

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20201027004

椅式桩板结构地震响应分析与简化计算方法研究*

左得奇^{1,2}, 蒋良淮^{1,2}, 葛学军³, 罗强^{1,2}, 魏明^{1,2}

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031;
3. 中铁二院工程集团有限责任公司, 四川 成都 610031)

摘要: 椅式桩板结构在高陡边坡路基工程中应用广泛, 研究其高烈度地震下的响应特征对抗震分析具有重要意义。以拟建川藏铁路某斜坡椅式桩板结构路基支挡工程为背景, 建立有限差分三维数值计算模型, 研究了结构的静、动力学响应特性, 分析了结构最不利状态响应物理量的取值方法, 探讨了结构传力分担机制及重要受力部位, 提出了结构地震响应简化计算方法。结果表明: 不同地震波形与峰值加速度下, 土压力、结构内力及动位移响应的分布曲线形态相似, 而响应量值差异显著; 土压力应以桩顶动位移朝向临空面达到峰值的时刻作为最不利状态进行取值, 而结构各截面的控制内力则应取地震响应时程中的峰值; 横梁的推力传递和转角约束作用使主、副桩协同承载且极大增强了结构抗变形能力, 桩身与横梁交界位置为结构重要受力部位; 考虑拟静力法与动力时程分析结果的响应分布曲线相似性, 以最大拟合优度确定动力修正系数取值并提出了地震工况下的结构响应简化计算方法。

关键词: 椅式桩板结构; 地震响应; 数值分析; 响应分布曲线; 动力修正系数

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)03-0412-10

Seismic Response Analysis and Simplified Calculation Method of Chair-shaped Pile-sheet Structure

ZUO Deqi^{1,2}, JIANG Liangwei^{1,2}, GE Xuejun³, LUO Qiang^{1,2}, WEI Ming^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;
2. Key Laboratory of High-Speed Railway Engineering, Ministry of Education, Chengdu 610031, China;
3. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu 610031, China)

Abstract: The chair-shaped pile-sheet structure is a type of retaining structure used for subgrades with high-steep slopes, and there is great significance to study its high-intensity seismic response characteristics. Based on the proposed construction of the chair-shaped pile-sheet structure of the subgrade of the Sichuan-Tibet Railway on a slope, a three-dimensional finite-difference numerical model is established to study the static and dynamic response characteristics of the structure, and the optimal method on how to determine the value of response physical quantity in the most unfavorable state is analyzed. In addition, the mechanism of force transmission and sharing and the important loading parts are explored, and the simplified calculation method for seismic response is proposed. The results show that: the distribution curves of earth pressure, structural internal force, and dynamic displacement response under different

* 收稿日期: 2020-10-27; 修回日期: 2021-02-02

基金项目: 国家自然科学基金项目(52078435, 51878560)资助

作者简介: 左得奇(1996—), 男, 硕士研究生。主要从事路基支挡结构抗震研究。E-mail: Zuozuo0791@163.com

seismic waveforms and peak accelerations have similar shapes, while the response magnitude is significantly affected by the acceleration amplitude and seismic waveform; the earth pressure should be taken as the most unfavorable state when the dynamic displacement of the pile top reaches its peak value towards the empty surface, and the controlling internal force of each section of the structure should be taken as the peak value in the seismic response time history; the thrust transmission and the corner restraint of the beam make the main and auxiliary piles bear the load together and greatly enhance the deformation resistance of the structure. The junction of the pile body and the beam is an important part of the structure; considering the similarity of the response distribution curves of the quasi-static method and the dynamic time history analysis, the value of the dynamic correction coefficient is determined using the goodness of fit and a simplified calculation method for structural response under seismic conditions is proposed.

Keywords: chair-shaped pile-sheet structure; seismic dynamic response; numerical simulation; response distribution curve; dynamic correction coefficient

引 言

拟建川藏铁路连接我国四川成都与西藏拉萨,线路跨越第一、二级地势台阶,极大的海拔落差和频繁的板块运动使得沿线高陡边坡众多、岩土复杂多变、地形切割破碎、地震频发,路基支挡结构设计建造面临巨大的挑战。

陡坡地段路基加固需要应用抗变形能力强的抗滑支挡结构,在普通抗滑桩基础上,先后发展应用了多种新型组合式结构。其中,椅式桩板结构由主桩、副桩利用横梁刚结形成椅式框架,主桩桩背常设置挡土板,承载板纵向跨搭于横梁之上以承载线路荷载,结构综合了双排抗滑桩、悬臂式桩板墙和埋入式桩板路基的特点,兼具抗滑、支挡和承重功能,抗变形能力较强,在边坡工程、滑坡治理工程及深基坑支护工程中得到了广泛应用^[1]。椅式桩板结构的力学响应涉及主、副桩与土体的相互作用以及横梁的变位约束效应,受力较为复杂,大量学者对椅式桩板结构的设计计算方法和工作性能进行了研究^[1-13]。

白皓等^[1-3]开展了椅式桩板结构的缩尺模型试验,研究了竖向及横向静荷载下结构的内力和变形分布、结构-岩土体相互作用及结构破坏规律,认为横梁对改善结构抗变形能力具有重要作用,提出了以平面刚架的弹性地基梁分析方法求解结构内力及变形;姚裕春等^[4-5]基于土拱效应分析了板刚度对土体作用力分布形式的影响,提出了桩侧的主、被动土压力计算模型与弹性地基梁内力分析方法,以静载模型试验揭示了结构极限承载破坏模式与重要受力部位;张健^[6]开展了椅式桩板结构离心模

型试验与数值计算对比分析,认为主桩悬臂段土压力可按库伦土压力计算,副桩则可简化为矩形分布的滑坡推力,结构内力可按平面刚架进行计算。

可见,椅式桩板结构的研究目前以静力工况为主,动力响应特性研究较少,对地震作用下结构-土体相互作用及设计参数取值尚有待深入探讨。此外,对于椅式桩板结构设计参数的确定,主要通过研究结构外力分布及大小,利用结构力学方法进行内力计算。在静力工况下,结构外荷载的分布形式及大小具有唯一性,而在动力作用下,外力分布形式及大小均为空间时变场,若仍按静力工况方法确定设计荷载,则设计荷载的代表时刻选取至关重要。而针对内力响应,为避免代表时刻确定问题,直接分析结构内力响应更为适合。因此,研究椅式桩板结构动力响应特性以及利用动力响应确定设计参数的方法具有重要的意义。

本文通过数值分析模型计算,研究不同地震波形与动峰值加速度下椅式桩板结构的动力响应特征,探讨响应过程中外荷载、位移及内力最不利状态代表值取定方法,分析地震作用下椅式桩板结构关键受力部位,根据拟静力与动力计算结果的响应曲线相似性引入动力修正系数,提出地震作用下椅式桩板结构内力及位移的简化计算方法。

1 依托工点与数值分析模型介绍

1.1 路堑边坡与椅式桩板结构概况

依托工点位于拟建川藏铁路某基岩-覆盖层高陡边坡路段,根据地震安评结果确定的设计地震峰值加速度为0.45g。坡面最大倾角44°,坡体表层为最大厚度8 m的第四系中更新纪粗角砾、细圆砾土(Q₂^{gl}),下

伏基岩为新近系中新统花岗岩($\eta\gamma^1N_1$),双线铁路采用半路堑通过覆盖层,最大挖方高度约18 m。

设计方案采用椅式桩板结构进行边坡支挡,主桩截面尺寸 $3.5\text{ m}\times 2.5\text{ m}$,桩身总长36 m,其中基岩内的锚固段长17.6 m;副桩截面尺寸 $2.5\text{ m}\times 2.5\text{ m}$,桩身总长30 m,锚固段长16.3 m;横梁截面尺寸为 $2.5\text{ m}\times 3.0\text{ m}$,长17.7 m;椅式框架的纵向间距为6 m,挡土板平均厚度为0.4 m,如图1所示。

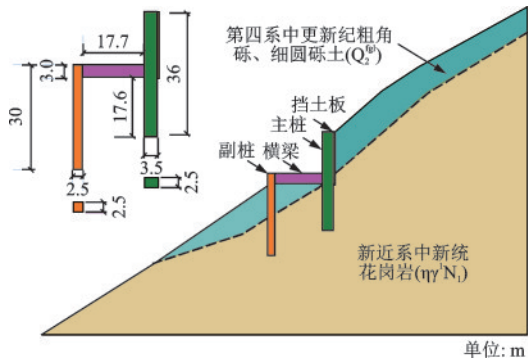


图1 依托工点椅式桩板结构设计

Fig.1 Design drawing of the chair-shaped pile-sheet structure

1.2 模型建立及参数选取

根据地形与地质特征进行计算模型简化,利用对称性按椅式结构的6 m纵向间距,建立厚度6 m的有限差分三维数值计算模型,长173 m,最大高度

100 m;采用实体等参Zone单元建模,在桩-土界面设置无厚度接触面单元Interface Element以模拟桩土相互作用,单元网格尺寸为1 m,小于输入波最大频率对应波长的1/8,满足动力计算精度要求^[14],模型共计20 718个单元,27 335个节点,如图2所示。

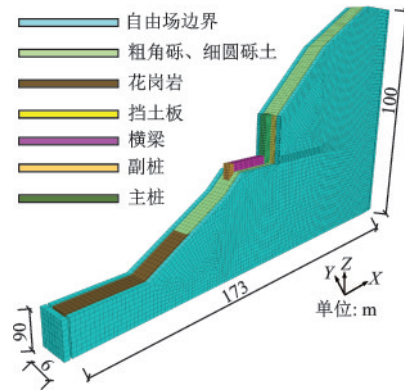


图2 计算模型及网格剖分

Fig.2 Calculation model and meshing

对结构体和基岩采用线弹性本构模型,对土体采用以Mohr-Coulomb为屈服准则的理想弹塑性模型,由建材标号及地勘资料分别确定物理力学参数,见表1。模型四周设置自由场边界(Free-Field Boundary),采用阻尼比为5%的局部阻尼(Damping-Local)来近似表征地震波传播过程中岩土体的阻尼作用^[15]。

表1 模型材料物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of the materials used in the model

材料	本构模型	密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	剪切模量/ kPa	体积模量/ kPa	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/(°)	接触面法向/ 切向刚度/ ($\text{kPa}\cdot\text{m}^{-1}$)	接触面 摩擦角/(°)
椅式桩板结构	Elastic	2 500	1.29×10^7	1.72×10^7	—	—		
坡体表层	Mohr-Coulomb	1 900	3.71	8.04×10^4	14	24	4×10^5	15
基岩	Elastic	2 400	3.33×10^5	4.44×10^5	—	—		

在模型底部沿X方向施加经过基线校正的该路段地震安全评价人工合成波(以下简称RG波),计算时长45 s,地震动峰值加速度为0.45g,如图3

所示。

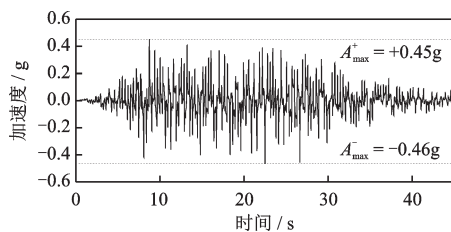


图3 输入地震加速度时程(RG波)

Fig.3 Acceleration time history of input ground motion

2 结构静、动力响应特征

2.1 响应物理量的最不利状态代表值取值方法

响应物理量主要包括运动学表达量(动位移、速度、加速度等)、外荷载表达量(土压力、接触应力等)以及结构内力表达量(弯矩、剪力、轴力等)。在已有研究中,对土压力、动位移及结构内力一般均取各测点物理量响应时程的峰值(以下简称时程峰

值),并以此作为最危险工况,该取值方法操作简单,但也存在一定的误判可能性。

动力响应是关于空间的时变场。对结构而言,土压力是具有空间分布的外荷载,其分布形式及大小随时刻而变化,在地震过程中,各测点土压力并不一定同时取得峰值,以时程峰值作为设计荷载是过于安全的做法,与实际不尽相符,此时,探讨结构“最不利状态”时刻所对应的土压力则更有意义,即基于桩土位移状态确定的结构最不利时刻。

而对于结构内力,检算截面的空间位置是给定的,虽各截面内力峰值可能不在同一时刻出现,但各截面峰值在地震动作用过程中均会历经,因各截面峰值内力才是结构体承载能力检算的控制条件,故检算截面的最大应力应采用时程峰值加以确定。

2.2 基于桩土位移状态的结构最不利时刻

在地震动过程中,椅式桩板结构与坡体岩土存在复杂的动力相互作用,桩和土的位移状态则决定了地震过程中危险工况出现的时刻。认为当土及桩均向坡面外运动且挤压最剧烈时,结构处于最危险状态。

记录主桩、副桩及主桩顶部附近土体的位移响应时程如图4所示,模型整体位移以负(临空面方向)为主,且震后均出现残余位移。其中,主桩桩顶及相邻土体位移较大,副桩位移较小。 $t=18.29$ s时主桩、土体位移均达到负向最大值,此时土体负向位移大于主桩,相对差值为6.09 mm,表明土体向桩身挤压,结构达到向临空面运动的极限值,该状态对应于最危险时刻,以下称为“位移最不利状态时刻”,以 T_{cr} 表示。

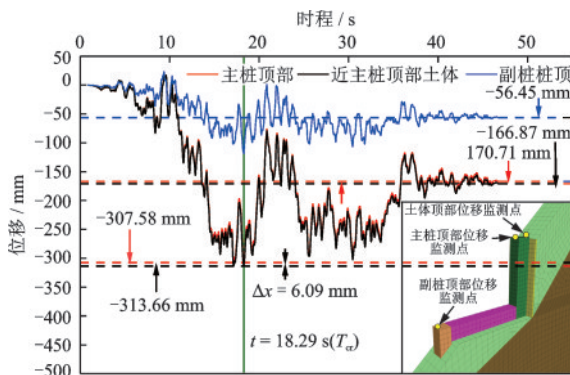


图4 主桩、副桩及主桩顶部附近土体X方向位移曲线

Fig.4 Time-history curves of displacement of the main pile, auxiliary pile and soil near the top of main pile in the X direction

2.3 桩身变位

以桩底为位移基点,考察 T_{cr} 时刻及震后的主、副桩变形情况如图5所示。可知,椅式桩板结构以水平负向位移为主,即朝向临空面,主、副桩桩身位移均呈现上大下小的分布形式,且副桩上段有一定反弯趋势。 T_{cr} 时刻,主桩及副桩桩顶最大动位移分别为-307.58 mm和-113.86 mm,占主、副桩长度的0.85%和0.38%。

横梁处副桩顶部位移-113.85 mm、转角0.30°(逆时针向坡面外为正,下同)对应高度处的主桩位移与转角分别为-117.19 mm、0.51°。可以看出,主桩水平位移较副桩大3.34 mm,因此横梁承受压应力,将主桩部分推力传递予副桩承担;横梁左右端转角方向一致,梁身呈S状变形,进一步将主桩部分弯矩传递给副桩,横梁的转角约束作用同时抑制主、副桩变形。因此,横梁的轴力、弯矩传递作用及转角约束作用,使得地震作用下椅式桩板结构既能承受较大推力,也具有较强的抗变形能力。

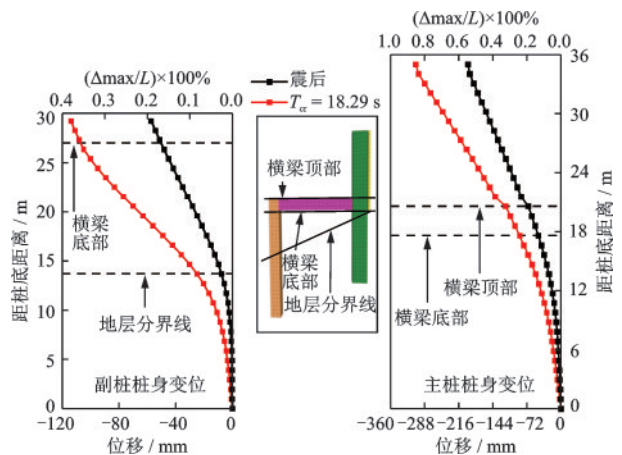


图5 桩身变形情况

Fig.5 Deformation of the pile body

2.4 桩身静、动土压力

土压力大小及分布是影响椅式桩板结构变形及内力的重要外荷载,将震前、震后两静力时刻以及地震过程中 T_{cr} 时刻的主、副桩土压力绘于图6中。为方便对比,将传统方法的时程峰值土压力也一并在图中表示,图中“桩后”表示桩背侧,“桩前”表示临空面侧。由图可知:

(1) 以横梁为界,主桩上部及下部桩后土压力均近似呈现“三角形”分布,横梁以下5 m范围的桩

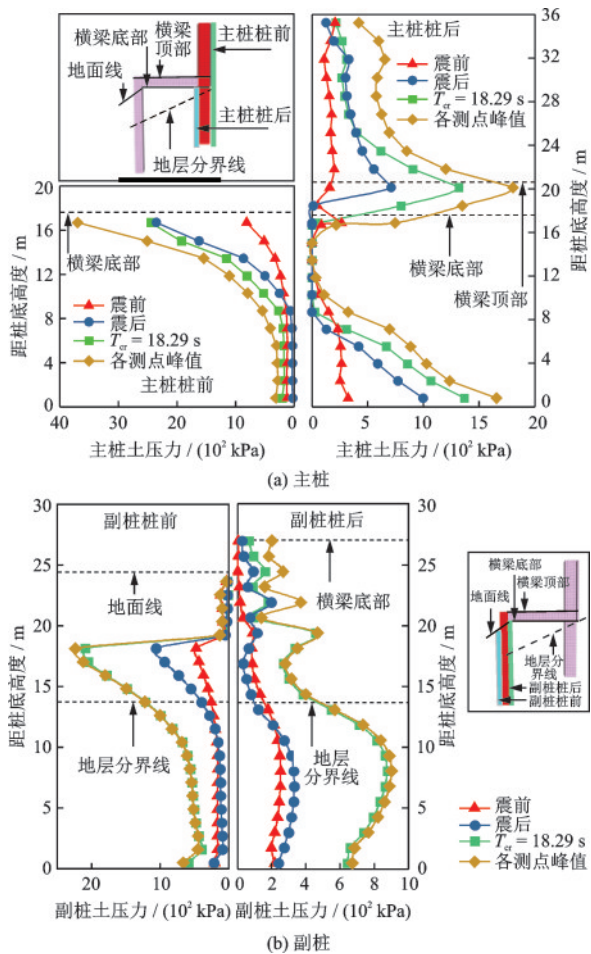


图6 土压力分布情况

Fig.6 Earth pressure distributions

后土压力接近于零,即桩土界面有脱空卸载现象。以 T_{cr} 时刻、距桩底高度横梁底部 1 m 处为例,主桩位移为 -65.16 mm,相应土体位移仅 -48.37 mm,桩体朝临空面位移大于土体,出现桩土分离。 T_{cr} 时刻主桩桩后土压力峰值为震前的 8.34 倍,震后土压力也有所增加,为震前的 4.49 倍。

(2) 副桩桩后土压力大致呈非线性单峰曲线分布,峰值位于地层分界线以下基岩内 4 m 附近,量值约为主桩桩后土压力峰值的 0.5 倍。地震过程中桩后土压力显著增大, T_{cr} 时刻副桩桩后土压力为震前的 3.23 倍,而震后土压力峰值略大于震前,约为震前的 1.31 倍。

(3) 主桩、副桩桩前土压力均呈现“上大下小”的凹形曲线分布,副桩桩前土压力在地面线下 5 m 范围内接近零值,这是由于副桩顶部桩前靠近边坡坡面,岩土体厚度较小,不能有效提供水平抗力所致,因此设计时应忽略该区域土体的抗力作用。对于主桩,由于主副桩之间土体能发挥一定的“锁口”

作用^[15],桩前土压力峰值点出现在近土体表面位置,对椅式桩板结构抗震有利。

(4) 按传统取各测点峰值土压力的方法,得到的土压力值虽与按位移状态确定的土压力分布形态基本一致,但取测点峰值土压力明显偏大,最大可达位移最不利时刻确定值的 1.51 倍,偏于保守。

2.5 结构内力

2.5.1 主桩

主桩桩身弯矩及剪力分布如图 7 所示。由图可知:

(1) 以横梁为界,主桩悬臂段弯矩呈现“上小下大”的非线性曲线分布,锚固段弯矩为单峰曲线分布,悬臂段底端弯矩在横梁高度范围内迅速减小,表明由于横梁的刚接作用,对主桩峰值弯矩进行了分担,横梁弯矩分担百分比约为 37%,改善了主桩桩身受力、限制了桩身挠曲转角进而减小了横梁以下一定范围内桩身的水平变形。

(2) 主桩剪力主要在横梁中线上下 3 m 范围内分布,为结构重要受力部位,横梁顶部剪力大于横梁底部,因此横梁将部分主桩推力传至副桩,经计算,传递百分比约为 16%。

(3) 地震动对主桩内力响应影响显著,悬臂段底端弯矩时程峰值为震前的 4.21 倍,剪力时程峰值为震前的 4.34 倍;此截面震后弯矩、剪力分别为震前的 2.12 倍与 1.86 倍,可见震后内力近似为峰值内力的 0.43~0.50 倍。

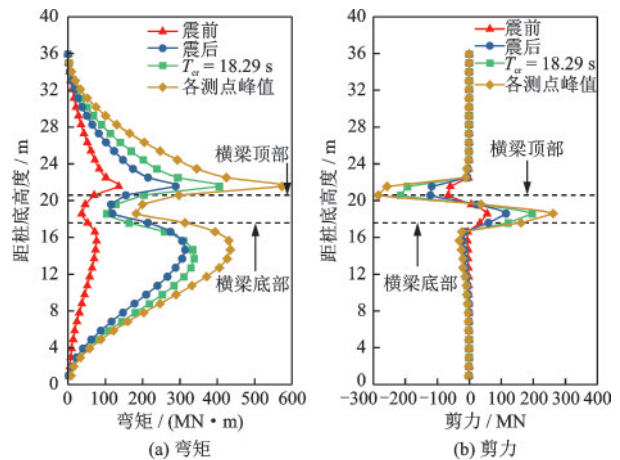


图7 主桩内力分布情况

Fig.7 Internal force distributions of the main pile

2.5.2 副桩

副桩桩身弯矩及剪力分布如图 8 所示。由图可知:

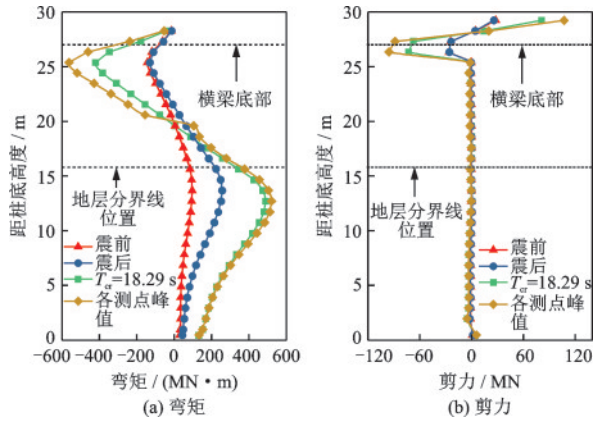


图8 副桩内力分布情况

Fig.8 Internal force distributions of the auxiliary pile

(1) 副桩桩顶主要承受横梁传递的弯矩及推力,桩身弯矩呈现S形分布,在横梁底部以下约5 m及地层分界线以下约3 m位置出现峰值,由于副桩桩底的基岩内埋置深度较大,近似为固定端约束,故地震过程中存在较大的弯矩,约为峰值弯矩的0.3倍。

(2) 与主桩剪力分布类似,副桩桩身剪力也主要分布在横梁中线上、下5 m范围内,桩身其余部位剪力较小。弯矩、剪力均于横梁附近出现峰值,该部位为结构重要受力部位。

(3) 副桩弯矩及时程峰值分别为震前的5.41倍和2.59倍;震后副桩弯矩为震前的3.63倍,震前与震后副桩剪力差异不大。

2.5.3 横梁

横梁的弯矩及剪力分布如图9所示。由图可知:

(1) 横梁弯矩呈线性分布且在与主、副桩交界附近出现正、负峰值,由于横梁底部土体的支撑、摩

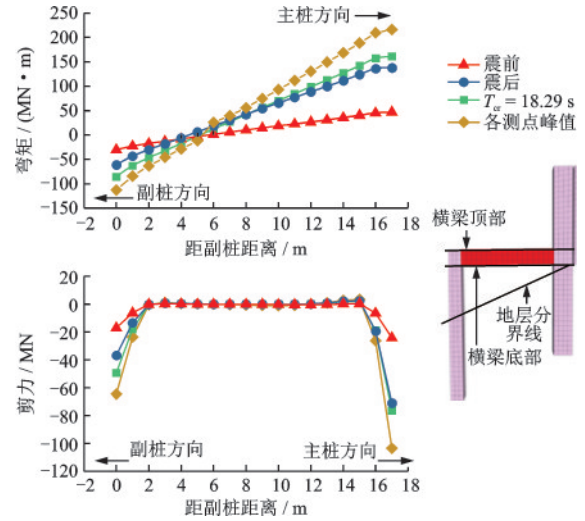


图9 横梁内力分布情况

Fig.9 Internal force distributions of the beam

擦作用,弯矩零点靠近副桩侧,故近主桩侧弯矩量值大于近副桩侧。横梁的剪力主要分布于近主、副桩侧2 m范围内,该范围横梁应考虑适当加固。

(2) 地震作用下,横梁内力显著增大,弯矩、剪力峰值分别为震前的4.61倍和4.27倍。

2.6 加速度峰值对结构内力及位移响应的影响

将RG波的加速度峰值调整为0.2g的8度烈度和0.6g的高烈度进行加载,比较同一地震波形、不同加速度峰值下的结构动力响应差异。结果表明,输入加速度峰值对结构动力响应影响显著,随着输入地震动峰值加速度的增大,土压力、桩身变位及结构内力也逐渐增大,但各物理量分布的曲线形式基本一致(如图5~9所示),位移峰值均出现在桩顶,内力峰值均出现在主、副桩与横梁的交界处附近,主、副桩及横梁的位移(转角)和内力峰值见表2。

表2 不同地震动峰值加速度下结构内力及位移响应峰值

Table 2 Internal forces and displacements of the structure under different peak accelerations of ground motions

物理量	弯矩 $M_{max}/(MN \cdot m)$			剪力 S_{max}/MN			位移 D_{max}/mm 或转角/ $^{\circ}$		
	0.2	0.45	0.6	0.2	0.45	0.6	0.2	0.45	0.6
主桩	308.85	545.78	668.48	142.83	261.58	266.28	132.20	306.91	436.96
副桩	274.79	521.13	592.21	60.73	98.99	107.28	42.06	110.11	108.70
横梁	224.87	259.85	374.43	70.96	103.50	69.25	0.03/0.24	0.30/0.57	0.17/0.88

2.7 结构抗震设计要点及措施建议

(1) 由图7、8和9中桩身及横梁各测点峰值连

线可知,各测点峰值连线分布与“最不利位移状态”基本一致,各测点峰值均大于“最不利位移状态”对应的结果,最大可达1.69倍,这说明各测点内力峰

值并不会同时达到,但从结构截面设计的角度,应保证截面峰值内力均小于截面设计值,故设计时采用相应截面时程峰值作为控制值更为合理。

(2) 主、副桩及横梁的弯矩、剪力均在桩梁连接处附近出现峰值,该部位为结构重要受力部位,建议在桩梁交界面梁身2 m及桩身5 m范围内进行增强加固并应保证桩梁刚接以有效传递弯矩、限制转角,达到协同受力、提高结构水平承载及抗变形能力的目的。

(3) 当副桩桩前土体较薄时,设计中应注意土体抗力有限,宜忽略相应深度范围的土体抗力作用;重视桩前土体的“锁口”作用对减小桩身位移,提高结构抗震性能有积极意义。

(4) 与主桩相比,副桩底部均存在较大的剪力及弯矩,而主桩底部剪力较小,弯矩接近于零,由此可认为副桩桩底约束条件近似于固定,而主桩桩底则近似于自由,与文献[7]研究结果一致,该边界条件可应用于结构力学方法的设计计算。

3 基于拟静力结果的动力响应简化计算方法

由于时程分析法建模复杂、计算耗时长,而静力计算方法相对简单,目前各工程行业支挡结构设计规范均按照拟静力法计算结构响应并引入相关系数以反映动、静力计算结果差异。这种方法的前提是动、静力计算结果各物理量响应分布存在一定相似性。因此,下文在验证拟静力方法与动力计算结果的相似性基础上,引入动力修正系数对拟静力结果进行校正,为椅式桩板结构地震设计方法提供参考。

考虑到结构地震动力响应与输入地震动特性联系紧密,为避免单一波形结果的偶然性,参考《铁路工程抗震设计规范》^[16]中的桥梁抗震验算方法,对多种典型地震波作用下结构动力响应规律进行综合归纳,采用最大拟合优度法确定动力修正系数,提出地震工况结构响应简化计算方法。

3.1 拟静力与动力计算结果对比

除RG波外,另增加三种常用地震波形开展动力时程分析,分别为川藏交通廊道通麦段地震安评人工波、美国EL-Centro地震波及日本阪神地震Kobe波,相应简称为TM波、EL波和KB波,如图10所

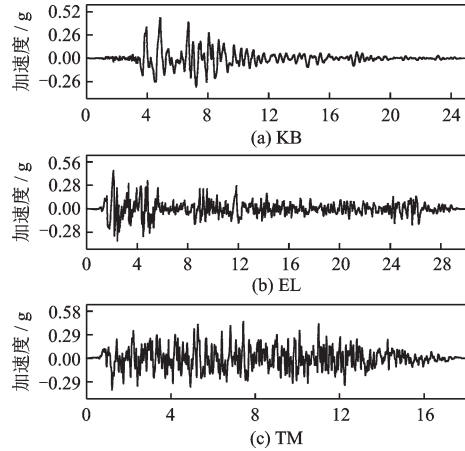


图10 输入加速度时程曲线(0.45g)

Fig.10 Comparison of the acceleration response spectrums (0.45g)

示。将各波形地震动峰值加速度调整为0.2g、0.45g和0.6g,考察不同波形及地震动量值下结构的动力响应规律。

对应地,开展0.2g、0.45g和0.6g地震加速度下的拟静力计算,即对模型整体施加临空面方向的恒定惯性力并暂不考虑加速度沿高程的放大效应,得出结构的拟静力响应。

将相同地震动量级下,各波形的结构内力时程峰值、最不利状态位移与拟静力法响应进行对比。0.45g峰值加速度下主、副桩弯矩对比结果如图11所示,其余响应类似,不再赘述。结果表明:①相同峰值加速度、不同地震波作用下,结构动力响应大小有所差异,其中,RG波响应量值最大,EL波响应最小;②拟静力法结果与不同地震动量级响应相比,结构内力时程峰值及最不利状态位移分布曲线

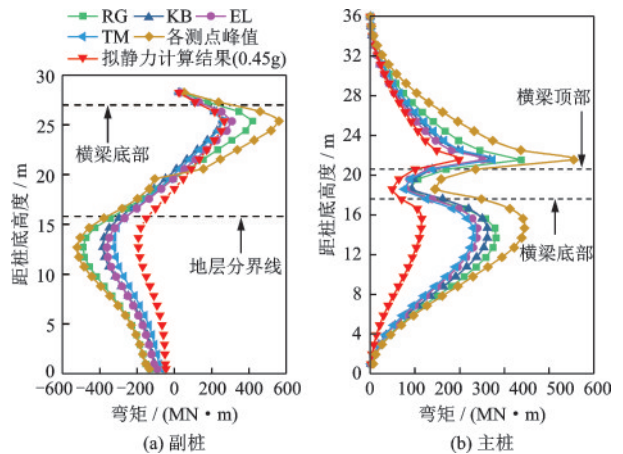


图11 不同地震波作用下结构的动力响应

Fig.11 Seismic response of the structure under different seismic waves

基本一致,幅值存在差异。因此,可针对不同地震动峰值加速度引入相应的动力修正系数,以修正后的拟静力结果近似反映结构动力响应情况。

3.2 内力修正系数及位移修正系数

动力修正系数是利用动力与拟静力计算结果的差异来确定,其贴切程度可用拟合优度 R^2 (Goodness of Fit)来反映,拟合优度体现了回归模型中自变量解释的变异程度占总变异程度的比例, R^2 越接近1,则拟合效果越好。设 y 为待拟合数据, f 为拟合函数,则拟合优度为

$$R^2 = \frac{SSR}{SST} = 1 - \frac{SSE}{SST} \quad (1)$$

式中, $SSR = \sum_i^n (f_i - \bar{y})^2$,为回归平方和; $SSE = \sum_i^n (y_i - \bar{y})^2$,为残差平方和; $SST = SSR + SSE$,为总平方和。

桩身弯矩 M 及剪力 S 反映结构内力大小及分布,桩身位移 D 反映结构变形情况。在结构设计中,容许内力及容许位移是结构安全承载的先决条件,因此分别引入结构内力修正系数 λ_f 和结构位移修正系数 λ_d 对拟静力计算结果进行修正,得到结构内力及位移的简化计算式:

$$\left. \begin{aligned} M_i(h) &= \lambda_f \times M'(h) \\ S_i(h) &= \lambda_f \times S'(h) \\ D_i(h) &= \lambda_d \times D'(h) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中, M, S, D 分别代表结构弯矩、剪力及位移,上标“'”表示拟静力计算结果,下标“ i ”表示修正后的拟静力计算结果。

3.3 修正系数最大拟合优度计算流程

以弯矩 M 为例,记动力计算和拟静力计算所得的各测点峰值弯矩分别为 $M(h), M'(h)$,令 $\lambda_{fm}^i = (1 + i \times \Delta\lambda)$,其中 i 为循环次数, $\Delta\lambda$ 为修正系数迭代步长,则第 i 次迭代后拟合优度为

$$R_{fm}^2(i) = R^2\{(1 + i \times \Delta\lambda)M'(h), M(h)\} \quad (3)$$

令 $i = 0, 1, \dots$.对拟静力计算结果按式(3)进行迭代修正,利用式(4)进行检验,直至拟合优度取得最大值,即

$$\begin{cases} R_{fm}^2(i) > R_{fm}^2(i-1) \\ R_{fm}^2(i) > R_{fm}^2(i+1) \end{cases} \quad (4)$$

则可得最大拟合优度 $R_{fm_1}^2 = R_{fm_1}^2(i)$ 下的修正

系数 $\lambda_m = \lambda_{fm}^i$ 。同理可得到剪力修正系数 λ_s 、位移修正系数 λ_d 。取弯矩、剪力修正系数中较大值作为内力修正系数,即

$$\lambda_f = \max(\lambda_{fm}, \lambda_{fs}) \quad (5)$$

3.4 修正系数计算结果

由前文分析可知,主、副桩悬臂段及锚固段内力分布差异较大,因此有必要将主、副桩悬臂段及锚固段内力进行分段修正。根据拟静力结果,分别以最大响应内力时程峰值作为修正目标值、最不利时刻桩身位移作为位移修正目标值,计算得到主、副桩弯矩、剪力和位移的最大拟合优度及其对应的修正系数,见表3和表4。可以看出,最大拟合优度均大于0.913,平均为0.975,说明修正后的拟静力与动力计算结果的相关性很好,能较准确地反映结构动力响应情况。

为应用方便,可将同一地震动峰值加速度下主、副桩悬臂段和锚固段内力修正系数合并,取较大值,最终确定不同地震峰值加速度对应的动力修正系数,见表5。经检验,修正后的拟静力计算值均能较好地反映动力计算结果。以0.45g动峰值加速度下主桩弯矩及位移为例(图12),修正后的拟静力

表3 内力修正系数计算结果

Table 3 Calculation results of internal force correction coefficients

地震动峰值加速度	结构位置	弯矩 M		剪力 S		内力修正系数 λ_f	
		修正系数 λ_{fm}	拟合优度 R_{fm}^2	修正系数 λ_{fs}	拟合优度 R_{fs}^2		
0.2g	悬臂段	主桩	1.647	0.997	1.743	0.999	1.743
		副桩	1.154	0.992	1.170	0.999	1.170
	锚固段	主桩	2.105	0.984	1.768	0.999	2.105
		副桩	1.503	0.913	1.234	0.923	1.503
	横梁	2.253	0.994	1.592	0.999	2.253	
	0.45g	悬臂段	主桩	2.209	0.992	2.426	0.999
副桩			2.036	0.987	2.183	0.999	2.183
锚固段		主桩	3.076	0.994	2.373	0.999	3.076
		副桩	2.818	0.935	2.419	0.937	2.818
横梁		2.340	0.998	2.419	0.992	2.413	
0.6g		悬臂段	主桩	2.429	0.995	3.016	0.998
	副桩		1.596	0.958	1.789	0.998	1.789
	锚固段	主桩	4.239	0.975	2.045	0.990	4.239
		副桩	2.803	0.949	2.945	0.828	2.945
	横梁	2.050	0.994	3.137	0.920	3.137	

表4 位移修正系数计算结果

Table 4 Calculation results of displacement correction coefficients

地震动峰值 加速度	0.2g		0.45g		0.6g	
	主桩	副桩	主桩	副桩	主桩	副桩
修正系 数 λ_d	1.441	1.350	2.235	1.997	2.568	1.410
拟合优 度 R_d^2	0.992	0.992	0.996	0.969 8	0.997	0.921 9

表5 动力修正系数建议值

Table 5 Recommended pseudo-static correction factor

峰值加速度	0.2g	0.45g	0.6g	
内力修正系数 λ_f	悬臂段	1.80	2.50	3.10
	锚固段	2.20	3.10	4.30
	横梁	2.30	2.50	3.20
位移修正系数 λ_d	1.50	2.30	2.60	

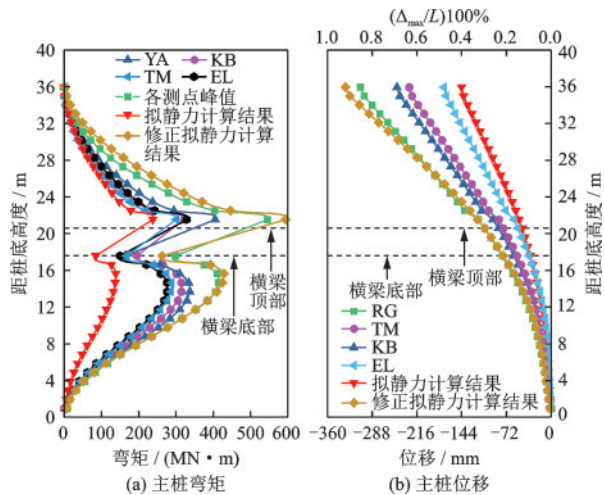


图12 修正前后拟静力计算与动力计算结果对比

Fig.12 Comparison of the results of pseudo-static and dynamic calculation before and after correction

与动力计算结果曲线吻合较好。

4 结 论

以拟建川藏铁路某边坡椅式桩板结构工点为背景,建立三维有限差分数值计算模型并开展了地震动力响应分析,探讨了静、动力响应特性及最不利状态物理量取值方法,分析了结构传力机制与重要受力部位,研究了内力及位移响应简化计算方法,得出以下结论:

(1) 地震波形及加速度峰值对椅式桩板结构桩身土压力、结构内力与位移量值影响显著,而响应分布曲线形态基本一致,与拟静力分析响应分布也具有相似性,故可引入修正系数提出动力响应简化计算方法。

(2) 横梁将主桩部分推力传递至副桩,并利用梁、桩间的刚性连接分担主桩弯矩,发挥梁端对桩体的转角约束作用,限制主、副桩位移,实现桩梁协同受力,提高结构横向承载及抗变形能力。

(3) 对土压力和结构内力应分别按“位移最不利时刻”和时程峰值进行取值分析。主、副桩剪力及弯矩均在与横梁交界附近出现峰值,此处为结构的重要受力部位,应考虑加固截面并保证刚接有效。

(4) 利用最大拟合优度方法,确定了与地震峰值加速度量值对应的内力和位移修正系数取值。拟静力修正结果与动力响应值相关性较好,动力简化计算方法可为椅式桩板结构抗震设计提供参考。

参考文献:

[1] 白皓,杨智翔,梁栋,等. 横向荷载下椅式桩板墙模型试验研究[J]. 工业建筑, 2018, 48(9): 111-116, 175.
Bai H, Yang Zh X, Liang D, et al. Model test study of chair shaped sheet-pile retaining wall under horizontal load [J]. Industrial Construction, 2018, 48 (9) : 111-116, 175. (in Chinese)

[2] 白皓,王武斌,廖知勇,等. 软岩陡坡椅式桩支挡结构受力变形模型试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(增2): 221-228.
Bai H, Wang W B, Liao Zh Y, et al. Model test study of stress and deformation of chair-shaped sheet-pile retaining structure on soft-rock steep slope [J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36 (Sup 2) : 221-228. (in Chinese)

[3] 白皓,苏谦,胡国玺,等. 软岩边坡椅式桩板结构受力变形机理数值计算分析[J]. 铁道建筑, 2014(7): 95-98.
Bai H, Su Q, Hu G X, et al. Numerical calculation and analysis of stress and deformation mechanism of chair-shaped pile-board structure on soft rock slope [J]. Railway Engineering, 2014(7): 95-98. (in Chinese)

[4] 姚裕春,李安洪,苏谦. 陡坡椅式桩板结构受力模式及计算方法分析[J]. 铁道工程学报, 2016, 33(8): 71-76.
Yao Y Ch, Liu A H, Su Q. Analysis of force model and calculation method of chair-shaped sheet-pile structure

- constructed on steep slope[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2016, 33(8): 71-76. (in Chinese)
- [5] 姚裕春, 魏永幸, 李安洪. 椅式桩板结构变形破坏特征模型试验研究分析[J]. 高速铁路技术, 2019, 10(1): 6-10.
Yao Y Ch, Wei Y X, Li A H. Model test study on deformation and failure characteristics of chair-shaped pile-sheet structure [J]. High Speed Railway Technology, 2019, 10(1): 6-10. (in Chinese)
- [6] 张健. 椅式桩支挡结构离心模型试验研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2015.
Zhang J. Geotechnical centrifuge model test of chair-type-pile retaining structure [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2015. (in Chinese)
- [7] 陈俊生. 反H型双排桩支护结构受力特性与工程应用研究[D]. 贵州: 贵州大学, 2019.
Chen J Sh. Study on mechanical characteristics and engineering application of reverse H-type double row piles supporting structure [D]. Guizhou: Guizhou University, 2019. (in Chinese)
- [8] 郭露遥. H型抗滑桩内力分析及工程应用[D]. 成都: 成都理工大学, 2019.
Guo L Y. Internal force analysis and engineering application of H-type anti slide pile [D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2019. (in Chinese)
- [9] 胡会星. 斜坡地段板椅式新型支挡结构受力机理与设计计算[D]. 成都: 西南交通大学, 2013.
Hu H X. Study on mechanical behavior and design optimization of new board-chair retaining structure on the slope [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2013. (in Chinese)
- [10] 闵顺南, 徐凤鹤, 袁建国. 施溶溪2号滑坡整治中的椅式桩墙[J]. 路基工程, 1987(3): 34-42.
Min Sh N, Xu F H, Yuan J G. Chair pile wall in the treatment of shirongxi No.2 landslide [J]. Subgrade Engineering, 1987(3): 34-42. (in Chinese)
- [11] 闵顺南, 徐凤鹤. 椅式桩墙的研究[J]. 铁道学报, 1981(4): 64-74.
Min Sh N, Xu F H. Research on chair pile wall [J]. Journal of the China Railway Society, 1981(4): 64-74. (in Chinese)
- [12] 张礼财, 王顺豪, 刘思阳, 等. 斜坡段路基椅式桩板支挡结构力学特性分析[J]. 高速铁路技术, 2019, 10(1): 46-49.
Zhang L C, Wang Sh H, Liu S Y, et al. Analysis of mechanical characteristics of the chair-shaped pile-board structure in steep slope subgrade [J]. High Speed Railway Technology, 2019, 10(1): 46-49. (in Chinese)
- [13] 刘宝. 陡坡路基椅式桩板结构关键设计参数影响性分析[J]. 路基工程, 2016(3): 21-24, 35.
Liu B. Impact analysis of key design parameters of chair-shaped pile-board structure in steep slope subgrade [J]. Subgrade Engineering, 2016(3): 21-24, 35. (in Chinese)
- [14] Amorosi A, Boldini D, Elia G. Finite element procedures in engineering analysis [J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37: 515-528.
- [15] 曲宏略, 胡焕国, 张建经, 等. 地震动对锚索桩的响应特性研究[J]. 地震工程学报, 2015, 37(2): 317-323.
Qu H L, Hu H G, Zhang J J, et al. Dynamic response characteristics of anchor cable piles under ground motion [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, 37(2): 317-323. (in Chinese)
- [16] 铁路工程抗震设计规范: GB50111—2006(2009版) [S]. 北京: 中国计划出版社, 2009.
Code for seismic design of railway engineering: GB50111—2006 (2009 edition) [S]. Beijing: China Planning Press, 2009. (in Chinese)

(本文责编: 赵霞)