

文章编号: 1674—8247(2022)04—0099—05
DOI:10.12098/j.issn.1674-8247.2022.04.016

雅万高速铁路泥页岩路堑边坡工程对策研究

崔维孝

(中国铁路设计集团有限公司, 天津 300308)

摘 要:雅万高速铁路沿线泥页岩具有强度低、膨胀性强的特点,在降雨及干湿循环作用下极易发生顺层破坏。本文研究提出了经验参数化设计方法,并结合当地研究成果及施工过程中出现的边坡失稳案例,修正了不同风化程度的泥页岩及其软弱夹层的强度设计参数。在工程对策研究方面提出了坡体加固结合坡面覆盖的工程解决方案及设计计算方法。研究成果可用于强度较低或遇水强度显著降低的岩土边坡工程。

关键词:边坡; 经验参数化; 坡体加强; 复合强度

中图分类号:U213.1+3 **文献标志码:**A

Study on Engineering Countermeasures for Shale Cutting Slope of Jakarta-Bandung High-speed Railway

CUI Weixiao

(China Railway Design Corporation, Tianjin 300308, China)

Abstract: The shale along Jakarta-Bandung High-speed Railway, due to low strength and strong expansibility, is prone to bedding failure under the effect of rainfall and wetting-drying cycle. In this paper, an empirical parametric design method is proposed. Based on local research achievements, in combination with the slope instability cases existing during construction, the author corrected the strength design parameters of shales weathered differently and their weak intercalated layers. In terms of the study on engineering countermeasures, the author puts forward the “slope reinforcement + slope covering” engineering solution and design calculation method. This achievement can be applied in rock-soil slope projects the strength of which is low or significantly reduced in case of rainfall.

Key words: slope; empirical parameterization; slope reinforcement; composite strength

雅万高速铁路沿线具有泥页岩工程特性的地层构造主要包括 Subang 地层构造(Tms/Msc)和 Jatiluhur 地层构造(Tmj/Mdm)^[1]。由于沿线泥页岩具有低强度和强膨胀特性,给雅万高速铁路建设带来了边坡稳定控制和基床变形控制两大突出技术难题,本文将结合雅万高速铁路建设,对泥页岩路堑边坡工程对策开展研究。

1 勘察试验情况

根据岩石薄片鉴定,泥页岩主要由岩屑、晶屑、玻屑和火山灰组成,部分为硅藻和黏土质,矿物成分主要为隐晶~微晶黏土矿物,占比达 90% 以上,其次含有石英、长石、方解石等。受海洋沉积环境影响,泥页岩中含有少量氯盐。

收稿日期:2022-05-18

作者简介:崔维孝(1969-),男,教授级高级工程师。

基金项目:国家重点研发计划项目(2018YFE0207100)

引文格式:崔维孝. 雅万高速铁路泥页岩路堑边坡工程对策研究[J]. 高速铁路技术,2022,13(4):99-103.

CUI Weixiao. Study on Engineering Countermeasures for Shale Cutting Slope of Jakarta-Bandung High-speed Railway[J]. High Speed Railway Technology, 2022, 13(4):99-103.

右侧泥页岩边坡倾向线路,视倾角 $16^{\circ} \sim 30^{\circ}$,节理裂隙发育。

根据沿线不同时代泥页岩全风化层土工试验统计结果,内摩擦角为 $17.9^{\circ} \sim 20.9^{\circ}$,粘聚力为 $47.6 \sim 71$ kPa。泥页岩残余剪切强度内摩擦角为 $6.7^{\circ} \sim 17.3^{\circ}$,平均值为 11.34° ;黏聚力为 $1 \sim 3$ kPa,平均值为 2 kPa。

2 设计参数

原土样土工试验结果表征了全风化泥页岩在天然状态下的强度参数,残余剪切试验结果则表征了泥页岩在外界环境作用下强度衰减可能达到的强度。

膨胀岩土的设计强度参数的确定是永恒的技术难题,甚至有内摩擦角取室内试验值的 $1/7$,黏聚力取室内试验值的 $1/14$ 的建议^[2]。本次研究尝试了经验参数化、借鉴当地研究成果及基于失稳边坡反算的方法。

2.1 经验参数化

在雅万高速铁路路基设计过程中采用了经验参数化设计方法,即将根据经验判定为稳定的边坡按临界稳定安全系数进行反算,确定边坡强度设计参数。

以文献[3]为例,对边坡高度不超过 10 m的膨胀岩土边坡坡率及平台设置提出了建议值,如表1所示。

表1 膨胀土(岩)路堑边坡坡率和平台宽度表

边坡 高度 /m	边坡坡率			边坡平台宽度/m		
	边坡膨胀土(岩)性质					
	弱	中	强	弱	中	强
<6	1:1.5	1:1.5~1:1.75	1:1.75~1:2.0	可不设		
6~10	1:1.75	1:1.75~1:2.0	1:2.0~1:2.5	≥2.0	≥3.0	≥3.0

鉴于相关规范对于边坡稳定性的规定并不完全一致,本次研究边坡最小稳定安全系数按一般工况 $1.35^{[4]}$ 、地震工况 $1.15^{[5]}$,临时工况 $1.10^{[6]}$ 进行计算分析。重点在于探讨参数确定方法及对策,并假定了表1的边坡坡率及平台宽度在最大边坡高度时临界满足一般工况稳定安全系数要求,在岩土强度参数反算时,按稳定安全系数不大于控制值取值。

按一级边坡高度 6 m,二级边坡高度 4 m,边坡坡率 $1:1.75$ 、 $1:2$ 、 $1:2.5$,边坡平台宽度 2 m、 3 m、 3 m,稳定安全系数不小于 1.35 、边坡土体重度 20 kN/m³,对弱、中、强膨胀性岩土分别采用简化Bishop法按圆弧滑动破坏模式进行了设计参数反算,据此确定了路堑边坡设计采用的强度参数,如表2所示。

2.2 当地研究机构的建议

2017年,当地研究机构提供的文献中有来自Gartung(1986)的建议,如图1所示。

表2 经验参数化方法确定的设计参数表

边坡膨胀性	$\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	稳定安全系数 K
弱	20	15	15	1.349
中	20	12	14.5	1.337
强	20	9	13.5	1.320

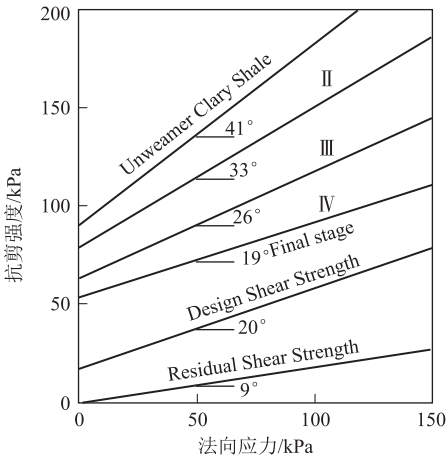


图1 Gartung (1986) 建议的泥页岩抗剪强度图

2019年,当地科研人员对于图1的设计抗剪强度进行了修正,建议粘聚力 c 取 $7 \sim 25$ kPa,内摩擦角 φ 取 $13^{\circ} \sim 16^{\circ}$ 。

2.3 参数反算

尽管在路堑边坡设计时,结合泥页岩水敏感性强的特点提出了开挖后及时防护的要求,雅万高速铁路路堑边坡开挖成形后,在裸露状态下还是普遍经历了 $1 \sim 2$ 个雨季及干湿循环的作用。泥页岩开挖暴露经历雨季和旱季的干湿循环过程就是岩土强度参数从天然强度向残余剪切强度衰减演化的过程,尤其对于大气剧烈影响深度范围内的岩土体而言,其演化的程度更为显著,局部表层黏土和泥岩全风化层,在降雨浸泡作用下甚至呈流塑状态。因此雅万高速铁路沿线泥页岩路堑边坡在建设过程中出现了多处滑塌,滑塌主要发生于右侧路堑边坡,说明泥页岩边坡在降水作用下沿结构面的强度衰减更加显著。同时局部低洼易积水位置坡体往往受大气降水及干湿循环的影响更大,其土体力学参数更易接近残余剪切试验结果,因而失稳问题多发。

本次研究对于右侧路堑边坡发生滑塌的DK 52 + 463、DK 53 + 177、DK 54 + 830、DK 59 + 400等4个断面(如表3所示)按统一的土体强度参数进行了抗剪强度反算,由于滑塌发生时,边坡土体强度的衰减程度可能不一致,因此本次反算各断面稳定安全系数按不

大于1控制,但不强求一致。

表3 计算断面情况表

检算断面	视倾角 /(°)	右侧路堑边坡主要设计参数
DK 52 + 463	17	边坡高度 3.8 m,设计边坡坡率 1:2.5
DK 53 + 177	17	坡脚设排桩墙,墙顶以上边坡高度 14.5 m,3 级边坡,高度分别为 6 m、6 m、4.5 m,边坡坡率分别为 1:3、1:3、1:2.5,边坡平台宽度均为 3 m
DK 54 + 830	16	边坡高度 6 m,设计边坡坡率 1:2.0
DK 59 + 400	16	边坡高度 6 m,设计边坡坡率 1:2.75

结合4个断面破坏特征、土工试验结果及对于泥页岩相关强度参数的认识,采用 Bishop 简化计算方法按顺层滑动与切层圆弧组合滑面进行试算,确定的计算参数如表4所示。

表4 反算设计参数表

土名	$\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	c/kPa	$\varphi/(\text{°})$
黏土及全风化泥页岩	20	9	13
强风化泥页岩	22	25	16
软弱夹层	20	3	10

采用上述参数计算,DK 52 + 463、DK 53 + 177、DK 54 + 830、DK 59 + 400 断面的稳定安全系数分别为 0.917、0.999、0.844、0.914。

一般来说,泥页岩全风化层由于比较接近地表,受大气环境的影响较为显著,对降雨和干湿循环相对敏感,因此抗剪强度较低。而强风化层受大气环境影响相对较小,其天然强度保持较好,相对而言,表4中强风化泥页岩的抗剪强度取值更加保守。

3 工程对策研究

按残余剪切强度指标进行设计,工程措施的可靠性必然可以显著提高,但经济性较差。采用保护和利用岩土天然强度的方法,可提高经济性;适当考虑外部环境变化对岩土参数的影响对保证工程措施的可靠性是必要的。

一般而言,边坡土体抗剪强度较低需较缓的边坡坡率才能保证稳定性,而缓边坡可能会增加降雨径流在坡面的滞留时间使渗透进入坡体的水量增大从而降低坡体强度。在坡面设置隔水防渗层可减小大气影响深度、缓解大气环境变化对坡体稳定性的影响,如果隔水防渗层具有一定强度和厚度,还会对坡体失稳具有约束作用。同时,对坡体进行局部置换,可以提高坡体复合强度,稳定坡率变陡,减少占地、挖方及弃土外运。围绕这个思路,本次研究提出了对于低强度坡体的工程解决方案,如图2所示。该方案主要包括坡体置换

加强与坡面置换加强两部分。坡体置换加强可采用埋入式预加固桩^[7],其设计计算通常采用基于土压力或滑坡推力的方法,但在本方案中,坡体置换加强主要用于提高坡体整体强度,在边坡稳定分析时,可采用条分法,其中加固体所在土条(如图3所示)的抗剪强度可采用加固体与土体的复合强度,采用式(1)进行计算。

$$\tau_{sp} = \frac{0.25\pi D^2 \tau_p + (SD - 0.25\pi D^2) \tau_s}{SD} \tag{1}$$

式中: τ_{sp} ——置换体与坡体复合抗剪强度(kPa),坡体参数变化时可分段计算;

- D ——置换体直径(m);
- S ——置换体间距(m);
- τ_p ——置换体抗剪强度(kPa);
- τ_s ——计算位置坡体岩土层抗剪强度(kPa)。

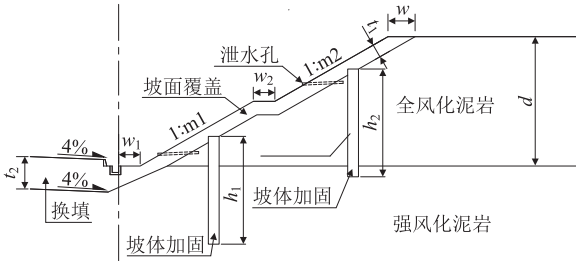


图2 低强度坡体边坡置换加强方案图

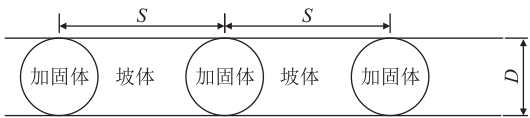


图3 置换体土条示意图

坡面置换又称重力罩面^[8]、“压重”^[9],坡面置换材料首先应满足强度高及水稳性好的要求。当坡体富水时尚需具有一定的渗透能力以避免阻水;当坡体干燥时应具抗渗透性能力以减少降雨时雨水下渗,减小大气影响深度,保护坡体天然强度。强度高可提高坡体稳定性,起到类似于重力式挡土墙的作用。水稳性的要求是基于覆盖体位于坡体表面,受降雨及干湿循环影响比较显著,只有具有较好的水稳性才能保证长期强度。为避免置换层影响坡体内部排水,一般应设置泄水孔。为保证可靠性,在坡体稳定分析时宜取置换体饱和状态下的强度参数。

该方案的设计计算步骤如下:

(1)确定最上一级边坡坡率。一般可采用开挖至边坡分级高度的一半满足临时工况边坡稳定安全系数的最陡坡率。最上一级边坡高度较小时,可按一次开挖完成满足临时工况安全系数确定边坡坡率。

(2)最上一级边坡坡体置换加强设计。按具备最上一级坡面置换体施工条件的边坡高度满足临时边坡稳定要求进行坡体置换设计。最上一级边坡高度较小时,可不对坡体进行置换加强。

(3)最上一级边坡坡面置换设计。按一级边坡满足一般工况下及地震工况的稳定安全系数进行边坡置换层厚度检算。边坡置换层最小厚度一般应满足碾压施工对填筑体宽度的要求,当计算确定的置换层厚度较大时,可通过调整边坡坡率、坡体加固强度、深度及加固位置等进行调整。

(4)重复上述步骤依次进行下级边坡设计,必要时可根据整体稳定检算情况调整边坡平台宽度及上级边坡设计参数。

需要强调的是,该方案在施工时必须严格按照设计确定的边界条件分步骤进行开挖、坡体置换加强及边坡置换层的施工。上一级边坡置换层施工完成后方可进行下一级边坡的施工,并严格遵循开挖至坡体置换加强体顶面高程时进行坡体置换加强体施工的原则;置换体强度满足要求后进行该级边坡下半部分开挖;具备该级边坡置换层施工条件时应及时施做置换层。

4 方案比较

以高速铁路无砟轨道强膨胀泥岩顺层侧路堑边坡为研究对象,视倾角 15°,每 1m 厚度存在 0.1 m 厚软弱夹层,全风化层厚度 12 m,其下为强风化层,采用表 4 的岩土参数;地震动峰值加速度为 0.25 g;设计采用“路堤式”路堑结构,路堤高 0.6 m,为控制基床膨胀变形,基床厚 2.7 m 范围内采取换填措施;边坡分级高度 6 m,各级边坡之间设置边坡平台。稳定分析采用简化 Bishop 法,按顺层直线与切层圆弧的复合滑面进行计算。分别按边坡高度 6 m、12 m 及 18 m 将研究提出的解决方案(方案 I)与常规设计通常采用的坡脚支挡与稳定坡率结合的设计方案(方案 II)及按稳定坡率设计方案(方案 III)进行对比分析。工程数量计算时统一以侧沟平台线路侧(如图 2 的点划线)为基准,用地计算至堑顶以外 5 m,坡面防护面积计列边坡

及平台。投资估算采用的指标如表 5 所示。

表 5 投资估算指标表

工程项目	挖土 /(元/m ³)	坡面置换层 /(元/m ³)	1 m 直径灌注 /(元/m)	坡面防护 /(元/m ²)	用地 /(万元/亩)
估算指标	30	100	1500	200	10

4.1 方案 I

坡体置换加强采用直径为 1 m 的钻孔灌注桩,坡面置换根据雅万高速铁路改良试验结果采用表层黏土或全风化泥岩掺加不少于 5% 石灰,并按压实度 0.92 控制,其设计参数取值为重度 γ 为 20 kN/m³,内聚力 c 为 50 kPa,内摩擦角 φ 为 20°。经过试算,路堑边坡坡率均采用 1:1.75,侧沟平台及边坡平台宽度均采用 2.0 m,坡面置换厚度均采用 1.2 m。对应边坡高度 6 m、12 m、18 m 分别设置 1、2、3 排坡体加固桩,其设置位置、间距及深度如表 6 所示,对应的稳定安全计算结果如表 7 所示。

表 6 坡体置换位置、间距及深度表

边坡高度 /m	一级边坡			二级边坡			三级边坡		
	位置 /m	间距 /m	深度 /m	位置 /m	间距 /m	深度 /m	位置 /m	间距 /m	深度 /m
6	3	5	10	—	—	—	—	—	—
12	9	4	15	3	5	10	—	—	—
18	15	1.5	15	9	2.5	15	3	5	10

注:表中边坡分级从下至上,位置为加固体顶面边坡距离坡顶的垂直距离

表 7 施工节点计算稳定安全系数表

边坡高度 /m	一般工况	地震工况	临时工况	附注
3	—	—	1.258	最上级坡体加固
6	1.888	1.621	1.209 *	第 2 级坡体加固
9	—	—	1.13	
12	1.519	1.291	1.197 *	
15	—	—	1.124	最下级坡体加固
18	1.398	1.231	1.218 *	

注:表中带 * 号数值为开挖至基床换填层底部时对应的安全系数

4.2 方案 II

于坡脚设置悬臂高度为 3 m 的排桩墙(采用直径为 1 m 的钻孔灌注桩,间距 1.2 m),考虑换填层施工,临时工况悬臂高度约 5.5 m,不同边坡高度计算确定的设计参数如表 8 所示。

表 8 方案 II 设计参数表

边坡高度 /m	排桩桩长 /m	一级边坡			二级边坡			三级边坡		
		桩后平台 宽度/m	边坡高度 /m	边坡坡率	平台宽度 /m	边坡高度 /m	边坡坡率	平台宽度 /m	边坡高度 /m	边坡坡率
6	13	2	3	1:3.0	—	—	—	—	—	—
12	12	2	6	1:5.0	8	3	1:5.0	—	—	—
18	15	2	6	1:4.0	3	6	1:5.0	8	6	1:5.0

4.3 方案Ⅲ

度设计,换填层施工按临时工况控制稳定安全系数。不同边坡高度计算确定的设计参数如表9所示。

不设置支挡结构,按稳定检算进行坡率及平台宽

表9 方案Ⅲ设计参数表

边坡高度 /m	排桩桩长 /m	一级边坡			二级边坡			三级边坡		
		侧沟平台 宽度/m	边坡高度 /m	边坡坡率	平台宽度 /m	边坡高度 /m	边坡坡率	平台宽度 /m	边坡高度 /m	边坡坡率
6	13	3	6	1:5.0	—	—	—	—	—	—
12	12	3	6	1:4.75	6	6	1:5.0	—	—	—
18	15	3	6	1:4.0	3	6	1:5.0	6	6	1:5.0

4.4 对比分析

环境的影 响;按设定的估算指标,工程投资除边坡高度18 m 时与方案Ⅲ持平外,均明显低于其它两个方案。方案Ⅲ在边坡高18 m 时经济性提高,其主要原因是强风化层设计强度参数的提高,说明置换加强

每米土方、用地及投资比较如表10所示。通过表10可以看出,置换加强方案在节省用地方面具有突出的技术优势,并可大幅度减少弃方从而减小对

表10 每米土方、用地及投资比较表

边坡高度 /m	挖土/m ³			用地/m ²			投资/元		
	方案Ⅰ	方案Ⅱ	方案Ⅲ	方案Ⅰ	方案Ⅱ	方案Ⅲ	方案Ⅰ	方案Ⅱ	方案Ⅲ
6	63.1	36.1	110.7	17.5	19	38	12 297	23 042	15 408
12	198.7	279.2	421.2	30	63	72.5	28 394	44 561	37 516
18	409.8	624.1	835.2	42.5	90	99.5	59 556	68 246	59 524

方案在边坡岩土强度较高时不具备技术优势。

方案Ⅱ与方案Ⅲ比较,坡脚设置排桩墙随着边坡高度增加,其节省用地及挖方的作用减弱,投资增加比较显著。虽然增加排桩墙高度或设置多排排桩可以提高方案的可靠性、进一步减少用地、挖方及防护面积,但其经济性将进一步降低。

方案Ⅰ兼顾了坡体强度的保护和利用,因此具有较好的经济性,同时由于坡体加固的分隔作用,即使出现局部坡体受环境影响其强度低于设计强度的情形,其破坏的规模较小,处理比较简单,不会引起投资的较大增加。兼之其节省用地、土石方及防护工程的优势,对于坡体强度较低、水敏感性较强的边坡工程具有突出的技术优势。

5 结论

雅万高速铁路沿线泥页岩由于具有膨胀性,且每年都要经历旱季和雨季的交替作用,其强度参数的确定难度很大。对此提出了经验参数化确定方法,如果将规范经验进一步拓展至具体工点不同方向天然稳定边坡的经验,可提高针对性和合理性。

坡体与坡面置换加强相结合的边坡方案对于提高坡体强度、减少大气环境对坡体强度的不利影响具有积极意义,可用于膨胀岩土边坡设计。

参考文献:

[1] 刘特洪. 工程建设中的膨胀土问题[M]. 北京: 中国建筑工业出

版社, 1997.

LIU Tehong. Problems Related to Expansive Soil in Engineering Counstruction[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997.

[3] TB 10035 -2018 铁路特殊路基设计规范[S].

TB 10035 -2018 Code for Design on Special Railway Earth Structure [S].

[4] GB 50330 -2013 建筑边坡工程技术规范[S].

GB 50330 -2013 Technical Code for Building Slope Engineering [S].

[5] GB 50111 -2006 铁路工程抗震设计规范[S].

GB 50111 -2006 Code for Seismic Design of Railway Engineering [S].

[6] TB 10001 -2016 铁路路基设计规范[S].

TB 10001 -2016 Code for Design of Railway Earth Structure[S].

[7] 贺钢, 蒋楚生. 优化铁路支挡工程完善绿色通道设计的研究[J]. 铁道工程学报, 2012, 29(5): 69 - 73.

HE Gang, JIANG Chusheng. Research on Optimization of Railway Retaining Engineering and Improvement of Design of Green Corridors [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2012, 29(5): 69 - 73.

[8] 杨铁山, 周大全, 怀超. 重力罩面在渗水边坡滑塌治理中的应用[J]. 中外公路, 2009, 29(3): 288 - 291.

YANG Tieshan, ZHOU Daquan, HUAI Chao. Application of Gravity Overlay in the Treatment of Landslides on Water-seeping Slopes[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2009, 29(3): 288 - 291.

[9] 程展林, 李青云, 郭熙灵, 等. 膨胀土边坡稳定性研究[J]. 长江科学院院报, 2011, 28(10): 102 - 111.

CHENG Zhanlin, LI Qingyun, GUO Xiling, et al. Study on the Stability of Expansive Soil Slope [J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2011, 28(10): 102 - 111.