

《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB50069—2002 《给水排水工程管道结构设计规范》GB50332—2002

简 介

沈世杰

(北京市市政工程设计研究总院 100045)

(Beijing General Municipal Engineering Design and Research Institute 100045)

摘要 本文主要针对新编的《给水排水工程构筑物结构设计规范》(GB50069—2002)和《给水排水工程管道结构设计规范》(GB50332—2002),简要介绍其修编的背景及内容,便于广大设计人员在工程实践中应用。

关键词 给水排水工程 结构设计规范 简介

ABSTRACT In this paper, a brief introduction of two newly published structural design codes (GB50069, GB50332) is provided. This introduction is directed against the drafting background and contents in order to conveniently apply to the engineering practice for structural designers.

KEYWORDS Water works engineering Structural design code Brief introduction

一、制订背景及目标

这两本规范实际上是原规范《给水排水工程结构设计规范》GBJ69—84 的修订。

原规范 GBJ69—84 施行近 20 年,在工程实际中效果是良好的。但原规范中,涵盖了给水排水工程中多种水质净化处理构筑物和各种材质的埋地管道结构设计的有关规定,篇幅十分庞杂,这次修订主要是基于下列两方面的考虑:

1. 适应我国现行的结构设计理论模式,以便与相关标准、规范协调一致

原规范系采用单一安全系数极限状态设计方法,已不符合《工程结构可靠度、设计统一标准》GB50153 的规定。同时,相应《混凝土结构设计规范》、《砌体结构设计规范》等通用设计规范均已作了转换修订,使原规范 GBJ69—84 在工程实践中,很难与相关规范协调应用,因此必须进行修订。

2. 立足于与国际接轨,有利于促进技术进步

原规范 GBJ69—84 在内容上过于综合,由此在内容上有些仅作了原则规定。我国实行政策开放以来,通过交流和引进国外先进技术,在各个科学技术领域都有了长足的进步,这就需要及时修订、增补标准、规范,起到应有的指导作用。由于原规范的内容过于综合,就很难适应,不利于及时促进技术进步,发挥标准、规范应有的功能。

以管道结构为例,最为突出。从上世纪 80 年代中期开始,国外的各种新型管材陆续引进。对我国的传统管材带来巨大冲击,可以说除钢管外,几乎全部作了更新。针对这些管材,在工程实践中如何应用,必须制订相应的结构设计规范,才能确保安全可靠,落实投资效益。

据此,这次修订时,将原规范 GBJ69—84 分解为 2 本

通用标准及 8 本专用标准,即:

通用标准(国家标准):

《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB50069;

《给水排水工程管道结构设计规范》GB50332;

专用标准(协会标准):

《给水排水工程钢筋混凝土沉井结构设计规程》

CECS137;

《给水排水工程钢筋混凝土水池结构设计规程》

CECS138;

《给水排水工程水塔结构设计规程》CECS139;

《给水排水工程埋地管芯缠丝预应力混凝土管和预应力钢筒混凝土管管道结构设计规程》CECS140;

《给水排水工程埋地钢管管道结构设计规程》

CECS141;

《给水排水工程埋地铸铁管管道结构设计规程》

CECS142;

《给水排水工程埋地预制混凝土圆管管道结构设计规程》CECS143;

《给水排水工程埋地矩形管管道结构设计规程》

CECS145。

两本通用标准(GB50069、GB50332),主要是针对给水排水工程结构设计中的共性要求作的规定,例如适用范围、主要符号、各项作用的标准值、准永久值、组合系数以及基本构造要求等。目的在于规范各项专用标准(包括今后需要制订的标准、规范)取得协调,在工程实践中具有统一的设计标准。

这里还需要说明专用标准的制订项目及数量。主要是针对不同管材的管道结构,有不同的见解。从国外情况来看,多数采用对不同材质管道独立制订标准。目前

$$C_i = \frac{1}{2\xi \lg \phi} \exp(2\xi \lg \phi \cdot \frac{H_0}{D_1} - 1) \frac{D_1}{H_s} + (1 - \frac{H_0}{H_s}) \exp(2\xi \lg \phi \frac{H_0}{D_1}) \quad (4)$$

式中 ϕ —管顶土的内摩擦角,通常可综合考虑粘聚力的影响,取 30° 计算;

ξ —管顶土的侧压力系数,可按主动土压力计算,取 $1/3$ 。

以式(4)计算刚性管道的 C_i 值,实际上是很困难的,主要是“等沉陷面”高度 H_0 难以准确获得。如果假定 $H_0 = H_s$,相应 $H_s/D_1 = 1 \sim 2$ 时, $C_i = 1.2 \sim 1.5$;随着 H_s/D_1 的增大, C_i 值将大于 2.0。这与实际情况不相符合。根据国内通过现场用压力盒实测,对不同回填土的压实要求,可获得如下结果:

管两侧胸腔土夯实,槽内上层土不夯实 $C_i = 1.40$

管两侧胸腔土夯实,上层土在管顶部分不夯实 $C_i = 1.05$

回填土均不夯实 $C_i = 1.50$

根据国内、外管道埋设要求,槽内回填土都要求夯实(国外要求更具体,更高),但也很难做到符合上述第 2 种夯实方式(实际在管顶的土体形成了中松侧实,起到了拱效应而卸载),为此规范对开槽埋设刚性管道上的竖向土压力系数 C_i 值,取为 $C_d = 1.20$,实际上是考虑了上述回填土压实情况 1、2 两种的平均值。

规范对刚性管道埋设于原地面以上的情况,取 C_i 值为 $C_c = 1.20 \sim 1.40$ 。考虑了这种埋设条件属于埋设(上填式),管两侧胸腔土的压实难于保证,管道承受的实际竖向土压力会有所提高。这种情况针对当前立交桥的大量建设,经常会出现于工程实践中。

规范对埋设的柔性管道上的竖向土压力标准值,取 $C_i = 1.0$ 。此时管道的刚度将小于两侧土体的刚度,从理论上分析 $C_i < 1.0$,为留有余地对所承受的竖向土压力不再予以折减。

对不开槽顶施工的管道,其管顶承受的竖向土压力标准,原规范系根据“卸力拱”理论给出。这次修订时,考虑与国际上习用的理论接轨,采用太沙基的理论予以替代。如图 2 所示,太沙基认为顶管时,管顶土体将产生变形,管体外

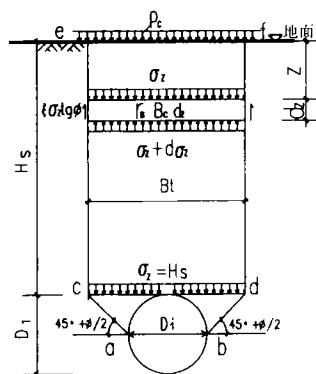


图 2 顶进施工时竖向土压力

缘处的土体将按主动极限平衡出现裂缝,形成 abcdef 土体作为计算割离体。此时,管顶土柱通过剪力传递扩散给两侧土体,其作用效应与开槽施工情况相反。如图 2 所示,取厚度为 dz 的土体进行分析,可列出竖向力系平衡条件如下式:

$$\gamma_s B_t dz = B_t d\sigma_z + 2\xi \sigma_z \lg \phi \cdot dz$$

$$dz = \frac{B_t d\sigma_z}{\gamma_s B_t - 2\xi \sigma_z \lg \phi}$$

$$Z = -\frac{B_t}{2\xi \lg \phi} \ln(\gamma_s B_t - 2\xi \sigma_z \lg \phi) + C \quad (5)$$

当 $Z = 0, \sigma_z = p_0$

$$C = \frac{B_t}{2\xi \lg \phi} \ln(\gamma_s B_t - 2\xi p_0 \lg \phi) \quad (6)$$

以式(6)代入式(5),并令 $Z = H_s$,整理后即可得管顶竖向土压力:

$$\sigma_{Z=H} = \frac{\gamma_s B_t}{2\xi \lg \phi} \{1 - \exp(-2\xi \lg \phi \frac{H_s}{B_t})\} + p_0 \exp(-2\xi \lg \phi \frac{H_s}{B_t}) \quad (7)$$

式中 p_0 —地面均布荷载;

B_t —管顶处土体处于主动极限平衡时的裂线宽度,

即:

$$B_t = D_1 \{1 + \lg(45 - \frac{\phi}{2})\}$$

据此,规范对不开槽顶施工的管顶竖向土压力系数取为:

$$C_i = \frac{1 - \exp(-2ka\mu H_s/B_t)}{2ka\mu}$$

式中 $ka\mu$ 即为 $\xi \lg \phi$,在一般土质条件下,综合考虑土的抗聚力的影响,可按 $ka\mu = 0.19$ 计算。

通常顶进施工时,一般覆土较深(或穿越路基,路基刚性较好),当 $H_s > 5D_1$ 时, $\exp(-2ka\mu H_s/B_t)$ 一项已较小,往往可以不计地面荷载 p_0 的影响。

(2)侧向土压力的标准值

按照土压力理论,通常有三种状态的侧向土压力:当土体处于主动极限平衡时的主动土压力(F_{ep})、土体处于被动极限平衡时的被动土力(F_p)、不出现极限平衡裂线处于静止状态的静止压力(F_{p0})。当地下结构受土压力作用产生变形后,使土体产生极限平衡裂线,将形成主动土压力;当结构推向土体,使土体产生极限平衡裂线,作用在结构上的土压力为被动土压力;当结构刚度很大,在土压力作用下不发生变位(位移、转动),此时结构承受的为静止土压力。显然在土压力的数值上 $F_p > F_{p0} > F_{ep}$ 。

按理作用在地下结构上的侧向土压力,似应取静止土压力计算。但实际上开槽施工后的回填土,其抗剪强

度通常不如稳定的原状土,正是由于回填土的自固结变形,致使土体内形成主动极限平衡裂线,对结构上作用的为主动土压力。

习用的侧向土压力计算理论,有朗金和库仑两种,主要是假定土体裂线的形式不同,应该说都是作了简化的假定。两种理论的计算结果,对主动土压力,朗金理论偏大;对被动土压力,库仑理论偏大成倍。从偏于安全考虑,并且计算方便,对作用在地下结构上的侧向土压力,国际上均采用朗金理论计算,不同于一般的挡土墙计算。

另外,对于位于地下水位以下的侧向土压力,按土、水合一计算(即取饱水重力密度),还是按土水分离计算(即取土的浸水重力密度,并另加静水压力),关键在于土体中是否存在自由水,并且是连续的。如果不能确认土体中不存在连续的自由水,则假定土、水合一计算将偏于不安全,因为水的侧压力系数为1.0,不能予以折减。对此国际上的应用,同样从安全计,取土、水分离计算。

因此本规范对作用在地下构筑物、管道上的侧向土压力,规定可按下列方法计算:(a)按主动土压力计算;(b)按朗金公式计算;(c)地下水位以下的土压力,按土、水分离计算。

(3)地下水或地表水的压力

地下水或地表水的水位变化很大,因此设计采用的水压力标准值,不能取用勘察时的水位,必须要勘察部门提供工程使用期内可能出现最高和最低水位。在结构计算时,应根据对结构作用效应的有利或不利,不同工况选择采用。以埋地管道为例,当核算抗浮稳定时,应采用最高水位;当对圆形管道作强度计算时,应采用最低水位。对结构进行正常使用极限状态验算时,规范规定的准永久值系数,实际上规定了可按常年洪水位(地表水)或平均水位(地下水)计算。这是考虑到地表水出现最高水位的洪峰期很短暂;同样地下水位在雨季时剧升,其最高和最低水位的历时都不会很长。

(4)其他各项可变作用标准值及其准永久值系数的确定

其他各项可变作用:地面车辆荷载、堆载、流水压力、融冰压力、压力管内的设计内水压力、真空压力、温湿变化作用等,其作用标准值基本上仍沿用原规范GBJ69—84的规定,仅对预应力混凝土管的设计内水压力 $F_{wd,k}$ 作了适当调整,不再以工作压力0.6MPa作为分界线,主要是考虑与国外相应标准协调一致;同时也考虑到国内对这类管道的应用,很多情况工作内压超过了0.6MPa,因此有必要对高内压的设计内水压力适当提高,以策使用安全。

关于各项可变作用的准永久值系数 ϕ_q ,主要是依据各项作用在工程使用期内可能存在的历时确定。实际上

要准确地拟定这项参数是很困难的,因此,对某些作用的 ϕ_q 值不得不从偏于安全考虑作了规定。例如,对温、湿度变化的作用,均取 $\phi_q = 1.0$;这对贮水构筑物的温度影响或埋地钢管的整装连接温度应力,可能是比较接近的,而对其他一些情况,无疑是偏于安全的。只是从工程实践来看,温、湿度变化作用,对给水排水工程结构设计至为重要,经常是导致裂缝过大等事故的主要因素,为此本规范给予了必要的重视。

三、基本设计规定

1. 承载力极限状态设计

(1)强度计算应满足 $\gamma_0 S \leq R$

其中 γ_0 为重要性系数,主要是考虑结构失效后的影响,例如给水工程的输水管道,当只是单线敷设,并且未设调蓄设施时,则一旦结构破坏,将影响整个城镇的供水,因此有必要适当提高 γ_0 值,取1.1计算;而对于雨水管道,其影响就小得多,仅在雨季时运行,为此可以适当降低 γ_0 值,取0.9计算。同样,对于水质净化厂内的构筑物,可以根据其结构失效的影响,采用恰当的 γ_0 值;显然对于单一水源的取水构筑物以及其他类似的构筑物,亦应适当提高 γ_0 值。

(2)强度计算时,对各项作用均应采用作用设计值,即采用含有分项系数的设计表达式。对结构进行内力分析的,均应按弹性体系计算,不能考虑由非弹性变形引起的内力重分布,这是依据给水排水工程结构所处的运行条件和环境条件要求的,以此确保其应具备的耐久性。

(3)规范规定对结构的稳定验算,包括整体稳定(抗浮、抗滑、截面压层失稳等),仍采用单一稳定性抗力系数的设计表达式,基本上是沿用原规范的结构验算模式,此时各项作用均采用作用标准值作为代表值。

(4)规范规定了对开槽埋设的圆形管道,应首先判定其结构性能,属于刚性管道或柔性管。据此才能确定结构计算模型,计算出管道上所承受的竖向土压力。规范对此给出了判别公式。判别式是根据在同样压力 P 作用下,对比土体和管体的变形量获得的。

在均布压力 P 作用下,管体竖向变形为:

$$\Delta p = \frac{p D_1 r_0^3}{E_p t^3}$$

同样条件下,土体的竖向变形为:

$$\Delta s = \frac{p D_1}{E_d}$$

土体与管体的变形比值 α_s 为

$$\alpha_s = \frac{\Delta s}{\Delta p} = \frac{E_p}{E_d} \left(\frac{t}{r_0} \right)^3$$

当 $\alpha_s \geq 1$ 时, $\Delta p \leq \Delta s$ 应按柔性管计算; $\alpha_s < 1$ 时 $\Delta p > \Delta s$

应按刚性管计算。

式中 E_p —管材的弹性模量;

t —管壁厚;

r_0 —圆管的计算半径,取管中心至管壁中心距离;

E_d —管侧土的综合变形模量,即考虑了槽边原状土性能对槽内回填土影响后,管侧土体的综合变形模量。

(5)规范对开槽埋设的管道,强调了管道结构与土体的共同作用。

对于圆形管道的结构设计内容,不仅是针对管体结构,还应包括管道基础,连接构造和管周的回填土密实度的设计。对照国际上同类标准都给予了十分重视,例如对于回填土的密实度,以划分不同部位分别作出要求,甚至还对回填的土料作了详细规定。显然,这是很重要的,管道的承载能力不仅取决于管体结构,还有赖于其周围的支持条件。对于柔性管道更是如此,需要依靠管周土体弹性抗力的支持、合理可靠的回填土密实度设计,将是采用经济合理壁厚的前提。另外,管体的连接构造对柔性管道管体的应力状态有很大影响,当为柔性连接时,通常只需计算管道的横截面(环向)强度;当管道采用焊接、粘接、熔接或设置刚度较大的压环约束(如大口径球铁管)时,除应计算环向应力外,尚应计算管道的纵向应力,并以此核算环向与纵向的组合折算应力。此项组合应力的计算仍沿用原规范 GBJ69—84 的规定,按第四强度理论确定。

对于矩形管道或拱形管道,当其整体结构的净宽较大时,通过墙体传递到底板的反力不可能均匀分布,应考虑管道结构与地基土的共同作用。此项结构净宽的界限,原规范规定为 4m,这次修订时减小到 3m。因为当净宽为 4m 时,底板的内力分布已经出现较大变化,取 3m 更为合理。

(6)对柔性管道管壁截面的环向稳定计算,作了必要的修改。

关于管壁截面的环向稳定计算,原规范系采用苏联学者 E.A 尼古拉提出的计算模型,将管体周围的土抗力全部计入,即当管体承受竖向压力时,除计入两侧土抗力外,还计入管体顶、底土的负抗力。这次修订时,考虑到通常均不计入土的负抗作用(相当于拉力作用),一般不可能出现,为此在计算公式中予以删除。同时对环向稳定性抗力系数作了相应修改,应满足不低于 2.0。

(7)对稳定性抗力系数的取值,基本上沿用原规范的规定,只是对管道结构作了修改与补充。

对管道的抗浮稳定性抗力系数,由 1.05 增加到 1.10。主要考虑到管道属线状结构,不同于单体构筑物,纯属平

面变形受力条件,抗浮验算时不存在空间约束的有利条件,为此给予了适当提高。

对非整体连接的管道,在敷设方向改变处,应对内水压力引起的推力进行抗滑验算。此时,允许利用被动土压力作为主要抗力,但土体达到被动极限平衡时,将会出现较明显的变位,这对管道结构的纵向很不利,因此有必要对被动土压力的应用加以适当限制,对此规范规定了应取稳定性抗力系数为 1.5。

2. 正常使用极限状态设计

规范对正常使用极限状态设计,主要作了如下规定。

(1)对给水排水工程结构,主要是控制变形、抗裂度和裂缝开展宽度,着眼于保证结构应具有耐久性。

(2)规范规定,对钢筋混凝土结构,构件在组合作用下,处于轴心受拉或小偏心受拉时,将出现全截面贯通裂缝,应按控制开裂设计;当处于受弯、大偏心受拉或受压时,应验算裂缝宽度,限制在限值以内。此时各项作用均采用标准值和组合值计算;相应作用效应组合,前者应采用标准组合(考虑短期效应),后者应采用准永久组合(考虑长期效应)。

(3)对于钢筋混凝土结构各部位的允许裂缝宽度,基本上是沿用原规范的规定,仅对沉井结构作了调整。原规范将沉井单列一项,规定允许最大裂缝宽度 0.3mm,是不明确也是不妥当的。沉井只是一种结构型式,各种贮水构筑物在特定的条件下,均可采用沉井结构。因此对沉井结构的裂缝宽度限制,应该是仅对施工过程而言;在使用期内的要求,应依据其运行环境条件确定。此外,对沉井施工期间的允许裂宽,原规范的取值也偏大,为此本次修订时,改为 0.25mm。

(4)关于各类结构变形量的限制,在原规范规定的基础上,作了适当的修改和补充。

主要是针对柔性管道的允许变形量,原规范仅对水泥砂浆内衬作了规定,控制不大于 0.2D(D 为管径)。据近年来的实践,砂浆内衬的允许变形量,与砂浆配制及成型工艺密切相关,例如手工涂抹和机械喷射成型,质量相差显著;砂浆配制中适量掺入了纤维等增强抗力材料,改善了砂浆的延性等。据此,本次修订时规定了一定幅度,最大允许变形量可增加到 0.3D,供工程酌情采用。

此外,规范还结合当前防腐内衬材料的引进和开拓,补充了对防腐涂料和化学管材的变形量允许值规定。这些规定限值均系参照了国外相应标准的数值,取得协调一致。

当计算柔性管道在组合作用下的变形时,规范规定应采用作用效应的准永久组合计算。各项作用均采用标准值。

(5)本规范对于钢筋混凝土结构的抗裂度验算,仍沿用原规范的水准,仅对混凝土抗拉强度的应用,通过换算规定了限制系数 α_{ct} ,取 0.87 计算(此值系根据《混凝土结构设计规范》提出的抗拉强度标准值 f_{tk} 换算获得)。

(6)本规范对于钢筋混凝土结构的最大裂缝宽度计算,系沿用原规范的计算模式,主要考虑到一般给水排水工程中的结构,都属板、壳型,其配筋率通常不超过 1%,经过 10 多年在工程实践中应用,情况良好。本次修订时,补充了对钢筋净保护层厚度的考虑。具体转换形式如下:

以受弯构件为例,原规范对裂缝间受拉钢筋应变不均匀系数 Ψ 的表达式为:

$$\Psi = 1.1(1 - \frac{0.235R_f bh^2}{M\alpha_{\Psi}})$$

受弯时 $M = 0.87A_s\sigma_s h_0$, $R_f \approx f_{tk}$, $\alpha_{\Psi} = 0$,取 $h \approx 1.1h_0$ 代入上式,则:

$$\begin{aligned}\Psi &= 1.1(1 - \frac{0.235R_f \times 1.1h_0}{0.87A_s\sigma_s h_0}) = 1.1(1 - \frac{0.297f_{tk}}{A_s\sigma_s/bh}) \\ &= 1.1(1 - \frac{2 \times 0.297f_{tk}}{2A_s\sigma_s/bh}) = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_s\sigma_s}\end{aligned}$$

此 Ψ 式与《混凝土结构设计规范》GB50010 是一致的。

对裂缝间距 l_f 原规范为:

$$l_f = 6 + 0.06 \frac{d}{\mu}$$

式中 d —受拉钢筋直径;

μ —受拉钢筋的含筋率,即 $\mu = A_s/(bh_0)$ 。

本次修订时,引入钢筋净保护层厚度“ C ”因素,将上式改为:

$$l_f = 1.5C + 0.06 \frac{d}{\frac{0.5}{0.5} \cdot \frac{A_s}{bh/1.1}} = 1.5C + 0.11 \frac{d}{\rho_s}$$

当 $C = 40\text{mm}$ 时,计算最大裂缝宽度与原规范一致;当 $C < 40\text{mm}$ 时则稍低,但与工程实际反映还是比较符合的。

(7)关于柔性管道在作用效应准永久组合的作用下,其变形计算公式,原规范系采用苏联学者 Л. М. ЕМЕЛЬЯНОВ 提出的计算模式,其理念系按照埋地柔性管道的受载程序拟定,即管子在沟槽内安装后,沟槽回填土使管体首先受到土压力产生变形,从而导致土体的弹性抗力,据此计算管体在竖向、侧向土压力和弹性抗力作用下的变形。这一计算模式的运行是比较繁琐的,这次修订时改用国际上通用的 spanglar 计算模型。并在计算公式中引入了变形滞后效应系数 D_1 ,取 1.0~1.5,主要以此反映管侧土体并非理想的弹性体,在抗力的长期作用下,会产生变形或松弛,粘性土的滞后变形比砂性土历时更长。这一现象已被国内外工程实践检测所证实。显

然,此项变形滞后系数的取值,不仅与埋地管道覆土竣工到投入运行的时间有关,还与管道的运行功能相关,当压力运行时,内压将使管体变形复圆。为此,对变形滞后系数的取值,无压或低压管(内压在 0.2MPa 以内)应取接近于 1.5 的数值;对压力运行的管道,竣工后投入运行的时间间隔较短(例如不超过 3 个月),则可取 1.0 计算;如竣工后到投入运行时间间隔较长,则可取 $1.0 < D_1 < 1.5$ 作为计算采用值。

四、各项作用分项系数的拟定

本规范中,对各分项系数的拟定,主要考虑到原规范 GBJ69—84 在近 20 年来应用情况良好,因此可以工程校核法换算获得,使修订后的作用效应与原规范取得协调。这里仅对本次修订时考虑的几个问题,作如下说明。

1. 永久作用分项系数的拟定

在给水排水工程结构中,盛水压力是主要的,原规范考虑了满水压力与正常运行水压力的差别,实际设计为计算方便经常采用满水压力,因此取单一安全系数 $K = 1.4 \times 0.9 = 1.26$ 。此时以受弯构件为例,按原规范 GBJ69—84 可列出下式:

$$1.26M_G = \mu bh_0^2(1 - \frac{\mu R_g}{2R_w})R_g \quad (8)$$

式中: M_G 为永久作用的作用效应; μ 为计算截面的受拉钢筋的配筋率; R_g 为受拉钢筋的抗拉强度设计值; R_w 为混凝土的弯曲抗压强度设计值。

按《混凝土结构设计规范》GBJ10—89 可得下式

$$\gamma_G M_G = \rho bh_0^2(1 - \frac{\rho f_y}{2f_{cm}})f_y \quad (9)$$

令式(8)、(9)相等,即可换算获得 γ_G 值。

当采用 C20 混凝土,Ⅱ级钢筋时;在截面含筋率为 0.2%~1.0% 时, $\gamma_G = 1.14 \sim 1.11$ 。

在本次修订时,考虑到原规范取附加安全系数 0.9 不是很妥当,不能适应所有的永久作用,为此取消了系数 0.9,即按 $K = 1.4$ 进行换算。则可得相应的最高值 $\gamma_G = 1.27$ 。

如按《混凝土结构设计规范》GB50010—2002 校核,对 f_y 取值降低以及 f_c 替代 f_{cm} ,则将获得较小的 γ_G 值。

据此,对给水排水工程结构的设计水准的总的衡量,应该认为比原规范有了适量的提高。由于这类市政工程的投资量很大(均以亿计,甚至几十亿),因此不宜提高过多。

2. 可变作用的分项系数

为了与原规范的单一安全系数相匹配,实际上可变作用的分项系数 $\gamma_Q = \gamma_G$ 。为了协调新的结构计算模式,规范取 $\gamma_Q = 1.4$,相应的组合系数应取 0.90,这样可使可

变作用的作用效应,保持原来的水准。仅当可变作用只有一项温、湿度变化时,相应的作用效应比原规范提高了1.10倍。但在工程实践中,对温、湿度变化的作用效应,往往难以计算精确,也是结构出现过大裂缝的主要因素,因此给予适当提高应该认为是需要的。

3. 对于地下水或地表水压力分项系数的拟定

本规范考虑到作用在给水排水工程结构的地下水或地表水压力,很多情况是与土压力并存的,因此应充分考虑计算时的协调,避免过于繁琐引起计算中的失误,可取 $\gamma_Q = 1.27$ 。同时,此时应取地下水或地表水压力作为第一可变作用,避免乘以组合系数0.90后,降低了其作用效应。

五、基本构造要求

本次修订时,关于基本构造要求部分,基本上沿用了原规范GBJ69—84的规定,仅对几项条文的内容作了适当的修改或补充。

1. 针对混凝土结构的钢筋最小保护层厚度,作了适量的增加。钢筋的保护层厚度,直接影响到结构的耐久性,国际上对此也极为重视。根据给水排水工程结构的使用条件、环境影响,国际上对保护层厚度的取值一般都比原规范大,要求不小于45mm(1 3/4英寸)。但采用较大的保护层厚度,将会使结构的外表裂缝宽度加大,对此可能会影响观瞻和业主的误解。因此本次修订时,只是在原规定基础上提高5mm。同时此项规定不包括管体结构在内,一方面是考虑到在工厂加工的管体壁厚都比较薄,另一方面也考虑到管体的成型工艺(离心、悬辊、径向挤压等)将增加混凝土的致密性能,据此对保护层的厚度可

予以减少。

2. 对于混凝土结构伸缩缝的最大间距,本次修订时,结合近几年来外加剂的广泛采用,增加了补充说明,强调了有经验时,在混凝土内掺入适量可靠的外加剂、设置后浇带后,其最大伸缩缝间距可不受条文规定的限制。这里应予以指出,实际上应充分考虑给水排水构筑物所处的环境条件,很多外加剂的微膨胀性能,都具有时效性,随着时间会逐渐降低甚至消失,因此对于地下结构效果较好,对于地面式结构,长期遭受环境温度变化的影响,难以起到作用。同时,在选择外加剂时,必须慎加注意,选用可靠产品,因为这类产品目前品种繁多,难免鱼龙混杂,不少为伪劣产品。

此外,规范还补充了变形缝构造的要求,对缝内的止水板材、填缝和嵌缝材料的性能,作了具体的规定,这些都是10多年内工程实践的经验总结。

3. 对地下管道的回填土,本次修订时,补充明确了相应部位的压实密度要求。特别是对于柔性管道,国外相应标准均对回填土的密实度给予充分重视,因为柔性管道的承载力必须考虑管土共同作用,这样才能获得管体结构的经济合理。其中,规范规定对管底垫层的压实系数应控制在85%~90%,要求不能过高。这是通过工程实践对直径2600mm球墨铸铁管检测得出的结论。当管底垫层压实系数达到95%时,形成管底反力集中,管体环向应力骤增。为了避免管底反力过于集中,应使管底回填垫层的压实系数低于管两侧胸腔回填土的压实系数,这样才能缓解管体的环向应力,使管体结构设计经济、合理。

中国建材工程建设协会第三次会员代表大会 暨三届一次理事会会议在京召开

2003年7月29日,中国建材工程建设协会在北京召开了第三次会员代表大会暨三届一次理事会,来自建材工程建设行业的专家、学者、本会理事、常务理事、副会长、会长以及会员代表近100人出席了本次会议。

上午的会议由二届理事会薛同祖会长主持,国务院驻大型企业监事会主席乔龙德亲自到会并作了重要讲话,国资委、建设部以及关联协会的有关领导也到会并作了讲话。二届理事会秘书处卓振文秘书长作了题为《服务为本,追求卓越,实现建材工程建设业的振兴与腾飞》的工作报告;天津水泥工业设计研究院姜清明副院长作了关于修改中国建材工程建设协会章程的报告;卓振文同志作了中国建材工程建设协会1996年至2003年财务收支情况的报告;中非集团张海副总经理作了中国建材工程建设协会第三届理事会组成方案的说明。

受二届理事会及薛同祖会长的委托,下午会议由张海副总经理主持,经全体代表表决,形成若干决议,其中大会选举谭仲明同志为中国建材工程建设协会第三届理事会会长;王永光、王伟、司国晨、田震远、刘志江、刘燕、吴选民、沈小克、沈军、杨健、陈华方、陈国庆、武守富、林楚荣、赵春山、赵惠锋、郭一鸣、彭寿、穆祥纯等19名同志为副会长。经会长提名,选举通过陈波同志为中国建材工程建设协会第三届理事会秘书处秘书长(法定代表人),李江、孙雨心等同志为副秘书长。

最后,谭仲明代表新一届领导班子作了《抓住机遇,开拓创新,诚信服务,全面开创协会工作新局面》的工作报告,对新一届协会的重点工作提出了具体意见,一是继续贯彻建材工业“由大变强,靠新出强”的战略,建材工程建设市场的健康协调发展;二是积极协助企业推进产权结构改革,进一步发展社会生产力;三是加强行业自律,推进执业资格注册制度的实施;四是积极推动信息化建设,带动建材工程建设工作的现代化;五是加强国内外同行的交流合作;六是加强协会自身建设,建立自我发展的良好机制。同时谭仲明会长还肯定了上一届领导班子取得的工作成绩,感谢全体会员单位的信任,并承诺新一届协会成员一定忠诚履行协会章程赋予的职责,全力投入到协会的各项工作中,以出色的成绩回报大家的期望和重托,使协会工作再上新台阶。

(建材工程协会)