



软土 地基 加固

高宏兴 编著
上海科学技术出版社

软土地基加固

高宏兴 编著

上海科学技术出版社

内 容 提 要

本书分四篇十章。主要包括：软土地基概论、粘性土地基的排水加固法、深层挤密桩法、动力压密法、化学加固法、改善地基应力和变形条件法、土的加筋法等。每种加固方法都有代表性的工程实例加以说明。此外还介绍了软基加固工程勘察及土工测试技术，软基加固方法的选择等。

本书可供土建专业设计、施工、科研的工程技术人员参考，也可供高等学校和中等技术学校有关专业参考使用。

《软土地基加固》

高宏兴 编著

上海科学技术出版社出版

（上海瑞金二路450号）

新华书店上海发行所发行 无锡县人民印刷厂印刷

开本 787×1092 1/16 印张 1225 字数408,000

1990年9月第1版 1990年9月第1次印刷

印数 1—4,500

ISBN 7-5323-2052-9/TV·67 定价：5.65元



前 言

从近几年工业布局或城市发展来看,不少需要在软土地基上进行建筑活动。由于对地基的强度和变形要求很高,一般天然地基无法满足,因此必须对地基进行处理。通常采用的方法是挖方置换或用桩基穿越软土层,这些方法都会大大提高工程造价或延长建设时间。特别是在较厚的软土层中,挖土殊属非易;如果采用长桩基础,则由于工程的大量填方或堆载,使长桩基础产生一个相当大的负摩擦力,反而增加了地基的沉降量。所以目前很多国家都着眼于从加固软土本身出发,最大限度地利用原状土,经过改良后,承受相应的外荷。

实践证明,一般较大工程地基处理造价常常占工程总造价的 30~70%,所以正确地选择软基加固方法有着十分重要的意义。所选用的方法不仅要技术可靠,施工方便,而且还要经济合理。

本书根据工程部门的需要和本人在工作学习中的体会,参照国内外有关资料编写而成。在编写过程中,以工程实用为出发点,重点介绍有实用价值的软基的勘探设计、施工方法和科研成果,并结合工程实例加以说明。以国内 70~80 年代软基加固技术经验为主,对过去一些较老的加固方法,不作详细叙述,对一些基本概念和公式仅作简单说明,对有些问题作了肤浅的探讨,提出了个人的看法。书中还简要介绍了国内外软基加固方法的现状及其动向。

全书共分四篇十章,第一篇一章为概论,第二篇六章,是本书的重点,主要阐述各种软基加固方法的原理、设计施工和科研成果,并列举工程实例。第三篇二章,介绍软基加固的勘探要点和土工测试技术。第四篇一章,介绍软基加固方法的选择,包括选择依据和方法,并简略介绍用系统工程方法进行软基加固方法优选,最后介绍了软基加固的动向。

在编写过程中,得到了冶金部建筑研究总院副院长、宝钢工程指挥部王铁梦副总工程师的指导,张世昌和翁慧勤同志也对本稿进行了核对,在此表示感谢。

由于水平有限,书中不当之处在所难免,欢迎读者批评指正。

编 者

目 录

第一篇 软土地基概论

第一章 概论

第一节 软土地基加固的工程意义和任务	3
第二节 软土的工程特性	4

一、软土和软土地基	4
二、软土的特性	5
第三节 软土的天然抗剪强度	8
第四节 超载作用下抗剪强度的确定	11
第五节 软土地基的变形	15

第二篇 常用软基加固方法

第二章 粘性土地基的排水加固法

第一节 概述	19
第二节 堆载预压法	19
一、堆载预压法加固地基的设计	20
二、加荷速率的控制	21
三、工程实例	22
第三节 加速固结排水法	32
一、砂井预压法	33
二、袋装砂井预压法	63
三、排水板预压法	70
第四节 降低孔隙水压力法	77
一、降水预压法	78
二、真空预压法	84
三、电渗预压法	95

第三章 深层挤密桩法

第一节 概述	101
第二节 砂桩挤密法	101
一、加固原理	102
二、砂桩法设计	102
三、砂桩法施工	109
四、工程实例	111
第三节 振动水冲法	112
一、加固机理	112
二、设计计算方法	113
三、振冲法施工	123

四、加固效果和质量检查	126
五、振冲法工效和经济分析	127
六、工程实例	127
第四节 石灰桩挤密法	128
一、石灰桩挤密法的机理	128
二、石灰桩设计	129
三、石灰桩施工	131
四、加固效果	133

第四章 动力压密法

第一节 概述	134
第二节 强夯法	134
一、强夯法应用	135
二、施工设备及各有关参数的确定	142
三、强夯法加固技术的适用范围	147
四、强夯法的理论研究	149
五、强夯法技术探讨	153
第三节 重锤夯实法	155
一、起重设备和夯锤	155
二、试夯	156
三、土的含水量	156
四、夯击遍数	156
五、施工要点	156
第四节 爆破法	158
第五节 振动挤密法	159
一、荷兰振动管法	159
二、美国振动管法	161

三、振动杆法	161
第六节 机械压实法	161
一、土的压实原理	161
二、分层碾压法	162
三、振动压实法	163

第五章 化学加固法

第一节 概述	166
第二节 注浆法加固	166
一、水泥浆液灌注	167
二、化学浆液灌注	167
第三节 深层搅拌法加固	179
一、水泥搅拌法	180
二、石灰搅拌法	189
第四节 旋喷法	190
一、旋喷注浆加固的原理	191
二、旋喷法的施工程序及主要设计参数	193
三、旋喷法的适用范围	199

第六章 改善地基应力和变形条件法

第一节 砂垫层法	203
----------	-----

一、砂垫层的作用	203
二、砂垫层的设计	204
三、砂垫层的施工	205
四、砂垫层的质量检验	206
第二节 拌和土垫层	207
第三节 反压法	208
第四节 土工织物法	209
一、土工织物的性能	210
二、土工织物垫层的用途及计算	211
三、经济分析	215

第七章 土的加筋法

第一节 树根桩加固	216
第二节 锚杆法加固	217
一、锚杆施工工艺	217
二、锚杆设计	218
三、锚杆试验验收	220
第三节 加筋土	221
一、加筋土的工作机理	222
二、加筋土的设计	223
三、加筋土的施工	227

第三篇 软基加固工程地质勘察及土工测试技术

第八章 工程地质勘察要点

第一节 工程地质勘察的基本任务和要求	231
一、加固前的勘察要求	231
二、加固后的勘察要求	232
第二节 软土地基的钻探	232
一、坑探法	232
二、钻探法	233

第九章 土工测试技术

第一节 室内常规土工试验	235
一、物理性指标	235
二、力学性指标	235

三、专项试验	235
第二节 现场常规试验	235
一、静载荷板试验	235
二、现场十字板剪切试验	239
三、静力触探	241
四、标准贯入试验	244
五、旁压(横向荷载)试验	246
六、原型观测	250
第三节 控制施工速率的加固方法	250
一、孔隙水压力观测	250
二、沉降观测	252
三、土体侧向位移观测	253
四、土压力观测	253

第四篇 软基加固方法的选择

第十章 软基加固方法的选择

第一节 软基加固程序及分类·····	257
一、软基加固的工作程序·····	257
二、软基加固方法的分类·····	258
第二节 软基加固方法的选择·····	258
一、根据工程地质条件选择加固方法··	259
二、根据设计和施工条件选择加固方法 ·····	260

三、根据场地环境条件选择加固方法··	262
四、根据结构物条件选择加固方法····	262
第三节 软基加固工程的施工管理····	262
第四节 用系统工程法选择软基加固方法 ·····	263
一、系统工程法在软基加固方法选择中 的应用·····	263
二、工程实例·····	265
第五节 软基加固的动向·····	266

第一篇

软土地基概论

第一章 概 论

第一节 软土地基加固的工程意义和任务

任何建筑物的上部结构、基础和地基是三个共同工作而又相互影响的部分。在设计建筑物时,无论是设法使建筑物满足天然地基条件的要求(使用天然地基)或是改善地基土性质来满足建筑物要求(使用人工地基),都必须结合具体条件把这三部分有机地联系起来加以全面考虑。只有这样,地基的设计才符合要求。

由此可见,在地基设计方案选用时,可以对地基进行处理以满足建筑物要求,如上海客运站某楼房地基,由于原地基承载力(80kPa左右)不够,设计部门通过地基处理方案比较后,决定采用强夯法加固地基,使其承载力提高到150kPa以上,满足了设计要求,也可以设法使建筑物满足天然地基的强度和变形要求,如采用轻型建筑材料或空心结构,平衡建筑物各部分的重量;加强建筑物刚度,采用静定简支结构和设置沉陷缝,以减少或适应地基沉降或差异沉降。地基加固处理是解决地基问题的重要途径之一,尽管在实际工程中往往先考虑使用天然地基方案,但在很多情况下,对地基必须进行加固处理。

软基加固的目的是改善地基土的性质,提高地基土的抗剪强度,减少沉降和不均匀沉降,使在上部结构荷载作用下不致发生破坏或出现过大的变形,以保证建筑物的正常使用,防止地震时地基土的液化,消除或部分消除湿陷性黄土的湿陷性和膨胀土的胀缩性,使之满足设计要求。另外,任何建筑物的荷载最终将传到地基上,由于上部结构材料强度很高,而地基土强度相应较低,压缩性亦大,因此上部结构和地基之间存在着矛盾,通过设置一定结构型式和尺寸的基础可以解决一部分矛盾。所以说基础具有承上启下的作用,它一方面处于上部结构的荷载及地基反力的共同作用下,承受由此而产生的内力(轴力、剪力和弯矩等),另一方面,基底反力反过来又作为地基上的荷载,使地基产生应力和应变。在基础设计时,除了必须保证基础结构本身具有足够的刚度和强度外,同时还需要选择合理的基础尺寸和布置方案,使地基沉降控制在允许范围内,因此基础设计常被称为地基基础设计。

国内外的资料表明:对较差的未经处理的地基,上部结构大都不同程度地出现一些问题,有的甚至发生破坏;凡是通过必要的加固处理的地基,只要根据设计要求选择合适的加固方法,一般投产后均可正常使用。

在此列举几项工程实例,说明在软土地基上修造建筑物时地基加固处理的重要性。

连云港西防波堤 该堤长2150m,最初修建于30~40年代,是在淤泥上直接抛填块石。淤泥厚12m,其天然含水量为70~93%,孔隙比 $e=1.9\sim 2.6$,直剪快剪强度指标 $\varphi=3.5\sim 5^\circ$, $c=8.0\text{kPa}$,标准贯入击数小于1,塑性指数稍大于30。当时仅临岸600m筑至+5.00m高程。修建过程中及以后曾发生数次突然下沉。至1954年测量时0~300m一段堤顶沉至高程为+3~+4m左右,300m以外沉至+2.00m左右。1970年为修建煤码头重新修复西防波堤,作了详细的调查和稳定计算,采取了铺排水砂垫反压层和加大断面改善

地基应力变形条件的方法,经稳定验算满足要求。于1972年建成,迄今堤身稳定。

上海港某作业区堆场地基 该堆场系大面积填土,其厚度约3m左右,地基下面有20~30m高压压缩土层,工程建成投产后,7~8年时间沉降约2m左右,由于大面积填土荷载产生较大的沉降量,使前方码头桩基也产生较大的负摩擦力和一定的垂直水平变位。造成码头结构破坏,影响了正常使用。80年代初该港作业区建造集装箱堆场时,吸取过去的经验教训,采取了加固措施,使地基的沉降尽量在施工投产前完成60~80%,迄今使用情况良好。

浙江省某矿石堆场 该堆场地基下面有30~40m高压压缩土层,粘土层最大含水量为40~50%,用长12m,直径为35cm的砂井预压加固,投产后效果很好。

上海宝山某钢铁厂原料堆场 该堆场要求地基承载力为300kPa左右,采用振动挤实砂桩法加固后得到较好的效果。

美国大湖流域12个矿石堆场调查 其中某堆场,填土厚度为4.5m,压缩层厚度为24m,无侧限抗压强度为60kPa,由于没有进行加固处理,1912年在使用中倒塌破坏,高吊架倾斜,已无法使用。另一个堆场,无侧限抗压强度为76kPa,粘土层厚度为12m,也未加处理,于1913年使用期内产生大滑坡。其余10个堆场分别采取过不同方法的加固处理,虽然也不同程度的出现点问题,但基本上不影响使用。

日本福山制铁所某堆场 该堆场地基软土层厚为12m,采用振动挤实砂桩法加固后,满足了设计要求。

由以上的事例不难看出,软土地基具有不利的工程性质,因此在软土地基上修造建筑物时,一般都应对地基进行加固处理,否则将有可能给工程带来后患。

软基加固的主要任务,就是根据工程软土地基特性,通过勘探设计选择合理的加固方法,并在施工中进行一些必要的观测,使所采用的加固方法达到设计要求。正确地选择地基加固方法是很重要的,在设计中,必须从技术可靠、经济合理、施工可能和方便等几个方面来考虑。

第二节 软土的工程特性

一、软土和软土地基

从广义上来说,软土包括松砂、淤泥、淤泥质土、软弱吹填土和杂填土等。习惯上,我们把淤泥、淤泥质土以及天然强度低、压缩性高、透水性小的粘性土总称为软土。《港工地基规范》规定:近代水下沉积形成、天然含水量大于液限、天然孔隙比大于或等于1.5的亚粘土、粘土,称为淤泥;而天然含水量大于液限、天然孔隙比大于1.0而小于1.5的亚粘土、粘土,分别称为淤泥质亚粘土和淤泥质粘土。工程中常遇到的软土,主要指这种淤泥和淤泥质土,但也包括工程性质很差的其他粘性土,如混有大颗粒的淤泥土、泥炭土以及含水量较大的亚砂土和松砂等。也有部门认为:凡是内陆湖塘盆地、江河海岸、多雨地区 and 山间洼地、坡立谷地区近代水下沉积的具有结构性的粘性土,其天然含水量大于40%,孔隙比大于1.0,压缩系数大于 $0.005\text{cm}^2/\text{N}$,饱和度大于0.95,有机质含量小于10%,渗透系数小于 $1\times 10^{-6}\text{cm/s}$,快剪的内摩擦角 φ 值小于 5° ,粘聚力 c 值小于20kPa的粘土称为软土。从工程设计施

工的意义上来说,它主要包括内陆湖泊盆地、江河海洋沿岸和山间洼地沉积的软弱饱和粘性土层;它们的成因、结构和形态虽然不同,但都具有压缩性高、强度低和透水性差的特点,对工程建筑物都可能造成破坏。但如果对这种地基土质进行详细了解,作细致的地基计算,通过适当的方法进行加固处理,在其上面建造各种建筑物是完全可以成功的。

软土地基就是指压缩层主要由淤泥及淤泥质土、吹填土、杂填土或其他高压缩性土层组成的地基。从软基加固角度来说,一般砂性土地基承载力比粘性土地基承载力高,沉降也比粘土小,并且由于砂性土较易透水,它在建筑物荷载作用下产生的沉降在短时间内完成,不像粘性土那样有一个漫长的沉降过程。但是砂土,特别是松的细砂或粉砂,在机械振动或地震力作用下会发生液化,使建筑物遭到破坏或严重变形,所以砂土加固当然是防止液化的重要措施之一,但砂土相对于粘性土而言,加固处理较容易。

二、软土的特性

(一) 淤泥和淤泥质土的特性

表 1-1 我国主要软土地区软土物理力学性质指标统计值

地区	土层埋深 (m)	含水量 w (%)	容重 γ (kg/m ³)	孔隙 比 e	液限 w_L (%)	塑限 w_P (%)	塑性指 数 I_P	渗透系数 K (cm/s)	压缩系数 a_{1-2} (cm ² /N)	粘聚力 c (Pa)	内摩擦角 ϕ (度)
天津塘沽	7~14	34	1820	0.97	34	19	17	1×10^{-7}	0.0051		
	3~8	65.7	1640	1.82	58	31	27	10^{-8}	0.0153	*5000 7000	* 3.3 14.3
		45.6	1750	1.3	41	21	20	10^{-7}	0.0085	*8000 8000	* 5.9 18.5
沽	8~17	47	1770	1.31	42	20	22	10^{-7}	0.0097	*13000 13000	* 3.1 16.9
	17~24	39	1810	1.07	34	19	15		0.0065		
上海	6~7	50	1720	1.37	43	23	20	6×10^{-7}	0.0124		
	1.5~6	37	1790	1.05	34	21	13	2×10^{-6}	0.0072		
杭州	3~9	47	1730	1.34	41	22	19				
	9~19	35	1840	1.02	33	18	15		0.0117		
宁波	2~12	50	1700	1.42	39	22	17	3×10^{-8}	0.0095		
	12~28	38	1860	1.08	36	21	15	7×10^{-8}	0.0072		
广州	0.5~10	73	1600	1.82	46	27	19	3×10^{-6}	0.0118		
福州	3~19	68	1500	1.87	54	25	29	8×10^{-8}	0.0203	1000~ 1500	10~15
	19~25	42	1710	1.17	41	20	21	5×10^{-8}	0.007		
温州	1~35	63	1620	1.79	53	23	30		0.0193		
舟山	2~14	45	1750	1.32	37	19	18	7×10^{-6}	0.011		
	17~32	36	1800	1.03	34	20	14	3×10^{-7}	0.0065		
贵州	软粘土	53~93	1580~1700	1.42~ 2.33	56~71	26~34	26~38	$1 \times 10^{-4} \sim 10^{-7}$	0.006~0.026	6000~ 6300	3~21
	泥炭	39~563	1160~1570	1.60~ 10.92	77~263	48~236	26~246	$1 \times 10^{-3} \sim 10^{-7}$	0.021~0.129	2000~ 4200	9~23
昆明	软粘土	41~299	1100~1800	1.10~ 7.0			27~62				

注:粘聚力和内摩擦角中带*号为快剪值,其余为固结快剪值。

淤泥和淤泥质土,是在非常缓慢的水流环境中沉积并经过生物化学作用形成的,即第四纪后期形成的滨海相、泻湖相、三角洲相和湖沼相等的粘性土沉积物。这种土大部分是饱和的,且含有机质,其天然含水量大于液限,孔隙比大于 1.0,当天然孔隙比大于 1.5 时称为淤泥,天然孔隙比大于 1.0 而小于 1.5 的粘土和亚粘土分别称为淤泥质粘土及淤泥质亚粘土。这些土广泛地分布在我国东南沿海及部分内陆地区,例如上海、天津、连云港、宁波、温州、福州、广州和湛江等沿海城市及昆明和武汉等内陆地区。许多工业与民用建筑、铁路、港口码头和水利工程等均有兴建在这种软土地基上。

软土的特性和一般粘土不同,我国某些地区软土的物理力学性质指标的统计值如表 1-1 所示。从表中所列数据并根据工程实践,对沿海地区的软土主要物理力学性质特点分析如下:

(1) 液限变化在 34~58% 之间,大部分在 34~43% 的范围内,塑性指数变化在 13~30 之间,大部分在 15~20 的范围内,属于中等塑性的无机土。

(2) 含水量在 34~72% 之间,都大于液限,属于流动状态,天然孔隙比在 1.0~1.9 之间,全都属于淤泥和淤泥质土,其中淤泥质土占多数。

(3) 压缩性高,压缩系数在 $0.005 \sim 0.02 \text{ cm}^2/\text{N}$ 之间,属于高压缩性土。其压缩性往往随着液限的增大而增大。软土是第四纪后期的沉积物,通常它是属于正常固结的,但某些近期沉积的软土,则是未完全固结(欠固结)的,例如近期围垦的海滩(俗称海涂),在自重作用下还会继续下沉。

(4) 渗透性小,渗透系数大部分为 $10^{-8} \sim 10^{-7} \text{ cm/s}$ 之间,所以在荷重作用下固结很慢,强度不易提高,当土中有机质含量较大时可能产生气泡,堵塞通道,降低其渗透性。

对夹有薄砂层的粘土,其水平渗透性可能显著增大,水平渗透系数可达 $10^{-5} \sim 10^{-4} \text{ cm/s}$ 。这种土层的固结速率比之均质粘性土要快得多。

(5) 抗剪强度低,表中仅列出了少数抗剪强度的试验统计值,但基本可代表其他土类抗剪强度的变化范围,一般快剪粘聚力在 10kPa 左右,内摩擦角为 $0 \sim 5^\circ$ 之间,固结快剪粘聚力较快剪差别不大,内摩擦角一般在 $15 \sim 20^\circ$ 之间。

软土的强度大小与排水条件有密切关系。在荷载作用下,如果土层有条件排水固结,则它的强度随着有效应力的增大而增加;反之,如果土层没有排水条件固结,随着荷载的加大,它的强度可能随着剪切变形的加大而衰减。因此在工程实践中必须根据地基的排水条件和加荷的时间长短采用不同排水条件进行试验(不排水剪、固结不排水剪和有效剪等),取得抗剪强度指标。位于不同深度的土层,在大小不同的自重压力作用下固结,所以软土的强度是随着深度的增加而增加的。软土层在深度 10m 以内的平均十字板剪切试验强度一般为 $5 \sim 20 \text{ kPa}$,每深 1 m 强度平均增加 $1 \sim 2 \text{ kPa}$ 。

(6) 软土的流变形是显著的,在剪应力作用下,土体产生缓慢的剪切变形,剪应力愈大此变形性质愈明显,当剪应力大到一定数值,长期作用下土体可能被剪坏,此时的剪应力小于一般试验方法得到的抗剪强度,称之长期抗剪强度,它只有一般抗剪强度的 40~80%,土的塑性愈大其值愈小。考虑土的流变性可将一般试验得到的抗剪强度值适当降低。但实际工程地基在荷载作用下固结可以抵消其降低值,因而具体设计中也常不考虑土的流变性质。软土在固结沉降完成之后,还可能继续产生可观的次固结沉降,许多工程的现场实测资料表明:当孔隙水压力完全消散后,地基还会继续沉降。

(7) 软土具有显著的结构性,特别是海相的软土,一旦受到扰动(振动、搅拌或搓动等),其絮状结构受到破坏,土的强度明显下降,甚至呈流动状态。软土受到扰动后强度降低的特性可用灵敏度来表示。我国东南沿海(如上海和宁波等地)的滨海相软土的灵敏度约在4~10之间。因此,在高灵敏度粘土地基上进行地基加固或开挖基坑时,应力求避免土的扰动。软土扰动后,随着静置时间的增长,其强度又会逐渐有所恢复,但一般不能恢复到原来结构的强度。

由于软土成因有多种形式,所以它的构造较复杂。滨海沉积的软土层,因受潮汐水流等因素的影响,其上部往往成厚度在3m以内的“硬壳”层,下部则为夹粉,细砂透水镜体淤泥质土,或夹粉砂的层状淤泥质土,有时局部有薄的泥炭层。三角洲沉积则往往为淤泥质土与薄砂层的交错层。对于湖泊沉积来说,由于沉积作用带有季节性,因此下部软土层的淤泥质土与粉砂的层状构造更为明显,有时还存在较厚的泥炭层,上述软土的构造特性可以说明为什么软土层多具有各向异性和成层性的特点。

(8) 软粘土主要由粘土粒及粉粒组成,常含有有机质。其粘粒含量较高,有的可达到60~70%。粘土粒的矿物成分为高岭土、蒙脱石和水云母等,以水云母为最常见。由于这种矿物颗粒很小,呈薄片状,表面带有负电荷,且在沉积过程中,常形成絮状结构,并含有机质,所以粘土颗粒四周吸附着大量的偶极化分子。因此,软土的天然含水量是比较大的,这是软土的一个重要特征。根据统计,软土的天然含水量一般在30~80%之间,有些甚至达到200%以上;孔隙比一般在1~2之间,有些达到6以上。软土天然含水量大小,在一定范围内是影响土的抗剪强度和压缩性的重要因素。《地基基础设计规范》就是根据天然含水量来确定天然地基的容许承载力的。

(9) 软土具有较大的吸力或吸附力。安放在软土上的活动建筑物,如活动式钻井平台等,在升离时必须克服这种吸力。试验得知软土对建筑物的吸力由三部分组成,即软土与建筑物底面的粘结力、真空负压(即负的孔隙水压力)和软土对建筑物侧面的边阻力。其真空负压是最主要的。因而若能向建筑物底面通水或通气以消除真空负压,就可大大减少软土对建筑物的吸力。

(二) 杂填土的特性

由于杂填土是人类活动而任意堆积形成的无规则的堆填物,因而具有如下特性:

(1) 成分复杂。包括有碎砖、瓦砾和腐木等建筑垃圾,残骨、炉灰和杂物等生活垃圾和矿渣、煤渣及废土等工业废料。

(2) 无规律性。杂填土分布不均匀,结构松散。成层有厚有薄,性质有软有硬,土的颗粒和孔隙有大有小,强度和压缩性有高有低。一般还具有浸水性和湿陷性。

(3) 性质随着堆填龄期而变化。填龄较短的杂填土往往在自重的作用下沉降尚未稳定,在水的作用下细颗粒有冲刷而塌陷的可能。一般认为,填龄达五年左右的填土,性质才逐渐稳定下来。杂填土的承载力随填龄的增大而提高。

(4) 含腐殖质及水化物。以生活垃圾为主的填土,其中腐殖质的含量常常较高。随着有机质的变化,地基的沉降将增大;以工业残渣为主的填土,要注意基土中可能含有水化物,因而遇水后容易发生膨胀和崩解,使填土强度迅速下降。在大多数情况下,杂填土是比较疏松和不均匀的,在同一建筑物场地的不同位置,其承载力和压缩性有很大的差异。

(三) 吹填土的特性

吹填土又名冲填土,是在整治和疏通江河航道时,用挖泥船和泥浆泵把江河和港口底部的泥砂用水力吹填形成的沉积土。我国长江、上海黄浦江和广州珠江两岸以及天津等地分布着不同性质的吹填土。因为吹填土是由水力吹填形成的,因此其成分和分布规律与所吹填的泥砂来源及吹填时的水力条件有着密切关系。吹填土的物质成分是比较复杂的,在大多数情况下,吹填的物质是粘土和粉土。如果是粘性土为主,因其土中含有大量水分,且难于排水,强度要经过一段时间后才能提高。在吹填的出口处,沉积的颗粒较粗,顺着出口向四周扩散,颗粒逐渐变细,这也反映出水力分选作用的特点。有时在吹填过程中,由于泥砂的来源有所变化,更加造成吹填土在纵横方向上的不均性。由于土的颗粒粗细的不均匀分布,土的含水量也是不均匀的。土的颗粒愈细,排水愈慢,土的含水量也就愈大。吹填土的含水量较大,一般大于液限,当土的颗粒很细时,水难于排走,土体形成的初期呈流动状态;当吹填土经自然蒸发后,表面常形成龟裂,但下部仍然处于流动状态,稍加扰动,即出现触变现象。填土的工程性质与颗粒组成有密切关系,对含砂量较多的吹填土,它的固结情况和力学性质较好;对含粘土颗粒较多的吹填土,则往往是属于强度较低和压缩性较高的欠压密土,其强度和压缩性指标都比同类天然沉积土差。因此评价吹填土地基的变形和容许承载力时,应考虑欠压密的影响,如果有桩基穿过吹填土层时,则应考虑负摩擦力的影响。由上可见,吹填土的工程性质主要取决于颗粒组成和排水条件。

由于软土具有强度低、压缩性高和透水性差等特点,因此,在软土地基上修建建筑物,必须重视地基的变形和稳定性。对普通浅基础而言,软土地基的容许承载力约为 $60 \sim 80 \text{ kPa}$,因此,如果不作任何处理,一般是不能承受较大建筑物,特别对杂填土和吹填土地基,必须进行加固处理后,才能使用,否则软土地基就有可能出现局部剪切乃至整体滑动的危险。此外,软土地基上建筑物的沉降和不均匀沉降也是比较大的。据统计,对于砖墙承重的混合结构,四层以上的房屋,其最终沉降量可达 $20 \sim 50 \text{ cm}$;而大型结构物(如水池、油罐、粮仓和储气柜等)的沉降量一般超过 50 cm ,甚至达到 1.5 m 以上。如果上部结构各部分荷载相差较大,建筑物的体型又比较复杂,而且土层又很不均匀时,将会引起很大的差异沉降。沉降稳定的历时也是比较长的,在比较深厚的软土层,建筑物基础的沉降往往持续数年乃至数十年之久。沉降量过大和持续时间过长,都会给建筑物设计标高的确定和建筑物内设备的安装带来麻烦,而不均沉降则可能会造成建筑物开裂或严重影响建筑物的使用功能。总之软土地基的变形和稳定都是工程上要认真解决的问题。

第三节 软土的天然抗剪强度

有效强度指标 φ' 、 c' 对同一种土是一个比较稳定的指标,因此工程上常用有效强度指标去推算天然抗剪强度。现将其推导过程简述如下:

某天然地面下深度 z 处的天然应力和地面上施加荷载后的应力,如图 1-1 所示。

加荷前 z 深度处的应力为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{10} &= p_0 + u_0 \\ \sigma_{30} &= k_0 p_0 + u_0 \end{aligned} \right\} \quad (1-1)$$

加荷后 z 深度处的应力

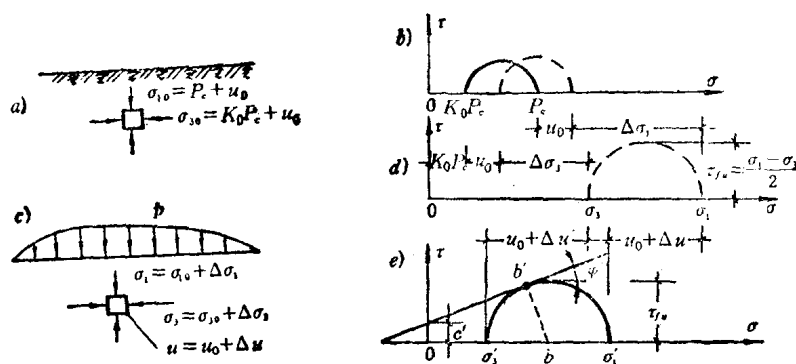


图 1-1 地面下深度 z 处的应力及相应的应力圆

实线圆、虚线圆分别为有效应力、总应力圆

a), b) 天然条件下的应力及应力圆; c), d), e) 加荷及破坏时的应力及应力圆

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_{10} + \Delta\sigma_1 \\ \sigma_3 &= \sigma_{30} + \Delta\sigma_3 \end{aligned} \right\} \quad (1-2)$$

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A_f(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (1-3)$$

由式 (1-1)、(1-2) 可得

$$\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_3 - (1 - k_0)p_0 \quad (1-4)$$

以上各式中

σ_{10}, σ_{30} —— 加荷前的最大、最小主应力;

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3, \sigma_1, \sigma_3$ —— 加荷后增加的和实有的最大、最小主应力;

u_0 —— 初始孔隙水压力, 正常固结土, $u_0 = 0$;

p_0 —— 土的前期固结压力, 正常固结土, $p_0 = r_2$;

Δu —— 加荷增加的孔隙水压力;

k_0 —— 静止土压力系数;

A_f —— 土样剪坏时的孔隙水压力系数。

由图 1-1e) 可以得到天然抗剪强度

$$\begin{aligned} \tau_{fn} &= bb' = 0b \sin\varphi' + c' \cos\varphi' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \sin\varphi' + c' \cos\varphi' \\ &= \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \sin\varphi' + \sigma_3' \sin\varphi' + c' \cos\varphi' \\ &= \tau_{fn} \sin\varphi' + \sigma_3' \sin\varphi' + c' \cos\varphi' \end{aligned} \quad (1-5)$$

有效应力 $\sigma_3' = \sigma_3 - u_0 - \Delta u$

代入 (1-1)、(1-2) 和式 (1-3) 得

$$\sigma_3' = k_0 p_0 + u_0 + \Delta\sigma_3 - [\Delta\sigma_3 + A_f(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] - u_0 = k_0 p_0 - A_f(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

将式 (1-4) 代入得

$$\sigma_3' = k_0 p_0 - A_f[2\tau_{fn} - (1 - k_0)p_0] \quad (1-6)$$

将式 (1-6) 代入式 (1-5) 简化后得

$$\tau_{fn} = \frac{c' \cos\varphi' + p_0 \sin\varphi' [k_0 + A_f(1 - k_0)]}{1 + (2A_f - 1) \sin\varphi'} \quad (1-7a)$$

对正常固结的软土, 一般 $c' = 0$, 因而上式变为

$$\frac{\tau_{fn}}{p_0} = \frac{\sin \varphi' [k_0 + A_f(1 - k_0)]}{1 + (2A_f - 1)\sin \varphi'}$$

若取 $k_0 = 1 - \sin \varphi'$ 代入上式得

$$\frac{\tau_{fn}}{p_0} = \frac{\sin \varphi' [1 - (1 - A_f)\sin \varphi']}{1 + (2A_f - 1)\sin \varphi'} \quad (1-7b)$$

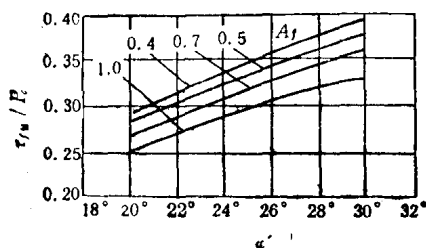


图 1-2 $\tau_{fn}/p_0 - \varphi' A_f$ 关系曲线

式(1-7)为用有效强度指标表示的天然抗剪强度。根据式(1-7b)绘成关系曲线如图 1-2 所示,可以看出 τ_{fn}/p_0 随 φ' 的增大而增加,在 φ' 一定时 τ_{fn}/p_0 随 A_f 的增加而减小。整个 τ_{fn}/p_0 值的变化范围并不大,约从 0.25 变化到 0.4。

从式(1-7)还可知道,若土层土质比较均匀, φ', c' 与 A_f 皆为定值,则 τ_{fn} 随着深度直线增加,和一般十字板剪切试验结果一致。

影响天然抗剪强度的因素是很多的,此处重点介绍时间效应问题,即在含水量和应力状态不变的条件下抗剪强度随时间变化问题。

抗剪强度随时间变化这一问题是由工程实践中提出来的,有些工程长期以来观测到缓慢但不停止的变形,最后导致土体失稳破坏,用常规方法确定的抗剪强度算出的安全系数却远大于 1.0,因而提出了土的强度可能随时间增长而降低的问题。这点得到了室内试验的证实。图 1-3 为对同一种土施加不同的剪应力时,剪应变随时间变化的关系曲线,从图中可以看到,当 τ 小于一定值(如图中的 $\tau = 0.4\tau_f$)时,剪应变随着时间的增长而逐渐终止。从而不发生破坏;对于 $\tau > 0.4\tau_f$ 的三条曲线,剪应变随时间不停滞地发展,如时间足够长时最终将导致破坏, τ 较大时,破坏需要时间短,如图中 $\tau = 0.8\tau_f$ 的曲线已经向上发展,说明当历时达 $t_{0.8}$ 时土样已经破坏,而 $\tau = 0.7\tau_f$ 与 $\tau = 0.6\tau_f$ 的两条曲线尚在逐渐发展还没有破坏。

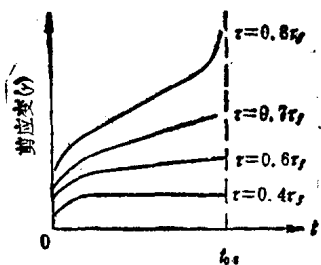


图 1-3 不同剪应力作用下剪应变随时间变化

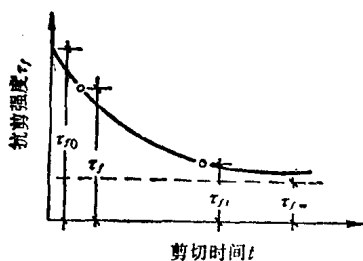


图 1-4 抗剪强度与剪切历时关系

将图 1-3 试验的 τ 值与达破坏的时间绘成关系曲线如图 1-4 所示。可见抗剪强度随剪切历时的增长而逐渐降低。图中 τ_f 为常规剪切试验确定的抗剪强度,也称为标准强度。瞬时破坏的强度称瞬时强度 τ_{f0} , τ_{f0} 最大。 τ_{f0} 不能直接求得,需用试验曲线外延法推算。经相当长时间发生破坏的强度称长期强度,如图中 τ_{f1} 。理论上经过无限长时间才破坏的强度称长期强度极限,以 $\tau_{f\infty}$ 表示,此值也需用曲线外延法确定。

土体发生如图 1-3 的缓慢变形过程称蠕变或蠕动。蠕变过程的理论解释目前尚未完全统一。一种解释认为蠕变过程是片状粘土颗粒定向排列的过程,颗粒定向排列后其抗剪