

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2024.06.006

薄壁钢管混凝土外框加固典型石+砖砌体 结构抗震性能分析

金捷

(福建省建筑工程技术中心,福建福州350100)

摘要:为了探究薄壁钢管混凝土外框约束加固石+砖砌体结构的抗震性能,采用有限元软件建立未加固与薄壁钢管混凝土外框约束加固的两种典型的三层石+砖砌体结构模型,模拟结构地震破坏全过程并分析其地震响应与抗震性能。研究表明:在地震作用下,结构底层石墙率先发生面外破坏,上部砖混结构失去支撑而整体塌落,将底层石结构完全压垮,三层整体结构发生“自下而上再到下”的倒塌破坏过程。在70 gal、110 gal以及150 gal加速度峰值作用的工况下,未加固结构的破坏状态分别为严重破坏(位移角1/250)、倒塌破坏(位移角1/99)以及完全坍塌;结果加固后结构破坏状态分别变为介于轻微破坏与中等破坏(位移角1/700)之间、中等破坏(位移角1/350)以及严重破坏(位移角1/283);相较于未加固结构,层间位移角减小了33.33%~78.72%,裂缝的开展得到抑制,延缓结构坍塌破坏,提高了结构的抗震性能。

关键词:石结构;砖砌体结构;薄壁钢管混凝土;抗震加固

中图分类号: TU365

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2024)06-0037-08

Seismic Performance of Typical Stone and Brick Masonry Structure Reinforced by Concrete Filled Thin-walled Steel Tube Outer Frame

JIN Jie

(Fujian Provincial Construction Engineering Technology Center, Fuzhou, Fujian 350100, China)

Abstract: This work proposed a method which use thin-walled concrete-filled steel tube (CFST) outer frame to strengthen the stone and brick masonry structure. In order to analyze the reinforcement effect, finite element software was used to establish two typical three-story stone and brick masonry models of unreinforced and thin-walled concrete-filled steel tube (CFST) frames constrained reinforcement. The whole process of seismic failure of the structure was simulated and the seismic response and seismic performance were analyzed. The results are as follows. Under the action of earthquake, the bottom stone wall of the structure is the first to fail out of plane, the upper brick and concrete structure loses support and collapses, and the bottom stone structure is completely crushed, and the three-story whole structure collapses and fails from bottom to bottom. Under the conditions of 70 gal, 110 gal and 150 gal peak acceleration, the failure states of unreinforced structures are severe failure (displacement Angle 1/250), collapse failure (displacement Angle 1/99) and complete collapse, respectively. Results After reinforcement, the structural failure states were moderate failure (displacement Angle 1/700), moderate failure (displacement Angle 1/350) and severe failure (displacement Angle 1/283). Compared with the unreinforced structure, the displacement Angle between layers is reduced by 33.33%~78.72%, the development of cracks is inhibited, the collapse of the structure is delayed, and the seismic performance of the structure is improved.

Keywords: stone structure; brick masonry structure; thin-walled steel tube concrete; seismic reinforcement

收稿日期:2024-08-07

修稿日期:2024-09-16

基金项目:福建省科技开发研究项目(2023-B-07;2023-K-47;2022-K-118)

作者简介:金捷(1985-),男,硕士,高级工程师,主要从事结构抗震与减震隔震等方面工作。E-mail:33630368@qq.com

福建沿海地区盛产优质石材资源,当地居民就地取材,于 20 世纪 70 年代建造大量具有地方特色的石结构房屋,这类房屋由墙体、柱、梁、楼板、楼梯等构件的部分乃至全部由花岗岩石材制成,各种构件通过搭接组成整体结构,其中石墙体的块材砌筑和石墙体与石楼板搭接是通过低强度的黏土混合砂浆“干砌甩浆”砌筑而成。随着居民对房屋居住条件需求的提高,于 80—90 年代在原有石砌体基础上加建砖混结构,以二至三层砖混结构为典型^[1]。由于底层石砌体房屋的砂浆强度低、砌筑方式和结构组成的特点,造成结构整体性和抗震性能极差^[2]。石+砖砌体结构在地震作用下易受损甚至倒塌,因此,石+砖砌体结构民宅亟需进行抗震加固。

为提高石砌体结构房屋的抗震性能,国内外学者着重于石墙加固,如采用钢筋网片改性砂浆面层^[3]、纤维增强复合材料(FRP)^[4]、以石粉为主要原料的新型材料灌浆^[5]、丁字销键拉结^[6]等多种加固方式。以上加固方法皆对石墙抗震性能有一定程度的提高。此外,还有学者对石结构整体抗震性能进行研究,张淑娴^[7]对一栋 1:2 缩尺两层石结构,在纵横墙墙角进行钻孔插筋以及填充灌注胶,研究发现提高了房屋的抗震性能。施微丹^[8]采用 LS-DYNA 有限元软件对 UHPC 嵌缝加固石墙的石结构模型抗震性能进行分析,表明该加固方式可有效抑制石墙开裂,减轻结构损伤程度,提高石结构的抗震性能。但以上加固方式存在不适应性、施工复杂、造价

高等问题,因此难以大面积推广。

国内外众多研究结果表明^[9-10],周边钢管对内部填充混凝土起到了很好的约束效果,具较高的承载力和耗能能力,焊接成骨架可显著提高整体结构的抗侧刚度。由于钢管价格经济,低强度混凝土可现场自拌,在考虑到群众可接受程度、基本不破坏外观以及简单易施工、成本经济的基础上,探究性提出用薄壁方钢管混凝土外框限制楼面水平位移提高抗侧刚度加固石砌体结构房屋,并采用有限元分析软件,对一栋沿海地区典型的石+砖砌体结构民宅在地震作用下倒塌全过程进行数值模拟,研究钢管混凝土外框约束加固前后石+砖砌体结构在地震作用下的地震响应,为后续加固石+砖结构提供理论基础和技术支持。

1 有限元模型数值模拟

1.1 模型概况

原型为福建省沿海地区的一栋三层典型石+砖砌体结构民宅,一层为纯石结构,层高为 3 500 mm。二到三层为砖混结构,其中二层及三层层高为 3 300 mm,屋顶楼梯间高度为 2 400 mm。窗洞取 1 500 mm×1 800 mm,门洞取 1 500 mm×2 400 mm,房屋立面图及实景如图 1 所示。根据《建筑抗震设计规范》,福建沿海地区基本抗震设防烈度大多为 7 度(0.1g)或 7 度半(0.15g),设计地震分组为第三组,场地类别为 II 类^[11]。



图 1 三层石+砖建筑

1.2 模型建立

LS-DYNA 是目前应用市场最为成熟的显式非线性动力分析有限元软件,其显式积分算法更适合模拟地震破坏响应。因此文章采用 LS-DYNA 进行数值模拟。

三层石 + 砖结构采用分离式建模,将砌块和砂浆分别考虑,真实模拟石墙灰缝的粘结作用、裂缝开展和摩擦滑移。建模时忽略砂浆尺寸(厚度通常为 30 mm),将砂浆尺寸考虑至相邻块体,结合调研所得条石、石楼板以及砖块尺寸^[2],将石块、石楼板以及砖块建模尺寸分别设置为 210 mm × 240 mm × 870 mm、140 mm × 390 mm × 3000 mm 以及 230 mm × 104 mm × 49 mm。考虑到地震作用下石结构外走廊(由石柱、石梁和石楼板组成)作为薄弱部位率先破坏^[12],根据调研结果,福建沿海地区大部分石砌体结构房屋已使用钢筋混凝土外走廊结构重置替换原有纯石外走廊,其中 RC 构件混凝土强度等级 C30,RC 板跨度 2 100 mm,板厚 130 mm;RC 梁跨度 4 200 mm,截面 300 mm × 500 mm;RC 柱截面 400 mm × 400 mm。整体建模如图 2 所示。

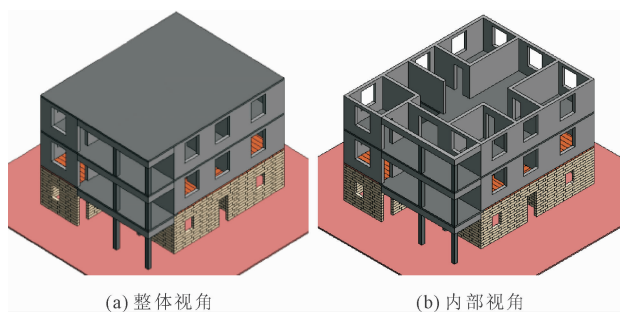


图 2 三维实体模型

钢管混凝土外框约束结构所有梁柱均为焊接方形钢截面,通过多轮试算,最终确定合理的梁柱截面均采用 250 mm × 250 mm,钢管壁厚为 3.5 mm,梁和柱之间采用刚性连接,核心混凝土强度等级为 C25,钢管采用 Q235B,通过构造措施如锚钉等使钢管混凝土外框与墙体进行刚性固接,不考虑楼体与外框的失效作用。钢管混凝土外框细节大样图和加固后房屋效果图如图 3 所示。

2 有限元参数设置

2.1 材料本构关系

由于 Holmquist-Johnson-Cook 模型(简称 H-J-C 模型)能够较好地模拟地震作用下石材的力学行为^[13]。因此,花岗岩石材采用 H-J-C 模型进行模拟,

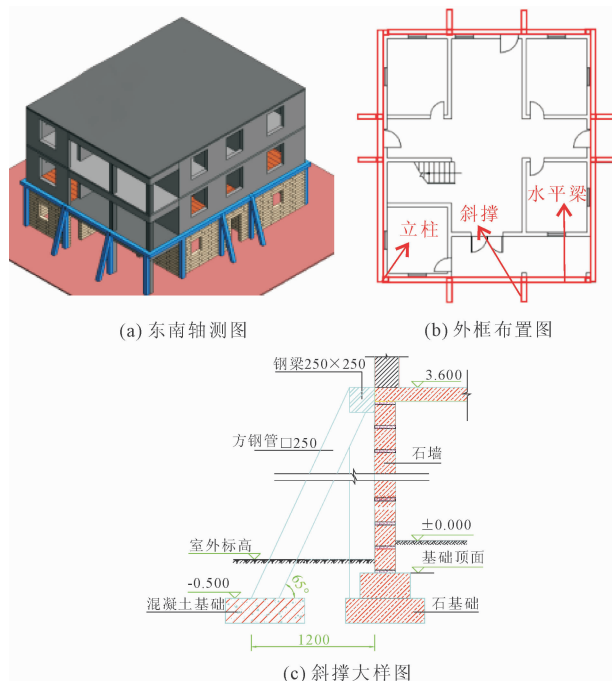


图 3 加固示意图及斜撑大样图

石材立方体抗压强度与劈裂抗拉强度由材性试验获得,分别为 155 MPa、8.5 MPa。外走廊的钢筋混凝土的建模方法是将钢筋均匀分布在混凝土中并进行等效处理的简化建模方式,材料采用 PK 塑性随动模型进行模拟^[9],而薄壁方钢管所用钢材采用基于 VM(Von Mises)屈服准则的理想弹塑性模型进行模拟,并且该模型基于约束效应,考虑到了钢管对混凝土约束作用^[14]。

2.2 材料失效准则

材料失效参数是通过 * MAT_ADD_EROSION 关键字进行编辑的,钢管、砌体和混凝土采用第一强度理论来判断失效。各类材料及其相关界面的失效参数设置如表 1 所示

表 1 材料失效参数取值

材料名称	花岗岩	混凝土	钢管	钢管混凝土界面
失效准则	失效等效应力	失效主拉应变	失效应变	失效法向应力
参数名称	SIGVM	MXEPS	FS	MNPRES
取值	155 MPa ^[13]	0.0007 ^[15]	0.31 ^[16]	1.5 MPa ^[16]

2.3 接触算法

石材砌块与砖砌块之间的相互接触皆采用绑定脱粘接触来模拟,通过设定法向失效力值和切向失效力值模拟砂浆的拉应力和剪应力,当应力大于失效力值时,效果转为两个块体之间的摩擦接触,与实际情况相符^[17]。结构与地面间的接触,以及各

构件之间的接触可采用自动单面接触 (Automatic Single Side Contact, ASSC)^[16]。

在考虑滑移破坏以及环向接触失效产生的变形的基础上,引入了 * CONTACT_TIEBREAK_SURFACE_TO_SURFACE 接触算法(当两者之间接触应力超过规定阈值时,接触会自动失效并转变为摩擦接触),以更好地模拟钢管与混凝土之间的接触^[14]。

由于研究的重点在加固后结构的抗震性能,因此不考虑外框节点、外框和楼体接触、以及地面与钢管混凝土外框、现浇混凝土重建置换外走廊与楼体接触部节点处产生的失效破坏。因此,采用固接的方式进行相应的接触处理,在有限元中使用 Merge 进行强连接。

2.4 地震波的选取和输入

根据石结构民宅所在地区的抗震设防烈度、场地类型和设计基本地震加速度值,选取 4 条天然波和 1 条人工波,天然波分别为 Taft 波、Landers 波、El Centro 波和 Northridge 波,人工波为厦门同安波。从结构的 Y 向和 X 向双向输入于刚性地面,地震波持续时间为 10 s。将 5 条地震波加速度峰值调幅至相应设防烈度对应值,分别为:55 gal、110 gal、150 gal、220 gal 各条地震波加速度反应谱如图 4 所示,选取的地震波符合抗震规范要求^[11]。

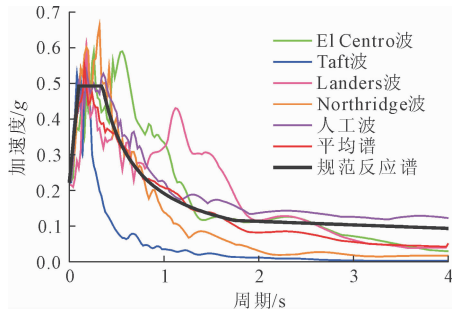


图 4 各地震波加速度反应谱

3 有限元模型验证

福州大学课题组对福建沿海地区石砌体民宅进行调研,设计一栋典型的两层双开间石砌体结构模型,并进行振动台试验。为验证有限元模型建立的准确性,通过 LS-DYNA 建立与课题组石砌体结构模型振动台试验工况相同的石砌体结构有限元模型,对石结构房屋振动台试验进行数值模拟,对比分析试验和模拟结果。

3.1 试验概况

该房屋按照 1:2 比例进行缩尺,结构高度 3.08 m,共两层,每层 1.54 m。石墙石块(条石)截面尺

寸 100 mm × 100 mm,石楼板尺寸 175 mm(宽度) × 80 mm(厚度),灰缝厚度为 20 mm。试验模型中石墙和石楼板分别采用砂浆强度为 1.56 MPa 和 7.53 MPa 砂浆进行砌筑。模型平、立面图如图 5 所示。

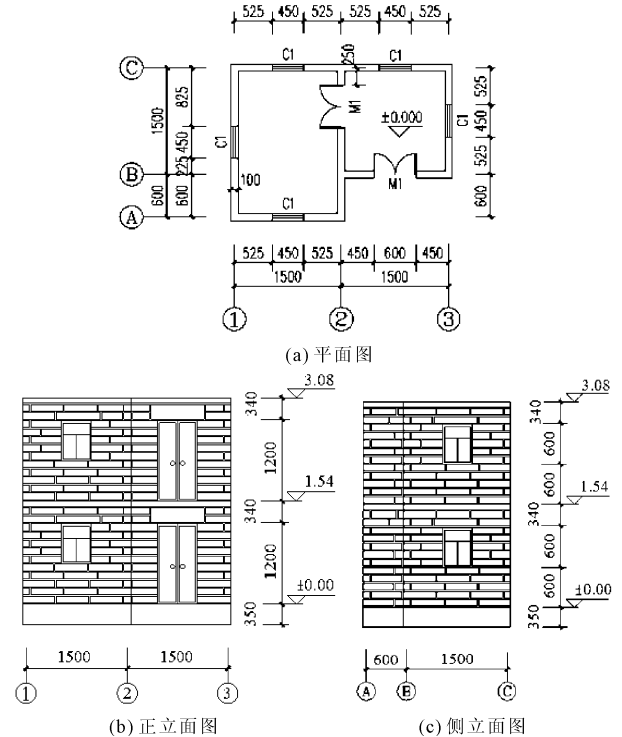


图 5 试验模型平、立面图(单位:mm)

试验选取 El Centro、Taft 天然波和一条人工波这三条地震动,进行 1:0.85 双向输入加载模型。地震动调幅至 PGA(Peak Ground Acceleration)分别为 25 gal、50 gal 和 75 gal,持续时间设定为 20 s。

3.2 模型参数验证

构建等比例的分离式纯石结构房屋振动台试验有限元模型,其模型参数与第二章中的选取保持一致,地震工况与试验一致。通过对比分析未加固纯石结构房屋与有限元模拟所得到的破坏形态、地震响应,验证模型参数选取的精确性。限于篇幅,仅展示 El Centro 波所有工况。

3.2.1 破坏形态对比

PGA = 50 gal 的情况下结构未出现损伤。在 PGA = 75 gal 的工况条件下,纯石结构房屋首先在 3 轴墙体出现裂缝,随着地震动的持续作用,裂缝不断发展,呈现阶梯型向楼板处延伸,如图 6 所示。

3.2.2 顶层加速度响应对比

试验与数值模拟的加速度峰值对比如图 7 所示。从图 7 可以看出,试验与模拟得到的顶层加速度峰值均呈现出相似的变化规律,且数值结果较为

接近。

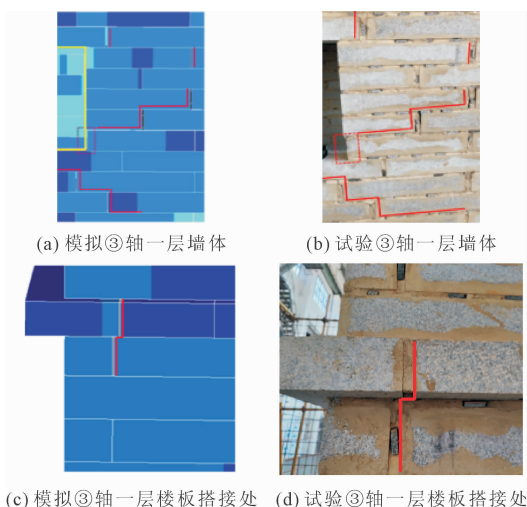


图 6 试验与有限元破坏对比图 (PGA = 75 gal)

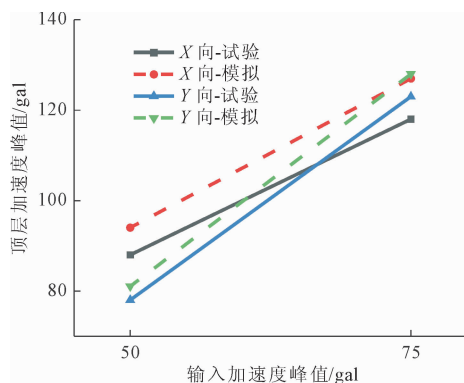


图 7 顶层加速度峰值变化

3.2.3 层间位移角对比

层间位移角曲线对比如图 8 所示。由此可得,未加固纯石结构层间位移角随着层高的增大而增大,模拟层间位移角规律与试验所得结果基本一致,数值模拟的最大误差不超过 15%。

综上,试验与数值分析结果在结构破坏形态和地震响应规律一致,总体上吻合度较高且误差较小,表明数值分析结果是可信的。

4 计算结果及对比分析

4.1 结构动力特性

模态分析可求得结构的各阶自振频率和振型等动力特性数据,得到结构的自振周期及周期比,从结构振型变化判断结构布置是否合理。加固后结构的前三阶振型图如图 9 所示,对比未加固结构发现前三阶振型基本一致,分别为沿 Y、X 方向的平动以及扭转。对比前三周期如表 2 所示,加固后结构前三周期相比于未加固状态分别降低 11.76%、15.38%、

16.67%。表明结构的抗侧刚度以及扭转刚度均得到了提高。

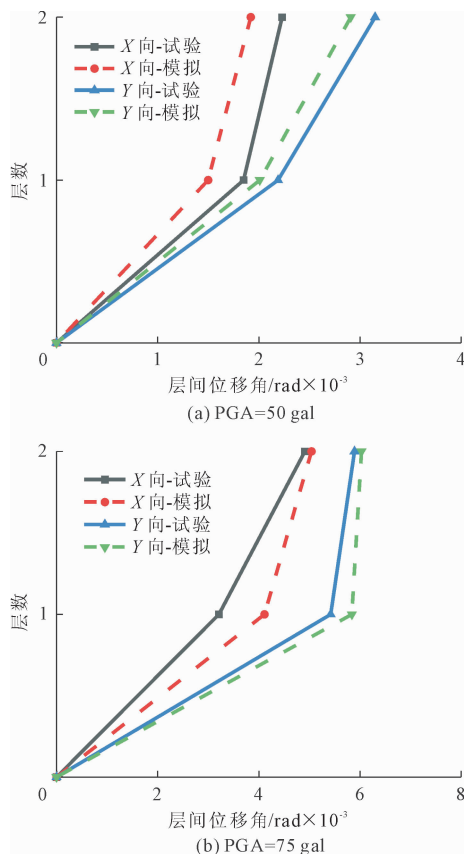


图 8 层间位移角对比

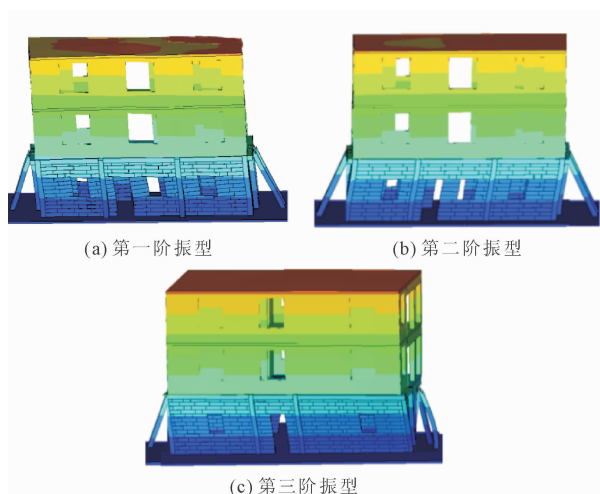


图 9 加固后石 + 砖砌体结构前三阶振型图

表 2 各模型前三阶周期

单位:s

阶数	未加固	加固后
1	0.170	0.150
2	0.130	0.110
3	0.120	0.100

4.2 加固前后结构破坏分析

底层石结构与二、三层砖混结构的抗侧刚度 K_0 和 K_s 分别采用文献[18]、[19]提出的公式计算:

$$K_0 = \frac{Et}{\frac{h}{b} \left[\left(\frac{h}{b} \right)^2 + 3 \right]} \quad (1)$$

$$K_s = \begin{cases} 1/\left(\frac{h\xi}{GA}\right) & h/b < 1 \\ 1/\left(\frac{h^3}{12EI} + \frac{h\xi}{GA}\right) & 1 \leq h/b \leq 4 \\ 0 & h/b > 4 \end{cases} \quad (2)$$

式中: E 为石(砖)墙体弹性模量,MPa; t 为墙体厚度,mm; h/b 为墙体高宽比; h 为墙体高度;mm; ξ 为剪切应变不均匀系数; G 为墙体剪切模量,MPa; A 为墙体水平截面面积,mm²; I 为墙体水平惯性矩,mm⁴。

经过计算,加固前,底层石结构沿 Y 、 X 方向的抗侧刚度分别为 1.377×10^6 N/mm和 1.238×10^6 N/mm;二、三层砖混结构沿 Y 、 X 方向的抗侧刚度分别为 1.011×10^6 N/mm和 9.17×10^5 N/mm;钢管混凝土外框斜撑加固后底层石结构抗侧刚度略有增大,而二、三层砖混结构抗侧刚度并未发生改变。因此加固前后的底层石结构抗侧刚度始终大于二、三层,根据《建筑抗震设计规范》可知,整体结构侧向刚度较为规则^[11]。

为描述结构的损伤破坏形态,采用文献[20]对石结构损伤破坏形态的划分,将石结构的破坏程度划分为6个等级,如表3所示。

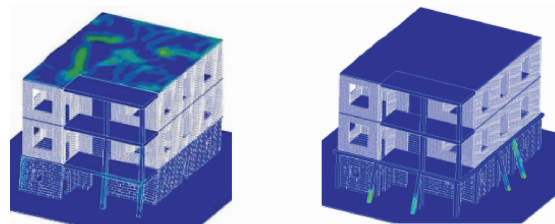
表3 石结构损伤破坏程度划分

破坏程度	层间位移角限值	破坏现象
完好	1/2500	—
基本完好	1/1250	墙体极少处出现轻微开裂
轻微破坏	1/800	墙体出现轻微开裂
中等破坏	1/500	裂缝继续发展,宽度加大
严重破坏	1/330	形成“X”形裂缝和阶梯形裂缝
倒塌破坏	1/130	部分墙体出现面外破坏和倒塌

结合结构倒塌全过程破坏图像以及位移曲线可发现,5条地震波作用下的结构破坏模式基本一致,故破坏形态选取El Centro波进行分析。在PGA = 55 gal工况下,结构无明显破坏现象,上部砖混结构保持完好。

在PGA = 70 gal的工况下,结构加固前后破坏如图10所示。未加固结构中,底层石墙发生面外破坏趋势,石楼板侧移;二、三层砖墙出现阶梯型裂缝,

整体结构发生严重破坏。经过外框约束加固后的结构,一层纯石结构部分墙体出现阶梯型裂缝,一层楼板水平位移被较好约束住,未产生明显的水平位移,此时薄壁方钢管混凝土斜撑底部产生应力集中,结构由严重破坏转变为轻微破坏。

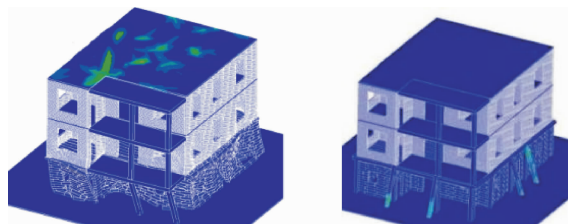


(a) 未加固

(b) 加固后

图10 加固前后结构破坏对比(PGA = 70 gal)

在PGA = 110 gal工况下,结构加固前后破坏如图11所示。未加固结构中,底层石墙率先发生梯形裂缝扩展,并逐渐延伸至楼板,底部石块出现应力集中现象继而被甩出,随后石墙发生面外破坏,上部砖混结构出现大量阶梯型裂缝,整体结构破坏严重。经外框约束加固后,墙体裂缝的扩展受到了抑制,阶梯型裂缝并未蔓延至楼板,楼板的位移受到了约束,结构呈现中等破坏。



(a) 加固前

(b) 加固后

图11 结构破坏图像对比(PGA = 110 gal)

在PGA = 150 gal工况下,结构加固后破坏如图12所示。在地震作用下,未加固结构石墙出现裂缝,并迅速扩展,随后一层石楼板发生侧移,石块向外凸出,伴随着石墙的面外破坏而丧失承载力,石楼板与上部砖混结构失去支撑而坠落,从而砸向石墙,加剧石墙破坏,导致结构完全倒塌,整体结构发生“自下而上再到下”的坍塌破坏。经外框约束加固后,底层石结构出现大量面外破坏趋势,底部产生大面积宽大裂缝,石楼板未产生明显位移,斜撑底部与外框柱底均出现应力集中现象且变形严重。相较于未加固结构,薄壁钢管混凝土外框约束可有效地抑制石结构的位移以及延缓石墙的面外破坏。

在PGA = 220 gal工况下,外框柱底发生剪切破坏,梁和斜撑均出现挠曲变形破坏,一层石块被甩出,石墙发生面外破坏并失去承载力,石楼板与上部

砖混结构砸向地面,破坏模式与 150 gal 工况下的未加固结构一致。因此,该加固措施无法改变该结构发生“自下而上再到下”的破坏模式。

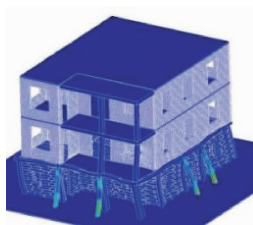


图 12 加固后结构破坏图像(PGA = 150 gal)

4.3 结构地震响应指标分析

4.3.1 楼层水平位移

加固前后最大楼层水平位移如图 13 所示。对比加固前后的楼层水平位移可知,在 70 gal 工况下,一层、二层以及三层水平位移分别减小了 64.28%、70.59%、56.00%;在 110 gal 工况下,一层、二层以及三层水平位移分别减小了 78.72%、76.36%、73.53%。相较于未加固结构,在水平位移峰值较大

情况下,钢管混凝土外框约束加固方式可有效限制结构的楼层水平位移,减轻结构的损伤程度,并延缓结构的倒塌破坏。

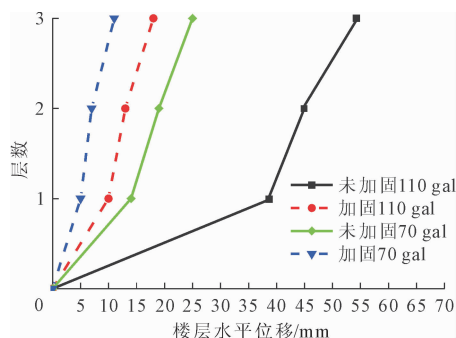


图 13 楼层水平位移对比图

4.3.2 层间位移角

表 4 为加固前后各工况条件下结构层间位移角,受限于篇幅,仅表达 El Centro 波作用下的结构响应。在 PGA = 55 gal 工况下,未加固结构层间位移角小于 1/2300,结构基本完好。

表 4 层间位移角

地震波	层数	PGA/gal	Δu_w /mm	Δu_j /mm	$(\Delta u_w - \Delta u_j)/\Delta u_w$	h /mm	$\Delta u_w/h$	$\Delta u_j/h$
El Centro	一层	70	14	5	64.29%	3500	1/250	1/700
	一层	110	37	10	72.97%	3500	1/99	1/350
	二层	70	5	2	60.00%	3300	1/660	1/999
	二层	110	8	3	62.50%	3300	1/413	1/999
	三层	70	6	4	33.33%	3300	1/550	1/825
	三层	110	13	5	61.54%	3300	1/254	1/660

注: Δu_w 表示未加固结构层间位移, Δu_j 表示加固后结构层间位移, h 表示楼层层高。

在 PGA = 70 gal 工况下,未加固结构的底层层间位移角超过 1/300,结构发生严重破坏,进行外框约束加固后,底层平均层间位移角减小了 64.29%,二层平均层间位移角减小了 60.00%,三层平均层间位移角减小了 33.33%,此时结构最大层间位移角为 1/700,结构由严重破坏转为中等破坏。在 PGA = 110 gal 工况下,未加固结构最大层间位移角为 1/74,超过规范限值 1/130,结构发生倒塌破坏,加固后结构一层平均层间位移角减小了 78.72%,二层平均层间位移角减小了 62.50%,三层平均层间位移角减小了 61.54%,此时结构最大层间位移角为 1/350,整体结构呈现中等破坏。未加固结构在 PGA = 150 gal,发生整体坍塌,无法对比加固前后的层间位移角,因此不予列出。综上,钢管混凝土外框约束加固可有效减小石结构房屋的层间位移角,提高结构的抗震性能。

4.3.3 楼面峰值加速度

楼面峰值加速度反映了结构各楼层对输入基底加速度的放大效果。楼面峰值加速度曲线,如图 14 所示。加固前后结构楼面峰值加速度均随楼层的上升而增大。加固后结构石墙刚度增大从而各层峰值

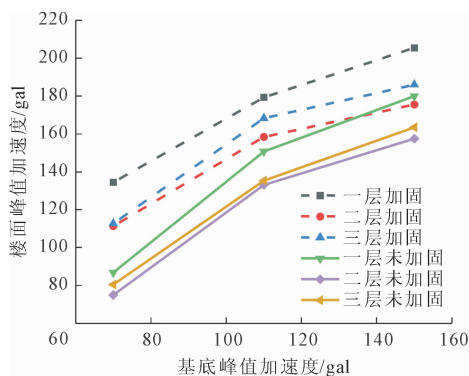


图 14 楼面峰值加速度对比图

加速度响应略有提高,进而引起结构加速度响应增大。在 $PGA = 70 \text{ gal}$ 、 110 gal 以及 150 gal 工况下,相较未加固结构,加固后结构的楼面峰值加速度分别增加了 47.81%、21.79% 及 13.12%。

5 结 论

(1) 未加固三层石 + 砖结构在 $PGA = 110 \text{ gal}$ 的地震动作用下发生倒塌破坏,表明了福建沿海地区既有三层石 + 砖砌体结构民宅存在严重的地震安全隐患,亟需进行抗震加固。

(2) 加固前后的三层石 + 砖砌体结构在地震作用下破坏模式一致:底层石墙率先开裂继而面外破坏导致丧失承载力,最后上部砖混结构向下坍塌,将底层石结构彻底压垮,三层砌体结构发生“自下而上再到下”的破坏模式。

(3) 薄壁钢管混凝土外框约束加固可有效提高石 + 砖砌体结构的抗震能力。结构经加固后,底层石墙裂缝的开展和石结构的侧移得到抑制,延缓整体结构倒塌时刻。加固后结构,在 $PGA = 70 \text{ gal}$ 、 110 gal 和 150 gal 作用下地震响应减小,特别是 $PGA = 150 \text{ gal}$ 时,结构发生大量面外破坏趋势,但由于外框约束的作用,结构仍保持完整。

(4) 福建沿海地区既有石 + 砖结构民宅保有量大,相比其他加固技术,目前薄壁钢管混凝土外框约束加固施工便捷、不损坏房屋外观且经济,因此,可进行推广应用。

致谢:数值分析研究中,得到了福州大学课题组吴应雄教授等老师的支持,在此表达谢意!

参考文献:

- [1] 郭子雄,黄群贤,柴振岭,等. 石结构房屋抗震防灾关键技术研究与展望[J]. 工程抗震与加固改造, 2009, 31(6):47-51.
- [2] 李飞燕,吴应雄,杨振仲. 福建省既有石砌体民宅抗震加固研究综述[J]. 地震工程与工程振动, 2023, 43(5):76-89.
- [3] 徐天航,郭子雄,柴振岭,等. 钢筋网片改性砂浆加固石砌体墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(12):120-125.
- [4] Borri A, Castori G, Corradi M, et al. Masonry wall panels with GFRP and steel-cord strengthening subjected to cyclic shear: An experimental study[J]. Construction & Building Materials, 2014, 56:63-73.
- [5] 施养杭,林建华. 新型灌浆材料在砌体抗震加固中的应用及其可靠性研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(4):117-122.
- [6] 黄 凯,陈潇魁,王 雷. 丁字销键拉结加固干砌条石墙抗震性能试验研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2016, 14(6):195-201.
- [7] 张淑娟. 粗料石砌体房屋振动台试验研究[D]. 南京:东南大学, 2015.
- [8] 施微丹,施建日,林环周,等. UHPC 石墙嵌缝加固的福建典型石结构抗震性能模拟与分析[J]. 应用基础与工程科学学报, 2024, 32(3):824-838.
- [9] 李 佳. 基于数值模拟的砌体结构倒塌影响因素分析及抗倒塌措施初探[D]. 重庆:重庆大学, 2013.
- [10] Han L H, Hou C C, Zhao X L, et al. Behaviour of high-strength concrete filled steel tubes under transverse impact loading[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 92:25-39.
- [11] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2016.
- [12] 福建省石砌体结构加固技术规程:DBJT 13-264—2017[S]. 福州:福建省住房和城乡建设厅, 2017.
- [13] Johnson H G R. A computational constitutive model for glass subjected to large strains, high strain rates and high pressures [J]. Journal of Applied Mechanics, 2011, 78(5):051003.
- [14] 蔡 健,余 瑜,陈庆军,等. 侧向冲击下方钢管混凝土构件动力响应的参数研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2019, 50(2):11.
- [15] Malena M, Portioli F, Gagliardo R, et al. Collapse mechanism analysis of historic masonry structures subjected to lateral loads: A comparison between continuous and discrete models [J]. Computers & Structures, 2019, 220:14-31.
- [16] Michaloudis G, Gebbeken N. Modeling masonry walls under far-field and contact detonations[J]. International Journal of Impact Engineering, 2019, 123:84-97.
- [17] 王 兰. 石墙灰缝抗震性能和力学计算模型研究[D]. 厦门:华侨大学, 2019.
- [18] 郭 猛,李薇薇,贾英杰. 基于弯曲变形修正的砌体墙抗侧刚度计算模型[J]. 工程力学, 2020, 37(S1):320-326.
- [19] 时 丹. 东南地区细料石墙体抗震性能试验研究[D]. 南京:东南大学, 2013.
- [20] 蒋利学,王卓琳,张富文. 多层砌体结构的损坏程度与层间位移角限值[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(S2):263-270.