

文章编号: 0451-0712(2006)01-0058-04

中图分类号: U416.1

文献标识码: A

砂土路基湿化变形的有限元分析

王 强^{1,2}, 傅旭东³, 罗云华³

(1. 福州大学土木建筑学院 福州市 350002; 2. 广东交通集团检测中心 广州市 510800;

3. 武汉大学土木工程学院 武汉市 430007)

摘 要: 针对砂土湿化变形计算中 Nobari 法和单线法的不足, 采用初应力增量有限元的分析方法, 并编制相应的计算程序, 对某高速公路路基砂土三轴试验得到的 Duncan-Chuang 模型参数进行计算分析。分析结果表明, 该高速公路砂土路基在长期浸水和车辆荷载作用下, 将发生一些附加沉降变形。虽然沉降变形不大, 对柔性路面结构的影响较小, 但仍然需要引起公路养护部门的重视。

关键词: 砂土路基; 湿化变形; 初应力增量有限元

砂土具有透水性好等优点, 常作为路基填筑和软基处理的材料, 然而砂土的湿化变形特性是不容忽视的一个因素。研究表明, 采用碎石土、砂砾土或粘性土填筑的公(铁)路路基、建筑地基和土石坝工程, 即使压实系数达到 90% 以上, 在土基湿化情况下也存在较明显的湿化变形问题, 这将对填筑体的变形、稳定、开裂和渗透稳定都有较大的影响。湿化后土体强度的降低, 既是引起土石料填筑体产生不均匀沉降和裂缝的关键因素, 也是造成路基、土石坝等边坡塌滑的重要因素。

某软土地基上高速公路的填砂路基, 因其他工程建设的需要, 就在路基旁边增设排水沟, 从而改变了路基的工作状态, 并使得路基处于浸水潮湿状态。由于路基主要由粉砂、粗砂等砂性土填筑而成, 水沟水位上下波动变化时, 路基中的地下水位也随之变化, 在各种荷载尤其是车辆的动力荷载作用下, 路基内会产生局部的高应力剪胀区而不断吸水软化, 导致土体变形模量减小, 引起路基的附加沉降。因此, 有必要对该段路基浸水湿化后的沉降问题进行研究。

1 湿化变形的计算方法

湿化变形是在没有施加外载的情况下, 由于土体结构的松弛引起的变形和应力改变, 其计算要比外载引起的变形和产生的应力复杂得多。目前, 对湿

化变形的分析研究, 在水利工程尤其是在大坝的蓄水项目中研究得比较多, 但总体上研究还不够深入, 常用的计算方法有 3 种。

(1) Nobari 方法。

Nobari 和 Duncan 进行了 2 种三轴试验: 一种是用干砂和饱和砂分别进行应力应变试验; 另一种是将干砂加荷到某一应力水平后测试浸水饱和后的湿化应变。对 2 种方法比较后认为, 可由干、湿土样的应力应变变化来求湿化变形。但是该方法的湿化变形是采用应力应变的全量关系计算得到的, 而且试验是在轴对称条件下获得的, 与实际的路基等(一般属平面应变问题)有明显差别, 与实际需要也不相适应。

(2) 单线法。

单线法与 Nobari 双线法不同, 只使用一条应力~应变试验曲线来分阶段确定干、湿 2 种状态下的土体变形量, 但在试验过程中保持应力状态不变而使其浸水饱和, 往往比较难以实现。同时, 这种方法的试验工作量大, 计算过程复杂。

(3) 初应力增量有限元法。

采用初应力增量有限元法, 是对以上 2 种方法的综合, 从而获得一种既接近实际情况又比较简单易行的计算分析方法。

首先假想湿化部分土体受到约束而不产生变形, 即湿化土体单元的结点是铰支座、无位移, 根据应力~应变关系计算这种湿化引起应力松弛的改变

量。按照增量法计算原理,湿化前的应力状态为 $\{\sigma\}$,是由 n 个应力增量按比例增加而达到的,每个应力增量为:

$$\{\delta\sigma\} = \{\sigma\}/n$$

对每级增量,用干态的刚度矩阵 $[D]_d$ 求应变增量:

$$\{\delta\epsilon\} = [D]_d^{-1} \{\delta\sigma\}$$

式中: $[D]_d$ 随应力增量累加过程中的应力状态而变。

将各级增量所对应的应变 $[\delta\epsilon]$ 累加,得到湿化前的总应变 $\{\epsilon\}$ 。

其次,由饱和状态的应力~应变关系反过来求湿化后应力 $\{\sigma_w\}$ 。将 $\{\epsilon\}$ 分为 n 个增量,用湿化饱和状态的刚度矩阵 $[D]_w$ 求湿化后的应力增量:

$$\{\delta\sigma_w\} = [D]_w \{\delta\epsilon\}$$

式中: $[D]_w$ 由饱和土样变形参数确定。

累加 $\{\delta\sigma_w\}$ 得到假想应变不变条件下湿化后的应力 $\{\sigma_w\}$,则湿化引起的应力改变量为:

$$\{\Delta\sigma\} = \{\sigma_w\} - \{\sigma\}$$

再次,上述应力改变量是在结点位移受到约束的条件下产生的,要限制位移,必须在各结点作用相应的约束力。即将假想的初应力按下式计算转换为结点力:

$$\{F\}^e = \iint [B]^T \{\sigma\} dx dy$$

最后,此约束力用大小相等、方向相反的结点荷载代替,与外部荷载一起施加于网格,得到湿化产生的应力和应变增量,进而可得到路基的总应力和湿化引起的位移。

上述采用的增量应力迁移法是对每个单元做增量计算,计算时未采用应力~应变曲线直接确定应力或应变,而采用本构模型确定 $[D]$ 矩阵参数,避免了直接采用试验曲线的全量法所带来的弊端,其计算结果更加合理。

2 有限元分析的实现

2.1 荷载的分级施加方法

首先将路面车辆荷载一次性施加,为了达到非线性问题逐段线性化的要求,使某些单元不致在一级荷载增量下的应变变化过大,将荷载划分为30段,确保计算的应力应变情况符合非线性应力应变关系。由于Duncan—Chang曲线的纵坐标为偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$,与一般非线性用的轴向应力不同,程序中把线弹性偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)^*$ 与非线性偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 之差作为初始应力进行迭代;在每次迭代计算中偏应力和围压均有所变化,必须用新的线弹性偏应力

$(\sigma_1 - \sigma_3)^*$ 和切线模量求得轴向应变 ϵ_a ;再用轴向应变 ϵ_a 和新的围压 σ_3 根据Duncan—Chang双曲线模型计算非线性偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$,将线弹性和非线性的偏应力差值 $\{\Delta\sigma\} = (\sigma_1 - \sigma_3)^* - (\sigma_1 - \sigma_3)$ 作为初应力进入下一次迭代。根据近似解与曲线上真值的相对误差是否小于允许值,作为收敛的判断条件,即各单元的 $\{\Delta\sigma\}/(\sigma_1 - \sigma_3)$ 小于允许误差(程序中取0.01)时,该单元迭代结束。

2.2 单元的初始应力状态

由于刚度矩阵 $[D]$ 中的弹性常数取决于应力状态,计算时首先确定加载前的初始应力状态,它不仅影响初次加载的计算,对以后各段荷载也有影响。由于实际路基的初始应力状态难以精确计算,可以进行如下处理:

(1)靠近路面部分土层,如采用自重应力作为初始应力状态,按Duncan—Chang模型计算时得到的切线弹性模量 E_t 会很小,实际上这部分土体经过施工碾压和长期车辆荷载的作用,已处于超固结状态,取 $\sigma_{30} = 30 \sim 50$ kPa;

(2)其他部分土体,取其自重应力作为初始应力,即 $\sigma_{30} = (1 - \sin\varphi')\gamma h$, h 为单元形心到填筑体表面的深度。

2.3 单元破坏后的修正

计算过程中,可能出现某些单元的计算应力超过极限应力状态而达到破坏的情况,一种是拉应力 $(\sigma_3 < 0)$ 超过土的抗拉强度,产生拉裂;一种是应力水平 $s > 10$,即应力摩尔圆超过库仑破坏线,产生剪切破坏。实际应力不可能超过以上2种破坏状态,程序中如出现该情形则需进行应力调整,在应力调整中,假定主应力方向不变。

(1)拉裂破坏修正。

土一般不能抗拉或抗拉强度极低,假定土的抗拉强度为 σ_p (程序中 $\sigma_p = -20$ kPa),若计算得 $\sigma_3 < \sigma_p$,则将 σ_3 修正为零,即拉裂后不再承受拉应力。其他分量做如下调整:假定 σ_z 不变,调整后的应力分量 σ'_x, τ'_{xy} 计算公式如下。

$$\sigma'_x = (1 - \frac{2\alpha}{1+\alpha})\sigma_z$$

$$\tau'_{xy} = \frac{\sigma_z - \sigma'_x}{\sigma_z - \sigma_x} \tau_{xy}$$

主应力方向不变,仍为:

$$\alpha = \tan^{-1}(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{\sigma_1 - \sigma_3})$$

(2)剪切破坏修正。

当计算应力的摩尔圆超过库仑破坏线时,应将摩尔圆修正到与破坏线相切。假定 σ_z 不变,调整后的应力分量 σ'_x 、 τ'_{xy} 计算公式如下:

$$\tau'_{xy} = \tau_{xy} \times \tan \alpha$$

$$\sigma'_x = \sigma_x - (\sigma_z - \sigma_x) \tan \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{2(\sigma_x \sin \alpha + c \times \cos \alpha)}{(\sigma_z - \sigma_x) \sin \alpha + \sigma_1 - \sigma_3}$$

拉裂破坏和剪切破坏有时同时存在,必须做 2 种修正。

3 计算成果

3.1 计算参数

表 1 路基各材料的非线性参数

材料	容重 $\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	凝聚力 c'/kPa	破坏比 R_f	模量数 K	模量指数 n	泊松比有关参数		
							G	F	D
沥青混凝土	23.5	24.0	100	0.82	2 500	0.4	0.42	0.08	7.00
粘土	水上	20.0	33.78	14.63	0.827	376.62	0.44	0.03	1.24
	水下	11.2	34.7	12.13	0.854	281.38			
粗砂	水上	18.3	37.13	31.13	0.720 7	1 205.5	0.40	0.22	3.10
	水下	10.9	37.9	22.07	0.710 7	922.367			
粉砂	水上	19.6	37.28	20.27	0.726 5	980.439	0.38	0.15	2.70
	水下	12.1	37.21	18.72	0.736 6	682.864			

3.2 荷载效应分析

为了研究路基浸水后在汽车重载作用下路面的沉降,计算中考虑到汽一超 20 荷载(旧规范荷载标准)效应,按汽车队双排布置在路面的不同位置,按照桥涵设计规范的有关车辆横向和纵向分布规则,考虑 2 种工况:(1)双排汽车队距路面中线 0.5 m 布置;(2)双排汽车队距路肩 1.5 m 布置。

在路基设计中,作用在填土上的车辆荷载近似地按均布荷载考虑,即按路面上车辆所占的宽度,将车辆荷载换算成条状均布荷载:

$$q = \frac{Q}{b_0 \times L} (\text{kPa})$$

式中: Q 为 2 排重车的重量, kN; b_0 为 2 排重车横向分布宽度, m; L 为汽车(队)纵向分布宽度, m。

3.3 计算断面选取与有限元网格划分

限于篇幅,这里仅给出某高速公路 K93+000 断面的情况。分别计算初次浸水后路基的附加湿化变形与附加应力,以及浸水后在车辆荷载作用下路基的总变形与稳定性。程序使用具有一定精度的和能够较好适应边界的等参三角形单元,在进行有限元

某高速公路的路面结构如下:(1)沥青混凝土 14 cm+C20 水泥混凝土 28 cm+碎石垫层 28 cm;(2)填土层(粘性土)厚度约 4 m;(3)粉砂层或粗砂层。

本文采用 Duncan—Chang 模型进行计算。沥青混凝土应力~应变的非线性参数根据经验和类似成果来取值;粘土层、粉砂、粗砂的非线性参数,是根据该高速公路现场钻取土样进行室内三轴试验,分别对各土样制备干土样和湿化饱和土样采用 Nobari 双线法进行计算求得。对各试样试验结果进行统计时剔除 $\mu \pm 3\sigma$ 的数据,得到各材料层的非线性参数取值,见表 1。

网格划分时,每一个单元只含一种土层(材料);路基中线为对称轴, Y 轴向上为正,该断面的 X 轴设在路面以下 3.5 m 处,水平向右为正。在地基土中所取范围为:断面竖向长度为 27.4 m,水平长度为 52 m。路基和地基用三角形单元离散,分 4 种材料,共 652 个结点、1 184 个单元。靠近路面和坡脚处,单元划分较密。在垂直两边设置水平约束,地基地面设置竖向约束。

3.4 计算成果分析

限于篇幅,这里仅给出路基 K93+000 断面长期浸水并在工况 1 条件下的各种变形和应力计算结果。其总沉降等值线图、主应力图以及应力水平等值线图分别如图 1~图 3 所示。

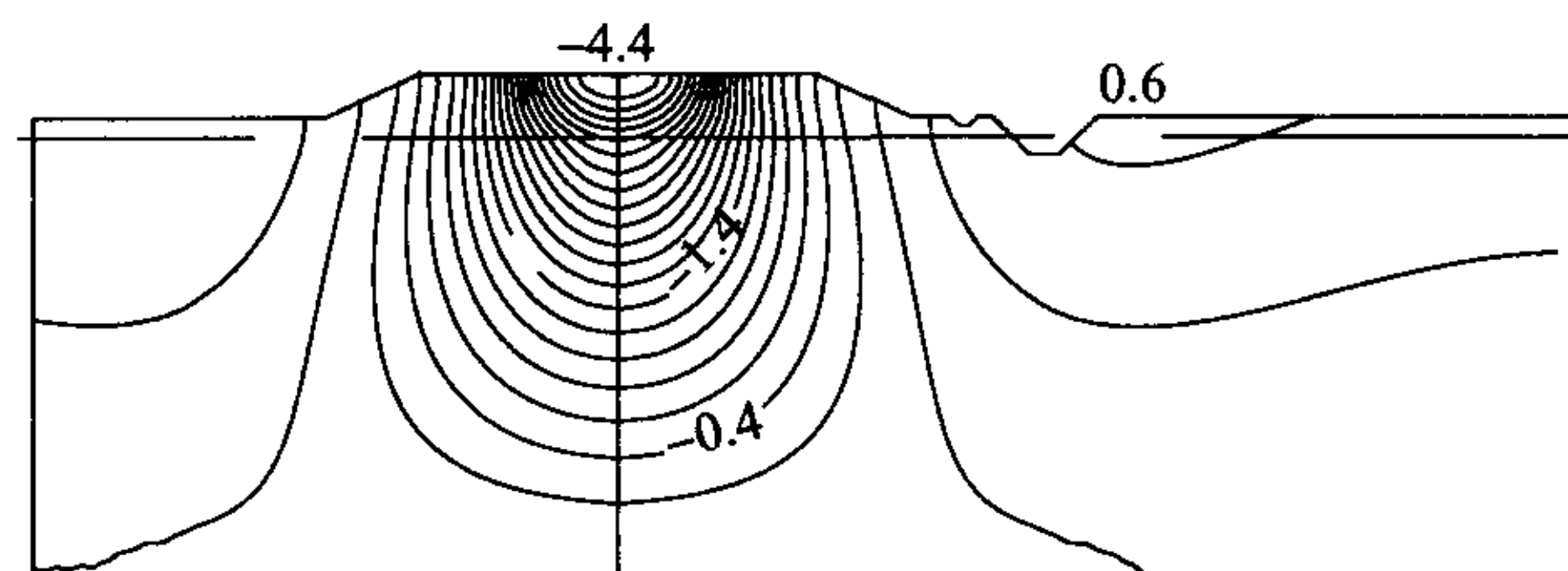


图 1 长期浸水路基工况 1 的总沉降 U_y 等值线

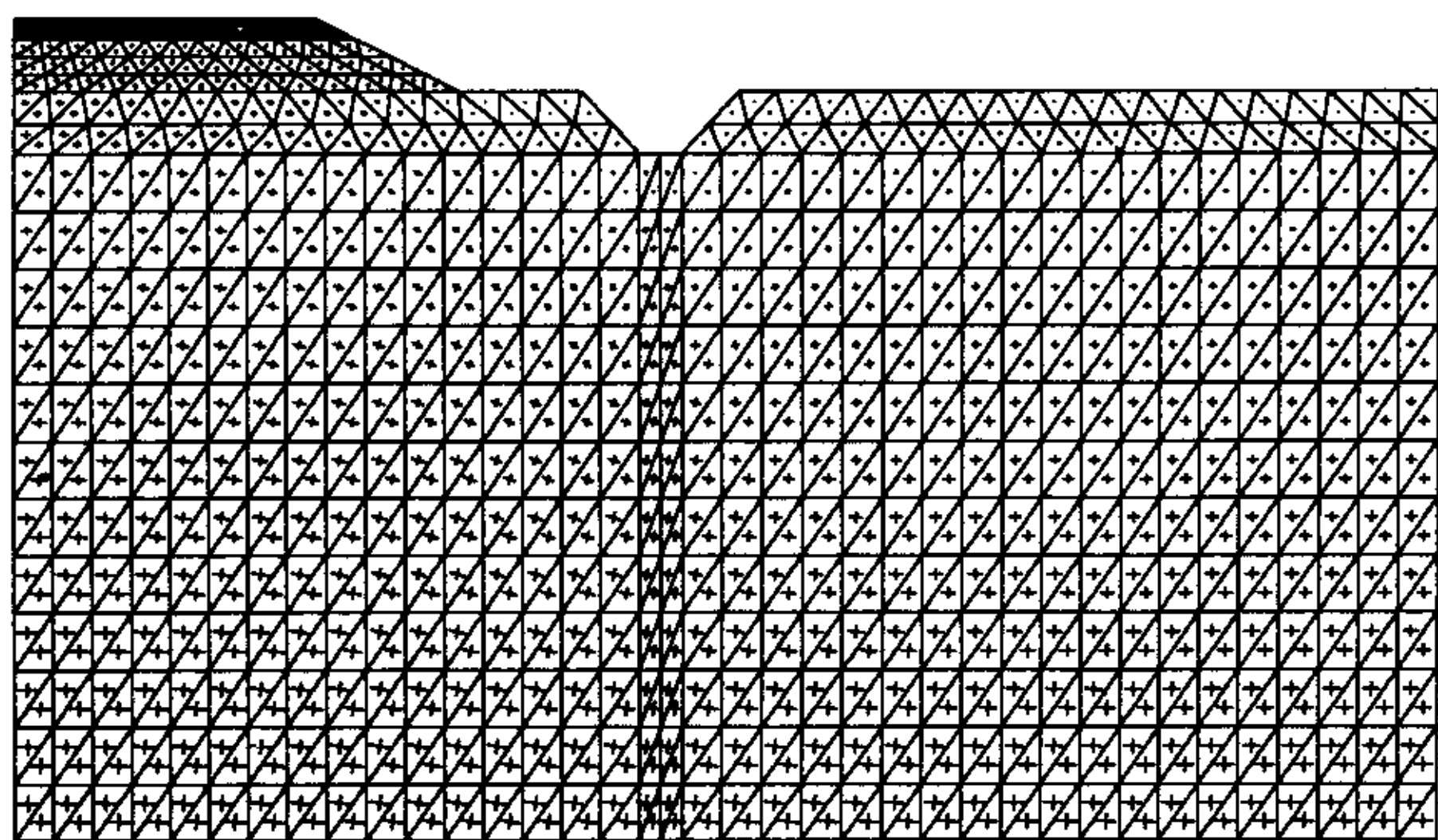


图2 长期浸水路基工况1的主应力

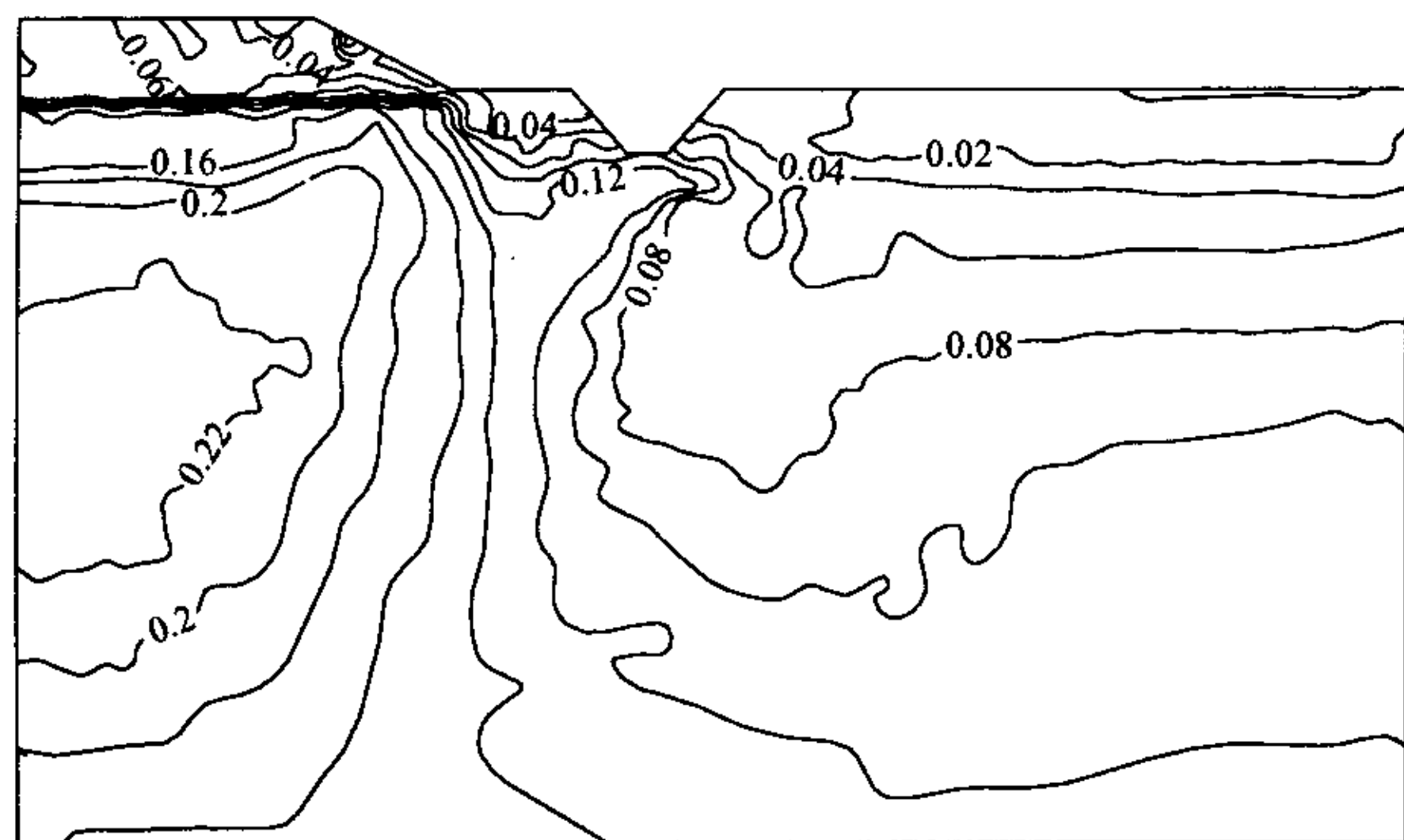


图3 长期浸水路基工况1作用下应力水平等值线

综合有限元分析结果,可以得出以下结论:

(1)路基初次浸水时,产生的路面附加沉降不大,为0.15~1.05 cm,由于为柔性路面,该附加沉降不会使路面开裂;

(2)路基长期浸水和在车辆荷载作用下,路面车辆荷载作用处的沉降最大,为3.2~4.4 cm,路肩处沉降最小,为0.4~1.2 cm,该沉降不会对路况产生明显的影响,坡脚处出现较小的隆起,约为0.2 cm,对路基的稳定性影响较小;

(3)路基长期浸水和在车辆荷载作用下,各单元的应力水平较低(小于0.28),离1.0的应力水平较远,表明路基各部分均不会发生剪切破坏;

(4)路基长期浸水和在车辆荷载作用下,沥青混凝土层中部分单元产生拉应力(最大为2.6 kPa),其他部位均无拉应力产生,表明路基中不会产生拉裂缝。

本文计算的是路基长期浸水状态的沉降情况,对该路段近年来运营的监测结果表明,路基顶面的最大沉降不大于5 mm,路肩处最大沉降不大于3 mm,均小于路基保持稳定性的最大沉降允许值。这主要是由于现场水沟并非常年浸湿,该路段的路基未发现有明显的病害。

4 结语

(1)砂土路基湿化变形由于自身的特点,其计算方法比较复杂,Nobari 与单线法等对于砂土路基的湿化变形分析计算均存在缺点和局限性。采用初应力增量有限元方法,具有既接近实际又比较简单易行的特点。

(2)对某高速公路的砂土路基湿化变形分析结果表明,砂土路基不论初次浸水还是长期浸水,均会发生附加沉降。但由于沉降量不大,对于柔性路面,其影响不大。

(3)计算结果表明,砂土路基在长期浸水和车辆荷载作用下结构的应力水平比较低,不会发生破坏的现象。实际运营的某路基并非长期浸水,因而路基的实际沉降均会比计算值小,监测结果也说明了这一点。

(4)计算结果说明了,保持砂土路基的干燥,防止出现湿化变形,在公路养护中具有十分重要的意义,需要引起公路管养部门的重视。对于周期性浸水的坡面部分,建议采用干砌片石(单层铺砌)护面,厚度为0.15~0.25 m,铺砌层的底面设0.10~0.20 m的碎石或卵石垫层,护坡顶高出水沟最高水位0.5 m。

参考文献:

- [1] 刘祖德. 关于土坝变形计算的若干问题[J]. 岩土工程学报, 1983, (1).
- [2] Moreno E, Alberro J. Behavior of Chicoasen dam, construction and first filling[A]. 14th congress on large dams[C]. 1982.
- [3] Nobari E S, Duncan J M. Movement in dams due to reservoir filling [A]. Performance of earth and supported structures[C]. 1973.
- [4] 陆士强. 湿化对粘性填土的应力应变关系的影响[A]. 中国土木工程学会第五届土力学及基础工程学术会议论文集[C]. 北京:中国工业出版社, 1990.
- [5] 王瑞骏, 陈尧隆. 心墙坝湿化变形的特点及其计算方法研究[J]. 西北农林科技大学学报(自然科学版), 2003, (6).
- [6] 李翠华, 詹长久, 张路. 膨胀土湿化变形试验研究[J]. 武汉大学学报(工学版), 2001, (5).
- [7] 钱建辉, 宋新江. 膨胀土湿化变形的试验研究[J]. 安徽水利水电职业技术学院学报, 2003, (1).
- [8] 董建筑, 王瑞骏. 黑河水库初次蓄水大坝湿化变形有限元分析[J]. 水资源与水工程学报, 2004, (1).
- [9] 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, 2000.

文章编号: 0451-0712(2006)01-0062-05

中图分类号: U416.216

文献标识码: B

多孔贫混凝土基层施工技术研究

谭 华¹, 邓家喜¹, 孟连生², 田 波³

(1. 广西交通科学研究所 南宁市 530001; 2. 广西八桂工程监理公司 南宁市 530000;

3. 交通部公路科学研究所 北京市 100088)

摘 要: 在室内试验和现场检验的基础上, 对多孔贫混凝土透水基层的施工工艺, 包括拌和工艺、成型工艺和养生工艺等 3 个方面进行研究, 最终推荐采用摊铺机或平地机进行摊铺, 按静碾和振动碾压组合的方式进行压实。

关键词: 多孔贫混凝土; 路面; 基层; 施工

多孔贫混凝土透水基层的施工工艺包括拌和工艺、成型工艺和养生工艺 3 个方面。对于多孔贫混凝土基层的施工技术, 美国联邦公路局建议: 根据施工荷载和底基层的条件确定水泥用量; 调节材料的含水量来控制材料离析; 改造施工机械, 防止摊铺时材料离析; 若没有性能损失, 可考虑取消潮湿养生。施工中还应考虑的一些因素: 避免过度压实造成骨料被过度压碎, 影响级配和渗透性; 尽量减少施工交通量, 缩短运输距离; 保证路面横坡; 保护好底基层, 防

止施工中底基层损坏; 防止污染, 以免污染后无法处理。

国内对多孔贫混凝土基层施工工艺多采用静碾法, 并禁止使用振动压路机。若采用不压密方法施工, 由于摊铺高度就是基层厚度, 所以摊铺的标高比较好控制, 但会影响到基层强度和耐久性。若采用压密方法施工, 不适当的压实会带来集料压碎问题, 影响基层强度、排水性和表面均匀性。同时多孔贫混凝土具有开放式孔隙, 路面基层施工摊铺面积较大, 水

收稿日期: 2005-07-13

[10] 朱百里, 沈珠江. 计算土力学[M]. 上海: 上海科学技术出版社.

[11] JTG D60-2004, 公路桥涵设计通用规范[S].

[12] 广东交通集团检测中心, 武汉大学. 深汕高速公路海丽高尔夫球场段路基稳定性研究报告[R]. 2003.

Finite Element Analysis of Wetting Deformation for Sandy Roadbed

WANG Qiang^{1,2}, FU Xu-dong³, LUO Yun-hua³

(1. Civil Engineering Department, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China; 2. Testing Center of Guangdong Provincial Communication Group, Guangzhou 510800, China; 3. Civil Engineering Department, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: Since there are some shortages in calculating the wetting deformation of sand with the Nobari method and the Single-Line method, the initial stress increment FEM is put forward in this paper and the corresponding program is developed. With the parameters of Duncan-Chang model samples obtained from the triaxial test of sand of an expressway, analyses are executed. The results show that if the sandy roadbed is saturated for long and has vehicles on it, it will evolve some additional wetting settlement. Although the settlement is not enormous and will not destroy the roadbed and the flexibility pavement, it is also a key factor for highway maintenance.

Key words: sandy roadbed; wetting deformation; initial stress increment FEM