

目 次

论 文

基坑回弹变形的三维分析..... 杜建军, 史先念, 吴淦卿 (3)

高压旋喷桩在盾构隧道下穿桥梁时桩基加固中的应用.....
.....张凯伟, 王哲, 许四法, 李强, 李士达, 魏纲 (14)

现浇 X 桩加固铁路软土地基现场试验研究.....
.....周航, 刘汉龙, 李平, 丁选明, 陈育民 (27)

超深基坑开挖对临近既有桩基的影响研究.....涂强, 欧子文, 南博文, 胡安峰 (36)

厚海淤泥地层国道改扩建施工地基处理方案比选.....
.....孙小刚, 高飞, 李世茂, 黄明利, 丁洲祥 (45)

译 文

地基处理工程中能源和碳排放评估 II: 施工模型和示例工程.....
.....徐杰 译; 周建校 (56)

基坑回弹变形的三维分析

为纪念金问鲁设计大师逝世二十周年而作
金大师引导我进入土流变学理论应用于工程之路

杜建军, 史先念, 吴淦卿

(天津城建大学建筑设计研究院, 天津 300384)

写在前面:

得知“杭州结构与地基处理研究会”要纪念研究会的创始人——金问鲁大师逝世二十周年的消息,我尤为激动!因为他曾经和我讲起的一件事,虽然总记在心上,但一直没能完成,常感到内疚。记得在1958年的《力学学报》上陈宗基院士首先提出粘性土的流变模型,得到了世界同行的认可,但是由于他的模型虽然理论上很严谨,可很难求得具体的数学解,陈院士自己也无法找出合适的数学解,因而一直被搁置。金大师首先在1980年找到了在二维情况下的近似解,开创了陈宗基院士的粘土流变模型有可解的希望。同时金大师也改进了陈院士采用的麦克斯韦模型,用更加符合土壤特性的开尔文模型与三体模型。记得有一次我跟金大师去开一个全国性的会议,有一位老同志和金大师打招呼时,还开玩笑地说“你的土流变搞得怎样了?”。可见对金大师的成果,在同行中都是认可的。改革开放后金大师和我一起写了《三维粘土固结与次时间效应问题的解及其应用》,并且在《土木工程学报》发表,就是在这篇文章中,我系统学习金大师的解题思想,并做例题,绘制计算表格,对这方面有一点入门,金大师对此很高兴,曾经对我说“让我跟他一起努力,把土流变的成果列入设计规范中。”可是不久后,我因家庭原因调到了天津,当时金大师对“轴对称荷载下的粘土固结与次时间效应问题”有了完整的思路,他把全部想法告诉了我,我在天津完成了这篇文章,发表在天津力学学会的年会上。此后由于在天津忙于恢复唐山地震后的建筑物加固改造工作,我只好将“土流变的问题”搁置起来,金大师也因为其他的原因,而没有继续发表这方面的论文。直到2011年我无意中看到《基坑工程隆起变形研究综述》^[1],其中谈到目前尚无人用土的流变模型对基坑隆起做过研究的论述,勾起了我对解此问题的兴趣,于是带着我的两位学生,写成了下面的文章。在撰写文章的过程中,感到金大师原来使用的近似函数,十分有效,还可能发展成一般的近似方法。但后来我退休了,文章也一直没能完善发表。现借纪念金大师逝世二十周年之际,完善发表此文,以寄托未能完成“金大师把土流变的成果列入设计规范”的遗志。

作者简介: 吴淦卿 (1938-), 男, 教授, 原天津城建大学土木系主任, 为本文指导老师, 主要研究有关土力学和地基基础方面的工程问题。

摘要: 本文将天然软土作为饱和多孔粘弹性介质,对深基坑开挖回弹问题进行了三个方面的研究。利用Biot固结方程和积分变换,得到了与边界条件相一致的解。文中给出了相关求解实例。从实例结果可知,把软粘土简化成粘弹性材料,用流变模型来进行分析是完全可行的。这有利于将流变学推广应用到解决工程实际问题。

关键词: 深基坑开挖;回弹;粘弹性介质;Biot固结方程

0 引言

随着城市建设的高速发展,基坑工程的规模、深度也不断加大。由此带来的一系列新问题值得我们土建设计人员慎重考虑。基坑的回弹就是其中主要问题之一。尤其是深基坑中,由于回弹效果使桩体拉断的现象屡有报道。文献^[1]中综述了基坑回弹的研究与发展情况,文献^[2]中列举了多种计算方法。但正如文献^[1]所指出的那样,目前的多种计算方法中,均没有考虑土的流变特性来进行建模分析。而土的流变特性,正是当代土力学对土特性描述的一个主要观点。尤其是沿海一带的软粘土,更值得重视。本文正是企图从考虑土体的流变特性来建模与分析,以便更好地观测其回弹变化的规律。

1 建模

为了便于初步解决实际问题,将基坑底部作为基准面。在基准面以上的土体,以其自重作为荷载加在基准面上。忽略它的刚度与强度。原始状态是在基准面上,有 $\Sigma\gamma_i h_i$ 的均布荷重。在 $t=0$ 时,将矩形基坑范围内的土自重一次性地移去(见图1)。

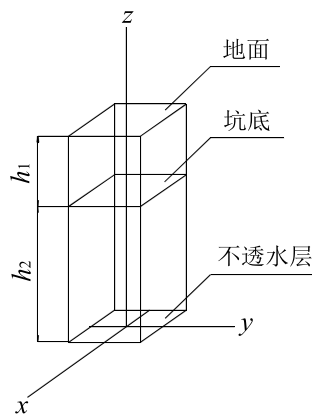


图1 计算模型示意图

土体为多孔的饱和流变材料,由于考虑的是深基坑,所以这样的卸荷量相对较大,卸荷后发生吸水固结及回弹变形不可忽略。吸水固结及回弹与压缩排水固结及沉降是相反的两个过程,其饱和土体的物理性状并没有改变,土粒和水在地基回弹过程中,其本身的体积同样是不能膨胀变形的^[2]。即饱和土的泊松系数可以认为是 $\nu=0.5$ 。故土体的回弹也主要是由偏应力张量产生,对于沿海的粘性土层,土骨架的固结和流变变形同等重要。把土体

认为是线性粘弹性体, 且具有低透水性, 并且又是充满水分的饱和粘弹性材料是本文的基本假设。一般像土这样的粘弹性材料, 都采用开尔文 (Kelvin) 模型, 因为变形总是有限的, 尤其是吸水回弹变形; 采用麦克斯韦 (Maxwell) 模型, 变形要趋向无穷, 不易使人接受。本文中采用了Merchant流变模型^[3] (见图2), 它比开尔文模型还多一个弹性元件, 目的是想多一些参数与试验数据拟合, 可以更精确些。

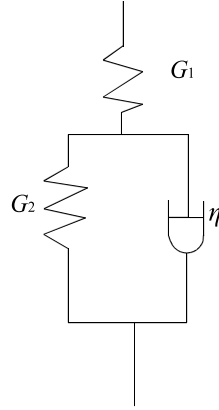


图2 Merchant流变模型

因为土的流变参数在许多情况下还得靠长期数据的累积与统计才行。这样, 如果不考虑体积力, 三维问题的微分方程对时间变量 t 作拉普拉斯变换后可以写成如下的形式^[4]:

$$\begin{cases} -\psi\Delta u + \left(\theta + \frac{\psi}{3}\right)\frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_w}{\partial x} = 0 \\ -\psi\Delta v + \left(\theta + \frac{\psi}{3}\right)\frac{\partial \varepsilon}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_w}{\partial y} = 0 \\ -\psi\Delta w + \left(\theta + \frac{\psi}{3}\right)\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_w}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (1)$$

$$p\varepsilon = -K\Delta\sigma_w \quad (2)$$

$$\Delta\varepsilon = \beta^2\varepsilon \quad (3)$$

其中: u 、 v 、 w 分别是质点相应 x 、 y 、 z 方向的位移, σ_w 为孔隙水的超静水压力。

$\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ 为Laplace算符。

$$\varepsilon = -\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}\right) \quad (4)$$

$K = k/\eta_w$, 这里 k 是土骨架的渗透系数, η_w 是孔隙水的粘滞系数, ψ 是广义剪切模量, 对于Merchant模型, 见图2。

$$\psi = (\eta G_1 p + G_1 G_2) / (\eta p + G_1 + G_2) \quad (5)$$

p 是Laplace变换的参数, G_1 、 G_2 与 η 是Merchant模型中的剪切模量土与土骨架的剪切粘滞系数, 见图2。

$\theta = E_r / 3(1 - 2\nu_e)$ 。称为体变系数, 其中 E_r 是基坑土的回弹模量, 与土的回弹系数 $a_r = \partial e / \partial \sigma$ 的关系是 $E_r = (1 + e_1) / a_r$, 其中 e_1 是回弹初始时的孔隙比。

$$\beta^2 = p / [K(\theta + 4\psi/3)] \quad (6)$$

在规定三维情况下的边界条件时, 假定基坑上表面是透水层, 下面有不透水层。不透水层的深度为 $h_1 + h_2$, 基坑深度为 h_1 。这样可以有8个边界条件, 即:

$$\text{当 } z=0 \text{ 时: } \textcircled{1} w=0 \quad \textcircled{2} \tau_{xz}=0 \quad \textcircled{3} \tau_{yz}=0 \quad \textcircled{4} \partial \sigma_w / \partial z=0$$

$$\text{当 } z=h_2 \text{ 时: } \textcircled{5} \sigma_w=0 \quad \textcircled{6} \tau_{xz}=0 \quad \textcircled{7} \tau_{yz}=0 \quad \textcircled{8} \sigma_z=q(x, y) \cdot 1, \text{ 这里 } 1 \text{ 表示二维单位阶跃函数。}$$

2 问题的求解

采用McNamee位移函数^[4] $E(x, y, z, p)$ 与 $S(x, y, z, p)$ 令其符合如下的调和方程:

$$\Delta^2 E = \beta^2 \Delta E, \quad \Delta S = 0 \quad (7)$$

(这里的符号除有说明外均与文^[4]一致)

则位移、应力、孔隙水压等土体的基本变量可用位移函数 E 、 S 表示为:

$$\begin{aligned} u &= \partial E / \partial x - z \partial S / \partial x & v &= \partial E / \partial y - z \partial S / \partial y \\ w &= \partial E / \partial z - z \partial S / \partial z + S & \varepsilon &= -\Delta E \\ \sigma_w &= (\theta + 4\psi/3) \Delta E - 2\psi \partial S / \partial z \end{aligned} \quad (8)$$

并采用余弦变换式如下:

$$\begin{aligned} E(x, y, z, p) &= \frac{4}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty E^*(\xi, \eta, z, p) \cos(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta \\ S(x, y, z, p) &= \frac{4}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty S^*(\xi, \eta, z, p) \cos(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta \end{aligned} \quad (9)$$

可以验证(8)、(9)两式与方程(1)、(2)是一致的。于是可以求得:

$$\begin{aligned} u &= \frac{-4}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty (E^* - zS^*) \xi \sin(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta \\ \gamma_{xz} &= \frac{-8}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty \left(\frac{dE^*}{dz} - z \frac{dS^*}{dz} \right) \xi \sin(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta \\ \varepsilon_z &= \frac{-4}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty \left(\frac{d^2 E^*}{dz^2} - z \frac{d^2 S^*}{dz^2} \right) \cos(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta \end{aligned}$$

$$\sigma_z = \frac{4}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty \left[\begin{aligned} &2\left(\theta + \frac{\psi}{3}\right) \left(\frac{d^2}{dz^2} - \xi^2 - \eta^2\right) E^* \\ &+ 2\psi \frac{d^2 E^*}{dz^2} - 2\psi \left(\frac{dS^*}{dz} + z \frac{d^2 S^*}{dz^2}\right) \end{aligned} \right] \cos(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta \quad (10)$$

其中 E^* , S^* 表示位移函数 E , S 的Fourier分量(以后文中都以带上*号表示该变量的余弦分量)。这时(7)式可写成:

$$\begin{aligned} &\frac{4}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty \left[\left(\frac{d^2}{dz^2} - \xi^2 - \eta^2\right)^2 - \left(\frac{d^2}{dz^2} - \xi^2 - \eta^2\right) \beta^2 \right] E^* \cos(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta = 0 \\ &\frac{4}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty \left(\frac{d^2}{dz^2} - \xi^2 - \eta^2\right) S^* \cos(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta = 0 \end{aligned} \quad (11)$$

可见上述的余弦分量 E^* 、 S^* 应满足下列的常微分方程:

$$\begin{aligned} &\left[\frac{d^2}{dz^2} - (\xi^2 + \eta^2 + \beta^2) \right] \left[\frac{d^2}{dz^2} - (\xi^2 + \eta^2) \right] E^* = 0 \\ &\left[\frac{d^2}{dz^2} - (\xi^2 + \eta^2) \right] S^* = 0 \end{aligned} \quad (12)$$

由此就可以解得 E^* 、 S^* 为:

$$\begin{aligned} E^* &= A_1 \operatorname{sh}\left(z\sqrt{\xi^2 + \eta^2 + \beta^2}\right) + A_2 \operatorname{ch}\left(z\sqrt{\xi^2 + \eta^2 + \beta^2}\right) + A_3 \operatorname{sh}\left(z\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right) + A_4 \operatorname{ch}\left(z\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right) \\ S^* &= A_5 \operatorname{sh}\left(z\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right) + A_6 \operatorname{ch}\left(z\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right) \end{aligned} \quad (13)$$

其中有6个待定常数 A_i ($i=1, 2, \dots, 6$)。而边界条件有8个。但是由于剪应力互等定理 $\tau_{xz}=\tau_{yz}$, 所以这8个条件中只有6个是独立的, 正好符合这里6个待定常数。

按照假定均布荷载 $q(x, y)$ 可以用阶跃函数表示成:

$$q(x, y, h_2, t) = q[u(x+a)-(x-a)][u(y+b)-u(y-b)]u(t).$$

并将其经拉氏变换后, 用付氏积分的形式写成:

$$q(x, y, p) = \frac{4q}{p\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty \frac{\cos(x\xi) \sin(a\xi)}{\xi} \frac{\cos(y\eta) \sin(b\eta)}{\eta} d\xi d\eta \quad (14)$$

则相应常微分方程的边界条件就成为:

当 $z=0$ 时: ① $w^*=0$ ② $\tau_{xz}^*=\tau_{yz}^*=0$ ③ $\partial\sigma_w^*/\partial z=0$

当 $z=h_2$ 时: ④ $\sigma_w^*=0$ ⑤ $\tau_{xz}^*=\tau_{xz}^*=0$

⑥ $\sigma_z^*=q(x, y, p)$

$$= \frac{4q}{p\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty \frac{\cos(x\xi)\sin(a\xi)}{\xi} \frac{\cos(y\eta)\sin(b\eta)}{\eta} d\xi d\eta \quad (15)$$

把 w^* , σ_w^* , $\tau_{xz}^*=\psi\gamma_{xz}^*$, σ_z^* 写成余弦变换式后即可定出上述的积分常数为: $A_1=A_3=A_6=0$,

$$A_2 = \frac{q \sin(a\xi)\sin(b\eta)}{\xi\eta p} \left[\begin{array}{l} \theta\beta^2 \operatorname{ch}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2+\beta^2}\right) - \frac{2}{3}\psi\beta^2 \operatorname{ch}\left(h\sqrt{\xi^2+\eta^2+\beta^2}\right) \\ + 2\psi(\xi^2+\eta^2+\beta^2) \operatorname{ch}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2+\beta^2}\right) \\ + h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2}\left(\theta+\frac{4\psi}{3}\right)\beta^2 \operatorname{cth}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2}\right) \operatorname{ch}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2+\beta^2}\right) \\ - 2\psi\sqrt{(\xi^2+\eta^2+\beta^2)}(\xi^2+\eta^2) \operatorname{cth}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2}\right) \\ \operatorname{sh}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2+\beta^2}\right) - h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2}\left(\theta+\frac{4\psi}{3}\right) \\ \beta^2 \operatorname{th}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2}\right) \operatorname{ch}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2+\beta^2}\right) \end{array} \right]^{-1}$$

$$A_4 = \left[\frac{h}{2\psi}\left(\theta+\frac{4\psi}{3}\right)\beta^2 \operatorname{ch}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2+\beta^2}\right) - \sqrt{\xi^2+\eta^2+\beta^2} \operatorname{sh}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2+\beta^2}\right) \right]$$

$$\frac{A_2}{\sqrt{\xi^2+\eta^2} \operatorname{sh}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2}\right)}$$

$$A_3 = \frac{\left(\theta+\frac{4\psi}{3}\right)\beta^2 \operatorname{ch}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2+\beta^2}\right)}{2\psi\sqrt{(\xi^2+\eta^2)} \operatorname{ch}\left(h_2\sqrt{\xi^2+\eta^2}\right)} A_2$$

(16)

于是得到回弹值拉氏变换后的余弦变换分量是:

$$w_{z=h}^*(p) = \frac{1}{R(p)} \frac{\sin(a\xi)\sin(b\eta)}{\xi\eta} \quad (17)$$

其中:

$$\begin{aligned}
R(p) = & \frac{2\psi\theta p\sqrt{\xi^2 + \eta^2}}{q\left(\theta + \frac{4\psi}{3}\right)\text{th}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right)} - \frac{4p\psi^2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}}{3q\left(\theta + \frac{4\psi}{3}\right)\text{th}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right)} \\
& + \frac{4\psi^2(\xi^2 + \eta^2 + \beta^2)\sqrt{\xi^2 + \eta^2}}{q\beta^2\left(\theta + \frac{4\psi}{3}\right)\text{th}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right)} p + \frac{2\psi(\xi^2 + \eta^2)h_2\text{cth}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right)}{q\text{th}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right)} p \\
& - \frac{4\psi^2(\xi^2 + \eta^2)\sqrt{\xi^2 + \eta^2 + \beta^2}\text{cth}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right)\text{sh}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2 + \beta^2}\right)}{q\beta^2\left(\theta + \frac{4\psi}{3}\right)\text{th}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right)\text{ch}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2 + \beta^2}\right)} p - \frac{2\psi(\xi^2 + \eta^2)h_2}{q} p
\end{aligned} \tag{18}$$

基坑各点回弹值的拉氏变换式为:

$$\begin{aligned}
& \frac{4}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty w_{z=h_2}^*(p) \cos(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta \\
& = \frac{4}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty \frac{1}{R(p)} \frac{\sin(a\xi) \sin(b\eta)}{\xi\eta} \cos(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta
\end{aligned} \tag{19}$$

将其拉氏变换反演回去, 既可得到基坑回弹的时间函数表达式:

$$w_{z=h_2}(t) = \frac{1}{2\pi i} \int_{c-i\infty}^{c+i\infty} \left[\frac{4}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^\infty \frac{1}{R(p)} \frac{\sin(a\xi) \sin(b\eta)}{\xi\eta} \cos(x\xi) \cos(y\eta) d\xi d\eta \right] e^{pt} dp \tag{20}$$

但是精确地求它的反演式是十分困难的, 只能采用近似解法, 利用拉氏变换的终值定理:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} w(t) = \lim_{p \rightarrow 0} p w_{z=h_2}^*(p), \text{ 并考虑到 } \lim_{p \rightarrow 0} \psi = \frac{G_1 G_2}{(G_1 + G_2)} \text{ 及 } \lim_{p \rightarrow 0} \beta = 0$$

就可以找到基坑最终的回弹值。为了求出 $p/R(p)$ 的极限值, 可逐项求极限比较方便。其中第1、2、4、6项中正好有 p , 相约后可直接写出。唯有第3、5项由于 β^2 中有 p 故要单独提出来进行计算如下:

$$\begin{aligned}
& \lim_{p \rightarrow \infty} \frac{4\psi^2 p \sqrt{\xi^2 + \eta^2}}{q\beta^2 \left(\theta + \frac{4\psi}{3}\right) \text{th}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right)} \\
& \left[\left(\xi^2 + \eta^2 + \beta^2\right) - \frac{\sqrt{(\xi^2 + \eta^2 + \beta^2)(\xi^2 + \eta^2)} \text{cth}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right) \text{sh}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2 + \beta^2}\right)}{\text{ch}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2 + \beta^2}\right)} \right] \\
& = \frac{6G_1^2 G_2^2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2} \left[\text{ch}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right) \text{sh}\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right) - h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2} \right]}{q \left[3(G_1 + G_2)\theta + 4G_1 G_2 \right] \text{sh}^2\left(h_2\sqrt{\xi^2 + \eta^2}\right)}
\end{aligned} \tag{21}$$

再加上1、2、4、6项的极限值后即可得到基坑最终回弹量的余弦分量为:

$$w_{z=h}(t \rightarrow \infty) = \frac{qh_2 \operatorname{sh}^2(h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2})}{2h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2} \left[\operatorname{sh}(h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2}) \operatorname{ch}(h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2} + h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2}) \right]} \cdot \left[\frac{G_1 + G_2}{G_1 G_2} + \frac{3(G_1 + G_2)}{3\theta(G_1 + G_2) + G_1 G_2} \right] \quad (22)$$

因此基坑的最终回弹量是:

$$w_{z=h_2}(x, y) = \frac{4}{\pi^2} \frac{qh_2 \operatorname{sh}^2(h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2})}{\int_0^\infty \int_0^\infty 2h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2} \left[\operatorname{sh}(h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2}) \operatorname{ch}(h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2} + h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2}) \right]} \cdot \left[\frac{G_1 + G_2}{G_1 G_2} + \frac{3(G_1 + G_2)}{3\theta(G_1 + G_2) + G_1 G_2} \right] \quad (23)$$

取 $x=y=0$ 即是基坑中点的最终回弹量:

$$w_0 = \frac{4}{\pi^2} \frac{qh_2 \operatorname{sh}^2(h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2})}{\int_0^\infty \int_0^\infty 2h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2} \left[\operatorname{sh}(h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2}) \operatorname{ch}(h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2} + h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2}) \right]} \cdot \left[\frac{G_1 + G_2}{G_1 G_2} + \frac{3(G_1 + G_2)}{3\theta(G_1 + G_2) + G_1 G_2} \right] \cdot \frac{\sin \xi a \sin \eta b}{\xi \eta} d\xi d\eta \quad (24)$$

为了对(24)式进行积分,需做坐标变换如下,即

$$\text{令: } \xi h_2 = R \cos \theta, \quad \eta h_2 = R \sin \theta$$

以及将 $\frac{qh_2 \operatorname{sh}^2(R)}{\operatorname{sh}(R) \operatorname{ch}(R) + R}$ 用近似公式 $1 - e^{-0.5R} + 0.3047R^2 e^{-0.887R}$ 代替^[5], 并有 $h_2 \sqrt{\xi^2 + \eta^2} = R$

基坑中心的最终回弹量便可写成:

$$w_0 = \frac{qh_2}{\pi^2} \int_0^\infty \int_0^{\pi/2} (1 - e^{-0.5R} + 0.3047R^2 e^{-0.887R}) \left[\frac{G_1 + G_2}{G_1 G_2} + \frac{3(G_1 + G_2)}{3\theta(G_1 + G_2) + G_1 G_2} \right] \cdot \left[\cos \left[\frac{R}{h_2} (a \cos \theta - b \sin \theta) \right] - \cos \left[\frac{R}{h_2} (a \cos \theta + b \sin \theta) \right] \right] R^2 \cos \theta \sin \theta dR d\theta$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{qh_2}{\pi} \left[\frac{G_1 + G_2}{G_1 G_2} + \frac{3(G_1 + G_2)}{3\theta(G_1 + G_2) + G_1 G_2} \right] \cdot \int_0^\infty (1 - e^{-0.5R} + 0.3047R^2 e^{-0.887R}) \cdot \\
 &\left[\cos \left[\frac{R}{h_2} (a \cos \theta - b \sin \theta) \right] - \cos \left[\frac{R}{h_2} (a \cos \theta + b \sin \theta) \right] \right] \frac{dR}{R^2} \cdot \int_0^{\pi/2} \frac{d\theta}{\cos \theta \sin \theta}
 \end{aligned} \tag{25}$$

先对变量R求积, 利用已有的积分公式^[6]可得:

$$\begin{aligned}
 w_0 &= \frac{qh_2}{\pi^2} \left[\frac{G_1 + G_2}{G_1 G_2} + \frac{3(G_1 + G_2)}{3\theta(G_1 + G_2) + G_1 G_2} \right] \cdot \\
 &\left\{ \begin{aligned}
 &\frac{\pi}{2h_2} \left[|a \cos \theta + b \sin \theta| - |a \cos \theta - b \sin \theta| \right] = -\frac{1}{4} \ln \frac{0.25 + (a \cos \theta - b \sin \theta)^2 / h_2^2}{0.25 + (a \cos \theta + b \sin \theta)^2 / h_2^2} \\
 &\int_0^{\pi/2} \left[-\frac{|a \cos \theta + b \sin \theta|}{h_2} \arctan \frac{|a \cos \theta + b \sin \theta|}{0.5h_2} + \frac{|a \cos \theta - b \sin \theta|}{h_2} \arctan \frac{|a \cos \theta - b \sin \theta|}{0.5h_2} \right] d\theta \\
 &+ 0.3047 \left[\frac{0.877}{0.877^2 + (a \cos \theta - b \sin \theta)^2 / h_2^2} - \frac{0.877}{0.877^2 + (a \cos \theta + b \sin \theta)^2 / h_2^2} \right]
 \end{aligned} \right\} \\
 &= \frac{qh_2}{\pi^2} \left[\frac{G_1 + G_2}{G_1 G_2} + \frac{3(G_1 + G_2)}{3\theta(G_1 + G_2) + G_1 G_2} \right] \Omega
 \end{aligned} \tag{26}$$

现在根据不同的 a/h_2 与 b/h_2 对上式进行数值积分, 即可求得基坑中心的回弹值 w_0 , 并绘制曲线图表如图3。其中 Ω 是无量纲系数, 由数值积分算得。从最终的表达上看, 回弹变形有两部分组成, 即固结变形与流变变形, 而流变变形不可忽略。

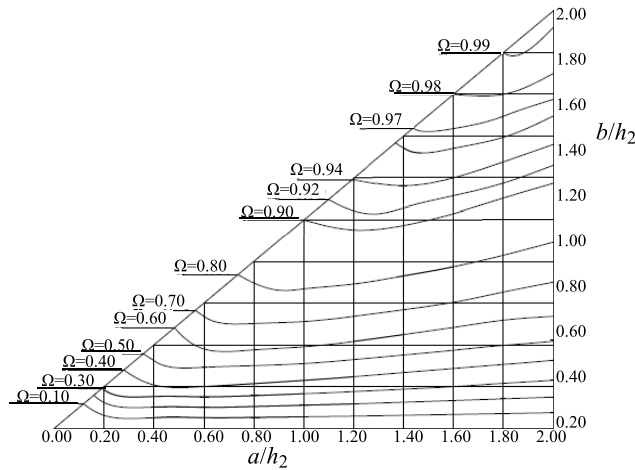


图 3 Ω 的数值图

3 算例

在实际计算中, 首先会遇到的是 h_2 的取值问题。从沿海地区的地质资料看, 软土层普遍存在, 但不透水层则很少。这里建议按参考文献^[7]中的回弹计算深度取用, 即: $h_2=h_1/(0.0612h_1+0.19)$, 这样做一般是合理的。现将文^[7]中的例3, 稍加修改后作为我们的算例, 以便对比、分析。设基坑的长、宽、深分别为 $60\times 40\times 8$ m, 地质情况如表1所示: (泊松系数假设为0.3, 其它的数值均来自原题)

表1 地质条件表

土层底板深度/m	土层名称	密度/ kN/m^3	粘聚力/kPa	内摩擦角/ $^\circ$
1.90	褐黄色粉质粘土	19.5	30	24.7
13.5	灰色砂质粉土	18.6	26	25.3
19.7	灰色淤泥质粘土	17.5	15	8.6

$$h_2=8/(0.0612\times 8+0.19)=11.8\text{ m}$$

$$q=19.5\times 1.9+(8-1.9)\times 18.6=150.51\text{ (kPa)}=0.15\text{ (MPa)}$$

$$E_r=(11.88\times 2+17.91\times 2+24.71\times 1.9+14.86\times 2.1+18.7\times 2+22.08\times 1.8)/11.8=18.2\text{ (MPa)}$$

$$\theta=E_r/3(1-2\nu)=18.2/3\times 0.4=15.17\text{ (MPa)}$$

$$G=18.2/2\times(1+0.3)=7\text{ (MPa)}$$

$$\text{取 } G_1=28\text{ (MPa)}, G_2=9.3\text{ (MPa)}$$

$$\Sigma h_i\gamma_i=19.5\times 1.9+18.6\times 6.1=150.51\text{ (kPa)}=0.15\text{ (MPa)}$$

$$a/h_2=30/11.8=2.5$$

$$b/h_2=20/11.8=1.7$$

$$\text{查表得: } \Omega=0.97$$

$$h_2\Sigma h_i\gamma_i/\pi^2=11.8\times 0.15/9.8696=0.1793$$

$$\frac{G_1+G_2}{G_1G_2} + \frac{3(G_1+G_2)}{3\theta(G_1+G_2)+G_1G_2} = \frac{28+9.3}{28\times 9.3} + \frac{3\times(28+9.3)}{3\times 15.17\times(28+9.3)+28\times 9.3} = 0.200$$

$$w_0=0.1793\times 0.200\times 0.97=0.035\text{ m}=3.5\text{ cm}$$

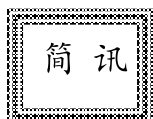
与原例题的结果(其计算值为4.4 cm, 实测平均值位2.02 cm, 后期又回弹了1.25 cm, 由于降水下沉量平均为2.04 cm)基本一致。

4 结论

把软粘土简化成粘弹性材料, 用流变模型来进行分析是完全可行的。本文利用极值关系求得了最终回弹量, 假如将原式展开成级数再进行反演得到回弹的近似过程, 如文献^[5]那样也是可能的。算例表明用最终回弹量来作为分析的依据是合理的, 有关的文献中计算的结果也都是属于最终回弹量, 关键是回弹模量的选取, 而这方面的工作应有较多的实验数据的分析与积累才能落实。本文只是提出一种模型、一种思路供同行们参考与讨论, 离实际应用还有一定的距离。

参考文献

- [1] 李平, 杨挺, 等. 基坑工程隆起变形研究综述[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2010, 38(2): 196-201.
- [2] 郝玉龙, 古力. 超载预压地基卸载后吸水固结及回弹变形的研究[J]. 岩石力学学报, 2005, 24(5): 883-888.
- [3] 刘加才, 宰金珉, 梅国雄等. 桩周粘弹性土体固结分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(9): 1361-1365.
- [4] McNamne J, Gibson R.E. Displacement function and linear transform applied to diffusion through porous elastic media[J]. Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, 1960. 13(1): 98-111.
- [5] 金问鲁. 二维粘土固结与次时间效应问题解[J]. 岩土工程学报, 1980, 2(2): 26-33.
- [6] 金玉明, 龚昇. 实用积分表[M]. 合肥: 中国科技大学出版社, 2006.
- [7] 刘国彬, 侯学渊. 软土基坑隆起变形的残余应力分析法[J]. 地下工程与隧道, 1996(2): 2-7.



2018年岩土工程西湖论坛：岩土工程变形控制设计理论与实践 (2018年10月26~28日, 杭州) (第1号通知)

随着我国基本建设工程的进一步推进, 岩土工程的难点问题日益突出, 传统按承载力设计方法逐渐过渡为考虑变形控制设计, 而相关理论也日益成熟, 工程实践则更为丰富。为顺应国家和社会需求, 拟定于2018年10月26~28日在杭州召开“岩土工程西湖论坛(2018): 岩土工程变形控制设计理论与实践”学术讨论会, 将对近年来在岩土工程变形控制设计理论与实践领域取得的相关进展进行广泛讨论, 以期为全国从事相关技术研究和工程实践的学者和工程师提供交流平台, 并邀请各有关单位、学者和工程技术人员踊跃参加。

会议主题

岩土工程变形控制设计理论与实践

出版专著

本次会议拟围绕主题“岩土工程变形控制设计理论与实践”出版专著一部(暂定中国建工出版社出版), 由龚晓南院士担任主编, 现征集国内同行参编章节, 内容涉及建筑工程、基坑工程、隧道工程、道路工程、边坡工程等, 每章节字数2万~3万字, 可根据需要适当增减。如有兴趣, 请尽快与组委会联系并提交内容提要及章节安排。

提交全文时间: 2018年5月31日

出版发行时间: 2018年9月

岩土工程西湖论坛组委会

联系人: 陆水琴 (0571-88208775, lusq87@163.com)

浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心网址: <http://www.zjdxyt.com>

高压旋喷桩在盾构隧道下穿桥梁时 桩基加固中的应用

张凯伟^{1,2}, 王哲², 许四法², 李强³, 李士达³, 魏纲⁴

(1.绿城房地产建设管理集团有限公司, 浙江杭州 310012; 2.浙江工业大学岩土工程研究所, 浙江杭州 310014; 3.中铁十九局集团有限公司, 北京 100176; 4.浙江大学城市学院土木工程系, 浙江杭州 310015;)

摘要: 在城市市区修建地铁隧道采用盾构法施工, 会出现一些下穿桥梁桩基的情况, 这不仅给隧道施工带来困难, 同时也对既有桥梁造成桥梁桩基变位、桥面沉降和开裂、甚至桥梁倒塌破坏等众多问题。应对这样的研究背景, 对桥梁结构和桥下地基进行加固处理是非常必要的。本文研究桥梁结构遇盾构隧道下穿时制定的桥下地基处理方案, 通过对桥下土体进行不同程度的高压旋喷桩加固, 以此来保障盾构隧道施工前后, 桥梁结构的稳定与安全。

关键词: 高压旋喷桩; 隧道; 桥梁; 地基处理

0 引言

地铁隧道等轨道交通网络的建设正在各地逐步兴起, 并已成为城市基础设施建设的重点。由于大多数城市的近、早期规划中未考虑到地铁线路的规划, 因此地铁隧道穿越既有桥梁下方群桩施工的案例时有发生, 这不仅给隧道施工带来困难, 同时也对既有桥梁造成一定的影响。本文研究桥梁结构遇盾构隧道穿越时制定的桥下地基处理方案, 并通过实测数据观察地基加固后桥梁的变化。

对于地铁施工对邻近桥梁桩基础的影响, 目前国内外已经有了大量的研究, 也取得许多的成果。主要的研究方法有经验公式法、理论分析法、数值仿真法、模型实验法、现场实测法。李旺旺^[1]等对北京昌平线二期地铁盾构侧穿桥梁时对桥梁沉降监测进行分析, 采集桥桩和地表沉降变化数据, 结合盾构推进土压和注浆量, 分析桥桩及桥梁周边地表在不同阶段的沉降变形情况。郑熹光^[2]等, 方勇^[3]等, 倪安斌^[4]等, 沈建文^[5]等通过有限元模型分析了施工过程中桥梁桩基的变形和受力, 最后模拟结果与实测数据拟合对比。徐前卫^[6]等通过理论分析和数值计算等手段, 对桩基托换施工过程中桩基合理开挖暴露长度、桩—筏体系受力转换机理以及盾构切桩对上部结构的影响进行了研究。研究结果表明: 地基加固及扩大板式基础托换法能够有效减小施工期间桥梁的沉降、改善桥梁结构的受力状态; 由于原桩基承担荷载大都转移到托换后的筏板基础上, 因此部分桩基的切除对桥梁结构的安全性影响不大。

1 工程背景

1.1 原凤起桥工程概况

杭州轨道交通 2 号线线路全长 43.3 km, 均为地下线, 共设 33 座车站, 连接余杭区、拱墅区、西湖区、下城区、江干区、萧山区, 南段预留临浦轨道, 北段预留安吉城际轨道。根据轨道交通 2 号线的线路规划, 建国北路站~中河北路站区间隧道将从凤起路上的凤起桥桩基间穿越。凤起桥位于建国北路与凤起路交叉口西侧 100 m 左右, 距离建国北路站西端头井 60 m。河宽 20.54~23.62 m, 该桥为单跨简支梁结构, 设置桥台 2 座。桥梁上部结构采用 20 m 后张法预应力混凝土空心板, 梁高 95 cm, 下部结构为轻型桥台, $\Phi 1000$ mm 钻孔灌注桩基础。因原桥桩基阻碍盾构掘进, 需对现凤起桥进行改建, 由于凤起桥地处市中心, 周边环境复杂, 交通流量大, 拆桥重建存在巨大困难, 故设计考虑对老桥进行改造加固以满足盾构穿桥的要求, 拓宽后桥面宽度 36.4 m, 两侧设人非混合车道, 中间设双向六车道。

盾构穿越凤起桥, 覆土为 6.1 m, 需要磨桩 4 排桩, 其中 2 排为 $\Phi 100$ cm 的钻孔灌注桩, 桩基混凝土标号为 C25, $\Phi 22$ 主筋; 另外 2 排为 $\Phi 30$ cm 钢筋混凝土树桩 (梅花形布置), 如图 1。加固前桥与地铁盾构区间关系立面图如图 2, 加固前桥与地铁盾构区间关系横断面图如图 3。

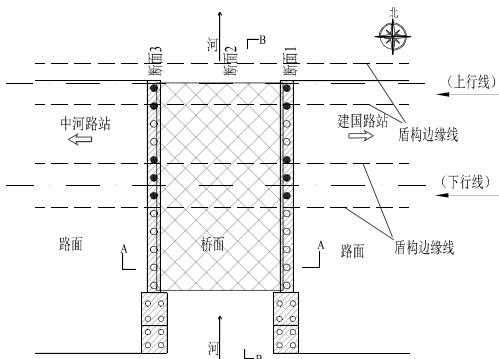


图 1 桥与地铁盾构区间关系平面图 (加固前)

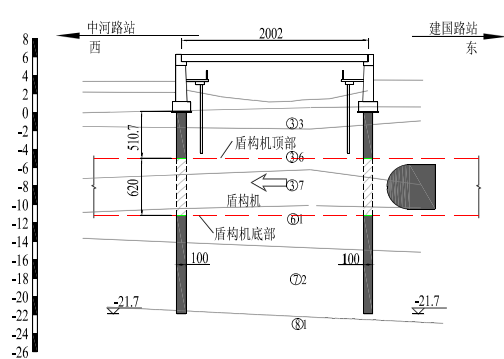


图 2 桥与地铁盾构区间关系立面图 (加固前)

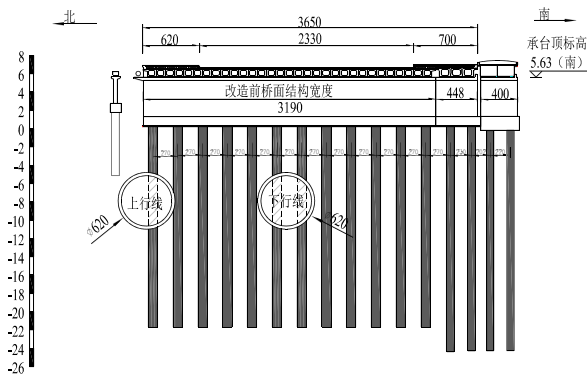


图 3 桥与地铁盾构区间关系横断面图 (加固前)

1.2 工程地质条件

工程区第四系地层厚度 50 m 左右, 场地浅表层分布有厚度 2.8~5.7 m 不等的填土, 其下为钱塘江冲海积厚度约 8.0~15.1 m 左右的粉土和砂层。区间范围内的土层主要为粉砂夹砂质粉土、砂质粉土, 局部为淤泥质粉质粘土、淤泥质粉质粘土夹粉土、淤泥质粉质粘土。各土层物理力学性质指标如表 1 所示。

表 1 土层物理力学性质指标

序号	土层名称	含水量/%	重度/ kN/m^3	压缩模量/ MPa	粘聚力/ kPa	内摩擦角/ $^\circ$
② ₂	砂质粉土	27.8	18.9	7.5	4.0	25.5
③ ₃	砂质粉土夹粉砂	25.6	19.1	10.0	3.0	29.0
③ ₆	粉砂夹砂质粉土	26.2	19.1	11.0	1.0	30.0
③ ₇	砂质粉土	26.1	19.4	7.0	6.0	18.0
④ ₂	淤泥质粉质粘土	31.8	18.4	2.8	13.0	10.0
④ ₃	粘质粉土	30.9	18.2	4.0	6.0	18.0
⑥ ₁	淤泥质粉质粘土	39.0	17.7	2.5	14.0	10.5
⑦ ₁	粉质粘土	29.5	18.9	5.8	31.0	16.0
⑦ ₃	粉质粘土	33.3	18.4	4.5	23.0	12.0
⑧ ₁	粉质粘土	36.6	18.0	4.5	18.0	11.9
⑨ ₁	粉质粘土	23.2	19.7	6.5	40.0	17.5
⑩ ₁	粉质粘土	30.8	18.8	4.8	35.0	15.0
⑫ ₁	粉细砂	23.6	19.1	10.0	0.0	31.0

1.3 凤起桥改建方案

为尽量减小对既有桥梁的影响, 决定保留原桥桥台, 新建“U”型结构 (“U”槽) 与老桥桥台共同受力。同时为满足承载力及沉降要求, 采用高压旋喷桩对桥下土体进行加固。主要的托换加固施工流程如图 4 所示。

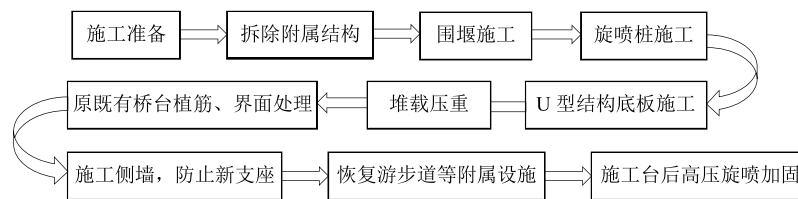


图 4 托换加固施工流程图

高压旋喷桩采用直径 800 mm, 桩长 15.5 m 双重管旋喷桩, 旋喷桩主要由两类加固, 第一类是强加固区高压旋喷桩布置, 四角中心间距 120 mm 布置; 第二类是弱加固区高压旋喷桩加固布置, 分别由 120 mm×120 mm 等边三角形布置和 160 mm×160 mm 等边三角形布置。强加固区主要布置在桥台两侧, 弱加固区 120 mm×120 mm 主要布置在隧道通过的范围内, 弱加固区 160 mm×160 mm 主要布置在隧道通过的范围外。加固方案平面图如图 5 所示, 立面图和断面图分布如图 6 和图 7 所示:

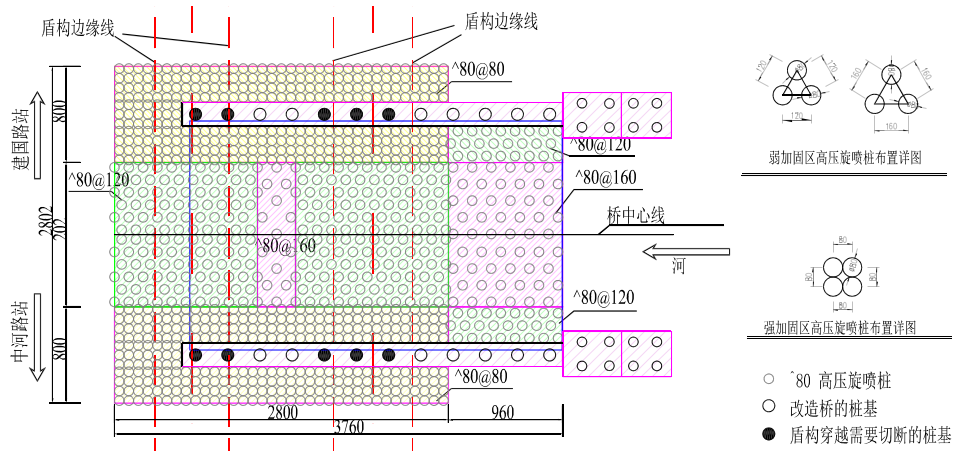


图 5 盾构隧道穿越桥梁桩基平面图 (加固后) (单位: cm)

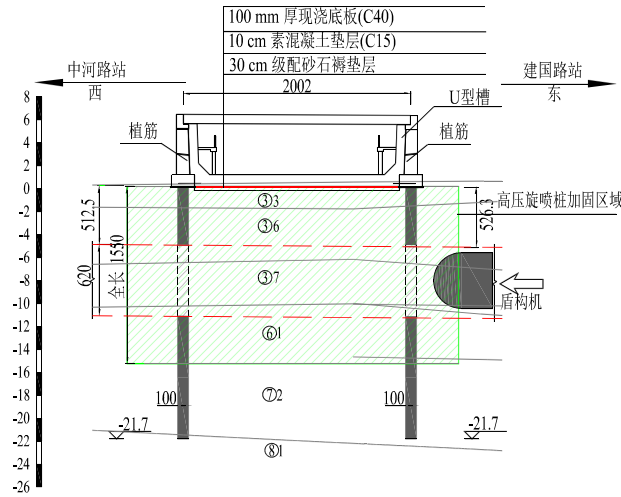


图 6 盾构隧道穿越桥梁桩基立面图 (加固后) 1:150 (单位: cm)

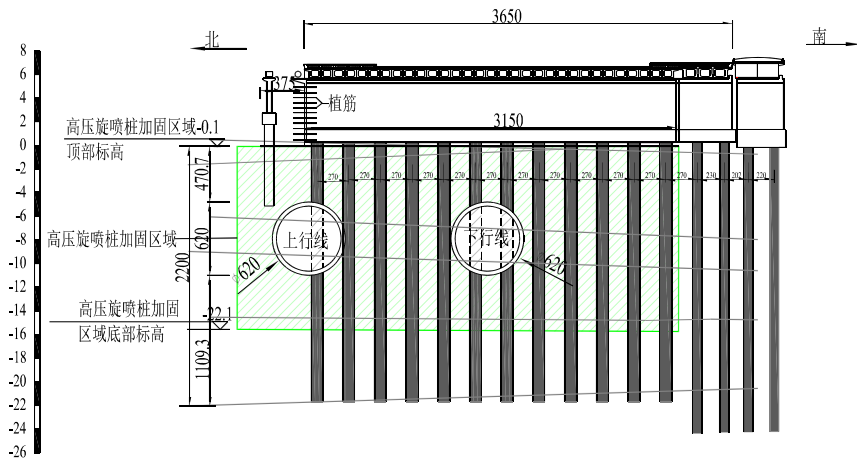


图 7 盾构隧道穿越桥梁桩基断面图 (加固后) (单位: cm)

2 监测方案

2.1 现场监测方法

为了研究盾构隧道施工对桥梁的影响，相应制定了完整的监测项目，主要监测内容：桥面沉降监测、桥台沉降监测、桥台水平位移监测、河堤沉降监测、桥头路面沉降监测、桥上管线测沉降监测。根据《城市轨道交通工程监测技术规范》(GB50911-2013)：桥面桥台测点报警值为 ± 2 mm/d，累计为 ± 15 mm；地表测点轴线沉降报警值：单次变化量 ≤ 3 mm/d，累计变化量沉降 ≤ 20 mm，隆起 ≤ 7 mm；管线测点累计报警值 ≤ 30 mm，速率报警值：有压 < 2 mm/d，无压 < 3 mm/d。

2.2 测点布置

图8为桥面沉降监测点与地面沉降监测点布置，QCJ1~QCJ12为桥面沉降监测点，三断面布置，QCJ1~QCJ4为断面1，QCJ5~QCJ8为断面2，QCJ9~QCJ12为断面3，间距为10 m一排，每一排的测点间距也是10 m，均匀布置，且在桥头附近布置地面监测点，与邻近桥面监测点1 m。

图9为桥台沉降与水平位移监测点布置，QC1~QC8为桥台沉降监测点，QS1~QS8为维护墙体水平位移监测点，且分布在桥台两侧，QC1/QS1~QC4/QS4为断面1，QC5/QS5~QC8/QS8为断面2，间距为18 m，每一侧的测点间距为8 m，8 m，7 m，后期“U型”结构的施工，“U型”结构与桥台相连接，桥台监测点移植到“U型”结构上。

图10为河堤和桥上管线沉降监测点布置，管线布置在桥南北边两侧。QD1~QD8为河堤监测点，分布在桥的东西两边。但QD8在监测中已失效，所以不做数据记录。通讯管线测点QGX1~QGX3，QGXT1~QGXT3，给水管线测点QGXJ1~QGXJ3。

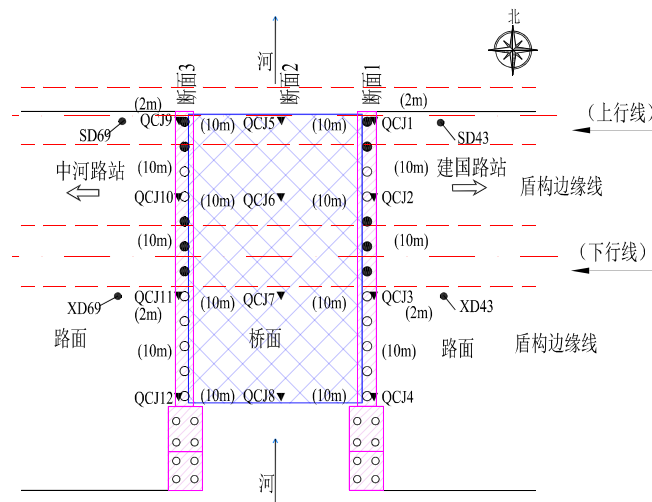


图8 桥面沉降监测点与地面沉降监测点布置

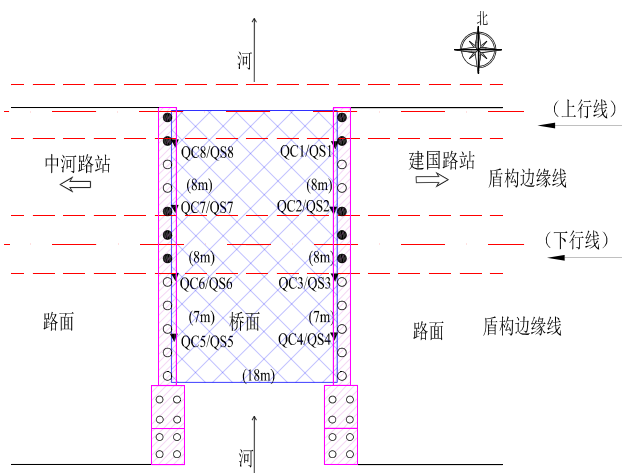


图 9 桥台监测点布置图

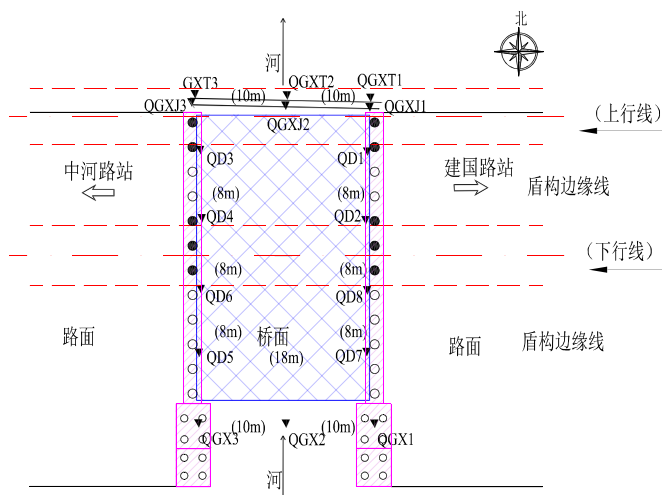


图 10 桥上管线和河堤监测点布置图

2.3 测点埋设方法

桥面沉降监测采用特制的沉降监测点进行布设, 先在桥面上用钻机成孔, 孔径 100 mm, 并延伸到路面下 500 mm 处 (穿透路面水泥硬化层), 然后在孔中打入监测点, 下部用水泥浇注, 外用预制盖板进行保护, 详见图 11。

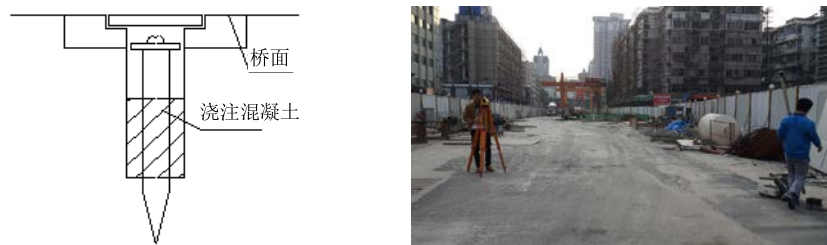


图 11 监测点埋设示意图和现场监测照片

监测点在布设完成后进行初始数据的监测，各监测项目均监测 3~5 次，取其平均值做为起始数据。

3 监测数据分析

3.1 桥面沉降监测点结果分析

图 12 为桥面沉降监测点随上行线盾构推进环数关系总曲线图，图 13 为盾构隧道上行线施工过程中桥面沉降变化图，图 14 为桥面沉降监测点随下行线盾构推进环数关系总曲线图。图中沉降量正值为桥面点上升，负值为桥面点下降。

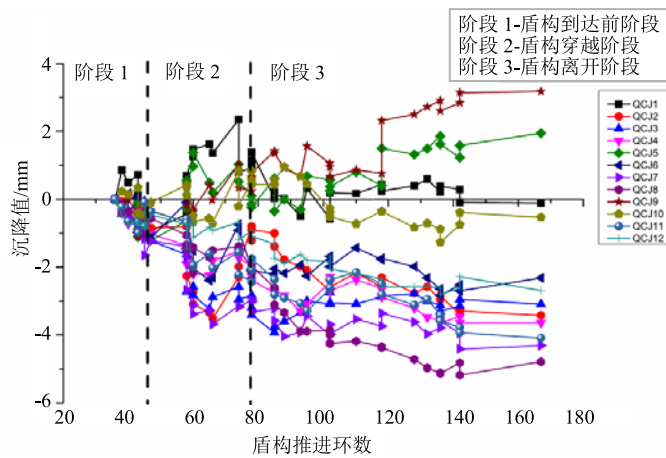


图 12 桥面沉降监测点随上行线盾构推进环数的关系总曲线

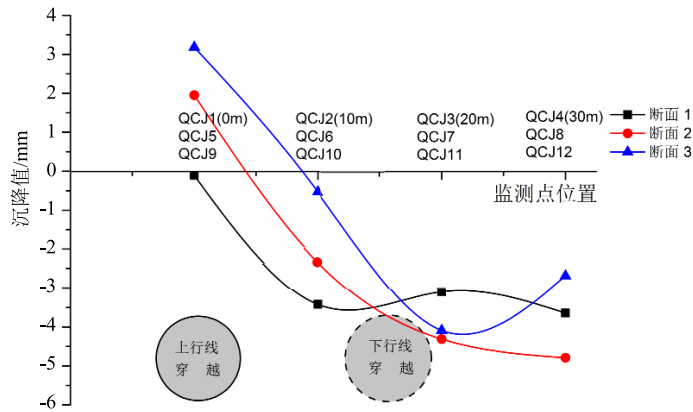


图 13 桥面沉降三断面监测点在盾构隧道上行线穿越桥梁桩基后的最终沉降曲线

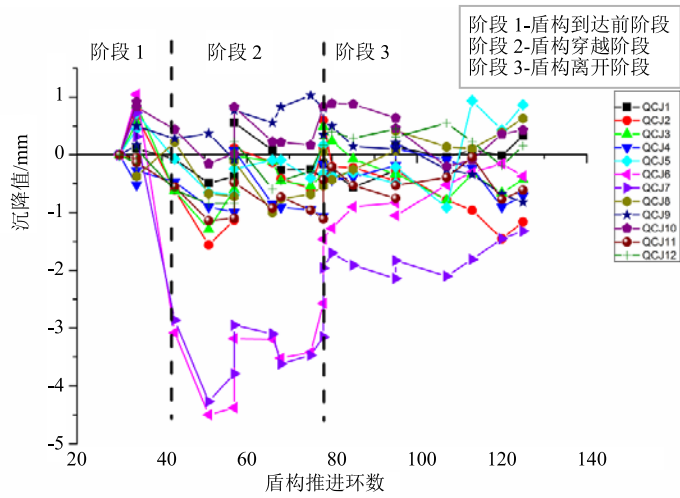


图 14 桥面沉降监测点随下行线盾构推进环数的关系总曲线

如图所示：(1) 变化范围：上行线通过，监测数据变化范围-5.18~3.14 mm，下行线通过，监测数据变化范围-4.50~1.00 mm。(2) 变化规律：上行线施工通过后，桥面出现倾斜现象，最大沉降差 6.74 mm。且位于盾构隧道上方的监测点，距离隧道位置越远，沉降值越大，水平距离最近的产生隆起，如图 13 所示。下行线施工过程中虽变化范围比上行线小，但局部点的沉降速率大于上行线。QCJ16, QCJ7 为下行线中间断面左右两侧的测点，在盾构穿越阶段，出现较大的沉降，而其余点变化较小。盾构离开阶段，盾尾注浆后，QCJ16 和 QCJ7 沉降有明显的上升，最后与其余测点几乎相平。盾构推进的 3 个阶段数据变化有规律性。(3) 双线对比：上行线与下行线监测点数据变化规律有差异性。

3.2 桥上管线沉降监测点结果分析

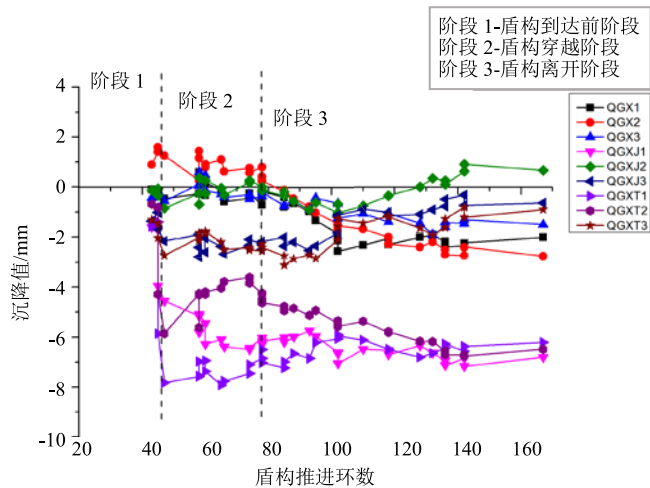


图 15 桥上管线沉降监测点随上行线盾构推进环数的关系曲线

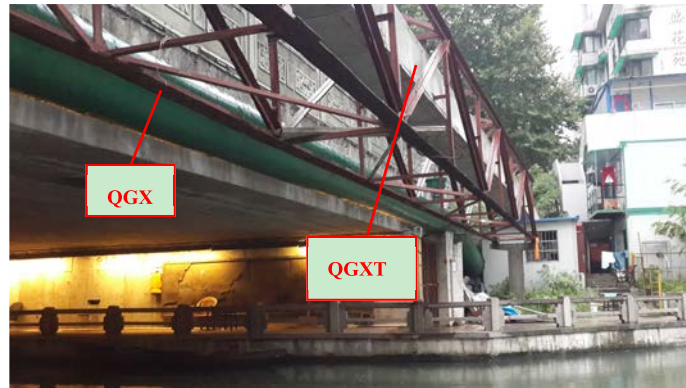


图 16 桥上管线现场照片

图 15 为桥上管线沉降测点随上行线盾构推进环数关系总曲线图。图中沉降量正值为管线测点上升，负值为管线测点下降。图 16 为桥上管线现场照片。

如图所示：（1）变化范围：通信管线 QGX 监测数据变化范围-2.77~1.6 mm，通行管线 QGXT 监测数据变化范围-7.92~0.68 mm，给水管线 QGXJ 监测数据变化范围-7.17~0.92 mm。（2）变化规律：通信管线监测点 QGX1~QGXT3 较均匀沉降。通讯管线监测点 QGX1~QGXT13 位于隧道正上方。在盾构穿越阶段，所有测点出现沉降，且 QGXT1 沉降速率最大，为 6.44 mm/d，QGXT2 沉降速率为 5.18 mm/d，均达速率报警值。且后期注浆后，管线两端依然存在较大的沉降差 5.31 mm，最终管线竖直方向出现倾斜。给水管线监测点 QGXJ1~QGXT3 位于隧道正上方，在盾构穿越阶段，所有测点出现沉降，且 QGXJ1 沉降速率最大（为 3.44 mm/d），达到管线速率报警值。后期注浆，QGXT2 和 QGXJ3 测点产生隆起，但 QGXJ1 沉降略有增加，管线两端依然存在较大的沉降差（为 6.18 mm），最终管线竖直方向出现倾斜。（3）原因分析：通行管线和给水管线均独立于桥梁架设，且未做加固措施。故使得管线在盾构过程中出现较大的沉降值，且达报警值。所以在改建加过桥梁结构的同时，应对独立架设的管线也做相应加固措施，以保证盾构隧道的安全施工。

3.3 河堤沉降监测点结果分析

图 17 为河堤沉降监测点随上行线盾构推进环数关系总曲线图，图 18 为河堤沉降监测点随下行线盾构推进环数关系总曲线图。图中沉降量正值为河堤监测点隆起，负值为河堤监测点沉降。

如图所示：（1）变化范围：上行线通过，监测数据变化范围-4.22~1.56 mm，下行线通过，监测数据变化范围-1.18~2.36 mm。（2）变化规律：上行线施工通过后，河堤所有测点出现逐渐沉降现象。下行线施工通过后，河堤多数测点出现先隆起后稍有沉降现象。变化规律与桥台测点变化相似。（3）双线对比：上行线通过，测点沉降量变化大，下行线变化小。上行线最终测点沉降，下行线测点隆起。上行线与下行线监测点数据变化规律有差异性。

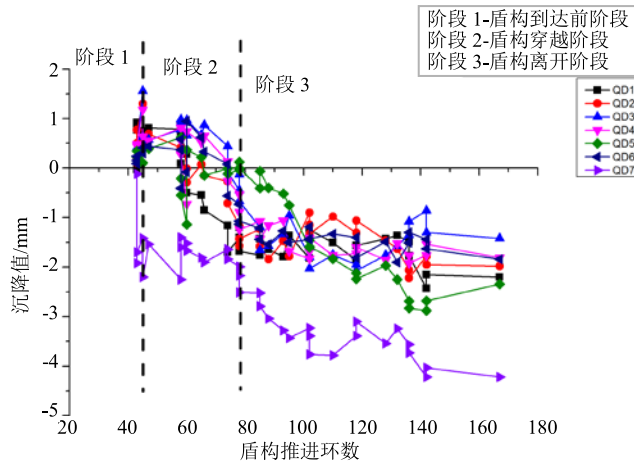


图 17 河堤沉降监测点随上行线盾构推进环数的关系总曲线

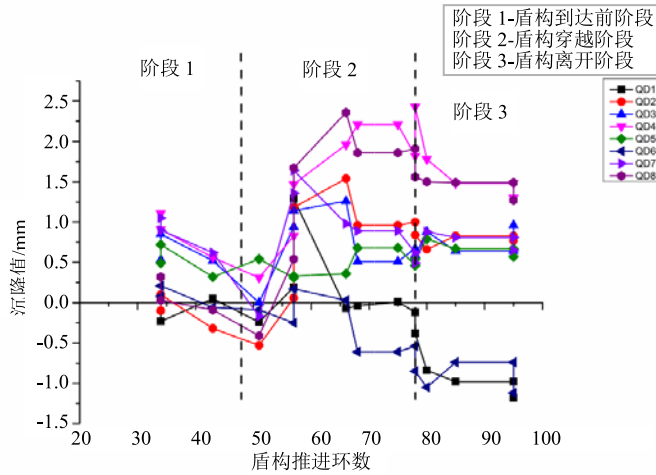


图 18 河堤沉降监测点随下行线盾构推进环数的关系总曲线

3.4 桥头沉降差结果分析

图 19、图 20 为地表沉降监测点和桥头沉降监测点随上（下）行线盾构推进环数沉降关系曲线图，图 21、图 22 为地表沉降监测点和桥头沉降监测点随下行线盾构推进环数沉降关系曲线图。图中沉降量正值为上升，负值为下降。图 23 为桥头裂缝现场照片。

如图 19 所示：两监测点在上行线的同一监测纵断面相距 1 m，两测点但两者的最终沉降量存在巨大的差值，当盾构刀盘到达桥头时，地表监测点 SD43 开始出现较大的沉降速率，且单日最大沉降量约为 3.66 mm，超出报警值。地表监测点 SD43 累计沉降 15.04 mm，桥头监测点 QCJ1 累计沉降值为 0.04 mm，最终沉降差为 15 mm。

如图 20 所示：为桥头另一端地表监测点 SD69 和桥头监测点 QCJ9 的沉降曲线，地表监测点 SD69 累计沉降 6.72 mm，桥头监测点 QCJ1 累计沉降值为-3.18 m（隆起），最终沉降差为 10 mm。

同理图 21 和图 22 所示：沉降差分别为 7.65 mm 和 8.90 mm。桥头端地面已经做过加固处理，但依然存在桥头沉降差问题。所以，桥头监测点和地表监测点沉降差较大，在原本桥头位置处的裂缝进一步的开裂，桥头跳车问题突出。相比于李旺旺等人的研究背景，盾构隧道侧穿桥梁桩基时，未出现桥头沉降差的问题。因此，盾构隧道穿越桥梁桩基，磨桩通过，对桥头两侧的沉降差影响较大。相比于李旺旺等人^[1]的研究案例，本工程桥头沉降差更为突出。

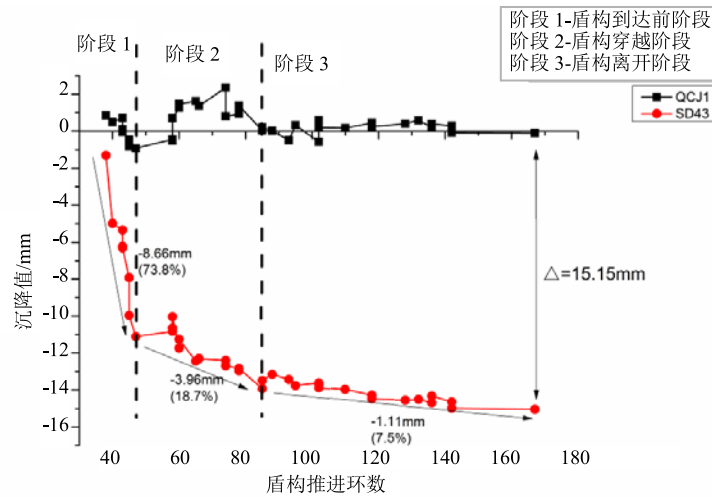


图 19 地表监测点 SD43 和桥头监测点 QCJ1 随上行线盾构推进环数的沉降曲线

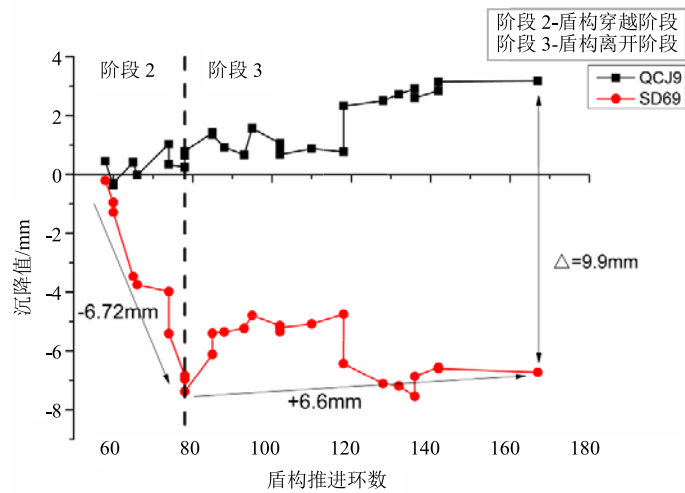


图 20 地表监测点 SD69 和桥头监测点 QCJ9 随上行线盾构推进环数的沉降曲线

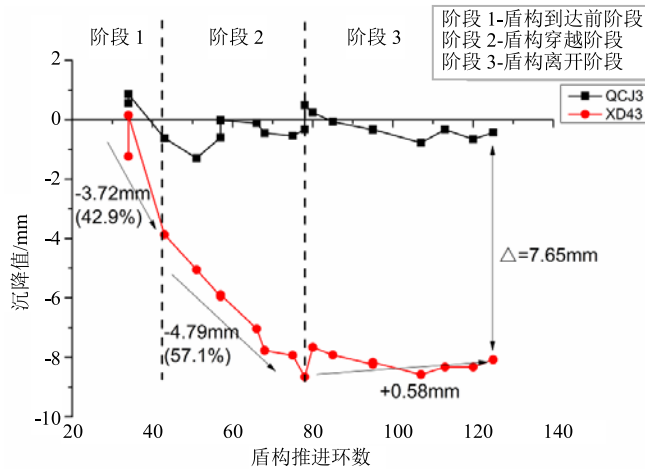


图 21 地表监测点 XD43 和桥头监测点 QCJ3 随下行线盾构推进环数的沉降曲线

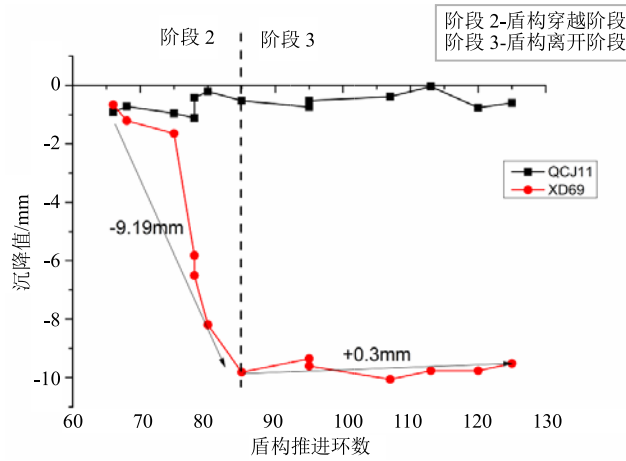


图 22 地表监测点 XD69 和桥头监测点 QCJ11 随下行线盾构推进环数的沉降曲线

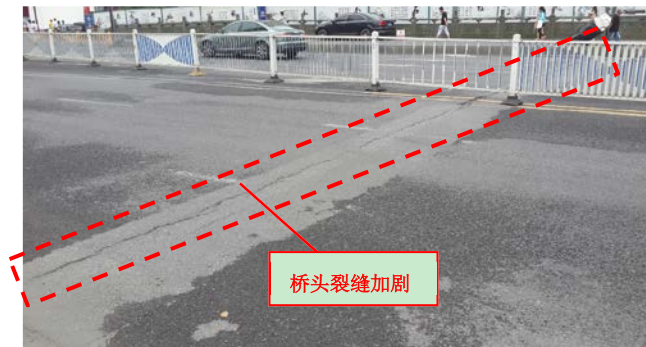


图 23 桥头裂缝现场照片

4 结论

(1) 本文研究盾构隧道下穿桥梁桩基时, 对大跨度桥梁托换底板加固的影响, 相比徐前卫等人^[6]的工程背景, 本工程大跨度桥梁托换底板加固更加有难度。桥梁在遇到盾构隧道需穿越桩基时, 对桥梁进行加固改建, 主要工作是桩基托换, 将上部结构托换在新建的“U型”下部结构上, 且对“U型”结构下部进行地基加固, 减少总体沉降。从实测数据反映, 在双线盾构隧道通过前后, 桥梁整体变形较小, 变形特征合理, 因此本工程桩基托换和地基加固的设计方案具有合理性, 且施工效果也良好。

(2) 从各项监测内容可以看出, 监测点的变化主要是在盾构穿越阶段及盾构离开阶段。对比上下行线, 上行线盾构隧道穿越桥梁桩基时, 施工速度较慢, 施工天数较长, 导致最终桥梁结构各项监测点沉降值较大, 桥头沉降差也较大, 对桥梁的变形影响较大。

(3) 盾构隧道穿越桥梁桩基, 由于桩基与土体的沉降机理不同, 使得桥头两侧出现沉降差, 盾构隧道穿越桥梁, 引起桥头跳车问题, 影响车辆正常通行, 值得后期研究。

(4) 凤起桥改建期间的监测数据可以看出, 改建方案的可靠性, 但依然存在部分监测数据达报警值, 比如桥上管线的监测。因此该改建方案存在后期继续研究优化的空间。

参考文献

- [1] 李旺旺, 韦宏鹤. 北京昌平线二期地铁盾构侧穿桥梁沉降监测分析[J]. 隧道建设, 2015, 2: 139-143.
- [2] 郑熹光, 何平, 张安琪, 李振东, 刘喆, 王秀英. 地铁施工对邻近桥梁桩基础内力影响分析[J]. 现代隧道技术, 2015, 3: 110-118.
- [3] 方勇, 何川. 地铁盾构隧道施工对近接桩基的影响研究[J]. 现代隧道技术, 2008, 1: 42-47.
- [4] 倪安斌. 泥炭(质)土地层中盾构法施工对邻近桥梁的影响分析[J]. 现代隧道技术, 2014, 3: 168-173+180.
- [5] 沈建文, 刘力. 盾构隧道施工对临近桥桩影响数值及现场监测研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(S2): 709-714.
- [6] 徐前卫, 朱合华, 马险峰等. 地铁盾构隧道穿越桥梁下方群桩基础的托换与除桩技术研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(7): 1217-1226.

现浇 X 桩加固铁路软土地基现场试验研究

周航¹, 刘汉龙¹, 李平², 丁选明¹, 陈育民²

- (1. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆大学土木工程学院, 重庆 4004501;
2. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 河海大学土木与交通学院, 南京 210098)

摘要: 现浇 X 形混凝土桩具有较大的单位体积材料比表面积, 因而可以在不增加工程量的前提下大大提高单桩承载力, 是新近发展的软基处理新技术。X 形桩在市政道路、高速公路已经得到推广应用。但是还没有在铁路上进行 X 形桩的高路堤荷载作用下承载性能的现场试验研究, 本文结合浙江乐清湾铁路工程, 进行路基沉降观测研究, 通过在路基中埋设检测仪器, 对复合地基表面沉降、分层沉降、桩土荷载分担、深层水平位移、孔压、深层沉降进行长时间的全面观测, 根据检测结果分析 X 形桩的加固效果。

关键词: X 形桩, 加固, 填土高度, 水平位移, 路堤沉降

0 引言

高速铁路运行速度快, 对路基变形要求高。在软土地基上修筑客运专线, 由于软弱土地基强度低, 变形大且荷载作用时间长, 不仅要保证其稳定性, 还要对其变形、工后沉降进行严格控制, 对地基采取相应的处理措施。对于软土路基来说, 目前地基处理方法虽然很多, 但对于深厚层软土路基的处理措施并不多, 常见的处理措施有管桩、CFG 桩、PHC 桩^[1]等, 管桩加固效果相对较好、质量容易控制、施工简便^[2], 但处理费用较高; CFG 桩加固软土地基是常见的一种处理措施^[3]; 现浇 X 形桩是刘汉龙教授等开发的具有自主知识产权的新型异性沉管灌注桩专利技术^[4], X 形桩具有较大的周长面积比, 因而可以在不增加桩身混凝土用量的前提下大大提高单桩承载力, 提高性价比。X 形桩与等截面圆形灌注桩相比, 在加固质量和效果相近时, 造价约为等截面圆形桩的 3/4~4/5, 且具有地基适应性强、施工质量容易控制、承载力高、工后沉降小、易于质量检测等优点^[5-8], 在市政道路、高速公路得到推广应用。

对于 X 形桩前人已经做了相关的大型模型槽试验^[9-11]和南京长江四桥的现场试验^[12], 但是还没有在铁路上进行 X 形桩的高路堤荷载作用下承载性能的现场试验研究。为了进一步分析 X 形桩的加固效果, 本文结合浙江乐清湾铁路工程, 通过在试验路段埋设相关仪器(土压力计、孔压计、测斜管、沉降板)开展了现场试验。通过现场长期监测数据(孔隙水压力监测、沉降监测、土体深层水平位移的监测)分析了 X 形桩在路堤荷载下的性能, 论证了 X 形桩加固铁路软土地基的适用性和经济性。

1 现场试验

收稿日期: 2018年2月

基金项目: 国家自然科学基金项目(NO.51420105013, NO.51708063)

1.1 试验内容

近年来桩基技术发展迅速，出现了十字形桩、T形桩、X形^[13]等非圆截面的异形桩，异形桩能够扩大桩土比表面积，提高承载力降低材料用量。X形桩是一种新型的异形桩(如图1所示)，该桩具有单桩承载力高、施工简便、节省混凝土用料等特点^[14]。X形桩是软基处理的一种新工艺，其成桩工艺、桩基作用机理及推广应用在铁路上尚无经验可供借鉴，本次现场试验研究内容包括：沉降观测，地下水位观测，水平位移观测，土压力和孔压观测，为X形桩在铁路上的应用提供工程经验。

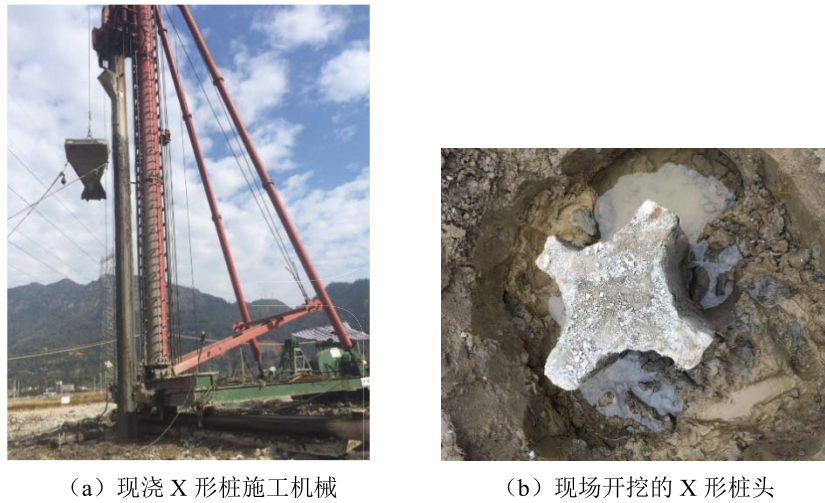
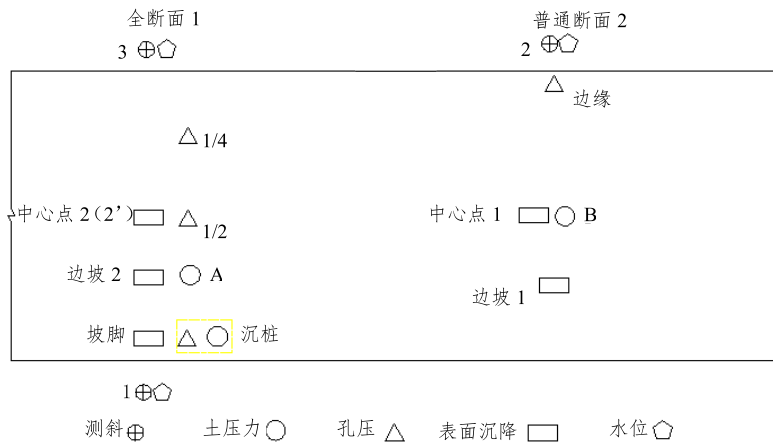
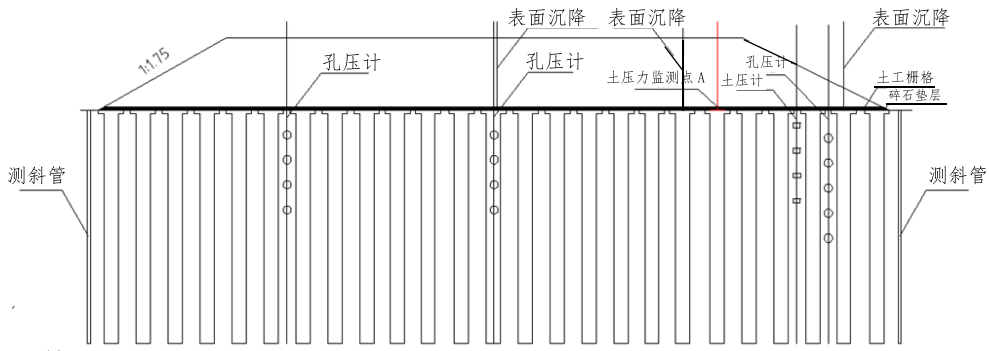


图1 现浇X形桩施工机械及X形桩实物图

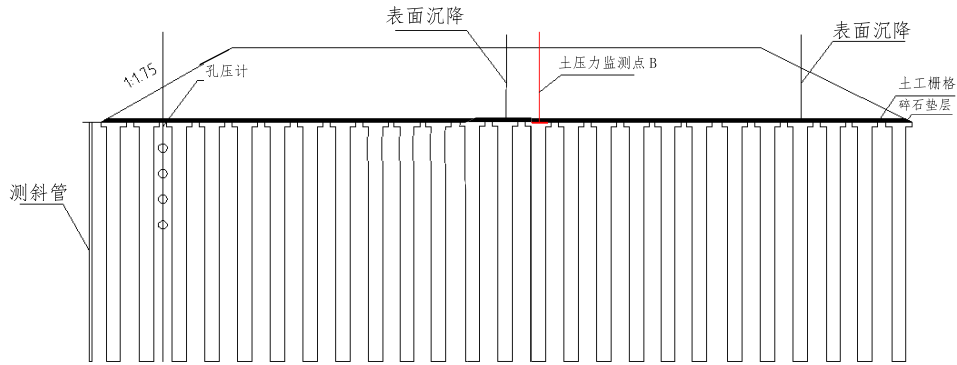
图2~图4为本次试验仪器布置图，分别在路堤两边设置了3个测斜管，在路面的边缘处，四分之一处(遭到破坏)和二分之一处埋设了孔压计，在沉桩处埋置了土压和孔压计，在路基上还设置了两个土压力观测点，在路基上埋置了4个沉降板。图3和图4分别为土压力监测点1和2土压力盒埋置详图，土压力监测点1埋置了6个土压力盒，土压力监测点2埋置了8个土压力盒。



(a) 仪器平面布置图



(b) 全断面 1 监测仪器布置图



(c) 普通断面 2 监测仪器布置图

图 2 现场仪器布置图

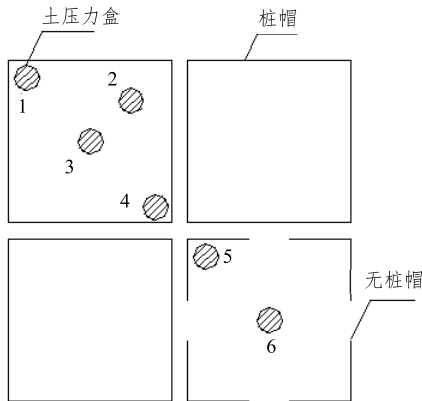


图 3 土压力监测点 1 布置详图

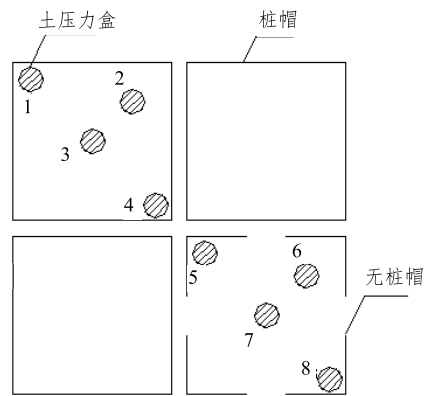


图 4 土压力监测点 2 布置详图

1.2 试验段概况

本次现浇 X 形混凝土桩试验段在浙江乐清湾铁路上, 试验段范围为 DK13+062.25~DK13+250, 前接黄田 1 号中桥, 后接黄田 DK13+074.6 为 1-5.0×5.3 m 框架涵、DK13+137.5 为 1-5.0×5.3 m 框架涵。

1.2.1 地形地貌、水文条件

试验段所在地形地貌为冲海积平原，地形平坦、开阔，被开辟为农田。地下水主要是第四系孔隙潜水，水位埋深约 0.60 m，化学环境作用等级为Ⅲ。

1.2.2 地质条件

拟建场地地震动峰值加速度值为 0.05 g。据钻孔和静探孔资料，将各地层岩性描述如下：

- ①₁ a₁+mQ₄ 黏土，灰黄色，软塑， $\delta_0=120$ kPa，岩土施工工程分级为Ⅱ；
- ②₂ mQ₄ 淤泥，灰色，流塑， $\delta_0=50$ kPa，岩土施工工程分级为Ⅰ；
- ⑤₃ a₁+plQ₃ 圆砾土，中密饱和， $\delta_0=350$ kPa，岩土施工工程分级为Ⅱ；
- ⑤₃₋₁ a₁+plQ₃ 砾砂，中密饱和， $\delta_0=200$ kPa，岩土施工工程分级为Ⅱ；
- ⑩₁ J_{3x} 凝灰岩，青灰色，全风化， $\delta_0=250$ kPa，岩土施工工程分级为Ⅲ；
- ⑩₂ J_{3x} 凝灰岩，青灰色，强风化， $\delta_0=500$ kPa，岩土施工工程分级为Ⅳ；
- ⑩₃ J_{3x} 凝灰岩，青灰色，弱风化， $\delta_0=1000$ kPa，岩土施工工程分级为Ⅴ。

1.2.3 填土过程

路基桩帽顶部填筑 32 cm 砂砾石垫层（图 5），垫层内铺两层 HDPE 单向土工格栅（图 6）；其上填筑 37.2 cm 由细粒土含量小于 10%，渗透系数大于 10^{-3} cm/s 的巨粒土、粗粒土组成的渗水性填料（图 7），再在路肩两侧铺单层双向土工格栅（图 8）；再往上依次填筑 54.7 cm、63.9 cm、54.2 cm、83.4 cm、112 cm 渗水性填料，每次填土结束后在路肩两侧铺设单层双向土工格栅；之后填筑 57.7 cm 由级配良好的硬质岩和不易分化的软质岩组成的 A、B 组填料（图 9），并在路肩两侧铺单层双向土工格栅；再往上依次填土 86 cm、79 cm、40 cm、40 cm 的 A、B 组填料，并在路肩两侧铺设单层双向土工格栅。



图 5 砂砾石垫层



图 6 HDPE 单向土工格栅



图 7 渗水性填料



图 8 单层双向土工格栅



图 9 A、B 组填料

2 试验结果分析

2.1 地下水位变化

本次试验地下水位是在测斜管处通过水位仪测得。图 10 为监测点水位高程随时间变化曲线, 监测点 3 在 7 月 4 日水位变化率较大, 可能由于 7 月 3 日有降雨, 引起监测点 3 水位上升较大, 监测点 1 在 7 月 28 日~7 月 30 日水位变化极为快速, 是受到台风引起强降雨的影响, 导致监测点 1 边缘的河道里面水快速上涨, 从而导致监测点 1 地下水位迅速上涨。由于监测点 1 靠近河道边, 故监测点 1 处水位变化较监测点 2 和监测点 3 更为强烈。9 月 16 日以后各个监测点水位变化范围很小。

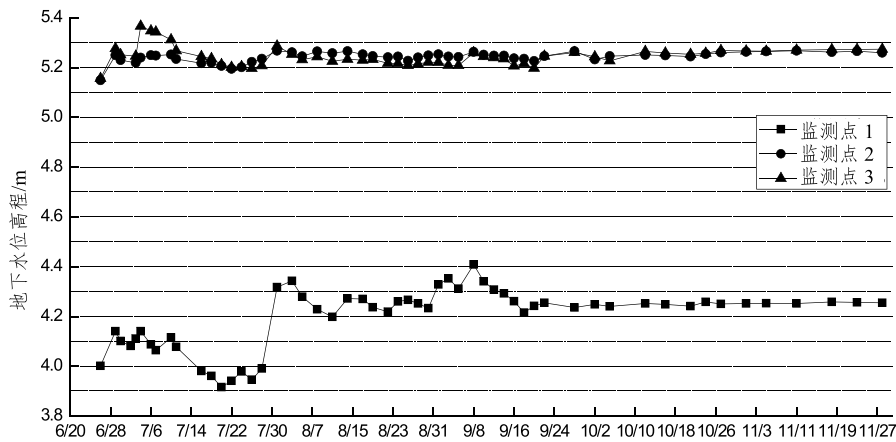


图 10 监测点水位高程随时间变化曲线

2.2 土体孔隙水压力变化

当路基上有填土时, 路基受到挤压, 土中原有水压力也会上升, 上升的这部分压力就是超孔隙水压力。一般来说, 超孔隙水压力都有消散的趋势, 随着时间的推移会消散掉, 但上层土层是不透水时, 可能长期存在。孔隙水压力观测是了解地基土固结状态较直观的手段, 通过在地基不同深度埋设孔隙水压力计可以对荷载的影响深度、不同土层的固结度等进行研究。

图 11 为沉桩处孔压-填土高度-时间变化曲线, 从图中可以看出: 在距桩帽 3 m 孔压变

化较小,随着距桩帽距离的增加,孔压变化幅度逐渐增大,距桩帽 15 m 处孔压变化幅度较明显。随着试验的进行,填土高度的增加,孔压变化很小,变化幅度在 3 kPa 以内。

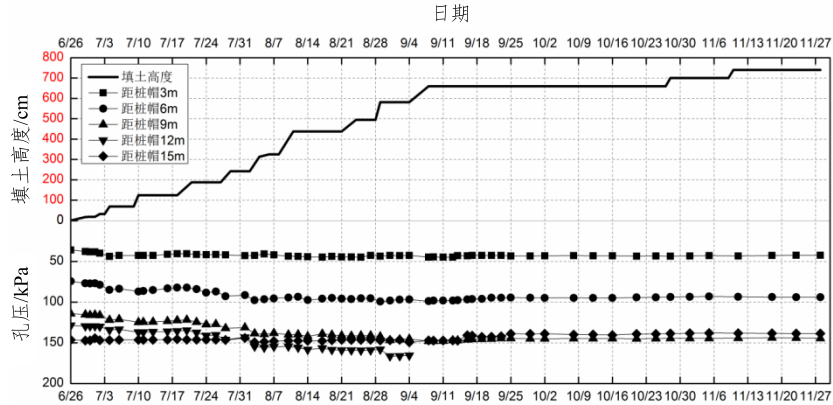


图 11 沉桩处孔压变化曲线

2.3 土压力变化情况

本次试验在沉桩和土压力监测点 1 和 2 处埋设土压力盒来测得相应深度的土压力,分别在沉桩 1.5 m、4.5 m、7.5 m、10.5 m 处埋设 1 个土压力盒,但 10.5 m 处土压力盒遭到破坏;在土压力监测点 1 埋设了 6 个土压力盒,4 个埋置在桩帽上,两个埋置在无桩帽位置处;在土压力监测点 2 埋设了 8 个土压力盒,4 个位于桩帽上,4 个位于无桩帽处。

图 12 为土压力监测点 A 土压随时间变化曲线,其中土压力盒 1、2、3、4 布置在桩帽上,土压力盒 5、6 布置在无桩帽位置处。从图中看出随着填土高度的不断增加,土压不断增大。在有桩帽的边缘处(1)和(4)土压力比桩帽中心(3)的土压力要大很多,土压变化幅度比较大。

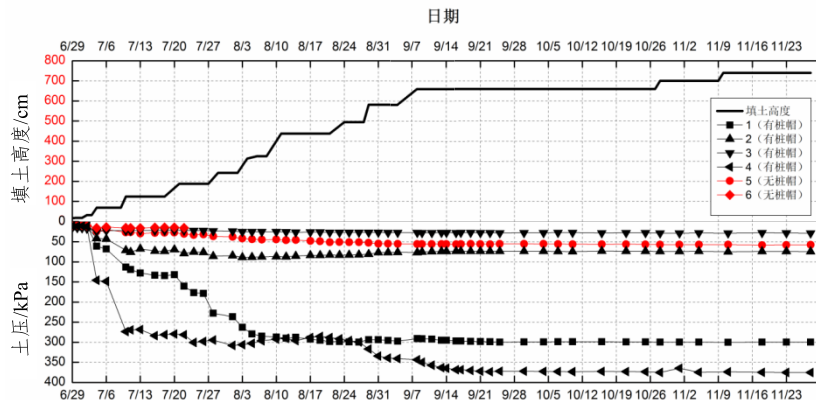


图 12 土压力监测点 A 土压变化曲线

图 13 为土压力监测点 B 处土压力变化曲线,土压力盒 1、2、3、4 放置在桩帽上,土

压力盒 5、6、7、8 放置在无桩帽上。在填筑初期, 各个地方的土压力相差比较小, 随着填土荷载的不断增加, 各个地方的土压产生较大的变化。有桩帽边缘处 (4) 土压变化最为显著, 有桩帽边缘处 (1) 土压增长较大。无桩帽中心和边缘 1/2 处 (6) 土压在填筑期内快速增长, 之后缓慢减小。

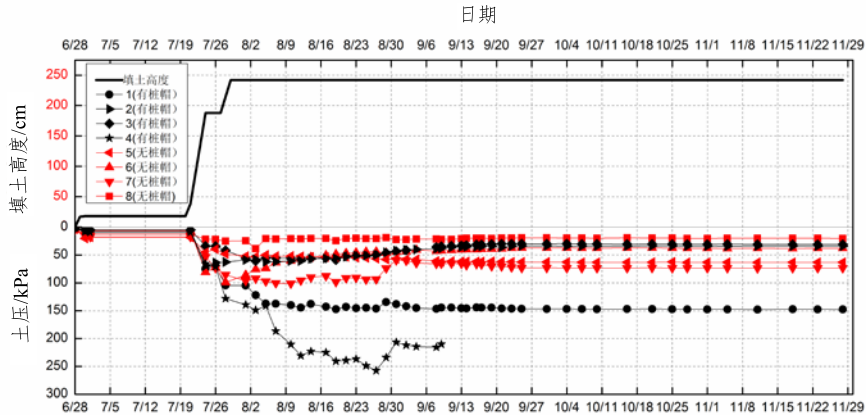


图 13 土压力监测点 B 土压变化曲线

本次试验在沉桩位置处测不同深度侧向土压变化情况, 在沉桩 1.5 m、4.5 m、7.5 m、10.5 m 深度处分别埋置土压力计, 以监测侧向挤土应力。在距桩帽 1.5 m 处挤土应力较小, 变化也较小。在距桩帽 4.5 m 处挤土应力变化较距桩帽 1.5 m 处稍大。距桩帽 7.5 m 处挤土应力变化最为剧烈。

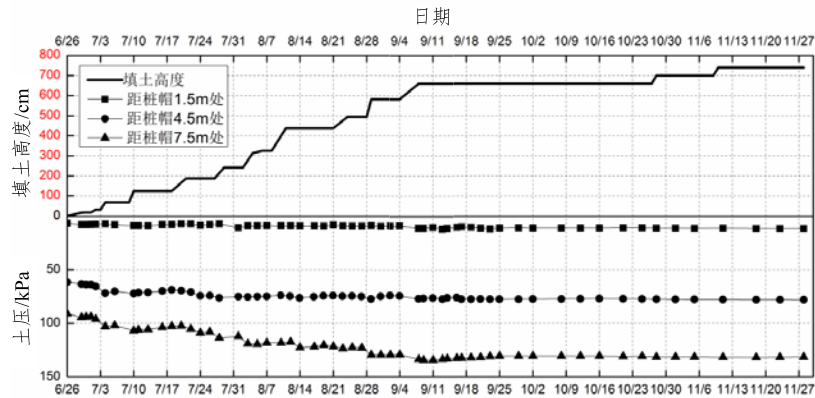


图 14 沉桩处挤土应力

2.4 沉降变化情况

沉降变化规律是对铁路路堤施工速度进行动态控制的重要指标, 采用沉降板观测了路堤中心表面处的沉降变化情况。本次试验路堤填土设计高度为 9.18 m, 在 2017 年年底完成施工。在其他地方设立了中心点 1, 用于观测路堤中心表面土体沉降变化, 在坡脚和边坡上也埋置了沉降板。

监测结果表明,路堤中心点2沉降随着填土高度的增加,沉降速度加快,沉降量相应增大,在填筑期间土发生沉降量较非填筑期大。坡脚处沉降最小。路堤中心点1和路堤中心点2沉降较坡脚大,比边坡2处沉降小。随着填土结束,沉降逐渐趋于稳定。

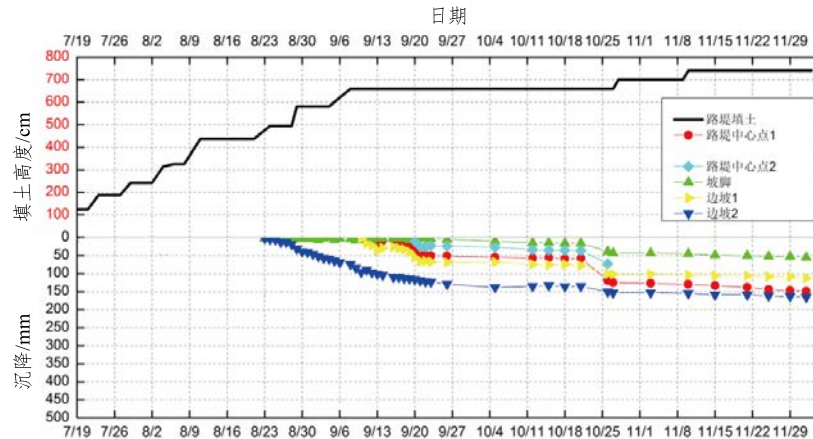


图 15 沉降量随时间变化曲线

3 结论

通过现场长期监测数据(孔隙水压力监测、沉降监测、土体深层水平位移的监测)分析了X形桩在路堤荷载下的性能,试验表明:

(1) 孔压在填土较慢,相邻填土时间间隔长的情况下,超孔隙水压力有足够的时间消散,故孔压变化不是很大,稳定在一定的水平上;在填土较快填土量较多的情况下,填筑期内超孔隙水压力来不及消散,孔压增长较快,之后会逐渐减小。

(2) 随着填土高度的增加,土压逐渐增大;深度越深,土压越大。有桩帽边缘处土压要大于无桩帽的土压。

(3) 随着填土高度的增加,土体的沉降量也逐渐增加,填筑期间内沉降变化量尤为明显。随着填土结束,沉降逐渐趋于稳定。

参考文献:

- [1] 丁任盛. PHC 桩在温福铁路深厚软土地基处理中的应用与研究[D]. 杭州: 浙江大学, 硕士学位论文, 2009.
- [2] 杨永占. 大直径沉模薄壁管桩加固软土地基[J]. 中国公路, 2010, 15: 112-113.
- [3] 吴春林, 阎明礼, 杨军等. CFG 桩加固软粘土地基的特性及效果[J]. 工程勘察, 1992, 4: 1-7.
- [4] 刘汉龙. 浇 X 形钢筋混凝土桩施工工法: 中国, ZL200710020306.3[P]. 2007-08-22.
- [5] 周航, 孔纲强. 水平荷载作用下现浇 X 形桩桩周土体响应理论分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(12): 3377-3383.

- [6] 吕亚茹, 丁选明, 刘汉龙等. 刚性荷载下现浇 X 形桩复合地基桩侧摩阻力数值分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(11): 2134-2140.
- [7] 张敏霞, 刘汉龙, 丁选明. 加固软土路基的现浇 X 形混凝土桩力学特性[J]. 中国公路学报, 2011, 24(5): 11-17.
- [8] Zhang M X, Liu H L, Ding X M, et al. Comparative tests on bearing capacity of cast-in-situ X-shaped concrete piles and circular pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(9): 1469-1476.
- [9] 王智强, 刘汉龙, 张敏霞等. 现浇 X 形桩竖向承载特性足尺模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(6): 903-907.
- [10] 孔纲强, 刘汉龙, 丁选明等. 现浇 X 形桩复合地基桩土应力比及负摩阻力现场试验[J]. 中国公路学报, 2012, 25(1): 8-12.
- [11] 卢一为, 丁选明, 刘汉龙等. 循环加载下 X 形桩竖向承载特性模型试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(S1): 281-288.
- [12] 刘汉龙, 金辉, 丁选明等. 现浇 X 形混凝土桩沉桩挤土效应现场试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(S2): 219-223.
- [13] 曹兆虎, 孔纲强, 周航等. 极限荷载下 X 形桩和圆形桩破坏形式对比模型试验[J]. 中国公路学报, 2014, 27(12): 10-15.
- [14] 丁选明, 孔纲强, 卢一为. 现浇 X 形混凝土桩质量检测现场试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2013, 9(S2): 1989-1995.

超深基坑开挖对临近既有桩基的影响研究

涂强¹, 欧子文¹, 南博文², 胡安峰²

(1.中铁二院工程集团有限责任公司, 四川 成都 610031; 2.浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058)

摘要: 在建筑物密集的城市中心地带开挖基坑时, 邻近基坑的建筑物桩基础必然会受到基坑开挖的影响, 同时城市中的基坑工程也向着更深、更大发展, 对既有桩基的影响更剧, 但由于缺少相应的理论依据支持, 所以不得不进行特殊的设计和加固。为研究超深基坑开挖对临近既有桩基的影响, 采用 Plaxis 3D 分析软件, 模拟超深基坑开挖对临近既有桩基的影响。计算分析表明: ①超深基坑开挖会引起对距离较近的承受上部荷载处和距离开挖面较远的地表较大的沉降; ②超深基坑开挖对既有桩基的主要影响为引起较大的水平位移和附加弯矩, 且水平位移和弯矩与围护结构、支撑的刚度有关; ③超深基坑开挖对既有桩基承载力有一定的影响, 当基坑开挖的深度一定时, 桩与基坑的净距 S 越大, 则基坑开挖对既有桩基承载力的影响越小。

关键词: 超深基坑; 基坑开挖; 既有桩基; 竖向承载力;

0 引言

国民经济的迅速发展加快了城市化的进程, 由于土地资源的利用率越来越高, 地下空间逐渐受到人们的重视, 且随着相应技术理论的成熟, 相应的基坑深度也越来越大。在城市中有极多的既有桩基, 而一些地铁隧道等需要进行超深基坑开挖的工程由于卸载了土压力, 引起土体较大的位移, 势必影响城市中复杂的临近桩基, 导致桩基产生附加弯矩、应力和变形, 影响既有建筑物的受力特性, 如果施工设计产生问题, 将引发极其严重的工程事故。许多学者也已经认识到了问题的紧迫性, 并且开展了一些较为深入的研究工作^[1-4]。

依托某地下市政工程的深基坑工程实例, 结合岩性特点, 采用国际通用岩土有限元分析软件 Plaxis 3D, 分析研究超深基坑开挖对临近既有桩基的影响, 由于基坑开挖分析研究工作内容繁多, 本文仅以本工程为例进行研究得到一些有益的结论。

1 工程背景

某市政交通配套工程的主体工程位于国铁出站通道正下方, 主体垂直铁路中穿站房, 车站长度 251 m, 宽度 23.5 m, 底板埋深 39.9 m, 主体工程宽度 20.5 m, 埋深约 40 m, 相对于广场地面共地下四层, 国铁基坑为地下一层, 主体基坑为地下 2~4 层。由于本工程位于国铁出站通道正下方, 且超深基坑的开挖与临近的国铁既有桩基净距较小, 将对国铁既有桩基造成不利影响, 故选取距离基坑最近的桩基工程段进行数值模拟分析。

2 模型建立

2.1 计算范围

以下穿隧道轴线为对称轴, 取基坑标准段共 27 m 进行分析, 此段包括一个既有四桩承台和三桩承台, 且均与围护桩桩位间距较近, 采用对称建模的方式, 对此段进行建模分析; 模型左右宽 30 m, 模型顶部设置在 -10.4 m 标高处, 深度设置为 50 m, 模型左右两侧边界施加法向约束, 限制边界的水平位移; 下侧边界施加固定约束, 限制边界两个方向的位移, 该模型尺寸足够大可以避免边界条件对数值分析的影响。

2.2 模型参数

本模型分析设计部件包括土体、桩基、围护桩、承台、支撑。假定土体为连续、均匀、各项同性介质, 由于此处涉及到开挖问题, 各层土体均采用土体硬化模型进行模拟, 土体硬化模型相比于摩尔库伦模型能够更好地反映土体开挖卸荷的特性, 适合于敏感环境下的基坑开挖数值模拟, 已经成为基坑工程数值分析中用的最多的模型之一^[5-7]。根据 Janbu^[8]的研究, 对于砂土和粉土, 与模量应力水平相关的幂指数 m 一般可取为 0.5; 卸载再加载泊松比 ν_{ur} 可采用 Plaxis 软件模型手册中的建议值, 一般取为 0.2; 土的 R_{inter} 值取为 0.77, 即对土与结构间的接触进行一定刚度的折减, 其余土体参数根据工程实际岩土物理力学设计参数建议值进行取值, 并对工程性质相近的土层进行合并处理, 土层各参数参照表 1。

表 1 土层材料性质

土层性质	厚度	密度 /kg/m ³	E_{50}^{ref} /kPa	E_{oed}^{ref} /kPa	E_{ur}^{ref} /kPa	幂指数 m	粘聚力 c /kPa	有效摩 擦角 $\varphi/^\circ$	静止土压 力系数 K_0	R_{inter}
卵石	24.47	2100	35e3	35e3	150e3	0.5	0	38	0.3	0.77
强风化泥岩	2.1	2210	150e3	100e3	450e3	0.5	25	50	0.21	0.77
中风化泥岩	24.43	2340	700e3	700e3	245e4	0.5	300	35	0.2	0.77

表 2 既有桩基参数

材料性质	密度 /kg/m ³	桩类型	横截面积/m ²	惯性矩 I /m ⁴	弹性模量/GPa
embedded 桩单元	2400	大直径圆桩	0.7854	0.3	30

既有桩基采用 Plaxis 自带 embedded 桩单元进行模拟, 弹性模量为 30 GPa, 桩类型为大直径圆桩, 直径为 1 m。桩土间的相互作用属性选用“土层相关”, 这样, 在 Plaxis 有限元计算中便可将局部侧摩阻力与桩身所在土层的强度参数和在材料数据组中定义的截面强度折减系数联系起来, 并且根据地勘报告中的 q_{sik} , 取侧摩阻力最大发挥值为 550 kN, 桩端最大反力发挥值为 1600 kN, 具体参数详见表 2。承台采用线弹性材料进行模拟, 弹性模量为 36 GPa, 泊松比为 0.2。围护桩及支撑均根据等效刚度原则等效为进行选取。本工程围护桩直径为 1200 mm, 典型桩间距为 1500 mm, 则等效的地下连续墙厚度 h 按照刚度相等的原则取为 $h=933$ mm, 围护桩与土体间设置界面单元。支撑在模拟中取等效板单

元厚度为 0.5 m，弹性模量为 3000 MPa，泊松比 0.2，不计重度。

2.3 网格划分

本文模型的网格划分如图 1 所示：

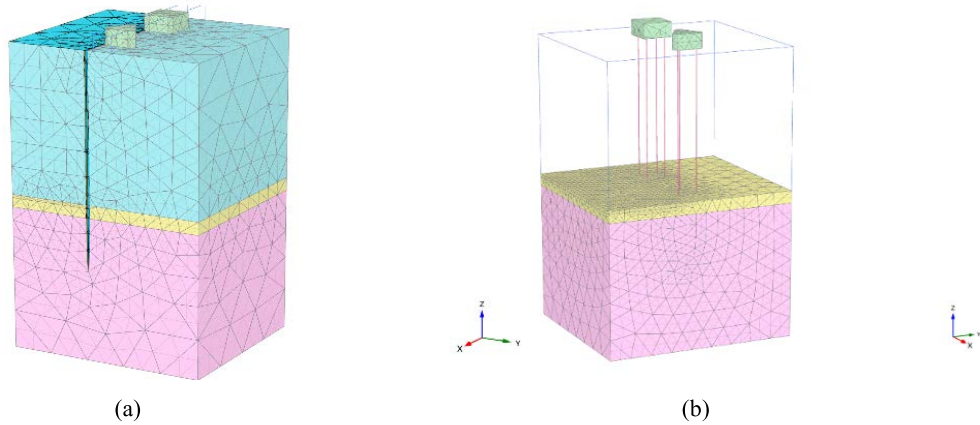


图 1 模型单元网格划分图

2.4 施工过程模拟

采用分步施工的方式进行基坑开挖的模拟。在分步施工分析过程中，由于会进行降水处理，故不考虑地下水的影响，地下水位始终保持在模型下方。主要模拟基坑开挖后既有桩基周围土体的位移发展规律，分析既有桩基的变形和受力情况以及既有桩基承载力的损失。

根据工程资料，对站房既有三桩承台和四桩承台分别施以 15000 kN 和 20000 kN 的集中荷载以模拟站房既有桩基承台上的柱传递荷载，然后将位移重置为 0，之后在此种工况下进行基坑的开挖。

3 计算结果分析

本次模拟按照初步设计支撑的开挖情况进行模拟，分析基坑周围土体的位移发展规律，主要分析既有桩基的变形和受力情况以及既有桩基承载力的损失。

3.1 超深基坑开挖对土体的影响

开挖过程中土体的变形将会对既有桩基产生较大的影响，其中开挖过程中土体竖向位移的发展如图 2、图 3 所示：

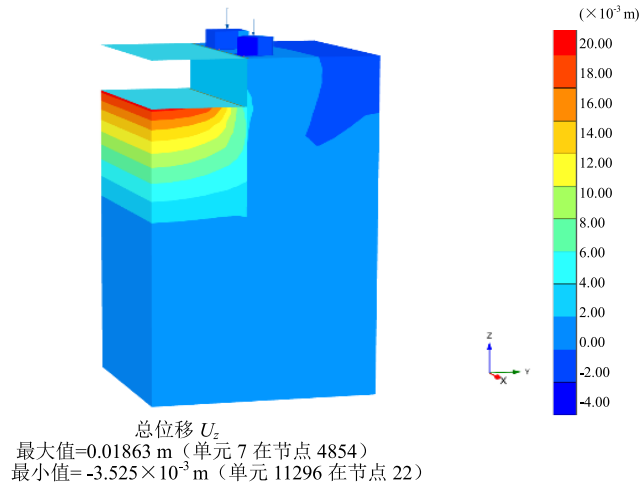


图 2 第一步开挖竖向位移云图

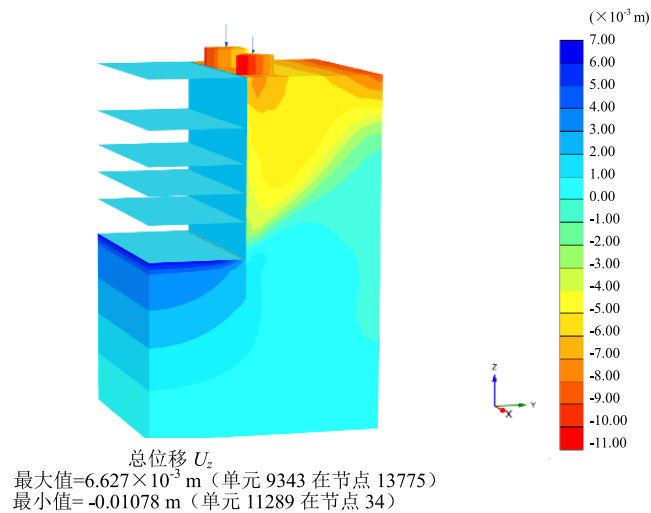


图 3 开挖至基坑底竖向位移云图

从图 2、图 3 可以看出, 随着开挖的进行基坑底部产生一定的隆起, 最大隆起发生在基坑中心线中, 符合基坑开挖土体特性, 进行最后一步开挖底板浇筑后, 土体隆起减小。同时图中可以看出, 随着开挖的进行, 坑外土体不断向坑内滑动, 使得既有承台桩基处产生了附加沉降, 且随着开挖的持续进行, 沉降也发展的越来越大。

由于围护桩打入较深, 在开挖至基坑底的时候, 土体有整体向坑内滑动的趋势, 较大的沉降有两处, 一处是发生在承受上部荷载的承台顶, 达到了 10.78 mm, 同时在距离开挖面 17 m 处也产生了较大的地表沉降, 达到了 8 mm 左右。

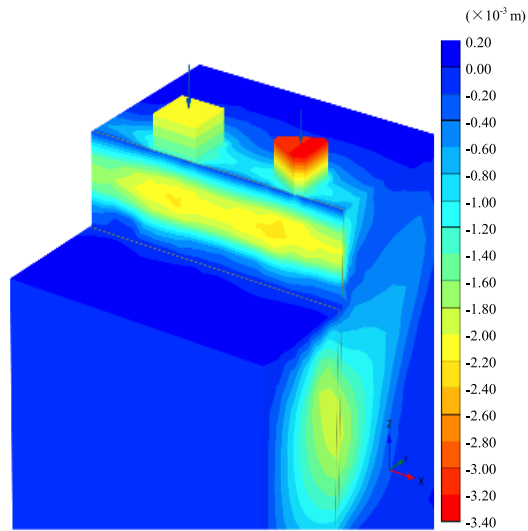
开挖中土体的水平位移可能会引起既有桩基的水平位移和桩基的附加弯矩。因此有必要考察土体的水平位移, 水平位移发展如图 4、图 5 所示:

从图 4、图 5 中可以看出, 在开挖不太深的时候, 土体较大的水平位移一般发生在承台下 3.2 m 处的位置。随着超深基坑开挖的进行, 土体最大水平位移发生在开挖面上方

3.5 m 处的位置,这是由于土体产生向坑内的滑动导致在开挖面产生较大的水平位移导致。

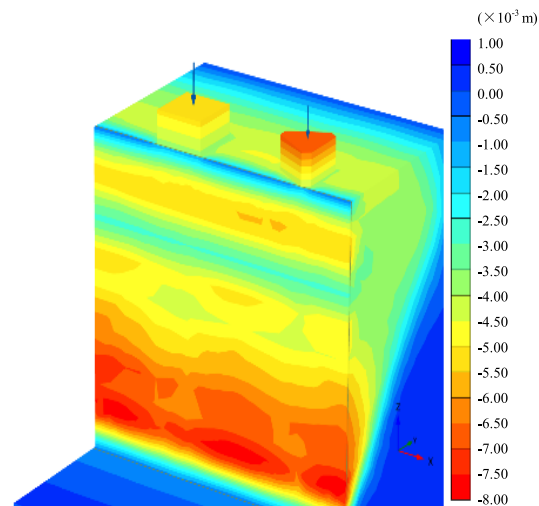
3.2 超深基坑开挖对既有桩基的影响

将四桩承台底四根桩编号为 A、B、C、D,三桩承台底三根桩编号为 E、F、G,其中桩 A 与桩 D 与基坑净距为 1.05 m,桩 B 和桩 C 与基坑净距为 4.05 m,桩 F 与基坑净距为 $S=1.75$ m,桩 E 与基坑净距为 3.15 m,桩 G 与基坑净距为 4.15 m。



总位移 U_y
 最大值= 0.1095×10^{-3} m (单元 3667 在节点 1975)
 最小值= -3.227×10^{-3} m (单元 11309 在节点 117)

图 4 第一步开挖水平位移云图



总位移 U_y
 最大值= 0.7126×10^{-3} m (单元 1313 在节点 11833)
 最小值= -7.871×10^{-3} m (单元 3020 在节点 5490)

图 5 开挖至基坑底时竖向位移

3.2.1 桩顶沉降

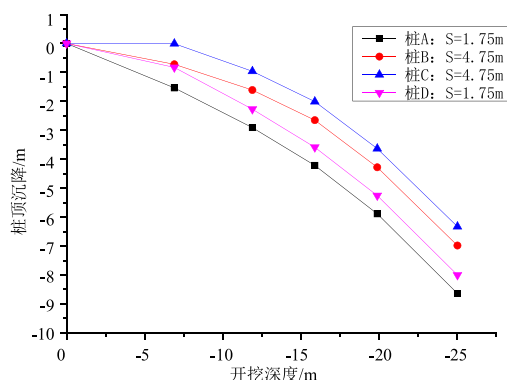


图 6 桩顶沉降与开挖深度曲线图

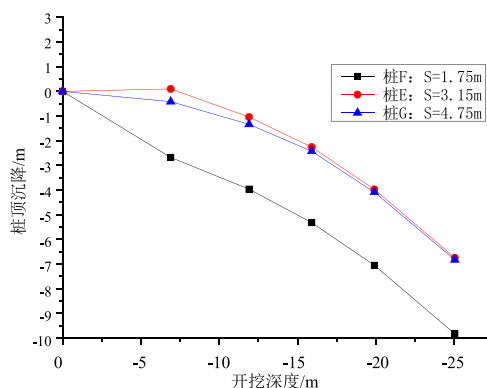
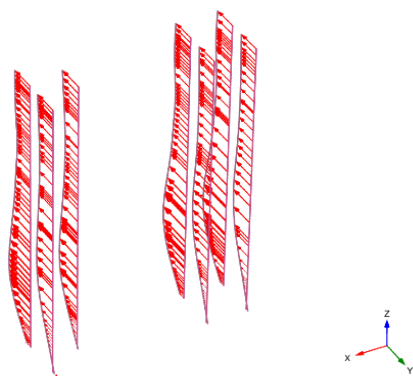


图 7 桩顶沉降与开挖深度曲线图 (三桩承台)

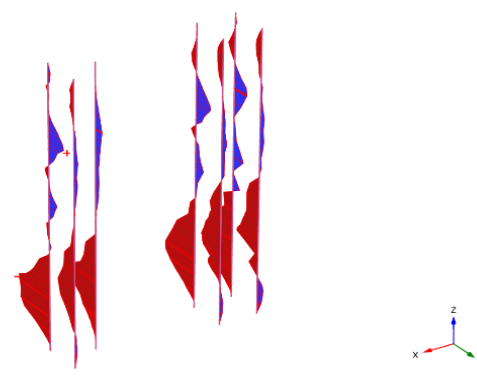
从图 6、图 7 可以看出超深基坑开挖后, 桩身即开始产生一定的沉降, 随着开挖的不断深入, 既有桩基也产生了较大的沉降, 直至开挖至基坑底部时, 桩身整体产生的沉降达到了 9.8 mm 左右。对于本工程的三桩承台而言, 超深基坑的开挖使得桩基产生了一定的不均匀沉降, 导致承台的倾斜, 进而引起上部结构的不均匀变形。

从图 8~图 9 可以看出, 随着超深基坑的开挖, 桩身水平向也产生了向坑内的水平位移, 在开挖到基坑最底部时, 最大水平位移达到了 6 mm。且桩身的附加水平位移引起了桩身较大的附加弯矩, 在开挖的过程中可以看到随着开挖的进行, 桩身的从图中附加弯矩最大值达到了 466 kN·m, 且附加弯矩主要发生在基坑开挖面以上, 在开挖至基坑底部后产生最大弯矩, 这是由于土体向坑内滑动引起的桩身附加弯矩。



总位移 U_y (放大 500 倍)
 最大值= 0.4485×10^{-3} m (单元 252 在节点 19683)
 最小值= -5.993×10^{-3} m (单元 443 在节点 20070)

图 8 开挖至基坑底部后既有桩基水平向总位移



弯矩 M_2 (放大 8.00×10^{-3} 倍)
 最大值= 227.0 kN·m (单元 363 在节点 19909)
 最小值= -465.8 kN·m (单元 377 在节点 19937)

图 9 开挖至基坑底部后既有桩基弯矩分布图

取出距离基坑最近的 A 桩进行分析, 如图 10、图 11 所示, 可以看出在未进行开挖时, 桩身水平位移几乎为 0。随着开挖的不断深入, 桩身的水平位移不断加大, 逐渐向基坑内进行开展, 随着支撑的不断架起, 弯矩变化越来越剧烈, 直到开挖到基坑底, 由于基坑底土层不再是卵石层, 而是风化岩层, 水平位移急剧减小, 产生了较大的弯矩, 最大弯矩达

到了-470 kN·m。其中，每一步开挖的开挖面上方也是弯矩的极大值存在点，所以在开挖达到基坑底时，模型下方约-20 m处时基坑的水平弯矩和水平位移最大。

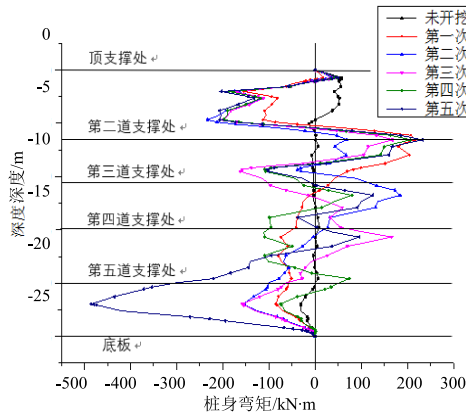


图 10 A 桩弯矩分布图

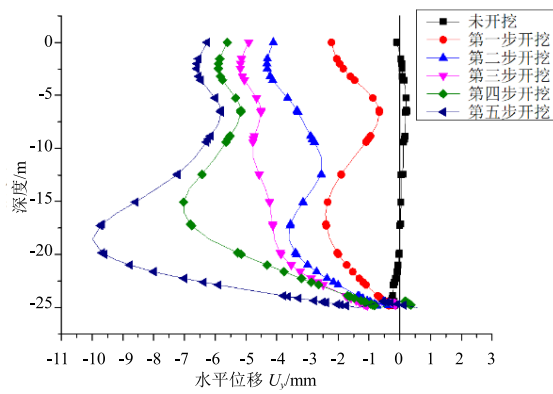


图 11 A 桩水平位移分布图

3.2.2 桩身轴力分布

根据前文所述，桩基的变形及应力所受开挖影响均与桩基和开挖面的距离 S 相关，故在本节中取出距离开挖最近的 A 桩进行分析，轴力分布如图 12 所示。

轴力的分布规律较为明显，桩身轴力随着深度的增加而减小。对于未开挖时而言，轴力在桩顶取到最大值，随着桩基侧摩阻力的发挥，桩身轴力逐渐减小，至 25 m 深度时，桩端阻力约为 600 kN；在进行开挖后，随着开挖深度的增大，可以看出桩基侧摩阻力发挥开始减缓，这和桩基侧向应力松弛有关，经计算和相关工程经验表明，桩基侧向应力松弛程度与开挖时所设围护桩刚度和支撑的刚度有关。可以看出，在正阻力区域内，同一深度的桩侧阻力随着开挖深度的增加而减小，对本工程而言，在所示支护下，开挖至基坑最底部时，桩端阻力为 1623 kN。

3.2.3 桩基承载力

通过前文的分析可以看出，桩基的变形、应力均与开挖面和桩基的距离有关，同时在工程中较为关心的是超深基坑开挖对桩基承载力的影响，故对与基坑开挖距离 S 不同时的桩基进行建模分析，对工程进行指导，建模示意如图 13 所示，参数按前文所述。

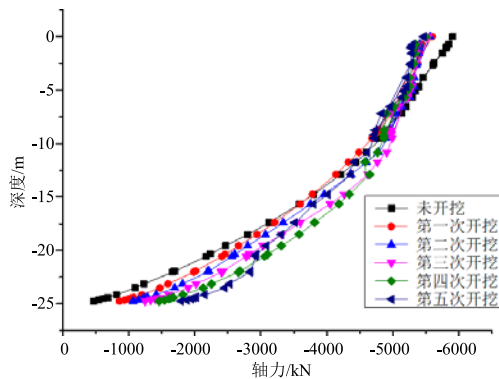


图 12 既有桩基轴力分布图

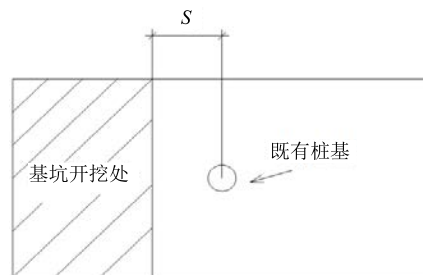


图 13 不同 S 下的建模示意图

其中既有桩基中心线距离开挖处最短距离分别为 $S=1\text{ m}$ 、 2 m 、 3 m 、 4 m ；同时与未进行基坑开挖的既有桩基进行承载力的比较, 作荷载-沉降曲线以分析既有桩基中心线距离开挖处最短距离 S 对既有桩基承载力的影响。

从图 14 可以看出, 超深基坑开挖对承载力的损失基本呈现线性变化, 距离开挖基坑处越近的桩基受到的影响越大, 故取 $S=1\text{ m}$ 时的桩基进行开挖步骤的加载模拟, 模拟结果如图 15 所示。可以看出随着开挖深度的增加, 既有桩基的承载力也在不断的减小, 在进行第一次开挖后, 承载力约为 9000 kN , 承载力损失约为 3% , 开挖到最后一步的基坑底, 承载力约为 7600 kN , 承载力损失达到了 18% , 即为上文中 $S=1\text{ m}$ 时的承载力损失, 可以看出承载力损失随着开挖的深度增加而增大。

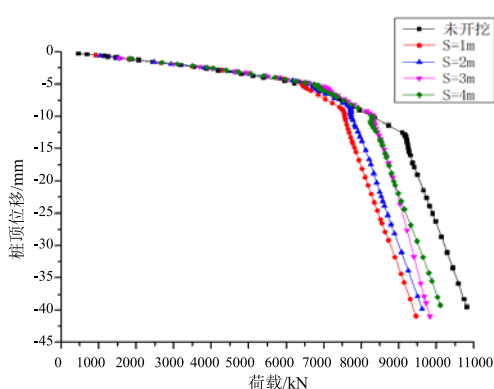


图 14 不同 S 下的开挖到底时的荷载-位移曲线

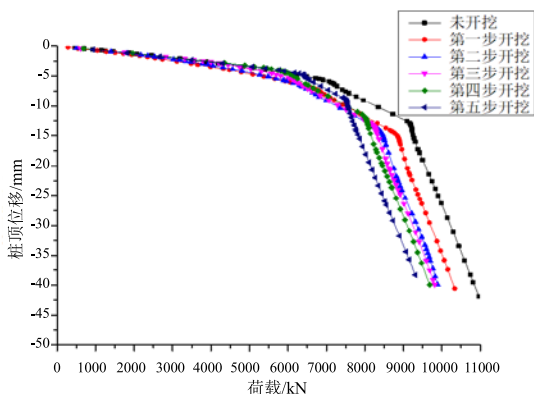


图 15 $S=1$ 时不同开挖步下的荷载-位移曲线

4 结论与建议

本文通过 Plaxis 3D 有限元分析软件, 对超深基坑开挖对既有桩基的影响, 得出了一些规律性结论, 加深了对该领域研究现状的认识, 主要如下:

(1) 随着超深基坑的开挖, 坑外土体不断向坑内滑动, 使得既有承台桩基处产生了附加沉降, 沉降也发展的越来越大, 地表最大沉降有两处, 第一处为既有桩基受上部荷载处, 第二处为距离开挖面较远的地表处, 这是由于围护桩打入较深, 在开挖至基坑底的时候, 土体产生较大的滑动面, 有整体向坑内滑动的趋势。因此应加强围护支撑的刚度, 同时对开挖面一定距离的地表也进行一定的沉降监测。

(2) 当桩与基坑开挖的净距 S 一定时, 随着基坑开挖深度的增加, 桩所受到的影响越大, 其中基坑开挖过程中所引起的桩身轴力和桩侧阻力的变化较小, 开挖对既有桩基础的影响主要体现在基坑开挖所引起的桩身附加弯矩和变形, 以及前文所述地表的沉降。

(3) 当基坑开挖的深度一定时, 桩与基坑间的净距 S 越大, 则基坑开挖对桩的受力和变形性能的影响越小。对于多桩承台来说, 通过基坑开挖过程所引起的桩身轴力、侧阻力、桩身弯矩和变形的比较, 发现基坑开挖过程对前排桩的影响略大于对后排桩的影响。

(4) 在进行开挖后, 随着开挖深度的增大, 桩基侧摩阻力作用开始减缓, 这和桩基

侧向应力松弛有关,经过试算与工程经验桩基侧向应力松弛程度与开挖时所设围护桩刚度和支撑的刚度有关。可以看出,在正阻力区域内,同一深度的桩侧阻力随着开挖深度的增加而减小,将会对承载力造成一定的衰减。

(5) 在超深基坑开挖的过程中,如土层性质发生较大变化,则会引起弯矩和水平位移的剧烈变化,建议在超深基坑开挖时对土层性质发生较大变化处加强水平位移监测。

参考文献

- [1] 唐庆尧. 兰州地铁车站深基坑降水及开挖对周围环境的沉降影响研究[D]. 兰州: 兰州交通大学, 硕士学位论文, 2016.
- [2] 靳军伟, 杨敏, 邓友生, 等. 隧道开挖对既有受荷桩竖向承载特性的影响[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版). 2016, 32(5): 820-826.
- [3] 郭典塔, 周翠英. 基坑开挖对近接地铁车站的影响规律研究[J]. 现代隧道技术. 2015, 52(1): 156-162.
- [4] 黄伟文. 深基坑开挖对邻近桩基的影响[J]. 山西建筑. 2015, 41(30): 68-69.
- [5] 徐中华, 王卫东. 敏感环境下基坑数值分析中土体本构模型的选择[J]. 岩土力学, 2010, 31(1): 258-264.
- [6] SCHWEIGER H F, VERMEER P A, WEHNERT M. On the design of deep excavations based on finite element analysis[J]. Geomechanics and Tunneling, 2009, 2, pp. 333-344.
- [7] BLACKBURN J T. Automated remote sensing and three dimensional analysis of internally braced excavations[D]. Evanston: Northwestern University, 2005.
- [8] 石磊. 竖向荷载下群桩承载力及变形研究[D]. 郑州: 郑州大学, 硕士学位论文, 2014.
- [9] 石英光. 基坑开挖对单桩承载力影响性状的数值模拟分析[D]. 济南: 山东建筑大学, 硕士学位论文, 2013.
- [10] 石英光, 孙剑平, 舒计城, 等. 基坑开挖对单桩竖向极限承载力的影响研究[J]. 山东建筑大学学报. 2013, 28(2): 139-143.
- [11] 唐素阁. 基坑开挖对邻近建筑桩基础承载性能的影响研究[D]. 郑州: 郑州大学, 硕士学位论文, 2013.
- [12] JANBU J. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests[C]//Proceedings of the 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden: [s. n.], 1963.
- [13] 林志月. 深基坑开挖对工程桩承载力的影响机理研究[D]. 合肥: 合肥工业大学, 硕士学位论文, 2013.
- [14] 王成华, 刘庆晨. 考虑基坑开挖影响的群桩基础竖向承载性状数值分析[J]. 岩土力学. 2012, 33(6): 1851-1856.
- [15] 王卫东, 王浩然, 徐中华. 基坑开挖数值分析中土体硬化模型参数的试验研究[J]. 岩土力学. 2012, 33(8): 2283-2290.
- [16] 许娟. 深基坑开挖引起的周围地表沉降研究[D]. 苏州: 苏州科技学院, 硕士学位论文, 2011.

厚海淤泥地层国道改扩建施工地基处理 方案比选

孙小刚¹, 高飞¹, 李世茂², 黄明利², 丁洲祥²

1. 北京市政建设集团有限责任公司第一工程处, 北京 100176;
2. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044)

摘要: 本文依托 204 国道连云港新浦至灌南段(灌云北段)改扩建工程, 结合施工及监测数据, 利用 PLAXIS 3D 有限元软件研究分析了等载预压及粉喷桩等地基处理方案的应用效果, 为实际工程中最优地基处理方案的比选提供了参考依据。结果表明, 数值模拟结果与现场实测数据所呈现的沉降变形规律具有高度的一致性; 等载预压相较于不做地基处理可以增加路基在施工期间的沉降量, 进而减小工后沉降, 并且能够更好地控制由于挖方卸载作用引起的隆起; 粉喷桩地基处理对于控制路基施工期间以及工后沉降的效果最显著, 但对于控制路基的水平位移并不明显; 在实际施工中, 应该尤其关注新旧路基拼接处的水平位移, 并进行适当的处治措施, 以防止该处产生过大的水平位移, 影响路基的稳定性。

关键词: 改扩建; 厚海淤泥; PLAXIS 3D; 等载预压; 粉喷桩

0 引言

滨海地区高速公路或国道改扩建项目通常会遇到特殊的工程地质条件尤其是深厚软土层。其中, 较厚的海相淤泥层具有含水量高、压缩性高、抗剪强度低和渗透性差等特点, 这给道路改建或扩建带来过大的路基变形和不均匀变形的挑战^{[1],[2]}, 尤其是新旧路堤搭接和桥头与路基衔接段。在控制路基沉降和差异沉降方面, 目前大致可以归纳为三种处治方法: 一是减小路基的压缩变形, 二是实现沉降渐变过渡, 三是减小地基沉降^[3]。目前, 在通过地基处理减小地基沉降方面, 最常用的地基处理方案包括粉喷桩复合地基以及堆载预压等。本文在已有研究成果及工程经验的基础上, 对单侧拓宽施工不作地基处理、等载预压地基处理、粉喷桩复合地基处理三种方案分别进行数值模拟, 进而研究分析厚海淤泥特殊地层条件下改扩建施工路基变形规律以及不同地基处理措施的处治效果, 为实际工程中最优地基处理方案的比选提供参考依据。

1 工程概况

204 国道连云港新浦至灌南段改扩建工程灌云 1 施工标段 (K495+211.7~K515+092.4)

收稿日期: 2018 年 3 月

起点位于善后河南侧约 100 m 处, 路线沿老 204 国道往南, 止于东门河大桥南桥头, 路线全长 19.8807 km, 其中旧路改扩建长 10.618 km。

本文选取断面 K497+900 为研究对象, 该断面以下各土层参数如表 1 所示。

表 1 断面 K497+900 土层参数

土层 参数	老路堤	新路堤	素填土	黏土	淤泥	黏土	粉土夹粉砂	黏土
			1-2	2-1	2-2	3-1	3-2A	3-3
材料模型	摩尔—库伦	摩尔—库伦	摩尔—库伦	摩尔—库伦	摩尔—库伦	摩尔—库伦	摩尔—库伦	摩尔—库伦
材料类型	排水	排水	排水	排水	排水	排水	排水	排水
土层厚度/m	1.4	1.4	1.0	1.5	8.0	4.6	2.2	12.7
水位以上土体重度 $\gamma_{\text{unsat}}/\text{kN/m}^3$	16	16	16	13.4	9.35	14.6	15.6	15.4
水位以下土体重度 $\gamma_{\text{sat}}/\text{kN/m}^3$	19	19	20	18.0	15.75	18.6	19.5	19.5
初始孔隙比/ e_{mit}	0.5	0.5	0.5	0.964	1.549	0.757	0.743	1.157
变形模量 E /kN/m ²	15000	15000	6000	4790	1550	5650	9190	6315
泊松比 ν	0.33	0.33	0.3	0.35	0.35	0.35	0.30	0.35
黏聚力 c_{ref} /kN/m ²	1	1	16.7	43	8.5	40	9	36
摩擦角 φ	30	30	22	9.6	6.45	12.8	22.2	8.9
剪胀角 ψ	0	0	0	0	0	0	0	0
水平渗透系数 m/day	3.499	3.499	1.328	0.0215	0.001	0.04752	0.084	0.0012
竖向渗透系数 m/day	3.499	3.499	1.328	0.0205	0.0005	0.04752	0.056	0.0005

根据表 1, 研究断面特殊性岩土主要为 2-2 淤泥层, 其埋深较浅, 且层厚相对较大, 土层呈灰色, 流塑, 夹少量粉土、粉砂薄层, 具有高压缩性, 天然含水量 $\omega=66.8\%$, 具触变性, 为中~高灵敏土; 有机质含量 $<5\%$, 为无机土。

2 沉降监测布设

为了实时监测施工过程中路基的沉降速率, 控制路堤填筑速率、施工进度, 掌握地基固结的效果以及新老路堤间的沉降情况, 在典型断面处理设相关监测仪器, 动态监测改扩建国道的填筑施工过程, 并通过观测数据的分析来指导施工^[4]。断面 K497+900 沉降监测布设如图 1、图 2 所示, 图中从左至右定名为 1 号、2 号、3 号、4 号观测点, 1 号和 2 号点用钢筋桩标志; 3 号、4 号点埋设沉降标; 1 号和 2 号观测点设在老路上, 作为老路沉降

观测的沉降标; 3 号、4 号观测点为扩建工程路基填筑施工期的沉降标用。施工填土速率控制设计要求: 路堤中心线位置地面沉降 ≤ 10 mm/d。观测频率为每个月观测 1 次, 直到铺筑路面。当路基连续 2 个月沉降速率小于 5 mm/月时, 方可进行路面铺筑。本次沉降观测从路基施工起至路面施工止, 其目的是了解路基施工过程中和预压时间段路基沉降量。

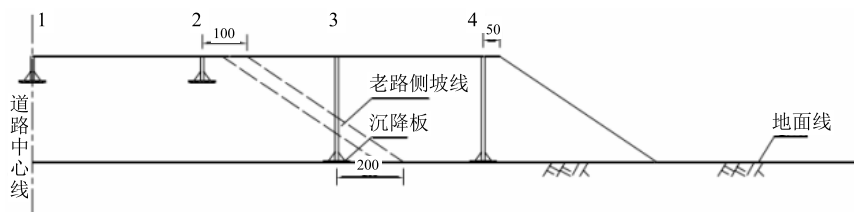


图 1 沉降观测横断面

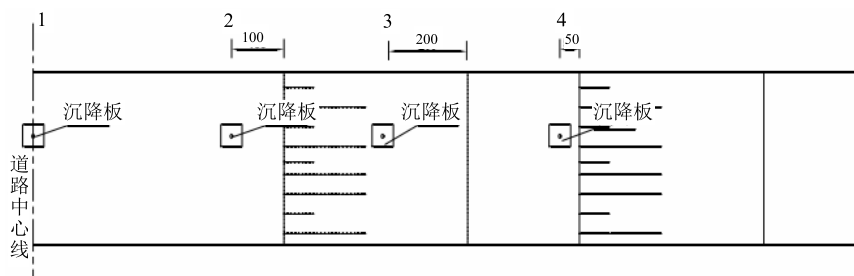


图 2 沉降观测平面

3 监测结果分析

拓宽路基填筑完成以后, 需进行连续的沉降监测, 直至路基连续 2 个月沉降速率小于 5 mm/月时, 方可进行路面铺筑。图 3、图 4 是 K497+900-3、K497+900-4 两个监测点从 2015 年 12 月 30 日~2016 年 5 月 28 日连续 5 个月的沉降监测数据。

从图 3、图 4 可见, 2 个监测点处沉降速率总体上都呈递减趋势, 且沉降主要发生在前 2 个月, 其中 K497+900-3 前 2 个月沉降量 267 mm, 占总沉降量的 77.8%; K497+900-4 前两个月沉降量 254 mm, 占总沉降量的 76.3%。从以上监测数据来看, 老路基坡脚附近 (K497+900-3) 与拓宽路基路肩对应地表点 (K497+900-4) 的沉降发展趋势无明显差异, 且量值相当, 前者最终累计沉降量 343 mm, 后者 333 mm。

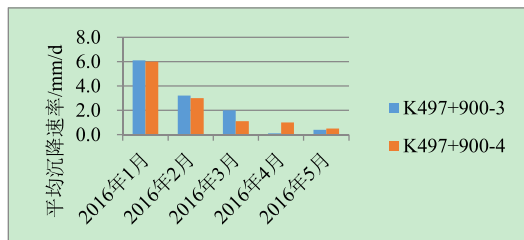


图 3 测点 K497+900-3、K497+900-4 平均日沉降速率柱状图

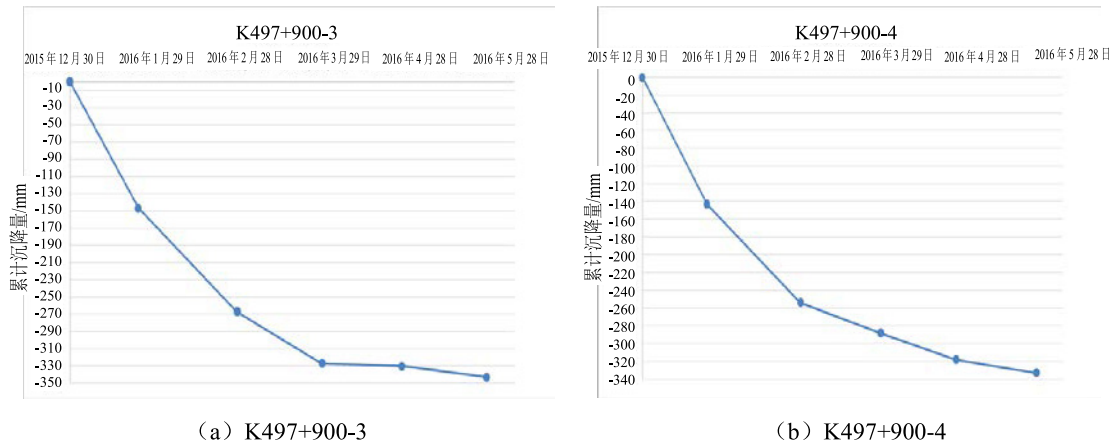


图4 累计沉降量-时间变化曲线图

4 PLAXIS 3D 数值模拟分析

4.1 本构关系选择

地基和路基土都采用摩尔-库伦弹塑性本构模型,摩尔-库伦本构模型主要有7个参数:土的密度 ρ 、水平和竖向渗透系数 k 、土体的弹性模量 E 、泊松比 ν 、土的粘聚力 c 、摩擦角 φ 和剪胀角 Ψ ,其他参数结合现场勘查资料以及室内试验,并参考相关工程经验取得,各土层参数如表1所示。土工格栅的本构模型采用线弹性本构方程进行模拟分析。路面结构层利用板单元模拟,采用弹性分析,具体参数如表2所示。

表2 路面结构层参数

项目材料	材料类型	厚度/m	弹性模量 E_I / kN/m ²	重度/ kN/m ³	泊松比 ν
板	弹性	0.74	250000	3	0.2

粉喷桩同样采用线弹性模型分析,考虑粉喷桩穿过淤泥层并打入下伏淤泥层50 cm,粉喷桩桩长11 m,其他参数依据粉喷桩实际施工参数实施。另外,模拟中粉喷桩与周围土层接触面的强度与刚度按周围土层折减进行计算,折减系数取为0.8,具体参数如表3所示。

表3 粉喷桩模拟参数

材料模型	排水类型	变形模量(无侧限条件下的弹性模量) E /kN/m ²	泊松比 ν	水位以上土体重度 γ_{unsat} /kN/m ³	初始孔隙比 e_{init}
线弹性	非多孔的	120000	0.3	22	0.08

4.2 模型边界条件

由于单侧拓宽为非对称问题, 故本次模拟取 K497+900 整个断面进行分析。

模型计算深度确定, 俞调梅和徐文忠认为把附加应力对自重应力之比等于 0.2 或 0.1 作为压缩层下限, 这仍然是较好的方法^[5]; 杨林建议上下边界总高不低于 2 倍坡高^[6]; 资建民将模型尺寸按 3 倍实体研究对象尺寸考虑, 即地基土深度取 3 倍的填土高度^[7]。本文结合断面 K497+900 实际地层分布情况, 并综合上述考虑, 取模型计算深度 30 m。

模型宽度尺寸确定, 杨林建议坡脚到边界的距离不小于坡高的 1.5 倍, 坡顶到边界的距离不小于坡高的 2.5 倍^[6]; 资建民^[7]、彭立军^[8]取计算宽度大于 3 倍路堤底面宽度。本文沿用资建民、彭立军的方法, 取计算宽度大于 3 倍路堤底面宽度, 断面 K497+900 路堤底面宽度 29.3 m, 故本模型宽度尺寸取整为 100 m。

模型水力边界条件, 模型前后及两侧水力边界条件设为关闭, 即不考虑前后面超孔隙水压力的消散; 由于模型底部土层为黏土, 渗透性弱, 故不考虑模型底部超孔隙水压力的消散, 底部水力边界设为关闭; 地表水力边界条件设为打开状态, 考虑超孔隙水压力的消散。

模型边界变形约束条件, 模型前后及左右两侧设为水平方向位移约束, 下边界设为水平竖直双向约束。模型坐标原点定在老路横断面路堤底面的中点上。

4.3 加载历程

为了模拟实际的老路堤整个建设施工过程, 计算时间取老路修建开始。在分析沉降变形时, 需要研究新路路堤填筑施工产生的附加沉降, 故在新路施工前, 应该对老路荷载引起地基中的位移进行清零, 保留老路荷载在地基中附加应力。在 PLAXIS 中, 采用增量法考虑荷载的逐级加载, 将施工的各个阶段的应力应变都计算出来, 这样就能反映路堤施工填筑过程变化对应力的影响。

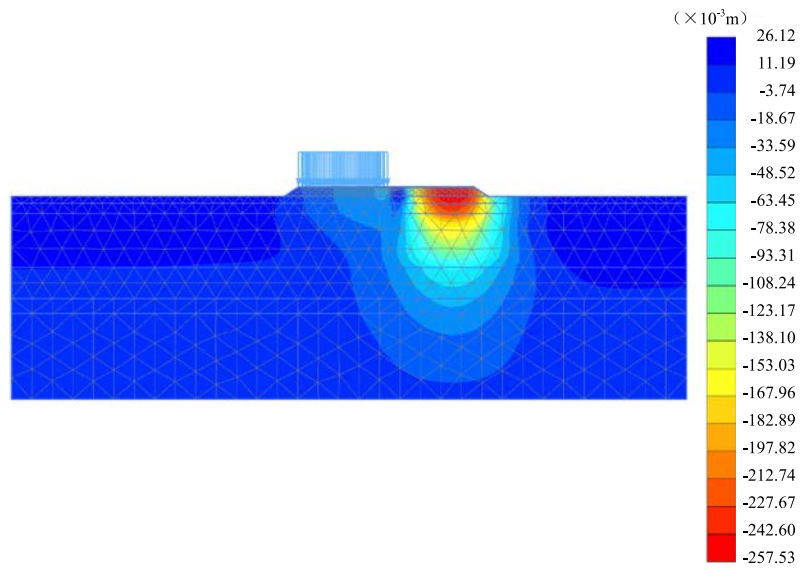
由于实际情况, 路堤是分步加载的, 分为施工和预压期, 程序在模拟时分加载和固结二个不同的过程。加载分析时, 假设某一级荷载施加瞬时完成, 地基土来不及固结, 采用的是不排水有效应力法。而在固结阶段, 要考虑孔压的发展和消散, 采用有效应力方法分析固结过程。

综上, 当拓宽施工不进行地基处理时, 将整个计算过程分为 6 个阶段, 包括老路基分层填筑固结阶段, 老路工后运营期, 挖方施工阶段, 新路基分层填筑固结阶段, 新路工后运营期以及稳定性分析阶段; 当拓宽施工采用等载预压地基处理时, 将整个计算过程分为 8 个阶段, 相较不进行地基处理时, 增加新路等载预压阶段和卸载阶段; 当拓宽施工采用粉喷桩地基处理时, 同样将整个计算过程分为 7 个阶段, 相较不进行地基处理时, 在挖方施工阶段后, 增加粉喷桩施工阶段。

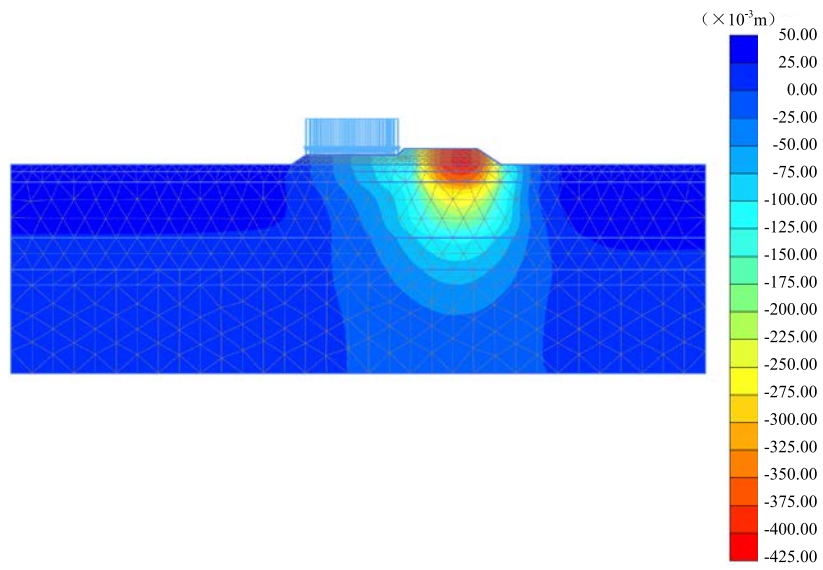
为了模拟新旧路堤的施工进程, 假设路堤施工是匀速进行的, 新老路工作运营期均取为 10 年, 车辆荷载等效为 10 kPa 均布荷载^[9]。

4.4 计算结果分析

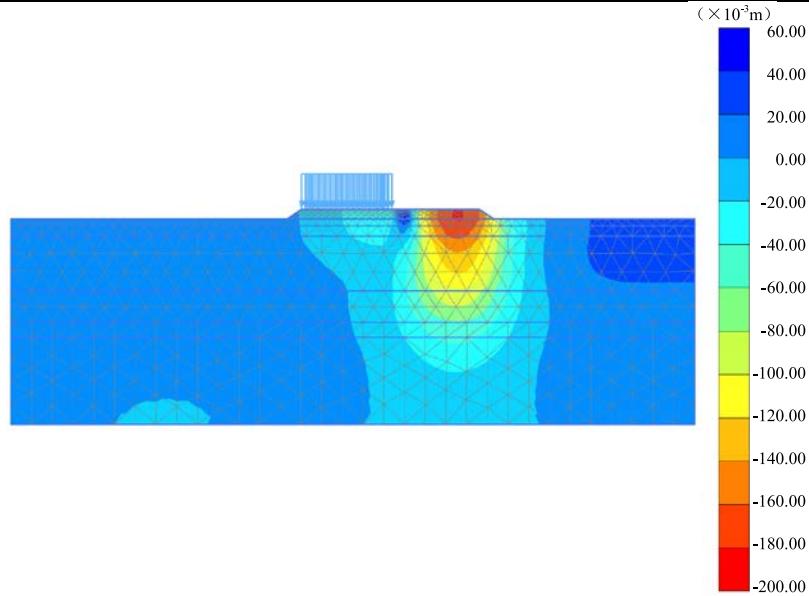
4.4.1 沉降分析



(a) 不作地基处理



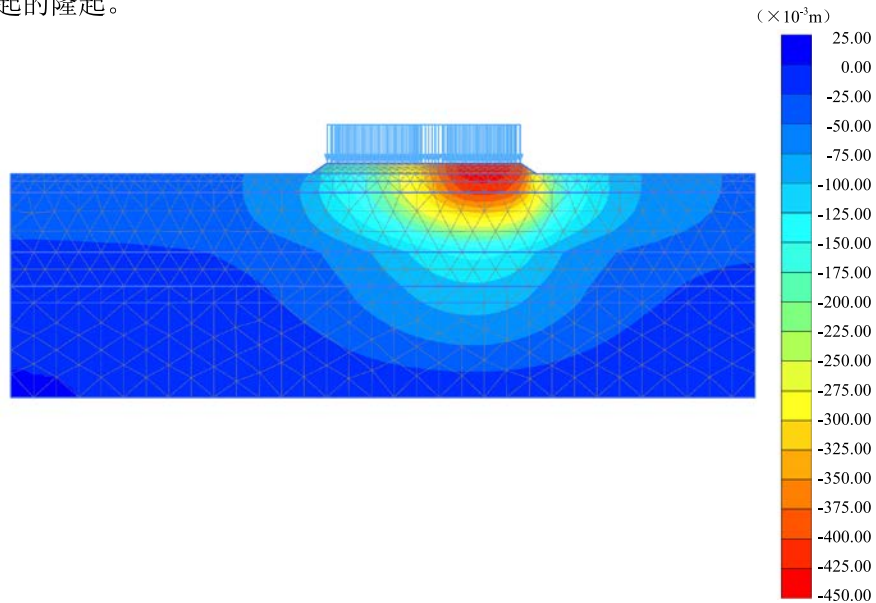
(b) 等载预压



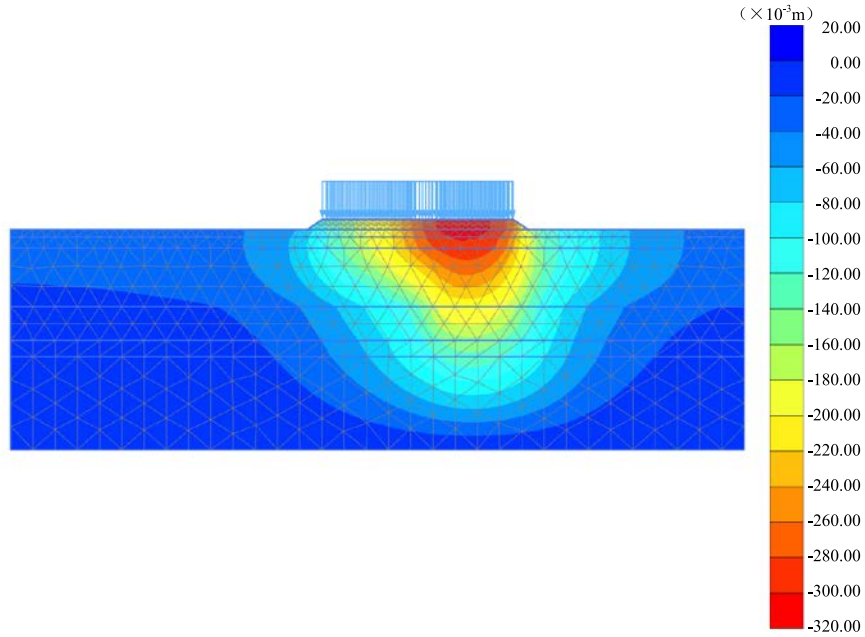
(c) 粉喷桩

图 5 拓宽路基填筑完成 5 个月竖向位移云图

由图 5 可见, 无论使用何种路基处理方案, 在路基填筑完成以后, 拓宽路基部分相较于老路基沉降量更大, 并且云图呈现明显的“沉降盆”, 图 (a) 沉降盆中心沉降量, 亦即最大沉降量 0.2575 m, 图 (b) 最大沉降量 0.4069 m, 图 (c) 最大沉降量 0.1816 m。另外, 由于挖方施工阶段一定时间的卸载作用, 在老路基坡脚位置出现了一定程度的隆起, 其中图 (a) 隆起量最大, 图 (b) 隆起量最小, 表明等载预压能够更好地控制由于挖方卸载作用引起的隆起。



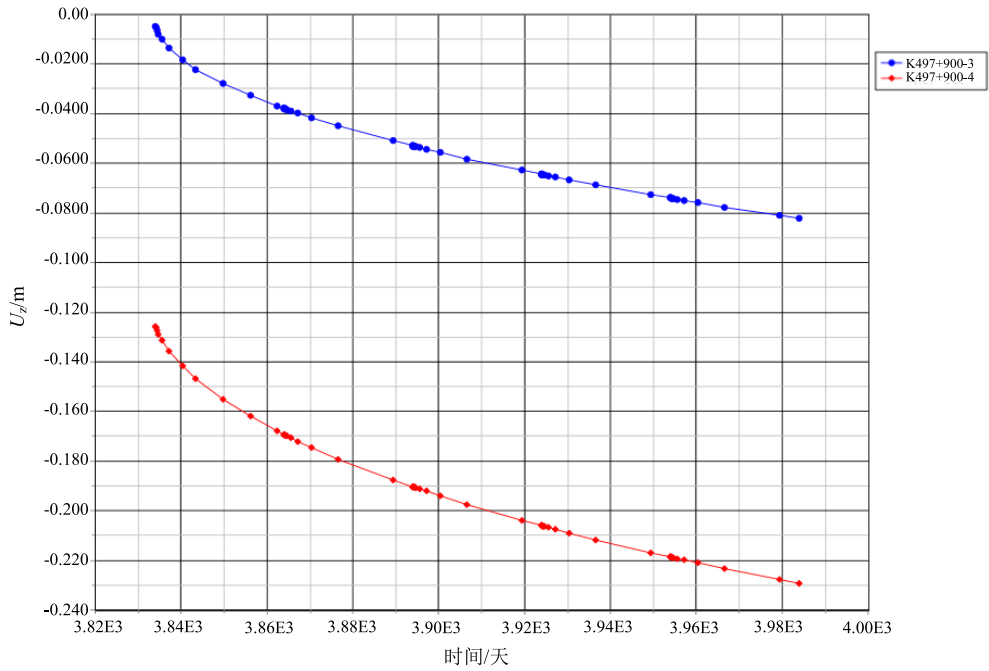
(a) 等载预压



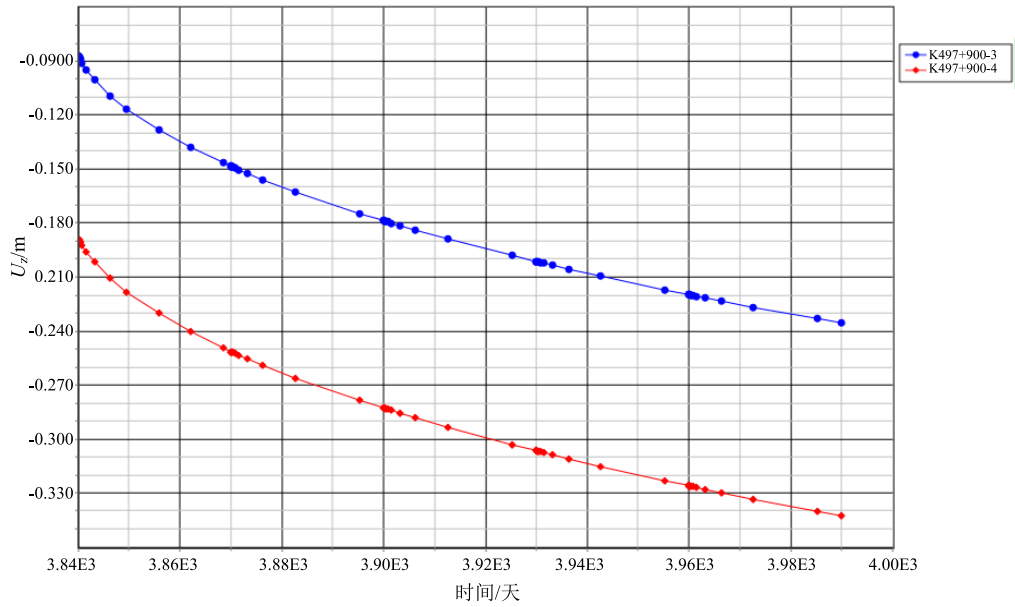
(b) 粉喷桩

图6 拓宽路基运营10年竖向位移云图

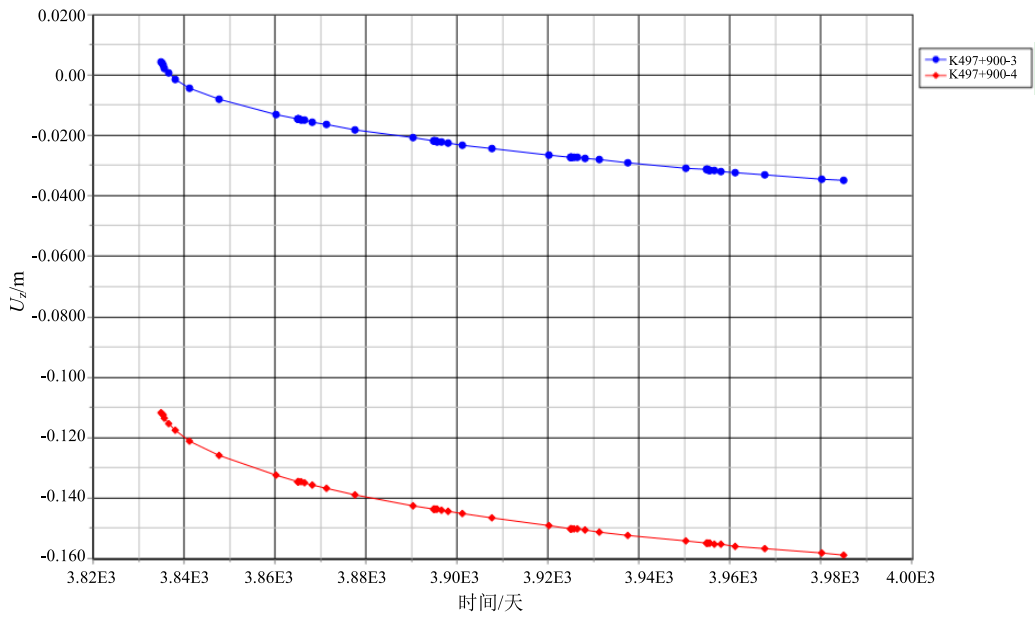
由图6可见，图(b)工后沉降最小，最大沉降量0.3112 m；图(a)工后沉降最大沉降量0.4438 m，表明粉喷桩地基处理方案对于控制工后沉降更明显。



(a) 不作地基处理



(b) 等载预压



(c) 粉喷桩

图 7 拓宽路基填筑完成 5 个月竖向位移云图

图 7 是现场监测点 K497+900-3、K497+900-4 相应的数值模拟结果, 可见无论采用何种地基处理方案, 两监测点处沉降规律不变, 只是量值不同。与现场监测沉降曲线图 4 相比, 两监测点处数值模拟结果与现场监测沉降变化规律基本一致, 但也存在明显差异, 除了各自数值模拟结果与现场监测量值之间的差异外, 数值模拟结果中老路基坡脚附近

(K497+900-3)与拓宽路基路肩对应地表点(K497+900-4)二者之间的沉降量值也明显不同,老路基坡脚附近沉降量远小于拓宽路基路肩对应地表点。笔者认为造成计算值偏差的原因一方面是由于挖方施工简化模拟造成的,未能完全真实地反应现场施工条件;另一方面是由于有限元数值模拟本身存在的缺陷,实际施工条件相较于模拟的情况要复杂得多,有限元模拟难以绝对地模拟出现场环境,模拟结果与现场实测结果难免存在偏差。另外,图5、图6中所表现的结论在图7中也有所体现,不再赘述。

4.4.2 水平位移分析

图8是拓宽路基填筑完成5个月后,3种不同地基处理方案下,各自的水平位移矢量图,位移矢量向右为正方向。

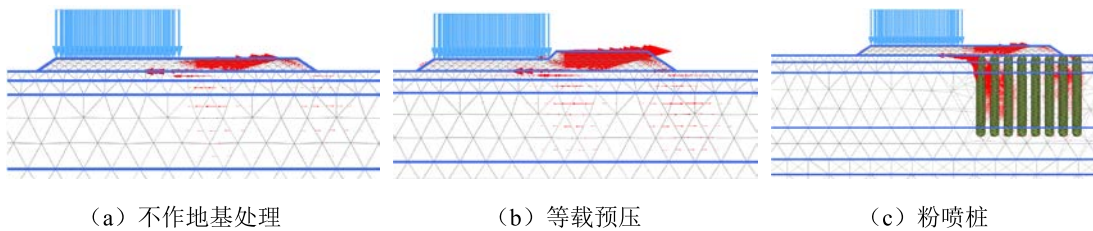


图8 拓宽路基填筑完成5个月水平位移矢量图

从以上数值模拟结果可见,在拓宽路基填筑完成以后,新老路基及以下地层都会产生不同程度的水平位移。由于拓宽路基中间沉降量大,而两边沉降量相对较小,导致出现图8所示拓宽路基部分两边呈现向内的水平位移趋势,而拓宽路基以下地层则呈现从中间向两边扩张的水平位移趋势。从影响深度来看,3种地基处理方案下无明显差异,最大影响深度10.5m,即水平位移影响范围局限在厚海淤泥层。从水平位移量值来看,图(a)向右最大位移0.07922m,向左最大位移0.05856m;图(b)向右最大位移0.1085m,向左最大位移0.06269m;图(c)向右最大位移0.07029m,向左最大位移0.05681m,3种地基处理方案下向右及向左最大位移都分别发生在新旧路基拼接处的上下端。由此可见,等载预压地基处理会加大路基施工期间的水平位移,而粉喷桩地基处理对于控制路基的水平位移效果并不明显。此外,在实际施工中,应该尤其关注新旧路基拼接处的水平位移,并进行适当的处治措施,以防止该处产生过大的水平位移,影响路基的稳定性。

5 结论

(1) 粉喷桩地基处理对于控制路基施工期间以及工后沉降效果最显著;而等载预压相较于不作地基处理可以增加路基在施工期间的沉降量,进而减小工后沉降,并且相较于另外两种地基处理方案,等载预压能够更好地控制由于挖方卸载作用引起的隆起。

(2) 等载预压地基处理会加大路基施工期间的水平位移,而粉喷桩地基处理对于控制路基的水平位移效果并不明显。

(3) 在实际施工中,应该尤其关注新旧路基拼接处的水平位移,并进行适当的处治措施,以防止该处产生过大的水平位移,影响路基的稳定性。

参考文献

- [1] 赵明华, 刘建华, 刘煜, 郑焕然. 滨海公路软土路基变形机理及其沉降预测研究[J]. 公路交通科技, 2006, 23(1): 32-35.
- [2] B. Indraratna, A. S. Balasubramaniam, and S. Balachandran. PERFORMANCE OF TEST EMBANKMENT CONSTRUCTED TO FAILURE ON SOFT MARINE CLAY[J] J. Geotech. Engrg., 1992, 118(1), 12-33.
- [3] 吴毅翔. 公路桥头过渡段路基病害特征及处理方法[J]. 公路交通技术, 2012, 5: 5-7+14.
- [4] 程潇, 蔡锐, 李秉宜. 海堤公路拓宽工程中新建路堤对老海堤沉降的影响[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2016, 44(2): 166-171.
- [5] 徐文忠, 徐激抒. 软土地基沉降计算深度分析研究[J]. 岩土工程界, 2008, 11(5): 20-26.
- [6] 杨林, 郑立孝. 加宽路堤稳定性数值模拟及影响因素的正交分析[J]. 中外公路, 2014, 34(1): 57-61.
- [7] 资建民. 高填方路基快速施工与沉降控制研究[D]. 武汉: 华中科技大学, 博士学位论文, 2008.
- [8] 彭立军. 南茅公路路基拓宽工程差异性沉降研究[D]. 长沙: 中南大学, 硕士学位论文, 2013.
- [9] 宋海超. 高速公路改扩建工程软土地基变形性状研究[D]. 天津: 河北工业大学, 硕士学位论文, 2011.

译文

地基处理工程中能源和碳排放评估

II: 施工模型和示例工程

Energy and Carbon Assessment of Ground Improvement

Works. II: Working Model and Example

Craig M. Shillaber, James K. Mitchell, Joseph E. Dove,

选自 *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 2016, 142(3): 04015084: 1-11

译: 徐杰, 校: 周建

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 基于生命周期分析 (LCA) 方法, 本文提出了一个简化的能源和碳排放评估模型 (SEEAM)。该模型为岩土工程师提供了地基处理工程中内含能 (EE) 和二氧化碳 (CO₂) 排放量化计算方法。上一篇文章 (Shillaber 等, 2015) 提供了可持续发展和环境影响评估的详细背景信息, 是 SEEAM 模型的基础。而本文介绍了该模型的边界条件和具体方法, 并以新奥尔良堤坝 LPV111 项目作为示例工程来展示该模型的应用。此工程采用深层搅拌 (DSM) 加固土堤, 经 SEEAM 分析结果表明, 整个工程施工需消耗 1,174,000 GJ 的 EE, 排放 147,000 t CO₂。作为比较, 本文使用 SEEAM 对另外两个 LPV111 设计备选方案的内含能 EE 和 CO₂ 排放进行了评估。其中一个方案使用塑料排水板 (PVD) 来提高地基土的主固结速率, 而另外一个方案则采用钢筋混凝土 T 形墙。结果表明, PVD 设计的 EE 和 CO₂ 排放量最低, 分别为 809,000 GJ 和 64,000 t; 混凝土 T 形墙的 EE 和 CO₂ 的排放量最高, 分别为 2,755,000 GJ 和 211,000 t (仅根据材料计算)。尽管具备最低的 EE、CO₂ 排放和成本, PVD 设计仍不是一个可行的方案。因为 PVD 设计很难将工期限制在 20 个月内, 进而达到防洪标准性能要求。当设计方案满足性能标准时, 对环境影响的量化评估 (如 EE 和 CO₂ 的排放) 为岩土工程项目中的可持续发展决策提供了有用的依据。

关键词: 土体加固; 岩土工程; 生命周期; 能源消耗; 能源效率; 二氧化碳; 可持续发展。

0 引言

多年来, 可持续发展一直是土木工程设计和施工的一个重要目标, 这个概念自 1996 年以来就是 ASCE 伦理代码规范的一部分 (ASCE 2008)。然而, 在地基处理设计和施工方

面对可持续发展的讨论近几年才开始,且相关研究很有限。构建评估施工过程是否符合可持续发展原则的分析框架,是岩土工程领域面临的一个新挑战(Mitchell 和 Kelly, 2013)。

上一篇论文(Shillaber 等, 2015)已介绍了如何将环境影响评估,连同项目性能要求和造价成本一起纳入到设计决策的过程中,进而促进地基处理项目的可持续发展。

在地基处理实践中,已有较完善的定量方法计算方案要求和造价成本,但是岩土工程专家通常很难量化工程对环境的影响。此外,岩土工程领域目前还没有能被普遍接受的此类分析方法。基于此,本文提出了能源和排放评估简化模型(SEEAM),对两个具有全球影响的环境因素,能源消耗和二氧化碳(CO₂)的排放,进行量化评估分析(Shillaber 等, 2015)。

SEEAM 模型将现有的环境影响评估原则和措施汇编成一套方法。这套方法可以使岩土工程师很容易地将可持续发展原则纳入到地基处理规划和设计的决策过程中。这类对环境的评估方法正成为岩土工程实践中十分必要且重要的一环,因为它们可以在设计端降低工程对环境的负面影响,而不是依靠施工时的末端治理。

1 背景

生命周期分析(LCA)是评估产品或流程在其整个生命周期中对环境影响的一种方法(EPA, 2006; Hammond 和 Jones, 2008)。Shillaber 等(2015)曾作过详尽讨论,一个基于全过程的 LCA 试图确定所有的环境影响,可能十分费时费力。然而,此类分析可以通过限定几个特定的影响因素来简化模型(Todd 和 Curran, 1999),例如限定为能源消耗或碳排放(Menzies 等, 2007)。本文提出的简化版 LCA 方法着重关注工程项目内含能(EE)和 CO₂ 排放。内含能 EE 定义为使一个物品达到其当前状态所需的能量(Chau 等, 2008、2012; Inui 等, 2011; Soga 等, 2011)。这一物品可以是简单的,例如钢管的一部分;也可以是复杂的,例如一个建筑物的地基系统。CO₂ 是与气候变化相关的温室气体(GHG)。在分析中仅考虑 CO₂ 而不是以等效 CO₂ 表示其他的温室气体,可以减少多层分析的复杂性,增加其透明度,降低分析的不确定性。Shillaber 等(2015)解释了为何选择内含能 EE 和 CO₂ 作为影响因素的原因。

EE 和 CO₂ 的排放评估要求首先确定与利益主体相关联的不同生命周期阶段,并定义分析的范围边界。根据 Inui 等(2011)的研究,地基处理中能源使用生命周期可以分为如下阶段:(1)原料的获取;(2)组合部件和建筑材料的加工制造;(3)场地和加工地之间及其内部的运输;(4)施工建设。这些阶段可以应用在地基处理项目 LCA 简化模型中。尽管运行、维护以及拆除和报废处理对建筑物及其他土木工程设施使用寿命内的能源消耗很重要,但绝大多数地基处理项目和地基类型都不将它们包含在生命周期中(Cole 和 Kernan, 1996; Dixit 等, 2010)。

Pinske(2011)曾使用类似的生命周期阶段划分并运用 LCA 模型,为加利福尼亚州旧金山湾金银岛重建开发的地基处理技术作评估。地基处理中不考虑运行能耗,这样生命周期内的能源消耗全部归因于材料制造、运输,以及现场施工操作。由于能源消耗实质上与

施工完成同步结束,减少地基处理环境影响的一种有效方法就是选择那些既能使EE和CO₂排放最小化,又满足最终性能要求的建筑材料和技术。SEEAM可以量化满足特定性能要求的地基处理设计中EE和CO₂的排放,进而推动这一过程发展。

2 地基处理中SEEAM分析

除与工程直接相关的能源和CO₂排放之外,SEEAM模型还考虑了相关的上游初级能源(即所有自然能源,包括生产中消耗的能源)和CO₂排放。作为简化的一部分,SEEAM通过相关材料的内含能系数(EECs)和CO₂排放系数(CCs)表示地基处理施工输入部分。表1列出了一些常用的地基处理施工材料EECs和CCs值。有关EECs和CCs的详细定义可以在上一篇文章中找到(Shillaber等,2015)。

表1 内含能和CO₂排放系数选择表

材料类型	材料	单位	EECs	CCs	参考文献
			/(CMJ/单位)	/(kgCO ₂ /单位)	
钢	普通钢,原始钢	kg	35.4	2.71	Hammond和Jones(2011b)
	普通钢,世界平均回收量	kg	25.3	1.82	Hammond和Jones(2011b)
	钢棒和钢杆,原始	kg	29.2	2.59	Hammond和Jones(2011b)
	钢棒和钢杆,世界平均回收量	kg	21.6	1.74	Hammond和Jones(2011b)
	工程部分,原始	kg	38	2.82	Hammond和Jones(2011b)
	工程部分,世界平均回收量	kg	27.1	1.89	Hammond和Jones(2011b)
水泥材料	硅酸盐水泥(美国)	kg	4.8	0.927	Marceau等(2006)
	石灰	kg	5.3	0.76	Hammond和Jones(2011b)
	矿渣	kg	0.721	0.021	Slag Cement Association(2014)
	粉煤灰	kg	0.1	0.008	Hammond和Jones(2011b)
混凝土	35 MPa 混凝土(仅含硅酸盐水泥)	m ³	1630	313	Marceau等(2007)
	25 MPa 混凝土(仅含硅酸盐水泥)	m ³	1390	262	Marceau等(2007)
	20 MPa 混凝土(仅含硅酸盐水泥)	m ³	1140	211	Marceau等(2007)
	20 MPa 混凝土(粉煤灰质量占比20%)	m ³	944	171	Marceau等(2007)
聚合材料	聚合物:砂和砾石或碎石	kg	0.083	0.0048	Hammond和Jones(2011b)
膨润土	膨润土	kg	1.65	0.101	Jiang等(2011);Carnegie Mellon University(2008)
塑料	普通塑料(平均)	kg	80.5	2.73	Hammond和Jones(2011b)
	聚乙烯(普通)	kg	83.1	2.04	Hammond和Jones(2011b)
	聚丙烯(喷射成型)	kg	115.1	3.93	Hammond和Jones(2011b)
	聚丙烯(定向膜)	kg	99.2	2.97	Hammond和Jones(2011b)

水	水	L	0.01	0.001	Hammond 和 Jones (2011b)
燃料	柴油	L	43	3.25	Shillaber 等(2014)
	汽油	L	39.7	2.83	Shillaber 等(2014)
	压缩天然气 (CNG)	L	55.5	2.87	Shillaber 等(2014)
	电 (美国平均发电量组合)	kWh	8.74	0.63	Shillaber 等(2014)

SEEAM 模型使用的 *EECs* 和 *CCs* 是从已发布的资料中获得的, 具体数值由这些材料本身或其行为的生命周期分析决定。唯一例外的是膨润土, 其参数值由经济输入—输出生命周期分析决定。该分析采用了与 Jiang 等 (2011) 评估膨润土钻井泥浆中相同的假设。此外, SEEAM 评估过程中所选用的系数应尽可能地与美国的流程和生产相关。表 1 中系数的有效数字会根据各自给定的数据源不同而有所变化。目前尚不清楚输入参数的有效数字是否根据数据量作了修正, 不管怎样, 可通过附加数据来减少其不确定性, 从而改进表中所示系数。

SEEAM 使用 *EECs* 和 *CCs* 作为简化改进的一部分, 与通过能源和 CO₂ 的生命周期分析相比, 不确定性增加了。这种不确定性是因为模型中系数代表的是材料生产行业平均能耗和 CO₂ 排放, 无法说明工程现场特定的生产工艺或能源来源。Shillaber 等 (2015) 依据碳和能源清单 (Hammond 和 Jones, 2011b) 给出了系数的范围。模型将较大的不确定性折衷后变得更实用, 不管怎样, SEEAM 构建了一个评估地基处理项目生命周期中的能源消耗和 CO₂ 排放的框架, 并且可以在不同设计方案之间作比较。另一个好处是, 与完整的 LCA 相比, SEEAM 方法节省了大量的时间, 需要更少的知识、软件和培训即可实现。将这些因素相结合, SEEAM 可以成为岩土工程师日常使用的一种简便方法。

用 SEEAM 确定地基处理设计方案的 EE 和 CO₂ 排放, 使得岩土工程师能够根据性能要求、环境影响和造价成本来优化其设计。优化这些因素很困难, 并且较主观, 尤其是一些特殊项目和现场条件可能会对最终设计选择施加额外的约束。由于所有有效的设计方案必须满足项目性能要求, EE, CO₂ 排放 (环境影响) 和造价成本将成为许多项目决策时的主要竞争因素。

3 SEEAM 边界条件

3.1 常用边界

SEEAM 模型的边界覆盖了从原材料的提取到施工完成的整个过程, 包括与材料、废物运输以及施工作业相关的能源和 CO₂ 排放 (Chau 等, 2012; Inui 等, 2011; Pinske, 2011)。评估中使用材料的 *EECs* 和 *CCs* 值反映原材料的提取, 以及施工现场上游涉及到的材料生产等方面所带来的 EE 和 CO₂ 排放。运输和现场施工环节的能耗和碳排放则可通过计算完成相应工作所消耗的燃料用量来实现。

3.2 设备制造

SEEAM 模型的边界条件并不包括施工所需的设备和车辆制造所消耗 EE 及 CO₂ 排放,

除非这些设备和车辆只用于此施工现场。排除这些设备和车辆是因为它们通常被用于多个不同项目中。当对机器寿命内完成的所有项目进行划分之时，每个项目所分摊的机器制造相关的 EE 和 CO₂ 排放与其他来源总量相比，数量很小。这个边界设定的有效性将在后文示例中得到证明。

3.3 建筑废物

建筑废物是由现场施工和材料使用造成的。这些废物包含在 SEEAM 模型中，因为所有使用材料的 EE 和 CO₂ 排放都涵盖在 SEEAM 输出中，包括材料生产所消耗的能源和产生的 CO₂ 排放。这些材料最终以废物的形式清离出施工现场。废物中的 EE 和 CO₂ 并未从总量中减去，是因为分析考虑了项目中所有主要的能源消耗和碳排放。

SEEAM 分析中增加的唯一与废物清理相关的能源和 CO₂ 排放来自于废物运输，但废物处理方式（例如填埋、焚烧）所造成的影响则未被考虑。这一限定的合理性在于，通过确定废弃材料和废物运输的 EE 和 CO₂ 排放，刺激各方案将废物最少化，以减少整个项目的能源消耗及 CO₂ 影响。此外，美国废物处理方式大多类似，单位数量的废物处理对能源和 CO₂ 排放的影响也类似。

3.4 材料回收

在 SEEAM 中，废弃材料的重复使用或回收利用也被纳入，并且视为项目成效和新的输入。它们可以是当前项目的后续组成部分（如本文示例），或是在以后其他地方的后续施工项目中。

当材料未经其他提炼或加工而重新用于后续施工时，后续施工影响的评估中，这些材料的 EE 和 CO₂ 排放被定为零。这一假设的合理性在于，可重复利用的原始材料所消耗的 EE 和排放的 CO₂ 在其产生废弃物的工程中已被考虑。未对废物额外加工便可重新利用，意味着产生可用材料的过程中没有新的能源消耗或 CO₂ 排放。这种情况下，唯一与可重复使用材料使用相关的能源消耗和 CO₂ 排放来自于运输和现场施工。至于那种需要额外处理才能使其变废为宝的情况，加工单位材料的能源消耗及 CO₂ 排放，就成为回收利用材料的内含能系数 (*EEC*) 和 CO₂ 排放系数 (*CC*)。重复使用或回收利用材料在运输和现场施工中的能源消耗及 CO₂ 排放，与原始材料的测量方式一致。当重复使用或回收利用的材料用于施工时，可将回收材料与原始材料作对比，进而衡量重复使用或回收利用在 EE 及 CO₂ 排放方面的节省（或浪费）。

3.5 排除及例外情况

SEEAM 不考虑设备在施工完成之后的影响，是基于如下假设：即处理过后且满足项目技术性能要求的土地，不需要额外的维护或处理。在那些需要运行能耗或维护的地基处理设计中（例如活性生物系统、热力系统或泵送系统），模型分析边界需拓展至设计寿命之外的，任何后期运行所产生的能耗和 CO₂ 排放。这些设计寿命之外的运行影响可通过使用相应材料的 *EEC* 和 *CC*，或燃料消耗来确定，并遵循后文描述用于施工过程的同样方法。运行产生的能源消耗和 CO₂ 必须加在初始施工的能源消耗和碳排放之上，进而全面反映这些设计带来的影响。

一些已有案例研究已考虑将 EE 评估的边界拓展至拆除和回收（Chau 等，2008；Soga

等, 2011)。这种考虑与地基系统(特别是混凝土、钢基础或钢桩)有关, 但不一定适用于地基处理。其原因是在地基处理中, 主要材料是现有的土体通过改变其特性以达到项目要求。此外, 处理过后的地基在其最初支撑的设施“退休”或拆除后, 可能还会继续使用很长时间。因此, SEEAM 不包括任何使用寿命之外的拆除、废弃或回收所涉及到的能量。

4 SEEAM 分析方法

本节介绍了基于数据库中 $EECs$ 和 CCs 的 SEEAM 全程分析算法。如图 1 所示, 地基处理工程 SEEAM 分析主要包括四个阶段: (1) 原材料生产加工; (2) 运输材料至现场; (3) 现场作业; (4) 将废弃物运离现场。这四个阶段主要涉及到三种类型的运算: (1) 原材料加工投入; (2) 交通运输; (3) 现场作业(燃油相关的能量和排放)。

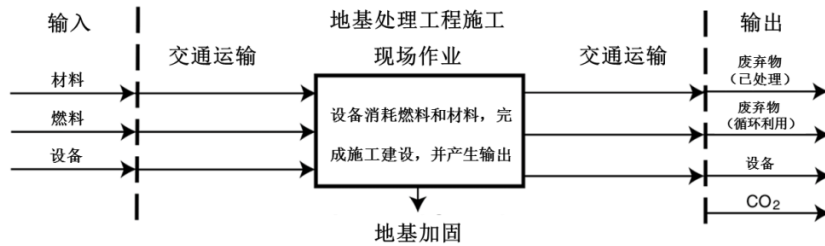


图 1 SEEAM 流程图

4.1 内含能分析

4.1.1 材料

输入材料 (EE_M) EE 总值是将工程建设中每种材料 Q_i 值与对应材料 EEC 值 (EEC_i) 的乘积求和所得的 (Chau 等 2008、2012; Inui 等, 2011; Soga 等, 2011):

$$EE_M = \sum_{i=1}^n (Q_i \times EEC_i) \quad (1)$$

建筑材料 EEC 和 CC 可在表 1 中查询。

4.1.2 材料和废弃物运输

材料和废弃物运输能量的计算结果会因运输方式的不同而有所差异。在美国, 最常用的运输建筑材料和废弃物的交通工具是重型卡车。在 SEEAM 中, 与卡车相关的能量和排放量基于其燃料消耗总量得到。 m 辆卡车出入施工场地所消耗某种燃料(如柴油、汽油等)总量 (Q_{FT}) 可由下式确定:

$$Q_{FT} = \sum_{j=1}^m \frac{D_j}{FE_j} (N_j) \quad (2)$$

其中 D_j 是从供应商或废物处理设备处到施工现场的单程行驶距离; FE_j 是燃油经济性; N_j 是第 j 辆车在项目进程中单程行驶的总次数。表 2 给出了几种施工中常用的商务运输车的燃油经济性和承载能力, 可以用于预估搬运已知数量的材料或废弃物所需的单程次数。每种不同类型的运输燃料 (如柴油、汽油) 都有各自不同的 Q_{FT} 。

表 2 常用施工运输车的燃油经济性 (数据来源于 Davis 等, 2012)

车辆信息			平均燃油经济性
车辆描述	卡车类别/ (1-8)	承载能力/kN	/ (km/L)
小货车或小皮卡	1	7	7.48
SUV (运动型多用途车) 或全尺寸皮卡	2	11	6.08
SUV 或全尺寸皮卡	2	16	6.08
全尺寸皮卡	3	23	4.46
中型卡车	4	32	3.61
中型卡车	5	39	3.36
中型卡车	6	51	2.98
小型重型卡车	7	82	2.72
重型卡车	8	240	2.42

运输燃油消耗 EE 总值 (F_{EET}) 与生产和运输燃油燃烧有关, 可通过运输过程中消耗的每种燃料 (如柴油、汽油等) 消耗量 (Q_{FT})_k 与其对应 EEC (EEC_F)_k 的乘积求和所得 (Chau 等, 2008、2012; Inui 等, 2011; Sogaet 等, 2011):

$$F_{EET} = \sum_{k=1}^f [(Q_{FT})_k \times (EEC_F)_k] \quad (3)$$

运输燃料的 EEs 和 CCs 可见表 1。

铁路运输和水路运输是运输建筑材料和废弃物的其他两种模式。在此情况下, 能量和排放量是基于一个单位距离运送单位质量材料系数来确定的 (如 t-km)。对于这些运输方式, 运输 n 种材料或废弃物的 EE 总值可由下式确定:

$$T_{EE} = \sum_{i=1}^n [M_i \times (EEC_T)_i] \quad (4)$$

其中 T_{EE} 是通过铁路和水路运输材料的 EE 总值; M_i = 质量; D_i = 从供应商或废物处置设备处到施工现场的单程距离; $(EEC_T)_i$ = 第 i 种材料或废弃物的运输模式所对应的 EEC 值。表 3 罗列了两种运输模式下的 EEC 和 CC 值。项目中所有运输方式的 EE_T 值由下式确定:

$$EE_T = F_{EET} + T_{EE} \quad (5)$$

表 3 铁运和水运的能源和二氧化碳排放系数

货运类型	EEC/ (MJ/t-km)	CC/ (kgCO ₂ /t-km)	参考文献
水运	0.157	0.029	能源: Davis 等 (2012); CO ₂ : EPA (2014)
铁运	0.238	0.018	能量: 根据 Shillaber 等 (2014) 所得的燃料系数, 将二氧化碳排放量转换为柴油能量所得; CO ₂ : EPA (2014)

4.1.3 现场作业

对于现场施工作业, 可根据 Shillaber (2014) 方法估算现场 q 件设备一种燃料 (如柴油、汽油等) 的消耗量:

$$Q_F = \sum_{l=1}^q [P_l \times LF_l \times (BSFC) \times T_l] \quad (6)$$

其中 Q_F =现场设备消耗某种燃料 (如柴油、汽油等) 总量; P_l =发动机最大额定功率; LF_l =发动机负载因子; T_l =第 l 台机器现场运作总时间; $BSFC$ =燃油消耗率。发动机负载因子描述了设备工作期间发动机可达到最大功率的比例; 部分平均负荷系数可从 U.S.EPA (2010) 查得。柴油和汽油发动机的 $BSFC$ 一般可认为 0.275 L/kW-h 和 0.445 L/kW-h (Shillaber 等, 2014)。

用电网为现场设备供电时, 根据美国能源部发布的消息 (1997 年), 电能消耗计算方法与燃油消耗计算方法略有不同。在这种情况下, q 台电机电能消耗总量由按下式计算确定:

$$Q_E = \sum_{l=1}^q \left[\frac{P_l(LF_l)}{\eta_l} \right] T \quad (7)$$

其中 Q_E =电机消耗的总电能; P_l =额定输出最大机械功率; η_l =效率; LF_l =负载因子, T_l =第 l 个电机运行总时间。

项目现场作业总 EE 值 (EE_S) 可通过下式确定:

$$EE_S = \sum_{k=1}^f [(Q_F)_k \times (EEC_F)_k + (Q_E \times EEC_E)] \quad (8)$$

其中 $(Q_F)_k$ = 燃料总量; $(EEC_F)_k$ = 设备消耗第 k 种燃料的 EEC , 其中在施工过程中共使用了 f 种燃料; EEC_E = 电能 EEC 。

4.1.4 废弃材料

如前所述, 根据运输计算方法 (式 (2) ~ (5)), 分析中仅考虑了废弃材料的运输。但是, 如果这些废弃物可以被循环利用, 那么如先前边界条件中所述那样, 该工程项目就可通过使用这些材料来减少 EE 和 CO_2 排放量。

4.1.5 合计

通过 SEEAM 法计算地基处理工程 EE 总值时, 只需将投入的原材料、交通运输和现场作业中有效部分相加即可 (Inui 等, 2011):

$$\text{Total}EE = EE_M + EE_T + EE_S \quad (9)$$

4.2 CO_2 排放

CO_2 排放量可通过与 EE 评估类似的计算方法得到。原材料、交通运输和现场作业中二氧化碳排放总量可通过将公式 (1)、(3)、(4) 和 (8) 中 EEC 替换为恰当的 CC 计算得到。 CO_2 排放总量由下式确定 (Inui 等, 2011):

$$\text{Total}CO_2 = M_{CO_2} + T_{CO_2} + S_{CO_2} \quad (10)$$

其中 M_{CO_2} 是材料生产排放 CO_2 总量; T_{CO_2} 是交通运输排放 CO_2 总量; S_{CO_2} 是现场作业排放 CO_2 总量。

5 工程实例

在路易斯安那州新奥尔良 LPV111 防洪堤堤程加高工程项目中, 就曾使用 SEEAM 法确定 EE 和 CO_2 排放量。在已有文献中, 关于项目方案比选和施工技术有较为详细的叙述。就施工而言, LPV111 项目是美国最大的深层搅拌技术 (DSM) 应用项目 (Cali 等, 2012)。DSM 废石堆也可被作为堤坝填料而回收利用 (Druss 等, 2012); 因此, 该项目是地基处理中一个很好的废物利用案例。

6 LPV111 项目背景

LPV111 堤段位于新奥尔良, 长 8.5 km, 用于城市防洪。此次欲通过加高堤顶高程 3 m 抵御百年一遇的洪水。由于堤段与野生动物保护区距离较近, 传统的土堤护坡会侵占保护区土地资源, 因而无法使用此技术加高顶部高程 (Cali 等, 2012)。三种提高地基承载力的可行设计方案包括深层搅拌法 (DSM), 使用塑料排水板 (PVDs), 以及钢筋混凝土 T

形墙(Cali 等, 2012)。为了比较和论证 SEEAM 在设计方案决策中的有效性, 将采用 SEEAM 对每个方案进行分析。

7 深层搅拌法的 SEEAM 分析

DSM 法为 LPV111 项目最终选择的工法, 通过在垂直于堤顶线方向打设深层搅拌桩, 形成排桩加固土体。在堤顶下部的深层搅拌桩之间再打设一些额外的深层搅拌桩, 并在搅拌区域内铺设土工格栅以减少沉降不均发生的可能性 (Cooling 等, 2012)。采用 DSM 法的 LPV111 堤段典型截面图和平面图如图 2 所示。基于室内小型试验和现场大型试验的结果, 最终选择由 25% 波特兰水泥和 75% 矿渣组成的浆材进行施工, 从而满足深层搅拌桩所需的最终性能要求 (Bertero 等, 2012)。

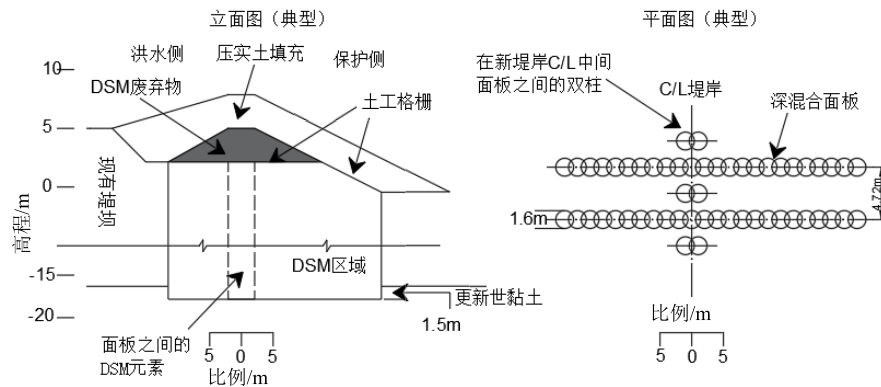


图 2 LPV111 的 DSM 设计标高和平面图 (改编自 Cooling 等, 2012, ©ASCE)

7.1 深层搅拌材料用量

为完成深层搅拌施工建设, 8 台深层搅拌钻机利用两种不同的搅拌方法, 共使用了 417,000 t 浆材和 454,000 m³ 饮用水, 处理了 1,400,000 m³ 地基 (Schmutzler 等, 2012)。浆材中的水泥和矿渣均由驳船运输到新奥尔良配料厂。水泥来自密苏里州非斯都, 矿渣来自伊利诺伊州芝加哥 (T.Leffingwell, personal communication, 2014 年)。据估计, 需要 18130 多辆水泥运输车才能将 23 t 浆材从 1.6 km 外的水泥配料厂运至工程现场 (F.Leoni, personal communication, 2013)。由于还需卡车运输额外的 1.6 km 到作业点 (沿堤岸), 因此至灌浆站的平均运输总路程约 3.2 km。经统计, 该项目深层搅拌阶段中 DSM 钻机、灌浆泵、灌浆车和除渣机共消耗 3,902,000 L 柴油燃料。

7.2 筑堤用量

采用 DSM 方案建造堤坝需要 841,000 m³ 的回填粘土 (Cali 等, 2012)。在所需的填充总量中, 可回收填筑材料 (REM) 就有 400,000 m³, 可用来替代粘土材料 (Druss 等, 2012)。DSM 作业中产生的废弃材料, 一般都被运输到场外进行处理。由于此种材料可用于填筑堤坝, 可减去运输和废物处理两个步骤。

回填粘土来源于几个距现场 18~56 km 的地点, 主要由重型卡车运输 (J. Gardner,

personal communication, 2014)。由于从每个地点具体运输量未知，因此假定所有粘土均由重型卡车运输，且单程距离为 37 km。

基于加德纳提供的生产信息 (personal communication, 2014 年)，挖掘粘土所用设备和装载卡车估计消耗 210,000 L 柴油。根据 RSMMeans (2011) 提供的堤坝生产率信息和所使用的卡特彼勒机器规格 (Caterpillar, 2012) 可估算出用于现场填筑和压实的 REM，以及回填黏土的设备共消耗 1,960,000 L 柴油燃料。

为了提高堤坝稳定性，采用 376,000 m² (Kelsey, 2012) 的土工格栅加固堤坝和抵抗差异沉降，其质量大约为 395 t。假定土工格栅由重型卡车从北卡罗来纳州夏洛供应商处运至现场，共往返运输 17 趟，总计 1,130 km。

7.3 深层搅拌法 SEEAM 分析结果

按照之前所述方法，结合表 1 中的 EEC 和 CC、表 2 中的车辆燃料经济性、表 3 中的货运 EEC 和 CC，以及前一部分所得到的数量，可计算得出 LPV111 整个项目的总 EE 为 1,174,000 GJ，总 CO₂ 排放量为 147,000 t。也就是说，一个燃料经济性为 6.4 km/L (15 mi/gal.) 的、以汽油为燃料负载半吨的皮卡车 (例如福特 F-150/雪佛兰 Silverado 1500/Ram 1500) 需要行驶 331,400,000 km 才能产生等量的 CO₂。这个距离相当于从地球到月球来回往返 432 次。如果一辆皮卡车的使用寿命为 322,000 km，那么这些排放将来自 1,029 辆皮卡车。

如果 DSM 产生的废渣材料没有回收利用成为堤坝填料而被当作废物处理的话，则整个项目总 EE 将增加到 1,278,000 GJ，总 CO₂ 排放量将增加到 155,000 t。因此，回收利用 DSM 废弃材料可以使 EE 和 CO₂ 排放分别减少 104,000 GJ (8.9%) 和 8,000 t (5.4%)。除了减少 EE 和 CO₂ 排放外，废弃材料回收利用既节省了填埋空间，又减少因借用额外粘土材料对土地使用的影响，还减少了因附加废弃物运输带来的交通和道路磨损。上述所有因素对可持续发展都十分重要。

7.4 边界条件

SEEAM 边界条件不包括设备和车辆的制造。为说明这种排除的有效性，现考虑 LPV111 堤坝施工的 DSM 组件。仅 DSM 就带来了 998,500 GJ 的 EE 和 134,500 t 的二氧化碳排放。运行搅拌的设备 (大型钻机、灌浆设备、拌浆机、灌浆泵，水泥筒仓) 总质量约为 1100 t。假设所有这些设备全部由钢 (大多数机器的主要构造材料) 制成，这些机械的总重量加上钢的 EEC 和 CC 值便可近似得出制造设备 EE 值和 CO₂ 排放量。利用表 1 中普通原钢的 EEC 和 CC 值，可以得出制造 1,100 t 设备，大约会产生 39,000 GJ 的 EE 和排放 3,000 t CO₂。如果设备在其寿命内可为 10 个项目服务，则与每个项目相关的 EE 和 CO₂ 排放量分别为 3,900 GJ 和 300 t，占整个 LPV111 项目中 DSM 组件 EE 的 0.4% 和 CO₂ 排放的 0.2%。即使与普通原钢相比，机械设备制造所需 EE 和 CO₂ 排放量增加一倍，当假定设备使用寿命为 10 个项目时，该设备的 EE 和 CO₂ 排放量仍然会小于 DSM 项目的 1%。因此对于这类地基处理项目，忽略设备制造在 EE 和 CO₂ 排放评估中的贡献是合理的。

8 塑料排水板法的 SEEAM 分析

LPV111 堤段地基处理设计其中一个方案就是使用塑料排水板 (PVD) 来提高地基固结速率, 以便在合理时间内使土堤抗剪强度达到要求。除了用 PVD 加固土体之外, 筑堤设计中还包括使用高强度土工格栅来提高稳定性, 以及沿堤坝顶部的水泥/膨润土防渗墙来防止渗漏 (URS Group, 2008)。该设计方案的堤段典型横截面如图 3 所示。根据 LPV111 工程决策报告中的方案初步设计和成本估算信息 (URS Group, 2008), 可估算出该方案所需材料的数量。

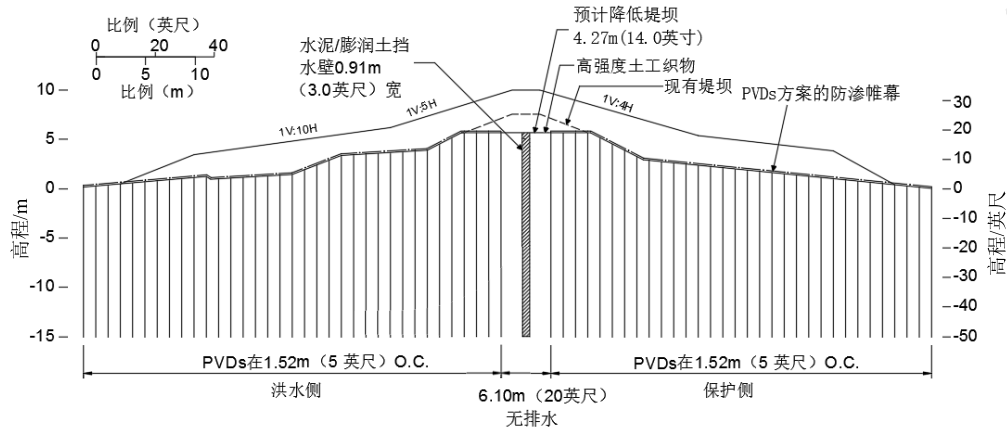


图 3 LPV111 堤段采用 PVD 设计截面图 (改编自 URS Group, 2008)

8.1 PVD 量

该设计方案需要聚丙烯 PVD 7,500,000 m, 其质量约为 580,100 kg。假定所有的 PVD 材料由重型卡车由北卡罗来纳州供应商运输至现场, 则需往返 25 趟, 共计运输 1,175 km。安装 PVD 预计消耗柴油燃料 430,500 L。

PVD 板的排水层估计需要高密度聚乙烯土工网 (HDPE) 714,500 kg, 聚丙烯土工隔离织布 191,000 kg。假定土工网和土工织布均由重型卡车运输到施工现场, 则需往返 40 趟, 共计 604 km。

8.2 筑堤用量

在 PVD 设计方案中, 提高堤顶高程需要将 1,418,000 m³ 左右的粘土平铺并压实。为了安装 PVD 需降低堤顶高程, 因此还需再压实 1,322,000 m³ 粘土和 96,000 m³ 现场材料。假定粘土挖取地点与 DSM 方案相同, 并通过重型卡车运输到现场, 单程距离为 37 km, 共需 115,330 次往返。为提高稳定性, 筑堤时分层使用了土工格栅, 其总质量为 1534 t。假定土工格栅由重型卡车运输, 则需往返 65 趟, 共计 1,130 km。根据 RSMears (2011) 提供的生产率信息, 可估算降低现有堤顶高程并进行土堤施工需要消耗柴油燃料 3,327,000 L。根据 Gardner 提供的信息 (personal communication, 2014 年), 估计还需额外 622,000 L 柴油用来挖取粘土。

8.3 水泥/膨润土防渗墙用量

水泥/膨润土防渗墙总开挖量约为 148,600 m³, 需要 24,816 t 的波特兰水泥和 6,895 t 的膨润土。假定水泥与 DSM 浆材由同一工厂提供, 并由重型卡车运输, 单程距离为 3.2 km,

则需往返 1079 趟。与 DSM 方案一样,假定水泥由货船从密苏里州非斯都运往位于新奥尔良的配料厂。膨润土从怀俄明北部由重型卡车运往施工现场,需往返 288 趟,总路程为 3,050 km。水泥/膨润土防渗墙施工所需水量约为 137,841,000 L。假定水泥/膨润土防渗墙的开挖工作由蛤壳式起重机完成,则预计消耗柴油约 263,600 L。所有开挖料均由重型卡车运输到一个处理设施处,共需往返 12,960 趟,总路程为 40 km。

8.4 结果

基于 LPV111 项目 PVD 设计方案中这些预估量,总 EE 将达到 809,000 GJ,总 CO₂ 排放将达到 64,000 t。为了进行对比,Chau 等(2012)对英国某段铁路线设计方案进行了 EE 分析,其中该铁路线囊括了一段长 7.3 km 并使用 PVD 的堤坝。据分析可得,路堤将产生 640,000 GJ 的 EE。考虑到 Chau 等(2012)评估的铁路路堤,长度超过 1 km,高度较小,其边坡比 LPV111 土堤更陡,因此上述结果是相当具有可比性的。

8.5 钢筋混凝土 T 形墙设计的 SEEAM 分析

LPV111 项目中无需地基处理的设计方案是采用由钢桩支撑的钢筋混凝土 T 形墙法。为了比较地基处理和常规深基础两种方法,对 T 形墙采用 SEEAM 简化分析,即仅对材料进行评估分析。

8.6 钢筋混凝土 T 形墙材料用量

混凝土 T 形墙的材料用量是基于 URS 公司提供的 LPV111 项目中一个典型的 T 形墙截面估算的(T.Cooling, personal communication, 2014)。T 形墙截面高度为 5.33 m,基板宽度为 6.10 m,厚度为 1.22 m,如图 4 所示。墙壁由四个长 42.06 m 并沿基板宽度布置的 HP14×73 钢桩作支撑,其沿堤岸线的间隔为 2.29 m。PZ-22 钢板桩沿 T 形墙下方的堤坝中心线布置,向下延伸至 20.95 m 深。假定钢筋占 T 形墙横截面积的 2%。

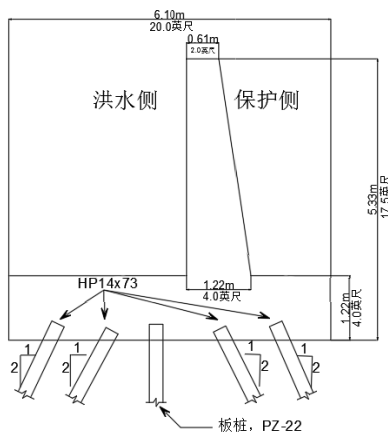


图 4 LPV111 钢筋混凝土 T 形墙典型截面

根据 T 形墙截面和整个土堤长度为 8,330 m (URSGroup2008),施工需要 91,350 m³ 的 25 MPa 混凝土和 14,630 t 钢筋。此外,还需要 14,576 根 HP14×73 钢桩和 18,730 t 钢板桩来支撑 T 形墙,其总质量为 66,600 t。

8.7 结果

若仅考虑预估的材料总量, 钢筋混凝土 T 形墙 EE 值将达到 2,755,000 GJ, CO₂ 排放量将达到 211,000 t。然而实际能源和二氧化碳排放还受其他因素影响(如材料运输、模架、开挖和打桩等现场作业)而更高。

9 讨论

9.1 LPV 111 设计方案结果比较

EE 和 CO₂ 排放评估并非是 LPV111 方案比选内容的一部分, 还有基于风险和可靠性、成本、环境影响(例如土地利用变化、湿地影响、泥沙运输等)、施工进度、优先权、施工作业以及维护等指标, 该项目最终选择了 DSM 设计方案(Cali 等, 2012)。在本节中, 我们将基于 EE 和 CO₂ 排放以及规定的性能标准对三种设计方案进行对比分析, 为施工前的最终设计方案决策提供支持。

表 4 汇总了三种 LPV111 设计方案计算所得的 EE 和 CO₂ 排放量以及来自工程方案比选报告(URS Group 2008)中的预算成本。基于 SEEAM 分析, PVD 设计方案产生的 EE 和 CO₂ 排放最少; 而钢筋混凝土 T 形墙产生的最多。尽管钢筋混凝土 T 形墙分析仅考虑了材料, 但这种设计与 DSM 方案相比, 前者能量比后者的 2.3 倍还要多, CO₂ 排放也是后者的 1.4 倍多。而且钢筋混凝土 T 形墙的造价预算也比 DSM 方案高了近 50%。

表 4 LPV111 设计方案对比表

LPV111 设计方案	内含能/GJ	CO ₂ 排放量/t	成本(URS Group, 2008)	备注
深层搅拌	1174000	147000	\$372,800,000	已竣工的设计方案 施工时间为 14 个月
预制竖向排水板	80900	64000	\$361,000,000	施工时间超过 20 个月
钢筋混凝土 T 形墙	2755000	211000	\$546,600,000	EE 和 CO ₂ 结果仅来源于材料 T 形墙不能承受船舶冲击载荷

在两个地基处理设计方案中, PVD 设计产生的 EE 和 CO₂ 排放量相比于已竣工的 DSM 设计方案分别减少了 31% 和 56%。据同时, PVD 方案比 DSM 方案要少花费 1,180 万美元(3.3%)(URS Group, 2008)。

除了 T 形墙承受相邻航道船舶冲击载荷能力较差之外(URS Group, 2008), 考虑上述情况, 相比于地基处理设计方案而言, 其造价成本更高, 而且导致了更多的能源消耗和 CO₂ 排放, 因此对于 LPV111 项目, T 形墙方案并不是最佳选择。这一结论与其他研究结果(Egan 和 Slocombe, 2010; Spaulding 等, 2008)一致, 均证明了地基处理技术比传统深基础处理对环境的影响更小。

基于 SEEAM 分析结果, 比较 LPV111 项目中两个地基处理方案, 已竣工的 DSM 设计方案并不是最佳选择。因为与 PVD 设计方案相比, DSM 方案不仅成本较高, 而且还会导

致更多的 EE 和 CO₂ 排放。然而, LPV111 项目还有其它标准, 即保护新奥尔良市不受洪水侵害, 从而避免给社会和经济带来严重后果。此标准要求承包商开工后的 20 个月内需将土堤防洪标准提高到百年一遇水平 (Cali 等, 2012)。受地基土固结速度的限制, PVD 设计方案施工需要 2.6~3.8 年, 远远无法满足 20 个月达到百年一遇防洪标准的要求 (URS Group, 2008)。尽管 DSM 设计方案成本更高, EE 和 CO₂ 排放更多, 但可以在 14 个月内竣工 (Cali 等, 2012), 满足防洪建设的时间要求。因此, DSM 设计方案是一个较好的选择, 满足了项目所有的性能要求, 尽管其造价成本较高, EE 和 CO₂ 排放较多。

9.2 与其他评估方法的对比

2012 年深基础协会 (DFI) 与欧洲基础设施建设联盟 (EFFC) 合作, 建立了一套岩土领域内的碳足迹分析方法 (Lemaignan 和 Wilmotte 2013)。同时研发了一款使用简便的电子试算软件—岩土碳计算器, 可计算深基础或者地基处理施工项目产生的温室气体 (GHG) 排放量, 并将结果转化为等效二氧化碳 (CO_{2eq}) 排放量 (Carbone 4, 2014; Lemaignan 和 Wilmotte, 2013)。与 SEEAM 方法类似, 岩土碳计算器也使用已公布的 CC 值 (Lemaignan 和 Wilmotte, 2013)。

利用 EFFC-DFI 岩土碳计算器 2.3 版本 (Carbone 4, 2014) 对 LPV111 项目 DSM 设计方案进行分析, 并采用工具中数据库所推荐的 CC。通过计算分析可知, 该方案共产生了 148,000 t CO_{2eq} 排放量。此结果比 SEEAM 分析所得的 CO₂ 排放量多了 1,000 t (0.7%), 而且不包括把水泥和矿渣运输到现场前先将其运输到配料厂这一过程。如果在 SEEAM 分析中移除驳船运输过程, 则 CO₂ 排放量从 147,000 t 减少至 128,500 t。经调整, 岩土碳计算结果将比 SEEAM 所得的 CO₂ 排放量多 19,500 t (15.2%)。

在此, 简要分析导致两种分析方法结果差异的几个原因。第一, 岩土碳计算分析考虑了调动、设备制造和工人通勤等因素 (在此分析法中占默认比率), 而这些在 SEEAM 分析中是没有考虑的。根据 SEEAM 边界条件, 设备制造是无需特别考虑的。调动和工人通勤可以通过增加额外运输的方式在 SEEAM 中加以考虑, 但是在对设计方案比选分析时, 这种特殊考虑是不必要的。将这些因素去除后, 岩土碳计算结果将降低至 143,000 t CO_{2eq}, 这比没有驳船运输的 SEEAM 结果多 14,500 t (11.3%)。第二, 对材料运输的处理计算方法不同, 岩土碳计算器使用重型卡车单位运输距离的排放系数而不是车辆的燃料经济性。第三, 岩土碳计算器缺乏全面分析土工合成材料的能力, 因为其数据库中塑料仅有 PVC 管和聚丙烯。虽然聚丙烯可用于表示该分析中的土工格栅, 但是土工合成材料通常由高密度聚乙烯, 尼龙和其他塑料构成。第四, 材料和其他输入源的 CC 值在两个数据库中是不同的。岩土碳计算器数据库中所推荐的材料 CC 来源于欧洲, 而 SEEAM 使用的是美国几个特定材料的 CC。特别注意, 在 SEEAM 分析中的硅酸盐水泥和矿渣的 CC 值均是基于美国产品, 而在岩土碳计算器数据库所推荐的材料 CC 值却非如此。最后, 岩土碳计算器用 CO_{2eq} 的形式来表示温室气体排放, 而 SEEAM 仅考虑 CO₂ 的排放。也就是说 EFFC-DFI 计算器考虑了其他温室气体, 导致计算所得碳排放量加大。如果两种计算方法都仅基于二氧化碳, 则结果差异将小于 11.3%。

尽管两种评估方法的结果有所不同, 但差异较小, 因此可认为在项目规划和设计阶段,

使用有限边界并简化 SEEAM 来筛选方案是合理的。然而对于施工过程中碳排放评估, 相比于 SEEAM, 岩土碳计算器目前已具备考虑更多细节的能力。当所需的输入信息均已知时, 其可提供一份更为详细的碳足迹评估结果报告。

无论何时或因进行评估, SEEAM 都比岩土碳计算器提供了更多的结果信息(如 EE)。正如同行文献(Shillaber 等, 2015)中所讨论的, 碳排放评估通常将能量单元转换为大量碳排放得以实现(Menzies 等, 2007), 这意味着能源是碳排放评估的基础。由于在不同国家燃料种类和产能方式有所不同, 相应的 CO₂ 排放量可能会有较大地差异。因此, EE 的国际适用性更广(Hammond 和 Jones, 2011a)。在施工对环境影响的 SEEAM 评估中除了 CO₂ 排放量之外, 考虑 EE 亦是非常有益的。

9.3 岩土工程中 SEEAM 分析及 EE 和 CO₂ 评估所面临的挑战

以下四个因素使得岩土工程设计中 EE 和 CO₂ 分析具有一定的挑战(Inui 等, 2011):

- (1) 岩土工程设计因现场条件不同具有较强的专一性;
- (2) 可用的设计种类较少;
- (3) 设计阶段所述的安装流程通常不能反映现场的真实情况;
- (4) 岩土工程的使用寿命通常比建筑物的使用寿命长, 并且需要忽略运行能耗。

前三个因素与地基处理技术有关, 而且会影响 SEEAM 分析结果。而建立的边界条件使得其使用寿命和运行能耗不会影响 SEEAM。

在前三个因素中, 设计假定与现场实际情况之间的差异最难解决。例如 SEEAM 要求在施工前对材料和燃料用量进行预估, 从而计算得到设计方案中总 EE 和 CO₂ 排放量。这将是地基处理技术分析中一个重要的不确定因素, 因为基于现场实际情况, 材料用量可能差异很大。这种不确定性可以通过灵敏度研究得以解决, 通过改变材料用量、交通运输和现场作业来说明其对总 EE 和 CO₂ 排放的影响。

通过 EEC 和 CC 值, 可以将额外的不确定性引入分析中。这些值代表了材料和燃料的典型工业平均产量, 但它们不能代表那些与施工现场相关的特定生产过程中所涉及到的实际能量和碳排放。例如, 在美国波特兰水泥的四种常见生产方法中, EEC 的加权平均值为 4.8 MJ/kg, 标准差为 0.98 MJ/kg, CC 的加权平均值为 0.927 kgCO₂/kg, 标准差为 0.11 kgCO₂/kg, 以上数据来自 Marceau 等(2006)。关于 EEC 和 CC 的可靠性及资源不确定性的相关信息在上篇论文中有所描述(Shillaber 等, 2015)。尽管系数具有不确定性, 但只要使用相同的系数进行评估, SEEAM 确实能在建筑材料和施工过程的选择中提供有用的信息, 从而使能耗和 CO₂ 排放对环境的影响达到最小。构建一个框架体系来解释地基处理工程中 EE 和 CO₂ 排放评估的不确定性, 将是接下来一个很重要的工作。

目前, 对于各种地基处理技术和工程项目, EE 和 CO₂ 排放的典型值或预期合理值并不能用来指导方案选择, 因为用于 EE 和 CO₂ 排放预计的工程项目太少。希望通过在实践中多多运用, 能够解释工程对环境的影响, 从而使得相关指导更具有说服力和可用性。

10 总结及结论

本文阐述了能量和排放评估简化模型 (SEEAM) 的边界条件和方法。SEEAM 可用于量化岩土工程建设中两个环境影响因素: 内含能 (EE) 和二氧化碳排放。由于 SEEAM 同时包含了 EE 和 CO₂ 排放两个因素, 作者认为它是地基处理项目中目前最有用的环境影响评估方法之一。

以路易斯安那州新奥尔良 LPV111 土堤项目为案例, 运用 SEEAM 分析说明了该方法的运用, 同时提供了使用指导。这一分析表明在按照设计筑堤时, 采用深层搅拌方案 (DSM) 改善地基土并回收 DSM 废弃材料作为回填材料, 共消耗能源 1,174,000 GJ, 排放 147,000t 二氧化碳。这相当于负载半吨的美国汽油卡车在地球和月球间往返 432 趟所排放的 CO₂ 量。相比于废渣处理并额外挪用回填粘土, 使用 DSM 废弃材料进行土堤施工可以节省 104,000 GJ 的能源和 8,000 t 的 CO₂ 排放。

除了表明土堤建设所消耗的 EE 和 CO₂ 排放量之外, 还与其他两个设计方案进行了对比, 分别是塑料排水板 (PVD) 方案和桩支撑钢筋混凝土 T 形墙方案。总体而言, 钢筋混凝土 T 形墙设计方案消耗的 EE 和排放的 CO₂ 最大 (仅考虑材料, 分别为 2,755,000 GJ 和 211,000 t), PVD 设计方案最少 (分别为 809,000 GJ 和 64,000 t)。在这种情况下, 最高和最低造价成本也分别是混凝土 T 形墙方案和 PVD 方案。

尽管 PVD 设计方案的能耗、CO₂ 排放和造价成本均最低, 但其施工时间因受地基土固结速率的限制, 将远超过达到防洪标准的施工时间要求。因此, 尽管 DSM 设计方案的成本、EE 和 CO₂ 排放均略高于 PVD 设计方案, 但实际上是可持续发展的最佳选择, 因为它可以满足项目所有性能要求。

量化评价不同设计方案对环境的影响, 如 EE 和 CO₂ 排放, 有助于做出符合可持续发展的岩土设计决策。然而, 用户不应该盲目应用类似 SEEAM 的环境影响评估方法, 仅依靠环境影响结果就做出可持续设计方案决策。如果在 LPV111 项目中仅遵循这些方法, 则最优方案应该为 PVD 方案而不是 DSM 方案, 那么将需要花二到三倍的时间才能完成项目防洪标准要求, 而新奥尔良市也可能会遭遇洪水危险, 使整个社会和经济遭受灾难性后果。

SEEAM 法是一种工具, 仅提供某些环境影响因素 (EE 和 CO₂ 排放) 的量化评估信息。在评价设计方案时, 除了造价成本和满足项目性能要求之外, 工程师还应考虑 SEEAM 评估结果。当掌握这三种信息后, 工程师们能更好地选择符合可持续发展的可行方案。

参考文献 (略)