

地基基础工程与工程事故分析

第一节 建筑工程对地基的要求

国内外建筑工程事故调查表明多数工程事故源于地基问题，特别是在软弱地基或不良地基地区，地基问题更为突出。建筑场地地基不能满足建筑物对地基的要求，造成地基与基础工程事故。各类建筑工程对地基的要求可归纳为下述三个方面的要求：

1.地基承载力或稳定性方面

- 在建(构)筑物的各类荷载组合作用下(包括静荷载和动荷载)，作用在地基上的设计荷载应小于地基承载力设计值，以保证地基不会产生破坏。
- 各类土坡应满足整体稳定要求，不会产生滑动破坏。

□若地基承载力或稳定性不能满足要求，地基将产生局部剪切破坏或冲切剪切破坏、或整体剪切破坏。地基破坏将导致建(构)筑物的结构破坏或倒塌。

2.沉降或不均匀沉降方面

□在建(构)筑物各类荷载组合作用下(包括静荷载和动荷载)，建筑物沉降和不均匀沉降不能超过允许值。

□沉降和不均匀沉降值较大时，将导致建(构)筑物产生裂缝、倾斜，影响正常使用和安全。

□不均匀沉降严重的可能导致结构破坏，甚至倒塌。

□建筑地基基础设计规范(GBJ 7-89)给出的建筑物的地基变形允许值见表6-1所示。规范规定对表中未包括的其它建筑物的地基变形允许值，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。

地基中渗流可能造成两类问题：

□一类是因渗流引起水量流失；

□另一类是在渗透力作用下产生流土、管涌。

流土和管涌可导致土体局部破坏，严重的可导致地基整体破坏。不是所有的建筑工程都会遇到这方面的问题，对渗流问题要求较严格的是蓄水构筑物和基坑工程。渗流引起的问题往往通过土质改良，减小土的渗透性，或在地基中设置止水帷幕阻截渗流来解决。

建筑工程对地基的要求可以概括为上述三个方面。每项建筑工程都会遇到地基承载力和地基沉降、不均匀沉降问题，设计人员都要回答这二个問題。

第二节 地基与基础的基本形式

一、地基基本形式

当天然地基能够满足建(构)筑物对地基的要求时，采用天然

地基。当天然地基不能满足建(构)筑物对地基的要求时，需要对天然地基进行地基处理形成人工地基，以满足建(构)筑物对地基的要求。通常建筑物地基可分为天然地基和人工地基两大类。

□天然地基中土层分布最常见的是层状地基和均质地基，也有一些地基中土层分布很不均匀。后者往往属于不良地基，需要进行地基处理形成人工地基。

□层状地基是指在持力层范围，或在压缩层范围内，天然地基是由二层或二层以上不同性质的土层组成。

□均质地基是指在上述范围内，土体性质基本相同，属于同一土层。

当然，严格的均质地基是不存在的，地基土是自然的、历史的产物，同一土层，土体的强度与刚度也是随深度变化的。按照上述分析，天然地基通常可分为层状地基和均质地基两类。

❑人工地基随地基处理方法不同主要可形成均质地基、层状地基、复合地基和桩基础等不同形式。

❑均质地基:当加固区的宽度和厚度与荷载作用面积或者与其相应的地基持力层或压缩层厚度相比较都已满足一定的要求,可称为均质地基。

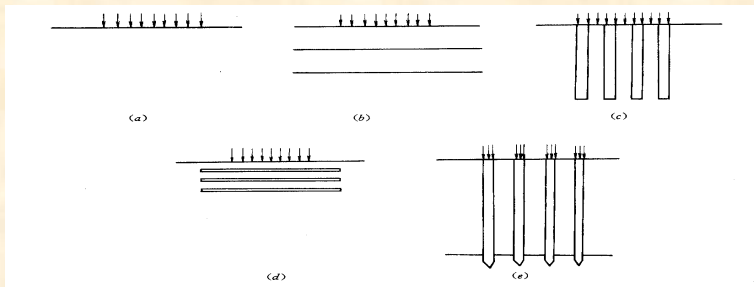
❑层状地基:若加固区厚度较小时,可称为层状地基。

❑复合地基:天然地基在地基处理过程中部分土体得到增强,或被置换,或在天然地基中设置加筋材料,加固区是由基体(天然地基土体)和增强体两部分组成的人工地基称为复合地基。

复合地基加固区整体看是非均质的。根据地基中增强体的方向又可分为水平向增强体复合地基和竖向增强体复合地基。竖向增强体习惯上称桩,有时也称为柱。竖向增强体复合地基通常称为桩体复合地基。广义讲,人工地基也包括桩基础,桩是深入地基中柱型构件,桩与连接桩顶的承台组成深基础。桩基础是一种常见的基础型式。它将上部结构的荷载,通过较弱

地层或水传递到深部较坚硬的，压缩性小的土层或岩层。将人工地基与天然地基统一考虑，并将桩基也包括在内，地基具有下述几种形式(图5-2-1)：

- (1)均质地基；
- (2)层状地基；
- (3)竖向增强体复合地基；
- (4)水平向增强体复合地基；
- (5)桩基。



(a)均匀地基； (b)层状地基； (c)竖向增强体复合地基；
(d)水平增强体复合地基;(e)桩基。

图5-2-1

二、基础基本形式

建(构)筑物的基础将建(构)筑物上部结构荷载传给地基，是建(构)筑物的重要组成部分。基础分类方法很多。按基础埋置深度可分为：

- 浅埋基础(条形基础、柱基础、片筏基础、壳体基础等)；
- 深埋基础(桩基础、沉井基础、沉箱基础、地下连续墙基础等)；
- 明置基础。

按基础变形特性可分为柔性基础和刚性基础。按基础形式可分为：独立基础、联合基础、条形基础、片筏基础、箱形基础、桩基础、管柱基础、地下连续墙基础、沉井基础和沉箱基础等。

第三节 常见地基与基础工程事故分类及原因综述

一、工程事故分类

按土力学原理，常见地基与基础工程事故分类如下：

1.地基变形造成工程事故

地基在建筑物荷载作用下产生沉降，包括瞬时沉降、固结沉降和蠕变沉降三部分。当总沉降量或不均匀沉降超过建筑物允许沉降值时，影响建筑物正常使用造成工程事故。特别是不均匀沉降，将导致建筑物上部结构产生裂缝，整体倾斜，严重的造成结构破坏。建筑物倾斜导致荷载偏心将改变荷载分布，严重的可导致地基失稳破坏。

2.地基失稳造成工程事故

结构物作用在地基上的荷载密度超过地基承载力，地基将产生剪切破坏，包括整体剪切破坏、局部剪切破坏和冲切剪切破坏三种形式(图5-3-1)。地基产生剪切破坏将使建筑物倒塌或破坏。

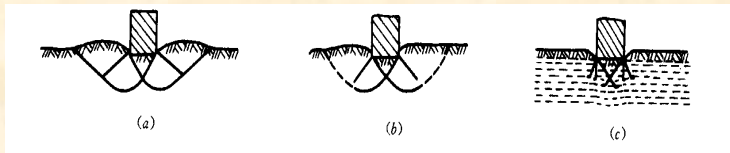


图5-3-1 地基破坏的三种形式

(a)整体剪切破坏；(b)局部剪切破坏；(c)冲切剪切破坏

①整体剪切破坏(图5-3-1a)——当上部荷载很大，超过地基极限荷载时，地基土从基础一侧到另一侧发生连续滑动面的破坏。破坏时基础四周地面隆起，房屋倾倒乃至倒塌。这种破坏多在压缩性较小的密实砂和坚硬粘土中发生。

②冲切剪切破坏(图5-3-1b)——上部荷载使得地基土连续下沉，建筑物产生过大不容许沉降的破坏。破坏时基础切入土中，无滑动面，地面不隆起，房屋没有很大倾斜更不会倒塌。这种破坏多发生在压缩性较大的松砂和软粘土中。

③局部剪切破坏(图5-3-1c)——介于前二者之间。破坏时滑动面

从基础一边开始，终止于地基中某点，地面略有隆起但房屋不会明显倾斜或倒塌。

3.地基渗流造成工程事故

土中渗流引起地基破坏造成工程事故主要有下述几种情况：

□ 渗流造成潜蚀，在地基中形成土洞、溶洞、或土体结构改变，导致地基破坏；

□ 渗流形成流土、管涌导致地基破坏；

□ 地下水位下降引起地基中有效应力改变，导致地基沉降，严重的可造成工程事故。

4.土坡滑动造成工程事故

建在土坡上或土坡顶和土坡坡趾附近的建(构)筑物会因土坡滑动产生破坏。造成土坡滑动的原因很多，除坡上加载、坡脚取土等人为因素外，土中渗流改变土的性质，特别是降低土层界面强度，

以及土体强度随蠕变降低等是重要原因。

5.地震造成工程事故

地震对建筑物的影响不仅与地震烈度有关，还与建筑场地效应、地基土动力特性有关。

■唐山地震后调查发现，普遍存在同一烈度区内建筑物破坏程度有显著差异。对同一类土，因地形不同，可以出现不同的场地效应，房屋的震害因而不同。在同样的场地条件下，粘土地基和砂土地基、饱和土和非饱和土地基上房屋的震害差别也很大。

■地震对建筑物的破坏还与基础型式、上部结构、体型、结构型式及刚度有关。

6.特殊土地基工程事故

这里特殊土地基主要指湿陷性黄土地基、膨胀土地基、冻土地基、以及盐渍土地基等。特殊土的工程性质与一般土不同，特殊土地基工程事故也有其特殊性。

湿陷性黄土在天然状态上具有较高强度和较低的压缩性，但

受水浸湿后结构迅速破坏，强度降低，产生显著附加下沉。在湿陷性黄土地基上建造建筑物前，如果没有采取措施消除地基的湿陷性，则地基受水浸湿后往往发生事故，影响其正常使用和安全，严重时甚至导致建筑物破坏。

■土中水冻结时，其体积约增加原水体积的9%。土体在冻结时，产生冻胀，在融化时，产生收缩。土体冻结后，抗压强度提高，压缩性显著减小，土体导热系数增大并具有较好的截水性能。土体融化时具有较大的流变性。冻土地基因环境条件改变，地基土体产生冻胀和融化，地基土体的冻胀和融化导致建筑物开裂、甚至破坏，影响其正常使用和安全。

■盐渍土含盐量高，固相中有结晶盐，液相中有盐溶液。盐渍土地基浸水后，因盐溶解而产生地基溶陷。另外盐渍土中盐溶液将导致建筑物材料腐蚀。地基溶陷和对建筑物材料腐蚀都可能影响建筑物的正常使用和安全，严重时可导致建筑物破坏。

7.其他地基工程事故

除了上述原因外，地下工程(地下铁道、地下商场、地下车库和人防工程等)的兴建，地下采矿造成的采空区，以及地下水位的变化，均可能导致影响范围内地面下沉造成地基工程事故。另外，各种原因造成的地裂缝也将造成工程事故。

8.基础工程事故

除地基工程事故外，基础工程事故也将影响建筑物的正常使用和安全。基础工程事故可分为基础错位事故、基础构件施工质量事故、以及其它基础工程事故。

●基础错位事故是指因设计、或施工放线造成基础位置与上部结构要求位置不符合。如工程桩偏位，柱基础偏位，基础标高错误等。

●基础施工质量事故类型很多，基础类型不同，质量事故不同。如桩基础，发生断桩、缩颈、桩端未达设计要求、桩身混凝土强度不够等；又如扩展基础，混凝土强度未达要求，钢筋混凝土表面出现蜂窝、露筋或孔洞等。

其他基础事故如基础型式不合理、设计错误造成的工程事故等。

二、工程事故原因综述

造成地基与基础工程事故的原因主要来自下述方面：

1.对场地工程地质情况缺乏全面、正确地了解

许多地基与基础工程事故源于对建筑场地工程地质情况缺乏全面、正确了解。没有正确了解建筑场地土层分布、各土层物理力学性质，就会错误估计地基承载力和地基变形特性，导致发生地基与基础工程事故。

造成设计人员对建筑场地工程地质和水文地质情况缺乏全面、正确了解主要有下述情况：

(1)工程勘察工作不符合要求

没有按照规定要求进行工程勘察工作，如勘察布孔间距偏大、钻孔取土深度太浅，造成勘察取土不能全面反映建筑场地地基土

层实际情况。也有少数情况属于工程勘察工作质量事故造成。在取土、试样运输和土工试验过程中发生质量事故，致使提供的工程地质勘察报告不能反映实际情况。如提供的土的强度指标和变形模量与实际情况差距很大，不能反映实际性状。

(2)建筑场地工程地质和水文地质情况非常复杂

某些工程地质变化很大，虽然已按规范有关规定布孔进行勘察，但还不能全面反映地基土层变化情况。如地基中存在尚未发现的暗浜、古河道、古墓、古井等。这种情况导致地基与基础工程事故，为数也不少。

(3)没有按规定进行工程勘察工作

没有按规定进行工程勘察工作造成工程事故虽然很少，但也时有所闻。应严格按工程建设程序开展工程建设工作。

2.设计方案不合理或设计计算错误

设计方案不合理或设计计算错误主要有下述几个方面问题：

(1)设计方案不合理

设计人员不能根据建筑物上部结构荷载、平面布置、高度、体型、场地工程地质条件，合理选用基础型式，造成地基不能满足建筑物对它的要求，导致工程事故。

(2)设计计算错误

反映在地基与基础工程设计计算方面的错误主要有下述三方面：

- ❑ 荷载计算不正确，低估实际荷载，导致地基超载造成地基承载力或变形不能满足要求。
- ❑ 基础设计方面错误。基础底面积偏小造成承载力不能满足要求，或基础底平面布置不合理，造成不均匀沉降偏大。
- ❑ 地基沉降计算不正确导致不均匀沉降失控。

产生设计计算方面的错误的原因多数是设计者不具备相应的设计水平，设计计算又没有经过认真复核审查，使错误不能得到纠正而造成的。也有一些设计计算方面的错误是认识水平问题造成

的。

3.施工质量造成地基与基础工程事故

在地基与基础工程事故中，因为施工质量问题造成的事故所占比例不小。施工质量方面的问题主要有下述两方面：

(1)未按设计施工图施工

基础平面位置、基础尺寸、标高等未按设计要求进行施工。施工所用材料的规格不符合设计要求等。

(2)未按技术操作规程施工

施工人员在施工过程中未按操作规程施工，甚至偷工减料，造成施工质量事故。

4.环境条件改变造成地基与基础工程事故

环境条件改变会造成地基与基础工程事故，常见有下述情况：

(1)地下工程或深基坑工程施工对邻近建筑物地基与基础的影响；

(2)建筑物周围地面堆载引起建筑物地基附加应力增加导致建筑物工后沉降和不均匀沉降进一步发展;

(3)建筑物周围地基中施工振动或挤压对建筑物地基的影响;

(4)地下水位变化对建筑物地基的影响。

5.其他原因造成地基与基础工程事故

●上述四方面原因造成工程事故通过努力是可以避免的,也有一些地基与基础工程事故是难以避免的。如按50年一遇标准修建的防洪堤,遇到百年一遇的洪水造成的基础冲刷破坏;又如由超过设防标准的地震造成的地基与基础工程事故;前面提到的少数地质情况特别复杂而造成地基与基础工程事故也属于这一类。

●地基与基础工程事故还与人们的认识水平有关,某些工程事故是由工程问题的随机性、模糊性,以及未知性造成的。随着人类认识水平的提高,可减少该类事故的发生。

第四节 事故预防及处理对策

一、事故预防

绝大多数地基与基础工程事故是可以预防的，精心设计、精心施工可以预防工程事故中的绝大部分。

□搞好工程勘察:预防地基与基础工程事故首先要重视对建筑场地工程地质和水文地质条件的全面、正确了解。要做到这一点，关键要搞好工程勘察工作。

□其次要做到精心设计。在全面、正确了解场地工程地质条件的基础上，根据建筑物对地基的要求，进行地基基础设计。如天然地基不能满足要求，则应进行地基处理形成人工地基，并采用合理的基础型式。

□最后要做到精心施工。合理的设计需要通过精心施工来实现。要杜绝施工质量事故。

二、事故处理原则及程序

1. 分析事故产生的原因:发生地基与基础工程事故后，要分析事故产生的原因，对工程事故现状作出评估并对其进行进一步发展作出预估。

2. 提出事故处理意见:在现场研究和进行详细分析的基础上提出事故处理意见。

3. 组织专家组委托工程顾问公司咨询:必要时可组织专家组或委托工程顾问公司提出事故处理意见。

□对地基不均匀沉降造成上部结构开裂、倾斜的，如地基沉降确已稳定，且不均匀沉降未超标准，能保证建筑物安全使用的情况，只需对上部结构进行补强加固，不需对地基进行加固处理。

□若地基沉降变形尚未稳定，则需对建筑物地基进行加固，以满足建筑物对地基沉降的要求。在地基加固的基础上，对上部结构进行修复或补强加固。已有建筑物地基加固和纠偏技术在第五章中详细介绍。

□若地基与基础工程事故已造成结构严重破坏，难以补强加固，或进行地基加固和结构补强费用较大，还不如拆除原有建筑物重建时，则应拆除原有建筑物，进行重建。

地基与基础工程事故处理程序如书中图6-3所示。

第五节 地基与基础加固方法分类

当天然地基不能满足建筑物对它的要求时，需要进行地基处理，形成人工地基以满足建筑物对它的要求。当已有建筑物地基与基础发生工程事故，需要对已有建筑物地基与基础进行加固，以保证其正常使用和安全。地基与基础加固方法很多，按加固原理可分为下述八类：

1. 置换

置换是用物理力学性质较好的岩土材料置换天然地基中的部分或全部软弱土体或不良土体，形成双层地基或复合地基，以达到提高地基承载力、减少沉降的目的。主要包括换土垫层法、

挤淤置换法、褥垫法、振冲置换法(或称振冲碎石桩法)、沉管碎石桩法、强夯置换法、砂桩(置换)法、石灰桩法, 以及EPS超轻质料填土法等。

2.排水固结

排水固结是指土体在一定荷载作用下固结, 孔隙比减小, 强度提高, 以达到提高地基承载力, 减少工后沉降的目的。主要包括加载预压法、超载预压法、砂井法(包括普通砂井、袋装砂井和塑料排水带法)、真空预压与堆载预压联合作用, 以及降低地下水位等。

3.灌入固化物

灌入固化物是向土体中灌入或拌入水泥、或石灰、或其他化学固化浆材在地基中形成增强体, 以达到地基处理的目的。主要包括深层搅拌法(包括浆体喷射和粉体喷射深层搅拌法)、高压喷射注浆法、渗入性灌浆法、劈裂灌浆法、挤密灌浆法和电动化学灌浆法等。

4.振密、挤密

振密、挤密是采用振动或挤密的方法使未饱和土密实，土体孔隙比减小，以达到提高地基承载力和减少沉降的目的。主要包括表层原位压实法、强夯法、振冲密实法、挤密砂桩法、爆破挤密法、土桩、灰土桩法等。

5.加筋

加筋是在地基中设置强度高、模量大的筋材，以达到提高地基承载力、减少沉降的目的。强度高、模量大的筋材，可以是钢筋混凝土也可以是土工格栅、土工织物等。主要包括加筋土法、土钉墙法、锚固法、树根桩法、低强度混凝土桩复合地基和钢筋混凝土桩复合地基法等。

6.冷热处理

冷热处理是通过冻结土体，或焙烧、加热地基土体改变土体物理力学性质以达到地基处理的目的。它主要包括冻结法和烧结法两种。

7.托换

托换是指对原有建筑物地基和基础进行处理和加固或改建。主要包括基础加宽法、墩式托换法、桩式托换法以及综合托换法等。

8.纠偏

● 纠偏是指对由于不均匀沉降造成倾斜的建筑物进行矫正的手段。主要包括加载纠偏法、掏土纠偏法、顶升纠偏法和综合纠偏法等。

● 各类地基处理方法的简要原理和适用范围如书中表6-2所示。有的地基处理方法主要用于天然地基加固，有的地基处理方法主要用于已有建(构)筑物地基加固，有的两种情况均适用。

● 对地基处理方法进行严格的统一分类是很困难的。不少地基处理方法具有多种效用，例如土桩和灰土桩法既有挤密作用又有置换作用。另外，还有一些地基处理方法的加固机理以及计算方法目前还不是十分明确。

尚需进一步探讨。地基处理方法不断发展，功能不断扩大，也使分类变得更加困难。因此上述分类仅供读者参考。

第六节 一般地基和基础工程缺陷和事故的主要因素及其现象

一、因地基土层分布软硬不均造成的缺陷和事故

由于地基土层分布软硬不均导致建筑物墙体开裂、地面陷裂、楼面拉裂，以至结构发生倾斜、房屋发生损伤的实例在建筑工程中是屡见不鲜的。究其原因，是建筑结构各部位产生过大的(超过规范容许值)不均匀沉降所致。具体地说又可分为以下几类情况：

□第1类情况是地基中存在着局部高压缩性软弱土层；

□第2类情况是虽然整个建筑物的地基中分布有软弱土层，但它们的厚薄相差悬殊；

□第3类情况多属于山区建筑，由于山区岩石表面倾斜，岩石顶面以上覆盖的土层厚薄也随之不同；

□第4类情况是建筑物某一部位的基础不恰当地设置在回填土上。下面分别列举案例加以说明。

工程实例1:

北京某校教室楼为三层砖混结构，二、三层为现浇钢筋混凝土大梁和预制楼板，屋盖为木屋架、瓦屋面，西侧辅助房间及楼梯间为四屋钢筋混凝土现浇楼盖。此楼设计时即发现基础落在不均匀土层上：东南角下为较坚实的亚粘土，而西北占总面积2 / 3范围内却有高压缩性有机土及泥炭层，厚2—3m(图5-1-3)。当时的处理措施是：对可能位于泥炭层上的基础都采用钢筋混凝土条形基础，并将地基承载力由 $120\text{kN} / \text{m}^2$ 降至 $80\text{kN} / \text{m}^2$ ，同时在二、三层楼板下设置圈梁。此楼建成使用后第二年即多处开裂，房屋微倾，不得不停止使用，12年后进行加固。

(1)房屋开裂和倾斜情况

东、西立面墙体裂缝如图5-1-3c、d所示。其中最宽的裂缝在西立面⑧轴线边，自墙顶起直达房屋半高，裂缝宽30mm左右；

⑧轴线屋架下内纵墙的壁柱也被拉裂，错开30mm左右，这是北墙一端下沉，与内纵墙相连的拉梁将壁柱拉裂的缘故。在二、三层楼面上，⑨、⑩轴线附近有贯通房屋东西向的裂缝，宽10~20mm不等。

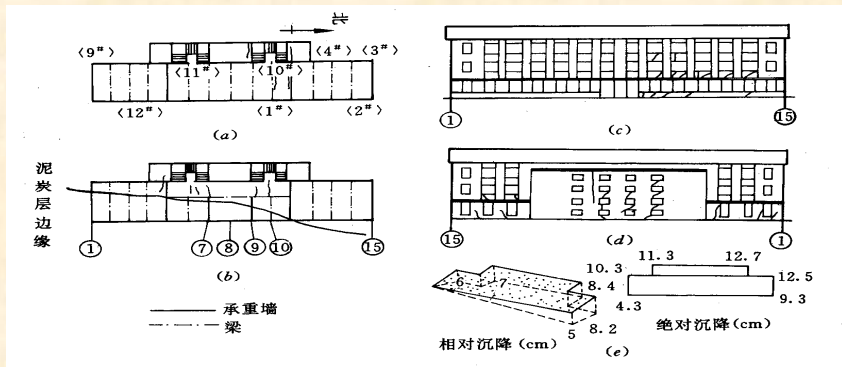


图5-6-1平面及裂缝情况

(a)钻孔位置、三层平面及开裂情况(最宽处21mm); (b)泥炭土边缘、二层平面及开裂情况(最宽处12mm); (c)东立面裂缝; (d)西立面裂缝; (e)房屋四周相对和绝对沉降(cm)

房屋东南角沉降小，西北角沉降大，相对沉降差82—84mm左右(图5-1-3e)。

(2)地基土层分布(图5-6-2钻孔平面布置见图5-6-2a)

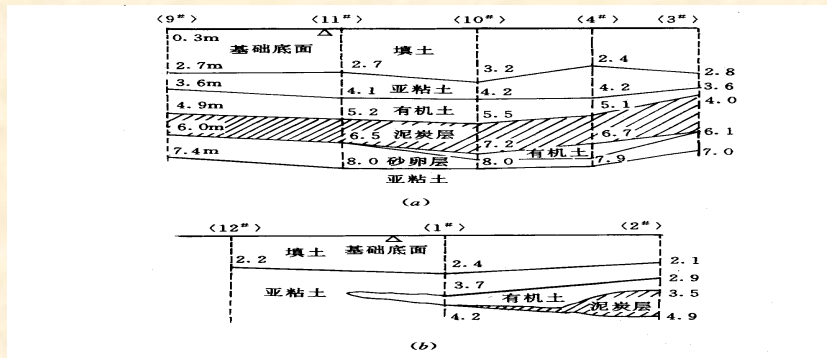


图5-6-2 钻孔地质剖面

(a)房屋轴线西侧；(b)房屋轴线东侧

表层为填土，疏松，厚2~3.5m；

第二层为亚粘土，褐灰色， $a_{1-2}=0.45\text{Mpa}^{-1}$ ，厚1~1.5m；

第三层为有机土，灰黑色，较软弱，550℃烧灼失量5%~15%，厚0.5~1.4m；

第四层为泥炭层，黑绿色，含大量未分解植物物质，烧灼失量15%~5%， $=155\%\sim160\%$ ， $e=3.54\sim3.82$ ， $a_{1-2}=3\sim3.6\text{Mpa}^{-1}$ ，属超高压缩性，此层厚不均匀，多数0.5~2.3m，西端薄中部厚，东南角无此泥炭层；

第五层为砂砾石，密实，厚0.8~1.5m；

第六层为亚粘土，黄褐色，厚8~16.8m；

(3)事故原因分析

1)本楼位于古池塘边缘，泥炭层边线正处于房屋对角线上。如果该楼在规划设计时东移、西移或做穿越泥炭层的桩基、采用换土地基等措施，都能避免此事故。

所以事故主因是未处理好勘察、地基处理和建筑总平面三者关系。

2)对已发现局部超压缩性软弱地基的处理方案是错误的。仅采用降低地基承载力、加大钢筋混凝土基础底面积、在二、三层设置圈梁的做法，它们对于地基实际发生的不均匀变形基本上不能起抵御作用。

3)房屋上部结构布置未适应地基变形特色。有三点失误：

①房屋中部有两个空旷楼梯间，使楼面整体性在此处严重削弱；

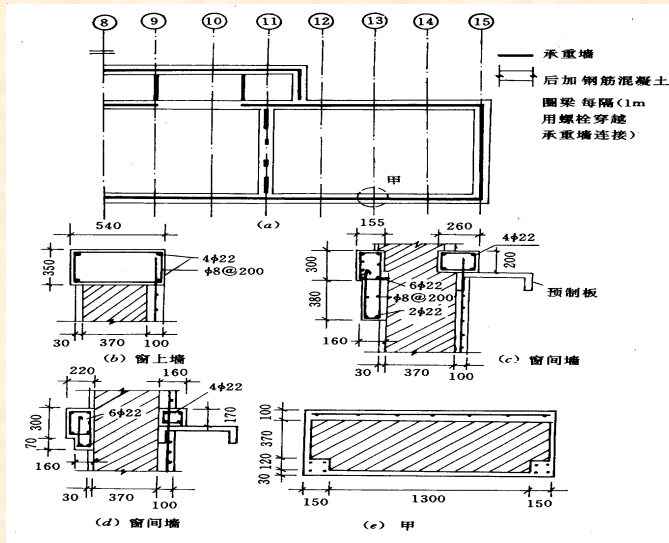
②教室，三层基本上是一个56m宽12m的大房间(中间只有两排砖垛作为横墙相连)，整个房屋的空间刚度太弱；

③房北端为阶梯教室，室内填土从北向南坡下，加剧了北部的沉降。

从以上因素分析，该楼必然西北部的沉降大于东南部。

整个房屋如同既受反向弯矩又受扭矩的梁。裂缝必然集中在房屋中部薄弱部位的顶端，上屋楼面和墙体的裂缝必然多于下层。

(4)加固处理做法(图5-6-3)



5-6-3 某教室楼
加固处理示意

- (a)平面;
- (b)顶层圈梁;
- (c)三层圈梁;
- (d)二层圈梁;
- (e)窗间墙和墙面做法。

此楼需要等待沉降基本停止后方可进行加固处理，为此等待了12年。

●曾经考虑砂化法加固(因有机土和泥炭土很难与化学浆液化合胶结而放弃)、现浇混凝土桩托梁法(因施工困难，费用太高而放弃)、拆除第三层改为两层的减荷法(因影响使用而放弃)等处理措施。

●最后决定用“增设圈梁、加固墙体”的做法：

1)暂拆木屋盖，在三层顶部增设一现浇内外墙交圈的钢筋混凝土圈梁 $540\text{mm} \times 350\text{mm}$ ， $4\text{Ø}22$ ，做完后再将木屋盖恢复；

2)在三层楼板顶皮标高处加设一层现浇内外墙的钢筋混凝土圈梁(室外 $160\text{mm} \times 680\text{mm}$ ， $8\text{Ø}22$ ；室内 $260\text{mm} \times 200\text{mm}$ ， $4\text{Ø}22$)，每隔 1m 用螺栓穿过砖墙加以连接；

3)在二层楼板顶皮标高处也增设类似圈梁见图5-1-4d；

4)在外墙窗间墙和4个墙角，加设上下贯通的钢筋($4\text{Ø}16$)，并锚固在基础上，保证各层圈梁的共同工作；

5)外墙内外两面加设 $\phi 6@200$ 的钢筋网并喷一层30mm水泥砂浆。

目前，此教室楼已安全使用多年，未发现新的开裂情况。

工程实例2:

北京某库房楼，位于一荷花池东南侧、东西干道北侧。该库房为两层楼房，平面呈一字形，东西向长47.28m，南北向宽10.68m，高7.50m(图5-6-4)。库房正中为楼梯间，东西各两大间，每间长10.80m、宽10.20m，中部有两个独立柱基。内外墙均为条形基础。

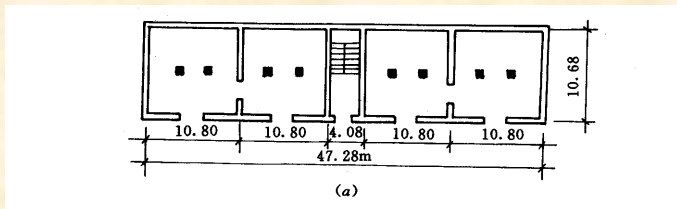


图5-6-4 某库房楼平面及裂缝情况

(1)房屋开裂情况

此楼1980年动工，当年6月竣工后使用。一年后在库房西侧二楼墙上即发现有裂缝。此后，裂缝数量增多，裂缝长度延伸，裂缝宽度展扩。1984年4月曾对此库房作详细调查统计，大裂缝已有33条，有的裂缝长度超过1.80m，宽度达10～30mm，且地面多处开裂。

同年6月4日在库房一楼西大间南墙裂缝处贴纸，6月8日纸即被撕开，说明裂缝发展速度较快。同年10月，实测该裂缝长达2.80m，宽为6～8mm。1991年2月15日再度实测该处裂缝，发现已长达3.20m，缝宽为8～10mm，且墙内外贯通。说明6年多来库房的沉降仍在发展，但已有收敛的趋势。

(2)地基土层分布(图5-6-5)

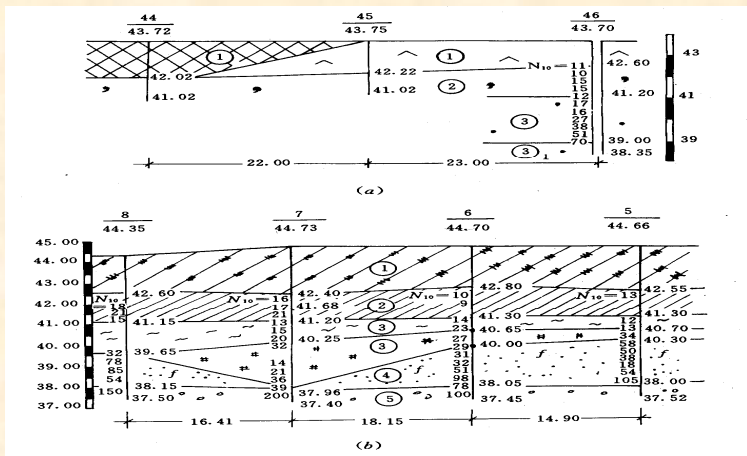


图5-6-5土层分布图

(a)原勘察报告地层剖面(南侧); (b)重新勘察地层剖面(南侧)

1979年在该库房楼设计时所采用的“建筑地基勘察报告”地层剖面图见图5-6-5。该报告建议的地基持力层为②层，地基设计强

度取 $f=100\text{kN} / \text{m}^2$ 。

●为研究事故原因和加固方案，于1984年10月重新钻探，在库房南北外墙各布置4孔，孔深6~7m，都钻至坚实卵石层终孔。同时进行原位测试与土工试验。查明土层分布如下：

●表面为填土，疏松，厚1.65~2.30m；

●第二层②为新近代冲积粘性土，场地南为粘土，场地北还有粉质粘土和粉土，呈可塑至软塑状态，厚1.15~2.23m；

●第三层③为有机土和泥炭，黑色；有机土为饱和可塑状态，厚0.3~1.5m不等；泥炭层极疏松，稍湿，状如蜂窝煤引火用炭饼，有大量未腐烂植物物质，含量高达41.3%，压缩性极大；泥炭层厚度极不均匀，东西两端很薄，1[#]、4[#]、8[#]三孔无，7[#]孔厚度超过2m；

●第四层④为粉砂，灰色—灰黑色，密实，(东南局部有细砂薄层)厚度很不均匀，1[#]、5[#] 厚度超过2m，3[#]孔无，7[#]孔仅0.2m厚。

(3)事故原因分析

1)原勘察失误是事故的主因。原“勘察报告”虽有7个钻孔资料，但仅有库房对角线的41[#]46[#]孔分别深5.10m、5.35m，其余5个孔深只有2m多，远不及地基受压层深度。

●更值得注意的是，其中有2个孔已穿透有机土与泥炭层但却未做记录，“报告”中也未说明，只是简单地建议地基计算强度为 $R=1.0\text{kg} / \text{cm}^2$ ，即 $f_k=100\text{kN} / \text{m}^2$ 。这是该库房发生严重质量问题的根源。

2)设计人员面对这份粗糙而不满足设计要求的“勘察报告”，并未提出补做勘察的要求。此外，(GBJ7-89)规定对于三层和三层以上房屋，其长高比 L / H 宜小于或等于2.5；

●本例虽为二层砌体结构，但长高比 $L / H=47.28 / 7.50=6.3$ ，此值 $\gg 2.5$ ，导致房屋的整体刚度过小，对地基过大不均匀沉降的调整能力太弱。设计人又未采取加强上部结构刚度的有力结构措施，也是导致墙体开裂的重要原因。

(4)加固处理做法

曾经考虑了4种加固方案：

1)三重管旋喷桩定向旋喷法——在基础底面以下形成半径为0.6~0.8m的半圆桩，托住基础使它们不再继续下沉。但因为基础底面宽度为1.2m，旋喷桩只能托住基底外侧部分，将造成基础偏心受压；同时由于该库房北侧可供施工的空间狭窄，难以安置旋喷法的施工机械。

2)混凝土灌注桩架梁法——如若采用常规灌注桩直径，地基中的软弱土层可能造成缩颈；若采用大直径灌注桩，工程量大，造价高。

3)钢管桩架梁法——经估算需用直径 $\phi 200$ 、长6m的132根钢管，不仅造价高而且在室内分段打入后的连接做法既不易又难以保证质量。

4)钢筋混凝土预制桩架梁法——它的投资少，接桩采用硫磺

胶泥粘法，快速方便，被定为实施方案。所设计的预制桩横截面为 $180\text{mm} \times 180\text{mm}$ ，八角形，第一节长 260cm ，下部 30cm 为尖锥形，便于打入土中，第二、三节长 170cm ，便于运输(库房室内净高 3.30m ，该桩分三节才能施工)。预制桩布置在墙体两侧，间距 $2\text{--}3\text{m}$ 不等。横梁采用钢筋混凝土现浇梁，位于基础墙的圈梁底侧。

按上述第(4)方案加固后，未在加固部位新发现裂缝，房屋使用情况良好。

工程实例3:

某五层住宅工程，全长 81.84m ，总宽 13.04m 。楼板采用长向预制空心板，由三条纵墙承重(图5-6-6)。横墙为自承重墙。基础为三步灰土、砖砌大放脚。地基为第四纪冲积亚粘土，密实，压缩性低，地基承载力可达 $250\text{kN} / \text{m}^2$ ，设计时取 $180\text{kN} / \text{m}^2$ 。

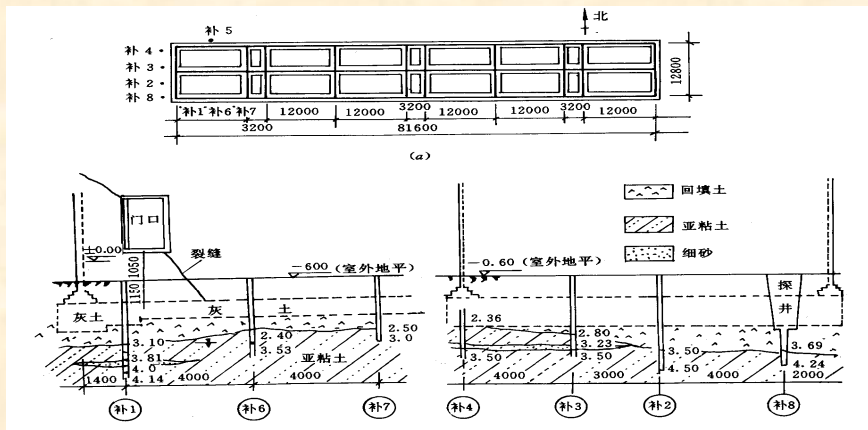


图5-6-6某住宅平面、裂缝及地质剖面示意

(a)平面及补钻孔; (b)补充勘察土层剖面

(1)房屋开裂情况

该工程主体结构完工后，进行了一次检查，发现西南角门口

处有一斜向裂缝，最宽处达10mm，直至灰土基础上皮。裂缝上宽下窄，自下而上向西倾斜。当时在裂缝处贴石膏两块，一周后，上面一块石膏裂开1mm左右。同时，内墙门洞处也有新裂缝出现，而且一层顶部墙身外角略有外倾。这些迹象表明，地基的不均匀沉降在发展中。

(2)补充勘察得到的西南角土层分布

经过对房屋西南角进行钻孔补充勘察，发现产生裂缝的屋角恰好座落在压缩性较高的亚粘土回填土上。

●补充勘察共计8个钻孔(分布见图5-6-6a)，各钻孔土层分布见图5-6-6b。

●由图可见，回填土的深度以西南角最深，向东向北逐渐变浅。填土的压缩系数 $a_{1-2}=0.59$ ， $e=0.78$ 。回填土层以下为很厚

的黄褐色可塑性亚粘土， $e=0.65$ ， $w=52\%$ ， $I_p=14.6$ ， $I_L=0.6$ 。过去施工时，曾经发现该处回填土的土质很差，但只是局部将基础加深80cm，以3:7灰土回填，且加深部分与原来的灰土基础宽度相等。补充勘察资料说明，局部加深的灰土层下还有1.5m左右的回填土层，向东约11~12m，向北约12~14m，逐渐减薄至0。

● 根据估算，墙角处的自由沉降量可达12.2cm，而无回填土处的自由沉降量只有6.5cm，差异5.7cm(局部倾斜约0.005)规范规定的允许值0.002)。

● 从上述情况看，裂缝的产生主要是由于对回填土没有全部挖除，因而产生过大不均匀沉降的缘故。

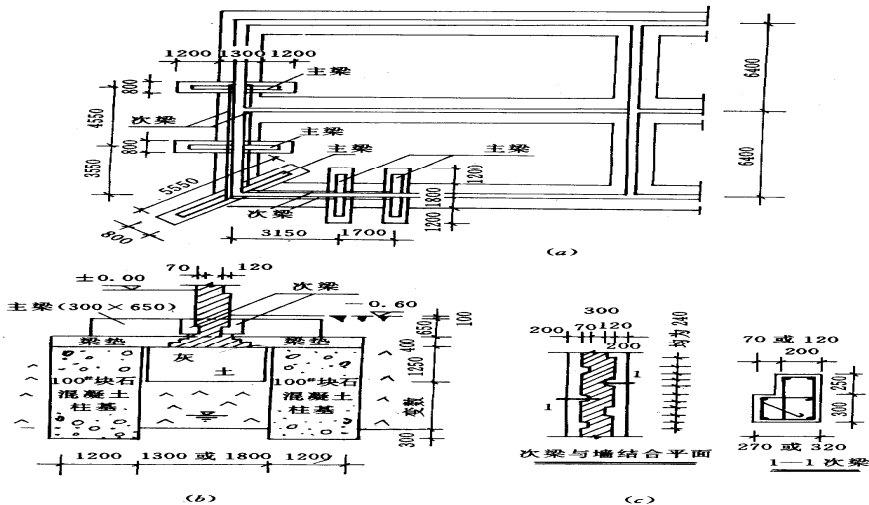
●此外，上部房屋的整体刚度很差，横墙与楼板无联系，各层未设圈梁，也促使裂缝发展。

(3)加固处理做法(图5-6-7)

采用柱墩架梁托底法，即在屋角墙体两侧各设置若干穿越回填土座落在亚粘土层上的毛石混凝土柱墩(直径1~1.2m)，上架钢筋混凝土次主梁，将原砖墙基础挑起。计算上考虑加固后房屋能共同工作。

□传力途径是将纵墙荷载传给贴墙两侧的次梁，再由次梁传给横穿墙体的主梁和柱墩。为了使纵墙荷载传给次梁，每隔1m左右在墙上剔一12cm深槽，由次梁侧边挑出槽齿伸入此深槽。为了防止主梁混凝土在达到一定强度前过早受力，在柱墩与主梁间保留40cm空隙，待主梁混凝土达到设计强度的50%后，再浇筑梁垫。

□为了验证此工程地基基础加固的效果、加固前在外诺墙角处设置了23个沉降观测点。加固后第一个月测得沉降量为0.56~0.80mm，第二个月测得新沉降量为0.02~0.03mm，说明效果良好。



5-6-7加固措施示意

(a)加固做法平面; (6)横剖面; (b)梁墙结合处做法

[应吸取的教训]

本节从3个侧面说明地基软硬不均造成的危害(房屋局部座落

在软弱土层上、房屋完全座落在厚薄悬殊的软弱土层上、房屋座落在山区覆盖层厚薄不同的土层上、房屋局部座落在回填土上)。

● 我们不能要求房屋都建造在良好地基上，但必须对拟建房屋的地基土层有全面了解，以便提出合理的地基处理方案，使房屋尽可能座落在良好的天然或人工地基上。

● 我们也不可能要求房屋不发生不均匀沉降，但必须使上部结构有足够的整体刚度，以抵御房屋必然发生的不均匀沉降而不致使墙体开裂。

本节3个实例的共同教训是：

1)工程勘察工作做得粗糙。

2)地基选择和处理方法不当。未能使房屋座落在比较均匀的天然或人工地基上；

3)上部结构整体刚度弱。这三点教训也就是平时常说的“情况

不明，决心不大，方法不好”。

3个实例的加固方案之所以成功，也是在这三方面认真考虑和妥当解决的结果。

二、因建筑物基础底面土压力过大超过地基承载力造成的事故

●地基承载力是建筑地基基础设计中的一个关键指标。各类地基承受基础传来荷载的能力都有一定的限度。

●超过这一限度，首先发生的是建筑物具有较大的不均匀沉降，引起房屋开裂；如果超越这一限度过多，则可能因地基土发生剪切破坏而整体滑动或急剧下沉，造成房屋的倾倒或严重受损。

●下面列举两个全世界闻名的实例。

工程实例1:

加拿大特朗斯康谷仓、平面呈矩形，长度59.44m，宽度

23.47m，高度31.00m，容积36368m³。谷仓为圆筒仓，每排13个仓，5排，总计65个圆筒仓组成。谷仓的基础为整块钢筋混凝土筏板基础，基础厚度61cm，基础埋深3.66m。

◆1911年该谷仓开始施工，1913年秋完工。谷仓自重20000t，相当于装满谷物后总重量的42.5%。1913年9月起，往此谷仓装谷物，仔细装载，均匀分布。

◆10月，当谷仓装31822m³谷物时，发现谷仓下沉，一小时沉降达30.5cm。结构物向西倾斜，并在24小时内，整座谷仓倾倒，倾斜度离垂线达26°53′。谷仓西端下沉7.32m，东端上抬1.52m。10月18日，检查倾倒后谷仓上部钢筋混凝土筒仓，坚如盘石，仅有极少的表面裂缝。见图5-6-8。

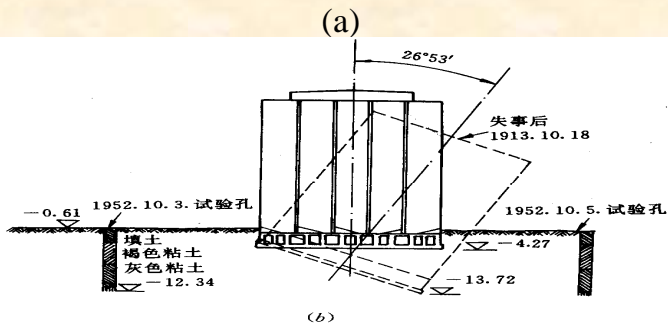
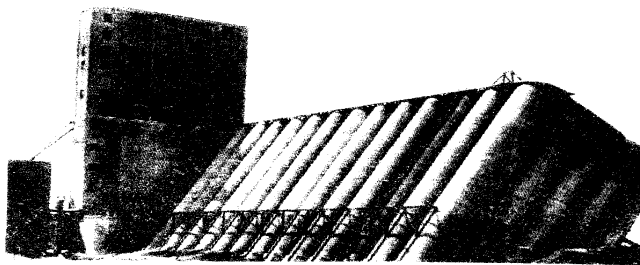


图5-6-8加拿大谷仓

(a) 谷仓因地基滑动倾倒现场；(b) 谷仓倾倒事故剖面示意

(1)事故原因分析

●经检查，谷仓工程未做勘察。设计根据邻近工程基槽开挖试验结果，计算地基承载力为352kPa，应用到这个谷仓。谷仓场地位于冰川湖的盆地中。地基表层为近代沉积层，厚3m；表层下面为冰川沉积粘土层，厚达12.2m。粘土层下面为冰川下冰债层，固结良好。厚为3m。

●1952年在离谷仓18.3m处打了一些钻孔，从粘土原状试样测得：粘土层的平均含水量随深度而增加，从40%到约60%；无侧限抗压强度 q_u 从118.4kPa减小到70.0kPa，平均为100.0kPa；平均液限 $\omega = 105\%$ ，塑限 $\omega_p = 35\%$ ，塑性指数高达 $I_p = 70$ 。由试验可知这层粘土是高胶体、高塑性的。

●按太沙基教授公式计算地基承载力人如采用粘土层无侧限抗压强度平均值 100kPa，则 f 为276.6kPa，小于谷仓地基破坏时的基础底面压力329.4kPa。若用 $q_{umin} = 70.0\text{kPa}$ 计算，则 $f = 193.8\text{kPa}$ ，更远小于谷仓地基滑动时的实际基底压力。

卡拉费斯计算指出：加荷速率对地基事故起作用，因为荷载突然施加的地基承载力小于加荷固结逐渐进行的承载力，这对粘土尤为重要。因粘土需很长时间才能完全固结。据裴克教授资料计算，抗剪强度增长所需时间约为1年，而谷物荷载施加仅45天，几乎相当于突然加荷。

●综上所述，加拿大特朗斯康谷仓破坏的主要原因为：谷仓事先未做勘察，设计盲目进行，采用设计荷载远超过地基土的承载力值，导致谷仓发生地基整体滑动破坏的严重事故。

(2)事故处理方法

●在谷仓基础下，新做70多个混凝土墩，支承在岩石地基上。用50t级千斤顶388个，逐渐将倾斜的基础顶起来。补救工程在倾斜谷仓底部水平巷道中进行。新做混凝土墩基深度达10.36m。

●经过上述纠倾处理后，谷仓于1916年恢复使用，但处理的费用是昂贵的。

工程实例2:

●近代世界上另一最严重的因地基承载力失效而导致破坏的建筑物，是美国纽约的一座大型水泥仓库。这座水泥仓库位于纽约市汉森河旁，它的上部结构为圆筒形壳，直径 $d=13\text{m}$ ，高度 23.33m ；其基础为整块钢筋混凝土筏板基础，筏板厚度 0.78m ，基础埋深 2.80m 。

●1940年当这座水泥仓库装载水泥后，发生严重下沉，随后整座水泥仓库发生倾倒。倾倒后仓库的倾角达 45° 。地基土被挤出地面高 5.18m 。与此同时，离水泥筒仓净距 23m 以外的办公楼，受水泥仓库倾倒的影响也发生倾斜。

(a)



(b)

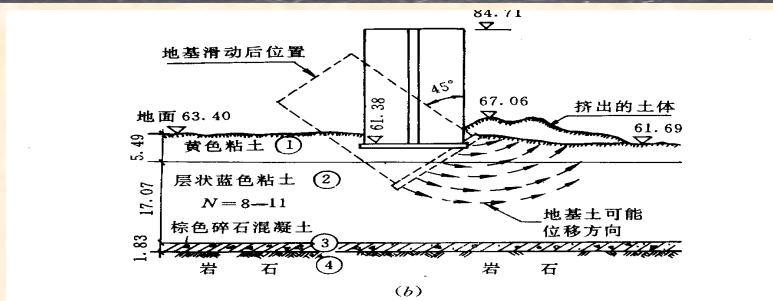


图5-6-9 美国水泥仓库事故

(a) 水泥仓库因地基滑动倾倒现场; (b) 仓库倾倒事故剖面图

事故原因分析如下：

- 纽约水泥仓库的地基土分为4层(图5-6-9b)：

- 表层①为粘土，黄色，厚度5.49m；

第②层为粘土，蓝色，层状，标准贯入试验锤击数 $N=8\sim 11$ ，估计承载力为84—105kPa，厚度17.07m；

- 第③层为碎石混粘土，棕色，厚度仅1.83m；

- 第④层为岩石。水泥仓库筏板基础位于表层黄色粘土中部；

- 由于黄色粘土层不厚，基础底面以下仅约2.7m，基础宽度超过13m，地基主要持力层为第②层蓝色粘土；

- 水泥仓库高度达23.33m，装载水泥后的基地荷载估计在200~250kPa之间，远大于蓝色粘土的地基承载力，使仓库地基发生剪切强度破坏而整体滑动；

- 由于地基软弱，地基整体滑动产生巨大的滑动力，使滑动

体外侧土发生变形，也导致23m外的办公楼地基变形而倾斜。

●美国纽约水泥仓库设计时没有认真进行地基承载力的计算，这是这次事故的主要原因。当这座水泥仓库开始发生大量沉降灾难预兆时，如果立即卸除储藏的极重的水泥，很容易挽救，可以在仓库下托换基础。但仓库负责人仅安排了仔细进行沉降观测与记录，未采取卸荷措施，结果发展成整体滑动破坏的灾难。

[应吸取的教训]

●这两个工程事故是典型的地基整体剪切破坏实例。它造成的灾害比一节所述因地基过大不均匀沉降给工程带来的损害严重得多，它必须引起土建工程技术人员的高度重视。

●设计人员应当认识到地基沉 S 与地基受到的压应力 P 有密切关系，如图5-6-12所示。当 P 不大时 P - S 呈直线关系，地基为压密阶段(I)；

● P 增大后， P - S 呈曲线关系，这时基础边缘出现塑性变形区，

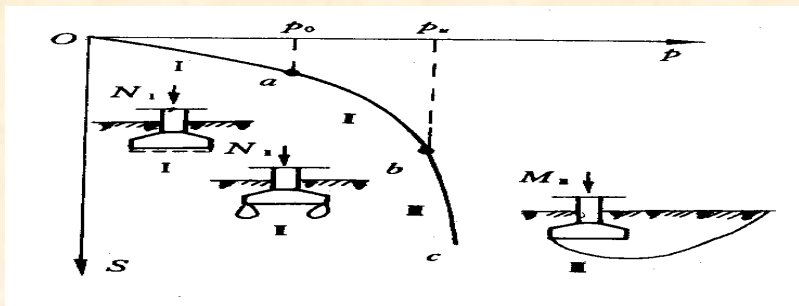


图5-6-11 P-S关系曲线

称为局部剪裂阶段(II);

●当 P 很大时,地基塑性区连成一个连续滑动面,称为滑动破坏阶段(III),它会使基础以上的建筑物倾倒。

●地基承载力的基本值 f_0 应取(I)和(II)的交界处 P_0 ,或取(II)和(III)交界处 P_U 的50%。

●如地基压应力达到 P_U ，对于压缩性较小的土层，必将产生整体剪切破坏；而对于压缩性较大的土层，则会产生冲切剪切破坏(我国某仓库基底压力达150kPa，而下卧8m厚的软土实际地基承载力只有80kPa，结果发生因基础两侧土被塑性挤出的过量沉降破坏就是一例)。

●所以设计人员应当慎重对待工程勘察报告提供的地基承载力建议值，严格计算基础的实际土压力。若对勘察报告的建议值有怀疑，可以在现场做载荷试验验证。

●施工人员在天然地基上建造大中型工程时，应复核设计地基承载力的合理性。一旦发现地基产生较大的沉降或倾斜，必须立即停工，会同勘察、设计和使用单位共同研究，采取必要措施，防止地基和建筑物发生灾难性破坏。

三、因地基中暗沟、古墓等旧构筑物影响造成的缺陷和事故

建筑场地基槽开挖后，可能遇到许多局部异常情况。例如，在地基土中存在有暗沟、古井、菜窖、古墓、旧基础、废化粪池以及防空洞等已废除的构筑物。

□其中，在暗沟、深坑、古井内往往充填疏松的建筑垃圾或淤泥软土，形成局部的松软部位，可能引起基础局部严重下沉，导致上部墙体或

□至于遇到旧基础、废化粪池等类构筑物，它们往往比周围天然地基坚实得多，形成软硬突变，也会造成上部结构开裂。

□但是，这些暗沟、古墓等埋在地下，很难发现，有时由于面积不大，即使钻探也容易漏过。它们常常在施工刨槽后经过钎探拍底才能发现；有时钎探也只露了一个头，需要深挖才能探明。因此，在刨槽验槽过程中查明局部异常情况是十分重要的。

工程实例1:

●某厂铸钢车间厂房长度66.75m，宽度39m，为三跨等高排架，下弦标高9.5m。15m主跨设5t与3t吊车各一台。屋盖为三合一屋面板，15m预应力屋架和9m薄腹梁。梁柱构件为组合式吊车梁，钢筋混凝土工字形柱。柱基为钢筋混凝土杯形基础。基底面积：边柱为 $3.3\text{m} \times 2.1\text{m}$ ，中柱为 $2.9\text{m} \times 2.1\text{m}$ ，基础一般埋深为-2.0m。外墙厚37cm，采用块石条形基础。基底夯实干密度 $\rho_d > 1.6\text{g/cm}^3$ ，夯实影响深度0.3—0.4m。

●厂房主体结构完工，安装吊车前发现下列结构开裂事故：

(1)东山墙内侧A、B轴线间地面开裂，裂缝长达15m，缝宽50～60mm，见图5-6-12；

(2)取B、C轴线和14轴线相交的9m薄腹梁端有竖向裂缝、宽3～5mm，下大上小，整个断面裂通，见图5-6-12b。

(3)南墙11-14轴间开裂，裂缝最大宽度约20mm。钢筋混凝土圈梁亦被拉裂。裂缝多达20余条，见图55-6-12c。

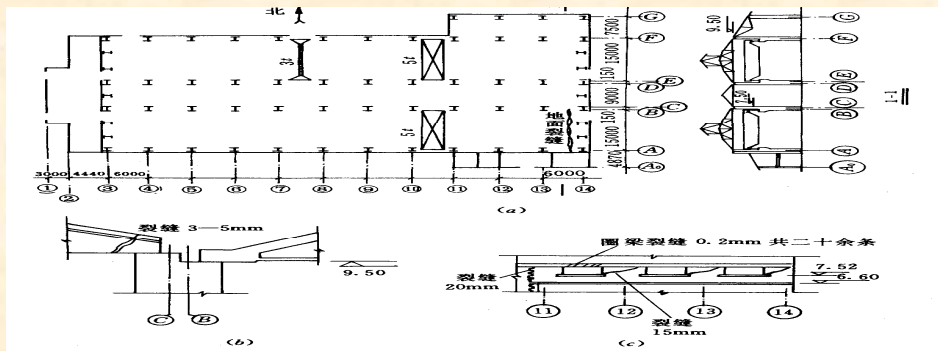


图5-6-12 铸钢车间开裂情况

(a) 平面与剖面；(b)薄腹梁端开裂；(c)南墙与圈梁开裂

(4)厂房东南角A、14轴向外偏移20mm。

(5)厂房东南6个基础普遍下沉。下沉速率平均每月约3—4mm。其中东南角A、14轴柱基沉降最严重。以3轴B、C轴为基准的相对沉降量见图5-6-13。

(1)事故原因分析

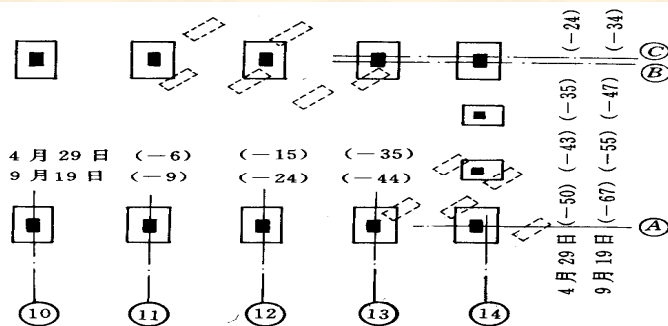


图5-6-13铸钢车间东南部位基础沉降与古墓分布图

1)铸钢车间厂房未经详细勘察，据初勘阶段邻近厂房探坑资料，按地基承载力150kPa盲目设计。实际地基土非天然沉积土，而是填土，地基承载力仅为100~120kPa。

2)未按设计要求探墓深度6~7m，实际探墓深度只2m。事故发生后进行补探，在东南角10个柱基范围内，就探出木棺11个，位于基础下或旁边。木棺顶距基础底面约1.5~2.0m。木棺有的为空穴，有的充填淤土，见图5-6-13虚线。

3)建筑场地东南角地势低，设计未详细据地形资料加深基础埋深。使该处基础埋深仅0.6m，降低地基承载力设计值。

4)场地东南地势低，雨季地基浸水下沉。该事故是在雨季后发生的。

(2)事故处理方法(图5-6-14)

对已建厂房内加固古基地基不易，故采取墩基架梁抬柱方案。具体方法包括：

1)在柱基两侧各做一混凝土墩基础，直径 $56=900\text{mm}$ ，深度至一8.0m卵石层。混凝土强度为C20，掺30%毛石。卵石地基承载力为250kPa。

2)用4根16号槽钢与柱中主筋 $8\phi 16$ 焊接牢固，再用2根KL-1钢梁架在槽钢下置于柱基两侧的墩基础顶面。

3)墩基础顶部预留一横槽，安放千斤顶将钢梁顶升，连同槽钢与柱子一同顶升约20t，小于每根柱子的恒载22t，然后将横槽封

封填。这样就能使柱子的荷载大部分传到两侧墩基础上，原基础底面基本上可以卸荷，不致因古墓继续下沉。

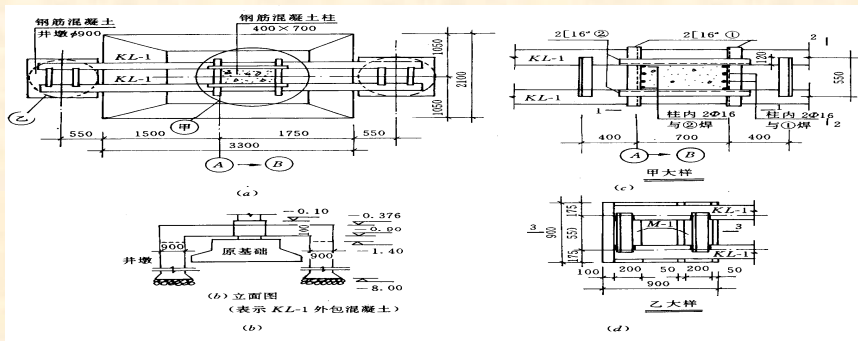


图5-6-14 加固方法示意

(a)平面；(b)立面；(c)“甲”大样；(d)“乙”大样

[一点经验]

在地基基础施工中，遇到暗沟和各种暗埋构筑物是经常发生的。这时最重要的是设法弄清情况。

然后才能做出符合实际的处理方法。至于处理措施，一般有以下几种(常可综合应用)：

(1)将井、坑、窖、沟、墓等连同周围的松土(或过硬的土及砌体)，全部挖掉，用适当的材料(土、灰土、砂、石块、煤渣等)回填。回填物的压缩性要与周围地基土接近。

(2)采取前一措施的同时，有时可将基础进行局部深埋。

(3)局部加大基础的底面积，减小基底压力。

(4)增设基础中的地梁以及上部结构的圈梁或配筋砖带，以加强抵御不均匀沉降的能力。

(5)改变基础结构体系，采用过梁、挑梁、桩等结构构件跨越局部地段。

下面举两个实例：

(1)某工程在挖槽中发现有土旱井、灰窖、和旧砖券各一处，并

在房屋东部的自来水阀门漏水，泡软地基。曾采用下述处理措施：

1)将灰窖回填土清除，砖券拆除，至老土为止，用1：9灰土分层夯实回填；

2)将因泡水而松软的土挖净，也用1：9灰土分层夯实回填找平；

3)做完上述处理后，在局部地段的砖大放脚内做转角地梁如图5-1-15。

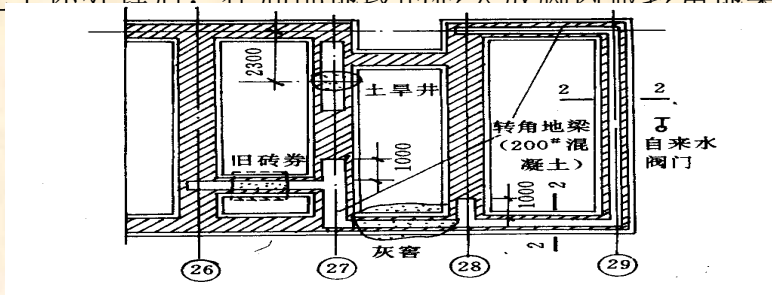


图5-6-15 某工程地基中杂物情况基地梁做法示意

做法是:

- 1)将沟内淤泥全部挖掉，挖至沟底下0.5m左右；
- 2)沟内做砂垫层，在暗沟两边逐步放1：2台阶至基础底混凝土垫层，使房屋基础全部座落在砂垫层上；
- 3)将基础改为钢筋混凝土条形基础；
- 4)在房屋中部两种结构承重体系的分界处设置伸缩缝，使每一区段房屋的长高比小于2.5；
- 5)将砖墙承重部分改为横墙承重。此工程完工后，曾作过17次沉降观测，全楼的最大沉降为29cm，平均沉降为26cm。

虽然变形值较大，但沉降差很小，墙体未发生异常变形及裂缝，房屋使用效果良好。

四、因基础土方工程施工质量低劣造成的缺陷和事故

建筑工程建设中保证地基和基础的施工质量是保证整个建筑物工程质量的关键。一般说来。基槽的开挖应当快速进行；基槽开挖至设计高程时，应立即验槽并做基础。尤其对于雨季施工时的粘性土地基，更必须快挖、快做基础，防止暴雨浸泡基槽，使地基土软化，形成今后房屋质量事故的隐患。

工程实例1:

●辽宁省铁岭市某统建职工住宅楼，位于龙首山北麓，为一长53.18m、宽9.60m、高15.0m的五层楼房，建筑面积2526m²。1984年5月完成设计，当年动工，8月底完成主体工程，进行外部装修，11月进行内部装修。

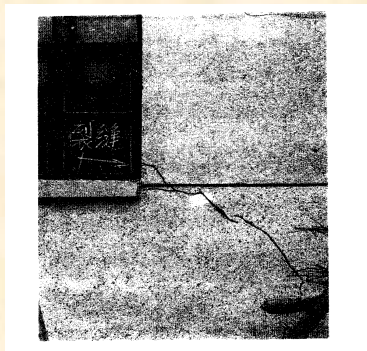
●在施工期间的7月份即发现墙体开裂。1985年5月进行全面调查时，发现东部单元砖墙裂缝由窗下发展至楼板，从一层至五层，层层开裂。裂缝长度超过1m，裂缝宽度2—5mm(图5-6-17)。

●南墙有5条裂缝，北墙对应也有5条，屋顶圈梁也开裂。东

山墙一楼窗下有两条竖向裂缝；其余还有十多条裂缝大致呈 45° 角伸展。



(a)



(b)

图5-6-17铁岭市某住宅楼

(a)外景；(b)一楼窗下墙开裂情况(1985年5月摄)

(1)事故原因分析及地基土层分布

本工程虽座落于龙首山北麓一片复杂场地区域内，但在进行勘察时只布置了三个钻孔，且均不在建筑物外形轮廓线上。从勘

资料看(图5-6-18):

第①层为杂填土，厚薄不均，东部厚3.60m，西部仅厚1.0m；

第②层为粉质粘土，东部呈软塑状态，西部为可塑与硬塑状态，见图5-6-17中的**③**、**④**；

第⑤层为强风化基岩，其顶部埋深在住宅西部为地下5.0处，而在东部则超过8.90m。

根据这样三个土层变化很大的钻孔资料，无法绘制地质剖面图。至于土工试验，只取了一个原状土，代表性很差。总之，勘察的质量差工作粗糙。

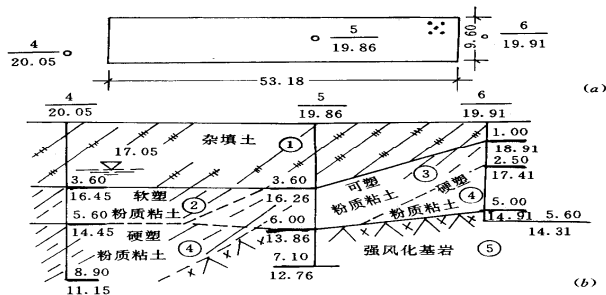


图5-6-18 铁岭住宅楼钻孔布置及土层分布

(a)平面及钻孔位置；(b)地质剖面

●设计采用天然地基，基础埋深1.50m，大部分设置在杂填土上。基础材料采用毛石基础(整体性差)，基础宽度东山墙为1.30m；其余均为1.0m(对于五层建筑物的重力荷载和复杂地基情况来说，这些基础宽度太小)。

●设计时考虑地基软硬不同，将住宅楼分为两个单元，其间用沉降缝分开，并在基础顶部和二、四层楼板与屋面板标高处设

置钢筋混凝土圈梁。看来设计中基础宽度大小、基础材料太弱也是导致房屋质量问题的原因之一。

● 至于施工质量低劣则是本工程发生质量事故的关键。早在1983年11月，尚未勘察，就动工挖基槽。

● 1984年4月正式开工，基槽挖至1.27m深时即遇地下水(原勘察资料中地下水仅有一孔的资料，水位埋深3.0m)，施工时继续下挖至设计基底标高时，基槽内普遍积水20余厘米。

● 曾用两台小水泵抽水，但抽不干。为了抢工期，在基槽水未排干，工人在水中踩踏使槽底呈稀泥的状态下做基础的混凝土垫层。

● 方法是用干水泥和砂、卵石搅拌(未加水)倒入基坑，以为基坑积水与此拌合料结合就可在28天后形成C10的混凝土。实际上这种垫层基本不起结构构造作用，相反却大面积地扰动了基础

下卧层土的原状结构。

此外，在整个施工期间沿外墙内周圈的暖气沟内长期泡水，也恶化了地基。更为严重的是，在施工期间已发现墙体开裂，但并未引起施工单位的重视，也未采取相应措施来改善地基或加强上部结构，相反继续施工，以致墙体的裂缝愈来愈严重。

(2)事故处理方法

●该住宅楼在使用前需要进行地基加固并对已有墙体裂缝进行补强处理。

●为加固地基，必须进一步掌握场地的详细工程地质条件。根据当地技术力量薄弱的条件，应该先用北京铲与轻便触探试验设备重新勘察，了解杂填土与第②层软塑粉质粘土的分布范围与厚度，同时掌握第⑤层强风化基岩面的埋置深度的变化情况。

●然后在地基差、墙体裂缝密集的区段采用钢筋混凝土次、

主梁与混凝土柱墩支托墙体基础的办法，防止地基土继续沉降。其做法要点是：

- 1)在需加固的墙基两旁做两排现场灌注的支承混凝土桩墩，其底面埋置在基岩面以下30cm左右；
- 2)在基础墙两侧做与墙体有足够抗剪结合的次、主梁；
- 3)在主梁与桩顶间设置梁垫。此做法示意可参见图5-6-7。

工程实例2

●某大型企业的职工食堂为一单层砌体结构建筑。在施工竣工后尚未使用时，即已发现严重的结构开裂事故。墙体裂缝最宽的有100mm左右，房角下沉最多处达304mm，多处门窗过梁脱落。此工程难以启用，只得拆除。

●究其原因，此工程正建于8~9m深的大面积压实填土层上，在此工程的主体结构尚未完工时即遇到暴雨。大量雨水积聚在末回填的基槽内，将人工新压实的粉土地基泡软。后来此基槽未经

未经处理就做完了上部结构和装修工程。由于泡软的人工地基具有湿陷性，难以承受上部房屋的自重，而且人工填土密实度不一、厚薄不均，很容易造成极大的不均匀沉降，使得房屋严重开裂。

●不论大面积填土不实，还是基槽泡水不处理，都属于地基基础土方工程施工质量低劣。看来前者为内因，后者是导因。本工程即使地基不泡水，在长期使用后也会发生墙体开裂问题；只不过地基遭到浸水后才导致如此严重的事故，以致不得不予以报废。

五、因新建相邻建筑影响造成的缺陷和事故

●通常建筑地基为正常固结土，在地基土的自重压力下，土体沉降已经稳定。建造建筑物后，地基中产生附加应力，使土层压缩，引起建筑物的沉降。

经过一段时间后，沉降稳定，地基处于新的固结状态。

●若在已有建筑物相邻处建造新的建筑物，它的重力荷载引起的附加应力会扩散到已有建筑物的地基上，使已有建筑物产生新的局部附加沉降。

●在有软土地基的区域，相邻新建建筑对已有房屋部分基础引起的附加沉降量会很大，且很不均匀，以致会引起已有建筑物的墙体开裂，或者使已有建筑物的筏片基础或箱形基础整体倾斜，导致整幢房屋发生倾斜。

●在旧城改造中，拆除部分旧房并在其邻近建造高楼，这个问题更值得引起高度重视。

工程实例1:

杭州某运输公司营业楼，位于杭州市北部武林门。建筑物东西向长28.0m，南北向宽8.0m，高24.0m，为六层框架结构，建筑面积1600m²。营业楼采用天然地基，钢筋混凝土筏板基础，基础

埋深1.40m。标准跨基底压力为63kPa。

营业楼于1977年开工，1978年11月竣工后使用不久，发现楼房向北倾斜。1980年6月19日观测结果：楼顶部向北倾斜达25.9~28.9cm。其中与自来水公司五层楼房相邻处，倾斜量最大。两楼之间的沉降缝，在房屋顶部已闭合(图5-6-19b)。若继续发生倾斜，则两楼顶部将发生碰撞挤压，墙体将发生开裂破坏。

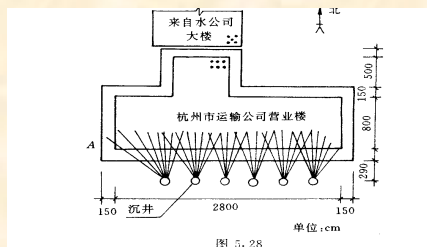
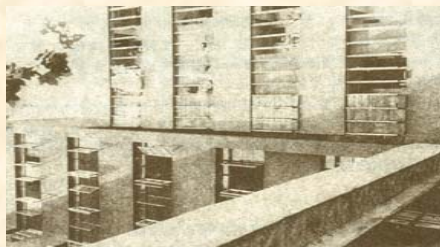


图5-6-19

(a)营业楼冲孔挤土纠倾示意； (b)营业楼(左侧)倾斜情况

(1)事故原因分析

1)建筑场地不良。场地西北角有暗塘，人工填土层厚达4.75m，基础埋在杂填土上。尤其是在人工填土层下，存在泥炭质土、有机质土和淤泥质土以及流塑状态软弱粘性土，深达12.50m，均为高压缩性，这是楼房发生倾斜事故的根本原因。

2)附加应力向外扩散。新建自来水公司五层大楼，紧靠运输公司营业楼北侧，仅以沉降缝分开。新建大楼附加应力向外扩散，使运输公司营业楼北侧地基中附加应力显著增大，引起高压缩土层压缩，地基进一步沉降。这是导致事故的重要原因。

(2)事故处理方法

1980年初，由浙江省建筑设计院勘察分院进行沉降观测。该运输公司营业楼沉降速率：南面 $0.1\text{m} / \text{d}$ ，北面达 $0.3\text{mm} / \text{d}$ 。同时屋顶以 $0.3\text{mm} / \text{d}$ 的速率继续向北倾斜。为了解决大楼倾斜事故，曾考虑采取下列措施：

1)压重纠倾法

由于大楼倾斜是由北侧新建自来水公司楼房的附加应力引起，于是在运输公司营业楼南侧堆钢锭3400kN来纠倾。从1980年6月

起，经历3年时间，实测营业楼南北两侧沉降速率接近，但并未解决营业楼已经严重北倾问题，而且钢锭是租来的，不能永远堆在楼前。一旦钢锭运走，营业楼势必又进一步北侧。因而压重法无效。

2)沉井自然挤土法

在营业楼筏板基础南侧2.9m处，开挖6只砖砌小沉井，深度4.75~5.50m。期望地基中的泥炭质土和有机质土会在上部荷载作用下，自然向沉井空间挤出，使营业楼向南沉降。经数日观察，未见软弱土被挤出。此法也未成功。

3)冲孔挤土法(图5-6-19b)

在上述6个沉井底部各打两个水平孔，钻进营业楼下泥炭质土中，孔径146mm，孔深4m。结果，营业楼南侧沉降速率增大为 $0.6\sim 0.7\text{mm/d}$ ，效果明显。接着增加水平孔和用压力水冲孔，使南侧沉降速率保持在 $2.0\sim 3.0\text{mm/d}$ 。

冲孔挤土法从1983年11月18日开始，至1984年1月27日结束。累计冲孔进尺1500m，重复冲孔约80%，总计排泥量约 18m^3 。使营业楼南侧A轴的人工沉降量达140.5—144.6mm。纠回屋顶倾斜量242mm，圆满完成纠倾任务。

4)井点降水法

1984年2月13日—27日，在6个沉井中连续抽水，营业楼南侧沉降速率又上升为 $0.8\sim 1.0\text{mm/d}$ 。抽水停止后，沉降速率即降低为 $0.1\sim 0.3\text{mm/d}$ 。此法也是有效的。

至1986年8月，该运输公司和自来水公司两幢大楼已分离，沉降情况已经稳定。因而可以确认上述冲孔挤土法与井点降水法是成功的。

工程实例2:

天津市人民会堂办公楼，位于人民会堂大楼东北方向。办公楼东西向7个开间，长度约27.0m，南北向宽约5.0m，高约5.6m，

为两层楼房。工程建成，使用多年正常。

1984年底，办公楼西侧北墙发现裂缝。此后，裂缝不断加长，加宽。至1986年7月，该办公楼邻近新建楼房一侧墙体的开裂情况极其严重：

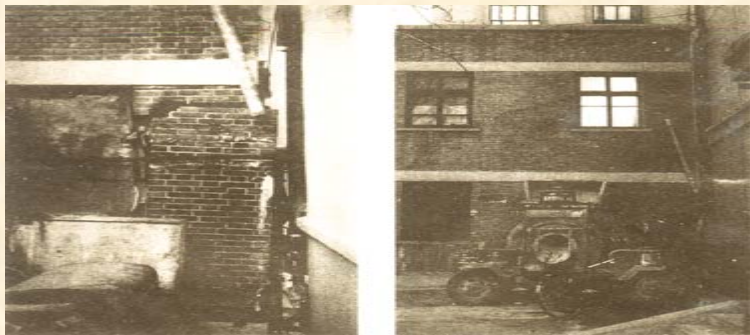


图5-6-20办公楼一层、二层墙体开裂情况

1)第一条裂缝位于西北角，在地面以上高度2.3m处，开裂宽度超过100mm，人们可以用拳头在墙体开裂处自由出入；这条裂缝向东、向下斜向延伸至地面，长度超过6m；同时西北角墙

体已断开错位达150mm(图5-6-20)。

2)第二条裂缝位于北墙二层，从西起第一扇窗中部向东向下斜向延伸到第二扇窗下部直至一层顶面圈梁，长度超过3m(图5-6-20)。

(1)事故原因分析

天津市人民会堂办公楼为两层小楼，荷载不大，原使用情况良好。1984年7月，在紧靠办公楼西侧，新建天津市科学会堂学术楼。此新建六层大楼为东西向8开间房屋，总长约34.0m，总宽度约22.0m，总高度约22.0m。与人民会堂办公楼西侧外墙的净距仅30cm。

办公楼地基为淤泥质软土，在新建科学会堂学术楼附加应力的扩散作用下，一端产生严重下沉。不到半年时间，过量的不均匀沉降，使办公楼墙体斜向拉裂。这是相邻荷载影响导致事故的典型实例。

(2)事故处理方法

在办公楼西侧，墙体开裂部位的下方，采用局部桩基架梁支托墙体基础的办法(以防止地基继续下沉。至于墙体开裂问题，一般可分4种情况处理：

1)裂缝较细、数量较少时，可用纯水泥浆(灰水比3：7或2：8)或水玻璃砂浆、环氧砂浆灌缝补强(图5-6-21)；对水平通长裂缝，可沿裂缝钻孔，做成销键，加强裂缝上下两侧砌体共同作用(图5-6-21)；

2)裂缝较细、数量较多时，可用局部双面钢筋网($\phi 4$ - $\phi 6$ ，间距100—200mm)、外抹30mm面层水泥砂浆予以加固；两层面间打间距500mm左右梅花形布置的含有6形钢筋钩子的混凝土楔块，如图5-6-21c；

3)裂缝较宽、数量不多时，可在相裂缝相交的灰缝中用高标号砂浆和细钢筋填缝(图)，也可在裂缝两端及中部做钢筋混凝土楔子或扒锯、拐梁(图5-6-21e、f)；

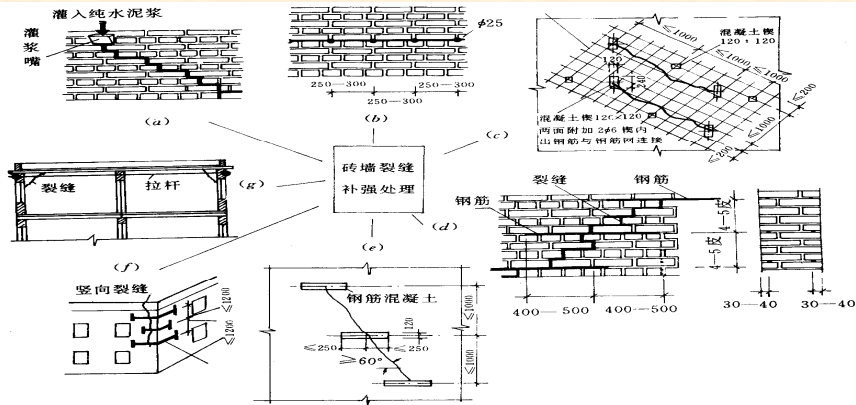


图5-6-21 墙体开裂处理措施示意

4) 裂缝很宽或内外墙拉结不良时，可用钢筋拉杆或型钢予以加固(图5-6-21g)；

本工程西侧墙体的裂缝既宽又多，应考虑2)、3)、4)三种补强措施综合加以应用。

[应吸取的教训]

相邻建筑物对基础沉降的影响，是设计和施工中一个不可忽视的问题。其影响因素，包括两个相邻建筑物的间距、荷载的大小、地基土的性质以及施工时间先后等，其中以间距为主要因素。间距愈近、荷载愈大、地基愈软，则影响愈大。

参照(GBJ7—89)“软弱地基”一章，当符合表5-6-1的间距时可不计相邻建筑对沉降的影响。

相邻建筑物基础间的净距

表6-5-1

影响建筑物的预估 平均 沉降量(cm)	影响建筑物的长高比	
	$2.0 < L / H < 3.0$	$3.0 < L / H < 5.0$
7~15		
16~25	2~3	3~6
26~40	3~6	6~9
>40	6~9	9~12
	9~12	≥ 12

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

2.当被影响建筑物的长高比 $1.5 < L/H_i < 2$ 时，其间距还可适当减小：

3.当两相邻建筑物之——采用长校时，不受此限制；当影响建筑物预估平均沉降小于7cm时，或 $L/H_i < 1.5$ 时，也不受此限制。

当需要考虑相邻建筑物对沉降的影响时，必须用土力学或设计规范中采用的分层总和法进行沉降的验算。

六、因地下水大幅度下降造成的缺陷和事故

从土力学得知，地面以下的水虽统称地下水，但按埋藏条件又可分为：

(1)上层滞水—指积聚在透水性小的局部粘性土隔水层上的水。这种水主要靠雨水补给，有季节性。基槽开挖时遇上层滞水，可明排抽水排除，对工程影响不大。

(2)潜水—即通常所称的地下水，是埋藏在地表下第一个连续分布的稳定隔水层上，具有自由水面的重力水。此水位标高

称地下水位。潜水由雨水与河水补给，也有季节性。潜水的数量较大，尤其在砂或卵石层潜水中开挖基槽，要注意排水。潜水对工程有密切影响。

(3)承压水——指埋藏于两个连续分布的隔水层之间的有压地下水。基槽开挖时，若打穿承压水上面的第一隔水层，则此承压水固有压力而上涌，压力大时可以喷出地面。

(4)毛细水——当潜水面以上为粘性土或粉土时，土中的细孔隙类似毛细管，可使潜水从孔隙中升高成为毛细水；毛细水在北方寒冷季节，可使地基土冻胀，会造成上部结构墙体开裂。

●每一地区的地下水位不是固定不变的(各地区也不同：我国南方一些地区，地下水位在地面以下不足1m；而西北黄土高原，地下水埋深达100~200m)，它们往往随着季节而时升时降。尽管如此，这种水位的变化是不大的，它对工程的影响也不大。但若当地大量开采地下水作为生活或工业用水，则地下水位将大幅度下降，可能对现有建筑物引起沉降。尤其是深厚的软土地

区，地下水位大幅度下降，导致各类建筑物严重下沉，如上海市曾发生过的问题。

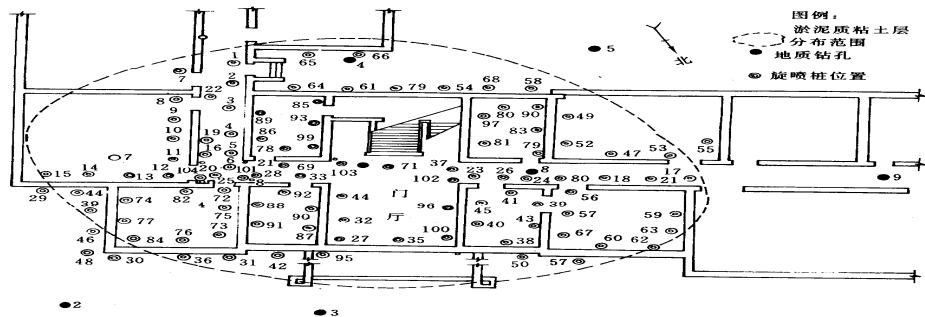
究其原因，原来地下水位高，水下地基土受地下水浮力作用，其天然重度为有效重度 γ' ；当地下水位下降后，其天然重度不受浮力作用，为湿重度 γ ， $\gamma > \gamma'$ 。例如 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ； $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ ，水位下降 $h = 25 \text{ m}$ ，则相当于大面积荷载 σ 作用于下降后的地下水面高程上。此数值为：

$$\sigma = (\gamma - \gamma')h = (20 - 11) \times 25 = 200 \text{ kPa}$$

这样广阔分布的、荷载，必将产生大量地基的沉降量，导致上部建筑超量的沉降或不均匀沉降的事故。这也是土建工程技术人员在设计施工和使用中所要加以注意和防止的。

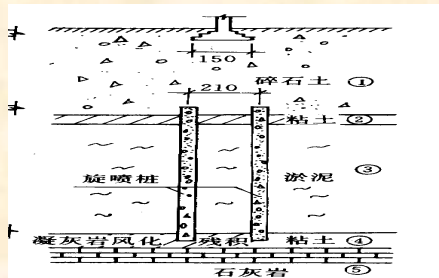
工程实例1:

某大学地处杭州市的西部、西湖的西北。第六教学大楼平面呈L形，门厅为5层，两翼为3—4层，建筑面积约为 5000 m^2 (图5-6-22)。



(a) 平面

图 5-6-22 第六教学楼旋喷桩加固地基布置



(b) 土层剖面

►地基持力层为坚硬状态碎石土，地基承载力采用 $f=200\text{kPa}$ 。设计天然地基浅基础，条形基础底宽为 1.50m 。教学大楼于1960年建成，使用16年正常。

► 1976年，该大学为增加供水量，在大楼东部相距约 200m 处打一口深井，井深为 315m ，抽取石灰岩溶洞地下水。同时，将相距大楼 300m 的一股自流泉改为深井泵，抽水量达 $200\text{m}^3/\text{d}$ ，使该处地下水位下降超过 25m 。

►当年，教学大楼发生不均匀沉降，并随着时间日趋严重。沉降速率不断增大，达到 $28\text{mm}/\text{d}$ 。因而发生墙体开裂与倾斜事故。1977年11月14日，一楼土工试验室地坪发现裂缝。1978年2月，二楼水管被拉断，墙体裂缝不断增多，情况十分严重。

(1) 事故原因分析

为查明上述事故原因，曾在第六教学大楼内外布设9个钻孔。由钻孔资料揭示大楼中间门厅及其周围，在表层碎石土 $5.0\sim 8.0\text{m}$ 下，存在着深厚的黑色淤泥或淤泥质土，厚达 $15\sim 44\text{m}$ (图5-6-22)。

此软弱土层平面呈椭圆形，为一古池塘沉积物(图5-6-22)。历史上教学大楼门厅处原是一个古泉眼，与深层岩体裂隙相通，在泉眼周围形成一池塘。塘底逐年堆积淤泥。后来，坡积碎石土覆盖在池塘上。

由上面勘察与调研结果可知，第六教学大楼事故原因为：

1)大楼附近两眼深井大量抽水，使当地地下水位大幅度下降。这种情况相当于在大楼地基中大面积施加荷重 $\sigma = (\gamma - \gamma')h$ (以kPa计)。

►此荷重 σ 作用于门厅下的淤泥层上，则产生严重沉降；而此 σ 作用于古池塘以外非淤泥的硬塑状态粘土上，则沉降量较小。由此产生严重的不均匀沉降，导致墙体开裂、地坪裂缝、水管拉断等各类事故的发生。

2)由于深井泵抽取石灰岩溶洞中的地下水，溶洞与四周裂隙相通。原门厅古泉眼与下层岩石裂隙连通。大量抽地下水，可能使淤泥软土产生管涌流土。否则沉降速率高达28mm / d无法

解释，因为淤泥的渗透系数 k 极小，固结沉降速率较小。

(2)事故处理方法

●经该大学土工学教研室讨论，决定采用单管旋喷桩加固地基。于1977年8月筹备，12月开始试验。

●在教学大楼下存在古池塘淤泥层范围内，于内外墙侧布设104根旋喷桩(实际有效成桩92根)。钻孔穿透淤泥层，进入淤泥层底下的硬塑粘土层。旋喷桩直径为60cm，底部进入硬塑粘土层，顶部到达碎石土。利用坚硬的碎石土作为旋喷桩的承台。旋喷桩单桩承载力为424.5kN。旋喷桩的间距，在外墙处为1.42m，在内墙处为1.78m。

●1978年7~9月集中进行旋喷桩加固，9月底全部完工，墙体裂缝趋向稳定。11月底开始进行上部结构加固。12月中旬完成一楼主要墙体裂缝的水泥浆灌注补强。以后，再未发现新的开裂情况。

●该校因地制宜地利用下卧的碎石层作为加固旋喷桩的承台，

又好、又省、施工又简易可行，这无异是一个创造性的设想和实践。全部加固费用在当时低于12万元，经济而实惠。

七、因建筑地基发生溶蚀与管涌造成的事故

当建筑地基中存在地下水，并有下列条件时，则可能产生溶蚀或管涌事故：

(1)石灰岩地区经长期地下水的作用，可能产生溶洞。溶洞发育地区，将发生地基溶蚀；

(2)山区残积土或坡积土颗粒大小相差悬殊时，在地下水流动作用下，可能产生溶蚀或管涌；

(3)在矿产采空区在地下水作用下可能产生地表塌陷；

(4)如地基土质级配不良，地下水流速大，则地基中土的细颗粒可能被冲走而产生管涌。

●凡在上述地区建造的工程都应仔细地进行工程地质勘察。如果确认为地基中存在着上述溶蚀问题，应该另选场址。

因为处理上述溶蚀事故的措施相当不容易，并且费用很高。

工程实例1:

(1)事故情况

●美国东南部亚拉巴马州净水工厂建在一座小山旁，基槽开挖6m深，以建造沉淀池和过滤建筑物。

●工厂完工并使用一个月后，一天早上，操作人员听到很响的咕嘟声，随着一连串的隆隆声，像远距离大炮开炮一样。过滤建筑物发生摇动并严重开裂，从顶部一直开裂到底部。

●同时建筑物一半发生倾斜(图5-6-23、图5-6-24)。

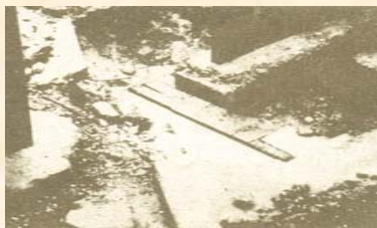


图5-6-23 美国某净水厂工厂墙体开裂与倾斜； 图5-6-24美国某净水厂沉淀池破坏情况

(2)事故原因与结果

●净水工厂的地基为残积土，基岩为石灰岩，裂隙发育。建筑物施工期间，施工单位不慎打破直径457mm的自来水总管，结果将容量为226m³的大水箱放空，使得大量水渗入地下。当地基受水浸泡后，由于残积土颗粒大小悬殊，细颗粒被水冲走流失，发生溶蚀和管涌现象，导致沉淀池底部出现大的洞穴，沉淀池基础与地基土之间多处产生很大缺口，宽达1.5~3.0m。

●由于地基严重溶蚀与管涌结果，这座净水工厂完全遭到破坏

无法使用。

工程实例2:

(1)徐州市区塌陷事故情况

●1992年4月12日晚，徐州市东部新生街地段发生一起严重的塌陷事故。新生街为居民住宅密集区，距黄河故道仅120m，处在黄河转折西侧的高漫滩上。

●这次塌陷从晚8时开始，一直持续到次日上午9时止。一共发生大小塌陷7处。最大的7号塌陷区长25m，宽19m，近似南北向椭圆形(图5-6-25)；最小的塌陷区直径为3m。塌陷区的塌陷深度普遍为4m左右。整个塌陷范围长达210m，宽达140m。



图5-6-25徐州市7号区第一次、第二次塌陷现场

塌陷造成的灾情严重，位于塌陷区内的房屋全部陷落倒塌，共计78间。邻近塌陷区周围的房屋，因地基向塌陷处滑动，墙体发生开裂的达数百间。

● 1992年8月上旬，徐州市区又发生第二次塌陷。二次塌陷位于徐州市东北部地藏里，大小塌陷10余处。

(2)事故原因分析

徐州市区塌陷原因，经徐州市第二建筑设计院等单位共同研究，查明情况如下：

1) 塌陷区地基土为故黄河泛滥沉积的粉土与粉砂，厚达22m。

2) 地表下22m处即为古生代奥陶系灰岩。粉土与粉砂直接与灰岩接触，中间缺失老粘土隔水层。

3) 灰岩中存在大量的溶洞与裂隙。

4) 徐州市开采地下水过量，使地下水位变幅较大。地下水位上下波动对覆盖层粉土与粉砂形成潜蚀与空洞。空洞随时间不断增大，导致大型空洞上方土体失去支承而塌陷。

5) 第一次塌陷在雨后，第二次塌陷正下大雨。雨水下渗，降低土的强度，导致事故。

(3)事故处理方法

应急处理：拆除残存毁坏房屋，用粘土填平塌坑，防止雨水下渗扩大塌陷范围。

长远处理方法：查明徐州市区下部岩溶分布与发育情况，对今后塌陷的潜伏危险区进行评价和预测，并采取有效措施，防止发

新塌陷。

[关于地下水问题应吸取的教训]

本章涉及地下水引起的事故，土建工程技术人员应该明确认识到地下水对工程的设计方案、施工方法和工期、建筑工程投资和使用都有密切关系。如果对地下水处理不当，可能发生工程事故。地下水的主要影响有：

(1)基础埋深——基础宜埋置在地下水位以上，冻土层厚度以下，后者与土中的毛细水有关。

(2)施工排水——当基础埋在地下水位以下时，基槽开挖和基础施工时必须排水。如排水不好或基槽遭踩踏都会造成工程隐患。

(3)地下水升降——下降会使建筑物产生附加的不均匀沉降，而上升则会使粘土层软化、湿陷性黄土层下沉，膨胀土层吸水膨胀。

(4)溶蚀与涌水——在石灰岩地区地下水的存在会造成溶蚀；在

有承压水地区，如基槽挖除承压水上隔水层，则可能出现大量涌水浸泡地基。

(5)地下室渗水—地下室必须做好防水层，否则雨水下渗、地下水位上升、邻近河水倒灌都会造成漏渗水现象。

(6)空心结构浮起—水池、油罐、空旷地下工程埋深超越地下水位高程较多时，可能上浮，影响使用。

(7)水质侵蚀—如地下水含有大量硫酸离子、游离碳酸、较高浓度(pH值)氢离子等有害物质时，对基础混凝土具有侵蚀性。

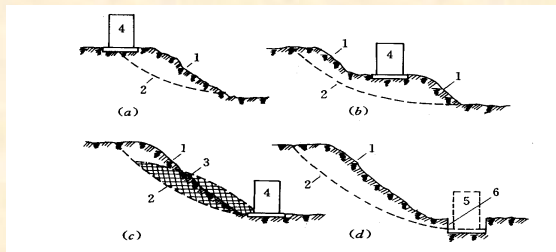
八、因土坡滑动造成的缺陷和事故

●常见建筑工程中的土坡滑动有两类：一类是深基基槽的变位滑动(称为边坡滑移)；另一类是山区斜坡土石体失稳后的整体移动(称为滑坡)。

●随着高层建筑发展，施工中大开挖基槽的愈来愈多，确保深基基槽的稳定成为高层建筑施工的关键。

一旦基槽边坡滑移，不但影响施工人员的安全，而且还可能引起邻近建筑物的开裂破坏。国外有一座正在施工中的4层厚板结构座落在邻近正在深挖基槽的一侧，由于该基槽边坡在厚板结构重力作用下变位滑动，造成此厚板结构柱基下陷，楼板折断，施工中房屋结构倒塌，就是一个严重的实例。

● 依山建造房屋，由于修建工程切削坡脚，或在坡上堆放材料，或将工业废水与生活污水排放坡地，改变山坡原来稳定的受力状态所造成的滑坡，对建筑结构的影响大致有以下3种：



1—斜坡面；2—滑坡滑动面；3—滑坡体；4—已有建筑物；5—拟建建筑物；6—基槽边。

图5-6-26 依山坡建筑受滑坡影响示意

(a)地基土松动；(b)地基土滑动；(c)建筑物及其基础受冲击；(d)基槽被毁

(1)当建筑物位于山区斜坡顶面时，一旦形成滑坡，会造成建筑物地基土的松动(图5-6-26)。

(2)当建筑物位于斜坡中的一个平台面上时，一旦形成滑坡，会使建筑物和土体共移(图5-6-26b)。

(3)当建筑物位于斜坡脚下时，一旦形成滑坡，会冲击此建筑物或此建筑物的基础；如果此建筑物正在建造中，也会冲击正开挖的基槽(日前昆明市即发生一起因滑坡使正在施工中的基槽护坡桩墙冲毁的事例)，如图5-6-26c、d所示。

工程实例1:

●上海某研究所在徐家汇地区新建一幢18层科研楼。该楼采用箱基加桩基方案，设置一层地下室。基槽开挖的南北向长37m，东西向宽26m，深度5.4m。用灌注桩护坡，在槽底进行承重桩基的施工。

●因场地狭窄，在基槽西侧拆除了部分4层旧楼；尚存三幢辅楼(图5-6-27)，其中北辅楼离基槽边仅为2.5m，南辅楼净距约5m。

基槽东侧相距6~7m处为一多层办公楼正在施工，已完成底层。基槽南侧约10m处，为一个大型车间。

护坡灌注被采用三种规格：

1)竖向灌注桩——直径 $\phi 650$ ，长10m，配筋、10 $\phi 14$ ，箍筋48，桩中心距950mm；整个基槽共148根桩，相邻桩间隙30mm；

2)树根桩——直径 $\phi 200$ ，长10m，位于竖向灌注被间隙中；

3)斜拉锚桩——长15m，坡度1.5：1，直径 $\phi 180$ ，配筋1 $\phi 32$ ，采用二次压浆工艺以形成锚固体；间距1.5m，位于竖向灌注桩后。桩顶设一道截面为600mm \times 400mm的钢筋混凝土圈梁。护坡桩构造如图5-6-28。

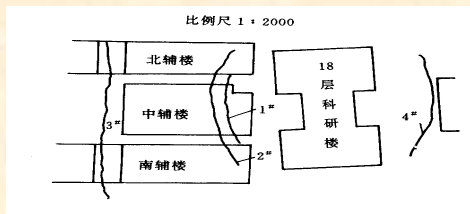


图5-6-27基槽两侧裂缝平面

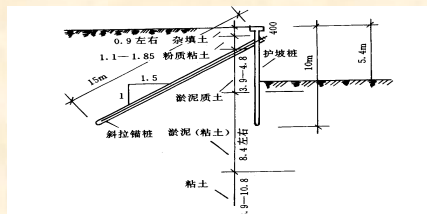


图5-6-28 护坡桩构造示意图

●1988年10月，科研楼基槽开挖后不久，发现护坡桩向基槽内倾斜，随着西侧三幢辅楼内地坪产生三道裂缝(图5-6-27)。其中1[＼]裂缝距基槽约11m；2[＼]裂缝距基槽13m，这两道裂缝宽30～50mm，下错5～10cm。3[＼]裂缝距基槽约40m，裂缝宽5～10m，长约50m。4[＼]裂缝在基槽东侧，距槽边6～7m，沿正施工的办公楼墙基外侧，呈弧形，长约15m，下错3～5cm。

●基槽西侧三幢辅楼墙体严重开裂。南北两辅楼门洞以上沿楼梯间隔墙，有一条竖直裂缝，裂缝上部宽达70～80mm，往下变窄。

门洞上方有一条斜裂缝，贯穿上下层窗间墙体。

中辅楼东端单层厂房与四层楼房拉开，严重向基槽倾斜，裂缝宽达100~150mm。此外，三幢辅楼屋面开裂，严重漏雨，影响正常工作。楼房内 $d=152.4\text{mm}$ 的上下水管也被拉断。



图5-6-29 辅楼墙体开裂情况

(1)事故原因分析

科研楼基槽失稳，造成地面滑动与三幢楼房严重开裂的事故原因有以下几方面：

1)地基土质软弱。总的说来浅层地基中软弱的淤泥质土层太厚($>12\text{m}$)，且呈高压缩性流塑状态，是发生事故的重要因素。具体土层分布如下：

表层为杂填土，主要为建筑垃圾，厚0.9m左右；

第二层粉质粘土，接近淤泥质土，软塑， $e=1.02$ ， $I_L=0.99$ ，厚1.10—1.85m；

第三层淤泥质土， $e=1.18$ ， $I_L>1.0$ ，流塑，厚3.9~4.8m；

第四层淤泥(粘土)， $e=1.52$ ， $I_L>1.0$ ，流塑， $\alpha_{1-2}=1.38\text{Mpa}^{-1}$ ，高压缩性，厚8.40m左右、

第五层粘土， $e=1.16$ ， $I_L=0.83$ ，软塑，厚8.9~10.8m。

2)护坡桩深度太浅。原设计竖直灌注桩长15m，斜拉锚桩长20m。为节约资金，这两种桩都缩短5m。实际施工竖直灌注桩长11.5m，桩端位于第四层淤泥中间。滑动圆弧从护坡桩底下通过，使护坡桩失去护坡作用。

3)基槽边缘离楼房仅2.5~5.0m，这个距离太近。楼房荷重促使基槽土坡滑动。经圆弧法计算，边坡稳定安全系数 $K=0.32\sim0.50$ 《1.0，必然发生土坡滑动。

4)护坡桩顶部圈梁尺寸小、质量差。原设计圈梁为1000mm×800mm，后改小为600mm×400mm；混凝土标号原为

C30改为C15。而且施工质量差，基槽西侧圈梁未封闭。在护坡桩发生倾斜与位移时，斜拉桩、护坡桩与圈梁互相脱开，没有形成整体共同作用。

5)施工管理不严。斜拉桩尚未施工完毕，即动工挖基槽。施工时间长，质量监测差。事故发生后，又未采取有效措施。如护坡桩发生倾斜后，只在滑坡体上打了长2m的钢管桩，企图拉住护坡桩，当然无济于事。

(2)事故处理方法

1)护坡桩与科研楼地下室之间回填土压实，对滑坡起支挡作用。

2)中辅楼位于滑坡的主轴线上，破坏严重。把滑坡体东端一跨全部拆除，新砌山墙，山墙两端房角处做钢筋混凝土柱加强。

3)南北两幢辅楼位于滑坡主轴线两侧，破坏不严重，进行结构加强处理。靠东端四跨做圈梁，柱间加支撑，墙体裂缝修补。

经上述处理后，未发现新的问题。

工程实例2:

●香港地区人口稠密，市区建筑密集，有的地方平地难以有地皮可供建筑新的住宅，因此只好在山坡上兴建新楼房。由于地价昂贵，通常新建住宅楼为10层以上的高层建筑，且两楼间距小，难以满足日照要求。

●1972年7月，香港地区发生一次大滑坡。数万立米的残积土，从山坡上下滑，巨大的滑动土体正巧通过一幢高层住宅——宝城大厦。倾刻之间，宝城大厦被冲毁倒塌。由于建筑之间净距太小，在宝城大厦冲倒之际，砸毁邻近一幢大楼一角，约五层住宅(图5-6-30)。



图5-6-30 香港宝城大厦被滑坡冲毁倒塌成废墟

宝城大厦住户为金城银行等银行界人士。大厦冲毁时为早晨7点钟，人们还在睡梦中，大厦倒塌，当场死亡120人。这一起重大伤亡事故，引起西方世界极大的震惊。

(1)事故原因分析

1972年香港大滑坡发生的原因归纳为：

1)山坡土质差。当地为花岗岩的残积土，

2)罕见大暴雨。1972年5~6月香港下特大暴雨，6月雨量竟高达1658.6mm，为历史上罕见。

3)暴雨持续时间长。暴雨持续下，使雨水渗入残积土内部相当深，使残积土的强度大大降低，以致土体滑动力超过土的抗剪强度，因而导致山坡土体发生滑动。

雨水入渗残积土需一段时间，大滑坡是在1972年7月18日早晨7点发生的。

(2)事故处理方法

为了防止该地段山坡滑动扩展，在山坡滑动范围内做了护坡工程，见图5-6-31。

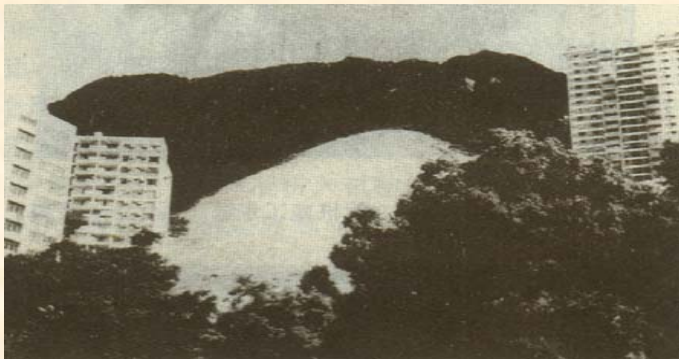


图5-6-31香港山坡滑动区护坡工程

九、桩基础的质量问题

桩以所用材料分有：

木桩(适用于常年在地下水位以下的地基，存在的问题是桩长较短且容易发生木材腐烂现象)；

钢桩(适用于高层建筑和大重型设备基础，存在的问题是造价高且容易被锈蚀)；

灰土桩(适用于加固地基，存在的问题是均匀性和密实性不易保证)；

碎石桩、砂桩(适用范围和存在问题同灰土桩)；

混凝土桩（以及最常用的混凝土桩）。

混凝土桩以施工方法又可分为预制桩(锤击入土、振动入土、静力压桩入土)和灌注桩(沉管灌注、钻孔灌注、冲孔灌注)以及扩底桩。

下面简述3个混凝土桩质量问题的实例。

工程事故实例1：

南京金陵饭店位于南京市中心新街口。饭店塔楼地上37层，高度110.75m，地下1层，基底压力超过600kPa。地基软弱，无法采用天然地基浅基础。

香港设计公司采用筏基加桩基方案。筏板厚度2.5m。桩基采用南京桥梁厂特制 $\Phi 550$ 离心管桩。经现场桩静载荷试验，极限荷载4400kN，设计采用单桩承载力2320kN，安全系数仅1.9。

1980年2月开始打桩，当管桩桩尖到达桩端持力层泥质页岩和砂岩岩面时，发现桩端发生移滑。这一问题，势必降低单桩承载力数值，危及整个工程的安全。



(a) 施工景象



(b) 特制桩尖

图5-6-32 特制管桩桩尖防止桩尖沿倾斜岩面移滑(1980年6月摄)

存在问题的原因与处理方法如下：

金陵饭店场地下，基岩面严重倾斜，倾角超过 30° 。常规管桩桩尖构造为圆锥形，桩尖为一根粗的主筋。当桩尖到达基岩面后，继续打桩，主筋就顺严重倾斜面向低处移滑。这是问题的原因所在。

为解决这一问题，要使管桩接触基岩面不发生移滑，必须改变常规预制桩桩尖的构造。金陵饭店工程设计了4种不同的桩尖新结构型式，经现场应用结果，采用最佳的方案为桩尖特制3块钢板，呈y形的方案。见图5-6-32b。当3块钢板任一边碰到岩石后，即咬住岩石。继续打桩时，管桩竖直下沉，不再移滑。

工程实例2:

●北京昆仑饭店位于北京市城区东直门外东三环北路西侧亮马河北岸。该饭店主楼平面呈5形，29层，高102m，包括二层裙房在内，总建筑面积. 84000m²。

●根据饭店使用要求，低层裙房采用天然地基，高低层连成整体。为解决两者沉降差过大的问题，高层采用桩基础。

原设计采用正方形截面300mm×300mm，长度10.50~11.00m的钢筋混凝土预制桩。以第⑧层中细砂为桩端持力层。

●当基槽开挖至第⑤层粉质粘土后，进行打桩做静载荷试验。

不料，桩打入土中不到一半深度时，只见打桩锤反弹很高，桩打不下去。

存在问题的原因与处理方法如下：

● 昆仑饭店地质土层表层为人工填土层，以下为新近沉积层和第四系沉积的褐黄粉质粘土层及灰色粉土层，在修建地下室时已挖除。桩顶位于地下室底板下，为第⑤层粉质粘土层。粉土层下面有一细粉砂⑥层，标准贯入试验锤击数 $N=49\sim 62$ 击，密实，层厚不大仅 $1.50\sim 2.50\text{m}$ 。其下为粉土⑦层，层厚 $3.50\sim 5.50\text{m}$ 。再下面即密实中细砂层，为桩端持力层。

● 上述细粉砂⑥层，密实状态，是桩打不下去的原因。北京市机械施工公司承担桩基施工，建议将桩型改为如 $\phi 400$ ，厚 90mm 的预应力离心钢筋混凝土预制空心管桩，情况良好。

● 为使桩更顺利地通过细粉砂层，同时为使槽底土因桩打入引起的上涌量尽量减小，最后采用先钻一个 $\phi 300\text{mm}$ 孔，深度 $5\sim 6\text{m}$ ，将 $\phi 400$ 预应力空心管桩栽入孔内，再打桩至 $10.50\sim 11.00\text{m}$ 的方法，妥善解决了上述桩打不下去的问题。

工程实例3:

深圳某15层综合楼采用钻孔灌注桩。主楼部分99根，直径 $\phi 1000$ ；副楼部分23根，直径 $\phi 800$ 。设计单桩承载力分别为4500kN和3200kN，设计桩长47m，要求进入中风化花岗岩不少于1m；桩顶混凝土应浇筑至设计桩顶标高以上0.5~0.8m。施工采用黄河钻，正循环泥浆护壁钻孔，导管水下浇筑混凝土成桩。

该场地土层自上而下为:

- 1)填土，未经压实的亚粘土，厚2~4m；
- 2)淤泥，软一流塑状，高压缩性，厚2~4m；
- 3)淤泥质土，软塑，高压缩性，厚3~5m；
- 4)可塑性粘土及少量砂层；
- 5)地下水埋深2m，蕴藏量丰富。

(1)桩基质量问题

桩施工后先发现有21%混凝土试块未达到设计强度要求。抽测25根 $\phi 1000$ 的桩，其中有局部断裂、泥质夹层、承载力低的三类桩6根，有其它局部问题的二类桩7根。

●开挖检查，36[#]及39[#]桩挖至-7.5m桩顶设计标高处无混凝土，其中36[#]桩在-13m处、39[#]桩在-11.7m处始遇硬物。对7根桩进行钻探抽芯检查，发现：

- 1)有5根桩尖未进入中风化花岗岩层；
- 2)有5根桩孔底部沉渣超厚；
- 3)有4根桩有一处以上桩芯破碎不连续；
- 4)有1根为断桩；

5)桩身普遍局部含泥、砂，集料松散(设计要求混凝土为C28，个别芯样混凝土抗压强度只有16.8MPa)

●对质量问题严重的31[#]及107[#]桩进行单桩静载试验：31[#]桩压

至5400kN破坏，容许承载力为2250kN。其中摩擦力约占90%；107[#]桩压至6400kN破坏，容许承载力2800kN，摩擦力占70%。说明这些桩只能起摩擦桩作用，且均未达到4500kN的设计承载力要求。

(2)质量问题原因分析

1)入岩程度判断失误。由于停钻前终孔采样中已含有中风化颗粒，误认为已进入中风化层而停钻。经抽芯鉴定，桩尖只是接近而未进入中风化层，离设计要求更远。

2)沉渣超厚普遍。由于孔深在45m以上，孔径大，扩孔要求高，泥浆泵能量低(泵量 $180\text{m}^3/\text{h}$)，泥浆循环速度慢(泵入泥浆经15分钟才能返回地面)，排渣困难，以至于从提升钻具至下导管浇筑混凝前的一段时间内，会在孔底沉淀不少渣土。

3)桩芯破碎及断桩。由于导管埋管及拆管长度控制不严，有时导管埋入深度不够或埋入混有泥浆的浮浆层(从凿开桩头时看，有的浮浆层竟有2m厚)，有时拆管过快或几节一起拆(导致混凝土侧压力不

足，被泥浆挤入)，造成桩身夹泥、混凝土松脆破碎及断桩等现象。

4)桩顶未达设计标高。原因有三：

(a)由于所浇筑的混凝土不断上升，混凝土面以上的泥浆不断被挤出孔外，使所剩的泥浆变稠甚至形成泥团，受到侧边钢筋笼的阻滞，上升的混凝土难于进入混凝土保护层内，形成大体以钢筋笼为边界的假桩侧壁，这时测得混凝土面的标高为假标高；待浇筑完混凝土后，初凝前混凝土内的侧压力增加，它与桩壁间的侧压力差会使混凝土又挤入保护层，使混凝土面的标高下降(图5-6-33)。

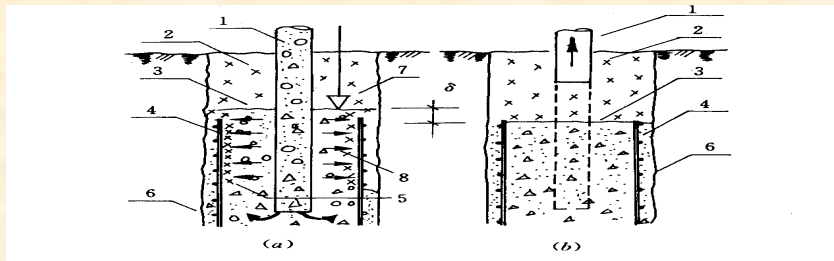


图5-6-33 钻孔灌注桩混凝土顶面下降原因示意

1导管；2泥浆；3混凝土面；4钢筋笼；5被钢筋笼阻滞的泥团；6孔壁；7测锤；8侧压力差 Δp

(b)导管埋入混凝土太深，拔出后造成混凝土顶面下降；

(c)混凝土的侧压力大于淤泥孔壁压力，会使混凝土挤向四侧，形成鼓肚使混凝土顶面下降。

5)桩身混凝土强度低。原因有二：

(a)由于要使混凝土充填钻孔，必须增加混凝土的流动性，

提高其水灰比，必然会降低强度。

(b)由于混凝土内混有泥浆也必然会降低强度。

(3)事故处理办法

1)减层：考虑到有相当部分的桩未按设计要求进入中风化花岗岩层、桩底沉渣过厚、试桩承载力过低(试验结果与摩擦桩承载力相应)等原因，决定上部由15层减至10层。

2)减层后的桩基尚需作如下加固处理：

(a)挖除桩顶积土，支模板接桩至设计标高；

(b)通过钻探抽芯孔，以清水高压清洗桩身混凝土破碎带，压灌水灰比为0.5的纯水泥浆入裂隙及芯孔；

(c)设法加固各桩之间的承台和承台梁，使它们尽可能连成一个整体，调整各桩间可能产生的不均匀沉降。

[应吸取的教训]

桩基础目前已成为土质不良地区建造建筑物，特别是高层建筑、重型厂房以及特殊要求构筑物广泛采用的基础型式。

其优点为：

- 1)可承受很大的竖向荷载；
- 2)可产生很小的沉降；
- 3)可有效地承受一定水平荷载和上拔力；
- 4)可用于有很大倾覆力矩的高耸结构；
- 5)可减弱机器振动对结构的影响；
- 6)在施工上便于实现基础工程的机械化和工业化。

桩基础优点固然很多，但却应注意以下4点：

- (1)不能不问地基具体情况盲目采用，使用时必须有详细的勘察

资料说明其必要性。

(2)不能主观确定桩基方案，要按土层分布和地下水情况、上部结构荷载和沉降量要求、施工机械设备和现场条件(如上海已将沉桩作业的振动和噪声对环境安宁的影响作为深基的四大难题之一)以及资金等条件，经分析比较后确定。

(3)不能单凭理论计算和勘察资料确定单桩承载力，需要通过现场静载试验加以确定。

(4)由于桩基在使用中的重要性以及桩基在施工中可能遇到较多的质量问题，需要在竣工后进行桩身质量检验(可用开挖法，钻孔取芯法，整体加压法，射线散射、声测、激振等技术)。

在预制混凝土桩基中常见的质量问题有：

- 1)打入深度不够(导致承载力不足);
- 2)最后贯入度太大(说明持力层尚未满足要求);
- 3)贯入度剧变(可能桩已折断或遇到与预计不一的土层或暗埋物);

4)桩身上拥(往往因软土中桩距过小,打桩时周围土层受到急剧挤压扰动所致);

5)已就位桩身移位(原因同上);

6)桩身倾斜(桩尖遇到倾斜基岩面,或桩与送桩纵轴线不一造成偏心);

7)锤击时回弹,桩打不下去(桩位处可能有地下构筑物);

8)桩顶被击碎(锤击时有严重偏心或桩顶抗锤击力不足);

9)桩身折断(桩身承载力不足,或接桩处连接质量差如焊缝不足、连接角钢脱落、接头有空隙等);

10)桩位及垂直度偏移过多(单排桩偏移10~15cm以上,群桩偏移桩直径 d 以上,垂直度偏移 $H/100$ 以上)。

在各种灌注混凝土桩基中常见的质量问题有：

- 1)坍孔(地下水位以下存在粉土、粉细砂或淤泥时常发生);
- 2)缩颈(桩身四侧遇有压缩性很高的土层，或拔管过快、或冲钻孔时产生较大孔隙水压力时发生);
- 3)断桩(缩颈的极端，部分坍孔的结果，或者由于混凝土不能连续灌注，或由于混凝土发生离析现象导致四周土挤入而发生);
- 4)桩底沉渣超厚(以摩擦力为主的桩、以端承力为主的桩沉渣厚度分别为30cm、10cm以上者为超厚);
- 5)桩身混凝土低劣(夹泥量高，混凝土强度低，蜂窝、孔洞、露筋处众多，桩身破碎，桩底脱空等);
- 6)桩身钢筋笼低劣(缺筋、直径过小、间距过大、钢筋锈蚀、长度不足等);
- 7)桩身埋深不足;

8)桩顶未达设计标高或浮浆未作处理;

9)桩位及垂直度偏移过多(与预制桩类似)。

遇到上述各种质量问题时应即暂停施工,在采取相应的技术措施后,方可继续施工,必要时应与设计人共同研究补救处理办法,避免大面积地发生质量问题,造成今后的工程质量缺陷或事故。

十、因地面大面积堆载造成的缺陷和事故

●大型仓库室内地面堆放产品、货物,称为大面积堆载。一些工厂在生产产品过程中在室内存放原料与产品,也是大面积堆载。

●若仓库与厂房的地基存在着厚层软土,在大面积堆载的作用下,地基将产生很大的沉降,而通常仓库与厂房室外并无堆载。因此,基础在室内外两侧的沉降量不同,将引起基础倾斜,使得基础上的柱子同时发生倾斜,影响吊车行驶,甚至整个房屋的安全。

工程实例1:

●湖北某磷肥厂熟化车间的厂房平面呈一字形(图5-6-34), 长96m, 宽18m。厂房设一台5t桥式抓斗吊车, 轨顶标高和柱顶标高分别为10m和12.2m。

●结构体系为钢筋混凝土柱, 杯形基础, 钢轻屋架, 石棉瓦屋面。该厂房建成后使用不久, 柱基相继出现不均匀沉降与倾斜。最大沉降达146mm, 最大柱顶水平偏移为99mm(向室内)。吊车轨道经多次调整已难于行驶。随后发现上柱下截面开裂, 裂缝宽度5.25mm, 裂缝长度约为柱宽的 $2/3$, 危及安全。

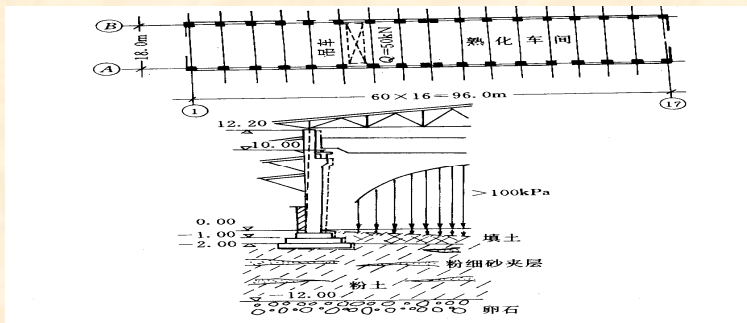


图5-6-34 熟化车间平剖面 and 地质情况示意

(a)平面； (b) 剖面及柱子倾斜情况

化肥7m高，超载且堆放不均匀。这是引起柱子倾斜与开裂的原因。

(2)事故处理方法

经研究，采用桩基托换法。每根柱子的基础在厂房内外各设置2根灌注桩，桩端达卵石层，桩顶做承台，与原基础上部联结。

从而使厂房上部结构和吊车的重力荷载，通过桩基直接传递到卵石层，控制了柱基的沉降(见图5-6-34)。

对已经明显倾斜的柱基础，先采用基础加压纠偏法，并用拉伸机在厂房外侧施加荷载300kN进行纠偏。纠正轨顶偏移直15～32mm。然后再将桩与承台固定。

在采用桩基托换受力后，加固了上部结构，并调整了吊车梁和轨道。

经过上述处理后，使用效果良好。

第七节、压实填土地基和几种特殊地基处理不当造成的缺陷和事故

一、因大面积压实填土地基不实造成的事故

大型工业企业为不占用大量耕地，常靠山进行建设。山前与山麓往往地形起伏不平，从工业企业总体规划要求有时要大面积平整场地。因此，对原来地势低洼地区，需要大面积人工填土。

这种人工填土地基，存在下列工程质量问题：

(1)填土厚薄不均

原来自然地形高低不平，规划地面标高统一。因此，原来低洼处填土很厚，原来高凸处填土薄，甚至可能为挖方区。

(2)填土密度较小

通常大面积人工填土时，可以做到采用堆土机堆平并用羊足碾或压路机压实，但由于当初不知何处建房，不易做到普遍分层夯实。即使要求普遍分层夯实，也难以普遍做到符合填土的压实系数要求。因此这种人工填土的密度较小。

(3)天然地基变形大

大面积人工填土作为天然地基，它的压缩性大且具有湿陷性。当由于场地填土厚薄不均或密度不一时，该地基受力后肯定会产生较大的不均匀沉降。这将是引起上部结构倾斜开裂的祸根。

工程实例1:

●武汉某工程为单层砖房(图5-7-1), 建筑面积约 600m^2 , 承重墙柱用Mu10砖、M2.5砂浆砌成, 基础墙上有钢筋混凝土圈梁一道, 屋盖为T形屋面梁、预制屋面板, 基础为毛石混凝土。

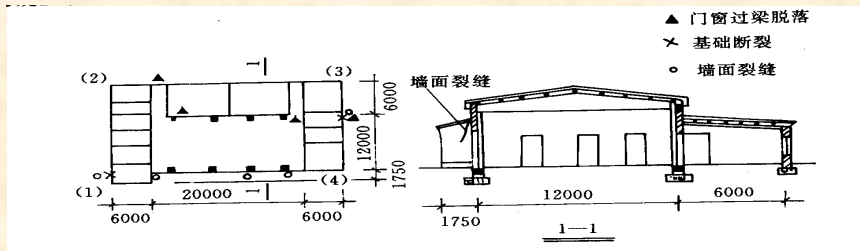


图 5-7-1

(a)平面及严重破坏处; (b)剖面

●该房屋座落在大面积压实填土上。原该处地形平坦, 由于总体规划需要, 要在该处填8~9m深的填土。设计对填土的技术要求是:

(1)填土前铲除表层耕植土, 清除有机杂物;

(2)回填的土为当地粉土，土内不得有树皮草根等有机物；

(3)每层回填厚度为200~250mm，需将土块打碎，分层压实；
压实机械采用羊足碾或压路机；

(4)压实过程中要控制填土中的最优含水量，取16%；

(5)压实过程中要做快速分析试验，压实系数(=土的控制干容重 / 最大干容重)要在0.90以上。

●但是由于此填土区位于交通干道和天然排水沟之间(图5-7-2)，受到地形和已有路基填土工程的限制，各处填土的密实度很不一致。

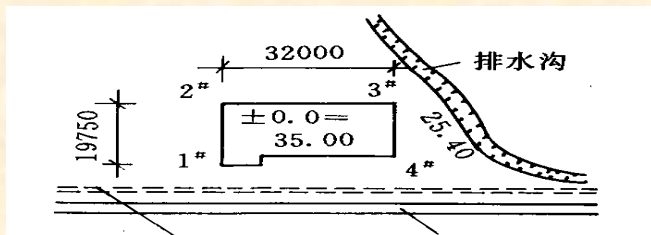


图5-7-2 总平面图

又由于填土时尚不知房屋坐标，后来才知道房屋一角落在填土边坡上，不得不补填。基槽挖方时发现后填土方内部有蜂窝空隙，后又将这些土方重新挖土、回填、再人工分层夯实。

● 此房屋主体结构完工后即出现不均匀下沉。下沉速度很快。7个月后4[#]房角下沉达304mm，南墙及西墙下沉量较大，南墙上裂缝最宽处达100mm，相应部位的基础断裂，多数门宙过梁脱落（均见图5-7-1和5-7-3）。此外，室内地坪与散水也下塌开裂。

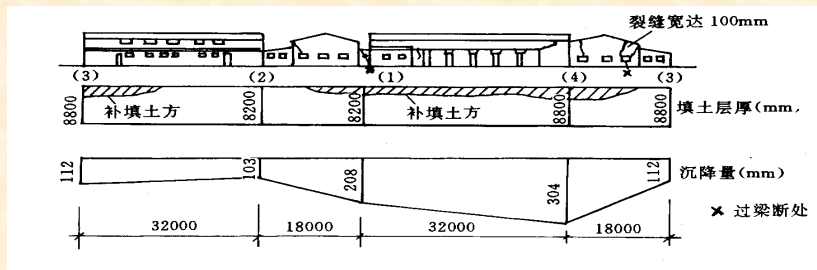


图5-7-3 填土层及沉降情况

(1)事故原因分析

1)填土压实系数指标定得太低。本工程压实系数要求0.90以上，而《建筑地基基础设计规范》要求砌体承重结构的主要受力层范围内的压实系数在0.96以上。

2)填土质量很不均匀。按本工程所用土(比重2.68)算得的考虑压实系数0.96后的填土干容重应为 1.75g/cm^3 ；实际的填土干容重为 $1.49\sim 1.73\text{g/cm}^3$ 。实际的压实系数最低0.90，最高1.01，平均在0.92~0.93之间。这两个指标说明填土质量很不均匀，其密度和物理力学性能均不适应房屋地基要求。

3)房屋西南角落在旧填土的边坡上。虽然施工时对该处补填了土方，但边坡土方不易压实，它成为后来西南角沉降量最大的原因。

4)此工程进行屋面施工时已进入雨季，已挖基槽尚未回填好，室内外均被雨水浸透。这种不密实的填土浸水后，对地基下沉起了加大加速的不利影响。

5)上部结构及基础设计中没有设置封闭的钢筋混凝土圈梁，也没有采用配筋的混凝土基础，以致房屋的整体性和空间刚度都极差。

(2)事故的处理

根据房屋严重的开裂现状和上述原因分析，认为加固修复后难以达到正常使用的效果，决定拆除重建。

工程实例2:

●某大型企业原料场露天跨工程，柱距12m，跨度31.5m，轨顶标高12m，吊车起重量30 / 5t。

●以图5-7-4的B列21轴柱基为例，经沉降计算，柱基两侧端点沉降量分别为75.6mm和48.2mm。换算到柱顶引起的水平位移达81mm，远远超过规范要求柱顶位移极限为10mm的规定，为不安全。

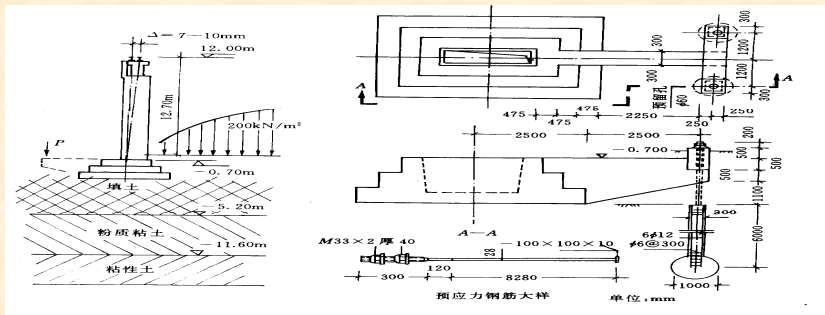


图5-7-4 露天跨工程柱基及主倾斜情况和基础加压纠偏示意

(1)问题的原因

● 该厂厂房范围内，普遍分布着平整场地时形成的大面积人工填土，厚度为0.5~11.6m不等。该填土的土质不均不密，地基承载力低，约为100kPa。上述B列21轴柱基基础底面以下，约有4m厚人工填土层；填土层以下为约6.5m厚的粉质粘土，呈可塑状态；粉质粘土层以下为密实的粘性土层，较均匀。

● 厂房建成后，还有200kPa地面堆载。这些原因，使柱顶引起

严重的倾斜和水平位移。

(2)问题的处理方法

采用基础加压纠倾法。如图5-7-4所示，在基础外侧，打入2根 $\phi 300\text{mm}$ 预制混凝土管，深入基底下6m。在桩端爆扩大头后，埋设具有防锈蚀保护套的预应力钢筋，直径 $\phi 28\text{ mm}$ 。基础外侧加伸一钢筋混凝土翼肋。翼肋端部架一钢梁，钢梁两端紧固在上述预应力钢筋上。然后分级施加预应力，使桩顶产生超偏位移约7~10mm，即反方向倾斜。待堆载后柱顶逐渐竖直。

二、因湿陷性黄土地基浸水造成的缺陷和事故

黄土的外观特征为颜色呈淡黄至褐黄，故名黄土。黄土没有层理，有肉眼可见的大孔隙，又称大孔土。这种土在天然含水量时坚硬，天然陡坡高达十多米至几十米尚可保持稳定。黄土中含大量可溶盐，加盐酸起泡，有的黄土还含石灰质结核(即姜石)。这类土浸水易发生崩解。

经大量试验可知：黄土的孔隙很大，一般天然孔隙比 $e > 1.0$ ；密度小，天然重度 $\gamma = 14\text{--}16\text{kN} / \text{m}^3$ ；颗粒组成中粉土($d = 0.05\sim 0.005\text{mm}$)约占70%~90%；塑性指数 $I_p = 7\sim 12$ ，属粉土和粉质粘土。

●黄土作为建筑物地基最主要的特性是湿陷性。在天然湿度下，黄土有较大的强度；但受水浸湿后，黄土中的可溶盐被溶解，土粒发生位移而变形，引起不均匀沉降，造成建筑物破坏。上述特性，称为黄土的浸陷性。

●黄土是第四纪形成的沉积物，按形成年代的早晚，分为老黄土(包括午城黄土 Q_1 和离石黄土 Q_2)和新黄土(包括马兰黄土 Q_3 和次生黄土 Q_4)。

●黄土在我国分布很广，面积约60万 km^2 ，其中湿陷性黄土约占3 / 4。按工程地质特征和湿陷性强弱程度，把湿陷性黄土分为七个分区：

(1)陇西地区：黄土厚度 $h > 10\text{m}$ ，湿陷性强烈；

- (2)陇东陕北地区：黄土 $h > 10\text{m}$ ，湿陷性大；
- (3)关中地区：具有中等湿陷性；
- (4)山西地区：土层 $h = 5 \sim 10\text{m}$ ，中等湿陷性；
- (5)河南地区：非自重湿陷性，湿陷性较弱；
- (6)冀鲁地区：一般为非自重湿陷性，湿陷性弱或无。
- (7)北部边缘地区：黄土 $h < 5\text{m}$ ，非自重湿陷性，湿陷性中等或弱。

工程实例1

陕西渭南市某5层家属住宅楼，东西向长72m，南北向宽2.5m、高15m，采用砖混结构条形基础，房屋中部设沉降缝。该楼于88年7月竣工，8月居民迁入使用。1992年发现沉降缝扩大，北墙发现裂缝，并不断加剧。1993年3月，实测该楼中部沉降缝宽度扩大约20mm(见图5-7-5)；全楼西半部向南倾斜，顶部错位约50mm

沉降缝西侧北墙出现斜向裂缝，长度约2m，宽度约1.5～2mm，室内外贯穿。



图5-7-5 渭南市某家属住宅楼（1993年3月摄）

(1)事故原因分析

渭南市属关中湿陷性黄土地区。在该住宅楼西半部南侧有一条东西向的自来水管遭到破裂，自来水源源不断地浸入湿陷性黄土地基，引起地基不均匀湿陷，房屋不均匀沉降，导致了上述墙体开裂、楼房倾斜和沉降缝扩大的事故。

(2)事故处理方法

●将破裂的自来水管拆除，清除水管漏水造成的湿陷的呈流塑状态的黄土，换填三合土压实，安装新水管，采取措施防止新水管再度漏水。经处理后，待上述墙体开裂情况趋向稳定，然后对沉降缝西侧北墙进行补强。

工程实例2:

●河北石家庄某办公楼(Ⅱ[#])长56.6m、宽12.68m、高11.9m，砖砌体结构，外墙厚370mm、内墙厚240mm，楼(屋)面板均为预制空心板，基础及屋顶设钢筋混凝土圈梁，二、三层楼板处设配筋砖带，基础为毛石砌体、砖大放脚，外墙基础宽1.2~1.36m，内墙基砖宽1.1~1.2m。

●此工程于1974年8月完成主体结构并开始做屋面保温层和室内抹灰。8月10日晚下大雨，11日继续，降雨量达87.8mm，12日晨发现墙体和楼面已严重开裂。情况如下(图5-7-5、5-7-6、5-7-7):

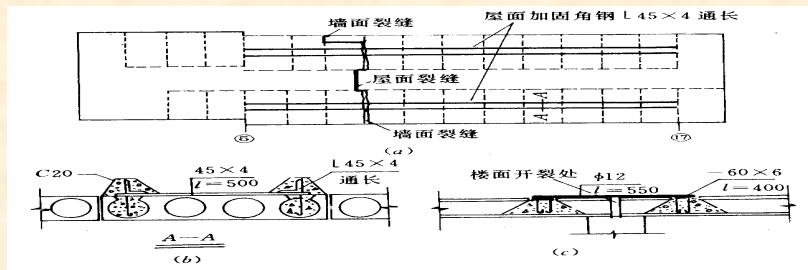


图5-7-7 屋面开裂情况及屋（楼）面加固处理示意

(a) 屋面裂缝及加固示意；(b) A-A剖面做法；(c) 楼面板间加固示意

(1)裂缝在屋顶处达40mm，一层墙面5mm，室外地面以下七皮砖处消失；

(2)顶层和三层楼板有贯通南北的通缝，裂缝最宽处达25mm左右；钢筋混凝土圈梁被拉断；

(3)墙、板、圈梁裂缝连在一起，互相贯通，直上直下，而且比较集中在⑧-⑨-⑩轴线附近；三楼裂缝最多，二楼次之，一楼最少。

(1)事故原因分析

1)地基土具有湿陷性。房屋开裂后即在房屋附近挖三个探坑(图5-7-5),取原状土样15个进行浸水压缩试验。结论是1[#]坑的1~4土样 $\delta_s = 0.018$, 3[#]坑的3~3、3~4土样 $\delta_s = 0.037$ 、 0.045 , (其余土样 δ_s 值均小于0.015)具有轻微或中等湿陷性。但I[#]、III[#]楼附近所挖探坑的土样却说明是非湿陷性。可见本工程属于局部湿陷性黄土地区,湿陷性黄土的分布极不均匀。

2)下雨及排水不良。三幢办公楼均座落在粉质粘土层上,土质均匀,无异常情况。8月10、11日降雨量很大,但I[#]及III[#]楼在下雨初期即及时挖沟排水,雨后未发现任何裂缝。II[#]楼下雨时周围积满了水,两端比中间严重,可是到了12日晨,地表水已消失,房屋发现开裂。可见是否及时排水对房屋是否开裂有密切关系。

3)基础做法不好,毛石下面没有做灰土垫层,对地基防水很不利;

4)圈梁做法不好;

5) 裂缝较集中发生在⑧—⑨—⑩轴线的墙体和楼板上，与此处有竖向运输预留通道、暖气管沟及暖气入口孔洞、配电盘和大量电管线路有关。

(2) 事故处理做法

1) 屋面用4道通长角钢加固(图5-7-7)，二、三层楼面也用钢筋混凝土连接方法拉结裂缝两侧楼板；

2) 外墙顶层圈梁由240mm×180mm改为360mm×180mm，内墙顶层圈梁也在原有基础上加设钢筋。更重要的是将原圈梁与预制梁间的连接处普遍凿开，用焊接方法加以纠正并加密箍筋；

3) 严重开裂的墙体拆除重砌，一般裂缝时用钢筋混凝土扒锯拉接，小裂缝处用压力灌浆补强；

4) 加宽散水宽度，房屋周围5m范围内打一层灰土以利今后的排水和防水；加强今后内部用水和暖气沟中管道的管理，严防漏水。

[应吸取的教训]

遇到湿陷性黄土地基应考虑以下工程措施:

(1)防水措施。防止地基土受水浸湿,包括:施工场地排水,贮水建筑物的合理布置,设法保证管道、水池等工程不漏水,做好排泄地面水的散水和排水沟等;

(2)结构措施。加强建筑物的整体刚度(如设置沉降缝,加设圈梁等),选择适宜的上部结构和基础的型式,在构件间采用有效的连接方式;

(3)地基加固措施。做灰土垫层、重锤表层夯实、强夯深层加固等。如果湿陷性黄土层不深,可用桩基础将上部荷载传到深层非湿陷土层上。

三、 因膨胀土地基造成的缺陷和事故

膨胀土是一种吸水膨胀,失水收缩,具有较大往复胀缩变形的高塑性粘土,因为膨胀土的矿物成分主要为次生粘土矿物蒙特土和伊利土。蒙特土矿物晶格极不稳定,亲水性强,浸湿时强烈膨胀。伊利土的亲水性也较高,仅次于蒙特土。当地基

中含较多的蒙特土和伊利土时，遇水时膨胀隆起，失水时下沉干裂，对建筑物危害很大。

●膨胀土的天然含水量低， $\omega = 20\% \sim 30\% \approx \omega_p$ ，液限 $\omega_L = 38\% \sim 55\%$ ，塑限 $\omega_p = 20\% \sim 35\%$ ， $I_p = 18 \sim 35$ ， $I_L = -0.14 \sim 0$ （呈坚硬或硬塑状态），天然孔隙比 $e = 0.5 \sim 0.8$ ，粒径小于 0.002mm 的颗粒占 $24\% \sim 40\%$ ，粘土粒含量高，易被误认为良好地基。

●膨胀土在我国分布很广，广西、云南、贵州、四川、陕西、湖北、安徽、河南、河北、山东各省都有。

●调查表明，膨胀土地基上建筑物的开裂，以低层砖木结构最为严重。裂缝特征为：山墙上的倒八字形，缝上宽下窄；外纵墙下部的水平裂缝，同时墙体外倾，基础向外转动；由于地基胀缩往复运动使墙体产生斜向交叉裂缝；独立砖柱的水平断裂，同时出现水平位移；地坪隆起、开裂等。

工程实例1:

约旦伊尔比德某公寓东西向长度为18.8m，南北向宽度为13.2m，高度为8.28m。地下室为校舍，地上两层为公寓。楼房于本世纪50年代初建成后不久墙体即发生裂缝。裂缝数量不断增多，裂缝长度不断延伸，裂缝呈倒八字形。1981年实测公寓南面大裂缝有17条，1982年实测新增加裂缝13条，详见图5-7-8。

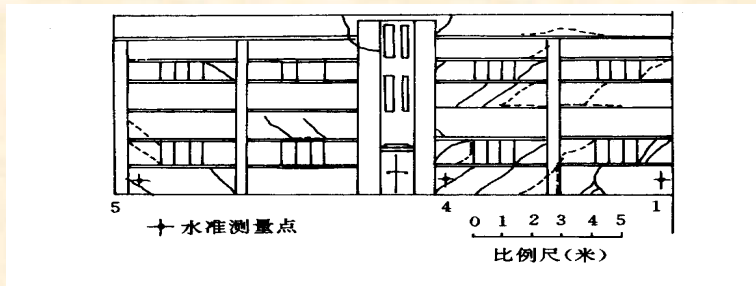


图5-7-8 约旦伊尔比德某公寓裂缝图

—1981. 6. 15实测 —1982. 2. 1实测

(1)事故原因分析

●公寓地基为膨胀土，厚达8m。基础为混凝土独立基础，基础宽2.0m，基础高0.9m，基础埋深1.5m，基底垫细砂层厚0.5m。

●公寓东南角有一水龙头，常常无人关闭而长期流水，致使附近地基土饱和而发生隆胀。公寓东边相距3m处有一排灌木丛、高1.5m，还有一棵大树，因此公寓东侧墙体裂缝最严重。公寓南侧有部分草皮覆盖，因而南侧墙体裂缝密集。公寓北侧为校园，用覆盖物铺盖且离水源和植被都远，地基土的胀缩性比较稳定，墙体裂缝也不多。

●1981年7月拆除东南角水龙头后，地基蒸发失水而发生沉降。邻近1号测点在半年内沉30mm。为使1982年夏季不再发生沉降，将东南角大树砍掉，以后1号测点的沉降量很小。

(2)事故处理方法

●该公寓四周需严密防水，不再使地面水浸湿地基；并在建筑物周围不种树木与花草，不浇水，切断地面浸水来源。

●同时，进一步观测墙体裂缝发展。若裂缝发展趋于停止，可对已有裂缝进行补强；若开裂状况不断发展，则必须对地基基础加以处理，必要时改用墙下独立基础，使墙体与地面脱开，使独立基础承受墙体传来荷载，并加大基础底面压力，抵御地基土膨胀时所产生的向上膨胀力。

工程实例2:

湖南某地架设一条横跨河道的高架灌渠，其支墩为现浇混凝土柱，柱基为浆砌块石独立基础，地基为浅埋天然地基。此工程使用后不久即发现支墩倾斜，基础顶部严重开裂，裂缝宽度超过30mm，如图5-7-8、图5-7-9。



图5-7-8 湖南某高架灌渠支墩倾斜；图5-7-9 高架灌渠支墩严重倾斜开裂

(1)事故原因分析

●支墩平面形状对称，承受中心荷载，故倾斜并非基底压力大小不同引起的。

●支墩地基土层均匀，无局部软土或基岩，因而支墩的倾斜也非地基土压缩性高低不同所致。

●从常规方法找不到支墩倾斜的原因。后经对地基土矿物成份进行鉴定后发现，原来支墩地基土的矿物成份以蒙特土与伊利土

土为主，故可确定为膨胀土。这种地基吸水膨胀后产生上胀力，顶起支墩；支墩靠近河道一侧的水量大，上胀力也大，这是支墩倾斜的主要原因。另外，因基础位于坡地，产生水平位移也是原因之一。

(2)事故处理方法

1)在支墩基础四周平整场地，挖除基础靠岸一侧土体，至基础底面高程；

2)基础靠岸一侧底面以下挖除膨胀土，换垫非膨胀土。换土厚度通常超过2m，由计算确定，

3)用环氧砂浆修补基础顶部裂缝。基础四周用钢筋混凝土护圈加固。

4)基础用小方木围护后，用特号粗铜缆绕过靠河道一侧，固定在靠岸一边离基础8~10m处，用斜桩固定。用拉紧器，将基础缓慢地扶正，扶正后将基础四周填实。

[应吸取的教训]

遇到膨胀土地基应考虑以下工程措施:

(1)建筑措施。建筑物不宜过长，体型简单，尽可能少采用1-2层轻型建筑物。建筑物周围8m以内不宜植树，尽量不用明沟排水。散水要宽一些(1.2—1.5m)，其下做砂或炉渣垫层。室内地坪宜采用预制混凝土块，下做砂、碎石或炉渣垫层。室内及室外3m以内的水管要防漏。

(2)结构措施。尽量不采用拱、壳等对不均匀沉降敏感的结构体型。三层以下的砌体结构房屋要设置圈梁，并加强内外墙的连接，以增加整体刚度；基础以下宜做砂垫层，并适当增加对地基的附加压应力以利于抵御一旦地基发生膨胀时的上胀力。还要注意房屋使用后的沉降观测以及墙体是否开裂，一旦发生质量问题及时采取补救措施。

(3)地基和基础处理。基础埋深宜超过大气影响的深度，且不宜埋设在季节性干湿变化剧烈的土层内。

要缩小基础底面积，增大基底压力，以减少地基的膨胀变形量。基础施工时，基坑不宜爆晒，做好排水措施。基础施工完毕，应立即分层回填。

