

无覆盖层嵌岩小桩的试验研究

雍 景 荣

(重庆建筑工程学院建工系)

提 要

本文根据某工程无覆盖层嵌岩小桩的静载试验成果,分析了试桩的破坏,得出嵌岩小桩破坏的一般规律;研究了软垫对桩承载力的影响,提出用固化软垫消除或减小这种影响的方法;探讨了确定桩承载力的界限标准,建议用沉岩比 ϵ 作为其界限指标,取与 ϵ 值相应的桩顶荷载为单桩的容许承载力 P_a 。

一、前 言

桩径 $D \leq 300\text{mm}$ 的小直径嵌岩灌注桩称为嵌岩小桩。实践证明,它不仅具有普通嵌岩桩承载力大、沉降小和稳定性好的特点,而且还有一般小桩应用灵活、用途广泛的优点,是解决山区地基基础工程问题的一种较理想的手段。

为了研究和掌握这种桩的工程性能,合理可靠地确定它的承载力,笔者结合某工程嵌岩小桩的试验,进行了分析研究。

二、试 验 概 况

本工程场地位于重庆市某浅丘地带的冲沟段。场地土层分布为耕土层(厚为0.20—1.00m)、粉质粘土层(厚为0.30—5.20m)和泥、砂岩互层(厚层紫红色泥岩夹薄层泥质砂岩)。试验场地选在冲沟一侧无覆盖层岩石出露地段。试验区内按不同埋深,(-0.50m, -0.80m, -1.00m)取三组岩石试件,进行力学性质试验。现将其试验结果与场地补探的岩石(-9.00m)试验资料,一并列于表1。

试桩采用10根直径 $D = 26\text{cm}$ 的嵌岩小桩,按嵌岩深度 L_d 的不同分为A、B两组(每组5根)。A组桩长 $L = 90\text{cm}$, $L_d = 2D = 52\text{cm}$, B组桩长 $L = 116\text{cm}$, $L_d = 3D = 78\text{cm}$ (L 包括露出岩面的桩身8cm和桩帽30cm)。每组中有三根桩的底部埋有压力传感器(图1),称为E型桩;另两根桩的底部埋有刚度不同的“软垫”,称为S型桩。

由于试桩的桩身(包括嵌入岩石中的和岩面以上的桩身之和)极短(A组为60cm, B组为86cm),在最大试验荷载1.2MN(AE桩)与1.4MN(BE桩)的作用下,按实测数据计算桩身的压缩量分别为0.25mm与0.42mm,仅有实测桩顶沉降值(7.75—8.52mm与12.04—15.80mm)的百分之三左右,故可忽略不计。可认为AE与BE桩的桩顶沉降等于桩底岩石的压缩变形,岩石还处于弹性阶段^[1]。鉴于桩底传感器底面积为 113cm^2 ,是桩身横断面积(530cm^2)的1/4.7,

表1 岩石的试验资料

岩石名称	取样深度 (m)	干抗压强度 (MPa)	湿抗压强度 (MPa)	软化系数	抗剪强度		变形模量 (MPa)
					tgφ	c(MPa)	
泥岩	-0.50	14.2	11.3	0.795	—	—	—
泥岩	-0.80	11.8	10.7	0.907	—	—	—
泥岩	-1.00	13.0	8.4	0.646	—	—	—
泥岩	-9.00	21.9	8.8	0.402	0.794	5.6	1780

注：①浅层泥岩有一定风化，干抗压强度偏低，软化系数偏高；②表中数字均为每组试件的平均值。

于是通过它传递到桩底岩石的压力就增大了4.7倍，桩底岩石的压缩变形也相应增大4.7倍。这就是说，对于AE与BE桩而言，若桩底不埋传感器时，其沉降值(即换算沉降值)应为实测沉降值的1/4.7(见表4)。

所谓“软垫”是指由于现场施工清孔不净或其它原因残留在桩底，且比桩身混凝土或岩石刚度小、强度低的积土。若软垫经过人工加固，使其刚度和强度接近桩身混凝土或桩底岩石的刚度和强度，这种软垫称为“固化软垫”。在本次试验中，“软垫”和“固化软垫”分别用上覆土层的粉质粘土和配制的水泥土，其试验资料列于表2。

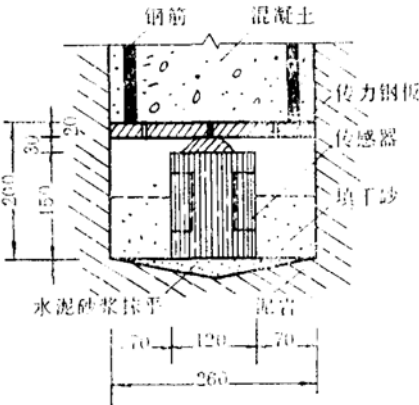


图1 桩底传感器
(单位：cm)

表2 软垫材料试验资料

材料名称	天然容重γ (kN/m³)	天然含水量w (%)	孔隙比 e	塑性指数 I _P	液性指数 I _L	压缩模量E _s (MPa)	抗压强度f _s (MPa)
粉质粘土	20.40	26.30	0.76	16.70	0.37	5.18	—
水 泥 土	—	—	—	—	—	—	12.87

注：表中数值均为一组试件的平均值。

根据以往试验的经验，试桩都是桩身材料破坏。为此，本次试验加强了桩身的强度，按材料实测强度计算，试桩极限荷载为1.8—2.2MN设计的试桩列于表3。

为了测定桩身的应力变化，所有试桩均沿桩身分四个断面埋有测试元件(测点断面间距：A组为16cm，B组为25cm，第一断面距岩面均为2cm)，每个断面设置三个测点。

试桩采用桩径为26cm的螺旋钻机施工。清孔发现A组桩底(-0.50m处)比较干燥，而B组桩底(-0.80m处)有些潮湿，尤其是BE桩底有微裂渗水，对岩石有一定软化作用。这就是表1中-0.80m处比-0.50m处岩石试件抗压强度低的原因。

试桩按行列式布置，A，B组各布一行。利用双排岩石锚杆作为反力装置，采用锚杆-千斤顶法加载。试验按常规的慢速维持荷载法进行。

表3 设计的试桩情况

组别	型号	试桩代号	桩径 (cm)	桩长 (cm)	嵌岩深度 (cm)	桩横断面积 (cm ²)		桩底情况	混凝土强度		钢筋数量		钢筋屈服强度 (kPa)
						未削弱	已削弱		设计标号	实测 (kPa)	纵筋	箍筋	
A	E	AE-1, 2, 3	26	90	52	530	455	埋压力传感器	300	2.96	6 ϕ 24	ϕ 6 @ 100	28.00
	S	AS-1	26	90	52	530	460	5cm厚粉质粘土	300	2.96	6 ϕ 20	ϕ 6 @ 200	26.50
		AS-2	26	90	52	530	460	10cm厚水泥土	300	2.96	6 ϕ 20	ϕ 6 @ 200	26.50
B	E	BE-1, 2, 3	26	116	78	530	455	埋压力传感器	300	2.96	6 ϕ 24	ϕ 6 @ 100	28.00
	S	BS-1	26	116	78	530	460	5cm厚粉质粘土	300	2.96	6 ϕ 20	ϕ 6 @ 200	26.50
		BS-2	26	116	78	530	460	10cm厚水泥土	300	2.96	6 ϕ 20	ϕ 6 @ 200	26.50

注：①已削弱面积是指除去钢筋及测点防潮保护层后的桩横断面积；

②桩长包括露出岩面的桩帽30cm和桩身8cm，不包括传感器或软垫厚度。

表4 试桩成果分析表

试桩代号	终止试验原因	试验最大荷载 (MN)	实测变形值 (mm)			桩身极限荷载 P_u 及相应沉降 S_u		1.0MN荷载相应的沉降 (mm)	1mm沉降相应的荷载 (kN)
			沉降	回弹	残留	P_u (MN)	S_u (mm)		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
AE-1	加载1.2MN沉降未稳，桩帽微裂	1.2	7.75 (1.5)	1.87 (0.40)	5.88 (1.25)	1.0	6.30 (1.34)	(1.34)	746.30
AE-2	加载1.2MN突然下沉，桩帽倾斜	1.2	8.52 (1.81)	3.80 (0.81)	4.72 (1.00)	1.0	5.96 (1.27)	(1.27)	787.40
AE-3	加载1.2MN沉降未稳，桩帽微裂	1.2	8.32 (1.77)	1.93 (0.41)	6.39 (1.36)	1.0	5.24 (1.12)	(1.12)	892.80
AS-1	加载1.6MN桩身上段破坏	1.6	5.31	—	—	1.2	4.14	3.35	298.50
AS-2	加载1.3MN桩顶钢板变形过大	1.3	1.37	0.60	0.77	2.2*	2.51*	1.04	965.70
BE-1	加载1.6MN桩身上段破坏	1.6	12.04 (2.56)	3.23 (0.68)	8.81 (1.88)	1.4	12.04 (2.56)	(1.58)	632.90
BE-2	加载1.4MN桩帽歪斜自动卸载	1.4	12.21 (2.60)	—	—	1.2	12.21 (2.60)	(2.03)	492.60
BE-3	加载1.4MN桩身上段破坏	1.4	15.80 (3.36)	5.86 (1.25)	9.14 (2.11)	1.2	11.71 (2.49)	(1.87)	534.70
BS-1	加载1.6MN桩身上段破坏	1.6	4.20	2.89	1.31	1.4	3.07	2.05	487.80
BS-2	加载1.6MN桩身上段破坏，自动卸载	1.6	2.80	1.72	1.02	1.4	1.59	0.82	1219.50

注：①桩身上段是指近岩面约10cm以上部份；

②表中括号内数值为换算变形值；

③AS-2桩的 P_u 和 S_u 分析推算值用*表示。

三、试验成果与分析

(一)试桩破坏的分析

从表4第2项看出,本次试验除AS-2桩因桩帽上承压钢板变形,无法观测沉降而未被压至破坏外,其余试桩均试验至压坏,而且都是桩身材料(混凝土)破坏。按其破坏部位和情况不同,可分为桩帽开裂、桩帽倾斜和近岩面(约10cm)以上的桩身上段破坏三种类型。分析认为,在测点附近混凝土振捣不够密实、测点处防潮处理过多削弱桩身断面,降低了桩身的承载力,这是桩身未到设计极限荷载而提前破坏的主要原因;而桩帽顶面局部承压过大、加载偏心引起的附加弯矩、上段桩身传递荷载较下段大,是造成试桩上述三种破坏而集中于桩身上段的根本原因。

表4第3项示出,试桩的破坏荷载为1.2—1.6MN,是设计极限荷载(1.8—2.2MN)的55%—89%。但从桩底压力来看,AE和AE桩已增大4.7倍,相当于桩顶荷载增大4.7倍(即5.64—7.52MN),而桩底岩石(地基)却安然无恙,说明地基还大有潜力。在这样大的桩顶荷载作用下,即使把混凝土强度增至600号,桩身也是要破坏的,何况一般设计的桩身混凝土多在300号以下,所以,嵌岩小桩是桩身先破坏,而且是集中于桩身上段破坏,不是地基先破坏。

(二)极限荷载的确定

根据试验测得各试桩的桩顶荷载 P 和相应的桩顶沉降 S ,绘制各试桩的 $P-S$ 曲线(图2)、 $\lg P-\lg S$ 曲线(图3)和 $S-\lg P$ 曲线(图4)。用多种方法对上述关系曲线进行分析,取各法分析各试桩所得极限荷载的最小值,作为各试桩的极限荷载(见表4第7项)。

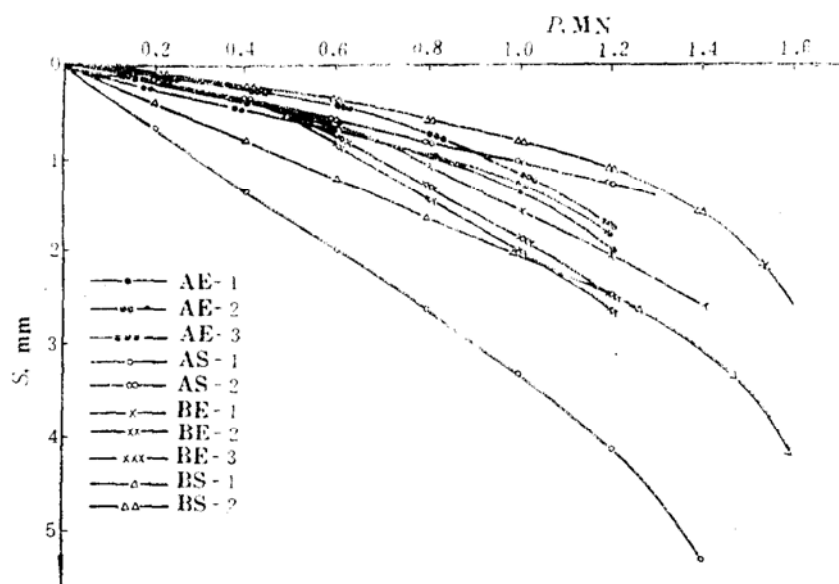
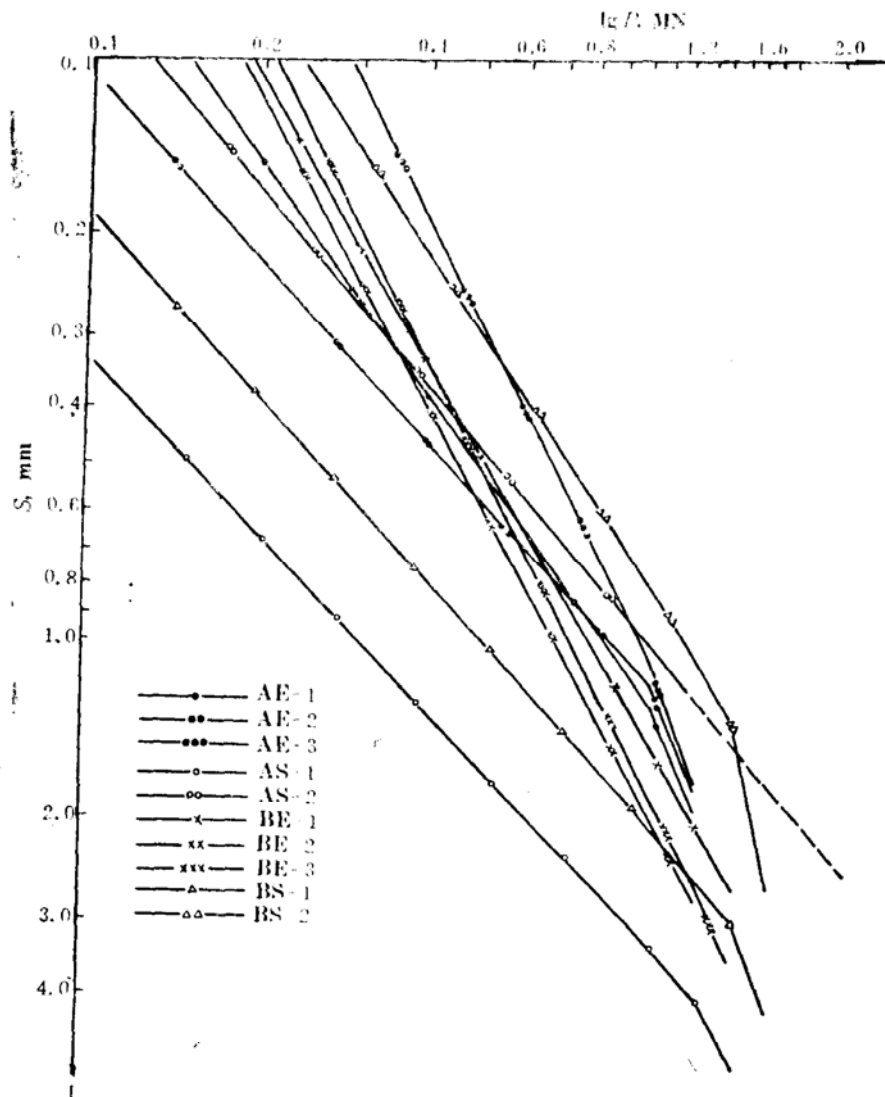


图2 $P-S$ 曲线

图3 $\lg P$ - $\lg S$ 曲线

AS-2 桩未压至破坏, 假定极限荷载为 P_m , 采用极限荷载百分率法进行分析, 根据该桩的 $S - \lg(1 - \frac{P}{P_m})$ 曲线(图5), 求得它的极限荷载为2.2MN。此值与试桩的设计极限荷载接近, 也属桩身材料破坏, 不是地基破坏。

由图3看出, 各试桩的 $\lg P$ - $\lg S$ 曲线都接近于一条直线, 而且各直线的斜率都很相近, 因而各试桩的关系曲线, 可采用下列表达式:

$$\lg S = b \lg P + \lg a \quad (1)$$

将其变换为普通直角坐标, 可得

$$S = aP^b \quad (2)$$

式中 a , b 为参数。

可认为上式是各试桩的乘幂回归方程。为验证其回归程度的好坏, 分别用线性回归和指数回归进行比较(见表5), 计算结果表明, 乘幂回归的似近程度最好。所以, 式(2)可作为这批试桩 P - S 曲线的一般方程式。

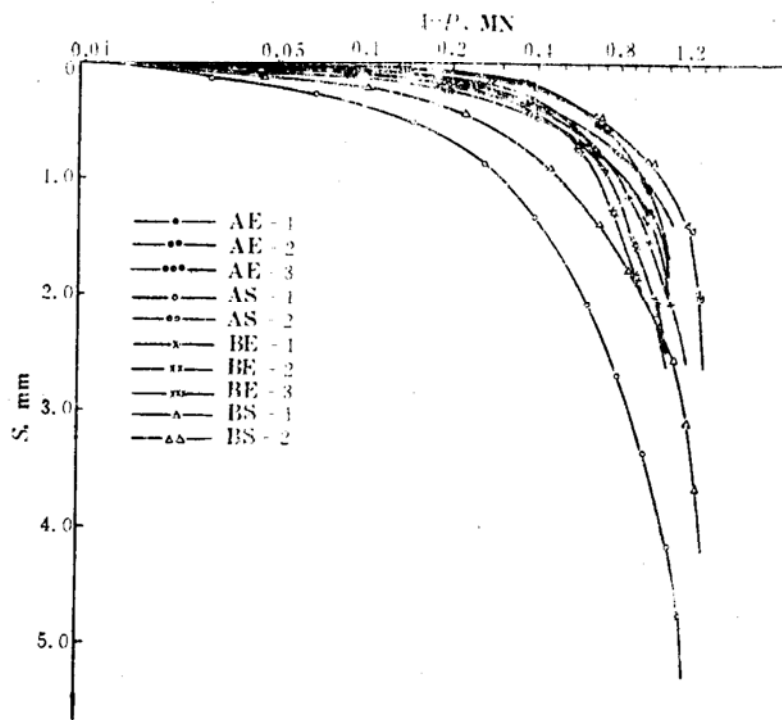
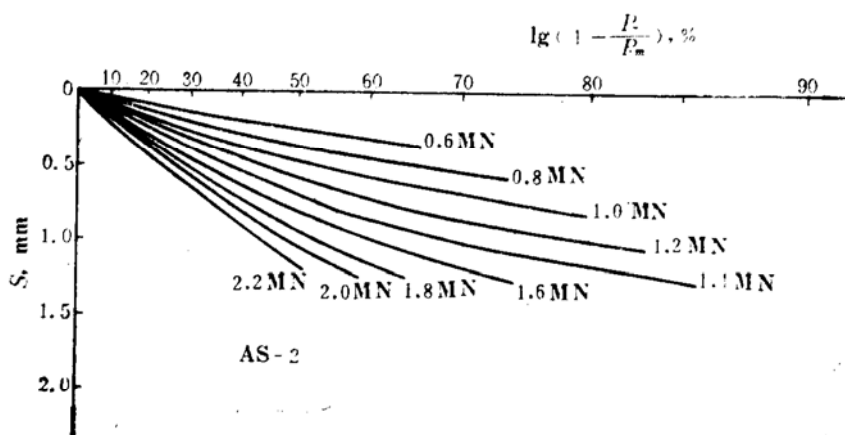
图4 S - $\lg P$ 曲线图5 S - $\lg(1 - \frac{P}{P_m})$ 曲线

表5

各试桩不同回归曲线标准差

回归方程	标准差									
	AE-1	AE-2	AE-3	AS-1	AS-2	BE-1	BE-2	BE-3	BS-1	BS-2
$S = aP + b$	0.037	0.017	0.104	0.045	0.012	0.109	0.165	0.136	0.167	0.040
$S = ae^{bP}$	0.121	0.085	0.128	0.331	0.122	0.173	0.250	0.095	0.163	0.099
$S = ap^b$	0.010	0.016	0.041	0.040	0.005	0.105	0.123	0.130	0.163	0.023

式(2)用于未破坏试桩的分析,可求出试桩在破坏荷载之前完整的 $P-S$ 曲线,也可求出极限荷载之前,与任一桩顶荷载相应的桩顶沉降值。 $AS-2$ 未破坏试桩,就是用此法进行分析的。分析时先将试桩实测的 P, S 值代入式(2),用最小二乘法求出参数 $a = 1.124$, $b = 0.00585$, 便得出关系方程 $S = 0.00585 P^{1.124}$, 再将由极限荷载百分率法分析出的极限荷载 $P_u = 2.2\text{MN}$ 代入前述关系方程,即可得出与 P_u 相应的沉降值 $S_u = 2.51\text{mm}$ 。

(三) 桩底软垫的影响

为分析方便起见,各试桩分别以 1.0MN 桩顶荷载的沉降值(见表4第9项)与以 1mm 桩顶沉降的承载力值(见表4第10项)进行比较。

1. A 组桩中 $AS-1$ 桩的沉降值为 3.35mm , 是 AE 桩($1.12-1.34\text{mm}$)的三倍左右,而承载力值前者(298.50kN)约为后者($746.30-892.80\text{kN}$)的三分之一; B 组桩则因桩底岩石渗水软化降低其强度和刚度, $BS-1$ 桩的沉降值(2.05mm)仅是 BE 桩($1.58-2.03\text{mm}$)的 $1.3-1.1$ 倍,而承载力前者(487.80kN)却是后者($492.60-632.90\text{kN}$)的 $99\%-77\%$ 。这说明桩底软垫对桩的沉降值和承载力值影响较大,其影响程度主要取决于桩底软垫的强度和刚度,而刚度又与其厚度有关。

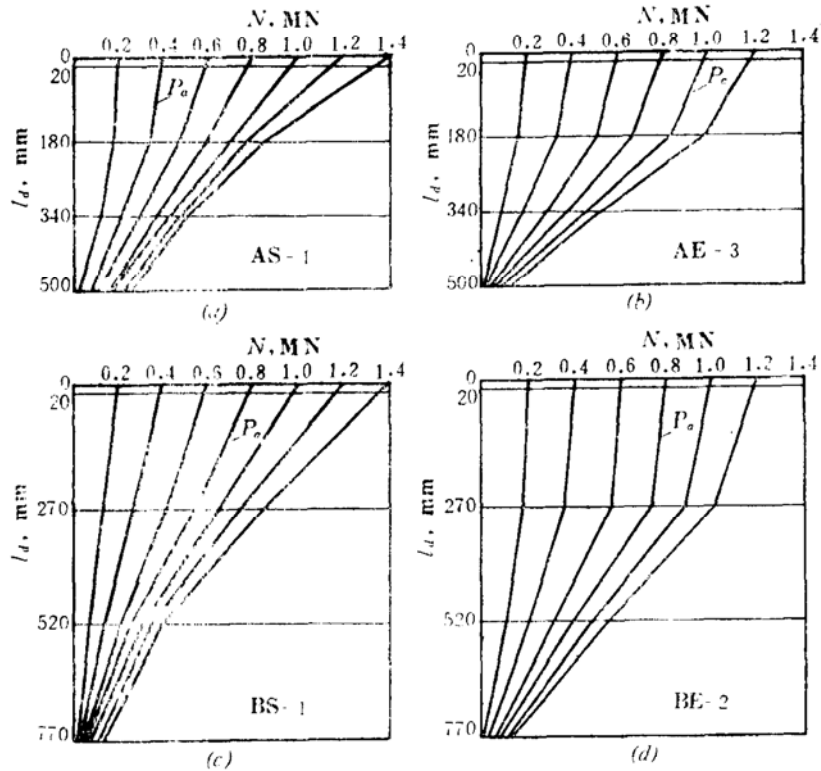
2. A 组桩中 $AS-2$ 桩的沉降值(1.04mm)是 AE 桩($1.12-1.34\text{mm}$)的 $93\%-78\%$,而承载力前者(965.70kN)为后者($746.30-892.80\text{kN}$)的 $1.29-1.08$ 倍; B 组桩中 $BS-2$ 桩的沉降值(0.82mm)为 BE 桩($1.58-2.03\text{mm}$)的 $52\%-40\%$,而承载力前者(1219.50kN)为后者($492.60-632.90\text{kN}$)的 $2.48-1.93$ 倍。这说明固化软垫可以减小或消除软垫的不利影响,减小或消除其影响的程度取决于固化软垫的强度和刚度。

3. B 组桩的桩底岩石强度(-0.80m 处)低于 A 组(-0.50m),详见表1。 $BS-1, 2$ 桩的沉降值(2.05mm 和 0.82mm)为 $AS-1, 2$ 桩(3.35mm 和 1.04mm)的 61% 和 79% ,而承载力前者(487.80kN 和 1219.50kN)为后者(298.50kN 和 965.70kN)的 1.63 倍和 1.26 倍; BE 桩的沉降值($1.58-2.03\text{mm}$)为 AE 桩($1.12-1.34\text{mm}$)的 $1.18-1.81$ 倍,而承载力前者($492.60-632.90\text{kN}$)为后者($746.30-892.80\text{kN}$)的 $85\%-55\%$ 。这说明增加嵌岩深度有利于减小桩顶沉降值和增加桩的承载力值,而桩底岩石软化(BE 桩)所引起的软垫影响,远比增加嵌岩深度的作用大。

(四) 承载力界限指标的探讨

从图6所示的桩身轴间力 N 沿嵌岩深度 L_a 的分布曲线看出,由于桩周岩石的嵌固作用,传至桩底的轴间力仅占桩顶荷载的 $10\%-20\%$,有时可达 $30\%-40\%$ ^[1,2],这取决于桩侧“隔离层”的情况^[1]。说明桩底岩石尚有较大的潜力,这就不难理解嵌岩小桩的桩身先于地基(岩石)破坏的原因。因此,一般的试桩,特别是嵌岩小桩,要做到桩底岩石破坏是极为困难的。

桩的设计都是以桩底的地基承载力进行控制,嵌岩小桩应以什么标准呢?笔者认为,虽然岩面开裂(桩与桩周岩石相对位移),桩底岩石仍有较大阻力;即使开裂至桩底(嵌岩桩变成端承桩),桩底阻力还是很大,并不影响嵌岩小桩一般所需的承载力;但岩面开裂必有相应的剪切破坏,削弱岩石对于桩的嵌固作用,影响桩的稳定。为提高安全度考虑,保证桩与地基的整体性,使桩与地基处于正常的共同工作状态,以靠近岩面段阻力即将丧失时相应的桩顶荷载作为桩承载力界限标准的建议是恰当的^[12,3]。本文采用岩面下第二实测断面进行分析,认为从岩面到岩面下第二实测断面这一小段(A 组桩为 18cm), B 组桩为 27cm ,若同除

图6 轴向力 N -嵌岩深度 L_d 关系曲线(一)

以相应的嵌岩深度,按无量纲表示均为0.346),在等量传递的桩顶荷载作用下,传递给桩侧岩石的荷载将开始减小时,此段桩侧阻力已发挥到最大值并将开始丧失。把该段传递荷载将开始减小,但还未减小时相应的桩顶荷载作为桩的容许承载力。按此论点分别对各试桩进行分析(见图6和图7),确定它们的容许承载力及相应的沉降(见表6)。

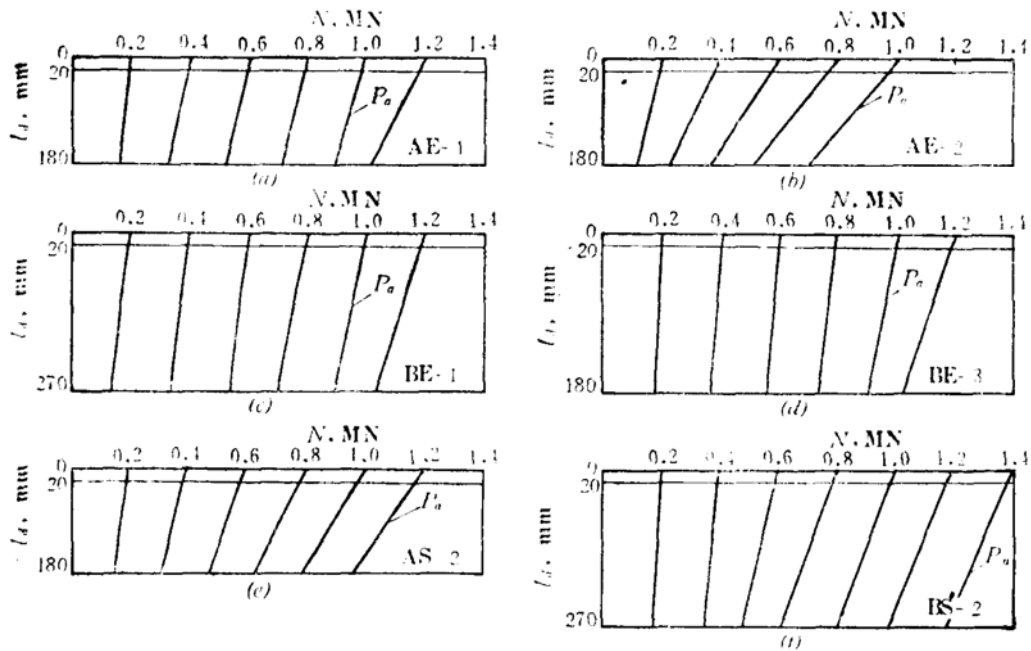
图7 轴向力 N -嵌岩深度 L_d 关系曲线(二)

表6

试桩的容许承载力和沉岩比

试桩代号	AE-1	AE-2	AE-3	AS-1	AS-2	BE-1	BE-2	BE-3	BS-1	BS-2
容许承载力 P_a (MN)	1.0	1.0	1.0	0.4	1.2	1.0	0.8	1.0	0.8	1.4
相应的沉降 S_a (mm)	1.34	1.27	1.12	1.34	1.25	1.58	1.38	1.85	1.65	1.59
嵌岩深度 L_d (mm)	520	520	520	520	520	780	780	780	780	780
沉岩比 $\varepsilon = S_a/L_d$	0.0026	0.0024	0.0022	0.0026	0.0024	0.0020	0.0018	0.0024	0.0021	0.0020

从表6看出, A组桩的容许承载力为0.4—1.2MN, 相应的沉降值为1.12—1.34mm; B组桩的容许承载力为0.8—1.4MN, 相应的沉降值为1.38—1.85mm。可见, 靠近岩面段阻力将开始丧失时的沉降 S_a 与嵌岩深度 L_d 有关。若定义两者的比值为桩的沉岩比 $\varepsilon = S_a/L_d$, 则可用它作为判断桩承载力的界限指标, A组桩的 $\varepsilon_A = 2.2\%—2.6\%$ (平均为2.44%), B组桩的 $\varepsilon_B = 1.8\%—2.4\%$ (平均为2.06%)详见表6。因此, 笔者认为用沉岩比 ε 作为判断桩承载力的界限指标更为合理。

A, B两组桩虽然试验条件相同, 但因桩的深径比 η ($\eta = L_d/D$)不同, 所得的沉岩比 ε 也不同。根据沉岩比 ε 的定义, 可得出下列 ε 与 η 的关系式:

$$\varepsilon_B = \varepsilon_A \cdot \frac{\eta_A}{\eta_B} \quad (3)$$

式中 η_A, η_B 分别为A, B组桩的深径比。

本次试验($\eta_B/\eta_A = 1.5$, 由式3得 $\varepsilon_A/\varepsilon_B = 1.5$ 。按实测数据(见表6)得 $\varepsilon_A/\varepsilon_B = 0.92—1.44$, 其最大比值1.44与式(3)算得的1.5很接近。分析认为, 这种差别主要是由于B组桩的桩底岩石因渗水有不同程度的软化, 桩的沉降偏大, 相应的沉岩比 ε_B 偏大所致。因而式(3)可用于相同试验条件下, 不同深径比桩的沉岩比换算, 这样做也偏于安全。

根据A组桩实测值算得的沉岩比 $\varepsilon_A = 2.2\%—2.6\%$ (平均为2.44%), 而B组桩若桩底岩石不软化, 按式(3)可得 $\varepsilon_B = \varepsilon_A/1.5 = 1.46\%—1.73\%$ (平均为1.63%)。因此, 笔者认为不同深径比 η 的嵌岩小桩, 应以不同的沉岩比 ε 进行控制, 以保证岩面处不致开裂, 充分利用岩层的嵌固能力。

在同样条件下, 虽然加大 η 值(即加大 L_d 值)有利于提高桩的承载力、减小其沉降量, 但增大 η 值必然加大施工难度, 使其工程造价提高。为了便于施工、降低工程费用, 根据本次试验结果表明, 嵌岩小桩只要保证深径比 $\eta = 2$, 就能满足一般工程所需的承载力和沉降要求。为此, 嵌岩小桩应以控制 $\eta \geq 2$ 为宜。考虑到现场钻孔中识别岩石和施工的误差, 以及加强桩的嵌固作用, 笔者建议一般工程的嵌岩小桩采用深径比 $\eta = 3$ (实际控制 $\eta \geq 2$), 取用与 $\varepsilon = 2.0\%—2.5\%$ 相应的桩顶荷载作为单桩容许承载力 P_a 。如果工程要求更高的承载力、更小沉降量, 也可以采用 $\eta = 4$ (实际控制 $\eta \geq 3$), 此时应取与 $\varepsilon = 1.4\%—1.8\%$ 相应的桩顶荷载作为单桩容许承载力 P_a 。

四、结 语

1. 一般情况下, 嵌岩小桩的破坏都是桩身混凝土破坏, 而不是地基(岩石)破坏, 其破坏部位多集中于靠近岩面(约10cm)以上的上段桩身。桩身先于地基破坏, 是嵌岩小桩有别于其它桩的一个重要特征。因而, 保证桩身质量, 提高桩身, 特别是上段桩身的强度(增配钢筋, 提高混凝土标号, 桩帽与桩头以倒锥形连接等)是提高嵌岩小桩承载力的先决条件。为此, 建议提高桩身设计的安全度, 取安全系数 $K = 3$ 。

2. 桩底软垫对桩顶沉降和桩的承载力均有较大影响, 其影响程度主要取决于软垫的强度和刚度, 而刚度又与其厚度有关。因而, 消除软垫或提高软垫强度和刚度是减小桩顶沉降、提高桩承载力的关键。固化软垫是处理软垫的一种较好的方法(尤其是小直径桩)。增加嵌岩深度(即加大深径比)则有利于减小软垫的不利影响, 是提高桩承载力, 减小其沉降量的重要途径。

3. 根据本次试验分析结果, 建议一般工程的嵌岩小桩采用深径比 $\eta = 3$ (控制 $\eta \geq 2$), 取与沉岩比 $\varepsilon = 2.0\% - 2.5\%$ 相应的桩顶荷载作为单桩容许承载力 P_a 。按此条件, 桩径为26cm, 岩石的单轴抗压强度为10MPa左右的嵌岩小桩, 若桩底没有软垫时, 可取 $P_a = 0.8 - 1.0\text{MN}$; 如桩底有小于50mm厚的软垫时, 可取 $P_a = 0.4 - 0.6\text{MN}$ 。对于承载力要求更大、沉降量更小的工程, 而桩身强度又能相应满足时, 嵌岩小桩也可采用深径比 $\eta = 4$ 控制($\eta \geq 3$), 此时应取与 $\varepsilon = 1.4\% - 1.8\%$ 相应的桩顶荷载作为单桩容许承载力 P_a 。

4. 根据试验工程的荷载情况和设计要求, 以及现场施工的条件, 建议该工程的单桩容许承载力取350kN。该工程按此值设计, 现已竣工并正式投产使用五年多, 经沉降观测证明完全符合设计要求。

本次试验得到我院结构试验室的大力协助和支持, 参加试验的有陶春梅、何惠芳、何正刚、张冈、杨黎明、谢馨富、李方儒等同志, 特此一并致谢。

参 考 文 献

- [1] 雍景荣, 嵌岩短桩(小直径)的试验研究, 中国土力学学会第三届土力学及基础工程会议论文集, 中国建筑工业出版社, 1981年, 第369—373页。
- [2] 四川省公路勘察设计院试验室, 嵌岩灌注桩的轴向承载力, 岩土工程学报, 第6卷, 第2期, 1984年, 第13—22页。
- [3] 卢世深, 软岩中嵌岩桩承载力计算参数的确定, 中国土木工程学会第三届土力学及基础工程会议论文集, 中国建筑工业出版社, 1981年, 第363—368页。

Test and Research on Socketed Small Pile without Overburden

Yong Jingrong

(Chongqing Architecture and Engineering Institute)

Abstract

Based on the results of loading test in an engineering project, the failure of socketed small piles without overburden is analyzed, and the influence of soft cushion on its bearing capacity is studied. A method for reducing or eliminating the influence of the soft cushion is proposed and the criterion for determining the bearing capacity of piles is investigated. It is suggested that the ratio (ε) of settlement to socketed depth may be used as a critical index, and the load on top of pile corresponding to ε is treated as allowable bearing capacity P_a of pile.