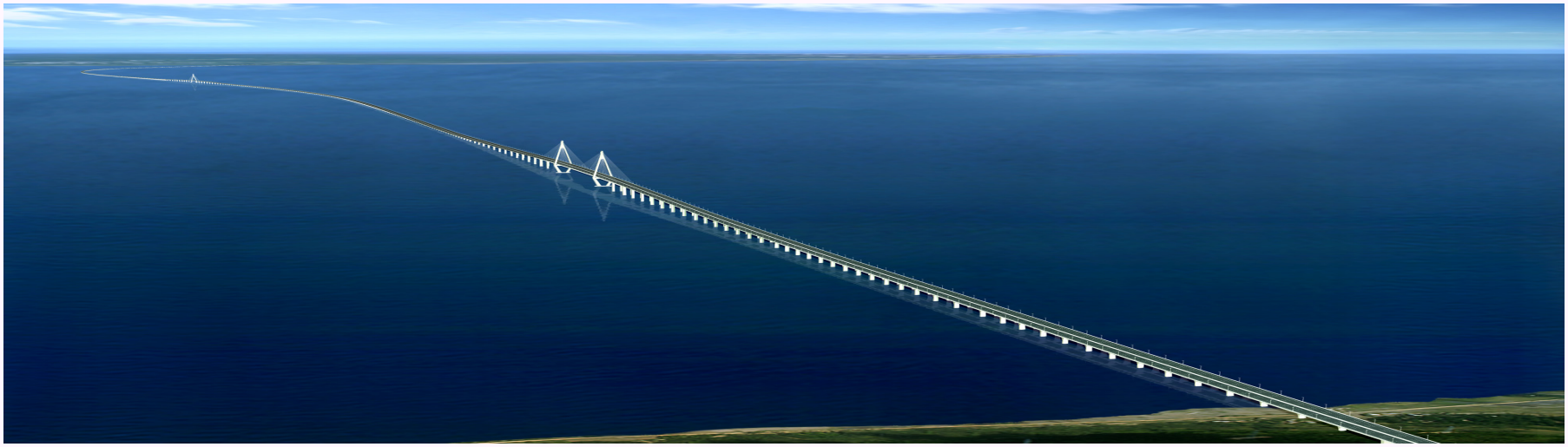
基础工程(二)

主讲：邹新军 副教授

湖南大学土木工程学院

二〇〇八年

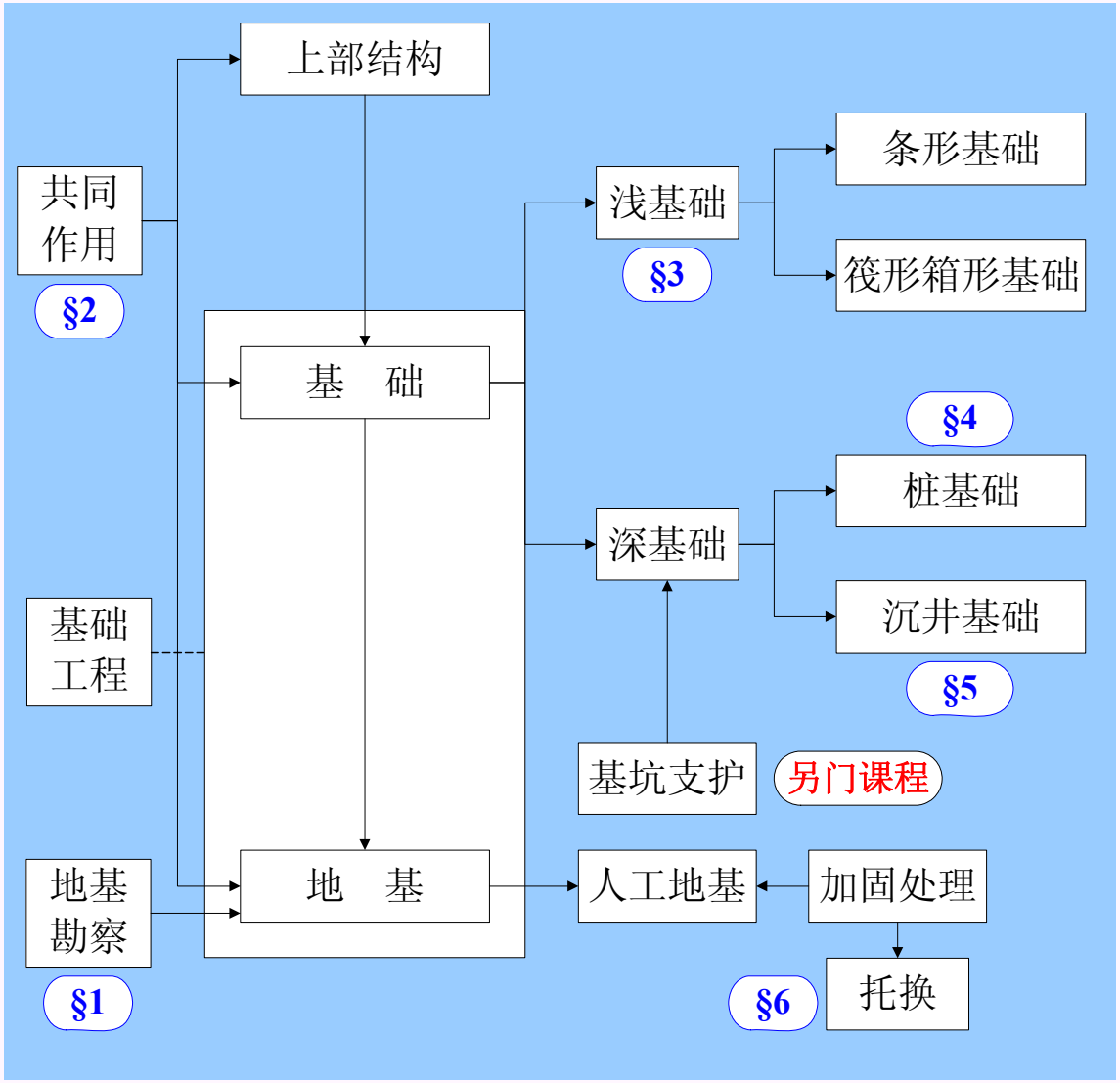


课程用书

- **主讲教材**
- 赵明华，徐学燕主编.《基础工程》.高教版
- **参考教材**
- 赵明华主编.《土力学与基础工程》（第二版）.武汉理工大学出版社
- 王晓谋(主编)，赵明华(主审).《基础工程》（第三版）.人民交通出版社
- 华南理工、浙大、湖大.《基础工程》.建工版
- **工具用书**
- 《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2002）
- 《公路桥涵地基与基础设计规范》(**JTG D63-2007**)
- 《混凝土结构设计规范》（GB50010-2002）
- 《公路钢筋砼及预应力砼桥涵设计规范》(JTG D62-2004)

课程内容

- 绪　论
- 地基勘察
- 上下结构共同作用
- 条基、筏基与箱基
- 桩基础
- 沉井基础
- 托换技术



绪 论

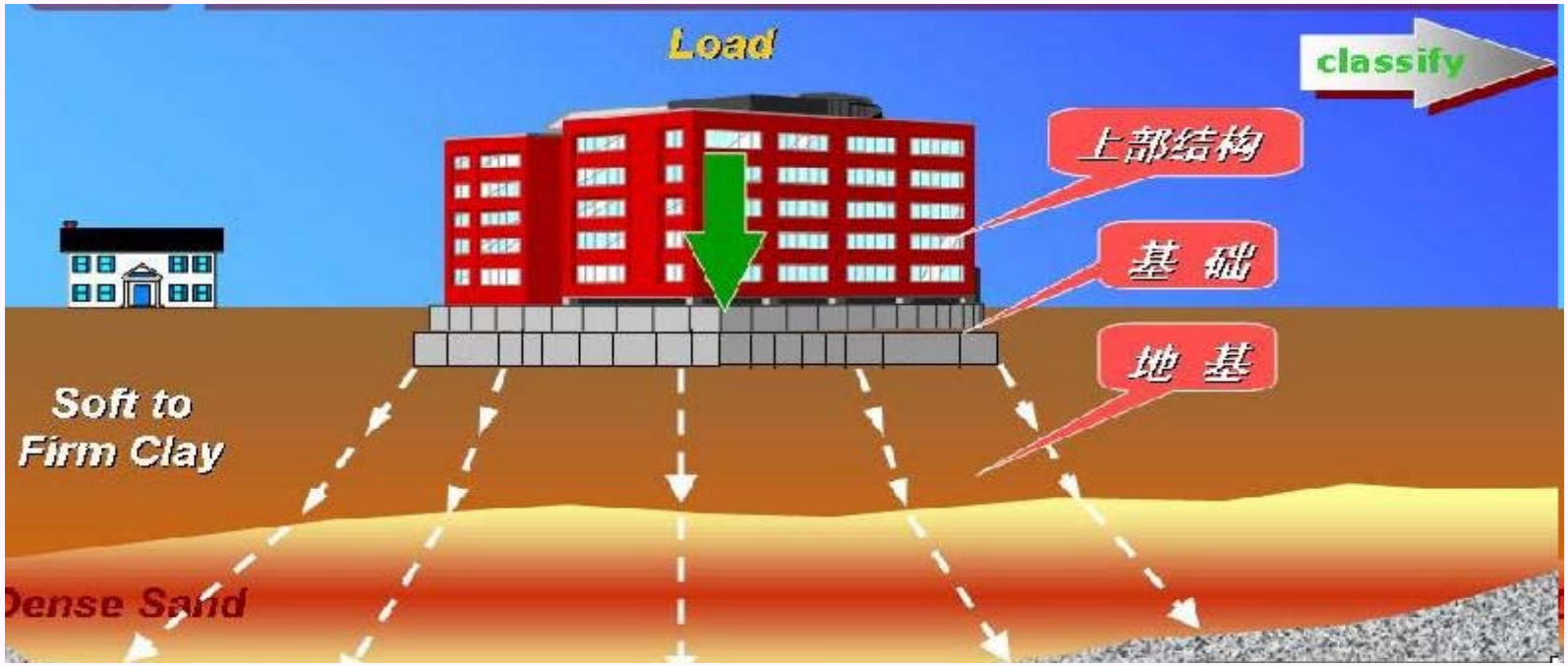
0.1 几个概念

- 地基— 直接承受上部结构荷载影响的地层

  持力层: 直接支承基础的土层

  下卧层: 持力层以下的各土层

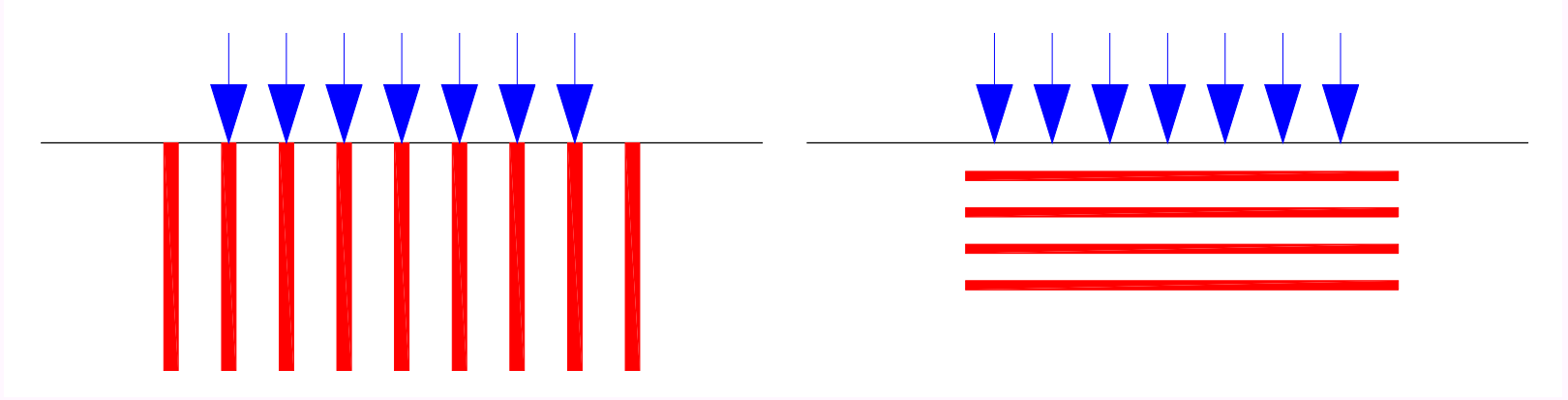
- 基础— 传递上部结构荷载至地基的实体结构



0.1 基本概念

人工地基—当天然地基软弱、承载力不能满足设计要求时，需对其进行加固处理的地基

复合地基—在天然地基中设置加筋材料形成增强体，由增强体和周围地基土共同承担上部荷载并协调变形的人工地基



竖向增强体复合地基　　水平向增强体复合地基

0.2 课程特点

- 基础工程是土木工程专业的主干课程，属岩土工程学科
- 岩土工程——“土木工程中涉及岩石、土的利用、处理或改良的科学技术”
- **基础工程的特点**

- **个异性**：地质、荷载变异大，因地制宜
- **隐蔽性**：隐蔽工程，难以加固
- **复杂性**：设计施工复杂
- **造价高**：对多层建筑约占总造价的25%，而高层建筑可达1/3甚至更多

学科发展概况

古老的工程技术、年青的应用科学

- 《水经注》：公元前532年山西汾水桥（13墩柱），
- 《三辅黄图》：秦代（前221-206年）木桩基础，
- 河姆渡文化遗址（7000年前）打入沼泽地的木桩
- 1773年 英国库仑土压力理论;
- 1857年 法国朗金土压力理论;
- 1885年 法国布辛奈斯克弹性理论解;
- 1925年 美国太沙基第一本土力学专著;
- 1936年 第一届国际土力学基础工程会议，1998年第14届(汉堡)改为土力学及岩土工程学术会议。
- 1962年 第一届全国土力学及基础工程会议，1999年(南京)第八届改为土力学及岩土工程学术会议

今后的工作

- 地基强度、变形特性的基本理论研究
- 各类基础型式和施工方法及相应设计理论研究
- 上部结构、基础与地基共同工作及抗震理论研究
- 地基处理技术，复合地基理论
- 高边坡及深基坑支护技术与理论
- 计算机辅助设计

0.3 设计要求

地基设计原则

❖ 强度要求

$$p < f_a$$

p—基底压应力；　f_a—地基地基承载力（容许值或特征值）

❖ 变形要求

$$s < [s]$$

地基变形允许值[s]按行业、地基等级不同而不同

❖ 稳定性要求

水平荷载下的抗倾覆、抗滑移稳定性

基础抗浮稳定性

基坑及坡地周边建筑物的失稳

0.3 设计要求

- 现行规范设计原则

✓ 根据国际标准《结构可靠性总原则》（ISO2394）采用以概率理论为基础的极限状态设计方法

✓极限状态：结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求

❖承载能力～：达到最大承载能力或不适于继续承载大变形

❖正常使用～：达到正常使用或耐久性能的某项规定限值

0.3 设计要求

荷载组合形式及应用

荷载效应最不利组合与相应的抗力限值			
极限状态	最不利组合形式	适用对象	抗力限值
正常使用	标准组合	计算基底面积	地基承载力特征值f_a
		确定桩数	单桩承载力特征值R_a
		验算基础裂缝宽度	裂缝宽度允许值
	准永久组合	地基变形验算	地基变形允许值[s]
承载能力	基本组合	计算挡墙土压力、地基或斜坡稳定、滑坡推力等（分项系数均取1.0）	
		确定基础或桩台高度、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）	材料强度设计值

0.3 设计要求

✓基本组合：$S=\gamma_G S_{Gk}+\gamma_{Q1}S_{Q1k}+\gamma_{Q2}\psi_{c2}S_{Q2k}+\ldots+\gamma_{Qn}\psi_{cn}S_{Qnk}$

✓标准组合：$S_k=S_{Gk}+S_{Q1k}+\psi_{c2}S_{Q2k}+\ldots+\psi_{cn}S_{Qnk}$

✓准永久组合：$S_k=S_{Gk}+\psi_{q1}S_{Q1k}+\psi_{q2}S_{Q2k}+\ldots+\psi_{qn}S_{Qnk}$

❖标准值：荷载基本代表值，为设计基准期内最大荷载统计分布的特征值(如均值、众值、中值或某个分位值)

❖准永久值：对可变荷载，设计基准期内，其超越的总时间约为设计基准期一半的荷载值

❖设计值：荷载代表值与荷载分项系数的乘积

❖基本组合：承载能力极限状态下永久作用和可变作用的组合

❖标准组合：正常使用极限状态下采用标准值或组合值为荷载代表值的组合

❖准永久组合：正常使用极限状态下，对可变荷载采用准永久值为荷载代表值的组合

0.4 学习要求

- 进一步掌握地基基础设计计算及地基处理的基本原理和方法
- 对一般工程的地基与基础具有设计和施工管理能力
- 对常见的基础工程事故作出合理的分析和评价

预备课程

基础工程（一）、土力学、材料力学、结构力学、混凝土结构等

第一章 地基勘察

1.1 概述

勘察分类

- 可行性研究勘察（或选址勘察）
- 初步勘察
- 详细勘察
- 施工勘察

勘察任务

对建筑物地基作出岩土工程评价，为地基基础设计提供参数，并对地基基础设计和施工以及地基加固和不良地质的防治工程提出具体方案和建议

1.1 概述

勘察内容

- 影响地基稳定性的不良地质现象，如滑坡、地裂缝、古河道、岩溶、洞穴、古墓等
- 地层结构、成因年代、均匀性，尤其是基础下软弱地层和坚硬地层分布，以及各层土的物理力学性质
- 地下水信息（类型、埋藏、水位及其变化，腐蚀性）

探点布置

✓ 勘探点间距与建筑物的安全等级和场地有关

✓ 分为一般性和控制性勘探点两种：前者以能控制地基主要受力层为原则，条基$(3\sim3.5)b$，独基$(1\sim1.5)b$；后者应能控制地基压缩层计算深度，可按表1-2取值。箱基、筏基及宽度较大基础，可取$Z=d+\alpha b$（d－埋深，α查表1-3）

表1-1 勘探点间距

场地类型 \ 建筑物等级	一级	二级	三级
简单场地	30~50	40~60	50~70
中等复杂场地	15~30	25~40	35~50
复杂场地	<15	<25	<35

表1-2 控制性勘探孔深度 m

基础形式 \ 基础宽度	1	2	3	4	5
条形基础	6	10	12		
单独基础		6	9	11	12

表1-3 经验系数 α

勘探点类别 \ 土类别	碎石土	砂土	粉土	粘性土(含黄土)	软土
控制性勘探点	0.5~0.7	0.7~0.9	0.9~1.2	1.0~1.5	2.0
一般性勘探点	0.3~0.4	0.4~0.5	0.5~0.7	0.6~0.9	1.0

1.2 地基勘察方法

地球物理勘探

- ✓ 用物理的方法勘探地层分布、地质构造和地下水埋深等的一种勘探方法。包括地震～（各类测定波数的方法）、电法～、磁法～、放射性～、声波～、雷达～、重力～等
- ✓ 利用不同的岩层具有不同的物理性质，如导电性、密度、波速和反射性等来判断

坑槽探

- ✓ 在建筑场地开挖深坑或深槽直接观察地基土层情况，并从坑槽中取高质量原状土进行试验分析
- ✓ 用于地下水位较低，埋深不大的情况，一般探坑深不超过3~4m；土质好、水位低时可达5~6m以上

1.2 地基勘察方法

钻探

用钻机向地下钻孔以进行地质勘探，目前应用最广，优点：

- 划分地层，确定土层分界面高程，鉴别描述土的表观特征
- 取原状或扰动土样供试验分析；
- 确定地下水位埋深和类型；
- 可在孔内进行触探或其他原位试验。直径一般为110-200mm，深度可达百米以上。

触探

✓ 可准确划分土层，快速，经济，连续测定土的某种性质，以确定地基承载力，桩侧阻和端阻，地基土抗液化能力等

1.2 地基勘察方法

➢ 动力触探

将一定重量的击锤从一定高度自由落下，锤击插入土中探头，测定探头贯入土中一定深度所需击数，以击数多少判定土性

1-4触探试验类型

类型	锤重 kg	落距 cm	探头类型	锥角	锥底面积 cm^2	贯入指标	触探杆外径 mm	备注
标贯 SPT	63.5	76	管形			300mm $N_{63.5}$或N	35	通用
轻型	10	50	圆锥形	60°	12.6	300mm，N_{10}	25	粘性土,素填土
中型	28	80	圆锥形	60°	30	100mm，N_{28}	33.5	粘性土,素填土
重型	63.5	76	圆锥形	60°	43	100mm，$N_{63.5}$	42~50	碎石，卵砾石
超重	120	100	圆锥形	60°	43	100mm，N_{120}	50~63	碎石，卵砾石

1.2 地基勘察方法

➢ 动力触探

❖用N确定砂土的密实度（GB50007-2002）

❖用$N_{63.5}$确定碎石土的密实度（ GB50021-2001 ）

❖用N判定地基土的液化性 （建筑抗震设计规范）

广州 $f_k = 24 + 4.5N_{10}$ $f_k = 74 + 28N_{28}$ $E = 2.2N_{28} + 1.6$ MPa $N = 3N_{120} - 0.5$

铁二院 $E = 4.48N_{63.5}^{0.7654}$

当杆长大于3m时，需修正： $N_{63.5} = \alpha N$

表1-5 触探杆长度校正系数 α

钻杆长度/m	≤3	6	9	12	15	18	21
α	1.0	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

1.2 地基勘察方法

➢ 静力触探

❖将含有电测元件的金属探头用静力压入土中，测定探头所受阻力，再通过比贯入阻力与土的物理力学性质的经验关系，定量确定土的某些指标

❖**单桥探头：** 量测贯入过程中锥头所受总阻力**Q**，比贯入阻力p_s为

$$p_s = \frac{Q}{A}$$

❖**双桥探头：** 量测锥底总阻力Q_p和侧壁总摩阻力Q_s

$$q_p = \frac{Q_p}{A} \quad , \quad q_s = \frac{Q_s}{S}$$

1.3 土工试验

室内试验

✓ 包括比重、重度、含水量、液限、颗分、压缩、剪切、渗透、击实等，要求同一项试验个数不少于6个，见表1-6

表1-6 基础工程要求的室内土工试验项目

目　的	应用指标	试验项目
用规范求地基承载力f	1. 分类　粘性土和粉土：I_p 砂土和碎石土：d 2. 状态　粘性土：e、I_L 粉土：e、w	液限试验(w_L)，塑限试验(w_p)，颗粒分析试验(筛分法或比重计法)，比重试验(G_s)，*含水量试验，*密度试验
地基沉降量和沉降随时间发展关系计算	a 或 E_s，C_c，C_e（回弹指数），p_c，C_v	*侧限压缩(或固结)试验
确定地基承载力，基坑边坡稳定分析和土压力计算	C、ϕ	*三轴剪切试验和直剪试验
基坑降水或排水	k（渗透系数）	*渗透试验
填土质量控制	w_{op}、ρ_{dmax}	击实试验
*应采用原状土样的试验项目		

1.3 土工试验

原位试验

- ✓ **载荷板试验**：测定土的E_0、f及估算建筑物沉降量等
- ✓ **旁压试验**：测定深部土层E_0和f，1933年德国寇克娄(kogler)提出，57年梅纳改进
- ✓ **十字板剪切试验**：快速测定饱和软粘土不排水剪强度

1-7 土工原位测试成果及其应用

测试方法	特征指标	主要工程应用
标准贯入	$N_{63.5}$	①定砂土密度；②评价砂土地基承载力；③评价液化势
轻型动力触探	N_{10}	①评价粘性土地基承载力；②基槽检验
重型和特重型触探	$N_{63.5}$和N_{120}	评价碎石和卵砾石土密实度及其地基承载力
静力触探	p_s、q_s、q_p	①评价土密度；②评价地基土承载力；③估算地基土压缩性；④预估单桩承载力；⑤评价地基土液化势
平板荷载	E_0、p_{cr}、p_u	①地基变形计算；②评价地基承载力；③用荷载板沉降估算砂土地基沉降
旁压试验	E_p、p_f、p_u	①地基变形计算；②评价地基承载力
十字板剪切	τ_f	①不排水强度；②评价地基承载力；③求地基土灵敏性

1.4 地基承载力

由上述载荷试验、其他原位测试、经验值等方法确定地基承载力特征值或地基承载力基本容许值，再进行修正后得到修正后的地基承载力特征值或修正后的地基承载力容许值

- **GB50007-2002** （条件：$b\in[3,6]$m，$d>0.5$m）

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5)$$

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k$$

- **JTG D63-2007**（条件：$b\in[2,10]$m，$h\in[3,4b(h>4b$时$)]$）

$$[f_a] = [f_{a0}] + k_1 \gamma_1 (b-2) + k_2 \gamma_2 (h-3)$$

第二章 上下部结构共同作用

2.1 共同工作概念

不考虑共同作用分析方法

假定基底反力直线分布，分上部结构、基础与地基3个独立部分求解

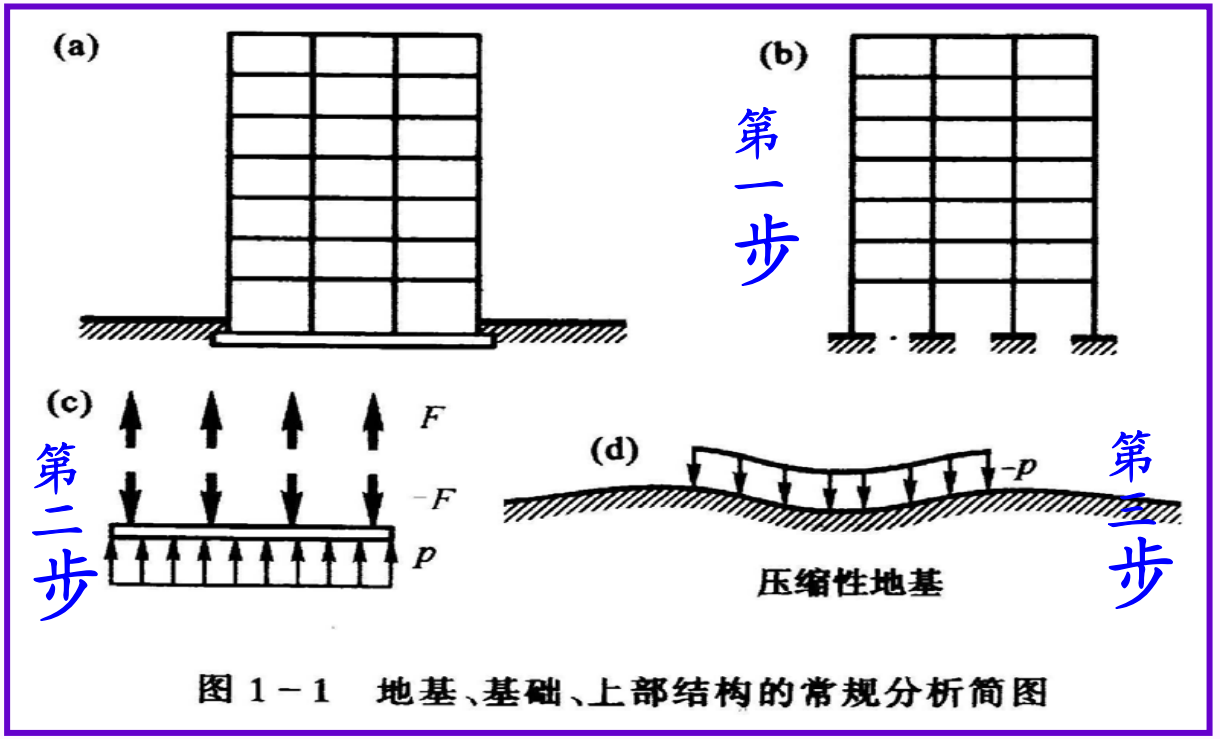


图 1－1　地基、基础、上部结构的常规分析简图

只满足静力平衡，不满足变形协调和基底反力的重分布和调整，常用的有静定分析法、倒梁法和倒楼盖法。

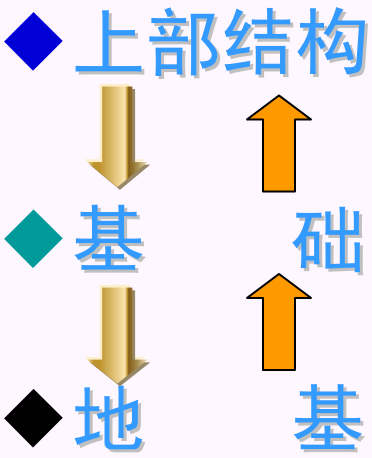
2.1 共同工作概念

考虑基础—地基共同作用分析法

- 将上部结构与基础分开，求出柱端力后反向加于基础上
- 按选用地基模型求{*p*}~{*s*}关系
- 由地基基础间的变形协调要求建立代数方程组，求解得{*s*}
- 按选用地基模型不同，常规设计方法有：**Winkler**地基上的梁、板计算；弹性半空间上的梁、板计算；及有限压缩层上的梁、板计算等，并已编制成相关规范
- 未考虑上部结构的刚度贡献，导致{*s*}偏大、基础内力偏高，偏于安全；但也未计入{*s*}引起的上部结构附加应力与变形，偏于不安全，适用于上部结构刚度小而基础刚度大的情况

2.1 共同工作概念

- 实际工作状况



- 考虑上部结构－基础－地基共同作用分析法

➢要求上部结构、基础和地基相互间在连接点处不仅满足静力平衡条件，且须变形协调，即要求柱端位移与该点基础表面位移及该点地基变形相一致，以此建立基本方程求解

➢能满足变形协调条件，但计算复杂，需数值求解

2.1 共同工作概念

合理设计法要求

✓建立能正确反映结构影响的分析理论

✓找到便于计算机运算的有效计算方法

✓建立合适的计算模型(特别是地基土)

地基模型

❖ 线性模型：文克尔～、弹性半空间～、分层～

❖ 非线性模型：弹性、弹塑性

2.2 Winkler地基模型

- 文克尔(Winkler,1867)假定土体表面任一点压力强度*p*仅与该点竖向位移*s*成正比

$$p = k \cdot s$$

k—地基抗力系数或基床系数，kN/m^3，可查表1-12及1-13(P.25)

不能考虑地基土的连续性，严格符合的地基不存在，但对抗剪强度低的软土地基，或地基压缩层较薄，其厚度不超过基础短边的一半，荷载基本不向外扩散时，可认为比较符合，其它情况误差较大

2.3 弹性半无限空间地基模型

- 假定地基为均质、连续、各向同性的半无限空间弹性体，按布氏(J.Boussinesq，1685)课题求解

$$y=\frac{F\left(1-\mu^2\right)}{\pi E r}$$

r—集中力*F*到计算点的距离；*E*—弹性模量；μ—泊松比。

- 求解对矩形均布荷载*p*，可将坐标原点置于面积中心*j*，用上式积分可得*x*轴上*i*点的竖向位移为：

$$y_{ij}=\frac{1-\mu}{\pi E}\cdot p\cdot b\cdot F_{ij}$$

✓可考虑地基土的连续性，但模型扩散能力超过实际情况，导致基础位移和内力偏大

✓当基宽小于地基土层厚度，土并不十分软弱时，比Winkler模型更接近实际，但假定*E*、μ为常数，且深度无限将导致计算变形量过大

2.4 有限压缩层地基模型

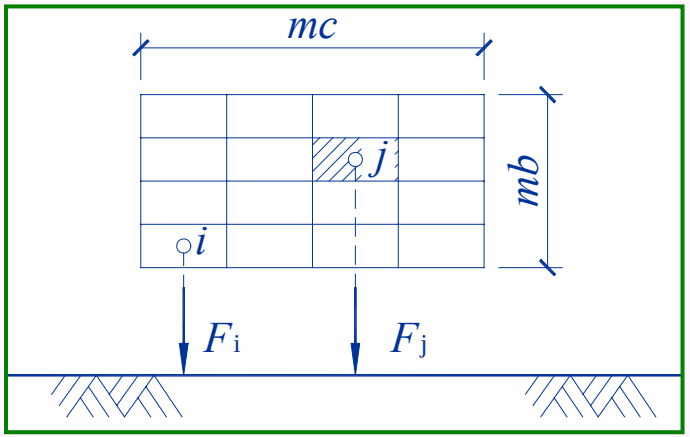
- 把地基当成侧限条件下有限深度的压缩土层，以分层总和法为基础，建立地基压缩层变形与地基作用荷载的关系

$$f_{ij}=\sum_{k=1}^{m}\frac{\sigma_{kij}\cdot\Delta H_{ki}}{E_{ski}}$$

E_{ski}—i单元第k土层的压缩模量，kPa;

ΔH_{ki}— i单元下第k土层的厚度，m;

m— i单元下的土层数。



基底计算单元划分

$$s_i=\sum_{i=1}^{n}f_{ij}F_j \quad \text{或} \quad \{s\}=[f]\{F\}$$

[f]—地基的柔度矩阵

✓模型原理简明，适应性较好，但含有分层总和法的优缺点，且计算繁琐，工作量大，难推广使用

2.5 地基模型参数k的确定

- 当地基压缩层较薄或地基土软弱时，认为荷载在地基中不扩散，按分层总和法可得地基变形量为：

$$s = p\sum_{i=1}^{n}\frac{h_i}{E_{si}} \rightarrow k = \frac{p}{s} = \sum_{i=1}^{n}\frac{E_{si}}{h_i} \rightarrow k = \frac{E_s}{h}$$ (一层土)

- 当地基压缩层较厚，土质非软弱时，不能忽视地基中的应力扩散现象，可按弹性半空间地基模型，即

$$s = \frac{pb(1-\mu^2)}{E}\omega_c \rightarrow k = \frac{p}{s} = \frac{E}{b(1-\mu^2)\omega_c}$$

ω_c—反映基础形状和刚度的系数，方形**0.88**，圆形**0.79**。

- 太沙基法(K.Terzaghi，1955)：在载荷板(0.3 × 0.3m)实测 $p \sim s$曲线直线段取两点的斜率求解

$$k_{0.3} = \frac{p_2 - p_1}{s_2 - s_1}$$

砂土：$k = \left(\frac{b+0.3}{2b}\right)^2 k_{0.3}$　　粘土：$k = \left(\frac{0.3}{2b}\right)k_{0.3}$　　矩形基础：$k_R = \frac{k(1+b/l)}{1.5}$

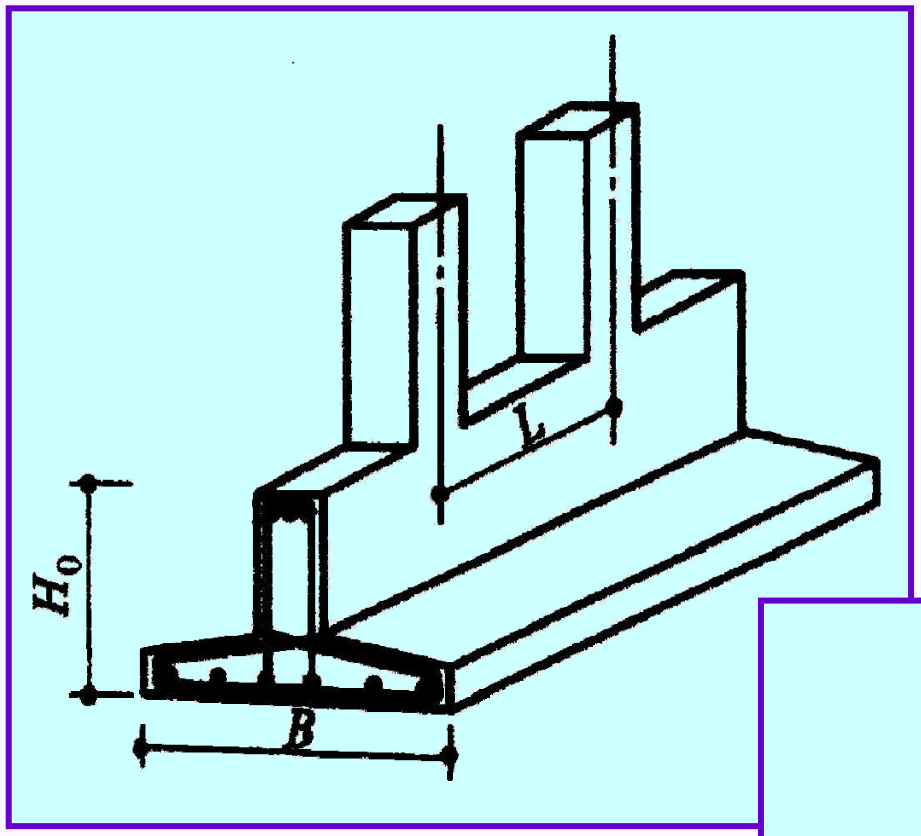
第三章 条基、筏基与箱基

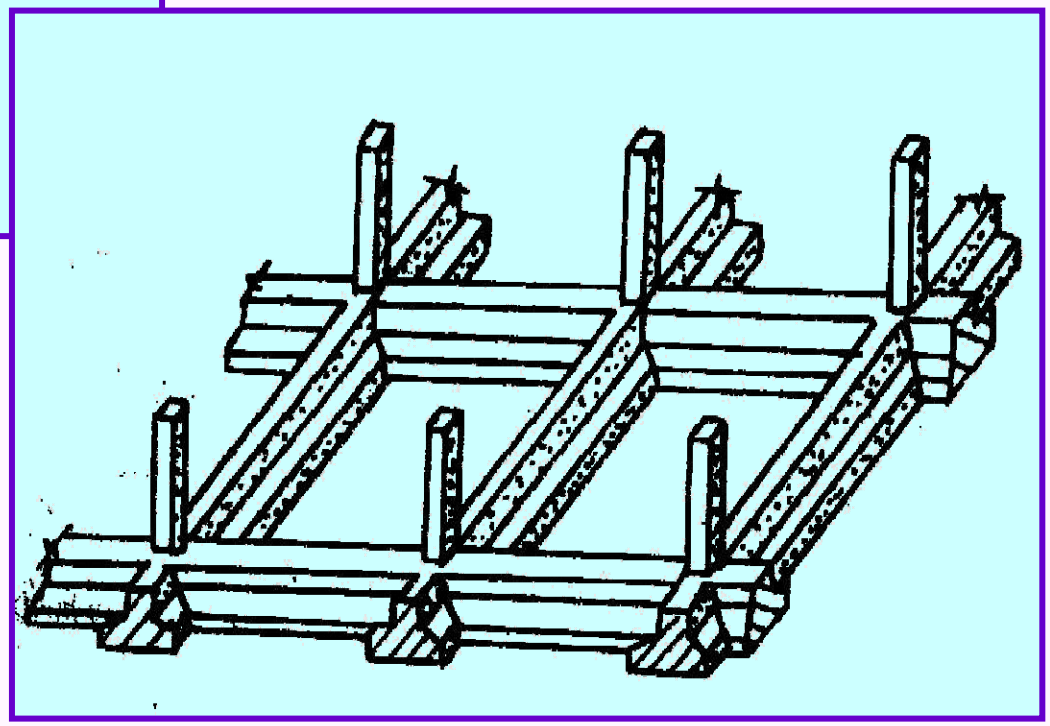
3.1 柱下条形基础

- **扩展基础**：即钢筋砼基础，上部结构荷载大、地质条件差时采用，“宽基浅埋”，也称“柔性基础”
- **扩展基础形式**：
  - ✓ 墙下钢筋砼条形基础：带肋与不带肋两种
  - ✓ 柱下钢筋砼独立基础：用于柱基、烟囱、水塔等
  - ✓ 柱下钢筋砼条形基础
- **特点**：抗弯、抗剪性能好；基底面积宽、埋深浅；钢筋用量大

3.1 柱下条形基础

- **适用**：相邻柱荷相差较大、采用扩展基础(柱下独基)可能产生基础重叠时可采用
- **形式**
  - 联合基础：相邻柱基相连；
  - 条形基础：同一排柱基相连；
  - 交叉条形基础：条形基础相交叉连接
- **特点**：空间刚度大、承载力高及良好的调整地基不均匀沉降的能力

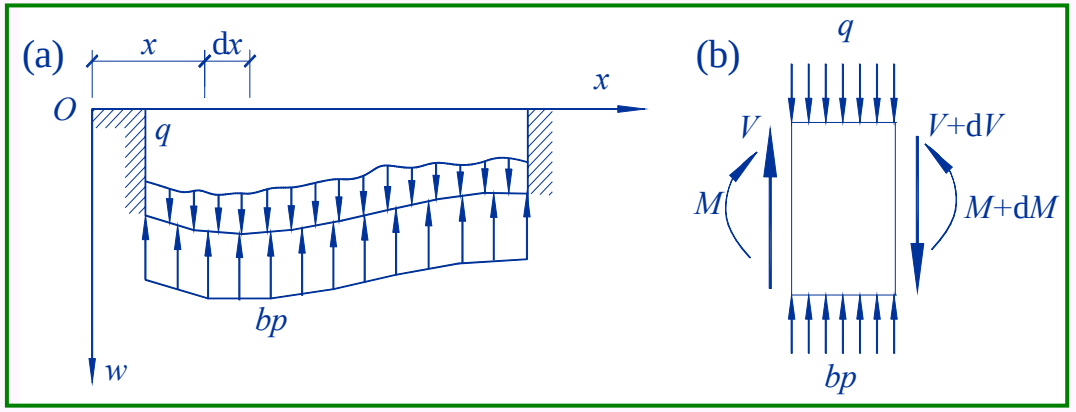




柱下条形基础

3.2 弹性地基上梁的分析计算

- **基本假定**
  - 变形协调：计算前后基底与地基不脱开；
  - 静力平衡：基础在外荷和基底反力作用下满足静力平衡
- **微分方程及其解答**



$$V-(V+\mathrm{d}V)+pb\mathrm{d}x-q\mathrm{d}x=0$$

$$\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}x}=bp-q$$

$$V=\mathrm{d}M/\mathrm{d}x \qquad \frac{\mathrm{d}^2M}{\mathrm{d}x^2}=bp-q$$

$$EI\frac{\mathrm{d}^2w}{\mathrm{d}x^2}=-M \qquad EI\frac{\mathrm{d}^4w}{\mathrm{d}x^4}=-\frac{\mathrm{d}^2M}{\mathrm{d}x^2}=-bp+q=-bkw+q$$

$$\lambda=\sqrt[4]{\frac{bk}{4EI}} \qquad q=0 \qquad \frac{\mathrm{d}^4w}{\mathrm{d}x^4}+4\lambda^4w=0$$

$$w=e^{\lambda x}\left(C_1\cos\lambda x+C_2\sin\lambda x\right)+e^{-\lambda x}\left(C_3\cos\lambda x+C_4\sin\lambda x\right)$$

3.2 弹性地基上梁的分析计算

- **梁的分类**
  - 无限长梁：荷载作用点距梁两端离均>π/λ
  - 半无限长梁：荷载作用点距梁一端>π/λ，而距另端<π/λ
  - 有限长梁：荷载作用点距梁两端均<π/λ，且梁长>$\pi/4\lambda$
  - 短梁（刚性梁）：梁长l<$\pi/4\lambda$
  - λl称为柔度指数，为无量纲数

- **分类求解及其解答**
  - ✓ 集中荷载下的无限长梁
  - ✓ 集中力偶作用下的无限长梁
  - ✓ 集中力作用下的半无限长梁
  - ✓ 力偶作用下的半无限长梁
  - ✓ 有限长梁
  - ✓ 短梁（刚性梁）

3.3 柱下条基的设计计算

构造要求

- ✓ 翼板厚≥200mm，<250 mm时等厚； >250mm变厚，$i \leqslant 1.3$；柱荷较大时在柱位处加腋。板宽按地基承载力定。
- ✓ 肋梁高由计算确定，初估可取柱距的1/8～1/4，肋宽由截面抗剪确定。
- ✓ 两端宜伸出柱边，外伸悬臂长l_0宜为边跨柱距的1/4。
- ✓ 肋梁纵向钢筋按计算确定，顶部纵筋通长配置，底部须有1/3以上通长配置。当肋梁腹板高≥450mm时，应设腰筋。箍筋按计算确定，做成封闭式，并局部加密。底板受力筋按计算确定。
- ✓ 砼强度等级≥C20，垫层为C10，厚70~100 mm。

3.3 柱下条基的设计计算

条基计算

- **基底尺寸确定**：按构造定基长l，按地基承载力定基宽b，并力使基础形心与荷载重心重合，地基反力均匀分布
- **翼板计算**：按悬臂板考虑，由抗剪定其厚度，按抗弯配筋
- **梁纵向内力分析**：四种方法

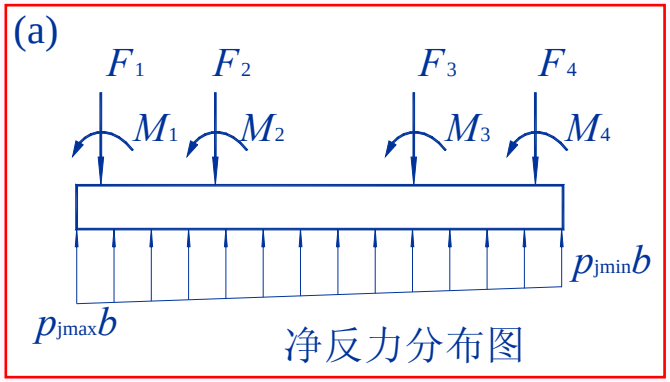
(1) 静定分析法：

- 假定基底反力线性分布，求基底净反力p_j，按静力平衡计算任意截面上的V及M并绘图，以此进行抗剪计算及配筋。
- 没有考虑基础与上部结构的相互作用，整体弯曲下计算所得截面最大弯矩绝对值一般偏大，故只宜用于上部为柔性结构、且基础自身刚度较大的条基及联合基础

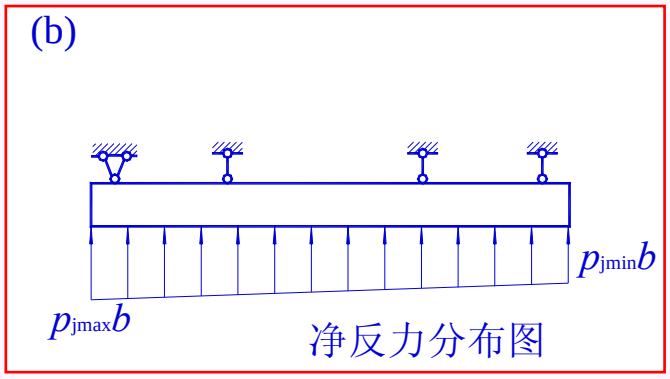
3.3 柱下条基的设计计算

(2)倒梁法

- 前提：刚性梁，基底反力直线分布
- 按设计要求拟定柱下条基尺寸和作用荷载；
- 计算基底净反力分布；
- 定计算简图：以柱端为不动铰支的多跨连续梁，基底净反力为荷载；
- 用弯矩分配法计算弯矩分布，根据支座弯矩及荷载，以每跨为隔离体求出支座反力，并绘制剪力分布图；
- 调整及消除支座的不平衡力；
- 叠加逐次计算结果，求最终内力分布



基底反力分布



按连续梁求内力

3.3 柱下条基的设计计算

(2)倒梁法

- **主要缺点：**忽略了梁整体弯曲所产生的内力以及柱脚不均匀沉降引起上部结构的次应力，误差较大，且偏于不安全
- **存在问题：**
  - 计算所得反力R_i与原荷载N_i不相等；
  - 由于N与 σ已知，故按静定结构也可求出内力，且结果与连续梁不一致；
  - 没有考虑地基土和梁的挠曲变形影响，导致软土偏于危险，好土过于安全
- **适用对象：**比较均匀的地基上，上部结构刚度较好，荷载分布较均匀，且基础梁接近于刚性梁才可应用（梁高大于柱距的1/6）

3.3 柱下条基的设计计算

(3) 链杆法—弹性半空间地基上梁的简化计算

- **基本思路：**将连续支承于地基上的梁简化为用有限个链杆支承的梁，以阶梯形反力逼近实际反力，再将每段分布力用集中力代替。将无数支点的超静定问题变为若干个弹性支座上的连续梁，再用结构力学方法求解
- **主要特点：** 应用较广，适用于任何荷载及梁断面变化情况；以阶梯型反力代替连续反力有误差，计算较繁

3.3 柱下条基的设计计算

(4) 纽马克（Newmark）法—计算弹性地基梁

- **计算原理：**1943年提出，用于计算挠度、力矩和屈曲荷载，适用于变截面杆件。假定地基为文克尔地基，地基系数沿梁的轴线可任意变化，将梁沿轴线分为*n*段，每段土反力用一系列弹簧代替，弹簧个数为*n*+1，刚度为：

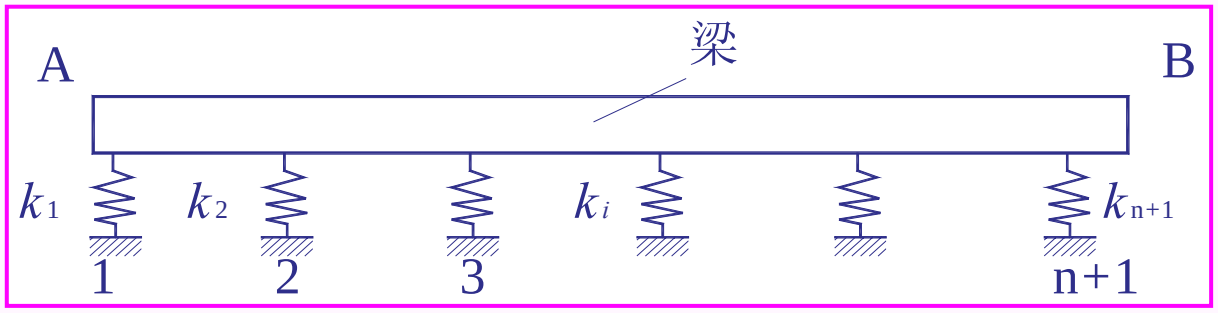
$$k_i = kb_i l_i$$

l_i—每段梁长；

地基反力为：

$$P_i = k_i y_i$$

y_i—该段地基沉降



3.3 柱下条基的设计计算

(4) 纽马克（Newmark）法—计算弹性地基梁

➢ **计算步骤：**

- 分段，并求各支承点的弹簧刚度，$k_i = k\, b_i\, l_i$（两端取半l_i）；
- 假定仅荷载作用下梁A端位移$y_A = 0$，转角 $\phi_A = 0$，求出各支承点位移 y_i^0
- 假定无荷载作用时梁A端位移$y_A = 1$，转角 $\phi_A = 0$，求出各支承点位移 y_i^1
- 假定无荷载作用时梁A端位移$y_A = 0$，转角 $\phi_A = 1$，求出各支承点位移 y_i^2
- 根据梁B端边界条件建立方程（二元线性），求出相应的A端实际y_A和 ϕ_A (若另端弯矩和剪力为0，则$\sum V=0$，$\sum M=0$);
- 迭加求得各支承点实际位移：$y_i = y_i^0 + y_i^1 y_A + y_i^2 \varphi_A$
- 由y_i求出各支承点实际反力，从而求出梁身剪力及弯矩。

3.4 柱下十字交叉梁基础的计算

- 先将节点荷载分配给两个方向的基础梁，然后分别按单向基础梁计算。
- 节点荷载分配原则：①静力平衡条件，即分配给两单向梁的荷载之和应等于节点荷载(节点弯矩不分配)；②变形协调条件，即分离后的单向梁在交叉处的竖向位移应相等。
- 实用时粗略地按梁的弹性特征长度S来分配节点竖向荷载，但不能满足变形协调条件，即

$$S=\frac{1}{\lambda}=\sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$$

中柱和角柱节点：

$$F_{ix}=\frac{b_xS_x}{b_xS_x+b_yS_y}\cdot F_i,\quad F_{iy}=\frac{b_yS_y}{b_xS_x+b_yS_y}\cdot F_i$$

$$F_{ix}=\frac{4b_xS_x}{4b_xS_x+b_yS_y}\cdot F_i,\quad F_{iy}=\frac{b_yS_y}{4b_xS_x+b_yS_y}\cdot F_i$$

边柱节点：

$$F_{ix}=\frac{4b_xS_x}{4b_xS_x+b_yS_y}\cdot F_i,\quad F_{iy}=\frac{b_yS_y}{4b_xS_x+b_yS_y}\cdot F_i$$

3.4 柱下十字交叉梁基础的计算

- 当边柱和角柱节点有一个方向伸出悬臂时，荷载分配应进行调整，具体计算见**P.64～65**
- 交叉点处基底重叠面积计算重复，故基底反力偏小，计算结果偏于不安全，可按式**(3-39)~(3-40)**进行调整。

习题：

P80 3-10(自选)、3-13

3.5 筏形基础

- 定义：是指柱下或墙下连续的平板式或梁板式钢筋砼基础，亦称“片筏基础”或“满堂红基础”
- 特点

✓ 一般埋深较大，沉降量小

✓ 面积较大，整体刚度较大，可跨越地下局部软弱层，并调节不均匀沉降

- 适用：上部结构荷载过大、地基土软弱、基底间净距小等情况

- 形式：平板式、梁板式（下凹或上凸）

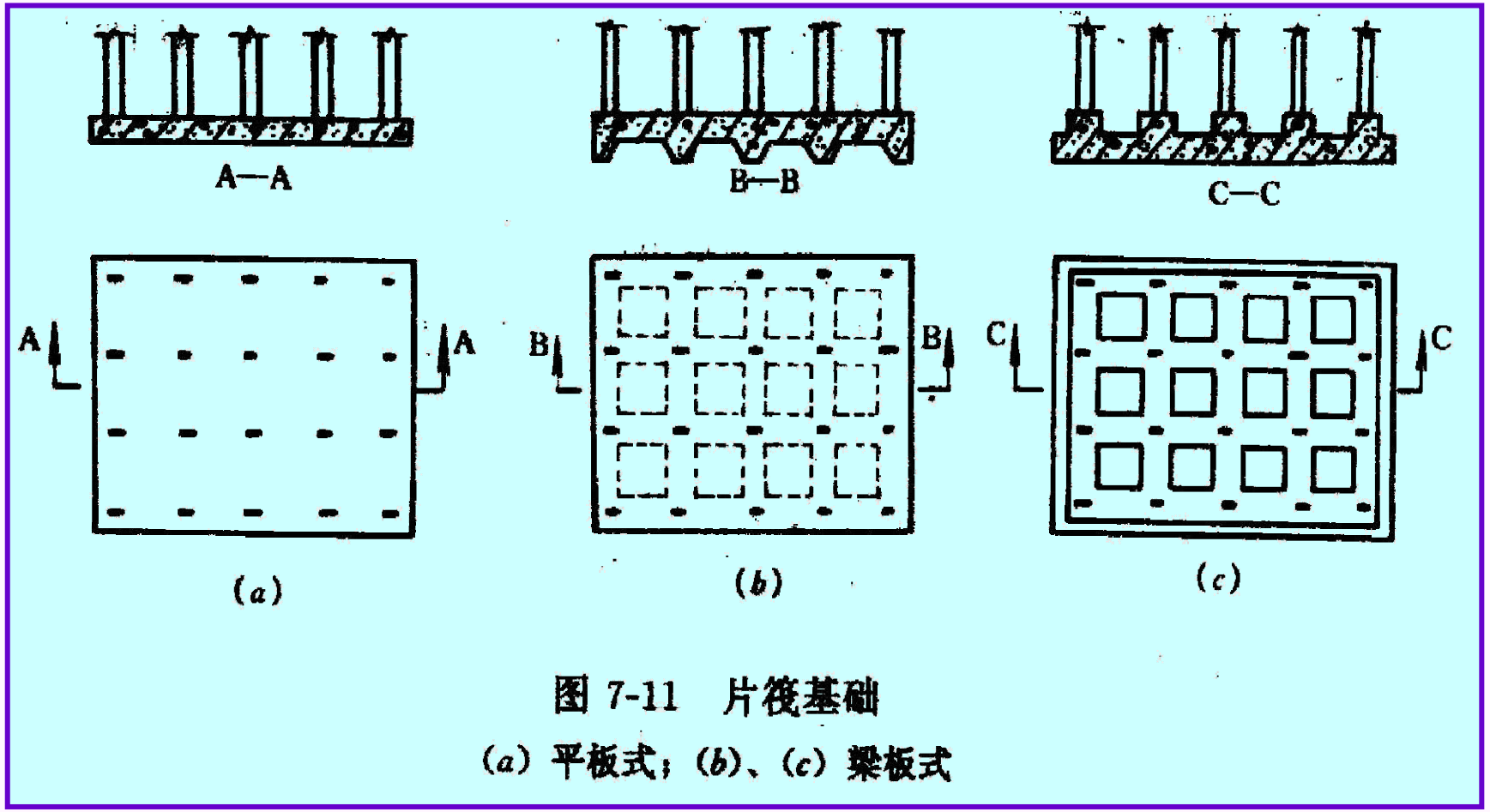


图 7-11　片筏基础

(a) 平板式；(b)、(c) 梁板式

3.5 筏形基础

设计一般要求

- 非地震区轴心荷载作用时 $p_k \leqslant f_a$
- 偏心荷载 $p_{kmax} \leqslant 1.2 f_a$
- 地震区需满足 $p_k \leqslant f_{aE}$

$p_{kmax} \leqslant 1.2 f_{aE}$

$f_{aE} = \zeta_a f_a$—经修正、调整后的地基抗震承载力，kPa

ζ_a—地基土抗震承载力调整系数，根据岩土名称和性状按GB50011-2001《建筑抗震设计规范》取值，

ζ_a=1.0~1.5

3.5 筏形基础

内力计算

倒楼盖法

- 如同倒梁法，将筏基视为倒置在地基上的楼盖，柱或墙为其支座，地基净反力为荷载，再按单向或双向梁板的肋梁楼盖方法进行内力计算。
- 板的支承条件可分为三种：①二邻边固定、二邻边简支；②三边固定、一边简支；③四边固定。根据计算简图查阅弹性板计算公式或手册，即可求得各板块的内力。
- 当柱网及荷载分布都较均匀（变化不超过20%）、柱距小于1.75 λ或上部结构刚性大(如剪力墙)时，可认为筏基为刚性，其内力及基底反力可按倒楼盖法计算。

3.5 筏形基础

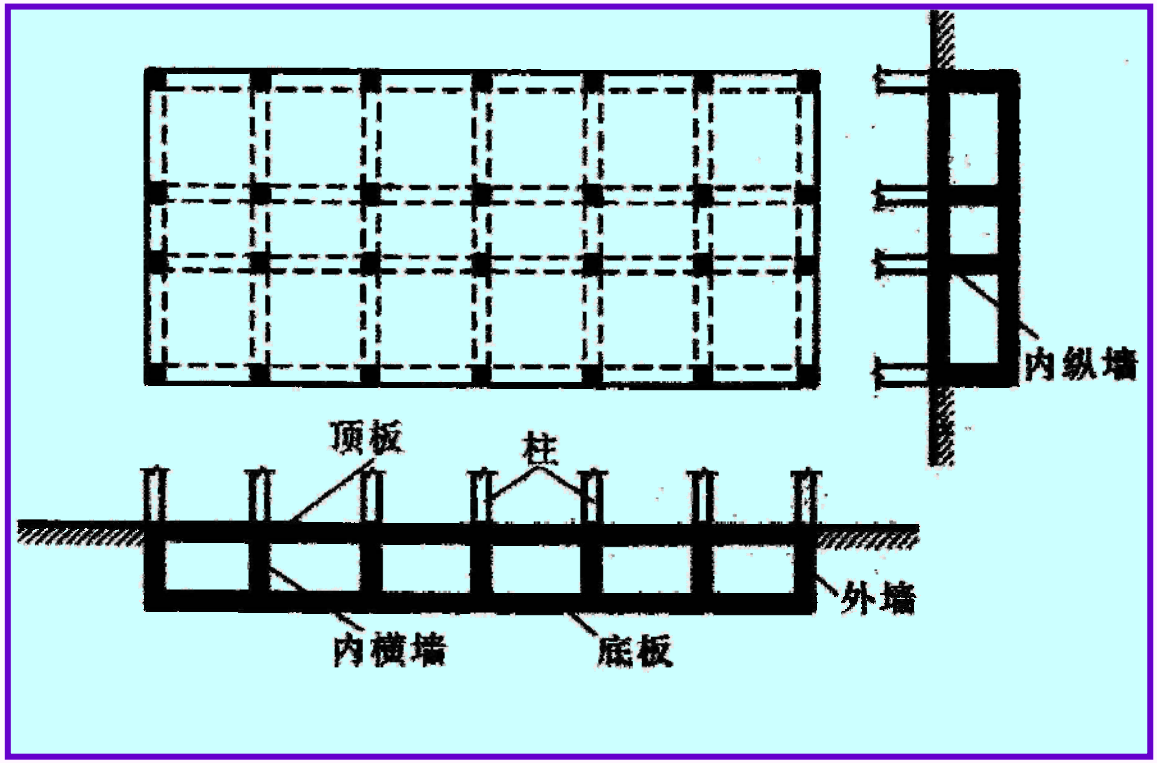
内力计算

➢ 弹性地基上板的简化计算法

- 当筏基刚度较弱时，应按弹性地基上的梁板进行分析。
- 若柱网及荷载分布仍较均匀，可将筏形基础划分成相互垂直的条状板带，板带宽度即为相邻柱中心线间的距离，并假定各条带彼此独立，相互无影响，按前述文克尔弹性地基梁的方法计算，即所谓的条带法（或截条法）。
- 若柱距相差过大，荷载分布不均匀，则应按弹性地基上的板理论进行内力分析。
- 采用条带法计算时纵横条带都用全部柱荷载和地基反力，而不考虑纵横向荷载分担作用，其计算结果内力偏大。

3.6 箱形基础

- **定义：** 由顶、底板与内、外墙等组成、并由钢筋砼整浇而成空间整体结构
- **特点：** 刚度和整体性强，具有良好的补偿性和抗震性及附带功能(地下室、车库或设备间)
- **适用：** 筏基太厚时采用，多用于无水(或少水)时的高层建筑



3.6 箱形基础

补偿性设计概念

- 箱基埋深大，基底处土自重应力 σ_c 和水压力 σ_w 之和较大，可补偿建筑物的基底压力 p
- 若 $p = \sigma_c + \sigma_w$，则基底附加应力为零，故理论上地基原有应力状态不变，即使地基极为软弱，也不出现沉降和剪切破坏。
- 实际上，地基土因开挖而产生回弹，加载时又再压缩，导致其应力状态将产生一系列变化，也带来土的变形和强度问题。

3.6 箱形基础

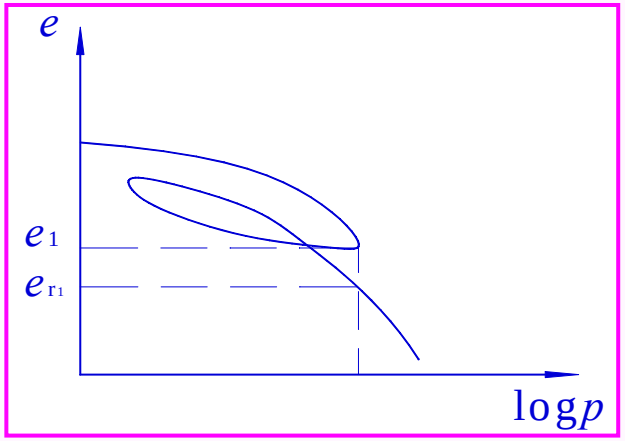
应考虑的几个主要问题

- **地基的压缩特性**
  - 欠固结土：一般不能作为重大建筑物的天然地基；
  - 正常固结土宜满足：$p = \sigma_c + \sigma_w$，以避免大量沉降；
  - 超固结型软土宜满足：

$$p \le \sigma_c + \sigma_w + \frac{1}{K}(p_c - \sigma_c)$$

p_c—先期固结压力；K—安全系数，可取1.5～2.0。

- **坑底土体的剪切破坏**：限制开挖深度，设置坑壁维护系统，尤其是软土
- **坑底回弹和随后沉降**：减少应力解除
- **侧向压缩和坑外下沉**



3.6 箱形基础

设计要求

- **构造要求（P74）：** 箱基高度应满足强度、刚度要求，≮长度的1/20，并≥3m；一般底板及外墙≥250mm，内墙≥200 mm，顶板≥150mm，双向、双面分离配筋；砼强度等级≥C20，水下时外墙和底板砼防渗等级应≥0.6MPa。
- **地基反力计算**

▪自重可按均布荷载处理，计算底板局部弯曲时应扣除其自重，计算整体弯曲所产生的弯矩时，应考虑共同作用。

▪基底尺寸按地基承载力确定，并进行软弱下卧层验算

▪基底反力分布复杂：一般软粘土地基呈“马鞍型”（图3-24）；一般第四纪粘土反力呈“抛物线型”

▪现行规范把基底分为纵向8个、横向5个共40个区格(方形64个)，采用实用简化法计算，如表3-2、3-3所示(P.76)。

3.6 箱形基础

设计要求

沉降和整体倾斜

- 地基最终沉降量可按分层总和法计算

$$s=\sum_{i=1}^{n}\left(\psi'\frac{p_c}{E'_{si}}+\psi_s\frac{p_0}{E_{si}}\right)\left(z_i\bar{\alpha}_i-z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}\right)$$

ψ' —考虑回弹影响的沉降计算经验系数，无经验时取1.0

- 要求：平均沉降值≤350mm；整体倾斜 $\alpha\leqslant 3‰$，当 $e<B/100$(B为箱基底板宽)，可不计算荷载偏心引起的整体倾斜，但若地基土有差异或分布不均或受相邻建筑物影响则仍需计算整体倾斜，一般应符合：

非地震区　　$\alpha \leqslant 1/100\ B/H$

地 震 区　　$\alpha = (1/200 \sim 1/150)B/H$

3.6 箱形基础

内力计算：分局部、整体两种弯曲计算

局部弯曲计算

- 顶底板可设计成单向肋形板或双向平板，一般以双向平板为宜，其内力按支承条件分为：两边固定，两边简支；三边固定、一边简支；或四边固定的双向板。
- 当上部结构刚度很大时，也可按弹性地基梁计算

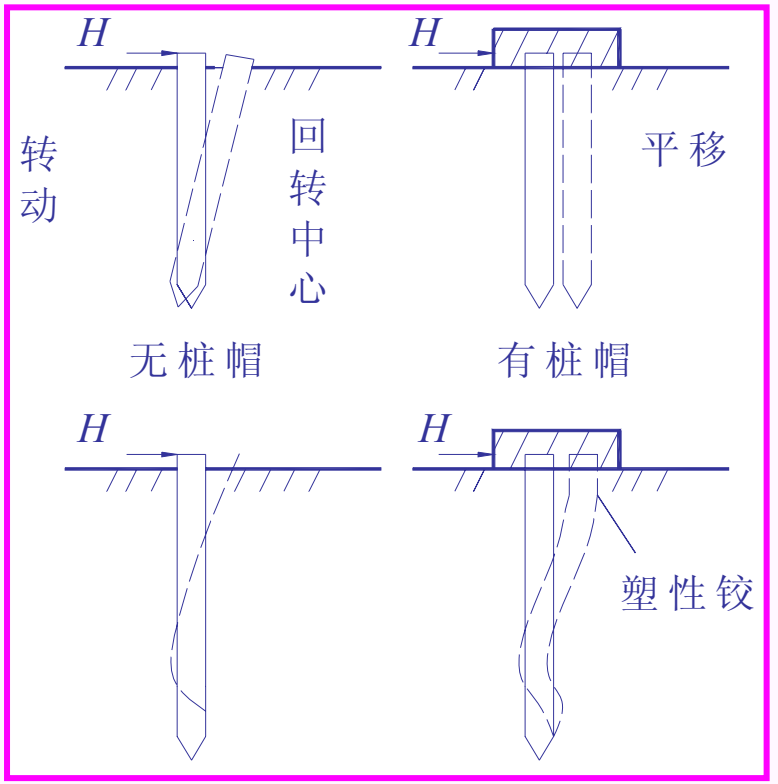
整体弯曲计算

- 箱基在土反力、水压力及上部荷载作用下发生整体弯曲。基础的实际弯矩值按上部结构刚度大小进行调整，框架结构的等效抗弯刚度可按式(3-61，P77)计算，再考虑上、下部结构共同作用。整体弯矩可按式(3-62，P78)计算
- 若上部结构刚度不大，可略去其影响，将箱基视为一空盒式梁计算其整体弯曲

第四章 桩基础

4.1 水平荷载下桩的受力分析

破坏模式



刚性桩（$\alpha h \leqslant 2.5$）

- 桩身刚体转动，桩侧土体水平抗力不够(土体屈服)而破坏
- 承载力桩的水平位移和倾斜控制

柔性桩($\alpha h \geqslant 2.5$)

- 桩身扰曲变形，地表土体屈服，桩材强度不够(屈服)而破坏
- 承载力由桩身水平位移及最大弯矩值所控制

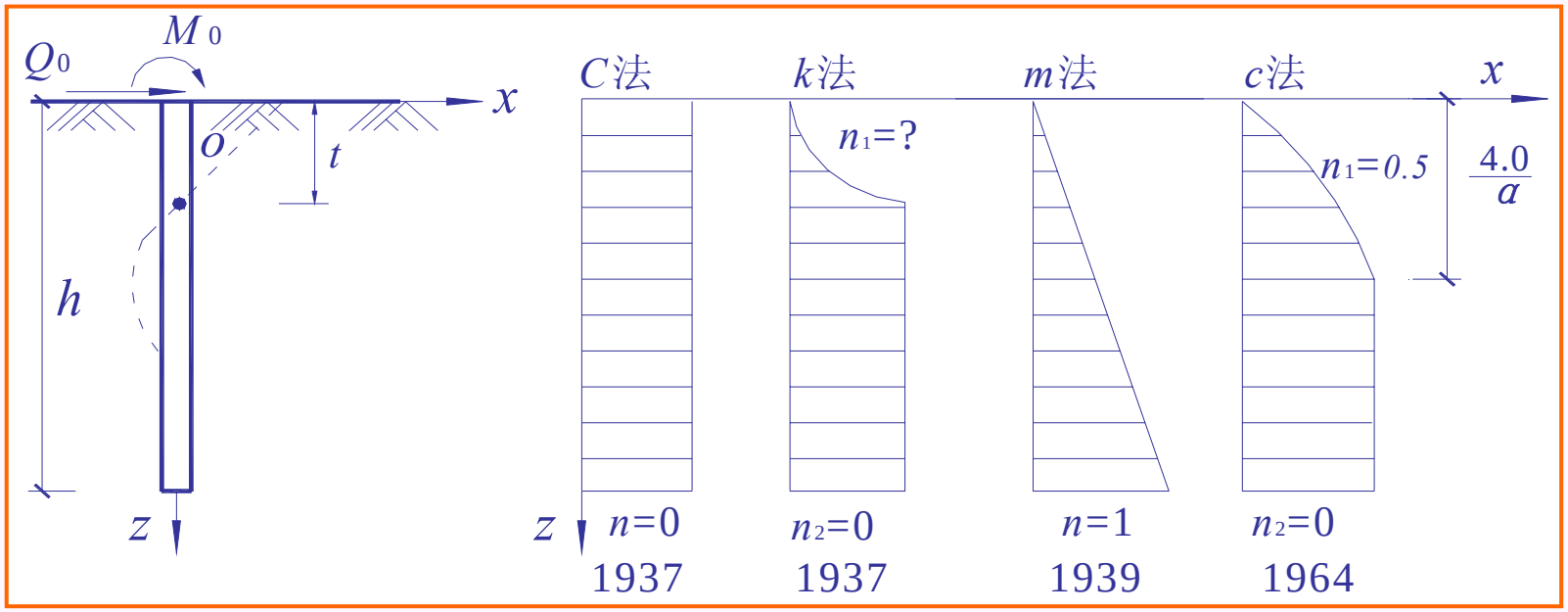
$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m b_1}{EI}} \qquad b_1 = \begin{cases} k_f (d+1) & d > 1 \text{ m} \\ k_f (1.5d + 0.5) & d \leq 1 \text{ m} \end{cases}$$

m **—地基土横向抗力系数的比例系数(MN/m^4)，多层地基取2(*d*+1)范围内的当量值计算，如无试验资料，*m*值可查表**

横向受荷桩分析方法

✓**极限地基反力法**(1936, Race)：假定桩侧土体处于极限平衡状态，一般以土压力确定其横向抗力，不考虑地基变形特性，适用于刚性短桩或沉井

✓**弹性地基反力法**：假定土体为弹性体，用梁的弯曲理论求解，设$q = k\,z^n\,x^m$ (m=1为线弹性地基反力法)，大量现场实测反算n=0.1~0.6，国内多用m法即n=1.0



✓**复合地基反力法(*p–y*曲线Matlock，Reese，1970)**

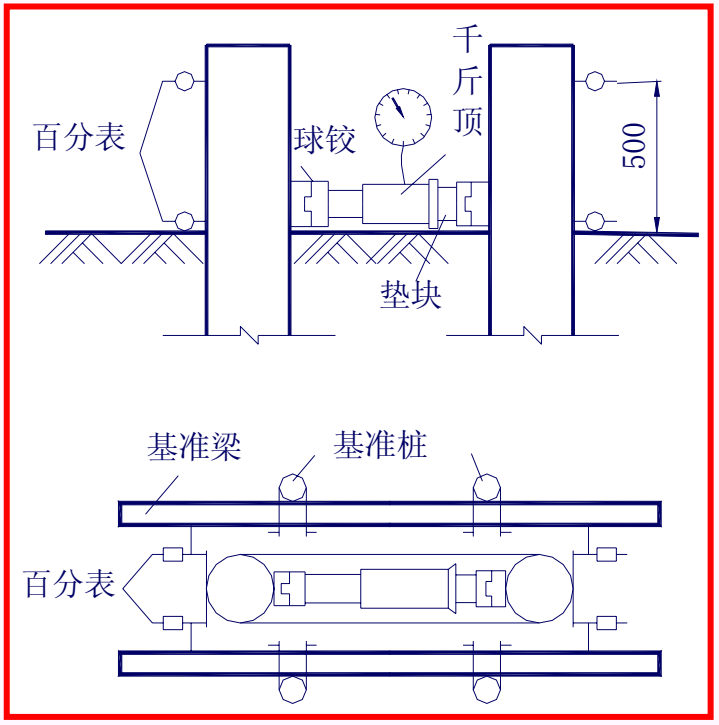
将桩土的应力应变关系直接代入分析，在塑性区内地基反力处于极限状态，其下相近于弹性状态。采用数值分析，计算复杂，并多假定应力应变为折线变化

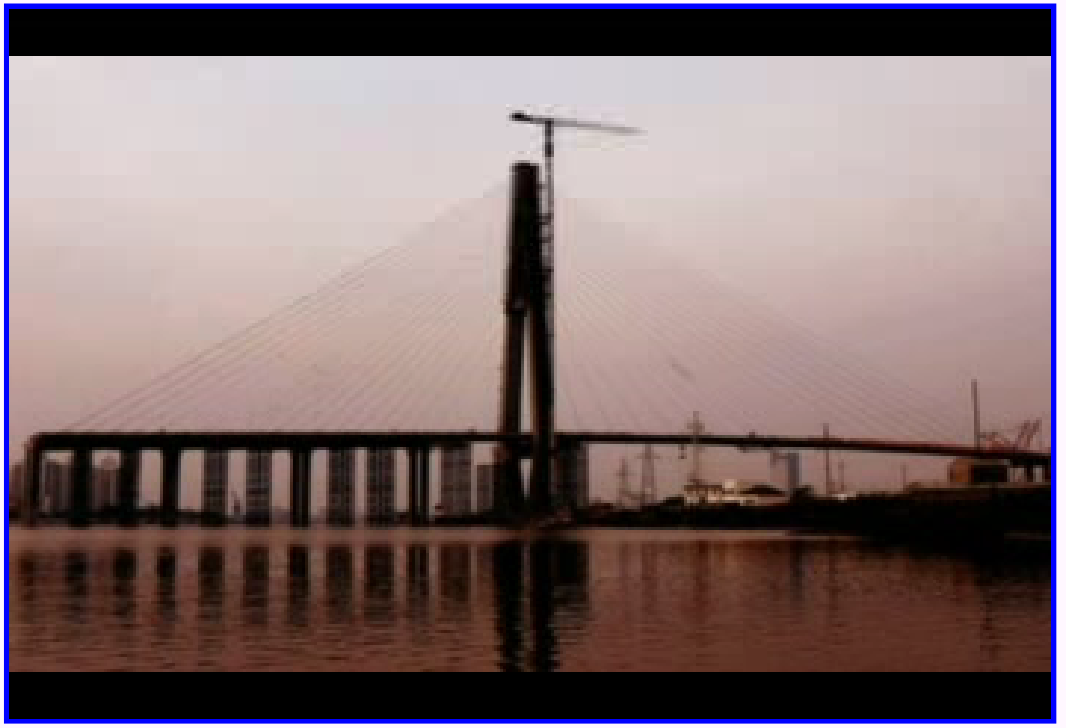
✓**弹性理论法(Poules, 1980)**

假定桩埋置于各向同性半无限弹性体中，用弹性理论求解

4.2 单桩水平静载荷试验

- ✓方法：单向多循环加卸载法
- ✓加荷系统：千斤顶、反力桩
- ✓位移观测：百分表





单桩水平静载荷试验全貌

- 每级荷载大小

  约为预估水平极限承载力的（1/10-1/15）

- 读数方法

  每级加荷后恒载4min测读桩顶水平位移，然后卸载至零，停2min测读残余水平位移，如此循环5次，再施加下一级荷载

- 终止加载条件

  桩身折断;

  桩顶水平位移超过30－40mm;

  桩侧地表出现明显裂缝或隆起。

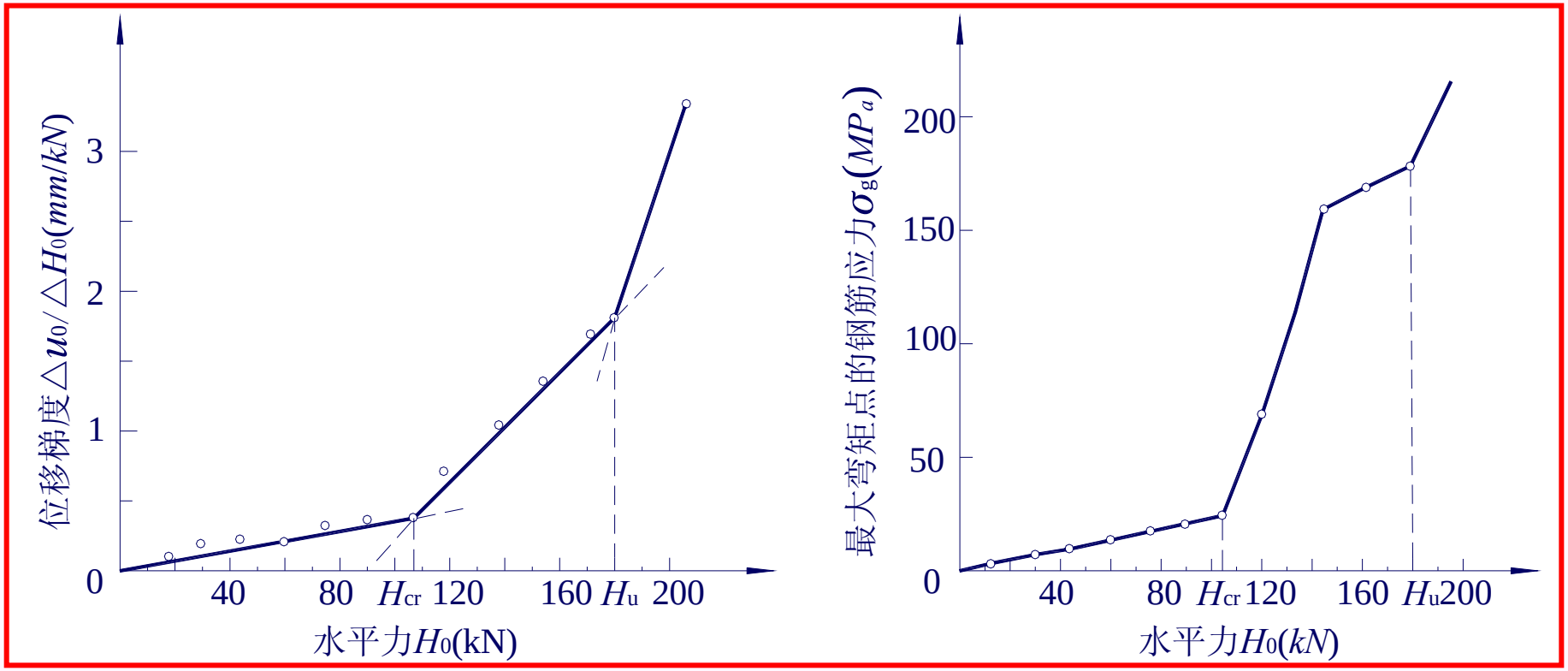
试验成果处理

H_{cr}的确定

- ✓H_0–t–x_0曲线突变点的前一级荷载；
- ✓H_0–$\Delta x_0/\Delta H_0$曲线的第一直线段的终点；
- ✓H_0–σ_g曲线第一突变点对应的荷载。

H_u的确定

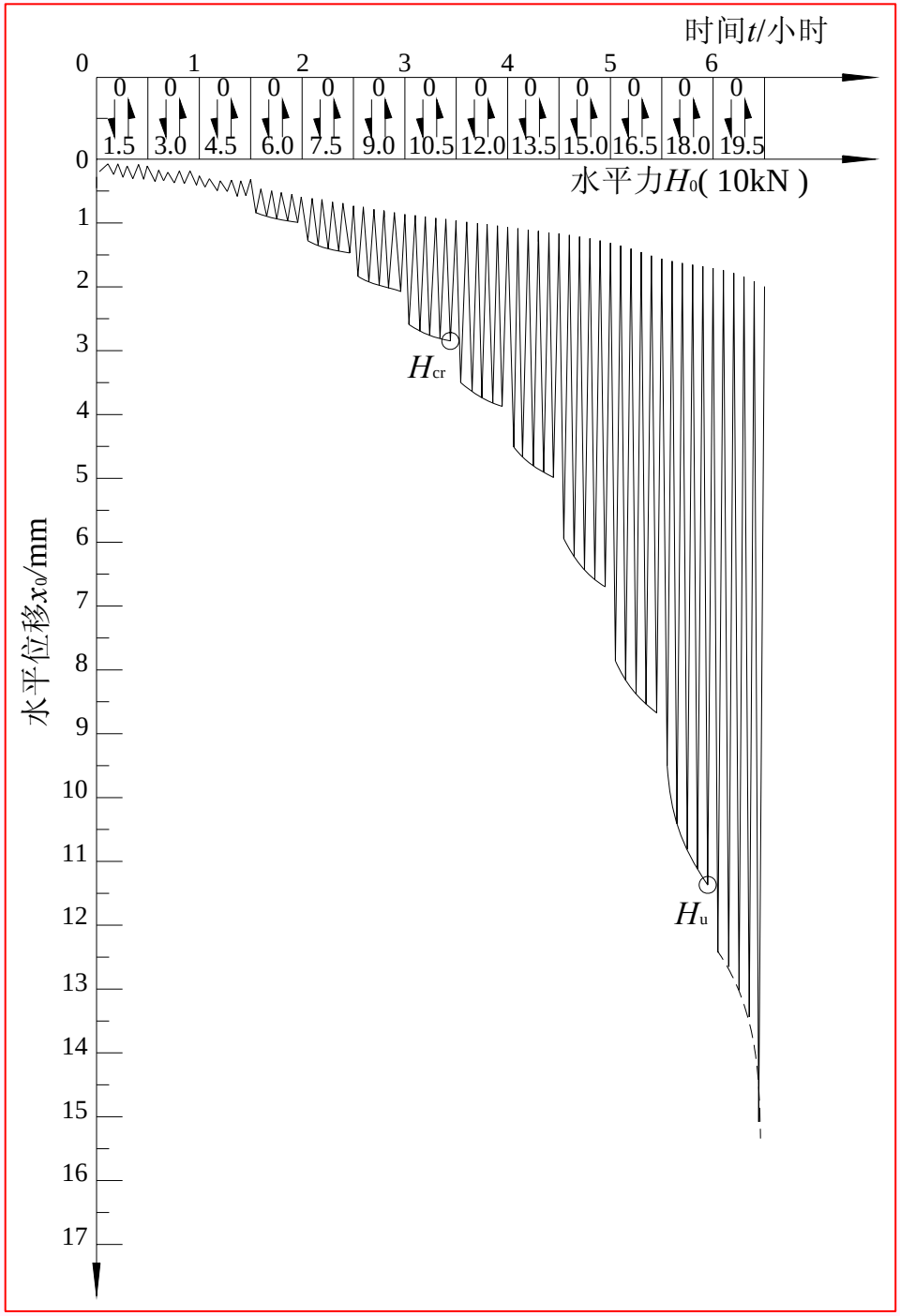
- ✓H_0–t–x_0曲线明显陡降的前一级荷载或水平位移包络线向下凹曲时前一级荷载；
- ✓H_0–$\Delta x_0/\Delta H_0$曲线第二直线段终点对应荷载
- ✓桩身折断或钢筋应力达极限的前一级荷载



单桩水平承载力设计值 R_h(kN)

$$R_h = \frac{H_u}{\gamma_h}$$

γ_h—水平抗力分项系数，取1.6



微分方程的建立

取微元体，由力平衡方程，可得到桩身挠曲微分方程：

$$EI\frac{\mathrm{d}^4x}{\mathrm{d}z^4}+P(z)\frac{\mathrm{d}^2x}{\mathrm{d}z^2}+mb_1zx=0$$

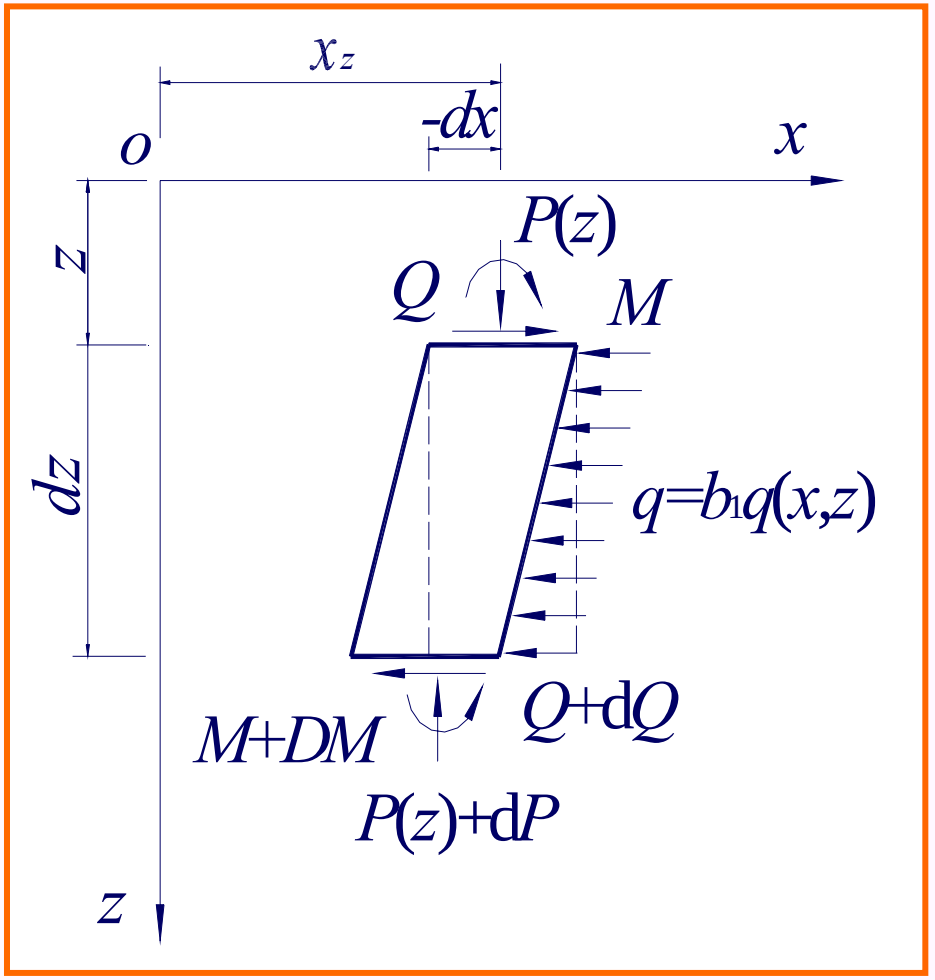
采用幂级数求解得四个初参数方程：

$$x_z=x_0A_1+\frac{\varphi_0}{\alpha}B_1+\frac{M_0}{\alpha^2EI}C_1+\frac{Q_0}{\alpha^3EI}D_1$$

$$\frac{\varphi_z}{\alpha}=x_0A_2+\frac{\varphi_0}{\alpha}B_2+\frac{M_0}{\alpha^2EI}C_2+\frac{Q_0}{\alpha^3EI}D_2$$

$$\frac{M_z}{\alpha^2EI}=x_0A_3+\frac{\varphi_0}{\alpha}B_3+\frac{M_0}{\alpha^2EI}C_3+\frac{Q_0}{\alpha^3EI}D_3$$

$$\frac{Q_z}{\alpha^3EI}=x_0A_4+\frac{\varphi_0}{\alpha}B_4+\frac{M_0}{\alpha^2EI}C_4+\frac{Q_0}{\alpha^3EI}D_4$$



桩端边界条件

$$x\big|_{z=0} = x_0\ , \qquad x\big|_{z=0} = \phi_0$$
$$EIx''\big|_{z=0} = M_0\ , \qquad EIx''\big|_{z=0} = Q_0$$

由边界条件求解x_0和ϕ_0，将其代入上初参数方程，整理可得:

$$x_z = \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} A_x + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} B_x$$
$$\varphi_z = \frac{Q_0}{\alpha^2 EI} A_\varphi + \frac{M_0}{\alpha EI} B_\varphi$$
$$x_z = \frac{Q_0}{\alpha} A_M + M_0 B_M$$
$$Q_z = Q_0 A_Q + \alpha M_0 B_Q$$

式中A_x、B_x、A_ϕ、B_ϕ、A_m、B_m、A_Q及B_Q均为无量纲系数，当$\alpha h \geqslant 4$时，可根据查表4-13得到，而当$\alpha h<4$时，可分别根据桩端支承条件查有关设计手册。

采用k法或c法时也可使用上式，但无量纲系数取值不同。

桩身最大弯矩M_{max}的计算

- 图解法
- 无量纲系数法

令 $Q_z = Q_0 A_Q + \alpha M_0 B_Q = 0$，则 $\dfrac{\alpha M_0}{Q_0} = -\dfrac{A_Q}{B_Q} = C_I$

C_I与 αz有关的系数，可制定表格4-16，具体计算：

由 $Z_{M\max} = \dfrac{\bar{Z}}{\alpha}$ 查表4-16得 $\bar{Z}$和C_{II}，则，

$C_I = \dfrac{\alpha M_0}{Q_0}$ $M_{\max} = M_0 C_{II}$，且同样当 $\bar{h} > 4$ 时取 $\bar{h} = 4$ 。

配筋计算

求得M_{max}及Z_{Mmax}后，Z_{Mmax}相应截面的桩身轴力为：

$$N = N_0 + \frac{1}{2} q Z_{M\max}$$

q—单位桩长的重力；通常忽略桩侧摩阻；N_0为桩顶轴力。再按《砼结构设计规范》(GB50010-2002)第7.3.8条沿周边均匀配置纵向钢筋。

4.3 桩身质量检测及动测技术简介

意义

- 属隐蔽工程，尤其是灌注桩易出现缩颈、夹泥、断桩或沉渣过厚等质量缺陷；
- 静载设备笨重、费用高、周期长，并易破坏桩身；
- 动测设备轻便、费用低、速度快、适于普查

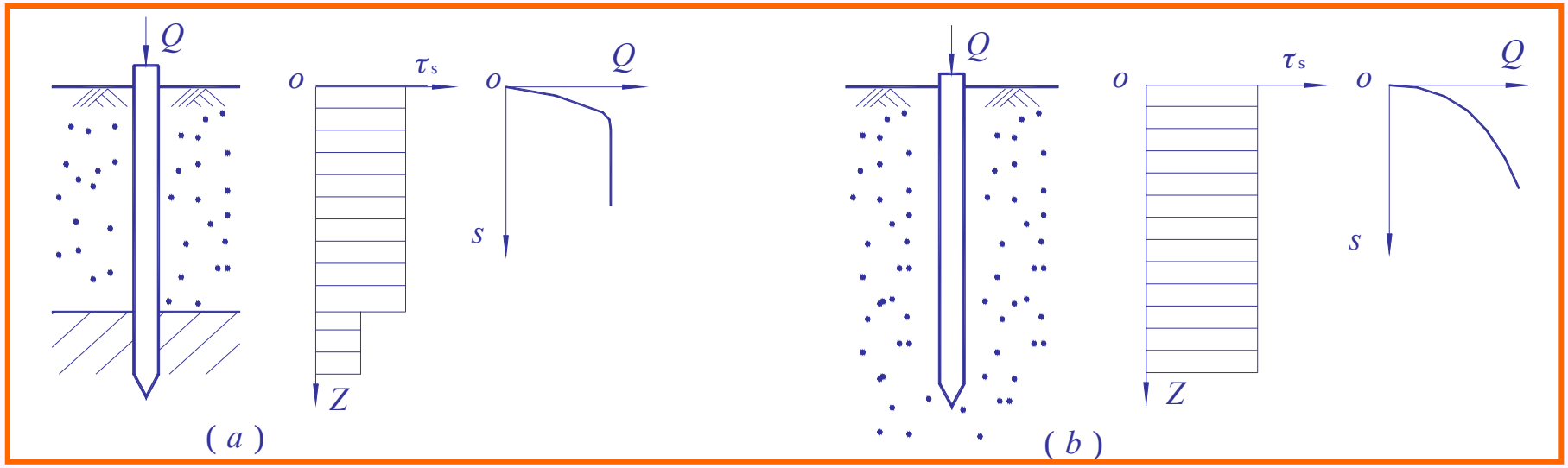
4.3 桩身质量检测及动测技术简介

桩身质量检测

- 开挖检查
- 抽芯法: 孔径100～150mm，亦可用摄像检查。
- 声波透射法：判断完整性，需预埋声测管
- 动测法：锤击激振、机械阻抗、水电效应、共振等小应变动测，PDA(打桩分析仪)等大应变动测及PIT（桩身结构完整性分析仪）等。

4.4 基桩静载荷试验技术

单桩的破坏模型



① 摩擦桩

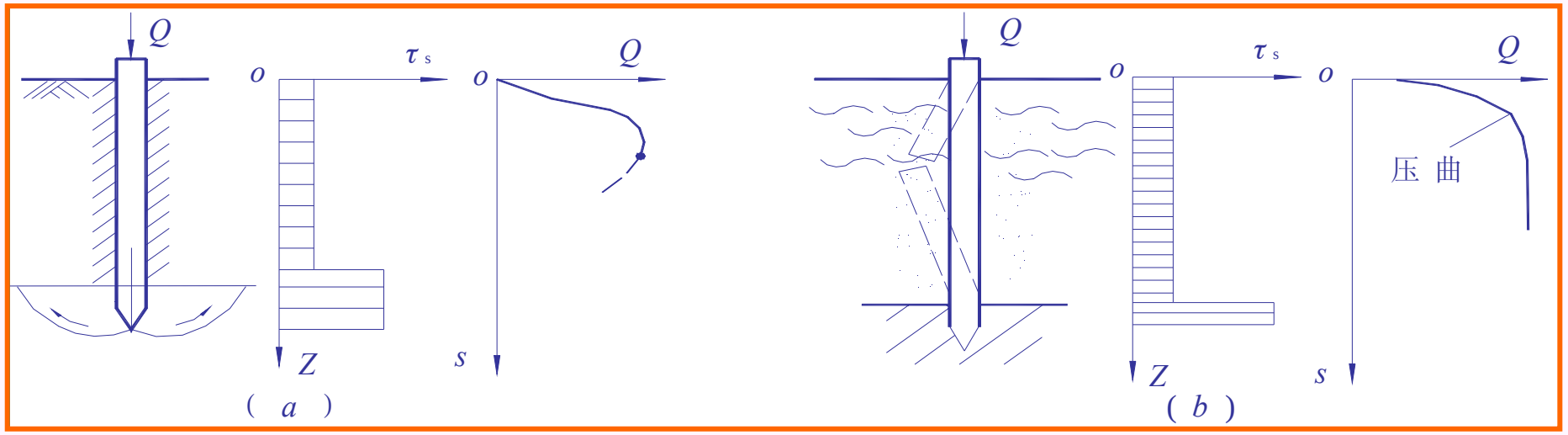
$Q_p \approx 0$, Q_s充分发挥, s较大。
桩底有较厚虚土的钻孔灌注桩,桩侧破，R由桩侧土强度控制

② 端承摩擦桩

Q_p较小, Q_s为主, s较大,无明显拐点。
一般情况下的钻孔灌注桩, 桩端刺入破坏, R由上部结构容许沉降量控制

4.4 基桩竖向静载荷试验技术

单桩的破坏模型



③ 摩擦端承桩

Q_p为主, Q_s较小, s较小, 有明显拐点。
打入式短桩、钻孔短桩, 桩端土整体剪切破坏, R由桩端土承载力控制。

④ 端承桩

$Q_s \approx 0$, s很小, 有明显拐点。
细长桩、嵌岩桩, 桩材屈曲破坏。
R由桩材控制。

4.4 基桩竖向静载荷试验技术

静载荷试验方法

■**慢速维持荷载法：**分级加载，每级加载维持不变直至桩顶下沉达相对稳定后(0.1mm/h)再加下一级荷载。达终止试验条件时停止加载。

■**快速维持荷载法：**不要求桩顶下沉相对稳定，而以时间间隔连续加载。美、日、国际土力学基础工程协会及我国港口规范使用。其规定荷载级数≥12，每级维持1h，最后一级24h (除非出现破坏)。美国D1143-74规定每级增量50~100kN连续加载，每级时间间隔2.5min，当加载至维持荷载需连续不断顶升千斤顶时终止加载，维持5min后卸除全部荷载。

基本依据：快速加载下的极限荷载乘以某修正系数后可转换成慢速加载时的极限荷载，两者桩顶沉降相差在5%以内。

4.4 基桩竖向静载荷试验技术

静载荷试验方法

■**等贯入速率法(CRP,1961,W.Cooke):** 采用连续加载，保证桩顶以等速率贯入土中，按荷载—贯入量曲线确定极限荷载，一般达累计贯入量50~70mm或设计荷载的3倍，试验在1~3个小时内完成。

■**慢速维持荷载与等贯入速率结合法：** 先以慢速维持荷载法加载，达设计荷载2倍或预估荷载95%后，改用等贯入速率加载至破坏，英、丹麦采用。

■**循环加载卸载法：** 国外应用较广泛

4.4 基桩竖向静载荷试验技术

桩顶反力提供方法

- 平台加载
- 锚桩加载（包括工程桩）
- 地锚（桩底锚杆加载）
- 自平衡加载

4.4 基桩竖向静载荷试验技术

单桩竖向极限承载力确定的常用方法

❖ *Q* ～*s*曲线拐(转折)点法人为因素及作图比例影响大。通常横竖坐标比1:1或1:2，建工2:3。

❖切线交会法：可克服绘图者的主观因素。

❖lg*Q* ~ lg *s*法：双对数坐标上两直线的交点，尤其是钻孔灌注桩特征明显。

❖*s* ~ lg *Q*法：半对数坐标，可判断摩阻力和端阻力。但不适用于以桩端阻力为主的桩，如钻扩底或人工挖孔扩底桩等。

❖桩顶沉降控制：太沙基取0.1*d*；GB50007为40mm；JGJ94取40 ~ 50mm,大直径桩(0.03~0.06)D，细长桩(*l*/*d*>80)60~80mm对应的*Q*。

4.4 基桩竖向静载荷试验技术

单桩竖向极限承载力确定的常用方法

❖ **$Q\sim s$曲线斜率法：** 美国，**GB50007**及《港口工程技术规范》**(JTJ222-87)**取 $\Delta s/\Delta P \geq 0.1\text{mm/kN}$

❖ **$s\sim \lg t$法：** (沉降速率$m=\Delta s/\Delta \lg t$)。取某p_i下曲线斜率陡增，出现向下曲折时所对相应的荷载，**JGJ94-94**取前一级荷载。

❖ **霍塞尔(Housel)法：** 绘制$Q\sim s_{30\text{-}60}$曲线。根据塑性体剪切变形规律，当剪应力超过某一值后，将随时间以一定的速率发生连续变形。但该法一般只适用于摩擦桩的快速维持荷载法。

4.5 试桩未达破坏时极限承载力的预估

❖ **抛物线法**：假定$Q\sim s$曲线前段为直线，后段为抛物线，在比例界限处相切。并假定极限荷载处$Q\sim s$已变为竖直线，再通过作图求解。只适用于$Q\sim s$曲线具有明显比例界限的直线段情况，目前已淘汰。

❖**双曲线法**

$$Q=\frac{s}{ms+c}\quad ，\quad 或\quad \frac{s}{Q}=c+ms$$

通过回归分析求出m，c

✓**Chin FungKee(马来西亚，1972)**

令$y=s/Q$，则$y=ms+c$，用最小二乘法可得:

$$m=\frac{\sum s_i y_i-\overline{s}\sum y_i}{\sum {s_i}^2-\overline{s}\sum s_i},\quad c=\overline{y}-m\overline{s}\quad \left(\overline{s}=\frac{\sum s_i}{n},\overline{y}=\frac{\sum y_i}{n}\right)$$

4.5 试桩未达破坏时极限承载力的预估

相关系数

$$r=\frac{\sum s_i y_i-\bar{s}\sum y_i}{\sqrt{\sum s_i^2-\frac{1}{n}(\sum s_i)^2}\sqrt{\sum y_i^2-\frac{1}{n}(\sum y_i)^2}}=\frac{\sum s_i y_i-\bar{s}\sum y_i}{\sqrt{\sum s_i^2-\bar{s}\sum s_i}\sqrt{\sum y_i^2-\bar{y}\sum y_i}}$$

由

$$\lim_{s\to\infty}\frac{s}{ms+c}=\frac{1}{m}\quad,\quad\therefore\quad Q_u=\frac{1}{m}$$

✓**陈宗岳(1978)**

Q～s曲线上曲率半径最小处所对应的荷载为Q_u，故

$$Q_u=\frac{1}{m}(1-\sqrt{c})\quad,\quad\left(R=\frac{(1+y'^2)^{3/2}}{y''},\ \text{实际为屈服荷载}\right)$$

若以kN，mm为单位，则：

$$Q_u=\frac{1}{m}(1-\sqrt{10c})$$

注意：① 单位不能用错；

② Q~s初始直线段数据应舍弃不用，以曲线呈弯曲时为起点。

4.5 试桩未达破坏时极限承载力的预估

❖**指数方程法：**

即以前的极限荷载百分率（修朝英、李大展，1986）

$$Q = Q_m\ (1-\ e^{-as})$$

❖**调整双曲线法：**

设 $$Q = \frac{s}{as + \frac{bs}{s^{1.5} + s_{n-1}} + c}$$

并令 $$y = \frac{s}{Q},\ x_1 = s,\quad x_2 = \frac{s}{s^{1.5} + s_{n-1}}$$

则 $$y = ax_1 + bx_2 + c$$

可用二元线形回归求得**a**、**b**、**c**，求解可得Q_u

算例

4.6 桩基施工技术简介

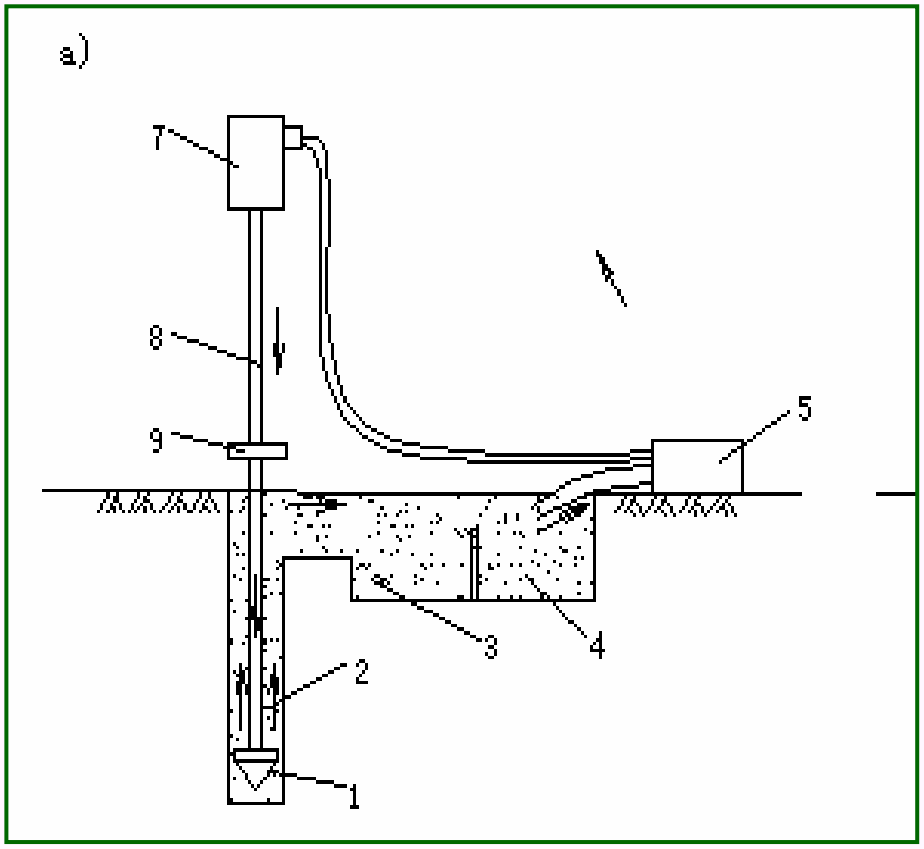
钻孔灌注桩：常用旋转钻、冲击钻和冲抓钻三种

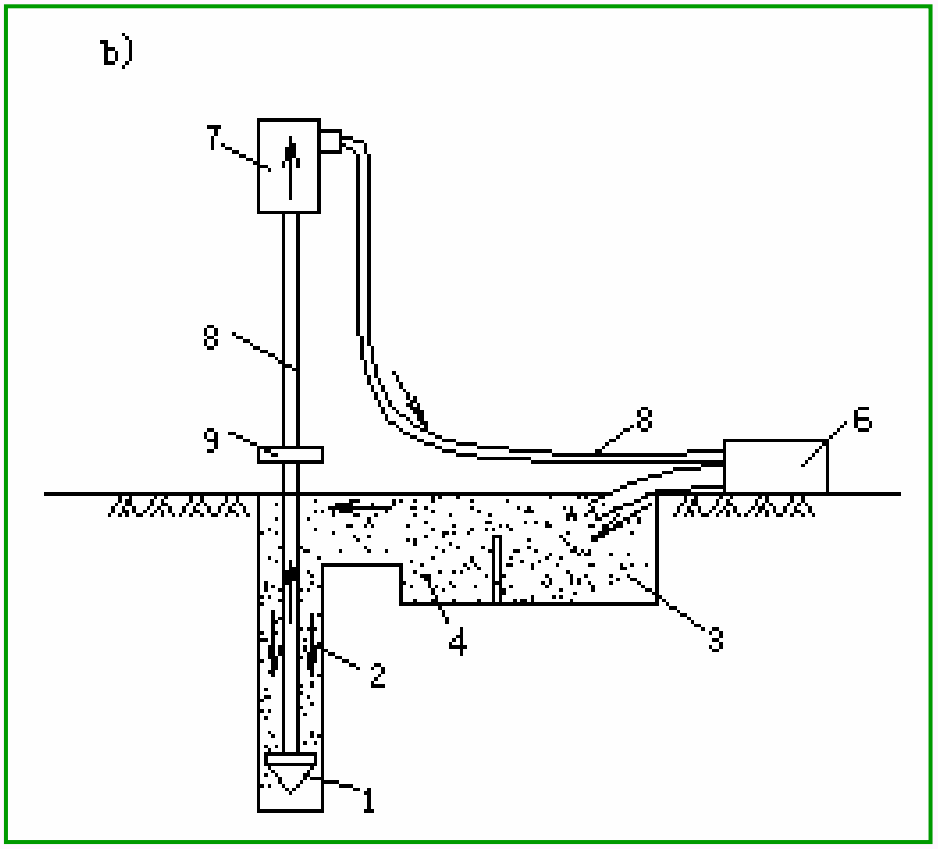
旋转钻：钻头旋转钻进，泥浆排渣，成孔深度大，适用土层广，但不适宜砂卵石层。并细分为正循环和逆循环：前者携渣能力较弱；后者携渣能力强，钻进快，但易堵管。

冲击钻：不断提锥(重10-35kN)、落锥反复冲击孔底土，用掏渣筒取出悬浮于泥浆中的钻渣，适用于含有漂卵石，大块石的土层及岩层，孔深一般≤50m。

冲抓钻：将冲抓锥(重10-20kN)下冲使抓土瓣张开插入土层，提升时抓土瓣收拢将土抓出，适用于粘性土、砂性土及夹有碎卵石的砂砾土层，孔深≤30m。

注意：泥浆浓度、一气呵成、清孔干净、水下砼浇灌。





正循环泥浆循环成孔工艺　　反循环泥浆循环成孔工艺

1—钻头；2—泥浆循环方向；3—沉淀池；4—泥浆池；5—泥浆泵；6—砂石泵；7—水龙头；8—钻杆；9—钻机回转装置

4.6 桩基施工技术简介

夯扩桩

形式：带钢筋砼预制桩尖和无桩尖两种，前者近似于美国西方基础公司的西方扩底桩(Western Pedestal Pile)和瑞士帝克提AG公司的得尔塔桩(Delta Pile)；后者近似于福兰克桩（Franki Pile）。

施工：尚无定型专用打桩机，用沉管桩机改装而成。除采用一般沉管灌注桩的外管(Φ325、377、426、450钢管)外还需增加一根与外管同长的内夯管(芯管)，其外径小于外管内径，上端固定在柴油打桩机锤的下端并连成一体，位于机架上可自由上下移动。同时在外管上段增加一个与外管同直径的加劲圈，其高度需满足止淤封底要求(一般130mm)。

4.6 桩基施工技术简介

夯扩桩

- **内夯管作用：**在锤击作用下沉管入土，夯扩时作为传力杆，当外管桩身砼灌满后，可利用其上桩锤的重量(40-60kN)对桩身砼加压成型。若无桩尖则先在桩位上设置一定高度的C20级干硬性混凝土或砖石等。
- **优点：**桩端面积增加60-240%，桩端土夯实，承载力明显提高，并克服缩径等质量问题，施工期短，成本低。
- **缺点：**遇中间硬夹层时沉管困难，遇承压水层时成桩困难。



柴油锤击桩机

测量放线桩机就位

↓

压下内外管至标高

↓

提起内管准备投料

↓

朝外管内填充砖石

↓

压下内管挤压砖石

↓

重复三四五成大头

↓

压力表显示终压力

↓

压力满足提起内管

↓

放钢筋笼浇混凝土

↓

内管顶压住混凝土

↓

拔起外管施工完毕

静压沉管扩底桩施工流程

第五章 沉井基础

5.1 概述

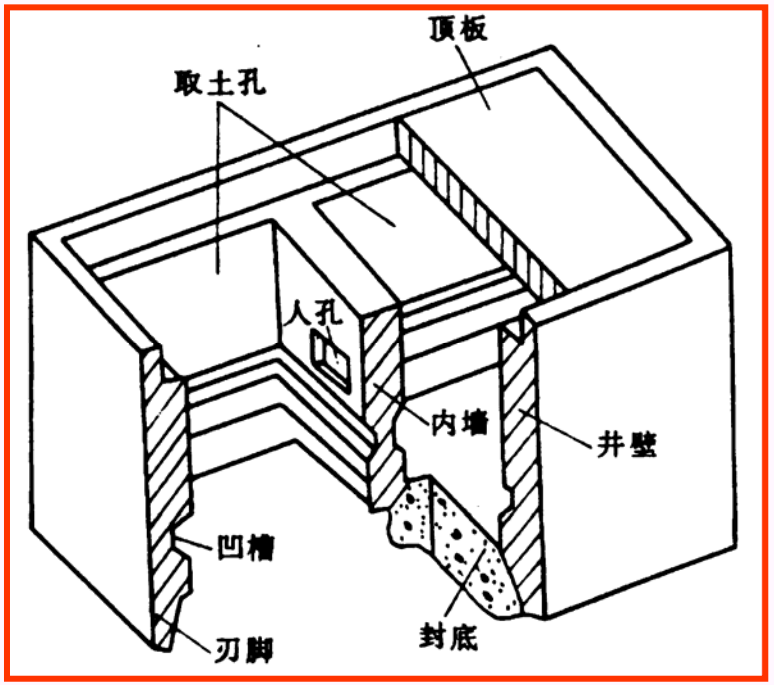
井筒状的结构物

在井壁的围护下从井内挖土

在自重作用下逐渐下沉

封底封顶形成的深基础

- 刃脚
- 井壁
- 内隔墙
- 取土井
- 凹槽
- 封底
- 顶板





5.2 沉井设计计算内容

- **使用阶段：基础结构**
  - 基础承载变形验算：竖向、水平向
  - 基础结构强度计算：井壁、封底、顶板

- **施工阶段：支挡结构**
  - 自重下沉验算
  - 井身挠曲验算
  - 刃脚受力计算
  - 井壁受力计算

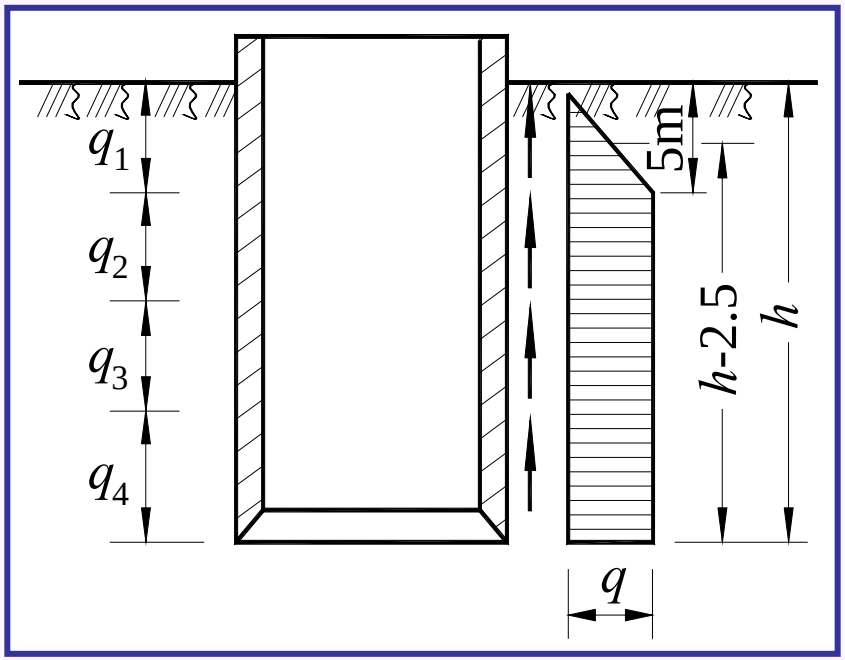
5.2.1 沉井竖向承载力与变形验算

地基承载力验算

$$F + G \leqslant R_j + R_f$$

$$R_j = f_a A$$

$$R_f = U(h - 2.5)q$$



F—作用于沉井顶面处荷载；
G—沉井自重；
R_f—井侧总摩阻力；
R_j—沉井底部地基土的总反力；
U—沉井周长；
q—单位面积摩阻力加权平均值，可按表**5-1(P.150)**取值。

地基沉降验算

可按实体深基础的计算简图进行沉降计算

5.2.2 沉井基础水平向承载力验算

基本假定

- ✓ 地基土为弹性变形介质，水平向地基系数分布按*m*法；
- ✓ 不计基础与土之间的粘着力和摩阻力；
- ✓ 沉井与土的刚度比趋于∞，横向力作用下只产生刚体转动
- ✓ 破坏模式：井侧土体屈服破坏

计算分类

根据基底地质与约束情况，可分为两种情况分析：

- 非岩石地基：包括立于风化岩层内和岩面上
- 基底嵌入基岩内

非岩石地基算

o **变形特点：** 沉井将围绕位于地面下深度z_0处点A转动 ω 角

力等效 $$\lambda = \frac{F_V e + F_H l}{F_H} = \frac{\sum M}{F_H}$$

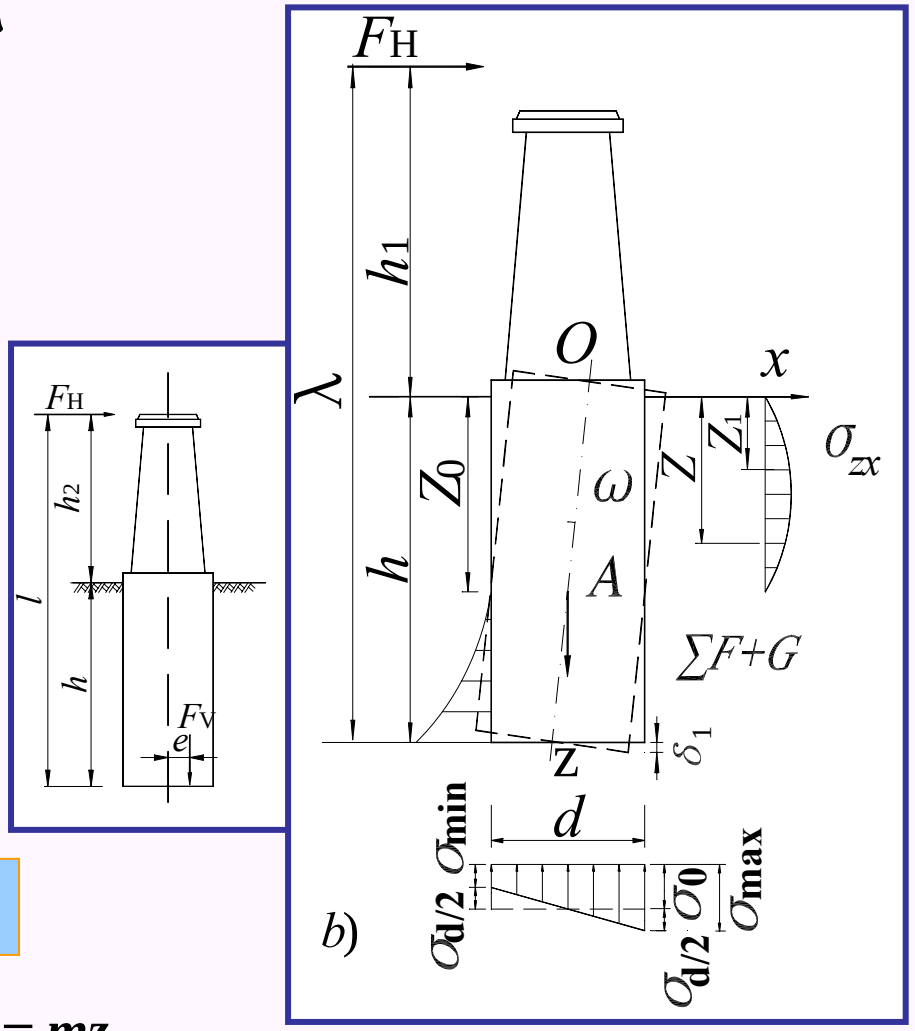
深度z处沉井的水平位移 Δx:

$$\Delta x = (z_0 - z)\cdot\tan\omega$$

井壁受到的横向抗力 σ_{zx}:

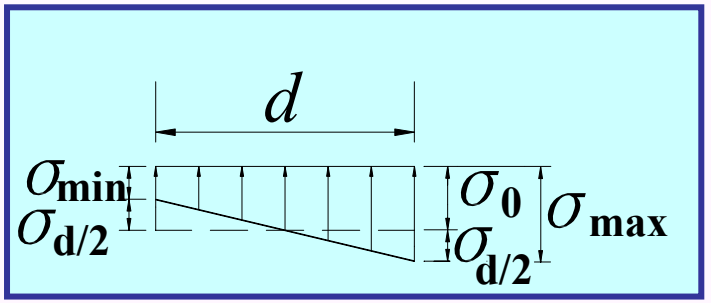
$$\sigma_{zx} = \Delta x C_z = C_z (z_0 - z)\cdot\tan\omega$$

C_z—深度z处的 水平地基反力系数,$C_z = mz$



井底受到的抗力

$$\sigma_{d/2} = C_0 \delta_1 = C_0 \frac{d}{2} \cdot \tan\omega$$



$C_0 = m_0 h$，按桩基计算方法确定，但不得小于$10\ m_0$

沉井的受力平衡

$$\sum X = 0: \quad F_H - \int_0^h \sigma_{zx} b_1 dz = F_H - b_1 m \tan\omega \int_0^h z(z_0 - z) dz = 0$$

$$\sum M_o = 0: \quad F_H h_1 + \int_0^h \sigma_{zx} b_1 z \cdot dz - \sigma_{d/2} W_0 = 0$$

代入水平和井底抗力的计算式，求解得：z_0和 ω

$$z_0 = \frac{\beta \cdot b_1 h^2 (4\lambda - h) + 6dW}{2\beta \cdot b_1 h (3\lambda - h)}, \quad \tan\omega = \frac{6F_H}{Amh}$$

其中：

$$A = \frac{\beta b_1 h^3 + 18Wd}{2\beta(3\lambda - h)}, \quad \beta = \frac{C_h}{C_0} = \frac{mh}{C_0}$$

从而得到：

$$\sigma_{zx} = \frac{6F_H}{Ah} z\left(z_0 - z\right)$$

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{F_V}{A_0} \pm \frac{3F_H d}{A\beta}$$

A_0为基底面积。

离地面下深度z处截面弯矩为：

$$M_z = F_H\left(\lambda - h + z\right) - \int_0^z \sigma_{zx} b_1 \left(z - z_1\right) dz_1$$

$$= F_H\left(\lambda - h + z\right) - \frac{F_H b_1 z^3}{2hA}\left(2z_0 - z\right)$$

基底嵌入基岩内

o **变形与受力特点：**基底不产生水平位移，旋转中心A与基底中心重合，即$z_0 = h$。但基底嵌入处将存在一水平阻力F_R，其对A点的力矩可忽略。

按弯矩平衡可导得：

$$\tan\omega = \frac{F_H}{mhD} \quad \text{其中} \quad D = \frac{b_1\beta h^3 + 6Wd}{12\lambda\beta}$$

$$\sigma_{zx} = (h - z)z\frac{F_H}{Dh}$$

$$\sigma_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{F_V}{A_0} \pm \frac{F_H d}{2\beta D}$$

$\Sigma X = 0$得：

$$F_R = \int_0^h b_1\sigma_{zx}dz - F_H = F_H\left(\frac{b_1h^2}{6D} - 1\right)$$

$$M_z = F_H(\lambda - h + z) - \frac{b_1F_Hz^3}{12Dh}(2h - z)$$

注意：仅偏心竖向力F_V作用时$\lambda \to \infty$，上述各式不能应用。此时应以$M = F_V e$代替各式中的$F_H h_1$，同理可导得相应的计算公式。

验算

基底应力

$$\sigma_{\max} \leqslant f_{ah}$$

横向抗力

$$\sigma_{zx} \leqslant [\sigma_{zx}] = E_p - E_a$$

由朗金土压力理论：$$[\sigma_{zx}] = \frac{4}{\cos\varphi}(\gamma z \tan\varphi + c)$$

经验表明最大横向抗力大致在$z = h/3$和$z = h$处，故

$$\sigma_{\frac{h}{3}x} \leq \eta_1\eta_2 \frac{4}{\cos\varphi}\left(\frac{\gamma h}{3} + \tan\varphi + c\right)$$

$$\sigma_{hx} \leq \eta_1\eta_2 \frac{4}{\cos\varphi}(\gamma h \tan\varphi + c)$$

η_1— 取决于上部结构形式的系数，一般取1.0，拱桥0.7；

η_2—考虑恒载弯矩M_g对总弯矩M的影响系数，即 $$\eta_2 = 1 - 0.8\frac{M_g}{M}$$

墩台顶水平位移

$$\delta \leq 0.5\sqrt{L} \quad (\text{cm})$$

$$\delta = (z_0 K_1 + h_2 K_2)\omega + \delta_0$$

$K1$、$K2$为基础实际刚度对地面处水平位移及转角的影响系数，由表5-2(P154)根据αh及λ/h查取；L为相邻跨中最小跨的跨度(m)，$\geqslant$25m。

5.3 地下连续墙简介

定义

泥浆护壁条件下，用成槽机开挖出狭长深槽，然后在槽内设置钢筋笼与浇注混凝土，并以某特定接头方式连接而逐步形成的地下结构。

作用

- 基坑开挖时的支挡结构
- 基础结构的一部分





导墙开挖与支模



导墙施工完后的照片



导墙混凝土浇筑





成槽机取土



地下墙钢筋笼



200吨履带吊
移动钢筋笼





钢筋笼下放





洗灌混凝土



地下墙接头箱

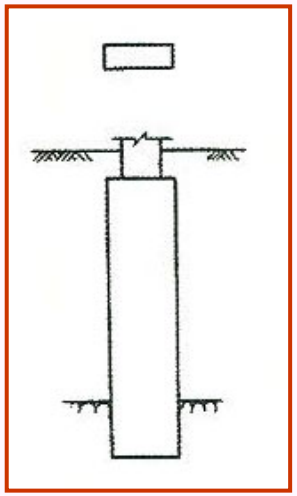
5.3 地下连续墙简介(新规范)

- 上世纪20年代初应用于德国，50-60年代先后在意大利、法国、日本等国得到了迅速发展，50年代末期传入我国
- 各国均首先用在水利水电工程，之后逐渐推广到建筑、市政、交通、矿山、铁道等部门
- 初期仅作为挡土墙或防渗墙，随后用作高层建筑的地下室、及地铁等建筑的外墙结构，近年在公路行业也得到应用，国外将其完全用作桥梁基础结构（如日本），国内主要用作悬索桥重力式锚碇基坑的支护结构，同时兼作基础，但尚处于探索研究阶段，发展潜力很大
  - 广东虎门大桥西锚碇、武汉阳逻长江大桥南锚碇及广州珠江黄浦大桥采用的圆形～
  - 江苏润扬长江大桥北锚碇采用的矩形～

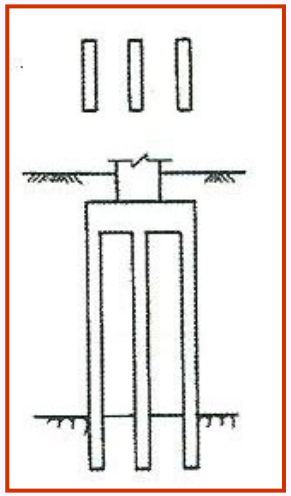
5.3 地下连续墙简介(新规范)

根据墙段单元之间的连接组合、平面布置及使用功能分类

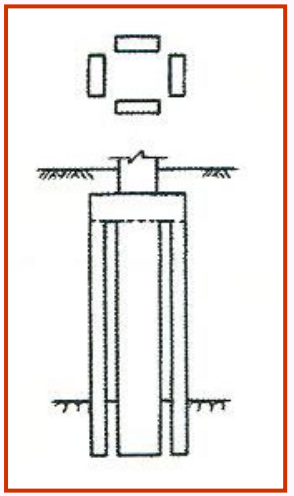
条壁式地下连续墙基础



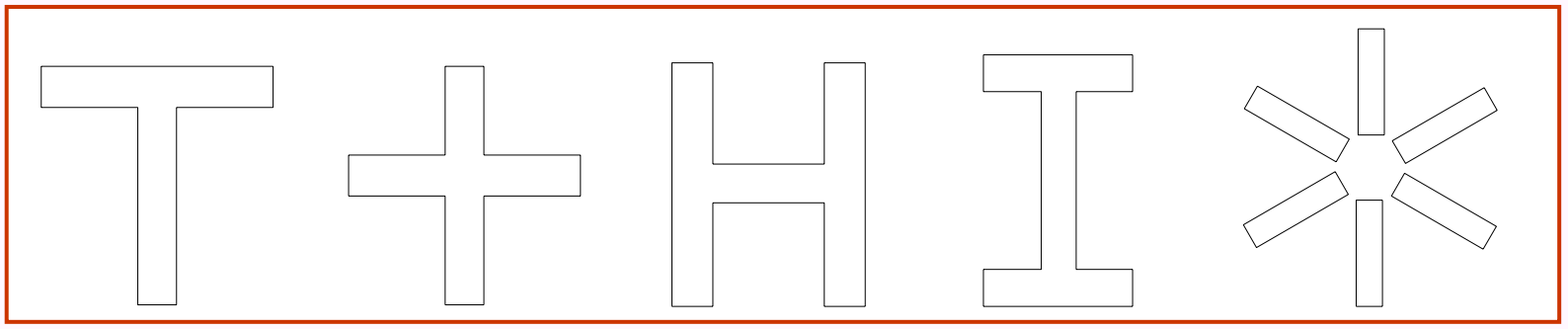
（a）单壁式



（b）平行复壁式



（c）自由复壁式

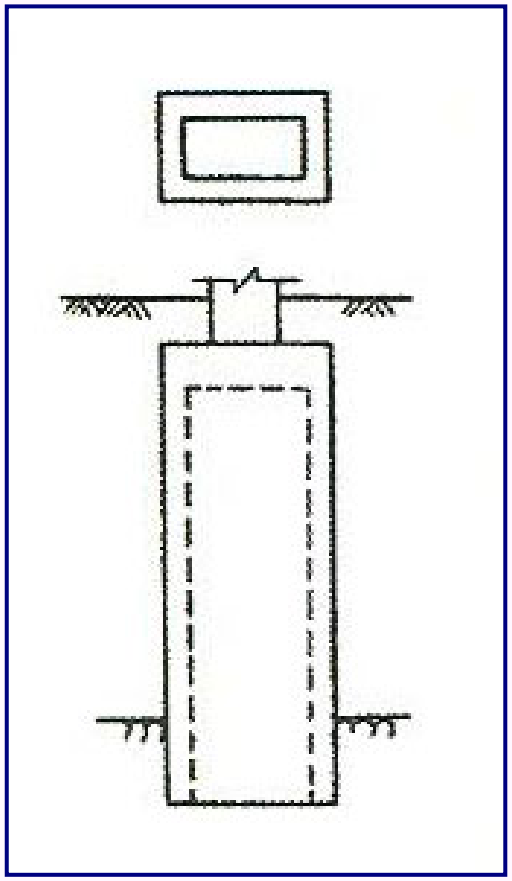


T形　十形　H形　工形　辐射形

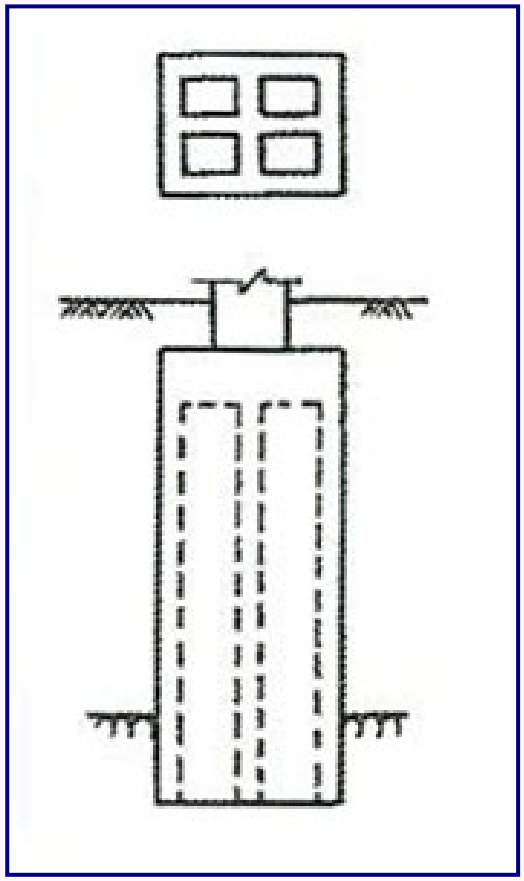
（d）组合复壁式

5.3 地下连续墙简介(新规范)

井筒式地下连续墙基础



（a）单室型

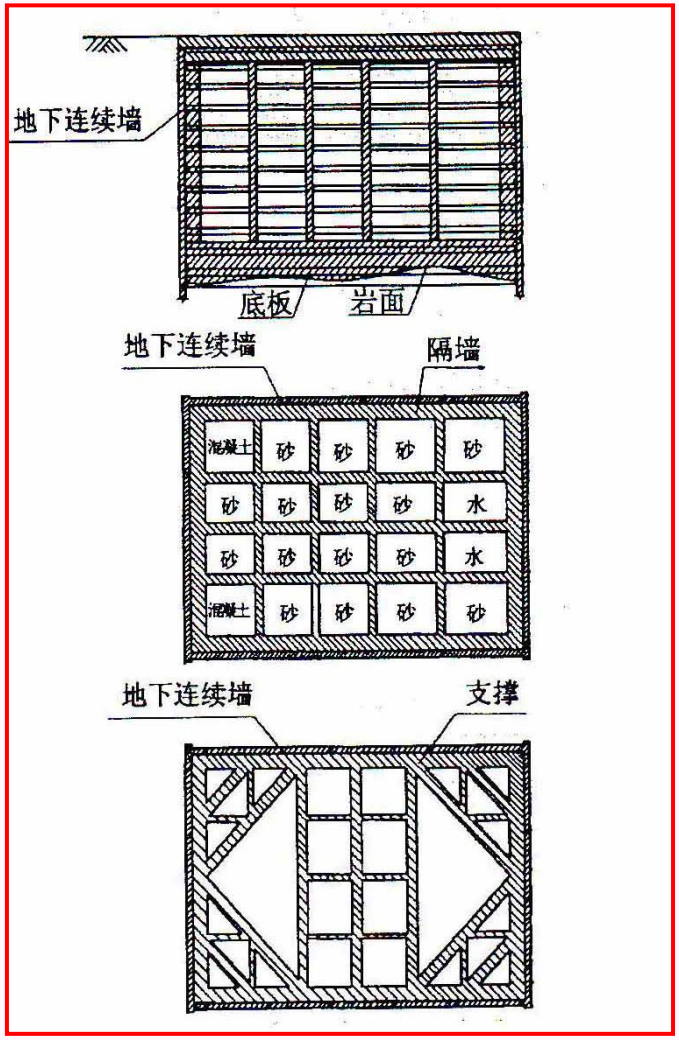


（b）多室型

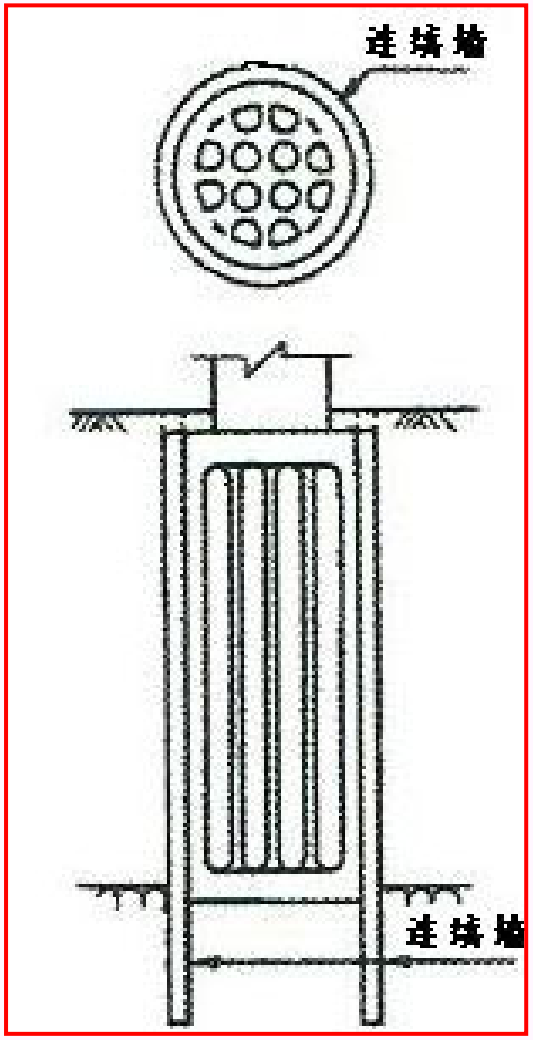
5.3 地下连续墙简介(新规范)

部分地下连续墙基础

以地下连续墙作为基坑开挖支护结构，内部土体开挖到要求深度后在坑内构筑钢筋砼结构而形成的基础形式，地下连续墙参与承担上部结构荷载



（a）矩形



（b）圆形

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

按使用功能不同，可用作桥梁基坑支护结构或桥梁基础

- 作为支护结构的设计安全等级及结构重要性系数

安全等级	破坏后果	γ_0
一级	很严重	1.1
二级	严重	1.0
三级	不严重	0.9

- 作为基础的设计安全等级及结构重要性系数应与桥梁整体结构一致

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

作为支护结构的设计

- **承载能力极限状态下的计算内容**

✓ 土体稳定性计算

✓ 墙体结构强度和稳定性计算

✓ 支承系统承载力和稳定性计算

- **正常使用极限状态下的计算内容**

✓ 结构变形、裂缝宽度和抗裂验算

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

直线形地下连续墙支护结构的计算

- 应进行抗倾覆、整体抗滑移、坑底抗隆起和坑底抗渗等稳定验算

- 按变形控制原则设计时，墙上土压力可按墙—土体相互作用原理确定，考虑墙体水平变形的影响计算土压力:

$$E_{jk} = E_{0k} - K\delta \qquad \in [E_a,\ E_p]$$

$$E_{0k} = K_0(q_k + \sum \gamma_{ik} h_i) \qquad K = mz$$

正常固结土 $K_0 = 1 - \sin\varphi_k'$　超固结土 $K_0 = \sqrt{1 - \sin\varphi_k'}$

δ —— 墙体的水平变形量（m），朝向土压力方向的变形为正，反之负

E_{0k}—— 墙侧水平静止土压力强度标准值（kPa）

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

直线形地下连续墙支护结构—稳定性分析

- **分析目的**：确定合理的嵌固深度，或验算所设计的支挡结构是否稳定和合理
- **分析内容**
  - 结构整体稳定性
  - 踢脚稳定性
  - 坑底抗隆起稳定性
  - 坑底抗渗流稳定性
- **分析方法**：工程地质对比法、力学分析法

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

直线形地下连续墙支护结构—基坑整体稳定性分析

- 方法：圆弧滑动面简单条分法，按总应力法计算

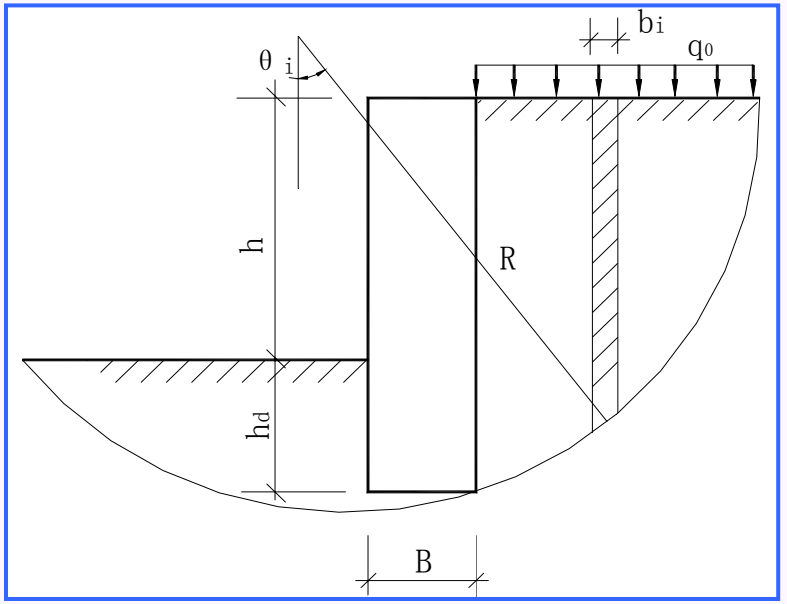
$$K_{SF}=\frac{\sum c_i L_i+\sum (q_0 b_i+W_i)\cos\theta_i \tan\varphi_i}{\sum (q_0 b_i+W_i)\sin\theta_i}\geq 1.3$$

c_i、φ_i—i土条底的粘聚力和内摩擦角；

L_i— i土条底面面积；

W_i—i土条重量，按饱和容重计算；

θ_i—i土条底面倾角。



基坑整体稳定性分析

注意：对有软弱夹层，倾斜基岩面等，宜采用非圆弧滑动面；当嵌固深度下部存在软弱土层时，尚应验算其整体稳定性

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

直线形地下连续墙支护结构—踢脚稳定性分析

- **对象：** 单(多)支点结构以支点(最下层支点)为转动点的失稳

$$K_T=\frac{M_p}{M_a}=\frac{E_p(h_t+\frac{2}{3}h_d)}{(\frac{1}{6}e_{a,b}+\frac{1}{3}e_{a,d})(h_t+h_d)^2}\geq 1.0\sim 1.5$$

M_p—内侧被动土压力对B点的力矩;

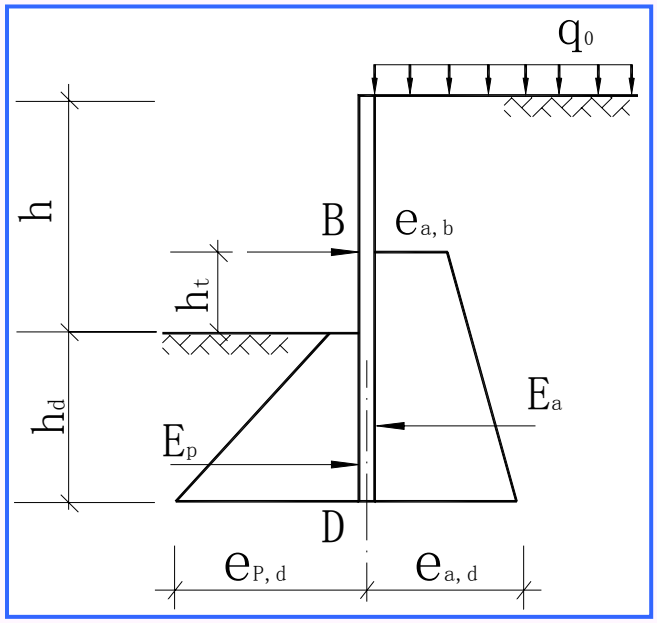
M_a—外侧BD段主动土压力对B点的力矩;

E_p—基坑内侧被动土压力;

$e_{a,b}$、$e_{a,d}$—基坑外侧B、D点土压力强度;

h_t—最下层支点离基坑底的距离;

h_d—支护结构的嵌固深度。



踢脚计算简图

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

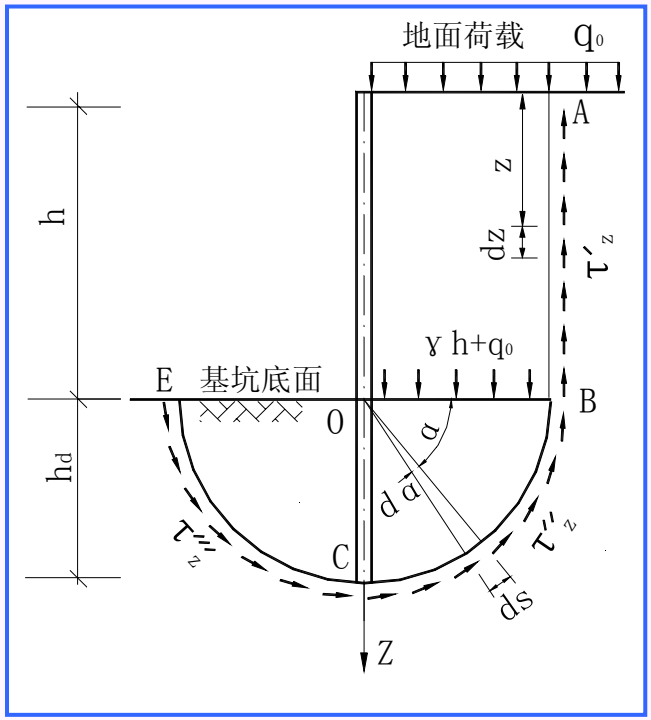
直线形地下连续墙支护结构—坑底抗隆起稳定性分析

- **分析方法：**考虑墙体极限弯矩的抗隆起分析法、普朗特尔（Prandtl）与太沙基（Terzaghi）的抗隆起验算法

- (1) **考虑墙体极限弯矩的抗隆起分析**

  假定开挖面以下墙体对抗隆起有利，且土体沿墙底按圆弧滑动：滑动力为土自重γh及超载q_0；抗滑力为滑面抗剪强度，要求：

$$K_L = \frac{M_{R,L}}{M_{S,L}} \geq 1.2 \sim 1.3$$



5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

直线形地下连续墙支护结构—坑底抗隆起稳定性分析

- 滑动力矩:

$$M_{S,L}=\frac{1}{2}(\gamma h+q_0)h_d^{\ 2}$$

- 抗滑力矩:

$$M_{R,L}=\int_0^H \tau_z' h_d dz+\int_0^{S_1} \tau_z'' h_d dS+\int_0^{S_2} \tau_z''' h_d dS+M_h$$

M_h—基坑底面处墙体极限抵抗弯矩，可取该处墙体设计弯矩

注：

- 采用试算法计算，当求得K_L为最小时的入土深即为所求嵌固深度h_d，该法较适用于中等强度和较软弱的粘性土
- 由于假定滑动面通过墙底，故h_d过小时该假定显然不合理，与实际不符

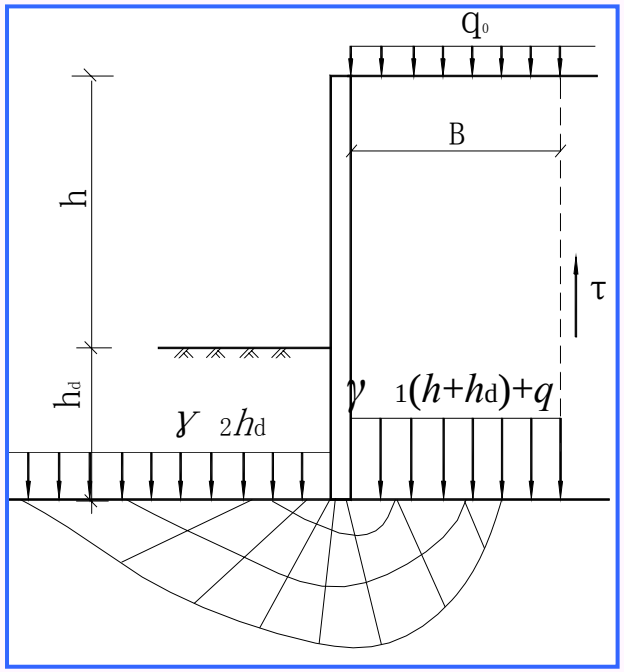
5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

直线形地下连续墙支护结构—坑底抗隆起稳定性分析

- (2) 太沙基和普朗特尔抗隆起分析

墙底平面为极限承载力的求解基准面，参照按**Prandtl & Terzaghi公式**，要求:

$$K_L = \frac{\gamma_2 h_d N_q + c N_c}{\gamma_1 (h + h_d) + q_0} \geq 1.2 \sim 1.3$$



太沙基和普朗特尔抗隆起算法

Prandtl公式

$$N_c = (N_q - 1)/\tan\varphi \quad , \quad N_q = \tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) e^{\pi \tan\varphi}$$

Terzaghi公式

$$N_c = (N_q - 1)/\tan\varphi \quad , \quad N_q = \frac{1}{2}\left[e^{(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2})\tan\varphi} \Big/ \cos(45° + \frac{\varphi}{2}) \right]^2$$

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

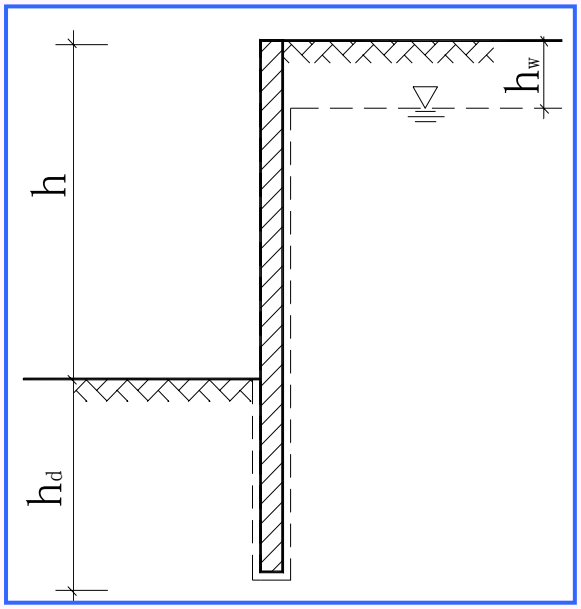
直线形地下连续墙支护结构—坑底渗流稳定性分析

- (1) 坑底抗流砂稳定性
- 流砂：当基坑底部向上的动水压力(渗透力) $j \geqslant \gamma'$ 时产生
- 近似按紧贴墙体的最短路线计算最大渗透力，则抗流砂稳定安全系数应：

$$K_{LS} = \frac{\gamma'}{j} = \frac{(h - h_w + 2h_d)\gamma'}{(h - h_w)\gamma_w} \geq 1.5 \sim 2.0$$

h_w — 墙后地下水位埋深；

γ_w — 地下水重度，kN/m^3。



基坑抗流砂验算

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

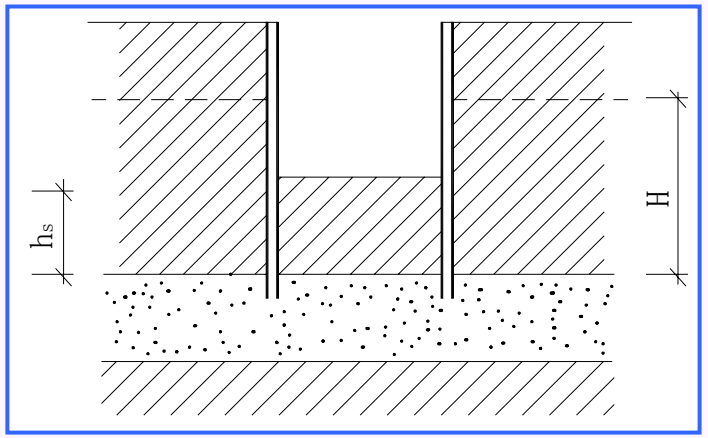
直线形地下连续墙支护结构—基坑渗流稳定性分析

■ (2) 基坑底土突涌稳定性

• 突涌：基底不透水层较薄且其下有较大水压的滞水层或承压水层时易发生

• 要求：基坑底土突涌稳定性应满足

$$K_{TY}=\frac{\gamma h_s}{\gamma H}\geq 1.1\sim 1.3$$



基坑底抗突涌稳定性验算

h_s — 不透水层厚度;

H — 承压水高于含水层顶板的高度。

注：若坑底土抗突涌稳定性不满足要求，可采用隔水挡墙隔断滞水层、加固基坑底部地基等处理措施。

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

直线形地下连续墙支护结构的计算

- 地下连续墙的内力和变形可按竖向弹性地基梁法计算
- 墙体、支撑、立柱应按偏心受压构件计算
- 腰梁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，应按偏心受压构件进行验算

- 土层锚杆（锚索）的杆体应按轴心受拉构件计算

自由段和锚固段长度、锚固体直径、锚固体形状和浆体强度，应根据锚杆（锚索）轴向设计拉力、土层抗拔力及握裹力确定。外锚头和腰梁应根据锁定荷载值进行设计。

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

圆形地下连续墙支护结构的计算

- 应进行抗倾覆、整体抗滑移、坑底抗隆起和坑底抗渗等稳定验算

- 应进行土压力和水压力作用下的结构失稳验算，失稳临界荷载宜按空间结构计算，也可简化为圆环按下式验算:

$$q_{pk} = \frac{3EI}{R_0^3 h} \qquad \gamma_s q_{tk} \le q_{pk}$$

q_{pk}—— 沿环向分布的临界荷载标准值（kN/m²）；
E—— 混凝土的弹性模量（kN/m²）；
I—— 截取高度范围内的截面惯性矩（m⁴）；
R_0—— 截取的圆环中心线半径（m）；
h—— 截取的圆环高度（m）；
q_{tk}—— 荷载标准值（kN/m²）；
γ_s—— 荷载分项系数，取1.2～1.5

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

圆形地下连续墙支护结构的计算

- 圆形地下连续墙支护结构宜按空间结构计算。也可按轴线对称结构取单位宽度的地下连续墙墙体作为竖向弹性地基梁计算。墙体、环梁或内衬的环向效应，可按轴线对称结构简化为等效弹性支承

- 环梁或内衬的内力及变形可按平面刚架环形梁进行计算。应考虑地层、地下水、地面荷载分布的不均匀性，以及圆环向外侧变形区域的土体对环梁或内衬的约束作用，可通过在外侧设置水平径向弹簧来模拟

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

作为基础的设计

- 承载能力极限状态下的计算内容

✓地基承载力计算

✓对刚性基础，应计算整体抗倾覆及抗滑移稳定性

✓地下连续墙结构强度计算

✓顶板结构强度计算

- 正常使用极限状态下的计算内容

✓地下连续墙及顶板的结构变形、裂缝宽度验算

5.4 地下连续墙设计计算(新规范)

- 地下连续墙基础结构受力宜按空间结构进行计算

- 单壁式及平行复壁式地下连续墙基础结构受力可参照桩基础计算方法进行计算（单桩与多排桩）

- 井筒式地下连续墙基础的构件计算应符合下列规定

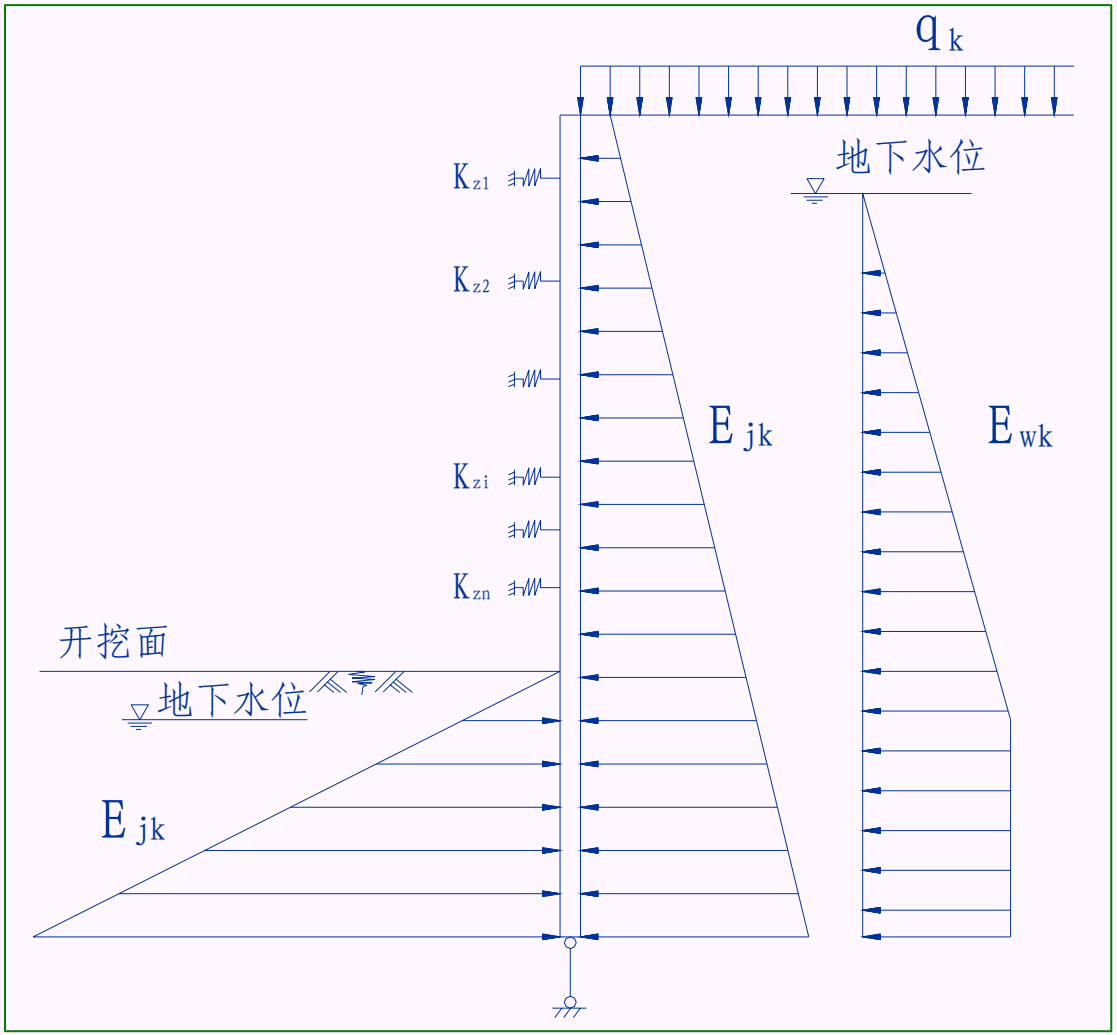
✓ 根据空间计算求出的各深度截面内力进行竖向箱型截面强度的计算

✓ 按平面刚架进行水平受力计算

✓ 按以地下连续墙为支承的板梁进行顶板计算，不考虑内部土承受作用。当顶板厚度超过计算跨径的0.5倍（简支）或0.4倍（连续梁）时，可将其作为深梁进行计算。

附录 直线形地下连续墙支护结构计算

- 墙体的内力和变形可采用杆系有限元法计算



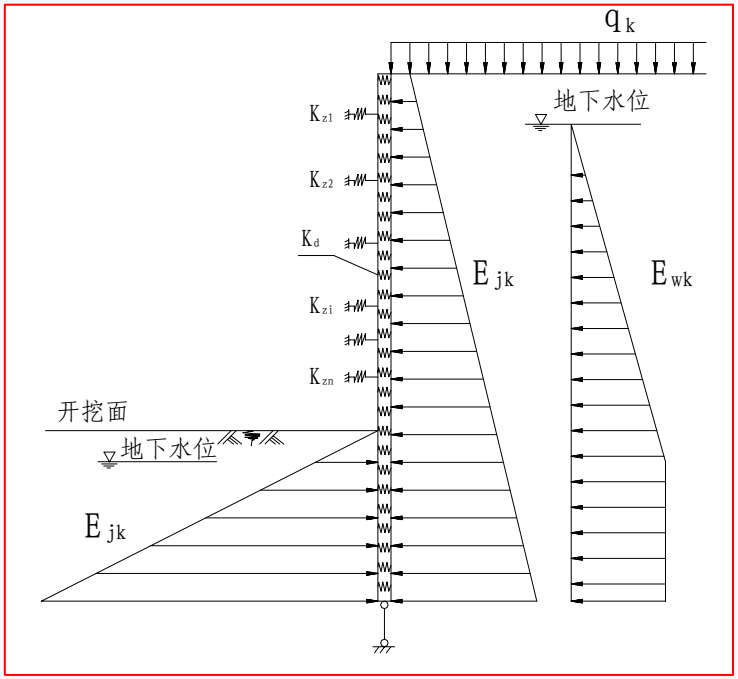
K_{z1}，…，K_{zn}——撑杆、水平支架、土层锚杆或锚索等支承的弹性系数

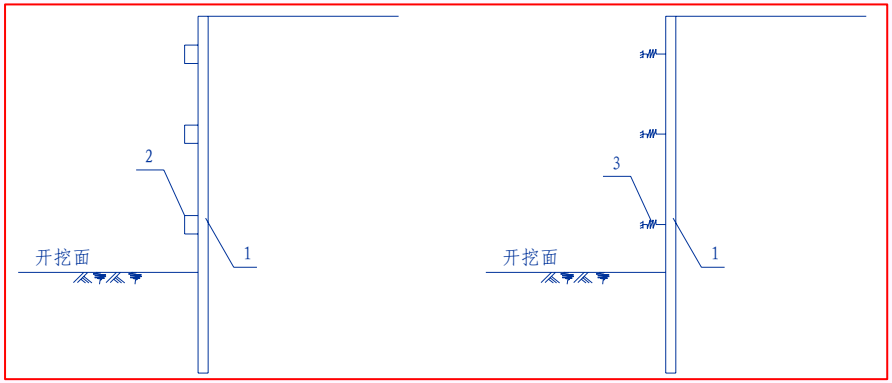
附录 圆形地下连续墙支护结构计算

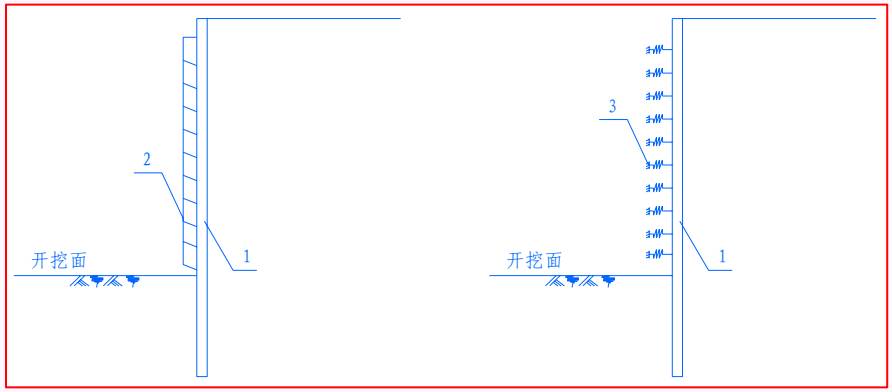
单位宽度墙体上的环梁或内衬的等效弹性系数

$$K_z = \frac{E_z A_z}{R_z^2}$$

A_z——一道环梁或内衬的有效截面积（m^2）
R_z—环梁或内衬截面中心线半径(m)
E_z——环梁或内衬材料的弹模（kPa）







墙体的环向效应可采用沿深度分布的弹簧支承来替代，单位宽墙体的等效分布弹性系数

$$K_d = \alpha \frac{Ed}{R_0^2}$$

α——修正系数，缺乏经验时可取0.4-0.7，当R_0较大或槽段数较多时取小值

第六章 托换技术

6.1 概述

托换技术

是指解决对原有建筑物地基基础加固处理或改建以及因新建工程而影响原有建筑物安全使用等问题的技术总称。

✓**补救性托换**：因原有建筑物基础不符合要求，而需增加该基础深度或扩大该基础底面积的托换

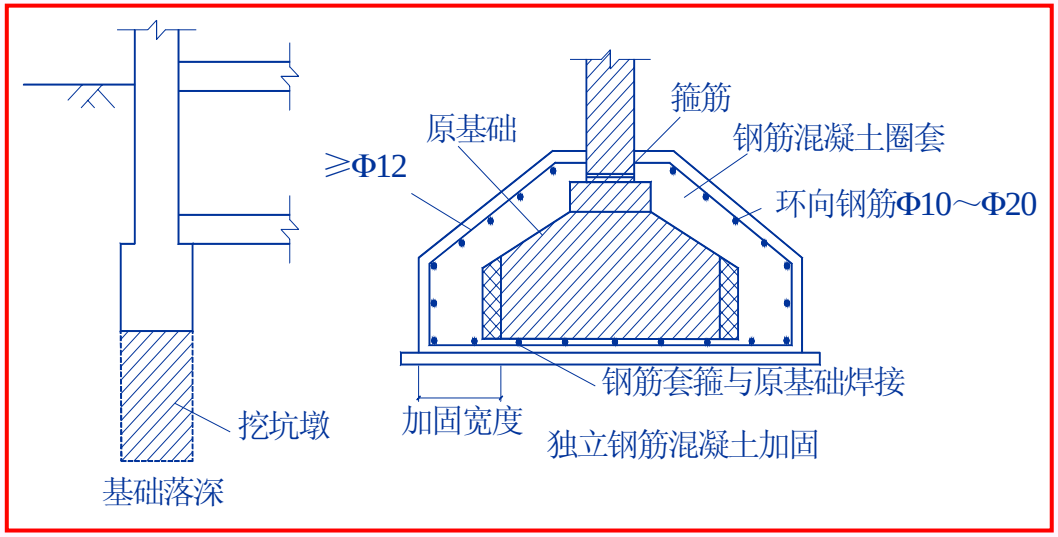
✓**预防性托换**：因邻近要修筑较深的新建筑物基础，需将已有建筑物基础加深或扩大。

✓**侧向托换**：在平行于已有建筑物基础旁采用比较深的板桩墙、树根桩或地下连续墙等方法。

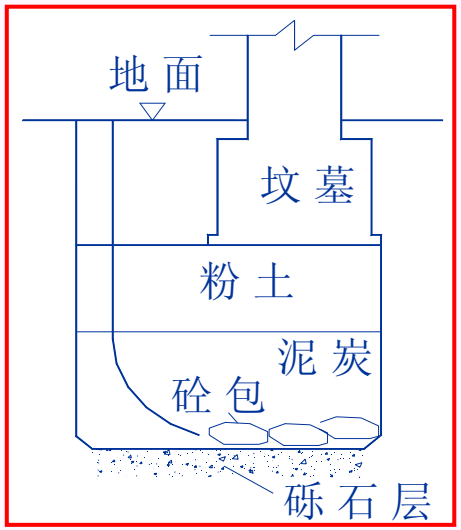
✓**维持性托换**：在建筑物基础下，预先采取顶升措施，以适应预估地基沉降的需要。

✓**建筑物的迁移**：新建建筑或构造物的需要而迁移原有建筑物

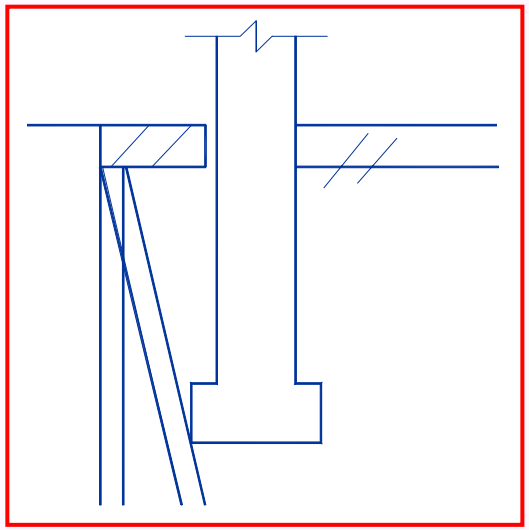
6.1 概述



补救性托换



Winchester教堂



侧向托换

6.2 基础扩大和加固

1、灌浆加固

❖**原因**：机械损伤、不均匀沉降或冻胀等引起的开裂或破坏

❖**方法**：钻孔（孔径大于注浆管径2-3mm，孔距0.5-1.0m，单独基础每边不少于2个，条基分段@2-2.5m）→注浆（管倾角≯60°，材料为水泥浆或环氧树脂，注浆压力0.2-0.6MPa）

2、梁跨越加固：局部开裂的砖基础

3、砼或钢筋砼套加固：增加基底面积

- 中心受荷条基：双面加宽
- 中心受荷单基：四面加宽
- 偏心受荷基础：单面加宽

6.2 基础扩大和加固

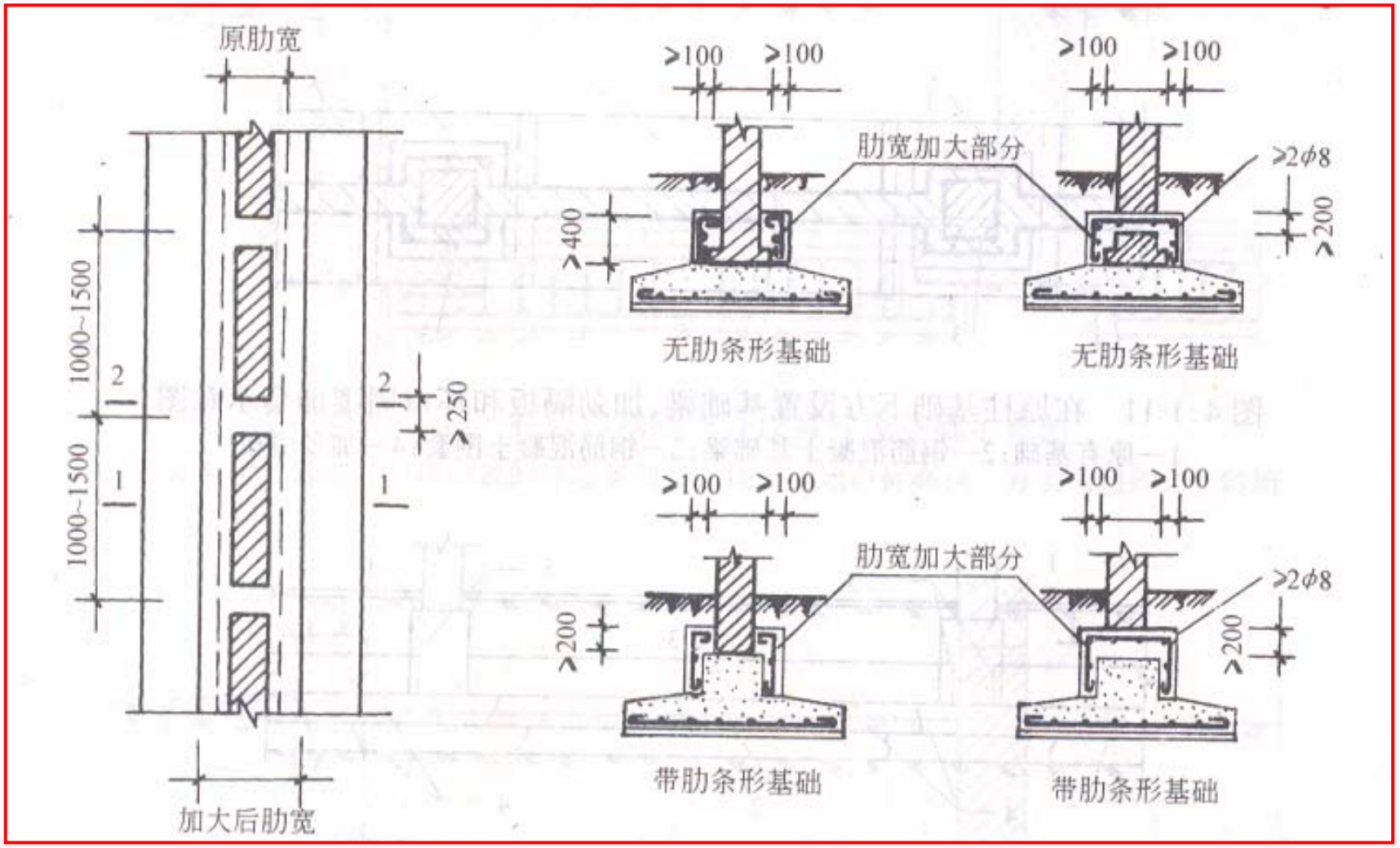
- 凿毛刷干净→涂高标号水泥浆→设锚固钢筋（或穿孔筋与加固筋焊接）
- 加宽部分的垫层材料与厚度与原基础相同：应力扩散条件相同，变形协调
- 对条基应分批分段间隔进行，且不宜长期暴露或浸泡

4、改变浅基础型式加固：增加基底面积

- ✓ 柔性→刚性
- ✓ 单基→条基
- ✓ 条基→十字交叉或筏基
- ✓ 墙下柔性条基不需扩大，而板厚及配筋不满足时加大肋宽

5、基础减压和加固刚度

6.2 基础扩大和加固



条基加大肋宽

6.3 坑式（墩式）托换

直接在被托换建筑物的基础下挖坑后浇注砼而成，其步骤：

✓在贴近被托换的基础侧面开挖一1.2×0.9m²的导坑，深度比原基底深1.5米；

✓将导坑横向扩展到原基础下，并继续开挖至设计持力层；

✓浇筑砼，预留8cm厚空隙，养护一天后再用1：1干硬性水泥砂浆填塞此空隙，并锤捣密实

✓再分段分批挖坑修筑墩子，直至全部托换完成。

注意：①开挖过程中坑壁用横向挡板维护，深坑应设支撑；

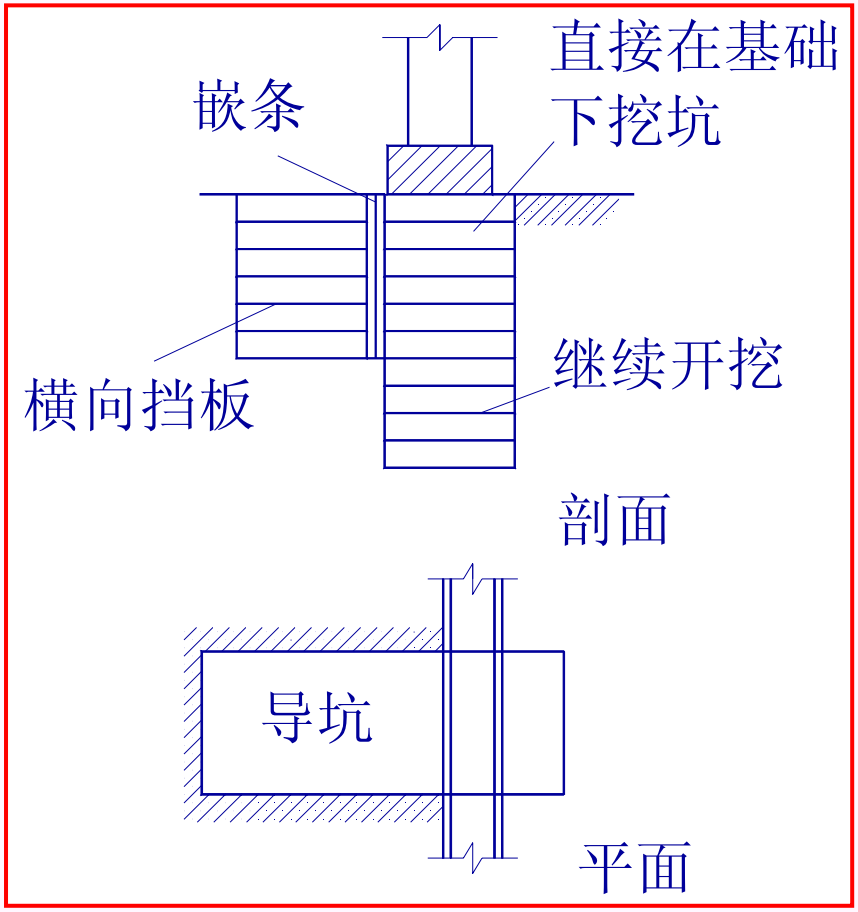
②砼墩可间断或连续，视坑底地基承载力要求而定；

③粘性土地基，坑底最下部1米左右处可扩大断面；

④只适于地下水位较低、土层易开挖的情况。

6.3 坑式（墩式）托换

- **优点：**
  - 费用低，施工简便
  - 施工期不影响使用
- **缺点：**
  - 不能承受水平荷载
  - 工期长
  - 产生新的附加沉降



6.4 桩式托换

常用的有预试桩、压入桩、打入桩、灌注桩、灰土桩、树根桩、锚杆静压桩、石灰桩和石灰砂桩。

预压桩托换

- 开挖导坑，支护坑壁，同坑式托换
- 用30-45cm的钢管，借助基底反力用千斤顶分节(约1.2米)压入土中至基岩，并每隔一定时间取出筒中土体;
- 桩达设计深后清孔浇灌砼，并把钢管接长至距基底约60cm
- 砼结硬后，用两个千斤顶放在基底和钢管之间，千斤顶间留有足够空位以便安放楔紧的工字钢柱
- 预压荷载，其值为设计荷载的150％，且1小时不出现沉降。再在千斤顶间安放工字钢柱，锤紧钢楔，取出千斤顶
- 用干填法或将砼灌注至基底，再用砼将桩顶和工字钢包住。

6.4 桩式托换

注：施工时每根桩的开挖空间应尽量小，全部完工后再用砼包紧工字钢；宜选用开口管桩，易于顶进。

压入桩托换

施工方法与预试桩基本一致，但不加压。故一般加固后仍有一定沉降量。但其值很小，一般建筑物可满足要求。如呼和浩特市职业学校锅炉房基础，高7米，混合结构，片石基础，1985年春建成，工程验收前夕，突然发现长达十几米的四、五段基础下沉，有6米多宽的地基陷入基础下的防空洞里，造成基础梁悬空，上部墙体和圈梁开裂，建筑物面临倒塌。最后采用局部“压入桩”(13根钢管桩，l=5.4m，d=16.8cm)技术进行处理，技术经效益明显。

6.4 桩式托换

锚杆静压桩托换

施工工艺

✓按设计开凿压桩孔和锚杆孔，并用粘结剂埋好锚杆

✓安装压桩架与建筑物连为一体

✓利用既有建筑物自重作为反力，用千斤顶将预制桩段压入土中（桩段间用硫磺胶泥或焊接连接）

✓达设计标高或压桩力后，用C30或35微膨胀砼（UEA微膨胀剂，一般为水泥用量的12%）将桩与基础浇注在一起

硫磺: 水泥: 砂: 聚硫橡胶 = 44: 11: 44: 1

主要用途

✓托换加固、纠偏加固

✓《锚杆静压桩技术规程》（YBJ 227-91）

6.4 桩式托换

锚杆静压桩托换

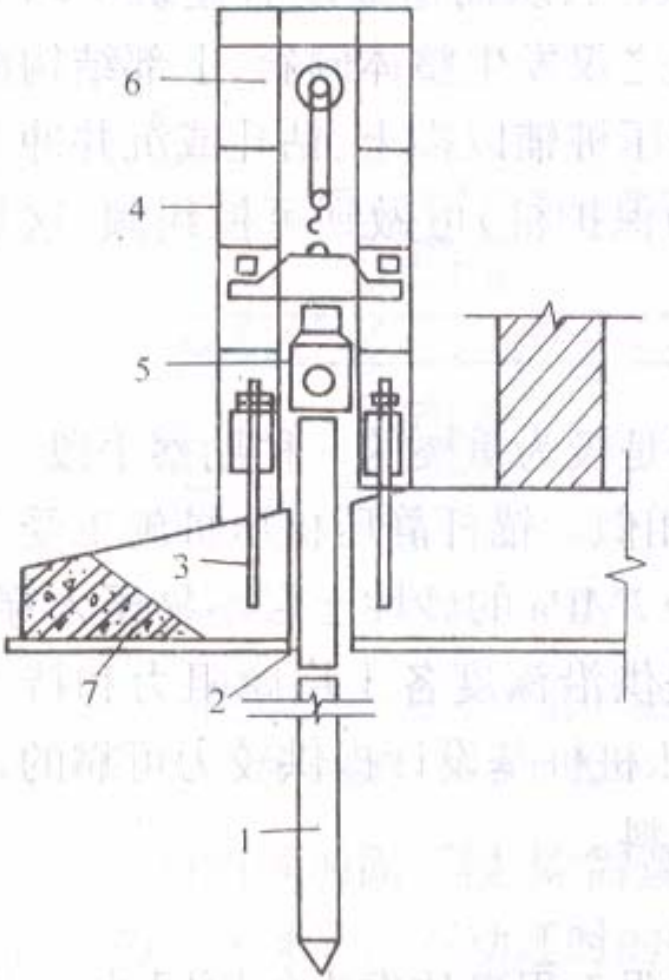
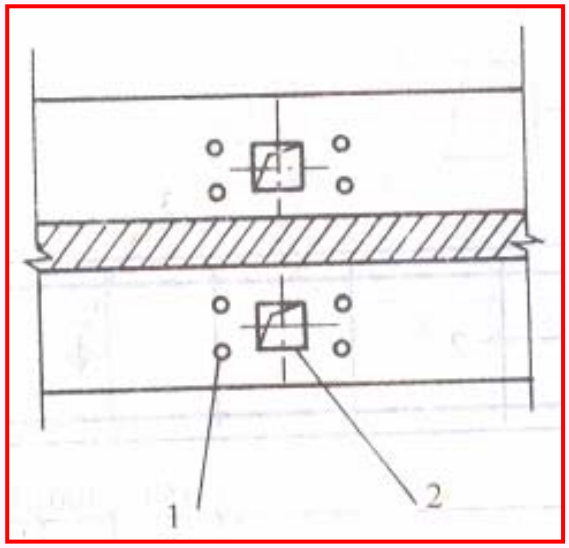
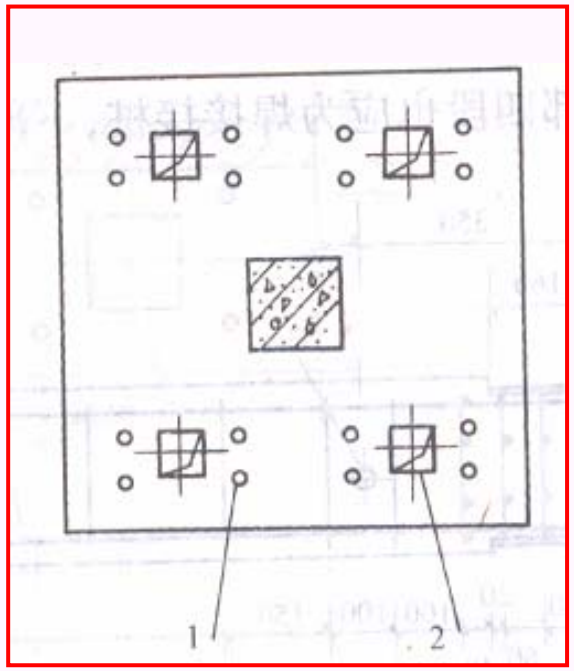


图 4.3-1 锚杆静压桩装置示意图

1—桩；2—压桩孔；3—锚杆；4—反力架；5—千斤顶；6—手动或电动葫芦；7—基础





桩位孔应靠近受力点两侧布置，使之在刚性角范围内而减小弯矩；

条基： 靠近基础的两侧；

独基： 柱周对称布置；

筏基： 布置在荷载大的部位及基础边缘，尤其是角部

6.4 桩式托换

锚杆静压桩托换

托换加固

✓压桩力：粘性土(1.3～1.5)[P]、砂性土2.0[P]

✓压桩应连续、一次到位（不得已停顿时桩尖应留在软弱土层中，且不宜超过24h）

✓若桩顶未压至设计标高但压桩力已满足，可切除外露桩头

✓封桩前抽干压桩孔内积水

✓桩：方桩，边长200、250、300、350mm

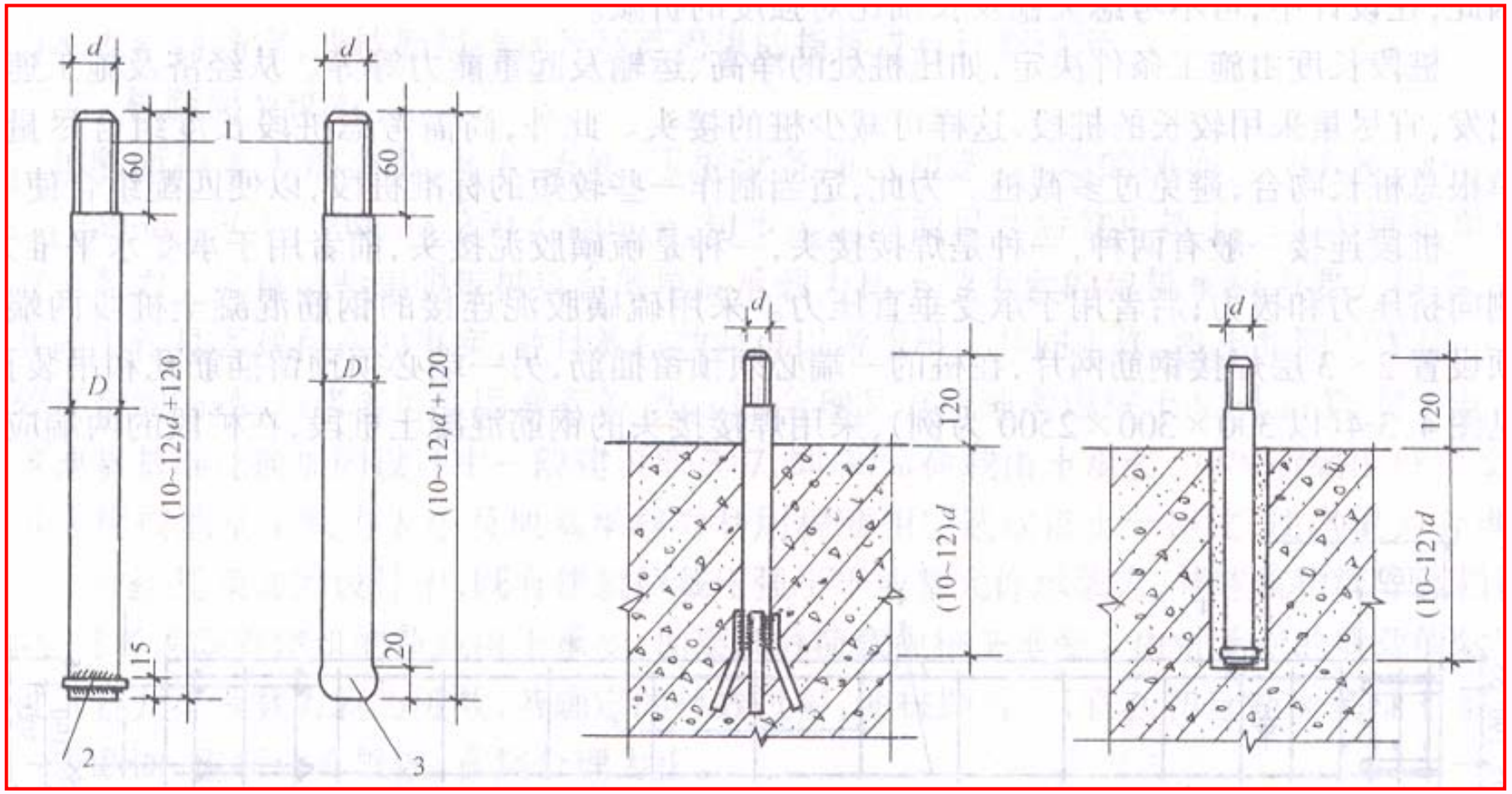
✓锚杆直径：与压桩力有关，<40t时用M24；40～50t，M27；否则M30。有效埋深一般10-12*d*（*d*为螺栓直径）、

✓锚杆设置：预先埋设、后成孔埋设

✓锚杆构造形式：镦粗锚杆螺栓、焊箍锚杆螺栓等，多在孔内采用硫磺胶泥粘结施工定位

6.4 桩式托换

锚杆静压桩托换



锚杆大样与埋设构造

1—普通粗牙螺纹；2-ϕ6.5钢筋完成圆环；3—镦粗

6.4 桩式托换

锚杆静压桩托换

◆ 纠偏加固（容许倾斜率4‰）

✓止倾桩施工：在沉降大的一侧先施工锚杆静压桩，并边压桩边封桩（封桩砼应短时间内达到足够强度），必要时采用预加压力封桩

✓纠倾施工：在沉降小的一侧掏土（钻孔取土或沉井射水取土），利用软土侧向变形的特点，使建筑物回倾，回倾速率一般应控制在4～6mm/d，并保持均匀、缓慢、平移、观测

✓保护桩施工：待纠倾至容许倾斜值时，在沉降小的一侧设置少量保护桩，保护桩封桩时间的早晚可调节纠倾效果与纠倾量大小。

6.5 既有建筑物纠倾

倾斜原因

- **上部结构：**荷载偏心，布局不当，施工不当
- **地基基础：**地基土压缩性、层厚差异，承载力不足
- **环境和外部干扰：**相邻建筑荷载、大面积超载及邻近施工（基坑变形、降水、打桩等）
- **风力和日照引起高耸结构的倾斜**

纠倾条件

- 倾斜已造成主体结构损害或影响已有功能
- 倾斜已超过国家或地方颁布的危房标准
- 倾斜已明显影响人们的心理和情绪

6.5 既有建筑物纠倾

纠倾方法

- **第一类：迫降纠倾**（增大沉降小一侧的沉降）
- **第二类：顶升纠倾**（对沉降大处顶升，而沉降小处仅作分离及同步转动）

1、降水纠倾

❖**原理：**降低建筑物沉降较小一侧的地下水位，增加土中的有效应力，使地基土产生固结沉降而实现纠倾

$$\Delta p = \Delta\gamma \times z \qquad 【\Delta\gamma = \gamma_w 或（0.9\text{-}1.0)\gamma_w】$$

❖**降水方法：**井点、管井、大口径井、沉井

❖**降水井位置：**沉降较小一侧的基础边缘

❖**缺点：**单一的降水纠倾效果有限，需与其他方法配合使用；且易对邻近环境产生影响

6.5 既有建筑物纠倾

2、浸水和浸水加压纠倾

❖**原理**：在沉降小侧基础边缘开槽、坑或钻孔，有控制地将水注入地基内，使其产生湿陷变形（或辅以加压）而纠倾

❖**适用范围**：地基土为一定厚度的湿陷性黄土

$w<16\%$，湿陷系数>0.05时：浸水纠倾

$w=(17-23)\%$，湿陷系数=0.03-0.05时：浸水+加压

❖**注水要求**：注水侧土中应历超过湿陷土层的湿陷起始压力

❖**注意事项**：①必要时进行浸水试验，确定浸水影响半径、注水量与渗透速度的关系；②浸水孔（坑、槽）与被纠建筑物的距离＜5m，深度应达基底下0.5-1.0m，可在同一深度或在2-3个不同深度；③注意滞后沉降量：注水停止后条基和筏基需15-30天沉陷才稳定，滞后变形约占总变形的10-20%

6.5 既有建筑物纠倾

3、堆载（加压）纠倾

❖**原理**：在沉降小的一侧采用堆载、加层或利用锚杆和传力装置对地基加压，迫使其沉降，有时同步在沉降大侧卸载（卸除大面积堆载或填土、减层等）

❖**适用范围**：淤泥、淤泥质土和松散填土等软弱土地基和湿陷性黄土地基上偏沉量不大的小型基础和高耸构筑物基础

❖**纠倾要求**：纠倾力矩>倾斜力矩，倾斜力矩按下式估算

$$M = s_{\max} kFB/3$$

F—基底面积；

k—基床系数(kN/m^3)，宜根据实际荷载和沉降资料反算求得；

B—基础倾斜方向的宽度；

$s_{\max}$—基础沉降最大一侧边缘的平均沉降量

6.5 既有建筑物纠倾

4、掏土纠倾

❖**原理**：在沉降小侧的基底下或外侧掏出适量的土，↘基底支承面积，↗地基中的附加应历，促使地基下沉而纠倾

❖**适用范围**：均质粘性土和砂土上浅埋的体型较简单、结构完好、具有较大整体刚度的建筑物（钢筋砼条基、筏基和箱基）

❖**掏土方式**：

✓基底下浅层掏土：抽砂（有砂垫层时）、水平向人工掏土或水平钻孔抽水掏土

✓基础外深层掏土：钻孔取土和沉井掏土

✓基础内深层掏土：常用深层冲孔排土方法（又称辐射井纠倾法），或基础底板下钻孔深层取土

❖**注意**：纠倾完后用素土或灰土将沉井填实，继续观测＜半年

6.5 既有建筑物纠倾

5、部分托换调整法

❖**原理**：不同部位不同处理，使s大侧受阻， s小侧继续下沉

❖**适用**：倾斜量不大，地基变形尚未完全稳的既有建筑物

❖**方法**：

✓加固力度的变化： s大侧强加固（多布桩）、 s小侧弱加固（少布桩）甚至不加固

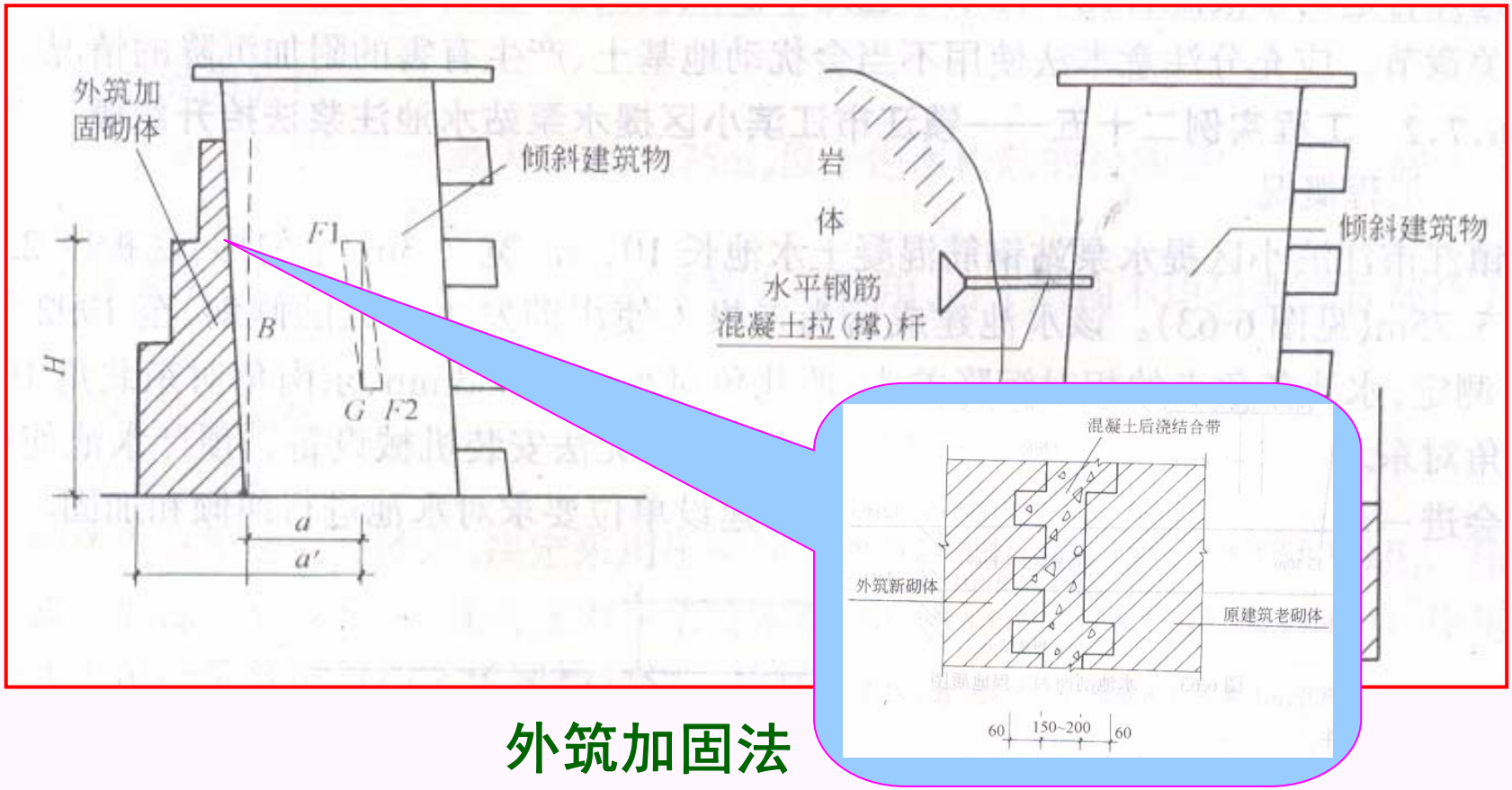
✓加固次序上的变化： s大侧即时加固， s小侧延时加固（如暂不封桩，待沉降达一定量或再封）

❖**托换加固方法**：坑式静压桩、锚杆静压桩、树根桩等，参见《既有建筑物地基基础加固技术规范》（JGJ 123-2000）、《建筑地基处理技术规范》（JGJ79-2002）

6.5 既有建筑物纠倾

6、调整上部结构纠倾法

❖**原理：**原结构受力不合理（严重偏心），采取措施（连接、拆分、加筑等）加以改善平衡，使地基中的应历分布趋于平衡，沉降反向调整而纠倾



外筑加固法

6.5 既有建筑物纠倾

7、注浆抬升纠倾法

❖**原理**：在s大侧地基中有控制地注入水泥浆或化学浆，使建筑物抬高而实现纠倾（高压水泥浆对地基土产生挤压、加固、拱抬作用；化学浆液在地基中产生膨胀）

❖**优点**：不用开挖土方，对环境影响小，纠倾结果不降低原设计标高，且可同时加固地基土

❖**难点**：

✓产生的膨胀量和上抬力有限且难以准确控制

✓选择合适的浆液配比与注浆工艺

❖**适用**：体量和荷载较小的建筑物和构筑物

6.5 既有建筑物纠倾

8、桩基础纠倾

❖**水冲纠倾：**用高压水（20MPa）冲刷沉降小侧的桩身（摩擦型桩和较长的摩擦端承桩）或松动桩底土层（短的摩擦端承桩），暂时破坏桩的承载力，促使基础下沉

❖**断桩纠倾：**凿除沉降小侧的桩顶周边砼，使截面减小、局部压应历增大直至压碎下沉而实现纠倾

❖**掏土浸水法：**桩和承台共同工作时可采用掏土浸水，即掏除承台底土，浸水削弱桩身摩擦力，从而迫使桩身下沉而纠倾，不适合于端承桩。

❖**注意：**对第一种应采取措施恢复桩的承载力；第二种应恢复新的桩顶与承台的可靠连接，必要时增设新的桩，并保证共同作用。

6.6 既有建筑物增层

向上增层

➢**直 接 增 层**：在既有建筑物的主体结构上直接加高增层，新增荷载全部通过原承重结构传至基础和地基，多为1～3层

➢**外套结构增层**：在既有建筑物之外设置外套框架架构其他砼外包结构的技术总称，多为4～5层

室内增层

既有建筑内部的增层结构方案，净高较大(>6m)时采用，型式:

✓分离式

✓整体式

✓吊柱式

✓悬挑式

6.6 既有建筑物增层

直接增层

❖多层砖混结构的增层

✓ 抗震区“先抗震加固，后增层改造”，增层后的总高和层数限值及最大高宽比应满足《建筑抗震设计规范》，可增设抗震砖墙或对原砖墙采用钢筋网水泥砂浆或钢筋砼面层加固

❖底层全框架和多层内框架砖房的增层

✓ 底层全框架上部砖房的结构型式仅适用于非地震区，地震区应采用底层框架-剪力墙、上部砖房的结构型式;

✓ 底层框架和多层内框架砖房抗震横墙的最大间距应符合要求，新增抗震墙(钢筋砼)应沿纵、横向均匀对称布置，且第二层与底层侧移刚度的比值在7度区≯3、8度区≯2

✓多层内框架砖房的增层可按需要在外墙设钢筋砼外加柱，其与梁的连接宜视构造采用铰接或刚接

6.6 既有建筑物增层

直接增层

❖多层钢筋砼房屋的增层

✓7、8度地震区，不应增设砖砌体房屋

✓增层宜采用框架-抗震墙结构，且新增设的抗震墙也应采用钢筋砼墙，并与原框架可靠连接

直接增层的地基承载力确定

可选用试验法（载荷试验和室内土工试验）和经验法

✓**载荷试验**：在既有建筑基础下直接测定

✓**室内土工试验**：在原基础下0.5-1.5倍基宽的深度范围内取原状土进行室内土工试验，再由试验结果按规范确定f_k；

✓**经验法**

6.6 既有建筑物增层

原房屋修建时间为 5～15年	$f_k=[R][1+(0.05\sim0.20)]$
原房屋修建时间为15～25年	$f_k=[R][1+(0.15\sim0.30)]$
原房屋修建时间为25～35年	$f_k=[R][1+(0.25\sim0.40)]$
原房屋修建时间为35～50年	$f_k=[R][1+(0.35\sim0.50)]$

f_k——增层后地基的承载力标准值；

[R]——原房屋设计时采用的地基承载力标准值

注：上式不适用于：浸水湿陷性黄土地基、[R]低于80kPa的地基、因地下水上升引起承载力下降的地基等

既有建筑采用桩基础时，若房屋使用超过10年，原桩基承载力可提高10-20%；使用超过20年以上，则可提高20-40%

增层后的地基承载力设计值的确定，可按现行地基规范确定，但不考虑宽度修正。

6.6 既有建筑物增层

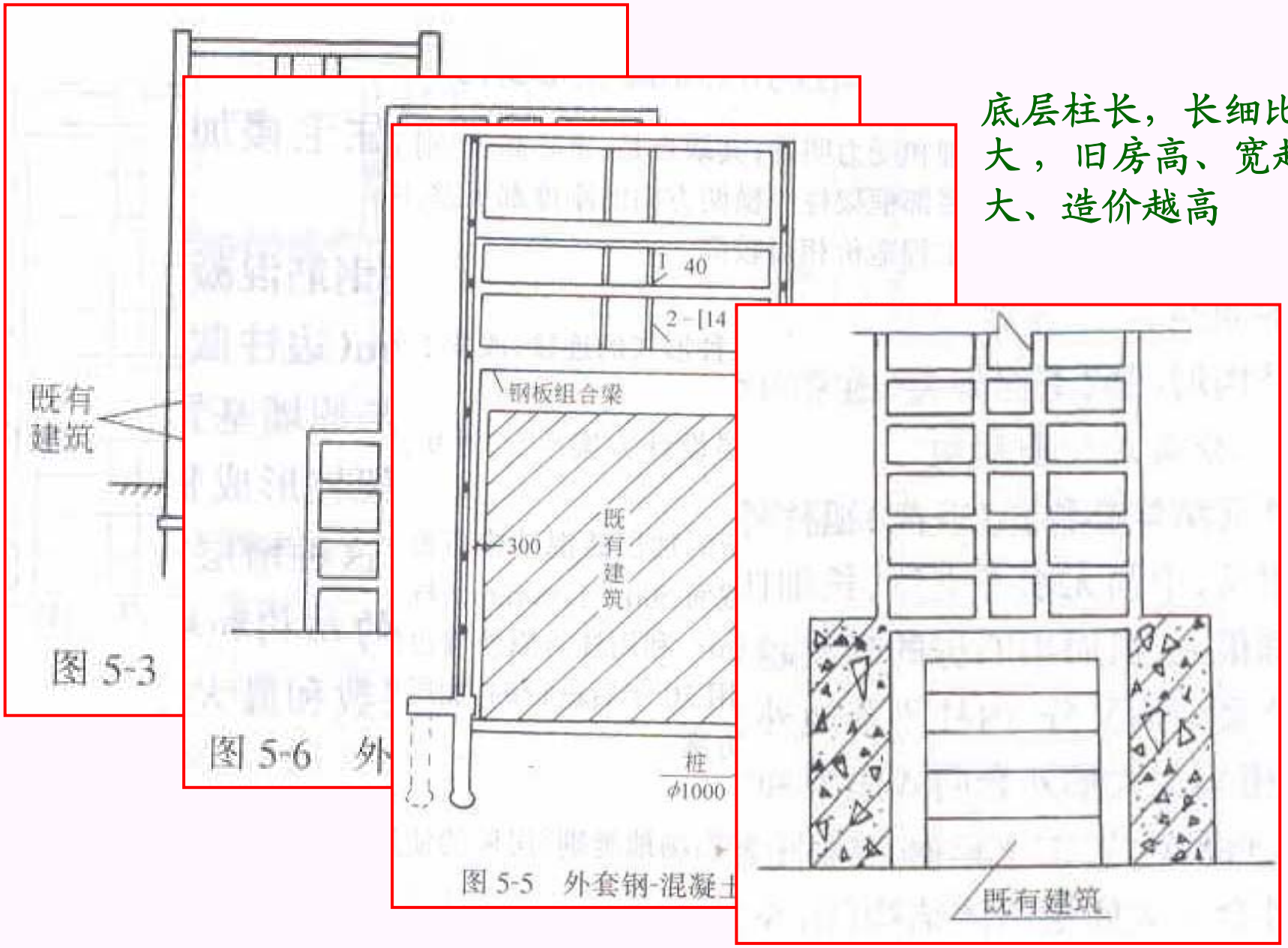
外套结构增层

- **优 点**
  - ✓ 增加层数较多；
  - ✓ 不受既有建筑物不合理结构体系的约束；
  - ✓ 可解决新、老建筑适用寿命悬殊造成的不合理；
  - ✓ 可改善建筑立面，解决新旧建筑上的不协调和不统一
- **型 式**
  - ✓ 分离式外套结构：亦称长腿柱外套结构
  - ✓ 连接式外套结构：亦称短腿柱外套结构

6.6 既有建筑物增层

分离式外套结构

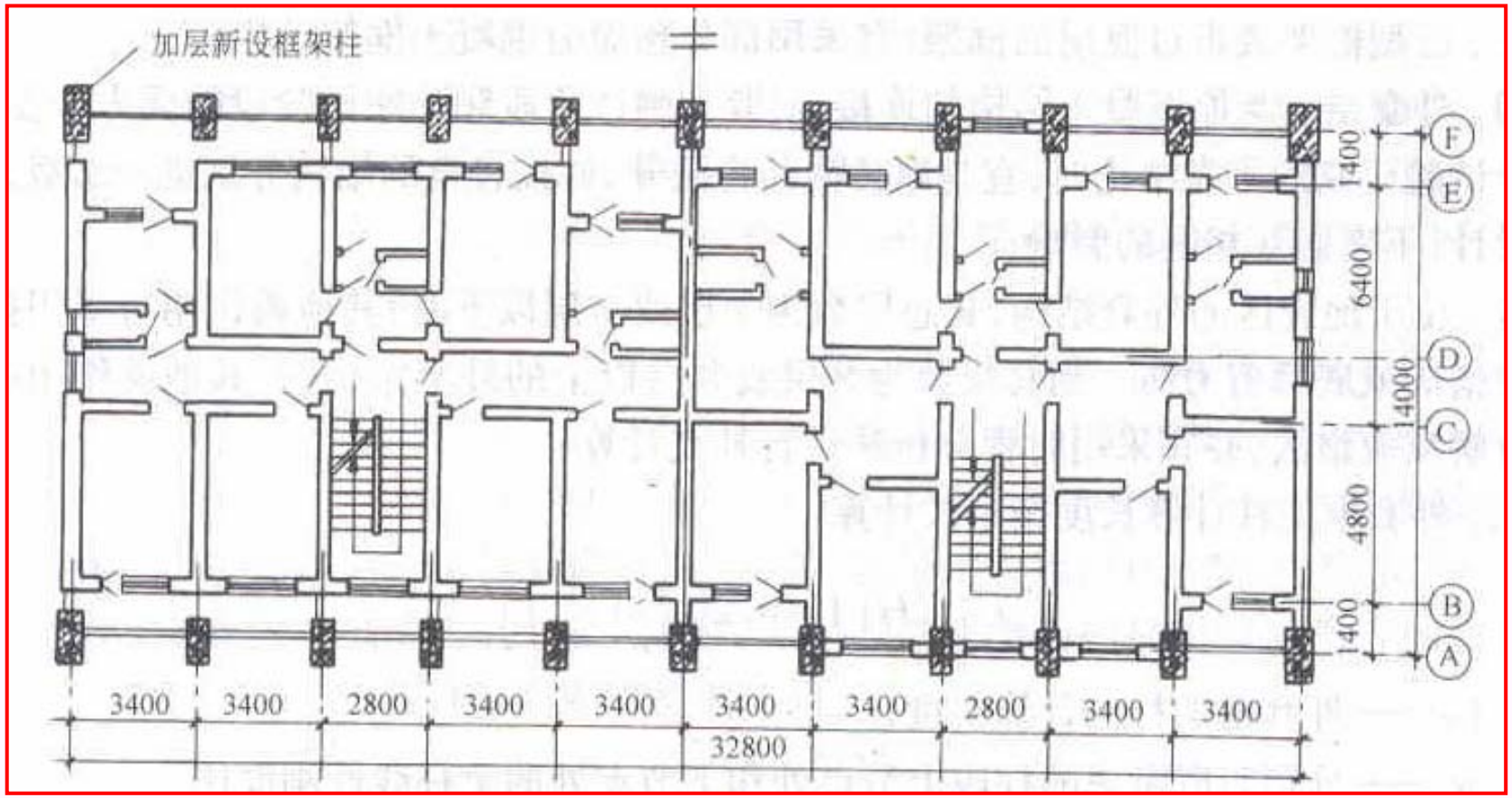
底层柱长，长细比大，旧房高、宽越大、造价越高



6.6 既有建筑物增层

连接式外套结构

与既有建筑物采用某种形式的连接，改善了分离式外套结构的高腿柱形式



贵阳某四层住宅：↗九层，新增框架柱下设钢筋砼条基，基底与原墙基同高并脱开5cm，每层设阳台板与新增框架柱连成整体

6.6 既有建筑物增层

室内增层的结构设计

✓与原房屋完全脱开形成独立结构体系时，新旧结构之间应留足够的缝隙，最小缝宽宜为100mm

✓与原房屋相连时，应保证新旧结构有可靠的连接，并满足：

o单层砖房室内增层时，室内纵横墙与原房屋墙体连接处应设构造柱，并用锚栓与旧墙连接，且在新增楼板处加设圈梁

o钢筋砼或钢结构单层厂房室内增层时，新增结构梁与旧柱的连接宜采用铰接；新增结构柱与原厂房柱的刚度比≤1/20时，可不考虑新增结构柱对原厂房柱的作用

o新增结构的基础设置应考虑对原房屋结构基础及设备基础的不利影响

6.6 既有建筑物的移位

■ 原 由

✓旧城改造、道路拓宽;

✓重要的古建筑及新建筑物

■ 原 则

✓常规的平移技术既要安全可靠又要使成本尽可能低于拆除重建的造价;

✓不破坏建筑物整体结构及功能条件

■ 原 理

✓通过托换技术将建筑物沿某一特定标高进行分离，而后设置能支承建筑物的上下轨道梁及滚动装置，通过外加的牵拉力或顶推力将建筑物沿规定的路线搬移至预先设置好的新基础上，连接结构与基础，即完成建筑物的搬移

6.6 既有建筑物的移位

■ 基本步骤

✓切分→建筑物与基础分离，变成可搬“重物”;

✓设托换梁（上轨道梁），形成可移动托架，位置在切断处

✓设下轨梁：即利用原基础梁及平移轨道作用下轨道梁

✓设置新基础

✓于上、下轨道梁间安置行走机构

✓移动“重物”（牵拉或顶推）

✓拆除行走机构，连接上部结构与新基础

✓修复验收

6.6 既有建筑物的移位

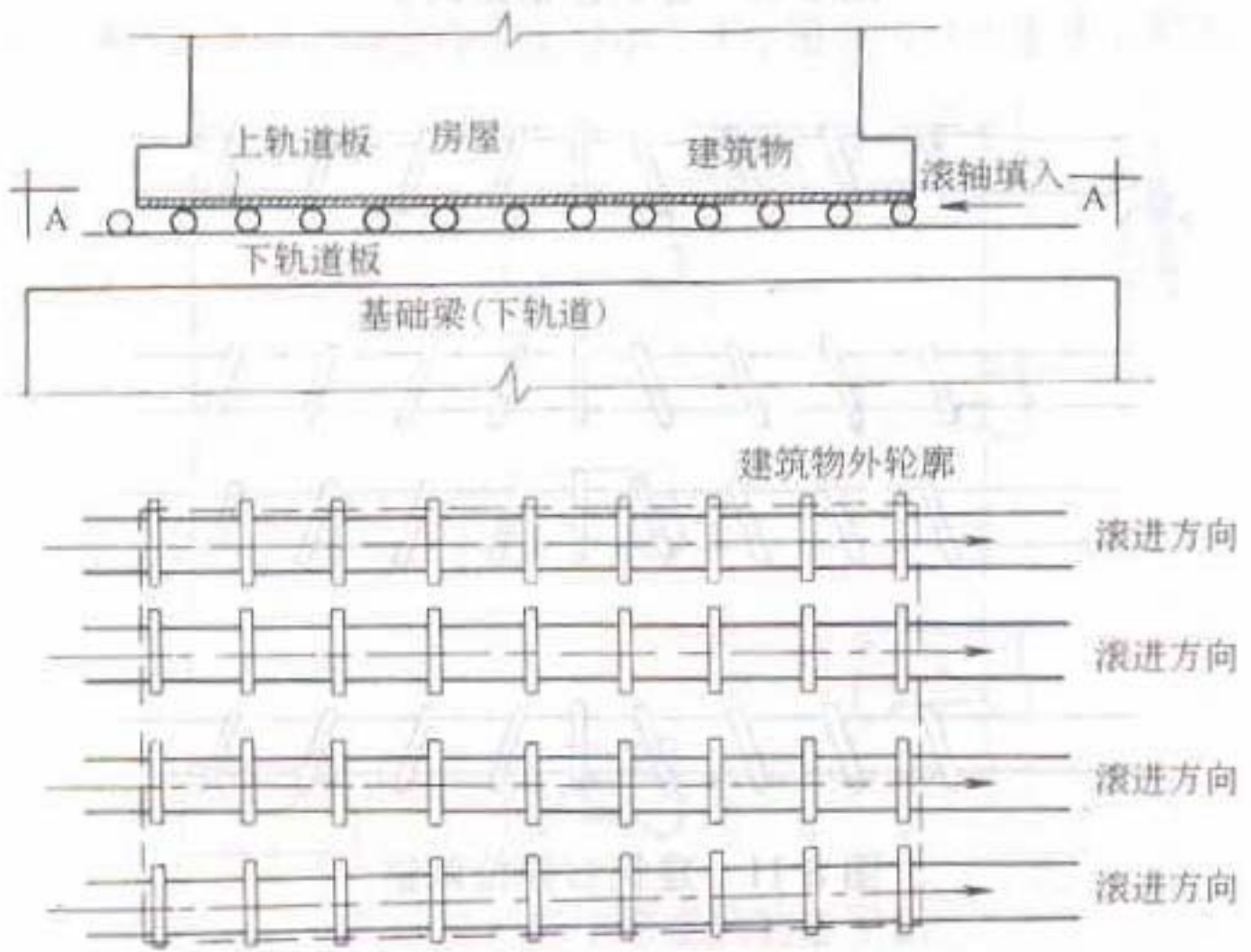


图 8-9　建筑物移位正常滚动时工作原理

全部完

谢　谢！