

文章编号:1671-6833(2009)04-0026-04

SRC 柱-钢梁组合框架“强柱弱梁”破坏机制研究

楚留声¹, 高丹盈², 赵更歧¹

(1. 郑州大学 土木工程学院, 河南 郑州 450001; 2. 郑州大学 环境与水利学院, 河南 郑州 450001)

摘要: 结合 SRC 框架振动台试验和 Pushover 分析结果, 针对实际 SRC 柱-钢梁组合框架不易出现“强柱弱梁”破坏机制的问题进行了研究. 从抗震规范对于钢筋混凝土框架和钢框架“强柱弱梁”机制控制的不协调和钢梁与 SRC 柱在抗震特性本身的差异两方面, 论证了组合框架“强柱弱梁”破坏机制的实现在规范方面存在基础上的缺陷以及内力调整方面存在的不足, 提出了钢梁-SRC 柱组合框架“强柱弱梁”的实现宜按照极限承载力进行调整并以钢筋混凝土一级框架相应的内力调整系数进行设计的建议, 指出了对 SRC 构件进行有限元模拟时需注意的问题.

关键词: SRC 柱-钢梁组合框架; 强柱弱梁; 破坏机制

中图分类号: TU 398⁺.2 **文献标识码:** A

0 引言

框架结构的变形能力与其破坏机制有密切的关系. 梁先屈服可使整个框架有较大的内力重分布和能量消耗能力, 极限层间位移角增大, 抗震性能好^[1], 即所谓的“强柱弱梁”. 高层混合结构中型钢混凝土 (SRC) 框架有两种形式: 由 SRC 梁、柱组成或者由 SRC 柱和钢梁组成, 其中应用后者居多. 目前所见 SRC 框架-钢筋混凝土筒体混合结构的试验研究^[2]以及理论分析^[3-4]多采用这种组合形式. 结构模型破坏时均为柱和混凝土剪力墙出现塑性铰, 并没有出现按设计预期的“梁铰”破坏形式.

笔者结合 SRC 框架振动台试验和对组合框架有限元模拟的分析结果, 对 SRC 柱-钢梁这种“强柱弱梁”组合框架形式的破坏机制进行研究, 并对该结构形式有限元模拟存在的问题进行探讨.

1 组合框架有限元模拟

笔者采用静力非线性方法 (Pushover) 对组合框架进行分析, 钢梁采用 FEMA 和 ATC-40 的默认铰. SRC 柱采用自定义的 PMM 塑性铰^[4]. 为验证该方法模拟的适用性, 算例采用文献 [5] 中两

跨三层 SRC 框架振动台试验模型, 模型缩尺比为 1:8, 所加配重为设计值的 64%. 由于模型中钢筋 (钢丝) 尺寸太小, 在 SAP2000 程序中不易确定, 故将模型换算成原尺寸模型. 原型框架柱距 6 m, 底部层高 4.2 m, 二、三层高 3.6 m, 混凝土为 C35, 原试验模型中钢板的屈服强度取 273 N/mm². 表 1 给出了模型中 SRC 构件的几何尺寸.

表 1 算例 SRC 框架各构件几何尺寸
Tab. 1 Member geometry size of SRC frame

构件	截面尺寸 /mm	型钢尺寸 /mm	纵筋 数量
SRC 梁	600 × 320	320 × 160 × 16 × 16	4Φ18
底层 SRC 柱	480 × 480	288 × 320 × 16 × 24	4Φ18
二、三层 SRC 柱	480 × 480	272 × 240 × 16 × 16	4Φ18

1.1 SRC 框架模型荷载-位移曲线

由于计算模型为三层框架结构, 故采用倒三角分布的加载模式. 根据动力相似关系将 Pushover 分析结果进行转化, 动力相似关系取: $S_v = S_o$ · $S_l^2 = 64\% \times (1/8)^2 = 1/100$. 图 1 为转化后的 Pushover 分析结果和试验值的比较.

从图 1 可以看出, 试验曲线走势比较平缓, 屈服点位置并不十分明显, 而 Pushover 分析曲线则存在明显的屈服阶段. 有两方面的原因: 其一, 振

收稿日期: 2009-04-30; 修订日期: 2009-06-14

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (50578129); 教育部博士点专项基金资助项目 (20060703001)

作者简介: 楚留声 (1980-), 男, 河南禹州人, 郑州大学讲师, 博士, 主要从事混合结构抗震研究, E-mail: chuliusheng@tom.com.

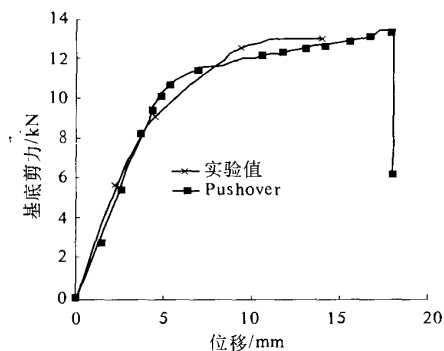


图1 SRC 框架荷载-位移曲线

Fig.1 Load-displacement curve of SRC frame

动台试验采用逐渐增加峰值加速度的加载方式, 所得数据仅有对应于峰值加速度 a 为 0.16 g、0.31 g、0.53 g 和 0.61 g 地震波的 (EL Centro) 4 组, 有可能掩盖曲线上较明显的屈服点信息; 其二, 实际结构从加载开始便发生轻微刚度退化, 而 Pushover 分析中假设构件所有的塑性变形都发生在铰内, 而且在塑性铰屈服点 (面) 被触动之前构件变形均为弹性变形. 除此之外, 试验曲线与 Pushover 曲线在总体上吻合较好, 试验曲线进入屈服阶段之后剪力最大偏差为 6.2%.

1.2 SRC 框架模型破坏形态

图 2 显示了算例 SRC 框架塑性铰发展示意图, 与图 1 中 Pushover 曲线上与试验各阶段相对应的状态进行比较.

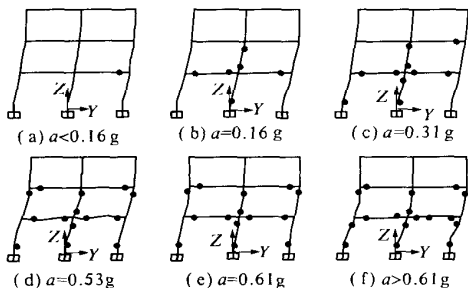


图2 SRC 框架塑性铰发展示意图

Fig.2 The plastic hinge development of SRC frame

说明: 各图号后的数字表示对应试验阶段的输入加速度峰值

试验中输入峰值加速度为 0.16 g 时, 底层边柱、二层柱、一层梁等处出现裂缝; 对应 Pushover (图 2(b)) 分析中, 一层和二层梁端出现了塑性铰, 柱的塑性铰出现在中柱, 这可能是由于加速度较小时, 地震的水平作用较小, 对构件 PMM 铰产生影响较大的内力侧重于轴压力. 分析模型中柱的轴压力较大, 而试验模型配重比不够 (64%),

因此存在一定的区别. 随着荷载增加, 边柱很快也出现了塑性铰 (图 2(c)), Pushover 分析中的柱铰与试验模型经历 0.31 g 地震波后边柱出现裂缝现象开始一致, 且此后底层柱塑性铰的发展水平始终同步. 峰值加速度达到 0.53 g 时, 试验模型的底层中柱和二层柱裂缝逐渐明显. 峰值加速度增为 0.61 g 时, 试验模型底层柱混凝土剥落, 一层边节点梁端混凝土破碎, 裂缝发展为明显的塑性铰, 最终破坏时, 所有柱根及一层两端都出现了塑性铰, 这与图 2(f) 中 Pushover 分析最后铰分布的情况也是一致的.

综上所述, Pushover 分析很好地模拟了算例 SRC 框架的能力曲线以及构件屈服情况, 对于准确模拟构件实际受力性能具有很好的适用性.

1.3 SRC 柱-钢梁组合框架模拟

为便于与 SRC 框架比较, 组合框架取表 1 中的 SRC 柱不变, 把 SRC 梁替换为“等刚度”工字钢梁, 截面尺寸为: 570 mm × 280 mm × 15 mm × 20 mm, 其他条件同 SRC 框架. 图 3 为该框架推覆结束时的塑性铰发展以及荷载-位移曲线.

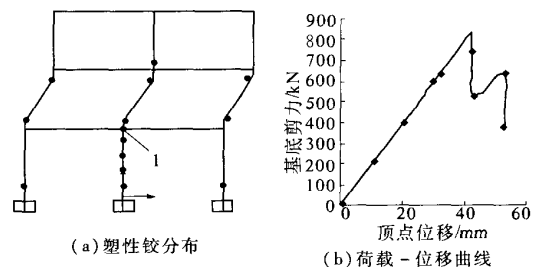


图3 组合框架塑性铰分布和荷载-位移曲线

Fig.3 Plastic hinge and Load-displacement curve of composite frame

从图 3(a) 中可以看出, 框架最后破坏是因为第二层的 SRC 柱上、下端均出现塑性铰从而形成机构导致的, 并未出现梁铰. 图 3(b) 中组合框架达到最大承载力之前的荷载-位移曲线段几乎没有表现出塑性质 (接近直线), 组合框架最大承载力和极限位移也比原 SRC 框架小的多, 这表明采用等刚度的钢梁替换 SRC 梁后, 由于组合框架未能实施“强柱弱梁”的破坏机制, 框架的抗震能力有很大的削弱.

2 组合框架强柱弱梁机制存在的问题

2.1 抗震规范对于两种框架“强柱弱梁”的控制不协调

在强震作用下结构构件不存在强度储备, 强

柱弱梁指的是^[1]:节点处梁端实际受弯承载力 M_{by}^a 和柱端实际受弯承载力 M_{cy}^a 满足下列不等式:

$$\sum M_{cy}^a > \sum M_{by}^a \quad (1)$$

具体到钢框架构件应符合如下要求:

$$\sum W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) \geq \eta \sum W_{pb}f_{yb} \quad (2)$$

式中: W_{pc} 、 W_{pb} 为钢柱和梁的塑性截面模量; N 为轴向压力设计值; A_c 为柱截面面积; f_{yc} 、 f_{yb} 表示柱和梁钢材的屈服强度; η 为强柱系数.

而对钢筋混凝土框架要求:

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (3)$$

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (4)$$

式(4)用于一级框架和 9 度抗震, 其中 $\sum M_c$ 、 $\sum M_b$ 分别为节点上下柱端截面、左右梁端截面组合弯矩设计值之和, 可按弹性分析分配; $\sum M_{bua}$ 为左右梁端截面抗震受弯承载力的弯矩值之和; η_c 为柱段弯矩增大系数.

可以看出, 规范对于钢框架是以实际的受弯承载力为对象来进行“强柱弱梁”控制. 钢筋混凝土框架采用了增大柱端弯矩设计值的方法, 但对于 SRC 框架, 规范没有规定, 这使得钢梁 - SRC 柱组合框架形式在设计时很难有统一的标准, 使“强柱弱梁”的实现缺乏依据.

2.2 钢梁与 SRC 柱在抗震特性上存在一定差异

对于 SRC 柱和 SRC 梁组成的框架, 由于构件

特性相近, “强柱弱梁”可采用钢筋混凝土框架的控制方法实现. 若梁和柱的抗震特性相差较大, 内力调整将无法反映构件承载力的相对强弱. 结合组合框架算例从构件内力和承载力两方面来进行说明.

钢梁的屈服弯矩 $M_y = 990 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 和极限弯矩 $M_p = 1\,130 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 分别由下式求得^[10]:

$$M_y = W_f f_y \quad (5)$$

$$M_p = W_p f_y \quad (6)$$

SRC 梁的屈服弯矩 \tilde{M}_y 和极限弯矩 \tilde{M}_p 由式 (7) 和 (8) 得到, 分别为 (取公式中相应的 \tilde{N}_p 、 $\tilde{N}_y = 0$):

$$\begin{aligned} \tilde{M}_y &= 550 \text{ kN} \cdot \text{m}, \tilde{M}_p = 720 \text{ kN} \cdot \text{m}; \text{SRC 柱} \\ &\text{的屈服弯矩和极限弯矩与构件轴力水平有关, 需} \\ &\text{结合计算得到的内力确定}^{[4,10]}: \\ \tilde{M}_y &= -0.433\,668\tilde{N}_y^2 + 0.367\,817\,2\tilde{N}_y + 0.76C \quad (7) \\ \tilde{M}_p &= -0.365\,194\tilde{N}_p^2 + 0.387\,176\tilde{N}_p + C \quad (8) \end{aligned}$$

式中,

$$C = -0.056 + 0.3411\rho f_c/1.1f_c \quad (9)$$

公式中其他相关符号参见文献[4]说明.

图 4 给出了框架一层中节点 1 (图 3(a) 所示) 周围梁柱构件随着塑性铰出现到结构达到最大承载力过程中的内力 (轴力和弯矩) 变化情况.

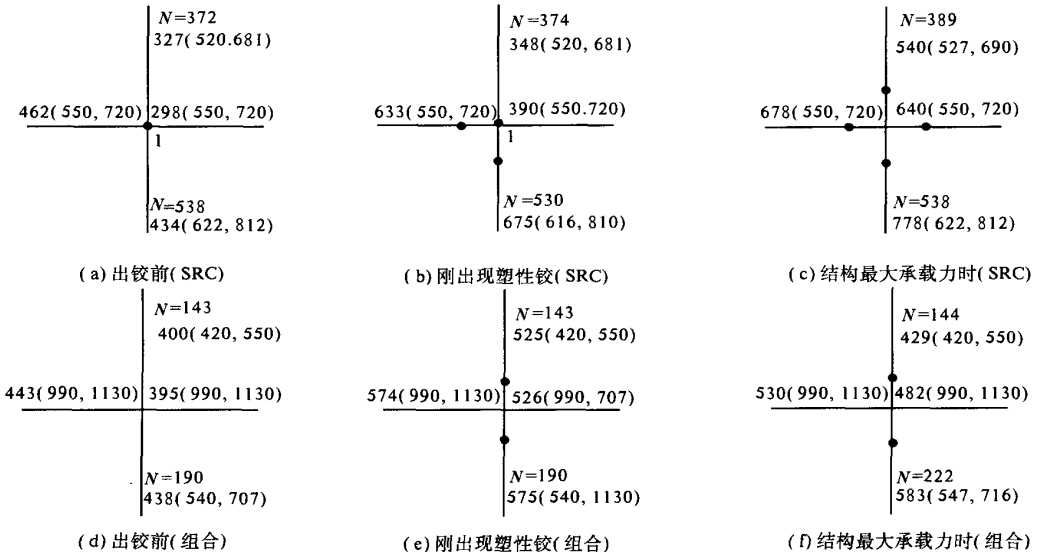


图 4 节点 1 周围梁柱构件随塑性铰发展的内力变化情况

Fig. 4 Inner force variation of steel frame of joint 1

说明: 图中构件的计算轴力 N 的单位为 kN , 弯矩单位为 $\text{kN} \cdot \text{m}$, 括号前的数字为计算弯矩, 括号内的数字分别为构件相应于构件轴力水平的屈服弯矩和极限弯矩.

尽管组合框架中钢梁与原 SRC 梁刚度相同,但钢梁的屈服弯矩($990 \text{ kN} \cdot \text{m}$)远远大于柱端屈服弯矩($540 \text{ kN} \cdot \text{m}$),直到结构破坏,梁仍然处于弹性阶段.由于结构的变形和耗能主要依靠 SRC 柱,结构整体的抗震性能比“强柱弱梁”构件差的多.下面对组合框架按照以弹性阶段内力控制的方法进行构件调整,不妨取组合框架刚出现塑性铰时的内力计算.

梁端弯矩之和 $\Sigma M_b = 574 \text{ kN} \cdot \text{m} + 526 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1100 \text{ kN} \cdot \text{m}$,取一级框架的柱端弯矩调整系数^[1] n_y 为 1.4,则 $\Sigma M_c = 1.4 \Sigma M_b = 1540 \text{ kN} \cdot \text{m}$.调整后的柱端计算弯矩仍远小于梁端屈服弯矩之和 $990 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 2 = 1980 \text{ kN} \cdot \text{m}$.这表明,如果按照一般框架的内力调整方式,仍不能保证组合框架出现“强柱弱梁”的破坏机制.由于目前规范没有对组合框架调整的专门规定,偏于安全,笔者建议,钢梁-SRC 柱的组合框架对“强柱弱梁”的调整应以极限承载力为依据,目前可采取与钢筋混凝土一级框架相同的柱端弯矩调整系数来实现.另外,由于 SRC 构件铰属性确定方面的原因, SRC 构件在进行弹塑性分析时经常按“刚度等效”原则采用混凝土构件或钢构件(采用默认铰)进行 Pushover 分析.算例中组合框架若将 SRC 柱采用等刚度的方式以钢柱代替进行分析,分析结果中将出现图 5 所示形式的塑性铰分布.

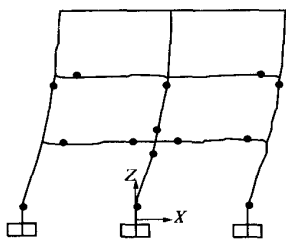


图 5 钢框架塑性铰

Fig. 5 Plastic hinge of steel frame

从图 5 可以看到,将 SRC 柱替换为钢柱后,其最终的破坏模式同单纯 SRC 框架塑性铰分布相似,其破坏过程仍可以描述为“强柱弱梁”式,从而造成分析结果与实际震害现象不一致.同样将 SRC 构件转化为混凝土构件进行分析时也存在相同问题^[10].因此,在对含有 SRC 构件的结构进行模拟分析时,需要对这种“刚度等效”注意,这种方法仅能保证结构弹性阶段的受力相同,而无法反映构件塑性阶段的变形和承载特性,不仅

可能对结构承载力产生误判,也可能掩盖结构真实的破坏机制.因此,进行弹塑性分析时采用可靠构件塑性铰形成方法是必要的.

3 结论

(1)由抗震特性相差较大构件组成的框架采用弹性内力作为控制“强柱弱梁”的依据不足以真正实现这种破坏机制.因此,对于组合框架“强柱弱梁”的实现,应从极限承载力入手进行调整.偏于保守,建议按照抗震规范对钢筋混凝土一级框架相应的内力调整系数对组合框架承载力进行调整.

(2)在对含有 SRC 构件的结构进行模拟分析时,若将 SRC 框架按“刚度等效”原则确定为 RC 框架和钢框架,有可能得到错误的结构破坏机制,从而造成分析结果与实际震害现象的不一致,进行弹塑性分析时采用可靠构件塑性铰形成方法是必要的.

参考文献:

- [1] 中华人民共和国建设部. GB 50011—2001 建筑抗震规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [2] 徐培福,薛彦涛,肖从真,等.高层型钢混凝土框筒混合结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构,2005,35(5):3-8.
- [3] 永春.刚度比与高宽比对 SRC 框架-RC 筒体混合结构抗震性能影响的 Push-over 法分析[D]. 西安:西安建筑科技大学土木工程学院,2007.
- [4] 楚留声,白国良.型钢混凝土框架 Pushover 分析[J]. 地震工程与工程震动,2009,29(2):51-56.
- [5] 薛建阳,赵鸿铁.型钢混凝土框架模型的弹塑性地震反应分析[J]. 建筑结构学报,2000,21(4):28-33.
- [6] 马永欣,郑山锁.结构实验[M]. 北京:科学出版社,2001:208-233.
- [7] 薛建阳,赵鸿铁.型钢钢筋混凝土框架振动台试验及弹塑性动力分析[J]. 土木工程学报,2000,33(2):29-34.
- [8] 王元清,王锁军,吴杰,等.组合节点刚度对组合框架的抗震性能影响分析[J]. 郑州大学学报:工学版,2006,27(2):20-24.
- [9] 陈绍蕃.钢结构设计原理[M]. 北京:科学出版社,2003.
- [10] 楚留声.高烈度区型钢混凝土框架-钢筋混凝土筒体混合结构体系抗震性能研究[D]. 西安:西安建筑科技大学土木工程学院,2008.

(下转第 34 页)

水平正方向的位移,能够增强隧道掌子面的稳定性,防止塌方事故的发生,有利于隧道施工的安全。

(3)超前小导管的环向分布范围的扩大能够减少掌子面承担的隧道开挖释放荷载,增强掌子面的稳定性。

(4)超前小导管的管径对于掌子面的受力影响较小,但增大管径有利于浆液扩散,同样能够增强掌子面的稳定性。

参考文献:

[1] 黄成光.公路隧道施工[M].北京:人民交通出版

社,2001.

- [2] 王新线,牟亚洲.软弱围岩浅埋暗挖法大跨度隧道施工技术[J].铁道标准设计,2002,(2):20-46.
- [3] 晏启祥.小净距隧道施工小导管注浆效果的数值模拟分析[J].岩土力学,2004,25(增刊):239-242.
- [4] 徐利锋.小导管超前注浆法在隧道塌方段施工中的应用[J].铁道建筑,2002,(2):5-7.
- [5] 陈荣典,林爱芬.长大管棚在杨梅岭隧道浅埋段的施工技术[J].公路隧道,2002,(4):19-22.
- [6] 李河玉.小导管注浆技术及在隧道和地下工程中的应用[D].成都:西南交通大学,2002.
- [7] 杨林德,张向霞.岩土本构模型的研究与讨论[J].河北建筑科技学院学报,2005,22(4):26-31.

Analysis of Tunnel Leading Conduit Affecting the Stability of Tunnel Face

ZHANG Bei, WANG Jian-peng, WANG Fu-ming, DONG Xin-ping

(School of Water Conservancy and Environment Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China)

Abstract: Taking the project of Wangkeng tunnel of Jishao expressway in Henan province as the background, 3D finite element models of the tunnel are established and the tunnel leading conduit effect of tunnel face stability by simulation of tunnel excavation is analyzed. From the calculated results, in the condition of leading conduit, the tunnel face's vertical nodal load, vertical nodal stress and horizontal displacement have been reduced; changing the distribution range and pipe diameter of leading conduit can affect the support effect, so it can improve the force condition of the tunnel face. The results show that: the leading conduit improves the stability of tunnel face and makes the tunnel excavation process safer.

Key words: tunnel; leading conduit; tunnel excavation simulation; tunnel face stability

(上接第29页)

Study on "Strong Column - Weak Beam" Failure Mode of Composite Frame Composed of SRC Columns and Steel Beams

CHU Liu-sheng¹, GAO Dan-ying², ZHAO Geng-q¹

(1. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; School of Environment and Water Conservancy Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China)

Abstract: Based on the result of shaking table test and Pushover analysis of SRC frame, the problem that strong column - weak beam failure mechanism is difficult to realize in practical composite frame is studied from two aspects: the regulations incoordination on strong column - weak beam between reinforced concrete frame and steel frame and the seismic properties difference between steel beam and SRC column, basic defect and deficiency of norm provision on internal force adjustment is demonstrated. Suggestions about internal force adjustment coefficient for strong column-weak beam realization of composite frame and the imulation of SRC members are proposed.

Key words: composite frame composed of steel beams and SRC columns; strong column - weak beam; failure mechanism