

短文、专题综述

大推力斜基础地基试验^①

何家炎

(航空工业部第四规划设计研究院, 北京)

某工程大推力100~200 t 高支架基础, 受力特点是水平推力大, 垂直力小, 推力作用点高。设计上确定采用斜基础抗压, 用爆扩桩受拔的方案。它比大块式基础有较突出的优点: 受力简单明确; 由于抵抗推力不是靠基础自重, 而是靠土体, 故比较节省。一个推力为200t的基础可节约钢材30%, 混凝土50%以上, 节约投资上万元。由于缺乏斜基础地基强度、变形的资料, 故进行了本次试验。为了进行比较, 除做了两个大推力斜基础地基试验外, 还进行了四个水平推力板、一个垂直荷载板试验。

一、试验概况

试验目的是为了解大推力斜基础地基的位移、承载能力、破坏情况及地面变形情况。

试验场地处于某山区河流右岸Ⅰ级阶地上, 土层情况见表1。主要土层亚粘土的物理力学性质见表2。

试验架由两对三角形架、两个斜基础组成。每对三角架有两根斜压杆、两对槽钢拉杆、一个斜基础。拉杆下部固定在锚板上。斜基础底面尺寸为3×2.5 m。斜基础中心标高为-2.8 m, 倾角45°。斜杆与拉杆交点中心标高比地面高1 m。支架、斜基础的形式见图1。

表1 试验场地土层情况

土层深度(m)	土名	描述
0~0.4	杂填土	含多量砖块, 瓦片。
0.4~4.55	亚粘土	褐黄色、湿、可塑、中密。含多量扁平颗粒, 有滑感。
4.55~5.04	粗砂	灰黄色、湿、中密, 含较多云母片。
5.04以下	卵石	灰白色、充填砂、卵石粒径4~10cm成份以石英为主。

表2 亚粘土的物理力学性质

天然含水量 w (%)	天然容重 γ (g/cm ³)	比重 G	饱和度 S_r (%)	孔隙率 n (%)	孔隙比 e	液限 w_L (%)	塑限 w_P (%)	塑性指数 I_P (%)	内摩擦角 φ (°)	内聚力 c (kg/cm ²)
23.1	1.77	2.77	69	48	0.93	27.7	16.7	11	29 22	0.15~ 0.18

①文中水平推力板、垂直荷载板地基试验部分系我部勘测公司黄志岩执笔。

水平加载采用两只200 t 千斤顶,作用在斜杆与拉杆的交点中心标高处。由两只千斤顶施加的水平力通过4根斜杆同时作用在两只斜基础上。拉力通过拉杆传到锚固板上。锚板有自重、土重、地面上堆砖配重平衡上拔力。

测试仪表布置见图1。加荷用的两只千斤顶尽量同步,读数采用油压表,其中一只用传感器校核。斜基础顶面斜向、水平、垂直三方向位移用位移传感器测定。斜杆上端斜向、水平、垂直三方向位移用米格纸、垂线及位移传感器测量,转角用米格纸及固定架测量。以上仪表固定在跨度为14m的管架上。在一个斜基础底面,埋设10个压力盒,测定地基应力。

二、试验成果分析

试验分恒载及破坏两个阶段进行。恒载试验时,试验设计荷载的水平推力为80 t。分40 t, 80 t, 120 t, 160 t 四级加载,然后分级卸荷至零。千斤顶加载时,尽量要按级维持加载,量测各级荷载下的沉降值。在恒载试验完毕后,采用较快的加荷,进行破坏试验。此时斜基础为平面受力条件。由于千斤顶冲程限制,短期加荷未能一次进行到底,而是分四次进行,第一次加到200 t 卸荷,以后分别加到230 t, 260 t, 320 t 后卸荷,包括恒载共分五次加载、卸载。由于手摇加油比较困难,水平推力加到320 t 试验终止。恒载及短期荷载作用下,几次加载的试验结果见表3。斜基础斜向位移及压力关系曲线见图2,斜基础顶面位移的位置见图3。

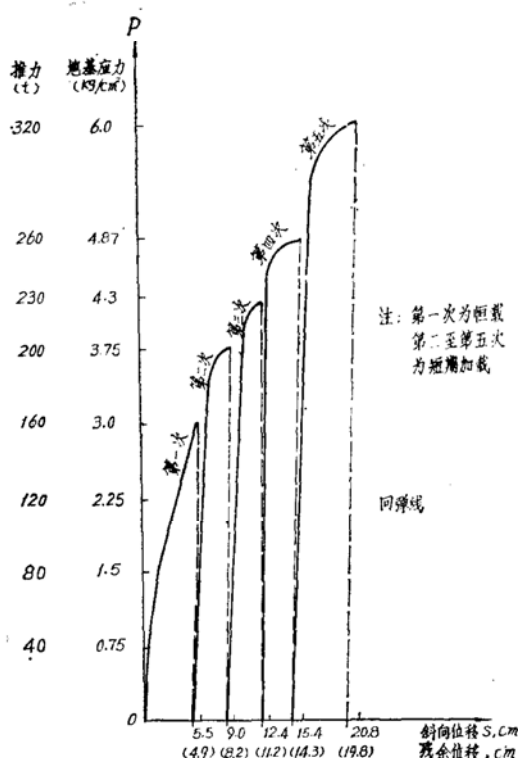


图2 斜基础P—S曲线

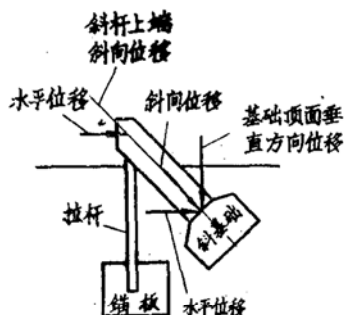


图3 斜杆上端及斜基础顶面位移位置示意图

(一)斜基础顶面位移

由表3看出,在设计荷载水平推力80t作用下。斜基础顶面斜向位移为1.65cm,水平位移为1.51cm,垂直位移为0.78cm。在4倍设计荷载水平推力320t作用下,斜基础顶面斜向、水平总位移(含残余位移)是比较大的。斜向位移为20.8cm,水平位移为21.3cm,垂直位移为8.9cm。在恒载及短期荷载的各级荷载作

表3 斜基础试验结果

加 载 速 度	加 载 次 序	荷载分级 (t)	地基应力 平均值 (kg/cm ²)	斜基础顶面位移		
				斜 向 (cm)	水 平 (cm)	垂 直 (cm)
恒 载	第一次	40	0.75	0.4	0.36	0.19
		80	1.5	1.65	1.51	0.78
		120	2.25	3.65	3.33	1.73
		160	3.0	5.5	5.03	2.6
短 期 荷 载	第二次	40	0.75	0.18	0.15	0.09
		80	1.5	0.51	0.79	0.23
		120	2.25	0.94	0.95	0.42
		160	3.0	2.09	2.06	0.95
		200	3.75	4.09	4.2	1.74
	第三次	0→230	4.3	4.21	4.49	1.89
	第四次	0→260	4.87	4.21	4.70	1.73
	第五次	0→320	6.0	6.49	7.34	2.72
总位移(含各次残余位移)				20.8	21.3	8.9

用下,斜基础顶面斜向、水平、垂直位移的比值,基本上是一致的。斜向及水平位移较大,而垂直位移较小。它们的平均比值是:恒载作用下,斜向:水平:垂直 = 1:0.917:0.474; 短期各级荷载作用下,斜向:水平:垂直 = 1:1.08:0.425。后者水平位移比值增大,可能是由于在斜基础的两侧挖了槽,斜基础地基在水平方向大致为平面受力状态,使位移增大约18%。此外,斜基础底部土层距卵石层为2.4m,与一般地基构造相比,其垂直位移偏小。由图4看出,由于杆件节点偏心,水平力对节点产生偏心力矩,引起基础转动。在水平力80 t 时,实测转角 $\text{tg}\alpha = 0.0022$,由此所增加的基础水平位移应予减去,故基础顶水平位移实测值要进行修正。在设计荷载作用下,算得所增加的基础顶水平位移值: $\Delta = \text{tg}\alpha \cdot l = 0.0022 \times 1750 = 3.85\text{mm}$,其中 l 为基础底面至顶面的距离。减去此值,则基础顶实际水平位移为 $S = 1.51 - 0.385 = 1.13\text{cm}$ 。故斜基础三方向位移比值应修正为,斜向:水平:垂直 = 1.65:1.13:0.78 = 1:0.68:0.47。

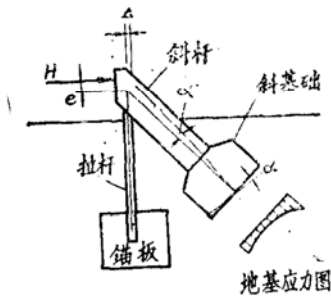


图4 斜杆及基础转动示意

(二)斜基础地基变形、破坏特征

1.第一次恒载作用下 $P-S$ 曲线,基本上呈直线变化,说明地基变形,尚处在弹性阶段。

2.由于加载分五次进行,未得到从零载到破坏阶段一次完整的 $P-S$ 曲线。从整个试验过程并参见水平推力板地基试验结果,不难看出,斜基础地基变形破坏分为三个阶段,即土体压缩阶段,土体压缩并局部破坏阶段,土体破坏阶段。

3.第二次至第五次短期荷载作用,也是重复荷载作用,土体残余变形较大。五次残余变形,斜向位移累计值达19.8cm。

4.试验终止水平荷载为320 t 时,按累计位移考虑,地基已属于破坏阶段。但整个土层未见明显的破坏情况,即未见土体横向开裂、竖向分层等。从基础两边所挖的槽边看,也未见到局部剪坏情况等。

5.试验终止后,在两个斜基础处各挖开一个侧面(图5)了解地基变动情况。1号斜杆的基础背面地基有擦痕,局部有脱开。2号斜杆的基础背面全部与地基脱开。说明基础背面虽有油毡相隔,由于基础受垂直分力作用,基础背面处在受压状态。但由于水平位移较大,基础背面脱开后,全部靠基础斜面工作。

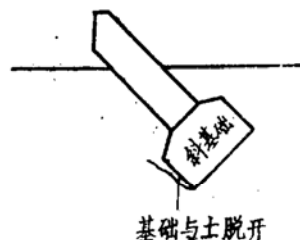


图5 斜基础背面与土脱开示意

6.由于拉线、木桩被弄坏,地面位移未得到完整的数据,但情况是比较清楚的。地面水平、垂直位移值是不大的。在推力80 t 作用时,地面水平位移最大值为3 mm。另一边是混凝土地坪,位移更小。推力320 t 作用时,地面位移看不出明显的问题。说明混凝土地坪能够限制地面位移,效果较好。宏观观测说明,由于斜基础有一定的埋深,土层压缩方向是斜下的,故对地面位移影响是不大的。另一原因是靠近地面的斜杆、拉杆与四周土体脱开,故该杆件水平位移对地面位移的影响也比较小。

7.由于斜基础地基变形主要是压缩变形。斜向及水平位移比较大,竖向位移比较小,三者的比值是1:0.68:0.47。这一比值从加荷开始到结束,在各级荷载作用下,基本上是恒定的,这说明水平位移比较大,是大推力斜基础地基变形的显著特点。研究其原因,是由于在大推力作用下,斜基础竖向分力产生的摩擦力承受了一部分水平力,另一部分靠土体的水平抗力(参见抗滑计算)。由于土体水平变形模量比较小,故水平位移比较大。

三、斜基础地基强度计算及斜向许可应力

(一)斜基础抗滑计算

由于基础两侧均已挖槽,基础底面以上按平面条件工作,计算简图见图6。基础底部尺寸为 2.5×3 m,按实测资料 $\varphi = 22^\circ$, $c = 1.8$ t/m²。

被动土压力

$$E_p = 3 \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 c H \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right] \\ = 137.5 \text{ t}$$

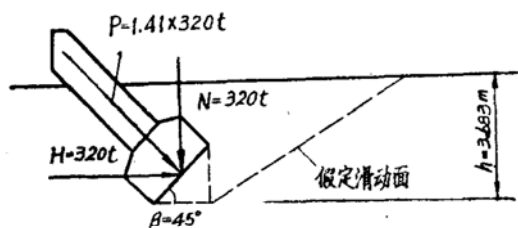


图6 抗滑计算简图

基础底水平投影面的摩阻力及粘结力

$$T = N \tan \varphi + Ac = 141 \text{ t}$$

故抗滑力

$$Q = E_p + T = 137.5 + 141 = 279 \text{ t} < 320 \text{ t}$$

由以上计算结果可知：①因斜基础被动土压力的大小与深度的平方有关，随着埋深的增加被动土压力增加得更快，故加大基础埋深是有利的；②斜基础垂直分力产生的摩阻力约占50%，这说明斜基础的形式对抗水平推力是比较合理的。角度小，垂直力大，即摩阻力大，可以减少水平位移；③抗滑力计算值小于试验值。

被动土压力计算公式有多种方法，本文采用简化计算是考虑力学概念比较清楚，便于说明主要问题。

(二) 斜基础地基极限承载力的计算

我们比较了迈耶霍夫(G.G. Meyerhof)，汉森(J.B. Hansen)，魏锡克(A.C. Vesic)等理论公式。认为迈耶霍夫公式^[1]及其计算简图与本试验比较接近。计算如下：

$q_v = c N_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$ 。以斜基础试验数据代入 $c = 1.8 \text{ t/m}^2$ ， $\gamma = 1.77 \text{ t/m}^3$ ，基础宽 $B = 2.5 \text{ m}$ ，埋深 $D = 1.9 \text{ m}$ ，斜向力夹角 $\beta = 45^\circ$ ，查图表计算得斜基础地基竖向极限承载力： $q_v = 48 \text{ t/m}^2$ 。竖向极限承载力总值 $P_v = q_v B L \cos \alpha = 48 \times 2.5 \times 3 \times \frac{1}{1.41} = 255 \text{ t} < 320 \text{ t}$ 。斜向许可承载力，按容许变形确定的，其设计荷载为 80 t ，故由计算得安全度 $K = \frac{255}{80} = 3.2$ ，小于试验 $K = \frac{320}{80} = 4$ 以上。说明按迈耶霍夫公式计算是可靠的。

(三) 斜向许可地基应力的确定

斜基础在4倍设计荷载作用下，地基仍有承载能力，说明地基强度是可靠的。在设计荷载水平力 80 t 作用下，基础顶斜向位移为 1.65 cm ，水平位移为 1.13 cm ，小于支架容许水平位移的要求，满足了实际工程需要。此时，斜向地基应力为 15 t/m^2 。设计中采用此值。

四、水平推力板、垂直荷载板地基试验

为了进行比较，在现场进行了4块水平推力板，1块垂直荷载板地基试验。

(一) 水平推力板地基试验

试验土层为亚粘土。试验装置见图7。为了避免两块板试验时相互干扰以及模拟平面条件，在两块板之间开挖沟槽。在沟壁贴以油毡，并以松土填充形成侧限条件，以免推动时土向旁侧挤出，油毡则可减少

摩阻力。千斤顶位于距板底 $1/3$ 高度处,用测力传感器测量推力。板的水平位移用百分表测定,地面垂直位移用水准仪观测,地面水平位移用拉线法测定。测点编号见图示。在短期荷载作用下,Ⅱ号板的水平位移,地面的水平、垂直位移及其推力关系曲线见图8。Ⅰ、Ⅲ、Ⅳ号板试验结果基本上是一致的。为减少篇幅未予列出。

由试验成果分析知地基变形和破坏特征如下:

1.板的水平位移和推力关系曲线以及板后地面的水平、垂直位移与推力的关系曲线(见图8),在形状上基本相似。随着板受到推力作用,这三种变形便同时发生。

2.由图8还可见到地基水平变形可分为三个阶段。①弹性阶段:位移较小,位移与推力成正比增加, $P-S$ 曲线比较陡;②弹性阶段:位移增长较快,推力随位移的增长较小, $P-S$ 曲线比较平缓,呈弧形;③塑性阶段:推力增加很少时,位移增加很大, $P-S$ 曲线趋于水平。

3.板后土体破坏,是由压缩、压裂直到压碎。当破坏时,土体破坏成棱形块状,块状棱体间发生错动。板后土体沿原来不很明显的水平层面分开,并产生隆起。但一直到试验结束时,未见到土体形成统一的滑动面。当土体破坏后,继续推动,虽发生较大的位移,但推力并不降低。说明抵抗力随着板的推进速度的增大而增高。

4.4块试验土体的地面,均出现纵向或斜向裂缝,位于地面中间。在终止荷载 $50\sim 60\%$ 时,在板附近地面出现细小的裂缝;在终止荷载 80% 左右时,裂缝突然增宽,由细小变为几毫米到 $1\sim 2\text{ cm}$ 。裂缝长度继续增长到 $1\sim 2\text{ m}$,宽的裂缝 $1\sim 2$ 道。

根据一般建筑物基础容许水平位移为 1 cm 的要求,在短期荷载作用下,地基容许水平承载力为 $7.5\sim 10\text{ t/m}^2$ 。考虑长期荷载作用的影响,取容许水平位移为 0.5 cm ,则容许水平承载力为 $4\sim 5\text{ t/m}^2$ 。

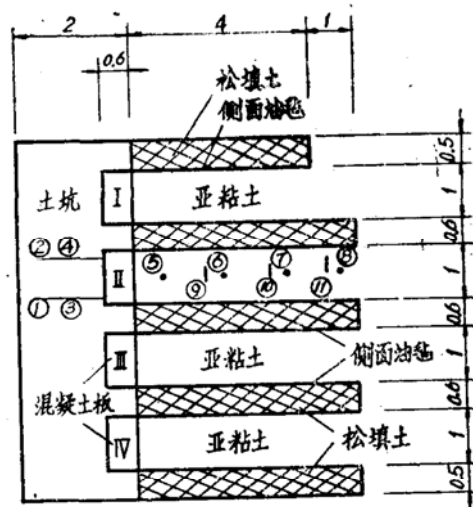
(二)垂直荷载板地基试验

试坑深度为 2 m ,平面尺寸为 $2\times 2\text{ m}$,压板面积为 5000 cm^2 ,混凝土承台上的加荷物用砖代替,试验土层为亚粘土。恒载作用时试验结果见表4。

表4

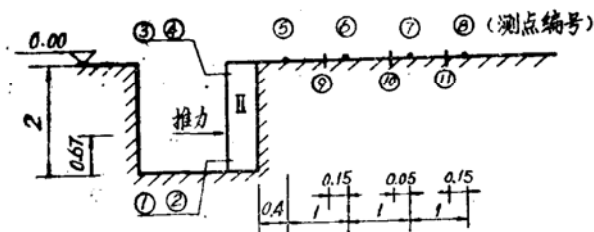
垂直荷载板试验结果

荷载压力(kg/cm^2)	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.00	2.25
累计沉降(cm)	0.004	0.057	0.153	0.308	0.564	0.866	1.293	1.816



平面图

混凝土板高:Ⅰ、Ⅳ号为 1.5 m
Ⅱ、Ⅲ号为 2 m



Ⅱ号板剖面图

图7 水平推力板地基试验(单位: m)

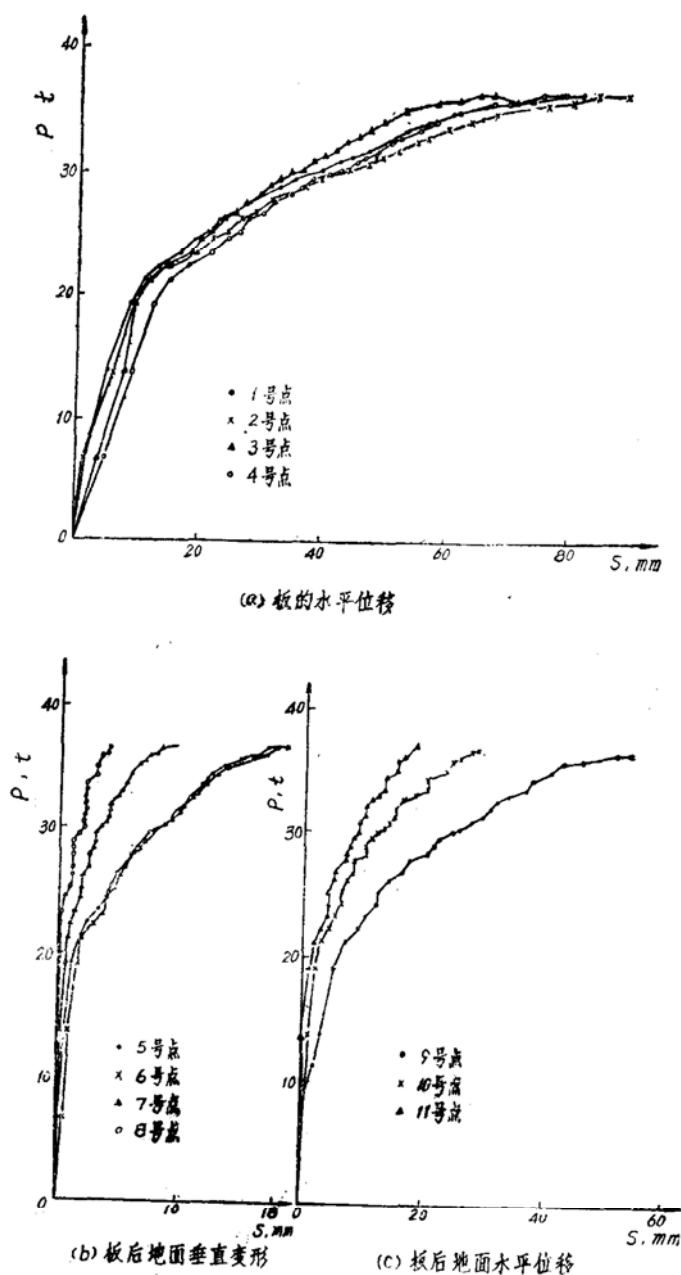


图8 II号板P-S曲线

经过校正计算, 取比例极限为 17.5t/m^2 , 其沉降值为 1.31cm , 按位移 $S = 0.02b = 0.02 \times 70 = 1.4\text{cm}$ 的条件, 二者沉降值相近, 故取 17.5t/m^2 作为地基容许垂直承载力。

五、结 语

1. 大推力高支架基础采用斜基础在国内还是初次尝试, 试验说明这种尝试基本上是成功的。地基受力稳定, 其水平位移是满足设计要求的。

2. 通过斜向、水平、垂直荷载对比试验, 对土体承受大推力基本性能进行了初步分析研究。试验指出

了土体在水平、斜向荷载作用下,其 $P-S$ 曲线经过压缩、压缩并局部破坏、破坏三个阶段,与垂直荷载作用下的 $P-S$ 曲线基本关系是相似的。但三个方向位移数值差别是比较大的。斜基础位移特点是:斜向及水平位移比较大,竖向位移比较小。

3.本试验中,斜基础垂直分力产生的摩阻力在抗滑计算值中约占50%,即其水平抗力一半靠土体被动土压力,一半靠基础的摩阻力。土体摩阻力可减少基础水平位移。说明斜基础的形式是比较合理的。

4.斜基础地基极限承载能力是比较大的。采用迈耶霍夫理论公式计算是可靠的。

5.斜基础地基达到极限强度时,其斜向位移及水平位移是比较大的。故其容许承载能力、应按容许位移值确定。

6.通过两只试验斜基础及实际工程斜基础的施工,说明斜基础地基成形及浇筑混凝土并不困难,施工是可行的。

7.斜基础可抵抗水平推力,是一种比较合理的结构。该结构不仅可用于推力大,垂直力小的支架基础。对垂直力较大,推力较小的大跨度拱式结构的推力基础,预计会取得更好的效果。

由于初次试验,对于不同的地基、不同夹角、不同埋深的斜基础,应进一步进行试验研究,以便进一步检验和改进。

参 考 文 献

- [1] 华东水利学院土力学教研室主编,土工原理与计算(上册),水利出版社,1980年9月,第335,337页。