12 基坑围护结构

本讲内容

12.1 概述

12.2 基坑工程的设计内容

12.3 基坑围护结构的内力计算

12.4 基坑稳定性验算

12.5 基坑工程的变形计算

12.6 常见围护结构及其构造设计

12.1 概述

概述：较多的基坑工程伴随着城市高层建筑的发展大量出现。

国外，圆形基坑的深度已达74m (日本)，直径最大的达98m (日本)，而非圆形基坑的深度已达到地下9层（法国）。

国内，上海88层的金茂大厦，基坑平面尺寸为170m×150m，基坑开挖深度达19.5 m。上海的汇京广场，围护结构与相邻建筑最近的距离仅40 cm。而无支撑基坑的开挖深度也已达到了9 m。

A 基坑支护的目的

（1）确保基坑开挖和基础结构施工安全、顺利；

（2）确保基坑临近建筑物或地下管道正常使用；

（3）防止地面出现塌陷、坑底管涌发生。

B 基坑支护的作用

挡土、挡水、控制边坡变形。

C 基坑工程的基本技术要求

（1）安全可靠性；

（2）经济合理性；

（3）施工便利性和工期保证性。

基坑工程具有以下特点

1）建筑趋向高层化，基坑向大跨度方向发展；

2）基坑开挖画积大，长度与宽度有的达数百米，给支撑系统带来较大的难度；

3）在软弱的上层中，基坑开挖会产生较大的位移和沉降，对周围建筑物、市政设施和地下管线造成影响；

4）深基坑施工工期长、场地狭窄，降雨、重物堆放等对基坑稳定性不利；

5）在相邻场地的施工中，打桩、降水、挖土及基础浇注混凝土等工序会相互制约与影响，增加协调工作的难度。

12.1.1 基坑围护结构的分类

基坑围护结构通常分两类：

桩墙式围护体系——将支护墙（排桩）作为主要受力构件；

桩墙式围护体系包括板桩墙、排桩、地下连续墙等。

重力式围护体系——充分利用围护结构的重力。如重力式水泥土挡墙。

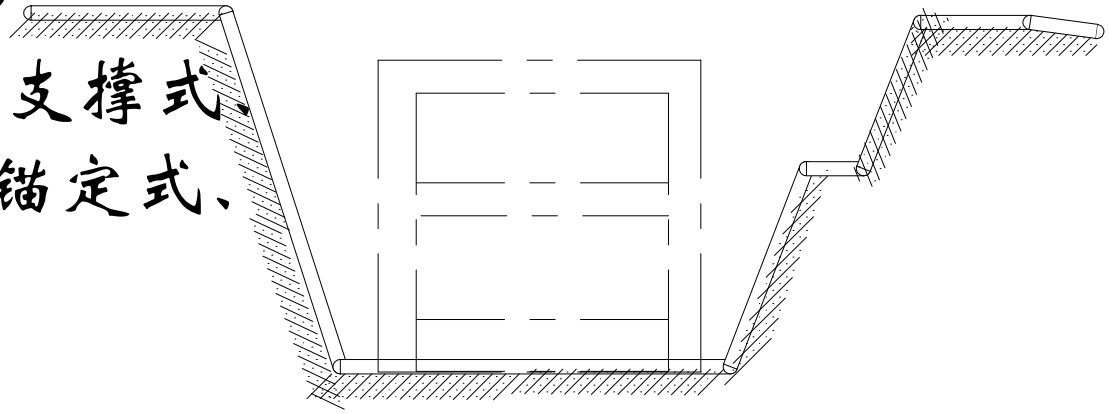
(1) 无围护放坡开挖；

(2) 桩墙支护：

它由桩墙结构及支护结构两部分组成，桩墙结构有钢板桩、板桩墙、灌注桩排、地下连续墙；

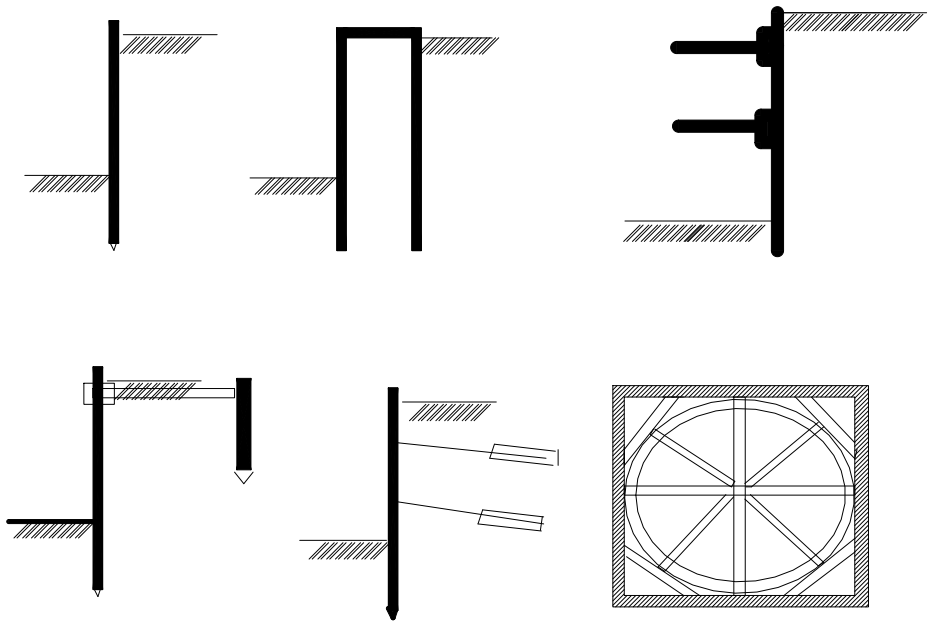
支护结构类型有内支撑式、外拉锚杆式、地面锚定式、无锚式等。

深基坑工程喷锚支护

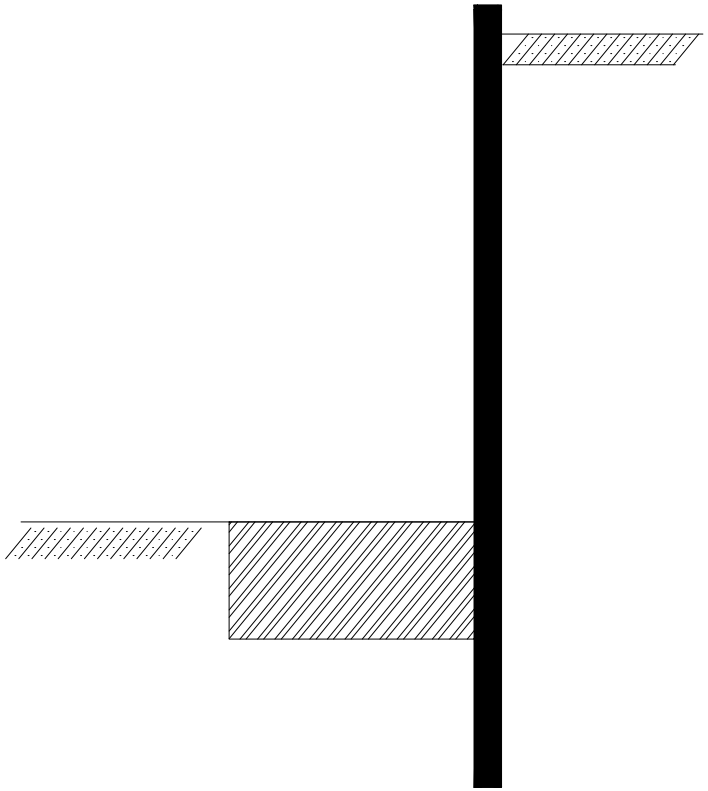


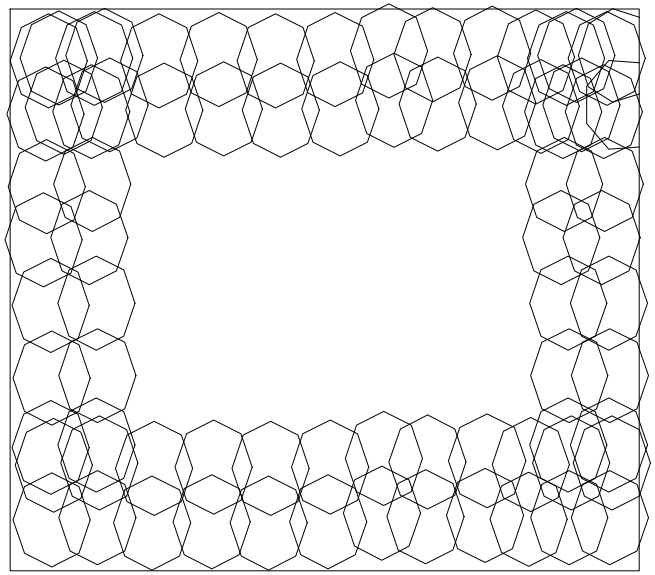
(3) 重力式支护结构

软土地基可用深搅桩、旋喷桩、树根桩等形成重力式的挡土结构。



（4）中央开挖施工法：先施工基坑四周排桩，桩内放坡开挖后施工中央部分基础工程，待完工后再挖除排桩内侧土体，边挖边用支撑杆将支护排桩与中央部分基础工程支撑起来，最后再施工周边基础工程。

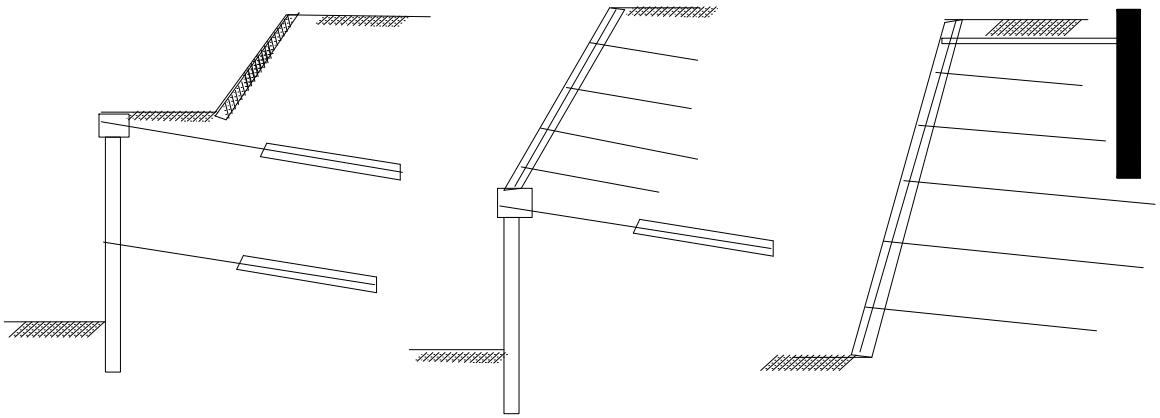




（5）逆作法；（6）沉井法；

（7）土钉墙支护；

（8）组合型支护。



两种以上的支护方法组合起来使用，既能保证支护结构的安全又降低成本。如上部放坡，下部桩墙锚杆支护；锚杆与土钉组合；深搅桩与灌注桩排组合；深搅桩中打入H钢桩组合支护等。

类型	支护方式	支护形式及特点
边坡支护结构	土钉墙支护	适用于硬土地层或软土浅基坑，饱和含水地层采用复合土钉支护结构，特点是造价低廉
	钢丝网护坡	适用于岩石及硬土边坡或软土临时边坡
	护坡桩支护	采用抗滑桩支护
重力式支护结构	水泥土搅拌桩重力式挡土墙	适用于深度较小（软弱地层中小于7米）的基坑
	刚架重力式挡土墙	利用两排或以上刚性挡土墙结构连接形成一定宽度的重力坝，可以减小重力坝宽度及位移
	沉井式重力挡土结构	适用于深水环境的挡土结构
	混合重力式挡土墙	在不同重力坝结构中插入劲性材料或刚性桩，以减少重力坝位移
支（锚）撑式支护结构	锚杆或锚碇式支护结构	自钻式锚杆，可回收锚杆，预应力锚杆，非预应力锚杆
	内支撑支护结构	井字形对撑，边桁架支撑，圆环支撑
中心岛支护结构	全中心岛	全部采用中心岛结构进行支护
	半中心岛	首层或浅层开挖采用内支撑，以下则采用中心岛支护，可以减少中心岛边坡高度及其放置时间以及减少基坑的位移。
逆作法支护结构	全逆作法	利用先施工的主体结构楼板作支撑，从上往下逐层施工
	半逆作法	首层土方开挖采用顺做法支护，深层采用逆作法支护，其特点是加快浅层土方开挖速度
中心岛、逆作混合支护结构		采用中心岛施工中心部位主体结构，基坑周边采取逆作支护施工，可以减少全逆作法的施工困难。
盖挖法支护结构		对地面交通环境影响小，时间短，特别适用于地面环境控制严格的城市地面道路下的基坑工程。

支护结构
挡土部分
透水挡土结构
1. H型钢、工字钢桩加插板
2. 疏排灌注桩钢丝网水泥抹面
3. 密排桩(灌注桩、预制桩)
4. 双排桩挡土
5. 连拱式灌注桩
6. 桩墙合一，地下室逆作法
7. 土钉支护
8. 锚筋补强支护
止水挡土结构
1. 地下连续墙
2. 深层搅拌水泥土桩、墙
3. 深层搅拌未硬桩、加灌注桩
4. 密排桩间加高压喷射水泥桩
5. 密排桩间加化学注浆桩
6. 钢板桩
7. 闭合拱圈墙
支撑拉结部分
1. 自立式(悬臂桩、墙)
2. 锚拉支护(锚拉梁、桩)
3. 土层锚杆
4. 钢管、型钢支撑(水平撑)
5. 斜撑
6. 环梁支护体系
7. 逆作法施工

结构类型

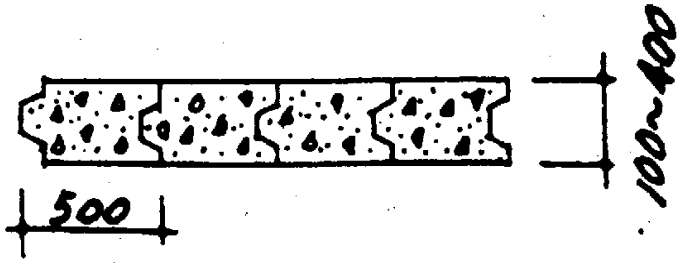
P303

结构形式		适用范围
排桩结构	稀疏排桩	土质较好，地下水位低或降水效果好
	连续排桩	土质差，地下水位高或降水效果差
	框架式排桩	单排桩刚度不能满足变形要求
组合排桩结构	排桩加挡板	排桩桩距较大，利用挡板传递土压并有一定防渗作用
	排桩加水泥搅拌桩	以水泥搅拌桩互搭组成平面拱代替挡板传递土压力，具有较好防涌效果
	排桩加水泥防渗墙	地下水位较高的软土地区
排桩或组合排桩加锚杆结构		开挖深度较大，排桩或组合排桩结构强度无法满足要求
地下连续墙结构		与地下室墙体合一，防渗性强，施工场地较小，开挖深度大
沉井结构		软土地区
重力式挡土墙结构		具有一定施工空间，软土地区

支护结构类型及其适用范围　　表12-1

a) 钢板桩

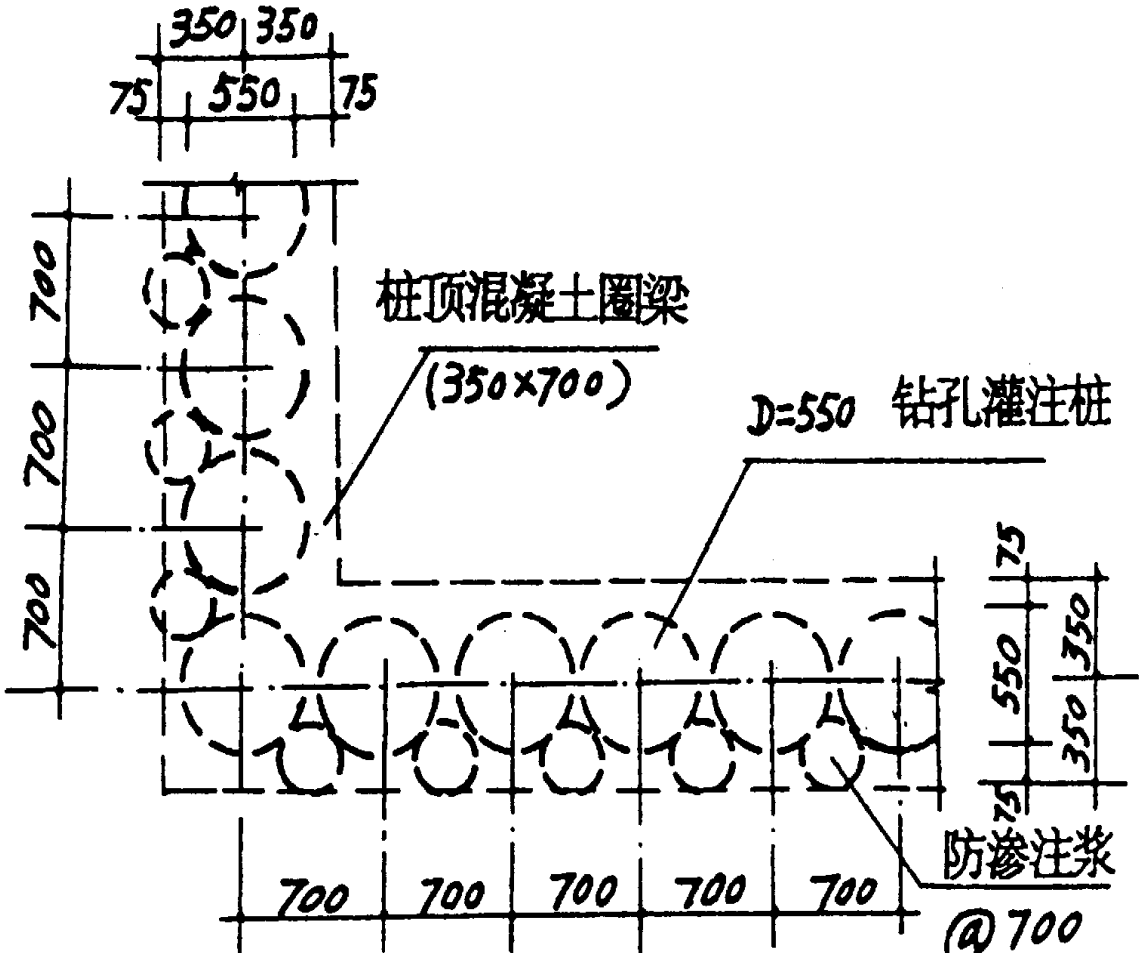
b) 柱-横挡板式



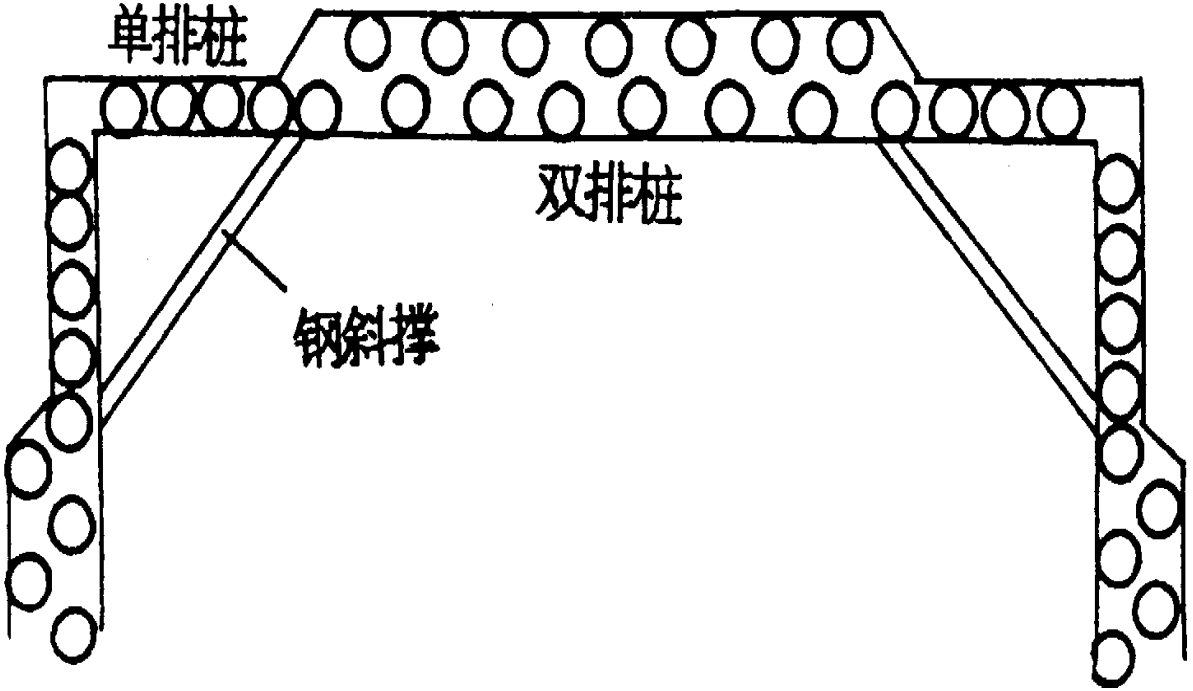
c) 预制钢筋砼板桩(打入或压入)

板桩

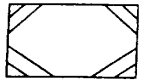
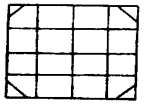
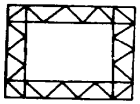
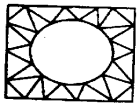
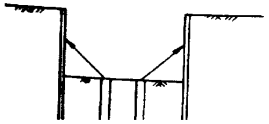
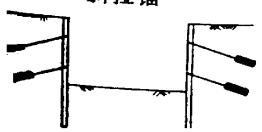
组合挡土壁


350
350
75
550
75
700
700
700
桩顶混凝土圈梁
(350×700)
D=550 钻孔灌注桩
75
550
350
350
75
防渗注浆
@700
700
700
700
700
700

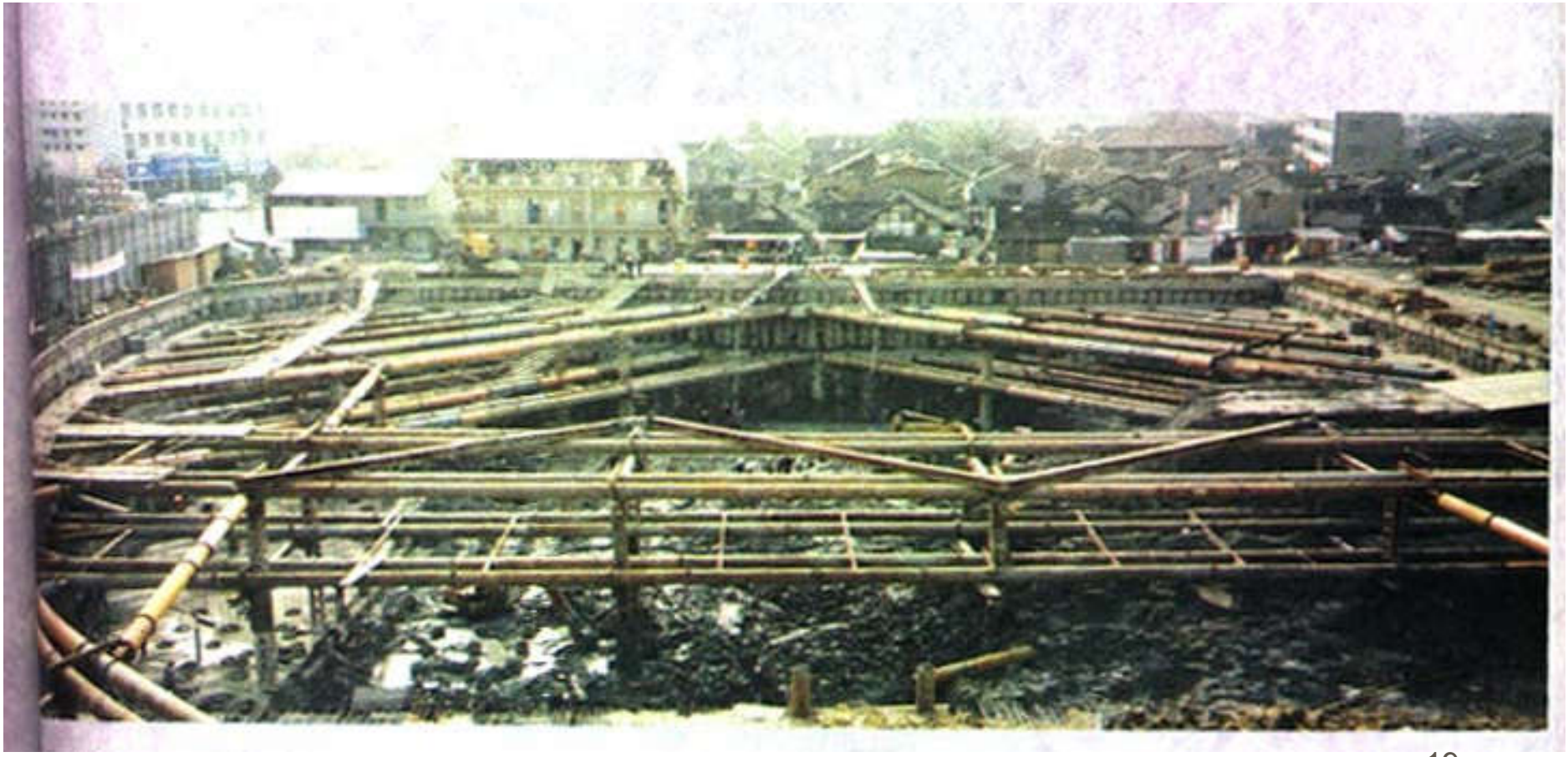
单排与双排桩支护结构



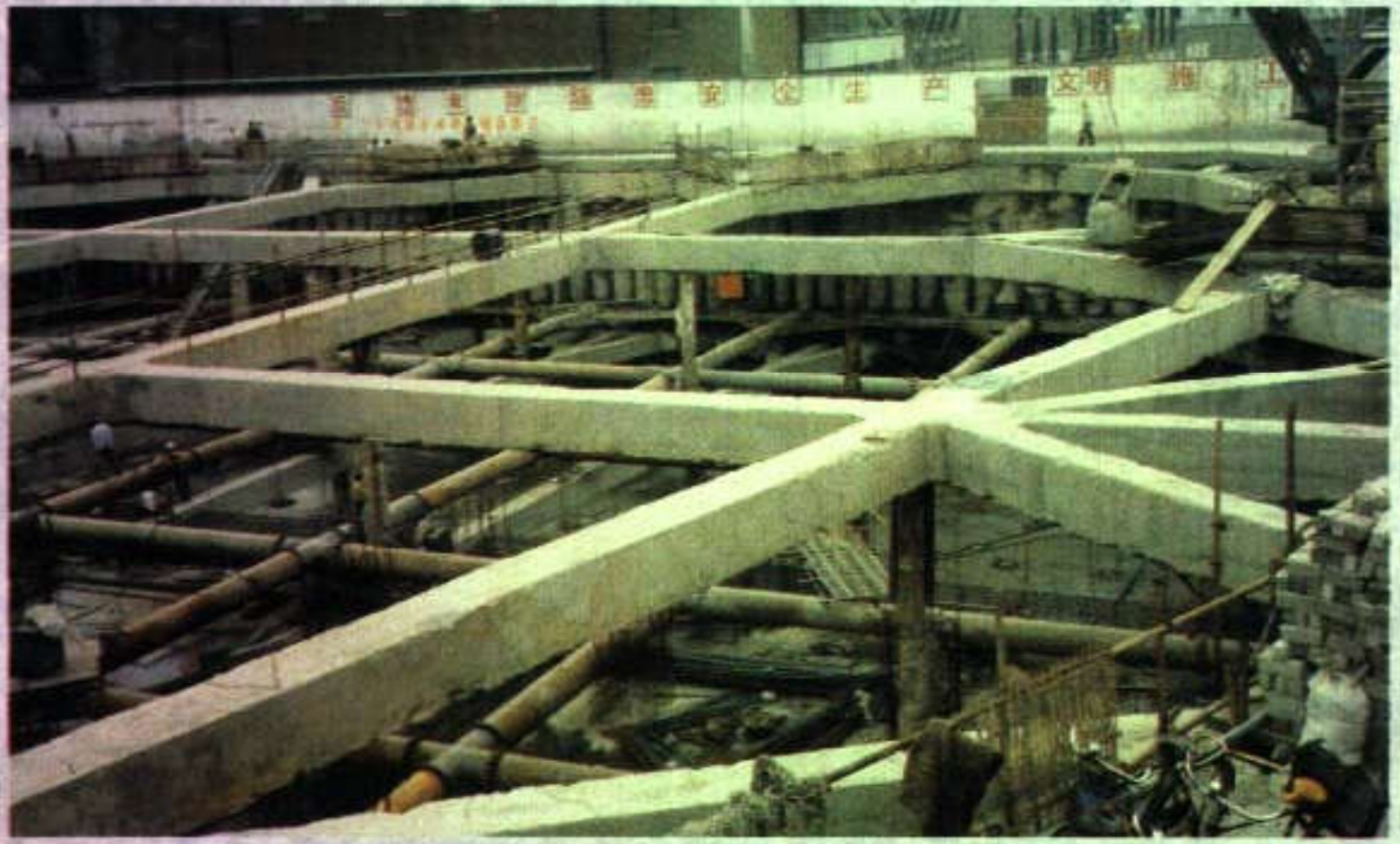
支撑体系

	特　点
斜角撑 	平面尺寸不大，且长短边长相差不多的基坑宜布置角撑。它的开挖土方空间较大，但变形控制要求不能很高
直撑 	钢支撑和钢筋混凝土支撑均可布置；支撑受力明确，安全稳定，有利于墙体的变形控制，但开挖土方较为困难
桁架 	多采用钢筋混凝土支撑；中部形成大空间，有利于开挖土方和主体结构施工
圆撑 	多采用钢筋混凝土支撑；支撑体系受力条件好；开挖空间大，便于施工
斜撑 	开挖面积大、深度小的基坑宜采用；在软弱土层中，不易控制基坑的稳定和变形
斜拉锚 	便于土方开挖和主体结构施工，但仅适用于周边场地具有拉设锚杆的环境和地质条件

斜角撐



直撑

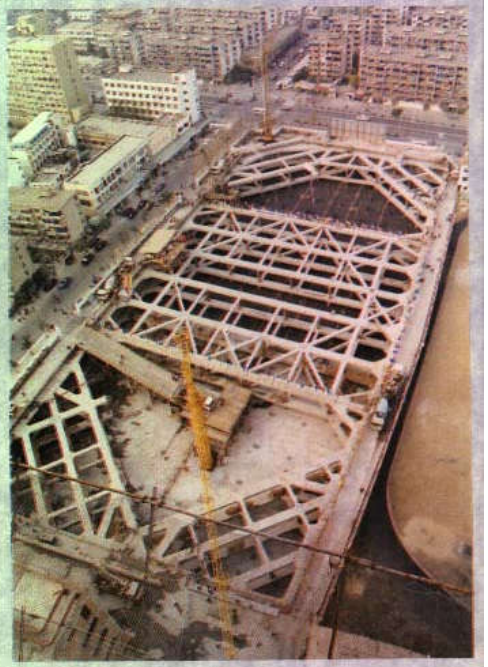


照片 2-3-1
基坑概貌一角

桁架

照片 2-4-1　基坑概貌

照片 2-5-1　基坑概貌



照片 2-6-1　基坑概貌

桁架

照片 3-5-1
基坑概貌一角

照片 3-5-2
基坑角撑一角

照片 3-5-3
基坑对撑一角

12.1.2 基坑围护结构设计的特点 P304

i. 外力的不确定性；

ii. 变形的不确定性；

iii. 土性的不确定性；

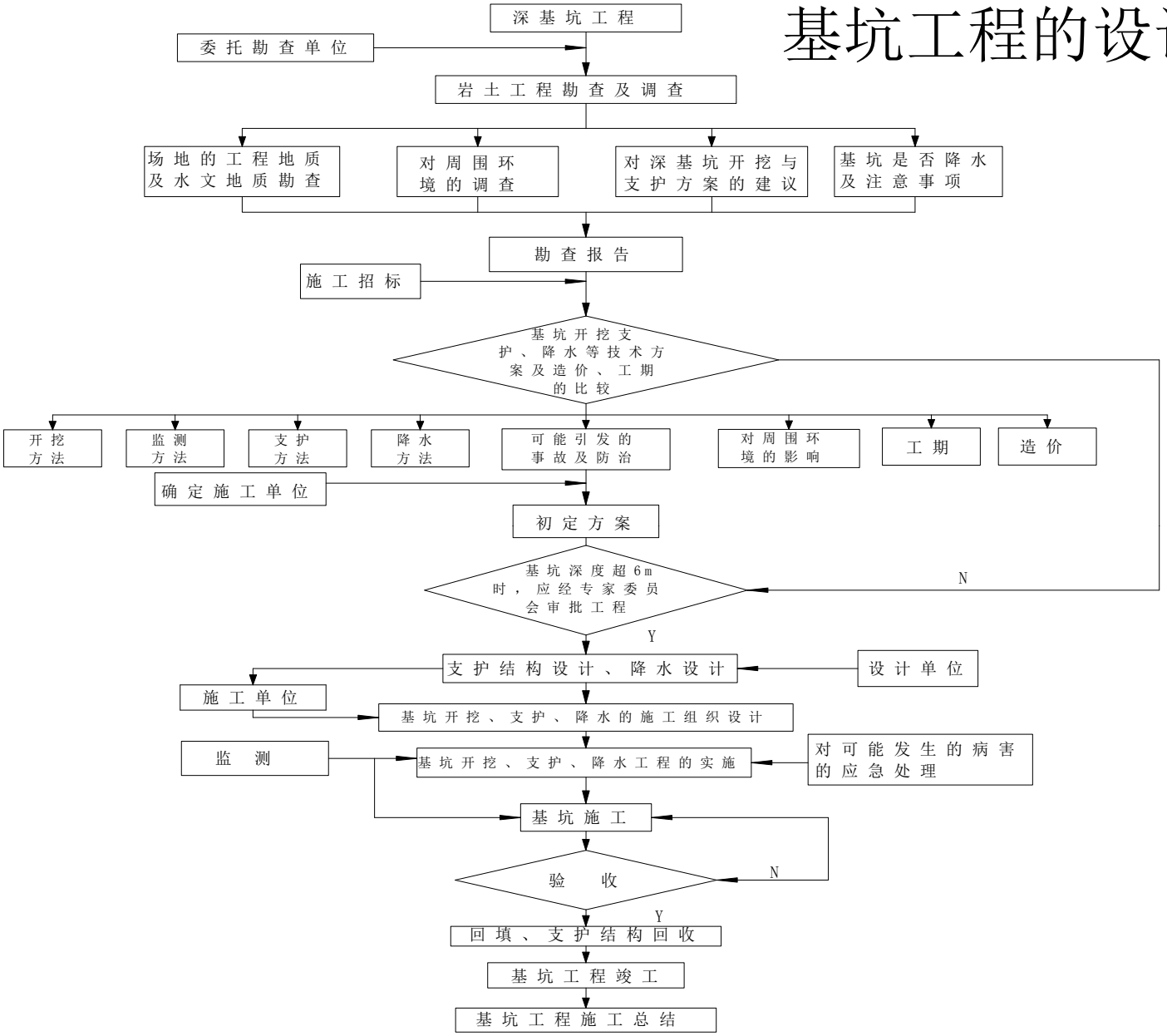
iv. 一些偶然变化所引起的不确定因素。

12.2 基坑工程的设计内容

基坑工程的设计内容

包括：环境调查及基坑安全等级的确定，围护结构选型，围护结构设计计算，节点设计，井点降水、土方开挖方案以及监测要求等。

基坑工程的设计内容


深基坑工程
委托勘查单位
岩土工程勘查及调查
场地的工程地质及水文地质勘查
对周围环境的调查
对深基坑开挖与支护方案的建议
基坑是否降水及注意事项
勘查报告
施工招标
基坑开挖支护、降水等技术方案及造价、工期的比较
开挖方法
监测方法
支护方法
降水方法
可能引发的事故及防治
对周围环境的影响
工期
造价
确定施工单位
初定方案
基坑深度超6m时，应经专家委员会审批工程
N
Y
支护结构设计、降水设计
设计单位
施工单位
基坑开挖、支护、降水的施工组织设计
监测
基坑开挖、支护、降水工程的实施
对可能发生的病害的应急处理
基坑施工
验收
N
Y
回填、支护结构回收
基坑工程竣工
基坑工程施工总结

基坑围护结构设计所需的基本资料主要有：

工程水文地质资料；

场地环境资料；

所建工程的地下室结构、基础桩基图纸等；

与施工条件有关的资料。

12.2.1 基坑围护结构安全等级及重要性系数

P306

安全等级	破坏后果	
一级	支护结构破坏、土体失稳或过大变形对基坑周边环境及地下结构施工影响很严重	1.10
二级	支护结构破坏、土体失稳或过大变形对基坑周边环境及地下结构施工影响一般	1.00
三级	支护结构破坏、土体失稳或过大变形对基坑周边环境及地下结构施工影响不严重	0.90

12.2.2 围护结构的选择和布置

围护结构的选择的原则：

基坑围护结构的构件在一般情况下不应超出工程用地范围；

基坑围护结构的构件不能影响主体工程结构构件的正常施工；

尽可能采用受力性能较好的圆形、正多边形和矩形。

结构型式	适用条件
排桩或地下连续墙	1. 适于基坑侧壁安全等级一、二、三级； 2. 悬臂式结构在软土场地中不宜大于5m； 3. 当地下水位高于基坑底面时，宜采用降水、排桩加截水帷幕或地下连续墙。
水泥土墙	1. 基坑侧壁安全等级宜为二、三级； 2. 水泥土桩施工范围内地基土承载力不宜大于150kPa； 3. 基坑深度不宜大于6m。
土钉墙	1. 基坑侧壁安全等级宜为二、三级的非软土场地； 2. 基坑深度不宜大于12m； 3. 当地下水位高于基坑底面时，应采取降水或截水措施。
逆作拱墙	1. 基坑侧壁安全等级宜为二、三级； 2. 淤泥和淤泥质土场地不宜采用； 3. 拱墙轴线的矢跨比不宜小于1/8； 4. 基坑深度不宜大于12m； 5. 地下水位高于基坑底面时，应采取降水或截水措施。
放坡	1. 基坑侧壁安全等级宜为三级； 2. 施工场地应满足放坡条件； 3. 可独立或与上述其他结构结合使用； 4. 当地下水位高于坡脚时，应采取降水措施。

P307

表12-4

开挖深度	围护结构选择	
	淤泥及软土	一般粘性土
H≤6m	(a)水泥土搅拌桩 (b)φ600混凝土桩+支撑或锚杆+止水幕墙 (c)打入(钢、预应力混凝土桩)+止水幕墙+支撑或锚杆+腰梁	(a)一级或二级以上放坡挖土 (b)放坡+井点降水 (c)局部放坡+土钉墙(或喷锚支护) (d)砖墙支护+局部放坡+面层加固 (e)局部放坡+灌注桩(φ600)
6m＜H≤10m	(a)混凝土桩(φ800～1000)+止水幕墙+支撑或锚杆+(或中心岛) (b)地下连续墙(b＝600～800)+支撑或锚杆 (c)打入桩+支撑或锚杆+止水幕墙 (d)水泥土地下连续墙+支撑或锚杆	(a)局部放坡+混凝土桩(φ600～800)+支撑或锚杆+止水幕墙 (b)局部放坡+打入桩+支撑或锚杆+止水幕墙 (c)局部放坡+水泥土地下连续墙+支撑或锚杆 (d)局部放坡+土钉墙(或喷锚支护)+降水 (e)局部放坡+拱型支护+降水或止水幕墙
H＞10m	(a)地下连续墙+支撑或锚杆 (b)大直径桩(φ800～1000)+止水幕墙+多支撑或锚杆(或中心岛) (c)地下连续墙(或大直径桩)+内外土体加固+支撑或锚杆+止水幕墙	(a)局部放坡+混凝土桩+支撑或锚杆+止水幕墙 (b)局部放坡+地下连续墙+支撑或锚杆 (c)局部放坡+土钉墙(或喷锚支护)+降水 (d)局部放坡+打入桩+支撑或锚杆+止水幕墙

12.2.3 围护结构设计计算

通过设计计算确定围护结构构件的内力和变形，据以验算截面承载力和基坑位移。

设计计算必须按不同施工阶段的特征分别进行验算，同时应考虑前一种工况对后面各种工况内力和变形的影响。

12.2.4 围护结构稳定性验算

基坑边坡总体稳定验算；

围护墙体抗倾覆稳定验算；

围护墙底面抗滑移验算；

基坑围护墙前抗隆起稳定验算；

抗竖向渗流验算；

基坑周围地面沉降及其影响范围的估计。

均与围护墙的插入土深度有关。

12.2.5 基坑周边环境安全评估

基坑的安全等级决定了周边环境变形的控制等级

各项稳定验算内容都与围护墙的埋入深度有关

围护结构稳定验算是在变形极限状态下的验算

12.2.6 节点设计

合理的节点构造应符合以下条件：

方便施工；

节点构造与设计计算模型中的假设条件一致；

节点构造应起到防止构件局部失稳的作用；

尽可能减少节点自身的变形量；

与整体稳定相关的节点应设置多道防线，同时要具有良好的节点延性。

12.2.7 其他土工问题

P309

- 井点降水
- 井点降水的作用是：
- 1）通过降低地下水位消除基坑坡面及坑底的渗水，改善施工作业条件；
- 2）增加边坡稳定性，防止坡面和基底的土粒流失，以避免流砂现象；
- 3）降低水位，防止坑底隆起与破坏；
- 4）改善基坑的砂土特性，加速土的固结。

降水的方法有集水明排和井点降水两类。

地下水控制方法适用条件　　表 10

控制方法		土质类别	渗透系数（m/d）	降水深度（m）	水文地质特征
集水明排		填土、砂土、粉土、粘性土	<20.0	<5	上层滞水或水量不大的潜水
井点降水	轻型井点		0.1～20.0	单级<6 多级<20	
	喷射井点		0.1～20.0	<20	
	电渗井点	粘性土、淤泥	<0.1	根据选用的井点确定	
	管井井点	粉土、砂土、碎石土、可溶岩、破碎带	1.0～200.0	<5	含水丰富的潜水、承压水、裂隙水
	深井井点	砂土、碎石土	10～250.0	>10	上层滞水、潜水承压水
		粉砂、粉土、富含薄层粉砂的粉质粘土、粘土、淤泥质粘土（真空深井适用）	0.001～0.5	8～18	
截　水		粘性土、粉土、砂土、碎石土、岩溶岩	不限	不限	
回　灌		填土、粉土、砂土、碎石土	0.1～200	不限	

P309

土方开挖

其中最重要的要求是每阶段的开挖深度与相应设计工况的计算模型一致。

强调先支撑后开挖的原则。

监测

内容有以下几个方面：

围护结构主要构件的内力和变形

基坑周围土体的变形，边坡稳定及地下水的变化和空隙水压力的测定等；

对周围环境中需要保护的对象进行专门内容的观察和测定。

12.3 基坑围护结构的内力计算

P309

深基坑支护结构内力计算是个古老的传统课题，同时又是一个综合性的。它既涉及土力学中典型的强度与稳定问题，又包含了变形问题，同时还涉及到土与支护结构的共同作用问题。

地基反力系数是一个必须首先确定的参数。主要由地质条件决定，与承力面积和深度也有关系，其值最好通过试验求得。

计算模型见表12-5

12.3.1 计算模型及计算原则

表12-5 支护结构常见计算模型　　P310

计算模型	简化形式及分析计算方法
桩土共同作用分析	将护坡桩(墙)简化成梁、板结构，使用工程力学的方法进行求解，护坡桩(墙)的内力计算主要有两种： (1)桩土协同作用分析：分别建立桩(墙)及土体的变形微分方程，使用位移和应力连续条件联合求解。一般情况下只能借助数值分析方法，用有限元法或有限差分法求解。 (2)用侧压力做桥梁，将桩(墙)从桩土共同作用体中分离出来，仅使用理论力学材料力学中的一些力和力矩平衡知识就可得到内力的解。
水平支点力计算	主要有：(1)有限元方法；(2)自由土法；(3)等值梁法(目前我国多数规范建议采用此法)，等值梁法计算支点水平力时的假定为：基坑开挖面以下的土压力零点为转动点，保持此点的力矩平衡以求得各层水平支点力：假设下层开挖不影响上层计算水平支点力
支护结构的嵌固深度分析	理论上根据作用于结构上力的平衡条件亦即水平力及弯矩的平衡条件确定。但在工程实际中往往只计算两者之一，在乘以一个安全系数确定。悬臂式支护结构的嵌固深度由结构端部转动平衡条件确定；具有水平支点力的混合结构的嵌固深度有水平力平衡条件决定

计算原则

一般考虑桩土共同作用的弹性地基梁上的杆系或框架模型，根据施工过程中发生的实际工况分布进行计算，同时考虑施工工况引起结构的先期位移值以及支撑变形的影响或采用荷载增量法进行计算，即所谓“先变形，后支撑”的原则。

计算模型

桩土共同作用模型

水平支点力计算

支护结构的嵌固深度分析

12.3.2 桩（墙）内力的计算分析方法

A 弹性地基杆系有限单元法 P310-313

常用方法，一般过程如下：

结构理想化：根据其结构受力特性，理想化为杆系单元；

结构离散化：按竖向划分成有限元单元。

挡土结构的节点应满足变形协调条件；

单元所受荷载和单元节点位移之间的关系，以单元的劲度矩阵确定。

根据静力平衡条件列出平衡方程求解。

B 挡土结构的有限元法

P313-316

广泛应用。这里介绍“弹性杆系有限元法”

支撑体系平面框架计算

在工程中将围护结构中的支撑体系在结构上

设计成一个水平的封闭框架。

作用在基坑结构上的荷载

作用于支护结构上的荷载主要有：

1）土压力；

2）水压力；

3）影响区范围内建筑物、结构物荷载；

4）施工荷载：汽车、吊车及场地堆载等；

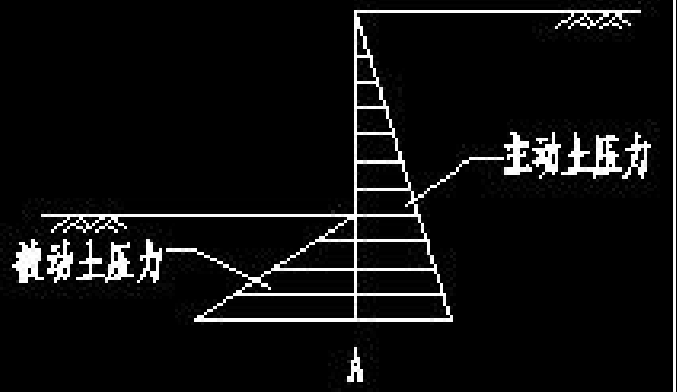
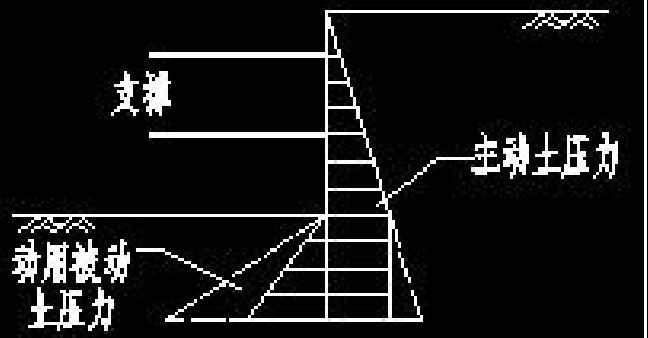
5）若支护作为主体结构的一部分时，应考虑地震力；

6）温度影响和混凝土收缩引起的附加荷载

主动土压力和被动土压力的产生，前提条件是支护结构存在位移；

当支护结构没有位移时，则土对支护结构的压力为静止土压力。

土压力的分布与支点的设置及其数量都有关系；悬臂支护桩土压力的实测值与按朗肯公式计算值的对比，非挖土侧实测土压力小于朗肯主动土压力，即计算结果偏大。

		I型	II型
土压力分布图式			
适用条件	围护结构	水泥土或悬臂板式围护结构	有支撑板式围护结构
	侧向变位条件	整体水平位移或绕A点转动或两者的组合	定底端位移小，近开挖面附近位移大

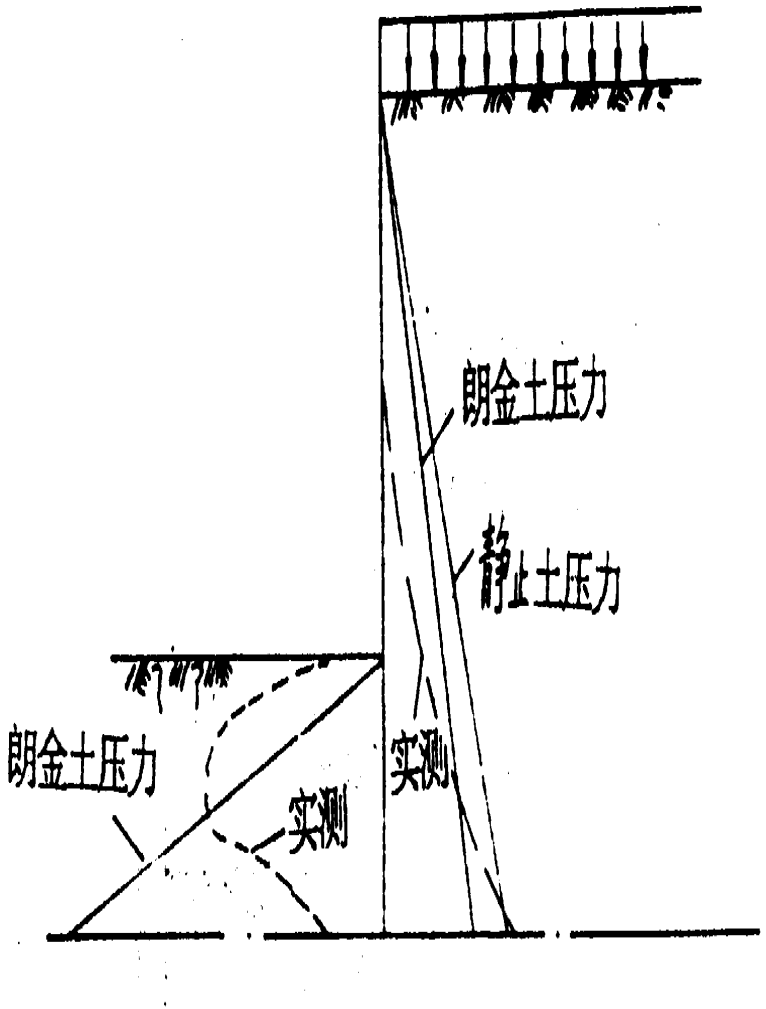


图3-5 悬臂支护桩土压力分布

与图12-5类似，P314

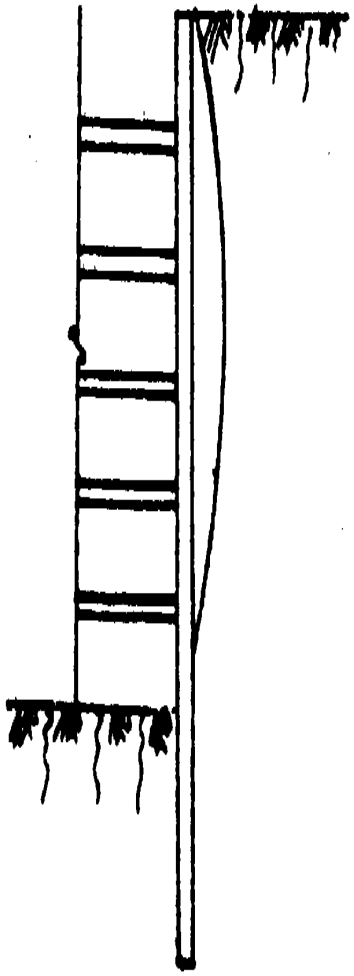


图3-6 芝加哥深基坑土压力实测

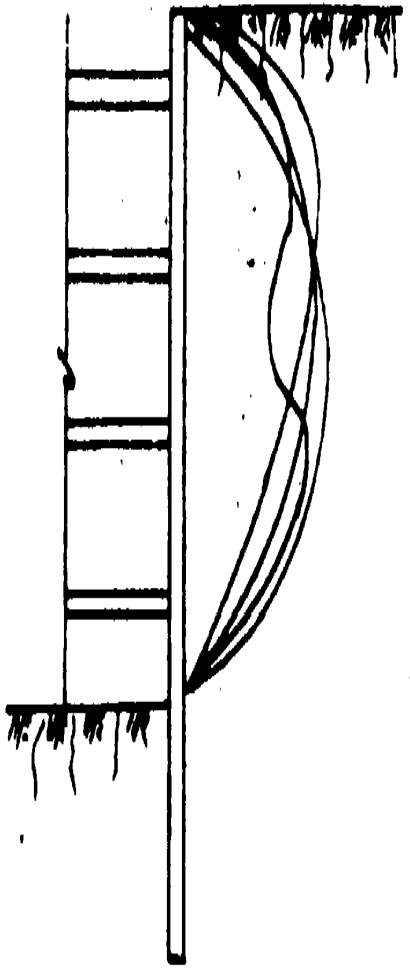


图3-7 柏林地道工程土压力实测

略

基坑底桩前土压力计算取值

基坑底桩前土抗力常采用的是Rankine公式计算，由于计算出来的被动土压力是以极限状态为前提的，当被动土压力达到理论计算值时，其围护结构的变形位移将很大，一般达到坑深或桩墙高度的5%，这么大的变形位移是基坑支护结构所不能允许的。因此，对于基坑支护被动土压力计算中，一般取其折减系数 $\eta=0.3\sim0.5$。

略

护桩与土体间的摩擦作用

桩墙支护结构在土压力作用下发生变形变位时，护桩和土体之间有相对位移而产生摩擦力，摩擦力将使桩墙后的主、被动土压力减小；相反确使桩墙前面的被动土压力增大。为此进行支护结构设计时应考虑桩墙与土体的摩擦作用，即将墙前、后的被动土压力乘以修正系数.

略

但为慎重起见对主动土压力可不进行折减。一般使墙前被动土压力增大的修正系数可取K＝1.5～2.8；使墙后被动土压力减小的修正系数可取K´＝1.0～0.35。修正系数与土的内摩擦角φ有关，φ值越大，修正系数K越大,而K´越小。

实际工程设计计算中，为简化起见，既不进行被动土压力理论计算值的折减，也不进行因摩擦作用而使墙前被动土压力增大的修正。

略

土的内聚力C、内摩擦角ϕ值可根据下列规定适当调整：

在井点降低地下水范围内，当地面有排水和防渗措施时，ϕ值可提高20%；

在井点降水土体固结的条件下，可考虑土与支护结构间侧摩阻力影响，将土的内聚力c提高20%。

略

⌘ 主动土压力：

$$e_{an} = (q_n + \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i) tg^2(45° - \frac{\phi_n}{2}) - 2c_n tg(45° - \frac{\phi_n}{2})$$

⌘ 被动土压力：

$$e_{pn} = (q_n + \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i) tg^2(45° + \frac{\phi_n}{2}) + 2c_n tg(45° + \frac{\phi_n}{2})$$

略

地面附加荷载传至n层土底面的竖向荷载qn

- （1）地面满布均布荷载

  q0时，任何土层底面处

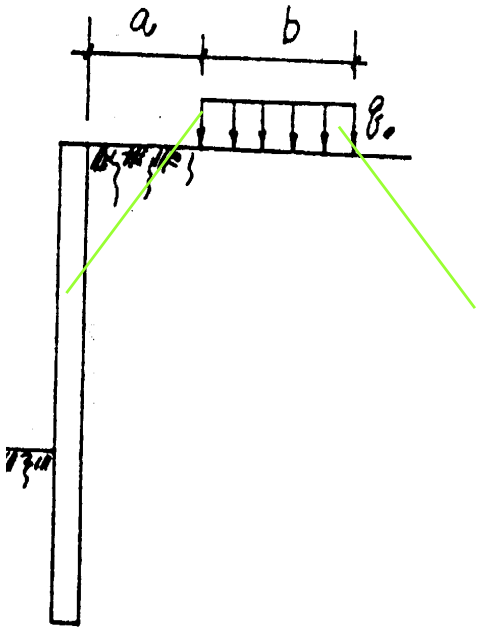
$$q_n = q_o$$

- （2）离开挡土结构距离

  为a时

$$\sum_{i=1}^{n} h_i \le a \qquad q_n = 0$$

$$\sum_{i=1}^{n} h_i > a \qquad q_n = \frac{b}{b + a + \sum_{i=1}^{n} h_i} \times q_o$$



略

- (3)作用在面积为$b_1 \times b_2$（b_2与挡土结构平行）的地面荷载，离开挡土结构距离时。

$$\sum_{i=1}^{n} h_i \le a \qquad q_n = 0$$

$$\sum_{i=1}^{n} h_i > a \qquad q_n = \frac{b_1 \times b_2}{(b_1 + a + \sum_{i=1}^{n} h_i)(b_2 + 2\sum_{i=1}^{n} h_i)} \times q_0$$

略

水压力

主要根据土质情况确定如何考虑水压力的问题。

对于粘性土，土壤的透水性较差，此粘性土产生的侧向压力可采用水土合算的方法，即侧压力为相应深度处竖向土压力与水压力之和乘以侧压力系数。

对于砂性土，采用水土分算，即侧压力为相应深度处竖向土压力乘以侧压力系数与该深度处水压力之和。

略

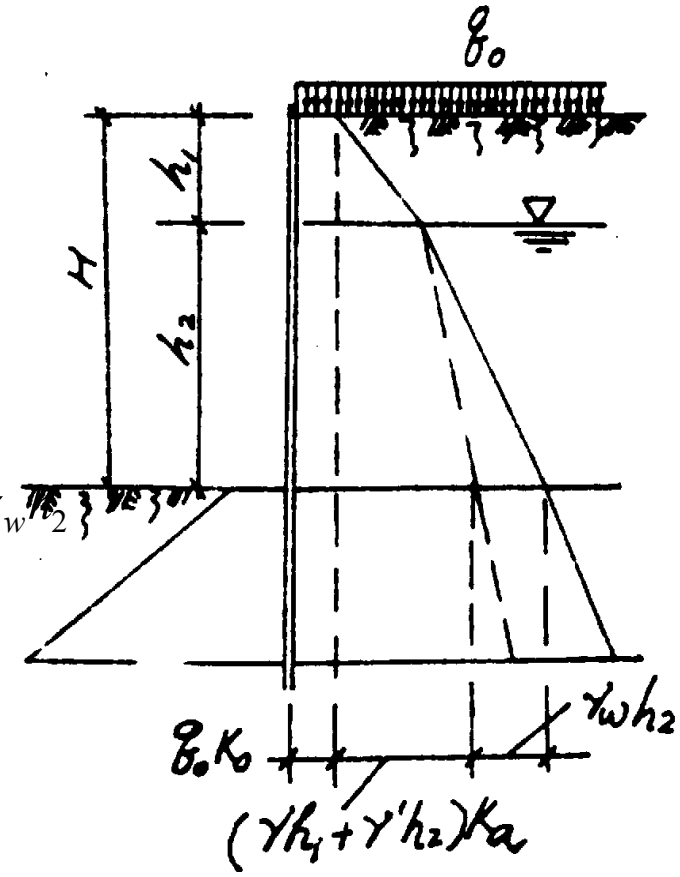
对比

- 砂土简化计算，将水压力与土压力分别计算，并把水看作是：γ_w

- 主动压力＝静止压力＝被动压力＝　h

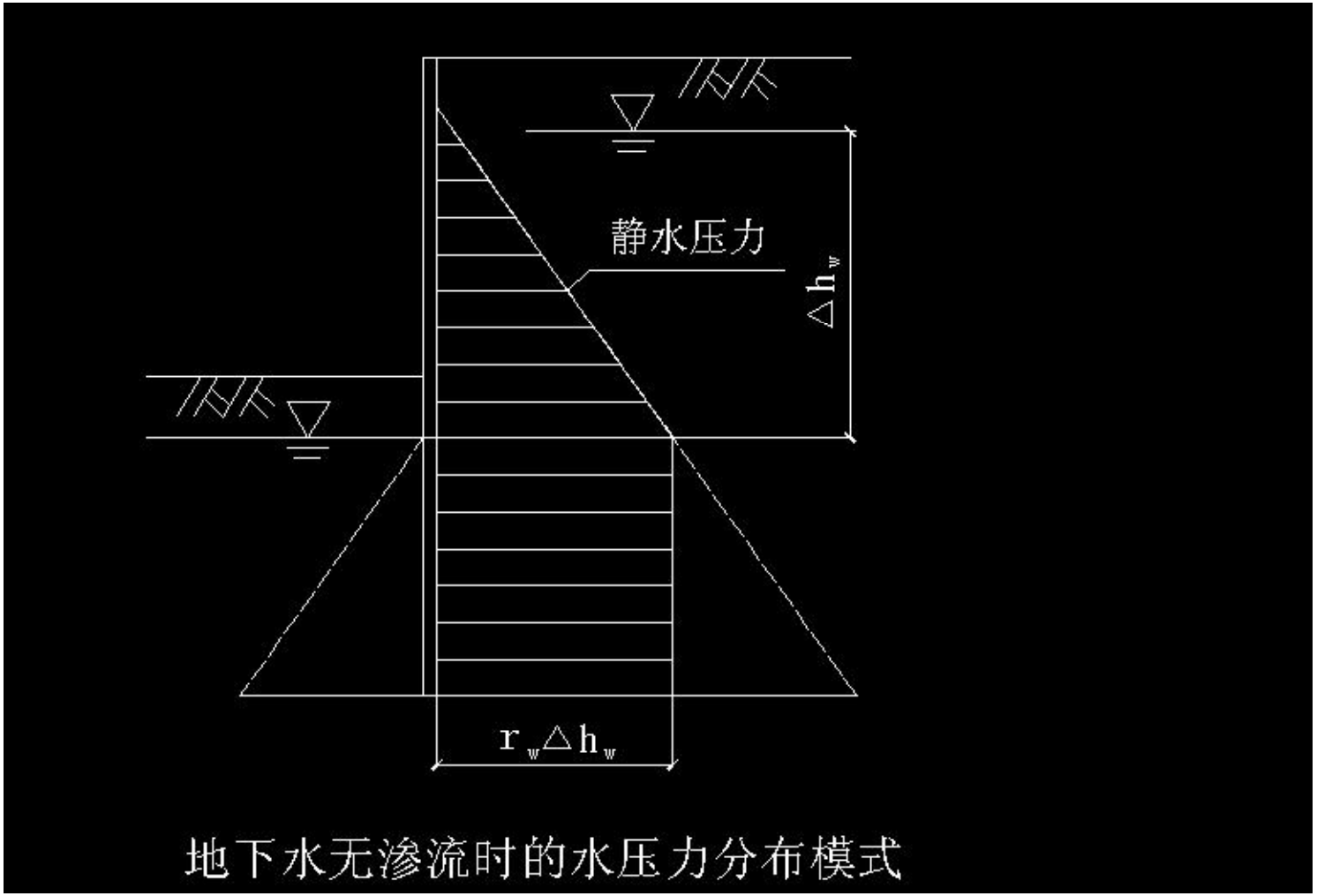
$$e_a=[q_0+\gamma h_1+\gamma(H-h_1)]\times tg^2(45°-\frac{\varphi}{2})-2ctg(45°-\frac{\varphi}{2})+\gamma_w h_2$$

$$=[q_0+\gamma h_1+\gamma(H-h_1)]Ka-2c\sqrt{K_a}+\gamma_w h_2$$



略

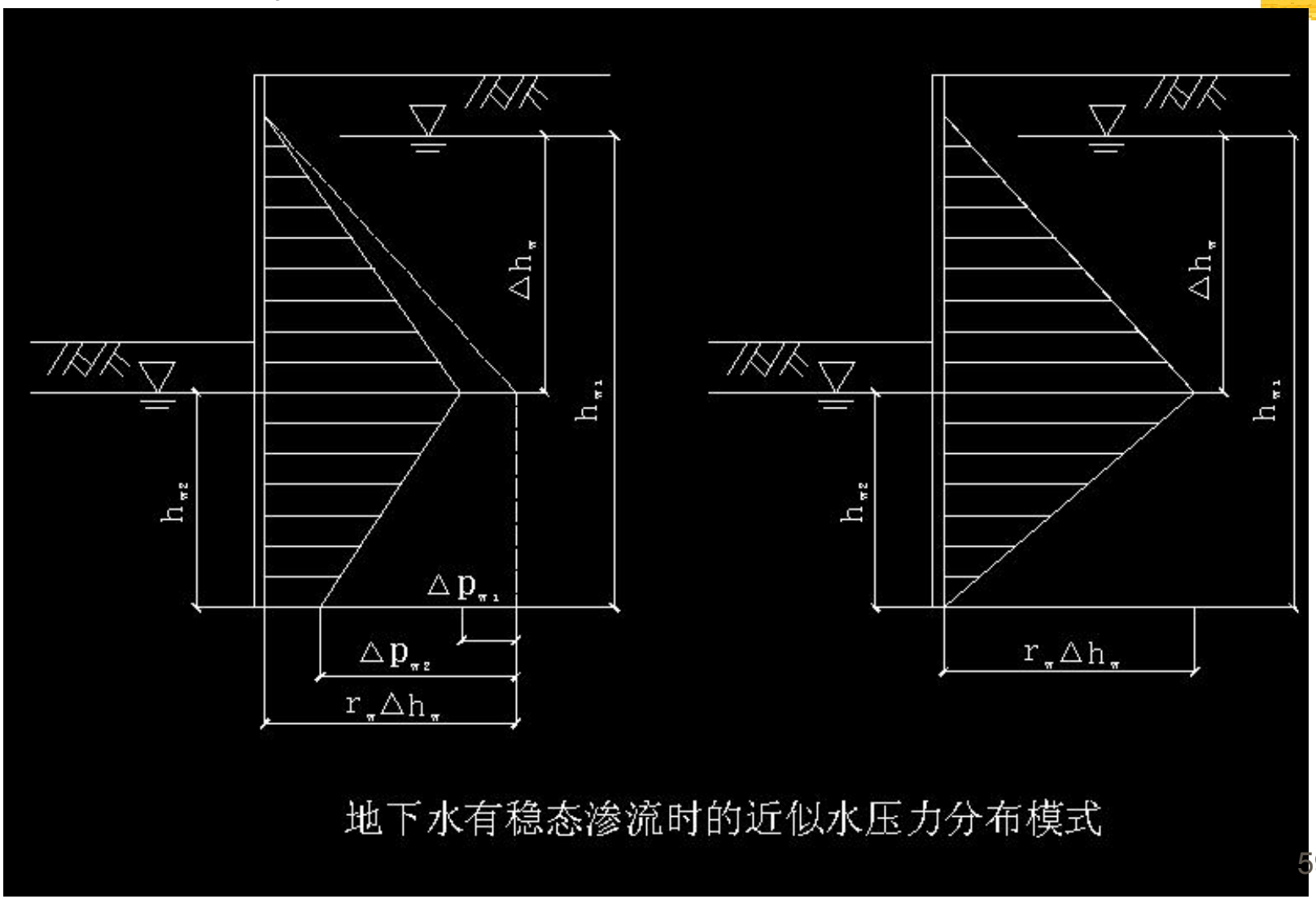
地下水无渗流时的水压力



地下水无渗流时的水压力分布模式

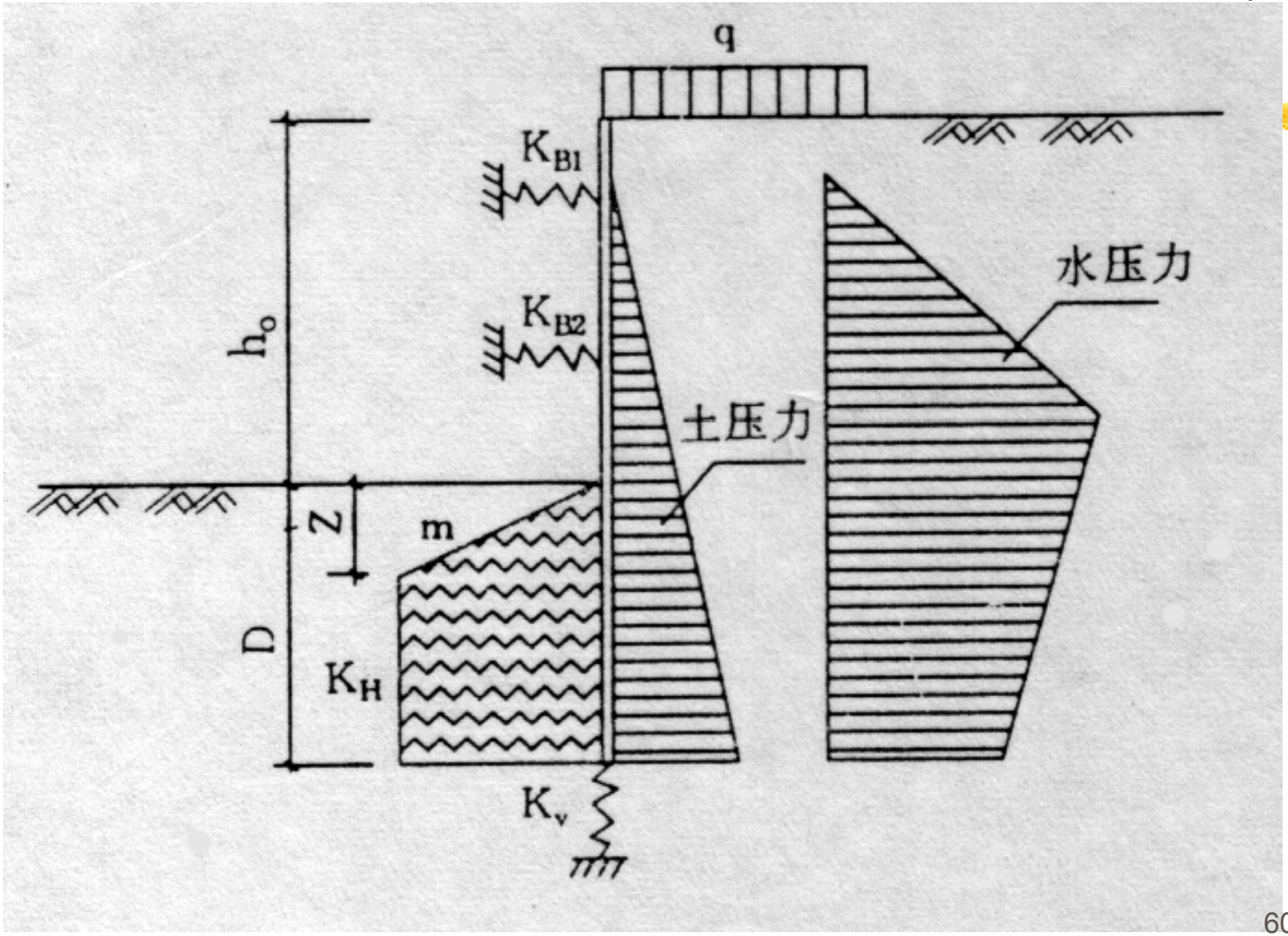
略

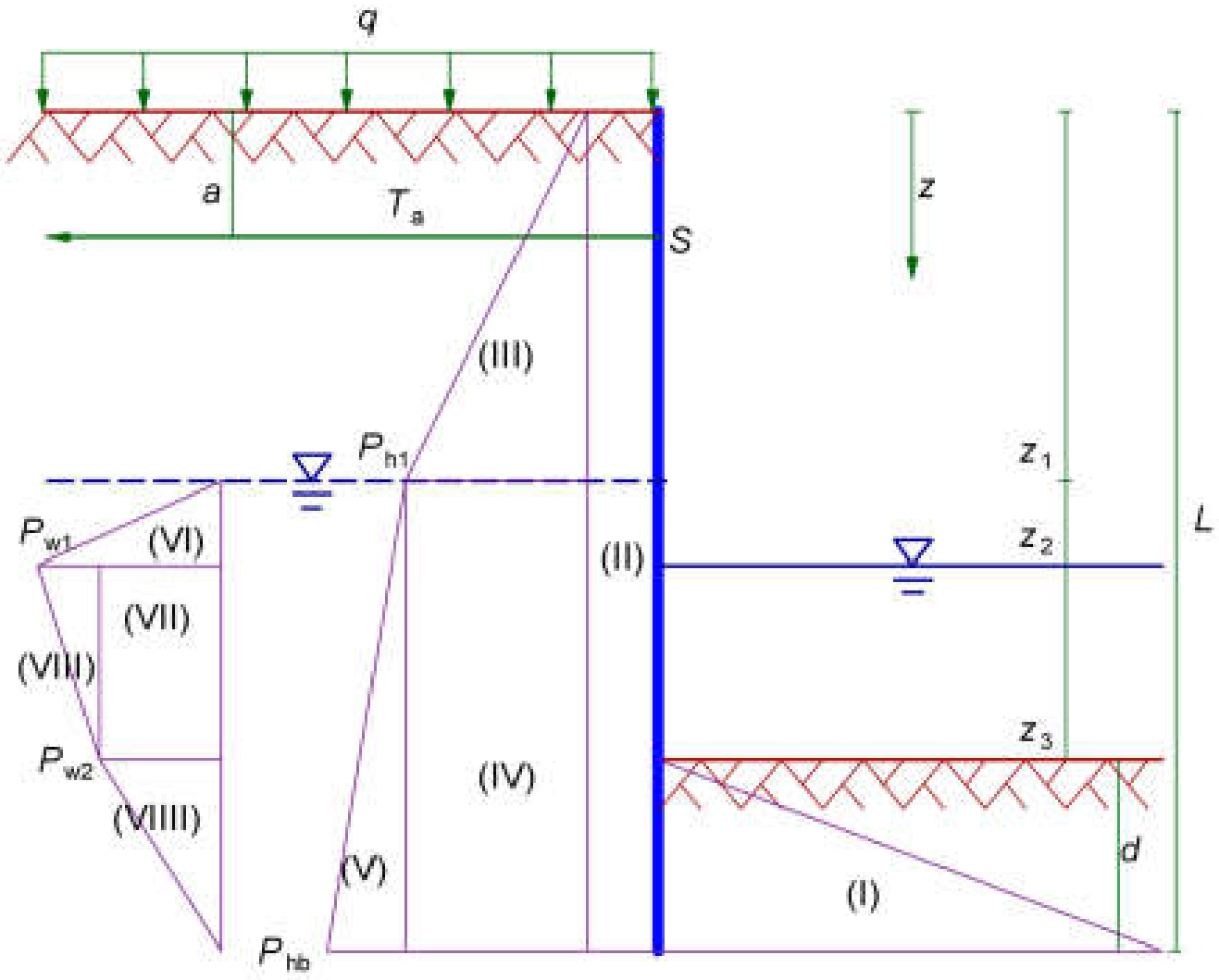
地下水有稳态渗流时的近似水压力



地下水有稳态渗流时的近似水压力分布模式

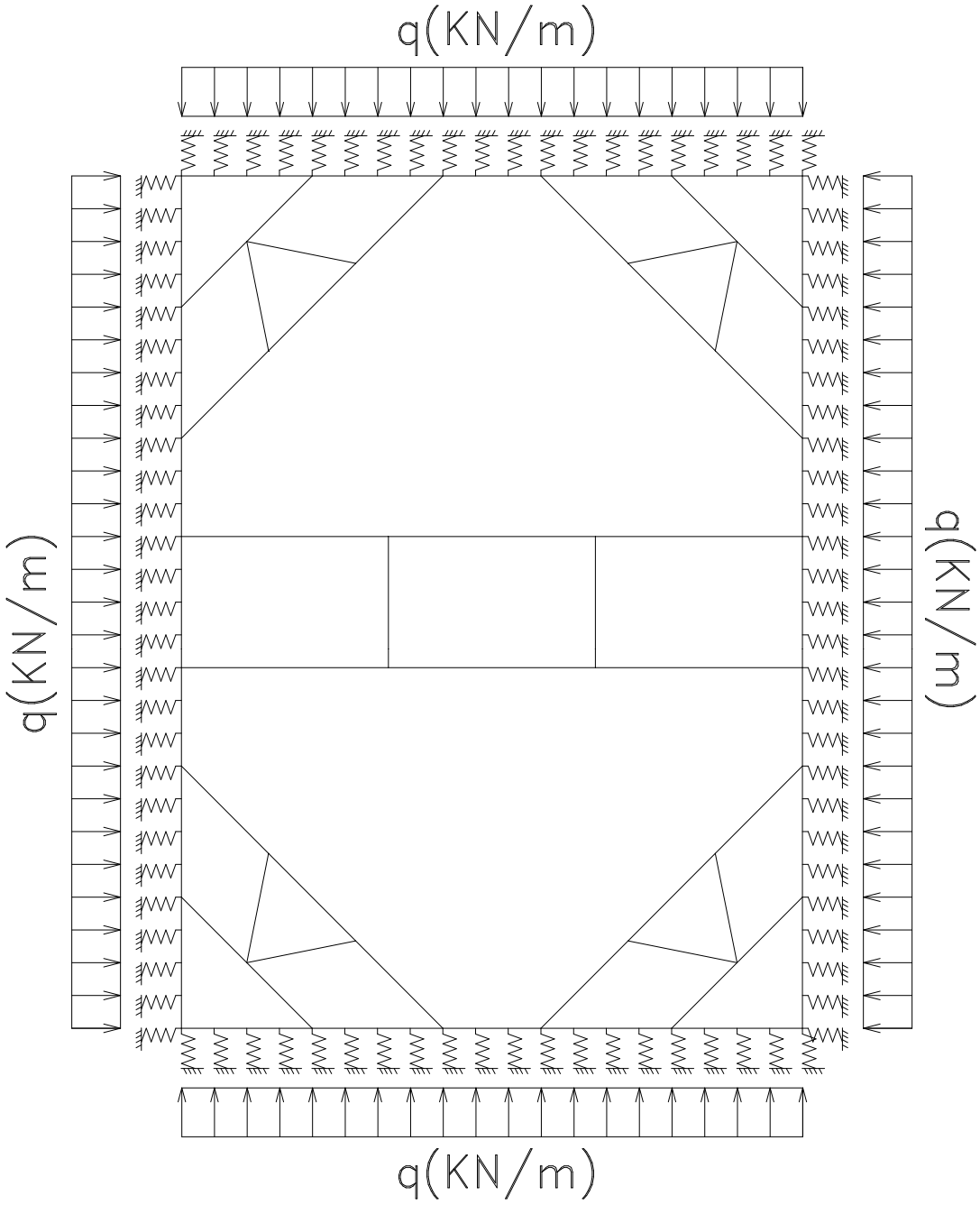
略





gure 2. Illustration for an anchored sheet pile wall in sand with steady-state seepage.

12.3.3 支撑体系平面框架的计算 P316



P317

图12-10 支撑体系平面框架的计算

支撑体系平面框架的计算

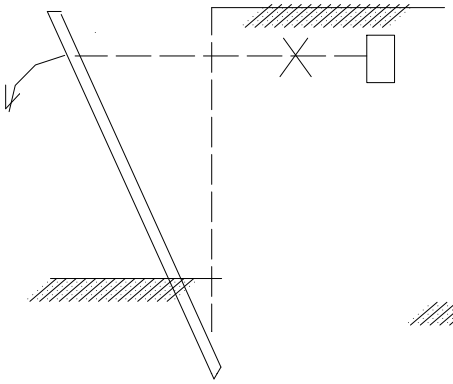
12.4 基坑稳定性验算

P319

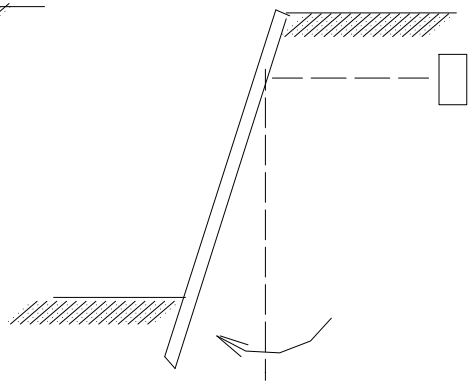
在实际工程中，仅进行内力分析是不够的，还需要进行基坑稳定性验算。

常见的基坑稳的表现形式有：

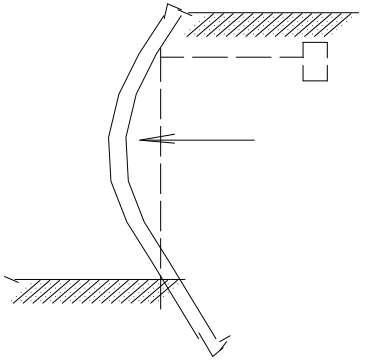
- 整体失稳破坏；
- 承载力不足导致的破坏；
- 基底滑动破坏；
- 基底潜蚀、管涌；
- 渗流；
- 支挡结构破坏；
- 被动土压力丧失等。



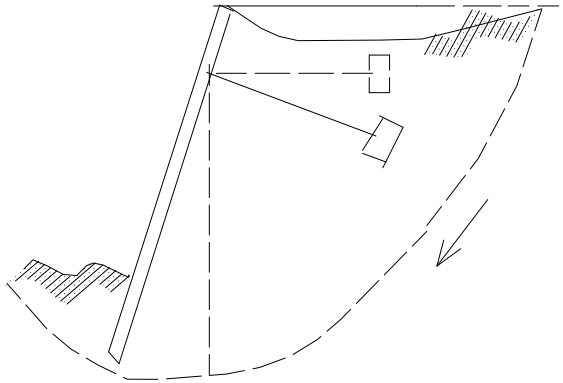
锚拉系统破坏



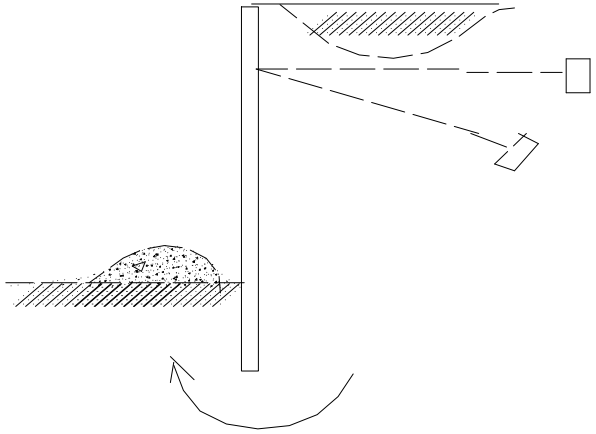
底部内移



板桩弯曲



整体滑动



管涌、隆起

表 11.8.1　基坑工程事故原因统计表

No.	事故原因	事故次数	所占比例（%）
1	建设单位（业主）问题	10	6
2	勘察问题	7	3.5
3	基坑工程设计问题	74	46
4	基坑工程施工问题	66	41.5
5	基坑工程监理问题	5	3
合　　计		162	100

12.4.1 边坡稳定

指防止基坑边坡上的部分土体脱离整体而沿着某一个面向下滑动所需要的安全度。

在放坡开挖的基坑中、没有支护结构的基坑中、地基深处存在软弱土层时都需要控制边坡稳定。

1. 砂性土的边坡稳定：

基坑抗滑安全系数

$$K = \frac{\tan\varphi}{\tan\alpha}$$

考虑动水压力时：

$$K = \left(\frac{1}{1+T_u}\right)\frac{\tan\varphi}{\tan\alpha}$$

2. 粘性土的边坡稳定

边坡的滑动面近似于圆弧，通常采用条分法。

具体计算过程见“土力学”。

$$T_u = T_w / T = \gamma_w ibh / Q\sin\alpha$$

12.4.2 基坑抗隆起稳定

P321

A 圆弧滑动抗隆起稳定验算

地基土达到极限平衡时的滑动面形状在软土中可能很接近圆弧。

滑动力矩：

$$M_{SL}=\frac{1}{2}(\gamma h_0'+q)D^2$$

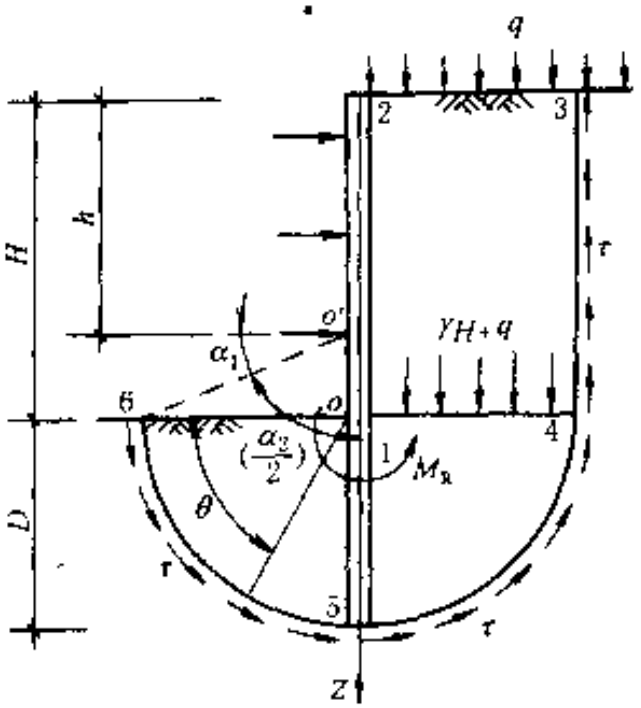


图 11.15.2 圆弧面剪力平衡验算

抗滑（抗隆起）力矩：

$$M_{RL} = R_1 k_a \tan\varphi + R_2 \tan\varphi + R_3 c$$

$$K = \frac{M_{RL}}{M_{SL}}$$

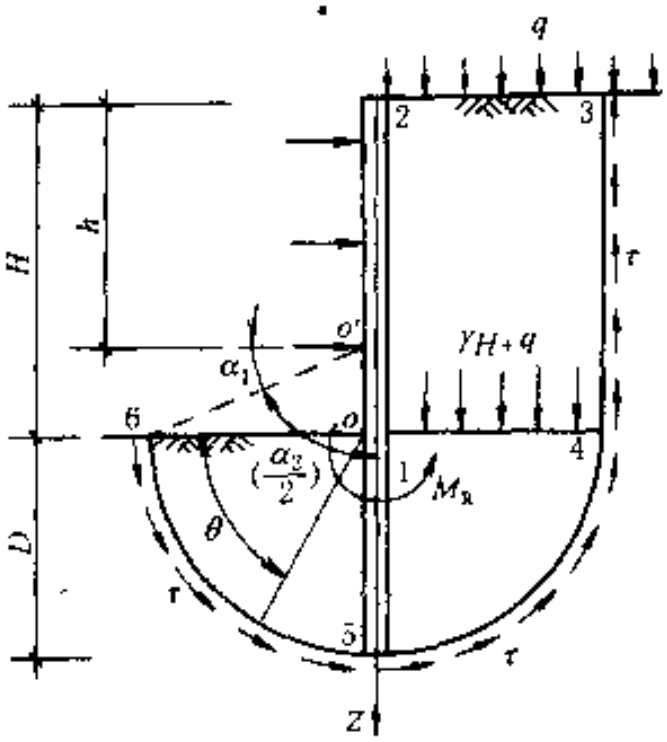


图 11.15.2　圆弧面剪力平衡验算

式（11.15.2）右端的三项分别代表图 11.15.2 中，在$\overline{34}$、$\overset{\frown}{45}$及$\overset{\frown}{56}$三个面上的抗滑力对 O'的力矩，并认为$\overline{34}$面上的抗滑力由主动土压力的摩擦力产生。

$\overset{\frown}{45}$面上的抗滑力由滑面上的法向应力 σ 乘以摩擦系数 $\tan\varphi$ 得出，面 σ 则由土自重与主动土压力在该法线方向的分力构成，$\overset{\frown}{56}$面上的抗滑力亦按同法计算。

P322

B 地基极限承载力验算

由于墙后土体下沉，使墙后土在竖直面上的抗剪强度得以发挥，从而检验D值是否合适：

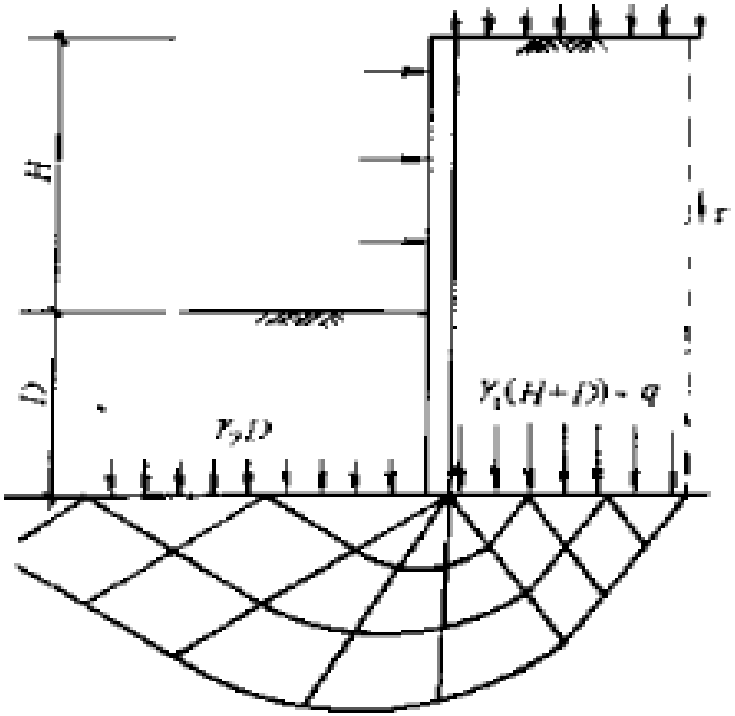


图 11.15.1 地基承载力验算

同济大学侯学渊方法

P323

$$K_{s1} = \frac{\gamma_2 D N_q + c N_c}{\gamma_1 (H + D) + q}$$

式中 H——基坑的开挖深度，m；

D——围护结构的插入深度，m；

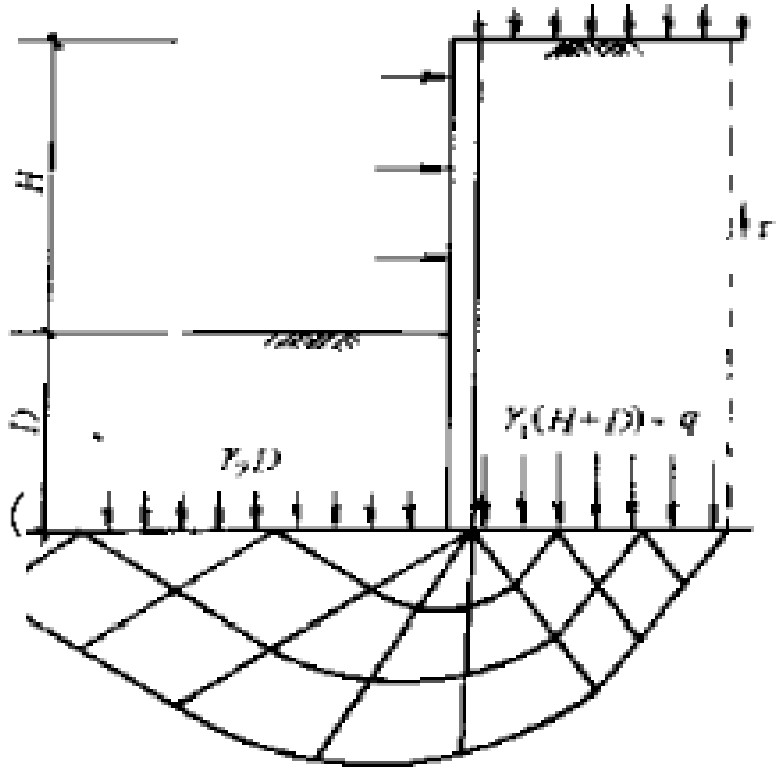


图 11.15.1 地基承载力验算

γ_1——围护结构深度范围内（即 $H+D$）土体的加权重度，kN/m^3；

γ_2——围护结构插入深度范围内土体的加权重度，kN/m^3；

q——地面超载，kPa；

c——滑移线范围内土体剪切强度指标的加权值，kPa；

12.4.3 整体稳定性验算

基坑的整体失稳是指边坡土体与支护结构一起失去稳定并在土体中产生滑裂面的情况。

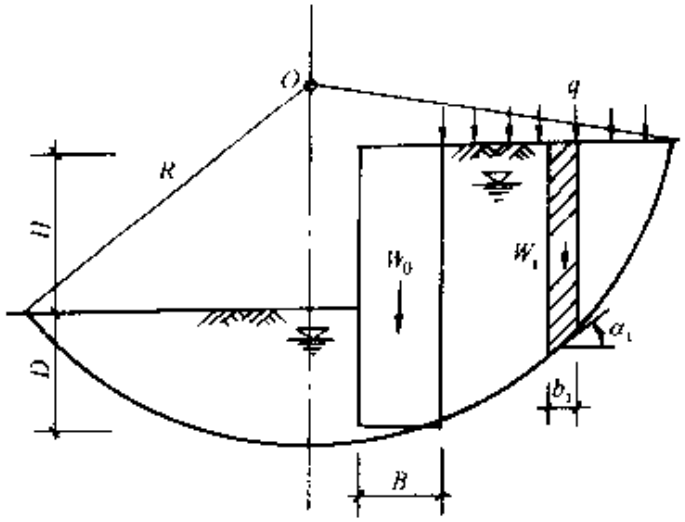


图 11.13.2 重力式围护结构整体稳定性计算简图

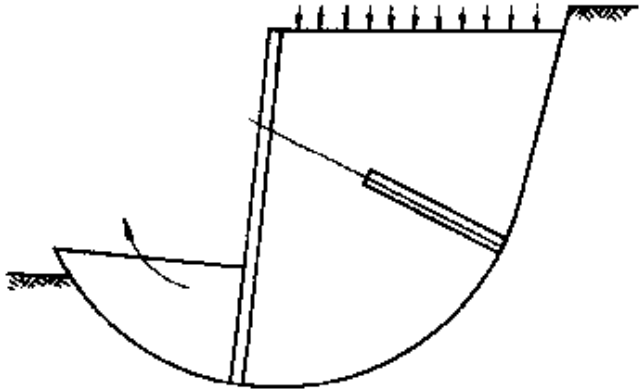


图 11.13.3 锚杆支护整体失稳图（情况 1）

略

基坑的整体失稳在下列情况常常发生，因而要进行验算。①自然放坡的边坡(见前面边坡稳定性验算)。②重力式挡土支护。③锚杆支护体系。④土钉支护体系。

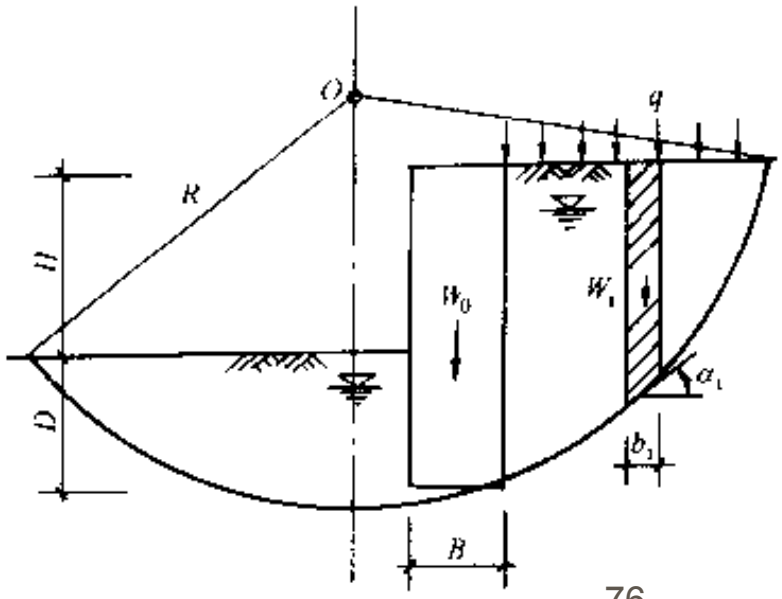
验算方法都是检验滑动面上的滑动力矩与抗滑力矩的平衡情况，只是由于挡墙或锚杆的存在限制了滑动面的位置，从面产生不同类型支护结构验算方面的少许差别。

略

重力式支护结构整体稳定核算

验算方法及搜索最危险滑动面的方法按上面自然放坡情况，采用相同的方法，只是滑动面通过挡墙的边角。

另一种假设是假定滑动面可以通过这时应在抗滑力矩中加入墙身抗剪力所产生的力矩，



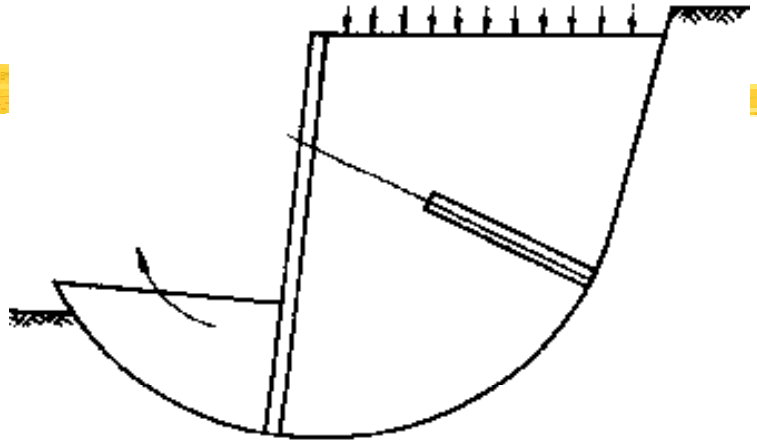
略

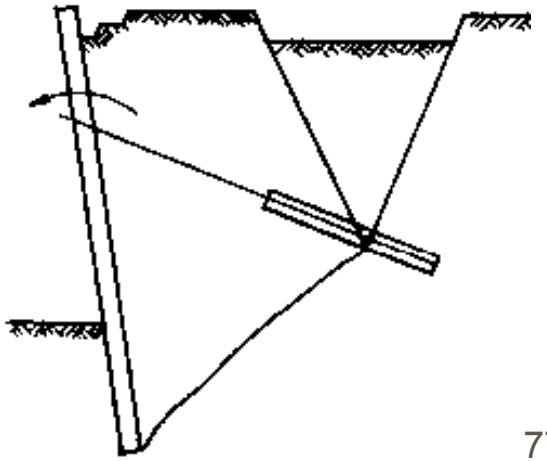
锚杆支护结构的整体稳定验算

锚杆支护基坑的整体失稳可有二种情况。

(1)破坏面通过锚杆尾端，形成一个近于圆弧的滑面。

(2)锚杆被滑动面切过，土体内形成折线构成的破坏面。

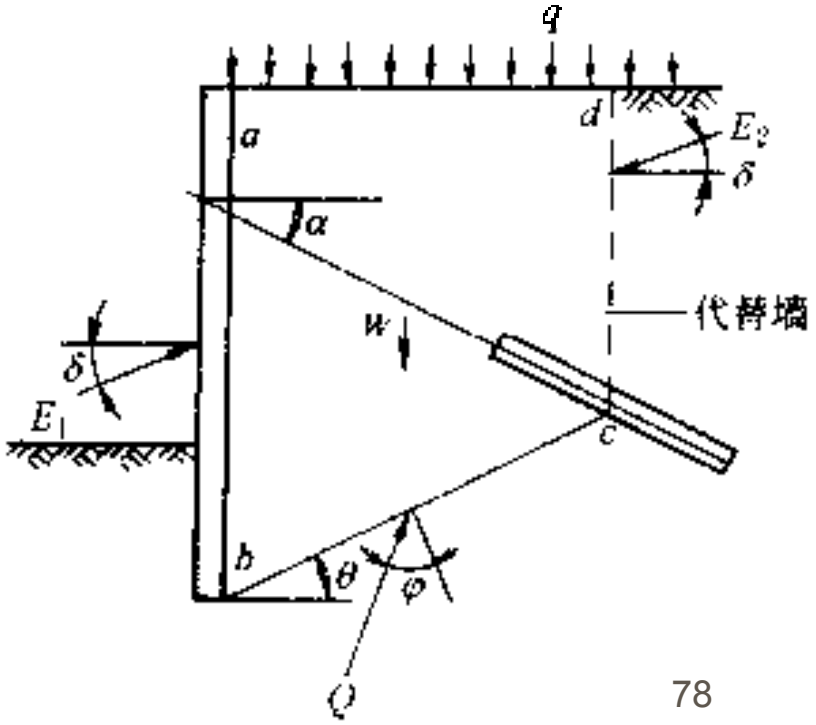




略

验算方法按Kranz提出的代替墙法，

假定滑动面由垂线dc与斜线bc组成，c点是锚杆锚固段的中点。dc代替墙。



12.4.3 土钉墙的整体稳定校核

土钉墙的稳定分析对其设计极为重要，方法大体上分为极限平衡法与有限元法二类，但以前者用的多，极限平衡法中的各法在滑动面形状及土钉力的假定方面又各不相同。

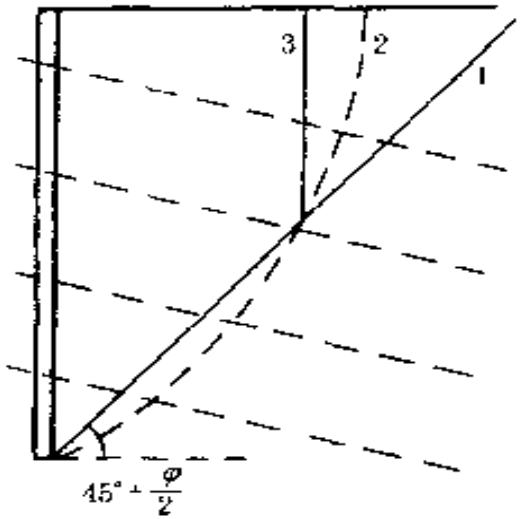


图 11.13.6　土钉的破坏面

1—库伦破坏面　2—有限元分析的破坏面

3—实际破坏面

P323

12.4.4 坑底抗渗流稳定验算

进行基坑降水时，由于基坑外水位差，导致基坑外的地下水绕过围护墙的下端向基坑内渗流。从而形成管涌或流砂。

抗渗流稳定验算的基本原则是使基坑内土体的有效压力大于地下水向上的渗流压力。

略

教材图12-15（书上印刷错误）是Terzaghi—peck方法的计算简图。

$$K=\frac{P}{U}=\frac{\gamma' D}{\gamma_m h_a} \qquad (12\text{-}19)$$

由此推得：

$$D \geq \frac{K\gamma_w h_a}{\gamma'}$$

考虑到平均超静水头ha是个变化值，进行简化处理后得到：

$$D \geq \frac{K\gamma_w h-\gamma' h_1}{2\gamma'} \qquad (12\text{-}22)$$

式中：k 应取大于1.2；h1取开挖面以上至透水性良好的土层底面之间得距离。

P324

12.4.5 承压水的影响

如果坑底粘性土下面存在超静水压力，有可能使开挖面上抬，或者形成管涌现象，从而导致基坑外得周围地面下沉。

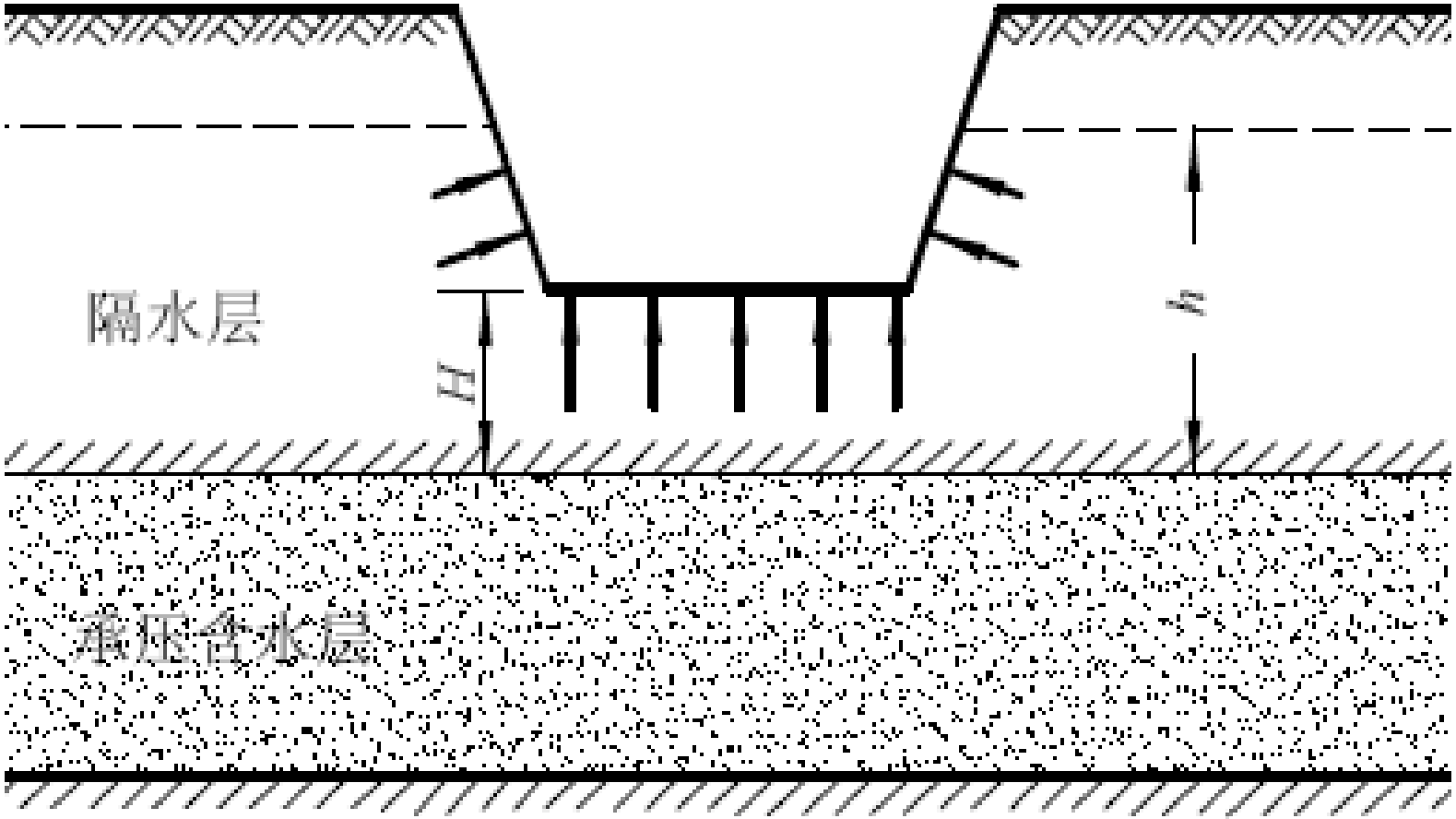
为此，需要坑底黏土有一定的厚度t。

$$t \geq \frac{h\gamma_w}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$$

通过图12-15 可算得：引入安全系数后有：

$$t \geq \frac{h\gamma_w}{\gamma / K - \gamma_w}$$

式中 K——安全系数，取K = 1.43



基坑抗承压水稳定性示意图

12.5.1 基坑坑底隆起计算

坑底隆起的原因大致有：土方开挖后土的卸荷回弹产生的隆起；坑外土向境内的塑性流动产生的隆起；承压水顶起隔水层产生的隆起等。

坑底土好时，以回弹产生的隆起为主；土质较软时塑流引起的隆起为主。卸荷回弹可以用再压缩模量计算，仅多数情况下因实际回弹与塑流的隆起常不可分，又因支护深入基坑以下，有抑制卸荷回弹的作用等原因，计算值必将与实测值有些差异。

P326

A 实用计算方法

$$s_c = \sum_{i=1}^{n} b \frac{\rho_0}{E_{ei}} (\delta_i - \delta_{i-1})$$

B 同济大学模型试验经验公式

(12-27)

$$\delta = -29.17 - 0.0167\gamma H' + 12.5\left(\frac{t}{H}\right)^{-0.5} + 0.637\gamma c^{-0.04} (\tan\varphi)^{-0.54}$$

由已知基底容许隆起量时求墙体入土深度：

(12-28)

$$\frac{t}{H} = \frac{1}{\left[0.08[\delta] + 2.33 + 0.00134\gamma H' - 0.051\gamma c^{-0.04} (\tan\varphi)^{-0.54}\right]^2}$$

略

表 11.31.2　上海三个基坑的实测与计算基坑回弹比较

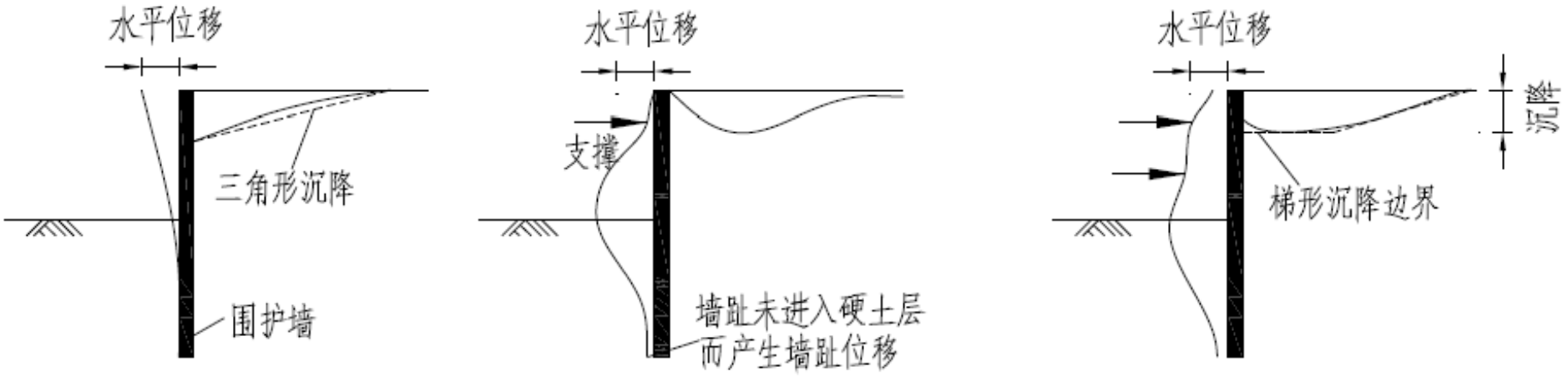
工程名称	开挖深度 H（m）	板桩入土深度（m）	开挖面积（m^2）	回弹 δ		再压缩		δ/H（%）
				实测（mm）	计算（mm）	实测（mm）	计算（mm）	
四平大楼	5.2	12	11×51	-20	-42.1	35	40.5	0.4
康乐大楼	5.5	12	15×71	-34	-47.1	41	42.5	0.62
胸科大楼	5.6	12	15×58	-45	-47.6	45	46.2	0.8

上表是上海地区基坑回弹的实测与计算的比较。内表列结果可见回弹值δ与开挖深度H之比小于1%。实测值与计算值的差异也不算太大。可以推知坑底比较稳定，土处于弹件变形阶段。

P327

12.5.2 基坑围护墙外土体沉降估算

一般采用由基坑挡土墙的水平位移推算的方法。



(a)悬臂式位移　(b)抛物线型位移　(c)组合位移

图　1　围护结构变形形态

P327

经验计算方法首先结合工程经验假定坑外地表沉降曲线，然后根据地层损失相等的概念，即假定地表沉陷槽的面积等于挡土墙水平变形与挡墙围成的面积相等。

这样只要得到墙体的变形，即可推算坑外地表的沉降曲线

1. 三角形沉降曲线

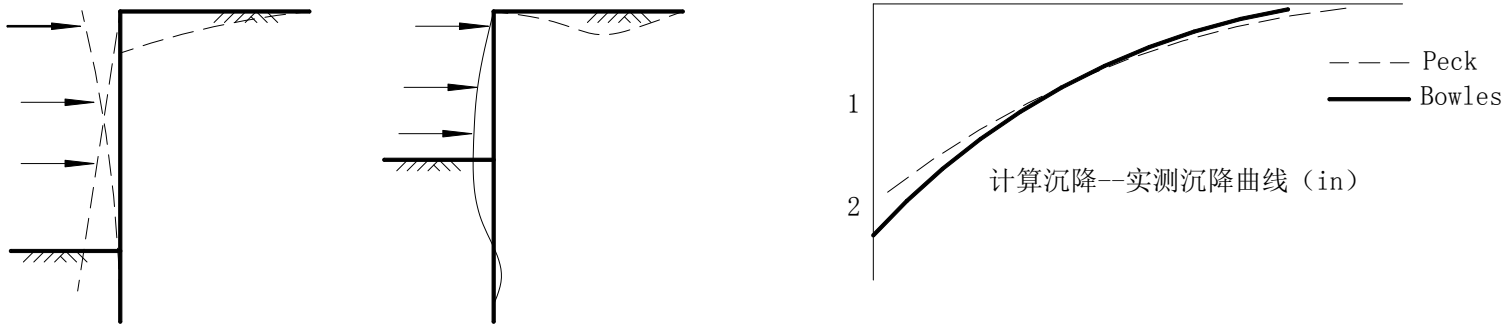
$$\delta_{\max} = \frac{2S_w}{x_0}$$

式中：SW:墙体侧位移

2. 指数曲线

最大沉降量：

$$\Delta\delta_{\max} = \frac{1.6S_w}{x_0} - 0.3\Delta\delta$$



(a)（a）三角形　(b)（b）指数曲线　(c)（c）抛物线

12.6 常见围护结构构造设计

⌘ 土层锚杆是一种埋入土层深部的受拉杆件，它一端与构筑物相连，另一端锚固在土层中。

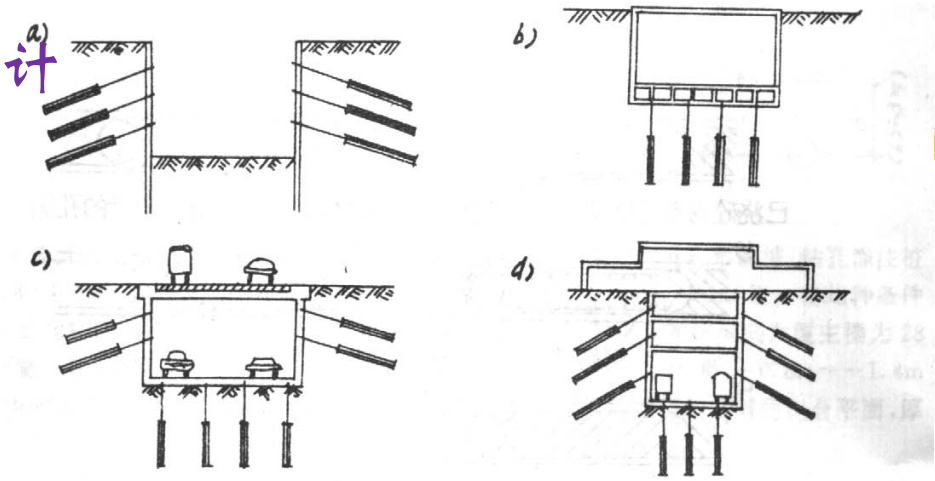


图 4.7 预应力锚杆用于深基础工程
a)深基坑支挡;b)地下室抗浮;c)地下停车场;d)地下铁道或地下街道

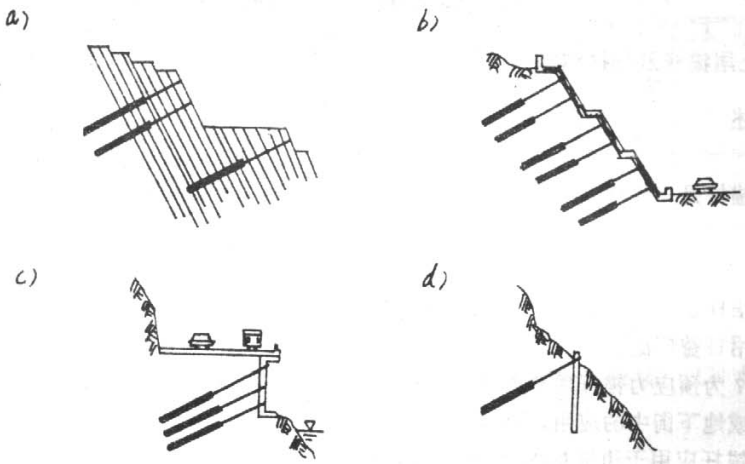


图 4.8 预应力锚杆用于边坡稳定工程
a)边坡稳定； b)斜坡挡土； c)锚固挡墙； d)滑坡防治

12.6.1 土层锚杆

锚杆设计

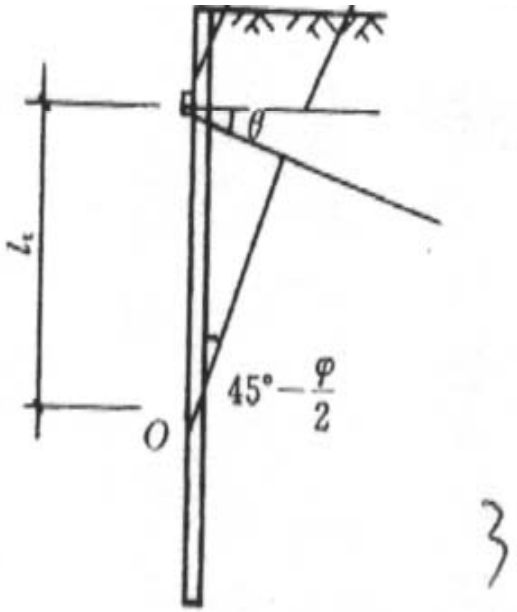
- i 锚杆承载力计算

$$T_{\mathrm{d}} \le N_{\mathrm{u}} \cos\theta$$

- ii 锚杆杆体的截面面积

$$A_{\mathrm{s}} \ge \frac{T_{\mathrm{d}}}{f_{\mathrm{y}} \cos\theta}$$

$$A_{p} \ge \frac{T_{\mathrm{d}}}{f_{\mathrm{py}} \cos\theta}$$



lii 锚杆轴向受拉承载力设计值

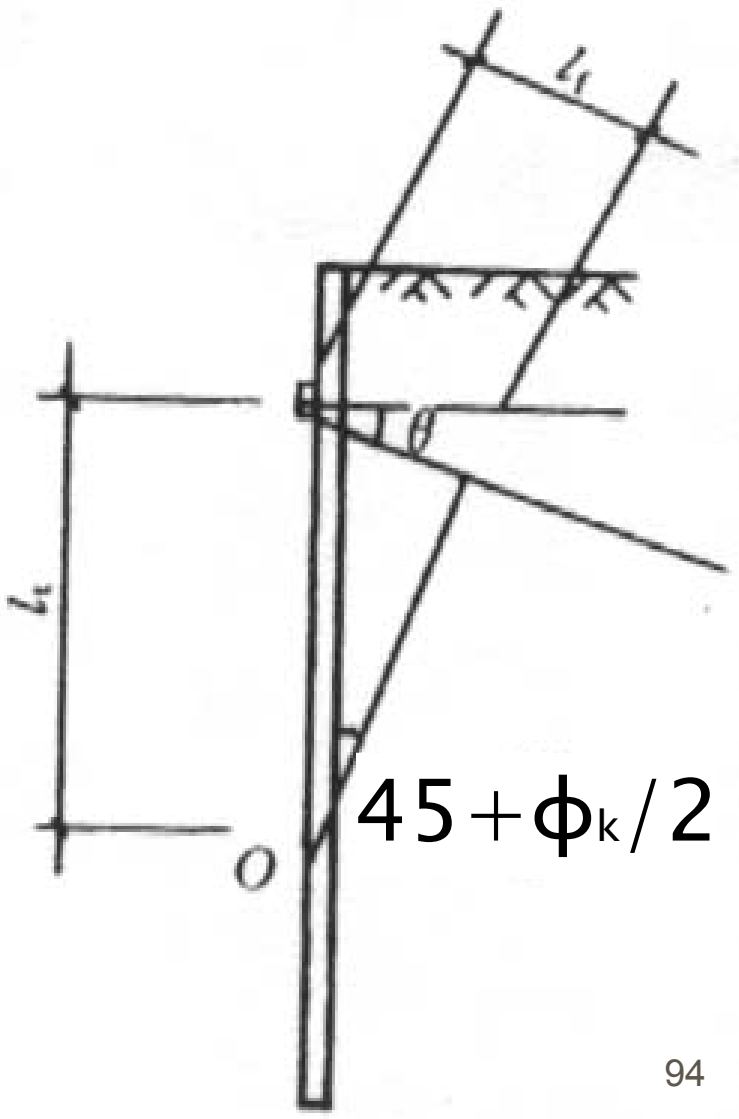
（1）安全等级为一级及缺乏地区经验的二级基坑侧壁，应进行锚杆的基本试验，受拉抗力分项系数可取1.3。

（2）基坑侧壁安全等级为二级且有邻近工程经验时：

$$N_{\mathrm{u}}=\frac{\pi}{\gamma_{\mathrm{s}}}[d\cdot\sum q_{\mathrm{s}ik}l_i+d_1\sum q_{\mathrm{s}jk}l_j+2c_{\mathrm{k}}(d_1^2-d^2)]$$

- （3）对于塑性指数大于17的粘性土层中的锚杆应进行蠕变试验。
- （4）锚杆预加力值（锁定值）应根据地层条件及支护结构变形要求确定，宜取为锚杆轴向受拉承载力设计值的0.50~0.65倍。
- （5）自由段计算长度

$$l_f = l_t \cdot \sin\left(45° - \frac{1}{2}\varphi_k\right) / \sin\left(45° + \frac{\varphi_k}{2} + \theta\right)$$



12.6.2 土钉墙

略

- 土钉墙由被加固土体、放置在土中的土钉体和喷射砼面板组成，形成一个以土挡土的重力式挡土墙。
- 土钉墙自上而下施工，步步为营，土钉墙是靠土钉的相互作用形成复合整体作用。
- 土层锚杆的失效影响较大，不应用于没有临时自稳能力的淤泥、饱和软弱土层。

略

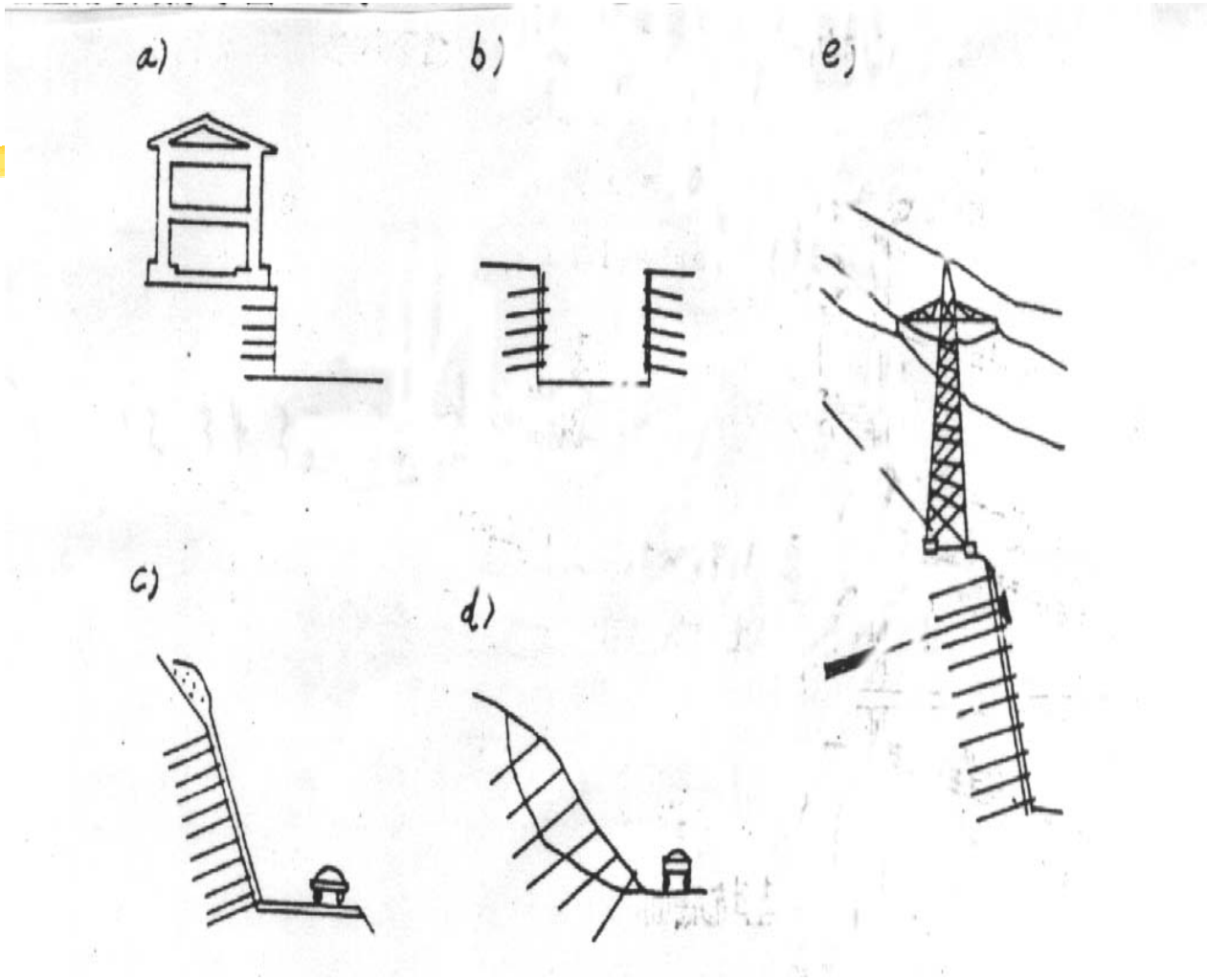


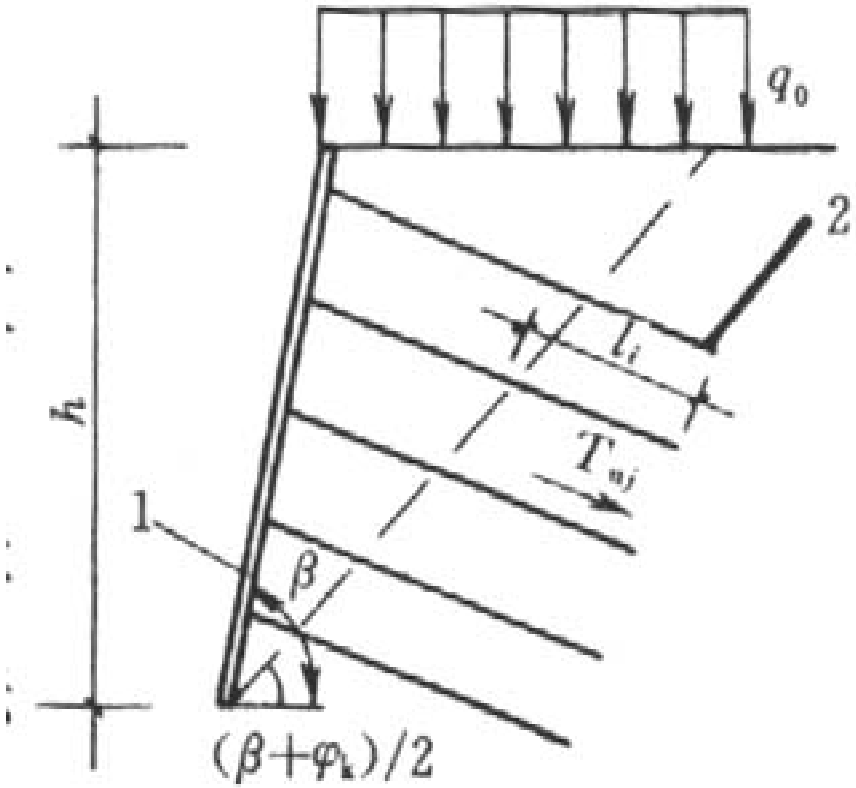
图 土钉墙应用领域

a) 托换基础； b) 竖井的挡墙； c) 斜面的挡土墙

d) 斜面稳定； e) 和锚杆并用的斜面防护

i 土钉受拉承载力计算

略



受拉承载力

$$1.25\gamma_0 T_{jk} \le T_{uj}$$

受拉荷载标准值

$$T_{jk} = \xi e_{ajk} s_{xj} s_{zj} / \cos\alpha_j$$

荷载折减系数 ξ

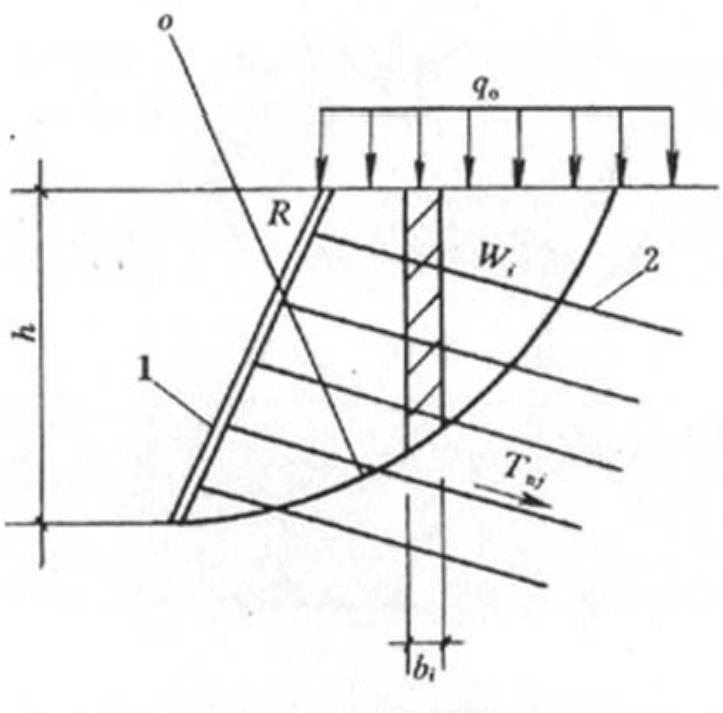
$$\xi = \mathrm{tg}\frac{\beta-\varphi_k}{2}\left[\frac{1}{\mathrm{tg}\frac{\beta+\varphi_k}{2}} - \frac{1}{\mathrm{tg}\beta}\right] / tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$T_{uj} = \frac{1}{\gamma_s}\pi d_{nj}\sum q_{sik} l_i$$

ii 土钉墙承载力计算

略

⌘ 采用简化圆弧滑动条分法



$$\sum_{i=1}^{n} c_{ik} L_i s + s\sum_{i=1}^{n}(W_i + q_0 b_i)\cos\theta_i tg\varphi_{ik} + \sum_{j=1}^{m} T_{nj}$$

$$\times[\cos(\alpha_j + \theta_j) + \frac{1}{2}\sin(\alpha_j + \theta_j)\mathrm{tg}\varphi_{ik}]$$

$$-s\gamma_k\gamma_0\sum_{i=1}^{n}(w_i + q_0 b_i)\sin\theta_i \geq 0$$

iii 构 造

略

- 土钉墙墙面坡度不宜大于1：0.1；
- 喷射混凝土面层宜配置钢筋网，钢筋直径宜为6～10mm，间距宜为150～300mm；
- 喷射混凝土强度等级不宜低于C20，面层厚度不宜小于80mm；
- 土钉钢筋宜采用Ⅱ、Ⅲ级钢筋，钢筋直径宜为16～32mm，钻孔直径宜为70～120mm；

12.6.3 水泥土墙设计

P333

又称搅拌桩挡墙，利用一种特殊的搅拌头或钻头，钻进地基至一定深度后，喷出固化剂，与地基土强行拌和而形成的加固土桩体。

Mixed-In-Place Method MIP(美国)

Deep Mixing Method (日本)

固化剂采用水泥或石灰；

适用于加固淤泥质土、粘土；

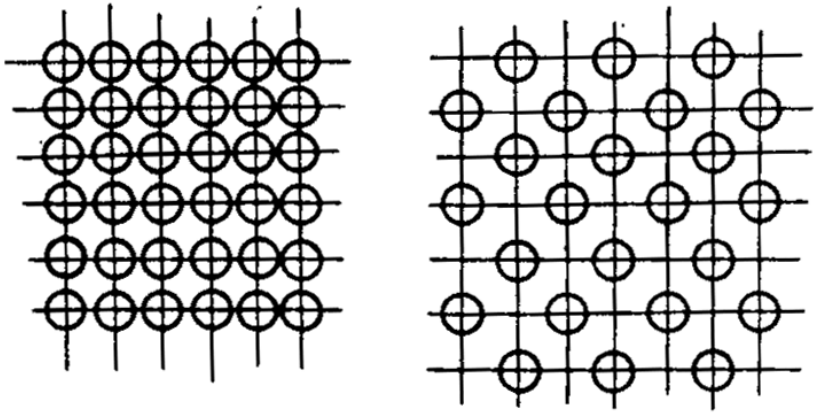
国外最大深度60m，国内12－18m；

特点：施工无震动、噪音、无废水泥浆；

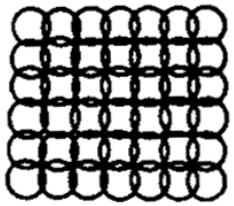
坑内无需支撑拉锚，优良的抗渗特性。

支挡高度，国内最深9m;

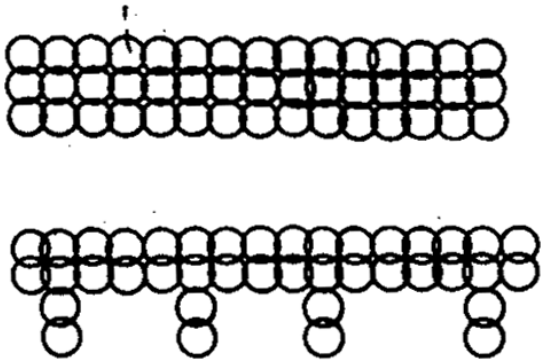
水泥墙的结构形式



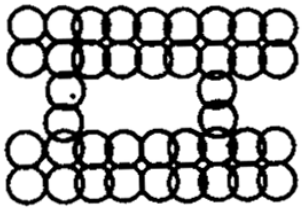
（a）柱式，正方形排列或三角形排列



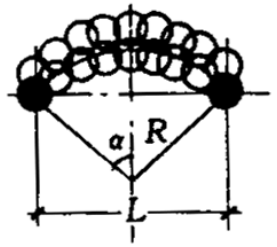
（b）块式



（c）壁式，带肋或不带肋



（d）格栅式



（e）拱式

挡墙宽度为0.6～0.8开挖深度，桩长为开挖深度的1.8-2.2倍。

i 土压力计算

计算主动土压力和被动土压力

ii 抗倾覆计算

iii 抗滑移计算

iv 墙身应力验算

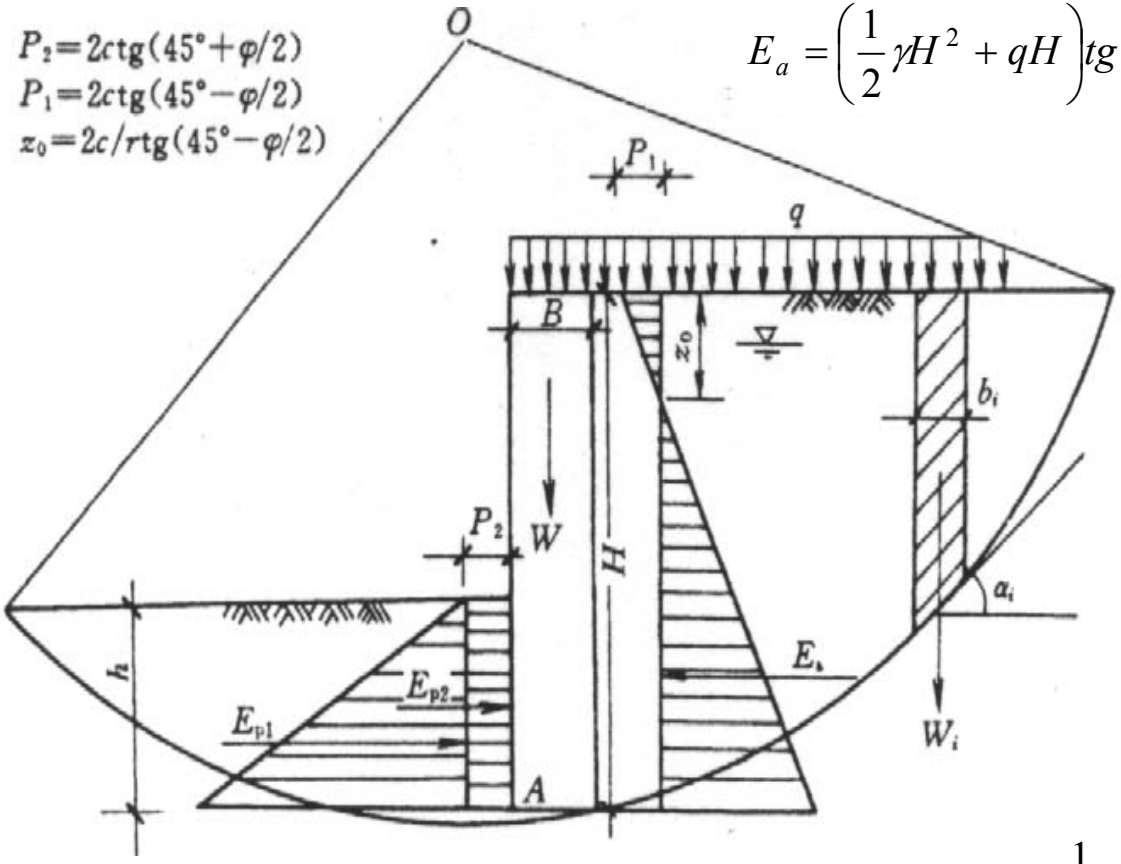
v 整体稳定计算

一般情况下，使墙体强度不成为设计的控制条件，而以结构和边坡的整体稳定控制设计。

i 土压力计算

墙后主动土压力

$$E_a=\left(\frac{1}{2}\gamma H^2+qH\right)tg^2\left(45°-\frac{\phi}{2}\right)-2cHtg\left(45°-\frac{\phi}{2}\right)+2c^2/\gamma$$



墙前被动土压力

$$E_p=\frac{1}{2}\gamma_D h^2 tg^2\left(45°+\frac{\phi_D}{2}\right)+2C_D htg\left(45°+\frac{\phi_D}{2}\right)$$

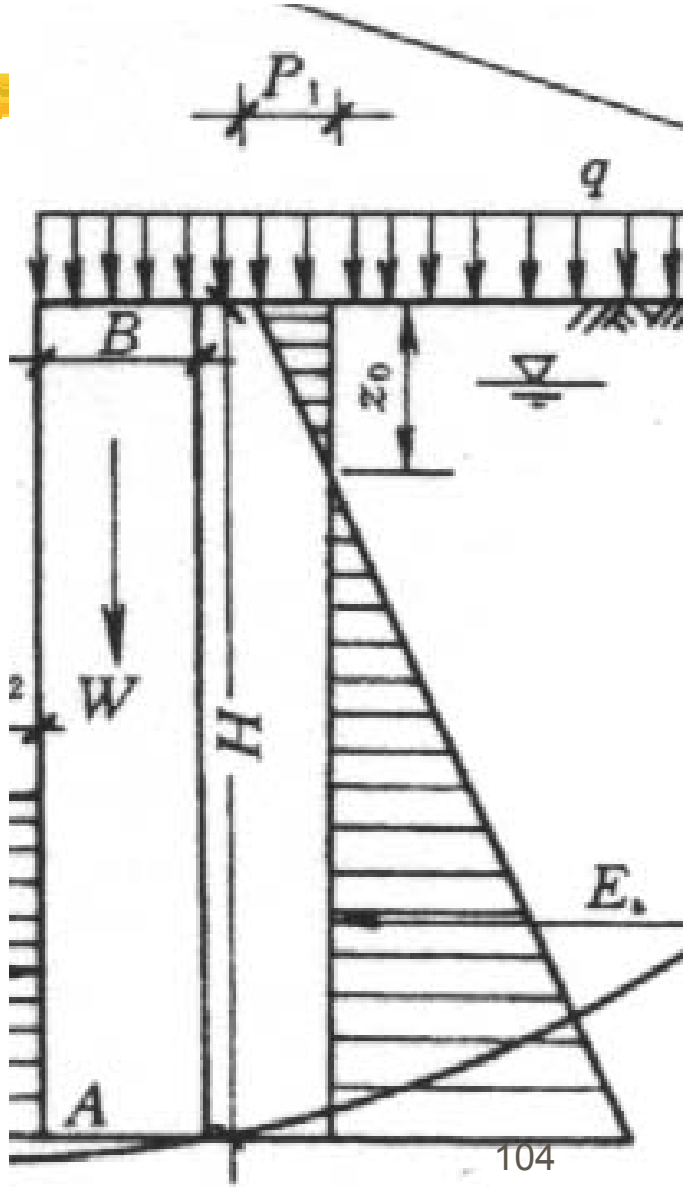
$$E_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2 + qH\right) tg^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) - 2cHtg\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) + 2c^2/\gamma$$

$$P_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$z = 0 \Rightarrow P_a = -2c\sqrt{K_a}$$

$$P_a = 0 \Rightarrow z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

$$\Delta = \frac{1}{2} \cdot 2c\sqrt{K_a} \cdot \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2c^2}{\gamma}$$



ii 抗倾覆计算

⌘ 按重力式挡墙计算墙体绕前趾A的抗倾覆安全系数，不小于(1.0～1.1).

$$K_D = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\frac{1}{3}hE_{p1} + \frac{1}{2}hE_{p2} + \frac{1}{2}BW}{E_a(H - Z_0)/3}$$

iii 抗滑移计算

⌘ 按重力式挡墙计算墙体沿底面滑动的安全系数：

$$K_{\mathrm{c}}=\frac{W\mathrm{tg}\varphi_0+c_0B+E_{\mathrm{p}}}{E_{\mathrm{a}}}$$

ⅳ 墙身应力验算

- 墙体所验算截面处的法向应力
- 剪应力按下式进行：

$$\sigma = \frac{W_1}{B} < \frac{q_u}{K}$$

$$\tau = \frac{E}{B} < \frac{[\tau]}{K}$$

ν 整体稳定计算k>=1.25

⌘ 整体稳定计算时，将滑动土体与搅拌桩挡墙视为一个整体考虑(常选在墙底下0.5－1.0米处)，采用圆弧滑动法计算图：

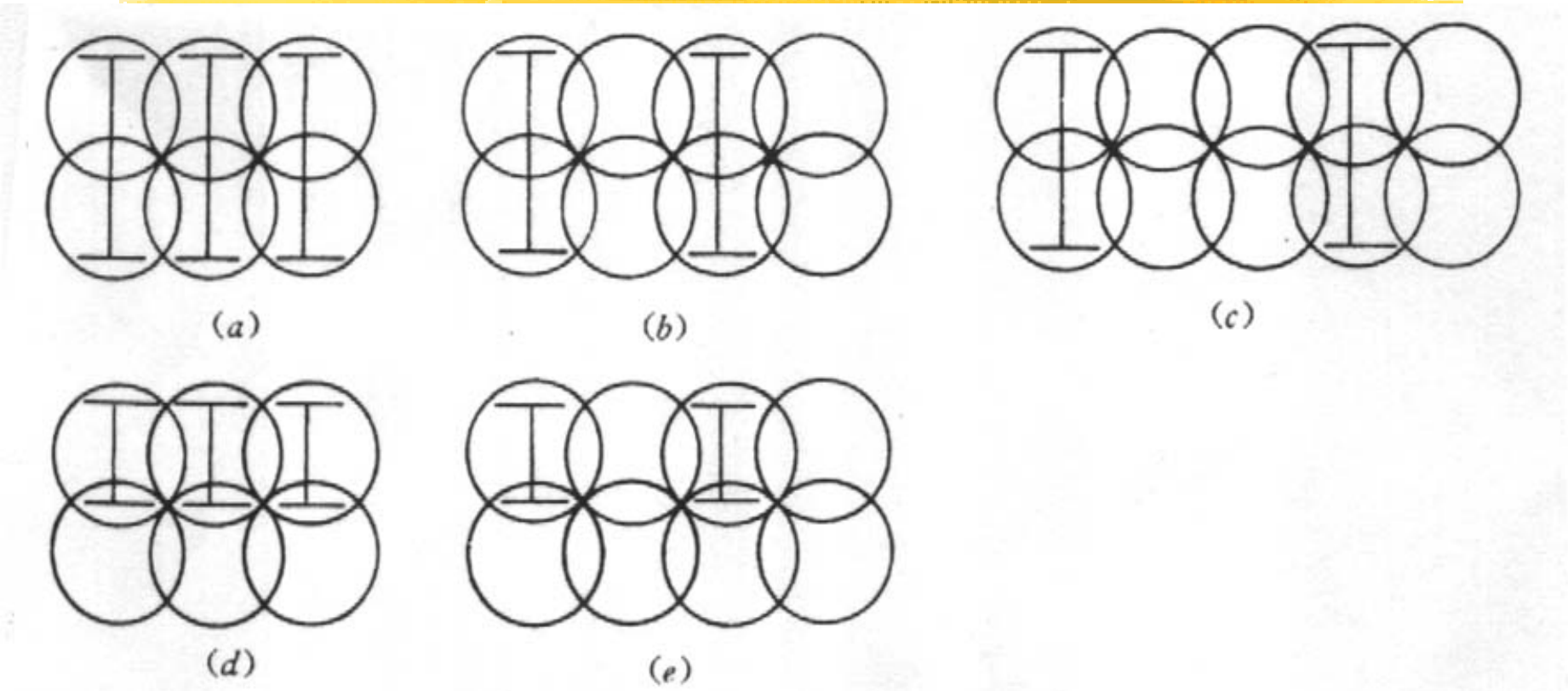
$$K=\frac{\sum_{i=1}^{n}c_i l_i+\sum_{i=1}^{n}(q_i b_i+W_i)\cos\alpha_i \operatorname{tg}\phi_i}{\sum_{i=1}^{n}(q_i b_i+W_i)\sin\alpha_i}$$

构造要求

- 格栅布置时，水泥土的置换率对于淤泥不宜小于0.8，淤泥质土不宜小于0.7，一般粘性土及砂土不宜小于0.6；格栅长宽比不宜大于2；
- 桩与桩之间的搭接宽度：考虑截水作用时，桩的有效搭接宽度不宜小于150mm；当不考虑截水作用时，搭接宽度不宜小于100mm。
- 不能满足要求时，宜采用基坑内侧土体加固或水泥土墙插筋、加混凝土面板及加大嵌固深度等措施。

SMW Soil Mixing Wall

- SMW挡土墙是先施工水泥土挡墙，最后按一定的形式在其中插入型钢（如H钢），即形成一种劲性复合围护结构。：
- 止水好，刚度大，构造简单，型钢插入深度一般小于搅拌深度，型钢可回收重复使用，成本较低。
- SMW适宜的基坑深度为6～10m，
- 国外开挖深度已达20m。
- 要求型钢间距不能过大，保证
- 水泥土的强度由受剪，受压控制。

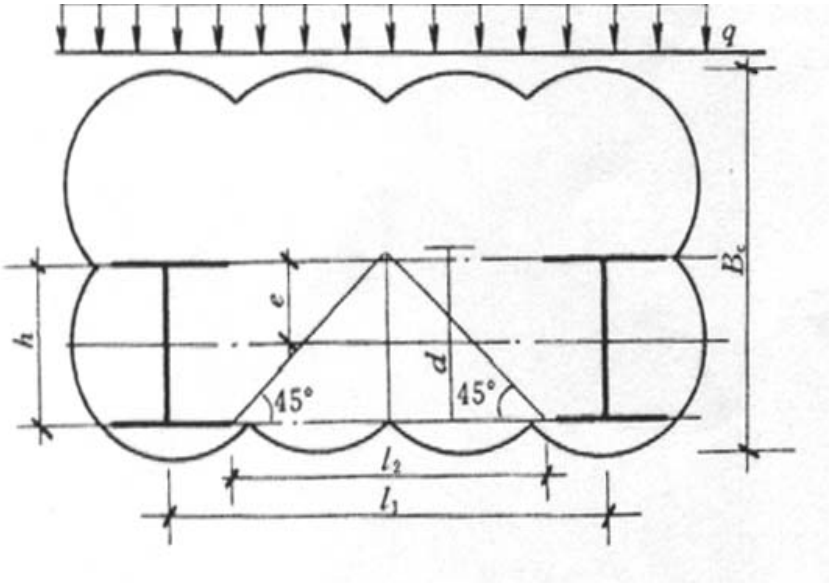


（a）全位“满堂”；（b）全位“1隔1”
（c）全位“1隔2”；（d）半位“满堂”；（e）半位“1隔1”

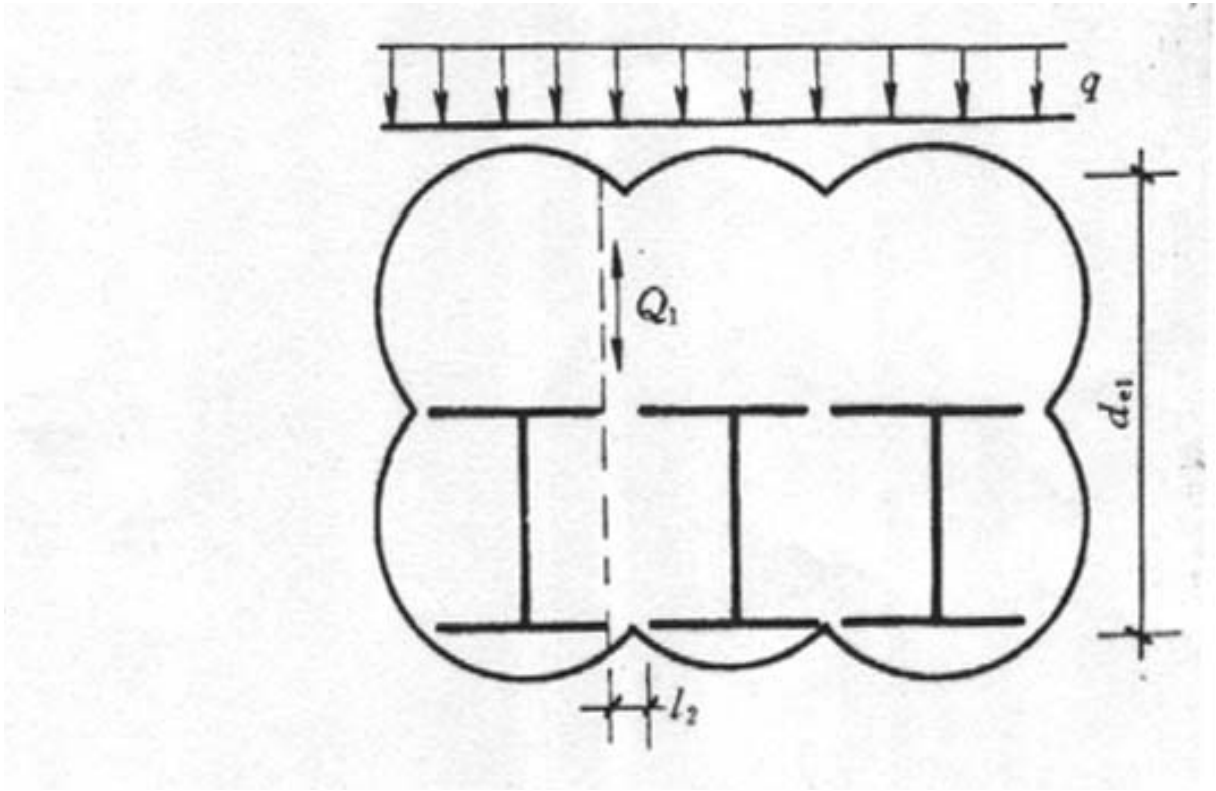
1 型钢净间距的确定

- 保证型钢间的水泥土在侧向水土压力作用下不产生弯曲应力

$$l_2 \le B_c + h + 2e$$



2 水泥土强度校核

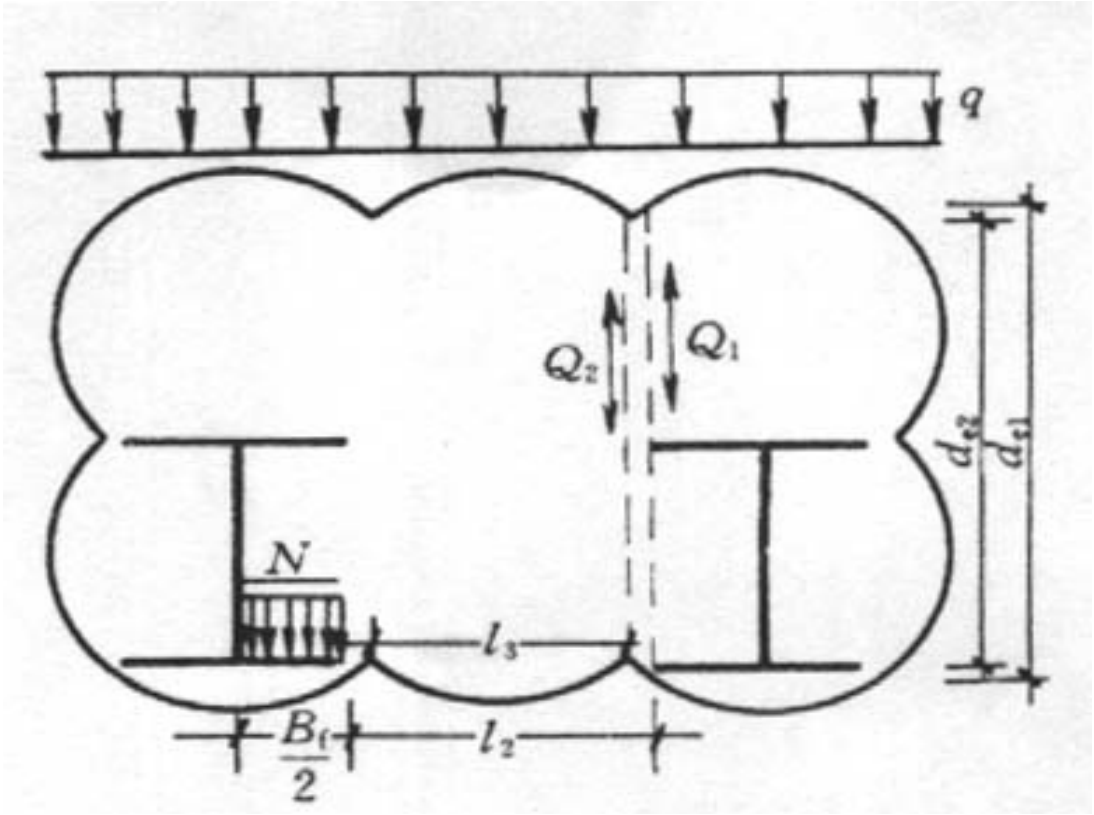


“连续”截面剪力

$$Q_1 = \frac{ql_2}{2}$$

$$\tau_1 = \frac{Q_1}{d_{el}} \le \tau_s$$

型钢“间隔”布置

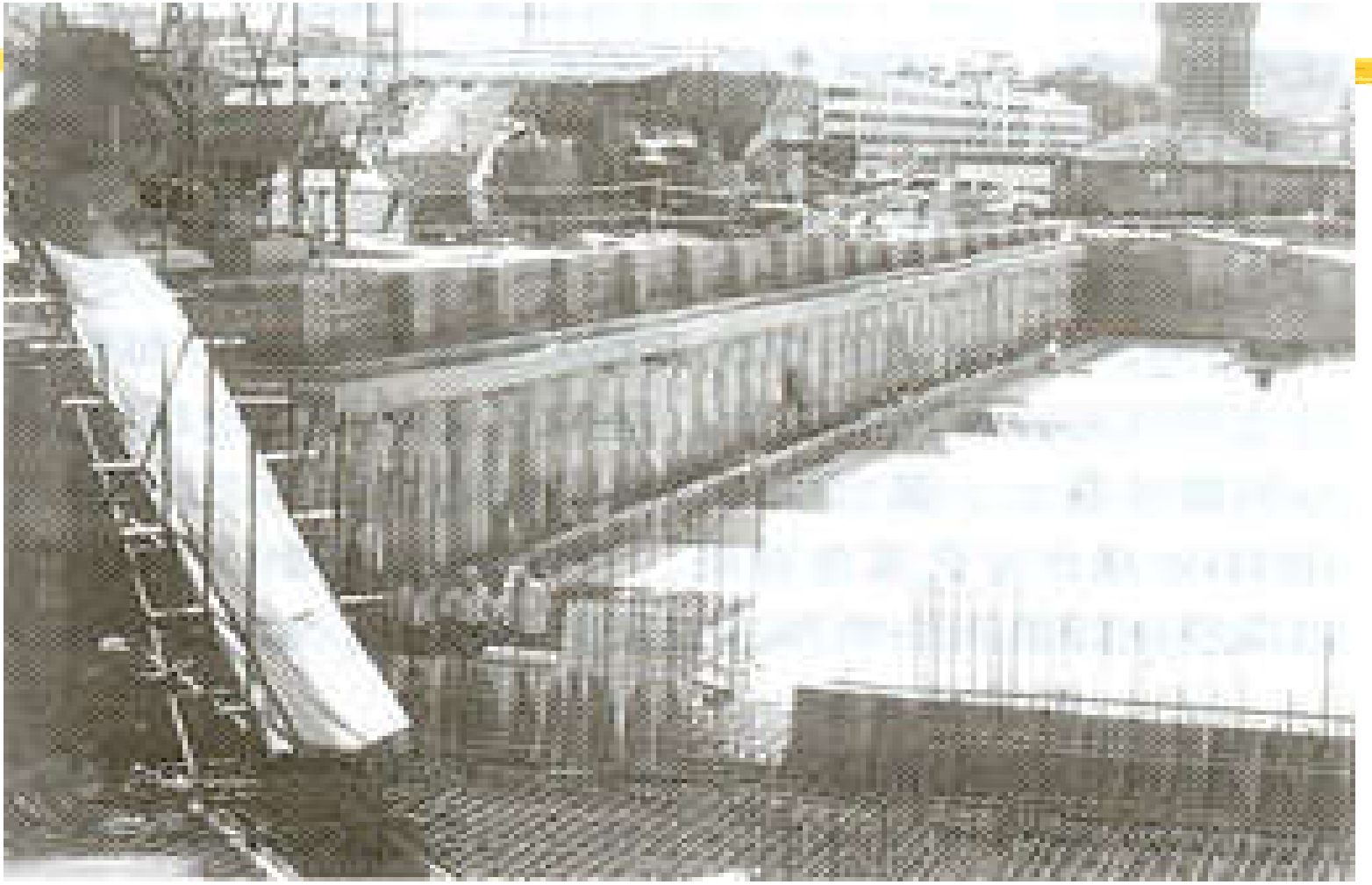


$$\tau_2 = \frac{Q_2}{A_e} = \frac{ql_3}{d_{e2}} \le \tau_s$$

验算拱的轴力强度

$$N = \frac{ql_2}{2}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{ql_2}{B_f} \le f_c$$



悬臂灌注桩排桩基坑支护

深基坑工程桩锚支护

钢板桩＋钢管内支撑基坑支护

灌注桩排桩＋钢管内支撑基坑支护

SMW工法＋型钢内支撑基坑支护

新型水泥土搅拌桩墙 Soil Mixing Wall

地下连续墙＋钢管内支撑基坑支护

上海城隍庙广场SMW工法深基坑工程支护

工具式钢支撑基坑支护

The end

文件名格式：班级 学号 姓名 简略实验名称

邮件标题同文件名

Any questions please 发送至

xingzhengwu@163.com