

混凝土面板堆石坝动力稳定分析

沈凤生

陈慧远

(黄委会设计院)

(河海大学)

摘 要: 本文提出了一种适合于面板堆石坝的地震变形计算方法—粘塑性流动计算方法, 通过计算和实测资料比较, 得出的结果是合理可信的, 计算方法是简单可行的。

关键词: 面板堆石坝, 稳定分析

中国图书分类号: TV641

现代面板堆石坝趾板建在良好的基岩上, 我国已建、正建及拟建的混凝土面板堆石坝(以下简称面板坝)中大多数属于此类, 虽然这种坝的抗震性能要比一般土石坝要好, 但其地震变形及抗震性能到底如何, 是工程师们非常关切的。由于土石坝筑材料属于弹塑性体材料, 要精确地估算坝体在地震荷载下的永久变形, 应采用动力弹塑性方法^[1], 但这种方法计算较复杂、参数取值困难、计算费用昂贵。本文针对这一复杂课题, 在粘塑性流动理论的基础上提出了一种适合于面板堆石坝或其它种类堆石坝的粘塑性流动计算方法。

1 岩土材料的粘塑性流动分析方法及公式推导

受到金属加工中粘塑性流动求解方法的启发^[2], 我们可以采用相似的假设和基本公式, 针对岩土的具体情况进行分析和推导。

1.1 假设岩土为各向同性材料, 并且在进入塑流状态时其流动服从牛顿粘性流体的流动规律, 即流动体各点的应力与应变率成正比

$$\sigma = G\dot{\epsilon}$$

式中 G 矩阵取决于岩体强度、粒径级配、密实度等, 在平面应变条件下可把上式写为更详细的分离方程式

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x - \bar{\sigma} &= \mu \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial e}{\partial t} \right) \\ \sigma_y - \bar{\sigma} &= \mu \left(2 \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{\partial e}{\partial t} \right) \\ \tau_{xy} &= \mu \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1a)$$

式中 $\bar{\sigma} = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y)$, σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} 指超过剪切强度的“超余”分应力。

μ : 粘性系数, 为与岩土强度、粒径级配、密实度等有关的标量。

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}, \quad u, v: \quad x, y \text{ 方向的速率。}$$

1.2 假设岩土屈服面与莫尔—库仑破坏面相重合 (见图 1), 这样屈服面的表达式为 (以压力为正)

$$\frac{\sigma_1 + c \cdot \cot \varphi}{\sigma_3 + c \cdot \cot \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{或} \quad (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 = (\sigma_x + \sigma_y + 2c \cdot \cot \varphi)^2 \sin^2 \varphi \quad \text{其中岩土的}$$

摩擦角随有效应力 σ 的变化规律为

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta \varphi \text{Log} \left(\frac{\sigma}{P_a} \right)$$

即各点的屈服面随有效应力 σ 的不同而异。

1.3 采用非相关连的流动法则

由塑性位势理论, 塑性流动的方向与塑性位势函数 $g(\sigma_{ij}, d\epsilon_{ij}^p)$ 的梯度方向相一致, 塑性应变率与当时的应力的关系

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}$$

这里 λ 为乘子, 其正负号是根据局部塑性功为正值的条件来决定的。一般情况下, 常把塑性位势函数和屈服面函数假设为相同, 即采用相关连的流动法则, 得出的体积应变增量为正 (即膨胀)。但试验证明^[3], 虽然岩土介质在破裂前确实观察到体胀现象, 不过膨胀的值并没有采用相关连的流动法则求得的那么大, 所以对于岩土材料, 宜采用以下非相关连的流动法则予以校正, 即可取

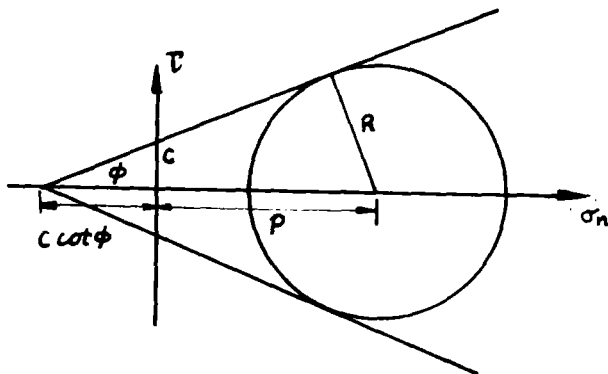


图 1 莫尔—库仑破坏准则

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f_\psi}{\partial \sigma_{ij}}$$

式中 $f_\psi = (\sigma_1 + c \cdot \cot \psi) - \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2} \right) (\sigma_3 + c \cdot \cot \psi)$, 可推得

$$\dot{\epsilon}_v^p / \dot{\epsilon}_1^p = 1 - \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2} \right) \quad (2a)$$

其中 $\psi \in [0, \varphi]$, φ : 岩土的内摩擦角, $\psi = \varphi$ 时即为相关连流动法则。上式是以压应力为正规定的, 若转化为以拉为正时, 则有

$$\dot{\epsilon}_v^p / \dot{\epsilon}_3^p = 1 - \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2} \right) \quad (2b)$$

把式(1a)写成

$$\left. \begin{aligned} S_x &= \mu (2\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y) \\ S_y &= \mu (2\dot{\epsilon}_y - \dot{\epsilon}_x) \\ \tau_{xy} &= \mu \dot{\gamma}_{xy} \end{aligned} \right\} \quad (1b)$$

其中 $S_x = \sigma_x - \bar{\sigma}$, $S_y = \sigma_y - \bar{\sigma}$ 以及 τ_{xy} 为超过剪切强度的偏应力或剪切应力 (简称为“超余偏应力”)。由式(1b)可求得应变率的表达式

$$\left. \begin{aligned} \dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y &= (S_x - S_y) / (2\mu) \\ \dot{\gamma}_{xy} &= \tau_{xy} / \mu \end{aligned} \right\} \quad (1c)$$

在式(2b)中以 $\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y$ 代替 $\dot{\epsilon}_v^p$, $\dot{\epsilon}_3^p$ 以 $\frac{1}{2} (\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y - \sqrt{(\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y)^2 + \dot{\gamma}_{xy}^2})$ 代之, 则可得到

$$\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y = \frac{\tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2}) - 1}{\tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2}) + 1} \sqrt{\left(\frac{S_x - S_y}{2\mu}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\mu}\right)^2} \quad (2c)$$

由式(1c)和式(2c)二式可求得三个应变速率分量

$$\begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_x \\ \dot{\epsilon}_y \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_x^0 + \bar{\epsilon} \\ \dot{\epsilon}_y^0 + \bar{\epsilon} \\ \dot{\gamma}_{xy}^0 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

其中

$$\begin{cases} \dot{\epsilon}_x^0 = \frac{1}{4\mu} (S_x - S_y) \\ \dot{\epsilon}_y^0 = \frac{1}{4\mu} (S_y - S_x) \\ \dot{\gamma}_{xy}^0 = \frac{1}{\mu} \tau_{xy} \end{cases}$$

$$\bar{\epsilon} = \frac{1}{2} \frac{\tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2}) - 1}{\tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2}) + 1} \sqrt{\left(\frac{S_x - S_y}{2\mu}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\mu}\right)^2}$$

1.4 超余偏应力的确定

根据 SEED 等人^[4]的动力分析结果, 只要选取合适的材料动力参数, 采用等效线性原理求得的动力反应和实测相符, 表明这时的材料粘塑性流动对动力平衡方程影响极小, 因此本文的计算分析以等效线性原理的动力分析得到的动应力为基础, 其中动力剪切模量

$$G = 220(K_2)_{\max} \cdot \left[\frac{K_2}{(K_2)_{\max}} \right] \cdot (\sigma_m)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{KPa})$$

式中 $(K_2)_{\max}$ 是与材料密实度及本身的强度有关的参数, σ_m 为研究点的有效平均应力, 动

力阻尼比及 $\frac{K_2}{(K_2)_{\max}}$ 与当时的动应变幅值有关。在动力分析中, 若某点某时刻没有达到屈服状态, 则无超余偏应力, 该点不可能进入流动状态; 而当某点在某时刻已进入塑性状态, 则可根据该时刻的应力状态按以下三种情况来确定该时刻的超余偏应力: $\sigma_1 < -c \cdot \cot \varphi$ 、 $\sigma_3 < -c \cdot \cot \varphi$ 但 $\sigma_1 > -c \cdot \cot \varphi$ 、 $\sigma_3 > -c \cdot \cot \varphi$ (应力以压为正)。

1.4.1 $\sigma_1 < -c \cdot \cot \varphi$

这种情况为纯拉, 其摩尔圆见图 2(a), 其临界状态为点 A, 求得超余偏应力

$$(S_x, S_y, \tau_{xy})^T = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}, \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}, \tau_{xy} \right)^T$$

1.4.2 $\sigma_3 > -c \cdot \cot \varphi$

假设修正后的各点应力状态的应力主向不变, 并且修正后的临界稳定状态为平均应力不变的内切圆 (见图 2(b)), 这样可求得原应力状态到修正后的应力状态的莫尔圆半径的减小值

$$FF = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \left(c \cdot \cot \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \sin \varphi$$

根据该点的应力状态可由 FF 值确定超余偏应力。

当 $\sigma_x < \sigma_y$, $\tau_{xy} > 0$ 时的超余偏应力

$$(S_x, S_y, \tau_{xy})^T = FF (-\cos \beta, \sin \beta, \sin \beta)^T$$

式中 $\beta = \pi - |2\alpha|$,

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(\pi - \tan^{-1} \left| \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \right| \right)$$

而当 $\tau_{xy} < 0$ 时的超余偏应力

$$(S_x, S_y, \tau_{xy})^T = FF (-\cos \beta, \sin \beta, -\sin \beta)^T$$

式中 $\beta = \pi - |2\alpha|$,

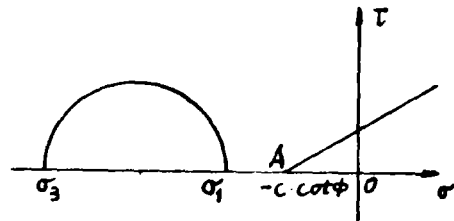
$$\alpha = -\frac{1}{2} \left(\pi - \tan^{-1} \left| \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \right| \right)$$

当 $\sigma_x > \sigma_y$, $\tau_{xy} > 0$ 时的超余偏应力

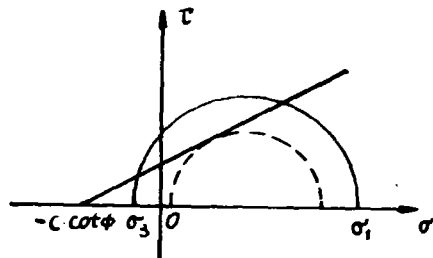
$$(S_x, S_y, \tau_{xy})^T = FF (\cos \beta, -\cos \beta, \sin \beta)^T$$

式中 $\beta = |2\alpha|$, $\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left| \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \right|$

(a)



(b)



(c)

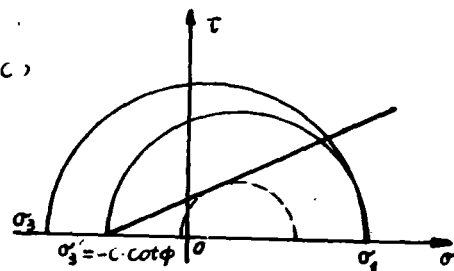


图 2 破坏状态莫尔圆的修正

当 $\tau_{xy} < 0$ 时的超余偏应力

$$(S_x, S_y, \tau_{xy})^T = FF (\cos\beta, -\cos\beta, -\sin\beta)^T$$

$$\text{式中 } \beta = |\alpha|, \alpha = -\frac{1}{2} \tan^{-1} \left| \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \right|$$

1.4.3 $\sigma_1 > -c \cdot \cot\varphi$ 但 $\sigma_3 < -c \cdot \cot\varphi$

同样假设修正前后的各点应力状态的应力主向不变, 修正的具体步骤是首先把 σ_3 修正到 $-c \cdot \cot\varphi$ (即图 2(c) 中的 A 点), 其次根据情况(2)的修改方法继续修改, 这样可求得原应力状态, 得到修正后的应力状态的莫尔圆的半径减小值

$$FF = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma'_3) - (c \cdot \cos\varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin\varphi)$$

然后根据该点的应力状态由 FF 值去求得 $(S_x, S_y, \tau_{xy})^T$, 求解方法同情况(2)。

2 地震变形的计算方法

上节的分析说明利用非线性动力计算成果直接求得产生粘塑性应变率的偏应力 $(S_x, S_y, \tau_{xy})^T$, 然后由式(3)求得该时刻各点的粘塑性应变率, 与时间步长相乘即可近似取为该时间步长中产生的塑性应变, 当时间步长趋于零时, 得到的解收敛于某一稳定值。下一步要由应变推求位移, 这里不宜采用转化为等效结点力的求解方法, 而应根据各点的应变值直接推求各单元上各结点的相对位移, 从而在一定假设下得各点的真实位移。计算时应作如下假设:

- 2.1 x 方向的正应变 ϵ_x 产生的水平方向的位移在该高程的位移方向上有位移的叠加性。
- 2.2 下部水平位移对于上部破坏区域的影响在于导致刚体位移的产生, 并且上部区域的刚体位移的原则是体积不变。
- 2.3 在同一横向座标下垂直应变产生的垂直位移由下至上具有叠加性。

由于岩土剪胀性已在 X、Y 方向的塑性应变中考虑, 因此假设(2)中在求刚体位移时必须遵循体积不变的原则, 并且上部破坏区水平刚体位移的大小等于引起该刚体位移的同一横向座标下的那点的水平位移。根据以上假设, 即可近似求得各时刻地震引起的永久变形。这种计算方法的优点在于无论是否考虑体胀, 计算步骤不变, 计算简单, 并且计算结果唯一。

3 粘塑性流动计算方法的数值校核

3.1 堆石坝模型冲击荷载作用下的永久变形校核

第一个考核例题是堆石坝模型受冲击荷载下的永久变形。OHMACHI^[5]采用粒径 5~10 毫米的圆砾石在 25 厘米高 15 厘米宽的玻璃槽中做了冲击滑动破坏试验, 模型坝边坡 1:1.8, 密度 1.92 吨/米³, 孔隙比 0.46, 模型坝高 25 厘米。在制作模型坝时采用了一厘米长的软管串在一起, 安装在模型坝里靠槽壁处作为观测竖条。这里对文[5]中的二次试验 (0.57g-28ms, 0.64g-50ms) 的结果进行了计算校核 (采用相关联的流动法则), 其中

$\frac{K_2}{(K_2)_{\max}}$ 及阻尼比与应变幅值的关系见表 1。

模型坝材料的参数

表 1

应变(10^{-2})	10^{-4}	3×10^{-4}	10^{-3}	3×10^{-3}	10^{-2}	3×10^{-2}	10^{-1}	3×10^{-1}	1
$K_2 / (K_2)_{\max}$	1.0	0.983	0.934	0.831	0.643	0.429	0.229	0.114	0.034
阻尼比(%)	0.571	1.200	2.856	6.286	9.710	14.8	20.8	25.7	27.0

$(K_2)_{\max} = 80$, 内摩擦角 $\varphi = 40^\circ$, 由于这个模型坝的粘性系数未知, 首先用 0.57g-28ms 的情况下的计算结果同相应的试验结果比较, 求得粘性系数 $\bar{\mu} = 40.74$ 千帕·秒 (见表 2, 表中标点号位置见图 3)。

(0.57g-28ms)冲击波作用下各标点的水平位移以及模型坝的粘性系数

表 2

标点号	1	2	3	4	5	6	备 注
量测结果(cm)	0.16	0.17	0.19	0.19	0.19	0.17	去除 μ 值的最大和最小值, 其余加权平均, $\mu = 4.074$
计算结果(cm)	0.0364μ	0.0418μ	0.046μ	0.048μ	0.0469μ	0.042μ	
$\mu(T \cdot S / m^2)$	4.400	4.067	4.130	3.960	4.051	4.048	

对另一次试验 (0.64g-50ms) 的计算结果见表 3,

(0.64g-50ms)冲击波作用下各标点的水平位移(实测和计算比较)

表 3

标点号	1	2	3	4	5	6
量测结果(cm)	0.35	0.40	0.42	0.42	0.42	0.40
计算结果(cm)	0.337	0.382	0.423	0.440	0.432	0.387

可见, 量测结果和计算结果吻合得很好。

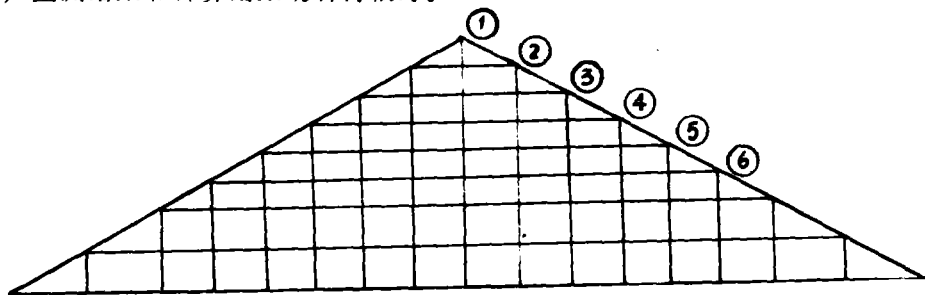


图 3 模型坝标点及有限元网格

3.2 智利 COGOTI—85 米抛填面板坝的地震变形分析

面板堆石坝中受到最强地震的是智利 cogoti 面板坝(高 85 米, 上、下游坡比 1:1.4 和 1:1.5), 这个坝受到过很多次地震, 在 1943 年受到里氏 7.9 级地震, 震中距为 55 英里, 地面峰值加速度达 0.19g, 使该坝坝顶有 38 厘米的沉陷。根据 SHERARD 的估计

[6] cogoti 面板坝除由于振密引起沉陷外,其坝顶沉陷约为 3.8~7.6 厘米。由于堆石体的粘性系数未知,本文用文[1]中的 100 米高的理想碾压面板坝的计算结果(即用动力弹塑性程序 DSAGE 求得)同采用本文方法的计算结果作比较来估计粘性系数的量级,得到碾压堆石体的粘性系数为 35667 千帕·秒,对于抛填堆石体,其粘性系数要比这个数值小很多。当粘性系数取 35667KPa·S 时,Cogoti 面板坝坝顶沉陷除振密引起外为 2.9cm,而当粘性系数取更合理的数值 20000KPa·S 时,则其沉陷为 5.2 厘米。可见本文的计算结果同 SHERARD 的估计相符。

4 结束语

从上述的计算分析可见,本文提出的动力粘性分析是简单可行的,成果是合理可信的。在计算中影响较大的参数是粘性系数,由于粘性系数同很多因素有关,参数的取值变化也较大,今后尚需尽可能多地通过观测和试验取得更精确的数据。

参 考 文 献

- [1] Bureau, G., Volpe, R., Roth, W.H., Udaka, T., Seismic Analysis of Concrete Faced Rockfill Dams, CFRDs—Design, Construction and Performance, 1985.
- [2] Pittman J.F.T. Zienkiewicz O.C. Numerical Analysis of Forming Processes. John Wiley&Sons, 1984
- [3] 王仁, 黄文彬. 塑性力学引论. 北京大学出版社, 1982 年
- [4] Seed H.B. Seed R.B. Lai S.S. Khamenchpour B. Seismic Design of Concrete Faced Rockfill Dams. CFRDS—Design, Construction, and Performance, 1985
- [5] Ohmachi T. Onset of Rockfill Sliding Induced by Ground Shaking, Technical Report NO.37, Department of Civil Engineering. Tokyo Institute of Technology, Apr. 1987
- [6] Sherard J.L. Discussion: Seismic Analysis of Concrete Faced Rockfill Dams. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol.113, NO.GT10, OCT. 1987

Dynamic Stability Analysis of Concrete Faced Rockfill Dams

Shen Fengsheng

Chen Huiyuan

(Design Institute of YRCC)

(Hohai University)

Abstract: In the present paper, an efficient method for calculating seismic deformation of Concrete Faced Rockfill Dams, that is, visco-plastic flow computation method, is presented. By comparing the calculated results with the observed data, the calculated results are proved to be reasonable and correct.

Keywords: Faced Rockfill Dams, Stability Analysis