

扶壁结构土压力的计算^{*}

麦 远 俭

(交通部第四航务工程局科学研究所, 广州)

提 要

本文从扶壁结构填土的力平衡条件出发, 提出了当建筑物后背填土处于主动极限平衡状态或弹性静止状态时作用在各构件(包括立板、肋板、底板)上土压力的理论计算方法。由于肋摩擦的影响, 作用在扶壁立板上的土压力与古典的库仑或朗金土压力不同。肋摩擦效应使立板上的水平土压力显著减小, 同时底板上的垂直土压力也小于上载压力。土压力强度沿深度的分布是非线性的。对立板和底板的减压效果同肋摩擦的发挥效果以及肋间距的大小有关。从一些模型试验和原体观测资料的验算可知理论计算与实测结果基本相符。以广州黄埔新港钢铁码头为例, 当考虑墙摩擦角 $\delta = \frac{\phi}{3}$ 时, 立板上的水平土压力可比古典主动土压力约小40%, 底板上的垂直土压力可比上载压力约小30%。

一、前 言

扶壁结构作为公路挡土墙、码头岸壁、船坞坞墙, 近年来在国内外已大量采用。在港口工程中, 由于船舶吃水越来越深, 码头岸壁也越造越高。目前, 一些扶壁码头已高达16m以上, 扶壁结构本身高度超过了13m。在这种大型扶壁结构的计算中, 作为主要外力的土压力计算的精确程度对建筑物造价有举足轻重的影响。但是, 迄今为止作用在扶壁结构各构件上的土压力计算理论问题仍未合理解决。我国目前习用的方法是假定扶壁尾板末端垂面假想墙背上的主动土压力等值传递到立板上, 亦即采用整体稳定计算时所用的朗金土压力; 对于底板, 则以其上载压力(包括填砂自重和面载)为垂直土压力^[1]。肋摩擦影响的问题, 1975年交通部港口工程技术规范第四篇水工建筑物第一册《重力式码头》(试行)修订时已在编制说明中指出立板和边肋摩擦对立板上土压力的大小和分布的影响, 有待今后进行试验研究。

在国外, 日本《港口建筑物设计标准》^[2]在条文中对作用在立板和底板上土压力计算的规定与上述我国习用方法相同, 但在解说中对作用于立板上的荷载就原封不动地采用整体稳定计算时的值提出了疑问。在美国, 亨廷顿(W. C. Huntington)^[3]曾对扶壁结构提出了一个修正库仑土压力分布的替代图形, 它假定库仑土压力水平分量的3/4(梯形abde)水平地作用在立板上, 而1/4(三角形abf)则垂直地作用在基础板(底板)上。这种土压力重分配的方法(详见图1)一直在沿用^[4]。但这里水平土压力的减少并非出于对肋摩擦作用的考虑。苏联对肋摩擦影响问题注意得比较早, 他们的一些扶壁结构模型试验测得立板上的土压力明显地不同于库仑或朗金土压力。当扶壁结构后方填砂出现主动极限平衡状态时, 肋摩擦效应已得到试

^{*} 参加本文工作的还有黄雪儿、魏元友工程师

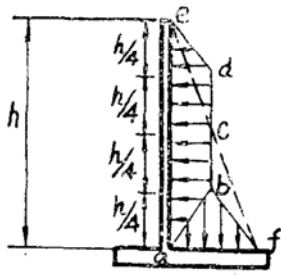


图1. 亨廷顿
替代土压力图

为了更好地解决这一课题,我所在广州黄埔港钢铁码头的扶壁结构上埋置了传感器,进行原体观测。初步土压力观测结果表明国外一些模型试验所提供的肋摩擦对立板和底板的减压作用的结论已在原体中得到证实。在此基础上,本文,探讨了能反映肋摩擦作用的理论计算方法。

二、微分方程的建立与求解

如图 2(a) 所示, 扶壁结构内部填砂受力状态与扶壁结构背后填砂受力状态是不相同的。由于存在扶壁结构各构件对填砂的摩擦作用, 使得内部填砂作用力系的组成具有类似谷仓填料的特征。显然, 只有扶壁结构内部填砂不可压缩或者各构件的墙摩擦系数为零时, 肋背假想墙面上的土压力才可能等值地传递到立板上, 底板上的垂直土压力才可能与上载压力相等。但事实上填砂是可压缩的, 墙摩擦系数亦不会为零。填砂在受力变形中产生对构件的相对位移必定会使墙摩擦得到不同程度的发挥。因此, 作用在立板和底板上的土压力也必然有所减小。考察图 2(b) 所示的微分厚度填砂便可清楚地看出墙摩擦效应所起的作用。

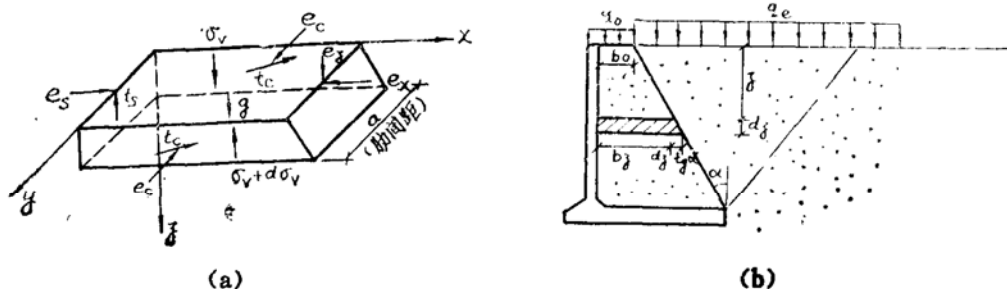


图2. 扶壁结构内部填砂微分厚度力系图

(一)作用在微分厚度填砂上的力系

1. 自重(单位体积力为 g);
2. 顶面上的垂直力(单位面积力为 σ_v);
3. 底面上的垂直力(单位面积力为 $\sigma_v + d\sigma_v$);
4. 肋板面上的法向力和切向力(单位面积力为 e_c 和 t_c);
5. 肋背假想墙面上的水平和垂直土压力(单位面积力为 e_x 和 e_z);
6. 立板面上的水平土压力和垂直摩擦力(单位面积力为 e_s 和 t_s)。

(二)几个假定

1. 肋背假想墙面在倾角 $\alpha \leq (45^\circ - \frac{\phi}{2})$ 时, 即为发生主动极限平衡的挡土墙面; 当 $\alpha > (45^\circ - \frac{\phi}{2})$ 时以 $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ 斜面(第二破裂面)为墙面。

2. 肋板面上摩擦力的作用方向与肋背假想墙面上土压力合力作用方向一致。

3. 微分厚度填砂顶面和底面的剪应力可忽略不计。

4. 在微分厚度填砂各面上的应力都均匀分布。

以上假定中, 假定 1 把肋背假想墙面作为一般垂直或仰斜挡土墙背, 只要墙背摩擦角取值合理, 不会引起大的误差。假定 3 和 4 同谷仓压力理论所采用的假定相似, 虽然会有一点误差, 但对问题的简化却大有好处。至于假定 2 会导致多大的误差, 只能通过对实测例子的验算比较来判断。

(三)建立微分方程并求解

令前述力系满足平衡条件, 并在推导中略去高阶微量, 可得

$$\Sigma x = 0$$

$$e_s = (\gamma \cdot z + q_e) \cdot K_a \cdot \cos(\alpha + \delta_e) \cdot \sec \alpha - \frac{2K_0 \cdot \text{tg} \delta_c \cdot \cos(\alpha + \delta_e) \cdot \sigma_v (b_0 + z \cdot \text{tg} \alpha)}{a} \quad (1)$$

$$\Sigma y = 0$$

$$e_c = e_c (= K_0 \cdot \sigma_v) \quad (2)$$

$$\Sigma z = 0$$

$$\gamma b_z \cdot dz + (\gamma \cdot z + q_e) \cdot K_a \cdot \sin(\alpha + \delta_e) \cdot \sec \alpha \cdot dz - [\text{tg} \alpha + \frac{2K_0 \cdot \text{tg} \delta_c}{a} \cdot \sin(\alpha + \delta_e) \cdot b_z] \cdot \sigma_v dz - d\sigma_v \cdot b_z - e_s \text{tg} \delta_s \cdot dz = 0 \quad (3)$$

诸式中 σ_v ——扶壁结构内部填砂中某一深度 z 处垂直应力;

e_s, e_c ——立板和肋板上的土压力;

K_0, K_a ——填砂的静止和主动土压力系数;

α, z ——肋背斜面倾角与填砂深度;

γ, q_e ——填砂容重和扶壁结构后方面载;

a, b_0, b_z ——肋板间距和深度为零、为 z 处的肋宽, $b_z = b_0 + z \cdot \text{tg} \alpha$;

$\delta_c, \delta_e, \delta_s$ ——肋背假想墙面、肋板、立板上的外摩擦角。

将(1)式代入(3)式并化简可得微分方程式(4)

$$\frac{d\sigma_v}{dz} + P(z) \cdot \sigma_v = Q(z) \quad (4)$$

其中

$$P(z) = \frac{\text{tg} \alpha}{b_0 + z \cdot \text{tg} \alpha} + \frac{2K_0 \cdot \text{tg} \delta_c}{a} [\sin(\alpha + \delta_e) - \cos(\alpha + \delta_e) \cdot \text{tg} \delta_s]$$

$$Q(z) = \gamma + \frac{(\gamma \cdot z + q_e) \cdot K_a \cdot \sec \alpha}{b_0 + z \cdot \operatorname{tg} \alpha} [\sin(\alpha + \delta_e) - \cos(\alpha + \delta_e) \cdot \operatorname{tg} \delta_s]$$

式(4)是一阶非齐次常微分方程,其通解为:

$$\sigma_v = e^{-\int_0^z P(z) dz} \left(\int_0^z Q(z) \cdot e^{\int_0^z P(z) dz} \cdot dz + C \right) \quad (5)$$

令

$$\frac{\operatorname{tg} \alpha}{b_0} = m$$

$$\frac{2K_0 \cdot \operatorname{tg} \delta_e}{a} [\sin(\alpha + \delta_e) - \cos(\alpha + \delta_e) \cdot \operatorname{tg} \delta_s] = n$$

$$\frac{K_a \cdot \sec \alpha}{b_0} [\sin(\alpha + \delta_e) - \cos(\alpha + \delta_e) \cdot \operatorname{tg} \delta_s] = k$$

则

$$\int_0^z P(z) \cdot dz = \ln(1 + m \cdot z) + n \cdot z$$

$$e^{\int_0^z P(z) \cdot dz} = (1 + m \cdot z) \cdot e^{n \cdot z}$$

$$\int_0^z Q(z) \cdot e^{\int_0^z P(z) \cdot dz} \cdot dz = \gamma \cdot \left[\frac{(e^{n \cdot z} - 1)}{n} + \frac{(n \cdot z - 1) \cdot e^{n \cdot z} + 1}{n^2} \cdot (m + k) \right] + q_e \cdot \left[k \cdot \frac{(e^{n \cdot z} - 1)}{n} \right]$$

当边界条件 $z = 0$ 时 $\sigma_v = q_0$ (扶壁顶部荷载),从式(5)求得 $C = q_0$,故式(5)的特解为:

$$\sigma_v = \frac{1}{(1 + m \cdot z) \cdot e^{n \cdot z}} \left\{ \left[\frac{(e^{n \cdot z} - 1)}{n} + \frac{(n \cdot z - 1) \cdot e^{n \cdot z} + 1}{n^2} \cdot (m + k) \right] \cdot \gamma + \left[k \cdot \frac{(e^{n \cdot z} - 1)}{n} \right] \cdot q_e + q_0 \right\} \quad (6)$$

σ_v 求得后便可由式(1)求出 e_s ,由式(2)求出 e_c 。当取深度为扶壁内高度时,相应的 σ_v 便是底板上的平均垂直土压力。

当扶壁结构不发生位移或转动,后方填砂处于静止的弹性平衡状态时,作用在肋背斜面上的土压力为静止土压力,其垂直分量为 $(\gamma \cdot z + q_e)$,水平分量为 $(\gamma \cdot z + q_e) \cdot K_0$,合力同 z 轴成 β 角, $\beta = \operatorname{tg}^{-1} K_0$ 。此时,扶壁结构内部填砂仍将在土压力、自重和荷载作用下发生压缩变形,相对位移将使肋摩擦效应同样得到发挥。由平衡条件出发同样可建立和求解微分方程。 σ_v 的解与上述式(6)形式相同,但其中

$$n = \frac{2K_0 \cdot \operatorname{tg} \delta_e}{a} (\cos \beta - \sin \beta \cdot \operatorname{tg} \delta_s)$$

$$k = \frac{\sec \alpha}{b_0} (1 - K_0 \tan \delta_s)$$

而立板上的土压力为:

$$e_s = (\gamma \cdot z + q_e) \cdot K_0 \cdot \sec \alpha - \frac{2K_0 \cdot \tan \delta_c}{a} \cdot \sin \beta \cdot \sigma_v \cdot (b_0 + z \cdot \tan \alpha) \quad (7)$$

对微分方程式(4),除上述解析解外,还可以用差分法近似求解。只要 Δz 足够小,计算结果就能达到相当满意的精度。当不同填土深度上 δ, ϕ, γ 等参数可变时,应用差分解法就更为适宜。式(4)的差分格式如下:

$$\begin{aligned} \sigma_{v_{i+1}} = [Q(z_i) - P(z_i) \cdot \sigma_{v_i}] \cdot \Delta z + \sigma_{v_i} = [\gamma + \frac{k}{1+m \cdot z} (\gamma \cdot z + q_e) - \\ (\frac{m}{1+m \cdot z} + n) \cdot \sigma_{v_i}] \Delta z + \sigma_{v_i} \end{aligned} \quad (8)$$

结合边界条件 $z=0$ 时 $\sigma_{v_i} = \sigma_{v_0} = q_0$ 便可由上式(8)求解出各深度处的 σ_v 。 e_s 和 e_c 亦可随后算出。

三、影响减压效果的因素

从式(1)可以看出,当扶壁宽度和填砂种类确定时,肋摩擦角 δ_c 越大、垂直压力 σ_v 越大、肋间距 a 越小,减压效果就越显著,而 σ_v 的大小主要亦取决于 δ_c 和 a ,所以影响减压效果的主要因素仍是肋摩擦和肋间距。

肋摩擦能发挥到多大程度,主要看扶壁结构内填砂与肋板之间能有多大的相对位移。如果相对位移足够大,肋摩擦就能充分发挥, $\tan \delta_c$ 可达到临界值。相对位移不够大时, $\tan \delta_c$ 与位移量近似成正比。相对位移量与扶壁结构内填砂压缩量相一致,它与所承受的作用力和压缩厚度成正比。当然,在相同的相对位移量下,肋摩擦系数 $\tan \delta_c$ 的临界值的大小还取决于肋板表面的粗糙程度。以黄埔新港集装箱码头为例,假定相对位移足够大,肋摩擦系数在整个肋板上处处相同,计算结果表明减压效果随肋摩擦角的增大而迅速增加(见图3)。

肋间距的影响也可以从上述码头算例中清楚地看出来(见图4),减压效果随肋间距减小而增加。当墙高与肋间距的比值大于3时,减压效果便比较显著,这与一些模型试验观察到的情况^[5]基本一致。

四、对某些试验结果的验算

为了检验本文计算方法是否切合实际,曾对国外两个扶壁模型土压力量测试验以及我所最近在黄埔新港钢铁码头(扶壁式)上所作的土压力原体观测初步结果作了验算。

(一)矩形肋扶壁模型土压力量测试验^[5]

该扶壁模型是用胶合板制作的,墙高1.0m,填砂高度0.95m,肋间距0.1m。在无面载和有面载两种情况下分别对不同肋宽(0.05m、0.1m、0.15m)进行了试验。试验由可移动的

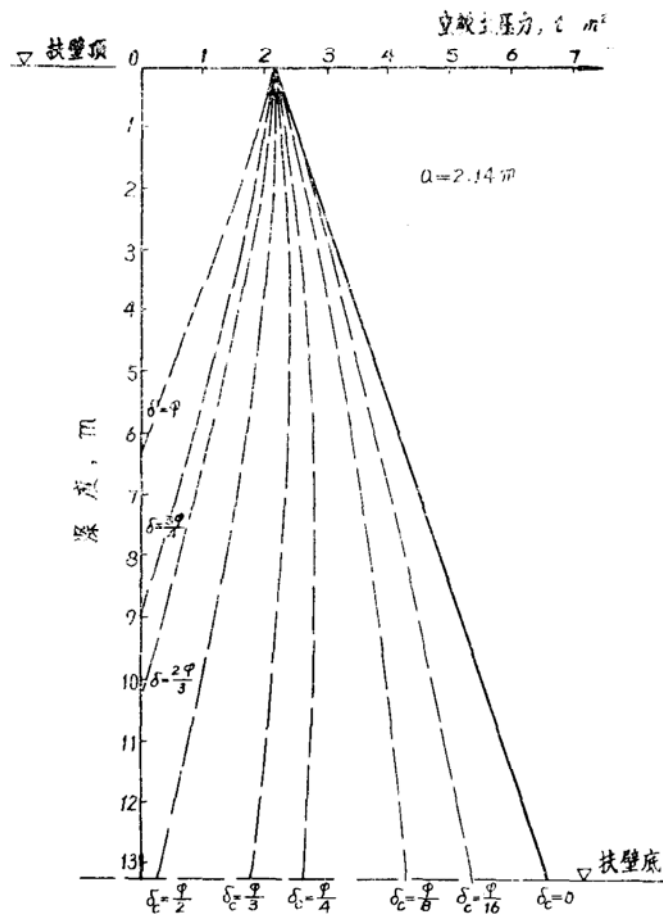


图3. 扶壁结构立板土压力随肋摩擦的变化

支承装置使扶壁产生 1/100 填砂高度的位移,从而使肋背后填砂出现主动极限平衡状态。对无肋墙的土压力率定试验表明填砂土压力大小和分布符合库仑理论。由率定试验反算求得 $\gamma = 1.63 \text{ t/m}^3$, $\phi = 30^\circ$, $\delta_s = \frac{\phi}{3} = 10^\circ$ 。肋背垂面上的 δ_c 取为 $\frac{\phi}{2}$ 。鉴于模型尺寸小,土压力不大,由填砂压缩产生的相对位移只能使肋板上的侧摩擦部分地发挥作用,故以肋宽 $b = 0.15 \text{ m}$ 时在墙底深度处的 $\text{tg} \delta_{cb} = \text{tg} \delta_s = \text{tg} \frac{\phi}{3}$,然后对不同深度(对应于不同的土压力强度 e_a),不同肋宽进行分配。验算时,沿深度划分若干区段,每区段内的 $\text{tg} \delta_{ci}$ 视为常数,同时以上一区段底部的 σ_v 作为下一区段的 q_0 。验算结果示于图 5,理论计算值与试验量测值相当符合。

(二)角型肋扶壁模型土压力量测试验^[6]

该扶壁模型由 300# 少筋混凝土制成、墙高 1.4 m,肋顶宽 0.05 m,肋底宽 0.855 m,肋间距 0.4 m,在无面载和有面载(前方为 0.42 t/m^2 、后方为 0.52 t/m^2)两种情况下进行试验。由于没有可移动支承装置强迫扶壁模型位移,故在填砂和面载的小压力作用下平均位移量分别为 0.13 mm 和 0.4 mm,仅为墙高的 1/10000 和 3/10000。这样微小的位移远不足以使扶壁结构后方填砂出现主动极限平衡状态,故可认为扶壁几乎不动,肋后方填砂接近于弹性静止状态。填砂的内摩擦角 $\phi = 30^\circ$,容重 $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$ 验算时取 $\text{tg} \delta_s = \text{tg} \delta_{cb} = \text{tg} \frac{\phi}{2}$, $\text{tg} \delta_c$ 沿深度随静止土压力与压缩厚度增大而增加。按肋背填砂弹性平衡情况验算的结果如图 6 所示。理论计算值与试

验量测值也基本接近。

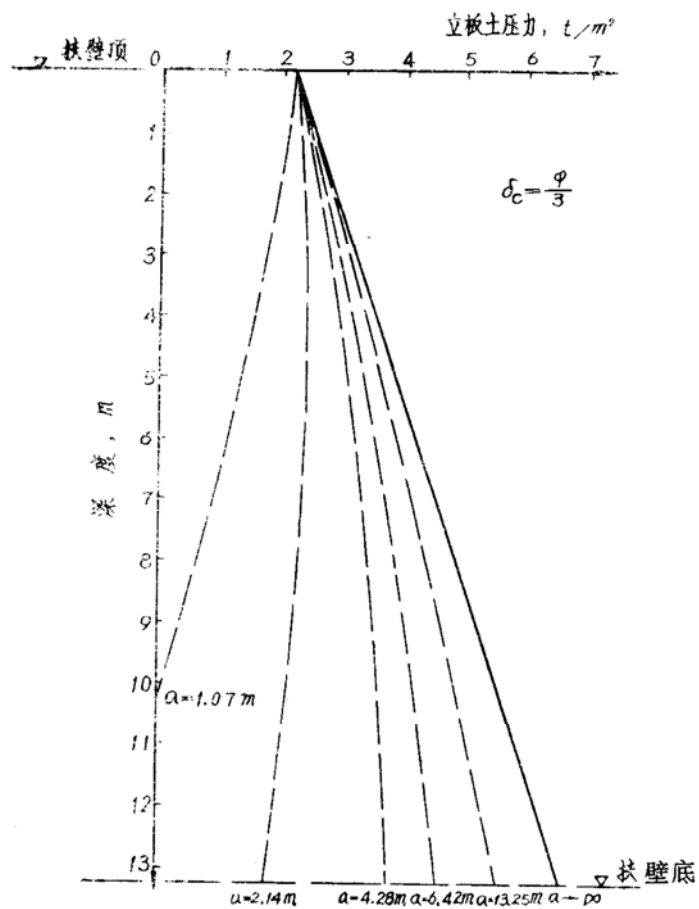


图4. 扶壁结构立板随肋间距的变化

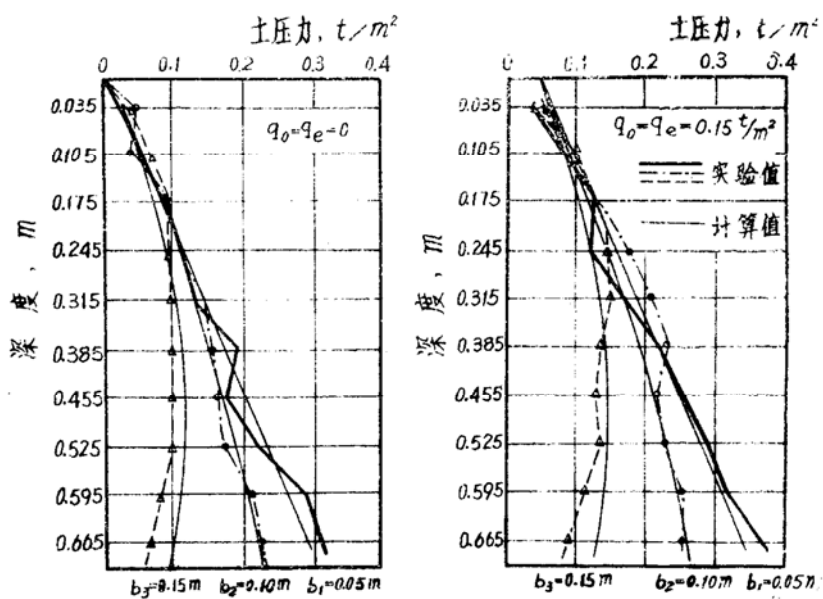


图5. 耶夫斯奇格涅夫模型试验结果与理论计算值比较

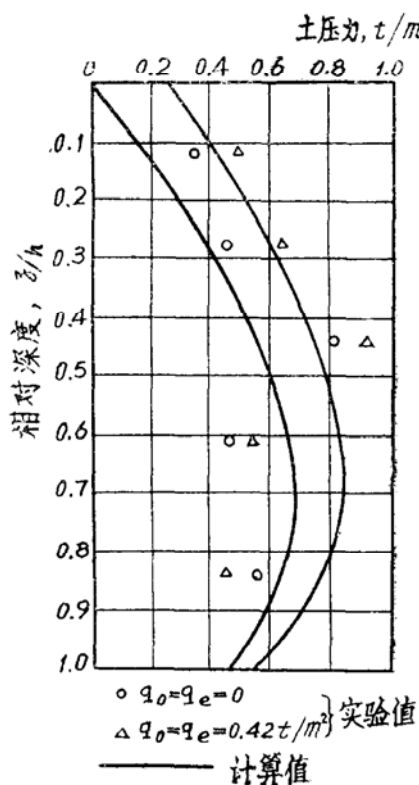


图6. 根斯巴尔格模型试验结果与理论计算值比较

(三) 黄埔新港钢铁码头扶壁结构土压力原体观测*

计算水位为105.0m, 回填中砂 $\phi=32^\circ$, 水上 $\gamma=1.8t/m^3$, 水下 $\gamma=0.95t/m^3$, 以扶壁顶面(即胸墙底面)为计算零点, 其上填砂重量包括在面载 q_e 之内, $q_e=5.24t/m^2$, $q_0=0$ (考虑胸墙底与填砂面脱空), 肋间距 $a=2.14m$, $b_0=2.0m$, $\delta_e=\phi$ 。验算时分别令 $\delta_s=\delta_c=\frac{\phi}{3}$ 和 $\delta_s=\delta_c=\frac{\phi}{2}$ 。由于码头高度大, 荷载及填砂产生的土压力以及压缩厚度也较大, 因而可产生的相对位移量至少在4cm以上。从一些摩擦试验资料来看^[8], 这样的位移量已足以使肋摩擦充分发挥, 达到临界值。因此, 在计算中肋摩擦系数可作为常数而不必再考虑沿深度变化。验算结果如图7所示。立板上土压力的理论计算值与实测资料所表明的减压趋势是相一致的。肋板上土压力的计算值与实测结果也相当接近。虽然有效的土压力测点数量还不够多, 但减压效果和趋势已十分明显。从计算结果来看, 同兰金上压力相比, 立板上的土压力当 $\delta_c=\frac{\phi}{3}$ 时减少42.3%, 当 $\delta_c=\frac{\phi}{2}$ 时减少54.5%; 相应地, 底板垂直土压力同上载压力相比, 亦分别减小28%和37.6%。

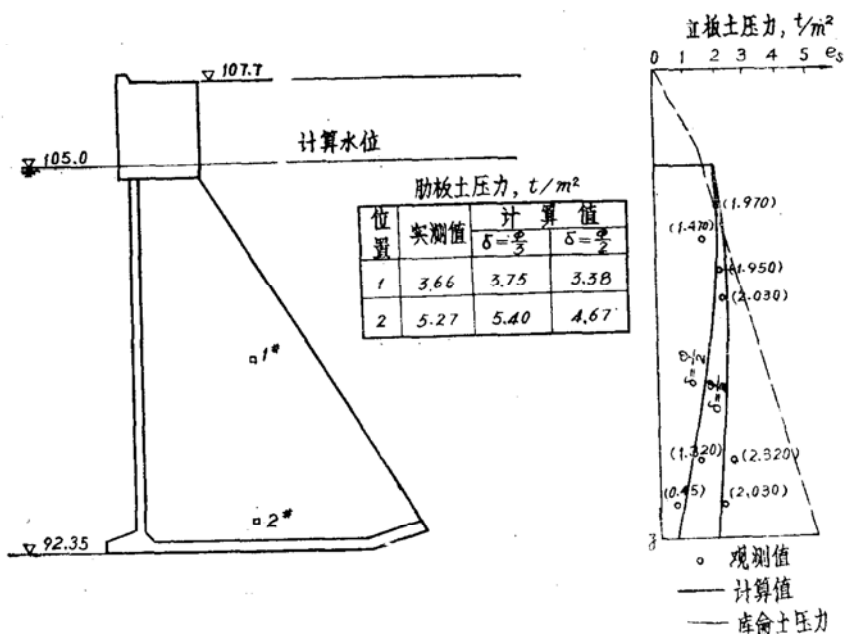


图7. 黄埔新港钢铁码头原体观测值与理论计算值比较

* 详细资料参见我所阮朝光工程师等编写的试验研究报告单印本“黄埔新港二期工程大型扶壁码头原体观测试验阶段报告”

五、结 论

1. 模型试验、原体观测以及理论分析都说明扶壁结构中立板的土压力小于库仑或兰金土压力而与谷仓压力相类似,底板的垂直土压力则小于上载压力。以扶壁结构稳定性计算中应用的古典土压力作为立板上的土压力,以上载压力作为底板上的垂直土压力的习用方法是不恰当的。由于摩擦效应肋板分担了部分填砂压力,其结果导致立板、底板上土压力的减小。对于立板,土压力减小意味着跨中荷载减小,这是有利的;对于底板,垂直土压力的减小使跨中荷载(地基反力与底板上垂直土压力之差)增大,这是不利的。

2. 肋摩擦效应的影响重大。以黄埔新港钢铁码头为例,即使只考虑较小的墙摩擦($\delta_s = \delta_c = \frac{\phi}{3}$),立板上的土压力已可减小42.3%,底板上垂直压力亦减小28%。这样大幅度的减压作用是不容忽视的。

3. 本文提出的理论计算方法可以比较合理地计算出作用在扶壁结构立板、肋板上的水平土压力以及底板上的垂直土压力。对模型试验和原体观测结果的验算表明这一理论计算方法基本符合实际。尽管如此,进行更细致的模型试验取得更充分的验证资料还是需要的。

参 考 文 献

- [1] 交通部第一航务工程局设计研究院,海港码头结构设计手册,人民交通出版社,1975年,第175~182页。
- [2] 日本港湾协会,港口建筑物设计标准,第二分册第四篇混凝土预制件,天津大学水利工程系译,人民交通出版社,1979年,第74页。
- [3] 亨廷顿, W. C., 土压力和挡土墙, 张式琛、熊剑等译, 人民交通出版社, 1973年, 第439页。
- [4] Winterkorn, H. F. and Fang, H. Y., Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Co., 1975, pp. 414~415.
- [5] 耶夫斯奇格涅夫, B. H., 扶壁墙上土压力的试验研究, 陈万佳译, 华南港工第2期, 1980年, 第7~14页。
- [6] 根斯巴尔格, P. И., 杰林斯基, B. C., 扶壁式岸壁的某些研究成果及应用展望, 陈万佳译, 华南港工第2期, 1980年, 第1~6页。
- [7] 施黑耶夫, Ф. М., 费尔德曼, Я. Н., 非平面问题下作用在格墙上的土压力的若干情况, 陈万佳译, 华南港工第2期, 1980年, 第14~19页。
- [8] Schultze, E. and Horn, A., the Base Friction for Horizontally Loaded Footings in Sand and Gravel, Geotechnique, Vol. XVII, No. 4, Dec., 1967, pp. 329~347.

On the Calculating of Earth Pressure Acting on Counterfort Structure

Mai Yuan-jian

(The Research Institute of the 4th Bureau of Navigation Engineering,
Ministry of Communication, guangzhou)

Abstract

Based on the balance of forces acting on interior earth fill of a counterfort structure, this paper proposes a theoretical calculation method of earth pressure on each member (including wall slab, counterfort and bottom slab) when the earth fill behind structure is in the condition of active critical equilibrium. Because the friction effect of counterfort, earth pressure on the wall slab, in fact, is entirely different from classic theory (Coulomb or Rankine) which is used for calculating stability of structure. The friction effect of counterfort results in a remarkable decrease of the horizontal earth pressure on the wall slab. Meanwhile, the vertical earth pressure on the bottom slab is also less than the overburden pressure. The distribution of earth pressure intensity on the wall slab with depth is non-linear. Results of reducing pressure on wall slab and bottom slab depend on the mobilized friction force of counterfort face and the distance between two counterforts. Calculation for some data of model tests and field observations indicates the theoretical values calculated by the method in this paper are in general agreement with the measured values on models. In the Steel Wharf of Huang-pu New Port, as an example, the horizontal earth pressure on the wall slab is less about 40% than the classic active earth pressure and the vertical one on the bottom slab about 30% than the overburden pressure when friction between embankment fill and concrete wall is considered as $\delta = \phi/3$.