

宁波轨道交通水文地质参数试验及工程应用

吴天寿¹, 叶俊能²

(1.中交第二航务工程局有限公司, 安徽 芜湖 241007; 2.宁波市轨道交通工程建设指挥部, 浙江 宁波 315012)

摘要: 根据宁波市地下含水层介质、水动力特征及其赋存条件, 划分了宁波轨道交通沿线地层的含水层。采用单孔抽水试验、多孔抽水试验和注水试验, 对承压水含水层的水文地质参数进行试验, 获得各地层的渗透系数。以某车站基坑工程为例, 利用水文地质参数, 采用考虑土体强度和不考虑土体强度方法, 判定基坑突涌稳定性。结果表明: 不考虑土体强度的抗力分项系数取值偏保守, 采用考虑土体强度以后, 抗力分项系数增幅显著增大。据此提出基坑开挖到 22.5 m 时启动降水, 并尽可能减少降水时间, 以减小对周边环境的影响。

关键词: 轨道交通; 水文地质参数; 基坑突涌

中图分类号: U452.1

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2013) 03-0127-06

轨道交通工程的建设必须掌握和了解场地水文地质条件, 以避免造成重大的工程事故和经济损失^[1-3]。宁波市地处滨海平原, 海积软土层分布十分广泛, 厚度不均, 物理力学性质差, 地质环境十分敏感和脆弱。笔者结合轨道交通 1 号线工程、2 号线一期工程水文地质试验, 选择合适的计算公式确定含水层的水文地质参数, 并对试验结果进行分析, 进而将其应用于基坑工程突涌分析, 为拟建车站的基坑开挖、降水、隧道设计、高架桩基施工等提供依据及技术支持, 也可岩土工程勘察技术人员提供参考。

1 宁波轨道交通水文地质特征

宁波市轨道交通场地地下水按含水空隙介质及埋藏条件等, 可将含水层分为松散岩类孔隙潜水、孔隙承压水及基岩裂隙水 3 大类。其中主要含水层有全新统冲积—冲洪积卵(砾)石、砾砂、砂孔隙潜水含水层, 上更新统冲海积、冲积孔隙承压含水组(I)以及中更新统冲洪积、冲积孔隙承压含水组(II)。

地下水赋存与分布受构造、地貌、岩性、气象及海洋诸因素之控制, 其中构造因素起着主导作

用。地下水的赋存与分布就其地质、地貌而言, 大体可将工作区地下水分为 3 个埋藏分布区: 低山丘陵区(裂隙水)、山麓河谷区(潜水)、滨海平原区(潜水、浅埋承压水、深埋承压水)。3 个含水岩系为: 第四系孔隙含水岩系、非含水岩系以及基岩裂隙含水岩系。

宁波市轨道交通工程 1 号线及 2 号线横穿宁波平原及大碇平原, 线路长、工程地质情况较复杂。根据地下水含水层介质、水动力特征及其赋存条件, 沿线范围内与工程有关的地下水可分为松散岩类孔隙潜水和孔隙承压水。含水层划分见表 1。

1.1 孔隙潜水含水层

轨道交通沿线的松散岩类潜水主要赋存于场区表部填土和粘土、淤泥质土层中, 含水层厚度变化较大。表部填土富水性和透水性均较好, 水量较大; 浅层粘土和淤泥质土富水性、透水性均差, 渗透系数在 $1 \times 10^{-8} \sim 1 \times 10^{-6} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ 之间, 水量贫乏, 单井出水量小于 $1 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ 。场地内潜水主要接受大气降水竖向入渗补给和地表水的侧向补给, 多以蒸发方式排泄。水位受季节及气候条件等影响, 但是动态变化不大, 潜水位变幅一般在 0.5~1.0 m 之间变动。

表1 场地含水层划分

类别、时代、成因代号	1 号线 1 期	2 号线 1 期	1 号线 2 期
孔隙潜水	① ₁ 层填土、① ₂ 层粘土、 ① ₃ 层淤泥质粘土	① ₁ 层填土、① ₂ 层粘土、 ① ₃ 层淤泥质粘土	① ₁ 层填土、① ₂ 层粘 土、① ₃ 层淤泥质粘土
浅部承压含水层 (al-mQ ₄ ¹)	③ ₁ 层粘性土粉砂、 粉砂或粉土	③ ₁ 层粘性土粉砂、 粉砂或粉土	缺失
孔隙承压 第 I ₁ 孔隙承压含水 层(alQ ₃ ² 、al-mQ ₃ ²)	⑤ ₁ 夹层粉土、⑤ ₃ 层粉土、⑤ ₅ 层 粉土、⑥ ₂ 夹层和⑥ ₄ 层粉砂或粉 土、⑥ ₅ 层砾砂或圆砾	⑤ ₁ 夹层粉土、⑤ ₃ 层粉土、⑤ ₅ 层 粉土、⑥ ₁ 夹层和⑥ ₄ 层粉砂或 粉土、⑥ ₅ 层砾砂或圆砾	⑤ ₃ 层粉土、⑥ ₅ 层 砾砂或圆砾
压第 I ₂ 孔隙承压含水 层(alQ ₃ ¹ 、al-plQ ₃ ¹)	⑦ ₁ 夹层粉砂、⑧ ₁ 层粉砂或细砂、 ⑧ ₃ 层砾砂或圆砾	⑧ ₁ 层粉砂或细砂、 ⑧ ₃ 层砾砂或圆砾	⑧ ₃ 层砾砂或圆砾
水第 II 孔隙承压含水 组(alQ ₂ 、al-plQ ₂)	⑨ ₁ 夹层粉砂或细砂、⑨ ₃ 层砾砂 或圆砾、⑩ ₂ 层圆砾或卵石	⑨ ₃ 层砾砂或圆砾、 ⑩ ₂ 层圆砾或卵石	⑨ ₃ 层砾砂或圆砾、 ⑩ ₂ 层圆砾或卵石

1.2 孔隙承压水含水层

据轨道交通沿线钻探资料及区域水文地质资料,工作区场地埋藏分布有 3 层承压水,主要为浅部承压水,深部承压水可划分为第 I 承压水和第 II 承压水。

浅部承压水:主要赋存于③₁层,含粘性土粉砂、粉砂或粉土,含水层厚一般为 2~4 m,局部夹较多粘性土薄层,透水性一般,水量相对较小,单井出水量在 5~15 m³·d⁻¹。水位埋深在 1.0~3.0 m,高程-0.5~2.5 m,③₁层渗透系数在 1.00×10⁻⁵~2.00×10⁻⁴ cm·s⁻¹,夹粘性土较多区域渗透系数在 1.00×10⁻⁶~1.00×10⁻⁵ cm·s⁻¹,水温为 19℃左右,水质为微咸水至咸水,地下水基本不流动。含水层顶板埋深一般为 15~20 m,水位埋深为 1.5~2.5 m。该含水层由于岩性差异较大,各地段渗透系数具明显的差异性。

深部第 I₁层承压水:主要赋存于⑤₁夹层粉土、⑤₃层粉土、⑤₅层粉土、⑥₁夹层、⑥₂夹层和⑥₄层粉砂或粉土、⑥₅层砾砂或圆砾。承压水含水层⑤₃层和⑤₅层粉土、⑥₂夹层粉土透水性一般,单井出水量在 10~25 m³·d⁻¹,渗透系数一般在 1.0×10⁻⁵~8.0×10⁻⁴ cm·s⁻¹。含水层顶板埋深约为 20.0~35.0 m,水位埋深-1.9~1.7 m(高程),水温为 19.5~20.0℃,水质一般为微咸水—咸水。

深部第 I₂层承压水:主要赋存于⑦₁夹层粉砂、⑧₁层粉砂或细砂、⑧₃层砾砂或圆砾。承压水含水层⑧层透水性较好,平均渗透系数约 25~35 m·d⁻¹,水量丰富,单井涌水量 200~1000 m³·d⁻¹。其富水性受

岩性、厚度等因素的控制,涌水量变化较大,含水层顶板埋深约为 40.0~60.0 m,含水层厚度 5~10 m,水位埋深 3.0~6.0 m,高程-3.0~0.5 m,水温为 19.5~20.0℃,水质微咸为主。宁波平原及大碇平原第 I₂层承压水的分布、埋深、厚度及水质、水量均有不同程度的差异。

深部第 II 层承压含水层:主要赋存于⑨₁夹层粉砂或细砂、⑨₃、⑩₂层砾砂、圆砾、卵石中。⑨₃层水温为 20.5~21.0℃,原始水位略高于第 I 含水层,水位埋深 3.0~5.0 m,透水性较好,水量较大,单井开采量一般为 200~1500 m³·d⁻¹,含水层富水性受古河道控制,涌水量变化较大。宁波平原(市区)第 II 层承压水为主要淡水开采层之一,大碇平原含水层富水性极不均匀,与粘性土含量及胶结程度等有关,水质为淡水—微咸水—咸水。

宁波平原第 II 层承压水分布广,且连续性好,大碇平原第 II 层承压水分布不稳定,连续性差,多呈孤立的北东—南西向条带展布,其分布范围与第 I 含水组基本吻合。

2 水文地质参数试验及结果

2.1 水文地质参数试验

根据轨道交通的施工特点、沿线地层情况及水文地质条件,选择有代表性的工点布设水文地质试验点,查明勘探深度范围内与地下车站开挖、盾构穿越区间、高架桩基施工密切相关的承压水含水层地层的水文地质参数。本工程水文地质试验的类型有:单孔抽水试验,多孔抽水试验和注水试验。

共完成水文地质试验点 58 个,其中单孔抽水试验点 25 个,多孔抽水试验 5 组(每组 1 个主孔,2 个观测孔),注水试验点 12 个,承压水水位观测点 16 个。单孔抽水和多孔抽水试验分别采用主孔和观测孔计算渗透系数,注水试验采用钻孔常水头注水试验渗透系数计算公式计算^[1]。

抽水试验的孔径为 300~350 mm,井管或过滤管为 $\Phi 108$ mm 或 $\Phi 127$ mm 薄壁钢管,或 $\Phi 160$ mm PVC 管,成孔扩径并经过简单洗孔后,经现场计算,下长 2.5~3.0 m 沉砂管,沉砂管底部用木头封死,在含水层位置处下入滤水管,滤水管长度略大于含水层厚度,滤水管外包铜丝布或滤网,并将丝布或滤网固定在滤管上,保证其放入孔内后不发生滑移,最后下滤水管上部井管,并使井管高出地面 20 cm 以上,确定滤管连接稳固后,填入砾料(同时孔内注水)。砾料为直径 1.0~5.0 mm 石英砂,砾料填至含水层上部 1~3 m 时(填砾过程中随时进行砾料的测量),再次进行洗孔,洗孔一般要求达到孔内出水基本清净,无泥浆即可,然后测量砾料的位置,将砾料的顶板填至含水层顶板以上 1~3 m,其上部用海带或泥球止水;井管下好后,井管周围用土回填压实。

注水试验的孔径为 146~300 mm,井管为 $\Phi 108$ mm 或 $\Phi 127$ mm 薄壁钢管或 $\Phi 160$ mm PVC 管,成孔扩径并经过简单洗孔后(上部填土层已经进行隔水处理)。现场计算,下沉砂管、过滤管、井管,下好井管后进行填砾、止水、洗孔。其成井过程同抽水试验。

在没有补给条件下,本工程试验均按承压完整孔进行稳定流抽水试验。采用《岩土工程试验监测手册》稳定流完整孔抽水渗透系数、注水试验渗透系数哈尔特经验公式和裘布依公式进行数据处理计算^[1]。

2.2 计算及分析

对各承压水层进行单孔抽水、多孔抽水及注水试验,计算获得宁波平原区水文地质试验成果。按成因时代相同或同一土层对相关水文地质参数进行分析和归类,各含水层的水文地质参数如下:浅部③₁层孔隙承压水含水层单位涌水量 $0.001\ 78\sim 0.005\ 75\text{ L}\cdot(\text{s}\cdot\text{m})^{-1}$,渗透系数 $1.0\times 10^{-5}\sim 2.0\times 10^{-4}\text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 。浅部③₂层孔隙承压水含水层单位涌水量

$0.000\ 167\text{ L}\cdot(\text{s}\cdot\text{m})^{-1}$,渗透系数 $1.9\times 10^{-6}\sim 3.8\times 10^{-5}\text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 。浅部⑤_{1a}+⑤₃+⑤₅层孔隙承压水含水层单位涌水量 $0.001\ 387\sim 0.076\ 235\text{ L}\cdot(\text{s}\cdot\text{m})^{-1}$,渗透系数 $1.8\times 10^{-5}\sim 2.0\times 10^{-3}\text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 。⑥_{1a}层孔隙承压水含水层单位涌水量 $0.012\ 074\sim 0.235\ 549\text{ L}\cdot(\text{s}\cdot\text{m})^{-1}$,渗透系数 $9.42\times 10^{-4}\sim 6.35\times 10^{-3}\text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 。⑥₄层孔隙承压水含水层单位涌水量 $0.161\ 809\text{ L}\cdot(\text{s}\cdot\text{m})^{-1}$,渗透系数 $4.16\times 10^{-3}\text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 。浅部⑥₅层孔隙承压水含水层单位涌水量 $0.503\ 655\text{ L}\cdot(\text{s}\cdot\text{m})^{-1}$,渗透系数 $1.6\times 10^{-2}\text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 。⑧₁层孔隙承压水含水层单位涌水量 $0.733\ 757\text{ L}\cdot(\text{s}\cdot\text{m})^{-1}$,渗透系数 $3.3\times 10^{-3}\sim 1.9\times 10^{-2}\text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 。⑧₃层孔隙承压水含水层单位涌水量 $0.146\ 766\sim 0.669\ 351\text{ L}\cdot(\text{s}\cdot\text{m})^{-1}$,渗透系数 $2.34\times 10^{-4}\sim 1.1\times 10^{-2}\text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 。⑨₃层孔隙承压水含水层单位涌水量 $0.025\ 357\text{ L}\cdot(\text{s}\cdot\text{m})^{-1}$,渗透系数 $5.2\times 10^{-4}\text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 。

3 水文地质参数应用

软土地区承压水基坑突涌模式主要有 3 种:接触面涌水涌砂破坏、整体顶升破坏和隔水层表面砂沸破坏,基坑突涌原因通常是接触面涌水涌砂破坏隔水层土体与地下结构使接触面发生水力劈裂;整体顶升破坏为地下结构与土体接触面或附近发生剪切破坏;表面砂沸破坏为隔水层在下部承压水作用下发生复合的拉剪和剪切破坏^[4]。

目前,承压水基坑突涌稳定性的判断分析方法主要有:经典的压力平衡法、均质连续梁/板分析法、带预应力均质连续梁/板分析法以及均质连续体法等。现行基坑工程规范采用经典的压力平衡理论,该理论只考虑了承压含水层顶不透水层土体自重引起的抗力,忽略了不透水层土体的抗剪强度,其计算结果显然不合理。

3.1 不考虑土体强度的基坑突涌稳定性分析

以宁波市轨道交通 1 号线一期工程鼓楼站为例,对基坑突涌稳定性进行分析。鼓楼站位于中山东路与解放北路交叉路口的东北侧,现为阳光广场市政绿地。1 号线沿中山东路下设置呈东西走向,为地下三层岛式车站,2 号线沿解放北路下设置呈南北走向,为地下二层岛式车站,两站之间设置联络线。根据抽水试验期间观测的水文地质参数,⑧₁层粉砂承压含水层最浅水位埋深在 5.05 m 左右,且水位具有一定的波动性,根据勘察报告提供的

⑧₁层粉砂承压含水层静止水位为 3.0~5.5 m. ⑧₁层粉砂承压含水层(I₂)可能会导致基坑突涌, 因此对该基坑降水井降水方案进行设计.

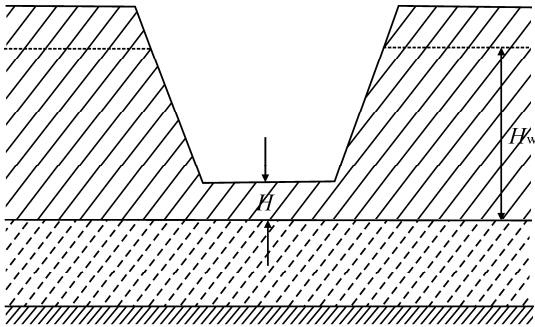


图1 含水层示意图

鼓楼站⑤₃+⑤₅和⑧₁层承压含水层厚度大, 水量大, 水位高, 深基坑开挖过程中有发生坑底突涌或流砂的可能. 采用经典的压力平衡法以鼓楼站为例对基坑突涌进行计算. 根据场地水文地质条件, 按《建筑地基基础设计规范》附录公式 W.0.1 进行估算. 当基底之下某深处有承压含水层(图 1)时, 应按(1)式验算抗承压水突涌稳定性.

$$H_w \gamma_w \leq \frac{1}{\gamma_{RW}} H \gamma_m, \tag{1}$$

式中: γ_{RW} 为不考虑土体抗剪强度坑底突涌抗力分项系数; H 为含水层顶面距基坑底面的深度, m; γ_m 为 H 范围内土的饱和重度, $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$; H_w 为承压水水头高度, m; γ_w 为水的重度, 取 $10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$.

鼓楼站中心处基坑开挖深度约 23.668 m, 现分别选取车站内典型钻孔进行估算, 进而判断其基坑突涌是否发生, 计算结果见表 2 (平均承压水水

位取 4.6 m, 水的重度 γ_w 取 $10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$). 根据《建筑地基基础设计规范》判定, 基坑开挖过程中, 深部⑧₁层承压水局部地段可能发生基坑突涌; ⑤₃+⑤₅层承压水有发生基坑突涌可能. 因此, 在基坑开挖施工前应对⑤₃+⑤₅层和深部⑧₁层承压水可能会对发生基坑突涌的地段进行降水处理.

3.2 考虑土体强度的基坑突涌稳定性分析

以鼓楼站为例, 采用均质连续体法^[5], 对鼓楼站⑤₃+⑤₅层承压含水层分考虑土体强度与不考虑土体强度 2 种情况, 承压含水层顶板至基坑底的粘性土分软土、可塑状粘性土(黄色硬土层)、1/2 厚度为软土 1/2 厚度为可塑状粘性土(黄色硬土层)共 6 种工况条件下的基坑突涌相关参数进行估算分析, 同时反算当承压含水层顶板至基坑底土层厚度为多少米时基坑可能发生突涌(分考虑土体强度和考虑土体强度), 计算参数见表 3, 计算剖面如图 2 所示, 计算公式如下:

$$F = \frac{\text{土体自重} + \text{内聚力} + \text{内摩擦力}}{\text{承压含水层水压力}}. \tag{2}$$

根据实际工况, 假设基坑开挖深度为 24.0 m, 承压含水层水位埋深 3.0 m (按最不利条件考虑), 假设突涌破坏体底面边长 B 为 $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ 的方形或直径 $D=1 \text{ m}$ 的圆形, 即破坏面所包围的粘性土体可能是圆柱体或方柱体; 假设围护结构地连墙未隔断或未完全隔断⑤₃+⑤₅层承压含水层; 假设突涌反算透水层顶面距基坑底面的深度 H 时取抗力分项系数为 1.1. ⑤₃+⑤₅层承压含水层顶板埋深为 32.0 m, 承压含水层水位埋深 3.0 m (按最不利条

表 2 承压水基坑抗突涌稳定性结果

地层	位置	含水层埋深/m	基坑深度/m	H_w /m	H /m	$H\gamma_m/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-2})$	$H_w\gamma_w/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-2})$	γ_{RW}	是否突涌
⑤ ₃ +⑤ ₅	标准段	30.50	21.92	26.0	8.58	157.87	260	0.61	发生
	端头井	33.70	23.76	29.2	9.94	182.90	292	0.63	发生
⑧ ₁ 层	标准段	49.00	21.92	44.4	27.08	518.04	444	1.17	可能发生
	端头井	47.10	23.76	42.5	23.34	446.49	425	1.05	发生

表 3 ⑤₃+⑤₅层承压水基坑突涌估算参数

土类	开挖深度/m	土层厚度 H /m	H_w /m	$\gamma_m/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	$\gamma_w/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	侧压力系数 ζ	B /m	D /m	内摩擦角 $\Phi_k/(\text{°})$	内聚力 C_k/kPa
软土	24.0	8	29	18.0	10	0.63	1	1	11.0	20.0
软土和硬土层各 1/2	24.0	4+4	29	18.8	10	0.58	1	1	13.8	30.5
硬土层	24.0	8	29	19.5	10	0.53	1	1	16.5	41.0

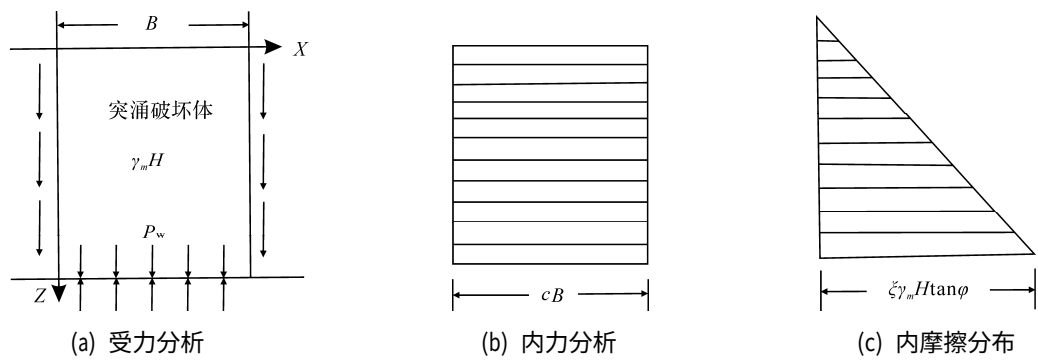


图 2 计算剖面

表 4 ⑤₃+⑤₅层承压水基坑突涌抗力分项系数

土类	内摩擦角 $\Phi_k/(^{\circ})$	内聚力 $C_k/(\text{kPa})$	$\Gamma\text{m}/$ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	$\gamma_w/$ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	考虑土体 强度 F	不考虑土 体强度 γR_w
软土	11.0	20.0	18.0	10	3.67	0.50
软土和硬土层各 1/2	13.8	30.5	18.8	10	5.06	0.52
硬土层	16.5	41.0	19.5	10	6.41	0.54

表 5 ⑤₃+⑤₅层承压水基坑突涌临界开挖深度计算值

土类	内摩擦 角 $\Phi_k/(^{\circ})$	内聚力 $C_k/(\text{kPa})$	$\gamma_m/$ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	H_w/m	侧压力 系数 ζ	土层厚 度 H/m	临界开挖 深度/ m	F
软土	11.0	20.0	18.0	29	0.63	17.7	14.3	10.7
软土和硬土层各 1/2	13.8	30.5	18.8	29	0.58	8.5+8.5	15.0	13.6
硬土层	16.5	41.0	19.5	29	0.53	16.4	15.6	16.1

表 6 ⑧₁层承压水基坑突涌可能性判定统计

参数名称	1 号线端头井	1 号线标准段	局部联络线	2 号线端头井及其他
安全系数	0.98	1.05	1.01	≥ 1.24
突涌可能性	有突涌可能	有突涌可能	有突涌可能	不突涌
安全开挖深度/ m		22.5		—
最小安全降深/ m	4.78	2.05	3.74	—
安全水位埋深/ m	7.78	5.05	6.74	—
安全水位高程/ m	-3.78	-1.05	-2.74	—

件), 水的重度 γ_w 取 $10\text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$, 内摩擦角和内聚力为透水层顶面距基坑底面深度土层的直剪固快指标加权平均值, 同时假设 $\gamma_{RW}=1.1$, 计算考虑土体强度抗力分项系数 F 、基坑突涌临界开挖深度, 结果见表 4 和表 5。

由表 4 可看出, 考虑土体强度以后, 抗力分项系数增幅较大, 特别是可塑状至硬塑状的粘性土, 比不考虑土体强度的抗力分项系数增加 7 倍以上。

由表 5 可看出, 不考虑土体强度的抗力分项系数取值($\gamma_{RW}=1.1$)偏保守。

3.3 鼓楼站基坑工程降水方案

由于本工程基坑可能突涌, 因此对该基坑降压并降水方案进行设计。在基坑底板的稳定条件: 基坑底板至承压含水层顶板间的土压力应大于承压水的顶托力, 即^[6]:

$$P_{cz}/P_{wy}=(H\gamma_m)/(\gamma_w H_w)\geq F_s,$$

式中: P_{cz} 为基坑底至承压含水层顶板间土压力, kPa ; P_{wy} 为承压水头至承压含水层顶板间的水压力, kPa ; H 为含水层顶面距基坑底面的深度, m ; γ_m 为基坑底至承压含水层顶板间土的加权平均重度,

$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$; H_w 为承压水头至承压含水层顶板的距离, m; γ_w 为水的重度, 取 $10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$; F_s 为安全系数, 取 1.10.

本场地第⑧₁层粉砂承压含水层顶板最浅埋深约为 48.8 m, 相应高程-44.8 m; 基坑底至承压含水层顶板间土的加权平均重度取 $19.2 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$. 根据勘察报告, 承压水头最浅埋深取 3.0 m, 根据以上条件进行基坑安全性设计计算, 结果见表 6.

根据计算, 除 1 号线主体结构及局部联络线基坑在开挖过程中, 第⑧₁层承压含水层有突涌可能性, 其他开挖深度范围内, 第⑧₁层承压含水层对开挖无影响, 不会产生基坑突涌现象. 对在开挖过程中有突涌可能的基坑, 为确保施工安全, 在开挖到临界深度后及时降低承压水水头. 根据计算当基坑开挖到 22.5 m 时可以启动降压井, 为确保基坑工程安全, 应尽可能减少降水时间, 以减小对周边环境的影响.

4 结论

根据地下水含水层介质、水动力特征及其赋存条件, 划分了宁波轨道交通沿线地层的含水层. 采用单孔抽水试验、多孔抽水试验和注水试验, 对地

下车站开挖、盾构穿越区间、高架桩基施工密切相关的承压水含水层地层的水文地质参数进行试验, 将试验结果应用于基坑突涌判定. 研究表明: 采用考虑土体强度后, 抗力分项系数增幅较大; 不考虑土体强度的抗力分项系数取值偏保守. 最后对基坑安全性设计进行了计算, 提出当基坑开挖到 22.5 m 时可以启动降压井, 并应尽可能减少降水时间, 以减小对周边环境的影响.

参考文献:

- [1] 林宗元. 岩土工程试验监测手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [2] 张祯武, 李兴成, 徐光祥. 利用定压力非稳定流压水试验求水文地质参数[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 3(15):2543-2546.
- [3] 黄勇, 周志芳, 王锦国. 基于抽水试验的水文地质参数三维进化反演[J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2002, 30(6):26-29.
- [4] 丁春林. 软土地区承压水基坑突涌稳定算法研究综述[J]. 地下空间与工程学报, 2007, 3(2):333-337.
- [5] 谭松林. 考虑土体强度的建筑基坑突涌问题分析[J]. 中国地质大学学报, 2002, 27(2):209-212.
- [6] 何运晏, 张志林, 夏孟. 辐射井技术在北京地铁五号线降水中的应用[J]. 水文地质工程地质, 2006, 1:80-83.

Engineering Applications and Test of Hydrogeological Parameters in Ningbo Rail Transit

WU Tian-shou¹, YE Jun-neng²

(1.The Second Navigation Engineering Bureau of China Communication Construction Company Ltd., Wuhu 241007, China;
2.Ningbo Urban Rail Transit Project Construction Headquarters, Ningbo 315012, China)

Abstract: The aquifer layers along the rail are divided according to the groundwater aquifers, hydrodynamic characteristics and occurrence conditions in ground water of Ningbo city. Using the single-well pumping test, water injection test in porous pumping experiments and, the experiment of hydro-geological parameter in confined water are carried out, and the permeability coefficient for all layers is obtained. Then, a station pit is taken for sampling, and by considering soil body strength and not doing so, the bursting Chung stability of found pit is calculated. The results indicate that using the method of not considering soil body strength makes the anti-force points coefficient more conservative, and the coefficient increases largely in case of considering soil body strength. Furthermore, we suggest that when the foundation pit is excavated to 22.5 m, precipitation should begin, and precipitation time should be reduced as short as possible to reduce environmental cost.

Key words: urban rail traffic; hydrogeological parameters; foundation pit pouring

(责任编辑 史小丽)