

文章编号:1006-544X(2003)04-0426-09

# 强岩溶发育区某些岩土工程问题 ——桂林市岩土工程的部分总结(三)

李忠铭

(桂林工学院, 广西 桂林 541004)

(接2003年第2期第201页)

## 3 岩溶塌陷及其岩土工程对策

目前尚无法把所有的岩溶塌陷都予以说明并预见. 因为岩溶塌陷的种类繁多, 引起岩溶塌陷的原因也多种多样. 为此, 只能在今后的实践中逐步予以认识.

目前常见的岩溶塌陷从时间上分, 可分为近期(或正在产生的)塌陷和古塌陷.

### 3.1 近期塌陷(或称新塌陷)

近期(新)塌陷是比较容易鉴别的. 如刚刚发生的塌陷. 这在桂林是屡见不鲜的.

3.1.1 在没有工程活动的场地上发生塌陷 该类塌陷一般是由岩溶及土洞的逐渐发育而引发的. 当不危及附近建筑物的安全时, 一般多予以填充, 待有工程活动时, 再结合工程的要求予以二次处理.

在岩土工程勘察过程中经常见到的近期塌陷, 一般是在漓江沿岸沉积了厚层卵石层之后, 由于岩溶的发展和荷载的增加, 发生岩溶塌陷, 造成该卵石层的分布不连续, 且在新塌陷地段又沉积了新的软弱地层. 图8所示为桃花江右岸Ⅰ级阶地上由钻探揭露的地质剖面.

由图8<sup>[12]</sup>可明显看出: 钻孔4、12的卵石层为同一时期的沉积物, 其 $\bar{N}_{63.5}$ 也相近; 但钻孔5、6、7底部的卵石的 $\bar{N}_{63.5}$ 明显低下, 且其上沉积了厚层软粘性土和砂, 这是沉积环境不同所形成, 并构成如图所示的形态.

岩石分布地区(上有部分红粘土)的塌陷大多与土洞发育并发生塌陷有关. 此种类型塌陷较多, 不再予以论述.

3.1.2 工程活动时发生的塌陷 在工程活动时发

生的塌陷, 其原因是多种多样的.

(1) 桩基施工引发的塌陷. 一种是采用沉管灌注桩的场地, 在沉管过程中, 由于振动诱发地面塌陷. 由于这种振动影响的范围不大, 强烈振动区在6~10 m以内, 一般振动影响区大致在20 m左右, 故这种塌陷的规模不大.

一种是在成孔过程中采用泥浆护壁时, 水流失的同时携带走原有岩溶通道或土洞中的充填物而引起场地的塌陷. 有时桩基施工引发的塌陷的规模是巨大的. 例如桂林市八桂大厦的桩基施工中, 大直径的钻孔桩施工到45 m时(该桩位灰岩面41.5 m, 泥浆水与地面平), 施工水位与岩溶承压水的压差达180 kPa. 施工在14:30换班后几分钟, 突然钻孔内的泥浆(约100多立方米)瞬间全部流失. 10~15 min以后, 距施工现场约120多m的市体育场附近便出现多处塌陷. 分析其发生塌陷的原因, 认为由八桂大厦到体育场塌陷区的

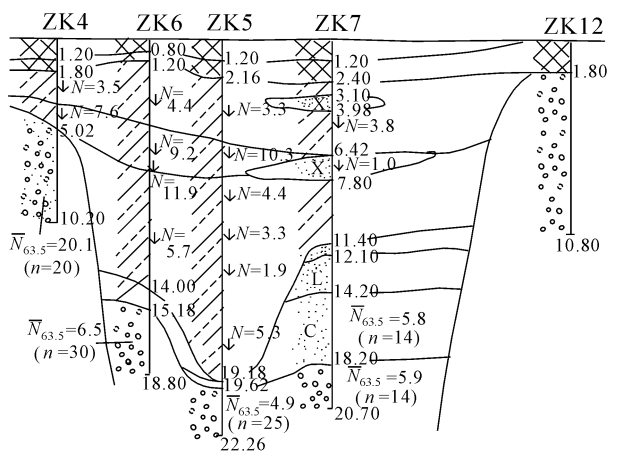


图8 桃花江右岸Ⅰ级阶地塌陷地质剖面图  
Fig.8 Geologic profile of the collapses in second bottom of the right bank of Taohuajiang River

方向与本区构造发育带一致,在该构造带上岩溶发育,存在古塌陷和土洞。这是体育场产生塌陷的内在原因;而在八桂大厦钻孔桩泥浆水瞬间流失时,泥浆水以水力梯度 $i=0.14$ 和 $180\text{ kPa}$ 压差沿地下岩溶管道迅速流动时,在主岩溶管道的上方和次一级与主岩溶管道连通的管道和裂隙中必然产生很大的负压,形成真空吸蚀作用,而使该区原已处于临界“稳定状态”的地层突然失稳。这就是造成体育场塌陷的直接原因。

有时由于水流失造成的塌陷不仅表现在桩基施工中。在一般岩溶发育存在土洞的地点,如果在施工中不注意施工用水的管理,而让其长期大量的漏水、下渗,造成土体湿化—软化,使原来已有的土洞顶板下塌,导致出现新的塌陷。如桂林橡胶机械厂11#住宅楼就是明显一例。

(2) 橡胶机械厂11#住宅楼的塌陷<sup>[13]</sup>。该场地勘察时已发现有土洞。设计、施工中不但未予以治理,反而在土洞分布区内设置施工用水点,长期漏、涌水,造成该地段长期积水并下渗。塌陷后的调查表明:原土洞在现地面下 $5\text{ m}$ ,经积水浸泡,土壤湿化、软化下塌,土洞顶板已发展到地面下 $1\text{ m}$ 。致使五层住宅楼刚封顶,在建筑物中部突然发生断裂,建筑物向土洞发育的一角倾斜。

鉴于塌陷发生突然,并且正在土建施工中的建筑物还在继续发生倾斜、下沉,不得不采取紧急措施。经勘察、设计、施工和业主单位共同研究,决定采取有控制的低压(压力不超过 $0.2\sim 0.3\text{ MPa}$ )灌浆的方法予以抢救(灌浆压力切不可大于 $0.3\text{ MPa}$ ——软土的极限强度,以免过大地破坏土的原有强度而引发突发事件)。必须指出:这样的治理方法,不仅是迫不得已的,而且也是风险很大的。因为已经塌陷、湿化—软化的软粘土的承载力已大大降低,当采用压力灌浆时,必然局部、短时间内破坏土体的结构,在土体恢复并增加承载能力这段时间内,极易引发并加速已有(或正在施工的)建筑物的破坏。为此,必须采取严格的技术、安全措施。除在灌浆孔的选择次序(一般在粘土区应考虑低压灌浆的扩散半径较小,而采取 $1.0\sim 1.5\text{ m}$ 的孔距)即一般每隔2个灌浆孔交替灌浆以外,还必须严格采取的一个技术措施就是为确保建筑物的安全而设置高精度(国家二等水准)的建筑物沉降、倾斜监测。例如该工

程在灌浆的第1天,原土洞发育一角,在灌入水泥 $19\text{ t}$ 时, $24\text{ h}$ 的沉降达到 $22.8\text{ cm}$ 。当即在该处停灌,使灌入的水泥浆凝固并增强地基承载力后,再继续灌浆。在其它灌浆点,如内承重墙的灌浆过程中也有类似情况发生,均采取按沉降、倾斜监测的结果,沉降较大时立即停灌。经过严格监测并采取这样的灌浆孔交叉、灌灌停停,以逐步增强地基强度,不仅未发生更大的沉降、倾斜,在从第4~5天开始,已断裂的部分沉降、倾斜逐渐减小,直至完成灌浆。之后,又经过1年的长期沉降观测(观测时间间隔逐步扩大),证明该建筑物由塌陷引发的下沉已稳定,可投入对开裂墙体的修补、装修并投入使用。职工入住后(即活荷载也已全部施加后)又经过3年的回访,均未发现有继续开裂的现象,完全达到了预期的目的。

在岩土工程治理中,有条件的控制使用压力灌浆,仍不失为一种良好的方法。但目前不少需进行岩土工程治理的项目,既无明确的灌浆技术措施,更完全没有对施工对象的高精度沉降、倾斜监测,这是一种很危险的工程行为。应引起建设主管部门和从事此类施工的企业的高度重视。

(3) 深基坑抽排水引发的塌陷,在桂林市各基建工地是经常见到的。如瓦窑口(为土洞多发地区)的深基坑施工中,大雨后基坑大量排水,引发附近道路的快车道路面和人行道的塌陷。其原因正在调查中。

3.1.3 在已有建筑物下发生的地基塌陷 由于地基的长期潜蚀等作用形成土洞发育并导致塌陷,甚至危及建筑物的安全使用。如桂林工学院教四楼<sup>[14]</sup>联合教室的基础突然下塌,使基础与上部墙体脱离达 $5\text{ cm}$ ,只是由于老墙体的整体刚度才未造成建筑物的倒塌这样的恶性事故。其原因就是其隔壁的厕所与化粪池长期漏水(达20多年)使地基土湿化—软化直至流失(该地灰岩中是否有大的通道,限于费用及时间而未进一步调查)形成较大土洞。该地为红粘土,其主要矿物成份为高岭石、伊利石、绿泥石、蒙脱石等,其中伊利石、蒙脱石等亲水矿物吸水产生膨胀(虽达不到膨胀土的标准),失水收缩。事实上,在产生基础下塌这样的塌陷,事前是有明显迹象的:在塌陷发生之前,教室的地面已产生较大的下沉,经测量已达 $22\text{ cm}$ 。

此类塌陷的岩土工程治理方法较多,也较复杂.必须与已有建筑物和塌陷区土的工程性质紧密结合,做到安全、经济、快速.大致经过 4 个阶段.

(1) 岩土工程勘察. 经过详细的勘察,塌陷区距地表不远处有一土洞,其东北角约距 10 m 有一落水洞. 塌陷区的地质剖面如图 9. 塌陷区内外土的主要物理力学性质如表 5. 说明塌陷区内土的工程性质与区外相比已有了很大的改变. 塌陷区内的土在水的渗透过程中,已逐渐亲水膨胀、湿化—软化,且土已由超固结状态,变成欠固结状态.

(2) 岩土工程设计与治理. 考虑到该教学楼为 1956 年所建. 距产生第 1 次塌陷的 1983 年已

100 多 t) 予以紧急处理. 但到 1989 年墙体又出现新的裂缝. 1991 年初才又开始彻底治理. 鉴于该楼建成已 35 年,除塌陷区,教学楼其它部位的沉降已基本完成. 而塌陷区内的厚层软粘土由于处于欠固结状态,一般岩土工程治理方法很难阻止塌陷区内土在自重条件下的固结沉降. 为此,采取了小型钻孔灌注桩(教室内外各一排,桩端置于灰岩上,用承台连结钻孔桩,在两条承台上紧贴基础底部设置一托板将基础托起来<sup>[15]</sup>(图 10). 在具体施工中为保证基础与托板的紧密连结,在二者之间采用了压力灌浆. 这样就保证了塌陷区内的基础与塌陷区外的基础一样,不再产生新的沉降.(岩土工程设计的结构计算略).

(3) 岩土工程监测. 监测工作是从 1991-02-02 开始的. 初期最大沉降速率为 0.018mm/d,在 05-28 至 06-23 的 26 d 中,平均沉降速率达 0.09 mm/d,经过岩土工程治理后,经长期沉降观测,沉降基本接近零(观测均用精密水准仪按国家二等水准的精度进行).

3.1.4 强岩溶发育区经常见到范围较小的局部塌陷 当上部荷载不大时,可采用跨越的方法,如线路器材厂职工住宅楼. 对于不同的基础,可采取不同的跨越方法,但都必须超过塌陷区一定的宽度,以保证跨越结构体的稳定.

3.1.5 关于溶沟(槽)地段基础沉降的刚度修正 对于局部小塌陷和范围不大的溶沟(槽),当

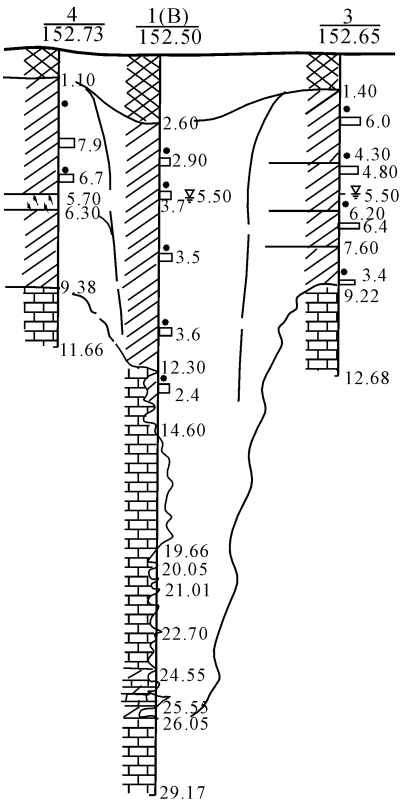


图 9 教四楼塌陷区地质剖面图  
Fig. 9 Geologic profile of the collapse area of No. 4 teaching building

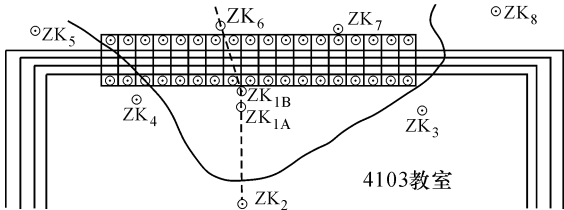


图 10 岩土工程治理桩基、承台、托板布置平面图  
Fig. 10 Plan of arrangement of pile foundation, bearing platform and backing plate as treatment

27 年. 当时后勤部门采用压力灌浆(用去水泥

表 5 塌陷区内外土的物理力学性质

Table 5 physical and mechanical properties of soils inside and outside the collapse area													
位置	土样号	取土深度/m	w	e	I <sub>L</sub>	φ/ (°)	c/ kPa	a/ MPa <sup>-1</sup>	E <sub>s</sub> / MPa	$\bar{N}$	p <sub>c</sub> / kPa	p <sub>0</sub> / kPa	OCR
塌区内	1B-5	12.53 ~ 12.78	37	1.03	0.55	14.9	7	0.45	4.5	3.7	80	162	0.50
塌区外	3-3	5.85 ~ 6.10	25	0.72	0.50	17.4	21	0.20	8.6	2.8	210	111	1.89
塌区外	3-1	2.15 ~ 2.40	26	0.78	0.05	19.8	47	0.11	16.2	6.4			

上部建筑物整体刚度较大时（可以采取设计措施以加大上部结构的刚度），对建筑物基础的沉降评价，应进行刚度修正。当进行刚度修正后，基础各部位的沉降能满足规范要求时，对该类塌陷或溶沟（槽）也可不进行岩土工程治理。刚度修正的方法不仅适用于局部小塌陷、小溶沟（槽），对于第四系局部软土上刚性的和有限刚度的基础沉降的修正也是适用的<sup>[16]</sup>。

刚度修正计算比较复杂。现引用《武钢一米七热轧箱体基础》<sup>[16]</sup>（获冶金部科技进步二等奖，笔者为参加者）一书中的有关内容，介绍给读者，以资借鉴。

现行国家规范建筑物地基变形的沉降计算都是按柔性基础考虑的，没有考虑基础和上部结构刚度对沉降的影响。

刚度修正近似方法的原理：基础刚度愈大，则沉降愈均匀，且最大沉降值也越小；柔性基础的沉降则不太均匀，最大沉降值也较大。而一般基础大多介于柔性和刚性之间，基础的刚度对基础沉降差影响较大，而对基础的平均沉降影响不大。基础的平均沉降总是接近于刚性基础的沉降。则平均沉降

$$S_m = (S_1 + S_2 + S_3)/3.$$

式中： $S_1$ —基础长边中点沉降； $S_2$ —基础中心点沉降； $S_3$ —基础短边中点沉降。

刚性和柔性基础地基表面变形的一般表达式为

$$W = (1 - \mu^2) CPR/E.$$

式中： $R$ —基础的半宽或半径； $P$ —单位面积压力； $\mu$ —土的泊桑比； $C$ —与基础形状、刚度有关的修正系数； $E$ —土的弹性模量。

形式系数  $C$  经推算，可得到近似的平均沉降形式系数  $C_m$ ，其值列于表 6。

上部结构对于地基的相对刚度  $K$ ，当仅考虑基础的刚度时：

表 6 平均沉降形式系数  $C_m$

Table 6	Average settlement coefficient of various foundation forms					
	圆形	方形	矩形、条形			
基础形式			$a/b = 2.0$	$a/b = 3.0$	$a/b = 5.0$	$a/b = 10.0$
刚性基础 $C$ 值	1.57	1.76	2.44	2.88	3.44	4.24
柔性基础 $C_m$ 值	1.51	1.77	2.41	2.83	3.35	4.15

矩形板

$$K = \frac{E'}{12E}(\frac{d}{B})^3;$$

圆形板

$$K = \frac{E'}{12E}(\frac{d}{D})^3.$$

式中： $E$ —土的弹性（压缩）模量； $E'$ —基础材料的弹性模量； $d$ —基础板的厚度； $B$ —与所计算的弯曲轴线平行的矩形基础边长； $D$ —圆形基础直径。

求出基础平均沉降  $S_m$  后，按图 11 和图 12 查得系数  $\gamma$  和  $\xi$ 。

美国麦耶荷夫（Meyerhof, 1953）根据均布荷载作用下弹性地基梁板的解答，得出了不同刚度条件下沉降差与最大沉降（ $\xi = \Delta S_{\max}/S_{\max}$ ）的关系（图 11）。但是由于在沉降计算中无法直接算出具有一定刚度基础的最大沉降，因而也无法利用麦耶荷夫的成果推算相应的沉降差。

为此，根据前述不同刚度基础的计算平均沉降  $S_m$  为常数的假定，把麦耶荷夫的成果转换成沉降差与计算平均沉降  $S_m$ （ $\gamma = \Delta S_{\max}/S_m$ ）的关系。变换结果如图 12 所示。纵座标为最大沉降差  $\Delta S_{\max}$  与计算平均沉降  $S_m$  之比  $\gamma$ ，横座标为基础和上部结构对于地基的相对刚度  $K$ 。

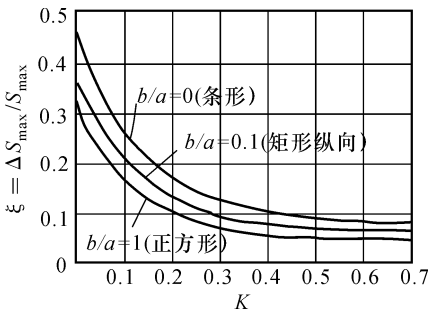


图 11  $\xi - K$  曲线

Fig. 11 Relation curve of  $\xi - K$

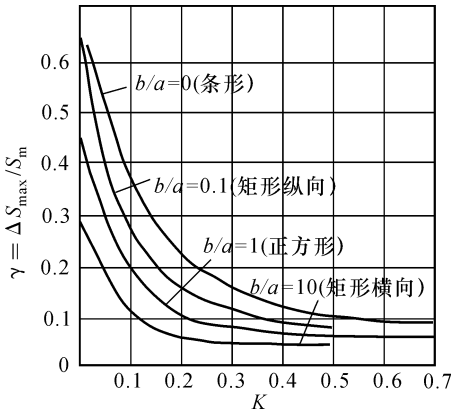


图 12  $\gamma - K$  曲线

Fig. 12 Relation curve of  $\gamma - K$

具体计算步骤如下：

- ①先求出基础各点沉降  $S_1', S_2', \dots, S_i', \dots, S_n'$ ;
- ②求出代表刚性基础的沉降直线;
- ③求出基础相对刚度  $K$ ;
- ④查  $\gamma - K$  曲线, 得  $\gamma$ ;
- ⑤按下式计算上列基础各点的  $S'$  的修正值.  
 $S_i = S_i' - \Delta S_i \cdot \eta$ ,  
 $\Delta S_i = S_i' - S_i''$  (当  $S_i' < S_i''$  时,  $\Delta S_i$  为负值),  
 $\eta = (\gamma_0 - \gamma_k) / (\gamma_0 - \gamma_{0.5})$ .

式中:  $S_i$ —有限刚度基础  $i$  点沉降;  $S_i'$ —按分层综合法计算的  $i$  点沉降;  $S_i''$ —基础按刚性考虑时  $i$  点沉降;  $\Delta S_i$ —基础按刚性和柔性考虑时相应  $i$  点沉降差;  $\gamma_0, \gamma_{0.5}, \gamma_k$ —当基础刚度  $K$  分别等于 0, 0.5 和实际相对刚度  $K$  时的  $\gamma$  值. 某基础经刚度修正后的基础计算沉降见图 13.

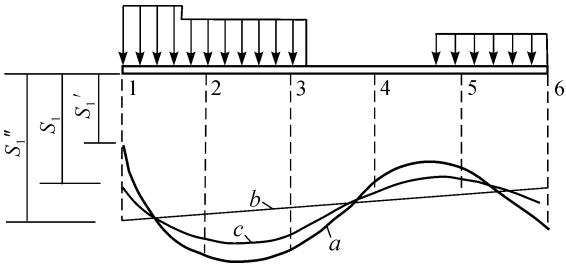


图 13 基础沉降的刚度修正

Fig. 13 Modified stiffness of foundation settlement  
a—柔性基础的沉降曲线; b—刚性基础的沉降曲线; c—刚度修正后的沉降曲线

3.1.6 改变平面设计以避免土洞群 当某一土洞群呈有规律排列时,如能通过调整平面布置的方法,将拟建建筑物避开该土洞群是最理想、最经济的.如桂林市第二纺织总公司办公大楼就是这样做的.但为防止该土洞的进一步发展,也必须采取对土洞予以填充的方法进行处理.填充工作应采用由粗到细的散料(块石、碎卵石、细米石或砾石、砂及粘性土)从底向上逐层填充,达到既能使地表水和地下水的畅流排泄,又不使潜蚀作用过快发展.

3.1.7 在强岩溶发育区对溶蚀洞隙(包括土洞)的填筑 对溶洞(隙)或土洞填筑时切忌堵死地下水通道,而应采取疏导的方法,要保证原有的地下水通道畅通无阻,以免引起新的地质灾害.如桂林橡胶制品厂炭黑库工程,勘察时已发现一胶结断层通过该车间,断层虽已被方解石等胶结,

但断层上下盘的岩石仍较破碎.设计采用钻孔灌注桩基础.由于认识不足,桩基施工中没有采取特殊的处理措施(如应在断层附近的钻孔桩浇注砼前下好钢护筒等),致使浇注的砼将地下水通道阻塞.当工程建成后的第 2 年春天雨季来临时,发现在该断层分布带上的室内地坪被地下水拱起,而不得不采取重新打开室内地坪,在地坪下设置疏导透水层和盲沟,将地下水引到厂房以外的排水沟中.

这类事故虽属特例,但对在岩溶区从事岩土工程也是一种启示和范例.

3.1.8 老建筑下沉、开裂的特例 已有老建筑物的下沉、开裂,在岩溶发育区也不都是由于塌陷引起的,例如桂林量具刃具厂办公楼、桂林工学院教六楼.经勘察试验研究,其下沉开裂的原因是由于在大旱之年,原有溶蚀凹地或一边置于灰岩上,另一边置于硬塑红粘土上的建筑基础,由于地基土大量失水而发生干缩.在具有一定厚度的这类地基土的条件下,就会出现建筑物的下沉、开裂.这种由于干缩造成的下沉、开裂,不同于塌陷引发的开裂,它不会无休止地下沉、开裂,达到一定规模就会停止下沉,并在次年雨季到来时,地基土吸水膨胀,已开裂的裂缝会逐渐减小.但这仍是一种地质灾害,当经常出现此类现象时,对建筑物的危害也是明显的.此类地基理应在建设时的地基治理中解决.当在使用期遇到此种灾害时,如灾害不严重,可不予处理,待干旱年后,让其自然恢复;如灾害严重时,应根据建筑物的情况分别对症处理.

鉴于这种由于干缩引发的下沉、开裂的岩土工程治理相当复杂、困难,即在干缩期采取的治理方法,到了雨季吸水膨胀变成相反的效果.为此,对桂林工学院教六楼的下沉、开裂,由于不甚严重,建议不予治理,待全院整体改造时再处理.而对量具刃具厂办公楼,由于该办公楼为陈旧建筑物,治理起来不经济,建议拆除重建.当然对溶蚀凹地应采取专门的治理措施.

3.2 关于古塌陷

古塌陷的种类较多,其鉴别也易引起争论.所谓古塌陷,至少是指近代人类工程活动之前产生的、不经过专门的勘察不易发现(或被掩埋)的塌陷.严格地讲,这类古塌陷应该是第四

纪全新世以前产生的。

在岩溶地区，当具有溶解能力的较丰富的地下水，沿可溶岩的层面、断裂破碎带等构造带流向侵蚀基准面的过程中，逐渐发生溶蚀，使岩溶发育。当某地的岩溶发育到不再能支持上部沉积物及其附加荷载，岩溶塌陷便开始了。随着岩溶塌陷规模的不同以及上覆第四系土的物理力学性质的不同而产生着不同的塌陷形态。比如在松散地层中，较易塌到地面；而在红粘土（土的状态较硬时）则易形成隐伏土洞，只在一定的条件下，如地下水的继续作用，或有上部荷载的增加，或有人为的条件促进，才会塌到地表。

一般情况下，古塌陷的塌陷（深度）较大。塌陷到地表后被第四系全新统所覆盖。此类塌陷在一定的勘探密度下是不难发现的。但也有例外。

（1）在桂林小东江沿岸 I 级阶地上的古塌陷是一个典型例子<sup>[17]</sup>，图 14 表明：在 Q<sub>4</sub> 卵石层沉积之后，该地发生塌陷。在塌陷区内堆积了由塌陷物（混入部分粘性土）形成的砾砂；在塌陷完成之后，在塌陷坑内沉积了软一流塑粉质粘土；

之后，与广大小东江区域一同沉积了漓江泛滥相沉积物——粉质粘土（底部为薄层粉土）。

塌陷区内外土的主要物理力学性质如表 7，塌陷区沉积的粉质粘土仍处于欠固结状态；而漓江泛滥相沉积的粉质粘土则处于正常固结状态。该工程项目是研究老建筑加层问题，从现有基础下取出的土样，其应力状态处于超固结状态。

（2）在小东江左岸冲积阶地上经常见到的古塌陷。图 15 所示为一教学试验楼（六层框架结构）古塌陷的地质剖面<sup>[18]</sup>。该教学试验楼在已知为卵石地基的情况下，岩土工程勘察时的钻孔间距基本上按框架柱布置，孔距为 16m。对于广泛

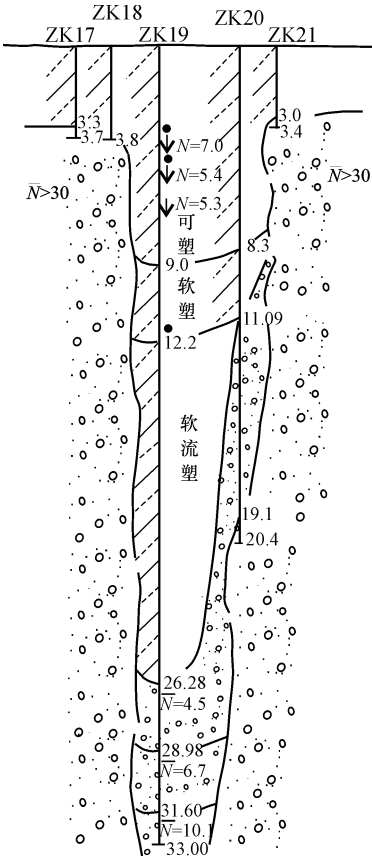
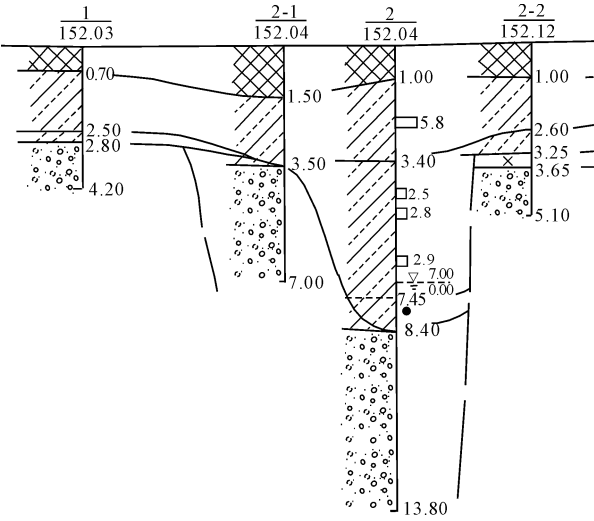


图 14 小东江 I 级阶地上古塌陷地质剖面图

Fig. 14 Geologic profile of ancient collapses in the second bottom of Xiao Dongjiang River

图 15 某教学试验楼塌陷地质剖面图

Fig. 15 Geologic profile of collapses of one teaching and experiment building

表 7 塌陷区内外及基础下土的主要物理力学性质												
Table 7 Main physical and mechanical properties of soils beneath the foundation, inside and outside the collapse area												
位置	土样号	取土深度/m	w	e	I <sub>L</sub>	φ/(°)	c/kPa	a/MPa <sup>-1</sup>	E <sub>s</sub> /MPa	p <sub>c</sub> /kPa	p <sub>0</sub> /kPa	OCR
塌区内	2-1	7.78 ~ 7.98	26	0.70	0.82	21.8	24	0.020	8.3	0.60	1.49	0.42
塌区外	18-2	2.30 ~ 2.50	23	0.75	0.14	17.2	69	0.009	19.3	0.44	0.44	1.00
塌区外基础下	19-1	1.60 ~ 1.80	26	0.83	0.21	20.3	45	0.016	11.3	0.60	0.30	2.00

分布的卵石层,勘探点密度已经很大了. 勘察结果,中密—密实的卵石层顶面大多不深于 3.0 m. 为此设计决定采用密实卵石层为该教学试验楼框架柱基础的持力地基. 当大部分基础已施工完毕的情况下,在 3c/315 框架柱下挖至 7 m 多仍未见卵石层. 经补充勘察查明:该框架柱下为一古塌陷. 平面范围:塌陷区直径约 6.5 m; 钻探深达 33.00 m 仍未达到灰岩面. 但自 31.6 m, 塌陷卵石在上部自重固结下,其密度已近中密状态 ( $\bar{N}_{63.5} = 10.1$ ), 由于岩土工程治理方法的原因,本次调查未再继续进行.

鉴于该教学试验楼框架柱基础已大部施工完成,为此岩土工程治理设计,经设计、勘察、业主共同研究,决定采用梁板跨越(覆盖该塌陷区)的方法进行治理. 该框架柱基础修改图如图 16 所示.

(3) 在强岩溶发育区由溶蚀、古塌陷形成的深溶沟(槽)及其岩土工程治理的另一例. 桂林橡胶机械厂 A—E 住宅楼场地的地质剖面图<sup>[19]</sup> 如图 17 所示,已明显地表明了该场地的岩溶发育特征.

该住宅楼为五层砖混结构,对地基承载力的要求为  $f = 180$  kPa. 如果用天然地基,将基础置于填土下的硬—可塑粘土上,由于硬盖层薄,软弱下卧层通不过,如钻孔 4 所示. 如采用钻孔灌注桩,一者桩头很难穿透第一、二层灰岩溶洞顶板(如不穿过,在群桩作用下,溶洞顶板处于不稳定状态);二者当时沉管灌注桩的施工能力一般沉入深度仅为 16~18 m,而达不到底部稳定灰岩(由于地基方案的考虑而没有再向下钻入灰岩);三者

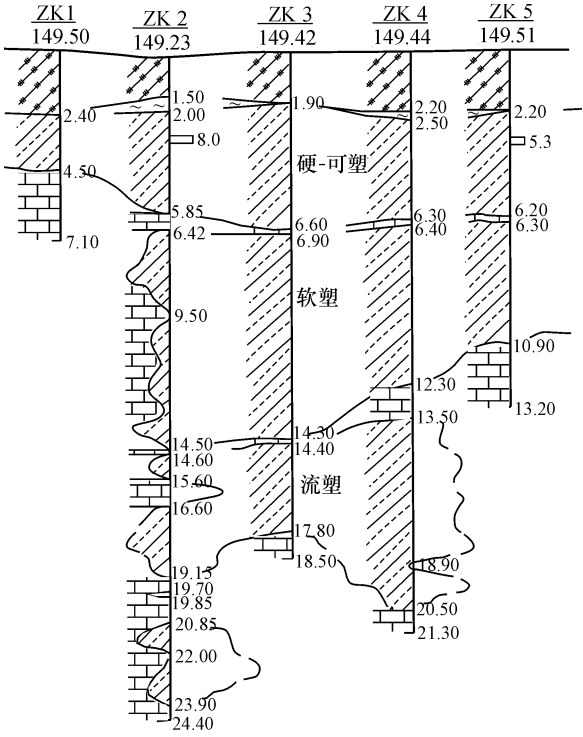


图 17 深溶沟(槽)地质剖面图

Fig. 17 Geologic profile of deep karren (solution groove)

如采用钻孔灌注桩,对一般住宅楼,工程投资过大. 因此采取了与桩基础完全不同的治理方案.

鉴于该场地在填土层之下为一硬—可塑土层(通常在红粘土区的硬盖层是普遍存在的),经过设计研究和地基计算决定采用尽量将基础浅埋(以满足结构需要的最小尺寸为原则),将荷载引向上部硬盖层和换土层,以保证施加在软土层的压力 ( $P_z + P_{ez}$ )  $< f_z$ . 在该场地当填土层较厚时,在挖除填土层之后,采用干砌块石或砂、砾、卵石、碎石混料回填至中密状态,以达其应力扩散的目的. 具体方案如图 18.

经此方法处理的该住宅楼完全达到了预期的目的. 经过十几年的使用,安全可靠. 证明此方法既经济、又便捷.

此类处理方法在岩溶区其它住宅工程中也多有采用,均达到了目的.

3.3 另一类塌陷

如图 19<sup>[20]</sup>所列的这类塌陷经常被岩土工程勘察所忽略. 其塌陷发生的时间很难界定,即近期塌陷和古塌陷均有可能,暂列入古塌陷一类.

图中 ZK40 为明显的新塌陷. 在卵石层下塌之

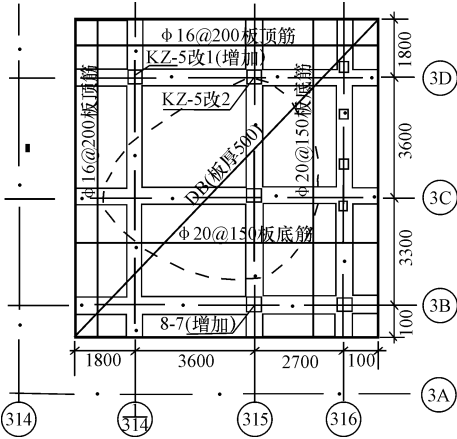


图 16 教学实验楼塌陷区基础修改图

Fig. 16 Plan of modified foundation of one teaching and experiment building in collapse area

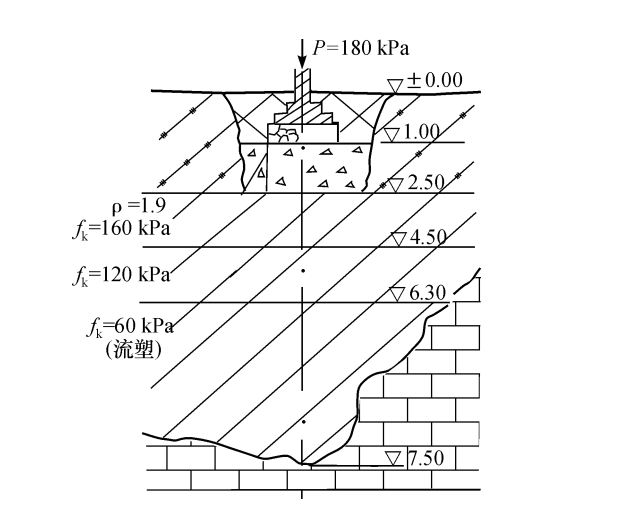


图 18 深溶沟软土区基础设计方案

Fig. 18 Foundation design scheme in soft soil area of deep karren

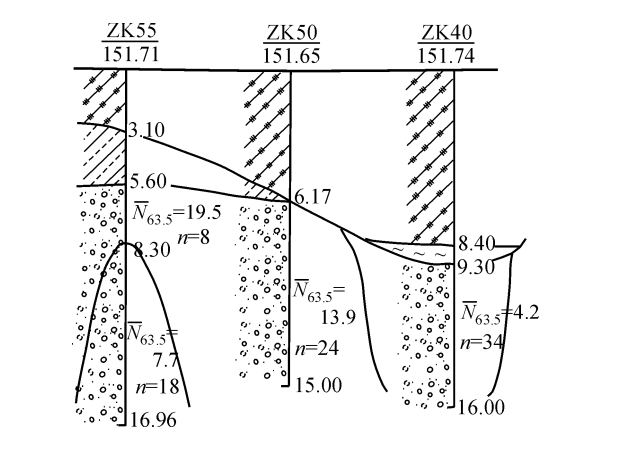


图 19 漓江右岸 I 级阶地上塌陷区地质剖面图

Fig. 19 Geologic profile of the collapses in second bottom of the right bank of Lijiang River

后，在塌陷坑内沉积有淤泥（塌陷后坑内的静水沉积）。但 ZK55 所揭露的情况则易被忽略。在粉质粘土之下为中密—密实（ $\bar{N}_{63.5} = 19.5$ ）的卵石层，在该层以下的一定深度，钻探所揭露的卵石明显变松（ $\bar{N}_{63.5} = 7.7$ ），在钻探中还发现在该二卵石层之间还有一厚度不大的空洞。这种现象是由于底部灰岩溶洞塌陷规模相对较小，虽造成上部卵石层的松动，但由于中密—密实卵石层的拱作用而形成。至于二卵石层之间的空洞，则与后期松动卵石在自重条件下固结有关。

必须指出：这类塌陷对上部工程设施的危害大于已完全查明的已塌到地表的塌陷。特别是在岩土工程勘察时，当遇到中密—密实的卵石层时，在未达到压缩层底部就停止钻进，主观认为下部

全为密实的卵石层而作出岩土工程勘察结论。当工程设施荷载施加之后，当该密实卵石形成的拱不能承载上部荷载时，就会发生较大的沉降或塌陷（特别在有空洞的情况下）而危害上部结构的安全。

总之，不论是近期塌陷还是古塌陷，在强岩溶发育区的岩土工程勘察必须引起足够的重视，在勘探网点的布设上，也应适当的加密，对重要的基础，原则上均应有勘探点，以免疏漏。如图 15 所示的教学试验楼，如果在较重的框架基础部位布置了勘探点，并在勘察时就已发现该古塌陷，完全可以在设计时适当改变平面图，将框架柱错开该古塌陷坑，这样既保证了该教学试验楼的安全，又节省了岩土工程治理的时间和投入的大量工程费用。

## 4 结束语

强岩溶发育区的岩土工程问题是复杂的。但是，通过认真、仔细地工作，特别是随着新技术、新设备的投入，只要改变以往的思维方式而予以认真的对待，这些复杂的问题将会得到逐步的解决。

## 参考文献

- [1] 冶金工业部武汉勘察研究院. 桂林市解放桥重建工程场地岩土工程勘察报告（详细勘察阶段）[R]. 武汉：冶金工业部武汉勘察研究院，1999.
- [2] GB 50218 - 94，工程岩体分级标准 [S].
- [3] GBJ 50021 - 94，岩土工程勘察规范 [S].
- [4] JGJ 94 - 94，建筑桩基技术规范 [S].
- [5] GBJ 7 - 89，建筑地基基础设计规范 [S].
- [6] 《工程地质手册》编委会. 工程地质手册（第 3 版）[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1992. 552 - 553.
- [7] 铁道部第二勘测设计院. 岩溶工程地质 [M]. 北京：铁道出版社，1984. 268.
- [8] 柳州铁路勘测设计院. 桂林市上海路—中山路交叉立交工程岩土工程详细勘察报告 [R]. 柳州：柳州铁路勘测设计院，2000.
- [9] 桂林工程勘察院. 桂林市长乐大厦详细勘察阶段工程地质勘察报告书 [R]. 桂林：桂林工程勘察院，1995.
- [10] 桂林冶金地质学院勘察设计院. 桂林通信机械厂传真机楼基础抽芯检查报告 [R]. 桂林：桂林冶金地质学院勘察设计院，1992.
- [11] 桂林冶金地质学院勘察设计院. 桂林轮胎厂硫化大楼场地工程地质勘察报告书 [R]. 桂林：桂林冶金地质

学院勘察设计院, 1993.

[12] 桂林冶金地质学院综合勘察队. 桂林市宁江饭店场地补充工程地质勘察报告书 [R]. 桂林: 桂林冶金地质学院综合勘察队, 1985, 12.

[13] 桂林冶金地质学院勘察设计院. 桂林橡胶机械厂 11#职工宿舍墙体开裂地基处理报告 [R]. 桂林: 桂林冶金地质学院勘察设计院, 1991.

[14] 桂林冶金地质学院勘察设计院. 桂林冶金地质学院教四楼 4103 教室墙体开裂岩土工程 [R]. 桂林: 桂林冶金地质学院勘察设计院, 1991.

[15] JGJ 79-91, 建筑地基处理技术规范 [S].

[16] 湖北省建设武钢一米七轧机工程指挥部总结组. 一米七热轧箱体基础 [R]. 武汉: 武汉钢铁集团公司, 1979.

340-343.

[17] 桂林冶金地质学院综合勘察队. 桂林电力电容器厂 4、5、6 幢住宅扩建改造工程场地工程地质勘察报告书 [R]. 桂林: 桂林冶金地质学院综合勘察队, 1983.

[18] 桂林冶金地质学院综合勘察队. 桂林冶金地质学院教学试验楼场地工程地质补充勘察报告书 [R]. 桂林: 桂林冶金地质学院综合勘察队, 1986.

[19] 桂林冶金地质学院勘察设计院. 桂林橡胶机械厂 A-E 楼场地工程地质勘察报告书 [R]. 桂林: 桂林冶金地质学院勘察设计院, 1992.

[20] 桂林冶金地质学院综合勘察队. 桂林文华大饭店后楼补建工程场地工程地质勘察报告书 [R]. 桂林: 桂林冶金地质学院综合勘察队, 1987.

Geotechnical engineering problems in karst strongly developed area  
—geotechnical conclusion of engineering practice in Guilin

LI Zhong-ming  
( Guilin Institute of Technology, Guilin 541004, China )

**Abstract:** Geotechnical engineering problems in karst strongly developed area are complicated. Some karst - related geotechnical engineering problems are discussed, which have major influence on construction projects, such as karst development laws in geotechnical engineering quality evalution, stability evaluation of huge horizontal dissolved cavern, investigation measures for the correct judgments of karst developed degree, some recent and ancient typical collapses and their geotechnical engineering solutions. Furthermore, solutions are presented for major projects as the deep and large pile foundations of Jiefang Bridge and for accident - frequent dug pile foundations.

**Key words:** karst strongly developed area; huge horizontal dissolved cavern; karst stability; recent and ancient collapses; bearing stratum for pile foundation

( 续完 )