# 重力式挡土墙设计经验谈(续前)

李 钧 民
(镇江市规划设计研究院,镇江 212001)

## 5 地基应力验算

挡土墙地基应力,一般仍按照材料力学的弹性理论公式进行计算,公式为:

$$\sigma=\frac{N}{F}\pm\frac{M}{W} \tag{38}$$

式中:$M=Ne$,$W$—截面模量,因为挡土墙以单位长度计,所以底面积 $F=1\times B_1$($B_1$ 为基底斜长),基底的截面模量 $W=\frac{1\times B_1^2}{6}=\frac{FB_1}{6}$,又以 $R_N$ 代 $N$,$\sigma$ 代以地基应力 $p$,得:

$$p=\frac{R_N}{B_1}(1\pm\frac{6e}{B_1}) \tag{39}$$

由于 $e$ 的大小不同,可分为下列三种情况(见图3):

(1)合力 $R$ 作用点位于底面中央1/3以内,即 $e<\frac{B_1}{6}$,但 $e=\frac{B_1}{2}-C$($C$ 为 $R$ 的作用点离挡墙前趾 $A$ 点的距离),可求得前趾和后踵的地基应力:

$$p_1=(4B_1-6C)\frac{R_N}{B_1^2} \tag{40-1}$$

$$p_2=(6C-2B_1)\frac{R_N}{B_1^2} \tag{40-2}$$

(2)合力 $R$ 落在基底的三分点上时:

$$p_1=\frac{2R_N}{B_1} \tag{41-1}$$

$$p_2=0 \tag{41-2}$$

(3)合力 $R$ 落在底面中央1/3以外

在这种情况下,按(36)式求出的二个应力就有不同的符号。因为地基不能承受拉力,故此公式不能应用。前趾地基应力 $p_1$ 和应力图底长度 $x$ 由下列二方程求出:

$$\left.\begin{aligned}&\frac{1}{2}p_1x-R_N=0\\&-\frac{1}{2}p_1x\cdot\frac{x}{3}+R_N\cdot C=0\end{aligned}\right\} \tag{42}$$

解上述联立方程式,得 $x=3c$

$$p_1=\frac{2R_N}{3C} \tag{43}$$

在挡土墙计算中,通常将合力 $R$ 落在基底中央1/3以内。这样,不但可以使最大地基应力减小,而且可避免压应力存在太大的不均匀性。如挡墙建在高压缩性的软土上,会导致前趾的沉降较后踵大得太多而引起挡墙倾斜。为此,应尽量使合力的作用点靠近基底的中心。只有当基础建在紧密的碎石土层或岩层上时,才容许合力点落在基底中央1/3以外。

## 6 计算示例

### 6.1 算例1

如图2所示挡土墙,设计条件及参数如下:$H=5$m,粘性土填料,$\varphi_D=35°$,$\delta=\frac{\varphi_D}{3}$,$q=10$kN/m$^2$,$\gamma=18$kN/m$^3$,$\gamma_m=22$kN/m$^3$,$\mu=0.35$,地基承载力标准值 $f_k=100$kPa,采用浆砌块石,试设计该挡墙。

(1)抗滑移稳定决定挡墙截面

活载当量填土高 $h_o=\frac{q}{\gamma}=\frac{10}{18}=\frac{5}{9}$

挡墙上的主动土压力的水平分力:

$$E_{ax}=\frac{1}{2}(2h_o+\mathrm{H})\xi K_a\gamma H$$

$$=\frac{1}{2}(2\times\frac{5}{9}+5)(0.245)(18)(5)$$

$$=67.559\text{kN/m}$$

$E_{ay}=E_{ax}\tan\delta=67.559\tan\left(\frac{35}{3}\right)^{\circ}$

$=13.950\text{kN/m}$

设挡墙顶宽 $b_o=0.6\text{m}$，$b_1=0.3\text{m}$，$h_2=1.0\text{m}$，$i=0.1$ 则

$b=b_o+nh_1=0.6+n(5-1)=0.6+4n$

$B=b_1+b=0.3+0.6+4n=0.9+4n$

$h_4=iB=0.1(0.9+4n)=0.09+0.4n$

$h_3=h_2-h_4=1-(0.09+0.4n)=0.91-0.4n$

$$W=0.5[(b_o+b)h_1+(h_2+h_3)B]\gamma_m=0.5[(1.2+4n)(4)+(1.91-0.4n)(0.9+4n)] \quad (22)$$

$W=71.709+256.08n-17.6n^2$

当 $\mu=0.35$，$i=0.1$ 查表 4 $\lambda=2.635$

$\lambda E_{ax}-E_{ay}=(2.635)(67.559)-13.950=164.068$

代入(12)式，可化得下列方程式：

$17.6n^2-256.08n+92.359\leqslant 0$

解得 $n\geqslant\dfrac{256.08-\sqrt{(256.08)^2-4\times17.6\times92.359}}{2\times17.6}=0.37$

设采用 $n=0.4$ 核算抗滑移安全系数：

$W+E_{ay}=(71.709+13.950)+256.08n-17.6n^2$

$=85.659+256.08\times0.4-17.6\times(0.4)^2=185.275$

$\theta=\tan^{-1}\dfrac{E_{ax}}{W+E_{ay}}=\tan^{-1}\dfrac{67.559}{185.275}=20.034°$

$\varepsilon=\tan^{-1}0.1=5.711°$

$K_s=\mu\cot(\theta-\varepsilon)=0.35\cot(20.034°-5.711°)=1.371>1.3$

(2)抗倾覆稳定性验算

$b=b_o+nh_1=0.6+0.4\times4=2.2\text{m}$

$B=b_1+b=0.3+2.2=2.5\text{m}$

$h_4=iB=(0.1)(2.5)=0.25\text{m}$

$h_3=h_2-iB=1.0-0.25=0.75\text{m}$

$F_1=0.5(b_o+b)h_1=0.5(0.6+2.2)(4)=5.6\text{m}^2$

$a_1=B-\dfrac{b_o^2+b_ob+b_2}{3(b_o+b)}$

$=2.5-\dfrac{(0.6)^2+(0.6)(2.2)+(2.2)^2}{3(0.6+2.2)}$

$=1.724\text{m}$

$F_2=0.5(h_2+h_3)B=0.5(1+0.75)(2.5)=2.187\text{m}^2$

$a_2=B-\dfrac{B(h_2+2h_3)}{3(h_2+h_3)}$

$=2.5-\dfrac{2.5(1+2\times0.75)}{3(1+0.75)}$

$=1.310\text{m}$

$M_r=\gamma_m\sum F_a+E_{ay}B=(22)(5.6\times1.724+2.187\times1.310)+(13.950)(2.5)=310.3\text{kN}\cdot\text{m}$

$Z=\dfrac{H(H+3h_o)}{3(H+2h_o)}=\dfrac{5(5+3\times5/9)}{3(5+2\times5/9)}$

$=1.818\text{m}$

$M_o=E_{ax}(Z-iB)$

$=67.559(1.818-0.25)$

$=105.9\text{kN.m}$

$K_o=\dfrac{M_r}{M_o}=\dfrac{310.3}{105.9}=2.93>1.5$

(3)墙身强度验算

①验算图中直立式挡墙 1～1 截面的法向承载力

1～1 截面以上的主动土压力的水平分力

$E_{ax1}=\dfrac{1}{2}(2\text{h}_o+h_1)\xi K_a\gamma h_1$

$$=\frac{1}{2}(2\times\frac{5}{9}+4)(0.245)(18)(4)$$

$$=45.203\text{kN/m}$$

相应的垂直分力:

$$E_{ay1}=E_{ax1}\tan\delta=45.203\tan\left(\frac{35}{3}\right)^{\circ}$$

$$=9.334\text{kN/m}$$

1～1 截面以上挡墙砌体自重:

$$W_1=0.5\gamma_m(b_o+b)h_1$$

$$=(0.5)(22)(0.6+2.2)(4)$$

$$=123.2\text{kN/m}$$

$W_1$ 的重心离外墙面与 1～1 相交处的距离:

$$b-\frac{b_o^2+b_ob+b^2}{3(b_o+b)}$$

$$=2.2-\frac{(0.6)^2+0.6\times2.2+(2.2)^2}{3(0.6+2.2)}$$

$$=1.424\text{m}$$

土压力着力点离 1～1 截面水平的高度:

$$Z_1=\frac{h_1(h_1+3h_o)}{3(h_1+2h_o)}=\frac{4(4+3\times5/9)}{3(4+2\times5/9)}=1.478\text{m}$$

挡墙平均厚度

$$h=\frac{600+2\ 200}{2}=1\ 400\text{mm}$$

高厚比 $\beta=\frac{(2)(4\ 000)}{1\ 400}(1.5)=8.57$

$\beta>3$ 时,影响系数为:

$$\varphi=\frac{1}{1+12\left\{\frac{e}{h}+\sqrt{\frac{1}{12}\left(\frac{1}{\varphi_o}-1\right)}\left[1+6\frac{e}{h}\left(\frac{e}{h}-0.2\right)\right]\right\}^2}$$

式中:$\varphi_o$——轴心受压稳定系数,$\varphi_o=\frac{1}{1+\alpha\beta^2}$;

$\alpha$——与砂浆强度等级有关的系数,本例采用砂浆 M2.5,$\alpha=0.002$。

故 $$\varphi_o=\frac{1}{1+0.002(8.57)^2}=0.872$$

1～1 截面上的偏心距:

$$e_1=\frac{2.2}{2}-\frac{123.2\times1.424+9.334\times2.2-45.203\times1.478}{123.2+9.334}=0.125m$$

因此,可求得:

$$\varphi=\frac{1}{1+12\left\{\frac{0.125}{2.2}+\sqrt{\frac{1}{12}\left(\frac{1}{0.872}-1\right)}\left[1+6\left(\frac{0.125}{2.2}\right)\left(\frac{0.125}{2.2}-0.2\right)\right]\right\}^2}=0.760$$

查《GBJ3-88》表 2.2.1-6 毛石砌体的抗压强度设计值(当采用 Mu20 和 M2.5 砂浆)$f=0.47\text{MPa}$

$$\varphi fA=(0.760)(0.47)(2\ 200)(1\ 000)$$

$$=785\ 840\text{N}$$

1～1 截面上的法向力:

$$N_1=(123.2+9.334)(1\ 000)$$

$$=132\ 534\text{N}<\varphi fA$$

②验算 1～1 截面的剪切应力

(37)式中的分子

$$E_{ax1}-(W_1+E_{ay1})\mu$$

$$=45.203-(123.2+9.334)(0.4)$$

$$=-7.811$$

一般剪切应力可不作验算。

地基应力验算

$$R=\sqrt{(W+E_{ay})^2+E_{ax}^2}$$

$$=\sqrt{(185.275)^2+(67.559)^2}$$

$$=197.208\text{kN}$$

$$R_N=R\cos(\theta-\varepsilon)$$

$$=(197.208)\cos(20.034^{\circ}-5.711^{\circ})$$

$$=191.078\text{kN}$$

基底斜长：$B_1=\frac{B}{\cos\varepsilon}=\frac{2.5}{\cos(\tan^{-1}0.1)}$

$=2.512\text{m}$

合力作用点离挡墙前趾的距离：

$$c=\frac{M_r-M_o}{R_N}=\frac{310.3-105.9}{191.078}=1.070\text{m}$$

$3c=(3)(1.070)=3.210\text{m}>2.512\text{m}$

合力 $R$ 作用点位于底面中央 1/3 以内，故地基应力：

$$p_1=(4B_1-6c)\frac{R_N}{B_1^2}$$

$$=(4\times2.512-6\times1.070)\frac{191.078}{(2.512)^2}$$

$$=109.860\text{kN/m}^2$$

$$p_2=(6c-2B_1)\frac{R_N}{B_1^2}$$

$$=(6\times1.070-2\times2.512)\frac{191.078}{(2.512)^2}$$

$$=42.272\text{kN/m}^2$$

地基承载力设计值：

$f=f_k+\eta_d\gamma_o(d-0.5)=100+(1.1)(18)(1-0.5)=109.9\text{kPa}$

$f<1.1f_k$ 时取 $f=1.1f_k=(1.1)(100)=110\text{kPa}$

当基底坡度 $i=0.1$ 时，地基承载力折减系数为 0.9，当 $i=0.2$ 时，折减系数为 0.80 按《GBJ7-89》规定，当偏心荷载作用时，除基底平均压应力 $p\leqslant f$ 外，尚应符合 $P_{max}\leqslant 1.2f$，因此最大地基压应力小于下列数值：

$(1.2)(0.9)f=(1.2)(0.9)(110)=118.8\text{kPa}>109.9$

6.2 算例 2

已知仰斜式挡土墙(见图 3)的设计条件参数如下：$H=6\text{m}$，$\beta=15°$，$\alpha=-\tan^{-1}0.25$，$\varphi_D=35°$，$\delta=\tan^{-1}0.25$，$q=10\text{kN/m}^2$，$\gamma=19\text{kN/m}^3$，$\gamma_m=22\text{kN/m}^3$，$i=0.1$，$\mu=0.4$

(1)抗滑移稳定决定挡墙截面

主动土压力系数

$$K_a=\frac{\cos^2(\varphi-\alpha)}{\cos^2\alpha\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35°+\tan^{-1}0.25)}{\cos^2(-\tan^{-1}0.25)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35°+\tan^{-1}0.25)\sin(35°-15°)}{\cos(-\tan^{-1}0.25-15°)}}\right]^2}=0.19168$$

$$K_q=\frac{\cos\alpha\cos\beta}{\cos(\alpha-\beta)}=\frac{\cos(-\tan^{-1}0.25)\cos15°}{\cos(-\tan^{-1}0.25-15°}=1.072$$

主动土压力：

$$E_a=\frac{1}{2}K_a\gamma H(H+2h_oK_q)$$

$$=(\frac{1}{2}(0.19168)(19)(6)(6+2\times\frac{10}{19}\times1.071)=77.881\text{kN/m}$$

查表 4，当 $\mu=0.4$，$i=0.1$ 时，$\lambda=2.377$

$$\frac{\lambda E_a}{\gamma_m}=\frac{(2.377)(77.881)}{22}=8.415$$

代入公式(17)，当 $i=0.10$ 时，式中 $K=0.04878$， 则：

$$0.04878b^2-6b+8.415\leqslant0$$

解得：

$$b\geqslant\frac{6-\sqrt{(6)^2-4\times0.04878\times8.415}}{2\times0.04878}=1.419\text{m}$$

可采用 $b=1.5\text{m}$

$$W=\gamma_m(Hb-0.0488\,b^2)$$

$$=(22)(6\times1.5-0.04878\times1.5^2)$$

$$=195.585\text{kN/m}$$

$$\theta=\tan^{-1}\frac{E_a}{W}=\tan^{-1}\frac{77.881}{195.585}=21.712°$$

$$\varepsilon=\tan^{-1}0.1=5.711°$$

$K_s=\mu\cot(\theta-\varepsilon)=0.4\cot(21.712°-$

5.711)=1.395>1.3

(3)抗倾覆稳定性验算

当 $i=0.1$ 时,查表 5 求得:

$b_2=0.975\ 61 \quad b=(0.975\ 61)(1.5)=1.463\text{m}$

$b_3=0.024\ 39b=(0.024\ 39)(1.5)=0.037\text{m}$

$h_2=0.097\ 56b=(0.097\ 56)(1.5)=0.146\text{m}$

$h_1=H-h_2=6-0.146=5.854\text{m}$

$b_1=0.25h_1=(0.25)(5.854)=1.464\text{m}$

$F_1=bh_1=(1.5)(5.854)=8.781\text{m}^2$

$a_1=\frac{1}{2}(1.464+1.50)=1.482\text{m}$

$F_2=\frac{1}{2}bh_2=(\frac{1}{2})(1.5)(0.146)$
$=0.109\ 5\text{m}^2$

$$a_2=\frac{\frac{1}{3}(0.146)(1.463)^2+\frac{1}{2}(0.037)(0.146)(1.463+\frac{0.037}{3})}{0.109\ 5}=0.988\text{m}$$

$$M_r=\gamma_m\sum F_a=(22)(8.781\times1.482+0.109\ 5\times0.988)=288.676\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$e_1=\gamma h_oK_qK_a=(19)(\frac{10}{19})(1.071\ 80)(0.191\ 68)=2.054\text{kN/m}^2$$

$$e_2=\gamma(H+h_oK_q)K_a=(19)(6+\frac{10}{19}\times1.071\ 80)(0.191\ 68)=23.906\text{kN/m}^2$$

$$Z=\frac{H}{3}\cdot\frac{2e_1+e_2}{e_1+e_2}=\frac{6}{3}\cdot\frac{2\times2.054+23.906}{2.054+23.906}=2.158\text{m}$$

$$M_o=E_a(Z-h_2)=(77.881)(2.158-0.146)=156.697\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$K_o=\frac{M_r}{M_o}=\frac{288.676}{156.697}=1.842>1.5$$

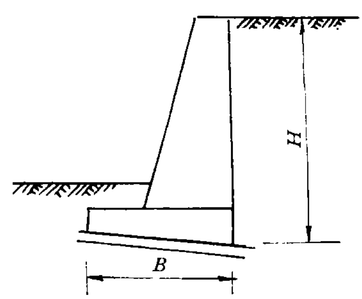


图 4 半重力式挡墙

## 7 结束语

有时在设计重力式挡土墙的计算中,因地基较软弱,由于采取了提高基底的摩擦系数的措施,如夯垫一层级配碎石、砂后,挡墙的截面毋需太大,即能满足抗滑移、抗倾覆稳定性的要求,但是最后验算地基应力时,往往超出地基承载力设计值很多,如加大截面,情况更为不利。在此种情况下,可将前趾改为钢筋混凝土底板,向前伸出适当距离,使基宽 $B$ 增大至满足地基承载力的要求。此种做法即所谓半重力式挡土墙(见图 4)

笔者本拟将半重力式挡土墙和在地震作用下的重力式挡土墙的计算,汇集在本文中,因限于篇幅,只得就此搁笔。

## 参 考 文 献


1 天津大学等四院校.地基与基础.北京:中国建筑工业出版社,1978

2 李钧民.粘性土的等效内摩擦角和等代内摩擦角与主动土压力的计算.地基基础工程,1996(3).(4)

3 A.B.达尔科夫,B.И.库兹涅佐夫合著.裘鼎福译.土壤压力及挡土墙的计算,北京:人民交通出版社,1954


收稿日期:1997-10-14