维普资讯 http://www.cqvip.com

万立方米。

导堤延长至16＋4，煤港建成后，全港总淤积量介于305万立方米～350万立方米之间，煤港兴建净增加淤积量20万立方米～45万立方米。

因此可以认为，兴建煤港增加的淤积量有限，从港口扩建与淤积量的增加速率看，天津新港的前景是乐观的。

（二）导堤由8＋8延伸至12＋0，减淤效益显著，应尽早实施。在北港规划方案未实施前，在12＋0的基础上进一步延长导堤，看来没有必要。

（三）导堤不延长的条件下，煤码头前沿的年淤强有可能达到8 m，清淤与船舶停靠的矛盾值得重视。

（四）从综合效益考虑，导堤的最佳延伸长度有待进一步分析论证。

由于时间短促，不妥之处恳望指正。

参考资料略

⑤ 港口工程. 打桩，岸坡稳定 可靠性分析

打桩岸坡稳定的可靠性分析

27—34

同济大学 高大钊 毛尚之

U655.551

提 要

本文对港口工程中常见的打桩引起岸坡过大变形或失稳的工程现象，用可靠性理论进行分析。根据小孔扩张理论和孔隙水压力的叠加和消散原理，可以预测群桩施工时土体中任一点孔隙水压力的时程曲线，提出了事前预估打桩过程中岸坡失效概率的方法和计算程序。计算结果与实测资料的对比分析表明，这种方法有实际应用的价值。

一、打桩对岸坡稳定的影响

港口工程中，由于人类的工程活动，使本来趋于稳定的岸坡可能失去平衡。如果在设计时对岸坡稳定的不利因素考虑不周到，虽然取用了足够大的安全系数，但仍然无法在一些不利因素出现时能够保证岸坡的稳定；或者采用了不适当的施工方法，出现了在设计时无法估计到的不利因素，使岸坡稳定性降低，产生过大的变形，甚至发生失稳事故。对我国已产生过大变形或失稳的18个岸坡工程实录的研究表明，岸坡失效有两种类型，一种是突发性的滑动失稳，另一种尽管尚未发生滑动，但已产生很大的变形，包括桩产生过大位移和岸坡开裂，但因及时采取了措施而制止了突发性失稳事件。实际上，通常在突发性失稳发生以前，总会有种种迹象，如很大的变形和坡顶出现裂缝等，可能未及时发现或因措施不利而未能制止滑动。从失效原因来看，打桩、填土、坡脚开挖或使用不当都会成为威胁岸坡稳定的不利因素。在18个工程实录中，因打桩引起失效的有10个工程，占的比例很高，是岸坡稳定分析中必须考虑的重要因素。

打桩对岸坡稳定有两个方面的不利影响，一是沉桩挤土；二是打桩振动。

饱和土体在几个小时的沉桩过程中来不及排水固结，土体几乎是不可压缩的，桩沉入土时将会挤开与桩身体积相同的土体积，

维普资讯 http://www.cqvip.com

对周围土体造成挤压，产生很高的孔隙水压力，使土体的抗滑能力减弱，造成岸坡变形和失稳。

桩在锤的撞击下贯入土中时，由振动所产生的加速度使土颗粒受到附加的惯性力，增大了驱动力矩或减小了抗滑力矩；对于砂土，振动还会降低土的强度。但振动的作用是瞬间的，打桩完了，振动也就停止了；而且振动所产生的附加惯性力的影响是正负作用周期交替的。

与打桩振动相比，沉桩挤土对岸坡稳定的影响是持续作用的，而且总是不利的，即使在打桩完了以后，还会继续发生作用。特别对于软粘土岸坡，沉桩挤土更是主要的，因此本文主要分析这一因素对岸坡稳定的影响。

二、预测孔隙水压力时程曲线

定量估计沉桩挤土作用对岸坡稳定的影响，需在土坡稳定验算公式中计入挤土产生的超孔隙水压力。如在打桩时能实测土体中的孔隙水压力，则可将滑动面上的实测值代入计算公式，可惜这种方法只能用于事后复核。如果希望在设计时能定量估计打桩的影响，就应当在事前预测打桩引起的孔隙水压力，需要提出一种预测土体中任一点孔隙水压力时程曲线的方法。

沉桩挤土的物理过程是在很短时间内将与桩身等体积的土挤向周围。这一过程可以模拟为半无限土体中一个圆柱形孔的扩张，在桩身附近形成了塑性区，在远离桩身的土尚处于弹性状态。这样的课题可以在下列假定下用弹塑力学求解。假定土是均质、各向同性的理想塑性体；土体屈服不受静水压力影响，并满足库仑—摩尔强度准则；孔扩张前整个土体内具有各向相等的有效应力。

塑性区的半径为

$$R = r\sqrt{\frac{E}{2(1+\mu)C_u}} \qquad (1)$$

在塑性区范围内，距孔心距离为ρ处的超孔隙水压力值为

$$\frac{\Delta u}{C_u} = 2/n\left(\frac{R}{\rho}\right) + 1.73A - 0.58 \qquad \rho < R \qquad (2)$$

在弹性区内则为

$$\frac{\Delta u}{C_u} = (1.73A - 0.58)\left(\frac{R}{\rho}\right)^2 \qquad \rho > R \qquad (3)$$

式中

C_u—土的不排水抗剪强度；

A —Skempton孔隙水压力系数；

E —土的弹性模量；

μ —土的泊松比；

ρ 计算半径；

r —小孔半径，当桩为方形时取折算半径。

沉入单桩所产生的超孔隙水压力，在径向随半径增大而减小，孔隙水由于压力差而产生渗流；在深度方向上，如土层的刚度比E/C_u变化不大，则可认为深度方向上孔隙水压力差别不大。但在一个群桩施工场地，每打一根桩都会使周围各点的孔隙水压力增加，打桩之后又随之发生了固结过程。因此群桩施工的物理过程是土体中孔隙水压力不断增长和不断消散的过程，从土体中某一点的孔隙水压力来说是一连串具有不同强度的增长和消散的叠加效应。这个效应随点的位置而异，孔隙水压力同时是位置和时间的函数。随着沉入土中桩数增加，孔隙水压力逐渐增长，如增大到足以克服上覆土重并在土中形成了裂隙，水就自下向上从裂隙中排走，孔隙压水力骤即下降直到裂隙闭合为止这种水力劈裂机理使孔隙水压力不能无限上升，受一个峰值极限的限制，点的位置越深，峰值越高。根据实测资料，在桩群范围以内不同深度处实测孔隙水压力与有效覆盖

维普资讯 http://www.cqvip.com

压力之比为1.0～1.4。这种劈裂效应造成在深度方向上的水头梯度驱使孔隙水从深处向浅部流动。

通过上述机理分析，可知打桩以后的排水固结是一个三维固结过程，需用三维固结微分方程来描述

$$\frac{\partial u}{\partial t}=C_h\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right)+C_v\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right)+\frac{1}{3\gamma_w}\frac{\partial \sigma_0}{\partial \rho} \quad (4)$$

式中C_h和C_v分别为水平向和竖直向固结系数，

$$C_h=\frac{K_h(1+e)(1+2K_0)}{3\gamma_w a}$$

$$C_v=\frac{K_v(1+e)(1+2K_0)}{3\gamma_w a}$$

对此三维固结微分方程可用差分法求解土体中任一点（X，Y，Z）在任一时刻t的孔隙水压力值$U_{i,j,k,t}$。

打桩是间歇进行的，按桩沉入时间的先后，每一根桩按单桩公式计算。由于每打一根桩所需的时间与整个过程来比是很短的，故可假定孔隙水压力是瞬时增长并忽略在这一微小时段的消散。由此所得的孔隙水压力增量$\Delta u_{i,j}$与该点在这一瞬间的尚存孔隙水压力$U_{i,j,k,t}$相加，并考虑劈裂约束条件

$$u(X,Y,Z,t)=u_{i,j,k,t}+\Delta u_{i,j}\leqslant U_{max} \quad (5)$$

$$u_{max}=K_u\cdot\sigma_v'$$

K_u可取1.0～1.4，σ_v'为有效覆盖压力。

公式（5）可用于预测土体中任一点因打桩引起的孔隙水压力时程曲线。

预测的时程曲线与实测值的比较见图1、2和3。

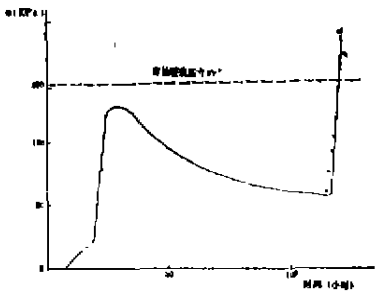


图1 孔隙水压力预测时程曲线

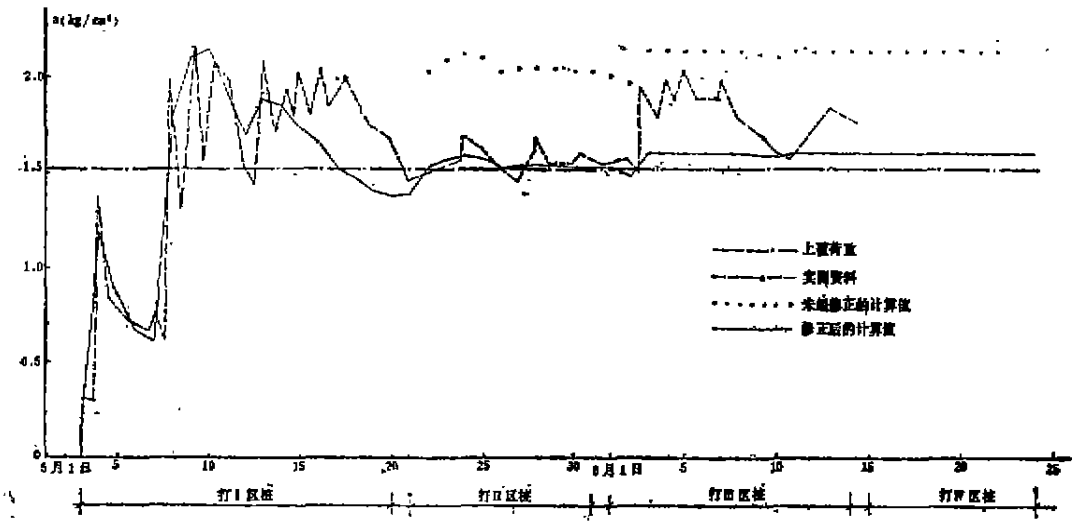


图2 孔隙水压力预测时程曲线

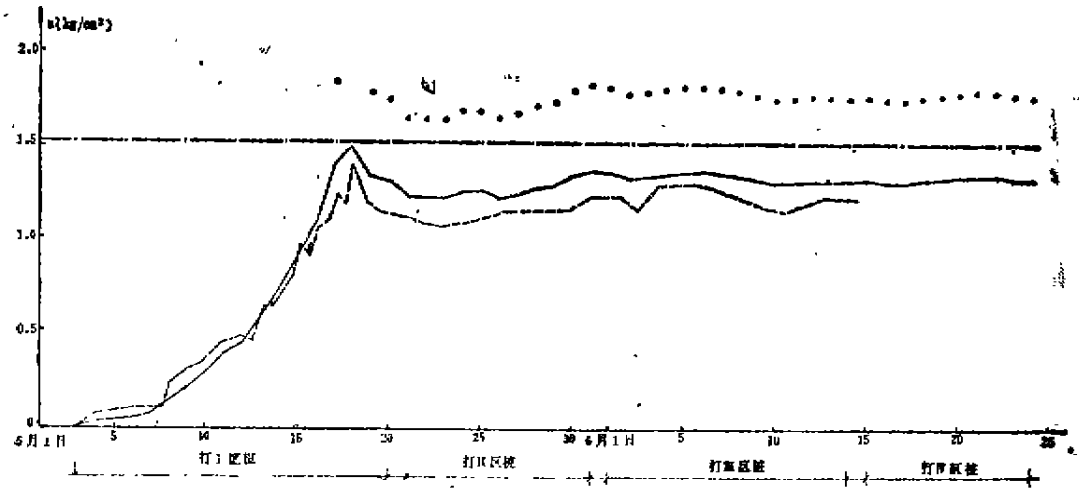


图 3　孔隙水压力预测时程曲线

图 1 所示时程曲线的测点在桩群中部－10米深度处，记录了沉入最初30根桩所产生的孔隙水压力。预测和实测结果的符合程度相当好，说明事先预测打桩产生的孔隙水压力是可行的。

图 2 和图 3 给出了二个测点的长时程曲线。图 2 的测点位置与图 1 相同，图 3 的测点位于桩群以外，距桩群边 2 米，深度亦为－10米。长时程曲线表明，在沉入土中的桩数较多时，预测值与实测之间出现了有规律性的偏离，无论在桩群范围内或在桩群以外都有相似的趋势。预测值与实测值的起伏一致，能比较敏感地反映出打桩速率变化引起的起伏，但预测值普遍比实测值大一些。在桩群范围内的点，实测值对打桩速率的变化反应最为敏感，预测值也有相应的反应，但在桩数很多时就较为迟钝；在桩群以外的点，实测值本身的敏感性就比较差，故预测值基本上能与实测同步。

在沉入土中的桩数较多时，出现上述偏离的主要原因在于预测方法的基本假定中没有考虑桩的存在。当入土桩数较少时，基本假定与实际情况的差别影响不大；但当入土桩数很多时，先打入的桩对于后来的沉桩挤土有抑止作用，阻碍了打桩影响的扩展，减弱了挤土孔压效应，因此预测值偏大。

要在理论计算中考虑已有桩群的影响是比较困难的。寻求解决这个问题的途径可能有两个。一种可能的途径是将正分析与反分析相结合，边观测边分析，逐点外推，但不能在设计时一次预测整个时程曲线；另一种办法是采用经验系数来修正，对计算求得的孔隙水压力乘以经验修正系数K。得到预测值。

本文从事前分析的需要出发，按已沉入土中的桩数，分段给出经验修正系数：

$$K_0=\begin{cases}1 & N_p\leqslant 100\\ 1-0.0025(N_p-100) & 100<N_p\leqslant 200\\ 0.75 & N_p>200\end{cases}$$

N_p为已沉入土中的桩数。修正后的预测值与实测值能较好地吻合。

三、考虑打桩影响的岸坡稳定可靠性分析

简单条分法验算土坡稳定的极限状态方程为

$$Z=\Sigma[C'b_i/\cos\alpha_i+(W_i-u_ib_i)\times$$

$$\cos\alpha_i \operatorname{tg}\varphi' - \Sigma W_i \sin\alpha_i = 0 \qquad (6)$$

式中 c'，φ'—土的有效抗剪强度指标；

u_i —该土条滑动面的超孔隙水压力，考虑打桩影响时可用上节所述的方法预测。

考虑抗剪强度指标 C'和φ' 之间的相关性，可通过线性变换得到另一组彼此不相关的变量Y

$$Y = [T]^T X' \qquad (7)$$

$[T]$ 为正交矩阵，列向量等于X'的相关矩阵 $[C_X]$ 的正交单位 特征向量，X' 为标准化变量构成的向量。

Y的相关矩阵 $[C_Y]$ 为一对角阵

$$[C_Y] = [T]^T [C_X] [T] \qquad (8)$$

由公式（7）（8）得

$$X = [\sigma_X] X' + \{\mu_X\}$$
$$= [\sigma_X] [T] Y + \{\mu_X\} \qquad (9)$$

对于只有 c'、φ'两个基本 变 量的情况，由公式（9）得到

$$c' = \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_{c'} (Y_C + Y_{tg\varphi}) + \mu_{c'}$$

$$\operatorname{tg}\varphi' = \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_{tg\varphi'} (Y_C - Y_{tg\varphi}) + \mu_{tg\varphi'} \qquad (10)$$

由公式（8）得到

$$\sigma_{YC} = (1+\rho)^{\frac{1}{2}}$$
$$\sigma_{Ytg\varphi} = (1-\rho)^{\frac{1}{2}} \qquad (11)$$

式中ρ为 c'和$\operatorname{tg}\varphi'$之间的相关系数。

将公式（10）代入公式（6），经简化后得极限状态方程为

$$Z = AY_C + BY_{tg\varphi} + C = 0 \qquad (12)$$

式中

$$A = \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_{c'} (\Sigma\sec\alpha_i) + \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_{tg\varphi'} [\Sigma(\gamma H_i - u_i)\cos\alpha_i]$$

$$B = \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_{c'} (\Sigma\sec\alpha_i) - \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_{tg\varphi'} [\Sigma(\gamma H_i - u_i)\cos\alpha_i]$$

$$C = (\Sigma\sec\alpha_i)\mu_{c'} + [\Sigma(\gamma H_i - u_i)\times \cos\alpha_i]\mu_{tg\varphi'} - \Sigma\gamma H_i \sin\alpha_i$$

对公式（12）求偏导数

$$\frac{\partial Z}{\partial Y_C} = A, \quad \frac{\partial Z}{\partial Y_{tg\varphi}} = B$$

敏感度系数

$$\cos\theta_{YC} = \frac{-A\sigma_{YC}}{\sqrt{(A\sigma_{YC})^2 + (B\sigma_{Ytg\varphi})^2}}$$

$$\cos\theta_{Ytg\varphi} = \frac{-B\sigma_{Ytg\varphi}}{\sqrt{(A\sigma_{YC})^2 + (B\sigma_{YCtg\varphi})^2}}$$

验算点座标

$$Y_C^* = \cos\theta_{YC} \cdot \sigma_{YC} \cdot \beta$$

$$Y_{tg\varphi}^* = \cos\theta_{Ytg\varphi} \cdot \sigma_{YCtg\varphi} \cdot \beta$$

可靠性指标

$$\beta = \frac{-C}{A\cos\theta_{YC}\sigma_{YC} + B\cos\theta_{YCtg\varphi}\sigma_{YCtg\varphi}}$$

将上节导得的孔隙水压力预测公式与本节导得的可靠性分析公式结合起来，形成了考虑打桩影响的岸坡稳定可靠性分析软件系统，这个系统由一个主程序和四个子程序组成，系统框图见图4。用这个系统分析了南京新生圩码头二、四泊位，这两个泊位的结构型式不同，用桩量也 不 相 同。二泊位长180米，码头宽14.5米，平台宽15.5米，用

维普资讯 http://www.cqvip.com

26米长的与引桥驳岸连接；四泊位长186米，为满堂式结构，码头宽21.5米，平台由前、中、后平台组成，总宽56米。

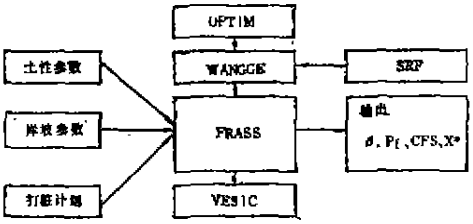


图4　岸坡稳定可靠性分析软件系统

未考虑打桩影响的计算结果见表1，安全系数均满足港工规范的要求，两个泊位安全系数的差别反映了岸坡自然条件的差异。

二、四泊位的起始失效概率　　表1

泊　位	中心安全系数	起始失效概率P_f	可靠性指标β
二泊位	1.819	1.04%	2.33
四泊位	1.557	3.01%	1.89

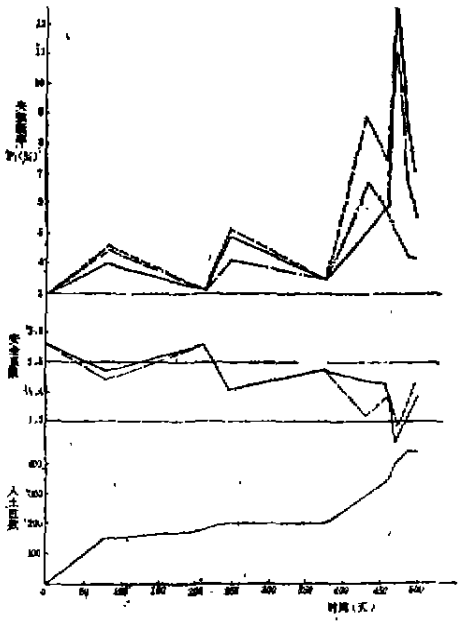


图5　失效概率时程曲线

图5给出了四泊位在打桩过程中失效概率的变化曲线，失效概率曲线的起伏与沉桩数量明显相关，反应十分敏感；三个计算断面的差异主要反映了不同时段的打桩区与各计算断面之间的距离不同的缘故。考虑打桩影响后，安全系数降低了，在不同的计算断面，不同的打桩速率时，安全系数降低的程度不同。二泊位降低了6%～10%；四泊位降低了13.2%～20.2%。由于四泊位为满堂式结构，在斜坡上的桩比较密集，打桩的影响比二泊位大得多，安全系数也下降得多。

中心安全系数、失效概率与可靠性指标的关系见表2和图6。从图可以看出，相应于这个工程的条件（$\delta_c' = 0.10$，$\delta_{tg\varphi} = 0.23$），当安全系数满足港工规范要求1.3—1.5时，相当的失效概率为3%—9%，可靠性指标为1.3—1.8。

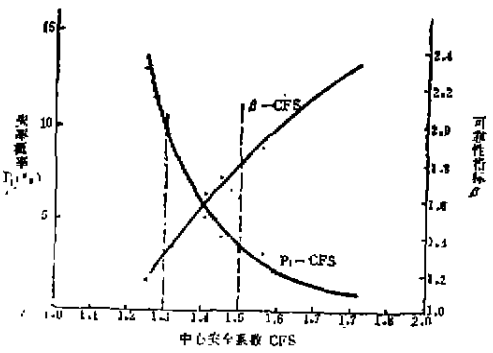


图6　Pf、β与CFS关系曲线

四泊位最大的失效概率发生在Y=-31.0断面处，失效概率为12.49%，与此相应的平均位移已达40厘米左右，此处安全系数仅为1.242，已小于1.3，不满足规范要求，码头位移亦已达到结构所不能容许的量级。二泊位的最大失效概率仅为1.89%，二泊位的最大位移只有15厘米。

为了研究位移和失效概率的关系，我们引入某一时间间隔内失效概率相对增量的概念，即取失效概效增量与起始失效概率之比，以便比较不同情况的码头。图7给出了失效概率相对增量与位移增量的关系，在半

维普资讯 http://www.cqvip.com

对数座标纸上呈很好的线性关系，当失效概率相对增量小于1时，即失效概率增量不大于起始失效概率时，位移增量小于20厘米。

中心安全系数、失效概率与可靠性指标的关系 表2

中心安全系数 CFS	1.242	1.316	1.411	1.448	1.557	1.699	1.819
失效概率 Pf	12.49	8.89	4.93	4.09	3.01	1.56	1.04
可靠性指标 β	1.17	1.35	1.65	1.74	1.89	2.16	2.33

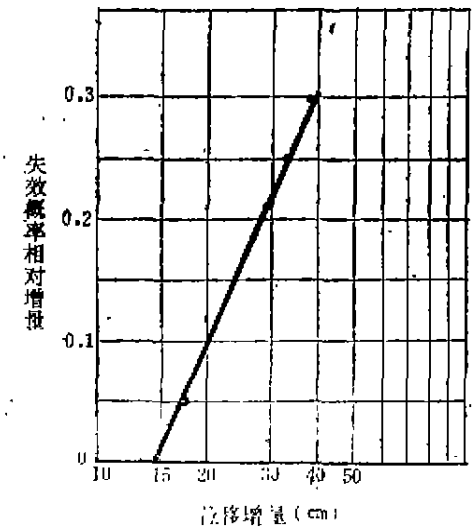


图7 位移与失效概率的关系

二泊位的位移没有超过20厘米，它的最大失效概率增量没有超过起始失效概率，与四泊位相比，二泊位的位移情况并不严重。从18个岸坡失效的工程实录中看出，这些码头的位移量绝大多数已超过了20厘米。

从上述分析中我们可以得到一个初步的概念，码头位移20厘米可能是一个界限值，打桩引起的失效概率相对增量等于1也可能是一个极限值。

为了研究打桩速率的影响，我们引人日平均沉桩量n_0和日平均失效概率相对增量γ_0的概念，两者的关系见图8。从图可见：如将日平均沉桩量控制在4以下，则每天失效概率增量小于起始失效概率的十分之一；如每天打桩控制2根，则失效概率相对增量小于3%。图8中的日平均失效概率是泊位上各计算截面中的最大值；由于每个工作日的打桩区是变化的，发生最大失效概率增量的计算截面也随之变化。考虑到打桩区与计算截面之间的距离的影响，采用综合沉桩量N

$$N=\frac{\Delta n}{\Sigma\rho}$$

式中，Δn为沉桩数，ρ为每一根桩到断面的距离。日平均失效概率相对增量γ_0与综合沉桩量N的散点见图9，如果要使日平均失效概率相对增量γ_0小于1.10，综合沉桩量N应小于0.02。从单纯控制打桩速率来讲，每天沉桩量控制在4根以内就可以了，但如针对某个具体断面而言，还必须同时控制$\Sigma\rho>200$，才能使$N<0.02$。安排打桩计划时不仅要控制打桩数量，在布置上还要避免集中。

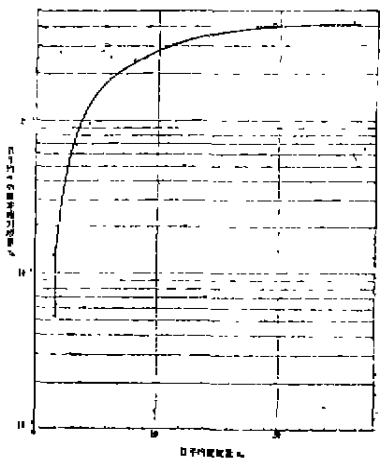


图8 打桩速率对失效概率的影响

维普资讯 http://www.cqvip.com

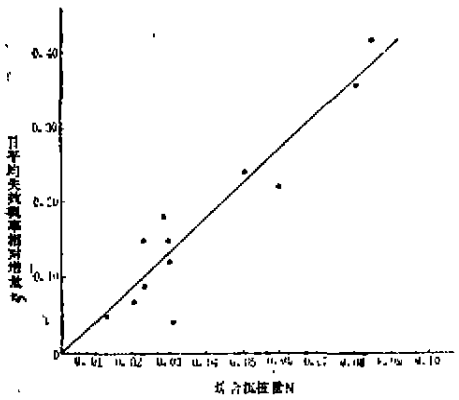


图9　综合沉桩量与失效概率的关系

沉桩终止以后，孔隙水压力不再增长，随着孔隙水压力的消散，失效概率逐渐下降。由于各计算断面对同一沉桩群的孔压效应感受程度不同，各断面从不同的失效概率值向起始失效概率趋近的速度也不相同，但最终都接近起始失效概率。四泊位在停止打桩后99天，各断面的失效概率已趋于一致，其值为起始失效概率的116%，而二泊位在停止打桩后70天就已达106%，比四泊位下降得更快一些。可以判断，在打桩结束后2—3个月，沉桩影响已可基本消除。

四、几点建议

1、应用现代计算技术可能在事前预测打桩对岸坡稳定的影响，本文提出的方法可供工程试用，如能实测打桩过程中土体内关键部位的孔隙水压力，就有可能发展一种动态的观察法，及时反馈信息，据以调整施工程序，确保岸坡的安全。

2、岸坡失效概率是一个比较敏感的指标，可试用本文提出的方法进一步估计其他工程的岸坡失效概率与岸坡变形的经验关系，影响岸坡稳定的主要因素与岸坡失效概率变化的经验关系，从而可能发展一种经验的概率估计方法。

3、许多工程实例说明，岸坡失稳实际上有一个变形由小到大逐渐发展的过程。建立在刚塑体假定基础上的岸坡稳定分析方法无法估计这个变形发展过程，建议发展基于岸坡变形计算的可靠性分析方法。

参考文献略

(6) 高桩码头　横梁可靠度　机构分析法

高桩码头横梁可靠度的机构分析法

34-37

天津大学　汪克让　刘尔烈　杨凤祥

U656.113

提　　要

本文应用机构分析法对高桩码头横梁进行了可靠性分析，文中应用极限定理建立了可能机构的极限状态方程，用"JC"法进行了可靠度计算，得出结构的失效概率。

一、前　言

高桩码头横梁是弹性支承结构构件。由于作用于结构上的荷载，梁构件强度和支承条件的不确定性，应用以工程经验为主所确定的安全系数不可能正确反映结构的可靠度。

高桩码头横梁通常以弹性支承连续梁作为计算模型。弹性支承连续梁的不确定因