

沪宁高速公路地基沉降有限元计算分析

⑥
22-26

殷宗泽 朱 泓 吴 钰

(河海大学 南京 210098)

CU412.366
CU416.102

摘要 采用比奥固结理论,考虑侧向变形、二维或三维渗流对沉降的影响,对沪宁高速公路路基作非线性有限元计算。将路堤和地基作为整体划分网格,取网格结点上的孔隙压力和竖向、水平向的位移为基本未知量,在路堤作用下,根据土体的劲度和渗透性建立方程组,从而解得孔压和位移。由有限元法与常规设计计算结果比较可知:用 $e \sim \lg p'$ 法考虑前期固结压力是必要的,但应用 1.0~1.2 的修正系数对总沉降作修正;有限元法算得的工后沉降小于分层总和法;路堤填筑速度对沉降过程有影响;增加预压时间可减少工后沉降。

关键词 高速公路 地基沉降 比奥固结理论 非线性分析 有限元法

高速公路对道路的工后沉降要求严格。沪宁高速公路有相当大部分是建筑在软弱土地基之上。软土压缩量大,固结时间长,如何较精确地计算沉降,特别是工后沉降,是高速公路建设中的关键问题。

目前,国内路堤沉降计算仍然使用分层总和法,固结计算则依据太沙基的一维固结理论,都假定变形只有竖向的,渗流也只有竖向的,没有水平向的。实际上土体存在侧向变形,软土侧向变形尤为显著,土体水平向渗流对固结的影响有时比竖向的更大。路堤的固结和沉降严格地说应该采用二维的分析方法。因此,有必要对路基作非线性有限元计算并引入比奥固结理论。这种计算方法可考虑侧向变形、水平向渗流对沉降的影响,考虑土体的应力应变非线性特性,考虑对施工分级加荷过程的模拟,可以求得任一时刻的沉降、水平位移、孔隙压力和有效应力的变化。只要合理确定参数,可以相当真实地给出路堤各部位在各阶段的沉降变化规律。

当然,由于有限元计算较烦,确定参数所

需的试验也较复杂,不可能用有限元法计算路堤沿线的每一个断面。本项研究,仅在 4 个标段中各选了两个断面进行了有限元计算,以期与一维的沉降和固结计算结果作对比,分析现有分层总和法计算中可能存在的问题。对沪宁高速公路软基沉降评估方法提出建议。

1 固结有限元计算方法

将路堤和地基作为整体划分网格,取网格结点上的孔隙压力和竖向与水平向的位移为基本未知量,在路堤重量作用下,根据土体的劲度和渗透性建立联立方程组,从而解得孔压和位移。

对土体的固结,采用理论上比较完善的比奥固结理论。它的基本公式包括平衡微分方程和连续性方程两部分。对平面问题,土体中任一点须满足平衡方程

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial p}{\partial y} + \rho g = 0 \end{cases} \quad (1)$$

第一作者简介:殷宗泽,男,教授,从事土体本构模型、土固结和非饱和土研究,曾发表《土工原理与计算》等论著。

式中 σ, τ 为有效应力; p 为孔隙水压力; ρ 为土体密度。对饱和土, 还应满足连续性条件

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) - \frac{k}{\rho_w g} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} \right) = 0 \quad (2)$$

式中 ρ_w 为水的密度; k 为土的渗透系数; u, v 为 x 和 y 向位移。利用物理方程(即应力应变关系)和几何方程(即应变位移关系), 可将式(1)中的应力用位移 u 和 v 来表示, 这样式(1)便以位移和孔隙压力为未知变量。将其与式(2)联立形成的偏微分方程组, 就叫比奥固结微分方程。可进一步推得相应的有限元方程。

本计算对土体的本构关系采用邓肯-张双曲线模型。切线模量和切线泊松比分别为

$$E_t = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n (1 - R_f S)^2 \quad (3)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \lg \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)}{(1 - A)^2} \quad (4)$$

式中
$$S = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \varphi)}{2 C \cos \varphi + 2 \sigma_3 \sin \varphi} \quad (5)$$

$$A = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n (1 - R_f S)} \quad (6)$$

所含参数 $C, \varphi, K, R_f, n, G, F, D$ 由原状土的三轴排水试验确定, p_a 为大气压力。

计算所用的非线性分析技术为增量法。把全部荷载分为若干级增量, 按施工过程逐级施加, 每一级由当前应力状态用式(3)和式

(4)计算 E_t, ν_t , 进而形成劲度矩阵, 计算该级荷载增量下的位移增量、相应的应力增量以及孔隙水压力。各级加荷之间的应力状态变化、弹性模量和泊松比变化, 反映了材料的非线性性质。

2 计算情况

a. 计算剖面。在全线范围内共取 8 个剖面进行计算。它们是: A 标段 K2 + 000, K21 + 880; B 标段 K57 + 915, K61 + 900; C 标段 K95 + 144, K110 + 150; D 标段 K119 + 000, K120 + 080。

b. 参数。有限元计算中必须用到的除邓肯模型中的 8 个参数外, 还有密度 ρ 和渗透系数 k 。这些参数均由河海大学土力学实验室通过室内试验提供。为了将有限元计算结果与分层总和法作比较, 对这 8 个剖面又同时作了常规的沉降计算, 所用参数也由该实验室提供。这里仅在表 1 和表 3 中列出 K2 + 000 断面各土层的参数, 表 2 为路堤材料参数。

表 2 路堤、路面材料的有限元法计算参数

材料	$\gamma/\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$\varphi(^{\circ})$	C/kPa	R_f	K
砂垫层	16	34	0	0.60	160
填土	19	28	30	0.80	150
混凝土	线弹性材料, $E = 3.5 \times 10^7 \text{ kPa}, \nu = 0.167$				
材料	n	G	F	D	k_x, k_y
砂垫层	0.80	0.24	0.002	2.7	透水
填土	0.40	0.35	0.01	1.0	透水
混凝土	线弹性材料, $E = 3.5 \times 10^7 \text{ kPa}, \nu = 0.167$				

表 1 K2 + 000 断面有限元计算参数

土层号	$\gamma/\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$\varphi(^{\circ})$	C/kPa	R_f	K	n	G	F	D	$k_x, k_y/10^{-8} \text{ cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$
1	19.0	22	44	0.87	120	0.60	0.35	0.01	0.70	6.94
2	8.9	25	10	0.80	90	0.40	0.20	0.00	2.00	5.09
3	8.8	27	20	0.80	60	0.52	0.26	0.05	1.72	11.92
4	9.6	25	10	0.80	160	0.40	0.20	0.00	2.00	4.75
5	9.0	31	34	0.74	130	0.20	0.20	0.00	5.00	4.40
6	9.8	34	0	0.80	600	0.40	0.20	0.00	3.00	1.00
7	8.6	30	10	0.80	100	0.40	0.20	0.00	2.00	12.38
8	8.4	30	4.9	0.81	114	0.32	0.28	0.06	1.00	4.75
9	8.7	28	8.0	0.79	120	0.40	0.20	0.00	3.10	8.45
10	8.8	29	7.8	0.87	160	0.4	0.18	0.00	3.20	6.71

注: 有限元的计算深度统一为 40 m; 路基高 3.5 m。

表3 K2+000断面分层总和法计算参数

土层号	层厚 H/m	e	$I_p(\%)$	$C_u/cm^2 \cdot s^{-1}$	a_{v1-2}/MPa^{-1}	C_c	C_u	p_c/kPa
1	1.0	0.880	21.4	0.0022	0.60	0.200	0.020	144
2	1.5	0.944	21.8	0.0021	0.48	0.335	0.042	150
3	5.5	0.939	13.5	0.0037	0.63	0.250	0.024	80
4	2.0	0.735	16.7	0.0041	0.20	0.169	0.017	140
5	9.0	0.884	10.0	0.0036	0.23	0.175	0.010	175
6	2.0	0.728	5.0	1000	0.15	0.080	0.009	210
7	3.0	1.012	13.0	0.0056	0.45	0.321	0.028	220
8	2.0	1.053	15.0	0.0036	0.27	0.460	0.036	270
9	3.0	0.996	15.9	0.0045	0.37	0.342	0.040	280

注:计算深度按水工规范取定;计算深度29m。

c. 计算条件。平均地下水位取地表下1.0m处。路堤底铺有0.5m厚的砂垫层,路堤的填筑速度为1.0m/月,路堤填筑完成后,停180d,作为预压时间,然后修筑路面。路面修筑时间统一假定90d,整个建筑和使用过程的荷载与时间关系示于图1。

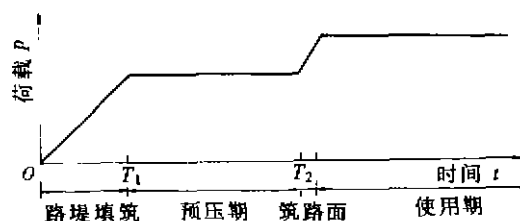


图1 荷载变化过程

d. 超填土的处理。按照设计的路堤高度填筑后,由于地基沉降,堤顶高程将达不到预定的设计高程,为此施工中要增加填筑高度,叫超填土。超填土的高度就是总沉降量。在有限元计算中的处理,是先按常规的分层总和法估算地基沉降量,作为超填土高度,再折换成相应荷载作用于路堤。

e. 填筑速度的比较。为了研究路堤填

筑速度对沉降,特别是工后沉降的影响,对K21+880断面作了每月填筑0.5m,1.0m和2.0m三种填筑速度的有限元法计算比较;对K110+150断面取填筑速度分别为每月0.5m,1.0m和3.0m三种的计算比较。预压时间为180d。

f. 堆载预压时间的比较。为了研究堆载延续时间对路堤沉降地影响,对K21+880和K110+150两断面,在路堤填筑速度为每月1.0m的情况下作了预压时间为180d,270d,360d的计算比较;对K21+880在填筑速度为每月2.0m和K110+150在填筑速度为每月3.0m时,作了预压时间为60d,120d,180d的计算比较。

3 成果分析

3.1 最终沉降量

八个计算剖面在施工速率为每月堤高上升1m,预压时间6个月情况下的有限元法计算所得最终沉降量示于表4。为了将其与常规设计所用的方法相比较,表中还列出了用

表4 几种方法算得的最终沉降比较及有限元法算得的水平位移

单位:cm

断面	堤高(含路面) H/m	$s_{\Sigma 1-2}$	$s_{c-p'}$	$s_{c-lsp'}$	$s_{有限元}$	$\frac{s_{有限元}}{s_{c-lsp'}}$	有限元法算得最大水平位移 u_m
K2+000	4.25	43.3	46.4	40.3	43.1	1.07	5.1
K21+880	5.25	64.5	64.7	62.6	72.4	1.15	5.0
K57+915	3.90	24.8	23.5	21.5	23.2	1.08	2.7
K61+900	4.35	26.0	27.0	23.1	27.1	1.17	3.2
K95+144	4.15	51.6	52.7	36.3	39.3	1.08	8.7
K110+150	6.25	76.6	72.5	57.3	67.8	1.18	13.2
K119+000	3.60	42.0	49.7	39.2	44.0	1.12	6.0
K120+080	5.20	43.9	46.0	40.7	47.7	1.17	6.6

压力为 100 ~ 200 kPa 所对应的压缩系数 $a_{v_{1-2}}$ 算得的沉降,从 $e \sim p'$ 曲线上用实际压力确定孔隙比变化求得的沉降量,以及用 $e \sim \lg p'$ 法中的压缩指数 C_c 和回弹指数 C_r 计算的沉降量。

由表 4 可见, $a_{v_{1-2}}$ 法和 $e \sim p'$ 法算得的沉降略大于 $e \sim \lg p'$ 法。这是因为前两法没有考虑应力历史的影响。本地区的土在 10 ~ 20 m 深度内一般为超固结土,前期固结压力较大,当填土荷载较小时,变形处于回弹再压阶段,因此压缩量是较小的,前两种方法没有考虑这一因素,因而偏大。另一方面,这三种方法都是以一维压缩试验为基础,没有考虑侧向变形所引起的沉降,因而算得的沉降量又有偏小的一面。有限元计算考虑了应力历史的影响,同时又计及侧向变形引起的沉降,是较为全面的。其结果略大于 $e \sim \lg p'$ 法的计算结果。两者之比在堤高 3.9 ~ 6.2 m 情况下处于 1.0 ~ 1.18 之间。一维的分层总和法沉降计算,如果要考虑侧向变形的影响进行修正的话,建议修正系数 m_s 取 1.0 ~ 1.18。

3.2 工后沉降

工后沉降量 s_{ac} ,指的是路面施工开始至 15 年后的沉降。几个剖面计算工后沉降量列于表 5。与 $e \sim \lg p'$ 法相比较,有限元法算得的工后沉降较小,仅为其 68% ~ 94%。造成这一差别的原因是与 $e \sim \lg p'$ 法相应的固结计算依据的是太沙基一维固结理论,而有限元计算中采用的是比奥二维固结理论,考虑水平向的渗透,固结速度快,因此工后沉降

表 5 有限元法与 $e \sim \lg p'$ 法 s_{ac} 比较 单位: cm

剖面	$s_{ac-e \sim \lg p'}$	$s_{ac-有限元}$	$\frac{s_{ac-有限元}}{s_{ac-e \sim \lg p'}}$
K2 + 000	29.5	25.4	0.86
K21 + 880	45.8	43.0	0.94
K57 + 915	20.6	13.0	0.63
K61 + 900	22.1	16.5	0.75
K95 + 144	25.0	18.1	0.72
K110 + 150	33.9	23.0	0.68
K119 + 000	35.3	30.0	0.85
K120 + 050	37.9	27.3	0.72

量小。工后沉降是路基设计中的控制数据之一,直接关系到是否需要进行地基加固处理,以及做什么样的处理。工程设计中依据一维固结理论确定工后沉降量是偏于安全的。

3.3 侧向变形

有限元法与其它方法的不同,还在于它能直接给出各点的水平位移。水平位移的大小又影响到沉降量的大小,因为土体侧向挤出,就腾出了更大的空间使地基沉降。

路堤中心线上,由于两边对称,是没有侧向位移的。侧向位移随所分析点到中心线的水平距离而变化,一般在路堤肩点下侧向位移较大。几个断面过肩点竖线上的最大水平位移也列于表 4 中。由表 4 可见,各剖面侧向位移差别较大,从 2.7 cm 到 13.2 cm 不等。一般在 6 cm 左右。侧向位移的大小与土的性质、软土层的位置、路堤的高度等有关。土质软,软土层厚,且靠近地表,路堤又高,则侧向变形大。断面 K110 + 150 就是如此。其侧向位移大,相应的沉降也大。对这种情况,如果在沉降计算中不考虑侧向变形的影响,可能会使计算沉降偏低,是值得注意的。

3.4 填筑速率对地基变形的影响

计算表明填筑速率对初期沉降有明显影响,对后期影响较小,施工速率大,初期沉降大,因为荷载较早地作用于地基,沉降也较早发生。但完工时的沉降反而小于施工速率较小的情况,因为后者有充裕的时间使土体固结压缩。而最终沉降差别很小。这样,工后沉降便随施工速率减小而减小。

两个剖面三种填土速率情况下的计算还表明,填筑速度快,上部侧向变形大,这是孔压较大的缘故;在下部则相反,侧向位移较小,这是由于应力扩散,下部附加应力较小。

4 结 论

有限元法分析土体的应力变形,可以考虑各种复杂因素,如土体应力应变关系的非线性,复杂边界条件和加荷条件,水与骨架上应力的耦合效应,时间因素,等等。将其应用

于路堤,无疑会使我们对路堤应力变形的规律有更深入的了解。现阶段,还不可能把有限元法作为每个断面沉降计算的主要方法应用于设计。但通过少数断面的计算,摸清规律也是很重要的。通过沪宁高速公路上8个剖面的有限元计算,特别是2个剖面的比较计算,可以得出以下几个主要结论:

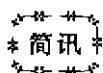
a. 用 $e \sim \lg p'$ 法,考虑前期固结压力的影响是必要的,但该方法没有反映侧向变形对沉降的作用,应该采用修正系数($m_s = 1.0 \sim 1.2$)将该法所得的总沉降作修正。

b. 按有限元法算得的工后沉降要小于分层总和法,这是由于有限元法考虑了渗流的二维效应,更符合实际,常规设计中确定的工后沉降是偏大的,即偏于安全。

c. 路堤填筑速度对沉降过程是有影响的,填筑速度快,表示荷载较早地作用于地基增加了初期阶段的沉降,但它完工得早,与速率较小者相比,到完工时固结的时间较短,因此完工时的沉降量反而较小。而施工速率对最终沉降几乎没有影响,这样加荷速度快的,工后沉降就较大,是不利的。此外,填筑速度过快,产生过大孔隙水压力,还可能危及路基的稳定性,也是值得注意的。但本计算所采用的几种填筑速度尚未出现大片单元剪切破坏以至存在可能失稳的情况。

d. 预压时间对沉降过程是有影响的,但对最终沉降影响很小。增加预压时间可减小工后沉降,如果施工条件允许,应考虑之。

(收稿日期:1997-12-23 编辑:马敬峰)



日本大成公司的隧洞修补技术

日本从19世纪70年代到20世纪20年代修建的隧洞,由于衬砌混凝土老化、剥落,而导致漏水,因此需要修补的隧洞很多。为了应付这一局面,日本大成公司研究开发了隧洞修补新技术,这里介绍的是用聚合物浸渍混凝土预制板修补水工隧洞的技术。大成公司所使用的聚合物浸渍混凝土预制板厚度为15~40mm,具有高强、耐磨、耐化学药剂的优点。该技术是用聚合物浸渍混凝土板做隧洞内衬砌,可大幅度地延长隧洞的使用寿命。聚合物浸渍混凝土板补砌的厚度,包括背面填充的砂浆,只有50~100mm,因此隧洞的过水断面减少不多。聚合物浸渍混凝土板的糙率小(0.012),重量轻,安装容易,安全。

(摘自1997年10月5日《水信息报》)

用超高压水破碎障碍物

日本佐藤工业公司与中黑建筑公司共同开发了在掘进途中将出现的障碍物用超高压水喷射进行破碎的推进施工法。它是将(250~300MPa)的超高压水装置安装在旋转的切削器盘上,从喷嘴进行喷射,在掘进过程中用高压水将石块等进行破碎。该两家公司已经制造出实用型推进机,并确认了其有效性。今后将在有关工程中进行推广,以将超高压水喷射技术应用于盾构法等各个领域。

(摘自1998年2月5日《水信息报》)

全景钻孔扫描仪

日本新近研制和生产了一种360°视角的全景钻孔扫描仪,可以用来在钻孔中对整个孔壁形成清晰的彩色图像,所摄制的影像以数字形式记录储存,并可输送至地面的计算机,在屏幕上显示出来。因此,这种钻孔扫描仪实际上是钻孔电视与扫描仪的实际结合。通过全景钻孔扫描仪在孔下发送的图像与资料可以详细并准确地了解岩层走向、厚度、节理、裂隙以及地下水的各种情况。这种钻孔扫描仪是由日本的岩心公司开发研制的。

(摘自1998年2月5日《水信息报》)