

DOI:10.3880/j.issn.1006-7647.2008.01.010

地基土上水工建筑物的抗滑动稳定

周君亮

(江苏省水利厅,江苏 南京 210029)

摘要 利用基坑内压板抗滑动试验成果,确定地基土抗滑动承载能力。采用地基土承受偏心荷载的最大压应力 $\sigma_{\max}$ 控制地基土与压板的位移和抗滑动形式,可产生 3 种不同的最大位移面,形成 8 种抗滑动形式。根据地基土承受的最大压应力,提出定量确定地基土与压板抗滑动的计算摩擦阻力的方法和设计抗滑动的 4 个数值计算公式,分析预测可能发生的最大位移面和抗滑动形式。对三河闸、高良涧进水闸、三河船闸 3 座已建水工建筑物的抗滑稳定性分析表明,计算成果符合实物工况。

关键词 压板试验 最大位移面 抗滑动 模型试验 相似指数 摩擦阻力 数值计算 三河闸 三河船闸 高良涧进水闸

中图分类号 :TU470 文献标识码 :B 文章编号 :1006-7647(2008)01-0035-08

Anti-sliding stability analysis of hydraulic structures on foundation soil//ZHOU Jun-liang(Jiangsu Province Water Conservancy Department, Nanjing 210029, China)

Abstract : Based on the anti-sliding test result of clip plates in foundation pits, the anti-sliding stability of foundation soil was determined. By adoption of the maximum compressive stress on foundation soil subjected to eccentric loads for controlling the displacement and anti-sliding form between foundation soil and clip plates, there are 3 different displacement surfaces and 8 kinds of anti-sliding forms. According to the maximum compressive stress on foundation soil, methods for calculation of the frictional resistance between foundation soil and clip plates and 4 formulas methods for anti-sliding design were worked out, and the maximum displacement surface and anti-sliding forms that might occur were predicted. The analysis of the anti-sliding stability of 3 existing hydraulic structures, i. e. the Sanhe sluice, the Sanhe ship lock, and the Gaoliangjian inlet sluice, shows that the calculated result accords with the reality.

Key words : clip plate test ; maximum displacement surface ; anti-sliding ; model test ; similarity coefficient ; frictional resistance ; numerical calculation ; Sanhe sluice ; Sanhe ship lock ; Gaoliangjian inlet sluice

1 水工建筑物地基土的抗滑动承载能力

1.1 地基土的抗滑动承载能力

地基土的抗滑动破坏是剪切破坏。采用在现浇混凝土平底面的板上加不同的竖向压力模拟建筑物底板在地基土上做抗滑动试验,以下简称压板试验。测定地基土与底板之间抗滑动的最大剪应力,即抗滑动承载能力。压板试验成果与钻探取土样室内剪切试验成果最大的差别在于基坑开挖卸荷后地基土回弹对它的抗滑动承载能力的影响,致使测得的抗滑动剪应力参数比室内土样剪切法测得的参数要低,但更符合实际。

在同一尺寸(长度为 b)压板单位宽度上放置各级不同的均布竖向荷载 σ_i ,满布在压板上,每级 σ_i

取 $0 \sim \sigma_{\max}$ 中某值,单调递增做试验。试验时逐级施加水平拉力 $\sum h_i$,该拉力作用在压板底面上,将位移不稳定的前一级的试验拉力换算成该级压应力 σ_i 和抗剪应力 τ_i ,将所得的各级压应力和抗剪应力绘制压应力-抗剪应力曲线,称为地基土承载能力图(图 1)。

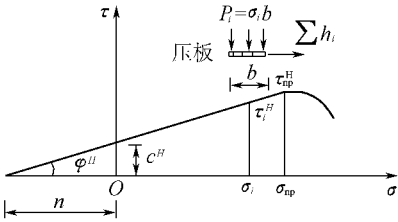


图 1 黏性地基土承载能力图

作者简介 周君亮(1925—),男,江苏无锡人,教授级高级工程师,中国工程设计大师,中国工程院资深院士,主要从事水利和航运建筑物设计工作。E-mail :zwcw@nuaa.edu.cn

此地基土的承载能力中包含了地基土承受的竖向压力和横向力的综合作用。

图 1 中,压应力 $\sigma_i = 0$ 时地基土的抗剪应力 τ_i^H 在沙土为 0,在黏性土为 c^H ,到极限压应力 σ_{np} 的极限抗剪应力为 τ_{np}^H ,对应的各级 $\sum_{i=0}^{np} \sigma_i$ 范围内 $\tau_i^H \sim \sigma_i$ 呈线性关系,超过 τ_{np}^H 呈非线性关系,即库伦公式,表示如下:

$$\text{沙土} \quad \tau_i^H = \sigma_i \tan \varphi^H \quad (1a)$$

$$\text{黏土} \quad \tau_i^H = \sigma_i \tan \varphi^H + c^H \quad (1b)$$

式中: τ_i^H 为抗剪应力,以总应力表示,是在各级竖向压应力作用下的抗剪应力试验值,其参数有剪切面上的竖向压应力 σ_i ,外摩擦角 φ^H 和黏聚力 c^H ,沙土 $c^H = 0$; τ_{np}^H 为对应 σ_{np} 的临界抗剪应力。

1.2 地基土的特性指标

库伦公式可以写成下列形式:

$$\text{沙土} \quad \tan \varphi_i^H = \frac{\tau_i^H}{\sigma_i} \quad (2a)$$

$$\text{黏土} \quad \tan \varphi_i^H = \tan \varphi^H + \frac{c^H}{\sigma_i} \quad (2b)$$

式中: $\tan \varphi_i^H$ 为抗剪特性指标值,由试验成果 $\tan \varphi^H$ 和 c^H 的各自的统计平均值确定。因而可知压板 σ_i 点的地基土抗滑动承载能力与压应力有关,与建筑物基础底板尺寸大小无直接关系。

为提高试验精度,采用不同尺寸的多块压板,将不同尺寸的多块压板在同一 σ_i 的抗剪应力试验数据按统计平均值作为地基土的特性指标值;将不同尺寸的多块压板在同一 σ_i 的试验抗剪应力特性指标值习惯上按最小平均值统计作为特性指标计算值,称其为地基土摩擦阻力系数。

2 水工建筑物与地基土的最大位移面和抗滑动形式

压板试验中压板与地基土抗滑动的位移和滑动与原型建筑物的荷载与地基土相似,则压板地基土的最大位移面与滑动形式的原、模型可以相似模拟。

2.1 压板与地基土抗滑动试验的荷载图形

水工建筑物作用在地基土上有竖向荷载和横向荷载,它们的合力可分为竖向偏心荷载 $\sum W$ 和横向荷载 $\sum h_i$ 。由竖向偏心荷载的最大地基压应力 $\sigma_{\max}$ 控制地基土与水工建筑物的位移和抗滑动形式,称 $\sigma_{\max}$ 为特征压应力。采用压板抗滑动试验模拟地基土与水工建筑物的位移和抗滑动形式。压板作用方向地基土上合成在竖向偏心压力为 $(\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \frac{b}{2} = \sigma_{\max} b_s$ 。可以用特征压应力为作用在长度

b_s 压板上单位宽度内的均布荷载替代,此均布荷载的合力作用方向与地基反力合力在同一垂线上。作用在地基土面上的横向荷载的合力包括试验拉力是作用在压板底面上的水平力,试验拉力包括横向荷载,由 $0 \rightarrow \sum h_{\max}$ 单调递增直到抗滑失稳,换算成为作用在地基土面上的抗剪应力 τ_i^H 。为便于试验,用此力系 $\sigma_{\max} b_s$ 替代作用在地基土上的偏心荷载做压板试验,可以模拟水工建筑物与地基土的位移与抗滑动形式(图 2)。

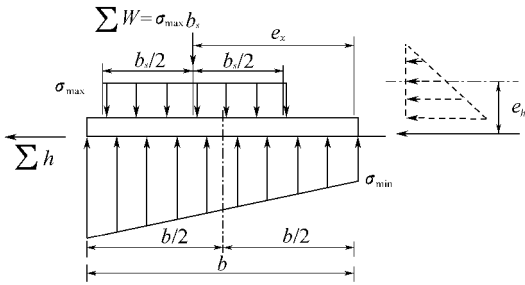


图 2 压板在地基土上单位宽度内的荷载

2.2 压板与地基土抗滑动原、模型模拟指数

压板试验中压板联合地基土抗滑动的荷载与原型建筑物的荷载相似,并取压板试验在与原型建筑物的同一地基土,可得压板地基土的最大位移面与滑动形式与原型建筑物的相似模拟^[1]。

采用 $\sigma_{\max}$ 作为原、模型相似的特征压应力。在工程力学中以质量 m 和加速度 a 的乘积表示力系 $\sigma_{\max} b_s$,再用密度 ρ 与体积 V 的乘积表示质量 m 。即 $\sigma_{\max} b_s = ma = \rho Va$ 。

在原、模型压板上作用的力系之间的比例可用比尺乘数表示,即 $\delta_p = \delta_\rho \delta^3 \delta_a$ 。因加速度 $a = \frac{d^2 x}{dt^2}$,引入加速度比尺 $\delta_a = \frac{\delta}{\delta_t^2}$ 和速度比尺 $\delta_v = \frac{\delta}{\delta_t}$,得 $\delta_p = \delta_\rho \delta^2 \delta_v^2$ 。原、模型的两相似力系之间具有相同的比值 Ne , Ne 为模拟指数。得

$$Ne = \frac{\sigma_{\max n} b_{sn}}{\sigma_{\max m} b_{sm}} = \frac{\rho_n}{\rho_m} \frac{b_{sn}^2 v_n^2}{b_{sm}^2 v_m^2}$$

可改写为

$$Ne = \frac{\sigma_{\max n} b_{sn}}{\sigma_{\max m} b_{sm}} = \frac{\sigma_{\max n} b_{sn}}{\rho_n b_{sn}^2 v_n^2} = \frac{\sigma_{\max m} b_{sm}}{\rho_m b_{sm}^2 v_m^2}$$

式中: $\sigma_{\max n}, \sigma_{\max m}$ 分别为原型、模型特征压力。

不同大小的荷载作用于不同尺寸的压板,在横向力作用下压板的最大水平位移约 $2 \sim 4 \text{ mm}$,位移时间很短,故可以采用 $v_n = v_m$,略去 $\frac{b_{sn}}{b_{sm}}$,以土的容重 γ 代替相应的密度 ρ_n 或 ρ_m 。地基土的容重按模型比尺增大,取 $\gamma_m = \gamma_n \frac{b_n}{b_m}$ 。当 $\sigma_{\max m} = \sigma_{\max n}$ 时,则

两相似的力系之间具有相同的比值 Ne , 可得

$$Ne = \frac{\sigma_{\max m}}{b_m \gamma_m} = \frac{\sigma_{\max n}}{b_n \gamma_n} \quad (3)$$

式中: b_n, b_m 分别为原型、模型底板宽度; γ_n, γ_m 分别为原型、模型地基土容重。

如果原、模型压板的模拟指数相等, 则原、模型压板位移和抗滑动形式相似。因此在相似的地基土上进行试验, 原、模型压板的相似要满足最大法向压应力 $\sigma_{\max m} = \sigma_{\max n}$ 相等和原、模型压板宽度与其地基土的模拟容重的乘积 $b_m \gamma_m$ 与 $b_n \gamma_n$ 相等的要求。因为压板试验是在原型地基土上试验的, 因此模型地基土的容重应为 $\gamma'_m = \frac{b_n}{b_m} \gamma'_n$ 。

根据库伦公式, 黏土特征压应力为

$$\tau_{\max}^H = \left(\sigma_{\max} + \frac{c^H}{\tan \varphi^H} \right) \tan \varphi^H = (\sigma_{\max} + n) \tan \varphi^H$$

式中 $n = \frac{c^H}{\tan \varphi^H}$ 为黏结压力。 $(\sigma_{\max} + n)$ 为黏性土特征压力, 黏土的模拟指数 $Ne = \frac{\sigma_{\max m} + n_m}{b_m \gamma_m} =$

$\frac{\sigma_{\max n} + n_n}{b_n \gamma_n}$, 因原、模型在同一种地基土上, $n_m = n_n$, 故式(3)在沙土或黏土地基上都有效。

2.3 有软弱夹层的成层地基土原、模型相似模拟

模拟的困难是模型压板尺寸小, 压力和滑移影响地基土的深度小; 原型建筑物底板尺寸大, 压力和滑移影响地基土的深度大, 遇到有软弱夹层的成层地基土体, 原、模型的地基土体不相似。可讨论如下:

a. 有夹层的成层地基土中, 在特征压应力和底板尺寸影响深度范围内各层土体的抗剪强度基本相同时有可能按相似地基处理。

b. 有软弱夹层的成层地基土体中, 原、模型的地基土体不相似, 解决相似问题的难度可能很大。

c. 钻探取土样进行室内剪切试验仅能测定土样的抗剪强度, 是分层测定成层地基土强度, 不是在模拟地基土整体抗滑动原、模型相似问题, 故有软弱夹层的成层地基土体的抗滑动问题只可能用数值计算方法来解决。

d. 由于压板试验成果与原来钻探取土样室内剪切试验成果最大的不同点在于基坑开挖卸荷后地基土的回弹对它的抗滑动承载能力的影响, 因此参照基坑开挖后地基土的钻探取样室内试验成果, 研究软弱夹层的成层地基的压力和剪力传递, 设计成层地基土上建筑物的抗滑动稳定计算是可能的。

2.4 最大位移面与滑动形式

根据作用在压板上的荷载造成地基土上最大压应力 $\sigma_{\max}$ 的大小, 试验表明的最大位移面和抗滑动

形式可分为:

a. 平面位移与平面滑动形式。在地基土抗滑动承载力图中, 当最大压应力小于对应临界抗剪应力的压应力时, 最大位移面抗滑动形式发生在压板底面与地基接触平面内, 见图 3(a)。

b. 混合位移与混合滑动形式。当竖向偏心荷载的最大压应力大于对应临界抗剪应力的压应力时, 沿压板后趾部分地基土面发生最大水平位移, 沿压板前趾部分土面以下地基土内已发生某种曲面的最大位移, 称混合位移和混合抗滑动形式, 见图 3(b)。

c. 深层位移与深层滑动形式。当竖向偏心荷载的最大压应力更大时, 沿包围在压板地基土内深处的某种曲面发生最大位移和深层抗滑动形式, 见图 3(c)。

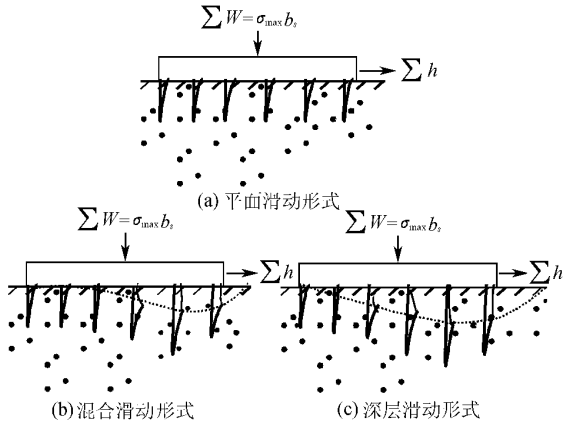


图 3 压板与地基土最大位移面与滑动形式

对上述最大位移面和抗滑动形式可讨论如下:

a. 最大位移面上, 当地基土的抗滑动能力大于或小于压板承担的横向力时, 压板发生不滑动或滑动。

b. 最大位移面上, 当压板前趾局部地基土的抗滑动能力大于或小于压板承担的平均横向力时, 压板地基土发生局部不滑动或滑动。

c. 压板与地基土可以发生共同滑动, 或仅发生压板在地基土上滑动, 或仅压板前趾局部地基土发生滑动、压板不滑动, 或压板也滑动, 压板前趾局部地基土也滑动, 在 3 种最大位移面上形成 8 种滑动形式。

3 地基土上水工建筑物的抗滑动数值计算

3.1 地基土指标计算值要有一定的安全裕量

压板试验中压板与地基土原、模型相似, 故压板与地基土共同位移或发生滑动时原、模型可以模拟。水工建筑物作用在地基土上的合力是偏心荷载, 由于最大地基土压应力 $\sigma_{\max}$ 控制水工建筑物与地基土的位移和抗滑动形式, 且 $\sigma_{\max}$ 作为特征压应力, 故可

按 $\sigma_{\max}$ 作用下的试验指标 $\tan\varphi^H$ 和 c^H 的统计平均值合成 $\tan\psi_{\max}^H$, 式(1)改写成如下形式:

$$\tan\psi_{\max}^H = \frac{\tau_{\max}^H}{\sigma_{\max}} = \tan\varphi^H + \frac{c^H}{\sigma_{\max}} \quad (4a)$$

习惯上采用试验指标值的最小平均值 $\tan\psi_{1\max}$ 作为计算依据,称之为地基土摩擦阻力系数。

$$\tan\psi_{1\max} = \frac{\tau_1}{\sigma_{\max}} = \tan\varphi_1 + \frac{c_1}{\sigma_{\max}} \quad (4b)$$

式中: φ_1 为外摩擦角计算值; c_1 为黏聚力计算值。

因为 $\tan\psi_{1\max}$ 是 $\tan\psi_{\max}^H$ 的 3 个参数计算值,而 $\tan\varphi^H$ 和 c^H 的参数成果存在离散问题, $\sigma_{\max}$ 是一个需要在设计中通过方案比选而定的参数。如根据地基土的特性和设计要求,需给予 $\tan\psi_{1\max}$ 各参数不同的安全系数。为与建筑物的抗滑动安全系数一致,式(4b)可改写成

$$\tan\psi_{1\max} = \frac{\tan\varphi_1}{k_\varphi} + \frac{c_1}{k_c\sigma_{\max}} \quad (5)$$

式中: k_φ 为外摩擦安全系数; k_c 为黏聚力安全系数。参数成果中离散程度大的应取较大的安全系数。

再用地基土的抗滑动安全系数 $K_{s\max}$ 控制 $\tan\psi_{1\max}$ 值,使它适合地基土的抗滑动承载能力,并使各类地基土的抗滑动安全系数处在同一水平。如

$$K_{s\max} = \frac{\tan\psi_{\max}^H}{\tan\psi_{1\max}} \text{ 或 } \tan\psi_{1\max} = \frac{\tan\psi_{\max}^H}{K_{s\max}} \quad (6)$$

抗剪试验特性指标 $\tan\psi_{\max}^H$ 及其指标计算值 $\tan\psi_{1\max}$ 中黏聚力提供的部分摩擦系数值与地基土上的压应力 $\sigma_{\max}$ 大小有关,并且 $\sigma_{\max}$ 的大小随设计工况的不同而变,而且设计中 $\sigma_{\max}$ 如在同一地基土上采用的压应力值大时,可利用的摩擦阻力系数则小;采用的压应力值小时,可利用的摩擦阻力系数则大。

$\sigma_{\max}$ 的选用与地基土试验的 σ_{np} 有关,如 $\sigma_{\max} > \sigma_{np}$, 地基土抗滑动下可能处在混合滑动形式,故需要同时调整 $\sigma_{\max}$, k_φ , k_c 和 $\tan\psi_{1\max}$ 值,使 K_s 满足设计要求。

由于 $\tan\psi_{\max}^H$ 值已由压板试验定量确定,取 $K_{s\max}$ 控制它与建筑物整体抗滑动稳定安全系数 K 达到相当安全水平,并同时限定 K_φ 和 k_c 值。

对地基土指标计算值的安全裕量问题讨论如下:

a. 压板试验成果的指标标准值与指标计算值之间有一个安全裕量,对黏性土一般在 1.10 左右。这个安全裕量不仅表示安全富裕程度,同时也反映了试验数据的离散程度。它与建筑物设计规范中规定的建筑物在地基上的抗滑稳定安全系数性质不完全相同,没有考虑基坑开挖地基土回弹、再压缩对它的抗剪强度的影响。在平面抗滑动形式中,现浇混凝土压板试验中的压板与地基土接触面的摩擦阻力系

数有可能人为加大,增加地基土的抗滑动复杂性,故用式(6)保证地基土在荷载作用时有较大的安全裕量。

b. 20 世纪 60 年代,由于采用了压板试验成果,地基土抗滑动摩擦阻力系数可由式(5)定量确定,如黏土地基的抗滑动最大摩擦阻力系数计算值在一定条件下由 0.30 ~ 0.33 提高到了 0.45,壤土由 0.35 提高到了 0.40。数值虽提高了,但取值方法上仍为定性经验取值,确定性定量仍未解决。在黏土、壤土和沙土之间地基土抗滑动安全裕量不同的问题没有得到解决;与地基土抗滑承载能力相适合发生抗滑动不同形式的问题仍没有得到解决。

c. $K_{s\max}$ 取值应与 k_c , k_φ , $\sigma_{\max}$ 一致。习惯和经验上往往定性采用地基土抗滑动摩擦系数 f , 而改用定量确定的计算值 $\tan\psi_{1\max}$ 后, $\tan\psi_{1\max}$ 的增加幅度在黏土、壤土或沙土之间是不同的,但趋向同一安全系数 $K_{s\max}$, 应更为合理。

d. 在压板试验数据积累较多时, $K_{s\max}$ 确定可能更符合实际。本文算例中 $K_{s\max}$ 取自 SDJ 133—1984《水闸设计规范》表 6.2.4, 根据建筑物级别按基本荷载组合取 $K_{s\max} = 1.35 \sim 1.25$ 。

3.2 水工建筑物在地基土上的整体抗滑动安全储备

由地基土承载能力计算图可知,在不同的竖向压应力作用下地基土的抗剪能力也不同。水工建筑物在地基土上的整体抗滑动安全储备可由压板试验作用在地基土上的总的竖向压力 $\sum W$ 所能够产生

的总的抗滑动剪力 $\sum_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \tau_i$, 与压板试验模拟原型水

工建筑物的总的横向荷载 $\sum h$ 之比 ($\sum h$ 中不包括试验拉力)得到由地基土承载能力计算值确定的水工建筑物整体抗滑动安全系数。

根据地基土承载能力图,当 $\sigma_i \leq \sigma_{np}$ 时,最大剪应力 $\sigma_{\max i} \tan\psi_1 = \sigma_{\max i} \tan\varphi_1 + c_1$ 为直线。当 $\sigma_1 > \sigma_{np}$ 时最大剪应力 $\sigma_{\max i} \tan\psi_1 = \sigma_{\max i} (\tan\varphi_1 + \tan\varphi') - \frac{\tan\varphi'}{\sigma_i} + c_1$ 为曲线,可化简成直线,见图 4。

根据底板在地基土上的压力图形,得底板地基土总的抗滑动剪力为

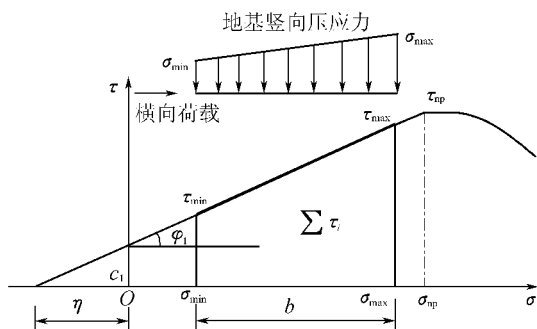
$$\sum_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \tau_i = \int_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \sigma_i \tan\psi_1(\sigma_i) dx$$

其中

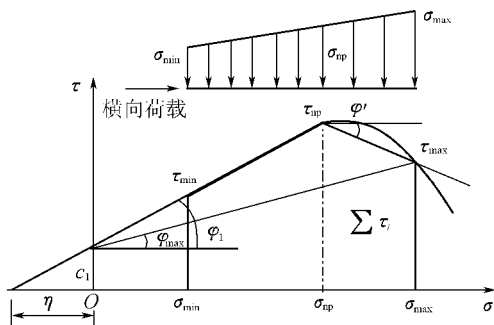
$$\sigma_i = \sigma_{\min} + \frac{x}{b}(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$$

σ_i 为自 $\sigma_{\min}$ 向 $\sigma_{\max}$ 单调递增,联合求解该式,得压板

地基土的总的抗滑动剪力 $\sum_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \tau_i$, 底板整体抗滑动



(a) 平面抗滑动情况



(b) 混合或深层抗滑动情况

图 4 黏性地基土水工建筑物整体抗滑动计算示意图

安全系数为

$$K = \frac{\sum_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \tau_i}{\sum h} \quad (7)$$

当 $K > 1$ 时,底板整体与地基土之间不会发生滑动,指地基土提供建筑物的抗滑动安全储备;当 $K < 1$ 时,底板整体与地基土之间会发生滑动。

进一步讨论如下:

a. 在总的竖向荷载和总的横向荷载不变时,调

整 $\sigma_{\max}$ 和 $\sigma_{\min}$ 的值,以及 $\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}$ 的比例即荷载图形,可以改变 K 值,使之满足设计要求。

b. 地基土的抗剪应力与它承受的竖向压应力有关。同样的地基土,当承受的竖向压应力为 σ_i 时得抗剪应力 τ_i 。当 $\sigma_{\max} < \sigma_{np}$ 时, $\tau_{np} - \tau_{\max}$ 的抗剪应力不能发挥,故采用单一摩擦阻力系数计算底板的整体抗滑动稳定是不合理的。

c. 由上可知,在原、模型地基土相似条件下,压板的位移、滑动决定于地基土的 $\tan \phi_{1\max} = \frac{\tau^H}{\sigma_{\max}}$ 或

$$\tan \phi_{1\max} = \frac{\tau^H}{\sigma_{\max}}, \text{ 它与压应力有关,与压板尺寸大}$$

$$c^H / \sigma_{\max}$$

小无直接关系。

d. 20 世纪 60 年代江苏省水利厅勘测设计院开始使用,后又写入 SDJ 133—1984《水闸设计规范》第 6.2.3 条的水闸闸室抗滑稳定计算公式 $k_c =$

$$\frac{\tan \phi_1 \sum W + c_1 A}{\sum h} \quad (\text{其中 } A \text{ 为水闸闸室底板与地基}$$

$$\text{土的接触面积}), \text{可写成 } k_c = \frac{\left(\tan \phi_1 + \frac{c_1}{\sigma_{cp}} \right) \sum W}{\sum h}。$$

由于地基土的抗拉强度很低,在不同的竖向压应力作用下地基土体承受的抗滑剪力无法由它自身直接传递,所以地基土要借助压板的抗剪刚度才能形成整体抗滑稳定,故用上式来计算闸室结构在地基土上的整体抗滑稳定时物理概念并不确切。

3.3 水工建筑物地基土局部抗滑动稳定计算

由于水工建筑物底板与地基土的材料性质不同,它们对地基土的抗滑动特性的贡献也不同。底板在某一竖向压应力作用下,它发生单位滑移所需的抗剪应力称为它的抗剪刚度。因为底板结构强度大,各部位材料抗拉强度大于它在地基土上所需的抗剪刚度时,它能形成整体抗滑,从而使该横向力经底板作用传到地基土时成为均匀的横向力即

$$\frac{\sum h}{b}, \text{ } b \text{ 为底板长度。此时可以认为 } \frac{\sum h}{b} =$$

$\tan \phi_{1cp} \frac{\sum W}{b}$, 其中 $\tan \phi_{1cp}$ 为底板地基土各部位由横向力产生的平均滑动摩擦系数;由底板传来的竖向荷载在地基土局部 i 点所产生的抗滑摩擦阻力系数为 $\tan \phi_{1i}$, 而 $\tan \phi_{1i}$ 与 $\tan \phi_{1cp}$ 的比值相当于底板地基土局部 i 点的抗滑动安全系数,计算如下:

$$K_{ci} = \frac{\tan \phi_{1i} \sum W}{\sum h} \quad (8)$$

式中: K_{ci} 为底板地基土在 i 点抗滑动安全系数;

$\sum W$ 为底板竖向荷重; $\sum h$ 为作用在底板的横向

力, $\sum h$ 中不包括试验拉力;沙土 $\tan \phi_{1i} = \frac{\tau_i}{\sigma_i}$, 黏土

$$\tan \phi_{1i} = \tan \phi_1 + \frac{c_1}{\sigma_i}。$$

由于底板地基土 σ_{np} 点处在平面抗滑动形式,则小于 σ_{np} 各点地基土也处在平面抗滑动形式,地基土抗滑动安全裕量由式(6)保证,故在 $K_{ci} = 1$ 时地基土指标试验值仍有 K_s 安全裕量。

底板前趾部位地基土如 $K_{ci} < 1$, 则该部位地基土已处在滑动状态,地基土将被挤出、隆起在底板之外,成混合或深层抗滑动形式,此时运行已不正常,故基本荷载时地基土处混合或深层抗滑动形式时不能作为正常运行工况。如 $K > 1$, 底板整体与地基土之间不会发生滑动。如在底板前趾地基土 $K_{c\max} < 1$ 时,要确定底板上 $K_{ci} = 1$ 的压力点位置,作为该部

位地基土发生局部滑动、被挤出的起点,核算处在滑动状态的地基土已占底板长度的多少,评估其滑动的严重程度;或在减小到 $K_{s\max} = 1$ 时确定底板上 $K_{ci} = 1$ 的压力点位置,评估其滑动的严重程度。

可讨论如下:①在荷载基本组合时,要求地基土处在平面抗滑动形式。②在荷载特殊组合时,允许地基土处在混合抗滑动形式,但要评估其危害程度,保证抗滑动安全。③在任何荷载组合时,不允许地基土处在深层抗滑动形式。

3.4 地基土承载能力的极限安全裕量

工程中地基土受竖向荷载和横向荷载共同作用,与试验不同的是有时横向力很小,反推可能所得的特征压应力 $\sigma_{\max}$ 很大。特征压应力 $\sigma_{\max}$ 大于临界剪应力 $\tau_{\max}^H$ 后,对应的 $\tau_{\max}^H \sim \tau_i^H$ 为曲线, $\tau_{\max}^H$ 随 $\sigma_{\max}$ 的增大而减小的幅度很大,为安全计,控制地基土处在平面抗滑动形式,设地基土承载力极限安全裕量系数 K_{np} ,即

$$K_{np} = \frac{\sigma_{np}}{\sigma_{\max}} \quad (9)$$

作为式(8)的补充,限制在大于 σ_{np} 时 τ_i^H 的利用。

可讨论如下:

a. 当底板作用在地基土上的 K_{np} 约大于 0.9 时,底板地基土处在平面抗滑动形式。如底板作用在地基土上的 K_{np} 约小于 0.9 时,底板地基土可能处在混合或深层抗滑动形式。

b. 压板试验地基土压应力 σ_i 范围要拓宽到 $\sigma_i > \sigma_{np}$ 部分,以满足设计要求。

4 地基土的抗滑动特性分析

由于底板地基土抗滑动特性的复杂性,只能根据资料做一些原则性的分析。

a. 压板抗滑动试验时,压板联合地基土的共同抗滑动与原型建筑物相似,故可利用压板做模型试验,直接推测原型建筑物联合地基土的位移、滑动到破坏的形式。在采用抗剪应力指标计算值时,要研究地基土的特性和建筑物的荷载条件,赋予它一定的安全系数。困难在于压板尺寸小,压力和抗滑移影响地基土的深度小,遇到有软弱夹层的成层地基土体时,原、模型的地基土体不相似。

b. 压板抗滑动试验时,试验的基坑地基土要模拟因开挖建筑物基坑卸载而回弹对抗滑动剪应力以及发生的抗滑动形式的影响。由于地基土体颗粒具有较大移动或松动自由,导致测得的抗滑动剪应力参数比其他方法如钻探取土样、室内土样剪切法测得的参数要低,但更符合实际。

c. 基于水工建筑物的工作条件,在测定地基土

抗剪应力的压板试验时,应在试验坑内灌水。

d. 黏性土的抗剪强度很大程度上决定于非完全固结状态下的水动力现象和在固结状态下的塑性特性。所以在黏性地基土上,建筑物设计中抗滑动稳定安全系数的选用对土体稠性指数分析是十分重要的,且只能用多参数合成的抗滑摩擦阻力系数才可能合理解决。

e. 黏性土的抗剪应力常随其密度增加而增加。黏粒含量较多的黏性土的抗剪应力与其含水量大小有关,含水量大则抗剪应力小,成单曲线特征,摩擦角变化大些,黏聚力变化相对小些。在某种荷重限度内,黏粒含量在一定范围内增加或减少,其抗剪应力也随之增加或减少。

f. 在一定荷重压差内,黏性土易发生缓慢的蠕变滑动,黏性土的流动特性说明黏性土的抗剪应力中起主要作用的是黏聚力。这对中等强度的黏性土更为明显,荷重压差大,土样蠕变滑动的速度也大。一定荷重作用下压差小于某一应力时,蠕变滑动不会发生。

g. 粉质壤土的抗剪应力随它的含水量而变,含水量大于它的塑限时,抗剪应力急剧降低,内摩擦角降低多,黏聚力降低少。对某些粉质壤土的抗剪应力降低,趋向一定的结构黏聚力,但扰动时抗剪应力下降很快。

h. 沙土的抗滑动应力大小与含水量无关。沙土的密实度愈大,其抗剪强度愈大。在一定荷重压差下,沙土因重力作用发生滑动。

5 3座已建水工建筑物的抗滑动计算分析

应用上述抗滑动计算方法,分析 3 座已建水工建筑物,计算成果符合实物工况。

5.1 三河闸(1953年建成,1967年加固)

三河闸闸孔总净宽 $63 \times 10 \text{ m}$,1954 年淮河大洪水后要求泄洪能力由原设计的 $8\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 加大到 $12\,000 \text{ m}^3/\text{s}$,抗洪水位由 15.3 m 高程增加到 16 m 高程,校核水位为 17 m 。在控制泄洪时原建闸身不稳定,如要加重闸身,则底板强度不够,因此 1967 年之前几次加固设计都未成功。只有解决淮河洪水出路后,才能打坝断流加固底板。

1967 年的三河闸加固是在地基土抗滑动摩擦阻力系数由原设计 0.33 提高到 0.45、增加原闸身重量以提高抗洪能力后,再在最高洪水位时保持下泄流量 $8\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 不关门和部分大浪允许越过胸墙墙顶、减小闸身挡水压力,并使设计洪水位的闸身抗滑动安全系数小于冬春季最高蓄水位时,以期遇高洪水位保证闸身稳定,不致引起意外。

- a. 地基土是粉质黏土,钻探取样直接快剪^[2-3] :
 $c^H = 63 \text{ kPa}, \varphi^H = 23^\circ$
- b. 压板试验 : $c^H = 22 \text{ kPa}, \varphi^H = 23^\circ$; $c_1 = 21 \text{ kPa}$,
 $\varphi_1 = 22^\circ$,考虑浸水影响,采用 $\varphi_1 = 21^\circ$ 。地基土临界
 抗剪强度下取 $\tau_{np} = 150 \text{ kPa}$
- c. 地基土抗滑动摩阻力系数取 $K_c = 3, k_\varphi = 1$,
 $\sigma_{\max} = 100 \text{ kPa}$,代入式(5)计算得 $\tan\psi_{1\max} = 0.45$ 。
- d. 地基土抗滑动安全系数 :

$$K_{s\max} = \frac{\tan\varphi^H + \frac{c^H}{\sigma_{\max}}}{\tan\psi_1} = 1.34$$

- e. 地基承载力临界安全裕量系数 $K_{np} = \frac{\sigma_{np}}{\sigma_{\max}} =$
 1.5,处在平面抗滑动形式。

f. 1981 年 10 月 22 日,湖水位接近冬春季稳定
 最高设计水位,加固设计在最高洪水位时闸身抗滑
 动安全已有保证。

5.2 高良涧进水闸(1952 年建成,1966 年加固)

高良涧进水闸闸孔总净宽 $8 \times 9.2 \text{ m}$,从洪泽湖
 引灌溉水 $800 \text{ m}^3/\text{s}$,泄洪水 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 。1954 年淮河
 大洪水后,要求设计抗洪水位由原来的 14.6 m 提高
 到 16 m ,校核水位 17 m 。按此要求,抗洪时原建闸身
 不够稳定,需要加重闸身,但底板强度不够。1966
 年之前曾 3 次加固都因灌溉用水需要,不能打坝加
 固底板。

1966 年淮河大旱,洪泽湖水干涸,乘此机会断
 流加固底板,将开敞式闸孔改为 $16 \times 4 \text{ m}$ 涵洞式,先
 利用底板原有强度,在洞顶加土 3.5 m 厚,以增加闸
 身自重。再提高地基土抗滑动摩擦阻力系数,使其
 满足闸身抗洪能力要求。

- a. 闸址地基土是轻粉质壤土,钻探取样室内直
 接快剪^[4] : $c^H = 72 \text{ kPa}, \varphi^H = 20^\circ$ 。未提供临界压
 应力。

- b. 洞顶填土后洪水期关门时按 $\sigma_{\max} = 150 \text{ kPa}$
 计算。

- c. 根据压板试验,勘探部门建议采用试验指标
 平均值作为设计值 : $c^H = 26 \text{ kPa}, \varphi^H = 18^\circ$,计算抗滑
 动摩阻力系数 $\tan\psi_{1\max}^H = 0.498$ 。

建议采用试验最小值平均作设计校核用 : $c =$
 $26 \text{ kPa}, \varphi = 13^\circ$,计算抗滑动摩阻力系数 : $\tan\psi_{1\max} =$
 0.404 。

- d. 按照土工试验常规,特性指标的最小平均值
 作为计算值,供设计用。简单计算式为 :最小平均
 值 = (算术平均值 + 最小值平均)/2,即 $c_1 = 26 \text{ kPa}$,
 $\varphi_1 = 15.5^\circ, \tan\psi_{1\max} = 0.45$ 。

- e. 选用 $k_\varphi = 1, k_c = 1.5$,取 $\tan\psi_{1\max} = 0.44$ 。地

基土抗滑动安全系数 : $K_{s\max} = 1.13$ 。

- f. 如洪水期控制泄洪能力 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$,不再关闭
 闸门,约可减到 $\sigma_{\max} = 120 \text{ kPa}$,可取 $k_\varphi = 1, k_c = 3$,得
 $\tan\psi_{1\max} = 0.40$ 。地基土抗滑动安全系数 : $K_{s\max} =$
 1.25 ,临界安全裕量 K_{np} 可增加 1.25 倍。

- g. 1993 年抗震加固^[5]时自闸墩原位钻探取样
 快剪试验是轻、中粉质壤土夹沙礞,其试验指标算术
 平均值 $c^H = 29 \text{ kPa}, \varphi^H = 22^\circ$,将最小平均值提高到
 $\varphi_1 = 19^\circ, c_1 = 26 \text{ kPa}$ 。取 $k_\varphi = 1, k_c = 3$,得 $\tan\psi_{1\max} =$
 0.402 和 $K_{s\max} = 1.3$ 。

如按三河闸资料人工模拟地基承载力计算曲
 线,计及 $\sigma_{\max}$ 已大于 σ_{np} 的影响,在 $\sigma_{np} = 150 \text{ kPa}$ 时,
 $\tau_{np} \approx 50.25 \text{ kPa}$;在 $\sigma_{\max} = 200.4 \text{ kPa}$ 时, $\tau_{\max} \approx$
 38.85 kPa 。在 $\sigma_{\min} = 36.2 \text{ kPa}$ 时, $\tau_{\min} \approx 17.74 \text{ kPa}$ 。
 见图 5。

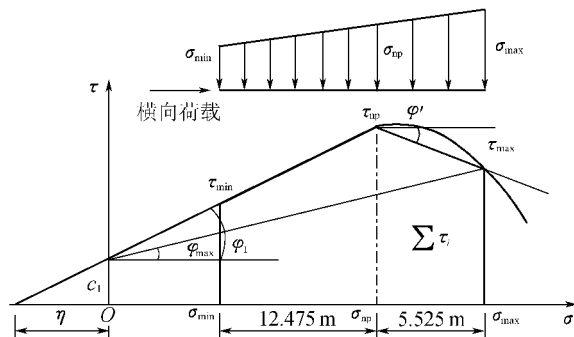


图 5 借用三河闸压板试验人工模拟地基
 承载力计算曲线

在发生 7 度地震且处于设计洪水位时关门,按
 图 5 计算 : $\sigma_{\max} = 200.4 \text{ kPa}, \sigma_{\min} = 36.2 \text{ kPa}, \varphi_{1\max} =$
 8.5° ,得

$$\tan\psi_{1\max} = 0.192$$

$$K_{c\max} = \frac{\tan\psi_{1\max} \sum W}{\sum H} = 0.81$$

地基土处在混合抗滑动形式, $K_c = 1$ 处约在闸底板
 前趾内 2 m 处,约占底板长度 11.0% 的前趾地基土
 处在滑动状态。

$$\text{闸身整体抗滑安全系数} : K = \frac{\sum \tau_i}{\sum h} = 1.12 >$$

1.05, 闸身整体不滑动。

在发生 7 度地震且处于设计洪水位时开门泄
 洪 : $\sigma_{\max} = 164.5 \text{ kPa}, \sigma_{\min} = 72.2 \text{ kPa}, \sigma_{1\max} = 16^\circ$,
 $\tan\psi_{1\max} = 0.34$,处在平面滑动形式。 $K_{c\max} = 3.85$ 。

- h. 分析 :从抗震加固核算中,抗震洪水期关门,
 采用的地基土的 $\sigma_{\max}$ 大,使地基土抗滑动指标计算
 值安全系数与水工建筑物抗滑动安全裕量相比偏
 小,发生混合滑动形式。如果抗震洪水期开门, $\sigma_{\max}$

可减小 35.9 kPa。因此在洪水期开门保持 1 000 m³/s 的下泄流量,可使 $\sigma_{\max} \approx 120$ kPa,可提高地基土抗滑动稳定安全系数。仅需取 $\frac{1}{3} c_1$, 即得 $\tan \phi_{1\max} = 0.40$, 不仅满足闸身抗滑动稳定,还会增大地基土处在平面抗滑动形式的可靠性。

5.3 三河船闸 (1970 年建成,1974 年后 3 次加固) [6-7]

三河船闸 1970 年夏竣工投入运行后,闸室墙身逐步前倾。1974 年检查,前倾量最大处超过 170 mm。闸室水位在正常通航运行中升降时,墙顶发生前后移动 5 ~ 8 mm。闸室底混凝土撑梁断裂。闸室中部干砌块石护底隆起,最大处比原来抬高约 30 cm。闸室墙垂直下沉量有 70 ~ 80 mm,最大处约 100 mm。

a. 地基土是粉质黏土,钻探取样直接快剪为 $c^H = 149$ kPa, $\varphi^H = 15^\circ$ 。设计采用 $c_1 = \frac{c^H}{k_c} \approx 100$ kPa,

$$\varphi_1 = \frac{\varphi^H}{k_\varphi} = \frac{15^\circ}{1} = 15^\circ.$$

b. 闸室墙后填土完成,闸室内未放水时,墙身稳定是控制条件,按原计算书: $\sigma_{\max} = 367$ kPa, $\sigma_{\min} = 19$ kPa。按式(5)对闸底板前趾地基土计算:

$$\begin{aligned} \tan \phi_{1\max} &= 0.53 \\ K_{c\max} &= \frac{\tan \phi_1 \sum W}{\sum h} = 1.06 \end{aligned}$$

计算中采用的 c_1 值比压板试验值大。这是因为在完建期可以闸室先放水,墙后再填土到设计标高,以减小墙身横向推力和竖向重力,提高闸室墙前趾的抗滑安全系数,故没有出现事故。

c. 加固前闸室航运处在正常高水位时闸室墙的地基反力为 $\sigma_{\max} = 175.5$ kPa, $\sigma_{\min} = 107.5$ kPa。加固前计算底板前趾地基土抗滑动稳定:

$$\begin{aligned} \tan \phi_{1\max} &= 0.834 \\ K_{c\max} &= \frac{\tan \phi_{1\max} \sum W}{\sum h} = 1.82 \end{aligned}$$

d. 加固前闸室航运处在正常低水位时闸室墙的地基反力为 $\sigma_{\max} = 259.2$ kPa, $\sigma_{\min} = 64.4$ kPa。加固前计算底板前趾地基土抗滑动稳定:

$$\begin{aligned} \tan \phi_{1\max} &= 0.652 \\ K_{c\max} &= \frac{\tan \phi_{1\max} \sum W}{\sum h} = 0.88 \end{aligned}$$

$K_c = 1$ 约位于底板前趾缩进 1.5 m 处,墙身底板宽 5.5 m,计算的地基土局部滑动部位约占底板长度的 27%。闸身地基土处在混合抗滑动形式。

e. 如果将三河闸和高良涧闸的压板试验成果

与它们的快剪试验成果比较, c^H 仅为其 1/3。如计入压板试验的影响,将地基土抗滑摩擦系数减小,不计安全系数,取 $k_s \approx 1.0$,得加固前闸室航运正常低水位底板前趾地基土抗滑动稳定值为 $c_1 = c^H = 49.7$ kPa, $\tan \varphi_1 = \tan 15^\circ$, $\tan \varphi_{1\max} = \tan \varphi_1 + \frac{c_1}{\sigma_{\max}} = 0.46$, $K_{c\max} = 0.64$ 。

计算得前趾 $K_{c\max} = 0.64$,底板长约 80% 的前趾地基土处在滑动状态,已处在深层滑动形式。闸室处在上游航运水位时,前趾 $K_{c\max} = 1.19$,局部地基土不滑动。

地基土没有抗滑动承载能力曲线,如与三河闸的地基土一样, $\sigma_{np} \approx 150$ kPa,因采用的 c^H 值很大,横向力小, $K > 1$,计算结果表明闸室整体也不滑动。

f. 1974 年后的 3 次加固是降低墙后填土高程和墙后水位,检修时降到 $\nabla 7.0$ m,在原地面以下。2006 年闸室墙滑动变位已趋于稳定 [7]。

g. 闸室墙已在 2006 年冬因除险加固、安全度汛的需要,将其拆除并改为坞室闸室。

参考文献:

[1] 叶夫道基莫夫 П.Г. 软基上水工建筑物的稳定性和地基强度 [M]. 王正宏,译.北京:水利出版社,1958:125-130.
[2] 高良涧、三河闸、射阳河闸混凝土板与土壤摩擦试验技术总结 [R]. 扬州:江苏省工程勘测研究院有限责任公司,1956.
[3] 三河闸加固地基摩擦试验资料汇编 [R]. 扬州:江苏省工程勘测研究院有限责任公司,1969.
[4] 高良涧进水闸加固摩擦试验报告 [R]. 扬州:江苏省工程勘测研究院有限责任公司,1966.
[5] 高良涧进水闸防洪抗震加固工程初步设计 [R]. 扬州:江苏省工程勘测研究院有限责任公司,1993.
[6] 江苏省淮河入江水道三河船闸设计书 [R]. 扬州:江苏省水利勘测设计研究有限责任公司,1969.
[7] 徐振华,潘卫凯. 浅论三河船闸闸室墙加固处理 [J]. 江苏水利,2006(9):30.

(收稿日期 2007-03-13 编辑 马敏峰)

