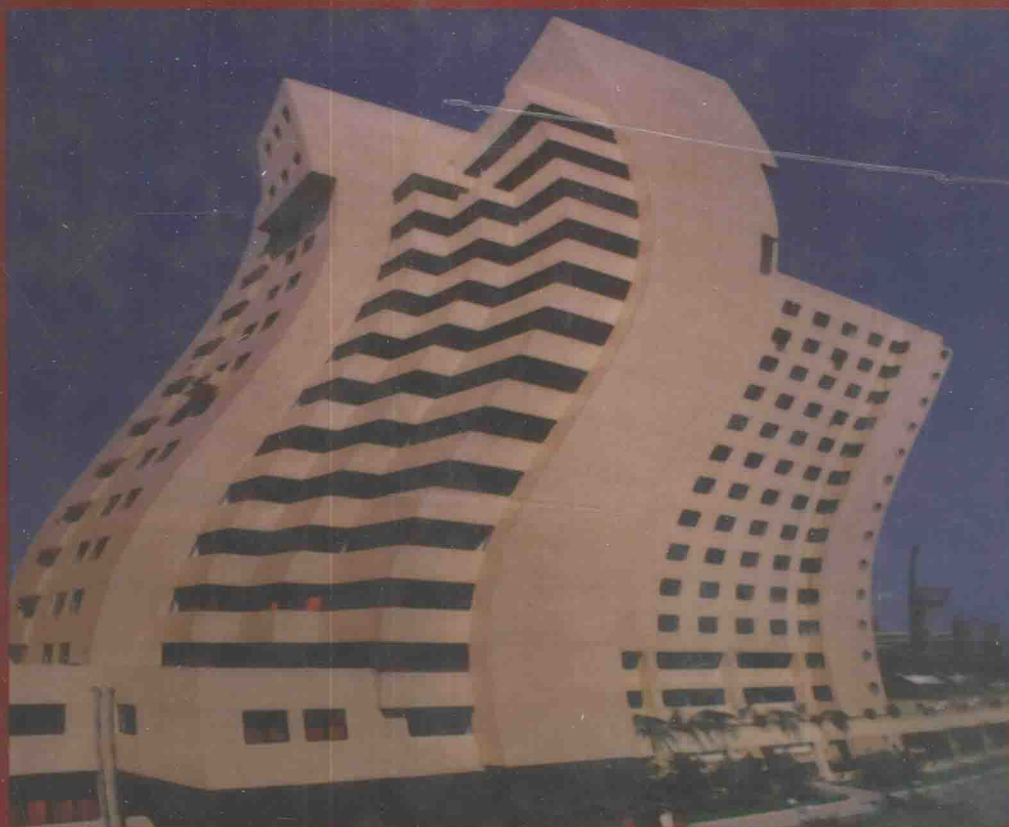


工程建设 违法违纪处罚全书



中国物资出版社

工程建设违法违纪处罚全书

第三卷

中国物资出版社

工程建设违法违纪处罚全书

第三卷

中国物资出版社

第五编 工程建设

违法违纪处罚案例

桥梁跨塌，楼房倾覆，防洪大堤不堪一击，高速公路、机场刚完验收合格的庆功会就无法使用，无数充满生机的生命在跨塌和倾覆中虽死无法瞑目。

朱总理呀，你在防洪大堤在对“豆腐渣”工程痛心疾首的责骂能否唤醒国人的质量意识？你那高举紧握的巨手能否在揪出一个个巨蠹绳以法之后，再撑起国人的心目中
不塌的桥梁？

第一章 建筑工程 重大质量事故警示录

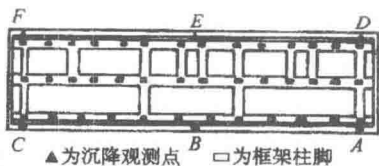


地基基础

1.1 某市曙光化工厂综合楼软弱地基变形事故

一、工程及事故概况

某市曙光化工厂综合楼为六层底框架砖混结构，东西长 39.9m，南北宽 8.8m，建筑面积 2250m²；采用十字交叉条形基础，其上纵向布置三条底层框架（图 1.1-1）。基础以下设 0.1m 厚的混凝土垫层，混凝土垫层下面采用 1.7m 厚砂垫层。砂垫层外缘离基础底面外缘 0.55~0.75m，由挡砂墙维护。该楼未设构造柱，3~5 层楼面设钢筋砖圈梁，其余各层设钢筋混凝土圈梁（该地区为 6°抗震设防地区）。



该楼于 1986 年 6 月竣工，竣工不久就发现向北倾斜，随即进行沉降观测。最大沉降在西北角，即图 1.1-1 中 F 点，1986 年 9 月 6 日沉降为 27.0cm，1987 年 3 月 7 日为 31.1cm，至 1988 年 4 月 11 日为 36.2cm。1987 年年初，三层以上墙体普遍开裂，临近大楼的平房墙体向大楼方向倾斜，距大楼 20~30m 范围内的平房地坪与墙体普遍开裂，裂缝长度及宽度逐渐加大。

图 1.1.1 基础平面示意

该楼于 1986 年 10 月~1987 年 4 月进行了质量检测及事故原因分析，沉降观测及分析至

1988年6月结束。检测与分析均根据《工业与民用建筑地基基础设计规范》TJ7—74、《工业与民用建筑工程地质勘察规范》TJ21—77及《地基与基础工程施工及验收规范》GBJ202—83等规范进行,上述规范未明确规定的部分则参考有关地方规范或有关文献。检测之前参考勘察设计和施工单位对事故原因的意见,初步确定事故原因有下列三种可能:

1. 软弱地基土层压缩变形过大;
2. 地基稳定性丧失;
3. 砂垫层变形或稳定性丧失。

针对这三种可能布置了勘察和试验工作:设原状取土孔4个,地质鉴别孔3个,静力触探孔7个,取原状土样33个,进行了土工试验,并进行现场裂缝观测和沉降观测。在勘察试验与观测资料的基础上进行了分析计算,明确了事故原因。

二、 勘察试验及现场观测

(一) 探明地基压缩深度内土层分布情况及其工程性质

图1.1-2反映了砂垫层以下土层的分布及其主要性质。

(1) 淤泥质粘土与淤泥质粉质粘土,埋深3.1~5.6m,厚2.2~2.9m,灰色,软~流塑状态,局部夹少量螺壳,比贯入阻力平均值 $p_{Es}=0.74\text{MPa}$;含水量 w 、孔隙比 e 和压缩模量 E_s 如图

1.1-2所示,压缩系数 $a_{1-2}=0.408\sim0.795\text{MPa}^{-1}$;快剪 $C=31.9\sim35.3\text{kPa}$, $\varphi=6.7^\circ\sim7.0^\circ$ 。

(2) 泥炭土层,平均厚1.2m,黑色,软塑,呈松散状,含大量腐烂的植物纤维; $P_{Es}=0.69\text{MPa}$,相对密度为1.99~2.54, w 、 e 、 E_s 见图1.1-2, $a_{1-2}=1.22\sim3.57\text{MPa}^{-1}$;有机质含量33.3%~33.9%,烧失量36.5%~37.5%,次压

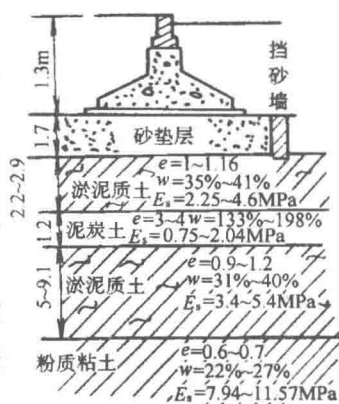


图1.1-2 基础下土层分布图

缩系数 $C_{Es}=0.01\sim0.075$, $C=23.5\text{kPa}$, $\varphi=4.6^\circ$ 。

(3) 淤泥质粘土及淤泥质粉质粘土,局部含薄层粉土。该层位于泥炭土层之下,建筑物东南部位厚度约5m,向西北逐渐增至9m左右,灰色,呈软塑~流塑状态, $P_{Es}=0.48\text{MPa}$, w 、 e 、 E_s 见图1.1-2, $a_{1-2}=0.306\sim0.561\text{MPa}^{-1}$ 。

(4) 粉质粘土,黄色,呈可~软塑状态,东南埋深浅,约12.2m,向西北增加到

15. 8m, w , e , E_s 见图 1. 1-2, $a_{1-2}=0.134\sim0.21\text{MPa}^{-1}$ 。该层可作为下卧硬土层, 仅西北角钻孔 S_1 钻到 19. 4m 时土层又变软; 本层面自东南向西北倾斜, 东西方向平均倾斜坡度为 6. 18%。南北方向为 7. 1%。所以高压缩性软土层厚度由东南向西北逐渐增加

(二) 砂垫层密实度、厚度与下沉值的检测

由于受场地条件及地下水条件(砂垫层位于地下水位以下)等方面的限制, 难以取原状砂样或采用标贯试验直接测定砂垫层施工质量。因此, 选用了静力触探判定各部位砂垫层的厚度、下沉值及其密实度。静探孔布置见图 1. 1—3, 其中孔 S_{10} 位于建筑物内部, 其余 6 个静探孔均在建筑物四周。而 S_{12} , S_{13} 在挡砂墙之外, 用以检测挡砂墙外侧原土层和回填土的质量。

1. 砂垫层密实度的确定

通过静探获得砂垫层的比贯入阻力平均值 P_{ES} , 查文献 [5] 中表 3-9 可以确定砂垫层的密实度(见表 1. 1-1)。根据文献 [3] 第 3. 2. 9 条规定, 砂垫层达到中密状态方算合格, 然而从表 1. 1-1 中可以看出只有 S_{10} 和 S_7 两孔的砂垫层合格, 其余 3 孔均不合格, 墙内砂垫层密实度远大于墙外。

2. 砂垫层厚度及下沉值

图 1. 1-4 是 S_7 、 S_{10} 两孔的静探曲线, 它反映出砂垫层部位的静探曲线与其上下人工填土及淤泥质土层迥然不同。利用这一特点以及测得的静探孔孔口高程就可推出砂垫层顶面与底面之高程。进而得出层厚; 再与施工时顶面与底面高程比较可得出下沉值。各孔砂垫层厚度及下沉值推算如表 1. 1-2。该表是依据砂垫层施工时底面高程与设计高程一致推算的, 因为基坑底面高程控制比基底以外砂垫层表面高程控制认真; 由于静探孔均不在基底下方, 该部位砂垫层压缩量较小, 忽略这种压缩量影响便有:

顶面施工高程 = 底面设计高程(等于底面施工高程) + 砂垫层实测高程;

顶面下沉量 = 顶面施工高程 - 楼顶面实测高程;

底面下沉量 = 底面设计高程 - 底面实测高程。

从表 1. 1. 2 可见, 砂垫层厚度均等于或略大于原设计厚度, 而下沉量与沉降观测结果基本一致。如西北角 F 点实测沉降量最大, 而 F 点附近 S_{10} 、 S_{11} 两孔处砂垫层下沉量也较大; 其中尤以 S_{10} 处的砂垫层下沉量最大, 因该孔既位于 F 点附近又处于建筑物内部。东南角 A 点实测沉降量最小, 附近 S_{14} 孔砂垫层下沉量也最小。当然, 施工时砂垫层底面高程与设计高程相比会有误差, 但即使误差为 5~10cm 也不会改变上述下沉的趋势。因此, 砂垫层的变形不大, 稳定性未丧失。

砂垫层密度 表 1. 1-1

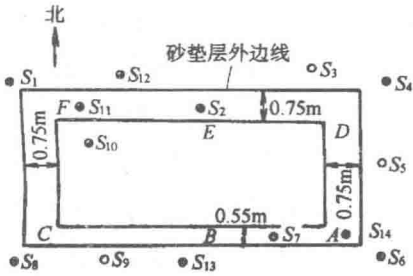


图 1. 1-3 钻孔布置图

孔号	S ₁₀	S ₁₁	S ₂	S ₁₄	S ₇
P _a (MPa)	9. 77	3. 29	4. 28	4. 05	6. 12
密实度	中密	稍密	稍密	稍密	中密

砂垫层实例测厚度及下沉值推算 表 1. 1-2

孔 号		S ₁₀	S ₁₁	S ₂	S ₇	S ₁₄
实测高程 (M)	顶 面	10. 92	11. 09	10. 09	10. 93	10. 95
	底 面	9. 12	9. 19	9. 23	9. 15	9. 25
设计高程 (M)	顶 面	11. 14	11. 14	11. 14	11. 14	11. 14
	底 面	9. 44	9. 44	9. 44	9. 44	9. 44
实测层厚 (m)		1. 80	1. 90	1. 70	1. 3	1. 70
顶面施工高程 (m)		11. 24	11. 34	11. 4	11. 24	11. 14
顶面下沉量 (m)		0. 32	0. 25	0. 21	0. 29	0. 19
底面下沉量 (m)		0. 32	0. 25	0. 21	0. 29	0. 19

3. 裂缝观测

检测期间，四～六层东西纵向墙体产生斜向裂缝，六层裂缝最多，向下逐渐减少；东西两侧较多，向中间逐渐减少，而南纵墙又多于北纵墙。斜向缝一般为东西对称的“八”字形，不少缝长达数米，宽一般小于 1mm。1988 年以后裂缝向二、三层扩展，到 1991 年 5 月，六层缝宽已超过 5mm，并仍在发展。

大楼附近 10m 以内原有平房地坪与墙壁普遍开裂严重，远离大楼 30m 的平房也发现少量裂缝。总之，距大楼愈近的平房开裂愈严重，不少缝宽超过 2mm；紧靠大楼的墙壁明显向大楼方向倾斜。住户反映，裂缝是从大楼施工后陆续发生发展的。

4. 沉降观测

在建筑四角及南、北纵墙中点设置沉降观测点（图 1. 1-1）。自 1985 年 10 月至 1988 年 4 月 11 日共计实测 28 组沉降资料（B、E 点少测 6 组）。各测点沉降变化均与双曲线形变

化规律相吻合（图 1. 1-5）。

通过裂缝观测及沉降观测说明大楼存在沉降，并因此导致裂缝的发生及开展。

三、地基承载力验算

地基容许承载力按文献 [1] 中两种方法推求。

（一）由物理性质指标确定

29 个淤泥质土样含水量的最大平均值为 39. 1%。泥炭土含水量远远大于 39. 1%；但考虑泥炭土层的贯入阻力与淤泥质土接近，室内试验抗剪强度指标也无过大差别，因而统一用 $w = 39. 1\%$ 查规范表 9 得 $[R] = 90. 5\text{kPa}$ 。再按规范式 (7) 进行深、宽修正（考虑 1. 7m 厚的砂垫层作用，B 取 6m，D 取 3m）得 $R = 104. 8\text{kPa}$

（二）根据抗剪强度指标计算

根据 5 组试样室内不排水快剪试验指标得最小平均值为 $c = 17. 46\text{kPa}$ ， $\varphi = 5. 47^\circ$ ，查

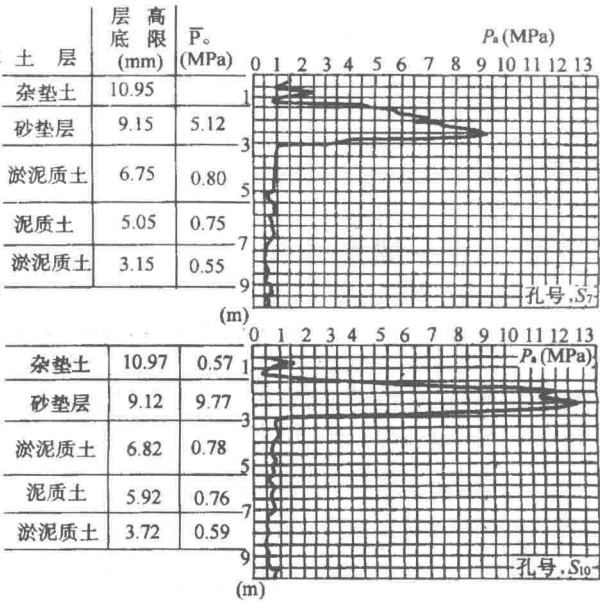


图 1. 1-4 S₁、S₁₀ 两孔的静探曲线

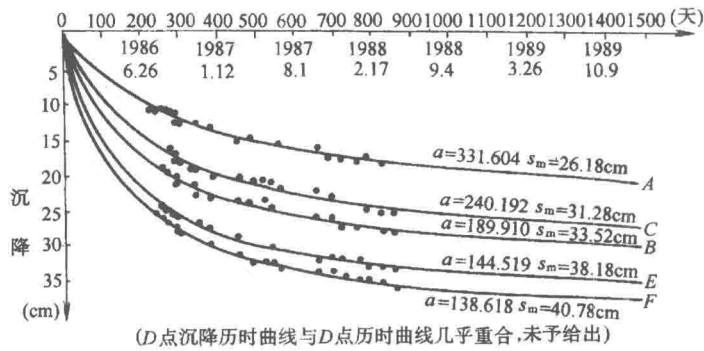


图 1. 1-5 实测沉降点与相
关分析的沉降历时曲线

规范表 17 得 $N_B = 0. 0894$ ， $N_D = 1. 353$ ， $N_c = 3. 657$ ，代入式 (8) 得地基承载力 $R_8 = 106. 7\text{kPa}$ 。

另据静探 P_s 值查文献 [2] 附录四得到的 $[R]$ 值远大于上述两种方法确定的结果。

现取较小值 $R = 104.8 \text{ kPa}$ 验算。考虑到砂垫层的作用,地基容许承载力按文献 [1] 第 35 条公式 (17) 和 (19) 验算, $P_z = 71.20 \text{ kPa}$ (砂垫层扩散角取 $\theta = 22^\circ$, $A = 39.9 \text{ m}$, $B = 10.5 \text{ m}$, $Z = 1.7 \text{ m}$), $P_{cz} = 28.44 \text{ kPa}$ 。将 P_z 和 P_{cz} 相加后与 R 进行比较, $P_z + P_{cz} = 99.64 \text{ kPa} < R = 104.8 \text{ kPa}$ 。因此得出地基稳定性安全。

四、地基变形分析

由于容许承载力 $[R] = 90.5 \text{ kPa} < 100 \text{ kPa}$, 而大楼为六层, 不符合文献 [1] 表 20 甲类地基计算的范围, 应属乙类, 因此尚应进行变形验算。本文用三种方法计算地基变形, 并分析了沉降与时间的关系。

(一) 按规范 [1] 中方法计算

沉降计算荷重总值为 34.86 kN , 建筑物重心偏北, 偏心距 $e_0 = 0.225 \text{ m}$ 。交叉条形基础底面净面积为 315.21 m^2 , 基础外包总面积为 418.95 m^2 , 两者相比得面积系数 $W = 0.7524$ 。由于该比值较大, 再考虑砂垫层作用, 将建筑物总重分布在基础外包总面积上计算的沉降接近于考虑相邻条形基础荷载作用计算的沉降量。规范 [4] 指出, 只要面积系数 $W > 0.6$ 就可如此简化。于是沉降计算荷载为矩形面积上均匀分布与三角形分布两种。均布荷载为 71.10 kPa 三角形荷载零点在南侧, 北侧压力为 24.22 kPa 。地基划分五层, 即砂垫层, 上部淤泥质土层, 泥炭土层, 下部淤泥质土层及粉质粘土层。砂垫层的压缩模量 E_s 是根据 P_s 查文献 [5] 确定。其余各土层的 E_s 根据取值不同又分两种情况计算。其一是各土层 E_s 取该土层试验指标的平均值, 其二是各土层 E_s 取该层土样试验指标的最小平均值, 并参考由静探确定的 E_s 值。前者用于检测的需要, 后者反映设计取值情况。这样求得基础底面四角及各边中点的稳定沉降 (表 1.1-3)。由于中心点 0 无钻孔, 在其下方将持力层划分 10 层, 各层 E_s 取四周相应高程 E_s 的平均值。对应于 E_s 取最小平均值时, 算得 0 点稳定沉降为 37.03 cm ; 对应于 E_s 平均值时, 算得 0 点稳定沉降为 34.00 cm 。上述计算没有考虑基础与上部结构刚度作用, 因此又进行刚性校正。

(二) 地基基础与上部结构共同作用计算,

以上计算均不能正确反映基础与上部结构刚度的影响。所以又进行地基、基础与上部结构共同作用的计算。计算方法见文献 [6]、[7]。对于如何用实用方法考虑墙体刚度作了两种简化情况计算; 第一种情况, 南、北墙门窗较多, 仅计其刚度的 20%, 其余无门窗的墙体计其刚度的 80%; 第二种情况, 考虑墙体裂缝较多, 仅计窗台以下墙体刚度、框架刚度均考虑。文献 [7] 中算例就是针对后一种情况的计算。如此计算不仅求得各点稳定沉降, 而且同时求得基础与框架的内力与变位, 见表 1.1-3。

地基稳定沉降计算汇总表 (单位: cm)

表 1-1-3

项 目		各土层用平均 E_m 按规范 [1] 公式计算		各土层用 E_m 的最小平 均值按规范 [1] 公式计算		地基基础与上部结构 共同作用计算		实测沉 降推求的 最终沉降
		直接计算机	按绝对刚性 校正值	直接计 算值	按绝对刚 性校正值	第一种情况	第二种情况	
沉 降 量 (c m)	O	34. 00	25. 8	37. 03	27. 10	30. 82	31. 58	33. 5
	A	7. 46	22. 2	9. 57	25. 50	26. 00	24. 37	25. 16
	B	16. 64	22. 8	18. 75	26. 00	29. 27	30. 24	33. 52
	C	7. 88	23. 0	9. 78	26. 50	32. 30	30. 00	31. 28
	D	10. 87	28. 2	12. 87	31. 00	29. 19	27. 49	32. 49
	E	21. 92	29. 0	26. 49	32. 50	32. 44	33. 03	38. 18
	F	11. 87	30. 4	13. 21	34. 00	35. 50	33. 79	40. 78

(三) 根据实测沉降推求稳定沉降及沉降与时间关系

将各测点沉降与时间关系用双曲线形式表示, 即 $s_t = s_\infty \cdot t / (a + t)$, 式中 t 为时间(天)。根据施工日志, 1985 年 10 月 14 日开始施工地面以上部分, 1986 年 2 月 2 日主体工程竣工, 历时 112 天, 以 1985 年 10 月 14 日以后 56 天(即 1985 年 12 月 19 日)作为时间计算起点; s_t 为历时 t 天的沉降量, s_∞ 为稳定沉降量; a 为待求参数。上式可改写为 $\frac{1}{S_t} = \frac{1}{S_\infty} + \frac{a}{S_\infty} \cdot \frac{1}{t}$, 利用该式及 21~28 组历时两年的实测沉降资料进行相关分析得到各测点的 s_∞ 、 a , 代入上式求得各时间的 t 的沉降 s_t , 从而绘出沉降历时曲线如图 1. 1-5 (各测点的 s_∞ 与 a 也示于图中)。计算结果说明推求的沉降曲线与实测沉降十分吻合, 相关系数达 0. 987~0. 997, 均方误差仅 0. 30~0. 53cm。6 个测点的 S_∞ 平均值为 33. 57cm。

由表 1. 1-3 可见, 规范法各层 E_s 取平均值, 不经刚性校正时计算 O 点沉降为 34. 00cm, 与实际沉降推求的各测点稳定沉降平均值 33. 51cm 最为接近; 考虑共同作用, 只计 1m 墙高及框架刚度的各点沉降计算值与实测沉降分析的各点稳定沉降最为接近。

五、事故原因分析

通过上述工作可以对事故原因作出判断。

(一) 地基稳定性的问题

该楼地基稳定性安全, 事故原因不在于地基稳定性丧失, 其依据是: (1) 上述分析计算表明地基容许承载力大于地基实际承受的荷载; (2) 如果地基稳定性丧失而产生几十厘米下沉, 那么建筑物四周应有隆起现象, 而实际现场并无隆起迹象; (3) 地基稳定性丧失引起建筑物下沉的时间应短暂, 不可能延续几年后还在下沉。

(二) 砂垫层问题

事故原因不在于砂垫层稳定性丧失,砂垫层稳定性(包括边缘不被挤出的稳定性)安全,其依据为:(1)静探表明,砂垫层承载力远大于地基软土层的承载力,远大于基底压力。因此,砂垫层不可能因承载力不足而丧失稳定;(2)静探还说明砂垫层边缘密实度低,已松动,松动的主要原因在于砂垫层边缘距离基底外沿过近。按规范[4]的规定计算其距离必须大于1.7m,而本工程只有0.55~0.75m。但是这种松动不至于使砂垫层边缘被挤出而丧失稳定,以致产生如此大的沉降。果真如此,那么根据1988年4月11日实测推算,砂垫层至少有 116.9m^3 被挤出,其厚度必然要减少,建筑物四周地面必然要隆起,然而并非如此。实测砂垫层厚度基本无变化,四周也未隆起;根据实测,附近墙体向大楼方向倾斜,说明大楼四周也在下沉,且远离大楼下沉值变小,从而就否定了砂垫层边缘被挤出是沉降过大的原因;(3)如果砂垫层稳定性丧失(包括边缘被挤出),引起大楼和附近平房下沉的时间应是短暂的,不可能延续几年后还在下沉。

那么,事故的原因是否因砂垫层变形或填筑质量造成的呢?也不是,其依据为:

- (1) 1.7m厚的砂垫层压缩量不可能达到几十厘米;
- (2) 实测砂垫层厚度基本上无变化;
- (3) 砂垫层变形时间短暂,不会延续多年;
- (4) 砂垫层变形不会引起砂垫层以外墙壁倾斜、平房地坪与墙体开裂。

(三) 事故的主要原因

事故的主要原因是砂垫层以下存在厚达9.2~12.8m的高压缩性软土层(包括泥炭土层),在建筑物荷载作用下,该土层的压缩变形使建筑物产生过大沉降与沉降差。这个结论是以下列事实为论据。

(1) 根据历时近两年共27组实测沉降的相关分析,该楼沉降与双曲线形沉降规律十分吻合。除了软土层的压缩变形外,其他变形如地基和砂垫层稳定性丧失以及砂垫层的压缩变形均不可能与这种变形规律相吻合;

(2) 考虑地基、基础与框架等上部结构共同作用计算的各点沉降与实测沉降推求的稳定沉降大致相符;根据规范[1]方法计算的中心点沉降与实测沉降推求的各测点稳定沉降平均值基本一致。

(3) 各测点实测沉降大小分布情况与软土层厚度变化情况及荷载偏心方向一致。

(4) 由于基础平面为矩形,纵向荷载无过大差别,因而纵向基础实测与计算沉降均为中心值大于东西两端平均值。这与大楼三~六层东西两侧对称分布的“八”字形裂缝情况相符,是由于主拉应力所形成。按共同作用计算与实测沉降推求的纵向基础相对弯曲均为北侧大于南侧,与北侧纵墙裂缝多于南侧相符。

(5) 砂垫层厚度基本没变化, 其顶面及底面一致下沉说明沉降主要是其下卧软土层的压缩变形结果。

(6) 大楼地基软土层压缩变形在离开该楼的地面也引起沉降, 随着离大楼距离增加, 沉降逐渐减少。大楼附近的建筑物墙壁倾斜及平房墙体裂缝方向均能反映这一特性。

六、应吸取的教训

工程勘察设计未按有关规范行事。勘察中, 未布置原状取土孔, 未进行取样试验, 未探明地基中存在泥炭土层; 设计中, 仅考虑了满足承载力要求, 未按地基基础设计规范进行必要的、合理的变形验算, 从而未能发现该工程地基用 1.7m 厚的砂垫层进行处理根本不能消除有害沉降。

1.2 某市桥苑新村 B 栋大楼工程桩基整体失稳 对六~十八层进行定向爆破拆除的事故

一、工程及事故概况

某市桥苑新村 B 栋大楼是一栋在建的 18 层钢筋混凝土剪力墙结构住宅楼 (以下简称 B 栋楼), 建筑面积 1.46 万 m^2 , 总高度 56.6m。1995 年 1 月开始桩基施工, 4 月初基坑挖土, 9 月中旬主体工程封顶。11 月底完成室外装修和室内部分装饰及地面工程, 如图 1.2-1 控爆前的照片。12 月 3 日发现该工程向东北方向倾斜, 顶端水平位移 470mm, 为了控制因不均匀沉降导致的倾斜, 采取了在倾斜一侧减载与在对应一侧加载、以及注浆、高压粉喷、增加锚杆静压桩等抢救措施, 曾一度使倾斜得到控制。但从 12 月 21 日起, B 栋楼又突然转向西北方向倾斜, 虽采取纠偏措施, 但无济于事, 倾斜速度加快, 12 月 25 日顶端水平位移 2884mm, 整座楼重心偏移了 1442mm。为确保工程质量、确保 B 栋楼相邻建筑及住户的生命财产安全, 建设单位主动要求并报市政府同意, 采取上层结构 6~18 层定向爆破拆除的措施, 从根本上消除了 B 栋楼的质量隐患, 如图 1.2-2 控爆中的照片。图 1.2-3 控爆后的照片造成直接经济损失 711 万元, 属一级重大事故。

二、事故原因

1. 桩型的选用

该楼的地基是经过工程勘察的。在勘察报告中提出,最上面的一层是人工回填杂土(厚 1.5~6m),往下依次是高压缩性淤泥(8.8~15m),淤泥质粘土(厚 1.2~3.4m),稍中密细砂(厚 5~9.6m),中密粉细砂(厚 12.4~18m),砂卵石(厚 1.3~3.2m)、基岩。为此,如采用桩基,其桩体必须要穿过较厚的淤泥层。勘察报告按土质情况提出以下建议:对拟建建筑物多层(7层)部分,建议采用复合沉管灌注桩或夯扩桩,可选择层面埋深 13.4~19m 的稍密中密粉细砂作为桩尖持力层,该层面在局部地段有较大起伏,设计与施工应予注意。对高层(18层)部分,因建筑物荷载较大,若上述桩型不能满足设计要求时,建议选用大口径钻孔灌注桩,桩尖持力层可选用层面埋深 40.1~42.6m 强度较好的砂卵石层作为桩尖的持力层。

实践说明,此工程的地质勘察报告对勘察情况和有关数据是经过认真分析的,特别提醒在设计该工程基础时应引起注意,但在该工程的基础设计中却没有很好地研究,特别是桩型的选用上是欠妥的。

在选择桩型时,根据勘察资料提供的地质条件,该地流塑淤泥厚达 8~15m,含水率最高 78.1%。设计单位原决定采用钻孔灌注桩基础,后来,建设单位为了节约投资,竭力推荐夯扩桩,以致在专题研究工程桩基的选型会议上,设计单位迁就了建设单位的要求,决定选用夯扩桩,从而忽略地质资料所反映的情况。专家分析指出设计选择夯扩桩基础有以下缺陷:第一,夯扩桩是一种挤土型桩,在超厚饱和水淤泥地层中施工,象其它打入或预制桩和沉管灌注桩一样,打入如此巨量,密集的群桩,必然会产生后打入桩对先打入的已达初凝的邻桩的挤压,迫使产生偏位。第二,夯扩桩的桩端进入持力层(4~1)层粉细砂内的深度较浅,易成为铰接端,不利于抗水平推力,加上桩周淤泥水平抗力很小,不利于桩基稳定。等等。设计虽然同意采用夯扩桩基础,但同时设计 394 根砂桩,以改良地基条件,并在施工图说明上明确交代,但建设单位为节约投资,以砂桩打不下去为由,多次要求取消砂桩并在基础施工完毕后,认为既成事实,再打砂桩已不可能,签字同意取消了砂桩。

综上所述,在该场地选择夯扩桩基础,虽然不是这次事故的根本原因,但设计没有按照《武汉市夯扩桩设计施工技术规定》总则 1.0.2 条的规定进行设计,桩型设计存在先天不足,又取消了砂桩,未考虑淤泥场地条件下施工因素的影响。

2. 基坑支护方案不能满足开挖要求

该工程地质勘察报告中强调指出:“基坑开挖时应采取坑壁支护及封底补强措施。”并列

出了坑壁支护设计所需要的有关参数表。建设单位虽然曾委托有关设计单位设计过基坑开挖5m的支护方案，原设计为9排粉喷桩重力式挡土墙，设计单位经过稳定和变形计算难以通过，而未出任何正式施工图。但是，建设单位为了节省投资，自行决定在基坑南侧和东南段打5排粉喷桩，在基坑西端打2排粉喷桩，其余坑边采用放坡处理，基坑未形成完全封闭，这样基坑开挖后，边坡产生滑移，出现险情，专家分析认为：支护方案存在严重缺陷。造成工程桩大量歪斜，这是桩基整体失稳的重要原因。

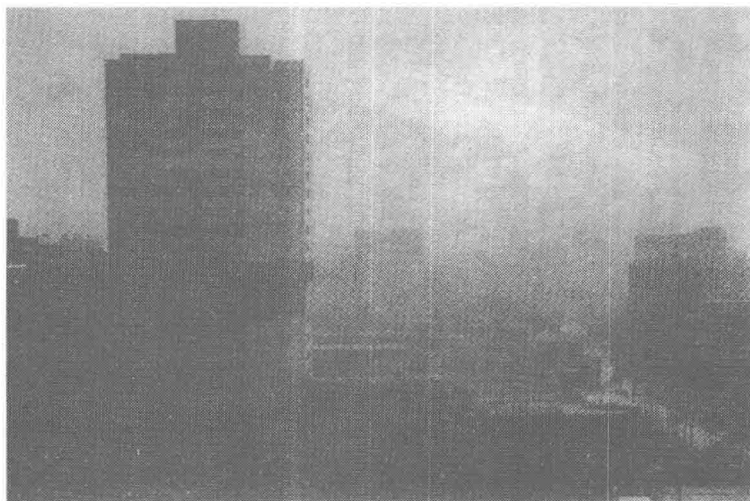


图 1.1-1 爆前的情况

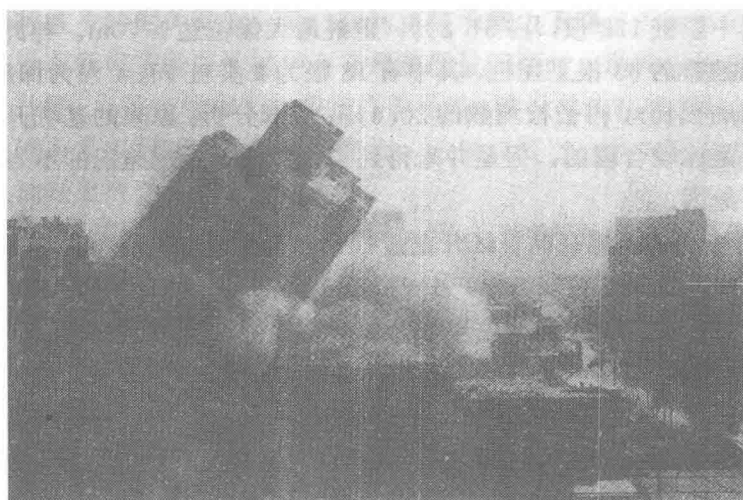


图 1.1-2 控爆的情况

3. 基坑开挖未按方案实施，造成工程桩大量倾斜，并形成部分Ⅲ类桩

在基土十分软弱，又无封闭支护措施的情况下，施工单位编制基坑开挖方案规定：先在基坑内满揭表层土 3m，再在深坑区跳格开挖接桩。但是，施工时，违背开挖方案规定，仅在深坑区（D 区）揭表层土 3m，接着采用 5m 宽条状连续顺序开挖，一次到位，在 I 区和 II 区之间形成 5m 高的临空面，致使大量工程桩倾斜，而且工程桩还受到重型机械的碾压和铲斗的碰撞，形成断桩。建设单位曾向施工单位提出停止使用机械，改用人工取土，但事实上



图 1.1-3 挖爆后的现场情况

施工单位仍然使用机械挖土，给桩基的稳定和质量带来严重冲击。且施工单位违背施工规范，在部分工程桩和粉喷桩龄期未到的情况下就进行基坑开挖。据查，基坑内工程桩共 336 根，其中歪桩 172 根，占 51.2%，歪桩最大偏位达 1.70m。与此同时，对工程桩的动测试验检测抽查的 63 根工程桩，其中有 13 根为Ⅲ类桩（有 4 根为深层缺陷，9 根为浅层机械开挖引起的损伤），占被检测数的 20.6%。专家分析：原来的基坑开挖方案在当时当地的具体条件下是比较合理的，但是并未得到实施，实际开挖施工的不当是导致基桩大量定向偏斜的主要原因。

1995 年 4 月中旬，基坑在高桩区开挖过程中，引起两根桩桩身上部断裂，经查看：发现其中一根桩 6 根 $\phi 16$ 钢筋脆裂 2 根，另一根桩 6 根 $\phi 16$ 钢筋断 1 根。现场技术员立即将情况反映到公司技术负责人及公司调度室。公司即刻安排人员送检，检验结论为：该试样屈服点不明显，伸长率不合格，并且脆性断裂，请送双倍试样复检。但对钢筋脆断没有引起警惕，而认为出现此现象，属个别现象；故未作继续处理意见；没有向公司领导、设计院、质监站等有关方面反映。以致将这一桩的不利因素搁置下来，仅只在后来的例行调度会上说过，没有引起重视。