

地基土上水工建筑物的抗滑动稳定研究(续)

周君亮

(江苏省水利厅, 南京 210029)

[摘要] 研究地基土上水工建筑物抗滑稳定中存在的问题。利用在基坑内压板抗滑动试验成果, 确定地基土回弹影响后的抗滑承载能力降低数值, 定量确定地基土抗滑剪应力包线和抗滑摩擦系数; 提出采用地基土承受偏心荷载的最大压应力 σ_{\max} 预测建筑物位移、滑动和地基土蠕变滑动的设计方法; 确定地基土蠕变滑动轮廓; 限定地基土的最大压应力等。按拟定方法回顾计算两座已建水工建筑物, 成果符合实物工况。

[关键词] 压板抗滑试验; 剪应力强度包线; 摩擦系数; 位移与滑动形式; 蠕变滑动; 设计计算方法

[中图分类号] TV223.2⁺1 [文献标识码] A [文章编号] 1009-1742(2011)09-0022-09

1 水工建筑物地基土的抗滑剪应力

1.1 小型压板试验原位实测土体回弹影响

为测定基坑开挖卸荷、地基土回弹对地基土抗滑剪应力的影响, 采用现浇混凝土平底面板上加不同的竖向偏心压力模拟建筑物底板在地基土上的抗滑试验, 简称压板试验。地基土的抗滑破坏是剪切破坏, 可以测定地基土与底板间的抗滑剪应力。压板试验测得的抗滑剪应力参数比室内土样试验测得的参数要低, 但符合实际。黏性地基土承载能力图如图 1 所示。

抗滑剪应力参数可由库伦公式表示如下^[1]:

$$\tau^H = \sigma_i \tan \varphi^H + c^H \quad (1)$$

为提高试验精度, 采用不同尺寸的多块压板, 在同一压应力下, 剪切试验数据按统计平均值作为该点地基土的抗滑剪应力。

1.2 讨论

1) 各种不同类黏性土的矿物成分、形状、级配、成因、结构不同, 工程特性不同; 土颗粒含有吸附水层、自由水和气态水; 在外界压力增加、孔隙比减小时, 土体密度增加, 土颗粒间自由水被排出, 气态水

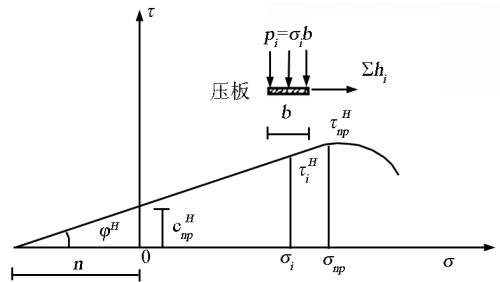


图 1 黏性地基土承载能力图

Fig. 1 Bearing capacity of anti sliding of subbed of clay soil

被压缩或溶解在水中, 胶凝作用增加, 凝聚力增加; 外界压力减小、孔隙比增加时, 土体密度减小, 自由水体增加, 气态水被释放, 胶溶作用增大, 凝聚力减小。

2) 某种沙质黏土试验成果^[2]如图 2 所示。

3) 原位压板试验按正常固结顺序分级加压, 24 h 后原位压板快剪试验与原来钻探试验结果比较如下:

三河闸粉质黏土地基, 1952 年原位钻探取样直接快剪试验: $c^H = 63 \text{ kPa}$, $\varphi^H = 23^\circ$, 孔隙比 0.63;

[收稿日期] 2011-07-06

[作者简介] 周君亮(1925—), 男, 江苏无锡市人, 中国工程院院士, 中国工程设计大师, 教授级高级工程师, 主要从事水利工程和航运建筑物设计工作; E-mail: zcw@nuaa.edu.cn

作者在本刊 2010 年第 3 期发表了《地基土上水工建筑物的抗滑动稳定研究》一文, 本文是其续篇——编者

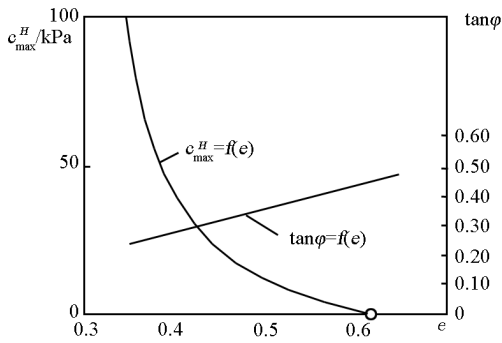


图2 某种黏土试验测定孔隙比 e 与极限凝聚力 c_{max}^H 、内摩擦系数 $\tan\varphi$ 的关系

Fig.2 Relations of a sand clay among void rates e , maximum cohesion c_{max}^H and coefficient of internal friction $\tan\varphi$

滑形式,在它作用下的试验指标 $\tan\varphi_{max}^H$ 和 c_{max}^H 的统计平均值合成 $\tan\psi_{max}^H$, 作为地基土抗剪特性指标值。式(1)改写成下列形式:

$$\begin{aligned} \text{黏性土 } \tan\psi_{max}^H &= \frac{\tau_{max}^H}{\sigma_{max}} = \tan\varphi_{max}^H + \frac{c_{max}^H}{\sigma_{max}} \\ \text{沙土 } \tan\psi_{max}^H &= \frac{\tau_{max}^H}{\sigma_{max}} \end{aligned} \quad (3)$$

$\tan\psi_{max}^H$ 是 3 个参数的计算值, 因为 $\tan\varphi_{max}^H$ 和 c_{max}^H 是地基土的试验参数, 成果有离散问题, 按照习惯, 仍以参数的最小平均值计入他们的离散影响, 称为地基土特性指标计算值, 见式(4):

$$\begin{aligned} \text{黏性土 } \tan\psi_{max} &= \frac{\tau_{max}}{\sigma_{max}} = \tan\varphi_{max} + \frac{C_{max}}{\sigma_{max}} \\ \text{沙土 } \tan\psi_{max} &= \frac{\tau_{max}}{\sigma_{max}} = \tan\varphi_{max} \end{aligned} \quad (4)$$

2.3 地基土抗滑剪应力包线

1) 特征压应力 σ_{max} 在建筑物设计中根据方案比选而定, 即使同一工程, 也随工况不同而不同。压应力与土体的孔隙比的回弹再压缩关系 $\Delta e/\Delta\sigma$ 是曲线, 土体的每一孔隙比都有与它适应的抗剪强度。

2) 试验参数按最高应力水平 $\sigma_{max} \approx \sigma_{np}$ 提供, 各级 $\sigma_0 \sim \sigma_{np}$ 范围的 $\tau_i \sim \sigma_i$ 函数关系称包线。在压应力 $\sigma_i > \sigma_{np}$ 时土体抗剪强度急剧下降。a. 地基土抗剪强度中凝聚力的应用: 黏性土凝聚力 c_i^H 是由土体内结构压力产生的潜在极限抗剪强度, 在外荷载压应力作用下才发挥出与其适应的抗剪强度。b. 黏性土的抗剪强度随孔隙比变化而增减, 抗剪强度中凝聚力随压应力增大而增大, 内摩擦角随压应力增大而减小。c. 图 3 是超固结土样卸荷到各压应力剪切试验的包线。从 $\sigma_i < (50 \sim 100)$ kPa 到 σ_{max} 的包线可作为直线^[2]; 压应力水平低时包线为曲线。d. 图 3 中虚线为超固结土样的包线, 下移至压

1967 年在下游护坦做压板试验: $c^H = 22$ kPa, $\varphi^H = 23^\circ$, 孔隙比 0.71。两者凝聚力之比为 2.74:1。

高良涧进水闸是轻粉质壤土地基, 钻探取样室内直接快剪试验: $c^H = 72$ kPa, $\varphi^H = 22^\circ$, 孔隙比 0.67; 压板试验: $c^H = 26$ kPa, $\varphi^H = 18^\circ$, 孔隙比 0.76。两者凝聚力之比为 2.77:1。

射阳河闸是粉沙土地基, 钻探取样直接快剪试验: $c^H = 0$, $\varphi^H = 27^\circ$; 压板试验: $c^H = 0$, $\varphi^H = 22^\circ$ 。摩擦系数之比为 1.25:1。

4) 从上述资料可以看出, 因基坑开挖, 下卧土体回弹, 导致黏性土的凝聚力减小很多。由于土体回弹所引起的抗剪强度减小的机理研究甚少, 这已成为完善土基上水工建筑物抗滑稳定设计方法的关键问题之一。

5) 原位压板试验资料较多时, 在设计工作开始时可以由室内直接快剪试验估算原位场地压板试验参数, 作为考虑基坑开挖、下卧土体回弹导致地基土抗滑剪应力降低的依据。

2 土基上水工建筑物的滑动设计和计算

2.1 土基的抗剪特性指标

式(1)可以写成下列形式:

$$\begin{aligned} \text{黏性土 } \tan\psi_i^H &= \tan\varphi_i^H + \frac{c_i^H}{\sigma_i} \\ \text{沙土 } \tan\psi_i^H &= \tan\varphi_i^H \end{aligned} \quad (2)$$

式(2)中 $\tan\psi_i^H$ 为抗剪特性指标值, 由压应力 σ_i 作用下试验成果 $\tan\varphi_i^H$ 和 c_i^H 各自的统计平均值确定。

2.2 地基土抗滑动指标计算值的安全裕量

由特征压应力 σ_{max} 控制地基土的位移面和抗

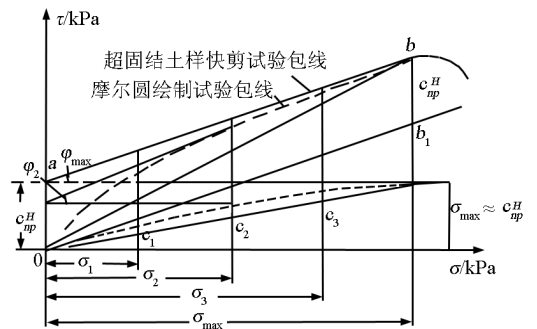


图3 不同压应力 σ_i 试验实测判定的不同凝聚力 c_i

Fig.3 The values of c_i with variable σ_i

力轴线,表示凝聚力强度。

3) 试验中固结压应力的影响: a. 因为天然土层都已有一定固结,在试验现场保持土样原有固结压应力,当试验压应力小于原有固结压应力时,包线出现峰值抗剪强度,包线成为比正常固结较为平缓的曲线,凝聚力较大。b. 在试验现场保持土样原有固结压应力不变,当试验压应力小于原有固结压应力时,超压密的黏性土的抗剪强度要比正常固结的大,增大部分称为峰值抗剪强度。峰值抗剪强度中的凝聚力随着反复剪切而完全消失,其内摩擦角则稍减小到一定值。c. 水利工程经受反复受力条件,在压应力水平低时出现增加的峰值抗剪强度将消失。d. 在沙土试验中,当试验压应力小于原有固结压应力时为密沙,密沙增加的剪切强度因剪胀膨胀丧失。e. 在正常固结压应力下,在每一压应力下凝聚力减少与压应力减少的比例相同,内摩擦系数认为几乎不变,包线的函数关系可作为直线。

4) 由于不可能在试验压应力为零时做正常固结土样试验,因此认为此时抗剪强度为零,包线的终点定在 c_i 为零和 $\tan\varphi$ 的坐标原点。最大压应力点为正常固结土样试验压应力 $\sigma_{max} \approx \sigma_{np}$, 试验所得 τ_{max} , 反求 $\tan\psi_{max}$ 、凝聚力 c_{max} 和内摩擦角 φ 的值。

5) 沙土的各级 $\tau_i \sim \sigma_i$ 的函数关系作为直线,取 $k_{\varphi_i} = 1$ 。

2.4 地基土设计抗滑摩擦系数

1) 根据 2.3 和 2.4 节,取设计包线为直线,在式 (4) $\tau_i \sim \sigma_i$ 函数中,取 $k_{c_i} = \sigma_{max}/\sigma_i$, 计算 $c_i = c_{max}/k_{c_i}$, 取 $\tan\varphi_{max} = \tan\varphi'_{max}$, 计算 $k_{\varphi} = 1$ 。

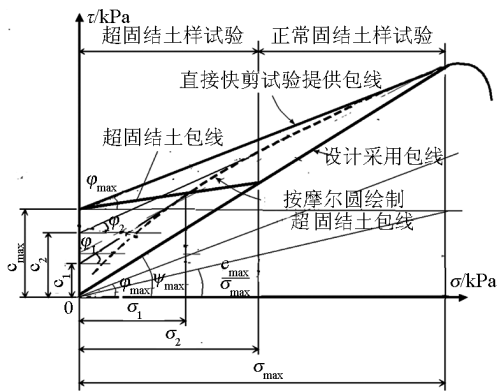


图 4 黏性地基土的设计抗剪强度的 $\tau_i \sim \sigma_i$ 包线

Fig. 4 Shearing envelop trajectory of $\tau_i \sim \sigma_i$ for clay soils

2) 采用设计包线时避开压应力水平很低的前端部分,作为直线误差较小。地基土特性指标计算

值称为地基土摩擦抗滑系数 $\tan\psi_i$, 见式 (5):

$$\begin{aligned} \text{黏性土 } \tan\psi_i &= \frac{\tau_i}{\sigma_i} = \frac{\tan\varphi_{max}}{k_{\varphi_i}} + \frac{c_{max}}{k_{c_i}\sigma_i} = \\ & \tan\varphi_{max} + \frac{c_i}{\sigma_i} \\ \text{沙土 } \tan\psi_i &= \frac{\tau_i}{\sigma_i} = \frac{\tan\varphi_{max}}{k_{\varphi_i}} = \tan\varphi_{max} \end{aligned} \quad (5)$$

2.5 讨论

地基土抗剪试验的应力状态与工程实际的应力状态、应力水平和应力路径不完全相同,加上土体结构的复杂性,土工试验条件要完全符合工程实际条件是很困难的,因此重视总结长期实践经验是十分必要的。水利工程的应力状态是按平均办法以总应力来叙述,实践中施工速度较快,建成运行时地基土承受的剪切应力是高、低水平长期连续交替。压板试验是原位直接快剪,测定的应力状态较接近工程实际。

3 水工建筑物土基上的抗滑设计

建筑物底板是整体,它在地基土上的滑动是整体位移和滑动,分接触面或接触面下地基土内整体位移和滑动;地基土的滑动是蠕变滑动,分地基土局部滑动和深层滑动。建筑物底板整体位移和滑动与地基土蠕变滑动的机理不同,要研究符合实际工况的计算方法。

3.1 水工建筑物底板在地基土上的位移

底板直接浇筑在土基上形成与地基土十分粗糙的接触面,该面抗滑摩擦系数大于地基土内部的特性指标计算值时,底板沿地基土内发生位移,最大位移面受接触面的约束移入土内。

当外荷载经底板传到地基土上的压应力使地基土产生的抗滑剪力等于或大于外荷载的滑动剪力时,外荷载的滑动剪力不必要传到接触面下地基土层来分担,地基土层不会滑动。反之外荷载产生的滑动剪力如传到接触面下地基土层,则接触面下地基土层分担越多,地基土发生滑动土体越大。

在某一竖向压应力作用下,地基土发生单位滑移所需的剪应力称为它的抗剪劲度,地基土的抗拉强度很低,不能传递横向剪力,在分担外荷载横向剪力时挤推邻近土体,使土体形成蠕变滑动。因为底板结构强度大,各部位材料抗拉强度大于地基土的抗剪劲度,底板能够在与地基土接触面传递总的横向荷载,形成底板自身整体位移和滑动,并可能使地基土蠕变滑动。

当接触面抗滑摩擦系数小于地基土内的特性指标计算值时,底板沿该面发生位移;当外荷载产生的横向滑动剪力大于位移所需的抗滑剪力时,依次底板沿该面发生位移,再发生平面滑动。水工建筑物底板都是直接浇筑在土基上的,形成与地基土十分粗糙的接触面,笔者按该面抗滑摩擦系数大于地基土内部的特性指标计算值研究^[3]:在外荷载产生的横向滑动剪力大于位移所需的抗滑剪力时,依次底板沿该面发生位移,再发生地基土局部滑动到深层滑动,同时伴有底板沿该面发生间断性滑动,建筑物向滑动方向倾倒。

1) 由于底板的整体作用,总竖向外荷载 $\sum W$ 与总横向外荷载 $\sum h$ 的摩擦角 $\sum W/\sum h$ 称为外荷载滑动特性指标, $\sum h$ 中不包括试验拉力。它作用在底板 σ_{\max} 点时仅底板发生位移,该点地基土不滑动,即 $\sum h/\sum W = \tan\psi_{\max}$ 时,此压应力为 $\sigma'_{\max} = 0$,其他情况:

$$\sigma'_{\max} = \sigma_{\max} \left(\frac{\sum h}{\sum W} - \tan\psi_{\max} \right) \quad (6)$$

2) 因底板整体作用,计入外竖向荷载的偏心作用,任何 i 点仅发生位移时,该点地基土的外荷载平均横向滑动力为 $\tau'_{ci} = \tan\psi_{\max} \sigma'_{\max}$ 。如在 i 点传入底板地基土中的压应力大于上述压应力,大于部分 $\sigma''_{ci} = \sigma_{\max} - \sigma'_{ci}$ 将传入地基土成为它的滑动剪力 $\tau''_{ci} = \tan\psi_{\max} \sigma_{\max} - \tau'_{ci}$ 。

3) 在 $\sigma''_{ci} = 0$ 处,地基土开始滑动。在地基土开始滑动时, i 点离前趾 σ_{\max} 的距离 $b'' = \left(\frac{\sigma_{\max} - \sigma'_{ci}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \right) b$, b 为底板长, b'' 为底板下发生滑动地基土的长度。

4) 因底板整体作用,根据外荷载的滑动特性指标 $\sum h/\sum W$ 大于地基土的 $\tan\psi_{\max}$ 部分,发生在 b'' 长的滑动剪力在 b 长内重分配。

3.2 地基土上水工建筑物底板整体位移和滑动稳定

根据地基土上承载能力计算图,当 $\sigma_i \leq \sigma_{np}$ 时,在包线 i 点的剪应力为 $\sigma_i \tan\psi_{\max} = \sigma_i \tan\varphi_{\max} + c_{\max}/k_{ci}$,包线作为直线,如图5所示。

包线在 $\sigma_{\max} > \sigma_{np}$ 段为曲线,剪力很快减小,曲线曲率在土工试验中无规律可循,且地基土已可能处在混合滑动,故限制 σ_{\max} 使用,见3.5节。

根据底板在地基土上的荷载压力图形,得水工

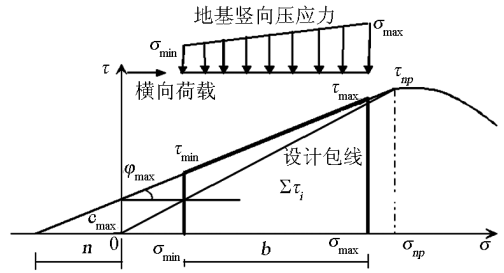


图5 黏性地基土水工建筑物整体抗滑动计算
Fig.5 Calculating charts for anti sliding capacity of hydraulic structures on clay subbed

建筑物底板单位宽地基土总的抗滑动剪力为:

$$\sum_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \tau_i b = \sum_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \sigma_i \tan\psi_{\max} b = \tan\psi_{\max} \sum W$$

$$\sigma_i = \sigma_{\min} + \frac{x}{b} (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \quad (7)$$

式(7)中 σ_i 为单调递增。设计要求地基土处在平面抗滑情况,式中 σ_{\max} 必须小于地基土临界压应力,不使地基土可能出现混合或深层滑动。

建筑物整体稳定安全系数要求达到保证建筑物与地基土整体稳定,见式(8):

$$\text{黏性土 } K_s = \tan\psi_{\max} \frac{\sum W}{\sum h}$$

$$\text{沙土 } K_s = \tan\varphi \frac{\sum W}{\sum h} \quad (8)$$

式(8)中 K_s 为底板整体位移和滑动安全系数,按规范要求 $K_s = 1.35 \sim 1.25$ 。如 $K_s \geq 1$,底板与地基土之间只有整体位移,不发生底板滑动和地基土滑动。

底板上任何 i 点发生整体位移和滑动的安全系数为:

$$K''_{si} = \tan\psi_{\max} \frac{\sigma_i}{\sum h} \quad (9)$$

因底板整体作用,建筑物底板整体位移和滑动的安全系数为:

$$K_s = \frac{(K''_{s\max} + K''_{s\min})}{2} \quad (10)$$

当 $K_s \geq 1$ 时,应按式(8)或式(9)、式(10)计算。

3.3 水工建筑物地基土抗滑动稳定计算

地基土滑动是由于底板在发生整体位移后,外荷载剩余的滑动力传入地基土所致。因为地基土的

抗拉强度很低,不能传递横向剪力,故计算底板传到各点地基土上的横向剪力时要计入总竖向外荷载的偏心作用。偏心竖向荷载 σ_i 中扣除承担底板位移的 σ'_{ci} 后,与地基土抗滑摩擦系数 $\tan\psi_{\max}$ 的乘积为地基土该 i 点抗滑剪力,它与平均横向荷载 $\sum h/b$ 之比,相当于地基土上 σ''_{ci} 作用 i 点地基土的抗滑安全系数 K'_{ci} ,控制该点地基土的抗滑形式。当 $K'_{ci} < 1$ 时:在 $K_s < 1$ 时,该接触面抗滑摩擦系数大于地基土内部的特性指标计算值,底板地基土之间有整体位移、底板多次间断性滑动和地基土局部滑动到深层滑动。底板整体位移和滑动安全系数按式(13)计算,地基上滑动安全系数应按式(11)分开计算;在 $K_s < 1$ 时,该接触面抗滑摩擦系数如小于地基土内部的特性指标计算值,底板与地基土之间有底板整体位移,底板平面滑动而失事:此时应用式(6)时以接触面的摩擦系数替换 $\tan\psi_{\max}$ 。

1) 在压应力中计入总荷载竖向偏心影响时,在底板任何 i 点压应力 σ'_{ci} 传到地基土产生底板位移的滑动力,由于底板的整体作用,发生滑动的底板范围内任何 i 点处地基土滑动的平均横向滑动力为 $\tau'_{ci} = \tau'_{c\max}$,其压应力为 $\sigma'_{ci} = \sigma_{c\max}$ 。

此底板位移所需压应力为:

$$\sigma'_{c\max} = \sigma_{\max} \left[\frac{\sum h}{\sum W} - \tan\psi_{\max} \right]$$

2) 扣除由外荷载传到地基土上 i 点由底板位移承担的滑动剪力 $\sigma'_{ci}b$,地基土发生局部滑动时,计入底板的整体作用,地基土的整体抗滑安全系数 K_c 为:

$$K_c = \tan\psi_{\max} \frac{\sum W - \sigma'_{ci}b''}{\sum h - \tan\psi_{\max} \sigma'_{ci}b''} \quad (11)$$

3) 扣除由外荷载传到地基土上 i 点由底板位移承担的滑动剪力 $\sigma'_{ci}b$,计入竖向荷载偏心作用,底板前、后趾地基土发生局部滑动时的抗滑安全系数为:

$$K'_{c\max} = \tan\psi_{\max} \frac{\sigma_{\max} - \sigma'_{ci} \frac{b''}{b}}{\frac{\sum h}{b} - \tan\psi_{\max} \sigma'_{ci} \frac{b''}{b}}$$

$$K'_{c\min} = \tan\psi_{\max} \frac{\sigma_{\min} - \sigma'_{ci} \frac{b''}{b}}{\frac{\sum h}{b} - \tan\psi_{\max} \sigma'_{ci} \frac{b''}{b}} \quad (12)$$

4) 地基土发生滑动时,底板滑动计入底板的整

体作用,扣除位移所需的横向剪应力;计入外荷载传到底板上由底板位移所需总的压应力。底板整体抗滑安全系数 K_s 为:

$$K_s = \tan\psi_{\max} \frac{\sum W}{\sum h - \tan\psi_{\max} \sigma'_{ci}b''} \quad (13)$$

5) 地基土不能传递横向剪应力,故计入竖向荷载偏心作用,并扣除外荷载传到地基土上底板位移承担的平均滑动剪力,底板前、后趾的抗滑安全系数分别为:

$$K''_{s\max} = \tan\psi_{\max} \frac{\sigma''_{\max}}{\sum h - \tan\psi_{\max} \sigma'_{ci}b''}$$

$$K''_{s\min} = \tan\psi_{\max} \frac{\sigma''_{\min}}{\sum h - \tan\psi_{\max} \sigma'_{ci}b''} \quad (14)$$

式(14)中 σ''_{\max} 、 σ''_{\min} 为外荷载作用在底板上的最大压应力 σ_{\max} 、最小压应力 σ_{\min} 扣除底板位移所需压应力的偏心力矩后,所得的底板前趾、后趾的压应力。

6) 即使底板前趾和地基土前趾的滑动安全系数保持一致,后趾地基土的滑动安全系数也减小很多,使地基土滑动安全系数比底板的减小很多。随着地基土蠕变滑动幅度加大,底板受地基土滑动带动,处在不稳定状态,发生多次间断性滑动,建筑物前倾。

7) 由于底板整体作用,外荷载经底板位移传到地基土使它滑动的竖向压应力和横向滑动力都减小,偏心力矩也减小,外荷载作用在地基上的滑动特性指标 $\sum h/\sum W$ 加大,使地基土抗滑安全系数 K_s 减小,地基土发生滑动增大;带动底板发生间断性滑动增加;但加大了底板的原有位移和滑动的整体安全系数,延缓建筑物倾斜导致结构的破坏过程。

8) 在计算中确定底板上 $K'_{ci} < 1$ 的压力点位置,作为该部位地基土发生滑动被挤出的起点,根据该处在滑动状态的地基土占有多少底板长度,评估滑动严重程度。

9) 在成层地基土上,如各层地基土的抗滑动承载能力已知时,在夹层地基土面上的计算压应力为底板作用在地基土上的压应力加上夹层以上的土重,由计算的剪应力与底板作用在地基土上传到夹层上的平均剪应力相比较,确定夹层土的抗滑动形式。

3.4 地基土蠕变滑动计算

1) 现有基于弹性理论计算地基土体塑性开展区, 底板范围内地基土面层不发生蠕变滑动。采用极限平衡理论计算土体滑动区, 土体滑动区是从底板后趾边开始向前趾以外土体滑动。两者计算成果与实际工况和试验成果都不吻合。

2) 地基土滑动区轮廓: 底板地基土内部某 i 点的 $K'_{ci} = 1$, 则该点以下土体不滑动, 可得到土体滑动区。

基于地基土受拉强度为零, 剪应力不能传递, 但剪应力造成土体挤压的压缩变形传递, 形成了土体滑动。

在较大剪应力作用时, 底板前趾部位滑动土体向底板外土体挤压, 变形减小, 在一定深度处, 土体抗滑动剪应力虽减小, 但变形增大, 使最大位移面于土体内, 形成混合或深层滑动形式, 图 6 中 $K'_{cA} = K'_{cB} = K'_{cC} = 1$ 以上为滑动区。

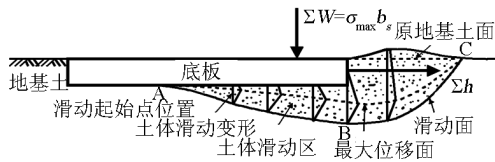


图 6 地基土混合抗滑动形式示意

Fig.6 Compound form of anti sliding move between dragged plate and subsoil

基于地基土受拉强度为零, 抗御横向力的剪应力大小仅与它承受的压应力和试验特性指标有关, 剪应力不能传递; 但剪应力造成土体挤压的压缩变形可以传递, 形成滑动变形。故 1 - B 为底板前趾前端垂线。在 B 点土体承受的挤推力与自身的抗滑力平衡, 即滑动安全系数 $K'_{cB} = 1$ 。

1) 土体滑动区如图 6 所示, 荷载作用在地基土上作用的滑动指标 $\tan\psi_{cp} = \sum h / \sum W$ 。开始滑动点 $K_{ci} = 1$ 的压应力 $\sigma'_{cmax} = \sigma_{max} (\sum h / \sum W - \tan\psi_{max})$, 开始滑动点到前趾距为距离 l , 可评估其滑动严重程度。

2) 传到地基土开始滑动点上的剪力 $\tau_i = \tan\psi_{max} \sigma_i$ 。前趾地基土最大压应力处产生的最大抗剪力 $\tau_{max} = \tan\psi_{max} \sigma_{max}$ 。前趾最大压应力点地基土抗剪力挤推传入土中为 $\Delta\tau = \tau_{max} - \tau_{ci}$, 由下层土承担。

3) 下层土浮容重按 $\gamma = 1.0 \text{ t/m}^3$ 计算, 挤推传入土中深约 $h = \Delta\tau / \gamma$ 。前趾地基土外侧 1 - B 承

受总的侧推力 $\sum \tau \approx \Delta\tau_i l h / 2$ 。自前趾到 C 点的水平距离形成被动滑动区 $L \approx \sum \tau_i h / 2$, 地基土滑动属于蠕变滑动。

4) 简单分析提供了计算蠕变滑动的途径, 通过实例证实是可信的。

3.5 地基土抗滑动承载能力临界安全富裕

工程中地基土抗滑动是有竖向荷载和横向荷载共同作用, 有时横向荷载很小, 计算所得可能很大。因为地基土的抗滑动承载能力是由它的特征压应力决定的, 当特征压应力 σ_{max} 位于临界的压应力 σ_{np} 点时, 对应 $\sigma_{max} \sim \tau^H$ 为曲线段, τ^H_{max} 随 σ_{max} 增大而急剧减小。

因此要求用地基土承载力临界安全富裕系数 K_{np} 控制地基土的临界压应力, 限制 σ_{max} 值使用, 作为式 (8) 的补充。地基土的临界承载力安全富裕系数为:

$$\begin{aligned} \text{黏性土 } K_{np} &= \frac{\tan\psi_{np}}{\tan\psi_{max}} \geq 1 \\ \text{沙土 } K_{np} &= \frac{\tan\varphi_{np}}{\tan\varphi_{max}} \geq 1 \end{aligned} \quad (15)$$

在压板试验中, 地基土压应力范围要拓宽到 $\sigma_i > \sigma_{np}$ 部分, 满足设计要求。

3.6 讨论

根据地基土抗滑承载能力图, 定量确定采用的 K_{np} 值, 拟定设计最大地基压应力, 根据 φ^H 和 c^H 的离散程度, 采用了多个安全系数。计算满足 $\tan\psi_{max}$ 和 K_{max} 要求, 然后再单独设置地基土的抗滑动安全系数 K_{ci} 。

4 回顾分析两座已建水工建筑物

4.1 三河闸^[4-6]

三河闸位于洪泽湖大堤上, 是建在天然地基上的建筑物, 设计闸身重量很轻, 闸孔总净宽 63 m × 10 m。1953 年建成, 1968 年加固。1954 年淮河大洪水后, 因为在控制泄洪时原建闸身挡洪不稳定, 要加重闸身, 底板强度不够, 几次加固设计都必须先解决淮河洪水出路后才可打坝断流, 加固底板。

1968 年加固时, 借用岩基抗剪公式, 将土壤凝聚力作为抗剪强度, 利用压板试验数据, 取地基土凝聚力为原直接快剪的 1/3, 可不打坝即完成加固。按本文拟定方法计算如下:

1) 地基土是粉质黏土^[2,3], 钻探取样直接快剪: $c^H = 63 \text{ kPa}$, $\varphi^H = 23^\circ$ 。

2) 1967年压板试验: $c^H = 22 \text{ kPa}$, $\varphi^H = 23^\circ$, 考虑浸水影响, 采用 $\varphi' = 21^\circ$, $c' = 21 \text{ kPa}$ 。地基土临界压应力 $\tau_{np} = 150 \text{ kPa}$, 取实测最小值 $\tau_{np} = 120 \text{ kPa}$ 。摩擦系数 $\tan\psi_{c_{max}} = \tan\varphi_{max} + c_{max}/\sigma_{c_{max}} = \tan 21^\circ + 21/120 = 0.559$ 。

3) 在工况 1: 底板整体(底板 $18 \text{ m} \times 32.2 \text{ m}$) 抗滑安全系数 $K_s = \tan\psi_{max} \sum W / \sum h = 1.21$, 地基土不发生滑动。其中前趾地基土抗滑安全系数

$$K'_{c_{max}} = \tan\psi_{max} (\sigma_{max} / \frac{\sum h}{b}) = 1.94, \text{后趾 } K'_{c_{min}} = \tan\psi_{max} (\sigma_{min} / \frac{\sum h}{b}) = 0.497, \text{底板整体调为 } K_s = 1.21。$$

在工况 2: 底板整体 $K_s = \tan\psi_{max} \sum W / \sum h = 1.18$ 。底板前趾 $K''_{s_{min}} = 1.19$, 后趾 $K''_{s_{max}} = 1.17$ 。

4) 三河闸加固设计计算成果见表 1, 应用上述方法对三河闸进行回顾分析的计算成果见表 2。

表 1 三河闸加固设计计算成果

Table 1 The reinforce design calculation results of Sanhe sluice

工况	原设计工况				原计算成果			
	$H_{上}/\text{m}$	$H_{下}/\text{m}$	浪高/m	泄洪/ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	σ_{max}/kPa	σ_{min}/kPa	$\sum W/\text{kPa}$	$\sum h/\text{kPa}$
1	16.00	12.90	2.50 闸胸 墙顶漫浪	12 000 控泄 8 000	64.50	16.10	24 080	11 080
2	13.5 + 涌高 0.50	7.50	2.10	关门	40.70	39.10	24 020	11 391

表 2 三河闸回顾分析计算成果

Table 2 Analysis calculation results of Sanhe sluice

工况	抗滑动摩擦系数的参数				地基土抗滑安全系数			底板位移和滑动安全系数			
	$\tan\psi_{max}^H$	$\tan\psi'_{max}$	k_c	k_φ	$\tan\psi_{max}$	$K'_{c_{max}}$	$K'_{c_{min}}$	K_c	$K''_{s_{max}}$	$K''_{s_{min}}$	K_s
1	0.765	0.709	1.86	1	0.559	1.94	0.497	1.21	1.94	0.497	1.21
2	0.90	0.900	3.0	1	0.559	1.19	1.17	1.18	1.19	1.17	1.18

注: 按图 5 包线为直线计算

5) 在 1981 年 10 月 22 日三河闸闸上水位 13.76 m, 闸下 7.87 m; 现在接近加固设计冬春季设计闸上水位 13.50 m, 闸下 7.50 m, 接近稳定设计的冬春季最高蓄水位。加固闸身抗滑动安全基本已经过设计水位考验, 但安全系数低于规范规定。1968 年加固设计只考虑洪水位 $\nabla 16.00 \text{ m}$, 故原建胸墙顶高 17.20 m 未再加高。

4.2 三河船闸^[7,8]

三河船闸位于洪泽湖大堤上, 1969 年设计, 透水闸室净宽 12 m, 衡重式闸室墙地基土发生滑动事故^[9,10]。1970 年夏竣工运行后, 闸室墙身逐步前倾, 1974 年检查, 前倾最大达 170 mm 以上。闸室水位在正常通航运行升降时, 墙顶发生前、后摆动 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, 最大比原来抬高约 30 cm; 加固前几年间闸室墙前趾垂直下沉量 70 ~ 80 mm, 最大可达 100 mm; 墙身前移约 165 mm。1974 年后三次加固, 2006 年拆除改建为坞式闸室墙。

1) 地基土是粉质黏土, 钻探取样直接快剪:

$c^H = 149 \text{ kPa}$, $\varphi^H = 15^\circ$, 未提供临界压应力。原设计未考虑基坑开挖地基土回弹后对滑动承载能力减小的影响, 回顾分析中按三河闸和高良涧闸压板试验成果中土壤凝聚力与快剪试验成果比较仅为其 1/3, 按比例降低计算压板试验地基土抗滑指标值, 将地基土快剪试验成果的抗滑摩擦系数减小, 采用 $c_i = c^H/3 \approx 50 \text{ kPa}$, $\varphi_i = \varphi^H/k_\varphi = 15^\circ$ 。试验未提供极限压应力 σ_{np} 。

2) 假设建筑物和地基土滑动安全系数按图 5 计算。摩擦系数为 $\tan\psi_{c_{max}} = \tan\varphi_{max} + c_{max}/\sigma_{c_{max}} = 0.46$ 。

3) 在工况 2: 底板整体(5.5 m × 1 m) 抗滑安全系数 $K_s = \tan\psi_{max} \sum W / \sum h = 1.00$, 其中前趾抗滑安全系数 $K''_{s_{max}} = \tan_{max}(\frac{\sigma_{max}}{\sum h/b}) = 1.25$, 后趾 $K''_{s_{min}} = 0.76$, 底板整体维持在 $K_s = 1.00$ 。

在工况 3: 外荷载作用在底板的滑动指标 $\sum h / \sum W = 660.8/891.2 = 0.741$ 。底板整体抗

滑安全系数为 $K_s = \tan\psi_{\max} \sum W / \sum h = 0.62$ 。前趾偏心最大荷载为 $\sigma_{\max} = 259.2 \text{ kPa}$ 。在地基土开始滑动时 i 点离前趾 σ_{\max} 的距离 5.27 m, 滑动达底板面积的 97%。计算得到底板前趾地基土位移抗滑剪力 $\sigma'_{\text{ci}b} = \sigma_{\max} (\sum h / \sum W - \tan\psi_{\max}) = 72.84 \text{ kPa}$ 。由底板整体作用, 传入底板的抗滑安全系数前趾为 $K'_{\text{smax}} = \tan\psi_{\max} \frac{\sigma''_{\max}}{\sum h/b} = 0.994$, 后趾为 $K'_{\text{smin}} = 0.248$, 底板位移和滑动的整体抗滑安全系数为 $K_s = 0.62$ 。因偏心荷载作用, 在前趾 σ_{\max} 处经扣除底板位移的抗滑力后, 传到地基土在前趾 σ_{\max} 处抗滑安全系数虽仍保持 $K'_{\text{cmax}} = \tan\psi_{\max} (\sigma_{\max} - \sigma'_{\text{ci}} \frac{b''}{b}) / (\frac{\sum h}{b} - \tan\psi_{\max} \sigma'_{\text{ci}} \frac{b''}{b}) = 0.991$,

在底板后趾降为 $K'_{\text{cmin}} = -0.026$ 。虽然维持在前趾地基土 σ_{\max} 抗滑安全系数为 $K'_{\text{cmax}} \approx 1$, 但因在后趾 σ_{cmin} 处地基土抗滑安全系数降低, 使地基土抗滑安全系数由 0.62 降到 $K_c = \tan\psi_{\max} (\sum W - \sigma'_{\text{ci}b}) / (\sum h - \tan\psi_{\max} \sigma'_{\text{ci}b}) = 0.482$ 。由底板整体作用, 外荷载经底板传到地基土的滑动指标为 $\frac{\sum h - \tan\psi_{\max} \sigma'_{\text{ci}b}}{\sum \bar{W} - \sigma'_{\text{ci}b}} = 484.2/501.3 = 0.954$, 作用在地基土上的偏心力矩比作用在底板上的减小。底板位移和滑动安全系数 $K_s = \tan\psi_{\max} \frac{\sum \bar{W}}{\sum h - \tan\psi_{\max} \sigma'_{\text{ci}b}} = 0.64 \times 891.2/484.2 = 0.847$ 。具体设计资料和计算成果见表 3 和表 4。

表 3 三河船闸闸室墙设计资料

Table 3 The original design of Sanhe ship lock wall

工 况	地基反力/kPa		设计位移和计算荷载/kPa	
	σ_{\max}	σ_{\min}	$\sum W$	$\sum h$
完建期	367	19	1 062.3	529.5
闸室加固前航运正常高水位, 水位有变化, 重行核算	175.5	107.5	778.7	356.6
闸室加固前航运正常低水位, 水位有变化, 重行核算	259.2	64.8	891.2	660.8

表 4 三河船闸闸室墙回顾分析计算成果

Table 4 Analysis calculation results of Sanhe ship lock wall

工 况	抗滑动摩擦系数的参数					地基土抗滑安全系数				底板滑动安全系数		
	$\tan \psi_{\max}^H$	$\varphi / (^\circ)$	c	k_c	k_φ	$\tan\psi_{\max}$	K'_{cmax}	K'_{cmin}	K_c	K''_{smax}	K''_{smin}	K_s
1	0.674	15	50	1	1	0.46						
2	1.12	15	50	1	1	0.46	1.25	0.76	1.00	1.25	0.76	1.00
3	0.843	15	50	1	1	0.46	0.991	-0.026	0.482*	1.177	0.517	0.847

注: * 底板是整体, 如工况 3 地基土已滑动, 地基土滑动与底板位移分开计算, 工况 2 地基土未滑动, 地基土滑动与底板位移整体计算

5) 工况 3 闸室航运正常低水位的回顾分析: 加固前底板前趾地基土已有 5.27 m 发生滑动, 相当于 96% 的底板长度, 处在混合滑动形式, 符合实物工况。

6) 土体滑动区依照图 6 计算。a. 外荷载作用在地基土上平均摩擦角 $\sum h / \sum W = 0.741$, 计及竖向荷载偏心作用。b. 开始滑动点压应力, 距离前趾约 5.27 m, 前趾地基土最大压应力处产生的最大抗剪力 $\tau_{\max} = \tan\psi_{\max} (\sigma_{\max} - \sigma'_{\text{ci}} \times 5.27/5.5) = 87.13 \text{ kPa}$ 。c. 底板下地基土开始滑动点 $K_c = 1$, 传到地基土上剪应力均布在底板为 87.13 kPa。d. 外

荷载的平均滑动力 120 kPa, 前趾最大压应力点地基土抗剪力挤推传入下层土, 下层土承担的剪力为 32.97 kPa。e. 下层土浮容重按 1.0 t/m^3 计算, 挤推传入土中深约 3.3 m。前趾地基土外侧 1-B 承受总的侧推力, $\sum \tau \approx 32.97 \times 5.27/2 \times 3.3/2 = 143.34 \text{ kPa}$, 推挤形成被动滑动区。f. 计算被动滑动区: 被动滑动区在前趾处被推动土体深 3.3 m, 前趾到 C 点水平距离 $L \approx 14.334 \times 2/3.3 = 8.77 \text{ m}$ 。g. 因闸室宽 12 m, 闸室中土体被挤出、墙身向前顷, 属于蠕变滑动, 符合实物工况。

7) 采用上述指标核算闸室处在上游航运水位

时, $K_c = 1.00$, $K_s = 1.00$, 计算表明地基土不滑动, 闸室墙整体不滑动; 处在下游航运水位时, 前趾受闸室墙底板整体作用, 计算表明地基土局部滑动, $K_c = 0.482$, 底板 $K_s = 0.62$ 。闸室墙位移最大达 165 mm, 墙对撑梁断裂, 说明已发生多次滑动, 处于不稳定状态, 符合现场。由于墙后回填土高程降低, 才保持滑动没有继续发展。

8) 1974 年后 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 年管理人员撰文介绍发生事故和加固情况, 认为闸室墙滑动变位趋于稳定。已在 2006 年冬因除险加固、安全度汛, 闸室墙拆除改为坞室墙。

参考文献

[1] 叶夫道基莫夫 П Д. 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] 崖托维奇 H A. 土力学 [M]. 方黎等, 译. 北京: 地质出版社, 1954: 124 - 125.

[3] 周君亮. 地基土与现浇混凝土压板的特性(上)(中)(下) [J]. 江苏水利, 2006(12): 9 - 11, 2007(1): 9 - 12, 2007(4): 15 - 16.

[4] 江苏省治淮指挥部. 高良涧、三河闸、射阳河闸岔板与土壤摩擦试验技术总结 [R]. 1956.

[5] 江苏省水利工程总队勘测队. 三河闸加固地基摩擦试验资料汇编 [R]. 1969.

[6] 江苏省革命委员会水电局. 三河闸加固计算书 [R]. 1969.

[7] 江苏淮阴专区革命委员会入江水道工程三河船闸办事处. 江苏省淮河入江水道三河船闸设计书 [R]. 1969.

[8] 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.

[9] 周君亮. 地基土上水工建筑物抗滑动稳定 [J]. 水利水电科技进展, 2008(1): 35 - 42.

[10] 周君亮. 地基土上水工建筑物抗滑动稳定研究 [J]. 中国工程科学, 2010, 12(3): 4 - 13.

Study on anti sliding stability of hydraulic structures on subbed soils (continued)

Zhou Junliang

(Water Resources of Jiangsu Province, Nanjing 210029, China)

[Abstract] A study on the anti sliding stability of hydraulic structures on subbed soil has been made. Using the anti sliding test results of dragged concreting pressure plate in foundation pits, the decreased value of anti sliding bearing capacity after spring back influenced of subbed soil is determined; envelope of anti sliding shear stress and friction coefficient are also quantitatively determined. It is suggested to use the maximum compressive stress σ_{max} of eccentric load to predict structure displacement, sliding and creep slippage of subbed soil, to determine sliding contour creep, and limit the maximum compressive of subbed soil. Two built hydraulic structures are reviewed and calculated by drafted method, and the results are accord with real conditions.

[Key words] anti sliding test of dragged concreting pressure plate; strength envelop of shear stress; friction coefficient; forms of displacement and sliding; creep slippage of subbed soil; design and calculation method