

基坑支护结构上的水土压力

Water and earth pressures on the supporting structure around a foundation pit

陈愈炯 温彦锋

中国水利水电科学研究院岩土所, 北京, 100044)

文 摘 说明土体抗剪强度的两种确定方法的适用条件;分析了基坑周边土体内孔隙压力随工程进展而变化的情况;指出控制基坑支护结构稳定的工况,叙述相应工况下的水土压力分算和合算方法。分析了近几年在国内流行的土压力计算方法与国际惯用方法的差别,从而表明它们的合理性和适用条件。

关键词 基坑, 支护结构, 土压力, 水压力, 工况

中图法分类号 TU 432

作者简介 陈愈炯,男,1930年生,交通大学水利工程学系毕业,中国水利水电科学研究院岩土所教授级高级工程师。

Chen Yujiong, Wen Yanfeng

China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing, 100044)

Abstract Differences between the recently developed method and the conventional method of estimating the water and earth pressures on the supporting structure around a foundation pit are described. The conditions of application and limitations of these two methods are clarified based on the analysis of change of pore pressure, effective stress and shear strength of soil adjacent to the supporting structure.

Key words foundation pit, supporting structure, earth pressure, water pressure, stage of construction and performance

1 前 言

在土压力计算中,如果采用有效应力法确定土的抗剪强度,则往往将水压力和土压力分开来计算;如果采用总应力法,则总是合在一起计算。但是,国内有些学者^[1,2]和规范,在采用总应力法确定土体抗剪强度的前提下,也建议将水、土压力分开来计算。此外,他们建议的计算水压力的方法也不同于国际上流行的方法,甚至在水、土压力分算的条件下,土压力部分的计算也与国际上流行的方法有所不同。要说明这些差别的细节以及由此引起的其它差别所在,及分析它们的合理性和适用场合,需对影响水、土压力的主要因素进行分析。这些因素是:基坑周边土体中的孔隙压力,有效应力和抗剪强度随时间的变化,以及它们的正确确定方法。

2 抗剪强度的确定方法

确定土体抗剪强度的方法有两种,即总应力法和有效应力法。有效应力法按下式确定抗剪强度:

$$s = c' + \sigma' \tan \varphi' = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad (1)$$

式中 σ' 和 σ 分别为法向有效应力和总应力; u 为孔隙压力; c' , φ' 为有效强度指标。

式 (1) 既适用于粘性和无凝聚性土,也适用于任何

工况,它是普遍适用的确定抗剪强度的方法。

总应力法按下式确定粘性土体受到连续施加较快的荷载下的抗剪强度:

$$s = c_u + \sigma \tan \varphi_u \quad (2)$$

式中 c_u, φ_u 为不排水总强度指标。

式 (2) 只适用于施工期的粘性土体。如果施工期施加在土体中的剪应力是加载而引起的,则式 (2) 给出偏于安全的结果;相反,如果剪应力是由于卸载引起的,例如开挖引起的剪应力,则式 (2) 并不一定偏于安全,而是要看工程的具体情况而定。

总应力法的另一应用场合是按下式确定粘性土体在分期受到荷载时的抗剪强度:

$$s = c_{cu} + \sigma \tan \varphi_{cu} \quad (3)$$

式中 c_{cu}, φ_{cu} 为固结不排水总强度指标。

式 (3) 只适用于粘性土体在第一阶段的荷载下固结完毕后再受到另一施加得较快的荷载,例如,在自身重量下固结完毕的粘土坝体受到快速施加的地震荷载或水库水位降落荷载的工况,以及土坝或地基的分期施工工况,由此可见,确定强度的方法各有其适用场合。在连续施工条件下基坑周边粘性土体在施工期的总强度应按式 (2) 确定,不能按式 (3) 确定^[3]。由于土的 c_u, φ_u 值与 c_{cu}, φ_{cu} 值往往相差较大,因此,很难设想式 (2) 和式 (3) 会像魏教授^[4] 指出的那样给出基本相

同的结果。

减少麻烦,既可采用测定孔隙压力的三轴固结不排水试验,取用该试验给出的 c', φ' 值,也可采用应力控制式直剪仪。

c_u, φ_u 值可用三轴不排水试验测得,对于 k 值约小于 $1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 的粘性土,也可通过直接快剪试验测定。 $k > 1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 的土在直剪仪中即使受到快速剪切,仍会发生部分排水或吸水,从而歪曲试验结果。如果土的 $k < 1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$,又是正常压密土和饱和土,则还可通过无侧限抗压强度或十字板剪力试验测得 $c_u (\varphi_u = 0)$ 。

c_{cu}, φ_{cu} 是用三轴固结不排水试验测定的,对 $k < 1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 的土,才允许采用直接固结快剪试验测得。否则直剪和三轴试验给出的结果相差较大,对正常压密土而言,直剪成果偏于危险;对超压密土而言,直剪成果偏于安全。

4 土体内的孔隙压力变化

孔隙压力有两种,一种是由于外荷载变化而引起的,另一种是土体边界面上的水渗入土内而产生的。前者应叠加在原有孔隙压力下,后者则仅取决于各部位土体的渗透系数、建筑物的轮廓线以及边界面上的水头等因素。

设有一地面接近水平的粘性土地基,地层厚度 T , 其下为不透水基岩,地下水位与地面平齐。在开挖基坑前,地基中某点 A 的起始孔隙压力 $u_0 = z\gamma_w$, 其中 z 为 A 点的深度; γ_w 为水的重度,如图 1 所示。在此土单元旁建造一深度为 $(H + D)$ 的不透水挡墙,并将墙的一侧土体挖深 H 后,作用在土单元 A 上的总主应力之和 $\Delta\sigma_3$ 有所减少,而主应力差 $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ 或剪应力反而增加。两者对正常压密饱和粘土的综合影响一般会导致孔隙压力减少 Δu , 于是,土单元 A 在施工刚结束时的孔隙压力为 $(u_0 - \Delta u)$, 见图 1。基坑开挖后经过很长时间,土体内形成稳定渗流流网,例如图 2 中的流网。从施工刚结束一直到形成稳定渗流状态的过渡期间,土中的水也是流动的,但为非稳定渗流,也就是流网随时间而变的渗流。当流网给定后,如图 2,根据 A 点在流网中的位置,可按下式确定其运用期的孔隙压

力:

$$u = \gamma_w \left(H + \frac{d}{T} \right) \quad (4)$$

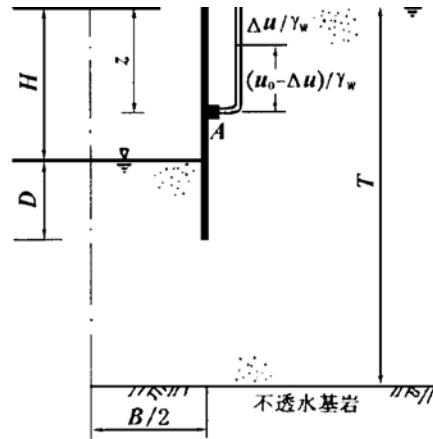


图 1 基坑周边的支护结构的剖面

Fig. 1 Cross section of an earth supporting structure around a pit

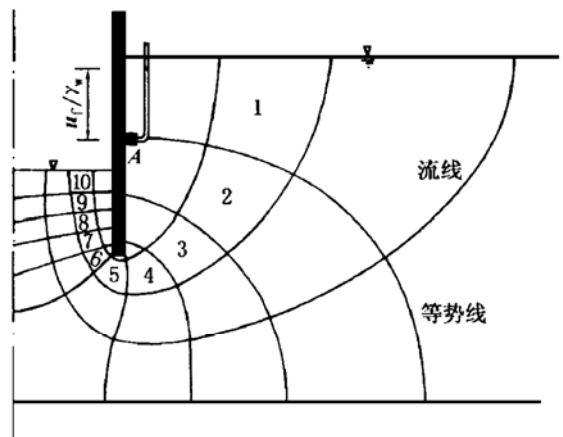


图 2 流向基坑的流网

Fig. 2 Flow net of seepage into the base of a pit

这就是说, A 点的孔隙压力从刚挖好基坑时的 $(u_0 - \Delta u)$ 变化到运用期的 u_f 。如果 $(u_0 - \Delta u) > u_f$, 则式 (2) 会给出偏于安全的结果; 如果 $(u_0 - \Delta u) < u_f$, 则式 (2) 的结果偏于不安全。必须指出: 对于透水性较大的无凝聚性土地基来说, 基坑刚挖好时就已形成稳定渗流流网, 也就是非稳定渗流阶段短得可以忽略不计。因此, A 点在施工期和运用期的孔隙压力都是 u_f 。这说明在无凝聚性土地基中, 为什么只需计算墙在运用期的稳定性, 而粘性土地基则需核算墙在施工期和运用期两者的稳定性。只要保证施工期和运用期的墙身稳定性, 就可保证中间过渡阶段的稳定性。

5 墙上的水压力

5.1 运用期

根据流网确定墙和土的接触面上的孔隙压力,即为墙上的水压力,它因流网的不同而有很大差别。例如,根据图 2 所示的流网,可以算得墙的主动面(右)和被动面(左)上的水压力分布线分别为图 3 中的 abc 和 de。如果图 2 中的地表水源移到离基坑边缘约 4H 处,则主动面和被动面上的水压力线分别为 fgh 和 di,如图 3 所示。

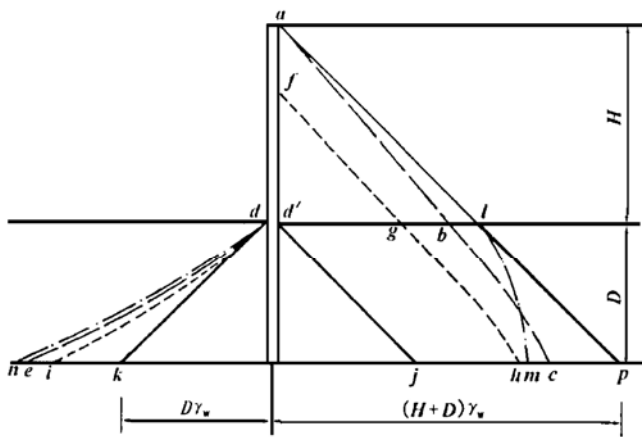


图 3 作用在墙上的水压力

Fig. 3 Water pressures acting on the wall

如果厚度为 H 的表层土的渗透系数 k 远小于其下卧土层,而且地表水源仍出现在基坑边缘,则墙的主动和被动面上的水压力线分别为图 3 中的 ad'j 和 dk。相反,对于表层土的 k 远大于下卧土层的情况,则墙的主动和被动面上的压力线分别为 alm 和 dn。如果图 1 中的土层厚度 T 等于 (H + D),而且墙的下端与不透水基岩密封,则墙的两侧虽有水头差 H,但不发生流动,因此,墙的主动和被动面上的水压力线分别为图 3 中的 alp 和 dk,两者都等于静水压力。alp 和 dk 就是国内流行方法^[1,2]算出的水压力。

从图 3 中可见,水源远近是影响墙上水压力的主要因素之一,水源离基坑愈远,则墙上水压力愈小。在确定水源远近时,应考虑到基坑周围地表是否会因降雨而积水,由于基坑周围集结雨水会在很大程度上增大墙上的水压力,因此,在工程实践中往往在地表或内部设置排水设备和封堵措施,除防止水从地面流向基坑边缘外,还应将墙附近的粘性土中出现的张拉裂缝的开口处封堵好。

另一主要的影响因素是地基土层的相对透水性。李教授^[3]就是以图 3 中的水压力线 alp 和 ad'j 相比,说

明国内流行的计算水压力方法^[1,2]与极端的实际情况相差如此之大的原因。此外,在比较 alm 和 ad'j 后可见,上层土的 k 大于下层土的 k 的地基,需要更坚固的支护结构,否则出事故的可能性较大。

此外,墙身的透水性及图 1 中 $(\Phi - H - D)/B$ 值等因素也在一定程度上影响着墙上的水压力,因此,工程师应根据工程的实际情况确定流网和墙上的水压力。现在已有成熟的软件^[5]来计算稳定渗流流网,完全没有必要像魏教授^[3]那样根据水沿着墙面的平均比降来计及土在水中的渗流对墙上的水土压力的影响,因这是一种过于简单化的粗略方法,它不可能计及土层的不均匀性以及水源远近等非常重要的影响因素。

5.2 施工期

开挖基坑前,墙的两侧受到的是静水压力 u_0 ,当基坑刚挖好时,墙的主动面上的水压力应小于 u_0 ,它等于 $(u_0 - \Delta u)$ 。由于人们还很难准确估算 Δu 值,因此,他们对 $(u_0 - \Delta u)$ 值的猜测难免带有一定主观成份。魏教授^[3]认为,不管土的渗透性多么低,孔隙水总是水力连通的。既然在施工前墙上长期存在静水压力,开挖时墙后不降水的话,仍应保持静水压力。笔者却曾在粘土地基中钻孔时观察到,孔内的水位需很长时间后才能恢复到地下水位高程。虽然在工程实践中还没有人沿墙的主动面开挖过一道宽度等于钻孔直径的槽子,但基坑的开挖必然会引起墙身的侧向位移,其位移量往往大于钻孔直径,这一空间就需水和土两者来填充。对于透水性很小的粘土来说,土中的水就需很长时间才能在墙面上建立起压力来,即使能建立起来,它的压力肯定小于魏教授^[3]所假定的静水压力 u_0 。正由于上述原因,国外的工程师^[6]绕过施工期孔隙压力估算的难题,而是采用总应力法确定土的强度,把孔隙压力的影响反映在抗剪强度指标上,不再计及墙上的水压力,而是把水土压力合并计算。他们^[6]的经验是:如果地基土为正常压密饱和粘土,而且对于开挖后约半年就得到回填的临时基坑,则用总应力法确定土的强度,并采用水土合算土压力的方法是基本可靠的。

6 墙上的土压力

6.1 运用期

运用期作用在墙上某点的土压力部分,国内外学者都是按下式进行计算的:

$$p'_{a,p} = \sigma'_v k'_{a,p} \mp 2c' \cdot \sqrt{k'_{a,p}} \quad (5)$$

但水、土压力的总和计算公式并不相同,国际流行的计算公式是:

$$p_{a,p} = \sigma'_v k'_{a,p} \mp 2c' \cdot \sqrt{k'_{a,p}} + u_f \quad (6)$$

在式(5)中, p'_a, p'_p 分别为主动和被动土压力; k'_a, k'_p 分别为主动和被动土压力系数, 两者都以有效强度指标 c', φ' 为基础; σ'_v 为法向有效应力, 在无渗流的静水中, σ'_v 才等于 $\gamma' \cdot z$, 其中 γ' 为土的浮容重)。

上节中已经讨论过, 国内流行的方法所算出的墙上水压力为静水压力 u_0 , 它不同于 u_f , 因此, 国内流行的计算水土压力总和的公式为

$$p_{a,p} = \gamma' \cdot z \cdot k'_{a,p} \mp 2c' \cdot \sqrt{k'_{a,p}} + u_0 \quad (6a)$$

为了比较式(6)和(6a)的差别, 举如下例子来说明。例如图3中作用在墙的主动面上的水压力 alp 不同于 abc , 以及被动面上的 dk , 也不同于 de 。从图中可见, 国内流行的计算水压力的方法高估了主动面上的水压力, 但低估了被动面上的水压力。值得注意的是, 式(6)中的水压力被式(6a)高估的同时, 必然以同样数量低估了式(6)中的 σ'_v 值, 其理由是 $\sigma'_v = \sigma_v - u$ 。因此高估主动面上孔隙压力的后果是高估还是低估水土压力总和 p_a , 取决于式(6)中的 k'_a 值是小于1还是大于1。由于 k'_a 值一般小于1, 因此, 国内流行方法高估了主动水土压力总和 p_a 。以同样判别方法可以判定国内流行方法在低估了被动面上的孔隙压力后, 导致被动水土总压力 p_p 的高估, 因被动土压力系数一般大于1。这一例子的分析, 说明国内流行的计算墙上水压力的方法是不符合实际情况的, 从而影响了支护结构的投资。至于国内流行方法是否会导致投资偏大, 则随工程不同而各异。另一问题是要不要考虑墙与土之间的摩擦力^[6]对土压力的影响, 笔者认为应该考虑, 因为这反映了客观实际情况, 也是国外同行^[6]大都如此设计的。

6.2 施工期

施工期的孔隙压力变化值 ($-\Delta u$) 可通过三轴不排水试验测得, 在试验中令试样受到的总应力变化为 $\Delta\sigma_3$ 和 $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ 。不过, 由于基坑周边土体内的总应力在施工期的变化值很难估计准确, 因此, 到目前为止这一方法还没有成熟到可以用来进行设计。今后一旦有能力精确估算出施工期的 $-\Delta u$ 值, 则也可采用有效应力法, 通过式(6)分别算出水、土压力。只需将 $(u_0 - \Delta u)$ 值代入式(6)中的 u_f 项, 并根据 $\sigma'_v = \gamma \cdot z - (u_0 - \Delta u)$ 算出 σ'_v 值 (其中 γ 为土的重度)。于是, 式(6)变成

$$p_{a,p} = [\gamma \cdot z - (u_0 - \Delta u)] k'_{a,p} \mp 2c' \sqrt{k'_{a,p}} + (u_0 - \Delta u) \quad (7)$$

而魏教授等^[1,2,7]所建议的粘性土的水土压力分算公式为

$$p_{a,p} = \gamma' \cdot z k_{a,p} \mp 2c \sqrt{k_{a,p}} + u_0 \quad (8)$$

式中 k_a, k_p 分别为主动和被动土压力系数, 但以总强度指标 c, φ 为基础。

式(7)和式(8)之间的主要差别是, 式(8)除了由于忽略 $-\Delta u$ 而高估了孔隙压力外, 还在土压力系数中重复了孔隙压力的作用, 显然是不合理的。

也许式(8)的建议者, 不是以有效应力法为依据将施工期的水、土压力分开计算的。而是以水和土作为一个整体来考虑的总应力法为依据的, 也就是以国际上惯用的水土压力合算的如下土压力公式为依据而加以改造的:

$$p_{a,p} = \gamma \cdot z k_{a,p} \mp 2c \sqrt{k_{a,p}} \quad (9)$$

文献[9]中将式(9)正确地改写成

$$p_{a,p} = \gamma' \cdot z k_{a,p} + \gamma_w \cdot z k_{a,p} \mp 2c \sqrt{k_{a,p}} \quad (10)$$

但他们^[9]认为式(10)中的 $\gamma_w \cdot z k_{a,p}$ 项在表观上违背了流体中各向等压的事实。于是在式(10)中任意增加了 $(1 - k_{a,p}) \gamma_w z$ 项, 即得他们所建议的式(8)。因此, 式(8)有2个特点: 一是把水土作为一个整体来考虑, 但把水、土压力分开来计算; 二是它与国际上惯用的水土压力合算公式(9), 实质上相差 $(1 - k_{a,p}) \gamma_w z$ 项, 也就是高估了主动总土压力, 低估了被动总土压力。

笔者^[10]认为, 既然为了绕过孔隙压力估算的难题, 把水和土作为一个整体来考虑, 就不必再追究其中的孔隙压力的作用机理, 在边坡稳定分析中也是如此。此外, 总应力法其实是一种带有一些经验成份的方法, 其中可能会出现表观上的不合理, 我们不能因此而任意进行改造。如果按照魏教授的逻辑对待总应力法, 那末还有很多类似的表现不合理需要进行改造, 例如, 饱和粘土的 $\varphi_u = 0$, 但是三轴不排水试验试样剪破面与大主应力面之间的实测夹角并不等于 $45^\circ + \varphi_u/2 = 45^\circ$, 而是等于 $45^\circ + \varphi'/2$, 是否我们也需对材料力学公式进行改造呢?

7 与支护结构安全有关的其它问题

为了保证支护结构的稳定, 除了采用正确的水土压力计算公式外, 还应在计算中视土的类别和支护结构的不同而采取一些措施。例如, 由硬粘土的 c_u, φ_u 值和式(9)算出的主动土压力往往比实际上的压力小得多。因此, 有的规范规定: 对硬粘土而言, 如果式(9)算出的主动土压力小于 $5z \text{ kPa}$ (z 以 m 计), 则令主动土压力等于 $5z \text{ kPa}$ 。此外, 考虑到挡墙主动侧的硬粘土在经过很长时间后会软化, 建议在采用式(6)计算硬粘土的主动土压力时, 令 $c' = 0$ 。又如, 为防止基坑邻近房屋发生附加沉降, 只允许支护结构发生很小的位移, 其位移量小于土体产生主动和被动土压力所

需的位移量。对于这类工程,应令式 6)和式 9)中的强度指标小于实测值。

作用在墙上的土压力分布及大小还与墙身的刚度、是否设置锚拉杆、地面的坡度、地面的超载等因素有关。到目前为止,我们还很难精确估计出前两种因素的影响情况。墙上的土压力当然是影响支护结构稳定的一个重要因素;而基坑底部在浮托力下的水力破坏,导致墙的被动土压力丧失,也是支护结构失稳的一

种常见原因。至于砂土或粉土沿着墙的孔隙中流出的管涌破坏,则是与土的抗剪强度和土压力并无关系的另一种破坏机理。

8 结 语

下表汇总说明国际上流行的,以及我国近年来流行的计算基坑支护结构上的水土压力方法的特点。

表 1 支护结构上水土压力的计算方法特点

Table 1 Comparisons of methods of estimating the water and earth pressure on the supporting structure around a foundation pit

地区	土类	工况	水土压力计算方法	水压力的确定依据	土压力系数所依据的强度指标	土压力的确定依据	算 式	备 注
国内部分 单位和国际	无凝聚 性土	施工期	分算	流网	c', φ'	有效应力	式 6)	较可靠
		运用期						
	粘性土	运用期	分算	模拟土体内 应力状态的 三轴试验	c', φ'	有效应力	式 7)	尚不够成熟
		施工期	合算	不计水压力	c_u, φ_u	总应力	式 9)	对饱和软粘土 而言较可靠
近期国内	无凝聚 性土	不明确	分算	地下水位下 的静水压力	c', φ'	有效应力	式 6a)	不符合 实际情况
	粘性土				c_{cu}, φ_{cu}	总应力	式 8)	不合理

本文承中国水利水电科学研究院李春华教授和清华大学李广信教授校阅,并提出宝贵意见,特此致谢。

参 考 文 献

- 魏汝龙. 总应力法计算土压力的几个问题. 岩土工程学报, 1995, 17 (6): 120 ~ 125
- 杨晓军, 龚晓南. 基坑开挖中考虑水压力的土压力计算. 土木工程学报, 1997, 30 (4): 58 ~ 62
- 陈愈炯. 对“开挖卸载与被动土压力计算”一文的讨论. 岩土工程学报, 1998, 20 (9): 134
- 李广信. 关于有渗流情况下的土压力计算. 地基处理, 1998, 9 (1): 57 ~ 58
- 李春华. STSE 平面渗流有限元分析程序. 北京: 中国水利水电科学研究院岩土所, 1985
- 魏汝龙. 基坑内外的水压力和渗流力. 岩土工程师, 1998, 10 (1): 23 ~ 25
- 魏汝龙. 深基开挖中的土压力计算. 地基处理, 1998, 9 (1): 3 ~ 15
- Puller M • Deep excavation, a practical manual. London: Thomas Telford Publishing, 1996. 121 ~ 125
- 魏汝龙. 考虑墙面摩阻时的土压力计算. 地基处理, 1997, 8 (2): 3 ~ 13
- 陈愈炯. 对“基坑开挖中考虑水平压力的土压力计算”一文的讨论. 土木工程学报, 1998, 31 (4): 74 ~ 79