

文章编号:1001-4179(2023)09-0191-08

引用本文:黄宁,何蕃民,吴梦喜.土质心墙坝防渗墙顶部土体剪切带模拟研究[J].人民长江,2023,54(9):191-198.

土质心墙坝防渗墙顶部土体剪切带模拟研究

黄宁¹,何蕃民²,吴梦喜^{3,4}

(1. 四川交通职业技术学院 道路与桥梁工程系,四川 成都 611130; 2. 中冶成都勘察研究总院有限公司,四川 成都 610023; 3. 中国科学院力学研究所,北京 100190; 4. 中国科学院大学,北京 100049)

摘要:由于混凝土防渗墙的压缩模量远远高于其两侧土体,导致墙体两侧土体的沉降远大于墙体本身,防渗墙顶部土体内部出现沉降量急剧变化的剪切带。鉴于剪切带模拟方法的复杂性,提出预设剪切面单元模拟剪切带变形的计算方法,用以模拟土体出现剪切破坏时的滑移特征,解决刚性结构顶部土体剪切变形的模拟计算问题,并将该方法应用于沟埋式涵洞顶部土压力计算。研究表明:计算成果与模型试验规律基本一致;该方法较好揭示了防渗墙上部土体的剪切变形特征,其计算的防渗墙顶部竖向平均应力值与常规方法相比减小30.43%,可较好解决防渗墙计算应力比实际监测值偏大的问题。

关键词:剪切带;混凝土防渗墙;接触面单元;剪切面单元

中图分类号:TV223

文献标志码:A

DOI:10.16232/j.cnki.1001-4179.2023.09.025

0 引言

建造在深厚覆盖层上的土质心墙坝,坝基中常设置混凝土墙防渗。防渗墙与其上部坝体的土质心墙多采用插入式或廊道式连接^[1]。刚性、薄而深的防渗墙夹在柔性覆盖层土体之中,合理地确定混凝土防渗墙应力是大坝防渗墙设计的重要内容,也是一个难题^[2]。

防渗墙在垂直方向上的受力主要包括:作用在防渗墙或廊道顶部的土压力,墙身因两侧土体与墙体差异沉降而产生的侧壁摩擦力以及墙身的自重。从垂直方向看,防渗墙是偏心受压结构^[2]。防渗墙在水平方向的作用力主要是墙两个侧面的水压力和土压力。由于防渗墙一般嵌入岩槽一定深度,因此其周边嵌入基岩的墙身水平方向位移受到较强约束。从水平方向看,防渗墙属于周边受约束的薄板,墙身的弯矩对防渗墙的应力影响很大^[2-3]。土对防渗墙的作用力(包括防渗墙上的土压力与摩擦力)引起防渗墙变形,防渗墙变形又影响作用

力的大小。墙和土是相互作用的一个体系,合理的计算方法必须将地基、防渗墙和坝体视为整体,用变形协调将三者联系起来^[3]。覆盖层和坝体填筑土体的变形模拟,以及土与结构相互作用的模拟,两者均对防渗墙应力的合理计算产生重要影响。

土与结构相互作用的模拟,包括土与结构接触面上的不连续变形(剪切滑移和接触面张开)和结构物上部土体中剪切带的模拟。对于土与结构物的接触面,通过在土与结构物界面上设置接触面单元,如 Goodman 接触面单元^[5]和 Desai 接触面单元^[6],可以较好地模拟出土体与结构接触面上的非连续变形特性。对于土体内部剪切带的模拟,则起源于边坡稳定的有限元法研究^[7]。土体内部剪切带的萌生与扩展是导致边坡滑动失稳的原因。20世纪60年代,Skepnton^[8]和 Bjerrum^[9]对超固结黏土边坡渐进破坏问题,最先开启了剪切带扩展理论的研究。在此基础上 Palmer^[10], Rice^[11-12], Puzrin 等^[13]基于断裂力学方法推导了各种情况下台阶状边坡中预设滑裂面的扩展条件,而土体中剪切带的萌生条件

收稿日期:2022-07-21

作者简介:黄宁,男,副教授,高级工程师,硕士,研究方向为土木工程。E-mail:329868955@qq.com

通信作者:何蕃民,男,高级工程师,博士,主要从事岩土工程勘察、设计和施工方面的工作。E-mail:simba163@163.com

可由 Mohr - Coulomb 强度理论描述已经成为共识^[14]。

早在 1980 年, Johnson 等^[15]就意识到,使用连续插值函数的传统有限元方法(位移法)并不是特别适合于塑性问题的求解,因此建议修改形函数使非连续位移可以被更好描述。在四边形单元中嵌入非连续线来模拟剪切带的方法^[16-17]被提出。越来越多的研究采用在单元内嵌入不连续位移场的处理方法,允许单元产生较大畸变,以便模拟整体的强不连续位移场^[18-21]。大量的研究比较了在单元中嵌入非连续位移的各种方法^[22-25],这些方法用于模拟因剪切带形成的不连续位移场在网格依赖性和应力锁死方面较弥散裂纹模型有改进。然而,这些方法对于不连续位移场的描述均基于网格单元,剪切带尖端难以确定,也就无法描述和揭示由土体应变软化特性导致的尖端应力集中和重分布对剪切带扩展过程和方向的影响^[25]。

扩展有限元等方法^[26-29]可将物体的材料非线性和土体结构的边界非线性区别对待,既可较好地描述内部运动的不连续位移场,又可相对独立地选择合适的本构模型,为剪切带扩展过程的模拟提供了强有力的技术支持。与单元内嵌入非连续方法相比,扩展有限元法网格依赖性较小,对剪切带形状和界面接触状态的描述更准确。这类方法有可能考察剪切带尖端应力集中对扩展过程和方向的影响,促进了已有剪切带扩展分析方法,并给剪切带扩展过程的模拟研究提供了新的思路。

土中剪切带扩展机理和模拟方法等方面仍有很多问题需要深入研究。由于涉及大变形、应变局部化^[30]、非连续^[31]等力学研究的前沿理论,相关的数值模拟方法并不成熟,也难以应用于土体非线性弹性数值计算体系,同时还存在如网格的依赖性^[28]等问题,将这些数值模拟方法直接应用于实际工程还比较困难。

对于深厚覆盖层上的土质心墙坝中结构物顶部在坝体填筑过程中因差异沉降产生的土体内部剪切带,本文提出一种在可能出现剪切带的部位预设剪切面单元的方法,来探讨模拟土中剪切带及其扩展。此方法首先用于沟埋式涵洞顶部土压力离心机试验算例^[30],验证方法的合理性后,再给出了用于模拟土质心墙坝中结构物顶部土体内非连续变形的算例。根据大渡河、瀑布沟等深厚覆盖层上的高心墙堆石坝应力变形计算与实际监测^[32-33],常规数值分析计算防渗墙应力明显被高估,因此有必要发展防渗墙顶部土体剪切带的模拟技术,提高其计算分析精度。

1 剪切带变形模拟方法

1.1 防渗墙顶部土体剪切带产生机理

防渗墙的变形模量比覆盖层和坝体填筑土体大几

个数量级,因而防渗墙身的垂直压缩量远远小于两侧的覆盖层。如图 1 所示,在大坝填筑过程中,在上部填土的自重作用下覆盖层和防渗墙之间的沉降存在较大的差异,墙土之间会产生剪切滑移;当填筑体达到防渗墙的顶部后,其上部土体的填筑将防渗墙顶部覆盖起来,随着坝体填筑高程的继续上升,防渗墙顶部两侧土体的沉降量将显著大于墙顶部正上方土体的沉降量(防渗墙或廊道的顶托作用),即防渗墙上部土体中会产生沉降量急剧变化的剪切带。底部设置刚性涵洞结构物填土的离心机试验表明^[25,30],结构顶部土体内的剪切带(滑移带)是真实存在的,滑移带两侧的差异沉降在结构顶部最大,向上逐步减小,并在上部出现 0 差异沉降的等沉面^[4]。通过上述分析可见,土质心墙坝防渗墙顶部土体剪切带相对确定,发生的起始地方一般在防渗墙顶部,但剪切带不一定贯穿结构物上部的全部土体,即滑移带的结束位置是未知的。

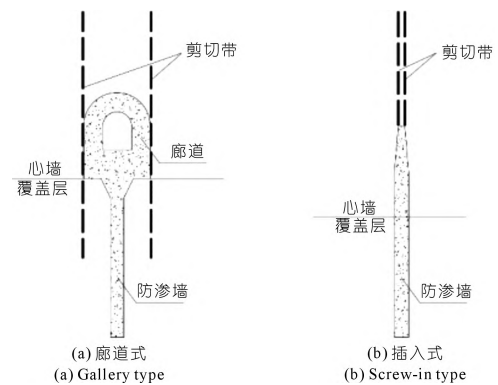


图 1 防渗墙顶部土体的变形示意

Fig. 1 Soil deformation on top of cut - off wall

1.2 剪切面单元

如图 2 所示,在等厚度薄层四边形单元(本文以二维为例)中,坐标系 XOY 为整体坐标,坐标系 $X'O'Y'$ 为局部坐标,坐标轴 X' 方向为剪切带土体滑移方向(简称“切向”),坐标轴 Y' 方向为法向。

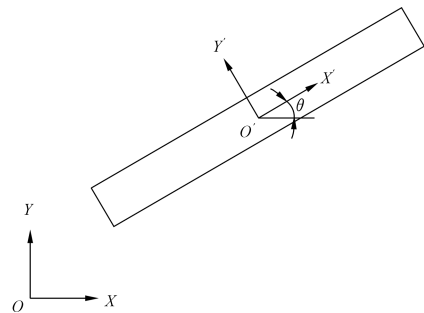


图 2 剪切面单元(局部坐标与整体坐标)

Fig. 2 Shear band element (local coordinate and global coordinate)

在局部坐标系下,当前计算步*i*的剪切面单元应力应变关系与普通的实体单元在形式上基本一致,具体表达式如下(省略了计算步下标*i*):

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon'_x \\ \varepsilon'_y \\ \gamma' \end{Bmatrix} = [C'] \begin{Bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \tau' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \tau' \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中: $\varepsilon'_x, \varepsilon'_y, \gamma'$ 分别为剪切面单元的法向正应变、切向正应变和剪切应变; $\sigma'_x, \sigma'_y, \tau'$ 分别为法向正应力、切向正应力和剪应力; E, ν, G 分别为土体的弹性模量、泊松比、剪切模量; $[C']$ 为柔度矩阵。

剪切面单元计算参数主要有3个:弹性模量*E*、泊松比*ν*、剪切模量*G*,其中弹性模量*E*和泊松比*ν*与周围土体实体单元的计算过程一致。而剪切模量*G*则通过比较上一计算步*i-1*单元的剪应力 $(\tau')_{i-1}$ 与抗剪强度 $(\tau'_f)_{i-1}$ 的大小来确定。

(1) 当 $(\tau')_{i-1} < (\tau'_f)_{i-1}$ 时,剪切面单元未发生剪切破坏,剪切模量*G*为普通土体单元的剪切模量:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2)$$

(2) 当 $(\tau')_{i-1} \geq (\tau'_f)_{i-1}$ 时,剪切面单元出现剪切破坏,土体进入剪切滑移状态。此时,剪切模量*G*急剧降低,可通过设置土体剪切模量调整的参数*k*(本文取0.0001)来实现,即

$$G = \frac{kE}{2(1+\nu)} \quad (3)$$

根据有限单元法基本理论^[34],局部坐标系下剪切面单元节点力 $\{F'\}^e$ 与节点位移 $\{\delta'\}^e$ 之间的平衡关系可以写成:

$$\{F'\}^e = [K']^e \{\delta'\}^e \quad (4)$$

式中, $[K']^e$ 为剪切面单元的刚度矩阵,采用式(5)计算。

$$[K']^e = \iint_{\Omega} [B']^T [D'] [B'] d\Omega \quad (5)$$

式中:弹性矩阵 $[D'] = [C']^{-1}$, $[B']$ 为平面应变矩阵。

1.3 整体坐标系下剪切面单元刚度矩阵

剪切面单元节点力、节点位移在整体坐标与局部坐标系下满足下列关系^[35]:

$$\{F'\}^e = [R] \{F\}^e, \quad \{\delta'\}^e = [R] \{\delta\}^e \quad (6)$$

式中: $\{F\}^e, \{\delta\}^e$ 分别为整体坐标系下剪切面单元节点力和节点位移; $\{F'\}^e, \{\delta'\}^e$ 分别为局部坐标系下剪切面单元节点力和节点位移。对于图2所示的剪切面单元(四节点矩形单元),单元旋转矩阵 $[R]$ 为

$$[R] = \begin{bmatrix} \alpha & & & \\ 0 & \alpha & & \\ 0 & 0 & \alpha & \\ 0 & 0 & 0 & \alpha \end{bmatrix} \quad (7)$$

式中,旋转矩阵 $[\alpha]$ 写成

$$[\alpha] = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \quad (8)$$

将式(6)代入式(4),整理后为

$$\{F\}^e = [K]^e \{\delta\}^e = [R]^{-1} [K']^e [R] \{\delta\}^e \quad (9)$$

根据式(9),可得出整体坐标系下剪切面单元刚度矩阵如下:

$$[K]^e = [R]^{-1} [K']^e [R] \quad (10)$$

整个剪切面单元刚度矩阵计算流程如图3所示。

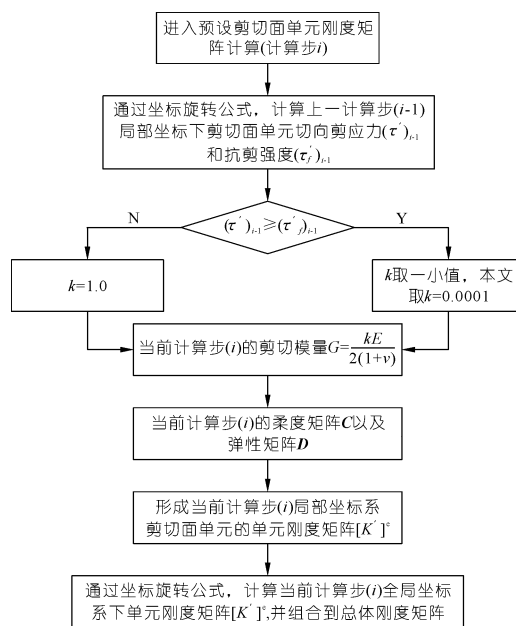


图3 剪切面单元刚度矩阵计算流程

Fig.3 Calculation flow of stiffness matrix of shear band element

2 涵洞算例

2.1 计算模型及参数

以沟埋式涵洞土压力室内试验^[30]进行模拟分析,并将模拟结果与试验结果进行对比。如图4(a)所示,矩形沟槽宽*B*为0.5 m,高为1.1 m;涵洞高*h*、宽*D*均为0.1 m。模型填料为中细砂,容重14.0 kN/m³,内摩擦角31°,黏聚力为0,压缩模量0.5 MPa,泊松比0.21。模型有限元网格划分如图4(b)所示。为探讨剪切面单元的设置高度,初始时在涵洞顶部土体内沿涵洞两侧竖直向上设置两个贯穿这个砂土层的剪切面单元,单元厚度为1 cm。剪切面单元弹性模量*E*、泊松比*ν*与填料取值一样,而剪切模量*G*按式(2)、(3)计算。

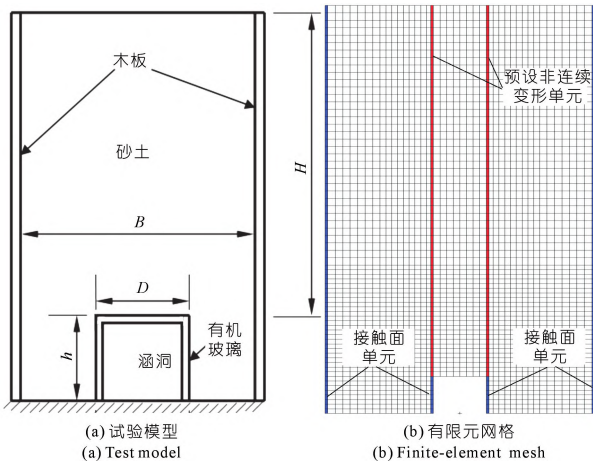


图 4 矩形沟埋式涵洞

Fig. 4 Rectangular trench buried culvert

在细砂与涵洞、木板的交界面上设置无厚度的 Goodman 接触面单元^[5],接触面单元的本构关系采用 Duncan - Clough 双曲线模型^[31],计算参数见表 1。

表 1 涵洞算例接触面计算参数

Tab. 1 Calculation parameters of contact element of culvert calculation example

接触面	$\delta/(\text{°})$	C/kPa	R_f	K_1	n
细砂与木板	24.2	0.0	0.95	1200	0.90
细砂与涵洞	16.7	0.0	0.89	800	0.71

2.2 涵洞周围土体位移

涵洞顶部土体内不设和设置剪切面单元计算得到土体的竖向位移如图 5 所示。由图 5 可见,两种方法计算得到的最大竖向位移都发生在土层的中部,最大值分别为 7.33 mm 和 7.40 mm。设置剪切面单元计算的沉降最大值更大,且得到的涵洞顶部土体等值线明显更加密集,剪切面单元(图中红色虚线)两侧错动位移明显,错动位移达到 2 mm。而不设置剪切面单元的计算模型则无法反映出土体内部剪切带的错动变形。

绘制涵洞顶部剪切面单元两侧土体沉降差与土体高度关系曲线,如图 6 所示。由图 6 可知,越靠近涵洞顶部沉降差最大(沉降差为 2.16 mm),随着土体高度增加,沉降差逐渐减小,当土体高度为 0.275 m 时,沉降差降低至 0.01 mm 以内,真实再现了试验中观测到的等沉面^[4]。由此可见,预设剪切面单元具备模拟剪切破坏前土体连续的变形特性,以及土体剪切破坏发生后剪切带土体的错动变形特性,且两种变形状态模拟转换在计算过程中自动判别。

2.3 涵洞顶部土压力

填土高度为 1.0 m 时涵洞顶部竖向土压力分布情况如图 7 所示。可以看出,设置与不设置剪切面单元

计算得到的涵洞顶部土压力值平均分别为 15.48, 16.36 kPa,分别较试验值 (15.35 kPa) 大 0.8%, 6.2%。

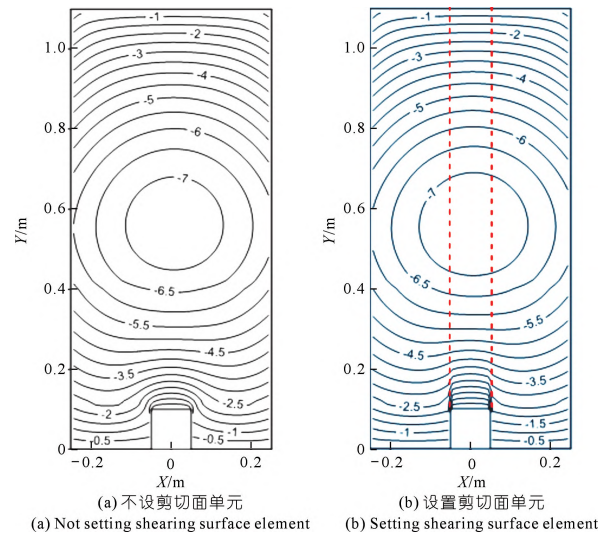


图 5 土体的竖直方向位移(单位:mm)

Fig. 5 Vertical displacement of soil

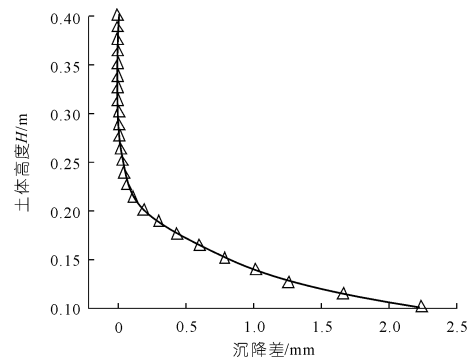


图 6 涵洞顶部土体沉降差

Fig. 6 The subsidence difference of soil on top of culvert

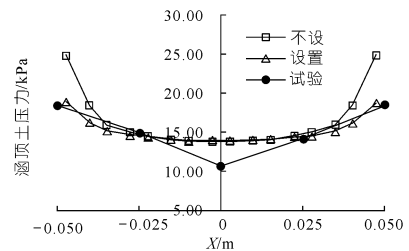


图 7 涵洞顶部竖向土压力

Fig. 7 Vertical earth pressure on top of culvert

从土压力的分布来看,在涵洞顶部中间两侧各 3.5 cm 范围两种计算方案得出的土压力值基本重合,而越靠近涵洞左右两端,土压力数值差值越大,说明应力集中效应更加明显。将涵洞顶部左右端土压力值列于表 2。由表 2 可以看出,不设置剪切面单元计算结

果要比试验值更大,最大高出 35.0%,由此可以看出仅仅设置土与结构接触面单元是不够的;设置剪切面单元计算结果更接近试验值,计算得出土压力值比试验值,最大高出仅为 2.4%。由此可见,设置剪切面单元计算结果更接近实际值。

表 2 涵洞顶部土压力值比较

Tab. 2 Comparison of earth pressure on top of culvert kPa

项目	涵洞左端	涵洞右端
不设置剪切面单元	24.85	24.90
设置剪切面单元	18.90	18.80
试验值	18.45	18.45

3 典型土质心墙坝

3.1 计算模型及参数

以一个典型土质心墙坝作为工程算例(如图 8 所示)。大坝坝高 100 m,覆盖层厚度为 50 m。坝基覆盖层防渗采用厚 1.4 m 的混凝土防渗墙,墙底部嵌入基岩 1 m,防渗墙上部与心墙的连接方式采用插入式连接,插入深度 15 m;其中墙顶部 5 m 为变截面段,截面由宽 1.4 m 逐渐变为宽 0.5 m;以下 10 m 及覆盖层中防渗墙厚度均为 1.4 m。

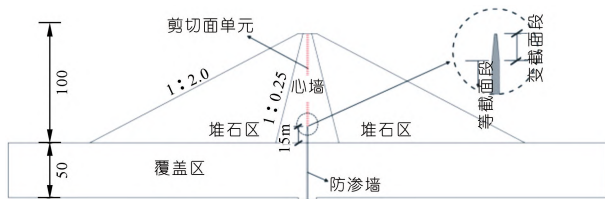


图 8 典型土质心墙坝结构(尺寸单位:m)

Fig. 8 Structure drawing of typical core rockfill dam

计算模型采用平面应变模型,混凝土防渗墙和基岩均采用线弹性模型,混凝土防渗墙弹性模量取 30 GPa,泊松比取 0.17,基岩弹性模量取 20 GPa,泊松比取 0.28;筑坝材料采用邓肯 $E-v$ 模型^[36],切线变形模量 E_t 和切线泊松比 v_t 分别按式(11)、(12)计算,具体计算参数见表 3。

$$E_t = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \varphi)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 \quad (11)$$

$$v_t = \frac{G - F \lg(\sigma_3/p_a)}{(1 - A)^2} \quad (12)$$

$$A = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \varphi)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]} \quad (13)$$

式中: K, n, R_f, G, F, D 为试验参数; R_f 为剪应力破坏

比; c 为黏聚力; φ 为内摩擦角; p_a 为大气压力。

根据喻葭临等^[25]学者的剪切带模型试验,以及相关工程经验,该工程防渗墙上部心墙竖向可能出现剪切破坏带,因而沿着防渗墙的上、下游面竖向上分别设置剪切面单元(图 8 中红色虚线),单元厚度 1 cm,一直延伸到坝顶。计算参数中弹性模量 E 、泊松比 v 与心墙料计算一样(见表 3),而剪切模量 G 通过程序中对单元剪应力 $(\tau')_{i-1}$ 与抗剪强度 $(\tau'_f)_{i-1}$ 的大小判别,来确定按式(2)或式(3)计算。

表 3 心墙坝计算参数

Tab. 3 Calculation parameters of core rockfill dam

项目	$\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$\varphi / (^\circ)$	$\Delta\varphi / (^\circ)$	c / kPa	R_f	K	n	G	F	D
堆石料	21.8	51.0	9.4	-	0.77	1335	0.24	0.30	0.090	5.80
覆盖层	23.1	46.9	6.5	-	0.77	1075	0.33	0.29	0.024	4.40
心墙料	21.9	25.5	0	66	0.89	419	0.37	0.39	0.051	1.90

在土体与混凝土防渗墙之间设置无厚度的 Goodman 接触面单元,单元的本构关系采用 Duncan - Clough 双曲线模型,计算参数见表 4。实际工程中,覆盖层中防渗墙周边裹挟着一层泥皮,而插入心墙的防渗墙周围是高塑性黏土,因此覆盖层中防渗墙接触面剪切参数中黏聚力值较心墙中的要更小些。

表 4 心墙坝接触面计算参数

Tab. 4 Calculation parameters of contact element of core rockfill dam

接触面	$\varphi / (^\circ)$	c / kPa	R_f	K_1	n
防渗墙(覆盖层)	11.0	10.5	0.89	757	0.80
防渗墙(心墙)	25.5	66.0	0.89	419	0.37
基岩与沉渣	41.0	0.0	0.84	2500	0.76

计算中不考虑水荷载。下文对比不设剪切面单元和设置剪切面单元两种方案的计算结果。

3.2 坝体位移

两种方案计算的坝体整体位移规律相同,坝体上下游水平位移基本对称,上下游坝体水平位移最大值分别出现在靠近堆石区中部建基面区域,最大值分别约为 -0.20 m(向上游)和 0.20 m(向下游);坝体最大沉降出现在心墙下部 2/3 部位,为 1.22 m。防渗墙顶部设置剪切面单元时计算得到的坝体填筑完成后位移等值线如图 9 所示。

防渗墙顶部周围土体竖向位移计算结果、墙顶部土体非连续位移与高程关系分别如图 10、11 所示。可以看出,防渗墙顶部设置剪切面单元后,防渗墙两侧土体的竖向位移明显增大,使得墙顶两侧土体内出现高约 10 m 的剪切错动带;墙顶最大错动位移约为 0.4 m。由此可见,防渗墙顶部非连续变形的模拟与否直接影响着两侧土体的变形计算结果。此外,图 10 显示了插入心墙土体部分周边土体沉降等值线较下部砂卵石层有更明显的集中,其因有二:① 防渗墙插入心墙

周围设置有高塑性黏土,而高塑性黏土的黏聚力比覆盖层中的砂卵石层更大;② 防渗墙上部的变截面也导致局部土体沉降变形受限。

计算结果明显比不设时的计算结果小,其中墙体中部减小最大,最大减小了 10.4%。

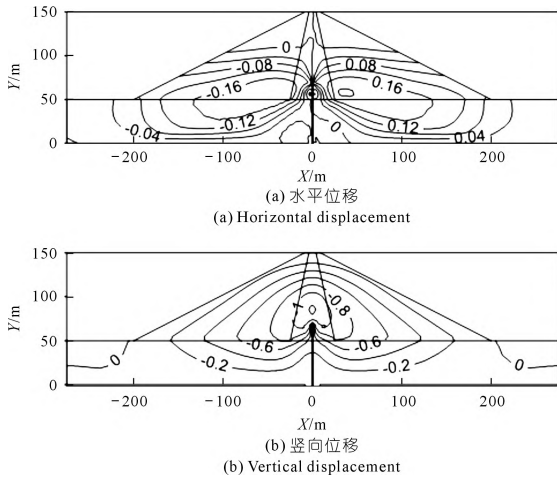


图 9 坝体位移(单位:m)
Fig. 9 The displacement of dam

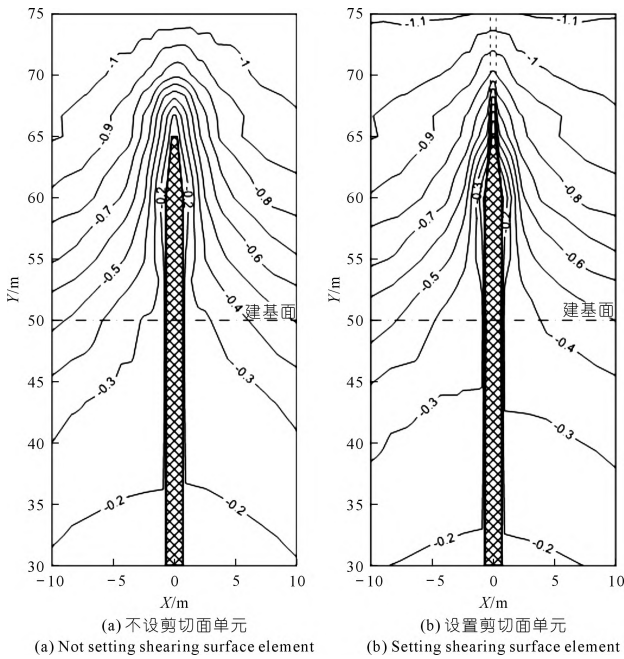


图 10 防渗墙顶部周围土体竖向位移(单位:m)
Fig. 10 Vertical displacement of soil around the top of cut-off wall

3.3 防渗墙应力

防渗墙等截面段应力沿高程分布情况如图 12 所示。由图 12 可见,两种方案计算得到防渗墙的水平向正应力基本相同。对于竖向正应力,两种计算方案均呈现出应力值随覆盖层深度增加而增大的趋势,应力值在 8.0~22.0 MPa 之间(见表 5),与文献给出的部分 100 m 级心墙坝防渗墙应力监测值基本吻合^[32]。从设置剪切面单元计算结果来看,设置剪切面单元的

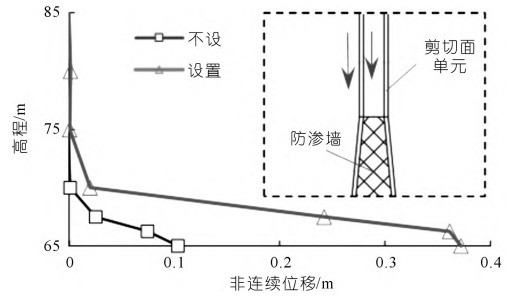


图 11 防渗墙顶部土体中非连续位移
Fig. 11 Discontinuous displacement of soil on top of cut-off wall

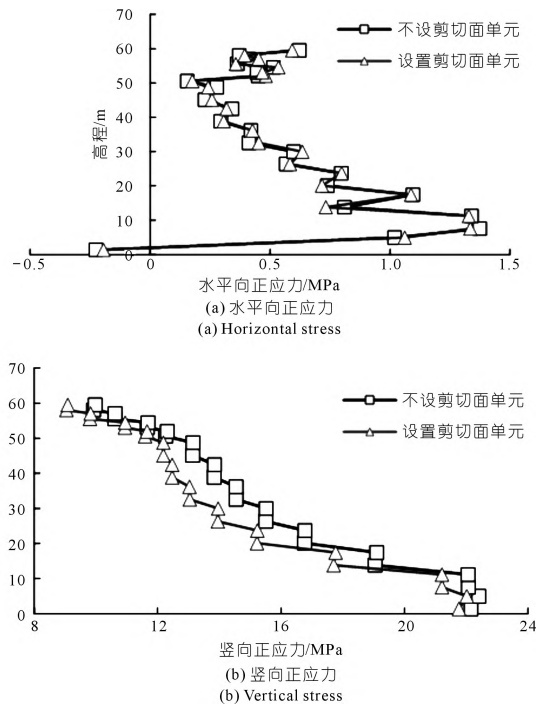


图 12 防渗墙应力沿高程分布
Fig. 12 Stress distribution along elevation of cutoff wall

表 5 100 m 级心墙坝防渗墙应力监测值^[32]

水电站名称	坝高/m	覆盖层厚度/m	防渗墙竖向应力/MPa
Taleghan	112	55	5~25
碧口	101	36	2~19
本文算例	100	50	8~22

图 13 给出了防渗墙变截面段顶部竖向应力的结果。设置剪切面单元后,竖向应力平均值 8.30 MPa,与不设时竖向应力平均值(11.93 MPa)相比,设置后计算结果小 30.43% 左右。可见,在土与结构相互作用时,若不考虑对结构物顶部土体的非连续变形进行模拟,结构的应力计算结果可能会与实际相差较大。

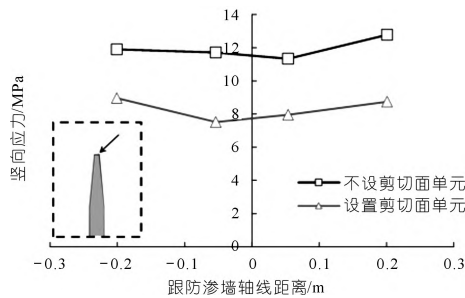


图13 防渗墙顶部竖向应力

Fig. 13 Vertical stress at top of cut-off wall

4 结论

针对结构物顶部土体内部剪切带,如土质心墙坝混凝土防渗墙顶部土体在坝体填筑过程中因差异沉降产生的剪切带,本文提出了一种在可能出现剪切带的部位预设剪切面单元的方法来模拟,得出以下结论:

(1) 在填土1 m的矩形涵洞算例中,设置了剪切面单元后,计算得到涵洞顶部土体荷载结果分布更接近试验值。由此说明,本文提出的预设剪切面单元,既可以模拟普通土体单元连续变形特性,也可以模拟剪切破坏时剪切带土体的错动变形特性。

(2) 典型土质心墙坝计算结果表明,设置剪切面单元后,防渗墙两侧土体内出现高约10 m的错动变形区域,其中墙顶最大错动位移约为0.4 m。从防渗墙顶部竖向应力计算结果来看,设置剪切面单元计算得到竖向应力平均值约8.30 MPa,较不设时降低约30%。可见,在土与结构相互作用时,若不对结构物顶部土体的非连续变形进行模拟,结构的应力计算结果可能会与实际相差较大。

(3) 矩形涵洞算例和典型土质心墙坝工程算例的计算分析表明,在进行土与结构相互作用分析时,除应考虑土与结构接触界面上的非连续变形外,还应充分考虑结构物顶部土体的非连续变形对结构物应力变形特性的影响。本文提出的在可能出现剪切带位置预设剪切面单元的分析方法,克服了当前剪切带数值模拟中繁琐的计算流程以及对计算网格依赖性强等问题,且实现过程简单、高效,具有广阔的应用前景。

参考文献:

[1] 吴梦喜,余学明,叶发明.高心墙堆石坝坝基防渗墙与心墙连接方案研究[J].长江科学院院报,2010,27(9):59-64.
 [2] 陈慧远.土石坝坝基混凝土防渗墙的应力和变形[J].水利学报,1990(4):11-21.
 [3] 郑秀培.土石坝坝基混凝土防渗墙设计与计算[M].北京:水利电力出版社,1979.
 [4] 程海涛,柳雪花.涵-土性状离心模型试验研究[J].路基工程,2008(2):42-44.

[5] GOODMAN R E, TAYLOR R L, BREKKE T L. A model for the mechanics of jointed rock[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, 1968, 94(3): 637-660.
 [6] DESAI C S, ZAMAN M M. Thin layer element for interface and joints [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics, 1984, 8(1): 19-43.
 [7] 徐连民,王天竹,祁德庆,等.岩土中的剪切带局部化问题研究:回顾与展望[J].力学季刊,2004,25(4):484-489.
 [8] SKEPMTON A W. Long-term stability of clay slopes[J]. Geotechnique, 1964, 14(2): 77-102.
 [9] BJERRUM C. Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, 1967, 93(5): 3-49.
 [10] PALMER C, RICE J R. The growth of slip surfaces in the progressive of over-consolidated clay[J]. Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences, 1973, 332: 527-548.
 [11] RICE J R, CLEARY M P. Some basic stress diffusion solutions for fluid-saturation elastic porous media with compressible constituents [J]. Reviews of Geophysics and Space Physics, 1976, 14(2): 227-441.
 [12] RICE J R, SIMONS D A. Stabilization of spreading shear faults by coupled deformation-diffusion effects in fluid-infiltration porous materials[J]. Journal of Geophysical Research, 1976, 81(29): 5322-5334.
 [13] PUZRIN A M, GERMANOVICH L N. The growth of shear bands in the catastrophic failure of soils[J]. Proceedings of the Royal Society, 2005, 461: 1199-1228.
 [14] 赵锡宏,张启辉.土的剪切带试验与数值分析[M].北京:机械工业出版社,2003.
 [15] JOHNSON C, SCOTT R. A finite element method for problems in perfect plasticity using discontinuous trial functions. [M] // W. WUNDERLICH, E. STEIN, K. - J. Bathe, Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics. Berlin: Springer, 1981: 307-324.
 [16] ORTIZ M, LEROY Y, NEEDLEMAN A. A finite element method for localized failure analysis[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1987, 61: 189-214.
 [17] BELYTSCHKO T, FISH J, ENGELMANN B E. A finite element with embedded localization zones[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1988, 70: 59-89.
 [18] JIRASEK M. Comparative study on finite elements with embedded discontinuities[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2000, 188: 307-330.
 [19] TAO J, HASHEM M M, CURT A B. A comparative study of shear band tracking strategies in three-dimensional finite elements with embedded weak discontinuities[J]. Finite Elements in Analysis and Design, 2019, 155(2019): 11-31
 [20] MOSLER J, MESCHKE G. Embedded crack vs. smeared crack models: a comparison of elementwise discontinuous crack path approaches with emphasis on mesh bias[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2004, 193: 3351-3375.
 [21] OLIVER J, HUESPE A E, SANCHEZ P J. A comparative study on finite elements for capturing strong discontinuities: E-FEM vs. X-

- FEM[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 2006, 195:4732-4752.
- [22] OLIVER J, HUESPE A E, BLANCO S, et al. Stability and robustness issues in numerical modeling of material failure with the strong discontinuity approach [J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 2006, 195:7093-7114.
- [23] LARSSON J, LARSSON R. Finite - element analysis of localization of deformation and fluid pressure in an elastoplastic porous medium [J]. *International Journal of Solids and Structures*, 2000, 37:7231-7257.
- [24] REGUEIRO R A, BORJA R I. Plane strain finite element analysis of pressure sensitive plasticity with strong discontinuity[J]. *International Journal of Solids and Structures*, 2001, 38:3647-3672.
- [25] 喻葭临. 土中剪切带扩展机理研究和扩展过程模拟[D]. 北京:清华大学, 2011.
- [26] 张兆, 刘元雪. 应变局部化理论及在岩土中的应用[J]. *后勤工程学院学报*, 2004(2):12-15.
- [27] 刘军, 李仲奎. 非连续变形分析(DDA)方法研究现状及发展趋势[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004, 25(4):44-50.
- [28] 王小平, 孟国涛. 非局部化弹塑性理论及其应用[J]. *岩石力学与工程学报*, 2007, 26(增1):2964-2967.
- [29] 殷宗泽, 朱泓, 许国华. 土与结构材料接触面的变形及其数学模拟[J]. *岩土工程学报*, 1994, 16(3):14-22.
- [30] 李永刚. 沟埋式和上埋式涵洞土压力统一计算理论研究[D]. 太原:太原理工大学, 2009.
- [31] CLOUGH G W, DUNCAN J M. Finite element analysis of retaining wall behavior[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1971, 97(12):1657-1674.
- [32] 温立峰, 李炎隆, 柴军瑞. 坝基混凝土防渗墙力学性状的统计分析[J]. *水利学报*, 2021, 52(2):241-254.
- [33] 卢廷浩, 汪荣大. 瀑布沟土石坝防渗墙应力变形分析[J]. *河海大学学报(自然科学版)*, 1998, 26(2):41-44.
- [34] 朱伯芳. 有限单元法原理与应用(第三版)[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2009.
- [35] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京:中国水利水电出版社, 1996.
- [36] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1970, 96(5):1629-1653.

(编辑:黄文晋)

Simulation of soil shear zone on top of cutoff wall of earth rockfill dam with soil core

HUANG Ning¹, HE Fanmin², WU Mengxi^{3,4}

(1. Department of Road and Bridge Engineering, Sichuan Vocational and Technical College of Communications, Chengdu 611130, China; 2. Chengdu Surveying Geotechnical Research Institute Co., Ltd., of MCC, Chengdu 610023, China; 3. Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100190, China; 4. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: For earth core wall rockfill dams built on overburden layer, concrete cutoff wall is often used to prevent seepage in dam foundations. Concrete cutoff wall and soil core wall are the key parts of dams, and the calculation and analysis of their stress and deformation are related to dam safety. Since the compression modulus of the concrete cutoff wall is much higher than that of the soil on both sides of the wall, the settlement of the soil on both sides of the wall is much greater than that of the wall itself, resulting in generation of a shear zone with a sharp change of settlement in the soil on the top of the cutoff wall. The simulation of shear zone in soil is related to the frontier theory of mechanics research, such as large deformation, strain localization and discontinuity, and the numerical simulation method is not mature. Therefore, this paper proposes a method to simulate the shear band deformation with a preset shear plane element to simulate the slip characteristics of soil when shear failure occurs, so as to solve the problem of simulating the shear deformation of soil at the top of rigid structure. The method is applied to the calculation of earth pressure at the top of the trench buried culvert, and the calculation results are basically consistent with the law of model test. Based on the finite element calculation of a typical dam project in which the cutoff wall is inserted into the soil core wall, the proposed method can better reveal the shear deformation characteristics of the soil on upper part of the cutoff wall, and the calculated vertical average stress value at the top of the cutoff wall is reduced by 30.43% compared with the conventional method, which can better solve the problem of the calculated stress of the cutoff wall that is larger than the actual monitored value.

Key words: shear zone; concrete cutoff wall; contact plane element; shear plane element