

地下工程桩锚护壁体系

韩学广

【摘要】 地下工程桩锚护壁体系的设计、施工及质量控制是一个比较复杂而且条件多变的系统工程,涉及多学科诸多条件,本文结合四个工程,不同土工物理指标、不同地点、不同深度、不同计算方法、不同的质量控制方法,谈一些自己对设计、施工、信息采集与反馈、控制与决策方面的浅见。

【关键词】 基坑 锚杆 预应力 桩锚护壁体系 地基承载

一、前言

随着社会的发展,建筑结构越来越高,地下室也越来越深。同时为了减少占地面积,地下工程也必将成为发展趋势,由于建筑功能、地基承载和抗震的需要基础要深埋。但由于城市用地紧张、地下管线交叉、道路纵横,不能采用放大坡开挖的方法,桩锚护壁体系将成为地下工程采用的主要方法。随之而来的是如何保证地下工程桩锚护壁体系造价低、速度快、质量好、施工机械合理选用、安全施工,成为工程界面临的重要课题。为此,我借助工程实例与各位教授、学者、专家研讨,广而议之,以供参考。

二、工程名称及施工简介

1、设计参数及有关数据详见表一;

2、工程概况

2.1 沈阳中山大厦护坡工程

该大厦是合资兴建的综合性大楼,总面积 32000m²,主楼地上 24 层,裙房 5-6 层,基础挖深 13m,该工程场地狭窄,两面临街,一面紧靠民房,

基础不可能大开土方。两面临街,做挡土桩后不能在地面拉锚,更不可能做悬臂桩,研究结果采用桩与锚杆最为适合,地质资料 3m 以下的砂层,6m 以下是卵石,钢桩无法打入;机械钻(螺旋钻)易坍孔,因此确定用人工控 ϕ 800mm 的大孔径,根据计算间距为 1.5m,锚杆做在地面下 4.5m 处的砂层内,抗拔力好,桩及锚杆各 153 根,锚杆长为 15m (锚固 10m)。

本工程是 1985 年底施工的,我们自行设计制作 MZI 型锚杆机,当时我们还是第一次施工,施工前我们认真研究了地质资料及周围的环境,制定了施工方案,并进行了一系列的设计计算和测试,还进行了护坡桩的设计及验算,锚杆的设计及验算、整体稳定性的验算,钢筋测力、预拉及抗拔试验,积累了一些资料。

2.2 北京京城大厦

2.2.1 京城大厦主楼总建筑面积 110270m²,基底面积为 4802m²,地上总高 183.50m,地下深 23.76m,总高度为 207.26m。

表 1 工程有关参数及有关数据

项目	工程名称 沈阳 中山大厦	北京 京城大厦	天津二医 试验楼	广州 华侨大厦
γ	1.90KN/m ³	1.90KN/m ³	1.89KN/m ³	1.60KN/m ³
ϕ	40 度	26~28 度	22.4 度	16 度
C	0	0.01~0.02MPa	0.015MPa	0
锚杆层数	一层	三层	一层	二层
锚杆数	153 根	506 根	13 根	172 根
基础深度	13 米	23.76 米	10 米	11.6 米
锚杆位置	-4.5 米	-5 米、-12 米、-18 米	桩顶护梁上	-3.5 米、-7 米

韩学广:柳州欧维姆机械有限责任公司高级技术顾问 教授级高工

本工程由中国信托总公司投资建设，由北京建筑总公司负责组织施工，北京市第五建筑公司承包，北京市机械施工公司负责土方、打桩、锚杆施工及钢构件外墙板运输安装（上部为钢结构由柱与梁支撑组成，楼板是以波型钢板或预应力薄板为模板的整浇钢筋混凝土楼板，钢结构间设有劲性钢筋混凝土剪力墙，围护结构为预制钢筋混凝土外墙板）。

本文所写是土方、打桩、锚杆机械施工和基槽护坡设计。

本工程是由日本设计的超高层建筑。由地面下 4 层、地面上 50 层和 2 层顶组成，我们采用日本 SM50B 钢板桩护坡，用三层锚杆加固稳定边坡。

基础为钢筋混凝土扩展式箱形基础，地下室各层为劲性钢混结构。

2.2.2 地质情况

13~14m 深度以上，除上部回填土以外，主要为轻亚粘土，亚粘土及少量粉砂层，并含淤泥质亚粘土及薄层粘土。土层饱和，含水量较高，可塑，贯入击数约 3~15，变形模量 4~7MPa，地层综合磨擦角 $\phi = 26^\circ \sim 28^\circ$ ，凝聚力 $C=0.01 \sim 0.02\text{MPa}$ ， $Y=1.90\text{t/m}^3$ 。

13~14m 至 23m，主要为轻亚粘土、亚粘土、粉细砂及中细砂层，夹少量粘土薄层。砂土密实，颗

粒均匀，与上部土层相比含水量稍低，强度提高。砂层贯入击数 < 50 ， $C=0.01 \sim 0.02\text{MPa}$ ， $Y=1.90 \sim 2.0\text{t/m}^3$ 。

分层详见地质剖面及锚杆剖面图 1，土方分层每层在锚杆下 0.5m。

2.2.3 地下水情况

上层滞水：分布于深 10m 以上的粘性土层中，水位高为 36.00~38.15 左右，水位标高高低不一。

潜水：埋藏于深 23~30m 的圆砾——卵石层中，水位标高为 13.85m，另外，14.30~19.15m 范围内分布厚约 1~2m 的粉砂层中，亦埋藏有潜水。

承压水：埋藏在 30m 以下的各砂层中，对本工程施工无多大影响，经化验对混凝土无腐蚀性。土质含水情况详见表二。

施工现场北临新源南路，南傍亮马河，东靠新源街，西邻毛毡厂。

表二 土质含水情况

土质类别	深度 (m)	平均含水量 (%)	饱和度 (%)
亚粘土	2.4~4.4	21.9	100.298
	5.1~7.8	23.6	98.0
	8.4~10.50	22.1	82.6
	10.90~15.10	21.6	96.3
	19.60~23.10	23.8	
轻亚粘土	4.2~7.24	22.2	77
	6.5~7.90	23.75	
	14.25~17.90	14.70	
粉砂、中砂	15.30~19.15	埋藏有潜水	
	22.60~24.7		

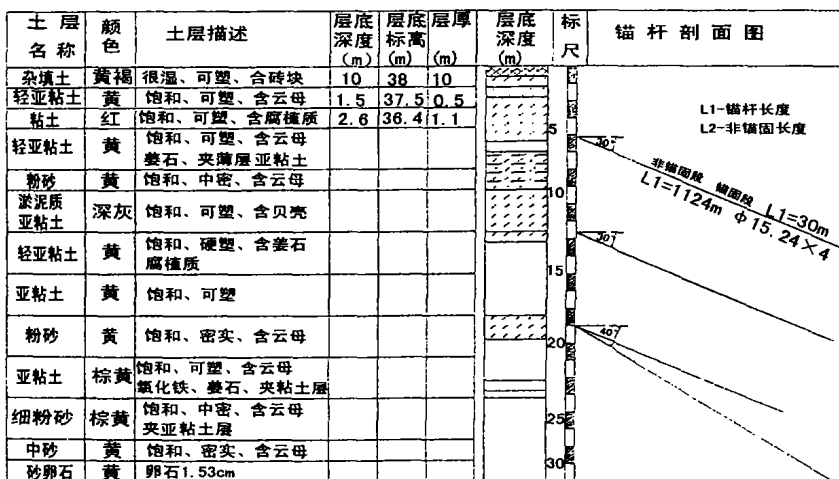


图 1 地质剖面及锚杆剖面图

2.2.4 完成工程量

完成工程量：挖运土方 16182m³。打桩 18m 桩 126 根，24m 的 92 根，27m 的 176 根，总计 394 根。锚杆第一层（30m）160 根，第二层（28m）164 根，第三层（18m）182 根，总计 506 根。

2.3 天津第二医学院护坡桩工程

本工程为六层化学试验楼，基础开挖时与原建的物理实验楼相距仅 70cm，采用密排现浇混凝土桩加锚杆（钢绞线）的桩锚挡土结构。

根据天津市勘察院提供的资料：初见水位埋深 2.0~5.0m，静止水位埋深 0.85~0.90m。

根据地质资料，本工程的土质为人工填土：第四纪新造冲击层和第四纪海相沉积层，主要指标见表三。

这种土工程性能很差，强度低而压缩性大，特别是当荷载过大或者受扰动而引起结构破坏时，土的强度会急剧下降，压缩性增加很多，给工程桩锚护坡设计及施工带来很大的难度和新的课题。

根据地质资料提供的数据 $\phi_{\text{平}}=22.4$ 度， $C_{\text{平}}=0.15$ ， $Y_{\text{平}}=1.89$ ，临近物理实验楼给桩锚的附加压力 160KN/m²，设计时 Y 选 1.90 (t/m³)， C 值忽略不计在 ϕ 值中考虑，根据实践和有关资料选 ϕ

表三

岩土描述	主要指标							
	w	r	e	W _l	I _l	ϕ	I _p	C
炉灰主夹亚粘土，杂土松杂乱（杂填土）	28	1.92	0.81	29	0.91	25	11.7	
	28.7	1.95	0.78	26.7	1.18	25	11.1	0.17
	49.7	1.74	1.37	42.2	1.38	19	19.5	0.03
灰色亚粘土均匀流软塑饱和，底 0.1m 为黑色淤泥质土（冲填土）			0.78	26.7	1.18	25	11.1	0.17
	28.9	1.95	1.37	42.2	1.38	19	19.5	0.03
	49.7	1.74						
灰色软塑较均匀，含铁质亚粘土	26.1	1.98	0.73	29.5	0.71	27	11.9	0.27
	27.4	1.92	0.80	29.4	0.83	23	11.8	0.09
灰色软塑稍有层理，砂性较大	29.8	1.9	0.85	30.0	0.98	20	12	0.16
	32.6	1.89	0.90	29.6	1.25	17	11.9	0.30
	29	1.90	0.83	23.3	1.56	21	10.1	0.04
	29.1	1.91	0.82	25.6	1.33	27	10.8	0.10
	27.9	1.92	0.81	30.6	0.79	21	12.6	0.24
平均指标	32.25	1.89	0.90	30.4	1.12	22.4	12.8	0.15

=28° 作为设计参数。

本工程设计结果如下：

(1) 共 25 根 ϕ 600 钢桩，300# 混凝土：配筋 ϕ 1228，桩长 7m，箍筋 ϕ 8 @ 250 搭接 200，箍筋 ϕ 500，钢筋笼架立筋 ϕ 20 @ 2000；

(2) 圈梁 300# 混凝土，400 × 600，15m 长，锚杆与垂直面成 13°，配筋 6 ϕ 20 和 3 ϕ 16，箍筋 8 ϕ @ 250；

(3) 锚杆 2 ϕ 15.2，钢绞线共 13 根；倾角 13°，25m 长，非锚固段 4.1m，轴向力 25.7t；

本工程施工分为三部分：第一部分水下成孔及浇灌钢筋砼土桩，第二部分现浇钢筋混凝土圈梁，第三部分锚杆施工。

2.4 广州华侨大厦基坑支护工程

广州华侨大厦扩建工程位于海珠广场东侧，南近珠江 75m，北接仍在营业的九层原华侨大厦，最近处为 1.30m，西临回龙路边，施工场地十分狭窄，总建筑面积为 4951m²，主体建筑 41 层，地上 39 层，地下 2 层，配楼一般为 4 层，地下 2 层，基础采用大直径人工挖孔灌注桩，桩径为 1.40~2.30m，桩底扩孔 1.80~2.70m，主楼地下室埋深为 11.60m，是当时广州地区埋深最深的地下室，地

下室外墙采用地下连续墙，墙厚 80cm，高 17.50m，嵌固 5.90m。

工程地质条件：表层为人工杂填土，厚 3.0~5.0m，松散饱和，含碎瓦砾及大量 1~3m 的短木桩；以下为淤泥层，黑灰色，流塑~软塑，厚 4.0~5.0m；再以下为细砂，中砂，粗砂，砾石，自上而下，由细转粗，饱和，松散，局部有少量白色粘土团，标准贯入 $N_{63.5}=2\sim 10$ 击。再以下为残积区粘土，含少量未见风化之泥岩，中密、稍湿，硬塑~坚硬，厚 1.0~5.0m，局部地方没有此层，钙质泥岩埋深在 14.0~17.0m，属白垩系上统期，紫红色，由此向东南倾斜，表面 2.0~3.0m，为强风化，以下即为中风化，微风化，局部裂隙发育，抗剪强度变化较大。

根据以上情况我们进行了锚杆设计总计 172 根，一层 105 根，二层 67 根，总进尺为 5100m，轴向见表四。

表四

锚杆间距 (m)	A 法		B 法	
	第一层 (KN)	第二层 (KN)	第一层 (KN)	第二层 (KN)
1.00	433	457	476	494
1.50	650	686	714	741
2.00	866	914	952	988

三、设计方法及探讨

3.1 设计方法

设计原理是根据朗金理论和库仑理论计算主被动土压力，但三十年来世界各国在设计桩锚护坡时形成自己的设计体系，如日本采用 1/2 分割法，美国采用主被动土压力法，苏联采用 82 号定型设计，西德采用查表弯矩平衡法等。国内根据不同地区的土质，采用不同的材料和不同的施工方法等因素计算主被动压力和弯矩时也有不同的学派，我们综合以上国内外的一些工程实例和计算方法，进行了自己的设计，我们认为：

3.1.1 地下水位以上的 ϕ 角可以采用 $30^\circ - 35^\circ$ ；而地下水位以下可采用 $25^\circ - 30^\circ$ 。

3.1.2 地下水位以下土的重量可采用湿土重。

3.1.3 一般情况下考虑到桩变型后土压力重新分布的影响，可将最大弯矩作为计算弯矩不必再修正。

3.1.4 计算桩锚被动土压力时，应考虑桩墙与土的摩擦作用，可将桩前及桩后被动土压力乘以修正系数。土质不好、水位高，可按直接计算结果不必乘以修正系数。

3.1.5 桩锚系力的紧松不等等因素，使各拉杆受力不均，因此设计时，将锚杆所受拉力增加 40% 来考虑。

3.1.6 土锚杆施工工艺，通过实例证明在天津软弱地基中是可以应用的。但施工中的水灰比宜控制在 1:2 或 1:2.5 为好。

3.1.7 设计安全系数应控制在 1.59 以上为好，因为施工及材料误差因素比较多（因水下成孔塌孔等因素造成孔深不够，泥浆护壁不好缩径，水下浇灌砼质量不好、搅拌不匀、标号不够、土工物理指标勘测与实际有差等因素）。

3.2 设计几点体会

3.2.1 锚固段一定要设在砂层或砂卵石层为好，岩石更好。

3.2.2 锚杆是将锚杆与滑裂面以外的土岩体连成一个整体，再通过托架、腰梁、锚头与钢板桩（或钢筋混凝土桩）组成一个受力体，承受主被动土压力，在这个受力体系中，腰梁可以补强，锚杆少了可以增加，托架是传力件，它可将锚杆因有倾斜角产生的垂直分力传给钢板桩（或钢筋混凝土桩），因此托架虽然不大，但它是关键部件，设计时要引起注意。

3.2.3 锚杆层距最好不要大于 5 米（多层锚杆），锚杆间距不小于 2 米，否则按群桩设计。锚杆的角度在土质允许的条件下最好控制在自锁角内，便于施工。

3.2.4 设计参数的选择，如北京、东北地区

ϕ 角的选择可以采用摩擦公式 (即墙背光滑 $a = \sigma = 0$) 用等值内摩擦角考虑 (已包括粘聚力 C 值)。

当 M_{max} 相当于原 ϕ 角计算结果的 60%~70% 之间, 如果不作等值 ϕ , 仍以原参数计算用最大弯矩的 60%~70% 作为设计弯矩即可。

3.2.5 锚杆轴向力的计算

由于桩锚系力的紧松不等等因素, 使各拉杆受力不等, 因此设计时如在软土地基中, 拉板桩可将锚杆受力增加一定数值来考虑, 根据所掌握的数据, 可增加设计荷载的 1/5 到 1/10 的轴向力。如在北京、东北良好土质的地区轴向力解决桩锚系力的紧松不等到可用张拉的办法解决。

3.2.6 桩锚护壁体系设计应包括三部分:

3.2.6.1 确定基坑支撑所受的荷载及桩锚的布置;

3.2.6.2 进行桩锚的承载力计算;

3.2.6.3 确定桩锚尺寸、材料等。

四、施工中容易出现的问题及处理方法

4.1 深基础施工中容易出现的问题

4.1.1 锚杆角度因勘察资料与实际不符而必须改变角度。

某工程的锚杆倾角按 13° 设计, 锚杆长 30m, 锚固段进入粘土层及砂层, 实际进入淤泥层, 锚固力只能承受 50t (经试拉), 满足不了设计要求, 所以决定改变锚杆倾角为 25° 至 30° , 使锚杆进入砂层, 抗拔力可达 70t, 这样就改变了锚头的受力状态, 原 13° 是在结构的自锁角内, 而 25° 至 30° 会产生很大的垂直分力。

4.1.2 土工物理指标 ϕ 、 γ 、 C 因季节变化而变化。按少雨季节勘察提供的资料, 但当雨季施工时, γ 值增大, ϕ 值变小, C 近似于零。

4.1.3 因附加荷载而产生的主动土压力也因荷载大小而不同。虽有附加荷载限制, 但施工现场时有超载现象发生。

4.1.4 锚头的卡片滑锚。

因加工热处理不好, 硬度不够致使锚头滑锚。

4.1.5 翼缘板受压构造不合理产生偏压 (见示意图 2)。

4.1.6 焊缝质量不合格。

4.2 处理方法:

4.2.1 集中荷载处 (即锚头) 加厚压板、加厚翼缘 (加大截面矩量);

4.2.2 集中荷载处加焊加劲肋;

4.2.3 两工字钢腰梁用缀板组成格构式结构, 整体受力;

4.2.4 各段腰梁连接达到等强, 组成多跨连续梁, 力矩再分配;

4.2.5 焊接质量要做到自检、互检、专检合格;

4.2.6 脱滑的钢绞线进行单根张拉重新锚固;

4.2.7 调换不合格卡片;

4.2.8 增加锚杆;

4.2.9 利用拉板桩补锚固层;

4.2.10 利用现场可供利用的条件。

4.3 此外, 还有几种供参考的方法:

4.3.1 考虑附加荷载时可采取措施把集中荷载变为均布荷载;

4.3.2 可采用多种方法改变岩土的物理指标;

4.3.3 护坡的连续梁要做成无限跨的连续梁 (无限跨梁隔跨集中荷载跨中弯矩为 $0.188p_1$, 每跨有集中荷载跨中弯矩为 $0.125p_1$);

4.3.4 减少附加荷载的方法: 经某工程测试记录, 共三层锚杆, 整体稳定性计算完成, 第一层锚杆为 550KN, 第二层为 1090KN, 第三层为 1320KN; 施工中第二层锚杆未锁定时第一层为

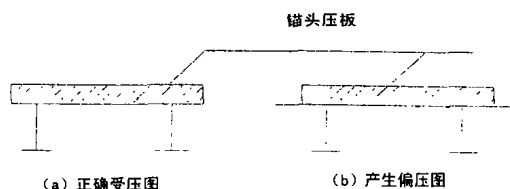


图 2 翼缘板受压构造示意图

780KN, 当三层锚杆均锁定时, 第一层锚杆为 450KN, 因此二层锚杆没有锁定时, 第一层锚杆最危险, 要采取减附加荷载的方法是在桩端加一层临时拉杆。

4.3.5 在灌浆时采用压力灌浆, 二次压力灌浆效果更好, 如果采用剪力型或分段压力型锚杆及我们的专利拉压分散型锚杆时, 锚杆的承载力还可望进一步提高。

五、信息施工与测试

我们施工采取两种形式施工: 一种是先做试验取得数据及工艺后, 再去施工; 要么采用信息施工, 我们认为这是保证工程质量及安全的经验。下边分别介绍一下几个工程的情况。

5.1 沈阳中山大厦

本工程锚杆抗拔试验共做四根, 试验地点在大厦北侧(中山路一侧), 地层系砂层夹少许砾石, 试验情况介绍如下:

第一根锚杆由于管路关系, 经疏通后快速加荷, 拉拔到 440KN 时变位 6cm, 470KN 时为 8cm, 但未稳定。

第二、三根正常, 第四根拉力到 410KN 稳定(因故未往下试验)有代表性的 2 号锚杆试验拉力变位图如图 3 所示, 从图中看出拉力 200KN 时位移不足 1cm, 400KN 时位移不足 3cm, 540KN 变形 11cm 未稳, 到 16cm 时已达千斤顶行程停止试验, 但从曲线上可确定极限抗拔力为 480-500KN。

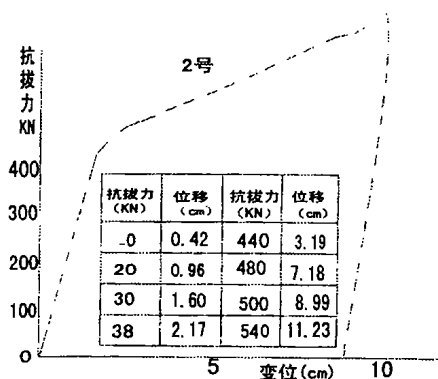


图 3 2 号锚杆的拉拔试验

4 根锚杆的试验资料如表五所示。

综合试验成果我们以 440KN 为中山大厦的极限抗拔力, 与设计的数据 353.8KN 是符合的。

根据测试和计算, 灌浆锚杆的锚固段(有效长度)为 10m 左右。

预应力测试, 每根锚杆在 200KN 拉力下的变形有详细记录, 在施工过程中预埋了两根锚杆的钢筋测力计, 在施加预应力时, 测量钢筋实际受力情况, 现分别列入表六和表七。

从表七可以看出拉力为 200KN 时建立的应力约为 70%。

5.2 北京京城大厦

本工程张拉分为二种:

一种是预应力, 即灌浆后 7~10 天水泥浆强度达 70% 以上时, 进行一次张拉, 张拉值为设计拉力的 75%~80%。

另一种是抗拔试验, 采用的是分级加荷试验, 每级 10t, 维持荷载不变, 观察 15min, 卸荷时每级 20t, 维持荷载不变, 观察 5min, 回零后观察

表五 锚杆的抗拔试验情况

序号	荷载 (KN)	变位 (cm)	说明
1	440	6	因故作快速试验, 470KN 时 8cm 未稳定, 无注浆管
2	480	7.18	试验正常, 500KN 时 8.99cm 稳定, 540KN 时不稳定, 无注浆管
3	440	8.99	480KN 时变位为 14.87cm, 急速拔出, 不稳定, 孔内有注浆管
4	410	1.73	孔内有注浆管, 因故未往下试

表六 153 锚杆记录归纳的变位情况

序号	变位量 (mm)	根数	百分数 (%)
1	$1 \leq S \leq 5$	122	79.74
2	$5 < S \leq 10$	30	19.61
3	S 不等位	1	0.65
合计		153	100

表七 153 根锚杆记录归纳的变位情况

锚杆号	1985 年 12 月上旬测试		1986 年 1 月 6 日	1986 年 1 月 7 日
	预拉 200KN 时	加插铁板后		
46	171.3	149.3	145.8	146.3
83	125	-	142.6	143.1

半个小时, 没有做破坏试验。

第一层锚杆总位移量控制在 120mm 以内;

第二、三层锚杆总位移量控制在 90mm 以内;
抗拔力达到设计荷载的 120% 左右。

第一层作了 9 根试验;

倾角为 13° 的作 3 根, 抗拔力在 400~550kN
(因锚固段座落在淤泥里)。

倾角为 25° 的作 6 根 (水、干作业各 3 根),
抗拔力在 750~800kN (已进砂层)。

第二层试验结果如表八。

另外, 采用应力—应变仪进行了应力测试
(第二层), 测试结果如表九。

对第三层锚进行了应力测试 (见表十): 用
CJP-2 型混凝土应变计测试锚杆在张拉和挖土过
程中锚体内的应力分布和变化, 用特制的锚头传
感器测试锚杆端头合力。

锚杆随张拉荷载的增加而受力伸长, 实测结

表八 第二层试验结果

序号	锚杆号	抗拔力 (KN)	累计变形 (mm)	回零后残余 变形 (mm)	作业 方法
1	11	1000	85.47	13.65	干
2	113	1050	88.81	9.61	水
3	41	1200	135.15	40.04	干
4	123	1250	82.23	14.28	水
5	105	1250	27.24	14.59	水

表九 第二层应力测试结果

测试日期	东侧南		东侧北		北侧	
	锚杆编号					
	47#	15#	16#	126#	127#	129#
1月27日	525	623	679	693	594	720
2月3日	497	644	693	729	630	801
2月9日	490	658	693	666	582	763
钢绞线根数	6	7	7	7	7	7

表十 第三层锚杆试验结果

序号	锚杆号	抗拉力 (KN)	累计变形 (mm)	回零后残余 变形 (mm)	作业 方法
1	15	1550	81.80	15.86	干
2	17	1600	88.12	19.40	干
3	79	1750	93.67	26.85	水
4	81	1750	99.92	28.97	水
5	30	1850	96.27	21.97	干
6	140	1850	85.80	14.14	干

果表明, 应力沿锚杆长度是不均匀的, 锚杆前段应
力增长最快, 以距锚杆端头 4~9m 这一段应力增长
最大, 随着荷载的增加, 峰值逐渐抽深部移动, 但
在高锚杆端头 13~14m 以后应力很小, 甚至接近于
零。

按锚头传感器显示结果, 锚杆应力在 900kN 以
下, 观测测孔的实际变形 (在距离 H 型钢桩 0.5m
处留 4 个测孔, 东面 2 个, 西南 2 个), 可以认为,
钢板的变形同测孔的变形相近似。实测的最大侧
向变形在 -6.5 ~ 8 mm 之间, 最大变形量为
59.5~105.1mm; 第一层锚杆处 52.5~90.0mm 处,
第二层锚杆处 11.4~55.5mm, 第三层锚杆处
5.1~22.1mm。

实测表明, 挡土墙的变形, 以第二层锚杆以上
变形为大, 在这以下变形就很小了。

5.3 天津二医试验楼

试验和观测

为了今后在天津这种软弱土质条件下应用土
锚技术, 便于城市改建和形成有效的护壁体系, 我
们在本工程做了四种试验及观测。

5.3.1 张拉 P—S 曲线

以设计荷载的 110%, 即 270kN, 按每级 30kN
分级张拉, 荷载与位移非常规律, 在加载曲线上没
有明显的拐点, 基本为一条直线, 说明锚杆始终处
于弹性变形状态, 我们根据经验和分析, 极限荷载
可以拉到 400kN 左右。

按级卸荷后的残余变形只有 8.63mm, 再次证
明锚杆的变形是弹性变形的。

5.3.2 蠕变试验

基荷 50kN, 每级荷载增加 50kN, 共 4 级, 从
试验结果看, 每级荷载下的蠕变量都很小, 而且蠕
变位移的 95% 以上发生在加荷载后最初 4 分钟内,
说明当前荷载与锚杆的实际极限承载力之比还很
小, 因为锚杆的里面变性与此荷载比有密切关系,
可以认为锚杆还有潜力。

5.3.3 应力分布测试

我们采用在钢绞线上贴应力片, 从不同荷载等级下锚固体内部不同点处的应变分布曲线得出如下结论: 随着荷载等级的提高, 各测点处的应变值也相应增大, 且各点的应变量都近似地与荷载增量成比例, 这再次说明锚杆在整个加载过程中始终处于弹性变形状态, 还可以说明当荷载为 250kN 时, 锚杆的受力区域至少传到了锚固体内部 14 至 15 米处, 即已接近于锚固体全长受力, 同时还证明与锚固体相结合的土体质量很差, 也证明设计参数的选择是非常适当的。

5.3.4 预应力损失的测试

对锚杆张拉锁定以后及基坑开挖回填过程中的预应力损失及变化情况, 采用测自由段上测点的应变值变化来反映, 测试结果为: $100 \mu \varepsilon$ 相对应的荷载变化约为 14.3kN, 实际测点的应变值为 $194 \mu \varepsilon$, 相当于锚杆受力减少 27.7kN, 即应力损失 11.1%, 长达 8 小时的蠕变试验表明锚杆在 250kN 拉力作用下的蠕变变形很小, 并且很快 (约 4 分钟) 就趋于稳定, 估计这部分损失的是钢绞线松弛所造成的。

在基坑开挖以后, 开挖后锚杆的受力不是突然增加, 而是突然减小, 过一段时间以后才增加, 我们认为这是由于刚开挖后, 被支挡的土体内部尚未出现潜在的滑裂面区, 从而作用在挡土结构上的主动土压力并未增加, 但开挖后作用在挡土结构上的侧向摩擦阻力明显减少, 不保持平衡, 挡土结构会在锚杆的垂直分力下有所下沉, 锚头的下沉使得锚杆自由段张紧状态有所缓和, 从而造成预应力减少, 过一段时间后, 经过应力调整, 达到新的平衡状态, 在其内部出现了新的潜在滑裂区面, 这时作用在挡土结构上的主动土压力就会明显增大, 当此附加土压力传给锚杆后, 锚杆的受力就开始增大了。

从基坑开挖以后的效果和有关的对比来看,

这次护锚结构的作用非常成功的, 它为今后在天津地区淤泥质饱和和软粘土中进行深基础施工提供了一些宝贵经验, 据了解目前在天津地区只能开挖 6 米左右的基坑深度, 再大就需要一些支护手段, 预应力土锚支挡技术的采用为在天津深基础施工及城市改造提供了一个好的施工工艺, 从以上各数据证明, 在饱和的软粘土中, 锚杆的固定段长度为 20m 左右是合适的。

5.4 广州华侨大厦

本工程我们采用了信息施工与锚护体系监测系统。

信息施工是系统工程用于施工的一种方法, 包括了预测、信息采集与反馈, 控制与决策等方面内容, 由于深基础开挖工程中边坡稳定存在很大的潜在危险性和破坏的突发性, 影响因素又多, 如广州华侨大厦扩建工程地下水与珠江水系的水力连系, -7.0m 以下中密至松散的砂类土在地下连续墙开槽施工中严重扰动和地面塌陷, 邻近建筑物荷载引起的应力扩散, 地面水渗入, 难以作到完善的预测分析, 设计方法与实际情况有一定出入, 因此施工带有显著的风险性。

5.4.1 信息施工预测:

5.4.1.1 对实施设计方案全过程进行反演和过程优化;

5.4.1.2 预测各因素对锚护的影响, 包括数量和后果;

5.4.1.3 作出失控分析和风险评估;

5.4.1.4 作出施工方案的可行性和可靠性。

这项工作采用了新研制的"DSA-Z"锚护结构与土体相互作用非线性分析程序——考虑了随基坑开挖不同阶段的施加预应力锚杆的条件下, 地下连续墙与土体相互作用下, 变形与应力的弹塑性变化规律, 对设计的不同锚位方案进行了预测分析, 验证了最后设计提出的在 -3.5m 和 -7.5m 设两层锚杆的可靠性, 给出了最小工作锚力分别为

700KN 和 500KN 的预估值。

但是预测分析有较多的模糊性，特别在广州地区无经验和资料借鉴，勘察资料较为粗糙，难度较大。

预测模型与实际结构和施工过程不完全一致；如实际结构的时空变化，施工程序和工艺的变动，施工荷载改变，由于施工诱发的风险因素如突发性涌水、涌砂等。

提供的计算参数与实际情况有偏差，因此通过施工监测系统，不断对预测的结果作出评估、修正和调整，使其成为不可缺少的组成部分。

5.4.2 广州华侨大厦扩建工程监视系统：

5.4.2.1 信息量包括了随施工过程以下各量值的时空变化：

- 地下连续墙水平与垂直位移值；
- 墙后土体变形；
- 地下连续墙与后土体接触压力（土压和水压力）；

- 地下连续墙内应力；
- 预应力锚体变形与应力

- (1) 锚头位移
- (2) 锚头作用力
- (3) 锚体内应力

——其它，如相邻建筑物变异，开裂和路面变形等。

5.4.2.2 信息采集手段

——水平位移量，采用测斜仪及平面控制测量；

- 垂直位移量，平面控制测量；
- 墙侧土、水压力、压力传感器；
- 连续墙内混凝土应力，混凝土微型传感器；

——连续墙内钢筋应力，钢筋应力计；

——锚杆系统，锚头压力传感器，位移计和锚体内应力传感器

六、结论

6.1 土锚杆是将锚杆与滑裂面以外的土体连成一个整体，再通过托架、腰梁、锚头与钢板桩（或钢筋混凝土桩）组成一个受力体，承受主动土压力。

土锚杆是在土中钻孔、灌入水泥浆，以钢绞线为预应力主筋与浆体的握固力满足设计要求后，进行预应力张拉，再通过锚具予以固定，形成有效预应力后张体系。

工程施工采用水、干二种作业法：

土锚杆作为受拉构件，用在深基础施工的挡土结构上，比传统的放坡开挖，能节省场地；比支撑施工，不仅能更有效地控制挡土结构的位移，而且能使开挖的基础获得广阔的空间，加快工程进度。

6.2 综合以上四项工程，从 85 年至 88 年，从东北—北京—天津—广州，由土质较好到软土质工程的施工，从学会设计监测施工（沈阳）到从设计优选方案制造施工机械，引进先进的施工机械，认真组织编写施工方案，比较全面地测试，并认真总结经验，提高理性认识（北京）到接触软基础设计新型的施工机械，选择设计方案，采用封闭式压力灌浆，中心压灌成孔，水下浇注混凝土，以及较全面的测试和分析（天津）再到在高水位、软弱土质条件及临近高层建筑情况下进行深基础施工采用锚护技术（广州），在设计、施工及信息施工的成套技术方面，建立一整套新的锚杆施工工艺，并创造了“F-P”及“G-X”两种止水工法，设计采用较新的锚护体系设计理论与方法，并结合工程取得的设计与施工经验，采用研制的：“DSA-Z”计算程序进行施工预量，从而提出了优化设计方案、全面地、系统地采用了信息施工，为工程及施工安全提供了保障，同时为设计提供了分析依据，是可供施工参考的。

6.3 施工中诸多因素变化，要采用信息施工，

运用系统工程于施工,包括预测、信息采集与反馈,控制与决策:具体说最好每项工程采用设计、施工和科研三结合,找出本工程规律性理性知识,反过来运用于实践。

6.4 土锚杆是多学科的综合施工技术,涉及土力学、钢筋混凝土、钢结构、以及机具材料等,因此,必须采用工程学的分析方法才能达到预期的施工效果。

6.5 根据经验和计算,一般灌浆锚杆的锚固段(有效长度)为10m左右,国外有些资料认为6-7m最为经济,我们实测结果在天津地区18m仍有应力反映,而北京在10m左右(供参考)。

6.6 在施工中要对工程进行评估,可能出现的问题以及解决问题的措施最好以数据及具体内容为依据,做好工程的各项施工准备,做到备而不用,决不能用而不备。

6.7 在施工过程中还可能出现意想不到的问

题,要细分析,勤观察,运用自身的知识或借助别人的经验,解决实际问题。

参考文献

- 1、施文华 锚杆在沈阳中山大厦深基础工程中的应用。北京:冶金部建筑研究院技术情报出版,1987
- 2、韩学广 全国高层建筑机械化施工实例。北京:建设部机械化研究院出版,1989
- 3、韩学广 基础工程施工实例。浙江大学出版社出版,1990
- 4、韩学广 岩土工程中的锚固技术。北京:地震出版社出版,1990
- 5、韩学广 国际岩土锚固工程技术研讨会论文集。万国学术出版社出版,1996

(上接第 40 页)

我厂被评为“全国首批专利工作试点示范单位”
 第十届空间结构学术会将于11月在京举行
 上海同济大学桥梁新馆揭牌
 液压提升系统进军电建行业
 柳州建机总厂被评为2001年度柳州市“诚信纳税户”
 郑皆连院士参观卢浦大桥建设工地
 深圳南山热电厂管箱提升工程顺利完成
 新世纪预应力技术创新学术交流会在南京胜利召开
 OVM柳州建机为上海卢浦大桥成功合龙交上满意答卷
 北京万泉河高架桥体外索工程竣工
 北京紫竹立交桥 Z1、Z2 桥相继建成通车
 《〈体外预应力体系〉》获优秀标准化成果奖
 “OVM”产品荣获2002年“全国用户满意产品”称号
 第十五届国际桥梁学术会议在上海圆满召开

小文	02	(40)
龙廖乾	02	(40)
陆绍辉	03	(26)
甘秋萍	03	(26)
沈秋	03	(17)
陆绍辉	03	(8)
玉艳玲	03	(8)
苏强	04	(28)
何晓频	05	(36)
方建回等	05	(31)
谢永红	05	(31)
陈小莲	05	(11)
质监部	06	(37)
陆绍辉	06	(13)