

花果山景区管理处九龙桥西滑坡
地质灾害治理项目设计

江苏连云港地质工程勘察院有限公司

2026年1月

花果山景区管理处九龙桥西滑坡 地质灾害治理项目设计

项目负责： 黄恩陋
技术负责： 周润生
方案编制： 赵 健 杨 光 徐修超
 刘 畅 房 静
审 核： 王佳健
院 长： 魏 鑫
单位负责： 张鹏程

江苏连云港地质工程勘察院有限公司

2026年1月

目 录

1 项目概况.....	1
1.1 任务由来.....	1
1.2 目的、任务.....	2
1.3 工作依据.....	3
1.4 工作方法.....	5
1.5 完成的工作量.....	8
2 自然地理及地质环境条件.....	9
2.1 气象、水文.....	9
2.2 地形地貌.....	10
2.3 地层岩性.....	11
2.4 地质构造、地震.....	13
2.5 水文地质条件.....	15
2.6 工程地质条件.....	16
2.7 人类工程活动概况.....	22
2.8 施工条件.....	22
3 地质灾害发育特征.....	23
3.1 滑坡形态特征.....	23
3.2 地质灾害影响因素.....	28
4 稳定性分析与发展趋势.....	31
4.1 评价方法.....	31
4.2 滑坡稳定性分析.....	32
4.3 地质灾害发展趋势.....	39
5 治理工程设计.....	40
5.1 设计目标与原则.....	40
6.2 治理范围.....	40
6.3 防治工程等级及安全系数.....	41

6.4 工程设计.....	42
6 监测要求.....	46
6.1 监测基本要求.....	46
6.2 监测方法与精度.....	48
6.3 施工期监测.....	48
6.4 防治效果监测.....	49
6.5 监测成果提交.....	50
7 施工技术要求.....	51
7.1 施工前的准备工作.....	51
7.2 抗滑桩.....	51
7.3 排水沟施工.....	52
8 工程安全与环保.....	54
8.1 工程安全.....	54
8.2 环境保护.....	54
9 施工工期与进度安排.....	57
9.1 施工工期.....	57
9.2 进度安排.....	57
10 工程量与经费预算.....	58
10.1 预算依据与标准.....	58
10.2 工程量及经费预算.....	58
11 编制说明.....	61
附件 1. 勘察报告评审意见.....	63
附件 2. 抗滑桩支护边坡稳定性分析计算书.....	65
附件 3. 抗滑桩验算计算书.....	72

附图

1.花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理现状调查图

2.花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理工程部署图

3-1.花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理工程

A-A'设计断面图

3-2.花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理工程

B-B'设计断面图

3-3.花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理工程

C-C'设计断面图

3-4.花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理工程

D-D'设计断面图

4-1.花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理工程

上排抗滑桩、冠梁施工大样图

4-2.花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理工程

下排抗滑桩、冠梁施工大样图

4-3.花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理工程

排水沟施工大样图

1 项目概况

1.1 任务由来

连云港花果山景区位于江苏省连云港市南云台山中麓，是国家5A级旅游景区、国家重点风景名胜区、国家地质公园，被誉为“东海第一胜境”和“海内四大灵山之一”。景区面积84.3平方公里，拥有136座山峰，其中玉女峰海拔624.4米，为江苏省最高峰。花果山四季分明，气候宜人，自然风光秀丽，拥有丰富的动植物资源，如金镶玉竹、古银杏等珍稀树种，以及野生猕猴等动物。景区内大量与《西游记》相关的景点，如水帘洞、七十二洞、八戒石、沙僧石、唐僧崖等，形态逼真，充满神话色彩。此外，还有三元宫、阿育王塔、玉皇阁等历史悠久的古建筑，以及吴承恩纪念馆等文化景点。景区于1985年正式对外开放，近年来不断完善基础设施，建设了西游大道、生态游步道等，方便游客游览。

花果山景区管理处九龙桥西滑坡位于花果山景区管理处九龙桥西，经度 $119^{\circ} 17' 1.800''$ ，纬度 $34^{\circ} 38' 26.598''$ ，隐患点统一编号为320796010015，隐患点级别为重要隐患点，风险等级高，险情等级为中型，威胁人数20人，威胁财产50万元。

为保护游客及过往行人的安全，保护景区地质环境，连云港市花果山风景区管理处委托我单位编制治理工程设计方案。我单位接受委托后，收集了治理区以及周边相关资料，随即组织专业技术人员进行

了现场地质灾害调查，在此基础上，根据相关法律法规及技术规范的要求，于 2026 年 1 月完成了治理工程设计方案及图件的编制工作。



图 1-1.治理区交通位置图

1.2 目的、任务

在充分利用已有基础地质、水文地质、工程地质、环境地质等资料的基础上，通过野外地质灾害调查等工作，查明治理区边坡地质环境条件及滑坡地质灾害分布与发育特征，分析地质灾害形成原因、形成条件，调查滑坡地质灾害危害范围，根据滑坡勘查报告预测了边坡稳定性发展变化趋势，进行滑坡地质灾害治理工程设计。

主要任务如下：

- (1) 通过资料收集，查明治理区及周边所处的地质环境条件，包括自然地理、气象水文、地层岩性、区域构造、水文地质、人类工程活动情况等；
- (2) 收集项目勘查报告，查明治理区岩土体工程地质条件，包括岩土体工程地质特征、分布特征及物理力学性质；

(3) 收集项目勘查报告，结合野外调查，查明滑坡地质灾害发育特征，包括坡体物质组成、结构特性、空间分布、边界及影响范围等，分析其形成机制、变形破坏类型等；

(4) 查明灾害的分布范围、产生原因及影响范围，分析致灾因素（如降雨、人类工程活动等）的强度、周期及其对坡体稳定性的影响；

(5) 根据野外调查结果结合勘查资料等进行边坡坡体稳定性评价（包括定性评价和定量评价），并对地质灾害危险性进行分析；

(6) 根据资料收集和野外调查结果，编制技术可行、经济合理、可操作性强的地质灾害治理工程设计方案。

1.3 工作依据

本次工作主要参考和依据的法律、法规、规范和标准有：

(1) 法律法规

a、《地质灾害防治条例》（国务院第 394 号令）；

b、《江苏省地质环境保护条例》（江苏省第十一届人民代表大会常务委员会第 4 号公告）；

c、《江苏省地质灾害防治管理办法》（江苏省人民政府第 154 号令）；

d、《国务院关于加强地质灾害防治工作的决定》（国务院国发[2011]20 号）；

(2) 规划文件

a、《江苏省地质灾害防治“十四五”规划》；

b、《连云港市地质灾害防治“十四五”规划》。

(3) 技术规范

a、《建筑边坡工程技术规范》（GB50330—2013）；

b、《滑坡崩塌泥石流灾害调查规范（1:50000）》（DZ/T 0261—2014）；

c、《工程岩体分级标准》（GB/T 50218-2014）；

d、《岩土工程勘察规范》（DGJ32/TJ 2087-2016）；

e、《滑坡防治工程勘查规范》（GB/T 32864-2016）；

f、《地质灾害灾情调查评估指南（试行）》（T / CAGHP 024-2018）。

g、《滑坡防治设计规范》（GB/T 38509-2020）；

h、《工程测量标准》（GB 50026-2020）；

I、《矿山生态修复工程技术规程第 2 部分：调查 勘查与设计》（DB32/T 4077.2—2021）；

J、《矿山生态修复工程技术规程第 3 部分：施工与监理》（DB32/T 4077.3—2021）。

(4) 其他资料

a、本项目委托书、合同等；

b、《连云港市市区 2025 年度地质灾害风险隐患排查报告》（江苏连云港地质工程勘察院有限公司，2025.11）；

c、《花果山景区九龙桥西滑坡地灾隐患点地质灾害危险性评估报告》（居安勘测有限公司，2025.09）；

d、《花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理项目勘查报告》（居安勘测有限公司，2025.12）。

1.4 工作方法

根据治理区所处的地质环境条件特征，本次工作主要采用资料收集、地质灾害综合调查和室内综合分析相结合的方法，以查明灾害点分布特征、形成原因，评价其稳定性，制定合理的治理方案。

1.4.1 资料收集

①、收集治理区内已有的地形图、区域地质、水文地质、工程地质、环境地质、遥感、地质灾害调查以及人类工程活动等方面的资料，以了解边坡演化、发展情况。

②、收集滑坡地质灾害形成条件与诱发因素资料，包括：气象、水文、地形地貌、地层岩性、地质构造、地震、水文地质、工程地质和人类工程活动等方面的资料。

③、收集滑坡地质灾害现状资料，包括：历史上所发生的地质灾害的时间、类型、规模、灾情及其调查、勘查、监测、应急等工作的资料。

④、其他资料，包括滑坡地质灾害点周边区域城建规划、人类工程活动、道路设计等资料。

⑤、在获取上述资料后，及时对其进行整理，对所获取的资料进

行地址位置核对、灾情分析，评价已有工作的满足精度，指导下一步补充研究工作的部署，对测量、遥感等资料还要按时间序列进行对比分析。

1.4.2 野外地质灾害调查

在系统分析区内基础地质、水文地质、工程地质、环境地质等相关资料的基础上，以地形图为底图，进行详细的野外地质调查测绘。调查范围包括整个滑坡发生、影响区域并外扩至重要地质界线点等。

①、滑坡调查

形态与规模：滑坡的平面、剖面形状，以及长度、宽度、厚度、面积和体积。

边界特征：滑坡后壁的位置、产状、高度及其壁面上擦痕方向；滑坡、崩塌体两侧界线的位置与形状；前缘出露位置、形态、临空面特征及剪出情况等。

表部特征：微地貌特征，裂缝的分布、方向、长度、宽度、产状、力学性质及其他前兆特征。

内部特征：通过野外观察和山地工程，调查滑坡的岩体结构、岩性组成、松动破碎及含泥与含水情况，滑带的数量、形状、埋深、物质成分、胶结状态；查清地层发育规律（走向、倾向等）、结构面发育规律（类型、性质、产状、组合形式、发育程度、延展情况、闭合程度、粗糙程度、充填情况和充填物性质以及充水性质

等)、结构体的发育规律(类型、形状、大小、在围岩中受力情况、岩层厚度等)。

变形活动特征:访问调查滑坡发生时间,发展特点及其变形活动阶段,滑动方向、滑距及滑速,分析滑坡破坏方式、力学机制和稳定状态。

②、滑坡成因调查

自然因素:降雨等自然因素。

人为因素:人工切坡、工程建设、植被破坏等。

③、滑坡危害调查

滑坡发生发展历史,人员伤亡、经济损失和环境破坏等现状;分析预测滑坡的稳定性和滑坡发生后可能成灾范围及灾情。

④、滑坡历史调查

走访群众,调查访问滑坡发生时间;对较新的和仍有活动的滑坡的历史和动态,当地居民常能够提供宝贵的资料。

1.4.3 边坡稳定性、危害性评价

根据收集的资料和野外地质灾害调查结果,采用定性、定量相结合的方法,研究治理区滑坡现状稳定性及危害性,并预测滑坡稳定发展趋势及危害程度。

1.4.4 地质灾害防治工程设计方案

有针对性开展施工场地施工条件调查,提出地质灾害防治措施和相关建议;根据经济合理、技术可行的原则,通过综合分析研究,按

照相关标准规范要求制定合理可行的地质灾害治理工程设计方案。

1.5 完成的工作量

本次工作内容包包括地质资料收集、工程地质测绘、野外地质灾害调查及报告编写等。本次工作收集了治理区及周边区域地质、水工环地质资料 10 份，在充分分析已有地质资料的基础上，对治理区及周边开展了工程地质测绘、野外地质灾害调查等工作，查明了治理区地质环境条件及地质灾害分布与发育规律等，通过分析岩土工程勘察报告获得了边坡稳定性、危害性的定性评价参数，在此基础上，依据相关标准规范编制了滑坡地质灾害治理设计方案。本次工作投入的实物工作量见表 1-1。

表 1-1.工作投入的实物工作量

序号	工作项目	单位	工作量	备注
1	资料收集	份	10	地形图、水工环资料
2	地质灾害调查	km ²	0.2	滑坡体形态、成因、危害及历史
3	野外摄影（含航拍）	张	85	
4	报告编制	份	1	

2 自然地理及地质环境条件

2.1 气象、水文

治理区属暖温带向北亚热带过渡地带，海洋性季风气候，冬冷夏热，四季分明。年平均气温 14.5℃，一月平均气温-0.2℃，七月平均气温 26.8℃，年最高气温 38.5℃，年最低气温-19.8℃，冬季最大冻土厚度 0.22m。春冬两季多北风、西北风，夏秋两季则东南风居多，平均风速 3.3m/s。年平均降雨量 900mm，主要集中于 7、8、9 三个月，6 约占全年降雨量的 2/3。年最大降雨量 1380.7mm，最小降雨量 520.7mm，日最大降雨量 264.4mm，最长连续雨日 14 天，最大连续暴雨量 244.2mm。降雪集中于 12 月至次年 2 月，最大积雪厚度 280mm。全年无霜期 216 天（图 2-1）。

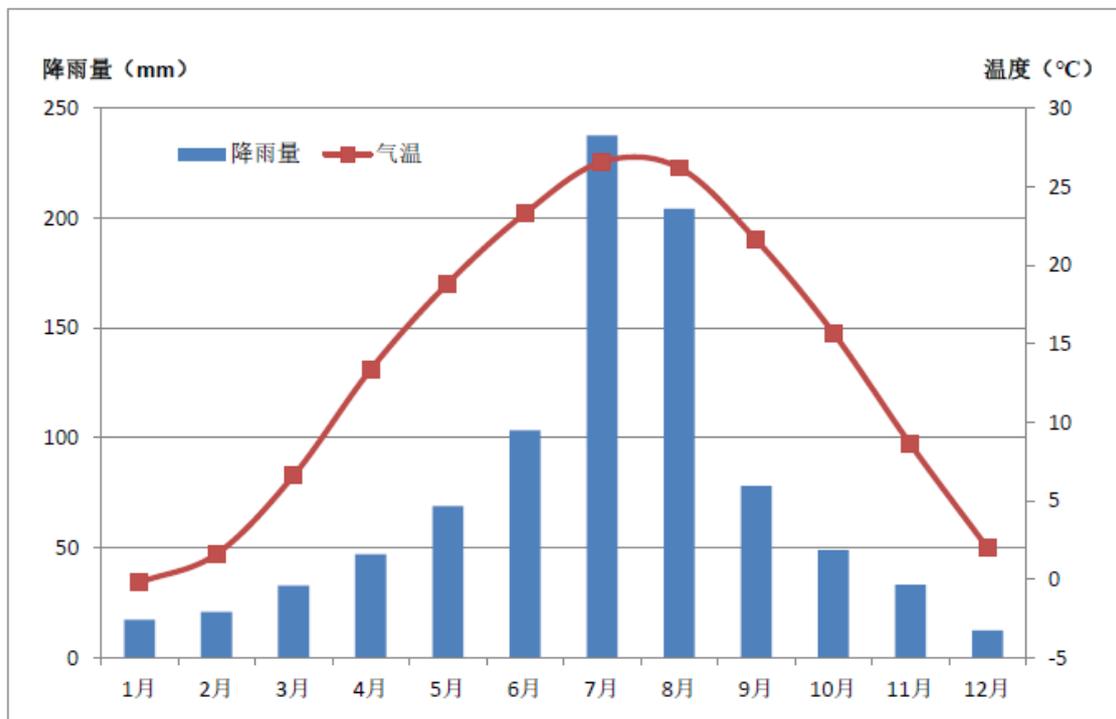


图 2-1.连云港市月降雨量、气温分布图

连云港市水系基本属于淮河流域沂沭泗水系。沂沭地区的主要排洪河道新沂河、新沭河等均从市内入海，故有“洪水走廊”之称。境内还有玉带河、龙尾河、兴庄河、青口河、锈针河、柴米河、蔷薇河、善后河、盐河等大小干支河道 40 余条，有 17 条为直接入海河流，有盐河等河直接与运河及长江相通。

治理区内地表水系不发育。区内雨水主要通过坡面径流，经山体冲沟流入下部低洼地带。

2.2 地形地貌

连云港市位于鲁中南丘陵与淮北平原的结合处，山海齐观，平原、大海、低山丘陵齐全，河湖、滩涂、湿地、海岛俱备。地势由西北向东南倾斜，形如一只飞向海洋的彩蝶。境内以平原为主，中部、西北部点缀有大小山峰 214 座，其中，云台山主峰玉女峰海拔 624.4 米，为江苏省最高峰。根据地貌形态、成因等，连云港市地貌可划分为低山丘陵、残丘、剥蚀准平原、冲洪积平原、冲积平原及海积平原六种地貌类型。治理区位于连云港市花果山景区，属于剥蚀低山丘陵区（图 2-2）。

治理区位于花果山九龙桥西侧，区内地形起伏较大。边坡倾向东南，坡脚高程约+185m，坡顶高程约+220m，高差约 35m，山体整体坡度约 18°，坡度较缓。山体由人工填土、残坡积土和上元古界海州群云台组片麻岩成。治理区植被发育，主要植被有赤松、槐树及灌木等。

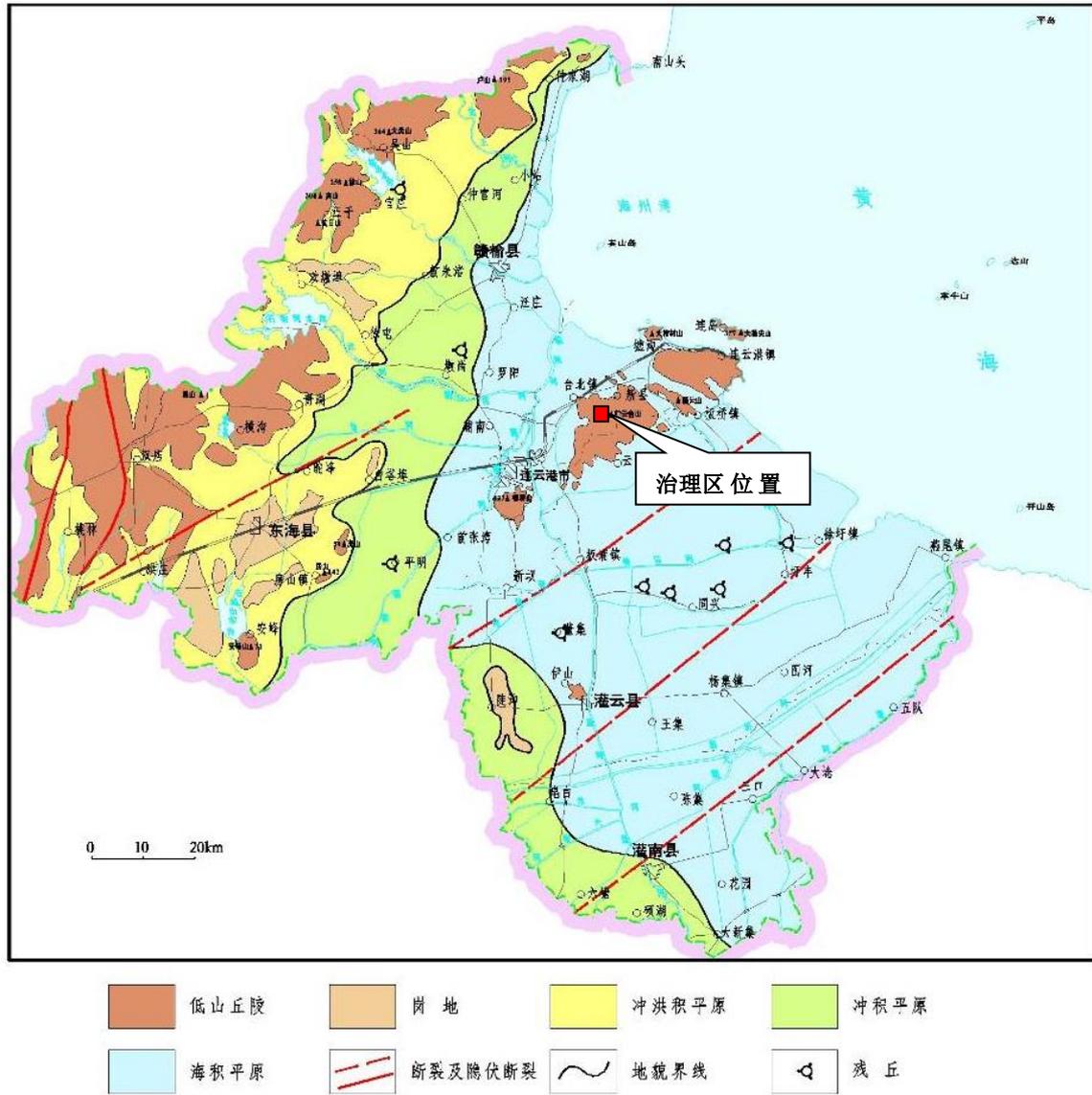


图 2-2.连云港市地形地貌图

2.3 地层岩性

本区地层属华北地层区连云港地层分区赣榆—连云港—东海地层小区。

2.3.1 中元古界变质岩

基底地层以上元古界海州群云台组为主，主要岩性组合为二长浅粒岩、斜长浅粒岩、白云二长片麻岩，白云、黑云斜长变粒岩，

白云石英片岩、白云片岩、蓝晶石石英（片）岩等。区域地层岩性见表 2-1。

2.3.2 第四系

上覆新生界第四系全新统（ Q_4 ）、上更新统（ Q_3 ）、中更新统（ Q_2 ）及下更新统（ Q_1 ）地层，主要为海相的沉积、冲洪积淤泥质土、粘性土及砂土为主。

表 2-1.区域地层岩性表

界	系	统(群)	组(段)	代号	岩性特征
新生界	第四系	全新统	连云港组	Q_4	上段灰、灰黄色粉质粘土为主，中段灰、灰黑色淤泥为主，下段灰黑色粉质粘土、中砂、粉质粘土夹砂。
		上更新统	戚嘴组	Q_3	灰黄、黄褐色粉质粘土，夹砂层，含有钙质结核、铁锰结核、局部含碎石。
		中更新统	泊岗组	Q_2	黄色、棕黄色中粗砂夹粉质粘土。
		下更新统	王圩组	Q_1	黄褐、灰白色粘土夹中粗砂。
上元古界	海州群	云台组	$Pt_{2-3}hy$	二长浅粒岩、斜长浅粒岩、白云二长片麻岩，白云、黑云斜长变粒岩，白云石英片岩、白云片岩、蓝晶石石英（片）岩。	
		锦屏组	$Pt_{2}hj$	石英云母片岩、碳酸盐石英云母片岩、白云斜长片麻岩、白云二长片麻岩、白云石大理岩、石膏大理岩、云母大理岩；白云石磷灰岩、云母磷灰岩。	
下元古界		东海群	胸山组	$Pt_{1}dhq$	上部：混合花岗岩、混合片麻岩、均质混合岩、似斑状-眼球状混合岩、二长黑云片岩、斜长角闪片岩、浅粒岩。 下部：含绿帘黑云斜长片麻岩、含石榴石二云斜长片麻岩、二长片麻岩、含磁铁矿石英岩、白云石大理岩、白云母石英片岩

2.4 地质构造、地震

2.4.1 构造

区域大地构造位于秦岭—大别造山带东段南部地区、郟庐断裂带中段东侧，是秦岭造山带折返抬升较高的部位，具典型的造山带根部特征。中生代以来，脆性断裂活动和岩浆侵入作用是本区构造活动的特色。但受第四纪地层覆盖的影响，各种构造均隐伏于第四系之下。据资料研究，区域内断裂构造主要有近东西向，北东向、北西向三组（见图 2-3）。

近东西向主要断裂为拓汪—黑林断裂（26）和南城—海州断裂（28）等，在区内表现为最老的构造形迹，以往资料认为有被蛇纹岩和中生代的花岗岩体所破坏，为纬向断裂。

北东向主要断裂为海州—泗阳断裂（6）、猴咀—南城断裂（8）和邵店—桑墟断裂（10）等，该组断裂展布方向 60° 左右，一般认为属华夏系（式）。

北西向主要断裂为余墩—驼峰断裂（20）、石梁河—三岔口断裂（21）和南城新浦断裂（22）等。

2.4.2 地震

根据《建筑抗震设计规范》（GB50011—2010）（2016 年修订稿），治理区抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度为 $0.10g$ ，设计地震分组为第三组。治理区位于郟庐地震带东侧，根据有关史料记载，治理区主要是受到周围地区发生破坏性地震的波及

影响，如：1668年山东郯城发生的Ms8.5级特大地震，影响范围大，对治理区及其周围产生了一定的破坏性；20世纪70年代以来，周围地区发生了一系列的中强地震：1984年5月21日南黄海Ms6.2级地震、1987年2月17日射阳海洋Ms5.1级地震、1991年11月5日射阳Ms4.7级地震、1992年1月23日南黄海Ms5.3级地震，赣榆区均有震感。

总的来说，治理区及附近历史上未发生过中强以上地震，主要是受到郯庐地震带和南黄海区域发生中强地震的波及影响，近期内发生破坏性地震的可能性很小，为相对稳定区。

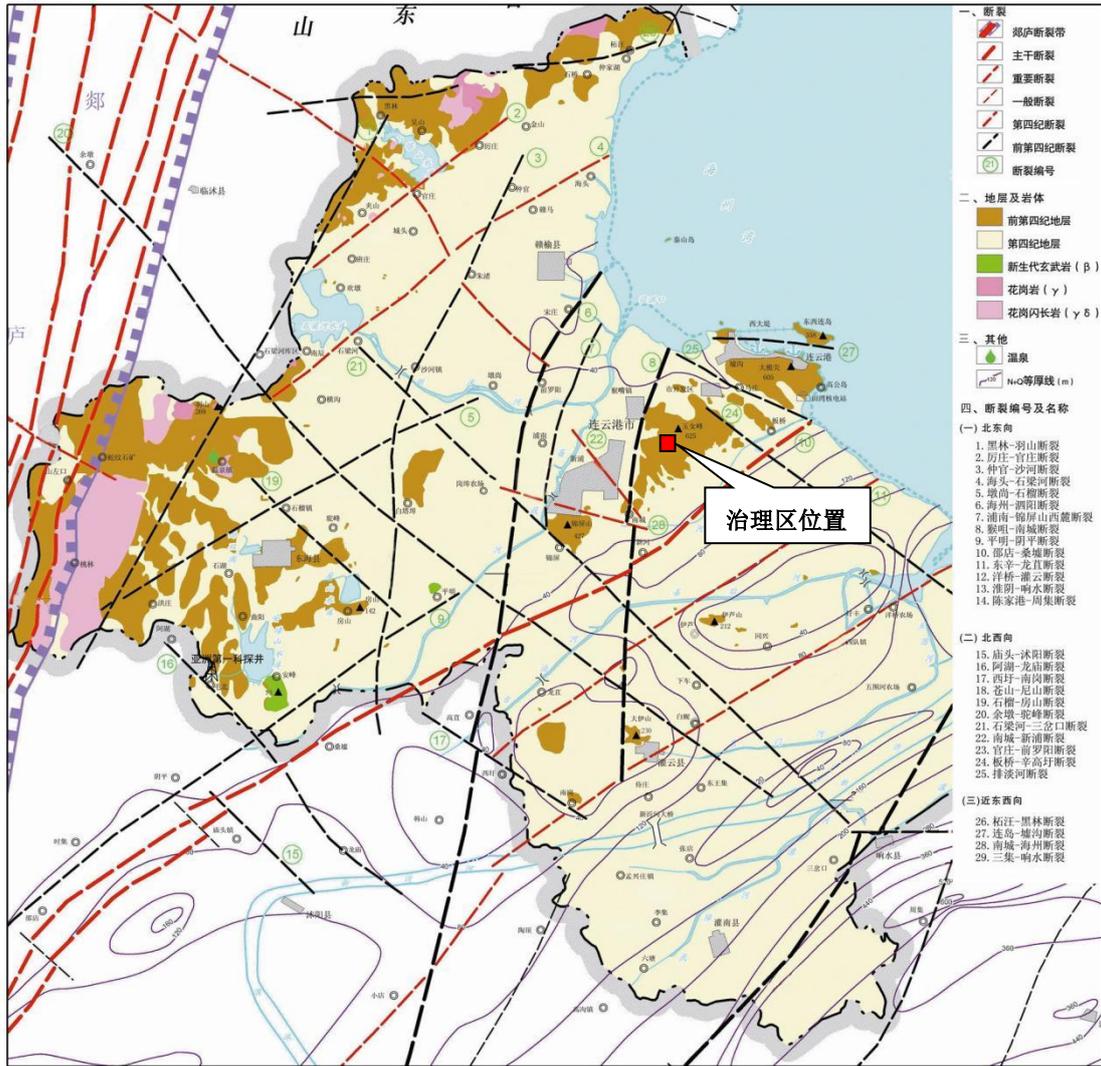


图 2-3.连云港市地质构造图

2.5 水文地质条件

2.5.1 地表水

据调查，滑坡体西侧为一条冲沟，东侧为一条人工修砌的排水沟渠，整个主滑体高程呈轴线高，两翼低，滑坡体内土层以粘性土为主，透水性较差，地表降水沿坡面及基岩孔隙径流至两侧冲沟及排水沟渠内向山下排泄。整个坡体排水条件较为清晰，排水良好。

2.5.2 地下水

根据地下水赋存条件，项目区地下水类型主要为基岩裂隙水。

基岩裂隙水主要沿岩体节理裂隙分布，岩体节理裂隙分布不均且多被充填，只在局部范围内连通，构成脉状含水系统，赋存脉状裂隙水。基岩岩性主要为中元古代变粒岩，由于其裸露区风化构造裂隙充填程度高，渗透条件差，故总体上富水性差。以大气降水为主要补给源，沿风化裂隙、构造裂隙渗流。单井涌水量 $0.16\text{L/s}\cdot\text{m}\sim 0.26\text{L/s}\cdot\text{m}$ ，总体赋水量较小。

2.6 工程地质条件

根据项目的勘查资料显示，滑带土层自上而下可分为4层，主要工程地质剖面见图2-4~2-7，地层分别描述如下：

(1)-1 素填土：杂色，主要为人工回填的黏性土及块石、碎石；块石、碎石粒径2-25cm，含量20-30%，粘性土充填，土质不均匀，松散，稍湿—潮湿，回填时间10年以上。

(1)-2 残积土：杂色，湿。以粘性土为主，含大量植物根系及石英角砾，局部含较多母岩碎石，含量10-15%，直径5-10cm。土质不均匀。

(2)强风化片麻岩：黄褐色夹灰白色，极密，岩芯呈碎块状，短柱状，手易折断，粒状变晶结构，片麻状构造。主要矿物成份为石英、长石和云母等，局部云母含量较高，风化裂隙发育，岩体破碎，岩石的质量指标 $RQD=0-10$ 。岩石的质量指标 RQD 为极差的，岩石的坚硬程度为极软岩，岩体完整程度为破碎，据此可判定岩体基本质量等级为V级。

(3)强风化云母片岩：褐黄色-灰绿色,岩芯风化呈短柱状,主要由云母组成，片状构造。呈泥状,手捻有滑腻感,岩芯手折可断。岩石的坚硬程度为极软岩，岩体完整程度为极破碎。

(4)中风化片麻岩：灰白色夹肉红色，灰绿色，岩芯呈短柱状，柱状，主要矿物有长石、石英，次要矿物为云母，片麻状构造，粒状变晶结构，节理裂隙较发育，钻进速度缓慢，勘探过程中未见有相对软弱夹层分布，岩体结构面间距 0.2-0.3m，结合好，岩石的质量指标 $RQD=22—58$ 。岩石饱和单轴抗压强度标准值为 17.70MPa，岩石的坚硬程度为较软岩，岩体完整程度为较破碎，据此可判定岩体基本质量等级 V 级。本次勘查此层未穿透。

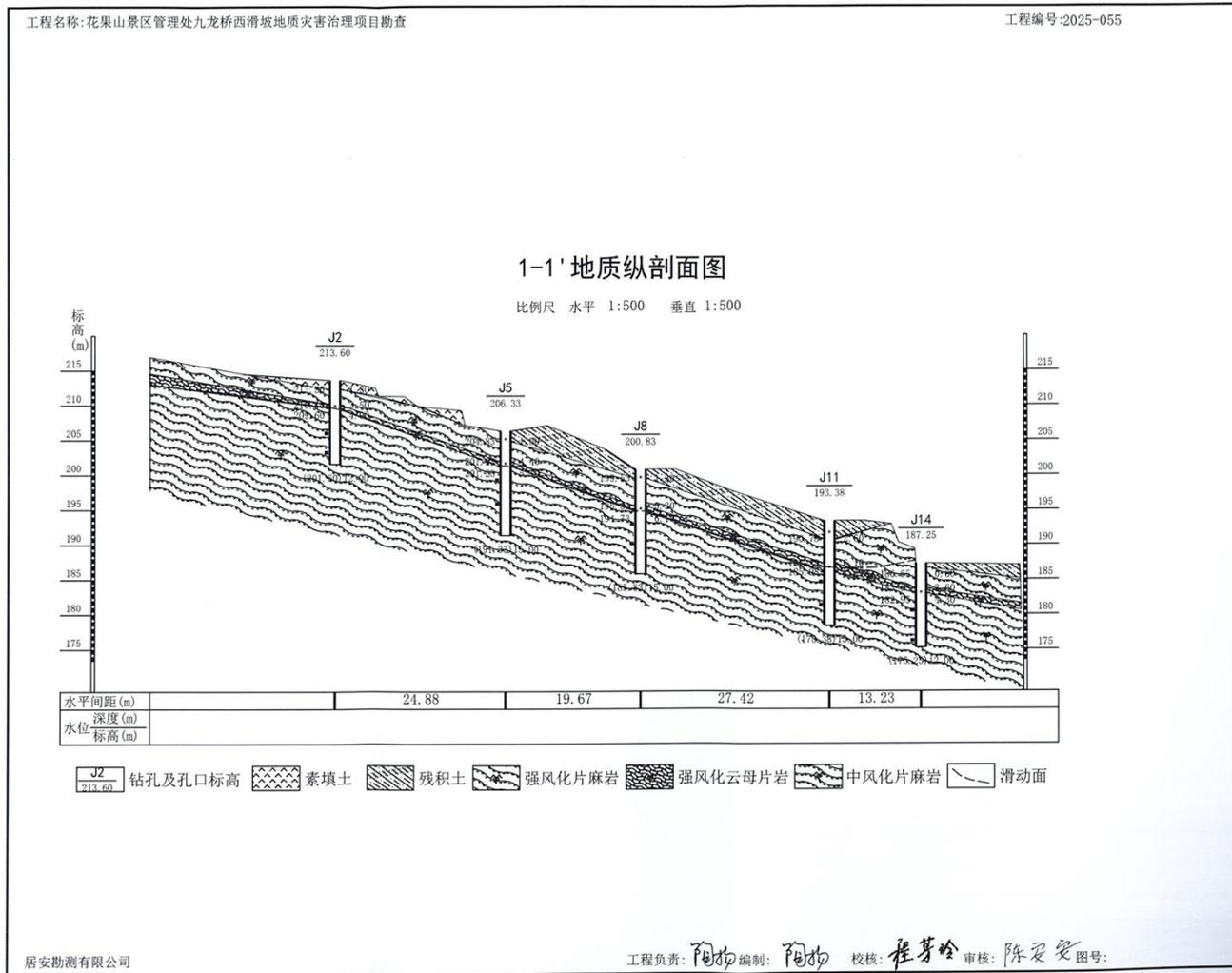


图 2-4.1-1' 工程地质剖面图

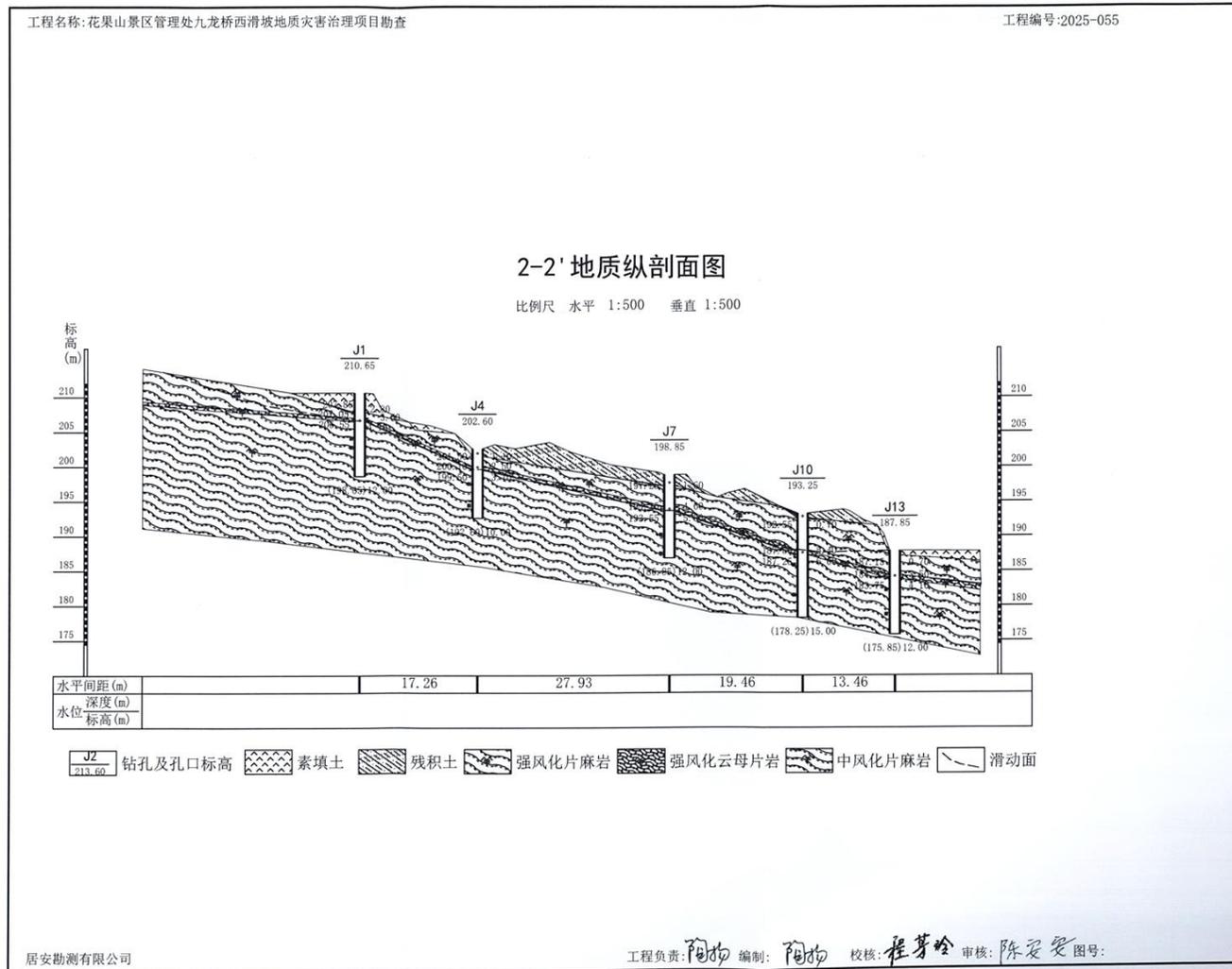


图 2-5.2-2' 工程地质剖面图

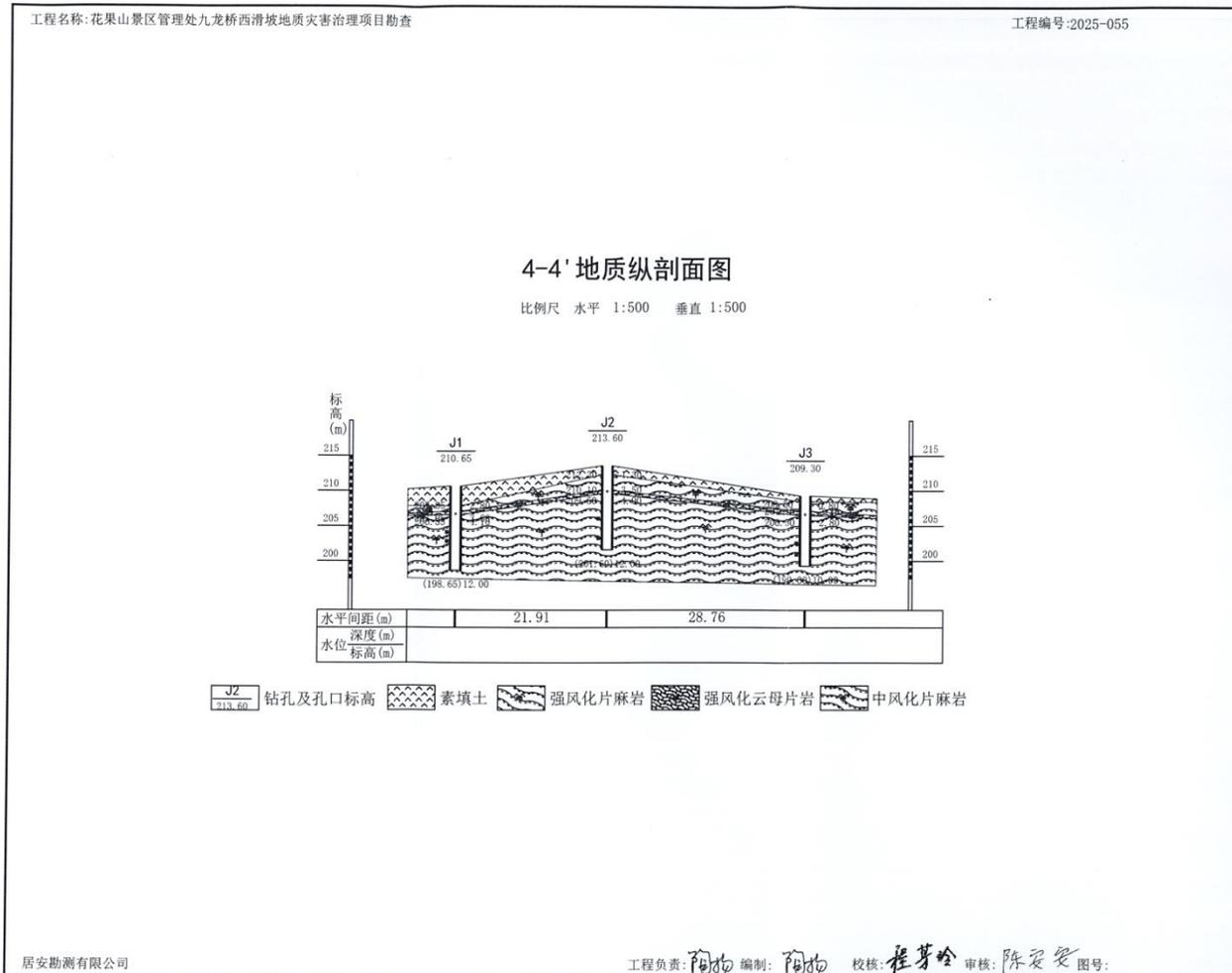


图 2-6.4-4' 工程地质剖面图

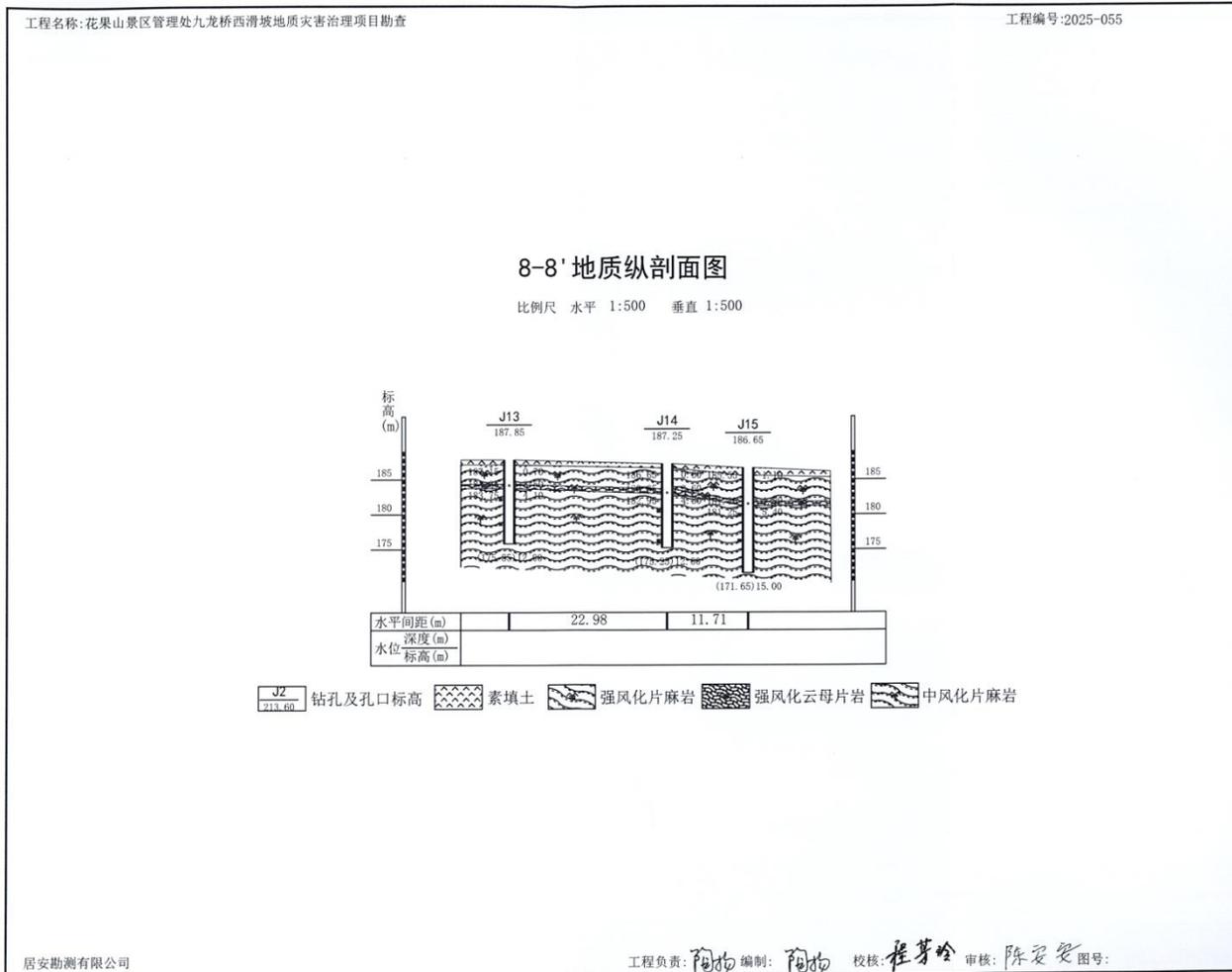


图 2-7.8-8' 工程地质剖面图

2.7 人类工程活动概况

治理区人类工程活动主要为景区开发建设的人工填土、道路切坡、房屋建设等活动。因这些工程活动导致山体地形改变、覆盖层变厚，易诱发滑坡地质灾害。

2.8 施工条件

治理区位于花果山，景区内内部道路通达治理区。施工用水可从附近的自来水接入。施工动力主要由柴油设备提供。治理区下方道路和厂房道路可供施工机械、材料临时堆放。施工所需材料基本上能够就近购买。

综合评价认为：施工条件较好。

3 地质灾害发育特征

3.1 滑坡形态特征

根据收集的资料显示，九龙桥滑坡起源于 2000 年前九龙桥公路的兴建，在此之前坡面无滑动迹象。由于修建公路，对坡脚切坡开挖而导致了山体失稳下滑。

3.1.1 滑坡体

滑坡体平面呈圈椅形（见照片 3-1），长约 106m，宽约 60m，滑体面积 4881m²，体积约 22000m³，属小型岩质滑坡；厚度 2.70-6.10m，平均 4.50m，体重 26kN/m³，整体呈浅层分布特征。



照片 3-1.滑坡体基本形态

3.1.2 滑动面

属顺层滑动面，位于上部强风化云母片岩与下部中风化片麻岩之间；因岩体节理切割，滑动面呈不规则起伏状，整体沿岩层倾向

延伸，与斜坡倾向一致，为滑坡提供了天然滑动通道。根据土工试验数据，滑动带内摩擦角 $\phi=11.5^\circ$ ，粘聚力 $C=8.2\text{kPa}$ ，抗剪强度极低；地下水下渗后，滑动面处形成“软滑腻面”，进一步降低抗滑力，是滑坡体处于极限平衡状态的核心原因。滑动面受基岩隔水层影响，下部中风化二长片麻岩阻碍地下水向下渗透，导致滑动面处积水，产生孔隙水压力，加速滑动面贯通，最终引发整体滑动。

3.1.3 滑动带

由软化的强风化云母片岩及其上部的强风化片麻岩和残积土组成，厚度与滑坡体厚度相关，约 2.70-6.10m，分布于滑动面上侧，是滑坡体滑动时的主要剪切变形区域。

该区域岩体遇水软化后呈软塑状，透水性不均，雨水入渗后易饱和，容重增加，进一步削弱抗剪强度。

3.1.4 滑坡床

为下部完整的中风化二长片麻岩，属硬质岩石，抗压强度高，结构完整，无明显裂隙，起到隔水和承载作用。

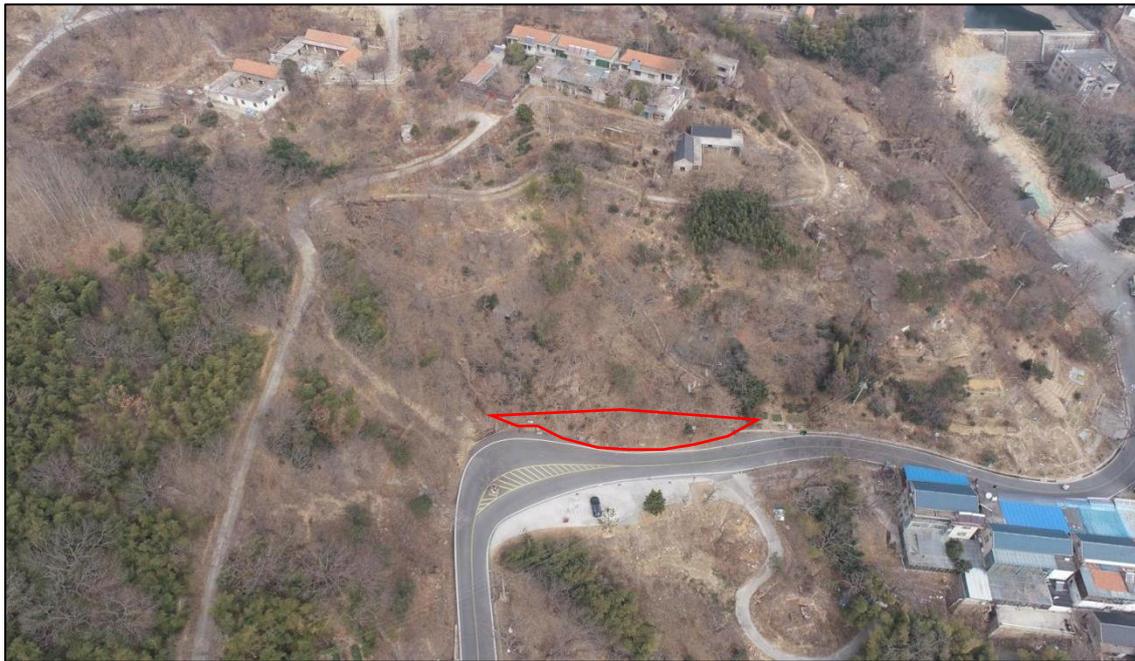
表面起伏不平，受区域构造影响，岩层产状为 $95^\circ -120^\circ \angle 30^\circ -40^\circ$ ，与滑动面形态相适配；局部存在凸起区域，对滑坡体滑动有一定阻挡作用，但整体无法抵消下滑力（稳定系数不足）。

3.1.5 滑坡舌

位于滑坡体前缘，对应九龙桥上山道路右侧区域，呈向前突出的舌状形态，直接覆盖旅游通道（见照片 3-2）；前缘岩石破碎严

重，有滚石堆积，原水泥路面被拱起并开裂，是滑坡体滑动的“前锋”区域。

属滑坡体最不稳定部分，坡面坡度较陡（约 35° - 45° ），无明显植被覆盖，受雨水冲刷和重力作用，小型坍塌时有发生；且滑坡舌下方为唯一旅游通道，一旦发生滑动，将直接阻断交通并危及游客安全。



照片 3-2.滑坡体前缘挤出超出路面部分

3.1.6 滑坡台阶

滑坡体表面因上下段滑动速度差异，形成小型错台。台阶高度较小，约 0.5-1m，台面不平整，长度随滑动段分布，集中在滑坡体中前部；台阶陡壁处可见岩体破碎痕迹，部分区域伴随小型裂缝，是滑坡体蠕动变形的直观表现。

滑坡体上部有局部回填形成的小型台阶，台阶外侧有挡土墙支护，局部墙体老化已形成裂缝（见照片 3-3）。



照片 3-3.挡土墙老化形成的裂缝

3.1.7 滑坡周界

平面上呈不规则多边形，周界长度 292m，对应滑坡体与周围稳定岩体的分界线；北侧为推测界线，已上方道路为界，南侧延伸至旅游通道边缘，东侧和西侧沿沟谷分布，周界处多伴随小型坍塌或裂缝。

通过 1:500 地形测量及地质填图，结合 GPS 定位，明确周界范围内为滑坡体影响区；周界外侧岩体完整性较好，无明显滑动迹象，与滑坡体形成显著差异。

3.1.8 裂缝系统

拉张裂缝：由于滑坡体存在时间较长，现场调查在滑坡体后缘附近未发现张拉裂缝。

剪切裂缝：集中在滑坡体中前部（见照片 3-4），与滑动方向斜交，宽度 0.1-0.5m，深度较浅（1-2m），对应滑坡体块段间的剪切变形，易引发局部坍塌。



照片 3-4.滑坡体前缘剪切裂缝

鼓张裂缝：位于滑坡前缘（见照片 3-5），呈横向分布，宽度 0.2-0.5m，因滑坡体向前推挤鼓起形成，是滑坡即将发生突发滑动的重要预警信号。

成因与影响：裂缝系统是雨水入渗的主要通道，也是滑坡体变形的直观表现；监测数据显示，裂缝宽度随降雨周期变化，暴雨后宽度显著增大，表明裂缝发育与地下水活动密切相关，进一步加剧滑坡体失稳风险。



照片 3-5.滑坡体前缘鼓胀裂缝

3.2 地质灾害影响因素

九龙桥滑坡的形成与发展是自然地质条件、水文动力作用及人类工程活动共同叠加的结果，三类因素相互触发、逐级放大，最终导致坡体处于极限平衡的高危状态。

3.2.1 自然地质背景

自然地质条件是滑坡形成的内在前提，决定了坡体的初始稳定性边界，主要体现在地形地貌、岩体结构两大核心要素。

(1) 地形地貌

滑坡区整体高差达 30m，前缘滑坡舌区域坡度 $15^{\circ} \sim 20^{\circ}$ ，滑坡后缘坡度约 45° ，这种“后陡前缓”的地形特征为坡体提供了天然的临空面。重力沿坡向的分力随坡度增大而显著提升，当该分力超过岩体抗滑力时，便触发滑动趋势。

滑坡体多处小型台地加剧了水分向岩体深层的渗透，而滑坡舌的突出形态则使前缘成为应力集中区，易率先发生坍塌。

(2) 岩体结构

滑坡体由上部云母片岩与下部二长片麻岩构成典型“软-硬”双层结构。上部云母片岩遇水软化后抗剪强度极低（滑动带内摩擦角 $\phi=10.5^\circ$ ，粘聚力 $C=7.5\text{kPa}$ ），成为天然的软弱夹层；下部完整二长片麻岩虽抗压强度高（ $>60\text{MPa}$ ），但作为隔水层阻碍地下水下渗，反而导致软弱夹层处积水饱和，形成滑动面。

岩体节理裂隙将滑坡体切割成多块“碎裂状”块体，形成众多自由面。监测显示，滑坡体表面发育宽度 0.1-3.0m 的拉张、剪切、鼓张三类裂缝，这些裂隙既是雨水入渗的主要通道，也是岩体强度衰减的“突破口”，使坡体完整性持续降低。

3.2.2 水文动力作用

水文作用通过改变岩体物理性质和力学参数，直接打破坡体平衡，是滑坡从“潜在状态”转向“活跃状态”的核心触发因素。

(1) 雨水入渗的物理化学效应

岩体强度的软化劣化：持续性降雨通过滑坡壁裂隙、表面洼地及前缘裂缝三重路径入渗，使云母片岩发生泥化反应，由硬塑状转变为软塑状，抗剪强度较干燥状态降低 60%以上。同时，雨水充填裂隙后产生的孔隙水压力，会抵消部分法向应力，进一步削弱滑动面的抗滑力。

坡体自重的动态增加：雨水易在此区域饱和，使滑坡体容重从天然状态增至饱和状态，饱和后自重增加，显著提升下滑驱动力。

（2）地下水的长期累积影响

下部二长片麻岩的隔水作用导致地下水在滑动面处富集，形成稳定的地下水层。长期的地下水潜蚀作用不断带走云母片岩的细小颗粒，使滑动带物质逐渐“掏空”，厚度从初始 2.5m 扩展至 10m，滑动面的贯通性持续增强，为坡体整体滑动提供了顺畅通道。

3.2.3 人类工程活动

人类活动通过直接改变坡体形态或间接影响水文条件，成为打破自然平衡的“导火索”，其中公路建设的影响最为深远。

（1）坡脚开挖的平衡破坏

20 年前九龙桥公路的修建直接开挖滑坡体前缘坡脚，移除了约 3-5m 厚的抗滑段岩体，相当于切断了坡体的“支撑结构”。这种开挖使坡体的应力分布发生突变，后缘产生拉张裂隙，前缘形成剪切应力集中区，直接诱发顺层牵引式滑动。

（2）人工设施的次生影响

路面硬化的积水效应：前缘旅游通道的水泥路面虽便于通行，但硬化表面阻碍雨水下渗，导致路面周边形成积水带，雨水沿路面裂缝定向渗入滑动带，加速前缘岩体软化。

4 稳定性分析与发展趋势

4.1 评价方法

滑坡上部主要由素填土、残积土、强风化片麻岩和强风化云母片岩组成，滑动面位于强风化云母片岩层，根据《花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理项目勘查报告》，采用极限平衡法（包括传递系数法、摩根斯坦-普赖斯法）及有限元法进行边坡稳定性分析。

传递系数法也称为不平衡推力传递法，亦称折线滑动法或剩余推力法，它是我国工程技术人员创造的一种实用滑坡稳定分析方法。由于该法计算简单，并且能够为滑坡治理提供设计推力，得到了广泛应用，在国家标准和行业标准中都将其列为推荐的计算方法。

摩根斯坦-普赖斯法是 Morgenstern 和 Price 1965 年研究出的岩土边坡稳定性分析方法，该方法与其他极限平衡方法不同的是，该方法考虑了多种形式的条间力函数，在实际工程中，它能够同时满足力和力矩的平衡，因此可以求解出数学意义更为严格的安全系数。

本次滑坡有限元计算采用了 Geostudio2024 软件。Geostudio 软件是一款专业的岩土工程仿真分析软件套件，由加拿大 GEO-SLOPE 公司开发，集成了多个功能模块，可全面解决岩土工程中的渗流、应力变形、边坡稳定、地震响应等复杂问题。运用 SIGMA/W 模块对边坡变形进行有限元分析，求解边坡应力场和变形场。

4.2 滑坡稳定性分析

4.2.1 计算公式

传递系数法计算公式如下：

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0 \\
 P_i &= P_{i-1}\psi_{i-1} + T_i - R_i/F_s \\
 \psi_{i-1} &= \cos(\theta_{i-1} - \theta_i) - \sin(\theta_{i-1} - \theta_i)\tan\varphi_i/F_s \\
 T_i &= (G_i + G_{bi})\sin\theta_i + Q_i\cos\theta_i \\
 R_i &= c_i l_i + [(G_i + G_{bi})\cos\theta_i - Q_i\sin\theta_i - U_i]\tan\varphi_i \\
 F_s &= R/T
 \end{aligned}$$

式中：

P_n ——第 n 条块单位宽度剩余下滑力 (kN/m)；

P_i ——第 i 计算条块与第 $i+1$ 计算条块单位宽度剩余下滑力 (kN/m)；当 $P_i < 0$ ($i < n$) 时取 $P_i=0$ ；

T_i ——第 i 计算条块单位宽度重力及其他外力引起的下滑力 (kN/m)；

R_i ——第 i 计算条块单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力 (kN/m)；

ψ_{i-1} ——第 $i-1$ 计算条块对第 i 计算条块的传递系数；其他符号同前。

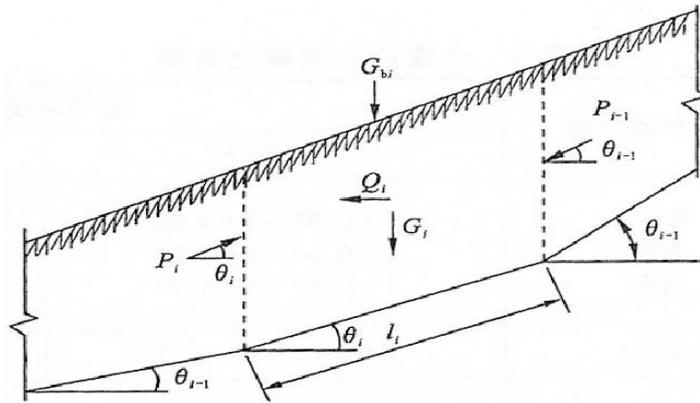


图 4-1.折线形滑面计算示意图

摩根斯坦-普赖斯法计算图式如下：

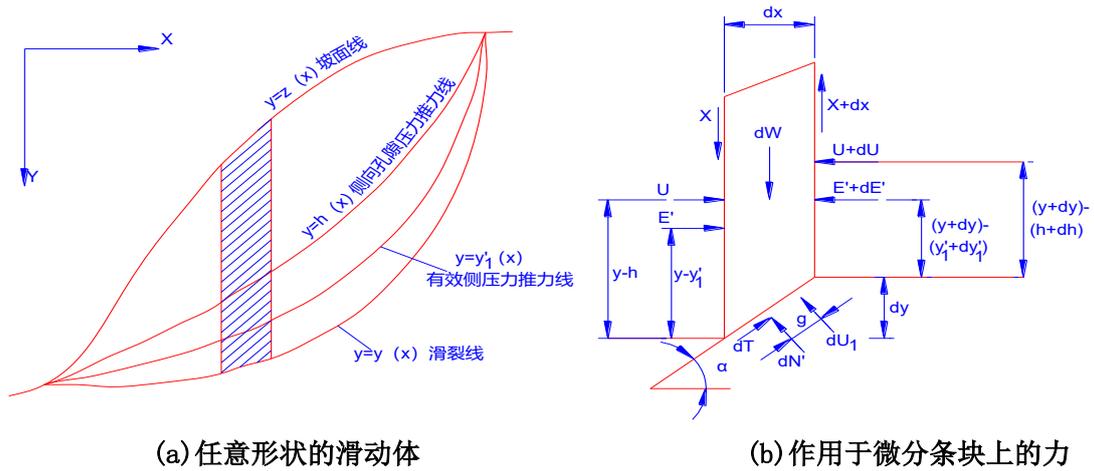


图 4-2.Morgenstern-Price 法计算图式

4.2.2 稳定状态划分标准

根据《滑坡防治工程勘查规范》（GB T 32864-2016），滑坡稳定性状态分为稳定、基本稳定、欠稳定和欠稳定和不稳定四种状态，如下表：

表 4-1.边坡稳定性状态划分

滑坡稳定性系数 (F_s)	$F_s < 1.00$	$1.00 \leq F_s < 1.05$	$1.05 \leq F_s < 1.15$	$F_s \geq 1.15$
滑坡稳定性状态	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定

4.2.3 计算参数

根据项目区边坡的特点、已有勘查资料结合参数反演，综合确定滑坡稳定性计算力学参数，如表 4-2 所示。

表 4-2.滑坡稳定性计算力学参数表

岩类	天然重度 (KN/m ³)	饱和重度 (KN/m ³)	天然工况		暴雨工况	
			C (KPa)	ϕ (°)	C (KPa)	ϕ (°)
素填土	18.5	19.50	6.5	10.5	6	10
残积土	18.7	19.50	34.10	14.20	30	12
强风化片麻岩	24.80	25.20	22	23	20	21
强风化云母片岩	19.75	20.52	8.2	11.5	7.5	10.5
中风化片麻岩	25.70	26.80	27	32	25	30

4.2.4 滑坡稳定性分析与评价

4.2.4.1 传递系数法计算结果分析

①荷载及强度标准

荷载强度为滑坡体自重。

②计算断面

选取变形较大的 1-1' 地质剖面(见图 4-3) 作为滑坡稳定性计算断面。

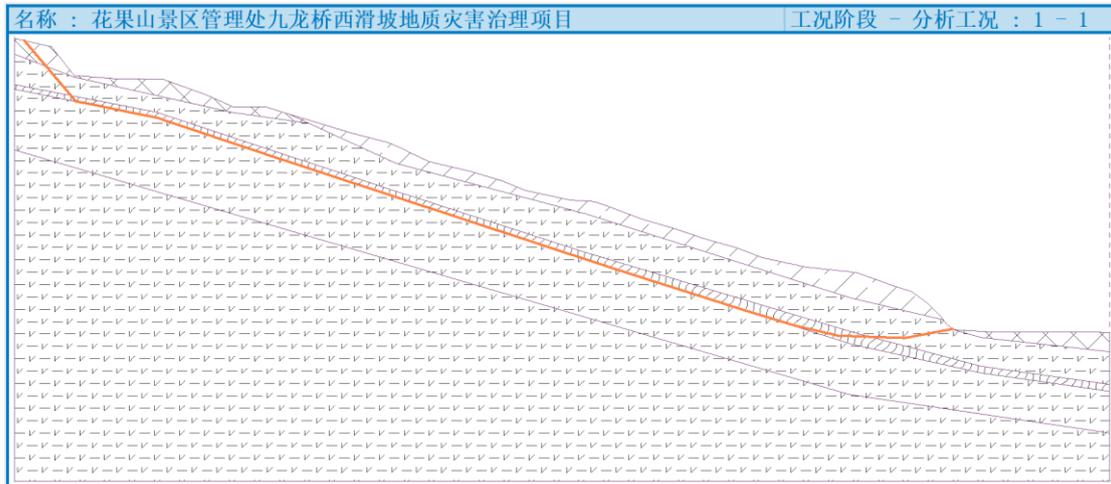


图 4-3.边坡稳定性计算剖面

③计算工况

分别计算天然工况和暴雨工况下边坡的稳定性。

④计算结果

根据本次收集的勘查资料，治理区坡体局部已发生变形，坡顶形成裂缝，挡墙开裂、鼓胀。经计算（下表），天然状态下，滑坡总体处于基本稳定状态；在久雨或暴雨影响下，坡体总体处于欠稳定状态，若不及时治理，将产生进一步滑动的危险。

表 4-3.滑坡稳定性计算结果统计表

典型计算剖面	滑动面位置	计算工况	稳定系数	稳定状态
剖面 1-1'	强风化云母片岩	天然工况	1.11	基本稳定
		暴雨工况	1.01	欠稳定

4.2.4.2 摩根斯坦-普赖斯法计算结果分析

计算断面选取变形较大的 1-1' 地质剖面作为滑坡稳定性计算断面，计算天然工况下边坡的稳定性系数，计算参数与传递系数法计算参数一致。见图 4-4, 图 4-5, 通过对现状边坡的稳定性分析可以得出：天然工况下边坡的整体安全稳定性系数为 1.104，表明现状边坡整体处于基本稳定状态；暴雨工况下边坡的整体安全稳定性系数为 1.012，表明暴雨工况下边坡整体处于欠稳定状态，见表 4-4。

表 4-4.摩根斯坦-普赖斯法滑坡稳定性计算结果统计表

典型计算剖面	滑动面位置	计算工况	稳定系数	稳定状态
剖面 1-1'	强风化云母片岩	天然工况	1.104	基本稳定
		暴雨工况	1.012	欠稳定

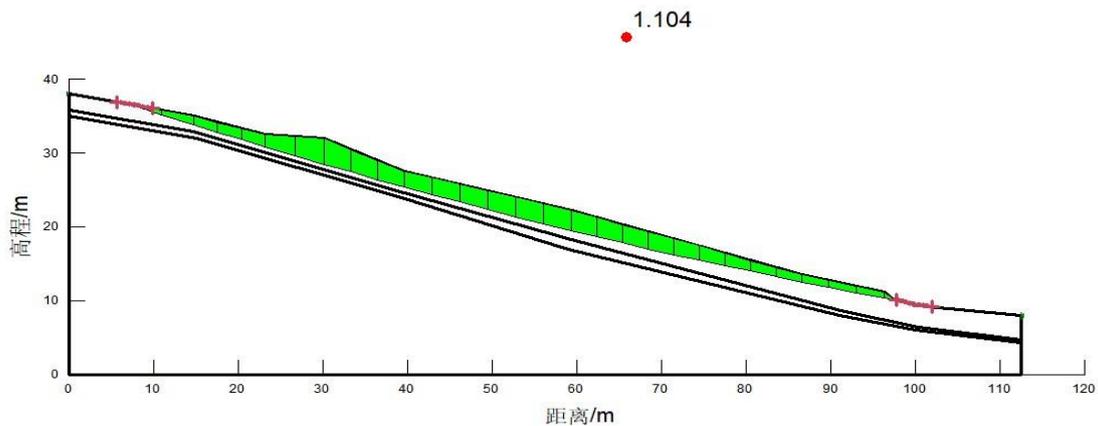


图 4-4.摩根斯坦-普赖斯法天然工况边坡稳定性系数

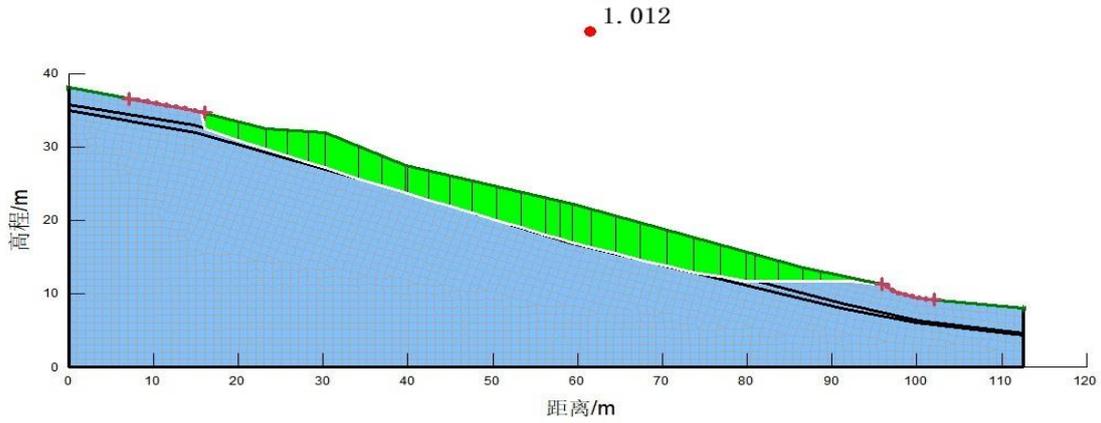


图 4-5.摩根斯坦-普赖斯法暴雨工况边坡稳定性系数

4.2.3.3 有限元法计算结果分析

有限元法计算断面选取变形较大的 1-1' 地质剖面作为滑坡稳定性计算断面，计算边坡应力场和变形场演化情况，计算参数与传递系数法计算参数一致。计算结果如下，见图 4-6~4-12。

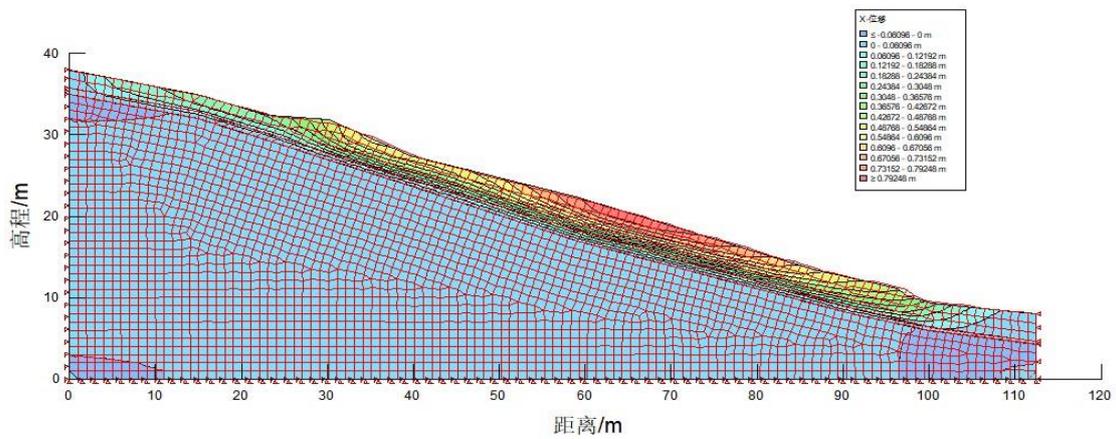


图 4-6.边坡水平位移云图

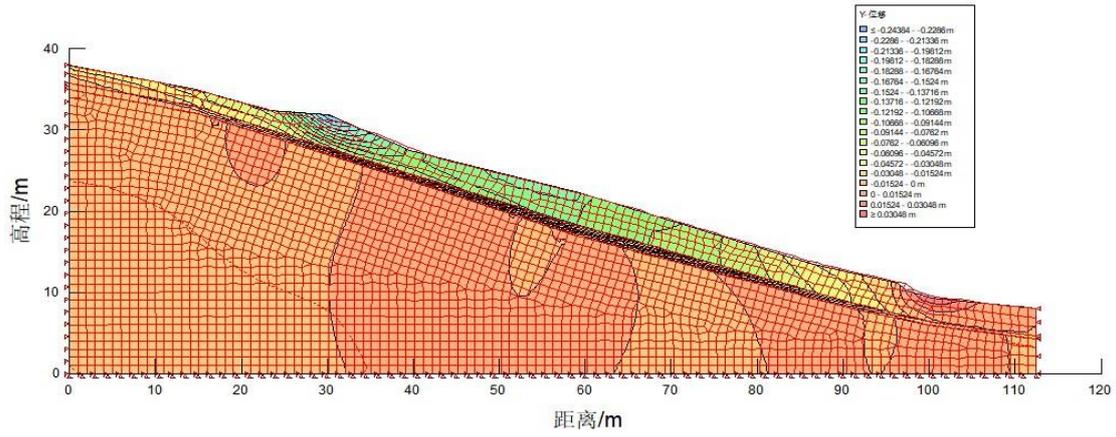


图 4-7.边坡垂直位移云图

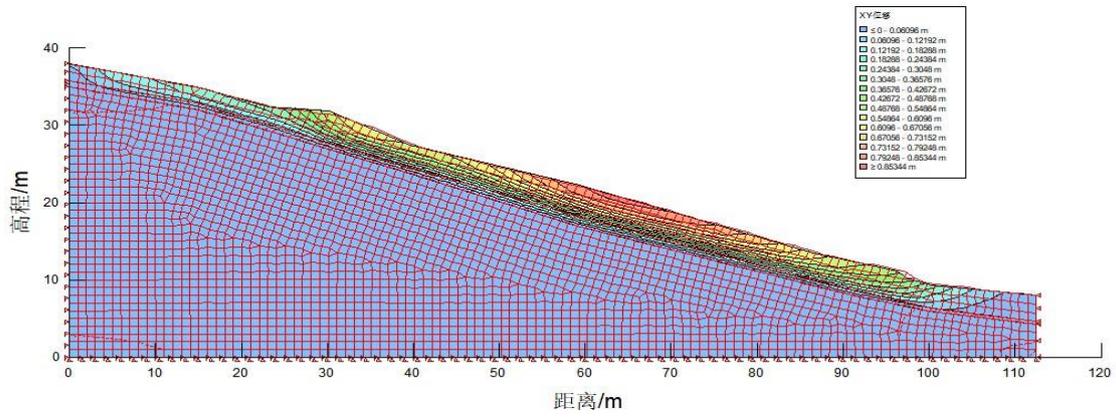


图 4-8.边坡总位移云图

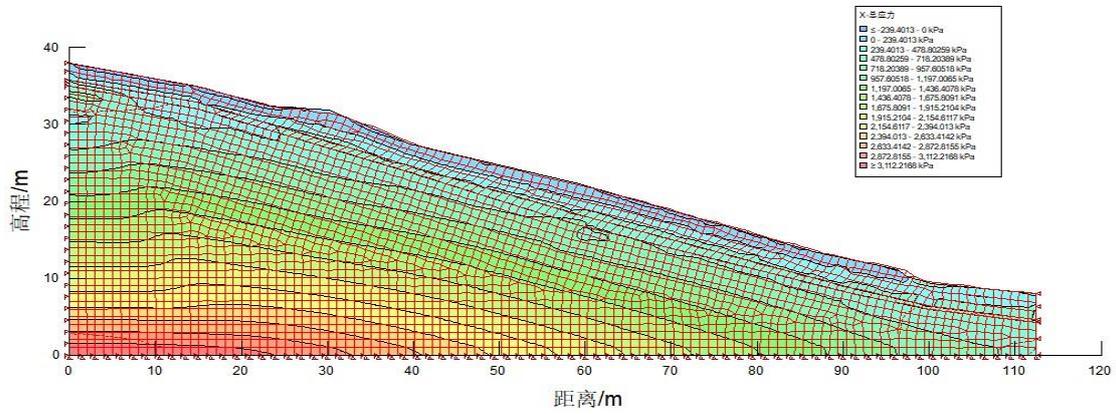


图 4-9.边坡水平应力云图

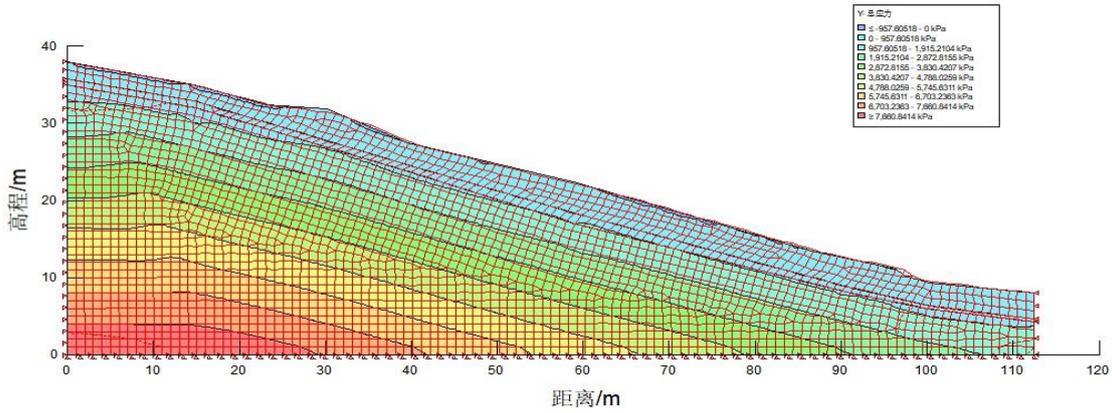


图 4-10.边坡垂直应力云图

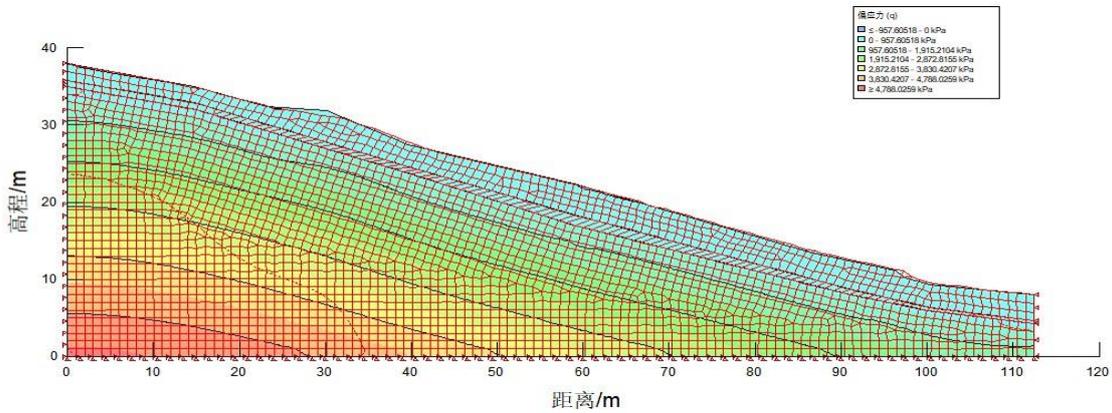


图 4-11.边坡偏应力云图

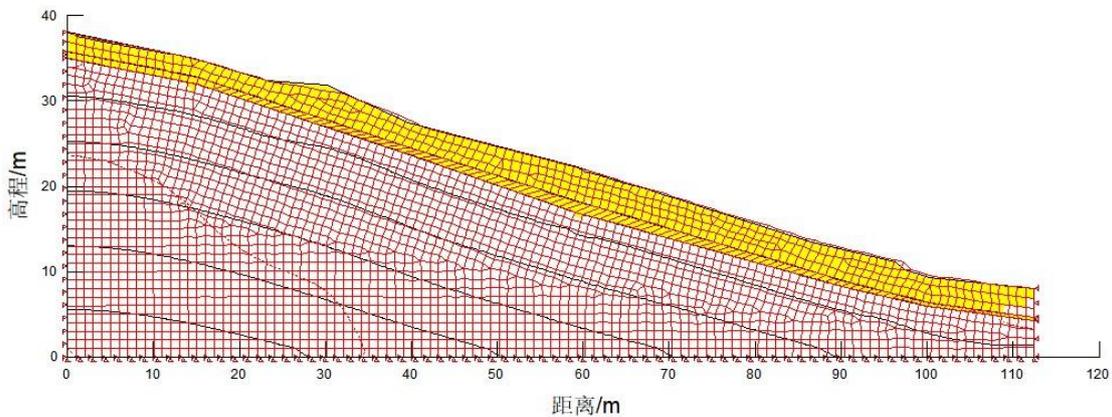


图 4-12.边坡塑性区图

通过对现状边坡有限元分析得出，位移场分析中，边坡发生水平位移较明显，水平位移集中在坡中下部，最大位移量可达 0.792m，坡体局部可能已经发生拉裂破坏，垂直位移相对较小，最大位移量为 0.226m 发生在坡体上部，表现为沉降下移变形，坡体底

部为隆起变形，变形量为 0.034m，总位移云图反映出最大总位移位于坡体中下部（坡体高度 1/3 处）。通过应力场分析，坡体的水平、垂直应力、偏应力卸荷基本发生在坡体滑带上方，表明这部分滑坡体卸荷作用明显，已经产生剪切破坏，该区域存在失稳风险。塑性区图反映出滑坡体及滑带处已经产生明显的整体塑性变形。

4.3 地质灾害发展趋势

滑坡地质灾害破坏性较大，尤其在人口较密集的景区道路上方，滑坡的发生会造成严重的经济损失和人员伤亡。此次滑坡隐患点位于花果山风景区九龙桥西侧，威胁到坡脚道路及游客的安全，若不及时治理，易发生滑坡，将造成较大的人员伤亡和财产损失，不利于社会稳定。

5 治理工程设计

5.1 设计目标与原则

5.1.1 设计目标

在收集资料和地质环境调查等工作的基础上,对滑坡稳定性进行分析评价、预测其发展趋势,选取经济合理、技术可行的治理措施进行地质灾害治理,消除地质灾害隐患,保障人民群众安全。

5.1.2 设计原则

(1) 安全可靠

通过工程治理,治理区消除了地质灾害隐患,保障人民群众生命财产的安全。

(2) 技术可行

根据治理区地质环境、地形地貌条件,采用切实可行的治理手段,彻底消除地质灾害隐患。

(3) 经济合理

在安全可靠、技术可行的基础上,选择合适的治理方案,确保设计方案的施工可操作性,降低成本,做到经济合理。

6.2 治理范围

根据地质灾害调查资料,结合拟采用的治理措施,确定本次治理范围,面积 5285m²,具体范围见工程部署图。

6.3 防治工程等级及安全系数

项目区地质灾害类型为滑坡，对坡脚广场、建筑及人员的人身安全构成一定的威胁。滑坡防治工程等级根据滑坡灾害造成的潜在经济损失和威胁对象等因素进行确定，按《滑坡防治工程勘查规范》（GB/T 32864-2016）中表 6-1，综合确定本滑坡防治工程等级为三级。根据《滑坡防治设计规范》（GB/T38509-2020）中滑坡抗滑稳定设计安全系数取值表 6-2，本项目各工况下荷载组合及安全系数选取如表 6-3 所示。

表 6-1.滑坡防治工程等级

滑坡防治工程等级		一级	二级	三级
潜在经济损失/万元		≥ 5000	$5000 >$ 且 ≥ 500	< 500
威胁对象	威胁人数/人	≥ 500	$500 >$ 且 ≥ 100	< 100
	工矿交通设施等	重要	较重要	一般
注：满足潜在经济损失或威胁对象中的其中之一条，即划定为相对应的防治工程等级。				

表 6-2.滑坡抗滑稳定设计安全系数取值表

防治等级	设计	校核		
	工况 I	工况 II	工况 III	工况 IV
I	1.30	1.25	1.15	1.05
II	1.25	1.20	1.10	1.02
III	1.20	1.15	1.05	不考虑
注：工况 I-基本荷载；工况 II-基本荷载+降雨荷载；工况 III-基本荷载+地震荷载；工况 IV-基本荷载+降雨荷载+地震荷载。				

表 6-3.本项目各工况下荷载组合及安全系数选取

编号	工况	荷载组合	安全系数	备注
1	天然工况	基本荷载	1.15	安全系数取值参考《滑坡防治设计规范》（GB/T38509-2020）条款 7.2.1
2	暴雨工况（校核工况）	基本荷载+降雨荷载	1.05	

6.4 工程设计

6.4.1 滑坡体清理

清理滑坡体前缘块石及碎石土，清理至抗滑桩开挖线后方，根据现场边坡坡面情况采取挂网喷浆等临时支挡措施，为后期抗滑桩开挖预留施工场地。

6.4.2 支挡工程

本工程采用抗滑桩进行滑坡治理，根据现有滑坡范围，综合考虑滑坡现状和施工条件，抗滑桩共布置两排，布设位置分别位于+188m平台和+210m平台。考虑到滑坡上方地形较陡，建筑物密集，且填方工程较多，本次调查未发现滑坡迹象，但边坡稳定性差，后排抗滑桩位置往上方偏移，具体滑坡位置见工程部署图，具体参数如下：

①上排抗滑桩

共计9根（编号K1~K9），桩长均为10m。抗滑桩采用方形桩，断面尺寸为1.5m×2.0m（宽×长），桩中心距8m。桩顶设置冠梁，冠梁断面尺寸为1.2m×2.0m。其中与桩连接段1m，向上延伸1m，用于支挡后方填土。冠梁随抗滑桩走向布置，冠梁钢筋与抗滑桩钢筋链接，连接位置根据抗滑桩方向现场调整。

②下排抗滑桩

共计9根（编号K10~K18）。桩长10m至13m不等。抗滑桩采用方形桩，断面尺寸为1.5m×2.0m（宽×长），桩中心距5m。桩顶设置冠梁，冠梁断面尺寸宽1.2m，高度1~3m，冠梁高度与桩顶标高一致。冠梁随抗滑桩走向布置，冠梁钢筋与抗滑桩钢筋链接，连接位置根据抗滑桩方向现场调整。

③抗滑桩采用人工结合机械开挖，施工时采用跳桩施工，每次间隔1~2孔。抗滑桩、连接梁钢筋笼均采用HRB400钢筋绑扎，C30混凝土浇筑。

6.4.3 截排水工程

在上部抗滑桩冠梁内侧浇筑截排水沟，将山体汇水引流至两侧边沟。排水沟深度0.4m，宽度0.4m，壁厚120mm，下部100mm采用砂石垫层，钢筋采用HRB400直径16mm的三级钢。在西侧道路入口处可采用盖板覆盖。

6.4.4 监测工程

为了解滑坡治理施工过程中及治理完成后滑坡体稳定变化特征，共设置7个地表大地变形监测点，对滑坡进行动态跟踪监测。其中JC01~JC06在施工前布设，用于施工过程监测和施工效果监测，JC07在施工完成后布设在桩顶，用于施工监测效果。

6.4.5 辅助工程

（1）安全标志

为了防止物体崩落危及生命安全，提醒人民群众和施工人员，在治理区显眼处布设安全标志。

（2）宣传牌

在治理区入口处设置宣传牌，标明该工程名称、平面图、治理内

容、参建单位等信息。

板面：采用电脑彩色喷绘，规格 1.5m×2.0m。

骨架与支撑：采用角钢等与板面连接牢固，埋于下部基础中。

基础：保证足够埋深。



图 6-1.安全标志示意图



6-2.安全生产警示牌示意图

项目名称	
项目设计平面图	建设单位： 勘察单位： 设计单位： 施工单位： 监理单位：
项目简介	

图 6-3.宣传牌示意图

6 监测要求

6.1 监测基本要求

(1) 监测工作应由地质灾害治理工程建设单位委托具有地质灾害监测资质及相关工作经验的单位进行，并在治理工程实施前确定，由监测承担单位根据地质灾害特征及治理工程措施，参照本设计提出的监测要求和相关规范制定详细的监测方案。监测单位应定期向建设单位、监理方、设计方和施工方提交监测报告，及时反馈监测信息，如在监测中发现异常情况，监测单位应随时将监测结果向相关单位报告。

(2) 监测阶段划分

根据《滑坡防治工程勘查规范》（GB/T32864-2016），本滑坡防治工程等级为三级，根据规范要求建立简易长期监测点。考虑到景区旅游旺季游客较多，该滑坡按二级滑坡防治工程进行监测，监测阶段分为施工期监测和防治效果监测。施工期监测与治理工程施工同步进行，监测结果作为判断滑坡稳定状态、指导施工、反馈设计和防治效果检验的依据。防治效果监测在治理工程竣工后 1 个完整水文年内进行，用以对滑坡体进行动态跟踪，了解滑坡体稳定变化特征，为工程竣工验收提供科学依据。

(3) 监测内容

①根据《滑坡防治工程勘查规范》（GB/T32864-2016），监测应建立地表大地变形监测和巡视观测相结合的综合立体监测网络。

②地表大地变形监测可采用经纬仪、全站仪、GPS 等测量仪器进行，监测项目包括滑坡水平位移、垂直位移以及变化速率，点位误差要求不超过 $\pm 5.4\text{mm}$ ，水准测量每公里中误差不小于 $\pm 1.5\text{mm}$ 。

(4) 变形、位移监测要求

①变形监测点应在布设初始建立初读值，变形监测应在施工前开始实施，监测频率初定 1 天一次，具体应根据施工的进度及监测的情况确定。

②变形监测的技术要求应符合现行的《工程测量规范》有关变形测量的规定，监测精度应满足不低于二等精度要求。

③监测数据应包括：监测基准点和监测点的位置、编号、监测日期、本次监测值和累积观测值；监测数据应编制成表或绘成曲线，变形监测结束应将上述资料汇总并附必要的文字说明。

④监测工作由专业人员进行。对监测结果及时反馈，发现异常情况及时通知施工方和设计人员，以便及时采取对策。

(5) 巡视观测要求

①巡视观测程序：应由监测实施单位按照监测任务的特点专门进行制定，程序中应包括巡视项目、巡视顺序、记录要求及巡视人员组成及职责等要求。

②巡视人员素质要求：应由监测实施单位指定一名专业的地质工程师负责主持工作，巡视人员应为专业技术人员或高级技术工人。

③巡视的内容主要为裂缝、滑移、坍塌等地面形变的位置、方向、规律、变形量及发生时间，以及人类工程活动影响、建筑物破坏情况等。

④巡视后的工作成果应以报告的形式及时送达相关部门及主管单位，如遇紧急情况可直接向上级主管部门汇报。

6.2 监测方法与精度

变形监测点包括水平位移监测和沉降监测。监测方法：在治理区下方稳定的区域，并且通视条件良好的地段设置 4 个基准点，在监测区域设置监测点标墩，利用全站仪采用前方交会法分别测量出各个监测点的角度、距离，并计算出各监测点的坐标，从而得到各监测点相对于基准点的位移量；使用水准仪测设一条往返闭合水准路线，监测各点沉降量。

变形监测精度要求如下：

A、水准测量每站观测高差中误差 $M_0 \leq \pm 0.5\text{mm}$

B、水准闭合（附和）路线，闭合（附和）差

$$f_w = \pm 1 \sqrt{N} \quad (N \text{ 为测站数})$$

C、垂直变形监测精度（最弱点观测高差中误差）

$$m_{\text{弱}} \leq \pm 1.0\text{mm}$$

D、平面位移监测精度（最弱点观测中误差）

6.3 施工期监测

(1) 施工期监测内容包括地表大地变形监测和巡视观测两部分。

(2) 施工安全监测点应布置在滑坡体稳定性差的部位，宜形成完整剖面，采用多种手段互相验证和补充。

(3) 施工安全监测，应采用一天一次的周期进行，有异常情况出现时应加密监测。

(4) 施工期安全监测应在开工初期就进行观察、以便获得完整的监测记录。

(5) 施工期间应重点加强桩顶及坡顶的沉降、位移监测，施工过程中，如果因为施工需要将部分监测点破坏，应及时更新布置监测点，保证监测效果。

(6) 边坡监测的总位移量预警值初步确定为 50mm，日位移量预警值为 5mm，具体预警值将根据监测中间成果确定。如出现异常情况，应及时反馈给业主和设计单位。

6.4 防治效果监测

(1) 防治效果监测内容同施工期监测内容一致，包括地表大地变形监测和巡视观测两部分。

(2) 防治效果监测应重点布置在桩顶。沿着滑坡主剖面进行。

(3) 根据地质灾害发育特征和治理工程措施，防治效果监测中地表大地变形监测设置 2 条监测纵剖面，总计 7 个地表大地变形监测点。

(4) 监测频率和时间

治理工程施工完成后前三个月 15 天监测 1 次，三个月后每月一次，同时在汛期、雨季及有异常情况出现时应加密监测。防治效果

监测期为治理工程竣工后 1 个完整水文年。同时进行长期的巡视观测。

6.5 监测成果提交

当监测任务完成后，或委托方要求时，提交技术报告书应包括以下内容：

- (1) 技术设计书或施测方案；
- (2) 变形测量工程的平面位置图；
- (3) 基准点和观测点分布平面图；
- (4) 标石、标志规格及埋设图；
- (5) 平差计算、成果质量评定资料及成果表；
- (6) 反应变形过程的图表。

7 施工技术要求

7.1 施工前的准备工作

(1) 熟悉边坡环境、场区地形、气象条件、植被条件、工程地质与水文地质条件和施工条件。

(2) 做好各坐标控制点（附件）的测量放线，按照设计要求进行施工测量放样。

(3) 做好水电配置工作，保证场地“三通一平”，并在施工前按照业主及施工需要搭建办公与生活临时设施。

(4) 对机械设备进行安装调试，调查场地及四周环境，做好施工前的准备工作。

(5) 施工前，组织相关施工管理及技术人员熟悉设计方案，做好技术交底工作，编制施工组织设计。

7.2 抗滑桩

(1) 施工前应编制严密的施工组织设计，选择合适的施工工艺和施工顺序，以确保顺利施工，如施工中有异常情况，应及时与设计人员联系处理。

(2) 施工工艺流程：测量定位→开口及锁口圈梁浇筑→分节开挖（土石方外运）→护壁→滑带确认（实测、取样拍摄）→桩孔清底验收→钢筋笼制作安装→声测管安装（有设计要求时）→桩身混凝土浇筑→工程质量检测。工程条件具备时，钢筋笼制作可分节提前完成，

在成孔完成后拼接安装。

(3) 施工中应确保桩位准确，严格控制，不偏心偏位。施工时应保证桩径偏差不大于 50mm，垂直度偏差小于 0.5%，桩位允许偏差不大于 100mm，桩底沉渣不宜超过 150mm。

(4) 抗滑桩按由浅至深、由两侧向中间的顺序施工。应采用间隔开挖方式，每次间隔 1~2 孔。成孔后应及时浇注混凝土，7~15 日后方可开挖相邻桩。

(5) 开挖过程及时进行地质编录。

(6) 滑带、实挖桩底高程应由施工单位会同设计、勘察、监理、业主等单位现场确定。

(7) 桩身混凝土采用商品混凝土。

(8) 桩身混凝土灌注应连续进行，不留施工缝。

(9) 抗滑桩桩身完整性检测应按 100%进行检测进行，采用低应变法。

7.3 排水沟施工

1、工艺流程：测量放线→开挖槽沟→铺设混凝土垫层→底板钢筋安装→底板混凝土浇筑→侧墙内模安装→侧墙钢筋绑扎→侧墙外模安装→侧墙混凝土浇筑。

2、施工工艺要求

(1) 测线时要将排水沟中线及边坡开挖边坡线现场标记，测边线时要保证两侧路基稳定、不下滑，放线同时，测定下挖深度。挖沟

前先用线绳确定开挖线，挖土不能使用大型机械，要使用镐头、铁锹等小型工具。

(2) 绑扎钢筋时要严格按照设计图纸尺寸进行，现场拼装绑扎牢固，支模前要挂线校准，保证连接顺直，模板必须垂直，两模板相错不能大于 3mm，关好模板后要用砂浆封堵，防止浇筑混凝土时漏浆，确保模板强度和支护强度要求。

(3) 混凝土浇筑前要确定混凝土标号和配合比，混凝土应均匀向一侧浇筑，发生跑模时及时调整，混凝土应用混凝土振动器进行振实捣固。垫层混凝土需根据标高控制线，采用平板振捣器振捣密实，并进行表面刮杠找平，木抹搓压拍实，待垫层混凝土达到设计要求后方可进行下道工序施工。

(4) 排水系统修建应按照图中基本走向，排水坡降不低于 5%，保证排水顺畅、不积水。

8 工程安全与环保

8.1 工程安全

在治理施工过程中，严格按照预先制定的操作程序进行，在施工可能影响到的路口等有人员活动场所设置醒目警示标志，安排专人巡逻，禁止非施工人员进入施工区域，防止危及行人、车辆等安全。

在治理施工过程中，施工人员必须佩戴安全帽，进行坡面施工的人员需系带安全绳、防滑鞋等防护设施。

施工方应加强管理，建立严格的边坡施工管理制度，根据现场情况设定临时观察点，同时建议指定专职安全员，定期检查各处边坡状况。发现问题，及时组织处理，必要时划定危险区，设立醒目标志，并立即组织撤离危险区工作人员，进行排险。

施工顺序需按照先坡顶后坡脚，自上而下的顺序进行施工，施工过程中若边坡有失稳趋势、沉降异常等现象时应立即停止开挖施工，及时用砂浆或沥青将裂缝抹平，防止雨水下渗，并及时通知建设、监理、设计等有关单位，以便制定对策。

8.2 环境保护

本项目在施工过程中主要涉及抗滑桩、排水沟修筑等内容，在施工过程应注意施工产生的噪声及振动影响，同时采取措施控制粉尘排放，减少对环境质量的影响。

8.2.1 大气污染防治

- 1) 施工垃圾应及时清运，清运时适量洒水减少扬尘；施工道路随时清扫洒水，减少道路扬尘。
- 2) 工地上使用的各类柴油、汽油机械执行相关污染物排放标准，不使用气体排放超标的机械。
- 3) 易飞扬的细颗粒散体材料尽量库内存放，如露天存放时采用严密苫盖。运输和卸运时防止遗洒飞扬。
- 4) 在施工区禁火焚烧有毒、有恶臭物体。

8.2.2 防止水污染措施

- 1) 办公区、施工区、生活区合理设置排水明沟、排水管，道路及场地适当放坡，做到污水不外流，场内无积水。
- 2) 在搅拌机前台及运输车清洗处设置沉淀池。排放的废水先排入沉淀池，经二次沉淀后，方可排入排水管网或回收用于洒水降尘。
- 3) 临时食堂附近应设置简易有效的隔油池，产生的污水先经过隔油池，平时加强管理，定期掏油，防止污染。
- 4) 禁止将有毒有害废弃物用作土方随意回填，以免污染地下水和环境。

8.2.3 防止施工噪声污染措施

- 1) 作业时尽量控制噪音影响，对噪声过大的设备尽可能不用或少用。在施工中采取防护等措施，把噪音降低到最低限度。

2) 对强噪声机械设置封闭的操作棚, 以减少噪声的扩散。

3) 在施工现场倡导文明施工, 尽量减少人为的大声喧哗, 不使用高音喇叭或怪音喇叭, 增强全体施工人员防噪声扰民的自觉意识。

4) 尽量避免夜间施工, 确有必要时及时向环保部门办理夜间施工许可证, 并向周边企业、居民告示。

8.2.4 其它环境保护措施

1) 施工现场环境卫生落实分工包干。制定卫生管理制度, 并由专人负责, 施工垃圾做到集中堆放, 生活垃圾设专门垃圾箱, 并加盖, 定期清运。确保生活区、作业区保持整洁环境。

2) 合理修建临时厕所, 不准随地大小便, 厕所内设冲水设施, 制定保洁制度。

3) 散装物品车辆全封闭运输, 车辆不超载运输。在施工现场设置冲洗水枪, 车辆做到净车出场, 避免在场内外道路上“抛、洒、滴、漏”。

4) 治理施工中尽可能减少对周边原生植被的破坏, 保护好施工周围的绿化与设施。

9 施工工期与进度安排

9.1 施工工期

本治理设计方案主要施工内容为抗滑桩、排水沟修筑等，根据治理措施和设计工作量，确定本项目的施工总工期为6个月。施工单位应组织精干的施工队伍和完好充足的设备、设施等，合理组织施工，控制好施工进度，保证按期完成施工任务。

9.2 进度安排

根据地质灾害治理的工作内容和相关技术要求，本工程施工进度计划如下：

表 9-1.施工总进度计划表

序号	工程名称	时间进度（月）					
		1	2	3	4	5	6
1	前期准备						
2	场地清理						
3	抗滑桩						
4	排水沟						
6	扫尾验收						

注：施工过程中，可根据天气条件等外界条件的变化，灵活调整施工项目。

10 工程量与经费预算

10.1 预算依据与标准

本项目经费预算主要依据《江苏省地质勘查基金项目预算标准（试行）》（江苏省国土资源厅、江苏省财政厅 2012.7）、《工程勘察设计收费标准（2002 年修订本）》并结合连云港市类似工程综合造价指标。

10.2 工程量及经费预算

花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理工程经费总预算约 450.82 万元，其中工程施工费用约 369.45 万元。工程量及工程预算见表 10-1。

表 10-1. 花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理工程经费预算表

序号	工程名称		工程量	单位	综合单价 (元)	预算(元)	说明	收费标准
1	一、工程施工费					3694474.94	(一) + (二) + (三) + (四)	
2	(一) 主体工程					3015800.00		参考市场价格
3	清坡	开挖	670	m ³	60.00	40200.00	机械开挖清理滑坡体	参考市场价格
4		临时支护	150	m ²	120.00	18000.00	挂网喷浆等临时措施	参考市场价格
5	抗滑桩	开挖	870	m ³	1350.00	1174500.00	人工开挖	参考市场价格
6		护壁	300	m ³	1200.00	360000.00	钢筋网片、混凝土浇筑、养护等	参考市场价格
7		浇筑(上排)	270	m ³	1600.00	432000.00	钢筋笼制作、混凝土浇筑、养护等	参考市场价格
8		浇筑(下排)	330	m ³	1600.00	528000.00	钢筋笼制作、混凝土浇筑、养护等	参考市场价格
9		连接梁	268	m ³	1600.00	428800.00	钢筋笼制作、混凝土浇筑、养护等	参考市场价格
10	排水沟	排水沟	15	m ³	1000.00	15000.00	钢筋笼制作、混凝土浇筑、养护等	参考市场价格
11		砂石垫层	6	m ³	550.00	3300.00		参考市场价格
12	宣传牌		1	项	10000.00	10000.00		参考市场价格
13	警示牌		2	项	3000.00	6000.00		参考市场价格
13	(二) 措施费					226105.00		
14	大型设备进出场费		1	项		50000.00	包括大型设备进出场临时道路	预算标准
15	安全文明施工费		1	项		45237.00	(一) × 1.5%	预算标准
16	环境保护费		1	项		3015.80	(一) × 0.1%	预算标准
17	临时设施费		1	项		30158.00	(一) × 1.0%	预算标准
18	检验试验费		1	项		12063.20	(一) × 0.4%	预算标准
19	扬尘控制费		1	项		21715.00	每平方米 1.4 元	预算标准

20	二次搬运费	1	项		60316.00	考虑到施工难度，暂按（一）×2%	
21	抗滑桩检测费	18	根	200.00	3600.00	抗滑桩全部采用低应变法检测	参考市场价格
22	（三）规费				116708.58		预算标准
23	工程排污费	1	项		3241.91	$(\text{一}) + (\text{二}) \times 0.1\%$	预算标准
24	社会保障费	1	项		97257.15	$(\text{一}) + (\text{二}) \times 3.0\%$	预算标准
25	住房公积金	1	项		16209.53	$(\text{一}) + (\text{二}) \times 0.5\%$	预算标准
26	（四）税金				335861.36		预算标准
27	税金				335861.36	$(\text{一}) + (\text{二}) + (\text{三}) \times 10\%$	
28	二、其它费用				702919.87		
29	设计费用	1	项		165000.00		
30	项目招投标	2	项		100000.00	含施工和监理，每项按 50000 元计	预算标准
31	监理费用	1	项		110834.25	工程施工费×3.0%	预算标准
32	监测费用	1	项		110834.25	工程施工费×3.0%	预算标准
33	项目管理	1	项		66500.55	工程施工费×1.8%	预算标准
34	项目审计	1	项		66500.55	工程施工费×1.8%	预算标准
35	竣工验收	1	项		33250.27	工程施工费×0.9%	预算标准
36	竣工测量	1	项		50000.00		参考市场价格
37	三、不可预见费	1	项		110834.25	工程施工费×3.0%	预算标准
38	合计				4508229.05	工程施工费+其它费用+不可预见费	

说明：项目涉及林地补偿费用和房屋防护费用本表中未予考虑。以上各项含材料费、人员工资及机械使用费。本结果仅供参考，工程施工时，应按照市场行情重新进行费用估算。

11 编制说明

(1) 本设计未尽事宜，按《矿山生态修复工程技术规程》（DB 32/T 4077.2—2021）、《滑坡防治设计规范》（GB/T 38509-2020）等相关技术标准、规范及文件执行。

(2) 施工方进场之后需按照设计方案中给出的治理边界进行测量放样，并由监理和设计单位确认后方能正式施工，以保证施工所采取的方案符合实际情况。

(3) 本项目地层下部均为坚硬岩层，人工挖孔桩施工困难，施工单位如具备施工条件建议采取机械开挖，降低人工成本和开挖风险。

(4) 工程施工将会对周边环境造成一定影响，因此施工单位在施工前应对本工程所涉及的各项施工项目进行深入分析，精心组织，确定合理的施工方法及环境保护事项，尽量减少对周边环境影响。

(5) 治理工程涉及抗滑桩、截排水沟等施工工艺，应聘请有资质的单位编制专项监测方案，加强监测，健全安全施工保障制度，抗滑桩工程严禁雨期施工，保障施工安全。施工期间需做好地表位移、变形监测，如出现异常情况，应及时通知人员撤离，并反馈给业主和设计单位采取措施。

(6) 受项目勘查孔位的限制，部分区域地层可能与实际存在误差。在项目实施的过程中，应根据现场实际开挖揭露情况进行动态设计，若出现与本设计不符，应进行设计调整。

(7) 项目抗滑桩开挖应严格按照设计要求做好护壁，上部填土、残积土、强风化片麻岩和云母片岩需做好护壁措施，下部中风化片麻岩可根据实际揭露岩体情况进行护壁。严禁在土石层变化处或滑动面处（强风化云母片岩层）分节护壁。

(8) 抗滑桩桩位不在同一条直线上，桩顶冠梁钢筋与抗滑桩钢筋相连，连接位置根据实际桩位调整，保证冠梁尺寸和配筋数与设计相符。

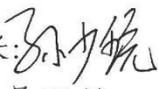
(9) 严格按照信息化施工的原则，施工过程中应始终与工程参与各方及相关主管部门保持紧密联系，以便及时有效解决工程实施过程中发现或产生的新问题，确保工程的圆满实施。

附件 1. 勘察报告评审意见

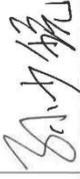
花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理项目勘察报告审查意见

2025 年 12 月 22 日，连云港市自然资源和规划局云台山景区分局组织有关专家（名单附后）对居安勘测有限公司编制的“花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理项目勘察报告”（以下简称报告）进行审查，花果山景区管理处参加会议。与会专家在踏勘现场、听取汇报的基础上，经质询讨论，形成意见如下：

1. 报告在收集资料和现场调查的基础上，开展了地质测绘、钻探、土工试验等工作，满足相关规范要求。
 2. 报告查明了滑坡地质灾害的成因、发育特征，并对其发展趋势和危害性进行了分析，结论正确。
 3. 报告通过室内试验、反演计算结合工程类比确定的岩土物力学参数基本合理；对滑坡的稳定性进行了评价，结果可信。
 4. 报告提出的防治措施建议可行。
- 同意通过。

专家组组长：
2025 年 12 月 22 日

花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理项目勘察报告
评审专家组成员名单

职务	姓名	单位	职称	签名
组长	孙少锐	河海大学	教授	
组员	师永海	江苏省地质学会	正高级工程师	
	楚永志	江苏省地质学会	高级工程师	

附件 2. 抗滑桩支护边坡稳定性分析计算书

计算工况：基本荷载+降雨荷载

边坡稳定性分析

输入数据

项目信息

日期：2025-12-10

分析设置

中国 - 国家标准 (GB)

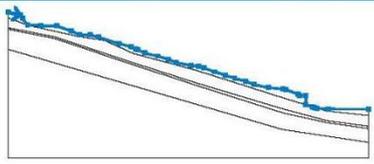
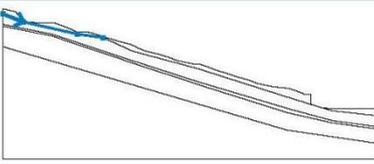
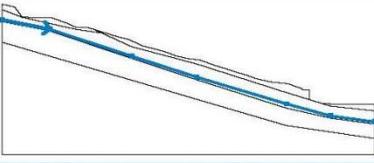
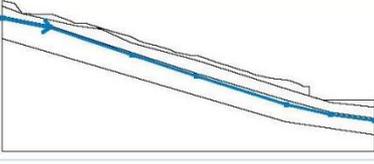
稳定性分析

验算方法：中国规范

地震荷载分析：GB 50330-2013中国建筑边坡工程技术规范

安全系数			
偶然设计状况			
折线滑面的安全系数：	SF _{polyg} =	1.15	[-]
圆弧滑面的安全系数：	SF _{circ} =	1.15	[-]

多段线

编号	多段线位置	多段线上点坐标 [m]					
		X	Z	X	Z	X	Z
1		0.00	41.17	3.81	40.31	4.57	39.31
		6.16	37.31	10.26	36.97	15.38	36.91
		19.81	35.31	22.52	34.07	25.87	34.06
		28.39	33.29	34.83	31.31	38.67	30.31
		40.22	29.64	40.81	29.31	42.93	28.31
		47.15	27.31	50.45	26.31	52.89	25.31
		57.47	24.31	59.95	24.14	61.55	23.61
		64.97	22.31	68.37	21.31	71.27	20.31
		74.78	19.31	77.36	18.31	81.91	17.31
		86.44	16.83	87.29	16.69	91.11	15.31
		91.63	14.83	93.63	14.83	93.63	11.91
		95.70	11.27	96.48	11.03	97.20	10.79
		100.78	10.56	113.36	10.52		
2		0.00	39.53	6.13	37.14	22.47	33.46
		30.47	32.31				
3		0.00	36.37	14.61	33.50	39.46	25.24
		59.16	18.84	86.55	10.59	100.04	6.96
		113.36	5.08				
4		0.00	35.87	14.65	32.91	39.46	24.54
		59.21	18.04	86.55	9.29	100.04	6.26
		113.36	4.36				

1

编号	多段线位置	多段线上点坐标 [m]					
		x	z	x	z	x	z
5		28.39	33.29	30.47	32.31	39.46	28.14
		59.19	22.84	86.55	14.09	97.20	10.79
6		0.00	29.53	86.37	4.03	113.36	0.00
7		97.20	10.79	100.04	9.96	113.36	8.49

岩土材料参数 - 有效应力状态

编号	名称	图例	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	素填土		10.00	6.00	18.50
2	残积土		12.00	30.00	18.70
3	强风化片麻岩		21.00	20.00	24.80
4	强风化云母片岩		10.50	7.50	19.75
5	中风化片麻岩		30.00	25.00	25.70

岩土材料参数 - 浮重度

编号	名称	图例	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	素填土		19.50		
2	残积土		19.50		

2

编号	名称	图例	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
3	强风化片麻岩		25.20		
4	强风化云母片岩		20.52		
5	中风化片麻岩		26.80		

岩土材料参数

素填土

天然重度： $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 应力状态：有效应力
 内摩擦角： $\phi_{ef} = 10.00^\circ$
 黏聚力： $c_{ef} = 6.00 \text{ kPa}$
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 19.50 \text{ kN/m}^3$

残积土

天然重度： $\gamma = 18.70 \text{ kN/m}^3$
 应力状态：有效应力
 内摩擦角： $\phi_{ef} = 12.00^\circ$
 黏聚力： $c_{ef} = 30.00 \text{ kPa}$
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 19.50 \text{ kN/m}^3$

强风化片麻岩

天然重度： $\gamma = 24.80 \text{ kN/m}^3$
 应力状态：有效应力
 内摩擦角： $\phi_{ef} = 21.00^\circ$
 黏聚力： $c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 25.20 \text{ kN/m}^3$

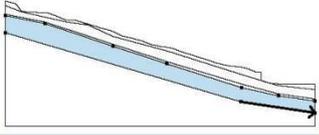
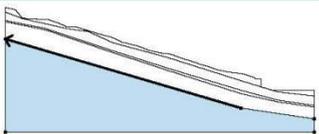
强风化云母片岩

天然重度： $\gamma = 19.75 \text{ kN/m}^3$
 应力状态：有效应力
 内摩擦角： $\phi_{ef} = 10.50^\circ$
 黏聚力： $c_{ef} = 7.50 \text{ kPa}$
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 20.52 \text{ kN/m}^3$

中风化片麻岩

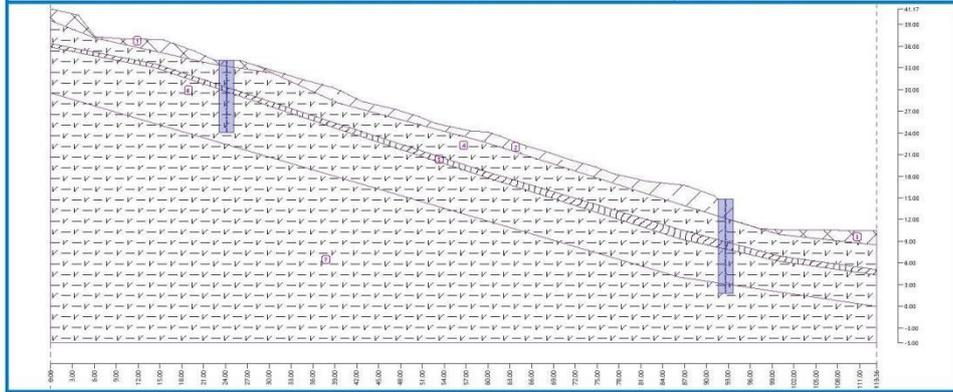
天然重度： $\gamma = 25.70 \text{ kN/m}^3$
 应力状态：有效应力
 内摩擦角： $\phi_{ef} = 30.00^\circ$
 黏聚力： $c_{ef} = 25.00 \text{ kPa}$
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 26.80 \text{ kN/m}^3$

指定材料和分区						
编号	分区位置	分区点坐标 [m]				指定材料
		x	z	x	z	
1		28.39	33.29	25.87	34.06	素填土
		22.52	34.07	19.81	35.31	
		15.38	36.91	10.26	36.97	
		6.16	37.31	4.57	39.31	
		3.81	40.31	0.00	41.17	
		0.00	39.53	6.13	37.14	
		22.47	33.46	30.47	32.31	
2		30.47	32.31	39.46	28.14	残积土
		59.19	22.84	86.55	14.09	
		97.20	10.79	96.48	11.03	
		95.70	11.27	93.63	11.91	
		93.63	14.83	91.63	14.83	
		91.11	15.31	87.29	16.69	
		86.44	16.83	81.91	17.31	
		77.36	18.31	74.78	19.31	
		71.27	20.31	68.37	21.31	
		64.97	22.31	61.55	23.61	
		59.95	24.14	57.47	24.31	
		52.89	25.31	50.45	26.31	
		47.15	27.31	42.93	28.31	
		40.81	29.31	40.22	29.64	
38.67	30.31	34.83	31.31			
28.39	33.29					
3		100.04	9.96	113.36	8.49	素填土
		113.36	10.52	100.78	10.56	
		97.20	10.79			
4		100.04	9.96	97.20	10.79	强风化片麻岩
		86.55	14.09	59.19	22.84	
		39.46	28.14	30.47	32.31	
		22.47	33.46	6.13	37.14	
		0.00	39.53	0.00	36.37	
		14.61	33.50	39.46	25.24	
		59.16	18.84	86.55	10.59	
		100.04	6.96	113.36	5.08	
113.36	8.49					
5		14.65	32.91	39.46	24.54	强风化云母片岩
		59.21	18.04	86.55	9.29	
		100.04	6.26	113.36	4.36	
		113.36	5.08	100.04	6.96	
		86.55	10.59	59.16	18.84	
		39.46	25.24	14.61	33.50	
0.00	36.37	0.00	35.87			

编号	分区位置	分区点坐标 [m]				指定材料
		x	z	x	z	
6		86.37	4.03	113.36	0.00	中风化片麻岩
		113.36	4.36	100.04	6.26	
		86.55	9.29	59.21	18.04	
		39.46	24.54	14.65	32.91	
		0.00	35.87	0.00	29.53	
7		86.37	4.03	0.00	29.53	中风化片麻岩
		0.00	-5.00	113.36	-5.00	
		113.36	0.00			

名称：花果山景区管理处九龙桥西滑坡地质灾害治理项目

工况阶段：1



抗滑桩

编号	桩顶坐标		桩长 l [m]	工程类型	连梁深度 h [m]	连梁长度 l _b [m]	桩水平间距	
	x [m]	z [m]					b _f [m]	b/b _b [m]
1	92.63	14.83	13.00	单排桩				5.00
2	24.13	34.07	10.00	单排桩				18.00

编号	桩身截面 [m]	抗滑承载力沿 桩身分布	桩身抗滑承载力		桩身抗滑力方向
			最大抗滑承载力 V _u [kN]	最大承载力桩 长比 K [-]	
1	s _x = 2.00; s _y = 1.50	均匀分布	4300.00		垂直桩身
2	s _x = 2.00; s _y = 1.50	均匀分布	4300.00		垂直桩身

地下水

地下水类型：无地下水

张裂缝

未输入张裂缝。

地震荷载

抗震设防烈度：7度 (0.1g)
综合水平地震系数：a_w = 0.0250

地震作用重要性系数： $C_i = 1.0$

工况阶段设置

设计状况：偶然设计状况

结果(工况阶段1)

分析 1

折线滑动面

滑动面坐标点 [m]									
X	Z	X	Z	X	Z	X	Z	X	Z
0.98	40.95	1.00	40.91	6.31	34.61	7.25	34.43	8.55	34.17
11.68	33.53	14.65	32.93	26.56	28.91	61.95	17.18	75.49	12.84
80.67	11.23	85.25	10.17	92.16	9.91	97.06	10.84		

给定滑面的分析。

作用在桩上的力

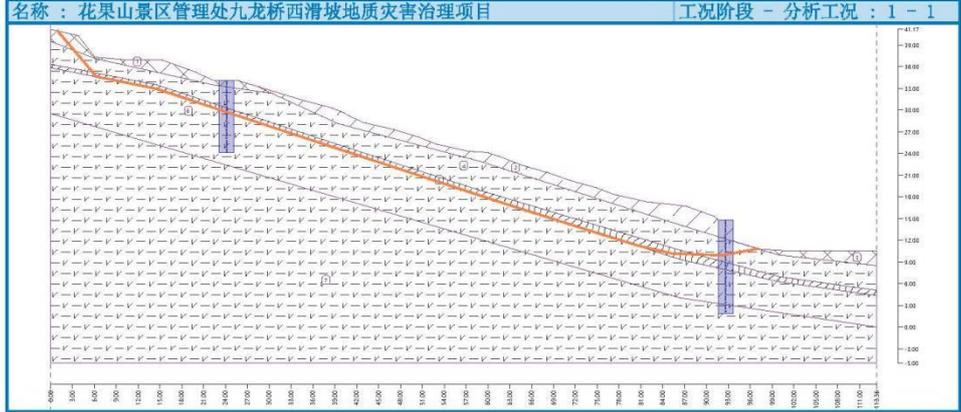
编号1抗滑桩 (92.63; 14.83 [m])
 桩后滑坡推力: 638.66 kN/m
 桩前滑体抗力: 225.39 kN/m
 滑面深度: 4.83 m
 地表以下桩长: 13.00 m

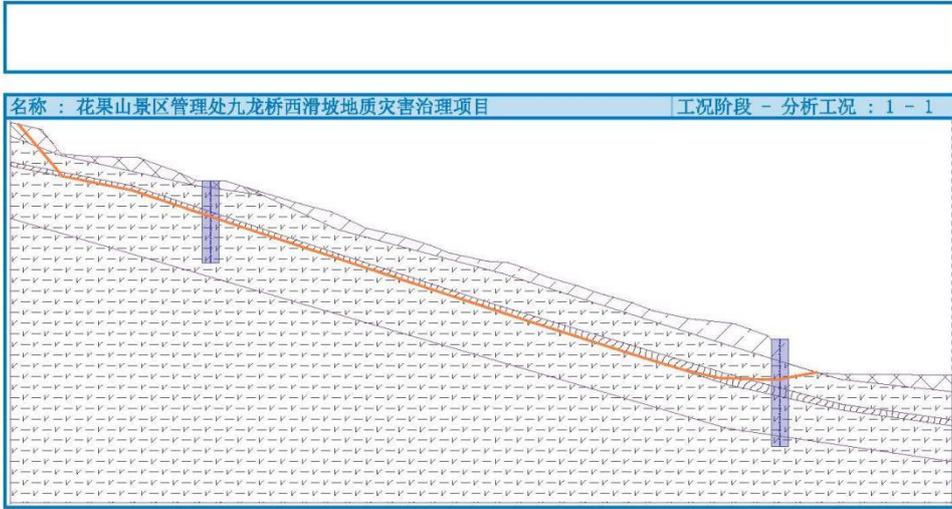
编号2抗滑桩 (24.13; 34.07 [m])
 桩后滑坡推力: 121.11 kN/m
 桩前滑体抗力: 27.27 kN/m
 滑面深度: 4.34 m
 地表以下桩长: 10.00 m

边坡稳定性验算 (斯宾塞法(Spencer))

安全系数 = 1.56 > 1.15

边坡稳定性 满足要求





抗滑桩验算 1

抗滑桩： 编号1抗滑桩 (92.63; 14.83 [m])

分析： 计算 1 (滑面折线)

计算方法： 斯宾塞法(Spencer)

附件 3. 抗滑桩验算计算书

桩位：上排桩

抗滑桩分析

输入数据

分析设置

中国 - 国家标准 (GB)

材料和规范

混凝土结构设计：中国规范GB 50010-2010

钢结构设计：中国规范GB 50017-2003

开挖分析

验算方法：中国规范
 主动土压力计算方法：Coulomb理论
 被动土压力计算方法：Mazindrani(Rankine)理论
 地震荷载分析：GB 50330-2013中国建筑边坡工程技术规范
 土的水平反力系数计算：中国规范
 滑面以下压力计算：中国规范-弹性

锚杆验算

验算方法：安全系数法 (ASD)

安全系数			
抗拉承载力安全系数：		SF _t =	2.20 [-]
抗拔承载力(岩土与锚固体)安全系数：		SF _e =	2.60 [-]
抗拔承载力(钢筋与砂浆)安全系数：		SF _c =	2.60 [-]

截面尺寸

结构长度= 10.00 m

截面名称：排桩 a = 18.00 m; b = 1.50 m; h = 2.00 m

桩身材料：混凝土

自动计算的嵌固段计算宽度折减系数 = 0.14

截面积 A = 1.67E-01 m²/m
 惯性矩 I = 5.56E-02 m⁴/m
 弹性模量 E = 30000.00 MPa
 剪切模量 G = 12000.00 MPa

滑面以上作用力

滑面深度 h_{s1} = 4.34 m

桩后滑坡推力类型：剩余下滑力

桩前滑体抗力类型：剩余抗滑力

桩后滑坡推力 T = 121.09 kN/m

桩前滑体抗力 P = 12.55 kN/m

滑坡推力分布图形：三角形

滑体抗力分布图形：三角形

结构材料

依据规范对钢筋混凝土结构进行分析 中国规范GB 50010-2010.

混凝土：C30

抗压强度标准值 f_{ck} = 20.10 MPa

抗拉强度标准值 f_{tk} = 2.01 MPa

弹性模量 E_c = 30000.00 MPa

剪切模量 G = 12000.00 MPa

纵向钢筋：HRB400

屈服强度 f_{yk} = 400.00 MPa

横向钢筋：HRB400

屈服强度 f_{yk} = 400.00 MPa

水平反力系数

水平反力系数

采用m法计算土的水平反力系数。



结构在嵌固(坑底)处的水平位移量 $v_b = 0.00$ mm

岩土材料基本参数

编号	名称	图例	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	素填土		10.00	6.00	18.50	9.50	9.00
2	残积土		12.00	30.00	18.70	9.50	11.00
3	强风化片麻岩		21.00	20.00	24.80	15.20	20.00
4	强风化云母片岩		10.50	7.50	19.75	10.52	10.00
5	中风化片麻岩		30.00	25.00	25.70	16.80	29.00

所有岩土材料都看作是无黏性土（在静止土压力分析时）。

岩土材料参数

素填土

天然重度： $\gamma = 18.50$ kN/m³
 应力状态：有效应力
 内摩擦角： $\phi_{ef} = 10.00$ °
 黏聚力： $c_{ef} = 6.00$ kPa
 结构与岩土间摩擦角： $\delta = 9.00$ °
 岩土材料：无黏性土
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 19.50$ kN/m³

残积土

天然重度： $\gamma = 18.70$ kN/m³
 应力状态：有效应力
 内摩擦角： $\phi_{ef} = 12.00$ °
 黏聚力： $c_{ef} = 30.00$ kPa
 结构与岩土间摩擦角： $\delta = 11.00$ °
 岩土材料：无黏性土
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 19.50$ kN/m³

强风化片麻岩

天然重度： $\gamma = 24.80$ kN/m³
 应力状态：有效应力
 内摩擦角： $\phi_{ef} = 21.00$ °
 黏聚力： $c_{ef} = 20.00$ kPa
 结构与岩土间摩擦角： $\delta = 20.00$ °
 岩土材料：无黏性土
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 25.20$ kN/m³

强风化云母片岩

天然重度： $\gamma = 19.75$ kN/m³
 应力状态：有效应力
 内摩擦角： $\phi_{ef} = 10.50$ °
 黏聚力： $c_{ef} = 7.50$ kPa
 结构与岩土间摩擦角： $\delta = 10.00$ °
 岩土材料：无黏性土
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 20.52$ kN/m³

中风化片麻岩

天然重度： $\gamma = 25.70$ kN/m³
 应力状态：有效应力
 内摩擦角： $\phi_{ef} = 30.00$ °
 黏聚力： $c_{ef} = 25.00$ kPa
 结构与岩土间摩擦角： $\delta = 29.00$ °



岩土材料： 无黏性土
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 26.80 \text{ kN/m}^3$

桩身嵌岩

嵌岩段桩长 $l = 5.50 \text{ m}$
 岩石单轴抗压极限强度 $f_{rk} = 20000.00 \text{ kPa}$
 水平方向的换算系数 $K = 0.50$
 折减系数 $v = 0.30$

剖面土层和指定材料

位置信息

地表标高 = 34.07 m

剖面土层和指定材料

编号	地层厚度 t [m]	深度 z [m]	高程 [m]	岩土材料	图例
1	0.70	0.00 .. 0.70	34.07 .. 33.37	素填土	
2	2.70	0.70 .. 3.40	33.37 .. 30.67	强风化片麻岩	
3	0.62	3.40 .. 4.02	30.67 .. 30.05	强风化云母片岩	
4	7.35	4.02 .. 11.37	30.05 .. 22.70	中风化片麻岩	
5	-	11.37 .. ∞	22.70 .. -	中风化片麻岩	

开挖

墙体前面土层开挖到深度0.01 m.

坑底形状

编号	坐标 x [m]	深度 z [m]
1	0.00	0.00
2	-0.74	0.00
3	-3.26	0.77
4	-9.70	2.75
5	-13.54	3.75
6	-15.09	4.42
7	-15.68	4.75
8	-17.80	5.75
9	-22.02	6.75
10	-25.32	7.75
11	-27.76	8.75
12	-32.34	9.75
13	-34.82	9.92
14	-36.42	10.45
15	-39.84	11.75
16	-43.24	12.75
17	-46.14	13.75
18	-49.65	14.75
19	-52.23	15.75
20	-56.78	16.75
21	-61.31	17.23
22	-62.16	17.37
23	-65.98	18.75





编号	坐标 x [m]	深度 z [m]
24	-66.50	19.23
25	-68.50	19.23
26	-68.50	22.15
27	-70.57	22.79
28	-71.35	23.03
29	-72.07	23.27
30	-75.65	23.50
31	-88.23	23.54
32	-89.23	23.54

起点 [0, 0] 位于坑底。
z轴正方向竖直向下。

墙后坡面

编号	坐标 x [m]	深度 z [m]
1	0.00	0.00
2	0.10	0.00
3	0.61	0.00
4	3.32	-1.24
5	7.75	-2.84
6	12.87	-2.90
7	16.97	-3.24
8	18.56	-5.24
9	19.32	-6.24
10	23.13	-7.10
11	24.13	-7.10

起点 [0, 0] 位于结构右上边角点
正坐标 +z 为竖直向下

地下水作用

地下水位位于结构以下。

地震荷载

抗震设防烈度：7度 (0.1g)

综合水平地震系数 $a_w = 0.025$

地震角 $\theta = 1.50^\circ$

地震作用重要性系数 $C_i = 1.00$

地下水位以下是承压水。

地基抗震承载力调整系数 $\zeta_a = 1.30$

全局设置

结构的离散数量 = 100

土压力分析：根据分析设置进行折减

截面最小压力被认为是 $\sigma_{a,\min} = 0.20 \sigma_z$

结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.00$

工况阶段设置

设计状况：持久设计状况

分析结果

滑面上作用在桩上的力

深度 [m]	被动土压力 [kPa]	主动土压力 [kPa]
0	0.00	0.00
0.01	0.00	0.13
0.01	0.00	0.13
4.34	5.80	55.80



土的水平反力系数和结构内力的分布

深度 [m]	结构前kh, p [MN/m ³]	结构后kh, z [MN/m ³]	位移 [mm]	土压力 [kPa]	剪力 [kN/m]	弯矩 [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-14.32	0.00	-0.00	-0.00
0.01	0.00	0.00	-14.29	0.17	-0.00	0.00
0.50	0.00	0.00	-13.41	5.77	-1.45	0.24
1.00	0.00	0.00	-12.51	11.53	-5.77	1.93
1.50	0.00	0.00	-11.61	17.29	-12.98	6.50
2.00	0.00	0.00	-10.71	23.05	-23.07	15.39
2.50	0.00	0.00	-9.81	28.81	-36.03	30.04
3.00	0.00	0.00	-8.91	34.57	-51.88	51.90
3.50	0.00	0.00	-8.03	40.33	-70.61	82.40
4.00	0.00	0.00	-7.16	46.09	-92.21	122.99
4.34	0.00	0.00	-6.58	49.96	-108.34	156.63
4.34	10.53	0.00	-6.56	-69.15	-108.27	157.49
4.50	10.91	0.00	-6.30	-68.75	-97.49	173.56
5.00	12.13	0.00	-5.47	-66.35	-63.64	213.79
5.50	13.34	0.00	-4.67	-62.36	-31.40	237.46
6.00	14.56	0.00	-3.91	-56.95	-1.51	245.57
6.50	15.77	0.00	-3.19	-50.26	25.34	239.47
7.00	16.99	0.00	-2.50	-42.42	48.56	220.83
7.50	18.20	0.00	-1.84	-33.51	67.59	191.61
8.00	19.42	0.00	-1.21	-23.55	81.90	154.03
8.50	20.64	0.00	-0.61	-12.54	90.97	110.58
9.00	21.85	0.00	-0.02	-0.43	94.26	64.02
9.50	0.00	166.25	0.56	92.94	72.44	20.30
10.00	0.00	175.00	1.13	198.51	-0.00	0.00

剪力最大值 = 108.34 kN/m
 弯矩最大值 = 245.57 kNm/m
 位移最大值 = 14.3 mm
 滑面处的结构位移 = 6.6 mm

按深度验算岩石承载力 6.23 m
 桩的最大横向压应力 $\sigma = 54.07$ kPa
 岩石地基横向容许承载力 $R_d = 3000.00$ kPa

岩石地基横向承载力 满足要求
 按深度验算岩石承载力 10.00 m
 桩的最大横向压应力 $\sigma = 198.51$ kPa
 岩石地基横向容许承载力 $R_d = 3000.00$ kPa

岩石地基横向承载力 满足要求
 警告 - 在地震分析时输入数据超出容许范围!
 采用软件自动修正后的墙后坡面倾角 β 进行分析。 ($\beta = 0.00^\circ$, $\beta_{\text{modif}} = 0.00^\circ$)

编号1截面

结构上作用力的分布

	位移最小值 [mm]	位移最大值 [mm]	剪力最小值 [kN/m]	剪力最大值 [kN/m]	弯矩最小值 [kNm/m]	弯矩最大值 [kNm/m]	A_{req} [mm ²]
0.00	-14.32	-14.32	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
0.01	-14.30	-14.30	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
0.01	-14.30	-14.30	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
0.01	-14.29	-14.29	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
0.01	-14.29	-14.29	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	-13.41	-13.41	-1.45	-1.45	0.24	0.24	5902.50
1.00	-12.51	-12.51	-5.77	-5.77	1.93	1.93	5902.50
1.50	-11.61	-11.61	-12.98	-12.98	6.50	6.50	5902.50
2.00	-10.71	-10.71	-23.07	-23.07	15.39	15.39	5902.50

	位移最小值 [mm]	位移最大值 [mm]	剪力最小值 [kN/m]	剪力最大值 [kN/m]	弯矩最小值 [kNm/m]	弯矩最大值 [kNm/m]	A _{req} [mm ²]
2.50	-9.81	-9.81	-36.03	-36.03	30.04	30.04	5902.50
3.00	-8.91	-8.91	-51.88	-51.88	51.90	51.90	5902.50
3.50	-8.03	-8.03	-70.61	-70.61	82.40	82.40	5902.50
4.00	-7.16	-7.16	-92.21	-92.21	122.99	122.99	5902.50
4.34	-6.58	-6.58	-108.34	-108.34	156.63	156.63	5902.50
4.34	-6.58	-6.58	-108.34	-108.34	156.63	156.63	5902.50
4.34	-6.56	-6.56	-108.27	-108.27	157.49	157.49	5902.50
4.34	-6.56	-6.56	-108.27	-108.27	157.49	157.49	5902.50
4.50	-6.30	-6.30	-97.49	-97.49	173.56	173.56	5902.50
5.00	-5.47	-5.47	-63.64	-63.64	213.79	213.79	5902.50
5.50	-4.67	-4.67	-31.40	-31.40	237.46	237.46	6197.78
6.00	-3.91	-3.91	-1.51	-1.51	245.57	245.57	6415.59
6.50	-3.19	-3.19	25.34	25.34	239.47	239.47	6251.77
7.00	-2.50	-2.50	48.56	48.56	220.83	220.83	5902.50
7.50	-1.84	-1.84	67.59	67.59	191.61	191.61	5902.50
8.00	-1.21	-1.21	81.90	81.90	154.03	154.03	5902.50
8.50	-0.61	-0.61	90.97	90.97	110.58	110.58	5902.50
9.00	-0.02	-0.02	94.26	94.26	64.02	64.02	5902.50
9.50	0.56	0.56	72.44	72.44	20.30	20.30	5902.50
10.00	1.13	1.13	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

结构内力最大值

位移最大值 = -14.3 mm
 位移最小值 = 1.1 mm
 弯矩最大值 = 245.57 kNm/m
 弯矩最小值 = 0.00 kNm/m
 剪力最大值 = 108.34 kN/m

验算钢筋混凝土结构截面 (排桩 a = 18.00 m; b = 1.50 m; h = 2.00 m)

对所有工况阶段进行分析。

荷载分项系数 = 1.00

钢筋 - 14根, 直径25.0mm; 保护层20.0mm

抗剪钢筋 - 2根 (双肢箍), 直径16.0mm; 间距200.0mm

配筋率 $\rho = 0.23\% > 0.20\% = \rho_{min}$

中和轴位置 $x/\beta_1 = 0.14\text{ m} < 1.27\text{ m} = \xi_b h_0/\beta_1$

截面受剪承载力设计值 $V_u = 4390.13\text{ kN} > 1950.17\text{ kN} = V$

截面受弯承载力设计值 $M_u = 4725.50\text{ kNm} > 4420.31\text{ kNm} = M$

截面满足要求。

桩位：下排桩

抗滑桩分析

输入数据

分析设置

中国 - 国家标准 (GB)

材料和规范

混凝土结构设计：中国规范GB 50010-2010

钢结构设计：中国规范GB 50017-2003

开挖分析

验算方法：中国规范
 主动土压力计算方法：Coulomb理论
 被动土压力计算方法：Mazindrani (Rankine)理论
 地震荷载分析：GB 50330-2013中国建筑边坡工程技术规范
 土的水平反力系数计算：中国规范
 滑面以下压力计算：中国规范-弹性

锚杆验算

验算方法：安全系数法 (ASD)

安全系数			
抗拉承载力安全系数：	$SF_t =$		2.20 [-]
抗拔承载力(岩土与锚固体)安全系数：	$SF_e =$		2.60 [-]
抗拔承载力(钢筋与砂浆)安全系数：	$SF_c =$		2.60 [-]

截面尺寸

结构长度 = 13.00 m

截面名称：排桩 a = 5.00 m; b = 1.50 m; h = 2.00 m

桩身材料：混凝土

自动计算的嵌固段计算宽度折减系数 = 0.50

截面面积 A = 6.00E-01 m²/m

惯性矩 I = 2.00E-01 m⁴/m

弹性模量 E = 30000.00 MPa

剪切模量 G = 12000.00 MPa

滑面以上作用力

滑面深度 $h_{s1} = 4.83$ m

桩后滑坡推力类型：剩余下滑力

桩前滑体抗力类型：剩余抗滑力

桩后滑坡推力 T = 638.66 kN/m

桩前滑体抗力 P = 225.39 kN/m

滑坡推力分布图形：三角形

滑体抗力分布图形：三角形

结构材料

依据规范对钢筋混凝土结构进行分析 中国规范GB 50010-2010.

混凝土: C30

抗压强度标准值 $f_{ck} = 20.10$ MPa

抗拉强度标准值 $f_{tk} = 2.01$ MPa

弹性模量 $E_c = 30000.00$ MPa

剪切模量 G = 12000.00 MPa

纵向钢筋: HRB400

屈服强度 $f_{yk} = 400.00$ MPa

横向钢筋: HRB400

屈服强度 $f_{yk} = 400.00$ MPa

水平反力系数

水平反力系数

采用m法计算土的水平反力系数。

1



结构在嵌固(坑底)处的水平位移量 $v_b = 0.00$ mm

岩土材料基本参数

编号	名称	图例	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	素填土		10.00	6.00	18.50	9.50	9.00
2	残积土		12.00	30.00	18.70	9.50	11.00
3	强风化片麻岩		21.00	20.00	24.80	15.20	20.00
4	强风化云母片岩		10.50	7.50	19.75	10.52	10.00
5	中风化片麻岩		30.00	25.00	25.70	16.80	29.00

所有岩土材料都看作是无黏性土（在静止土压力分析时）。

岩土材料参数

素填土

天然重度： $\gamma = 18.50$ kN/m³
 有效应力： $\phi_{ef} = 10.00^\circ$
 内摩擦角： $c_{ef} = 6.00$ kPa
 黏聚力： $\delta = 9.00^\circ$
 结构与岩土间摩擦角：
 岩土材料：无黏性土
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 19.50$ kN/m³

残积土

天然重度： $\gamma = 18.70$ kN/m³
 有效应力： $\phi_{ef} = 12.00^\circ$
 内摩擦角： $c_{ef} = 30.00$ kPa
 黏聚力： $\delta = 11.00^\circ$
 结构与岩土间摩擦角：
 岩土材料：无黏性土
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 19.50$ kN/m³

强风化片麻岩

天然重度： $\gamma = 24.80$ kN/m³
 有效应力： $\phi_{ef} = 21.00^\circ$
 内摩擦角： $c_{ef} = 20.00$ kPa
 黏聚力： $\delta = 20.00^\circ$
 结构与岩土间摩擦角：
 岩土材料：无黏性土
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 25.20$ kN/m³

强风化云母片岩

天然重度： $\gamma = 19.75$ kN/m³
 有效应力： $\phi_{ef} = 10.50^\circ$
 内摩擦角： $c_{ef} = 7.50$ kPa
 黏聚力： $\delta = 10.00^\circ$
 结构与岩土间摩擦角：
 岩土材料：无黏性土
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 20.52$ kN/m³

中风化片麻岩

天然重度： $\gamma = 25.70$ kN/m³
 有效应力： $\phi_{ef} = 30.00^\circ$
 内摩擦角： $c_{ef} = 25.00$ kPa
 黏聚力： $\delta = 29.00^\circ$
 结构与岩土间摩擦角：



岩土材料： 无黏性土
 饱和重度： $\gamma_{sat} = 26.80 \text{ kN/m}^3$

桩身嵌岩

嵌岩段桩长 $l = 5.50 \text{ m}$
 岩石单轴抗压极限强度 $f_{rk} = 20000.00 \text{ kPa}$
 水平方向的换算系数 $K = 0.50$
 折减系数 $v = 0.30$

剖面土层和指定材料

位置信息

地表标高 = 14.83 m

剖面土层和指定材料

编号	地层厚度 t [m]	深度 z [m]	高程 [m]	岩土材料	图例
1	2.31	0.00 .. 2.31	14.83 .. 12.52	残积土	
2	3.30	2.31 .. 5.61	12.52 .. 9.22	强风化片麻岩	
3	1.07	5.61 .. 6.68	9.22 .. 8.15	强风化云母片岩	
4	4.91	6.68 .. 11.59	8.15 .. 3.24	中风化片麻岩	
5	-	11.59 .. ∞	3.24 .. -	中风化片麻岩	

开挖

墙体前面土层开挖到深度2.92 m.

坑底形状

编号	坐标 x [m]	深度 z [m]
1	0.00	0.00
2	-2.07	0.64
3	-2.85	0.88
4	-3.57	1.12
5	-7.15	1.35
6	-19.73	1.39
7	-20.73	1.39

起点 [0, 0] 位于坑底。

z轴正方向竖直向下。

墙后坡面

编号	坐标 x [m]	深度 z [m]
1	0.00	0.00
2	0.52	-0.48
3	4.34	-1.86
4	5.19	-2.00
5	9.72	-2.48
6	14.27	-3.48
7	16.85	-4.48
8	20.36	-5.48
9	23.26	-6.48
10	26.66	-7.48
11	30.08	-8.78



编号	坐标		深度 z [m]
	x [m]		
12	31.68		-9.31
13	34.16		-9.48
14	38.74		-10.48
15	41.18		-11.48
16	44.48		-12.48
17	48.70		-13.48
18	50.82		-14.48
19	51.41		-14.81
20	52.96		-15.48
21	56.80		-16.48
22	63.24		-18.46
23	65.76		-19.23
24	69.11		-19.24
25	71.82		-20.48
26	76.25		-22.08
27	81.37		-22.14
28	85.47		-22.48
29	87.06		-24.48
30	87.82		-25.48
31	91.63		-26.34
32	92.63		-26.34

起点 [0.0] 位于结构右上边角点
正坐标 +z 为竖直向下

地下水作用

地下水水位位于结构以下。

地震荷载

抗震设防烈度：7度 (0.1g)
综合水平地震系数 $a_w = 0.025$
地震角 $\theta = 1.50^\circ$
地震作用重要性系数 $C_i = 1.00$

地下水位以下是承压水。
地基抗震承载力调整系数 $\zeta_a = 1.30$

全局设置

结构的离散数量 = 100
土压力分析：根据分析设置进行折减
截面最小压力被认为是 $\sigma_{a, \min} = 0.20 \sigma_z$
结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.00$

工况阶段设置

设计状况：偶然设计状况

分析结果

滑面以上作用在桩上的力

深度 [m]	被动土压力 [kPa]	主动土压力 [kPa]
0	0.00	0.00
2.92	0.00	159.81
2.92	0.00	159.81
4.83	235.87	264.40

土的水平反力系数和结构内力的分布

深度 [m]	结构前kh, p [MN/m ³]	结构后kh, z [MN/m ³]	位移 [mm]	土压力 [kPa]	剪力 [kN/m]	弯矩 [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-27.24	0.00	-0.00	-0.00
0.65	0.00	0.00	-25.31	35.57	-11.56	2.50

深度 [m]	结构前kh, p [MN/m ³]	结构后kh, z [MN/m ³]	位移 [mm]	土压力 [kPa]	剪力 [kN/m]	弯矩 [kNm/m]
1.30	0.00	0.00	-23.38	71.15	-46.25	20.04
1.95	0.00	0.00	-21.45	106.72	-104.05	67.63
2.60	0.00	0.00	-19.53	142.30	-184.98	160.32
2.92	0.00	0.00	-18.60	159.59	-232.68	226.17
2.92	0.00	0.00	-18.57	159.53	-233.96	228.03
3.25	0.00	0.00	-17.62	137.14	-282.32	312.39
3.90	0.00	0.00	-15.73	92.49	-356.94	521.72
4.55	0.00	0.00	-13.87	47.83	-402.55	770.12
4.81	0.00	0.00	-13.15	29.97	-412.66	876.20
4.81	0.00	0.00	-13.15	29.97	-412.66	876.20
4.84	8.35	0.00	-13.08	-109.20	-412.84	886.55
4.84	8.35	0.00	-13.08	-109.20	-412.84	886.55
5.20	9.94	0.00	-12.08	-120.06	-370.91	1029.66
5.85	2.79	0.00	-10.35	-28.89	-308.51	1246.51
6.50	3.41	0.00	-8.71	-29.72	-289.37	1440.85
7.15	37.01	0.00	-7.18	-265.69	-160.64	1597.03
7.80	42.70	0.00	-5.75	-245.70	6.21	1646.47
8.45	48.39	0.00	-4.45	-215.08	156.50	1592.47
9.10	54.07	0.00	-3.25	-175.61	283.93	1447.91
9.75	59.76	0.00	-2.15	-128.59	383.19	1229.42
10.40	65.45	0.00	-1.14	-74.74	449.64	956.84
11.05	71.14	0.00	-0.20	-14.19	478.93	652.91
11.70	0.00	204.75	0.70	142.74	444.68	346.78
12.35	0.00	216.13	1.57	339.08	289.01	101.44
13.00	0.00	227.50	2.43	553.44	-0.00	-0.00

剪力最大值 = 479.93 kN/m
 弯矩最大值 = 1646.47 kNm/m
 位移最大值 = 27.2 mm
 滑面处的结构位移 = 13.1 mm

按深度验算岩石承载力 7.55 m
 桩的最大横向压应力 $\sigma = 254.60$ kPa
 岩石地基横向容许承载力 $R_d = 3000.00$ kPa

岩石地基横向承载力 满足要求
 按深度验算岩石承载力 13.00 m
 桩的最大横向压应力 $\sigma = 553.44$ kPa
 岩石地基横向容许承载力 $R_d = 3000.00$ kPa

岩石地基横向承载力 满足要求
 警告 - 在地震分析时输入数据超出容许范围!
 采用软件自动修正后的墙后坡面倾角 β 进行分析。 ($\beta = 0.00^\circ$, $\beta_{\text{modif}} = 0.00^\circ$)

编号1截面

结构上作用力的分布

	位移最小值 [mm]	位移最大值 [mm]	剪力最小值 [kN/m]	剪力最大值 [kN/m]	弯矩最小值 [kNm/m]	弯矩最大值 [kNm/m]	A_{req} [mm ²]
0.00	-27.24	-27.24	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
0.65	-25.31	-25.31	-11.56	-11.56	2.50	2.50	5902.50
1.30	-23.38	-23.38	-46.25	-46.25	20.04	20.04	5902.50
1.95	-21.45	-21.45	-104.05	-104.05	67.63	67.63	5902.50
2.60	-19.53	-19.53	-184.98	-184.98	160.32	160.32	5902.50
2.92	-18.60	-18.60	-232.68	-232.68	226.17	226.17	5902.50
2.92	-18.60	-18.60	-232.68	-232.68	226.17	226.17	5902.50
2.92	-18.57	-18.57	-233.96	-233.96	228.03	228.03	5902.50
2.92	-18.57	-18.57	-233.96	-233.96	228.03	228.03	5902.50

	位移最小值 [mm]	位移最大值 [mm]	剪力最小值 [kN/m]	剪力最大值 [kN/m]	弯矩最小值 [kNm/m]	弯矩最大值 [kNm/m]	A_{req} [mm ²]
3.25	-17.62	-17.62	-282.32	-282.32	312.39	312.39	5902.50
3.90	-15.73	-15.73	-356.94	-356.94	521.72	521.72	5902.50
4.55	-13.87	-13.87	-402.55	-402.55	770.12	770.12	5902.50
4.81	-13.15	-13.15	-412.66	-412.66	876.20	876.20	6356.92
4.81	-13.15	-13.15	-412.66	-412.66	876.20	876.20	6356.92
4.83	-13.10	-13.10	-413.16	-413.16	883.25	883.25	6409.51
4.83	-13.10	-13.10	-413.16	-413.16	883.25	883.25	6409.51
4.84	-13.08	-13.08	-412.84	-412.84	886.55	886.55	6434.19
4.84	-13.08	-13.08	-412.84	-412.84	886.55	886.55	6434.19
5.20	-12.08	-12.08	-370.91	-370.91	1029.66	1029.66	7507.98
5.85	-10.35	-10.35	-308.51	-308.51	1246.51	1246.51	9155.43
6.50	-8.71	-8.71	-289.37	-289.37	1440.85	1440.85	10653.28
7.15	-7.18	-7.18	-160.64	-160.64	1597.03	1597.03	11872.49
7.80	-5.75	-5.75	6.21	6.21	1646.47	1646.47	12261.33
8.45	-4.45	-4.45	156.50	156.50	1592.47	1592.47	11836.67
9.10	-3.25	-3.25	283.93	283.93	1447.91	1447.91	10708.10
9.75	-2.15	-2.15	383.19	383.19	1229.42	1229.42	9024.62
10.40	-1.14	-1.14	449.64	449.64	956.84	956.84	6960.25
11.05	-0.20	-0.20	478.93	478.93	652.91	652.91	5902.50
11.70	0.70	0.70	444.68	444.68	346.78	346.78	5902.50
12.35	1.57	1.57	289.01	289.01	101.44	101.44	5902.50
13.00	2.43	2.43	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00

结构内力最大值

位移最大值 = -27.2 mm
 位移最小值 = 2.4 mm
 弯矩最大值 = 1646.47 kNm/m
 弯矩最小值 = 0.00 kNm/m
 剪力最大值 = 479.93 kN/m

验算钢筋混凝土结构截面 (排桩 a = 5.00 m; b = 1.50 m; h = 2.00 m)

对所有工况阶段进行分析。

荷载分项系数 = 1.00

钢筋 - 28根, 直径25.0mm; 保护层20.0mm

抗剪钢筋 - 2根 (双肢箍), 直径16.0mm; 间距200.0mm

配筋率 $\rho = 0.47\% > 0.20\% = \rho_{min}$

中和轴位置 $x/\beta_1 = 0.29\text{ m} < 1.27\text{ m} = \xi_b h_0/\beta_1$

截面受剪承载力设计值 $V_u = 4390.13\text{ kN} > 2399.67\text{ kN} = V$

截面受弯承载力设计值 $M_u = 9166.78\text{ kNm} > 8232.33\text{ kNm} = M$

截面满足要求。