

DOI: 10.11779/CJGE201908003

基于失效模式控制的地铁车站结构抗震性能研究

路德春, 李 强, 杜修力, 吴春玉

(北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘要: 基于大开车站的塌毁是由于中柱变形能力不足所导致这一观点, 对大开车站中柱进行了失效模式优化, 提出一种新型叠层加芯柱。利用有限元软件 ABAQUS 建立三维非线性数值分析模型, 静力分析叠层加芯柱的水平极限变形能力和实际工作状态, 采用时域显式整体分析方法, 对大开车站和采用叠层加芯柱的大开车站进行震害模拟, 从典型时刻结构整体变形、中柱及侧墙的水平向和竖向地震反应等方面对比分析两者抗震性能的差异。研究结果表明: 叠层加芯柱具有良好的水平变形能力; 采用叠层加芯柱后的大开车站整体变形明显减小, 结构保存较为完好, 未发生塌毁现象; 中柱处于安全的工作状态、侧墙水平地震反应降低, 结构竖向沉降大幅降低, 整体性较好; 失效模式控制对地下结构的抗震性能起到了显著的优化效果。

关键词: 大开车站; 失效模式控制; 中柱变形能力; 叠层加芯柱; 抗震性能

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)08-1400-08

作者简介: 路德春(1977—), 男, 博士, 教授, 主要从事强度理论与土的本构模型、地下结构抗震等方面的研究工作。

E-mail: dechun@bjut.edu.cn.

Seismic performance of subway station based on failure model control

LU De-chun, LI Qiang, DU Xiu-li, WU Chun-yu

(Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: Based on the opinion that the collapse of the Daikai station is caused by insufficient deformation capacity of the middle column, the failure mode of the middle column is optimized, and a new segmental cored column is proposed. 3D nonlinear finite element simulations are established by using ABAQUS. The horizontal ultimate deformation capacity and actual working state are obtained through the static analysis. The seismic simulation is carried out for the Daikai station with and without segmental cored column. Then differences in seismic performance are analyzed considering the deformation of the structure at typical time, horizontal and vertical seismic responses of the middle column and sidewalls. The results show that the segmental cored column has excellent horizontal deformation capacity. The deformation of the Daikai station with segmental cored column is reduced obviously, the whole structure is well preserved and no collapse occurs. The middle columns are in safe working condition. The horizontal seismic responses of sidewalls are reduced, and the vertical settlement of the structure is also greatly reduced. The concept of failure mode control makes a significant active effect on the seismic performance of the underground structures.

Key words: Daikai station; failure mode control; deformation capacity of middle column; segment cored column; seismic performance

0 引言

进入 21 世纪以来, 中国城市轨道交通发展迅速, 根据中国城市轨道交通协会统计, 截至 2017 年年末, 中国内地(不含港澳台)共计 34 个城市开通城市轨道交通并投入运营, 城市轨道交通线路 165 条, 运营线路总里程达到 5033 公里。此外, 根据 2016 年 6 月 1 日正式实施的《中国地震动参数区划图》(GB18306—2015)^[1], 全国取消非抗震设防区, 而中国《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB50909

—2014)^[2]明确规定, 处于抗震设防区的城市轨道交通结构必须进行抗震设计。地铁结构一旦受损, 修复难度大, 损失严重, 因此地铁车站的抗震性能成为不可回避的重大工程问题。

1995 年的神户地震造成的大开车站整体塌毁更是引起了国内外众多学者对地下结构抗震问题的高度

基金项目: 国家自然科学基金项目(U1839201, 51778026, 51421005)

收稿日期: 2018-10-10

关注。综合学者们的研究成果, 较多的认识是将大开车站的倒塌归结为中柱的抗震性能不足^[3-9], 杜修力等^[10-11]通过对大开车站塌毁过程的精细化分析, 明确指出中柱变形能力不足是导致其破坏的直接原因。

传统抗震设计主要采用基于等效静力的线弹性分析方法, 不能很好地考虑结构屈服后的受力状态和整体破坏机制, 结构的材料性能未能得到充分发挥, 进而出现局部失效模式或薄弱层失效模式, 最终使得结构在强震下的抗震性能未达到最优, 不能有效抵抗地震荷载^[12]。因此, 通过对结构的地震失效模式进行优化控制, 进而提升结构的整体抗震性能具有重要意义。

本文基于大开地铁车站中柱变形能力不足导致结构塌毁破坏这一失效模式, 将具有良好变形能力的叠层加芯柱引入大开车站, 采用三维非线性时域显式整体分析方法, 对采用叠层加芯柱的大开车站震害进行数值模拟分析, 以实现对大开车站的失效模式进行优化控制。

1 大开车站简介

1995年1月17日清晨, 日本兵库县南部淡路岛一带发生里氏7.2级地震(2001年日本气象厅修正为7.3级), 震中位于淡路岛北部的明石海峡海域, 震源的深度为16 km, 最大烈度7度, 也称“阪神大地震”。此次地震对神户市营铁道的大开站、三宫站、上泽站、新长田站和上泽站西侧的隧道部分及新长田站东侧的隧道部分均造成严重的破坏, 其中大开站破坏最为严重, 发生了结构整体坍塌的现象。

1.1 大开车站工程概况

大开车站是浅埋箱型明挖地下结构, 修建于1962年—1964年间。大开地铁车站为双轨道车站, 车站两侧为宽9 m高6.4 m的双轨道混凝土隧道, 车站周围无明显液化土层, 也无断层区域^[13]。该车站由三部分组成, 如图1所示。第一部分为站台和轨道, 是车站的标准段, 也即倒塌部分, 其断面形式如图2所示。结构形式为地下一层钢筋混凝土框架结构, 横断面宽为17.00 m, 高7.17 m, 侧墙厚0.85 m, 配筋率0.8%; 顶板和底板厚度分别为0.80, 0.85 m, 配筋率为1%; 共有23根截面为0.40 m×1.00 m的矩形柱, 净高3.82 m, 柱间距2.50 m, 箍筋采用矩形和折线单肢箍两种形式, 箍筋型号为9@350; 纵筋采用30根32 mm的螺纹钢筋^[14], 配筋率为6%, 其配筋形式如图3所示。

1.2 大开车站震害情况

大开地铁车站在设计时只是参照当时的规范标准, 并没有进行抗震设防。在阪神地震中, 车站大部分中柱几乎全被压碎, 钢筋外露成弯曲状, 如图4所示, 顶板坍塌, 使原结构变成M型。顶板的坍塌导致上方与其平行的地表主干道在长达90 m的范围内塌

陷如图5所示, 最大塌陷量达到了2.5 m^[15]。

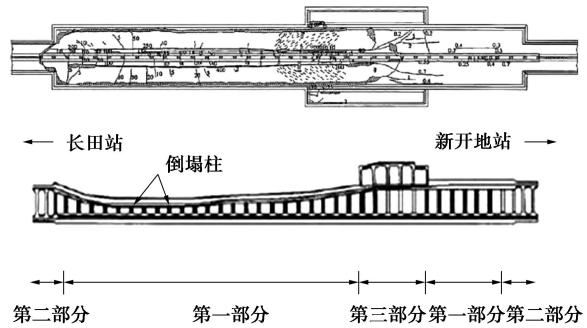


图1 大开车站纵向震害示意图

Fig. 1 Longitudinal diagram of Daikai subway station

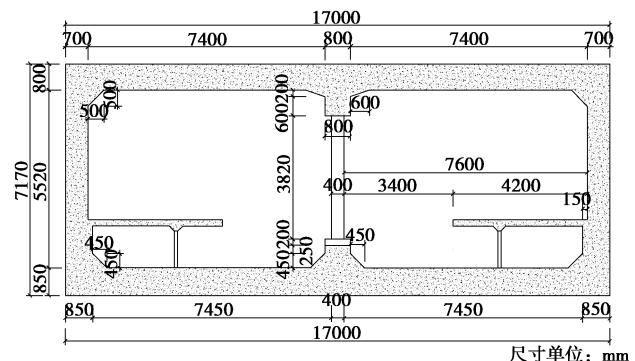


图2 结构横断面图

Fig. 2 Cross section of structure

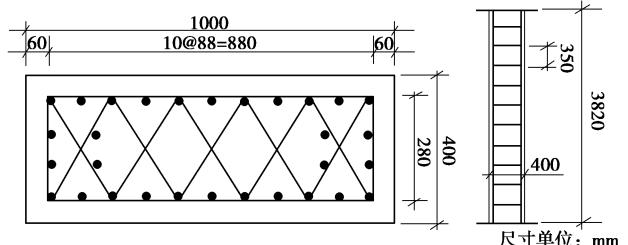


图3 中柱尺寸及配筋图

Fig. 3 Sizes and reinforcement of middle column



图4 大开车站中柱破坏图

Fig. 4 Failure of middle column of Daikai station

2 叠层加芯柱构造介绍

地下结构的地震反应受围岩土体的相对变形控

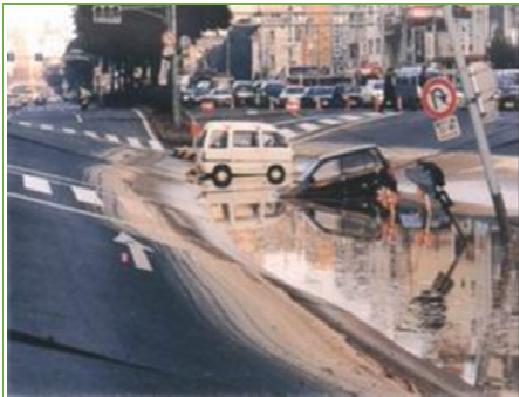


图 5 顶板塌陷引起的地面沉降图

Fig. 5 Ground subsidence caused by roof collapse

制, 结构和周围介质协调变形要求中柱和侧墙具有较好的变形能力。由于中柱截面尺寸相比于侧墙要小很多, 因此在地震过程中, 中柱通常处于较高的轴压比的工作状态, 其变形能力低于侧墙, 在相同变形情况下, 中柱先于侧墙发生破坏^[11]。通过改变中柱结构形式, 在保证竖向承载能力不明显降低的同时, 尽可能地提高其水平向变形能力, 进而提升地铁车站结构的抗震性能, 为此提出一种新型叠层加芯柱。

新型叠层加芯柱可以有效减小中柱承担的剪力并提高水平向变形能力, 保证大变形情况下中柱对顶板仍具有良好的支承作用。叠层加芯柱的具体构造及变形特征如图 6 所示。

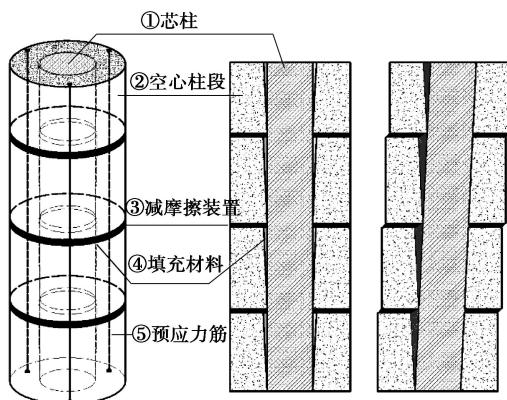


图 6 叠层加芯柱的具体构造及变形特征示意图

Fig. 6 Specific construction and deformation characteristics of segment-cored column

叠层加芯柱主要由内部芯柱、外侧空心环柱段、空心环柱段间减摩擦装置、芯柱与外侧柱段间的弹性填充层组成。外侧空心柱段由各预制层依次叠加组成中空结构, 内部芯柱插入预制叠层柱段的空腔中, 形成整体叠层加芯柱。在外侧预制叠层空心柱段之间设置减摩擦装置, 保证柱段间在剪力作用下可以发生水平滑移。为避免芯柱剪切破坏, 在芯柱和柱段之间预留一定的滑移空间, 实现水平变形过程中芯柱和柱段之间的变形协调。该滑移空间内填充弹性材料, 弹性

材料的压缩变形, 一方面提供柱段间水平相对滑移的推力, 另一方面提供芯柱水平侧移的空间。

由于芯柱截面尺寸较小, 长细比较大, 相较于原结构中柱, 实现了从“短柱”变为“长柱”的转变, 进而提高了水平向变形能力。在承担竖向荷载时, 芯柱与外侧柱段共同承担, 可达到等同于现浇柱的承载能力。两者协调工作, 可以起到优势互补的效果, 从而实现承载能力不显著降低的同时又能较大提高其水平向变形能力的目标。

3 有限元计算分析模型

时域整体分析方法是截取地下结构与其周围有限土体为计算区域, 并在模型截断边界处引入虚拟边界进行模拟的方法。该方法可以较为完整、合理地考虑广义结构内的介质非均匀、材料非线性特性、不规则地形特点以及界面间接触的非线性等因素^[11]。

3.1 有限元模型的建立及网格划分

本文利用有限元软件 ABAQUS 对大开车站震害最严重的区段(第一部分)进行数值分析研究, 建立了长 17 m, 宽 7.17 m, 纵向 20 m 包含 5 根柱的车站数值计算模型, 如图 7, 8 所示。综合考虑计算效率等原因, 土体的计算宽度取车站宽度的 4 倍, 即 68 m, 基岩底面位于地下 24 m 处。土体按照计算精度要求进行离散, 网格尺寸小于 1/10~1/8 波长^[16-17]。土体和混凝土均采用三维实体八节点减缩积分单元(C3D8R)单元进行离散, 钢筋采用三维二节点杆单元(T3D2)进行离散。钢筋采用*EMBEDDED ELEMENT 命令植入混凝土, 两者不发生相对运动, 可以用来模拟实际中钢筋与混凝土间的黏结作用。侧墙和顶、底板中的钢筋在保证配筋率不变的情况下, 按照双排均匀配筋进行建模。对于叠层加芯柱, 弹性材料与柱段和芯柱之间为绑定连接, 外侧柱段之间采用摩擦接触, 摩擦系数设置为 0.001。

同时为消除中柱配筋率以及截面面积对结构地震反应的影响, 控制叠层加芯柱的配筋率为 6%, 与大开车站原型柱保持一致, 其配筋图如图 9 所示。同时控制其截面面积为 $3.14 \times 0.36^2 = 0.4069 \text{ m}^2$, 与大开车站原型柱的截面面积 (0.4 m^2) 保持一致, 中柱有限元模型及尺寸如图 10 所示。

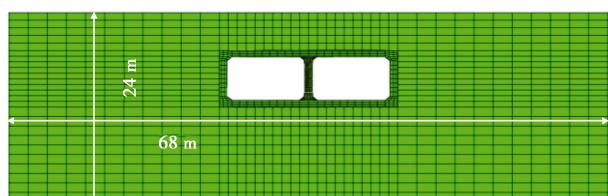


图 7 整体分析有限元模型

Fig. 7 Global analysis finite element model

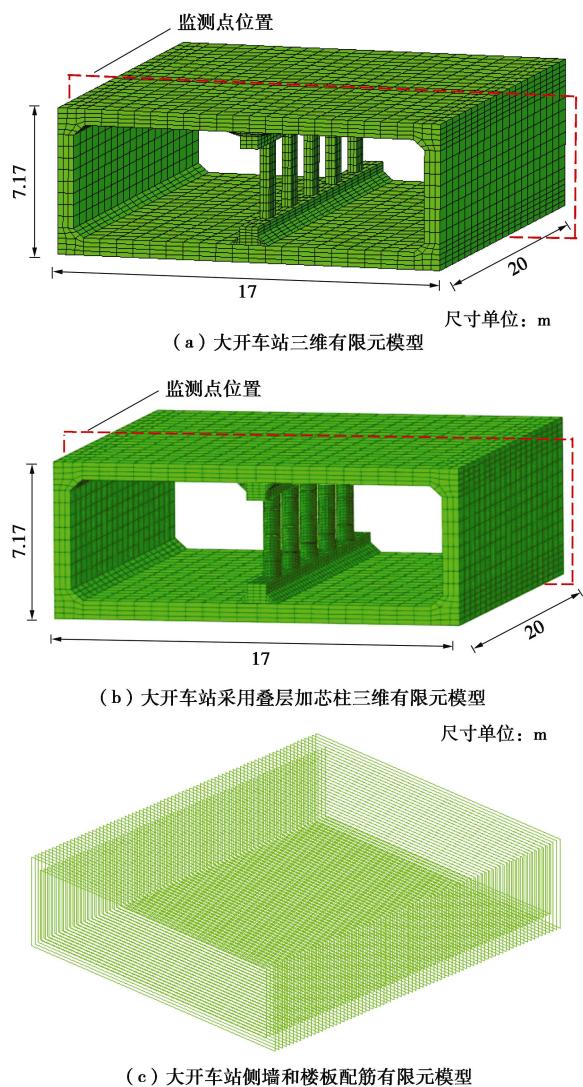


图 8 有限元计算模型

Fig. 8 FEM model

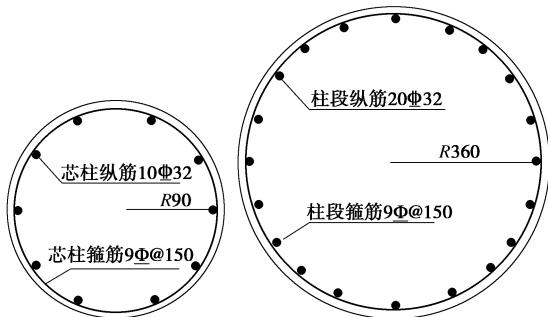


图 9 芯柱及外侧柱段配筋图

Fig. 9 Reinforcement of core columns and external segments

3.2 人工边界及地震动输入方法

采用黏弹性人工边界条件模拟无限域对计算区域的影响，并用波场分解法实现地震动的波动输入^[18]。选取神户气象台监测到的阪神地震波地表南北向加速度记录和竖向加速度记录作为输入。其地面水平和竖向运动的加速度时程曲线如图 11 所示，水平向加速度

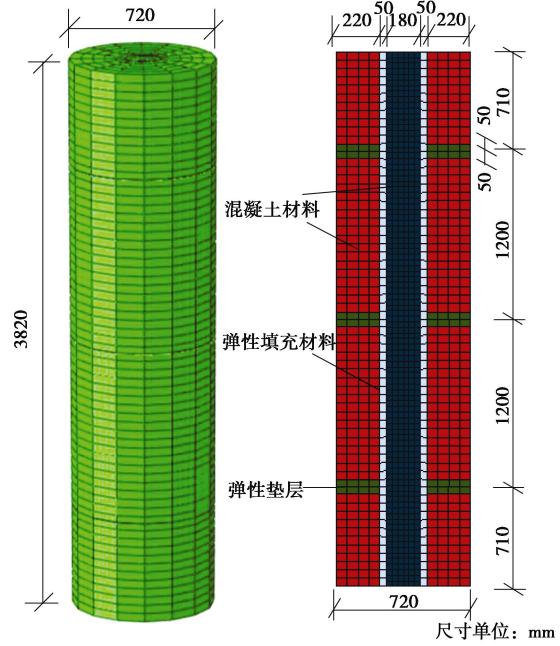


图 10 叠层加芯柱有限元模型及尺寸图

Fig. 10 Finite element model and sizes of segmental cored column
峰值为 $0.8342g$, 坚向加速度峰值为 $0.3389g$, 由于后半段(尤其是 20 s 后)地震动幅值衰减到很小, 因此为了减小计算成本, 仅计算前 23 s 的地震动过程。同时在动力计算之前, 进行了地应力平衡, 得到了合理的初始应力场。

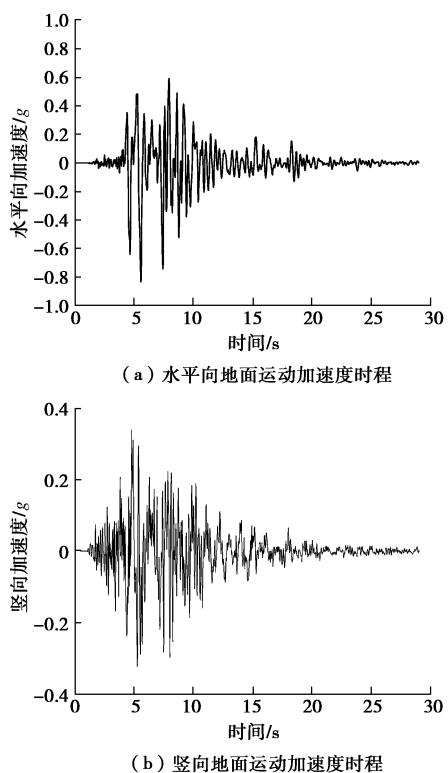


图 11 地面运动加速度时程

Fig. 11 Time-history curves of ground acceleration

3.3 材料本构模型

围岩土体非线性模型采用了改进的土的三维弹塑性本构模型^[19]来描述土体的变形、受力特性。该模型能够描述土的软化特性、三维强度及其土体在循环加载下塑性变形的积累过程特性。同时为了简化分析，在数值计算时对周围土体进行了等效均一化处理，结合震害调查^[13]的结果及文献[6~8, 20, 21]确定了其材料参数： $\rho_s = 1960 \text{ kg/m}^3$, $\varphi_s = 33^\circ$, $\nu_s = 0.3$, $\kappa = 0.008$, $\lambda = 0.12$, $e_0 = 0.6$ 。

混凝土材料采用 ABAQUS 自带的塑性损伤模型（CDP 模型）^[22]来模拟其力学行为。数值计算中的混凝土材料参数为 $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$, $E_c = 24 \text{ GPa}$, $\nu_c = 0.2$, 初始压缩屈服应力为 18.8 MPa, 极限屈服应力为 26.8 MPa, 拉伸破坏应力为 2.4 MPa。

为了避免芯柱和柱段之间的相互剪切，将芯柱对柱段的推力均匀地传递到外侧柱段内表面上，叠层加芯柱填充材料采用低强度的弹性材料来更好地实现可压缩性，同时考虑到数值计算的连续性和稳定性，从而确定材料参数为 $\rho_e = 100 \text{ kg/m}^3$, $E_e = 1 \text{ MPa}$, $\nu_e = 0$ ，类比于泡沫材料。弹性垫层则采用弹性混凝土来模拟，其弹性模量泊松比与上述混凝土材料相同。

钢筋采用 Mises 理想弹塑性模型，其中 $\rho = 7800 \text{ kg/m}^3$, $E = 200 \text{ GPa}$, $\nu = 0.1$, 屈服应力为 240 MPa。土与结构接触面之间法向采用硬接触，单元之间相互不侵入；切向采用摩擦接触，摩擦系数为 0.4^[8]。

4 结构地震反应对比分析

通过静力推覆分析得到叠层加芯柱在不同轴压比下的承载能力和变形能力，并以此作为判断结构是否发生破坏的标准。通过动力时程计算获得结构的动力反应，与破坏标准进行对照判断。通过选取两个典型时刻结构整体变形图进行对比分析，以及对中柱和侧墙分别进行水平向、竖向地震反应分析，比较大开车站原型与引入叠层加芯柱后的车站结构地震反应，分析失效模式控制给结构抗震性能带来的影响。

4.1 叠层加芯柱变形能力分析

为了得到叠层加芯柱的变形能力，对所采用的叠层加芯柱进行了推覆模拟分析，即得到叠层加芯柱在不同轴力下的侧向变形与荷载间的关系，所选用的材料模型参数与 3.1 节所述参数相同，边界条件的设置为：柱子底部完全固定，先在柱子顶部施加一定的轴向荷载，然后在限制柱顶转动的条件下，让柱顶沿 x 方向平动，直至柱发生破坏，其边界示意图见图 12。

开展叠层加芯柱在轴压比分别为 0, 0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 1.0, 1.2, 1.5, 1.7 以及 1.9 时的推覆模拟，

获得了柱子的侧向位移以及水平反力之间的关系，如图 13 所示。

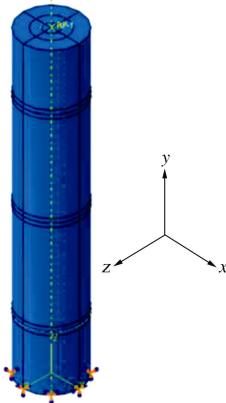


图 12 中柱边界条件

Fig. 12 Boundary conditions of middle column

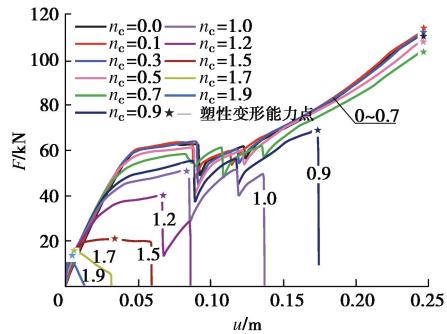


图 13 叠层加芯柱在不同轴压比下的推覆荷载 - 位移曲线

Fig. 13 Horizontal load-displacement curves of segmental cored column under different axial load ratios

从荷载 - 位移曲线中可以看出，当轴压比较低时 ($n_c < 0.7$)，叠层加芯柱的推覆过程主要分为 3 个阶段：水平荷载初次下降前表现为芯柱的弯曲变形过程，水平抗侧力由芯柱的抗侧力和柱段之间的摩擦力组成；随后水平力进入增长过渡阶段，主要是由于外侧柱段的高度不完全相同，芯柱水平变形过程中，与每个柱段连接的填充材料的压缩变形量也不同，各柱段受到的大小不等的水平推力，导致柱段间的相对滑移未能协调一致，各接触面的依次滑动导致推覆力 - 位移曲线出现不平稳波动；最后，水平荷载平稳上升，主要是由于芯柱和外侧柱段之间的剪切作用造成的。在此阶段，芯柱给外侧柱段施加了较大的水平推力，导致填充材料的压缩变形，外侧柱段之间产生较大的抵抗水平变形的剪力，导致叠层加芯柱的抗侧刚度增大。当轴压比较高时 ($n_c > 0.7$)，叠层加芯柱在水平变形过程中，顶部和底部截面压应力集中，导致柱段较早地达到受压极限状态而破坏，表现为荷载 - 位移曲线中出现急剧下降段，水平变形能力未充分发挥。

另外还可以得知，当轴压比 $n_c < 0.7$ 时，叠层加芯

柱的水平变形能力基本保持不变, 柱段之间可以较好地实现相对滑动, 其变形能力主要取决于填充材料的填充厚度以及芯柱的抗剪能力, 具体表现为填充材料越厚, 柱段间滑移量越大, 其变形能力就越大。当 $n_c > 0.7$ 时, 其变形能力迅速降低, 主要是由于柱段之间的摩擦力随着竖向荷载的增大而增大, 柱段之间难以实现同步滑移。仅部分柱段之间发生相对变形, 导致局部应力集中, 使得叠层加芯柱的变形能力尚未充分发挥的情况下发生破坏。因此结合实际的受力状态, 在低轴压比时, 保守取芯柱抗剪强度充分发挥且尚未出现较大损伤时的水平位移; 在高轴压比时, 取峰值荷载对应的水平位移 (图 3 中以“★”标注)。由此得出叠层加芯柱的水平变形能力包络线, 如图 14 所示。

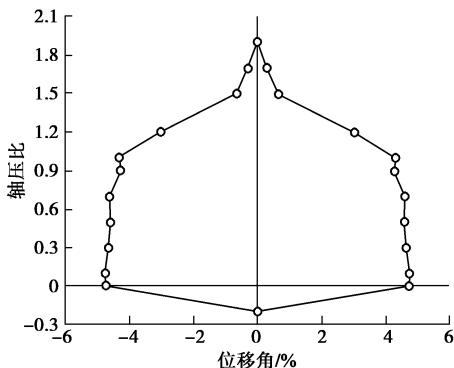
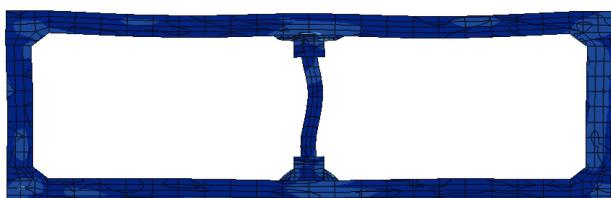


图 14 叠层加芯柱水平变形能力包络线

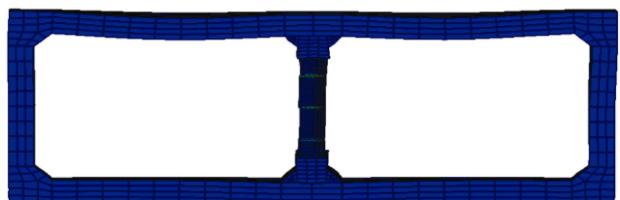
Fig. 14 Envelope lines of horizontal deformation capacity of segmental cored column

4.2 典型时刻结构整体反应分析

截取典型时刻 (8 s) 以及最终时刻 (23 s) 时结构整体变形图进行对比, 如图 15, 16 所示。可以看出在 8 s 时刻, 大开车站原型结构中柱出现了明显的弯曲变形。叠层加芯柱通过柱段间的相对滑移表现出良好的变形能力, 顶板变形不明显。到了 23 s 时刻, 大开车站中柱被完全压弯曲, 顶板在中柱两侧的位置发生折弯, 且中间偏左位置坍塌量较右侧略大, 整个车站结构呈现出 M 型的破坏形态, 与实际震害情况吻合良好。与此同时采用叠层加芯柱的大开车站, 中柱柱段间依旧产生了一定量的滑移, 仅柱底和柱顶出现少量混凝土压胀现象, 顶板变形略有增加但仍旧不明显, 表现出良好的整体性。



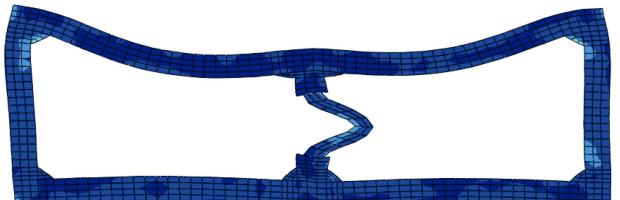
(a) 8 s 车站结构变形云图 (大开原型)



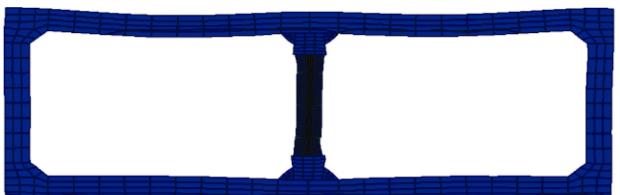
(b) 8 s 车站结构变形云图 (采用叠层加芯柱)

图 15 8 s 时刻车站结构变形云图

Fig. 15 Structural deformations at 8 s



(a) 23 s 车站结构变形云图 (大开原型)



(b) 23 s 车站结构变形云图 (采用叠层加芯柱)

图 16 23 s 时刻车站结构变形云图

Fig. 16 Structural deformations at 23 s

4.3 中柱及侧墙的地震反应分析

(1) 水平向地震反应

将叠层加芯柱的地震反应与得到的变形能力包络线绘制在一起, 如图 17 所示, 可知, 虽然峰值层间位移角达到了 2.78%, 但此轴压比对应的极限位移角为 4.65%, 按照所设定的破坏准则, 叠层加芯柱在地震过程中并未发生破坏。

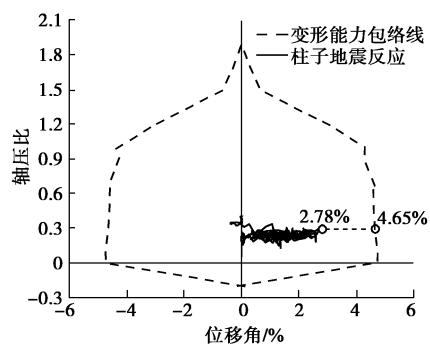


图 17 叠层柱地震反应图

Fig. 17 Seismic responses of segment-cored column

典型时刻 (8 s) 以及最终时刻 (23 s) 左、右側墙的层间位移角由图 18 给出, 可以看出通过引入叠层加芯柱, 在典型时刻, 也即地震作用初期, 大开车站原型与采用叠层加芯柱结构的左侧墙层间位移角相差不大, 分别为 0.34% 和 0.43%, 两个结构中柱与侧

墙变形较为协调，随着地震动持续作用，大开车站原型中柱由于变形能力不足而失效破坏，导致侧墙承担了更多的地震荷载，因此在地震动作用最终时刻，左、右侧墙均产生了较大的残余变形，而叠层加芯柱由于变形能力较大，一直保持与侧墙协同工作的状态，因此侧墙层间位移角远小于大开车站原型结构。综上，通过控制中柱的失效模式，对侧墙等承重构件起到了很好的保护作用，减小了结构关键构件水平向地震反应，增强了结构的整体安全性。

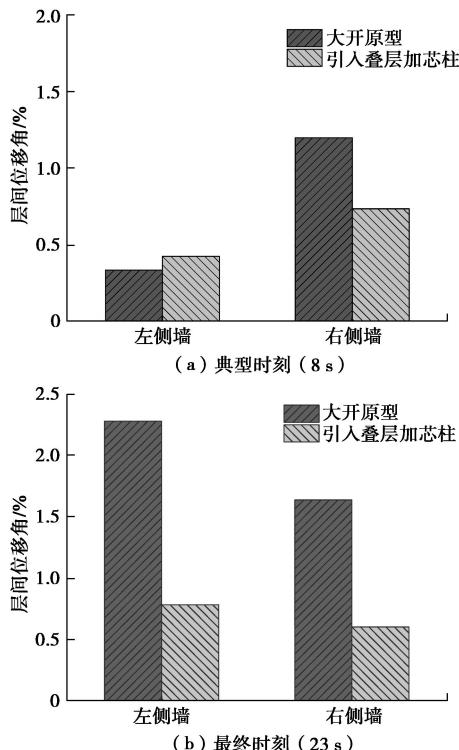


图 18 不同时刻中柱及侧墙层间位移角对比图

Fig. 18 Comparison of interlayer displacement angles between middle column and sidewall at different moments
middle column and sidewall at different moments

(2) 竖向地震反应

按图 8 示意的监测点位置提取绘制出大开车站原型以及引入叠层加芯柱后的大开车站结构顶梁与底梁间的竖向相对位移，如图 19 所示，可以明显看出引入

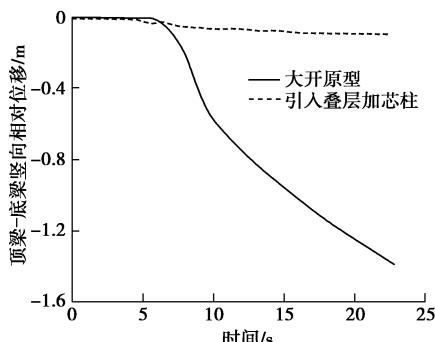


图 19 顶梁-底梁竖向相对位移

Fig. 19 Vertical relative displacements between top and bottom beams

叠层加芯柱后的车站最大竖向相对位移仅为 0.0969 m，相比大开车站原型的最大竖向相对位移 1.395 m 要小很多，这样的结果表明通过失效模式控制即引入叠层加芯柱可以很好地提高车站的抗震性能。

5 结 论

本文结合大开车站的破坏特征和失效模式，提出的一种具有良好变形能力的叠层加芯柱并应用到大开车站中，采用近场非线性波动模拟的整体数值计算分析方法进行震害对比模拟。通过不同时刻结构变形图对比分析，结合叠层加芯柱的变形能力对车站中柱以及侧墙进行地震反应分析，本文的研究工作主要得到了以下 3 点结论。

(1) 叠层加芯柱在确保提供足够的承载能力的同时，具有比一般现浇混凝土矩形柱更好的变形能力，可以通过芯柱与柱段间的填充材料产生的压缩变形避免芯柱的剪切破坏，并耗散部分地震能量。

(2) 基于失效模式控制的抗震理念，采用叠层加芯柱的大开车站具有更好的整体抗震性能，叠层加芯柱的水平变形能力较好，在地震作用过程中始终处于安全状态。同时，侧墙水平向地震反应明显减弱，结构竖向沉降大幅减小，车站结构在强震时也能保证良好的工作状态，结构未发生倒塌破坏。

(3) 通过对中柱的失效模式控制，优化中柱的变形能力，进而提升了大开车站的整体抗震性能，也辅证了中柱变形能力不足是大开车站塌毁的内因，中柱是地下结构抗震关键构件这一观点。

参 考 文 献：

- [1] GB18306—2015 中国地震动参数区划图 [S]. 2015. (GB18306—2015 Seismic ground motion parameter zonation map of China[S]. 2015. (in Chinese))
- [2] GB50909—2014 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]. 2014. (GB50909—2014 Code for seismic design of urban rail transit structures[S]. 2014. (in Chinese))
- [3] IIDA H, HIROTO T, YOSHIDA N, et al. Damage to Daikai subway station[J]. Soils and Foundations, 1996, 36: 283 – 300.
- [4] 邬玉斌. 地铁车站地震反应和破坏机理分析[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2007. (WU Yu-bin. Analysis of seismic response and failure mechanisms of subway station[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2007. (in Chinese))
- [5] LIU J B, LIU X Q. Pushover analysis of Daikai Subway Station during the Osaka-Kobe Earthquake in 1995[C]// The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing,

- 2008.
- [6] 庄海洋, 程绍革, 陈国兴. 阪神地震中大开地铁车站震害机制数值仿真分析[J]. 岩土力学, 2008, **29**(1): 245 – 250. (ZHUANG Hai-yang, CHENG Shao-ge, CHEN Guo-xing. Numerical simulation and analysis of earthquake damages of Daikai metro station caused by Kobe earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(1): 245 – 250. (in Chinese))
- [7] HUO H B, BOBET A, FERNÁNDEZ G, et al. Load transfer mechanisms between underground structure and surrounding ground: evaluation of the failure of the Daikai station[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(12): 1522 – 1533.
- [8] AN X H, SHAWKY A A, MAEKAWA K. The collapse mechanism of a subway station during the Great Hanshin Earthquake[J]. Cement and Concrete Composites, 1997, **19**: 241 – 257.
- [9] IWATATE T, KOBAYASHI Y, KUSU H, et al. Investigation and shaking table tests of subway structures of the Hyogoken-Nanbu earthquake[C]// Proceedings of the 12th WCEE. New Zealand, 2000.
- [10] 杜修力, 李 洋, 许成顺, 等. 1995 年日本阪神地震大开地铁车站震害原因及成灾机理分析研究进展[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(2): 223 – 236. (DU Xiu-li, LI Yang, XU Cheng-shun, et al. Review on damage causes and disaster mechanism of Daikai subway station during 1995 Osaka-Kobe Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(2): 223 – 236. (in Chinese))
- [11] 杜修力, 马 超, 路德春, 等. 大开地铁车站地震破坏模拟与机理分析[J]. 土木工程学报, 2017, **50**(1): 53 – 62. (DU Xiu-li, MA Chao, LU De-chun, et al. Collapse simulation and failure mechanism analysis of the Daikai subway station under seismic loads[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, **50**(1): 53 – 62. (in Chinese))
- [12] 白久林. 钢筋混凝土框架结构地震主要失效模式分析与优化[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2015. (BAI Jiu-lin. Main seismic failure mode analyses and optimization of reinforced concrete frame structures[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2015. (in Chinese))
- [13] EQE International. The January 17, 1995 Kobe earthquake: an EQE summary report[C]// EQE International. San Francisco, 1995
- [14] NAKAMURA S. Evaluation of damage mechanism of subway station based on the difference damage between two damaged subway stations due to the earthquake[C]// Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers, 2000, **654**: 335 – 354. (in Japanese)
- [15] 路德春, 李 云, 马 超, 等. 斜入射地震作用下地铁车站结构抗震性能分析[J]. 北京工业大学学报, 2016, **42**(1): 87 – 94. (LU De-chun, LI Yun, MA Chao, et al. Analysis of the three-dimensional seismic performance of underground[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2016, **42**(1): 87 – 94. (in Chinese))
- [16] 陈国兴, 战吉艳, 刘建达, 等. 远场大地震作用下深软场地设计地震动参数研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(9): 1591 – 1599. (CHEN Guo-xing, ZHAN Ji-yan, LIU Jian-da, et al. Parameter study on ground motion design of deep soft site under far-field large earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(9): 1591 – 1599. (in Chinese))
- [17] MA C, LU D C, DU X L. Seismic performance upgrading for underground structures by introducing sliding isolation bearings[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2018, **74**: 1 – 9.
- [18] 杜修力. 工程波动理论和方法[M]. 北京: 科学出版社, 2009. (DU Xiu-li. Theories and methods of wave motion for engineering[M]. Beijing: Science Press, 2009. (in Chinese))
- [19] MA C, LU D C, DU X L, et al. Developing a 3D elastoplastic constitutive model for soils: a new approach based on characteristic stress[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **86**(1): 129 – 140.
- [20] 杜修力, 王 刚, 路德春. 日本阪神地震中大开地铁车站地震破坏机理分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2016, **36**(2): 165 – 171. (DU Xiu-li, WANG Gang, LU De-chun. Earthquake damage mechanism analysis of Daikai metro station by Kobe earthquake[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016, **36**(2): 165 – 171. (in Chinese))
- [21] MA C, LU D C, DU X L, et al. Structural components functionalities and failure mechanism of rectangular underground structures during earthquakes[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2018, **106**: 278 – 297.
- [22] LU D C, MA C, DU X L, et al. Development of a new nonlinear unified strength theory for geomaterials based on the characteristic stress concept[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, **17**(2): 04016058.