

沪宁高速公路昆山段软基浅层处理 研究成果述评

袁文明 戴济群

(南京水利科学研究院土工所, 210024)

1 前言

在软基上筑路、筑堤或建造其它建筑物, 往往需要对地基进行处理。在深厚的软土地基上施加较大的荷载, 必须进行深层处理, 对力学特性较好的软土路基, 或者软土层较薄、上部荷载又不太大的情况, 人们往往考虑不处理或只进行浅层处理, 以节省投资。沪宁高速公路昆山试验段就是本着这一指导思想, 在整个试验段中, 制订了2个不处理和4个浅层处理的试验方案。试验研究工作遵循以现场试验为主, 结合数值分析并辅以少量室内模型试验的原则进行。

所谓不处理就是将路堤直接填筑在天然路基上; 而浅层处理则使用简便的工艺设备在地表形成排水层。其目的在于: ①提高路基承载力; ②加速软土排水, 减少沉降量。

在不处理方案中, 针对全线地表广泛存在约2m厚的粉质粘土层(俗称硬壳层), 设置了2个试验方案, 一个为硬壳层保持完好的试验方案; 另一个为破坏硬壳层的试验方案。以便对硬壳层在路堤荷载作用下的应力应变做出评价。

设置砂垫层和砂沟试验方案是本次试验研究的重点课题之一。在浅层处理方案中, 还采用了铺设二层土工织物作为水平排水垫层的试验方案。土工织物具有强度高、耐腐蚀性强、柔性大、反滤排水效果好、施工简便、节省投资等许多优点。在沪宁沿线中、粗砂严重短缺, 价格昂贵, 利用土工织物来替代中、粗砂, 可减低造价, 提高工效。

2 试验概况

2.1 试验方案及位置选择

试验内容和方案编号见表1。

2.2 各试验段的土层分布

由于各试验段紧密相连, 其土质条件基本相似。地表往下土层为: ①粉质粘土层(硬壳层): 厚约2.0m左右, 含水量低, 压缩性较小, 强度较高, 具有较强的抗变形能力, 固结系数为 $10^{-2}\text{cm}^2/\text{s}$ 数量级; ②淤泥质粘性土层: 该层又包括淤泥质粘土及淤泥质亚粘土, 呈流塑状, 土层厚度变化较大, 1[#]~2[#]试验段最厚, 为5~10m; 3[#], 6[#]试验段最浅, 为3~5m; 4[#], 5[#]试验段居中。该土层物理力学性最差, 含水量高, 容重低, 孔隙比大于1.0,

液限小于含水量，视先期固结压力 P_c 大于土的有效上覆压力，当荷载超过 P_c 值之后，土层会急剧压缩；③ 粉质粘土层：该层又可分为粉质粘土和粉土。其粉粒和砂粒含量很高，属中等压缩性土；④ 淤泥质粘土及淤泥质粉质粘土层：此层物理性质与第②层相近，力学性质稍好，天然含水量较高且大于液限，孔隙比大于 1.0，固结系数较小，属高压缩性粘土。各土层物理力学性指标见表 2。

表 1 试验参数及观测仪器

处理类型	方案编号	处理方案	试验区段	仪器埋设控制断面	填土高度(m)	埋设仪器及数量					主要参数
						分层沉降		水平位移		孔压	
						孔数	环数	孔数	深度(m)	只数	
不处理	1 [#]	无硬壳层	K19+500~K19+550	K19+530	3.5	3	30	1	20	8	插板纵横切割成 1.0m×1.0m 方块,深 2.0m
	2 [#]	有硬壳层	K19+550~K19+750	K19+720	5.1	3	23	1	15	9	天然地基
浅层处理	3 [#]	砂沟	K18+500~K18+550	K18+520	3.3	3	32	1	19	9	间距 40cm,宽 40cm,深 30cm
	4 [#]	砂垫层	K18+550~K18+600	K18+580	3.4	3	34	1	20	9	厚 50cm
	5 [#]	S-230 排水板	K18+600~K18+700	K18+660	3.5	3	32	1	19	9	间距 40cm
	6 [#]	复合土工布	K18+700~K18+800	K18+740	3.6	3	35	1	19	9	纵横二层,交叉铺设

表 2 各土层物理力学性指标

土层	试验段	W (%)	γ (kN/m ³)	e	ω_L (%)	ω_p (%)	I_p (%)	a_v (MPa ⁻¹)	C_v ($\times 10^{-3}$ cm ² /s)	C_c	C_s	P_c (kPa)	c'	ϕ' (°)	$\bar{A}_f$
粉质粘土	1 [#] ~6 [#]	29.4	19.0	0.85	35.1	20.7	14.4	0.42	1.500	0.22	0.063	130	-	-	-
淤泥质粉质粘土	1 [#]	39.3	18.4	1.07	41.0	22.9	18.1	0.73	0.228	0.23	0.16	79	0	27.6	0.65
	2 [#]	58.1	16.6	1.61	41.1	25.1	16.0	1.62	3.150	0.59	0.45	54	0	30.0	0.99
	3 [#]	53.6	17.0	1.43	37.7	21.2	16.5	1.70	0.665	0.43	0.32	65	0	26.6	1.19
	4 [#]	40.8	18.3	1.12	35.3	21.4	13.9	1.91	0.395	0.29	0.16	77	0	30.8	0.68
	5 [#]	59.3	16.5	1.48	43.9	24.7	19.2	0.90	2.500	0.70	0.60	57	0	27.3	1.22
	6 [#]	38.1	18.8	1.04	36.0	22.8	13.1	0.88	1.440	0.33	0.23	100	0	26.5	0.72
粉质粘土	1 [#]	-	-	-	29.2	18.9	10.3	0.64	9.000	-	-	180	-	-	-
	2 [#]	28.5	19.7	0.99	32.3	19.6	12.7	0.20	12.300	0.13	0.07	190	4	31.5	0.29
	3 [#]	28.0	19.8	0.78	34.7	19.9	14.8	0.37	1.950	0.18	0.09	200	9	28.5	0.34
	4 [#]	25.4	20.0	0.82	33.2	19.7	13.8	0.22	1.200	0.16	0.08	220	7	28.9	0.34
	5 [#]	27.4	19.9	0.74	30.3	17.9	12.1	0.19	7.900	0.14	0.07	250	3	31.7	0.31
	6 [#]	23.5	20.3	0.67	34.2	18.9	16.3	0.24	1.140	0.15	0.08	215	-	-	-
淤泥质粘土	1 [#] ~6 [#]	41.9	18.3	1.18	40.0	22.7	17.3	-	0.224	0.26	0.19	-	-	27.4	0.60

2.3 路基设计

典型的路基设计断面如图 1 所示。路基底宽为 36.5m，顶宽为 26m，路中至路肩坡降比为 2%，土方填筑高度为路槽底面的设计高度加上路面等代土柱荷重高度，填土一般为粉质

亚粘土和粉质轻亚粘土，平均含水量 29%，COR 值 3.7~6.9，土质较差。为此，设计要求掺和 4% 的生石灰，以 30cm 为一层，经粉碎、碾压合格后再填下一层，填土容重为 19.6kN/m³。

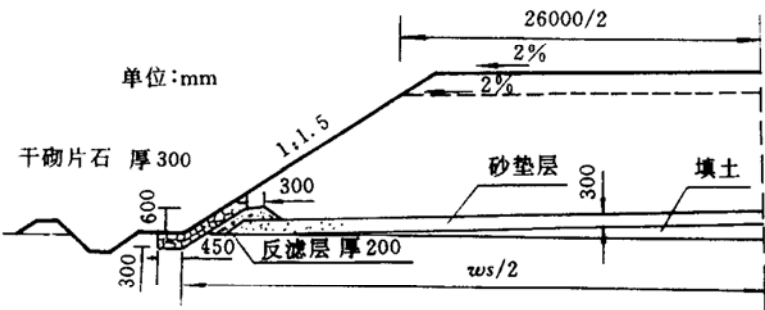


图 1 砂垫层与路基设计断面

2.4 原观仪器的埋设

为了测试填土过程中和填土以后路基的变形及固结情况，在各试验方案的控制断面上，分别埋设了孔隙水压力仪，深层沉降管和测斜管。由于路堤荷载是对称的，观测仪器只埋设在路堤一侧，仪器埋设位置如图 2 所示。

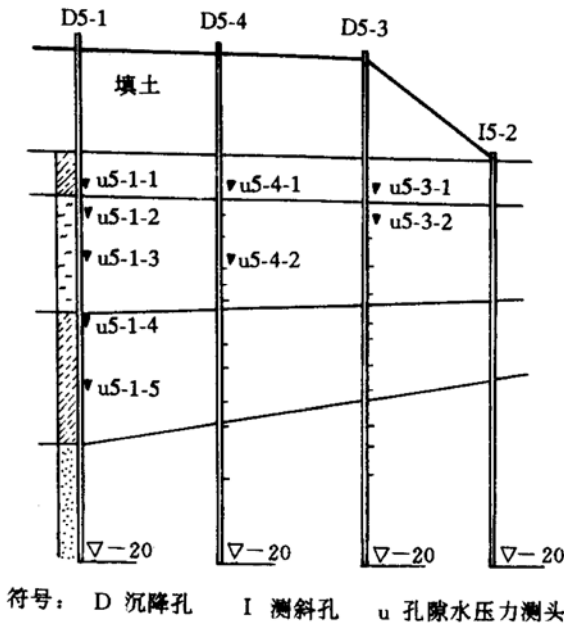


图 2 原观仪器埋设位置

3 研究成果述评

本项研究工作从 1991 年 10 月开始，前期主要是钻探取土、室内试验、原位测试、原观仪器埋设等。1992 年初做路基垫层，填土从 1992 年 2 月底开始，到 8 月上旬结束，经过一

年多填土期和预压期的连续观测，积累了大量观测资料，为研究工作打下良好基础，全部成果列于表 3。综述述评如下：

表 3 测试成果统计表

断面	推算最终沉降 S_{∞} 实 (cm)	计算沉降 s_c (cm)	填土结束时		预压 3 个月		预压 6 个月		分层沉降 (%)			影响深度 (m)	横向沉降 差异率 (%)	水平位移 量 (cm)	孔压系数 $\bar{B}$	$C_h (\times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s})$			效 果 检 验				
			s_t (cm)	$\bar{U}$ (%)	s_t (cm)	$\bar{U}$ (%)	s_t (cm)	$\bar{U}$ (%)	第①层	第②层	第③层					$u-t$	$s-t$	室内	$\bar{c}_u$ (kPa)	ω (%)	γ (kN/m^3)	C_c	P_c (kPa)
1#	36.0	36.8	23.4	65	29.3	81	31.3	87	15.0	85.0	—	10	0.45	6.5	$\frac{0.18}{0.30}$	4.5	2.8	0.28	$\frac{29.1}{46.0}$	$\frac{39.3}{35.7}$	$\frac{18.4}{18.6}$	—	$\frac{79}{84}$
2#	107.0	92.7	59.0	55	79.5	74	82.5	77	10.0	63.0	27.0	15	1.92	18.0	$\frac{0.37}{0.64}$	4.0	3.2	0.32	$\frac{12.0}{24.0}$	$\frac{58.1}{43.4}$	$\frac{16.6}{17.9}$	$\frac{0.59}{0.19}$	$\frac{54}{-}$
3#	23.4	30.6	16.5	70	18.5	79	20.0	85	8.0	56.0	32.5	10	0.67	4.7	$\frac{0.25}{0.61}$	1.7	2.0	0.66	$\frac{23.9}{33.2}$	$\frac{28.5}{24.3}$	$\frac{19.7}{19.7}$	$\frac{0.13}{-}$	$\frac{190}{-}$
4#	26.6	31.8	18.0	68	22.8	86	23.9	90	8.0	75.3	16.7	10	0.46	5.5	$\frac{0.16}{0.40}$	9.3	6.8	0.40	$\frac{24.3}{43.9}$	$\frac{40.8}{34.9}$	$\frac{18.3}{18.8}$	$\frac{0.35}{0.21}$	$\frac{77}{134}$
5#	56.6	51.6	43.1	76	50.0	88	51.5	91	6.7	80.9	12.4	11	1.18	6.7	$\frac{0.20}{0.41}$	2.7	3.6	0.25	$\frac{16.4}{34.2}$	$\frac{59.3}{49.3}$	$\frac{16.5}{16.9}$	—	$\frac{57}{-}$
6#	19.3	28.9	12.0	62	15.5	80	17.8	92	13.0	58.8	28.2	9	0.27	6.8	$\frac{0.49}{0.80}$	9.3	—	0.14	$\frac{17.7}{33.0}$	$\frac{38.1}{33.9}$	$\frac{18.6}{18.8}$	$\frac{0.33}{0.25}$	$\frac{100}{185}$

注：①表中第①层、第②层、第③层分别为亚粘土硬壳层、淤泥质粘土层、亚粘土层；
②表中 $\bar{B}$ 值是对淤泥质粘土层而言，分子、分母分别为沉降过程线转弯点前后的 $\bar{B}$ 值；
③表中效果检验一栏也是对淤泥质粘土层而言，分子、分母分别为加固以前和加固以后的值。

3.1 最终沉降量

表 3 中推算的最终沉降 s_{∞} ，均是由中心孔实测沉降过程线用双曲线法推算的，此值与计算的最终沉降量比较接近。2# 试验段由于上部荷载已超过临界压力 P_c ，地质条件差，无论是计算的 s_{∞} 还是推算的 s_{∞} 均比较大。1# 和 5# 两个试验段由于淤泥质粘土层比其它试验段厚，加之 1# 试验段硬壳层被破坏，所以沉降也比其它试验段大。从各试验段实测的 $s-t$ 过程线看出，经过半年多的预压期后，沉降速率已低于 0.2mm/d，沉降基本稳定，残余沉降均已小于 10cm，满足了设计提出的工后沉降要求。

3.2 土体固结

表 3 中反映了土体在堆载预压过程中的固结情况。填土结束时，各试验段的固结度为 60% 左右；经过三个月预压，各试验段土体的固结度达 80%；经过六个月预压，各试验段土体的固结度达 90%。其中设置砂垫层的试验段优于 1#，2# 两个未作处理的试验段，各试验段在不同时期土体的固结情况，反映了土体在上覆荷载作用下，排水速率是较快的。

3.3 分层压缩量

表 3 列出了中心孔在预压期 6 个月后各土层的沉降分布情况。从表中看出，第①层土的压缩量只占总沉降量的 10%，1# 试验段由于硬壳层被破坏，其压缩量占总沉降量的 15%，明显的大于其它各试验段。第②层土压缩量占总沉降量的 60~85%。由于各试验段此土层厚度不等，致使压缩量占总沉降量的百分数相差较大，但从每米土层的压缩率来看，其值非常接近，均在 7~10% 之间，所以淤泥质粘土是沉降的关键土层。当该土层较厚，填土荷载较大时，必须引起足够的重视。

3.4 横向沉降差异率

各试验段中心孔与路肩孔沉降的差值与横断面距离的比值称为横向沉降差异率。表 3 所列出的各试验段的横向沉降差异率，是经 6 个月预压期后所测得的数值，此值一般在 3~10‰ 之间。该值对预留路中心和路肩之间的坡降比有一定的参考价值，在此条件下，不必担

心砂垫层被剪断,也不必担心复合土工布、 S_{230} 被剪断。而将砂垫层的设计厚度由 50cm 改为 30cm 是可行的。

3.5 侧向位移

表 3 所列的水平位移量是预压期 6 个月后各试验段的最大水平位移量。该值的大小与土质条件、荷载大小、填土速率等因素有关。2[#] 试验段由于上部荷载超过临界值,使得侧向位移增大。此外,2[#] 试验段加荷速率过快,也造成了侧向位移增大。由此看出:①控制填土速率能有效地降低水平位移,减小总的附加沉降量;②淤泥质粘土层是产生侧向位移的关键土层,该层土的侧向位移量要占总位移量的 60% 左右。

3.6 孔隙水压力系数 $\bar{B}$

孔压过程线呈现出很好的规律性,荷载增大孔隙水压力增加;停止加荷后,孔隙水压力消散。在加荷过程中,可根据孔隙水压力大小了解路基的稳定程度。定义孔隙水压力增量 ΔU 与垂直压力 ΔP 之比为孔隙水压力系数 $\bar{B}$ 。 $\bar{B}$ 值大小反映了路基稳定程度。各试验段第 ①, ② 层土体内的孔隙水压力增量与垂直压力之比(即 $\bar{B}$ 值)列在表 3 内。 $\bar{B}$ 值在 0.2~0.8 之间,且大多数在 0.4 左右,说明路基是安全的。

3.7 反算固结系数 C_h

利用加荷停止后预压期间的 $u-t$, $s-t$ 曲线,反算 C_h 值。表 3 所列是反算的淤泥质粘土层的固结系数 C_h ,均为 $10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ 数量级。而室内试验得出的固结系数则为 $10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ 数量级;在现场用孔压圆锥静力触探仪测得的是 $10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ 数量级,与实测资料推算的 C_h 值接近。

3.8 加固效果检验

表 3 还列出了各试验段加固前后十字板强度及室内试验值的变化情况。加固后是指经过 3 个月预压期后所测试的。表中看出,预压后路基土性指标明显改善,十字板强度提高 1.5~2.0 倍;含水量减小 5~15%;土的容重增加 1~4%; C_c 值明显减小, P_c 值大幅度提高。

4 土工织物与砂垫层试验方案对比

为了说明土工织物的作用,将 6[#] 及 4[#] 方案的主要观测成果对比如下:

(1) 由实测沉降过程线分别推算得砂垫层方案最终沉降量为 26.6cm;土工织物方案仅为 19.3cm。采用土工织物后总沉降量减小 30%。

(2) 两个方案在预压期内的固结度变化过程线绘于图 3。图中看出,预压初期,土工织物方案的固结度低于砂垫层方案;4 个月之后,差值逐渐减小;7 个月后,两者完全一致。

(3) 从沉降速率看(见表 4),填土至设计标高(竣工时),砂垫层方案为 1.37mm/d;

表 4 沉降速率 (mm/d)

试验方案 (试验段)	测试时间			
	竣工时	预压 1 个月	预压 2 个月	预压 7 个月
砂垫层	1.37	0.57	0.30	0.16
土工织物	1.14	0.80	0.40	0.17

表 5 横向沉降差异率 (%)

试验方案 (试验段)	荷载 (kPa)			
	40	54	59	66.6
砂垫层	0.19	0.39	0.52	0.59
土工织物	0.03	0.35	0.38	0.39

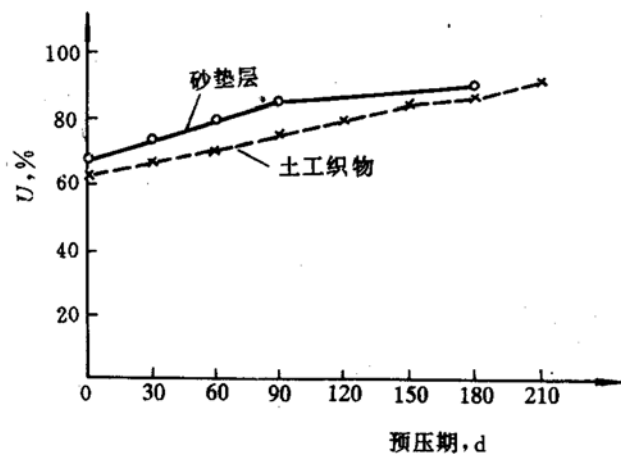


图 3 地基固结度变化趋势

土工织物方案为 1.14mm/d。砂垫层方案明显高于土工织物方案。预压期，土工织物方案高于砂垫层方案。随着预压期的延长，两个方案试验段的沉降速率度逐步趋于一致。

(4) 表 5 列出了两个试验段在相同荷载条件下的横向沉降差异率。从填土初期至填土结束，土工织物方案的横向沉降差异率均低于砂垫层方案，平均低 35% 左右，说明采用土工织物有利于沉降的均匀分布。

(5) 从观测资料分析看出，采用土工织物后沉降的影响深度减小。

(6) 填土预压后，使土体的含水量降低、容重增大。预压三个月后，经取土检验，砂垫层试验段的含水量降低 14.5%，容重增加 3%；而土工织物段的含水量仅降低 11%，容重仅增大 1%，土的物理特性改变较小，能间接说明铺设土工织物后土体受力较小，改变了土体的受力条件。

5 有硬壳与无硬壳试验成果讨论

5.1 硬壳层的变形特性

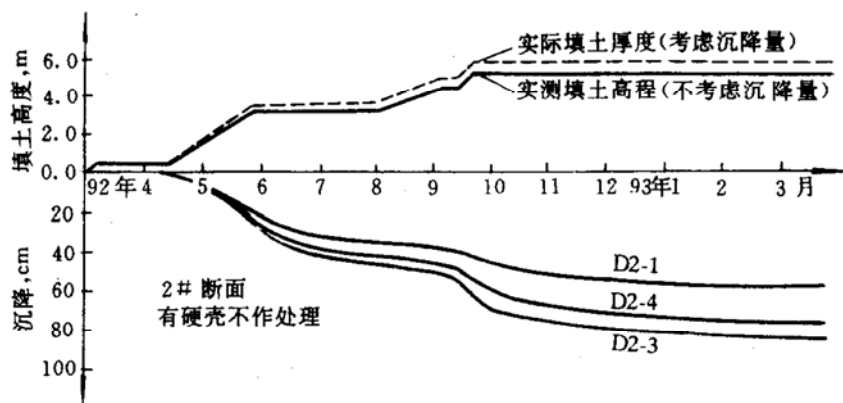


图 4 填土荷载及地表沉降过程线

在上部荷载作用下，地基土体受压缩而变形，地表土层受到的垂直应力最大，是土体早

期变形的关键土层,对沉降的影响很大。从2[#]试验段(有硬壳)的荷载与沉降过程线(图4)可以看出,填土高度1.0m时沉降量很小,填土高度达到2.0m时沉降量仍不大;但当填土高度超过2.0m时,填土速率虽仍与前面一样,而沉降速率则迅速加大,沉降也明显增大,在沉降过程线上形成一个转折点。此现象说明,路基填土小于2.0m时,地表土(硬壳层)承担了这部份荷载,硬壳层的抗变形能力得到了充分发挥;但当填土超过2.0m时,硬壳层作用开始减弱,附加应力迅速向深层传递,地基沉降也随之增大。

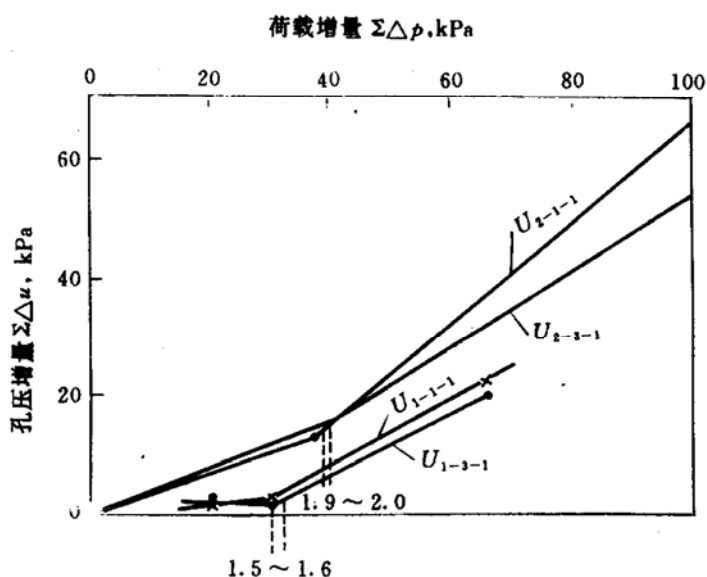


图5 $\Sigma\Delta P$ - $\Sigma\Delta U$ 关系曲线

孔隙水压力的变化也反映了地表土(硬壳层)对初期填土的抗变形能力。1[#]和2[#]试验段埋深1.5m的孔隙水力测头,在填土初期,孔隙水压力增量不大,在 $\Sigma\Delta P$ - $\Sigma\Delta u$ 关系曲线上(图5)呈平缓趋势。当填土超过一定值后,孔压骤增,在曲线上出现明显转折点。此点所对应的填土高度,1[#]试验段为1.5m;2[#]试验段为2.0m。与沉降过程线上所出现的转折点相一致。事实证明,荷载、地表硬壳层与沉降转折点之间存在密切关系,特别是硬壳层厚度、土的天然强度对沉降转折点起着重要的作用。

5.2 硬壳层可减少路基横向沉降差异率

由不同填土期路基横向沉降差异率(见表6)可看出,在填土初期(<2.0m填土),有硬壳层的横向沉降差异率比无硬壳层的小得多。但随着荷载增加,硬壳层作用逐步消失,横向沉降差异率逐步接近。说明地表硬壳层对减少路基初期荷载作用下的横向沉降差起到了很好的调节作用。

表6 横向沉降差异率(%)

试验方案	荷载(kPa)				
	34	40	59	65.0	78.4
1 [#] 无硬壳层	0.19	0.46	0.53	0.69	—
2 [#] 有硬壳层	—	0.15	0.31	0.62	0.92

5.3 加荷速率对路基沉降的影响

加荷速率对软土地基的稳定及变形有明显影响。采用适当的加荷速率,可以有效地减少总沉降量。反之,则会增大沉降量,严重的可危及工程安全。1[#]试验段硬壳层被破坏,工程地质条件要比2[#]试验段差,但由于控制了加荷速率,无论是沉降速率还是总的沉降量均小于2[#]试验段(见图6)。2[#]试验段的加荷速率是1[#]试验段的2倍,沉降速率增加了4倍,总的沉降量增大了3倍。因此,控制加荷速率,不仅仅对软土地基而言,即使对土质条件较好的地基来说,也是非常重要的。就昆山试验段来说,加荷速率控制在5kPa/周(即25cm/周填土)是比较适宜的。

6 结 语

(1) 经过半年多的预压,各试验段地基的固结度达90%左右,相应的残余沉降均小于10cm,满足了设计要求。

(2) 对于各试验段加固效果的评估,由于土性指标的差异以及填土高度、工程措施不完全一样,难以直接比较,但从孔压、沉降指标综合评判,土工织物方案最好,砂垫层方案次之。

(5) 对于软土厚度 $H < 5 \sim 6\text{m}$,路堤填土高度为2.5~3.5m,计算主固结沉降 s_c 小于50cm的地质条件而言,地基可不作处理,或只做浅层处理,但要严格控制加荷速率,以每周填土25cm为宜。

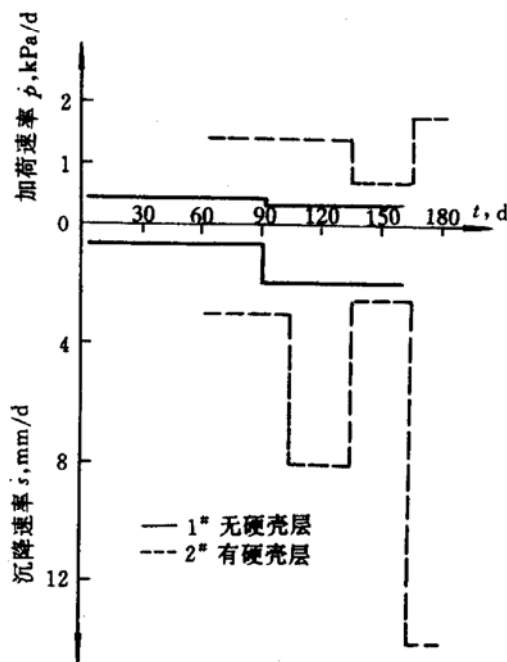


图6 加荷速度与沉降速率关系

参 考 文 献

- 1 张诚厚, 袁文明等. 沪宁高速公路昆山试验段软基加固试验研究总结报告. 南京水利科学研究院, 1993.

书 讯

由浙江大学龚晓南教授、徐日庆博士及华东工业大学叶黔元教授合作编著的工程材料本构方程一书已经由中国建筑工业出版社出版发行,这是国内第一部系统介绍土木工程材料本构方程的著作。书中介绍了工程材料本构理论的发展概况和研究本构方程的重要意义,系统阐述了工程材料的本构理论及弹性模型、弹塑性模型、粘弹塑性模型、内蕴时间塑性模型及损伤模型等常用的、典型的本构方程。

该书所述内容基本反映了当前工程材料本构方程理论的研究水平,全书叙述清楚,系统性强,可供广大土木工程类工程技术人员,特别是年轻土木工作者以及大专院校师生和科研人员学习参考。该书由新华书店发行,亦可向地基处理协作网资料站(浙大土木系岩土所,310027)邮购,邮购价为每册15元。

(赵荣欣 供稿)