高烈度区多级锚固铁路路堑高边坡抗震设计研究

——以川青铁路为例

董 谦[1]，吴卓林[2]，易小宇[3]

（1. 四川蜀道铁路投资集团有限责任公司，成都 610041；2. 绵遂内铁路有限责任公司，绵阳 621000；
3. 成都理工大学环境与土木工程学院，成都 610059）

摘要： 边坡-锚索动力耦合机制尚不清晰，加之强震观测记录匮乏及相关研究不足，《铁路工程抗震设计规范GB 50111—2006》明确高烈度区（动峰值加速度＞0.40g）铁路工程构筑物抗震设计应做专门研究。在前人研究的基础上，以川青铁路为工程背景，建立多级锚固铁路路堑高边坡概化模型，基于FLAC3D平台，采用同时考虑抗剪与抗拉强度折减的完全动力分析法，结合正交试验设计，研究多因素耦合作用下边坡的抗强震稳定性。结果表明：极差与方差分析均表明，影响边坡抗震稳定性的主次因素顺序为锚索自由段长度（B）＞平台尺寸（A）≫锚固角度（C）；研究确定的最优抗震组合为平台尺寸4 m、锚索自由段长度30 m、锚索锚固角度25°；针对强震作用下几何形态复杂、支护-岩体相互作用显著的多级锚固路堑高边坡，抗震设计应优先重点优化锚索自由段长度和平台尺寸，以获得最佳的稳定性提升效果；锚固角度可在满足规范基本要求的前提下，作为相对次要的因素进行选择。

关键词： 高烈度区；多级平台；锚固路堑边坡；抗震设计

中图分类号： U412.33 **文献标志码：** A **文章编号：** 1671－1807(2026)02－0026－06

自5·12汶川地震后，诸多学者将汶川地震作为1∶1的天然试验场，开展了一系列边坡抗震优化设计研究，并取得了新的进展。叶帅华等[1-2]基于Geostudio中基于有限元的应力变形模拟（stress-deformation modeling with finite elements，SIGMA）建立了锚固多级边坡的数值模型，分析了地震作用下的边坡响应过程，得到了预应力锚杆的自由段轴力随地震持时变化幅度比锚固段大，印证了支护结构动力简化数值模型反映受力情况的准确性。言志信等[3]基于FLAC3D对岩质边坡锚固界面的剪应力作用进行了分析，揭示了锚固界面上的剪切作用机理及破坏机制，为边坡锚杆设计及施工提供了一定的参考。柏威伟等[4]基于FLAC3D研究地震作用下多级平台不同宽度对边坡的动力响应影响，发现边坡平台临空面对地震波的放大效应随着平台宽度增加而削弱。文钊等[5]通过开展数值试验，从岩质边坡固有振动特性和动力响应特征两个方面验证并评价前述建立起来的不同变形演化阶段、不同相似模型的相似关系。王沛宇等[6]研究地震作用下坡体不同损伤状态的加速度响应、抗滑桩结构内力变化以及桩身初始损伤对坡体动力响应的影响。刘兴雷等[7]利用采用数值模拟与灰色关联分析、正交试验设计相结合的方法，最终验证边坡预应力锚索桩板墙结构不同参数在地震工况下的稳定性。然而，《铁路工程抗震设计规范GB 50111—2006》[8]指出，对于抗震设防烈度大于Ⅸ度（或动峰值加速度＞0.40g，g为重力加速度）的高烈度区，鉴于缺乏强震观测记录及相关研究不足，其铁路工程构筑物的抗震设计需进行专门研究。

鉴于高地震烈度区不同因素对多级边坡稳定性的影响程度有所差异[9]，本文基于叶帅华等[1-2]，以川青铁路为例，建立了多级锚固铁路路堑高边坡概化模型，采用荆祥和苏磊[10]数值模拟与正交试验相结合的方式，探讨多因素耦合作用下多级锚固路堑高边坡的抗强震稳定性，以期为高烈度区铁路路堑边坡的抗震设计与优化提供参考。

1 评价方法及因素指标的确定

多级锚固边坡往往几何形状较为复杂且含支护结构，在地震作用下由于支护结构与边坡岩体之

收稿日期： 2025-06-04

作者简介： 董谦（1991—），男，四川沐川人，硕士，工程师，研究方向为隧道及边（滑）坡稳定性防治与评价工作；通信作者吴卓林（1994—），男，四川渠县人，硕士，工程师，研究方向为隧道及边坡稳定性评价；易小宇（1993—），男，湖北松滋人，博士，副教授，研究方向为极端气候工程地质与韧性减灾。

间的相互作用,多数因耦合作用下导致坡体的滑动性质难以确定。此时基于传统极限平衡的各种边坡稳定性评价方法往往不能面面俱到,因此,避免对滑动面的位置、形状和破坏模式上的人为假设所带来的不确定性,采用合适的边坡地震稳定性计算方法及抗震设计因素组合定量评价边坡动力稳定性显得尤为必要。如图 1 所示。



图 1　D2K203＋998～D2K204＋600 段路堑高边坡工程

1.1　边坡抗震稳定性计算方法的确定

郑颖人等[11]指出,仅折减抗剪强度参数的传统动力强度折减法,难以完全反映地震边坡(尤其是岩质边坡)的拉裂破坏机制,且与汶川地震中观测到的边坡破坏现象不符。为此,其创新性地提出完全动力分析法,该方法是对传统的动力强度折减法进行修正,主要表现在抗剪强度参数的折减基础上,还同时考虑了对抗拉强度参数的折减,更加符合地震作用下边坡破坏规律,计算原理如式(1)所示。通过分析潜在滑体上关键监测点的位移时程曲线,依据其随强度折减系数的变化趋势是否发生突变来判断边坡动力失稳状态,并据此确定边坡动力安全系数。

郑颖人等[12]将此法与现有的边坡稳定评价方法进行对比分析,并采用工程实例进行验证,证明了完全动力分析的可行性,尤其能直接评价边坡地震稳定性,且能充分反映地震边坡的动力效应。随后叶海林等[13]采用该方法评价锚索支护岩质边坡动力稳定性,并对边坡锚索抗震支护设计进行优化。

综上所述,本文采用基于 FLAC3D 强度折减的完全动力分析法,计算边坡在地震荷载作用下的安全系数。安全系数可通过边坡位移时程关系曲线在不同折减系数下是否发生突变来获取,以此作为边坡稳定性评价指标,计算公式为

$$\begin{cases} c' = \dfrac{c}{\omega} \\ \varphi' = \arctan\dfrac{\tan\varphi}{\omega} \\ (\sigma^t)' = \dfrac{\sigma^t}{\omega} \end{cases} \tag{1}$$

式中:c、φ、σ^t 分别为折减前岩土体内聚力、内摩擦角、抗拉强度;ω 为折减系数;c'、φ'、$(\sigma^t)'$分别为折减后岩土体内聚力、内摩擦角、抗拉强度。

1.2　抗震设计因素组合的确定

多级边坡在地震波作用下的动力响应极为复杂。锚索作为其主要支护形式,常与边坡平台联合进行抗震设计,但边坡岩土体与锚索结构之间的动力相互作用机制尚不明确。《铁路路基支挡结构设计规范 TB 10025—2019》[14]将锚索的间距及锚固段长度确定了一个明确的范围值,但是锚固角度及自由段的长度仅给出了一个不宜采用的最低要求值,此外多级边坡平台尺寸对边坡稳定性也存在不可忽视的影响。综上所述,地震作用下锚索最优自由段长度及锚固角度的理论推导极其困难,故本文基于正交试验思想并结合完全动力分析法,将边坡平台尺寸(A)、锚索自由段长度(B)及锚固角度(C)作为抗震设计因素组合,探讨上述三种因素耦合作用下多级锚固路堑边坡抗震设计效果。

2　基于正交试验建立边坡计算模型

2.1　正交试验方案

为系统研究多因素耦合作用下对路堑边坡稳定性所带来的影响,结合前文分析,本文拟定边坡平台尺寸(A)、锚索自由段长度(B)及锚固角度(C)为目标因素,同时将完全动力分析法计算的安全系数表征边坡稳定性评价指标,因影响因素众多,为简化数值试验过程,故采用正交试验设计进行研究。确定以下三因数水平以开展正交试验(表 1)。

平台尺寸水平选取:根据《铁路路基设计规范 TB10001—2016》[15]规定:台阶式边坡平台的宽度不宜小于 2 m。结合工程实际,故本次拟定平台尺寸因素水平为 2、3、4 m,平台均设 5 级。

锚索自由段长度水平选取:根据文献[14]和文献[15]及相关工程实际,故拟定锚索自由段长度水平为22、26、30 m,锚固段长度均为 10 m。

锚索锚固角度水平选取:根据文献[14]和文献[15]及结合工程实际,拟定锚索锚固角度水平为 20°、25°、30°。

本文为三因素(A、B、C)三水平的多指标问题。全面试验需进行 $3^3=27$ 次 FLAC3D 动力计算，耗时巨大。对于多指标问题，简单对比法难以有效处理因素间的交互作用[16]。为高效考察各因素影响并显著减少计算量，选用包含一项空列(用于估计误差)的 $L^9(3^4)$正交表 1。

表 1　因素水平

因素水平	平台尺寸(A)/m	锚索自由段长度(B)/m	锚固角度(C)/(°)
1	2	22	20
2	3	26	25
3	4	30	30

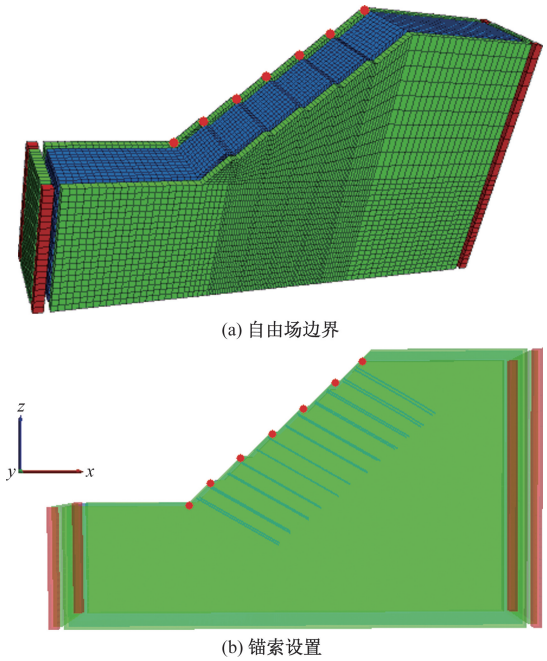
2.2　概化模型及边界条件

根据正交设计方案确定的平台尺寸(平台均设 5 级)、锚索自由段及锚固角度(表 1)，由于本次采用含有一项空列的 $L^9(3^4)$正交表，可建立 9 种锚固路堑高边坡概化模型。同时为削弱人为边界条件对模拟结果的影响，边坡坡脚以下取 1 个坡高长度，坡脚左右水平宽度取2～3 倍坡高长度[17]。

因此，建立了坡高 40 m、坡顶宽 90 m、边坡底部到线路中线宽 40 m、边坡左右底边界取至路面以下 40 m 的岩质边坡概化模型示意图(图 2)。在此基础上边坡锚索在 Z 方向(高程)上锚固位置按文献[14]和文献[15]及工程实际确定，Y 方向空间按文献[14]要求，岩质边坡每隔 1～3 m 设置一个锚索，故此拟定每隔 3 m 一个锚索。同时为模拟效果更符合实际，采用自由场及局部阻力作为边界条件[4]。综上所述，可建立多级锚固路堑边坡 FLAC3D 计算模型，如图 3 所示。

2.3　地震波及监测点确定

采用该高烈度区历史上的实测强震记录(动峰值加速度≥0.4g)进行解译，通过截取其中一段作为本次模拟的地震波，经 SeismoSignal 软件进行滤波处理和基线矫正的地震波(图 4)。此外，对坡面每级平台进行监测点布置(坡脚、坡腰、坡顶分别为监测点 1、2、3，如图 1 和图 2 所示)，以获取监测点的位移时程曲线。



(a) 自由场边界

(b) 锚索设置

图 3　多级锚固路堑边坡 FLAC3D 计算模型

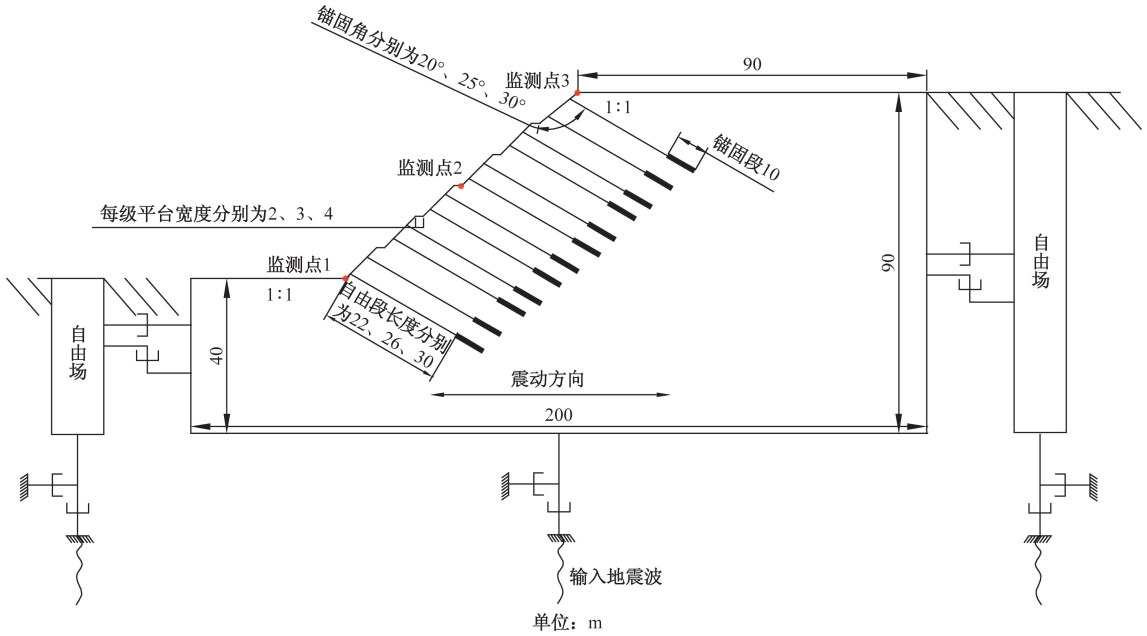


图 2　多级锚固路堑边坡概化模型示意图

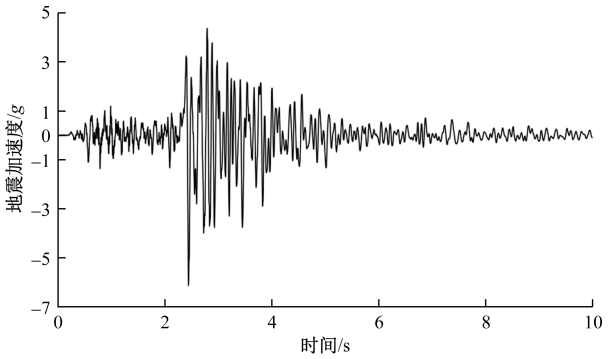


图 4　经修正后的实测强震加速度时程曲线

2.4　岩体、锚索及地震波参数

岩土体的工程力学性质较为复杂,在静、动荷载作用下所表现出的力学性质截然不同,因此本次研究岩体力学参数沿用文献[4]中的建议取值,如表 2 所示。因锚索独特性质,其加固作用就是为边坡提供局部阻力以减小岩石裂缝的位移,在 FLAC3D 软件中,锚索单元本身具有轴向强度,另通过沿锚索单元全长设置较大的砂浆黏结强度来模拟锚索对岩土体的抗剪切作用。模拟中采用锚索单元这种形式来模拟锚索,按照规范及相关工程实际,FLAC3D 中锚索的参数如表 3 所示。

表 2　岩体物理力学参数

动弹性模量/GPa	动泊松比	重度/(kN·m^{-3})	内聚力 C/kPa	内摩擦角 φ/(°)	抗拉强度/MPa
0.38	0.32	25	74.8	36.5	0.5

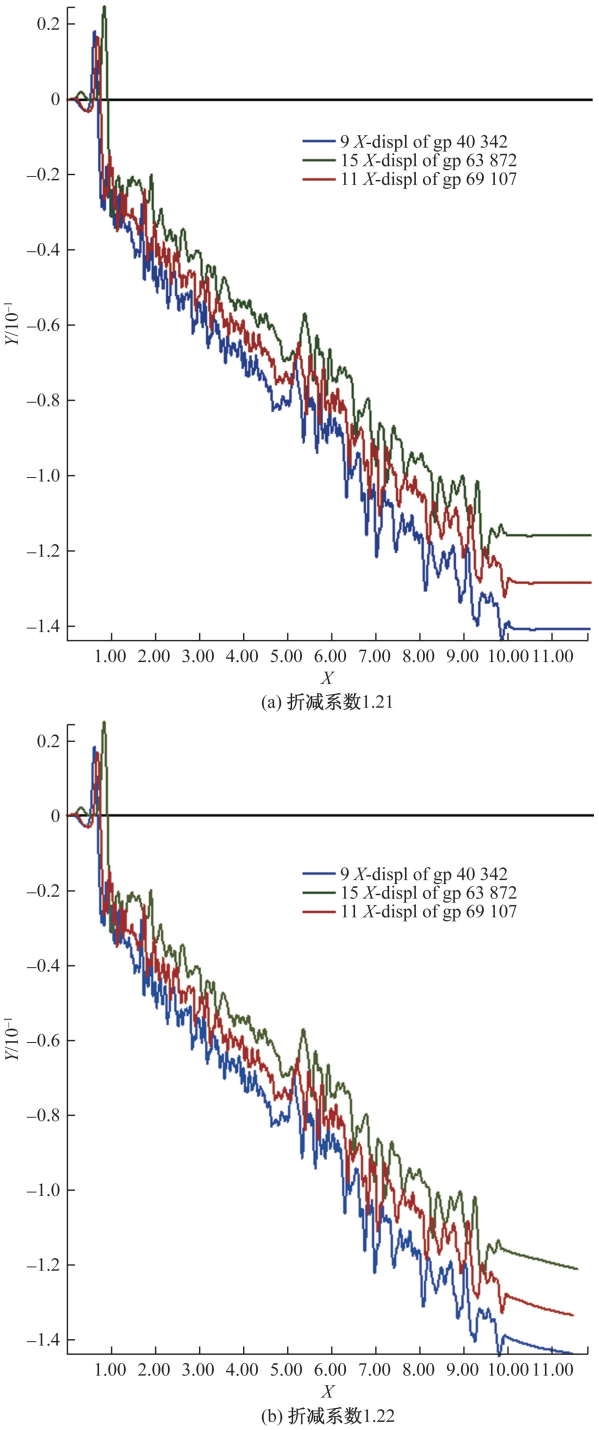
表 3　锚索参数

密度/(kg·m^{-3})	弹性模量/GPa	抗拉强度/kN	锚索截面面积/m^2
7 000	98.6	548	0.008 38
水泥浆黏结强度/kPa	水泥浆摩擦角/(°)	砂浆刚度/MPa	锚固体外圈周长/m
0.314	800	25	0.02

3　抗震影响因素分析

3.1　动力计算过程

基于 FLAC3D 强度折减的完全动力分析法,按照前文的确定正交设计方案(表 1),根据式(1)计算折减系数与位移关系曲线,通过观察位移变化情况来判断边坡是否动力破坏并获取地震作用下锚索支护边坡的安全系数。具体以试验号 1 为例,如图所示当折减系数 Fs=1.21 时,各监测点(坡脚、坡腰、坡顶)的水平位移时程曲线在地震结束后趋于稳定[图 5(a)],表明边坡整体稳定。当折减系数 Fs=1.22 时,监测点位移时程曲线在地震作用后持续发展[图 5(b)],表明边坡发生失稳破坏。其余 8 组试验均按照上述方法进行分析得出地震作用下的边坡安全系数。



(a) 折减系数1.21

(b) 折减系数1.22

图 5　监测点位移时程曲线

3.2　动力计算结果

按照正交试验设计,对 9 组路堑边坡 FLAC3D 数值模型进行依次计算,根据得到的在不同因素水平下边坡潜在位移监测点位移时程曲线,正交试验方案如表 4 所示。

正交结果分析如表 5 所示，表中 I_j、II_j、III_j 分别表示第 j 种因素第 1、2、3 水平，$\overline{\mathrm{I}}_j$、$\overline{\mathrm{II}}_j$、$\overline{\mathrm{III}}_j$ 为均值；R_j 是同一列的 $\overline{\mathrm{I}}_j$、$\overline{\mathrm{II}}_j$、$\overline{\mathrm{III}}_j$ 之中最大值与最小值的差，称为极差。

表 4　正交试验方案

试验号	因素水平				动力折减安全系数
	平台尺寸(A)/m	锚索自由长度(B)/m	锚索锚固角度(C)/(°)	空列(D)	
1	2	22	20	1	1.21
2	2	26	25	2	1.26
3	2	30	30	3	1.30
4	3	22	25	3	1.25
5	3	26	30	1	1.29
6	3	30	20	2	1.33
7	4	22	30	2	1.28
8	4	26	20	3	1.34
9	4	30	25	1	1.42

表 5　实验计算结果

水平状态	动力折减安全系数			
	平台尺寸(A)/m	锚索自由长度(B)/m	锚圆角度(C)/(°)	空列(D)
I_j	3.77	3.74	3.88	3.92
II_j	3.87	3.89	3.93	3.87
III_j	4.04	4.05	3.87	3.89
$\overline{\mathrm{I}}_j$	1.26	1.25	1.29	1.31
$\overline{\mathrm{II}}_j$	1.29	1.30	1.31	1.29
$\overline{\mathrm{III}}_j$	1.35	1.35	1.29	1.30
R_j	0.09	0.10	0.02	0.02

3.3　敏感性

3.3.1　极差

为更加直观了解各因素与安全系数之间的关系，把表 5 中 $\overline{\mathrm{I}}_j$、$\overline{\mathrm{II}}_j$、$\overline{\mathrm{III}}_j$ 的动力折减安全系数和相应因素水平进行整合。图 6 中反映平台尺寸(A)与锚索自由段长度(B)的数据点散布较大，即上述两种因素变动时，对动力折减安全系数的变动幅度影响较大；锚固角度(C)的数据点较为集中，即该因素变化时，对动力折减安全系数的变化幅度影响较小。因此，平台尺寸(A)、锚索自由段长度(B)为主要因素，锚固角度(C)为次要因素。以表 5 极差计算结果，将各因素的主次顺序进行排序，即锚索自由段长度(B)＞平台尺寸(A)≫锚固角度(C)。

3.3.2　方差

在试验中因试验因素改变或试验误差都将引起试验数据波动，为加以区分准确估计误差大小，对各因素进行精确的影响程度数量估计，利用方差分析法对计算结果进行分析。由表 6 方差分析结果可知，平台尺寸(A)、锚索自由段长度(B)为主要因素对动力折减安全系数的影响高度显著，是决定性因素；锚索锚固角度(C)影响不显著。因素主次顺序为锚索自由段长度(B)＞平台尺寸(A)≫锚固角度(C)。

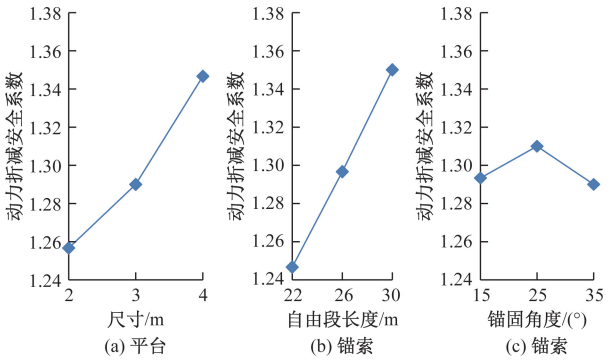


图 6　动力折减安全系数与各影响因素的关系

3.4　最优组合确定

对因素 A 平台尺寸、B 锚索自由段分析，确定最优水平为 A_3、B_3；因素 C 锚固角度的水平改变对试验结果几乎无影响，从工程经验及相关行业设计规范考虑，选 C_2。本次试验的最优水平组合为 $A_3B_3C_2$。即平台尺寸为 4 m、锚索自由段长度为 30 m、锚索锚固角度为 25°时，动力折减安全系数最大，抗震效果最好。

表 6　安全系数方差分析结果

方差来源	平方和	自由度	均方	F	显著性
A	0.012 4	2	0.006 2	$F0.05(2,4)=6.94$	**
B	0.016 1	2	0.008 0	$F0.01(2,4)=18.0$	**
C	0.000 7	2	0.000 4		[*]
D	0.000 5	2	0.000 2		[*]
误差 Δ	0.001 2	4	0.000 3		
总和	0.030 9	8			

注：** 表示因子高度显著；* 表示因子显著；[*] 表示因子不显著。

4　结论

本文以三种因素水平耦合作用下，完全动力分析法计算所得安全系数作为边坡地震稳定性评价指标，开展 9 组正交试验算例的强度折减动力计算，得到了安全系数并进行敏感性分析，结论如下。

(1)方法创新与应用效果：成功构建了融合复杂几何形态、多级锚固支护、岩土体拉-剪复合强度折减及强震动力输入的精细化数值模型。应用完全动力分析法克服了传统方法难以准确捕捉地震下边坡(尤其岩质边坡)拉裂破坏的局限。正交试验设计高效地量化了多因素耦合效应，将 27 次全面试验缩减为 9 次，大幅提升研究效率。

(2)因素敏感性：极差分析与方差分析结果高

度一致,明确揭示了影响边坡抗震稳定性(动力折减安全系数)的主次因素顺序为:锚索自由段长度(B)>平台尺寸(A)≫锚固角度(C)。自由段长度和平台尺寸是控制抗震稳定性的关键设计参数。

(3)最优参数组合:确定了高烈度区多级锚固路堑高边坡的最优抗震设计参数组合:平台宽度为4 m、锚索自由段长度为30 m、锚索锚固角度25°。该组合下边坡动力安全系数最高(1.42),抗震性能最优。

(4)设计建议:针对强震作用下几何形态复杂、支护-岩体相互作用显著的多级锚固路堑高边坡,抗震设计应优先重点优化锚索自由段长度和平台尺寸,以获得最佳的稳定性提升效果;锚固角度可在满足规范基本要求的前提下,作为相对次要的因素进行选择。

参考文献

[1] 叶帅华,时轶磊,龚晓南,等. 框架预应力锚杆加固多级高边坡地震响应数值分析[J]. 岩土工程学报,2018,40(S1):153-158.

[2] 叶帅华,冯文刚,李京榜,等. 框架锚杆支护结构动力模型建立及响应分析[J]. 兰州理工大学学报,2024,50(1):117-122.

[3] 言志信,屈文瑞,龙哲,等. 地震作用下锚固参数对岩体边坡锚固界面剪应力分布影响分析[J]. 岩土工程学报,2018,40(11):2110-2119.

[4] 柏威伟,石 磊,吴福宝,等. 地震作用下多级平台路堑边坡的动力响应研究[J]. 水力发电,2020,49(9):63-68.

[5] 文钊,刘汉香,王铭萱,等. 考虑变形演化阶段的岩质边坡1g振动台试验相似关系推导[J]. 科学技术与工程,2025,25(1):309-320.

[6] 王沛宇,吕润田,缪杰蔚,等. 强震区抗滑桩加固碎石土边坡动力响应特征与桩身损伤识别:以川青铁路九寨沟双线大桥附近工点为例[J]. 科学技术与工程,2024,24(25):10910-10920.

[7] 刘兴雷,吴顺川,韩龙强,等. 高速公路边坡预应力锚索桩板墙结构参数优化与受力特征分析[J]. 科学技术与工程,2024,24(15):6439-6447.

[8] 中华人民共和国铁道部. 铁路工程抗震设计规范 GB 50111—2006[S]. 北京:中国计划出版社,2009.

[9] 文畅平. 多级锚固高边坡临界高度影响因素敏感性分析[J]. 中国公路学报,2014,27(2):35-44.

[10] 荆祥,苏磊. 地震区多级边坡稳定性影响因素敏感性分析[J]. 低温建筑技术,2024,9(17):73-76.

[11] 郑颖人,叶海林,黄润秋. 地震边坡破坏机制及其破裂面的分析探讨[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(8):1714-1723.

[12] 郑颖人,叶海林,黄润秋,等. 边坡地震稳定性分析探讨[J]. 地震工程与工程振动,2010,30(2):173-180.

[13] 叶海林,黄润秋,郑颖人,等. 岩质边坡锚索支护参数地震敏感性分析[J]. 岩土工程学报,2010,32(9):1374-1379.

[14] 国家铁路局. 铁路路基支档结构设计规范 TB 10025—2019[S]. 北京:中国铁道出版社有限公司,2019.

[15] 国家铁路局. 铁路路基设计规范 TB10001—2016[S]. 北京:中国铁道出版社,2017.

[16] 廖军,董谦,钱小龙,等. 基于UDEC的高位滑坡运动参数影响因素研究[J]. 科学技术与工程,2018,18(34):29-36.

[17] 李志堂. 岩质边坡岩体结构动力响应数值模拟研究[D]. 长沙:中南大学,2012.

Research on Seismic Design of High Slopes of Railway Cuttings with Multi-stage Anchorage in High-intensity Areas: Taking Chuanqing Railway as an Example

DONG Qian[1], WU Zhuolin[2], YI Xiaoyu[3]

(1. Sichuan Shudao Railway Investment Group Co. Ltd., Chengdu 610041, China;
2. Mian-Sui-Nei Railway Co. Ltd., Mianyang 621000, China;
3. School of Environment and Civil Engineering, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China)

Abstract: The dynamic coupling mechanism of slope and anchor cable is not clear, coupled with the lack of strong earthquake observation records and insufficient related research, the *Code for Seismic Design of Railway Engineering* GB 50111—2006 clarifies the seismic design of railway engineering structures should be specially studied in the high intensity area (dynamic peak acceleration>0.40g). Based on the FLAC3D platform, the complete dynamic analysis method considering both shear and tensile strength reduction was used to study the strong seismic stability of the lower slope under the multi-factor coupling effect. The results show that both the range difference and the analysis of variance show that the order of the primary and secondary factors affecting the seismic stability of the slope is the length of the free section of the anchor cable (B) >the size of the platform (A) ≫ the anchor angle (C). The optimal seismic combination determined in this study is the platform size of 4 m, the length of the free section of the anchor cable is 30 m, and the anchoring angle of the anchor cable is 25°. For the high slope of the multi-level anchor trench with complex geometry and significant support-rock mass interaction under strong earthquakes, the seismic design should give priority to optimizing the length of the free section of the anchor cable and the size of the platform to obtain the best stability improvement effect. The anchorage angle can be selected as a relatively minor factor under the premise of meeting the basic requirements of the specification.

Keywords: high-intensity seismic zone; multi-stage anchorage; cutting slope; seismic stability; orthogonal experiment