

天津市工程建设标准

DB

DB/T 29-20-2017

备案号 J10061-2017

天津市岩土工程技术规范

Tianjin Technical code for geotechnical
engineering

2017-03-23 发布

2017-07-01 实施

天津市城乡建设委员会 发布

天津市工程建设标准

天津市岩土工程技术规范

Tianjin Technical code for geotechnical
engineering

DB/T 29-20-2017

J 10061-2017

主编单位：天津大学

天津市建筑设计院

批准部门：天津市城乡建设委员会

实施日期：2017年7月1日

2017 天 津

天津市城乡建设委员会文件

津建科[2017]111 号

市建委关于颁布《天津市岩土工程技术规范》的通知

各有关单位：

为了在岩土工程中贯彻执行国家有关的技术经济政策，做到技术先进、经济合理、保证工程质量，天津大学等单位按照市建委《关于下达 2009 年天津市建设系统第一批工程建设地方标准编制计划的通知》（建科教〔2009〕338 号）要求，修订完成了《天津市岩土工程技术规范》。经市建委组织专家审定，现批准《天津市岩土工程技术规范》（DB/T29-20-2017）为天津市工程建设地方标准，自 2017 年 7 月 1 日起实施。原地方标准《岩土工程技术规范》（DB29-20-2000）同时废止。

各相关单位在实施过程中如有不明之处及修改意见，请及时反馈给天津大学。

本规范由天津市城乡建设委员会负责管理。

本规范由天津大学负责具体技术内容的解释。

本规范由天津市建设工程技术研究所负责征订和发行，任何单位和个人不得翻印和复制。

天津市城乡建设委员会

2017 年 3 月 23 日

前 言

根据市建委《关于下达2009年天津市建设系统第一批工程建设地方标准编制计划的通知》（建科教[2009]338号）文件要求，标准编制组经广泛调研，认真总结实践经验的基础上，修订本标准。

本标准的主要技术内容是岩土工程勘察要点、地基计算、边坡稳定、地基处理、软弱地基、浅基础、桩基础、基坑工程、盾构隧道工程、顶管工程、市政工程地基基础、港湾工程地基基础、场地与地基抗震、现场检验与监测。

本标准修订的主要技术内容是1、补充了术语一章。2、单独编写了《天津市岩土工程勘察规范》，本规范修订为岩土工程勘察要点。3、在地基计算中，去掉地基承载力设计值概念，改为地基承载力特征值；去掉地基承载力抗力分项系数，改为地基承载力安全系数，相关计算公式做相应调整。4、边坡稳定按现行的国标《建筑边坡工程技术规范》GB 50330，增加了土坡设计的坡率法内容；边坡稳定计算极限设计表达式修订为采用综合安全系数方法。5、地基处理增加复合地基计算内容；给出了复合地基的稳定计算方法；删掉了石灰桩法地基处理方法、港湾工程换填砂垫层法、轻型真空井点法、水上深层水泥土搅拌法；增加了考虑井阻与涂抹效应对地基应力固结度的影响，给出了计算公式；增加了插板期间和预压期间沉降计算方法。6、桩基础根据统计结果，给出了根据静力触探估算单桩竖向极限承载力标准值公式；根据统计结果，给出了后注浆单桩极限承载力标准值估算方法；删掉了桩基沉降值计算简化式，改为单向压缩分层总和法，地基附加应力分布计算采用1）实体深基础方法，2）明德林应力公式方法。并给出了桩基沉降计算经验系数；将单行本《沉降控制桩基技术规程》DB29-105-2004废止，内容纳入本规范，形成10.8减沉复合桩基础；给出了复合配

废止，内容纳入本规范，形成10.8减沉复合桩基础；给出了复合配筋预应力混凝土桩推荐配筋表和承载力计算公式。7、基坑工程根据超过十年的基坑工程设计、施工、应用等发展，补充大量内容；针对基坑工程构造要求、设计计算、基坑工程逆作法、地下水控制做了相应调整、补充和完善；补充了岩体基坑工程；对基坑稳定性内容作了适当调整和完善，增加了基坑防连续倒塌设计原则；给出了基坑变形控制措施，提出基坑工程监测要求。8、增加了盾构隧道工程内容。9、增加了顶管工程内容。10、港湾工程地基基础去掉采用合理偏心距减小基础有效宽度的方法降低承载力，改为同时考虑设计荷载、极限荷载的分布，按不违背屈服准则的原则确定地基承载力；新增土坡与地基稳定内容；增加考虑不同固结情况计算沉降量、欠固结应力计算；对不同的桩型给出了承载力抗力分项系数，方便使用；对按经验参数法计算各类桩的轴向承载力进行了统计分析及对比研究；增加水平力作用下非弹性长边桩的计算。

本标准由天津市城乡建设委员会负责管理，由天津大学负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议，请寄天津大学土木系（地址：天津市津南区雅观路135号，邮编：300350）。

本标准主编单位：天津大学

天津市建筑设计院

本标准参编单位：中交天津港湾工程研究院有限公司

天津城建隧道公司

天津市勘察院

天津大学建筑设计研究院

天津市市政工程设计研究院

天津市地震工程研究所

天津城建大学

天津市建筑科学研究院

天津建城基业集团有限公司
天津市地下铁道集团有限公司
中国建筑第六工程局有限公司
中国市政华北设计研究院
中国铁路设计集团有限公司
天津城建设计院有限公司
中铁隧道勘测设计院有限公司

本标准主要起草人员：郑 刚 宋昭煌 叶国良 王承春
刘 畅 王世友 刘永超 周玉明
闫澍旺 严 驰 陈敦宜 于敬海
曹 景 赵瑞斌 杜 冰 张建新
李 竹 焦 莹 杨贵生 王铁成
王长祥 何 平 张 存 都锡龄

本标准主要审查人员：龚晓南 顾晓鲁 孙万禾 毕继成
张 雁 王卫东 高文生 黄兆伟
郑 力

天津工程建设标准
请以正式出版物为准

目 次

1	总则	1
2	术语	2
3	基本规定	5
4	岩土工程勘察要点	9
4.1	地基土类型	9
4.2	地下水类型与划分	11
4.3	勘察阶段与工作量布置	12
4.4	室内试验和原位测试	14
4.5	勘察报告	18
5	地基计算	19
5.1	基础埋置深度	19
5.2	承载力计算	20
5.3	变形计算	27
5.4	稳定性计算	30
6	边坡稳定	33
6.1	一般规定	33
6.2	抗剪强度指标	33
6.3	边坡设计	34
6.4	边坡稳定验算	36
6.5	保证边坡稳定的措施	43
7	地基处理	45
7.1	一般规定	45
7.2	复合地基计算	47
7.3	垫层法	54

7.4	振动压密法	59
7.5	小能量连续强夯法	60
7.6	砂石桩法	62
7.7	水泥土搅拌法	65
7.8	堆载预压法	69
7.9	真空预压法	76
7.10	真空预压联合堆载预压法	84
7.11	刚性桩复合地基	84
7.12	多桩型复合地基	87
7.13	路基处理	88
8	软弱地基	93
8.1	一般规定	93
8.2	软弱地基设计	94
8.3	建筑设计措施	94
8.4	结构设计措施	96
8.5	大面积地面荷载	98
8.6	施工措施	100
9	浅基础	101
9.1	一般规定	101
9.2	无筋扩展基础	102
9.3	扩展基础	104
9.4	柱下条形基础	116
9.5	筏形基础	118
10	桩基础	130
10.1	一般规定	130
10.2	桩基构造	132

10.3	桩顶荷载计算	133
10.4	桩基竖向承载力计算	134
10.5	桩基沉降计算	139
10.6	桩基水平承载力计算	144
10.7	承台计算与构造	144
10.8	减沉复合桩基础	153
10.9	灌注桩施工	158
10.10	预制桩施工	167
10.11	承台施工	171
11	基坑工程	172
11.1	一般规定	172
11.2	土压力与水压力	176
11.3	支挡式支护结构构造要求	179
11.4	支挡式支护结构设计计算	181
11.5	土层锚杆	191
11.6	基坑工程逆作法	193
11.7	岩体基坑工程	195
11.8	水泥土支护结构	196
11.9	地下水控制	198
11.10	防连续倒塌设计原则	201
11.11	基坑变形控制	204
11.12	基坑工程监测	205
12	盾构隧道工程	208
12.1	一般规定	208
12.2	隧道勘察	210
12.3	隧道结构设计	210

12.4	盾构隧道土体加固	215
12.5	盾构机掘进	223
12.6	盾构机轴线控制	225
12.7	盾构机纠偏量的控制	226
12.8	特殊地段施工	227
12.9	壁后注浆	227
12.10	隧道防水	230
12.11	盾构法隧道施工质量标准	231
13	顶管工程	233
13.1	一般规定	233
13.2	顶管管材	234
13.3	顶管工作井设计	242
13.4	顶管机选型	242
13.5	顶管顶力计算	244
13.6	顶进方法的选择	245
13.7	工作坑	246
13.8	顶进	249
13.9	减阻与注浆	253
13.10	中继间	254
13.11	顶管允许偏差	254
14	市政工程地基基础	256
14.1	一般规定	256
14.2	桥涵基础	256
14.3	板桩岸壁	258
14.4	加筋土挡土墙	264
14.5	重力式挡土墙	267

14.6	管道基础	270
14.7	沉井	272
14.8	边坡稳定	276
15	港湾工程地基基础	277
15.1	一般规定	277
15.2	地基承载力	278
15.3	土坡和地基稳定	287
15.4	地基沉降	293
15.5	桩基工程	297
16	场地与地基抗震	308
16.1	一般规定	308
16.2	场地	308
16.3	场地反应谱	310
16.4	场地稳定性	311
16.5	地基抗震	314
17	现场检验与监测	316
17.1	一般规定	316
17.2	基槽的检验与监测	317
17.3	基坑与地下工程的检验与监测	317
17.4	桩基础检验与监测	321
17.5	建筑物沉降观测	324
附录 A	岩土基本变量统计参数的确定方法	326
附录 B	竖向荷载作用下地基承载力系数	328
附录 C	浅层平板载荷试验要点	329
附录 D	沉降计算等效深度	332
附录 E	复合地基静载荷试验	333

附录 F 室内水泥土抗压强度试验要点	338
附录 G 水泥土搅拌桩抽芯检测试验要点	341
附录 H 石灰土处理层厚度计算图	343
附录 J 复合配筋预应力混凝土桩配筋表及承载力计算	344
附录 K 单桩竖向静载荷试验要点	348
附录 L 单桩水平载荷试验要点	352
附录 M 矩形支护桩配筋表	355
附录 N 基坑支护结构计算要点	356
附录 P 自由变形的弹性均质圆环内力计算	365
附录 Q 顶管允许顶力计算方法	367
附录 R 挡土墙土压力计算	369
附录 S 地基承载力系数表	373
附录 T 桩的单位面积极限侧摩阻力与极限端阻力标准值 ...	379
附录 U 水平力作用下桩的计算	387
附录 V 各类土动剪切模量比、阻尼比与剪应变关系	403
本规范用词说明	407
引用标准名录	408
条文说明	411

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
3	Basic Requirements	5
4	Key Points of Geotechnical Engineering Investigation	9
4.1	Foundation Soil Type	9
4.2	Type and Classification	11
4.3	Survey Phase and Work Layout	12
4.4	Laboratory Tests and In-situ Tests	14
4.5	Investigation Report	18
5	Foundation Design Calculation	19
5.1	Embedded Depth of Foundation	19
5.2	Bearing Capacity Calculation	20
5.3	Deformation Calculation	27
5.4	Stability Calculation	30
6	Slope stability	33
6.1	General Requirements	33
6.2	Shear Strength Index	33
6.3	Slope Design	34
6.4	Slope Stability Checking	36
6.5	Masures to Ensure the Slope Stability	43
7	Foundation Treatment	45
7.1	General Requirements	45
7.2	Calculation of Composite Foundation	47

7.3	Cushion Method.....	54
7.4	Vibro-densification Method.....	59
7.5	Small Energy Continuous Dynamic Compaction Method	60
7.6	Sand-gravel Pile Method.....	62
7.7	Cement-soil Mixing Method.....	65
7.8	Surcharge Preloading Method.....	69
7.9	Vacuum Prepressing Method.....	76
7.10	Vacuum Prepressing Combined with Surcharge Preloading Method.....	84
7.11	Composite Foundation with Rigid Pile.....	84
7.12	Composite Foundation with Multiple Reinforcement of Different Materials or Lengths.....	87
7.13	Subgrade Treatment	88
8	Soft Ground.....	93
8.1	General Requirements.....	93
8.2	Soft Ground Design	94
8.3	Architectural Design Measurement.....	94
8.4	Structural Design Measurement.....	96
8.5	Massive Ground Subcharge	98
8.6	Construction Measurement	100
9	Shallow Foundation	101
9.1	General Requirements.....	101
9.2	Unreinforced Spread Foundation.....	102
9.3	Spread Foundation	104
9.4	Strip Foundation Under Column	116

9.5	Raft Foundation	118
10	Pile Foundation	130
10.1	General Requirements	130
10.2	Structure of Pile Foundation	132
10.3	Calculation of Pile Top Load	133
10.4	Calculation of Vertical Bearing Capacity of Pile Foundation....	134
10.5	Calculation of Pile Foundation Settlement	139
10.6	Calculation of Horizontal Bearing Capacity of Pile Foundation	144
10.7	Calculation and Structure of Platform	144
10.8	Composite Foundation with Settlement-reducing Piles	153
10.9	Construction of Cast-in-situ Pile	158
10.10	Construction of Precast Pile	167
10.11	Construction of Platform	171
11	Excavation Engineering	172
11.1	General Requirements	172
11.2	Earth Pressure and Water Pressure	176
11.3	Structural Requirements of Bracing and Retaining Structure ..	179
11.4	Design and Calculation of Bracing and Retaining Structure	181
11.5	Earth Anchor	191
11.6	Reversed Construction Method in Excavation Engineering	193
11.7	Excavation Engineering in rock	195
11.8	Cement-soil Bracing and Retaining Structure	196
11.9	Groundwater Control	198
11.10	Design Principles of Anti-progressive Collapse	201

11.11	Excavation Deformation Control.....	204
11.12	Monitoring of Excavation Engineering.....	205
12	Shield Tunnel Engineering.....	208
12.1	General Requirements.....	208
12.2	Tunnel Investigation.....	210
12.3	Tunnel Structural Design.....	210
12.4	Shield Tunnel Soil Reinforcement	215
12.5	Shield Machine Excavating.....	223
12.6	Axis Control of Shield Machine.....	225
12.7	Control of Deviation of Shield Machine	226
12.8	Special Section Construction	227
12.9	Grouting Behind Shield Tunnel.....	227
12.10	Tunnel Water Proofing	230
12.11	Construction Quality Standard for Shield Tunnel.....	231
13	Pipe Jacking Engineering.....	233
13.1	General Requirements.....	233
13.2	Pipe Jacking Material.....	234
13.3	Design of Pipe Jacking Well	242
13.4	Jacking Machine Lectotype.....	242
13.5	Calculation of Jacking Pressure	244
13.6	Selection of Jacking Method.....	245
13.7	Working Pit	246
13.8	Jacking	249
13.9	Drag Reduction and Grouting.....	253
13.10	Intermediate Ring.....	254

13.11	Pipe Jacking Allowable Deviation.....	254
14	Municipal Engineering Ground and Foundation.....	256
14.1	General Requirements.....	256
14.2	Bridge and Culvert Foundation.....	256
14.3	Sheet Pile Bulkhead.....	258
14.4	Reinforced Earth Retaining Wall.....	264
14.5	Gravity Retaining Wall.....	267
14.6	Pipeline Foundation.....	270
14.7	Caisson.....	272
14.8	Slope Stability.....	276
15	Harbor Engineering Ground and Foundation.....	277
15.1	General Requirements.....	277
15.2	Ground Bearing Capacity.....	278
15.3	Stability of Slope and Foundation.....	287
15.4	Foundation Settlement.....	293
15.5	Pile Foundation Engineering.....	297
16	Site and Foundation Seismic Design.....	308
16.1	General Requirements.....	308
16.2	Site.....	308
16.3	Site Response Spectrum.....	310
16.4	Site Stability.....	311
16.5	Foundation Seismic.....	314
17	Field Inspection and Monitoring.....	316
17.1	General Requirements.....	316
17.2	Inspection and Monitoring of Foundation Trench.....	317

17.3	Inspection and Monitoring of Excavation and Underground Engineering	317
17.4	Inspection and Monitoring of Pile Foundation	321
17.5	Observation of Building Settlement	324
Appendix A	Determination Method of Geotechnical Basic Variable Statistical Parameters	326
Appendix B	Coefficient of Subgrade Bearing Capacity under Vertical load	328
Appendix C	Key Points for Shallow Plate Load Testing	329
Appendix D	Equivalent Depth of Settlement Calculation	332
Appendix E	Static Load Test on Composite Foundation	333
Appendix F	Key Points for Cement-soil Compression Strength Test Indoor	338
Appendix G	Key Points for Drawing-Core Inspection Test on Cement Deep Mixed Columns	341
Appendix H	Thickness Calculation Chart for Limestone Soil Treatment Layer	343
Appendix J	Reinforced Table of Compounded Reinforcement Prestressed Concrete Pile and Calculation of Bearing Capacity	344
Appendix K	Key Points for Vertical Static Load Test on Single Pile	348
Appendix L	Key Points for Lateral Test on Single Pile	352
Appendix M	Reinforced Table of Rectangular Supporting Pile	355

Appendix N	Key Points for Calculation of Excavation Retaining Structure	356
Appendix P	Internal Force Calculation of Elastic Homogeneous Ring With Free Deformation.....	365
Appendix Q	Calculation Method of Pipe Allowable Jacking Force	367
Appendix R	Calculation of Earth Pressure for Retaining Wall..	369
Appendix S	Coefficient Table of Subgrade Bearing Capacity...	373
Appendix T	Standard Value of the Ultimate Shaft Resistance and the Ultimate Tip Resistance of the Unit Area of the Pile	379
Appendix U	Calculation of Pile under Lateral Load	387
Appendix V	Relationship Between Dynamic Shear Modulus Ratio,Damping Ratio and Shear Strain of All Kinds of Soil	403
	Explanation of Wording in This Code.....	407
	List of Quoted Standards	408
	Explanation of Articles	411

天津工程建设标准

电子文件仅供参考

请以正式出版物为准

1 总 则

1.0.1 为了贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、经济合理，保证工程质量，提高投资效益，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于天津市的建筑工程、市政工程、港湾工程和城市轨道交通工程中的岩土工程勘察、设计、施工及检验监测。

1.0.3 岩土工程设计与施工，必须根据岩土工程勘察资料，综合考虑结构类型、材料性能、施工条件、环境条件、使用要求等因素，切实做到精心设计、精心施工，保证工程及周边环境的安全、经济和正常使用。

1.0.4 岩土工程的勘察、设计、施工及检验监测除应符合本规范的规定外，尚应遵照现行国家及天津市有关规范、标准的规定。

2 术语

2.0.1 地基 ground, foundation soils

支承基础的土体或岩体。

2.0.2 基础 foundation

将结构所承受的各种作用传递到地基上的结构组成部分。

2.0.3 地基极限承载力标准值 standard value of ultimate subsoil bearing capacity

地基在竖向荷载作用下到达破坏状态前或出现不适于继续承载的变形时所对应的最大荷载。

2.0.4 地基承载力特征值 characteristic value of subsoil bearing capacity

指由载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值，其最大值为比例界限值。

2.0.5 重力密度（重度） gravity density, unit weight

单位体积岩土所承受的重力，为岩土的密度与重力加速度的乘积。

2.0.6 标准冻结深度 standard frost penetration

在地面平坦、裸露、城市之外的空旷场地中不少于 10 年的实测最大冻结深度的平均值。

2.0.7 地基变形允许值 allowable subsoil deformation

为保证建筑物正常使用而确定的变形控制值。

2.0.8 地基处理 ground treatment, ground improvement

为提高地基承载力，或改善其变形性质或渗透性质而采取的工程措施。

2.0.9 复合地基 composite ground

部分土体被增强或被置换,而形成的由地基土和增强体共同承担荷载的人工地基。

2.0.10 扩展基础 spread foundation

将上部结构传来的荷载,通过向侧边扩展一定底面积的基础,使作用在基底的压应力满足地基承载力的设计要求,且基础内部的应力满足材料强度的设计要求,这种起到压力扩散作用的基础称为扩展基础。

2.0.11 无筋扩展基础 non-reinforced spread foundation

由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料组成的,且不需配置钢筋的墙下条形基础或柱下独立基础。

2.0.12 桩基础 pile foundation

由设置于岩土中的桩和连接于桩顶端的承台组成的基础。

2.0.13 支挡结构 retaining structure

使岩土边坡保持稳定、控制位移而建造的结构物。

2.0.14 基坑工程 excavation engineering

为保证地面向下开挖形成的地下空间在地下结构施工期间的安全稳定所需的挡土结构及地下水控制、环境保护等措施的总称。

2.0.15 单桩竖向极限承载力 ultimate vertical bearing capacity of a single pile

单桩在竖向荷载作用下到达破坏状态前或出现不适于继续承载的变形时所对应的最大荷载,它取决于土对桩的支承阻力和桩身承载力。

2.0.16 桩极限侧阻力 ultimate shaft resistance

相应于桩顶作用极限荷载时,桩身侧表面所发生的岩土阻力。

2.0.17 桩极限端阻力 ultimate tip resistance

相应于桩顶作用极限荷载时,桩端所发生的岩土阻力。

2.0.18 单桩竖向承载力特征值 characteristic value of the vertical

bearing capacity of a single pile

单桩竖向极限承载力标准值除以安全系数后的承载力值。

2.0.19 灌注桩后注浆 post grouting for cast-in-situ pile

灌注桩成桩后一定时间,通过预设于桩身内的注浆导管及与之相连的桩端、桩侧注浆阀注入水泥浆,使桩端、桩侧土体(包括沉渣和泥皮)得到加固,从而提高单桩承载力,减小沉降。

天津工程建设标准

电子文件仅供参考

请以正式出版物为准

3 基本规定

3.0.1 岩土工程的极限状态应分两类：

1 承载能力极限状态：对应于岩土工程达到最大承载能力或不适于继续承载的变形。

2 正常使用极限状态：对应于岩土工程达到结构正常使用所规定的变形极限值或达到耐久性要求的某项极限值。

岩土工程设计时，应分别满足两种极限状态的验算要求。

3.0.2 岩土工程安全等级根据工程破坏后果的严重性，可按表 3.0.2 划分。

表 3.0.2 岩土工程安全等级

安全等级	破坏后果	工程类型
一级	很严重	重要工程
二级	严重	一般工程
三级	不严重	次要工程

3.0.3 根据地基复杂程度、建筑物规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度，可将地基基础设计分为三个设计等级，设计时应根据具体情况，按表 3.0.3 选用。

表 3.0.3 地基基础设计等级

设计等级	建筑和地基类型
甲级	重要的工业与民用建筑物 30 层以上的高层建筑 体型复杂，层数相差超过 10 层的高低层连成一体的建筑物 大面积的多层地下建筑物（如地下车库、商城、运动场等） 对地基变形有特殊要求的建筑物 复杂地质条件下的坡上建筑物（包括高边坡） 对原有工程影响较大的新建建筑物

续表 3.0.3

	场地和地基条件复杂的一般建筑物 位于复杂地质条件及软土地区的二层及二层以上地下室的基坑工程 开挖深度大于 14m 的基坑工程 周边环境复杂、环境保护要求高的基坑工程
乙级	除甲级、丙级以外的工业与民用建筑物 除甲级、丙级以外的基坑工程
丙级	场地和地基条件简单、荷载分布均匀的七层及七层以下民用建筑及一般工业建筑； 次要的轻型建筑物 非软土地区且场地地质条件简单，基坑周边环境简单，环境保护要求不高且开挖深度小于 5.0m 的基坑工程

3.0.4 根据建筑物的地基基础设计等级及长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度，地基基础设计应符合下列规定：

- 1 所有建筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定；
- 2 设计等级为甲级、乙级的建筑物，均应按地基变形设计；
- 3 场地和地质条件简单，荷载分布均匀的建筑物，当符合下列情况之一时，可不作地基变形计算；
 - 1) 四层及四层以下的民用建筑物；
 - 2) 一般工业建筑物；
 除此之外的其他各类建筑物，均应按地基变形设计。
- 4 对经常受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土构筑物等，以及建造在斜坡上或边坡附近的建筑物和构筑物，尚应验算其稳定性；
- 5 基坑工程应进行稳定验算，甲、乙级基坑工程应进行变形验算；
- 6 建筑地下室或地下构筑物存在上浮问题时，应进行抗浮验算。

3.0.5 地基基础设计时，所采用的荷载效应最不利组合与相应的抗力限值应符合下列规定：

- 1 按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或承台底面上的荷载效应应按正常使用极限状态

下荷载效应的标准组合。相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值。

2 计算地基变形时，传至基础底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用。相应的限值应为地基变形允许值。

3 计算挡土墙、地基或滑坡稳定，以及基础抗浮稳定时，荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合，但其分项系数均为 1.0。

4 在确定基础或桩基承台高度、支挡结构截面、计算基础或支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时，上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力、挡土墙土压力以及滑坡推力，应按承载力极限状态下荷载效应的基本组合，采用相应的分项系数。

对由永久作用控制的基本组合，可采用简化规则，基本组合的效应设计值 S_d 可按式确定：

$$S_d = 1.35S_k \quad (3.0.5)$$

式中： S_k ——标准组合的作用效应设计值。

当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态荷载效应标准组合。

5 基础设计安全等级、结构设计使用年限、结构重要性系数应按有关规范的规定采用，但结构重要性系数 (γ_0) 不应小于 1.0。

3.0.6 地基基础的设计使用年限不应小于建筑结构的设计使用年限。地基基础的耐久性设计应根据环境类别符合现行国家有关标准的规定。

3.0.7 建筑物应在施工期间和使用期间进行沉降观测，沉降稳定控制值为 0.01mm/d~0.02mm/d，当沉降观测值小于该控制值时，可停止观测。

3.0.8 本规范盾构隧道工程章节相关条款适用于在土层中采用盾构法施工的地下单圆形（双圆及其他形式盾构隧道可参照执行）隧

道工程，同时应满足《地铁设计规范》GB50157、《地下铁道工程施工及验收规范》GB50299、《盾构法隧道工程施工及验收规范》GB50446 的相关要求。

3.0.9 本规范顶管工程章节相关条款适用于下穿铁路、公路、河流、建筑物及不易或不宜开挖沟槽的地下管道工程，同时应满足《给水排水工程结构设计规范》GB50069、《给水排水工程管道结构设计规范》GB50332、《给水排水管道工程施工及验收规范》GB50268 的相关要求。

3.0.10 本规范市政工程地基基础章节相关条款适用于城市道路、地下隧道、轨道交通高架桥、公路、桥涵、城市防洪护岸、城市给排水等工程，同时应满足《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63、《板桩码头设计与施工规范》JTJ 292、《公路加筋土工程设计规范》JTJ 015 的相关要求。

3.0.11 本规范港湾工程地基基础章节相关条款适用于港口工程建筑物地基、桩基和地基处理的设计与施工，同时应满足《港口工程地基规范》JTS147-1、《港口岩土工程勘察规范》JTS133-1、《港口工程桩基规范》JTS167-4 的相关要求。

4 岩土工程勘察要点

4.1 地基土类型

4.1.1 地基土的类别及定名划分标准，应根据土的塑性指数或颗粒级配按表 4.1.1 确定。

表 4.1.1 地基土类别及其定名划分标准表

土的类别及名称		划分标准	
		按塑性指数 I_p	按颗粒组成百分数
黏性土	黏土	$I_p > 17$	—
	粉质黏土	$10 < I_p \leq 17$	—
粉土	黏质粉土	$7 < I_p \leq 10$	粒径小于 0.005mm 的颗粒含量等于或大于全重的 10%，小于等于全重的 15%
	砂质粉土	$3 < I_p \leq 7$	粒径小于 0.005mm 的颗粒含量小于全重的 10%
砂土	粉砂	—	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量大于全重的 50%
	细砂	—	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量大于全重的 85%
	中砂	—	粒径大于 0.25mm 的颗粒含量大于全重的 50%
	粗砂	—	粒径大于 0.5mm 的颗粒含量大于全重的 50%
	砾砂	—	粒径大于 2mm 的颗粒含量占全重的 25%~50%

- 注：1 对砂土定名时，应根据粒径分组，从大到小由最先符合者确定；
- 2 砂质粉土的工程性质接近粉砂；
- 3 $I_p=10\sim12$ 的低塑性土，应同时进行颗分试验，若粒径小于 0.005mm 的颗粒含量小于或等于全重的 15%，应以颗分定名为准；
- 4 塑性指数的确定，液限以 76g 圆锥仪入土深度 10mm 为准；塑限以搓条法为准；
- 5 当有机质含量 $W_u \geq 5\%$ 时，可按下列原则定名：5% $\leq W_u \leq 10\%$ 时，定为有机质土；10% $< W_u \leq 60\%$ 时，定为泥炭质土； $W_u > 60\%$ 时，

定为泥炭：

- 6 天然含水量大于液限、且天然孔隙比小于 1.5 但不小于 1.0 的黏性土或粉土应定名为淤泥质土；天然含水量大于液限且天然孔隙比不小于 1.5 时应定名为淤泥。

4.1.2 人工填土根据物质来源、堆填方式、组成物质等因素，可分为杂填土、素填土、冲填土等。

- 1 杂填土：建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物组成的填土；
- 2 素填土：由黏性土、粉土、砂土等组成的填土；
- 3 冲填土：由水力冲填泥沙或粉煤灰形成的填土，亦称“吹填土”。

4.1.3 土层划分应根据野外编录、土工试验和原位测试结果综合确定，按地方标准《天津市地基土层序划分技术规程》DB/T29-191 的规定分层，并应符合下列要求：

- 1 对工程有重要影响的特殊性土层或标志层(如泥炭土、有机质土、贝壳等)均宜单独分层；
- 2 在厚层土层中，当出现不同土类且呈水平向逐渐尖灭时，可作为“透镜体”单独分层。

4.1.4 天津市区浅层粉土、以及第⑧、⑨、⑩层中粉土粉砂层的分布、厚度及埋深情况可按《天津市地基土层序划分技术规程》DB/T29-191 附图 C~附图 H 确定。

4.1.5 岩土工程勘察时应鉴定岩石的地质名称和风化程度，并进行岩石坚硬程度、岩体完整程度和岩体基本质量等级划分，应分别按表 4.1.5-1~表 4.1.5-3 执行。

表 4.1.5-1 岩石坚硬程度分类

坚硬程度	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软 岩	极软岩
饱和单轴抗压强度(MPa)	$f_c > 60$	$60 \geq f_c > 30$	$30 \geq f_c > 15$	$15 \geq f_c > 5$	$f_c \leq 5$

注：1 当无法取得饱和单轴抗压强度数据时，可用点荷载试验强度换算，

换算方法按现行国家标准《工程岩体分级标准》GB50218 执行；

- 2 当岩体完整程度为极破碎时，可不进行坚硬程度分类。

表 4.1.5-2 岩体完整程度分类

完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
完整性指数	>0.75	$0.75\sim0.55$	$0.55\sim0.35$	$0.35\sim0.15$	<0.15

注：完整性指数为岩体压缩波速度与岩块压缩波速度之比的平方，选定岩体和岩块测定波速时，应注意其代表性。

表 4.1.5-3 岩体基本质量等级分类

完整程度 坚硬程度	完 整	较完整	较破碎	破 碎	极破碎
坚硬岩	I	II	III	IV	V
较硬岩	II	III	IV	IV	V
较软岩	III	IV	IV	V	V
软 岩	IV	IV	V	V	V
极软岩	V	V	V	V	V

4.2 地下水类型与划分

4.2.1 天津平原地区埋深 60m 以内地下水可划分为潜水和承压水。市区及其周边地区含水层可按下列规定划分：

- 1 全新统沼泽相沉积层（⑦层）以上地层赋存的地下水可划分为潜水含水层。潜水水位埋深一般为 1m~3m。

- 2 全新统沼泽相沉积层（⑦层）底界至上更新统滨海~潮汐相沉积层（⑩层）之间粉土或砂土层赋存的地下水可划分为第一承压含水层；上更新统滨海~潮汐相沉积层（⑩层）底界至上更新统河床~河漫滩相沉积层（⑪层）之间粉土或砂土层赋存的地下水可划分为第二承压含水层；上更新统河床~河漫滩相沉积层（⑪层）底界至上更新统浅海~深海相沉积层（⑫层）之间粉土或砂土层赋存的地下水可划分为第三承压含水层。

4.3 勘察阶段与工作量布置

4.3.1 工程设计前宜进行与设计阶段相适应的工程勘察。勘察阶段可分为可行性研究勘察、初步勘察、详细勘察三个阶段。工程施工图设计前必须进行详细勘察。

4.3.2 勘察工作量应由勘察单位根据设计要求，结合工程性质、基础类型和地基土特点等确定。主要勘察手段、勘探孔类别、控制性勘探孔的比例应符合下列要求：

1 勘探孔宜以原状取土孔、标准贯入试验孔和静力触探孔为主，辅以目力鉴别钻孔。采取土试样和进行原位测试的勘探孔数量不应少于勘探孔总数的 $1/2$ ，原状取土孔的数量不应少于勘探孔总数的 $1/3$ ；

2 勘探孔的深度应满足设计需要。勘探孔可按其深度的不同分为控制性勘探孔和一般性勘探孔。控制性勘探孔数量不宜少于勘探孔总数的 $1/3$ 。

4.3.3 详细勘察阶段主要土层的取土数量应根据工程规模、钻孔数量、地基土层的厚度和均匀性等确定。每一主要土层原状土试样或原位测试数据不应少于 6 个(组)；采用连续记录的静力触探时不应少于 3 个孔。采取土试样所使用的取土器及取土方法，应根据土层特点和工程所需试样的质量等级确定。软塑～流塑状态的黏性土宜采用薄壁取土器压入法采取土样，砂质粉土、砂土宜采用环刀取土器。

4.3.4 用于场地地基土液化判别的勘探孔应符合下列要求：

1 地表下 20m 范围内存在饱和砂土或粉土时，应采用标准贯入试验或剪切波速试验进行液化判别工作；

2 每一场地液化判别勘探孔不应少于 3 个，并综合评价确定场地的液化等级；

3 采用标准贯入试验判别法时,应采用泥浆护壁钻进,试验点间距宜为 1.0m~1.5m,并应留取扰动样做颗分试验。

4.3.5 基坑工程勘察宜在开挖边界外开挖深度的 1~2 倍范围内布置勘探点。勘察深度应满足基坑支护稳定性验算、降水或止水帷幕设计的要求。当基坑开挖边界外无法布置勘察点时,应通过调查取得相关资料。

4.3.6 室内土工试验对于欠固结淤泥及淤泥质土应进行三轴不固结不排水剪强度试验;对正常固结饱和黏性土宜进行有效自重应力下预固结三轴不固结不排水剪强度试验。对于吹填土地区吹填层以下的饱和黏性土宜进行吹填前土的有效自重应力下预固结三轴不固结不排水剪强度试验。当吹填土厚度较大时应考虑吹填土以下黏性土层欠固结效应的影响,可根据其固结度,确定土样剪切前的固结压力。

4.3.7 对于深度超过 10m 的深基坑,进入承压含水层的勘探孔必须采用注浆等可靠措施进行封堵。当勘探孔虽未进入承压含水层,但当基坑开挖后,勘探孔底至承压水顶板之间距离不满足承压水水头作用下的渗流稳定要求时,也应对勘探孔进行封孔。

4.3.8 当基坑周边土质条件变化较为复杂时,勘察报告应提供基坑边界处的连续土层剖面。

4.3.9 勘察时应查明场区水文地质条件及参数,并应包括如下内容:

- 1 地下水的类型、地下水位高程及变化幅度;
- 2 各含水层的水力联系、补给、径流条件;
- 3 根据工程需要应提供土层渗透系数、潜水含水层的给水度和承压水含水层的释水系数、越流系数、影响半径等水文地质参数;
- 4 分析流砂、管涌产生的可能性;
- 5 提出施工降水或隔水措施;
- 6 评估地下水位变化对环境造成的影响及减少影响的措施;

7 评价场地地下水腐蚀性。

4.3.10 降水工程勘察方法的选择应根据基坑降水工程等级及场地水文地质条件确定。对于甲级基坑降水工程，应对工程有影响的承压含水层水头进行专门水文地质观测，并应进行现场抽水试验。对于乙级基坑降水工程，应对工程有影响的承压含水层水头进行专门水文地质观测；当水文地质条件复杂时，宜进行现场抽水试验。对于丙级基坑降水工程，应以搜集岩土工程勘察或水文地质资料为主。

4.3.11 岩体基坑工程勘察除查明基坑周围的岩层分布、风化程度、岩石破碎情况和各岩层物理力学性质外，还应查明岩体主要结构面的类型、产状、延展情况、闭合程度、填充情况、力学性质等，特别是外倾结构面的抗剪强度以及地下水情况，并评估岩体滑动、岩块崩塌的可能性。

4.3.12 桥涵和堤岸工程、盾构法施工的隧道工程和顶管法施工的管道工程等市政工程的岩土工程勘察应执行现行行业标准《市政工程勘察规范》CJJ56 的有关规定。港湾工程的岩土工程勘察应执行现行行业标准《港口岩土工程勘察规范》JTS133-1 的有关规定。

4.4 室内试验和原位测试

4.4.1 室内土工试验类别、试验项目、测定参数及其工程应用可依据表 4.4.1 的规定。

表 4.4.1 室内土工试验项目、参数与工程应用表

试验类别	试验项目	测定参数	主要工程应用
物理性质	含水量 密度 比重	含水量 ω 密度 ρ 比重 γ	土的基本参数计算
	液限 塑限	液限 ω_L 塑限 ω_p	1 黏性土的分类; 2 判定黏性土状态
	颗粒分析	颗粒大小分布曲线 不均匀系数 $C_u=d_{60}/d_{10}$ 曲率系数 $C_c=d_{30}^2/(d_{10}\cdot d_{60})$ 有效粒径 d_{10} 中间粒径 d_{30} 平均粒径 d_{50} 界限粒径 d_{60}	1 粉土和砂土的分类; 2 确定黏粒含量、判别液化; 3 评价流砂、管涌可能性
	烧失量	烧失量 Q	有机质土的分类
水理性质	渗透	渗透系数 k_v 、 k_h	1 土层渗透性评价; 2 降水设计
力学性质	固结	$e-p$ 曲线 压缩系数 a 压缩模量 E_s 回弹模量 E	沉降计算
	固结	$e-\log p$ 曲线 先期固结压力 p_c 超固结比 OCR 压缩指数 C_c 回弹指数 C_s	1 土的应力历史评价; 2 考虑应力历史的沉降计算
		固结系数 C_v 、 C_h 次固结系数 c_a	黏性土沉降速率和固结度的计算
	直剪快剪	内摩擦角 φ_q 黏聚力 c_q	黏性土地基骤然加荷时的稳定性计算
	直剪固快	内摩擦角 φ 黏聚力 c	1 天然地基承载力验算; 2 基坑及边坡稳定验算
	直剪慢剪	内摩擦角 φ_s 黏聚力 c_s	边坡长期稳定性验算
	三轴不固结不排水剪 (UU)	内摩擦角 φ_u 黏聚力 c_u	施工速度较快、排水条件差的黏性土地基施工期稳定性验算; 地基承载力计算; 桩周土极限摩阻力计算; 桩端下软弱下卧层强度验算

续表 4.4.1

力学性质	三轴固结不排水剪 (CU)	总应力内摩擦角 φ_{cu} 总应力黏聚力 c_{cu} 有效应力内摩擦角 φ' 有效应力黏聚力 c'	1 考虑上部荷载引起地基强度增长、固结后地基稳定性验算; 2 一级基坑稳定性验算
	三轴固结排水剪 (CD)	内摩擦角 φ_d 黏聚力 c_d	施工速度缓慢、排水条件良好的地基长期稳定性验算
	无侧限抗压强度	抗压强度 q_u 灵敏度 S_t	饱和软黏性土地基施工期稳定性验算
	静止侧压力系数	侧压力系数 k_0	静止侧压力计算
	击实	最大干密度 ρ_{max}	填土压实质量控制
	承载比	承载比 $CBR_{2.5}$ 或 $CBR_{5.0}$ 浸水后吸水膨胀量	路面基层和底层材料以及各种土料的强度检测
	动三轴 (动单剪)	应变幅度 $10^{-4} \sim 10^{-1}$ 范围的动弹性模量 E_d 、动剪切模量 G_d 、阻尼比、抗液化强度	1 动力反应分析; 2 地基液化判别

4.4.2 常用的原位测试方法及工程应用可依据表 4.4.2。

表 4.4.2 常用原位测试方法、适用土性及主要工程应用

测试方法	适用土性	主要工程应用
静力触探试验 (包括单桥、双桥和孔压)	黏性土、粉土、砂土、素填土、冲填土和新加固的复合地基	1 获得直观连续的土性及力学性质变化柱状图, 划分土层; 2 估算土的力学参数; 3 估算地基土承载力; 4 判别场地地基液化; 5 选择桩基持力层、估算单桩承载力、判断沉桩可能性; 6 检验地基加固效果; 7 孔压静探进行消散试验后, 可估算土的固结系数

续表 4.4.2

标准贯入试验	砂土和粉土，也可用于一般黏性土	1 采取扰动土样，确定土名； 2 判定砂土和砂质粉土的密实度和相对密度； 3 估算砂土和砂质粉土的内摩擦角和压缩模量； 4 判别场地地基液化； 5 估算单桩承载力； 6 判别沉桩可能性
十字板剪切试验	饱和软黏性土	1 测定原位应力条件下软黏性土的不排水抗剪切强度； 2 估算软黏性土的灵敏度； 3 估算地基土承载力； 4 判定软黏性土的固结历史； 5 验算软黏性土边坡的稳定性
静载荷试验 (包括平板和螺旋板)	平板载荷试验适用浅层地基土；螺旋板载荷试验适用深层地基土。	1 确定地基土承载力； 2 估算土的变形模量； 3 估算土的竖向基床系数
现场渗透试验 (包括单孔或多孔注水或抽水)	各类地基土	1 重要工程或深基坑工程测定土的渗透系数； 2 多孔试验还可确定地下水渗流影响半径
旁压试验	黏性土、粉土和砂土等	1 估算地基土承载力； 2 估算土的旁压模量、旁压剪切模量及侧向基床系数； 3 估算软黏性土的不排水抗剪强度和砂土的内摩擦角； 4 自钻式旁压试验可确定土的原位水平应力(或静止侧压力系数)
扁铲侧胀试验	黏性土、粉土和松散~中密的砂土	1 可获得直观的连续的土性变化柱状图，划分土层、判定土类； 2 估算土的静止侧压力系数和侧向基床系数； 3 估算黏性土的不排水抗剪强度； 4 估算土的压缩模量； 5 判别场地地基液化
波速试验 (包括检层、跨孔或多孔法)	黏性土、粉土和砂土等土层，也适用于复合地基	1 划分场地类别； 2 提供地震反应分析所需的地基土动力参数(动剪切模量、动弹性模量、动泊松比、场地卓越周期等)； 3 判别场地地基液化； 4 检验地基加固效果
轻型动力触探试验	填土、浅层黏性土和粉土	1 评价填土均匀性； 2 确定填土承载力； 3 检验地基加固效果

4.5 勘察报告

4.5.1 勘察报告可分为可行性研究勘察报告、初步勘察报告、详细勘察报告，各阶段勘察报告应分别满足相应设计阶段的技术要求。

4.5.2 可行性研究勘察报告，应阐述场地工程地质与水文地质条件，分析工程建设引发或遭受地质灾害的可能性，评价场地稳定性和适宜性，为场址选择、建设项目的技术经济方案比选提供依据。

4.5.3 初步勘察报告，应阐述场地地基土和地下水的基本分布特征，进一步评价场地的稳定性和适宜性，为合理确定建筑物总平面布置、选择地基基础结构类型和防治不良地质作用提供依据。

4.5.4 详细勘察报告，应详细阐述场地工程地质条件和环境条件，提供地基基础设计、施工所需的各土层物理力学性质参数，并对相关岩土工程问题作出针对性的分析评价、结论和建议。

4.5.5 勘察报告由文字和图表构成，其内容应符合现行标准《天津市岩土工程勘察规范》DB/T 29-247 的要求。

5 地基计算

5.1 基础埋置深度

5.1.1 建筑物基础的埋置深度，应按下列条件确定：

- 1 建筑物的用途、基础形式和构造，有无地下室、设备基础和地下设施；
- 2 作用在地基上的荷载大小和性质；
- 3 工程地质和水文地质条件；
- 4 相邻建筑物的基础埋置深度；
- 5 地基土冻胀和融陷的影响。

5.1.2 在满足地基承载力、变形和稳定性的要求下，基础埋深不宜小于 0.6m。

5.1.3 当基础埋深大于原有建筑物的基础埋深时，两基础间应保持一定的净距，其数值应根据荷载大小和土质情况确定，一般应取相邻两基础底面高差的 2 倍以上。

5.1.4 高层建筑物的基础埋置深度，应根据建筑的高度、体形、地基土质、抗震设防烈度等因素确定，满足地基承载力、变形和稳定性要求，以减少建筑物的整体倾斜，防止倾覆及滑移。抗震设防区，采用天然地基的箱基和筏基埋深不宜小于建筑物高度的 1/15；桩箱或桩筏基础的埋深（不计桩长）不宜小于建筑物高度的 1/18。

5.2 承载力计算

5.2.1 基础底面的压力，应符合下式要求：

1 当轴心荷载作用时

$$p_k \leq f_a \quad (5.2.1-1)$$

式中：

p_k ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均压力值；

f_a ——修正后的地基承载力特征值。

2 当偏心荷载作用时，除符合式(5.2.1-1)要求外，尚应符合下式要求：

$$p_{k \max} \leq 1.2f_a \quad (5.2.1-2)$$

式中： $p_{k \max}$ ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最大压力值。

5.2.2 基础底面的压力，可按下列公式确定：

1 当轴心荷载作用时

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \quad (5.2.2-1)$$

式中：

F_k ——相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值；

G_k ——基础自重和基础上的土重；

A ——基础底面面积。

2 当偏心荷载作用时

$$p_{k \max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \quad (5.2.2-2)$$

$$p_{k \min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \quad (5.2.2-3)$$

式中：

M_k ——相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值；

W ——基础底面的抵抗矩；

$p_{k \min}$ ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最小压力值。

当基础底面形状为矩形且偏心距 $e > b/6$ 时（图 5.2.2）时， $p_{k \max}$ 应按下式计算：

$$p_{k \max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \quad (5.2.2-4)$$

式中：

l ——垂直于力矩作用方向的基础底面边长；

a ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离；

b ——力矩作用方向基础底面边长。

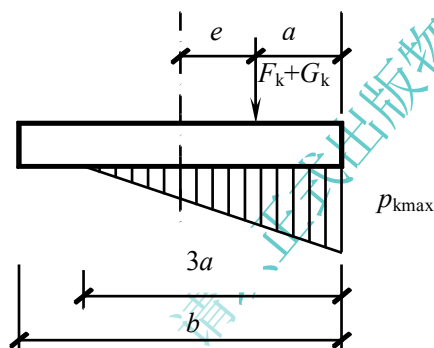


图 5.2.2 偏心荷载 ($e > b/6$) 下基底压力计算示意

5.2.3 地基承载力特征值可由载荷试验或其它原位测试、公式计算等方法结合工程实践经验综合确定。

5.2.4 采用物理指标确定地基土承载力，应按附录 A 的规定，求得统计修正后的物理指标 μ_k ，查表 5.2.4-1 至表 5.2.4-4，求得地基承载力特征值 f_{ak} 。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

表 5.2.4-1 黏性土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

液性指数 I_L	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
孔隙比 e					
0.60	280	250	220	200	——
0.70	240	220	200	185	160
0.80	210	190	170	160	135
0.90	190	170	155	130	110
1.00	170	155	140	110	——
1.10	150	140	120	100	——
1.20	135	120	110	90	——

表 5.2.4-2 粉土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

含水率 $w\%$	10	15	20	25	30	35	40
孔隙比 e							
0.50	410	390	365	——	——	——	——
0.60	310	300	280	270	——	——	——
0.70	250	240	225	215	205	——	——
0.80	200	190	180	170	165	——	——
0.90	160	150	145	140	130	125	——
1.00	130	125	120	115	110	105	100

注：分布沟、洼地、古运河及河漫地段的新近沉积土、根据实测或经验取值。

表 5.2.4-3 淤泥和淤泥质土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

原状土天然含水率 $w\%$	36	40	45	50	55	65	70
f_{ak} (kPa)	100	90	80	70	60	50	40

表 5.2.4-4 素填土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	7	5	4	3	2
f_{ak} (kPa)	160	135	115	85	65

注：本表适用于堆填时间超过 10 年的黏性土及超过 5 年的粉土。

5.2.5 根据经杆长修正后的标准贯入试验锤击数 N' 或轻型圆锥动力触探锤击数 N_{10} ，应按附录 A 统计修正后查表 5.2.5-2~5.2.5-5 确定土的承载力特征值。

标准贯入试验当杆长度大于 3m 时，锤击数应进行钻杆长度修正。

$$N' = \alpha N \tag{5.2.5}$$

式中：

N' ——经修正后标准贯入试验锤击数；
 N ——标准贯入试验锤击数；
 α ——触探杆长校正系数，可按表 5.2.5-1 确定。

表 5.2.5-1 解探杆长校正系数

触探杆长度 (m)	≤	6	9	12	15	18	21
α	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

表 5.2.5-2 砂土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

土类 \ N'	10-15	15-30	> 30
	稍密	中密	密实
中、粗砂	180~250	250~340	340~500
粉、细砂	140~180	180~250	250~340

注：分布沟、洼地、古运河及河漫地段的新近沉积土，根据实测或经验取值。

表 5.2.5-3 粉土、黏性土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

N'	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_{ak} (kPa)	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

表 5.2.5-4 粉土、黏性土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

N_{10}	15	20	25	30
f_{ak} (kPa)	105	145	190	230

表 5.2.5-5 素填土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

N_{10}	10	20	30	40
f_{ak} (kPa)	85	115	135	160

注：本表适用于堆填时间超过 10 年的黏性土及超过 5 年的粉土

5.2.6 当基础埋置深度大于 1.0m 时，从载荷试验或其它原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值，尚应按下式修正：

$$f_a = f_{ak} + \eta_d \gamma_m (d-1.0) \tag{5.2.6}$$

式中：

- f_a ——修正后的地基承载力特征值；
- f_{ak} ——地基承载力特征值，按本规范第 5.2.3 条的原则确定；
- η_d ——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，按基底下土的类别查表 5.2.6 取值；

γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度，位于地下水位以下的土层取有效重度；

d ——基础埋置深度（m），一般自室外地面标高算起。在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上部结构施工后完成时，应从天然地面标高算起。对于地下室，如采用箱形基础或筏基时，基础埋置深度自室外地面标高算起；当采用独立基础或条形基础时，应从室内地面标高算起。

表 5.2.6 基础埋深的承载力修正系数 η_d

土的类别 e	≤ 0.6	0.7	0.8	0.9	≥ 1.0
黏性土	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
粉土	2.3	1.8	1.5	1.2	1.0

注：对淤泥及淤泥质土取 $\eta_d=1.0$ 。

5.2.7 当偏心距 e 小于或等于 0.033 倍基础底面宽度时，根据土的抗剪强度指标确定地基极限承载力标准值可按下式计算，并应满足变形要求：

$$f_k = \frac{1}{2} \gamma b N_\gamma S_\gamma + \gamma_m d N_q S_q + c_k N_c S_c \quad (5.2.7-1)$$

式中：

N_γ 、 N_q 、 N_c ——竖向压力作用下地基承载力系数（附录 B）；

f_k ——地基极限承载力标准值；

γ ——基础底面以下土的重度，地下水位以下取浮重度；

γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度，位于地下水位以下的土层取有效重度；

b ——基础底面宽度；

l ——基础底面长度；

c_k ——黏聚力标准值；

S_γ 、 S_q 、 S_c ——基础形状系数，按式（5.2.7-2）、（5.2.7-3）确定。

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{b}{l} \quad (5.2.7-2)$$

$$S_q = S_c = 1 + 0.2 \frac{b}{l} \quad (5.2.7-3)$$

5.2.8 当采用式 (5.2.7-1) 确定地基承载力时, 特征值为:

$$f_a = \frac{f_k}{k} \quad (5.2.8)$$

式中: k ——地基承载力安全系数; 当采用式 (5.2.7-1) 时, 取 $k=3$ 。

5.2.9 当地基受力层范围内有软弱下卧层时, 应按下式验算:

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (5.2.9-1)$$

式中:

p_z ——相应于荷载效应标准组合时, 软弱下卧层顶面处的附加压力值;

p_{cz} ——软弱下卧层顶面处土的自重压力值;

f_{az} ——软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值。

对条形基础和矩形基础, 式 (5.2.9-1) 中的 p_z 值可按下列公式简化计算:

条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (5.2.9-2)$$

矩形基础

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (5.2.9-3)$$

式中:

b ——矩形基础或条形基础底边的宽度;

l ——矩形基础底边的长度;

- p_c ——基础底面处土的自重压力值；
- z ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离；
- θ ——地基压力扩散线与垂直线的夹角，可按表 5.2.9 采用。

表 5.2.9 地基压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	$z = b / 4$	$z = b / 2$	$z \geq b$
1	4	12	22
3	6	22	24
5	10	25	27
10	20	30	30

注：表中 E_{s1} 及 E_{s2} 为软弱下卧层顶面上层土及软弱下卧层土的压缩模量。此
处压缩模量为由压力 100kPa 至 200kPa 区段的模量值。

5.3 变形计算

- 5.3.1 建筑物的地基变形计算值，不应大于地基变形允许值。
- 5.3.2 地基变形特征可分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜。
- 5.3.3 建筑物的地基变形允许值，可按表 5.3.3 规定采用。对表中未包括的建筑物，其地基变形允许值可根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求确定。

表 5.3.3 建筑物的地基变形允许值

变形特征		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜		0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差	框架结构	0.002/	0.003/
	砌体墙填充的边排柱	0.0007/	0.001/
	当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005/	0.005/
单层排架结构（柱距为 6m）柱基的沉降量（mm）		-120	200
桥式吊车轨道的倾斜（按不调整轨道考虑）	纵向	0.004	
	横向	0.003	
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leq 24$	0.004	
	$24 < H_g \leq 60$	0.003	
	$60 < H_g \leq 100$	0.0025	

续表 5.3.3

	$H_g > 100$	0.002
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量 (mm)		200
整体大面积基础单体建筑的基础挠度		0.5‰
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leq 20$	0.008
	$20 < H_g \leq 50$	0.006
	$50 < H_g \leq 100$	0.005
	$100 < H_g \leq 150$	0.004
	$150 < H_g \leq 200$	0.003
	$200 < H_g \leq 250$	0.002
高耸结构基础的沉降量 (mm)	$H_g \leq 100$	400
	$100 < H_g \leq 200$	300
	$200 < H_g \leq 250$	200

注：1 本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值；

2 有括号者仅适用于中压缩性土；

3 l 为相邻柱基的中心距离 (mm)； H_g 为自室外地面起算的建筑物高度 (m)；

4 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值；

5 局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6~10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值；

6 挠度指基础最大沉降与该处基础平均沉降的差值除以主体建筑宽度的比值。

5.3.4 计算地基变形时，地基内的应力分布，可采用各向同性均质线性变形体理论。其最终变形量可按下式计算：

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (\bar{z}_i \alpha_i - \bar{z}_{i-1} \alpha_{i-1}) \quad (5.3.4)$$

式中：

s ——地基最终变形量 (mm)；

s' ——按分层总和法计算出的地基变形量；

ψ_s ——沉降计算经验系数。市区范围内 $\psi_s = 1.0$ ，滨海地区 $\psi_s = 1.3$ ；

n ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数 (图 5.3.4)；

p_0 ——对应于荷载效应准永久组合时的基础底面处的附加压力 (kPa);

E_{si} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量 (MPa), 应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算;

z_i 、 z_{i-1} ——基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离 (m);

$\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ ——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数, 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 附录 K 取值。

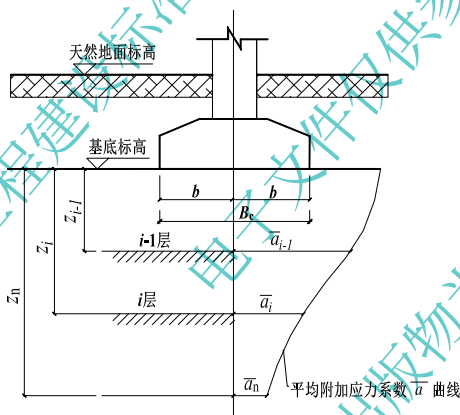


图 5.3.4 基础沉降计算的分层示意图

5.3.5 基础沉降计算应考虑相邻基础影响。沉降计算深度自基础底面算起, 计算到附加压力等于土层自重压力 10% 处。

5.3.6 估算基础最终沉降量时, 可采用以下简化方法:

1 基础底下的附加应力简化为一梯形图 (图 5.3.6)。沉降计算等效深度 z_s 由附录 D 确定。

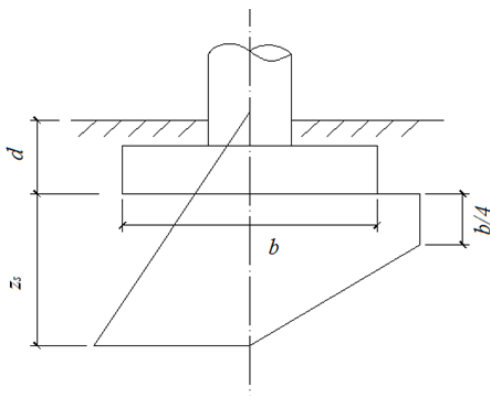


图 5.3.6 沉降简化计算示意图

2 最终沉降量 s (mm) 近似计算式为:

$$s = \psi_s \frac{p_0}{E_s} \left[\frac{z_s}{2} + \frac{b}{8} \right] \quad (5.3.6)$$

式中: $\overline{E_s}$ ——沉降计算等效深度范围内, 地基土层压缩模量的加权平均值, 按实际压力范围取值 (MPa)。

3 建筑外包基础平面内有空隙时, 计算基础底面附加压力可乘上基础面积系数 ω (即 ωp_0), ω 为基础净面积和基础外包面积之比。

5.3.7 当采用分层总和法计算建筑基础倾斜时, 其计算值可乘以修正系数 ψ_d , 单层排架结构基础、独立基础 (沉降差) 或构筑物柔性基础时可取 $\psi_d=1.0$; 其他结构基础可取 $\psi_d=0.4\sim 0.6$ 。

5.4 稳定性计算

5.4.1 地基稳定性可采用圆弧滑动面法进行验算。最危险的滑动

面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩应符合下式要求：

$$M_R / M_S \geq 1.2 \quad (5.4.1)$$

式中：

M_R ——抗滑力矩；

M_S ——滑动力矩。

5.4.2 位于稳定土坡坡顶上的建筑，当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于 3m 时，其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离（图 5.4.2）应符合下式要求，但不得小于 2.5m：

条形基础

$$a \geq 3.5b - \frac{d}{\tan \beta} \quad (5.4.2-1)$$

矩形基础

$$a \geq 2.5b - \frac{d}{\tan \beta} \quad (5.4.2-2)$$

式中：

a ——基础底面外边缘线至坡顶的水平距离；

b ——垂直于坡顶边缘线的基础底面边长；

d ——基础埋置深度；

β ——边坡坡角。

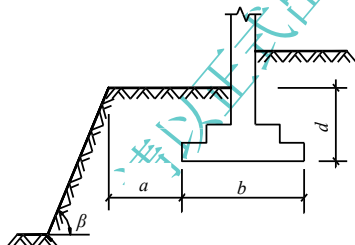


图 5.4.2 基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意图

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足式 (5.4.2-1)、(5.4.2-2) 的要求时, 可根据基底平均压力按公式 (5.4.1) 确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深。

当边坡坡角大于 45° 、坡高大于 8m 时, 尚应按式 (5.4.1) 验算坡体稳定性。

5.4.3 建筑物基础存在浮力作用时应进行抗浮稳定性验算。

对于简单的浮力作用情况, 基础抗浮稳定性应符合下式要求:

$$\frac{G_k}{N_{w,k}} \geq K_w \quad (5.4.3)$$

式中:

G_k ——建筑物自重及压重之和;

$N_{w,k}$ ——浮力作用值;

K_w ——抗浮稳定安全系数, 一般情况下可取 1.05。

抗浮稳定性不满足设计要求时, 可采用增加压重或设置抗浮构件等措施。在整体满足抗浮稳定性要求而局部不满足时, 也可采用增加结构刚度的措施。

6 边坡稳定

6.1 一般规定

6.1.1 边坡稳定分析是针对除港湾工程以外的建筑边坡。

6.1.2 土质边坡稳定验算时，应根据地质条件和土的物理力学指标基本相同的原则，将场地划分为若干区段，统计土性指标用于进行稳定验算。

6.1.3 进行边坡稳定验算，必须考虑边坡所受荷载、周围环境水及地下水(包括承压水)、渗流等对边坡稳定的影响。

6.1.4 地震作用下的边坡稳定验算，应按有关规定执行。对建筑工程，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 执行；对市政工程，应按国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 和现行行业标准《水运工程抗震设计规范》JTJ225 执行。

6.2 抗剪强度指标

6.2.1 边坡和地基稳定的使用期（持久状况）验算时，土的抗剪强度宜采用三轴固结不排水剪强度指标、直剪固结快剪强度指标、十字板剪强度指标、无侧限抗压强度指标；有条件时可采用有效剪强度指标；有经验时也可采用直剪快剪强度指标。对不易固结的饱和黏性土地基，采用直剪固结快剪强度指标、有效剪强度指标时，应采用与计算情况相适应的固结度、孔隙水压力。

6.2.2 边坡和地基稳定的施工期（短暂状况）验算时，土的抗剪强度宜采用十字板剪强度指标、无侧限抗压强度指标、三轴不固结不排水剪强度指标；有经验时也可采用直剪快剪强度指标。

6.2.3 验算边坡稳定时，对于开挖区，宜采用卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标。

6.2.4 对经加固处理和加荷速率缓慢土体有一定固结度的边坡，宜考虑土体固结的强度增长。强度增长计算方法见 7.8.14 节的有关规定。

6.2.5 对处于软塑状态和流塑状态的黏性土，应采用薄壁取土器取样进行室内剪切试验。

6.2.6 各土层的抗剪强度指标每层土不应少于 6 件；对稳定起控制作用的土层，宜取 10 件。填土及表层土不宜少于 6 件。抗剪强度指标统计方法见附录 A。

6.3 边坡设计

6.3.1 当工程场地有放坡条件，且无不良地质作用时，宜采用坡率法。

6.3.2 有下列情况之一的边坡，不宜单独采用坡率法，可与其他边坡加固方法联合使用：

- 1 放坡开挖对周边环境有不利影响的边坡；
- 2 地下水发育的边坡；
- 3 软弱土层等稳定性差的边坡；
- 4 坡体内有外倾软弱结构面或深层滑动面的边坡；
- 5 坡底临近软弱土层层顶的边坡；
- 6 单独采用坡率法不能有效改善整体稳定性的边坡；
- 7 地质条件复杂的边坡。

6.3.3 土质边坡的坡率允许值应根据工程经验，按工程类比的原则并结合已有稳定边坡的坡率值分析确定。当无经验且土质均匀良好、地下水位较低、无不良地质作用和地质环境条件简单时，边坡坡率允许值可按表 6.3.3 确定。

表 6.3.3 土质边坡坡率允许值

边坡土体类别	状态	坡率允许值（高宽比）	
		坡高小于 5m	坡高 5m~10m
碎石土	密实	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
	中密	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00
	稍密	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
黏性土	坚硬	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
	硬塑	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50
	软塑	1:1.50~1:2.00	-----

- 注：1 碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的黏性土；
- 2 对于砂土或充填物为砂石的碎石土，其边坡坡率允许值应按砂土或碎石土的自然休止角确定。

6.3.4 在边坡保持整体稳定的条件下，岩质边坡开挖的坡率允许值应根据工程经验，按工程类比的原则结合已有稳定边坡的坡率值分析确定。对无外倾软弱结构面的边坡，放坡坡率可按表 6.3.4 确定。

表 6.3.4 岩质边坡坡率允许值

边坡岩体类型	风化程度	坡率允许值（高宽比）		
		$H<8m$	$8m\leq H<15m$	$15m\leq H\leq 25m$
Ⅰ类	未（微）风化	1:0.00~1:0.10	1:0.10~1:0.15	1:0.15~1:0.25
	中等风化	1:0.10~1:0.15	1:0.15~1:0.25	1:0.25~1:0.35
Ⅱ类	未（微）风化	1:0.10~1:0.15	1:0.15~1:0.25	1:0.25~1:0.35
	中等风化	1:0.15~1:0.25	1:0.25~1:0.35	1:0.35~1:0.50
Ⅲ类	未（微）风化	1:0.25~1:0.35	1:0.35~1:0.50	——
	中等风化	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75	——
Ⅳ类	未（微）风化	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00	——
	中等风化	1:0.75~1:1.00	——	——

注： 1 H —边坡高度；

2 IV类强风化包括各类风化程度的极软岩；

3 全风化岩体可按土质边坡坡率取值。

6.3.5 有下列情况之一的边坡坡率允许值应通过稳定性计算分析确定：

1 坡体内有外倾软弱结构面的岩质边坡；

2 土质较软的边坡；

3 坡顶边缘附近有较大荷载的边坡；

4 边坡高度超过表 6.3.3 和表 6.3.4 范围的边坡。

6.3.6 填筑坡的坡率允许值应根据边坡稳定性计算结果并结合地区经验确定。

6.3.7 高度较大的边坡应分级开挖放坡。分级放坡时应验算边坡整体的和各级的稳定性。

6.4 边坡稳定验算

6.4.1 土质边坡的稳定计算，可按平面问题考虑，宜采用圆弧滑动面计算。有软土夹层和倾斜岩面等情况时，尚宜采用非圆弧滑动面计算。计算方法可采用总应力法或有效应力法。

6.4.2 对不同情况的边坡稳定性验算(见图 6.4.2)，其危险滑弧均应满足以下极限状态设计表达式：

$$F_{st} \leq \frac{M_R}{M_S} \quad (6.4.2-1)$$

式中：

F_{st} ——边坡稳定安全系数；

M_S ——作用于危险滑动面上滑动力矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)；

M_R ——危险滑动面上抗滑力矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)。

超载 (kPa)。可变作用的标准值,对建筑工程应根据现行国家标准《建筑工程荷载规范》GB50009 确定;对市政工程,应按市政工程的有关规定确定。对地面荷载或超载应根据实际情况确定;

h_{li} ——第 i 土条零压线 (浸润线) 以上的高度 (m);

γ_{li} ——与 h_{li} 对应的土的天然重度 (kN/m^3);

h_{2i} ——第 i 土条零压线 (浸润线) 以下,坡前水位以上的土条高度 (m)。对建筑工程,坡前水位为相应计算情况的坑 (基坑) 内水位;对市政工程,宜根据实际情况确定坡前水位;

γ_{2i} ——与 h_{2i} 相对应的土的饱和重度 (kN/m^3);

h_{3i} ——第 i 土条坡前水位以下高度 (m);

γ'_{3i} ——与 h_{3i} 相对应的土的浮重度 (kN/m^3);

b_i ——第 i 土条宽度 (m);

α_i ——第 i 土条滑弧中点切线与水平线的夹角 ($^\circ$);

M_p ——其他原因引起的滑动力矩 ($\text{kN}\cdot\text{m/m}$);

R ——滑弧半径 (m);

上式中,若边坡前后水位一致 (无渗流) 时,应取 $h_{2i}=0$ 。

2 对 M_R 应根据不同计算情况,选取土的不同强度指标、不同计算模式按照第 6.4.3 条、6.4.4 条的有关规定计算。对于建筑工程土坡稳定应重点验算施工期的稳定性,对基坑工程应验算基坑开挖的稳定性。

6.4.3 对于设计使用期 (持久状况) 和施工期 (短暂状况) 抗滑力矩可采用不同抗剪强度指标及其相应的计算模式应用 (6.4.3-1) 式计算:

1 简单条分法

$$M_R = \sum [c_{ki} l_i + (q_{ki} + \gamma_{li} h_{li} + \gamma'_{2i} h_{2i} + \gamma'_{3i} h_{3i}) b_i \cos \alpha_i \tan \varphi_{ki}] + M_{RP} \quad (6.4.3-1)$$

式中:

c_{ki} 、 φ_{ki} ——分别为第 i 土条滑动面上的黏聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$) 的标准值;

l_i ——第 i 土条滑弧长度 (m), $l_i=b_i/\cos\alpha_i$;

γ'_{2i} ——与 h_{2i} 对应的土的浮重度 (kN/m^3), h_{2i} 的意义见第 6.4.2 条的有关规定;

M_{RP} ——由建筑工程基坑支护桩产生的每延米抗滑力矩 ($\text{kN}\cdot\text{m/m}$); 可按式 (6.4.3-2) 计算, 计算图示见图 6.4.3。

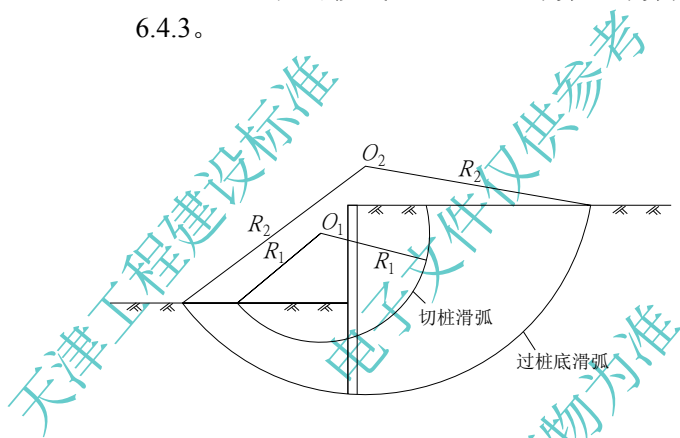


图 6.4.3 桩抗力矩计算图示

$$M_{\text{RP}} = R \cos \alpha_i \sqrt{\frac{2M_c \gamma h_i (K_p - K_a)}{d + \Delta d}} \quad (6.4.3-2)$$

式中:

M_{RP} ——每延米边坡中的桩产生的抗滑力矩 ($\text{kN}\cdot\text{m/m}$);

α_i ——桩与滑弧切点至圆心连线与垂线的夹角 ($^{\circ}$);

M_c ——每根桩身允许发挥的抗弯力矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$);

h_i ——切桩滑弧面至坡面的距离 (m);

γ —— h_i 范围内土的重度 (kN/m^3);

K_p 、 K_a ——分别为土的被动与主动土压力系数；

d ——桩径 (m)；

Δd ——两桩间的净距离 (m)。

对于地连墙支护 $d + \Delta d = 1.0m$ 。

在式 (6.4.3-1) 中，如土坡前后水位一致时，应取 $h_{2i} = 0$ 。

2 简化毕肖普 (Bishop) 法

$$M_R = \sum R [c_{ki} b_i + (q_{ki} + \gamma_{1i} h_{1i} + \gamma'_{2i} h_{2i} + \gamma'_{3i} h_{3i} - u_i) b_i \tan \varphi_{ki}] + \frac{1}{m_{ai}} \quad (6.4.3-3)$$

$$m_{ai} = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \varphi_{ki}}{F_s} \quad (6.4.3-4)$$

式中：

F_s ——边坡稳定系数，为试算滑动面上抗滑力矩与滑动力矩之比；

u_i ——第 i 土层滑动面上，水头超过零压线（浸润线）以上的孔隙水压力 (kPa)。

上式 (6.4.3-3) 中，当边坡前后水位一致时，应取 $h_{2i} = 0$ 。

当 $m_{ai} \leq 0.2$ 时，此法不应采用。

3 采用有效剪指标的简化毕肖普 (Bishop) 法

$$M_R = \sum R [c'_{ki} b_i + (q_{ki} + \gamma_{1i} h_{1i} + \gamma'_{2i} h_{2i} + \gamma'_{3i} h_{3i} - u_i) b_i \tan \varphi'_{ki}] + \frac{1}{m'_{ai}} \quad (6.4.3-5)$$

$$m'_{ai} = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \varphi'_{ki}}{F_s} \quad (6.4.3-6)$$

式中： c'_{ki} 、 φ'_{ki} ——分别为有效抗剪强度指标的黏聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$) 标准值；

c'_{ki} 和 φ'_{ki} 宜用测量孔隙水压力的三轴固结不排水剪试验确定，也可用直剪仪进行慢剪试验测定。

F_s 的意义见式 (6.4.3-4)。

上式中：当边坡前后水位一致时，应取 $h_{2i} = 0$ ；当 $m_{ai} \leq 0.2$ 时，

此法不应采用。

4 采用十字板剪和三轴不固结不排水剪强度指标的方法

$$M_R = \sum RS_{uk_i} L_i + M_{RP} \tag{6.4.3-7}$$

式中： S_{uk_i} ——第 i 土条滑动面上十字板剪强度指标的标准值或其他总强度指标的标准值（kPa）。

上式中 M_{RP} 的意义见式(6.4.3-1)，对建筑工程基坑支护桩宜考虑 M_{RP} 的抗滑作用。

6.4.4 对设计使用期（持久状况）和施工期（短暂状况），土坡稳定计算采用的强度指标、计算公式及各种计算情况的说明，可按表 6.4.4 采用。

表 6.4.4 各种计算情况采用的强度指标、适用条件、计算模式及说明

设计状况	强度指标及适用条件			M_R 及 M_s 计算公式	说明
	强度指标	适用条件			
			建筑工程	市政工程	
设计使用期 （持久状况）	三轴固结不排水剪或直剪固结快剪	宜采用		（6.4.3-3）及 （6.4.2-2）	q 引起的抗滑力矩（抗力）可全部或部分采用，视土体在 q 作用下的固结程度而定； q 引起的滑动力矩（作用效应）应全部计入
				（6.4.3-1）及 （6.4.2-2）	
	十字板剪或无侧限抗压强度指标			（6.4.3-7）及 （6.4.2-2）	需考虑因土体固结引起的强度增长，强度增长计算方法见第 7.8.14 条规定
	有效剪		有条件时采用	（6.4.3-5）及 （6.4.2-2）	孔隙水压力采用与计算情况相应数值
	三轴不固结不排水剪			（6.4.3-7）及 （6.4.2-2）	需考虑因土体固结引起的强度增长，强度增长计算方法见第 7.8.14 条规定
施工期 （短暂状况）	十字板剪或无侧限抗压强度指标	宜采用		（6.4.3-7）及 （6.4.2-2）	
	有效剪	有条件时采用		（6.4.3-5）及 （6.4.2-2）	孔隙水压力采用与计算情况相应数值

续表 6.4.4

	三轴不固结不排水剪		(6.4.3-7) 及 (6.4.2-2)	
	直剪快剪	有经验时采用	(6.4.3-1) 及 (6.4.2-2)	

注：1 按非圆弧滑动面计算时，采用本表相应的强度指标；

2 建筑工程的施工期(短暂状况)主要指基坑开挖及施工过程。

6.4.5 对各类工程，应注意验算施工期（短暂状况）出现的各种不利情况。

6.4.6 非圆弧滑动面抗滑稳定验算可按现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB50330 有关规定计算。

6.4.7 对市政工程除应遵循上述有关规定外并应结合工程特点参照港湾工程的有关规定进行边坡和地基的整体稳定验算。

6.4.8 对各类工程，当验算局部有较大荷载、滑动范围受限制或局部有软土层的局部范围的稳定时，可计入滑动体侧面摩阻力对抗滑力矩 M_R 的影响。

6.4.9 边坡稳定安全系数 F_{st} 应按表 6.4.9 确定。

表 6.4.9 边坡稳定安全系数 F_{st}

稳定安全系数		安全等级		
		一级	二级	三级
边坡类型				
永久边坡	一般工况	1.35	1.30	1.25
	地震工况	1.15	1.10	1.05
临时边坡（毕肖普法）		1.25	1.20	1.15
临时边坡（简单条分法）		1.20	1.15	1.10

注：1 地震工况时，安全系数仅适用于滑塌区内无重要建筑物时。

2 对地质条件很复杂或破坏后果很严重的边坡工程，其稳定安全系数应适当提高。

3 边坡安全等级按照《建筑边坡工程技术规范》GB50330 的规定执行。

6.5 保证边坡稳定的措施

6.5.1 设计时应提出保证边坡稳定的施工措施，施工时应采用有利于边坡稳定的施工方法和施工进度。

6.5.2 设计过程中，若初步采用的边坡稳定性不足，应根据具体情况进行比较，选用合理措施，如放缓坡度、铺排水垫层、铺设土工织物加筋、打设竖向排水通道、设置减载平台和分期施加荷载等，以保证施工期和使用期的边坡稳定。

6.5.3 设计中应对加载、基坑开挖工程提出控制要求，并按相关规范要求提出边坡稳定监测及检测内容和监测控制指标。

6.5.4 边坡工程施工时，应根据工程的安全等级，设置监测点，监测施工过程中边坡应力及变形发展变化情况，做到信息化施工。以便及时发现隐患，采取应急措施。

6.5.5 施工期边坡的稳定性不足，应采取增加稳定的临时性措施，必须在施工中加强观测，以便及时发现可能出现的失稳迹象。当出现失稳迹象时，应及时采取应急措施，如削坡、坡脚压载、坡顶减载、井点排水、设置防滑板桩等。

6.5.6 在加载速率设计上，对灵敏度较高的软土，应充分考虑其扰动后强度降低的影响，应放慢加荷速率，以防失稳。

6.5.7 在坡顶或岸壁后吹填土时，应采用有效的排水措施，以防产生过大的水头差。基坑底部如有承压水影响稳定时，应采取临时降压措施。

6.5.8 堆放弃土应离坡肩一定距离，堆载不宜过高，并应考虑堆载产生的滑动力和超孔隙水压力的不利作用。

6.5.9 边坡应按设计要求开挖。当边坡可能被冲刷时，应采取防护措施。

6.5.10 为减少打桩震动对边坡稳定的影响，宜采取重锤低击、间

隔跳打、低频锤击、低潮停打等措施。如有两个桩架同时打桩，应相隔一定距离。有条件时，可采用静压。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

7 地基处理

7.1 一般规定

7.1.1 软弱地基处理一般可采用垫层、振动压密、小能量连续强夯、砂石桩、水泥土搅拌桩、刚性桩、砂垫层、堆载预压、真空预压、真空联合堆载预压等方法。

7.1.2 选择地基处理方法应根据场地地质条件、工程结构类型、设计要求、周围环境、材料来源、施工条件以及技术经济指标等因素综合考虑，经多方案比较后选定。也可选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方法。

7.1.3 软弱地基进行加固设计后，应选择代表性场地进行相应的试验和必要的测试，以检验处理效果和确定设计参数，同时为施工质量检测提供相关数据。

7.1.4 应建立完整的施工质量管理体系。应根据不同的施工工艺和土质条件制定相应的技术保证措施。施工中应有专人负责质量控制和监测，做好施工记录。施工中如发现地基土质与勘察报告不符等异常情况，应及时会同有关部门妥善解决。

7.1.5 经处理后的地基，按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对本规范确定的地基承载力特征值进行修正时，应符合下列规定：

1 大面积压实填土地基，基础宽度的地基承载力修正系数应取零；基础埋深的地基承载力修正系数，对于压实系数大于 0.95、

黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土, 可取 1.5, 对于干密度大于 2.1g/cm^3 的级配砂石可取 2.0;

2 其它处理地基, 基础宽度的地基承载力修正系数应取零, 基础埋深的地基承载力修正系数应取 1.0。

7.1.6 处理后的地基应满足建筑物地基承载力、变形和稳定性要求, 地基处理的设计尚应符合下列规定:

1 经处理后的地基, 当在受力层范围内仍存在软弱下卧层时, 应进行软弱下卧层地基承载力验算;

2 按地基变形设计或应做变形验算且需进行地基处理的建筑物或构筑物, 应对处理后的地基进行变形验算;

3 对建造在处理后的地基上受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物及构筑物, 应进行地基稳定性验算。

7.1.7 刚度差异较大的整体大面积基础的地基处理, 宜考虑上部结构、基础和地基共同作用进行地基承载力和变形验算。

7.1.8 处理后的地基应进行地基承载力和变形评价、处理范围和有效加固深度内地基均匀性评价, 以及复合地基增强体的成桩质量和承载力评价:

1 对散体材料复合地基增强体应进行密实度检验; 对有黏结强度复合地基增强体应进行强度及桩身完整性检验。

2 复合地基承载力的验收检验应采用复合地基静载荷试验, 对有黏结强度的复合地基增强体尚应进行单桩静载荷试验。

3 对多桩型复合地基, 应采用多桩型复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验。

4 采用多种地基处理方法综合使用的地基处理工程验收检验时, 应采用大尺寸承压板进行载荷试验。

7.1.9 地基处理所采用的材料, 应根据场地类别符合有关标准对耐久性设计与使用的要求。

7.2 复合地基计算

7.2.1 复合地基设计前，应在有代表性的场地上进行现场试验或试验性施工，以确定设计参数和处理效果。

7.2.2 复合地基承载力应通过复合地基静载荷试验或采用增强体静载荷试验结果和其周边土的承载力特征值结合经验确定，初步设计时，可按下列式估算承载力：

1 对散体材料增强体复合地基：

$$f_{\text{spk}} = [1 + m(n-1)]f_{\text{sk}} \quad (7.2.2-1)$$

式中：

f_{spk} ——复合地基承载力特征值 (kPa)；

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值 (kPa)，可按地区经验确定；无试验资料时，除灵敏度较高的土外，可取天然地基承载力特征值；

n ——复合地基桩土应力比，对砂石桩，无实测资料时可取 2~3，原土强度低取大值，原土强度高取小值；

m ——复合地基置换率， $m = d^2/d_e^2$ ； d 为桩身平均直径 (m)， d_e 为一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径 (m)；等边三角形布桩 $d_e = 1.05s$ ，正方形布桩 $d_e = 1.13s$ ，矩形布桩 $d_e = 1.13\sqrt{s_1s_2}$ ， s 、 s_1 、 s_2 分别为桩间距、纵向桩间距和横向桩间距。

2 对有黏结强度增强体复合地基：

$$f_{\text{spk}} = \lambda m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{\text{sk}} \quad (7.2.2-2)$$

式中：

λ ——单桩承载力发挥系数，可按地区经验取值；

m ——面积置换率；

R_a ——单桩承载力特征值 (kN);

A_p ——桩的截面积 (m^2);

β ——桩间土承载力发挥系数, 根据所选加固体类型, 可按地区经验取值。

3 对多桩型复合地基:

1) 对具有黏结强度的两种桩组合形成的多桩型复合地基, (长、短桩复合地基) 承载力特征值:

$$f_{spk} = m_1 \frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}} + m_2 \frac{\lambda_2 R_{a2}}{A_{p2}} \beta (1 - m_1 - m_2) f_{sk} \quad (7.2.2-3)$$

式中:

m_1 、 m_2 ——分别为桩 1、桩 2 的面积置换率;

λ_1 、 λ_2 ——分别为桩 1、桩 2 的单桩承载力发挥系数; 应由单桩复合地基试验按等变形准则或多桩复合地基静载荷试验确定, 有地区经验时也可按地区经验确定;

R_{a1} 、 R_{a2} ——分别为桩 1、桩 2 的单桩承载力特征值(kN);

A_{p1} 、 A_{p2} ——分别为桩 1、桩 2 的截面面积(m^2);

β ——桩间土承载力发挥系数, 无经验时可取 0.9~1.0;

f_{sk} ——处理后复合地基桩间土承载力特征值(kPa)。

2) 对具有黏结强度的桩与散体材料桩组合形成的复合地基承载力特征值:

$$f_{spk} = m_1 \frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}} + \beta [1 - m_1 + m_2(n-1)] f_{sk} \quad (7.2.2-4)$$

式中:

β ——仅由散体材料桩加固处理形成的复合地基承载力发挥系数;

n ——仅由散体材料桩加固处理形成复合地基的桩土应力比，
无实测资料时可取 2~3，原土强度低取大值，原土强度高取小值；

f_{sk} ——仅由散体材料桩加固处理后桩间土承载力特征值(kPa)。

3) 长-短桩组成的复合地基，应验算短桩底面标高处，仅由长桩组成的复合地基的承载力。

4 增强体单桩竖向承载力特征值可按式估算：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_{pi} + \alpha_p q_p A_p \quad (7.2.2-5)$$

式中：

u_p ——桩的周长(m)；

q_{si} ——桩周第 i 层土的侧阻力特征值 (kPa)，可按地区经验确定。无经验时，对于水泥搅拌桩、旋喷桩可按现行《建筑地基处理技术规范》JGJ79 或本规范确定；对素混凝土桩、钢筋混凝土桩，可按《建筑桩基技术规范》JGJ94 或本规范第 10 章方法确定；

l_{pi} ——桩长范围内第 i 层土的厚度(m)；

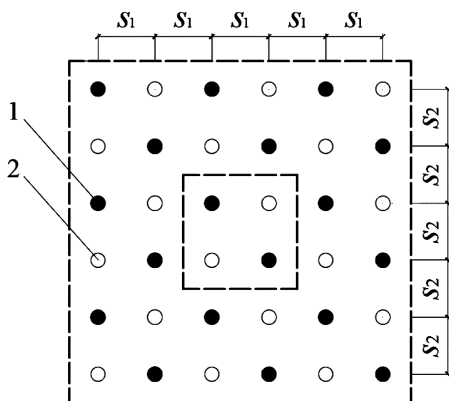
α_p ——桩端端阻力发挥系数，应按地区经验确定；

q_p ——桩端端阻力特征值 (kPa)，可按地区经验确定；对于水泥搅拌桩、旋喷桩应取未经修正的桩端地基土承载力特征值，对素混凝土桩、钢筋混凝土桩，可按《建筑桩基技术规范》JGJ94 或本规范第 10 章方法确定。

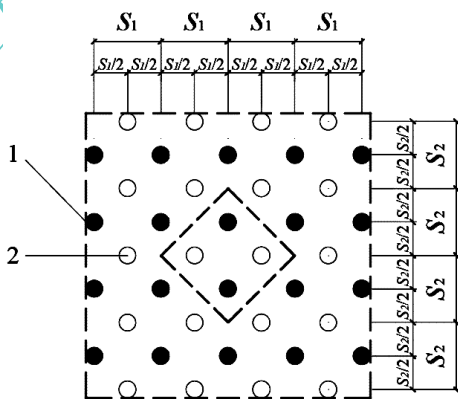
5 多桩型复合地基面积置换率，应根据基础面积与该面积范围内实际的布桩数量进行计算，当基础面积较大或条形基础较长时，可用单元面积置换率替代。

$$\text{当按图 7.2.2 (a) 布桩时, } m_1 = \frac{A_{p1}}{2S_1S_2}, \quad m_2 = \frac{A_{p2}}{2S_1S_2};$$

当按图 7.2.2 (b) 布桩且 $S_1 = S_2$ 时, $m_1 = \frac{A_{p1}}{S_1^2}$, $m_2 = \frac{A_{p2}}{S_1^2}$ 。



(a)



(b)

图 7.2.2 多桩型复合地基单元面积计算模型

(a) 矩形布桩, (b) 三角形布桩

1—桩 1, 2—桩 2

7.2.3 有黏结强度复合地基增强体桩身强度应满足式(7.2.3-1)的要求。当复合地基承载力进行基础埋深的深度修正时,增强体桩身强度应满足式(7.2.3-2)的要求。

$$f_{cu} \geq 4 \frac{\lambda R_a}{A_p} \quad (7.2.3-1)$$

$$f_{cu} \geq 4 \frac{\lambda R_a}{A_p} \left[1 + \frac{\gamma_m (d - 0.5)}{f_{spa}} \right] \quad (7.2.3-2)$$

式中:

f_{cu} ——桩体试块(边长 150mm 立方体)标准养护 28d 的立方体抗压强度平均值(kPa),对水泥土搅拌桩应满足 7.7.3 条的规定;

γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度(kN/m³),地下水位以下取浮重度;

d ——基础埋置深度(m);

f_{spa} ——深度修正后的复合地基承载力特征值(kPa)。

7.2.4 复合地基变形计算,应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 的有关规定,地基变形计算深度应大于复合土层的深度,并按如下方法进行计算:

1 复合地基的沉降由垫层压缩变形量、加固区复合土层压缩变形量(s_1)和加固区下卧土层压缩变形量(s_2)组成。当垫层压缩变形量小,且在施工期已基本完成时,可以忽略不计。复合地基沉降可按如下式计算:

$$s = s_1 + s_2 \quad (7.2.4-1)$$

式中:

s_1 ——复合地基加固区复合土层压缩变形量(mm);

s_2 ——加固区下卧土层压缩变形量(mm)。

2 对散体材料桩复合地基和柔性桩复合地基,计算复合地基

加固区复合土层压缩变形量 (s_i) 时, 可按下式计算复合土层压缩模量:

$$E_{spi} = mE_{pi} + (1-m)E_{si} \quad (7.2.4-2)$$

式中:

E_{spi} ——第 i 层复合土体的压缩模量 (kPa);

E_{pi} ——第 i 层桩体压缩模量 (kPa);

E_{si} ——第 i 层桩间土压缩模量 (kPa), 宜按当地经验取值, 如无经验, 可取天然地基压缩模量。

3 单一、等长刚性桩增强体, 当复合土层的分层与天然地基相同时, 各复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的 ζ 倍, ζ 值可按下式确定:

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \quad (7.2.4-3)$$

式中: f_{ak} ——基础底面下天然地基承载力特征值 (kPa)。

4 多桩型复合地基

1) 有黏结强度增强体的长短桩复合加固区、短桩桩端至长桩桩端加固区土层压缩模量提高系数应分别按下式计算:

$$\zeta_1 = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \quad (7.2.4-4)$$

$$\zeta_2 = \frac{f_{spk1}}{f_{ak}} \quad (7.2.4-5)$$

式中:

f_{spk1} 、 f_{spk} ——分别为仅由长桩处理形成复合地基承载力特征值和长短桩复合地基承载力特征值 (kPa);

ζ_1 、 ζ_2 ——分别为长短桩复合地基加固土层压缩模量提高系数和仅由长桩处理形成复合地基加固土层压缩模量提高系数。

2) 对由有黏结强度的桩与散体材料桩组合形成的复合地基加固区土层压缩模量提高系数可按下式计算:

$$\zeta_1 = \frac{f_{\text{spk}}}{f_{\text{spk2}}} [1 + m(n-1)] \alpha_f \quad (7.2.4-6)$$

或者

$$\zeta_1 = \frac{f_{\text{spk}}}{f_{\text{ak}}} \quad (7.2.4-7)$$

式中:

f_{spk2} ——仅由散体材料桩加固处理后复合地基承载力特征值 (kPa);

α_k ——处理后桩间土地基承载力的调整系数, $\alpha_k = f_{\text{sk}} / f_{\text{ak}}$;

m ——散体材料桩的面积置换率;

n ——仅由散体材料桩加固处理形成复合地基的桩土应力比, 无实测资料时可取 2~3, 原土强度低取大值, 原土强度高取小值。

7.2.5 复合地基的变形计算经验系数 ψ_s 可根据地区沉降观测资料统计值确定, 无经验取值时, 可采用表 7.2.5 的数值。

表 7.2.5 复合地基变形计算经验系数 ψ_s

$\overline{E_s}$ (MPa)	4.0	7.0	15.0	20.0	35.0
ψ_s	1.0	0.7	0.4	0.25	0.2

注: $\overline{E_s}$ 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值, 应按下式计算:

$$\overline{E_s} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i + \sum_{j=1}^m A_j}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_{\text{spi}}} + \sum_{j=1}^m \frac{A_j}{E_{\text{sj}}}} \quad (7.2.5)$$

式中:

A_i ——加固土层第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值;

A_j ——加固土层下第 j 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

7.2.6 处理后的复合地基承载力,应按本规范附录 E 的方法确定;复合地基增强体的单桩承载力,应按本规范附录 E 的方法确定。

7.2.7 对建造在复合地基上受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物及构筑物,或柔性堆载下的复合地基,应进行地基稳定性验算。复合地基的整体稳定分析可采用圆弧滑动法,其稳定安全系数不应小于 1.30。对散体加固材料加固体复合地基,加固体的抗剪强度指标可按加固体材料的密实度通过试验确定;对胶结材料加固体复合地基,胶结材料的抗剪强度指标,可按桩体断裂后滑动面材料的摩擦性能确定。

7.3 垫层法

7.3.1 垫层法可适用于淤泥、淤泥质土、素填土、冲填土、杂填土等软弱地基的浅层处理与低洼场地的填垫。不适用于建筑地基位于斜坡地带或可能发生滑坡、液化的地层,以及垫层下地基持力层土的压缩模量低于 2.5MPa 地基。

7.3.2 垫层法可分为素土垫层、灰土垫层、双灰垫层、土石屑垫层、砂石垫层及土工合成材料加筋垫层等。

7.3.3 垫层材料可采用素土、灰土、粉煤灰、土石屑、砂石、土工合成材料、矿渣及其它质地坚硬、性能稳定、无侵蚀性的工业废渣。垫层材料中的有机质含量不得大于 5%。

7.3.4 垫层设计应按以下规定进行:

1 垫层的厚度应根据换填软弱土的深度和下卧土层的承载力要求确定,一般不宜小于 0.5m,且不宜大于 3m。

2 垫层底面的长度 l' , 宽度 b' 应满足基础底面压力扩散的要

求，可按式（7.3.4-1）、（7.3.4-2）、（7.3.4-3）确定：

矩形基础

$$l' \geq l + 2z \tan \theta \quad (7.3.4-1)$$

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (7.3.4-2)$$

条形基础

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (7.3.4-3)$$

式中：

l ——矩形基础底边的长度；

b ——矩形基础或条形基础底边的宽度；

z ——垫层的厚度；

θ ——垫层的压力扩散角（°），可参照表 7.3.4 使用。

3 垫层顶面每边宜超出基础底边不小于 300mm，或从垫层底面两侧向上按开挖基坑要求放坡。

表 7.3.4 压力扩散角 θ （°）

z/b	换填材料 中砂、粗砂、砾砂、 土石屑、角砾、碎石	素土（黏性土、粉土） ($8 < I_p < 14$)	灰土、双灰
≤ 0.25	20	6	30
≥ 0.5	30	23	30

4 垫层的承载力特征值宜通过现场静载荷试验确定。对一般工程，当无试验资料时，可按表 7.3.5 选用。

表 7.3.5 各种垫层的承载力特征值

施工 方法	垫层材料类别	压实系数 λ_c 或干密度 ρ_d (t/m^3)	承载力特征值 f_a (kPa)
碾 压 或 振 密	卵石	$\lambda_c: 0.94 \sim 0.97$	200~300
	中砂、粗砂、砾砂		150~200
	土石屑 $0.4 < e \leq 0.5$	$\rho_d: 1.81 \sim 1.95$	100~120
	土石屑 $e \leq 0.4$	$\rho_d > 1.95$	120~150
	灰土、双灰	$\lambda_c: 0.93 \sim 0.95$	200~250
	黏性土	$\rho_d: 1.55 \sim 1.60$	120~140
	粉土	$\rho_d: 1.60 \sim 1.65$	100~120

注：1 压实系数 λ 为土的控制干密度与最大干密度的比值。碎石或卵石的
最大干密度可取 $2.0 \sim 2.2 t/m^3$ 。土的最大干密度可采用击实试验确
定；

- 2 压实系数小（或干密度小）的垫层，承载力特征值取低值，反之取高值；
- 3 表中 e 为孔隙比。

7.3.6 建筑物基础同时建造在天然地基与垫层上时，应采取措施防止建筑物产生不均匀沉降。

7.3.7 用作砂石垫层的材料应级配良好，不含植物残体、垃圾等杂质。当使用粉细砂时，应掺入 25%~30% 的碎石，碎石最大粒径不宜大于 50mm。砂垫层密实度的质量标准用砂的干密度控制，中砂取 1.6t/m^3 ，粗砂可取 1.7t/m^3 ，当符合上述要求时，垫层的压缩模量可取 24 MPa~30 MPa。

7.3.8 土石屑垫层采用的土石屑材料，其粒径 $d < 2\text{mm}$ 部分不得超过总重的 45%，含粉量（即粒径 $d = 0.075 \sim 0.005\text{mm}$ ）不得超过总重的 9%，含泥量（ $d < 0.005\text{mm}$ ）不得超过总重的 3%。土石屑含水量一般应控制在 8%~10% 之间。密实的土石屑垫层压缩模量可取 12 MPa。

7.3.9 素土垫层应采用黏性土或粉质黏土为垫层的土料，不得采用耕植土、冻土、淤泥质土作为垫层的土料。含水量应控制在其最优含水量 $\omega \pm 2\%$ 的范围内。最优含水量宜通过击实试验确定。

7.3.10 灰土垫层的灰土体积比宜为 3: 7 或 2: 8。土料宜用粉质黏土。土中不得含有松软杂质，对有胶泥块状的黏土严禁使用。土料应过筛，其粒径不得大于 15mm。土料为黏土时，其含水量应控制在 20%~24%，粉质黏土时在 18%~22%。灰料宜采用新鲜消石灰。生石灰的氧化钙含量不宜低于 80%。灰土垫层的密实度以压实系数控制，压实系数宜控制在 0.93~0.95。

7.3.11 双灰垫层的消石灰与粉煤灰体积比宜为 2: 8。采用新鲜消石灰，灰质要求同第 7.3.10 条。粉煤灰为火力发电厂燃烧煤粉后排出的湿渣。双灰的含水量应控制在 $35\% \pm 2\%$ 。

7.3.12 垫层的压实标准可按表 7.3.12 选用，矿渣垫层的压实系数

可根据满足承载力设计要求的试验结果,按最后两遍压实的压陷差确定。

表 7.3.12 各种垫层的压实标准

施工方法	换填材料类别	压实系数 λ_c
碾压 振密 或夯实	碎石、卵石	≥ 0.97
	砂夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)	
	土夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)	
	中砂、粗砂、砾砂、角砾、圆砾、石屑	
	粉质黏土	≥ 0.95
	灰土	≥ 0.95
	粉煤灰	≥ 0.95

注: 1 压实系数 λ_c 为土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 ρ_{dmax} 的比值; 土的最大干密度宜采用击实试验确定; 碎石或卵石的最大干密度可取 $2.1t/m^3 \sim 2.2t/m^3$;

2 表中压实系数 λ_c 系使用轻型击实试验测定土的最大干密度 ρ_{dmax} 时给出的压实控制标准, 采用重型击实试验时, 对粉质黏土、灰土、粉煤灰压实标准应为压实系数 $\lambda_c \geq 0.93$, 其它材料压实标准应为压实系数 $\lambda_c \geq 0.94$ 。

7.3.13 素土、灰土及双灰垫层分段施工时, 上下两层的缝距不得小于 500mm。不得在柱基、墙角及承重窗间墙下接缝。灰土和双灰应拌和均匀并当日铺填夯压。压实后的灰土或双灰垫层 3 天内不得受水浸泡。

7.3.14 土工合成材料施工, 应符合下列要求:

- 1 下铺地基土层顶面应平整;
- 2 土工合成材料铺设顺序应先纵向后横向, 且应把土工合成材料张拉平整、绷紧, 严禁有折皱;
- 3 土工合成材料的连接宜采用搭接法、缝接法或胶接法, 接缝强度不应低于原材料抗拉强度, 端部应采用有效方法固定, 防止筋材拉出;
- 4 应避免土工合成材料暴晒或裸露, 阳光暴晒时间不应大于

8h。

7.3.15 在地下水位以下的基坑（槽）内施工时，应将水位降到垫层底面 500mm 以下。

7.3.16 雨季施工应采取防雨排水措施；冬季施工时应采取防冻措施。

7.3.17 环刀法取样时，对大面积基坑每层在 $50\sim 100\text{m}^2$ 不应少于 1 个检验点；对条形基槽每层在 10m~20m 内不应少于 1 个检验点；每个单独柱基每层不应少于 1 个检验点；上述的每层均不得少于 6 个检验点。环刀取样点宜位于每层的 2/3 深度处。

7.3.18 加筋垫层中土工合成材料的检验应符合下列要求：

1 土工合成材料质量应符合设计要求、外观无破损、无老化、无污染；

2 土工合成材料应可张拉、无皱折、紧贴下承层，锚固端应锚固牢靠；

3 上下层土工合成材料搭接缝应交替错开，搭接强度应满足设计要求。

7.3.19 垫层地基承载力特征值就通过载荷试验（附录 C）确定，且每个单体工程不宜少于 3 个点；对于大型工程应按单体工程的数量或工程划分的面积确定检验点数。

7.3.20 垫层地基的变形由垫层自身变形和下卧层变形组成。换填垫层在满足本规范第 7.3.4~7.3.5 条的条件下，垫层地基的变形可仅考虑其下卧层的变形。对地基沉降有严格限制的建筑物，应计算垫层自身的变形。垫层下卧层的变形量可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定进行计算。

7.3.21 加筋土垫层所选用的土工合成材料尚应进行材料强度验算。

$$T_p \leq T_a \quad (7.3.21)$$

式中：

T_a ——土工合成材料在允许延伸率下的抗拉强度 (kN/m);

T_p ——相应于作用的标准组合时,单位宽度的土工合成材料的最大拉力 (kN/m)。

7.3.22 加筋土垫层的加筋体设置应符合下列规定:

- 1 一层加筋时,可设置在垫层的中部;
- 2 多层加筋时,首层筋材距垫层顶面的距离宜取 0.3 倍垫层厚度,筋材层间距宜取(0.3~0.5)倍的垫层厚度,且不应小于 200mm;
- 3 加筋线密度宜为 0.15~0.35。无经验时,单层加筋宜取高值,多层加筋宜取低值。垫层的边缘应有足够的锚固长度。

7.4 振动压密法

7.4.1 振动压密法可适用于处理砂、石、土石屑与含有炉渣、碎砖等杂填土地基以及非黏性土地基。处理前应查明地基土成分、厚度、均匀性及地下水位。

7.4.2 当采用振动力为 100kN 振动压密机时,其有效振动压密深度可为 1.0m~1.2m;振动力为 50kN 的振动压密机,其有效振动压密深度可为 0.50m~0.70m。

7.4.3 施工前应进行振动压密试验和效果检测,确定振密机类型、铺填厚度、振密遍数与振密效果的关系,用以指导施工及质量检测。

7.4.4 振动压密的加固范围:应加固至基础边缘向外延伸的距离不小于 0.50 倍的地基加固深度,且不小于 2m。

7.4.5 振动压密施工应分层进行,分层厚度要求参见表 7.3.12。虚铺厚度与压实厚度之比为 1.10~1.30。施工时振密机应从基槽外围沿周边向中间运行。振密机底板的搭接密度不得小于 100 mm。

7.4.6 振动压密施工时,地下水位距振密机底板应不小于 500mm。

7.4.7 对砂石、土石屑地基质量检验应按照第 7.3.18 条执行。对炉渣、碎砖等杂填土地基，应采用动力触探进行检验，并与施工前的振密效果试验数据相对照，以确定振密效果。发现有未达到设计要求的部位应进行补振。

7.4.8 振动压密后地基承载力特征值应通过静载荷试验（附录 C）确定，且每个单体工程不宜少于 3 个点；对于大型工程应按单体工程的数量或工程划分的面积确定检验点数。

7.5 小能量连续强夯法

7.5.1 小能量连续强夯法可适用于处理浅层的下列地基：

- 1 含有碎砖、瓦砾、炉灰等非黏性土填垫的地基；
- 2 浅层可液化的粉土地基；
- 3 含水量低于塑限的素填土地基。

7.5.2 夯击面与地下水位应保持一定距离。对于粉土应保持 1.70m 以上，素填土应保持 5.0m 以上。

7.5.3 地基土加固的有效深度应根据现场试验确定，也可按下式估算：

$$z = a \cdot (W_T \cdot h_0)^{\frac{1}{2}} \quad (7.5.3)$$

式中：

z ——地基土加固有效深度 (m)；

W_T ——锤重 (kN)；

h_0 ——落距 (m)；

a ——经验系数 (m/kN)²，一般取 0.1~0.2。当地基中设置排水通道时， a 可取高值。

7.5.4 一般采用重量为 36kN、65kN、100kN 的三种夯锤。锤底面积为 1.50m×1.50m 与 2.0m×2.0m 两种。锤应有上下贯通的排气孔，

孔径宜为 200mm~300mm。

7.5.5 地基加固前应选择有代表性的地段，根据设计要求进行试夯，夯击顺序可按图 7.5.5 编号顺序夯打，由外向内，一点一击。当隆起严重时，可采用由一侧向另一侧顺序夯击的方法。每夯击一遍则用水准仪测量地面的相应沉降。采用动力触探（ N_{10} 或 $N_{63.5}$ ）或其他方法进行检验，选择最佳夯击遍数与最佳落距，确定最佳夯实效果与质量检验标准。

1	7	4
3	9	6
2	8	5

图 7.5.5 夯击顺序示意图（方格大小与夯锤底面积相同）

7.5.6 地基加固范围：应加固至基础边缘向外延伸的距离不小于 0.5 倍的地基加固深度，且不小于 2m。处理可液化地基时，自基础边缘向外延伸的距离不小于 5m。

7.5.7 两遍夯击时间的间隔：素填土为黏性土时，可通过试验确定；粉土一般为 24 小时；粗颗粒土可不考虑间歇时间。

7.5.8 夯实效果可由夯实系数 α 结合其他原位测试方法综合确定， α 应大于 0.50，按下式计算：

$$\alpha_c = (V_1 - V_2) / V_1 \quad (7.5.8)$$

式中：

V_1 ——被夯场地夯沉的体积（ m^3 ）；

V_2 ——场地周围地面隆起的体积（ m^3 ）。

7.5.9 夯击时，距附近建筑物应大于 10m。在此范围内应采取适当的防震措施，如设防震沟等；在此范围以外也应注意振动的影响。

7.5.10 小能量连续强夯的施工应按如下步骤进行：

- 1 清理平整施工场地；
- 2 可参照图 7.5.5 自外围向内部标出第一遍的夯点位置，并测量场地高程；
- 3 起重机就位，夯锤对准夯点位置。自第一点开始，起吊夯

锤到预定高度、脱钩、夯锤自由下落；再起吊夯锤，按预定顺序逐点进行，直到最后一点；

4 推土机将场地推平，并测量场地高程；

5 重复第 2~4 步骤，逐次完成全部夯击遍数；

6 最后采用 (200~300) kN·m 的低能量普夯，将表层松散土夯实一遍，并测量夯后场地高程。

7.5.11 一般情况下，夯击遍数可采用 3~4 遍。

7.5.12 施工过程中，应随时检查各项施工参数和施工记录，不符合设计要求时，应及时采取有效措施进行补救。

7.5.13 质量检验：小能量连续强夯后静停一天即可进行检验。视地基土类别，可采取与试夯相同的检测手段，如动力触探 (N_{10} 或 $N_{63.5}$) 或其他手段检验其密实程度及均匀性。检验深度应不小于设计有效深度。

7.5.14 地基承载力特征值应通过载荷试验（附录 C）确定，且每个单体工程不宜少于 3 个点；对于大型工程，应按单体工程的数量和工程划分的面积确定检验点数。

7.6 砂石桩法

7.6.1 砂石桩法包括碎石桩、砂桩、砂石桩等。由密实的砂石桩与被振密、挤密的桩间土以及褥垫层共同组成砂石桩复合地基。可适用于挤密松散的砂土、素填土、杂填土以及砂性较大、含水量较低 ($w < 30\%$) 的粉土等地基。砂石桩法可用以处理可液化地基。

7.6.2 砂石桩材料宜选用天然级配的中砂、粗砂、土石屑、砾石、碎石等硬质材料。含泥量不得大于 5%，材料粒径不宜大于 50mm。

7.6.3 砂石桩桩孔内的填料量应通过现场试验确定，也可按砂石桩理论计算桩孔体积乘以充盈系数 β 确定， β 值一般为 1.15~1.30。

7.6.4 砂石桩挤密地基的范围，应超出基础边缘并向外延伸的距离不小于 0.50 倍的地基加固深度，且不少于两排桩；处理可液化地基时，除应满足不小于 0.50 倍的地基加固深度要求外，并不应小于 5 米。当可液化土层上覆盖有厚度大于 3m 的非液化土层时，每边超出基础边缘的宽度不宜小于液化层 1/2 厚度，并不小于 3m。

7.6.5 砂石桩的设计应按以下规定进行：

1 砂石桩的直径可根据地基土性质、施工设备及工艺等取为 300mm~600mm。

2 砂石桩的长度可根据工程对承载力与变形的要求通过计算确定，并可分区间予以变更。当处理可液化地基时，桩长应穿透可液化土层，或按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定确定；对按稳定性控制的工程，桩长应不小于最危险滑动面以下 2m 的深度。

3 砂石桩桩位宜采用等边三角形或正方形布置。

4 砂石桩的间距应通过现场试验确定。有经验时，也可按下列方法确定：

1) 松散粉土或砂土地基可根据地基密实后要求达到的孔隙比 e 计算。

$$\text{等边三角形布置 } s = 0.95d[(1+e_0)/(e_0-e_1)]^{1/2} \quad (7.6.5-1)$$

$$\text{正方形布置 } s = 0.89d[(1+e_0)/(e_0-e_1)]^{1/2} \quad (7.6.5-2)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_r(e_{\max} - e_{\min}) \quad (7.6.5-3)$$

式中：

$e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ ——分别为砂土的最大、最小孔隙比，可按国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123 的有关规定确定；

s ——砂石桩间距；

d ——砂石桩直径；

e_0 ——地基处理前砂土的孔隙比,可由原状土样试验确定,也可根据动力或静力触探等对比试验确定;

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比;

D_r ——地基挤密后要求砂土达到的相对密实度,可取 0.70~0.85。

2) 砂石桩间距不宜大于桩径的 4 倍。

3) 砂石桩间距可分区间予以变更,以调节建筑物地基的差异沉降。

7.6.6 砂桩处理的砂土地基的变形计算,应按本规范第 7.2.4~7.2.5 进行。在桩长范围内复合土层的压缩模量可按下式估算:

$$E_{sp} = E_s [1 + m(n-1)] \quad (7.6.6)$$

式中:

E_{sp} ——复合土层压缩模量 (MPa);

E_s ——桩间土压缩模量 (MPa);

n ——桩土荷载分担比,无实测资料时可取 2~3,原土强度低取大值,原土强度高取小值。

7.6.7 砂石桩的施工可采用振动沉管机、锤击沉管机或简易打桩机等机械。

7.6.8 施工前应进行成桩工艺和成桩挤密试验。当成桩质量不能满足设计要求时,应调整设计与施工参数后,重新进行试验或改变设计。

7.6.9 施工中应视地质条件选用适宜的桩尖结构,保证顺利出料和有效挤压孔内砂石料。保证桩身均匀和连续性,桩身的砂石料应达到中等以上密实状态。

7.6.10 砂石桩应间隔施工,并从地基的外围或两侧向中间进行。

7.6.11 施工时桩位的允许偏差不应大于 50mm,垂直度偏差不大于 1%。成桩直径不小于设计桩径的 5%,成桩长度不小于设计桩

长 100mm。孔内填料量不应少于设计填料量的 95%。

7.6.12 砂石桩的质量检验应按以下规定进行：

桩身质量和桩间土的挤密效果，可采用标准贯入、静力触探或轻便动力触探等原位测试方法进行检验。桩间土的检验位置应在桩间土的中心部位。

检测可通过抽查进行，检测数量应不少于桩总数的 2%。当检测结果有占检测总数 10%不满足设计要求时，应采取加桩或其他补救措施。

7.6.13 砂石桩复合地基承载力特征值应通过载荷试验（附录 E）确定。静载荷试验点的数量宜为桩总数量的 5%或地基处理面积每（200~250）m²左右布置 1 个点，且每个单体工程不应少于 3 点。

7.6.14 质量检验时间一般可在施工结束后一周进行。

7.7 水泥土搅拌法

7.7.1 水泥土搅拌法是利用水泥作为固化主剂，通过搅拌机械地将软土和固化剂拌和，形成具有一定强度的水泥土加固体的方法。

7.7.2 水泥土搅拌法可适用于处理淤泥、淤泥质土、粉土、黏性土和素填土等地基。当地下水具有侵蚀性时，应通过试验确定其适用性。

7.7.3 设计前必须进行室内水泥土的抗压强度试验（附录 F）。水泥土试块龄期应取 90 天。针对现场地基土的性质选择合适的外加剂，为设计提供所需相应龄期的参数。

7.7.4 固化剂可采用 425#普通硅酸盐水泥或矿渣水泥，掺入量一般为被加固土重的 10%~20%，应根据室内配比试验、现场试验性桩检测结果综合确定。

7.7.5 桩长超过 10m 时,可采用固化剂变掺量设计。在全长桩身水泥总掺量不变的前提下,桩身上部 1/3 桩长范围内,可适当增加水泥掺量及搅拌次数;

7.7.6 水泥土搅拌桩复合地基的设计应按以下规定进行:

1 搅拌桩的长度应根据上部结构对地基承载力和变形的要求确定,并应穿透软弱土层到达地基承载力相对较高的土层;当设置的搅拌桩同时为提高地基抗滑稳定性时,其桩长应超过危险滑弧以下不少于 2.0m;干法的加固深度不宜大于 15m,湿法加固深度不宜超过 20m;

2 复合地基的承载力特征值,应通过现场单桩或多桩复合地基静载荷试验确定。初步设计时可按本规范公式(7.2.2-2)估算,处理后桩间土承载力特征值 f_{sk} (kPa),可取天然地基承载力特征值;桩间土承载力发挥系数 β ,对淤泥,淤泥质土、流塑状软土等处理土层,可取 0.1~0.4,对其它土层可取 0.4~0.8;单桩承载力发挥系数 λ 可取 1.0;

3 单桩承载力特征值,应通过现场静载荷试验确定。初步设计时可按式(7.2.2-5)估算,桩端端阻力发挥系数可取 0.4~0.6;桩端端阻力特征值,可取桩端土未修正的地基承载力特征值,并应满足式(7.7.6-1)的要求,应使由桩身材料强度确定的单桩承载力不小于由桩周土和桩端土的抗力所提供的单桩承载力。

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (7.7.6)$$

式中:

f_{cu} ——与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土,边长为 70.7mm 的立方体试块在标准养护条件下 90d 龄期的立方体抗压强度平均值 (kPa);

η ——桩身强度折减系数,干法可取 0.20~0.25;湿法可取 0.25。

4 当搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层时,应按现行国家

标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 的有关规定进行软弱下卧层承载力验算；

5 复合地基的变形计算应符合本规范第 7.2.4~7.2.5 条的规定。

7.7.7 根据上部建筑结构特点及对地基承载力和变形的要求，水泥土桩在平面布置上可采用柱状、壁状、格栅状或块状等型式。可只在基础平面范围内布置桩。独立基础下的桩数不宜少于 3 根。

7.7.8 桩顶与基础之间应设置 200mm~300mm 厚垫层，垫层材料可选用土屑、中粗砂、碎石、级配砂石等，粒径不宜大于 30mm。

7.7.9 水泥土搅拌桩施工现场应予以平整，清除地上地下一切障碍物。需回填土的低洼场地应抽水和清淤后，分层回填黏性土料并予以适当压密，不得回填杂填土。

7.7.10 水泥土搅拌桩施工时，停浆（粉）面应高出桩顶设计标高 300~500mm，开挖基坑时，应将上部质量较差段用人工挖除。

7.7.11 水泥土搅拌桩的垂直度偏差不得超过 1%，桩位偏差不得大于 50mm，桩径与桩长不得小于设计值，每延米水泥用量不得低于设计值的规定。

7.7.12 水泥土搅拌桩施工可按下列主要步骤进行：

- 1 搅拌桩机械就位、调平；
- 2 预搅下沉，下沉时可采用喷浆工艺；
- 3 喷浆搅拌提升至设计停浆标高；
- 4 重复搅拌下沉；
- 5 重复喷浆、搅拌至设计停浆标高后，再提升到孔口；
- 6 测量料罐剩余量，对不满足设计要求的桩位应立即补搅；
- 7 关闭机械，桩机移至下一桩位。

7.7.13 水泥土搅拌桩施工要求：

1 搅拌桩施工前应对搅拌机械的灰浆泵输浆量、灰浆经输浆管到达搅拌机喷浆口的时间和起吊设备提升速度等施工参数进行

标定。并根据设计要求通过成桩试验，确定搅拌桩的配比和施工工艺。应采用流量泵控制输浆速度，使注浆泵出口压力保持在 0.40～0.60MPa，并应使搅拌提升与灌浆速度同步，并记录每延米注入的水泥浆量，水泥浆的水灰比宜为 0.45～0.55。

2 使用的水泥和外加剂应通过室内加固土试验检验方可使用。泵送灰浆必须均匀连续，制备好的浆液不得离析，水泥和外掺剂的用量、拌制浆液的罐数以及泵送灰浆的时间等应设专人管理并记录。

3 为了保证桩端的施工质量，当灰浆到达出口后，应原位喷射搅拌 30 秒钟，使灰浆完全到达桩端，并与桩端土搅拌均与后再提升。

4 施工过程中，因故短时间停浆，宜将搅拌机下沉至停浆面以下 0.50m 处，待恢复供浆时再喷射搅拌提升。若停机超过三小时，为防止水泥浆硬结堵管，宜先拆卸输浆管路，妥善清洗。

5 应配置国家计量单位认证的计量装置及深度检测器。

6 搅拌机喷浆提升的速度和次数必须符合施工工艺要求，应设专人记录搅拌机每米下沉和提升时间。施工过程中发现的问题及处理情况均应在记录中注明。

7.7.14 施工过程中应随时检查施工记录，并对照施工工艺对每一根桩进行质量评定。检查重点是水泥用量、桩长、搅拌提升时间、复搅复喷次数以及制桩过程中有无断桩或异常现象。对于不合格的桩应视其位置和数量等具体情况，分别采取补桩或加强邻桩等措施。

7.7.15 采用壁状加固时，相邻桩的施工时间间隔不宜大于 24 小时。如时间间隔太长，与相邻桩无法搭接时，应采取补桩或注浆等补强措施。

7.7.16 基槽开挖后，应检验桩位、桩数与桩顶质量，如不符合设计要求，应采取有效的补强措施。

7.7.17 水泥土搅拌桩的质量可采取沿桩身钻芯取样进行检验，并用原配比浆液对取芯钻孔进行可靠回灌。检查每 0.5m 桩截面水泥土颜色，均匀性及软硬程度等。每 1.0m 桩段取样进行抗压强度试验。水泥土搅拌桩抽芯检验应符合本规范附录 G 的有关规定。检验数量宜为桩总数 1%。且每个场地不应少于 6 根。

7.7.18 复合地基承载力特征值应通过单桩或多桩复合地基载荷试验（附录 E）予以确定。检验数量宜为桩总数的 5%，且每个单位工程不应少于 3 点。

7.7.19 抽芯检验与符合地基静载荷试验时间，宜在水泥土搅拌桩龄期为 28 天后进行。

7.8 堆载预压法

7.8.1 堆载预压地基可适用于处理淤泥质土、淤泥、冲填土等饱和黏性土地基。当软土厚度不大，或含有较多薄粉砂夹层，在设计荷载作用下，其固结速率能满足工期要求时，可只设置排水砂垫层，进行堆载预压。排水砂垫层的厚度，陆上不宜小于 0.4m，水下不宜小于 1m。软土厚度较大时，应增设塑料排水板或袋砂井、普通砂井等竖向排水体。

7.8.2 排水砂垫层的砂料，宜采用含泥量小于 5% 的中砂或粗砂。

7.8.3 陆上排水砂垫层可用人工或机械一次铺设，对水下施工的排水砂垫层，应均匀填筑，避免成堆。对回淤严重的地区应控制抛砂的间歇时间，避免出现淤泥夹层。对开挖的基槽，应防止槽底回淤，如回淤量对工程质量有影响时，应采取清淤措施，对难以清除的槽底薄层液泥，可在槽底抛一薄层块石。

7.8.4 当软土厚度较大时，应设置竖向排水体（包括普通砂井、袋砂井或塑料排水板）进行堆载预压设计。设计内容应满足以下要

求:

- 1 选择竖向排水体的型式, 确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度;
- 2 确定加载数量、范围、速率、预压或分级预压时间和卸载标准;
- 3 计算地基固结度、强度增长、抗滑稳定和变形等。

7.8.5 预压荷载大小应按照设计要求确定, 并满足如下要求:

- 1 预压荷载可取建筑物或堆场的基底压力作为预压荷载。实际施加的荷载, 应包括预压荷载和由于地面高程不足或因预压沉降使预压后地表低于设计地面高程而回填或补填的土重。当在设计荷载下, 在规定时间内不满足加固要求时, 应采用超载预压, 其预压荷载应通过试算确定;

- 2 加载范围应大于建筑物基础外缘所包围的范围;

- 3 加载速率应与地基土的强度增长相适应, 在加载各阶段应进行地基稳定验算以确保工程安全。

7.8.6 竖向排水体长度应根据工程要求和土层情况等确定。软土不厚时, 竖向排水体可贯穿软土层; 软土较深厚时, 应根据稳定或沉降的要求确定; 对以地基稳定性控制的工程, 竖向排水体深度至少应超过危险滑动面以下 3m; 软土层中如分布有砂夹层或砂透镜体时设计中应考虑利用, 以缩减竖向排水体长度和数量。

7.8.7 竖向排水体间距主要取决于所要求的固结时间。对普通砂井宜采用 2~3m, 对袋砂井宜采用 1~1.5m, 对塑料排水板宜采用 0.7~1.5m, 对高灵敏度黏土, 宜取较大值。

7.8.8 对于竖向排水体直径: 普通砂井, 水下一般用 300~400mm, 陆上可小于 300mm, 袋砂井一般采用 70mm; 对塑料排水板一般宽度为 100mm, 厚度为 3.5~5mm, 其当量换算直径 D_p 可按下式计算:

$$D_p = \alpha \frac{2(b + \delta_0)}{\pi} \quad (7.8.8)$$

式中:

D_p ——塑料排水板当量换算直径 (mm);

α ——换算系数, 无试验资料时可取 0.75~1.00;

b ——塑料排水板宽 (mm);

δ_0 ——塑料排水板厚 (mm)。

7.8.9 竖向排水体的最大间距可用井径比控制: 普通砂井的井径比不宜大于 10; 袋砂井的井径比不宜大于 25; 塑料排水板的井径比不宜大于 20; 井径比 n 按下式计算:

$$n = d_e / d_w \quad (7.8.9)$$

式中:

d_e ——竖向排水体的等效排水圆柱体直径 (mm);

d_w ——竖向排水体直径 (mm)。

7.8.10 竖向排水体的平面布置可采用等边三角形或正方形, d 和砂井间距 s 的关系按下列规定取用:

$$\text{等边三角形布置 } d_e = 1.05s \quad (7.8.10-1)$$

$$\text{正方形布置 } d_e = 1.13s \quad (7.8.10-2)$$

7.8.11 竖向排水体顶面上应铺设排水砂垫层, 以连通各砂井。若砂料不足, 在干施工情况下, 可用砂沟代替砂垫层。砂垫层的砂料质量及厚度应符合 7.8.1 条和 7.8.2 条的规定。

7.8.12 一级或多级等速加载条件下, 当固结时间为 t 时, 对应总荷载的地基平均固结度可按下式计算:

$$\bar{U}_t = \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{\sum \Delta p} \left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right] \quad (7.8.12)$$

式中:

$\overline{U}_t$ —— t 时间地基的平均固结度；

q_i ——第 i 级荷载的加载速率 (kPa/d)；

$\Sigma \Delta p$ ——各级荷载的累加值 (kPa)；

T_{i-1}, T_i ——分别为第 i 级荷载加载的起始和终止时间 (从零点起算) (d)，当计算第 i 级荷载加载过程中某时间 t 的固结度时， T_i 改为 t ；

α 、 β ——参数，根据地基土排水固结条件按表 7.8.12 采用。对竖井地基，表中所列 β 为不考虑涂抹和井阻影响的参数值。

表 7.8.12 α 和 β 值

排水固结 条件 参数	竖向排水 固结 $\overline{U}_v > 30\%$	向内径向 排水固结	竖向和向内径 向排水固结 (竖 井穿透受压土 层)	说明
α	$\frac{8}{\pi^2}$	1	$\frac{8}{\pi^2}$	$F_n = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2}$ c_h —土的径向排水固结系数 (cm^2/s) c_v —土的竖向排水固结系数 (cm^2/s) H —土层竖向排水距离 (cm) $\overline{U}_v$ —双面排水土层或固结 应力均匀分布的单面排水土 层平均固结度
β	$\frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	$\frac{8c_h}{F_n d_e^2}$	$\frac{8c_h}{F_n d_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	

7.8.13 当排水竖井采用挤土方式施工时，应考虑涂抹对土体固结的影响。当竖井的纵向通水量 q_w 与天然土层水平渗透系数 k_h 的比值较小，且长度较长时，尚应考虑井阻影响。瞬时加载条件下，考虑涂抹和井阻影响时，竖井地基径向排水平均固结度可按下式计算：

$$\overline{U}_t = 1 - e^{-\frac{8c_h}{F d_e^2} t} \quad (7.8.13-1)$$

$$F = F_n + F_s + F_r \quad (7.8.13-2)$$

$$F_n = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad (7.8.13-3)$$

$$F_s = \left[\frac{k_h}{k_s} - 1 \right] \ln s \quad (7.8.13-4)$$

$$F_r = \frac{\pi^2 L^2}{4} \frac{k_h}{q_w} \quad (7.8.13-5)$$

式中:

$\bar{U}_t$ ——固结时间 t 时竖井地基径向排水平均固结度;

k_h ——天然土层水平向渗透系数 (cm/s);

k_s ——涂抹区土的水平向渗透系数, 可取 $k_s = (1/5 \sim 1/3)k_h$ (cm/s);

s ——涂抹区直径 d_s 与竖井直径 d_w 的比值, 可取 $s = 2.0 \sim 3.0$, 对中等灵敏黏性土取低值, 对高灵敏黏性土取高值;

L ——竖井深度 (cm);

q_w ——竖井纵向通水量, 为单位水力梯度下单位时间的排水量 (cm³/s)。

一级或多级等速加荷条件下, 考虑涂抹和井阻影响时竖井穿透受压土层地基之平均固结度可按式 (7.8.12) 计算, 其中 $\alpha = \frac{8}{\pi^2}$,

$$\beta = \frac{8c_h}{F d_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}。$$

7.8.14 对于正常压密的黏性土。加荷过程中强度的增量的标准值可按式计算:

$$\Delta S_{uk} = U P_{zk} \operatorname{tg} \varphi_{cq} \quad (7.8.14)$$

式中:

U ——平均总固结度, 有砂井时, $U = U_{rz}$ 或 $U = U'_{rz}$, 无砂

井时, $U = U_z$ 或 $U = U'_z$;

U'_z ——分级加荷条件下, 地基竖向平均固结度;

P_{zk} ——地基垂直附加压力标准值 (kPa);

φ_{cq} ——固结快剪内摩擦角标准值 ($^{\circ}$), 可取均值。

7.8.15 预压荷载下地基的最终竖向变形量可按式 (7.8.15) 计算, 可取附加应力与土自重应力的比值为 0.1 的深度作为压缩层的计算深度:

$$s_f = \xi \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{li}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (7.8.15)$$

式中:

s_f ——最终竖向变形量 (m);

e_{0i} ——第 i 层中点土自重应力所对应的孔隙比, 由室内固结试验 $e-p$ 曲线查得;

e_{li} ——第 i 层中点土自重应力与附加应力之和所对应的孔隙比, 由室内固结试验 $e-p$ 曲线查得;

h_i ——第 i 层土层厚度 (m);

ξ ——经验系数, 可按地区经验确定。无经验时对正常固结饱和黏性土地基可取 $\xi = 1.1 \sim 1.4$ 。荷载较大或地基软弱土层厚度大时应取较大值。

7.8.16 竖向排水体的施工机具应根据其不同类型选用。在刚刚吹填 (水力冲填) 不久的软土或超软土上打设竖向排水体时可在软土面上铺设荆芭 (或竹芭) 砂石垫层, 使用轻型打设机打设袋砂井或塑料排水板。

7.8.17 排水砂井所用砂料宜用中粗砂, 含泥量应小于 3%, 渗透系数不小于 $5 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ 。塑料排水板应符合设计提出的质量要求。

7.8.18 砂井灌砂时, 砂柱不得中断, 若有中断, 则应补打; 砂井的灌砂量对于套管法, 不得小于计算值的 85%, 对于袋装砂井不得小于 95%。

袋砂井打设前，砂袋宜用干砂灌制，应达到密实状态，砂袋入井下沉时不得发生扭结，缩径或断裂现象。

袋砂井打设后，至少应露出砂垫层顶面 500mm。

7.8.19 塑料排水板施工质量应符合现行行业标准《水运工程塑料排水板应用技术规程》JTS206-1 的有关规定。

7.8.20 施工时，宜根据设计要求加载，包括分级加载，通过水平位移和竖向位移控制加载速率。控制标准如下：

1 水平位移每昼夜不应大于 5mm；

2 对设置竖向排水体的地基，基底中心的沉降每昼夜不应大于 15mm；对天然地基，基底中心的沉降每昼夜不应大于 10mm；

3 若加固的地基土很软且深厚，上述标准可适当放宽。

7.8.21 为检验施工质量和预压效果，地基预压前应在地表设沉降标，埋设孔隙水压力仪，分层沉降仪等。在预压期间应及时整理变形与时间，孔隙水压力与时间关系曲线。推算地基的最终沉降，确定不同时间的固结度和相应的沉降、强度，以分析加固效果并为确定卸载时间提供依据。原位观测的主要内容有：

1 地表沉降和分层沉降观测；

2 地基中孔隙水压力观测；

3 地表坡脚处的侧向位移观测；

4 地下水位观测。

7.8.22 对以地基稳定为控制因素的重要工程，应在预压区内选择代表性位置预留孔位，在加载不同阶段进行十字板抗剪强度试验和钻取土样进行室内土工试验，验算地基的整体稳定性。

7.8.23 预压后的地基应进行十字板抗剪强度试验和室内土工试验，以检验加固效果。

7.9 真空预压法

7.9.1 真空预压法适用于处理以黏性土为主的软弱地基。当存在粉土、砂土等透水、透气层时，加固区周边应采取确保膜下真空满足设计要求的密封措施。对塑性指数大于 25 且含水量大于 85% 的淤泥，应通过现场试验确定其适用性。加固土层上覆盖有厚度大于 5m 以上的回填土或承载力较高的黏性土层时，不宜采用真空预压处理。

7.9.2 采用真空预压法加固地基必须设置竖向排水体。设计内容应满足下列要求：

- 1 选择竖向排水体的型式，确定其间距、排列方式和深度；
- 2 确定预压区面积和分块，要求达到的膜下真空度和土层固结度；
- 3 真空预压下和建筑物荷载下的地基沉降计算，预压后的强度增长计算等。

7.9.3 在吹填土范围内打设小间距、短塑料排水板，对下部土体，根据荷载形式和工后沉降要求，应按照常规真空预压法来确定塑料排水板的插入深度和间距。当地基使用要求不明确或对地基沉降要求不严格的地基，可以只打设小间距、短塑料排水板对吹填土地基进行一次加固，以后再根据需要按照常规真空预压法进行二次加固。

7.9.4 对于表层存在良好透气层（透水层）及在处理范围内有透水层时，应采取有效措施切断透气层和透水层。当软土层底以下有透水层时，砂井不应打穿软土层，并应留有足够的软土层厚度，以保证竖向排水体中的负压条件。

7.9.5 砂井或塑料排水板的间距、排列方式、深度，应按第 7.8.6～7.8.10 条的有关规定确定。土体固结度和强度增长的计算应按 7.8

节的有关规定执行。计算时,应根据塑料排水板间距的不同分别计算吹填土和下卧天然地基土的平均总应力固结度、竖向平均应力固结度和径向平均应力固结度。

7.9.6 当地基土灵敏度较高、塑料排水板间距较小或塑料排水板打设深度较大时,地基径向平均应力固结度应考虑井阻与涂抹效应对地基应力固结度的影响,可按下列公式计算:

$$U_r = 1 - \exp(-\beta_r t) \quad (7.9.6-1)$$

$$\beta_r = \frac{8C_h}{[F(n) + J + \pi G]d_e^2} \quad (7.9.6-2)$$

$$J = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \ln \lambda \quad (7.9.6-3)$$

$$G = \frac{q_h}{q_w / F_s} \frac{L}{4d_w} \quad (7.9.6-4)$$

$$q_h = k_h \pi d_w L \quad (7.9.6-5)$$

式中:

U_r ——地基的径向平均应力固结度;

β_r ——轴对称径向排水固结系数;

t ——固结时间 (s);

C_h ——地基水平固结系数 (cm^2/s);

$F(n)$ ——井径比因子;

J ——涂抹因子,当不大于 0.4 时,固结度可按无涂抹影响计算;

G ——井阻因子;

d_e ——塑料排水板径向排水范围的等效直径 (cm);

k_h ——地基水平渗透系数 (cm/s);

k_s ——涂抹层水平渗透系数 (cm/s),宜用扰动土按常规试验方法测定,无试验资料时,渗透系数比 k_h/k_s 可取 1.5~

8.0, 对 $I_p \geq 30$ 的均质高塑性黏土取 1.5~3.0, 对非均质粉质黏土取 3.0~5.0, 对非均质并具有粉土或细砂微层理结构的可塑性黏土取 5.0~8.0;

λ ——涂抹比, 可取 1.5~5.0, 施工对地基土扰动小时取低值, 扰动较大时取高值;

q_h ——单位水力梯度下, 单位时间地基中渗入塑料排水板的水量 (cm^3/s);

q_w ——塑料排水板纵向通水量 (cm^3/s);

F_s ——安全系数, 取 4;

L ——塑料排水板打设深度 (cm);

d_w ——塑料排水板的等向换算直径 (cm)。

7.9.7 真空预压结束时沉降量由插板期间沉降和预压期间沉降组成, 可由下式计算。

$$s = s_f + s_c \quad (7.9.7-1)$$

式中:

s ——地基在真空预压结束时沉降量 (cm);

s_f ——插板期间沉降量 (cm);

s_c ——预压期间沉降量 (cm)。

1 插板期间沉降量由下卧天然地基土的沉降量和吹填土层的沉降量组成, 可按下式计算:

$$s_f = s_1 + s_2 \quad (7.9.7-2)$$

式中:

s_f ——插板期间沉降量 (cm);

s_1 ——插板期间下卧天然地基土的沉降量 (cm);

s_2 ——插板期间吹填土的沉降量 (cm)。

2 插板期间下卧天然地基土的沉降量可按下式计算:

$$s_1 = \sum_{i=1}^n \frac{a_i}{1 + e_{1i}} p H_i U'_{rz} \quad (7.9.7-3)$$

$$p = \gamma_0 H_0 + \sum_{i=1}^k \gamma_{i0} H_{i0} \quad (7.9.7-4)$$

式中:

s_1 —— 插板期间下卧天然地基土的沉降量 (cm);

n —— 天然地基土分层数;

α_i —— 第 i 层天然地基土层在应力变化范围内的压缩系数 (kPa^{-1});

e_{1i} —— 第 i 层天然地基土压缩前的孔隙比;

p —— 天然地基土附加应力 (kPa), 见图 7.9.7-1;

H_i —— 第 i 层天然地基土层厚度 (m);

$U_{\gamma z}$ —— 第 i 层天然地基土的平均应变固结度 (%);

γ_0 —— 填土的天然重度 (kN/m^3);

H_0 —— 填土的厚度 (cm);

k —— 天然地基土上覆盖吹填土的分层数;

γ'_{i0} —— 第 i_0 层吹填土的有效重度 (kN/m^3);

H_{i0} —— 第 i_0 层吹填土厚度 (cm)。

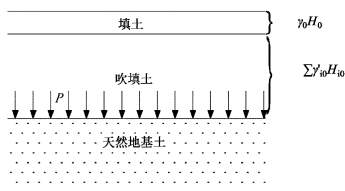


图 7.9.7-1 天然地基附加荷载

3 插板期间吹填土的沉降量可按下式计算:

$$s_2 = \sum_{i=1}^n \frac{\alpha_i}{1 + e_{1i}} (p + p_{0i}) H_i U_{\gamma z} \quad (7.9.7-5)$$

式中:

s_2 ——插板期间吹填土的沉降量 (cm);

n ——吹填土分层数;

H_i ——第 i 层吹填土层厚度 (m);

α_i ——第 i 层吹填土层在应力变化范围内的压缩系数 (kPa^{-1});

e_{1i} ——第 i 层吹填土压缩前的孔隙比;

U'_{rz} ——第 i 层吹填土的平均应变固结度 (%);

p ——吹填土附加应力 (kPa), $p = \gamma_0 \cdot H_0$;

p_{i0} ——第 i 层吹填土层的有效自重应力 (kPa) 按照以下方法计算 (见图 7.9.7-2):

$$\text{当 } i=1 \text{ 时: } p_{i0} = \frac{1}{2} \gamma' H_1$$

$$\text{当 } i>1 \text{ 时: } p_{i0} = \sum_{j=1}^{i-1} \gamma'_{j-1} H_{j-1} + 0.5 \gamma' H_i$$

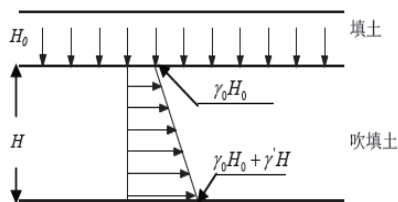


图 7.9.7-2 吹填土的有效自重应力

4 预压期产生的竖向沉降量可按下列式计算:

$$s_c = s_{d\infty} K U'_{rz} \quad (7.9.7-6)$$

$$s_{d\infty} = m_s \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (7.9.7-7)$$

$$K = U'_{yz} / U_{yz} [(e_0 - e_\gamma) / (e_0 - e_f)] / [(p_t - p_0) / (p_f - p_0)] \quad (7.9.7-8)$$

式中:

s_c ——预压期间产生的竖向沉降量 (cm);

$s_{d\infty}$ ——地基的最终竖向沉降量设计值 (cm);

k ——瞬时加荷条件下某时刻平均应变固结度与平均应力固结度之的比值;

m_s ——经验系数,可取 1.0~1.3,荷载较大、地基较软时取高值,也可按地区经验选取;

n ——计算压缩土层的分层数;

e_{0i} ——第 i 层在平均自重压力设计值作用下压缩稳定时的孔隙比设计值,可取均值;

e_{1i} ——第 i 层在平均最终压力设计值作用下压缩稳定时的孔隙比设计值,可取均值;

h_i ——第 i 层土层厚度 (cm),当土层厚度较大时宜划分若干小层;

U_{yz} ——瞬时加荷条件下平均总应力固结度。为饱和土地基(土层)在某荷载作用下孔隙水压力平均消散值与初始超静孔隙水压力平均值之比,以百分数表示;

U_{yz}^* ——瞬时加荷条件下平均总应变固结度。为饱和土地基(土层)在某荷载作用下固结过程中,某时刻的沉降(压缩)量与最终沉降(压缩)量之比,以百分数表示;

p_0 、 e_0 ——天然地基原始有效应力及对应的孔隙比;

p_t 、 e_t ——固结过程中 t 时刻地基的有效应力及对应的孔隙比;

p_f 、 e_f ——完全固结时的地基有效应力及对应的孔隙比。

7.9.8 按现场实测资料推算最终沉降量及固结度,可按下述方法计算。

1.地基的最终沉降量按下列公式推算:

$$S_t = s_0 + \frac{t}{\alpha + \beta t} \quad (7.9.8-1)$$

$$S_{\infty} = S_0 + \frac{1}{\beta} \quad (7.9.8-2)$$

式中:

S_t ——满载 t 时间的实测沉降量 (cm);

S_0 ——满载开始时的实测沉降量 (cm);

t ——满载预压时间 (s), 从满载时刻算起;

S_{∞} ——最终沉降量 (cm);

α 、 β ——计算参数, 可根据实测资料确定, 见图 7.9.8。

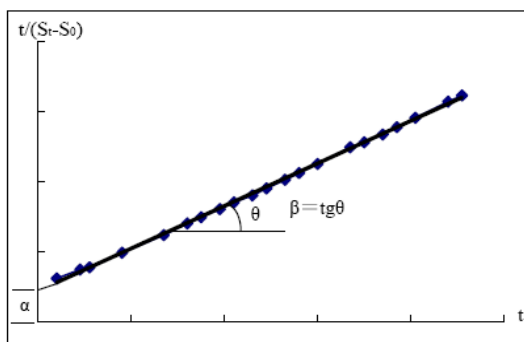


图 7.9.8 α 、 β 值确定示意图

2 地基的应变固结度可根据实测沉降资料按下式推算:

$$U'_{\gamma z} = \frac{S_t}{S_{\infty}} \times 100\% \quad (7.9.8-3)$$

式中:

$U'_{\gamma z}$ —— t 时刻地基应变固结度;

S_t —— t 时刻的实测沉降量 (cm);

S_{∞} ——最终沉降量 (cm)。

3 地基的应力固结度可根据实测孔隙水压力资料按下式推

算:

$$U_{yz} = \frac{\Delta u}{p + u_0} \times 100\% \quad (7.9.8-4)$$

式中:

U_{yz} ——地基应力固结度;

Δu ——预压过程中孔隙水压力消散值 (kPa);

p ——预压荷载 (kPa);

u_0 ——预压前超静孔隙水压力 (kPa)。

7.9.9 膜下真空度应稳定地维持在 80Kpa 以上, 真空预压需要达到的固结度宜大于 80%, 具体视工程加固要求而定。

7.9.10 真空预压的施工工艺应符合下列规定:

1 铺设砂垫层厚度应均匀, 表面应整平; 砂垫层厚度及砂料要求按第 7.8.1 和 7.8.2 条的规定执行;

2 在砂垫层中沿水平方向埋设滤水管, 在预压过程中滤水管能适应地基变形;

3 采用的密封膜应满足施工和当地气候条件要求。密封膜周边及表面应采取挖沟填埋、沿周边筑埝、埝内膜上覆水等处理措施;

4 当加固区周边或表层土有透水层或透气层时, 应采用密封墙将其封闭;

5 安装抽气设备, 联接抽气管道。射流泵的设置应根据预压区大小。射流泵的功率以工程经验确定。

7.9.11 在满足真空度要求 (符合第 7.9.9 条规定) 的条件下, 应连续抽气, 当沉降稳定后, 方可停泵卸载, 真空预压的沉降稳定标准为: 实测地面沉降速率连续 (5~10)d 平均沉降量不大于 2mm/d。

7.9.12 真空预压法的质量检测及检验, 除按第 7.8.21~7.8.23 条的有关规定执行外, 尚应测量泵上及膜下真空度, 并应在真空预压加固区边缘处理埋设测斜仪, 测量土体沿深度的侧向位移。

7.10 真空预压联合堆载预压法

7.10.1 当地基预压荷载大于 80kPa 时，且进行真空预压处理地基不能满足设计要求时可采用真空和堆载联合预压地基处理。

7.10.2 对一般软黏土，当膜下真空度稳定地达到 80kPa 后，抽真空 10 天左右可进行上部堆载施工，即边抽真空，边连续施加堆载。对高含水量的淤泥类土，当膜下真空度稳定地达到 80kPa 后，一般抽真空 20~30 天可进行堆载施工，荷载大时可分级施加，分级数通过稳定计算确定。

7.10.3 在进行上部堆载之前，必须在密封膜上铺设防护层，保护密封膜的气密性。防护层可采用编织布或无纺布等，其上铺设 100mm~300mm 厚的砂垫层，然后再行堆载。

7.10.4 堆载时宜采用轻型运输工具，并不得损坏密封膜。

7.10.5 除上述规定外，尚应遵照 7.8 节和 7.9 节的有关规定。

7.10.6 在进行上部堆载施工时，应密切观察膜下真空度的变化，发现漏气，应及时处理。

7.10.7 真空和堆载联合预压地基固结度和地基强度增长的计算可按本规范 7.8.12 条、7.8.13 条、7.9.6 条计算。

7.10.8 真空和堆载联合预压最终竖向变形可按本规范第 7.8.5 条、7.9.6 条、7.9.7 条、7.9.8 条计算， ξ 可按当地经验取值，无当地经验时， ξ 可取 1.0~1.3。

7.10.9 真空预压联合堆载预压法的质量检验应遵照第 7.9.12 条的规定执行。

7.11 刚性桩复合地基

7.11.1 刚性桩复合地基是采用钢筋混凝土预制桩、钢筋混凝土灌

注桩、水泥粉煤灰碎石桩、素混凝土桩等其它小直径桩作为竖向增强体形成的复合地基。

7.11.2 刚性桩复合地基可适用于处理黏性土、粉土、砂土和自重固结已完成的素填土地基。对淤泥质土应按区域经验或通过现场试验确定其适用性。

7.11.3 用于作为刚性桩复合地基竖向增强体的各种桩型的设计、构造、施工与检测方法应满足相应桩型的现行技术标准与规定。

7.11.4 刚性桩复合地基设计应符合下列规定：

1 应选择承载力和压缩模量相对较高的土层作为桩端持力层；

2 桩径：长螺旋钻中心压灌、干成孔和振动沉管成桩宜为 350mm~600mm；泥浆护壁钻孔素混凝土成桩宜为 500mm~600mm；钢筋混凝土预制桩宜为 300mm~600mm；

3 桩间距应根据基础形式、设计要求的复合地基承载力和变形、土性、施工工艺确定：

1) 箱型基础、筏板基础和独立基础，桩间距宜为 (3~5) 倍桩径；

2) 墙下条形基础单排布桩宜为 (3~6) 倍桩径；

3) 桩长范围内有饱和粉土、粉细砂土层，采用长螺旋钻中心压灌成桩施工中可能发生窜孔时宜采用较大桩距。

4 桩身混凝土强度不宜低于 C20；

5 桩顶和基础之间应设置褥垫层，褥垫层厚度宜为 (0.4~0.6) 倍桩径。褥垫材料宜采用中砂、粗砂、级配砂石和碎石等，最大粒径不宜大于 30mm；

6 宜在基础范围内布桩，并可根据建筑物荷载分布、基础形式、地基土性状，合理确定布桩参数：

1) 内筒外框结构内筒部位可采用减少桩距、增大桩长或桩径布桩；

- 2) 对相邻柱荷载水平相差较大的独立基础, 应按变形控制确定桩长和桩距;
- 3) 筏板厚度与跨距之比小于 $1/6$ 的筏板基础、梁的高跨比大于 $1/6$ 以及板的厚跨比(筏板厚度与梁的中心距之比)小于 $1/6$ 的梁板式基础, 应在柱(平板式筏基)和梁(梁板式筏基)边缘每边外扩 2.5 倍板厚的面积范围内布桩;
- 4) 对荷载水平不高的墙下条形基础可采用墙下单排布桩。

7 复合地基承载力特征值, 应按本规范 7.2.2 条规定确定。初步设计时, 可按式 (7.2.2-2) 估算, 其中单桩承载力发挥系数 λ 和桩间土承载力发挥系数 β 应按地区经验取值, 无经验时 λ 可取 $0.8 \sim 0.9$; β 可取 $0.9 \sim 1.0$; 按 (7.2.2-3) 式估算单桩承载力时, 桩端端阻力发挥系数 α_p 可取 1.0; 桩身强度应满足本规范第 7.2.3 条的规定;

8 处理后的地基变形计算, 应符合本规范第 7.2.4~7.2.5 条的规定。

7.11.5 褥垫层铺设宜采用静力压实法, 当基础底面下桩间土的含水量较小时, 也可采用动力夯实法, 夯填度不应大于 0.9。

7.11.6 当采用素混凝土桩、钢筋混凝土桩时, 其检验可参照现行国家、行业规范及本规范相关规定, 并按照本规范 7.1.8 规定进行检验:

1 承载力检验宜在施工结束 28d 后进行, 其桩身强度应满足试验荷载条件; 复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验的数量不宜少于总桩数的 1%, 且每个单体工程的复合地基静载荷试验和单桩静载试验的试验数量不应少于 3 点;

2 采用低应变动力试验检测桩身完整性, 检查数量不低于总桩数的 10%。

7.12 多桩型复合地基

7.12.1 多桩型复合地基可适用于处理不同深度存在相对硬层的正常固结土，或浅层存在欠固结土、可液化土等特殊土，以及地基承载力和变形要求较高的地基处理。

7.12.2 多桩型复合地基的设计应符合下列原则：

1 桩型及施工工艺的确定，应考虑土层情况、承载力与变形控制要求、经济性、环境要求等综合因素；

2 对复合地基承载力贡献较大或用于控制复合土层变形的长桩，应选择相对较好的持力层并应穿过软弱下卧层；对处理欠固结土的增强体，其桩长应穿越欠固结土层；对处理液化土的增强体，其桩长宜穿过可液化土层；

3 如浅部存在有较好持力层的正常固结土，可采用长桩与短桩的组合方案；

4 对浅部存在软土或欠固结土，宜先采用预压、压实、夯实、挤密方法或低强度桩复合地基等处理浅层地基，再采用桩身强度相对较高的长桩进行地基处理；

5 对可液化地基，可采用碎石桩等方法处理液化土层，再采用有黏结强度桩进行地基处理。

7.12.3 多桩型复合地基单桩承载力应由静载荷试验确定，初步设计可按本规范第 7.2.2 条规定估算；对施工扰动敏感的土层，应考虑后施工桩对已施工桩的单桩承载力的折减。

7.12.4 多桩型复合地基的布桩宜采用正方形或三角形间隔布置，刚性桩宜在基础范围内布桩，其它增强体布桩应满足液化土地基对不同性质土质处理范围的要求。

7.12.5 多桩型复合地基垫层设置，对刚性长、短桩复合地基宜选择砂石垫层，垫层厚度宜取对复合地基承载力贡献较大增强体直径

的 1/2；对刚性桩与其他材料增强体桩组合的复合地基，垫层厚度宜取刚性桩直径的 1/2。

7.12.6 多桩型复合地基承载力特征值，应采用多桩复合地基静载荷试验确定，初步设计时，可采用 7.2.2-4 式估算。

7.12.7 复合地基变形计算按照本规范 7.2.4 条规定计算，深度应大于复合地基土层的厚度，且应满足现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定。

7.12.8 多桩型复合地基的施工应符合下列规定：

- 1 对处理可液化土层的多桩型复合地基，应先施工处理液化的增强体；
- 2 对处理欠固结土层的多桩型复合地基，应先施工处理欠固结的增强体或其他加固措施；
- 3 应减小后施工增强体对已施工增强体的质量和承载力的影响。

7.12.9 多桩型复合地基的质量检验应符合下列规定：

- 1 竣工验收时，多桩型复合地基承载力检验，应采用多桩型复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验，检验数量不得少于总桩数的 1%；
- 2 多桩复合地基荷载板静载荷试验，对每个单体工程检验数量不得少于 3 点；
- 3 增强体施工质量检验，对每种桩型的检验数量不应少于总桩数的 2%，对具有黏结强度的增强体，完整性检验数量不应少于其总桩数的 10%。

7.13 路基处理

7.13.1 路基处理应满足以下规定：

- 1 路基稳定安全系数小于表 7.13.1-1 规定的允许值时，应对

路基进行加固处理；

2 路面设计使用年限内工后沉降大于表 7.13.1-2 规定时，应对路基进行加固处理；

3 路基处理应考虑由于沉降、变形对路堤断面及后期施工产生的影响；

4 当采用一种处理方法无法满足稳定与沉降要求时，可采用几种方法综合处理。

表 7.13.1-1 路基稳定安全系数允许值

采用计算方法		稳定安全系数允许值
总应力法	三轴不排水剪	1.10
	十字板剪切强度	1.20

表 7.13.1-2 容许工后沉降（m）

道路等级	工程位置	桥台与路堤相邻处	涵洞与箱型通道处	一般路段
高速公路、一级公路、城市快速路、主干道		≤0.40	≤0.20	≤0.30
二级公路、城市次干道		≤0.20	≤0.30	≤0.50
三级公路、城市支路		≤0.25	≤0.35	≤0.60

7.13.2 浅层路基处理应按以下规定进行：

1 原地翻晒：在干燥少雨，蒸发量大，日照充足季节情况下，道胎弹软含水量大，一般处理 0.60m，表层 0.40m 挖出，底层留 0.20m 翻晒。待接近最佳含水量时，整平压实，表层 0.40m 分两层摊铺压实。

2 挖换干土（指接近最佳含水量的土）：道胎弹软含水量大，挖深 0.40～0.60m，换填干土，分层摊铺压实。

3 上层挖换干土，下层使用矿料加固：路基挖深 0.60～0.80m，底部用碎砖、矿渣、块石等粒料填铺，每层不大于 0.30m，用碎料或干土填缝，用碾排压无松动并在其上面填垫干土，分层压实。

常年积水或季节性积水的坑、塘、洼、淀应将地面积水疏干，地表芦苇杂草挖除，可用矿料铺筑分层压实。当淤泥厚度较薄，排水困难时，可抛填片碎石挤淤，填高至水面上 0.50m 以后，用重型

振动碾压至无轮迹。

4 料粒层的一般处理：软基上不排水施工的料粒层，应选用具有水稳定性好的矿渣、碎石、砾石，最大粒径为 300mm。料粒层的顶面高出水面以上 0.3~0.5m，表面应用重型震动碾压至无轮迹，表层压实度达到重型 90%。填细料封层，第二年经行车碾压压实后，修筑基层，底基层，第三年后加铺表面层，实现规划断面。

当软基比较软弱，路基不易成形时，粒料层下可采用铺筑土工织物，改善土基受力状态。

5 过湿路面石灰土层处理：

过湿路基可采用石灰土处理加固（土的稠度 $w_c \geq 0.85$ 时，宜采用消石灰处理，石灰剂量一般采用 6%~8%；土的稠度 $w_c \leq 0.85$ 时，应采用生石灰处理）。

表 7.13.2 石灰土处理层回弹模量值 E_1 (MPa)

稠度 w_c	石灰剂量	生石灰剂量 5%~6%	消石灰剂量 6%~8%
$w_c < 0.80$		150~200	——
$0.95 > w_c \geq 0.80$		200~250	——
$1.10 > w_c \geq 0.95$		250~300	200~250

注：1 石灰土施工季节在 3 月中~8 月底期间取高值，其他季节施工取低值。

2 过湿土基的回弹模量 E_0 ，一般应由现场实测确定。

3 石灰土处理层回弹模量值 E_1 ，按表 7.13.2 取值。

4 石灰土处理层厚度确定，参见（附录 H）。

7.13.3 竖向排水预压，可参照第 7.8 节。

1 加筋路堤

1) 采用强度高、变形较小、老化慢、抗拉柔性的土工合成材料作路堤的加筋材料。

材料的纵向或强度高的方向应垂直于公路的中线铺设，加筋材料应尽可能设置在路堤底部。

2) 加筋路堤的加筋层数应由路基稳定设计确定。

- 3) 土工合成材料的受拉力方向, 应设在滑裂面的切线方向, 宜取土工合成材料延伸率为 10% 所对应的拉力作为设计拉力。
- 4) 加筋材料在滑体内外, 均应有足够的锚固长度。锚固长度可按其上、下面的土的摩擦力之和与土工合成材料设计拉力之比应大于等于 1.5 计算。
- 5) 加筋材料与填料间的摩擦角可按试验结果取值。

2 反压护道

- 1) 在路堤的两侧或一侧设置反压护道。
- 2) 反压护道的高度宜为路堤高的 $1/3 \sim 1/2$, 宽度应通过路基稳定计算确定, 且应满足路堤工后沉降要求。
- 3) 计算反压护道的路堤稳定安全系数时, 将滑裂体上反压护道的土条作为路堤土条进行计算, 但其重度 γ 、抗压强度指标 c 的取值, 宜按填料性质及压实度等状况, 采用快剪试验及重度试验, 也可采用类似的路堤填料的快剪指标及重度。

3 轻质路堤

- 1) 可用粉煤灰作路堤, 以减轻路堤自重, 减少沉降, 增大稳定安全系数。
- 2) 粉煤灰路堤的稳定性可用总应力法计算。
- 3) 用粉煤灰作路堤时, 可参照《公路粉煤灰路堤设计与施工技术规范》JTJ 016 执行。

4 预压及超载预压

适用于工后沉降标准较低或路堤填土高度不大的路段, 在工期限制较严, 预压时间较短时, 也可采用超载预压来加快预压期的沉降量。

根据要求的工后沉降量确定预压时间。预压期内地基应完成的沉降量, 不能小于路面设计使用期限末的沉降量与容许工后沉降之

差。

7.13.4 深层水泥土搅拌桩加固处理地基，可参见第 7.7 节。

7.13.5 竖向排水预压加固处理地基，可参见第 7.8 节。

7.13.6 刚性桩复合地基加固处理地基，可参见第 7.11 节。

7.13.7 路堤下复合地基的稳定分析，可参见第 7.2 节。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

8 软弱地基

8.1 一般规定

8.1.1 当软弱地基不能满足上部结构对地基承载力和变形的要求时，应根据工程勘察资料，综合考虑结构类型、材料性能、施工条件、使用条件、工程造价、环境影响及施工等因素，采取相应的地基处理、桩基础等可靠的设计方案。

8.1.2 设计时，应考虑上部结构与地基基础的共同作用。应对建筑体型、荷载情况、结构类型、地质条件和周围环境条件等进行综合分析，确定合理的建筑措施、结构措施、地基处理方法和施工措施。

8.1.3 在设计和施工前，应查清邻近原有建筑物、地下设施和管线等的类型、结构质量及分布状况，并将调查资料、必要的鉴定报告和环境保护要求等及时提供给设计、施工单位，采取合适的设计、施工方案和防治措施，预防新建筑物的地基变形对相邻建筑物的不利影响。施工期间，应对相邻建筑物进行监测，采取可靠措施确保相邻建筑物的安全和正常使用。

8.1.4 施工时，应注意对淤泥和淤泥质土基槽底面的保护，减少扰动。同一基坑不同挖深交界处应对浅基础采取保护性措施。荷载差异较大的建筑物，宜先建重、高部分，后建轻、低部分。

8.1.5 可变荷载较大的构筑物（如料仓、油罐等），使用初期应根据沉降情况控制加载速率，掌握加载间隔时间，或调整可变荷载分

布，避免过大倾斜。

8.2 软弱地基设计

8.2.1 软土地区应采取基础浅埋措施，利用软土地表硬层作为持力层，并同时采取控制地基变形的措施：

- 1 增大建筑物的基础刚度，减少基础不均匀沉降；
- 2 调整基础底面尺寸及基底压力分布情况，使建筑底面内各部分的沉降趋于均匀；
- 3 减小地基加载速率，特别是施工期中的沉降速率不宜过大。

8.2.2 建筑垃圾和性能稳定的工业废料，采取适当的处理措施，在均匀性和密实度满足设计要求后，可利用作为地基持力层。

8.2.3 对于有机质含量较多的生活垃圾和对基础有侵蚀性的工业废料等杂填土，不宜作为地基持力层。

8.2.4 当软弱地基的承载力和变形不能满足规范要求时，可根据软弱地基的构成、特性及上部结构的设计要求，选用相应的处理方法。处理的范围和深度应满足地基承载力、变形和稳定性的要求。

8.2.5 对地基承载力、变形和稳定性要求较高的建筑物采用桩基时，桩端应穿过软弱土层置于中、低压缩性土层中，应视具体工程情况分析计算桩侧负摩阻力对基桩的影响；采用挤土桩和部分挤土桩时，应采取消减孔隙水压力和挤土效应的技术措施，并应控制沉桩速率，减少挤土效应对成桩质量、邻近建筑物、道路、地下管线和基坑边坡等产生的不利影响。

8.3 建筑设计措施

8.3.1 在满足使用和其他要求的条件下，建筑体型应力求简单。

建筑物各单元的高度不宜相差过大，建筑体型应力求简单。当建筑物体型比较复杂时，宜根据平面形状和高度差异情况，在适当部位用沉降缝将其划分成若干刚度较好的单元；当高度差异或荷载差异较大时，可将两者隔开一定距离，当拉开距离后的两单元必须连接时，应采用能自由沉降的连接构造。

8.3.2 建筑物的下列部位宜设置沉降缝：

- 1 建筑平面的转折部位；
- 2 建筑高度差异或者荷载差异较大部位；
- 3 长高比过大的砌体承重结构或钢筋混凝土框架结构的适当部位；
- 4 建筑结构或基础类型不同处；
- 5 分期建造房屋的交界处；
- 6 地基土的压缩性有显著差异处。

沉降缝应有足够的宽度，沉降缝可按表 8.3.2 选用。

表 8.3.2 建筑物沉降缝宽度

房屋层数	沉降缝宽度 (mm)
2~3	60~90
4~5	90~120
5 层以上	不小于 120

8.3.3 相邻建筑物基础间的净间距，可按表 8.3.3 选用。

表 8.3.3 相邻建筑物基础间的净间距 (m)

被影响建筑的长高比 影响建筑的预估 平均沉降量 (mm)	$2.0 \leq \frac{L}{H_f} < 3.0$	$3.0 \leq \frac{L}{H_f} < 5.0$
<160	2~3	3~6
160~250	3~6	6~9
250~400	6~9	9~12

注：1 表中 L 为建筑物长度或沉降缝分隔的单元长度 (m)； H_f 为自基础底面标高算起的建筑物高度 (m)；

2 当被影响建筑物的长高比为 $L/H_f < 2.0$ 时，其间净距可适当缩小。

8.3.4 相邻高耸结构或对倾斜要求严格的构筑物的外墙间净距，应根据倾斜允许值计算确定。

8.3.5 建筑物各组成部分的标高，应根据可能产生的不均匀沉降采取下列相应措施：

1 室内地坪和地下设施的标高，应根据预估沉降量予以提高。建筑物各部分（或设备之间）有联系时，可将沉降较大者标高提高；

2 建筑物与设备之间，应留有足够的净空。当建筑物有管道穿过时，应预留足够尺寸的孔洞，或采用柔性的管道接头等。

8.4 结构设计措施

8.4.1 对于建筑物体型复杂、荷载差异较大的框架结构，可加强基础整体刚度，如采用桩基、箱基、筏板基础等加强基础整体刚度，减少不均匀沉降。

8.4.2 对于砌体承重结构的房屋，宜采取下列措施增强整体刚度和承载力：

1 对于三层和三层以上的房屋，其长高比 L/H_t 宜小于或等于 2.5；当房屋的长高比为 $2.5 \leq L/H_t \leq 3.0$ 时，宜做到纵墙不转折或少转折，并应控制其内横墙间距或增强基础刚度和承载力。当房屋预估沉降量小于或等于 120mm 时，其长高比可不受限制；

2 在平面内纵墙与横墙应设置封闭的现浇钢筋混凝土圈梁；圈梁在基础和其他各层应层层设置，必要时应加强基础及顶层部位的圈梁设置；

3 承重墙体不宜开设过大的孔洞。若开洞过大，应设置有足够强度的钢筋混凝土边框，加强墙体刚度；

4 构造柱和墙体之间应有可靠的连接。

8.4.3 砌体结构采取条形基础时，宜设置足够刚度的钢筋混凝土

基础圈梁；为防止或减少窗台以下砌体裂缝的发生，根据墙体荷载分布情况、门窗口位置及墙体局部削弱情况等条件，可采取在首层窗台处沿外墙设置贯通的 60mm 厚的钢筋混凝土板带、在隔潮层部位设置高度不小于 180mm 的封闭式钢筋混凝土地圈梁、在适当部位设置短构造柱将地圈梁与基础圈梁拉结等措施。

8.4.4 对于多层建筑的基础设计应遵循以下原则：

- 1 同一结构单元宜采用同一类型的基础；同一结构单元的基础宜设置在同一标高和性质一致的土层上；
- 2 加强条形基础的刚度或采用十字交叉条基、筏板等刚度大的基础型式；
- 3 宜使基础底面形心与基底以上竖向荷载准永久组合的合力作用点重合；
- 4 上部建筑宜采用轻质建筑材料，减少基础的上覆填土重量，设置地下室、半地下室或架空层等以减少基底附加压力。

8.4.5 单层排架结构的厂房和仓库内有较大吊车或大面积地面堆载时，若主体结构采用钢筋混凝土排架结构，经计算钢筋混凝土柱基有可能产生较大倾斜时，应适当增加柱内侧的钢筋，并考虑加强柱与屋架的节点以及屋架下弦出现压力的可能性。尤其对于变截面小柱内侧应适当增加钢筋，并加大建筑物的净高尺寸，以便使用时调整。

8.4.6 软弱地基上的建筑物，其大开间的房心、大面积车间地坪等均应考虑其正常使用状态下的承载力与变形问题，并应考虑室内地面堆载对主体结构基础的影响，必要时应对其进行加固处理。

8.4.7 当地基存在欠固结及后填土等情况时，为减小地面沉降给桩基造成的负摩擦影响，应视情况对软弱地基进行加固处理。

8.5 大面积地面荷载

8.5.1 大面积地面荷载系指天然地面上的大面积填土（填料）荷载和建筑范围内的地面堆载。对于有大面积地面荷载的设计和施工时，应考虑其对邻近建筑物和周围环境的影响。

8.5.2 地面堆载应力求均衡，避免大量、迅速、集中堆载，并根据使用要求、堆载特点、结构类型和地质条件确定允许堆载量和范围，并按设计要求有控制地分期施加。

8.5.3 对于有大面积填土荷载情况时，可根据条件和需要选择下列措施：

- 1 设置架空层、采用轻质材料等措施减小填土重量或采用补偿式基础，适当扩大基础面积；
- 2 采用砂井、排水板等辅助排水措施，加速地基土的排水固结；
- 3 采用桩基或真空预压、复合地基等地基处理措施；
- 4 对邻近大面积填土荷载的已建建筑物应采取设置隔离屏障、对邻近建筑物进行基础托换等保护措施。

8.5.4 在建筑范围内具有地面堆载的单层工业厂房、露天车间和单层仓库的设计，应通过计算或经验预估沉降量，考虑由此产生的地基不均匀变形对上部结构的不利影响；并应采取下列措施：

- 1 地面堆载应划定范围，限制荷载，避免局部堆载和超载，地面堆载不应直接压在基础上方；
- 2 在堆载地坪下采用桩基或地基加固处理措施，减少堆载区域的沉降量；
- 3 在主体结构柱基与堆载区之间设隔离桩等措施，以减少堆载区地基附加应力对柱基的影响；
- 4 在主体结构柱下采用桩基，独立承台间设置连梁等措施，

基础设计计算中应考虑地面堆载对桩基的影响；

5 当有条件时，宜采用堆载预压过的建筑场地。

8.5.5 厂房和仓库的结构设计，可适当提高柱、墙的抗弯能力，增强房屋的刚度。对于中、小型仓库，宜采用静定结构。

8.5.6 对于在使用过程中允许调整吊车轨道的单层钢筋混凝土工业厂房和露天车间的天然地基设计，除应遵守本规范第 5 章的有关规定外，尚应符合下式要求：

$$S'_g \leq [S'_g] \tag{8.5.6}$$

式中： S'_g ——由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加变形计算值；

$[S'_g]$ ——由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加变形允许值，可按表 8.5.6 采用。

表 8.5.6 地基附加变形允许值 $[S'_g]$ (mm)

$\begin{matrix} a \\ b \end{matrix}$	6	10	20	30	40	50	60	70
1	40	45	50	55	55			
2	45	50	55	60	60			
3	50	55	60	65	70	75		
4	55	60	65	70	75	80	85	90
5	65	70	75	80	85	90	95	100

注：表中 a 为地面荷载的纵向长度 (m)； b 为车间跨度方向基础底面边长 (m)。

8.5.7 按本规范第 8.5.6 条设计时，必须考虑在使用过程中垫高或移动吊车梁的可能性。应增大吊车顶面与屋架下弦间的净空和吊车边缘与上柱边缘间的净距。当地基土的平均压缩模量 E_s 为 3MPa 左右、地面平均荷载大于 25kPa 时，净空可取 300~500mm 或更大些，净距可取大于 200mm。并按吊车轨道可能移动的幅度，加宽钢筋混凝土吊车梁腹部及配置抗扭钢筋。

8.5.8 具有地面荷载的建筑地基遇到下列情况之一时，宜采用桩基：

- 1 不符合本规范第 8.5.6 条要求；
- 2 车间内设有起重量 300kN 以上、工作级别大于 A5 的吊车；

3 基底下软弱土层较薄，采用桩基较经济者。

8.5.9 采用桩基的工业厂房，应采取措施控制地面沉降，避免地面沉降对已施工桩基造成不良影响。

8.6 施工措施

8.6.1 软土地基上的建筑施工时，同一层各部分的施工加载应基本均衡，适当控制加载速度。设置沉降缝时，沉降缝内应无异物存在，以保证沉降缝的作用。

8.6.2 对于深基坑开挖，应考虑挖土卸载引起的边坡稳定和坑底回弹问题，并采取有效措施，防止对建筑物产生有害的附加沉降。特别注意挖土堆载不得对已施工基础造成不良影响。

8.6.3 采取降水措施时，应考虑水位降低区域内的建筑物产生的附加沉降和水平位移。设置水位观测井，对建筑物进行沉降观测，并采取必要的防护措施。

8.6.4 建筑场地的大面积填土宜在建筑物的基础施工前三个月完成。填土应按要求分层夯压密实。

8.6.5 大面积地基处理或大面积的群桩桩基施工后，若在其附近进行开挖基槽施工时，应考虑基槽开挖对地基处理或桩基的不良影响。

8.6.6 无地下室建筑施工期间，应采取可靠措施保证场地内回填土的强度及稳定性，防止施工机械行走及地面施工临时荷载过大对已施工基础造成不良影响。

8.6.7 桩基施工采用先成桩后开挖基坑时，必须合理安排基坑挖土顺序和控制分层开挖的深度，防止土体侧移对桩的影响。

9 浅基础

9.1 一般规定

9.1.1 浅基础是指一般的无筋扩展基础（刚性基础）、扩展基础、柱下条形基础和高层建筑筏形基础等。

9.1.2 选择浅基础形式时，应综合考虑上部结构的类型、工程地质与水文地质条件及地基承载力等因素。

9.1.3 浅基础下的地基沉降计算深度范围内，如遇有软弱地基或局部沟、坑、井、地下废弃埋设物时，应采取相应处理措施。

9.1.4 设计浅基础时，应根据工程地质条件采取下列相应措施，以减少基础的沉降量与不均匀沉降。

- 1 增强上部结构刚度；
- 2 采取十字交叉条形基础或筏板基础等，以加强基础的刚度；
- 3 采用轻质建筑材料，减少填土重量，地下室及扩大基础面积等，以减少地基的附加压力；
- 4 避免采用复杂形状的建筑平面，在同一建筑中减少建筑高度和荷载分布的过大差异；
- 5 设置沉降缝；
- 6 当相邻建筑的计算沉降量差值较大时，应先建沉降较大的部分，再建沉降较小的部分，以减少其沉降差异。

9.1.5 经计算建筑物的绝对沉降值较大时，设计时应预留沉降空间。

9.2 无筋扩展基础

9.2.1 无筋扩展基础系指由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料组成的,且无需配置钢筋的墙下条形基础或柱下独立基础。无筋扩展基础可适用于多层民用建筑和轻型厂房,且工程地质条件较好的区域。

9.2.2 无筋扩展基础高度,应符合下式要求(图 9.2.2):

$$H_0 \geq \frac{b - b_0}{2 \tan \alpha} \quad (9.2.2)$$

式中:

b ——基础底面宽度;

b_0 ——基础顶面的墙体宽度或柱脚宽度;

H_0 ——基础高度;

b_2 ——基础台阶宽度;

$\tan \alpha$ ——基础台阶宽高比 $b_2: H_0$,其允许值可按表9.2.2选用。

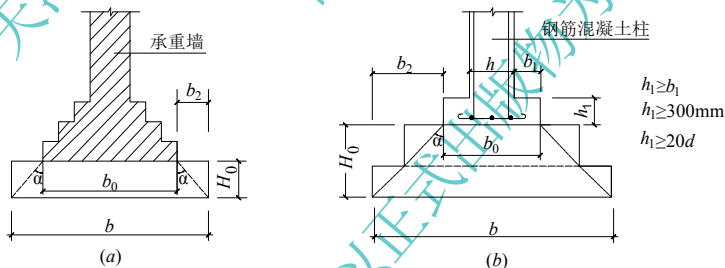


图 9.2.2 无筋扩展基础构造示意图

d ——柱中纵向钢筋直径

表 9.2.2 无筋扩展基础台阶宽高比的允许值

基础材料	质量要求	台阶宽高比的允许值		
		$P_k \leq 100$	$100 < P_k \leq 200$	$200 < P_k \leq 300$
混凝土基础	C15 混凝土	1 : 1.00	1 : 1.00	1 : 1.25
毛石混凝土基础	C15 混凝土	1 : 1.00	1 : 1.25	1 : 1.50
砖基础	砖不低于MU10、砂浆不低于M5	1 : 1.50	1 : 1.50	1 : 1.50
毛石基础	砂浆不低于M5	1 : 1.25	1 : 1.50	—
灰土基础	体积比为 3 : 7 或 2 : 8 的灰土，其最小干密度： 粉土 1550 kg/m ³ 粉质黏土 1500 kg/m ³ 黏土 1450 kg/m ³	1 : 1.25	1 : 1.50	—
三合土基础	体积比 1 : 2 : 4 或 1 : 3 : 6 (石灰：砂：骨料)，每层约虚铺 220mm，夯至 150mm	1 : 1.50	1 : 2.00	—

- 注：1 P_k 为荷载效应标准组合时基础底面处的平均压力值(kPa)；
 2 阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度，不宜大于200mm；
 3 当基础由不同材料叠合组成时，应对接触部分作抗压验算；
 4 混凝土基础单侧扩展范围内基础底面处的平均压力值超过300kPa时，尚应进行该侧抗剪验算；对基底反力集中于立柱附近的岩石地基，应进行局部受压承载力验算；
 5 在±0.000标高处应设置地圈梁，截面不宜小于240mm×180mm，主筋不应小于6Φ12，箍筋不应小于Φ6@200mm。

9.2.3 采用无筋扩展基础的钢筋混凝土柱，其柱脚高度 h_1 不得小于 b_1 (见图 9.2.2)，并不应小于 500mm 且不小于 $20d$ (d 为柱中的纵向受力钢筋的最大直径)。柱纵向钢筋在柱脚内的锚固长度应符合国家现行《混凝土结构设计规范》GB50010 关于抗震锚固长度的要求，且应满足最小竖向锚固长度，其余部分可沿水平方向弯折，弯折后的水平锚固长度不应小于 $12d$ 。

9.3 扩展基础

9.3.1 扩展基础系指柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。

9.3.2 扩展基础的构造，应符合下列要求：

1 锥形基础的边缘高度不宜小于 200mm；且两方向的坡度不宜大于 1:3，阶梯形基础的每阶高度，宜为 300mm~500mm；

2 垫层的厚度不应小于 100mm，垫层混凝土强度等级不应低于 C15；

3 扩展基础的受力钢筋最小配筋率不应小于 0.15%，底板受力钢筋的最小直径不宜小于 10mm；间距不应大于 200mm，也不应小于 100mm。墙下钢筋混凝土条形基础纵向分布钢筋的直径不应小于 8mm；间距不应大于 300mm；每延米分布钢筋的面积不应小于受力钢筋面积的 15%。当有垫层时钢筋保护层的厚度不应小于 40mm；无垫层时不应小于 70mm；

4 混凝土强度等级不应低于 C20；

5 当柱下钢筋混凝土独立基础的边长和墙下钢筋混凝土条形基础的宽度大于或等于 2.5m 时，底板受力钢筋的长度可取边长或宽度的 0.9 倍，并宜交错布置（图 9.3.2-1）；

6 钢筋混凝土条形基础底板在 T 形及十字形交接处，底板横向受力钢筋仅沿一个主要受力方向通长布置，另一方向的横向受力钢筋可布置到主要受力方向底板宽度 1/4 处（图 9.3.2-2）。在拐角处底板横向受力钢筋应沿两个方向布置（图 9.3.2-2）。

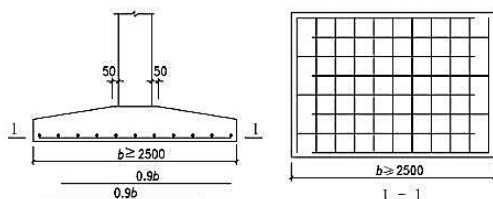


图 9.3.2-1 柱下独立基础底板受力钢筋布置

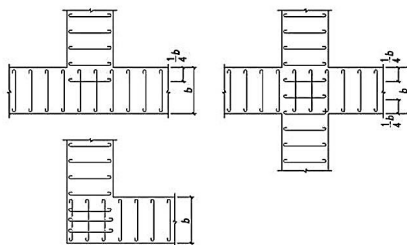


图 9.3.2-2 墙下条形基础纵横交叉处底板受力钢筋布置

9.3.3 钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋在基础内的锚固长度 l_a 应根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 有关规定确定。

抗震设防烈度为 7、8 地区的建筑工程，纵向受力钢筋的抗震锚固长度 l_{aE} 应按下式计算：

二级抗震等级

$$l_{aE} = 1.15 l_a \quad (9.3.3-1)$$

三级抗震等级

$$l_{aE} = 1.05 l_a \quad (9.3.3-2)$$

四级抗震等级

$$l_{aE} = l_a \quad (9.3.3-3)$$

式中： l_a ——纵向受拉钢筋的锚固长度（mm）。

当基础高度小于 l_{aE} 时，纵向受力钢筋的锚固总长度除符合上述要求外，其最小直锚段的长度不应小于 $20d$ ，弯折段的长度不应小于 150mm 。

9.3.4 现浇柱的基础，其插筋的数量、直径以及钢筋种类应与柱内纵向受力钢筋相同。插筋的锚固长度应满足第 9.3.3 条的要求。插筋与柱的纵向受力钢筋的连接方法，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。全部插筋应插至底板，插筋的下端应做成直钩放在基础底板钢筋网上。

当符合下列条件之一时，也可仅将四角的插筋伸至底板钢筋网上，其余插筋锚固在基础顶面下 l_{aE} 处（图 9.3.4）。

- 1 应经分析当柱为轴心受压或小偏心受压，基础高度大于或等于 1200mm ；
- 2 应经分析当柱为大偏心受压，基础高度大于或等于 1400mm 。

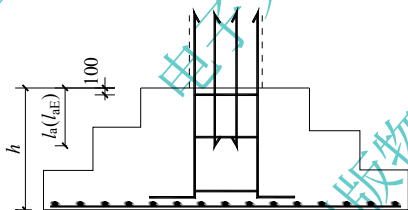


图 9.3.4 现浇柱的基础中插筋构造示意

当柱为轴心或偏心受拉时，应将全部主筋下端做成直钩（ $\nless 150\text{mm}$ ）放在底板钢筋网上。

9.3.5 预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接，应符合下列规定（图 9.3.5）：

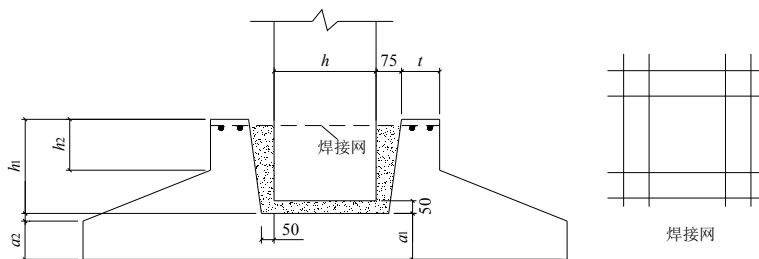


图 9.3.5 预制钢筋混凝土柱独立基础示意图

注: $a_2 \geq a_1$

1 柱的插入深度可按表9.3.5-1选用, 并应满足第9.3.3条钢筋锚固长度的要求及吊装时柱的稳定性。

表 9.3.5-1 柱的插入深度 h_1 (mm)

矩形或工字形柱				双肢柱
$h < 500$	$500 \leq h < 800$	$800 \leq h \leq 1000$	$h > 1000$	
$h \sim 1.2h$	h	$0.9h$ 且 ≥ 800	$0.8h$ ≥ 1000	$(1/3 \sim 2/3) h_a$ $(1.5 \sim 1.8) h_b$

注: 1 h 为柱截面长边尺寸; h_a 为双肢柱全截面长边尺寸; h_b 为双肢柱全截面短边尺寸;

2 柱轴心受压或小偏心受压时, h_1 可适当减小, 偏心距大于 $2h$ 时, h_1 应适当加大。

2 基础的杯底厚度和杯壁厚度, 可按表9.3.5-2选用。

表 9.3.5-2 基础的杯底厚度和杯壁厚度 (mm)

柱截面长边尺寸 h (mm)	杯底厚度 a_1 (mm)	杯壁厚度 t (mm)
$h < 500$	≥ 150	150~200
$500 \leq h < 800$	≥ 200	≥ 200
$800 \leq h < 1000$	≥ 200	≥ 300
$1000 \leq h < 1500$	≥ 250	≥ 350
$1500 \leq h < 2000$	≥ 300	≥ 400

注: 1 双肢柱的杯底厚度值, 可适当加大;

2 当有基础梁时, 基础梁下的杯壁厚度, 应满足其支承宽度的要求;

3 柱子插入杯口部分的表面应凿毛, 柱子与杯口之间的空隙, 应用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土充填密实, 当达到材料设

计强度的70%以上时，方能进行上部吊装。

3 当柱为轴心受压或小偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.65$ 时，或大偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.75$ 时，或当柱为轴心受压或小偏心受压且 $0.5 \leq t/h_2 < 0.65$ 时，杯壁可按表 9.3.5-3 构造配筋；其他情况下，应按计算配筋。

表 9.3.5-3 杯壁构造配筋

柱截面长边尺寸 (mm)	$h < 1000$	$1000 \leq h < 1500$	$1500 \leq h < 2000$
钢筋直径 (mm)	8~10	10~12	12~16

注：表中钢筋置于杯口顶部，每边两根，见图9.3.5。

9.3.6 预制钢筋混凝土柱（包括双肢柱）与高杯口基础的连接（图 9.3.6-1），除应符合本规范第 9.3.5 条插入深度的规定外尚应符合下列规定：

1 起重机起重量小于或等于 750kN，轨顶标高小于或等于 14m，基本风压小于 0.5kPa 的工业厂房，且基础短柱的高度不大于 5m；

2 起重机起重量大于 750kN，基本风压大于 0.5kPa，应符合下式的规定：

$$E_2 J_2 / E_1 J_1 \geq 10 \quad (9.3.6-1)$$

式中：

E_1 ——预制钢筋混凝土柱的弹性模量 (kPa)；

J_1 ——预制钢筋混凝土柱对其截面短轴的惯性矩 (m^4)；

E_2 ——短柱的钢筋混凝土弹性模量 (kPa)；

J_2 ——短柱对其截面短轴的惯性矩 (m^4)。

3 当基础短柱的高度大于 5m，应符合下式的规定：

$$\Delta_2 / \Delta_1 \leq 1.1 \quad (9.3.6-2)$$

式中：

Δ_1 ——单位水平力作用在以高杯口基础顶面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移 (m)；

Δ_2 ——单位水平力作用在以短柱底面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移 (m)。

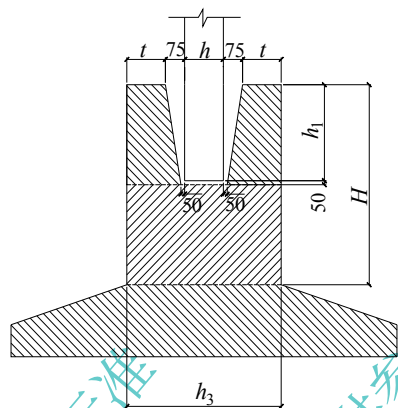


图 9.3.6-1 预制钢筋混凝土柱与高杯口基础的连接

4 杯壁厚度应符合表 9.3.6 的规定，高杯口基础短柱的纵向钢筋，除满足计算要求外，且满足本条之 1、2、3 款的要求时，其构造要求为：短柱四角纵向钢筋的直径不宜小于 20mm，并延伸至基础底板的钢筋网上；短柱长边的纵向钢筋，当长边尺寸小于或等于 1000mm 时，其钢筋直径不应小于 12mm，间距不应大于 300mm；当长边尺寸大于 1000mm 时，其钢筋直径不应小于 16mm，间距不应大于 300mm，且每隔一米左右伸下一根并作 150mm 的直钩支承在基础底部的钢筋网上，其余钢筋锚固至基础底板顶面下 L_0 处（图 9.3.6-2）。短柱短边每隔 300mm 应配置直径不小于 12mm 的纵向钢筋且每边的配筋率不少于 0.05%短柱的截面面积。短柱中杯口壁内横向箍筋不应小于 $\Phi 8@150$ ，短柱中其它部位的箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 250mm；当抗震设防烈度为 8 度时，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 150mm。

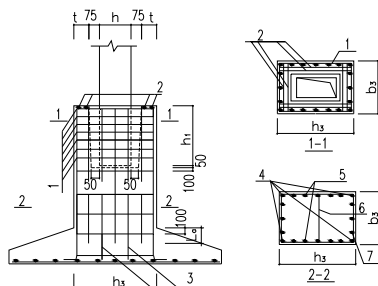


图 9.3.6-2 高杯口基础构造配筋

1-杯口壁内横向箍筋 $\phi 8@150$; 2-顶层焊接钢筋网; 3-插入基础底部的纵向钢筋不应少于每米一根; 4-短柱四角钢筋一般不小于 $\phi 20$; 5-短柱长边纵向钢筋当 $h_3 \leq 1000$ 用 $\phi 12@300$, 当 $h_3 > 1000\text{mm}$ 用 $\phi 16@300$; 6-按构造要求; 7-短柱短边纵向钢筋每边不小于 $0.05\%b_3h_3$ (不小于 $\phi 12@300$)

表 9.3.6 高杯口基础的杯壁厚度 t

h (mm)	t (mm)
$600 < h \leq 800$	≥ 250
$800 < h \leq 1000$	≥ 300
$1000 < h \leq 1400$	≥ 350
$1400 < h \leq 1600$	≥ 400

9.3.7 扩展基础的基础底面积, 应按本规范第 5 章有关规定确定。在条形基础相交处, 不应重复计入基础面积。

9.3.8 扩展基础的计算, 应符合下列规定:

- 1 对柱下独立基础, 当冲切破坏锥体落在基础底面以内时, 应验算柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力;
- 2 对基础底面宽度小于或等于柱宽加两倍基础有效高度的柱下独立基础, 以及墙下条形基础, 应验算柱(墙)与基础交接处的基础受剪切承载力;
- 3 基础底板的配筋, 应按抗弯计算确定;
- 4 当基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时, 尚应验算柱下基础顶面的局部受压承载力。

9.3.9 柱下独立基础的受冲切承载力应按下列公式验算：

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 \quad (9.3.9-1)$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2 \quad (9.3.9-2)$$

$$F = p_j A_l \quad (9.3.9-3)$$

式中：

β_{hp} ——受冲切承载力截面高度影响系数，当 h 不大于800mm时， β_{hp} 取1.0；当 h 大于或等于2000mm时， β_{hp} 取0.9，其间按线性内插法取用；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值（kPa）；

h_0 ——基础冲切破坏锥体的有效高度（m）；

a_m ——冲切破坏锥体最不利一侧计算长度（m）；

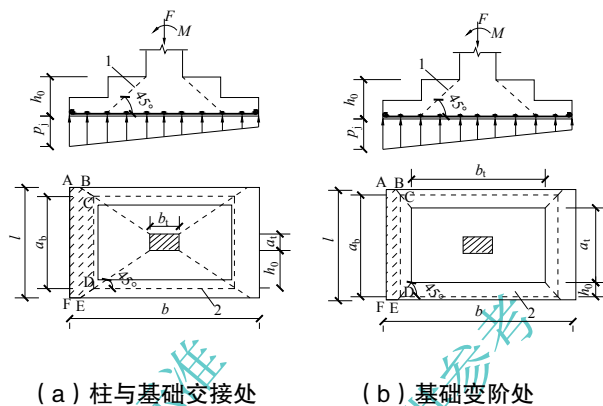
a_t ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长（m），当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽；

a_b ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长（m），当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内（图9.3.9a、b），计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽加两倍基础有效高度；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽加两倍该处的基础有效高度；

p_j ——扣除基础自重及其上土重后相应于荷载效应基本组合时的地基土单位面积净反力（kPa），对偏心受压基础可取基础边缘处最大地基土单位面积净反力；

A_l ——冲切验算时取用的部分基底面积（m²）（图9.3.9a、b中的阴影面积ABCDEF）；

F_l ——相应于荷载效应基本组合时作用在 A_l 上的地基土净反力设计值（kPa）。



(a) 柱与基础交接处

(b) 基础变阶处

图 9.3.9 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

1-冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面

2-冲切破坏锥体的底面线

9.3.10 当基础底面宽度小于或等于柱宽加两倍基础有效高度时，应按下列公式验算柱与基础交接处截面受剪承载力：

$$V_s \leq 0.7 \beta_{hs} f_t A_0 \quad (9.3.10-1)$$

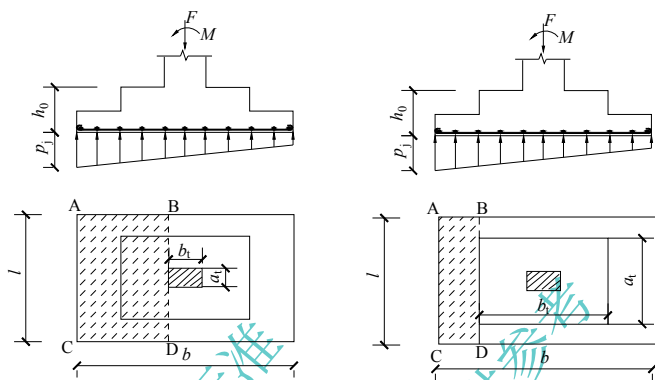
$$\beta_{hs} = \left(\frac{800}{h_0} \right)^{1/4} \quad (9.3.10-2)$$

式中：

V_s ——柱与基础交接处的剪力设计值（kN），图9.3.10中阴影面积乘以基底平均净反力；

β_{hs} ——受剪切承载力截面高度影响系数：当 $h_0 < 800\text{mm}$ 时，取 $h_0 = 800\text{mm}$ ；当 $h_0 > 2000\text{mm}$ 时，取 $h_0 = 2000\text{mm}$ ；

A_0 ——验算截面处基础的有效截面面积（ m^2 ）。当验算截面为阶梯形或锥形时其截面折算宽度按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007附录U计算。



(a) 柱与基础交接处 (b) 基础变阶处

图 9.3.10 验算阶形基础受剪切承载力示意图

9.3.11 墙下条形基础底板应按本规范公式(9.3.10-1)验算墙与基础底板交接处截面受剪承载力, 其中 A_0 为验算截面处基础底板的单位长度垂直截面有效面积, V_s 为墙与基础交接处由基底平均净反力产生的单位长度剪力设计值。

9.3.12 在轴心荷载或单向偏心荷载作用下, 柱下矩形独立基础的底板受弯可按下列简化方法计算:

对于矩形基础, 当台阶的宽高比小于或等于 2.5 且偏心距小于或等于 $1/6$ 基础宽度时, 任意截面的弯矩可按下列公式计算 (图 9.3.12-1):

$$M_I = \frac{1}{12} a_1^2 \left[(2l + a') \left(p_{\max} + p - \frac{2G}{A} \right) + (p_{\max} - p)l \right] \quad (9.3.12-1)$$

$$M_{II} = \frac{1}{48} (l - a')^2 (2b + b') \left(p_{\max} + p_{\min} - \frac{2G}{A} \right) \quad (9.3.12-2)$$

式中:

M_I 、 M_{II} ——任意截面 I-I、II-II 处相应于荷载效应基本组合时的弯矩设计值 ($\text{kN}\cdot\text{m}$);

a_1 ——任意截面 I-I 至基底边缘最大反力处的距离;

l 、 b ——基础底面的边长 (m);

$p_{\max}$ 、 $p_{\min}$ ——相应于荷载效应基本组合时的基础底面边缘最大和最小地基净反力设计值 (kPa);

P ——相应于荷载效应基本组合时在任意截面 I-I 处基础底面地基净反力设计值;

G ——考虑荷载分项系数的基础自重及其上的土自重 (kN); 当组合值由永久荷载控制时, 荷载分项系数可取 1.35。

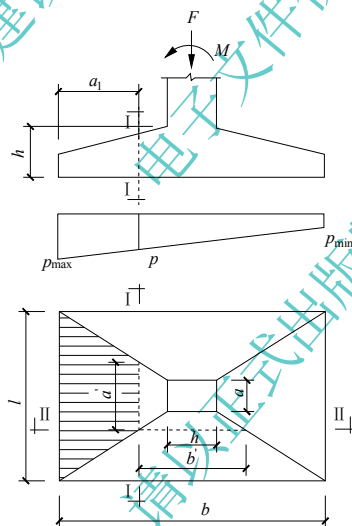


图9.3.12 矩形基础底板的计算示意图

基础底板配筋除满足计算和最小配筋率要求外,尚应符合本规范第 9.3.2 条第 3 款的构造要求。计算最小配筋率时,对阶形或锥形基础截面的折算宽度和有效高度,按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 附录 U 计算。

基础底板钢筋可按 (9.3.12-3) 计算:

$$A_s = \frac{M}{0.9f_y h_0} \quad (9.3.12-3)$$

9.3.13 当柱下独立柱基底面长短边之比 ω 在大于或等于 2、小于或等于 3 的范围时,基础底板短向钢筋应按下述方法布置:将短向全部钢筋面积乘以 λ 后求得的钢筋,均匀分布在与柱中心线重合的宽度等于基础短边的中间带宽范围内 (图 9.3.12-2),其余的短向钢筋则均匀分布在中间带宽的两侧。长向配筋应均匀分布在基础全宽范围内。 λ 按下式计算:

$$\lambda = 1 - \frac{\omega}{6} \quad (9.3.13)$$

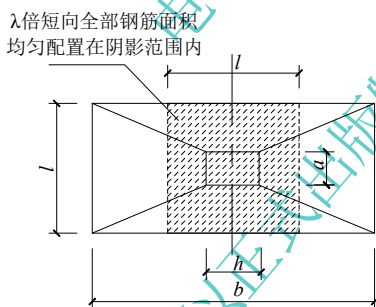


图 9.3.13 基础底板短向钢筋布置示意图

9.3.14 对于墙下条形基础 (图 9.3.14) 任意截面每延米宽度的弯矩,可按式 (9.3.14) 进行计算:

$$M_1 = \frac{1}{6} a_1^2 \left(2p_{\max} + p - \frac{3G}{A} \right) \quad (9.3.14)$$

其最大弯矩截面的位置，应符合下列规定：

当墙体材料为混凝土时，取 $a_1 = b_1$ ；

如为砖墙且放脚不大于 1/4 砖长时，取 $a_1 = b_1 + 1/4$ 砖长。

墙下条形基础底板每延米宽度的配筋除满足计算和最小配筋率要求外，尚应符合本规范第 9.3.2 条第 3 款的构造要求。

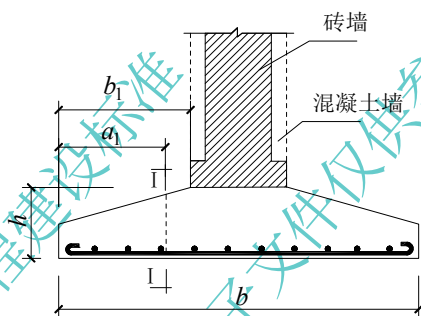


图 9.3.14 墙下条形基础的计算示意图

9.4 柱下条形基础

9.4.1 柱下条形基础的构造，除满足本规范第 9.3.2 条要求外，尚应符合下列规定：

1 柱下条形基础梁的高度宜为柱距的 1/4~1/8。翼板厚度不应小于 200mm。当翼板厚度大于 250mm 时，宜采用变厚度翼板，其顶面坡度宜小于或等于 1:3；

2 条形基础的端部宜向外伸出，其长度宜为第一跨距的 0.25 倍；

3 现浇柱与条形基础梁的交接处，其平面尺寸不应小于图 9.4.1 的规定；

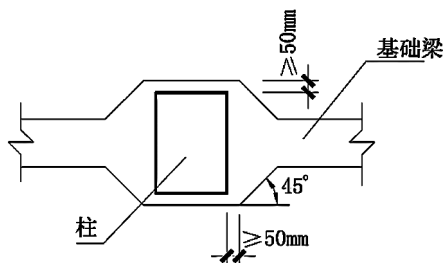


图 9.4.1 现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸

4 条形基础梁顶部和底部的纵向受力钢筋除应满足计算要求外，顶部钢筋按计算配筋全部贯通，底部通长钢筋不应少于底部受力钢筋截面总面积的 1/3；

5 柱下条形基础的混凝土强度等级不应低于 C30。

9.4.2 柱下条形基础的计算，除应符合本规范第 9.3.2 条、第 9.3.7 条及第 9.3.8 条第一、二款的要求外，尚应符合下列规定：

1 在比较均匀的地基上，上部结构刚度较好，荷载分布较均匀，且条形基础梁的高度不小于 $1/6$ 柱距时，地基反力可按直线分布，条形基础梁的内力可按连续梁计算，此时边跨跨中弯矩及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数；

2 当不满足本条第一款的要求时，宜按弹性地基梁计算；

3 对交叉条形基础，交点上的柱荷载，可按静力平衡条件及变形协调条件进行分配。其内力可按本条上述规定分别进行计算；

4 验算柱边缘处基础梁的受剪承载力；

5 当存在扭矩时，尚应作抗扭计算；

6 当条形基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，尚应验算柱下条形基础梁顶面的局部受压承载力。

9.5 筏形基础

9.5.1 筏形基础分为梁板式和平板式两种类型，其选型应根据地基土质、上部结构体系、柱距、荷载大小、使用要求以及施工条件等因素确定。框架-核心筒结构和筒中筒结构宜采用平板式筏形基础。当核心筒下桩基均匀布置，且桩距不大于 $4d$ (d 为桩的直径) 时，筏板的计算可参照本节相关内容。

9.5.2 筏形基础的平面尺寸，应根据工程地质条件、上部结构的布置、地下结构底层平面以及荷载分布等因素按本规范第 5 章有关规定确定。对单幢建筑物，在地基土比较均匀的条件下，基底平面形心宜与结构竖向永久荷载重心重合。当不能重合时，在荷载效应准永久组合下，偏心距 e 应符合下式要求：

$$e \leq 0.1 W/A \tag{9.5.2}$$

式中：

W ——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩 (m^3)；

A ——基础底面积 (m^2)。

9.5.3 筏形基础的混凝土强度等级不应低于 C30，当有地下室时应采用防水混凝土。防水混凝土的抗渗等级应按表 9.5.3 选用。对重要建筑，宜采用自防水并设置架空排水层。

表 9.5.3 防水混凝土抗渗等级

埋置深度 d (m)	设计抗渗等级	埋置深度 d (m)	设计抗渗等级
$d < 10$	P6	$20 \leq d < 30$	P10
$10 \leq d < 20$	P8	$30 \leq d$	P12

9.5.4 采用筏形基础的地下室，钢筋混凝土外墙厚度不应小于 250mm，内墙厚度不宜小于 200mm。墙的截面设计除满足承载力要求外，尚应考虑变形、抗裂及外墙防渗等要求。墙体内应设置双面钢筋，钢筋不宜采用光面圆钢筋，水平钢筋的直径应不小于 12mm，竖向钢筋的直径不应小于 10mm，间距不应大于 200mm，

当底板较厚时，墙下宜设置地梁，并应满足承载力要求。

9.5.5 平板式筏基的板厚应满足柱下受冲切承载力的要求。

9.5.6 平板式筏基进行抗冲切验算时应考虑作用在冲切临界面重心上的不平衡弯矩产生的附加剪力。对基础的边柱和角柱进行冲切验算时，其冲切力应分别乘以 1.1 和 1.2 的增大系数。距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的最大剪应力 $\tau_{\max}$ 应按公式(9.5.6-1)、(9.5.6-2)、(9.5.6-3)计算（图 9.5.6）。板的最小厚度不应小于 500mm。

$$\tau_{\max} = \frac{F_l}{u_m h_0} + \alpha_s \frac{M_{\text{unb}} c_{AB}}{I_s} \quad (9.5.6-1)$$

$$\tau_{\max} \leq 0.7(0.4 + 1.2/\beta_s)\beta_{\text{hp}}f_t \quad (9.5.6-2)$$

$$\alpha_s = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{c_1/c_2}} \quad (9.5.6-3)$$

式中：

F_l ——相应于荷载效应基本组合时的冲切力(kN)，对内柱取轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的地基反力设计值；对边柱和角柱，取轴力设计值减去筏板冲切临界截面范围内的基底反力设计值；计算地基反力值时应扣除底板及其上填土的自重；

u_m ——距柱边缘不小于 $h_0/2$ 处冲切临界截面的最小周长，按本规范现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007附录P计算；

h_0 ——筏板的有效高度；

M_{unb} ——作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩设计值(kN·m)；

c_{AB} ——沿弯矩作用方向，冲切临界截面重心至冲切临界截面最大剪应力点的距离(m)，按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007附录P计算；

- I_s ——冲切临界截面对其重心的极惯性矩(m^4), 按本规范现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007附录P计算;
- β_s ——柱截面长边与短边的比值, 当 $\beta_s < 2$ 时, β_s 取2, 当 $\beta_s > 4$ 时, β_s 取4;
- β_{hp} ——受冲切承载力截面高度影响系数: 当 $h \leq 800\text{mm}$ 时, 取 $\beta_{hp} = 1.0$; 当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时, 取 $\beta_{hp} = 0.9$, 其间按线性内插法取值;
- f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值(kPa);
- c_1 ——与弯矩作用方向一致的冲切临界截面的边长(m), 按本规范现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007附录P计算;
- c_2 ——垂直于 c_1 的冲切临界截面的边长(m), 按本规范现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007附录P计算;
- α_s ——不平衡弯矩通过冲切临界截面上的偏心剪力来传递的分配系数。

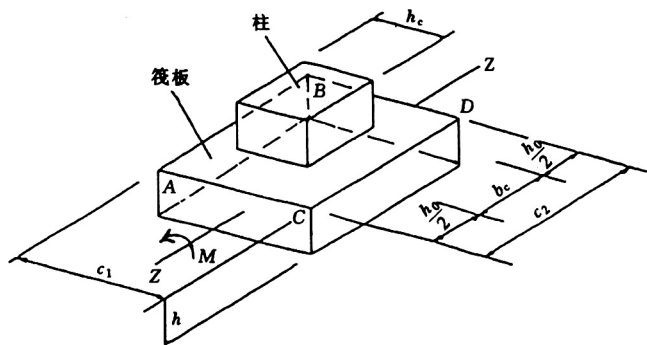


图 9.5.6 内柱冲切临界截面示意图

当柱荷载较大, 等厚度筏板的受冲切承载力不能满足要求时,

可在筏板上面增设柱墩或在筏板下局部增加板厚或采用抗冲切钢筋等措施满足受冲切承载能力要求。对有抗压设防要求的平板式筏基，尚应计算地震作用组合的临界截面的最大剪应力 $\tau_{E\max}$ ，计算公式详见条文说明。

9.5.7 平板式筏基内筒下的板厚应满足受冲切承载力的要求，其受冲切承载力按下式计算：

$$F_l/u_m h_0 \leq 0.7\beta_{hp}f_t/\eta \quad (9.5.7)$$

式中：

F_l ——相应于荷载效应基本组合时的内筒所承受的轴力设计值减去内筒下筏板冲切破坏锥体内的基底净反力设计值（kN）。

U_m ——距内筒外表面 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长（m）（图9.5.7）；

h_0 ——距内筒外表面 $h_0/2$ 处筏板的截面有效高度（m）；

η ——内筒冲切临界截面周长影响系数，取1.25。

当需要考虑内筒根部弯矩的影响时，距内筒外表面 $h_0/2$ 处冲切临界截面的最大剪应力可按公式(9.5.6-1)计算，此时 $\tau_{\max} \leq 0.7\beta_{hp}f_t/\eta$ 。

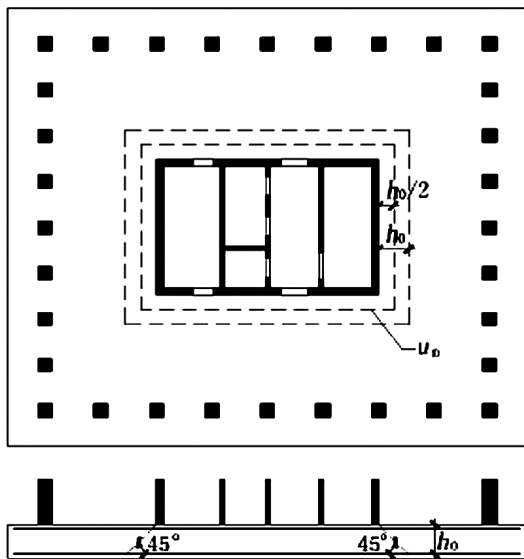


图 9.5.7 筏板受内筒冲切的临界截面位置

9.5.8 平板式筏基除满足受冲切承载力外，尚应验算距内筒和柱边缘 h_0 处截面的受剪承载力。当筏板变厚度时，尚应验算变厚度处筏板的受剪承载力。

9.5.9 平板式筏基受剪承载力应按下式验算：

$$V_s \leq 0.7\beta_{hs}f_t b_w h_0 \quad (9.5.9-1)$$

$$\beta_{hs} = (800/h_0)^{1/4} \quad (9.5.9-2)$$

式中：

V_s ——荷载效应基本组合下，基底净反力平均值产生的距内筒或柱边缘 h_0 处筏板单位宽度的剪力设计值 (kN)；

b_w ——筏板计算截面单位宽度 (m)；

h_0 ——距内筒或柱边缘 h_0 处筏板的截面有效高度 (m)。

当筏板的厚度大于 2000mm 时，宜在板厚中间部位设置直径不

小于12mm、间距不大于300mm 的双向钢筋网。

9.5.10 梁板式筏基底板除计算正截面受弯承载力外，其厚度尚应满足受冲切承载力、受剪切承载力的要求。

9.5.11 梁板式筏基底板受冲切承载力按下式计算：

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t u_m h_0 \quad (9.5.11-1)$$

式中：

F_l ——荷载效应基本组合作用下，图9.5.11-1 中阴影部分面积上的基底平均净反力计值（kN）；

u_m ——距基础梁边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长（m）（图9.5.11-1）。

当底板区格为矩形双向板时，底板受冲切所需的厚度 h_0 按下式计算，其底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比不应小于1/14，且板厚不应小于400mm。

$$h_0 = \frac{(l_{n1} + l_{n2}) - \sqrt{(l_{n1} + l_{n2})^2 - \frac{4p_n l_{n1} l_{n2}}{p_n + 0.7\beta_{hp}f_t}}}{4} \quad (9.5.11-2)$$

式中：

l_{n1} 、 l_{n2} ——计算板格的短边和长边的净长度（m）；

p_n ——扣除底板及其上填土自重后，相应于荷载效应基本组合的基底平均净反力设计值（kPa）。

梁板式筏基双向底板斜截面受剪承载力应符合下式要求：

$$V_s \leq 0.7\beta_{hs}f_t(l_{n2} - 2h_0)h_0 \quad (9.5.11-3)$$

式中：

V_s ——距梁边缘 h_0 处，作用在图9.5.11-2 中阴影部分面积上的基底平均净反力产生的剪力设计值（kN）。

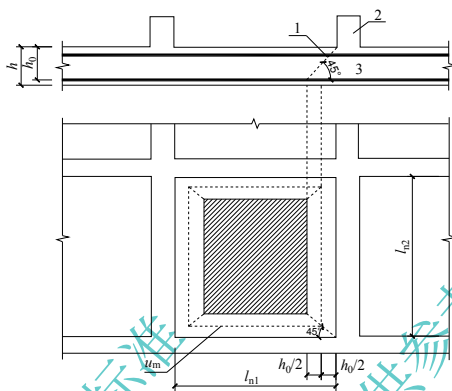


图 9.5.11-1 底板的冲切计算示意

1—冲切破坏锥体的斜截面；2—梁；3—底板

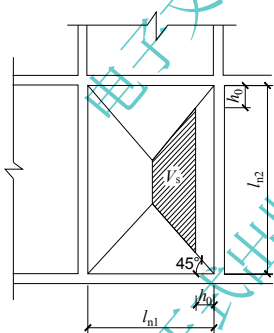


图 9.5.11-2 底板剪切计算示意图

当底板板格为单向板时，其斜截面受剪承载力应按本规范式第 9.3.11 条款验算，其中其底板厚度不应小于 400mm。

9.5.12 地下室底层柱、剪力墙与梁板式筏基的基础梁连接的构造应符合下列要求：

1 柱、墙的边缘至基础梁边缘的距离不应小于 50mm (图 9.5.12);

2 当交叉基础梁的宽度小于柱截面的边长时, 交叉基础梁连接处应设置八字角, 柱角与八字角之间的净距不宜小于 50mm (图 9.5.12a);

3 单向基础梁与柱的连接, 可按图 9.5.12b、c 采用;

4 基础梁与剪力墙的连接, 可按图 9.5.12d 采用。

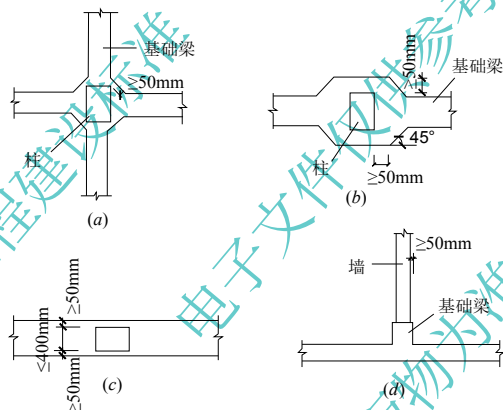


图 9.5.12 地下室底层柱或剪力墙与梁板式筏基的基础梁连接的构造要求

9.5.13 当地基土比较均匀、地基压缩层范围内无软弱土层或可液化土层、上部结构刚度较好, 柱网和荷载较均匀、相邻柱荷载及柱间距的变化不超过 20%, 且梁板式筏基梁的高跨比或平板式筏基板的厚跨比不小于 1/6 时, 筏形基础可仅考虑局部弯曲作用。筏形基础的内力, 可按基底反力直线分布进行计算, 计算时基底反力应扣除底板自重及其上填土的自重。当不满足上述要求时, 筏基内力可按弹性地基梁板方法进行分析计算。

9.5.14 按基底反力直线分布计算的梁板式筏基,其基础梁的内力可按连续梁分析,边跨跨中弯矩以及第一内支座的弯矩值宜乘以1.2的系数。梁板式筏基的底板和基础梁的配筋除满足计算要求外,纵横方向的底部钢筋尚应有不少于1/3贯通全跨,顶部钢筋按计算配筋全部连通,底板上下贯通钢筋的配筋率不应小于0.15%。

9.5.15 按基底反力直线分布计算的平板式筏基,可按柱下板带和跨中板带分别进行内力分析。柱下板带中,柱宽及其两侧各0.5倍板厚且不大于1/4板跨的有效宽度范围内,其钢筋配置量不应小于柱下板带钢筋数量的一半,且应能承受部分不平衡弯矩 $\alpha_m M_{\text{unb}}$ 。 M_{unb} 为作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩, α_m 按下式计算:

$$\alpha_m = 1 - \alpha_s \quad (9.5.15)$$

式中:

α_m ——不平衡弯矩通过弯曲来传递的分配系数;

α_s ——按公式(9.5.6-3)计算。

平板式筏基柱下板带和跨中板带的底部支座钢筋应有不少于1/3贯通全跨,顶部钢筋应按计算配筋全部连通,上下贯通钢筋的配筋率不应小于0.15%。

9.5.16 对有抗震设防要求的结构,当地下一层结构顶板作为上部结构嵌固端时,嵌固端处的底层框架柱下端截面组合弯矩设计值应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的规定乘以其抗震等级相对应的增大系数。

当平板式筏基的顶板作为上部结构的嵌固端、计算柱下板带截面组合弯矩设计值时,底层框架柱下端内力应考虑地震作用组合及相应的增大系数。

9.5.17 梁板式筏形基础梁和平板式筏形基础的顶面应满足底层柱下局部受压承载力的要求。

9.5.18 筏板与地下室外墙的接缝、地下室外墙沿高度处的水平接缝应严格按施工缝要求施工,必要时可设通长止水带。

9.5.19 带裙房的高层建筑筏形基础应符合下列要求:

1 当高层建筑与相连的裙房之间设置沉降缝时, 高层建筑的基础埋深应大于裙房基础的埋深至少 2m。地面以下沉降缝的缝隙应用粗砂填实(图 9.5.19a);

2 当高层建筑与相连的裙房之间不设置沉降缝时, 宜在裙房一侧设置用于控制沉降差的后浇带。当沉降实测值和计算确定的后期沉降差满足设计要求后, 方可进行后浇带混凝土浇筑。当高层建筑基础面积满足地基承载力和变形要求时, 后浇带宜设在与高层建筑相邻裙房的第一跨内。当需要满足高层建筑地基承载力、降低高层建筑沉降量, 减小高层建筑与裙房间的沉降差而增大高层建筑基础面积时, 后浇带可设在距主楼边柱的第二跨内, 此时应满足以下条件:

- 1) 地基土质较均匀;
- 2) 裙房结构刚度较好且基础以上的地下室和裙房结构层数不少于两层;
- 3) 后浇带一侧与主楼连接的裙房基础底板厚度与高层建筑的基础底板厚度相同(图 9.5.19b)。

根据沉降实测值和计算值确定的后期沉降差满足设计要求后, 方可进行后浇带混凝土浇筑。

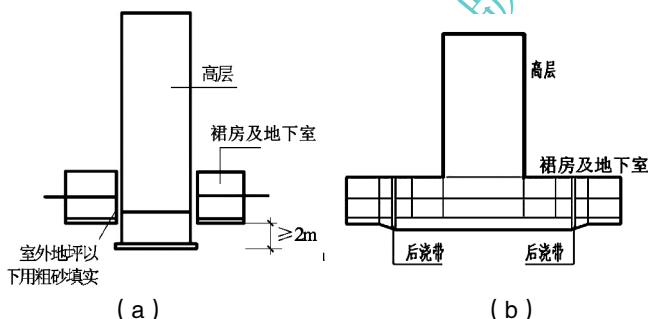


图 9.5.19 高层建筑与裙房间的沉降缝、后浇带处理示意图

3 当高层建筑与相连的裙房之间不设沉降缝和后浇带时, 高层建筑及与其紧邻一跨裙房的筏板应采用相同厚度, 裙房筏板的厚度宜从第二跨裙房开始逐渐变化, 应同时满足主、裙楼基础整体性和基础板的变形要求; 应进行地基变形和基础内力的验算, 验算时应分析地基与结构间变形的相互影响, 并采取有效措施防止产生有不利影响的差异沉降。

9.5.20 在同一大面积整体筏形基础上建有多幢高层和低层建筑时, 筏板厚度和配筋宜按上部结构、基础与地基土的共同作用的基础变形和基底反力计算确定。

9.5.21 带裙房的高层建筑下的大面积整体筏形基础, 其主楼下筏板的整体挠度值不宜大于 0.5% , 主楼与相邻的裙房柱的差异沉降不应大于 1% 。

9.5.22 大面积整体筏形基础时, 与主楼连接的外扩地下室其角隅处的楼板板角, 除配置两个垂直方向的上部钢筋外, 尚应布置斜向上部构造钢筋, 钢筋直径不应小于 10mm 、间距不大于 200mm , 该钢筋伸入板内的长度不宜小于 $1/4$ 的短边跨度; 与基础整体弯曲方向一致的垂直于外墙的上部钢筋, 钢筋直径不小于 10mm 、间距不大于 200mm , 且钢筋的面积不应小于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中受弯构件的最小配筋率, 钢筋锚入墙内不小于 $30d$ 。

9.5.23 筏形基础地下室施工完毕后, 应及时进行基坑回填工作。填土应按设计要求选料, 回填时应先清除基坑中的杂物, 在相对的两侧或四周同时回填并分层夯实, 回填土的压实系数不应小于 0.94 , 并在楼板、底板相应标高处设置 $200\text{mm}\sim 300\text{mm}$ 厚混凝土传力带。当净空较小时, 可灌注素混凝土或填砂石后注浆。

9.5.24 采用筏基带地下室的高层和低层建筑, 地下室四周外墙与土层紧密接触且土层为非松散填土、松散粉细砂土、软塑流塑黏性土, 上部结构为框架、框剪或框架-核心筒结构, 当地下一层结构

顶板作为上部结构嵌固部位时，应符合以下要求：

1 地下一层的结构侧向刚度大于或等于与其相连的上部结构楼层侧向刚度的 2.0 倍；

2 地下一层结构顶板应采用梁板式楼盖，板厚不应小于 180mm，其混凝土强度等级不宜小于 C30；楼面应采用双层双向配筋，且每层每个方向的配筋率不宜小于 0.25%；

3 地下室外墙和内墙应符合设计要求的相应抗震等级的抗震墙设计要求，且边缘的板面不应有大洞口，应加强墙体与顶板的钢筋连接，不应小于设计要求的相应抗震等级的抗震锚固长度 l_{aE} ，以保证将上部结构的地震作用或水平力传递到地下室抗侧力构件中；

4 当地下室内、外墙与主体结构墙体之间的距离小于 30m 时，该范围内的地下室内、外墙可计入地下一层的结构侧向刚度，但此范围内的侧向刚度不能重叠使用于相邻建筑。当不符合上述要求时，建筑物的嵌固部位可设在筏基的顶部，此时宜考虑基侧土和基底土对地下室的抗力。

9.5.25 地下室的抗震等级、构件的截面设计以及抗震构造措施应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定。剪力墙底部加强部位的高度应从地下室顶板算起；当结构嵌固在基础顶面时，剪力墙底部加强部位的范围尚应延伸至基础顶面。

10 桩基础

10.1 一般规定

10.1.1 桩长应根据上部结构荷载及工程地质条件确定。桩端持力层宜选择较硬的土层，桩端全断面进入持力层深度，对于黏性土、粉土不宜小于 $2d$ (d 为桩径或边长)，砂土不宜小于 $1.5d$ ，当存在软弱下卧层时，桩尖以下持力层厚度不宜小于 $4d$ 。淤泥、淤泥质土及可液化土层不得作为桩端持力层。同一结构单元内的桩基，不宜选用压缩性差异较大的土层作桩端持力层。

10.1.2 桩型与成桩工艺选择应根据结构类型、荷载性质、桩的使用功能、穿越土层、桩端持力层土类、地下水位、施工设备、施工环境、施工经验、制桩材料条件等，选择经济合理、安全适用桩型和成桩工艺。

10.1.3 桩身混凝土的材料、最小水泥用量、水灰比、抗渗等级等应符合耐久性和防腐蚀性及相关规范规程的有关规定。

10.1.4 桩的最小中心距应符合表 10.1.4 的规定。对于大面积群桩，尤其是挤土桩，应考虑施工工艺中挤土等效应对临近桩的影响，桩的最小中心距宜按表值适当加大。

表 10.1.4 桩的最小中心距

土类与成桩工艺	排数不少于 3 排且桩数 不少于 9 根摩擦型桩基	其他情况
非挤土灌注桩	$3.0d$	$3.0d$
部分挤土桩	$4.0d$	$3.5d$
挤土桩	$4.5d$	$4.0d$
扩底灌注桩	$2.0D$ 或 $D+2.0m$ (当 $D>2m$)	$1.5D$ 或 $D+1.5m$ (当 $D>2m$)
超长桩	$3.5d$	$3.5d$

注：1 d —圆桩直径或方桩边长， D —扩大端设计直径。

- 2 当纵横向桩距不相等时，其最小中心距应满足“其他情况”一栏的规定。
- 3 为端承型桩时，非挤土灌注桩的“其他情况”一栏可减小至 $2.5d$ 。
- 4 超长桩指桩径大于 800mm，桩长超过 50m，长细比大于 50 的灌注桩。

10.1.5 桩基设计应符合下列要求：

1 所有桩基均应进行承载力和桩身强度计算。对预制桩，尚应进行运输、吊装和锤击等过程中的强度和抗裂验算。

2 桩基础的抗震验算应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

3 由于欠固结软土、场地填土的固结、场地大面积堆载、降低地下水位等原因，引起桩周土的沉降大于桩的沉降时，应考虑桩侧负摩擦力对桩基承载力和沉降的影响。

4 对位于坡地、岸边的桩基，应进行桩基的整体稳定验算。桩基应与边坡工程统一规划，同步设计。

5 应考虑桩基施工中挤土效应对桩基及周边环境的影响；在深厚饱和软土中采用大片密集有挤土效应的桩基时，应采取有效措施防止挤土效应对桩施工质量和周边环境的影响。

6 应考虑深基坑开挖中，坑底土回弹隆起对桩身受力及桩承载力的影响。

7 在承台及地下室周围的回填中，应满足填土密实度要求。

8 预应力混凝土管桩的使用及适用范围应符合《预应力混凝土管桩技术规程》DB29-110 的有关规定；预应力混凝土空心方桩的使用及适用范围应符合《预应力混凝土空心方桩技术规程》DB29-113 的有关规定。

9 复合配筋预应力混凝土空心桩可用于工业和民用建筑工程,复合配筋预应力混凝土管桩和复合配筋预应力混凝土空心方桩的配筋可按附录 J 的要求配置,其抗弯承载力计算见附录 J。

10.2 桩基构造

10.2.1 设计使用年限不少于 50 年时,非腐蚀环境中预制桩的混凝土强度等级不应低于 C30,预应力桩不应低于 C40,灌注桩的混凝土强度等级不应低于 C25;二 b 类环境及三类及四类、五类微腐蚀环境中不应低于 C30;在腐蚀环境中的桩,桩身混凝土的强度等级应符合《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。设计使用年限为 100 年的桩,桩身混凝土的强度等级宜适当提高。

10.2.2 灌注桩主筋混凝土保护层厚度不应小于 50mm;预制桩不应小于 45mm,离心成型混凝土空心桩不应小于 35mm;腐蚀环境中的灌注桩不应小于 55mm。

10.2.3 桩的主筋应根据计算确定。灌注桩最小配筋率不宜小于 0.2%~0.65% (小直径桩取大值)。预制桩的最小配筋率不宜小于 0.8%,如采用静压法沉桩时,其最小配筋率不宜小于 0.6%,预应力桩不宜小于 0.5%。打入桩桩顶(4~5) d 长度范围内箍筋应加密,并设置 3~5 片钢筋网片。

10.2.4 桩身纵向钢筋配置长度应符合下列规定:

- 1 受水平荷载和弯矩较大的桩,配筋长度应通过计算确定;
- 2 桩基承台下存在淤泥、淤泥质土或液化土层时,配筋长度应穿过淤泥、淤泥质土层或液化土层;
- 3 坡地岸边的桩、抗拔桩、嵌岩端承桩应通长配筋;
- 4 软土中深开挖条件下桩基宜通长配筋。

10.2.5 对于受水平荷载的灌注桩,主筋不应小于 $8\Phi 12$,对于抗

压桩和抗拔桩，主筋不应少于 $6\Phi 10$ ，纵向主筋宜沿桩身周边均匀布置，其净距不应小于 60mm ，并尽量少钢筋接头。

10.2.6 灌注桩箍筋应采用螺旋式箍筋，直径不应小于 6mm ，间距宜为 $200\sim 300\text{mm}$ ；根据桩的工作性状，桩顶以下 $5d$ 范围内，箍筋宜适当加强加密；当钢筋笼长度超过 4m 时，每隔 2m 左右设一道 $\Phi 12\sim 18$ 焊接加劲箍筋。预制桩箍筋可采用螺旋式箍筋或排列式箍筋，直径不应小于 4mm ，间距宜为 $100\sim 200\text{mm}$ 。

10.2.7 预制桩的分节长度应根据施工条件及运输条件确定，接头不宜超过 2 个，离心成型混凝土空心桩接头数量不宜超过 3 个。

10.3 桩顶荷载计算

10.3.1 对于建筑物的桩基，应按下列公式计算群桩中的桩顶荷载：

1 轴心竖向力作用下

$$N_k = \frac{F_k + G_k}{n} \quad (10.3.1-1)$$

式中：

F_k ——相应于荷载效应标准组合时，作用于桩基承台顶面的竖向力（ kN ）；

G_k ——桩基承台及承台上土自重标准值（ kN ），对稳定的地下水位以下部分应扣除水的浮力；

N_k ——相应于荷载效应标准组合时，轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力（ kN ）；

n ——桩基中的桩数。

2 偏心竖向力作用下

$$N_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \quad (10.3.1-2)$$

式中:

M_{xk} 、 M_{yk} ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台底面绕通过桩群形心的 x 、 y 轴的力矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$);

x_i 、 y_i ——第 i 根桩至桩群形心的 y 、 x 轴的距离 (m);

N_{ik} ——相应于荷载效应标准组合时, 偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力 (kN)。

3 水平力作用下

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \quad (10.3.1-3)$$

式中:

H_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台底面的水平力 (kN);

H_{ik} ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于任一单桩的水平力。

10.4 桩基竖向承载力计算

10.4.1 桩基竖向承载力计算应符合下列要求:

1 荷载效应标准组合

轴心竖向力作用下

$$N_k \leq R_a \quad (10.4.1-1)$$

式中: R_a ——单桩竖向承载力特征值。

偏心竖向力作用下除满足上式外, 尚应满足下式的要求:

$$N_{k\max} \leq 1.2R_a \quad (10.4.1-2)$$

2 地震作用效应和荷载效应标准组合 轴心竖向力作用下

$$N_{\text{Ek}} \leq 1.25R_a \quad (10.4.1-3)$$

偏心竖向力作用下, 除满足上式外, 尚应满足下式的要求:

$$N_{\text{Ekmax}} \leq 1.5R_a \quad (10.4.1-4)$$

式中:

N_{Ekmax} ——地震作用效应和荷载效应标准组合下, 单桩的最大竖向力;

N_{Ek} ——地震作用效应和荷载效应标准组合下, 单桩的平均竖向力。

10.4.2 单桩竖向承载力特征值 R_a 应按下式确定:

$$R_a = \frac{Q_{\text{uk}}}{K} \quad (10.4.2)$$

式中:

Q_{uk} ——单桩竖向极限承载力标准值;

K ——安全系数, 取 $K=2$ 。

10.4.3 单桩承载力特征值的确定应符合下列规定:

1 单桩竖向承载力特征值应通过单桩竖向静载荷试验确定。在同一条件下的试桩数量, 不宜少于总桩数的 1% 且不应少于 3 根。单桩的静载荷试验, 应按本规范附录 K 进行。

2 地基基础设计等级为丙级的建筑物, 可采用静力触探及标贯试验参数等结合工程经验确定 R_a 值。

10.4.4 当根据经验参数法估算, 初步设计时单桩竖向极限承载力标准值可按按下式估算:

$$Q_{\text{uk}} = u_p \sum q_{\text{sik}} l_i + q_{\text{pk}} A_p \quad (10.4.4)$$

式中:

q_{sik} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值;

q_{pk} ——极限端阻力标准值；

A_p ——桩底端横截面面积；

u_p ——桩身周长；

l_i ——桩穿越第 i 层土的厚度。

10.4.5 当根据静力触探估算，初步设计时单桩竖向极限承载力标准值可按下式估算：

1 当根据双桥探头静力触探资料确定混凝土预制桩单桩竖向极限承载力标准值时，对于黏性土、粉土和砂土，如无当地经验时可按下式计算：

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum l_i \beta_i f_{si} + \alpha q_c A_p \quad (10.4.5-1)$$

式中：

f_{si} ——第 i 层土的探头平均侧阻力 (kPa)；

q_c ——桩端平面上、下探头阻力，取桩端平面以上 $4d$ (d 为桩的直径或边长) 范围内按土层厚度的探头阻力加权平均值 (kPa)，然后再和桩端平面以下 $1d$ 范围内的探头阻力进行平均；

α ——桩端阻力修正系数，对于黏性土、粉土取 $2/3$ ，饱和砂土取 $1/2$ ；

β_i ——第 i 层土桩侧阻力综合修正系数，黏性土、粉土：

$\beta_i = 10.04(f_{si})^{-0.55}$ ；砂土： $\beta_i = 5.05(f_{si})^{-0.45}$ 。

注：双桥探头的圆锥底面积为 15cm^2 ，锥角 60° ，摩擦套筒高 21.85cm ，侧面积 300cm^2 。

2 用静力触探确定钻孔灌注桩的极限承载力标准值的计算公式如下：

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum l_i q_{sik} + A_p q_{pk} = u \sum l_i F_{ci} f_{si} + A_p F_d q_{cp} \quad (10.4.5-2)$$

式中：

q_{cp} ——桩的静力触探计算端阻力 (kPa)，其取值按桩端高程

以上和以下各 $4d$ (d 为桩的直径或边长) 范围内静力触探的平均端阻平均值 q_{ct1} 和 q_{cb1} ，当 $q_{ct1} \geq q_{cb1}$ 取 $q_{cp} = q_{cb1}$ ，当 $q_{ct1} < q_{cb1}$ 取 $q_{cp} = (q_{ct1} + q_{cb1}) / 2.0$ 。

F_{ci} 和 F_d 分别为侧摩阻力和端阻力的修正系数，其值按下列标准选取：

$$F_{ci} = 27.289(f_{si})^{(-0.87)} \quad (10.4.5-3)$$

$$F_d = 112.06(q_{cp})^{(-0.75)} \quad (10.4.5-4)$$

10.4.6 当考虑与承台底面下土的共同工作时，地基土的承载力可乘以共同工作阻力效应系数 η_c ， η_c 可取 $0.1 \sim 0.2$ ，对建筑物沉降有特殊要求时， $\eta_c = 0$ ，在承台底下有液化土、填土、淤泥类土或欠固结土时， $\eta_c = 0$ 。承台的底面积应按扣除桩的面积后的净面积计算。

10.4.7 后注浆灌注桩的单桩极限承载力，应通过静载试验确定。在初步设计估算时，其后注浆单桩极限承载力标准值可按式估算：

$$\begin{aligned} Q_{uk} &= Q_{sk} + Q_{gsk} + Q_{gpk} \\ &= u \sum q_{sjk} l_j + u \sum \beta_{si} q_{sik} l_{gi} + \beta_p q_{pk} A_p \end{aligned} \quad (10.4.7)$$

式中：

Q_{sk} ——后注浆非竖向增强段的总极限侧阻力标准值；

Q_{gsk} ——后注浆竖向增强段的总极限侧阻力标准值；

Q_{gpk} ——后注浆总极限端阻力标准值；

u ——桩身周长；

l_j ——后注浆非竖向增强段第 j 层土厚度；

l_{gi} ——后注浆竖向增强段内第 i 层土厚度：对于泥浆护壁成孔灌注桩，当为单一桩端后注浆时，竖向增强段为桩端以上 12m；当为桩端、桩侧复合注浆时，竖向增强段为桩端以上 12m 及各桩侧注浆断面以上 12m，重叠部分应扣除；

q_{sik} 、 q_{sjk} 、 q_{pk} ——分别为后注浆竖向增强段第 i 土层初始极限侧阻力标准值、非竖向增强段第 j 土层初始极限侧阻力标准值、初始极限端阻力标准值；
 β_{si} 、 β_p ——分别为后注浆侧阻力、端阻力增强系数，当初步估算时，可按表 10.4.7 取值。

表 10.4.7 后注浆侧阻力增强系数 β_{si} 、端阻力增强系数 β_p

地区	市区	滨海新区
侧阻力增强系数 β_{si}	黏性土、粉土	1.8~2.2
	粉砂、细砂	2.1~2.5
端阻力增强系数 β_p	黏性土、粉土	1.8~2.4
	粉砂、细砂	1.8~2.8

注：表中数值可作为初步设计时估算用。

10.4.8 桩身强度应满足单桩承载力和裂缝控制的要求。桩身强度计算，应遵照《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计规范》GB 50017 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 有关规定执行。

10.4.9 按桩身混凝土强度计算桩的承载力时，应按桩的类型和成桩工艺的不同将混凝土的轴心抗压强度设计值乘以工作条件系数 φ_c ，桩身强度应符合下式要求，桩轴心受压时：

$$Q \leq A_p f_c \varphi_c \quad (10.4.9)$$

式中：

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 取值；

Q ——相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值；

A_p ——桩身横截面积；

φ_c ——工作条件系数，非预应力预制桩取 0.75，预应力桩取 0.60~0.70，当采用植桩工法或中掘工法施工时取 0.75~0.85，灌注桩取 0.6~0.7（水下灌注桩、长桩或混凝土强度等级高于 C35 时用低值）。

10.5 桩基沉降计算

10.5.1 桩基沉降计算应符合下列规定：

- 1 对以下建筑物的桩基应进行沉降验算：
 - 1) 地基基础设计等级为甲级的建筑物桩基；
 - 2) 体形复杂、荷载不均匀或桩端以下存在软弱土层的设计等级为乙级的建筑物桩基；
 - 3) 摩擦型桩基。
- 2 桩基础沉降不得超过建筑物的沉降允许值，并应符合 5.3 的规定。

10.5.2 计算桩基础沉降时，最终沉降量宜采用单向压缩分层总和法计算：

$$S = \psi_p \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\sigma_{j,i} \Delta h_{j,i}}{E_{sj,i}} \quad (10.5.2)$$

式中：

- S ——桩基最终计算沉降量，(mm)；
- m ——桩端平面以下压缩层范围内土层总数；
- $E_{sj,i}$ ——桩端平面下第 j 层土第 i 个分层在自重应力至自重应力加附加应力作用段的压缩模量 (MPa)；
- n_j ——桩端平面下第 j 层土的计算分层数；
- $\Delta h_{j,i}$ ——桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层厚度，(m)；
- $\sigma_{j,i}$ ——桩端平面下第 j 层土第 i 个分层的竖向附加应力 (kPa)；
- ψ_p ——桩基沉降计算经验系数。

10.5.3 地基内的附加应力分布采用各向同性均质线性变形体理论，可按下列方法计算：

- 1 实体深基础方法；
- 2 明德林应力公式方法，推荐采用本方法进行桩基沉降计算。

10.5.4 采用实体深基础计算桩基础最终沉降量时，附加压力计算，应为桩底平面处的附加压力。实体基础的支承面积可按图 10.5.4 采用。

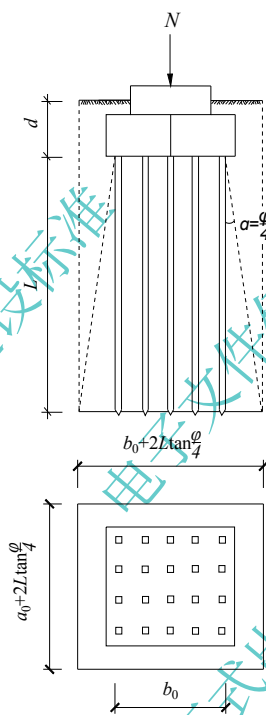


图 10.5.4 实体深基础的底面积

10.5.5 采用明德林应力公式方法进行桩基础沉降计算时，应符合下列规定：

- 1 采用明德林应力公式计算地基中的某点的竖向附加应力值

时，可将各根桩在该点所产生的附加应力，逐根叠加按下式计算：

$$\sigma_{j,i} = \sum_{k=1}^n (\sigma_{zp,k} + \sigma_{zs,k}) \quad (10.5.5-1)$$

式中：

$\sigma_{zp,k}$ ——第 k 根桩的端阻力在深度 z 处产生的应力（kPa）；

$\sigma_{zs,k}$ ——第 k 根桩的侧摩阻力在深度 z 处产生的应力（kPa）。

2 第 k 根桩的端阻力在深度 z 处产生的应力：

$$\sigma_{zp,k} = \frac{\alpha Q}{l^2} I_{p,k} \quad (10.5.5-2)$$

式中：

Q ——相应于作用的准永久组合时，轴心竖向力作用下单桩的附加荷载（kN），由桩端阻力 Q_p 和桩侧摩阻力 Q_s 共同承担，且 $Q_p = \alpha Q$ ， α 是桩端阻力比。桩的端阻力假定为集中力，桩侧摩阻力可假定为沿桩身均匀分布和沿桩身线性增长分布两种形式组成，其值分别为 βQ 和 $(1-\alpha-\beta)Q$ ，如图10.5.5所示，计算时摩擦桩可取 $\beta=0$ ；

l ——桩长（m）；

$I_{p,k}$ ——应力影响系数，可用对明德林应力公式进行积分的方式推导得出。

3 第 k 根桩的侧摩阻力在深度 z 处产生的应力：

$$\sigma_{zs,k} = \frac{Q}{l^2} [\beta I_{s1,k} + (1-\alpha-\beta) I_{s2,k}] \quad (10.5.5-3)$$

式中： $I_{s1,k}$ ， $I_{s2,k}$ ——应力影响系数，可用对明德林应力公式进行积分的方式推导得出。

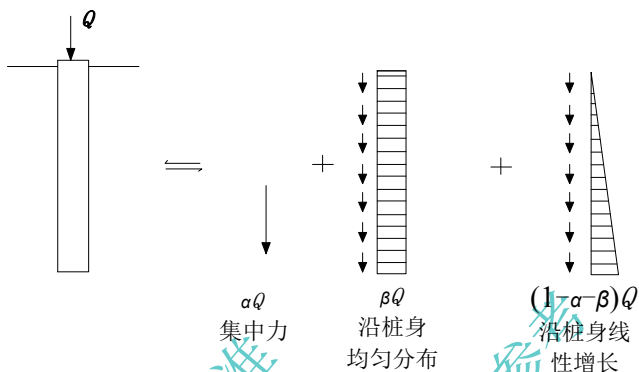


图 10.5.5 单桩荷载分担

4 对于桩顶的集中力:

$$I_p = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{(1-2\nu)(m-1)}{A^3} - \frac{(1-2\nu)(m-1)}{B^3} + \frac{3(m-1)^3}{A^5} \right. \\ \left. + \frac{3(3-4\nu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} + \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \right\} \quad (10.5.5-4)$$

5 对于桩侧摩阻力沿桩身均匀分布的情况:

$$I_{s1} = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{2(2-\nu)}{A} - \frac{2(2-\nu) + 2(1-2\nu)(m^2/n^2 + m/n^2)}{B} + \frac{(1-2\nu)2(m/n)^2}{F} - \frac{n^2}{A^3} \right. \\ \left. - \frac{4m^2 - 4(1+\nu)(m/n)^2 m^2}{F^3} - \frac{4m(1+\nu)(m+1)(m/n + 1/n)^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3} \right. \\ \left. + \frac{6m^2(m^4 - n^4)/n^2}{F^5} - \frac{6m[mn^2 - (m+1)^5/n^2]}{B^5} \right\} \quad (10.5.5-5)$$

6 对于桩侧摩阻力沿桩身线性增长的情况:

$$I_{s2} = \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{2(2-\nu)}{A} - \frac{2(2-\nu)(4m+1) - 2(1-2\nu)(1+m)m^2/n^2}{B} - \frac{2(1-2\nu)m^3/n^2 - 8(2-\nu)m}{F} \right. \\ - \frac{mn^2 + (m-1)^3}{A^3} - \frac{4\nu n^2 m + 4m^3 - 15n^2 m - 2(5+2\nu)(m/n)^2(m+1)^3 + (m+1)^3}{B^3} \\ - \frac{2(7-2\nu)mn^2 - 6m^3 + 2(5+2\nu)(m/n)^2 m^3}{F^3} - \frac{6mn^2(n^2 - m^2) + 12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5} \\ \left. + \frac{12(m/n)^2 m^5 + 6mn^2(n^2 - m^2)}{F^5} + 2(2-\nu) \ln \left(\frac{A+m-1}{F+m} \times \frac{B+m+1}{F+m} \right) \right\} \quad (10.5.5-6)$$

式中： $A^2 = [n^2 + (m-1)^2]$ 、 $B^2 = [n^2 + (m+1)^2]$ 、 $F^2 = n^2 + m^2$ 、 $n=r/l$ 、 $m=z/l$ ；

ν ——地基土的泊松比；

r ——计算点离桩身轴线的水平距离；

z ——计算应力点离承台底面的竖向距离。

7 将公式 (10.5.5-1) ~ (10.5.5-3) 代入公式 (10.5.2)，得到单向压缩分层总和法沉降计算公式：

$$s = \psi_{ps} \frac{Q}{l^2} \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\Delta h_{j,i}}{E_{sj,i}} \sum_{k=1}^K [\alpha I_{p,k} + (1-\alpha) I_{s2,k}] \quad (10.5.5-7)$$

10.5.6 压缩层厚度确定可采用应力比法，压缩层厚度自计算点所处桩位的桩端平面至土层附加应力 σ_z 等于土层自重应力 σ_c 的 10% 处。

$$\sigma_z \leq 0.1\sigma_c \quad (10.5.6)$$

10.5.7 桩基沉降计算经验系数可依据下列规定确定：

- 1 实体深基础方法计算，桩基沉降计算经验系数 ψ_p 取 0.15~0.25；
- 2 明德林应力公式方法计算，桩基沉降计算经验系数 ψ_p 取 0.25~0.35。

10.6 桩基水平承载力计算

10.6.1 一般建筑物和水平荷载较小的建筑的单桩水平承载力应满足:

$$H_k \leq R_{ha} \quad (10.6.1)$$

式中:

H_k ——单桩水平力标准值;

R_{ha} ——单桩水平承载力特征值。

10.6.2 单桩的水平承载力特征值应按下列规定确定:

1 对于一级、二级岩土工程的单桩水平承载力特征值应通过单桩静力水平荷载试验确定, 试验方法及承载力取值按附录 L 执行。

2 对于钢筋混凝土预制桩及桩身全截面配筋率不小于 0.65% 的灌注桩, 可根据静载试验结果, 取地面处水平位移 10mm(对于水平位移敏感的建筑取水平位移 6mm)所对应的荷载的 75%, 为单桩水平承载力特征值。

3 对于桩身配筋率小于 0.65% 的灌注桩, 可取单桩水平静荷载的临界值的 75%, 为水平承载力特征值。

10.7 承台计算与构造

10.7.1 柱下桩基承台的弯矩可按以下简化计算方法确定:

1 多桩矩形承台计算截面取在柱边和承台高度变化处(杯口外侧或台阶边缘, 图 10.7.1a):

$$M_x = \sum N_i y_i \quad (10.7.1-1)$$

$$M_y = \sum N_i x_i \quad (10.7.1-2)$$

式中:

M_x 、 M_y ——分别为垂直 y 轴和 x 轴方向计算截面处的弯矩设计值;

x_i 、 y_i ——垂直 y 轴和 x 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离;

N_i ——扣除承台和其上填土自重后相应于荷载效应基本组合时的第 i 桩竖向力设计值。

2 三桩承台

1) 等边三桩承台 (图 10.7.1b)

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{\sqrt{3}}{4} c \right) \quad (10.7.1-3)$$

式中:

M ——由承台形心至承台边缘距离范围内板带的弯矩设计值;

$N_{\max}$ ——扣除承台和其上填土自重后的三桩中相应于荷载效应基本组合时的最大单桩竖向力设计值;

s ——桩距;

c ——方柱边长, 圆柱时 $c=0.886d$ (d 为圆柱直径)。

2) 等腰三桩承台 (图 10.7.1c)

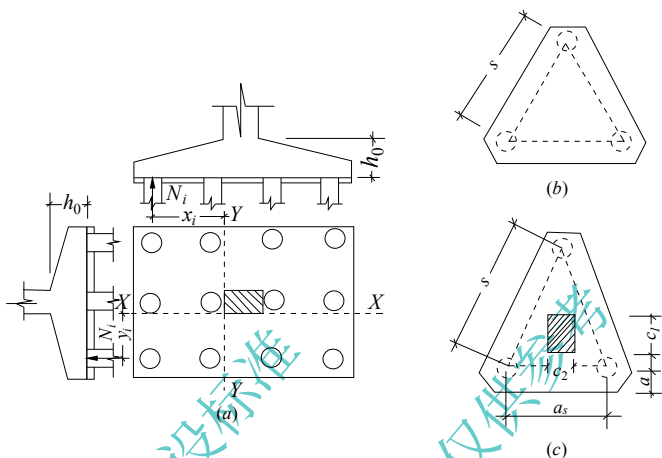


图 10.7.1 承台弯矩计算

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{0.75}{\sqrt{4 - \alpha^2}} c_1 \right) \quad (10.7.1-4)$$

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3} \left(\alpha s - \frac{0.75}{\sqrt{4 - \alpha^2}} c_2 \right) \quad (10.7.1-5)$$

式中:

M_1 、 M_2 ——分别为由承台形心到承台两腰和底边的距离范围内板带的弯矩设计值;

s ——长向桩距;

α ——短向桩距与长向桩距之比,当 α 小于 0.5 时,应按变截面的二桩承台设计;

c_1 、 c_2 ——分别为垂直于、平行于承台底边的柱截面边长。

10.7.2 柱下桩基础独立承台受冲切承载力的计算,应符合下列规定:

1 柱对承台的冲切,可按下列公式计算(图 10.7.2-1)

$$F_l \leq 2[\alpha_{ox}(b_c + a_{oy}) + \alpha_{oy}(h_c + a_{ox})]\beta_{hp}f_t h_0 \quad (10.7.2-1)$$

$$F_l = F - \sum N_i \quad (10.7.2-2)$$

$$\alpha_{ox} = 0.84/(\lambda_{ox} + 0.2) \quad (10.7.2-3)$$

$$\alpha_{oy} = 0.84/(\lambda_{oy} + 0.2) \quad (10.7.2-4)$$

式中:

F_l ——扣除承台及其上填土自重,作用在冲切破坏锥体上相应于荷载效应基本组合的冲切力设计值,冲切破坏锥体应采用自柱边或承台变阶处至相应桩顶边缘连线构成的锥体,锥体与承台底面的夹角不小于 45° (图 10.7.2-1);

h_0 ——冲切破坏锥体的有效高度;

β_{hp} ——受冲切承载力截面高度影响系数,其值按本规范第 9.3.9 条的规定取用;

α_{ox} 、 α_{oy} ——冲切系数;

λ_{ox} 、 λ_{oy} ——冲跨比, $\lambda_{ox} = a_{ox}/h_0$, $\lambda_{oy} = a_{oy}/h_0$, a_{ox} 、 a_{oy} 为柱边或变阶处至桩边的水平距离;当 $a_{ox}(a_{oy}) < 0.2h_0$ 时, $a_{ox}(a_{oy}) = 0.2h_0$;当 $a_{ox}(a_{oy}) > h_0$ 时, $a_{ox}(a_{oy}) = h_0$;

F ——柱根部轴力设计值;

$\sum N_i$ ——冲切破坏锥体范围内各桩的净反力设计值之和。

对中低压缩性土上的承台,当承台与地基土之间没有脱空现象时,可根据地区经验适当减小柱下桩基础独立承台受冲切计算的承台厚度。

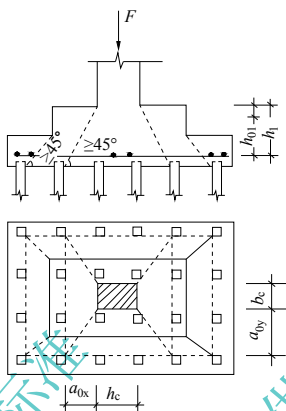


图 10.7.2-1 柱对承台冲切

2 角桩对承台的冲切，可按下列公式计算：

1) 多桩矩形承台受角桩冲切的承载力应按下式计算（图 10.7.2-2）：

$$N_l \leq [\alpha_{1x}(c_2 + \frac{a_{1y}}{2}) + \alpha_{1y}(c_1 + \frac{a_{1x}}{2})] \beta_{hp} f_t h_0 \quad (10.7.2-5)$$

$$\alpha_{1x} = \frac{0.56}{\lambda_{1x} + 0.2} \quad (10.7.2-6)$$

$$\alpha_{1y} = \frac{0.56}{\lambda_{1y} + 0.2} \quad (10.7.2-7)$$

式中：

N_l ——扣除承台和其上填土自重后的角桩桩顶相应于荷载效应基本组合时的竖向力设计值；

α_{1x} 、 α_{1y} ——角桩冲切系数；

λ_{1x} 、 λ_{1y} ——角桩冲跨比，其值满足 0.2～1.0， $\lambda_{1x}=a_{1x}/h_0$ ， $\lambda_{1y}=a_{1y}/h_0$ ；

- c_1 、 c_2 ——从角桩内边缘至承台外边缘的距离；
 a_{1x} 、 a_{1y} ——从承台底角桩内边缘引 45° 冲切线与承台顶面或承台变阶处相交点至角桩内边缘的水平距离；
 h_0 ——承台外边缘的有效高度。

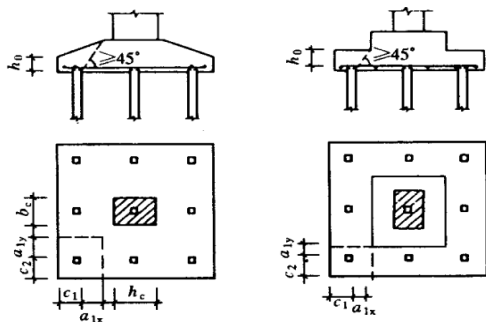


图 10.7.2-2 矩形承台角桩冲切验算

2) 三桩三角形承台受角桩冲切的承载力可按下列公式计算(图 10.7.2-3):

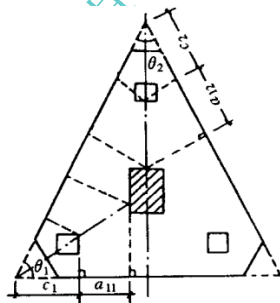


图 10.7.2-3 三角形承台角桩冲切验算

底部角桩

$$N_l \leq \alpha_{11}(2c_1 + a_{11}) \tan \frac{\theta_1}{2} \beta_{\text{hp}} f_t h_0 \quad (10.7.2-8)$$

$$\alpha_{11} = \left(\frac{0.56}{\lambda_{11} + 0.2} \right) \quad (10.7.2-9)$$

顶部角桩

$$N_l \leq \alpha_{12}(2c_2 + a_{12}) \tan \frac{\theta_2}{2} \beta_{\text{hp}} f_t h_0 \quad (10.7.2-10)$$

$$\alpha_{12} = \left(\frac{0.56}{\lambda_{12} + 0.2} \right) \quad (10.7.2-11)$$

式中：

λ_{11} 、 λ_{12} ——角桩冲跨比， $\lambda_{11} = \frac{a_{11}}{h_0}$ ， $\lambda_{12} = \frac{a_{12}}{h_0}$ ；

a_{11} 、 a_{12} ——从承台底角桩内边缘向相邻承台边引 45°冲切线与承台顶面相交点至角桩内边缘的水平距离；当桩位于该 45°线以内时则取柱边与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线；对圆柱及圆桩，计算时可将圆形截面换算成正方形截面。

10.7.3 柱下桩基独立承台应分别对柱边和桩边、变阶处和桩边连线形成的斜截面进行受剪计算。当柱边外有多排桩形成多个剪切斜截面时，尚应对每个斜截面进行验算。

10.7.4 柱下桩基独立承台斜截面受剪承载力可按下列公式计算（图 10.7.4）：

$$V \leq \beta_{\text{hs}} \beta f_t b_0 h_0 \quad (10.7.4-1)$$

$$\beta = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} \quad (10.7.4-2)$$

式中：

V ——扣除承台及其上填土自重后相应于荷载效应基本组合时斜截面的最大剪力设计值；

b_0 ——承台计算截面处的计算宽度。阶梯形承台变阶处的计算宽度、锥形承台的计算宽度应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 附录 U 确定；

h_0 ——计算宽度处的承台有效高度；

β ——剪切系数；

β_{hs} ——受剪切承载力截面高度影响系数，按公式 (9.3.10-2) 计算；

λ ——计算截面的剪跨比， $\lambda_x = \frac{a_x}{h_0}$ ， $\lambda_y = \frac{a_y}{h_0}$ 。 a_x 、 a_y 为柱边或承台变阶处至 x 、 y 方向计算一排桩的桩边的水平距离，当 $\lambda < 0.3$ 时，取 $\lambda = 0.3$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$ 。

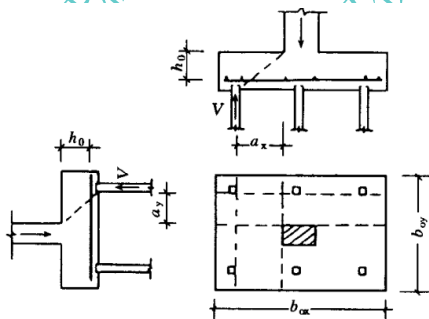


图 10.7.4 承台斜截面受剪计算

10.7.5 当承台的混凝土强度等级低于柱或桩的混凝土强度等级时，尚应验算柱下或桩上承台的局部受压承载力。

10.7.6 承台之间的连接应符合下列要求：

- 1 单桩承台，宜在两个互相垂直的方向上设置联系梁；
- 2 两桩承台，宜在其短向设置联系梁；
- 3 有抗震要求的柱下独立承台，宜在两个主轴方向设置联系梁；
- 4 联系梁顶面及底面标高宜在承台高度范围内。联系梁的宽

度不应小于 250mm，梁的高度可取承台中心距的 $1/10 \sim 1/15$ ；

5 联系梁的主筋应按计算要求确定。联系梁内上下纵向钢筋直径不应小于 12mm 且不应少于 2 根，并按受拉要求锚入承台。

10.7.7 桩基承台的构造尺寸，除满足抗冲切、抗剪切、抗弯和上部结构需要外，尚应符合下列规定：

1 承台最小宽度不应小于 500mm，承台边缘至桩中心的距离不宜小于桩的直径或边长，且边缘挑出部分不应小于 150mm。对于条形承台梁边缘挑出部分不应小于 75mm；

2 条形承台和柱下独立桩基承台的厚度不应小于 300mm；

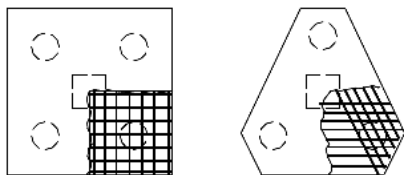
3 筏形、箱形承台板的厚度应满足整体刚度、施工条件及防水要求。高层建筑平板式和梁板式筏形承台的最小厚度不应小于 400mm。对于桩布置于墙下或基础梁下的情况，承台板厚度不宜小于 250mm，且板厚与计算区段最小跨度之比不宜小于 $1/20$ 。

10.7.8 承台混凝土强度等级不宜小于 C20，承台底面钢筋的混凝土保护层厚度不宜小于 70mm。当设素混凝土垫层时，保护层厚度可减小，不应小于 40mm。垫层厚度不应小于 100mm，强度等级不应低于 C15。

10.7.9 承台的钢筋配置除满足计算要求外，尚应符合下列规定：

1 承台梁的纵向主筋直径不宜小于 $\Phi 12$ ，架立筋直径不宜小于 $\Phi 10$ ，箍筋直径不宜小于 $\Phi 6$ ；

2 柱下独立桩基承台的受力钢筋应通长配置。矩形承台板配筋宜按双向均匀布置，钢筋直径不宜小于 $\Phi 10$ ，间距应满足 100mm~200mm。对于三桩承台，应按三向板带均匀配置，最里面三根钢筋相交围成的三角形应位于柱截面范围以内(图 10.7.9)。



(a) 矩形承台

(b) 三桩承台

图 10.7.9 柱下独立桩基承台配筋

10.7.10 桩与承台的连接应符合下列要求：

- 1 桩顶嵌入承台的长度对于大直径桩，不宜小于 100mm；对于中等直径桩不宜小于 50mm。
- 2 混凝土桩的桩顶主筋应伸入承台内，其锚固长度不宜小于 35 倍纵向主筋直径。对于抗拔桩，桩顶纵向主筋的锚固长度应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 确定。
- 3 对于大直径灌注桩，当采用一桩一桩时可设置承台或将桩与柱直接连接。
- 4 预应力混凝土桩可以采用钢筋与桩头钢板焊接的连接方法。

10.8 减沉复合桩基础

10.8.1 减沉复合桩基础是由承台下地基土与桩共同分担外荷载的低承台桩基础。地基的承载力能满足或基本满足上部结构传来的荷载效应作用的要求，桩的作用主要是为了控制基础沉降。

10.8.2 减沉复合桩基础中桩的设置应符合以下规定：

- 1 桩距可采用 $4d \sim 6d$ (d 为桩径或边长)；
- 2 采用桩端进入较好土层的摩擦型桩，桩长应穿过承台下的软弱土层，并进入压缩性相对较低的土层。

10.8.3 减沉复合桩基础的设计应符合以下规定：

1 减沉复合桩基础应满足承载力计算及地基变形设计的有关规定;

2 对于建造在斜坡上或边坡附近的建筑物,尚应验算其稳定性;

3 减沉复合桩基础的用桩数量应根据设计要求控制的沉降值,通过计算确定,并应同时满足承载力计算的规定;

4 当承台底土为新填土、欠固结土、可液化土层或地基承载力特征值低于 80kPa 的软土时,应对其进行处理,确保桩、土和承台共同工作。

10.8.4 减沉复合桩基础的承台底面净面积应满足下式要求:

$$A_c \geq \frac{\eta(F_k + G_k)}{f_a} \quad (10.8.4)$$

式中:

F_k ——相应于荷载效应标准组合时,作用基础顶面的竖向力;

G_k ——基础自重及基础上土自重标准值;

f_a ——经深度修正后的地基承载力特征值;

A_c ——承台底面净面积;

η ——天然地基承载力满足率,取 $\eta=0.65 \sim 1.0$ 。

10.8.5 按设计要求的建筑物沉降控制值计算确定用桩数量后,减沉复合桩基础的承载力计算应满足以下要求:

1 轴心竖向力作用下:

单桩桩顶受力验算:

$$Q_{kp} = \frac{F_k + G_k - \beta f_a A_c}{n} \leq R_a \quad (10.8.5-1)$$

式中:

R_a ——单桩竖向承载力特征值,其确定应符合 10.4.3 的规定;

n ——按设计要求的建筑物沉降控制值计算确定的用桩数;

f_a ——承台下土承载力特征值,可作深度修正,深度修正系

数取 1.0;

β ——桩间土承载力折减系数, 取 $\beta=0.75\sim 0.95$, 天然地基承载力较低时取较大值;

Q_{kp} ——相应于荷载效应标准组合轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力;

承台下土受力验算:

$$p_{ks} = \frac{F_k + G_k - nR_a}{\beta A_c} \leq f_a \quad (10.8.5-2)$$

式中: p_{ks} ——相应于荷载效应标准组合轴心竖向力作用下承台下土上的平均压力值。

2 偏心竖向力作用下:

偏心作用全部由桩承受, 桩按下式计算:

$$Q_{ikp} = \frac{F_k + G_k - \beta f_a A_c}{n} + \frac{M_{xk} \cdot y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_{yk} \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad (10.8.5-3)$$

$$Q_{ikpmax} \leq 1.2R_a \quad (10.8.5-4)$$

式中:

Q_{ikp} ——相应于荷载效应标准组合偏心竖向力作用下第 i 根桩上的竖向力;

Q_{ikpmax} ——相应于荷载效应标准组合偏心竖向力作用下第 i 根桩上的竖向力最大值;

M_{xk} 、 M_{yk} ——相应于荷载效应标准组合作用于承台底面通过桩群形心的 x 、 y 轴的力矩;

x_i 、 y_i ——桩 i 至桩群形心的 y 、 x 轴线的距离;

承台下土受力验算: p_{ks} 按式 10.8.5-2 计算。

当上式不能满足时, 应增大承台底面积或增加桩数。

3 水平力作用下:

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \leq R_{Ha} \quad (10.8.5-5)$$

式中:

H_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台底面的桩所分担的水平力;

M_{ik} ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于任一单桩的水平力;

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值, 由单桩水平静载荷试验确定。

10.8.6 根据式 (10.8.4) 初步确定的承台底面面积, 按作用于承台上外荷载的合力作用点与承台底面土及桩的承载力合力点基本重合的要求, 初步确定承台和桩的平面布置。

10.8.7 按控制沉降量要求确定用桩数量, 计算时, 以单位建筑作为分析单元。取建筑物平面中心点作为基础沉降计算点, 将其沉降计算值作为基础的平均沉降量。基础中心点的计算沉降值不应大于基础中心点的允许沉降量。

10.8.8 减沉复合桩基础中点沉降可按下列公式计算:

$$s = \psi(s_s + s_{sp}) \quad (10.8.8-1)$$

$$s_s = 4p_0 \sum_{i=1}^m \frac{z_i \bar{\alpha}_i - z_{(i-1)} \bar{\alpha}_{(i-1)}}{E_{si}} \quad (10.8.8-2)$$

$$s_{sp} = 280 \frac{q_{su}}{E_s} \cdot \frac{d}{(s_a + d)^2} \quad (10.8.8-3)$$

$$p_0 = \eta_p \frac{F + nR_a}{A_c} \quad (10.8.8-4)$$

式中:

s ——桩基中心点沉降量;

s_s ——由承台底地基土附加压力作用下产生的中点沉降 (图

10.8.8);

s_{sp} ——由桩土相互作用产生的沉降;

p_0 ——按荷载效应准永久值组合计算的假想天然地基平均附加压力 (kPa);

E_{si} ——承台底以下第 i 层土的压缩模量, 应取自重压力至自重压力与附加压力段的模量值;

m ——地基沉降计算深度范围的土层数; 沉降计算深度按 $\sigma_z = 0.1\sigma_c$ 确定, σ_z 计算深度处的附加应力, σ_c 土的自重应力;

$\overline{q_{su}}$ 、 $\overline{E_s}$ ——桩身范围内按厚度加权的平均桩侧极限摩阻力、平均压缩模量;

d ——桩身直径, 当为方形桩时, $d = 1.27b$ (b 为方形桩截面边长);

s_a/d ——等效距径比,

圆形桩为: $s_a/d = \sqrt{A}/(\sqrt{n} \cdot d)$

方形桩为: $s_a/d = 0.886\sqrt{A}/(\sqrt{n} \cdot b)$

其中 A 为桩基承台总面积, b 为方形桩截面边长;

z_i, z_{i-1} ——承台底至第 i 层、第 $i-1$ 层土底面的距离;

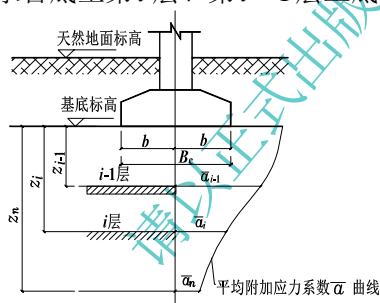


图 10.8.8 复合疏桩基础沉降计算的分层示意图

$\bar{\alpha}_i, \bar{\alpha}_{i-1}$ ——承台底至第*i*层、第*i*－1层土层底范围内的角点平均附加应力系数；

F——荷载效应准永久值组合下，作用于承台底的总附加荷载(kN)；

η_p ——基桩刺入变形影响系数；按桩端持力层土质确定，砂土为 1.0，粉土为 1.15，黏性土为 1.30；

ψ ——沉降计算经验系数，可取 1.0。

10.9 灌注桩施工

10.9.1 施工前宜进行试成孔，数量不少于 2 个，以便核对地质资料、设备、施工工艺等。如出现缩颈、坍孔、回淤、贯入度不能满足设计要求时，应拟定补救技术措施，或重新考虑施工工艺。

10.9.2 灌注桩成孔施工的允许偏差应满足表 10.9.2 的要求。

表 10.9.2 灌注桩施工允许偏差

序号	成孔方法		桩径偏差 (mm)	垂直度允许偏差 (%)	桩位允许偏差 (mm)	
					单桩、条形基础沿垂直轴线方向和群桩基础中的边桩	条形基础沿垂直轴线方向和群桩基础中间桩
1	泥浆护壁冲（钻）孔桩	$d \leq 1000\text{mm}$	$-0.1d$ 且 ≤ -50	1	$d/6$ 且 不大于 100	$d/4$ 且 不大于 150
		$d > 1000\text{mm}$	-50		$100+0.01H$	$150+0.01H$
2	锤击（振动）沉管振动冲击沉管成孔	$d \leq 500\text{mm}$	-20	1	70	150
		$d > 500\text{mm}$			100	150

注： *H* 为施工现场地面标高与桩顶设计标高的距离；*d* 为设计桩径。

10.9.3 钢筋笼除符合设计外，尚应符合下列规定：

1 钢筋笼的制作允许偏差见表 10.9.3；

表 10.9.3 钢筋笼制作允许偏差

项次	项目	允许偏差 (mm)
1	主筋距离	±10
2	箍筋间距或螺旋筋螺距	±20
3	钢筋笼直径	±10
4	钢筋笼长度	±100

2 分段制作的钢筋笼，其接头宜采用焊接或机械式接头（钢筋直径大于 20mm），并应遵守国家现行标准《钢筋机械连接通用技术规程》JGJ107、《钢筋焊接及验收规定》JGJ81 和《混凝土结构工程施工及验收规范》GB 50204 的规定；

3 主筋净间距必须大于混凝土骨料粒径 3 倍以上；

4 加筋箍宜设在主筋外侧，当因施工工艺有特殊要求时也可置于内侧，主筋一般不设弯钩，根据施工工艺要求所设弯钩不得向内圆伸露，以免妨碍导管工作；

5 钢筋笼的内径应比导管接头处外径大 100mm 以上；

6 搬运和吊装时，应防止变形，安放要对准孔位，避免碰撞孔壁，就位后立即固定；

7 钢筋笼主筋的保护层允许偏差如下：

水下浇注混凝土桩 ±20mm

非水下浇注混凝土桩 ±10mm

10.9.4 粗骨料可选用卵石或碎石，其最大粒径对于沉管灌注桩不宜大于 50mm，并不得大于钢筋间距最小净距的 1/3。

10.9.5 检查成孔质量合格后应尽快浇注混凝土。桩身混凝土必须留有试件，直径大于 1 m 或单根混凝土量超过 25m³ 的桩，每根桩桩身混凝土应留有 1 组试件；直径不大于 1m 的桩或单桩混凝土量不超过 25m³ 的桩，每个灌注台班不得少于 1 组；每组试件应留 3 件。

10.9.6 灌注桩施工现场所有设备、设施、安装装置、工具配件以及个人劳保用品必须经常检查，确保完好和使用安全。

10.9.7 除能自行造浆的黏性土层外，均应制备泥浆。泥浆制备应选用高塑性黏土或膨润土。泥浆应根据施工机械、工艺及穿越土层情况进行配合比设计。泥浆护壁应符合下列规定：

1 施工期间护筒内的泥浆面应高出地下水位 1.0m 以上，在受水位涨落影响时，泥浆面应高出最高水位 1.5m 以上；

2 在清孔过程中，应不断置换泥浆，直至浇注水下混凝土；

3 浇注混凝土前，孔底 500mm 以内的泥浆比重应小于 1.25；含砂率不得大于 8%；黏度不得大于 28s；

4 在容易产生泥浆渗漏的土层中应采取维持孔壁稳定的措施；

5 废弃的浆、渣应进行处理，不得污染环境。

10.9.8 对孔深较大的端承型桩和粗粒土层中的摩擦型桩，宜采用反循环工艺成孔或清孔，也可根据土层情况采用正循环钻进，反循环清孔。

泥浆护壁成孔时，宜采用孔口护筒，护筒设置应符合下列规定：

1 护筒埋设应准确、稳定，护筒中心与桩位中心的偏差不得大于 50mm；

2 护筒可用 4mm~8mm 厚钢板制作，其内径应大于钻头直径 100mm，上部宜开设 1~2 个溢浆孔；

3 护筒的埋设深度：在黏性土中不宜小于 1.0m；砂土中不宜小于 1.5m。护筒下端外侧应采用黏土填实；其高度尚应满足孔内泥浆面高度的要求；

4 受水位涨落影响或水下施工的钻孔灌注桩，护筒应加高加深，必要时打入不透水层。钻孔达到设计深度，灌注混凝土之前，孔底沉渣厚度指标应符合下列规定：

对端承型桩，不应大于 50mm；

对摩擦型桩，不应大于 100mm；

对抗拔、抗水平力桩，不应大于 200mm。

10.9.9 对于冲击成孔灌注桩的施工，在钻头锥顶和提升钢丝绳之间应设置保证钻头自动转向的装置。冲孔桩孔口护筒，其内径应大于钻头直径 200mm。

冲击成孔质量控制应符合下列规定：

- 1 开孔时，应低锤密击，当表层土为淤泥、细砂等软弱土层时，可加黏土块夹小片石反复冲击造壁，孔内泥浆面应保持稳定；
- 2 在各种不同的土层、岩层中成孔时，可按照表 10.9.9 的操作要点进行；
- 3 进入基岩后，应采用大冲程、低频率冲击，当发现成孔偏移时，应回填片石至偏孔上方 300~500 mm处，然后重新冲孔；
- 4 当遇到孤石时，可预爆或采用高低冲程交替冲击，将大孤石击碎或挤入孔壁；
- 5 应采取有效的技术措施防止扰动孔壁、塌孔、扩孔、卡钻和掉钻及泥浆流失等事故；
- 6 每钻进 4m~5m 应验孔一次，在更换钻头前或容易缩孔处，均应验孔；
- 7 进入基岩后，非桩端持力层每钻进 300mm~500mm 和桩端持力层每钻进 100m~300m 时，应清孔取样一次，并应做记录。

表 10.9.9 冲击成孔操作要点

项目	操作要点
在护筒刃脚以下 2m 范围内	小冲程 1m 左右，泥浆比重 1.2~1.5，软弱土层投入黏土块夹小片石
黏性土层	中、小冲程 1 m~2m，泵入清水或稀泥浆，经常清除钻头上的泥块
粉砂或中粗砂层	中冲程 2m~3m，泥浆比重 1.2~1.5，投入黏土块，勤冲、勤掏渣
砂卵石层	中、高冲程 3m~4m，泥浆比重（密度）1.3 左右，勤掏渣
软弱土层或塌孔回填重钻	小冲程反复冲击，加黏土块夹小片石，泥浆比重 1.3~1.5

注：1 土层不好时提高泥浆比重或加黏土块；

2 防黏钻可投入碎砖石。

排渣可采用泥浆循环或抽渣筒等方法，当采用抽渣筒排渣时，

应及时补给泥浆。

冲孔中遇到斜孔、弯孔、梅花孔、塌孔及护筒周围冒浆、失稳等情况时，应停止施工，采取措施后方可继续施工。

大直径桩孔可分级成孔，第一级成孔直径应为设计桩径的 0.6~0.8 倍。

10.9.10 水下灌注混凝土时，钢筋笼吊装完毕后，应安置导管或气泵管二次清孔，并应进行孔位、孔径、垂直度、孔深、沉渣厚度等检验，合格后应立即灌注混凝土。

1 水下灌注的混凝土应符合下列规定：

水下灌注混凝土必须具备良好的和易性，配合比应通过试验确定；坍落度宜为 180~220mm；水泥用量不应少于 360kg/m³（当掺入粉煤灰时水泥用量可不受此限）；

水下灌注混凝土的含砂率宜为 40%~50%，并宜选用中粗砂；粗骨料的最大粒径应小于 40mm；并应满足本规范第 10.9.4 条的要求；

水下灌注混凝土宜掺外加剂。

2 导管的构造和使用应符合下列规定：

导管壁厚不宜小于 3mm，直径宜为 200mm~250mm；直径制作偏差不应超过 2mm，导管的分节长度可视工艺要求确定，底管长度不宜小于 4m，接头宜采用双螺纹方扣快速接头；

导管使用前应试拼装、试压，试水压力可取为 0.6MPa~1.0MPa；

每次灌注后应对导管内外进行清洗。

3 灌注水下混凝土的质量控制应满足下列要求：

开始灌注混凝土时，导管底部至孔底的距离宜为 300mm~500mm；

应有足够的混凝土储备量，导管一次埋入混凝土灌注面以下不应少于 0.8m；

导管埋入混凝土深度宜为 2m~6m。严禁将导管提出混凝土灌注面，并应控制提拔导管速度，应有专人测量导管埋深及管内外混凝土灌注面的高差，填写水下混凝土灌注记录；

灌注水下混凝土必须连续施工，每根桩的灌注时间应按初盘混凝土的初凝时间控制，对灌注过程中的故障应记录备案；

应控制最后一次灌注量，超灌高度宜为 0.8m~1.0m，凿除泛浆高度后必须保证暴露的桩顶混凝土强度达到设计等级。

10.9.11 灌注桩后注浆工法可用于各类钻、挖、冲孔灌注桩及地下连续墙的沉渣（虚土）、泥皮和桩底、桩侧一定范围土体的加固。

1 后注浆装置的设置应符合下列规定：

后注浆导管应采用钢管，且应与钢筋笼加劲筋绑扎固定或焊接；

桩端后注浆导管及注浆阀数量宜根据桩径大小设置。对于直径不大于 1200mm 的桩，宜沿钢筋笼圆周对称设置 2 根；对于直径大于 1200mm 而不大于 2500mm 的桩，宜对称设置 3 根；

对于桩长超过 15m 且承载力增幅要求较高者，宜采用桩端桩侧复式注浆。桩侧后注浆管阀设置数量应综合地层情况、桩长和承载力增幅要求等因素确定，可在离桩底 5~15m 以上、桩顶 8m 以下，每隔 6m~12m 设置一道桩侧注浆阀，当有粗粒土时，宜将注浆阀设置于粗粒土层下部，对于干作业成孔灌注桩宜设于粗粒土层中部；

对于非通长配筋桩，下部应有不少于 2 根与注浆管等长的主筋组成的钢筋笼通底；

钢筋笼应沉放到底，不得悬吊，下笼受阻时不得撞笼、墩笼、扭笼。

2 后注浆阀应具备下列性能：

注浆阀应能承受 1MPa 以上静水压力；注浆阀外部保护层应能抵抗砂石等硬质物的刮撞而不致使管阀受损；

注浆阀应具备逆止功能。

10.9.12 后注浆浆液配比、终止注浆压力、流量、注浆量等参数设计应符合下列规定：

1 浆液的水灰比应根据土的饱和度和渗透性确定，对于饱和土水灰比宜为 0.45~0.65，对于非饱和土水灰比宜为 0.7~0.9(松散碎石土、砂砾宜为 0.5~0.6)；低水灰比浆液宜掺入减水剂；

2 桩端注浆终止注浆压力应根据土层性质及注浆点深度确定，对于风化岩、非饱和黏性土及粉土，注浆压力宜为 3~10MPa；对于饱和土层注浆压力宜为 1.2~4MPa，软土宜取低值，密实黏性土宜取高值；

3 注浆流量不宜超过 75L/min；

4 单桩注浆量的设计应根据桩径、桩长、桩端桩侧土层性质、单桩承载力增幅及是否复式注浆等因素确定，可按下列式估算：

$$G_c = \alpha_p d + \alpha_s n d \quad (10.9.12)$$

式中：

α_p 、 α_s ——分别为桩端、桩侧注浆量经验系数， $\alpha_p=1.5\sim1.8$ ， $\alpha_s=0.5\sim0.7$ ；对于卵、砾石、中粗砂取较高值；

n ——桩侧注浆断面数；

d ——基桩设计直径 (m)；

G_c ——注浆量，以水泥质量计 (t)。

对独立单桩、桩距大于 6d 的群桩和群桩初始注浆的数根基桩的注浆量应按上述估算值乘以 1.2 的系数。

5 后注浆作业开始前，宜进行注浆试验，优化并最终确定注浆参数。

10.9.13 后注浆作业起始时间、顺序和速率应符合下列规定：

1 注浆作业宜于成桩 2d 后开始；

2 注浆作业与成孔作业点的距离不宜小于 8~10m；

3 对于饱和土中的复式注浆顺序宜先桩侧后桩端；对于非饱

和土宜先桩端后桩侧；多断面桩侧注浆应先上后下；桩侧桩端注浆间隔时间不宜少于 2h；

4 桩端注浆应对同一根桩的各注浆导管依次实施等量注浆；

5 对于桩群注浆宜先外围、后内部。

当满足下列条件之一时可终止注浆：

注浆总量和注浆压力均达到设计要求；

注浆总量已达到设计值的 75%，且注浆压力超过设计值。

当注浆压力长时间低于正常值或地面出现冒浆或周围桩孔串浆，应改为间歇注浆，间歇时间宜为 30~60min，或调低浆液水灰比。

10.9.14 后注浆施工过程中，应经常对后注浆的各项工艺参数进行检查，发现异常应采取相应处理措施。当注浆量等主要参数达不到设计值时，应根据工程具体情况采取相应措施。

后注浆桩基工程质量和验收应符合下列要求：

1 后注浆施工完成后应提供水泥材质检验报告、压力表检定证书、试注浆记录、设计工艺参数、后注浆作业记录、特殊情况处理记录等资料；

2 在桩身混凝土强度达到设计要求的条件下，承载力检验应在后注浆 20d 后进行，浆液中掺入早强剂时可于注浆 15d 后进行。

10.9.15 旋挖成孔灌注桩宜用于填土、黏性土、粉土、砂土、碎石土、软岩及风化岩等岩土层。旋挖成孔灌注桩质量控制应符合下列规定：

1 施工前，应根据设计图纸、地质条件、场地条件、工期要求、旋挖工法等因素，对旋挖施工设备和机具进行选型和配套；选定的旋挖施工设备和机具，应具有完善的技术性能说明资料且使用状况良好；应配备用于施工的仪器仪表、器具，其性能指标应符合国家现行相关标准的规定，并在检定有效期内；应严格按照旋挖钻机使用说明书进行运输、安装、启动、工作、拆卸和存放，并及时

对钢丝绳维护、检查及更换。

2 应依据施工地层、造浆原材料、水质等条件合理选配稳定液；现场应配备稳定液搅拌设备和稳定液测试仪器，测试仪器应包括粘度计、比重计、含砂量杯、量筒等；现场应设稳定液池，稳定液池的容积不宜小于成孔体积的 2 倍；稳定液制备宜采用膨润土，当用黏土代替膨润土时，含砂率不应大于 2%；造浆率不应小于 $5\text{m}^3/\text{t}$ ，塑性指数不应小于 25。

3 旋挖成孔灌注桩作业地面应坚实平整，作业过程中地面不得下陷，工作坡度不得大于 3.5%；地面不能满足旋挖钻机接地比压要求时，应采取铺设路基板、硬化地面等措施满足要求；护筒宜选用厚度不小于 10mm 的钢板制作，护筒内径宜大于钻头直径 200mm~300mm，钢护筒的直径误差应小于 10mm，护筒下端宜设置刃脚，多节钢护筒连接宜采用焊接；旋挖钻机埋设钢护筒时，应先采用稍大口径的钻头钻至预定位置，提出钻头后，再用钻斗将钢护筒压入到预定深度；旋挖钻机成孔应采用跳挖方式，钻斗倒出的渣土距桩孔口的最小距离应大于 6m，并应及时清除外运。

4 灌注混凝土前应再次检查孔底，若沉渣厚度超标应二次清孔，合格后应立即灌注混凝土；整套导管在使用前应进行试压试验，试水压力可取为 0.6~1.0MPa；导管应居中下放，两节导管连接应安装密封橡胶圈；每次灌注后应对导管内外清洗干净，并宜对接头涂抹黄油进行养护。

5 旋挖成孔灌注桩水下混凝土的质量控制应满足下列要求：开始灌注混凝土时，导管下口至孔底的距离宜为 300~500mm；应保证足够的混凝土初灌量，确保导管下口一次埋入混凝土灌注面以下不应少于 0.8m；导管埋入混凝土深度宜为 2~6m，严禁将导管提出混凝土灌注面，并应控制提拔导管速度，应有专人测量导管埋深及管内外混凝土灌注面的高差，填写水下混凝土灌注记录；灌注水下混凝土必须连续无中断，每根桩的灌注时间应按初盘混凝土的

初凝时间控制，对灌注过程中的故障应记录备案；混凝土灌注的充盈系数不得小于 1。

10.10 预制桩施工

10.10.1 普通钢筋混凝土桩钢筋骨架的允许偏差应符合表 10.10.1-1 的规定，桩的表面应平整、密实、制作允许偏差应符合表 10.10.1-2 的规定。

表 10.10.1-1 预制钢筋骨架的允许偏差

项次	项目	允许偏差(mm)
1	主筋间距	±5
2	桩尖中心线	10
3	箍筋间距或螺旋筋的螺距	±20
4	吊环沿纵轴线方向	±20
5	吊环沿垂直于纵轴线方向	±20
6	吊环露出桩表面的高度	±10
7	主筋距桩顶距离	±5
8	桩顶钢筋网片位置	±10
9	多节桩预埋铁件位置	±3

表 10.10.1-2 预制桩制作允许偏差

桩型	项目	允许偏差(mm)
钢筋 混凝土 实心桩	①横截面边长	±5
	②桩顶对角线之差	≤5
	③保护层厚度	±5
	④桩身弯曲矢高	不大于 1‰桩长且不大 20
	⑤桩尖中心线	≤10
	⑥桩顶平面对桩中心线的倾斜	≤3
	⑦锚筋预留孔深	0~+20
	⑧浆锚预留孔位置	5
	⑨浆锚预留孔径	±5
	⑩锚筋孔的垂直度	≤1%

10.10.2 离心成型混凝土空心桩各部位尺寸允许偏差应符合表

10.10.2-1 的规定，外观质量要求应符合表 10.10.2-2 的规定。

表 10.10.2-1 离心成型混凝土空心桩尺寸允许偏差(mm)

序号	项目		PC、PHC、PS、PHS	PTC
1	桩长 l		$+0.5\% l, -0.5\% l$	
2	外径 d		+5	-4
3	壁厚 t		正偏差不限, 0	+20, 0
4	保护层厚度		+10, 0	+10, 0
5	桩身弯曲度		$\leq l/1000$	
6	端部倾斜		$\leq 0.5\% d$	
7	端头板	外侧平面度	0.2	
		外径	0	-2
		内径	0	-2
		厚度	正偏差不限, 0	

表 10.10.2-2 离心成型混凝土空心桩外观质量要求

序号	项目		质量要求
1	粘皮和麻面		局部粘皮和麻面累计面积不大于桩身总计表面积的 0.5%，其深度不得大于 5mm；PTC 桩其深度不得大于 3mm
2	桩身合缝漏浆		合缝漏浆深度小于 5mm，PTC 桩其深度不大于 3mm，每处漏浆长度不大于 300mm，累计长度不大于节管桩长度的 10%，或对称漏浆的搭接长度不大于 100mm
3	局部磕损		磕损深度不大于 5mm，每处面积不大于 50cm ² ；PTC 桩磕损深度不大于 3mm，每处面积不大于 16cm ²
4	表面裂缝		不允许出现环向或纵向裂缝，但龟裂、水纹及内壁浮浆层收缩裂纹不在此限
5	桩端面平整度		端面混凝土及主筋镦头不得高出端板平面
6	内外表面露筋		不允许
7	桩套箍(钢裙板)凹陷		凹陷深度不大于 5mm，每处面积不大于 25cm ² ，PTC 桩凹陷深度不大于 3mm，每处面积不大于 16cm ²
8	内表面混凝土塌落		不允许
9	主筋断筋、脱头		不允许
10	接头及桩套箍(钢裙板)与混凝土结合处	漏浆	漏浆深度不大于 5mm；PTC 桩漏浆深度不大于 3mm，漏浆长度不大于周长的 1/4
		空洞和蜂窝	不允许

10.10.3 打桩机具应结合施工工艺和桩型要求选取。施工现场应“三通一平”，满足桩机承重、运输和施工要求；应查清地下管线、地下障碍物等情况并予以处理。工程桩在施工前，宜根据地质条件

在有代表性的位置进行试打，并经工艺试验成功后方可实施，试打桩不宜少于 3 根。

10.10.4 桩位控制

- 1 应根据桩位平面图、建筑红线和主要基轴线进行桩点施放，点位误差精度：群桩小于 20mm，单排桩小于 10mm；
- 2 桩位允许偏差，应符合表 10.10.4 的规定。

表 10.10.4 预制桩位置的允许偏差

项次	项目	允许偏差 (mm)
1	单排或双排桩条形桩基 (1)垂直于条形桩基纵轴方向 (2)平行于条形桩基纵轴方向	100 150
2	桩数为 1~3 根桩基中的桩	100
3	桩数为 4~16 根桩基中的桩	1/2 桩径或边长
4	桩数大于 16 根桩基中的桩 (1)最外边的桩 (2)中间桩	1/3 桩径或边长 1/2 桩径或边长

10.10.5 预制桩可采用静压法、锤击法、预钻孔沉入法和植桩法等方法沉桩，桩的垂直度不应大于 1%，对于大于 1%的桩需采取必要的检测手段重新评价其承载力。静力压桩适用于软弱土层，当存在厚度大于 2m 的中密以上砂土及粉土夹层时，宜采用引孔压桩法。

10.10.6 预制桩的施工顺序

- 1 对于桩的中心距小于 4 倍桩径的群桩基础，应由中间向外或向后退打；对于在软土地区锤击法施工桩的中心距小于 4 倍桩径的排桩，或群桩基础的同一承台的桩，宜采取跳打或对角线打的施工措施；
- 2 多桩承台边缘的桩宜待承台内其他桩施工完并重新测定桩位后再施工；
- 3 对于一侧靠近现有建(构)筑物的场地，宜从毗邻建(构)筑物的一侧开始由近至远端施工；
- 4 同一场地桩长差异较大或桩径不同时，宜遵循先长后短、

先大后小的施工顺序；

5 对于有基坑围护结构的工程，宜先施工工程桩，后施工围护桩。

10.10.7 当桩较密集或土层为厚层饱和淤泥质土时，沉桩施工过程中应对桩设置上浮和水平偏位观测点，定时监测桩的上浮量及桩顶偏位值；当遇到贯入度剧变，桩身突出发生倾斜、移位或有严重回弹，桩顶或桩身出现严重裂缝、破碎等情况时，应暂停打桩，并分析原因，采取相应措施。

10.10.8 沉桩的控制深度应根据地质条件、贯入度(压桩力)和设计桩长(标高)等因素综合确定。当桩端持力层为黏性土时，应以标高控制为主，贯入度(压桩力)控制为辅；当桩端持力层为密实砂性土时，应以贯入度(压桩力)控制为主，标高控制为辅。

10.10.9 桩尖有开口型钢桩尖和闭口型钢桩尖，具体选用应根据地质条件和沉桩情况等综合确定。

10.10.10 桩基施工不能影响附近建(构)筑物的正常使用和安全，必要时应采取有效措施。

10.10.11 接桩与焊接：桩的连接方法有焊接、法兰接，接点应达到与桩身等强度。

10.10.12 对于挤土沉桩，宜采取消减超孔隙水压力、控制沉桩速率等措施。

10.10.13 桩基础工程的基坑开挖应符合下列规定：

1 应制定合理的基坑开挖方案和施工顺序，注意保持基坑围护结构或边坡土体的稳定；

2 开挖基坑时，应采取有效措施分层、分片对称开挖，防止开挖和岸边堆土造成管桩侧移、倾斜和挤断桩；

3 有效桩顶标高以上至少 0.3m 严禁用机械开挖，必须采用人工开挖，严禁扰动桩间地基土及碰桩头。

10.10.14 沉桩完成后应对桩头高出地表部分进行妥善保护，并应

及时将孔洞填平。

10.10.15 预制桩试桩的休止期应符合 17.4.7 的规定。

10.10.16 按标高控制的桩，桩顶标高的允许偏差应为 $-50\text{mm}\sim+100\text{mm}$ 。

10.10.17 斜桩斜度的偏差，不应大于倾角正切值 15%。(倾斜角系指桩纵向中心线与铅垂线间的夹角)。

10.10.18 预制桩可采用植桩法施工，采用单轴搅拌桩预搅成孔或扩搅成孔并喷入一定量的水泥浆，搅拌桩可在桩顶部、桩端部或桩中部硬土层及桩接头部位通过液压或机械方式扩搅形成扩大头，再沉入预制桩，植桩法需进行工艺试桩和场外承载力试验后方可进行工程桩的施工。

10.11 承台施工

10.11.1 独立桩基承台、施工顺序宜先深后浅。

10.11.2 承台埋置较深时，应对临近建筑物及市政设施，采取必要的保护措施，在施工期间应进行监测。

10.11.3 挖土应分层进行，高差不宜过大。基坑内土面高度宜保持均匀。

10.11.4 挖出的土方不得堆置在基坑附近。

10.11.5 机械挖土时必须确保基坑内的桩体不受损坏。

10.11.6 绑扎钢筋前必须将灌注桩桩头浮浆部分或锤击面破坏部分(预制混凝土桩)去除，并确保桩体埋入承台长度符合设计要求。

10.11.7 承台混凝土应一次浇注完成，混凝土入槽宜用平铺法。大体积承台混凝土施工，应采用有效措施防止温度应力引起裂缝。

11 基坑工程

11.1 一般规定

11.1.1 基坑支护应确保岩土开挖、地下结构施工的安全，并使周围环境不受损害。

11.1.2 基坑工程设计应包括下列内容：

- 1 支护结构体系的方案和技术经济比较；
- 2 基坑支护结构体系的稳定性验算；
- 3 支护结构的强度和变形计算；
- 4 地下水控制设计；
- 5 对周边环境影响的控制设计；
- 6 基坑土方开挖施工方案；
- 7 基坑工程施工过程中的监测；
- 8 当支护结构作为永久性结构时，除应按永久性结构进行结构设计外，尚应包括耐久性设计。

11.1.3 当支护结构同时作为永久结构使用时，其安全等级、结构使用年限、结构构件的重要性系数等应按建、构筑物的结构安全等级相应确定。临时性支护结构，其结构构件重要性系数可取 1.0。

11.1.4 基坑支护结构应按设计等级满足以下规定：

- 1 所有支护结构设计均应满足强度和变形计算以及土体稳定性验算的要求；
- 2 设计等级为甲级、乙级的基坑工程，应进行基坑施工引起

的基坑环境变形的计算，环境变形控制应满足现行国家、行业标准的要求；

3 高地下水位地区设计等级为甲级的基坑工程，应按 11.10 节的规定进行地下水控制的专项设计。

11.1.5 因岩土开挖及地下水条件变化引起的基坑内外土体变形及稳定应按以下条件控制：

- 1 不得影响地下结构尺寸、形状和正常施工；
- 2 不得影响既有桩基的正常使用；
- 3 对周围已有建（构）筑物引起的地基稳定安全系数变化不得超过允许值；
- 4 对周围已有建（构）筑物引起的地基变形和结构变形不得超过地基变形和结构变形允许值；
- 5 不得影响周边地下建（构）筑物、地下轨道交通设施及管线的正常使用。

11.1.6 根据基坑周边环境的复杂程度及环境保护要求，应按以下规定进行变形控制设计并采取相应的保护措施：

- 1 根据基坑周边的环境保护要求，提出基坑的各项变形设计控制目标值，并提出变形控制措施；
- 2 预估基坑开挖对周边环境的附加变形值，其总变形值应小于其允许变形值；
- 3 应从支护结构施工、降水、开挖、拆撑（锚）及回填等方面分别采取相关措施保护周围环境，必要时可对被保护的建（构）筑物及管线采取土体加固、结构托换、暴露或架空管线等防范措施；
- 4 采用逆作法时，基坑回弹引起的逆作结构的差异变形应小于其允许变形。

11.1.7 根据支护设计、基坑周边环境的复杂程度及环境保护要求，应按以下规定进行稳定控制设计并采取相应的措施：

- 1 根据基坑支护挡土结构形式、环境保护要求，提出基坑的

各项稳定设计，并提出稳定控制措施；

2 应从支护结构施工、降水、开挖、拆撑（锚）及回填等方面采取相关稳定保证措施。

11.1.8 基坑工程设计应具备以下资料：

- 1 岩土工程勘察报告；
- 2 建筑物总平面图、用地红线图；
- 3 建筑物地下结构设计资料，以及桩基或地基处理设计资料；
- 4 基坑环境调查报告，包括基坑周边建（构）筑物结构类型、基础形式、建设日期；地下管线类型、压力、接头形式、材料、埋深、尺寸、内容物形式；地下隧道建设日期、隧道形式、变形控制要求等；以及基坑周边3倍基坑深度范围内在本工程基坑施工期间可能对本工程基坑产生影响的其它工程基坑施工或桩基施工；

5 场地废旧建筑物基础、勘探钻孔位置等其它可对基坑安全产生影响的因素。

11.1.9 基坑土方开挖应严格按照设计要求进行，不得超挖。基坑周边堆载不得超过设计规定。土方开挖完成后应立即施工垫层，对基坑进行封闭，防止水浸和暴露，并应及时进行地下结构施工。

11.1.10 基坑工程设计采用的土的强度指标，应符合以下规定：

1 对欠固结的淤泥及淤泥质土，应采用三轴不固结不排水剪强度指标；

2 对正常固结的饱和黏性土应采用在土的有效自重应力下预固结的三轴不固结不排水剪强度指标，在有经验的条件下，可以采用直剪快剪强度指标；当施工挖土速度较慢，排水条件好，土体有条件固结时，可采用三轴固结不排水剪强度指标，在有经验的条件下，可以采用直剪固结快剪指标；

3 对吹填土地区，对饱和黏性土应采用吹填前土的原位有效自重应力下预固结的三轴不固结不排水剪强度指标或直剪快剪强度指标；当吹填土厚度较大时，应考虑吹填土以下黏性土层欠固结

效应对土压力和稳定计算的影响,宜根据其固结度,确定土样剪切前的固结压力;

4 对砂类土,采用有效强度指标;

5 开挖面积很大、或基坑长度很大的基坑,应考虑土的强度指标沿基坑周边分布差异;

6 灵敏度较高的土,基坑临近有交通频繁的道路或其他振动源时,对 6m 深度范围内的饱和黏性土,计算采用土的强度指标宜适当进行折减,强度折减系数可取 0.6~1.0,当振动荷载大、土灵敏度高、振动荷载频率 1Hz~2Hz 时,折减系数取低值;

7 应考虑打桩、地基处理的挤土效应等施工扰动原因对土强度指标造成降低的不利影响;

8 应考虑基坑开挖暴露时间造成对土体可能发生的软化、崩解;非饱和土含水量变化对土的强度影响。

11.1.11 基坑施工过程中,应考虑土方开挖可能出现的淘蚀或侵蚀,季节性降水,地下水条件变化产生的影响,以及邻近工程施工(打桩、降水、基坑开挖等)产生的影响。

11.1.12 基坑支护变形设计及稳定设计应保证基坑支护体系具有一定冗余度。

11.1.13 当基坑支护结构兼作地下室墙时,应与主体结构地下工程统一进行设计,确保变形协调及可靠的连接构造。并采取有效的地下排水、防潮措施。通过方案比较、技术经济合理可行时,可采用逆作法施工进行设计。

11.1.14 基坑开挖应根据设计要求进行监测,实施动态设计和信息化施工。

11.2 土压力与水压力

11.2.1 支护结构的荷载应包括下列各项:

- 1 土压力;
- 2 静水压力, 地下水有渗流时则需考虑渗流压力;
- 3 基坑开挖影响范围以内建、构筑物荷载、地面超载、施工荷载及邻近场地施工的影响;
- 4 温度变化及冻胀对支护结构产生的影响;
- 5 临水支护结构尚应考虑波浪作用和水流退落时的渗流力;
- 6 作为永久结构使用时尚应按有关规定考虑相关荷载作用;
- 7 基坑周边主干道交通运输产生的荷载作用。

11.2.2 主动土压力、被动土压力可采用库伦或朗肯土压力理论计算。当对支护结构水平位移有严格限制时, 可采用静止土压力计算。

- 1 静止土压力可按下式计算:

$$p_0 = (\sum \gamma_i z_i + q_0) K_0 \quad (11.2.2-1)$$

式中:

p_0 ——计算点处的静止土压力强度 (kPa);

γ_i ——计算深度内各土层的重度 (kN/m³), 地下水位以上取天然重度, 地下水位以下取浮重度;

z_i ——各土层的厚度 (m);

q_0 ——地面的均布荷载 (kPa);

K_0 ——静止土压力系数。

静止土压力系数可由室内试验或现场原位试验等确定。当有工程经验时, 亦可按以下经验公式计算:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (11.2.2-2)$$

式中: φ' ——土的有效内摩擦角。

- 2 按朗肯理论计算土压力强度时:

主动土压力强度:

$$p_a = (q_0 + \sum \gamma_i h_i) K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (11.2.2-3)$$

被动土压力强度:

$$p_p = (q_0 + \sum \gamma_i h_i) K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (11.2.2-4)$$

式中:

γ_i ——计算深度内各土层的重度 (kN/m^3);

h_i ——计算深度内各土层的厚度 (m);

q_0 ——地面均布荷载 (kPa);

K_a ——主动土压力系数, $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$;

K_p ——被动土压力系数, $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$;

c 、 φ ——土的黏聚力和内摩擦角标准值。

3 按库伦理论计算土压力时:

主动土压力

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (11.2.2-5)$$

被动土压力

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (11.2.2-6)$$

式中:

γ ——计算深度内各土层的平均重度 (kN/m^3);

H ——计算深度;

K_a 、 K_p ——库伦主动与被动土压力系数。

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

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

式中:

α ——墙背的倾斜角, 即墙背与垂直线的夹角 ($^\circ$);

β ——填土面与水平线的夹角;

δ ——土与墙背间的摩擦角, 应由试验确定。一般情况下可取下列数值:

墙背光滑且排水不良时, $\delta = \left(0 \sim \frac{1}{3} \right) \varphi$;

墙背粗糙且排水良好时, $\delta = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2} \right) \varphi$;

墙背很粗糙且排水良好时, $\delta = \left(\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3} \right) \varphi$ 。

11.2.3 作用于支护结构的土压力和水压力, 对砂性土、粉土应按水土分算计算; 对黏性土宜按水土合算计算。

11.2.4 基坑工程采用止水帷幕并插入坑底部相对不透水层时, 基坑内外的水压力, 可按静水压力计算。

11.2.5 当按变形控制原则设计支护结构时, 作用在支护结构的计算土压力可按支护结构与土体的相互作用原理确定, 也可按地区经验确定。

11.2.6 基坑邻近地面不宜堆载，当不能避免时，对快速堆载，可将堆载引起的饱和黏性土层的土压力的侧压力系数取 1。

11.3 支挡式支护结构构造要求

11.3.1 当基坑底部以下分布较厚淤泥或淤泥质软弱土层时，支挡式支护结构宜穿过软弱土层进入相对较好土层，进入深度根据稳定与变形计算要求确定，并不宜小于 2m。

11.3.2 支挡式支护结构的顶部应设置封闭钢筋混凝土顶圈梁。顶圈梁的截面尺寸由计算确定，且宽度不宜小于支护桩、墙的厚度。桩、墙内竖向钢筋锚入顶圈梁的长度应满足锚固要求。

11.3.3 支护结构的内支撑体系由腰梁、支撑及立柱等构件组成。必须采用几何不可变的稳定结构体系和可靠的连接构造并具有足够的刚度。支承立柱一般采用钢管或组合型钢格构式立柱，立柱下采用钻孔灌注桩。

11.3.4 设置多道水平钢支撑时，第一道水平支撑宜采用钢筋混凝土支撑并与顶圈梁现浇连接。

11.3.5 钢支撑与腰梁的连接节点应按照与钢支撑抗压等强的原则进行设计，并应有防止掉落的构造。

11.3.6 支护桩、墙和顶圈梁的混凝土强度等级应不小于 C20，对预制钢筋混凝土板桩墙，混凝土的强度等级不宜低于 C30，对先张法预应力混凝土空心支护桩和复合配筋预应力混凝土空心支护桩，混凝土的强度等级不宜低于 C60，各类现浇钢筋混凝土支撑构件和钢筋混凝土腰梁的混凝土强度等级不应低于 C20。支护结构有自防渗要求时，墙体的抗渗等级不宜低于 S6 级。先张法预应力混凝土矩形桩常用桩型的配筋参数可参照本规范附录 M。斜桩用于基坑支护，倾斜度不宜大于 30%。

11.3.7 支护结构及内支撑结构构件的受力钢筋直径不宜小于16mm，箍筋直径不应小于8mm。先张法预应力混凝土空心支护桩和复合配筋预应力混凝土空心支护桩箍筋不应小于 $\Phi 5\text{mm}$ 。

11.3.8 支撑体系的布置应符合下列要求：

1 内支撑系统的各水平及竖向受力构件，应按结构构件的受力条件及施工中可能出现的不利影响因素，设置必要的连接构件，保证结构构件在平面内及平面外的稳定性。

2 水平支撑可采用对撑、对撑桁架、斜角撑、斜撑桁架、边桁架及八字撑等构件组成的平面结构体系和内圆环平面支撑体系。

3 沿腰梁长度方向水平支撑点的间距，对于钢筋混凝土腰梁不宜大于9m，钢腰梁不宜大于4m。

4 当相邻支撑间距较大时，应在支撑端部两侧另设八字撑与腰梁连接。八字撑宜左右对称，长度不宜大于9m，与腰梁夹角宜为 $45^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 。当支撑端不对称，且轴力相差较大时，应在相邻支撑的节点间增设水平连系杆。

5 对长条形基坑，水平支撑在基坑长度方向的净距离不宜小于3m。

6 对地铁基坑等长度很大的基坑，采用钢支撑时，宜每隔一定距离设置一组提高水平支撑稳定性的单元，并宜采用钢筋混凝土支撑。

7 采用内圆环形平面支撑体系时，水平支撑宜采用辐射形布置，并宜设置角撑组成复合传力体系。

8 混凝土支撑构件的长细比应不大于75，连系杆的长细比应不大于120，立柱的长细比应不大于25。

9 支撑的截面高度除满足长细比的要求外，不应小于其竖向平面计算跨度的 $1/120$ ，腰梁的截面高度（水平向截面尺寸）不应小于其水平向计算跨度的 $1/8$ 。

10 钢支撑与墙体连接要有防掉落装置。

11.3.9 竖向支承体系的布置应符合下列要求:

1 立柱应设置在纵横向支撑的交点处或桁架的节点处,立柱的间距应根据支撑构件的稳定性和竖向荷载的大小确定,但不宜超过 15m。立柱下灌注桩的深度应能满足支撑结构对立柱承载力及沉降或上抬的要求;

2 对地铁基坑等长度很大的基坑,每隔一定距离宜设置一组提高立柱侧向稳定性措施的单元,防止因基坑内滑坡等原因造成立柱连续倒塌。

11.3.10 双排桩支护应满足如下要求:

1 前后排桩间距宜取桩径(或桩身宽度)的 4-6 倍,每一排内桩的净距不宜大于 1m,且桩之间要采取防止土体塌落的措施;

2 两排桩之间应在桩顶设置整体浇筑的混凝土连梁。当桩采用钢筋混凝土预制桩或型钢时,也可采用型钢连梁形成桩顶纵横连梁,并应满足设计采用的桩与连梁的约束条件。

11.4 支挡式支护结构设计计算

11.4.1 基坑工程设计计算时,应根据场地的实际土层分布,地下水条件,环境控制条件选择合理的计算模型及参数,根据施工工况,并考虑与主体结构的结合方式等对受力的影响,进行分析计算。

11.4.2 支挡式支护结构构件设计时,由荷载效应的标准组合换算成荷载效应的基本组合时,应满足下列规定:

1 当结构构件作为主体结构构件使用时,荷载的分项系数取综合分项系数 1.35;

2 作为临时性支护结构构件使用时,对于弯剪组合控制时其综合分项系数可取 1.25;对于轴向力控制时其综合分项系数可取 1.35。

11.4.3 支挡式支护结构的入土深度应满足基坑支护结构稳定性及变形验算的要求，稳定验算应符合附录 N 的规定。有地下水渗流作用时，应满足抗渗流稳定的验算，地下连续墙或止水墙体宜插入坑底部不透水层一定深度。并宜采取如下措施保证基坑的稳定性：

1 地下连续墙与大直径灌注桩施工中的槽（孔）壁稳定。可采取以下措施：

- 1) 优质泥浆护壁；
- 2) 与建筑物之间设置隔离排桩或隔离墙；
- 3) 槽壁加固；
- 4) 减小槽段长度；
- 5) 控制槽外荷载；
- 6) 控制槽外施工振动；
- 7) 防止地下水流动。

2 基坑支护结构体系的稳定。可采取如下措施：

- 1) 控制地面超载；
- 2) 不得随意改变支撑设置标高，严禁减少支撑；
- 3) 控制支撑上施工荷载；
- 4) 立柱间设置横撑；
- 5) 土方开挖时机械设备不得碰撞立柱；
- 6) 立柱下支承桩具有足够承载力和刚度；
- 7) 基坑不得超挖；
- 8) 采用构造措施保证立柱与支撑连接强度；
- 9) 水平支撑与腰梁（围檩）连接节点进行抗弯、抗剪、抗拉计算，抗压应与水平支撑等强。
- 10) 基坑开挖过程中、基坑开挖到底后，基坑外施工旋喷桩、搅拌桩、注浆等时，应计算其对支护结构稳定与变形的影响；

- 11) 防止基坑渗漏引起坑内外土体流失。
- 3 地下水作用下的渗流稳定。可采取如下措施：
- 1) 增加地下连续墙或止水帷幕长度，增大坑内外渗流路径；
 - 2) 基坑开挖前采取抽水试验或其它检测方法检测地下连续墙或止水帷幕的渗漏；
 - 3) 及时封堵地下连续墙或止水帷幕的渗漏；
 - 4) 邻水、水中基坑要考虑波浪作用在围护桩产生的往复荷载引起围护桩与土分离对渗流路径的减小作用。
- 4 地下水作用下的突涌稳定。可采取如下措施：
- 1) 准确掌握承压含水层水头及基坑施工期间的可能变化；
 - 2) 封堵勘察、基础施工等在土层中形成的孔洞；
 - 3) 采用减压井降低承压水头；
 - 4) 采用地下连续墙或止水帷幕截断承压水层，并提前检测，及时封堵地下连续墙或止水帷幕的渗漏；
 - 5) 对局部深坑、钻孔、打桩等造成不透水层削弱或破坏处进行土体加固；
 - 6) 严禁基坑超挖。
- 11.4.4 支护结构设计计算应满足下列要求：**
- 1 支挡式支护可为柱列式排桩、板桩、地下连续墙、型钢水泥土墙等独立支护或与内支撑、锚杆组合形成的支护体系，适用于施工场地狭窄、地质条件差、基坑较深，或需要严格控制支护结构或环境变形时的基坑工程。
 - 2 支挡式支护结构的设计应包括以下内容：
 - 1) 确定桩、墙的入土深度；
 - 2) 支护结构的内力和变形计算；
 - 3) 支护结构的构件和节点设计；
 - 4) 基坑变形计算，必要时提出对环境保护的工程技术措施；

5) 支护桩、墙作为主体结构一部分时, 尚应计算在使用荷载作用下的内力及变形;

6) 基坑工程的监测要求。

11.4.5 桩-墙式、桩式、墙式支护结构入土深度可根据静力平衡条件初步选定 (详见附录 N), 然后进行整体稳定性、基坑底抗隆起、墙体变形和抗渗流稳定性的验算, 综合确定墙体的入土深度。

11.4.6 基坑支护结构的内力分析应按支护结构类型及支撑条件, 选择以下相应的计算模式:

1 悬臂式及重力式支护结构, 按静力平衡法进行计算分析 (附录 N);

2 带支撑或锚拉式支护结构, 按侧向弹性地基反力法进行计算分析 (附录 N);

3 预应力土层锚杆, 按附录 N 进行设计计算。

11.4.7 支撑结构的内力和变形可按下列方法确定:

1 作用在支撑结构上的水平荷载宜考虑支撑与围护结构相互作用确定, 作用在支撑上的竖向荷载要考虑施工全过程可能出现的荷载。

2 对于形状比较规则的基坑, 并采用相互正交的支撑体系时, 可按下列方法确定:

1) 在垂直荷载作用下, 支撑的内力和变形可近似按单跨或多跨梁分析, 其计算跨度取相邻立柱中心距。立柱的轴向力可取纵横向支撑的支座反力之和;

2) 在水平荷载作用下, 现浇混凝土腰梁的内力与变形可按多跨连续梁计算。计算跨度取相邻支撑之间的距离;

3) 当水平支撑与腰梁斜交时, 尚应计算支撑轴力在腰梁长度方向所引起的轴向力。

3 对于较为复杂的平面支撑体系, 宜按平面杆系模型计算。计算模型的边界条件应根据体系可能产生的位移条件确定。

4 当基坑内坑底标高差异大,或因基坑周边土层分布不均匀,土性指标差异大,或基坑各边地面荷载差异较大,或由于基坑外邻近处有建筑物地下室、地下隧道等,导致作用在内支撑周边侧土压力值变化较大时,应按桩、墙与内支撑系统节点的位移协调原则进行计算,并宜采用考虑桩、水平支撑相互作用的空间整体模型计算支护结构和支撑结构的内力、变形及坑外土体变形。必要时,应比较不同的边界条件对支承体系内力与变形的影响。

5 对基坑形状、变形与受力均复杂,且变形要求严格时,宜进行三维有限元分析,并与上述经验方法计算结果进行比较分析。

11.4.8 腰梁的截面承载力设计应符合以下规定:

1 一般情况下,可按水平方向的受弯构件计算。当腰梁与水平支撑斜交,或腰梁作为边桁架的弦杆时,还应按压弯构件进行验算。

2 现浇混凝土腰梁的支座弯矩,可乘以 $0.8 \sim 0.9$ 的调幅系数,但跨中弯矩需相应增加。

11.4.9 支撑的截面承载力计算应按压弯构件计算。支撑的受压计算长度应按下列规定确定:

- 1 在竖向平面内取相邻立柱的中心距;
- 2 在水平面内取与计算支撑相交的相邻横向水平支撑的中心距;

3 现浇混凝土支撑在竖向平面内的支座弯矩可以乘以 $0.8 \sim 0.9$ 的调幅系数,但跨中弯矩需相应增加;

4 支撑结构内力分析未计温度变化或支撑预加压力的影响时,截面验算的轴向力宜乘以 $1.1 \sim 1.2$ 增大系数。

11.4.10 立柱的设计应符合以下原则:

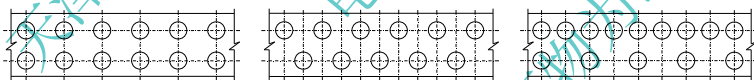
1 在垂直荷载作用下,对支撑与立柱近似按单跨或多跨梁分析,其计算跨度取相邻立柱中心距。立柱的轴向力可取纵横向支撑的支座反力之和;

- 2 应考虑水平支撑挠曲对立柱产生的竖向附加荷载；
- 3 当基坑开挖深度较大时，宜考虑基坑隆起对立柱产生的竖向附加荷载；
- 4 基坑开挖过程中，可能出现立柱两侧土方不均衡开挖时，应考虑立柱承担的水平向土压力；
- 5 竖向荷载对立柱截面形心的偏心弯矩；
- 6 立柱受压计算长度取其竖向相邻水平支撑中心距，最下一层支撑以下的立柱取该层支撑中心线至开挖面以下 5 倍立柱直径（或边长）处的距离。

11.4.11 地下水渗流稳定性计算，应符合下列规定：

- 1 当坑内外存在水头差时，粉土和砂土应按附录 N 进行抗渗流稳定性验算；
- 2 当基坑底上部土体为不透水层，下部具有承压水头时，坑内土体应按附录 N 进行抗突涌稳定性验算。

11.4.12 双排桩可采用图 11.4.12-1 所示的几种典型形式。宜选择前后对齐矩形布置。



(a) 前后排矩形对齐布置 (b) 前后排梅花形交错布置 (c) 前后排不等桩距布置

图 11.4.12-1 双排桩常见的平面布置形式

双排桩的前后排桩可采用等长和非等长布置，也可采用不同的桩顶标高，形成不等高双排桩形式，如图 11.4.12-2 所示。

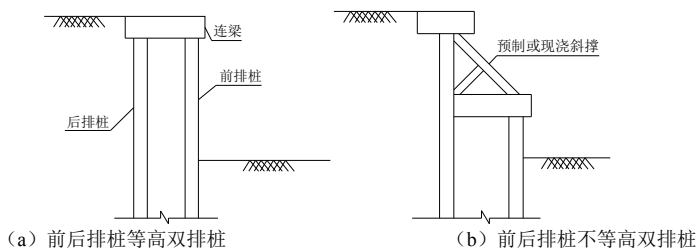
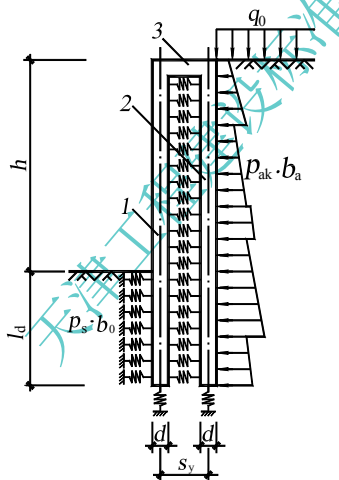
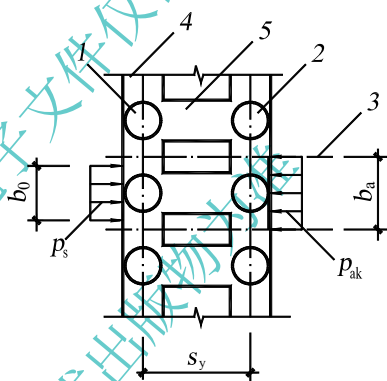


图 11.4.12-2 双排桩常见的剖面布置形式

11.4.13 双排桩结构可采用图 11.4.13-1 所示的平面刚架结构模型进行计算。



1—前排桩；2—后排桩；3—刚架梁



1—前排桩；2—后排桩；3—排桩对称中心线；

4—桩顶冠梁；5—刚架梁

图 11.4.13-1 双排桩计算

图 11.4.13-2 双排桩桩顶连梁布置

11.4.14 双排桩采用图 11.4.13-1 的结构模型时，作用在后排桩上的主动土压力应按本规程第 11.2 节的规定计算，前排桩嵌固段上的土反力应按本规程第 11.2 条确定。前、后排桩的桩间土体对桩

侧的压力可按下式计算:

$$p'_s = k'_s \Delta v + p'_{s0} \quad (11.4.14)$$

式中:

p'_s ——前、后排桩间土体对桩侧的压力(kPa); 可按作用在前、后排桩上的压力相等考虑;

k'_s ——桩间土的水平刚度系数(kN/m³);

Δv ——前、后排桩水平位移的差值(m): 当其相对位移减小时为正值; 当其相对位移增加时, 取 $\Delta v=0$;

p'_{s0} ——前、后排桩间土体对桩侧的初始压力(kPa), 按本规程第 11.4.16 条计算。

11.4.15 双排桩的桩间土的水平刚度系数 (k'_s) 可按下式计算:

$$k'_s = \beta \frac{E_s}{s_y - d} \quad (11.4.15)$$

式中:

E_s ——计算深度处, 前、后排桩间土体的压缩模量(kPa); 当为成层土时, 应按计算点的深度分别取相应土层的压缩模量;

s_y ——双排桩的排距(m);

d ——桩的直径(m);

β ——前后排桩间弹簧刚度系数 k'_s 的折减系数, 根据当地经验确定。当双排桩的前、后排桩沿基坑长度方向的桩间距较大时, 宜考虑桩间土由于临空面产生的松弛效应, 并对 k'_s 进行折减。不考虑折减时, β 取 1.0; 当排桩内的桩间净距小、相邻桩之间可形成良好的土拱效应时, β 取高值; 当桩距大、桩间土松弛效应大时, β 取低值。

11.4.16 双排桩前、后排桩间土体对桩侧的初始压力可按下式计算:

$$p'_{s0} = (2\alpha - \alpha^2) p_{ak} \quad (11.4.16-1)$$

$$\alpha = \frac{s_y - d}{h \tan(45 - \phi_m / 2)} \quad (11.4.16-2)$$

式中:

p_{ak} ——支护结构外侧,第*i*层土中计算点的主动土压力强度标准值(kPa),按本规程第3.4.2条的规定计算;

h ——基坑深度(m);

ϕ_m ——基坑底面以上各土层按土层厚度加权的内摩擦角平均值(°);

α ——计算系数,当计算的 α 大于1时,取 $\alpha=1$ 。

11.4.17 双排桩结构的嵌固稳定性应符合下式规定(图11.4.17):

$$\frac{E_{pk} z_p + G z_G}{E_{ak} z_a} \geq K_{em} \quad (11.4.17)$$

式中:

K_{em} ——嵌固稳定安全系数;安全等级为甲级、乙级、丙级的支挡式结构, K_{em} 分别不应小于1.25、1.2、1.15;

E_{ak} 、 E_{pk} ——基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力的标准值(kN);

z_a 、 z_p ——分别为基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力的合力作用点至挡土构件底端的距离(m);

G ——排桩、桩顶连梁和桩间土的自重之和(kN);

z_G ——双排桩、桩顶连梁和桩间土的重心至前排桩边缘的水平距离(m)。

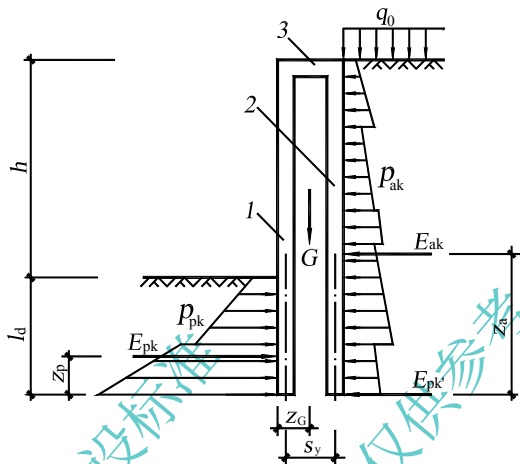


图 11.4.17 双排桩抗倾覆稳定性验算

1—前排桩；2—后排桩；3—刚架梁

11.4.18 双排桩排距 (s_y) 宜取 $2d \sim 5d$ 。刚架梁的宽度不应小于 d ，高度不宜小于 $0.8d$ ，刚架梁高度与双排桩排距的比值宜取 $1/6 \sim 1/3$ 。

11.4.19 双排桩结构的嵌固深度，对淤泥质土，不宜小于 $1.0h$ ；对淤泥，不宜小于 $1.2h$ ；对一般黏性土、砂土，不宜小于 $0.6h$ ，此处， h 为基坑深度。前排桩桩端宜处于桩端阻力较高的土层。采用泥浆护壁灌注桩时，施工时的孔底沉渣厚度不应大于 50mm ，或应采用桩底后注浆加固沉渣。

11.4.20 双排桩应按偏心受压、偏心受拉构件进行截面承载力计算，刚架梁应根据其跨高比按普通受弯构件或深受弯构件进行截面承载力计算。双排桩结构的截面承载力和构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

11.4.21 双排桩与桩刚架梁节点处，桩与刚架梁受拉钢筋的搭接长度不应小于 $1.5l_a$ ，此处， l_a 为受拉钢筋的锚固长度。其节点构造

尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对框架顶层端节点的有关规定。

11.4.22 双排桩当设置止水帷幕时，止水帷幕宜位于前、后排桩之间，并宜靠近前排桩。

11.5 土层锚杆

11.5.1 土层锚杆锚固段不宜设置在未经处理的软弱土层、不稳定土层和不良地质地段，及钻孔注浆引发较大土体沉降的土层。

11.5.2 锚杆杆体材料宜选用钢绞线、精轧螺纹钢筋，当锚杆极限承载力小于 400kN 时，可采用 HRB 335 钢筋。

11.5.3 锚杆布置与锚固体强度应满足下列要求：

1 锚杆锚固体上下排间距不宜小于 2.5m，水平方向间距不宜小于 1.5m；锚杆锚固体上覆土层厚度不宜小于 4.0m。锚杆的倾角以 $15^{\circ} \sim 35^{\circ}$ 为宜；

2 锚杆定位支架沿锚杆轴线方向宜每隔 1.0~2.0m 设置一个，锚杆杆体的保护层不得少于 20mm；

3 锚固体宜采用水泥砂浆或纯水泥浆，浆体设计强度不宜低于 20.0MPa；

4 土层锚杆钻孔直径不宜小于 120mm。

11.5.4 锚杆设计应包括以下内容：

1 确定锚杆间距、排距和安设角度、锚杆抗拔承载力特征值；
2 确定锚杆类型、自由段、锚固段长度、锚固体直径、断面形状及施工工艺；

3 锚杆筋体材料选型与设计；

4 锚具、承压板、台座及腰梁设计；

5 预应力锚杆张拉荷载值、锁定荷载值；

6 锚杆试验和监测要求;

7 对支护结构变形控制需要进行的锚杆补张拉设计。

11.5.5 锚杆预应力筋的截面面积应按下列公式确定:

$$A \geq 1.35 \frac{N_t}{\gamma_p f_{pt}} \quad (11.5.5)$$

式中:

N_t ——荷载效应标准组合下, 锚杆所承受的轴向拉力设计值;

γ_p ——锚杆张拉施工工艺控制系数, 当预应力筋为单束时可取 1.0, 当预应力筋为多束时可取 0.9;

f_{pt} ——钢筋、钢绞线强度设计值。

11.5.6 土层锚杆锚固段长度 L_a 应按基本试验确定, 初步设计时也可按下式估算:

$$L_a \geq \frac{K \cdot N_t}{\pi \cdot D \cdot q_{sk}} \quad (11.5.6)$$

式中:

D ——锚固体直径;

K ——锚杆安全系数, 设计等级为甲级、乙级、丙级的基坑工程, K 分别应不小于 1.8、1.6 和 1.4;

q_{sk} ——土体与锚固体间极限黏结强度标准值, 由当地锚杆抗拔试验结果统计分析算得。

11.5.7 锚杆应在锚固体和外锚头强度达到设计强度的 80% 以上后逐根进行张拉锁定, 张拉荷载宜为荷载效应标准组合下锚杆拉力设计值的 1.05~1.1 倍, 并稳定 5~10 分钟后退至锁定荷载锁定。锁定荷载宜取锚杆承载力特征值的 0.7~0.85 倍。

11.5.8 锚杆自由段超过潜在的破裂面不应小于 1m, 自由段长度不宜小于 5m, 锚固段在最危险滑动面以外的有效长度应满足稳定性计算要求。

11.5.9 对设计等级为甲级的基坑工程，锚杆轴向拉力特征值应按本规范附录 N 土层锚杆试验确定。对设计等级为乙、丙级的基坑工程可按物理参数或经验数据设计，现场试验验证。

11.6 基坑工程逆作法

11.6.1 逆作法适用于支护结构水平位移有严格限制的基坑工程。根据工程具体情况，可采用全逆作法，半逆作法，部分逆作法。

11.6.2 逆作法的设计应包含以下内容：

- 1 基坑支护的地下连续墙或排桩与地下结构侧墙、内支撑、地下结构楼盖体系一体的结构分析计算；
- 2 土方开挖及外运；
- 3 临时立柱作法；
- 4 侧墙与支护结构的连接；
- 5 立柱与底板和楼盖的连接；
- 6 坑底土卸载和回弹引起的相邻立柱之间，立柱与侧墙之间的差异沉降对已施工结构受力的影响分析计算；
- 7 施工作业程序、混凝土浇筑及施工缝处理；
- 8 结构节点构造措施。

11.6.3 基坑工程逆作法设计应保证地下结构的侧墙、楼板、底板、柱满足基坑开挖时作为基坑支护结构及作为地下室永久结构工况时的设计要求。

11.6.4 当采用逆作法施工时，可采用支护结构体系与地下结构结合的设计方案：

- 1 地下结构墙体作为基坑支护结构；
- 2 地下结构水平构件（梁、板体系）作为基坑支护的内支撑；
- 3 地下结构竖向构件作为支护结构支承柱。

11.6.5 当地下连续墙同时作为地下室永久结构使用时，地下连续墙的设计计算及施工尚应符合下列规定：

1 地下连续墙应分别按照承载力极限状态和正常使用极限状态进行承载力、变形计算和裂缝验算；

2 地下连续墙墙身的防水等级应满足永久结构使用防水设计要求。地下连续墙与主体结构连接的接缝位置（如地下结构顶板、底板位置）根据地下结构的防水等级要求，可设置刚性止水片、遇水膨胀橡胶止水条以及预埋注浆管等构造措施；

3 地下连续墙与主体结构的连接应根据其受力特性和连接刚度进行设计计算；

4 墙顶承受竖向偏心荷载时，应按偏心受压构件计算正截面受压承载力。墙顶圈梁与墙体及上部结构的连接处应验算截面受剪承载力；

5 围护结构及防水均应按照永久性结构外墙的要求施工。

11.6.6 主体地下结构的水平构件用作支撑时，其设计应符合下列规定：

1 用作支撑的地下结构水平构件宜采用梁板结构体系进行分析计算；

2 宜考虑由立柱桩差异变形及立柱桩与围护墙之间差异变形引起的地下结构水平构件的结构次应力，并采取必要措施防止有害裂缝的产生；

3 对地下结构的同层楼板面存在高差的部位，应验算该部位构件的弯、剪、扭承载力，必要时应设置可靠的水平转换结构或临时支撑等措施；

4 对结构楼板的洞口及车道开口部位，当洞口两侧的梁板不能满足支撑的水平传力要求时，应在缺少结构楼板处设置临时支撑等措施；

5 在各层结构留设结构分缝或基坑施工期间不能封闭的后浇

带位置，应通过计算设置水平传力构件。

11.6.7 竖向支承结构的设计应符合下列规定：

1 竖向支承结构宜采用一根结构柱位置布置一根临时立柱和立柱桩的型式（一柱一桩）；

2 立柱应按偏心受压构件进行承载力计算和稳定性验算，立柱桩应进行单桩竖向承载力与沉降计算。立柱与立柱桩的设计计算除应符合本规范外，尚应符合国家现行结构设计标准的规定；

3 在主体结构底板施工之前，相邻立柱桩间以及立柱桩与邻近基坑围护墙之间的差异沉降不宜大于 $1/400$ 柱距，且不宜大于 20mm。作为立柱桩的灌注桩宜采用桩端后注浆措施。

11.7 岩体基坑工程

11.7.1 岩体基坑包括岩石基坑和岩土组合基坑。基坑工程实施前应对基坑工程有潜在威胁或直接危害的滑坡、泥石流，崩塌以及岩溶、主洞强烈发育地段，应在施工前采取可靠的整治措施。

11.7.2 岩体基坑工程设计应对岩体结构、软弱结构面对边坡稳定的影响进行分析。

11.7.3 在岩石边坡整体稳定的条件下，可采用放坡开挖方案。岩石边坡的开挖坡度允许值，应根据当地经验按工程类比的原则，参照本地区已有稳定边坡的坡度值确定。

11.7.4 当整体稳定的软质岩边坡，开挖时应按现行国家标准的规定对边坡进行构造处理。

11.7.5 对单结构面外倾边坡作用在支挡结构上的横推力，可根据楔形平衡法进行计算，并应考虑结构面填充物的性质及其浸水后的变化。具有两组或多组结构面的交线倾向于临空面的边坡，可采用棱形体分割法计算棱体的下滑力。

11.7.6 对土岩组合基坑，当采用岩石锚杆挡土结构进行支护时，应符合现行国家标准的规定。岩石锚杆的构造要求及设计计算应符合现行国家标准的规定。

11.8 水泥土支护结构

11.8.1 一般规定

1 水泥土支护结构可适用于淤泥、淤泥质土、黏土、粉质黏土、粉土，具有薄夹砂层的土，素填土等地基承载力特征值不大于 120kPa 的土层，作为基坑隔水及较浅基坑（不大于 6m）的支挡。

2 水泥土支护结构断面应采用连续型或格栅型，当采用格栅型时，水泥土的置换率不宜小于 0.7，纵向墙肋之净距不宜大于 1.3m，横向墙肋之净距不宜大于 1.8m。

3 水泥土中的水泥掺量不宜小于 15%，水泥标号不得低于 P32.5 号。

4 水泥土支护结构顶部宜设置厚度为 0.2m、宽度与墙身一致的钢筋混凝土顶部压板，并与支护结构用插筋连结，插筋深度不少于 1m，直径不小于 $\phi 12\text{mm}$ 。对格栅型，应在纵向墙肋和横向墙肋中均设插筋。

11.8.2 水泥土支护结构的设计，应按以下步骤进行：

1 支护结构断面需经试算确定。初定确定断面尺寸时，可取宽度为 $B = (0.6 \sim 0.8) H$ ，入土深度 $D = (0.8 \sim 1.2) H$ ，（ H ：基坑开挖深度）。

2 水泥土支护结构的整体稳定验算包括：抗倾覆、抗水平滑动、抗圆弧滑动、抗基底隆起和抗渗稳定。当采用水土分算时，抗力分项系数应满足以下规定：

1) 抗倾覆稳定安全系数， K_1 不小于 1.3；

2) 水平滑动稳定安全系数, K_2 不小于 1.2;

3) 圆弧滑动简单条分法稳定安全系数, K_3 不小于 1.3。

3 墙前后土压力宜用库伦公式计算, 当用朗肯公式计算时, 应根据墙背的粗糙程度对土压力值进行适当修正。

计算砂性土及粉土土压力采用水土分算。即水下土取浮重度, 土压力与水压力共同作用于水泥土挡墙上。

对于黏性土, 采用水土合算土压力时, 倾覆稳定安全系数 K 应大于 1.5, 水平滑动为稳定安全系数 K 应大于 1.4。

4 水泥土墙的强度核算。

1) 墙身应力由式 (11.8.2-1) 确定。

$$\sigma_{\min}^{\max} = \gamma \cdot z + q \pm \frac{M_y x}{I_y} \quad (11.8.2-1)$$

式中:

γ ——土与水泥土壁的平均重度 (kN/m^3);

z ——自墙顶算起的计算断面深度 (m);

q ——墙顶面的超载 (kPa);

M_y ——计算断面墙身力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$);

I_y ——计算断面惯性矩 (m^4);

x ——由计算断面形心起算的最大水平距 (m);

$\sigma_{\max}$ 、 $\sigma_{\min}$ ——计算断面水泥土壁应力 (kPa)。

2) 墙身应力必须满足式 (11.8.2-2)。

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &\leq 0.3q_u \\ \sigma_{\min} &> 0 \end{aligned} \quad (11.8.2-2)$$

式中: q_u ——水泥土壁的单轴抗压强度 (kPa)。

3) 墙底压力必须满足式 (11.8.2-3)

$$\begin{aligned} P_{\max} &\leq 1.2f_{ak} \\ P_{\min} &> 0 \end{aligned} \quad (11.8.2-3)$$

式中： f_{ak} ——墙底端处地基承载力特征值（kPa）。

5 基坑底部土的隆起稳定及抗渗稳定验算按附录 N.2 及 N.3 的规定。

11.8.3 水泥土支护结构的施工应符合以下规定：

1 施工机具应优先选用喷浆型双轴及多轴型深层搅拌机械，不宜选用水泥搅拌桩机；

2 深层搅拌机械就位时应对中，最大偏差不得大于 2 cm，并且调平机械的垂直度，偏差不得大于 1%桩长。当搅拌头下沉到设计深度时，应再次检查并调整机械的垂直度；

3 深层搅拌单桩的施工应采用搅拌头上下各二次的搅拌工艺。喷浆时的提升（或下沉）速度不宜大于 0.5m/min；

4 水泥浆的水灰比不宜大于 0.5，泵送压力宜大于 0.3MPa，泵送流量应恒定；

5 相邻桩的搭接长度不宜小于 20cm。相邻桩喷浆工艺的施工时间间隔不宜大于 10h；

6 水泥土挡墙应有 28d 以上的龄期，达到设计强度要求时，方能进行基坑开挖。

11.9 地下水控制

11.9.1 基坑工程地下水控制应防止开挖前的疏干降水、开挖过程及使用期间的管涌、流砂、坑底突涌及与地下水有关的坑外地层过度沉降。为了降低对地下水的过度抽排，有条件的工程应尽量采用封闭性隔水帷幕。

11.9.2 地下水控制设计应满足下列要求：

1 地下工程施工期间，地下水位控制在基坑面以下 0.5m。当有局部深坑时，尚应满足局部的要求；

2 满足坑底突涌验算要求，当有局部深坑时，尚应满足局部的要求；

3 满足坑底和侧壁抗渗流稳定的要求；

4 控制坑外地面沉降量及沉降差，保证临近建、构筑物及地下管线的正常使用。

11.9.3 基坑降水设计，应包括以下内容：

1 基坑降水系统设计应包含如下内容：

1) 确定降水井的布置、井数、井深、井距、井径、单井出水量；

2) 疏干井和减压井过滤管的构造设计；

3) 人工滤层的设置要求；

4) 排水管路系统；

5) 土方开挖过程中减压井管的固定措施。

2 验算坑底土层的渗流稳定性及抗承压水突涌的稳定性；

3 计算基坑降水域内各典型部位的最终稳定水位及水位降深随时间的变化；

4 计算降水引起的对临近建、构筑物及地下设施产生的沉降。当基坑周边变形要求严格时，尚应考虑基坑开挖前降水造成的支挡式支护结构的水平位移及对临近建、构筑物及地下设施产生的沉降；

5 渗流作用对支护结构内力及变形的影响；

6 降水施工、运营、监测要求，除对周边环境的监测外，还应包括对水位和水中微细颗粒含量的监测。

11.9.4 隔水帷幕设计应符合下列要求：

1 采用地下连续墙或隔水帷幕隔离地下水，隔离帷幕渗透系数宜小于 $1.0 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ ，竖向截水帷幕深度应插入下卧不透水层，其插入深度应满足抗渗流稳定的要求。当下卧不透水层厚度小于 2m 时，宜进行抽水试验确定其是否可做为隔水层。

2 对封闭式隔水帷幕,在基坑开挖前应做坑内群井抽水运行试验,并通过坑内外的观测井观察水位变化、抽水量变化等确认帷幕的止水效果和质量。

3 当隔水帷幕不能有效切断基坑深部承压含水层时,或基坑降水引起隔水帷幕下端以下承压含水层产生向基坑内的越流时,可在承压含水层中设置减压井,通过设计计算,控制承压含水层的减压水头,按需减压,确保坑底土不发生突涌。对承压水进行减压控制时,因降水减压引起的坑外地面沉降不得超过环境控制要求的地面变形允许值。当超过时,可在基坑外承压含水层中设置回灌井,控制基坑外的承压水水头变化值和地面沉降满足环境控制要求的允许值。

11.9.5 基坑地下水控制设计应与支护结构的设计统一考虑,由降、排水和支护结构水平位移引起的地层变形和地表沉陷不应大于变形允许值。

11.9.6 高地下水位地区,当水文地质条件复杂,基坑周边环境要求高,设计等级为甲级的基坑工程,应进行地下水控制专项设计,其内容包括:

1 应具备专门的水文地质勘查资料、基坑周边环境调查报告及现场抽水试验资料;

2 基坑降水风险分析及降水设计;

3 降水引起的地面沉降计算及环境保护措施;

4 基坑渗漏的风险预测及抢险措施;

5 降水运营、监测与管理措施;

6 当需在基坑外进行地下水回灌时,还需进行地下水回灌设计。应通过现场试验结果确定回灌井结构、回灌方法、回灌流量、井数量、深度及坑外地下水位控制值等设计参数。

11.9.7 减压井应采取可靠固定措施,防止基坑开挖过程中产生往复位移。

11.9.8 围护结构采用型钢水泥土墙时,当型钢的拔除可能导致水泥土墙的止水功能失效时,型钢拔除时间应考虑基坑对止水帷幕的止水要求。当止水功能仍需保持时型钢不宜拔除。

11.9.9 当回灌井距建筑物较近时,应考虑回灌井回扬时引起建筑物的变形。宜采用回灌井成对布置,回灌井间距宜为 6m~12m。成对布置的回灌井在回灌运行时,应轮流启动,当需对其中一个回灌井进行回扬时,启动另一个回灌井对同层地下水进行回灌。

11.10 防连续倒塌设计原则

11.10.1 对开挖面积和开挖深度大、环境条件复杂、破坏后果严重的基坑,基坑支护结构体系宜考虑防连续倒塌设计,并应符合下列要求:

- 1 进行连续倒塌分析,确定支护结构体系中的重要构件和关键传力部位;
- 2 采取减小偶然作用效应的措施。对支护结构重要构件和关键传力部位,采取避免直接遭受偶然作用的措施;
- 3 在支护结构容易遭受偶然作用影响的区域增加冗余约束,布置备用的传力路径;
- 4 增强支护结构重要构件和关键传力部位的承载能力和变形性能。

11.10.2 基坑支护结构防连续倒塌设计可采用下列方法:

- 1 局部加强法:对可能遭受偶然作用而发生局部破坏的关键受力部位,提高设计的安全储备:
 - 1) 对多道水平支撑的长条型基坑,第一道水平支撑宜采用钢筋混凝土支撑;
 - 2) 对软土中采用钢支撑的长条型基坑,每隔一定距离设置

组合型加强支撑单元,提高抗平面内和平面外失稳的承载能力,控制可能发生连续倒塌的范围。加强支撑单元包括水平支撑加强和竖向支承系统加强;

- 3) 钢支撑与腰梁(围檩)连接节点进行抗弯、抗剪、抗拉计算,抗压应与水平支撑等强。腰梁(围檩)与围护桩(墙)进行拉结;
- 4) 钢支撑与围护桩(墙)之间设置防意外掉落措施;
- 5) 立柱之间设置侧向稳定加强构件;
- 6) 土钉墙隔一定距离设置灌注桩;
- 7) 重力式挡土墙隔一定距离在受拉区配置加强型钢或灌注桩;
- 8) 钢板桩、型钢等排桩支护结构,桩身接头应间隔错开布置,接头不应在同一标高;
- 9) 不同支护形式结合处,宜采取强化措施。

2 拉结构件法:对水平支撑大直径环梁、大长度对撑构件,在结构局部竖向构件失效的条件下可根据具体情况分别按梁-拉结模型、悬索-拉结模型和悬臂-拉结模型进行承载力验算,通过贯通水平构件的最小配筋和钢筋连接措施,使其在缺失竖向支承、跨度变化的条件下仍具有必要的承载能力,维持结构的整体稳固性;

3 拆除构件法:对水平支撑系统、桩(墙)-锚杆支护,按一定规则拆除主要受力构件或对主要传力构件的稳定起主要控制作用的构件,验算结构体系中的剩余部分的承载能力,也可采用倒塌全过程分析进行设计:

- 1) 对桩(墙)-锚杆支护,对重要部位锚杆进行拆除,验算结构体系中的剩余部分的承载能力;
- 2) 对采用对撑的长条形基坑,对重要部位支撑进行拆除,验算结构体系中的剩余部分的承载能力;
- 3) 对大直径环梁水平支撑,拆除不同位置辐射撑杆,验算

环梁的承载能力；

4) 对长度和轴力大的重要支撑、大直径环梁水平支撑，拆除不同位置立柱，验算环梁的剩余部分的承载能力；

5) 排桩支护结构，拆除一根桩体，验算相邻桩的承载能力。

11.10.3 对复杂水平支撑系统，当采用拆除构件法分析水平支撑系统的剩余承载能力时：

1 可按照下式进行计算对应于被拆除构件的综合冗余度因子：

$$R_5 = \frac{L_{\text{intact}} - L_{\text{design}}}{L_{\text{intact}} - L_{\text{damage}}} \quad (11.10.3)$$

式中：

L_{intact} ——完整结构的极限承载力；

L_{damage} ——构件受损后结构的极限承载力；

L_{design} ——完整结构的设计承载力。

2 当局部构件破坏引起的承载力损失量小于承载力冗余量，这时综合冗余度因子 R_5 大于 1，结构仍然处于可继续承载状态而不立即发生破坏，实际工程中发生这种情形时应立即采取应急措施，保证支撑体系恢复设计安全度；当综合冗余度因子 R_5 小于 1 时，剩余支撑体系的承载力能力小于正在承担的设计荷载，此时结构将在承担设计荷载时发生整体破坏。

11.10.4 当进行偶然作用下基坑支护结构防连续倒塌计算时，作用宜考虑结构相应部位倒塌冲击引起的动力系数。在抗力函数的计算中，混凝土强度取标准值 f_{ck} ；普通钢筋强度取极限强度标准值 f_{stk} ，预应力钢筋强度取极限强度标准值 f_{ptk} 并考虑锚具的影响。宜考虑偶然作用下支护结构倒塌对结构几何参数的影响。必要时尚应考虑材料性能在动力作用下强化和脆性，并取相应强度的特征值。

11.10.5 对支撑体系中重要构件和关键传力部位在基坑施工过程中

中应进行重点监测。重要构件和关键传力部位可通过拆除构件法确定。

11.11 基坑变形控制

11.11.1 在密集建筑群中间或邻近道路、地下管线、地下隧道等开挖基坑，支护结构设计除满足稳定性要求外，基坑内外土体变形应满足以下要求：

- 1 不得影响地下结构尺寸和正常施工；
- 2 不得影响既有桩基的正常使用；
- 3 对周边建（构）筑物引起的沉降不得超过本规范第 5 章规定的容许变形值的要求；
- 4 不得影响周边道路、管线、地下隧道的正常使用。

11.11.2 基坑设计、施工时，应考虑如下 8 个阶段可能产生的变形及对邻近建筑物、地下管线、道路等产生的变形，并分别采取相应的控制措施：

- 1 基坑内工程桩施工阶段；
- 2 支护结构施工阶段；
- 3 土方开挖前基坑降水阶段；
- 4 土方开挖过程中基坑疏干降水和承压水降水阶段；
- 5 土方开挖阶段；
- 6 基坑开挖到底后底板施工阶段；
- 7 基坑支撑拆除、换撑、土方回填阶段；
- 8 基坑停止降水、地下水位恢复阶段。

11.11.3 基坑施工全过程中，还可考虑采取以下变形主动控制措施：

- 1 对支撑施加预加力，必要时施加可动态调整的外加轴力；

2 在基坑与被保护建筑物、地下隧道及其它需保护设施之间，在土体中进行动态袖阀管注浆。正式注浆前应进行工艺性注浆试验，确定工艺参数；

3 对邻近基坑的建筑物、地下隧道、地下管线等采取预先加固措施。

11.12 基坑工程监测

11.12.1 对开挖深度大于 6m 且环境条件复杂、变形要求严格时，应进行基坑工程监测设计，包括如下内容：

- 1 基坑监测项目；
- 2 基坑监测点布置；
- 3 监测开始与结束时间；
- 4 监测频率；
- 5 监测精度要求；
- 6 监测项目报警值；
- 7 监测点保护措施。

11.12.2 基坑监测点布置时，可根据图 11.12.2 初步估计基坑内疏干降水和土方开挖引起的地表沉降影响范围，当基坑周边有变形需要严格控制的环境条件时，及抽降承压水引起地表沉降和土层变形时，基坑变形影响范围需进行专项分析确定。

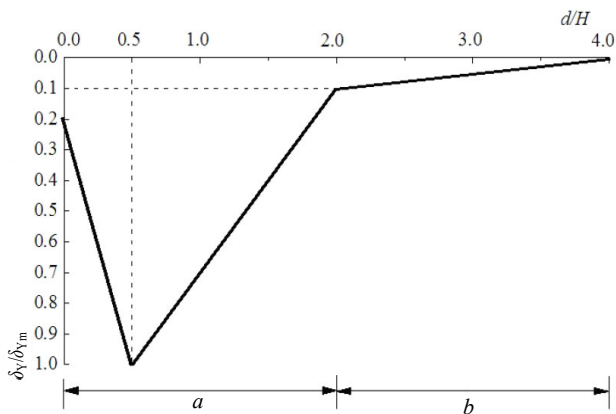


图 11.12.2 基坑外地表沉降分布经验曲线

δ_y/δ_{ym} —坑外某点的沉降/最大沉降; d/H —坑外地表某点距围护墙外侧的距离/基坑开挖深度; a —主影响区域; b —次影响区域

11.12.3 基坑工程应根据基坑 8 个施工阶段可能产生的变形及对邻近建筑物、地下管线、道路等产生的变形,按照现行国家、行业相关标准,制定相应的监测措施:

- 1 基坑内工程桩施工时引起的变形;
- 2 支护结构施工引起的变形;
- 3 土方开挖前基坑降水引起的变形;
- 4 土方开挖过程中基坑疏干降水和承压水降水引起的变形;
- 5 土方开挖引起的变形;
- 6 基坑开挖到底后工作期间的变形;
- 7 基坑支撑拆除、换撑、土方回填阶段产生的变形;
- 8 地下水位恢复引起的地下结构变形。

11.12.4 对开挖面积和开挖深度大、环境条件复杂、破坏后果严重的基坑,当水平支撑布置复杂时,宜进行连续倒塌分析,确定支护结构体系中的重要构件和关键传力部位,并对其进行重点监测。

11.12.5 现场监测的高程水准基点的布置要考虑本高程及周边基坑抽降承压水引起区域性沉降的影响。基坑疏干降水和土方开挖引起的地表沉降影响范围可根据图 11.12.2 初步确定。

11.12.6 基坑监测记录表应包含现场施工工况，并将各项监测记录与现场施工工况进行对应。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

12 盾构隧道工程

12.1 一般规定

12.1.1 本章适用于在软土地层中采用盾构法施工的地下、圆形隧道（双圆及其他形式盾构隧道工程可参照执行），按使用功能分类，有交通隧道、输水隧道、管廊隧道等。

12.1.2 盾构隧道工程设计应符合《地铁设计规范》GB50157、《地下铁道工程施工及验收规范》GB50299、《盾构法隧道工程施工及验收规范》GB50446、《城市轨道交通技术规范》GB50490、《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB50307、《城市轨道交通工程监测技术规范》GB50911 的规定。

12.1.3 隧道工程设计应具备地质和水文资料以及邻近建（构）筑物和场地周围地下管线与设施等环境资料。

12.1.4 盾构隧道工程设计除满足使用阶段的设计要求外，还应按下述规定对其施工阶段和使用阶段中承载力、变形进行验算及相关耐久性设计要求：

1 施工阶段和使用阶段中均应按承载能力极限状态对地基稳定、抗浮稳定 and 支护结构构件承载能力进行验算，其中结构重要性系数 γ_0 的取值应符合本规范以及本章节的具体规定；

2 施工阶段和使用阶段中均应按正常使用极限状态对变形和裂缝宽度进行验算；

3 盾构隧道工程应根据其所处的环境类别及设计使用年限要求遵照相关标准规定进行耐久性设计。

12.1.5 隧道工程应符合现行国家标准《地下工程防水技术规范》

GB50108 等相关规范的要求进行防水设计。有特殊防水要求的地下构筑物, 尚应符合专项标准的要求。

12.1.6 地下支护结构侧向压力应按水土分算的原则计算。当土层以黏性土为主并有可靠工程经验时, 对于施工阶段的侧向压力也可按水土合算的原则计算。

12.1.7 盾构隧道衬砌结构侧壁的水压力, 可按静水压力直线分布计算, 水压力计算的设计水位应根据对结构的作用效应分别选取勘察报告提供的最高水位或最低水位。当场地存在明显水头差时, 应根据类似工程经验考虑渗流力的影响。

12.1.8 盾构隧道工程使用阶段抗浮设防水位应根据长期水文观测资料所提供的设计基准期内地下水的历史最高水位计算, 当无长期水文观测资料时, 抗浮水位取地面标高。当地表径流与地下水有水力联系时尚应考虑地表径流对地下水位的影响。当大面积填土高于原有地面时, 应按填土完成后的情况考虑地下水位。

12.1.9 盾构隧道工程的设计, 应根据类似工程经验预估施工期间和建成后对环境造成的影响, 并采取有效措施予以控制。

12.1.10 盾构隧道工程施工期间必须加强对工程自身和邻近建(构)筑物以及地下管线和设施的监测。

12.1.11 隧道平面、纵断面设计应避免穿越工程地质、水文地质特别复杂以及严重不良地质段, 水底隧道应尽量避免水域中深槽以及河(江)势变化较大的不稳定河(江)段, 尽量创造条件杜绝隧道下穿居民楼或公共设施及地下建(构)筑物等, 当必须穿越时应有针对性、可行的工程技术措施。

12.1.12 隧道顶部覆土厚度(在规划通航及水域预测最大冲刷线下)不宜小于 $0.85D$ (D 为隧道外径); 平行隧道净距不宜小于 $1.0D$, 近工作井区段可逐步减小, 但不宜小于 $0.6D$; 交叉隧道最小净距不宜小于较大直径隧道的 0.4 倍。当受条件限制、在技术上采用措施并确有保证时, 可适当减小。

12.2 隧道勘察

12.2.1 隧道勘察除应满足相关勘察规范要求进行外，并应符合下列规定：

1 勘探孔应在隧道边线外侧 $3\text{m}\sim 5\text{m}$ （水域 $6\text{m}\sim 8\text{m}$ ）范围内交错布置，初步勘察阶段可适当放大；

2 当隧道上、下行线内净距离小于等于 15m 时，可沿双线隧道外侧布置，当上、下行隧道外边线总宽度小于等于 40m 时，可按轴线投影距离布置；

3 详细勘察阶段，按轴线投影距离布孔时，双线隧道单侧相邻孔最大间距宜控制在 75m 以内，始发与到达段工作井应增加勘察孔不宜少于 4 个，联络通道处勘察孔应结合结构特点、施工工艺布置，且不宜少于 2 个孔。

12.3 隧道结构设计

12.3.1 盾构法隧道的结构设计，应根据结构形式、受力条件、使用要求和所处环境等因素，就施工、使用阶段按表 12.3.1 所列荷载对结构整体或构件可能出现的最不利组合进行计算。荷载简图如图 12.3.1。主要荷载计算应符合下列规定：

1 隧道结构自重可按结构设计断面尺寸及材料重度标准值计算；

2 浅埋隧道竖向地层压力应按计算截面以上全部覆土压力考虑；

3 对于覆土厚度大于 $2.5D$ 的深埋隧道，竖向压力可根据具体工程条件（地层性质、埋深）按卸载拱理论或全部覆土重量计算；

4 施工阶段黏性土水平地层压力按水土合算，采用经验系数

计算；砂性土按水土分算，采用朗肯主动土压力公式计算，对盾构法隧道可适当考虑由衬砌变形所引起的地层抗力；

5 运营阶段水平地层压力应按静止土压力计算。

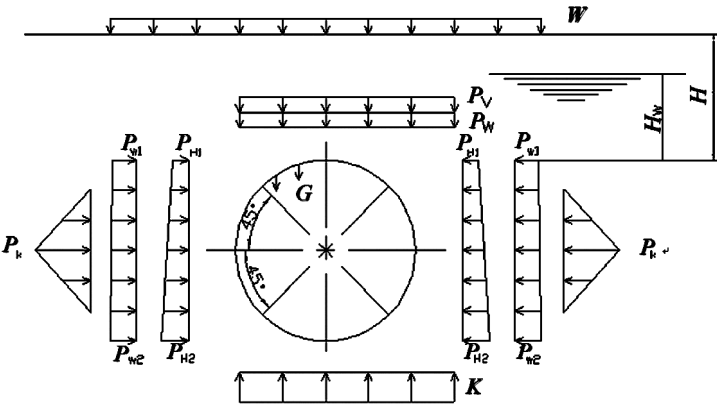


图 12.3.1 荷载简图

表 12.3.1 荷载分类表

荷载分类		荷载名称	荷载代号
永久荷载		结构自重	G
		地层压力（地下水位以上，天然容重；地下水位以下，浮容重）	$P_V、P_W$
		隧道上部和破坏楼体范围内的设施及建筑物压力	W
		静水压力及浮力	P_W
		设备重量	
		地基下沉影响力	
		侧向地层抗力及地基反力	$P_K、K$
可变荷载	基本可变荷载	地面车辆荷载及其动力作用	
		地面车辆荷载引起的侧向土压力	
		隧道内部荷载（车辆荷载、内水压力、行人荷载）	
	其他可变荷载	人群荷载、温度变化荷载、施工荷载（设备运输及吊装荷载、施工机具及行人荷载、相邻工程施工等影响，盾构法施工的千斤顶顶力及压浆荷载等）	
偶然荷载		地震作用	
		人防荷载	
		沉船、撞击等灾害性荷载	

12.3.2 隧道衬砌宜采用具有一定刚度的柔性结构，应限制其变形和接头张开量，满足结构受力和防水要求，选用时应符合下列规定：

1 可采用单层衬砌或在其内现浇钢筋混凝土内衬的双层衬砌，在满足工程使用、受力和防水要求的前提下，应优先选用装配式钢筋混凝土单层衬砌；

2 在联络通道门洞区段的装配式衬砌，可采用钢管片、铸铁管片、钢与钢筋混凝土的复合管片或钢筋混凝土管片，根据实际工程地质条件及联络通道施工方法选用。

12.3.3 衬砌结构型式应符合下列规定：

1 根据使用要求，衬砌环一般分为：进、出洞环、标准环、变形缝环等类型，其形式有直线环、楔形环两种；

2 衬砌环宽度宜 $\geq 1000\text{mm}$ ；

3 衬砌厚度应根据隧道直径、埋深、工程地质及水文地质条件、使用及施工阶段的荷载情况确定，宜取隧道外径的 $(0.040\sim 0.060)$ 倍；

4 衬砌环应根据管片制作、运输、盾构设备、施工方法和受力要求等因素进行分块，宜取6~12块。

12.3.4 结构的设计计算应符合下列规定：

1 隧道应按施工阶段和使用阶段，分别进行结构的承载能力极限状态计算和正常使用极限状态验算，当计入地震荷载或其他偶然荷载时，可不验算结构的裂缝宽度；

2 正常使用极限状态验算时，结构构件按荷载效应准永久组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度 $\leq 0.2\text{mm}$ （当保护层实际厚度 $\geq 30\text{mm}$ 时，裂缝宽度验算时，保护层实际厚度仍取 30mm ），衬砌结构按荷载效应的准永久组合进行变形计算时，其直径变形 $\leq 3\%D$ ，按缝最大张开限值为 $2\text{mm}\sim 4\text{mm}$ ，环间错台限值为 $4\text{mm}\sim 6\text{mm}$ ；

3 隧道结构应进行横断面受力计算，并选取隧道埋设最深和

最浅、顶覆土最厚和最薄、土质条件突变等受力不利位置进行控制；

4 沿隧道纵向覆土厚度、超载有较大变化或地基有差异及地震作用时应应对隧道进行纵向结构分析；

5 空间受力作用明显的区段，宜按空间结构进行分析；

6 隧道结构在施工阶段和使用阶段应进行抗浮验算，确保浮力设计值小于等于隧道结构自重与隧道上覆土层有效压重的设计值。计算中浮力作用安全系数取 1.1，自重抗浮和上覆土层有效压重抗浮安全系数施工阶段均取 1.05，使用阶段均取 1.1；

7 隧道结构计算简图应根据地层情况，衬砌构造特点及施工工艺等确定，宜考虑衬砌地层共同作用及装配式衬砌接头的影响：

- 1) 采用通缝拼装的衬砌结构可取单环按弹性均质圆环（自由变形的弹性均质圆环及考虑侧向地层抗力的弹性均质圆环）或弹性铰圆环（图 12.3.4-1）考虑，自由变形的弹性均质圆环内力计算可参照本规范附录 P 进行；
- 2) 采用错缝拼装的衬砌结构宜考虑环间弯矩纵向传递模型采用修正惯用算法或梁-弹簧模型算法（图 12.3.4-2）进行计算。

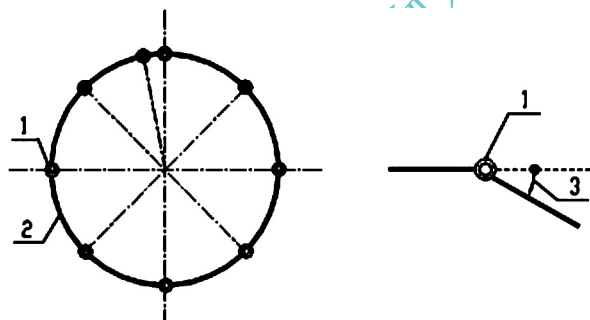


图 12.3.4-1 弹性铰圆环计算模型

1—环向接头回转弹簧 2—管片本体 3—环向接头转角

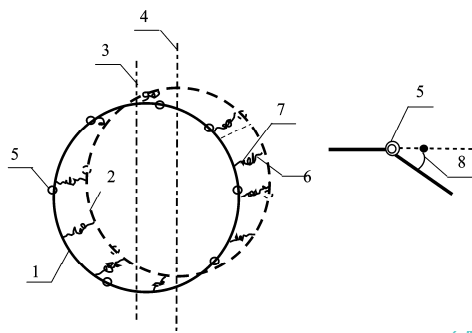


图 12.3.4-2 梁-弹簧模型

- 1—衬砌环 A 管片本体 2—相邻衬砌环 B 管片本体 3—衬砌环 A 竖直轴
4—衬砌环 B 竖直轴 5—环向接头回转弹簧 6—环间径向剪切弹簧
7—环间切向剪切弹簧 8—环向接头转角

12.3.5 盾构法隧道的构造要求应符合下列规定：

- 1 衬砌块与块、环与环间宜采用螺栓连接，管片的端肋及环肋宽度应与相应的环向螺栓和纵向螺栓的最大受力性能相匹配；
- 2 管片楔形量计算应考虑线路最小曲线半径，并留有一定的余量，应不小于最小曲线半径计算楔形量的 1.5 倍，以满足最小曲线施工的要求；
- 3 错缝拼装的衬砌环，环面上宜设置抗剪构造；
- 4 衬砌环封顶块宜采用半纵向插入方式，插入长度应与盾构设计、施工工艺相匹配；
- 5 在管片预留注浆孔，注浆孔周围应设置螺旋加强筋；
- 6 拼装的衬砌环，环、纵面上可设置合理的抗剪构造。

12.3.6 盾构隧道在荷载、结构、地质条件发生变化的部位或因抗震要求需设置变形缝时，应采取可靠的工程技术措施，确保变形缝两侧的结构不产生影响使用的差异沉降。变形缝的形式、宽度和间

距应根据允许纵向沉降曲率、沉降差、防水和抗震要求等确定。

12.3.7 隧道防水设计应遵循“以结构自防水为根本，以接缝防水为重点，多道防线，综合治理”的原则采取相应的防水措施。不同等级衬砌防水措施应按表 12.3.7 的规定选用。

表 12.3.7 不同防水等级衬砌的防水措施

防水措施		高精度管片	接缝防水				外防水防腐蚀涂层
			密封垫	嵌缝	注入密封剂	螺栓孔密封圈	
防水等级	一级	必选	必选	全隧道或部分区段 应选	可选	应选	对混凝土有中等以上腐蚀的地层应选；非腐蚀性地层宜选
	二级	必选	必选	局部宜选	可选	应选	对混凝土有中等以上腐蚀的地层宜选

12.4 盾构隧道土体加固

12.4.1 盾构机在软土层中进行隧道施工，为避免因土层扰动、水土流失造成隧道沿线构筑物、地下管线、道路等产生隆沉、位移，确保施工安全和满足环境保护要求，应根据盾构的施工性能、工程地质条件、水文地质条件、保护对象的特点和控制标准，采取相应的土体加固措施。

12.4.2 盾构隧道土体加固主要可包括盾构始发及到达前洞门土体加固，联络通道施工，下穿铁道、建构筑物时的土体加固，小间距平行隧道、重叠隧道和交叠隧道的土体加固，液化层、有震陷影响的软弱地层的土体加固处理等。

12.4.3 土体加固方法一般有水泥土深层搅拌、水平注浆、高压旋喷、RJP 旋喷、分层注浆、冷冻和降水等，应视洞门破除的方式，联络通道、建（构）筑物结构形式及与隧道相对关系、隧道埋深和

盾构型式，并考虑工程地质条件、水文地质条件、环境要求选择经济、合理可靠的一种或多种相结合的地基处理方法。

12.4.4 土体加固工程，应进行必要的现场和室内试验，以检验设计参数和处理效果。

12.4.5 水泥土深层搅拌法适用于处理淤泥质土和含水量较高、地基承载力较小的黏土、粉质黏土、粉土等地基土。深层搅拌施工的场地必须平整，清除桩位处地面和地下障碍物。施工时应满足以下要求：

- 1 施工前应根据要求进行成桩试验，确定深层搅拌的注浆配比和数量、搅拌提升速度等施工参数。固化剂和外掺剂必须通过室内试验检测合格后方可使用。

- 2 必须控制深层搅拌机的平整度和导向架的垂直度，搅拌桩的垂直度偏差不得大于 1%，桩位偏差不得大于 50mm。

- 3 成桩后 28 天应进行质量检验，验桩数量不少于成桩数的 1%，并至少 3 根。检验强度不低于设计要求。

12.4.6 高压喷射注浆应按以下规定进行：

- 1 洞门埋深超过搅拌机械加固深度、洞门有地下管线而采用搅拌桩有困难的情况下，可采用高压喷射注浆法进行地基加固。高压喷射注浆法适用于淤泥质黏土、淤泥质粉质土、粉质黏土、粉土、粉砂等地基。

- 2 根据工程要求和机具设备条件，宜选用双重管或三重管高压喷射注浆法。

- 3 高压喷射注浆法的主要材料可选用以水泥为主的单液型，亦可选用以水泥和水玻璃为主的双液型。单液浆可根据需要加入适量的速凝、悬浮或防冻等外加剂或掺合料。

- 4 高压喷射注浆法的质量可采用开挖检查，钻孔取样、标准贯入测试等方法进行检测。检测应在成桩 28 天后进行。检验强度不低于设计要求。

12.4.7 分层注浆应按以下规定进行：

1 分层注浆加固法可适用于砂性土、淤泥质土、粉土、黏性土和一般填土层。注浆加固的设计应根据满足抗渗、充填空隙、提高土体强度等要求确定。

2 注浆法处理软土的浆液材料可选用水泥为主剂的悬浮液，也可选用水泥和水玻璃的双液型混合液。浆液配合比设计必须考虑工程要求、水文地质情况，并进行室内配比试验。

3 注浆量应考虑地基土的性质、浆液渗透的影响，经试验注浆后确定。注浆压力按设计参数的 $\pm 10\%$ 控制。若注浆区上方有构筑物时，注浆压力不得大于超载压力，宜采用双液浆注浆，注浆时应监测地表变形。

4 对注浆效果的检测，可选用静力触探、标准贯入度测定、弹性波测定、电测法等。

12.4.8 土体冻结法应按以下规定进行：

1 施工前应做好勘察资料、冻土试验资料、结构施工资料的收集，掌握其它与冻结法设计、施工有关的资料，如隧道施工的有关情况、隧道内及端头井附近的交通及场地条件、地区气象资料等。

2 冻结设计时，冻结壁宜作为临时承载结构。冻结壁按其功能与要求分为三类，见表 12.4.8-1。应根据冻结壁功能要求分类选择不同形式和安全性能的冻结壁结构。当要求承载时间较长时，宜设立初期支护形成复合承载体系。地层冻结设计应包括以下内容。

表 12.4.8-1 冻结壁功能分类表

类别	功能与要求	说明
I	仅用于止水而无承载要求	如岩石裂隙和混凝土界面缝隙止水
II	仅用于承载而无止水要求	如不透水黏性土层的加固
III	既要求承载又要求止水	如含水砂土层的加固与止水

1) 冻结壁结构方案比较与选择；

2) 冻结壁的承载力和变形验算（I类冻结壁除外）；

3) 冻结孔布置设计；

- 4) 冻结壁形成验算;
- 5) 冻结制冷系统设计;
- 6) 对冻结壁的监测与保护要求;
- 7) 可能对周围环境和建(构)筑物产生的影响和分析;
- 8) 对周围环境和建(构)筑物的影响监测与保护要求。

3 在地层冻结区域内有以下情况时,设计中应进行深入分析并采取针对性措施:

- 1) 地下水流速大于 5m/d , 有集中水流或地下水水位有明显 ($\geq 2\text{m/d}$) 波动;
- 2) 土层结冰温度低于 -2°C 或有地下热源可能影响土体冻结;
- 3) 土层含水量低可能影响土体冻结强度;
- 4) 用其他施工方法扰动过的地层;
- 5) 有其他可能影响地层冻结或地层冻结可能严重影响周围环境的情况。

4 在冻结壁形成期间,冻结壁内或冻结壁外 200m 区域内的透水砂层中不宜采取降水措施。必须降水施工时,冻结设计应充分考虑降水产生的不利影响。

5 冻结壁的荷载应包括下列各项:

- 1) 土压力;
- 2) 水压力;
- 3) 土方开挖影响范围以内地面建(构)筑物荷载、地面超载及其它临时荷载。

6 土压力和水压力对砂性土宜按水土分算的原则计算;对黏性土宜按水土合算的原则计算;也可按经验公式计算。

7 垂直土压力按计算点以上覆土重量及地面建(构)筑物荷载、地面超载计算;侧向土压力按主动土压力计算,可采用郎肯土压力理论计算;基底土反力可按静力平衡计算。

8 侧向土压力可按式估算:

$$P_s = KP_t \quad (12.4.8-1)$$

式中: P_s ——侧向土压力, kPa;

P_t ——计算点的垂直土压力, kPa;

K ——侧压系数, 无经验时取 $K=0.7$ 。

9 冻结壁平均温度应根据冻结壁承受荷载大小 (或开挖深度)、冻胀融沉可能对环境造成的影响及工艺合理性确定, 在一般情况下可按表 12.4.8-2 选取。冻结壁承受荷载大、安全要求高的工程宜取较低的冻结壁平均温度。

表 12.4.8-2 冻结壁平均温度设计参考值

开挖深度 H_i (m)	<12	12~30	>30
冻结壁平均温度 T_p (°C)	-6~-8	-8~-10	≤-10

10 盐水温度与盐水流量应满足在设计的时间内使冻结壁厚度和平均温度达到设计值的需要。最低盐水温度确定应根据设计冻结壁平均温度、地层环境及气候条件确定, 在一般情况下可按表 12.4.8-3 选取。设计冻结壁平均温度低、地温高、气候低时宜取较低的盐水温度。

表 12.4.8-3 最低盐水温度设计参考值

冻结壁平均温度 T_p (°C)	-6~-8	-8~-10	≤-10
最低盐水温度 T_y (°C)	-26~-30	-28~-30	-30~-32

11 冻结孔单孔盐水量应根据冻结管散热要求、去、回路盐水温差和冻结管直径确定。冻结管内盐水流动状态宜处于层流与紊流之间。并联的冻结孔单孔盐水流量之和不得小于按式 12.4.8-2 计算的盐水循环总流量。一般情况下冻结孔单孔盐水流量可按表 12.4.8-4 选取, 冻结管直径大时取较大的盐水流量。冻结管应选用导热和低温性能好的材质, 宜采用无缝钢管。

盐水循环总流量应按式计算:

$$W = Q_T / \Delta t \cdot \gamma \cdot c \quad (12.4.8-2)$$

式中:

W ——盐水泵循环计算总流量, m^3/h ;

Q_{r} ——计算制冷能力, kJ/h ;

γ ——盐水密度, kg/m^3 ;

c ——盐水比热, $\text{kJ}/\text{kg}^\circ\text{C}$;

Δt ——回路盐水温差, $^\circ\text{C}$, 一般 $\Delta t=(1\sim2)^\circ\text{C}$ 。

表 12.4.8-4 单孔盐水流量设计参考值

冻结孔串联长度 L_{k} (m)	≤ 40	40~80	> 80
单孔盐水流量 Q_{yk} (m^3)/h	3.0~5.0	5.0~8.0	≥ 8.0

12 II类和III类冻结壁应按承载力要求设计冻结壁厚度。冻结壁内力宜采用通用力学计算方法计算。冻结壁的力学计算模型可按均值线弹性简化,其力学特性参数宜取设计冻结壁平均温度下的冻土力学特性指标。可按式 12.4.8-3 进行冻结壁的强度检验,一般情况下可只进行抗压、抗折和抗剪强度检验。有特殊要求时验算冻结壁的变形。

$$K\sigma \leq R \quad (12.4.8-3)$$

式中:

σ ——冻结壁应力, MPa ;

R ——冻土的强度指标, MPa ;

K ——安全系数, III类冻结壁强度检验安全系数按表 12.4.8-5 选取, II类冻结壁强度

检验安全系数取III类冻结壁的 0.9 倍。

表 12.4.8-5 III类冻结壁强度检验安全系数

项目	抗压	抗折	抗剪
安全系数	2.0	3.0	2.0

13 冻结孔成孔控制间距应按设计冻结厚度、冻结壁平均温度、盐水温度和冻结工期要求等确定,布置单排冻结孔时冻结孔成孔控制间距可按表 12.4.8-6 选取,但不宜大于冻结壁设计厚度。多排冻结孔密集布置时内部冻结孔成孔布置间距可取边孔的 1.2 倍。

表 12.4.8-6 单排冻结孔成孔控制间距设计参考值

冻结孔类型	水平或倾斜冻结孔			竖直冻结孔	
冻结孔深度 $H(\text{m})$	≤ 10	10~30	30~60	≤ 40	40~100
冻结孔成孔控制间距 $S_{\max}$, mm	1100~1300	1300~1600	1600~2000	1200~1400	1400~1800

14 当布置单排冻结孔在规定冻结工期内达不到设计冻结壁厚度和平均温度时,应布置多排冻结孔冻结,冻结孔开孔间距不宜大于冻结孔成孔控制间距与冻结孔最大偏斜之差。冻结孔偏斜精度要求可按表 12.4.8-7 选定。

表 12.4.8-7 冻结孔偏斜精度要求

冻结孔类型	水平或倾斜冻结孔			竖直冻结孔	
冻结孔深度 $H(\text{m})$	≤ 10	10~30	30~60	≤ 40	40~100
冻结孔最大偏斜 R_p , mm	150	150~350	350~600	150~250	250~400

15 冻结孔深度可按式 (12.4.8-4) 确定。

$$L_{ks}=L_{sj}+L_o+L_1 \quad (12.4.8-4)$$

式中:

L_{ks} ——冻结孔深度, m;

L_{sj} ——从冻结孔孔口到冻结壁设计边界的距离, m;

L_o ——不能循环盐水的冻结管端部长度, m;

L_1 ——冻结管端部冻结削弱影响深度, m。

16 冻结壁扩展厚度可按下式计算。

$$E_{yj}=v_{dp}t \quad (12.4.8-5)$$

式中:

E_{yj} ——预计冻结壁厚度, m;

v_{dp} ——冻结壁平均扩展速度, m/d;

t ——冻结时间, d。

冻结壁平均扩展速度可按表 12.4.8-8 选取或采用通用计算方法计算。

表 12.4.8-8 单孔冻结壁（或冻土圆柱）扩展速度设计参考值

冻结时间 $t(\text{d})$	20	30	40	50	60
冻结壁平均扩展速度 $v_{\text{dp}}(\text{mm/d})$	34	28	24	22	20

如为密集布孔，内部冻结孔之间的冻结壁扩展速度可比上表给出的设计参考值增加 5%~20%。

17 冻结壁形成期应不少于预计冻结壁厚度和平均温度达到设计要求的时间。冻结壁交圈时间可按下式估算。冻结壁交圈后温度分部可简化为常温度场计算。冻结壁扩展过程和平均温度可采用通用数值方法或通用经验公式计算。

$$T_{\text{jp}} = S_{\text{max}} / v_{\text{dp}} \quad (12.4.8-6)$$

式中：

T_{jp} ——预计冻结壁交圈时间（d）；

S_{max} ——冻结孔成孔控制间距（m）；

v_{dp} ——冻结壁平均扩展速度（m/d）。

18 制冷能力计算。

1) 冻结管吸热能力可按下式计算

$$Q_g = qA \quad (12.4.8-7)$$

式中：

Q_g ——冻结管总吸热能力（kJ/h）；

q ——冻结管吸热系数，可取 1047~1172kJ/m²h；

A ——冻结管总表面积（m²）。

2) 冻结站所需制冷能力计算

$$Q_z = mQ_g \quad (12.4.8-8)$$

式中：

Q_z ——计算制冷能力（kJ/h）；

m ——冷量损失系数，可取 $m=1.1\sim1.2$ 。

19 检测冻结壁厚度的测温孔不得少于 2 个，在冻结壁内、外设计边界上均应布置测温孔，测温孔深度应不小于 2m。检测冻结

壁平均温度的测温孔不得少于 4 个，在冻结壁内、外设计边界和冻结壁中部均应布置测温孔。在冻结壁的上、下设计边界上均应布置 1 个以上测温孔，深度应不小于 2m。在集水井中部应布置 1 个以上测温孔，深度与附近的冻结孔深度一致。检测冻结壁与隧道管片界面温度的测温孔深度应进入地层不小于 0.1m。

20 冻结效果判定应符合如下要求。

- 1) 泄压孔水压应升高至超过初始水压 0.1MPa 以上，打开泄压孔污水持续流出（少量滴水除外），泄压孔压力上涨超过 7 天；
- 2) 如泄压孔水压无升高，应查明有冻结壁不交圈之外的原因，并且要求打开泄压孔后 24h 以上无水流出，积极冻结时间不少于设计要求；
- 3) 根据测温孔实测温度计算的冻结壁厚度、冻结壁平均温度和冻结壁界面温度等判定指标均应满足设计要求。

21. 采用液氮冻结的应具备充分的安全技术措施，包括压力容器使用、有害气体控制、施工作业安全保障等内容。

12.5 盾构机掘进

12.5.1 盾构选型应根据隧道功能、外径、长度、线型、埋深等参数，工程地质和水文地质条件、沿线地形、建（构）筑物和地下管线等环境条件，以及对地质变形的控制要求，结合开挖、衬砌、施工安全、经济和工期等因素选用。

12.5.2 天津宜选用加泥式土压平衡盾构，全断面粉土、粉砂或高压情况下宜采用泥水平衡盾构。

12.5.3 始发掘进前，应对洞门外经加固后的土体进行质量检查，

合格后方可始发掘进，应制定始发和试掘进方案。

12.5.4 在盾构机始发后的 100m 作为掘进试验段，应通过 100m 试验段施工参数调整以及监测资料的不断反馈分析，获得优化的施工参数。

12.5.5 应根据隧道工程地质和水文地质条件、隧道埋深、线路平面与坡度、地表环境、施工监测结果、盾构姿态以及盾构初始掘进阶段的经验设定盾构滚动转角、俯仰角、偏角、刀盘转速、推力、扭矩、螺旋输送机转速、土仓压力、排土量等掘进参数。

12.5.6 施工中盾构刀盘扭矩也可按式 12.5.6 经验公式计算：

$$T = \alpha D^2 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad (12.5.6)$$

式中：

α ——刀盘的扭矩系数，对土压平衡式盾构： $\alpha=14\sim23$ ；泥水加压式盾构： $\alpha=9\sim15$ ，依据盾构类型、土质条件选用；

D ——盾构直径。

12.5.7 掘进中应监测和记录盾构运转情况、掘进参数变化、排出渣土状况，并及时分析反馈，调整掘进参数，控制盾构姿态。

12.5.8 掘进过程中必须严格按注浆工艺进行壁后注浆，并根据注浆效果调整注浆参数。

12.5.9 掘进中土仓内较为合适的土压力 P_0 范围是：（水压力+主动土压力） $<P_0<$ （水压力+被动土压力）。 P_0 以相应的静止土压力为中心，在此范围内作波动。

理论平衡土压力可按以下公式计算：

$$P = k_0 \cdot \gamma \cdot H \quad (12.5.9)$$

式中：

P ——平衡土压力（包括地下水）（kPa）；

γ ——土体的平均容重（ kN/m^3 ）；

H ——隧道中轴线埋深（m）；

k_0 ——静止土压力系数，一般取值 0.65~0.85。

12.5.10 在盾构掘进施工中精心操作，应认真测量，以便得到准确、及时的反馈信息，并根据出土量与地表沉降数据对 P_0 作相应调整。

12.5.11 推进出土量可根据盾构机直径计算，每环理论出土量可按下式估算：

$$Q = \pi / 4 \times D^2 \times B \quad (12.5.11)$$

式中：

Q ——每环理论出土量；

D ——刀盘切削直径 (m)；

B ——管片的宽度 (m)。

在施工过程中，应根据实际的地面变形值来调节出土量，以满足规范要求，盾构机掘进出土量宜控制在 98%~100% 之间。

12.5.12 盾构机掘进速度设定时应考虑地质条件、设备能力、地面建筑物影响以及施工进度等因素综合确定。

12.5.13 盾构机到达前盾构井前应制定专项的到达方案，做好接收盾构机的准备工作。

12.5.14 盾构到达接收工作井 100m 前，必须对盾构轴线进行测量并调整，保证盾构准确进入接收洞门。

12.5.15 盾构机全部进入盾构井内基座上时，应及时处理好管片与洞口间的间隙。

12.6 盾构机轴线控制

12.6.1 盾构机在掘进施工中必须严格控制掘进轴线，使盾构的运动轨迹在设计轴线允许偏差范围内，城市地铁隧道轴线允许偏差 $\pm 50\text{mm}$ 。

12.6.2 盾构机自转量应控制在不影响施工的范围內。

12.6.3 在竖曲线与平曲线段施工应考虑已成环隧道管片竖、横向位移以及对轴线控制量的影响。

12.6.4 应对盾构姿态及管片状态进行测量和人工复核,并详细记录。当发现偏差时,应及时采取措施纠偏。

12.6.5 实施盾构纠偏必须逐环、小量纠偏,必须防止过量纠偏而损坏已拼装管片和盾尾密封。

12.7 盾构机纠偏量的控制

12.7.1 盾构机纠偏不得损坏管片,并保证新一环管片的顺利拼装。

12.7.2 盾构纵坡最大纠偏量可按式计算:

$$I = (I_{\text{盾}} - I_{\text{衬}}) \leq [I] \quad (12.7.2-1)$$

式中:

I ——盾构与管片相对坡度;

$I_{\text{盾}}$ ——盾构机掘进后实际纵坡;

$I_{\text{衬}}$ ——成型隧道管片纵度;

$[I]$ ——允许坡度差值。

盾构平面纠偏最大值可按式求得:

$$\Delta L < S \tan \alpha \quad (12.7.2-2)$$

式中:

α ——盾构与衬砌之间允许的水平夹角;

S ——两腰对称的千斤顶的中心距(mm);

ΔL ——两腰对称千斤顶伸出长度的允许差值(mm)。

12.8 特殊地段施工

12.8.1 盾构进入下列特殊地段，必须采用相应施工措施，确保施工安全：

- 1 覆土厚度不大于盾构直径的浅覆土层地段；
- 2 小半径曲线地段；
- 3 大坡度地段；
- 4 地下管线和地下障碍物较多地段；
- 5 建（构）筑物的地段；
- 6 平行盾构隧道净间距小于盾构直径 0.7 的小净距地段；
- 7 重叠、交叠盾构隧道；
- 8 江河地段；
- 9 粉土、粉砂层等复杂地质地段。

12.8.2 特殊地段施工应符合下列规定：

- 1 必须详细查明和分析地质状况和隧道周边环境状况，确定专项施工技术方案；
- 2 应根据隧道所处位置与地层条件，合理设定开挖面压力，控制地层变形；
- 3 应根据隧道所处位置与工程地质、水文地质条件，确定壁后注浆的材料、压力和流量，在施工过程中根据测量结果，进行相关调整；
- 4 应对地表及建（构）筑物等沉降进行评估，必要时应加密监测测点、提高监测频率，并应根据监测结果及时调整掘进参数。

12.9 壁后注浆

12.9.1 衬砌管片脱出盾尾后，应及时进行同步注浆、即时注浆或

二次补强注浆。同步注浆量为理论建筑空隙的 180%~300% 范围，并应根据地面沉降适时监测结果动态调整，而实际施工应通过监测地表变形情况而定。采用的压浆压力应根据地面建筑物的特点及隧道埋深而定。另外还可采取多次压浆或二次补强注浆，以有效的控制地表变形。

12.9.2 同步注浆时的注浆压力一般为 1.1~1.2 倍的静止土压力，并宜控制在 0.2MPa~0.5MPa。并按下式初步设定：

$$p = (\gamma h / 980) + (0.12 \sim 0.13) \quad (12.9.2)$$

式中：

p ——浆液出口压力 (MPa)；

h ——隧道顶部覆土深度 (m)；

γ ——覆土层的平均容重 (kN/m^3)；

$$\gamma = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \cdots \gamma_i h_i}{h}$$

γ_i ——隧道顶部上覆各土层的重度 (kN/m^3)；

h_i ——隧道顶部上覆各土层的厚度 (m)。

12.9.3 注浆量应按式 12.9.3 计算：

$$V = \pi D(\delta + \Delta t) \times B \quad (12.9.3)$$

式中：

V ——要求的理论压浆量 (m^3)；

D ——盾构外径 (m)；

δ ——盾构外半径与管片环外半径的间隙 (m)；

Δt ——粘附于盾壳外的黏土厚度 (m)；

B ——管片宽度 (m)。

12.9.4 注浆材料宜用下列成分组成：

- 1 骨料——粒度适当的砂；
- 2 胶结料——水泥、石膏等；

- 3 填充料——原状黏性土、粉煤灰等；
- 4 润滑料——膨润土、石灰膏等；
- 5 外掺剂——润滑剂、缓凝剂或促凝剂。

12.9.5 注浆材料应符合下列规定：

- 1 具有良好的可注性；
- 2 固结后收缩小，具有良好的黏结力和一定强度、抗渗、耐久和稳定性，当地下水有侵蚀作用时，应采用耐侵蚀性的材料；
- 3 无毒并对环境污染小；
- 4 注浆工艺简单，操作方便、安全。

12.9.6 注浆浆液应符合下列规定：

- 1 壁后注浆宜采用水泥浆液、水泥砂浆、掺有膨润土、粉煤灰等水泥浆液或水泥水玻璃双液浆液；
- 2 注浆浆液配合比应经现场试验确定，并根据所出土质、施工环境选择使用。必要时还应结合实验室试验确定。

12.9.7 注浆作业必须与盾构机掘进施工同步。注浆时壁后空隙应全部填充密实，二次补充注浆宜从隧道两肩开始，注完顶部再注底部，当有条件时，也可多点同时进行。注浆后应将壁孔封闭。

12.9.8 地面拌浆人员应严格按照浆液的配比进行拌浆，保证浆液的质量符合施工需要。注浆完工后应及时将管路、设备清洗干净。

12.9.9 注浆质量控制的标准应符合下列规定：

- 1 每环压浆量应保证地表沉降控制在各工程环境保护要求的规范以内；
- 2 注浆压力以控制地表变形为原则，压力应均匀以免损坏管片。

12.9.10 注浆的常用材料拌制成浆体应满足下列要求：

- 1 和易性要好。要易搅拌，易压送，在运输过程中能保持不离析、不沉淀，要具有能填补空隙的流动性。
- 2 凝结时间要合适。同步注浆浆液稠度宜控制在 9cm~11cm，

凝胶时间宜控制在 5h~12h。初凝要快，即压出去的浆体在短时间内达到初凝，保证压浆质量；

- 3 要有一定的强度，凝固后的强度要高于原状土；
- 4 收缩率要小。

12.10 隧道防水

12.10.1 盾构法施工的隧道防水包括管片自身防水、管片接缝防水和隧道渗漏处理。隧道防水的质量检验合格标准应按设计要求。

12.10.2 防水采用的原材料、制品和配件等应严格按照设计要求，并有出厂合格证，经检验符合要求后方可使用。

12.10.3 管片接缝螺栓孔应按设计图纸要求进行防水处理。

12.10.4 特殊部位（变形缝、柔性接头、联络通道等）防水应采取加强措施，也可按施工图纸的防水处理要求实施。

12.10.5 管片材料应采用防水混凝土，混凝土的强度等级不宜低于 C50，抗渗等级应不小于 P10。

12.10.6 对于埋深较大或有显著侵蚀性环境的地段所用的管片需要采用增强防水、防腐蚀性的外防水涂层，并应满足如下要求：

- 1 管片外防水材料进场应提供产品合格证、质量证明书及检测报告，材料使用过程中应按规定抽样检验。

- 2 管片外防水施工应表面平整，无气泡，不得有漏涂、开裂、破损现象发生。管片外防水涂层应符合设计要求。

- 3 管片外防水材料与盾构管片之间必须具有较强的粘结性，同时具有一定的强度，能够抵抗盾构掘进过程中盾尾钢丝刷的擦划力。

12.10.7 管片接缝防水应满足如下要求：

- 1 所采用的防水材料，都应检查和保存成品、半成品的质量

合格证或检验报告，按设计要求和生产厂的质量指标分批进行抽检，特别是遇水膨胀橡胶，必须进行抽检。

2 采用遇水膨胀橡胶定型制品防水材料，其出厂运输和存放时须做好防潮措施，并设专门库房存放，以免失效。

3 管片防水密封垫粘贴后，在运输、堆放、拼装前应注意防雨措施并逐块检查防水材料（包括传力垫材料）的完整和位置，发现问题及时修补。管片拼装时必须保护防水材料不被破损，并严防脱槽、扭曲和移位。必要时使用减摩剂、缓胀剂。

12.10.8 应按设计或隧道防水处理要求，在合适的时间及时进行管片嵌缝防水施工。

12.10.9 隧道手孔和螺栓孔防水应采取如下措施：

1 道床表面下手孔封填与道床混凝土的浇筑应一并完成，其余手孔封填，交通隧道 180 度以下范围手孔填微膨胀水泥，180 度以上（包括 180 度部位）采用塑料保护罩，保护罩内填充环氧树脂材料或硫铝酸盐超早强（微膨胀）水泥。

2 螺栓孔的密封圈采用遇水膨胀橡胶材料利用压密和膨胀双重作用加强防水。

12.10.10 隧道渗漏的点、线，进行嵌缝处理。

12.11 盾构法隧道施工质量标准

12.11.1 盾构法隧道施工质量应满足表 12.11.1 的要求。

表 12.11.1 盾构法隧道施工质量要求

序号	项目		单位	质量标准
1	轴线偏差		mm	±100
2	衬砌拼装成环偏差	高程	mm	±50
		平面	mm	±50
3	每环衬砌环片平整度		mm	4

续表 12.11.1

序号	项目	单位	质量标准
4	相邻环衬砌环面平整度	mm	5
5	衬砌环直径椭圆度	‰	6
6	嵌缝及堵漏等防水措施		达到设计防水等级

天津工程建设标准

电子文件仅供参考

请以正式出版物为准

13 顶管工程

13.1 一般规定

13.1.1 本章节顶管工程适用于下穿铁路、公路、河流、建筑物及不易或不宜开挖沟槽的地下管道工程。设计时应符合《给水排水管道工程施工及验收规范》GB50268、《给水排水工程结构设计规范》GB50069、《给水排水工程管道结构设计规范》GB50332 规范的相关要求。

13.1.2 顶管工程设计应具备地质和水文资料以及邻近建构筑物 and 场地周围地下管线与设施等环境资料。地质、水文和环境资料的内容及范围应满足不同施工方法的要求。顶管线路应尽量避免曲线、尽量避开建（构）筑物、尽量避开砂层。

13.1.3 顶管工程应根据其所处的环境类别及设计使用年限要求遵照相关标准规定进行耐久性设计。

13.1.4 顶管工程施工期间必须加强对工程自身和邻近建（构）筑物以及地下管线和设施的监测。

13.1.5 管道埋置深度和间距应符合下列规定：

1 管顶覆盖层厚度宜大于管道直径的 1.5 倍，并应大于 1.5m。当顶管上部有地面建筑物或地下设施时，管顶覆盖层厚度应保证建筑物或地下设施结构安全和正常使用要求。

2 当穿越江河水底时，覆土层厚度为河道最大冲刷线以下的厚度，同时该厚度不宜小于 2~2.5 米并应满足航运要求。如无特殊

要求，覆盖层厚度可适当减小，但对于钢管不宜小于管道直径的 1.25 倍，对于混凝土管道不宜小于管道直径的 0.8 倍。

3 在有地下水地区及穿越江河时，管顶覆盖层厚度尚应满足管道抗浮要求。

4 平行管道间的水平净距应根据土层性质、管道直径和管道埋置深度等因素确定，一般宜大于 1 倍管道直径。

5 空间交叉管道的净间距，对于钢管道不宜小于 0.5 倍管道直径，且不应小于 1m；对于钢筋混凝土管道和玻璃纤维增强塑料夹砂管不宜小于 1 倍管道直径，且不应小于 2m。

6 顶管底与建筑物基础底面相平时，直径小于 1.5m 的管道宜保持 2 倍管径净距；直径大于 1.5m 的管道宜保持 3m 净距。

13.1.6 曲线顶管应满足下列规定：

1 曲线顶管管节长度应取 1.5m~4m，曲线半径较小时宜选较短的管节；

2 钢管不宜用于曲线顶管。

13.2 顶管管材

13.2.1 顶管管材选用应遵循下列原则：

- 1 顶管材质应根据管道用途、管材特性及当地具体情况确定；
- 2 给水工程管道宜选用钢管或玻璃纤维增强塑料夹砂管；
- 3 排水工程管道宜选用玻璃纤维增强塑料夹砂管或钢筋混凝土管；
- 4 输送腐蚀性水体及管外水土有腐蚀性时，应优先选用玻璃纤维增强塑料夹砂管。

13.2.2 管材材料设计应符合下列要求：

- 1 钢管宜选用 Q235b，压力管焊缝等级不应低于 II 级；自流

管焊缝等级不应低于 III 级；

- 2 混凝土管强度等级不应低于 C50，抗渗等级不应低于 P8；
- 3 玻璃钢管增强塑料夹砂管缠绕管管端强度不应低于 105MPa，管身强度不应低于 75 MPa，离心管强度不应低于 90 MPa；
- 4 预制管节接头的橡胶密封圈，对于压力管应使用双胶圈。

13.2.3 作用在管道上的荷载可包括：

- 1 永久性荷载：管道结构自重、土压力（竖向和侧向）、顶加应力、管道的水重、地基的不均匀沉降等；
- 2 可变荷载：地面人群荷载、地面堆积荷载、地面车辆荷载、温度变化、压力管道内的静水压（运行工作压力或设计内水压力）、管道运行时可能出现的真空压力、地表水或地下水的作用。

13.2.4 管道荷载作用的分项系数应符合下表要求：

表 13.2.4 作用分项系数表

永久作用	管道自重	1.35
	管内水重	1.2
	竖向水平压力	1.27
	侧向水平压力	
可变荷载	顶力	1.3
	温度作用	1.4
	内水作用	1.4
	真空压力	1.4

13.2.5 作用在管道上的竖向土压力应按下列公式计算：

- 1 管顶覆盖层厚度小于等于 1 倍管外径或覆盖层均为淤泥土时，管顶上部竖向土压力标准值应按下式计算：

$$F_{sv,k1} = \sum_{i=1}^n \gamma_{si} h_i \quad (13.2.5-1)$$

管拱背部的竖向土压力可近似化成均布压力，其标准为：

$$F_{sv,k2} = 0.215 \gamma_{si} R_l \quad (13.2.5-2)$$

式中：

$F_{sv, k1}$ ——管顶上部竖向土压力标准值（kN/m²）；

$F_{sv, k2}$ ——管拱背部竖向土压力标准值 (kN/m^2);

γ_{si} ——管道上部各土层重度 (kN/m^3), 地下水位以下应取有效重度;

h_i ——管道上部各土层厚度 (m);

R_1 ——管道外半径。

2 管顶覆盖层不属上述情况时, 顶管上竖向土压力标准值应按下式计算:

$$F_{sv, k3} = C_j (\gamma_{si} B_i - 2c) \quad (13.2.5-3)$$

$$B_t = D_1 \left[1 + \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (13.2.5-4)$$

$$C_j = \frac{1 - \exp \left(-2K_a \mu \frac{H_s}{B_t} \right)}{2K_a \mu} \quad (13.2.5-5)$$

式中:

$F_{sv, k3}$ ——管顶竖向土压力标准值 (kN/m^2);

C_j ——顶管竖向土压力系数;

B_t ——管顶上部土层压力传递至管顶处的影响宽度 (m);

D_1 ——管道外径 (m);

φ ——土的内摩擦角 ($^\circ$);

c ——土的黏聚力 (kN/m^2);

H_s ——管顶至埋置地面埋置深度 (m);

$K_a \mu$ ——原状土的主动土压力系数和内摩擦系数的乘积, 一般黏土可取 0.13, 饱和黏土可取 0.11, 砂和砾石可取 0.165。

当管道位于地下水位以下时, $F_{sv, k}$ 值采用水土分算。

13.2.6 作用在管道上的侧向土压力标准值, 可按下列公式计算:

$$F_{h,k} = K_a \left(F_{sv,k} + \gamma_{si} \frac{D_1}{2} \right) - 2c\sqrt{K_a} \quad (13.2.6)$$

式中:

$F_{h,k}$ ——管侧中心侧向土压力标准值 (kN/m²);

K_a ——主动土压力系数;

$F_{sv,k}$ ——管顶竖向土压力标准值 (kN/m²)。

侧向水土压力标准值应采用水土分算, 土的重度取有效重度, 地下水压力按静水压力计算。

13.2.7 钢管的温度作用标准值, 可按温差 $\pm 20^{\circ}\text{C}$ 计算。

13.2.8 顶管管材传力面强度允许的最大顶力可按式验算:

$$F_d = 0.5 \frac{\phi_1 \phi_2 \phi_3 \phi_4}{\gamma_{Qd} \phi_5} f A_p \quad (13.2.8)$$

式中:

F_d ——顶管允许顶力设计值 (N);

f ——顶管管材受压强度设计值 (N/mm²);

A_p ——管道的最小有效传力面积 (mm²);

ϕ_1 、 ϕ_2 、 ϕ_3 、 ϕ_4 、 ϕ_5 ——计算系数, 计算系数可根据不同材质按表 13.2.8 选用。

表 13.2.8 计算系数

系数名称	顶管材质		
	钢管	混凝土管	玻璃钢管
脆性材料强度折减系数 ϕ_1	1.0	0.90	0.90
偏心受压强度提高系数 ϕ_2	1.0	1.05	1.00
材料脆性系数 ϕ_3	1.0	0.85	0.80
钢管稳定系数 ϕ_4	顶进长 $\geq 300\text{m}$, 取 0.36	1.0	1.0
	顶进长 $< 300\text{m}$, 取 0.45		
混凝土强度标准调整系数 ϕ_5	1.0	0.79	1.0

13.2.9 预制管节曲线顶管接触面有脱离时的最大允许顶力可参照本规范附录 Q 计算。

13.2.10 顶管工作井结构或井背土体允许的最大顶力计算可参考

国家现行标准《给水排水工程管道结构设计规范》GB50332。

13.2.11 钢管管壁截面的最大组合折算应力应符合下式要求：

$$\eta\sigma_{\theta} \leq f \quad (13.2.11-1)$$

$$\eta\sigma_x \leq f \quad (13.2.11-2)$$

$$\gamma_0\sigma \leq f \quad (13.2.11-3)$$

式中：

σ_{θ} ——管壁横截面最大环向应力 (N/mm²)；

σ_x ——管管壁的纵向应力；

η ——应力折减系数，可取 $\eta=0.9$ 。

13.2.12 钢管管壁的纵向应力、环向应力的计算公式：

1 钢管管壁的纵向应力可按下式计算：

$$\sigma_x = V_p\sigma_{\theta} \pm \phi_c\gamma_Q\alpha E_p\Delta T \pm \frac{0.5E_pD_0}{R_1} \quad (13.2.12-1)$$

$$R_1 = \frac{f_1^2 + \left(\frac{L_1}{2}\right)^2}{2f_1} \quad (13.2.12-2)$$

式中：

V_p ——钢管管材泊松比，可取 0.3；

α ——钢管管材膨胀系数；

ΔT ——钢管的计算温差；

R_1 ——钢管顶进施工变形形成的曲率半径 (mm)；

f_1 ——管道顶进允许轴线偏差 (mm)；

L_1 ——出现偏差的最小间距 (mm)，视管道直径和土质决定，一般可取 50m；

E_p ——钢管管材弹性模量；

ϕ_c ——可变作用组合系数；

γ_Q ——活载分项系数。

2 钢管管壁的环向应力可按式计算：

$$\sigma_{\theta} = \frac{N}{b_0 t_0} + \frac{6M}{b_0 t_0^2} \quad (13.2.12-3)$$

$$N = \varphi \gamma_Q F_{wd,k} r_0 b_0 \quad (13.2.12-4)$$

$$M = \varphi \frac{(\gamma_{G1} k_{gm} G_{1K} + \gamma_{G,SV} k_{vm} F_{SV,K} D_1 + \gamma_{GW} k_{wm} G_{wK} + \gamma_Q \varphi_c K_{vm} Q_{1k} D_1) r_0 b_0}{1 + 0.732 \frac{E_d}{E_p} \left(\frac{r_0}{t_0} \right)^3} \quad (13.2.12-5)$$

式中：

b_0 ——管壁计算宽度 (mm)，取 1000mm；

φ ——弯矩折减系数，有内水压时取 0.7，无内水压时取 1.0；

φ_c ——可变作用组合系数，可取 0.9；

t_0 ——管壁设计厚度 (mm)，使用期间计算时设计厚度应扣除 2mm，施工期间及试水期间可不扣除；

r_0 ——管的设计半径 (mm)；

M ——在荷载组合作用下钢管管壁截面上的最大环向弯矩设计值 (N·m)；

N ——在荷载组合作用下钢管管壁截面上的最大环向轴力设计值 (N)；

E_d ——钢管管侧原状土的变形模量 (N/mm²)；

E_p ——钢管管材弹性模量 (N/mm²)；

K_{gm} 、 K_{vm} 、 k_{wm} ——分别为钢管管道结构自重、竖向土压力和管内水重作用下管壁截面的最大弯矩系数，可取土的支撑角为 120°；钢管管道结构自重取 0.083、竖向土压力取 0.138 和管内水重取 0.083；

D_1 ——钢管外壁直径 (mm)；

Q_{1k} ——地面堆载或车载传递至管道顶压力的较大标准值。

13.2.13 各种荷载作用下管道横截面强度计算，土体支承角可取120°，计算内力的公式和表格可参见现行国家标准《给水排水工程管道结构设计规范》GB50332。

13.2.14 确定钢管有效壁厚时，应进行强度和稳定性计算及刚度验算，并考虑环境腐蚀的影响。

1 强度计算：管道在工作井内和土层中的纵向和环向管壁应力，应符合《钢结构设计规范》GB50017 中的有关规定。

2 稳定验算：应包括管道在水中和工作井中的管壁稳定性和管道在土中抗浮稳定性的验算。

3 变形验算：管道断面应具有一定的刚度；一般情况下管道在土层中的径向变形不宜超过管道计算直径（按管壁中心计算）的2%~3%。

4 钢管管道设计壁厚为有效壁厚和腐蚀厚度之和，管道腐蚀厚度可取2~4mm，设计管壁厚度最小厚度不宜小于8mm。

13.2.15 顶进钢管所用钢材 Q235 钢或 Q345 钢（16 锰钢），并应满足以下要求：

1 管节几何尺寸允许偏差应符合表 13.2.15 规定：

表 13.2.15 钢管管节几何尺寸允许偏差

项目	允许偏差
周长	$\pm 0.0035D$
圆度	管端 $0.005D$ ，其他部位 $0.01D$
断面垂直度	$0.001D$ ，且不大于 1.5mm
弧度	用弧长 $\frac{\pi d}{6}$ 的弧形板量测于管内壁或外壁纵缝处形成的间隙，其间隙为 $0.1t+2\text{mm}$ ，且不大于 4mm；距管端 200mm 纵缝处的间隙不大于 2mm。

注：1 D 为管内径（mm）， t 为壁厚（mm）。

2 圆度为同端管口相互垂直的最大直径与最小直径之差（mm）。

3 管道任一横断面内，宜采用一条纵向焊缝，若采用两条纵向焊缝，其间距应大于 300mm 相邻管接对接时纵向焊缝位置错开的距离应

大于 300mm。

4 钢管焊接要求和质量检查方法应符合有关设计规范的规定。

13.2.16 确定钢筋混凝土管壁厚时，应按《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定，进行正截面承载力计算。

13.2.17 顶进混凝土管的混凝土强度等级不应小于 C40。密封胶圈的材料可采用氯丁橡胶。衬垫材料应采用质地均匀、硬度中等并有弹性的木材。

13.2.18 钢筋混凝土管节几何尺寸允许偏差应符合表 13.2.18 的规定。

表 13.2.18 钢筋混凝土管节几何尺寸允许偏差

管道直径 (mm)	几何尺寸允许偏差 (mm)			
	内径	壁厚	外径	长度
≤1500	±8	+8/-4	±4	+20/-14
1650~1800	±10	+10/-5	±4	+20/-14
2000~2400	±10	+10/-5	±4	+20/-14
2700~3500	±12	+12/-6	±5	+20/-14

13.2.19 当根据管节长度、管道直径和木垫片厚度初步确定钢筋混凝土管轴线的最小曲率半径时，可按式计算：

$$R = \frac{12ld}{5b} \quad (13.2.19)$$

式中：

R ——最小曲率半径(m)；

d ——管道内径(m)；

l ——管节长度(m)；

b ——木垫片厚度(m)。

13.2.20 顶管施工完成后，当管道内温度变化较大时，应在管道适当位置设置温度变化的伸缩装置。伸缩装置的数量应根据顶进长度、土层性质及温度变化等因素确定。

13.3 顶管工作井设计

13.3.1 顶管工作井和接收井的结构设计应符合下列规定：

1 工作井和接收井当采用沉井结构时，应按沉井有关规定，分别进行承载能力极限状态计算和正常使用极限状态验算。

2 工作井形状一般有矩形、圆形、腰圆形、多边形等，其中矩形工作井最为常见。在直线顶管中或在两段交角接近 180 度的折线的顶管施工中，多采用矩形工作井。矩形工作井坑的短边与长边之比宜为 2：3。如果在两段交角比较小或者是在一个工作井中需要向几个不同方向顶进时，则往往采圆形工作井；另外，较深的工作井也一般采用圆形，且常采用沉井法施工。沉井材料采用钢筋混凝土，工程竣工后沉井则成为管道的附属构筑物。腰圆形工作井的两端各为半圆形状，而其两边则为直线；这种形状的工作井多用成品的钢板构筑而成，而且大多用于小口径顶管中。

3 井内空间应满足顶管施工的需要。

4 井壁穿墙孔的构造除应满足结构的强度和刚度的要求外，尚应符合顶管操作方便和止水可靠的要求。

5 工作井壁上的穿墙管内径由顶管外径和止水密封结构决定，接收井壁上穿墙管内径由顶管外径和止水密封结构及顶管施工终点最大容许偏差决定；穿墙管离井内底板的最小高度应考虑施工操作的需要，钢管不宜小于 0.8~1.0m，钢筋混凝土管不宜小于 0.4~0.6m。

13.4 顶管机选型

13.4.1 顶管施工应主要根据土质情况、地下水位、施工要求等，在保证工程质量、施工安全等的前提下，合理选用顶管机型。

13.4.2 选择顶管机型时，应具备如下相关资料：

1 工程地质钻孔柱状图和地质纵剖面图，确定顶管机所要穿过的有代表性的地层条件，同时研究特殊的地层条件和可能遇到的施工问题。

2 土颗粒组成和土的塑性指数。可确定顶管机穿越最具代表性的地层及其最基本的地质依据。

3 土的有效粒径 d_{10} 和土的渗透系数 K 等。可确定是否采用人工降水的方法疏干地层。

13.4.3 在环境保护要求很高的砂性土层中进行顶管施工，当地下水压力 $>98\text{kPa}$ ，黏土颗粒含量 $<10\%$ ，渗透系数 $>10\text{cm/s}$ ，并有严重流砂时，宜采用泥水平衡或开挖面加高浓度泥浆的土压平衡的顶管掘进机施工。

13.4.4 可按土的稳定系数 N_t 的计算和对地面沉降的控制要求选择顶管机的结构形式以及地面沉降控制技术措施。

1 土的稳定系数可按 (13.4.4) 式计算：

$$N_t = \frac{\gamma \cdot h + q}{S_u} \cdot n \quad (13.4.4)$$

式中：

γ ——土的重度；

h ——地面至机头中心的高度；

q ——地面超载；

n ——折减系数，一般取 1；

S_u ——土的不排水抗剪强度。

2 当 $N_t \geq 6$ 时，且地面沉降控制要求很高时，因正面土体流动性很大，需采用封闭式顶管机头。当 $4 < N_t < 6$ ，地面沉降控制要求不很高时，可考虑采用挤压式或网格式顶管机。

13.5 顶管顶力计算

13.5.1 顶管顶力可按式估算：

$$F_k = \frac{\pi}{4} \mu \gamma D_1 \cdot \left[2H + (2H + D_1) t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_k}{2} \right) + \frac{G_k}{\gamma D_1} \right] L + N_F \quad (13.5.1)$$

式中：

F_k ——计算顶力标准值（kN）；

μ ——顶进时，管道表面与周围土层之间的摩擦系数，根据土的类别和不同含水量，钢管可采用 0.3~0.5，混凝土管道可采用 0.4~0.6；

γ ——土的容重（kN/m³），地下水位以下取浮容重；

D_1 ——管道的外径（m）；

H ——管道顶部以上覆盖层厚度（m）；

φ_k ——管道所处土层内摩擦角标准值（°）；

G_k ——单位长度管道自重标准值（kN/m）；

L ——管道的计算顶进长度（m）；

N_F ——顶进时，工具管的迎面阻力标准值（kN），宜按不同的顶进方法由表 13.5.1 所列公式计算；

表 13.5.1 顶进工具管迎面阻力(N_F)的计算公式

顶进方法	N_F (kN)
手工掘进及挤压法	$\pi D_w t R_1 + \frac{1}{4} \pi D_1^2 R_2$
网格挤压法	$\frac{\alpha}{4} \pi D_1^3 R_1 + \frac{1}{4} \pi D_1^2 R_2$

注： D_w ——工具管刃脚或挤压喇叭口的平均直径（m）；

t ——工具管刃脚厚度或挤压喇叭口的平均宽度（m）；

R_1 ——手工推进顶管法的工具管迎面阻力（kN/m²），或挤压、网格挤压顶管法的挤压阻力；前者可采用 500kN/m²，后者可按工具管前端中心处被动土压力的标准值计算；

R_2 ——局部气压的标准值 (kN/m²);

α ——网格截面参数, 可取 0.6~1.0。

13.5.2 当管道顶力较大影响管道设计的合理性及后座结构安全时, 应采用中继接力顶进技术或管外壁注浆等减阻措施。当管外壁采取注浆减阻措施时, 顶管的顶力标准值可按下式估算:

$$F_k = \pi D_1 L f' + N_F \quad (13.5.2)$$

式中: f' ——触变泥浆中管壁与土的平均摩阻力 (kPa), 按表 13.5.2 取用。

表 13.5.2 触变泥浆管壁与土的平均摩阻力

土的种类		软黏土	粉黏土	粉细砂
平均摩阻力 f' (kPa)	混凝土管	5.0~6.0	6.0~10.0	10.0~16.0
	钢管	3.0~5.0	5.0~8.0	8.0~10.0

13.6 顶进方法的选择

13.6.1 应根据管道埋深、管径、土质、顶管施工对地面及地下构筑物的影响, 和设计对地面沉降的要求对各种顶管方法进行经济技术比较, 选择适当的顶管方法。

1 在对地面沉降没有要求或要求不高, 在黏性土或砂性土层, 且无地下水影响时可采用手掘式工具管顶进, 管道在地下水位以下要进行降水稳定土层。

2 当土质为砂砾土时, 可采用具有支撑的工具管或注浆加固土层的措施。

3 在软土层且无障碍物的条件下, 顶进距离短, 管顶覆土较大时采用挤压式工具管。

4 地面沉降有严格要求, 道路不能断行的道路下面顶管时应选用泥水平衡、土压平衡等平衡法顶进。

5 穿过河道时必须用平衡顶管法。

6 管径较小顶距短的钢管可选用挤密顶管法、夯管法、或定向钻法。

13.7 工作坑

13.7.1 工作坑包括供下管、出土顶进用的工作坑（主坑）和供吊出机头管连接用的工作坑（副坑或称接收坑）。

13.7.2 工作坑位置的选择应符合下列规定：

1 一般工作坑选在设计检查井的位置，工作坑应选择在地下障碍物较少的位置，当管道较长时工作坑也可选在两个检查井之间。

2 主坑四周要有足够的场地供停放施工机具及管材、车辆。地上建筑、地下管线距工作坑近且影响其自身安全的应进行拆改、加固等措施。

3 主坑距电源水源近、交通方便，排水有出路。

4 单向顶进的主坑宜选在下游，双向顶进的主坑不宜设在管道折点位置。

13.7.3 工作坑的后背墙应符合下列规定：

1 工作坑的后背墙应和管道轴线垂直；

2 装配式后背墙时应符合下列规定：

1) 装配式后背墙宜采用方木、型钢或钢板等组装，组装后的后背墙应有足够的强度和刚度；

2) 后背土体壁面应平整，并与管道顶进方向垂直；

3) 装配式后背墙的底端宜在工作坑底以下，不宜小于50cm；

4) 后背土体壁面应与后背墙贴紧，有孔隙时应采用砂石料填塞密实；

5) 组装后背墙的构件在同层内的规格应一致, 各层之间的接触应紧贴, 并层层固定;

6) 装配式后背墙施工允许偏差, 垂直度: $0.1\%H$, H 为装配式后背墙的高度(mm);

水平扭转度: $0.1\%L$, L 为装配式后背墙的长度(mm)。

3 当无原土作后背墙时, 应设计结构简单、稳定可靠、就地取材、拆除方便的人工后背墙。

4 利用已顶进完毕的管道作后背时, 应符合下列规定:

1) 待顶管道的顶力应小于已顶管道的顶力;

2) 后背钢板与管口之间应衬垫缓冲材料;

3) 采取措施保护已顶入管道的接口不受损伤。

13.7.4 工作坑的结构应符合下列规定:

1 工作坑的结构应根据土质、顶距、深度、管径、顶力位置等进行经济技术比较, 可以选用土壁排板支撑坑、钢桩坑、钢筋混凝土桩坑、水泥搅拌桩加钢桩坑、钢筋混凝土沉井坑、地下连续墙坑等多种结构。

2 打桩坑要经过计算确定桩号, 入土深度、间距及封闭式支撑框架。

3 打桩坑施工要严格按打桩规范要求施工、要有防止桩下部偏斜的措施。

4 钢筋混凝土沉井坑井壁厚度、配筋、刃脚长度等要按顶力计算确定, 当顶管顶力超过沉井允许顶力时必须加中继间。

5 用地下连续墙作工作坑时应符合现行的《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202, 并有施工设计。

6 地下连续墙墙段间宜采用接头箱法连接, 且其接缝位置应与井室内部结构相接处错开。

13.7.5 工作坑的形状应符合下列规定:

工作坑的形状一般直线段为矩形, 管道折角处的工作坑后背必

须和顶进方向管道轴线垂直，工作坑可做成不规则的四边形，多向顶进的工作坑可做成多边形或圆形。

13.7.6 工作坑的尺寸应符合下列规定：

- 1 工作坑除满足顶管要求外还应满足井子施工的要求；
- 2 工作坑为矩形时的尺寸如下：

$$B=D+2C \quad (13.7.6-1)$$

式中：

B ——工作坑宽度（m）；

D ——管外径；

C ——两侧工作量为 0.8m~1.2m。

$$L=L_1+L_2+L_3+L_4+L_5+L_6 \quad (13.7.6-2)$$

式中：

L ——主工作坑长度（m）；

L_1 ——管节长度（m）；

L_2 ——千斤顶长度（m）；

L_3 ——后背长度（m）；

L_4 ——出土工作量（m）；

L_5 ——管节外露长度（m）；

L_6 ——分力环长度（m）。

$$H_1 = h_1 + h_2 + h_3 \quad (13.7.6-3)$$

$$H_2 = h_1 + h_3 \quad (13.7.6-4)$$

式中：

H_1 ——顶进坑地面至坑底的深度(m)；

H_2 ——接受坑地面至坑底的深度(m)；

h_1 ——地面至管道底部外缘的深度(m)；

h_2 ——管道外缘底部至导轨底面的高度(m)；

h_3 ——基础及其垫层的厚度。但不应小于该处井室的基础及垫层厚度(m)。

- 3 当加中继间时主坑长度应另加一个中继间长度；
- 4 接收坑长度为机头长度加工作量及管外露长度；
- 5 当工作坑为非矩形时可按矩形折算，必须保证每侧工作面不小于 1.0m。

13.7.7 工作坑的洞口处理应符合下列规定：

1 沉井工作坑的管子洞口应按设计位置标高预留，支管洞口比管外径大 20cm，沉井下沉前洞口用砌砖或其它方法封堵。

2 沉井工作坑顶管的进洞口和出洞口应加密封门，密封门和井壁连接要求牢固、严密，可以和预埋件焊接亦可以现浇钢筋混凝土。

3 打桩坑洞口密封可以用现浇混凝土也可以用夹筋砌砖墙，钢筋和桩焊成一体，顶距短无沉降要求的也可不做密封但要有防止管道下到轨道后低头的措施。

4 用平衡法顶管必要时可以对进出洞口地段原土进行加固处理，加固方法及加固长度根据计算确定。

5 采用钢管作预埋顶管洞口时，钢管外宜加焊止水环，且周围应采用钢制框架，按设计位置与钢筋骨架的主筋焊接牢固；钢管内宜采用具有凝结强度的轻质胶凝材料封堵；钢筋骨架与井室结构或顶管后背的连接筋、螺栓、连接挡板锚筋，应位置准确，联接牢固。

13.7.8 在非常软的土质（如滨海一带）中顶管，工作井底原土应提前进行加固处理，应有防止坑底隆起的措施。

13.8 顶进

13.8.1 开始顶进前应检查下列内容，经确认全部准备好后方可开始顶进。

- 1 全部设备经检查，并经过试运转；
- 2 工具管、千斤顶、顶铁、导轨安装位置准确，坡度、高程符合设计规定；
- 3 降水良好有防止泥水从洞口流入工作坑的措施；
- 4 拆除洞口封堵，切割、凿除洞口、钢桩（木板、砖砌体或其它封堵材料）钢桩切割后要有防止上部钢桩下落的措施；
- 5 封堵拆除后立即将机头顶入土层。
- 6 拆除封门时应符合下列规定：
 - 1) 采用钢板桩支撑时，可拔起或切割钢板桩露出洞口，并采取措施防止洞口上方的钢板桩下落；
 - 2) 采用沉井时，应先拆除内侧的临时封门，再拆除井壁外侧的封板或其他封填措施；
 - 3) 在不稳定土层中顶管时，封门拆除后应将工具管立即顶入土层。

13.8.2 工具管入土 10m 以内和接近接收井 10m 的初顶和终顶阶段严格按下列规定执行：

- 1 每顶 30~50cm 测量一次，轴线、高程误差超过 3mm 即应进行校正；
- 2 在软土中顶进时可将混凝土管前 2~3 节连成一体防止产生大的误差；
- 3 初顶、终顶阶段顶进要缓慢，勤测量勤纠偏；
- 4 工具管和混凝土管节顶入土中时末端留在导轨上的长度不小于 20cm；
- 5 企口管和钢承口管顶进时应插口在前承口在后。

13.8.3 挖土顶进应符合下列规定：

- 1 手掘式工具管在稳定土层中顶进时可超前挖土 30~50cm，四周保留 3~4cm 原土保持切土前进，严禁多挖或人到工具管前挖土。

2 用手掘式工具管在不稳定土层、软土、流砂中顶管时前端应加防止泥土涌入的措施,严禁在工具管被泥砂淹没无法测量前端误差、无法校正的情况下盲目顶进作业。

3 用各种平衡法顶管时应按各自操作规程进行顶进作业。

4 顶进时每一管段应连续施工,一次顶完全程,发生事故停止顶进时,前方应进行封堵。

13.8.4 测量应符合下列规定:

1 中线标高控制点应设在不易破坏、不位移、不沉降与施工无干扰的位置,在坑内设置的临时点每 3~5 天校核一次。

2 工具管在入土前,应测量原始高程及中线误差、固定测点位置。工具管产生转动时,要重新调整测点位置。

3 正常顶进每顶 1.0m 测量一次,初顶和终顶增加测量次数(见 13.8.2 条);及时将测量成果绘成标高和中线误差曲线图指导纠偏挖土。

4 距建筑物较近且顶进排水施工对其有影响时应设沉降观测点,必要时设水位观测井及回灌井,每日观测 1~2 次沉降情况,发现问题及时处理。

5 曲线顶管时用曲线测量的方法在管内观测,并将曲线放到地面上与地下测量结果校核。

13.8.5 纠偏应符合下列规定:

1 纠偏应在顶进中进行。

2 纠偏应在误差小时进行,每次纠偏量不得超过 0.5° ,或管子接口处间隙差不大于 10mm。

3 纠偏应用机头的校正千斤顶进,当管道误差超过规定时,应停止顶进采取相应措施。

13.8.6 顶管穿过铁路公路时,除遵守本规程外,还要符合铁路公路有关的安全技术规定。

13.8.7 管道顶进应连续作业。管道顶进过程中,遇下列情况时,

应暂停顶进，并应及时处理：

- 1 工具管前方遇到障碍；
- 2 后背墙变形严重；
- 3 顶铁发生扭曲现象；
- 4 管位偏差过大且校正无效；
- 5 顶力超过管端的允许顶力；
- 6 油泵、油路发生异常现象；
- 7 接缝中漏泥浆。

13.8.8 当管道停止顶进时，应采取防止管前塌方的措施。

13.8.9 顶力计算应符合下列规定：

- 1 可按国标《给水排水管道工程施工及验收规范》GB50268中 6.5.6 公式计算，也可按经验公式计算。

$$P=P_1+P_2 \quad (13.8.9-1)$$

式中：

P ——总顶力（kN）；

P_1 ——管道四周和土摩阻力（kN）；

P_2 ——管道前端迎面阻力（kN）；

$$P_1=\pi \cdot D \cdot L \cdot f \quad (13.8.9-2)$$

式中：

D ——管外径（m）；

L ——顶距（m）；

f ——单位面积摩阻力（kN/m²）；

f 值用触变泥浆减阻时为 8~12，无触变泥浆减阻时为 15~27。

$$P_2=A \cdot f_1 \quad (13.8.9-3)$$

式中：

A ——管前端顶土面积（m²）；

f_1 ——单位面积计算阻力（kN/m²）；

f_1 值用平衡法顶管时按设定平衡力，挤压顶管时应取 300~

700。

3 根据最长顶距配置顶进设备及计算后背强度，当顶力不足时可加设中继间。

13.9 减阻与注浆

13.9.1 为降低管子与土摩阻力，加大顶距，可采用各种方法减阻，顶距较小的可用外壁涂抹法，顶距较长的可采用触变泥浆减阻也可共同使用。

13.9.2 管外壁涂抹法常用涂腊或沥青，作业时应将管外壁清扫干净，刷腊时应根据季节温度调配、涂抹均匀牢固。

13.9.3 触变泥浆减阻应符合下列规定：

1 用触变泥浆减阻时应编制施工设计，泥浆配合比应经试验确定。

2 造孔间隙量（泥浆厚度）宜为 10~25mm，注浆量、注浆压力由计算确定。

3 注浆孔数量、位置应在管厂生产时留出，并具备排气功能；相邻断面上注浆孔可平行布置或交错布置，顶完后封堵严密。

4 注浆泵宜用活塞泵或螺杆泵。

5 泥浆应搅拌均匀在贮浆缸中充分反应后注入。

6 泥浆置换应根据设计要求进行，固结浆可用水泥加细砂、粉煤灰等配制。

7 注浆终止后应立即清洗设备管路。

8 在不稳定土层中顶管采用注浆加固法时，应通过技术经济比较确定加固方案。

13.10 中继间

13.10.1 当管道顶进总阻力大于后背和管子所能承受的顶力时，应加中继间顶进，中继间数量经过计算确定。

13.10.2 当工作坑的主顶千斤达到 50%顶力时加第一个中继间，第二个以后的中继间按主千斤顶力达到 60%时安装。

13.10.3 中继间顶力配备应和主千斤顶相同，千斤顶和管子之间加分力环。

13.10.4 中继间加工要求必须有足够的强度、精度、安装拆卸方便，密封圈严密，顶进中管外泥水不得从接头处流入管内。严禁使用无外套的中继间。

13.10.5 中继间的液压动力系统可在管内也可装在工作坑中，中继间的使用应按相关的操作规程进行，由前到后逐个顶进。

13.10.6 中继间在安装前应在地面上组装调试完好方准下坑。

13.10.7 中继间前后 2~3 节管应加刚性连接。

13.10.8 中继间在顶进结束后由前向后逐个拆除，间隙由后方千斤顶严。管内不得留下装中继间的痕迹。

13.11 顶管允许偏差

13.11.1 顶管允许偏差应符合下表规定。

表 13.11.1 顶管允许偏差表

项目	顶距 (m)	允许偏差 (mm)		备注
中线位移	<100	50		
	≥100	100		
管底高程	<100	DN<1500	+30	
			-40	
		DN≥1500	+40	
			-50	

续表 13.11.1

项目	顶距（m）	允许偏差（mm）		备注
	≥100	DN<1500	+40	
			-60	
		DN≥1500	+60	
			-80	
相邻管错口	钢筋混凝土管	≤15%管厚且≤20		管缝垫料不外露不渗漏
	钢管	≤2		
对顶错口		<50		

天津工程建设标准

电子文件仅供参考

请以正式出版物为准

14 市政工程地基基础

14.1 一般规定

14.1.1 市政工程地基基础适用于天津市城市道路、地下隧道、轨道交通高架桥、桥涵、城市防洪护岸、城市给排水等工程的设计和施工。公路工程可参照实施。

14.1.2 市政工程地基基础的设计、施工方案，应根据工程地质勘察报告提供的岩土物理力学特性、场地岩土工程地质和水文地质特点、抗震设防要求等进行设计；并根据工程地质勘察报告所提供的资料，进行判断和鉴别，正确选用岩土的物理力学指标和设计方法。

14.1.3 市政工程地基基础中的土坡稳定验算按第6章的有关规定执行；路基处理按第7章有关规定执行。

14.2 桥涵基础

14.2.1 工程地质勘察的工作内容除按《天津市岩土工程勘察规范》DB/T 29-247的有关规定执行外，城市桥涵还应按照《市政工程勘察规范》CJJ 56的有关规定进行；公路桥涵还应按照《公路工程地质勘察规范》JTG C20及《公路工程水文勘测设计规范》JTG C30的有关规定进行。对特殊的桥梁可另行提出补充要求。

14.2.2 对重要的大桥、特大桥，应调查桥位区域的地质构造、断层及断裂带的情况，对断层的活动性及桥位抗震的适应性和桥梁的

稳定性作出评价。

14.2.3 靠近海边的地区及其他有可能受环境水污染的地段，桥位勘察时应采集地下水位以上的土样和地下水及地表水的水样，分别作腐蚀性测试，评价水土对结构的腐蚀性，其调查测试与评价内容，参照《岩土工程勘察规范》GB 50021 第 12 章有关条文执行。

14.2.4 桥梁基础类型的选择，应根据桥址处的水文地质条件、地形、沉降控制要求、上部结构形式、荷载情况、施工条件、材料和环境要求等因素综合考虑。

14.2.5 桥涵地基基础设计，应按城市桥梁结构的基准期要求，保证具有足够强度、刚度、稳定性、耐久性和符合规定的沉降控制。

14.2.6 采用桩基础的桥梁墩台基础，桩端宜支承于土质较好的土层。同一桩基础中，不宜采用桩径不同、材料不同和桩端深度相差过大的桩。

14.2.7 在软土地基中，为减少桥头沉降，对桥台台后引路土基，应采用有效方法进行地基处理，待处理完成后再修筑桥台。

14.2.8 桩基础、承台底面高程，应根据受力情况以及地质、水流、施工条件等确定：

承台底面在土中时，应位于冻结线以下不少于 0.25m；

承台底面在水中时，应位于最底冰层底面以下不少于 0.25m；

在通航河流中，承台底面应适当降低。

14.2.9 桥墩及桩位的布置，应考虑在长期荷载作用下、同一墩台基础内各桩受力均匀。一般情况下，群桩中心应与长期荷载作用的合力作用点重合。对特殊情况应注意按上述基本要求合理布设。

墩台桩基布置与构造除按照本规范有关规定执行外，尚应满足《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63 和《公路工程抗震规范》JTG B02 对桩的构造有关规定要求。

14.2.10 桥梁墩台桩基础计算要求：

1 承台底面以上的垂直荷载，全部由桩承受。

2 桥台土压力应按填土前的原地面另加 500mm 起算。应验算软土层水平力作用所产生的挠曲影响,并考虑台后填土荷载或地下水位下降所引起的负摩阻力的影响。在河岸或陡坡变化处应验算桩基向前移动或被剪断的可能性。

3 桩身内力计算可参照现行的《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63 有关内容,采用 m 法或其他有可靠根据的方法计算。

4 对于填土高度大于 5m 的桩式桥台,宜采用双排桩基础。

14.2.11 桥梁基础工程,应进行单桩静载试验。在相同地质情况下,试桩数量按如下规定确定:

1 重要立交桥、大桥、特大桥按桩总数的 1% 计,并不少于 2 根;中桥不少于 1 根。

2 高应变动测法的抽检率可由工程设计或监理单位酌情决定。

14.3 板桩岸壁

14.3.1 在市政工程中用做岸壁等的挡土结构时,一般采用单锚板桩,图 14.3.1。设计板桩岸壁,应详细调查距设计河岸线前后各 20m~25m 范围内的所有构筑物及障碍物(包括地下、地上),并标绘在拟建岸壁工程的地形图上。

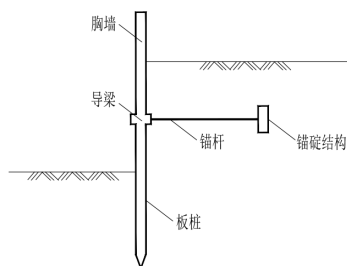


图 14.3.1 锚碇板桩结构布置图

14.3.2 河岸线设计按河道性质依据规划、防洪、航运等要求确定。河面宽度一般应大于附近永久性桥梁的净长。对于排洪河道的岸壁应计算岸壁前河床的冲刷深度。

14.3.3 岸前河底标高与坡度应根据实测横断面并参考历史实测资料取其有代表性者，作为本段设计岸前河床标高及坡度，且坡度一般不得陡于 1:3。

14.3.4 岸前河底坡度陡于 1:3 时或在河凹岸曲线半径较小时($R < 5B$, B 为河面宽度)，须考虑护底工程，以防冲刷。

14.3.5 拟建岸壁较长，河床变动较大，岸前标高及坡度可分段考虑，每段宜不少于 200m，变坡处应接顺。

14.3.6 锚碇板桩设计包括结构布置、内力计算、强度计算及稳定计算，并满足如下要求：

1 有关荷载取值及构件截面计算应按《港口工程荷载规范》JTJ 144-1、《港口工程混凝土结构设计规范》JTJ 267 以及《板桩码头设计与施工规范》JTS 167-3 的规定执行。

2 锚碇板桩中混凝土构件的裂缝宽度和抗裂应按正常使用极限状态设计，其中综合准永久值系数取 0.85；混凝土构件强度应按承载能力极限状态设计，其中综合分项系数取 1.4。

14.3.7 锚碇板桩墙的计算要求：

1 可采用弹性线法、竖向弹性地基梁法或自由支承法；

2 对于刚度较大的板桩墙，如：现浇地下连续墙等不宜采用弹性线法；

3 板桩弯矩、锚杆水平拉力、板桩入土假设深度及板桩底端墙后被动土压力与墙前主动土压力之差的计算采用弹性线法时，可用图解法，亦可用图解法简化的等值梁法；

4 考虑到墙后土压力实际分布与计算图形不符及拉杆锚点产生位移而使板桩墙跨中弯矩减小，计算求得的墙身跨中最大弯矩应乘以折减系数 0.7~0.8；

5 板桩入土深度按下式计算，并应同时满足 14.3.8 条要求：

$$t = t_0 + \Delta t \quad (14.3.7-1)$$

$$\Delta t = F_p' / 2e_p' \quad (14.3.7-2)$$

式中：

t ——板桩入土深度(m)；

t_0 ——板桩入土假设深度(m)；

F_p' ——当板桩入土深度为假设深度时，单位宽度板桩的墙前后土压力、墙后水压力及锚杆拉力的合力(kN/m)；

e_p' ——在板桩入土假设深度 t_0 处，墙后被动土压力强度与墙前主动土压力强度之差(kN/m²)。

采用竖向弹性地基梁法计算时，板桩入土深度应满足 14.3.8 条要求。地基水平基床系数可根据地基土的性质和设计经验采用 m 法或其他方法确定。

14.3.8 板桩入土深度应满足“踢脚”稳定要求：

$$\gamma_s M_0 \leq \frac{1}{\gamma_R} M_R \quad (14.3.8)$$

式中：

M_0 ——板桩墙后主动土压力和板桩后水压力对拉杆锚碇点的“踢脚”力矩标准值(kN·m)；

M_s ——板桩墙前被动土压力对拉杆锚碇点的稳定力矩标准值(kN·m)；

γ_s ——作用分项系数，取 1.15；

γ_R ——抗力分项系数，根据地基土质情况分别取 1.15~1.30，当地基土质差时宜取小值。

14.3.9 锚定板(桩)与板桩间距离 L 的确定，可采用图解法和数解法计算（图 14.3.9）。

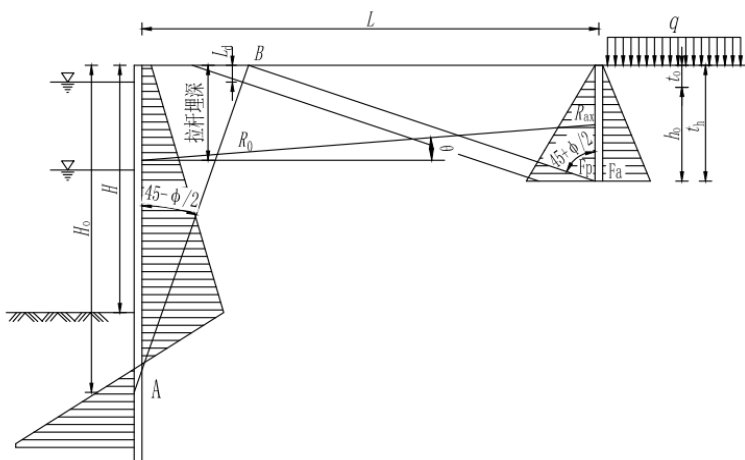


图 14.3.9 锚碇板计算图

注：A 点位置是在板桩墙底部的最大负弯矩处，一般可近似采用 F_p 的作用点

1. 图解法：

- 1) 从板桩下部最大负弯矩点 A 作一直线与板桩成 $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ 角延长与地在相交于 B，再从 B 点作 BC 与 AB 垂直，且与锚定结构成 $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ 。锚碇板之底位于 BC 线上(图 14.3.9)。
- 2) 图 14.3.9 是假定为均匀土层的情况下，如为分层土，则每层的主动土滑动线和被动土滑动线均应按 $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ 和 $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ 的不同 φ 值而改变其坡度，(可采用加权平均

的 φ 值)。

2 数解法:

板桩和锚定结构间距 L , 必须符合下式:

$$L = H_0 \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + t_n \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (14.3.9)$$

上式应为均匀土层, 如为不均匀土层时, 应当分别计算, 求距离。

14.3.10 锚碇结构可采用锚碇桩或锚碇板, 当采用锚碇板时其埋入深度及平面尺寸应满足下式要求:

$$(\gamma_E F_{ak} + \gamma_A P_{ak} \cos \theta + \psi \gamma_E F_{qak}) \leq \frac{F_{pk}}{\gamma_R} \quad (14.3.10-1)$$

$$F_{pk} = \frac{1}{2} \gamma t_h^2 k_p \rho b_k \cos \delta \quad (14.3.10-2)$$

式中:

γ_E ——主动土压力分项系数, 取 1.35;

F_{ak} ——锚碇板后由土自重引起的主动土压力标准值 (kN);

γ_A ——锚杆拉力作用分项系数, 取 1.35;

R_{ak} ——锚杆拉力的标准值 (kN), R_{ak} 按 14.3.13 条计算;

θ ——拉杆与水平面的夹角 ($^\circ$);

ψ ——组合系数, 取 0.7;

F_{qak} ——锚碇板后由可变荷载产生的主动土压力标准值 (kN);

γ_R ——抗力分项系数, 根据回填土的土质和回填质量, 取 $\gamma_R = 1.15 \sim 1.3$;

F_{pk} ——锚碇板前被动土压力标准值 (kN);

t_h ——锚碇板底端埋深 (m);

k_p ——被动土压力系数;

δ ——板前土与板面之间的摩擦角, 计算时取 $\delta = \varphi_k/3$, 且不

大于 7° ;

γ ——板前土的重度 (KN/m^3);

ρ ——考虑锚定板顶以上土体不能全部被带动而使被动土压力减小系数, 根据埋深和板高之比, 按表 14.3.10 取值;

b_k ——锚碇板的计算宽度 (m), 对于连续的锚碇板, $b_k = k_b b$, k_b 为考虑板的实际宽度 b 两侧土被带动而使被动土压力增大的系数, 其值为板宽及两侧范围内被动土的体积和板宽范围内的土体体积之比。

表 14.3.10 ρ 值表

t_b/h_a	1.0	1.2	1.5	1.7	2.0	3.0
ρ	1.0	0.95	0.88	0.86	0.83	0.78

14.3.11 锚定板桩岸壁结构整体稳定性验算, 计算时可假定滑弧面通过桩端处, 并不计入锚杆拉力对稳定性的影响。整体稳定性的抗力分项系数 γ_R 按规定取值。

14.3.12 锚定板桩的计算

1 锚杆拉力按式 (14.3.12-1) 计算

$$R_A = \varepsilon R_a L_a \quad (14.3.12-1)$$

式中:

R_A ——锚杆拉力设计值 (kN)

ε ——不均匀系数取 1.3~1.5;

L_a ——锚杆间距(m)一般为 1.5m~4.0m;

R_a ——单位宽度板桩所需的锚杆拉力(KN/m)。

2 锚杆断面按式 (14.3.12-2) 计算

$$d \geq 2 \sqrt{\frac{\gamma_A R_{ak}}{\pi f_t}} + \delta \cdot T \quad (14.3.12-2)$$

式中:

d ——锚杆直径 (mm);

R_{ak} ——锚杆拉力标准值 (N), 按第 14.3.13 条计算;

γ_A ——锚杆拉力分项系数，取 1.35；

f_t ——钢材抗拉强度设计值 (N/mm^2)；

δ ——锚杆年锈蚀量，取 $0.04 \text{ mm}/\text{年} \sim 0.05 \text{ mm}/\text{年}$ ；

T ——使用年限，一般为 30 年 $\sim$ 50 年。

14.3.13 锚杆拉力的标准值 R_{ak} 按下式计算：

$$R_{ak} = \xi R'_{ak} L_a / \cos \theta \quad (14.3.13)$$

式中：

ξ ——锚杆受力不均匀系数，当锚板连续时取 1.0，不连续时取 1.3 $\sim$ 1.5；

R'_{ak} ——每米宽度板桩所需的锚杆水平拉力标准值 (kN/m)，按 14.3.7。

14.3.14 锚杆宜用普通低碳钢，间距 1.5m $\sim$ 5.0m，锚杆长度超过 10m 时，中部应设置张紧器。施工中应使各锚杆张紧程度一致。锚杆下每隔 3m $\sim$ 5m 宜设置垫块。锚杆外应有防锈蚀措施。

14.3.15 胸墙和导梁应设变形缝，间距不宜大于 25m。

14.4 加筋土挡土墙

14.4.1 加筋土挡土墙适用于一般道路、一般立交工程的挡土墙。重要干道，大型立交工程、地道引道上，不宜采用加筋土挡土墙。

14.4.2 本节适用于道路和立交工程的加筋土挡土墙工程及加筋土桥台等构筑物的设计。

14.4.3 加筋土挡土墙应根据所在道路的作用、性质和发展的需要，按照安全、适用、经济、美观的原则进行设计；并应保证各部分具有足够的强度、耐久性和加筋体的稳定性。

14.4.4 加筋土挡土墙的勘测资料，应能满足确定结构尺寸、筋带与填料类型、地基承载力和排水设施等要求。

14.4.5 加筋土挡土墙是由加筋体、墙面板及面板下部的混凝土基础三部分组成。

1 加筋土挡土墙采用的填料和拉筋应满足如下要求：

1) 填料

应易于压实；能与拉筋产生足够的摩擦力；当筋带采用钢带时，填料同时应满足化学和电化学标准（见表 14.4.5-1）；当加筋土挡土墙为浸水挡土墙时，应选用水稳性好的填料。填料的设计参数按表 14.4.5-2 采用。

表 14.4.5-1 填料的化学和电化学标准

项目	电阻率 (50Ω/m)	氯离子 (m·e/100g±)	硫酸根离子 (m·e/100g±)	pH 值
无水工程	>10	≤5.6	≤21.0	5-10
淡水工程	>10	≤2.8	≤0.5	5-10

注：1 电阻率按交通部《公路加筋土工程设计规范》JTJ 015，附录二测试方法确定。

2 每毫克当量(m·e)氯离子为 0.0355g，每毫克当量(m·e)硫酸根离子为 0.048g。

表 14.4.5-2 填料设计参数

填料类型	重度(kN/m ³)	内摩擦角(°)	摩擦系数
中低液限黏性土	18~21	25~40	0.25~0.40
石灰土	16~19	35~45	0.40
石灰粉煤灰(石灰含量 10%)	13~14	35~45	0.40
粉煤灰	13~14.5	35~42	0.28
山皮土	18~21	30~35	0.38

2) 拉筋

应具有较高强度；受力后变形小，且能与填料产生足够的摩擦力；抗腐蚀性好；加工、接长和与面板的连接均应简单。筋带一般采用钢带、钢筋混凝土带、钢塑带和聚丙烯土工带及土工格栅等，而聚丙烯带一般不宜用于高速公路，一级公路和城市快速干道上。

2 面板

1) 加筋土挡土墙的面板设计应满足坚固、美观、运输方便

和易于安装的要求。面板一般采用混凝土预制构件，其强度等级不应低于 C20，厚度不应小于 80 mm。面板的外形可采用矩形、十字形、六角形及 L 形等，墙顶和角部处可采用异形板。

- 2) 面板上的筋带节点，一般用预埋钢筋拉环或钢板锚头。钢筋拉环用直径不小于 10mm 的 I 级钢筋，钢板锚头用厚度不小于 3mm 钢板。露出混凝土外部的钢预埋件应作防锈处理。
 - 3) 面板四周一般应设企口和相互连接装置，当采用钢筋撬销连接装置时，撬销直径不应小于 10mm。
- 3 挡土墙面板基础
- 1) 加筋土挡土墙面板下部应设宽度不小于 0.3m、厚度不小于 0.2m 的混凝土基础，但面板筑于石砌圬工、混凝土圬工上或地基为基岩时均可不设混凝土基础。
 - 2) 面板下部基础底的埋深，对于一般土质地基不应小于 0.6m。当基础底埋深小于冰冻线时，由基底至冰冻线范围内的土应换填中、粗砂、砾（碎）石等粗粒土，且其中粉、黏土含量不应大于 15%。
 - 3) 斜坡上的加筋土挡土墙应设宽度不小于 1 米的护脚，加筋土墙面板基础埋深从护脚顶面算起。

14.4.6 加筋土挡土墙构造设计的一般规定：

1 加筋土墙面的平面线形有直线、折线和曲线，相邻墙面的内夹角不宜小于 70° 。

2 加筋体筋带宜水平布设并垂直于面板，当一个结点有两条筋带时，应扇状分布。当相邻墙面的内夹角小于 90° ，宜将不能垂直布设的筋带逐渐斜放，必要时在角隅处增设筋带。

3 加筋土挡土墙的横断面形式一般应采用矩形，底部筋带长度不应小于 3m，同时应不小于 $0.4H$ （ H 为墙体高）。

4 加筋体填料压实度按表 14.4.6 规定采用。

表 14.4.6 加筋体填料压实度(重型)

填料范围	路槽底面以下深度 (m)	压实度 (%)	
		城市快速干道、高速公路、一级公路	次于道、二级以下公路
距面板 1.0m 以外	0~0.8	≥95	≥93
	0.8 以下	≥93	≥90
距面板 1.0m 以内	全部墙高	≥90	≥90

5 浸水加筋体应采用渗水性良好的填料，在面板内侧应设反滤层或铺设透水性土工织物。天津地区的路堤式加筋土挡土墙的填料宜采用非冻胀性土（如中、粗砂、砾（碎）石）作填料，否则应在距墙面板 0.5m 范围内设置砂砾防冻层。

6 在软土地基上修筑加筋土挡土墙时，挡土墙高度应不大于 2.5m，并对软土地基进行加固处理，使其达到设计要求的地基承载力，同时为减少加筋体的沉降量，宜采用轻质填料。当加筋体高度大于 2.5m 时，软土地基应进行深层加固处理，处理后的地基既要满足承载力要求，同时应满足加筋体总沉降量不大于 20 cm。若采用塑料排水板进行软土地基处理时，应先填土预压使路基工后沉降量达到规定要求后，方可进行加筋土挡土墙施工。

14.4.7 进行加筋土挡土墙设计时，荷载组合的采用，构造设计和结构计算等，均应按照交通部行业标准《公路加筋土工程设计规范》JTJ 015 有关章节规定进行。

14.4.8 加筋土挡土墙的设计原则：

- 1 路基基础必须满足设计文件的要求。
- 2 路基填土质量，应满足设计文件的要求。

14.5 重力式挡土墙

14.5.1 重力式挡土墙可用块石、片石、混凝土预制块作为砌体，

也可直接采用混凝土进行整体浇筑。

14.5.2 重力式挡土墙的结构形式应根据地质条件、挡土墙高度、回填土性质、墙后地面堆载情况、施工条件及技术经济分析等因素确定。

14.5.3 应根据挡土墙的工作条件确定荷载，进行强度计算，并验算地基承载力及稳定性。位于河边的挡土墙在考虑其工程条件时，应充分注意河道的水文条件、河床的冲淤变化、航道的疏浚要求。位于边坡附近的挡土墙应验算边坡稳定。

14.5.4 对于墙高 5m 以下的挡土墙，可选用墙底宽度与墙高之比一般按 0.5 左右进行试算。作用在挡土墙上的土压力计算详见附录 R。

14.5.5 挡土墙基础底面压力可按公式(14.5.5)计算：

$$P_{\max}^{\min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{W} \quad (14.5.5)$$

式中：

$P_{\max}^{\min}$ ——挡土墙基础底面压应力的最大值或最小值 (kPa)；

$\sum G$ ——作用在挡土墙基础底面上的全部垂直荷载 (kN)；

$\sum M$ ——作用在挡土墙上全部垂直和水平荷载对基础底面纵轴线方向的弯矩 (kN·m)；

A ——挡土墙基础底面面积 (m²)；

W ——挡土墙基础底面对于纵轴线方向形心轴的截面抵抗矩 (m²)。

14.5.6 当按公式 (14.5.5) 算得的挡土墙基础底面压应力的最小值 $P_{\min}$ 是负值，即偏心距 $e > b/6$ (b 挡土墙基础底面宽度) 时，基础底面处平均压力 P 和边缘最大压力 $P_{\max}$ 按公式 (14.5.6-1) 及 (14.5.6-2) 计算。

$$p = \frac{\sum G}{2al} \quad (14.5.6-1)$$

$$p = \frac{2\sum G}{3al} \quad (14.5.6-2)$$

式中:

l ——垂直于弯矩作用方向的基础底面边长 (m), 取 $l=1\text{m}$ 。

a ——合力作用点到基础底面最大压力边缘的距离 (m)。

14.5.7 进行地基承载力验算时, 基础底面处平均压力机边缘最大压力应符合公式 (14.5.7-1) 及 (14.5.7-2)。

$$p \leq f_{a0} \quad (14.5.7-1)$$

$$p_{\max} \leq 1.2f_{a0} \quad (14.5.7-2)$$

式中:

p ——基础底面处平均压力 (kPa);

$p_{\max}$ ——基础底面处边缘最大压力 (kPa);

f_{a0} ——经埋深修正后的地基承载力特征值 (kPa)。

14.5.8 挡土墙的抗倾覆稳定按公式 (14.5.8) 计算:

$$\gamma_0 = \frac{M_R}{M_0} \geq 1.5 \quad (14.5.8)$$

式中:

γ_0 ——不小于 1.5, 倾覆稳定抗力分项系数;

M_R ——对计算断面前趾的抗倾覆力矩 (kN·m);

M_0 ——对计算断面前趾的倾覆力矩 (kN·m)。

14.5.9 挡土墙的抗滑动稳定按公式 (14.5.9) 计算:

$$\gamma_c = \frac{\mu \sum G}{\sum H} \geq 1.3 \quad (14.5.9)$$

式中:

γ_c ——不小于 1.3，滑动稳定抗力分项系数；

μ ——基础底面与地基土之间的摩擦系数。当缺少实际资料时，可参照表 14.5.4-2 采用；

$\sum G$ ——作用在基础底面上的全部垂直力 (kN)；

$\sum H$ ——作用在挡土墙上的全部水平力 (kN)。

14.5.10 挡土墙相邻节段的伸缩缝可与沉降缝合并考虑，缝的间距应根据地基土性质、挡土墙型式、荷载级结构变化情况决定。浆砌块石重力式挡土墙沉降缝间距一般为 10m~25m，缝宽度一般为 15mm~2mm。沉降缝从基础底到墙顶应垂直，两面应平整，缝内宜用柔性材料填充。

14.5.11 挡土墙应设置排水孔。孔径一般为 50mm~100mm，间距一般为 1.5m~3.0m，上下交错设置。最下层排水孔的底部应高出地面 0.3m；若为浸水挡土墙，则应设于常水位以上 0.3m。排水孔处墙后应设反滤层。

14.5.12 挡土墙顶宽度：当为水泥混凝土时，不应小于 0.4m；当为浆砌体时，不得小于 0.5m；当为干砌体时不得小于 0.6m。

14.5.13 挡土墙墙背级基础的回填土宜用渗水性材料填筑，如碎石、煤渣、砂质粉土等。需要时亦可用黏质粉土，但施工时应注意排水。回填时应先在墙前填土，填土应按有关施工规程分层夯实。

当挡土墙兼有挡水作用时，设计中应验算墙后填土渗透稳定性及墙后地面的防水措施。

14.6 管道基础

14.6.1 地下给排水管道的的基础(管座)型式应根据地质、荷载、管道的材质等条件确定。

1 混凝土和砂石管座的中心角，底部厚度、宽度，应根据荷

载、管内径、管壁厚度等条件确定。

2 直径小于等于 1.0m 的预应力混凝土圆形管,宜采用砂石管座,管座的中心角应不小于 90°,底部厚度应不小于 150mm。

3 柔性管道应采用砂垫层(或石屑垫层)土弧基础,其压实度一般不宜小于 90%,回填时两侧回填土应同时进行,高差不宜大于 0.3m。

垫层厚度可按式确定,但不宜大于 300 mm。

$$h_a \geq 0.1(1 + D_a) \quad (14.6.1)$$

式中:

h_a ——垫层厚度(m);

D_a ——管内径(m)。

14.6.2 地下排水管道宜在下列部位设置沉降缝:

- 1 管道与构筑物(检查井、泵房、水池等)的连接处;
- 2 过河倒虹吸管弯头处;
- 3 穿越铁路、公路路基及其他管道、构筑物立交处;
- 4 易液化的砂土及粉土地段;
- 5 沿线地基土有显著变化或竖向布置高差较大处;
- 6 新旧管道的连接处。

14.6.3 对采用刚性接口的圆形管道或矩形、拱形管道,沿线应设置变形缝,缝距根据实践经验一般采用 20m。

14.6.4 伸缩缝、沉降缝应做成贯通式将基础断开,伸缩缝缝宽一般为 20mm,沉降缝缝宽一般为 30mm,该缝处应采取防水措施。

14.6.5 管道基础工程中遇到下列情况时应进行地基处理:

- 1 管道基础未座落在原状土上;
- 2 管道通过河床、苇塘、洼地、地表土层松软地区;
- 3 管道位于地下水位以下,由于排水不畅,致使基槽地下水涌出出现流砂现象,丧失地基承载能力时;
- 4 槽底超挖,管底持力层被扰动时;

- 5 管道交叉处，上层管道落在下层管道的开槽回填土上时；
- 6 管道穿越高填土路基，根据填土高度、管径、管道数量、管道材料，采用套管、管廊、预埋临时管(待稳定后埋设永久管)或管底地基处理等方法，并预留沉降量。

14.6.6 在软弱地基上的管道，当管内径大于 1.0m 为刚性接口时，应在混凝土管座下增设适当厚度的碎石垫层，并在混凝土基础内配置双层钢筋网，全部纵向钢筋最小配筋率不应小于 0.4%。

14.6.7 多条管道同槽，当埋深相同时，两基础间应保持一定净距，其距离应视土质情况取相邻两基础底面高差的一倍以上。

14.6.8 管道沟槽内回填土的压实系数符合下列规定：

- 1 刚性圆形管道的胸腔部分，压实度不应低于 0.90，对钢管不应低于 0.95。
- 2 管顶 500mm 以上至地面部分，其压实系数的控制应按地面要求确定，当修建道路时按道路工程的要求确定。

14.7 沉井

14.7.1 沉井施工下沉时的井壁与土的摩阻力标准值。应根据工程水文地质资料、井壁型式、下沉深度、施工程序和实践经验或施工经验确定。

当缺少试验或资料不够齐全时，可采用表 14.7.1。

表 14.7.1 井壁与土的摩阻力标准值

项次	土层类别	摩阻力标准值(kPa)
1	粉细砂、粉土	12~25
2	硬塑黏性土	25~50
3	可塑、软塑状态的黏性土	10~20
4	流塑状态的黏性土	10~15

注：1 采用泥浆助沉时摩阻力可取 3 kPa~5kPa。

2 当井壁外侧为阶梯形采用灌砂助沉时。灌砂段的摩阻力可取 7 kPa~

10kPa.

3 本表适用于埋深不超过 20m 的沉井。

14.7.2 当沉井高度范围内土层为多种类别时，摩阻力可取土层摩阻力的加权平均值。井壁外侧为平直段（无台阶），井外侧的摩阻力竖向分布。假定埋深 5m 以内自零开始向下直线增加按三角形分布，埋深大于 5m 为常数按矩形分布。

14.7.3 沉井下沉过程中为使其安全顺利下沉，并且防止突沉。对沉井施工各阶段必须进行下沉计算。

1 沉井按自重下沉，沉井下沉验算应满足下式（14.7.3-1）的要求：

$$K_s \leq \frac{G_k - F_{fw}}{R_f} \quad (14.7.3-1)$$

式中：

G_k ——沉井自重(kN)；

F_{fw} ——施工期间最高地下水位的浮力(kN)，排水下沉时为零；

R_f ——沉井壁外侧的总摩阻力(kN)；

K_s ——下沉稳定系数，当位于软弱土层中的沉井取 1.05，当位于其他一般土层的沉井取 1.15。

2 遇软弱土层的沉井，应进行下沉的稳定性验算，避免发生突沉现象，可按式计算。

$$K'_s \leq \frac{G_k - F_{iw}}{R_f + R_r + R_L} \quad (14.7.3-2)$$

式中：

G_k ——沉井自重 (kN)；

F_{iw} ——施工期间地下水位的浮力 (kN)；当不排水下沉取浮力 70%，当排水下沉零；

R_f ——沉井壁外侧的总摩阻力 (kN)；

R_r ——刃脚踏面水平投影的地基土极限抗力 (kN)；根据地质

资料确定；

R_L ——设有隔墙或底梁底面地基土极限抗力（kN）；

K'_S ——下沉系数可取 0.8~0.9。

14.7.4 沉井结构抗浮稳定应分别按施工期间封底及使用期间的最高地下水位进行验算，施工期间封底后的抗浮稳定性可按下式计算：

$$K_w = \frac{G_k}{F_{fw}} \quad (14.7.4-1)$$

$$F_{fw} = A_c \cdot \gamma_w \cdot H_w \quad (14.7.4-2)$$

式中：

G_k ——刃脚底面以上的沉井总重（kN）；

F_{fw} ——施工期间最高地下水浮力（kN）；

A_c ——沉井底部外围面积（m²）；

γ_w ——地下水的重度，一般取 10（kN/m³）；

H_w ——沉井施工期间最高地下水位的高度（m）；

K_w ——抗浮稳定安全系数，一般取 1.03~1.05。

14.7.5 沉井下沉时，遇软弱土层，应避免基坑底土隆起现象，并造成沉井外围土体地面下沉或开裂，应进行基坑的隆起验算。可于沉井外侧设止水帷幕，或改善土质，必要时采取不排水施工。遇粉砂或砂土层，坑底易产生流砂，应进行基坑的渗透稳定验算，宜采取降低地下水位，或采用不排水施工等方法。并根据实际施工情况计算沉井的下沉系数。

14.7.6 作用在沉井构筑物侧壁上的土压力按主动土压力计算。

14.7.7 沉井刃脚计算：

1 刃脚竖向的向外挠曲，按沉井开始下沉时，作用于刃脚斜面的水平推力的悬臂梁计算；

2 刃脚竖向的向内挠曲，按沉井下沉到设计标高时，作用于刃脚底水平向土压力的悬臂梁计算；

3 当沉井内侧设有内隔墙或框架,并形成水平框架时,使刃脚部分形成双向受力条件,可按三边支承一边自由双向板计算。

14.7.8 井壁的计算:沉井应按各阶段的受力状态分别计算,取其最大值进行设计。

1 沉井壁水平向计算:作用在矩形沉井壁侧的压力在同一水平高度沉井壁水平向按周边均匀分布;作用在圆形沉井壁侧压力在同一水平圆环上呈不均匀分布。

2 沉井壁竖向计算

1) 矩形沉井:排水下沉时当长边 L 与短边 B 之比等于或大于 1.5 时,一般支承点设在长边,支承点间距为 $0.7L$,距长边端各为 0.15 ;当 $L/B=1$ 时两边各按以上布置。不排水下沉时,考虑下沉控制的难度,及可能遇到弧石等障碍物,支承点位置产生在井壁四角或长边方向的中間。

2) 圆形沉井:一般情况可按相互为 90° 的四个定位支承点。计算沉井竖向弯曲和扭转。在有弧石、漂石或其他障碍物的土层中,不排水下沉的圆沉井可按支承于直径的两个支点验算。

3) 沉井壁竖向拉力计算:当沉井下沉到设计标高,刃脚底面土壤被掏空,而井壁四周受土壤挤压作用,产生井壁悬吊状态,此时应验算井壁垂直拉应力,混凝土沉井接缝处拉应力由接缝钢筋承受,并验算钢筋的锚固长度。

14.7.9 沉井壁的连接宜按弹性固定计算,井壁与底板的连接应根据该处的连接构造确定,宜按铰支承或弹性固定计算。未进行降水施工的沉井一般需设置封底混凝土,封底混凝土厚度根据基底的水压力和地基土向上反力对底板结构受力情况,并应考虑所用施工方法对混凝土质量的影响而适当加厚。

14.7.10 沉井平面尺寸大小取决于工程构筑物底部结构形状。为

保证沉井下沉稳定性，沉井水平截面尺寸长短变之比宜 ≤ 3 。当入土深度较大时，宜分节制作并下沉。

14.8 边坡稳定

14.8.1 在天然边坡附近兴建构筑物或大量堆载，在地面开挖河渠或基坑，在河床上填筑围堰或堤坝及在地面上人工填土形成坡面，当坡面较陡、坡高较大时均应按第 6 章的规定验算边坡稳定性。

15 港湾工程地基基础

15.1 一般规定

15.1.1 本章适用于港口工程建筑物地基、桩基和地基处理的设计与施工。

15.1.2 港口岩土工程勘察应根据基本建设程序分阶段进行。各阶段勘察的目的、内容与深度，应与港口工程设计阶段相适应。

15.1.3 港口岩土工程勘察应广泛收集资料、综合应用多种勘察手段，查明和评价建设场地的地质、环境特征和岩土工程条件，为港口工程设计、施工提供可靠依据。

15.1.4 当需要进行可靠指标计算时，确定岩土物理力学指标等基本变量的取样要求及统计参数应按随机场考虑。

15.1.5 受波浪力等往复荷载作用的软黏土地基，应判断是否产生软化、强度降低，必要时应进行试验研究，确定强度指标。

15.1.6 地基及地基处理的设计与施工应坚持因地制宜、就近取材、保护环境和节约资源的原则，根据岩土工程勘察资料，综合考虑结构类型、材料情况和施工条件等。

15.1.7 地基及地基处理的设计与施工应考虑地基土的变异性，准确划分土层单元体。对较厚土层，宜区分亚层；对变异性较大的土层，应分析其原因；对取样困难的土层，应进行现场测试。尤其应查明对建筑物稳定性影响较大的软弱夹层、岩体不利结构面、岩溶、地下水状态、滑坡体、被掩埋的故河道、故冲沟、河床坡度及不同

季节受冲淤影响而引起边坡坡度的变化等。

15.1.8 施工期和使用期应对地基进行检验和监测，检验和监测项目、方法等应符合现行行业标准《水运工程水工建筑物原型观测技术规范》JTJ218 的有关规定。

15.1.9 港湾工程设计、勘察、施工除应符合本章规定外，尚应符合国家现行行业标准《港口工程地基规范》JTS147-1、《港口岩土工程勘察规范》JTS133-1、《港口工程桩基规范》JTS167-4 以及其他有关的国家现行标准的规定。

15.2 地基承载力

15.2.1 基础形状为条形以外的其他形状时，可按下列原则简化为相当的矩形：

- 1 基础底面的重心不变；
- 2 两个主轴的方向不变；
- 3 面积相等；
- 4 长宽比接近。

15.2.2 矩形基础的地基承载力验算，可将作用于基础的水平合力分解为平行于长边和短边的分力，分别按条形基础验算。

15.2.3 地基承载力验算时强度指标选取应符合下列规定：

- 1 持久状况宜采用直剪固结快剪强度指标。
- 2 对饱和软黏土，短暂状况宜用十字板剪强度指标，有经验时可采用直剪快剪强度指标。
- 3 对开挖区，宜采用卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标。

15.2.4 地基承载力验算时，对不计波浪力的建筑物，持久状况宜取极端低水位，短暂状况宜取设计低水位；对计入波浪力的建筑物应取水位与波浪力作用的最不利组合。

15.2.5 验算地基承载力时，无抛石基床的港口建筑物应以建筑物结构底面为计算面；有抛石基床的港口建筑物基础应以抛石基床底面为计算面（图 15.2.5），抛石基床底面的计算宽度宜按下式计算：

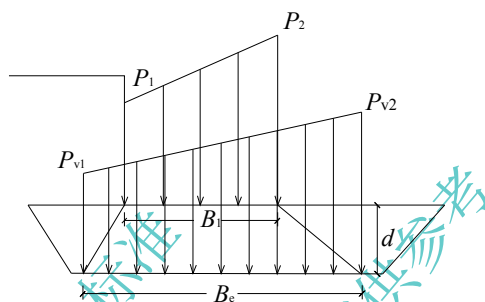


图 15.2.5 计算面应力示意图

$$B_e = B_1 + 2d \quad (15.2.5)$$

式中：

B_e ——计算面宽度（m）；

B_1 ——建筑物底面即抛石基床顶面的实际受压宽度（m），按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》JTS167-2 或《防波堤设计与施工规范》JTS154-1 等有关规定确定；

d ——抛石基床厚度（m）。

15.2.6 计算面的竖向应力可按线性分布考虑，其后端、前端的竖向应力可按下列公式确定：

$$p_{v1} = \frac{B_1}{B_e} p_1 + \gamma d \quad (15.2.6-1)$$

$$p_{v2} = \frac{B_1}{B_e} p_2 + \gamma d \quad (15.2.6-2)$$

式中:

p_{v1} ——计算面后端竖向应力标准值 (kPa);

B_1 ——建筑物底面即抛石基床顶面的实际受压宽度 (m), 按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》JTS167-2 或《防波堤设计与施工规范》JTS154-1 等有关规定确定;

B_e ——计算面宽度 (m);

p_1 、 p_2 ——分别为建筑物底面后踵、前趾竖向应力标准值 (kPa), 按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》JTS167-2 或《防波堤设计与施工规范》JTS154-1 等有关规定确定;

γ ——抛石体的重度标准值 (kN/m^3), 水下用浮重度;

d ——抛石基床厚度 (m);

p_{v2} ——计算面前端竖向应力标准值 (kPa)。

15.2.7 计算面合力的倾斜率可按下式计算:

$$\tan \delta = \frac{H_k}{V_k} \quad (15.2.7)$$

式中:

δ ——作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角 ($^\circ$);

H_k ——作用于计算面以上的水平合力标准值 (kN/m), 对重力式码头 H_k 应包括基床厚度范围内的主动土压力, 对直立式防波堤可不计土压力;

V_k ——作用于计算面上的竖向合力标准值 (kN/m)。

15.2.8 地基承载力应按下述极限状态设计表达式验算:

$$\gamma'_0 V_d \leq \frac{1}{\gamma_R} F_k \quad (15.2.8)$$

式中:

γ'_0 ——重要性系数, 安全等级为一级、二级、三级的建筑物

分别取 1.1、1.0、1.0；

V_d ——作用于计算面上竖向合力的设计值 (kN/m)；

γ_R ——抗力分项系数；

F_k ——计算面上地基承载力的竖向合力标准值 (kN/m)。

15.2.9 抗力分项系数应综合考虑强度指标的可靠性、结构安全等级和地基土情况等因素，其计算的最小值应符合表 15.2.9 的规定。

表 15.2.9 各种计算情况采用的抗剪强度指标

设计状况	强度指标	抗力分项系数 γ_R	说明
持久状况	直剪固结快剪	2.0~3.0	---
饱和软黏土地基短暂状况	十字板剪	1.5~2.0	有经验时可采用直剪快剪

注：1 持久状况时，安全等级为一、二级的建筑物取较高值，安全等级为三级的建筑物取较低值，以黏性土为主的地基取较高值，以砂土为主的地基取较低值，基床较厚取高值；

2 短暂状况时，由砂土和饱和软黏土组成的非均质地基取高值，以波浪力为主导可变作用时取较高值。

15.2.10 作用于计算面上竖向合力的设计值 V_d 可按下式计算：

$$V_d = \gamma_s V_k \quad (15.2.10)$$

式中：

V_d ——作用于计算面上竖向合力的设计值 (kN/m)；

γ_s ——作用综合分项系数，可取 1.0；

V_k ——作用于计算面上竖向合力的标准值 (kN/m)。

15.2.11 地基承载力的竖向合力标准值可按下述方法计算：

1 将计算宽度分成 M 个小区间 $[b_{j-1}, b_j]$ ($j=1, 2, \dots, M$) (图 15.2.11)：

$$b_j = j\Delta B \quad (j=0, 1, 2, \dots, M) \quad (15.2.11-1)$$

式中：

b_j ——小区间分点坐标 (m)， $b_0 = 0$ ；

ΔB ——小区间宽度 (m)， $\Delta B = \frac{B_e}{M}$ ， B_e 为计算面宽度。

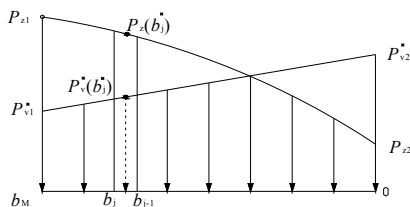


图 15.2.11 地基承载力的竖向合力计算示意图

2 地基承载力竖向合力标准值按下列公式计算:

$$F_k = \sum_{j=1}^M \min\{p_{zj}, p_{vj}^*\} \Delta B \quad (15.2.11-2)$$

$$p_{vj}^* = K^* p_{vj} \quad (15.2.11-3)$$

$$K^* = P_z / V_d \quad (15.2.11-4)$$

$$P_z = \sum_{j=1}^M p_{zj} \Delta B \quad (15.2.11-5)$$

式中:

F_k ——地基承载力的竖向合力标准值 (kN/m);

p_{zj} —— $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值 (kPa);

ΔB ——小区间宽度 (m), $\Delta B = \frac{B_e}{M}$, B_e 为计算面宽度;

p_{vj} ——作用于 $[b_{j-1}, b_j]$ 竖向应力的平均值 (kPa);

P_z ——计算面上极限承载力竖向合力的标准值 (kN/m);

V_d ——作用于计算面上竖向合力的设计值 (kN/m)。

15.2.12 均质土地基、均布边载的极限承载力竖向应力应对 $\varphi > 0$ 和 $\varphi = 0$ 分别计算, 并应符合下列规定:

1 当 $\varphi > 0$ 时, $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值宜按下列公式计算:

$$p_{zj} = 0.5 \gamma_k (b_j + b_{j-1}) N_\gamma + q_k N_q + c_k N_c (j = 1, 2, \dots, M) \quad (15.2.12-1)$$

$$N_c = [\exp((\frac{\pi}{2} + 2\alpha - \varphi_k) \tan \varphi_k) \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2}) \frac{1 + \sin \varphi_k \sin(2\alpha - \varphi_k)}{1 + \sin \varphi_k} - 1] / \tan \varphi_k \quad (15.2.12-2)$$

$$N_q = N_c \tan \varphi_k + 1 \quad (15.2.12-3)$$

$$N_\gamma = f(\lambda, \tan \varphi_k, \tan \delta') \approx 1.25 \{ (N_q + 0.28 + \tan \delta') \tan[\varphi_k - 0.72\delta'(0.9455 + 0.55 \tan \delta')] \} \quad (15.2.12-4)$$

$$[1 + \frac{1}{\sqrt{1 + 0.8(\tan \varphi_k - 0.7(1 - \tan \delta')) + (\tan \varphi_k - \tan \delta')\lambda}}]$$

$$\tan(\alpha - \frac{\varphi_k}{2}) = \frac{\sqrt{1 - (\tan \delta' / \tan \varphi_k)^2} - \tan \delta'}{1 + \frac{\tan \delta'}{\sin \varphi_k}} \quad (15.2.12-5)$$

$$\tan \delta' = \frac{\gamma_h H_k}{V_k + B_e c_k / \tan \varphi_k} \quad (15.2.12-6)$$

$$\lambda = \gamma_k B_e / (c_k + q_k \tan \varphi_k) \quad (15.2.12-7)$$

式中:

p_{zi} —— $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值 (kPa);

γ_k ——计算面以下土的重度标准值 (kN/m³), 可取均值, 水下用浮重度;

b_j ——小区间分点坐标 (m), $b_0 = 0$;

q_k ——计算面以上边载的标准值 (kPa);

c_k ——黏聚力标准值 (kPa);

φ_k ——内摩擦角标准值 (°), 可取均值;

V_k ——作用于计算面上竖向合力的标准值 (kN/m);

H_k ——作用于计算面以上的水平合力标准值 (kN/m);

B_e ——计算面宽度 (m);

γ_h ——水平抗力分项系数, 取 1.3;

α 、 δ 、 λ ——计算参数;

N_q 、 N_γ 、 N_c ——地基土处于极限状态下的承载力系数，可计算确定或按附录 S 取值。

2 当 $\varphi=0$ 时，计算面内 $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值宜按下列公式计算：

$$p_{zj} = q_k + c_{uk} N_s (j = 1, 2, \dots, M) \quad (15.2.12-8)$$

$$N_s = 0.5(\pi + 2) + 2 \tan^{-1} \sqrt{\frac{1-\kappa}{1+\kappa}} + \sqrt{1-\kappa^2} \quad (15.2.12-9)$$

$$\kappa = \gamma_h H_k / (B_e c_{uk}) \quad (15.2.12-10)$$

式中：

p_{zj} —— $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值 (kPa)；

q_k ——计算面以上边载的标准值 (kPa)；

N_s ——承载力系数；

c_{uk} ——地基土的十字板剪强度标准值 (kPa)，可取均值；

B_e ——计算面宽度 (m)；

H_k ——作用于计算面以上的水平合力标准值 (kN/m)；

γ_h ——水平抗力分项系数，取 1.3。

15.2.13 受力层由多层土组成，各土层的抗剪强度指标相差不大且边载变化不大时，可采用加权平均的强度指标和重度，按 15.2.12 条计算。受力层的最大深度可按下式计算：

$$Z_{\max} = B_e \exp(\varepsilon \tan \varphi_k) \sin \varepsilon \exp\left(-\frac{0.87 \lambda^{0.75}}{4.8 + \lambda^{0.75}}\right) \quad (15.2.13-1)$$

$$\varepsilon = \frac{\pi}{4} + \frac{\overline{\varphi_k}}{2} - \frac{\overline{\delta'}}{2} - \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta'}{\sin \varphi_k} \right) \quad (15.2.13-2)$$

式中：

$Z_{\max}$ ——受力层的最大深度 (m)，计算时先假定 $Z_{\max}$ ，根据假定的 $Z_{\max}$ 及各土层厚度计算加权平均 γ_k 、 c_k 、 φ_k ，代入式 (15.2.13-1) 计算 $Z_{\max}$ 直至计算与假定的 $Z_{\max}$

基本相等为止；

B_e ——计算面宽度 (m)；

φ_k ——内摩擦角标准值 (°)，可取均值；

δ 、 λ ——计算参数，分别按式 (15.2.12-6)、(15.2.12 -7) 确定；

$\overline{\varphi_k}$ ——内摩擦角标准值 (弧度)；

$\overline{\delta}$ ——以弧度表示的 δ 。

15.2.14 非均质土地基计算面内 $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力可采用对数螺旋滑动面按条分法计算，计算图示见图 15.2.14，并应符合下列规定：

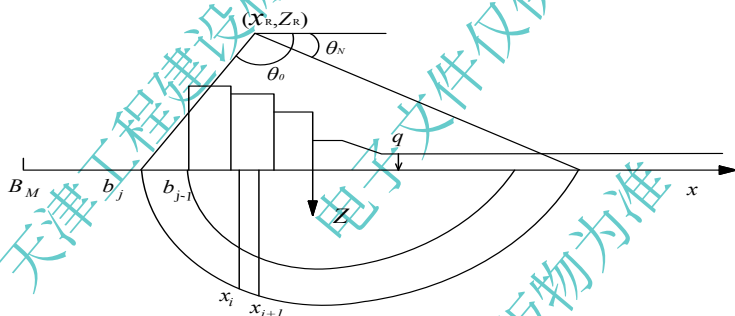


图 15.2.14 极限承载力竖向应力计算示意图

1 采用固结快剪指标时， $[b_{j-1}, b_j]$ 上的极限承载力竖向应力宜按下列公式计算：

$$p_{zj} = \left\{ \sum_i [w_i(x_i^* - x_R) + c_{Fi}((h_i^* - z_R)(x_i - x_{i-1}) - (x_i^* - x_R)(h_i - h_{i-1}))] \right. \\ \left. + \sum_{i=1}^{j-1} (b_i^* - x_R + z_R \tan \delta) p_{zi} \Delta B \right\} / (x_R - b_j^* - z_R \tan \delta) / \Delta B \\ (j = 1, 2, \dots, M)$$

(15.2.14-1)

$$b_j^* = -0.5(b_{j-1} + b_j) \quad (15.2.14-2)$$

$$\left. \begin{aligned} x_i^* &= 0.5(x_{i+1} + x_i) \\ h_i^* &= 0.5(h_{i+1} + h_i) \end{aligned} \right\} i = 0, 1, 2, \dots \quad (15.2.14-3)$$

$$\left. \begin{aligned} x_i - x_R &= R_i \exp(-F_{\varphi i} \theta_i) \cos \theta_i \\ h_i - z_R &= R_i \exp(-F_{\varphi i} \theta_i) \sin \theta_i \\ R_{i+1} &= R_i \exp(F_{\varphi i+1} - F_{\varphi i}) \theta_i \\ \theta_i &= \theta_0 - i \Delta \theta \end{aligned} \right\} i = 0, 1, 2, \dots \quad (15.2.14-4)$$

$$R_0 = \sqrt{(x_R + b_j)^2 + z_R^2} \exp(F_{\varphi 0} \theta_0) \quad (15.2.14-5)$$

$$\tan \theta_0 = \frac{z_R}{x_R + b_j} \quad (15.2.14-6)$$

$$\left. \begin{aligned} c_{Fi} &= c_{ki} / (1.09 + 0.06 \tan \delta) \\ F_{\varphi i} &= \tan \varphi_{ki} / (1.05 + 0.06 \tan \delta) \end{aligned} \right\} \quad (15.2.14-7)$$

式中:

p_{zj} —— $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值 (kPa);

w_i ——包括边载 (q_i) 在内的第 i 土条重力标准值 (kN/m);

x_i^* 、 h_i^* ——第 i 土条滑动面上中点坐标值 (m);

x_R 、 z_R ——使 p_{zj} 为极小值的对数螺旋面极点水平、垂直坐标值

(m);

x_i 、 h_i ——第 i 土条滑动面上的坐标值 (m), $x_0 = -b_j$, $h_0 = 0$;

b_j ——小区间分点坐标 (m), 由式 (15.2.11-1) 确定;

θ_i ——滑动面上第 i 、 $i+1$ 土条分点和螺旋面极点的连线与水平线的夹角 (如图 15.2.14, 以 (x_R, z_R) 为极点的极坐标下极角);

$\Delta\theta$ ——表征第 i 土条宽度的极角增量, 可根据计算精度要求适当选取;

c_{ki} ——第 i 土条滑动面上的黏聚力标准值 (kPa), 可取均值;

φ_{ki} ——第 i 土条滑动面上的内摩擦角标准值 ($^\circ$), 可取均值;

δ ——作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角 ($^\circ$)。

2 采用不排水抗剪强度指标时, $[b_{j1}, b_j]$ 上的极限承载力竖向应力仍按第 15.2.14 第 1 款计算, 但相应土体的强度指标应采用十字板剪强度或其他总强度标准值取代。

15.3 土坡和地基稳定

15.3.1 本节适用于主要由欠固结、正常固结以及超固结比小于 4 的黏性土组成的土坡和地基稳定。

15.3.2 根据地质条件和土的物理力学指标基本相同的原则, 场地应划分为若干区段, 统计土性指标进行稳定验算。

15.3.3 持久状况的土坡和地基稳定性验算, 应取对稳定最不利的水位。有波浪力作用的建筑物地基应考虑不同水位与波浪力的最不利组合。有渗流时, 应考虑渗流作用对土坡和地基稳定性的影响。

15.3.4 施工过程中可能出现的较大水位差、较大临时超载、较陡挖方边坡等不利情况, 应按短暂状况验算其稳定性。其对应的水位, 应取对稳定最不利的水位或按有关规范的规定确定。打桩前应验算

打桩时的岸坡稳定性。水位有骤降情况时，应考虑骤降对土坡稳定的影响。

15.3.5 根据土质和工程实际情况，验算土坡和地基稳定性宜选用直剪固结快剪、十字板剪强度指标，有条件时可采用有效剪强度指标，有经验时可采用三轴不固结不排水剪、直剪快剪和无侧限抗压强度指标。

15.3.6 验算土坡和地基稳定时，开挖区宜采用卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标。

15.3.7 土坡和条形基础的地基稳定验算，可按平面问题考虑，宜采用复合滑动面法或圆弧滑动简单条分法验算。验算方法可采用总应力法或有效应力法。

15.3.8 土坡和地基的稳定性验算，其危险滑动面均应满足以下极限状态设计表达式：

$$\gamma'_0 M_{sd} \leq \frac{1}{\gamma_R} M_{Rk} \quad (15.3.8)$$

式中：

γ'_0 ——重要性系数，安全等级为一级、二级、三级的建筑物，分别取 1.1、1.0、1.0；

M_{sd} ——作用于危险滑动面上滑动力矩的设计值 (kN·m/m)；

γ_R ——抗力分项系数；

M_{Rk} ——危险滑动面上抗滑力矩的标准值 (kN·m/m)。

15.3.9 土坡和地基的稳定性验算采用复合滑动面法时，计算图示见图 15.3.9，并应符合下列规定：

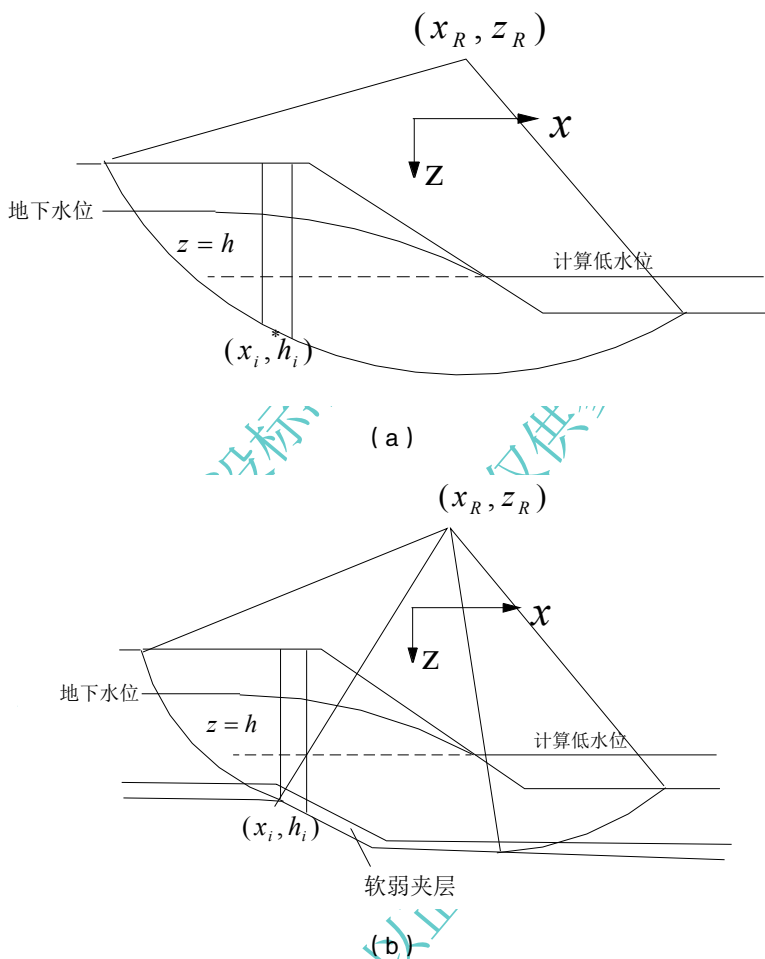


图 15.3.9 复合滑动面法计算图示

(a) 圆弧面稳定计算示意图；(b) 圆弧面~软土夹层底面或倾斜岩面~
圆弧面稳定计算示意图

1 对持久状况，土的抗剪强度宜采用固结快剪指标，土坡和

地基的稳定性可按下列公式计算:

$$M_{sd} = \gamma_s \left[\sum (h_i - z_R)(W_{ki} + q_{ki} b_i) h_i' + M_p \right] \quad (15.3.9-1)$$

$$M_{Rk} = \sum (h_i - z_R) [(W_{Aki} + q_{ki} b_i) U_i \tan \varphi_{ki} + W_{Bki} \tan \varphi_{ki} + c_{ki} b_i] (1 + g_i) \quad (15.3.9-2)$$

$$g_i = -h_i' \frac{x_i - x_R}{h_i - z_R} + [h_i' - F_{\varphi i} + (1 + h_i' F_{\varphi i}) \frac{x_i - x_R}{h_i - z_R}] \frac{2h_i' - F_{\varphi i} + h_i'^2 F_{\varphi i}}{(1 + F_{\varphi i}^2)(1 + h_i'^2)} \quad (15.3.9-3)$$

$$F_{\varphi i} = \tan \varphi_{ki} / \gamma_R \quad (15.3.9-4)$$

式中:

M_{sd} ——作用于危险滑动面上滑动力矩的设计值 (kN·m/m);

γ_s ——综合分项系数, 可取 1.0;

x_i 、 h_i ——第 i 土条滑动面上中点的水平、垂直坐标值 (m);

x_R 、 z_R ——取矩点的水平、垂直坐标值 (m);

W_{ki} ——第 i 土条重力标准值 (kN/m), 可取均值, 零压线以下用浮重度计算; 当有渗流时, 计算低水位以上零压线以下用饱和重度计算;

q_{ki} ——第 i 土条顶面作用的可变作用标准值 (kN/m²), 应按现行行业标准《港口工程荷载规范》JTJ215 确定;

b_i ——第 i 土条宽度 (m);

h_i' ——第 i 土条滑动面上中点的滑动面一阶导数值;

M_p ——其他原因, 如作用于直立式防波堤的波浪力标准值引起的滑动力矩 (kN·m/m);

M_{Rk} ——危险滑动面上抗滑力矩的标准值 (kN·m/m);

W_{Aki} ——第 i 土条填土重力标准值 (kN/m), 可取均值, 零压线以下用浮重度计算;

U_i ——第 i 土条滑动面上的固结度;

φ_i 、 c_{ki} ——分别为第 i 土条滑动面上的固结快剪内摩擦角 (°)

和黏聚力 (kPa) 标准值, 可取均值;

W_{Bki} ——第 i 土条原地基土重力标准值 (kN/m), 可取均值, 零压线以下用浮重度计算;

γ_R ——抗力分项系数。

2 当采用十字板剪或三轴不固结不排水剪等总强度时, M_{sd} 、 M_{Rk} 可按第 15.3.9 条第 1 款计算, 但相应土体的强度指标应采用十字板强度或其他总强度指标取代, 且 $U_i = 1.0$, 并可考虑因土体固结引起的强度增长。

15.3.10 土坡和地基的稳定性验算采用圆弧滑动简单条分法时, 滑动力矩设计值可按式 (15.3.9-1) 计算, 抗滑力矩标准值计算应符合下列规定:

1 对持久状况, 土的抗剪强度宜采用固结快剪指标, M_{Rk} 可按下式计算:

$$M_{Rk} = \sum (h_i - z_R) [(W_{Aki} + q_{ki} b_i) U_i \tan \varphi_{ki} + W_{Bki} \tan \varphi_{ki} + c_{ki} b_i (1 + h_i'^2)] \quad (15.3.10)$$

式中:

M_{Rk} ——危险滑动面上抗滑力矩的标准值 (kN·m/m);

W_{Aki} ——第 i 土条填土重力标准值 (kN/m), 可取均值, 零压线以下用浮重度计算;

W_{Bki} ——第 i 土条原地基土重力标准值 (kN/m), 可取均值, 零压线以下用浮重度计算;

q_{ki} ——第 i 土条顶面作用的可变作用标准值 (kN/m²);

b_i ——第 i 土条宽度 (m);

U_i ——第 i 土条滑动面上的固结度;

φ_{ki} 、 c_{ki} ——分别为第 i 土条滑动面上的固结快剪内摩擦角 (°) 和黏聚力 (kPa) 标准值, 可取均值;

h_i ——第 i 土条滑动面上中点的垂直坐标值 (m);

h_i' ——第 i 土条滑动面上中点的滑动面一阶导数值;

z_R ——圆心的垂直坐标值 (m)。

2 当采用十字板剪或三轴不固结不排水剪等总强度时, M_{sd} 、 M_{Rk} 可按第 15.3.10 条和第 15.13.10 条第 1 款计算, 但相应土体的强度指标应采用十字板强度或其他总强度指标取代, 且 $U_i = 1.0$, 并可考虑因土体固结引起的强度增长。

3 当饱和软黏土较深厚且十字板剪强度随深度增长规律明显, 可参照国家现行行业标准《港口工程地基规范》JTS-147-1 附录 J 的方法回归土的抗剪强度指标 (c 、 φ), 采用圆弧滑动简单条分法验算土坡稳定。

15.3.11 土坡和地基稳定的短暂状况验算时, 土的抗剪强度宜采用十字板剪强度指标; 有经验时也可采用无侧限抗压强度指标、三轴不固结不排水剪强度指标、直剪快剪强度指标。

15.3.12 对各设计状况, 稳定性验算采用的强度指标、计算公式及各种计算的说明可按表 15.3.12 采用。

表 15.3.12 不同设计状况和强度指标对应的稳定性计算公式

设计状况	强度指标	M_{sd} 、 M_{Rk} 计算公式	说明
持久状况	直剪固结快剪	第 15.3.9.1 款 第 15.3.10.1 款	固结度与计算情况相适应
	有效剪	参照国家现行行业标准《港口工程地基规范》JTS-147-1 相关公式	孔隙水压力采用与计算情况相应数值
	十字板剪	第 15.3.9.2 款 第 15.3.10.2 款	考虑因土体固结引起的强度增长
	无侧限抗压强度、三轴不固结不排水剪	第 15.3.9.2 款 第 15.3.10.2 款	
	十字板剪	第 15.3.9.2 款 第 15.3.10.2 款	可考虑因土体固结引起的强度增长
短暂状况	无侧限抗压强度、三轴不固结不排水剪	第 15.3.9.2 款 第 15.3.10.2 款	
	直剪快剪	第 15.3.9.2 款 第 15.3.10.2 款	---

15.3.13 对有桩的土坡和地基，稳定性验算不宜计入桩的抗滑作用。

15.3.14 验算有波浪力作用的直立式建筑物地基稳定性时，应计入波浪力的作用，透水式斜坡堤可不考虑波浪力的作用。

15.3.15 板桩码头应验算滑动面通过桩尖时的稳定性。桩尖下有软土层时，尚应验算滑动面通过软土层时的稳定性。

15.3.16 持久状况计算应综合考虑强度指标的可靠性、结构安全等级和地区经验等因素，抗力分项系数最小值应满足表 15.3.16 的规定；施工期的稳定性等短暂状况计算，最小抗力分项系数最小值宜取表 15.3.16 中的低值，但验算打桩岸坡的稳定性，宜取较高值。

表 15.3.16 抗力分项系数 γ_R

强度指标	$M_{sd} - M_{Rk}$ 计算公式	γ_R	说明
直剪固结快剪	第 15.3.9.1 款	黏性土坡 1.2~1.4	固结度与计算情况相适应
		其他土坡 1.3~1.5	
	第 15.3.10.1 款	1.1~1.3	
有效剪	参照国家现行行业标准《港口工程地基规范》JTS-147-1 相关公式	1.3~1.5	孔隙水压力采用与计算情况相应数值
十字板剪	第 15.3.9.2 款	1.2~1.4	考虑因土体固结引起的强度增长
	第 15.3.10.2 款	1.1~1.3	
无侧限抗压强度、三轴不固结不排水剪	第 15.3.9.2 款 第 15.3.10.2 款	根据经验取值	
直剪快剪	第 15.3.9.2 款 第 15.3.10.2 款	根据经验取值	---

15.4 地基沉降

15.4.1 地基沉降计算应根据地质条件、土层的压缩性、地基排水

条件、建筑物断面、荷载大小及加载过程均基本相同的原則，将地基划分为若干代表性区段分别计算。每一区段应取代表性断面作为计算断面。在每一计算断面内，计算点的位置应根据基础及上部结构的特点确定。对条形基础，可选取基础短边两端及中点作为计算点。

15.4.2 地基沉降应计算持久状况下的最终沉降量。设计作用组合应采用持久状况正常使用极限状态的准永久组合，永久作用应采用标准值，可变作用应采用准永久值，水位宜采用设计低水位。非正常固结情况下，应考虑超固结比。

15.4.3 在地基沉降计算中，永久作用分项系数可取 1.0；可变作用的准永久值系数可取 0.6。

15.4.4 最终沉降量计算应采用分层总和法。有实际观测资料的工程可由实测沉降过程线采用经验公式法推算。

15.4.5 在原始地基处于超固结的情况下，自重应力至先期固结压力区段应按回弹再压缩的压缩曲线计算沉降量；原始地基处于欠固结的情况下，应将先期固结压力位置作为沉降计算的起点。欠固结应力应分层分别计算，分层应力可按下式计算：

$$p_i = \sum_i \gamma_i h_i - p_{ci} \quad (15.4.5)$$

式中：

p_i ——由于欠固结作用，在第 i 层土产生的欠固结应力(kPa)；

γ_i ——第 i 土层的重度，地下水位以下用浮重度 (kN/m^3)；

h_i ——第 i 土层的厚度 (m)；

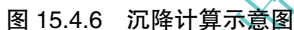
p_{ci} ——第 i 层的先期固结压力。

15.4.6 地基内任一点的垂直附加应力 (图 15.4.6) 设计值应为基底垂直附加压力、基底水平力和边载所引起的垂直附加应力设计值和欠固结应力之和，其计算应符合下列规定：

1 基底垂直附加压力的设计值应为基底压力设计值与基底面

2 基底水平力设计值可按均布考虑。

4 计算各种作用引起的垂直附加应力设计值时所需的附加压力系数可按国家现行行业标准《港口工程地基规范》JTS-147-1 有关规定选取。



τ —基底水平力; σ_c —由原地面算起的土的自重应力;

15.4.7 地基最终沉降量可按下列各式计算:

$$S_{\text{d}\infty} = m_s \sum \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (15.4.7)$$

295

$S_{d\infty}$ ——地基最终沉降量设计值 (cm);

m_s ——修正系数, 按经验选取或由现场试验确定;

e_{1i} 、 e_{2i} ——分别为第 i 层土受到平均自重应力设计值(σ_{cdi})和平均最终应力设计值 ($\sigma_{cdi} + \sigma_{zdi}$)压缩稳定时的孔隙比设计值, 可取均值; σ_{cdi} 为第 i 层土顶面与底面的地基自重应力平均值的设计值, σ_{zdi} 为第 i 层土顶面与底面的地基垂直附加应力平均值的设计值;

h_i ——第 i 层土的厚度 (cm)。

15.4.8 地基压缩层的计算深度宜满足式 (15.4.8-1) 要求, 计算深度下有软土层时, 尚应满足式 (15.4.8-2) 要求。

$$\sigma_z = 0.2\sigma_c \quad (15.4.8-1)$$

$$\sigma_z = 0.1\sigma_c \quad (15.4.8-2)$$

式中:

σ_z —— Z_n 处地基垂直附加应力设计值 (kPa);

σ_c —— Z_n 处地基自重压力设计值 (kPa)。

15.4.9 地基最终沉降量设计值应满足下式要求:

$$S_{d\infty} \leq [S] \quad (15.4.9)$$

式中:

$S_{d\infty}$ ——建筑物地基最终沉降量设计值 (cm);

$[S]$ ——建筑物的沉降量限值 (cm), 按国家现行有关规范规定执行。

15.4.10 地基最终沉降量推算应有完整的实测沉降 $P \sim S \sim t$ 曲线。在用经验公式推算最终沉降量前, 应舍去实测 $S \sim t$ 曲线上的不合理点, 并拟合成一条光滑曲线。

15.5 桩基工程

15.5.1 桩的选型应根据使用要求、水文、地质条件、施工条件、环境条件和耐久性要求等，通过技术经济比较确定。

15.5.2 对实际有可能同时在桩身出现的荷载，应根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》GB50158 的规定，按设计极限状态和设计状况进行组合。

15.5.3 桩的承载力应根据不同受力情况，分别按桩身结构强度和地基土对桩的支承能力进行计算，并取其小值。

15.5.4 桩基设计应考虑沉降和水平变形对使用的影响。

15.5.5 桩的承载力极限状态设计应包括以下内容：

- 1 根据桩的受力情况进行地基土对桩的轴向承载力、水平承载力计算和软弱下卧层承载力的验算；
- 2 桩身受压、受弯、受拉、受剪和受扭承载力计算；
- 3 桩的压屈稳定验算等。

15.5.6 桩的正常使用极限状态设计应包括以下内容：

- 1 混凝土桩的抗裂或限裂验算；
- 2 柔性系靠船桩的水平变形计算等。

15.5.7 桩基设计应考虑岸坡变形、冲刷、淤积等因素对桩的不利影响。

15.5.8 桩基设计与施工应满足耐久性要求，冻融地区尚应考虑桩体冻胀、冰凌对桩的磨损和撞损等影响。

15.5.9 进行静载荷试验的桩，宜同时进行高应变动力试验。

15.5.10 桩基设计与施工应具备下列资料：

- 1 使用要求；
- 2 水文、气象、地形、工程环境和冲淤等资料；
- 3 工程地质和水文地质资料及评价；

- 4 必要的载荷试验或试沉桩资料；
- 5 有碍沉桩或成孔的障碍物的探测资料；
- 6 主要施工机械设备资料等；

15.5.11 桩基设计中，桩的中心距大于等于表 15.5.11 规定时可按单桩计算，不满足时应按群桩计算。

表 15.5.11 按单桩计算承载力的最小桩距

桩的类型	轴向承载桩	水平承载桩
打入桩、灌注桩	中心距 $6d$ ，或中心距为 $3d \sim 6d$ 且桩端进入良好持力层	沿水平力作用方向桩与桩的中心距 $6d \sim 8d$ ，砂土、桩径较大时取小值，黏性土、桩径较小时取大值
嵌岩桩	以嵌岩段承受轴向力为主时，中心距 $2d$ ；考虑覆盖层段承受较大轴向力时，中心距 $3d$	以嵌岩段承受水平力为主时，沿水平力作用方向，中心距 $2d$ ；以覆盖层段承受水平力为主时，中心距 $6d \sim 8d$ ，砂土、桩径较大时取小值，黏性土、桩径较小时取较大值

注：1 d 为圆桩直径或方桩边长；

2 同类土质中，打入桩取较大值，灌注桩取较小值。

15.5.12 打入桩和灌注桩宜选择中密或密实砂层、硬黏性土层、碎石类土、风化岩层等良好土层作为桩端持力层。

1 桩端进入持力层的深度宜满足下列要求：

- 1) 黏性土和粉土，不小于 2 倍桩径或边长；
- 2) 中等密实砂土，不小于 1.5 倍桩径或边长；
- 3) 密实砂土和碎石类土，不小于 1 倍桩径或边长；
- 4) 风化岩，根据其力学性能确定；强风化岩，不小于 1.5 倍桩径或边长。

2 在确定打入桩进入硬土层的深度时，应根据类似工程经验考虑桩的可沉性，必要时应进行试沉桩。锤击沉桩应考虑桩锤性能、桩身强度、桩的入土深度等因素。

15.5.13 减少桩基不均匀沉降对结构的不利影响，应符合下列规定：

- 1 同一桩台的基桩，桩端宜处于同一土层，且桩端标高不宜

相差太大，当桩端进入不同的土层时，打入桩各桩最终沉桩贯入度不宜相差过大。

2 同一桩台同时采用嵌岩桩和非嵌岩桩时，应进行充分论证。

15.5.14 灌注桩单桩轴向力设计值由计算确定时，桩身自重与置换土重的差值应作为荷载考虑，由试桩确定时可不计入桩身自重与置换土重的差值。

15.5.15 采用灌注桩时，必要时可采取灌注桩后注浆工法提高桩的承载力并减小沉降。

15.5.16 单桩轴向承载力除下列情况外应根据静载荷试验确定：

- 1 当附近工程有试桩资料，且沉桩工艺相同，地质条件相近时；
- 2 附属建筑物；
- 3 桩数较少的建筑物，并经技术论证；
- 4 有其他可靠的替代试验方法时。

15.5.17 当进行静载荷试桩时，单桩轴向承载力设计值应按下式计算：

$$Q_d = \frac{Q_k}{\gamma_R} \quad (15.5.17)$$

式中：

Q_d ——单桩轴向承载力设计值(kN)；

Q_k ——单桩轴向极限承载力标准值(kN)。当试桩数量 $n \geq 2$ ，且各桩的极限承载力最大值与最小值之比小于或等于 1.3 时，取其平均值作为单桩轴向极限承载力标准值；其比值大于 1.3 时，经分析确定；

γ_R ——单桩轴向承载力分项系数。按表 15.5.17 采用。

表 15.5.17 单桩轴向承载力抗力分项系数

桩的类型		静载试验法 γ_R	经验参数法		
打入桩		1.30~1.40	γ_R 取 1.45~1.55		
灌注桩		1.50~1.60	γ_R 取 1.55~1.65		
嵌岩桩	抗压	1.60~1.70	覆盖层 γ_{cs}	预制型	1.45~1.55
				灌注型	1.55~1.65
	抗拔	1.80~2.00	γ_{cR}	1.70~1.80	
				桩身嵌岩、锚杆嵌岩参照国家现行行业规范《港口工程桩基规范》JTS167-4 相关规定。	

注：1 受压桩当地质情况复杂或永久作用所占比重大时取大值，反之取小值；抗拔桩地质情况复杂或永久作用所占比重较小时取大值，反之取小值；

2 采用表中经验参数法的分项系数时，应采用本规范建议的计算方法及相应的参数计算承载力标准值；

3 γ_{cs} 为覆盖层单桩轴向受压承载力分项系数， γ_{cR} 为嵌岩段单桩轴向受压承载力分项系数。

15.5.18 凡允许不做静载荷试桩的工程，可根据具体情况采用承载力经验参数法或静力触探等方法确定单桩轴向极限承载力。

15.5.19 按承载力经验参数法确定单桩轴向极限承载力设计值时，应符合下列规定：

1 桩身实心或桩端封闭的打入桩轴向抗压承载力设计值可按下式计算：

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum q_{fi} l_i + q_{R-A}) \quad (15.5.19-1)$$

式中：

Q_d ——单桩轴向承载力设计值(kN)；

γ_R ——单桩轴向承载力分项系数，按表 15.5.17 取值；

U ——桩身截面周长(m)；

q_{fi} ——单桩第 i 层土的单位面积极限侧摩阻力标准值(kPa)；
无当地经验值时，可按本规范附录 T 中表 T.0.1 取值；

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度(m);

q_R ——单桩单位面积极限桩端阻力标准值(kPa); 如无当地经验值时, 可按本规范附录 T 中表 T.0.2 取值;

A ——桩身截面面积(m^2)。

2 钢管桩和预制混凝土管桩轴向抗压承载力设计值可按下式计算:

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum q_{ti} l_i + \eta q_R A) \quad (15.5.19-2)$$

式中:

Q_d ——单桩轴向承载力设计值(kN);

γ_R ——单桩轴向承载力分项系数, 按表 15.5.17 取值;

U ——桩身截面周长(m);

q_{ti} ——单桩第 i 层土的单位面积极限侧摩阻力标准值(kPa); 无当地经验值时, 可按本规范附录 T 中表 T.0.1 取值;

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度(m);

η ——承载力折减系数, 可按地区经验取值; 无当地经验值时, 可按表 15.5.19-1 取值;

q_R ——单桩极限桩端阻力标准值(kPa); 无当地经验值时, 可按本规范附录 T 中表 T.0.2 取值;

A ——桩端外周面积 (m^2)。

表 15.5.19-1 桩端承载力折减系数 η

桩型	桩的外径	η	取值说明
敞口 钢管桩	$d < 0.60m$	入土深度大于 $20d$, 且桩端进入持力层的深度大于 $5d$ 时, 取 $1.00 \sim 0.80$	根据桩径、入土深度和持力层特性综合分析。入土深度较大, 进入持力层深度较大, 桩径较小时取大值, 反之取小值
	$0.60m \leq d \leq 0.80m$	入土深度大于或等于 $20d$ 时取 $0.85 \sim 0.45$	
	$0.80m < d \leq 1.20m$	入土深度大于 $20m$ 或 $20d$ 时取 $0.50 \sim 0.30$	
	$1.20m < d \leq 1.50m$	入土深度大于 $25m$ 时取 $0.35 \sim 0.20$	

续表 15.5.19-1

桩型	桩的外径	η	取值说明
敞口 钢管桩	$d > 1.50\text{m}$	入土深度小于 25m 时取 0; 入土深度大于或等于 25m 时取 0.25~0	
半敞口 钢管桩	—	参照同条件的敞口钢管桩酌情增大	持力层为黏性土时增大值不宜大于敞口时的 20%; 较密实砂性土增大值可适当增加
混凝土 管桩	$d < 0.80\text{m}$	入土深度大于 20d 时取 1.00	根据桩径、入土深度和持力层特性综合分析。入土深度较大, 进入持力层深度较大, 桩径较小时取大值, 反之取小值
	$0.80\text{m} \leq d < 1.20\text{m}$	入土深度大于 20d 或 20m 时取 1.00~0.80	
	$d = 1.20\text{m}$	入土深度大于 20m 时取 0.85~0.75	

注: 1 表中 d 为桩的外径;

2 表层为淤泥时, 入土深度应适当折减;

3 有经验时可适当增减;

4 若入土深度大于 30d 或 30m, 进入持力层深度大于 5d, 可分别认为入土深度较大和进入持力层深度较大;

5 本表不适用于持力层为全风化和强风化岩层的情况, 不适用于直径大于 2m 的桩。

3 灌注桩单桩轴向抗压承载力设计值可按下列公式计算:

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum \psi_{si} q_{fi} l_i + \psi_p q_R A) \quad (15.5.19-3)$$

式中:

Q_d ——单桩轴向承载力设计值(kN);

γ_R ——单桩轴向承载力分项系数, 按表 15.5.17 取值;

U ——桩身截面周长(m);

ψ_{si} 、 ψ_p ——桩侧阻力、端阻力尺寸效应系数, 当桩径不大于 0.8m 时, 均取 1.0; 当桩径大于 0.8m 时, 可按表 15.5.19-2 取值;

q_{fi} ——单桩第 i 层土的单位面积极限侧摩阻力标准值(kPa), 如无当地经验值时, 可按本规范附录 T 中表 T.0.3 取值;

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度(m);

q_R ——单桩单位面积极限桩端阻力标准值(kPa); 如无当地经验值时, 若孔底沉渣厚度指标符合本规范有关施工标准时, 可按本规范附录 T 中表 T.0.4 取值;

A ——桩端截面面积(m²)。

表 15.5.19-2 桩侧阻力尺寸效应系数 ψ_{si} 、端阻力尺寸效应系数 ψ_p

土类型	黏性土、粉土	砂土、碎石类土
ψ_{si}	$(0.8/d)^{1/5}$	$(0.8/d)^{1/3}$
ψ_p	$(0.8/d)^{1/4}$	$(0.8/d)^{1/3}$

注: 1 d 为桩的直径(m); 2 有经验时可适当增大。

4 后注浆灌注桩单桩极限轴向抗压承载力, 应通过静载荷试验确定, 在符合本规范有关后注浆技术实施规定的条件下, 其单桩轴向承载力设计值可按式估算:

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum \beta_{si} \psi_{si} q_{fi} l_i + \beta_p \psi_p q_R A) \quad (15.5.19-4)$$

式中:

Q_d ——单桩轴向承载力设计值(kN);

γ_R ——单桩轴向承载力分项系数, 按表 15.5.17 取值;

U ——桩身截面周长(m);

β_{si} ——第 i 层土的侧阻力增强系数, 可按表 15.5.19-3 取值, 在饱和土层中压浆时, 仅对桩端以上 8.0~12.0m 范围的桩侧阻力进行增强修正; 在非饱和土层中压浆时, 仅对桩端以上 4.0~5.0m 范围的桩侧阻力增强修正; 对于非增强影响范围, $\beta_{si} = 1$;

ψ_{si} 、 ψ_p ——桩侧阻力、端阻力尺寸效应系数, 当桩径不大于 0.8m 时, 均取 1.0, 当桩径大于 0.8m 时, 按表 15.5.19-2 取值;

q_{fi} ——单桩第 i 层土的单位面积极限侧摩阻力标准值(kPa), 无

当地经验值时，可按本规范附录 T 中表 T.0.3 取值；

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度(m)；

β_p ——端阻力增强系数，可按表 15.5.19-3 取值；

q_R ——单桩单位面积极限桩端阻力标准值(kPa)；无当地经验值时，若孔底沉渣厚度指标符合本规范有关施工标准，可按本规范附录 T 中表 T.0.4 取值；

A ——桩端截面面积(m²)。

表 15.5.19-3 后注浆侧阻力增强系数 β_{si} 、端阻力增强系数 β_p

土层名称	黏性土、粉土	粉砂	细砂	中砂	粗砂	砾砂	碎石土
β_{si}	1.3~1.4	1.5~1.6	1.5~1.7	1.6~1.8	1.5~1.8	1.6~2.0	1.5~1.6
β_p	1.5~1.8	1.8~2.0	1.8~2.1	2.0~2.3	2.2~2.4	2.2~2.4	2.2~2.5

注：当地质条件比较复杂或持力层为软弱土层时，增强系数应作适当折减。

15.5.20 沉桩条件允许时，可采用半敞口式或封闭式桩尖提高钢管桩的轴向承载力。

15.5.21 凡允许不做静载荷试桩的工程，打入桩和灌注桩的单桩抗拔承载力设计值可按下式计算：

$$T_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum \xi_i q_{fi} l_i + G \cos \alpha) \quad (15.5.21)$$

式中：

T_d ——单桩抗拔极限承载力设计值(kN)；

γ_R ——单桩抗拔承载力分项系数，与抗压桩取相同数值，按表 15.5.17 取值；

ξ_i ——折减系数，对黏性土取 0.7~0.8；对砂土取 0.5~0.6；桩的入土深度大时取大值，反之取小值；

U ——桩身截面周长 (m)；

q_{fi} ——桩周第 i 层土的极限侧阻力标准值(kPa)，打入桩按本规范附录 T 中表 T.0.1 取值，灌注桩按本规范附录 T 中表 T.0.3 取值；

l_i ——桩身穿过第*i*层土的长度 (m);
 G ——桩重力(kN), 水下部分按浮重力计;
 α ——桩轴线与垂线夹角 (°)。

15.5.22 桩端达到或进入基岩的受拉桩, 可采用锚杆嵌岩的方式增加桩的抗拔能力, 锚杆的锚固长度应按计算确定且不宜小于 3m。

15.5.23 进行现场试验时, 单根锚杆抗拔力设计值应按下式计算:

$$P_{di} = \frac{P_{ki}}{\gamma_k} \quad (15.5.23)$$

式中:

P_{di} ——单根锚杆抗拔力设计值(kN);

P_{ki} ——单根锚杆极限抗拔力标准值(kN);

γ_k ——抗拔力分项系数, 取 1.5~1.7; 对硬质岩节理不发育、裂缝小或临时建筑物取较小值; 反之取大值。

15.5.24 对地质复杂的工程, 或存在影响桩的轴向承载力可靠性的情况时, 宜采用高应变动力试验法对单桩轴向承载力进行检测, 检测应符合下列规定:

- 1 检测桩数可取总桩数的 2%~5%, 且不得少于 5 根。
- 2 采用动力试验法对桩承载力进行检测时, 应符合国家现行有关标准的规定。

15.5.25 遇下列情况时, 基桩设计应考虑负摩阻力的影响, 必要时应采取有效的减小桩的负摩阻力的工程措施:

- 1 桩身穿过新近沉积或人工填筑的土层, 该土层在其自重力的作用下仍未固结稳定;
- 2 桩台附近地面有大面积堆载时;
- 3 存在其他会引起桩入土范围内的土层产生压缩的因素时。

15.5.26 按群桩设计的基桩, 其轴向极限承载力设计值应考虑群桩效应的影响, 并应符合下列规定:

- 1 对高桩承台, 可按单桩计算所得承载力设计值乘以群桩折

减系数的方法确定，折减系数可按国家现行行业标准《港口工程桩基规范》JTS167-4 附录采用；高桩码头节点下的双桩，当间距小于 3 倍桩径时，折减系数可取 0.90~0.95，桩距小或入土深度大时取小值。

2 对低桩承台，可按国家现行有关标准确定。

15.5.27 承受水平力或力矩作用的单桩，其入土深度宜满足弹性长桩条件；弹性长桩、中长桩和刚性桩的划分标准可按表 15.5.27 确定。

表 15.5.27 弹性长桩、中长桩和刚性桩划分标准

弹性长桩	中长桩	刚性桩
$L_t \geq 4T$	$4T > L_t \geq 2.5T$	$L_t < 2.5T$

注： L_t ——桩的入土深度(m)； T ——桩的相对刚度特征值(m)，按附录 U 计算。

15.5.28 承受水平力或力矩作用的弹性长桩，其桩身内力和变形的确定应符合下列规定：

1 单桩在水平力作用下的桩身内力和变形可采用 m 法计算，也可采用 NL 法或 $P-Y$ 曲线法计算，有关计算方法见附录 U。

2 重要工程采用的计算参数应根据水平静载荷试验确定。

3 当必须考虑波浪等荷载的往复作用时，土抗力的有关参数宜通过试验等方法确定。

4 有经验时也可采用假想嵌固点法计算，假想嵌固点位置可按下式确定：

$$t = \eta T \quad (15.5.28)$$

式中：

t ——受弯嵌固点距泥面深度(m)；

η ——系数，取 1.8~2.2；桩顶铰接或桩的自由长度较大时取较小值，桩顶无转动或桩的自由长度较小时取较大值；

T ——桩的相对刚度特征值(m)。

5 当按假想嵌固点法计算排架时，桩在泥面以下的内力和变

形, 可将计算排架时求得的桩在泥面处的内力作为荷载, 按附录 U 中的 m 法进行计算。

15.5.29 承受水平力或力矩作用的中长桩或刚性桩, 应对桩身结构和变位进行必要的验算, 且应对桩侧土体应力进行验算, 验算应符合下列规定:

1 桩的计算可采用 m 法, 也可采用 $P-Y$ 曲线法, 计算参数的确定应满足第 15.5.28 条的有关规定, 计算方法见附录 U。

2 承受水平力或力矩作用的中长桩或刚性桩, 桩侧土体水平压应力应满足下列要求:

$$\sigma_{h/3} \leq \frac{4}{\cos \varphi} \left(\frac{\gamma}{3} h \tan \varphi + c \right) \eta \quad (15.5.29-1)$$

$$\sigma_h \leq \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma h \tan \varphi + c) \eta \quad (15.5.29-2)$$

$$\eta = 1 - 0.8 \frac{M_g}{M} \quad (15.5.29-3)$$

式中:

φ ——土的内摩擦角 ($^{\circ}$);

γ ——土的容重(kN/m^3), 对透水性材料, 应考虑水的浮力作用;

$\sigma_{h/3}$ 、 σ_h ——泥面以下 $h/3$ 处和 h 处土的水平压应力(kN/m^2);

h ——桩的入土深度(m);

c ——土的黏聚力(kN/m^2);

η ——考虑总荷载中恒载所占比例的影响系数;

M_g ——恒载对桩底中心产生的力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M ——总荷载对桩底产生的力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

16 场地与地基抗震

16.1 一般规定

16.1.1 场地地基抗震设防烈度必须按《中国地震动参数区划图》GB 18306 确定。

16.1.2 抗震设计地震动参数按《建筑抗震设计规范》GB50011 采用。

16.1.3 选择建筑场地应根据工程需要，对场地作出综合评价，并划分出有利和不利地段。

16.1.4 同一结构单元不宜设置在性质截然不同的地基土上，当不可避免时，宜设置防震缝或采用其他有效措施。

16.1.5 地基为软弱黏性土、液化土、新填土或严重不均匀土时，应采取地基处理措施和加强基础的整体性。

16.2 场地

16.2.1 建筑场地的类别划分，应以土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度为准。

16.2.2 建筑场地覆盖层厚度，一般情况下，应按地面至剪切波速大于 500m/s，且其下卧各层岩土剪切波速均不小于 500m/s 的土层顶面的距离确定。

16.2.3 场地的等效剪切波速应按下列公式计算：

$$V_{sc} = d_0 / t \quad (16.2.3-1)$$

$$t = \sum_{i=1}^n (d_i / V_{si}) \quad (16.2.3-2)$$

式中:

V_{sc} ——场地土层的等效剪切波速 (m/s);

d_0 ——场地评定用的计算深度 (m), 取覆盖层厚度 (d_0) 或 20m 两者的较小值;

t ——剪切波由地表到达计算深度处的时间 (s);

d_i ——计算深度范围内第 i 土层的厚度 (m);

n ——计算深度范围内土层的分层数;

V_{si} ——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速 (m/s), 宜用现场实测方法确定。

16.2.4 建筑工程的场地类别依据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度按表 16.2.4 划分。当有可靠的剪切波速和覆盖层厚度且其值处于表 16.2.4 所列场地类别的分界线附近时, 应允许按插值方法确定地震作用计算所用的特征周期。

表 16.2.4 场地类别划分

等效剪切波速范围 (m/s)	场地类别		
	II	III	IV
$500 \geq V_{sc} > 250$	$> 5\text{m}$	—	—
$250 \geq V_{sc} > 150$	$3 < d_0 \leq 50\text{m}$	$d_0 > 50\text{m}$	—
$V_{sc} \leq 150$	$3 < d_0 \leq 15\text{m}$	$15 < d_0 \leq 80\text{m}$	$d_0 > 80\text{m}$

16.2.5 甲类建筑、乙类建筑、大跨度建筑、市政及港湾工程的场地土剪切波速值, 应根据实测资料确定。其他建筑工程无实测场地土剪切波速值可按下式计算:

$$V_s = A + B \cdot d_s \quad (16.2.5)$$

式中:

V_s ——剪切波速 (m/s);

d_s ——地面至拟计算剪切波速土层的深度 (m)。

各类土剪切波速 A（m/sec）、B（1/sec）值按表 16.2.5 确定；
各类土剪切波速仅适用场地类别划分。

表 16.2.5 各类土剪切波速 A、B 值

	淤泥质土		黏土		粉质黏土		粉土		粉砂		细砂	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
市区	93	5.6	16.	2.5	139	3.6	147	5.8	218	3.4	196	5.1
滨海地区	65	6.0	83	5.6	115	5.6	126	5.9	——	——	230	2.9

16.2.6 甲类建筑、乙类建筑、丙类中高层建筑、大跨度建筑、市政及港湾工程的场地土剪切模量比及阻尼应采用实测值。其他位于中心城区、环城四区的建筑、工程设施场地可按本规范附录 V 中表 V.0.1 选取，滨海新区可按本规范附录 V 中表 V.0.2 选取。

16.3 场地反应谱

16.3.1 按设防烈度进行工程抗震设计时，与场地有关的设计地震动参数，应符合本节的规定。

16.3.2 建筑工程及工程设施，位于地震动参数区划图上跨界附近的水平地震动参数，应取其跨区中的较大值。

16.3.3 建筑物和工程设施的地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼确定。

16.3.4 水平地震影响最大值按表 16.3.4 采用，场地基本烈度按《中国地震动参数区划图》GB18306 规定取值。

表 16.3.4 水平地震影响系数最大值

地震影响	7 度	8 度
	0.15g	0.2g
多遇地震	0.12	0.16
罕遇地震	0.72	0.90

16.3.5 甲类建筑、乙类建筑、超限高层建筑、大跨度建筑应根据实测波速资料按 16.2.4 条确定场地特征周期。

16.3.6 采用时程分析法进行抗震计算时，所用地震加速度时程最大值按表 16.3.6 取值。

表 16.3.6 地震加速度时程最大值

地震影响	7 度 (0.15g)	8 度 (0.2g)
多遇地震	55	70
罕遇地震	310	400

16.4 场地稳定性

16.4.1 地面以下 15m 深度范围内地基有饱和粉土时，其不液化条件为：地质年代为第四纪晚更新世(Q_p³)及其以前时；粉土中的黏粒(粒径小于 0.005mm)含量，7 度、8 度分别不小于 10%及 13%。

16.4.2 经初步判别认为，需进一步判别饱和粉土液化时，地面以下 15m 深度范围内，宜采用剪切波速法判别。

16.4.3 甲类建筑、乙类建筑、丙类高层建筑及大跨度建筑、市政及港湾工程等场地粉土的液化判别，一般采用室内试验与现场原位测试方式综合评定。现场原位测试判定液化宜采用剪切波速法。当实测剪切波速值小于按(16.4.3)式计算的临界剪切波速值(V_{scr})时，则判为可液化粉土，否则为不液化粉土。

$$V_{scr} = K_v \left(d_s / d_1 - 0.0133 \left(\frac{d_s}{d_1} \right)^2 \right)^{1/2} \tag{16.4.3}$$

式中：

- d_s ——饱和粉土剪切波速测量点的深度(m)；
- V_{scr} ——饱和粉土临界剪切波速(m/s)；
- K_v ——与烈度、土类有关的经验参数。按表 16.4.3 取值。

表 16.4.3 土类的经验参数

土类	K_v		
	7 度		8 度
	0.10g	0.15g	0.20g
饱和粉土	42	50	60

16.4.4 根据剪切波速法判定为液化的土层，可按式计算地基的液化指数 I_{1E} 。

$$I_{1E} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_s}{V_{scr}} \right) W_i D_i \quad (16.4.4-1)$$

式中：

V_s 、 V_{scr} ——分别为液化土层中第 i 个波速点实测波速值和按公式 (16.4.3) 计算的临界波速值；

n ——一个钻孔内可液化土层中 V_s 实测点数；

D_i ——第 i 个 V_s 实测点所代表的土层厚度(m)；

W_i ——第 i 个 V_s 实测点深度 d_s 与 D_i 上下界面对应的权函数的平均值。

权函数 W_i 按下列计算：

$$W_i = 13 - 0.867z \quad (z \leq 15m) \quad (16.4.4-2)$$

式中： z —— D_i 土层上下界面的平均深度 (m)。

当式(16.4.4-1)中的 $\left(1 - \frac{V_s}{V_{scr}} \right)$ 为负值时取零。

16.4.5 根据液化指数 I ，按表 16.4.5 确定地基的液化等级 C_L 。

表 16.4.5 液化等级 C_L

液化指数	液化程度	液化等级 C_L
$0 < I_{1E} \leq 3$	轻微液化	I
$3 < I_{1E} \leq 5$	中等液化	II
$I_{1E} > 5$	严重液化	III

16.4.6 可液化地基抗液化措施：

1 应避免未经处理的可液化土层作为地基的持力层。

2 根据地基的液化等级,结合工程的具体情况,可按表 16.4.6 的处理原则,选择适当的抗液化措施。

16.4.7 地基范围内存在淤泥、淤泥质土,当设防烈度为 7 度时不考虑软土地基震陷影响。

16.4.8 工程场地范围内分布发震断裂时,应对断裂的工程影响进行评价。当符合下列条件之一者,可不考虑发震断裂对场地、建筑的错动影响。

- 1 设防烈度小于 8 度;
- 2 非全新世活动断裂;
- 3 设防烈度为 8 度时,工程场区的隐伏断裂,土层覆盖厚度大于 60m。

表 16.4.6 液化指数与危害程度及工程处理原则

液化等级 C_L	液化指数 I_{LE}	危害程度	工程处理原则
I	$0 < I_{LE} \leq 3$	液化危害性不大,场地有喷冒,喷冒孔成线状或呈星状分布。喷冒口直径一般不大,但较密。个别未经处理的地基发生轻微沉降。	甲类建筑采取地基抗液化措施。 乙类建筑增加上部结构刚度及措施。 丙类、丁类建筑可不采取措施。
II	$3 < I_{LE} \leq 5$	液化危害性不大,场地喷冒孔分部较密或有较大孔径喷冒孔,有地裂出现,基础发生沉降或不均匀沉降,高重心构造物发生倾斜。	甲类建筑采取地基抗液化措施, 乙类建筑增加上部结构刚度和整体性,地基采取抗液化措施。高重心构造物地基需进行有效的处理。 丙类建筑增加上部结构刚度和整体性,地基采取抗液化措施。 丁类建筑不采取措施。
III	$I_{LE} > 5$	液化危害性很大,喷冒严重,个别地段喷冒持续时间较长。有时伴有较大地裂缝。基础普遍产生下沉或较大的不均匀沉降,地裂通过处建筑物遭到严重破坏。高重心构造物严重倾斜或倾倒。	甲类建筑和高重心构造物,原则上不宜兴建或进行详细工程地质调查,并采取有效的地基处理方法处理,同时上部结构和基础分别增加刚度及整体性。 乙类建筑场地需进行详细的工程地质调查,地基进行有效的处理,增强结构刚度。 丙类建筑增加上部结构刚度和整体性,地基采取抗液化措施。 丁类建筑增加上部结构刚度和整体性。

16.5 地基抗震

16.5.1 天然地基上的下列建筑物，可不进行地基抗震承载力验算：

- 1 建筑抗震设计规范规定可不进行上部结构抗震验算的建筑；
- 2 砌体房屋，多层内框架砖房，底部框架砖房；
- 3 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的一般单层厂房、单层空旷房屋和多层民用框架房屋及与其基础荷载相当的多层框架厂房。

16.5.2 天然地基基础抗震验算时，应采用地震作用效应标准组合，且地基抗震承载力取地基承载力特征值乘以地基抗震承载力调整系数计算。

16.5.3 地基抗震承载力应按下式计算：

$$f_{aE} = \xi_a \cdot f_a \quad (16.5.3-1)$$

式中：

f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力；

f_a ——深宽修正后地基承载力特征值，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 采用；

ξ_a ——地基抗震承载力调整系数。

地基抗震承载力调整系数为：稍密的细、粉砂， $100\text{kPa} \leq f_{aE} < 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土 ξ_a 为 1.1，淤泥、淤泥质土、松散的砂、杂填土 ξ_a 为 1.0。

16.5.4 验算天然地基作用下的竖向承载力时，按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力，应符合下列式中的要求：

$$P \leq f_{aE} \quad (16.5.4-1)$$

$$P_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad (16.5.4-2)$$

式中:

P ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力;

$P_{\max}$ ——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

17 现场检验与监测

17.1 一般规定

17.1.1 现场检验与监测应根据施工不同阶段、不同部位进行，必要时应在施工完成后继续进行监测。检验与监测的内容和要求应根据工程具体实际需要确定。

17.1.2 现场检验与监测应编制检验与监测方案，应明确现场检验与监测的时间和周期，使检验和监测数据能及时、有效地指导设计和施工。

17.1.3 现场检验目的及内容：

- 1 验证勘察成果及设计文件，并根据检验结果，对勘察成果作必要的补充和修正，对于新型成桩工艺、方法应核定其适用性及施工控制指标；

- 2 对施工过程中出现的岩土工程问题提出处理意见；

- 3 对地基处理、桩基础施工、基坑支护、基坑开挖等进行质量控制和技术检验。

17.1.4 现场监测包括下列内容：

- 1 对基础沉降、岩土体的应力、位移和地下水位进行监测；
- 2 对基础、支护结构和支撑结构内力进行监测；
- 3 对施工引起相邻工程设施以及相关周边环境的变化进行监测；

- 4 及时向有关部门通报监测结果，并提出建议，指导信息化

施工。

17.1.5 检验和监测完成后，应提交正式的书面报告和数据、图表、结论或建议。

17.1.6 检验与监测除应符合本规范外，还应符合国家和地方现行有关标准的规定。

17.2 基槽的检验与监测

17.2.1 基槽开挖后应检验下列内容：

- 1 核对基槽位置、平面尺寸、槽底标高是否符合设计文件要求；
- 2 核对基槽的土质和地下水情况是否与勘察报告一致；
- 3 检验基槽底是否有洞穴、古墓、古井、古河道、人防工程及地下敷设物，并查清其位置、深度、性状等；
- 4 遇有下列情况之一时，应在基槽底面进行轻便动力触探(N_{10}) 或进行钎探检验：
 - 1) 持力层土质明显差异或不均匀；
 - 2) 浅部有软弱下卧层；
 - 3) 有浅埋的坑穴、古墓、古井、腐质物等，直接观察难以发现时。

17.2.2 当现场检验结果与勘察报告有较大出入时，应进行补充勘察，提出处理意见。

17.3 基坑与地下工程的检验与监测

17.3.1 基坑工程与地下工程的现场监测应采用仪器监测与巡视

检查相结合的方法。

17.3.2 基坑工程与地下工程监测开始前，委托方应提供下列文件：

- 1 岩土工程勘察报告；
- 2 工程设计图纸及说明；
- 3 施工影响范围内的建(构)筑物的结构、基础形式、建设年代等；
- 4 施工影响范围内的道路、河流（池塘）情况；
- 5 施工影响范围内的地下管线、地下设施，包括管线类型、设施用途等资料；
- 6 其他相关资料。

17.3.3 监测点的布置应满足《建筑基坑工程监测技术规范》GB50497 的要求，具体布设应满足施工要求。

17.3.4 基坑开挖检验内容：

- 1 开挖前检验：
 - 1) 检验支护体系的平面位置、平面尺寸、构件强度等是否与基坑支护设计要求相符；
 - 2) 检验支护结构体系施工产生的地表与周边建（构）筑物的变形；
 - 3) 检验基坑降水系统与地下水位观测系统的设置与相关水位是否符合设计要求。
- 2 开挖过程及支护体系使用阶段检验：
 - 1) 检验开挖深度；
 - 2) 检验基坑内地下水位及基坑的土质情况是否与勘察报告一致，当有较大出入时，应及时向有关部门报告，必要时应进行施工勘察；
 - 3) 检验基坑开挖过程中桩、墙的水平位移，坑底隆起等；

4) 检验支护体系使用过程中地面静荷载、坑外动荷载、止水帷幕的渗漏, 坑外注浆效果及支护体系的变形等。

3 采用内支撑或锚杆时, 应检验支撑或锚杆锚固质量, 待符合设计要求后再进行下层土方开挖。锚固质量检验数量不得少于锚杆总数的 5%, 且不得少于 6 根。

17.3.5 基坑开挖监测内容:

1 基坑开挖监测应从围护结构施工前的初始情况开始, 直到地下结构施工完成及基坑壁回填后终止。

2 基坑开挖监测包括围护结构体系监测和周边环境监测, 根据地基基础设计等级, 监测项目的选择依据《建筑基坑工程监测技术规范》GB50497 的要求进行。

3 基坑体系监测, 根据围护体系选定下列内容:

1) 围护墙(边坡)顶部水平位移和竖向位移, 深度超过 14m 基坑的水平受力构件的竖向位移等;

2) 围护体系裂缝;

3) 围护墙侧向土压力及侧向变形;

4) 围护桩墙、支撑、冠梁及围檩内力, 当深度超过 14m 应加强格构柱内力的监测;

5) 坑底隆起(回弹);

6) 基坑内地下水位、孔隙水压力及是否有管道渗漏、冒水、管涌等现象;

7) 预应力锚杆施工完成后应对锁定的预应力进行监测。

4 周边环境监测:

1) 基坑外地下水位及孔隙水压力监测;

2) 土体深层侧向变形及分层竖向位移;

3) 地表竖向位移及基坑外侧地表裂缝;

4) 邻近建筑物、构筑物、道路、管线等设施的竖向位移、水平位移、倾斜、裂缝等。

17.3.6 基坑监测项目的监控报警值应由设计单位确定。

17.3.7 当出现下列情况时，应加强监测，并及时通知有关部门研究解决：

- 1 大雨、冻融、地震后等因素影响时；
- 2 支护结构和周边环境产生的位移、变形急剧变化时；
- 3 地下管线渗漏、地下水位异常时；
- 4 基坑周边有设计未考虑的大荷载、动荷载时；
- 5 邻近基坑开挖，邻近地下管线、地下工程施工时。

17.3.8 拆除支撑阶段应检验支撑拆除前受力变化情况，以及地下室外墙与桩墙之间回填土的密实度等。

17.3.9 地下水位回复阶段宜检验承压水水头的恢复情况。

17.3.10 盾构施工监测：

1 盾构机掘进施工，应建立完整的施工测量和监控量测系统，以控制隧道位置和地面变形；

2 盾构隧道施工监测工作应包括：隧道上方地表沉降监测、周边建（构）筑物及地表重要设施变形监测、地下管线变形监测和隧道变形监测。

17.3.11 盾构施工时，应进行地面及建（构）筑物跟踪监测，地上地下应同步进行监测。

17.3.12 基坑降水需监测以下内容：

1 对降水井应定时测定地下水位，及时掌握井内地下水位的变化，确保水泵正常运行；

2 在基坑中心或群井干扰最小处及基坑四周，宜布设一定数量的观测井，定时观测地下水位，掌握基坑内、外地下水位的变化；

3 临近基坑的建（构）筑物及各类地下管线应设置沉降观测点，定时观测其沉降，掌握沉降量及变化趋势；

4 排水沟和集水井应设置在地下室基础边线 0.4m 以外，沟底至少比基坑底低 0.3m~0.4m，集水井底比沟底低 0.5m 以上。随基

坑开挖逐步加深，沟底和井底均保持这一深度差。沟、井平面布置和是否砌筑视工程条件酌定；

5 集水明排应重视环境影响。必须调查基坑周围地表水是否可能对基坑边坡产生冲刷、潜蚀作用，必要时宜在基坑外采取截水、封堵、导流等措施。

17.3.13 基准点的设置、监测仪器、方法、限差等，应符合有关测量规程的规定。

17.3.14 对用挡土桩、连续墙或锚杆挡土墙支护的基坑工程，除观测桩（墙）顶水平位移外，必要时应观测桩（墙）的倾斜，垂直位移及锚杆应力等。

17.4 桩基础检验与监测

17.4.1 为设计提供工程桩基承载力依据的试验应在设计前进行，试验应加载到极限。必要时应按设计要求对桩身内力、桩侧阻力和桩端阻力进行测试。

17.4.2 桩基础施工前，应根据设计文件和施工组织设计，现场核查桩的平面布置、数量、类型、尺寸、施工机械、施工工艺及质量控制指标。

17.4.3 桩基础施工前，应进行工艺性试打或试钻，每个场地不得少于 2 根。通过试打或试钻，确定沉桩或成孔的可能性、施工机械、施工工艺以及质量控制指标，并修定相应施工组织设计。

17.4.4 预制桩施工检验与监测：

预制桩施工时，应控制桩尖的设计高程。对变形要求严格的重要建筑物的桩基础，宜采取设计高程与最终贯入度两项指标同时满足设计要求。静力压桩应控制压桩力。每根桩均应有完整的贯入度记录，注明桩的编号、截面尺寸、长度、入土深度、桩位偏差、压

桩力、贯入度、施工机械和施工日期等，并附桩位图，对多节桩接桩采用探伤检测。同一工程抽样检测数量不少于 3 个桩接点。

17.4.5 钻孔灌注桩检验与监测：

1 施工前检验：

- 1) 对混凝土质量的检验包括原材料质量与计量、混凝土配合比、坍落度、混凝土强度等级检验；
- 2) 对钢筋笼的检验应包括钢筋材质、规格、焊条规格、品种、焊口规格、焊缝长度、焊缝外观和质量、钢筋机械连接、主筋和箍筋的制作偏差等，钢筋笼制作允许偏差应符合行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的要求。

2 施工过程的检验：

- 1) 灌注混凝土时，应检验混凝土面标高与导管管口标高控制，检验混凝土灌注量是否符合设计要求；
- 2) 每根桩均应有施工参数记录表，包括钻孔时间、桩端标高、泥浆比重、下放钢筋笼时间，灌注混凝土时间、混凝土量及意外施工情况等；
- 3) 钻孔灌注桩对成孔中心位置、孔深、孔径、垂直度、孔底沉渣厚度进行抽样检验。

17.4.6 后压浆灌注桩检验：

1 施工前应进行注浆试验，确定注浆压力、流量参数、浆液的水灰比；

2 施工时应检验并记录桩端后压浆终止压力和桩侧注浆压力，记录注浆时间、压浆量等，当上述参数不符合设计要求时，应与设计商定；

3 后压浆施工完成后应提供水泥材质检验报告、压力表检定合格证书、压注浆记录、设计工艺参数、特殊情况处理记录等资料；

4 在桩身混凝土强度达到设计要求的条件下，承载力检验应在注浆完成 20d 后进行，浆液中掺入早强剂时可于注浆完成 15d

后进行。

17.4.7 桩基础施工后检验：

- 1 桩位偏差检查；
- 2 工程桩应进行现场承载力和桩身完整性检验，承载力检验最大加载不应小于设计承载力特征值的 2 倍。对水平抗压、抗拔承载力有特殊要求桩基，应进行单桩静载试验；
- 3 单桩竖向抗压、抗拔极限承载力应通过静载荷试验确定，检测数量同条件下应为总桩数 1%，且不应少于 3 根。总数在 50 根以内不应少于 2 根；单桩竖向静载荷试验检验方法见附录 K 的规定；
- 4 单桩水平静载试验应按设计要求进行。当选用单向多循环法时参照附录 L 进行；
- 5 对设计等级为甲、乙级的建筑桩基，可采用高应变动测法检验承载力作为静载检测辅助检测。对于设计等级为丙级的建筑桩基，可直接采用高应变动测法检验桩基承载力。检测数量不宜少于总桩数 5%，且不应少于 5 根；
- 6 桩身质量检测采用低应变方法时，抽检数量不应少于总桩数的 30%，且每承台下不应少于 1 根，检验总数不得少于 20 根。对设计为甲级、地质条件复杂或成桩质量可靠性较低的灌注桩抽检数量不少于 40%，检验总数不得少于 20 根；对桩身截面多变或渐变及长径比大的桩宜结合高应变动测法检验；
- 7 对于大直径桩、超长桩的桩身质量还可采用声波透射法检验。当该检测对桩身质量存在疑义时可采用其它辅助方法进行检验；
- 8 承载力试验桩检测前，桩身混凝土应达到设计强度等级和沉桩土体休止时间，不应小于表 17.4.7 的规定。

表 17.4.7 休止时间表

土的类别	休止时间 (d)
砂土	7
粉土、黏性土	15
饱和软黏土	25

注：对于泥浆护壁灌注桩，宜适当延长休止时间。

17.4.8 地下连续墙的检验：

1 施工前检验：

- 1) 施工前宜进行墙槽成槽试验，确定施工工艺流程，选择操作技术参数；
- 2) 槽段的长度、厚度、深度、倾斜度应符合有关规范和设计要求。

2 施工后检验：

地下连续墙宜采用声波透射法检测墙体质量，检测槽段数宜不少于总槽段数的 20%，且不宜少于 3 个槽段。

3 地连墙具体检测标准可依据天津市地方标准《钻孔灌注桩成孔、地下连续墙成槽检测技术规程》DB 29-112 进行。

17.4.9 根据设计文件提出的要求，对沉桩过程中土体侧移和隆起、超孔隙水压力、桩身应力与变形，以及沉桩对相邻建筑与设施的影响等进行监测。

17.5 建筑物沉降观测

17.5.1 建筑物沉降观测应设置永久性的水准基点，其数量每个区域不应少于 3 点。水准基点应设置在不受地基变形和环境变化影响的适当位置，必须保证观测期间其标高不发生变动。水准基点高程应每三个月复测一次。

17.5.2 沉降观测点的布置应能全面反映建筑物地基变形特征，主要考虑以下因素：

- 1 建筑物的体型、刚度、基础类型和荷载分布；
- 2 地基土质条件及其水平方向的变化；
- 3 可能发生差异沉降的两侧。

17.5.3 沉降观测应使用精密水准仪和与之配套的水准尺。测量精度宜采用Ⅱ级水准测量，视线长度宜为 20~30m。水准测量宜采用闭合法。观测次数、限差以及沉降观测资料整理等应符合《建筑变形测量规范》JGJ 8 规定。

17.5.4 二级岩土工程在基础完工后或地下室完工后开始观测，一级岩土工程应从基础底板施工完成时开始，至建筑物沉降基本稳定(沉降速率 $<1\text{mm}/100\text{d}$)终止。

17.5.5 在观测过程中，如附近地面荷载有增减、基础四周地下大量降水或积水等现象，应及时增加观测次数。观测结果应及时向有关单位报告。

17.5.6 沉降观测结束后，应提交下列成果：

- 1 工程平面位置图及基准点分布图；
- 2 沉降观测点位分布图；
- 3 沉降观测成果表；
- 4 时间—荷载—沉降量曲线图；
- 5 等沉降曲线图；
- 6 沉降观测分析报告。

附录 A 岩土基本变量统计参数的确定方法

A.1 一般规定

A.1.1 进行样本统计分析，首先应按代表性分区，根据工程地质勘察确定的不同地质单元，区分属于不同母体的子样，分别对不同土层的岩土基本变量进行统计。

A.1.2 岩土基本变量应包括物理性指标和力学性指标。

A.1.3 基本变量的概率分布，应根据样本数据和估计的样本特征参数进行不同分布的拟合优度检验，得出合适的分布。除固结系数外，其余物理力学指标可选择为正态分布。黏聚力和内摩擦角应考虑互相关。

A.2 岩土基本变量统计参数的确定方法

A.2.1 岩土基本变量 x 的统计参数根据其样本数据 $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ ，可按下列公式计算：

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{A.2.1-1})$$

$$\sigma_x = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A.2.1-2})$$

$$\delta_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (\text{A.2.1-3})$$

式中:

μ_x ——平均值;

n ——样本试验件数;

x_i ——第 i 个样本数据 ($i=1\sim n$);

σ_x ——标准差;

δ_x ——变异系数。

A.2.2 内摩擦角标准值 φ_k , 黏聚力标准值 c_k , 可按下列规定计算:

1 根据室内 n 组三轴压缩试验的结果, 按 A.2.1 计算变异系数、某一土性指标的试验平均值和标准差;

2 按下列公式计算计算内摩擦角和黏聚力的统计修正系数 ψ_c 、 ψ_φ :

$$\psi_\varphi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta_\varphi \quad (\text{A.2.2-1})$$

$$\psi_c = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta_c \quad (\text{A.2.2-2})$$

式中:

ψ_φ ——内摩擦角的统计修正系数;

ψ_c ——黏聚力的统计修正系数;

δ_φ ——内摩擦角的变异系数;

δ_c ——黏聚力的变异系数。

3 按下列公式计算内摩擦角标准值、黏聚力标准值:

$$\varphi_k = \psi_\varphi \varphi_m \quad (\text{A.2.2-3})$$

$$c_k = \psi_c c_m \quad (\text{A.2.2-4})$$

式中:

φ_m ——内摩擦角的试验平均值;

c_m ——黏聚力的试验平均值。

附录 B 竖向荷载作用下地基承载力系数

表 B 承载力系数 N_γ 、 N_q 、 N_c

$\varphi/^\circ$	N_γ	N_q	N_c	$\varphi/^\circ$	N_γ	N_q	N_c
0	0	1.00	5.14	16	1.43	4.33	11.62
2	0.01	1.20	5.69	18	2.08	5.25	13.09
4	0.04	1.43	6.17	20	2.95	6.4	14.83
6	0.11	1.72	6.82	22	4.13	7.82	16.89
8	0.22	2.06	7.52	24	5.74	9.61	19.33
10	0.39	2.47	8.35	26	7.94	11.83	22.25
12	0.63	2.97	9.29	28	10.94	14.71	25.8
14	0.97	3.58	10.37	30	15.08	18.40	30.15

附录 C 浅层平板载荷试验要点

C.0.1 浅层平板载荷试验适用于天然地基载荷试验，用以测试承压板下应力主要影响范围内的承载力和变形参数，为工程设计提供参数，对工程的质量和效果进行检验。载荷试验的承压板应具有足够的刚度。承压板可用圆形或方形板，承压板面积不应小于 0.25m^2 ，对于软土不应小于 0.5m^2 。受力中心（或形心）应与承压板中心保持一致，并与荷载作用点重合。

C.0.2 试坑要求：试验标高处的试坑尺寸，应不小于荷载板宽度（或直径）的 3 倍。基准梁的支点与荷载板边缘的距离不应小于 1 倍荷载板的宽度。

C.0.3 承压板地面标高应与桩顶设计标高相适应，且承压板底面下宜铺设不厚于 20mm 的粗砂或中砂垫层。

C.0.4 加荷等级可分为 10~12 级，首次加荷为 2 倍荷载分级，以后逐级加载。最大加载量不应小于设计要求地基承载力特征值的 2 倍。

C.0.5 荷载板安放后，应先施加一级荷载预压 30min，卸载至零后，再进行正式载荷试验。

C.0.6 每级加载后，按间隔 15min 测读一次沉降量。人工测读累计一小时后每隔半小时读一次沉降量。当连续两小时内，每小时的沉降量小于 0.1mm，视为稳定，可加下一级荷载。

C.0.7 当出现下列现象之一时可终止试验：

- 1 沉降急剧增大，土被挤出或承压板周围出现明显的隆起；
- 2 天然地基、换填地基的 $s/b \geq 0.06$ ，复合地基的 $s/b \geq 0.10$ （ s 为沉降量， b 为荷载板宽度或直径）；

3 当达不到极限荷载, 而最大加载压力已大于设计要求地基承载力的 2 倍;

4 在某级荷载作用下, 24h 沉降速率不能达到稳定标准。

C.0.8 每级卸载值为加载值的两倍。卸载后隔 30min 测读一次, 读两次后, 隔半小时再读一次, 即可卸下一级荷载。全部卸载后, 隔 3~4h 再测读一次。

C.0.9 天然地基承载力特征值的确定:

1 当 $Q \sim s$ 曲线上有明确的比例界限时, 取该比例界限对应的荷载值;

2 当极限荷载能确定, 且该值小于比例界限的荷载值的 1.5 倍时, 取极限荷载值的一半;

3 不能按照上述两点确定时, 如压板面积为 $0.25 \sim 0.5\text{m}^2$, 可取 $s/b=0.01 \sim 0.015$ 所对应的荷载 (低压缩性土取低值, 高压缩性土取高值)。

C.0.10 地基承载力特征值的确定:

1 当 $Q \sim s$ 曲线上极限荷载能确定, 而其值不小于对应比例界限的 2 倍时, 可取比例界限; 当其值小于对应比例界限的 2 倍时, 可取极限荷载的一半;

2 当 $Q \sim s$ 曲线为缓变型曲线, 复合地基承载力特征值按相对变形确定:

1) 对水泥粉煤灰碎石桩, 可取 s/b 或 s/d 等于 0.01 所对应的压力;

2) 对水泥土搅拌桩或旋喷桩复合地基, 可取 s/b 或 s/d 等于 0.006 所对应的压力;

3) 对其他砂石桩复合地基, 可取 s/b 或 s/d 等于 0.015 所对应的压力;

4) 对有经验的场区, 可按经验确定相对变形值。

按相对变形值确定的承载力特征值不应大于最大加载压力的

一半。

C.0.11 天然地基的同一土层或复合地基的试验点数量均不应少于 3 点，当满足其极差不超过平均值的 30% 时，可取其平均值为复合地基承载力特征值，当极差超过 30% 时，应查明原因，必要时宜增加试验点数。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

附录 D 沉降计算等效深度

表 D 沉降计算等效深度 z_n (m)

b (m)	l (m)	P_0 (kPa)							
		40	60	70	80	90	100	110	130
1	1	1.55	1.62	1.65	1.66	1.67	1.70	1.72	
	2	2.15	2.25	2.28	2.30	2.33	2.34	2.36	2.40
	3	2.48	2.58	2.62	2.66	2.69	2.72	2.74	2.77
	5	2.80	2.75	3.02	3.96	3.09	3.13	3.16	3.21
	≥ 10	3.05	3.30	3.38	3.45	3.50	3.55	3.60	3.67
2	2	2.98	3.12	3.17	3.21	3.24	3.27	3.30	3.34
	4	4.08	4.28	4.36	4.43	4.47	4.51	4.56	4.62
	6	4.63	4.90	4.99	5.06	5.13	5.19	5.25	5.32
	10	5.13	5.52	5.64	5.75	5.83	5.95	5.98	6.09
	≥ 20	5.48	5.98	6.17	6.33	6.46	6.57	6.66	6.83
3	3	4.30	4.53	4.62	4.68	4.74	4.78	4.82	4.89
	6	5.83	6.18	6.31	6.41	6.49	6.57	6.63	6.73
	9	6.58	7.03	7.18	7.31	7.42	7.51	7.60	7.73
	15	7.23	7.83	8.04	8.23	8.36	8.49	8.60	8.79
	≥ 30	7.60	8.38	8.66	8.90	9.12	9.29	9.45	9.72
5	5	6.75	7.18	7.34	7.46	7.57	7.65	7.73	7.87
	10	9.05	9.72	9.95	10.14	10.29	10.44	10.56	10.76
	15	10.08	10.93	11.24	11.48	11.68	11.85	12.00	12.27
	25	10.88	12.00	12.39	12.71	12.99	13.23	13.40	13.79
	≥ 50	11.25	12.58	13.08	13.90	13.88	14.18	14.47	14.95
10	10	12.08	13.12	13.49	13.78	14.02	14.24	14.43	14.73
	20	15.83	17.43	17.99	18.44	18.82	19.16	19.45	19.93
	30	17.28	19.28	20.00	20.56	21.06	21.48	21.85	22.47
	50	18.18	20.63	21.51	22.26	22.89	23.49	23.94	24.76
	≥ 100	18.48	21.77	22.17	23.01	23.80	24.47	25.07	26.11
20	20	20.48	23.02	23.89	24.60	25.20	25.73	26.18	26.95
	40	25.98	29.80	31.13	32.23	33.16	33.97	34.67	35.85
	60	27.65	32.22	33.86	35.21	36.38	37.39	38.27	39.77
	100	28.45	33.60	35.50	37.12	38.53	39.77	40.82	42.75
	≥ 200	28.63	33.78	36.00	37.75	39.28	40.64	41.87	44.00
40	40	31.78	37.85	39.97	41.73	43.20	44.47	45.59	47.46
	80	38.43	47.18	50.31	52.93	55.16	57.09	58.79	61.66
	120	39.85	49.68	53.31	56.39	59.03	61.36	63.42	66.50
	200	40.35	50.75	54.68	58.04	61.00	63.36	65.98	70.16
	≥ 400	40.45	50.98	54.93	58.44	61.49	64.22	66.59	70.56

附录 E 复合地基静载荷试验

E.1 复合地基静载荷试验要点

E.1.1 本试验要点适用于单桩复合地基静载荷试验和多桩复合地基静载荷试验。

E.1.2 复合地基静载荷试验用于测定承压板下应力主要影响范围内复合土层的承载力。复合地基静载荷试验承压板应具有足够刚度。单桩复合地基静载荷试验的承压板可用圆形或方形，面积为一根桩承担的处理面积；多桩复合地基静载荷试验的承压板可用方形或矩形，其尺寸按实际桩数所承担的处理面积确定。单桩复合地基静载荷试验桩的中心（或形心）应与承压板中心保持一致，并与荷载作用点相重合。

E.1.3 试验应在桩顶设计标高进行。承压板底面以下宜铺设粗砂或中砂垫层，垫层厚度可取 100mm~150mm。如采用设计的垫层厚度进行试验，试验承压板的宽度对独立基础和条形基础应采用基础的设计宽度，对大型基础试验有困难时应考虑承压板尺寸和垫层厚度对试验结果的影响。垫层施工的夯填度应满足设计要求。

E.1.4 试验标高处的试坑宽度和长度不应小于承压板尺寸的 3 倍。基准梁及加荷平台支点（或锚桩）宜设在试坑以外，且与承压板边的净距不应小于 2m。

E.1.5 试验前应采取防水和排水措施，防止试验场地地基土含水量变化或地基土扰动，影响试验结果。

E.1.6 加载等级可分为 10~12 级，首次加载值可为分级荷载的 2 倍。测试前为校核试验系统整体工作性能，预压荷载不得大于总加载量的 5%。最大加载压力不应小于设计要求承载力特征值的 2 倍。

E.1.7 每加一级荷载前后均应各读记承压板沉降量一次，以后每 0.5h 读记一次。当 1h 内沉降量小于 0.1mm 时，即可加下一级荷载。

E.1.8 当出现下列现象之一时可终止试验：

- 1 沉降急剧增大，土被挤出或承压板周围出现明显的隆起；
- 2 承压板的累计沉降量已大于其宽度或直径的 6%；
- 3 当达不到极限荷载，而最大加载压力已大于设计要求压力值的 2 倍。

E.1.9 卸载级数可为加载级数的一半，等量进行，每卸一级，间隔 0.5h，读记回弹量，待卸完全部荷载后间隔 3h 读记总回弹量。

E.1.10 复合地基承载力特征值的确定应符合下列规定：

- 1 当压力—沉降曲线上极限荷载能确定，而其值不小于对应比例界限的 2 倍时，可取比例界限；当其值小于对应比例界限的 2 倍时，可取极限荷载的一半；

- 2 当压力—沉降曲线是平缓的光滑曲线时，可按相对变形值确定，并应符合下列规定：

- 1) 对沉管砂石桩、振冲碎石桩和柱锤冲扩桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.01 所对应的压力；
- 2) 对灰土挤密桩、土挤密桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.008 所对应的压力；
- 3) 对水泥粉煤灰碎石桩或夯实水泥土桩复合地基，对以卵石、圆砾、密实粗中砂为主的地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.008 所对应的压力；对以黏性土、粉土为主的地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.01 所对应的压力；
- 4) 对水泥土搅拌桩或旋喷桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.006~0.008 所对应的压力，桩身强度大于 1.0MPa

且桩身质量均匀时可取高值;

- 5) 对有经验的地区,可按当地经验确定相对变形值,但原地基土为高压缩性土层时,相对变形值的最大值不应大于 0.015;
- 6) 复合地基荷载试验,当采用边长或直径大于 2m 的承压板进行试验时, b 或 d 按 2m 计;
- 7) 按相对变形值确定的承载力特征值不应大于最大加载压力的一半。

注: s 为静载荷试验承压板的沉降量; b 和 d 分别为承压板宽度和直径。

E.1.11 试验点的数量不应少于 3 点,当满足其极差不超过平均值的 30% 时,可取其平均值为复合地基承载力特征值。当极差超过平均值的 30% 时,应分析离极差过大的原因,需要时应增加试验数量,并结合工程具体情况确定复合地基承载力特征值。工程验收时应视建筑物结构、基础形式综合评价,对于桩数少于 5 根的独立基础或桩数少于 3 排的条形基础,复合地基承载力特征值应取最低值。

E.2 复合地基增强体单桩静载荷试验要点

E.2.1 本试验要点适用于复合地基增强体单桩竖向抗压静载荷试验。

E.2.2 试验应采用慢速维持荷载法。

E.2.3 试验提供的反力装置可采用锚桩法或堆载法。当采用堆载法加载时应符合下列规定:

- 1 堆载支点施加于地基的压应力不宜超过地基承载力特征值;
- 2 堆载的支墩位置以不对试桩和基准桩的测试产生较大影响

确定,无法避开时应采取有效措施;

- 3 堆载量大时,可利用工程桩作为堆载支点;
- 4 试验反力装置的承重能力应满足试验加载要求。

E.2.4 堆载支点以及试桩、锚桩、基准桩之间的中心距离应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定。

E.2.5 试压前应对桩头进行加固处理,水泥粉煤灰碎石桩等强度高的桩,桩顶宜设置带水平钢筋网片的混凝土桩帽或采用钢护筒桩帽,其混凝土宜提高强度等级和采用早强剂。桩帽高度不宜小于 1 倍桩的直径。

E.2.6 桩帽下复合地基增强体单桩的桩顶标高及地基土标高应与设计标高一致,加固桩头前应凿成平面。

E.2.7 百分表架设位置宜在桩顶标高位置。

E.2.8 开始试验的时间、加载分级、测读沉降量的时间、稳定标准及卸载观测等应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定。

E.2.9 当出现下列条件之一时可终止加载:

- 1 当荷载—沉降($Q-s$)曲线上有可判定极限承载力的陡降段,且桩顶总沉降量超过 40mm;

- 2 $\frac{\Delta s_{n+1}}{\Delta s_n} \geq 2$, 且经 24h 沉降尚未稳定;

- 3 桩身破坏,桩顶变形急剧增大;

- 4 当桩长超过 25m, $Q-s$ 曲线呈缓变形时,桩顶总沉降量大于 60mm~80mm;

- 5 验收检验时,最大加载量不应小于设计单桩承载力特征值的 2 倍。

注: Δs_n ——第 n 级荷载的沉降增量;

Δs_{n+1} ——第 $n+1$ 级荷载的沉降增量。

E.2.10 单桩竖向抗压极限承载力的确定应符合下列规定:

1 作荷载—沉降($Q-s$)曲线和其他辅助分析所需的曲线;
2 曲线陡降段明显时,取相应于陡降段起点的荷载值;
3 当出现本规范第E.2.9条第2款的情况时,取前一级荷载值;
4 $Q-s$ 曲线呈缓变型时,取桩顶总沉降量 s 为 40mm 所对应的荷载值;

5 按上述方法判断有困难时,可结合其他辅助分析方法综合判定;

6 参加统计的试桩,当满足其极差不超过平均值的 30%时,设计可取其平均值为单桩极限承载力;极差超过平均值的 30%时,应分析离极差过大的原因,结合工程具体情况确定单桩极限承载力;需要时应增加试桩数量。工程验收时应视建筑物结构、基础形式综合评价,对于桩数少于 5 根的独立基础或桩数少于 3 排的条形基础,应取最低值。

E.2.11 将单桩极限承载力除以安全系数 2,为单桩承载力特征值。

附录 F 室内水泥土抗压强度试验要点

F.0.1 试验目的

测定水泥土立方体的抗压强度，以确定和校核水泥土配合比，为水泥土搅拌法设计和施工提供参数。

F.0.2 材料选用

1 土料：应是工程现场所要加固的土。土样从现场采取运至实验室，进行风干、碾碎和过孔径 5mm 筛子备用；

2 水泥：应是工程现场拟使用的水泥。水泥不应超过出厂期三个月。试验前应重新测定水泥标号，当满足出厂标号时才可使用；

3 水：采用一般的自来水。

F.0.3 试件制备

1 试模：采用 70.7mm×70.7mm×70.7mm 立方体试模，试模应具有足够的刚度并便于拆装。试模内表面应光滑、平整、相邻面应保持垂直。

2 试件配方

水泥掺入量可按式确定：

$$m_c = \frac{1 + w_1}{1 + w_0} \alpha_H m_0 \quad (\text{F.0.3-1})$$

$$m_H = \left(\frac{w_1 w_0}{1 + w_1} + \mu \alpha_H \right) \frac{1 + w_1}{1 + w_0} m_0 \quad (\text{F.0.3-2})$$

式中：

m_0 ——风干土重量；

m_c ——水泥重量；

m_H ——水重量;

w_1 ——土的天然含水量(%);

w_0 ——风干土的含水量(%);

α_H ——水泥掺入比;

μ ——水灰比。

3 捣实方法:试件可在振动台上捣实。振动台频率应为 3000 ± 200 次/分钟,空载振幅应为 $0.5 \pm 0.1\text{mm}$,负载振幅应为 $0.35 \pm 0.05\text{mm}$ 。

在没有振动台条件时,也可采用人工捣实。捣棒应采用钢质材料制成,直径 10mm ,长度 350mm ,一端应为圆头形。

F.0.4 试件制作成型和养护

1 在制作试件前,将试模组装牢固并清刷干净,在内壁涂一层脱模剂。

2 测试风干的含水量,并根据配比分别称量风干土、水泥和水。

3 将风干土和水泥放在搅拌锅内用搅拌铲人工拌和均匀。然后将水一次性地或分次地均匀喷洒在水泥土上,进行搅和、直至均匀。

4 采用振动台成型时,可先在试模内装入一半水泥土拌和料,在振动台上振动 1 分钟,再装入其余水泥土料,并稍有富余,在振动台上振动 1 分钟。振动时应防止试模在振动台上跳动。

采用人工插捣成型时,水泥土拌和料应分为两层装入试模。每层装料厚度应大致相等。每层插捣时按顺时针方向从边缘向中心均匀进行,同时将试模进行左右前后摇动,直至面上没有气泡出现为止。插捣时捣棒必须保持垂直,不得倾斜,并用抹刀沿试模内壁插入数下,防止产生麻面。捣棒应每层插捣 25 次。插捣底层时,捣棒应达到试模底面,插捣上层时,捣棒应插入下层约 1cm 。

5 振捣或插捣完毕后,刮除试模顶部多余的水泥土,并抹平

表面，盖上塑料布防止水分蒸发，并编号放入标准养护室。

6 试件成型后，根据水泥土的强度决定拆模时间，一般 3 天后可拆模，拆模后称量每一试块重量，然后将试块浸入水中标准养护或将试块放在湿度不小于 90% 的养护室内养护，养护室温度应控制在 $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ 内。

F.0.5 试验

1 压力设备：采用的压力试验机，其示值的相对误差不应大于 2%，量程应能使试件的预估破坏荷载不小于全量程的 20%，也不大于全量程的 80%。

2 试验步骤

- 1) 试件从养护室取出后，应将试件表面擦干称其重量并及时进行试验；
- 2) 把试件放在试验机下压板的中心。试件的承压面应与成型时的顶面垂直。开动试验机，当上压板与试件接近时，调整球座，使其接触均匀；
- 3) 以 10—15 N/s 的速度连续而均匀地加荷。当试件接近破坏而开始迅速变形时，应停止调整试验机油门，直至试件破坏，并记录破坏荷载。

F.0.6 试验结果计算

1 水泥土抗压强度按下式计算

$$f_{\text{cu}} = P/A \quad (\text{F.0.6})$$

式中：

f_{cu} ——试验龄期时水泥土抗压强度(MPa)；

P ——破坏荷载(N)；

A ——试件的承压面积(mm^2)。

2 取 3 个试件测试值的算术平均值作为该组试件的抗压强度值。当单个试件的测试值与平均值之差超过平均值 $\pm 15\%$ 时，该试件测试值应予以剔除，按余下两个试件的测试值计算平均值。剔除后如一组试件不足两个，则该组试验结果无效需重做。

附录 G 水泥土搅拌桩抽芯检测试验要点

G.0.1 抽芯检测目的：对达到设计单位需要龄期时（一般为 28d 或 90d）的水泥土搅拌桩桩身质量，如抗压强度、含灰量、坚硬程度与搅拌均匀性等进行评价。

G.0.2 抽芯检测应采用适宜的钻机、钻具。钻孔芯位置应在桩直径的 1/4 处。

G.0.3 抽芯检测的数量应为总桩数的 1%以上，且每个拟建物场地不得少于 6 根。一般应按比例随机抽取，对成桩质量有异议的区域应重点检测。具体抽检桩位由设计或监理确定。

G.0.4 钻进前应准确测量桩顶标高，检查与测量取芯钻具。钻进过程中应确保取芯孔的垂直度，其误差应小于 1%。钻进压力、转速、给水均应适中。提钻、下钻应慢速均匀。

G.0.5 钻孔直径不应小于 108mm，取芯直径不应小于 100mm。每个回次进尺不应大于 1.0m，总取芯率不应小于 80%。每米深度留取有代表性的芯样一个，芯样应有效密封，防止水分散失，及时送试验室进行抗压强度试验。取芯现场应对全孔进行详细描述。

G.0.6 钻进到桩底时应超过桩长，取出 100-200mm 的原状土，以便与桩身水泥土对比。同时应准确测量桩底标高。

G.0.7 室内试验芯样应为立方体，试样尺寸应为 70.7mm×70.7mm×70.7mm，按一定的应变速率连续均匀加荷，直至试样达到破坏，计算出水泥土试样的立方体抗压强度。试验方法与抗压强度计算可参见附录 F。

G.0.8 水泥土搅拌桩龄期达到设计需要的 28d 或 90d 的抽芯检测结果，应描述每 500mm 段的芯样状况和每 1000mm 段提供一个抗

压强度值，并按以下标准进行桩身质量评定：

I 类：合格。含灰量正常或较多，水泥土搅拌均匀，芯样坚硬，桩长与抗压强度达到或超过设计值；

II 类：基本合格。含灰量正常，水泥土搅拌基本均匀，芯样较硬，桩长符合设计要求，抗压强度不低于设计值的 90%；

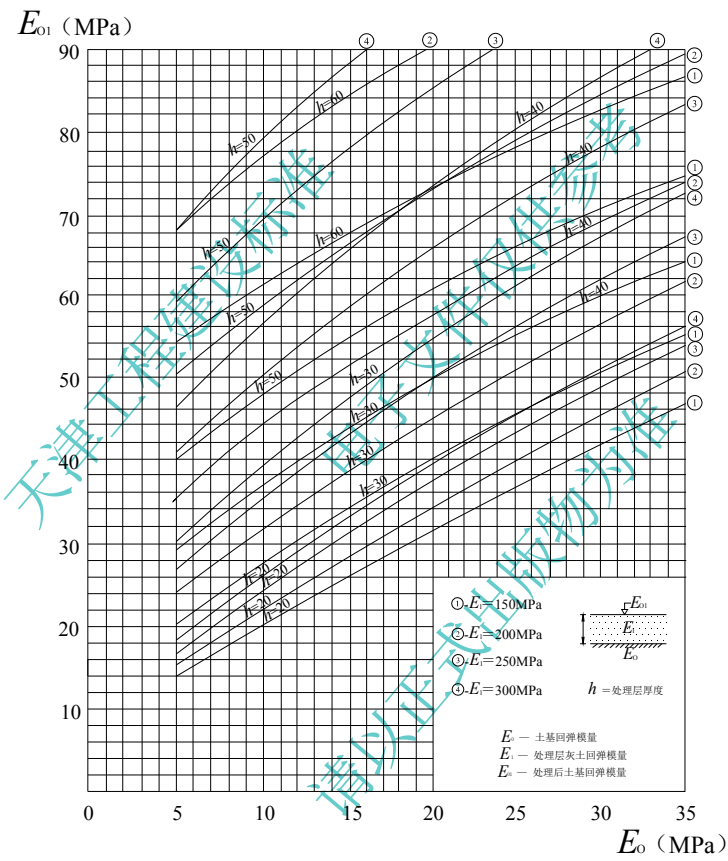
III 类：不合格。含灰量少，水泥土搅拌不均匀，芯样松软，桩长低于设计桩长，抗压强度低于设计值的 90%。

对水泥土抗压强度的判定，应考虑现场抽芯设备、芯样的搬运和整形过程中对试块损坏的因素。

G.0.9 对芯样检测不合格的桩应在其附近加倍进行抽芯检测，以判断是否为个别现象；如仍出现不合格桩，则应查清范围，采取必要的补救措施。

G.0.10 由于水泥桩从上到下搅拌不均，强度值要求也不同，具体评价强度的方法可采用不同深度，不同判别值的要求，具体数值由设计单位提供。

附录 H 石灰土处理层厚度计算图



附录 J 复合配筋预应力混凝土桩配筋表及 承载力计算

J.1 复合配筋预应力混凝土管桩配筋表及承载力计算

J.1.1 PRC 管桩桩身配筋常用参数，参考表 J.1.1。

表 J.1.1 PRC 管桩桩身配筋参数表

规 格	型 号	预应力主筋数 量与直径 (mm)	非预应力主筋 数量与直径 (mm)	非预应力主筋 数量与直径 (mm)
PHC400(95)	A	7Φ9.0	7Φ10	4Φ10
PHC400(95)	AB	7Φ10.7	7Φ10	4Φ10
PHC400(95)	B	10Φ10.7	10Φ10	5Φ10
PHC400(95)	C	13Φ10.7	13Φ10	7Φ10
PHC500(100)	A	11Φ9.0	11Φ12	6Φ12
PHC500(100)	AB	11Φ10.7	11Φ12	6Φ12
PHC500(100)	B	11Φ12.6	11Φ12	6Φ12
PHC500(100)	C	13Φ12.6	13Φ12	7Φ12
PHC500(125)	A	12Φ9.0	12Φ12	6Φ12
PHC500(125)	AB	12Φ10.7	12Φ12	6Φ12
PHC500(125)	B	12Φ12.6	12Φ12	6Φ12
PHC500(125)	C	15Φ12.6	15Φ12	8Φ12
PHC600(110)	A	14Φ9.0	14Φ12	7Φ12
PHC600(110)	AB	14Φ10.7	14Φ12	7Φ12
PHC600(110)	B	14Φ12.6	14Φ12	7Φ12
PHC600(110)	C	17Φ12.6	17Φ12	9Φ12
PHC600(130)	A	16Φ9.0	16Φ12	8Φ12
PHC600(130)	AB	16Φ10.7	16Φ12	8Φ12
PHC600(130)	B	16Φ12.6	16Φ12	8Φ12

续表 J.1.1

规格	型号	预应力主筋数量与直径 (mm)	非预应力主筋数量与直径 (mm)	非预应力主筋数量与直径 (mm)
PHC600(130)	C	20Φ12.6	20Φ12	10Φ12
PHC700(110)	A	12Φ10.7	12Φ12	6Φ12
PHC700(110)	AB	24Φ9.0	24Φ12	12Φ12
PHC700(110)	B	24Φ10.7	24Φ12	12Φ12
PHC700(110)	C	24Φ12.6	24Φ12	12Φ12
PHC700(130)	A	13Φ10.7	13Φ12	7Φ12
PHC700(130)	AB	26Φ9.0	26Φ12	13Φ12
PHC700(130)	B	26Φ10.7	26Φ12	13Φ12
PHC700(130)	C	26Φ12.6	26Φ12	13Φ12
PHC800(110)	A	15Φ10.7	15Φ12	8Φ12
PHC800(110)	AB	15Φ12.6	15Φ12	8Φ12
PHC800(110)	B	30Φ10.7	30Φ12	15Φ12
PHC800(110)	C	30Φ12.6	30Φ12	15Φ12
PHC800(130)	A	16Φ10.7	16Φ12	8Φ12
PHC800(130)	AB	16Φ12.6	16Φ12	8Φ12
PHC800(130)	B	32Φ10.7	32Φ12	16Φ12
PHC800(130)	C	32Φ12.6	32Φ12	16Φ12

J.1.2 复合配筋预应力混凝土管桩桩身正截面受弯承载力按下式计算:

$$M_u = \alpha_1 f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_{py}' A_p D_p \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p D_p \frac{\sin \pi \alpha_t}{2\pi} + f_y A_s D_s \frac{(\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_t)}{2\pi} \quad (J.1.2-1)$$

其中

$$\alpha = \frac{0.55 \sigma_{p0} A_p + 0.45 f_{py} A_p + 0.5 f_y A_s}{\alpha_1 f_c A + f_{py}' A_p + 0.45 (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p + f_y A_s} \quad (J.1.2-2)$$

$$\alpha_t = 0.45(1 - \alpha) \quad (J.1.2-3)$$

式中:

M_u ——管桩极限弯矩 (kN·m);

A ——管桩桩身横截面积 (mm²);

α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力值与混凝土轴心抗压

强度设计值的比值,对 C60 取 $\alpha_1 = 0.98$, C80 取 $\alpha_1 = 0.94$;

A_p ——预应力钢筋面积 (mm^2);

r_1, r_2 ——管桩桩身环形截面内外半径 (m);

D_p ——预应力钢筋中心所在圆周直径 (m);

α ——受压区混凝土面积与全截面面积之比;

α_t ——受拉区纵向预应力钢筋与全部预应力钢筋面积之比;

σ_{p0} ——预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力, (N/mm^2);

f_y ——非预应力钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2);

A_s ——非预应力钢筋面积 (mm^2);

D_s ——非预应力钢筋中心所在圆周直径 (mm);

f_{py} ——预应力钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2);

f'_{py} ——预应力钢筋抗压强度设计值 (N/mm^2);

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2)。

J.1.3 复合配筋预应力混凝土管桩受弯时, 裂缝控制等级取二级, 管桩抗裂弯矩应按下式计算:

$$M_{cr} = (\sigma_{ce} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (\text{J.1.3})$$

式中:

M_{cr} ——按荷载效应的标准组合计算的弯矩值 ($\text{kN}\cdot\text{m}$);

σ_{ce} ——混凝土有效预压应力 (考虑非预应力筋作用) (N/mm^2);

γ ——混凝土离心工艺系数, $\gamma = 1.91$;

f_{tk} ——管桩混凝土抗拉强度标准值 (N/mm^2);

W_0 ——管桩换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩 (mm^3)。

$$W_0 = 2I_0 / D$$

$$I_0 = \pi(r_2^4 - r_1^4) / 4 + [(E_p / E_c) - 1] A_p r_p^2 / 2 + [(E_s / E_c) - 1] A_s r_s^2 / 2$$
 E_p 、 E_s 、 E_c ——分别为预应力筋，非预应力筋和混凝土的弹性模量；

r_p 、 r_s ——分别为预应力筋和非预应力筋中心所在的圆周半径。

J.2 复合配筋预应力混凝土空心方桩配筋表

J.2.1 复合配筋预应力混凝土空心方桩桩身配筋常用参数，参考表 J.2.1。

表 J.2.1 PRC 空心方桩身配筋参数表

规 格	型号	预应力主筋数量与直径 (mm)	非预应力主筋数量与直径 (mm)	非预应力主筋数量与直径 (mm)
PHS350(160)	A	8Φ9.0	8Φ10	4Φ10
PHS350(160)	AB	8Φ10.7	8Φ10	4Φ10
PHS350(160)	B	8Φ12.6	8Φ10	4Φ10
PHS400(210)	A	8Φ10.7	8Φ12	4Φ12
PHS400(210)	AB	8Φ12.6	8Φ12	4Φ12
PHS400(210)	B	12Φ12.6	12Φ12	6Φ12
PHS450(260)	A	12Φ9.0	12Φ12	6Φ12
PHS450(260)	AB	12Φ10.7	12Φ12	6Φ12
PHS450(260)	B	12Φ12.6	12Φ12	6Φ12
PHS500(310)	A	16Φ9.0	16Φ12	8Φ12
PHS500(310)	AB	16Φ10.7	16Φ12	8Φ12
PHS500(310)	B	16Φ12.6	16Φ12	8Φ12
PHS550(350)	A	16Φ9.0	16Φ12	8Φ12
PHS550(350)	AB	20Φ10.7	20Φ12	10Φ12
PHS550(350)	B	20Φ12.6	20Φ12	10Φ12
PHS600(400)	A	20Φ9.0	20Φ12	10Φ12
PHS600(400)	AB	20Φ10.7	20Φ12	10Φ12
PHS600(400)	B	20Φ12.6	20Φ12	10Φ12

J.2.2 复合配筋预应力混凝土空心方桩的抗弯承载力可折算为工字型截面受弯构件计算，参照附录 J.1 执行。

附录 K 单桩竖向静载荷试验要点

K.0.1 单桩竖向静载荷试验的加载方式，应按慢速维持荷载法。

K.0.2 加载反力装置宜采用锚桩，当采用堆载时应符合下列规定：

- 1 堆载加于地基的压应力不宜超过地基承载力特征值。
- 2 堆载的限值应根据其对试桩和对基准桩的影响确定。
- 3 试验反力装置的最大承重能力不应小于预估最大试验荷载的 1.2 倍。

K.0.3 试桩、锚桩（压重平台支座）和基准桩之间的中心距离应符合表 K.0.3 的规定。

表 K.0.3 试桩、锚桩和基准桩之间的中心距离

反力系统	试桩与锚桩(或压重平台支座墩边)	试桩与基准桩	基准桩与锚桩(或压重平台支座墩边)
锚桩横梁反力装置	$\geq 4D$ 且 $> 2.0\text{m}$	$\geq 4D$ 且 $> 2.0\text{m}$	$\geq 4D$ 且 $> 2.0\text{m}$
压重平台反力装置			

注： D ——试桩或锚桩的设计直径，取其较大者。如试桩或锚桩为扩底桩时，试桩与锚桩的中心距不应小于 2 倍扩大端直径。

K.0.4 开始试验的时间：应满足本规范表 17.4.7 中休止时间的规定。

K.0.5 加荷分级不应小于 10 级，每级加载量宜为预估极限荷载的 1/10，首次加荷为 2 倍荷载分级，以后逐级加载。

K.0.6 测读桩沉降量的间隔时间：每级加载后，每第 5、10、15min 时各测读一次，以后每隔 15min 读一次。累计一小时后每隔半小时读一次。

K.0.7 在每级荷载作用下，桩的沉降量连续两次在每小时内小于 0.1mm 时可视为稳定。

K.0.8 符合下列条件之一时，单桩竖向抗压静载试验可终止加载：

1 当荷载~沉降 ($Q \sim S$) 曲线上有可判定极限承载力的陡降段，且桩顶总沉降量超过 40mm；

$$2 \quad \frac{\Delta s_{n+1}}{\Delta s_n} \geq 5 ;$$

$$3 \quad \frac{\Delta s_{n+1}}{\Delta s_n} \geq 2 , \text{ 且经 } 24\text{h} \text{ 未达到稳定；}$$

4 荷载——沉降曲线呈缓变型时，可加载至桩顶总沉降量 60mm~80mm；当桩端阻力尚未充分发挥时，可加载至桩顶累计沉降量超过 80mm；

5 已达设计要求的最大加载量或已达反力装置的最大加载量；

6 锚桩上拔量超过规定值。

注：1 Δs_n ——第 n 级荷载的沉降量； Δs_{n+1} ——第 $n+1$ 级荷载的沉降量；

2 最大加载量不应小于设计荷载的两倍。

K.0.9 符合下列条件之一时，单桩竖向抗拔静载试验可终止加载：

1 在某级荷载作用下，桩顶上拔量大于前一级上拔荷载作用下的上拔量 5 倍；

2 按桩顶上拔量控制，累计桩顶上拔量超过 100mm；

3 按钢筋抗拉强度控制，钢筋应力达到钢筋强度设计值，或某根钢筋拉断；

4 对于工程桩验收检测，达到设计或抗裂要求的最大上拔量或上拔荷载值。

K.0.10 卸载观测：每级卸载值为加载值的两倍。卸载后隔 15min 测读一次，读两次后，隔半小时再读一次，即可卸下一级荷载。全部卸载后，隔 3~4h 再测读一次。

K.0.11 单桩竖向极限承载力应按下列方法确定：

1 作荷载~沉降 ($Q \sim s$) 曲线和其他辅助分析所需的曲线。

对于陡降型曲线:

- 1) 取荷载~沉降 ($Q \sim s$) 曲线上陡降起始点所对应的荷载为极限荷载;
- 2) 取 $s - \lg t$ 曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载为极限荷载。

以上述两点标准综合分析确定极限承载力。

2 对于缓变型曲线:

- 1) 当出现本附录 K.0.8-2, K.0.8-3 的情况, 取前一级荷载值。
- 2) 当满足 K.0.8-4 的终止加载条件时, 可取 $s=40\text{mm}$ 相对应的荷载作为极限承载力。

当桩长大于 40m 时, 宜考虑桩身的弹性压缩。

3 按上述方法判断有困难时, 可结合其它辅助分析方法综合判定。当按上述方法判定桩的竖向抗压承载力未达极限时, 取最大试验荷载作为桩的竖向极限承载力。对桩基沉降有特殊要求者, 应根据具体情况选取。

4 参加统计的试桩, 当满足其极差不超过平均值的 30% 时, 可取其平均值为单桩竖向极限承载力。极差超过平均值的 30% 时, 应分析极差过大的原因, 结合工程具体情况, 综合确定其极限承载力统计值, 必要时可增加试桩数量。

5 对桩数为 3 根及 3 根以下的柱下承台, 取最小值为桩的极限承载力。

6 将单桩竖向抗压极限承载力统计值除以 2(安全系数), 为单桩竖向抗压承载力特征值 R_a 。

K.0.12 单桩竖向抗拔极限承载力应按下列方法确定:

- 1 根据上拔量随荷载变化的特征确定: 对陡变型上拔荷载—桩顶上拔量 ($U-\delta$) 曲线, 应取陡升起始点对应的荷载值;
- 2 根据上拔量随时间变化的特征确定: 应取 $\delta - \lg t$ 曲线斜率明显变陡或曲线尾部明显弯曲的前一级荷载值;

- 3 当在某级荷载下抗拔钢筋断裂时，应取前一级荷载值；
- 4 当均未出现以上条款情况时，应取设计要求最大上拔量控制值对应的荷载，施加的最大荷载，或钢筋应力达到设计强度值时对应的荷载。

K.0.13 单桩竖向抗拔承载力特征值应按单桩竖向抗拔承载力的一半取值。当工程桩不允许带裂缝工作时，应取桩身开裂的前一级荷载作为单桩竖向抗拔承载力特征值，并与按极限荷载一半取值确定的承载力特征值相比，取低值。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

附录 L 单桩水平载荷试验要点

L.0.1 单桩水平静载荷试验宜采用多循环加卸载试验法，当需要测量桩身应力或应变时宜采用慢速维持荷载法。

L.0.2 施加水平作用力的作用线宜与实际工程承台底面标高一致。试桩的竖向垂直度偏差不宜大于 1%。

L.0.3 采用千斤顶顶推或采用牵引法施加水平力，力作用点与试桩接触处宜安设球形铰，并要求千斤顶作用力能水平通过桩身轴线。

L.0.4 桩的水平位移宜采用位移传感器或大量程百分表测量，在力作用水平面试桩两侧应对称安装两个百分表或位移传感器。

L.0.5 固定百分表的基准桩应设置在试桩及反力结构影响范围以外。当基准桩设置在与加荷轴线垂直方向上，净距可适当减小，但不宜小于 2m。

L.0.6 采用顶推法时，反力结构与试桩之间净距不宜小于 3 倍试桩直径，采用牵引法时不宜小于 10 倍试桩直径。

L.0.7 多循环加载时，荷载分级宜取设计或预估极限水平承载力的 1/10~1/15。每级荷载施加后，维持恒载 4min 测读水平位移，然后卸载至零，停 2min 测读水平残余位移，至此完成一个加卸载循环，如此循环 5 次即完成一级荷载的试验观测。试验不得中途停歇。

L.0.8 慢速维持荷载法的加卸载分级、试验方法及稳定标准应符合本规范附录第 K.0.5 条、第 K.0.6 条、第 K.0.7 条的规定。

L.0.9 当出现下列情况之一时，可终止加载：

- 1 在恒定荷载作用下，水平位移急剧增加；
- 2 水平位移超过 30mm~40mm，或达到设计要求的水平位移

允许值;

3 桩身折断。

L.0.10 单桩水平极限荷载 H_u 可按下列方法综合确定:

1 取水平力—时间—位移(H_0 - t - X_0)曲线明显陡变的前一级荷载为极限荷载(图 L.0.10-1);慢速维持荷载法取 H_0 - X_0 曲线产生明显陡变的起始点对应的荷载为极限荷载;

2 取水平力—位移梯度(H_0 - $\Delta X_0/\Delta H_0$)曲线第二直线段终点对应的荷载为极限荷载(图 L.0.10-2);

3 取桩身折断的前一级荷载为极限荷载;

4 按上述方法判断有困难时,可结合其它辅助分析方法综合判定;

5 极限承载力统计取值方法应符合本规范附录 K 第 K.0.10 条的有关规定。

L.0.11 单桩水平承载力特征值应按以下方法综合确定:

1 参加统计的试桩,当满足其极差不超过平均值的 30% 时,可取其平均值为单桩水平极限荷载统计值。极差超过平均值的 30% 时,宜增加试桩数量并分析极差过大的原因,结合工程具体情况确定单桩水平极限荷载统计值。

2 当桩身不允许裂缝时,取水平临界荷载统计值的 0.8 倍为单桩水平承载力特征值;

3 当桩身允许裂缝时,将单桩水平极限荷载统计值除以安全系数 2,为单桩水平承载力特征值,且桩身裂缝宽度应满足相关规范要求。

单桩水平临界荷载 H_{cr} 可取 H_0 - $\Delta X_0/\Delta H_0$ 曲线第一直线段终点或 H_0 - σ_g 曲线第一拐点所对应的荷载(图 L.0.10-2)。

L.0.12 从成桩到开始试验的间隔时间应符合本规范表 17.4.7 的规定。

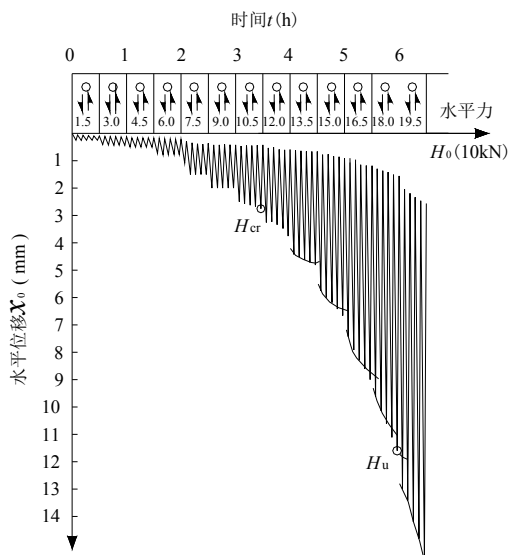
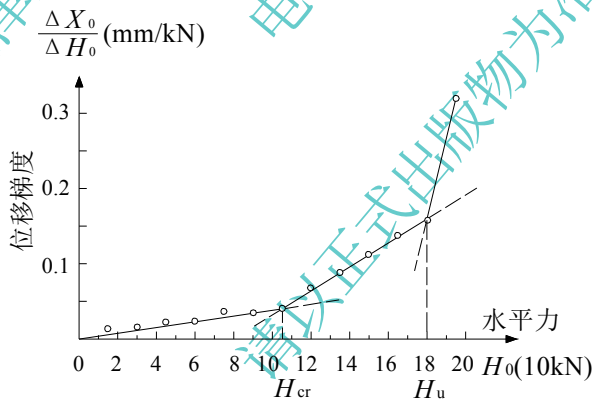


图 L.0.10-1 H_0-t-X_0 曲线图



L.0.10-2 $H_0-\Delta X_0/\Delta H_0$ 曲线

附录 M 矩形支护桩配筋表

M.0.1 先张法预应力高强混凝土矩形支护桩桩身配筋参数，参考表 M.0.1。

表 M.0.1 先张法预应力高强混凝土矩形支护桩桩身配筋参数表

规 格			型号	预应力主筋数量与直径 (mm)	箍筋直径 (mm)
宽度 (mm)	高度 (mm)	内径 (mm)			
375	500	210	I	12Φ7.1	Φ ^b 5
375	500	210	II	12Φ9.0	Φ ^b 5
375	500	210	III	12Φ10.7	Φ ^b 5
375	500	210	IV	12Φ12.6	Φ ^b 5
450	600	260	I	14Φ7.1	Φ ^b 5
450	600	260	II	14Φ9.0	Φ ^b 5
450	600	260	III	14Φ10.7	Φ ^b 5
450	600	260	IV	14Φ12.6	Φ ^b 5
525	700	300	I	18Φ7.1	Φ ^b 6
525	700	300	II	18Φ9.0	Φ ^b 6
525	700	300	III	18Φ10.7	Φ ^b 6
525	700	300	IV	18Φ12.6	Φ ^b 6

注：可根据工程需要适当增减钢筋的配置以满足设计要求。

M.0.2 复合配筋预应力高强混凝土矩形支护桩桩身配筋参数，参考表 M.0.2。

表 M.0.2 复合配筋预应力高强混凝土矩形支护桩桩身配筋参数表

规 格			型号	预应力主筋数量与直径 (mm)	非预应力主筋数量与直径 (mm)	箍筋直径 (mm)
宽度 (mm)	高度 (mm)	内径 (mm)				
375	500	210	I	12Φ12.6	6Φ12	Φ ^b 5
375	500	210	II	12Φ12.6	6Φ14	Φ ^b 5
450	600	260	I	14Φ12.6	8Φ14	Φ ^b 5
450	600	260	II	14Φ12.6	8Φ16	Φ ^b 5
525	700	300	I	18Φ12.6	8Φ16	Φ ^b 6
525	700	300	II	18Φ12.6	8Φ18	Φ ^b 6

注：可根据工程需要适当增减钢筋的配置以满足设计要求。

附录 N 基坑支护结构计算要点

N.1 悬臂桩倾覆稳定计算

N.1.1 悬臂支护桩在坑内外水、土压力作用下，对 O 点取距的倾覆作用（图 N.1.1），应满足下式规定：

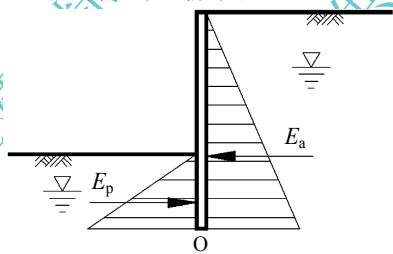


图 N.1.1 悬臂支护倾覆稳定验算示意图

$$K_t = \frac{\sum M_{E_p}}{\sum M_{E_a}} \quad (\text{N.1.1})$$

式中：

$\sum M_{E_p}$ ——主动区倾覆作用力矩总和；

$\sum M_{E_a}$ ——被动区抗倾覆作用力矩总和；

K_t ——支挡式悬臂支护抗倾覆稳定安全系数，取
 $K_t \geq 1.30$ 。

N.2 带支撑桩的倾覆稳定计算

N.2.1 最下一道支撑点以下支护桩在坑内外水、土压力作用下，对 O 点取距的倾覆作用（图 N.2.1）应满足下式规定：

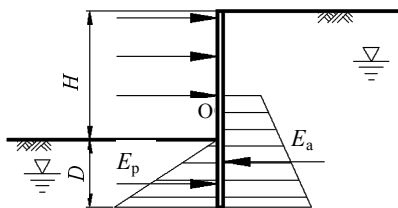


图 N.2.1 带支撑桩倾覆稳定验算示意图

$$K_t = \frac{\sum M_{E_p}}{\sum M_{E_a}} \quad (\text{N.2.1})$$

式中：

$\sum M_{E_p}$ ——主动区倾覆作用力矩总和；

$\sum M_{E_a}$ ——被动区抗倾覆作用力矩总和；

K_t ——带支撑支挡式支护抗倾覆稳定安全系数，取 $K_t \geq 1.30$ 。

N.3 隆起稳定计算

N.3.1 对于支护桩底为软土（ $\phi = 0$ ）的基坑，其隆起稳定应按照如下方法计算：

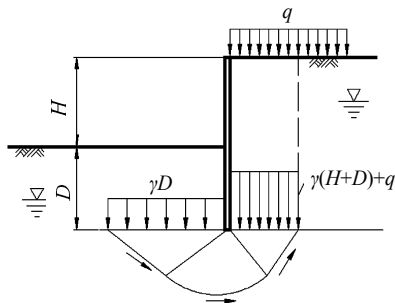


图 N.3.1-1 隆起稳定验算示意图

1、基坑底部土体的强度稳定性 (图 N.3.1) 应满足下式规定:

$$K_D = \frac{N_c \tau_0 + \gamma D}{\gamma(H+D)+q} \quad (\text{N.3.1-1})$$

式中:

N_c ——承载力系数, $N_c = 5.14$;

τ_0 ——由十字板试验确定的总强度 (kPa);

γ ——土的重度 (kN/m^3);

K_D ——入土深度底部土抗隆起稳定安全系数, 取 $K_D \geq 1.60$;

D ——支护结构入土深度 (m);

H ——基坑开挖深度 (m);

q ——地面荷载 (kPa)。

2、基坑底部土体的强度稳定性 (图 N.3.2) 应满足下式规定:

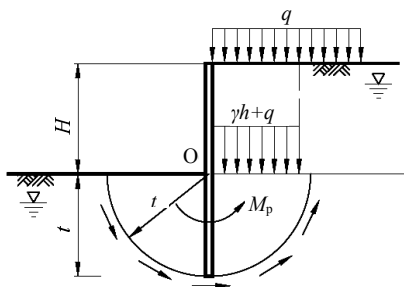


图 N.3.1-2 隆起稳定验算示意图

$$K_D = \frac{M_p + \int_0^\pi \tau_0 (td\theta)}{(q + \gamma H) D^2 / 2} \quad (\text{N.3.1-2})$$

式中:

M_p ——支护桩、墙横截面抗弯强度标准值 (kN·m);

K_D ——基坑底部处土抗隆起稳定安全系数, 取 $K_D \geq 1.40$ 。

N.4 整体稳定计算

N.4.1 按圆弧滑动面法, 验算基坑整体稳定性 (图 N.4.1), 应满足下式规定:

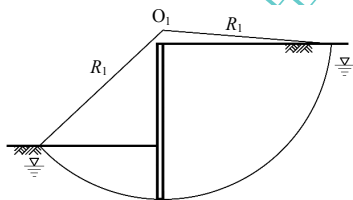


图 N.4.1 基坑整体稳定性验算示意图

$$K_R = \frac{M_R}{M_S} \quad (\text{N.4.1})$$

式中:

M_S 、 M_R ——分别为对于危险滑弧面上滑动力矩和抗滑力矩;

K_R ——整体稳定安全系数, 取 $K_R \geq 1.30$ 。

N.5 基坑抗渗流稳定性计算

N.5.1 当上部为不透水层, 坑底下某深度处有承压水层时, 基坑底抗渗流稳定性可按下式验算 (图 N.5.1)。

$$\frac{\gamma_m(t + \Delta t)}{p_w} \geq 1.1 \quad (\text{N.5.1})$$

式中:

γ_m ——透水层以上土的饱和重度 (kN/m^3);

$t + \Delta t$ ——透水层顶面距基坑底面的深度 (m);

P_w ——含水层水压力 (kPa)。

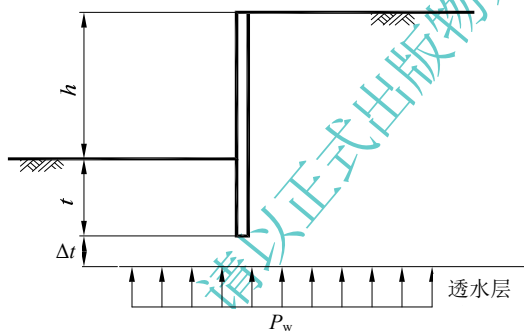


图 N.5.1 基坑底抗渗流稳定验算示意图

N.5.2 当基坑内外存在水头差时，粉土和砂土应进行抗渗稳定性验算，渗流的水力梯度不应超过临界水力梯度。

N.6 侧向弹性地基抗力法的计算要点

N.6.1 侧向弹性地基抗力法（图 N.6.1）计算支挡式支护结构，采用竖向弹性地基梁的基床系数法计算。

N.6.2 基坑开挖引起的作用在支护结构上的侧压力按本章的有关规定计算，开挖面以上的侧压力一般可按主动土压力计算，基坑底以下的侧压力，可取与开挖面处相等的矩形分布。

N.6.3 基坑开挖面下的水平向基床系数的分布采用 m 法，一般取开挖面处为零，以下按三角形分布，其沿深度增加的比例系数“ m ”取决于开挖面以下土的性质以及基坑开挖对土体强度的影响等因素，宜通过试验确定，也可采用地区经验值。

N.6.4 坑内开挖面以上的内支撑（拉锚）以弹性支座模拟。计算中应考虑支撑（拉锚）的位移，刚度及施工工况等对变形和内力的影响。

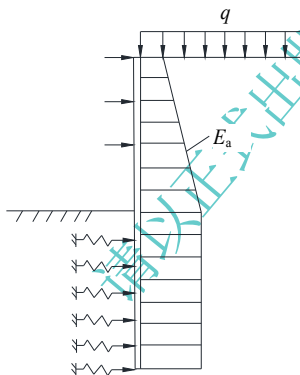


图 N.6.1 侧向弹性地基抗力法的计算要点

N.7 锚杆试验要点

N.7.1 锚杆基本试验要点为：

- 1 任何一种新型锚杆或已有锚杆用于未曾应用过的土层时，必须进行基本试验。
- 2 基本试验锚杆不应少于 3 根，用于基本试验的锚杆参数、材料及施工工艺必须和工程锚杆相同。
- 3 最大试验荷载 ($Q_{\max}$) 不应超过钢绞线、钢筋强度标准值的 0.8 倍。
- 4 砂质土、硬黏土中锚杆基本试验加荷等级与测读锚头位移应遵守下列规定：

表 N.7.1-1 砂质土中锚杆基本试验加荷等级与观测时间

加荷 增量 ($A \cdot f_{pt}\%$)	初始循环	—	—	—	10	—	—	10
	第一循环	10	—	—	30	—	—	10
	第二循环	10	20	30	40	30	20	10
	第三循环	10	30	40	50	40	30	10
	第四循环	10	30	50	60	50	30	10
	第五循环	10	30	50	70	50	30	10
	第六循环	10	30	60	80	60	30	10
观测时间/min		5	5	5	10	5	5	5

表 N.7.1-2 一般黏性土中锚杆基本试验各加荷等级的观测时间表

加荷 增量 ($A \cdot f_{pt}\%$)	初始 荷载	第一级	第二级	第三级	第四级	第五级	第六级
	10	30	40	50	60	70	80
观测时 间/min	15	15	15	30	120	30	120

- 1) 采用循环加荷，初始荷载宜取 $A \cdot f_{pt}$ 的 1/10-1/15。每级加荷增量宜取 $A \cdot f_{pt}$ 的 1/10~1/15。
- 2) 砂质土中锚杆加荷等级与观测时间见表 N.7.1-1。
- 3) 在每级加荷等级观测时间内，测读锚头位移不应少于 3 次。

- 4) 在每级加荷等级观测时间内, 锚头位移量不大于 0.1mm 时, 可施加下一级荷载, 否则要延长观测时间, 直到锚头位移增量 $2.0h$ 小于 2.0mm 时, 再施加下一级荷载。

5 一般黏性土中锚杆基本试验加荷等级与测定锚头位移应遵守下列规定:

- 1) 初始荷载宜取 $A \cdot f_{pt}$ 的 0.1 倍, 每级加荷增量宜取 $A \cdot f_{pt}$ 的 $1/10$ - $1/15$ 。加荷等级为 $A \cdot f_{pt}$ 的 0.5 和 0.7 倍时, 采用循环加荷。循环加荷分级与观测时间同表 N.6.1-1。
- 2) 锚杆各加荷等级的观测时间见表 N.6.1-2。
- 3) 在每级加荷等级观测时间内, 测读锚头位移不少于 3 次。
- 4) 荷载等级小于 $A \cdot f_{pt}$ 的 50% 时每分钟加荷不宜大于 20kN , 荷载等级大于 $A \cdot f_{pt}$ 的 50% 时, 每分钟加荷不宜大于 10kN 。
- 5) 加荷等级为 $A \cdot f_{pt}$ 的 0.6 和 0.8 倍时, 锚头位移增量在观测时间内 $2h$ 小于 2.0mm , 才能施加下一级荷载。

6 锚杆破坏标准:

- 1) 后一级荷载产生的锚头位移增量达到或超过前一级荷载产生位移增量的 2 倍;
- 2) 锚头总位移不收敛;
- 3) 锚头总位移超过设计允许位移值。

7 试验报告应绘制锚杆荷载-位移 ($Q-s$) 曲线, 锚杆荷载-弹性位移 ($Q-s_e$) 曲线, 锚杆荷载-塑性位移 ($Q-s_p$) 曲线。

8 基本试验所得的总弹性位移应超过自由段长度理论弹性伸长的 80% , 且小于自由段长度与 $1/2$ 锚固段长度之和的理论弹性伸长。

9 锚杆的极限承载力为锚杆破坏前一级荷载的 95% 。

N.7.2 验收试验要点:

1 验收试验锚杆的数量不宜少于工程锚杆总数的 5%，且不得少于 3 根。

2 最大试验荷载为锚杆设计轴向拉力值的 1.2 倍且不超过预应力筋 $A \cdot f_{pt}$ 值的 0.8 倍。

3 验收试验对锚杆施加荷载与测读锚头位移应遵守以下规定：

- 1) 初始荷载宜取锚杆设计轴向拉力值的 0.1 倍；
- 2) 加荷等级与各等级荷载观测时间应满足表 N.7.2 中的规定；
- 3) 每级加荷等级观测时间内，测读锚头位移不应少于 3 次；
- 4) 最大试验荷载观测 15min 后，卸荷至 $0.1N_t$ 量测位移，然后加荷至锁定荷载锁定。

表 N.7.2 验收试验锚杆的加荷等级与观测时间表

加荷等级	观测时间/min
$Q_1=0.10N_t$	5
$Q_2=0.25N_t$	5
$Q_3=0.50N_t$	5
$Q_4=0.75N_t$	10
$Q_5=1.00N_t$	10

4 试验结果制成锚杆验收试验图，锚杆验收标准：

- 1) 验收试验所得的总弹性位移应超过自由段长度理论弹性伸长的 80%，且小于自由段长度与 1/2 锚固段长度之和的理论弹性伸长；
- 2) 在最大试验荷载作用下，锚头位移趋于稳定。

附录 P 自由变形的弹性均质圆环内力计算

P.0.1 该方法假定圆形衬砌在土体中为自由变形的弹性均质圆环，荷载计算图示如 P.0.1-1，自由变形圆环内力求解采用弹性中心法，取力学模型的基本结构如图 P.0.1-2，根据弹性中心处的相对角变位和相对水平位移为零的条件，列出立法方程，求出多余未知力，再根据多余未知力求在圆环任意截面上的内力。

建立的力法方程为：

$$\begin{aligned}\delta_{11}\chi_1 + \Delta_{1P} &= 0 \\ \delta_{22}\chi_2 + \Delta_{2P} &= 0\end{aligned}\quad (\text{P.0.1-1})$$

其中： δ_{11} 、 δ_{22} 、 Δ_{1P} 、 Δ_{2P} 分别为：

$$\begin{aligned}\delta_{11} &= \frac{1}{EI} \int_0^\pi \overline{M_1^2} R d\varphi; & \delta_{22} &= \frac{1}{EI} \int_0^\pi \overline{M_2^2} R d\varphi \\ \Delta_{1P} &= \frac{1}{EI} \int_0^\pi \overline{M_1} M_P R d\varphi; & \Delta_{2P} &= \frac{R^2}{EI} \int_0^\pi \overline{M_2} M_P d\varphi;\end{aligned}$$

由 (P.0.1-1) 式可得：

$$\begin{aligned}\chi_1 &= -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} & \chi_2 &= -\frac{\Delta_{2P}}{\delta_{22}}\end{aligned}\quad (\text{P.0.1-2})$$

$$q_r = Kg(1 - \frac{\sin \theta}{\sin 45^\circ})$$

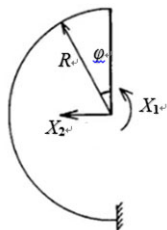
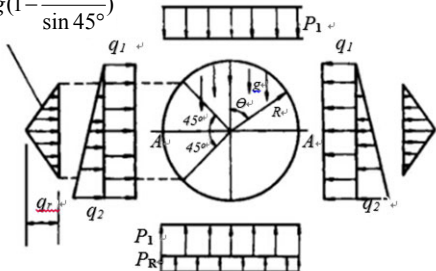


图 P.0.1-1 荷载计算示意图

图 P.0.1-2 力学模型的基本结构图

上述公式中， $\overline{M_1}$ 、 $\overline{M_2}$ 为基本结构在单位荷载作用下的弯矩； M_p 为基本结构在荷载作用下的弯矩。

则任意截面的内力为：

$$M_\varphi = \overline{M_1} \cdot \chi_1 + \overline{M_2} \cdot \chi_2 + M_p = \chi_1 - \chi_2 R \cos \varphi + M_p \quad (\text{P.0.1-3})$$

$$N_\varphi = \overline{N_1} \cdot \chi_1 + \overline{N_2} \cdot \chi_2 + N_p = \chi_2 \cos \varphi + N_p \quad (\text{P.0.1-4})$$

附录 Q 顶管允许顶力计算方法

Q.0.1 当 $0 < Z_1 \leq t_0$ 时, 预制管节接触面有脱离情况下最大允许顶力应按下式计算:

$$P_{d0} = \frac{2\phi_1\phi_2\phi_3}{\gamma_{Qd}\phi_5} \left[\int_{-\frac{D_1}{2}}^{\frac{D_1}{2}+t_0} f \cdot \frac{Z_1 - \frac{D_1}{2} + x}{Z_1 - D_1} \cdot \sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} dx + \left[\int_{-\frac{D_1}{2}}^{\frac{D_1}{2}+t_0} f \cdot \frac{Z_1 - \frac{D_1}{2} + x}{Z_1 - D_1} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} - \sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} \right] dx + \int_{\frac{D_1}{2}}^{\frac{D_1}{2}+t_0} f \cdot \frac{Z_1 - \frac{D_1}{2} + x}{Z_1 - D_1} \cdot \sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} dx \right] \right]$$

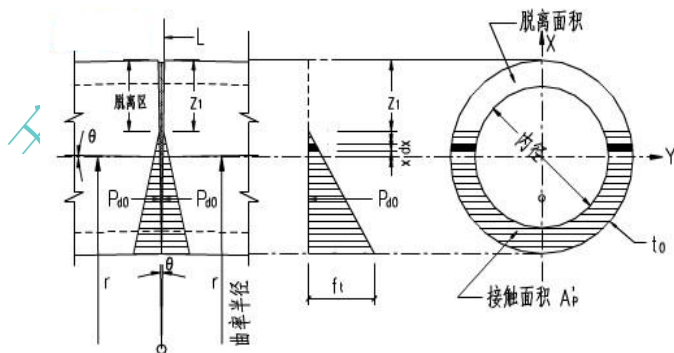


图 Q.0.1 接触面受力示意图

Q.0.2 当 $t_0 < Z_1 \leq D_1 - t_0$ 时, 预制管节接触面有脱离情况下最大允许顶力应按下式计算:

$$P_{d0} = \frac{2\phi\phi_2\phi_3}{\gamma_{Qd}\phi_5} \left[\int_{\frac{D_1}{2} - \frac{D_1}{2} + t_0}^{\frac{D_1}{2} - Z_1} f \cdot \frac{Z_1 - \frac{D_1}{2} + x}{Z_1 - D_1} \cdot \sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} dx \dots \right. \quad (Q.0.2)$$

$$\left. + \left[\int_{\frac{D_1}{2} - \frac{D_1}{2} + t_0}^{\frac{D_1}{2} - Z_1} f \cdot \frac{Z_1 - \frac{D_1}{2} + x}{Z_1 - D_1} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} - \sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} \right] dx \right] \right]$$

式中： f ——预制管节顶管管材受压强度设计值。

附录 R 挡土墙土压力计算

R.0.1 当挡土结构在离开土体的方向位移时，土压力按主动土压力计算，见图 R.0.1。

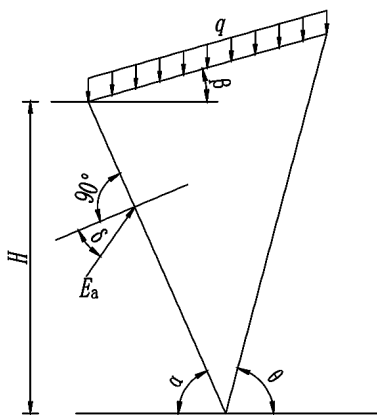


图 R.0.1 主动土压力计算简图

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (\text{R.0.1-1})$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)} \right]} \quad (\text{R.0.1-2})$$

式中：

E_a ——主动土压力 (kN)；

γ ——土的重度 (kN/m^3)；地下水位以下取土的浮重度

(kN/m³);

K_a ——主动土压力系数;

α ——墙背的倾斜角, 即墙背与垂直线的夹角(°);

β ——填土面与水平线的夹角;

δ ——土与墙背间的摩擦角, 与填土性质, 墙背粗糙程度, 排水条件, 填土表面轮廓及有无超载等有关, 应由试验确定。一般情况下可取下列数值:

墙背平滑且排水不良时, $\delta = (0 \sim \frac{1}{3})\varphi$

墙背粗糙且排水不良时, $\delta = (\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2})\varphi$

墙背很粗糙且排水良好时, $\delta = (\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3})\varphi$

当墙背垂直($\alpha=90^\circ$)墙表面平滑($\delta=0$), 填土表面水平($\beta=0$), 且与墙齐高时, 主动土压力系数按 $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ 。

主动土压力按式(R.0.1-3)计算:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (\text{R.0.1-3})$$

式中: φ ——土的内摩擦角(°)。对黏性土可将其黏聚力 $c(\text{kPa})$ 和内摩擦角(°)折算成等效内摩擦角(°)进行计算。

等效内摩擦角的换算方法, 市政工程设计中, 可采用抗剪强度相等的原理计算等效内摩擦角。当填土较高时, 应分层计算等效内摩擦角。

抗剪强度相等原理等效内摩擦角计算公式如下:

$$\varphi_c = \arctan(\tan \varphi + \frac{c}{\sigma}) \quad (\text{R.0.1-4})$$

式中:

φ_c ——等效内摩擦角 ($^{\circ}$);

c ——黏性土黏聚力 (kPa);

φ ——黏性土内摩擦角 ($^{\circ}$);

σ ——等值法向应力 (kPa), 即处于极限平衡状态土体滑动破裂面上平均法向应力。

计算时可用土压力合力作用点处的自重应力来代替, 即:

$$\sigma = \frac{2}{3} \gamma H$$

γ ——土重度 (kN/m^3);

H ——墙背 (填土) 高度 (m)。

R.0.2 当挡土结构在不动的情况下, 土体处于稳定状态, 土压力按静止土压力计算

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_0 \quad (\text{R.0.2-1})$$

式中:

E_0 ——静止土压力 (kN);

K_0 ——静止土压力系数, 由试验求得或采用经验数据。当土的有效内摩擦角指标为 φ' 时, 亦可按下式计算:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (\text{R.0.2-2})$$

R.0.3 当挡土结构在向土体方向位移时, 土压力按被动土压力计算, 被动土压力按 (R.0.3-1) 公式计算。

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (\text{R.0.3-1})$$

式中:

E_p ——被动土压力 (kN);

K_p ——被动土压力系数。

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]} \quad (\text{R.0.3-2})$$

当墙背垂直 ($\alpha=90^\circ$) 墙背平滑 ($\delta=0$) 填土表面水平 ($\beta=0$) 且与墙齐高时, 被动土压力系数按:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{R.0.3-3})$$

当挡土结构在向土体的方向位移时, 土压力一般小于被动土压力, 如按照被动土压力计算时, 则需根据挡土结构的刚度, 变形大小等, 并根据经验进行调整。

R.0.4 回填土的物理力学指标, 宜用固结快剪试验确定。当用建筑垃圾作回填土时, 可取内摩擦角 $\varphi=30^\circ$, 黏聚力 $c=0$ 进行计算。

R.0.5 地下水位以下的构筑物, 无渗流时, 水压力按静水压力计算。存在渗流时, 应计算渗透压力, 同时应验算土体的抗渗稳定性。

附录 S 地基承载力系数表

表 S.0.1 承载力系数 N_c

ϕ \ $\tan\delta'$ N_c	$\tan\delta'=0$	$\tan\delta'=0.1$	$\tan\delta'=0.2$	$\tan\delta'=0.3$	$\tan\delta'=0.4$
2°	5.632				
4°	6.185				
6°	6.813	3.581			
8°	7.527	5.202			
10°	8.345	6.254			
12°	9.285	7.244	4.091		
14°	10.37	8.281	5.573		
16°	11.631	9.42	6.789		
18°	13.104	10.706	8.009	4.751	
20°	14.835	12.182	9.323	6.227	
22°	16.883	13.9	10.79	7.616	3.652
24°	19.324	15.919	12.469	9.085	5.633
26°	22.254	18.317	14.424	10.719	7.194
28°	25.803	21.192	16.731	12.59	8.811
30°	30.14	24.672	19.488	14.779	10.606
32°	35.49	28.972	22.822	17.381	12.671
34°	42.164	34.187	26.9	20.52	15.106
36°	50.585	40.765	31.949	24.358	18.031
38°	61.352	49.094	38.278	29.116	21.604
40°	75.313	59.789	46.321	35.097	26.038

注：承载力系数 N_q 通过 N_c 用下式计算 $N_q = N_c \tan\phi_k + 1$ 。

表 S.0.2-1 承载力系数 N_γ ($\tan \delta' = 0.0$ 、 $\tan \varphi > 0.0$)

λ N_γ φ	0.5	1	2	3	4	5	7	9	11	13	15	20	25	30	40	60	80	100
2°	0.152	0.154	0.153	0.151	0.149	0.148	0.144	0.141	0.138	0.136	0.134	0.129	0.125	0.121	0.115	0.107	0.101	0.097
4°	0.348	0.349	0.343	0.335	0.328	0.322	0.311	0.302	0.294	0.287	0.281	0.268	0.258	0.250	0.237	0.219	0.206	0.196
6°	0.598	0.597	0.580	0.564	0.549	0.537	0.515	0.497	0.483	0.470	0.459	0.437	0.420	0.406	0.386	0.357	0.338	0.324
8°	0.918	0.912	0.880	0.851	0.826	0.805	0.770	0.742	0.719	0.699	0.683	0.650	0.625	0.605	0.575	0.535	0.510	0.492
10°	1.329	1.314	1.262	1.215	1.177	1.144	1.092	1.051	1.018	0.991	0.967	0.922	0.888	0.861	0.821	0.768	0.735	0.712
12°	1.857	1.830	1.748	1.678	1.623	1.577	1.503	1.447	1.402	1.365	1.333	1.272	1.227	1.192	1.140	1.073	1.031	1.003
14°	2.538	2.493	2.372	2.273	2.195	2.131	2.030	1.955	1.895	1.846	1.805	1.726	1.667	1.622	1.557	1.473	1.421	1.385
16°	3.421	3.350	3.175	3.039	2.932	2.845	2.712	2.612	2.534	2.471	2.418	2.316	2.243	2.196	2.104	1.999	1.935	1.890
18°	4.569	4.461	4.216	4.030	3.886	3.772	3.597	3.468	3.368	3.286	3.219	3.090	2.997	2.926	2.824	2.694	2.614	2.559
20°	6.071	5.911	5.573	5.322	5.132	4.981	4.764	4.588	4.460	4.357	4.272	4.110	3.994	3.895	3.777	3.617	3.518	3.449
22°	8.049	7.816	7.353	7.019	6.768	6.572	6.279	6.067	5.904	5.773	5.666	5.463	5.317	5.206	5.047	4.847	4.724	4.638
24°	10.673	10.336	9.706	9.262	8.934	8.679	8.302	8.031	7.824	7.660	7.524	7.269	7.086	6.948	6.749	6.500	6.345	6.237
26°	14.178	13.698	12.843	12.255	11.826	11.495	11.010	10.664	10.402	10.192	10.022	9.701	9.472	9.302	9.048	8.734	8.538	8.398
28°	18.911	18.225	17.065	16.286	15.724	15.295	14.669	14.227	13.893	13.628	13.412	13.005	12.716	12.501	12.180	11.779	11.526	11.344
30°	25.634	24.384	22.807	21.772	21.035	20.475	19.667	19.099	18.671	18.334	18.058	17.540	17.179	16.897	16.486	15.969	15.636	15.392
32°	34.262	32.859	30.708	29.328	28.356	27.623	26.572	25.839	25.288	24.854	24.499	23.846	23.370	23.006	22.473	21.791	21.343	21.010
34°	46.690	44.672	41.720	39.869	38.580	37.615	36.239	35.284	34.568	34.005	33.546	32.695	32.075	31.599	30.894	29.976	29.358	28.888
36°	64.296	61.375	57.294	54.791	53.067	51.785	49.968	48.712	47.734	47.034	46.450	45.309	44.488	43.852	42.901	41.632	40.753	40.069
38°	89.636	85.369	79.677	76.260	73.932	72.211	69.785	68.113	66.865	65.907	65.099	63.571	62.461	61.594	60.276	58.468	57.177	56.147
40°	126.758	120.459	112.428	107.711	104.529	102.191	98.907	96.650	94.998	93.661	92.564	90.475	88.940	87.724	85.843	83.181	81.216	79.614

表 S.0.2-2 承载力系数 N_γ ($\tan \delta' = 0.1$ 、 $\tan \varphi > 0.1$)

λ N_γ φ	0.5	1	2	3	4	5	7	9	11	13	15	20	25	30	40	60	80	100
6°	0.163	0.166	0.166	0.165	0.164	0.163	0.161	0.159	0.158	0.156	0.155	0.153	0.150	0.148	0.145	0.141	0.138	0.135
8°	0.425	0.427	0.420	0.412	0.405	0.398	0.387	0.377	0.369	0.362	0.356	0.343	0.333	0.325	0.313	0.297	0.285	0.276
10°	0.728	0.727	0.708	0.689	0.673	0.659	0.635	0.616	0.600	0.587	0.575	0.552	0.535	0.521	0.500	0.472	0.453	0.440
12°	1.111	1.104	1.067	1.034	1.005	0.981	0.942	0.911	0.886	0.865	0.847	0.812	0.787	0.766	0.735	0.694	0.668	0.650
14°	1.602	1.585	1.523	1.470	1.426	1.389	1.331	1.286	1.250	1.220	1.195	1.145	1.108	1.079	1.037	0.983	0.949	0.925
16°	2.236	2.205	2.109	2.029	1.965	1.912	1.829	1.766	1.716	1.675	1.641	1.574	1.525	1.487	1.431	1.361	1.317	1.286
18°	3.060	3.006	2.864	2.749	2.659	2.586	2.472	2.387	2.320	2.266	2.220	2.132	2.069	2.019	1.947	1.858	1.802	1.763
20°	4.135	4.050	3.844	3.685	3.561	3.461	3.309	3.196	3.109	3.037	2.978	2.865	2.783	2.720	2.628	2.515	2.445	2.396
22°	5.547	5.416	5.125	4.907	4.740	4.607	4.406	4.259	4.145	4.053	3.977	3.832	3.727	3.648	3.532	3.389	3.301	3.239
24°	7.413	7.217	6.812	6.516	6.293	6.117	5.854	5.663	5.516	5.398	5.301	5.117	4.985	4.884	4.741	4.559	4.448	4.370
26°	9.898	9.608	9.049	8.651	8.355	8.124	7.782	7.536	7.347	7.197	7.073	6.839	6.672	6.545	6.364	6.135	5.994	5.895
28°	13.234	12.813	12.044	11.511	11.120	10.817	10.372	10.055	9.813	9.621	9.463	9.167	8.955	8.794	8.564	8.274	8.094	7.965
30°	17.755	17.146	16.092	15.379	14.862	14.465	13.887	13.477	13.167	12.921	12.720	12.342	12.073	11.873	11.574	11.203	10.968	10.800
32°	23.954	23.072	21.624	20.667	19.983	19.462	18.709	18.179	17.779	17.463	17.204	16.720	16.382	16.118	15.734	15.251	14.941	14.716
34°	32.550	31.270	29.277	27.990	27.080	26.393	25.407	24.717	24.198	23.790	23.456	22.830	22.392	22.049	21.548	20.908	20.490	20.180
36°	44.631	42.768	40.008	38.267	37.051	36.140	34.839	33.934	33.257	32.723	32.287	31.481	30.894	30.443	29.777	28.911	28.331	27.891
38°	61.867	59.138	55.287	52.914	51.276	50.056	48.326	47.128	46.233	45.528	44.971	43.882	43.100	42.494	41.590	40.387	39.557	38.913
40°	86.872	82.837	77.415	74.149	71.920	70.271	67.943	66.338	65.139	64.219	63.443	61.976	60.912	60.081	58.820	57.094	55.866	54.890

表 S.0.2-3 承载力系数 N_γ ($\tan \delta' = 0.1$ 、 $\tan \varphi > 0.2$)

λ N_γ φ	0.5	1	2	3	4	5	7	9	11	13	15	20	25	30	40	60	80	100
12°	0.371	0.375	0.373	0.369	0.365	0.362	0.355	0.350	0.345	0.341	0.338	0.331	0.325	0.321	0.314	0.304	0.297	0.292
14°	0.743	0.745	0.729	0.714	0.700	0.687	0.667	0.650	0.637	0.625	0.615	0.596	0.581	0.569	0.551	0.527	0.512	0.501
16°	1.185	1.181	1.147	1.114	1.087	1.064	1.027	0.997	0.973	0.953	0.936	0.903	0.878	0.859	0.830	0.792	0.769	0.752
18°	1.749	1.735	1.673	1.619	1.574	1.537	1.478	1.433	1.397	1.367	1.341	1.292	1.256	1.227	1.186	1.133	1.100	1.077
20°	2.481	2.451	2.350	2.267	2.199	2.144	2.058	1.993	1.942	1.899	1.864	1.796	1.746	1.707	1.650	1.580	1.535	1.505
22°	3.439	3.384	3.231	3.108	3.102	2.933	2.813	2.723	2.653	2.595	2.548	2.456	2.389	2.338	2.263	2.171	2.113	2.073
24°	4.703	4.611	4.385	4.211	4.076	3.969	3.804	3.683	3.589	3.513	3.450	3.329	3.242	3.175	3.078	2.959	2.885	2.833
26°	6.381	6.236	5.911	5.669	5.484	5.338	5.118	4.957	4.833	4.733	4.651	4.494	4.382	4.296	4.171	4.018	3.923	3.856
28°	8.628	8.405	7.946	7.612	7.362	7.166	6.874	6.662	6.500	6.371	6.264	6.062	5.917	5.807	5.649	5.451	5.329	5.243
30°	11.664	11.328	10.682	10.227	9.891	9.630	9.244	8.967	8.756	8.588	8.450	8.190	8.004	7.863	7.661	7.407	7.249	7.137
32°	15.805	15.303	14.402	13.784	13.333	12.985	12.477	12.116	11.841	11.624	11.445	11.100	10.871	10.689	10.429	10.100	9.893	9.745
34°	21.512	20.772	19.516	18.675	18.071	17.609	16.938	16.466	16.108	15.826	15.596	15.161	14.852	14.622	14.278	13.847	13.572	13.372
36°	29.485	28.390	26.636	25.491	24.678	24.063	23.176	22.554	22.087	21.717	21.416	20.850	20.455	20.145	19.694	19.119	18.746	18.470
38°	40.776	39.153	36.692	35.126	34.028	33.203	32.022	31.199	30.582	30.096	29.699	28.965	28.431	28.021	27.416	26.634	26.114	25.720
40°	57.019	54.599	51.124	48.967	47.472	46.357	44.771	43.673	42.851	42.203	41.692	40.693	39.975	39.421	38.595	37.501	36.752	36.173

表 S.0.2-4 承载力系数 N_γ ($\tan \delta' = 0.1$ 、 $\tan \varphi > 0.3$)

λ N_γ φ	0.5	1	2	3	4	5	7	9	11	13	15	20	25	30	40	60	80	100
18°	0.657	0.663	0.655	0.645	0.636	0.628	0.614	0.603	0.594	0.586	0.579	0.566	0.555	0.547	0.534	0.518	0.507	0.500
20°	1.164	1.165	1.137	1.110	1.086	1.066	1.034	1.008	0.987	0.970	0.955	0.926	0.905	0.888	0.862	0.830	0.810	0.795
22°	1.795	1.786	1.729	1.678	1.636	1.601	1.545	1.502	1.468	1.440	1.416	1.370	1.335	1.309	1.270	1.220	1.190	1.168
24°	2.617	2.591	2.493	2.410	2.343	2.289	2.203	2.139	2.088	2.046	2.011	1.944	1.895	1.857	1.801	1.732	1.689	1.659
26°	3.704	3.652	3.495	3.369	3.270	3.190	3.064	2.975	2.903	2.845	2.796	2.703	2.636	2.584	2.509	2.416	2.357	2.318
28°	5.156	5.063	4.825	4.641	4.509	4.386	4.214	4.088	3.989	3.910	3.845	3.720	3.629	3.560	3.460	3.337	3.260	3.207
30°	7.113	6.959	6.608	6.346	6.148	5.991	5.755	5.584	5.452	5.347	5.259	5.093	4.975	4.884	4.752	4.591	4.490	4.420
32°	9.775	9.529	9.021	8.654	8.380	8.166	7.848	7.619	7.443	7.303	7.188	6.970	6.815	6.696	6.527	6.313	6.181	6.088
34°	13.434	13.052	12.324	11.814	11.439	11.148	10.721	10.416	10.184	9.999	9.847	9.562	9.359	9.204	8.982	8.702	8.527	8.402
36°	18.522	17.935	16.897	16.191	15.679	15.286	14.713	14.308	14.001	13.758	13.558	13.184	12.917	12.719	12.423	12.052	11.817	11.648
38°	25.680	24.793	23.315	22.337	21.639	21.107	20.338	19.798	19.391	19.069	18.806	18.312	17.967	17.697	17.304	16.806	16.485	16.248
40°	35.915	34.566	32.458	31.100	30.142	29.420	28.384	27.660	27.116	26.688	26.337	25.691	25.219	24.858	24.327	23.645	23.193	22.854

表 S.0.2-5 承载力系数 N_r ($\tan \delta' = 0.1$ 、 $\tan \varphi > 0.4$)

λ	0.5	1	2	3	4	5	7	9	11	13	15	20	25	30	40	60	80	100
N_r	0.465	0.474	0.476	0.474	0.471	0.469	0.465	0.461	0.458	0.456	0.453	0.449	0.445	0.442	0.438	0.431	0.427	0.424
φ	22°	1.087	1.093	1.073	1.052	1.034	1.018	0.991	0.971	0.953	0.939	0.927	0.904	0.886	0.872	0.851	0.825	0.796
	26°	1.787	1.784	1.734	1.688	1.649	1.617	1.565	1.526	1.495	1.469	1.447	1.404	1.372	1.348	1.312	1.267	1.219
	28°	2.699	2.679	2.585	2.504	2.439	2.386	2.303	2.240	2.190	2.150	2.116	2.051	2.003	1.966	1.912	1.845	1.775
	30°	3.920	3.872	3.714	3.587	3.486	3.405	3.280	3.188	3.115	3.057	3.008	2.914	2.846	2.794	2.719	2.626	2.527
	32°	5.578	5.484	5.236	5.043	4.895	4.777	4.598	4.467	4.365	4.284	4.216	4.087	3.994	3.923	3.819	3.693	3.558
	34°	7.851	7.688	7.310	7.029	6.817	6.649	6.399	6.217	6.078	5.966	5.874	5.699	5.573	5.478	5.339	5.169	4.988
	36°	11.004	10.733	10.171	9.768	9.496	9.235	8.890	8.642	8.452	8.301	8.177	7.942	7.775	7.647	7.465	7.235	7.091
	38°	15.429	14.993	14.168	13.596	13.177	12.854	12.381	12.044	11.788	11.585	11.418	11.105	10.881	10.711	10.467	10.158	9.823
	40°	21.726	21.034	19.831	19.021	18.437	17.992	17.344	16.887	16.542	16.268	16.045	15.625	15.326	15.103	14.769	14.348	13.881

附录 T 桩的单位面积极限侧摩阻力与极限端阻力标准值

表 T.0.1 打入桩单位面积极限侧摩阻力标准值 q_f (kPa)

土的名称	土的状态	土层深度 (m)											
		0~2	2~4	4~6	6~8	8~10	10~12	12~14	14~16	16~18	18~20	20~22	22~24
		2~4	4~6	6~8	8~10	10~12	12~14	14~16	16~18	18~20	20~22	22~24	24~26
淤泥	$I_L > 1.0$												
	$1.5 < I_L \leq 2.4$												
	$I_L > 1.0$	4~7	6~9	9~12	11~14	13~16	15~18	17~20	18~21	20~22	22~24	24~26	26~28
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	11~14	14~17	18~21	21~24	23~26	26~29	30~33	33~36	36~39	39~42	42~45	45~48
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	26~34	30~38	33~41	36~44	40~48	43~51	47~55	51~59	55~63	60~68	65~73	70~78
黏土	$I_P > 17$	30~39	34~43	38~47	41~50	45~54	48~57	53~62	57~66	62~70	67~75	72~80	77~85
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	42~51	46~55	50~59	54~63	58~67	61~70	66~75	71~80	76~85	81~90	86~95	91~100
	$0 < I_L \leq 0.25$	10~12	13~15	16~18	19~21	21~23	23~25	26~28	28~30	30~32	32~34	34~36	36~38
	$I_L > 1.0$	22~25	25~28	28~31	31~34	33~36	36~39	39~42	41~44	43~46	45~48	47~50	50~53
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	30~37	34~41	37~44	40~47	43~50	46~53	50~57	54~61	58~65	62~70	66~74	70~78
粉质黏土	$I_P > 10$	40~48	44~52	47~55	51~59	54~62	57~65	62~70	66~74	71~79	75~83	80~88	85~93
	$0 < I_L \leq 0.25$	47~55	51~59	55~63	59~67	62~70	66~74	71~79	75~83	80~88	85~93	90~98	95~103
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	21~27	24~30	27~33	30~36	33~39	35~41	39~45	43~49	47~53	51~57	55~61	59~65
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	25~33	28~36	31~39	34~42	36~44	39~47	41~49	44~52	47~55	50~58	53~61	56~64
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	34~42	37~45	41~49	44~52	46~54	49~57	52~60	55~63	58~66	61~69	64~72	67~75
粉土	$I_P \leq 10$	43~51	47~55	50~58	54~62	57~65	60~68	64~72	68~76	72~80	76~84	80~88	84~92
	$0 < I_L \leq 0.25$												

续表 T.0.1

土的名称	土的状态	土层深度 (m)									
		0~2	2~4	4~6	6~8	8~10	10~13	13~16	16~19		
细砂、粉砂	稍密	25~33	28~36	31~39	34~42	36~44	39~47	41~49	44~52		
	中密	34~42	37~45	41~49	44~52	46~54	49~57	52~60	55~63		
	密实	43~51	47~55	50~58	52~62	57~65	60~68	64~72	68~76		
中粗砂	$N \geq 30$	55~65	60~70	64~74	68~78	72~82	76~86	82~92	87~97		
土的名称	土的状态	土层深度 (m)									
		19~22	22~26	26~30	30~35	35~40	40~45	45~50	50 以上		
淤泥	$I_L \geq 1.0$	18~20	18~20	18~20	18~20	18~20	18~20	18~20	18~20		
	$1.5 < e \leq 2.4$										
	$I_L \geq 1.0$	20~23	20~23	20~23	20~23	20~23	20~23	20~23	20~23		
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	34~36	38~41	39~42	43~46	43~46	43~46	43~46	43~46		
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	44~47	56~64	58~66	62~70	64~71	64~71	64~71	64~71		
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	59~63	63~72	65~74	69~78	73~81	73~81	73~81	73~81		
粉质黏土 $I_P > 17$	$0 < I_L \leq 0.25$	75~84	77~86	79~88	84~93	88~97	88~97	88~97	88~97		
	$I_L \geq 1.0$	30~32	30~32	30~32	30~32	30~32	30~32	30~32	30~32		
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	43~46	43~46	43~46	43~46	43~46	43~46	43~46	43~46		
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	58~65	59~66	61~68	64~71	64~71	64~71	64~71	64~71		
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	69~77	71~79	73~81	73~81	73~81	73~81	73~81	73~81		
	$I_P \leq 17$	79~87	81~89	83~91	88~96	92~100	92~100	92~100	92~100		
粉土 $I_P \leq 10$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	45~52	45~53	45~53	45~53	45~53	45~53	45~53	45~53		
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54		
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	57~65	58~66	59~67	61~69	61~69	61~69	61~69	61~69		
	$0 < I_L \leq 0.25$	72~80	73~81	75~83	79~87	82~90	85~93	85~93	85~93		
细砂、粉砂	稍密	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54		
	中密	57~65	58~66	59~67	61~69	61~69	61~69	61~69	61~69		
	密实	72~80	73~81	75~83	79~87	82~90	85~93	85~93	85~93		

续表 T.0.1

土的名称	土的状态	土层深度 (m)									
		19~22	22~26	26~30	30~35	35~40	40~45	45~50	50以上		
中粗砂	$\lambda > 30$	93~102	94~104	97~107	103~113	108~118	113~123	118~128	118~128		

注：1 I_p -土的塑性指数； I_L -土的液性指数； N -土的标准贯入击数； e -土的天然孔隙比；
2 本表适用于以侧摩阻力为主的摩擦桩，对于以端阻力为主的端承桩应另行确定；
3 有当地工程经验时宜按当地经验取值。

表 T.0.2 打入桩单位面积极限桩端阻力标准值 q_R (kPa)

土的名称	土的状态	土层深度 (m)							
		5~10	10~15	15~20	20~25	25~30	30~35		
黏土 $I_p > 17$	$1.0 < I_L \leq 1.4$	50~150	150~250	250~350	350~450	450~550	550~600		
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	100~300	300~500	500~700	700~900	900~1100	1100~1200		
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	300~500	500~700	700~950	950~1200	1200~1400	1400~1500		
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	500~700	700~950	950~1200	1200~1430	1430~1650	1650~1800		
	$0 < I_L \leq 0.25$	700~970	970~1250	1250~1500	1500~1750	1750~2000	2000~2200		
粉质黏土 $10 < I_p \leq 17$	$1.0 < I_L \leq 1.4$	100~250	250~395	395~500	500~600	600~725	725~800		
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	200~500	500~790	790~1000	1000~1200	1200~1450	1450~1600		
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	400~700	700~1050	1050~1400	1400~1750	1750~2050	2050~2200		
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	600~1000	1000~1300	1300~1600	1600~1900	1900~2200	2500		
	$0 < I_L \leq 0.25$	800~1300	1300~1800	1800~2200	2200~2500	2500~2800	2800~3100		
粉土 $I_p \leq 10$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	600~1000	1000~1400	1400~1800	1800~2150	2150~2400	2400~2650		
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	720~1170	1170~1620	1620~2070	2070~2385	2385~2700	2700~2880		
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	800~1360	1360~1840	1840~2320	2320~2680	2680~3000	3000~3200		
	$0 < I_L \leq 0.25$	1200~1840	1840~2400	2400~2880	2880~3280	3280~3600	3600~3840		
	稍密	900~1530	1530~2070	2070~2430	2430~2790	2790~3060	3060		
细砂、粉砂	中密	1350~2070	2070~2700	2700~3060	3060~3420	3420~3690	3690		
	密实	1800~2700	2700~3510	3510~3960	3960~4320	4320~4590	4590		
中粗砂	$N > 30$	2160~3420	3420~4680	4680~5625	5625~6480	6480~7200	7200~7785		

续表 T.0.2

土的名称	土的状态	土层深度 (m)				
		35 ~40	40 ~45	45 ~50	50 ~55	大于 55
黏土 $I_p>17$	$1.0<I_L\leq1.4$	600~650	650~700	700~750	750~775	775
	$0.75<I_L\leq1.0$	1200~1300	1300~1400	1400~1500	1500~1550	1550
	$0.50<I_L\leq0.75$	1500~1600	1600~1750	1750~1850	1850~1900	1900
	$0.25<I_L\leq0.50$	1800~1950	1950~2100	2100~2250	2250~2350	2350
	$0<I_L\leq0.25$	2200~2300	2300~2450	2450~2600	2600~2700	2700
粉土黏土 $10<I_p\leq17$	$1.0<I_L\leq1.4$	800~875	875~950	950	950	950
	$0.75<I_L\leq1.0$	1600~1750	1750~1900	1900	1900	1900
	$0.50<I_L\leq0.75$	2200	2200	2200	2200	2200
	$0.25<I_L\leq0.50$	2500	2500	2500	2500	2500
	$0<I_L\leq0.25$	3100	3100	3100	3100	3100
粉土 $I_p\leq10$	$0.75<I_L\leq1.0$	2650	2650	2650	2650	2650
	$0.50<I_L\leq0.75$	2880	2880	2880	2880	2880
	$0.25<I_L\leq0.50$	3200	3200	3200	3200	3200
	$0<I_L\leq0.25$	3840	3840	3840	3840	3840
	稍密	3060	3060	3060	3060	3060
细砂、粉砂	中密	3690	3690	3690	3690	3690
	密实	4590	4590	4590	4590	4590
	$N>30$	7785~8000	8000~8200	8200~8550	8550	8550

注：1 I_p - 土的塑性指数； I_L - 土的液性指数； N - 土的标准贯入击数； e - 土的天然孔隙比；
2 未经充分论证应采取适当措施， $I_L > 1.0$ 的土层不宜作为永久结构的持力层；
3 本表适用于以侧摩阻力为主的摩擦桩，对于以端阻力为主的端承桩应另行确定；
4 有当地工程经验时宜按当地经验取值。

表 T.0.3 灌注桩极限单位面积桩侧摩阻力标准值 q_f (kPa)

土的名称	土的状态	推荐值	备注
淤泥	$I_L > 1.0$ $1.5 < e \leq 2.4$	8~18	土层深度 0 至 2 倍桩径或边长范围内的侧摩阻力不计
淤泥质土	$I_L > 1.0$ $1.0 < e \leq 1.5$	12~23	土层深度 0 至 2 倍桩径或边长范围内的侧摩阻力不计
黏性土 $I_p > 10$	$I_L > 1.0$ $e \leq 1.0$	18~28	土层深度 0 至 2 倍桩径或边长范围内的侧摩阻力不计
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	28~50	—
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	50~65	—
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	60~80	—
	$0 < I_L \leq 0.25$	65~95	—
	$I_L \leq 0$	90~105	—
粉土 $I_p \leq 10$	$e > 0.9$	20~40	—
	$0.75 \leq e \leq 0.9$	30~60	—
	$e < 0.75$	55~80	—
粉砂、细砂	$10 < N \leq 15$	20~40	—
	$15 < N \leq 30$	40~60	—
	$N > 30$	55~80	—
中砂	$15 < N \leq 30$	50~70	—
	$N > 30$	70~94	—
粗砂	$15 < N \leq 30$	70~98	—
	$N > 30$	98~120	—
砾砂	$5 < N_{63.5} \leq 15$	60~100	—
	$N_{63.5} > 15$	112~130	—
圆砾、角砾	$N_{63.5} > 10$	130~150	—
碎石、卵石	$N_{63.5} > 10$	150~170	—
全风化软质岩	$30 < N \leq 50$	80~100	—
全风化硬质岩	$30 < N \leq 50$	120~140	—
强风化软质岩	$N_{63.5} > 10$	140~200	—
强风化硬质岩	$N_{63.5} > 10$	160~240	—

- 注：1 N 为标准贯入击数， $N_{63.5}$ 为重型圆锥动力触探击数， I_p —土的塑性指数；
 I_L —土的液性指数； e —土的天然孔隙比；
 2 全风化、强风化软质岩和全风化、强风化硬质岩系指其母岩分别为饱和单轴抗压强度标准值 $f_{ik} \leq 30\text{MPa}$ 和 $f_{ik} > 30\text{MPa}$ 的岩石；
 3 有经验时可适当增减。

表 T.0.4 灌注桩极限单位面积桩端阻力标准值 q_R (kPa)

土名称	桩型 土的状态	泥浆护壁钻（冲）孔桩泥面以下桩长 l (m)				干作业钻孔桩泥面以下桩 长 l (m)		
		$5 \leq l < 10$	$10 \leq l < 15$	$15 \leq l < 30$	≥ 30	$5 \leq l < 10$	$10 \leq l < 15$	≥ 15
黏性土 $I_p > 10$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	150~ 250	250~ 300	300~ 450	300~ 450	200~ 400	400~ 700	700~ 950
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	350~ 450	450~ 600	600~ 750	750~ 800	500~ 700	800~ 1100	1000~ 1600
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	800~ 900	900~ 1000	1000~ 1200	1200~ 1400	850~ 1100	1500~ 1700	1700~ 1900
	$0 < I_L \leq 0.25$	1100~ 1200	1200~ 1400	1400~ 1600	1600~ 1800	1600~ 1800	2200~ 2400	2600~ 2800
粉土 $I_p \leq 10$	$0.75 \leq e \leq 0.9$	300~ 500	500~ 650	650~ 750	750~ 850	800~ 1200	1200~ 1400	1400~ 1600
	$e < 0.75$	650~ 900	750~ 950	900~ 1100	1100~ 1200	1200~ 1700	1400~ 1900	1600~ 2100
粉砂	$10 < N \leq 15$	350~ 500	450~ 600	600~ 700	650~ 750	500~ 950	1300~ 1600	1500~ 1700
	$N > 15$	600~ 750	750~ 900	900~ 1100	1100~ 1200	900~ 1000	1700~ 1900	1700~ 1900
细砂	$N \geq 15$	650~ 850	900~ 1200	1200~ 1500	1500~ 1800	1200~ 1600	2000~ 2400	2400~ 2700
中砂		850~ 1050	1100~ 1500	1500~ 1900	1900~ 2100	1800~ 2400	2800~ 3800	3600~ 4400
粗砂		1500~ 1800	2100~ 2400	2400~ 2600	2600~ 2800	2900~ 3600	4000~ 4600	4600~ 5200
砾砂	$N > 15$	1400~2000		2000~3200		3500~5000		
角砾、 圆砾	$N_{63.5} > 10$	1800~2200		2200~3600		4000~5500		
碎石、 卵石	$N_{63.5} > 10$	2000~3000		3000~4000		4500~6500		
全风化 软质岩	$30 < N \leq 50$	1000~1600				1200~2000		
全风化 硬质岩	$30 < N \leq 50$	1200~2000				1400~2400		
强风化 软质岩	$N_{63.5} > 10$	1400~2200				1600~2600		
强风化 硬质岩	$N_{63.5} > 10$	1800~2800				2000~3000		

注：1 N 为标准贯入击数， $N_{63.5}$ 为重型圆锥动力触探击数， I_p - 土的塑性指数；
 I_L - 土的液性指数； e - 土的天然孔隙比；

2 砂土和碎石类土中桩的极限端阻力取值，宜综合考虑土的密实度，桩

- 端进入持力层的深径比，土愈密实，深径比愈大，取值可愈高；
- 3 全风化、强风化软质岩和全风化、强风化硬质岩系指其母岩分别为饱和单轴抗压强度标准值 $f_{rk} \leq 30\text{MPa}$ 和 $f_{rk} > 30\text{MPa}$ 的岩石；
 - 4 有经验时可适当增减。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

附录 U 水平力作用下桩的计算

U.1 NL 法

U.1.1 当采用 NL 法时，桩的入土深度不应小于弯矩零点深度的 1.5 倍，桩顶自由转动时，取第一零点，桩顶无转动时，取第二零点。

U.1.2 NL 法假设水平力作用下桩身满足下列方程：

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Bq + P_{(e)} = 0 \quad (\text{U.1.2-1})$$

$$q = k_N z^{2/3} y^{1/3} \quad (\text{U.1.2-2})$$

式中：

EI ——桩的抗弯刚度 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)；

y ——桩计算点的水平位移 (m)；

z ——计算点离泥面深度 (m)；

B ——桩径或桩宽 (m)；

q ——桩计算点处单位面积上承受的土抗力 (kPa)；

k_N ——水平地基反力系数 (kN/m^3)；

$P_{(e)}$ ——桩计算点处单位长度上承受的作用力 (kN/m)。

U.1.3 水平地基反力系数宜通过第 U.1.4 条规定的水平静荷载试验确定，当无试验资料时，水平地基反力系数 k_N 可按第 U.1.5 条规定确定。

U.1.4 桩在水平力作用下的桩身内力和变形可按下列方法，根据

相似原理由标准桩的计算结果推算求得。

1 标准桩主要参数应采用下列规定值：

- 1) 力作用点距泥面的高度 l_0 取 5.0m；
- 2) 桩的抗弯刚度 EI 取 $10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ ；
- 3) 横向抗力系数 Bk_N 取 100 kN/m^2 。

2 标准桩在不同水平力作用下桩身内力和变形，当桩顶自由转动时应按表 U.1.4-1 取值；当桩顶无转动时应按表 U.1.4-2 取值。

表 U.1.4-1 桩顶无转动标准桩的桩身内力和变形

$\text{Log}H$	$\text{Log}y_H$	$\text{Log}M_{\max}$	$\text{Log}z_{M0}$	$\text{Log}y_0$	$\text{Log}\theta_0$	$\text{Log}z_M$	$\text{Log}z_y$	$H/y_H(H_S/y_S)$
3.0	0.2863	3.4501	1.2889	0.1306	-0.7158	0.7959	1.1889	517.2503
2.8	-0.0485	3.1952	1.0881	-0.2393	-0.9952	0.7482	0.9518	705.4848
2.6	-0.3298	2.9829	1.0453	-0.5484	-1.2404	0.6990	0.8976	850.7290
2.4	-0.6080	2.7715	0.9934	-0.8573	-1.4866	0.6335	0.8482	1018.6076
2.2	-0.8818	2.5619	0.9469	-1.1643	-1.7325	0.5682	0.7959	1207.1698
2.0	-1.1511	2.3541	0.9004	-1.4696	-1.9781	0.5185	0.7443	1416.0294
1.8	-1.4160	2.1480	0.8543	-1.7733	-2.2235	0.4472	0.6946	1644.4456
1.6	-1.6767	1.9434	0.8028	-2.0755	-2.4686	0.3979	0.6484	1891.2455
1.4	-1.9332	1.7400	0.7597	-2.3760	-2.7133	0.3424	0.5966	2153.9071
1.2	-2.1858	1.5379	0.7118	-2.6751	-2.9578	0.2900	0.5502	2431.1907
1.0	-2.4345	1.3365	0.6674	-2.9726	-3.2020	0.2041	0.4983	2719.6084
0.8	-2.6797	1.1363	0.6284	-3.2691	-3.4458	0.1461	0.4548	3017.6352
0.6	-2.9218	0.9363	0.5769	-3.5651	-3.6901	0.0792	0.4023	3325.3188
0.4	-3.1604	0.7373	0.5283	-3.8592	-3.9336	0.0212	0.3570	3633.7795
0.2	-3.3958	0.5387	0.4878	-4.1520	-4.1768	-0.0458	0.3064	3942.8146
0.0	-3.6285	0.3406	0.4433	-4.4440	-4.4197	-0.0969	0.2613	4250.7970
-0.2	-3.8584	0.1427	0.4023	-4.7347	-4.6624	-0.1549	0.2108	4554.3334
-0.4	-4.0863	-0.0553	0.3522	-5.0258	-4.9054	-0.2366	0.1673	4856.5646
-0.6	-4.3116	-0.2528	0.3075	-5.3150	-5.1478	-0.3010	0.1238	5147.9412
-0.8	-4.5348	-0.4503	0.2672	-5.6036	-5.3900	-0.3565	0.0755	5430.6921
-1.0	-4.7561	-0.6477	0.2227	-5.8914	-5.6320	-0.4202	0.0294	5703.2052
-1.2	-4.9756	-0.8452	0.1847	-6.1786	-5.8739	-0.4948	-0.0132	5965.3715
-1.4	-5.1934	-1.0426	0.1430	-6.4650	-6.1156	-0.5528	-0.0605	6214.9864
-1.6	-5.4099	-1.2402	0.0952	-6.7515	-6.3574	-0.6198	-0.1051	6454.4709
-1.8	-5.6248	-1.4378	0.0550	-7.0372	-6.5988	-0.6778	-0.1457	6680.5479
-2.0	-5.8385	-1.6354	0.0107	-7.3222	-6.8402	-0.7447	-0.1904	6894.1744
-2.2	-6.0510	-1.8332	-0.0292	-7.6068	-7.0814	-0.7959	-0.2328	7095.3078
-2.4	-6.2624	-2.0311	-0.0680	-7.8909	-7.3224	-0.8539	-0.2798	7284.1360
-2.6	-6.4717	-2.2294	-0.0731	-8.1792	-7.5575	-0.9208	-0.3820	7442.1854
-2.8	-6.6775	-2.4286	-0.0942	-8.4254	-7.7823	-0.9586	-0.3925	7542.8003
-3.0	-6.8832	-2.6276	-0.1163	-8.6729	-8.0078	-1.0000	-0.4034	7642.3386

表 U.1.4-2 桩顶自由标准桩的桩身内力和变形表

LogH	Logy _H	LogM _{max}	Logz _{M0}	Logy ₀	Logθ _H	Logθ ₀	Logz _M	Logz _v	H/y _H (H _s /y _s)
5.0	1.2910	5.1274	1.7941	1.1611	0.1961	0.1959	1.3802	1.7690	5117.1838
4.8	1.2848	5.0156	1.7423	1.1534	0.1961	0.1956	1.3424	1.7139	3274.8084
4.6	1.2773	4.8985	1.7139	1.1436	0.1960	0.1949	1.3271	1.6924	2102.1606
4.4	1.2675	4.7744	1.6309	1.1303	0.1956	0.1933	1.3118	1.5993	1356.8230
4.2	1.2540	4.6413	1.5192	1.1119	0.1943	0.1895	1.2149	1.4653	883.0964
4.0	1.2356	4.4977	1.4074	1.0863	0.1902	0.1809	1.1180	1.3313	581.3615
3.8	1.2109	4.3431	1.2956	1.0517	0.1792	0.1635	1.0212	1.1973	388.2098
3.6	1.1784	4.1772	1.2753	1.0064	0.1557	0.1322	0.8573	1.1629	251.9347
3.4	1.1349	4.0137	1.2565	0.9479	0.1129	0.0820	0.8129	1.1383	184.1289
3.2	1.0745	3.9110	1.2418	0.8729	0.0454	0.0085	0.7634	1.1156	133.4984
3.0	0.9919	3.8263	1.2317	0.7784	-0.0488	-0.0892	0.6827	1.1055	101.8766
2.8	0.6954	3.7588	1.2188	0.3988	-0.2708	-0.3308	0.6020	1.0000	127.2322
2.6	0.3193	3.4473	1.0881	-0.0527	-0.5874	-0.6771	0.5911	0.9164	190.8380
2.4	0.0513	3.2379	1.0512	-0.3572	-0.8298	-0.9322	0.5441	0.8603	223.2193
2.2	-0.2187	3.0248	1.0000	-0.6642	-1.0748	-1.1909	0.5119	0.7959	262.2693
2.0	-0.4875	2.8129	0.9542	-0.9729	-1.3190	-1.4499	0.4393	0.7597	307.2857
1.8	-0.7527	2.6008	0.9031	-1.2800	-1.5610	-1.7078	0.3522	0.7202	357.0581
1.6	-1.0140	2.3900	0.8451	-1.5851	-1.8006	-1.9645	0.3010	0.6767	411.1106
1.4	-1.2763	2.1762	0.8129	-1.8958	-2.0414	-2.2255	0.2553	0.6128	474.6035
1.2	-1.5305	1.9672	0.7708	-2.1985	-2.2766	-2.4804	0.2041	0.5682	537.7076
1.0	-1.7810	1.7592	0.7243	-2.4992	-2.5094	-2.7341	0.1461	0.5185	603.9377
0.8	-2.0281	1.5520	0.6721	-2.7986	-2.7400	-2.9866	0.0792	0.4624	673.0571
0.6	-2.2734	1.3445	0.6284	-3.0997	-2.9695	-3.2403	-0.0458	0.4393	747.1000
0.4	-2.5142	1.1389	0.5855	-3.3973	-3.1961	-3.4913	-0.0969	0.4065	820.7974
0.2	-2.7518	0.9340	0.5378	-3.6923	-3.4207	-3.7412	-0.1549	0.3522	894.9648
0.0	-2.9867	0.7297	0.4983	-3.9868	-3.6435	-3.9904	-0.2218	0.3118	969.9321
-0.2	-3.2190	0.5259	0.4548	-4.2798	-3.8646	-4.2387	-0.3010	0.2672	1044.6487
-0.4	-3.4496	0.3219	0.4108	-4.5748	-4.0847	-4.4878	-0.3468	0.2240	1121.0813
-0.6	-3.6771	0.1189	0.3664	-4.8659	-4.3027	-4.7349	-0.3979	0.1688	1194.2029
-0.8	-3.9025	0.0837	0.3274	-5.1570	-4.5193	-4.9815	-0.4559	0.1383	1266.1925
-1.0	-4.1257	-0.2858	0.2788	-5.4460	-4.7346	-5.2274	-0.5229	0.0881	1335.7377
-1.2	-4.3476	-0.4882	0.2343	-5.7368	-4.9491	-5.4740	-0.6198	0.0354	1404.9373
-1.4	-4.5674	-0.6899	0.1917	-6.0251	-5.1620	-5.7191	-0.6778	-0.0110	1470.1694
-1.6	-4.7854	-0.8913	0.1553	-6.3122	-5.3739	-5.9635	-0.7447	-0.0506	1532.3856
-1.8	-5.0020	-1.0926	0.1106	-6.5991	-5.5849	-6.2077	-0.7959	-0.0915	1592.1534
-2.0	-5.2173	-1.2938	0.0663	-6.8862	-5.7950	-6.4520	-0.8539	-0.1337	1649.4573
-2.2	-5.4313	-1.4948	0.0273	-7.1720	-6.0042	-6.6956	-0.9208	-0.1772	1703.3566
-2.4	-5.6441	-1.6956	0.0155	-7.4574	-6.2127	-6.9388	-1.0000	-0.2182	1754.3171
-2.6	-5.8558	-1.8963	-0.0530	-7.7422	-6.4204	-7.1818	-1.0458	-0.2636	1802.3151
-2.8	-6.0666	-2.0970	-0.0996	-8.0268	-6.6276	-7.4245	-1.0969	-0.3054	1847.3887
-3.0	-6.2764	-2.2975	-0.1397	-8.3107	-6.8341	-7.6669	-1.1871	-0.3516	1889.6090
-3.2	-6.4854	-2.4980	-0.1838	-8.5945	-7.0400	-7.9092	-1.2218	-0.3925	1929.1203
-3.4	-6.6936	-2.6983	-0.2255	-8.8776	-7.2455	-8.1512	-1.3010	-0.4377	1965.8643

续表 U.1.4-2

LogH	LogyH	LogMmax	LogzM0	Logy0	LogθH	Logθ0	LogzM	Logzy	l/yH(HS/yS)
-3.6	-6.9011	-2.8987	-0.2636	-9.1609	7.4504	-8.3931	-1.3979	-0.4750	2000.2281
-3.8	-7.1080	-3.0991	-0.3032	-9.4442	-7.6550	-8.6351	-1.4559	-0.5193	2032.4094
-4.0	-7.3143	-3.2993	-0.3444	-9.7270	-7.8592	-8.8767	-1.5229	-0.5567	2062.0257

注: H ——水平力(kN)

y_H ——桩顶位移(m)

$M_{\max}$ ——最大弯矩(kNm)

Z_{M0} ——弯矩零点离泥面深度(m)

y_0 ——泥面位移(m)

θ_H ——桩顶转角(Rad)

θ_0 ——泥面转角(Rad)

Z_M ——最大弯矩离泥面深度(剪力零点)(m)

Z_y ——位移零点离泥面深度(m)

3 工程桩在水平力作用下的桩身内力和变形可按下列步骤计算:

- 1) 实际工程桩相对于标准桩的抗弯刚度、横向抗力系数、自由长度的相似系数 R_{EI} 、 R_{BK} 、 R_S 应按下列公式确定:

$$R_{EI} = \frac{(EI)_p}{(EI)_s} \quad (\text{U.1.4-1})$$

$$R_{BK} = \frac{(Bk_N)_p}{(Bk_N)_s} \quad (\text{U.1.4-2})$$

$$R_S = \frac{(L_0)_p}{(L_0)_s} \quad (\text{U.1.4-3})$$

式中实际工程桩参数以下标 P 表示, 标准桩参数以下标 S 表示。

- 2) 实际工程桩对于标准桩挠度、转角、弯矩和剪力的相似系数 R_y 、 R_θ 、 R_M 、 R_Q 应按下列公式计算:

$$R_y = \sqrt{R_S^{14} R_{BK}^3 R_{EI}^{-3}} \quad (\text{U.1.4-4})$$

$$R_\theta = \sqrt{R_S^{12} R_{BK}^3 R_{EI}^{-3}} \quad (\text{U.1.4-5})$$

$$R_M = \sqrt{R_S^{10} R_{Bk}^3 R_{EI}^{-1}} \quad (U.1.4-6)$$

$$R_Q = \sqrt{R_S^8 R_{Bk}^3 R_{EI}^{-1}} \quad (U.1.4-7)$$

- 3) 根据实际工程桩的水平力 H_p 及相似系数 R_Q ，相应于标准桩的水平力 H_s 可按下式计算：

$$H_s = \frac{H_p}{R_Q} \quad (U.1.4-8)$$

- 4) 通过查表确定标准桩水平力 H_s 作用下的各项特征值。
当桩顶自由转动时查表 U.1.4-1，当桩顶无转动查 U.1.4-2。

- 5) 实际工程桩的桩身内力和变形根据标准桩在水平力 H_s 作用下查表得的各项特征值按下列公式计算：

$$M_p = R_M M_s \quad (U.1.4-9)$$

$$y_p = R_y y_s \quad (U.1.4-10)$$

$$\theta_p = R_\theta \theta_s \quad (U.1.4-11)$$

$$Z_p = R_z Z_s \quad (U.1.4-12)$$

式中：

M_p 、 M_s ——实际工程桩与标准桩的弯矩 (kN·m)；

y_p 、 y_s ——实际工程桩与标准桩的水平位移 (m)；

θ_p 、 θ_s ——实际工程桩与标准桩的转角 (Rad)；

Z_p 、 Z_s ——实际工程桩与标准桩的任一特征值的第一零点在泥面以下的深度 (m)。

U.1.5 通过静载荷试验确定水平地基反力系数可按下列步骤进行：

- 1 测试试桩在水平力 H_p 作用下力作用点处的水平位移 y_p 。
- 2 相应标准桩的比值 H_s/y_s 可按下式计算：

$$\frac{H_s}{y_s} = \frac{R_z^3 H_p}{R_{EI} y_p} \quad (\text{U.1.5-1})$$

式中:

H_s ——标准桩的水平力(kN);

y_s ——标准桩力作用点处的水平位移(m);

R_z ——力作用点在泥面以上高度的相似系数;

R_{EI} ——抗弯刚度的相似系数。

3 根据比值 H_s / y_s 查表确定标准桩的水平力 H_s 与作用点处的水平位移 y_s 。当桩顶自由转动时查表 U.1.4-1, 当桩顶无转动时查表 U.1.4-2。

4 试桩在水平力作用下的水平地基反力系数可按下列公式计算:

$$(k_N)_p = \left(\frac{R_{EI}^{1/2} H_p}{R_z^4 H_s} \right)^{\frac{2}{3}} \frac{(Bk_N)_s}{B_p} \quad (\text{U.1.5-2})$$

式中:

$(Bk_N)_s$ ——标准桩的横向抗力系数, 取 100kN/m^2 ;

B_p ——试桩的桩径或桩宽(m)。

5 用同样的方法得到在不同的水平力 H_p 作用下的水平地基反力系数, 其平均值即为该试桩地区的实测水平地基反力系数。

U.1.6 当无试桩资料时, 水平地基反力系数可按下列方法取值:

1 对黏性土, 水平地基反力系数可按下列公式计算:

$$k_N = \frac{110\zeta}{(\alpha - 0.2)^{1/2}} \quad (\text{U.1.6})$$

式中:

ζ ——桩径或桩宽修正系数, 当 $B < 0.4\text{m}$ 时, $\zeta = 0.7 + \frac{0.05}{B^2}$,

当 $B \geq 0.4\text{m}$ 时, $\zeta = 1$;

α ——土的压缩系数(1/MPa)。

2 对砂性土和填土, 水平地基反力系数可按表 U.1.6 采用。

表 U.1.6 砂性土和填土的水平地基反力系数

地基土类别	k_N (kN/m ³)
松散细粉砂、松散填土	150~220
稍密细砂、稍密或中密填土	220~350
中密的中粗砂、密实老填土	350~700

3 当地基土成层时, k_N 可采用泥面下位移零点深度范围内各土层 k_N 的加权平均值。

U.1.7 设计中应将水平力标准值产生的桩身最大弯矩乘以分项系数 1.4, 作为最大弯矩的设计值。

U.2 $P-Y$ 曲线法

U.2.1 不排水抗剪强度标准值 C_u 小于等于 96kPa 的软黏土, 在往复荷载作用下 $P-Y$ 曲线可按下列规定确定。

1 桩侧单位面积的极限水平土抗力标准值, 可按下列公式计算:

1) 当 $Z < Z_r$:

$$P_u = 3C_u + \gamma Z + \frac{\zeta C_u Z}{d} \quad (U.2.1-1)$$

2) 当 $Z \geq Z_r$:

$$P_u = 9C_u \quad (U.2.1-2)$$

$$Z_r = \frac{6C_u d}{\gamma d + \zeta C_u} \quad (U.2.1-3)$$

式中:

P_u ——泥面以下 Z 深度处桩侧单位面积极限水平土抗力标准值 (kPa);

C_u ——原状黏土不排水抗剪强度的标准值 (kPa);

γ ——土的重度 (kN/m^3);

Z ——泥面以下桩的任一深度 (m);

ζ ——系数, 取 0.25~0.50;

d ——桩径或桩宽 (m);

Z_r ——极限水平土抗力转折点的深度 (m)。

2 软黏土中桩的 P - Y 曲线可按下列公式确定:

1) 当 $Y/Y_{50} < 8$ 时:

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{U.2.1-4})$$

$$Y_{50} = \rho \cdot \varepsilon_{50} \cdot d \quad (\text{U.2.1-5})$$

2) 当 $Y/Y_{50} \geq 8$ 时:

$$\frac{P}{P_u} = 1.0 \quad (\text{U.2.1-6})$$

式中:

P ——泥面以下 Z 深度处作用于桩上的水平土抗力标准值 (kPa);

P_u ——泥面以下 Z 深度处桩侧单位面积极限水平土抗力标准值 (kPa);

Y ——泥面以下 Z 深度处桩的侧向水平变形 (mm);

Y_{50} ——桩周土达极限水平土抗力一半时, 相应桩的侧向水平变形 (mm);

ρ ——相关系数, 取 2.5;

ε_{50} ——三轴仪试验中最大主应力差一半时的应变值。对饱和度和较大的软黏土, 也可取无侧限抗压强度 q_u 的一半时的应变值。

3 当无试验资料时, ε_{50} 可按表 U.2.1 采用。

表 U.2.1 ε_{50} 值

$C_u(\text{kPa})$	ε_{50}
12~24	0.020
24~48	0.010
48~96	0.007

U.2.2 对 C_u 大于 96kPa 的硬黏土，宜按试桩资料绘制 P - Y 曲线。

U.2.3 砂土单位桩长的极限水平土抗力标准值 P_u'' ，可按下列公式计算：

1 当 $Z < Z_r$ 时：

$$P_u'' = (C_1 Z + C_2 d) \gamma Z \quad (\text{U.2.3-1})$$

2 当 $Z \geq Z_r$ 时：

$$P_u'' = C_3 d \gamma Z \quad (\text{U.2.3-2})$$

式中：

C_1 、 C_2 、 C_3 ——系数；

Z ——泥面以下桩的任一深度 (m)；

d ——桩径或桩宽 (m)；

γ ——土的重度 (kN/m^3)；

P_u'' ——泥面以下 Z 深度处单位桩长的极限水平土抗力标准值(kN/m)。

3 C_1 、 C_2 和 C_3 可按图 U.2.3 确定。

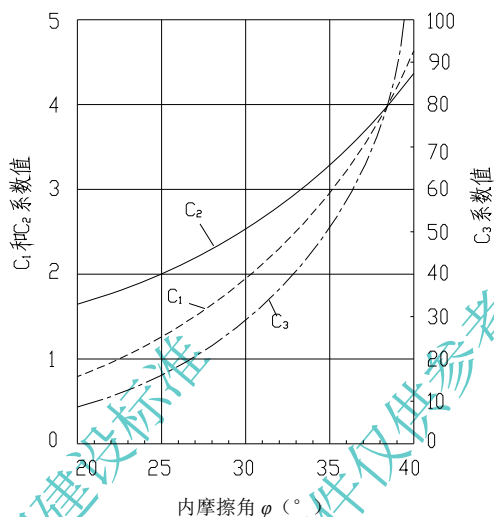


图 U.2.3 随角 φ 而变化的系数

联立求解式 U.2.3-1 与 U.2.3-2, 可得浅层土与深层土分界线深度 Z_r 。

U.2.4 砂土中桩的 P - Y 曲线, 在缺乏现场试验资料时, 可按下列公式确定:

$$P = \psi P_u th \left[\frac{kz}{\psi P_u} Y \right] \quad (\text{U.2.4-1})$$

$$\psi = \left(3.0 - 0.8 \frac{Z}{d} \right) \geq 0.9 \quad (\text{U.2.4-2})$$

式中:

P ——泥面以下 Z 深度处作用于桩上的水平土抗力标准值 (kN/m);

ψ ——计算系数;

P_u ——泥面以下 Z 深度处单位桩长的极限水平土抗力标准

值 (kN/m);

K ——土抗力的初始模量(kN/m³);

Z ——泥面以下桩的任一深度 (m);

Y ——泥面以下 Z 深度处桩的侧向水平变形 (mm);

d ——桩径或桩宽 (m)。

土抗力的初始模量可按图 U.2.4 确定。

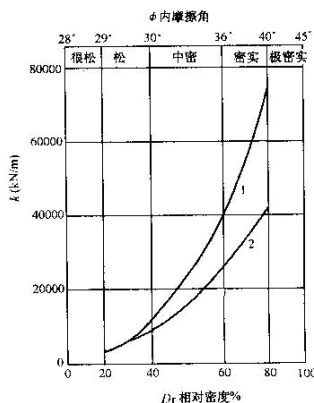


图 U.2.4 K 值曲线

1-水上 2-水下

U.2.5 在水平力作用下, 群桩中桩的中心距小于 8 倍桩径, 桩的入土深度在小于 10 倍桩径以内的桩段, 应考虑群桩效应。在非往复水平荷载作用下, 距荷载作用点最远的桩按单桩计算。其余各桩应考虑群桩效应。其 P - Y 曲线中的土抗力 P 在无试验资料时, 对于黏性土可按下式进行计算土抗力的折减系数。

$$\lambda_h = \left[\frac{\frac{S_0}{d} - 1}{7} \right]^{0.043 \left(10 - \frac{z}{d} \right)} \quad (\text{U.2.5})$$

式中:

λ_h ——土抗力的折减系数;

S_0 ——桩距(m);

d ——桩径或桩宽 (m);

Z ——泥面以下桩的任一深度(m)。

U.2.6 桩在泥面下的内力和变形,可采用 P - Y 曲线的无量纲迭代法或有限差分法进行计算。当求解码头排架,由 P - Y 曲线求 P 时,桩的变形 Y 值应为全部荷载组合后的总变形。

U.2.7 设计中应由水平力(包括土抗力)标准值产生的桩身最大弯矩乘以综合分项系数 1.4,作为最大弯矩设计值。

U.3 m 法

U.3.1 m 法假设土的水平地基抗力系数随深度增长的比例系数 (kN/m^2);

$$K=mz \quad (\text{U.3.1})$$

式中:

K ——地基土的水平抗力系数 (kN/m^3);

m ——桩侧地基土的水平抗力系数随深度增长的比例系数 (kN/m^4);

z ——计算点的深度 (m)。

m 值宜通过单桩水平静载试验确定,当无试桩资料时,可按表 U.3.1 采用。

表 U.3.1 土的 m 值

序号	地基土类别	混凝土桩、钢桩	
		m 值(kN/m^4)	相应单桩在地面处水平位移(mm)
1	淤泥、淤泥质土	2000~4500	10

2	流塑($I_L > 1$)、软塑($0.75 < I_L \leq 1$)状黏性土、 $e > 0.9$ 粉土、松散粉细砂、松散填土	4500~6000	10
3	可塑($0.25 < I_L \leq 0.75$)状黏性土、 $e = 0.7 \sim 0.9$ 粉土、稍密或中密填土、稍密细砂	6000~10000	10
4	硬塑($0 < I_L \leq 0.25$)坚硬($I_L \leq 0$)状黏性土、 $e < 0.7$ 粉土、中密的中粗砂、密实老填土	10000~22000	10

注：当水平位移大于表列数值时， m 值应适当降低。

U.3.2 桩的换算宽度可按下式计算：

当 $d \geq 1.0\text{m}$ 时：

$$b_0 = k k_f (d + 1) \quad (\text{U.3.2-1})$$

当 $d < 1.0\text{m}$ 时：

$$b_0 = k k_f (1.5d + 0.5) \quad (\text{U.3.2-2})$$

式中：

b_0 ——桩的换算宽度 (m)， $b_0 \leq 2d$ ；

d ——桩径或垂直于水平力作用方向桩的宽度 (m)；

k_f ——桩形状换算系数，视水平力作用面（垂直于水平力作用方向）而定圆形或管桩取 0.9，方桩或矩形桩取 1.0；

k ——垂直于水平力作用方向的桩间相互影响系数，不考虑群桩效应时取 1.0。

U.3.3 在水平力和力矩作用下，弹性长桩的桩身变形和弯矩，可按下列规定确定。

1 桩顶可自由转动时，桩身入土段变形和弯矩可按下列公式计算：

$$Y = \frac{H_0 T^3}{E_p J_p} A_y + \frac{M_0 T^2}{E_p J_p} B_y \quad (\text{U.3.3-1})$$

$$M = H_0 T A_m + M_0 B_m \quad (\text{U.3.3-2})$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{mb_0}} \quad (\text{U.3.3-3})$$

$$Z_m = \bar{h}T \quad (\text{U.3.3-4})$$

$$M_{\max} = M_0 C_2 \quad (\text{U.3.3-5})$$

或 $M_{\max} = H_0 T D_2 \quad (\text{U.3.3-6})$

式中:

Y ——桩身在泥面或泥面以下的变形(m);

H_0 ——作用在泥面处的水平荷载(kN);

T ——桩的相对刚度特征值(m);

E_p ——桩材料的弹性模量(kN/m²);

I_p ——桩截面的惯性矩(m⁴);

A_y 、 B_y ——变形的无量纲系数。按表 U.3.3 确定;

A_m 、 B_m ——弯矩的无量纲系数。按表 U.3.3 确定;

M_0 ——作用在泥面处的弯矩(kN·m);

b_0 ——桩的换算宽度(m), b_0 取 2d。d 为桩受力面的桩宽或桩径;

Z_m ——桩身最大弯矩泥面深度(m);

$\bar{h}$ ——换算深度(m), 根据 $C_1 = \frac{M_0}{H_0 T}$ 或 $D_1 = \frac{H_0 T}{M_0}$ 按表

U.3.3 查得;

$M_{\max}$ ——桩身最大弯矩(kN·m);

C_2 、 D_2 ——无量纲系数, 根据 $\bar{h} = Z_m / T$ 按表 U.3.3 中查得。

m ——桩侧地基土的水平抗力系数随深度增长的比例系数(kN/m⁴)。

表 U.3.3 m 法计算用无量纲系数表

换算深度 $\bar{h} = Z/T$	A_y	B_y	A_m	B_m	A_ϕ	B_ϕ	C_1	D_1	C_2	D_2
0.0	2.441	1.621	0	1	-1.621	-1.751	∞	0	1	∞
0.1	2.279	1.451	0.100	1	-1.616	-1.651	131.252	0.008	1.001	131.318
0.2	2.118	1.291	0.197	0.998	-1.601	-1.551	34.186	0.029	1.004	34.317
0.3	1.959	1.141	0.290	0.994	-1.577	-1.451	15.544	0.064	1.012	15.738
0.4	1.803	1.001	0.337	0.986	-1.543	-1.352	8.781	0.114	1.029	9.037
0.5	1.650	0.870	0.458	0.975	-1.502	-1.254	5.539	0.181	1.057	5.856
0.6	1.503	0.750	0.529	0.959	-1.452	-1.157	3.710	0.270	1.101	4.138
0.7	1.360	0.639	0.592	0.938	-1.396	-1.062	2.566	0.390	1.169	2.999
0.8	1.224	0.537	0.646	0.913	-1.334	-0.970	1.791	0.558	1.274	2.282
0.9	1.094	0.445	0.689	0.884	-1.267	-0.880	1.238	0.808	1.441	1.784
1.0	0.970	0.361	0.723	0.851	-1.196	-0.793	0.824	1.213	1.728	1.424
1.1	0.854	0.286	0.747	0.814	-1.123	-0.710	0.503	1.1988	2.299	1.157
1.2	0.746	0.219	0.762	0.774	-1.047	-0.630	0.246	4.071	3.876	0.952
1.3	0.645	0.160	0.768	0.732	-0.971	-0.555	0.034	29.58	23.438	0.792
1.4	0.552	0.108	0.765	0.687	-0.894	-0.484	-0.145	-6.906	-4.596	0.666
1.6	0.388	0.024	0.737	0.594	-0.743	-0.356	-0.434	-2.305	-1.128	0.480
1.8	0.254	-0.036	0.685	0.499	-0.601	-0.247	-0.665	-1.503	-0.530	0.353
2.0	0.147	-0.076	0.614	0.407	-0.471	-0.158	-0.865	-1.156	-0.304	0.263
3.0	-0.087	-0.095	0.193	0.076	-0.070	0.063	-1.893	-0.528	-0.026	0.049
4.0	-0.108	-0.015	0	0	-0.0003	0.085	-0.045	-22.500	0.011	0

注：本表适用于桩端置于非岩石土中或支立于岩石面上的弹性长桩。

2. 桩嵌固而转角为零时，桩身变形和弯矩，可按下列公式计算：

$$Y = (A_y - 0.93B_y) \frac{H_0 T^3}{E_p I_p} \quad (\text{U.3.3-7})$$

$$M = (A_m - 0.93B_m) H_0 T \quad (\text{U.3.3-8})$$

式中：

Y ——桩身在泥面或泥面以下的变形 (m)；

A_y 、 B_y 、 A_m 、 B_m ——分别为变形和弯矩的无量纲系数，按附表 D.3.3 确定；

H_0 ——作用在泥面处的水平荷载(kN)；

T ——桩的相对刚度特征值 (m)；

E_p ——桩材料的弹性模量(kN/m²)；

I_p ——桩截面的惯性矩 (m^4)。

U.3.4 当地基土成层时, m 采用地面以下 1.8m 深度范围内各土层 m 的加权平均值。

U.3.5 设计中应将桩由水平力 (包括土抗力) 标准值产生的桩身最大弯矩, 乘以综合作用分项系数 1.4, 作为最大弯矩设计值。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

附录 V 各类土动剪切模量比、阻尼比与剪应变关系

表 V.0.1 各类土动剪切模量比、阻尼比与剪应变关系

土类	固结压力 $\times 100 \text{kPa}$	试验统计参数			剪切模量比		剪应变							
		a (kPa) $\times 10^{-5}$	b (kPa) $\times 10^{-2}$	标准差 $\times 10^{-5}$	阻尼比 λ	G/G_0	0.5×10^{-5}	0.1×10^{-4}	0.5×10^{-4}	0.4×10^{-3}	0.5×10^{-3}	0.1×10^{-2}	0.5×10^{-2}	0.1×10^{-1}
人工填土	0.5	12.372	6.674	5.288		G/G_0	0.9962	0.9925	0.9641	0.9316	0.7441	0.6033	0.2527	0.1487
					λ		0.0393	0.0478	0.0758	0.0928	0.1450	0.1693	0.2117	0.2212
淤泥质土	0.5	16.017	5.616	5.062		G/G_0	0.9978	0.9956	0.9787	0.9583	0.8229	0.7010	0.3251	0.1955
					λ		0.0658	0.0742	0.0996	0.1136	0.1536	0.1722	0.2060	0.2140
黏土	0.5	19.605	5.456	7.847		G/G_0	0.9985	0.9971	0.9856	0.9717	0.8734	0.7754	0.4096	0.2579
					λ		0.0484	0.0556	0.0819	0.0960	0.1381	0.1592	0.2034	0.2158
黏土	2.5	5.614	1.616	1.707		G/G_0	0.9978	0.9957	0.9792	0.9597	0.8343	0.7241	0.3663	0.2288
					λ		0.0420	0.0494	0.0733	0.0874	0.1308	0.1528	0.1978	0.2102
黏土	3.0	5.610	1.576	2.188		G/G_0	0.9985	0.9971	0.9860	0.9725	0.8735	0.7802	0.4170	0.2640
					λ		0.0322	0.0388	0.0601	0.0728	0.0910	0.1331	0.0179	0.1923
粉质黏土	0.5	8.658	5.622	2.980		G/G_0	0.9963	0.9928	0.9654	0.9341	0.7526	0.6153	0.2639	0.1561
					λ		0.0393	0.0470	0.0731	0.0891	0.1377	0.1606	0.2011	0.2105
粉质黏土	1.5	3.142	2.155	1.079		G/G_0	0.9954	0.9909	0.9570	0.9192	0.7134	0.5666	0.2270	0.1277
					λ		0.0381	0.0458	0.0720	0.0882	0.1380	0.1613	0.2015	0.2104
粉质黏土	3.0	2.619	1.231	0.918		G/G_0	0.9966	0.9933	0.9680	0.9390	0.7710	0.6421	0.2959	0.1807
					λ		0.0398	0.0476	0.0732	0.0884	0.1338	0.1450	0.1534	0.2027

续表 V.0.1

土类	固结压力 $\times 100 \text{ kPa}$	试验统计参数		剪切模量 比	剪应变							
		a (kPa) $\times 10^{-5}$	b (kPa) $\times 10^{-2}$	标准差 $\times 10^{-5}$	0.5×10^{-5}	0.1×10^{-4}	0.5×10^{-4}	0.1×10^{-3}	0.5×10^{-3}	0.1×10^{-2}	0.5×10^{-2}	0.1×10^{-1}
粉质黏土	6.0	1.400	0.789	0.546	阻尼比							
					G/G_0	0.9964	0.9929	0.9658	0.9344	0.7478	0.6037	0.2434
					λ	0.0255	0.0226	0.0576	0.0731	0.1205	0.1428	0.1823
粉质黏土	0.5	5.205	5.116	1.478	G/G_0	0.9940	0.9890	0.9478	0.9015	0.6565	0.4950	0.1704
					λ	0.0377	0.0464	0.0555	0.0927	0.1408	0.1608	0.1913
					G/G_0	0.9948	0.9897	0.9518	0.9096	0.6892	0.5400	0.2068
粉质黏土	1.0	3.024	2.285	1.076	λ	0.0378	0.0455	0.0726	0.0895	0.1395	0.1610	0.1946
					G/G_0	0.9970	0.9941	0.9713	0.9442	0.7730	0.6312	0.2576
					λ	0.0385	0.0465	0.0721	0.0870	0.1302	0.1500	0.1842
粉质黏土	3.0	1.932	1.145	0.715	G/G_0	0.9961	0.9923	0.9626	0.9279	0.7230	0.5687	0.2129
					λ	0.0467	0.0557	0.0839	0.0995	0.1414	0.1589	0.1860
					G/G_0	0.9963	0.9927	0.9647	0.9317	0.7323	0.5779	0.2153
砂土	1.0	2.793	2.031	1.089	λ	0.0728	0.0830	0.1006	0.1107	0.1351	0.1444	0.1582
					G/G_0	0.9975	0.9951	0.9761	0.9534	0.8057	0.6772	0.6043
					λ	0.0473	0.0522	0.0672	0.0757	0.1014	0.1146	0.1411
砂土	3.0	1.530	0.736	0.544	G/G_0	0.9952	0.9905	0.9551	0.9157	0.7066	0.5618	0.2228
					λ	0.0644	0.0716	0.0928	0.1040	0.1317	0.1423	0.1580
												0.1612

表 V.0.2 各类土动剪切模量比、阻尼比与剪应变关系

土类	固结压力 ×100kPa	剪切模量比		剪应变							
		阻尼比	G/G_0	0.5×10^{-5}	0.1×10^{-3}	0.5×10^{-4}	0.1×10^{-3}	0.5×10^{-3}	0.1×10^{-2}	0.5×10^{-2}	0.1×10^{-1}
填土	0.5	G/G_0	0.9967	0.9935	0.9682	0.9383	0.7525	0.6032	0.2331	0.1319	
		λ	0.0794	0.0858	0.1025	0.1104	0.1291	0.1361	0.1466	0.1486	
淤泥	1.0	G/G_0	0.9965	0.9930	0.9662	0.9346	0.7407	0.5882	0.2222	0.1250	
		λ	0.0421	0.0515	0.0849	0.0993	0.1485	0.1700	0.2048	0.2120	
淤泥质黏土	0.5	G/G_0	0.9965	0.9931	0.9665	0.9352	0.7428	0.5908	0.2240	0.1262	
		λ	0.0446	0.0542	0.0845	0.1017	0.1499	0.1708	0.2044	0.2114	
淤泥质黏土	1.0	G/G_0	0.9970	0.9941	0.9712	0.9440	0.7733	0.6278	0.2522	0.1443	
		λ	0.0425	0.0515	0.0804	0.0969	0.1438	0.1648	0.2004	0.2081	
黏土	1.5	G/G_0	0.9960	0.9921	0.9618	0.9265	0.7160	0.5576	0.2013	0.1119	
		λ	0.0400	0.0493	0.0791	0.0964	0.1447	0.1653	0.1974	0.2038	
黏土	5.5	G/G_0	0.9952	0.9907	0.9550	0.9139	0.6797	0.5148	0.1750	0.0959	
		λ	0.0252	0.0328	0.0596	0.0764	0.1259	0.1475	0.1806	0.1870	
黏土	5.5	G/G_0	0.9975	0.9951	0.9756	0.9527	0.8010	0.6681	0.2870	0.1676	
		λ	0.0295	0.0370	0.0623	0.0775	0.1240	0.1466	0.1882	0.1980	
黏土	6.0	G/G_0	0.9965	0.9930	0.9659	0.9340	0.7390	0.5861	0.2207	0.1240	
		λ	0.0385	0.0471	0.0748	0.0908	0.1357	0.1554	0.1870	0.1935	
黏土	7.5	G/G_0	0.9971	0.9942	0.9717	0.9449	0.7742	0.6316	0.2553	0.1463	
		λ	0.0286	0.0357	0.0596	0.0738	0.1164	0.1363	0.1710	0.1787	
粉土	2.0	G/G_0	0.9867	0.9728	0.8772	0.7813	0.4168	0.2632	0.0667	0.0345	
		λ	0.0253	0.0349	0.0713	0.0938	0.1494	0.1670	0.1868	0.1898	
粉土	3.0	G/G_0	0.9895	0.9792	0.9039	0.8247	0.4847	0.3199	0.0860	0.0449	
		λ	0.0175	0.0245	0.0519	0.0699	0.1188	0.1362	0.1576	0.1610	
粉土	5.0	G/G_0	0.9957	0.9915	0.9589	0.9210	0.7000	0.5384	0.1892	0.1045	
		λ	0.0287	0.0359	0.0598	0.0739	0.1139	0.1310	0.1573	0.1624	
粉土	6.5	G/G_0	0.9948	0.9897	0.9506	0.9058	0.6580	0.4903	0.1613	0.0877	
		λ	0.0187	0.0249	0.0478	0.0626	0.1071	0.1265	0.1557	0.1613	

续表 V.0.2

土类	固结压力 ×100kPa	剪切模量比 阻尼比	剪应变							
			0.5×10^{-5}	0.1×10^{-3}	0.5×10^{-4}	0.1×10^{-3}	0.5×10^{-3}	0.1×10^{-2}	0.5×10^{-2}	0.1×10^{-1}
粉土	7.5	G/G_0	0.9760	0.9532	0.8027	0.6705	0.2892	0.1691	0.0391	0.0199
		λ	0.0210	0.0304	0.0675	0.0897	0.1373	0.1498	0.1623	0.1641
粉土	8.0	G/G_0	0.9899	0.9600	0.9073	0.8303	0.4945	0.3285	0.0891	0.0466
		λ	0.0178	0.0251	0.0546	0.0742	0.1289	0.1488	0.1736	0.1777
粉质黏土	0.5	G/G_0	0.9965	0.9931	0.9664	0.9381	0.7423	0.5902	0.2236	0.1259
		λ	0.0387	0.0473	0.0749	0.0907	0.1353	0.1548	0.1864	0.1929
粉质黏土	1.0	G/G_0	0.9937	0.9874	0.9400	0.8868	0.6105	0.4393	0.1355	0.0727
		λ	0.0413	0.0516	0.0853	0.1047	0.1561	0.1756	0.2019	0.2066
粉质黏土	2.0	G/G_0	0.9967	0.9934	0.9681	0.9381	0.7519	0.6024	0.2326	0.1316
		λ	0.0246	0.0318	0.0578	0.0741	0.1248	0.1490	0.1908	0.1999
粉质黏土	3.0	G/G_0	0.9949	0.9898	0.9512	0.9070	0.6610	0.4936	0.1632	0.0888
		λ	0.0207	0.0275	0.0525	0.0684	0.1164	0.1373	0.1688	0.1748
粉质黏土	5.0	G/G_0	0.9964	0.9928	0.9650	0.9324	0.7340	0.5798	0.2163	0.1213
		λ	0.0223	0.0291	0.0535	0.0690	0.1171	0.1397	0.1776	0.1856
粉质黏土	5.5	G/G_0	0.9959	0.9919	0.9606	0.9242	0.7092	0.5494	0.1961	0.1087
		λ	0.0263	0.0325	0.0577	0.0732	0.1195	0.1401	0.1730	0.1796
粉质黏土	6.0	G/G_0	0.9963	0.9926	0.9643	0.9310	0.7296	0.5742	0.2124	0.1188
		λ	0.0233	0.0299	0.0532	0.0675	0.1110	0.1310	0.1638	0.1707
粉质黏土	8.0	G/G_0	0.9970	0.9940	0.9706	0.9428	0.7672	0.6224	0.2479	0.1415
		λ	0.0286	0.0358	0.0598	0.0741	0.1167	0.1365	0.1706	0.1780
粉砂	3.0	G/G_0	0.9971	0.9942	0.9716	0.9449	0.7741	0.6314	0.2552	0.1463
		λ	0.0227	0.0287	0.0492	0.0617	0.0997	0.1177	0.1495	0.1566
粉砂	6.5	G/G_0	0.9973	0.9946	0.9733	0.9481	0.7849	0.6460	0.2674	0.1543
		λ	0.0175	0.0228	0.0421	0.0545	0.0945	0.1145	0.1517	0.1604
粉砂	7.5	G/G_0	0.9943	0.9887	0.9460	0.8976	0.6368	0.4672	0.1492	0.0806
		λ	0.0196	0.0257	0.0479	0.0617	0.1020	0.1188	0.1430	0.1475

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样作不可的用词：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的用词，采用“可”。

2 条文中指明按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《建筑结构可靠度设计统一标准》 GB50068
- 2 《建筑工程荷载规范》 GB50009
- 3 《建筑地基基础设计规范》 GB50007
- 4 《混凝土结构设计规范》 GB50010
- 5 《钢结构设计规范》 GB50017
- 6 《建筑抗震设计规范》 GB50011
- 7 《岩土工程勘察规范》 GB50021
- 8 《湿陷性黄土地区建筑规范》 GB50025
- 9 《地下工程防水技术规范》 GB50108
- 10 《地铁设计规范》 GB50157
- 11 《港口工程结构可靠度设计统一标准》 GB50158
- 12 《混凝土结构工程施工及验收规范》 GB50204
- 13 《给水排水工程结构设计规范》 GB50069
- 14 《给水排水管道工程施工及验收规范》 GB50268
- 15 《地下铁道工程施工及验收规范》 GB50299
- 16 《建筑边坡工程技术规范》 GB50330
- 17 《建筑基坑工程技术规范》 JGJ120
- 18 《给水排水工程管道结构设计规范》 GB50332
- 19 《盾构法隧道工程施工及验收规范》 GB50446
- 20 《城市轨道交通技术规范》 GB50490
- 21 《城市轨道交通岩土工程勘察规范》 GB50307
- 22 《城市轨道交通工程监测技术规范》 GB50911
- 23 《建筑基坑工程监测技术规范》 GB50497

- 24《建筑结构设计术语和符号标准》 GB/T50083
25《土工试验方法标准》 GB/T50123
26《建筑变形测量规范》 JGJ8
27《建筑地基处理技术规范》 JGJ79
28《建筑桩基技术规范》 JGJ94
29《钢筋机械连接通用技术规程》 JGJ107
30《钢筋焊接及验收规定》 JGJ81
31《公路桥涵地基与基础设计规范》 JTGD63
32《公路工程抗震设计规范》 JTJ004
33《公路加筋土工程设计规范》 JTJ015
34《公路粉煤灰路堤设计与施工技术规范》 JTJ016
35《公路桥位勘测设计规程》 JTJ062
36《港口工程荷载规范》 JTJ215
37《水运工程水工建筑物原型观测技术规范》 JTJ218
38《水运工程抗震设计规范》 JTJ225
39《港口工程混凝土结构设计规范》 JTJ267
40《板桩码头设计与施工规范》 JTJ292
41《港口岩土工程勘察规范》 JTS133-1
42《港口工程地基规范》 JTS147-1
43《防波堤设计与施工规范》 JTS154-1
44《重力式码头设计与施工规范》 JTS167-2
45《港口工程桩基规范》 JTS167-4
46《水运工程塑料排水板应用技术规程》 JTS206-1
47《建筑地基基础工程施工质量验收规范》 GB 50202
48《市政工程勘察规范》 CJJ56
49《给水排水工程钢筋混凝土沉井结构设计规程》 CECS137
50《预应力混凝土管桩技术规程》 DB29-110
51《预应力混凝土空心方桩技术规程》 DB29-113

52 《钻孔灌注桩成孔、地下连续墙成槽检测技术规程》
DB29-112

53 《天津市地基土层序划分技术规程》 DB29-191

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

天津市工程建设标准

天津市岩土工程技术规范

DB/T 29-20-2017

J 10061-2017

条文说明

2017 天 津

修订说明

《天津市岩土工程技术规范》DB/T29-20-2017, 经天津市城乡建设委员会 2017 年 3 月 23 日以津建科【2017】111 号公告批准、发布。本规范是在天津市《岩土工程技术规范》DB/T29-20-2000 的基础上修订而成的, 上一版的主编单位是天津大学、天津市建筑设计院, 参编单位是天津市勘察院、天津港湾工程研究所、天津市地震工程研究所、天津市建筑科学研究院、天津市市政工程设计研究院, 主要起草人员是顾晓鲁、徐文忠、刘树林、孙万禾、王承春、周家宝、毕继成, 主要参加人员是尹金凤、石曾传、李林、杨石红、徐激抒、陆培毅、闫澍旺、赵金枝。本次修订的主要技术内容是:

- 1、补充了术语一章;
- 2、单独编写了《天津市岩土工程勘察规范》, 本规范修订为岩土工程勘察要点;
- 3、在地基计算中, 去掉地基承载力设计值的概念, 改为地基承载力特征值; 去掉地基承载力抗力分项系数, 改为地基承载力安全系数, 相关计算公式做相应调整;
- 4、边坡稳定按现行的国标《建筑边坡工程技术规范》GB 50330, 增加了土坡设计的坡率法内容; 边坡稳定计算极限设计表达式修订为采用综合安全系数方法;
- 5、地基处理增加复合地基计算内容; 给出了复合地基的稳定计算方法; 去掉石灰桩法地基处理方法、港湾工程换填砂垫层法、轻型真空井点法、水上深层水泥土搅拌法; 增加了考虑井阻与涂抹效应对地基应力固结度的影响, 给出了计算公式; 增加了插板期间沉降和预压期间沉降计算方法;

6、桩基础根据统计结果，给出了根据静力触探估算单桩竖向极限承载力标准值公式；根据统计结果，给出了后注浆单桩极限承载力标准值估算方法；删掉了桩基沉降值计算简化式，改为单向压缩分层总和法公式，地基附加应力分布计算采用 1) 实体深基础方法 2) 明德林应力公式方法。并给出了桩基沉降计算经验系数；将单行本《沉降控制桩基技术规程》DB29-105-2004 废止，内容纳入本规范，形成 10.8 减沉复合桩基础；给出了复合配筋预应力桩基础推荐配筋表和承载力计算公式；

7、基坑工程根据超过十年的基坑工程设计、施工、应用等发展，补充大量内容；补充基坑工程与地下工程勘察与环境调查要求；针对基坑工程构造要求、设计计算、基坑工程逆作法、地下水控制做了相应调整补充完善；补充了岩体基坑工程；对基坑稳定性内容作了适当调整和完善，增加了基坑防连续倒塌设计内容；给出了基坑变形控制措施并提出了基坑监测要求；

8、增加了盾构隧道工程内容；

9、增加了顶管工程内容；

10、港湾工程地基基础去掉采用合理偏心距减小基础有效宽度降低承载力的方法，改为同时考虑设计荷载、极限荷载的分布，按不违背屈服准则的原则确定地基承载力；新增土坡与地基稳定内容；增加考虑不同固结情况计算沉降量，欠固结应力计算；对不同的桩型给出了承载力抗力分项系数，方便使用；对按经验参数法计算各类桩的轴向承载力进行了统计分析及对比研究；增加水平力作用下非弹性长边桩的计算。

本标准修订过程中，编制组进行了周密详尽的调查研究，总结了我国岩土工程建设的实践经验，同时参考了外省市先进技术法规、技术标准修订了本标准。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本标准时能正确理解和执行条文规定，《天津市岩土工程技术规范》

编制组按章、节、条顺序编制了本标准的条文说明，对条文规定的目的、依据及执行中需注意的有关事项进行了说明。但是，本条文说明不具备与标准正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

目 次

3	基本规定	421
4	岩土工程勘察要点	422
4.1	地基土类型	422
4.2	地下水类型与划分	422
4.3	勘察阶段与工作量布置	423
4.4	室内试验和原位测试	424
4.5	勘察报告	425
5	地基计算	426
5.1	基础埋置深度	426
5.2	承载力计算	427
5.3	变形计算	434
6	边坡稳定	436
6.1	一般规定	436
6.2	抗剪强度指标	437
6.3	边坡设计	438
6.4	边坡稳定验算	439
6.5	保证边坡稳定的措施	442
7	地基处理	443
7.1	一般规定	443
7.2	复合地基计算	443
7.3	垫层法	450

7.4	振动压密法.....	457
7.5	小能量连续强夯法.....	458
7.6	砂石桩法.....	459
7.8	堆载预压法.....	462
7.9	真空预压法.....	466
7.10	真空预压联合堆载预压法.....	469
7.13	路基处理.....	470
8	软弱地基.....	473
8.1	一般规定.....	473
8.3	建筑设计措施.....	473
8.4	结构设计措施.....	474
8.5	大面积地面荷载.....	474
8.6	施工措施.....	475
9	浅基础.....	476
9.2	无筋扩展基础.....	476
9.3	扩展基础.....	476
9.4	柱下条形基础.....	481
9.5	筏形基础.....	482
10	桩基础.....	500
10.1	一般规定.....	500
10.4	桩基竖向承载力计算.....	506
10.5	桩基沉降计算.....	509
10.8	减沉复合桩基础.....	512

10.9	灌注桩施工	516
10.10	预制桩施工	517
11	基坑工程	521
11.1	一般规定	521
11.2	土压力与水压力	521
11.3	支挡式支护结构构造要求	523
11.4	支挡式支护结构设计计算	524
11.8	水泥土支护结构	527
11.9	地下水控制	529
11.10	防连续倒塌设计原则	530
11.11	基坑变形控制	540
12	盾构隧道工程	548
12.1	一般规定	548
12.2	隧道勘察	548
12.3	隧道结构设计	548
12.4	盾构隧道土体加固	557
12.5	盾构机掘进	557
12.6	盾构机轴线控制	558
12.7	盾构机纠偏量的控制	560
12.8	特殊地段施工	561
12.9	壁后注浆	563
12.10	隧道防水	565
13	顶管工程	567

13.1	一般规定	567
13.2	顶管管材	569
13.3	顶管工作井设计	571
13.5	顶管顶力计算	572
13.6	顶进方法的选择	573
13.8	顶进	573
13.9	减阻与注浆	574
13.10	中继间	574
13.11	顶管允许偏差	575
14	市政工程地基基础	576
14.1	一般规定	576
14.2	桥涵基础	576
14.3	板桩岸壁	578
14.4	加筋土挡土墙	580
14.5	重力式挡土墙	581
14.6	管道基础	582
14.7	沉井	584
14.8	边坡稳定	586
15	港湾工程地基基础	587
15.1	一般规定	587
15.2	地基承载力	588
15.3	土坡和地基稳定	593
15.4	地基沉降	599

15.5	桩基工程	605
16	场地与地基抗震	612
16.1	一般规定	612
16.2	场地	612
16.3	场地反应谱	613
16.4	场地稳定性	613
17	现场检验与监测	614
17.1	一般规定	614
17.2	基槽的检验与监测	614
17.3	基坑与地下工程的检验与监测	615
17.4	桩基础检验与监测	616
17.5	建筑物沉降观测	619

天津工程建设标准

电子文件仅供参考

请以正式出版物为准

3 基本规定

3.0.1 根据《建筑结构设计统一标准》规定的极限状态设计原则，极限状态分为两类：

1 承载能力极限状态：这种极限状态对应于结构或结构构件达到最大承载能力或不适于继续承载的变形。

2 正常使用极限状态：这种极限状态对应于结构或结构构件达到正常使用或耐久性能的某项规定值的使用状态。

对于岩土工程而言，这两类极限状态，前者主要考虑有关岩土工程安全性的功能，后者主要考虑有关岩土工程适用性和耐久性的功能。

3.0.3 鉴于天津市处于软土地区，开挖较深的基坑工程难度较大，相对于全国规范适当扩大地基基础设计等级为甲级的基坑支护范围是合理的。

根据天津地区工程经验，开挖深度大于 14m 的基坑工程大多涉及承压含水层的处理问题，即需解决基坑抗突涌稳定性问题和抽降承压含水层的环境影响问题。周边环境复杂、环境保护要求高的基坑工程主要指基坑周边涉及既有建筑物、构筑物保护；管线、城市轨道交通等市政设施保护的相关基坑工程。

4 岩土工程勘察要点

4.1 地基土类型

4.1.2 天津市区人工填土于公元 1234 年起,随着人为活动而产生。

素填土主要分布于市区边缘地带,在人工填土中,素填土的工程性质相对较好。其中可含有砖瓦碎片类人为杂物,条件是这类杂物强度较高、稳定性较好,而且含量很少、颗粒较小、呈分散状态分布、彼此不相搭接,对其工程性质无明显影响。素填土常按其组成土性定名,如粉质黏土填土。

杂填土包括废墟土、炉灰、垃圾土及堆填粉煤灰等,主要分布于老居民区及沟、坑、洼地。工程性质差,不经处理一般不能作为地基持力层使用。

冲填土(俗称“吹填土”)包括海河泥沙冲填土和粉煤灰冲填土。海河泥沙冲填土主要分布于和平区、河西区、南市、二宫及中山门一带。粉煤灰冲填土主要分布于市区东部边缘地带。冲填土堆积的原始地貌多为旧水坑、低洼地。受其沉积形成过程和原始地貌控制,具有分布厚度不均、承载力低、易流动、易液化等特性。

4.2 地下水类型与划分

4.2.1 天津地区潜水埋藏较浅,工程勘察时可利用干钻钻至地下水水面,观测初见水位及恢复到稳定状态的静止水位。对埋藏于第Ⅱ

陆相层(Q_4^{al})及其以下的各层承压水,如在钻孔中量测不同承压含水层的水位时,需采取相应的止水措施进行分层观测。

据动态观测资料分析,天津地区潜水主要依靠大气降水补给。潜水水位的季节变化受大气降水的影响十分明显。高水位期出现在雨季后期的9月份,低水位期则出现在干旱少雨的4、5月份。潜水位年变化幅度的多年平均值约为0.8m,当工程勘察需评价潜水位动态变化对岩土体或建筑物产生的作用时,应考虑此变化规律。

在天津地区,与工程建设有着密切关系的浅层承压水,由于缺少系统的动态观测资料,目前尚难以提供其动态变化规律。据分析,其动态变化受大气降水季节影响程度应低于潜水。

工程勘察及潜水动态观测资料表明,浅层地下水化学成分较为稳定,季节性变化不明显。

4.3 勘察阶段与工作量布置

4.3.1 有关工程勘察的阶段划分和各阶段的勘察评价内容、勘察前的准备工作等,多属共性问题,国家和地方有关标准已作明确规定,未予重复。

4.3.2~4.3.4 详勘阶段勘察工作布置,根据国家有关规范和本地区多年实践经验确定。

4.3.5 查清基坑外围一定范围内的地层和地下水条件是基坑工程勘察的一项重要工作内容,也是基坑支护设计与开挖影响评价的基础依据。工程勘察中除在基坑周边正常布置工作量外,尚宜在距离基坑边界一定范围内适量布置勘探孔,当不具备施工条件时应注意搜集相关资料,并进行评价,以满足基坑支护设计的需要。

4.3.8 提供基坑边界处的工程地质剖面图,可以方便设计人员直观、全面地了解基坑支护结构附近的地层条件和含水层发育情况,

以方便选取合理的岩土设计参数，有针对性地采取工程处理措施，有利于提高设计质量，保证工程安全。

4.4 室内试验和原位测试

4.4.1 岩土性质室内试验的技术方法，与土力学的发展水平和当前的技术水平相联系，工程勘察中具体试验项目和试验方法的选择决定于岩土特性和工程类型，并与设计计算方法密切相关，有关内容、要求和试验技术标准在国内多属共性问题，现行《岩土工程勘察规范》GB 50021、《土工试验方法标准》GB/T 50123 和《工程岩体试验方法标准》GB/T 50266 已有详细规定，应遵照执行。

为使室内试验尽可能模拟岩土实际条件，充分反映岩土特性，成果可靠，并符合工程特点和设计计算需要，实现试验效果与经济性的统一，对复杂工程和特种试验项目制定专门试验方案是必要的。

4.4.2 原位测试的适用范围、设备、仪器标准、测试方法和要求，现行《岩土工程勘察规范》GB 50021 已有明确规定，应遵照执行。本规范仅就重点问题加以强调或作出补充性规定。

有关原位测试结果评价岩土特性指标，应强调的是，必须有充分的直接对比试验依据。本着这一原则，静力触探、动力触探等已有研究成果，经验证效果较好；旁压试验、扁铲侧胀试验尚未有成熟完善的地区研究成果，工作中应多积累对比试验资料，以便提升和完善。

4.5 勘察报告

4.5.1 ~ 4.5.5 勘察报告是勘察工作的最终成果，是地基基础设计、结构抗震设计、深基坑设计和施工组织设计等的基础文件。本规定是对各个阶段勘察报告总的技术要求。勘察人员应针对具体的工程特点和工程地质条件，突出重点，有针对性的编写勘察报告。有关勘察报告的内容、格式应符合现行地方标准《天津市岩土工程勘察规范》DB/T 29-247 的规定。

天津工程建设标准

电子文件仅供参考

请以正式出版物为准

5 地基计算

5.1 基础埋置深度

按天津地区的地层结构特点,在满足地基的承载力、变形和稳定性条件下,一般建筑物浅基础宜尽量浅埋,目的在于利用表层土质较好的“硬壳层”(Q_4^3al 、 Q_4^3l+h 层)为持力层,以充分发挥地基潜力。但天津地区平均冻深为 0.6m,为防止地基土冻胀的影响,基础埋深又不能小于此深度,并应注意做好防冻害措施。天津市地下水位较高,若基础埋深在地下水位以下时,则要做好施工排水工作,预防对地基土的扰动。当地下水、土有腐蚀性时,应采取防止基础腐蚀的措施。另应注意,不可将可液化土层直接作为地基持力层。当基础埋深大于原有相邻建筑物基础时,要保持一定的净距,当不能满足要求时,可考虑分段施工,设临时的基坑支护等施工措施。

对高层建筑物,本节仅指明确定基础埋深应考虑的因素和基础埋置深度应保证地基稳定性的一般原则。条文中所列抗震设防区高层建筑箱型、筏形基础和桩箱、桩筏基础埋深的经验值,是根据工程实践和有关研究结果给出的,详见《高层建筑箱型与筏形基础技术规范》JGJ 6—2011 第 5.2.3 条说明。

5.2 承载力计算

5.2.1、5.2.2

1 对于传至基础底面的荷载采用正常使用极限状态标准组合。

2 抗力采用地基承载力特征值。

5.2.3

载荷试验确定地基承载力按附录 C。

5.2.4、5.2.5

1 采用物理指标确定地基承载力，按附录 A 规定，求得统计修正后土的物理性指标，查表 5.2.4-1 至表 5.2.4-4，求得地基承载力特征值 f_{ak} 。表中数值由载荷试验（载荷板长 1m、宽 1m、埋深 1m）结果与土的物理指标数值相关统计得到。

2 经修正后标准贯入试验锤击数 N' 及轻型圆锥动力锤击数 N_{10} ，应按附录 A 统计修正，查表 5.2.5-2 至 5.2.5-4，确定土的承载力特征值。

5.2.6 地基承载力特征值的计算公式：

$$f_a = f_{ak} + \eta_d \gamma_m (d - 1.0) \quad (1)$$

1 修正后的地基承载力特征值是由地基承载力特征值经过深度修正后确定的。

2 对于地基承载力不进行基础宽度的修正。这是因为：

- 1) 天津地区浅层土，土质软弱，压缩性高，按地基变形考虑不宜进行基础宽度修正；
- 2) 从土的物理指标分析，浅层土多为填土、淤泥类土或 e 及 I_L 大于 0.85 的黏性土，不宜进行基础宽度修正。

3 基础埋深的地基承载力修正系数 η_d 与土的强度有关。根据《天津市建筑地基基础设计规范》TBJ1—88 资料分析土的摩擦角

与土的孔隙比有一定关系，为此订出了本规范的表 5.2.6 地基承载力深度修正系数 η_d 。

5.2.7 理论公式问题

载荷试验是验证规范承载力公式和各理论计算模式的依据。

通过收集资料共获得 30 台载荷试验及附近地质资料，由载荷试验得到的极限荷载 p_u ，一般按 $p_u/2$ 确定载荷试验的容许承载力 R_p ，用载荷试验的地质资料提供的 γ 及固结快剪指标 c 、 φ ，分别用国标公式计算容许承载力 F_v ，用天津规范公式 TBJ1—88 计算 $p_{1/4}$ （天津规范公式与 $p_{1/4}$ 相同），用理论公式如 Terzaghi、Hansen、Vesic、Skempton、Haifachen 等公式计算承载力，表 1 给出了上述计算结果。

由表 1 和图 1 可知： R_p 和 F_v 接近， R_p/F_v 比值接近 1.0，可见国标公式是有载荷试验为依据的，在 $\varphi=22^\circ\sim26^\circ$ 范围内基本适合天津土质情况。

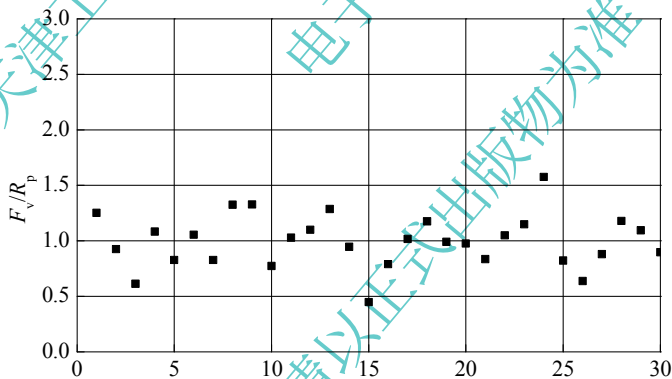
由表 1 可知天津规范公式计算 $\varphi=22^\circ\sim26^\circ$ 范围内的容许承载力 $p_{1/4}$ 与 R_p 也很接近，两者比值的平均值： $\frac{1}{30}\sum_{i=1}^{30}(p_{1/4}/R_p)_i=0.96$ 。因此载荷试验、国标公式以及天津规范公式（ $p_{1/4}$ ）基本一致。说明它们都是以载荷试验为依据的。

表 1 载荷试验、国标公式以及理论公式确定（或计算）的地基承载力（kPa）

序号	载荷试验 R_p	国标公式 F_v	比值 F_v/R_p	天津规范 $p_{1/4}$	Hansen		Terzaghi	Vesic	Skempton	Haifachen
					p_{HS}	$p_{HS}/3$				
1	120	152.4	1.27	152.1	450.3	150.1	588.2	532.9	141.8	424.1
2	120	113.3	0.94	112.7	377.8	125.9	513.4	469.8	89.2	473.7
3	120	75.0	0.63	74.3	238.1	79.4	331.5	294.5	60.5	298.8
4	144	157.8	1.10	152.0	556.4	185.5	800.1	713.8	114.1	728.6
5	145	121.6	0.84	118.6	333.3	111.1	436.8	391.3	113.3	393.1
6	135	143.3	1.06	143.1	402.1	134.0	524.4	470.1	138.5	471.9
7	175	148.2	0.85	147.8	469.9	156.6	630.9	574.5	123.7	578.4
8	120	161.3	1.34	158.3	462.0	154.0	607.5	545.9	157.9	548.7
9	105	141.4	1.34	137.0	544.4	181.5	762.3	711.1	92.7	719.6
10	150	118.8	0.79	117.5	426.5	142.2	587.9	543.4	86.9	549.3

续表 1

11	120	124.9	1.04	121.2	439.6	146.5	611.0	560.3	90.9	567.1
12	140	155.9	1.11	156.4	508.5	169.5	677.1	622.0	131.0	625.0
13	90	116.6	1.30	116.2	315.8	105.3	407.0	363.2	118.4	364.1
14	120	114.8	0.96	115.2	439.9	146.6	616.3	569.7	79.6	576.8
15	180	85.3	0.47	81.9	302.5	100.8	433.2	390.5	57.2	397.5
16	160	127.5	0.80	124.5	479.5	159.8	669.8	621.4	86.4	628.8
17	150	154.8	1.03	151.8	524.4	174.8	711.2	655.8	119.6	660.8
18	120	141.8	1.18	133.3	546.4	182.1	775.5	720.3	87.1	730.8
19	150	150.2	1.00	148.5	432.6	144.2	563.6	509.2	140.5	510.7
20	150	146.1	0.97	144.1	441.5	147.2	581.4	529.4	128.5	531.5
21	150	125.3	0.84	123.9	381.2	127.1	505.6	459.4	109.1	461.7
22	120	126.3	1.05	122.9	404.7	134.9	553.7	503.0	97.4	507.9
23	110	126.3	1.15	123.6	397.5	132.5	540.2	490.1	100.2	494.5
24	100	156.5	1.56	154.3	488.6	162.9	654.3	596.0	130.0	585.6
25	130	108.6	0.84	105.0	358.6	119.5	499.6	452.2	78.8	458.0
26	160	99.6	0.63	99.0	317.2	105.7	435.0	392.5	79.3	350.2
27	165	146.8	0.89	140.8	489.4	163.1	676.2	617.7	105.8	624.5
28	115	136.6	1.19	134.3	482.1	160.7	672.4	614.8	97.2	622.4
29	120	132.1	1.10	130.1	440.6	146.9	595.2	547.9	103.0	551.7
30	103	93.2	0.90	88.0	350.7	116.9	512.5	461.8	57.2	471.9
平均	132.9	130.1	1.01	127.6		142.2				

图1 F_v 与 R_p 的比较

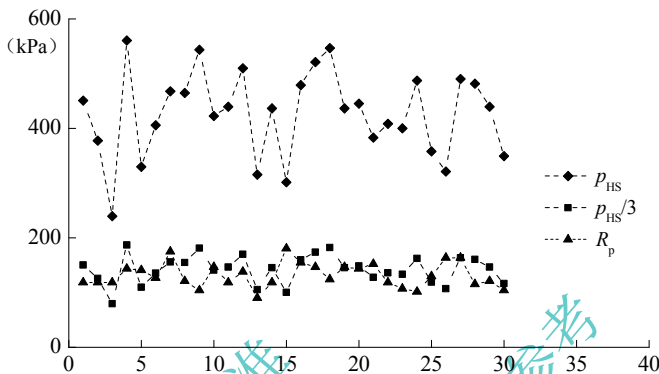


图2 p_{HS} 与 R_p 的比较

进行地基承载力可靠度分析应选择极限状态承载力公式,选择的依据是看其是否与载荷试验确定的容许承载力 R_p 有较好的关系和规律性。由表1可知在五种极限承载力公式中, Terzaghi 公式、Vesic 公式、Haifachen 公式计算值大大高于 R_p , Skempton 公式比 R_p 和 p_{HS} 还偏小,同时它只适于 $\varphi=0$ 的饱和软黏土,只有 Hansen 公式与 R_p 的比值呈规律性变化,按照 Hansen 公式规定的安全系数 $K=3$, p_{HS}/K 与 R_p 相接近,见图2, $\frac{1}{3}P_{HS}$ 与 R_p 的平均比值为:

$$\frac{1}{30} \sum_{i=1}^{30} \left(\frac{1}{3} p_{HS} / R_p \right)_i = 1.07, \text{ 因此 } p_{HS}/3 \text{ 与 } R_p \text{ 基本一致, 同时该式}$$

考虑因素全面,且已被港工规范应用,因此推荐 Hansen 公式作为计算极限承载力的理论公式。

极限状态计算模式的修正:

由图2可知 p_{HS} (为 Hansen 公式计算的极限承载力) 在天津表层土 $\varphi = 22^\circ \sim 26^\circ$ 范围内与国标公式计算的容许承载力 F_v (或叫做承载力设计值) 基本一致,而在 φ 的更大范围内 p_{HS} 与 F_v 的关系需作进一步分析。

另外,与港工相比,建筑工程地基对变形有更严格要求,在保证安全度相同条件下,用 Hansen 公式计算的极限承载力可能偏大。

鉴于以上两种情况,需研究 φ 在 $22^\circ \sim 38^\circ$ 范围内 p_{HS} 与 F_v 的经验关系,当然 p_{HS} 与 F_v 是由两种计算理论得到的结果,但这并不妨碍建立两者的经验关系。

由图 3 给出了 $p_{\text{HS}}/F_v \sim \varphi$ 经验关系曲线,发现当 $22^\circ \leq \varphi \leq 38^\circ$ 时两者存在很好的线性关系,在计算中采用 c (黏聚力)、 d (埋深)、 b (基础宽)、 γ (重度)在合理取值内的各种组合。

图 3 的线性关系可用下式表达。

$$p_{\text{HS}}/F_v = K \varphi \quad (2)$$

式中:

K —— $p_{\text{HS}}/F_v \sim \varphi$ 直线斜率 (1/度), $K=0.1246$ (1/度);

φ ——内摩擦角 ($^\circ$);

p_{HS} ——用 Hansen 公式计算的地基极限承载力 (kN/m^2);

F_v ——用《国标》公式计算的地基承载力设计值 (kN/m^2) 即容许承载力。

由图 3 及式 2 可知 p_{HS} 与 F_v 比值在 $\varphi=22^\circ \sim 26^\circ$ 附近等于 3.0 左右,随着 φ 的增大 p_{HS}/F_v 在增大。

为了保证 $p_{\text{HS}}/3$ 与载荷试验 R_p 、国标公式 F_v 在 $\varphi=22^\circ \sim 38^\circ$ 范围内相一致,同时在安全度相同的条件下 p_{HS} 不致偏大,取 $p_{\text{HS}}/F_v=3$ 作为安全系数 SF 的标准,修正式 (2)。将式 (2) 作如下交换:

$$\frac{\frac{p_{\text{HS}}}{0.1246} \varphi}{SF} = K \quad (3)$$

取安全系数 $K=3$ 则上式变为:

$$p_{\text{HS}}/0.04153 \varphi / F_v = 3 \quad (4)$$

(4) 也可化为 φ 角和斜率 K 以弧度表示的公式:

$$0.42 p_{\text{HS}} / \varphi / F_v = 3 \quad (5)$$

以上二式中的 $p_{\text{HS}}/0.04153 \varphi \approx p_{\text{HS}}/0.0415 \varphi$ 或 $0.42 p_{\text{HS}}/\varphi$ 为修

正的 Hansen 公式，它与 F_v 之比总等于 $SF=3.0$ 。实际计算中， φ 取持力层范围内的均值 $\bar{\varphi}$ 。

由式 (2) 或 (4) 可得：

$$p_{HS}/3 \times 0.04153 \varphi / F_v = p_{HS}/0.1246 \varphi / F_v = 1.0 \quad (6)$$

设 $p_{HS}/0.1246\varphi = p'$ ，则 p' 与天津市 30 台载荷试验结果 R_p 的比较见图 4； p' 与国际公式 F_v 的比值见图 5，从以上两图可知 p' 与 R_p 及 F_v 吻合较好，天津规范公式与 $p_{1/4}$ 相同从而验证了式 (6) 的可靠性与实用性。

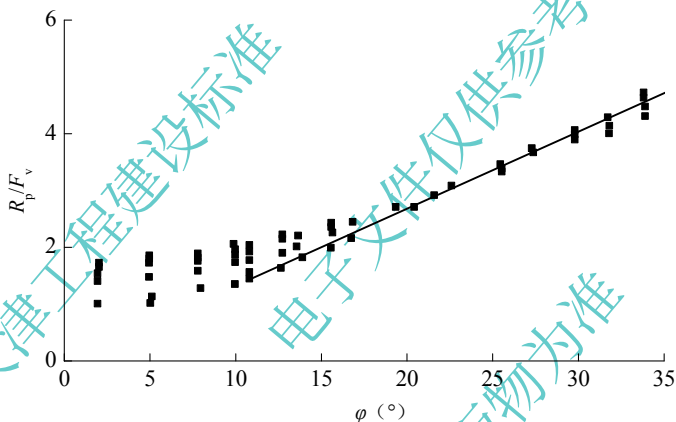


图 3 Hansen 公式与 F_v 的比值

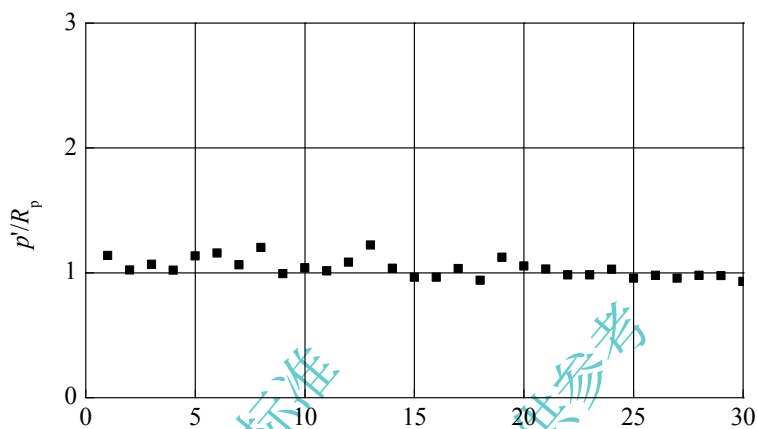


图4 p' 与 R_p 的比值

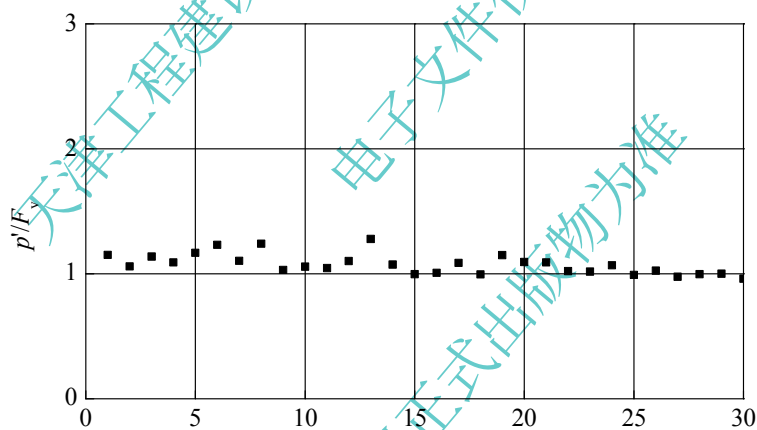


图5 p' 与 F_p 的比值

5.3 变形计算

5.3.1 在计算地基变形时，应符合下列规定：

由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形，对于砌体承重结构应由局部倾斜值控制；对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制；对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制；必要时尚应控制平均沉降量。

5.3.4 基础的最终沉降量计算

- 1 采用分层总和法。
- 2 基础假设为柔性结构。
- 3 基础底面附加压力是由上部结构的荷载效应标准值永久组合计算。

4 沉降计算经验系数 ψ_s 是根据《天津市建筑地基基础设计规范》TBJ 1-88 第 4.3.1 条及《天津市沿海地区建筑地基基础设计规范》TBJ 3-91 第 4.3.1 条确定的。

5 在计算地基变形时，应符合下列规定：

(1) 由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形，对于砌体承重结构应由局部倾斜值控制；对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制；对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制；必要时尚应控制平均沉降量。

(2) 在必要情况下，需要分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值，以便预留建筑物有关部分之间的净空，选择连接方法和施工顺序。一般多层建筑物在施工期间完成的沉降量，对于碎石或砂土可认为其最终沉降量已完成 80% 以上，对于其它低压缩性土可认为已完成最终沉降量的 50%~80%，对于中压缩性土可认为已完成 20%~50%，对于高压压缩性土可认为已完成 5%~20%。

5.3.6 基础最终沉降值简化计算是根据《天津市沿海地区建筑地

基基础设计规范》TBJ 3—91 第 4.3.3 条。

简化方法原理是基础底下的附加压力图（原为曲线状图）简化为梯形图，使梯形图的附加压力随深度面积相等于原曲线状附加压力随深度面积。如果是随深度均匀的土质，则用两种压力图形计算的沉降值是相等的。根据天津市几个砌体结构试算，它的误差一般为 3%~5%。这样的误差，对于一般结构计算基础沉降是允许的。

5.3.7 基础及上部结构都具有刚度，有些建筑的刚性比较大。但在沉降计算采用分层总和法时假定基础是一个柔性体，可以将基础分割成任意若干块计算地基附加压力。这同实际上具有一定刚度的基础相差甚远，因此往往计算出倾斜值要远远大于实际值。根据编制“天津市建筑地基基础设计规范 TBJ 1—88”的资料统计，砖混结构的倾斜计算值大部分要超过 3/1000，而实测结果，它的倾斜值一般在 1/1000~2/1000，其中高层建筑的实测倾斜值更低。因此对于基础倾斜计算值乘修正系数 Ψ_d ，对于单层排架结构、独立基础结构及构筑物柔性基础 $\Psi_d=1.0$ ，其他基础结构 $\Psi_d=0.4\sim0.6$ 。

6 边坡稳定

6.1 一般规定

6.1.1 因本次修订在“15.港湾工程地基基础”中增加了“15.3 土坡及地基稳定”一节，故将有关港湾工程的相关内容移至 15.3。

6.1.3 边坡稳定验算应考虑对边坡稳定最不利的工况。对建在江、河、湖、海岸边附近或岸坡上的建筑物应考虑坡前(或建筑物前后)水位变化和波浪、潮汐作用及其与岸上地下水的联合作用：

1 对建筑工程，应考虑设计使用期，尤其是施工期(如基坑开挖和降水)坡前水位和坡后地下水对建筑物的不利作用。

2 对市政工程，应按建筑物的具体位置及环境，考虑地下水及周围环境水对建筑物的不利作用。按《港口工程结构可靠度设计统一标准》GB 50158 即《统标》规定，对设计使用期（持久状况）的边坡和地基稳定性验算，应取对稳定最不利的的设计水位（极端低水位）。有波浪力作用的建筑物地基应考虑不同水位与波浪力的最不利组合。有渗流时，应考虑渗流作用对边坡和地基稳定性的影响。对施工过程中如可能出现较大的临时超载、较陡的挖方边坡等不利情况，应按短暂状况验算其稳定性。其对应的水位，应视施工具体情况和有关规范的规定确定。

3 上述各类工程，如遇水位骤降，应考虑水位骤降对边坡稳定的影响。

6.2 抗剪强度指标

6.2.1、6.2.2 计算边坡与地基稳定应根据土质和工程实际情况，合理选择土的抗剪强度指标。

对于设计使用期的持久状况宜采用三轴固结不排水剪强度指标、直剪固结快剪强度指标，采用十字板剪强度指标、无侧限抗压强度指标时，应考虑填土及堆载的固结情况。

对于设计状况的短暂状况宜用十字板剪强度指标、无侧限抗压强度指标、三轴不固结不排水剪强度指标。

直剪快剪，虽然方法简便，各单位应用也较多，但缺点也较多，最主要是试验中土样易被扰动且不能控制排水条件，试验过程中将产生不同程度的排水固结，这种排水固结随土的性质、仪器的型式及操作人员的习惯等因素而不同，常使试验结果分散。但因该方法简便，工程中应用也较多，积累了一定的经验，因此在本条中规定“有经验时也可采用直剪快剪强度指标”。

无侧限抗压强度（ q_u ）试验是测定黏性土在无侧限情况下，不固结不排水强度的简单、迅速的方法，各单位都有应用，一般情况下可取 $c_u = \frac{q_u}{2}$ 计算边坡稳定。这一方法在我国应用不多，还有待于进一步总结经验，尤其是总结各地区 c_u 与 q_u 的相关关系。

还需说明，十字板剪、直剪固结快剪，都不能模拟实际建筑物及荷载作用下边坡和地基千变万化的固结条件，理论上讲只有用有效强度指标，并能获得较准确的孔隙水压力分布和变化规律才能解决。所以本条规定有条件时采用有效剪测定土的抗剪强度指标。

6.2.3 开挖的边坡处于卸荷状态，开挖卸荷后土层将产生负的孔隙水压力，在一定的过程过程中逐渐吸水膨胀，负的孔隙水压力逐渐消失，因而抗剪强度逐渐降低。所以开挖工程与填方工程的土层主要不同点在于后者强度随土体固结逐渐增高，而前者初始强度较

高而后期（吸水膨胀后）较低，因而抗剪强度指标应采用在卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标。

同一工程可能既有挖方区也有填方区，则应该采用不同的试验方法，挖方区采用卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标，而加荷区则采用常规试验方法。

6.2.6 本条主要强调了一般土层的取样件数，本条强调容易被人们忽略的，但往往对稳定起控制作用的土层，特别是软弱夹层取样件数不宜少于 10 件。对于填土（包括人工填土和吹填土），常无试验数据，表层硬壳层也经常不取土样。因此本条规定，对填土及表层土、取样件数也不宜少于 6 件。

6.3 边坡设计

6.3.1 按现行的国标《建筑边坡工程技术规范》GB 50330，增加了土坡设计的坡率法内容。

坡率是指控制边坡高度和坡度、无需对边坡整体进行支护而自身稳定的一种人工放坡设计方法。坡率法是一种比较经济、施工方便的边坡治理方法，对有条件的且地质条件不复杂的场地宜优先用坡率法。

6.3.2 本条规定对地质条件复杂，破坏后果很严重的边坡工程治理不应单独使用坡率法，单独采用坡率法时可靠性低，因此应与其他边坡支护方法联合使用，可采用坡率法（或边坡上段采用坡率法）提高边坡稳定性，降低边坡下滑率力后再采用锚杆挡墙等支护结构，控制边坡的稳定，确保达到安全可靠的效果。

考虑到坡底临近软弱土层时，若单独采用坡率法，边坡稳定的可靠性较低，故增加了“坡底临近软弱土层层顶的边坡”不宜单独使用坡率法。

6.3.3~6.3.6 采用坡率法的边坡，原则上都应进行稳定性计算和评价，但对于工程地质及水文地质条件简单的土质边坡和整体无外倾结构面的岩质边坡，在有成熟的地区经验时，可参照地区经验或表 6.3.3 或表 6.3.4 确定放坡坡率。对于填土边坡由于所用土料及密实度要求可能有很大差别，不能一概而论，应根据实际情况按本章的有关规定通过稳定性计算确定边坡坡率；无经验时可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定确定填土边坡的坡率允许值。

6.4 边坡稳定验算

6.4.2、6.4.3 条给出的极限状态设计表达式中，由于抗滑力矩 M_R 与滑动力矩 M_S 都包含有土体自重 W_{ki} 和可变荷载 q_{ki} ，因此计算 W_{ki} 时，土的重度标准值取均值， q_{ki} 取标准值。

计算模式和采用的抗剪强度指标，对边坡稳定的计算分析是至关重要的。无论是持久状况还是短暂状况。采用有效抗剪强度指标和考虑条间力的计算式（6.4.3-5），同时能准确获得土体孔隙水压力，计算抗滑力矩 M_R 是最合理的，但是目前往往不具备条件。因此，本规范规定，对于持久状况，推荐应用较广的三轴固结不排水剪强度指标或直剪固结快剪强度指标和考虑条间力的计算式（6.4.3-3）计算抗滑力矩。结合原规范应用简单条分法的经验，经过大量可靠度计算分析，认为利用式（6.4.3-3）计算抗滑力矩边坡稳定的可靠性较高；对应于简单条分法安全系数 $K_{g0}=1.1\sim 1.3$ 时，对应式（6.4.3-3）计算模式，可靠指标 $\beta=2.5\sim 4.0$ ，基本达到了可靠度要求。基于上述方法，式（6.4.3-3）国内外普遍认为是较好的方法，所以本次修订规范增加了采用三轴固结不排水剪强度指标或直剪固结快剪强度指标、考虑条间力的计算模式（6.4.3-3）。

本规范用“代替法”计算渗流力,当土坡前后水位一致时无渗透力,取 $h_{2i}=0$;当无渗流且水位在某一土条滑弧面以下或当有渗流且浸润线在某一土条滑弧面以下,此时土条的 $h_{2i}=0$,则就 h_{2i} 等于土条高度,土条的重度 γ 用土的天然重度。

当有渗流时,计算时应计入渗流力,并应观测应用于设计及施工状况下的地下水位。

应当注意:①当采用 Bishop 法计算边坡稳定时每当 m_{ai} 值较小,甚至会出现负值时,会有较大误差,有的文献指出(魏汝龙;软黏土的强度和变形,人民交通出版社 1987)当 $m_{ai}<0.2$ 时就会出现较大误差。这时,此法将不能用,只能用不考虑条间力的简单条分法。②本规范推荐有经验时也可采用直剪快剪强度指标计算边坡稳定。因为尽管直剪快剪存在较多问题,但在实际工程中,仍有单位应用,这种情况已经存在多年,所以只有当设计人员有经验时,才可应用。

6.4.4 本条是对两种设计状况,稳定计算采用不同强度指标和计算公式(模式)的说明。当采用总应力法(包括使用直剪固结快剪强度指标的简单条分法和考虑条间力的方法即式 6.4.3-3、使用十字板剪强度指标及三轴固结不排水剪强度指标或不固结不排水剪强度指标的简单条分法)计算边坡稳定时,对于持久状况下的土体强度指标,一般来说既不同于三轴固结不排水剪或直剪固结快剪指标,也不同于三轴不固结不排水剪指标(十字板剪强度指标也视为三轴不固结不排水剪指标),而是介于两者之间。仅在个别情况下,等于这两个极端情况(某级荷重作用下,土体完全排水或完全不排水),它与土体性质、成因类型、地质年代、固结条件、填方量大小、施工速率、堆载快慢等因素有关,因而确定土体在计算情况下实际强度值是一个复杂的问题,至今还未完全解决。为了工程需要,选取指标时从尽可能接近土的实际情况出发而采用一些简单和近似的方法:其一是采用三轴固结不排水剪或直剪固结快剪指标计算土体自重产生的抗滑力,但适当考虑其堆货荷载引起的部分强度增

长; 其二是采用十字板或三轴不固结不排水剪总应力强度指标计算土体的抗滑力, 在另外考虑因土体强度增长产生的抗滑力。

对设计的持久状况, 一般采用三轴固结不排水剪或直剪固结快剪指标, 即在这种荷载作用下, 土体已完成固结。由于市政建设的施工速率和交付使用后的堆载速率是很难估计的。所以条文中(见表 6.4.4)规定了堆载速率 q 引起的抗滑力矩(抗力)可全部或部分采用, 视土体在 q 作用下的固结程度而定, 意思是土体的自重部分已完全固结, 而附加堆载部分是否完全固结则要看堆载速率。假如堆载很慢, 则认为完成了大部分固结; 若很快, 则认为并未发生固结。对填土量很大的情况, 则填土荷载可与堆载同样考虑。这只是一希望尽量能反映实际情况的处理办法。

十字板剪强度指标的实质和直剪快剪指标相同, 都是反映土体不排水时的强度。因此, 设计的持久状况下采用十字板剪强度指标时, 也要考虑因土体固结而引起的强度增长。

对于设计的短暂状况如施工期的稳定验算, 一般可采用十字板剪或三轴不固结不排水剪指标。

6.4.6 对于有软土夹层或有倾斜岩面等情况, 需采用非圆弧面计算边坡或地基稳定, 该方法见现行国家规范《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2013 附录 A。

6.4.8 建筑物失稳破坏都是在有限长的范围内产生的。破坏时滑动体为三维曲面, 即侧面存在着摩擦阻力。滑动范围垂直于滑动方向的长度一般不是无限长的, 其长度取决于外荷、建筑物和地基三者的共同作用。一般当局部荷载过大, 局部有软土的滑动范围受限制的情况, 滑动范围较小, 此时应计入侧面摩擦阻力的影响。

考虑侧摩阻力影响计算稳定的方法有很多。从概念明确, 计算简单考虑, 推荐参照《港口工程地基规范》JTS147-1 附录 H 给出的方法。计入摩阻力时 M_R 可增大 5%~10%。

6.5 保证边坡稳定的措施

6.5.1 实践证明,工程失稳事故大多发生于施工期。分析其原因往往是设计时没有估计到和验算过这种可能出现的情况,没有及时提出施工措施和要求;而施工时也没有从有利于边坡稳定来考虑合理的施工方法和施工程序。因此本条提出在设计和施工时要采取有利于边坡稳定的施工措施、方法和程序。

6.5.2 市政工程施工中会出现工程后方回填、前沿开挖的情况,此情况对地基的稳定是不利的。对这些不利于地基稳定的情况,设计需提出相应的控制要求,以保证施工过程的地基稳定。

6.5.6 高灵敏黏土加荷速率较快可使土的强度降低,在某试验工程中得到证实。所以在这种土上修建建筑物必需采取较慢的加荷速率。

6.5.10 打桩时土坡的临时稳定性和打桩施工进度及施工程序有密切关系。打桩对土坡的不利因素是挤土和震动,设备大型对坡岸振动影响较大。因此施工应尽量避免这些不利方面的因素,减少振动对坡岸影响。条文中所列出的各项措施,都是根据大量施工经验总结的。

7 地基处理

7.1 一般规定

7.1.1 软弱地基系指由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩性土层构成的地基。这种地基的特点是承载力低、孔隙比大、压缩性高，不经过人工处理一般不宜直接用作建筑物地基的持力层。

7.1.2 地基处理方法的确定对工程建设的质量与投资的影响较大。地基处理的难度大、工期长、投资多，它涉及到勘察、设计、施工、质量检验与监理等一系列有关质量和加固效果关系的技术问题，也涉及到环境、材料以及技术经济指标等实际问题。因此，地基处理方法的确定应该有针对性地进行多方法比较后优化选定。也可以采取两种或两种以上处理方法的组合。

7.1.6 软弱地基除其工程力学性能差外，尽管经人工处理，土质还是不均匀。为了确保建筑物正常使用，减少裂缝的发生，将表 5.3.3 中的容许变形值乘以 0.5~0.7 系数确定。

7.2 复合地基计算

7.2.2 多桩型复合地基指由两种桩型处理形成的复合地基。两种以上桩型的复合地基设计、施工与检测应通过试验确定其适用性和设计、施工参数。

7.2.3 复合地基增强体的强度是保证复合地基工作的必要条件，必须保证其安全度。在有关标准材料的可靠度设计理论基础上，本次修订适当提高了增强体材料强度的设计要求。对具有胶结强度的复合地基增强体应按建筑物基础底面作用在增强体上的压力进行验算，当复合地基承载力验算需要进行基础埋深的深度修正时，增强体桩身强度验算应按基底压力验算。本次修订给出了验算条件。

7.2.4 复合地基沉降计算目前仍以经验方法为主。本次修订综合各种复合地基的工程经验，提出以分层总和法为基础的计算方法。各地可根据地区土的工程特性、工法试验结果以及工程经验，采用适宜的方法，以积累工程经验。

多桩型复合地基变形计算在理论上可将复合地基的变形分为复合土层变形与下卧土层变形，分别计算后相加得到，其中复合土层的变形计算采用的方法有假想实体法、桩身压缩法、应力扩散法、有限元法等，下卧土层的变形计算一般采用分层总和法。理论与实测表明，大多数复合地基的变形计算的精度取决于下卧土层的变形计算精度，在沉降计算经验系数确定后，复合土层底部作用在天然地基顶面附加应力的计算取值是关键。该附加应力随上述复合地基沉降计算的方法不同而存在较大的差异，即使采用应力扩散一种方法，也因应力扩散角的取值不同计算结果不同。对多桩型复合地基，复合土层变形及下卧土层顶面附加应力的计算将更加复杂。

7.2.5 由于采用复合地基的建筑物沉降观测资料较少，一直沿用天然地基的沉降计算经验系数。各地使用对复合土层模量较低时符合性较好，对于承载力提高幅度较大的刚性桩复合地基出现计算值小于实测值的现象。现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 修订组通过对收集到的全国 31 个 CFG 桩复合地基工程沉降观测资料分析，得出地基的沉降计算经验系数与沉降计算深度范围内压缩模量当量值的关系。

7.2.7 对于水泥搅拌桩、素混凝土桩及钢筋混凝土桩作为加固体

形成的复合地基，目前仍沿用由砂桩、砂石桩、碎石桩等加固体形成的传统的复合地基的稳定分析方法，假设加固体（桩体）发生剪切破坏，并按照 7.2.7-2 式进行复合地基上路堤的稳定计算。调查表明，按照该方法设计的水泥搅拌桩、素混凝土桩或钢筋混凝土桩作为加固体形成的复合地基，即使路堤的稳定安全系数达到 2.0 以上仍有多个发生稳定破坏的例子。国内外开展的模型试验及复合地基失稳破坏案例表明，对应的土质条件和桩条件下，路堤发生失稳破坏时，最终均未发生桩身剪切破坏。当桩距较小、桩身抗弯刚度和抗弯强度相对较低时，路堤稳定主要由桩身抗弯强度控制；反之则可能是土沿桩发生绕流而导致路堤失稳。因此，刚性桩复合地基上路堤的稳定分析不能采用散体材料桩复合地基假设桩体发生剪切破坏的稳定分析方法。

经过针对复合地基稳定性分析，基于桩土应力比概念，规范编制组提出了扣除桩分担荷载的等效荷载法。该法是基于路堤在趋于失稳的过程中，不同位置桩先后沿潜在滑动面发生弯曲破坏，在失稳发生前各桩实际上是以承担竖向荷载来发挥其作用，并通过桩土应力比来体现其抗滑贡献的大小。因此，该法实质上是在分析软土地基上无筋刚性桩复合地基支承路堤的整体稳定性时，仅考虑刚性桩复合地基的荷载分担效应，将复合地基的稳定性转化为在等效荷载（即土分担荷载）作用下天然地基的稳定性问题。减小的这部分路堤填土荷载等于刚性桩分担的那部分荷载，可通过桩土应力比及复合地基面积置换率来计算。

为了研究群桩条件下不同位置桩的破坏模式，本文参照京津城际高速铁路刚性桩复合地基支承路堤实例建立了三个典型算例，采用三维有限差分数值方法对路堤稳定性进行分析。

算例一

计算模型中路堤顶面宽度 23m，路堤高度 5m，边坡比（坡率）1:1.5。路堤分五层填筑，每层填土高度 1.0m。路基侧向边界限制

其两个水平方向的位移，底边界限制竖向及两个水平方向的位移。

边坡、路堤稳定分析通常采用的土体本构模型为摩尔库仑模型，本文亦采用了摩尔库仑模型。计算模型中路堤填土弹性模量 30MPa，泊松比 0.3，黏聚力 15kPa，摩擦角 28°。路基土体的泊松比取为 0.35，各土层固结不排水抗剪强度和其它物理力学参数如表 2 所示。计算中取土体弹性模量为 4 倍土体压缩模量。

表 2 路基土体的物理力学参数

土层	层底深度 /m	重度 γ / (kN/m ³)	w/ (%)	c/kPa	φ / (°)	E_{s1-2} /MPa
填土	1.5	19.0	-	10	5	5
黏土	2.5	18.6	33	20	4.25	3.4
淤泥	7	18.1	39.6	8.6	6.2	3
淤泥	12	16.7	54.6	9.4	5.9	2.1
淤泥质黏土	16.5	17.9	40.3	14.6	11.2	3
粉土	84	20.2	21.6	13	33.5	12.1

计算模型中考虑了具有较高抗压、抗剪强度，但抗弯（拉）能力很低的素混凝土桩，桩直径 0.5m，桩长 28m，桩间距 2.0m，桩身采用 C30 混凝土。其中素混凝土桩抗弯承载力为 50kN·m，抗剪承载力为 266kN。桩顶未考虑设置土工格栅水平向加筋体。

算例二

路堤和路基土层参数、桩体参数同算例一，只是计算模型中路堤高度增至 8m，路堤顶面宽度 24m，边坡比（坡率）1:1.5。路堤分八层填筑，每层填土高度 1.0m。

算例三

路基土层固结不排水抗剪强度和其它物理力学参数见表 3，路堤土体参数和桩体参数同算例一。计算模型中路堤高度增至 8m，路堤顶面宽度 24m，边坡比（坡率）1:1.5。路堤分八层填筑，每层填土高度 1.0m。

表 3 路基土体的物理力学参数

土层	层底深度 /m	重度 γ / (kN/m ³)	w/ (%)	c/kPa	φ / (°)	E_{S1-2} /MPa
杂填土	3	19.09	30.0	8.0	16.0	3.59
粉黏	7	18.86	33.5	7.5	13.0	1.79
淤泥质黏土	13	19.09	41.8	10.1	12.0	1.76
粉质黏土	17	17.44	25.6	12.0	22.0	4.76
粉黏	23.5	18.1	38.6	20.0	12.8	3.98
粉砂	27.5	18.83	23.0	7.0	31.0	12.86
粉质黏土	35.5	20.28	23.9	33.0	13.2	3.87
粉质黏土	43.5	20.45	27.5	22.7	12.7	8.00
粉质黏土	49.5	20.0	25.1	10.0	20.0	4.75
粉砂	62	20.0	17.8	13.3	30.2	15.25
粉质黏土	84	20.0	20.0	30.0	15.0	6.50

首先采用三维有限差分数值方法对三个算例进行数值计算（与英国 BS8006 规范方法确定滑动面与桩相交处桩的轴力的方法完全相同），得出复合地基表面处的桩土应力比分别为 7.25、7.32 和 7.0，对应的三个算例的等效路堤填土高度（即复合地基表面等效荷载）分别为 3.3m、5.2m 和 5.2m，然后计算无加固体的天然地基上对应于等效高度的路堤的稳定安全系数 K_4 。表 4 为无筋刚性桩复合地基支承路堤时采用不同简化稳定分析方法且均通过极限平衡法计算得到的三个算例的路堤稳定安全系数对比。

从表 4 中可以看出，采用传统的复合地基稳定分析方法得到的安全系数 K_1 显著大于其它方法得到的安全系数，英国 BS8006 规范方法的安全系数 K_4 也显著大于等效抗剪强度法（考虑桩体达到极限弯矩后发生弯曲破坏的数值分析方法）的安全系数 K_2 、等效荷载法的安全系数 K_4 和现行《建筑地基处理技术规范》JGJ79 推荐方法的安全系数 K_5 ，而采用等效抗剪强度法、等效荷载法、现行《建筑地基处理技术规范》JGJ79 推荐方法三者得到的安全系数 K_2 、 K_4 、 K_5 则较为接近。而采用假设桩发生剪切破坏的传统复合地基稳定分析方法得到的路堤稳定安全系数 K_1 严重偏高。

表 4 不同简化稳定分析方法对应的路堤稳定安全系数

简化稳定分析方法	安全系数	方法要点	稳定安全系数		
			算例一	算例二	算例三
传统复合地基稳定分析方法	K_1	桩体取混凝土抗剪强度和土弹性模量	2.84	2.05	2.06
等效抗剪强度法	K_2	桩体取考虑桩体弯曲破坏的等效抗剪强度； 滑弧外取桩体平均等效抗剪强度； 桩体取土弹性模量。	1.53	1.09	1.51
英国 BS8006 规范方法	K_3	考虑作用在滑动面上的桩竖向轴力的阻滑作用	1.96	1.49	2.06
等效荷载法	K_4	扣除桩分担荷载后的等效路堤荷载作用在天然地基上	1.537	1.197	1.68
《建筑地基处理技术规范》JGJ79 推荐方法	K_5	刚性桩断裂后，材料间摩擦系数取 0.55，折算内摩擦角取 29°	1.495	1.20	1.52

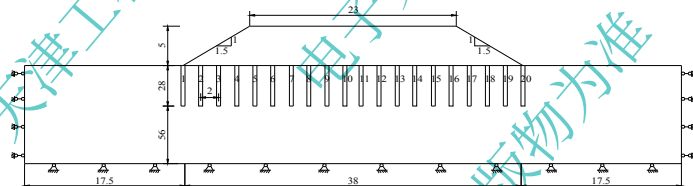


图 6 算例一无筋刚性桩复合地基支承路堤剖面图（单位：m）

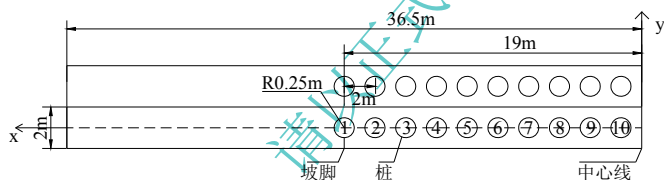


图 7 算例一无筋刚性桩复合地基支承路堤平面图（单位：m）

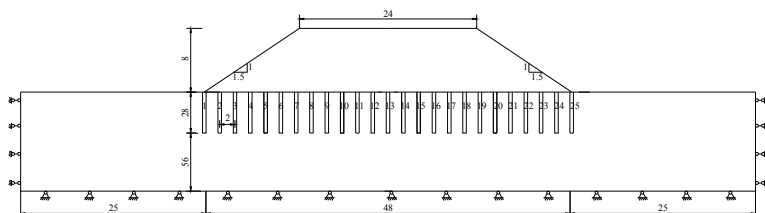


图8 算例二、三无筋刚性桩复合地基支承路堤剖面图 (单位: m)

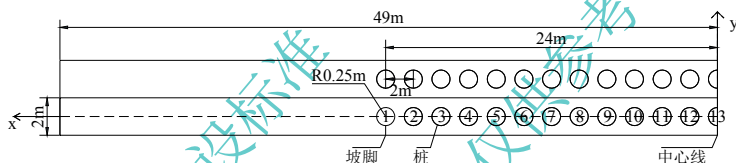


图9 算例二、三无筋刚性桩复合地基支承路堤平面图 (单位: m)

根据上述分析, 提出了如下三种复合地基稳定简化计算方法:

(1) 对散体材料加固体形成的复合地基, 可按复合抗剪强度法, 按下式计算加固体与土形成的复合土层的抗剪强度 S_{sp} , 分别由桩与桩间土两部分强度组成:

$$S_{sp} = (1 - m)c_u + mS_p \cos \alpha \quad (7)$$

式中:

S_{sp} ——为复合地基的抗剪强度;

S_p ——桩体的抗剪强度;

α ——滑弧切线与水平线的夹角;

c_u ——桩间土的不排水抗剪强度;

m ——加固体面积置换率。

2 对竖向无筋的有粘结强度加固体和有配筋的竖向加固体, 采用下式计算作用在复合地基表面的等效荷载 σ_s , 将 σ_s 换算为等

效路堤高度，然后计算天然地基上等效路堤的稳定。等效荷载按下式确定：

$$\sigma_s = \frac{Q}{[(1-m) + nm]A} \quad (8)$$

式中：

n ——桩土应力比，按下式计算：

$$n = \frac{\sigma_p}{\sigma_s}$$

σ_p ——为复合地基表面处桩顶的应力，kPa；

σ_s ——为桩间土的应力的比值，kPa；

m ——复合地基置换率，按 7.2.2 式计算；

Q ——总荷载为（kN）。

3 对于加固区土质软弱、加固体间距较大时，加固体具有较高的弯曲刚度和抗弯承载力，可发生软弱土绕桩流动的绕流破坏，可按复合地基桩体提供土体的极限抗绕流阻力，按照桩体提供土体被动土压力计算，加固体影响宽度可按照《建筑基坑工程技术规范》JGJ120 中 4.1.7 公式计算。

7.3 垫层法

7.3.1 规定对垫层下地基土压缩模量低于 2.5MPa 时不适用于垫层法处理地基。这是因为压缩模量低于 2.5MPa 的土已经呈流塑状，底层过软不便于机械施工，若要通过夯压方法则很难达到预期的密实效果。

7.3.5 垫层土的干密度取值依据

素土垫层与压实填土地基的承载力确定是较复杂的问题，不仅

与土质种类有关，而且与施工质量有密切关系。压实填土的干密度是确定承载力的重要指标。对同一种土，干重度愈大则抗剪强度与压缩模量愈高，同时透水性减小，水稳定性增强。同一种土的最大干重度都有一个相对应的最佳含水量，最大干密度与最佳含水量是通过室内试验得到的。规范收集的资料来自天津一建公司蛙夯夯实的素土工程、引滦入津工程的压实填土工程以及我市建科院、市政所及外省市的资料，列于表 5~表 7。统计表明，天津素填土工程的压实系数平均值在 0.945~0.96 之间，规范中提出的范围值是比较符合实际的。但对于砖石砌体结构和框架结构工程由于对沉降变形较敏感，因此应提高要求。

通过天津七建公司所作的素填土工程室内击实试验结果的综合确定，粉质黏土最大干密度取值为 1.74g/cm^3 ，黏土为 1.70g/cm^3 。

表 5 引滦工程压实填土测试资料

土的种类	含水量(%)	土样数量	平均土的干密度 (kN/m^3)	压实系数
粉质黏土	18.1~18.5	19	17.1	0.980
	18.6~19.0	26	16.4	0.969
	19.1~19.5	29	17.0	0.976
	19.6~20.0	38	16.9	0.974
	20.1~20.5	46	16.7	0.961
	20.6~21.0	71	16.8	0.963
	21.1~21.5	73	16.7	0.959
	21.6~22.0	76	16.6	0.956
	22.1~22.5	66	16.6	0.952
	22.6~23.0	26	16.4	0.940
	23.1~24.0	21	16.5	0.945

表 6 一建素土工程测试资料

土的种类	含水量(%)	土样数量	平均土的干密度 (kN/m^3)	压实系数
粉质黏土	11	106	16.4	0.94
	12	56	16.7	0.958
	13	82	16.7	0.959
	14	238	16.7	0.960
	15	75	16.9	0.971
	16	72	16.7	0.960
	17	88	16.5	0.948

续表 6

粉质黏土	18	43	16.8	0.964
	19	24	16.5	0.948
	20	22	16.4	0.940
	21	34	16.3	0.934
	22	14	16.5	0.951
	23	7	15.8	0.908
	24	3	15.9	0.912
	25	18	16.0	0.918
黏土	14	30	16.4	0.966
	15	4	16.5	0.969
	17	56	16.1	0.949
	18	6	16.8	0.969
	19	18	16.1	0.949
	21	19	16.0	0.944
	22	6	16.1	0.945
	23	3	16.2	0.951
	25	31	15.6	0.916

表 7 天津建研所、天津市政所及其他省市测试资料

试样地点	塑形指数 (I_p)	比重 G	每层击数	最优含水量 (w_y)	最大干密度 (γd_{max})
湖北某地	<7.0	2.70	30	8.5	19.3
四川某地	<7.0	2.70	40	11.0	19.6
河南郑州	7.0	2.70	—	15.0	17.4
天津市政所	8.9	—	40	22.0	16.2
河南郑州	9.9	2.70	—	19.0	16.4
全国性坝料	10.0	2.69	15	15.0	17.9
全国性坝料	10.0	2.69	25	14.0	18.1
全国性坝料	10.0	2.69	40	13.0	18.4
全国性坝料	10.0	2.69	60	13.0	18.9
四川某地	10.1	2.70	40	15.0	18.2
天津市政所	10.3	—	40	21.5	16.4
天津建研所	10.5	—	40	18.5	17.2
天津市政所	10.5	—	40	18.8	17.4
武汉	11.0	2.75	40	17.5	17.8
天津市政所	11.0	—	40	21.0	16.4
青海西宁	11.4	2.70	—	18.4	16.7
四川某地	11.6	2.79	40	12.0	19.8
四川某地	12.0	2.72	—	19.0	16.7
天津建研所	12.0	2.70	40	18.1	17.3
贵州某地	13.5	2.75	25	—	—

续表 7

天津市政所	13.6	—	40	22.0	16.2
武汉	14.0	2.75	40	18.5	17.5
天津建研所	15.0	—	40	21.3	16.8
武汉	16.0	2.75	40	20.0	17.4
全国性坝料	16.0	2.70	15	25.0	15.3
全国性坝料	16.0	2.70	25	21.0	16.4
全国性坝料	16.0	2.70	40	20.0	16.8
全国性坝料	16.0	2.70	60	19.2	17.3
天津建研所	16.5	—	40	21.8	16.7
青海西宁	16.7	2.70	—	21.4	16.0
安徽马鞍山	17.0	2.70	40	17.5	17.7
贵州某地	17.9	2.75	—	27.0	14.8
贵州某地	21.1	2.77	—	29.4	14.6
贵州某地	26.3	2.77	60	29.5	14.8

7.3.8 我市土石屑多来自蓟县矿山渣石废料，以及其他地区的渣石废料。筛分结果其粒径 $d<2\text{mm}$ 和 $d<0.1\text{mm}$ 的数最占总量的百分比分别为 40%~45% 和 10%~12% 之间，级配良好。比重 2.72，最大干密度 2.18g/cm^3 ，最佳含水量 10.5%。承载力试验表明， $d<2\text{mm}$ 颗粒含量增加时，承载力衰减。当 $d<2\text{mm}$ 颗粒含量达到 45% 时，承载力降低率为 26%，这对土石屑垫层的承载力不会产生太大影响。因此条文规定土石屑 $d<2\text{mm}$ 部分不得超过总重的 45%。

对土石屑垫层进行的承载力、压力扩散角以及垫层变形的试验研究简况及结论，简要介绍如下：

1 室内试验：分别进行了孔隙比 $e=0.8$ 、0.65、0.4 的饱和与非饱和状态下的单一土石屑

模型荷载试验各一次； $e=0.5$ 的饱和与非饱和模型荷载试验各三次；双层地基荷载试验 5 次；还进行了纯石屑 ($d>5\text{mm}$ 部分占总量的 100%)、纯石粉 ($d<2\text{mm}$ 部分占总量的 100%) 的模型荷载试验及不同含粉量、不同击实能量的击实试验；同时进行了比重、筛分、剪切与压缩等辅助试验。

2 现场试验：为研究表面附加压力通过土石屑垫层的扩散情

况，变形及垫层承载力状况，分别在天然地基与经密实处理后的换填土石屑垫层上进行荷载试验，埋设了压力传感器，位移计等测试仪器。

3 试验结论：

- 1) 土石屑垫层遇水至饱和后承载力降低，主要与含粉量有关。含粉量越多，则降低的幅度越大。所以土石屑材料中必须对含粉量与含泥量做出限制；
- 2) 土石屑的孔隙比为 0.5、含粉量<42%、 $d < 0.1$ 颗粒占 5% 时，其土石屑垫层承载力基本值为 100~120kPa；
- 3) 加载时的压力扩散角 θ 为 $26^{\circ} \sim 31^{\circ}$ ，正常使用条件下的 θ 值可取为 30° ；
- 4) 计算土石屑垫层的变形时，垫层的压缩模量可取为 120MPa；
- 5) 含水量在 8%~10%左右时，干密度达到 $1.80\text{g}/\text{cm}^3$ ，最高可达 $2.11\text{g}/\text{cm}^3$ ，密实效果显著。含水量增加，施工中会出现“橡皮土”现象，影响密实度。

7.3.9 垫层使用的土料一般多为粉质黏土，少数使用黏土和黏质粉土。这些土经分层压实后均匀稳定，具有较好的力学性能，可直接作为建筑地基持力层。但条文中提出不得采用耕植土、冻土、淤泥质土，因其力学性质差，不能达到预期加固效果。

7.3.10 使用的生石灰，其 CaO 含量如表 8。

表 8

氧化钙 (%)	81.4	74~59	69~49
含灰量 (重量比) %	12	12	12
抗压强度 (kPa)	37.30	27.40	22.30

石灰的等级是根据其氧化钙和氧化镁含量的多少来划分的：一级石灰不小于 85%；二级石灰不小于 70%；三级石灰不小于 60%。

根据西安建筑设计院资料介绍，石灰中的氧化钙含量随着时间的增长而降低，见表 9：

表 9

暴露时间 (d)	刚出窑	15	29	100	189	371
CaO 含量 (%)	81.7	62.5	51.6	39.4	23.7	0.74

灰土垫层的强度与多因素有关:

1 灰土强度与不同筛孔的土料关系: 土料应过筛, 其粒径不得大于 15mm。粒径小一些对灰土强度的提高是有益的。这主要是土颗粒中的矽铝矿物质与石灰中的钙离子进行充分的化学反应, 产生硅酸钙、铝酸钙、铁酸钙胶体, 有关试验数据见表 10。

表 10 不同筛孔的土料与灰土强度关系

筛孔大小 (mm ²)	2	0.5	0.25	0.1
灰土强度 (kPa)	1120	1800	1800	2100

表 11 土料的化学成果 (%)

成分 土料	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	烧失量
粉质土	60.81	8.5	11.7	6.9	2.3	8.8
(落)拆房土	58.14	6.0	11.0	7.25	2.5	10.44

注: 附表 11 是北京资料

2 灰土强度与含水量的关系: 条文规定灰土的配比最大到 3:7。当含灰量超过 3:7 时, 石灰除和土起化学作用外, 剩余的石灰就自行结晶, 形成较弱的结构于垫层无益。

3 灰土强度与时间关系: 灰土强度随时间增长而提高。十年的灰土强度在 6500kPa 左右, 200~300 年的灰土抗压强度高达 8000~10000kPa 以上。

4 密实度与强度的关系: 灰土的密实度愈高, 灰与土的结合愈紧密, 易于化学反应。也易于为生成的胶凝物质所胶结, 形成化学性的强度也比较高。密实度不但提高化学性强度, 同时也提高了机械强度。原市建设局试验资料介绍, 密实度为 90% 的灰土强度仅为密实度 100% 的灰土强度的 35% ~65%, 充分说明密实度的重要性。

垫层的密实方法, 无论采用振动、夯压或碾压, 均应按分层回

填加固，逐层检验的方法施工。目的是保证垫层具有较高的密实度和均匀性。每层虚铺的厚度视不同的机械而定。

7.3.11 双灰垫层是 1994 年~1996 年间天津市建科院的研究成果并用于实际工程中，取得良好的工程效果。对于料质量比(消石灰:粉煤灰)为 2:8 的二灰混合料进行的试验结果如下：

1 击实试验：轻型击实试验结果获得最大干密度 γ_d 为 $1.14(g/cm^3)$ ，最佳含水量在 33%~35%；重型击实试验结果获得最大干密度 γ_d 为 $1.20(g/cm^3)$ ，最佳含水量在 27%~31%。

2 压缩模量 E_{s1-2} ：28 天时的轻型击实试验结果为 25MPa,重型击实试验结果为 66MPa。

3 抗剪强度：28 天时的轻型击实试验结果，内聚力 c 为 120kPa，内摩擦角 φ 为 37° ； 28 天时的重型击实试验结果，内聚力 c 为 260kPa，内摩擦角 φ 为 63° 。

4 抗压强度(表 12)

表 12 抗压强度

龄期 (d)		1	14	28	60
强度 (MPa)	重型击实	0.35	1.30	2.40	3.70
	轻型击实	0.20	0.65	0.95	1.60

5 渗透系数 k 为 $5.80 \times 10^{-6}cm/s$ ，属弱透水性。

6 振动三轴液化试验:相应于不同破坏标准的动应力、动剪应力比及相应的破坏振动次数见表 13。

表 13

土样编号	固结应力 σ_c (kPa)	动应力 σ_d (kPa)	动剪应力比 $0.5\sigma_d/\sigma_c$	破坏振次 N_f		
				液化	5%	15%
1#	100	86	0.43	—	950	1070
2#	100	108	0.54	—	234	311
3#	100	136	0.68	—	80	140

双灰材料加压密实后，在水的参与下，化学反应生成物是具有一定强度的硅酸盐材料。这种材料形成后是不可逆的，在地震力作用下不存在液化问题。

7 现场载荷试验：试验在天津重点工程——天津无缝钢管总厂海绵铁堆场进行。双灰垫层用于煤堆场。设计要求煤堆场地总承载力基本值 150kPa。该工程地质条件不好，地表 2 米以下存在约 6 米厚的淤泥质土，为此，采取 13 米长粉喷水泥搅拌桩加固，桩顶与淤泥质土层顶面标高接近，复合地基承载力达到 150kPa 的要求。桩顶以上即为 2.20m 厚的垫层。垫层的下段为 900 mm 厚的密实粉煤灰，上段为 1300mm 厚的双灰垫层。垫层采用 14 吨压路机分层碾压。垫层施工质量的检验采取重型动力触探检验($N_{63.5}$)，地基承载力采用承压板静荷载试验确定。当加荷总量达到设计值的二倍时 (300kPa)，总沉降量接近 8mm，而且每级荷载作用下的地基沉降在很短的时间内即达到稳定标准，试验正常。说明双灰垫层承载力不但满足设计要求的 150kPa，而且还有较大的承载潜力。

7.4 振动压密法

振动压密法适用于处理松散的、无黏性材料的地基和建筑物房心回填土。

振动压密法加固地基，是利用板式振动压密机的振动力和机械自身的重量对杂填土地基和砂石填垫地基进行密实处理，改善地基不均匀性，使其达到均匀密实，以提高承载力，减少变形。

该方法自 70 年代以来，已用于我市多项工程，取得良好效果，并列入国家地基基础设计规范。振动压密的机械分为 5 吨激振力与 10 吨激振力两种，均是以柴油为动力的自行式机械。5 吨激振力的机械有效加固深度为 500mm~700mm；10 吨激振力的为 1000mm~1200mm。

应用振密法加固地基时，原则是在振动压力作用下地基不再下沉为止。为此在正式施工前，应进行振压遍数与效果的试验，选定

适宜的遍数进行施工。一般振压 4~6 遍即可达到加固目的。填垫层太厚时,为保证振密质量,应分层进行振密。经振密后的地基承载力基本值可达到 100kPa~120kPa。

7.5 小能量连续强夯法

国内外用强夯法多为处理深层地基,表层 2m 左右的土由于侧向约束力弱,强夯后都呈松散状态。而浅层地基处理则不能使用过大的夯击能,夯击能过大还导致孔隙水应力消散时间过长,影响施工周期。因此,处理浅层地基选用小能量强夯法较为适宜。其施工工艺是将强夯法的一点多击改为一点一击,小能量地连续夯击不停歇。

该方法自 1979 年开展研究与应用以来,成功地处理了碎砖头瓦块类的拆房土地基、工业垃圾、炉灰、炉渣等填垫的地基,以及浅层可液化的粉土地基,都取得良好的工程效果。

小能量连续强夯法是指夯击能小于 $1000\text{kN}\cdot\text{m}$, 一点一击连续夯击的施工方法。具体到某个地基处理工程,应该先进行局部地段小强夯试验,找出夯击遍数与夯实效果的关系,并确定质量标准,作为正式施工与质量检验的依据。

强夯法的一个重要问题是对邻近建筑物的振动影响。通过在试验区一侧距夯点 8m、12m、16m 处地面上放置测振器(CD-7-S)三个,量测夯击时相应的频率(f)、振幅(A)并计算加速度(a)。夯击能为锤重 10t,落距 9.3m,结果见表 14。

从表中可知,最大的频率为 5.61Hz ,属低频范围;最大加速度为距 5#点 8m 处,其值为 $0.05g$,故对 8m 以外的建筑物不致产生有害影响。

表 14

夯击点编号	夯击遍数	测振距离 (m)	$F(\text{Hz})$	$A(\text{mm})$	$A(\text{g})$
5#	1	8	5.61	0.153	0.019
	2	8	5.0	0.500	0.050
	3	8	5.0	0.312	0.032
	1	12	4.18	0.230	0.016
	2	12	3.65	0.293	0.016
	3	12	3.88	0.247	0.015
	1	16	4.31	0.105	0.008
	2	16	4.17	0.187	0.013
	3	16	4.17	0.189	0.013

7.6 砂石桩法

7.6.3 石屑桩和桩间土共同作用的荷载分配试验。

天津市建研所 1979~1980 年曾在天津市金钟河古河道(地表 2.4m 杂填土,其下为第四纪淤泥质沉积土)进行石屑桩挤密软弱地基试验,以及在东南角住宅区的厚度为 4~5m(其中 1.5~2.0m 为淤泥)素填土地基,进行 5~10mm 豆碴石挤密桩试验。二者均在挤密桩上与桩间土埋设了钢弦式土压力盒,对挤密桩与桩间土分担上部荷载的数值进行了测试。

金钟河试验区桩长为 5m,桩径 325mm 间距 2.5d,桩身经过振密以后,灌石屑入的充盈系数为 0.995,最大孔隙比为 0.57,静载试验加荷至 210kPa 时的变形为 18mm,仍处于直线压密阶段。

将上部静荷载除以荷载面积(1.5×1.5) m^2 为平均土反力,将此平均土反力与实测桩间土及挤密桩上反力比较从土压力测试中可以看出:

- 1) 当上部荷载增加时,桩间土的反力值变化幅度小,而且小于平均土反力值。
- 2) 当上部荷载增加时,挤密桩上的反力值急剧增加,上部荷载从 160kPa 增加至 210kPa,桩间土反力变化了

50kPa，而挤密桩上的反力增加 250kPa，是桩间土反力增加值的五倍。说明灌注材料充足而密实的石屑挤密桩，能够较有效的起到分担上部荷载的作用。

在东南角住宅区试验基地由于灌入的豆碴石级配不好，施工机械未改进，以致灌入材料的充盈系数仅在 0.8 左右，尽管如此，它的土反力测试结果仍能说明与金钟河试验区类似的情况，挤密桩反力大：变形小，有集中分担上部荷载的情况，桩间土反力小将会减少地基变形。

7.6.5 地基加固后要求达到孔隙比 e_1 的求算。

加固地基从减少含水量出发，计算孔隙比是必需的。但过大的减少地基含水量，即减少孔隙比，往往在经济上或技术上不可能。因而限制地基加固后的含水量应在可能的条件下进行。规范中规定，当天然含水量 $w > 1.2w_p$ 时，为可塑状态，小于时为坚硬状态故一般应为： $w=1.2w_p$

$$\text{因 } w = \frac{e S_r}{G}, \quad S_r = 100\%$$

$$\text{则 } e_1 = \frac{G}{100} 1.2w_p$$

苏联阿别列夫教授亦曾提出了决定地基加固后的孔隙比的公式为：

$$e_1 = \frac{G}{100} [w_p + 0.5(w_L - w_p)] \quad (9)$$

这样得出地基加固后土壤的含水量将在塑限与液限的中点。

砂桩间距的计算。

决定桩的间距的因素较多，其中孔隙比 e 是重要指标，因此决定砂桩间距应以改善土的孔隙比为主，砂桩最好的平面排列是按等边三角形（图 10），或梅花点布局。每根砂桩挤密土影响的范围应是近于圆形。但在群桩的组合下，则平均挤密土影响范围成为圆的

内接正六边形。

当在土壤中打入直径 D 的砂桩，由于土的侧向挤压而形成的竖向隆胀暂不考虑，则砂桩所占有的体积就等于土（正六边形内）孔隙减少的体积。设砂桩的长度等于 1。

则内接正六边形由 6 个高为 $L/2$ 的等边三角形组成。

$$\text{每个等边三角形的面积} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{3}L}{3} \cdot \frac{L}{2}$$

$$\text{内接正六边形的面积} = 6 \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{3}L}{3} \cdot \frac{L}{2} \right)$$

$$= \frac{2\sqrt{3}}{4} L^2 = \frac{2 \times 1.732}{4} L^2$$

$$= \frac{3.464}{4} L^2$$

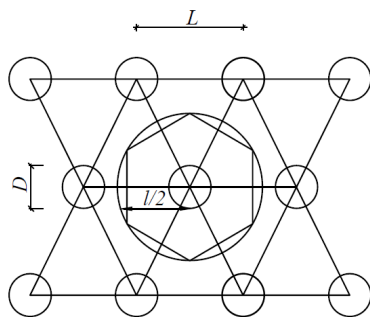


图 10

$$\text{挤密前内接正六边形范围内土的孔隙率 } n_0 = \frac{e_0}{1 + e_0}$$

挤密前内接正六边形范围内的土壤的孔隙所占体积

$$= \frac{e_0}{1+e_0} \cdot \frac{3.464}{4} L^2$$

又设内接正六边形范围内土挤密后的孔隙比为 e_1 ,

$$\text{挤密后正六边形的面积} = \left(\frac{3.464}{4} L^2 - \frac{\pi}{4} D^2 \right)$$

挤密后正六边形土的孔隙所占体积

$$= \frac{e_1}{1+e_1} \left(\frac{3.464}{4} L^2 - \frac{\pi}{4} D^2 \right)$$

所以正六边形土孔隙减少的体积为

$$\frac{e_0}{1+e_0} \cdot \frac{3.464}{4} L^2 - \frac{e_1}{1+e_1} \left(\frac{3.464}{4} L^2 - \frac{\pi}{4} D^2 \right)$$

等于砂桩所占有的体积

$$\frac{e_0}{1+e_0} \cdot \frac{3.464}{4} L^2 - \frac{e_1}{1+e_1} \left(\frac{3.464}{4} L^2 - \frac{\pi}{4} D^2 \right) = \frac{\pi}{4} D^2$$

整理后便得

$$\begin{aligned} L &= 0.945D \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0(1+e_1) - e_1(1+e_0)}} \\ &= 0.945D \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0 - e_1}} \end{aligned} \quad (10)$$

7.8 堆载预压法

7.8.1 本条依据固结理论和实际工程经验编写,当需加固软土层厚度小于 5m,或含有较多薄粉砂夹层时,在设计荷载作用下,其

固结速率能满足工期要求,可用排水砂垫层预压法加固软土,这是依据实际工程总结的经验。排水距离大,固结慢,一般不满足工程要求,所以对排水距离(加固软土厚度)作了限制。

7.8.4 依据软土固结、强度、变形理论及加固设计的一般要求编写。主要介绍堆载预压设计的主要内容,具体设计与 7.8.5~7.8.15 条有关。其中竖向排水体型式(普通砂井、袋砂井或塑料排水板)的选择,是根据加固深度、施工单价、施工难易,机具设备情况而定,一般选用袋砂井或塑料排水板,由于塑料排水板排水效果好、造价比较便宜并可工厂化生产,运输、保存、施工方便,为目前一般工程所常用。

7.8.5 ~ 7.8.7 这三条依据软土固结、强度、变形理论和工程经验编写。主要说明堆载预压的设计方法和一般原则。

预压荷载、竖向排水体深度及间距、预压时间这三者是互相关联的,需进行组合,择优确定,以满足加固要求(在规定的预压时间内满足工期、沉降、承载力及地基稳定等要求)。

预压荷载一般等于堆场或其他建筑的基底压力或者说等于基底以上的设计荷载。这里应注意的是要考虑由于预压沉降使地表低于堆场或建筑物基底面而需补充的土重,同时注意这部分填土对原地面是预压荷载,其本身也会产生沉降。

近年来不少工程是围海吹填造陆后形成的陆域,吹填部分土层对原土层作为荷载,使原土层产生沉降,吹填土本身在加固过程中也会产生较大沉降(因土质很软)。应注意这二部分沉降一般会造成加固后地表低于堆场或建筑物基底标高,因此还得再回填一部分土提高地面标高,这部分回填土对原土层及吹填土仍然要产生沉降,而回填土本身也产生沉降。因此在堆载预压设计中,沉降计算要综合考虑各种荷载因素。条文中所述的预压荷载系指当上部所施加的全部荷载作用后,在规定的时间内满足残余沉降要求时,设计高程面以上所施加的荷载值。

竖向排水体长度与堆场及建筑物的压缩层深度、土层分布有关。软土较厚时，应根据地基沉降和稳定的要求确定。软土中若有砂夹层或砂透镜体应尽量利用，这是因为它们可作为水平排水层，加速固结，可减小竖向排水体的长度和数量。

在预压荷载确定后，根据上述原则，可假定不同的竖向排水体间距和长度，进行地基固结度、沉降、土体强度增长等计算，看其是否在预定期限内满足加固要求，选择其中最优者。

对于加固时间短而要求消除沉降大（或残余沉降小）的加固工程，当按上述设计仍不能满足要求时，可采用超载预压，使其满足要求。

对于宽 10cm 厚 3mm ~ 4mm 的塑料排水板，经某港的两次现场对比试验证明，该塑料排水板的排水效果与直径 7cm 的袋装砂井效果相当。

7.8.12、7.8.13 这两条依据固结理论编写。是计算径向、竖向固结度的一般公式。

7.8.16 在刚刚吹填（水力冲填）不久的软土上打设砂井或塑料排水板时，由于承载力不足，往往需铺设荆芭（竹芭）、碎石（或山皮土）及砂垫层。这是依据在某港软基上进行多种复合垫层（无纺布、荆芭、碎石垫层、砂垫层组合）试验得到的提高承载力效果的最好方案，并经某港东突堤 48 x 1041112 软基加固施工检验，效果良好。因此本条文推荐此种方法铺设复合垫层，在其上打设袋砂井或塑料排水板。

7.8.17~7.8.19 砂井用砂的含泥量是根据施工经验及现行国家标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79 规定的。塑料排水板的透水性能、湿润抗拉、抗弯能力应满足设计要求。根据现行行业标准《塑料排水板施工规程》JTJ/T 256 的有关规定，我国常用塑料排水板型号及性能指标见表 15。

表 15 我国常用塑料排水板型号及性能指标

项目		单位	A 型	B 型	C 型	条件
纵向通水量		cm ³ /s	≥15	≥25	≥40	侧压 350kPa,水力坡降 1.0
滤膜渗透系数		cm/s		≥5×10 ⁻⁴		试件在水中浸泡 24h
滤膜等效孔径		μm		<75		以 O ₉₈ 计
复合体抗拉强度 (干态)		KN/10cm	≥1.0	≥1.3	≥1.5	延伸率 10%
滤膜抗拉 强度	干态	N/cm	≥15	≥25	≥30	延伸率 10%
	湿态	N/cm	≥10	≥20	≥25	延伸率 15%,试件在水 中浸泡 24h

表 15 中 A 型排水板适用于打设深度小于 15m; B 型排水板适用于打设深度 15m ~ 25m; C 型排水板适用于打设深度大于 25m。

7.8.21 本条根据加固要求、固结理论及工程经验编写。为检验施工质量及加固效果,应根据变形(s)—时间(t)及孔隙水压力(M)—时间(t)曲线,分别推算地基的最终沉降、不同时间的固结度及孔隙水压力消散速率(有效应力增长速率)。一般工程中往往用下列公式推算最终沉降量 S_{∞} 及参数 β :

$$S_{\infty} = \frac{S_3(S_2 - S_1) - S_2(S_3 - S_2)}{(S_2 - S_1) - (S_3 - S_2)} \quad (11)$$

$$\beta = \frac{1}{t_2 - t_1} \ln \frac{S_2 - S_1}{S_3 - S_2} \quad (12)$$

式中: S_1 、 S_2 、 S_3 为加荷停止后,时间 t_1 、 t_2 、 t_3 对应的沉降量,并取 $t_2 - t_1 = t_3 - t_2$, 根据 β 可求出任意时间土层的平均固结度为 $U_1 = 1 - ae^{-\beta t}$, 也可根据某时刻的实测沉降 S_t 与 S_{∞} 之比确定 U_t 。

任意时间的固结沉降 S_t 为:

$$S_t = S_{\infty} U_t \quad (13)$$

利用加荷间歇或停止后的实测孔隙压力(u)—时间(t)曲线,取 u_1 及 u_2 及其对应的时间 t_1 及 t_2 利用下式计算 β :

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{u_1}{u_2}\right)}{t_2 - t_1} \quad (14)$$

此式反映了土体某点（或该点附近）固结速率，而前式(8)反映压缩土层的平均固结速率。利用 β 可求出固结系数。当求出 U_t 时，可根据要求达到的固结度确定加固效果，若满足加固要求，即可卸载。在实际施工中，往往根据最后 5d~10d 的平均沉降量小于或等于 2mm/d 为卸载标准。

7.9 真空预压法

7.9.2 本条依据负压边界条件下的固结理论及工程经验编写，根据真空预压法的特点，提出真空预压法的设计内容。

真空预压法加固软土地基同堆载预压法一样，完全符合有效应力原理，只不过是负压边界条件的固结过程，因此只要边界条件与初始条件符合实际，各种固结理论（如太沙基理论、比奥理论等）和计算方法都可求解其固结问题。

根据工程经验和室内试验表明，土体除在正、负压作用下土体侧向变形方向不同外，其他固结特性无明显差异。因此根据工程经验，真空预压加固中竖向排水体间距、排列方式、深度的确定、土体固结时间的计算，一般可采用与堆载预压基本相同的方法进行。对于固结沉降计算，要考虑因侧向收缩对土体沉降的影响，因此沉降计算中的经验修正系数 m_0 要小于按堆载计算时的经验修正系数 m_0 。对软土，根据经验 m_0 可取 1.0-1.1。

7.9.4 对于表层存在良好透气（水）层及在加固处理范围内有充足水源补给等情况，应采取有效措施切断透气层及透水层。根据真空预压法开发、研制单位加固软土经验，用黏土泥浆与地表的粉砂

层拌合，形成柔性密封墙，可满足密封要求。根据室内试验，黏土掺入粉砂后，黏粒($< 0.005\text{mm}$)含量达 15%，即可使渗透系数小于 $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ ，经工程检验，满足真空预压密封要求。

7.9.5 确定真空预压竖向排水体深度时，当加固范围（被加固的软土层）以下有透水土层时，应注意竖向排水体不得进入该土层，并应离该土层顶面有一定距离，以保持土体内真空度。

7.9.9 本条规定膜下真空度稳定地维持在 80kPa （ 600mm 汞柱）以上，在此压力下的预压效果相当于 80kPa 堆载预压。这是根据真空预压“攻关”时，在真空预压加固后的软土地基上堆载检验（现场试验）得到的结果。

真空预压的加固深度：

形成负压边界的真空预压法的加固深度（即真空度传递深度）与没有负压边界条件的真空降水深度是两个概念。后者有一极限深度(10m)，而前者，并不存在“极限”深度，它取决于传递真空度的塑料排水板（或砂井）的“井阻”大小。

根据实测结果， 10m 长的袋砂井真空度损失 20%，在加固深度为 10m 时，使用袋砂井尚可以，但在较深层($15\text{m} - 20\text{m}$)加固中就不易使用袋砂井作为排水通道了。对塑料排水板情况则不同，该法研制单位曾做过专项试验，测量结果表明，在抽真空后期，地表下 20m 处塑料排水板的真空度达 600mmHg 左右，与表层几乎相同。

有关井阻的理论分析结果与上述实测结果基本一致。例如，由瑞典汉斯保(S. Hansbo)对井阻的分析可知，塑料排水板排水能力远大于直径 7cm 袋砂井，因此在深层加固中推荐使用塑料排水板。

大气压力是一种流体压力，在真空预压条件下，密封膜下形成负压边界，这种负压也是流体压力，它不能直接作用在土颗粒间成为有效应力，而是在总应力不变的条件下，通过降低孔隙水压力逐渐转化为有效应力。它首先作用于排水通道中，使塑料排水板内形成负压，与土体中的孔隙水压力形成压差和水力梯度，发生由土向

排水板的渗流。渗流过程就是孔隙水压力不断降低，有效应力不断增加的过程，也就是固结过程，可用固结理论求解。

由此可知，真空预压法的加固深度，就决定于塑料排水板传递负压的深度。当形成负压边界后，若井阻趋近于零，而加固时间又较长时，塑料排水板传递负压可以达到很大的深度。当存在井阻时，加固深度就取决于井阻的大小。常用的塑料排水板(排水能力 $25\text{cm}^3/\text{s}$)井阻影响不太大，该法研制单位在软基加固中已成功地用塑料排水板作排水通道，使加固有效深度达 25m ，大大突破了所谓的 10m “极限”加固深度。

7.9.10 真空预压法的施工顺序根据施工经验编写。

图 11 是典型真空预压施工断面图。

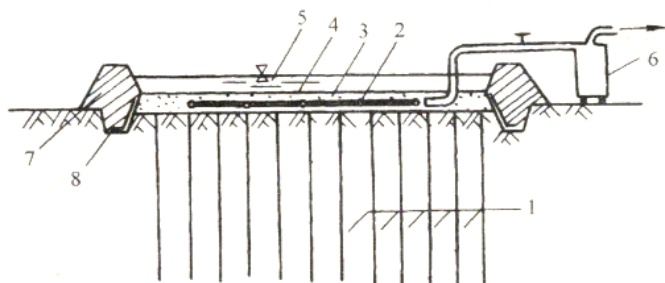


图 11 预压施工断面图

1—竖向排水通道；2—滤水管；3—砂垫层；4—塑料膜；

5—敷水；6—射流泵；7—上堰；8—压膜沟

施工顺序如下：

铺砂垫层 → 打设竖向排水通道 → 在砂垫层表面铺设安装传递真空压力及抽气集水用的滤水管、挖压膜沟 → 铺塑料薄膜、封压膜沟 → 安装射流泵、连接管路 → 布设沉降杆、抽气、观测。

本条的真空预压施工顺序(1) ~ (5)是根据真空预压法开发、研制单位多年的施工及监测经验最终确定的。

7.9.11 真空度满足要求情况下,真空预压的沉降稳定标准,是根据真空预压“攻关”及实际工程施工中固结度达到 80%以上时的沉降速率提出的。此时它的沉降速率为连续 5d,每天的沉降速率小于或等于 2mm/d,同样固结度下堆载预压沉降速率为 1mm/d,说明真预压沉降速率大,加固效果好。在近 10 年真空预压加固推广应用,有的建设单位以最后 10d 的平均沉降小于或等于 1mm/d 作为真空预压法的沉降稳定标准,综合上述情况将条文规定为“连续 5d - 10d 平均沉降量小于或等于 2mm/d”作为沉降稳定标准。

7.9.12 真空预压使加固土体产生侧向变形,从而增加有效压密效果,因此应测量加固土体边缘沿深度的侧向位移。

7.10 真空预压联合堆载预压法

7.10.1 据有效应力原理及工程验证编写。真空预压与堆载预压联合加固,加固效果可以叠加,是由于它们符合有效应力原理,并经工程实践证明。真空预压是逐渐降低土体的孔隙水压力,不增加总应力,而堆载预压是增加土体总应力,同时,使孔隙水压力增大,然后逐渐消散。

两者叠加:既抽真空降低孔隙水压力又堆载增加总应力,使孔隙水压力增大,然后消散。开始时抽真空使土中孔隙水压力降低有效应力增大,经不长时间(7d - 10d)在土体保持稳定的情况下堆载,使土体产生正孔隙水压力,并与抽真空产生的负孔隙水压力叠加。正、负孔隙水压力叠加,转化的有效应力为消散的正、负孔隙压力绝对值之和。现以瞬间加荷为例,对土中任一点 m 的应力转换加以说明。 m 点的深度为地面下 h_m ,地下水位与地面齐平,堆载量

为 $\Delta\sigma_1$ ，土的浮重度 γ' ，水重度 γ_w ，大气压力 P_a ，抽真空土中 m 点大气压力逐渐降至 P_n ， t 时的固结度为 U_t ，不同时间土中 m 点总应力和有效应力如表 16。

表 16 土中任意点(m)应力一时间转换关系

情况	总应力	有效应力	孔隙水压力
$t=0$ (未抽真空未堆载)	σ_0	$\sigma'_0 = \gamma h_m$	$\mu_0 = \gamma_w h_m + P_a$
$0 \leq t \leq \infty$ (既抽真空又堆载)	$\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma_1$	$\sigma'_1 = \gamma h_m + [(p_a - p_n) + \Delta\sigma_1]U_t$	$\mu_1 = \gamma'_w h_m + p_n + [(p_a - p_n) + \Delta\sigma_1](1 - U_t)$
$t \rightarrow \infty$ (既抽真空又堆载)	$\sigma = \sigma_0 + \Delta\sigma_1$	$\sigma' = \gamma h_m + (p_a - p_n) + \Delta\sigma_1$	$\mu = \gamma'_w h_m + p_n$

7.10.2~7.10.7 据工程经验编写。

7.13 路基处理

7.13.1 稳定安全系数小于表 7.13.1-1 规定的允许值时，应符合：

- 1 计算按成层地基进行，不得简化为均质地基在同一段落同一土层中，各计算参数可分别取其平均值。
- 2 行车荷载对稳定验算的影响，应按静止的土柱作用考虑，行车动荷载对沉降的影响不考虑。

3 稳定验算与沉降计算应考虑路堤在施工期及预压期由于地基沉降而多填筑的填料增重的影响。

4 路基整体抗剪稳定验算应采用圆弧条分法。宜用总应力法或有效固结应力法计算稳定安全系数。

表 7.13.1-2 容许工后沉降(cm)系参照《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》JTJ0 17-96 和我市工程实践确定。

7.13.2 浅层路基处理

灰土处理过湿路基。

天津市区地下水位较高，在城市道路建设中有大量的过湿路基

需要进行加固处理。由于过湿状态的路基土的天然含水量较高,为保证路基有足够的强度,需要在路槽底面以下一定深度范围的路基进行加固处理。天津地区的土质多数为中液限黏性土,土中含有10%~30%黏粒,大量的研究资料证明,这种土用石灰处理效果好。石灰土处理过湿路基是天津地区最常用的处理方法,与其他方法相比较,具有处理效果好、经济且资源丰富施工简便。

过湿土中掺入一定剂量的石灰后,一方面利用石灰的吸水作用,降低土的含水量。另一方面也是最主要的,在黏性土中掺入石灰后,使土的塑性范围变宽,在相同含水量情况下,石灰土与素土相比,干湿状态发生了变化,即土由湿变干,由软变硬,试验结果表明,石灰土的液限含水量比素土可提高5-9个百分点,限含水量可提高1.5~6个百分点。例如在一种液限为36%,塑限为22%的中液限黏性土中掺入一定剂量的石灰后,石灰土的液、塑限变化如表17,干湿状态变化表如18。

由于过湿土中掺入石灰拌合后,这时石灰土的塑性指数提高了约3~4个百分点,所以在相同含水量的情况下,石灰土与素土相比较,干湿状态发生了变化,稠度提高了,这样就可改善了过湿土的压实性,提高了土的压实度,保证土基的强度。

表 17

指标	素土	石灰土 (石灰含量为 6%~12%)			
		6	8	10	12
液限 ω_l (%)	36	41.5	44	42.5	45
塑限 ω_p (%)	22	23.5	27	26.5	28
塑性指数	14	18	17	16	17

表 18

含水量	素土		石灰土	
	稠度	状态	稠度	状态
25	0.79	硬塑/中湿	1.06	坚硬/干燥
28	0.59	软塑/潮湿	0.87	硬塑/中湿
32	0.285	流塑/过湿	0.65	软塑/潮湿

实践表明,土中掺入的石灰剂量达到6%以上,石灰土就具有

良好的加固作用，岩土的天然含水量较高，即土的稠度 <0.85 时，采用生石灰粉处理效果良好，可利用生石灰的吸水作用，大大地降低过湿土的含水量。而当土的稠度 >0.85 时，一般用消石灰处理。

7.13.3 综合处理

1. 加筋路堤

- 1) 路堤稳定性不足时可采用土工合成材料加筋，提高路堤的稳定性。
- 2) 对加筋路堤，当原地基承载力不足时，应采取适当的措施进行处理，确保路基整体稳定。
- 3) 加筋路堤填方压实度必须达到《公路路基设计规范》JTJ013 规定的压实标准。
- 4) 软弱地基土工合成材料不宜直接设置于原地基表面上，宜在原地表设置30~50cm砂垫层或其他透水性较好的均质土料后再铺设土工合成材料。
- 5) 多层土工合成材料加筋路堤各层土工合成材料之间的间距不宜小于一层填土最小压实厚度，且不宜大于60cm，最小铺设长度不宜小于2m。
- 6) 土工合成材料铺设层数铺设范围应通过加筋路堤稳定性计算，锚固长度计算以及平面滑动稳定验算确定。
- 7) 稳定安全系数。

表 19

项目	堤身稳定	整体稳定	平面滑动稳定
施工期及营运期	1.25	1.25	1.3
地震期	—	1.1	1.1

各种稳定系数均不小于表中数值。

- 8) 加筋路堤必须进行边坡防护，边坡草皮覆盖率不低于85%。

8 软弱地基

8.1 一般规定

8.1.1 当软弱地基处理不当时，易发生较大沉降和倾斜，影响建筑正常使用，严重的会引起结构构件破坏，因此工程中可通过上部结构、地基基础设计等措施控制建筑物的沉降和沉降差异或者适应这种变形。

8.1.3 本条对设计施工前的资料准备稍作补充，要求建设方除了提供拟建场地周围环境的一般情况外，尚应提出明确的保护要求。当涉及到历史保护建筑、有争议的房屋等，业主需提供相关房屋质量鉴定报告并应请有资质的鉴定单位检测及评估。

8.3 建筑设计措施

8.3.2 对于有抗震设防要求的建筑物，结构单元变形缝宽度的要求除了满足沉降缝外，尚需考虑防震缝宽度的要求。房屋沉降缝的最小宽度，除与层数有关外，还应与预估沉降量有关，设计人员宜根据预估沉降情况适当放大调整。

8.3.3 相邻建筑应考虑地基变形产生的相互作用影响，否则相邻建筑物基础间应按要求保持一定距离。滨海地区长期沉降量可达100mm，建筑及结构设计应充分考虑预估沉降量。

8.4 结构设计措施

8.4.6 调研资料表明,天津市软土地基建筑对于房心土回填处理不当或地面不合理堆放,造成基础破坏或主体结构倾斜等,必须引起有关建设项目各方技术人员的重视,采取可靠措施予以预防。

8.5 大面积地面荷载

8.5.1 大面积地面荷载分为以下几类:

1 大面积填土荷载:不仅包括景观填土,还有新建围堤、垃圾填埋场、煤场堆料等内容;

2 建筑物范围的地面堆载:包括单层工业厂房、露天车间和单层仓库的内部生产堆料、工业设备等地面堆载等。

8.5.2 在大面积填土和地面堆载的设计和实施中需考虑大面积荷载引起建筑物的倾斜、沉降等不利影响,并采取相应措施。

8.5.4 条文中已对地基和基础加固方面的措施给出了规定,此外在上部结构设计中也应考虑采取以下措施适应地基变形:

1 当地面堆载可能引起钢筋混凝土柱基发生较大倾斜时,应适当增加柱内侧配筋,并考虑加强柱与屋架的节点构造以及预估屋架下弦出现压力的可能性。对于两阶或两阶以上的单层工业厂房边柱,台阶柱变截面处上下内侧也宜适当增加配筋,放大建筑物的净空尺寸,以便有调整余地。

2 为减少和防止吊车梁因大面积堆载造成基础倾斜、沉降而带来的不良后果,可结合具体条件,选取下列措施:

1) 放大吊车顶面与屋架下弦的净空,取 300mm~500mm 或更大些。

2) 增加吊车边缘与上柱边缘之间的净距,取 100mm 或更

大些。

- 3) 加宽钢筋混凝土吊车梁腹部,并按吊车轨道可能移动的幅度和偏位产生的扭距在梁内配置抗扭钢筋。

8.6 施工措施

8.6.2 经验证明,软土地基施工时,基坑开挖堆土堆放不当,容易造成已施工基础的倾斜、桩基错断等,因此本条要求施工人员高度重视。

8.6.6 软土地基上的建筑,当无地下室时,回填土的强度及稳定性对主体结构及基础影响较大;如处理不当,当地面临时堆载或施工机械行走产生较大荷载时,易对基础或主体造成破坏。

9 浅基础

9.2 无筋扩展基础

9.2.2 本条规定主要防止基础发生冲切破坏。

9.3 扩展基础

9.3.2 由于基础底板中垂直于受力钢筋的另一个方向的配筋只有分散部分荷载的作用,有利于底板内力重分布,因此各国规范中基础板的最小配筋率都小于梁的最小配筋率。美国 ACI318 规范中基础板的最小配筋率是按温度和混凝土收缩的要求规定为 0.2% ($f_{vk}=275\sim375\text{MPa}$)和 0.18% ($f_{vk}=415\text{MPa}$); 英国标准 BS8110 规定板的两个方向的最小配筋率:低碳钢为 0.24% ,合金钢为 0.13% ; 英国规范 CP110 规定板的受力钢筋和次要钢筋的最小配筋率:低碳钢为 0.25% 和 0.15% ,合金钢为 0.15% 和 0.12% ; 我国《混凝土结构设计规范》GB50010 规定对卧置于地基上的混凝土板受拉钢筋的最小配筋率不应小于 0.15% 。本规范明确了柱下独立基础的受力钢筋最小配筋率为 0.15% ,此要求低于美国规范,与我国《混凝土结构设计规范》GB50010 对卧置于地基上的混凝土板受拉钢筋的最小配筋率以及英国规范对合金钢的最小配筋率要求相一致。

为减小混凝土收缩产生的裂缝,提高条形基础对不均匀地基土的适应能力,本次修订适当加大了分布钢筋的配筋量。

9.3.6 制定高杯口基础的构造依据是:

1 杯壁厚度 t

多数设计在计算有短柱基础的厂房排架时,一般都不考虑短柱的影响,将排架柱视作固定在基础杯口顶面的二阶柱(图 12-b)。这种简化计算所得的弯矩 M 较考虑有短柱存在按三阶柱(图 12-c)计算所得的弯矩小。

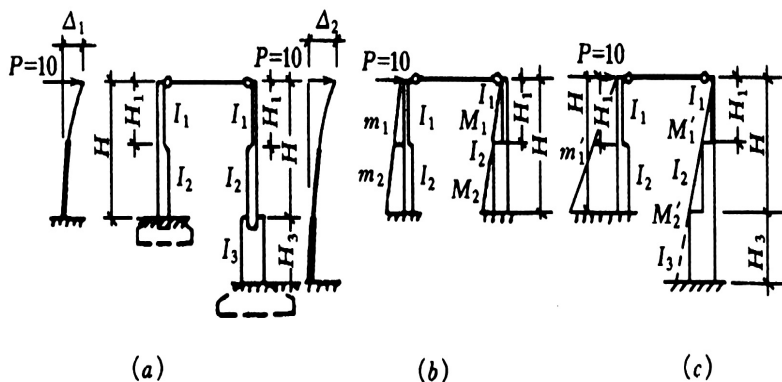


图 12 带短柱基础厂房的计算示意图

(a) 厂房图形; (b) 简化计算; (c) 精确计算

原机械工业部设计院对起重机起重量小于或等于 750kN, 轨顶标高在 14m 以下的一般工业厂房作了大量的分析工作, 分析结果表明: 短柱刚度愈小即 Δ_2/Δ_1 的比值愈大 (图 12-a), 则弯矩误差 (Δ_m/m) %, 即 $((m' - m)/m)$ % 愈大。图 13 为二阶柱和三阶柱的弯矩误差关系, 从图中可以看到, 当 $\Delta_2/\Delta_1=1.11$ 时, $\Delta_m/m=8\%$, 构件尚属安全使用范围之内。在相同的短柱高度和相同的柱截面条件下, 短柱的刚度与杯壁的厚度, 通过十多年实践, 按构造配筋的限制条件可适当放宽, 本规范参照《机械工业厂房结构设计规范》GB50906 增加了 9.3.6 之 2、3 限制条件。

对符合本规范条文要求，且满足表 9.3.6 杯壁厚度最小要求的设计可不考虑高杯口基础短柱部分对排架的影响，否则应按三阶柱进行分析。

2 杯壁配筋

杯壁配筋的构造要求是基于横向（顶层钢筋网和横向箍筋）和纵向钢筋共同工作的计算方法，并通过试验验证。大量试算工作表明，除较小柱截面的杯口外，均能保证必需的安全度。顶层钢筋网由于抗弯力臂大，设计时应充分利用其抗弯承载力以减少杯壁其他的钢筋用量。横向箍筋 $\Phi 8@150$ 的抗弯承载力随柱的插入杯口深度 h_1 而异，但当柱截面高度 h 大于 1000mm， $h_1=0.8h$ 时，抗弯能力有限，因此设计时横向箍筋不宜大于 $\Phi 8@150$ 。纵向钢筋构造要求为 $\Phi 12\sim\Phi 16$ ，且其设置量又与 h 成正比， h 愈大则其抗弯承载力愈大，当 $h\geq 1000\text{mm}$ 时，其抗弯承载力已达到甚至超过顶层钢筋网的抗弯承载力。

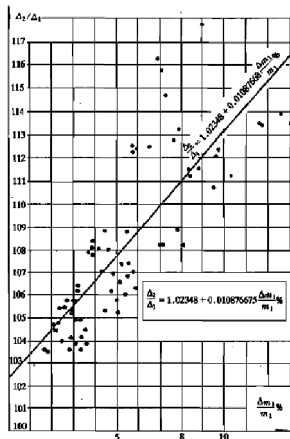


图 13 一般工业厂房 $\frac{\Delta_2}{\Delta_1}$ 与 $\frac{\Delta m}{m}$ % (上柱) 关系

9.3.8 ~ 9.3.10 为保证柱下独立基础双向受力状态,基础底面两个方向的边长一般都保持在相同或相近的范围内,试验结果和大量工程实践表明,当冲切破坏锥体落在基础底面以内时,此类基础的截面高度由受冲切承载力控制。本规范编制时所做的计算分析和比较也表明,符合本规范要求的双向受力独立基础,其剪切所需的截面有效面积一般都能满足要求,无需进行受剪承载力验算。考虑到实际工作中柱下独立基础底面两个方向的边长比值有可能大于 2,此时基础的受力状态接近于单向受力,柱与基础交接处不存在受冲切的问题,仅需对基础进行斜截面受剪承载力验算。因此,本次规范修订时,补充了基础底面宽度小于柱宽加两倍基础有效高度时,验算柱与基础交接处基础受剪承载力的条款。验算截面取柱边缘,当受剪验算截面为阶梯形及锥形时,其受剪折算宽度,可按照现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 附录 U 确定。需要说明的是:计算斜截面受剪承载力时,验算截面的位置,各国规范的规定不尽相同。对于非预应力构件,美国规范 ACI318,根据构件端部斜截面脱离体的力的平衡条件规定了:当满足(1)支座反力(沿剪力作用方向)在构件端部产生压力时;(2)距支座边缘 h_0 范围内无集中荷载时;取距支座边缘 h_0 处作为验算受剪承载力的截面,并取距支座边缘 h_0 处的剪力作为验算的剪力设计值。当不符合上述条件时,取支座边缘处作为验算受剪承载力的截面,剪力设计值取支座边缘处的剪力。我国混凝土结构设计规范对均布荷载作用下的板类受弯构件,其斜截面受剪承载力的验算位置一律取支座边缘处,剪力设计值一律取支座边缘处的剪力,而混凝土的抗剪强度取值大于美国规范。对于基础底面宽度小于或等于柱宽加两倍基础有效高度的单向受力的基础底板,按照我国混凝土设计规范的受剪承载力公式验算,推出 h_0 的板厚比美国 ACI 318 规范的小,而验算断面取为柱边或墙边的计算结果则大于美国 ACI318 规范的板厚。

当基础底面宽度小于或等于柱宽加两倍基础有效高度时,在美

国 ACI318 规范中定义为单向剪切，验算断面取为距柱边或墙边 h_0 处，这种剪切的抗剪强度取为 $\Phi\sqrt{f'_c}/6$ ，而双向剪切的抗剪强度为 $\Phi\sqrt{f'_c}/3$ 。按照我国混凝土结构设计规范的受剪承载力公式验算，验算断面取为距柱边或墙边 h_0 时的计算板厚比按美国 ACI 318 规范计算的板厚小，验算断面取为柱边或墙边的计算板厚大于按美国 ACI 318 规范计算的板厚。

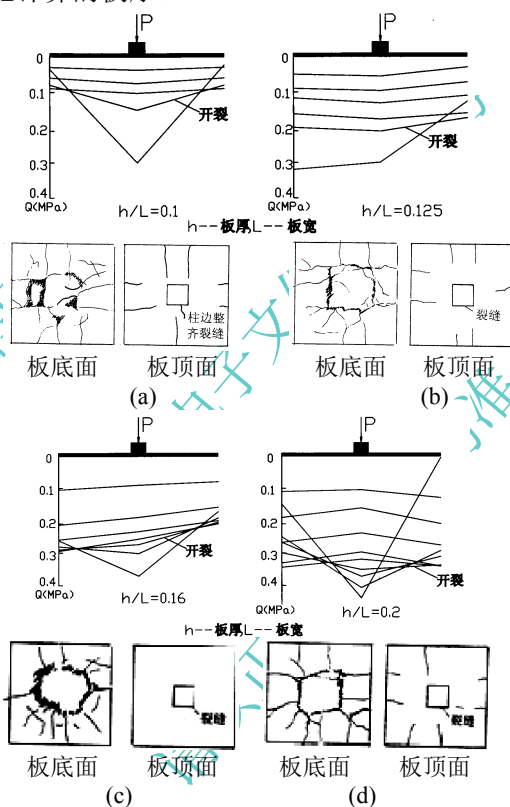


图 14 不同高宽比的基础板下反力分布

9.3.11 墙下条形基础底板为单向受力，应验算墙与基础交接处单位长度的基础受剪切承载力。

9.3.12 本条款中的公式(9.3.12-1)和(9.3.12-2)是以基础台阶宽高比小于或等于 2.5，以及基础底面与地基土之间不出现零应力区 ($e \leq 6/b$) 为条件推导出来的弯矩简化计算公式。适用于除岩石以外的地基。其中，基础台阶宽高比小于或等于 2.5 是基于试验结果，旨在保证基底反力呈直线分布。中国建筑科学研究院地基所黄熙龄、郭天强对不同宽高比的板进行了试验，试验板的面积为 $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ 。试验结果表明：在轴向荷载作用下，当 $h/l \leq 0.125$ 时，基底反力呈现中部大、端部小(图 14a、14b)，地基承载力没有充分发挥，基础板就出现井字形受弯破坏裂缝；当 $h/l \leq 0.16$ 时，地基反力呈直线分布，加载超过地基承载力特征值后，基础板发生冲切破坏(图 14c)；当 $h/l = 0.20$ 时，基础边缘反力逐渐增大，中部反力逐渐减小，在加荷接近冲切承载力时，底部反力向中部集中，最终基础板出现冲切破坏(图 14d)。基于试验结果，对基础台阶宽高比小于或等于 2.5 的独立柱基可采用基底反力直线分布进行内力分析。

此外，考虑到独立基础的高度一般是由冲切或剪切承载力控制，基础板相对较厚，如果用其计算最小配筋量可能导致底板用钢量不必要的增加，因此本规范提出将阶梯形以及锥形独立基础的截面宽度按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 附录 U 转换成折算宽度 b_0 ，采用 $0.15\% b_0 h_0$ 计算基础底板的最小配筋量以获得较合理的结果。

9.4 柱下条形基础

9.4.1、9.4.2 基础梁的截面高度应根据地基反力、柱荷载的大小

等因素确定。大量工程实践表明,柱下条形基础梁的截面高度一般为柱距的 $1/4 \sim 1/8$ 。原上海工业建筑设计院对五十项工程的统计,条形基础梁的高跨比在 $1/4 \sim 1/6$ 之间的占工程数的 88%。在选择基础梁截面时,柱边缘处基础梁的受剪截面尚应满足现行《混凝土结构设计规范》GB50010 的要求。

关于柱下条形基础梁的内力计算方法,本规范给出了按连续梁计算内力的适用条件。在比较均匀的地基上,上部结构刚度较好,荷载分布较均匀,且条形基础梁的截面高度大于或等于 $1/6$ 柱距时,地基反力可按直线分布考虑。其中基础梁高大于或等于 $1/6$ 柱距的条件是通过与柱距 l 和文克勒地基模型中的弹性特征系数 λ 的乘积 $\lambda l \leq 1.75$ 作了比较,结果表明,当高跨比大于或等于 $1/6$ 时,对一般柱距及中等压缩性的地基都可考虑地基反力为直线分布。当不满足上述条件时,宜按弹性地基梁法计算内力,分析时采用的地基模型应结合地区经验进行选择。

9.5 筏形基础

9.5.1 筏形基础分为平板式和梁板式两种类型,其选型应根据工程具体条件确定。与梁板式筏基相比,平板式筏基具有抗冲切及抗剪切能力强的特点,且构造简单,施工便捷,经大量工程实践和部分工程事故分析,平板式筏基具有更好的适应性。

9.5.2 对单幢建筑物,在均匀地基的条件下,基础底面的压力和基础的整体倾斜主要取决于荷载效应准永久组合下产生的偏心距大小。对基底平面为矩形的筏基,在偏心荷载作用下,基础抗倾覆稳定系数 K_F 可用下式表示:

$$K_F = \frac{y}{e} = \frac{\gamma B}{e} = \frac{\gamma}{e/B} \quad (15)$$

式中：

- B ——与组合荷载竖向合力偏心方向平行的基础边长；
- e ——作用在基底平面的组合荷载全部竖向合力对基底面积形心的偏心距；
- y ——基底平面形心至最大受压边缘的距离， γ 为 y 与 B 的比值。

从式中可以看出 e/B 直接影响着抗倾覆稳定系数 K_F ， K_F 随着 e/B 的增大而降低，因此容易引起较大的倾斜。表 19 三个典型工程的实测证实了在地基条件相同时， e/B 越大，则倾斜越大。

表 19 e/B 值与整体倾斜的关系

地基条件	工程名称	横向偏心距 e (m)	基底宽度 B (m)	e/B	实测倾斜 (‰)
上海软土地基	胸科医院	0.164	17.9	1/109	2.1 (有相邻影响)
上海软土地基	某研究所	0.154	15.8	1/96	2.7
北京硬土地基	中医医院	0.297	12.6	1/42	1.716 (唐山地震北京烈度为 6 度，未发生明显变化)

高层建筑由于楼身质心高，荷载重，当筏形基础开始产生倾斜后，建筑物总重对基础底面形心将产生新的倾覆力矩增量，而倾覆力矩的增量又产生新的倾斜增量，倾斜可能随时间而增长，直至地基变形稳定为止。因此，为避免基础产生倾斜，应尽量使结构竖向荷载合力作用点与基础平面形心重合，当偏心难以避免时，则应规定竖向合力偏心距的限值。本规范根据实测资料并参考交通部《公路桥涵设计规范》JTG D60 对桥墩合力偏心距的限制，规定了在荷载效应准永久组合时， $e \leq 0.1 W / A$ 。从实测结果来看，这个限制对硬土地区稍严格，当有可靠依据时可适当放松。

9.5.6 N.W.Hanson 和 J.M.Hanson 在他们的“混凝土板柱之间剪力和弯矩的传递”试验报告中指出：板与柱之间的不平衡弯矩传递，一部分不平衡弯矩是通过临界截面周边的弯曲应力 T 和 C 来传递，而一部分不平衡弯矩则通过临界截面上的偏心剪力对临界截面重

心产生的弯矩来传递的，如图 15 所示。因此，在验算距柱边 $h_0/2$ 处的冲切临界截面剪应力时，除需考虑竖向荷载产生的剪应力外，尚应考虑作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩所产生的附加剪应力。本规范公式 (9.5.6-1) 右侧第一项是根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 在集中力作用下的冲切承载力计算公式换算而得，右侧第二项是引自美国 ACI 318 规范中有关的计算规定。

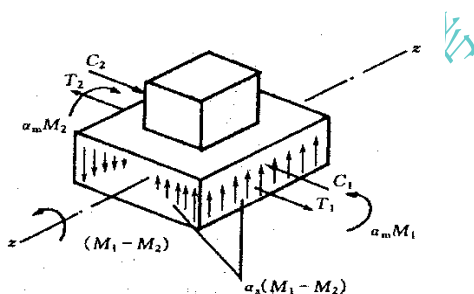


图 15 板与柱不平衡弯矩传递示意图

关于公式 (9.5.6-1) 中冲切力取值的问题，国内外大量试验结果表明，内柱的冲切破坏呈完整的锥体状，我国工程实践中一直沿用柱所承受的轴向力设计值减去冲切破坏锥体范围内相应的地基净反力作为冲切力；对边柱和角柱，中国建筑科学研究院地基所试验结果表明，其冲切破坏锥体近似为 $1/2$ 和 $1/4$ 圆台体，本规范参考了国外经验，取柱轴力设计值减去冲切临界截面范围内相应的地基净反力作为冲切力设计值。

本规范中的角柱和边柱是相对于基础平面而言的。大量计算结果表明，受基础盆形挠曲的影响，基础的角柱和边柱产生了附加的压力。中国建筑科学研究院地基所滕延京和石金龙在《柱下筏板基础角柱边柱冲切性状的研究报告》中，将角柱、边柱和中柱的试验

冲切破坏荷载与规范公式计算的冲切破坏荷载进行了对比, 计算结果表明, 角柱和边柱下筏板的冲切承载力的可靠指标偏低, 约为 1.45 和 1.6。为使角柱和边柱与中柱抗冲切具有基本一致的安全度, 本次规范修订时将角柱和边柱的冲切力乘以了放大系数 1.2 和 1.1。

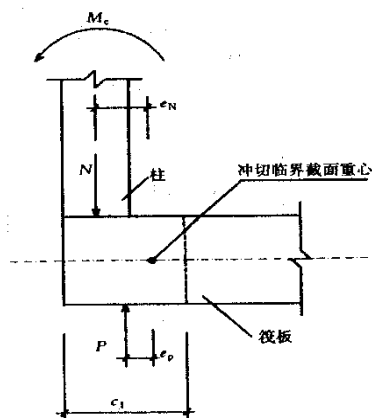


图 16 边柱 M_{unb} 计算示意图

公式 (9.5.6-1) 中的 M_{unb} 是指作用在柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面重心上的弯矩, 对边柱它包括由柱根处轴力设计值 N 和该处筏板冲切临界截面范围内相应的地基反力 P 对临界截面重心产生的弯矩。由于本条款中筏板和上部结构是分别计算的, 因此计算 M 值时尚应包括柱子根部的弯矩 M_c , 如图 16 所示, M 的表达式为:

$$M_{unb} = N e_N - P e_p \pm M_c \quad (16)$$

对于内柱, 由于对称关系, 柱截面形心与冲切临界截面重心重合, $e_N = e_p = 0$, 因此冲切临界截面重心上的弯矩, 取柱根弯矩。

国外试验结果表明, 当柱截面的长边与短边的比值 β_s 大于 2 时, 沿冲切临界截面的长边的受剪承载力约为柱短边受剪承载力的一半或更低。本规范的公式 (9.5.6-2) 是在我国受冲切承载力公式

的基础上,参考了美国 ACI318 规范中受冲切承载力公式中有关规定,引进了柱截面长、短边比值的影响,适用于包括扁柱和单片剪力墙在内的平板式筏基。图 17 给出了本规范与美国 ACI318 规范在不同 β_s 条件下筏板有效高度的比较,由于我国受冲切承载力取值偏低,按本规范算得的筏板有效高度稍大于美国 ACI318 规范相关公式的结果。

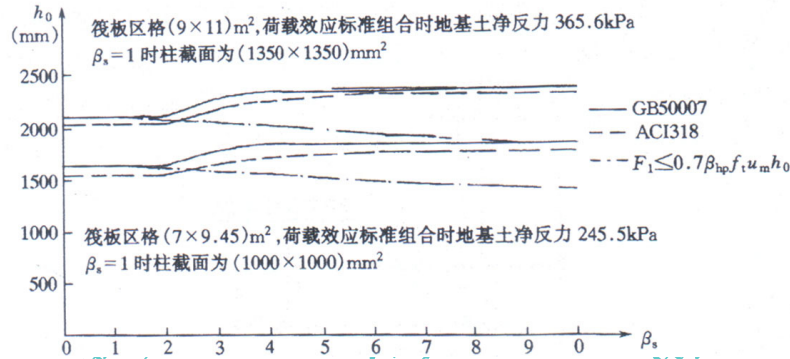


图 17 不同 β_s 条件下筏板有效高度的比较

对于有抗震设防要求的平板式筏形基础,尚应验算地震作用组合的临界截面的最大剪应力 $\tau_{E, \max}$, 此时公式(9.5.6-1)和(9.5.6-2)应改写为:

$$\tau_{E, \max} = \frac{V_{sE}}{A_s} + \alpha_s \frac{M_{sE}}{I_s} C_{AB} \quad (17)$$

$$\tau_{E, \max} \leq \frac{0.7}{\gamma_{RE}} \left(0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \right) \beta_{hp} f_t \quad (18)$$

式中:

V_{sE} ——考虑地震作用组合后的集中反力设计值 (kN);

M_{sE} ——考虑地震作用组合后的冲切临界截面重心上的弯矩

(kN·m);

A_s ——距柱边 $h_e/2$ 处的冲切临界截面的筏板有效面积 (m^2);

γ_{RE} ——抗震调整系数, 取 0.85。

9.5.7 Venderbilt 在他的“连续板的抗剪强度”试验报告中指出: 混凝土抗冲切承载力随比值 u_m/h_0 的增加而降低。出于使用功能上的要求, 核心筒占有相当大的面积, 因而距核心筒外表面 $h_0/2$ 处的冲切临界截面周长是很大的, 在 h_0 保持不变的条件下, 核心筒下筏板的受冲切承载力实际上是降低了, 因此设计时应验算核心筒下筏板的受冲切承载力, 局部提高核心筒下筏板的厚度。此外, 我国工程实践和美国休斯顿壳体大厦基础钢筋应力实测结果表明, 框筒 (框架—核心筒结构) 下筏板底部最大应力出现在核心筒边缘处, 因此局部提高核心筒下筏板的厚度, 也有利于核心筒边缘处筏板应力较大部位的配筋。本规范给出的核心筒下筏板冲切截面周长影响系数 η , 是通过实际工程中不同尺寸的核心筒, 经分析并和美国 ACI 318 规范对比后确定的 (详表 20)。

本条款在国家规范 2002 版的基础上增加了近年来中国建筑科学研究院地基所黄熙龄、滕延京、石金龙、邸道怀、周圣斌等人进行了一系列室内模型试验成果。试验成果和工程实测表明, 对于上部为框架-核心筒结构并有地下室的平板式筏形基础, 平板式筏基的厚跨比不小于 $1/6$, 核心筒下及其周边约 $(2.0 \sim 2.5)h_0$ 范围内基底反力呈直线分布。相对于地基刚度, 平板式筏板、地下室或裙房刚度和地上结构整体刚度越大, 核心筒下及其周边基底反力呈直线分布的范围就越大。通过试算和分析, 本条款提出, 当基础满足整体工作条件, 采用简化计算模型进行基础承载力验算时, 可假定作用在核心筒上的荷载扩散至核心筒四周外 $2.2h_0$ 的范围, 该范围内基底反力呈线性分布。

表 20 内筒下筏板厚度比较

筒尺寸 (m×m)	筏板混凝土强度等级	荷载标准组合的内筒轴力 (kN)	荷载标准组合的基底净反力 (kN/m ²)	规范名称	筏板有效高度 (m)	
					不考虑冲切临界截面周长影响	考虑冲切临界截面周长影响
11.3×13.0	C30	128051	383.4	GB50007	1.22	1.39
				ACI 318	1.18	1.44
12.6×27.2	C40	424565	453.1	GB50007	2.41	2.72
				ACI 318	2.36	2.71
24×24	C40	718848	480	GB50007	3.2	3.58
				ACI 318	3.07	3.55
24×24	C40	442980	300	GB50007	2.39	2.57
				ACI 318	2.12	2.67
24×24	C40	336960	225	GB50007	1.95	2.28
				ACI 318	1.67	2.21

注：ACI 318 原先的荷载组合为： $1.4D+1.7L$ ，受剪强度降低系数为 0.85；后改为 $1.2D+1.4L$ ，受剪强度降低系数则改为 0.75，最终的计算结果两者是一样的。

9.5.9 通过对已建工程的分析，并鉴于梁板式筏基基础梁下实测土反力存在的集中效应、底板与土壤之间的摩擦力作用以及实际工程中底板的跨厚比一般都在 14~6 之间变动等有利因素，本规范明确了取距内柱和内筒边缘 h_0 处作为验算筏板受剪的部位，如图 18 所示；角柱下验算筏板受剪的部位取距柱角 h_0 处，如图 19 所示。公式 (9.5.9-1) 中的 V_s 即作用在图 18 或图 19 中阴影面积上的地基平均净反力设计值除以验算截面处的板格中至中的长度（内柱）、或距角柱角点 h_0 处 45° 斜线的长度（角柱）。国内筏板试验报告表明：筏板的裂缝首先出现在板的角部，设计中当采用简化计算方法时，需适当考虑角点附近土反力的集中效应。图 20 给出了筏板模型试验中裂缝发展的过程。设计中当角柱下筏板受剪承载力不满足规范要求时，也可采用适当加大底层角柱横截面或局部增加筏板角隅板厚等有效措施，以期降低受剪截面处的剪力。

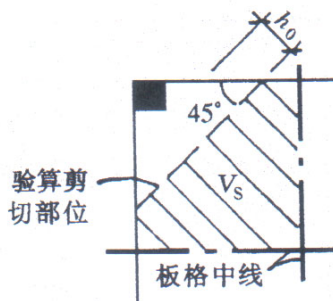
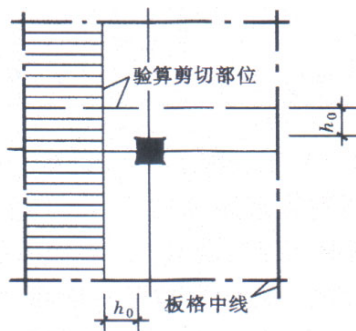


图 18 内柱(筒)下筏板验算剪切部位示意图 图 19 角柱(筒)下筏板验算剪切部位示意图

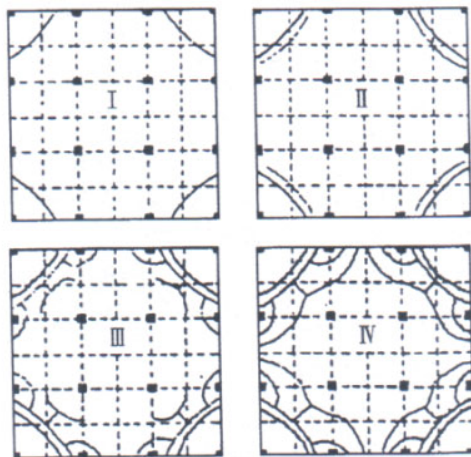


图 20 筏板模型试验裂缝发展

对于上部为框架-核心筒结构的平板式筏形基础，设计人应根据工程的具体情况采用符合实际的计算模型或根据实测确定的地基反力来验算距核心筒 h_0 处的筏板受剪承载力。当边柱与核心筒

之间的距离较大时，公式(9.5.9-1)中的 V_s 即作用在图 21 中阴影面积上的地基平均净反力设计值与边柱轴力设计值之差除以 b ， b 取核心筒两侧紧邻跨的跨中分线之间的距离。当主楼核心筒外侧有两排以上框架柱或边柱与核心筒之间的距离较小时，设计人应根据工程具体情况慎重确定筏板受剪承载力验算单元的计算宽度。

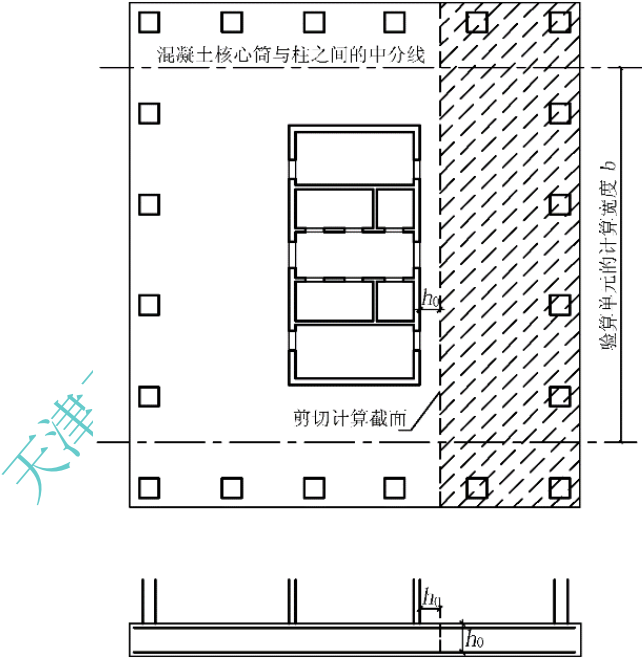


图 21 框架—核心筒下筏板受剪承载力计算截面位置和计算

关于厚筏基础板厚中部设置双向钢筋网的规定，同《混凝土结构设计规范》GB50010 的要求。日本 Shioya 等通过对无腹筋构件的截面高度变化试验，结果表明，梁的有效高度从 200mm 变化到 300mm 时，其名义抗剪强度 (V/bh_0) 降低 64%。加拿大 M.P.Collins

等研究了配有中间纵向钢筋的无腹筋梁的抗剪承载力，试验研究表明，构件中部的纵向钢筋对限制斜裂缝的发展，改善其抗剪性能是有效的。

9.5.11 板的抗冲切机理要比梁的抗剪复杂，目前各国规范的受冲切承载力计算公式都是基于试验的经验公式。本规范梁板式筏基底板受冲切承载力和受剪承载力验算方法源于 1980 年颁布实施的我国《高层箱形基础设计与施工规程》 JGJ6-80。验算底板受剪承载力时，规程 JGJ6-80 规定了以距墙边 h_0 （底板的有效高度）处作为验算底板受剪承载力的部位。表 21 和表 22 给出了部分已建工程有关箱形基础双向底板的信息，以及箱形基础双向底板按不同规范计算剪切所需的 h_0 。分析比较结果表明，取距支座边缘 h_0 处作为验算双向底板受剪承载力的部位，并将梯形受荷面积上的平均净反力摊在 $(l_{n2}-2h_0)$ 上的计算结果与工程实际的板厚以及按 ACI318 计算结果是十分接近的。

表 21 已建工程箱形基础双向底板信息

序号	工程名称	板格尺寸 (m×m)	地基净反 力标准值 (kPa)	支座宽度 (m)	混凝土强 度等级	底板实用 厚度 h (mm)
①	海军军医院门诊楼	7.2×7.5	231.2	0.60	C25	550
②	望京Ⅱ区 1 [#] 楼	6.3×7.2	413.6	0.20	C25	850
③	望京Ⅱ区 2 [#] 楼	6.3×7.2	290.4	0.20	C25	700
④	望京Ⅱ区 3 [#] 楼	6.3×7.2	385.0	0.20	C25	850
⑤	松榆花园 1 [#] 楼	9.1×9.4	616.8	0.25	C35	1200
⑥	中鑫花园	6.15×9.0	415.4	0.30	C30	900
⑦	天创成	7.9×10.1	595.5	0.25	C30	1300
⑧	沙板庄小区	6.4×9.7	435.0	0.2	C30	1000

表 22 已建工程箱形基础双向底板剪切计算分析

序号	GB50010	ACI318	GB50007	按 GB50007 双向底板冲切计算的 h_0 (mm)	工程实用厚度 h (mm)
	梯形土反力摊在 l_{n2} 上		梯形土反力摊在 $(l_{n2}-2h_0)$ 上		
	支座边缘	距支座边 h_0	距支座边 h_0		
①	600	584	514	470	550
②	1200	853	820	710	850
③	760	680	620	540	700
④	1090	815	770	670	850
⑤	1880	1160	1260	1000	1200
⑥	1210	910	824	700	900
⑦	2350	1355	1440	1120	1300
⑧	1300	950	890	740	1000

9.5.13 中国建筑科学研究院地基所黄熙龄和郭天强在他们的框架柱—筏基础模型试验报告中指出,在均匀地基上,上部结构刚度较好,柱网和荷载分布较均匀,且基础梁的截面高度大于或等于 $1/6$ 的梁板式筏基基础,可不考虑筏板的整体弯曲,只按局部弯曲计算,地基反力可按直线分布。试验是在粉质黏土和碎石土两种不同类型的土层上进行的,筏基平面尺寸为 $3220\text{mm} \times 2200\text{mm}$ 厚度为 150mm (图 22),其上为三榀单层框架 (图 23)。试验结果表明,土质无论是粉质黏土还是碎石土,沉降都相当均匀 (图 24),筏板的整体挠曲度约为万分之三。基础内力的分布规律,按整体分析法 (考虑上部结构作用) 与倒梁法是一致的,且倒梁板法计算出来的弯矩值还略大于整体分析法 (图 25)。

对单幢平板式筏基,当地基土比较均匀,地基压缩层范围内无软弱土层或可液化土层,上部结构刚度较好,柱网和荷载较均匀、相邻柱荷载及柱间距的变化不超过 20% ,上部结构刚度较好,筏板厚度满足受冲切承载力要求,且筏板的厚跨比不小于 $1/6$ 时,平板式筏基可仅考虑局部弯曲作用。筏形基础的内力,可按直线分布进行计算。当不满足上述条件时,宜按弹性地基理论计算内力,分析时采用的地基模型应结合地区经验进行选择。

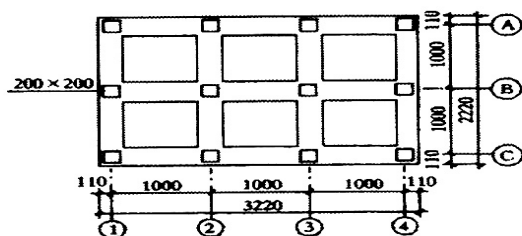


图 22 模型试验加载梁平面图

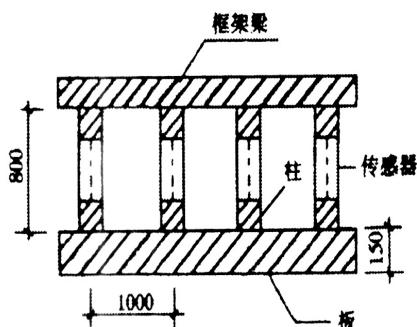


图 23 模型试验 (B) 轴线剖面图

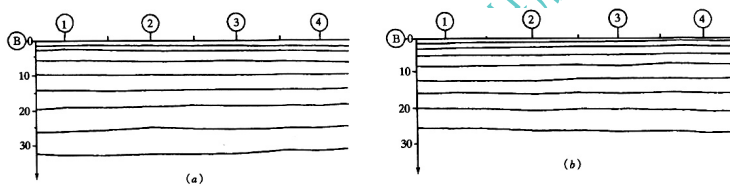


图 24 (B) 轴线沉降曲线

(a) 粉质黏土 (b) 碎石土

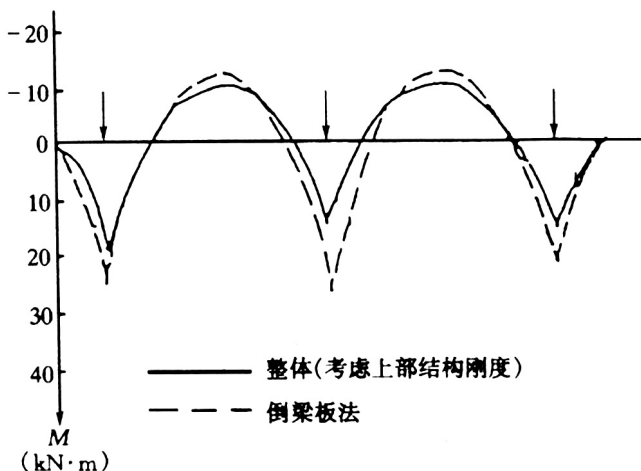


图 25 整体分析法与倒梁板法弯矩计算结果比较

1—整体(考虑上部结构刚度); 2—倒梁板法

对于地基土、结构布置和荷载分布不符合本条款要求的结构,如框架—核心筒结构和筒中筒结构等,核心筒和周边框架柱之间竖向荷载差异较大,一般情况下核心筒下的基底反力大于周边框架柱下基底反力,因此不适用于本条款提出的简化计算方法,应采用能正确反映结构实际受力情况的计算方法。

9.5.15 工程实践表明,在柱宽及其两侧一定范围的有效宽度内,其钢筋配置量不应小于柱下板带配筋量的一半,且应能承受板与柱之间部分不平衡弯矩 $\alpha_m M_{\text{unb}}$,以保证板柱之间的弯矩传递,并使筏板在地震作用过程中处于弹性状态。条款中有效宽度的范围是根据筏板较厚的特点,以小于 $1/4$ 板跨为原则而提出来的。有效宽度范围如图 26 所示。

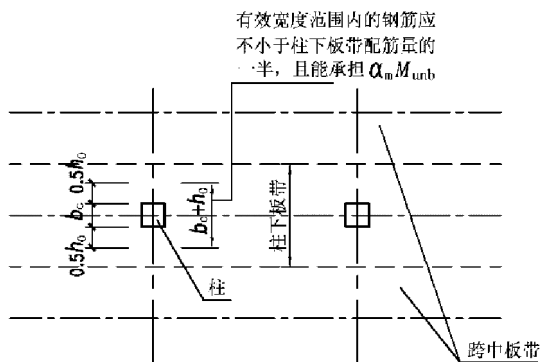


图 26

9.5.19 中国建筑科学研究院地基所黄熙龄、袁勋、宫剑屯、朱红波等对塔裙一体大底盘平板式筏形基础进行室内模型系列试验以及实际工程的原位沉降观测，得到以下结论：

1 厚筏基础（厚跨比不小于 $1/6$ ）具备扩散主楼荷载的作用，扩散范围与相邻裙房地下室的层数、间距以及筏板的厚度有关。在满足本规范给定的条件下主楼荷载同周围扩散并随着距离的增大扩散能力逐渐衰减，影响范围不超过三跨。

2 多塔楼作用下大底盘厚筏基础的变形特征为：各塔楼独立作用下产生的变形效应通过以各个塔楼下面一定范围内的区域为沉降中心，各自沿径向向外围衰减。

3 多塔楼作用下大底盘厚筏基础的基底反力的分布规律为：各塔楼荷载产出的基底反力以其塔楼下某一区域为中心，通过各自塔楼周围的裙房基础沿径向向外围扩散，并随着距离的增大而逐渐衰减。

4 大比例室内模型系列试验和工程实测结果表明，当高层建筑与相连的裙房之间不设沉降缝和后浇带时，高层建筑的荷载通过裙房基础向周围扩散并逐渐减小，因此与高层建筑紧邻的裙房基础

下的地基反力相对较大,该范围内的裙房基础板厚度突然减薄过多时,有可能出现基础板的截面因承载力不够而发生破坏或因其变形过大出现裂缝。因此本条款提出高层建筑及与其紧邻一跨的裙房筏板应采用相同厚度,裙房筏板的厚度宜从第二跨裙房开始逐渐变化。

5 室内模型试验结果表明,平面呈 L 形的高层建筑下的大面积整体筏形基础,筏板在满足厚跨比不小于 $1/6$ 的条件下,裂缝发生在与高层建筑相邻的裙房第一跨和第二跨交接处的柱旁。试验结果还表明,高层建筑连同紧邻一跨的裙房其变形相当均匀,呈现出接近刚性板的变形特征。因此,当需要设置后浇带时,后浇带宜设在与高层建筑相邻裙房的第二跨内(图 27)。

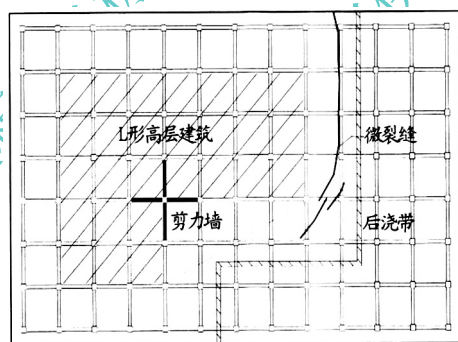


图 27 平面呈 L 形的高层建筑后浇带示意图

9.5.20 室内模型试验和工程沉降观察以及反算结果表明,在同一大面积整体筏形基础上有多幢高层和低层建筑时,筏形基础的结构分析宜考虑上部结构、基础与地基土的共同作用,否则将得到与沉降测试结果不符的较小的基础边缘沉降值和较大的基础挠曲度。

9.5.21 高层建筑基础不但应满足强度要求,而且应有足够的刚度,方可保证上部结构的安全。本规范基础挠曲度 Δ/L 的定义为:基础两端沉降的平均值和基础中间最大沉降的差值与基础两端之

间距离的比值。本条款给出的基础挠曲 $\Delta/L=0.5\%$ 限值，是基于中国建筑科学研究院地基所室内模型系列试验和大量工程实测分析得到的。试验结果表明，模型的整体挠曲变形曲线呈盆形状，当 $\Delta/L>0.7\%$ 时，筏板角部开始出现裂缝，随后底层边、角柱的根部内侧顺着基础整体挠曲方向出现裂缝。英国 Burland 曾对四幢直径为 20m 平板式筏基的地下仓库进行沉降观测，筏板厚度 1.2m，基础持力层为白垩层土。四幢地下仓库的整体挠曲变形曲线均呈反盆状（图 28），当基础挠曲度 $\Delta/L=0.45\%$ 时，混凝土柱子出现发丝裂缝，当 $\Delta/L=0.6\%$ 时，柱子开裂严重，不得不设置临时支撑。因此，控制基础挠曲度是完全必要的。

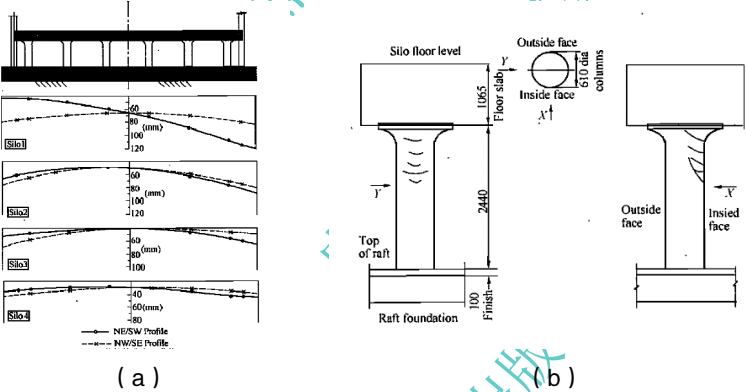


图 28 四幢地下仓库平板式筏基的整体挠度变形曲线及柱子裂缝示意图

(a) 整体挠曲变形曲线 (b) 柱子裂缝示意图

9.5.23 试验资料和理论分析都表明，回填土的质量影响着基础的埋置作用，如果不能保证填土和地下室外墙之间的有效接触，将减弱土对基础的约束作用，降低基侧土对地下结构的阻抗。因此，应注意地下室四周回填土应均匀分层夯实。

9.5.24 在设计中通常都假定上部结构嵌固在基础结构上，实际上

这一假定只有在刚性地基的条件下才能实现。对绝大多数都属柔性地基的地基土而言,在水平力作用下结构底部以及地基都会出现转动,因此所谓嵌固实质上是指接近于固定的计算基面。本条款中的嵌固即属此意。

1989年,美国旧金山市一幢257.9m高的钢结构建筑,地下室采用钢筋混凝土剪力墙加强,其下为2.7m厚的筏板,基础持力层为黏性土和密实性砂土,基岩位于室外地面下48m~60m处。在强震作用下,地下室除了产生52.4mm的整体水平位移外,还产生了万分之三的整体转角。实测记录反映了二个基本事实:其一是厚筏基础四周外墙与土层紧密接触、且具有一定数量纵横内墙的地下室其变形呈现出与刚体变形相似的特征;其二是地下结构的转角体现了柔性地基的影响。地震作用下,既然四周与土壤接触的具有外墙的地下室其变形与刚体变形基本一致,那么在抗震设计中可假设地下结构为一刚体,上部结构嵌固在地下室的顶板上,而在嵌固部位处增加一个大小与柔性地基相同的转角。

对有抗震设防要求的高层建筑基础和地下结构设计中的一个重要原则是,要求基础和地下室结构应具有足够的刚度和承载力,保证上部结构进入非弹性阶段时,基础和地下室结构始终能承受上部结构传来的荷载并将荷载安全传递到地基上。因此,当地下一层结构顶板作为上部结构的嵌固部位时,为避免塑性铰转移到地下一层结构,保证上部结构在地震作用下能实现预期的耗能机制,本规范规定了地下一层的层间侧向刚度大于或等于与其相连的上部结构楼层刚度的2.0倍。

当上部结构嵌固地下一层结构顶板上时,为保证上部结构的地震等水平作用能有效通过楼板传递到地下室抗侧力构件中,地下一层结构顶板上开设洞口的面积不宜大于该层面积的30%;沿地下一层外墙和内墙边缘的楼板不应有大洞口;地下一层结构顶板应采用梁板式楼盖;楼板的厚度、混凝土强度等级及配筋率不应过小。本

规范提出地下一层结构顶板的厚度不应小于 180mm 的要求,旨在保证楼板具有一定的传递水平作用的整体刚度外,且能有效减小基础整体弯曲变形和基础内力,使结构受力、变形合理而且经济。

当不符合本条款要求时,建筑物的嵌固部位可设在筏基的顶部,此时宜考虑基侧土对地下室外墙和基底土对地下室底板的抗力。

9.5.25 国内震害调查表明,唐山地震中绝大多数地面以上的工程均遭受严重破坏,而地下人防工程基本完好。如新华旅社上部结构为 8 层组合框架,8 度设防,实际地震烈度为 10 度。该建筑物的梁、柱和墙体均遭到严重破坏(未倒塌),而地下室仍然完好。天津属软土区,唐山地震波及天津时,该地区的地震烈度为 7~8 度,震后已有的人防地下室基本完好,仅人防通道出现裂缝。这不仅仅由于地下室刚度和整体性一般较大,还由于土层深处的水平地震加速度一般比地面小,因此当结构嵌固在基础顶面时,剪力墙底部加强部位的高度应从地下室顶板算起,但地下部分也应作为加强部位。国内震害还表明,个别与上部结构交接处的地下室柱头出现了局部压坏及剪坏现象。这表明了在强震作用下,塑性铰的范围有向地下室发展的可能。因此,与上部结构底层相邻的那一层地下室是设计中需要加强的部位。有关地下室的抗震等级、构件的截面设计以及抗震构造措施参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关条款使用。

10 桩基础

10.1 一般规定

10.1.1、10.1.2 天津市浅层土较为软弱，不适宜用短桩，桩长一般宜大于 9m。预制桩由于受打桩施工条件限制，较厚的坚硬土层一般不宜大于 35m，采用引孔或植桩法可适当加深，由试桩确定。高层建筑中常采用长度较大的灌注桩，单桩承载力较高。

10.1.5 构件破坏时的变形与屈服时的变形的比值称为构件的延性系数。延性系数越大，结构在强震作用下可以承受大的塑性变形而不破坏倒塌，可以使地震效应减小。梁的延性随截面受压区高度减小而增大，一般截面受压区高度 $\xi=0.35\sim0.20h$ ，位移延性系数相应为 3~4，通常要求延性系数大于 3。

试验研究和理论分析表明：复合配筋预应力混凝土管桩相比普通预应力混凝土管桩（PHC 管桩）具有更高的抗弯承载力和延性。

通过四根 PHC 管桩低周反复荷载试验和两根 PHC 管桩单调荷载试验表明，在低周往复荷载和单调荷载作用下，PHC 管桩由于预应力钢筋被拉断，发生脆性受弯破坏；PHC 管桩有一定的耗能性能，但是滞回曲线捏缩严重；PHC 管桩的位移延性系数不超过 2.4。

通过 16 根复合配筋预应力混凝土管桩的室内抗震性能试验，得到桩身位移延性系数 2.6~3.9，平均值为 3.25，复合配筋不仅可以提高预应力混凝土管桩的承载能力，还能显著提高其延性和耗能

性能。典型复合配筋预应力混凝土管桩与普通预应力混凝土管桩滞回曲线如下所示。

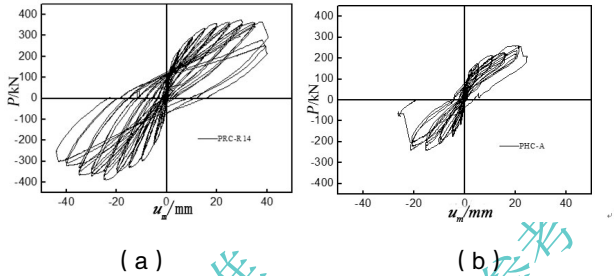


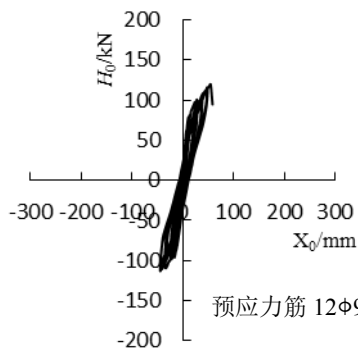
图 29 不同管桩滞回曲线

(a) 复合配筋预应力混凝土管桩 (b) 普通预应力混凝土管桩

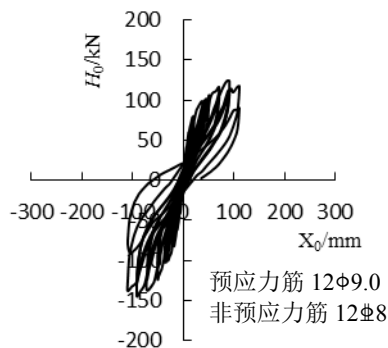
普通预应力混凝土管桩破坏模式为预应力筋拉断导致全截面脆性破坏，而复合配筋预应力混凝土管桩破坏时预应力筋拉断，非预应力筋受拉屈服，存在受压区混凝土压碎现象，呈延性受弯破坏形态。在往复荷载作用下的复合配筋预应力混凝土管桩，非预应力筋与预应力筋的配筋强度比在 0.72~1.43 时，管桩的极限承载力相比于 PHC 管桩提高了 30%~60%。随着配筋强度比的提高，管桩的极限承载力增大。当配筋强度比在 0.9~1.2 之间时，复合配筋预应力混凝土管桩的位移延性系数能达到 3.0 以上，相比于 PHC 管桩提高了 60% 以上，表现出很好的延性性能。配置非预应力筋可以显著提高 PHC 管桩在低周往复荷载作用下的延性性能。因此，当复合配筋 PHC 管桩的条件适当时，其构件的延性已达到普通钢筋混凝土构件的延性，其应用可不受层数限制。

慎重起见，厚层软土地区复合配筋预应力混凝土空心桩在无地下室时可用于 18 层以下高度不超过 60 m 的工业和民用建筑工程，超过以上层数的应通过专门论证；其他地区（非厚层软土地区）及有地下室工业和民用建筑工程不受层数限制。

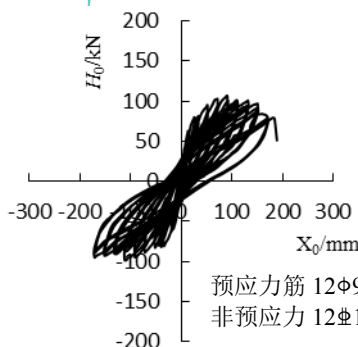
规范编制组又进行了相同地质条件下 PHC 管桩、复合配筋 PHC 管桩、普通钢筋混凝土灌注桩在实际土层中的往复加载的对比试验，对比三种桩型承担水平荷载的能力和延性。图 30 为普通预应力管桩与增加不同数量非预应力筋的桩顶水平荷载-位移滞回曲线对比。常规管桩滞回曲线不饱满，“捏缩效应”较为严重，耗能特性差。随着非预应力筋配筋率的增加，滞回曲线趋于饱满，“捏缩效应”得到了改善，提高了管桩的耗能特性。



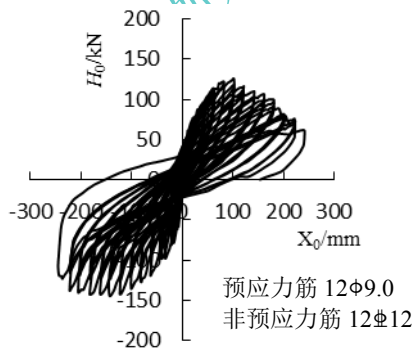
(a)



(b)



(c)



(d)

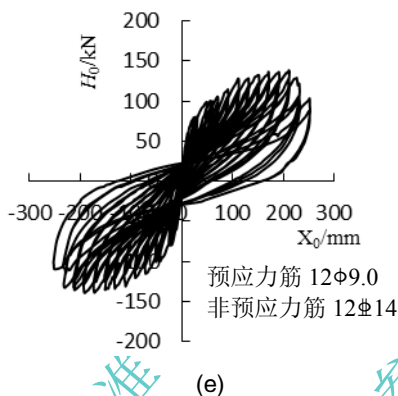


图 30 不同桩型桩顶水平荷载-位移滞回曲线

- (a) 普通管桩 (b) 复合配筋管桩 1 (c) 复合配筋管桩 2
(d) 复合配筋管桩 3 (e) 复合配筋管桩 4

管桩增加非预应力筋后，其位移延性系数明显增大，提高 24%~89% 不等，增加非预应力筋对管桩延性特性改善作用是明显的。随非预应力筋的增大，延性系数呈先增大后减小的特点，针对不同的桩型，存在最优配筋率和最优非预应力筋与预应力筋比例。灌注桩延性总体优于管桩，但适当配置非预应力筋后，可以实现管桩的延性与灌注桩相近。如果以延性系数 3 作为构件满足抗震延性要求标准，管桩适当配置非预应力筋后可满足抗震延性要求。

此外，关于建筑物高度（楼层数量）对桩承担的地震作用产生的水平力，本规范编制组进行了较多的不同楼层数量的多层框架结构建筑物在不同地震波作用下的二维和三维动力分析，获得了不同地震波输入、不同楼层时桩的弯矩。研究表明，桩身最大弯矩并不随建筑物楼层数量的增大而增大。

为进一步说明问题，下面采用基底剪力法计算桩基水平承载力验算与楼层数关系。假定不同高度（层数）建筑物的桩基持力层、

桩长、桩径均相同，即在单桩水平承载力相同的条件下进行比较。

1 首先按重力荷载确定桩数量

设各楼层重力荷载标准值为 G_i ，其中恒载 G_{di} 约占 85%，活载 Q_{di} 约占 15%。则对 n 层建筑，其竖向荷载设计值为：

$$G = n(1.35G_{di} + 1.4Q_{di} \times 0.7) = 1.35 \times 0.85G_i + 1.4 \times 0.15G_i \times 0.7 \approx 1.30nG_i$$

设单桩竖向承载力设计值的计算值或实测值为 R_a ，考虑实际情况下不会用足，取 $0.9R_a$ ，则所需桩数量 m 为：

$$m = \frac{\Sigma G}{0.9R_a} = \frac{1.3nG_i}{0.9R_a} = 1.45n \frac{G_i}{R_a} \quad (19)$$

2 确定水平剪力

场地条件不变，只考虑基本自振周期 T_1 。各楼层重力荷载代表值为：

$$G_{iE} = G_{di} + 0.5Q_{di} = 0.85G_i + 0.5 \times 0.15G_i = 0.925G_i$$

根据经验，取基本自振周期为 $T_1 = n$ ，其中框架 $n=0.1$ ；框架剪力墙 $n=0.75$ ；剪力墙 $n=0.55$ 。按底部剪力法，可得：

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = \alpha_{\max} \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \times 0.85 \times 0.925nG_i = 0.78625\alpha_{\max} \left(\frac{T_g}{\beta} \right)^{0.9} \times n^{0.1}G_i \quad (20)$$

底部剪力设计值为：

$$V_0 = 1.3F_{Ek} = 1.022125\alpha_{\max} \left(\frac{T_g}{\beta} \right)^{0.9} \times n^{0.1}G_i \quad (21)$$

单桩水平荷载为：

$$Q_H = \frac{V_0}{m} = 1.022125\alpha_{\max} \left(\frac{T_g}{\beta} \right)^{0.9} \times n^{0.1} \times \frac{G_i}{m} \quad (22)$$

3 分析

1) 单桩竖向承载力 R_a 不变时，桩数与层数成正比：

$$\frac{G_i}{m} = \frac{R_a}{1.45n} \quad (23)$$

故而其水平承载力也与层数成正比，但实际单桩剪力（水平荷载）并不随层数线性变化。按下式可得到单桩承担的水平力，见表 23。可以看出，单桩承载力特征值 R_a 不变时，单桩剪力（水平荷载） Q_H 随层数增加而减小，即如果层数较少的建筑物的桩的水平承载力满足要求，则层数较多的建筑物的桩基的水平承载力自然也满足要求。

$$Q_H = \frac{V_0}{m} = 1.022125\alpha_{\max} \left(\frac{T_g}{\beta} \right)^{0.9} \times n^{0.1} \times \frac{G_i}{m} = 0.705\alpha_{\max} \left(\frac{T_g}{\beta} \right)^{0.9} \times \frac{n^{0.1}}{n} R_a \quad (24)$$

表 23 R_a 不变时，单桩剪力（水平荷载） Q_H 随层数的变化（仅考虑第一振型）

层数 n	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Q_H/Q_{H3}	1.0	0.772	0.631	0.536	0.466	0.414	0.372	0.338	0.311	0.287	0.267	0.250

2) 当建筑物层数增加时而需加大桩长度时，单桩承载力也随之提高。将 (21) 式代入 (22) 式，可得：

$$Q_H = \frac{V_0}{m} = 1.022125\alpha_{\max} \left(\frac{T_g}{\beta} \right)^{0.9} \times n^{0.1} \times \frac{G_i}{m} \quad (25)$$

假定桩数 m 不变，即单桩竖向承载力特征值 R_a 随层数 n 线性变化时，单桩剪力（水平荷载） Q_H 随层数增加而增大（表 24）。此时，对桩的水平承载力需要考虑其竖向承载力的提高而相应加强。

表 24 桩数 m 不变时，单桩剪力（水平荷载） Q_H 随层数的变化（仅考虑第一振型）

层数 n	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Q_H/Q_{H3}	1.0	1.029	1.052	1.071	1.088	1.103	1.116	1.128	1.139	1.149	1.157	1.167

3) 实际工程中，层数增加时，因持力层的选择不是任意的，故提高单桩承载力是有限度的，很难做到随层高而线性增加并从而保持桩数不变，因此还需要增加桩数，从而

单桩水平荷载也将下降,从而一般能承担与低层建筑物桩基大致相同的水平力。

当然,实际工程中,应结合具体条件,对桩基进行水平承载力验算。

复合配筋预应力混凝土管桩抗弯承载力及开裂弯矩的简化计算公式,是参考国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010附录E.0.3条圆形、圆环形截面偏心受压构件正截面承载力计算给出的,计算公式形式考虑混凝土、受压区预应力筋及受拉区预应力筋抗力项,并叠加了非预应力筋的抗力项得出,此外还参考了河南省工程建设标准设计图集《混合配筋预应力混凝土管桩》09YG101对公式系数进行修正确定计算公式。计算公式既适用于受弯构件,也适合偏心受压构件正截面受弯承载力计算,在计算偏心受压构件承载力时不需判断大小偏心受力情况,公式计算结果与理论精确计算结果相比误差不大。对环形截面,当 α 较小时,实际受压区为环内弓形面积,简化计算公式可能会低估截面承载力。通过天津大学与天津宝丰混凝土桩杆有限公司系列试验数据的验证,计算公式安全可靠,具有足够安全储备。

10.4 桩基竖向承载力计算

10.4.3 本规范强调单桩的竖向承载力应通过现场静载试验确定。单桩竖向承载力特征值为式(10.4.2)。

10.4.5 静力触探是天津市应用比较广泛且较成熟的原位测试技术,其中双桥探头的静力触探应用非常普遍,本规程本次修编增加了该内容。其中预制桩的公式引用了《建筑桩基技术规范》JGJ94中的公式,钻孔灌注桩的公式是参照《铁路原位测试技术规程》TB10018中的公式,该规程中所选用的公式是由铁三院完成,试验

桩均是天津地区的工程,其中钻孔桩 61 根,沉管灌注桩 84 根。桩的静载试验和地质资料是研究桩基承载力的原始依据,研究资料中的钻孔灌注桩和沉管灌注桩分别建立在 61 和 84 根实际工程静载试验的基础上,且分布在天津市区和沿海地区的各个区域,具有良好代表性。随着预制桩的发展和钻孔桩深度的不断加深,沉管灌注桩在天津市已成为非常用桩型,故本规程接受专家意见,未将沉管灌注桩列入条文。规程中的用静力触探直接确定钻孔灌注桩的极限承载力,总计试比 1.0,最大值 1.45,最小值 0.70,均方差标准值 0.176,变异系数 0.176,误差小于 10% 的 27 根,占 45.3%,误差小于 20% 的 45 根,占 73.8%,误差小于 30% 的 57 根,占 93.4%。

10.4.7 在钻孔灌注桩后压浆技术的应用过程中,目前存在以下问题:

1 根据《建筑桩基技术规范》JGJ 94 中的规定,后压浆单桩极限承载力标准值计算过程中,对于泥浆护壁成孔灌注桩,当为单一桩端后注浆时,竖向增强段为桩端以上 12m;当为桩端、桩侧复式注浆时,竖向增强段为桩端以上 12m 及各桩侧注浆断面以上 12m,重叠部分应扣除。但在实际施工过程中,浆液会上返到地面,竖向增强段远远大于 12m,并且,不同的地质条件(天津地区)后注浆侧阻力增强系数 β_{si} 和端阻力增强系数 β_p 差别较大,变化范围远远超出《建筑桩基技术规范》JGJ 94 中给出的经验系数变化范围。

2 静载荷试验是目前确定单桩极限承载力最直接、最可靠的方法,也是我国规范规定的方法。但在工程实践中,由于荷载装置、试验条件、试验费用、工程进度等条件的限制,许多工程的桩基静载荷试验只能加到 2 倍设计荷载,无法达到试桩的极限荷载或破坏荷载,尤其是大荷载试验的费用高、耗时长,同时得到的 $Q-s$ 曲线不完整,这对确定单桩极限承载力带来一定的困难,且导致部分单桩承载力确定较为保守。

本次规范修订收集了天津市不同地区的 95 根后注浆钻孔灌注

桩的单桩竖向抗压静载荷试验报告,根据试验报告中的数据,并且用灰色预测方法对未破坏的桩的 $Q-s$ 曲线进行拟合,得到完整的 $Q-s$ 曲线。然后根据完整的 $Q-s$ 曲线对极限承载力进行预测,并且计算后注浆钻孔灌注桩的承载力提高系数,计算侧阻力增强系数 β_{si} 和端阻力增强系数 β_p 的变化范围。

在收集的 95 根桩中,有 31 根桩发生破坏,因此为了检验灰色预测方法的准确度,利用灰色预测方法模拟发生破坏的桩的 $Q-s$ 曲线,并且与实测数据进行对比。通过分析发现预测精度的高低主要受试桩曲线的影响,对连续的、各级桩顶沉降值依次递增且在静荷载试验中所施加的荷载能够达到或超过极限荷载的 2/3 的 $Q-s$ 曲线,预测精度较高。通过 31 根破坏试桩的实测 $Q-s$ 曲线与拟合的 $Q-s$ 曲线对比,绝大多数点的误差均小于 10%或者 2mm,沉降值也在可接受范围内,并且均出现了陡降段,实测数据与预测结果拟合的较好。

根据由 $Q-s$ 曲线计算所得的桩极限侧阻力 Q_{su} 和极限端阻力 Q_{pu} ,按照经验公式计算注浆前的极限侧阻力和极限端阻力(同一工程相同桩型的极限侧阻力和极限端阻力一般相同),再按照选取的竖向增强段高度以及假定的后注浆侧阻力增强系数 β_{si} 和端阻力增强系数 β_p 进行试算,使所得的极限侧阻力和极限端阻力分别在由 $Q-s$ 曲线计算所得的 Q_{su} 和 Q_{pu} 变化范围内。将95根桩后注浆侧阻力增强系数 β_{si} 和端阻力增强系数 β_p 进行计算和分析,按照地区、桩端持力层、竖向增强段的高度等因素进行统计,最终的结果见表 10.4.6。由统计结果可知:

- 1) 当竖向增强段为12m时,除了汉沽地区桩端持力层为粉砂和大港地区桩端持力层为粉砂时,计算所得的后注浆侧阻力增强系数 β_{si} 与《建筑桩基技术规范》JGJ94中给出的经验值较接近以外,其余多数情况计算所得的后注浆侧阻力增强系数 β_{si} 均比规范中给出的经验值大,因

此,天津地区后注浆桩承载力按照《建筑桩基技术规范》JGJ94中给出的经验系数计算时偏于保守。

- 2) 桩端阻力增强系数 β_p 较《建筑桩基技术规范》JG94偏小,这是由于在确定极限承载力时,考虑到实际情况,对桩顶沉降值进行控制,取值小于实际计算的极限承载力,因此,桩端阻力并未完全发挥,导致少数试桩的桩端阻力增强系数 β_p 偏小,但是极限桩端阻力在极限承载力中所占比例较小,对极限承载力的影响比较小,并且可以作为安全储备。
- 3) 当桩端持力层为黏性土或粉土时,根据多组现场静载荷试验的观察,桩端竖向增强段均大于12m,可将后注浆竖向增强段增加到20m。这样计算更符合实际工程现象,后注浆侧阻力增强系数 β_s 的变化范围也较小。但本次规范修订为与《建筑桩基技术规范》JGJ94一致,仍采用注浆竖向增强段为12m进行统计分析。

10.5 桩基沉降计算

10.5.7 由于软土中摩擦桩的桩基础沉降计算的复杂性,目前很难有一种方法能够准确的计算桩基础沉降。依据弹性理论公式的各种桩基沉降计算方法,在实际工程的应用中往往都与实测结果存在较大的出入,即使经过修正,两者也只能在某一特定的范围内比较接近。目前依然采用基于弹性理论公式的桩基础沉降计算方法,现在规范推荐的方法实质是经验拟合方法。

本规范推荐Mindlin方法和考虑应力扩散的实体深基础方法。本次规范修订小组收集了天津地区的22个实际工程沉降实测资料和工程计算资料,将实际工程的长期沉降观测资料与各种计算方法

的计算值对比, 经过统计分析, 最后推荐了桩基础最终沉降量计算的
经验修正系数。

本次搜集的工程共22个, 其中采用普通钻孔灌注桩的工程10
个, 后压浆灌注桩工程10个, 管桩工程2个。桩长范围为26m~
46.5m, 各长度段工程数如表25所示:

表 25 各桩长长度段工程数目

桩长(m)	20~30	30~40	40~50
工程数目	6	13	3

所搜集的沉降观测资料中, 观测停止时均符合日平均沉降量小
于天津市沉降稳定控制值0.01mm/d的要求。根据已观测结果推测最
终沉降结果的方法采用双曲线拟合方法。

采用Mindlin计算方法时端阻比 α 采用0.2。此次搜集的工程的桩
基均为摩擦型桩, 可假定桩侧摩阻力全部是沿桩身线性增长的, 取
 β 为0。压缩层厚度确定采用应力比法, 压缩层厚度自计算点所处桩
位的桩端平面至土层附加应力等于土层自重应力的10%处。

实体基础法计算压缩层厚度分两种情况:

- 1) 压缩层厚度采用应力比法, 压缩层厚度自计算点所处桩
位的桩端平面至土层附加应力等于土层自重应力的
20%处。
- 2) 压缩层厚度采用位移比法。压缩层厚度 z_n , 应符合下式:

$$\Delta s_n' \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s_i' \tag{26}$$

式中: $\Delta s_n'$ ——在由计算深度向上取厚度为的土层计算变形
值。 $\Delta z=1m$ 。

采用 Mindlin 计算方法求得桩基沉降计算经验系数与土层压缩
模量当量值关系如图 31。由计算结果可见, 桩基沉降计算经验系
数与土层压缩模量当量值关系不紧密, 根据统计结果, 桩基沉降计
算经验系数均小于 0.35, 仅有 4 个工程的沉降计算经验系数大于

0.25，因此将桩基沉降计算经验系数定为 0.25~0.35。

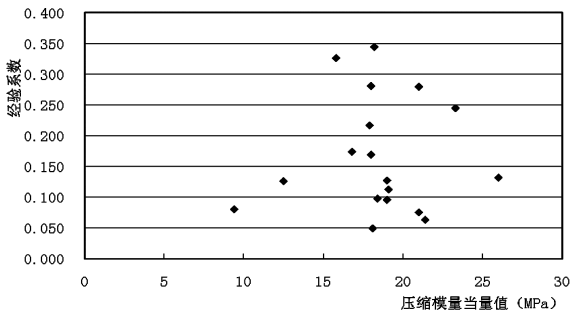


图 31 mindlin 计算方法桩基沉降计算经验系数与土层压缩模量当量值关系图

采用实体基础法求得桩基沉降计算经验系数与土层压缩模量当量值关系如图32与图33。由计算结果可见，桩基沉降计算经验系数与土层压缩模量当量值关系不紧密，根据统计结果，压缩层厚度采用应力比法时，桩基沉降计算经验系数均小于0.25，仅有3个工程的沉降计算经验系数大于0.15，因此将桩基沉降计算经验系数定为0.15~0.25。压缩层厚度采用应变比法时，桩基沉降计算经验系数均小于0.15，仅有4个工程的沉降计算经验系数大于0.10，可将桩基沉降计算经验系数定为0.10~0.15，由于该方法沉降计算经验系数过小，故规范中未予推荐。

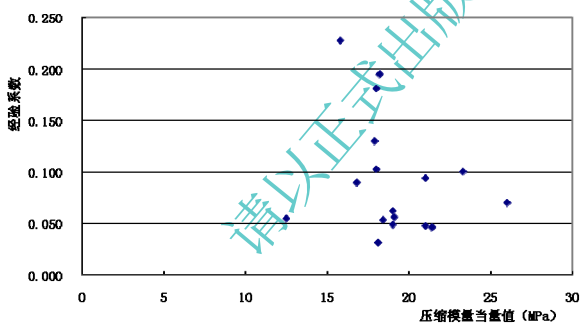


图 32 实体基础法应力控制桩基沉降计算经验系数与土层压缩模量当量值关系图

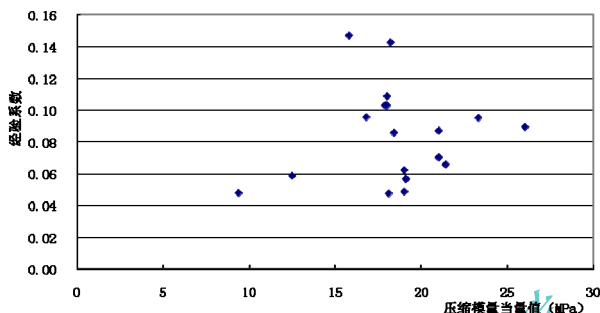


图 33 实体基础法应变控制桩基沉降计算经验系数与土层压缩模量当量值关系图

10.8 减沉复合桩基础

10.8.1 减沉复合桩基础是介于天然地基上的浅基础与常规桩基之间的一种新型基础型式。其主要目的是设置一些桩来控制基础沉降。减沉复合桩基础的沉降比常规桩基大而比天然地基上浅基础小。其沉降量必须足以使大桩距的摩擦桩能接近发挥其极限承载力。

常规桩基础设计时，上部结构传来的荷载全部由桩承受，土对桩起支承作用（摩擦与端承）。桩基础的承载力高，沉降量小，不考虑承台下土层的竖向支承作用。在某些情况下，承台下的桩间土，经一定的时效后，甚至可以与承台底脱离。

在建筑桩基技术规范 JGJ 94第5.2条桩基竖向承载力计算中规定，当承台下土质条件较好时，可以考虑承台效应，即在桩基础的承载力中可以计入承台底土的阻力（竖向支承力），但由于桩基的沉降量小、桩距小，能计入的承台底土所承担的外荷载比例较小。

《建筑地基基础设计规范》GB 50007条文说明第 8.5.16 条中

指出：“八十年代上海市开始采用为控制沉降而设置桩基的方法，取得显著的社会经济效益。目前天津、湖北、福建等省市也相继应用了上述方法。开发这种方法是考虑桩、土、承台共同工作时，基础的承载力可以满足要求，而下卧层变形过大，此时采用摩擦型桩旨在减少沉降，以满足建筑物的使用要求。”此类桩基的特点是尽可能发挥天然地基的承载作用，故而其沉降较常规桩基大，桩的受力作用机制也不尽相同。为与常规桩基区别，将此类桩基定名为“减沉复合桩基础”。

在软土地区，常会遇到基底压力不是很大而对沉降有较高要求的工程，如果采用天然地基浅基础方案，地基承载力可基本满足或相差不大，但沉降量过大而不能满足设计要求的情况，这时就可采用在浅基础下设置数量较少、桩距较大，可以发挥其极限承载力的摩擦桩，来有效减少和控制其沉降，形成桩、土共同作用的减沉复合桩基础。减沉复合桩基础中的桩，主要是起减少和控制沉降的作用，其桩端持力层应不是十分坚硬，承台产生一定沉降时，桩能发挥并保持其极限承载力，桩的数量按沉降控制要求确定。和常规桩基相比，其桩数会有明显减少，而桩距则将增大。

地基承载力满足或基本满足上部结构传来的荷载效应的作用的要求是指以下两种情况：第一种情况为地基承载力能满足设计要求，但沉降量偏大，设置桩完全是为了控制沉降。第二种情况是指设计要求的承载力稍高于地基承载力，但可满足式（10.8.4）的要求，且沉降偏大，设置桩是为了控制沉降，并弥补地基承载力之不足部分。

10.8.2 试验表明，群桩中单桩的侧阻力最大发挥值——极限侧阻力，是随桩距的增大而增大的。当桩距增大至 $6d$ 时，群桩中各单桩平均极限侧阻力趋近于独立单桩。而群桩中各单桩极限端阻力之间的相互影响减小，趋近于独立单桩。因此群桩中单桩与独立单桩之间的一般规律是当桩距增大至 $6d$ 时，群桩中桩的侧阻力分布、

极限侧阻力及极限端阻力总体上趋近于独立单桩。

减沉复合桩基础是在浅基础的承载力已基本满足的情况下,采用数量较少的能充分发挥极限承载力的摩擦桩来减少沉降,因此其桩端持力层不能十分坚硬,以使在桩顶有较大沉降时,这类桩能充分发挥并始终保持其极限承载力。

10.8.3 减沉复合桩基础是一种新型桩基础,其设计应满足承载力计算及地基按变形设计的有关规定,即无论是设计等级为甲、乙级或丙级,均应按地基变形设计。

常规低承台摩擦桩基础,由于桩群、承台与地基土之间复杂的相互作用结果,导致群桩中各单桩的工作性状、承台下桩与地基土分担外荷载的规律和群桩整体极限承载力等实际受力性状均极其复杂。然而,作为属于特种类型低承台大桩距摩擦桩基础的减沉复合桩基础,通过国内外大量室内外的试验及分析结果表明,与常规桩基相比,具有明显不同的特点,主要表现为:在大桩距条件下,群桩中各单桩工作性状趋近于独立单桩;承台下桩与地基土分担外荷载的规律,变得相对较为明确;其整体极限承载力则接近于其中各单桩极限承载力之和与全部面积的承台地基土极限承载力的总和。

作为介于天然地基浅基础和常规桩基之间的一种基础型式,减沉复合桩基础已有较广泛的应用。近二十余年来已在上海等地区的多层住宅建筑中得到大规模推广应用。减沉复合桩基础的承台,大多是与上部砌体结构或框架结构相匹配的墙下或柱下条形基础型式,承台下桩多数呈轴线形布置,而桩型一般多数是钢筋混凝土预制小截面桩,其桩端持力层一般为中压缩性的黏性土层,取得了非常显著的技术、经济和社会效益。

10.8.4 为了确保减沉复合桩基础整个基础体系有足够的安全度,并体现其与常规桩基的不同,承台下地基土应能基本满足地基承载力的要求,本规定采用了式(10.8.4)计算。工程实践证明,当式

(10.8.4) 的条件得到基本满足的情况下,按沉降控制原则设置的桩,可以同时补足承载力的需要,并保证基础的整体承载力仍有足够的安全度。在满足上式条件下,即使桩不分担外荷载,地基极限承载力的安全系数将不低于 1.30。

10.8.5 满足本条的验算条件,实质上是体现了减沉复合桩基础的整体承载力的安全系数不小于 2.0。当验算要求不能满足时,可对桩数和承台底面积作适当调整,一般情况下可采用保持桩数不变,仅对承台底面积作适当调整的较简易的方法来满足验算要求。

10.8.7 减沉复合桩基础是介于天然地基浅基础和常规桩基础之间的一种基础型式,由于其作用是按承台、桩、土共同作用原理分析,实际上尚与结构类型等有关。严格按地基变形设计仍有困难。所以本条规定,减沉复合桩基础仅作沉降计算。并取单位建筑中心点为沉降计算点,将其沉降计算值作为该建筑的平均沉降量。

10.8.8 对于减沉复合桩基础而言,与常规桩基相比其沉降性状有两个特点。一是桩的沉降发生塑性刺入的可能性大,在受荷变形过程中桩、土分担荷载比随土体固结而使其在一定范围变动,随固结变形逐渐完成而趋于稳定。二是桩间土体的压缩固结受承台压力作用为主,受桩、土相互作用影响居次。由于承台底面桩、土的沉降是相等的,桩基的沉降既可通过计算桩的沉降,也可通过计算桩间土沉降实现。桩的沉降包含桩端平面以下土的压缩和塑性刺入(忽略桩的弹性压缩),同时应考虑承台土反力对桩沉降的影响。桩间土的沉降包含承台底土的压缩和桩对土的影响。为了回避桩端塑性刺入这一难以计算的问题,参照《建筑桩基技术规范》JGJ94 采取计算桩间土沉降的方法。

基础平面中点最终沉降计算式为: $s = \psi(s_s + s_{sp})$ 。

10.9 灌注桩施工

10.9.1 天津市地层分布以软土为主，但区域差异很大，钻孔桩尽管为常用桩型，但不同的区域存在地区差异和工艺区别，施工前宜进行试成孔，数量不少于 2 个，以便核对地质资料、设备、施工工艺等。如出现缩颈、坍孔、回淤、贯入度不能满足设计要求时，根据试成桩情况进行分析和对比，应拟定补救技术措施，或重新考虑施工工艺。

10.9.15 旋挖成孔灌注桩按成孔方法可分为：干作业旋挖成孔灌注桩、湿作业旋挖成孔灌注桩、套管护壁作业旋挖成孔灌注桩、复合工艺旋挖成孔灌注桩，结合天津市条件，本条款为湿作业旋挖成孔灌注桩。施工场地在湿地或水上时，应根据桩顶标高、施工水位、地形地貌等条件采取以下措施：施工场地为湿地或浅水时，宜优先采用回填筑岛方案，回填材料宜采用水稳定性好且容易密实的砂砾质土或工业及建筑废料；施工场地为深水时，可采用搭设水上作业平台方案，作业平台应满足支撑旋挖钻机、护筒加压、钻孔操作、钢筋笼吊装及混凝土灌注等可能产生的全部荷重的能力，并有足够的刚度和稳定性，保证设备进出场顺利；施工场地水位很深时，可采用专用水上钻探平台或钻探船方案，并采取防风浪技术措施；有通航要求的水上施工时，应按航运管理部门的要求，设立航行标志，保证航行船舶航行和施工安全。钻孔场地的平面尺寸应根据桩位施工图、旋挖钻机底座平面尺寸、旋挖钻机旋转移位要求及其它机具设施的布置要求等情况合理确定。旋挖钻机钻具和钻进参数可参照下表选用：

表 26 旋挖钻机常用钻具和钻进参数的选用

地质条件	钻头选用	钻杆选用	加压方式	转速 (r/min)	回次 进尺 (m)	提钻 速度 (m/s)
一般黏性土	单层底旋挖钻头、短螺旋钻头、分体式钻头	摩擦钻杆 机锁钻杆	油缸+自重 加压	20~50	≤0.8	≤0.8
杂填土、软土、粉土、砂土、松散卵砾石层	双层底的旋挖钻头			20~30	≤0.5	≤0.6
硬黏土	单层底旋挖钻头或斗齿螺旋钻头			20~30	≤0.8	≤0.8
冻土层	斗齿螺旋钻头、旋挖钻头、锥形螺旋钻头	机锁钻杆	油缸+机锁 钻杆 加压	9~25	≤0.5	≤0.8
胶结的卵砾石和强风化岩	锥形螺旋钻头或双层底的斗齿旋挖钻头			9~20	≤0.5	≤0.6
中风化岩	截齿或牙轮筒式钻头、锥形斗齿螺旋钻头、双层底的斗齿旋挖钻头			9~15	≤0.5	≤0.8

10.10 预制桩施工

10.10 预制桩在天津市的用量非常大，桩型分类很多，天津市也有多个技术规程或图集。混凝土预制桩有很多种分类，外形分方形和圆形，截面分为实心和空心，配筋分为预应力和非预应力，混凝土强度分为普通混凝土和高强混凝土等。常用桩型包括普通钢筋混凝土实心方桩、普通钢筋混凝土空心方桩、普通钢筋高强混凝土离心空心方桩（管桩）、高强预应力混凝土管桩（PHC）、预应力混凝土管桩（PC）、预应力混凝土薄壁管桩（PTC）、高强预应力混凝土空心方桩（PHS）、预应力混凝土空心方桩（PS）以及用于锚杆静

压桩的短节预应力管桩，桩直径（或边长）300mm 至 800mm，其制作技术应符合有关标准的规定。

10.10.3 施工前的现场准备是施工质量的保证，准备工作越细，施工质量越有保证。

施工前应准备好相关的各种资料，调查场地地质资料，根据场地地质条件进行桩型适用性分析，选择合适的施工设备，确定桩体强度及考虑是否加桩尖等；调查场地现状及周围环境，包括场地回填情况、地下管线及地下构筑物等埋藏情况、施工现场上空的高压电线等资料，同时应考虑施工对周围建筑及环境造成的影响；编写施工组织设计，它是作为现场管理和质量保证的主要依据，能充分反映施工单位现场管理水平和技术水平。

10.10.4 桩点施放是现场控制重要环节之一，同时应防止施工时的桩点跑位，因此，施工时应经常对将要施工的桩位进行复核，以保证桩点位误差在允许范围内。

10.10.5 天津大学做过倾斜桩承载力的研究，倾斜 3%之内不影响承载力，天津市属软土地区，因施工或开挖等因素，桩倾斜是难以避免的现象，对于大于 1%的桩需采取必要的检测手段重新评价其承载力。静压法沉桩是通过静力压桩机以压桩机自重及桩架上的配重作反力将预制桩压入土中的一种沉桩工艺。早在 20 世纪 50 年代初，我国沿海地区就开始采用静力压桩法；到 80 年代，随着压桩机械的发展和环保意识的增强得到了进一步推广；至 90 年代，压桩机实现系列化，且最大压桩力达到 8000KN，既能施压预制方桩，也可施压预应力管桩。适用的建筑物已不仅是多层和中高层，也可以是 20 层及以上的高层建筑。静压桩施工工艺具有无噪音、无振动、施工周期短、无冲击力等优点，同时选用预应力混凝土管桩作基础具有工艺简明、质量可靠、造价低、检测方便的特性。

锤击法沉桩工艺效率高、进度快，穿透砂层和进入持力层的能力强于静压法沉桩，所以锤击法沉桩所提供的承载力一般要大于静

压法沉桩承载力。但该施工工艺施工噪声污染大，由于挤土、震动对临近建筑物的使用安全影响较大。

锤击法沉桩工艺选锤原则如下：

1 锤击冲击力大于土的阻力，才能保证桩穿过硬土层，进入持力层；

2 保证满足设计要求的同时确保桩体的完整性；

3 锤重是桩重的 1.5~2.5 倍，采用重锤低击的方法。

通过实践经验表明，锤重和桩型应当相匹配，否则锤选小了，锤击数过高，造成桩顶混凝土疲劳而破坏，送桩不到位；锤重过大，造成桩体压曲或局部破坏。

“引孔压桩法”即是对桩身范围内的土层(特别是密实土层)通过螺旋钻干作业法引孔、高压旋喷喷射清水或水泥浆引孔，达到桩沉到位的目的；引孔的最大难点在于控制垂直度偏差。另外，采用螺旋钻干作业法引孔时，其引孔直径必须小于管桩直径，否则设计应考虑引孔对承载力的影响。

10.10.6 预制桩的施工顺序沿用桩基规范的部分要求。

10.10.12 挤土效应对桩的影响较大，当桩较密集或土层为厚层饱和淤泥质土时，沉桩施工过程应对桩设置上浮和水平偏位观测点，定时监测桩的上浮量及桩顶偏位值，分析原因，采取相应措施。

10.10.13 天津软土地区因土质原因和挤土效应问题，存在大量的偏桩、断桩现象。业主、施工、监理和有关各方应加强开挖控制。应制定合理的基坑开挖方案和施工顺序，采取可靠措施保持基坑围护结构或边坡土体的稳定；开挖基坑时，应采取有效措施分层、分条对称开挖，防止开挖和岸边堆土造成管桩侧移、倾斜和挤断桩；有效桩顶标高以上至少 0.3m 严禁用机械开挖，必须采用人工开挖，严禁扰动桩间地基土及碰桩头。

10.10.18 植桩法在日本广泛采用，分为钻孔植桩和预搅拌植桩，钻孔植桩法直径可大可小，可以入岩，可以将桩身进行任意组合，

前景非常广阔。国内在植桩机械设备、双动力头扩搅成桩技术、钻孔工艺、灌浆技术、大直径管桩制作、承载力计算、施工监控、桩基检测、新型接头以及桩头与承台联接等技术方面进行了大量研究。国内用的较多的是预搅拌植桩工法，即采用大功率单轴搅拌桩预搅成孔并喷入一定量的水泥浆，水泥浆的水泥型号、水灰比和掺入比等需结合区域经验及试验综合确定，搅拌桩为等直径也可以采用扩大头，搅拌桩可在桩顶部、桩端部或桩中部硬土层及桩接头部位通过液压或机械方式扩搅形成扩大头，顶部扩大头可采取加强和隔震措施提高抗震性能，中部硬层或端部扩大头可提高桩的承载力，桩接头部位可采用除搅拌扩搅以外还可以采用钢板扩大头加强接头质量并增加防腐蚀性能。在钻孔成型或预搅拌成型部位再沉入预制桩，该工法克服了预制桩沉桩困难的缺点，在天津市有较大市场前景。植桩法可参照天津市工程建设标准《劲性搅拌桩技术规程》DB29-102 和中华人民共和国行业标准《劲性复合桩技术规程》JGJ/T 327 执行。

11 基坑工程

11.1 一般规定

11.1.1 在基坑工程设计中应包括支护体系选型，围护结构的强度、变形计算。坑内外土体稳定性、渗透稳定性、降水要求、挖土要求、检测内存等，应注意避免“工况”和“计算项目”两方面可能的“漏项”，从而导致基坑失误，在施工过程中，尤其在软土地基中施工时，应该认真研究挖土的方法、过程以及支撑与挖土的配合，实践证明，合理的安排将会显著地减少基坑变形。

11.2 土压力与水压力

11.2.1 自然状态土体内水平有效应力，可认为与静止土压力相等。土体侧向位移会改变其水平应力状态。最终的水平应力，随着位移的大小和方向呈现出两种极限状态（主动极限平衡状态和被动极限平衡状态）之间的任何状况，支护结构处于主动极限平衡状态时，受主动土压力作用，处于被动极限平衡状态时，受被动土压力作用。

静止土压力系数 K_0 值随土体密实度，固结程度的增加而增加，当土层处于超压密状态时， K_0 值的增大尤为显著。静止土压力系数 K_0 宜通过试验测定。当无试验条件时对正常固结土也可按表 27 估算。

对于不容许位移的支护结构，在设计中要考虑承受静止土压力。

表 27 静止土压力系数 K_0

土 类	坚硬土	硬—可塑黏性土、粉土、砂土	可—软塑黏性土	软塑黏性土	流塑黏性土
K_0	0.2	0.4	0.5	0.6	0.75

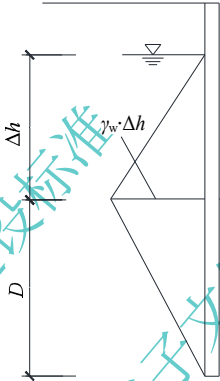


图 34 水压力简化分布图

库伦土压理论和朗肯土压理论是工程中常用的两种古典土压理论，无论用库伦或朗肯理论计算土压力，由于理论的假定和实际情况有一定的出入，加以在理论中也不可能对影响土压力大小和分布规律的各种因素及其相互作用加以全面考虑和概括，所以只能看作是近似的方法，与实测数据有一定距离，有时甚至差得很大，因此，土压力理论还有待于进一步研究，不断予以完善。

一些试验结果证明，库伦土压理论在计算主动土压力时，与实际较为接近。在计算被动土压力时，其结果与实际相比，往往偏大。

朗肯理论由于没有考虑到墙背边界条件，其计算结果与实际比较，往往其主动土压力偏大，而被动土压力偏小。一般来说，朗肯理论是用于墙背垂直光滑、地面水平的简单边界条件。

11.2.2 处于地下水位以下的水压力和土压力，按有效应力原理分析，水压力与土压力是分开计算的。这种方法概念比较明确。但是在实际使用中有时还存在一些困难。特别是对黏性土有效抗剪强度指标的确定，在实际过程中往往难以解决。因此，在许多情况下，往往采用总应力混合计算土压力。各地对此积累了一定的工程实践经验。然而，在这种方法中亦存在一些问题，如低估了水压力的作用，对此必须有足够的认识，才能恰当地协调工程的安全性和经济性。基坑内外的地下水位处于稳态渗流状态时，宜采用流网法分析，也可按水压力简化分布（图 34）图形计算。 D 为支护结构防渗帷幕的插入深度。

11.3 支挡式支护结构构造要求

11.3.1 不同的支护结构因其制作工艺的不同，混凝土的强度也有相应的要求。天津市有一部分采用预应力管桩用于基坑支护的工程实例，一般用作抗滑桩和支护桩。近年来，先张法预应力混凝土矩形支护桩和复合配筋预应力混凝土矩形支护桩为天津市新开发的新桩型，已成功用于天津市多个工程。天津大学、天津建城基业集团有限公司、天津市地质工程勘察院等生产、设计单位搜集了大量与课题相关的资料，并进行了大量的课题前期工作，基本完成了前期理论研究、部分工艺试验和优化工程试验，经济技术比较，成功在富力地产、华图数码城、南开大学新校区、大港凯旋门、津兰国际、中新生态城等工程中进行工程实践，已进入推广应用阶段。在财富嘉苑等工程中采用三轴搅拌桩中插入矩形桩和型钢组合桩取得较好效果。在仁恒咸红里、大港国能滨海等项目中采用斜桩用于基坑支护，可在一定深度范围内取消水平支撑体系，对建设工程的投资和工期控制起到很大作用。近年来天津地铁集团、天津大学、

铁三院、天津建城基业集团和天津市桩基技术工程中心等单位加强科研投入，研发的预制地连墙、连锁支护桩技术有力地推动了天津市地下工程的预制化，矩形支护桩等预制技术采用工厂工业化制造，具有承载力高、工程造价低、现场文明、速度快、便于运输和堆放等优点，符合住宅产业化的政策，保障工程安全的前提下节省投资，具有工程意义和实用价值。

11.4 支挡式支护结构设计计算

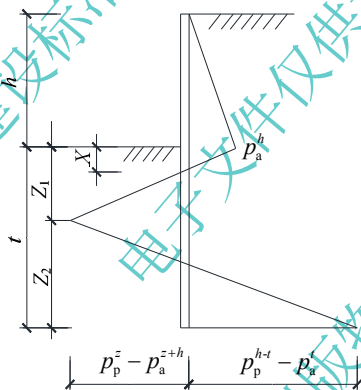


图 35 桩前后土压力分布图

11.4.1 深基坑的稳定问题与支护结构体系的变形稳定以及基坑的工程地质、水文地质条件有关。基坑失稳的形态和原因是多种多样的，由于设计上的过错、漏项或施工不慎，均可造成基坑失稳。

1 基坑破坏可分为两种主要的形态：

1) 因基坑土体的强度不足及地下水渗流作用而造成基坑失稳，包括基坑内外侧土体整体滑动失稳；基坑底土因承载力不足而隆起；地层因承压水作用、管涌、渗漏等等

导致基坑工程破坏。

- 2) 因支护结构(包括桩、墙、支撑系统等)的强度、刚度或稳定性不足引起支护结构系统破坏而造成基坑倒塌、破坏。

2 为了基坑的安全施工和坑底周围土体的稳定,支护结构必须有一定的插入坑底下土层中的深度(又称插入深度),这个深度既关系到基坑工程的成败,又较大程度地影响工程的造价。

支护结构的稳定入土深度,目前常采用极限平衡法计算确定。根据支护结构可能出现的位移条件,在桩墙的相应部位分别取主动土压力或被动土压力,形成静力极限平衡的计算简图。当入土深度较大时,桩、墙下端可能出现反弯点,反弯点下的力系应考虑反弯点下桩墙段在土中出现的反向位移情况。

对于悬臂式支护桩,桩前后土压力分布图形如图 36 所示。

基坑底土压力由式(27)确定:

$$P_a^h = \gamma h K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (27)$$

$P=0$ 的零点深度由式(28)求得:

$$\frac{\gamma h K_a - 2c(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (28)$$

$h+Z$ 深度处土压力和 $h+t$ 处的土压力可按式(29)求得:

$$\left. \begin{aligned} P_p^{Z_1} - P_p^{Z_1+h} &= \gamma_{Z_1} K_p + 2c\sqrt{K_p} - \left[\gamma(Z_1+h)K_a - 2c\sqrt{K_a} \right] \\ P_p^{h+t} - P_a^t &= \gamma(h+t)K_p + 2c\sqrt{K_p} - (\gamma t K_a - 2c\sqrt{K_a}) \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

未知数 Z_1 (或 Z_2)和 t 可用使任一点力矩之和等于零和水平力之和等于两方程组式(30)求解。

$$\left. \begin{aligned} Z_2 &= \sqrt{\frac{\gamma K_a (h+t)^3 - \gamma K_p t^3}{\gamma (K_p - K_a)(h+2t)}} \\ \gamma K_a (h+t)^2 - \gamma K_p t^2 + \gamma_{Z_2} (K_p - K_a)(h+2t) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

式中:

t 、 Z_1 ——算法求得。计算得到的 t 值需乘以 1.1~1.3 的安全系数作为设计入土深度。

h 、 t ——分别为坑深和桩墙插入坑底面以下土中深度 (m);

K_a 、 K_p ——分别为主动与被动土压力系数;

Z_1 、 Z_2 ——如图 37 所示。

3 基坑底抗隆起稳定性 (坑底涌土) 验算, 实质上是软土地基承载力不足, 故用 $\phi=0$ 的承载力公式进行验算。

对于一般的黏性土, 土的强度指标同时由 c 、 ϕ 组成, 参照 Prandtl 和 Terzaghi 的地基承载力方式, 并将桩墙底面的平面作为极限承载力的基准面, 承载力安全系数的验算公式如下:

$$K_a = \frac{\gamma d N_q + c N_c}{\gamma (H + d) + q} \quad (31)$$

式中:

γ ——土的重度, kN/m^3 ;

c ——土的黏聚力, kN/m^2 ;

q ——地面荷载, kN/m^2 ;

N_c 、 N_q ——地基承载力系数。

采用 Prandtl 公式时, N_c 、 N_q 按下式计算, 此时要求 K_s 大于等于 1.1~1.2。

$$\left. \begin{aligned} N_q &= \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) e^{\pi \tan \varphi} \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \frac{1}{\tan \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

采用 Terzaghi 公式时, N_c 、 N_q 按下式计算, 此时要求 K_s 大于等于 1.15~1.25。

$$\left. \begin{aligned} N_q &= \frac{1}{2} \left[\frac{e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2}\right)}}{\cos(45^\circ + \frac{\varphi}{2})} \right]^2 \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \frac{1}{\tan \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

式中: φ ——土的内摩擦角。

11.4.6 土的侧向基床比例系数 m 值可通过单桩水平静载荷试验确定。当基坑开挖深度较大、支护桩(墙)插入深度相对较小时, 宜考虑被动区土体部分进入塑性导致地基进入塑性状态, 应对弹性地基的水平受力进行校核, 不得超过相应深度的被动土压力。

11.8 水泥土支护结构

11.8.1 为保证水泥土挡墙形成连续的挡土结构, 桩与桩应搭接 200mm。为保证形成复合体, 格栅结构的格子不宜过大, 格子内的土体面积应满足:

$$F \leq \left(\frac{1}{2} \sim \frac{1}{1.5} \right) \frac{\tau_0 u}{\gamma} \quad (34)$$

式中:

F ——格子内土的面积 (m^2);

γ ——土的重度;

τ_0 ——土的抗剪强度 (kPa);

u ——格子的周长 (m)。

公式 (28) 是保证格子内单位高度的重量为侧壁黏聚力的 ($\frac{1}{2} \sim \frac{1}{1.5}$) 倍, 这个公式是偏于安全的。

11.8.2 为适应国内对黏土采用水土合算的工程经验, 词条规定了有成熟的工程经验时可采用水土合算。规定的数值是参考了已有的地区性地基设计规范和本次收集到的数据, 见表 28。

表 28 规定系数表

文献名称		$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	$\gamma_a(\text{圆})$	$\gamma_a(\text{倾})$	$\gamma_a(\text{水平})$
地基规范	国家标准 GBJ7-89	—		—	>1.5	>1.3
	上海标准	—		1.3~1.43	>1.5	>1.3
	浙江标准	—		1.3~1.45	—	—
	福建标准	—		1.2~1.50	>1.5	>1.3
	港工标准	—		1.1~1.30	1.5~1.6 ⁽¹⁾	1.2~1.3 ⁽¹⁾
基坑规范	上海标准	$< \frac{q_n}{2K^{(3)}}$	>0	1.10	1.3	1.2
	武汉标准	$< 1.2f$	>0	—	1.5	1.3 (C=0)
	深圳标准	$\frac{W}{b} \leq \frac{q_u}{2K^{(3)}}$	—	—	1.4	1.2
	广州标准	$\tau \leq \frac{\sigma \tan \varphi + c}{K}$	—	—	1.5	1.3
日本 ⁽²⁾		>原地基承载力		—	>1.2	1.2

注: 1 港工重力式码头规范规定主动土压力只算到基床顶面, 即地基表面以上的部分主动土压力不计入, 因而使计算安全系数偏大;

2 日本浅海下沼泽地带软弱地基处理技术, 中国石油建筑工程公司, 1987;

3 K 一般取 2.0。

11.9 地下水控制

11.9.1 基坑降水设计方法

1 井点的布设方式，宜综合考虑各种因素，并结合当地经验确定，井点布设的几条基本原则是：

- 1) 降水井点宜尽量布设在基坑外，为土方开挖及支护结构稳定创造条件；如需要在基坑内设井点，应仔细研究地下水及地层资料，尽量布砂（砾）渗井或短期使用的抽水井。含水层渗透系数较小，下部有渗透性较好的地层时，宜考虑抽水井、渗井综合作用；
- 2) 基坑支护结构采用分离排列的桩式结构或喷锚、土钉墙结构，不设隔水帷幕时，降水井点应主要布设在基坑外，达到控制地下水进入基坑及降低承压水头的目的；基坑内可视基坑规模、地下水及地层情况，布设一定数量的自渗井和抽水井；
- 3) 基坑四周设竖向隔水帷幕（包括地下连续墙），隔水帷幕插入隔水层时，井点应设置在基坑内，隔水帷幕未进入隔水层时，降水井点宜设置在基坑外，如为降低降水对周围建筑物的影响，井点也可设置在基坑内；
- 4) 基坑设全封闭隔水帷幕，一般不需要设井点降低地下水位，为正常开挖基坑，可在基坑内布设井点抽除坑内积水。

对降低地下水位有特殊要求的基坑，应根据具体情况布设降水井点，并考虑必要的回灌井点。

2 井深通常宜贯穿影响基坑工程的整个含水层，如果含水层厚度较大，应通过技术经济比较，并结合类似工程经验确定井深；井距宜根据含水层的渗透性及具体工期安排，并结合类似工程经验

选择。

11.9.2 基坑隔水是基坑支护的一部分，设计时是两者统一考虑。本条文仅对基坑隔水提出技术要求。由于基坑隔水的失效往往导致基坑破坏，因此其设计、施工必须建立在有根据的基础之上，必要时，应预先进行实验。

11.10 防连续倒塌设计原则

11.10.1 由于城市地下空间的开发，深基坑施工主要在城市密集区进行，以及基坑过程作为临时性结构，设计安全度相对较低，目前深基坑和超深基坑的发展呈大深度、大规模、高造价、高风险的特点。近 20 年间由于大量城市 CBD 多高层建筑、地铁车站及地下交通枢纽建设，基坑工程的单体建设规模不断增大。基坑深度从 10m 以内增加至 20m~30m 甚至更深。例如天津站交通枢纽基坑开挖深度 32.5m，上海地铁 4 号线修复工程基坑 41m 等。基坑在深度增加的同时，面积也可达 $50000\text{m}^2 \sim 150000\text{m}^2$ 。例如天津仁恒海河广场深基坑总面积达 100000m^2 ，天津大悦城基坑面积达到 70000m^2 ，天津 117 大厦基坑总面积 124100m^2 ；天津站交通枢纽面积基坑面积约 50000m^2 ，上海虹桥综合交通枢纽工程基坑面积达到 150000m^2 。同时，由于基坑越来越大、越来越深，基坑的内支撑体系的规模也越来越大，越来越复杂。长度方面，地铁车站、交通枢纽的基坑的长度可达 300~800m。

对于大长度、大深度、大面积的基坑工程，尤其当周围建筑物、道路、地下管线等地上、地下设施密集时，一旦发生破坏，破坏程度和规模将非常巨大，后果也十分严重。其破坏后果可远高于幢建筑物的破坏后果，特别是地铁车站深基坑，具有大长度、大深度的特点，沿长度方向的连续坍塌可达 40m~100m，使整条线的地

铁通车时间可拖延一年以上。例如杭州地铁湘湖路车站深基坑坍塌、新加坡地铁 Nicoll Highway 基坑坍塌、科隆地铁隧道坍塌等，均造成了重大人员和财产损失及重大社会影响。然而，这些重大事故均是因整个基坑支护体系的局部失效引起的。

连续破坏问题首先在结构工程中得到重视。连续倒塌(Progressive collapse)指的是指结构部分构件或局部发生破坏后，由于内力重分布导致其周围构件相继发生破坏甚至导致整个结构完全倒塌的现象。连续倒塌破坏具有两个特点，“连续性”与“不成比例性”，即后续破坏紧随最初的破坏（连续性），并且最终产生破坏的范围远大于初始破坏（不成比例性）。例如，由于恐怖袭击、燃气爆炸、火灾、车辆撞击、地震等偶然的突发因素使得结构体系的局部构件产生破坏，进而导致结构大范围的破坏甚至结构的整体倒塌。

1968年5月16日，英国伦敦25层、64m高的Ronan Point公寓由于煤气爆炸发生连续性倒塌。煤气爆炸发生在18层楼的角部，进而使得预制构件发生竖向多米诺骨牌式垮塌。

自此之后，结构连续倒塌问题及建筑的冗余度引起了研究者的关注，至今已有40多年，其间又发生了多起重大连续倒塌事件。例如1995年4月19号美国俄亥俄州的Murrah联邦大厦发生恐怖炸弹袭击事件，汽车炸弹在距离大厦4.75m的地方被引爆，炸毁了结构的底层柱并击穿了楼板与转换大梁，由于失去转换大梁与楼板的支撑，旁边的底层柱随后因为失稳发生破坏从而导致其上部分相继发生破坏，最终结构一侧发生整体倒塌。2001年9月11日世贸双塔被恐怖份子用民航客机自杀攻击而撞毁倒塌。每次重大事故都会更加引起世界范围对建筑结构连续倒塌问题及结构冗余度的研究热潮。

冗余度(Redundancy)是结构体系抵抗连续倒塌能力的一种体现及衡量标准。如果一个结构具有充足的冗余度，那么其在初始局部破坏的情况下，就可以改变原有的受力路径，“跨越”初始破坏，

使初始局部破坏不向外扩展，并且最终达到新的平衡与稳定状态，避免连续性倒塌和破坏的产生。简而言之，如果结构的局部构件遭到外部偶然荷载的作用而突然破坏，理想的结构应该仍然能够继续承担荷载，而不至于连续倒塌。总体来讲，结构冗余度有两层作用，概括如下：（1）提高结构在设计荷载下的可靠性；（2）降低结构对意外或偶然荷载情况的敏感性。冗余度设计理念在结构工程中已经应用很广，重大建筑物的建设均需进行冗余度设计以提高其抵抗连续倒塌的能力。

在上述研究成果的基础上，多个国家和地区均制定了相关的规范或指导性文件，对结构连续倒塌分析做出了分析方法和评判标准的说明。英国在 1968 年 Ronan Point 公寓倒塌事件后，最早制定相关规范，影响很大。其 Building Regulation, BS100 混凝土规范规定，结构在偶然荷载下不应发生与初始破坏不相称的大面积坍塌，并提出了拉结强度设计、构件的跨越能力设计以及关键构件设计三种设计方法。加拿大现行建筑规范（NBCC, National Building Code for Canada）强调结构关键构件和关键节点的设计，指出设计中应提供多传力路径（增大冗余度）。欧洲规范 Eurocode 1，类似英国规范，提出拉结强度法、拆除构件法、关键构件法等抗连续性倒塌设计方法。美国总务管理局（GSA）制定的《政府办公建筑及重要现代建筑的连续倒塌分析与设计指南》中提出了抗连续性倒塌的概念设计方法，包括提高结构冗余度、延性、连续性以及考虑反向荷载作用等。美国国防部 DOD 制定的《建筑结构抵御连续倒塌统一设施标准》UFC 4-023-03 指出，对于低安全等级的建筑，应保障其水平和竖向拉结强度，对于高安全等级的建筑，除保障其水平、竖向拉结强度外，还需满足多路径传递法的要求，以及结构延性和完整性的要求。上述抗连续性倒塌规范的编制时间表如图 36 所示。

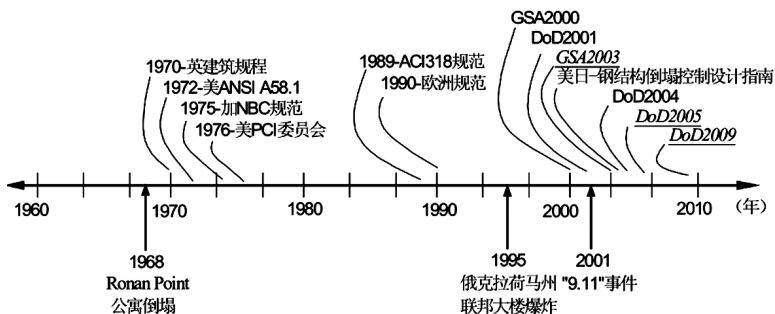


图 36 各国抗连续倒塌规范编制时间表

国内对连续倒塌分析的研究起步较晚。2002 年实行的《混凝土结构设计规范》GB50010 中未对抗连续性倒塌方面做出明确规定，仅在第 3.1.6 条中规定：结构应具有整体稳定性，结构的局部破坏不应导致大范围的倒塌。规范只对结构抗连续倒塌进行了定性的说明，并没有具体的方法和要求，缺乏可操作性。随后在国外相关成果及规范的基础上，国内进行了大量研究，并在 2010 年实行的《混凝土结构设计规范》GB50010 中引入了防连续倒塌设计原则。国内在部分重要建筑的设计过程中也引入了抗连续性倒塌分析方法，如国家体育场（鸟巢）、广州电视塔及广州西塔等工程。

对重大的基坑与地下工程来说，引入防连续倒塌设计思想，考虑深基坑与地下工程的具体特点，可起到如下作用：

- 1) 通过对基坑支护体系进行冗余度分析，可在不增加造价或增加较少造价的情况下，提高基坑支护体系抵抗因局部破坏或局部变形过大引起整个支护体系失效或变形过大的能力；
- 2) 通过对支护结构体系进行冗余度设计，在支护结构构件（Component）和支护结构体系（System）方面均保证其有预期的安全度；

- 3) 由于基坑支护体系的变形、受力及安全是极大程度依赖于施工过程, 因此, 进行考虑施工不同阶段、不同施工方案的支护结构体系的冗余度分析, 可优化施工方案、最大程度保障支护结构体系安全;
- 4) 通过对基坑支护体系中各构件进行冗余度分析, 可明确地确定对支护结构体系安全有重大影响的构件, 可指导施工过程中对其重点保护, 并对制定基坑监测中针对性地选择重点监测构件、监测项目等起到有力指导作用, 使基坑工程信息化施工提到更高的一个水平。

11.10.4 对于基坑支撑体系来说, 其进行冗余度设计的目的就是, 通过合理的布置支撑体系、采取必要的连接构造措施, 在不增加支撑体系造价或造价增加很小的前提下, 增加支撑体系的传力路径, 防止局部支撑构件的削弱、破坏引起整个支撑体系的变形显著增大或崩溃失效。水平支撑结构的类型(钢支撑、钢筋混凝土支撑及钢-钢筋混凝土组合支撑)、几何布置、杆件截面、杆件强度、节点构造等都对支撑体系的杆件内力分布、整体刚度具有重要影响, 同时也决定着水平支撑的冗余度, 进而影响整个支护体系的安全性和鲁棒性。

近年来, 环梁型的水平支撑体系由于相对于网格型内支撑体系具有一些显著的优点, 例如土方开挖方便、相对经济等, 故在一些地区的大面积深基坑中得到广泛应用。然而, 由于环梁结构的特点, 其发生整体破坏的可能性和后果明显大于网格型水平支撑体系, 因此, 规范编制组首先针对环梁型水平支撑体系开展研究。根据工程实践中的常用作法, 设置了不同布置方案的环梁支撑体系, 采用拆除构件法, 对局部构件破坏情况下的体系分别进行了有限元受力分析及离散元连续破坏模拟。在此基础上, 提出了更适用于基坑支撑体系的冗余度评价指标, 并对环梁体系的冗余度进行了定量分析对比。

基于结构的设计强度、极限强度、残余强度、超静定次数和失效概率等，研究者们提出了很多冗余度的表达式^[2]，概括起来有如下几种：（1）冗余度等级（Degree of Redundancy） R_1 ，也就是一般结构分析中的超静定次数；（2）储备冗余因子（Reserve Redundant Factor） R_2 ，定义为结构的极限承载能力与设计荷载的比值；（3）冗余度指数 R_3 ，定义为最危险构件的失效概率与结构体系失效概率的差值与结构体系失效概率的比值；（4）如果结构的某个构件由于外部偶然荷载的作用而突然消失，理想的结构应该仍然能够继续承担荷载，而不至于连续倒塌。但结构在杆件去除后的极限承载力会有所降低，据此 Frangopol 和 Curley 提出了结构强度冗余因子 R_4 （Strength Redundant Factor），计算公式如下：

$$R_4 = \frac{L_{\text{intact}}}{L_{\text{intact}} - L_{\text{damage}}} \quad (35)$$

式中：

L_{intact} ——完整结构的极限承载力；

L_{damage} ——构件受损后结构的极限承载力。

另外，承载力对于杆件撤除后的灵敏程度被定义为敏感度指标，数值上等于 R_4 的倒数。

在以上几种计算方法中，式（35）能够综合体现单个构件及整个体系的受力特征，同时也能很好反映受损体系与完整体系的相对承载能力，并且在基坑水平支撑体系中概念简单明确，易于计算。因此本规范修订组选择式（35）中的结构强度冗余因子 R_4 作为支撑结构体系冗余度的评价方法之一。

结合拆除杆件法，拆除结构体系中的某一构件，计算得到剩余结构的极限承载力，然后采用式（35）进行冗余度计算，即可得到整个结构体系在某个构件破坏情况下的冗余度。结构强度冗余因子 R_4 最小为 1，此时构件的破坏导致了结构体系的整体崩溃，剩余体系不再能够承担任何荷载，即相当于整体破坏荷载为无限小的情

况。某杆件破坏情况下结构体系的冗余度越大,说明此杆件的拆除对于结构体系整体承载力的影响越小。在同一支护体系中,冗余度越小的杆件越重要,其拆除对体系承载力影响也越大,这些冗余度较小的杆件可以认为是结构体系的关键构件。在设计时,应加强对关键构件的设计,提高其承载能力,在施工及使用过程中,应加强对其检测、监测和保护,防止其发生破坏。

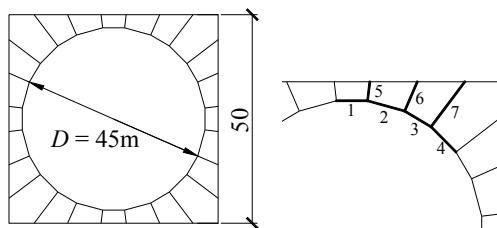
式(35)虽然能够很好的反映受损结构的冗余度高低,但是并不能直观反映出处于设计荷载下的支撑体系在局部破坏时的安全状况,因此本文在式(1)的基础上进行了改进,引入了设计荷载,改进后的冗余度评价方法如式(36)所示。由于式(36)包括了完整结构的极限承载力、完整结构的设计承载力和残余结构(即拆除局部构件后的结构)极限承载力等多个评价因素,本文称之为综合冗余度因子(Comprehensive Redundancy Factor)。

$$R_5 = \frac{L_{\text{intact}} - L_{\text{design}}}{L_{\text{intact}} - L_{\text{damage}}} \quad (36)$$

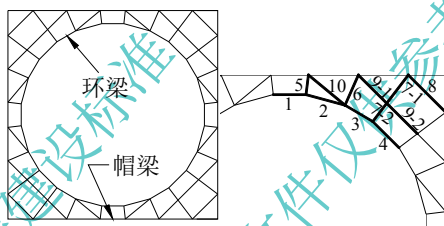
式中: L_{design} —完整结构的设计承载力。

式(36)在不会变化冗余度相对大小的情况下,将设计荷载引入,并且反映了结构体系承载能力冗余量相对于承载力损失量的大小。当局部破坏引起的承载力损失量小于承载力冗余量,这时综合冗余度因子 R_5 大于 1,说明结构仍然安全;当承载力损失过多,超过了承载力的冗余量,此时综合冗余度因子 R_5 小于 1,这样结构将在承担设计荷载时整体破坏。

根据式(35)及式(36),对图 37 所示的两种支撑体系整体破坏荷载计算得到的结构强度冗余因子 R_4 及综合冗余度指标 R_5 的柱状图,见图 38。可以看出,同样除了拆除杆件 7 的情况,在其余情况下,有角撑体系的冗余度均高于无角撑体系。下面对两体系的冗余特性进行具体分析。



(a) 无角撑环梁支撑



(b) 有三道角撑环梁支撑

图 37 两种环梁支撑布置方案 (单位: m)

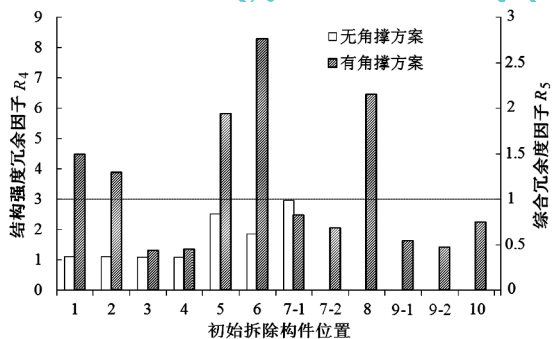


图 38 局部破坏情况下的支撑体系冗余度

对于无角撑体系来说,当初始破坏的杆件为环梁时(即拆除图

38) 中杆件 1、2、3 或 4), 结构强度冗余因子 R_4 均接近于 1, 这说明环梁的破坏几乎使支撑体系完全丧失承载能力, 同时也说明位于体系唯一传力路径上的环梁在此支撑体系中的作用非常关键。相对而言, 无角撑体系在辐射撑破坏的情况下 (即拆除杆件 5、6 或 7), 支撑体系的冗余度高一些, 辐射撑的拆除对体系的影响较环梁小, 但是其综合冗余度因子 R_5 也均小于 1, 说明它们的拆除也将使承受设计荷载的水平支撑体系整体破坏。这是因为辐射撑承担着帽梁及环梁支点的作用, 它们的拆除很容易使得帽梁的弯矩急剧增加而破坏。

对于有角撑支撑体系, 初始破坏为环梁时的冗余度大小明显分为两种情况。即拆除图 38 (b) 中杆件 1 和 2 破坏的情况下冗余度较高, 综合冗余度因子 R_5 大于 1, 其拆除不会引起设计荷载下的水平支撑体系崩溃, 这主要是由于杆件 1 和 2 仅位于一条传力路径上, 其破坏后, 整个体系还有 3 条替代传力路径。而杆件 3 和 4 破坏后, 体系的冗余度就大为降低, R_5 小于 1, 设计荷载下的水平支撑体系将崩溃, 这主要是由于杆件 3 和 4 是两条传力路径重合的位置, 其拆除将使 4 条传力路径中的 2 条失去作用, 因此影响较大。另外, 由于采用了考虑连续破坏的破坏荷载确定方法, 获得了杆件 2、3 或 4 拆除时较为真实的破坏荷载, 正确的体现了其在水平支撑体系中的重要性, 而仅考虑第一构件破坏荷载及相对应冗余度会高估杆件这些杆件的作用。因为若不考虑连续破坏, 将仅能得到局部破坏体系的第一构件破坏荷载, 这个荷载较真实的整体破坏荷载低, 由此荷载计算的冗余度较低, 而剩余结构冗余度越低则反映拆除构件的重要性越高。

有角撑体系初始破坏为辐射撑时, 辐射撑 5 和 6 破坏后剩余体系的冗余度较高, 综合冗余度因子 R_5 大于 1, 这是由于这两根杆件既不在主要受力路径上, 同时它们所承担环梁及帽梁支点的作用也有其它杆件来替代, 因此拆除后对水平支撑体系影响较小。与辐

射撑 5 和 6 相比, 辐射撑 7 的两种破坏情况下, 冗余度均不高, R_5 均小于 1。这是由于辐射撑 7 虽然不在主要受力路径上, 但是其承担了环梁、角撑及帽梁的支点作用, 其对帽梁的支点作用虽有替代杆件, 但是其对环梁和角撑的支点作用无可替代, 尤其是对环梁来说, 支点的破坏或者削弱很容易引起环梁偏心弯矩增大。连续破坏模拟也验证了这一点, 在 7-1 或 7-2 破坏时均是从环梁首先发生破坏。但相对来讲, 7-1 的破坏, 未直接拆除环梁的支点, 因此 7-1 破坏时的极限荷载及冗余度比拆除 7-2 时高一些。杆件 8 在有角撑体系中是比较次要的一条传力路径, 本身受力较小, 因此其拆除未造成较大破坏。角撑杆件 9 是一条较为主要的传力路径, 其拆除对体系有不小的影响。角撑杆件 10 也是一条主要的传力路径, 同样在体系中比较重要。

由以上分析可以看出, 无论是结构强度冗余因子 R_4 还是综合冗余度因子 R_5 , 他们的高低均能够正确反映结构的冗余承载能力大小以及杆件在体系中的重要程度。但综合冗余度因子 R_5 还能够直接反映结构体系在局部破坏后是否能够继续承担设计荷载, 是否会随之发生不可收敛的连续破坏, 是一个意义更为明确、直观的结构体系冗余度评价参数。

从无角撑体系和有角撑体系的冗余度分析对比中, 可以看出传力路径对于结构整体性、安全性及冗余度的贡献, 而合理地增加角撑便可达到增加环梁支撑体系的传力路径的作用, 从而使得大部分杆件在局部破坏时均有替代杆件, 降低了一损俱损的风险。

11.10.6 由 11.10.4 的说明可看出, 对支撑体系中不同位置构件的重要性是不同的。因此, 如能优先对水平支撑的重要构件和关键传力部位在基坑施工过程中进行重点监测, 对于保障基坑的安全无疑更具针对性。重要构件和关键传力部位可通过拆除构件法确定。

11.11 基坑变形控制

11.11.1 除基坑开挖可引起支护体系和坑内外土体产生变形外，实际上，在施工全过程中，还可因其它原因产生变形。根据基坑工程施工全过程可产生的变形的机理、危害及控制方法，课题经研究将基坑施工全过程划分为基坑开挖前桩基础施工、基坑支护结构施工、基坑开挖前预降水、土方开挖过程中基坑疏干降水和承压水降水、基坑土方开挖、基坑使用、支撑拆除、地下水位回复等 8 个阶段，其中基坑开挖产生的变形已得到高度重视，然而，仍然有一些变形还不为认识或重视。各阶段可能产生的变形机理、危害及控制方法系统总结如下。

1 基坑开挖前桩基础施工

已有一些工程实例表明，当基坑开挖前施工小直径密集布桩的 CFG 桩时，如在灌注混凝土以后的桩顶超灌混凝土以上的桩孔因土方坍塌或其它原因没有及时回填时，由于基坑内土体会在基坑周边水平向土压力作用下产生收缩，导致坑外产生沉降，严重时建筑物沉降可达数厘米。因此，必须予以重视。

2 支护结构施工阶段

工程实践及理论研究均表明，当采用水泥搅拌桩作为基坑止水帷幕或重力式挡土墙时、地下连续墙成槽时、大直径密排灌注桩成孔时以及锚杆施工时，均可能导致土体产生变形，其变形产生原因、机理及控制措施见表 29。

表 29 支护结构施工阶段可产生的变形风险及控制

产生阶段	产生原因	产生机理	变形形式及危害	治理措施
支护结构施工	水泥搅拌桩止水帷幕施工	注水、注浆搅拌导致土体失去强度	地表下沉； 邻近建筑物沉降。	搅拌桩与建筑物之间设置隔离排桩
		软土中因注浆及搅拌在周围土中产生超静孔隙水压力	软土地表隆起和侧移； 影响邻近管线或荷载小的结构(如围墙)上抬。	减小施工速度、减少注水量
	地下连续墙成槽	槽段内泥浆不能补偿槽段开挖前槽壁应力	地表下沉； 邻近建筑物沉降； 邻近管线变形； 邻近地下隧道变形；	与建筑物之间设置隔离排桩或隔离墙、减小槽段长度、膨润土泥浆护壁
		塌槽	邻近建筑物、桥梁桩基位移、产生附加弯矩	桩实行跳打、设置隔离排桩或隔离墙、膨润土泥浆护壁
	大直径、密排灌注桩成孔	孔内泥浆不能补偿钻孔前孔壁应力	地表下沉； 邻近建筑物沉降； 邻近管线变形	桩实行跳打、设置隔离排桩或隔离墙、膨润土泥浆护壁
		塌孔		
	锚杆施工	高水位砂、粉土中锚杆钻孔过程中水土流失		锚杆施工时采取防止水、砂流失措施；采用其它内支撑形式

地连墙施工引发周边土体位移的影响程度，主要与沟槽的宽度、深度及长度，以及泥浆的护壁效果紧密相关。一般认为，由于地连墙成槽施工引发的土体位移占整个基坑开挖变形总量的比例很小，但是在一些工程中，地连墙成槽施工引发的沉降量却占总沉降量的 40%~50%，尤其是对于基坑周边环境要求较高的情况，其影响需要给予足够的重视。

Farmer & Attewell (1973) 在伦敦地区进行地连墙开挖的现场试验，其中地连墙厚度 0.8m，长度 6.1m（分为 A、B、C 三段），深度 15m，监测结果表明：在开挖 A 段和 B 段时，监测点孔 1~孔 4 处地层的位移很小，当开挖 C 段时，各个监测孔的水平位移随开挖深度增大而增大，且随着与地连墙相对距离的增大而减小，如图 40 所示，其中监测孔 1 的最大水平位移发生在地表下 5m 深度处，其值为 15mm，即为开挖深度的 0.1%，当闲置 7 天后其值增大到

16mm，且在距离地连墙 6.1m 的孔 4 基本不受槽段开挖的影响。此外，孔 1 及孔 2 处的地表沉降分别约为 3mm 及 0.5mm，且孔 1 处的最大沉降值发生在地表下 7.7m 深度处，其值为 6mm。由此可见，地连墙的开挖对于周边的地层位移将产生一定的影响，需给予足够的重视。

Clough & O'Rourke^[3] (1990) 总结了砂土、软到中等硬度黏土、坚硬到极其坚硬黏土地层条件下，地连墙施工造成的槽段周边地表的沉降情况，如图 40 所示，成槽施工导致的周边地表沉降区域达到两倍左右的槽深，虽然沉降值与槽深比例并不是很大，但当槽深较大时，周边的地表沉降十分显著，如图中香港地区的某一基坑地连墙深度为 37m 时，其地表沉降的最大值达到了 50mm，而其他工程的最大沉降值则一般为 5mm~10mm。

除了地连墙成槽施工对周边土体产生影响外，灌注桩或咬合桩的施工也将对周边地层产生一定的影响。工程实践表明，灌注桩与咬合桩引发的周边土体位移不仅包含竖向沉降，还包含水平方向的位移，其中，沉降影响范围约为 2 倍的桩深，最大沉降值一般为 0.05%桩深；而最大侧移的影响范围约为 1.5 倍的桩深，对应于灌注桩与咬合桩，其最大位移分别可达 0.08%和 0.04%的桩深。

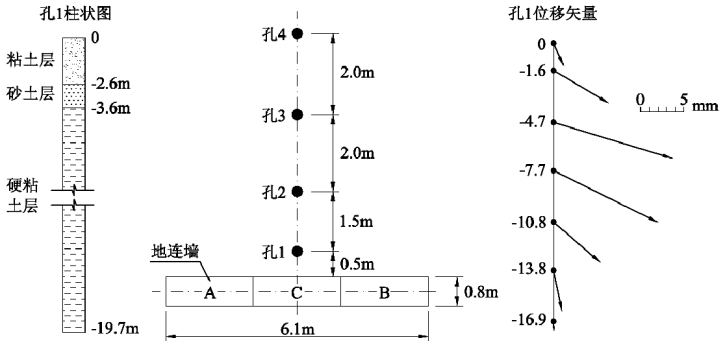


图 39 地连墙施工引起监测点示意图

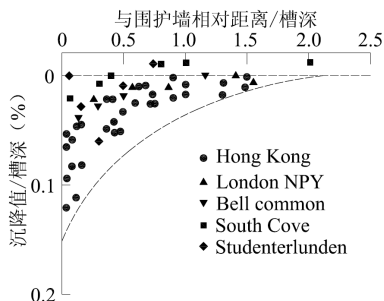


图 40 地连墙施工引发地表沉降

3 基坑开挖前降水和土方开挖过程中降水

规范编制组将基坑降水又进一步分为基坑开挖前的降水阶段、基坑疏干降水阶段以及基坑开挖至一定深度、进入承压含水层的减压井抽降承压水三个阶段，各阶段可产生的变形、危害及治理措施见表 30。关于后二者可能产生的变形，一般工程技术人员已较为熟悉，因各种原因也可引起基坑内外主体变形并造成环境影响，有时甚至是危害，如表 30 所示。

表 30 基坑施工全过程可产生的变形风险及控制

产生阶段	产生原因	产生机理	变形形式及危害	治理措施
基坑降水	基坑开挖前的坑内降水	降水导致降水深度范围内土体有效应力增加；在墙产生水平位移前墙两侧降水产生压力差。	桩、墙产生水平位移（产生影响与“基坑开挖”中“桩、墙水平位移”产生的影响相同）	先设置水平支撑；分段（分仓）降水；分层降水
	基坑疏干降水	止水帷幕未进入隔水层，导致坑外地下水位下降	地表下沉；邻近建筑物沉降；邻近地下隧道变形；管线变形曲率过大；邻近建筑物、桥梁桩基位移、产生附加弯矩。	止水帷幕进入隔水层；坑外回灌
		地下水产生自坑外向坑内的渗流，坑外竖向承压含水层水头下降，有效应力增加		截断承压含水层；减少抽水量；缩短工期；减少承压水水头下降；承压含水层回灌
	基坑开挖开始后抽降承压水	弱透水层释水固结		
		相邻含水层产生越流，水头下降，有效应力增加		

但是,在基坑开挖前由于降水原因可能产生的变形,目前尚未被多数工程技术人员认识到,其研究成果也较少。对深基坑来说,基坑降水可包括土方开挖前的疏干降水(此时水平支撑尚未安设)、土方开挖过程中的降水(水平支撑安装后的降水)和基坑下伏承压水的降水(压)。某地铁车站基坑采用地下连续墙作为围护结构。基坑周围紧邻多幢居民住宅和一幢四层砖混结构办公楼,其沉降应严格控制。在基坑开挖前 10 天,对大里程段基坑进行降水,由此引发地下连续墙发生侧移,侧移情况见图 41。由图 41 可知,随着降水的开展,地下连续墙发生了悬臂式的位移,墙顶最大位移达到了 9.7mm,可见基坑开挖前的降水对地连墙的位移产生了明显的影响,可相应引起坑外地面和建筑物沉降。

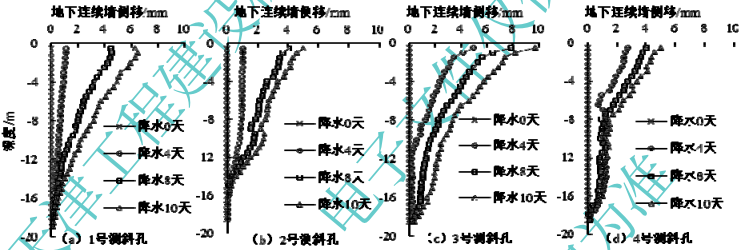


图 41 某基坑开挖前 10 天降水引起的地下连续墙侧移

4 基坑开挖阶段

将基坑开挖阶段引起的变形分为围护桩(墙)的水平位移、坑底隆起变形及由二者共同引起的坑、内外土体变形,这三者之间是相互关联的。基坑开挖阶段可产生的变形、危害及治理措施见表 31。

表 31 基坑开挖阶段可产生的变形风险及控制

产生阶段	产生原因	产生机理	变形形式及危害	治理措施
基坑开挖	桩、墙水平位移	坑内开挖卸荷，造成坑内外压力差； 坑内灌注桩桩孔不回填； 支撑安装不及时； 土方开挖方案不合理； 坑外荷载过大 水平支撑因温差膨胀、收缩	地表下沉； 邻近建筑物沉降； 邻近地下隧道变形； 邻近管线变形； 邻近建筑物、桥梁桩基位移、产生附加弯矩	合理选择桩、墙及支撑刚度； 合理选择桩、墙刚度； 及时设置支撑； 合理的开挖方案； 控制坑外荷载
		基坑因开挖深度、坑外荷载、土质条件、土方开挖、坑外注浆等原因造成不对称，基坑发生整体位移	同上	进行考虑不对称的基坑整体计算； 采取减小不对称所产生的变形的控制措施
	坑底隆起	坑底地基土承载力不足； 桩、墙插入深度小； 被动区支撑结构物向基坑前移（踢脚）； 坑底开挖卸载土体回弹； 地下水自坑外向坑内渗流； 坑底下承压水的扬压力	桩墙附加水平位移（引起的环境影响同上）； 水平支撑的支撑柱向上位移； 桩、墙向上位移； 逆作法（盖挖逆作法）施工时中间柱、墙出现差异变形并产生附加内力； 工程桩中产生拉应力，严重时工程桩断裂； 降低坑底工程桩竖向承载力与竖向刚度	增大桩、墙插入深度； 被动区土体加固； 坑内隆起变形大的区域设置减小隆起的桩； 分块开挖土方、分块施工基础底板； 缩短基坑暴露时间； 减小地下水渗流的水力梯度； 降低承压水水头

5 基坑基础底板施工阶段

基坑开挖阶段可产生的变形、危害及治理措施见表 32。

表 32 基坑开挖阶段可产生的变形、危害及治理措施

产生阶段	产生原因	产生机理	变形形式及危害	治理措施
基坑使用阶段	地面静荷载	堆土、堆料引起附加土压力	桩墙附加水平位移（危害与“基坑开挖”中“桩、墙水平位移”相同）	控制地表荷载大小、距离
	坑外动荷载	扰动土体，降低土体强度；产生超静孔隙水压力		控制动荷载大小、距离；设计考虑动荷载影响
	止水帷幕渗漏	坑外水土流失；排桩与止水帷幕之间桩间土流失		提高止水帷幕质量；及时封堵渗漏点；减小桩距防止桩间土流失
	坑外注浆（堵漏、注浆纠倾）	作用在墙体上土压力加大		控制注浆压力；增加坑内支撑；选择合理的注浆介入时间
	土体固结	开挖阶段产生的负孔压消散，土体有效应力减小	坑底隆起变形增加	分块开挖土方、分块施工基础底板；缩短基坑暴露时间
			桩、墙水平位移增大	
			稳定安全系数减小	
	土体蠕变	土体蠕变	桩、墙变形持续增加	减小基坑工作时间；坑底土体加固；分块开挖土方、分块施工基础底板
	土体流变	应力松弛	导致主、被动区土体对墙体作用力重分布	
	温度变化	温差导致水平支撑膨胀或收缩	温度升高导致支撑轴力增加、墙体向外位移并导致土压力增加、反之则墙体向坑内位移	设计阶段予以考虑；对钢支撑进行覆盖；必要时对钢支撑进行浇水降温等措施
		墙后土体冬季冻结	增加墙后土压力、墙体向坑内位移	设计阶段予以考虑

6 基坑拆除支撑、换撑及回填土阶段

当基坑开挖到底后，随着基础底板的施工，水平支撑可逐渐拆除。已有的工程实践表明，在达到拆除支撑条件前提前拆除支撑、地下室外墙与桩、墙之间回填土不密实、没有按照设计要求在拆除

支撑时进行换乘等，均会产生围护桩的附加水平位移，其产生影响与“基坑开挖”中“桩、墙水平位移”产生的影响相同。其控制措施是，按设计要求拆除支撑、按设计要求换撑、回填土按要求压实、在地下室楼板标高处设置素混凝土传力带等。

7 基坑停止降水、地下水位回复阶段

当基坑底以下分布有隔水层，其下为承压含水层时，如基坑底在承压水水头作用下不满足抗突涌稳定安全系数时，需对隔水层以下承压含水层进行抽排承压水，以降低承压水水头高度以满足坑底抗突涌稳定安全系数。但当基坑基础及地下室结构施工进度达到停止抽降承压水的条件前停止抽降承压水。将可能导致基础底板上浮增大基坑底隆起量，对工程桩造成不利影响。此外，当基坑停止降水时如已施工的地下结构的重量小于地下水的浮力，还将会引起地下结构上浮。

12 盾构隧道工程

12.1 一般规定

12.1.1 由于天津地铁隧道一般采用盾构隧道施工，故在本次《岩土工程技术规范》修订时，增加了“12 盾构隧道工程”。

12.2 隧道勘察

12.2.1 盾构始发到达在盾构施工中是控制的关键工序，因此本条增加了始发到达段端头井的勘察孔数，以便更好确定加固方法，保证施工安全。

12.3 隧道结构设计

12.3.1 对于条文中表 12.3.1 中部分未加说明的荷载，作如下说明：

1 结构自重

$$G = \gamma_n \delta (kPa) \quad (37)$$

式中：

γ_n ——钢筋混凝土重度 (kN/m^3)，外层装配式钢筋混凝土结构重度按 $23.5 \sim 24.5 kN/m^3$ 计，内层现浇钢筋混凝土结构重度按 $22.5 \sim 23.5 kN/m^3$ 计；

δ ——钢筋混凝土衬砌厚度 (m)，当用箱形管片时可考虑采用折算厚度。

2 隧道上部和破坏棱体范围内的设施及建筑物压力应考虑现状及规划中的变化。凡不明确的，应在设计说明中予以规定。

3 混凝土收缩力影响，可用降低温度的方法来计算，对于装配式衬砌可按降温 $5^{\circ}\text{C} \sim 10^{\circ}\text{C}$ 考虑。

4 装配式衬砌的螺栓予加应力，可根据设计要求、螺栓拧紧工艺而定。

5 地面车辆荷载及其冲击力，一般可简化为均布荷载，在浅埋隧道中一般可取 20kPa ，并不计冲击力。

6 隧道内部荷载应根据隧道功能不同而分别选用：

1) 地铁隧道的车辆荷载及其冲击力：当轨道铺设在隧道底板上时，该荷载一般对隧道影响不大，可略去不计。

2) 水工压力隧道应计入隧道内的内水压力，对断面较大者尚应计及其静水压力。

7 温度影响力：对覆土小于 1.2m 、受外界温度影响较大的洞口段隧道结构，可考虑温度影响力。

8 盾构千斤顶顶力对衬砌环的影响，可根据选用盾构千斤顶顶力大小、作用面积、在衬砌环上的作用位置（取衬砌环与盾构不同心的不利工况）来验算。

9 当衬砌圆环四周有较大不均匀压浆压力时，应予以复核、控制。

10 地层反力按与竖向荷载相平衡的反力计算。

11 人防荷载：根据防护要求来确定。

12 衬砌外部水压力 $P_w(\text{kPa})$ ；

使用阶段按静水压力考虑，施工阶段侧向压力是将各埋深处的水、土压力的总和同乘一个小于 1 的侧压力系数而求得的。

荷载简表中，地层压力 P_v 、 P_H 及侧向地层抗力 P_K ：

地层压力及抗力的确定和结构周边地层的工程地质、水文地质衬砌型式及盾构施工工艺密切相关，设计时应按不同情况并参照类似情况下已有工程的测试研究成果选用之。

1 竖向地层压力 P_v :

1) 正常使用阶段:

a 对埋设于饱和软弱黏性土层中的衬砌，竖向地层压力 P_v 一般可按隧道顶部全部覆土压力考虑。

拱上部分竖向土压力为:

$$P_{v1} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i (\text{kPa}) \quad (38)$$

式中:

γ_i ——衬砌顶部以上各土层天然重度 (kN/m^3)，在地下水位以下的土层重度取浮重度;

h_i ——衬砌顶部以上各层土层的厚度 (m)。

拱背部分: 近似化成均布荷载

$$P_{v2} = (1 - \pi/4) R_H \gamma_i (\text{kPa}) \quad (39)$$

R_H ——衬砌环计算半径。

$$P_v = P_{v1} + P_{v2} \quad (40)$$

国内外对黏土地层中隧道衬砌所作的量测都说明了这一点，即隧道顶部压力可随时间而增加到一定值。该值十分接近于全部覆土压力。

b 当隧道埋设于有较大抗剪强度的砂性土层中，且埋深又大于 $1D$ 时，顶部土压将小于全部覆土压力 γH ，这时通常可根据美国太沙基公式或苏联普罗托季雅柯诺夫公式计算。

2) 施工阶段

施工阶段竖向地层压力 P'_v 因盾构选型和施工方法不同会有所差异。

$$P'_v = \alpha P_v \quad (41)$$

式中： α ——竖向地层压力修正系数，根据已有量测资料，黏性土中 α 可根据盾构类型选用之，泥水平衡盾构： $\alpha=0.8\sim 1.0$ 、降水网格盾构： $\alpha=0.6\sim 0.8$ 、气压网格盾构： $\alpha=0.8\sim 1.0$ 、局部挤压盾构： $\alpha=1.0\sim 1.2$ 。

2 侧向地层压力 P_H 及侧向地层抗力 P_K ：

1) 正常使用阶段

侧向地层压力可按静止土压力考虑，即：

$$P_H = K_0 \cdot P_v \quad (42)$$

式中： K_0 ——静止压力系数。

K_0 应按实测资料取用，在无实测资料情况下，可参照如下几种方法：

a 在有土壤泊松比 μ 的实测数据时，可取 $K_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$ 。

b $K_0 = 1 - \sin \varphi$ ， φ 为有效内摩擦角。

c 参考太沙基的模型试验值，砂土 $K_0=0.33\sim 0.43$ ；黏土 $K_0=0.33\sim 0.72$ 。

2) 施工阶段

a 实测资料表明，天津地区盾构隧道施工阶段侧向地层压力 P_H 可将各埋深处的水、土压力的总和乘以一个小于 1 的侧压力系数求得，土层侧压力系数可近似按 0.6~0.7 取用。

b 实测资料同时表明，盾构隧道施工阶段在衬砌较柔、土层刚性较大的条件下，宜适当考虑由衬砌变形所引起的地层抗力 P_K ，抗力图形假设呈一等腰三角形，其范围为隧道水平直径上下 45° 之内。抗力大小按弹性地基基床系数法计算：

$$P_K = K \cdot y \quad (\text{kPa}) \quad (43)$$

式中： y ——衬砌圆环在水平直径处的变形量 (m)。

$$y = \frac{(2P' - P'_{H1} - P'_{H2} + \pi G)R_H^4}{24(\eta EI + 0.0454 \cdot k \cdot R_H^4)} \quad (44)$$

式中:

- EI ——衬砌圆环抗弯刚度 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$) ;
 η ——衬砌圆环抗弯刚度折减系数, 一般为 0.25~0.8;
 P'_v ——衬砌圆环顶部竖向水土压力 (kPa) ;
 P'_{H1} 、 P'_{H2} ——衬砌圆环顶部、底部水平向水土压力 (kPa) ;
 R_H ——衬砌圆环计算半径 (m) ;
 k ——衬砌圆环侧向地层抗力系数 (kN/m^3) , 当无现场测试资料时, 其值可参照下表选用。

表 33 衬砌圆环侧向地层抗力系数表

地质条件	标贯锤击数 N	地层抗力系数 (kN/m^3)
良好地质层	密实砂	≥ 30 49000
	固结黏土	≥ 25 39200
	中密砂	$10 < N < 30$ 29400
	硬黏土	$8 \leq N < 25$ 196000
	中塑黏土	$4 < N < 8$ 9800
软弱地层	极松砂	$N < 10$ 9800
	软弱黏土	$2 < N < 4$ 4900
	极软弱黏土	$N \leq 2$ 0

12.3.4 装配式衬砌由于接头刚度较小, 呈柔性衬砌性状, 能通过结构变形调动周围地层的承载能力, 减小衬砌弯曲应力, 使衬砌设计得更合理、更经济。但仍必须有一定的刚度, 以将结构直径变形、接缝张角控制在防水措施所能适应的范围内。

为了能既经济合理又安全可靠地建造隧道, 衬砌设计可适当柔一些, 以取得较好的经济效益。但它们都必须进行变形验算。因衬砌环变形的大小对结构受力、接缝张角、接缝防水、地表变形均有重大的影响。隧道施工阶段, 管片拼装成环后, 在其自重的作用下, 一般呈竖直直径小于水平直径的“横鸭蛋”式椭圆形(如

用整圆器则真圆度好，甚至亦可使呈“竖鸭蛋”）。当螺栓预应力的拧紧力和拧紧顺序不对称时，亦可能出现斜椭圆。在衬砌脱出盾壳后，由于竖向荷载大于水平荷载，多呈“横鸭蛋”。如果两侧土压或压浆不对称，则会出现斜椭圆。但随着时间增长，衬砌外围土压不断趋向于均匀和对称，管片接缝张角的不对称性也得到改善。也就是说，逐步稳定在正常使用阶段的变形状况。根据已有工程的实践经验，使用阶段衬砌环的直径变形在 $3\%D$ 、纵缝张开量在 3mm 以内为宜。

衬砌结构计算模式

1 施工阶段

1) 横向计算

在施工阶段，当衬砌刚脱出盾尾时，由于压浆的不对称、不及时，短时间内竖向荷载大于水平荷载，而多呈“横鸭蛋”变形。此时宜考虑计及土层水平抗力、接头刚度的弹性铰圆环方法计算。

2) 由施工阶段隧道纵向变形导致的结构横向内力及变形验算

在某些水工隧道施工中，允许较大的地层变形而采用网格式或局部挤压盾构时，为保证隧道衬砌能在允许裂缝开展宽度的要求范围内，则宜用三维有限元进行纵向变形对横向内力及变形影响的计算。具体做法时将推算预估的纵向变形 $\Delta\delta$ 、曲率半径 R 、变形范围 L ，作为已知值来反求内力与变形。

2 正常使用阶段

1) 横向计算

正常使用阶段衬砌外围土压力趋向于均匀和对称，变形基本稳定，此时宜按不考虑地层抗力的自由变形的匀质圆环计算。

2) 纵向变形引发的横向内力及变形

根据类似工程测试数据，归纳推算而得纵向变形参数 L （变形段长度）、 $\Delta\delta$ （变形量）、 R （曲率半径），以此用三维弹性有限

元进行分析。

正常使用阶段内力变形计算的技术标准可为:

$$\Delta\delta_h+\Delta\delta_l\leq 5\%od \quad (45)$$

式中： $\Delta\delta_{\text{h}}$ 、 $\Delta\delta_{\text{l}}$ ——分别为横向、纵向计算所得隧道的横向变形值。

3) 弹性匀质圆环算法

弹性匀质圆环的内力计算图式及荷载分解图式(静水压力以环状表示)分别见图 42。

常用表格见表 35。

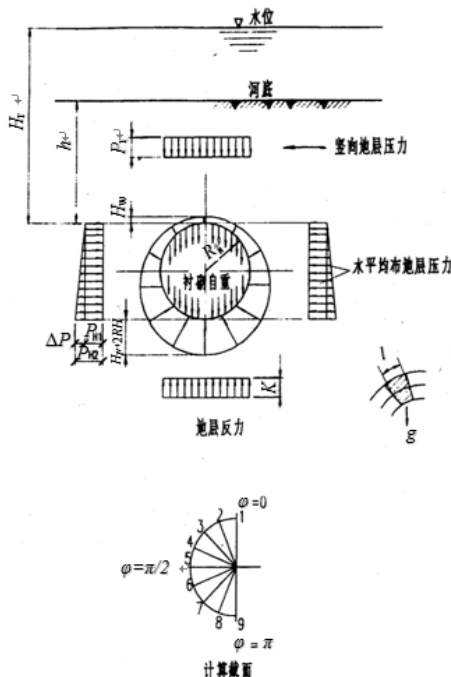


图 42 弹性均质圆环内力计算图示

4) 弹性铰圆环计算法

在实际工程中,地下装配式圆形管片结构的螺栓接头能够承担一定的弯矩、轴力和剪力,且位移与相应的内力基本上呈线性关系。因此,可把这样的接头当作理想的弹性铰。对埋设于较好土层中的隧道衬砌结构,在考虑地层共同作用且结构防水确有保证的情况下,按此法计算可大大减小断面弯矩,给工程设计带来较大的经济效益。

接头弯曲刚度系数 K_θ 、接头轴向刚度系数 K_n 和接头剪切刚度系数 K_v 可通过试验或理论计算得到。它与接头转角、截面偏心距 e ($e=M/N$) 等有关。

但用此法计算时,必须根据工程的使用要求,对圆形变形作一定的限制,并对施工提出必要的技术措施。

5) 若有条件采用有限元法进行结构分析,就可将较多的构造因素考虑进去,如接头螺栓及螺栓所施加的预应力、块与块间的传力弹性衬垫的作用等,有利于优化设计。

表 34 左或右半圆环 1~9 各截面的内力计算系数表

截面 (角度)	内力	自重		外		荷		载			
				竖向地层压力 (P_v)	水压力	水平平均布地层压 力(P_m)	水平三角形分布 地层压力(ΔP)	地层竖向反力 (K)			
1	M	$+0.5000$	gR_H^2	$+0.2990$	$P_v R_H^2$	-0.2500	R_H^3	$P_{H1} R_H^2$	$\Delta P R_H^2$	-0.0490	$K R_H^2$
(0°)	N	-0.5000	gR_H	-0.1060	$P_v R_H$	$+0.7500$	$+H_w R_H$	$P_{H1} R_H$	$\Delta P R_H$	$+0.1060$	$K R_H$
2	M	$+0.3878$	gR_H^2	$+0.2177$	$P_v R_H^2$	-0.1939	R_H^3	$P_{H1} R_H^2$	$\Delta P R_H^2$	-0.0490	$K R_H^2$
(22°30')	N	-0.3117	gR_H	$+0.0485$	$P_v R_H$	$+0.6939$	$+H_w R_H$	$P_{H1} R_H$	$\Delta P R_H$	$+0.0979$	$K R_H$
3	M	$+0.0911$	gR_H^2	$+0.0180$	$P_v R_H^2$	-0.0455	R_H^3	0	$P_{H1} R_H^2$	-0.0180	$K R_H^2$
(45°)	N	$+0.2018$	gR_H	$+0.4251$	$P_v R_H$	$+0.2455$	$+H_w R_H$	$P_{H1} R_H$	$\Delta P R_H$	$+0.0720$	$K R_H$
4	M	-0.2798	gR_H^2	-0.1932	$P_v R_H^2$	$+0.1399$	R_H^3	$+0.1768$	$P_{H1} R_H^2$	$+0.0164$	$K R_H^2$
(67°30')	N	$+0.8971$	gR_H	$+0.8130$	$P_v R_H$	$+0.3601$	$+H_w R_H$	$+0.1464$	$P_{H1} R_H$	$+0.0833$	$K R_H$
5	M	-0.5708	gR_H^2	-0.3070	$P_v R_H^2$	$+0.2854$	R_H^3	$+0.2500$	$P_{H1} R_H^2$	-0.1250	$\Delta P R_H^2$
(90°)	N	$+1.5708$	gR_H	$+1.0000$	$P_v R_H$	$+0.2146$	$+H_w R_H$	0	$P_{H1} R_H$	0	$K R_H$
6	M	-0.6227	gR_H^2	-0.2714	$P_v R_H^2$	$+0.3113$	R_H^3	$+0.1768$	$P_{H1} R_H^2$	$+0.1078$	$\Delta P R_H^2$
(112°30')	N	$+2.5708$	gR_H	$+0.9644$	$P_v R_H$	$+0.1887$	$+H_w R_H$	$+0.1464$	$P_{H1} R_H$	$+0.0631$	$\Delta P R_H$
7	M	-0.3125	gR_H^2	-0.0891	$P_v R_H^2$	$+0.1263$	R_H^3	0	$P_{H1} R_H^2$	$+0.0152$	$\Delta P R_H^2$
(135°)	N	$+2.0196$	gR_H	$+0.7821$	$P_v R_H$	-0.3437	$+H_w R_H$	$+0.5000$	$P_{H1} R_H$	$+0.2938$	$\Delta P R_H$
8	M	$+0.4100$	gR_H^2	$+0.2124$	$P_v R_H^2$	-0.2050	R_H^3	-0.1768	$P_{H1} R_H^2$	-0.0956	$\Delta P R_H^2$
(157°30')	N	$+1.5139$	gR_H	$+0.4806$	$P_v R_H$	$+0.7050$	$+H_w R_H$	$+0.8536$	$P_{H1} R_H$	-0.5657	$\Delta P R_H$
9	M	$+1.5000$	gR_H^2	$+0.5870$	$P_v R_H^2$	-0.7500	R_H^3	-0.2500	$P_{H1} R_H^2$	-0.1450	$\Delta P R_H^2$
(180°)	N	$+0.5000$	gR_H	$+0.1060$	$P_v R_H$	$+1.2500$	$+H_w R_H$	$+1.0000$	$P_{H1} R_H$	$+0.6870$	$\Delta P R_H$

12.3.6 盾构法隧道的纵向不均匀沉降是不可忽视的。尤以盾构工作井（包括地铁车站等）和区间隧道连接处；隧道底部下卧土层特性及分层突变处；越江隧道江中与岸边覆土厚度急剧改变处等，都会有较明显的差异沉降。故设计中应按预估的沉降差，设置适量的变形缝。天津地铁区间隧道设计中，一般车站与隧道采用刚性连接，而在外侧较近范围内设 2~3 道变形缝。

12.4 盾构隧道土体加固

12.4.8 由于冻结法在天津地区被越来越广泛地应用到盾构进出洞土体加固中，所以本次修订增加了土体冻结法地基加固方法。

12.5 盾构机掘进

12.5.4 土压平衡盾构机是以切口环作为密闭土仓，隧道盾构向前推进，由安装在切口最前端的全断面旋转切削刀盘，切削正面的土体于密闭土仓内，利用刀盘的旋转捣拌切入的土体，使其具有一定流动的塑性状态，同时由于盾构前进随进土量增加使土仓内塑性土体建立一定的压力值，以平衡盾构正面静止土压力稳定正面土体，土仓压力值由螺旋输送机的排泥量来控制，这一全过程完成了盾构正面土体的支护、推进、土碴排除的功能。另外可根据盾构穿越断面地层土质向土仓内施加泥浆或水，以改良仓内土质使其保持一定程度塑流状态能使土仓内平衡土压力建立，起到上述三项功能作用，所以土压平衡盾构适用于各种工程地质及水文地质的地层，为此应用较广泛。

从两环以上盾构状态测量报表分析出盾构的推进趋势，而通过

地面变形测量观察数据, 鉴定平衡土压力值设定正确程度, 从而调整施工参数组合优化, 平稳地掌握盾构推进轴线。

12.5.8 向管片外建筑空隙的压浆工作应尽量与盾构推进速率同步, 所以压浆要根据盾构的轴线与隧道轴线相对差值大小、隧道埋深、土质渗透性能等调整压浆量、压浆压力, 通过地面变形观察成效再行调整压浆量或压浆位置。压浆操作人员必须将压浆施工情况详细记录。

12.6 盾构机轴线控制

盾构轴线的控制是盾构推进施工的一项关键技术, 当然其轴线方向控制主要是依赖于测量成果的精确性, 但怎样控制盾构能在已定空间轴线的允许偏差范围内前进, 是施工中必须掌握的技术。在实际施工中盾构推进轴线控制不可能是理想状况, 轴线控制不佳状况除地质不均匀引起正面阻力不均匀及隧道的平面和竖向曲线要求外, 往往是人的因素, 这是指施工不精心及对轴线控制操作技术水平不够两个原因, 且后者占多数。

1 建筑高质量的隧道, 满足隧道使用需要, 而隧道的竣工轴线是标志隧道质量的主要指标, 这对于需进洞的隧道工程显得更为重要。

2 隧道轴线是由逐环管片的成环位置连贯组合而成。管片是在盾构的盾尾内拼装成环的, 管片成环位置受到盾构推进后盾构位置的限制, 如结果反映盾机偏差值太大, 为了使管片的成环轴线通过调整纠正偏差值, 只能在盾构内径与管片外径之差的有限量内纠偏, 实际上这一限量仅是两者的半径差, 一般均在 35mm 内。

3 所以说盾构推进轴线的质量基本确定了管片轴线位置, 也决定了隧道竣工轴线的质量。为此可以认为只有控制好盾构的推进

轴线,才能保证将管片拼装在理想的位置,达到隧道竣工轴线偏差值在允许的范围内。这是控制盾构推进轴线的目的,也是保证隧道竣工轴线的手段。

4 用盾构法工艺建造隧道,必将引起土层扰动变形,严重的可危及原地面构筑物及地下管线的安全使用,同样隧道建成后也将导致不利的变形。当然这可采用隧道施工压浆、地基加固等技术措施来控制其变形量,但根本上是要控制盾构推进造成的土层变形量,土层变形量的大小主要取决于盾构推进施工对土层的扰动程度。平稳控制推进轴线是减少盾构对土层扰动的最有效措施。这是控制好盾构推进轴线的另一个目的。

5 盾构在土层中向前推进,将产生不同程度的偏向。而引起盾构偏向的原因较多,也很复杂,但主要是由于地层土质变化、隧道埋深变化、地面建筑物等因素形成阻力不均匀地作用于盾构正面及四周以及盾构制作误差和已成环管片变形等原因。

6 可以认为盾构推进的过程是盾构轴线控制的过程,盾构要向前推进,则就要由一个力来克服土体对盾构的阻力,这时作用于盾构上有两个合力,即阻碍盾构前进的外力 $F_{\text{外}}$ 和盾构千斤顶合力 $F_{\text{合}}$ 。 $F_{\text{外}}$ 和 $F_{\text{合}}$ 是一对方向相反,不作用一直线上的力,形成一个力偶,这一个力偶起到控制盾构推进轴线的作用。所以说盾构推进操纵过程是寻找 $F_{\text{外}}$ 作用位置的过程,选择一理想时 $F_{\text{合}}$ 位置形成最佳 e 值及 e 的方向,使盾构推进轴线控制在允许误差范围内。

7 为了减少盾构推进及管片拼装施工时,由于盾构的自转所产生的困难,这要控制好盾构机旋转量,一般控制在 $\pm 3^\circ$ 以内,但不同的盾构应按其性能的不同作具体规定。如发现盾构有旋转,在施工中应采取必要措施以防止过量的旋转,其方法一般有:

- 1) 改变切削土体机械的旋转方向。
- 2) 改变管片拼装左、右交叉的先后次序。
- 3) 调整两腰千斤顶轴线,使其与盾构轴线不平行。

4) 当旋转量较大时可在盾构支承环或切口环内单边加重。

8 盾构在软弱土层推进时，特别是在曲线段推进时，要特别注意盾构在沿设计轴线逐环转折推进时会引起盾尾后一段隧道的位移，因而导致隧道推进轴线测量的后视标志点移动。因此在盾构推进轴线和成环管片中心的测量必须定时地严格复测标志点的移动值，并及时调整，以确保盾构推进导向测量的正确性。

9 盾构纠偏应及时连续，不能做到偏量过大。采取一次过量纠偏，这样使盾构与隧道产生两轴线较大的夹角，影响盾尾密封效果而产生盾尾漏浆。由于漏浆保证不了建筑空隙填充以及过量纠偏增加盾构对土体扰动，都将影响地面变形的控制。

12.7 盾构机纠偏量的控制

12.7.1 各工程所采用的盾构，其内径与管片外径两者之间有一定施工间隙，盾构纠偏只能在此范围内调整，过量纠偏将引盾壳卡住管片将导致管片挤损或增加新一环管片拼装的困难。

12.7.2 每掘进一环后，盾构实际纵坡与已拼好管片的纵坡相对差值应 $\leq \pm[i]$ ， $[i]$ 值为盾构姿态，即为盾构轴线与管片轴线夹角的 $\tan\alpha$ 值。

其关系如下：

$$A = \phi_{\text{管外}}^2 + a^2 \quad (46)$$

$$\cos\beta = \frac{a}{A} \quad (47)$$

$$\cos\beta' = \frac{\phi_{\text{盾内}}}{A} \quad (48)$$

$$\alpha = 90^{\circ} - \beta - \beta \quad (49)$$

$$[i] = \tan \alpha \cdot \% \quad (50)$$

式中：

a ——管片在盾构内深度（mm）；

$\phi_{\text{管外}}$ ——管片圆环外径（mm）；

$\phi_{\text{盾内}}$ ——盾构内径（mm）。

为防止盾尾漏浆不导致地面产生过大变形 $[i]$ 应 $\leq 7\%$ 。平面纠偏量的控制，以丈量左右两腰对称位置千斤顶活塞杆的伸出长度值 ΔL 表示， ΔL 值必须满足如图 43 要求：

为防止盾尾漏浆，不引起地面过量变形， ΔL 应控制在 0.007L 以内。

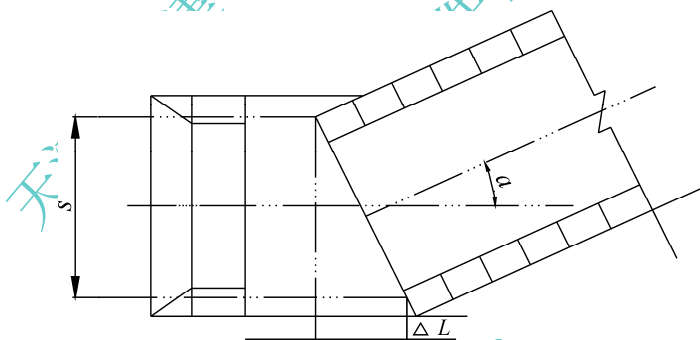


图 43 ΔL 值示意图

12.8 特殊地段施工

12.8.1 盾构在特殊地段施工与一般地段施工不同，其掘进施工难度大、控制沉降要求严、安全风险高，如对穿过建（构）筑物施工

时必须严格控制地表沉降保证建（构）筑物的安全；遇到地下障碍物盾构可能无法掘进；穿过江河时，若措施不当可能引起突水或灾难性后果。因此，盾构在特殊地段的施工技术及管理应遵守的规定比一般地段的施工要求更严格，必须制定并落实更详细的针对性计划和措施。

12.8.2 特殊地段的施工措施

1 由于覆土荷载减少，使开挖面压力允许范围缩小，在盾构掘进过程中，应严格控制开挖面压力，应特别注意使用的泥浆或添加剂的性能，尽量减少对地表的影响。

在浅覆土地段，由于盾尾空隙会立即影响到地面或地下建（构）筑物，因此应对壁后注浆进行严格管理以控制地层变形，最好使用早期强度高、凝结时间短的壁后注浆材料。

穿过江河湖海浅覆土层施工，应采取保持开挖面稳定、防止泥浆或添加剂泄露、喷出等措施。同时，还应采取防止隧道上浮和变形的相应措施。

2 使用超挖刀进行开挖时，超挖越大，小半径盾构掘进越容易，但是会引起隧道变形过大，应采取相关措施控制超挖量。

3 由于盾构前部较重，自重向前方倾斜，因此盾构在上坡掘进时，需要加大下半部范围盾构千斤顶的推进能力。

4 如果调整盾构掘进参数和注浆参数不能满足对地面建（构）筑物的保护要求，可对建（构）筑物的基础或结构进行加固或托换。

5 小净距隧道施工的相互影响，一般应考虑下列四种影响：

- 1) 后续盾构的推进对先行隧道的挤压或松动效应；
- 2) 后续盾构的盾尾通过对先行隧道的松动效应；
- 3) 后续盾构隧道的壁后注浆对先行隧道的挤压效应；
- 4) 先行盾构引起的地层松弛而造成或引起后续盾构的偏移等。

伴随以上效应会发生管片变形、接头螺栓变形、断裂、漏水、

地表下沉等现象。因此要采取相应措施，加强变形监测等。

12.9 壁后注浆

12.9.1 盾构掘进法施工的隧道，其管片与周围土层间留有一定空隙，为防水和防止地面变形及下沉的需要，盾构脱出盾尾后，应按一定顺序，通过预留在管片上的注浆孔进行二次注浆。也可在盾尾后部当盾构掘进出现空隙的同时，通过设置在盾构机上的喷嘴和注浆管同步进行注浆。

盾尾的空隙一旦形成，应立即进行注浆，并保持一定的压力，注浆工艺对盾尾密封要求较高。且注浆量的多少直接影响到地表变形量的大小。

12.9.2 为保证注浆施工顺利实施，注浆设备必须完好，注浆孔及管路畅通。因此，施工前应进行全面检查。

注浆压力是注浆施工主要的控制指标，并根据地质和覆土厚度确定，当隧道覆土厚度为 $6\text{m} \sim 10\text{m}$ 时，压力一般控制在 0.5MPa 以下，且注浆对盾尾密封要求较高。

12.9.4 注浆材料系指注浆用的主剂，分为颗粒浆材和化学浆材两种，而颗粒浆材主要包括水泥浆、水泥砂浆、黏土浆、水泥黏土浆以及粉煤灰、膨润土等。为适用不同注浆的目的，还可在浆液中掺入各种外加剂。

化学浆液在注浆中常用的有聚氨酯、丙烯酰胺类、硅酸盐类、水玻璃等。

在施工中，应根据具体情况比较后选用。

12.9.6 注浆根据注浆目的、地质等情况选用适当浆液，这不仅对取得满意的效果至关重要，而且还直接影响造价。因此，在隧道工程注浆中，常采用颗粒浆材先堵塞大的孔隙，再注入化学浆液，这

样既经济，又起到注浆满意的效果。

壁后回填注浆因为是起填充作用的，所以尽量采用颗粒浆液，这样既经济又起到填充的作用。

在水泥类浆液中，普通硅酸盐水泥使用的比较多，在特殊情况下，也可采用矿渣硅酸盐水泥、火山灰质硅酸盐水泥和抗硫酸盐水泥等。

由于各种浆液适用不同的地质情况，所以配合比必须依据地质情况经过现场试验后确定。

注浆的浆液在粉性土中多采用稀软材料，而在砂土或砾石地层中多采用硬稠材料。

为保证浆液质量，施工中应严格控制浆液配合比，特别是和易性适宜的浆液，易于压送，运输中不易离析，不沉淀，不堵管，能充分填充孔隙。在凝结时间上，需缓凝早强，缓凝可防止损坏盾尾密封装置，早强可使浆液不易流失。要达到以上质量标准，一般需要通过试验方能确定。

12.9.7. 同步注浆的目的是为了使浆液充满管片壁后的空隙，达到防水和防止隧道结构及地面沉降的目的。由于在盾构掘进中，对周围土体产生一定的扰动，因此，在注浆时，不仅考虑到浆液要充满管片壁后的空隙，同时还要渗透至周边的土层中，所以要求注浆量比计算的空隙要大些，一般为 130%~250%较为适宜。

二次注浆一般是从管片预留孔洞进行的，由于操作技术条件的原因为，所以要求可分部实施。而同步注浆的方法，多为设在盾尾部的设备直接实施，机械化程度较高，所以要求同步注浆是各注浆管应同时进行。

12.9.8 隧道地面建筑物多，交通繁忙，地下各种管线纵横交错，一旦浆液溢出地面和有效注浆范围，就会危及建筑物或地下管线的安全。因此，注浆过程中，应经常观测，出现异常情况应采取措施。

在地面进行垂直注浆后，为防止年久塌孔，造成地面沉陷。故

要求注浆后应用砂子将注浆孔封填密实。

12.9.9 注浆压力能克服浆液在注浆管内的阻力，把浆液压入隧道周边地层中。如有地下水时，其注浆压力上高于地层中的水压，但压力太高，因扰动围岩，浆液就会溢出地表或其有效范围之外，给周边结构带来不良影响，所以应严格控制注浆压力。

12.10 隧道防水

12.10.1 本章内容为盾构法施工，采用预制钢筋混凝土管片拼装的隧道防水。

12.10.2 防水材料发展快，品种多，为保证地下铁道防水工程质量，特别制定本规定。

12.10.3 管片螺栓孔的防水一般按设计要求和构造尺寸制成环状垫圈，依靠坚固螺栓而达到防水目的。需要时还应按照图纸要求进行螺栓孔注浆。

12.10.4 隧道结构的变形缝是防水的薄弱环节，如果施工质量不合格，极易造成渗漏水现象。

12.10.6 管片外防水涂层的技术要求如下：

1 涂层应能在盾尾密封用钢丝刷与钢板的挤压磨损条件下不损坏、抗渗水。

2 在管片弧面的混凝土裂缝宽度达到 0.3mm 时，仍能抗 0.6MPa 水压，不渗漏。

3 涂层的耐化学腐蚀性好，抗微生物侵蚀好，耐久性好。

4 涂层具有防迷流的功能，其体积电阻率、表面电阻率高。

5 施工简便，对作业场地要求不可露天施工、冬天能操作。

6 成本较低，经济合理。

目前，在盾构施工中，管片外防水涂层材料采用 911-环氧-聚氨酯，911-环氧-聚氨酯的主要技术性能指标如下：

表 35 911-环氧-聚氨酯的主要技术性能指标表

项目	黏结强度 (MPa)	抗渗性① (MPa)	渗透系数 (m/s)	耐腐蚀(地下水浸三月)	抗冲击 (cm/kg)	耐磨性②
指标	771.0	770.8	$<1 \times 10^{-13}$	无变化	> 20	无损

注：1 指基面张开 3mm 时，不渗水所能承受的水压力。

2 指 0.3mm 钢丝束，在 0.5 MPa 水压力下的多次摩擦。

12.10.7 管片接缝防水密封垫一般为工厂制造，厂方应按照设计特征和管片型号根据图纸尺寸要求生产。

管片防水作业前的运输、堆放、翻身等工作时间均应不损坏管片防水槽等关键部分，防水材料在管片上粘贴后，在运输时也不得损坏，发现问题应及时修补才能下井进行拼装。

如果传力垫材料粘贴厚度超过设计要求时，防水密封垫的厚度也应相应增加。

管片拼装最后封顶块时，若封口尺寸偏小时，为防止封顶块管片插入时损坏防水密封垫，可在密封垫上涂以减摩剂。当盾构施工遇各种原因需暂停施工时，对于使用遇水膨胀橡胶材料的防水密封垫，应对新拼装环处的防水密封垫涂以缓膨剂。

管片接缝防水除了以上两种措施以外，螺栓孔防水也是管片防水的一项重要措施，采用螺栓密封圈（遇水膨胀橡胶类），利用压密和膨胀双重作用防水，其设计要点是：密封圈与其沟槽外形相匹配；要充分考虑密封圈在螺栓偏心位置的抗水密封性；密封圈断面尺寸应与螺栓尺寸相适应。

12.10.8 管片嵌缝施工的进行和材料选择一般由设计规定，嵌缝施工进行的时间可根据地质条件、隧道变形等具体条件事先予以确定。

13 顶管工程

13.1 一般规定

13.1.1 本节条文荷载取值应按《建筑结构荷载规范》GB50008 规定的执行，钢结构计算应符合《钢结构设计规范》GB50017 的规定，混凝土结构计算应符合《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。

13.1.2 采用顶管法施工一般宜在黏性土、粉性土和砂土中进行；在淤泥土、淤泥质黏土等土中，采用顶管法施工时，必须采用平衡性能较好的顶管工具管；如泥水平衡、土压平衡式等工具管等，以防止塌方而造成大面积地表变形。在暗绿色黏土层顶进，若采用水力机械出泥，则冲泥效率较低；在其界面上顶进，由于土层较硬明显，顶进方向不容易控制，也应采取合适的顶管施工方法。

管道埋置深度

1 管顶覆土宜大于 1.5 倍管道直径，主要从以下两方面考虑：

- 1) 覆土太薄，采用顶管法施工显得不经济。有资料显示，当覆土大于 3 米时，管道敷设采取顶管法施工是经济的；
- 2) 顶管法当采取局部气压施工时，管顶覆盖层厚度应大于 1.5 倍管道直径，要特别注意在地面有建筑物时，顶管必须有适当的覆盖层厚度，以保证上部建筑的结构安全。

构安全和正常使用。所以条文增加了“当上部有地面建筑和地下设施时，尚应保证其结构安全和正常使用的要求”。一般情况下可根据理论计算并结合实践经验，预估地面沉降情况并调整管道埋设深度，以满足上部建筑物的要求。当穿越江河水底且无特殊要求时，覆盖层可适当减小，条文确定的覆盖层厚度，是根据钢管和混凝土管抗浮安全系数为 1.3 左右确定的。

2 平行管道的中心距离由原来的 2 倍管道直径改为大于 1 倍管道直径，主要原因是：根据消力拱提高度的计算，当 $\varphi=15^\circ$ 时，消力拱的计算宽度为 1 倍的管道直径。近来天津顶管工程最小中心距离仅为 1 倍的管道直径，但由于土层性质不同，消力拱宽度也有所不同；另外，施工技术水平也有差异。为慎重起见，条文确定平行管道的中心距离宜大于 1 倍的管道直径。

3 关于空间交叉管的最小间距，原规范规定净距为 1 倍管道直径，对直径较小的管道是合适的，但对管径较大时则该值偏大。其次，本规范包含了钢管和钢筋混凝土管，钢管和混凝土管对空间交叉的净间距要求也有所不同。随着顶管技术的发展，管道顶进时对土体的挤压、泥土流失量等均可得到较好的控制，管顶土层的沉降大为减少。各种工具管的超挖量：敞开式为 $10\sim 20\%V$ ，多刀盘为 $7\sim 10\%V$ ，土压平衡为 $5\sim 8\%V$ ，泥水平衡为 $3\sim 5\%V$ （ V 为每节管节的计算出土量）。经计算，当空间交叉混凝土管净距为 1 倍直径时， φ 角取 15° 、超挖量为 10% 时，混凝土管由此而产生的倾角约为 0.6° ，满足了混凝土管接头的允许偏差要求。实际施工时，只要做到精心施工，力争减少泥土流失量，此值可更小些。因此，本条给出混凝土管空间交叉净距不宜小于 1 倍管道直径，且不应小于 2m 的要求。对钢管，工程实践最小空间距离仅为 0.6m。钢管的空间交叉距离比混凝土管小些。钢管接

头是焊接接头，其受力情况比混凝土接头要好得多；其次，钢管的延性比混凝土管好，据此条文确定钢管空间交叉净距离为0.5倍直径，且不应小于1.0m。

13.2 顶管管材

13.2.14 钢管壁厚

1 对钢管壁厚的强度计算包括钢管在工作井内和在土层中的计算。在工作井内应满足下式：

$$\frac{F}{\phi A} \leq f \quad (51)$$

式中：

F ——纵向顶力设计值；

A ——管道截面积；

f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

ϕ ——轴心受压构件的稳定系数，按《钢结构设计规范》

GB50017的有关规定确定。

在土层中，应计算折算应力 σ 且应满足下式：

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + 3\tau^2} \leq f \quad (52)$$

式中：

σ_1 ——管壁环向应力；

σ_2 ——管壁轴向应力；

τ ——管壁剪应力的设计值。

σ_1 、 σ_2 应根据管道上荷载的设计值计算确定。必须要说明的是实测应力值与计算值尚有较大的差异，其原因为①与管道实际所在的土层性质有关，土层为稳定土层时，土层存在消力拱，

管道实际所受的土压力比计算土柱压力小；当土层为软土时，随时间的推移，土层压力最终接近土柱压力，与施工时所测的应力有差异；②顶进过程中，由于需要纠偏等施工措施，局部应力有所增加；③钢管变形后，土抗力也随之增加。上述各项因素在设计中应给予适当的考虑。

2 对地下钢管进行刚度验算，主要是控制在外压作用下钢管的变形量，避免损坏管壁的防腐构造。

3 钢管的壁厚为有效壁厚与腐蚀厚度之和。有效厚度为结构经强度、稳定性计算和刚度验算后所确定的管壁厚度；腐蚀厚度由规定的 2mm 改为 2mm~4mm。该文献提出钢管在土中与大气中、在地下水以上和地下水以下及淡水和海水中均有区别。综合考虑可确定腐蚀厚度在 2mm~4mm 范围内，其取值幅度由设计人员根据实际情况决定。

13.2.15 钢管顶管一般采用 Q235 钢和 Q345 钢。

13.2.16 确定混凝土管壁时除应根据文献 13 进行正截面承载能力计算外，还应进行抗裂和裂缝宽度的验算。对预应力混凝土管道需进行抗裂验算，对非预应力混凝土管道需进行裂缝宽度验算。

13.2.17 条文规定混凝土的强度等级不应小于 C40。其原因为：混凝土管在顶进时，顶力在管段产生的平均应力一般不超过 15MPa。但管道在顶进过程中，不可避免地产生偏差，使管端的局部应力增加。其偏差越大，局部应力就越大，所需的混凝土等级就要高一些。国内如英国、德国，一般顶管所采用的混凝土等级均大于 C50，国内一般顶管所采用的混凝土等级为 C40~C50。所以条文给出混凝土等级不应小于 C40 规定。

13.2.19 影响曲线顶管最小曲率半径的因素很多，主要有管道所在土层的性质、管节材质、管节长度、管节直径、木垫片厚度和压缩特性及顶力的大小等。当曲率半径较小时，在顶管施工过程中，可能造成管道纵向失稳或管道局部应力过于集中，使管道混凝土产

生裂缝。管道最小曲率半径可考虑为 100 倍的管道直径；也有认为该最小半径偏小，可根据木垫片最小压缩率为 50%，并假定管道壁厚为管道内径的 1/10 和管节长度等三个因素确定曲线顶管的最小曲率半径控制值。可以看出，这是根据管道及其相关构造的几何尺寸来确定曲线顶管的最小曲率半径控制值。工程运用时，尚应根据实际情况，综合考虑管节构造、土抗力和顶力大小等有关的因素确定最小曲率半径。

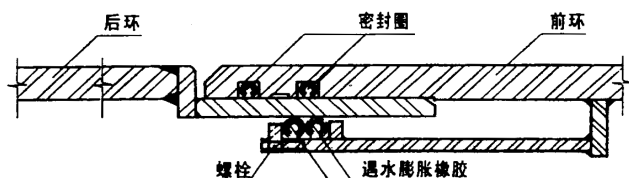


图 44 管道中间的伸缩装置构造详图

13.2.20 钢管在使用阶段，由于温度变化产生温度应力。伸缩装置位置可设在穿墙管处和管道中间处。设在穿墙管处的伸缩装置构造上可以让管道滑动并要求止水，根据工程实践经验，采用中间伸缩装置较理想。类似工程中，总结了上述经验，提出每 250m~300m 设伸缩装置，以克服温度应力的影响。实践证明这取得了较好的效果，工程投产后，未发生过中继环封为刚性焊接而被拉开的现象。

13.3 顶管工作井设计

13.3.1 顶管工作坑，我市现在已经多样化，根据顶力大小、管径、顶距、地上、地下障碍物情况及技术经济比较可以分别选用打钢桩卡板坑、打钢桩密排坑、钢筋混凝土沉井坑、钢桩和水泥搅拌桩加固坑、预制混凝土打桩坑、混凝土喷锚坑等。

坑的形状也由过去的矩形坑变为多边坑、圆形坑等。

坑的受力除考虑土压外，主要考虑顶进时的后背受力大小，要按最大顶力计算。用平衡方法，顶管的进出坑口要加密封装置，一般用钢制法兰夹橡胶板，也可以设计其它密封。

13.5 顶管顶力计算

13.5.1 影响顶力的因素很多，主要包括土层性质及覆盖厚度、地下水位、管道的材料、管径和重量、顶进方法和操作的影响等。计算顶力的方法有理论公式和经验公式。本条给出了理论公式计算，给出的理论计算公式时不采用注浆减阻的顶进施工方法，天津地区虽较少采用，但当顶进长度不长、顶力允许及后座结构稳定时，不采用注浆减阻顶进施工方案是可行的。本规范对于采用注浆减阻的顶进和不采用注浆减阻的顶进分别给出了计算公式。顶管工程所需要的顶力由工具管的迎面阻力、管道周围土压力对管道产生的阻力以及管道自重与周围土层产生阻力的总和确定。条文公式中的第一项为管道周围的土压力及管道自重与周围土作用所产生的阻力，第二项为工具管的迎面阻力。其中第一项的摩擦系数，对混凝土该系数为 0.4~0.6。钢管由于表面粗糙度与混凝土管不同，摩擦系数取值为 0.3~0.5。

当顶管采用注浆减阻时，管壁与土之间摩阻力的大小除与土质有关外，还与触变泥浆的质量、压注方法、泥浆套完整程度、管轴线弯曲程度有关。如果触变泥浆严重失水、中继环严重漏浆、补浆不及时，则管壁摩阻力可以成倍增加。如果管轴线偏差严重，轴线弯曲曲率又大，则摩阻力也可以成倍增加。调查中发现，在同一类型土中混凝土管的管壁摩阻力要比钢管大。条文表所列平均摩阻力，不适用管轴线严重超过允许偏差的顶管，不适

用中继环使用不当的顶管，也不适用曲线顶管。如果纠偏有把握、中继环性能可靠、触变泥浆性能好，则可采用偏小值。

13.6 顶进方法的选择

13.6.1 根据不同土质、管材、管径井距，对地面沉降的要求，距建筑物距离或穿越河道建筑物的要求分别选用泥水平衡、土压平衡、挤压顶进、定向钻、夯管法等方法。各种方法的应用，施工单位要和设计部门结合选择。

13.8 顶进

13.8.1 顶进前对顶进设备进行全面检查。出入洞口拆除时要有防止钢桩和地面沉降的措施。对有沉降要求的对出井口段的地基应进行加固。

13.8.3 挖土顶进，除过去常用的人工挖土方法外，还增加了泥水平衡、土压平衡的方法，各种方法按各自的操作规程进行，此处不再累述。

13.8.4 测量，除一般顶管测量外，此次增加了曲线顶管测量，曲线顶管在南方多个城市中已有设计应用，在天津尚未采用，此次列入供以后设计施工应用。

对施工降水影响建筑物的加设沉降观测点、观测井、回灌井等应用后的效果明显，防止了事故发生，此次也列入。

顶管测量一般测量机头处的一到二个点，以掌握前端的误差和机头的姿态以便随时纠偏。

13.8.5 纠偏，过去前端无机头（工具管）时多用挖土和支框子纠

偏，现在多用千斤顶纠偏。纠偏应在顶进中进行，在误差 10mm 以内即应进行纠偏，一次纠偏量不得大于 0.5 度，误差大，一次纠偏量大时管道易产生大的曲折，纠偏点产生应力集中管口破坏，或产生前后脱节现象。

13.8.7 为保证施工安全，本次增加了遇几种特殊情况，施工暂停的规定。

13.9 减阻与注浆

用触变泥浆减阻比过去的外壁涂抹法显著降低了摩阻力，一次顶进长度由过去的 50m 左右增加到 100m 以上。减阻效果与泥浆套的完整性、连续性有关，管道顶进误差不大于 5cm 泥浆套完整的摩阻系数 f 值可以降至 $0.25 \text{ t/m}^2 \sim 3 \text{ t/m}^2$ ，反之可以达到 2 t/m^2 以上。尤其是在不排水顶进时经常因事故停止顶进时泥浆套破坏管子被抱死。要求从管子入土后前端及时多注浆在机头造孔后迅速形成完整的泥浆套、后面勤补浆，停止顶进时每隔几小时注浆一次，保持完整泥浆套，防止管子被抱死。

13.10 中继间

使用多个中继间的接力顶进，国内已有多处一次顶进越过 1000m 的顶管工程。第一个中继间放在机头后顶力达到最大顶力的 50% 时，是因考虑到机头处各种不可预见的因素使顶力加大，如第一个中继间因顶力不足顶不动时，全线将无法顶进。以后的中继间按顶力的 60% 设置。

13.11 顶管允许偏差

按管径大小和顶距分别要求，参照上海标准顶距超过 100m 的允许误差适当放宽。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

14 市政工程地基基础

14.1 一般规定

14.1.1 本章节适用于天津市内的城市道路、地下隧道、轨道交通高架桥、桥涵、城市防洪护岸、城市给排水等设计与施工，公路桥涵除应满足本规定外，尚应满足《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG 063 和《公路桥涵施工技术规范》JTG/T F50。

14.1.2 设计或施工地基基础工程时，要根据工程规模，技术难易，建设条件，岩土特性，水质地质，地震情况等，作多方案比较分析，论据要有技术数据支撑。技术措施要安全可靠，适用耐久，技术先进。

14.2 桥涵基础

14.2.1 桥址处的工程地质情况不但对选择工程基础设计和施工方案具有重要意义，而且对工后使用和养管影响很大，因此，在桥位选定后，必须对桥址处的工程地质情况进行认真的勘探。对于可能布置墩台的位置，更应准确探明情况。

14.2.2 重要的中桥及其以上的桥梁，相对来说，桥梁特殊比较复杂，对地基的工程地质要求比较高，因此，勘察阶段，应根据地质条件，结合地震情况对桥梁的稳定性作出预判断。

14.2.3 《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 规定，“可靠

性”指工程结构的安全性、适用性和耐久性，因此，桥梁结构的耐久性是桥梁设计和施工中的重要内容之一，也就是说，桥梁设计与施工前，要对影响桥梁耐久性的场地环境、地表和地下水水质作全面了解和测试，对结构的影响程度作出评估。

14.2.5 现行《城市桥梁设计规范》CJJ11 的理论基础是工程可靠性理论，该理论要求桥梁结构的设计基础期为 100 年，据此《城市桥梁设计规范》CJJ11 节 3.0.9 条规定了桥梁结构的设计使用年限：重要中桥以上的桥梁结构 100 年，一般中桥 50 年，小桥 30 年。

14.2.6 桩在竖向荷载作用下，桩顶荷载一般由桩侧阻力和桩端阻力共同承受。而桩侧阻力和桩端阻力的大小及分担荷载比例，主要由桩侧和桩端地基土的物理力学性质，桩的尺寸和施工工艺所决定。因此，将桩尖要置于理想的持力层上，在同一桩基中，采用不同直径，不同材料和桩端深度相差过大的桩，不仅设计复杂，施工中也容易产生差错，故不宜采用。

14.2.7 软土的工程特性是固结期长、压缩量大、承载力低。将其用于桥梁基础，必须预先采用一定的措施进行处理。并待其基本稳定后再修建桥台，否则其沉降作用会引起负摩阻力，加大桥台桩的受力，产生过大的沉降或变形。

14.2.8 位于冰冻区的桥梁天然基础，会因土体的冻胀或溶冻作用引起其上结构的变形或开裂，对桥涵的工作和管养极为不利，为保证桥梁的稳定和安全规范要求，其承台底面应置于最大冰冻线以下并保留 0.25m 的安全量，河中桥墩承台底有水时要置于最大冲刷线以下，并满足最大冰层下不小于 0.25m 的要求。

14.2.9 墩台基础底各种作用的合力线宜在基础底截面核心距内，以求其下基桩受力基本均匀，总体稳定性得到保证。特殊情况要特殊设计。

14.2.10 桥梁墩台桩基础计算

1 由于承台周边土易受自然或人为的破坏或扰动，所以桩基

础计算时，承台底面以上的竖向荷载，安全地规定均由桩基承担，不考虑承台周边土摩阻力因素。

2 计算桥台台背土压力时

- 1) 由于土力学是半理论半经验的学科，为保证安全，在计算台背水平土压力时，规定土柱高度在设计路面上另加 0.5m 的安全储备高度。
- 2) 填土高度大于 5.0m 的桥台，台背水平土压力将会很大甚至会导致桥台整体滑移，为了确保桥台的稳定性，规定采用双排桩基础，提高整体抗弯刚度。

14.2.11 这条规定是针对施工前的试桩数量规定的，目的是检验施工工艺，不包括设计阶段的试桩数量。

14.3 板桩岸壁

14.3.1 板桩岸壁由板桩墙、拉杆、锚定结构，导梁等部件组成，涉及受力范围较广，所以勘测期间应对设计护岸线（或称河道整治线）前后各 20m~25m 的相关工程、建筑物、各类管线等都要详细调研并落实在河道平面图上。

14.3.2 河岸设计线根据市水务局的规定要求确定，但不能侵入既有永久桥桥台支座范围内。

14.3.3 岸壁前的河床高程和附近的河坡是设计岸壁结构的主要依据，应对其实地取得测量资料并结合历年河床变迁情况，经充分论证，选择合理的壁前河床高程及坡度。

14.3.4 小半径河道的凹岸侧，河床易受河水离心力的冲刷，岸壁稳定性较差，故这样的河段岸壁前的河床要作防护处理。

14.3.5 当设计岸壁较长时，河床地形会变化很大，受温度应力的影响也很明显，因此宜“长线短作”，其分段长度便不小于 200m。

14.3.6 岸壁结构按极限状态理论进行设计，条文中明确了采用的相关系数，但其强度和稳定性要满足相关规范规定。

14.3.7 由于板桩岸壁的入土深度不同，其工作状态也有差异，计算方法也不一样。弹性线法的工作状态，认为板桩岸壁的入土深度较大，入土段被弹性嵌固在地基中。竖向弹性地基梁法，认为入土深度足够长，设定板桩岸壁入土段是自由支承情况，墙底端不出现向后位移，板桩工作状态可视为竖向弹性地基梁。

自由支承法，板桩岸壁入土深度较短，其工作状态认为桩入土段自由支承在地基中，作用在板桩抗壁上的外力能达到平衡条件。板桩的入土部位可发生较大位移，但不产生反向弯矩。

目前，板桩壁的计算多用弹性线法。但刚度较大的板桩壁或入土深度达不到弹性嵌固的工作状态时，不宜采用弹性线法计算。

14.3.9 为了使锚定板前面的土体能充分产生被动土压力，要求板桩岸壁后面土体的主动破裂面和锚碇板前面的被动破裂面应相遇于地面处，以此来确定两者之间的最小距离 L 。

关于板桩岸壁后主动破裂面的起始点：当采用弹性线法时，定于板桩壁入土部分的最大弯矩处，当采用竖向弹性地基梁法时，定于弯矩第一零点处；当采用自由支承法时，定于最小入土深度处。

14.3.10 锚碇板要承受锚杆拉力 R_{ak} 和锚碇板后土体的主动土压力 F_{ak} 的作用，并由锚碇板前土体的被动土压力 F_{pk} 予以平衡，保证锚碇板的稳定性。

计算锚碇板结构时，一般只需分别验算设计低水位和设计高水位时的相应锚杆的水平拉力值。

14.3.12 锚杆选用直径时，应考虑设计使用期内由于防腐蚀措施不到位而引起直径受腐蚀缩小的因素，一般实际选用直径为计算直径加预计腐蚀厚度之和。

14.4 加筋土挡土墙

14.4.1、14.4.2 根据工程实践，一般加筋土挡土墙的变形较大，漏水较严重，后期养护工作量大，影响观感，故主干道、干道、大型立交的桥梁桥台以及地道引道的挡土墙等结构，不宜采取加筋土挡土墙结构。

14.4.3 加筋土挡土墙，不仅要确保整体稳定性外，各部件的强度应满足相关现行规定的技术规定。

14.4.4 在加筋挡土墙的设计和施工前，除了应掌握工程设计规范和技术标准外，还应注意地形地质，水文资料的搜集和分析，重视土质，建筑材料的调查和试验。设计方法和施工方法应根据现场地形，地质条件，施工技术设备、气象、水文等情况而确定。

14.4.5

1 加筋土挡土墙的填料和拉筋要求：

1) 加筋土挡土墙墙背填料的设计参数，根据现场试验资料选定，当无条件取得试验资料时，可参照表 14.4.5-2 选用。

2) 拉筋是加筋土挡土墙结构的关键部件，其表面保持粗糙度，是保证与填料间产生摩阻力的必要条件，一般拉筋呈水平放置，并与填料紧密接触。钢拉筋与钢筋外露部分应作防腐处理。

2 面板上的钢筋拉筋应由 R235 型钢筋筋成。

3 挡土墙面板基础：混凝土基础的实际强度达到设计强度的 80%后方可安装面板。

加筋土挡土墙的基础底面应置于最大冰冻线以下，以防冻胀引起面板变形；当无条件时，应对冰冻层内以粗粒料换置。

14.4.6 加筋土挡土墙构造一般规定：

1~4 都是为了保证拉筋与土体、土体与面板间始终存在摩阻力，从而保持工程整体稳定，又便于简化施工。

5 填料的要求压实度，由试验确定，当无条件时可参照本规定表 14.4.6 选用。

6 天津地区多属软土地基，根据工程设计分析和实践证明，加筋土挡土墙的设计高度在 2.5m 左右较为经济合理。

14.4.7 设计加筋土挡土墙时，其荷载组合，结构计算和构造要求，应满足交通部颁发的现行规范规定。

14.5 重力式挡土墙

14.5.1 重力式挡土墙的材质，由工程位置要求，材料来源造价高低综合分析和确定。天津市地处软弱土层地区，石料来源较困难。因此，宜采用混凝土挡土墙。

14.5.3 验算重力式挡土墙的稳定和结构强度时，要充分考虑挡土墙的工作环境条件：河岸挡土墙要考虑河流的水文和冲刷资料以及航道位置和可能的其他资料；道路挡土墙要考虑路基稳定情况。根据最不利的工作状况选用挡土墙的设计荷载。

14.5.4 重力式挡土墙的墙底宽度根据地基土强度、受力情况，经计算确定，当墙身高度小于 5.0m 时，墙底宽度不宜小于 0.5 倍的墙高。

14.5.5 作用在天然地基上的重力式挡土墙，其上的各种外力简化成基底中心线的垂直荷载 ΣG 、力矩 ΣM 、水平力 ΣH ，然后按照偏心受压构件的计算方法，算得的基底最大压应力不得超过地基土层的容许承载力。否则要加大基础尺寸或改善地基土性质。

14.5.6 当重力式挡土墙（天然地基）计算合力点的偏心矩大于截面核心半径 $b/6$ （ b 为挡土墙基础底面宽度）时，可仅按受压区计

算基底最大压应力（不考虑基底承受拉力），基底截面为矩形时，其平均压力和最大压应力分别按公式 14.5.6-1 和公式 14.5.6-2 计算。

14.5.8 理论与实践证明，挡土墙倾覆稳定性，除了地基强度、变形原因和所受外力大小外，尚与其上合力的偏心距有关。因此挡土墙倾覆稳定性验算时，在综合处理各种因素的基础上，其整体倾覆稳定系数尚应满足第 14.5.8 条的规定。

14.5.9 挡土墙在综合水平力的作用下，其基础有沿底面滑动的趋势，但它在综合竖向力的作用下，又会在基础底面产生摩阻力，以抵抗挡土墙的滑移。其滑动稳定性系数，须满足第 14.5.9 条规定，必要时基础底面采取防滑构造措施。

14.5.10 由于地基强度，外力的随机性和温度影响等原因，天然地基上的挡土墙会产生一定的变形或开裂。为减少上述因素的影响，较长的挡土墙应分段设置，分段处预留沉降缝和伸缩缝，分段长度根据挡土墙的材质确定，沉降缝和伸缩缝可合并设置。

14.5.11 为了减少挡土墙的墙背主动土压力值，挡土墙的墙体应预设泄水孔，泄水孔的坡度不应小于 3‰，出水口底高程要高出河水或地表水或天然地面 0.3m 以上。

14.6 管道基础

14.6.1 在设计、施工管道基础前，必须进行工程勘察。钻孔应布置在管道设计轴线两侧各 10~20m 内，还应探明其范围内管道底高程以上的地下障碍物，测试地下水水质情况。地下管道基础型式，应根据设计荷载、工程地质、水文地质和管道材质选定。

管道若直接置于水平土基上时，理论上认为管道与土基仅相切于一点。这样，对管体的静力工作条件，将造成不利影响。因此，

一般管道底部多设置为弧形土基和刚性基础。对于圆形管道来说，弧形土基或刚性基础的中心角越大，对管道所处的工作条件就越有利。最常用的中心角为 90° 、 120° 、 135° 、 180° 。混凝土和砂石管座的中心角，底部厚度、宽度，应根据荷载、管内径、管壁厚度等条件确定，一般可参照国标图集《混凝土排水管道基础及接口》04S516。

14.6.2~14.6.4 为防止管道纵向不均匀沉陷及由于温度、收缩所引起的应力而发生管壁开裂现象，管道应分段预制埋设管段端预留必要的沉降缝和伸缩缝。管道分段长度还应考虑预制、运输、吊装的可能性。沉降缝的位置还应根据土质变化，结构刚度变化、管道方向变化位置而确定。沉降缝（伸缩缝）的宽度，根据实践经验结合计算资料确定，一般沉降缝宽度不应小于 30mm ，伸缩缝不应小于 20mm 。沉降缝（伸缩缝）处应有完善的防水结构，以免受水渗透，甚至引起地面大面积沉降，涉及相邻工程的安全使用。

14.6.6 内径为 1.0m 及其以上的管道，在覆土较浅、且地面交通频繁时，容易使管节间产生不均匀沉降，影响管内流水条件；在覆土深度较大时，由于上部垂直土压力很大，可能导致地基土壤产生过大的支点反力。当管道处于软弱地基上时，上述不利的影响更为严重。为了减小土壤反力和不均匀沉降值，软弱地基上的管道应做刚性基础，且其底面铺筑一道厚度的碎石垫层，以扩大地基受力范围，减小土壤流动，提高管体的稳定性。

14.6.7 当多条管道同槽内埋置时，为防止相邻地基分布应力重叠，引起管道的整体沉降，相邻管道基础间的净距应不小于基础厚度的 1 倍。

14.7 沉井

14.7.1 沉井设计和施工前, 应有详细的工程地质和水文地质资料。沉井部位应有足够的数量和深度钻孔, 以提供土层变化、地下水位、地下障碍物及有无承载水等情况。

沉井侧壁与土层间的摩阻力及其沿壁高度的分布图形应根据工程地质和水文地质、井壁外形和施工方法等通过试验或工程类比法确定, 当缺乏实验和可靠资料时, 可按表 14.7.1 采用。

14.7.2 根据沉井基础埋置深度的不同, 沉井计算法有两种:

- 1 当沉井埋置深度小于或等于 5m 时, 可按浅基础设计;
- 2 当沉井埋置深度大于 5m 时, 计算中要考虑沉井周围土体对沉井的约束作用。

14.7.3 在施工各阶段均应对沉井的稳定性进行验算:

1 沉井自重下沉验算: 为了使沉井在自重作用下顺利下沉, 沉井重量必须大于井壁与土体间的摩阻力, 并存有必要的安全值。对于不排水下沉的沉井应扣除水浮力, 当满足不了要求时, 须加厚井壁或采取其它助沉有效措施, 如顶上压重、射水助沉、泥浆润滑套等。

2 在软土地层中, 下沉泥井时, 要防止沉井突然下沉的现象, 其稳定验算如公式 14.7.3-2 所示。

14.7.4 必要时, 要对沉井基础的抗浮稳定性进行验算。抗浮稳定性应满足施工不同阶段和营运阶段最高地下水位的情况。应按封底后和使用期分别验算, 当不计井壁与土体间的摩阻力时, 其稳定系数宜取 1.05。

14.7.5 在软弱土层中下沉沉井时, 可能出现基础内土层隆起或井壁外侧土体塌陷现象。这些现象都会造成井壁外围土体开裂、塌陷, 甚至影响沉井的整体稳定性, 应引起注意。当有出现基坑内土层隆

起的可能时,应及时采取综合预防措施;当井壁外侧土体有发生塌陷的可能时,应及时采取填土措施。

14.7.7 沉井在下沉过程中,刃脚受力较为复杂,刃脚切入土中时受到向外弯曲应力,挖空刃脚下的土时,刃脚又受到外部土、水压力作用而向内弯曲。从结构上来分析,可认为刃脚把一部分力通过本身作为悬臂梁的作用传到刃脚根部,另一部分由本身作为一个闭合框架作用所负担。悬臂梁的梁长等于外壁刃脚斜面部分的高度。当内隔墙刃脚踏面与外壁刃脚踏面的高差大于 0.5m ,又有竖向承托加强时,假意全部水平力都由悬臂梁承担。

14.7.8 沉井内力应按施工阶段的受力状态分别计算,取最大内力进行强度验算。

1 沉井井壁水平向计算

沉井下沉过程中,井壁始终受到水平向的土压力及水压力作用,计算井壁内力时,可沿井壁水平向截取一段作为水平框架来计算框架的受力情况。

2 沉井井壁竖向计算

沉井在下沉过程中,当刃脚下的土已被挖空,但井壁上部被摩阻力较大的土体夹住(特别在软土情况下)时,沉井呈悬挂状态,井壁就有在自重作用下被拉断的可能,因此,应验算井壁竖向强度。

井壁摩擦力可假意沿沉井总高度按倒三角形分布,即在刃脚处为零,在地面处为最大。

14.7.9 沉井封底砿一般是按由井壁和内隔墙支承的双向板计算。封底厚度应根据沉井基底水压力和地基反力,以及井内填充物的类别而定。

封底混凝土除应满足弯曲强力外,由于其在荷载作用下,有沿井孔外范围内的周边剪断的可能,还需验算混凝土的剪应力,其值应小于混凝土的纯剪强度。若其剪应力超过抗剪强度,则应考虑在周边增设凹槽或其他增加抗剪面积的措施。

14.8 边坡稳定

14.8.1 边坡稳定分析所采用的强度标准值，应结合当地工程、水文地质和实际受力情况确定。对于黏性土，一般宜采取不排水剪切强度。对于重大或地质复杂的工程，宜进行现场抗剪强度试验。

对于土质均匀的边坡，一般采用圆弧滑动面总应力法验算其稳定性，当边坡有软弱夹层时，应按实际可能发生的非圆弧滑动面验算。按总应力法验算边坡稳定性时，其稳定系数宜取 1.30，对于重要工程的边坡稳定系数，在此基础上可提高 10%。

15 港湾工程地基基础

15.1 一般规定

15.1.4 土性指标的统计和土性指标的变异性，本应考虑土性指标的空间变异性，但由于目前对空间变异性的应用不普遍，尚缺乏经验，因此本条规定当需要进行可靠指标计算时，岩土力学某基本变量统计参数才按随机场考虑（即考虑空间变异性）。

15.1.5 国内某工程初期，曾因受到小于施工期设计波高的作用造成半圆沉箱导堤局部区段地基软黏土强度严重降低，导致部分堤段地基沉陷破坏。经采用现场取样的原状土，模拟波浪动荷载作用的三轴室内试验证实，静三轴 UU 试验得到的土样的不排水强度平均值为 14.7kPa；但同批土样在模拟波浪动荷载作用的动三轴 UU 试验中的振后不排水强度平均值则为 5.33kPa，仅为静三轴 UU 强度的 36%。经组织专题研究成功解决了抗软化的工程设计和施工难题，但对软黏土在波浪动荷影响下的软化机理等尚难以得到可供工程应用的成果。初步认为，地基土的静、动强度特性和在波浪（通过建筑物）作用下土层中的应力水平，特别是动/静应力比是影响软黏土是否发生强度软化的重要因素。该工程的经验表明，通过模拟波浪荷载的动三轴和静三轴试验是可以判断软化发生的可能性的。

15.2 地基承载力

15.2.2 对矩形基础，由于对一般的地基情况尚没有适用的地基承载力验算方法，建议简化为条形基础计算。

15.2.4 根据港口工程特点，对验算地基承载力的墙前水位做了规定。对计入波浪力的建筑物，由于极端低水位与波浪力作用组合不一定是最不利的，所以规范条文规定“应取水位与波浪力的最不利组合”。

15.2.5 明确了验算地基承载力时的荷载作用面（计算面）为抛石基床底面，因为研究表明：有的工程滑动面最大深度就在砂垫层内。因此，在换填砂垫层内不再考虑应力扩散，相应的，取消了原规范的相关条文。

15.2.6、15.2.7 港口工程水工建筑物不同于一般陆上工业与民用建筑，它承受偏心荷载和水平荷载，如土压力、水压力、波浪力、系缆力等作用，使其作用于基础底面的合力为偏心的倾斜荷载。根据地基极限承载力理论，极限荷载（地基极限承载力竖向应力）是土体处于极限状态时地基可以承受的最大荷载（包括水平荷载），也是偏心荷载。而实际工程的地基承载力是地基承受实际荷载（设计荷载）的能力。所以，应在同时考虑设计荷载（作用于基础底面的竖向应力）和极限荷载的条件下，确定相对设计荷载的地基承载力。

对设计荷载的偏心特征，过去一直采用合力偏心距减小基础有效宽度的方法降低承载力，这只能考虑设计荷载的偏心特征，不能考虑极限荷载的偏心特征。本次规范修订同时考虑设计荷载、极限荷载的分布，按不违背屈服准则的原则确定地基承载力。因此，应当确定作用于计算面的应力。

对设计荷载的倾斜特征，仍采用倾斜率（ $\tan\delta$ ）来考虑倾斜

荷载的影响。倾斜率作为计算极限荷载的一个条件,不同的极限荷载计算方法是不同的(参见 15.2.12 条 $\tan\delta'$)。

15.2.9、15.2.10 可靠度计算结果表明:极限状态时,作用的设计值较标准值增大很小,所以作用的综合分项系数取 1.0;地基土的 c 、 ϕ 设计值较标准值减小,但很难对全国各地、各土层的 c 、 ϕ 给出统一的分项系数,所以仅对抗力给出综合分项系数。

抗力分项系数,是在计算了 13 项重力式码头、4 项防波堤工程的基础上,并参照原规范确定的。其中:

13 项重力式码头工程的抗力分项系数(固结快剪指标)平均值为 3.241,其中最小值为 2.204;可靠指标平均值为 3.051,最小值为 2.444。按原规范的方法计算,13 项重力式码头工程的抗力分项系数平均值为 3.767,最小值为 2.744;可靠指标平均值为 3.916,最小值为 2.308。

4 项防波堤工程中,3 项稳定工程的抗力分项系数最小值为 2.232(固结快剪指标),按原规范的方法计算最小值为 2.761(没有考虑局部边载,计算值偏小)。

对持久状况,抗力分项系数与原规范相同。对受力层由多层土组成、且土层的抗剪强度指标相差不大、边载变化不大的情况;计算的抗力分项系数与原规范方法很接近。工程的安全度基本相当。对非均质土、非均布边载的一般情况,由于地基承载力的计算较原规范的用加权平均指标计算更为合理,抗力分项系数计算值降低,工程的安全度实际上是提高了。

对重力式码头,当抛石基床较厚时,抗力分项系数取高值的主要原因之一是:结构重力在抛石基床内向后扩散而将荷载作用面向后延长,其延长段内墙后填料的垂直力尚没有计入到延长的荷载作用面内(图 45 和图 46)。

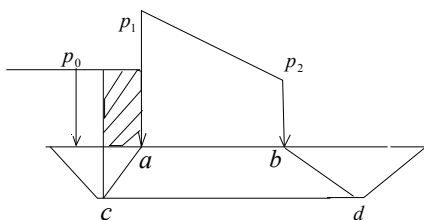


图 45 设计荷载后偏心

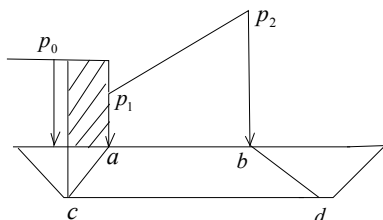


图 46 设计荷载前偏心

15.2.11 给出相应的地基承载力验算公式。

在用极限荷载确定实际工程的地基承载力时，通常只考虑了设计荷载的分布形式（偏心矩），而没有考虑极限荷载的分布形式，这样确定的地基承载力不尽合理。例如当设计荷载的偏心矩为零时（有效宽度就是将设计荷载变为均布荷载后的荷载作用宽度，必使偏心矩为零），确定的地基承载力就是有效宽度内的总极限荷载，如果抗力分项系数为 1.0，则在基础底面的竖向应力作用下，过基础底面一点 $[-B_0, 0]$ 的滑动面内土体是处于破坏状态（图 47），而均质土条件下 $B_0 \approx 0.5B'_c$ 。也就是说，这个 1.0 的分项系数实际反映的地基情况是部分土体处于破坏状态、部分土体处于稳定状态。

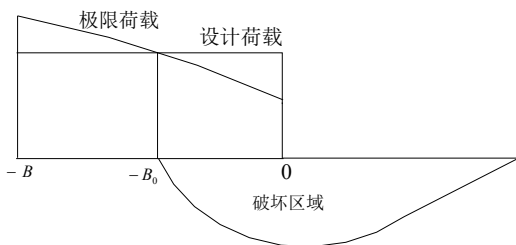


图 47

而极限荷载也是偏心荷载，确定地基承载力时也应当考虑。本次修订规范按不违背屈服准则的要求确定地基承载力，即对所确定的抗力分项系数，应保证地基土处处均没有破坏。另外，考虑到在某些情况下计算的局部极限荷载很大，如土的内摩擦角很大时，计算面后趾附近的局部极限荷载很大，但在这个局部，实际荷载达到极限荷载的概率几乎是零，已没有实际意义。所以，在确定地基承载力时，应予以修正。具体处理方法如下：

首先确定一个分项系数的预估值（与原规范的按总极限荷载定义的分项系数类似）： K^* ，并认为实际荷载大于 K^* 倍设计荷载的可能性很小。超过 K^* 倍设计荷载的那部分极限荷载已没有实际意义，将其修正为 K^* 倍设计荷载（容许荷载）来确定地基承载力竖向应力。如果极限荷载小于 K^* 倍设计荷载，则仍以极限荷载确定地基承载力竖向应力（图 48 和图 49）。这就是导出单侧破坏模式计算公式的思路。

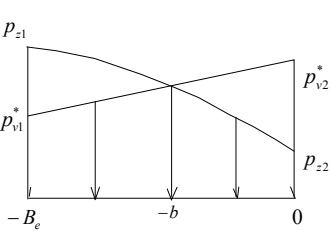


图 48 设计荷载向前偏心

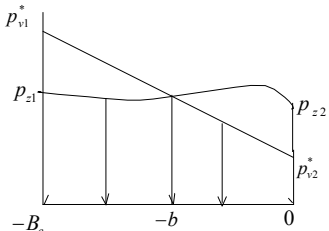


图 49 设计荷载向后偏心

15.2.12、15.2.13 对受力层由多层土组成、且土层的抗剪强度指标相差不大、边载变化不大的情况，原规范的地基极限荷载计算公式是适用的，因为其计算简便，建议保留。对 $\varphi=0$ 的情况作了修改：取消了深度系数以使与 $\varphi>0$ 的情况一致；将近似公式改为精确解（两者相差不大）。

鉴于原规范方法（特征线法）对倾斜荷载是以

$$\tan \delta' = \frac{H_k}{V_k + B_e c_k / \tan \varphi_k}$$

作为计算条件，这意味着是以沿基础底

面下部土体水平面处于极限状态。为使沿基础底面下部土体的水平抗滑也有一定的安全度，所以计算中考虑了水平抗力分项系数 γ_h 。

15.2.14 对非均质土地基、非均布边载的一般情况，建议了地基极限荷载的计算公式。

原规范对成层土地基，只能取有效深度内不同土层厚度的加权平均强度指标进行计算。当不同土层的强度指标相差较大时，计算结果是否能够正确反映工程地基的实际承载能力尚不清楚。而对工程中常见的非均质土地基、非均布边载情况，尚没有可靠的计算方法。本次规范修订，对此进行了专题研究，提出了一套新的计算方法。

公式是依据单向、场破坏模式，仿照条分法的计算过程导出的。其基本思想除滑动面（族）是人为确定的外，与原规范方法（特征线法）基本一致：将基础宽度分成 M 个小区间 $[b_{j-1}, b_j]$ ，每个小区间上的极限荷载按 $j=1, 2, \dots, M$ 依次计算，计算 $[b_{j-1}, b_j]$ 上的极限荷载时，将 $[0, b_{j-1}]$ 上的极限荷载作为已知条件。当 M 为 20 时计算过程已具有足够的精度，建议荷载作用宽度分区个数取 $M=20$ 。

滑动面（族）选择对数螺旋型曲面，一是因为对边坡稳定问题，以对数螺旋面为滑动面的分析方法与其他滑动面的方法（包括圆弧面的毕肖普方法）计算的抗力分项系数比较接近（除毕肖普方法不适用的情况外）。二是不需要对土体的受力作任何的假定或简化，就可以导出适用于非均质土的极限荷载计算方法，且计算过程较为简单，计算的极限荷载数值稳定性较好。三是适用范围广泛，如地基土非水平分层的一般非均质土情况，基础底面前方的非水平土体表面情况。

当滑动面（族）选择对数螺旋面时，计算的极限荷载偏大，为

了保证计算的极限荷载具有足够的精度，对两个强度指标，定义两个系数 $F_{s\varphi} \geq 1.0$ 、 $F_{sc} \geq 1.0$ ，并以强度指标的折减值： $c_{Fi} = c_i / F_{sc}$ ， $F_{\varphi i} = \tan \varphi_i / F_{s\varphi}$ 来计算极限荷载。在均质土地基情况下，通过适当的确定这两个系数，使得计算的总极限荷载、滑动面深度、偏心矩，均与原规范方法（特征线法）结果基本一致，然后用于非均质土地基的计算。

按总极限荷载一般略小于特征线法计算结果考虑，取：

$$F_{sc} = 1.09 + 0.06 \tan \delta \quad F_{s\varphi} = 1.05 + 0.06 \tan \delta$$

对不同的 φ 、 c 、 q （包括 $\varphi = 0$ ），计算结果均与特征线法（或理论解）结果吻合的很好。用于非均质土地基时其计算的总极限荷载、最大滑动面深度、极限荷载的分布，均很好的反映了成层土地基极限荷载的实际情况。

本次规范修订，还考察了更精细的极限荷载计算方法，如螺旋面～螺旋面～平面计算模式，在均质土地基情况下， $F_{sc} = F_{s\varphi} = 1.01 + 0.03(\tan \varphi - \tan \delta)$ ，计算的总极限荷载、滑动面深度、偏心矩，较推荐的螺旋面计算模式精度更高（与原规范方法（特征线法）相比）。但方法的计算过程较为复杂，且对非水平分层的一般非均质土、基础前方的土体表面为非水平面等情况尚有待进一步改进，计算结果也与推荐的螺旋面计算模式很接近。

15.3 土坡和地基稳定

15.3.1 我国港口工程地基基本属于正常固结和超固结比小于4的土，所以本条对此作了规定。至于规定超固结比小于4，是由于当超固结比小于4时在三轴试验中施加偏应力时孔隙水压力为正值，而当超固结比大于4时孔隙水压力为负值。

对超固结比大于4的土，常具有特殊的工程性质、国内外的经

验表明采用通常方法确定的强度指标进行计算常得出过大的安全系数，所以本条未作规定。遇到这种土时，应进行专门研究。

15.3.3 将原规范规定的“应按极端低水位计算”修改为“应取对稳定最不利的相应水位进行计算”。原因是大多数工程，按极端低水位计算相对其他水位计算的抗力分项系数较小；但对某些工程，按可能出现的相应水位计算相对极端低水位计算的抗力分项系数较小。

对有波浪作用的直立堤，由于不同的波浪力与不同水位的组合对码头稳定性影响不同，所以应考虑不同水位与波浪力的最不利组合。

当有流渗时，计算时应计入流渗作用，并应观测相应于设计及施工状况下的地下水位。

15.3.5 验算土坡和地基稳定性应根据土质和工程实际情况，合理选择土的抗剪强度指标。对设计的持久状况宜用固结快剪指标，但应考虑填土及堆货荷载的固结情况。对设计的短暂状况宜用十字板剪。

直剪快剪的缺点较多，最主要是试验中土样宜被扰动且不能控制排水条件，试验过程中将产生不同程度的排水固结，这种排水固结随土的性质、仪器的型式及操作人员的习惯等因素而不同，常使试验结果分散，因此原规范规定“直剪快剪不宜采用”。但因方法简便，工程中应用也较多，积累了一定的经验；经多家设计单位的建议，本次规范修订规定为“有经验时可采用直剪快剪”。

无侧限抗压强度（ q_u ）试验是测定黏性土在无侧限情况下，不固结不排水强度的简单、迅速的方法，各单位都有应用，一般情况下可取 $c_u = \frac{q_u}{2}$ 计算边坡稳定性。这一方法在我国应用不多，还有待于进一步总结经验，尤其总结各地区 c_u 和 q_u 的相关关系。

三轴不固结不排水剪因取土扰动可能显著降低强度值，无侧限

抗压强度也有类似的问题，所以改为“有经验时可采用”。

还需说明：十字板剪、直剪固结快剪，都不能模拟实际建筑物及荷载作用下土坡和地基千变万化的固结条件，理论上讲只有用有效强度指标，并能获得较准确的孔隙水压力分布和变化规律才能解决。所以本条规定有条件时采用有效剪测定土的抗剪强度指标。

15.3.6 开挖的土坡处于卸荷状态，开挖卸荷后土层将产生负的孔隙水压力，在一定的过程过程中逐渐吸水膨胀，负的孔隙水压力逐渐消失，因而抗剪强度逐渐降低。所以开挖工程与填方工程的土层主要不同点在于后者强度随土体固结逐渐增高，而前者初始强度较高而后期（吸水膨胀后）较低，因而抗剪强度指标应采用在卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标。

同一工程既有挖方区也有填方区，则应该采用不同的试验方法，挖方区采用卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标，而加荷区则采用常规试验方法。

15.3.8 本条给出的极限状态设计表达式中，由于抗滑力矩 M_{Rk} 和滑动力矩 M_{sd} 都包含有土体自重 W_{ki} 和可变荷载 q_{ki} ，因此计算 W_{ki} 时，土的重度标准值取均值，分项系数取 1.0， q_{ki} 取标准值，其分项系数取 1.0。

15.3.9 本条给出的计算抗滑力矩 M_{Rk} 和滑动力矩 M_{sd} 方法是复合滑动面法，本次规范修订经专题研究论证提出的方法。该方法的优点如下：

- 1) 与没有任何假定条件（除滑动面外）方法相比，计算的抗力分项系数十分接近；但方法相对简单，尤其是对需要计入孔隙水压力时，应用相对方便。
- 2) 与目前常用的一些方法相比（如原规范中的简化毕肖普方法，及摩根斯坦方法等），不存在对某些情况下不适用问题。计算的抗力分项系数一般接近于简化毕肖普法（简化毕肖普法不适用的情况除外）。

- 3) 可选用不同形式的滑动面进行计算, 以确定危险滑动面。当滑动面为圆弧面时, 计算公式很简单(与 98 版《港口工程地基规范》的简化毕肖普方法基本相当)。所以建议采用。
- 4) 对有软土夹层或倾斜岩面等情况是适用的, 为便于应用, 在选择相适应的滑动面较困难时, 建议采用圆弧面~软土夹层或倾斜岩面~圆弧面计算。
- 5) 对持久状况、短暂状况(如施工期的稳定计算)及各种常用的抗剪强度指标均可应用。当采用总强度, 如十字板强度或三轴不固结不排水剪强度时, 滑动面通过相应土体的计算公式与简单条分法相同。

对原规范中的简布法(98 版《港口工程地基规范》附录 G 非圆弧滑动面滑动稳定算法), 由于计算过程不易收敛, 土力学界存在较大的争议。所以, 不再纳入本规范。

15.3.10 本条给出的计算抗滑力矩 M_{Rk} 计算方法是简单条分法和简化毕肖普方法。

简单条分法计算的抗力分项系数一般偏小, 这是众所周知的事实; 但因为是长期广泛应用的方法, 应用经验较多, 尤其是对设计的短暂状况(施工期的稳定计算), 是工程中长期应用的主要方法。

对原规范中抗滑力矩 M_{Rk} 计算公式改写为含有固结度(固结快剪强度)的形式。以满足对持久状况进行计算的需要。

简化毕肖普方法抗滑力矩 M_{Rk} 计算公式改写为与其他方法一致的直角坐标形式, 以方便使用(计算机编程)。

15.3.11 本条强调应计算各种可能出现的短暂状况。

15.3.12 本条是对两种设计状况, 稳定计算采用不同强度指标和计算公式(模式)的说明。

当采用总应力法(包括使用固结快剪指标、十字板剪强度指及三轴不固结不排水强度指标的复合滑动面法和简单条分法)计算边

坡稳定时,对持久状况下的土体强度指标,一般来说,既不同于固结快剪指标,也不同于不排水剪指标(十字板剪强度指标也可视为不排水剪指标),而是介于两者之间。仅在个别情况下等于这两个极端情况(某级荷重作用下,土体完全排水或完全不排水),它与土体性质、成因类型、地质年代、固结条件、填方量大小、施工速率、堆荷快慢等因素有关,因而确定土体在计算情况下实际强度值是一个复杂的问题,至今还未完全解决。

为了工程需要,选取指标时,从尽可能接近土的实际情况的要求出发而采用一些简单和近似的方法:其一是采用固结快剪指标计算土体自重产生的抗滑力,但适当考虑其堆货荷载引起的部分强度增长;其二是采用十字板或三轴(UU)总强度指标计算土体的抗滑力,再另外考虑因土体强度增长产生的抗滑力。

对设计的持久状况,一般采用固结快剪指标,即在这种荷载作用下,土体已完成固结。由于港工建设的施工速率和交付使用后的堆货速率是很难估计的。所以条文中规定了“固结度与计算情况相适应”,这只是一种希望能反映实际情况的处理办法。

十字板剪强度指标的实质和快剪强度指标相同,都是反映土体不排水时的强度。因此,设计的持久状况下采用十字板剪强度指标时,也要考虑因土体固结而引起的强度增长。

对设计的短暂状况如施工期的稳定计算,一般可采用十字板剪或快剪指标。

15.3.14 防波堤地基的稳定计算,对直立式防波堤计入波浪力的作用是明确的。对斜坡式防波堤不计入波浪力的作用是根据设计经验确定的。

15.3.15 根据我们收集到的板桩码头稳定计算结果表明,稳定常不是设计控制情况。对板桩码头,通常只计算滑动面通过桩尖时的情况,这是因为板桩的抗滑阻力较大,不易发生切桩破坏。

15.3.16 本条规定的抗力分项系数和原规范基本一致。是根据港

口工程多年设计、施工经验,采用不同的抗剪强度指标和计算方法,给出对应的抗力分项系数。本次修订规范仍然继承原规范的“指标—方法—分项系数”计算体系。这反映了港口工程边坡稳定计算特点。

40 余项工程的计算分析表明,复合滑动面法的抗力分项系数一般接近于简化毕肖普法(简化毕肖普法不适用的情况除外)。其中对固结快剪强度指标的抗力分项系数和可靠度计算结果如下:

重力式码头工程 11 项:

抗力分项系数:

最小值:简化毕肖普法 1.371, 复合滑动面法 1.370;

平均值:简化毕肖普法 1.686, 复合滑动面法 1.604;

可靠指标:

最小值:简化毕肖普法 2.734, 复合滑动面法 2.564;

平均值:简化毕肖普法 4.288, 复合滑动面法 3.912。

高桩码头岸坡 8 项:

抗力分项系数:

最小值:简化毕肖普法 1.267, 复合滑动面法 1.238;

平均值:简化毕肖普法 1.423, 复合滑动面法 1.407;

可靠指标:

最小值:简化毕肖普法 2.124, 复合滑动面法 1.899;

平均值:简化毕肖普法 2.820, 复合滑动面法 2.749。

所以,当采用固结快剪指标、有效剪强度指标时,规定的抗力分项系数和原规范基本相同。这实际上是工程的安全度和原规范基本相同。

对简单条分法的抗力分项系数,本次修订规范与原规范相同。

15.4 地基沉降

15.4.1 沉降计算的目的是为了确定或预估地基可能出现的最终沉降量（或沉降过程）、沉降差和倾斜。港口码头建筑物一般纵向长度大，基础也较宽，建筑物位置又处于海岸或河岸冲积土层且土质变化较多的地区，计算沉降量时需根据上部结构、基础（及其荷载）以及地基土质的变化情况，尤其是根据土的压缩性指标变异性的不同，合理的选择沉降计算断面，以预估码头可能发生的变形情况，据以采取合理的工程措施。

码头前后的受荷情况很不相同，造成沿基础底面宽度各点的沉降量不同，为了解基础向前或向后的倾斜情况，需要在每个计算断面内取基础底面两侧端点（前趾和后踵）以及中点作为沉降计算点。码头后方堆场在进行地基加固处理时，是否要估算加固完成后地基的沉降值和沉降差，根据堆场使用要求确定。

15.4.2 码头地基大都系饱和土层，荷载加于其上时必须经历一定时间，饱和土层中的孔隙水压力才会充分消散，地基沉降才会完成。因此，计算沉降时所采用的水位，对应的是最常遇的水位，并需考虑它们作用时间的长短。如潮汐港的水位，目前按设计低水位考虑。

15.4.3 在地基沉降计算中，完成最终沉降，需要相当长的时间，因此只能按正常使用极限状态的长期组合情况计算。此时除永久作用，作用时间长（取标准值）外，对可变作用，只有堆货荷载、轨道荷载（轨道式堆、取料机轮压荷载）作用时间相对较长，需予以考虑。其他可变作用，由于作用时间均较短，对最终沉降的影响可以忽略不计，故均不考虑。

在正常使用极限状态、长期组合情况下，取可变荷载作用时间出现机会较长的值为代表值，即准永久值，经校准，准永久值为标准值的 0.6 倍，故取永久值系数为 0.6。在地基规范中，除可变荷

载外,所有的标准值均取均值,经校准,作用分项系数均可取 1.0,故在沉降计算公式中不再列出分项系数。

15.4.4 单向分层总和法是港口工程沉降理论计算的常用方法,并在使用过程中形成了大量经验,所以,将其作为规范规定的沉降理论计算方法。理论计算最终沉降量与实测沉降推算最终沉降量相比,由于推算值基于实测沉降,推算结果相对较为可靠,因此,对于施工过程有实测沉降资料的工程,其最终沉降量,首先采用根据实测沉降资料推算的最终沉降量。

15.4.5 天然地基的固结应力不同,决定了沉降计算中的应力起点的选择以及在压缩曲线的选择上是选择压缩曲线还是回弹再压缩曲线。沉降计算中地基应力起点选择对沉降计算结果影响很大。天然地基的欠固结是在地基土的沉积历史中,土层未完全固结造成的,其与土层的沉积历时、渗透性及该土层的固结排水条件有关,由此,不同土层(性质、深度)的欠固结状态不同,对于某一具体土层,沉降计算的应力起点为该土层已经达到完全固结的作用应力(先期固结压力 P_{ci}),沉降计算的附加应力为 $\sigma_{zi} + (\sum \gamma_i h_i - P_{ci})$ 。

15.4.6 目前计算地基附加应力常用的理论是各向同性均质直线变形体理论。本条文中地基内任一点的垂直附加应力的计算,亦以此理论为根据。

由于码头前后两侧的荷载不同,码头会受到水平力的作用,故作用于基础底面的水平力在地基内引起的垂直附加应力也需在沉降计算中计入。水平力在基础底面的实际分布情况尚难以准确确定,故暂用均匀分布的假定。

边载主要指码头后面地表的堆载和原地面线以上的填料重量及原地面线以下回填料减去原来土重的重量。以图 50 为例,码头的边载可从 ob 线的右侧算起。如边载分布情况不规则时,可简化为简单分布形式以便于计算。

边载对基础的沉降影响明显,尤其是基础前后两侧的边载为不

称时，更可造成基础的不均匀沉降。

根据计算，当边载分布宽度为码头基础宽度的 5 倍时，其在地基中的垂直附加应力与边载分布至无限远者相差不多。为便于计算，本条文规定当边载宽度超过基础宽度的 5 倍时，可按 5 倍计，不足 5 倍时则按边载的实际分布宽度计算。

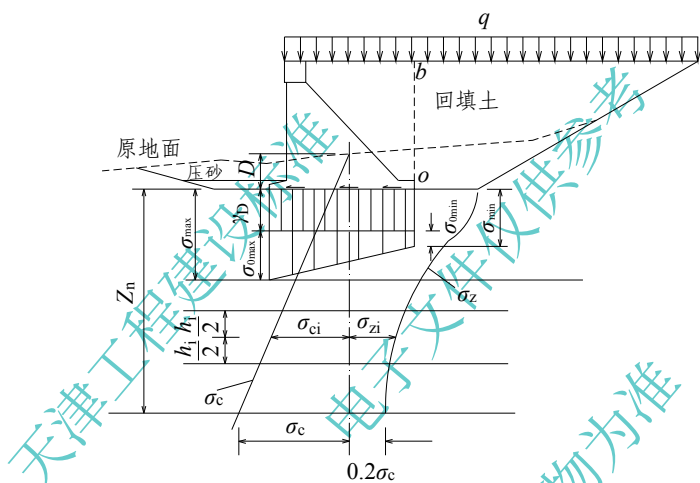


图 50 码头及边载

D —基础埋深； γ —土的重度； σ —基底压力； σ_0 —基底垂直附加压力；

τ —基底水平力； σ_c —由原地面算起的土的自重压力；

σ_z —地基内某一点的垂直附加应力

地基最终沉降量计算中荷载组合属于正常使用极限状态准永久组合。其计算步骤是：确定荷载组合；计算基底压力设计值、基底水平力设计值、边载设计值，以及欠固结应力。计算点下地基沿深度的垂直附加应力设计值分布；划分计算土层；根据某土层的 $e-p$ 曲线（或 $e-\lg p$ 曲线），求对应于某土层的平均自重压力设计值

和自重压力设计值与垂直附加应力设计值之和对应的孔隙比设计值，按照条文第 15.4.7 条式（15.4.7）计算最终沉降量。

据以上计算步骤和方法。其中关键是求出基底压力设计值、基底水平力设计值、边载设计值。据此求出某点沿深度的垂直附加应力设计值分布。

对于地基沉降计算正常使用极限状态作用的准永久组合，当作用与作用效应可按线性关系考虑时，其准永久组合效应设计值，（如基底压力设计值、水平力设计值、边载设计值、计算点下地基沿深度的垂直附加应力设计值），根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》可按下式计算：

$$S_d = \sum_{i \geq 1} S_{Gik} + \sum_{j \geq 1} \varphi_{qj} S_{Qjk} + P_t \quad (53)$$

式中：

S_d ——作用组合的效应设计值；

S_{Gik} ——第 i 个永久作用标准值的效应（如永久作用引起的基底压力、基底水平力、边载、垂直附加应力）；

S_{Qjk} ——第 j 个可变作用标准值的效应（如可变荷载引起的基底压力、基底水平力、边载、垂直附加应力）；

P_t ——计算地基垂直附加应力情况时的欠固结应力，其余情况取 $P_t=0$ ；

“+”——组合；

φ_{qj} ——可变作用的准永久值系数，可取 0.6。

由上式可知，由永久作用和可变作用的标准值，无论是求基底压力（基底垂直应力）、基底水平力、边载，还是求沉降计算点下地基沿深度的垂直附加应力都得进行正常使用极限状态下作用的准永久组合。例如求基底压力，就得将永久作用标准值产生的基底压力与可变作用的准永久值（标准值乘以准永久系数）产生的基底压力相加而得到基底压力的设计值。同理可得到基底水平力设计

值、边载设计值。而基底附加压力（基底垂直附加应力）的设计值为基底压力设计值减去自原地面算起的自重压力设计值（可取均值）。因此基底压力或基底附加压力、基底水平力、边载、计算点下地基沿深度的垂直附加应力，他们都是作用（包括永久作用、可变作用）组合的效应设计值，所以不再给出基底压力的标准值、基底水平力标准值、边载标准值。在作用效应计算中，会出现具体荷载的标准值（如某堆货荷载的标准值等）。

15.4.7 地基最终沉降量采用单向压缩分层总和法计算的理由如下：

1 此法为国内外工程实践中使用最广的方法，因而积累的经验较多。

2 此方法适用的条件较广，无论均质地基或成层地基，小基础或大基础，沉降计算点在基础底面以内或以外以及任何的荷载分布情况都可使用。

3 用来测定计算指标的试验仪器系单轴固结仪，为目前我国所有土工试验室所具备。

孔隙比设计值 e_{1i} 和 e_{2i} 可从单轴固结仪试验所得的 $e-p$ 曲线选用。有条件时也可用 $e-\log p$ 曲线确定压缩指数 C_c 值，用相应的公式计算沉降量。

研究结果指出，黏土的地质历史对土的压缩性有很大影响，我国南方某港扩建的中级码头，地质系超固结黏土，按一般试验成果算得该码头的沉降值比实测值几乎大 2 倍。

沉降计算由于受到多种因素的影响，计算结果常常与实测沉降有所差别，为了使计算结果更能符合实际，就有必要对之进行修正，由于港工部门码头沉降资料较少，无法统计出适于全国港工部门各土质统一的 m_s ，所以规定按经验选取，在有条件时可进行现场试验，由试验成果确定。

15.4.8 地基压缩层的计算深度 Z_n 选用是否合理对地基最终沉降

量有一定的影响，而合理选用 Z_n 则与地基中的应力分布、土的性质以及沉降计算的精度要求有关，国内外常用应力比法确定 Z_n 的准则，大都系根据经验，选择地基附加应力 σ_z 与地基自重压力 σ_c 达到某一比值，如最常用的 $\sigma_z=0.2\sigma_c$ 时的深度作为 Z_n 值，此法已有较丰富的经验，故规定用来确定压缩层计算深度，但对于在计算深度下仍有软黏土的情况，在 $\sigma_z=0.2\sigma_c$ 深度下仍会产生明显的沉降，需计算至 $\sigma_z=0.1\sigma_c$ 时的深度处。

15.4.9 由于码头结构的容许差异沉降难以作出规定，还有待于今后作系统的研究，所以本条文只规定地基沉降量应符合建筑物沉降量限值要求。

15.4.10 地基最终沉降量可以采用单向压缩分层总和法理论计算确定；在实际工程的沉降观测中，一般无法观测到地基的最终沉降量，因此，由实测沉降确定最终沉降量，只能采用推算的方式。

不少情况需要用实测沉降推算最终沉降：如软土地基加固工程，需要知道已消除了多少沉降，最终沉降是多少，固结度是否达到要求；对消除沉降精度要求高，沉降对控制工程量有较大影响工程；采用单向压缩分层总和法不能满足工程沉降精度要求的工程等。上述情况均要求进行沉降观测，由实测沉降推算最终沉降。

利用沉降曲线推算最终沉降量，应有完整的 $P \sim S \sim t$ 曲线，即： $P \sim t$ 曲线应完整，在满足设计、施工要求的实测时间段内，对沉降有影响的荷载没有漏项； $S \sim t$ 曲线中没有漏测（某一时段沉降值因未测到而按沉降值为零考虑）的时间段；满载后具有一定数量的观测点。实测沉降曲线应首先剔除不合理的沉降测点并进行圆滑处理后方可进行最终沉降量推算。

具有完整 $P \sim S \sim t$ 曲线的工程，可以将实测 $P \sim S \sim t$ 曲线假定为某一曲线线型。目前采用的推算方法基本上都是经验公式，主要由“三点法”和“经验双曲线法”等。三点法实质上是在沉降曲线关系服从 $s_t = s_\infty \times (1 - e^{-\beta t})$ （此中隐含着应力~应变关系为线性关系

即按照太沙基固结理论设定压缩系数为常量)条件下推导出来的, 所以其应用有明显的局限性, 采用该方法, 三点中起点的位置和三点之间的时间间隔应根据当地经验选取, 随机选取时, 不同计算起点、不同时间间距计算出的最终沉降量的值偏差较大, 用三点法, 得具备一定经验。经验双曲线法是目前应用的另一种方法, 经大量应用发现, 该方法所选择的线型与实测沉降时程曲线相关系数可达 95% 以上, 该方法适用于满载(某一级荷载满载)后荷载不再变化的情况。

上述两种方法, 实测 $S_t \sim t$ 曲线沉降时间应满足设计要求达到的固结度。

15.5 桩基工程

15.5.5、15.5.6 港口工程桩基设计采用以概率理论为基础的极限状态设计法, 以可靠指标度量桩基的可靠度, 采用分项系数表达的极限状态设计表达式。结合港口工程桩基设计和施工具体情况, 对桩基承载力极限状态和正常使用极限状态两种极限状态设计的主要内容作了规定。指出荷载组合所依据的标准。

15.5.7 岸坡变形、冲刷、淤积等因素对桩的不利影响导致结构损坏的情况时有发生, 应予以重视。

15.5.10 桩基设计和施工所需资料中, 工程环境资料包括相邻构筑物、水下和地下管线设施等, 提示设计和施工人员注意拟建工程与已有工程和设施的相互影响。

15.5.11 轴向承载桩按单桩设计的临界间距规定是根据有关研究资料及工程经验得出的, 与公路桥涵等规范的规定相近。

关于水平受荷桩按单桩设计的临界间距, 对于非嵌岩的桩, 美国、德国、波兰、挪威、日本等国家桩基规范和国内外众学者的研

究结果,绝大多数取 8 倍桩径或桩宽,也有取为 6 倍桩径或桩宽的。试验结果和理论分析也表明,土质、桩径等对群桩效应临界桩距的影响较大。因此群桩效应临界桩距随桩、土条件的不同而在一定范围内变化。条文规定取 6~8 倍桩径桩宽作为临界间距,对砂土中的桩或直径较大的桩取小值,对黏性土中的桩或直径较小的桩取大值。对于嵌岩桩,由于岩石发生变形的范围较小,故临界间距也较小。

15.5.12 将桩端置于较硬土层并进入一定深度,对提高桩的承载力有明显作用,这已为试验和大量的工程实践所证明。

桩端进入持力层深度的规定,是避免桩端进入持力层过浅。该规定是根据港口工程多年实践经验制定的。按照目前施工设备,该规定一般是可以做到的。

但必须着重指出,对于打入桩,在确定桩端进入硬土层的深度时,应进行试沉桩或参照类似工程经验,考虑沉桩的性能、桩身强度和桩的入土深度等因素,避免造成锤损桩坏或沉桩过于困难的情况发生。

嵌岩桩嵌入新鲜基岩或微风化岩的要求时对保证桩端承载力是重要的,应尽量做到,但在工程中有可能难以做到,常常只能嵌入中等风化岩。工程实践证明,只要充分考虑其不利因素,保证嵌岩深度,嵌入中风化岩也是可行的。

当岩面倾斜度较大而孔壁受压区域位于较低侧时,考虑到斜面岩体较水平面岩体薄弱的不利因素,计算岩面的起算面适当降低。

15.5.13 同一桩台基桩桩端打入软硬不同的土层,桩台将产生不均匀沉降,有可能造成基桩、桩台(横梁)损坏,甚至影响流动机械正常使用。

15.5.16 确定轴向承载力的方法有多种,但最可靠的仍是静载荷试验法。因此,一般情况下应首先考虑采用静载荷法,尤其对于大型或重要工程,应强调采用静载荷试验法,只有在一定的条件下才

可不进行静载荷试验。此外静载荷法系指桩顶加载的试验方法。

考虑到有些情况下静载荷试验难度大、费用高，而一些新的试验方法逐渐成熟，故允许在一定条件下予以采用，如灌注桩试验的自平衡试桩法等。

15.5.17 本条对不同的桩型给出了承载力抗力分项系数。

根据静载荷试验确定承载力设计值时，分项系数根据以下分析确定。

对于打入桩，原 87 版规范采用安全系数法设计时，安全系数取 1.7~2.0。98 版规范采用分项系数表达的以概率理论为基础的极限状态设计法。对所收集的 109 根试桩、45 组小子样资料经可靠度分析并结合工程经验，取桩承载力分项系数 γ_R 为 1.30，对于地质条件复杂工程，以及永久作用所占比例较大的工程，考虑到永久作用对变形的不利影响，为安全将 γ_R 可提高到 1.40，其可靠指标 β 值为 3.9~4.0 左右。根据十年来的应用经验，所定的分项系数基本合适，本次修订未作修改。与原 98 版规范一样，抗拔与抗压取相同分项系数。

对于灌注桩，考虑港口工程灌注桩静载荷试验较少，在确定承载力时经验不多，故取较打入桩大的分项系数， γ_R 取 1.50~1.60。与打入桩一样，抗拔与抗压取相同分项系数。

对于嵌岩桩，轴向抗压承载力分项系数采用原规程《港口工程嵌岩桩设计与施工规程》JTJ285 的数值。该值是由以往按安全系数法进行嵌岩桩抗压承载力计算时所采用的安全系数，根据同等安全度的原则换算而得。若考虑荷载分项系数后，承载力分项系数取 1.6~1.7 时，则总的安全度相当于原安全系数取 2.1~2.2，该值是经有关专家会议讨论确定的。对于抗拔桩，考虑到其无桩端安全储备，且破坏后不可自行恢复，故取较抗压承载力分项系数高的值。根据有关专家会议讨论结果，抗拔桩进行试桩时取 1.8~2.0，考虑荷载分项系数后，相当于安全系数法设计时安全系数取 2.35~2.6。

近十年的工程经验证明，这些取值是合适的。

根据经验参数法确定承载力设计值时，分项系数的确定依据见 15.5.19、15.5.21。

15.5.19 本次修订对按经验参数法计算各类桩的轴向承载力进行了统计分析或对比研究。

1 关于桩端封闭的预制混凝土桩打入桩

对于打入桩单位面积桩侧摩阻力和桩端阻力值，补充收集了试验桩资料重新进行了统计分析。为满足工程需要，加大了入土深度，补充了部分土类的桩端阻力推荐值。验算表明，当采用本规范推荐值的上限（大值）计算时，试桩值与计算值之比的平均值为 1.475，变异系数为 0.382；当采用本规范推荐值下限（小值）计算时，平均值为 1.687，变异系数为 0.382。当桩的承载力分项系数 γ_R 取 1.45~1.55 时，可靠指标 β 在 3.5 左右。

2 关于灌注桩

灌注桩轴向承载力计算方法主要参考了《建筑桩基技术规范》JGJ94 和《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63，并根据港口工程经验，略作调整。采用推荐的计算方法和参数时，计算结果较《建筑桩基技术规范》JGJ94 略小；与《公路桥涵地基与基础设计规范》JTGD63 相比，桩径 1.0m 左右时计算结果比较接近，桩径较大时计算结果略小。

当桩的承载力分项系数 γ_R 取 1.55 时，可靠指标 β 大于 3.7，总体略偏安全。考虑到港口工程结构中灌注桩常用于岸坡附近受力复杂区域或地质条件变化较大区域，且用量有限，故留有较大安全富余既有利于安全，也不会造成过大浪费，故该可靠指标是可接受的。当确有经验时，适当降低至 1.55，反之适当提高至 1.65。

3 关于钢管桩

敞口钢管桩的承载力计算公式及参数是通过对比试桩资料进行统计分析得出的。当折减系数 η 取 0.3~0.5 时总体是偏安全的。大

多数情况下承载力标准值的计算值略小于试验值。个别桩计算值大于试验值时差值也不大。当承载力分项系数 γ_R 取1.45~1.55时,可靠指标 β 均大于3.5。

对于半敞口钢管桩,试验表明,当桩端处于黏性土时,半敞口钢管桩较敞口钢管桩的承载力增量有限。根据经验,提出承载力折减系数 η 增大量可不受此限制。

4 关于混凝土管桩,表中推荐的承载力折减系数是由试桩资料统计分析得出的。由于尚未收集到直径为1.40m预应力混凝土管桩的加载达到极限状态的试验资料,故对其未能给出相应的系数。

5 关于后注浆灌注桩轴向承载力

基本采用《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63的有关内容。以工程试验资料对该规范推荐的侧阻力增强系数和端阻力增强系数进行了验证,验证表明:该规范推荐值在一般情况下略偏安全,基本合理。但当地质情况复杂时可能存在不确定性,故建议适当折减。

15.5.21 98版《港口工程桩基规范》修订时,收集了黏性土35根、砂土6根抗拔桩试桩资料,共计41个样本,以及相应的抗压桩对比试验,分别计算了各桩抗拔、抗压侧阻力比值 ξ 。统计结果,黏性土均值为0.735,变异系数0.17,砂土均值为0.437,变异系数为0.21。综合考虑各种因素,作出规定:黏性土 ξ 取0.7~0.8,砂土由于样本较少,结合以往经验 ξ 取0.5~0.6。灌注桩与打入桩相差不大,取相同数值。

15.5.23 本条文中规定抗拔力分项系数取1.5~1.7是根据本行业有关试验成果和其他行业工程经验确定的。如考虑荷载分项系数,相当于安全系数法设计时取安全系数为2.0~2.55,该值与国内有关锚杆的设计规范的规定基本一致。

15.5.24 检测是保证桩承载力的重要环节,检测桩轴向承载力宜采用高应变动力试验法。

15.5.25 负摩阻力是工程中客观存在的事实，国内外桩基工程因负摩阻力造成的工程事故时有发生。由于影响负摩阻力的因素甚多，故难以确切地计算，国内外学者根据理论研究和现场观测成果提出的若干计算方法，也都是经验性和近似性的。一般认为桩侧负摩阻力的大小和桩侧土层的有效应力有关。本规程只对负摩阻力产生的条件作了原则规定。《建筑桩基技术规范》JGJ94 提供了具体计算公式和计算参数，可供参考。

15.5.26 港口工程中的群桩，一般为高桩台，桩的间距较大，一般大于 $3d$ (d 为桩的直径或边长)，所以规范中推荐承载力设计时仍采用群桩折减系数的概念。工民建规范中的群桩是承台着地的低桩台，设计以变形控制为主，桩土共同承担外荷载。而高桩码头轴向变形计算目前尚无成熟方法，码头的容许变形统计资料很少，还难以确定。故规范仍以承载力控制为主，采用群桩折减系数。

15.5.27 用 m 值按表 15.5.27 判别弹性长桩的标准与国内外许多标准一致。

15.5.28 98 版港口工程桩基规范局部修订中推荐了 NL 法、 $P-Y$ 曲线法和 m 法，三种方法各有特点，本次修订均予保留。

水平静载荷试验是确定桩的地基反力变化规律的最可靠的方法，故规定重要工程的计算参数应根据水平静荷载试验确定。

在往复荷载作用时，当泥面位处位移变化时会使桩周土退化。由于影响土退化的因素多而复杂，其中包括荷载的变化频率、幅值、循环次数等，因此很难通过理论计算得到满意的结果。最好的方法是根据实际荷载的特性通过试验求得。有经验时也可通过其他方法确定。

在高桩码头排架计算中，有经验时，采用假想嵌固点法考虑桩的约束也是常用的方法。

15.5.29 有关水平力作用下非弹性长桩的计算是本次修订新增内容，主要目的是给出浅覆盖层情况下桩的计算方法。

m 法和 P - Y 曲线法对于非弹性长桩也是适用的,当确定计算参数有困难时,可借助试验确定。

对于土体的验算是参照《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63 的有关内容规定的。

天津工程建设标准
电子文件仅供参考
请以正式出版物为准

16 场地与地基抗震

本章修订主要对原国家建设部建抗[1998]4号文批准的天津市市区抗震设防区划内容进行调整,扩大了确定场地范围由原35条文调整为31条。

16.1 一般规定

16.1.1、16.1.2 抗震设防地震动参数(烈度)的确定,旨在建筑物、构造物在承受地震作用时,重大建设工程和可能发生严重次生灾害的建设工程,应按中华人民共和国防震减灾法第三十五条规定和天津市防震减灾条例执行。

16.2 场地

16.2.1 ~ 16.2.3 场地类别划分采用富有物理意义的等效剪切波速和覆盖层厚度双参数法评定场地类别。

覆盖层厚度的确定,要求在钻孔深度首次遇到剪切波速为500m/s的界面,且下卧层岩土剪切波速均不小于500m/s时,其首次500m/s的界面至地面的距离为覆盖层厚度。

16.2.4 为避免引起评判场地类别的跳跃现象,允许在场地类别边界处(剪切波速 $\pm 15\%$)采用插入法确定场地特征周期。

16.2.5 众所周知,场地剪切波速地区性很强,本条仅适用于天津

平原地区。由于非液化粉土和液化粉土一起参加统计，因此，该统计公式不适用于剪切波速判别液化。

16.3 场地反应谱

16.3.2 建筑工程及其他工程设施，位于地震动参数跨界 8 公里范围内，水平地震动参数，取跨区中的较大值。

16.4 场地稳定性

16.4.1 ~ 16.4.5 1975 年 2 月 4 日海城大地震首次发生，饱和粉土地段发生喷冒液化现象。1976 年 7 月 28 日唐山大地震波及天津市，故河道地段及具有饱和粉土地区发生大量喷砂冒水，造成许多建筑物、构造物严重破坏，进一步引起科研单位和工程界广泛关注；地震工程研究所震后收集大量现场饱和粉土液化资料，并对现场液化和非液化场地进行大量剪切波速测量和动三轴液化试验，在此基础上提出利用现场剪切波速判别方法和液化等级的公式。

16.4.8 断裂对工程的影响主要是指地震时断裂重新错动直通地表，在地面产生错位，造成建筑工程的破坏不易用工程措施来避免。当地震烈度小于 8 度的地区，可不考虑断裂对工程的影响。

根据我国近年来的地震宏观地表错位考察和北京市勘察设计院采用大型离心机模拟试验，根据试验结果，考虑了一倍的安全系数，工程场区的隐伏断裂，前第四纪基岩以上的土层覆盖厚度大于 60 米，可不考虑发震断裂对地面建筑的错动影响。

17 现场检验与监测

17.1 一般规定

17.1.1 现场检验与监测是对工程不同阶段施工质量的控制措施，以保证工程建设顺利进行。针对天津复杂软土地质条件，根据工程需求应在施工完成后继续监测一段时间。

17.1.2 检验与监测工作，特别是基坑监测工作是一项涉及技术面广、复杂、综合、系统的工作，本次规范修订专门指出方案编写的必要性。随着天津市基坑开挖深度加大，合理、有据、安全的监测方案能保证工程施工正常运行，并对各种复杂条件下的不利条件，提前做好全面的应对预防措施。

17.1.3 检验工作是检验验证、补充和修正勘察和前期设计成果。设计单位根据实测检验结果，可对工程设计作出必要的调整。

17.1.4 监测工作可以保证施工质量，为施工提供技术支持，控制和消除安全隐患，避免事故发生，确保工程的安全顺利实施。

17.1.5 通过实测数据、图表和建议，为设计人员提供更多的数据参考。

17.2 基槽的检验与监测

17.2.1 本条主要适用于以天然土层为地基持力层的浅基础，检验基槽深度和位置，并确认基槽地下水埋深情况等，对基槽开挖后的

下一步施工具有重要意义。当选用简便触探方法探查清基底时，应关注基槽底以下的承压水头，当承压水头高于基底时，不宜进行标贯或触探，以免造成涌砂现象。

17.2.2 基槽检验报告是建筑工程的重要技术档案，记录内容应客观实际，基础范围内地质条件与勘察报告存在差异时，需应进一步查明原因。

17.3 基坑与地下工程的检验与监测

17.3.1 基坑施工与地下工程施工，会对地质和地上建（构）筑物、设施产生很大的变形影响。因此在基坑深层开挖中，应全面系统的做好监测和控制工作。在现场应通过采用专用仪器监测控制，还应应对施工结构主体和施工影响范围的周边情况进行人员巡视，一旦发现异常现象应及时上报有关部门和委托方。

17.3.2 基坑工程与地下工程监测开始前，应对其地下的地质情况和地上影响范围内的设施进行全面了解，这对监测点的布置和监测范围的控制起到重要作用，可保证基坑及地下工程监控安全、有效。本条主要规定委托方应提供的技术资料，该要求有助于保证监测工作的顺利有效运行。

17.3.3 监测点布置可直接影响监测效果，合理的布置监测点可有效的监控支护结构和地上设施。监测点的布置应充分考虑基坑工程安全等级、环境保护等级、周边邻近建（构）筑物性质、地下管线现状、围护体系的类型、基坑形状、位置以及挖土方案、施工进度等因素。监测点布置应能反映各类围护结构体和周边被监测对象的受力、变形的变化趋势，同时满足设计和施工的要求。

17.3.4 基坑开挖的检验按照开挖顺序及各阶段引起的变形进行编写，明确开挖过程中的检验项目。

17.3.5 基坑开挖监测的内容根据结构设计、施工进度要求和工况条件进行确定，对于深度超过 14m 的深基坑，本规范专门进行了监测项目的规定。

17.3.6 应在检验及监测工作开始前，明确监测项目的报警值，报警值由设计单位提供，该项措施可用于保证基坑开挖的安全。

17.3.7 在基坑开挖过程中出现的特殊情况进行了规定，通过加强监测频率的手段，以及尽快通知有关部门的方法来保证特殊情况下基坑开挖的安全。

17.3.8 基坑拆除支撑阶段容易发生危险状况，加强拆撑阶段的监测尤为重要，同时，在基坑完成施工后，必须严格控制地下室外墙与桩墙之间回填土的密实度。

17.3.9 基坑开挖完成后，应监测地下水位回复情况。天津地区微承压水大量存在，检验承压水头的恢复情况可保证基坑的安全及周围环境的稳定。

17.3.10、17.3.11 本规范加强了盾构施工应进行的检验与监测项目，关于盾构施工的具体监测项目参见《天津市地下铁道盾构法隧道工程施工技术规程》DB/T29-144 的规定。

17.4 桩基础检验与监测

17.4.1 工程设计前，进行桩基试验是验证桩基设计的依据，为安全、有效、合理使用桩基，基本试验应加载到极限或破坏，为设计人员提供足够的设计依据。

17.4.2 该条为桩基施工做准备。

17.4.3 当进入一个新的工程场地或新组装的施工机具在开始施工时，由于对新场地的地质情况不熟悉往往会出现各种各样的问题，甚至会给工程质量带来严重的损失。合理的施工工艺和设备。

可为顺利完成施工提供保障。因此在新的工程场地和组装的施工机具，应进行试打或试钻。通过试打或试钻，确定施工工艺以及质量控制指标，并对施工方案进行修正。在对有施工经验的同条件场地情况下，试打或试钻可结合相邻工程桩的施工进行，并规定试桩数不能少于 2 根。

17.4.4 预制桩检验与监测：预制桩应按选定的标准图或设计图对其外观质量（包括截面尺寸、长度、端头平度等）及桩身强度质量进行检验；应对接桩工艺、材料和设备进行检验。

在施工过程中检验与监测：打入（静压）深度、停锤标准、静压终止压力值及桩身（架）垂直度应满足施工要求；对变形要求严格的重要建筑物的桩基础，宜采取设计高程与最终贯入度（或压力值）两指标同时满足设计要求控制；接桩质量及接桩桩端完整状况必要时应进行超声探伤检测；对打入桩，每米进尺锤击数、最后 1.0m 进尺锤击数、总锤击数、最后三阵贯入度及桩尖标高等要满足要求，并进行相应记录；对于挤土桩，施工过程中应对桩顶和地面土体的竖向和水平位移进行系统监测，如发现异常，应采取复打、复压、引孔、设置排水措施及调整沉桩速率等措施。

17.4.5 钻孔灌注桩检验与监测：施工前对原材料质量与计量、混凝土配合比、坍落度、混凝土强度等检验和施工工艺制作检验是控制钻孔灌注桩质量的基本保障，因此一定要认真做好各项工作记录。对抽样检验项目应随即进行抽样检验。

17.4.6 桩侧压浆和桩端后压浆，是成桩后通过桩身预埋导管对桩身侧面土体和桩端底部的土体压注一定量的水泥浆，来充填土体的部分孔隙和提高土的结构强度，以达到提高桩的承载力和减小沉降变形的目的。按设计要求对每根桩进行有效的灌注压浆是保证整个工程的关键，因此必须要控制好注浆量、注浆压力、流量、浆液的水灰比和保持压力时间，并做好相应的施工记录。当上述参数达不到设计要求时，应与设计协商确定，可通过改变注浆压力、改变浆

液的水灰比或加入相应的外加剂等方法来调整压浆施工。后压浆施工完成后应提供相应的材料质检报告、施工记录和使用的仪表检定证书。

17.4.7 桩基础施工后的检验，是评价桩基质量和桩身质量重要的内容，应按设计要求和本规范的要求进行。对于工程桩的具体检测项目，应根据地质条件、施工因素及检测的目的、内容要求，结合各检测方法的适用性，按工程的重要性、设计要求，选择检测方法和确定检测数量。本条检测数量为下限，若实际工程中由于某些原因不足以为设计提供可靠的依据或设计另有要求时，应根据工程实际情况或按设计需求增加检测比例。由于检测成本和检测周期问题，有的检测方法不能对工程桩全部进行检测。因此为了在有限的抽检数量中能充分反映桩的质量问题，应优先抽检施工过程中出现异常对质量有疑问的桩、局部地质条件异常的桩、不满足设计桩长的桩。

对于大直径桩和超长桩的桩身质量检测，随着桩径、桩长的增大，尺寸效应、阻尼效应对低应变检测效果产生影响。而声波透射法、钻芯法可弥补低应变检测。同时，对大直径桩超长桩、桩身截面多变或渐变的桩采用联合检测方式，可提高检测的可靠性。

本条沉桩土体休止时间，与《建筑基桩检测技术规范》JGJ106一致。

17.4.8 地下连续墙的检验

为保证地连墙的施工质量，发挥其应有的设计功能，对地下连续墙质量的检测是十分必要的，因此地下连续墙检验与监测工作应从测量放线→导墙施工→地下墙成槽→清槽→钢筋笼吊放→水下混凝土浇注→成墙各个环节进行质量控制。检测要求参照天津市地方标准《钻孔灌注桩成孔、地下连续墙成槽检测技术规程》DB29-112 和《天津市地下铁道基坑工程施工技术规程》DB29-143 的要求进行。

17.4.9 考虑施工各阶段产生的基坑的变形，加强变形监测。

17.5 建筑物沉降观测

17.5.1 建筑物沉降观测设置足够数量的永久性基准点，可确保在长期检测工作中的稳定性和适用性，从而保证观测结果的可靠性。在建筑物沉降观测前，根据建筑物的重要性、使用要求、环境的影响及预估沉降量等因素，按行业标准《建筑变形测量规范》JGJ8确定建筑变形测量等级及精度要求。对于高层、超高层建筑，沉降观测应从基础施工时开始。对地基基础设计等级为甲级、乙级的建筑物，加层和扩建的建筑物以及采用新型基础或新型结构的建筑物，应在施工期间和使用期间进行沉降变形观测，直到沉降达到稳定标准。

17.5.2 因建筑形式、地基基础形式和地质状况的不同，产生变形的特征也不同。因此测点布置应结合结构设计，需反映出建筑地基变形特征处。

17.5.4 关于建筑沉降观测周期与时间，是综合有关标准规定和工程实践经验基础上进行的。由于观测目的不同，荷载和地基土的类型不同，执行中应结合工程实际情况运用。对于从施工开始直至沉降稳定为止的系统观测项目，应将施工期间与竣工后的观测周期、次数与观测时间统一考虑确定。在分析最终沉降量时，应考虑到所测得基础沉降。对于沉降稳定控制应根据不同地质压缩情况综合考虑确定。

17.5.5 在工程周边地面有荷载变化或有工程开挖和降水时，要进行跟踪观测并将结果报有关单位。

17.5.6 观测成果报告、数据、测试资料应完整妥善保存。