

目 次

论 文

复合地基沉降计算中分层总和法应用分析.....陶冶, 周建(3)

CFG 桩-碎石桩复合地基处理方法.....曾裕平, 吴明军, 许楷英(9)

真空、堆载联合预压加固软基工程的试验研究与应用.....陈磊 (14)

粘性土挡墙土压力试验与实测..... 徐至钧, 汪国烈, 等(20)

百色市城东路 119 号居民楼不稳定边坡地质灾害治理设计与施工.....韦兴标, 覃晓毅(43)

强夯法在软弱地基加固处理中的应用.....韦兴标, 主子金(54)

一题一议

浅议地基压力扩散角及沉降计算经验系数.....何广讷 (58)

译 文

水泥土桩施工引起地基水平位移的预测方法

Improved Prediction of Lateral Deformations due to Installation of Soil-Cement Columns, Jinchun Chai; John P.Carter; Norihiko Miura; Hehua Zhu.....严佳佳 译; 周建 校(61)

复合地基沉降计算中分层总和法应用分析*

陶冶 周建

(浙江大学建筑工程学院岩土工程研究所 杭州 310030)

[摘要] 分层总和法有物理概念清楚,计算容易的特点,易于在工程实践中推广应用。但分层总和法是基于一定假设基础上简化得出的,计算结果与实际值存在误差。在分层总和法计算过程中,不同地质条件下压缩层厚度的确定;桩长、端阻效应等对复合模量的影响;地基中附加应力计算方法选取都将产生误差影响沉降计算精度。本文从分层总和法的假设条件与计算中存在的问题出发,结合工程实际情况,归纳分析了误差产生的原因。为今后改进计算方法,提高预测精度提供了参考。

[关键词] 分层总和法;沉降计算;复合地基

前言

如今随着复合地基技术的日趋成熟,处理后地基土的强度问题已不再是首要问题。而如何更加精确的计算复合地基的沉降量则是地基处理中的重点。现有复合地基的沉降计算方法通常把总沉降 S 看做是由加固区沉降 S_1 和下卧层沉降 S_2 之和。在建筑工程、桥梁隧道工程、道路工程、水利工程等不同领域实际计算中,一般都采用分层总和法进行计算。分层总和法是基于一定假设基础上推导来的,与实际工况存在一定差别,并且在计算过程中,压缩层厚度确定、加固区复合模量计算、附加应力计算等因素都会对计算结果产生影响。如何提高分层总和法在计算沉降中的精度是复合地基沉降预测的关键。

分层总和法计算思路

分层总和法的基本思路是考虑到附加应力随深度逐渐减小,地基土的压缩只发生在有限的土层深度范围内,将压缩层范围内的土层分成若干层,因每一层都足够薄,可近似认为每层土体顶底面的应力在本层内不随深度变化。应用弹性理论计算在荷载作用下各土层中的附加应力,并采用侧限条件下,即单向压缩条件下的压缩性指标,分层计算各土层的压缩量,然后求和得到沉降,计算简图如图1所示。用压缩模量表示的分层总和法沉降计算式为:

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{a_i \Delta p_i H_i}{1 + e_{1i}} \quad (1)$$

* 收稿日期: 2010年8月

分层总和法的物理概念清楚,计算方法容易,易于在工程实践中推广应用。但分层总和法是基于以下假设上简化推导出的:(1)土的压缩完全是由于空隙体积减少导致骨架变形的结果,而土粒本身的压缩可不计;(2)土体仅产生竖向压缩,而无侧向变形;(3)在土层高度范围内,压力是均匀分布的。这些假设与实际工程中情况存在一定区别,导致沉降计算值与实测值有一定的误差。误差另一个重要来源是分层总和法中,压缩层厚度的确定、压缩模量的计算以及地基中附加应力的计算。下面分别予以介绍。

分层总和法在计算中的问题

1. 压缩层厚度

用分层总和法计算沉降时,关键的一点就是要确定压缩层的厚度。现有压缩层厚度的确定方法有应力控制法和应变控制法。应力控制法是指地基压缩层厚度自基础底面算起,算到附加应力等于土层自重应力的某一比值作为沉降计算终止条件。一般按附加应力 σ_z 小于0.1倍的自重应力 σ_{cz} 来控制压缩层深度,表达式:

$$\sigma_z < 0.1\sigma_{cz} \quad (2)$$

应变控制法指地基压缩层厚度自基础底面算起,算到某一厚度土层的压缩量满足一定条件作为沉降标准。《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)^[1]中规定在深度 z_n 处向上取计算厚度 Δz 所得的压缩量 $\Delta s'_n$ 不大于 z_n 范围内总的压缩量 s' 的2.5%,即应满足表达式:

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (3)$$

应力控制法只需通过计算地基中自重应力和附加应力值,就能按照式(2)确定出压缩层厚度。具有步骤简单,计算方便的特点。应变控制法不仅要事先计算地基中的应力,还要根据土层构造、基础宽度等因素进行分层,求得每层的压缩量,最后按照式(3)确定压缩层厚度。计算较应力控制法繁琐,因此在实际运用中大部分工程都采用应力控制法来确定压缩层厚度。

然而应力控制法对地基土层复杂性的适应性不够,当遇到含有压缩模量相差较大的成层土层时,会导致计算沉降量远远大于实际沉降。如在地层中存在硬层,由于压缩性低,土层的变形急剧减小,同时由于硬层的应力扩散作用,硬层以下土层的变形也就变小,地基的压缩深度相应的变浅。但是如按应力控制法,则计算出的压缩层的厚度会大于实际厚度。厚度增大,理论上的累积变形值也增大,这些不存在的变形累加后使最终的沉降值比实际情况大。

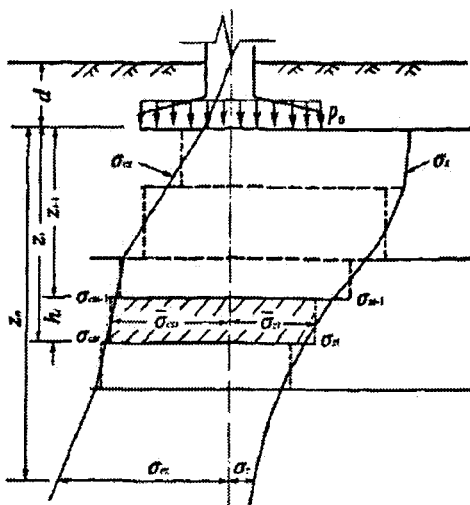


图1 分层总和法计算示意图

由此可见应力控制法虽计算方便直观,易于操作,但在复杂地质条件下误差较大。应变控制法则要相对稳定,确定压缩层厚度只与基础形式及土层的物理力学性质有关,而与附加应力无关。这样就减小了应力扩散的误差给沉降带来的影响。虽然应变控制法较应力控制法复杂,但较为精确,且不易受复杂地质条件的影响,对各种土适用性好。

因此作者建议,若地基土为均质土,则两种方法都可以采用。采用应力控制法计算时,则应该根据各地区土层的特性,确定该地区的附加应力与自重应力的比值,而不宜一概采用相同的比值。若地基土的地质条件较复杂,则应该采用应变控制法来确定压缩层厚度。

2. 加固区复合模量

复合地基加固区的压缩模量通常采用复合模量法来计算。将复合地基加固区中增强体和基体两部分视为一复合土体,采用复合压缩模量 E_{cs} 来评价复合土体的压缩性,并采用分层总和法计算加固区土层压缩。

加固区土层压缩量 S_1 表达式为:

$$S_1 = \sum_1^n \frac{\Delta p_i}{E_{csi}} H_i \quad (4)$$

式中:

Δp_i ——第 i 层复合土上附加应力增量;

H_i ——第 i 层复合土层的厚度。

竖向增强体复合地基复合土压缩模量 E_{cs} 通常采用面积加权平均法计算,即

$$E_{cs} = mE_{ps} + (1-m)E_{ss} \quad (5)$$

式中:

E_{ps} ——桩体压缩模量;

E_{ss} ——桩间土压缩模量;

m ——复合地基置换率。

上述方法是按照等应变假设,在刚性基础下,桩和桩间土有相同应变的条件下得出的,它建立在复合地基的基础无限大,且绝对刚性;桩端落在坚硬土层上,桩没有向下刺入变形;以及桩长是有限的三个假定上的(闫明礼,2004)^[5]。但实际工程中,满足上述三个假定的理想状态是不多见的,因此采用上式确定复合模量计算地基变形得到的结果有时与实际有较大出入。对于以散体材料作为增强体的复合地基,由于地基土与增强体的模量相差不大,此时用面积加权法得到的复合模量来计算沉降误差较小。但对于有一定粘结强度桩的复合地基,则因为下列原因,导致沉降计算误差过大。

(1)不能反映桩长的作用。比如 CFG 桩复合地基,桩越长,桩受土的侧摩阻力越大,单桩承载力和复合地基承载力越高,复合模量越大,桩长效应越明显,而如果按式(5)计算,虽然桩长不同,但由于桩体压缩模量相同,计算的复合模量是相同的,无法反映桩长效应。

(2)不能反映桩的端阻效应。对中高粘结强度桩,桩体材料相同、桩长、桩径、桩长范围内土的性质、面积置换率相同的两个复合地基,一个桩端落在坚硬土层上,一个桩端落在

软土层上,实验表明,前者的复合模量比后者要高,而按式(5)计算得到的复合模量是相同的,不能反映桩的端阻效应。

另外土体压缩模量 E_{si} 是在完全侧限情况下压力增量与竖向应变增量的比值,此时的应变实则为体应变。Akagi 等(1997)^[6]关于原状粘土进行主应力轴旋转的排水剪切试验中指出原状粘土随主应力轴旋转,体应变不断增加。姜洪伟(1997)^[7]通过理论计算发现主应力轴旋转会对软土应变产生影响。管林波(2010)^[8]研究了主应力轴旋转对原状软粘土宏观变形和微观结构影响。也指出随着主应力轴旋转会导致体应变增加。诸如公(铁)路、海堤等工程中,荷载是动荷载,会引起地基土中的主应力轴旋转,使体应变增加,从而减小了土体的压缩模量。由计算公式(4)可知,压缩模量的减小必然导致沉降的增加。这也造成沉降计算值与实测值产生误差。

3. 附加应力

地基土中附加应力计算是否准确,是影响分层总和法计算沉降精度的关键之一。地基内的应力分布一般采用各向同性均质线性变形体理论(Boussinesq 解)计算。该弹性理论计算荷载作用下地基中附加应力都是将地基视为半无限各向同性弹性体进行计算的。这种计算方法在计算均质土中的应力分布有较高的精度。而实际工程中的地基土并不都是均质各向同性的,且有些工程中的地基土经过处理形成复合地基,地基中存在增强体,显然地基土不是各向同性的。池跃君等^[7]指出对于刚性桩复合地基加固区土层在竖向具有较强的抗压缩性,而抗剪性相对较弱,与均质体的假定相差较远,其土中竖向应力在桩端平面有所增大。因此,这种情况下采用天然地基 Boussinesq 解答计算沉降会带来较大误差。

因此一些学者提出了 Mindlin-Boussinesq 联合求解法,来计算复合地基中的附加应力。该法把荷载分成由桩和桩间土两部分承担。桩间土承担的荷载 P_s 在地基中产生的附加应力用 Boussinesq 解求得。由桩体承担的荷载 P_p 在地基中产生的竖向附加应力用 Mindlin 解求得。最后把两部分应力叠加得到地基内任一点的附加应力。此法提高计算附加应力的精度,从而使减小了分层总和法计算沉降的误差。

4. 假设的合理性

分层总和法的一些假设,会导致计算结果大于实际沉降值。虽然用此计算值来预测沉降是偏安全的,但弄清误差产生的原因,为以后提高预测精度提供参考,还是很有必要的。

分层总和法假设土的变形条件为侧限条件,即在建筑物荷载作用下,地基土层只是产生了竖向压缩变形,侧向不能膨胀变形。这与经典弹性理论不一致,也与实际土体情况有差别,从而导致分层总和法的计算结果大于实际沉降值。王勇^[9]首先通过计算得到当 $\mu=0$ (即地基土不发生侧向变形)时,分层总和法计算结果与 Harr^[10]弹性位移解答一致。再令 μ 为 0、0.2、0.4 分别计算此时的 Harr 弹性位移解,计算结果见表(1)。从表(1)中可以看出, $\mu=0$ 时的计算结果比 $\mu=0.4$ 时的计算结果高出 18.5%。也就是说运用不考虑侧向变形的分层总和法($\mu=0$)计算值比弹性理论解(一般工程用土 $\mu=0.4$)高出 18.5%。

不同 μ 值时Harr位移解比较(单位: mm)

表1

基础宽度/m	1	2	8
$\mu=0$	16.0	32.0	127.8
$\mu=0.2$	15.4	30.8	123.1
$\mu=0.4$	13.5	26.9	107.1

分层总和法还假设基础是完全柔性基础。这样的假定是为了得到基地压力在基础底面上均匀分布。但在实际工程中存在很多刚性基础与地基土直接接触的例子。在《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)^[1]中就提到了分层总和法有假定基础为完全柔性基础的缺陷。Schleicher(1926)^[11]年曾做过分析,并指出刚性基础的沉降比柔性基础沉降平均小7%左右,并且列出了不同地基形状的具体差异。

另外分层总和法在计算每一分层的压缩量时,用的是基础中心点下的附加应力来进行变形计算。实际上同一深度处土层距离基础中心点距离不同处,附加应力大小是不一样的,中心线上的附加应力是最大的。因此用荷载中心点下的附加应力进行变形计算,导致计算结果比实际情况大。

在具体的分层总和法计算过程中,常常会因为计算者主观选择影响到最后的结果。如附加应力计算通常使用查表的方法,查表时确定荷载变化、基础长短边容易引起失误;通过查压缩曲线图来确定不同应力下土层的孔隙比,比较繁琐、误差也大;实际计算过程因人而异,缺乏严格的比较基础,计算结果的重复性差(徐金明等^[16])。另外分层总和法计算方法中的计算参数都是通过室内土工试验得到的。土在经过取样、制样、装样等一系列工序后,势必会产生扰动。最后用扰动土测出的参数,也与原状土有差别,从而导致了计算结果与实测有误差。

结论

本文通过分析分层总和法的假设条件与实际工况的区别,重点总结了压缩层厚度的确定,压缩模量的变化,土中应力的计算等因素所造成的计算结果与实测沉降存在误差的原因。得出以下结论:(1)压缩层厚度确定方法要根据实际地质条件来选取,对于地质条件较复杂的地基土,压缩层厚度应采用应变控制法来确定;(2)对于具有一定粘结强度桩的复合地基,计算复合模量时要考虑桩长和端阻效应,在动荷载作用时还应考虑主应力轴旋转对复合模量的影响;(3)对于桩土复合地基,地基中的附加应力应采用Mindlin-Boussinesq联合求解法,以提高附加应力的计算精度,减小沉降误差。

参考文献

- [1] 中华人民共和国建设部. GB50007—2002 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 陈开圣, 刘宇峰. 分层总和法在路基沉降计算中应注意的几个问题[J]. 岩土工程技术, 2005, 第1期: pp.43-45.
- [3] 刘全林, 魏焕卫. 地基沉降计算中压缩层厚度确定方法的比较[J]. 2001, 4: 208-211.
- [4] 余早雨, 张荣堂. 软基沉降计算中压缩层厚度确定方法探讨[J]. 华侨大学学报(自然科学

版).2005,26(4):381-384

[5] 闫明礼, 曲秀莉等. 复合地基的复合模量分析[J]. 建筑科学, 2004

[6] Akagi H, Yamamoto H, Stress-dilatancy relation of undisturbed clay under principal axes rotation[A], In: Deformation and Progressive Failure in Geomechanics[C]. [s.l.]: [s.n.], 1997, pp.211-216.

[7] 姜洪伟, 赵锡宏. 主应力轴旋转对软土塑性变形影响分析[J]. 上海力学, 1997, 18(2): 140-146.

[8] 管林波. 主应力轴旋转对原状软粘土宏观变形和微观结构的影响的试验研究[D]. 浙江大学, 2010.

[9] 王勇. 分层总和法计算地基沉降浅析[J]. 山西建筑, 2010, 第13期: pp.84-87.

[10] Harry G. Poulos, Edward H. Davis. Elastic solutions for soil and rock mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1974.

[11] Xu Jin-ming, Tang Yong-jing. Several promotions on layerwise summation method to calculate foundation settlements [J], Rock and Soil Mechanics, 2003.

[12] 龚晓南. 土力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.

[13] 池跃君、宋二祥、陈肇元. 刚性桩复合地基沉降计算方法的探讨及应用[J]. 土木工程学报, 2003, 36(11): 19-23.

[14] 韩永强, 魏俊, 温雄. 分层总和法计算地基沉降缺陷的改进[J]. 西安工业学院学报. 2005(3): 270-273.

[15] 朱胜辉. 关于地基最终沉降量的计算方法-分层总和法的几点理解[J]. 基础工程设计. 2009(12): 88-90.

[16] 徐金明, 汤永净. 分层总和法计算沉降的几点改进[J]. 岩土力学. 2003(4): 518-521.

简讯

第七届全国青年岩土力学与工程会议征文通知（第一号通知）

第7届全国青年岩土力学与工程会议将在2011年的春夏之交在北京隆重召开。本届会议由中国土木工程学会岩土工程学会、中国岩石力学与工程学会主办，并得到中国力学学会岩土力学专业委员会、中国水利学会岩土力学专业委员会、中国建筑学会地基基础专业委员会、中国振动工程学会土动力学专业委员会等学会的支持，由清华大学等单位承办。

征文内容涵盖土力学、岩石力学以及岩土工程的各研究领域，包括但不限于以下内容：(1)岩土力学特性与本构关系；(2)岩土试验技术；(3)解析与数值方法；(4)动力学与地震岩土工程；(5)边坡、大坝工程；(6)地下工程；(7)环境岩土工程；(8)地基处理；(9)岩土工程风险与管理；(10)土工合成材料；(11)海洋岩土工程；(12)爆炸与防护工程；(13)工程地质灾害；(14)现场观察与野外观测；(15)规范、政策议题及行业标准；(16)工程实录。

论文经评审合格刊登在《岩土力学》2011年增刊上，并评选部分优秀论文在正刊发表，并在会议召开时发放给各位代表。热忱欢迎在岩土工程各个领域的中青年学者和研究生踊跃投稿。具体说明如下：

①来稿内容务必实事求是，不得侵犯他人著作权。

②论文格式与要求见《岩土力学》征稿启事。

③论文按照《岩土力学》的稿件标准进行评审。因此请认真准备论文，保证内容有新意，文风严谨，英文摘要达到EI检索要求。

④提交论文后一般将在2个月内返回评审意见。对于达到基本发表水平但存在瑕疵的论文，将返回补充修改意见，并提供机会对修改稿进行再次评审，以增加发表可能性。因此请尽早提交论文，以便尽快安排评审，返回修改意见。

⑤对于最终不能达到《岩土力学》录用要求且有一定水平的论文，经作者同意，将发表在会议论文集。

⑥请通过E-mail投稿，提交时请注明“7届青年岩土会议稿件”。投稿邮箱为：geoyouth@163.com。

联系方式：

张嘎，清华大学水利系岩土所(100084)。电话：010-62795679, 13641165835；E-mail: zhangga@tsinghua.edu.cn。

(第7届全国青年岩土力学与工程会议组委会 供稿)

CFG桩-碎石桩复合地基处理方法*

曾裕平¹ 吴明军¹ 许楷英²

(1. 四川建筑技术学院岩土工程研究所 德阳 618000; 2. 四川建筑技术学院 德阳 618000)

[摘要] 文章通过工程实例讲述了CFG桩-碎石桩复合地基的施工方案和作用机理,并对参数取值进行了计算。计算表明工程地基承载力和沉降均达到设计安全要求。

[关键词] CFG桩-碎石桩复合地基; 加固机理

工程概况

拟建的综合办公大楼为框架结构,拟建场区地面绝对标高为100.16~100.81m。主楼十六层,高度73m,裙楼三层,高度14.4m,地下室均为一层,采用片筏基础,基础埋深6.50~7.00m。

工程地质地条件

拟建场区地面地形基本平坦,地貌单元属于黄河冲-洪积平原。

根据地质勘察报告,该工程地质勘探深度范围内,除表部杂填土外,均由第四纪冲、洪积物组成,可分为如下5层:

①杂填土:杂色,主要为建筑及生活垃圾;厚度为0.70~2.0m。

②粉质粘土及粉土:黄褐色、由粉质粘土和粉土交互组成,其中粉质粘土天然状态下饱和,可塑~软塑;粉土天然状态下,湿~饱和,硬塑~可塑;厚度为3.10~4.70m;压缩模量粉质粘土为7.0 Mpa、粉土为8.0 Mpa;承载力标准值160KPa。

③粉细砂:黄褐色~深灰色,湿~饱和,稍密~中密,局部松散;重要矿物成分为石英、长石;厚度为6.9~8.3m;压缩模量为12.0 Mpa;桩侧摩阻力标准值30KPa;承载力标准值150 KPa。

④中砂:深灰色,饱和,稍密~中密,重要矿物成分为石英、长石;厚度为1.6~2.8m;压缩模量为15.0 Mpa;桩侧摩阻力标准值40KPa;承载力标准值220KPa。

⑤粉细砂:深灰~灰黑色、饱和,稍密~中密,含腐植质和生物贝壳,主要矿物为石英、长石;局部有粘性土夹层,呈棕褐色,饱和,可塑;厚度未揭穿;压缩模量为14.0 Mpa;桩侧摩阻力标准值30KPa;承载力标准值180kPa。

* 收稿日期: 2010年5月

地基处理方案及作用机理

由于拟建建筑物持力层位于③层粉细砂层,天然地基承载力标准值为150Kpa,基底下5.0~6.0m深度范围内的粉细砂层,存在轻微地震液化现象。设计要求主楼地基处理后的承载力标准值不小于290Kpa,裙楼地基承载力标准值约为100 Kpa,同时要求地基最大沉降量不大于40mm。

因此工程地基处理的主要目的是:a.提高主楼地基承载力;b.基本消除主楼和裙房楼地基的液化现象;c.降低主楼地基的沉降,以满足设计要求。

确定工程主楼地基处理采用 CFG 桩—碎石桩复合地基方案、裙房楼地基处理采用碎石桩复合地基方案。

1. CFG 桩复合地基加固机理

CFG 桩复合地基的加固机理可概括为桩体的置换作用,褥垫层的调整均化作用。

(1) 桩体的置换作用

CFG 桩中的水泥经水解和水化反应以及与粉煤灰的凝硬反应,生成了主要成分为铝酸钙水化物、硅酸钙水化物等不溶于水的纤维状结晶化合物,并不断延伸充填到碎石和石屑的孔隙中,将原来由点—点接触和点—面接触的骨料紧绕粘结在一起,使桩体的抗剪强度和变形模量均大大提高。理论分析和三轴压缩试验表明,与碎石桩或石灰桩等低粘结强度桩相比,CFG 桩具有更高的桩体模量、强度和承载能力;桩体的置换作用显著,复合地基承载力提高幅度较大。

(2) 褥垫层的调整均化作用

如图1所示,在竖向荷载 N 作用下,CFG 桩复合地基由于褥垫层的作用,桩体逐渐向褥垫层中刺入,桩顶上部垫层材料在受压缩的同时,向周围发生流动;垫层材料的流动补偿,使桩间土的承载力得到充分发挥,桩体承担的荷载相对减少,从而使基底的接触压力得到了均化和调整,地基中的竖向应力分布得到均化,地基的变形状况得到明显改善,复合地基的承载力将大大提高。此外,作用在桩间土上竖向荷载的增大,提高了桩间土的压密程度,使桩侧法向应力增大,桩身侧摩阻力增加,桩体的承载能力得到提高,从而使复合地基的承载能力进一步得到提高。

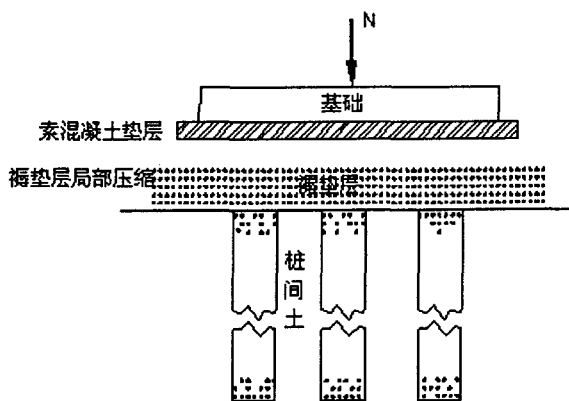


图1 CFG 桩复合地基构造及工作机理示意图

2. 振冲碎石桩复合地基加固机理

(1) 挤密作用

振动挤密碎石桩在成桩过程中桩管对周围砂层产生很大的横向挤压力,使桩周围的土粒重新排列密实,孔隙比减小,密实度增大,这就是挤密作用。通过挤密作用,提高砂土的和砂土地基的承载力,消除液化的可能性。根据震害调查表明,当地震烈度分别为Ⅶ度、Ⅷ度、Ⅸ度时,只要砂土的密实度分别达到或超过55%、70%或80%,即不会产生液化。

(2) 排水降压作用

碎石桩加固砂土时,桩孔内填充碎石,在地基中形成渗透性能良好的人工竖向排水通道,使桩间土产生的振动超孔隙水压力的水迅速地由碎石桩体排出,土中孔隙水压力亦随之减小,难以聚集提高,从而消除或减小液化的可能性。

地基处理设计参数及设计计算方法

1. 设计参数

设计条件:桩施工前进行基坑开挖,并预留300mm厚土方,防止地基土扰动。

(1) 主楼地基

首先采用沉管碎石桩进行挤密加固,形成排水通道,以消除地基土液化沉陷。沉管碎石桩桩径为 $\Phi 400\text{mm}$,桩间距为 $1.6\times 1.6\text{m}$,桩长 6.0m ,桩数约为669根;然后采用CFG桩进行地基加固,以提高地基承载力,并减小地基沉降量。CFG桩桩径 $\Phi 415\text{mm}$,桩间距为 $1.6\times 1.6\text{m}$,正方形布置,有效桩长 18.0m ,桩身混凝土强度等级C20,桩数约为468根。

为协调复合地基桩、桩间土及建筑物基础的之间变形,以便充分发挥地基土的承载力,而形成CFG桩—碎石桩复合地基体系,在桩顶必须铺设150mm厚的碎石褥垫层。褥垫层采用粒径 $5\sim 20\text{mm}$ 的级配碎石,厚度150mm,振动密实,要求振动密实后的厚度与虚铺厚度之比 ≤ 0.9 。

(2) 裙房楼地基

采用沉管碎石桩进行加固处理,以消除地基的液化问题,碎石桩加固深度为基底下 6.0m ,桩距 $1.2\times 1.2\text{m}$,正方形布置,桩数约为1558根。

2. 复合地基计算

(1) 复合地基承载力计算

复合地基承载力标准值采用下式计算:

$$f_{sp,k} = m \frac{R_k}{A_p} + \alpha \beta (1-m) f_{s,k}$$

式中 m —面积置换率;

A_p —桩的截面面积 (m^2);

$f_{s,k}$ —天然地基承载力标准值 (KPa);

$f_{sp,k}$ —复合地基承载力标准值 (KPa);

α —加固后桩间土承载力标准值与天然地基承载力标准值之比, 此处 $\alpha=1.0$;

β —桩间土强度发挥系数, $\beta=0.75 \sim 1.0$ 。

单桩承载力标准值为:

$$R_k = (U_p \sum q_{sik} h_i + A_p q_p) / k$$

式中 U_p —桩的周长 (m);

k —安全系数 1.50~1.75;

q_{si} —第 i 层土桩极限侧阻力标准值 (KPa);

h_i —第 i 层土厚度 (m);

q_p —桩端极限阻力标准值 (KPa)。

$$\text{桩顶应力 } \sigma_p = \frac{R_k}{A_p}$$

$$\text{桩身强度 } R_{28} \geq 3\sigma_p$$

(2) 复合地基沉降计算

沉降计算根据分层总和法计算总沉降量为:

$$S = S_1 + S_2 = \psi \left(\sum_{i=1}^{n_1} \frac{\Delta p_{0i}}{\xi E_{si}} h_i + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{\Delta p_{0i}}{E_{si}} h_i \right) = \psi S_0$$

式中: S_1 —加固区压缩量 (mm);

S_2 —下卧层沉降量 (mm);

n_1 —加固区的分层数;

n_2 —总的分层数;

Δp_{0i} —基底附加应力 p_0 在第 i 层产生的平均附加应力 (KPa);

h_i —第 i 层土的厚度 (m);

E_{si} —第 i 层土的压缩模量 (MPa);

ξ —模量提高系数 $\xi = 1 + m(n-1)$ 或 $\xi = \frac{f_{sp,k}}{f_{s,ki}}$

n —为桩土应力比, $n = \frac{R_k}{A_p \alpha \beta f_{s,k}}$;

$f_{s,ki}$ —第 i 层天然地基承载力标准值 (KPa)

ψ —沉降计算经验系数

经计算主楼最大沉降量为 39.4mm < 40mm, 满足设计要求。

结论

由于地基承载力不满足要求, 采用 CFG—碎石桩处理形成复合地基以满足地基承载力要求, 并得到如下结论。

(1) CFG 桩施工主要通过长螺旋钻机钻孔并利用中心管压灌超流态混凝土的方法进行, 需要控制如下参数: ①桩施工前进行基坑开挖, 预留 300 ~ 500mm 厚土方, 防止地基土扰动; 为保证施工设备有足够的工作面及安全距离, 基坑边界距外排桩位中心的距离不应小于 2.2m。②允许的偏差桩位偏差 < 200mm; 桩径偏差在 -20 ~ +20mm 之间; 桩长偏差 < ±100mm; 垂直度偏差 < 1/100;

(2) 挤密碎石桩采用套管振动挤密碎石桩机, 通过挤密后的回填土与碎石桩共同作用形成复合地基, 需要控制如下参数: ①施工中夯击中心点偏差不大于 150mm, 桩身垂直偏差不大于 1.5‰; ②桩孔内实际填石量不得小于设计值的 95%; 施工采用 20-50mm 级配碎石, 碎石最大粒径不大于 80mm, 含泥量不大于 5%。若施工过程中出现地面隆起或产生橡皮土的现象, 在施工时可采取碎石桩跳打的措施, 如降水后土层中所含孔隙水仍较高, 可在施工时先施工部分的袋装砂井, 以利于孔隙水的及时排除和消散。

致谢: 本文得到了中建国际总公司耿冬青副高级工程师的帮助, 在此表示感谢。

参考文献

- [1] 曾国熙. 地基处理手册. 北京[M]: 中国建筑工业出版社, 1988
- [2] 康景文, 等. 水泥粉煤灰桩复合地基(成都地区地基处理新技术)[P]. 中国建筑西南勘察研究院, 1999.
- [3] 《建筑地基处理技术规范》JGJ79—91[S]. 北京: 中国计划出版社
- [4] 《水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)复合地基技术规定》Q/JY06—1997[S].

Abstract: The paper tells the construction scheme and effect mechanism, and computes the parameters through the body project. It proves that the groundwork carrying capacity and subsidence is safe for design. At last, the paper gives the conclusions on the CFG and gravel pile.

Keyword: CFG and gravel pile complex groundwork; effect mechanism

真空、堆载联合预压加固软基工程的试验研究与应用*

陈磊

(武汉谦诚岩土工程有限责任公司 武汉 430062)

[摘要] 通过不同软土地基试验方案的对比,从适用性、地基稳定及工后沉降控制效果、工程经济、工期等方面,综合比选出合理的软土地基处理方案,对梅子路软土路堤及整个新区类似工况条件下地基处理提出设计及施工建议,以供类似软基处理工程设计、施工、检测参考之。

[关键词] 软基处理;塑料排水板;真空泵;真空;堆载联合预压

试验工程设计概况

1. 试验工程概况

武汉新区汉阳梅子路一标段试验工点里程为 k0+230~k0+530,长度 300m,地基处理采用真空、堆载联合预压处理,竖向排水系统采用塑料排水板作为排水路径,其深度 14.6~17.5 m,间距 1.2、1.5m,呈等边三角形布设;水平排水系统采用砂垫层作为排水路径,厚度为 50cm;砂垫层中设真空主管、滤管作为排水通道,其中主管间距 25m 左右,环状布设,滤管间距为 5m 左右,均匀布设。膜上设 20cm 砂垫层作为保护层。根据实际工程可能出现的工况及试验要求,按试验方案试验段分为 A、B、C 三段,见表 1。

梅子路软基真空、堆载联合预压处理试验方案

表 1

项别	试段分区		
	A 段	B 段	C 段
起讫里程	0+230~0+330	0+330~0+430	0+430~0+530
塑料排水板间距	1.2m	1.5m	1.5m
填土高(m)	2.0	2.0(3.9)	4.0
真空泵数	8	7	9
测试断面	+260、+280	+360、+380	+460、+480

注: 1. 施工时各区多设一出膜口及一台泵备用;正式抽真空时膜

下真空度要求不小于 80kpa;

2. 试验段 B 区在停抽真空后,随即完成余下的路基土方填筑。

* 收稿日期: 2010年7月

堆载高度(未含沉降补方高度)采用2m及4m的方案进行对比试验,考虑了实际工程中可能出现的不同填筑高度;同时试验也考虑了路基采用真空、堆载联合预压处理软基地段,修筑涵管等构筑物时,堆载先期不到设计填高,等真空卸载、开挖路基完成构筑物施工后再填至设计标高,评价如此工况条件下的路基稳定及工后沉降控制的可行性。三种试验方案抽真空密封措施相互独立,试验过程真空、堆载联合预压时间根据地基沉降固结情况控制。

试验段共设6个测试断面,A、B、C、段各设一主一辅两个测试断面。布设的主要观测测试元件及测试内容为:真空计、沉降板、地基分层沉降仪、孔隙水压力计、地基侧向(水平)位移观测仪、位移边桩以及地下水位观测等;观测真空度在砂垫层、塑料排水板、软土中的传递、地基土沉降固结特性、地基侧向位移、真空预压的有效深度及影响边界等。

2. 工程地质、水文地质条件

(1) 工程地质条件详见下表2

(2) 水文地质条件

a. 地表水

场地地表水主要为场地沿线分布的湖泊水、鱼塘水及藕塘水,主要接受大气降水、地表径流及人工补给,受气候及人工影响明显,对工程具有一定的影响,施工时可及时抽排疏干处理或采取围堰施工。

b. 地下水

在勘探孔揭穿的深度范围内拟建工程场地地下水主要为上层滞水。实测场地静止地下水位为地面下0.30—2.85m,相当于黄海高程16.00—18.26m。

试验工程实施

试验工程于2004年5月23日正式开工,经过试验工程项目部的努力,试验段A区(k0+220~330)7月21日开始抽真空,2005年1月15日停抽真空;试验段B区(k0+330~+430)于7月7日开始抽真空,12月14日停抽真空,并立即进行余下1.7m土方的填筑;C区于7月27日开始抽真空,12月16日停抽真空;路基土方从8月8日开始填筑,2005年1月4日全部完成。

根据试验工程进度,于2004年7月15日完成了真空预压《施工工艺阶段总结》,对真空预压施工工艺进行总结;2004年12月底完成了中间报告,对真空预压在武汉新区软土地基处理中的设计、施工及勘察提出了初步结论与建议;在继续观测三个月及完成加固后地基土物理力学指标检测工作后,完成最终试验报告。

真空、堆载联合预压处理软基施工工艺

真空、堆载联合预压加固软基施工工艺主要包括水平向排水体(砂垫层)铺筑、竖向排水体(塑料排水板)打设、真空管埋设、土工布和密封膜铺设、密封沟开挖及回填、真空泵安装、抽真空等工序。

主要地层基本物理力学指标

表2

地层编号	地层名称	含水率 ω%	孔隙比 e	重度 γkN/m ³	直剪(快)强度		固结系数 10 ⁻⁴ cm ² /s		有机质含量 (%)	Es(Mpa)	f _{ak} (kPa)
					Ckpa a	φ°	垂直	水平			
(2-1)	淤泥	81.1	2.216	15.5	5	2.0	4.65	45	8.5	1.7	30
(2-2)	粘土	41.2	1.104	18.1	13	6.0	12.5	33.2		3.5	75
(2-3)	粘土	34.9	0.973	18.6	18	9.0	20.5	27.0		5.0	115
(2-4)	粘土	43.8	1.209	17.8	12	5.5	12.0	37.3	6.0	3.3	70
(2-5)	淤泥质粘土	47.9	1.352	17.2	9	4.0	17.1	46.4	6.0	2.5	55
(2-6)	粘土	37.1	1.062	18.1	12	6.0			5.2	3.5	80
(2-7)	粘土	31.3	0.881	19.0	20	10.0	56.0	253.9		5.0	115
(2-8)	粘土	29.2	0.838	19.2	23	12.0	52	180		6.5	140

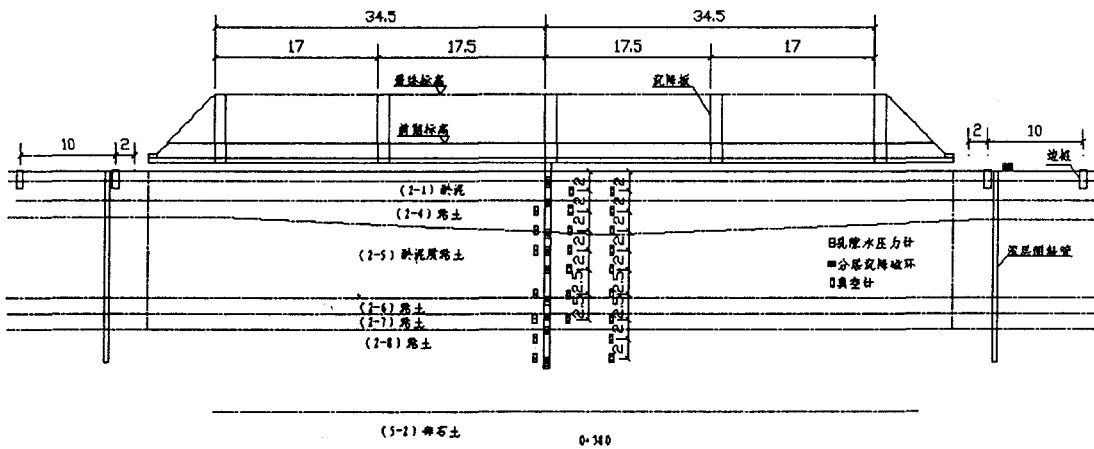


图1 元件埋设横断面示意图

真空、堆载联合预压加固软土地基的特性

了解真空度在膜下的变化情况及在深度方向沿塑料排水板的传递和在加固区淤泥中的变化规律、真空及真空、堆载联合预压条件下地基的沉降固结特性对于真空、堆载联合预压加固软基的设计及施工都有重要意义。试验段地基土中元件埋设横断面见图1。

1. 地基土中真空度

地基土中真空度测试难度相对较大,公开发表的刊物上很少见到相关资料,但其对了解真空度在塑料排水板与周围地基土中的传递变化规律、分析地基土固结历程、了解真空度在塑料排水板加固区以下地基土中的传递情况及影响深度等有重要意义。

2. 地基固结变形特征

采用沉降板、分层沉降仪、深层测斜仪、孔隙水压力计对地表、深层沉降和深层水平位移及地基固结历程进行了观测。

由于试抽真空后即开始堆载,受堆载作用影响,孔隙水压力测试值下降幅度要小一些,基本在 30~40kPa 范围之内。

地基加固效果评价

对于地基加固效果,可以从两个方面进行评价:①地基土加固前后物理力学指标变化;②工后沉降控制效果。

1. 地基土加固前后物理力学指标变化

真空预压全部完成约两个月后对地基进行了钻探取芯室内土工试验、静力触探试验及十字板试验,通过加固前后对地基土的各项试验对比,可以定量评价真空、堆载联合预压作用下地基加固效果。

(1) 钻探取芯室内土工试验物理力学指标对比

表 3 为 C 区地基加固前后物理力学指标对比,表中“指标值”分为加固后与加固前实验值,采用统计平均值

C 区地基土加固前后物理力学指标对比

表 3

指标分类	2-1 地层		2-4 地层		2-5 地层		2-8 地层		
	指标值	比值	指标值	比值	指标值	比值	指标值	比值	
天然含水率/%	49.3/72.3	68.2%	40.0/43.4	92%	34.5/48.0	71.9%	30.0/28.8	---	
天然孔隙比	1.49/2.05	72.7%	1.1/1.22	90%	1.0/1.38	73.1%	0.85/0.86	---	
快剪	$\Phi/^\circ$	4.3/1.3	3.3	4.6/4.7	---	4.4/3.0	1.5	7.4/7.5	---
	C/kPa	24/4	6.0	20.3/15	1.36	14.5/9	1.6	33.5/35	---
压缩模量/MPa	3.2/1.8	1.8	3.6/3.5	---	3.4/3.1	1.1	5.1/6.5	---	

(2) 静力触探试验

相对室内土工试验,静力触探及十字板试验为原位测试,受人为因素很小,因而测试值可比性更强。测试结果表明,加固区地基土加固完成后强度指标有了明显提高,与室内土工实验表现出相同规律。见图 2。

(3) 十字板试验

图3为地基加固前后十字板试验对比图(其中 sybk—编号为加固前试验孔,Jb—编号为地基加固后试验孔):

十字板试验与静力触探试验表现出相同规律,

测试结果表明地基土加固后抗剪强度指标有了明显提高,其中软土地及加固后强度指标增加幅度更为明显。综合加固前后钻探取芯室内土工试验、

静力触探试验及十字实验结果表明,对于加固区的软弱土层,其物理指标有了显著的改善,力学指标有了明显的提高,真空、堆载联合预压对地基加固效果明显。

2. 工后沉降推算及分析

具备一定观测时间后,利用实测的荷载—时间—沉降曲线资料推算最终沉降是一种较为可靠的方法。目前常用方法主要有双曲线法、指数曲线、三点法等,此外还有沉降速率法、星野法、门田法等,结合试验工程实测资料对以上各种方法的精度作过分析,结果表明,对于排水固结法处理软基,双曲线法精度较高,且推算沉降值与实测值相比一般要大,偏大安全,本试验段采用双曲线法推求地基最终沉降。

3. 工后沉降控制效果

考虑到停抽真空后,需施工排水管涵、剩余土方及路面结构,至路面正式验交需要一定工期,工后沉降起算时间为停抽真空及剩余土方完成后3个月之后是合适的,在此基础上考虑路基表层卸载再实施路面结构及残余次固结沉降的影响,认为试验段三个区的工后沉降能控制在10cm以内,远小于30cm的要求。

总体而言,试验段不同填高、不同工况条件下工后沉降控制都取得了良好的效果。A、B、

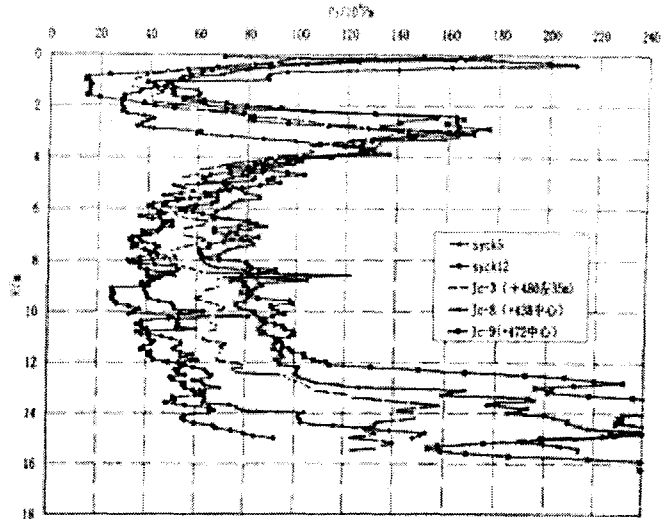


图2 地基加固前后静力触探试验对比

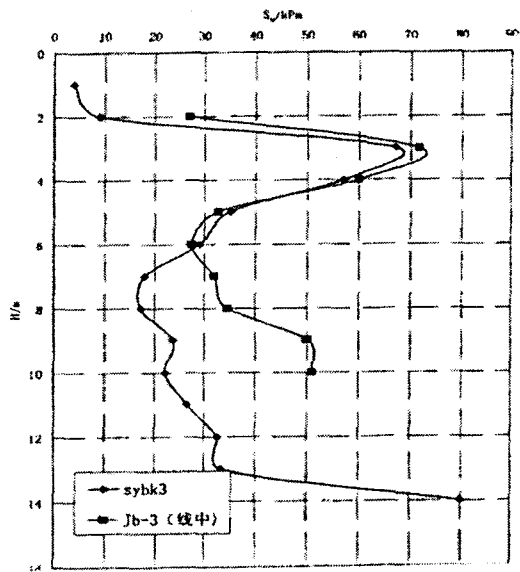


图3 地基加固前后十字板试验结果

C三区相比较而言,如不考虑A区剩余1.2填方的影响,工后沉降控制效果A区最优,B区最差,这与其工况条件是紧密相关的。

4. 通过试验达到的目的

(1)通过工程试验评价真空-堆载联合预压技术在梅子路(武汉新区)软基处理中不同工况条件下的适宜性,总结合理的施工工艺及质量控制措施。

(2)通过对试验工点真空度传递、地基沉降变形等项目的观测和测试,分析软土地基加固中地基沉降随时间、荷载的变化规律,验证地基沉降估算方法,修正设计参数。

(3)通过不同软土地基试验方案的对比,从适用性、地基稳定及工后沉降控制效果、工程经济、工期等方面,综合比选出合理的软土地基处理方案,对梅子路软土路堤及整个新区类似工况条件下地基处理提出设计及施工建议,以指导梅子路及新区类似工程软基处理的设计与施工。

结束语

1. 对于类似区域工程地质条件,采用真空-堆载联合预压对软土地基进行处理,工艺可行,不同填高及不同工况条件都能取得良好的加固效果,在经济上相比复合地基的处理方法也具有明显优势。如果工期紧张,从技术及经济性两个角度,类似区域道路工程软基处理推荐以真空-堆载联合预压为主要方案。

2. 从实测资料看,在膜下真空度保持90kPa左右的条件下,抽真空作用一段时间后,塑料排水板中真空度能达到77~84kPa,真空度在塑料排水板沿深度基本无衰减;地基土中真空度能达到与塑料排水板中基本一致的真空度。根据测试结果,在考虑真空预压加固效果时,地基土中真空度宜按小于膜下真空度8kPa考虑。

3. 由于理论计算的地基沉降与实测值有一定的差异,因此建议开展信息化施工,以控制路基施工及确定真空预压时间以满足工后沉降的要求,做到设计与施工紧密结合,理论与实践结合。

4. 试验段真空、堆载联合预压法处理软土地基,经过技术经济分析比造价最低的搅拌桩复合地基节省投资约354万元。

5. 该项技术施工机具和设备简单,便于操作;施工方便,作业效率高,加固费用低,适于大规模地基加固,易于推广应用。

6. 不需要大量堆载材料,可避免材料运入、运出而造成的运输紧张、周转困难与施工干扰;施工中无噪音,无振动,不污染环境,绿色环保。

参考文献

- [1] 龚晓南. 高等级公路地基处理设计指南[M]. 人民交通出版社 2005.11
- [2] 武汉铁四院岩土工程处 武汉新区梅子路软土路基处理试验工程试验报告[R]. 2005.04
- [3] 龚晓南, 高等级公路地基处理理论与实践[M]. 人民交通出版社 2005.

粘性土挡墙土压力试验与实测*

徐至钧 汪国烈

(深圳通力建设 深圳 518019)

[摘要] 在挡土墙结构设计中,土压力的计算是关键要素。结合某工程 27m 高的基坑支护,在现场进行挡土墙的土压力和墙体变形实测。

[关键词] 挡土墙;土压力;现场实测

山东某工程基坑四周新建高 27m 的边坡支护 200 多米,为了合理设计边坡支护的挡墙,在工程设计前在工程中选择一段试验挡墙,进行土压力实测。现将实测成果记录如下:

试验概述

本试验在山东某工程附近选择一个具有代表性的土层,做了大小共三个试验挡墙,进行原状土土压力的实测试验。各墙尺寸见表 1。

试验挡墙尺寸一览表

表 1

序号	挡土墙名称	尺寸 (m)			土体加荷面积(m ²)
		高	宽	厚	
1	大试验墙	9.2	3	0.6~1.7	3×8=24
2	小试验墙(1)	2.2	1	0.6~1.0	1×2.2=2.2
3	小试验墙(2)	2.2	1	0.24	1×2.2=2.2

现将试验情况简述如下:

1. 大试验墙(简称大墙)

首先将土体制成一个高 9.2m,宽 9m 的垂直坡,在垂直坡的中部砌一个 3m 宽,9.2 m 高的重力式浆砌块石挡土墙,用 M5 水泥砂浆砌成。试验墙尺寸上部宽 0.6m,下部宽 1.4m,基础宽 1.7m。

土体顶面宽 3 m,长 8 m。为使土体顶面施加垂直荷载时,土体内的应力条件符合平面

* 收稿日期:2010年5月

假定，将试验墙两侧土体挖成宽 0.5 米的沟槽，沟底自墙脚成 45° 斜坡向上至土体顶面，使试验土体与两侧土体分开。沟内充填干砂及炉渣。墙脚被动土体也同样切断，与两侧土体分开，沟坡较前更缓。(图 1、图 2)

沿墙背中心线共埋设 9 个压力盒，以测定墙背土压力；沿墙基础中心线埋设三个压力盒，以测定墙基础底面应力；墙脚侧壁中点处埋设一个压力盒测定被动土压力。(图 2)

压力盒采用丹东弹性元件厂出产的 GY124 型钢弦压力盒，其直径 124mm，厚 29 mm，最大挠度 $99.93 \times 10^{-3} \text{mm}$ 。钢弦频率接收器采用丹东电子仪器厂生产 GPS—1 型。

为保证压力盒标定时的接触条件与试验土体实际作用时的接触条件一致，并尽量取得与实际一致的边界条件，使压力盒测量结果能比较正确反映土压力的大小，我们对压力盒采用了“现场埋设就地标定”法。

为测定挡土墙在墙背土体超载下的位移和沉降，在墙的顶部、中部及底部，共埋设 9 个水平位移观测点和 11 个沉降观测点，并在墙背土体的中部设置了不同深度的沉降观测点，见(图 3)。

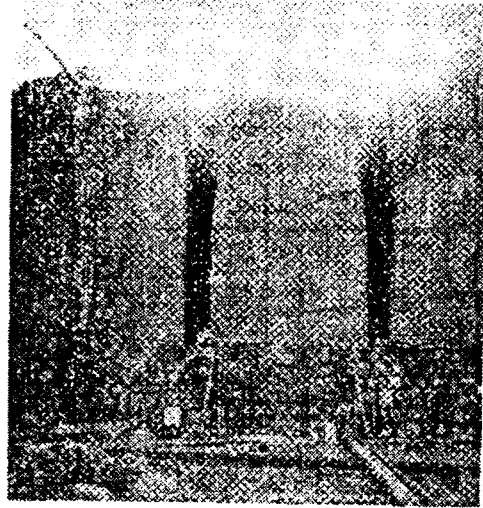


图 1 大墙土体开挖实况

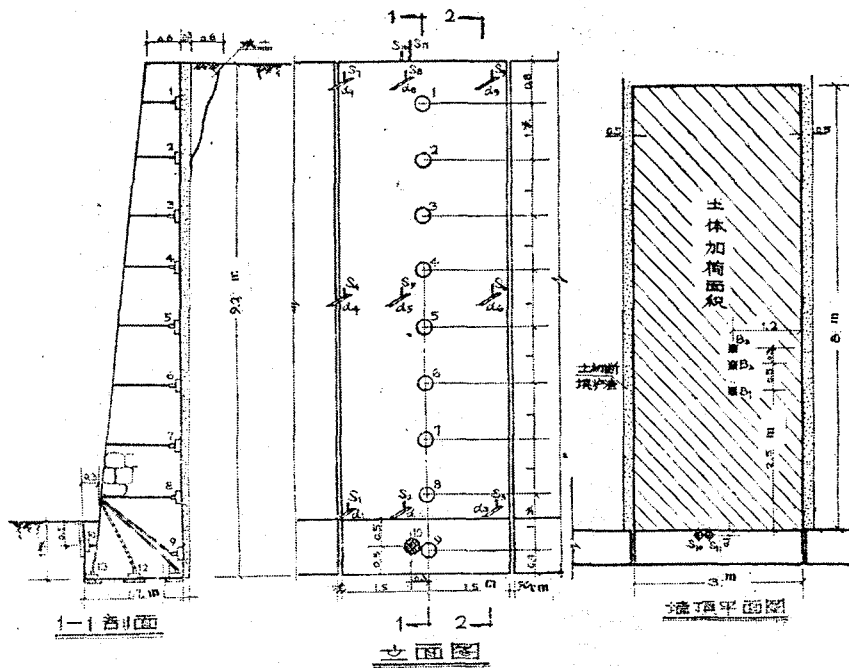


图 2 大试验墙尺寸与测试仪器埋设图

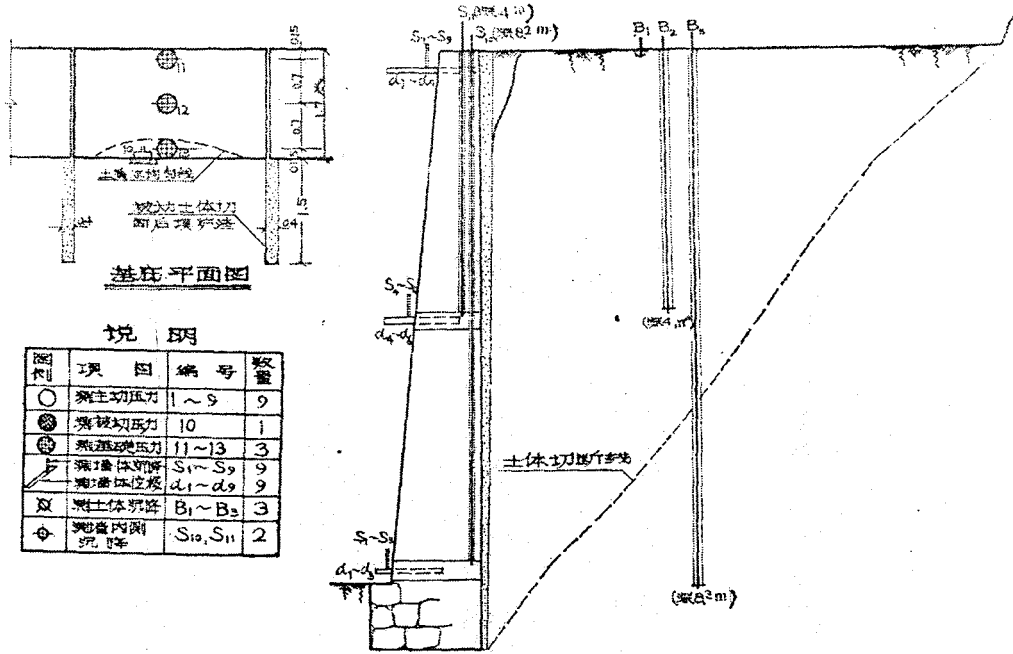


图3 大墙墙体压力盒、变形和沉降观测点布置图

水平位移观测用 Z₂ 经纬仪，测量精度达 2"。为保证观测精度，采用“仪器固定”法(图 4)，测点安置固定的钢直尺。沉降观测用 030 水准仪，精度 1/10mm，测点上安设固定钢直尺。

除上述观测点外，在墙背土体的中心线上每隔 0.8m 打一个石灰孔柱，用以观测试验后土体的破裂情况。

土体顶面加荷面积为 3×8=24 m²，用生铁块和钢轨施加均布荷载。荷重(超载)分七级施加，每级约 400kN，相当于 16.7kN/m²。见(图 5)。每极荷载施加后，随时测量压力和变形的变化。



图4 大墙位移测量

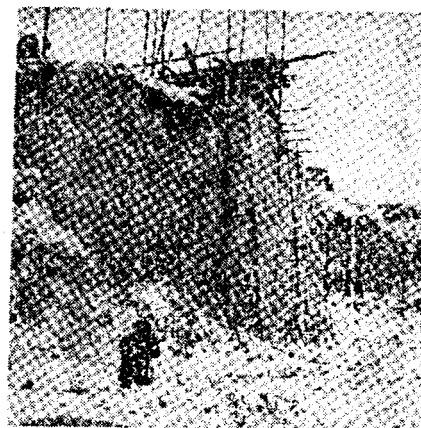


图5 大墙土体加荷

2. 小试验墙 1 及 2(简称小墙 1 及 2)

小试验墙 1 及 2 的试验办法和大试验墙基本相同。先将土体削成一个高 2.2m, 宽 3m 的垂直坡。在坡面中部砌一个宽 1m, 高 2.2m 的挡土墙。沿墙背中心线埋设 5 个压力盒, 测定墙背土压力。同时, 在墙的上部和下部共设置 4 个水平位移观测点, 用固定钢直尺和指示针测量墙体水平位移。在墙背土体表面设有沉降观测点。

为符合平面假定, 在墙背土体两侧, 各挖一条宽 0.3m 的沟槽, 沟内充填干砂和炉渣。

土体顶面宽 1m, 长 2.2m; 加荷面积 2.2 m²。其上铺钢筋混凝土板和枕木, 以均匀传递上部荷载。加荷用 1000kN 油压千斤顶, 用预先锚固的钢桁架作千斤顶反力支座, 加荷装置见(图 6)。荷载按 50kN/m² 一级, 逐级施加, 直至土体出现破坏现象为止。

沿墙背土体的中心线, 打一排石灰孔柱, 孔柱间距 0.3 ~ 0.55m, 用以检查试验后土体破裂情况。

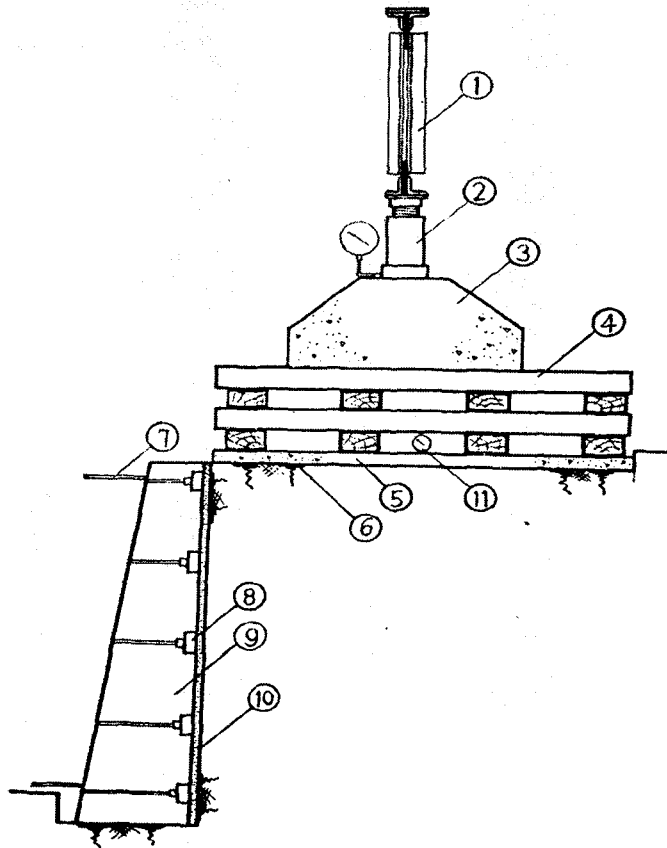


图 6 小试验墙加荷示意图

- 1—加荷桁架; 2—油压千斤顶; 3—预制锥形混凝土板; 4—道木; 5—预制钢筋混凝土板; 6—试验土体;
7—位移观测尺; 8—钢弦压力盒; 9—小试验墙; 10—压力盒砂垫层;
11—土体变形观测量表。

土的物理力学性质

为了解该地区土的物理力学性质，曾对该地区的土层进行了较详细的勘探试验。根据试验结果，本区的土大致可分为两类。一种是属于黄褐色稍密实土，有肉眼可见的根孔，局部含有腐植物和姜结石，另一种属于红褐色土，较密实，易裂开，裂面有光泽及铁锰质黑色斑点。我们这次进行挡土墙土压力试验处，土的性质基本上属于前一种。

为了更可靠地了解大墙墙后粘性土的性质，又对该地区土质重新取样，进行了物理性质、强度及静止侧压力系数的试验。

土的物理性质指标见表2。

粘性土物理性质表

表2

天然含水量 $\omega\%$	土的重度 γ KN/m ³	流性限度 W _r %	塑性限度 W _p %	塑性指数 W _n	天然稠度 B	饱和度 G%	比重 Δ	孔隙比 ϵ	按颗粒 组成分类
15.1	16.9	28.2	17.8	10.4	-0.03	53.9	2.72	0.92	轻粉质壤土

粘性土土压力计算是否正确，一方面取决于计算公式的适用程度，另一方面，也视所选择的土的强度指标 C ， φ 值是否能正确地反映土的工作状态。在我们这次挡土墙试验中，考虑到土的天然含水量较低，属硬塑性土，且在试验中加超载的速度较快，故采用直接快剪试验及三轴不排水剪试验分别测得其强度指标如下：

直接快剪试验：

$$C = 7.5\text{kpa}, \varphi = 26^\circ$$

三轴不排水剪试验：

$$C = 5.5\text{kpa}, \varphi = 20^\circ$$

试验墙的分析采用 $C = 6.0\text{kpa}, \varphi = 25^\circ$

土的静止侧压力系数，随土的性质不同，变化范围很大，很难按一般参考文献选取可靠的数值。为了估计挡土墙土体加荷后对墙背所产生的侧压力，我们在室内测定了该土体的静止土压力系数 ξ 。试验用三轴剪力仪测定，试样直径 $d=6.4\text{cm}$ ，高 15cm ，共作了二组试验，结果如下。

$$\xi_1=0.47, \xi_2=0.35, \xi_{\text{平均}}=0.41$$

挡土墙基础与土层接触的摩擦系数，一些文献上只列有混凝土与土之间的摩擦系数，一般没有考虑凝聚力 C ，对于粘性土一般建议 $f=0.3 \sim 0.35$ ，也有用 $f=0.4 \sim 0.5$ 的。我们根据施工条件和所用的材料，进行了现场摩擦（拖板）试验，测得： $C=0.69\text{Kpa}$ ， $f=0.6$ ，我们这次试验墙的稳定计算即以此指标为依据。

土压力实测成果分析

1. 墙背土压力

在土体表面超载作用下，墙背土压力实测成果见(图 7)、(图 8)。

从图中可见，9.2m 高试验墙(简称大墙)和 2.2m 高试验墙(简称小墙 1)在超载作用下，墙背土压力分布是上部大、下部小，基本上类似于半无限体内应力扩散分布规律，并不是象“理论计算”中按矩形和静水压力的分布规律，其压力分布基本上类似于下列关系式：

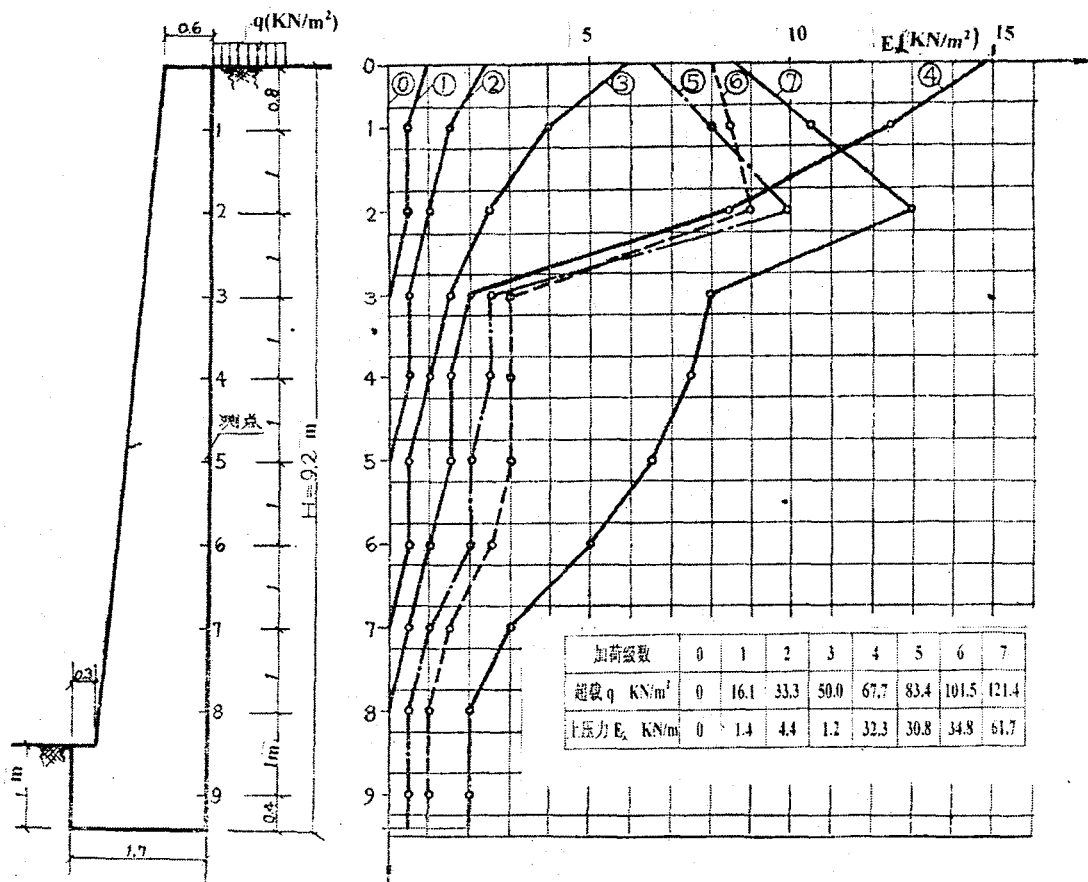


图 7 大墙墙背土压力分布图

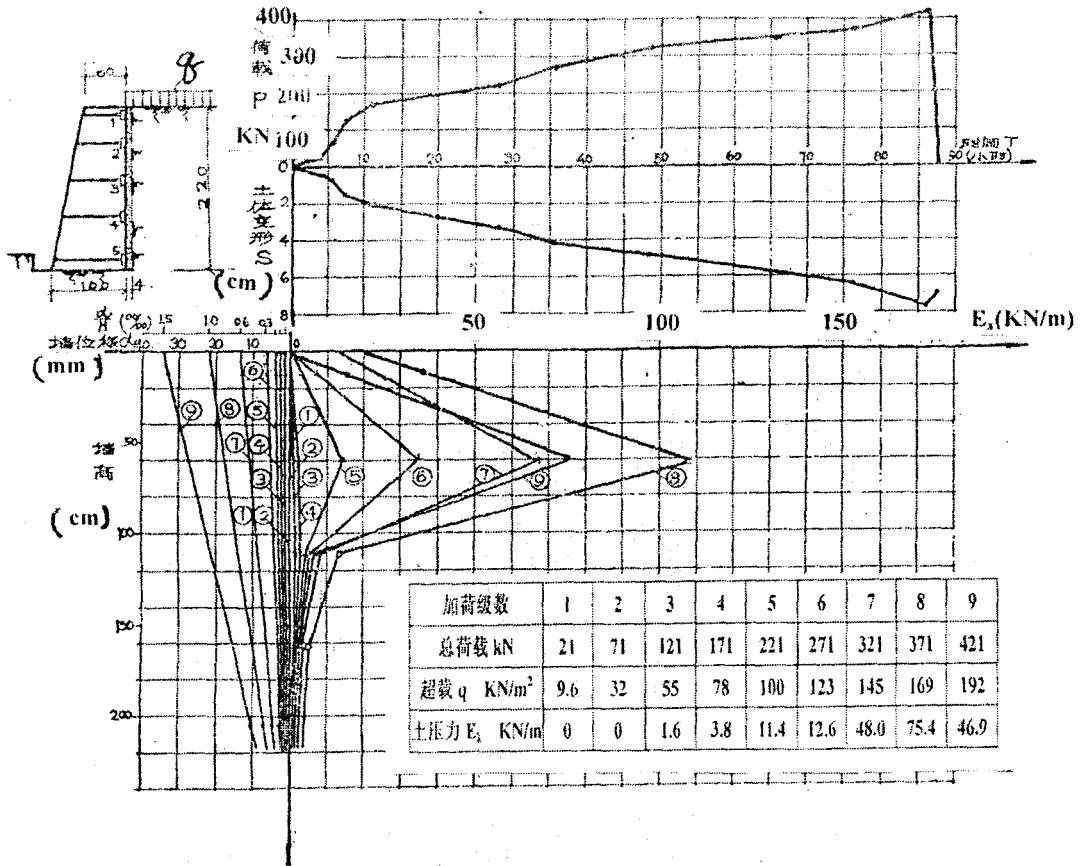


图8 小墙1试验成果图

即

$$e_x = \eta \xi K_z \sigma_z$$

式中： σ_z ——墙背土表面单位超载，
 e_x ——墙背某点水平土压力；
 K_z ——半无限体内的应力扩散系数；
 ξ ——土的侧压力系数，
 η ——由于墙体位移等原因对侧压力的影响系数。

本试验墙背实测土压力很小，如大墙在超载 $q=121.4\text{kN/m}^2$ 时，最大土压力 e_x 为 15kN/m ，其水平总土压力也只有 $E_x=61.7\text{kN/m}^2$ ；同样，小墙1在超载 $q=169\text{kN/m}^2$ 作用下，墙背最大土压力为 $e_x=108\text{kN/m}^2$ ，其水平总土压力也只有 $E_x=75.4\text{kN/m}$ ；根据对大墙的倾复稳定验算的结果亦说明墙背土压力就是很小，证明实测结果是可信的。这同以往理论计算的土压力数值有很大出入。

另外，从图中可见，土压力的大小随着超载的增大而增加，且由上向下扩展，土压力分布图形的“重心”，也逐步下移。大墙和小墙1的墙背土压力和超载 q 的关系分别见(图9)、(图10)。

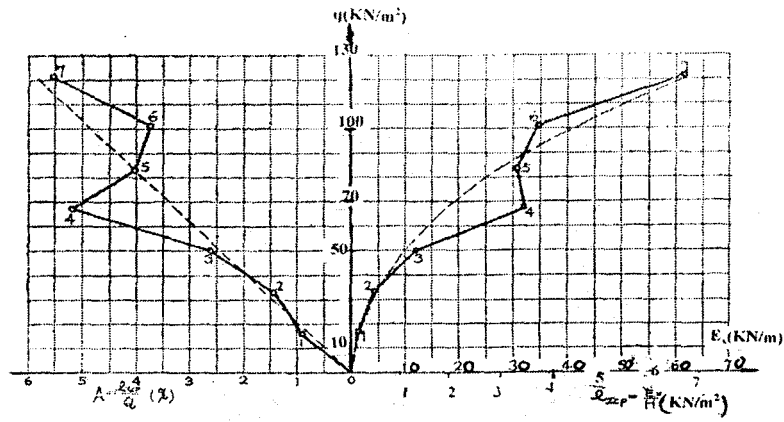


图9 大墙墙背土压力与超载关系图

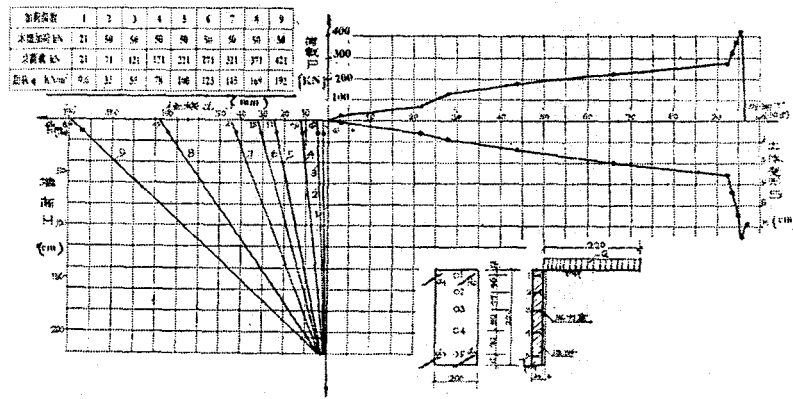


图10 小墙2 试验成果图

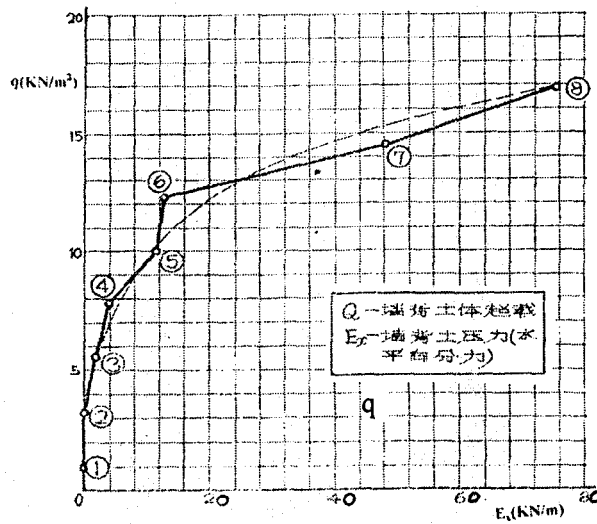


图11 小墙1 墙背土压力与超载关系图

从图中可见,墙背水平总土压力 E_x 随超载 q 的增加而增大,并非成直线关系。墙背土压力 E_x 的增大比超载 q 的增加要快,似乎有这样的关系,即 $E_x=f(q^i)$, 式中 $i>1$ 。

随着墙背土压力的增大,墙体水平位移也逐步增加,而墙的位移对土压力的大小和分布也会产生影响,如从(图9)中可见,大墙在超载 $q=67.7\text{kN/m}^2$ 以后,在更大超载作用下,墙顶第一测点的压力比下面第二测点的压力为小,这是墙位移影响的结果(此时墙顶水平位移为墙高的 $\frac{1.1}{1000}$)。(图10)中小墙2的试验结果同样证明了这一关系。

2. 墙脚被动土压力

墙脚被动土压力分布见(图12)。从图中可见,墙脚被动土压力随超载的增加而增大,当超载从0增加到 121.4kN/m^2 时,被动土压力则由0增加到 70kN/m^2 。综合分析墙背土压力、墙体位移和沉降、墙体转动等情况,可以确定土压力的分布规律基本上是上大下小,类似于三角形分布规律。

另外,从(图13)可以看出,大墙被动土压力 E'_x 随超载 q 增加而增大的关系也不是直线关系, E'_x 的增加比超载 q 增加要快,类似于墙背土压力随超载增大的关系。

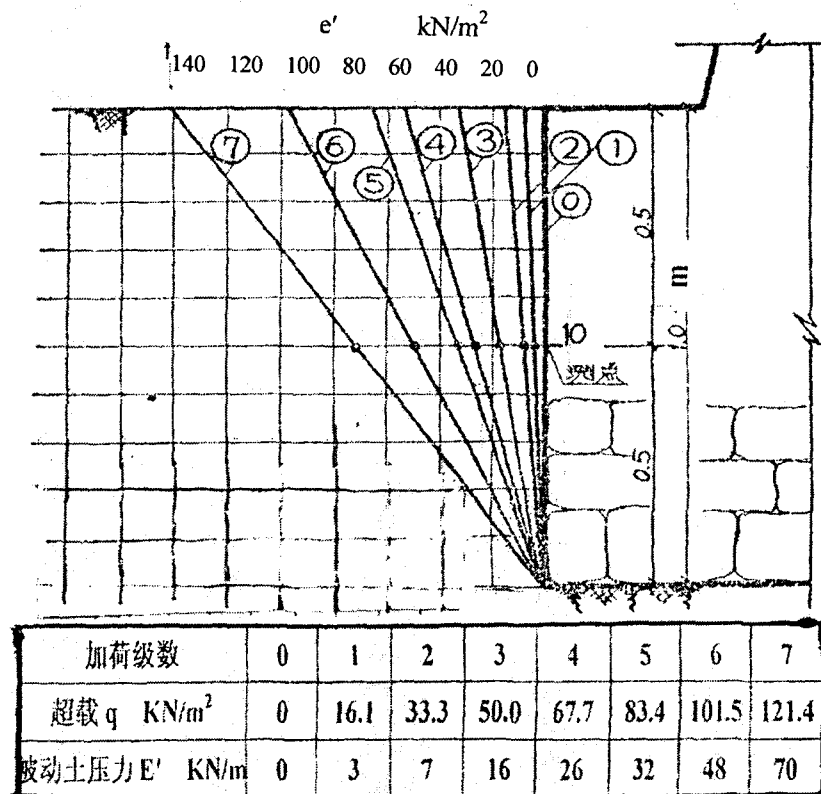


图12 大墙墙脚被动土压力分布图

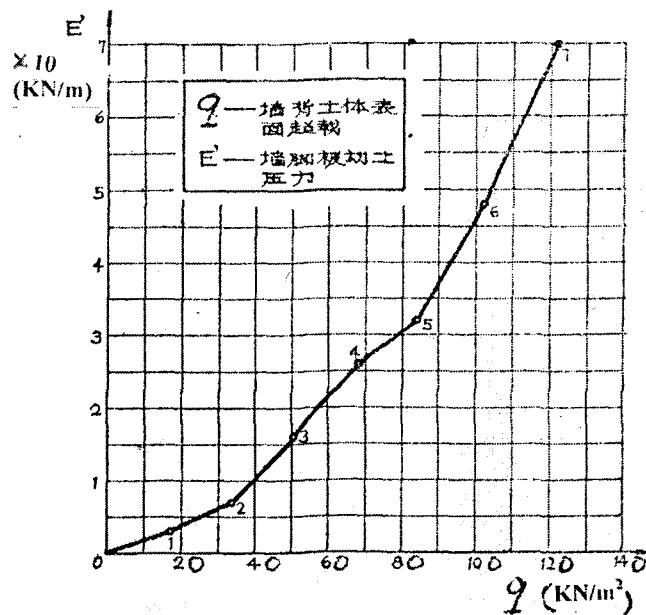


图 13 大墙被动土压力 E' 与超载 q 的关系图

3. 墙基础底面应力

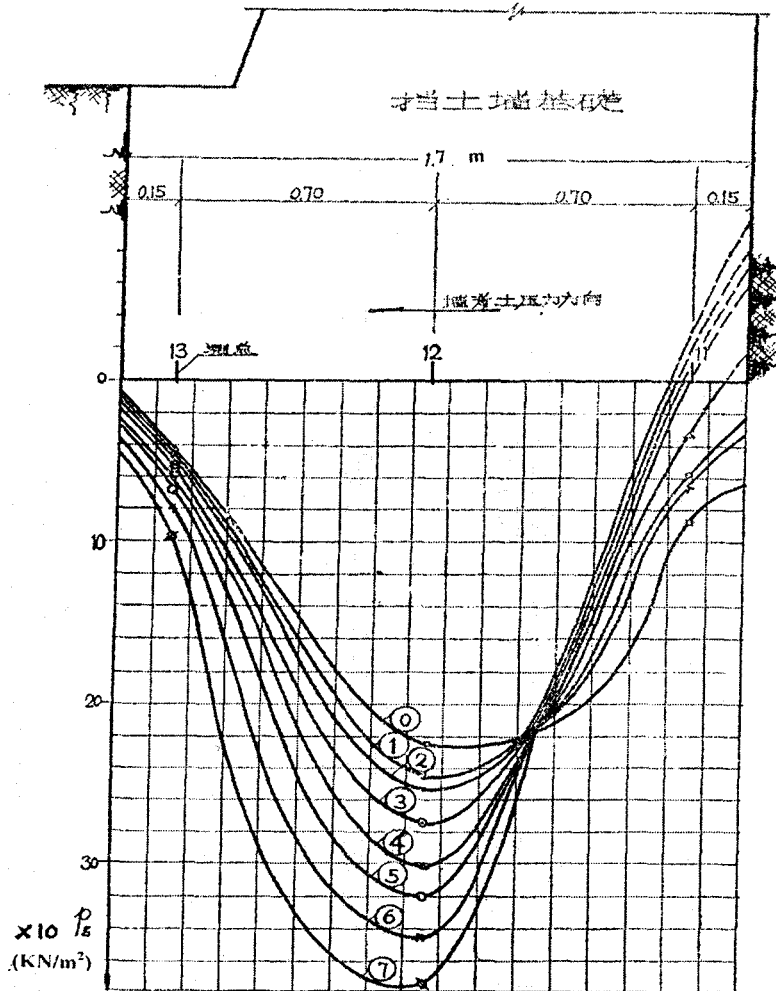
(图 14) 是大墙墙背土体超载作用下基础底面应力分布图。

从图中可见, 基底应力随超载增加而增大, 其分布图形的“重心”逐渐向远离墙背的方向外移。靠近墙背的 11#测点处的应力随超载增加而减小, 当超载从 0 增加到 121.4kN/m², 该点应力则从 8.7 kN/m²减小到 0, 以至出现该处墙底脱空。而另外二个测点的基底应力则随超载增加而增大, 其中 13#测点自 44kN/m²增至 98 kN/m², 12#测点自 225 kN/m²增至 376 kN/m²。这是由于超载增加使墙背土压力增加, 从而使倾复力矩增大所致。

基底应力分布成抛物线形, 即使在来加超载前也不是按理论计算的梯形分布。这与墙基的土质不均匀性有关, 如 13#测点附近土质较软(见图 2 所示的基础平面土质不均匀线), 因此, 使测得的应力就小。另外, 由于挡土墙施工时, 墙与土之间填砂与夯实, 造成砂对墙背的侧向挤压, 使墙体“重心”外移。

从(图 14)还可看出, 相应各极超载下的基底应力分布曲线, 基本上交于一点的附近。这个点是基底应力增减的分界点, 实际上是墙基础底面的转动点。

从(图 14)还可见, 基底的总反力随超载的增加而增大。这是在超载作用下墙背土压力增加, 由于墙背摩擦力使作用于墙体的垂直分力增加所致。但在本试验中, 出现了施加后两极超载时基底反力增加过大的现象, 这可能是由于砌石墙背有凸出处和墙顶有一定位移而受一定荷载, 或其它原因所造成。不论如何, 基底反力随超载有一定增加的事实是肯定的。



加荷级数	0	1	2	3	4	5	6	7
超载 q KN/m^2	0	16.1	33.3	50.0	67.7	83.4	101.5	121.4
基础底面 应力 p_i kN/m	11#	87	64	58	33	0	(脱空)	
	12#	225	246	254	275	302	321	346
	13#	44	46	50	55	62	68	80
① 基底合力 p_e kN/m	218	220	225	229	239	247	268	298
② 挡土墙自重 (kN)	218.1							
③ ①-②	1	1.01	1.03	1.05	1.10	1.13	1.23	1.37
④ 垂直切向力 kN/m	0	2.3	7.1	11.1	20.7	29.3	50.3	80.3
④ ①-②								

图 14 大墙基础应力分布图

从(图 15)可见, 大墙墙背垂直分力随超载增加而增大, 且不是直线关系, 而是垂直分力的增加速率较超载增加速率要快, 类似于墙背土压力与超载的关系。

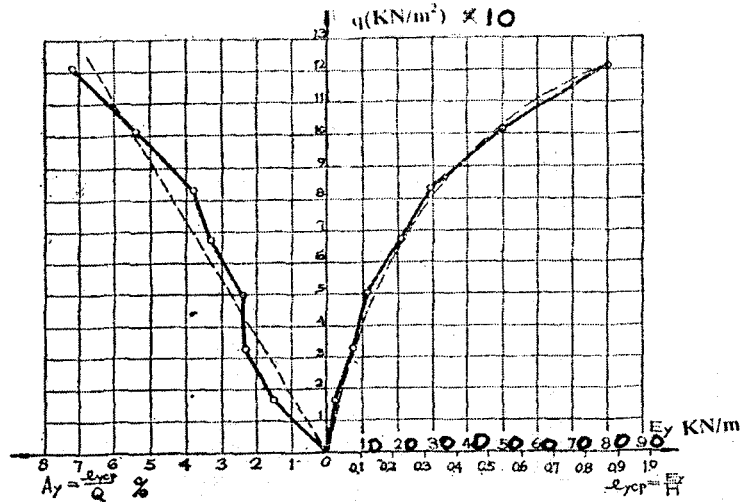


图 15 大墙墙背垂直分力与超载关系图

大墙和小墙 1 各测点的土压力实测成果分别见表 3 和表 4。小墙 2 由于刚度较小，当墙后土面施加荷载后，位移较大，故未测得土压力。

4. 墙体的位移和变形

(图 16)为大墙墙背土体超载作用下墙体水平位移和沉降图，小墙 1 和小墙 2 的位移和沉降见(表 6)和(表 7)。

大墙土压力实测成果表

表 3

加荷级数			0	1	2	3	4	5	6	7
墙背土体表面超载 q kN/m ²			0	16.7	33.3	50.0	67.7	83.4	101.5	121.4
墙背土压力	测点应力 kN/m ²	1*(距墙底8.4m)	0	0.5	1.5	4.0	12.5	8.0	8.5	10.5
		2*(距墙底7.4m)	0	0.5	1.0	2.5	8.5	10.0	9.0	13.0
		3*(距墙底6.4m)	0	0.5	0.5	1.5	2.0	2.5	3.0	8.0
		4*(距墙底5.4m)	0	0.5	0.5	1.0	1.5	2.5	3.0	7.5
		5*(距墙底4.4m)	0	0.5	0	0.5	1.5	2.0	3.0	6.5
		6*(距墙底3.4m)	0	0.5	0	0.5	1.0	2.0	2.5	5.0
		7*(距墙底2.4m)	0	0.5	0	0	0.5	1.0	1.5	3.0
		8*(距墙底1.4m)	0	0.5	0	0	0	0.5	1.0	2.0
		9*(距墙底0.4m)	0	0.5	0	0	0	0.5	1.0	2.0
水平总土压力 E_x kN/m			0	1.4	4.4	12.0	32.3	30.8	34.8	61.7
平均土压力 $e_x = E_x/H$ kN/m ²			0	0.15	0.48	1.3	3.5	3.3	3.8	6.7
墙脚被动土压力	10#测点kN/m ²		0	3	7	16	26	32	48	70
	水平总土压力 E'_x kN/m		0	3	7	16	26	32	48	70
基础底面应力	测点应力 kN/m ²	11*(距墙背0.15m)	87	64	58	23	0	脱空	脱空	脱空
		12*(距墙背0.85m)	225	246	254	275	302	321	346	376
		13*(距墙背1.55m)	44	46	50	55	62	68	80	98
	合力 P , kN/m ²		218	220	225	229	239	247	268	298

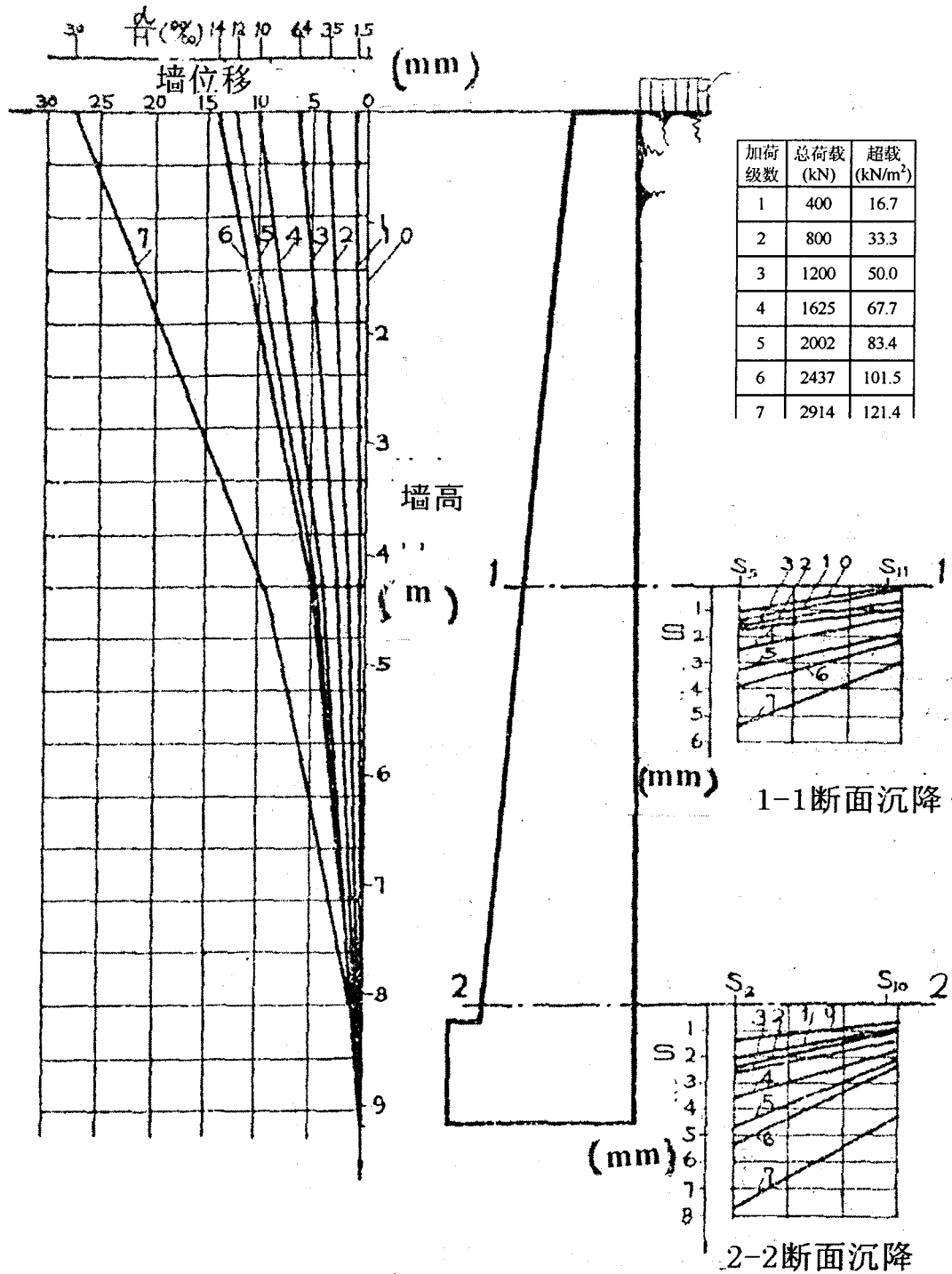


图16 大墙墙体水平位移和沉降图

小墙1土压力实测成果表

表4

加荷级数			1	2	3	4	5	6	7	8	9
墙背土体表面超载 q kN/m^2			1.0	3.2	5.5	7.8	10.0	12.3	14.5	16.9	19.2
墙背土压力	测点应 力 kN/m^2	1*(距墙底8.4m)	0	0	0	0	3	7	26	36	12
		2*(距墙底7.4m)	0	0	1	2	4	4	67	10.8	76
		3*(距墙底6.4m)	0	0	2	3	5	6	8	3	7
		4*(距墙底5.4m)	0	0	1	1	2	2	3	5	2
		5*(距墙底4.4m)	0	0	0	0	0	0	1	2	4
	水平总土压力 E_x kN/m		0	0	1.6	3.8	11.4	12.6	48.0	75.4	46.9
	平均土压力 $e_x=E_x/H$ kN/m^2		0	0	0.73	1.7	5.2	5.7	21.8	34.2	21.2

备注：当 $q=19.2 \text{ kN/m}^2$ 时，靠墙顶处土体剥落两块，墙体仍好。

从(图 16)可看出，大墙的位移和变形，随超载增加而增大，当超载由 0 增加到 121.4 kN/m^2 时，墙顶水平位移由 0 增加到 27.6 mm (相当于墙高的 $\frac{3}{100}$)，墙中部由 0 增至 0.94 mm ，比墙顶位移小，而墙脚只有 0.64 mm ，几乎没有水平位移。墙基底的沉降也随超载增加而增大，见(图 17)。另外，墙的位移随土压力的增加而增大，见(图 18)。

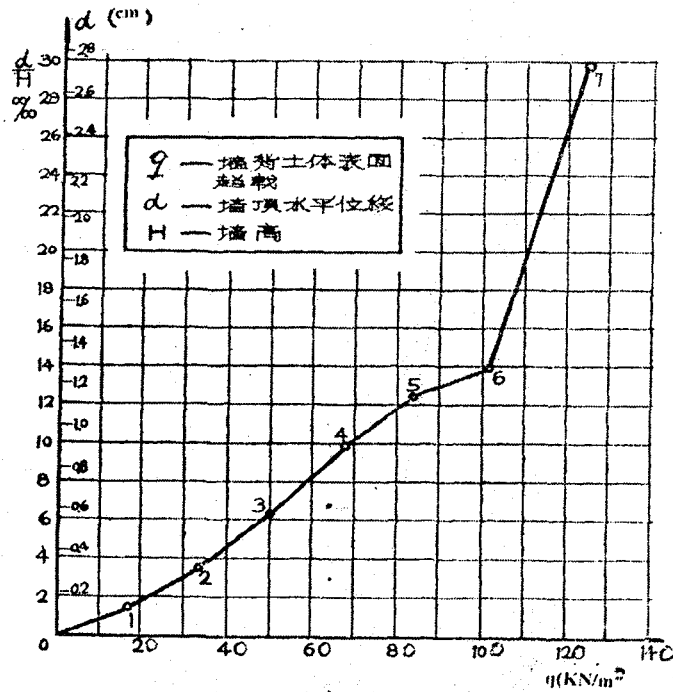


图 17 大墙超载与位移关系线

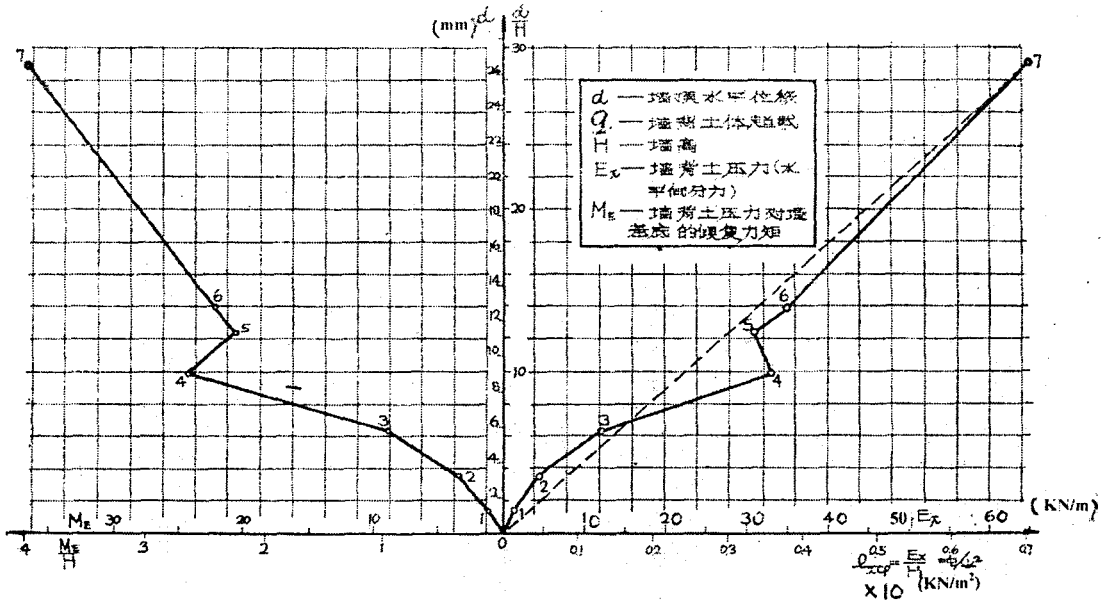


图18 大墙墙背土压力与位移关系线

靠墙背一侧的沉降由 0.7mm 增加到 4.3mm，而靠被动土体一侧则从 1.3mm 增至 7.8mm。由上述可以看出，大墙的变形基本上是转动的形式见(图 19)。

又如小墙 1，当超载由 0 增至 169kN/m²时，墙顶水平位移由 0 增至 22mm(相当于墙高 $\frac{1}{100}$)，墙脚则由 0 增加到 6mm，比墙顶小。这时土体尚未破坏。当超载继续增加到 192kN/m²时，墙顶水平位移达到 34.5mm(相当于墙高 $\frac{1}{67}$)，墙脚位移则增至 8.5mm，这时土体已出现垂直剥落。可见小墙 1 的变形形式是水平位移和转动。

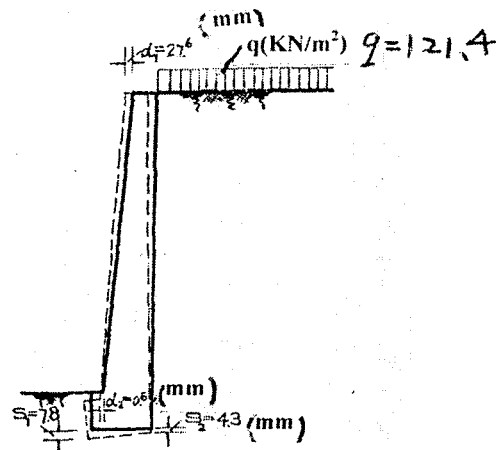


图 19

再如小墙 2, 当超载由 0 增到 192 kN/m²时, 墙顶位移从 0 增至 190mm, 墙脚由 0 增至 4mm, 这时土体还未破坏, 墙亦未倾倒。当超载继续增加时, 墙背土体出现垂直剥落, 砖墙倾倒。小墙 2 是以转动为主的。

根据上述情况, 说明墙体本身有一定变形还是允许的, 根据试验说明, 墙背土体产生一定的侧向变形, 也不致破坏。

大墙、小墙 1 及小墙 2 实测成果汇总见表 5, 表 6 和表 7。

大墙试验成果汇总表

表 5

加荷级数		0	1	2	3	4	5	6	7	
墙背土体表面超载Q kN/m ²		0	6.7	33.3	50	67.7	83.4	101.5	121.4	
压力 kN/m	墙背土压力(水平分力) E _x	0	1.4	4.4	12	32.3	30.8	34.8	61.7	
	墙脚被动土压力(水平分力) E' _x	0	3	7	16	26	32	48	70	
	基础反力P _z	218	220	225	229	239	247	268	298	
变形	墙顶水平位移	d(mm)	0	1.2	3.8	6.6	10.2	12.4	14.2	27.6
		d/H (%)	0	1.0	4.0	7.0	11.0	13.0	15.0	30.0
	基底沉降 mm	墙背角点S ₁₀	0.7	0.9	1.1	1.5	1.8	2.2	2.5	4.3
		墙脚角点S ₂	1.3	2.0	2.4	2.6	3.6	4.7	5.3	7.8
	墙背土体沉降 mm	土表面B ₁	0	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0
		深4.0m处B ₂	0	0	0.5	1.0	2.0	3.0	5.0	6.7
深8.3m处B ₃		0	0	0.1	0.5	1.2	2.0	3.0	5.0	

注: 墙身和土体均未发现破坏现象。表中H—墙高。

小墙 1 试验成果汇总表

表 6

加荷级数		1	2	3	4	5	6	7	8	9
墙背土体表面超载q kN/m ²		10	32	55	78	100	123	145	169	192
墙背土压力(水平分力) kN/m		0	0	1.6	3.8	11.4	12.6	48	75.4	46.9
墙顶水平位移 (mm)	d(mm)	0	0	1.5	3.0	4.0	6.5	13.5	22.0	34.5
	d/H (%)	0	0	1.0	1.0	2.0	3.0	6.0	10.0	15.0
墙脚水平位移 (mm)	d(mm)	0	0	1.0	1.5	2.0	2.5	4.0	6.0	8.5
	d/H (%)	0	0	0	1.0	1.0	1.0	2.0	3.0	4.0
墙背土表面沉降 (mm)		1.5	7.0	13.0	20.0	33.0	40.0	48.0	64.0	75.0

注: q=19.2kN/m²时靠墙顶处土体剥落两块, 均为垂直破裂面, 墙体无损。H—墙高。

小墙2试验成果汇总表

表7

加荷级数			1	2	3	4	5	6	7	8	9
墙背土体表面超载 q kN/m^2			10	32	55	78	100	123	145	169	192
墙水平位移	墙顶	$d(\text{mm})$	0	2.0	5.0	13.0	25.0	33.4	45.0	107.0	190.0
		d/H (%)	0	0.1	0.2	0.6	1.1	1.5	2.0	4.9	8.6
	墙脚	$d(\text{mm})$	0	1.0	2.0	2.0	3.0	3.0	4.0	4.0	4.0
		d/H (%)	0	0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2
墙背土表面沉降 (mm)			1.2	12.0	18.0	28.0	40.0	50.0	66.0	84.0	110.0

注: H —墙高。

5. 墙背土体的变形

(图 20)和(图 21)为大墙墙背土体在超载作用下的分层变形(指土的竖向变形)的情况,以及土变形与超载的关系。(表 6)和(表 7)分别为小墙 1 及 2 墙背土体在超载作用下的地表变形。从(图 20)、(图 21)中可见,土体变形随超载增加而增大。如大墙在超载 $q=121.4\text{kN}/\text{m}^2$ 时,土表面 B_1 点沉降 8mm, B_2 点(土表面以下 4m)沉降 6.7mm, 占土表面沉降的 84%; 而 B_3 点(土表面以下 8.3m)沉降 5mm, 占土表面沉降的 63%。土的变形是表面大, 深层小。从这里说明, 墙背土体在超载作用下, 较深的土体内也有压缩变形。又如小墙 1 在超载 $q=169\text{KN}/\text{m}^2$ 时, 土体表面变形 6.4mm(土体未破坏), 当超载 $q=192\text{kN}/\text{m}^2$ 时, 土表面变形 75mm(这时土体靠墙背部分, 产生局部剥落破坏)。又如小墙 2 在超载 $q=192\text{kN}/\text{m}^2$ 时, 土表面变形 84mm(土体未破坏), 当超载 $q=218\text{KN}/\text{m}^2$ 时, 土表面变形达 110mm(这时土体靠墙背部分, 产生局部剥落破坏)。综上所述, 墙背土体在超载作用下, 基本上符合均布荷载下地基土的变形特性, 但靠近墙背部分还将受到墙背和墙体变形的影响。

6. 墙背土体损坏情况的现场描述

(图 22)是大墙、小墙 1 和小墙 2 在试验结束后, 对墙背土体损坏情况的现场描述示意图。从图中可见, 沿土体切断的两侧表面上都有一些规则的细裂纹, 这是由于切断两侧沟槽内填的干砂和炉渣, 侧限不够, 在超载作用下, 土体是空间受力的结果, 并不是土体的破坏。在大墙墙背土体上没有发现其他损坏情况, 说明在超载 $q=121.4\text{kN}/\text{m}^2$ 作用下, 土体没有破坏。如按此推算, 则该土体至少可以直立 20 多 m 高。其推算方法如下;

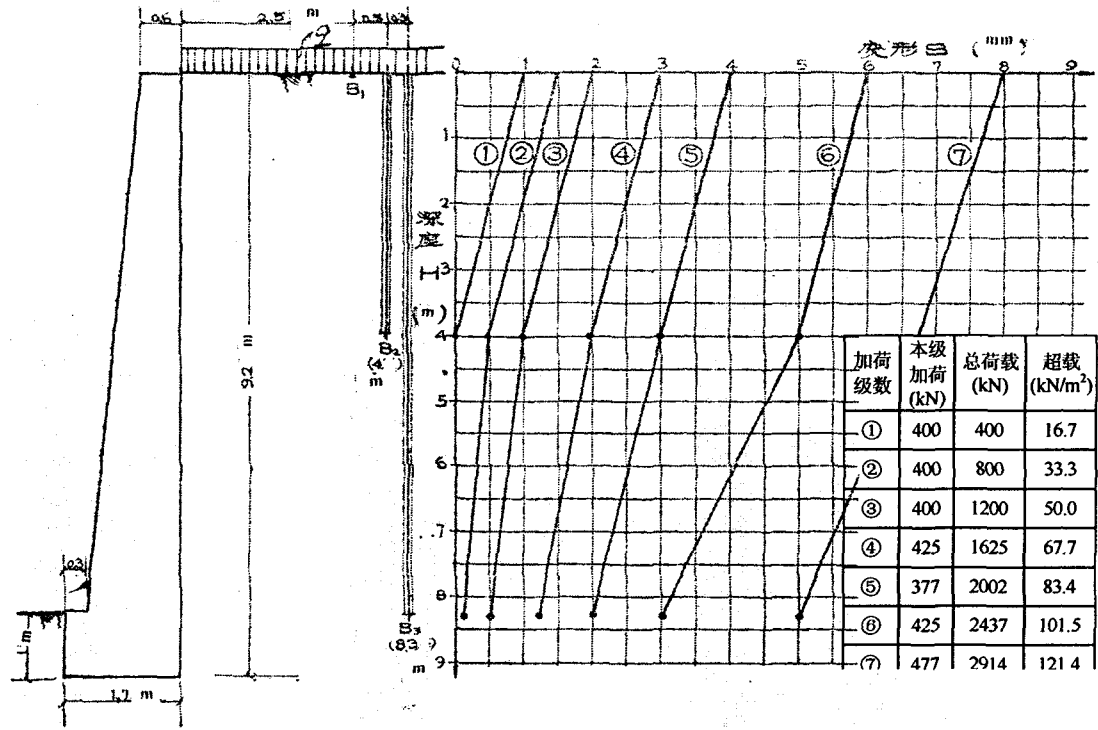


图 20 大墙墙背超载与土体分层变形关系图

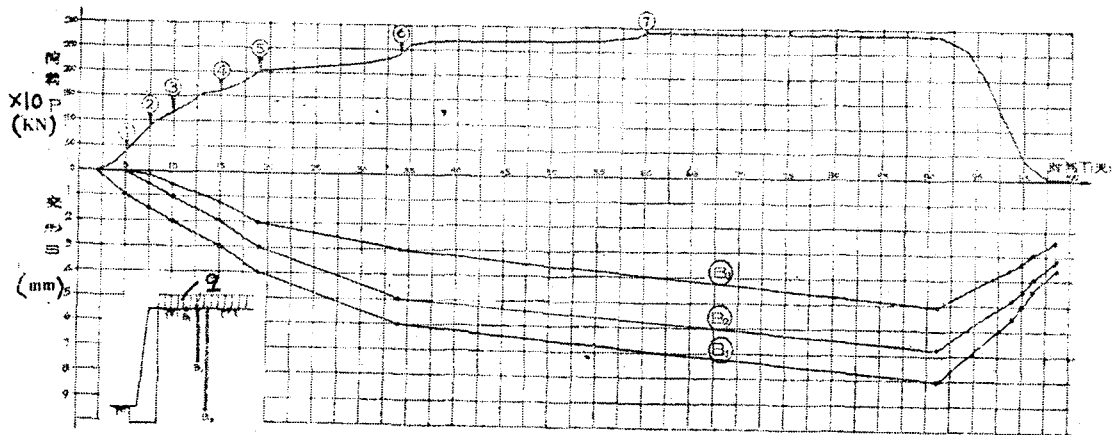


图 21 大墙墙背土体分层变形图

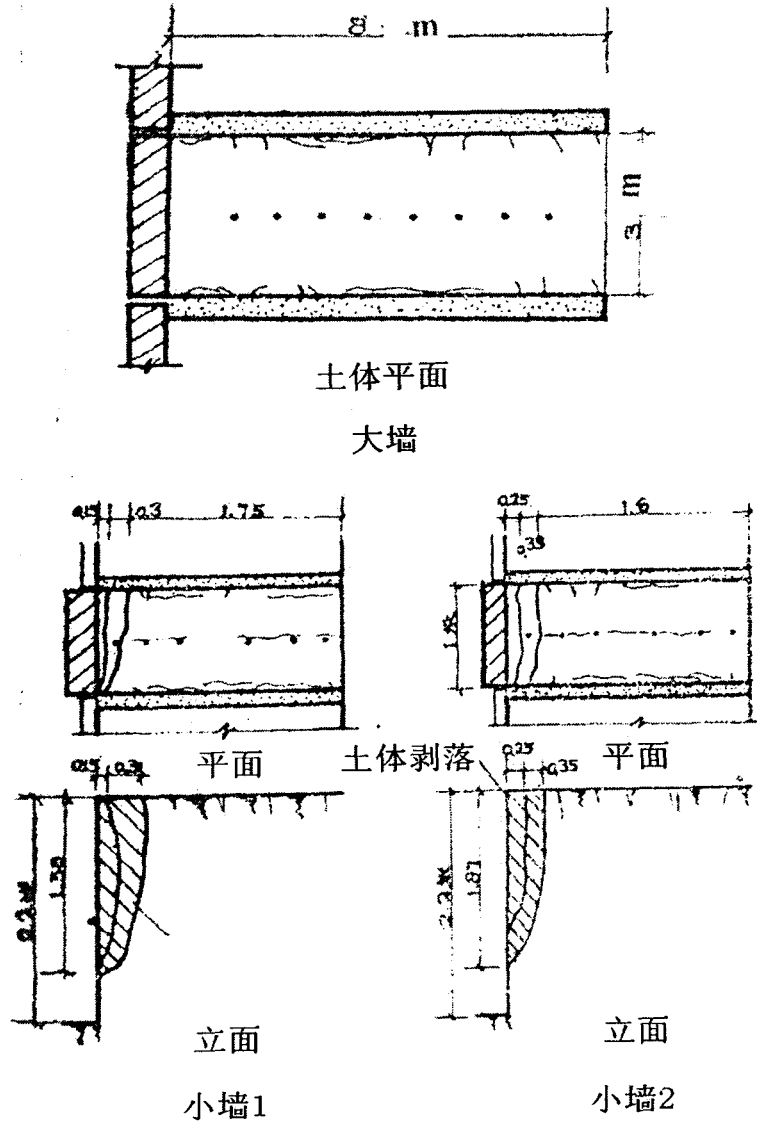


图22 墙背土体损坏情况现场描述示意图

如(图23)所示, 加荷面积 $F=3 \times 8=24\text{m}^2$
 土体宽 $b=3\text{m}$
 土重度 $\gamma=16.9\text{kN}/\text{m}^3$
 凝聚力 $c=60\text{kN}/\text{m}^2$
 内摩擦角 $\phi=25^\circ$
 总荷载 $Q=2910\text{kN}$
 墙高 $h=9.2\text{m}$

现假定作用在土体表面的荷载不是铁块,而是与试验土体相连的某一高度 h_2 的土层,并考虑这个土层在宽度 b 、高 h_2 范围内的 c 值,则可列出如下等代关系式

$$F \cdot h_2 \cdot r - b \cdot h_2 \cdot c = q$$

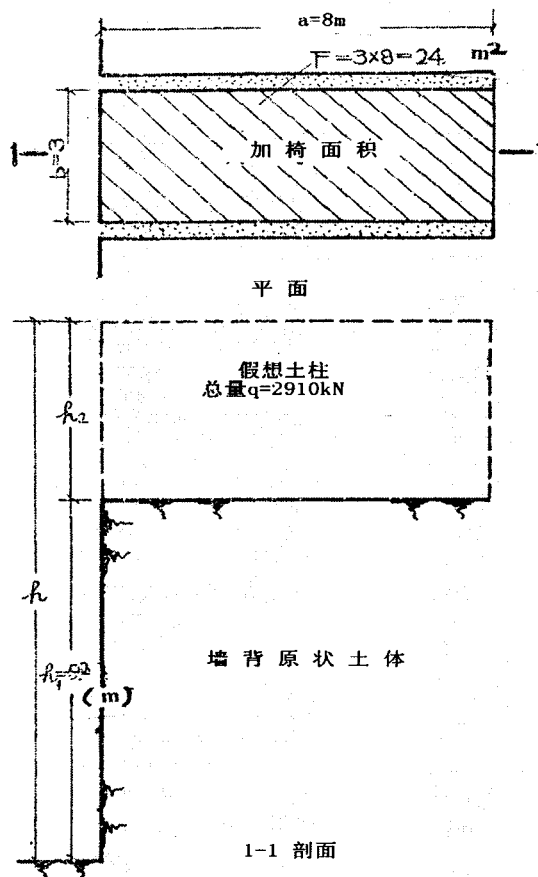


图 23

由此可得
$$h_2 = \frac{2910}{24 \times 16.9 - 3 \times 60} = 12.9m$$

加上墙高得
$$h = h_1 + h_2 = 22.1m$$

此即为相应的直立高度。若在上面的计算中不考虑凝聚力 c ,

则算得
$$h = 16.4m。$$

若按土的极限平衡理论计算,则可直立高度

$$h_0 = \frac{4c}{r} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{4 \times 60}{16.9} \operatorname{tg} 57.5^\circ = 22.3m$$

小墙在超载 $q=169\text{kN}/\text{m}^2$ 和小墙 2 在超载 $q=192\text{kN}/\text{m}^2$ 时,与大墙一样,墙背土体尚未

破坏。但小墙 1 当超载加到 192 kN/m^2 , 小墙 2 加超载到 218 kN/m^2 时, 墙背土体均相继剥落了两块, 且均系垂直破裂面见(图 22), 与黄土、类黄土最常见的剥落破坏形式相类似。

试验结束后, 全部切开墙背土体, 检查土体内预埋的石灰柱, 发现不论是大墙或小墙, 所有石灰柱都无错动、弯曲或倾斜的现象, 说明土体除局部剥落外, 甚至如小墙 2 已经倾倒的情况下, 也未出现其他形式的破坏。

实测结果与理论计算结果的比较

粘性土压力计算方法虽然很多, 但主要是以极限平衡理论、朗肯理论和库伦理论为依据。在实际计算中, 基本上是按后两种理论。为比较起见, 用几种方法对大墙进行了超载作用下的土压力计算, 计算结果如表 8。

从表 8 中可见, 除按极限平衡理论的计算得负值、按库伦理论的计算值较实测值偏小外, 其余均大大超过实测值。

几种方法计算和实测的墙背土压力 (kN/m)

表 8

选用指标	计算依据	库伦理论	朗肯理论	极限平衡理论	实测结果
按实指标 $c=60\text{kN/m}^2$	$\phi=25^\circ$	50	460	-123	61.7
用等代摩擦角	$\phi=35^\circ$	447	495	441	

注: 1. 计算中采用土的强度指标为凝聚力 $c=60\text{kN/m}^2$, 内摩擦角 $\phi=25^\circ$, 重度 $\gamma=16.9\text{kN/m}^3$, 并假定土与墙

$$\text{的摩擦角 } \delta = \frac{1}{2}\phi = 12.5^\circ。$$

2. 计算时, 库伦理论采用图解法; 极限平衡理论是根据索柯洛夫斯基理论简化了的计算程序计算, 简化算法比精确解所得数值略大些; 朗肯理论计算公式采用

$$E = \frac{1}{2}rH^2\text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2CH\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) + \frac{2C^2}{r} + HQ\text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)。$$

从表 8 中可见, 用等代摩擦角计算比按实际试验的指标计算所得的结果都大, 比实测的土压力更大。这说明对粘性土如果不考虑凝聚力 C , 用增大摩擦角 ϕ , 势必使得计算出的土压力增大, 尤其对于凝聚力 C 较大、天然沉积的黄土性土, 采用这种计算指标是不适当的, 会造成很大的浪费。

再从理论计算与实测结果的比较说明, 对于这种类型的土, 理论计算不能正确反映土的工作状态。按朗肯理论计算, 仍然比实测结果约大 7.4 倍, 而按极限平衡理论计算的结果, 则比实测结果小 3 倍, 按库伦理论计算则为实测结果的 80%。可见按库伦理论的计算结果, 还比较接近于实际, 但误差也仍是很大的。产生这样大的误差主要是目前采用的计算理论的很多假定与现场实际情况有很大出入。如库伦理论假定滑动面为平面, 不符合实际土的破坏情况, 同时缺乏考虑粘性土的凝聚力。虽然目前也有一些考虑了粘聚力影响的近似方法, 但都是很粗略的, 没有什么充分的理论和实践依据。朗肯理论是从半无限体内任一点静力极限平衡出发, 按土体自重应力的变化推导土压力的分布。朗肯理论最常用的假定是墙是刚性的、

不动的, 墙背垂直, 不考虑墙背与土的摩擦力和墙后土面水平。索柯洛夫斯基的滑动土体极限平衡计算, 仅是从数学上作静力平衡计算, 计算繁琐, 而没有解决对土的实际性质的考虑。综上所述, 从某种角度来说, 主要是粘性土的粘聚力和土体滑动面的假定和实际情况有很大出入, 因此使理论计算与实测结果相差很大。

小结

1. 原状粘性土挡土墙墙背土压力的分布规律, 根据本试验结果, 并不是按静水压力规律分布的, 超载时也不是矩形分布, 而是上部大、下部小。墙背土体在未破坏前, 超载作用下墙背土压力的分布类似于半无限体内应力扩散的分布规律。

2. 墙体位移的形式和大小, 与土压力的分布大小、墙体尺寸刚度及地基土质密切相关。本试验中, 大墙墙体水平位移 27.6mm, 为墙高的 $\frac{3}{1000}$, 小墙 1 位移 22.0mm, 为墙高的 $\frac{1}{100}$, 小墙 2(厚 24cm 砖墙)位移 190.0mm, 达墙高的 $\frac{8.6}{100}$, 而墙身和土体均未出现破坏, 说明墙背土体有一定侧向变形亦不致破坏。

3. 黄土、类黄土的破坏现象包括滑坍、剥落和冲沟三类, 其中剥落是最常见的, 且为垂直破裂面。根据我们对该地区土体所作调查, 一般均为剥落破坏。本试验中, 即使在墙背土面超载相当大, 甚至如小墙 1 和小墙 2 土体出现破坏情况下, 其破裂形状仍是由外向里基本成垂直面逐层剥落。因此可以认为, 本地区土体一般只有剥落破坏, 而不会出现那种“假想滑裂面”。

4. 根据该地区的实地调查, 有很多直立土坡, 其直立高度比较普遍的是 13~15m, 有几处达 17m, 高达 20m 的也有三处。这些直立土壁没有什么防水保土措施, 但都能长期站立。按本次大墙的试验结果推算, 则土坡可以直立 20m 以上不坏。

针对上述情况, 我们认为, 在作好防水保土条件下, 本地区原状土体一般至少可以直立 20m 左右; 因此, 在该地区可以不设挡土墙, 只要做好防水保土措施, 使土体免受水的浸湿, 对局部削弱土体进行个别处理。若有其他要求需设挡土墙, 按构造设置即可。

当土体超过临界高度 h_0 时, 我们认为, 可按如下方法设计挡土墙, 见(图 5-46)。

5. 原状粘性土的土压力计算, 目前仍是库伦理论和朗肯理论为依据, 许多计算方法或设计手册实质上是一些过程的简化和对某些因素作适当考虑。这些方法都不考虑或简化考虑粘聚力 C 的作用。例如, 目前国内外应用很广的“等代内摩擦角”方法, 通过我们的试验和现场实地调查, 都说明了“等代内摩擦角”方法不适用于原状粘性土体的土压力计算。

我们认为, 在解决原状粘性土体稳定和挡土墙设计计算中, 粘聚力 C 必须合理考虑。另外, 黄土、类黄土体节理较发达, 平行节理和垂直节理方向的凝聚力往往不同, 故 C 值的各向异性问题, 值得研究。

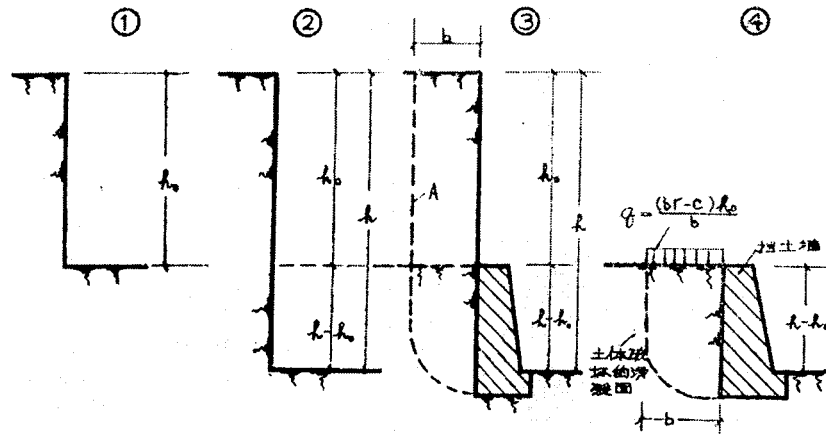


图 24

注：①、若出现竖向裂缝时，则考虑超载 q ，式中的 $c=0$ ；

②、 b 值与选用何种计算方法有关，可暂按 $b=(h-h_0)\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ 采用。

6. 为了经济合理地解决粘性土原状土体的边坡稳定和挡土墙设计，应进一步对土压力进行实验研究，探讨符合实际的土压力理论和计算方法，但更主要的是要从实际出发，对工程地区土体的现状和历史进行调查，同时对它的形成、地质构造、结构性质，呈层节理，土的物理力学性质和矿物化学性质，水文气候条件等因素 和指标进行综合分析研究，才能选择出正确的设计方案。例如对黄土、类黄土性质的地区，防水保土条件是很重要的，如果做好这一点就能大大有助于直立土体的长期稳定。假若只凭套用那些现有的土压力理论公式，单纯去作力学计算，其结果不是保守浪费，就是难免出现工程事故。

欢 迎 投 稿!

百色市城东路119号居民楼不稳定边坡地质灾害治理设计与施工*

韦兴标¹ 覃晓毅²

(1 广西水文地质工程地质勘察院 柳州 545006; 2 广西池水利水电勘测设计研究院 河池 547000)

[摘要] 本文结合百色市城东路119号楼不稳定边坡地质灾害治理设计与施工实际,介绍不稳定坡地质灾害治理设计机理,计算边坡剩余下滑力、抗滑桩等设计计算与验算和治理施工实践及其治理施工的注意事项;治理后,消除该不稳定边坡地质灾害安全隐患。

[关键词] 不稳定边坡地质灾害治理设计;边坡剩余下滑力;抗滑桩等设计计算与验算;消除安全隐患

前言

百色市城东路119号楼(楼高4层)不稳定边坡位于百色市城东路东侧,该边坡体长约22m,高8m,坡度约90°。该边坡原施工有19根 $\phi 1000$ mm长约8~10m的支挡桩,但因修筑城市道路及切坡建房,使该边坡原有支护桩嵌固段失效,部分支护桩端完全裸露于地面以上,桩体出现明显外倾或发生拉裂等现象。现该不稳定边坡已严重威胁其前缘119号楼居民的生命财产安全,同时威胁到位于边坡上的百色市盐务管理局办公楼(楼高4层)的使用安全。我院接受业主委托,承担该边坡勘查设计与治理施工,2009年1月完成该边坡勘查;依据边坡勘查资料,3月完成该边坡防治工程施工图设计并通过有关专家审查批准,设计采用“悬臂式抗滑桩+连系梁+截水沟等”综合治理方案;5月29日进场施工,8月4日完成该边坡防治工程施工。该不稳定边坡防治工程施工共完成:(1) $\phi 1000$ mm抗滑桩10根,累计成孔进尺60m,其中土层进尺累计12.00m,嵌岩进尺累计48.00m;浇灌有效桩长108.34m,其中地面以上部分桩长48.34m;浇灌桩身C25混凝土103.87m³;钢筋笼制作安装11.95t。(2)桩顶冠梁(连系梁):长20.70m,宽0.80~1.20m,高0.50m,浇筑C25混凝土10.34m³;钢筋制安约0.50t。(3)完成截水沟45m。经检测单位检测,10根抗滑桩桩身混凝土完整,胶结良好,均为I类桩;桩顶冠梁经业主、监理等单位检查验收,工程质量满足设计及有关规范要求,工程质量合格,消除百色市城东路119号楼不稳定边坡地质灾害的安全隐患。

* 收稿日期:2010年8月

工程概况

1. 气候条件

百色市属亚热带湿润季风气候带, 气温湿多雨。区内多年平均气温 21.1°C , 极端最低气温 -4.4°C , 最高气温 42.5°C 。降雨量年分配不均, 多年年均降雨量 1100.6mm , 最大降雨量 1628.6mm , 最小降雨量 821.0mm 。降雨量多集中在每年 5~8 月, 占全年降雨量的三分之二, 期间也是本区地质灾害多发时段。

2. 地形地貌和边坡空间形态

地形地貌: 城东路 119 号楼不稳定边坡的原始地貌为丘陵地貌, 附近丘顶标高 $150\sim 230\text{m}$, 相对高差 60m , 丘顶呈馒头状, 丘陵自然坡度 $8\sim 15^{\circ}$, 植被较发育, 为松木林和灌木草丛共生。

边坡空间形态: 该不稳定边坡位于百色市城东路以东, 前缘为外贸仓库居民楼(即城东路 119 号楼), 边坡坡脚与楼房墙基的距离为 $2.8\sim 3.6\text{m}$ 。边坡高约 8m , 长约 22m , 直立, 原已进行支护桩支挡, 支挡桩全长约 $8\sim 10\text{m}$, 呈线状分布。因切坡建房, 目前部分桩体已裸露于地表, 桩体明显外倾或发生破裂等。边坡上方距支挡桩中心轴连接线距离 5.5m 为市盐务管理局办公楼, 砖混结构。边坡北端为走向西东的重力式挡墙, 较完整。南端亦为一重力式挡墙, 走向北南, 详见附图 1。

3. 地层和岩土特性

根据勘察资料, 场地地层自上而下主要分布有: 第四系杂填土 (Q_4^{ml}), 下伏基岩为下第三系始新统那读组 (E_{2-3n}) 泥岩及泥质粉砂岩岩层。各岩土层工程地质特征如下:

(1) 第四系杂填土 (第①层 Q_4^{ml})

该层分布连续, 成分为碎砖、卵石及粘性土, 结构松散, 厚度 $0.90\sim 3.00\text{m}$ 。

(2) 下第三系始新统那读组全风化泥质粉砂岩、泥岩 (第②/③层 E_{2-3n})

棕黄色, 原岩结构已全部被破坏, 风化呈土状, 手指重压土芯略有印痕, 呈坚硬~硬塑状态, 结构致密, 稍湿, 揭露叠加厚度 $10.80\sim 5.50\text{m}$ 。

(3) 下第三系始新统那读组中风化泥质粉砂岩 (第④/⑥层 E_{2-3n})

灰色、灰黄色, 粉砂状结构, 中厚层状, 岩石断口新鲜, 质较坚硬, 裂隙较发育。揭露厚度 $0.50\sim 2.96\text{m}$ 。岩层产状 $250^{\circ}\angle 26^{\circ}$ 。

(4) 下第三系始新统那读组中风化泥岩 (第⑤/⑦层 E_{2-3n})

棕褐色、灰黄色, 泥质结构, 块状构造, 岩石断口较新鲜, 质较坚硬, 裂隙较发育。揭露厚度 $0.37\sim 5.28\text{m}$ 。岩层产状 $250^{\circ}\angle 26^{\circ}$ 。

4. 边坡水文地质条件

该边坡体内的地下水为上层滞水, 主要赋存于杂填土层及全风化泥质粉砂岩、泥岩中, 主要受降水及地面生活排水补给, 水量较小, 分布不均。

不稳定边坡治理设计

1. 设计依据

不稳定边坡治理设计主要依据：(1)《百色市城东路119号楼(外贸仓库居民小区)不稳定边坡详细勘查报告》；(2)《滑坡防治工程设计与施工技术规范》(DZ/T 0219-2006)；(3)《地质灾害治理工程设计规范》(DB50/5029-2004)；(4)《建筑边坡工程技术规范》(GB50330-2002)；(5)《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99)和《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)等国家现行技术规范。

2. 安全等级和设计标准

根据《建筑边坡工程技术规范》(GB50330-2002)和《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)，将边坡工程防治设计安全等级划分为二级。工程设计安全系数圆弧滑动法取1.25；设计使用年限为50年。

3. 设计用岩土参数的确定

设计计算原则上采用《勘查报告》推荐的岩土参数，不足部分参考《建筑边坡工程技术规范》(GB50330-2002)；防治工程设计采用岩土参数见表1。

防治工程设计岩土参数

表1

岩性	重度 (kN/m ³)		抗剪强度				地基系数 m (MN/m ⁴)
	天然	饱和	天然		饱和		
			内聚力 (kpa)	内摩擦角 (°)	内聚力 (kpa)	内摩擦角 (°)	
杂填土	18.0	18.0	10.00	5.00	10.00	5.00	
全风化泥质粉砂岩	20.52	21.00	40.37	20.20	25.97	18.63	35
全风化泥岩	19.68	20.29	38.39	17.70	21.82	16.26	35

4. 边坡稳定性计算

(1) 滑坡稳定性和剩余下滑推力计算

- a. 确定计算剖面：选择该边坡下滑力最大的1—1'剖面作为计算剖面。
- b. 设计工况组合：自重+地表荷载+暴雨(按排水饱水状态)，建筑荷载按每层20kPa考虑。
- c. 计算方法

该边坡属于土质边坡，边坡稳定性系数计算采用圆弧滑动法进行分析，采用《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330-2002)式5.2.3-1~5.2.3-4进行，通过传递系数法对边坡的稳定性和下滑推力进行计算。

$$K_s = \frac{\sum R_i}{\sum T_i} \dots\dots\dots ①$$

$$N_i = (G_i + G_{bi}) \cos \theta_i + P_{wi} \sin(\alpha_i - \theta_i) \dots\dots\dots ②$$

$$T_i = (G_i + G_{bi}) \sin \theta_i + P_{wi} \cos(\alpha_i - \theta_i) \dots\dots\dots ③$$

$$R_i = N_i \tan \alpha_i + c_i l_i \dots\dots\dots ④$$

式中:

- K_s ——边坡稳定性系数;
- c_i ——第 i 计算条块滑动面上岩土体的粘结强度标准值 (kPa);
- α_i ——第 i 计算条块滑动面上岩土体的内摩擦角标准值 ($^\circ$);
- l_i ——第 i 计算条块滑动面长度 (m);
- θ_i, α_i ——第 i 计算条块底面倾角和地下水位面倾角 ($^\circ$);
- G_i ——第 i 计算条块单位宽度岩土体自重 (kN/m);
- G_{bi} ——第 i 计算条块滑体地表建筑物的单位宽度自重 (kN/m);
- P_{wi} ——第 i 计算条块单位宽度的动水压力 (kN/m);
- N_i ——第 i 计算条块滑体在滑动面法线上的反力 (kN/m);
- T_i ——第 i 计算条块滑体在滑动面切线上的反力 (kN/m);
- R_i ——第 i 计算条块滑动面上的抗滑力 (kN/m);

d. 计算结果: 1—1'剖面边坡稳定性和剩余下滑力计算结果见表 2。

边坡稳定性和剩余下滑力计算结果

表 2

工况	计算剖面	稳定性		剩余下滑力计算	
		稳定系数(F_s)	稳定性评价	安全系数(F_{sd})	剩余下滑力 (kN/m)
降雨	1—1'	1.055	欠稳定	1.25	111.83

5. 悬臂式抗滑桩设计计算

(1) 抗滑桩设计参数

a. 材料的设计强度值

该不稳定边坡治理设计拟采用悬臂式抗滑桩, 桩芯混凝土设计采用 C25 级混凝土, 设计抗压强度: $f_{cm}=11.9\text{Mpa}$ 。桩的弹性模量 E 为 28000Mpa。采用热扎 HRB335 型钢筋, 抗拉强度设计值 $f_y=300\text{Mpa}$; 抗压强度设计值: $f_y'=300\text{Mpa}$ 。

b. 嵌固段—全风化泥岩、中风化泥质粉砂岩及中风化泥岩

- 全风化泥岩 侧壁容许应力: $[\sigma]$ 取 250kPa; m 值取 35MN/m⁴;
- 中风化泥质粉砂岩 侧壁容许应力: $[\sigma]$ 取 1000kPa; K 值取 30MN/m³;
- 中风化泥岩 侧壁容许应力: $[\sigma]$ 取 600kPa; K 值取 30MN/m³。

(2) 普通悬臂式抗滑桩计算

a. 基本假定

(a) 滑体推力分布图形可以近似按矩形考虑;

(b) 抗滑桩嵌入风化基岩按自由支端考虑;

(c) 地基系数 K 值随深度作线性变化

b. 计算公式

(a) 内力计算

$$Q_A = E_n L$$

$$M_A = 0.5 E_n L h_1$$

根据平衡条件:

$$E_n L - \sigma y_m B_p = 0$$

$$E_n L (0.5 h_1 + y_m + 0.5 h_3) - \sigma y_m B_p (0.5 y_m + 0.5 h_3) - 0.17 \sigma B_p h_3^2 = 0$$

$$h_2 = h_3 + y_m$$

解上述联合方程得 σ 、 y_m 、 h_3 、 h_2 值。

式中:

Q_A ——滑动面处桩的剪力 (kN)

M_A ——滑动面处桩的弯矩(kN·m)

E_n ——设桩处的边坡剩余下滑推力(kN/m)

L ——桩的间距(中对中, m)

H_0 ——边坡推力分布图重心(取 1/2 边坡高度)至滑动面的距离(m)

h_1 ——地面至滑动面的距离或边坡高度(m)

σ ——桩的最大内力(kN)

y_m ——嵌固段地层达 $[\sigma]$ 区的厚度(m)

h_3 ——嵌固段地层弹性区的厚度(m)

h_2 ——桩嵌固深度(m)

令 $\sigma = \sigma_{max}$ 时, 计算出的 h_2 值即为最小嵌固深度

σ_{max} ——嵌固段地层侧壁极限应力(kPa)

B_p ——桩的正面计算宽度(m)

$$B_p = 0.9 \times (d + 1)$$

(b) 桩的判定

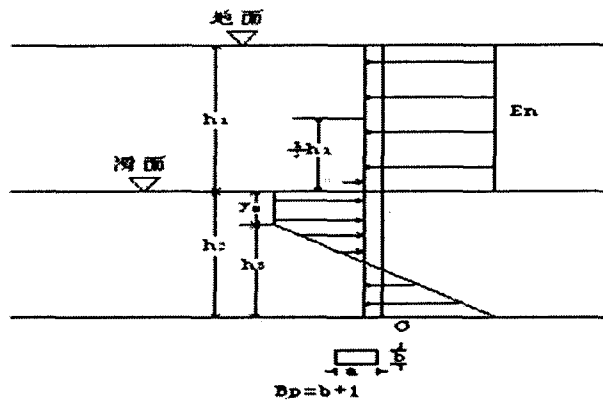
当 $\alpha h_2 \leq 2.5$, 属刚性桩;

当 $\alpha h_2 > 2.5$, 属弹性桩。

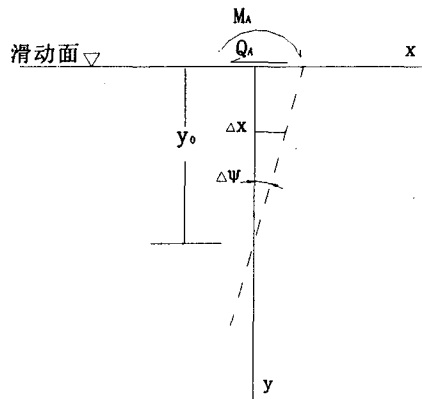
其中 α 为桩的变形系数 (m^{-1}), 其值为:

$$\alpha = (m B_p / EI)^{1/5}$$

式中: m ——地基系数随深度变化的比例系数 (KN/m^3)



抗滑受力分析图



刚性桩变位、内力图

B_p —桩正面计算宽度, $B_p=0.9 \times (d+1)$

E —桩弹模 (kPa)

I —桩截面惯性矩 (m^4)

(c) 悬臂刚性桩内力计算—m 法计算

(a) 桩端位于全风化泥岩时, 形成自由支端, 则

侧向土应力 $\sigma_y = (y_0 - y) \Delta \phi m y$

剪力 $Q_y = Q_A - \frac{1}{6} B_p m \Delta \phi y^2 (3y_0 - 2y)$

弯矩 $M_y = M_A + Q_A \cdot y - \frac{1}{12} B_p m \Delta \phi y^3 (2y_0 - y)$

(b) 桩端位于中风化泥质粉砂岩、中风化泥岩时, 形成铰支端, 则

侧向土应力 $\sigma_y = (h - y) \Delta \phi m y$

剪力 $Q_y = Q_A - \frac{1}{6} B_p m \Delta \phi y^2 (3h - 2y)$

弯矩 $M_y = M_A + Q_A \cdot y - \frac{1}{12} B_p m \Delta \phi y^3 (2h - y)$

h —滑面至中风化泥质粉砂岩或中风化泥岩面的距离 (m)

(d) 抗滑桩受拉钢筋配置量计算

$A_s = K_1 M / \gamma_s \cdot f_y \cdot a$

或 $A_s = K_1 \xi f_{cm} b a / f_y$

且要求满足条件 $\xi \leq \xi_b$

当采用直径 $d \leq 25$ 的 HRB 钢筋时, 相对界限受压区高度系数

$\xi_b = 0.544$; 当采用直径 $d = 28-40$ 的 HRB 钢筋时, 相对界限受压区高度系数 $\xi_b = 0.566$

$\xi = 1 - (1 - 2a_s)^{1/2}$

$a_s = K_1 M / f_{cm} b a^2$

$\gamma_s = 0.5 [1 + (1 - 2a_s)^{1/2}]$

式中:

A_s —抗滑桩纵向受拉钢筋截面面积 (mm^2)

M —抗滑桩设计弯矩 (N.mm)

f_y —受拉钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2)

f_{cm} —砼弯曲抗压强度设计值 (N/mm^2)

a —抗滑桩截面有效高度 (mm)

b —抗滑桩截面宽度 (mm)

(3) 抗滑桩计算成果

(a) 桩要素设计:

根据边坡推力大小、受荷厚度及土层库仑土压力等情况, 桩承受滑坡推力, 同时承桩背土的库仑土压力的作用。采用通用理正抗滑桩软件 (理正岩土计算 5.3 版) 进行复核验算,

验算结果合理, 桩要素设计结果见表3。

桩要素设计结果

表3

剖面号	滑坡下滑推力 (kN/m)	桩径 (m)	桩距 (m)	受荷段厚度 (m)	嵌岩深度 (m)	桩长 (m)	桩数 (根)
1—1'	111.83	φ 1.0	2.35	6.00	8.00	14.00	10

(b) 抗滑桩结构设计

按上述计算原理计算所得各组桩纵向受拉钢筋截面面积。为合理利用钢筋材料, 桩主筋为HRB335级 23Φ28, 通长配筋, 并预留 0.25m 伸入桩顶连系梁内; 箍筋为HPB235级 φ8@250 mm。

(c) 抗滑桩平面布置

在既有支挡桩前缘紧靠原桩重新布设 1 排抗滑桩, 桩直径为 φ1000 mm, 桩长 14.0m, 共 10 根, 桩顶设连系梁。

6. 桩顶连系梁设计计算

设计连系梁联结抗滑桩起到加强桩间整体性作用, 设计拟采用宽 800 mm×高 500mm 矩形截面结构, 按梁结构进行设计。

(1) 连系梁荷载计算

按边坡推力矩形分布特征, 取连系梁宽度上分布的滑坡推力作为连系梁承受荷载。

$$q=En/H \cdot h$$

其中: q-----连系梁上承受的荷载 (kN/m)

En -----边坡推力剩余下滑力 (KN/m)

H -----边坡体厚度 (m)

h -----连系梁截面高度 (m)

(2) 材料的设计强度

采用 C25 混凝土, 设计抗压强度: $f_{cm}=11.9\text{Mpa}$ 。采用 HRB335 级钢筋, 抗拉强度设计值 $f_y=300\text{Mpa}$; 抗压强度: $f_y=300\text{Mpa}$ 。

(3) 内力计算

根据连系梁与抗滑桩联结特点, 梁受最大剪力与弯矩皆位于支座处。

$$\text{连系梁最大弯矩: } M_{\max}=(q \cdot L^2)/12$$

$$\text{连系梁最大剪力: } Q=q \cdot L/2$$

其中: M_{\max} -----连系梁承受的最大弯矩 (kN.m)

L-----连系梁计算跨长 (m)

Q-----连系梁承受的最大剪力 (kN)

(4) 配筋计算结果

按《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002), 据最大弯矩计算抗弯钢筋面积, 同时满足梁结构最小配筋率; 构造钢筋与架立钢筋按《规范》配筋。箍筋按最大剪力配置同时满足最

小配筋率。梁截面参数与钢筋配置结果见表4:

梁截面参数与钢筋配置计算结果

表4

梁截面宽度 b(mm)	梁截面高度 h(mm)	计算跨度 L(m)	荷载 q (kN/m)	M _{max} (kN·m)	Q(kN)	箍筋间距 s (mm)	受力筋面积 A _s (mm ²)	受力钢筋规格	箍筋规格
800	500	2.35	28.0	12.9	32.9	220	1561	8Φ16	Φ8

不稳定边坡治理工程施工技术

1. 建立边坡变形观测网

施工前,应当由测量工程技术人员采用徕卡全站仪,根据施工现场实际情况选择距该不稳定边坡较远、稳定性好的位置埋设基准控制点,选择不稳定边坡特征点作为变形测量观测点,建立变形观测网。在支护桩施工过程中必须每天对既有支护桩进行动态变形观测,又要对该不稳定边坡变形进行跟踪测量观测,以保证边坡稳定及施工人员的生命财产安全。

2. 悬臂式抗滑桩施工技术

(1) 测量放线,确定桩位

悬臂式抗滑桩桩位由测量工程技术人员采用徕卡全站仪根据设计图纸确定桩位,桩位的测量允许偏差控制在20mm以内。

(2) 悬臂式抗滑桩成孔施工技术

a. 因施工现场狭窄,悬臂式抗滑桩桩位设计在外贸仓库居民楼过往通道上。施工前,先应当采用脚手架对失效支挡桩支撑,满铺脚手板,做好居民楼通道安全工作。

b. 悬臂式抗滑桩成孔技术:土层采用锄或镐人工挖孔方法,基岩采用风镐机械凿除方法成孔。因桩孔紧靠居民楼,禁止采用炸药爆破方法进行桩底岩石爆破凿除方法成孔。

c. 为确保桩孔孔壁稳定,当桩孔开挖到一定深度时,应当及时修正桩孔,支钢模,浇筑钢筋混凝土护壁。浇筑钢筋混凝土护壁前,应当校正桩孔垂直度;桩孔垂直度应当控制在1°/100m。

d. 为确保桩孔成孔施工安全和预防不稳定边坡变形,桩孔施工应当隔桩进行,即先施工1、3、5...9号桩,后施工2、4、6...10号桩。

e. 开挖前,在桩口上搭设临时挡雨棚。桩口浇筑混凝土护壁时,应当高出桩口20~30cm,同时桩口四周设置简易排水沟,预防雨水进入桩孔内。

f. 桩孔开挖过程中,应当做好施工记录;施工记录应当及时、准确,如实记录桩孔开挖的实际情况。

g. 当桩孔开挖至基岩面时,应当及时采取岩样,供勘查技术人员现场岩性鉴别并确定;当桩孔开挖满足设计桩长或嵌岩深度后,应当及时通知勘察、设计、监理和建设单位现场代表进行检查验收。

(3) 悬臂式抗滑桩成桩施工技术

a. 钢筋笼加工制作:当桩孔开挖满足设计要求后,应当及时进行钢筋笼加工制作。因受

施工现场的限制, 钢筋笼无法在地面上进行加工制作, 而必须在桩内进行钢筋笼加工制作。

b. 桩内钢筋笼加工制作时, 因桩孔深度不大, 主筋接长应当在桩外采用焊接方式进行接长; 同时考虑在同一截面内钢筋接头数量不应超过钢筋总根数的 50%, 且两接头之间净距不小于 $35d$ (d 为主筋直径)。

c. 桩芯混凝土浇灌: 完成桩内钢筋笼加工制作后, 应当及时进行地面以下部分桩芯混凝土浇灌, 地面以上部分桩芯混凝土待支撑好脚手架、搭设好圆形钢模后再进行浇灌。桩芯混凝土浇灌应当保持连续性, 避免桩芯混凝土出现离析或断桩事故。

d. 浇灌地面以下部分桩芯混凝土, 采用机械现场搅拌, 搅拌均匀, 和易性, 不发生离析或泌水现象。

e. 地面以上部分桩芯混凝土的浇灌: 为确保悬臂式抗滑桩与原支挡桩更好发挥抗滑作用, 设计变更: 将新增的抗滑桩采用 HRB335 级 $\Phi 28$ mm 横向与抗滑桩主筋相连接, 用同强度混凝土将两抗滑桩空间、并与原支挡桩浇灌在一起, 形成钢筋混凝土挡板。

(4) 桩芯混凝土质量检测

抗滑桩桩芯混凝土龄期满 28 天后, 由建设单位委托有检测资质的检测单位采用无损检测法对桩芯混凝土的完整性及桩芯混凝土与桩底岩石的胶结性进行检测, 检测结果: 10 根桩均为 I 类桩, 全部满足设计要求。

3. 桩顶连系梁施工技术

(1) 钢筋绑扎: 在支撑完外模板后, 及时绑扎连系梁钢筋; 钢筋接长采取搭接单面焊进行连接, 搭头搭接长度 $\geq 10d$ (d 为钢筋直径), 且同一截面内钢筋接头数量少于钢筋总根数的 50%, 两接头之间净距大于 $35d$ (d 为钢筋直径)。

(2) 横向受力钢筋与抗滑桩主筋应采用焊接连接, 确保连接牢固。

(3) 伸缩缝应当设置在抗滑桩顶部, 缝宽 2 cm; 混凝土浇灌成型后, 用 350~400 号沥青麻丝填灌伸缩缝。

(4) 模板支撑: 先支外模板, 钢筋绑扎完成后再支内模板。

(5) 混凝土浇筑: 完成模板支护和钢筋绑扎后, 应当及时浇灌梁混凝土。浇灌梁混凝土用振捣棒进行振捣密实。

4. 施工注意事项

(1) 为确保百色市城东路 119 号居民楼和施工安全, 必须对不稳定边坡的变形进行跟踪观测监控, 用观测监控数据指导生产。

(2) 抗滑桩的施工顺序: 必须采取隔桩跳挖法施工, 避免因大面积开挖造成较多临空面, 导致不稳定边坡失稳。

(3) 桩顶连系梁伸缩缝应当设置在抗滑桩上, 而不应设置在抗滑桩之间位置。

不稳定边坡变形观测

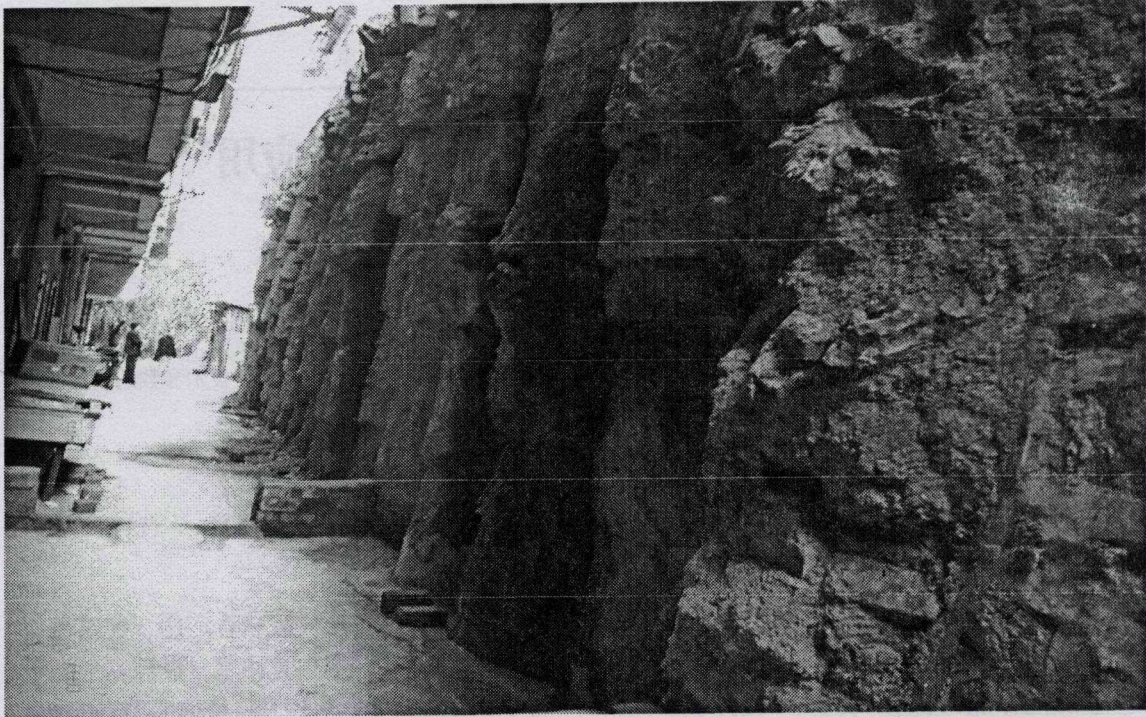
该不稳定边坡治理施工完成后,测量工程技术人员按每月一次的频率继续对其变形观测,观测结果未发现其位移,表明该不稳定边坡经治理后位移趋于稳定。

结束语

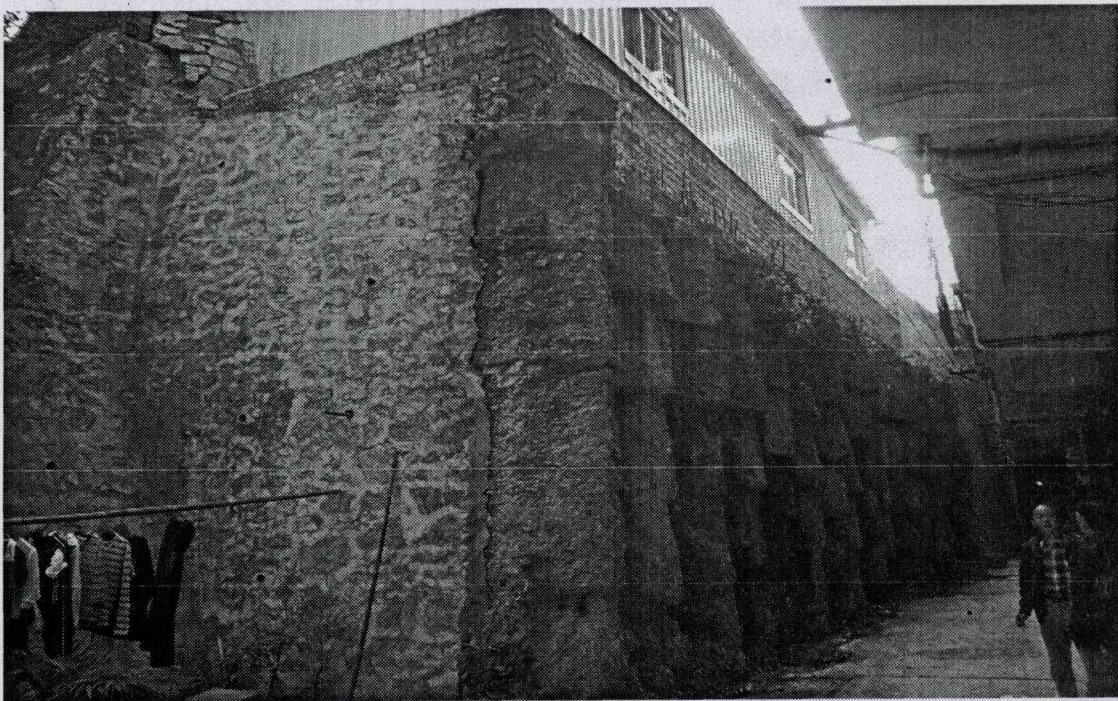
1. 对于属土质边坡,在不稳定边坡治理设计中,采用圆弧滑动法进行分析,边坡的稳定性和下滑推力计算可按传递系数法进行,分析和计算相对合理。
2. 在不稳定边坡治理设计中,设计采用悬臂式抗滑桩对不稳定边坡进行治理,抵抗其下滑推力是合理的,但对其如何优化,降低工程成本是关键。
3. 在不稳定边坡治理施工中,采取测量跟踪观测,用测量数据指导生产及采用隔桩跳挖法施工是本次治理施工成败的重要措施。
4. 经治理后,已消除百色市城东路119号居民楼不稳定边坡滑坡的地质灾害隐患。
5. 如资金充足,在原支挡桩东端处相应增加两条桩和连系梁,设计成“L”型,将该不稳定边坡将东端浆砌石裂缝牢固锁成一体,会更加稳固,见附图2。

参考文献

- [1] 《滑坡防治工程设计与施工技术规范》(DZ/T 0219-2006) [S];
- [2] 《地质灾害治理工程设计规范》(DB50/5029-2004) [S];
- [3] 《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330-2002) [S]



附图1 不稳定边坡空间形态及施工环境条件（请将119号楼和盐业办公楼标注出来）



附图2 不稳定边坡浆砌石裂缝

强夯法在软弱地基加固处理中的应用*

韦兴标 王子金

(广西水文地质工程地质勘察院 柳州 545006)

[摘要] 本文结合工程实际,介绍强夯法在软弱地基加固处理中应用,包括强夯法施工技术参数的选择与施工中的调整和强夯施工工艺,填土经强夯处理后,其地基土承载力提高。

[关键词] 强夯法;软弱地基加固处理;承载力提高

前言

柳州市某有限公司拟在柳州市阳和工业园区内投资兴建汽车座椅联合厂房,建筑占地面积约 15000 m²,楼高 1 层,跨度 20m,为轻钢架结构;基础采用独立柱基,设计基底置于经强夯加固处理后的填土中;设计要求:强夯加固处理后的地基土承载力特征值 $f_{ak} \geq 150\text{KPa}$ 。受该公司委托,我院承担该联合厂房回填区的强夯加固处理。经过 15 天施工,完成该联合厂房回填区强夯加固任务;本次强夯加固处理共完成面积约 13500 m²,夯击 2145 个夯点。经有资质单位检测,采用平板载荷试验、室内土工试验和重型动力触探试验等原位检测方法对强夯加固后的回填土进行检测,其承载力承载力特征值 $f_{ak}=156\text{KPa}$,满足设计要求。

工程概况

1. 强夯区地貌

拟建厂区原为菜地、林地、荒坡地、鱼塘等。拟建场地处于柳州东部覆盖型岩溶区,属柳江河流冲积 II 级阶地地貌,原始地形起伏变化较大。沟谷较发育,东部低洼处积水。地面标高为 77.61~84.53m,相对高差为 9.92m。场地地质构造五区域性断裂通过,亦无新构造活动迹象,区域稳定性良好。

2. 强夯区工程地质特征

根据建设单位提供的工程地质勘察资料,场地内岩土层自上而下依次:

(1) 耕(表)土:褐、黄色,结构松散,含植物根系,厚度分布不均,层厚 0.50~3.00m,改层土场地内均有分布。

* 收稿日期:2010年4月

(2) 坚硬粘状土: 褐黄、棕黄色, 较干, 土质均匀, 结构致密, 无地震反应, 切面光滑, 干强度较高, 韧性高, 以硬为主, 局部呈可塑状。厚 2.40~5.50m。该土层地基承载力标准值 $f_k=230\text{kPa}$, 土层压缩模量 $E_s=9.9\text{MPa}$ 。

(3) 硬塑~可塑状粘土: 棕黄、土黄色为主, 稍湿, 土质均匀, 结构致密, 无地震反应, 切面光滑, 强度较高, 韧性高, 以硬为主, 局部呈可塑状。厚 1.0~18.0m。该土层地基承载力标准值 $f_k=210\text{kPa}$, 土层压缩模量 $E_s=7.8\text{MPa}$ 。

(4) 硬塑~可塑状粉质粘土: 褐黄、棕黄、黄白色, 较湿, 土质均匀, 结构致密, 无地震反应, 土体切面较光滑, 手捻有粉质感, 干强度及韧性高, 呈硬塑状局部底部呈可塑状。厚 0.8~12.3m。该土层地基承载力标准值 $f_k=210\text{kPa}$, 土层压缩模量 $E_s=7.1\text{MPa}$ 。

(5) 软塑状粉质粘土: 深灰色, 湿, 土质均匀, 手捻有粉质感, 无地震反应, 切面欠光滑, 干强度及韧性中等, 呈硬塑-可塑状, 局部底部呈软塑状。厚 3.3~5.5m。该土层地基承载力标准值 $f_k=120\text{kPa}$, 土层压缩模量 $E_s=6.4\text{MPa}$ 。

(6) 密实状粉土: 灰、深灰色、湿~饱和状, 土质较均一, 局部底部含有朽木, 手搓条易折, 粉粒明显, 局部稍密状。厚 1.0~11.15m。该土层地基承载力标准值 $f_k=180\text{kPa}$, 土层压缩模量 $E_s=8.8\text{MPa}$ 。

3. 强夯区设计要求

(1) 拟建场地内回填土经强夯处理后, 其地基承载力特征值 $f_{ak}\geq 150\text{kPa}$, 压缩模量 $E_s=6\text{MPa}$, 压实系数 ≥ 0.94 。

(2) 强夯设计有效加固深度范围为 3m~6m; 强夯范围为拟建厂房范围内的填方区填土及其四周 2m 以内的填土。

(3) 各强夯区域均要求试夯, 试夯面积不少于 1000 m^2 。

强夯施工技术

1. 强夯法加固软弱地基土的机理

强夯法处理软弱地基利用机械设备将重量 10~30t 的夯锤提升至 8~30m 自动脱钩后, 夯锤自由落下对需要夯实的土体进行夯击, 给地基土以强大冲击能量, 使土中出现冲击波和很大应力, 使土体中孔隙压缩, 排除孔隙中的气体和水, 使土粒重新排列, 快速固结, 从而提高地基土的强度并降低其压缩性的地基加固方法。

2. 强夯施工的主要机械设备

主要施工机械设备: 含 40T 履带起重机的强夯机 2 台套, 直径 2m (重 15T) 圆形夯锤 3 个, 平整场地用推土机 1 部, 测量仪器 1 台套等。

3. 强夯施工技术

(1) 强夯施工参数的确定

a. 强夯施工前, 应在场地内选择典型的试验区, 进行强夯试验, 获得夯点间距、每个夯

点的强夯击数与夯击能、夯击遍数与间隔时间、强夯的有效影响深度等参数后,才能正式施工。试夯区收锤标准:最后两击平均夯沉量 $\leq 5\text{cm}$ 。

b. 夯击点布置:应当根据基底平面形状,采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的2.5~3.5倍,一般情况下,第一遍夯击点间距可取5~9m;第二遍夯击点布置在第一遍夯击点之间;以后各遍夯击点间距可适当减小。

c. 确定夯点的夯击数,应按现场试夯得到的夯击数和夯沉量关系曲线确定,并应同时满足下列条件:

1) 最后两击的平均夯沉量不应大于以下数值:当单击夯击能小于 $4000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为50mm;当单击夯击能为 $4000\sim 6000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为100mm;当单击夯击能大于 $6000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为200mm。

2) 夯坑周围地面不应发生过大的隆起。

3) 不因夯坑过深而发生提锤困难。

d. 夯击遍数的确定:夯击遍数应根据地基土的性质确定,一般对透水性弱的细颗粒土层及加固要求高的工程,夯击遍数可适当增加。一般情况下,采用点夯3~5遍,对于渗透性较差的细颗粒土,必要时夯击遍数可适当增加。前3遍为“间夯”,最后一遍以低能量“满夯”一遍,满夯可采用轻锤或低落距夯击,锤印搭接,目的是将松动力的表层土夯实。

e. 两遍夯击的间歇时间的确定:两遍夯击的间歇时间取决于加固土层中孔隙水压力消散所需的时间,一旦夯击后的孔隙水压力消散,地基稳定后,即可进行新的夯击作业。一般情况下,含水量少的碎石类填土或透水性强的砂性土,其间歇时间可取10min。

(2) 强夯施工

a. 标高测量:采用测量仪器按 $10\text{m}\times 10\text{m}$ 的方格网,测出平整场地后的强夯区域的地坪标高并计算出平均值;

b. 第一遍夯点放样:以各区角点控制桩为基准点,按经设计院批准的夯点平面布置图,用经纬仪和50m的钢卷尺施放出第一遍夯点,误差控制在 $\pm 2\text{cm}$;

c. 第一遍夯点夯击

1) 放样后,组织强夯机械和夯锤及施工人员就位:选用2台W1001型的40T履带式强夯机,配130KN~150KN的夯锤3个。

2) 司机在指挥人员的指挥下将夯锤对准第一个夯点的中心,对点误差控制在 $\pm 15\text{cm}$ 内。

3) 测量人员用水准仪测出夯锤锤顶标高,夯点周围土的标高(即标尺读数),将其数据记录在《强夯施工记录表》上。

4) 司机在指挥人员的指挥下提升夯锤至设计要求的高度后,脱钩器自动脱钩,夯锤自由下落。

5) 夯锤落下后,测量人员用水准仪测出锤顶标高(在《强夯施工记录》上记下标尺读数),并计算出第1击的夯沉量,填入表内。

6) 按照第1击的施工方法进行第2击、第3击.....的施工。当夯沉量出现逐渐收敛并最后两击平均夯沉量不大于5cm,则完成了对该点的夯击。

7) 测量员计算出该夯点的最后两击平均夯沉量和累计夯沉量,填入记录表内。强夯机提锤移至下一夯点按第1点的施工方法依次进行施工。第一遍点夯全部结束后,用水准仪测出周围土的隆起高度。

- e. 第一遍夯坑整平: 采用1台推土机配合夯坑推平, 测量场地标高, 并计算出平均值;
- f. 第二遍夯点放样: 以各区角点控制桩为基准点, 按经设计院批准的夯点平面布置图, 用经纬仪和50m的钢卷尺施放出第二遍夯点, 误差控制在 $\pm 5\text{cm}$;
- g. 第二遍点夯施工, 同(3);
- h. 第二遍夯坑整平, 同(4);
- i. 第三~四遍点夯施工重复以上步骤, 直到满足设计要求为止;
- j. 平整场地, 进行一遍低能量满夯施工, 满夯布点相互重叠1/4面积。

4. 强夯施工注意事项

(1) 强夯施工可能会对既有建(构)筑物或设备产生有害影响。为避免强夯施工所产生的震动对既有建(构)筑物或设备产生有害影响, 应当采取防震隔震措施, 如开挖防震沟等措施。

(2) 为防止飞石伤人, 施工现场工作人员必须戴好安全帽; 同时在强夯施工时, 所有人员必须退到安全线以外, 确保施工安全。

强夯加固处理效果检测

由建设单位委托有相应检测资质的检测单位进行检测, 检测单位根据设计要求, 采用平板载荷试验、室内土工试验和重型动力触探试验等原位测试方法, 结合钻孔取芯方法对经强夯加固处理后的回填地基承载力特征值和压缩模量及强夯地基的有效影响深度进行检测。检测结果: 经强夯加固处理后的回填地基承载力特征值 $f_{ak}=156\text{KPa}$, 满足地基承载力特征值 $f_{ak}\geq 150\text{KPa}$ 的设计要求; 压缩模量 $E_s=6\text{MPa}$, 满足设计对强夯地基土的要求; 压实系数 $=0.95$, 满足设计要求; 强夯地基的有效影响深度为 5.80m , 符合设计及有关规范要求。

结束语

1. 强夯法处理软弱地基具有施工机械设备简单, 加固效果好; 适用土质范围广, 不仅适用于处理碎石土、砂土和杂填土及素填土等地基, 而且还适用于处理低饱和度的粉土与粘性土地基。

2. 强夯法处理软弱地基具有工效高, 施工速度快; 节约原材料, 降低工程成本等特点。

3. 强夯施工时, 应当控制好两遍夯击的间歇时间。两遍夯击的间歇时间取决于加固土体中孔隙水压消散所需要的时间; 当夯击后的孔隙水压消散, 地基稳定后即可进行新的夯击作业。

4. 为确保强夯加固处理效果, 在回填施工时, 应当控制好回填土的含水量, 并采取分层回填、分层碾压方法进行回填。

5. 为避免强夯后表层土松散不密实, 强夯完成应当填平凹坑, 用落距 6.00m 、低能量夯锤满夯一遍, 使表层土密实。

一题一议

浅议地基压力扩散角及沉降计算经验系数*

主持人: 龚晓南

何广纳

(大连理工大学建设工程学部、大连金波土木工程有限公司 大连 116023)

[摘要] 《建筑地基基础设计规范》所给出的地基压力扩散角 θ 及沉降经验系数 ψ_s , 供地基承载力和沉降计算的查用既方便, 又具有一定的依据与可靠性, 广为工程界应用。随着工程建设地发展, 地基设计领域地扩大, 建设场地土质条件或基底附加压力等常不在《规范》查找 θ 和 ψ_s 的范围内, 取值困难。本文分析了《规范》建立的依据和原则, 补充了它们在《规范》未包括范围所相应的数值供工程运用。

[关键词] 地基压力扩散角; 沉降计算经验系数; 基底压力; 压缩模量比。

地基的承载力与沉降是地基基础设计计算中必须演算的两个项目, 由于场地地质条件的复杂性、多样性, 加以还缺乏能够确切地全面反映现场实际条件的计算理论和方法, 计算结果常与实际有相当的距离。《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002(以下简称规范)经过长期的分析研究, 结合一定的试验成果, 给出了地基压力扩散角 θ 与沉降计算经验系数 ψ_s , 使这两项计算既方便实用又具有相当的依据, 为工程界广泛应用。随着工程建设的发展, 时有场地土质条件、基底附加压力不在规范给定的限界内, 此时如何处理, 规范没有明确说明, 其取值任意性大, 比较混乱。现分别简析, 补充如下。

关于地基压力扩散角

规范给出的地基压力扩散角 θ 表 5.2.7 适用于 $E_{s1}/E_{s2} \geq 3$ 的地基土层条件。而复合地基中的处理层与下层土的压缩模量之比亦常有小于 3 的情况, 此时压力扩散角如何求取规范没有定规, 取值困难。因此, 暂按规范制定地基压力扩散角的基本原则作一补充以便工程应用。

1. 规范中地基压力扩散角的求算原则

规范基于双层土的压力扩散理论, 结合若干特定条件下的室内模型试验和三组野外荷载试验资料的分析研究, 建立了求取地基压力扩散角的几项基本原则。

(1) 鉴于上层土的压力扩散作用虽有理论解, 但缺乏足够的试验验证, 因此求算地基压

* 收稿日期: 2010年6月

力扩散角以理论计算(如叶戈罗夫双层土压力扩散的理论计算),结合已有的若干试验探求其合理的应用范围;

(2) 鉴于压力较小时 θ 角的试验值大于理论值,随着压力增加,试验的值逐渐减小,在接近破坏时试验值趋于 25° ,反比理论值小了50%。由于理论计算是将土作为直线变形体,然而当压力较大时,尤其是接近破坏的条件下,土体将产生过大的塑性区,已非计算理论的线性变形体,故此时的理论值远大于试验值。又从地基承载力的角度考虑,亦以采用破坏时的扩散角验算下卧层的承载力比较安全可靠,且与实测土的破裂角(均为 30°)相适应。因此,采用理论公式计算压力扩散角 θ 时,凡 θ 角大于 30° 者均以 30° 为限,小于 30° 者则取理论计算值。

(3) 基于理论计算与试验资料的比较获知: $Z=0.5b$ (b 为基宽)时的扩散角理论计算值均大于 $Z=b$ 时所获得的试验值。而 $Z=0.5b$ 时的扩散角又不宜大于 $Z=b$ 时所对应的试验值。又鉴于 $Z=b$ 的试验中出现了破裂面,从强度限值的考虑,宜将扩散角限制在一定的范围内,是安全合理的。故当计算深度 $Z=0.5b$ 时的扩散角乃按 $Z=b$ 的试验值考虑。且 $Z>0.5b$ 时的扩散角不再增加,均以 $Z=0.5b$ 时的扩散角为限;

(4) 论理计算表明,当 z/b 在1.0以内时方形基础与条形基础的扩散角相差不到 2° ,该值与建表的误差相比已无实际意义,故一律以条基计算基底压力扩散角 θ 。

2. 地基压力扩散角的补充

鉴于 $E_{S1}/E_{S2}<3$ 后规范所给出的地基压力扩散角表无数据可循。现基于上述规范建立地基压力扩散角表的求算原则,当上下土层压缩模量之比 $E_{S1}/E_{S2}=1$,亦即相当于均质土的条件,按其基底压力扩散系数求得相应的扩散角 θ 为 $z/b=0.25, \theta=5^\circ$; $z/b=0.5b, \theta=12^\circ$ 。补充后地基压力(附加压力)扩散角 θ 表如下:

E_{S1}/E_{S2}	z/b	
	0.25	0.5
1	5°	12°
3	6°	21°
5	10°	25°
10	20°	30°

当 $z/b<0.25$ 时,取 $\theta=0^\circ$,必要时宜由试验确定; $z/b>0.5$ 时 θ 值不变;中间数值可以内插。

地基沉降计算经验系数

地基的沉降工程界多以既简单又实用的分层总和法计算。由于影响沉降的因素较多,例如该法是按有侧限单向压缩,土体不产生侧向变形的条件下建立的,实际上一般粘性土层地基受力沉降都会产生一定的侧向变形,尤其是软土地基的侧向变形更为显著。另外,又将地基土体作为半空间均质各向同性的线性变形体,计算应力分布等都与实际有所出入。因此,分层总和法计算的沉降量对于软土、欠固结土一般都偏小,而对硬土来说却又偏大。

1. 地基沉降计算经验系数

规范根据 132 栋建筑物场地土层的资料按分层总和法计算各自相应的沉降值与实际的沉降量进行对比、统计、分析、获得：将分层总和法计算的沉降值乘以适当的经验系数 Ψ_s 后，其结果与实际沉降相近。规范同时还考虑到实际工程中，基底附加压力 $P_0 \geq f_{ak}$ 和 $P_0 \leq 0.75f_{ak}$ 两类情况相应的沉降计算经验系数 Ψ_s ，并将 Ψ_s 与 E_s 、 P_0 之间的关系制成数值表格方便查用。该表清晰地显示出对于 $E_s \leq 7\text{Mpa}$ 的中、高压缩性土层来说，上述两类基底附加压力 P_0 所对应的沉降计算经验系数 Ψ_s 相差高达 30%，可见基底附加压力类型对沉降影响之大。当基底附加压力介于规范给定的两限界之间时，如何选取 Ψ_s 规范却未说明，计算中各凭主观意识和经验自行选取。有将只要 $P_0 > 0.75f_{ak}$ 者一律按 $P_0 \geq f_{ak}$ 类选取 Ψ_s ；亦有视实际 P_0 与那一类较接近就按那一类选取 Ψ_s ，既无依据，相差较大。

2. 地基沉降计算经验系数 Ψ_s 的选取

规范定义的两类基底附加压力范围亦即两类压力的集合。其内涵就是集合的定义，外延则为组成该集合的所有压力。例如，第一个集合内涵即其中的压力都具有 $P_0 \geq f_{ak}$ 这一属性，其外延则为这类压力的全体，而边沿为 $P_0 = f_{ak}$ ，第二个集合的压力都具有 $P_0 \leq 0.75f_{ak}$ 的属性，凡有此属性的压力都在这一集合中，而边沿为 $P_0 = 0.75f_{ak}$ 。规范给定的这两个压力的集合，各自的内涵与外延都是清晰的、明确的，不应混杂。只有这两类基底附加压力可按规范中各自相应的地基沉降计算经验系数查取。而对介于这两个界限之间的基底附加压力 ($0.75f_{ak} < P_0 < f_{ak}$)，就不属于这两类压力集合，故不应由规范中对应这两类压力的经验系数直接选取。

其实两界限之间的基底附加压力是上述两个压力集合间的连续渐变过渡带，基于工程使用的考虑，可以近似地作为线性变化关系。故其间压力对应于 E_{s1}/E_{s2} 的地基沉降经验系数 Ψ_s ，可按实际地基的附加压力内插求取，比较合理。

结语

鉴于实际工程计算中，当基底附加压力扩散角和沉降计算经验系数超出规范所给定的范围，则难以按规范求取，任意性大，可靠性差。本文基于分析补充建立了规范规定范围外的数据和选取的方法，以克服在规范范围外求取的困难和任意性。

译文

水泥土桩施工引起地基水平位移的预测方法*

Improved Prediction of Lateral Deformations due to Installation of Soil-Cement Columns

Jinchun Chai; John P. Carter; Norihiko Miura; Hehua Zhu

严佳佳译; 周建校

译自: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, December, 2009, Vol.135, Issue 12, 1836-1845

(续上期)

粘土地基中应用

Shen 等人(1999)报道了在日本左贺县 Rokkaku 河岸分别以 CDM、DJM、WJM 法进行水泥土桩施工的三个现场试验。Chai 等人(2005)对这些例子进行了分析。该场地的有明(Ariake)软粘土沉积厚度约为 15m, 天然含水率为 80~120%, 略高于液限值。由无侧限压缩试验测得的不排水抗剪强度值在 15~30kPa 范围内。每种施工方法在坝趾处都打 3 排桩, 每排 5 根桩。采用 DJM 法施工的场地, 水泥土桩径约为 1.0m, 桩长为 13m 并打设至地面。桩的布置以及测斜管的位置如图 9 所示。测量了每排桩施工时引起的水平位移, 对这些实测值与原有方法及修正方法的计算值进行对比。该场地的 E/S_u 值取 150 左右, 反算的 R_u 值为 0.46m, 鉴

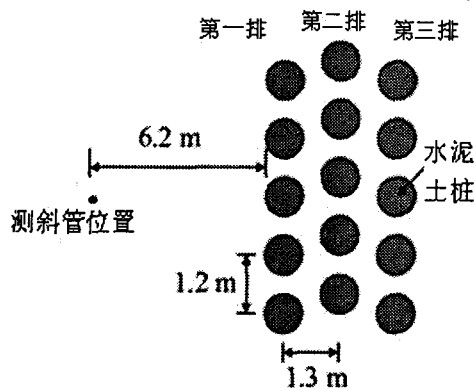


图9 左贺县工程桩的平面布置和测斜管的位置

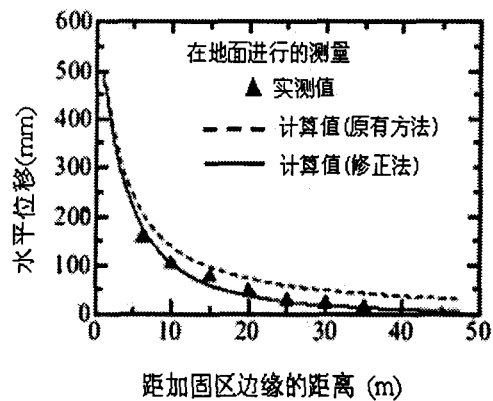


图10 左贺县工程中地面水平位移的比较

* 收稿日期: 2010年5月

于土体的模量 E 值为 2250kPa, 取单位桩长的水泥灰(干法)喷入量 $\Delta vol = 0.036m^3/m$ (如表 3 所示)。其他具体内容可见 Chai 等人 (2005) 的论文。取 $E/S_u = 150$ 的依据是 Fijikawa 等人 (1996) 给出的有明(Ariake)软粘土 E_{50}/S_u 值为 100 ~ 200 (E_{50} 为 50%峰值强度应力水平对应的割线模量)。

地表水平位移的计算值和实测值的对比如图 10。可以看到修正法计算的结果随着离桩距离的增大减小更快, 更接近实测值。图 11 中对比了距离桩边缘 6.2m 处水平位移随深度的变化情况。虽然原有方法和修正方法的计算值在桩顶 5m 左右的范围内都偏大, 但是修正法的计算结果更接近实测值。从图 11 中可以进一步得到以下两点, 第一, 在预测第 2 和第 3 排桩 (图 9) 施工引起的水平位移增量时, 修正法的结果更接近实测值, 即修正法可以更好地考虑水平位移值随距离桩远近的变化。第二, 修正法计算的桩端附近处的位移值较小, 更接近实测值。需要指出图 10 和 11 中给出的地表面距离加固区边缘 6.2m 处的水平位移实测值是有区别的。图 10 中的值是从地面标记上测得的, 比该处测斜管的读数 (即图 11 中的值) 要大。

以上的对比可以证明修正法要优于原有的方法。

砂土地基中应用方程的修正

以上给出了假设不排水条件下土体内摩擦角 $\phi = 0$ 时, 粘土地基中水泥土桩施工引起水平位移的计算方法。该方法也可以用于摩擦角不为 0 的地基中, 如砂土地基。但需要对计算弹塑性交界面处水平位移的公式进行修正。假设土体服从莫尔-库伦屈服准则, 采用有效应力法, 不难得到相应的公式:

柱孔扩张:

$$\delta_p = \frac{1+\nu}{E} R_p (c' \cdot \cot \phi' + p_0) \sin \phi' \quad (20a)$$

球孔扩张:

$$\delta_p = \frac{1+\nu}{2E} R_p (c' \cdot \cot \phi' + p_0) \frac{4 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (20b)$$

土体的有效应力强度参数为: 粘聚力 c' 和摩擦角 ϕ' 。经过以上修正, 球孔间距 S_s 的表达式(16)变为:

$$S_s = R_p \frac{4 \sin \phi'}{(3 - \sin \phi') \sin \phi'} \quad (21)$$

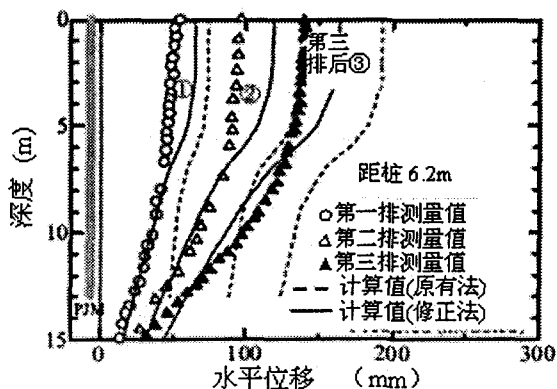


图 11 左贺县工程中 DJM 法施工每排桩施工引起的水平位移增量

当 ϕ' 的值取 $1^\circ \sim 45^\circ$ 时, 由上式可得 $S_s = (1.34 \sim 1.74)R_p$ 。式(18)保持不变。

前文粘性土的分析中假设土体表现为不排水形式, 所以塑性区的体应变 $\Delta = 0$ 。但是把水泥浆注入砂土地基时, 砂土将会部分排水, 并由此引起桩周土塑性区的有限体应变。为了考虑有限体应变的影响, 按 Vesic 的建议用修正刚度指数 I_{rr} 来代替 I_r , I_r 和 I_{rr} 的表达式如下:

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c' + p_0 \tan \phi')} \quad (22)$$

柱孔扩张:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta \sec \phi'} \quad (23a)$$

球孔扩张:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad (23b)$$

如式(23a)和(23b)所示, 给定 Δ 值, 当 $\phi' > 0$ 时, 柱孔的修正刚度指数比球孔的小, 为了使两者的修正刚度指数相等, 球孔需要更大的体应变, 砂土中用式(18)计算要考虑这一点。

表 1 中对砂土中球孔的情况式 (1) 保持不变, 但对柱孔的情况按 Vesic 的建议, 式 (1) 将变为如下式所示:

$$\frac{R_p}{R_u} = \sqrt{I_{rr} \sec \phi'} \quad (24)$$

表 1 中的式(5)是假设塑性区没有体应变得到的。当 $\Delta > 0$ 时, 式(5)计算的塑性区位移将偏小, 尤其是在靠近孔壁边缘处。考虑到这一误差没有很大的实质影响, 所以对于砂土地基式(5)也不做修改。

实例

Minami 和 Sato 等人 (2007) 报道了一个在松砂中使用水泥土桩的例子, 该例子中水泥土桩连成墙体, 并在平面布置成格构形式, 这些水泥土墙是为了防止地基土发生液化。土体的

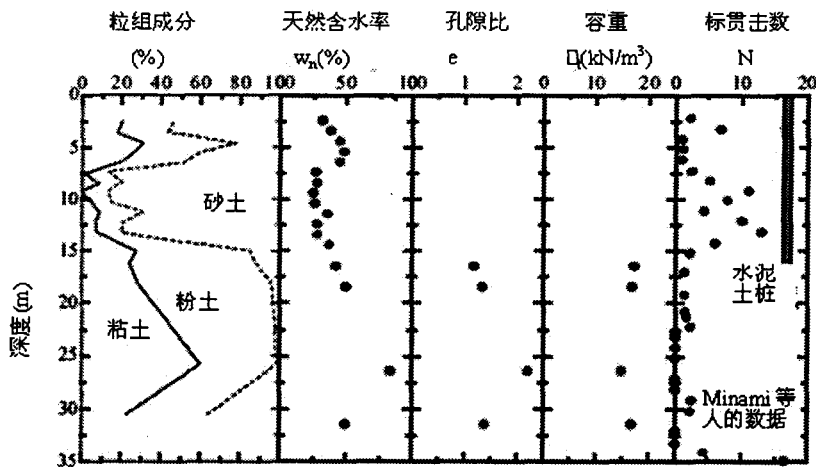


图 12 砂土地基的粒组成分、天然含水率、空隙比、容重、标贯击数

颗粒级配、天然含水率、孔隙比、重度、标贯试验击数 N 等参数如图 12 所示。12.3m 到 13.3m 深度处土样的颗分曲线如图 13 所示。图 12 和 13 中除了标贯试验击数 N 外，其他的数据均由日本 Takenaka 公司的 E.Sato 博士提供。从图中可以看到 D_{50} 为 0.1~0.2mm 左右，砂土层为潜在的液化层。地下水埋深约为 1m，没有测定上部 16m 砂土层的重度。利用测得的天然含水率，分别估算得到 0 到 4.5m 深度处的重度为 17.5 kN/m^3 ；4.5m 到 7m 深度处的重度为 17.2 kN/m^3 ；7m 到 16m 深度处的重度为 18.2 kN/m^3 。

地基处理的深度为地面以下 16m (如图 12)。处理区域的平面图以及施工顺序如图 14 所示。该地基处理工程中所用的机械能同时进行两根桩的施工，桩径约为 1m，桩中心间距为 0.8m，竖向施工速度为 1.0m/min。相邻桩之间需要搭接以形成水泥土墙，相邻桩的平均中心距也约为 0.8m。因为外围和内部的水泥土桩的设计强度要求不同，所以相应桩内需要注入的水泥量也不同。编号为 Nos.1-17 和 31 的桩水泥用量为

2.06 kN/m^3 ；编号为 Nos.18-30 和 32-44 的水泥用量为 1.56 kN/m^3 。水泥浆的水灰比（重量比）为 70%，水泥颗粒的重度为 29.8 kN/m^3 ，由此可以估算出相应于 2.06 kN/m^3 和 1.56 kN/m^3 的水泥用量，地基内喷入的水泥浆的体积分别为： $0.216 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 和 $0.165 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 。直径为 1m 的桩，单位桩长水泥浆喷入量分别为： $0.17 \text{ m}^3/\text{m}$ 和 $0.13 \text{ m}^3/\text{m}$ 。

Minami 和 Sato 等人 (2007) 的报道中，没有土层 c' 和 ϕ' 的试验值。表 4 中 ϕ' 的值是按照日本铁路部门提出的方法由标贯试验击数计算得到，即下式：

$$\phi' = 1.85 \times \left(\frac{N}{0.7 + \sigma'_v / p_a} \right)^{0.6} + 26^\circ \quad (25)$$

式中， σ'_v 为竖向有效应力， p_a 为大气压力。

表 4 中有效应力 c' 完全是按经验方法确定的。确定这些参数值后，软粘土的不排水强度为 10~30kPa。根据土体的初始有效应力状态，用这些参数可以计算不排水抗剪强度。表面 1m 厚的硬壳层为考虑其较高的强度（和刚度）有效粘聚力的取值相对高些。除粉质粘土外，土体的不排水抗剪强度按下式计算：

$$S_u = c' + p_0 \tan \phi' \quad (26)$$

粉质粘土的不排水抗剪强度值可按 Ladd 给出的公式计算。

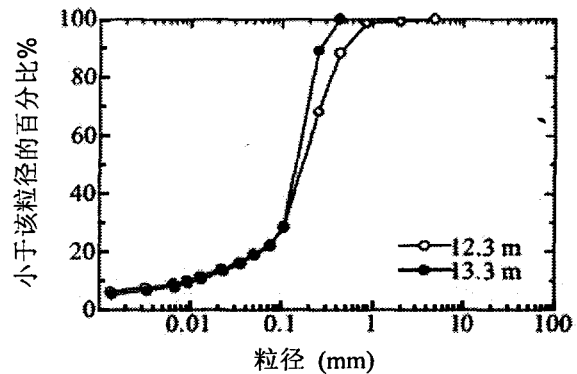


图 13 颗粒级配

Tatsuoka 等人 (1986) 提出了饱和细砂平面应变条件下排水强度和变形的特性。对孔隙比 $e=0.8$ 的松细砂, 取有效应力泊松比 $\nu'=0.3$, 根据土体应力水平达到强度值 (约束应力为 $4.9 \sim 98.0\text{kPa}$) 的 $50 \sim 75\%$ 时 σ'_1/σ'_3 、 σ'_3 和 ε_a 的代表值可以算得 E'/τ_f 的比值为 $100 \sim 350$ (E' 为有效应力割线模量, τ_f 为排水强度), 相应的刚度指数 I_r 为 $38 \sim 135$ 。Vesic 建议对松散~密实砂 I_r 取 $70 \sim 150$; 对软~硬粘土 I_r 取 $10 \sim 300$ 。参考这些值, 并考虑到该场地的粘土层比有明(Ariake)软粘土要硬, 砂土和粘土层的杨氏模量都取为 $200S_u$ 。泊松比取为 $\nu=0.45$ (允许土体的弹性区有部分体应变)。通过这些参数可以计算得到刚度指数 $I_r=68$, 其值

接近 Vesic 所建议的松砂刚度指数的下限值, $I_r=68$ 的粘土为软粘土。

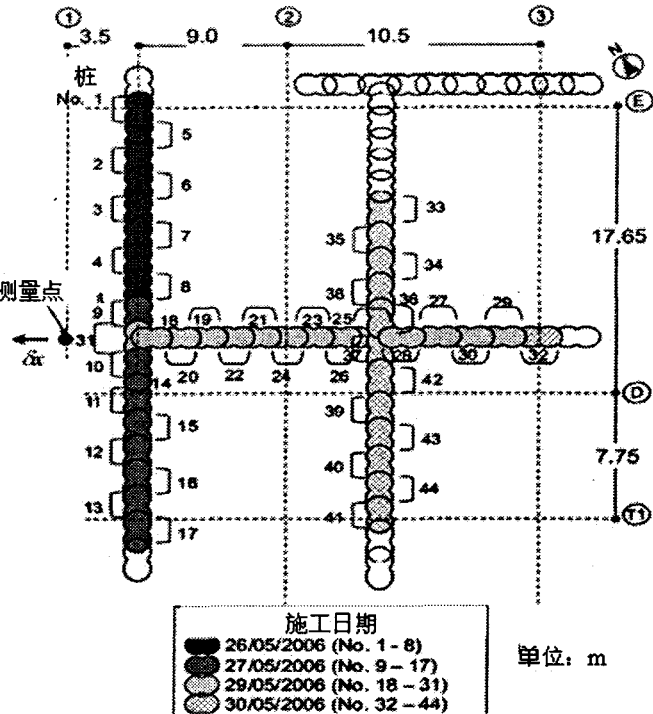


图 14 砂土地基中桩的平面布置图及施工进度 (数据来自 Minami 等人 2007)

由标贯试验击数 N 估算的 c' 和 ϕ' 值

表 4

土层	深度(m)	c' 或 S_u 值(kPa)	ϕ' (°)
表面硬壳	0-1	20	30
表面土层	1-3	10	30
粘质砂土	3-7	10	25
细沙	7-15	2	35
粘质粉土	15-22	10	25
粉质粘土	22-30	$0.25\sigma'_{v0}$ ^a	0

^a注: Ladd(1991) 不排水抗剪强度计算方法

由于没有砂土地基中孔径的合适数据可以参考, 施工方法又是 CDM 法, 所以直接采用表 3 中 CDM 对应的值, 并研究它们在该例子中的适用性。编号为 Nos.1-17 和 31 的桩由式(11)

算得 $R_{u0}=0.23\text{m}$ ($E_0=2250\text{kPa}$), 编号 Nos.18-30 和 32-44 的桩 $R_{u0}=0.2\text{m}$ 。

对水平位移进行了两次计算, 首先假设塑性区体应变 $\Delta=0$, 然后假设塑性区平均体应变 $\Delta=4.5\%$ (反算值)。计算结果的对比如图 15 (a、b) 所示, 可以得到以下两点:

首先, 当 $\Delta=0$ 砂土地基水平位移的计算值是实测值的 4 倍 (图 15b), 而当取 $\Delta=4.5\%$ 时与现场数据吻合较好。其次, 对于后期土体固结能显著减小孔扩张引起水平位移的情况, 叠加法不严格适用。从 2006 年 5 月 27 日到 29 日的观测结果显示, 虽然 27 日测得的地面以下 10m 范围内的位移值要比计算值小, 29 日测得的大部分深度范围内的位移

值比计算值要大, 看来叠加法还是比较适用的。用叠加法计算的 30 日的水平位移普遍比 29 日的大, 实测值正好与此相反 (如图 15a)。编号为 No.31 的桩施工时在观测点引起了很大的位移增量, 随后土体的固结 (施工引起的超孔隙水压力的消散) 使水平位移显著减小。

因为表 4 中 c' 的值是假设的, 塑性体应变 $\Delta=4.5\%$ 是反算得到的, 所以以上介绍的方法不是完全严密的。但是, 由于很少有关于砂土地基中水泥土桩施工引起水平位移的计算实例的报道, 所以本文可以为进一步研究该问题提供参考。

结论

本文提出了一种计算水泥土桩施工引起地基土水平位移的修正方法。该方法在 Chai 等人基于无限介质中柱孔扩张理论方法的基础上, 引入了考虑有限桩长影响的修正函数。修正函数是通过对比单桩施工时柱孔扩张解和球孔扩张解推导得到的。

选取已有文献中粘土地基中的例子, 分别用修正法和原有方法进行计算。通过对比可以证明修正法要优于原有方法。

该修正法还被用于砂土地基中, 当允许桩周土体塑性区产生体应变时, 松砂地基中水平位移的计算值与实测值吻合很好。对于砂土地基发生体应变就意味着土体可以发生部分排水, 本文研究的例子中, 反算得到平均体应变为 4.5%。

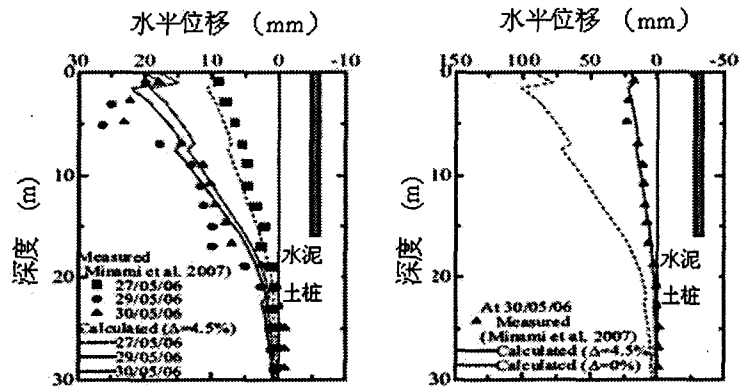


图 15 砂土地基中水平位移计算值和实测值的对比

参考文献

- Carter, J. P. (1988). "A semi-analytical solution for swelling around a borehole." *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.*, 12, 197–212.
- Chai, J.-C., Miura, N., and Koga, H. (2005). "Lateral displacement of ground caused by soil-cement column installation." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131(5), 623–632.
- Chai, J.-C., Miura, N., and Koga, H. (2007). "Closure to "Lateral displacement of ground caused by soil-cement column installation." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 133(1), 124–126.
- Collins, I. F., and Yu, H. S. (1996). "Undrained expansions of cavities in critical state soils." *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.*, 20(7), 489–516.
- Fujikawa, K., Miura, N., and Beppu, I. (1996). "Field investigation on the settlement of low embankment road due to traffic load and its prediction." *Soils Found.*, 36(4), 147–153 (in Japanese).
- Japanese Society of Civil Engineering. (1986). *Interpretation of the design code for Japanese railway structures, Earth Pressure Retaining Structures and Foundations*, Tokyo, Japan.
- Keer, L. M., Xu, Y., and Luk, V. K. (1998). "Boundary effects in penetration or perforation." *J. Appl. Mech.*, 65, 489–496.
- Ladd, C. C. (1991). "Stability evaluation during staged construction." *J. Geotech. Eng.*, 117(4), 540–615.
- Minami, T., Sato, E., Namikawa, T., and Aoki, M. (2007). "Evaluation of ground deformation during construction of deep mixing method—Part I: Measurement of ground deformation during construction." *Proc., 42th Annual Meeting of Japanese Geotechnical Society*, Japanese Geotechnical Society, Tokyo, Japan, 905–906 (in Japanese).
- Prevost, J. H., and Hoeg, K. (1975). "Analysis of pressure meter in strain softening soil." *J. Geotech. Eng. Div.*, 101(GT8), 717–732.
- Sato, E., Minami, T., Namikawa, T., and Aoki, M. (2007). "Evaluation of ground deformation during construction of deep mixing method—Part II: Effect of deformation control method." *Proc., 42th Annual Meeting of Japanese Geotechnical Society*, Japanese Geotechnical Society, Tokyo, Japan, 907–908 (in Japanese).
- Shen, S. L., Miura, N., and Koga, H. (1999). "Lateral displacement of the surrounding ground during installation of DM columns." *Proceedings of APCOM'99, the 4th Asia-Pacific Conf. on Computational Mechanics*, C. W. Wang, K. H. Lee, and K. K. Ang, eds., Vol. 2, Elsevier Science, New York, 773–778.
- Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T., and Fukushima, S. (1986). "Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressure." *Soil Found.*, 26(1), 65–84.
- Vesic, A. S. (1972). "Expansion of cavities in infinite soil mass." *J. Soil Mech. And Found. Div.*, 98(SM3), 265–290.
- Yu, H. S., and Houlsby, G. T. (1991). "Finite cavity expansion in dilatant soils: Loading analysis." *J. Geotech. Eng.*, 41(2), 173–183.

(续完)