approx 6\sum_{\mu=1}^{N_m}W_{\mu}S_{ij}^{(\mu)}. \quad (5)$$

式中: N_m 取 37; W_{μ} 为权重系数,取值见文献[13]; S_{ij} 可通过式(6)计算^[12]:

$$S_{ij} = \sigma_N N_{ij} + \sigma_L L_{ij} + \sigma_M M_{ij}. \quad (6)$$

钢筋的本构关系如图 2 所示。强度准则采用 Mises 屈服准则, ε_y 和 ε_u 为屈服应变和极限应变, σ_y 和 σ_u 为屈服应力和极限应力。

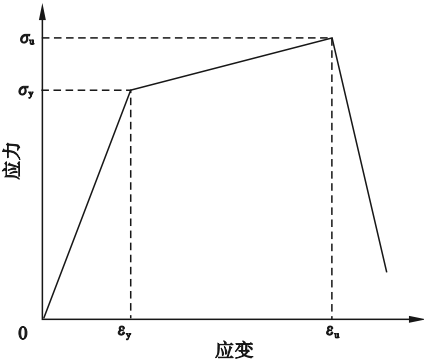


图 2 钢筋本构

Fig. 2 Constitutive model of reinforcement

1.3 模型验证

1.3.1 剪切试件模拟

由于框架梁在中柱失效后,存在压拱和悬链线两个阶段,梁中对应存在轴向压力和拉力,因此本节对纯剪切以及轴力和剪力共同作用的试件进行建模和验证。

无轴力作用的纯剪切试件选择 BM1.5/1/3 试件^[14],该试件为连续深梁,截面高度和宽度分别为 600 mm 和 150 mm,剪跨比为 1.5。轴向压力作用下的剪切试件选择 N27M 试件^[15],该试件为一根短柱,截面长度和宽度皆为 300 mm,柱高 900 mm,承受轴向压力 643 kN。轴向拉力作用下的剪切试

件选择 T30 试件^[16],该试件为一片剪力墙,墙的长度、宽度和高度分别为 1 500 mm、150 mm和 1 700 mm,承受轴向拉力 776 kN。

各种受力工况的剪切破坏试件模拟结果如图 3 所示。从图中可以看出,模拟结果与试验结果合较好,表明微平面模型能够较好地模拟剪切破坏模式。

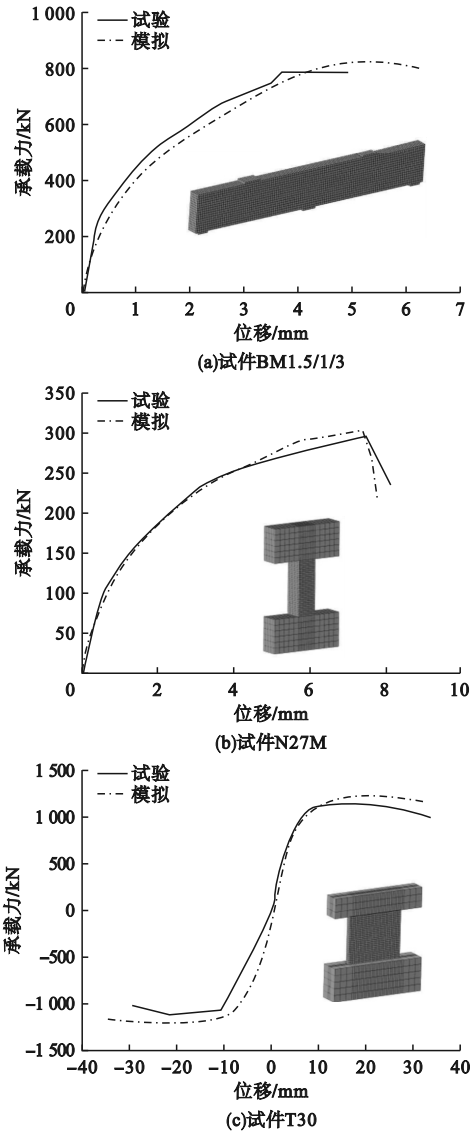


图3 剪切试件的模拟结果

Fig. 3 Simulation results of shear specimens

1.3.2 抗连续倒塌试件模拟

笔者选取 X. F. Deng 等^[17]的 NSC-11 试件和 HSC-13 试件建立有限元模型,NSC-11 试件的混凝土立方体抗压强度为 31 MPa,梁

截面高度和宽度分别为 250 mm 和 150 mm,梁的跨度为 2 750 mm;HSC-13 试件的立方体抗压强度为 59 MPa,跨度为 3 250 mm,试件其余参数与 NSC-11 相同。

有限元模拟结果如图 4 所示。从图中可以看出,压拱与悬链线承载力模拟结果与试验结果拟合较好,可见笔者建模方法能够有效模拟结构的抗倒塌受力机制。

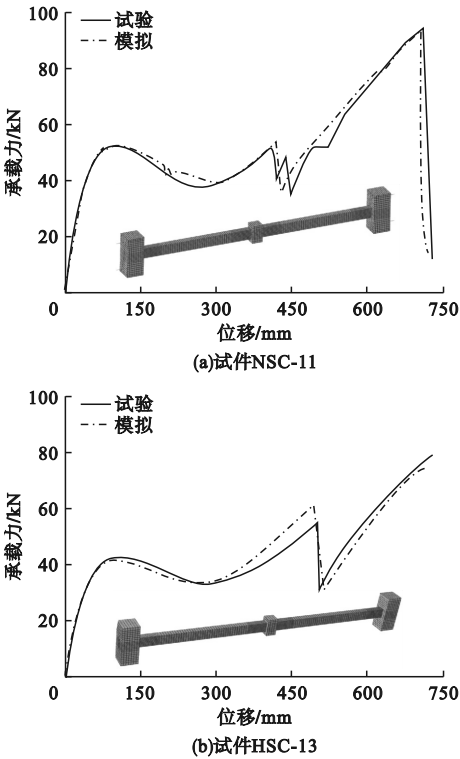


图4 连续倒塌试件的模拟结果

Fig. 4 Simulation results of progressive collapse specimens

2 结构设计与分析

2.1 结构设计

框支框架结构多建于低抗震设防烈度区,其转换层用于大型商场,其余楼层可用于住宅或办公等需求。笔者使用 PKPM 设计一栋 7 层框支框架结构,转换层位于一层,其层高为 6 m,其余楼层层高为 3 m,结构抗震设防烈度为 6 度,恒荷载为 5.0 kPa,活荷载为 2.0 kPa,柱网跨度为 15 m,纵筋和箍筋选用 HRB400 级钢筋,转换梁选用 C40 混凝土。

土,转换柱选用 C60 混凝土,结构配筋满足文献^[18]的要求。选取图 5 中虚线方框中的子结构为研究对象,结构配筋如图 6 所示。

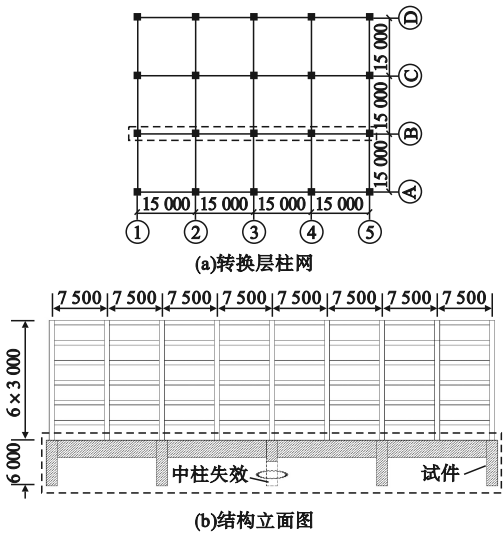


图 5 结构布置图

Fig. 5 Structural layout diagram

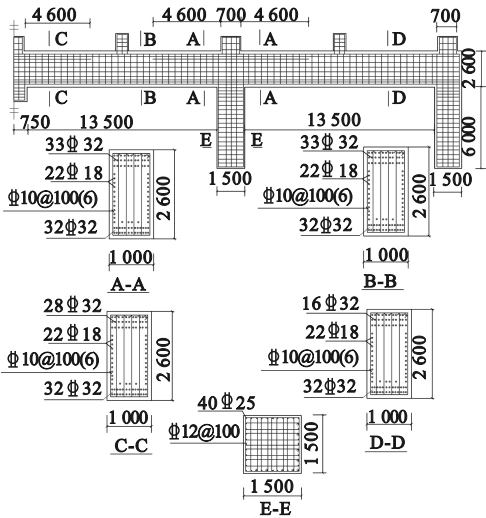


图 6 结构尺寸及配筋图

Fig. 6 Dimensions and reinforcements of structure

2.2 结构建模

因中柱两侧的梁柱子结构完全相同,为了提高计算效率,根据对称性原则,建立半结构进行分析,转换柱底部设置固定端约束,中柱设置对称约束(见图 7)。子结构的加载共分为 4 步,Step1:约束中柱竖向自由度,对结构施加重力;Step2:施加转换梁的梁上集中荷载(F_1 和 F_3)及柱上的荷载(F_2 和 F_4),根

据设计结果, F_1 、 F_2 、 F_3 和 F_4 的数值分别为 8 060 kN、18 708 kN、7 784 kN 和 11 800 kN; Step3:释放中柱竖向自由度,同时对中柱施加一个向上的力 RF ,其值等于中柱正常时承受的力,并缓慢减小至 0,以此模拟中柱失效; Step4:在中柱上方设置一个钢板,钢板与中柱设置面接触,然后对钢板进行位移加载。

为方便后文说明,转换梁靠近中柱端的顶部和底部定义为 BNMCC 和 BNMCT,转换梁靠近边柱端的顶部和底部定义为 BNSCT 和 BNSCC。

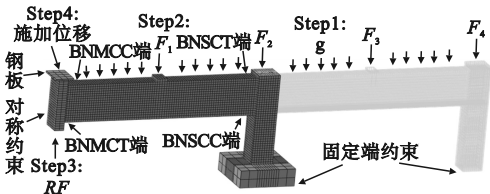


图 7 有限元模型

Fig. 7 Finite element model

2.3 结构失效过程

荷载-位移曲线如图 8 所示,图中 F_b 为施加重力和施加梁上集中荷载后的中柱反力,其值等于 4 610 kN,此时中柱产生了 84 mm 的初始竖向位移。对中柱施加竖向位移后,梁中轴压力不断增大,结构进入压拱阶段(见图 9)。当中柱位移达到 351 mm 时,结构达到压拱峰值承载力, F_c 为结构压拱峰值承载力与 F_b 的差值,其值等于 2 500 kN。此时转换梁两端的纵筋已达到屈服应变,如

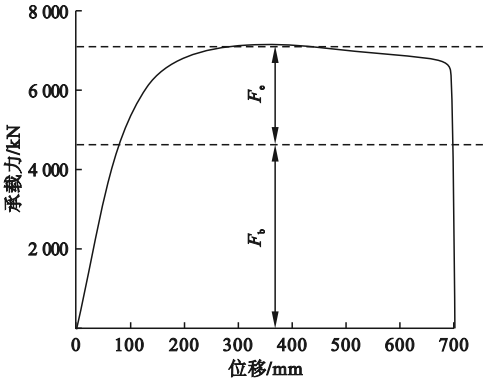


图 8 荷载-位移曲线

Fig. 8 Load-displacement curve

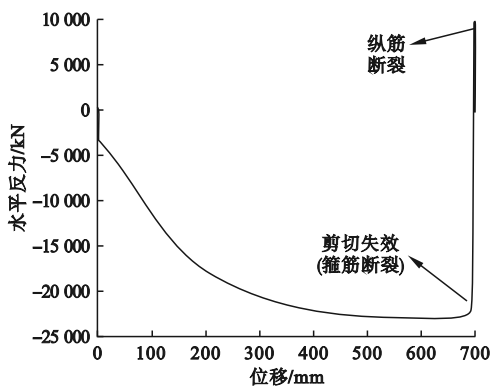


图9 结构的水平反力

Fig. 9 Horizontal reaction curve of structure

图 10(a) 所示。随着中柱位移进一步增加,转换梁两端受压区混凝土逐渐破坏,荷载位移曲线不断下降。此时由于 BNSCT 端混凝土裂缝不断开展,截面抗剪承载力持续下降,但转换梁仍然承受较高水平的剪力,转换梁靠近边柱端底部、中部及顶部箍筋先后屈服。当中柱位移达到690mm时,梁端截面抗剪

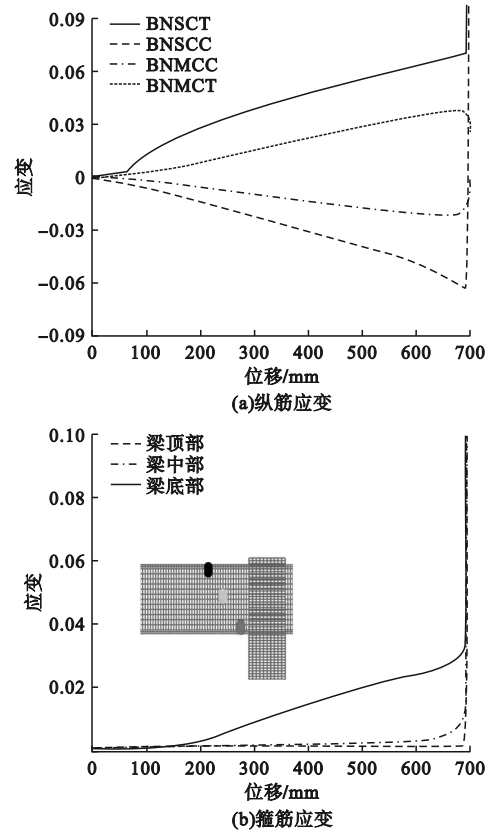


图10 钢筋应变

Fig. 10 Strains of reinforcements

承载力进一步降低而不足以抵抗结构竖向荷载,转换梁靠近边柱端底部、中部及顶部箍筋断裂(见图 10(b)),梁发生剪切破坏,荷载-位移曲线发生突降,梁中轴压力也突变为轴拉力,结构压拱机制提前中断并进入悬链线机制。此时 BNSCC 端纵筋由受压转为受拉(见图 10(a)),BNSCC 和 BNSCT 端纵筋应变突增直至断裂,结构完全丧失承载力。值得注意的是,由于转换梁的剪切破坏导致梁中纵筋应力突变,使得结构最终破坏位移与转换梁发生剪切破坏时的位移十分接近。上述过程对应的混凝土主拉应变图及钢筋应力图如图 11、图 12 所示。

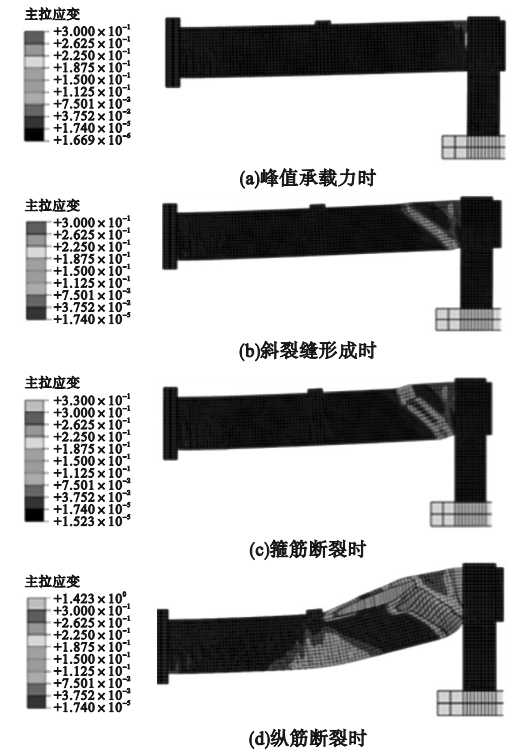


图11 混凝土的主拉应变图

Fig. 11 Principal tensile strains diagram of concrete
根据文献[19],结构倒塌失效的判断准则为梁的转角达到 0.2 rad,而转换梁转角为 0.05 rad 时,便发生剪切破坏。D. C. Feng 等^[20]通过逐步增加竖向荷载直至结构失效可求得荷载放大系数 α_{\max} (见图 13)。笔者保守地将所有竖向荷载作用于底层结构,根据分析结果,框支框架结构的竖向荷载放大

系数 α_{\max} 为 1.3,当结构动力荷载放大系数 DIF 大于 α_{\max} 时,结构可能丧失承载力。

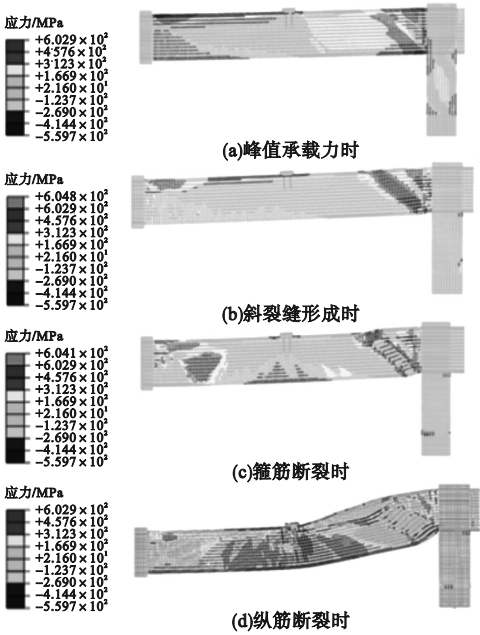


图 12 钢筋应力图

Fig. 12 Stress diagram of reinforcements

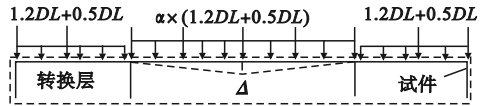


图 13 加载模式

Fig. 13 Loading pattern

2.4 机理解释

根据上述分析,转换梁发生剪切破坏,使悬链线机制不能充分开展,因此需要对转换梁在倒塌过程中抗剪承载力 V_n 的变化规律进一步分析,考虑混凝土开裂及压碎对抗剪承载力的影响,笔者采用 M. J. N. Priestley 等^[21]提出的剪切承载力衰退模型:

$$V_n = 0.8k\sqrt{f_c}bh + \frac{A_v f_y (h - c)}{s} \cot 30 + N \tan \alpha. \quad (7)$$

式中: b 和 h 分别为梁截面宽度和高度; c 为混凝土受压区高度; A_v 为箍筋面积; N 为转换梁的轴力,作用于梁受压钢筋处^[22]; α 为轴力与梁中轴线的夹角; k 为混凝土抗剪承载力的折减系数,采用式(8)计算:

$$k = \begin{cases} 0.29, \mu \leq 2; \\ -0.095\mu + 0.48, 2 < \mu \leq 4; \\ -0.0125\mu + 0.15, 4 < \mu \leq 6; \\ 0.05, 8 < \mu. \end{cases} \quad (8)$$

式(8)中的 μ 为位移延性系数,其值等于极限位移与屈服位移之比,笔者以 BNSCT 端第一根纵筋屈服时,转换梁反弯点的位移为屈服位移代入计算。

采用该衰退模型计算得到的抗剪承载力随中柱竖向位移变化曲线如图 14 所示。从图中可以看出,在倒塌过程中,转换梁靠近边柱端的截面剪力超过了截面抗剪承载力,梁发生剪切破坏,这与有限元模拟结果一致。

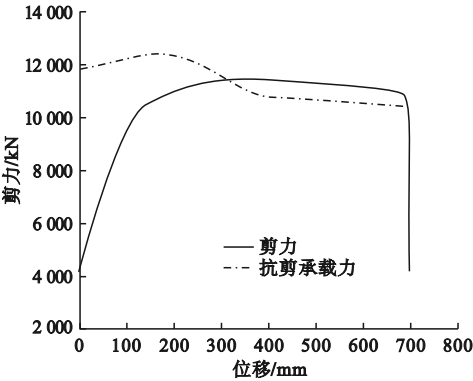


图 14 抗剪承载力退化曲线

Fig. 14 Curve for shear strength degradation

转换梁发生剪切破坏后,结构迅速从压拱阶段转变为悬链线阶段,为了评估结构悬链线承载力能否抵抗梁上集中荷载与自重,建立受力分析模型如图 15 所示,图中 F_a 为悬链线承载力所能抵抗的梁上最大荷载。

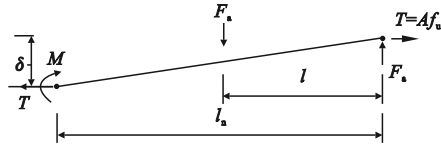


图 15 转换梁受力图

Fig. 15 Load-carrying mechanism of transfer beam

由于梁靠近边柱端截面存在贯通斜裂缝,因此不考虑截面弯矩,仅分析纵筋提供的拉力,最后对转换梁中柱端取矩得:

$$F_a = \frac{M + Af_u \delta}{l_n - l}. \quad (9)$$

式中: A 为梁靠近边柱端的梁顶和梁底纵筋面积之和; f_u 纵筋极限强度; δ 为中柱位移; M 为靠近失效中柱的梁端弯矩; l_n 为梁的净跨; l 为梁上荷载 F_a 至转换柱的距离。

经计算,边柱端钢筋达到极限强度提供的悬链线承载力仅能抵抗7 535 kN的梁上集中荷载,而结构实际的梁上集中荷载与梁自重之和为8 902 kN,因此纵筋提供的悬链线承载力不足以抵抗梁上荷载,致使顶部纵筋断裂。

对纯框架结构而言,在悬链线阶段会先后发生近中柱端梁底纵筋和边柱端梁顶纵筋的断裂。然而对于框支框架结构,根据设计结果,BNSCT端与BNMCT端纵筋配筋率几乎相等,且规范要求梁顶纵筋水平间距大于梁底纵筋,因此梁底最外层纵筋面积多于梁顶最外层纵筋面积,使得梁顶纵筋应变发展速度比梁底纵筋快(见图10(a))。剪切破坏使结构在中柱位移很小时突变为悬链线机制,此时悬链线承载力不足以抵抗竖向荷载,使得BNSCT端纵筋断,悬链机制不能充分开展。

3 参数分析

3.1 跨高比的影响

为研究转换梁跨高比对结构抗倒塌性能的影响,分别取跨高比为5、6和7进行分析。不同跨高比下的荷载位移曲线如图16所示。

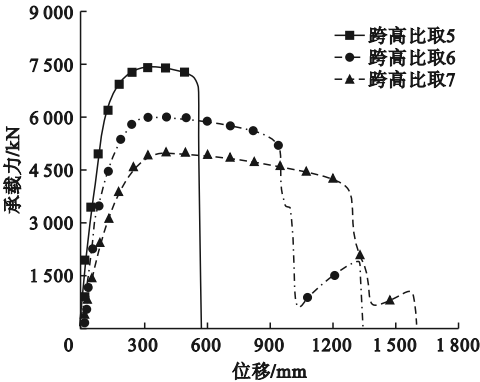


图16 不同跨高比下的荷载-位移曲线

Fig. 16 Load displacement curves for different span-to-height ratios

从图16中可以得出,当跨高比从5增至7,压拱峰值承载力分别下降了18.5%和32.7%,剪切破坏对应的位移分别增加了71%和127%。

3.2 梁上集中荷载大小的影响

为研究梁上集中荷载大小对结构抗连续倒塌性能的影响,分别取梁上荷载为 $0.4F_1$ 、 $0.7F_1$ 、 F_1 和 $1.3F_1$ 进行分析,梁上集中荷载大小对荷载位移曲线的影响如图17所示。从图中可以得出,当梁上荷载从 $0.4F_1$ 增至 $1.3F_1$ 时,结构剪切破坏对应的位移分别减小了23.5%、43.3%和74.7%,但对压拱峰值承载力影响不大。

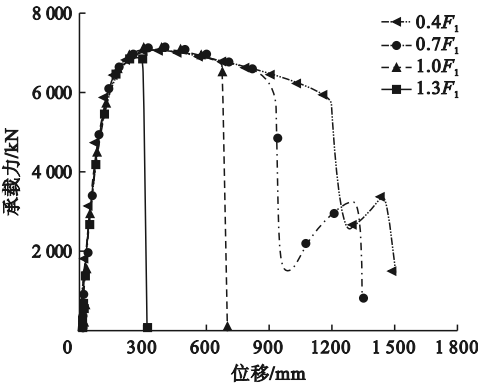


图17 不同梁上集中荷载大小下的荷载-位移曲线

Fig. 17 Load displacement curves for different concentrated load magnitudes on beams

3.3 侧向约束的影响

现有研究表明,结构周边构件将影响结构的压拱峰值承载力,因此考虑到不同平面布置的框支框架结构,笔者分别取失效跨侧向有0跨、1跨和2跨结构进行分析(见图18)。侧向约束对荷载位移曲线的影响如图19所示,从图中可以得出,当侧向跨数由0跨增大为1跨时,结构压拱峰值承载力增大了22%,分析原因是因为侧向约束为0跨时,转换柱外侧无可靠约束,而转换梁截面本身较大且配筋较多,造成“强梁弱柱”,最终结构承载力突降是由于柱的纵筋断裂(见图20)。当侧向跨数继续增大到2跨时,结构压拱峰值承载力略有增大。

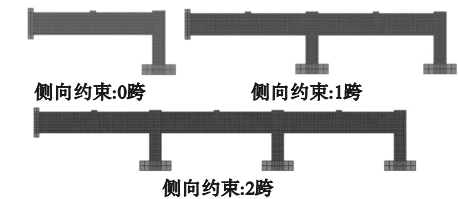


图 18 不同侧向约束的梁柱子结构

Fig. 18 Beam-column substructure with different lateral constraint

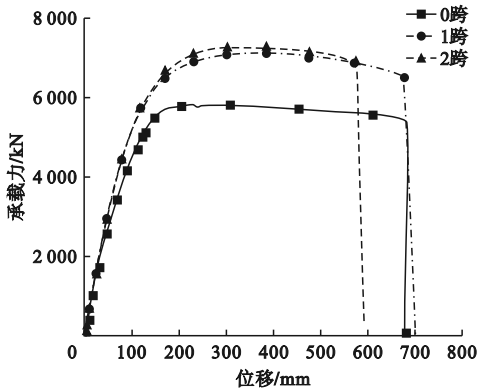


图 19 不同侧向约束下的荷载-位移曲线

Fig. 19 Load displacement curves under different lateral restraints

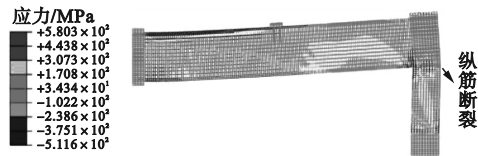


图 20 结构失效图

Fig. 20 Failure diagram of structure

3.4 梁上集中荷载位置的影响

在实际工程中,框支框架结构布置灵活多样,转换梁上层柱作用位置不一定位于梁跨中,因此分别取梁上柱距离失效中柱为 $l_n/3$ 、 $l_n/2$ 和 $2l_n/3$,以探究上层柱位置(梁上集中荷载位置)对结构倒塌性能的影响。梁上集中荷载位置对荷载位移曲线的影响如图 21 所示,从图中可以得出,当上层柱位置距离失效中柱由 $l_n/3$ 增至 $2l_n/3$ 时,剪切破坏对应的位移分别减小了 29% 和 70%。压拱峰值承载力主要由截面尺寸及配筋决定,因而受上层柱位置影响较小。

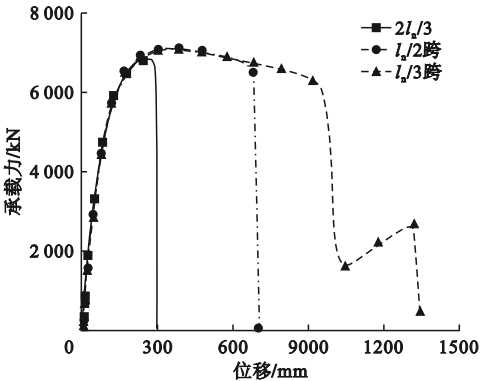


图 21 不同集中荷载作用位置下的荷载 - 位移曲线

Fig. 21 Load displacement curves for different concentrated load positions

4 结 论

(1)通过对已有剪切试验及连续倒塌试验的模拟,验证了笔者建模方法的合理性。

(2)框支框架子结构在倒塌过程中,同样会先经历压拱阶段,但在其达到压拱峰值承载力后,由于靠近边柱端梁的混凝土逐步退出工作,梁截面抗剪承载力不断下降,使得转换梁在结构压拱下降段发生剪切破坏。

(3)转换梁发生剪切破坏时,结构从压拱机制突变为悬链线机制,此时中柱位移过小,纵筋提供的拉力不足以抵抗竖向荷载,近边柱端梁顶纵筋发生断裂使得结构丧失承载力,悬链线机制未充分发展。

(4)转换梁的跨高比从 5 增至 7,压拱峰值承载力下降了 32.7%,剪切破坏对应的位移增加了 127%;梁上集中荷载从 $0.4F_1$ 增至 $1.3F_1$,剪切破坏时的位移减小了 74.7%;当失效结构无侧向约束时,将形成强梁弱柱情况,柱纵筋断裂导致结构失效;梁上集中荷载距离失效中柱从 $l_n/3$ 增至 $2l_n/3$,剪切破坏对应的位移减小了 70%。

参考文献

[1] YANG X J, LIN F, GU X L. Experimental study on a novel method to improve progressive collapse resistance of RC frames using locally debonded rebars [J]. Journal of building engineering, 2021, 41: 1 - 15.

- [2] PHAM A T, TAN K H. Static and dynamic responses of reinforced concrete structures under sudden column removal scenario subjected to distributed loading [J]. *Journal of structural engineering*, 2019, 145(1): 1–17.
- [3] 张望喜, 王雄, 刘精巾, 等. 现浇与装配整体式混凝土空间框架子结构的抗连续倒塌性能试验对比研究 [J]. *建筑结构学报*, 2020, 41(7): 81–90.
(ZHANG Wangxi, WANG Xiong, LIU Jingjin, et al. Experimental comparative study on progressive collapse behavior of cast-in-place and monolithic precast concrete spatial frame substructures [J]. *Journal of building structures*, 2020, 41(7): 81–90.)
- [4] QIANG H, YANG J, FENG P, et al. Kinked rebar configurations for improving the progressive collapse behaviours of RC frames under middle column removal scenarios [J]. *Engineering structures*, 2020, 211: 1–21.
- [5] QIN W, LIU X, XI Z, et al. Experimental research on the progressive collapse resistance of concrete beam-column sub-assemblages reinforced with steel-FRP composite bar [J]. *Engineering structures*, 2021, 233: 1–22.
- [6] 袁波, 曾明会, 李霞昭. 钢筋混凝土框架结构中次梁的抗连续倒塌性能分析 [J]. *沈阳建筑大学学报(自然科学版)*, 2014, 30(1): 41–48.
(YUAN Bo, ZENG Minghui, LI Xiazha. Performance analysis of anti-progressive collapse of secondary beams in reinforced concrete frame structures [J]. *Journal of Shenyang jianzhu university (natural science)*, 2014, 30(1): 41–48.)
- [7] KAZEMI M A, SASANI M. Progressive collapse evaluation of murrab federal building following sudden loss of column G20 [J]. *Engineering structures*, 2015, 89: 162–171.
- [8] SASANI M, KAZEMI A, SAGIROGLU S, et al. Progressive collapse resistance of an actual 11-story structure subjected to severe initial damage [J]. *Journal of structural engineering*, 2011, 137(9): 893–902.
- [9] 师立德, 侯建帅, 张斌, 等. 带梁式转换层框支剪力墙结构抗连续倒塌分析 [J]. *科学技术与工程*, 2021, 21(14): 5898–5906.
(SHI Lide, HOU Jianshuai, ZHANG Bin, et al. Progressive collapse analysis of frame supported shear wall structure with beam transfer story [J]. *Science technology and engineering*, 2021, 21(14): 5898–5906.)
- [10] ISMAIL K S, GUADAGNINI M, PILAKOUTAS K. Numerical investigation of the shear strength of RC deep beams using the microplane model [J]. *Journal of structural engineering*, 2016, 142(10): 13.
- [11] BAŽANT Z P, GAMBAROVA P G. Crack shear in concrete; crack band microplane model [J]. *Journal of structural engineering*, 1984, 110(9): 2015–2035.
- [12] CANER F C, BAŽANT Z P. Microplane model M7 for plain concrete. I: formulation [J]. *Journal of engineering mechanics*, 2013, 139(12): 1714–1723.
- [13] BAŽANT Z P, OH B H. Efficient numerical integration on the surface of a sphere [J]. *ZAMM-journal of applied mathematics and mechanics/zeitschrift für angewandte mathematik und mechanik*, 1986, 66(1): 37–49.
- [14] ASIN M. The behaviour of reinforced concrete continuous deep beams [D]. Delft: Delft University, 2000.
- [15] NAKAMURA T, YOSHIMURA M. Gravity load collapse of reinforced concrete columns with brittle failure modes [J]. *Journal of Asian architecture building engineering*, 2002, 1(1): 21–27.
- [16] NIE X, WANG J J, TAO M X, et al. Experimental study of shear-critical reinforced-concrete shear walls under tension-bending shear-combined cyclic load [J]. *Journal of structural engineering*, 2020, 146(5): 1–17.
- [17] DENG X F, LIANG S L, FU F, et al. Effects of high-strength concrete on progressive collapse resistance of reinforced concrete frame [J]. *Journal of structural engineering*, 2020, 146(6): 1–17.
- [18] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
(Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the PRC. Code for design of concrete structure: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.)
- [19] Department of Defense. Design of buildings to resist progressive collapse [S]. Washington DC: Department of Defense, 2009.
- [20] FENG D C, XIE S C, XU J, et al. Robustness quantification of reinforced concrete structures subjected to progressive collapse via the probability density evolution method [J]. *Engineering structures*, 2020, 202: 1–13.
- [21] PRIESTLEY M J N. Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings [J]. *Journal of earthquake engineering*, 1997, 1(1): 157–192.
- [22] TAO Y X, HUANG Y. Numerical investigation on progressive collapse resistance of post-tensioned precast concrete beam-column assemblies under a column-loss scenario [J]. *Engineering structures*, 2022, 251: 1–22.

(责任编辑: 杨永生 英文审校: 刘永军)