

文章编号:1672-3031(2018)02-0081-09

上海地区深基坑支挡结构稳定安全标准研究

陈祖煜, 向远鸿

(中国水利水电科学研究院 岩土工程研究所, 北京 100048)

摘要: 基于上海市11个工程的地勘报告共111组实验数据, 提出了上海市4类土变异系数的建议值; 回顾了国内现行的规范, 以并《工程结构可靠性设计统一标准》(GB50153-2008)为依据, 建议一个目标可靠指标3.7来对应《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-2012)中规定的安全系数1.35; 基于总应力法, 采用简化毕肖普法计算安全系数, 采用Rosenbleuth法计算可靠指标, 并采用由第一作者开发的STAB程序搜索临界滑裂面; 对上海市3个深基坑工程进行了复核分析, 发现在可靠指标3.7时安全系数均在1.35左右, 从而验证了规范规定的安全系数的允许值和可靠指标有较好的对应关系。

关键词: 深基坑; 可靠指标; 变异系数

中图分类号: TU447

文献标识码: A

doi: 10.13244/j.cnki.jiwhr.2018.02.001

1 研究背景

随着城市化进程的不断推进, 高层建筑、地铁以及高铁车站工程的深基坑规模越来越大, 一旦发生基坑失稳事故, 将会造成巨大的人员财产损失, 因此需要结合现有的深基坑工程案例研究完善深基坑支挡结构稳定安全标准。

现行的深基坑支护规范主要采用安全系数作为评判指标。根据《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-2012)^[1], 对于安全等级为一级、二级、三级的支挡结构的圆弧滑动整体稳定安全系数分别不应小于1.35、1.30、1.25。应该说, 上述基于安全系数判据的标准主要是依据经验制定的, 有必要在近代结构可靠度理论的指导下作进一步的深化论证。2008至2010年间, 中国土木工程学会土力学与岩土工程分会结合上海地区深基坑工程的关键技术问题开展专题研究, 共收集了111组各类土的抗剪强度试验数据^[2-3], 对上海地区第四纪沉积土的抗剪强度(黏聚力 c 和内摩擦角 φ)的变异性获得符合实际的认识, 在此基础上开展了岩土工程可靠度分析, 将分析成果和上述规范规定安全系数标准作一对比, 提升了我国深基坑支护设计安全控制标准的科学内涵和可靠性。

本文基于上海市11个深基坑工程勘测资料所建立的数据库, 对上海地区土层强度指标的变异特征进行研究, 对3个典型深基坑边坡实例开展可靠度分析。通过可靠指标 β 和安全系数 F 对比, 评价深基坑安全系数标准的合理性。

2 上海地区土层强度指标的变异特征研究

2.1 统计分析 上海地区位于长江三角洲入海口, 地基土主要为厚软土层^[4]。综合11个工程勘察揭露的地层信息、原位试验数据以及室内实验数据, 大致可将其地层的分布归纳为: (1)表层填土; (2)黏土(共有21组); (3)粉质黏土(共有47组); (4)粉土(共有21组); (5)粉砂(共有22组)。

由于相关报告未能提供完整的原始数据, 仅提供了试验结果的平均值以及最大、最小值, 因此

收稿日期: 2018-01-20

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(41731289)

作者简介: 陈祖煜(1943-), 男, 浙江宁波人, 博士, 中国科学院院士, 主要从事边坡稳定理论和数值分析研究。

E-mail: chenzuyu@iwhr.com

在研究上海地区土层强度指标的变异特征时，采用在《水电水利工程边坡设计规范》^[5]中建议的“ 3σ ”准则^[6]，即对于具有正态分布的随机变量，其99.73%的数据落于 $(\mu-3\sigma, \mu+3\sigma)$ 区间范围(μ 为随机变量的平均值， σ 为随机变量的标准差)，因此可以理解 $\mu-3\sigma$ 和 $\mu+3\sigma$ 分别为该参数的最小可能值(LCV)和最大可能值(HCV)，即：

$$\sigma = \frac{HCV - LCV}{6} \quad (1)$$

表1—表4为11个工程各类土相关数据。

表1 各工程黏土黏聚力 c 和内摩擦角 φ 的变异系数

工程名称	黏聚力 c /kPa				内摩擦角 φ /(°)			
	最大值	最小值	平均值	变异系数	最大值	最小值	平均值	变异系数
证大中心	24	13	16.14	0.11	17.50	10.00	13.00	0.10
虹桥大楼	17	13	14.60	0.05	19.00	13.5	16.00	0.06
湖北大厦	19	10	14.39	0.10	25.50	10.00	13.07	0.20
上海银行	10	10	10	0	9.50	7.50	8.60	0.08
世博中心	19	13	15.31	0.07	20.50	10.00	12.96	0.14
临港大厦	18	10	13.81	0.10	17.00	10.00	13.47	0.09
上交图书馆	24	11	18.00	0.20	24.00	10.50	16.00	0.23
万向大厦	19	12	15.00	0.16	19.00	12.00	13.00	0.08
兴业银行	16	9	12.14	0.10	12.50	7.50	9.86	0.08
闸北中心	15	9	12.00	0.16	12.50	7.50	10.00	0.14
长宁商城	26	12	18.78	0.12	20.50	8.00	16.83	0.12
总计	26	9	15.13	0.19	25.50	7.50	13.94	0.22

注：内摩擦角 φ 的变异系数系其正切(即摩擦系数)的相应值，下同。

表2 各工程粉质黏土黏聚力 c 和内摩擦角 φ 的变异系数

工程名称	黏聚力 c /kPa				内摩擦角 φ /(°)			
	最大值	最小值	平均值	变异系数	最大值	最小值	平均值	变异系数
证大中心	17	13	14.29	0.05	23.50	11.50	14.29	0.12
虹桥大楼	30	10	15.16	0.22	25.50	13.00	19.39	0.11
湖北大厦	17	4	9.68	0.22	32.50	10.50	24.02	0.15
上海银行	13	3	7.00	0.24	36.00	12.00	17.97	0.13
世博中心	29	7	15.36	0.24	27.50	10.50	19.15	0.15
上交图书馆	21	10	15.08	0.12	27.50	9.00	13.69	0.23
兴业银行	20	0	9.36	0.36	22.00	9.00	16.87	0.13
闸北中心	32	11	17.90	0.20	26.50	13.00	17.47	0.13
长宁商城	24	9	15.90	0.16	33.00	11.50	23.64	0.15
总计	32	0	11.59	0.46	36.00	9.00	19.92	0.23

考虑到统计的试验资料数据涉及多个不同的复杂工程、试验条件等因素，将所有数据放在一起整理分析，很显然会增加参数的变异性。某一具体工程的具体岩体的变异性应当要小于现有的统计结果。因此综合考虑后提出上海地区软土地基土体黏聚力 c 与内摩擦角正切值 $f=\tan\varphi$ 变异系数的建议值，如表5所示。后续计算均采用该建议值。

2.2 基于总应力法的强度指标统计参数 对于饱和和软黏土快速开挖的情况，往往难以准确地测定孔隙水压力，需要采用总应力法。我国水利水电行业边坡设计规范规定对在饱和黏性土上快速填方或开挖形成的边坡，滑裂面上的抗剪强度按下式计算^[5]：

$$S_u = c_{cu} + \sigma'_c \tan\varphi_{cu} \quad (2)$$

其中： σ'_c 为荷载发生变化前破坏面上的有效应力。

表3 各工程粉土黏聚力c和内摩擦角φ的变异系数

工程名称	黏聚力 c/kPa				内摩擦角 φ/(°)			
	最大值	最小值	平均值	变异系数	最大值	最小值	平均值	变异系数
证大中心	21	0	5.83	0.60	34.50	25.00	29.26	0.05
虹桥大楼					34.00	24.00	29.50	0.13
上海银行	3	0	2.56	0.20	29.00	22.00	24.98	0.05
世博中心	7	4	5.62	0.09	33.50	27.50	29.62	0.03
临港大厦	11	3	6.44	0.21	34.00	29.50	32.00	0.02
上交图书馆	10	2	5.00	0.27	40.00	25.00	34.94	0.07
万向大厦	14	4	7.08	0.26	33.00	16.00	26.31	0.11
闸北中心	9	5	8.00	0.18	33.00	25.50	29.50	0.09
长宁商城	7	0	4.00	0.76	35.00	24.00	30.00	0.10
总计	21	0	5.93	0.59	40.00	16.00	29.05	0.14

表4 各工程粉砂内摩擦角φ的变异系数

工程名称	内摩擦角 φ/(°)			
	最大值	最小值	平均值	变异系数
证大中心	35.50	30.50	32.50	0.06
虹桥大楼	36.50	35.00	36.00	0.01
湖北大厦	35.50	28.50	31.50	0.04
上海银行	29.50	21.50	25.53	0.05
世博中心	36.50	31.50	33.70	0.02
临港大厦	37.00	33.50	35.50	0.02
上交图书馆	37.50	36.00	37.00	0.02
万向大厦	36.00	30.00	32.65	0.03
兴业银行	29.00	22.00	25.82	0.05
长宁商城	39.00	28.00	32.77	0.06
总计	39.00	21.50	32.07	0.09

注：由于粉砂属于粗粒土，因此其黏聚力 c=0 kPa。

针对饱和土的这一特点，在稳定分析中，可以采取以下步骤。

(1)在边坡尚未开挖时，相应不同深度，根据上覆有效土重确定确定总强度 σ'_c ，对尚未开挖的土体，通过下式计算固结应力：

$$\sigma'_c = \frac{(1 + 2K_0)\gamma_i h_i}{3} \quad (3)$$

式中： h_i 为上覆土厚度； γ_i 在水上为天然重度，在水下为浮容重； K_0 为侧压力系数，可表示为：

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \quad (4)$$

其中， φ' 为土的有效内摩擦角。

(2)相应边坡或基坑开挖后的体形，进行稳定分析，滑面上的任一点，其强度指标为：

$$c_u = S_u \quad (5)$$

$$\varphi_u = 0 \quad (6)$$

文献[7]详细论述了相关的原理和方法。

总强度 S_u 的方差 D_{S_u} 按下式计算：

表5 上海地区软土地基土体抗剪强度参数变异系数建议值

土体类型	V_c	V_i
黏土	0.20	0.20
粉质黏土	0.25	0.15
粉土	0.30	0.10
粉砂	0	0.10

注： V_c 为黏聚力c的变异系数； V_i 为内摩擦角正切值 $\tan\varphi$ 的变异系数。

$$D_{su} = D_c + (\sigma'_c)^2 D_f \quad (7)$$

式中： D_c 为黏聚力 c_{cu} 的方差； D_f 为内摩擦角正切值 $f=\tan \varphi_{cu}$ 的方差。

3 深基坑稳定分析的确定性方法

基坑稳定分析实际上是对具有支挡结构的直立土坡的分析，分别对基坑的边坡以及基坑整体稳定进行分析。计算时需要考虑下述问题。

3.1 支挡结构的稳定分析 Teizaghi等^[8]和Casagrandi^[9]指出，传统的库伦理论假定墙背后的滑裂面为平面，墙后土压力呈三角形分布，土压力合力作用点在墙体下三分点。这一理论主要适用于重力式挡土墙。对于深基坑这样的柔性支护结构，墙后土压力分布图形大致为矩形，因而土压力合力作用点大致在中点。Chen等^[10]提出了考虑作用点不同位置的土压力计算方法。相关的计算在作者编制的STAB程序中实现。

相应一定断面和配筋的混凝土结构，需要按照“混凝土结构设计规范”(GB50010-2010)^[11]计算其正截面抗弯能力以及斜截面抗剪能力。对于地下水位较高的软土地区，单靠混凝土挡墙难以承担全部主动土压力，故常见提供内支撑力的几层钢桁架，相关的承载力计算属另一领域。“建筑基坑支护技术规程”^[1]要求这一承载力需考虑乘以作用基本组合的综合分项系数 γ_F 和结构重要性系数 γ_0 。

3.2 插入式支挡结构的深层抗滑稳定分析 根据“建筑基坑支护技术规程”^[1]的建议，采用圆弧滑裂面简化毕肖普法验算最危险滑裂面核算稳定性。

4 深基坑稳定可靠度分析

4.1 风险标准 《工程结构可靠度设计统一标准》(GB50153-2008)^[12]对房屋建筑结构构件的承载力极限状态允许可靠指标规定如表6所示。

表6 房屋建筑结构构件的承载能力极限状态的可靠指标 β

破坏类型	结构安全级别		
	一级	二级	三级
延性破坏	3.7	3.2	2.7
脆性破坏	4.2	3.7	3.2

上海基坑工程多处繁华地段，一旦发生失稳将会造成极大的人员财产损失，故对本文分析的案例，选取可靠指标 $\beta=3.7$ 作为安全标准的参考值进行研究，对应“建筑基坑支护技术规程”(JGJ120-2012)^[1]圆弧滑动整体稳定安全系数允许值，取一级建筑物的相应值，即 $F=1.35$ 。

4.2 可靠指标 在深基坑稳定分析中，参数的不确定性所包含的风险可近似的表达为一系列随机变量的函数，可将这一系列力分为作用力 S 和抗力 R 两大类，但是在稳定性分析中往往无法将抗力与作用力完全分开^[13]，例如材料的重量，既可视作作用力，也可视为抗力(摩擦力)产生的因素，因此仍可沿用安全系数来评价边坡的稳定性。安全系数可以表达为：

$$F = F(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (8)$$

式中， x_1, x_2, \dots, x_n 为计算安全系数时输入的一系列随机变量。

在岩土工程领域，一个比较方便的方法是将极限状态方法进行改写^[13]，建立系统的功能函数的设计目标为：

$$G = F - 1 \geq 0 \quad (9)$$

当功能函数 G 的分布曲线模型为正态分布时，失效概率 P_f 即能通过均值 μ_G 和标准差 σ_G 的函数表示。定义可靠指标 $\beta^{[13]}$ 为：

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_F - 1}{\sigma_F} \quad (10)$$

可靠指标 β 的计算采用 Rosenblueth 法^[13-14] 计算, 该方法要求在某几个点上估计功能函数的值, 根据这些数据即可通过简单的计算公式确定可靠指标。

5 典型工程分析

本文选择了上海地区 3 个具有代表性的深基坑工程进行支挡结构稳定安全研究, 研究可靠指标和安全系数标准相关关系。

5.1 上海湖北大厦综合楼 上海湖北大厦综合楼基坑工程边坡支护采用钻孔灌注桩结合两道半钢筋混凝土支撑的方法, 最大开挖深度 12 m, 支护桩最大插入深度 26.7 m。典型基坑地质剖面如图 1 所示。

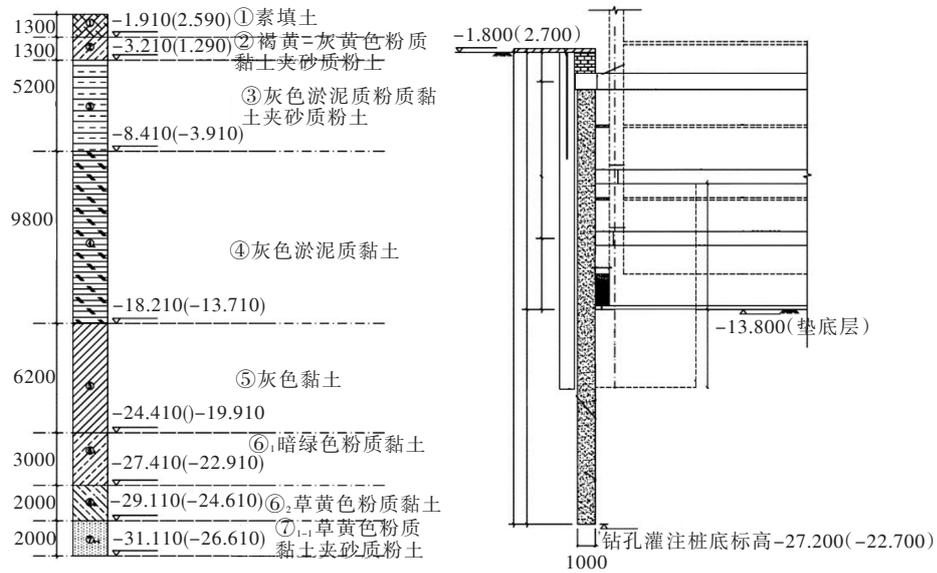


图 1 上海湖北大厦综合楼基坑边坡典型剖面 (高程单位: m; 土层厚度单位: mm)

根据工程地质报告, 对实际计算剖面做了概化, 并假定地下水位于地表填土层底。对原始试验数据进行整理后如表 7 所示。

表 7 上海湖北大厦计算参数

土层	层底标高 /m	天然重度 /(kN·m ⁻³)	固结不排水强度指标				σ'_c /kPa	S_u /kPa	V_{s_c}
			c_{cu} /kPa	V_c	$\tan\varphi_{cu}$	V_f			
第①层填土	-1.78	18.0	0	0	0.40	0	12.02	4.86	0
第②层粉质黏土	-3.02	8.6	6.0	0.25	0.57	0.15	25.10	20.20	0.13
第③层淤泥质粉质黏土	-8.42	7.7	12.0	0.25	0.34	0.15	49.71	29.12	0.14
第④层淤泥质黏土	-18.35	6.8	14.0	0.2	0.20	0.2	102.36	34.82	0.14
第⑤层黏土	-24.62	7.9	15.0	0.2	0.28	0.2	145.12	65.00	0.16
第⑥层粉质黏土	-26.81	9.8	44.0	0.25	0.30	0.15	171.92	94.92	0.14
第⑦层粉质黏土	-28.78	9.7	37.0	0.25	0.39	0.15	175.58	106.16	0.13

注: 地下水位以下天然容重为浮容重。

根据前文所述, 在计算支挡结构稳定性时, 假定主动土压力作用点在墙高中点。根据图 1 的地层信息及表 7 的计算参数建立模型, 搜索可靠指标 β 最小的临界滑裂面, 并计算对应滑裂面的安全系数 F , 从而求出作用在支挡结构上的实际主动土压力 P 。计算结果如表 8, 计算简图如图 2(a), 可见, 本案例目标可靠指标 3.7 和安全系数的允许值 1.35 处于同一水平。

表8 上海湖北大厦深基坑支挡结构稳定安全计算结果

	可靠指标 β	安全系数 F	主动土压力 $P/(kN/m)$
支挡结构边坡稳定	3.755	1.353	713.23

表9 上海湖北大厦深基坑整体滑弧稳定安全计算结果

	可靠指标 β	安全系数 F	备注
现状整体稳定性	4.487	1.380	滑弧深度固定为 26.7 m
调整插入深度后整体稳定性	3.766	1.274	滑弧深度为 24.5 m

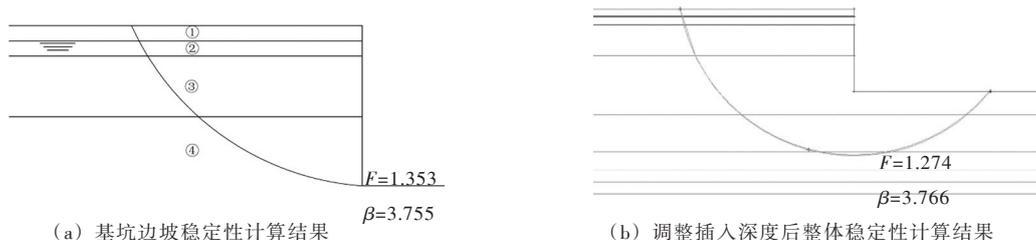


图2 上海湖北大厦基坑支护稳定计算结果

在计算插入式支挡结构的深层抗滑稳定时，固定滑弧经过支挡桩底搜索最小可靠指标 β 对应的临界滑裂面，并计算对应滑裂面的安全系数 F 。同时，由于部分工程是变形控制，安全系数较高。为了验证可靠指标 $\beta=3.7$ 的合理性，故本文在基坑周围其他条件不变以及工程允许的插入比范围内，同时调整板式支护结构插入深度，使得计算的临界滑裂面的可靠指标接近规范规定的3.7。计算结果如表9，计算简图如图2(b)，可见，本案例目标可靠指标3.7和安全系数1.27处于同一水平。如以规范要求值的允许值1.35控制，则偏于安全。

5.2 世博演艺中心 世博演艺中心是中国2010年世博会主体工程的基础设施之一，主体为地上3层、地下3层建筑，地上3层高度约为30.0 m，下设3层整体地下室，埋深约为14.0 m。典型基坑地质剖面如图3所示。根据工程地质报告，对实际计算剖面做了概化，并假定地下水位于地表填土层底。对原始试验数据进行整理后如表10所示。

计算结果见表11，计算简图如图4(a)。支护结构可靠指标和安全系数分别为3.698和1.393，和规范要求的目标可靠指标3.7和安全系数的允许值1.35基本处于同一水平。相应原设计滑弧深度为

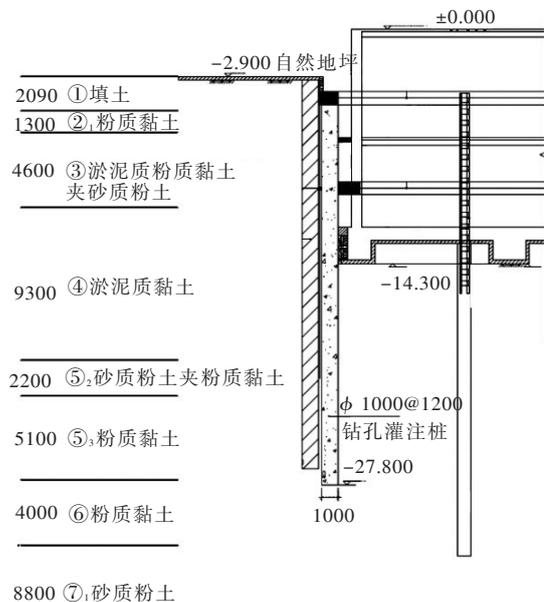


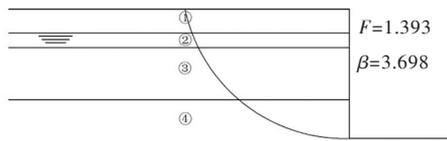
图3 上海世博演艺中心基坑边坡典型剖面（高程单位：m；土层厚度单位：mm）

表 10 上海世博演艺中心计算参数

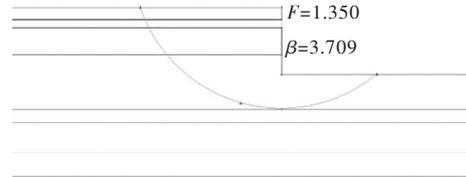
土层	层底标高 /m	天然重度 /(kN·m ⁻³)	固结不排水强度指标				σ'_c /kPa	S_u /kPa	V_{su}
			c_{cu} /kPa	V_c	$\tan\varphi_{cu}$	V_f			
第①层填土	-2.63	18.0	0	0	0.40	0	35.52	14.35	0
第②层淤泥质粉质黏土	-7.92	7.9	13.0	0.25	0.41	0.15	50.83	34.05	0.13
第③层粉质黏土	-9.34	8.6	22.0	0.25	0.33	0.15	75.09	47.13	0.14
第④层淤泥质黏土	-13.44	7.9	11.0	0.25	0.39	0.15	88.82	45.99	0.13
第⑤层黏土	-22.67	6.8	14.0	0.2	0.19	0.2	144.11	50.00	0.15
第⑥层砂质粉土	-30.09	7.9	17.0	0.3	0.28	0.1	185.58	68.46	0.16
第⑦层粉质黏土	-34.91	8.5	5.0	0.25	0.55	0.15	186.52	108.39	0.10

表 11 上海世博演艺中心深基坑稳定安全计算结果

	可靠指标 β	安全系数 F	备注
支护结构边坡稳定性	3.698	1.393	主动土压力为 631.73 kN/m
现状整体稳定性	14.046	2.233	滑弧深度固定为 24.9 m
调整插入深度后整体稳定性	3.709	1.350	滑弧深度为 17.2 m



(a) 基坑边坡稳定性计算结果



(b) 调整插入深度后整体稳定性计算结果

图 4 上海世博演艺中心基坑支护稳定计算结果

24.9 m 的整体稳定性分析结果，无论可靠指标还是安全系数都远大于规范要求，但对滑弧深度调整为 17.2 m 的工况，本案例目标可靠指标 3.7 和安全系数 1.35 处于同一水平。

5.3 上海银行 上海银行大厦工程场地长约 112.5 m，宽约 104 m，整个建筑由 53 层金融办公楼和 5 层裙房组成。整个地块为全地下室，地下室 3 层整体底板，底板埋深约 15 m，总建筑面积约 10 万 m²。典型基坑地质剖面如图 5 所示。

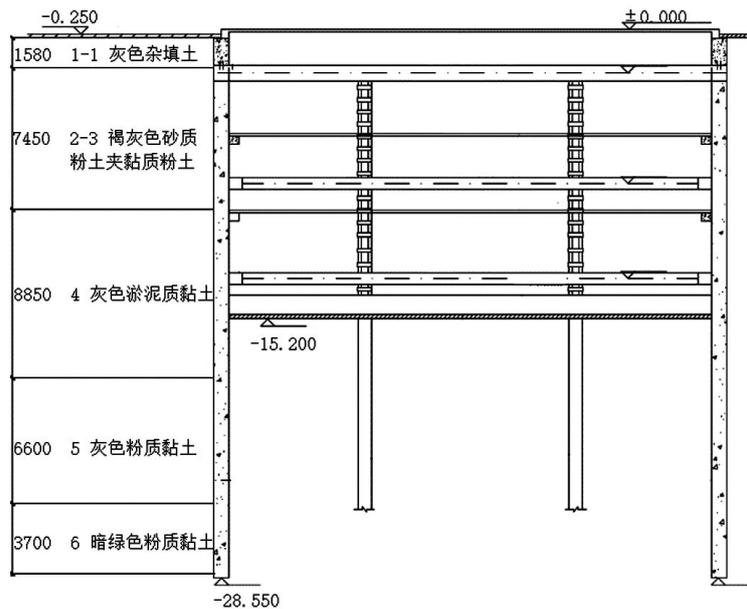


图 5 上海银行基坑边坡典型剖面 (高程单位: m; 土层厚度单位: mm)

根据工程地质报告，对实际计算剖面做了概化，并假定地下水位于地表填土层底。对原始试验数据进行整理后如表 12 所示，计算结果如表 13 所示。

表 12 上海银行计算参数

土层	层底标高 /m	天然容重 /(kN·m ⁻³)	固结不排水强度指标				σ'_c /kPa	S_u /kPa	V_{su}
			c_{cu} /kPa	V_c	$\tan\phi_{cu}$	V_f			
第①层填土	-2.05	18.0	0	0	0.40	0	13.84	5.59	0
第②层砂质粉土	-9.80	8.8	4.0	0.25	0.42	0.15	52.81	25.98	0.13
第③层淤泥质黏土	-17.70	7.2	10.0	0.2	0.15	0.2	120.23	40.00	0.15
第④层粉质黏土	-33.92	8.5	10.0	0.25	0.28	0.15	189.78	62.63	0.13
第⑤层粉质黏土	-35.32	10.0	36.0	0.25	0.25	0.15	258.05	99.38	0.13

表 13 上海银行深基坑稳定安全计算结果

	可靠指标 β	安全系数 F	备注
支护结构边坡稳定性	3.699	1.426	主动土压力为 911.64 kN/m
现状整体稳定性	5.815	1.447	滑弧深度固定为 28.3 m
调整插入深度后整体稳定性	3.700	1.340	滑弧深度为 24.8 m

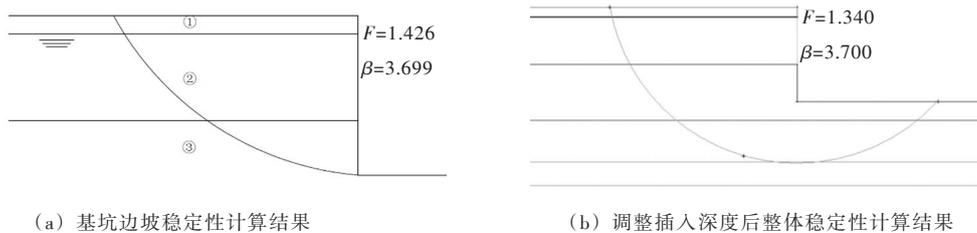


图 6 上海银行基坑支护稳定计算结果

上海银行安全分析成果与世博演艺中心相似，支护结构可靠指标和安全系数分别为 3.698 和 1.426，和规范要求的目标可靠指标 3.7 和安全系数的允许值 1.35 基本处于同一水平。相应原设计滑弧深度为 28.3 m 的整体稳定性分析结果，无论可靠指标还是安全系数都远大于规范要求，但对滑弧深度调整为 24.8 m 的工况，目标可靠指标 3.7 和安全系数 1.35 处于同一水平。

6 结论

本文分析整理了上海市 11 个深基坑工程的 111 组地勘数据，提出上海地区典型土类的抗剪强度指标的变异系数参考值。按照《建筑基坑支护技术规程》规定的墙身和深层抗滑稳定的两种模式，以上海湖北大厦综合楼等 3 个深基坑工程为实际案例对比分析了安全系数和可靠指标。计算成果表明，“工程结构可靠性设计统一标准”建议的可靠指标 $\beta=3.7$ 和“建筑基坑支护技术规程”规定的安全系数 $F=1.35$ 有较好的对应关系。本文可为深基坑支挡结构稳定安全标准的制订提供理论依据。

参 考 文 献：

- [1] 中华人民共和国住建部 . JGJ120-2012 建筑基坑支护技术规程 [S]. 北京 : 中国建筑工业出版社, 2012 .
- [2] 中国土木工程学会土力学与岩土工程分会 . 深基坑支护技术指南 [M]. 北京 : 中国建筑工业出版社, 2012 .
- [3] LUMB P. Soil Variability and Engineering Design [C] // Soil Mechanics Recent Developments—Proc of the General-Session of the Symposium Held at the University of New South Wales . Australia, 1975 .
- [4] 上海市岩土工程勘察设计院 . DGJ08-37-2002 上海市岩土工程勘察规范 [S]. 上海 : 上海市建筑建材业市

- 场管理总站, 2002.
- [5] 中华人民共和国国家发展和改革委员会 . DL/T5353-2006 水电水利工程边坡设计规范[S] . 北京: 中国电力出版社, 2006 .
- [6] DAI S H, WANG M O . Reliability analysis in engineering applications[M] . Van Nostrand Reinhold . New York, 1992 .
- [7] 陈祖煜 . 深基坑稳定分析中几个问题的讨论[J] . 岩土工程学报, 2017, 32 (1): 1-8 .
- [8] TERZAGHI K, PECK R B G . Soil mechanics in engineering practice[M] . 2nd ed . New York: John Wiley & Sons, 1967 .
- [9] CASAGRANDE L . Comments on conventional design of retaining structures[J] . Journal of Geotechnical Engineers, ASCE, 1973, 121(9): 629-635 .
- [10] CHEN Z Y, LI S M . Evaluation of active earth pressure by the generalized method of slices [J] . Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(4): 591-599 .
- [11] 中华人民共和国住建部 . GB50010-2010 混凝土结构设计规范[S] . 北京: 中国建筑工业出版社, 2015 .
- [12] 中华人民共和国住建部 . GB50153-2008 工程结构可靠性设计统一标准 [S] . 北京: 中国建筑工业出版社, 2008 .
- [13] 陈祖煜 . 土质边坡稳定分析-原理·方法·程序[M] . 北京: 中国水利水电出版社, 2003 .
- [14] ROSENBLURTH E . Point estimate for probability moments[J] . Proc . Natn . Acad . Sci . U . S . A . , 1975, 72 (10): 3812-3814 .

Study on the safety standards of retaining structures of deep excavation in Shanghai

CHEN Zuyu, XIANG Yuanhong

(China Institute of Water Resource and Hydropower Research, Beijing 100048, China)

Abstract: This paper is aimed at validating the acceptable factor of safety specified in the code JGJ120-2012. The authors proposed the recommended values of the coefficients of variability for 4 types of Shanghai soils based on 111 groups of soil testing data from 11 geological survey reports. The paper reviews the currently applied Chinese codes and proposed a reliability index β of 3.7 on the basis of the code GB50153-2008 as a target to calibrate the allowable factors of safety. The corresponding criterion specified in the code JGJ120-2012 is 1.35. Deterministic stability analysis was performed based on the total stress method using Bishop's simplified method. Rosenblueth method was used to find the reliability index. Search for critical slip surface is realized using the computer program STAB which is developed by the first author. The study investigated 3 large scale deep excavation projects in Shanghai and came to a conclusion that the criterion of 1.35 based on the allowable factor of safety specified in the code is generally in compliance with 3.7 for the target reliability index. This finding provides a theoretical support to the currently available codes in our profession.

Keywords: deep excavation; reliability index; coefficient of variability

(责任编辑: 王冰伟)