

孙 钧 著

下

工程力学实践

上海科学技术出版社

989031

地下工程设计理论与实践

孙 钧 著

上海科学技术出版社

地下工程设计理论与实践

孙 钧 著

上海科学技术出版社出版、发行

(上海瑞金二路 450 号)

南京理工大学激光照排公司照排

总发行所上海发行所经销 常熟市第六印刷厂印刷

开本 787×1092 1/16 印张 25.5 插页 4 字数 608,000

1996 年 12 月第 1 版 1996 年 12 月第 1 次印刷

印数 1—3,000

ISBN 7-5323-4273-5/TU · 120

定价: 38.00 元

前 言

近二十年来,岩土力学学科及其工程技术有了极其巨大的发展,它的主要标志是逐步采用了有一定科学理论依据和基于现代化手段的设计计算与施工工艺来取代传统的、以实践经验为主的工程类比方法。进而,随着日益壮观的许多宏伟岩土工程构筑物大规模地兴建,又极大地推动着本门科学与技术的进步。

其中,各类地下工程构筑物作为岩土工程中的一门不可分割的重要分支,同样得到了长足的进展,诸如:城市地下铁道与越江水底隧道、地下商城与地下车库工程、大型人民防空建筑物,还有污水合流与处理和共同沟等综合型的市政地下工程;以及构筑于岩石地层中的水电站地下厂房与水工隧洞、多线铁路与公路隧道、冶金和煤炭矿山井巷工程、各种类型与用途的重大军事国防工程和大跨悬索桥的桥台锚碇结构等等。地下空间的开发与利用已经成为一种可贵的自然资源,它是当代社会生活进步的体现和反映。

与此同时,有关的许多设计理论问题也都相应地被提出并逐步地得到了较为合理的解决。这方面的重大课题有如:地下结构与地层间的耦合相互作用、软土和软岩的粘弹塑性流变分析及其大变形计算、城市地下工程活动对环境土工公害的预测与控制、地下结构分期分部开挖施工性态的力学模拟、地下结构的空问受力作用、地下结构的抗震、抗爆稳定性验算,以及新奥法施工洞室复合支护的机理与分析等等,不一而足。这就为广大科技工作者提出了亟待开拓的既富理论内涵又具有重大工程实用价值的许多研究课题。

地下结构与工程是一门实践性很强的应用学科。它要求理论工作者要时刻注意密切联系工程实际,使研究成果最终为工程所用,并收到很好的经济效益、社会效益和技术效益;同时,工程实践方面则应尽可能地要求以理论为导向和准绳,以求得问题的优化解,而不是只满足于一般的可用解。这应该就是在技术科学与工程方面理论与实际二者紧密结合并相辅相成的具体体现和要求吧。

所以,我们的认识是:把从工程和生产实践中存在的重大或关键性问题上升到理性高度,提高到理论上,机理上和本质上来认识、来理解,利用所已掌握的理论知识与分析方法,使问题能以从理性高度上得到带根本性的解决;然后再回到并用之于工程和生产实践中去,进而最终得以深刻地解决工程实际问题。这就是“实践—理论—再实践”的道理。我们致力于追求学术水平和高层次、高品位的研究素质,我想,都不能离开上述的这一点。

本书是著者及其所在的学科组于“六五”、“七五”和“八五”期间承担国家和部委级重大科技攻关工程任务近二十项中的部分研究成果,它是从一些尚未公开发表见刊的工程研究工作总结中摘出经编辑、整理成文。全书共十四章,其中属软土地下工程方面的合四章;属岩石地下工程方面的合十章,全书约 59 万字。各章之间有着相对的独立性,并各属一个专题,全书大体上包涵了常见地下工程中的一些重大方面。可以庆幸的是,所有这些成果均已及时提交委托方在相应工程中得到了实践采用,通过了技术鉴定,取得了相当效益;其中一些项

3/15/02

目并获得了国家和部委级奖励,使我们为此受到鞭策和鼓舞。希望本书的问世能对水电、交通、矿山、国防和人民防空方面从事地下工程的广大技术人员以及高校与研究院有关专业的科学工作者均有参考助益。

本书内容取自十多年来的技术经验与研究心得,由于科技事业的飞速进步与发展,有的可能已有更新颖的素材和成果未及包纳,且限于水平和能力,在内容和叙述上恐有谬误与不周之处,盼请读者同行不吝赐正。

著者谨识

1995 年仲夏于同济大学
岩土工程研究所

目 录

第一章 软土地区盾构隧道管片衬砌与地下结构的力学分析与计算	1
第一节 圆形隧道土压力理论与测试.....	1
第二节 圆形隧道管片衬砌的计算.....	5
第三节 软土隧道衬砌与地下结构物的流变分析与计算	13
第二章 市区地下连续墙基坑开挖对环境土工病害的预测与防治	24
第一节 引言	24
第二节 地下连续墙基坑开挖的变形分析及其预测	25
第三节 基坑开挖引起环境土工病害的防治	36
第三章 越江隧道工程方案设计及其抗震加固研究	39
第一节 越江隧道方案设计	39
第二节 某地区越江隧道方案论证	50
第三节 越江隧道结构的抗震加固研究	60
第四章 公路悬索桥软土地基锚碇结构变形与稳定分析	66
第一节 引言	66
第二节 锚碇区砂土与混凝土材料间的剪切摩擦试验	66
第三节 锚碇周围饱和砂性土流变试验及其力学模型参数测定	70
第四节 锚碇三维有限元法数值模拟与分析	74
第五节 锚碇结构试验模型设计与试验方法	83
第六节 模型试验的分析与结论	89
第五章 锚喷支护地下洞室岩体力学试验和信息化施工	97
第一节 引言	97
第二节 岩体力学的室内试验	98
第三节 隧洞围岩稳定及新奥法锚喷支护的有限元法数值分析.....	104
第四节 隧洞施工监控的信息化方法.....	115
第六章 软弱破碎围岩洞室施工性态的力学模拟	119
第一节 引言.....	119
第二节 隧洞开挖面空间效应.....	120

第三节	软弱破碎围岩隧洞的施工性态模拟与分析·····	125
第七章	地下洞室围岩—支护结构系统粘弹塑性分析·····	154
第一节	引言·····	154
第二节	地下厂房洞室围岩—支护系统的粘弹塑性分析·····	155
第三节	层状节理岩体地下洞室开挖的弹—粘塑性分析·····	172
第四节	含软弱夹层或破碎带以及有泥化物质充填的断层岩体内地下洞室的有限元 法分析·····	182
第五节	渗水膨胀围岩水工隧洞的粘弹塑性分析·····	191
第八章	地下采掘对山体上覆边坡稳定性的影响分析·····	211
第一节	引言·····	211
第二节	影响山体边坡稳定性的主要因素·····	211
第三节	地下采掘作业对上覆边坡稳定性的影响·····	214
第四节	地下采掘引起上覆边坡失稳的过程分析·····	221
第五节	与地下采掘有关的边坡变形与失稳工程实录·····	222
第六节	地下采掘引起山体边坡失稳的防治·····	231
第九章	岩体介质内地下铁道的合理埋置深度研究·····	233
第一节	引言·····	233
第二节	从地铁隧道沿线工程地质条件选择合理埋深范围·····	233
第三节	不同埋深的地铁洞室围岩稳定性分析·····	240
第四节	地铁埋深和战时人防要求的关系研究·····	248
第五节	列车运行时的地面振动和噪声与地铁埋深的关系·····	260
第十章	地下工程开挖爆破对邻近洞室及已运行机组振动影响的实测与安全控制·····	270
第一节	引言·····	270
第二节	爆破地震效应观测·····	271
第三节	爆破安全控制标准·····	274
第四节	地下工程开挖爆破对邻近厂房洞室及已运行机组振动影响的实测与安全控 制·····	275
第五节	结论与建议·····	290
第十一章	地下工程复合支护的原理与计算·····	292
第一节	引言·····	292
第二节	隧洞围岩变形破坏的时间效应·····	293
第三节	围岩受力特征与稳定性分析原理·····	296
第四节	复合支护结构的计算·····	309
第五节	计算实例·····	310

第六节	主要研究成果和讨论	313
第十二章	软岩大变形巷道支护设计	316
第一节	引言	316
第二节	软岩的工程地质性质	316
第三节	软岩巷道的变形破坏特征	317
第四节	软岩巷道支护结构的特点	318
第五节	高强度预制大弧板支护	319
第六节	可缩式长锚索喷混凝土支护	334
第十三章	悬索桥岩基锚碇工程的稳定性评价与对策	341
第一节	引言	341
第二节	岩基锚碇工程的特征及其质量评价	341
第三节	锚碇区岩体力学特性研究	347
第四节	岩基锚碇工程的稳定性分析	360
第五节	不同锚碇型式受力机理及其稳定状况的数值分析与比较	372
第六节	悬索桥锚碇工程地震地质及震害分析	376
第十四章	地下工程岩爆的机理、预测及防治	380
第一节	高地应力区的隧洞岩爆	380
第二节	岩爆的成因和发生机理	382
第三节	岩爆的预防、预测和治理	390
第四节	岩爆的科学研究工作	394
参考文献		397
后记		398

第一章 软土地区盾构隧道管片衬砌与地下结构的力学分析与计算

各类地下工程构筑物作为岩土工程中一门重要分支,近年来发展很快,在理论和实践上都有显著的成就。以上海地区为例,其地层主要系含水饱和的淤泥质软土,除少数低丘陵带有岩面露头外,余均为第四系全新统的冲积软土层,地下水位很高,年平均离地表面仅 $0.5 \sim 0.7\text{m}$ 。视塑性指数和颗粒分析可区别为粘土、亚粘土、轻亚粘土、亚砂土、粉砂、中砂、粗砂和填土等,表层土系褐黄色粘土,深层土为暗绿色硬土,再深则为草黄色砂土,其物理力学指标都较好,而隧道工程所处的中层土常为灰色淤泥质亚粘土或粘土,并夹有薄层粉砂,天然孔隙比大于1,含水量达40%以上,固结快剪的内摩擦角为 10° 左右,内聚力约为 10kPa ,土体压缩模量仅 $3 \sim 4\text{MPa}$ 。

近年来,随着城市地下空间的开发和利用,上海地区陆续修建了越江隧道、地下铁道、大型市政(共同沟)和合流污水隧道,以及地下商场和停车库、人防地下工程等等各种用途的隧道和地下建筑物。其中采用盾构法施工修建约30条装配式钢筋混凝土管片和砌块式衬砌的圆形隧道,衬砌直径 $2.9 \sim 10\text{m}$,埋深 $5 \sim 20\text{m}$,大直径隧道采用箱形管片,中直径隧道用板形管片,其接头有双排螺栓,单排螺栓和无螺栓等几种形式。当直径较小且防水要求有把握时,尽量采用了无螺栓的砌块式衬砌,其拼装进度快,建筑费用也节省。本章侧重介绍软土圆形盾构法施工隧道土压力的理论与测试、圆形隧道预制管片衬砌的计算以及软土流变对这类隧道结构的力学效应等问题。

第一节 圆形隧道土压力理论与测试

圆形隧道土压力的理论,在于探索水平隧洞顶部最大垂直压力值 p_v 、侧向最大水平压力值 p_H ,和底部最大垂直反力值 p_B 以及土压力沿隧道圆周的分布。不均匀的圆周分布压力,直接影响到衬砌的弯曲内力,受到隧道力学工作者的极大关注。

当隧道埋深为 H ,周围土层体积重量为 γ 时,对上海地区淤泥质地层,传统方法一般取 $p_v = \gamma H$,即全部土柱质量。若土层较好,则不采用传统法。当埋深与隧道直径之比大于 $5 \sim 6$ 时,可以考虑采用较小的 p_v 值。采用岩土柱理论、压力拱理论和弹塑性理论进行分析,都会得到相同的结论。

p_v 值与 p_H 值相差大,必然产生较大弯曲力矩,要求较厚衬砌,而不少工程实例说明在软塑地层的薄壁衬砌却工作良好。为了从理论上来说明这一现象,这里提出薄壁圆形衬砌工作的一种链条理论模型。视柔性圆形衬砌为一具有无限弹性铰接特性的链条环,在某一方受压时,必向其它方向鼓胀。当其埋设在流体中时,周边土压近似等于其形心压强, $p_v = p_H$ (在设计计算时宜取实际压力值), $\lambda = p_v/p_H = 1$,环保持为圆形,如图1-1(a)。埋设在

无限刚性的介质中时,由于成洞后围岩自持,衬砌几乎不受土压力影响,故仍保持为圆形, $\lambda = 1$,如图 1-1(b)。埋设在流体与刚体介质之间的地层内,衬砌在较大的 p_v 作用下产生压扁变形,此时衬砌在水平方向除承受松动土压 p_{h1} 外,还承受由于链条作用、水平方向受压土介质弹塑性变形产生的被动抗力 p_{h2} ,从而调整其 p_v 与 p_H 之差, λ 值将趋近于 1 变化。如此,衬砌将较少承受不均匀土压力,因而弯曲内力也较小。尽管衬砌厚度不大,但能良好地工作。

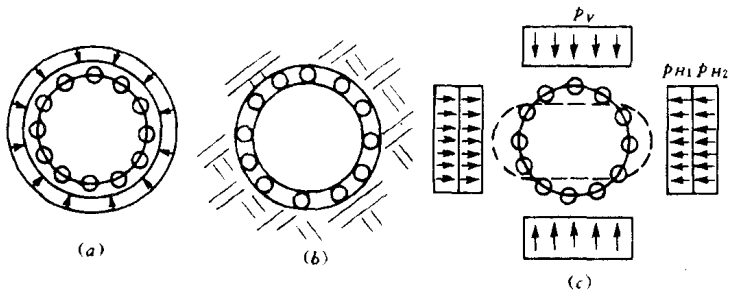


图 1-1 链条理论

埋设在软塑介质中的圆形衬砌,其所受土压力 p_v 、 p_H 近似相等,这在工程量测中也得到证实。我们曾对两个隧道进行过土压力的现场量测。

其中之一是某海水取水隧道 A,该隧道为两条内径 3.5m 的钢筋混凝土衬砌,平行相距约 30m,埋深 12m 以上,位于滨海地带沉积层内,有淤泥质亚粘土和粉砂层等。衬砌由 6 块砌块组成,砌块厚 32cm,宽 80cm,纵横向均不用螺栓联结而用榫槽结合,用闭胸挤压盾构推进。量测结果见表 1-1。

表 1-1 衬砌水土压力量测($\times 100\text{kPa}$)

线,环数埋深	量测日期	顶			腰					底		说 明
		西	90°	东	偏上	175°	15°			280	290	
			110°	70°	偏下					西	东	
					230				350			
西 246,247	10.21			2.4	2.31		2.7	2.5		2.9		开始挤压推进
埋深 12.8m	10.25			2.3	2.3		2.62	2.40		2.82	2.3	后 86 环(第 335 环)待推
	10.25			2.39	2.3		2.62	2.5		2.92	2.4	后 86 环(第 335 环)正挤推
	11.25			2.25	2.21		2.5	2.25		2.65	2.35	东测 195 环(约距 50m)待推
	11.25			2.30	2.26		2.55	2.30		2.70	2.30	东测 195 环(约距 50m)推进
	12.2			2.30	2.27		2.55	2.42		2.78	2.45	东测 247 环(约距 50m)推进
	12.20			2.22	2.1		2.40	2.22		2.50	2.49	2 个月后(基本稳定)
东 231	11.29	2.6										
埋深 13.7	11.30	3.0		2.8				2.8				
	12.1	2.59		2.61				3.0				
	12.20	2.81		2.76				2.45				
								3.06				
东 232	11.29	1.1			1.21		1.1			2.6	0.9	脱出盾尾前
埋深 13.7	11.30	2.58			2.91		2.9			3.1	3.1	脱出盾尾后
	11.30	2.58			2.91		2.91			2.95	2.66	盾尾大量拥土前

(续表)

线、环数埋深	量测日期	顶			腰					底		说 明
		西	90°	东	偏上	175°	15°			280	290	
			110°	70°	偏下					西	东	
		135°			230				350			
	11.30	2.42			2.80	2.82			2.85		2.82	盾尾大量掘土后
	12.1	2.65			3.02	2.91			3.0		3.0	
	12.12	2.4			2.81	2.79			2.80		2.81	
	12.20	2.40			2.61	2.71			2.72		2.62	

另一条为某通行隧道 B, 外径 2.9m, 位于淤泥质亚粘土中, 每环 5 块砌块, 厚 20cm, 宽 50cm, 内衬 10cm, 埋深 20m 左右。用半挤压盾构法施工, 胸板上开设小面积进土孔, 隧道正面进土量为 80% 至 100%。量测资料见图 1-2。

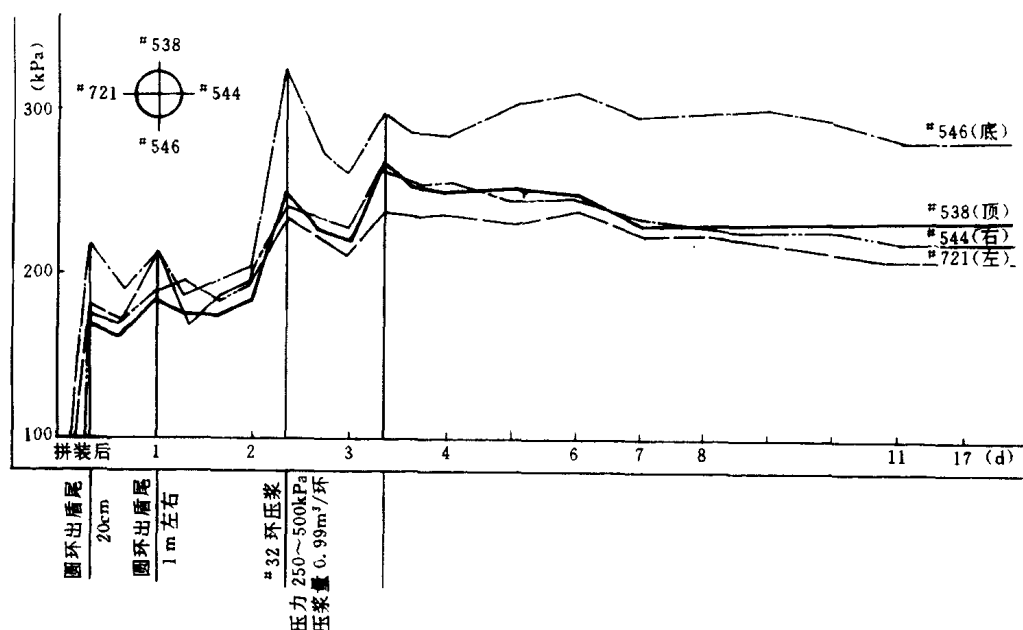


图 1-2 土压力量测

由量测数据, 可得到隧道周边各处的土压力值如下:

1. 垂直土压力值 p_v

隧道 A 西线埋深 12.8m, 岩土体积重量为 18kN/m^3 , 土压力 γH 值为 230kPa , 而量测值在盾构开始挤压推进时为 240kPa , 2 个月后基本稳定为 222kPa ; 东线隧道埋深 13.7m, γH 值为 247kPa , 其脱出盾尾后的量测值为 258kPa , 20 天后为 240kPa , 故开始时 $p_v/\gamma H = 1.04$, 终止时为 $0.93 \sim 0.96$, 可以认为 $p_v = \gamma H$ 。

隧道 B, 第一量测段埋深 19.5m, $\gamma H = 351\text{kPa}$, 而第 32 环出盾尾 1m 时量测值为 180kPa , 17 天后为 225kPa , 第 34 环出盾尾 1m 时量测值为 250kPa , 16 天后 270kPa 。故第一天的 $p_v/\gamma H = 0.51 \sim 0.71$, 终止时为 $0.64 \sim 0.76$ 。可以认为最后 $p_v = (0.6 \sim 0.8)\gamma H$ 。

当埋深和直径接近时, 另两个工程测得数据为: 6m 隧道 $p_v = 0.9\gamma H$, 而 10m 隧道 p_v

$= (0.68 \sim 1.08)\gamma H$ 。

在上海地区淤泥质地层中, p_v 一般需要采用 γH 值, 但当埋深与直径比 $H/D \geq 5 \sim 6$ 倍时, 可考虑采用 $p_v \leq 0.8\gamma H$ 。

对于较好土质的深埋隧道, 采用薄型衬砌时, 则 p_v 远小于 γH 值。此时, 在设计中绝不能沿用传统的保守方法。

2. 侧压力系数 λ

隧道西线开始挤压推进时, 侧向水平土压值为 250kPa, 2 个月后基本稳定为 222kPa; 东线脱出盾尾后为 290kPa, 20 天后为 271kPa。故水平地压与垂直地压之比 $\lambda = p_H/p_v$ 开始时为 1.04 ~ 1.12, 终止时为 1 ~ 1.12。

隧道 B 线第 32 环第一天时侧压力为 205kPa 和 186kPa, 与 $p_v = 180\text{kPa}$ 比较, $\lambda = 1.03 \sim 1.14$; 17 天后侧压力为 210kPa 和 200kPa, 与 $p_v = 225\text{kPa}$ 相比, $\lambda = 0.90 \sim 0.93$; 第 34 环第一天时侧压力为 270kPa 和 280kPa, 与 $p_v = 250\text{kPa}$ 相比, $\lambda = 1.08 \sim 1.12$, 16 天后侧压力为 260kPa 和 240kPa, 与 $p_v = 270\text{kPa}$ 相比, $\lambda = 1.04 \sim 1.12$, 可见初始时 $\lambda = 1.03 \sim 1.14$, 而终止时 $\lambda = 0.9 \sim 1.12$ 。

3. 土压力分布

隧道 A 底部土压值, 西线出盾尾时为 250kPa, 2 个月后为 249kPa, 与顶部土压的比 $K = 1.04 \sim 1.12$; 东线出盾尾时为 310kPa, 20 天后为 262kPa, $K = 1.1 \sim 1.2$; 隧道 B 第 32 环第一天为 210kPa, 17 天后为 270kPa, $K = 1.17 \sim 1.2$; 第 34 环第一天为 316kPa, 16 天后为 320kPa, $K = 1.19 \sim 1.26$ 。初始 K 值变动于 1.04 至 1.26 之间, 但最后都趋于定值 1.1 ~ 1.2 之间。

因此, 从理论上讲, 圆形隧道的土压力分布包线近似于圆形, 而实际上总略有偏离, 其底压常约为顶压值的 1.1 ~ 1.2 倍, 此数值远小于按习惯水土压力计算的结果; 根据侧压系数 λ 与 1 的关系, 一般地呈两种形式: 桃子型和葫芦型, 上述隧道 B 第 32 环就属于后者。

4. 出盾尾时土压值

隧道 A 当衬砌脱出盾尾时, 土压值立即达到前述数值, λ 和 K 都接近于 1。东线隧道还量测到在衬砌将脱出盾尾前的土压值, $p_v = 110\text{kPa}$, $p_H = 110\text{kPa}$, 而底部 $p = 90\text{kPa}$ 。因侧压力系数 $\lambda = 1$, 故不会控制设计。

隧道 B 当圆环出盾尾 1m 左右为 1 天时间时, 其土压值已如前述, λ 和 K 值都接近于 1。还测得当圆环出盾尾 20cm 时的土压力值: 第 32 环 $p_v = 170\text{kPa}$, $p_H = 176\text{kPa}$, $\lambda = 1.03$; 第 34 环 $p_v = 95\text{kPa}$, $p_H = 70\text{kPa}$, $\lambda = 0.74$ 。此时 λ 减少, 但 p_v 数值为一天时 250kPa 的 0.4 倍, 故也不会控制设计。

根据链条理论和现场量测, 得到了圆形隧道的土压力分布系接近于均匀圆形的葫芦或桃子型, 并求得垂直、水平地压的参考数值, 以及与施工方法的关系。此项结论实质上已为上海地区自 1963 年开始修建的共 11 条盾构法隧道所证实。外径 2.9 ~ 10m, 埋深 5 ~ 20m, 实测结果 $\lambda = 0.91 \sim 1.18$, 垂直地压为 $(0.6 \sim 1)\gamma H$, 说明圆环受力比较均匀, 系小偏心受压, n 条无螺栓连接的多铰衬砌均使用正常, 而单螺栓和双螺栓隧道中的螺栓一般地未受力或受力很小。

上海同济大学还进行过两组相似材料的隧道模拟试验。一组是 60cm × 30cm × 60cm (长 × 宽 × 高) 的有机玻璃砂槽中完成的, 以金属圆管模拟隧道, 直径 10cm, 长

30cm; 另一个在 350cm × 200cm × 200cm 的大型砂箱中完成。六环装配成的金属管中用 3∅4 螺栓连接成直径 41cm 的隧道衬砌, 盾构用一钢筒模拟, 量测盾构推进时的管中数据。室内试验说明: 侧压力系数随结构柔性程度而增大, 自 0.2 ~ 0.8 不等; 盾构推进中, 沿其水平直径周边形成被动土压区, λ 值还会增大约 23%。

第二节 圆形隧道管片衬砌的计算

圆形衬砌是在压力沿圆周近似均匀分布的地下洞室中常用的结构形式, 因为它能减小衬砌截面的弯矩, 使结构受力均匀。水工隧道中的压力隧道常采用圆形衬砌, 其截面承受近于均匀的拉应力。在软土地层中修建的隧道, 承受垂直和侧向土压力相近, 因而也宜采用圆形衬砌, 使截面承受近于均匀的压应力, 以充分利用混凝土材料的较高的抗压能力。

一、圆形隧洞整体式衬砌的计算

当地层受到扰动, 或在连续地层中当地层达到塑性破坏准则时, 在周围地层中会产生塑性松动区。松动区土的自重就是作用在衬砌上的主动土压力, 其值可从地层分类表、泰沙基教授或其他人建立的公式或按弹塑性理论求得。

当隧道衬砌半径与其埋深比 $r/H \leq 1/5$ 时, 可视衬砌受无限远的边界力, 如图 1-3。与此同时, 当衬砌在上述主动土压力作用下发生压扁变形时, 还引起介质的被动抗力 $k\delta_A$, 它只

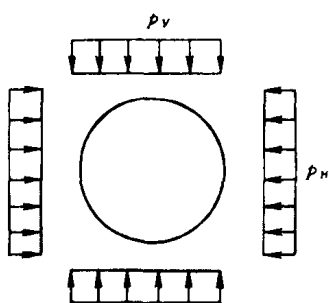


图 1-3 边界力

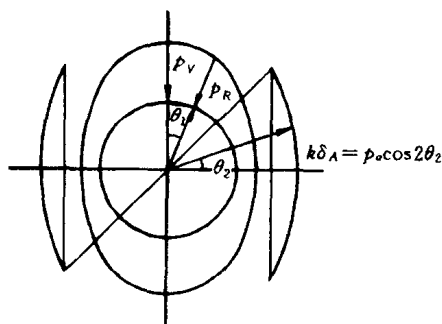


图 1-4 全部荷载

分布在水平轴上、下 45° 的范围。其全部荷载简化图如图 1-4。图中 p_v 、 p_H 分别为垂直和水平压力, p_r 为角 θ_1 处的径向压力, k 为介质基床系数。从图 1-4 有:

$$p_r = p_v \cos^2 \theta_1 + p_H \sin^2 \theta_1 = \frac{1}{2} (p_v + p_H) + \frac{1}{2} (p_v - p_H) \cos 2\theta_1 \quad (1-1)$$

其荷载图如图 1-5。

由于图 1-5(c) 在衬砌中产生的弯矩如图 1-6, 弯矩公式分别为:

$$M_A^I - M_C^I = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{p_0}{2} r^2 \cos 2\theta_1 \sin \theta_1 d\theta_1 - \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{p_0}{2} r^2 \cos 2\theta_1 \cos \theta_1 d\theta_1 = -\frac{1}{3} p_0 r^2 \quad (1-2)$$

假定 $M_A^I = -M_C^I$, 则:

$$M_A^I = -\frac{1}{6} p_0 r^2, \quad M_C^I = \frac{1}{6} p_0 r^2 \quad (1-3)$$

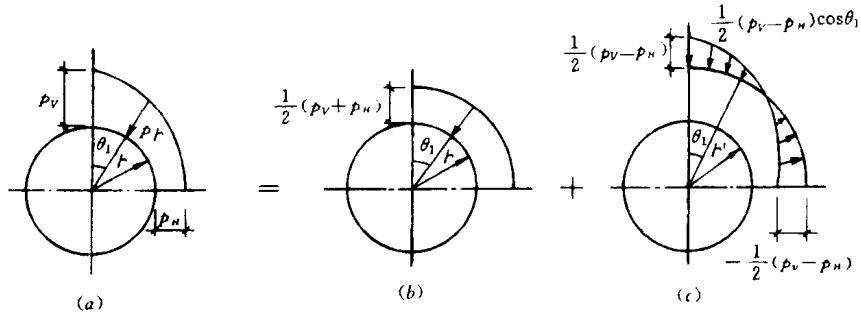


图 1-5 荷载图

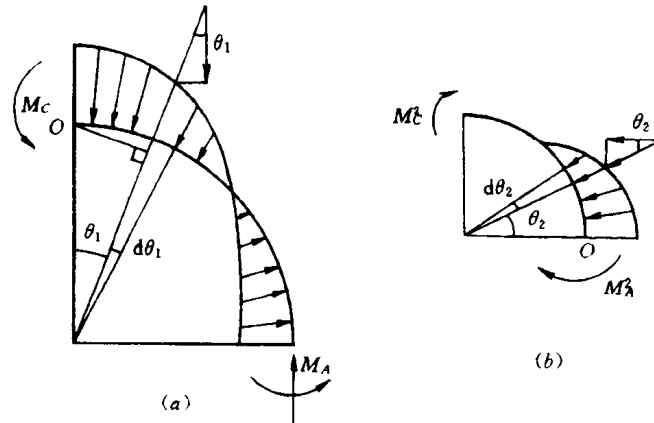


图 1-6 弯矩

式中 $p_0 = \frac{1}{2}(p_v - p_h)$

由于被动抗力 $k\delta_A = p_a \cos 2\theta_2$ 作用产生的内力矩如图 1-6(b),

$$\begin{aligned} M_c^2 - M_A^2 &= \int_0^{\pi/4} p_a r^2 \cos 2\theta_2 \sin \theta_2 d\theta_2 - \int_0^{\pi/4} p_a r^2 \cos 2\theta_2 \cos \theta_2 d\theta_2 \\ &= -\frac{1}{3} p_a r^2 \end{aligned} \quad (1-4)$$

为简化计算,假定 $M_A^2 = -M_c^2$, 则:

$$M_A^2 = \frac{1}{6} p_a r^2, M_c^2 = -\frac{1}{6} p_a r^2 \quad (1-5)$$

设 μ_c 为土介质泊松比, E_c 为其弹性模量, 则地层受径向力作用的变形方程为:

$$u_r = \frac{r(1 + \mu_c)}{3E_c} [(5 - 6\mu_c)S_1] \cos 2\theta_2, S_1 = p_a \quad (1-6)$$

如果水平方向和垂直方向的位移均为 δ , 则:

$$p_a = \frac{3E_c \delta}{(1 + \mu_c)(5 - 6\mu_c)r} \quad (1-7)$$

代入弯矩公式(1-5)得:

$$M_A^2 = \frac{\delta r E_c}{2(1 + \mu_c)(5 - 6\mu_c)} \quad (1-8)$$

衬砌在主动土压力作用下变形后,其在 A、C 点曲率分别为:

$$\frac{1}{\rho_A} = \frac{r + \delta}{(r - \delta)^2}, \quad \frac{1}{\rho_c} = \frac{r - \delta}{(r + \delta)^2}$$

设衬砌截面刚度系数为 $E_c I_c$, 由于相应点力矩产生之曲率变化分别为:

$$\frac{M_A}{E_c I_c} = \frac{r + \delta}{(r - \delta)^2} - \frac{1}{r} \quad \frac{M_c}{E_c I_c} = \frac{r - \delta}{(r + \delta)^2} - \frac{1}{r}$$

故有:

$$M_A = -M_c \approx \frac{3\delta E_c I_c}{r^2}, \quad \delta = \frac{M_A r^2}{3E_c I_c} \quad (1-9)$$

代入(1-8)得:

$$M_A^2 = \frac{M_A r^3 E_c}{6E_c I_c (1 + \mu_c)(5 - 6\mu_c)}$$

$$-M_A = M_A^1 + M_A^2 = -\frac{1}{6} p_0 r^2 + \frac{M_A r^3 E_c}{6E_c I_c (1 + \mu_c)(5 - 6\mu_c)}$$

故:

$$M_A = \frac{p_0 r^2 E_c I_c (1 + \mu_c)(5 - 6\mu_c)}{6E_c I_c (1 + \mu_c)(5 - 6\mu_c) - r^3 E_c} \quad (1-10)$$

式中 $r^3 E_c$ 前的系数是 1, 所以弯矩 M_A 比 Muir Wood 公式的结果要大。

二、圆形隧道装配式衬砌的计算

装配式圆形衬砌一般用于修建以盾构法施工的软土地下结构,如地下铁道、水底公路隧道、市政隧道和工业隧道。

新奥地利隧道施工法问世以来,隧道设计已倾向于及时设置柔性衬砌,以充分发挥软土地层的自承能力。在以盾构法施工的装配式圆形衬砌的设计中,也已采取减薄衬砌厚度、减弱接头刚度和增加接头数量等措施,以增加衬砌的柔性。如 60 年代设计的上海打浦路隧道,已被设计成由 8 块钢筋混凝土肋形管片组成的装配式结构。

采用连接的管片装配衬砌虽不如整体圆环衬砌具有强大的截面刚度,但一定刚性的接头也能不同程度地承受弯矩和剪力。以往的计算结果表明,接头刚度 K_θ 对结构的最终设计有较大影响。用盾构法施工的装配式圆形管片结构,应该考虑接头刚度的影响,这已得到工程技术人员的公认,并将逐步取代原来按自由变形连接的圆环($K_\theta = \infty$)计算方法。管片接头刚度 K_θ 定义为在一定法向力作用下接头单位角变位所需施加的弯矩。目前的主要问题是设计时对 K_θ 的取值无所依循。为此,同济大学地下建筑教研室和上海隧道公司一起,针对上海第二条越江隧道的设计要求,专门进行了大直径管片接头刚度的模型试验,得到了一些有价值的结果。

1. 接头刚度值 K_θ 试验

试验按管片结构的受力状态分正、负弯矩两种试件分别进行。图 1-7 示出了试件的尺寸

及加力方向。采用油压顶加压、传感器接入电子秤计量,试件两侧设电子倾角仪监测,试验主要量测了在一定偏心力作用下接头处的转角和位移,得到试件接头处的 $M-\theta$ 试验曲线如图 1-8。

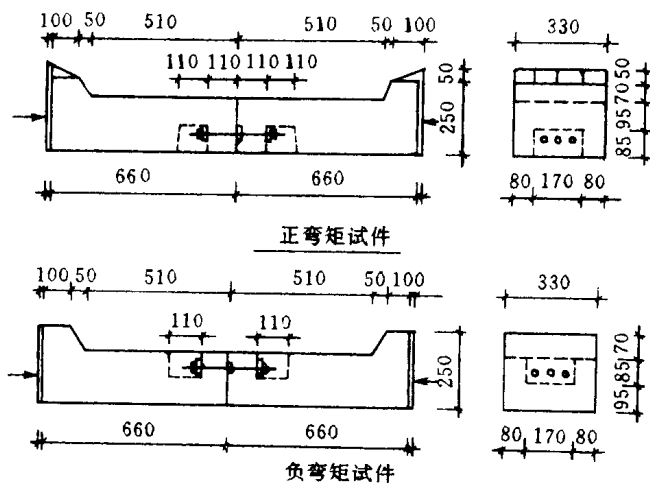


图 1-7 试件加力方向

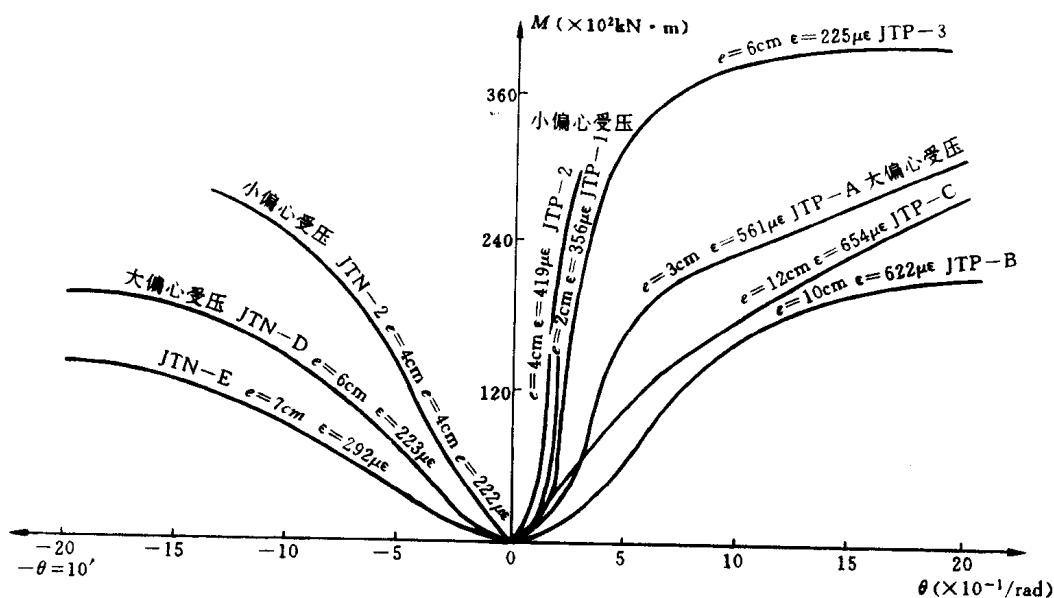


图 1-8 $M-\theta$ 试验曲线

试验数据经数理统计和线性回归分析,导出接头力矩的经验公式:

$$M = a_0 e^{-\frac{b_0}{\theta}}$$

式中 a_0 、 b_0 为二个试验常数,它与轴力偏心距 e 和连接螺栓预应变 $\mu\epsilon$ 有关。对正弯矩试件, $a_0 = 80 \sim 110 \text{ MN} \cdot \text{m}$, $b_0 = 2 \sim 10 \text{ rad}$; 对负弯矩试件 $a_0 = 55 \sim 70 \text{ MN} \cdot \text{m}$, $b_0 = 4.5 \sim 5.5 \text{ rad}$ 。

各试件条件下的 $K_\theta (= M/\theta)$ 值见表 1-2。试验结果表明:第二条越江隧道的衬砌试件接头刚度为 $1000 \sim 10000 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ 左右;利用弹性相似理论,则原型值达 $100000 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

左右。但根据管片破坏时螺栓受力及管片变形情况,原型接头刚度会降低。建议实际工程中管片接头刚度的取值范围为 $K_\theta = 2000 \sim 10000 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ 。这样较为合理。

表 1-2 $K_\theta (M/\theta)$ 值

(kNm/rad)

编 号	JTP-1	JTP-2	JTP-3	JTP-A	JTP-B	JTP-C	JTN-2	JTN-D	JTNE-
模 型 K_θ	16250	12660	4870	2870	1530	1640	2720	1270	990
原 型 K_θ	438750	341720	131550	77360	41180	34480	73480	34480	26780

2. 考虑 K_θ 影响的衬砌内力

盾构法施工隧道衬砌,除地层主动土压力荷载外,还应考虑被动抗力,它们的分布如图 1-4 所示。主动荷载分布见式(1-1)。

$$\text{被动抗力分布: } S(\theta_2) = -k\delta_A \cos 2\theta_2 \left(\pm \frac{\pi}{4} \leq \theta_2 \leq \pm \frac{3}{4}\pi \right)$$

式中 k 为地层抗力系数(kN/m^3); δ_A 为衬砌水平位置 A 处的位移(m); r 为衬砌半径。

假定整个圆环均匀分布有 8 个弹性固定铰,其刚度为 K_θ 。在 $0 \leq \theta_1 \leq \frac{\pi}{2}$ 范围内,铰的位置分别在 $\alpha_1 = 22.5^\circ$ 和 $\alpha_2 = 67.5^\circ$ 。按结构力学原理并利用对称性分别计算此范围在均匀静压力、反对称压力及被动抗力作用下的衬砌内力和位移,叠加而得衬砌最后内力和位移。

(1) 均匀静压力下:

$$\text{弯矩: } M_1(\theta) = 0$$

$$\text{法向力: } N_1(\theta) = \frac{1}{2}(p_v + p_H)r$$

$$\text{位移: } \delta_{A1} = -\frac{r^2}{2E_c F}(p_v + p_H)$$

式中 F 为衬砌单位长截面积(m^2)。

(2) 反对称压力下:

$$\text{弯矩: } M_1(\theta) = \frac{1}{6}p_0 r^2 \cos 2\theta$$

$$\text{法向力: } N_1(\theta) = -\frac{1}{6}p_0 r \cos 2\theta$$

$$\begin{aligned} \text{位移: } \delta_{A1} &= -\frac{p_0 r^4}{18E_c I} + \frac{p_0 r^3}{6K_\theta} [\cos 2\alpha_1 (1 - \cos \alpha_1) + \cos 2\alpha_2 (1 - \cos \alpha_2)] \\ &= -\left(\frac{p_0 r^4}{18E_c I} + 0.0638 \frac{p_0 r^3}{K_\theta} \right) \end{aligned}$$

(3) 被动抗力下

$$\text{弯矩: } M_1(\theta) = \frac{\sqrt{2}}{3}k\delta_A r^2 (1 - \cos \theta) + x_1$$

式中 x_1 由力法正则方程 $\delta_{11}x_1 + \Delta_{1p} = 0$ 得到: $x_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}$,