



(12)发明专利申请

(10)申请公布号 CN 106759551 A

(43)申请公布日 2017.05.31

(21)申请号 201710051026.2

(22)申请日 2017.01.23

(71)申请人 广东省水利水电科学研究院

地址 510610 广东省广州市天河区天寿路
116号广东水利大厦B座

(72)发明人 杨光华 陈富强 李志云 张玉成
乔有梁 姜燕

(74)专利代理机构 广州新诺专利商标事务所有
限公司 44100

代理人 周端仪

(51)Int.Cl.

E02D 33/00(2006.01)

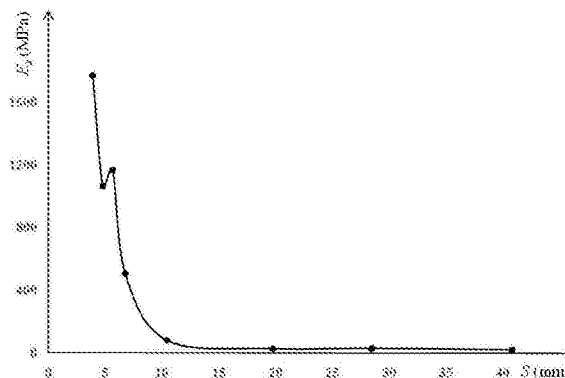
权利要求书2页 说明书9页 附图3页

(54)发明名称

一种桩端的有效土层变形模量及群桩沉降量的计算方法

(57)摘要

本发明涉及一种桩端的有效土层变形模量的计算方法,其包括如下步骤:(1)对单桩进行现场试验,得到单桩载荷N与单桩沉降量S之间的对应关系(N,S);(2)根据单桩载荷N与单桩沉降量S之间关系(N,S),计算桩端的有效土层变形模量 \overline{E}_{S_0} 。本发明所述的土层变形模量的计算方法,依据现场单桩载荷试验的沉降数据,反推获得的是原状的土层变形模量,能直接反应实际土层的原位原状结构等状况,克服了《建筑桩基技术规范》中室内土工试验获得的土层压缩模量误差较大的缺点。



1. 一种桩端的有效土层变形模量的计算方法,包括如下步骤:

- (1) 对单桩进行现场试验,得到单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间的对应关系 (N, S) ;
- (2) 根据单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间关系 (N, S) ,计算桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$ 。

2. 根据权利要求1所述的桩端的有效土层变形模量的计算方法,其特征在于:所述步骤(2)包括以下步骤:

- (21) 将单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间的对应关系代入公式
$$E_s = \frac{(N_i - N_{i-1})d(1-v^2)\omega}{(S_i - S_{i-1})A_p - (N_i - N_{i-1})l/E_p}$$
,

得到单桩沉降量 S 与土层变形模量 E_s 之间的对应关系 (S, E_s) ;

其中 (N_{i-1}, S_{i-1}) 和 (N_i, S_i) 为相邻两组单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 的试验数据; d 为桩的直径; A_p 为桩的横截面积; l 为桩的长度; E_p 为桩的弹性模量; v 为土层的平均泊松比; ω 为沉降影响系数;

(22) 土层变形模量 E_s 在较大的沉降量 S 时会趋于稳定值,取所述稳定值为桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$ 。

3. 一种群桩沉降量的计算方法,包括如下步骤:

- (1) 对单桩进行现场试验,得到单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间的对应关系 (N, S) ;
- (2) 根据单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间关系 (N, S) ,计算桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$;
- (3) 计算群桩桩身区域的压缩形变 S_u ;根据桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$,计算群桩下卧层的压缩沉降量 S_d ;将群桩桩身区域的压缩形变 S_u 与群桩下卧层的压缩沉降量 S_d 相加,即得群桩沉降量为 $S_g = S_u + S_d$ 。

4. 根据权利要求3所述的群桩沉降量的计算方法,其特征在于:所述步骤(3)包括如下步骤:

(31) 将单桩试验数据 (N, S) 换算为群桩桩身区域的压缩形变数据 $(n*N, R*S)$,群桩桩身区域的压缩形变为 $S_u = R*S$;其中, n 为群桩的桩数量;沉降比 $R = \frac{B}{s_a}$, B 为群桩的基础的宽度, s_a 为桩间距;且当沉降比 $R > 3$ 时,取 $R = 3$;

(32) 计算群桩下卧层的压缩沉降量数据 $(n*N, 4 * p_b * \sum_{j=1}^k \frac{z_j \overline{\alpha_j} - z_{j-1} \overline{\alpha_{j-1}}}{\overline{E_s}})$,群桩下卧层的压缩沉降量为 $S_d = 4 * p_b * \sum_{j=1}^k \frac{z_j \overline{\alpha_j} - z_{j-1} \overline{\alpha_{j-1}}}{\overline{E_s}}$;其中, k 为桩端以下具有土层的层数, z_j 为桩端到第 j 土层底部的距离, $\overline{\alpha_j}$ 为根据角点法计算的平均附加应力系数, $\overline{E_s}$ 为桩端的有效土层变形模量, p_b 为桩端的下卧层顶面的附加应力;

(33) 将群桩桩身区域的压缩形变 $R*S$ 与群桩下卧层的压缩沉降量 $4 * p_b * \sum_{j=1}^k \frac{z_j \overline{\alpha_j} - z_{j-1} \overline{\alpha_{j-1}}}{\overline{E_s}}$ 相加,即得群桩在载荷 $n*N$ 时的群桩沉降量 $R*S + 4 * p_b * \sum_{j=1}^k \frac{z_j \overline{\alpha_j} - z_{j-1} \overline{\alpha_{j-1}}}{\overline{E_s}}$ 。

5. 根据权利要求4所述的群桩沉降量的计算方法,其特征在于:对于矩形的群桩基础,

则桩端的下卧层顶面的附加应力为 $p_b = \frac{BDp}{(B + 2l \tan \theta)(D + 2l \tan \theta)}$ ；其中B为矩形群桩基础的宽度，D为矩形群桩基础的长度，l为桩的长度， θ 为土层的应力扩散角，p为桩顶的压强载荷。

6. 根据权利要求4所述的群桩沉降量的计算方法，其特征在于：对于条形的群桩基础，则桩端的下卧层顶面的附加应力为 $p_b = \frac{Bp}{(B + 2l \tan \theta)}$ ；其中B为条形群桩基础的宽度，l为桩的长度， θ 为土层的应力扩散角，p为桩顶的压强载荷。

7. 根据权利要求3所述的群桩沉降量的计算方法，其特征在于：所述步骤(2)包括以下步骤：

(21) 将单桩载荷N与单桩沉降量S之间的对应关系代入公式 $E_{st} = \frac{(N_i - N_{i-1})d(1 - \nu^2)\omega}{(S_i - S_{i-1})A_p - (N_i - N_{i-1})l/E_p}$ ，得到单桩沉降量S与土层变形模量 E_s 之间的对应关系(S, E_s)；

其中 (N_{i-1}, S_{i-1}) 和 (N_i, S_i) 为相邻两组单桩载荷N与单桩沉降量S的试验数据；d为桩的直径； A_p 为桩的横截面积；l为桩的长度； E_p 为桩的弹性模量； ν 为土层的平均泊松比； ω 为沉降影响系数；

(22) 土层变形模量 E_s 在较大的沉降量S时会趋于稳定值，取所述稳定值为桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$ 。

一种桩端的有效土层变形模量及群桩沉降量的计算方法

技术领域

[0001] 本发明涉及土木工程领域,特别是涉及桩端的有效土层变形模量和群桩沉降量的计算方法。

背景技术

[0002] 桩基的承载力与沉降是桩基设计中最重要内容。为了精确计算和预测桩基的沉降,相关技术人员曾进行过大量的研究,提出一系列计算沉降的方法。但由于地下桩基础的复杂性和地基土层的非均匀性,桩基沉降的计算理论还有待完善。

[0003] 现行的《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)采用等效作用分层总和法来计算沉降量。等效作用面位于桩底平面,等效作用面积为桩承台投影面积,等效作用附加压力近似取承台底平均附加压力。等效作用面以下的应力分布采用各向性均质直线变形体理论。目前《建筑桩基技术规范》存在以下缺点:

[0004] 第一,《建筑桩基技术规范》是按实体基础计算模型,采用弹性半空间表面荷载下 Boussinesq 应力解计算桩端的下卧层顶面的附加应力,再用分层总和法计算沉降。其按 Boussinesq 解计算的桩端的下卧层顶面的附加应力按与实际不符(计算应力偏大),且实体深基础模型未包含桩的长径比、距径比等结构因素的影响,因此《建筑桩基技术规范》必须引入桩基等效沉降系数 ψ_e 来修正。

[0005] 第二,《建筑桩基技术规范》中的土层变形参数采用的是压缩模量,该压缩模量来源于室内土工试验。但是室内土工试验的压缩模量往往受取样扰动的影响,与实际原状土有较大的差距,尤其是对于结构性较强的硬土。比如,广东地区大量存在的残积土或粉质粘土,室内土工试验的压缩模量 E_{s1-2} 与原状土压板载荷试验的变形模量 E_0 相差较大,甚至是 $E_0 = (6 \sim 10) E_{s1-2}$ 。因此,《建筑桩基技术规范》必须采用桩基沉降计算经验系数 ψ 来修正,但是对一些结构性强的土层,误差依然较大。

[0006] 总的来讲,目前的桩基沉降计算还是半经验半理论,其中影响最大的主要是土层变形参数测定的误差,其次是桩端的下卧层顶面的附加应力的相似性。国家规范中的经验系数正是针对这两个原因进行的修正,但由于土层的复杂性,计算与实际有时还有较大差距。

发明内容

[0007] 基于此,本发明的目的在于,提供一种桩端的有效土层变形模量和群桩沉降量的计算方法,其具有准确计算出桩端的土层的有效土层变形模量和群桩沉降量的优点。

[0008] 一种桩端的有效土层变形模量的计算方法,包括如下步骤:

[0009] (1) 对单桩进行现场试验,得到单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间的对应关系 (N, S) ;

[0010] (2) 根据单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间关系 (N, S) ,计算桩端的有效土层变形模量 \overline{E}_s 。

[0011] 本发明所述的桩端的有效土层变形模量的计算方法,依据现场单桩载荷试验的沉

降数据,反推获得桩端的有效土层变形模量,能直接反应实际土层的原位原状结构等状况,克服了《建筑桩基技术规范》中室内土工试验获得的土层压缩模量误差较大的缺点。

[0012] 进一步地,所述步骤(2)包括以下步骤:

[0013] (21) 将单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间的对应关系代入公式

$$E_{S_i} = \frac{(N_i - N_{i-1})d(1 - \nu^2)\omega}{(S_i - S_{i-1})A_p - (N_i - N_{i-1})l/E_p},$$

得到单桩沉降量 S 与土层变形模量 E_s 之间的对应关系

(S, E_s); 其中 (N_{i-1}, S_{i-1}) 和 (N_i, S_i) 为相邻两组单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 的试验数据; d 为桩的直径; A_p 为桩的横截面积; l 为桩的长度; E_p 为桩的弹性模量; ν 为土层的平均泊松比; ω 为沉降影响系数;

[0015] (22) 土层变形模量 E_s 在较大的沉降量 S 时会趋于稳定值,取所述稳定值为桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$ 。

[0016] 另外,本发明还提供一种根据单桩载荷试验计算的桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$, 计算群桩沉降量的方法。

[0017] 一种群桩沉降量的计算方法,包括如下步骤:

[0018] (1) 对单桩进行现场试验,得到单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间的对应关系 (N, S);

[0019] (2) 根据单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间关系 (N, S), 计算桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$;

[0020] (3) 计算群桩桩身区域的压缩形变 S_u ; 根据桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$, 计算群桩下卧层的压缩沉降量 S_d ; 将群桩桩身区域的压缩形变 S_u 与群桩下卧层的压缩沉降量 S_d 相加, 即得群桩沉降量为 $S_g = S_u + S_d$ 。

[0021] 本发明的群桩沉降量的计算方法,根据本发明计算的桩端的有效土层变形模量, 计算群桩沉降量,因而计算获得的群桩沉降量更加准确。另外,由于本群桩沉降量的计算方法采用的桩端的有效土层变形模量更准确,因而与《建筑桩基技术规范》的方法相比,本发明的群桩沉降量的计算方法无需桩基沉降计算经验系数 ψ 来修正。

[0022] 进一步地,所述步骤(3)包括如下步骤:

[0023] (31) 将单桩试验数据 (N, S) 换算为群桩桩身区域的压缩形变数据 ($n * N, R * S$), 群桩桩身区域的压缩形变为 $S_u = R * S$; 其中, n 为群桩的桩数量; 沉降比 $R = \frac{B}{s_a}$, B 为群桩的基础的宽度, s_a 为桩间距; 且当沉降比 $R > 3$ 时, 取 $R = 3$;

[0024] (32) 计算群桩下卧层的压缩沉降量数据 ($n * N, 4 * p_b * \sum_{j=1}^k \frac{z_j \overline{\alpha_j} - z_{j-1} \overline{\alpha_{j-1}}}{\overline{E_s}}$), 群桩

下卧层的压缩沉降量为 $S_d = 4 * p_b * \sum_{j=1}^k \frac{z_j \overline{\alpha_j} - z_{j-1} \overline{\alpha_{j-1}}}{\overline{E_s}}$; 其中, k 为桩端以下具有土层的层数,

z_j 为桩端到第 j 土层底部的距离, $\overline{\alpha_j}$ 为根据角点法计算的平均附加应力系数, $\overline{E_s}$ 为桩端的有效土层变形模量, p_b 为桩端的下卧层顶面的附加应力;

[0025] (33) 将群桩桩身区域的压缩形变 $R \cdot S$ 与群桩下卧层的压缩沉降量 $4 \cdot p_b \cdot \sum_{j=1}^k \frac{\overline{z_i \alpha_i - z_{i-1} \alpha_{i-1}}}{E_s}$ 相加, 即得群桩在载荷 $n \cdot N$ 时的群桩沉降量 $R \cdot S + 4 \cdot p_b \cdot \sum_{j=1}^k \frac{\overline{z_i \alpha_i - z_{i-1} \alpha_{i-1}}}{E_s}$ 。

[0026] 本群桩沉降量的计算方法与常规方法相比, 简化了计算。例如, 在沉降比 R 的计算上采用 $R = \frac{B}{s_a}$, 且当 $R > 3$ 时, 取 $R = 3$, 而常规的做法是利用 4×4 、 5×5 群桩的沉降比进行确定

$R = (R_{25} - R_{16})(\sqrt{n} - 5) + R_{25}$, 其中 R_{16} 、 R_{25} 分别是 4×4 、 5×5 群桩的沉降比, n 是群桩的桩数量。另外, 本群桩沉降量的计算方法, 还能体现出桩间距以及筏板或桩承台尺寸对于群桩沉降的影响。

[0027] 进一步地, 对于矩形的群桩基础, 则桩端的下卧层顶面的附加应力为

$p_b = \frac{BDp}{(B + 2l \tan \theta)(D + 2l \tan \theta)}$; 其中 B 为矩形群桩基础的宽度, D 为矩形群桩基础的长度, l

为桩的长度, θ 为土层的应力扩散角, p 为桩顶的压强载荷。该桩端的下卧层顶面的附加应力 p_b , 是通过应力扩散法来计算的, 相比于现有的弹性半空间表面荷载下 Boussinesq 应力解计算, 本计算方法获得的桩端的下卧层顶面的附加应力 p_b 更加准确, 因而无需同《建筑桩基技术规范》一样引入桩基等效沉降系数 ψ_e 来修正。

[0028] 进一步地, 对于条形的群桩基础, 则桩端的下卧层顶面的附加应力为

$p_b = \frac{Bp}{(B + 2l \tan \theta)}$; 其中 B 为条形群桩基础的宽度, l 为桩的长度, θ 为土层的应力扩散角, p 为

桩顶的压强载荷。该桩端的下卧层顶面的附加应力 p_b , 是通过应力扩散法来计算的, 相比于现有的弹性半空间表面荷载下 Boussinesq 应力解计算, 本计算方法获得的桩端的下卧层顶面的附加应力 p_b 更加准确, 因而无需同《建筑桩基技术规范》一样引入桩基等效沉降系数 ψ_e 来修正。

[0029] 进一步地, 所述步骤 (2) 包括以下步骤:

[0030] (21) 将单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间的对应关系代入公式

$E_s = \frac{(N_i - N_{i-1})d(1 - \nu^2)\omega}{(S_i - S_{i-1})A_p - (N_i - N_{i-1})l/E_p}$, 得到单桩沉降量 S 与土层变形模量 E_s 之间的对应关系

(S, E_s) ;

[0031] 其中 (N_{i-1}, S_{i-1}) 和 (N_i, S_i) 为相邻两组单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 的试验数据; d 为桩的直径; A_p 为桩的横截面积; l 为桩的长度; E_p 为桩的弹性模量; ν 为土层的平均泊松比; ω 为沉降影响系数;

[0032] (22) 土层变形模量 E_s 在较大的沉降量 S 时会趋于稳定值, 取所述稳定值为桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$ 。

[0033] 为了更好地理解和实施, 下面结合附图详细说明本发明。

附图说明

- [0034] 图1为实施例中群桩的平面布置图；
 [0035] 图2为实施例中群桩的剖面图；
 [0036] 图3为本发明计算方法得到的 $S \sim E_s$ 曲线；
 [0037] 图4为本发明计算方法和标准的《建筑桩基技术规范》计算方法各自获得的群桩沉降量与实际测量的群桩沉降量的对比。

具体实施方式

[0038] 目前,按照《建筑桩基技术规范》中室内土工试验获得的土层压缩模量误差较大,且不能反应实际土层的结构等状况。本发明的桩端有效土层变形模量的计算方法,先进行现场单桩试验,以获得单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间的对应关系 (N, S) ;再根据获得的单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间的对应关系 (N, S) ,计算桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$ 。这能直接反应实际土层的原位原状结构等状况,获得准确的土层变形模量。

[0039] 本发明的群桩沉降量的计算方法,根据上述桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$,计算群桩沉降量。另外,在计算群桩沉降量时,对涉及的沉降比 R 和桩端的下卧层顶面的附加应力 p_b ,本发明提出新的计算方法。这在简化计算量的同时,还增加了结算结果的可靠性。

[0040] 下面详细介绍本发明所述方法的计算过程。

[0041] 1、桩端的有效土层变形模量的计算方法

[0042] 对于单桩而言,桩端载荷:

$$[0043] \quad N_b = N_t - F \quad (1)$$

[0044] 其中, F 为桩侧摩擦阻力, N_t 为桩顶载荷。

[0045] 那么,桩身区域的压缩变形 S_c 可表示为:

$$[0046] \quad s_c = \frac{N_t + N_b}{2A_p E_p} l = \frac{2N_t - F}{2A_p E_p} l = f_c(N_t, F) \quad (2)$$

[0047] 其中, A_p 为桩截面积, E_p 为桩身弹性模量, l 为桩长。

[0048] 桩端下卧层的压缩沉降 S_b 可表示为:

$$[0049] \quad s_b = \frac{N_b}{A_p} \frac{d(1-\nu^2)}{E_s} w = \frac{N_t - F}{A_p} \frac{d(1-\nu^2)}{E_s} w = f_b(N_t, F, E_s) \quad (3)$$

[0050] 其中, d 为桩的直径; E_s 为土层的变形模量; ω 为沉降影响系数(ω 与荷载板的刚度和形状有关的系数,对于方形刚性承压板 $\omega = 0.88$,对于圆形刚性承压板 $\omega = 0.79$)。进而可以得到单桩的沉降量:

$$[0051] \quad S = S_c + S_b = f_c(N_t, F) + f_b(N_t, F, E_s) \quad (4)$$

[0052] 通过试桩,得到单桩载荷 N 与单桩沉降量 S 之间的对应关系 (N, S) :

$$[0053] \quad s_i = f_c(N_i, F) + f_b(N_i, F, E_s) \quad (5)$$

[0054] 然后将相邻两级载荷下的沉降相减得到下式:

$$\begin{aligned}
 s_i - s_{i-1} &= \frac{2N_i - F}{2A_p E_p} l + \frac{N_i - F}{A_p} \frac{d(1-\nu^2)}{E_{si}} w \\
 [0055] \quad & - \frac{2N_{i-1} - F}{2A_p E_p} l - \frac{N_{i-1} - F}{A_p} \frac{d(1-\nu^2)}{E_{si}} w \\
 & = \frac{N_i - N_{i-1}}{A_p E_p} l + \frac{N_i - N_{i-1}}{A_p} \frac{d(1-\nu^2)}{E_{si}} w
 \end{aligned} \tag{6}$$

[0056] 根据式(6)反算土层变形模量得到:

$$E_{si} = \frac{(N_i - N_{i-1})d(1-\nu^2)}{(s_i - s_{i-1})A_p - (N_i - N_{i-1})l/E_p} w = \frac{\Delta N d(1-\nu^2)}{(s_i - s_{i-1})A_p - \Delta N l/E_p} w \tag{7}$$

[0058] 本发明注意到当单桩沉降S较大,进入塑性阶段以后, E_s 会维持在一个相对的稳定值,本发明取这个稳定值为桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$ 。

[0059] 另外,将式(7)代入式(5)也可计算出对应的桩侧摩擦阻力:

$$F_i = \frac{2N_i (IE_{si} + d(1-\nu^2)wE_p) - 2A_p E_p E_{si} s_i}{IE_{si} + 2d(1-\nu^2)wE_p} \tag{8}$$

[0061] 2、群桩沉降量的计算方法

[0062] 群桩沉降量 S_g 等于桩身区域的压缩变形 S_u 与群桩下卧层的压缩沉降量 S_a 之和,下面分别介绍这两个参数的计算。

[0063] (1) 桩身区域的压缩变形 S_u

[0064] 桩身区域的压缩变形可以利用沉降比法计算,即确定一个沉降比R,则桩身区域的压缩变形为:

$$S_u = R * S \tag{9}$$

[0066] 其中S是通过单桩载荷试验获得的沉降量。

[0067] 在单桩沉降试验中,只存在桩与土的相互作用,而对于群桩,由于桩间距较小,不仅存在桩与土的相互作用,还存在桩与桩的相互作用。对于这种影响,现有做法是利用 4×4 , 5×5 群桩的沉降比确定n桩的沉降比R:

$$R = (R_{25} - R_{16})(\sqrt{n} - 5) + R_{25} \tag{10}$$

[0069] 其中, R_{16} 、 R_{25} 分别为 4×4 , 5×5 群桩的沉降比,n为群桩的桩数。但是这种沉降比计算方法比较复杂,而且一般情况下很难得到准确的 R_{16} 、 R_{25} 。为了体现出桩间距以及群桩基础的尺寸对于群桩沉降比的影响,本发明提出一种简化的沉降比计算方法:

$$R = \frac{B}{s_a} \tag{11}$$

[0071] 其中,B为群桩的基础的宽度, s_a 为桩间距。参照群桩影响范围的试验结果,本发明认为群桩条件下,只需考虑邻桩之间的相互影响,邻桩以外的影响可以忽略。参考线弹性体的计算理论,本发明采用群桩的基础的宽度B与单桩等效作用宽度 s_a 之比作为沉降比R,且当 $R > 3$ 时,则取 $R = 3$ 。

[0072] 本发明利用简化的方法确定沉降比R之后,通过(9)式即可确定桩身区域的压缩变

形 S_u 。

[0073] (2) 群桩下卧层的压缩沉降量 S_d

[0074] 群桩下卧层的压缩沉降量 S_d ，即为群桩桩端以下的沉降量。首先计算桩端的下卧层顶面的附加应力，本发明中下卧层顶面的附加应力采用应力扩散法进行计算，而不是现有的《建筑桩基技术规范》中的弹性半空间表面荷载下Boussinesq应力解计算。

[0075] 按照本发明的应力扩散法，若群桩的基础为矩形，则桩端的下卧层顶面的附加应力 p_b 为：

$$[0076] \quad p_b = \frac{BDp}{(B + 2l \tan \theta)(D + 2l \tan \theta)} \quad (12)$$

[0077] 其中， B 为群桩基础的宽度， D 为群桩基础的长度， l 为桩的长度， θ 为土层的应力扩散角， p 为桩顶的压强载荷。

[0078] 若群桩的基础为条形，则只考虑沿宽度方向的扩散：

$$[0079] \quad p_b = \frac{Bp}{(B + 2l \tan \theta)} \quad (13)$$

[0080] 然后基于下卧层顶面的附加应力 p_b 和(7)计算得到桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$ ，利用弹性应力分层总和法，可以计算下卧层在荷载作用下的沉降，此时不再需要桩基沉降计算的修正系数，计算公式为：

$$[0081] \quad S_b = 4 * p_b * \sum_{j=1}^k \frac{z_j \overline{\alpha}_j - z_{j-1} \overline{\alpha}_{j-1}}{\overline{E_s}} \quad (14)$$

[0082] 其中， k 为桩端以下具有土层的层数， z_j 为桩端到第 j 土层底部的距离， $\overline{\alpha}_j$ 为根据角点法计算的附加应力系数， $\overline{E_s}$ 为桩端的有效土层变形模量。

[0083] 下面结合具体的例子来说明本发明的计算方法。

[0084] 实施例1

[0085] 本实施例提供一种土层变形模量的计算方法以及依据单桩载荷试验计算群桩沉降量的方法。

[0086] 位于南京江宁区的一组群桩足尺试验，该试验中群桩有9根桩，该9根桩按 3×3 正方形布置。群桩的基础为 $2.8\text{m} \times 2.8\text{m}$ 的正方形，桩长 $l = 20\text{m}$ ，桩直径为 0.4m ，桩间距 $s_a = 1\text{m}$ ，桩身混凝土弹性模量为 $E_p = 29.2\text{GPa}$ ，土层平均泊松比为 $\nu = 0.45$ ， $\omega = 0.79$ 。图1是群桩的平面布置图，图2是群桩的剖面图。

[0087] 该土层的地质情况如表1所示：

[0088] 表1土层的地质情况表

[0089]

土层编号	土层名称	层厚	层底高程	粘聚力 c(kPa)	内摩擦角 φ(°)	重度 γ(kN/m³)	压缩模量 Es(MPa)
1	填土	2.6	-2.6	38	17.4	19.2	6.07
2	黏土	2	-4.6	50	18.5	19.6	7.65
3	粉土	5.6	-10.2	11	22.5	18.5	7.56
4	粉土夹砂	7.3	-17.5	13	23.7	18.8	8.88
5	粉质粘土	11.6	-29.1	15	8.3	17.4	3.40

[0090] 根据压强计算公式 $p = \frac{N}{A}$ 可得群桩的载荷情况, 如表2所示, 其中N为群桩的载荷, $A = 2.8 \times 2.8 = 7.84\text{m}^2$ 为群桩基础的面积。

[0091] 表2载荷情况表

[0092]

N (kN)	1440	2160	2880	3600	4320	5040	5760	6480	7200	7920	8640
压强载荷 (kPa)	183.7	275.5	367.3	459.2	551.0	642.8	734.7	826.5	918.4	1010.2	1102.0

[0093] 现场单桩载荷试验的得到的单桩载荷N与单桩沉降量S之间的对应关系 (N, S), 如表3所示。

[0094] 表3单桩载荷N与单桩沉降量S之间的关系

[0095]

N (kN)	240	360	480	600	720	840	960	1080	1200	1320	1440
S (mm)	1.58	2.53	3.11	3.9	4.78	5.64	6.77	10.43	19.73	28.44	40.77

[0096] 基于以上数据, 下面展示本实施例如何计算桩端的有效土层变形模量和群桩沉降量。

[0097] (1) 桩身区域的压缩形变沉 S_u 计算

[0098] 对表3中的数值进行线性插值, 得到不同载荷条件下单桩的沉降量, 如表4所示。

[0099] 表4群桩中单桩的沉降量

[0100]

N (kN)	160	240	320	400	480	560	640	720	800	880	960
S (mm)	1.05	1.58	2.21	2.72	3.11	3.64	4.19	4.78	5.35	6.02	6.77

[0101] 本实施例中沉降比 $R = \frac{B}{S_u} = \frac{2.8}{1} < 3$, 因此取 $R = 2.8$, 再根据 $S_u = R * S$ 和桩的数量 $n = 9$, 可将表4中的单桩沉降量转换为群桩的桩身区域的压缩形变, 如表5所示。

[0102] 表5群桩的桩身区域的压缩形变 S_u

[0103]

N (kN)	1440	2160	2880	3600	4320	5040	5760	6480	7200	7920	8649
S_u (mm)	2.95	4.42	6.20	7.62	8.71	10.18	11.74	13.38	14.99	16.85	18.96

[0104] (2) 桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$ 和下卧层的压缩沉降量 S_d 的计算

[0105] 将表2中单桩载荷N和单桩沉降量S的试验数据代入公式(7), 可得不同沉降量S(即不同载荷N)对应的土层变形模量 E_s , 如表6所示。

[0106] 表6土层变形模量

[0107]

S(mm)	1.58	2.53	3.11	3.9	4.78	5.64	6.77	10.43	19.73	28.44	40.77
E_s (MPa)	1770.30	813.18	3249.36	1770.30	1065.12	1168.56	505.64	80.06	27.83	29.87	20.61

[0108] 由此可得到S~ E_s 曲线,如图3所示。从图3中可以看出,当沉降量S增大到10.43mm时, E_s 趋于稳定值,取稳定后土层变形模量的平均值为桩端的有效土层变形模量 $\overline{E_s}$,即

$$\overline{E_s} = \frac{80.06 + 27.83 + 29.87 + 20.61}{4} = 39.59 \text{ MPa}。$$

[0109] 根据《土力学与基础工程》,土层的应力扩散角 θ 等于桩所穿过土层的内摩擦角加权平均值的1/4,因此由表1中的土层参数,可得土层的应力扩散角 θ 为:

$$[0110] \quad \theta = \frac{1}{4} \times \frac{2.6 \times 17.4 + 2 \times 18.5 + 5.6 \times 22.5 + 7.3 \times 23.7 + 2.5 \times 8.3}{20} = 5.0^\circ$$

[0111] 再结合表2中的压强载荷,通过公式(12)可以得到桩端的下卧层顶面的附加应力 p_b ,如表7所示。

[0112] 表7下卧层顶面上的附加应力表:

[0113]

N(kN)	1440	2160	2880	3600	4320	5040	5760	6480	7200	7920	8640
P_b (kPa)	36.1	54.1	72.2	90.2	108.3	126.3	144.3	162.4	180.4	198.5	216.5

[0114] 下面根据角点法计算的平均附加应力系数 $\overline{\alpha_j}$ 。根据土层深度剖面图可以发现,桩端只有一层土,根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)附录D,查表D.0.1-2,其中 $a/b=1$,

又设附录D的表D.0.1-2中的 $z/b=m$,则有 $m = \frac{2z}{B+2l \tan \theta}$, $m_0 = 0$,

$$m_1 = \frac{2 \times 9.1}{2.8 + 2 \times 20 \times \tan 5^\circ} = 2.89。进而在《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)附录D的表$$

D.0.1-2进行插值,可以得到平均附加应力系数 $\overline{\alpha_j}$,如表8所示。

[0115] 表8不同深度附加应力计算表

j	m	附加应力系数	深度(m)
0	0	0.2500	0
1	2.89	0.1407	9.1

[0117] 将 $\overline{E_s} = 39.59 \text{ MPa}$ 以及表7和表8的数据带入公式(14),可得群桩下卧层的压缩沉降量 S_a ,如表9所示。

[0118] 表9群桩下卧层的压缩沉降量 S_a

[0119]

P(kN)	1440	2160	2880	3600	4320	5040	5760	6480	7200	7920	8640
S_a (mm)	4.7	7.0	9.3	11.7	14.0	16.3	18.7	21.0	23.3	25.7	28.00

[0120] 将表9和表5的数据相加,即得群桩的沉降量,如表10所示。

[0121] 表10实施例1计算的群桩沉降量

[0122]

$N(\text{kN})$	1440	2160	2880	3600	4320	5040	5760	6480	7200	7920	8640
$S_g(\text{mm})$	7.62	11.42	15.53	19.29	22.71	26.52	30.41	34.39	38.32	42.52	46.96

[0123] 本实施例依据现场单桩载荷试验的沉降数据,反推获得桩端的有效土层变形模量,能直接反应实际土层的原位原状结构等状况,克服了《建筑桩基技术规范》中室内土工试验获得的土层压缩模量误差较大的缺点。另外,本实施例的群桩沉降量的计算方法与标准的《建筑桩基技术规范》计算方法相比,简化了计算。例如,在沉降比 R 的计算上采用

$R = \frac{B}{S_a}$,且当 $R > 3$ 时,取 $R = 3$,而常规的做法是利用 4×4 、 5×5 群桩的沉降比进行确定

$R = (R_{25} - R_{16})(\sqrt{n} - 5) + R_{25}$,其中 R_{16} 、 R_{25} 分别是 4×4 、 5×5 群桩的沉降比, n 是群桩的桩数量。另外,本实施例的计算方法可获得准确的桩端的土层变形模量,因而不再需要《建筑桩基技术规范》中的修正参数 ψ_e 和 ψ 。

[0124] 实施例2

[0125] 本实施例将实施例1中得到的桩端的有效土层变形模量数据

$$E_s = \frac{80.06 + 27.83 + 29.87 + 20.61}{4} = 39.59 \text{MPa}$$
 带入《建筑桩基技术规范》中的计算方法,再计算群桩沉降量,结算结果如表11所示。由于《建筑桩基技术规范》中的计算方法已为本领域的技术人员所熟知,此处不再赘述。

[0126] 表13实施例2计算的群桩沉降量

[0127]

$N(\text{kN})$	1440	2160	2880	3600	4320	5040	5760	6480	7200	7920	8640
$S(\text{mm})$	2.41	3.61	4.82	6.02	7.23	8.43	9.64	10.84	12.04	13.25	14.45

[0128] 将实施例1、实施例2和标准的《建筑桩基技术规范》各自的群桩沉降量计算结果以及实际测量的沉降量绘制于图4中。从图4中可以看出,实施例1和实施例2计算的群桩沉降量与实际测量的群桩沉降量接近,而用标准的《建筑桩基技术规范》计算方法获得群桩沉降量与实际测量的群桩沉降量偏差较大,这说明本发明的群桩沉降量计算方法比标准的《建筑桩基技术规范》计算方法能更好地反映实际的群桩沉降量。其原因是本发明依据现场单桩载荷试验的沉降数据,反推获得桩端的有效土层变形模量,能直接反应实际土层的原位原状结构等状况,克服了《建筑桩基技术规范》中室内土工试验获得的土层压缩模量误差较大的缺点。

[0129] 以上所述实施例仅表达了本发明的几种实施方式,其描述较为具体和详细,但不能因此而理解为对发明专利范围的限制。应当指出的是,对于本领域的普通技术人员来说,在不脱离本发明构思的前提下,还可以做出若干变形和改进,这些都属于本发明的保护范围。

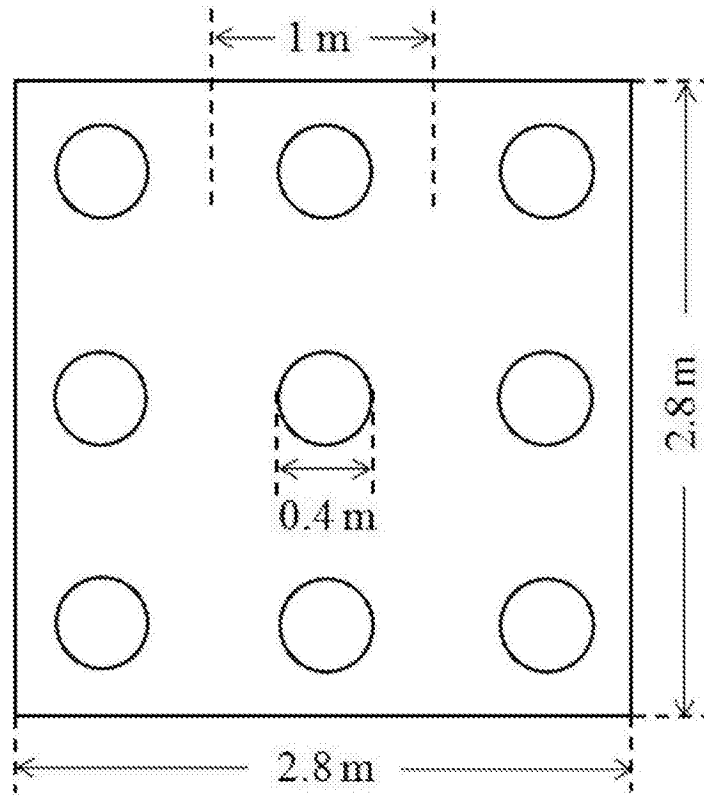


图1

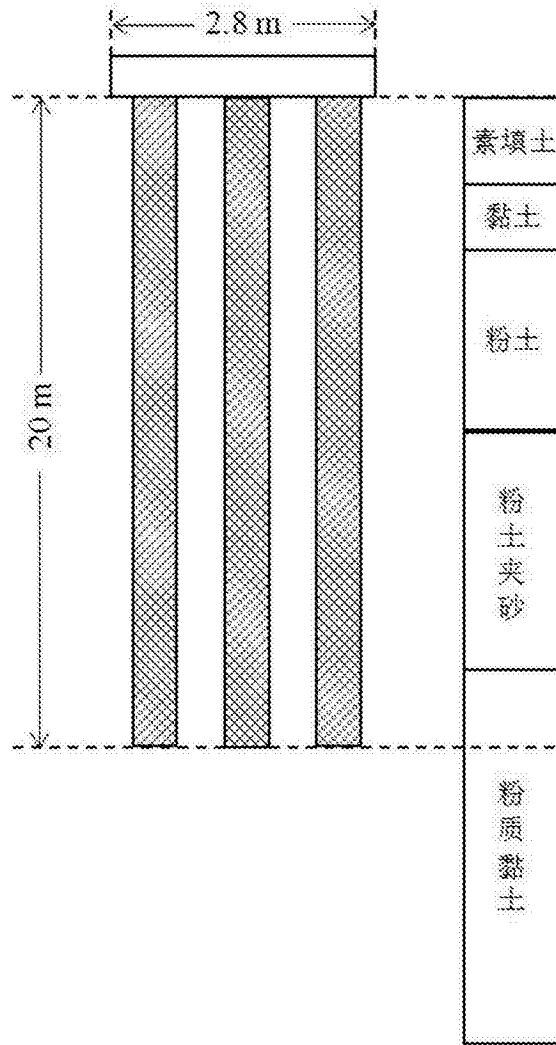


图2

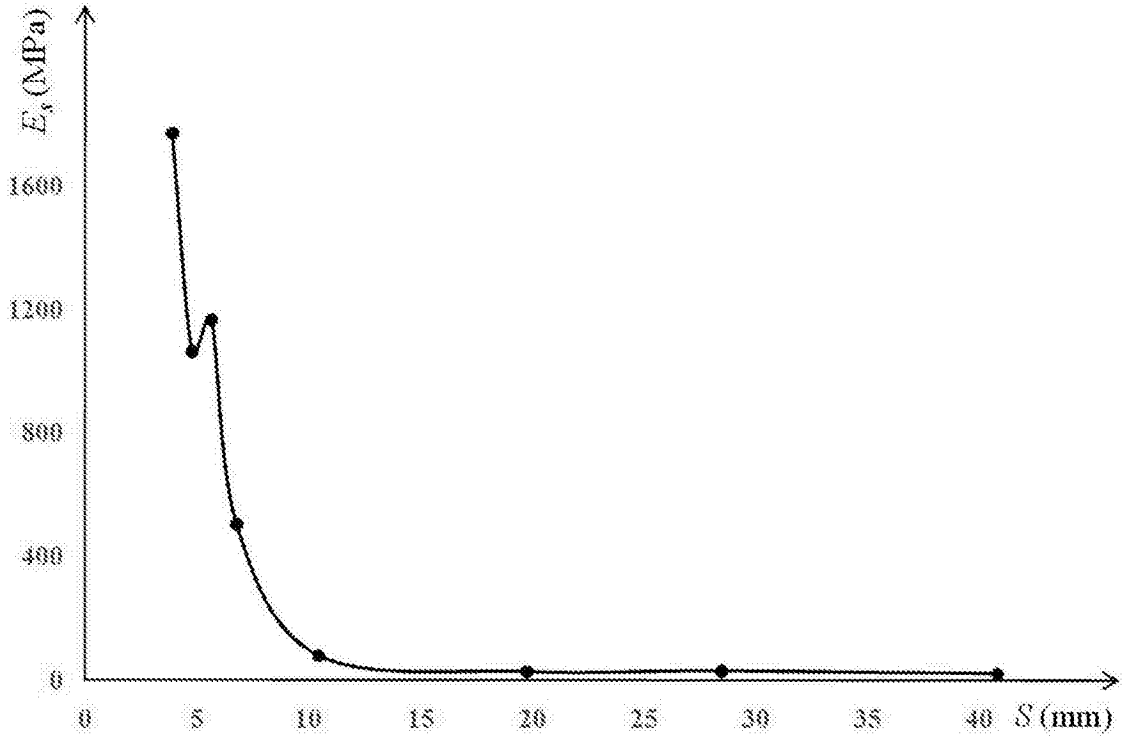


图3

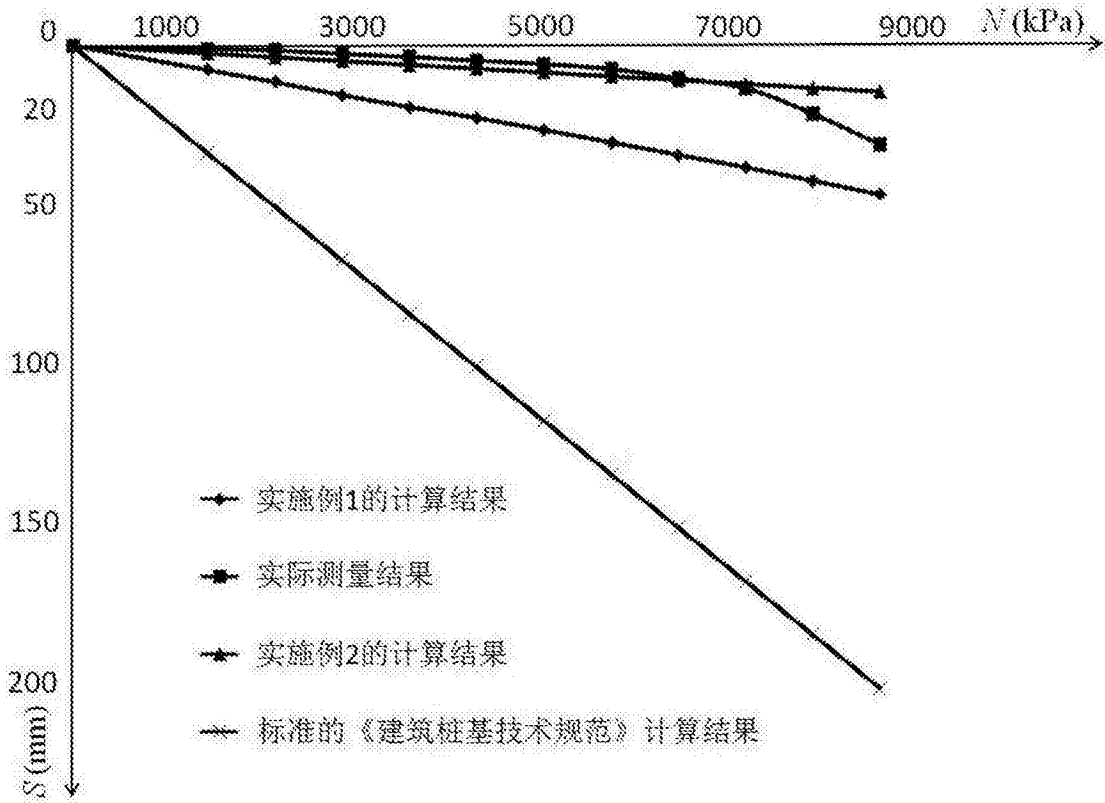


图4