

论强夯地基的双层构造问题

郭见扬 杨志强 张利军

提 要

作者认为强夯使地基具有AB层即双层构造。根据实际资料说明。强夯地基的上部(即A层)和下部(B层)各具特点,自成独立系统。夯击过程动应力水平为临界值的那个深度位置即是AB两层的交界。A层属强夯实区,土层变形大且大部分位置经历过“破坏”夯实过程;B层属弱夯实区,变形小且不论击次增加到多大亦不会进入破坏阶段。A层是良好持力层,只要设计合理,施工得当,此层夯后承载力的增加值同夯前土层原有承载力相比,占明显比例;B层承载力大体维持土层原有水平,有时有提高或降低。从实用观点看,主要应查清A层情况及其底界深度;对B层的了解一般情况下达到一定深度即可。

我们于文献1曾指出,强夯地基具双层构造。自那以后我们越来越认识到,双层构造不仅存在,而且其出现并非偶然。对之若不认识则很难窥识强夯地基的全貌,很难把握和充分发挥地基的特长和潜力。本文主要针对非饱和土并根据一些实际资料对上述认识进行论证。

一、双层构造现象和特征

强夯改变了土层的工程地质特性,但最基本的是提高了土层的密实程度(从而提高了土层的承载能力)。比较确切的表述,可以这样说,强夯效果主要反映在形成了一个具一定夯实程度和厚度的夯实层。一些实际资料表明,按夯实程度不同,夯实层具有明显的上下两层

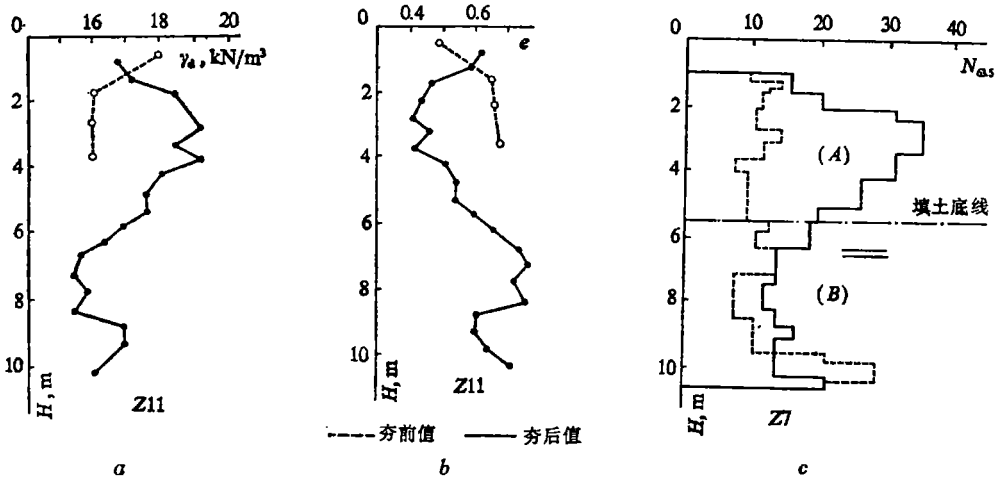


图1 干容重、孔隙比和标贯击数随深度变化

Fig.1 The relationship between γ_d , e , N and H

的构造特点。

(一) 河南鹤壁电厂第一生活区资料

该区总面积约 $80 \times 80 \text{m}^2$, 6m 厚近期粘性人工填土, 地下水埋深 10m。我们负责地基处理

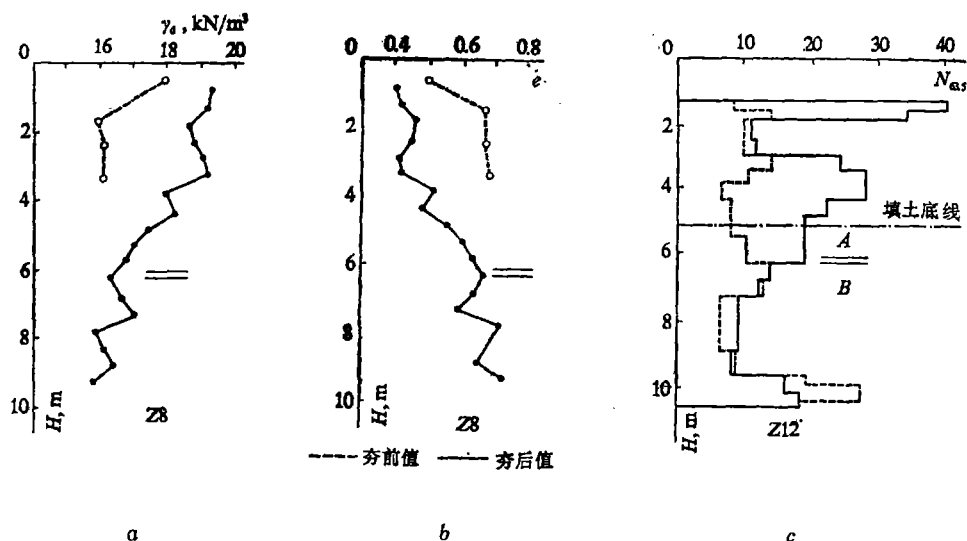


图 2 γ_s, e, N 随深度变化

Fig.2 The relationship between γ_s, e, N and H

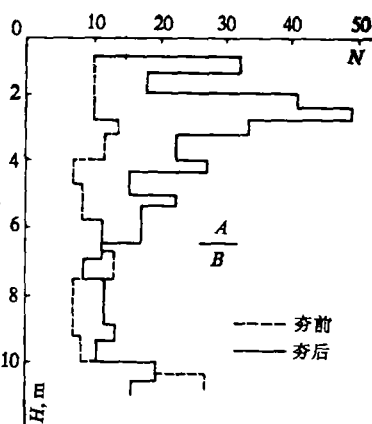


图 3 钻孔 Z13 标贯剖面

Fig.3 The section of standard penetration test in borehole Z13

和地基检测。采用强夯方案, 夯击四遍, 前两遍一个满夯, 用 2000—2500kN·m 夯能; 第三遍为第二轮满夯, 用 1000kN·m 夯能; 最后一遍用 600kN·m 左右夯能满拍。土质检测结果表明, 强夯赋与土层明显构造特点。图 1、2、3 是该区三个检测剖面。图中虚线表示夯前标贯击数, 实线表示夯后的标贯击数(N), 二线差值(ΔN) 即夯后标贯击数的增加值。将三处的 ΔN 绘于图 4, 可看出 ΔN 线和 N 线均具一定特点。

(1) ΔN 曲线的特点

从图 4 可知, 大体以 6.5m 深左右为界, 可将其分为 AB 两层。曲线轮廓图形总特点是, 上层宽厚似头, 下层窄细似颈。两层曲

线虽均以纵轴为基准, 但 A 层的离轴较远 (Z12 上部缺口部分除外), 而 B 层的紧靠纵轴, 甚至穿轴而过到达对侧。A 层 ΔN 轮廓线向右舌形突出似 “D” 字母, 以 Z7 的较完整, 我们称 D I 型, Z13 的有不少缺口, 称 D II 型 (Z12 亦归入 D II)。Z12 的 A 层上部缺口很长, 几乎接近纵轴。若位于深 0—1m 处好理解, 现已位于 2—3m 之间, 有待我们进一步认识

(不过本区仅此一处,故暂作局部问题处理)。A 层除有上述图形外貌外,还具有 ΔN 平均值高于 B 层和 ΔN 均大于零的两个特点。

B 层除图形总外貌是紧靠、甚至穿过纵轴外,另一最大特点是顶部有强夯低效区,甚至负效区。我们规定 $(1-2) > \Delta N \geq 0$ 为低效区, $\Delta N < 0$ 为负效区,若低效区用 ① 表示,负效

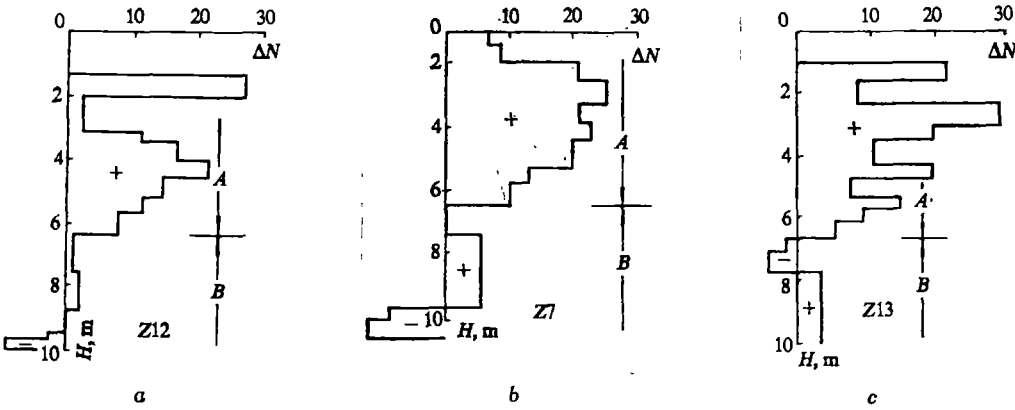


图 4 ΔN 随深度变化

Fig.4 The relationship between ΔN and H

区用 -1 表示, $\Delta N > (1-2)$ 的效果明显区用 ② 表示,则 Z7、Z12、Z13 的 B 层剖面分别表示为 B①②-1、B①②-1、B-1②,而 A 层分别表示为 A②、A②①②、A②。若将 Z12 的 ① 情况作为局部问题处理予以忽略,则 A 层均可写为 A②。由此可知, B 层除顶部有低效区或负效区外,组成不单一,也是它有别于 A 层的一个特点。B 层顶部为 ①,赋与 AB 层交界具突变的性质。

(2) N 曲线的特点

将 AB 交界划在图 1、2、3 上可知, N 线的轮廓近似“R”字母形, AB 层交界线在窄颈稍上。A 层中 ΔN 所占比例很大(甚至占多数),说明强夯使土层承载力成倍增加,而 B 层中 ΔN 份量小得多,其平均值亦小。也可推论, A 层处于超压密状态,而 B 层的密实状态主要与土层原有状态有关。我们观察到该区的钻孔在 A 层范围缩孔现象严重,应是土层超压密的反映。

综上所述,我们可把双层构造的 A 层称为强夯实层, B 层称为弱夯实层。

(二) 秦皇岛、唐山等地资料

《地基处理手册》(曾国熙等主编,1988年版)中的强夯部分列举了六个实例。所附六个标贯击数对比剖面有五个具类似前述双层构造特点,该五个剖面我们汇总于图 5。夯后标贯击数 N 和夯后的增值 ΔN 列于表 1(请注意表中 $\Delta N < 1-2$ 的位置),表中 ΔN 值绘于图 6。可知 No.4 大体以 7.5m,其它的以 5—6m 为界,上为 A 层,下为 B 层,交界在强夯低效区的顶部。

图 6 的 No.4、No.5 与图 4 的 Z7 外貌十分接近, A 层为 DI 型, B 层 No.4 为 B①②, No.5 为 B①-1,前述的鹤壁 AB 二层的 ΔN 特点在这两实例中均存在。No.1、2、3 系采用另一种表示方法。很明显 No.1 的 A 层属 D II 型, B 层为 B①②; No.2、3 的 A 层属 DI 型, B

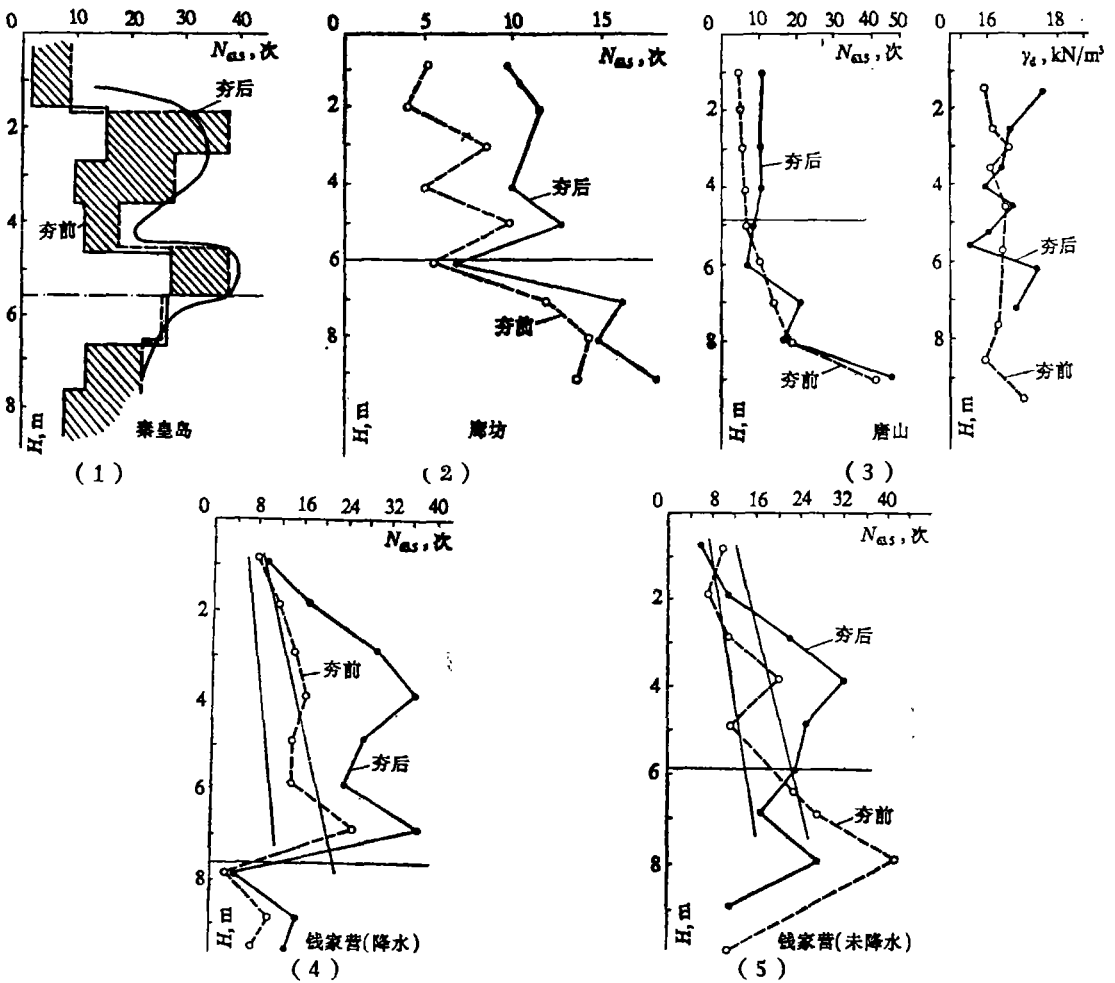


图5 五个点的标贯剖面

Fig.5 The sections of standard penetration test of five points

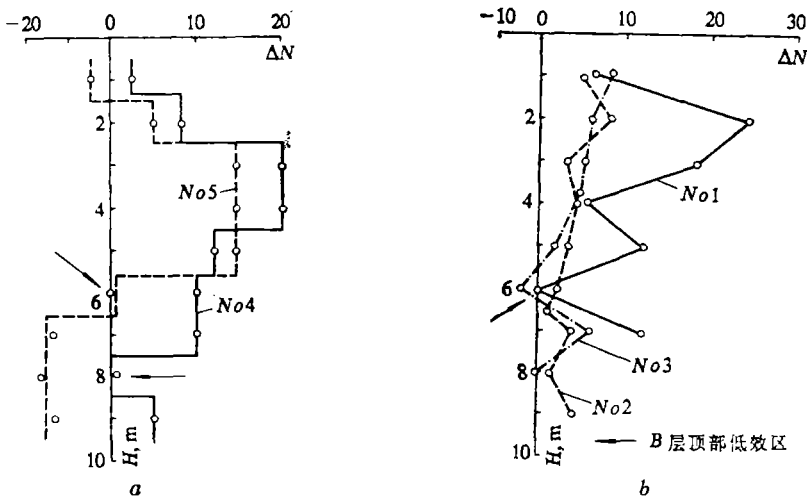


图6 五个点的 $\Delta N-H$ 剖面

Fig.6 The relationship between ΔN and H on five points

层分别为 $B①②①②$ 和 $B-1②①$ 。鹤壁 AB 层 ΔN 特点在这三个实例中也基本存在，不过 $No.2$ 、 $No.3$ 的 A 层与 B 层的 ΔN 差别不很大， A 层 ΔN 线距纵轴太近了一点。但作为平均值依然是 A 层的大且 A 层 $\Delta N > 0$ ， B 层顶有低效区和负效区， B 层组成不单一等等说明 $No.2$ 、 3 也基本具有前述 AB 二层特点。

表 1 五个点的 ΔN 和 N 数据
Table 1 ΔN and N of five examples

编 号 (No.)		1		2		3		4		5	
页 码 (p.)		247		248		250		252		253	
图 号		6—32		6—35 (右)		6—37 (左)		6—42 (左)		6—44 (左)	
地 点		秦皇岛		廊 坊		唐 山		钱家营 (降水)		同 左 (未降水)	
项 目		ΔN	N	ΔN	N	ΔN	N	ΔN	N	ΔN	N
深 度 H (m)	1	6	8	5	10	8	10	2	9	-2	6
	2	24	39	8	12	6	10	8	22	5	12
	3	18	29	3	11	5	10	20	30	15	24
	4	5	18	5	10	4	10	20	32	14	30
	5	12	39	3	12	2	9	12	26	15	26
	6	0	29	2	7	-4	8	11	27	0	20
	7	12	23	4	16	6	20	10	34	-14	18
	8			1	14	0	15	1	4	-16	25
	9			4	17	4	40	5	14	-14	24

注： ΔN 表示夯后 $N_{63.5}$ 与夯前 $N_{63.5}$ 之差，即强夯后 $N_{63.5}$ 增值； N 表示夯后标贯击数 $N_{63.5}$ 。
**页码、图号是引自《地基处理手册》(曾国熙等主编，1988 年版)中实例所在的页码和图号。

关于 N 线的特点，于图 5 可知， A 层中 ΔN 在 N 中占的份量明显在 $1/2-1/3$ 以上，而 B 层中 ΔN 所占的份量除秦皇岛的外，其它的均很小。故可认为强夯地基承载力 A 层明显由原有的和夯后增值两部分组成，而 B 层多数情况下土层原有承载力值在夯后值中仍占多数。至于 N 曲线轮廓线特点，图 5 的(1)(5)似字母“B”形，分界线在窄颈稍上和稍下；图 5 的(2)(4)曲线轮廓接近“R”字形，交界线在窄颈处；而图 5 (3)曲线并不明显地具上述形状，但仔细辨认，仍可看出 AB 交界线在曲线窄颈处。

二、双层构造的成因机理

强夯是一种冲击荷载。每击使土层受到一个动应力（增至最大减弱至低点系瞬时的）继之为短期静应力。每个夯坑一般夯击几次至十几次，故可简化并规则化为振次几至十几的等幅值反复加卸荷载，正是这个周期荷载引起的动应力是形成双层构造的根本原因。

（一）土层中动应力和动应力水平

强夯赋与土层动应力，后者在表层大，越往深处越小（能量传递途中不断消耗的必然结果），直至为零。我国采用的夯能量级一般 $\geq 1000\text{kN}\cdot\text{m}$ ，按 1.0 系数估算，土表层所受动应力 $\sigma_d \geq 1000\text{kPa}$ ，往深处越来越小直至为零。若用相对于静强度或相对于围压大小的动应力水平或动应力比表示，由于粘性土的静强度或表层围压均远远小于 1000kPa ，则应力水平在表层远大于 1.0，往深处变小直至为零。这就是强夯过程中土层内动应力和动应力水平沿深度分布的基本轮廓。

（二）临界动应力水平及其作用

在上述动应力水平从大大地大于 1.0 到小于 1.0 直至趋于 0 的过程中，必然要经过一个特定的数值，即通常称之为临界动应力水平值，它在形成强夯地基双层构造中起决定作用。

众所周知，在周期荷载作用下，存在一个不致使土样破坏的最大应力水平，即临界应力

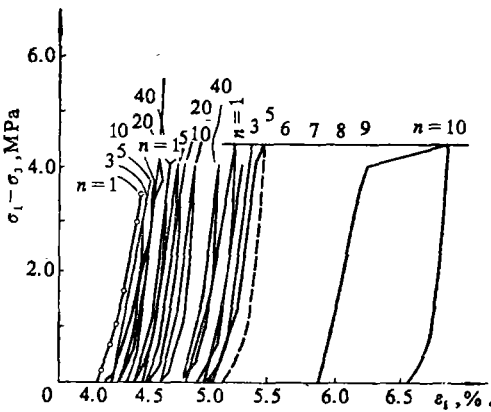


图 7 灰岩试件大三轴 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_1$ 关系

(n——振次，三级周期荷载振次依次为
 $n=40, 40, 10$)

Fig.7 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_1$ curves of limestone
specimen under triaxial test
(n——frequency $n=40, 40, 10$)

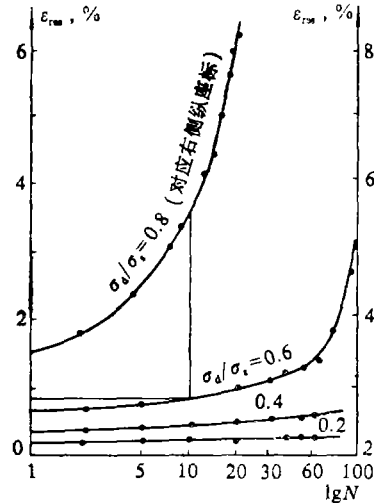


图 8 饱和软粘土残余应变与应力水平
和振次的关系

Fig.8 The relationship between ϵ_{res} ,
 σ_d/σ_s and N for saturated mickle

水平(以强度为标准此值小于1.0)。土样的破坏首要条件是动应力水平要达到或超过这个临界值,其次需一定的振次。当应力水平低于此临界值,则不论振次有多大,土样总不致破坏。对我们十分重要的是这个临界值不仅仅是强度的判据,而且也是土变形从小到大,从缓慢到剧烈的一个突变点。葛修润研究员论述过这个类似特征值的作用^[3]。试件(薄层灰岩)的围压0.4MPa,相应的强度即破坏应力 $\sigma_1 - \sigma_3 = 5.6\text{MPa}$,分三级加周期荷载,其 $\sigma_1 - \sigma_3$ (最大)分别为3.41、4.01和4.4MPa(图7)。第一个为屈服值的0.75,最后一个接近屈服值。他写道:“整个试件不可逆变形的主要部分发生在 $\sigma_1 - \sigma_3$ 由4.01至4.4MPa这个很小的应力区间内”,“这一现象有力地表明了存在一个门槛值。对于周期荷载而言,过此门槛值后不可逆变形将急剧增长,并导致破坏”,“这一特征应力值——门槛值——低于常规三轴试验的所谓屈服值”。杨起敬博士提供了一个十分有意义的饱和软粘土实验资料(图8)。在反复应力作用下残余变形在增加,并且随着反复应力水平的增加残余变形的增长速率也增大。他将临界周期应力水平(作为残余变形突增的门槛值)按图8资料确定为0.55,其物理意义是当应力水平小于0.55时,残余应变随循环次数的增加是缓慢的;当应力水平等于大于0.55时,它会“迅猛增长”。从图8可看出,当应力水平 σ_d/σ_c (σ_d ——反复应力幅值, σ_c ——破坏时 $\sigma_1 - \sigma_3$ 值)大于临界值为0.8时,振次为10的残余应变为5.6%,为相同振次而 σ_d/σ_c 小于临界值时的0.17%($\sigma_d/\sigma_c = 0.2$ 时)和0.37%($\sigma_d/\sigma_c = 0.4$ 时)的33—15倍。

强夯地基双层构造的交界大体就在临界动应力水平那个位置。在其以上土层中应力水平均高于临界值,残余变形大,形成了强夯实层。位于其下的土层中应力水平低于临界值,残余变形小,形成弱夯实层。*A*层与*B*层经历的夯实过程本质上存在差别。*B*层的夯实程度与应力水平关系密切,而与振次的关系不大,*B*层中没有破坏区。*A*层则不同,所有点的应力水平均已超过临界值,故只要振次足够即可达到破坏变形,且在高应力水平的冲击荷载下体积缩小(强迫夯实现象)。南海北部湾某地海洋土,饱和灰紫色粉质粘土,室内动三轴实验成果,用有效应力分析,取周期剪应力 $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 和平均围压 $\sigma_0 = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ 之比为周期剪应力比,得出临界周期剪应力比为0.18,当低于此值的相应剪应力作用时,不论振次多大,土样均不致破坏。当剪应力比大于临界值为0.2、0.3、0.4时,达到破坏的振次为500、10和1,若这是个强夯地基(注意强夯作用下土的振次一般较低),则*A*层界面大体在剪应力0.18附近。由此,不难理解*A*层的中部和上部夯实程度往往很大很明显。剪应力比为0.18以下,不会出现强夯破坏,且残余变形也较小。*B*层称为弱夯实层是名符其实的。

为什么*A*层顶部有时夯实程度比较小,甚至出现低效区?这里有许多因素起作用。不少人用瑞利波的振松效用解释,但这只是原因之一,还有一些更现实的原因,例如:夯锤歪落对表层部分位置实质起砸松作用;夯锤拔起的真空吸附可导致表层土的松胀;下雨和水的浸泡是强夯工程的大敌,首当其冲的也是表层等等。应该指出,如设计和施工得当,*A*层顶部这个问题是能大部分得到解决的。

为什么*B*层顶部多数情况下出现低效区,甚至负效区?每个夯坑第一击的坑底沉降均较大,我国所见一般为20—80cm,它是夯实深度范围土层变形的综合反映。与之同步发生的现象,对饱和土层可能既有土的侧向移动,又出现孔隙水压力(超静水压力)。按上面双层构造的成因,孔隙水压力必然是*A*层中很大,*B*层中相对很小,在二层交界处突变。对非饱

和土层同步发生的现象中侧向移动不一定很明显,但出现孔隙水压力是可能的。这时孔隙比减小经过两阶段:第一阶段先减小到第二极限孔隙比,土的饱和度接近 1.0;第二阶段孔隙比再减小,孔隙水压力产生^[4]。在第一锤击作用过程中,A 层可能经历上述完整的两阶段;B 层可能全部、更大可能是部分完成上述过程。第一锤击作用完了,第二击又开始,当然上述现象亦不排除这种可能,即到第二击才明显表现出来。

A 层中水所具孔隙水压力必然要消散,必然发生孔隙中的水往区外流走。一部分水往四周,而另外部分,A 层上部的可能向上流动,而下部的向下流往 B 层。AB 二层孔隙水压力相差悬殊,水压梯度最大处不在 AB 层内部而在 AB 层交界处。因而 B 层顶部汇集了比原来数量要多的水,在动应力作用下,可能软化(例触变),而且很有可能这种水仍具有一定的超静水压力(这是由于顶部孔隙水向下逸走慢,不足以完全抵消从 A 层进入 B 层顶部的水中压力)。B 层顶部汇集了比原来数量要多的水,妨碍了顶部土层进一步夯实,当这个水有超正常的孔隙水压力时,还使得土层有胀大的趋势,在后续击次的动应力作用下(对 B 层变形的调整),可能出现顶部孔隙总体积较原有值增大。

三、研究双层构造的实用意义

认识强夯地基存在双层构造十分重要,它的理论意义暂不讨论,在实用方面至少有以下几个方面:

(一)强夯影响深度

文献中已记载了相当多关于强夯影响深度的实际数据和相应的计算公式,计算公式大多数仍是梅纳公式加个折减系数。不过通过勘察和检测确定影响深度有两个重要问题,一是根据什么标准确定,它实质是如何定义强夯影响深度;二是如何对待介质的不均一性和测得指标的分散性。不掌握双层构造这个客观事实,第一个问题的解决不会是很确切的,掌握了双层构造规律特征后,第二个问题的解决亦并非十分困难。据我们观察目前文献中发表的关于强夯影响深度的实际资料,大部分没有达到 B 层底界。

我们的意见是关键在于确定强夯实层即 A 层的底界。至于 B 层,除特殊需要外,一般从工程应用的目的出发,查清到一定深度即可。前提是要认识有双层构造。

我们的具体建议是,从处理地基的应用目的出发,影响深度应指强夯使土层工程性能得到一定改善(对特殊目的还可包括“一定削弱”)所及的深度,它应包括 A 层深度和 B 层深度。B 层的深度一般较大,从实用观点出发,只查清到一定部位即可。作为定量指标取用土层物力特性参数是可行的,但不能仅依据夯后测得的,还应有夯前的,否则不是一份针对影响深度的确切答案,而只是回答了夯后地基是否满足工程要求。夯后土层物力性质指标有变化是必然的,例如标贯击数的提高,干容重的提高,孔隙比的降低,对饱和土还有个孔隙水压力变化等等,从应用的目的出发,可规定指标变化的最小值,低于此值即可忽略。

(二)地基承载力问题

地基经强夯后,A 层是很好的持力层。对于标贯击数低于 10 击的非饱和粘性土,只要设

计合理施工得当,使 *A* 层提高到 15 击或更大,甚至达到 20—40 击是可能的。对基础底面压力不大,例如,要使地基具有 150kN/m^2 左右的承载力,困难并不太大。针对土质的合理设计与施工是能否达到目的的关键。但要采用更大例如 250kN/m^2 或更大承载力,则掌握双层构造必不可少。首先是载荷试验不能像常规那样仅在基础底面深度线上,而应在持力层一定范围内的几个深度线上进行,以避免在 *A* 层具 *DII* 型曲线时过高估计了地基承载力。其次,从我们的研究表明,我们对 *B* 层的认识并不清楚,*B* 层对承载力的贡献潜力仍有待发掘,当然也要考虑 *B* 层对 *A* 层的牵制作用。当 *AB* 两层承载力差别较大时应进行下卧层承载力的验算,不考虑 *B* 层仅按 *A* 层确定承载力是危险的。

本文中的鹤壁资料均引自“河南鹤壁电厂生活区强夯处理填土地基综合报告”〔编写人张利军,岩(90)报告16号〕;“鹤壁电厂生活区强夯处理填土地基动力触探与现场测试报告”〔编写人杨志强。岩土(90)报告19号〕。

参 考 文 献

- 〔1〕 郭见扬、张利军,强夯地基的某些特点,土工基础,1987年。
- 〔2〕 曾国熙等,地基处理手册,中国建筑工业出版社,1988年。
- 〔3〕 葛修润,周期荷载下岩石大型三轴试件的变形和强度,岩土力学,1987年。
- 〔4〕 张利军、万来玉,制约强夯夯实效果的极限孔隙比问题,土工基础,1990年。

On the Double-layer Subsoil in Dynamic Compaction

Guo Jianyang Yang Zhiqiang Zhang Lijun

Abstract

The subsoil formed a double-layer structure during the dynamic compaction. Summarized from extensive in-situ test results, both the upper layer(A) and lower layer (B) have their own distinctions and independent each other. The interface of A and B occurs in the location of critical level of dynamic stress during the compaction, layer A is the area of densely compacted, most of the particles have a large deformation imparted by the high destructive stress, whereas layer B pertains to poorly compacted area with the character of small deformation and doesn't lead to collapse with regardless of the number of blows. If the proper design and a treatment procedure are induced in the compaction, the upper can achieve a good bearing layer, which has a exponent increasing in bearing capacity value compared with that of to be treated, the bearing capacity of lower layer approximately to keep the average level of before treaded soil even though with little fluctuated. From the practical point of view, the principle work is to entirely investigate the character and the thickness of upper layer, and to get a general knowledge to the definite depth of lower layer.