

JTJ

中华人民共和国行业标准

**《港口工程桩基规范》(JTJ254—98)
局部修订
(桩的水平承载力设计)**

Code for Pile Foundation of Harbour Engineering
Supplement
(Horizontal Bearing Capacity of Piles)

2000 - 12 - 25发布

2001 - 05 - 01实施

中华人民共和国交通部发布

关于发布《港口工程桩基规范》 (JTJ254—98)局部修订 (桩的水平承载力设计)的通知

交水发[2000]688号

各有关单位:

由我部组织中港第三航务工程局科学研究所等单位进行的《港口工程桩基规范》(JTJ254—98)局部修订(桩的水平承载力设计),业经审查,现予公布,并以此替代《港口工程桩基规范》(JTJ254—98)相应的章、节和附录的内容,自2001年5月1日起施行。本次局部修订的内容必须与《港口工程桩基规范》(JTJ254—98)的保留部分配套使用。

本规范局部修订内容的管理工作由我部水运司负责,具体解释工作由中港第三航务工程局科学研究所负责,由人民交通出版社出版发行。

中华人民共和国交通部
二〇〇〇年十二月二十五日

前 言

本次对现行行业标准《港口工程桩基规范》(JTJ254—98)第4章、第11章和附录C进行的局部修订,主要包括水平力作用下桩的设计计算内容。

本次局部修订认真总结了国内外有关水平力设计计算的方法及科研成果,进行了大规模的现场试验,深入开展了专题研究工作,力求将最新的科研成果列入规范之中。在修订过程中,尽量保留了原规范的结构次序及内容。此次出版的仅为被修订的有关章节,并以此替代规范中的章节和附录。为表示区别,修订的条文、条文说明和附录下方均以横线标识。

本局部修订的内容,必须与规范保留部分配套使用。

本局部修订的内容由交通部水运司负责管理,具体解释工作由中港第三航务工程局科学研究所负责。请各单位在执行过程中,将发现的问题和意见及时函告中港第三航务工程局科学研究所,以便再修订时参考。

目 次

4 承载力	(1)
4.1 一般要求	(1)
4.2 垂直承载力	(2)
4.3 水平力作用下桩的计算	(7)
11 水平静载荷试验	(9)
11.1 一般要求	(9)
11.2 试验设备	(9)
11.3 静载荷试验	(10)
附录 C 承受水平力的桩身内力和变形计算	(12)
附加说明 本局部修订主编单位、参加单位和主要起草人 名单	(34)
附 条文说明	(35)

4 承载力

4.1 一般要求

4.1.1 在桩基中,桩与桩的中心距等于、大于6倍桩径或桩宽,以及中心距为3~6倍桩径或桩宽且桩端进入良好持力层时的垂直承载桩可接单桩设计;沿水平力方向桩与桩的中心距等于、大于6~8倍桩径或桩宽的水平承载桩,也可接单桩设计。其他情况可按群桩设计。

4.1.2 桩基宜选择中密或密实砂层、硬粘性土层、碎石类土或风化岩层等良好土层作为桩端持力层。桩端进入持力层的深度应符合下列规定:

(1)桩端进入持力层的深度(不包括桩尖部分长度),对粘性土和粉土不宜小于2倍桩径;对密实砂土和碎石类土不宜小于1倍桩径;

(2)当良好持力层较厚,施工条件和桩身强度许可时,桩端进入持力层的深度宜达到桩端阻力的临界深度;

(3)在桩端以下4倍桩径范围内,当存在软弱土层时,应考虑冲剪破坏的可能性;

(4)在确定桩端进入硬土层的深度时,应进行试沉桩或参照类似工程经验,考虑沉桩锤的性能、桩身强度和桩的入土深度等因素,避免桩锤损坏或沉桩困难。

4.1.3 减少码头沉降可采取下列措施:

(1)同一桩台下的基桩,宜打至同一土层,且桩端标高不宜相差太大;

(2)当桩端进入不同的土层时,各桩沉桩贯入度不宜相差过大;

(3)同一桩台基桩桩端不应打入软硬不同土层。

4.2 垂直承载力

4.2.1 单桩承载力应根据静载荷试验确定。下列情况可不进行静载荷试验:

- (1)附近工程有试桩资料,且沉桩工艺相同,地质条件相近;
- (2)重要工程中的附属建筑物;
- (3)桩数较少的重要建筑物,并经技术论证;
- (4)小港口中的建筑物。

4.2.2 当进行静载荷试验时,单桩垂直极限承载力设计值应按下列式计算:

$$Q_d = \frac{Q_k}{\gamma_R} \quad (4.2.2)$$

式中 Q_d ——单桩垂直极限承载力设计值(kN);

Q_k ——单桩垂直极限承载力标准值(kN)。当试桩数量在2个以上时,且各桩的极限承载力最大值与最小值之比值小于或等于1.3时,应取其平均值作为单桩垂直极限承载力标准值;其比值大于1.3时,应经分析确定;

γ_R ——单桩垂直承载力分项系数,取1.30。当地质情况复杂或永久作用所占比重较大时取1.40。

4.2.3 凡允许不作静载荷试桩的工程,可根据具体情况采用承载力经验参数法或静力触探等确定单桩垂直极限承载力。

4.2.4 当按承载力经验参数法确定单桩垂直极限承载力设计值时,应按下列式计算:

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum q_{fi} l_i + q_{RA}) \quad (4.2.4)$$

式中 Q_d ——单桩垂直极限承载力设计值(kN);

γ_R ——单桩垂直承载力分项系数,取1.45。当地质条件复杂或永久作用所占比重较大时取1.55;

U ——桩身截面周长(m);

q_{fi} ——单桩第*i*层土的极限侧摩阻力标准值(kPa)。无当地

经验值时,对预制混凝土挤土桩可按表4.2.4-1采用;

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度(m);

q_R ——单桩极限桩端阻力标准值(kPa)。无当地经验值时,对预制混凝土挤土桩可按表4.2.4-2采用;

A ——桩身截面面积(m^2)。

4.2.5 为提高钢管桩的桩端阻力和侧摩阻力,当覆盖层较差,且桩端打入良好持力层时,可采用半封闭式或封闭式桩尖。

4.2.6 桩径小于 600mm 的开口钢管桩,当桩端进入良好持力层的深度大于 5 倍桩径时,可认为桩端土的闭塞效应得到充分发挥,单桩垂直极限承载力设计值可按式(4.2.4)计算。

4.2.7 凡允许不作静载荷试桩的工程,其单桩抗拔极限承载力设计值可按下式计算:

$$T_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum \xi_i q_R l_i + G \cos \alpha) \quad (4.2.7)$$

式中 T_d ——单桩抗拔极限承载力设计值(kN);

γ_R ——单桩抗拔承载力分项系数,取 1.45。当地质条件复杂时取 1.55;

ξ_i ——折减系数。对粘性土取 0.7 ~ 0.8;对砂土取 0.5 ~ 0.6。桩的入土深度大时取大值,反之取小值;

G ——桩重力(kN),水下部分按浮重力计;

α ——桩轴线与垂线夹角($^\circ$)。

4.2.8 对重要工程和地质复杂的工程,以及其他情况影响桩的垂直承载力的可靠性时,宜采用高应变动力试验法对单桩垂直承载力进行检测。检测桩数可取总桩数的 2% ~ 5%,且不得少于 5 根。

当采用动力试验法对桩承载力进行检查时,应符合国家现行标准的有关规定。

4.2.9 当遇下列情况时,在基桩设计中宜考虑负摩阻力的影响:

(1)桩身穿过新近沉积或人工填筑的土层,该土层在其自重力的作用下仍未固结稳定;

预制混凝土挤土桩桩侧极限摩

土的名称	土的状态	土 层				
		0~2	2~4	4~6	6~8	8~10
淤泥	$I_L > 1.0$ $1.5 < e \leq 2.4$	2~4	4~6	6~8	8~10	10~12
粘土 $I_p > 17$	$I_L > 1.0$	4~7	7~9	9~11	11~13	13~15
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	11~14	14~17	17~20	20~23	23~26
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	20~23	23~26	26~29	29~32	32~35
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	27~31	31~35	35~39	39~43	43~47
	$0 < I_L \leq 0.25$	34~38	38~42	42~46	46~50	50~54
粉质粘土 $10 < I_p \leq 17$	$I_L > 1.0$	9~11	11~13	13~15	15~17	17~19
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	20~22	22~24	24~26	26~28	28~30
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	27~30	30~33	33~36	36~39	39~42
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	35~39	39~43	43~47	47~51	51~55
	$0 < I_L \leq 0.25$	44~49	49~54	54~59	59~64	64~69
粉土 $0 < I_p \leq 10$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	27~30	30~33	33~36	36~39	39~42
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	35~39	39~43	43~47	47~51	51~55
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	44~49	49~54	54~59	59~64	64~69
	$0 < I_L \leq 0.25$	54~60	60~66	66~72	72~78	78~84
粉砂 细砂	稍密	35~39	39~43	43~47	47~51	51~55
	中密	44~49	49~54	54~59	59~64	64~69
	密实	54~60	60~66	66~72	72~78	78~84
中粗砂	$N > 30$	65~70	70~75	75~81	81~90	90~99

注： I_p ——土的塑性指数； I_L ——土的液性指数； N ——标准贯入击数； e ——土的

阻力标准值 q_f (kPa)

表 4.2.4-1

深度(m)							
10 ~ 13	13 ~ 16	16 ~ 19	19 ~ 22	22 ~ 26	26 ~ 30	30 ~ 35	35 ~ 40
12 ~ 14	-	-	-	-	-	-	-
15 ~ 17	17 ~ 19	-	-	-	-	-	-
26 ~ 29	29 ~ 32	32 ~ 34	34 ~ 36	36 ~ 38	38 ~ 40	40 ~ 42	42 ~ 44
35 ~ 38	38 ~ 41	41 ~ 44	44 ~ 47	47 ~ 50	50 ~ 53	53 ~ 56	56 ~ 59
47 ~ 51	51 ~ 55	55 ~ 59	59 ~ 63	63 ~ 67	67 ~ 71	71 ~ 75	75 ~ 79
54 ~ 58	58 ~ 62	62 ~ 66	66 ~ 70	70 ~ 74	74 ~ 78	78 ~ 82	82 ~ 86
19 ~ 21	21 ~ 23	-	-	-	-	-	-
30 ~ 32	32 ~ 34	34 ~ 36	36 ~ 38	38 ~ 40	40 ~ 42	42 ~ 44	44 ~ 46
42 ~ 45	45 ~ 48	48 ~ 51	51 ~ 54	54 ~ 57	57 ~ 60	60 ~ 63	63 ~ 66
55 ~ 59	59 ~ 63	63 ~ 67	67 ~ 71	71 ~ 75	75 ~ 79	79 ~ 83	83 ~ 87
69 ~ 74	74 ~ 79	79 ~ 84	84 ~ 89	89 ~ 94	94 ~ 99	99 ~ 104	104 ~ 109
42 ~ 45	45 ~ 48	48 ~ 51	51 ~ 54	54 ~ 57	57 ~ 60	60 ~ 63	63 ~ 66
55 ~ 59	59 ~ 63	63 ~ 67	67 ~ 71	71 ~ 75	75 ~ 79	79 ~ 83	83 ~ 87
69 ~ 74	74 ~ 79	79 ~ 84	84 ~ 89	89 ~ 94	94 ~ 99	99 ~ 104	104 ~ 109
84 ~ 90	90 ~ 96	96 ~ 102	102 ~ 108	108 ~ 114	114 ~ 120	120 ~ 126	126 ~ 132
55 ~ 59	59 ~ 63	63 ~ 67	67 ~ 71	71 ~ 75	75 ~ 79	79 ~ 83	83 ~ 87
69 ~ 74	74 ~ 79	79 ~ 84	84 ~ 89	89 ~ 94	94 ~ 99	99 ~ 104	104 ~ 109
84 ~ 90	90 ~ 96	96 ~ 102	102 ~ 108	108 ~ 114	114 ~ 120	120 ~ 126	126 ~ 132
99 ~ 107	107 ~ 115	115 ~ 123	123 ~ 130	130 ~ 137	137 ~ 144	144 ~ 150	150 ~ 156

天然孔隙比。

表 4.2.4-2

预制混凝土挤土桩桩端极限阻力标准值 q_R (kPa)

土的名称	土 的 状 态	土 层 深 度 (m)						
		5 ~ 10	10 ~ 15	15 ~ 20	20 ~ 25	25 ~ 30	30 ~ 35	35 ~ 40
粘土 $I_p > 17$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	100 ~ 300	300 ~ 500	500 ~ 700	700 ~ 900	900 ~ 1100	1100 ~ 1200	1200 ~ 1300
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	300 ~ 500	500 ~ 700	700 ~ 950	950 ~ 1200	1200 ~ 1400	1400 ~ 1500	1500 ~ 1600
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	500 ~ 700	700 ~ 950	950 ~ 1200	1200 ~ 1450	1450 ~ 1650	1650 ~ 1800	1800 ~ 1950
	$0 < I_L \leq 0.25$	700 ~ 970	970 ~ 1250	1200 ~ 1500	1500 ~ 1750	1750 ~ 2000	2000 ~ 2200	2200 ~ 2300
粉质粘土 $10 < I_p \leq 17$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	200 ~ 500	500 ~ 790	790 ~ 1000	1000 ~ 1200	1200 ~ 1450	1450 ~ 1600	1600 ~ 1750
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	400 ~ 700	700 ~ 1050	1050 ~ 1400	1400 ~ 1750	1750 ~ 2050	2050 ~ 2200	2250 ~ 2400
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	600 ~ 1000	1000 ~ 1400	1400 ~ 1800	1800 ~ 2150	2150 ~ 2400	2400 ~ 2650	2650 ~ 2750
	$0 < I_L \leq 0.25$	800 ~ 1300	1300 ~ 1800	1800 ~ 2300	2300 ~ 2650	2650 ~ 3000	3000 ~ 3200	3200 ~ 3350
粉土 $0 < I_p \leq 10$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	600 ~ 1000	1000 ~ 1400	1400 ~ 1800	1800 ~ 2150	2150 ~ 2400	2400 ~ 2650	2650 ~ 2750
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	800 ~ 1300	1300 ~ 1800	1800 ~ 2300	2300 ~ 2650	2650 ~ 3000	3000 ~ 3200	3200 ~ 3500
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	1000 ~ 1700	1700 ~ 2300	2300 ~ 2900	2900 ~ 3350	3350 ~ 3750	3750 ~ 4000	4000 ~ 4200
	$0 < I_L \leq 0.25$	1500 ~ 2300	2300 ~ 3000	3000 ~ 3600	3600 ~ 4100	4100 ~ 4500	4500 ~ 4800	4800 ~ 5000
粉砂 细砂	稍密	1000 ~ 1700	1700 ~ 2300	2300 ~ 2900	2900 ~ 3350	3350 ~ 3750	3750 ~ 4000	4000 ~ 4200
	中密	1500 ~ 2300	2300 ~ 3000	3000 ~ 3600	3600 ~ 4100	4100 ~ 4500	4500 ~ 4800	4800 ~ 5000
	密实	2000 ~ 3000	3000 ~ 3900	3900 ~ 4750	4750 ~ 5500	5500 ~ 6100	6100 ~ 6600	6600 ~ 7000
中粗砂	$N > 30$	2400 ~ 3800	3800 ~ 5200	5200 ~ 6250	6250 ~ 7200	7200 ~ 8000	8000 ~ 8650	8650 ~ 9100

(2) 桩台附近地面有大面积堆载;

(3) 存在有其他会引起桩入土范围内的土层产生压缩的因素。

4.2.10 按群桩设计的桩基,其单桩垂直极限承载力设计值除应按本节有关规定确定外,尚应考虑群桩效应影响,并符合下列规定:

(1) 高桩承台中的单桩垂直极限承载力应乘以群桩折减系数,折减系数可按附录 B 采用;

(2) 高桩码头中的排架基桩,可不考虑群桩折减系数;

(3) 高桩码头起重机梁下的双桩,其间距宜小于 3 倍桩径,折减系数可取 0.90~0.95,桩距小或入土深度大时取小值;

(4) 低桩承台中的单桩垂直极限承载力设计值可按有关规范确定。

4.3 水平力作用下桩的计算

4.3.1 承受水平力或力矩作用的单桩,其入土深度宜满足弹性长桩条件。当采用 NL 法时,入土深度不应小于弯矩零点的 1.5 倍,桩顶自由转动时,取第一零点,桩顶无转动时,取第二零点。当采用 m 法时,桩的入土深度不应小于相对刚度系数的 4 倍,相对刚度系数可按附录 C 确定。

4.3.2 承受水平力作用的弹性长桩桩身内力和变形,应按下列规定确定。

4.3.2.1 单桩在水平力作用下的桩身内力和变形可采用 NL 法计算,也可根据工程经验采用 $P-Y$ 曲线法或 m 法计算。必要时可通过水平静载荷试验确定桩在水平力作用下的桩身内力和变形。有关计算见附录 C。

4.3.2.2 当必须考虑波浪等荷载的往复作用时,土抗力宜通过试验等方法确定。

4.3.3 当采用假想嵌固点法计算时,弹性长桩的受弯嵌固点深度可采用 m 法,并按下式计算:

$$t = \eta T \quad (4.3.3)$$

式中 t ——受弯嵌固点距泥面深度(m);

η ——系数,取 1.8 ~ 2.2。桩顶铰接或桩的自由长度较大时取较小值,桩顶转角无转动或桩的自由长度较小时较大值;

T ——桩的相对刚度系数(m),按附录 C 确定。

4.3.4 当按假想嵌固点法计算排架时,桩在泥面以下的内力和变形,可根据计算排架时求得的桩顶力矩和水平力,采用 m 法进行计算。

4.3.5 当进行群桩静载荷试验时,应与单桩静载荷试验相比较,确定群桩计算参数和水平承载力。无条件进行静载荷试验时,对按群桩设计的全直桩桩基,在非往复水平力作用下,可按水平地基反力系数折减后的单桩设计,其折减系数可按表 4.3.5 取值。

水平地基反力的折减系数 表 4.3.5

折减系数	桩 距 S	
	$3D$	$6D \sim 8D$
m	0.25	1
k_N	0.20	1

注:①对大于 $3D$ 且小于按单桩设计最小间距 $6D \sim 8D$ 的情况,采用线性插入取值;

② k_N 为采用 NL 法的单桩水平地基反力系数, m 为采用 m 法的单桩水平地基反力系数随深度线性增加的比例系数, D 为桩径或桩宽。

11 水平静载荷试验

11.1 一般要求

11.1.1 试验桩的位置应根据工程设计要求选择有代表性的地点,试验桩的周围表面应较平坦,并应减少影响试验桩变形的其他因素。

11.1.2 试验桩的数量应根据设计要求和工程地质等条件确定,但不宜少于 2 根。

11.1.3 试验桩在沉桩后到进行加载的间歇时间,应与垂直静载荷试验桩的规定相同。在同一根试验桩上先进行垂直静载荷试验,再进行水平静荷载试验时,两次试验之间的间歇时间不宜小于 48h。

11.1.4 试验前应按第 10.1.7 条的规定进行试验准备。

11.1.5 距试验桩 3~10m 范围内应有钻孔。在地表以下 16 倍桩径深度范围内每隔 1m 均应有土样的物理力学试验,16 倍桩径以下深度间距可适当加大。有条件时可进行现场十字板、静力触探或旁压试验。

11.1.6 试验桩桩顶宜以自由状态进行试验。

11.2 试验设备

11.2.1 根据试验要求预估能施加的最大荷载和最大位移,试验设备的加载能力应取预计最大试验荷载的 1.3~1.5 倍;试验桩周边至平台间预留的空挡位置不应小于预计的最大位移。

11.2.2 在试验桩的加力点处应适当提高其强度或刚度,防止局部变形或破坏。

11.2.3 反力结构的承载力及其刚度应取试验桩的 1.3~1.5 倍。采取对顶法时,其净距不应小于 5 倍桩径。

11.2.4 基准桩应稳固可靠,不受试验和其他影响,其与试验桩或反力结构的净距不宜小于 5 倍桩径。

11.2.5 试验设备除应满足第 10.2.1 条的有关规定外,在试验中尚应防止加载的偏心。测力装置应设球支座,位移测试精度不宜小于 0.02mm。

11.3 静载荷试验

11.3.1 试验方法宜采用单向单循环水平维持荷载法,根据设计要求也可采用多循环等其他水平荷载试验方法。

11.3.2 加卸载均应分级进行,加载时每级级差可取预计最大荷载的 1/10,卸载时可取 2 倍加载级。

11.3.3 加载每级维持 20min,卸载每级维持 10min。从 0 开始,每隔 5min 测读一次,直到到达维持时间止。测读数据应现场记录、整理和汇总。

11.3.4 试验中止加载条件为:在某级荷载下,横向变形急剧增加、变形速率明显加快、地基土出现明显的斜裂缝、达到试验要求的最大荷载或最大位移。

11.3.5 试验结束后应绘制荷载—变形($H-Y$)曲线,荷载—时间—变形($H-t-Y$)曲线、荷载—水平地基反力系数($H-k_N$)曲线和荷载—地基土水平力反力系数随深度增长的比例系数($H-m$)曲线。对于埋设量测装置的试桩应绘制桩身弯矩分布曲线,桩顶或泥面处倾斜角度变化曲线等;根据实测变形和桩身弯矩,计算并绘制桩身挠曲及桩侧土抗力

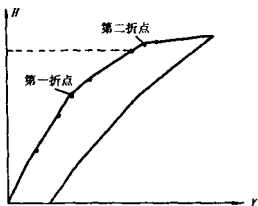


图 11.3.6 $H-Y$ 曲线

与变形关系曲线簇($P-Y$ 曲线)。

11.3.6 试桩水平极限承载力应根据(图 11.3.6)所示的 $H-Y$ 曲线上第二折点前一级荷载或 $\lg H-\lg Y$ 曲线上第二折点(钢桩取第一折点)的前一级荷载等方法综合确定。

11.3.7 试验报告主要内容应按第 10.1.10 条的规定确定。

附录 C 承受水平力的桩身内力和变形计算

C.1 NL 法

C.1.1 桩在水平力作用下应满足下列方程:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Bq = 0 \quad (C.1.1-1)$$

$$q = k_N z^{2/3} y^{1/3} \quad (C.1.1-2)$$

式中 EI ——桩的抗弯刚度($\text{kN} \cdot \text{m}^2$);

y ——桩计算点的水平位移(m);

z ——计算点离泥面深度(m);

B ——桩径或桩宽(m);

q ——桩计算点处单位面积上承受的土抗力(kPa);

k_N ——水平地基反力系数(kN/m^3)。

C.1.2 水平地基反力系数宜通过第 C.1.4 条规定的水平静载荷试验确定,当无试桩资料时,水平地基反力系数 k_N 可按第 C.1.5 条的规定确定。

C.1.3 桩在水平力作用下的桩身内力和变形可按下列方法,根据相似原理由标准桩的计算结果推算求得。

C.1.3.1 标准桩主要参数应采用下列规定值:

(1)力作用点距泥面的高度 L_0 取 5.0m ;

(2)桩的抗弯刚度 EI 取 $10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$;

(3)横向抗力系数 Bk_N 取 $100 \text{kN}/\text{m}^2$ 。

C.1.3.2 标准桩在不同水平力作用下桩身内力和变形,当桩顶自由转动时应按表 C.1.3-1 取值;当桩顶无转动时应按表 C.1.3-2 取值。

C.1.3.3 工程桩在水平力作用下的桩身内力和变形可按下列步骤计算:

(1)实际工程桩相对于标准桩的抗弯刚度、横向抗力系数、自由长度的相似系数 R_{EI} 、 R_{Bk} 、 R_z 应按下列公式确定:

$$R_{EI} = \frac{(EI)_p}{(EI)_s} \quad (C.1.3-1)$$

$$R_{Bk} = \frac{(Bk_N)_p}{(Bk_N)_s} \quad (C.1.3-2)$$

$$R_z = \frac{(L_0)_p}{(L_0)_s} \quad (C.1.3-3)$$

式中实际工程桩参数以下标 p 表示,标准桩参数以下标 s 表示。

(2)实际工程桩相对于标准桩的挠度、转角、弯矩和剪力的相似系数 R_y 、 R_θ 、 R_M 和 R_Q 应按下列公式计算:

$$R_Q = \sqrt{R_z^8 R_{Bk}^3 R_{EI}^{-1}} \quad (C.1.3-4)$$

$$R_M = \sqrt{R_z^{10} R_{Bk}^3 R_{EI}^{-1}} \quad (C.1.3-5)$$

$$R_\theta = \sqrt{R_z^{12} R_{Bk}^3 R_{EI}^{-3}} \quad (C.1.3-6)$$

$$R_y = \sqrt{R_z^{14} R_{Bk}^3 R_{EI}^{-3}} \quad (C.1.3-7)$$

(3)根据实际工程桩的水平力 H_p 及相似系数 R_Q ,相应于标准桩的水平力 H_s 可按下列公式计算:

$$H_s = \frac{H_p}{R_Q} \quad (C.1.3-8)$$

(4)通过查表确定标准桩在水平力 H_s 作用下的各项特征值。当桩顶自由转动时查表 C.1.3-1,当桩顶无转动时查表 C.1.3-2。

桩顶自由标准桩的桩身内力和变形

表 C.1.3-1

$\log H$	$\log y_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{M0}$	$\log y_0$	$\log \theta_{H1}$	$\log \theta_0$	$\log z_{\theta 1}$	$\log z_y$	H/y_H (H_e/y_e)
10.0	12.3816	12.2379	2.8693	12.3748	9.8745	9.8744	2.4673	2.7674	0.0042
9.8	12.0342	11.9897	2.8209	12.0266	9.5768	9.5767	2.4223	2.6922	0.0058
9.6	11.6913	11.7433	2.7697	11.6827	9.2816	9.2815	2.3768	2.6402	0.0081
9.4	11.3396	11.4925	2.7215	11.3300	8.9808	8.9807	2.3309	2.5921	0.0115
9.2	10.9940	11.2465	2.6700	10.9832	8.6845	8.6844	2.2845	2.5478	0.0161
9.0	10.6429	10.9954	2.6207	10.6308	8.3837	8.3834	2.2376	2.4910	0.0228
8.8	10.2975	10.7476	2.5710	10.2840	8.0870	8.0867	2.1902	2.4420	0.0318
8.6	9.9458	10.4939	2.5187	9.9306	7.7835	7.7832	2.1424	2.3915	0.0451
8.4	9.6064	10.2531	2.4711	9.5893	7.4939	7.4934	2.0941	2.3416	0.0622
8.2	9.2554	9.9997	2.4203	9.2362	7.1911	7.1905	2.0453	2.2923	0.0880
8.0	8.9112	9.7531	2.3694	8.8898	6.8955	6.8948	1.9961	2.2486	0.1227
7.8	8.5766	9.5151	2.3195	8.5526	6.6089	6.6081	1.9464	2.1878	0.1673
7.6	8.2309	9.2674	2.2723	8.2039	6.3125	6.3115	1.8963	2.1407	0.2339
7.4	7.8876	9.0211	2.2190	7.8573	6.0173	6.0160	1.8457	2.1073	0.3254
7.2	7.5453	8.7759	2.1690	7.5114	5.7233	5.7217	1.7947	2.0538	0.4515
7.0	7.2118	8.5346	2.1217	7.1740	5.4353	5.4333	1.7432	1.9887	0.6140

续表 C.1.3-1

$\log H$	$\log \gamma_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{50}$	$\log \gamma_0$	$\log \beta_H$	$\log \beta_0$	$\log z_M$	$\log z_\gamma$	H/γ_H (H_0/γ_0)
6.8	6.8610	8.2819	2.0724	6.8184	5.1333	5.1308	1.6913	1.9420	0.8690
6.6	6.5299	8.0444	2.0221	6.4822	4.8489	4.8458	1.6390	1.9137	1.1752
6.4	6.1935	7.8029	1.9667	6.1401	4.5589	4.5551	1.5862	1.8433	1.6088
6.2	5.8053	7.5224	1.9164	5.7440	4.2272	4.2221	1.5330	1.7861	2.4814
6.0	5.5160	7.3131	1.8727	5.4489	3.9747	3.9689	1.4794	1.7421	3.0479
5.8	5.1819	7.0726	1.8225	5.1067	3.6869	3.6798	1.4253	1.6906	4.1505
5.6	4.8525	6.8339	1.7730	4.7678	3.4023	3.3935	1.3709	1.6403	5.5911
5.4	4.5231	6.5952	1.7234	4.4289	3.1176	3.1071	1.3160	1.5900	7.5318
5.2	4.2164	6.3709	1.6775	4.1122	2.8506	2.8383	1.2607	1.5482	9.6294
5.0	3.8811	6.1286	1.6238	3.7637	2.5615	2.5464	1.2051	1.4921	13.1492
4.8	3.5693	5.9001	1.5743	3.4391	2.2895	2.2716	1.1490	1.4405	17.0098
4.6	3.2377	5.6568	1.5245	3.0917	2.0016	1.9795	1.0925	1.3932	23.0303
4.4	2.9248	5.4271	1.4765	2.7624	1.7284	1.7021	1.0356	1.3501	29.8676
4.2	2.6178	5.2011	1.4262	2.4374	1.4602	1.4293	0.9783	1.3069	38.2120
4.0	2.3079	4.9728	1.3763	2.1072	1.1892	1.1526	0.9206	1.2610	49.2153
3.8	2.0088	4.7509	1.3270	1.7867	0.9260	0.8833	0.8626	1.2096	61.8301

续表 C.1.3-1

$\log H$	$\log \gamma_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{NO}$	$\log \gamma_0$	$\log \beta_H$	$\log \beta_0$	$\log z_H$	$\log z_\gamma$	H/γ_H (H_γ/γ_γ)
3.6	1.7107	4.5250	1.2869	1.4655	0.6626	0.6128	0.8041	1.1645	77.4997
3.4	1.4046	4.2994	1.2038	1.1314	0.3936	0.3347	0.7453	1.1182	98.9464
3.2	1.1127	4.0772	1.1795	0.8114	0.1345	0.0662	0.6861	1.0706	122.2644
3.0	0.8136	3.8482	1.1381	0.4794	-0.1305	-0.2108	0.6265	0.9879	153.6031
2.8	0.5459	3.6422	1.0929	0.1829	-0.3721	-0.4614	0.5666	0.9411	179.5147
2.6	0.2618	3.4234	1.0419	-0.1375	-0.6265	-0.7292	0.5062	0.8938	217.8713
2.4	-0.0197	3.2037	0.9963	-0.4588	-0.8793	-0.9972	0.4456	0.8403	262.8452
2.2	-0.2936	2.9897	0.9482	-0.7742	-1.1268	-1.2606	0.3845	0.7897	311.6018
2.0	-0.5664	2.7725	0.9005	-1.0915	-1.3742	-1.5266	0.3231	0.7402	368.4682
1.8	-0.8240	2.5675	0.8538	-1.3924	-1.6104	-1.7790	0.2614	0.6924	420.7266
1.6	-1.0983	2.3480	0.8036	-1.7236	-1.8592	-2.0529	0.1993	0.6396	499.2292
1.4	-1.3421	2.1474	0.7604	-2.0100	-2.0867	-2.2967	0.1368	0.6031	552.2046
1.2	-1.5924	1.9406	0.7159	-2.3117	-2.3190	-2.5504	0.0741	0.5514	620.0119
1.0	-1.8441	1.7322	0.6688	-2.6212	-2.5525	-2.8090	0.0109	0.4999	698.3932
0.8	-2.0995	1.5204	0.6181	-2.9449	-2.7888	-3.0769	-0.0525	0.4468	793.4143
0.6	-2.3334	1.3208	0.5747	-3.2308	-3.0104	-3.3199	-0.1163	0.4038	857.8276

续表 C.1.3-1

$\log H$	$\log \gamma_H$	$\log M_{\max}$	$\log \tau_{100}$	$\log \gamma_0$	$\log \theta_H$	$\log \theta_0$	$\log \alpha_M$	$\log \alpha_\gamma$	H/γ_H (H/γ_s)
0.4	-2.5806	1.1118	0.5249	-3.5514	-3.2412	-3.5853	-0.1805	0.3494	956.3129
0.2	-2.8068	0.9131	0.4845	-3.8286	-3.4579	-3.8231	-0.2449	0.3123	1015.7808
0.0	-3.0392	0.7106	0.4422	-4.1257	-3.6790	-4.0736	-0.3097	0.2643	1094.4603
-0.2	-3.2710	0.5082	0.3957	-4.4278	-3.8997	-4.3268	-0.3748	0.2213	1177.6060
-0.4	-3.4989	0.3067	0.3507	-4.7257	-4.1179	-4.5773	-0.4402	0.1674	1255.7408
-0.6	-3.7338	0.1029	0.2977	-5.0548	-4.3408	-4.8470	-0.5059	0.1093	1360.8179
-0.8	-3.9489	-0.0954	0.2554	-5.3219	-4.5506	-5.0790	-0.5720	0.0810	1408.9643
-1.0	-4.1712	-0.2962	0.2060	-5.6196	-4.7652	-5.3305	-0.6383	0.0258	1483.2010
-1.2	-4.3900	-0.4971	0.1722	-5.9145	-4.9774	-5.5774	-0.7050	-0.0238	1548.8166
-1.4	-4.6082	-0.6975	0.1258	-6.2108	-5.1894	-5.8270	-0.7719	-0.0679	1615.1022
-1.6	-4.8241	-0.8978	0.0899	-6.5045	-5.3998	-6.0743	-0.8392	-0.1213	1675.3286
-1.8	-5.0429	-1.1000	0.0334	-6.8189	-5.6123	-6.3367	-0.9067	-0.1586	1749.4438
-2.0	-5.2561	-1.3003	-0.0110	-7.1136	-5.8210	-6.5847	-0.9745	-0.2099	1803.4329
-2.2	-5.4655	-1.4993	-0.0499	-7.3942	-6.0271	-6.8213	-1.0427	-0.2679	1842.8925
-2.4	-5.6805	-1.7002	-0.1007	-7.7157	-6.2370	-7.0873	-1.1111	-0.3142	1907.6557
-2.6	-5.8872	-1.9003	-0.1450	-7.9825	-6.4414	-7.3197	-1.1797	-0.3400	1937.3139

续表 C.1.3-1

$\log H$	$\log \gamma_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{50}$	$\log \gamma_0$	$\log \theta_H$	$\log \theta_0$	$\log z_M$	$\log z_r$	H/γ_H (H_r/γ_r)
-2.8	-6.0964	-2.0998	-0.1895	-8.2774	-6.6475	-7.5676	-1.2487	-0.3897	1978.7913
-3.0	-6.3047	-2.2999	-0.2340	-8.5732	-6.8530	-7.8154	-1.3179	-0.4451	2016.9726
-3.2	-6.5148	-2.5006	-0.2786	-8.8977	-7.0597	-8.0816	-1.3874	-0.5020	2064.4292
-3.4	-6.7207	-2.7003	-0.3233	-9.1876	-7.2636	-8.3241	-1.4572	-0.5394	2092.6664
-3.6	-6.9250	-2.9005	-0.3682	-9.4541	-7.4664	-8.5582	-1.5272	-0.5837	2113.4890
-3.8	-7.1322	-3.1008	-0.4130	-9.7718	-7.6712	-8.8212	-1.5975	-0.6348	2148.8198
-4.0	-7.3357	-3.3006	-0.4580	-10.0446	-7.8735	-9.0551	-1.6680	-0.6751	2166.2072
-4.2	-7.5414	-3.5004	-0.5030	-10.3679	-8.0773	-9.3166	-1.7388	-0.7214	2194.8255
-4.4	-7.7442	-3.7003	-0.5481	-10.6318	-8.2792	-9.5499	-1.8099	-0.7677	2209.0218
-4.6	-7.9479	-3.9007	-0.5933	-10.9274	-8.4816	-9.7984	-1.8811	-0.8141	2227.9221
-4.8	-8.1526	-4.1005	-0.6385	-11.2594	-8.6847	-10.0674	-1.9527	-0.8787	2252.1639
-5.0	-8.3543	-4.3009	-0.6838	-11.5170	-8.8858	-10.2953	-2.0245	-0.9331	2260.9971
-5.2	-8.5577	-4.5008	-0.7291	-11.8404	-9.0881	-10.5584	-2.0965	-0.9736	2278.7674
-5.4	-8.7592	-4.7004	-0.7745	-12.1008	-9.2891	-10.7879	-2.1687	-1.0002	2286.6516
-5.6	-8.9611	-4.9003	-0.8199	-12.3847	-9.4904	-11.0306	-2.2412	-1.0696	2296.6774
-5.8	-9.1644	-5.1006	-0.8653	-12.7454	-9.6925	-11.3121	-2.3139	-1.1261	2314.1953

续表 C.1.3-1

$\log H$	$\log y_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{M0}$	$\log y_0$	$\log \theta_H$	$\log \theta_0$	$\log z_M$	$\log z_y$	H/y_H (H_c/y_c)
-6.0	-9.3656	-5.3010	-0.9108	-13.0195	-9.8934	-11.5493	-2.3868	-1.1696	2320.5985
-6.2	-9.5667	-5.5007	-0.9563	-13.2805	-10.0941	-11.7825	-2.4599	-1.2057	2326.4836
-6.4	-9.7681	-5.7010	-1.0018	-13.5879	-10.2950	-12.0309	-2.5333	-1.2587	2333.9954
-6.6	-9.9694	-5.9005	-1.0473	-13.8848	-10.4959	-12.2801	-2.6068	-1.3043	2340.9924
-6.8	-10.1705	-6.1008	-1.0929	-14.1799	-10.6966	-12.5279	-2.6806	-1.3540	2346.9293
-7.0	-10.3716	-6.3003	-1.1384	-14.4791	-10.8973	-12.7770	-2.7546	-1.4084	2352.8812
-7.2	-10.5724	-6.5007	-1.1839	-14.7743	-11.0979	-13.0246	-2.8288	-1.4593	2357.2194
-7.4	-10.7733	-6.7010	-1.2295	-15.0718	-11.2985	-13.2751	-2.9032	-1.4955	2362.1094
-7.6	-10.9740	-6.9005	-1.2750	-15.3718	-11.4990	-13.5222	-2.9777	-1.5671	2365.9197
-7.8	-11.1747	-7.1010	-1.3205	-15.6678	-11.6994	-13.7714	-3.0525	-1.6104	2369.7362
-8.0	-11.3752	-7.3010	-1.3660	-15.9655	-11.8998	-14.0195	-3.1275	-1.6648	2372.4660

注: H ——水平力(kN); y_H ——桩顶位移(m); M_{\max} ——最大弯矩(kN·m); z_{M0} ——弯矩零点离泥面深度(m); y_0 ——泥面位移(m); θ_H ——桩顶转角(Rad); θ_0 ——泥面转角(Rad); z_M ——最大弯矩离泥面深度(剪力零点)(m); z_y ——位移零点离泥面深度(m)。

桩顶无转动标准桩的内力和变形

表 C.1.3-2

$\log H$	$\log \gamma_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{40}$	$\log \gamma_0$	$\log \delta_H$	$\log \theta_0$	$\log z_{30}$	$\log z_7$	H/γ_H (H_0/γ_0)
7.0	6.4178	6.2695	8.5406	4.0233	7.9478	2.0483	1.7316	1.8839	3.8212
6.8	6.0906	5.9578	8.2788	3.7801	7.7246	1.9995	1.6890	1.8449	5.1218
6.6	5.7627	5.6436	8.0216	3.5380	7.4954	1.9517	1.6460	1.8061	6.8755
6.4	5.4347	5.3274	7.7684	3.2967	7.2616	1.9048	1.6025	1.7672	9.2314
6.2	5.1072	5.0100	7.5188	3.0562	7.0244	1.8586	1.5585	1.7282	12.3813
6.0	4.7807	4.6919	7.2723	2.8163	6.7851	1.8129	1.5140	1.6887	16.5691
5.8	4.4556	4.3735	7.0286	2.5769	6.5447	1.7675	1.4689	1.6487	22.1015
5.6	4.1323	4.0553	6.7872	2.3378	6.3043	1.7224	1.4233	1.6079	29.3582
5.4	3.8111	3.7376	6.5480	2.0991	6.0645	1.6773	1.3770	1.5664	38.8026
5.2	3.4925	3.4207	6.3105	1.8605	5.8262	1.6321	1.3300	1.5239	50.9925
5.0	3.1766	3.1049	6.0746	1.6220	5.5900	1.5869	1.2824	1.4805	66.5886
4.8	2.8637	2.7903	5.8400	1.3834	5.3563	1.5414	1.2339	1.4360	86.3617
4.6	2.5539	2.4771	5.6065	1.1448	5.1254	1.4957	1.1847	1.3905	111.1978
4.4	2.2474	2.1653	5.3740	0.9058	4.8977	1.4497	1.1346	1.3440	142.1013
4.2	1.9443	1.8548	5.1424	0.6666	4.6732	1.4033	1.0837	1.2964	180.1957
4.0	1.6445	1.5457	4.9115	0.4269	4.4519	1.3565	1.0318	1.2479	226.7253

续表 C.1.3-2

$\log H$	$\log y_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{\text{iso}}$	$\log y_0$	$\log \beta_H$	$\log \beta_0$	$\log z_W$	$\log z_y$	H/y_H (H_x/y_x)
3.8	1.3481	1.2378	4.6814	0.1868	4.2337	1.3094	0.9789	1.1985	283.0581
3.6	1.0551	0.9308	4.4520	-0.0539	4.0185	1.2618	0.9250	1.1482	350.6933
3.4	0.7652	0.6246	4.2234	-0.2952	3.8057	1.2140	0.8700	1.0973	431.2794
3.2	0.4785	0.3188	3.9955	-0.5373	3.5950	1.1659	0.8138	1.0458	526.6449
3.0	0.1946	0.0131	3.7686	-0.7801	3.3858	1.1175	0.7564	0.9939	638.8516
2.8	-0.0866	-0.2930	3.5427	-1.0237	3.1773	1.0690	0.6977	0.9418	770.2752
2.6	-0.3655	-0.6001	3.3180	-1.2683	2.9687	1.0204	0.6376	0.8897	923.7250
2.4	-0.6424	-0.9086	3.0947	-1.5138	2.7591	0.9718	0.5762	0.8379	1102.6140
2.2	-0.9177	-1.2191	2.8729	-1.7603	2.5473	0.9234	0.5133	0.7865	1311.1957
2.0	-1.1917	-1.5325	2.6531	-2.0078	2.3323	0.8753	0.4488	0.7359	1554.8912
1.8	-1.4532	-1.8322	2.4295	-2.2540	2.1087	0.8350	0.3864	0.6930	1791.5627
1.6	-1.7109	-2.1323	2.2119	-2.4982	1.9018	0.7843	0.3234	0.6447	2045.9735
1.4	-1.9647	-2.4312	1.9954	-2.7423	1.6976	0.7350	0.2605	0.5964	2315.6451
1.2	-2.2147	-2.7289	1.7800	-2.9861	1.4957	0.6870	0.1978	0.5482	2598.4598
1.0	-2.4612	-3.0254	1.5636	-3.2298	1.2958	0.6400	0.1352	0.5001	2892.0114
0.8	-2.7043	-3.3208	1.3522	-3.4733	1.0977	0.5939	0.0727	0.4522	3193.6844

续表 C.1.3-2

$\log H$	$\log \gamma_H$	$\log M_{\text{max}}$	$\log z_{50}$	$\log \gamma_0$	$\log \beta_H$	$\log \beta_0$	$\log z_M$	$\log z_T$	H/γ_H (H_0/γ_0)
0.6	-2.9442	-3.6151	1.1397	-3.7166	0.9012	0.5485	0.0102	0.4045	3500.7412
0.4	-3.1810	-3.9084	0.9281	-3.9597	0.7058	0.5037	-0.0522	0.3570	3810.4126
0.2	-3.4149	-4.2007	0.7174	-4.2027	0.5114	0.4592	-0.1146	0.3099	4119.9885
0.0	-3.6461	-4.4921	0.5075	-4.4455	0.3177	0.4149	-0.1770	0.2631	4426.9029
-0.2	-3.8748	-4.7826	0.2984	-4.6881	0.1244	0.3706	-0.2394	0.2167	4728.8115
-0.4	-4.1010	-5.0723	0.0899	-4.9305	-0.0688	0.3261	-0.3019	0.1708	5023.6572
-0.6	-4.3251	-5.3612	-0.1178	-5.1728	-0.2622	0.2813	-0.3645	0.1254	5309.7246
-0.8	-4.5471	-5.6493	-0.3249	-5.4149	-0.4561	0.2359	-0.4272	0.0806	5585.6793
-1.0	-4.7672	-5.9368	-0.5314	-5.6568	-0.6506	0.1898	-0.4900	0.0363	5850.5945
-1.2	-4.9856	-6.2236	-0.7374	-5.8985	-0.8461	0.1428	-0.5530	-0.0073	6103.9645
-1.4	-5.2025	-6.5099	-0.9428	-6.1401	-1.0430	0.0948	-0.6161	-0.0502	6345.7068
-1.6	-5.4180	-6.7956	-1.1478	-6.3815	-1.2414	0.0455	-0.6794	-0.0924	6576.1544
-1.8	-5.6323	-7.0808	-1.3523	-6.6227	-1.4416	-0.0052	-0.7430	-0.1338	6796.0412
-2.0	-5.8455	-7.3655	-1.5565	-6.8637	-1.6439	-0.0225	-0.8073	-0.1743	7006.4818
-2.2	-6.0568	-7.6457	-1.7606	-7.1038	-1.8344	-0.0627	-0.8712	-0.2192	7190.7137
-2.4	-6.2671	-7.9285	-1.9639	-7.3441	-2.0320	-0.1030	-0.9353	-0.2621	7363.2238

续表 C.1.3-2

$\log H$	$\log y_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{50}$	$\log y_0$	$\log \theta_H$	$\log \theta_0$	$\log z_H$	$\log z_y$	H/y_H (H_v/y_v)
-2.6	-6.4768	-8.2114	-2.1670	-7.5845	-2.2298	-0.1435	-0.9997	-0.3049	7529.8790
-2.8	-6.6859	-8.4944	-2.3699	-7.8251	-2.4277	-0.1842	-1.0643	-0.3476	7690.1002
-3.0	-6.8945	-8.7776	-2.5727	-8.0659	-2.6257	-0.2250	-1.1291	-0.3901	7843.3212
-3.2	-7.1025	-9.0609	-2.7753	-8.3068	-2.8238	-0.2660	-1.1941	-0.4325	7988.9923
-3.4	-7.3099	-9.3443	-2.9777	-8.5479	-3.0221	-0.3071	-1.2594	-0.4748	8126.5835
-3.6	-7.5167	-9.6278	-3.1799	-8.7891	-3.2205	-0.3483	-1.3249	-0.5170	8255.5878
-3.8	-7.7230	-9.9114	-3.3820	-9.0305	-3.4190	-0.3897	-1.3906	-0.5591	8375.5242
-4.0	-7.9287	-10.1952	-3.5839	-9.2721	-3.6177	-0.4313	-1.4565	-0.6010	8485.9408
-4.2	-8.1338	-10.4791	-3.7856	-9.5138	-3.8165	-0.4730	-1.5227	-0.6428	8586.4175
-4.4	-8.3383	-10.7631	-3.9871	-9.7557	-4.0154	-0.5149	-1.5890	-0.6845	8676.5685
-4.6	-8.5423	-11.0472	-4.1885	-9.9977	-4.2144	-0.5569	-1.6556	-0.7261	8756.0453
-4.8	-8.7457	-11.3314	-4.3897	-10.2399	-4.4136	-0.5991	-1.7225	-0.7676	8824.5385
-5.0	-8.9485	-11.6158	-4.5907	-10.4823	-4.6129	-0.6414	-1.7893	-0.8089	8881.7798
-5.2	-9.1510	-11.9050	-4.7929	-10.7275	-4.8113	-0.6860	-1.8566	-0.8529	8932.9726
-5.4	-9.3532	-12.1933	-4.9936	-10.9717	-5.0105	-0.7287	-1.9240	-0.8951	8978.5044
-5.6	-9.5553	-12.4817	-5.1943	-11.2159	-5.2098	-0.7715	-1.9916	-0.9375	9022.4399

续表 C.1.3.-2

$\log H$	$\log y_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{M0}$	$\log y_0$	$\log \theta_H$	$\log \theta_0$	$\log z_M$	$\log z_y$	H/y_H (H_s/y_s)
-5.8	-9.7574	-12.7702	-5.3950	-11.4601	-5.4091	-0.8143	-2.0594	-0.9802	9064.7535
-6.0	-9.9593	-13.0587	-5.5956	-11.7044	-5.6084	-0.8570	-2.1274	-1.0232	9105.4204
-6.2	-10.1612	-13.3473	-5.7962	-11.9487	-5.8078	-0.8998	-2.1955	-1.0665	9144.4165
-6.4	-10.3629	-13.6359	-5.9968	-12.1930	-6.0072	-0.9426	-2.2639	-1.1100	9181.7191
-6.6	-10.5646	-13.9247	-6.1973	-12.4373	-6.2067	-0.9853	-2.3324	-1.1538	9217.3059
-6.8	-10.7662	-14.2135	-6.3978	-12.6817	-6.4062	-1.0281	-2.4010	-1.1979	9251.1559
-7.0	-10.9677	-14.5023	-6.5983	-12.9261	-6.6058	-1.0709	-2.4699	-1.2422	9283.2490
-7.2	-11.1691	-14.7912	-6.7987	-13.1705	-6.8054	-1.1137	-2.5389	-1.2868	9313.5661
-7.4	-11.3704	-15.0802	-6.9992	-13.4149	-7.0051	-1.1564	-2.6081	-1.3317	9342.0890
-7.6	-11.5717	-15.3692	-7.1995	-13.6594	-7.2048	-1.1992	-2.6775	-1.3769	9368.8007
-7.8	-11.7728	-15.6583	-7.3999	-13.9039	-7.4046	-1.2420	-2.7471	-1.4223	9393.6852
-8.0	-11.9739	-15.9475	-7.6002	-14.1484	-7.6044	-1.2848	-2.8168	-1.4680	9416.7274
-8.2	-12.1749	-16.2367	-7.8005	-14.3929	-7.8043	-1.3276	-2.8867	-1.5140	9437.9137
-8.4	-12.3758	-16.5260	-8.0007	-14.6375	-8.0042	-1.3704	-2.9568	-1.5602	9457.2311
-8.6	-12.5766	-16.8154	-8.2010	-14.8821	-8.2041	-1.4131	-3.0271	-1.6067	9474.6680
-8.8	-12.7773	-17.1048	-8.4011	-15.1267	-8.4041	-1.4559	-3.0975	-1.6535	9490.2139
-9.0	-12.9779	-17.3943	-8.6013	-15.3713	-8.6042	-1.4987	-3.1681	-1.7006	9503.8593

注: H ——水平力(kN); y_H ——桩顶位移(m); M_{\max} ——最大弯矩(kN·m); z_{M0} ——弯矩零点离泥面深度(m); y_0 ——泥面位移(m); θ_H ——桩顶转角(Rad); θ_0 ——泥面转角(Rad); z_M ——最大弯矩离泥面深度(剪力零点)(m); z_y ——位移零点离泥面深度(m)。

(5) 实际工程桩的桩身内力和变形根据标准桩在水平力 H_S 作用下查表得到的各项特征值按下列公式计算:

$$M_P = R_M M_S \quad (\text{C.1.3-9})$$

$$\gamma_P = R_\gamma \gamma_S \quad (\text{C.1.3-10})$$

$$\theta_P = R_\theta \theta_S \quad (\text{C.1.3-11})$$

$$Z_P = R_Z Z_S \quad (\text{C.1.3-12})$$

式中 M_P, M_S ——实际工程桩与标准桩的弯矩($\text{kN}\cdot\text{m}$);

γ_P, γ_S ——实际工程桩与标准桩的水平位移(m);

θ_P, θ_S ——实际工程桩与标准桩的转角(Rad);

Z_P, Z_S ——实际工程桩与标准桩的任一特征值的第一零点在泥面以下的深度(m)。

C.1.4 通过静载荷试验确定水平地基反力系数可按下列步骤进行:

(1) 测试试桩在水平力 H_P 作用下力作用点处的水平位移

γ_P ;

(2) 相应标准桩的比值 H_S/γ_S 可按下式计算:

$$\frac{H_S}{\gamma_S} = \left(\frac{R_Z^3}{R_{EI}} \frac{H_P}{\gamma_P} \right) \quad (\text{C.1.4-1})$$

式中 H_S ——标准桩的水平力(kN);

γ_S ——标准桩力作用点处的水平位移(m);

R_Z ——力作用点在泥面以上高度的相似系数;

R_{EI} ——抗弯刚度的相似系数。

(3) 根据比值 H_S/γ_S 查表确定的标准桩的水平力 H_S 与力作用点处的水平位移 γ_S 。当桩顶自由转动时查表 C.1.3-1, 当桩顶无转动时查表 C.1.3-2。

(4) 试桩在水平力作用下的水平地基反力系数可按下式计算:

$$(k_N)_P = \left(\frac{R_{EI}^{1/2}}{R_Z^4} \frac{H_P}{H_S} \right)^{2/3} \cdot \frac{(Bk_N)_S}{B_P} \quad (\text{C.1.4-2})$$

式中 $(Bk_N)_s$ ——标准桩的横向抗力系数,取 100kN/m^2 ;

B_p ——试桩的桩径或桩宽(m)。

(5)用同样的方法得到在不同的水平力 H_p 作用下的水平地基反力系数,其平均值即为该试桩地区的实测水平地基反力系数。

C.1.5 当无试桩资料时,水平地基反力系数可按下列方法取值。

C.1.5.1 对粘性土,水平地基反力系数可按下列式计算:

$$k_N = \frac{110\zeta}{(a - 0.2)^{1/2}} \quad (\text{C.1.5})$$

式中 ζ ——桩径或桩宽修正系数,当 $B < 0.4\text{m}$ 时,

$$\zeta = \left(0.7 + \frac{0.05}{B^2}\right) \text{ 当 } B \geq 0.4\text{m} \text{ 时 } \zeta = 1;$$

a ——土的压缩系数($1/\text{MPa}$)。

C.1.5.2 对砂性土和填土,水平地基反力系数可按表 C.1.5 采用。

砂性土和填土的水平地基反力系数 k_N 表 C.1.5

地基土类别	$k_N(\text{kN/m}^2)$
松散粉细砂、松散填土	150 ~ 220
稍密细砂、稍密或中密填土	220 ~ 350
中密的中粗砂、密实老填土	350 ~ 700

C.1.6 当地基土成层时, k_N 可采用泥面下位移零点深度范围内各土层 k_N 的加权平均值。

C.1.7 设计中应将水平力标准值产生的桩身最大弯矩乘以分项系数 1.4,作为最大弯矩的设计值。

C.2 P — Y 曲线法

C.2.1 不排水抗剪强度标准值 C_u 小于等于 96kPa 的软粘土,在非往复荷载作用下 P — Y 曲线可按下列规定确定。

C.2.1.1 桩侧单位面积的极限水平土抗力标准值,可按下列

公式计算:

(1) 当 $Z < Z_r$:

$$P_u = 3C_u + \gamma Z + \frac{\zeta C_u Z}{d} \quad (\text{C.2.1-1})$$

(2) 当 $Z \geq Z_r$:

$$P_u = 9C_u \quad (\text{C.2.1-2})$$

$$Z_r = \frac{6C_u d}{\gamma_d + \zeta C_u} \quad (\text{C.2.1-3})$$

式中 P_u ——泥面以下 Z 深度处桩侧单位面积极限水平土抗力标准值(kPa);

C_u ——原状粘土不排水抗剪强度标准值(kPa);

γ ——土的重度(kN/m³);

Z ——泥面以下桩的任意深度(m);

ζ ——系数,取 0.25 ~ 0.5;

d ——桩径或桩宽(m);

Z_r ——极限水平土抗力转折点的深度(m)。

C.2.1.2 软粘土中桩的 P — Y 曲线可按下列公式计算确定:

(1) 当 $Y/Y_{50} < 8$:

$$P = 0.5 \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{1/3} \quad (\text{C.2.1-4})$$

$$Y_{50} = \rho \epsilon_{50} d \quad (\text{C.2.1-5})$$

(2) 当 $Y/Y_{50} \geq 8$:

$$\frac{P}{P_u} = 1.0 \quad (\text{C.2.1-6})$$

式中 P ——泥面以下 Z 深度处作用于桩上的水平土抗力标准值(kPa);

Y ——泥面以下 Z 深度处桩的侧向水平变形(mm);

Y_{50} ——桩周土达极限水平抗力之半时,相应桩的侧向水平变形(mm);

ρ ——相关系数,取 2.5;

ϵ_{50} ——三轴仪试验中最大主应力差一半时的应变值。对饱和度和较大的软粘土,也可取无侧限抗压强度 q_u 一半时的应变值。

C.2.1.3 当无试验资料时, ϵ_{50} 可按表 C.2.1 采用。

ϵ_{50} 值

表 C.2.1

C_u (kPa)	ϵ_{50}	C_u (kPa)	ϵ_{50}	C_u (kPa)	ϵ_{50}
12 ~ 24	0.020	24 ~ 48	0.010	48 ~ 96	0.007

C.2.2 对 C_u 大于 96kPa 的硬粘土,宜按试桩资料绘制 $P-Y$ 曲线。

C.2.3 砂土单位桩长的极限水平土抗力 P'_u , 可按下列公式计算:

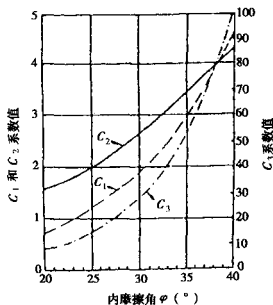


图 C.2.3 随着 φ 而变化的系数

(1) $Z < Z_r$ 时:

$$P'_u = (C_1 Z + C_2 d) \gamma Z \quad (\text{C.2.3-1})$$

(2) 当 $Z \geq Z_r$ 时:

$$P'_u = C_3 d \gamma Z \quad (\text{C.2.3-2})$$

式中 P'_u ——泥面以下 Z 深度处单位桩长的极限水平土抗力标准值(kN/m);

C_1 、 C_2 、 C_3 ——系数。

(3) C_1 、 C_2 和 C_3 可按图 C.2.3 确定。

联立求解式(C.2.3-1)与式(C.2.3-2),可得浅层土与深层土分界线深度 Z_r 。

C.2.4 砂土中桩的 $P-Y$ 曲线,在缺乏现场试验资料时,可按下列公式确定:

$$P = \psi \cdot P'_{uth} \left[\frac{KZ}{\psi P_u} Y \right] \quad (\text{C.2.4-1})$$

$$\psi = \left(3.0 - 0.8 \frac{Z}{d} \right) \geq 0.9 \quad (\text{C.2.4-2})$$

式中 P ——泥面以下 Z 深度处作用于桩上的水平土抗力标准值(kN/m);

ψ ——计算系数;

K ——土抗力的初始模量。

土抗力的初始模量可按图 C.2.4 确定。

C.2.5 在水平力作用下,群桩中桩的中心距小于 8 倍桩径,桩的入土深度在小于 10 倍桩径以内的桩段,应考虑群桩效应。在非往复水平荷载作用下,距荷载作用点最远的桩按单桩计算。其余各桩应考虑群桩效应。其 $P-Y$ 曲线中的土抗力 P 在无试桩资料时,对于粘性土的土抗力折减系数可按下式进行计算:

$$\lambda_h = \left(\frac{\frac{S_0}{d} - 1}{7} \right)^{0.043 \left(10 - \frac{Z}{d} \right)} \quad (\text{C.2.5})$$

式中 λ_h ——土抗力的折减系数;

S_0 ——桩距(m)。

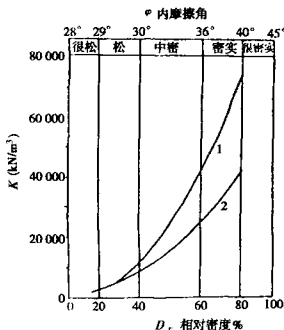


图 C.2.4 K 值曲线

1-水上;2-水下

C.2.6 桩在泥面下的内力和变形,可采用 $P-Y$ 曲线的无量纲迭代法或有限差分法进行计算。当求解码头排架,由 $P-Y$ 曲线求 P 时,此时桩的变形 Y 值应为全部荷载组合后的总变形。

C.2.7 设计中应将由水平力(包括土抗力)标准值产生的桩身最大弯矩乘以综合分项系数 1.4,作为最大弯矩设计值。

C.3 m 法

C.3.1 m 法假设土的水平地基抗力系数随深度呈线性增加,即:

$$K = mZ \quad (\text{C.3.1})$$

式中 K ——土的地基抗力系数(kN/m^3);

m ——土的地基抗力系数随深度增长的比例系数(kN/m^4);

Z ——计算点的深度(m)。

m 值宜通过单桩水平静荷载试验确定,当无试桩资料时,可按表 C.3.1 采用。

土的 m 值

表 C.3.1

序 号	地 基 土 类 别	混凝土桩、钢桩	
		m 值 (kN/m^4)	相应单桩在地面处水平位移 (mm)
1	淤泥, 淤泥质土	2000 ~ 4500	10
2	流塑 ($I_L > 1$)、软塑 ($0.75 < I_L \leq 1$) 状粘性土、 $e > 0.9$ 粉土、松散粉细砂、松散填土	4500 ~ 6000	10
3	可塑 ($0.25 < I_L \leq 0.75$) 状粘性土、 $e = 0.7 \sim 0.9$ 粉土、稍密或中密填土、稍密细砂	6000 ~ 10000	10
4	硬塑 ($0 < I_L \leq 0.25$) 坚硬 ($I_L \leq 0$) 状粘土、 $e < 0.7$ 粉土、中密的中粗砂、密实老填土	10000 ~ 22000	10

注: 当水平位移大于列表数值时, m 值应适当降低。

C.3.2 在水平力和力矩作用下, 弹性长桩的桩身变形和弯矩, 可按下列规定确定。

C.3.2.1 桩顶可自由转动时, 桩身变形可按下列公式计算:

$$Y = \frac{H_0 T^3}{E_p I_p} A_y + \frac{M_0 T^2}{E_p I_p} B_y \quad (\text{C.3.2-1})$$

$$M = H_0 T A_m + M_0 B_m \quad (\text{C.3.2-2})$$

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{m b_0} \right)^{1/5} \quad (\text{C.3.2-3})$$

$$Z_m = \bar{h} T \quad (\text{C.3.2-4})$$

$$M_{\max} = M_0 C_2 \quad (\text{C.3.2-5})$$

$$\text{或 } M_{\max} = H_0 T D_2 \quad (\text{C.3.2-6})$$

式中 Y ——桩身在泥面或泥面以下的变形(m);

H_0 ——作用在泥面处的水平荷载(kN);

T ——桩的相对刚度系数(m);

E_p ——桩材料的弹性模量(kN/m²);

I_p ——桩截面的惯性矩(m⁴);

A_y, B_y, A_m, B_m ——分别为变形和弯矩的无量纲系数。按附表 C.3.2确定;

M_0 ——作用在泥面处的弯矩(kN·m);

m ——桩侧地基土的水平抗力系数随深度增长的比例系数(kN/m⁴);

b_0 ——桩的换算宽度(m), b_0 取 $2d$ 。 d 为桩受力面的桩宽或桩径;

Z_m ——桩身最大弯矩距泥面深度(m);

\bar{h} ——换算深度(m), 根据 $C_1 = \frac{M_0}{H_0 T}$ 或 $D_1 = \frac{H_0 T}{M_0}$ 按表

C.3.2查得;

M_{\max} ——桩身最大弯矩(kN·m);

C_2, D_2 ——无量纲系数, 根据换算深度按表 C.3.2 中查得。

C.3.2.2 桩顶无转动且自由长度为零时, 桩身变形和弯矩可按下列公式计算:

$$Y = (A_y - 0.93 B_y) \frac{H_0 T^3}{E_p I_p} \quad (\text{C.3.2-7})$$

$$M = (A_m - 0.93 B_m) H_0 T \quad (\text{C.3.2-8})$$

C.3.3 当地基成层时, m 采用地面以下 $1.8T$ 深度范围内各土层 m 的加权平均值。

C.3.4 设计中应由水平力(包括土抗力)标准值产生的桩身最大弯矩, 乘以综合作用分项系数 1.4 作为最大弯矩设计值。

m 法计算用无量纲系数表

表 C.3.2

换算深度 $\bar{h} = Z/T$	A_y	B_y	A_m	B_m	A_ϕ	B_ϕ	C_1	D_1	C_2	D_2
0.0	2.441	1.621	0	1	-1.621	-1.751	∞	0	1	∞
0.1	2.279	1.451	0.100	1	-1.616	-1.651	131.252	0.008	1.001	131.318
0.2	2.118	1.291	0.197	0.998	-1.601	-1.551	34.186	0.029	1.004	34.317
0.3	1.959	1.141	0.290	0.994	-1.577	-1.451	15.544	0.064	1.012	15.738
0.4	1.803	1.001	0.377	0.986	-1.543	-1.352	8.781	0.114	1.029	9.037
0.5	1.650	0.870	0.458	0.975	-1.502	-1.254	5.539	0.181	1.057	5.856
0.6	1.503	0.750	0.529	0.959	-1.452	-1.157	3.710	0.270	1.101	4.138
0.7	1.360	0.639	0.592	0.938	-1.396	-1.062	2.566	0.390	1.169	2.999
0.8	1.224	0.537	0.646	0.913	-1.334	-0.971	1.791	0.558	1.274	2.282
0.9	1.094	0.445	0.689	0.884	-1.267	-0.880	1.238	0.808	1.441	1.784
1.0	0.970	0.361	0.723	0.851	-1.196	-0.793	0.824	1.213	1.728	1.424
1.1	0.854	0.286	0.747	0.814	-1.123	-0.710	0.503	1.988	2.299	1.157
1.2	0.746	0.219	0.762	0.774	-1.047	-0.630	0.246	4.071	3.876	0.952
1.3	0.645	0.160	0.768	0.732	-0.971	-0.555	0.034	29.58	23.438	0.792
1.4	0.552	0.108	0.765	0.687	-0.894	-0.484	-0.145	-6.906	-4.596	0.666
1.6	0.388	0.024	0.737	0.594	-0.743	-0.356	-0.434	-2.305	-1.128	0.480
1.8	0.254	-0.036	0.685	0.499	-0.601	-0.247	-0.665	-1.503	-0.530	0.353
2.0	0.147	-0.076	0.614	0.407	-0.471	-0.158	-0.865	-1.156	-0.304	0.263
3.0	-0.087	-0.095	0.193	0.076	-0.070	0.063	-1.893	-0.528	-0.026	0.049
4.0	-0.108	-0.015	0	0	-0.0003	0.085	-0.045	-22.500	0.011	0

注:本表适用与桩端置于非岩石土中或支立于岩石面上的弹性长桩。

附加说明

本局部修订主编单位、参加单位 和主要起草人名单

主 编 单 位：中港第三航务工程局科学研究所

参 加 单 位：长沙交通学院

主要起草人：叶万灵 韩理安

 时蓓玲 刘利平

中华人民共和国行业标准

《港口工程桩基规范》(JTJ254—98)

局 部 修 订

(桩的水平承载力设计)

条 文 说 明

修 订 说 明

本次局部修订是根据交通部交基发[1996]1091号文的通知要求进行的。主编单位为中港第三航务工程局科学研究所,参加单位为长沙交通学院。

本次局部修订过程中,总结了国内、外港口工程桩基设计、计算方法,进行了大量现场试验和专题研究,并结合我国的实际情况,对桩基在水平力作用下的计算方法进行了补充和修改。本局部修订在广泛征求意见的基础上,经反复修改后,于2000年5月完成了送审稿。

本局部修订各章及附录的编写人员分工如下:

第4章	叶万灵	时蓓玲	韩理安	刘利平
第11章	叶万灵			
附录C	时蓓玲	叶万灵		
本局部修订总校人员	李永恒	杨松泉	王小萍	叶万灵
	严忠英	韩理安	王 林	刘继辉

本局部修订于2000年9月4日通过部审,2000年12月25日发布,2001年5月1日起实施。

目 次

4 承载力	39
4.1 一般要求	39
4.2 垂直承载力	40
4.3 水平力作用下桩的计算	41
11 水平静载荷试验	44
11.1 一般要求	44
11.3 静载荷试验	44
附录 C 承受水平力的桩身内力和变形计算	46

4 承载力

4.1 一般要求

4.1.1 原条文只考虑了桩基承受垂直荷载时可按单桩设计的条件,而对桩基承受水平荷载时可按单桩设计的条件未予考虑。美国、德国、波兰、挪威、日本等国家桩基规范和国内外众多学者的研究结果,绝大多数把水平承载桩群桩效应纵向临界桩距取为 8 倍桩径或桩宽,也有取为 6 倍桩径或桩宽的。试验结果和理论分析也表明,土质、桩径等对群桩效应临界桩距的影响较大。因此群桩效应临界桩距随桩、土条件的不同而在一定范围内变化。条文规定取 6~8 倍桩径桩宽作为水平承载桩群桩效应纵向临界桩距,对砂土中的桩或直径较大的桩取小值,对粘性土中的桩或直径较小的桩取大值。

4.1.2 水平承载桩是相对原条文的垂直承载桩而言,是指承载水平力的直桩。将桩端打入较硬土层并进入一定深度,对提高桩的承载力有显著作用,这已为大量工程实践所证实。

桩端进入持力层深度的规定,是避免桩端进入持力层过浅。上述规定是根据港口工程多年实践经验制定的。按目前所具备的打桩设备,上述规定一般是可以达到的。

试验证明,桩端阻力随着桩进入硬土层的深度增加而增加,但超过某一深度(即临界深度)后,端阻力不再随进深而增加,基本上接近一常数。工民建桩基规范规定砂土、碎石土临界深度为 3~6 倍桩径,粉土和粘性土为 5~10 倍桩径;同济大学试验得出在硬粘土的临界深度为 7 倍桩径。随着硬土层上面覆盖压力的改变和桩径的不同,临界深度也将有所变化。

4.1.3 同一桩台基桩桩端打入软硬不同土层,桩台将产生不均匀沉降,有可能造成基桩、桩台(横梁)损坏,甚至影响流动机械正常使用。

4.2 垂直承载力

4.2.2 原规范规定由试桩确定承载力时安全系数取 1.7~2.0。本次修订采用分项系数表达的以概率理论为基础的极限状态设计法,对所收集的 109 根试桩、45 组小子样资料经可靠度分析并结合工程经验,取桩承载力分项系数 γ_R 为 1.30,对于地质条件复杂工程,以及永久作用所占比例较大的工程,考虑到永久作用对变形不利影响,为安全计将 γ_R 可提高到 1.40,其可靠指标 β 值为 3.9~4.0 左右。

4.2.4 近年来随着港口工程建设的发展,原规范所给按经验参数法确定桩承载力的入土最深为 27m 已不能满足实际工程的需要,修订时将桩的入土深度增加到 40m。其他修订的内容有:加密了侧桩土层分档密度;加密了土状态的分类密度;增加了粉细砂稍密和中粗砂的桩侧与桩端极限阻力的标准值;土的名称根据新的分类标准进行调整。

表中的经验参数,是根据 186 根预制混凝土挤土桩(带桩尖)的试桩资料,经统计分析得出的。验算表明,当采用上限(大值)计算时,试桩值与计算值之比的平均值为 1.282,变异系数为 0.356;当采用下限(小值)计算时,平均值为 1.441,变异系数为 0.294。

原规范规定按经验参数法确定桩的承载力时安全系数取 2.0。对桩侧和桩端阻力经验值,经可靠度分析并优化,得到桩承载力分项系数 γ_R 为 1.45,对于地质条件复杂或永久作用所占比例较大的工程, γ_R 可提高到 1.55,其可靠指标 β 值在 3.5 左右。

4.2.6 开口钢管桩垂直承载力涉及桩端土闭塞效应,情况较复杂,一般需通过静载荷试桩确定承载力。但有的工程桩数不多,且桩径小,试桩难以实现。宝钢、南京炼油厂等工程中对不同直径的开口钢管桩进行了试验研究,得出桩径小于 $\phi 600\text{mm}$ 时,桩端土闭

塞效应可以得到充分发挥。

4.2.7 收集了粘性土 35 根、砂土 6 根抗拔桩试桩资料,共计 41 个样本,以及相应的抗压桩对比试验,分别计算了各桩抗拔、抗压侧阻力对比值 ξ 。统计结果,粘性土均值为 0.735,变异系数 0.17,砂土均值为 0.437,变异系数为 0.21。综合考虑各种因素,本规范规定:粘性土 ξ 取 0.7~0.8,砂土由于样本较少,结合过去经验 ξ 取 0.5~0.6。

4.2.8 检查是保证桩承载力重要环节,检测桩垂直承载力宜采用高应变动力试验法。

4.2.10 港口工程中的群桩,一般为高桩台,桩的间距较大,一般大于 $3d$ (d 为桩的直径或边长),所以规范中推荐承载力设计时仍采用群桩折减系数的概念。工民建规范中的群桩是承台着地的低桩台,设计以变形控制为主,桩土共同承担外荷。而高桩码头垂直变形计算目前尚无成熟方法,码头的容许变形统计资料很少,还难以确定。故规范仍以承载力控制为主,采用群桩折减系数。

4.3 水平力作用下桩的计算

4.3.1 NL 法作为长桩的入土深度规定引自于日本规范的规定。

4.3.2.1 原规范在保留传统的 m 法基础上,增加了 $P-Y$ 曲线法。 $P-Y$ 曲线法是国外引进的一种非线性计算方法,考虑了桩、土作用的非线性,使用条件不受水平位移大小的限制,适应了桩基承受的荷载及产生的水平位移越来越大的需要。但该方法由于缺少现场试桩的资料,在使用范围存在一定局限性,同时在参数选取及数值计算方面也存在一定难度、可操作性较差。因此规定当有一定工程经验时可用此法计算。

我国某科研所通过多年来现场试验的资料积累和研究,完成了交通部下达的科研项目“桩的水平承载力实用非线性计算方法的研究”,并提出了一种新的非线性计算方法——NL 法。该法提出的土抗力计算公式是通过大量现场试桩实测桩身承受的土抗力,采用数理统计的方法得到的。这些试桩遍及了我国大部分的

沿海地区,包含了多种类型和尺寸的桩,可以较全面地反映我国的实际情况。该法确定计算参数所需的土质指标易于获得,且离散性较小。桩身内力和变形可根据查表及初等数学运算而直接获得。因此该法具有方便、可靠、有效的特点。

利用 NL 法对国内 39 根工程桩检验,其计算得到的力作用点处桩身位移和实测位移比较其样本数为 350,相关系数为 0.9845,变异系数为 0.2136。桩身最大弯矩的样本数为 298,相关系数为 0.9976,变异系数为 0.0975。该成果在 1999 年通过交通部鉴定。考虑到 NL 法计算方便、可操作性强的特点,因此在修订中把 NL 法作为计算的主要方法列入规范。

m 法属线弹性地基法。原规范认为当桩的泥面位移 $\leq 10\text{mm}$ 时误差较小,使用方便故予以保留。然而大量试验证明,在小位移时土也表现出较强的非线性,且位移越小, m 值变化越大。因此,在小位移时线性假设也是不恰当的。由于 m 法使用方便,在修订时仍予以保留。使用时取消小位移条件限制。当泥面位移较大时, m 值可根据 1995 年中国建筑工业出版社出版的《桩基工程手册》中介绍的试验方法确定。

水平静载荷试验是确定桩的地基反力变化规律的最好方法,但由于试验费用较大,因此认为当工程比较重要或地质情况比较复杂时宜通过试验确定。

4.3.2.2 在往复荷载作用时,当泥面位移较大时会使桩周土退化,由于影响土退化的因素多而复杂,其中包括荷载的变化频率、幅值、循环次数等。因此很难通过理论计算得到满意的结果。最好的方法是根据实际荷载的特性通过试验求得。有经验时也可通过其他方法确定。

4.3.5 由于土质、桩基、受力的复杂性和不确定性,采用理论方法确定群桩计算参数和水平承载力易产生误差,而现场静载荷试验比较符合实际情况。通过现场静载荷试验来确定群桩计算参数和水平承载力是最可靠的方法。但群桩的现场静载荷试验不仅费用昂贵,进行也比较困难。某学院通过研究认为,可根据桩基因群桩

效应而折减的水平地基反力系数,将全直桩排桩按水平地基反力系数折减后的单桩设计。推荐的 m 值折减系数是根据计算分析、试验结果和国外规范的推荐值提出的,并略偏于安全;推荐的 k_N 值折减系数则是根据计算分析和试验结果确定的。

11 水平静载荷试验

11.1 一般要求

11.1.3 试桩的间歇时间与土体受沉桩扰动后的恢复有关,这与垂直静载荷试验规定相同,但当桩先进行垂直静载荷试验再进行水平静载荷试验的情况下,两次试验之间的间歇一般取 48h,这是因为垂直静载荷试验时桩侧土受到垂直向的剪切破坏,而在水平方向并未受到太大的扰动,所以间歇时间取如复压的规定时间是足够的。

11.1.5 桩承受水平载荷的性状与桩周浅层土质有密切的关系。承受水平荷载的桩其最大弯矩点一般在泥面下 2.5~5 倍桩径左右,第一弯矩零点一般在 13~16 倍桩径左右,为使试验成果与土质情况能够挂钩,要求在 16 倍桩径深度内进行常规的土质试验。

11.3 静载荷试验

11.3.1 水平载荷试验的方法一般有单向单循环维持荷载法、单向多循环维持荷载法,双向单循环维持荷载法,双向多循环维持荷载法,以及各种混合式的试验方法等。从目前的实践来看,还是单向单循环维持荷载法简捷明了,应用经验较多,在有指定要求时也可采用其他试验方法。

11.3.3 加卸载时每级维持的时间是考虑采用单向单循环法时桩周土体受力变形达到基本稳定的时间而定的,如果采用其他试验方法,则可参照执行。

11.3.4 试验终止加载的条件考虑两个方面:一是因在很多情况下试验桩由工程桩兼用,因此不允许让试验桩承受过大的水平荷

载或发生过大的侧向变形,这种情况由最大水平荷载或最大水平变形控制;二是允许进行到破坏的试验情况,这种情况则以试验中出现变形突增、变形速率明显加快以及地基土出现明显斜裂缝等为标记。

11.3.5 根据试验得到的 $H-Y$ 曲线,可采用附录 C 中的方法求得 k_N 值和 m 值。

由于测试仪器设备条件的限制,桩承受的水平地基反力通常都通过实测的桩身弯矩的二次微分求得,这就要求测试的弯矩具有较高的精度,因此对试验和数据整理的方法也有较高的要求。在中国建筑工业出版社出版的《桩基工程手册》中有详细的介绍。

11.3.6 桩在水平荷载作用下,随着荷载的增大,桩身应力和水平变形也逐渐增大,桩侧土体逐渐发生自上而下发展的塑性开展。由于增大特征荷载同时与桩身本体的抗弯刚度及桩侧土体的性质有关,因此桩在水平荷载作用下的极限荷载实际上同时反映了桩材本身和地基土变形两方面的能力。

由于水平静载试验的结果是根据试验桩的特定条件得出的,与实际结构物的桩在荷载条件、约束条件等方面是不尽相同的,因此应用时应充分注意作具体分析。

附录 C 承受水平力的桩身内力 和变形计算

C.1.1 本附录是根据 *NL* 法重新编写的。式(C.1.1-2)给出桩侧地基反力随深度和水平位移变化规律。该分布规律是根据 25 根在沿海地区水平承载力试验中实测得到的不同深度的土抗力和水平位移的 $q-Y$ 曲线 147 条及 1231 组数据样本,通过数值分析计算得到。根据式(C.1.1-2)计算得到的土抗力和实测值比较,其相关系数为 0.9032,变异系数为 0.2607。考虑到土抗力本身离散性较大的实际情况及土抗力的变化对桩身内力和变形影响的程度,用式(C.1.1-2)确定土抗力所达到的精度完全能满足实际工程的要求。

C.1.3 式(C.1.1-1)是一个非线性微分方程,一般都需要通过有限元或差分法求解。为了便于技术人员的推广使用,*NL* 法中采用了根据相似原理,利用标准桩的受力特性来直接推求实际工程桩的受力特性的方法,使计算大大简化了。

相似原理是指对于两个具有相似单值条件(几何形状、初始状态、边界条件)的体系,其中一个体系(实际工程桩)中的所有参数可以从另一体系(标准桩)中相应参数乘以一个换算系数(相似系数)而得到,两体系相似的充分必要条件是平衡方程中无量纲函数对应相等并且单值条件相似。

在第 C.1.3.1 款和第 C.1.3.2 款中给出了标准桩的参数及在各级荷载作用下受力特性的参数。

第 C.1.3.3 款中给出了二体系相似条件推导求得换算系数的计算公式,及确定工程桩受力特性的计算步骤, NL 法只要用简单的初等数学计算有关的相似系数,查标准桩的受力特性表就可求得实际工程桩的受力特性。

C.1.5 压缩系数反映了土体力和变形之间的一种关系,因此它能较好地反映不同深度处桩侧土的位移和土抗力之间的关系,通过土抗力数值分析可得到 25 根桩的水平地基反力系数 k_N ,根据得到的各根桩的 k_N 和相应地区的压缩系数 α ,通过数理统计得到关系式(C.1.5)。此关系式既考虑了精度的要求,同时也考虑了使用的方便,其推算值和试验值相比较其相关系数为 0.9569,均方差为 0.1661。 ζ 是通过现场试验得到的桩宽修正系数,最主要是考虑桩宽较小时对土抗力的影响。对水工建筑物来讲,一般桩都比较大,因此在桩宽大于 0.4m 时,都可以不考虑桩宽的影响。