

岩土漫话

编者按:我国岩土工程规范标准种类繁多,具体条文规定过细,在一些规范中存在着理论、概念

模糊和计算方法不全面和不准确的问题。在设计理论方法方面则是各行其是,经常使得各规范标准之间既无法衔接,计算的结果也无法比较。在2003年本刊第11期中,清华大学李广信教授就《建筑边坡工程技术规范》(GB50330-2002)中关于边坡稳定计算问题和《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)中的设计理论方法进行了探讨。在2003年第12期中,对《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)和《建筑基坑支护技术规范》(JGJ120-90)中有关问题进行了研究。李广信教授的文章得到广大同行的关注。本期刊登李教授对于《建筑地基处理技术规范》、《土工合成材料应用技术规范》的独到见解。欢迎广大读者、作者来稿对岩土工程有关领域热点问题开展讨论。

“说三道四”议规范(三)

李广信

(清华大学)

对于规范的非“议”,应十分谨慎。本不想再议,但有人指出按题目至少“说三”,理当“道四”。作法自毙,既落入了自设的陷阱,只好就范,接着再议。

在我国,与其他的规范标准相似,岩土工程规范存在着偏细、偏死、偏保守的问题。笔者也参加过规范的编写,领导交代的原则之一是所谓“可操作性”。这样规范不但指明了什么“应”,什么“宜”;而且明确给出了理论公式,计算参数,操作步骤。可谓是“傻瓜规范”。记得某智者曾经说过“越是高科技的,越是傻瓜的。”这样的名言。这是说为产品使用者的便捷,但是如果设计者成为傻瓜,那么产品会是什么呢?

这样的规范的优点是对于水平有限和不求有功的工程技术人员提供了省事的方法和法律的屏蔽;对于小型工程它也是实用和偏于安全的。一般讲,为了指导全面和适应各种可能的情况,也为了让一般技术人员能够掌握使用,规范所推荐和使用的理论方法一般是成熟的、简易的和偏于保守的。而不可能使用更先进和精度更高的理论和方法。这样,规范没有规定的更先进的理论和方法反而不合法,如果出了问题则可能官司缠身。规范中的“不得”,“不应”是不能超越的底线。有时会约束和限制了技术人员的积极性和创造性,而岩土材料性质的复杂性与变异性,岩土工程边界条件的不确定性及影响因素的众多,给岩土工程的设计及施工留有很大的选择和发挥的空间。

近年来在北京的基坑支护工程中,完全按照规

范设计施工恐怕很难成功投标。技术人员心照不宣地在利用这个空间。细而死板并且偏于保守的规范限制了岩土工程师的独立判断与决策,限制了在岩土工程中新理论、新方法、新技术和新工艺的应用,也使岩土工程技术人员感觉不到进一步学习和提高的必要性和迫切性。技术人员只要查表确定参数,按公式计算就可完成全部设计。这大多数情况会造成较大的浪费;有时也由于不适应具体工程条件的特殊性而发生事故。

1 建筑地基处理技术规范

在《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002, J220-2002,以下简称“地基处理规范”)的3.0.4条中规定:“经处理后的地基,当按地基承载力确定基底面积及埋深而需要对本规范确定的地基承载力特征值进行修正时,应满足下列规定:

1. 基础宽度的地基承载力修正系数应取为零;
2. 基础埋深的地基承载力修正系数应取为1.0。”

对于这一硬性规定很多人是有不同意见的,认为过于保守。并且大尺寸的模型试验已表明了它的保守性。由于目前地基处理的范围越来越广,不但用于软粘土,而且用于一般粘性土和其他土类;不但用于小型建筑物而且也用于尺寸较大、基础埋设较深的情况。这就常常发生经过处理的地基承载力反而比不经处理的天然地基的承载力还低的情况。

当然,由于所有的地基处理范围都是局部的,这

与天然地基中土层在平面上无限延伸不同,所以一般很难在加固区发生整体破坏,而更可能是地基的局部剪切破坏和冲剪破坏。所以不能与天然地基一样,用加固以后土的强度指标进行宽度和深度修正。

但是根据太沙基的承载力理论,至少可以用 $\bar{c} = \frac{2}{3}c$, $\bar{\phi} = \frac{2}{3}\phi$, 确定深度与宽度修正系数。如果不能采用处理后地基土的强度指标,也可以考虑用原状土的强度指标确定修正系数。这样,只有原状土是饱和淤泥和淤泥质土时,由于 $\phi_u = 0$,才满足 $\eta_b = 0$, $\eta_d = 1.0$ 的条件。所以在水利和水电行业的“振冲法地基处理规范”中,将原地基土的深度修正系数作了折减,但 $\eta_d \geq 1.0$ 。这是比较合理的。

上世纪 80 年代笔者在圆明园跑步时经常看到一个裸露在外的宫殿地脚下巨大的灰土(三合土)实体。当时就想:应当称它为“基础”,还是称它为“复合地基”呢?现在分别分析如下:

(1) 如果按灰土基础计算(见图 1):设古建筑物上部结构的重量为 $F = 8000 \text{ kN}$, 下部结构为方形,底宽为 $4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$,基础底宽为 $6 \text{ m} \times 6 \text{ m}$ 。圆明园处的原状粉质粘土承载力特征值(未修正)为 200 kPa ,按照《建筑地基基础设计规范》, $\eta_b = 0.3$, $\eta_d = 1.6$ 。如果按灰土无筋扩展基础设计,台阶宽高比为 $11.5 (\theta = 33.7^\circ)$,地基土的容重为 17 kN/m^3 ,灰土基础高度为 1.5 m ,埋深为 4 m ,容重为 20 kN/m^3 。

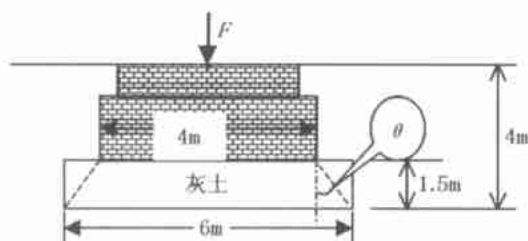


图 1 灰土基础或者灰土垫层

这时的总基底压力为:

$$p = (8000 + 6 \times 6 \times 4.0 \times 20) / 36 = 302 \text{ kPa}$$

经深宽修正以后的地基土的承载力特征值为:

$$f_a = 200 + 17 \times 0.3 \times (6 - 3) + 17 \times 1.6 \times (4 - 0.5) = 310 \text{ kPa}$$

可见: $f_a > p$,承载力是满足的。

(2) 如果按灰土换土垫层的地基处理计算:所有条件不变(见图 1),扩散角: $\theta = 28^\circ$

灰土垫层顶面上的平均压力为:

$$p_k = (8000 + 4 \times 4 \times 2.5 \times 20) / (4 \times 4) = 550 \text{ kPa};$$

基底处土的自重压力:

$$p_c = 2.5 \times 17 = 42.5 \text{ kPa};$$

垫层底土的自重压力:

$$p_{cz} = 42.5 + 1.5 \times 20 = 72.5 \text{ kPa}.$$

垫层底的附加压力:

$$p_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} = \frac{16 \times 507.5}{5.6 \times 5.6} = 259 \text{ kPa}$$

垫层底部总压力: $p_z + p_{cz} = 331.5 \text{ kPa}$

深度修正后的原地基土的承载力特征值:

$$f = 200 + 17 \times 1.0 \times 3.5 = 259.5 \text{ kPa}.$$

可见: $f < p_z + p_{cz}$,承载力远远不能满足。

即使认为下卧层的原状土不属于“经处理后的地基”, $\eta_d = 1.6$ 。

由于对下卧层地基土不进行宽度修正,深度修正后的承载力特征值:

$$f = 200 + 17 \times 1.6 \times 3.5 = 295.5 \text{ kPa} < p_z + p_{cz} = 331.5 \text{ kPa}, \text{仍然不能满足承载力的要求。}$$

从此例可见,按灰土基础设计,承载力完全满足;按换土垫层处理的地基设计,则承载力不能满足。正如高考时有一个考生,如果随母亲为少数民族,达到高考分数线;随父亲则按“汉族”论,考分不够,此同理也。

记得在《地基处理规范》征求意见稿中,还有原地基承载力小于 80 kPa ,深度修正系数为 0.8 的规定。那将在逻辑上都不通,因为就会出现比重小于 1.0 的物体会在水中下沉;一定深度的地基土,无需一砖一瓦而在自重下会由于承载力不够而破坏等不可理喻的现象。

地基处理承载力计算的问题还可以用下例说明:如果条件与上例相同,基底以下为饱和粘土, $f_a = 150 \text{ kPa}$,土的饱和容重为 19 kN/m^3 。采用水泥土搅拌桩加固,桩径 0.5 m ,桩距 1.5 m ,正三角形布置。桩底为承载力极高的砂砾石土层,由桩身的强度控制其单桩承载力为 $R_a = 100 \text{ kN}$ 。按照《地基处理规范》的公式(9.2.5)计算复合地基承载力特征值:

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1 - m) f_{sk} \quad (1)$$

由于桩周土与桩端土承载力相差很大,按《地基处理规范》,取 $\beta = 0.2$,则计算出 $f_{spk} = 78 \text{ kPa}$,这样,在不进行任何修正的情况下,处理以后的地基比不处理的地基承载力 150 kPa 小了近 50% 。该公式是否有些不妥?如果计入深度和宽度修正,二者的

差值就会更大。经水泥土搅拌桩处理的深度修正后的复合地基承载力特征值:

$$f_{sp} = 78 + 1 \times 17 \times (4 - 0.5) = 137.5 \text{ kPa}$$

不经处理的原地基土修正后承载力特征值:

$$f_a = 150 + 0.3 \times 9(6 - 3) + 1.6 \times 17(4 - 0.5) = 253.3 \text{ kPa}$$

这样,千辛万苦进行了地基处理,获得了这么大的承载力“减少”,在伤心之余不免令人怀疑:这样计算合理么?似乎在《地基处理》规范中应设一个下限:一般情况下处理后的地基承载力不应小于原地基承载力。

《地基处理规范》中关于粉土及砂挤密之前后的孔隙比与孔径孔距 s 间关系公式为式(8.2.2)。

等边三角形布置

$$s = 0.95 d \sqrt{\frac{1 + e_0}{e_0 - e_1}} \quad (2)$$

正方向形布置

$$s = 0.89 d \sqrt{\frac{1 + e_0}{e_0 - e_1}} \quad (3)$$

那么如果是矩形布置,不等距,或者基本等距但不规则布置挤密桩时如何计算呢。其实根据挤密前后固体体积不变原则按如下公式更便于计算:

$$\frac{A_0}{1 + e_0} = \frac{A_1}{1 + e_1} \quad (4)$$

A_0 —挤密前地基土的面积;

A_1 —挤密后桩间土的面积, $A_1 = A_0 - A_p$;

A_p —挤密桩的总断面积。

在《地基处理规范》的式(8.2.2-5)中,粘性土中桩正方形布置时,桩间距与一根桩承担的处理面积间关系为

$$s = \sqrt{A_e} \quad (5)$$

这么简单的正方形面积公式出现在规范中,是不是有些过细了。

2 土工合成材料应用技术规范

在《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290-98)中,关于加筋材料的设计容许抗拉强度,规定用上述规范的式(3.1.4)计算:

$$T_a = \frac{1}{F_{iD} F_{cR} F_{cD} F_{bD}} T \quad (6)$$

其中 F_{iD} , F_{cR} , F_{cD} , F_{bD} 分别为机械破坏、材料蠕变、化学破坏、生物破坏的影响系数。这些系数之积可达到 5.0 或更大。

首先,值得怀疑的是这些系数是否应当直接叠

加。例如机械破坏的影响系数是这样确定的:将筋材按照现场的施工条件铺土石料,机械碾压。然后将其取出,再进行常规的抗拉强度试验,结果与初始的材料的抗拉强度之比为 $1/f_{iD}$,这种强度的损失往往由于施工中造成的局部损伤引起拉伸时的应力集中和断裂。而蠕变抗拉强度为相应于某段时间(例如 120 年),材料达到一定的应变(例如为 5%),对应的拉应力。那么它对于局部损伤是否与常规拉伸一样敏感?机械破坏与蠕变二者的影响系数直接叠加是否合理?同理,这四个系数直接叠加也是很值得商榷的。

这样,强度已经两折以后的筋材,在分析加筋土堤(墙)的稳定时,原规范的公式(6.4.2-1)规定:

$$T_s = (F_{sr} - F_{su}) M_0 / D \quad (7)$$

式中: M_0 —未加筋时土坡的滑动力矩;

D —筋的设计拉力 T_s 对于圆弧圆心的力臂;

F_{sr} —规范要求的安全系数;

F_{su} —不加筋时的安全系数。

式(7)也可以写成:

$$(T_s / F_{sr}) D = M_0 - M_0 \frac{F_{su}}{F_{sr}} \quad (8)$$

此式的右侧第一项表示需要抵抗的滑动力矩,右侧第二项为在要求的安全系数 F_{sr} 下土体自身的抗滑力矩。左面为需要筋材担负的部分,为前两项的差值。 T_s 为要求筋材提供的拉力。在设计中还要求 $T_s \leq T_a$ 。也就是说,在筋材已经被打了二折以后,在稳定分析中还要除以结构稳定安全系数 F_{sr} 。这是一种床上架床,房上加房(不是楼房)的作法。重叠使用的安全系数造成很大的浪费。Rowe 等人通过对有详细监测记录的 21 个案例的分析,指出了目前加筋土设计的保守性。例如实测筋材的应变和拉力远小于设计值。常常仅为设计值的 $1/2 \sim 1/3$ 。其中在稳定分析中,将土与筋材的强度除以 $1.2 \sim 1.3$ 的安全系数是原因之一。

有人认为,式(6)为计算材料强度除以一定的安全系数,式(7)为结构稳定分析要求一定的安全系数,二者不重复。但是问题是这种简单叠加是否合理。在稳定分析中,安全系数大于 1.0 的原因之一是荷载可能出现短时的超载。在《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)中关于荷载有如下规定:

(1)在地基承载力验算中,取正常使用极限状态下荷载效应的标准组合;

(2)在进行有关土体的稳定分析时,取承载能力极限状态的荷载效应的基本组合,但分项系数均取

为 1.0;

(3)在验算混凝土及钢筋混凝土结构强度时,取承载能力极限状态的荷载效应的基本组合,采取相应的分项系数;

(4)在计算地基变形时,取正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合。

在一般情况下,如果上述情况(1)中 $S = 1.0$;则对于情况(2), $S \approx 1.0$;对于情况(3), $S = 1.3$;对于情况(4), $S = 0.8 \sim 0.9$ (与可变荷载有关)。这种荷载的取值很容易理解。以某体育场看台为例,体育场大部分时间是空的,荷载为看台的结构自重和座椅自重。有正常的比赛时,额定座位可容纳 5 万人,为可变荷载。但是如果足球世界杯在此举行决赛,则可能挤进 7 万人,加上狂热的球迷的欢呼雀跃,其瞬时荷载可能加倍。那么在设计地基承载力时可以用自重加 5 万人的荷载,似乎土体对于瞬时荷载有一定的超载承受能力;但是看台的钢与混凝土结构则应按 7 万狂热的人群计算,因为已经有因此造成看台倒塌的先例;而地基的沉降主要是粘性土的固结沉降,需要时间的持续。几小时的雀跃的人群,不会对地基沉降产生什么影响。人群的可变荷载 5 万人可以再打一个折扣。筋材的蠕变其实与地基土体的沉降相似,由长期稳定的自重荷载控制。这在加筋桥台、桥墩、路堤等可变荷载很大时尤为如此。这样,将蠕变与稳定分析的安全系数(包括可能的超载)叠加不是过于保守了吗?

根据计算,在软土地基上的土堤加筋仅会使安全系数提高 0.03 ~ 0.06 左右,而在实际工程中其效

果似乎远不止于此。加筋可以大大提高土堤的临界高度。其原因除了实验室测试的筋、土的强度偏低,筋与土的相互作用的机理和破坏模式有待认识等原因之外,在式(6)和式(8)中可以发现有明显的重复计算安全系数的问题。在式(8)中,如果选抗滑稳定的安全系数 $F_{sr} = 1.3$,则在右侧第二项中设计将土的抗剪强度已经除以 1.3。而在实际加筋土体中,只有土的强度充分发挥,筋才能起作用。显然土的强度充分发挥应当是 $M_0 F_{su}$,可见左侧的值偏大,这个偏大的值还要乘以 1.3 得到计算的筋材拉力 T_s ,筋材应力的计算值显然偏大。

在软粘基上加筋土堤稳定分析中,地基土通常采用的是不排水抗剪强度指标。实际上在地基施工和运行中地基土是部分排水的,其强度会逐渐提高,尤其是在设有竖向排水(砂井、塑料排水带)的情况。土堤施工速度过快,可能引起失稳。加筋的作用在于可以在同样施工速度下增加土堤的高度,或者在同样高度下,加快筑堤的填筑速度。因而筋发挥的最大作用仅限于在施工结束时。运行一定时间以后,地基完全固结,地基土强度提高。其强度足以支撑土堤,筋的作用也就结束了。那么在计算筋的设计容许抗拉强度时,先除以 2 ~ 3 的蠕变安全系数就更没有必要了。

在加筋土计算中,筋材的蠕变系数通常为 2.0 ~ 3.0,有时还要大一些。这常常使筋材的设计强度很低。在什么情况考虑蠕变,安全系数如何合理选用,是一个很值得探讨的问题。

中国将建青藏铁路“数字路基”

日前从中国科学院寒区旱区环境与工程研究所获悉,为给青藏铁路工程设计、施工和养护提供科学依据,中国将建立青藏铁路“数字路基”和“仿真平台”。

据了解,青藏铁路“数字路基”是通过计算机建立的数字化冻土路基模拟系统,通过此模拟系统,只要给出某一冻土路基的实际地质条件、边界条件和路基中的工程措施,就可预测这一路基的运行状况或可能出现的问题。

该项目的研究负责人中国科学院研究员李新认为,“数字路基”可以验证和分析青藏铁路工

程设计和结构措施的合理性,并用于反馈设计。“数字路基”无论对未来的寒区道路建设,还是青藏铁路研究成果集成等方面都具有重要意义。

青藏铁路“仿真平台”则是通过集成和创新建立的,以“青藏铁路地理信息”为主要内容的信息平台。该项目包括青藏铁路信息查询、空间分析、辅助工程设计、与工程有关的专业数据库、地理信息系统和计算机辅助设计的集成等。科研人员指出,“仿真平台”建成后,将作为青藏铁路大型项目建设工程至关重要的支撑手段,为青藏铁路建设提供强大的共享数据库资源和支持。