文章编号: 1006-6616 (2013) 02-0188-10

# 汶川地震中唐家山滑坡稳定性研究

岳高伟<sup>1</sup>,李稳哲<sup>2,3</sup>,王 辉<sup>1</sup>,赵发锁<sup>2</sup>
(1.河南理工大学土木工程学院,河南焦作454000;
2.长安大学地质工程与测绘学院,西安710054;
3.陕西工程勘察研究院,西安710054)

摘 要:根据唐家山边坡滑坡前的基本地形地貌,建立相关模型,采用 Mohr-Coulomb 准则,利用折减强度法计算其安全系数,并分析在地震波作用下唐家山滑 坡的稳定性状况。安全系数计算结果显示,边坡模型在自然状态(即只有重力作 用)下的安全系数为1.46,表明边坡在自然状态下是相对稳定的。选取汶川地震 最初30秒幅值较大的地震波,对边坡采用自由场边界条件进行分析计算,结果表 明边坡在地震作用下将在坡面产生贯通的塑性区,这一塑性区与真实的滑坡坡体一 致,由于地震加速度的作用边坡将产生较大的位移和速度,这些大的位移和速度在 边坡滑坡后将产生巨大的能量,造成灾难和损失。 关键词:汶川地震:唐家山边坡:边坡稳定性:安全系数

中图分类号: P642.22 文献标识码: A

0 引言

岩质高边坡或滑坡动力稳定性研究是边坡稳定性研究的重要方面,有关其在地震荷载作 用下的稳定性分析一直是土木工程领域的重要研究课题。近年来,地震引起的岩质边坡地质 灾害频发,造成的损失令人触目惊心。例如,汶川地震触发的唐家山边坡失稳滑坡便是典型 的中陡倾角顺层高速滑坡,地震触发边坡下滑的时间约 30 s,滑移相对高差 900 m,推测下 滑速度约在 30 m/s,快速下滑堵江而形成的堰塞坝顺河向长 803.4 m,横河向最大宽度 611.8 m,推测体积为 2037 × 10<sup>4</sup> m<sup>3</sup>,所形成的堰塞湖曾威胁下游绵阳市 30 × 10<sup>4</sup> 人的生活 安全<sup>[1]</sup>。因此,采用准确恰当的分析方法进行岩质高边坡动力稳定性分析已成为工程界亟 待解决的问题<sup>[2~9]</sup>。

本文根据唐家山边坡滑坡前的基本地形地貌,建立相关模型,采用 Mohr-Coulomb 准则,利用折减强度法计算其安全系数,并分析在地震波作用下唐家山滑坡的稳定性状况。

1 唐家山基本地质概况

唐家山位于北川县城北约4.6 km 的通口河中游右岸。通口河河谷横断面呈"V"形,

收稿日期: 2012-12-02

基金项目:河南省重点学科资助项目 (509919)

作者简介: 岳高伟 (1977-), 男, 副教授, 博士, 主要从事工程地质灾害研究。E-mail: mxlygw@163.com

谷坡陡峻。滑坡前唐家山边坡下部地形较陡,坡度约为40°,基岩裸露;上部较缓,坡度30°左右(见图1a)。坡脚高程约665 m,坡顶分水岭部位高程近1500 m,相对高差约835 m,潜在势能大,再加之唐家山边坡坡体上、下游各分布一条小型浅冲沟切割(大水沟和小水沟),并且滑坡前的唐家山边坡位于通口河凹岸部位,长期的水流冲刷边坡坡脚,导致边坡潜在稳定性一般<sup>[10~12]</sup>,进而在汶川地震中导致滑坡(见图1b)。



(a) 滑坡前

(b) 滑坡后



Fig. 1 Photograph of Tangjiashan landslide

唐家山边坡位于龙门山断裂带内,处在龙门山断隆和四川盆地弱升区两个新构造单元的 交接部位。坡体由下寒武统清平组上部灰黑色薄—中厚层状长石云母粉砂岩、硅质板岩、泥 灰岩、泥岩组成,岩层软硬相间,倾向左岸,倾角 50°—85°。岩体小褶曲较多,完整性较 差,特别是硬岩之间的软岩层,常形成层间剪切带。山坡上部以粉质壤土为主,含量超过 60%,块石零星分布;下部岩屑和块石含量增高,厚度一般 5~20 m,主要由挤压构造片岩 组成,普遍锈染,强风化,遇水易泥化和软化,很容易构成潜在滑面<sup>[10~12]</sup>。

2 边坡稳定性基本原理

### 2.1 强度屈服准则

本文采用的强度屈服准则为 Mohr-Coulomb 准则。对于土和受静水压力不太大的岩石,可以假定 Mohr 包络线就是直线 (见图 2)。



图 2 理想 Mohr 圆包络线 Fig. 2 Envelope of the ideal Mohr circle

Mohr-Coulomb 强度准则可表示为:

$$r = c - \sigma \tan \phi \tag{1}$$

由图 2 所示的理想 Mohr 圆包络线图形的几何关系可得:

$$\tau = s \cos \phi \tag{2}$$

$$\sigma = \sigma_{\rm m} + s \sin \phi \tag{3}$$

将(2)、(3)式带入(1)式得到 Mohr-Coulomb 模型的主应力表示形式:

$$s + \sigma_{\rm m} \sin\phi - c\cos\phi = 0 \tag{4}$$

上式中,  $s = (\sigma_3 - \sigma_1)/2$  (最大主应力与最小主应力差值的一半),即最大剪应力, MPa;  $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$  (最大和最小主应力的平均值), MPa; c 是粘聚力, MPa;  $\phi$  是内摩 擦角, (°)。

Mohr-Coulomb 模型在  $\pi$  平面上为等边不等角的六边形,屈服面存在尖角。采用应变不 变量表示时,Mohr-Coulomb 模型的屈服面方程为:

$$F = R_{\rm mc}q - p\tan\phi - c = 0 \tag{5}$$

上式中 p 为等效应力, q 为 Mises 等效应力,  $R_{mc}$ 是 Mohr-Coulomb 偏应力系数, 定义为:

$$R_{\rm mc}(\theta,\phi) = \frac{1}{\sqrt{3}\cos\phi}\sin(\theta + \frac{\pi}{3}) + \frac{1}{3}\cos(\theta + \frac{\pi}{3})\tan\phi$$
(6)

式(6) 中  $\theta$  是极偏角, 定义 cos(3 $\theta$ ) =  $r^3/q^3$ , 0°  $\leq \phi \leq 90^\circ$ , r 是第三偏应力不变量。 Mohr-Coulomb 模型在子午线平面和  $\pi$  平面上的屈服面如图 3 所示。



图 3 Mohr-Coulomb 模型在子午线平面和  $\pi$  平面上的屈服面

Fig. 3 Yield surface of Mohr-Coulomb model in meridian plane and  $\pi$  plane

### 2.2 强度折减法计算安全系数

强度折减系数是在外荷载保持不变的情况下,边坡内土体所发挥的最大抗剪强度与外荷 载在坡内产生的实际剪应力之比,外荷载所产生的实际剪应力与抵御外荷载所发挥的最低强 度即按照实际强度指标折减后所确定的、实际中得以发挥的抗剪强度相等<sup>[13]</sup>。基于强度折 减有限元分析的边坡稳定性计算的基本原理是:将边坡强度参数(粘聚力 c 和内摩擦角  $\phi$ ) 同时除以一个折减系数  $F_i$ ,得到一组新的强度参数,即  $c_i$ 和  $\phi_i$ ;然后将  $c_i$ 和  $\phi_i$ 作为新的材 料参数再进行试算。当计算不收敛时,对应的 F 被称为边坡的最小安全系数,此时边坡达 到临界状态,土体即将发生剪切破坏,同时可得到边界滑动面:

$$c_t = c/F_t \tag{7}$$

$$\varphi_i = \arctan(\tan\phi/F_i) \tag{8}$$

### 3 模型建立

### 3.1 数值模型

本文建立的数值计算二维模型如图 4,边坡的底部跨度为 1700 m,左边高度为 300 m, 右边高度为 830 m,整个边坡情况与唐家山边坡截面基本吻合。模型水平方向的网格数量为 70,竖直方向网格数量为 20,总网格数量为 1400 (见图 5)。该模型计算相对快速且足够反 映边坡稳定状况。



### 3.2 材料参数

唐家山边坡构成成分比较复杂,主要是岩石和土,而岩石和土的成分及结构具有复杂 性、不均匀性以及材料强度参数的动态变化特性,本文根据前人对唐家山边坡地质状况的统 计,选取了一组具有平均意义的材料参数(见表1)。

表1 边坡材料参数

Table 1 Rock mass parameters	
------------------------------	--

密度/(kg・m <sup>-3</sup> )	体积模量/MPa	剪切模量/MPa	粘聚力/MPa	抗拉强度/MPa	内摩擦角/(°)
2500	10000	6000	0.5	4. 5	40

### 4 数值模拟结果与分析

#### 4.1 自然条件下的边坡稳定性

本文根据上述建立的唐家山边坡模型和选取的边坡材料参数(见表1)计算模型在自然 条件(即自重作用)下的安全系数。计算时需要给整个模型添加约束边界条件(见图6), 约束左右边界(即竖直边界)的水平位移、底边(即水平边界)的水平位移和竖直位移。 为便于分析,正式计算之前在边坡表面预先选取了7个监测点(见图7),计算过程中记录 这些点的位移、应力、速度等量的变化。

图 8 为基于摩尔 - 库伦理论的边坡应力、位移、速度等的计算结果。图 8a、8b 分别表 示水平方向和竖直方向的应力分布;图 8c、8d 显示的是水平方向和竖直方向的位移情况, 从图 8d 可以看出,最大竖直位移分布在坡顶处,如果有其他外荷载的作用很容易导致坡顶 的断裂,诱发滑坡;图 8e 是边坡模型的位移矢量图,从图中不难发现,在边坡坡面处,位 移矢量的方向是朝坡面外侧的,这种位移矢量分布在后续荷载的持续作用下能够表征滑坡的



发生;图 8f为计算之前选取的监测点的竖直位移变化情况,本文选取竖直向上为正方向,可以看到坡角以上监测点的位移为负值,而坡角和河道底部监测点的位移为正值,这是由于 边坡的大部分重力主要分布于坡角往右侧,右侧的连续沉降导致坡角和河道处的翘曲,所以 位移值显示为正值,位移值的数量级为10<sup>-3</sup> m,与实际情况相符。



Fig. 8 Analyzing results of slope gravity with Molar Coulomp theory

通过边坡在自重作用下基于摩尔 - 库伦理论的折减强度法的计算分析,得到边坡模型的 安全系数为1.46,表明此边坡模型在自重应力作用下是相对稳定的。

#### 4.2 汶川地震作用下的边坡稳定性

本文采用汶川地震最初 30 s 幅值较大的地震波(见图 9)分析地震作用下唐家山边坡的 稳定性。





分析时需要对边坡模型的边界进行处理,因为边界上存在波的反射,会对动力分析的结果产生影响。本文所采用的分析软件提供了粘性边界和自由场边界两种边界条件来减少模型 边界上波的反射。

粘性边界可以吸收边界上的入射波,具体做法是在模型的法向和切向分别设置自由阻尼 器从而实现吸收入射波的目的,阻尼器提供的法向和切向粘性力如下式:

$$t_{\rm n} = -\rho C_p v_{\rm n} \tag{9}$$

$$t_{\rm s} = -\rho C_{\rm s} v_{\rm s} \tag{10}$$

其中,  $v_n$ 、 $v_s$ 分别为模型边界上法向和切向的速度分量, m/s;  $\rho$  为介质密度, kg/m<sup>3</sup>;  $C_p$ 、  $C_s$ 分别为p 波和s 波的波速, m/s。这种粘性边界对于入射角大于 30°的入射波基本能够完全 吸收, 而对于入射角较小的波, 如面波, 虽然仍有一定的吸收能力, 但吸收不完全。

对诸如大坝之类的地面结构进行动力反应分析时,在模型各侧面的边界条件须考虑为没 有地面结构时的自由场运动。软件通过在模型四周生成二维和一维网格的方法来实现这种自 由场边界条件,主体网格通过阻尼器与自由场网格进行耦合,自由场网格的不平衡力施加到 主体网格的边界上。由于自由场边界提供了与无限场地相同的效果,因此向上的面波在边界 上不会产生扭曲。本文的边坡为岩质边坡,模量较大,属于刚性地基,模型底部无需施加静 态边界条件,可以在底部直接施加加速度或速度荷载,并采用自由场边界条件(见图10)。



图10 地震作用边坡模型施加的自由场边界条件和监测点

Fig. 10 Free field boundary condition and monitoring points distribution of numerical model

计算时要解除边坡底部的约束,然后施加图9所示的地震波,最后施加自由场边界条

件,计算地震作用下模型的稳定性。根据计算结果得到了如图 11a 所示的塑性区分布,在地 震前期,边坡表面就出现了塑性区 (图 11a 中紫色部分),且塑性区逐渐贯通至边坡顶部, 塑性区的形成和贯通预示着边坡的稳定性遭到破坏,在随后地震波的持续作用下,导致了滑 坡。图 11a 中的塑性区域 (长约 650 m,厚 20~90 m)与滑坡区域 (见图 11b,长约 800 m,

厚约 70 m)<sup>[11~12]</sup>比较接近。



地震过程中边坡的位移变化如图 12 所示。由于汶川地震的震级大,所以地震过程中边 坡表面将不可避免地出现大位移,从图中可以看到,本文选取的监测点(一些监测点在图 中曲线几乎重合,在此只给出3和4点)的位移在地震发生后能达到几米以上,最后随着地 震波的持续作用,位移出现突然增加的趋势,表明此时边坡已经失稳,将产生滑坡。在地震 过程中,由于整个边坡的内部遭到破坏,岩石出现断裂挤压,然后在地震的作用下又重新分 布,裂缝被填实,致使坡面出现较大的位移,造成较大的上升或者沉降,从而导致滑坡的 发生。



图 12 边坡地震分析中监测点的位移变化 Fig. 12 Displacement change of monitoring points

地震过程使得原本静止的边坡产生加速度,从而导致边坡各个部分产生不同的速度,而 一旦边坡发生滑坡,滑动的坡体将以一定的速度下滑,这种下滑比静止滑坡能量更大,更容 易造成灾难和损失。图 13 显示了本文所选取的 3、4 监测点的速度变化情况,图 13a 是监测 点的水平速度时程,图 13b 为监测点的竖直速度时程。从图中可以看出,边坡表面在地震开 始后,速度发生了突然的改变,这种突变既包含了速度大小的改变,也包含了速度方向的改 变,水平速度最大达到4 m/s,竖直速度最大也达到4 m/s。随着地震的后续作用,边坡将 发生失稳,可以推测速度将会变得更大,而在边坡发生失稳导致滑坡以后,以这样的初速度 下滑的坡体在高程很大的情况下将产生巨大的能量,这种能量对于坡下的物体和河道将产生 剧烈的影响。



图 13 地震时监测点的速度时程 Fig. 13 Speed change of monitoring points

### 5 结论

唐家山边坡模型在自重作用下安全系数为1.46,结合边坡的应力、位移和速度等分析 认为,此边坡模型在自重应力作用下是相对稳定的。

在地震前期,边坡表面就出现了塑性区,而且塑性区逐渐贯通至边坡顶部,塑性区的形 成和贯通预示着边坡的稳定性遭到破坏,随后在地震的持续作用下,导致了滑坡,汶川地震 作用下的塑性区域与滑坡区域一致。

在地震过程中,由于整个边坡的内部遭到破坏,岩石出现断裂挤压,随后在地震的作用 下又重新分布,裂缝被填实,致使坡面出现较大的位移,造成较大的上升或者沉降,从而导 致滑坡的发生。同时,地震的过程使得原本静止的边坡产生加速度,从而导致边坡各个部分 产生不同的速度,而一旦边坡发生滑坡,滑动的坡体将以一定的速度下滑,这种下滑比静止 滑坡能量更大,更容易造成灾难和损失。

#### 参考文献

- [1] 殷跃平,潘桂堂,刘宇平,等. 汶川地震地质与滑坡灾害概论 [M]. 北京:地质出版社, 2009: 61~126.
   YIN Yue-ping, PAN Gui-tang, LIU Yu-ping, et al. Great Wenchuan earthquake seismogeology and landslide hazards
   [M]. Beijing: Geological Publishing House, 2009: 61~126.
- [2] 史丹,陈蕴生,韩信,等. 岩质边坡地震动力稳定性研究进展 [J]. 西北农林科技大学学报:自然科学版, 2006,34 (2):147~152.
   SHI Dan, CHEN Yun-sheng, HAN Xin, et al. The evaluation of seismic dynamic stability of rock slope [J]. Journal of Northwest A&F University: Natural Science Edition, 2006, 34 (2):147~152.
- [3] 杜宇本,郑光,蒋良文,等. 大瑞铁路澜沧江大桥工程边坡稳定性三维数值模拟分析 [J]. 地质力学学报, 2010,16 (1):108~114.

DU Yu-ben, ZHENG Guang, JIANG Liang-wen, et al. 3D numerical simulation of slope stability of Lancangjiang Bridge on

Dali-Ruili Railway  $\left[ \; J \; \right].$  Journal of Geomechanics, 2010, 16  $\; (1):$  108 ~114.

[4]	王治华, 杜明亮, 郭兆成, 等. 缓倾滑坡地质力学模型研究——以冯店滑坡为例 [J]. 地质力学学报, 2012,
	18 (2): 97~119.
	WANG Zhi-hua, DU Ming-liang, GUO Zhao-cheng, et al. Study on the geomechanical model of landslide with low dip angle
	strata structure: Taking Fengdian landslide as an example [J]. Journal of Geomechanics, 2012, 18 (2): 97~119.
[5]	陶骞,刘超,朱志铭,等. 多工况下汉源二蛮山滑坡机理数值模拟 [J]. 地质力学学报, 2012, 18 (4):
	440 ~ 450.
	TAO Qian, LIU Chao, ZHU Zhi-ming, et al. Numerical simulation of landslide mechanism at Ermanshan of Hanyuan under
	different conditions [J]. Journal of Geomechanics, 2012, 18 (4): 440~450.
[6]	唐洪祥, 邵龙潭. 地震动力作用下有限元土石坝边坡稳定性分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23 (8):
	1318 ~ 1324.
	TANG Hong-xiang, SHAO Long-tan. Finite element analysis on slope stability of earth-rock dam under earthquake [J].
	Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23 (8): 1318 ~ 1324.
[7]	许建聪,尚岳全,田晓娟. 三维弹塑性接触有限元滑坡稳定性分析 [J]. 地质力学学报, 2006, 12 (2):
	150 ~ 159.
	XU Jian-cong, SHANG Yue-quan, TIAN Xiao-juan. Landslide stability analysis by the 3D elasticplastic contact finite
	element algorithm [J]. Journal of Geomechanics, 2006, 12 (2): 150~159.
[8]	张永双,王红才. 砂黄土高边坡稳定性的数值模拟研究 [J]. 地质力学学报,2004,10 (4):357~365.
	ZHANG Yong-shuang, WANG Hong-cai. Numerical simulation of the stability of high sand loess slopes [J]. Journal of
	Geomechanics, 2004, 10 (4): 357~365.
[9]	郭彬彬,赵卫华,王红才,等. 千灵山岩质边坡地质雷达探测及稳定性分析 [J]. 地质力学学报, 2013, 19
	(1): 104~112.
	GUO Bin-bin, ZHAO Wei-hua, WANG Hong-cai, et al. Geological radar survey and stability analysis of rock slope in
	Qianling Mountain based on strength reduction FEM [J]. Journal of Geomechanics, 2013, 19 (1): $104 \sim 112$ .
[10]	胡卸文,黄润秋,施裕兵,等. 唐家山滑坡堵江机制及堰塞坝溃坝模式分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2009,
	28 (1): 181~189.
	HU Xie-wen, HUANG Run-qiu, SHI Yu-bing. et al. Analysis of blocking river mechanism of Tangjiashan landslide and
	dam-breaking mode of its barrier dam [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28 (1):
	181 ~ 189.
[11]	崔芳鹏,胡瑞林,殷跃平,等. 纵横波时差耦合作用的斜坡崩滑效应离散元分析:以北川唐家山滑坡为例 [J].
	岩石力学与工程学报, 2010, 29 (2): 319~327.
	CUI Fang-peng, HU Rui-lin, YIN Yue-ping, et al. Discrete element analysis of collapsing and sliding response of slope
	triggered by time difference coupling effects of P and S seismic waves: Taking Tangjiashan landslide in Beichuan County for
	example [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29 (2): 319~327.
[12]	许强, 董秀军. 汶川地震大型滑坡成因模式 [J]. 地球科学: 中国地质大学学报, 2011, 36 (6): 1134~1142.
	XU Qiang, DONG Xiu-jun. Genetic types of large-scale landslides induced by Wenchuan earthquake [J]. Earth Science:
	Journal of China University of Geosciences, 2011, 36 (6): 1134~1142.
[13]	赵川、付建军、贾柠骏、等.基于强度折减系数法的基坑数值仿真分析 [J].城市地质、2009、4 (3);

ZHAO Chuan, FU Jian-jun, JIA Ning-jun, et al. Numerical simulation of foundation pit based on the shear strength reduction [J]. Urban Geology, 2009, 4 (3): 29 ~ 31.

196

 $29\sim 31.$ 

## STABILITY RESEARCH OF TANGJIASHAN LANDSLIDE IN WENCHUAN EARTHQUAKE

YUE Gao-wei<sup>1</sup>, LI Wen-zhe<sup>2,3</sup>, WANG Hui<sup>1</sup>, ZHAO Fa-suo<sup>2</sup>

School of Civil Engineering of Henan Polytechnic University, Jiaozuo 454000, China;
 College of Geology Engineering and Geomatics of Chang'an University, Xi'an 710054, China;
 Shannxi Institute of Engineering Prospecting, Xi'an 710054, China)

**Abstract**: The numerical model of Tangjiashan landslide is established to analyze its slope stability with Mohr-Coulomb theory and the strength reduction method. Firstly, the slope stability is simulated numerically under the natural state (only with the gravity action), and the calculated safety factor is 1.46, which indicates that the slope is relatively stable under the natural state. Secondly, Tangjiashan landslide stability is numerically simulated with large amplitude seismic wave of initial 30 seconds in Wenchuan earthquake, and calculates the free field boundary condition for the slope. The results show that the piercing plastic zone in slope is produced in Wenchuan earthquake, and the simulation plastic zone is good agreement with the real landslide slope body. Because of the earthquake acceleration, larger displacement and velocity of the slope appearing, which produce tremendous energy in the landslide and cause serious disaster and loss. **Key words**: Wenchuan earthquake; Tangjiashan landslide; slope stability; safety factor