

文章编号: 1000-4750(2006)Sup.I-0086-22

# 钢筋混凝土裂缝机理与控制措施<sup>\*</sup>

陈肇元<sup>1</sup>, 崔京浩<sup>1</sup>, 朱金铨<sup>1</sup>, 安明喆<sup>2</sup>, 俞哲夫<sup>3</sup>

(1. 清华大学土木系, 北京 100084; 2. 北京交通大学, 北京 100044; 3. 广州地铁总公司, 广州 510010)

**摘 要:** 钢筋混凝土裂缝分析与控制, 全文共 4 部分: 1、裂缝是不可避免而又可以尽量减轻的自然灾害; 2、收缩裂缝分析及控制; 3、温度收缩裂缝分析及控制; 4、裂缝控制的综合技术措施。较全面地论述了钢筋混凝土裂缝机理及控制措施, 文末附有 100 多篇参考文献。

**关键词:** 钢筋混凝土裂缝; 裂缝分析与控制; 温度应力; 混凝土硬化与收缩; 混凝土养护

## ANALYSIS AND CONTROL OF CRACKING IN REINFORCED CONCRETE

CHEN Zhao-yuan<sup>1</sup>, CUI Jing-hao<sup>1</sup>, ZHU Jin-quan<sup>1</sup>, AN Ming-zhe<sup>2</sup>, YU Zhe-fu<sup>3</sup>

(1. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

3. Subway Incorporation of Guangzhou, Guangzhou, Guangdong 510010)

**Abstract:** The methods for the analysis and control of cracking in reinforced concrete are discussed. The following four portions are included: 1) cracking in reinforced concrete – a natural disaster that is not avoidable but can be alleviated; 2) analysis and control of shrinkage induced cracking 3) analysis and control of thermal stress induced cracking 4) comprehensive control methodologies for cracking. The cracking mechanism and the corresponding control strategies are inclusively analyzed with more than 100 references.

**Key words:** cracks in reinforced concrete; cracking analysis and control; thermal stress; hardening and shrinkage of concrete; concrete curing

### 1 裂缝是不可避免而又可以尽量减轻的灾害

#### 1.1 有限制的裂缝是允许的

一般来说混凝土出现裂缝在采取一定的修补措施后通常也不至于造成明显损失, 据美国公路研究部的一项调查, 在美国和加拿大的所有公路路桥结构中, 混凝土的收缩裂缝并不构成结构耐久性的主要原因或唯一原因。

世界各国对混凝土都有一个允许裂缝宽度的限值, 如新西兰规范对干燥环境下的允许裂缝宽度为 0.4mm, 我国为 0.2~0.3mm, 美国 ACI224 委员会规定的裂缝允许宽度为: 干燥空气中 0.4mm; 潮湿空气或土中 0.3mm; 有除冰盐作用时 0.175mm; 受海水溅射、干湿交替时, 0.15mm; 挡水结构(不包括无压力管道)0.1mm。

裂缝又是可以自行愈合的, 其机理是硬化水泥浆体中的氢氧化钙可与周围空气或水份中的二氧

<sup>\*</sup> 该文是根据清华大学土木系承担广州地铁一号线科研项目的研究报告摘编的, 项目负责人及研究报告执笔人陈肇元, 现场调查和实验朱金铨、安明喆, 崔京浩负责研究报告的编辑文字校核以及该文的摘编。俞哲夫作协调工作并为实验创造了良好的条件。该文基本内容曾在第十届全国结构工程学术会议上做过特邀报告, 这次发表做了局部修改

作者简介: 陈肇元(1929), 男, 清华大学教授, 中国工程院院士, 从事结构工程防灾减灾的研究;

\* 崔京浩(1934), 男, 清华大学教授, 从事力学分析及工程结构研究与教学;

朱金铨(1934), 男, 清华大学教授, 从事工程结构、建筑材料研究与教学;

安明喆(1972), 男, 北京交通大学副教授, 清华大学硕士, 从事建筑材料研究与教学;

俞哲夫(1937), 男, 广州地铁总公司高级工程师, 从事地下工程设计方面工作。

化碳结合(碳化)生成碳酸钙,碳酸钙与氢氧化钙结晶沉淀并积聚于裂缝内,这些结晶相互交织,产生力学粘结效应,同时在相邻结晶、结晶与水泥浆体、结晶骨料表面之间还有化学粘结作用,结果使裂缝得到密封,但是过宽的或还在发展的裂缝特别是裂缝还有水的流动就很难自愈合了,一般认为宽度小于 0.15~0.20mm 的裂缝是可以自愈合的。

对于人流比较频繁的地下结构,例如地铁车站有时对裂缝的限制反而要严格一些,首先是破坏了结构的自防水性能,特别是我国南方降雨量大的地区,地下水位高,地下水日以继夜地内渗,既影响观瞻,更影响地下空间的正常使用,这样裂缝就不能容许了。所以减少和防止地下结构混凝土的开裂特别是防止大的裂缝具有特别重要的意义。

### 1.2 混凝土的收缩和温差

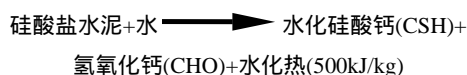
混凝土是由水泥、砂、石子、水做为主要成分配制而成的建筑材料,其容重都大于每一种单体材料,见表 1。

表 1 混凝土及其组份材料的容重

Table 1 Unit weights of concrete and its constituent components

	平均容重( $t/m^3$ )
水泥	1.4
砂	1.55
石子	1.6
水	1.0
混凝土	2.25

容重的增大说明混凝土硬化后其单位体积的重量加大了,原因首先是混凝土较任何单一介质的级配更为合理,孔隙得到了填充,因而更加密实;其次就是混凝土凝结硬化过程的收缩,收缩使混凝土更加密实,从这个意义上说收缩不一定是坏事,它是导致混凝土容重变大、密实度增加和强度提高的原因之一。这种收缩因发生的时段,机理及条件的不同又分塑性收缩、自生收缩和干燥收缩,统称为凝结硬化收缩。由于约束的存在收缩一旦超过混凝土那一时刻的极限拉应变就开裂了。混凝土在凝结硬化过程它的极限拉应变是个变量,直到 28 天强度以后才逐渐趋于稳定,此值约为  $(0.5 \sim 2.7) \times 10^{-4}$  不等,平均值可取  $1 \times 10^{-4}$ 。收缩问题还在于水化过程要释放出相当可观的水化热,见下式:



水化后除生成水化硅酸钙(CSH)和氢氧化钙

(CHO)以外,每公斤水泥还要释放 500kJ 的热量,热量导致混凝土的温升,在大体积混凝土内部可高达 80°C 以上,这个温度总要降至环境温度才能稳定,于是在一段时间内至少在验收以前混凝土结构大都存在两个温差:一个是混凝土结构本身内部与表面的温差;一个是混凝土与环境的温差,温差是导致温度应力的根源,温差越大温度拉应力越大,一旦超过混凝土那一时刻的极限拉应力混凝土就开裂了。这种由于温度升降引起的收缩称之为温度收缩,图 1 给出了施工阶段(验收前)混凝土结构收缩方块图。

### 1.3 砼的约束

收缩是混凝土的性质决定的,收缩的过程是一个包含多种因素的复杂的物理化学过程,几乎可以说混凝土的收缩是不可避免的,甚至是有利的。



图 1 混凝土收缩类型方块图

Fig. 1 Category tree of concrete shrinkage



图 2 混凝土结构约束无处不在方块图

Fig. 2 Various constraints in concrete and reinforced concrete

这里需要说明的单单收缩即自由收缩是不会引发开裂的,问题是几乎所有实际工程中的混凝土结构或构件都毫无例外地存在约束,约束限制混凝土收缩,因而产生收缩拉应力这个拉应力达到或超过混凝土凝结硬化过程那一时刻的极限拉应力(混凝土凝结硬化过程的极限拉应力是一个变量,随着时间的推移这个量的变化趋于平缓直到稳定),混凝土的抗拉强度极限约为抗压强度的 1/10,在凝结硬化过程还远小于这个值。

图2给出了混凝土结构构件约束无处不在的方块图,可以看出除非不采用混凝土这种材料,只要采用它就应该考虑并预防它由于约束的存在限制收缩而产生的裂缝。

#### 1.4 混凝土开裂机理及减少开裂的基本原则

开裂的机理可用图3所示的理想情况来说明。假设混凝土在初始硬化的潮湿和温热情况下处于不受力的状态(图3a),以后发生均匀的干燥和冷却,这时如能自由收缩变形,则内部应力为零(图3b)。但如混凝土的二端受到外部约束固定而不能自由改变其长度,在混凝土内引起拉应力(图3c)。由于混凝土在应力作用下会发生徐变,或者反过来说如果变形固定不变则原有应力随着时间增长会逐渐减小,即发生所谓的应松弛(图3d),使本应有的拉应力降到净拉应力值,如净拉应力大于或等于抗拉强度就开裂了(图3e)。混凝土的收缩、拉应力、净拉应力和混凝土的抗拉强度都随时间发展而变化(图4),一旦净拉应力达到抗拉强度,混凝土就发生开裂。收缩与开裂的实际情况可能还要复杂,但从图中我们可以看出,影响混凝土开裂的因素至少有:1) 收缩;2) 约束;3) 弹性模量;4) 徐变;5) 抗拉变形或抗拉强度。

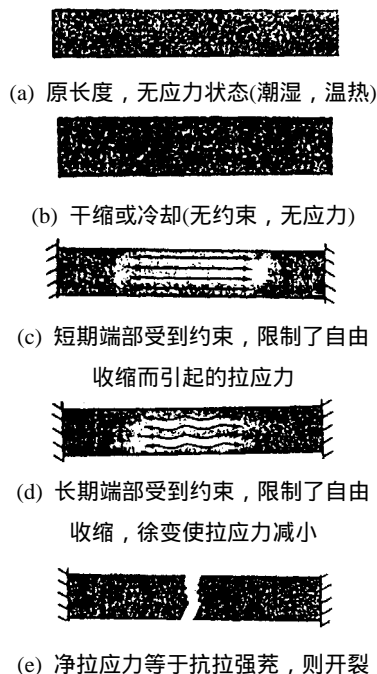


图3 收缩开裂过程示意图

Fig.3 Illustration of crack development

图5中的混凝土构件并无外部约束,但内外温度不同,比如表面因干燥和冷却较快降温而收缩

时,内部温度尚未降下产生约束拉应力。

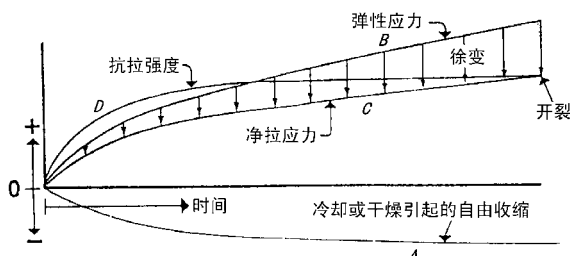


图4 外部约束下混凝土开裂

Fig.4 Cracking of concrete with external constraints

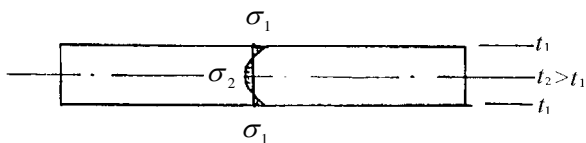


图5 内外温差引起的混凝土拉应力

Fig.5 Tensile stresses in concrete due to temperature differences in the interior and on the surface of concrete

图6给出了验收前混凝土开裂的原因方块图,据此可以归纳出减少混凝土开裂的基本原则不外乎:

(1) 减少混凝土的总体收缩及不均匀收缩;(2) 减少混凝土所受的约束程度;要达到这个目的首先要在原材料上严格选择配制良好性能的混凝土,然后从配比、搅拌、运输、振捣、养护等各个环节加以保证最大限度地减少收缩和约束;(3) 同时也要合理利用混凝土凝结硬化过程其力学性能(如强度、弹模及徐变等)的变化,使其朝着有利于防裂的方向发展。

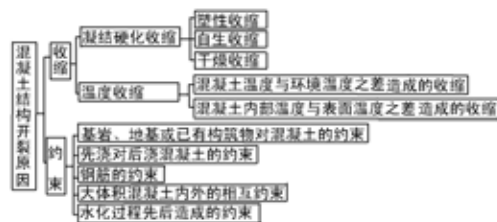


图6 混凝土结构开裂的原因方块图

Fig.6 Various reasons of concrete cracking

#### 1.5 裂缝控制是设计和施工单位共同考虑的问题

对于混凝土结构来说,裂缝是多种多样的,如荷载超过设计允许荷载而产生的结构裂缝。地质勘探不详,发生不均匀沉降而引起的沉降裂缝,发生地震所造成的地震裂缝等等,这些由于原因比较明确和单一,解决和预防也都有比较明确的措施,所以不在本文讨论的范围之内,本文只涉及施工过程验收以前或提交使用后不久出现的裂缝,这类裂缝

大都和设计要求、混凝土配比、环境条件、施工方案、养护方法等直接有关。

混凝土裂缝大多数都发生在施工阶段或者说在工程交付正式使用以前,对于工期较长的大型工程尤其如此。这些裂缝主要是硬化前混凝土的塑性开裂和硬化后早期发生的收缩(温度变化和干燥引起)开裂。混凝土在使用过程中产生的种种裂缝,其中有许多也源于设计施工阶段,如施工时的原材料用了活性骨料、劣质水泥、或有害的氯化钙掺合料,混凝土配比中的用水量过大,这些都为混凝土后期开裂埋下了祸根。

按照这个界定,有人将这类裂缝归结为施工阶段砼的裂缝,这是按裂缝出现的时段来定义的,并不意味着裂缝的责任全由施工方来承担,恰恰相反,设计一方关于混凝土标号的确定构造配筋的多寡、温度收缩和温度应力分析以及连接缝(包括伸缩缝控制缝等)的位置等等都应在设计中给出。这个问题在国外一般来说是不成问题的,国际上大都通行设计施工由一个承包公司统一负责,一旦出现裂缝不存在单位之间相互扯皮,根据我国目前的现状,在控制裂缝方面,设计单位至少应对下列问题予以考虑。

表 2 裂缝控制措施设计方面应作的规定

Table 2. Design specifications for cracking control

裂缝控制措施	设计规定
混凝土性能及配比	混凝土强度等级、最大水灰比、最高水泥用量、矿物掺料量。 对膨胀混凝土:膨胀剂品种、掺量、限制膨胀率。 对纤维混凝土:纤维品种及掺量。
伸缩缝、控制缝、施工缝、后浇带、滑动层等	施工详图及施工要求
构造配筋	施工详图
施工温度控制	混凝土浇筑温度、最高温度、内表温差、降温速率。 现场测温监控要求。
施工养护	养护方法要求,包括早期养护及拆模后养护。

1) 降低约束。主要是采取构造措施,设置各种连接缝(伸缩缝,控制缝,后浇带,施工缝)以及在约束界面上设置滑动层、缓冲层等,并规定具体的构造细节。

2) 降低混凝土的收缩量与收缩差包括干燥收缩和温差收缩。设计单位应该提出混凝土施工温度控制的具体规定以及混凝土施工养护和现场温度

监控基本要求。

3) 提高混凝土的抗裂性能。除规定构造配筋的数量和布置方法外,设计单位应在施工图或施工文件中提出对混凝土配比的具体要求,必要时在某些区段采用膨胀混凝土或纤维混凝土。

此外,设计单位应该对结构的温度场和收缩应力进行必要的估算,以确认所采取的裂缝控制措施是适宜的,并要求施工单位结合具体情况进行相应的验算。设计单位还应提出必需的试验内容,以确认所采用的材料抗裂性能是合乎要求的。

表 2 列出了裂缝控制措施设计方面应作的规定。

## 2 收缩裂缝分析及控制

### 2.1 塑性收缩裂缝及其控制

如图 1 所示,塑性收缩裂缝又分塑性干缩和塑性沉降两种。

#### 1) 塑性干缩裂缝

塑性收缩是硬化前的新拌混凝土在凝结过程中因表面水份蒸发而引起的干缩裂缝,常见于浇筑后混凝土构件的外露表面,尤其是大块板面。

新拌混凝土的收缩过程大体可用图 7 表示。在阶段 I,泌水速度大于蒸发干燥速度,混凝土表面不会收缩;在阶段 II,蒸发干燥速度大于泌水速度,表面开始收缩,但由于此时的混凝土有足够塑性,能适应体积变化而不开裂;在阶段 III,混凝土因凝结而变稠,塑性降低,而蒸发又继续不断就有可能引起塑性开裂;在阶段 IV,混凝土终凝后硬化,开始了硬化混凝土的干燥收缩。塑性收缩的机理一般可用水泥浆体毛细孔隙内的毛细水拉力来解释。当混凝土固体质点间的毛细孔隙水因蒸发减少时,形成弯液面产成拉力,使尚处于可塑状态的混凝土收缩。

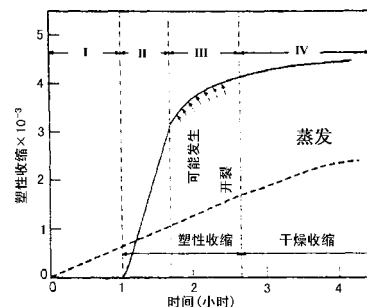


图 7 混凝土初期收缩

Fig. 7 Early shrinkage of concrete

增加用水量按理会使毛细空隙增大,从而减小造成塑性收缩的毛细水拉力,但实际情况用水量大的新拌混凝土有高得多的塑性收缩值(图 8),更易发生塑性开裂。产生这一结果的原因是塑性收缩值的大小还与浆体抵抗塑性收缩的能力有关,如果浆体较硬,其抵抗收缩的能力会较大,而增加用水量则使稠度降低,所以最终的塑性收缩量反而大为增加。

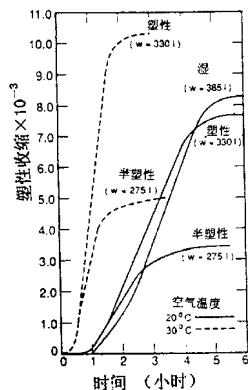
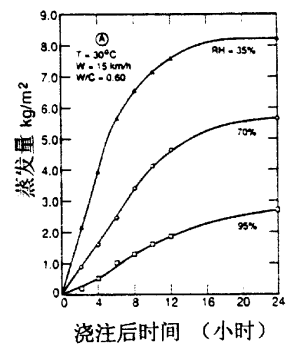


图 8 用水量对水泥浆塑性收缩影响(水泥用量  $550\text{kg}/\text{m}^3$ )

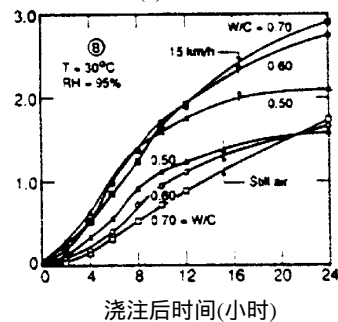
Fig.8 Influences of water amount on cement paste shrinkage (cement:  $550\text{kg}/\text{m}^3$ )

气温、相对湿度与风速等环境条件影响水份蒸发量,对塑性收缩有重大影响,其中尤以相对湿度的影响最为主要,见图 9a,图中 RH 表示相对湿度。图 9b 给出了三种不同水灰比的混凝土在风速为  $15\text{km}/\text{h}$  情况下的塑性收缩远大于无风的天气;图 9c 则表达了气温  $40^\circ\text{C}$  的塑性收缩高于  $30^\circ\text{C}$  的情况。图 10 表示同样水泥砂浆暴露在不同环境条件下的失水量与塑性收缩值的关系,图中符号  $E_{20\text{rad}}^{30}$  中的上标数字 30 表示大气温度为  $30^\circ\text{C}$ ,下标数字 20 表示风速  $20\text{km}/\text{h}$ ,rad 表示暴露于红外辐射下,其余符号意义类同。从图中可见,塑性收缩值随失水量增加而增加,最高的标注为  $E_{20\text{rad}}^{30}$  一条曲线环境条件最差,温度  $30^\circ\text{C}$ ,风速  $20\text{km}/\text{h}$ ,且暴露于红外幅射之下,其失水量最大(约 25%)塑性收缩值也最高,达  $10.2 \times 10^{-3}$ 。

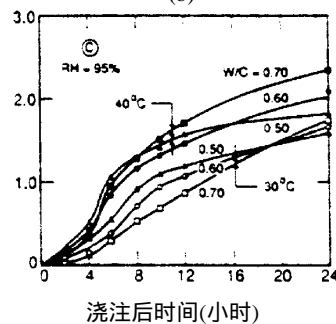
在具体工程实践中,要定量考虑所有因素对塑性收缩开裂的作用是不可能的,所以有一种笼统的建议,即:新拌混凝土的蒸发速度如接近  $1\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{hr}$  时,就应采取预防措施以对付塑性收缩开裂的可能性,这是指较高水灰比的混凝土而言,如果是水灰比低于 0.4 的混凝土,蒸发速度应控制在  $0.5\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{hr}$  以下。



(a)



(b)



(c)

图 9 相对湿度、风速气温对新拌混凝土蒸发失水的影响

Fig. 9 Influences of relative humidity, wind velocity and temperature in the environment on the water loss of new concrete

防止塑性收缩开裂的措施可归纳为:

- 1) 预冷,降低混凝土的入模温度。
- 2) 用喷雾湿润混凝土上方的空气;
- 3) 设置风障减少现场风速;
- 4) 设置遮荫棚,防止阳光直射;
- 5) 不过分搅拌,将搅拌时间限制在最低所需程度;
- 6) 尽量缩短从搅拌到浇筑的时间,以及从浇筑到抹面、养护的时间;
- 7) 浇筑前润湿模板和底板。浇筑前如钢筋受炎热阳光辐射升温,也会使混凝土水份蒸发过多而产生塑性开裂,这时需将钢筋加湿降温;
- 8) 浇注后立即用塑料膜覆盖或喷水雾必要时喷洒密封剂;
- 9) 如果塑性裂缝出现在混凝土施工的最终抹

面以前,可以通过抹面和压光消除这些裂缝。

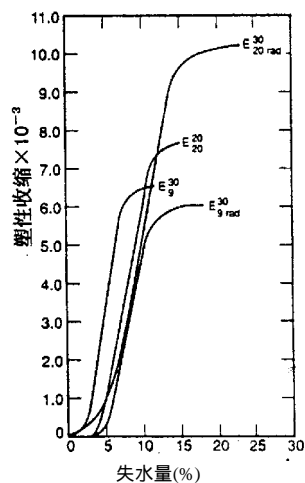


图 10 蒸发对塑性收缩影响

Fig.10 Influences of water evaporation of plastic shrinkage

## 2) 塑性沉降裂缝

在新拌混凝土中,骨料颗粒悬浮在一定稠度的水泥浆体中,浆体的重量密度较低,对于水灰比 0.6 的浆体而言大概只有骨料重量密度的一半,所以骨料在浆体中有下沉趋势,而浆体中的水泥颗粒又远重于水,使得新拌混凝土中的水份向上转移,即发生“沉降”与“泌水”现象。泌水使混凝土的多余水份减少,有利于提高硬化后的混凝土强度,但是泌水和沉降所带来的害处更大。

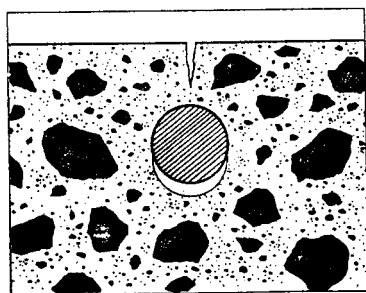


图 11 塑性沉降造成的钢筋底部空隙

Fig.11 Void beneath steel rebar due to plastic setting of concrete

骨料的下沉和水份的上升会在水平钢筋的底部形成空隙并积聚水份(图 11),为锈蚀留下隐患;上升的水份还会滞留在粗骨料底部,造成浆体和骨料之间界面薄弱环节以至于形成空隙,影响混凝土的抗渗性与抗冻性;当垂直下沉的固体颗粒迁到水平设置的钢筋或紧固螺栓等埋设件,或受到侧面模板的摩擦阻力时,就会受到阻拦并与周围的混凝土形成沉降差,结果在混凝土顶部表面处造成塑性沉

降裂缝(图 12a)。此外,如果同时浇筑梁、板或柱(墙)的混凝土,由于这些构件的深度不同,有着不同的沉降,从而在这些构件交接面处形成沉降差并产生塑性沉降裂缝(图 12b)。混凝土坍落度愈大,沉降开裂的可能性也愈大。在接近表面的水平钢筋上方最容易形成沉降裂缝,并随钢筋直径加粗和保护层减薄而愈趋严重。当保护层过薄时,塑性沉降裂缝甚至会伸入钢筋表面并沿着钢筋通长发展,图 13 给出了钢筋尺寸,保护层厚度及坍落度对塑性开裂的影响。我们在前面已经提到过,这种纵向裂缝与沿着钢筋横截面开展的横向裂缝对于钢筋锈蚀的危险程度有着根本的区别,前者应该杜绝,后者则关系不大。

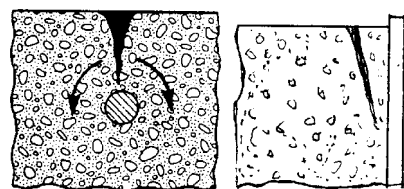


图 12a 塑性沉降裂缝

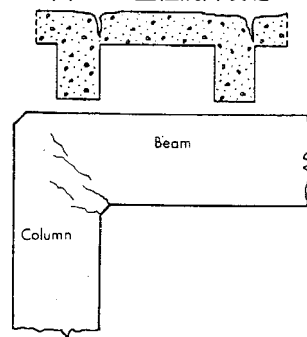


图 12b 塑性沉降裂缝

Fig.12 Cracking due to plastic setting

与塑性收缩裂缝不同,塑性沉降裂缝有明确的部位和方向性如模板刚度不足(图 14a),支模前未能夯实地基或者未能察觉地基土有遇水膨胀倾向(图 14b)而造成的开裂。

防止塑性沉降开裂的主要措施有:

- 1) 在满足工作度前提下,混凝土坍落度应尽可能的低,混凝土的配比应保证混凝土有良好的稠度和保水性;
- 2) 在浇筑柱、梁、板等相互联接的不同深度的构件时,如果不能在高度差处设置施工缝,则宜分层浇筑,比如先浇筑到梁底面,待沉降稍稳定后再往上浇筑,其间的时间间隔一般不小于 2 小时(热天则应适当缩短),防止在构件的联接部位出现裂缝;
- 3) 增加表面钢筋的保护层厚度;
- 4) 合理振捣;
- 5) 外掺引气剂;
- 6) 保证模板刚度及地基的稳定性;
- 7) 表面抹平、压光也可去除较浅的沉

降裂缝,但如裂缝较深,则在抹平后的干燥收缩过程中又会裂开。

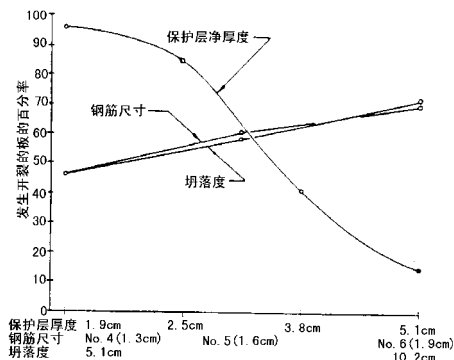


图 13 钢筋尺寸,保护层厚度及混凝土坍落度对塑性沉降开裂的影响

Fig. 13 Influences of rebar dimensions, thickness of protection layer, and concrete slump on the cracking due to plastic setting

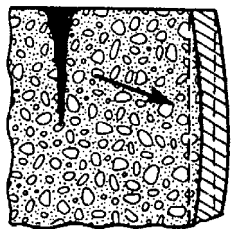


图 14a 模板刚度不足引起塑性开裂

Fig. 14a Plastic cracking induced by insufficient stiffness of concrete forms

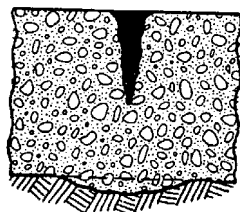


图 14b 地基下沉引起塑性开裂

Fig. 14b Plastic cracking induced by foundation settlement

## 2.2 自生收缩裂缝及其控制

自生收缩是水泥水化作用引起的收缩,并不属于干燥收缩。在已硬化的水泥浆体中,未水化的水泥继续水化是产生自生收缩的主要原因。水化使孔隙尺寸减小并消耗水份,如无外界水份补给,就会引起毛细水负压使硬化水化产物受压产生体积变化即自生收缩。按照通常的干缩测定方法,所测得的收缩值实际上是干缩和自生收缩之和。自生收缩需要在密封的试件上测定,以隔绝外界环境之间的湿度交换并保持恒重,还应该扣除可能由于温度变化所造成的温度收缩影响。

自生收缩主要发生在混凝土硬化的早期,一般认为混凝土在开始凝结后的几天或十几天内即可完成自生收缩,因此测定自生收缩应该从混凝土凝结后就立即加以测量。而不是按现有的收缩标准测定方法,从龄期 2 天后才开始测定。

水灰比越低,自生收缩越大,掺加硅粉更能加大自生收缩。据日本 Tazawa 的试验,  $W/C=0.2$  的加硅粉混凝土,自生收缩量可超过  $600 \times 10^{-6}$ ,而且二天即可达  $500 \times 10^{-6}$ 。水灰比 0.35 左右的一般高强混凝土的早期自生收缩约有  $200 \sim 300 \times 10^{-6}$ ,相当于温降  $20 \sim 30^{\circ}\text{C}$ 。为了控制自生收缩,需要在混凝土硬化一开始就加水养护。

从上述分析可以看出,一些改善自生收缩的措施常常与提高混凝土强度相矛盾,在实际工程中需要具体分析,如采用高强混凝土则必须高度重视自生收缩危害,但如标号比较低的混凝土( $20 \sim 30\text{MPa}$ )自生收缩可能并不是主要矛盾。在施工现场改善自生收缩又与其他指标不相悖的最佳措施,就是及时并充分地加水养护。防止塑性干缩的一些措施大都利于改善和控制自生收缩。

## 2.3 干燥收缩裂缝及其影响因素

混凝土在塑性流动终止初凝并进入硬化阶段,干燥收缩一直在进行,即使达到 28 天龄期也不能说已经终止,有的工程可以持续若干年甚至几十年。所以说干燥收缩是水泥基混凝土的固有特性,浇注时呈流动状态的混合介质,硬化后呈固体状态除了硬化生成硅酸钙等固体物质,这是一个化学过程以外,还伴随着一个蒸发失水干燥的物理过程,养护不好就出现干燥收缩裂缝。混凝土内的固体水泥浆体体积会随含水量而改变。而骨料对水泥浆体体积的变化则起很大的约束作用,使混凝土的体积变化远低于水泥浆体的体积变化。

硬化水泥浆体内富含孔隙。理论上水灰比小于 0.4 并有理想的养护条件,可使孔隙率减至 28% 的最低值。混凝土实际采用的水灰比都较大,而且不可能完全水化,所以一般早期混凝土的浆体孔隙率约有 50% 左右或更大。

影响混凝土干燥收缩的主要因素如下:

### 1) 水泥

各种型号硅酸盐水泥中,还不能说某一型号水泥的收缩肯定比另一种大或小,美国 ASTM I 型水泥的净浆 6 个月干燥收缩值可从 0.15% 变化到 0.6% 以上,平均为 0.3%。ASTM II 型水泥的净浆在养护

早期的收缩量平均要比 I 型水泥小得多,但 28 天的收缩值二者大致相同。可以肯定的是水泥中的石膏比值对收缩值有重大影响,水泥制造厂通过优化石膏含量来调节由于水泥组分不同造成的收缩差异。此外,水泥细度愈大,收缩量会有所增加,但其影响不大。如果有条件的话采用低热水泥可能是减小干缩裂缝的最有效的措施之一,见图 15。

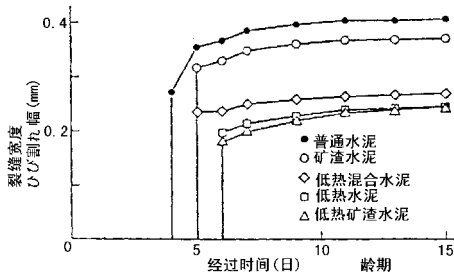


图 15 不同水泥硬化收缩引起的裂缝宽度

Fig.15 Hardening shrinkage induced crack widths by using different cements

## 2) 骨料类型和骨料用量

粗、细骨料占混凝土总体积的 65~75%,对混凝土的收缩有很大影响。粗、细骨料限制了水泥浆体的自由收缩,使混凝土的收缩量减少到只有浆体收缩量的几分之一。

表 3 Carlson 采用同一水泥但参数不同测定的收缩值

Table 3 Shrinkages of concretes using identical cement but different aggregates

骨 料	比重	吸水率/%	收缩值/%
砂岩	2.47	5.0	0.116
板岩(slate)	2.75	1.3	0.068
花岗石	2.67	0.8	0.047
石灰石	2.74	0.2	0.041
石英岩	2.66	0.3	0.072

骨料的弹性模量越高,减少收缩作用越明显,骨料的吸水性反映了骨料孔隙率的大小,也影响骨料的弹性模量,弹性模量低的吸水率通常较高,表 3 是 Carlson 用同一种水泥、相同的用水量配制的不同骨料混凝土的收缩值比较。砂岩、板岩、石英岩收缩值较大,而花岗岩、石灰岩要好些。

骨料用量大和最大粒径多的可减少收缩,见图 16。

## 3) 用水量、水泥用量和水灰比

用水量及水泥用量是影响干缩的重要因素,图 17 表示干缩随用水量及水泥用量增加而增大的关系。

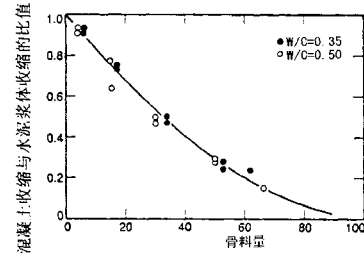


图 16 骨料用量对混凝土与水泥浆干缩的影响

Fig. 16 Influences of aggregate amount on the drying

shrinkages of concrete and mortar

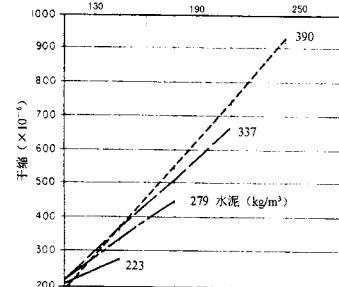


图 17 混凝土用水量及水泥用量与干缩的关系

Fig. 17 Relationship between drying shrinkage and the

amounts of water and cement

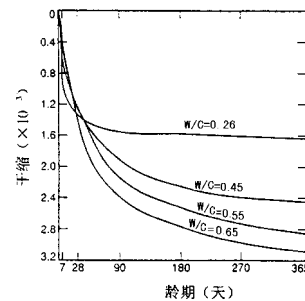


图 18 水灰比对水泥浆干缩影响

Fig. 18 Influences of water-cement ratio on the drying

shrinkage of cement paste

如能在增加水泥量的同时减少混凝土的砂率,混凝土的收缩值仍可做到没有明显变化。增加水灰比也使收缩值增加(图 18),这从用水量、水泥用量和水灰比三者之中只有二个是独立的关系就可推知,其中影响最大的是用水量。图 18 显示 365 天龄期水灰比 0.65 较 0.26 者其干缩值大一倍。

## 4) 化学外加剂

引气剂增加了混凝土中的孔隙,看起来似乎会增大收缩,但是实际却并不尽然,这是由于使用引气剂后在同样的坍落度下可以减少用水量,所以只要含气量不超过 5%,对于收缩并没有明显影响。有些引气剂同时又是缓凝剂或含有速凝剂,则可能

会增大收缩。

减水剂和缓凝剂虽然可以减少混凝土的用水量,但通常并不能降低混凝土的收缩,有些减水剂甚至可以增加早期收缩,尽管后期收缩量大体相同。

氯化钙作为速凝剂的作用会显著增大混凝土的收缩量,尤其是早期收缩。有试验得出,1%掺量的氯化钙可使7天收缩量加倍,但在28天以后,其收缩量约比基准混凝土大40%。

#### 5) 粉煤灰等火山灰质掺料

火山灰质矿物掺合料的种类较多,成份不一,有些会使需水量增大从而加大收缩,有的即使不影响用水量也会增加收缩量。也有不少试验资料认为粉煤灰混凝土的收缩量比不掺粉煤灰的混凝土要小些。

清华大学土木系曾为广州地铁所作的粉煤灰混凝土试验表明,加粉煤灰后的收缩量有所减少。可能是加了粉煤灰后使用水量减少了的缘故。

#### 6) 环境条件

环境因素关系到混凝土的表面蒸发速度或失水程度,图19表示大气温度和混凝土温度均为30°C时,不同风速和相对湿度下的水份蒸发速度。当混凝土失水时,开始丧失水份的是较大孔径中的毛细孔隙水,所以相应的收缩值较小,图20表示固体水泥浆体的干燥收缩量与失水比例的关系,失水率从0增加到17%(相应的相对湿度为100%到40%左右),收缩量约为0.6%,而失水量继续增加时,则带来的收缩量却迅速增加,(图20右边陡然下降的折线)因为后一阶段的收缩多为胶体孔隙水的丧失所引起。

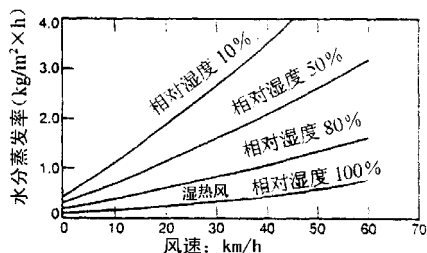


图19 不同风速和相对湿度下的水份蒸发速度

Fig. 19 Water evaporations at different wind velocities and relative humidities

潮湿养护期限的长短对收缩终值几乎不产生影响。美国加州运输部曾试验将混凝土分别潮湿养护7、14和28天,然后置于干燥环境下,所得最

终的干缩值没有区别。

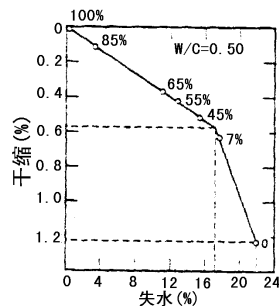


图20 水泥浆体的干缩与失水量关系

Fig. 20 Relationship between water loss and the shrinkage of cement paste

#### 7) 构件尺寸

构件尺寸主要影响混凝土内部水份丧失的速率,因而影响收缩的速率,Carlson的研究表明,将混凝土置于50%相对湿度的环境中,混凝土从表面逐渐向内干燥,1个月后可深入到7.5cm深处,而10年后也只能深入到60cm(图21)。在处理具体工程实践时,实际尺寸构件与试验室小试件的差别必须予以考虑。对比现场墙、板构件与室内小试件的资料发现,前者的收缩只有后者的几分之一。即使是试验室资料,试件的不同尺寸也会导致试验结果的较大差异。7.5×7.5cm边长棱柱体的收缩量要比12.5×15cm的大50%。

控制凝结硬化混凝土收缩裂缝的主要措施如下:

##### 1) 配制低收缩量的混凝土

减少拌和水的用量对于减小收缩最为重要,其次是加大粗骨料的最大粒径和骨料含量,挑选刚度大的骨料品种。不论是哪种强度等级的混凝土,尽量减少水泥用量应作为配比设计的一个重要原则。

##### 2) 降低混凝土的干燥速率,延缓表层水份损失

混凝土有显著的应力松弛特性,任何能够降低收缩速率的措施都对防裂有好处。正确的养护对于延缓混凝土收缩上十分重要,尤其是早期头几个小时和浇筑当天的养护。模板外侧应保持湿润,木模宜浇水,钢模则可外铺保水的覆盖层,在保证混凝土强度达到一定数值的前提下,宜尽早松开模板,并将养护注入。拆除模板后,仍应该保证暴露的混凝土表面不受阳光和风的直接作用并使之潮湿。在到达规定的养护时间(至少7天,并以10天为好)后,覆盖层仍应保留若干天(如4天)但不再浇水,

使混凝土表面能缓慢干燥。对于地下隧道结构,在浇筑混凝土后,在隧道端部应加以封闭,尽可能防止干燥空气流入。

### 3) 采用补偿收缩混凝土和后浇带施工

混凝土中加入膨胀剂或应用膨胀水泥配制补偿收缩混凝土可以防止开裂,见图 22。加入膨胀剂后,压应力的量级可达 0.2~0.7MPa。当混凝土干燥收缩时,原来的受压状态(图 22)逐渐消除。一般膨胀剂只有在充足的水份条件下才能起反应,如果养护不合适,膨胀量就会不足。

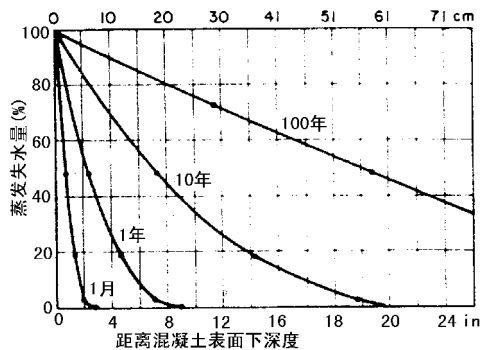


图 21 50%相对湿度下的大气环境混凝土的失水率与失水深度

Fig. 21 Water loss ratio and depth for concrete in 50%-relative-humidity environment

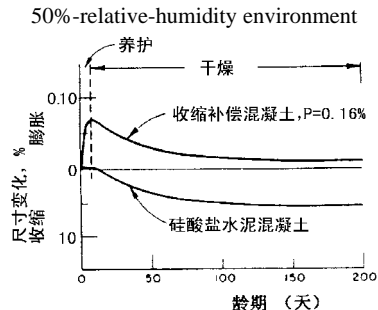


图 22 补偿收缩混凝土(相对湿度 50%)

Fig. 22 Shrinkage-compensated concrete (RH = 50%)

### 4) 采用后浇带伸缩缝等施工措施

对于较长的混凝土墙、板,采用分段间隔浇筑也有利于减少约束应力。较好的办法是在段与段之间留下 0.5~1m 宽的后浇带,每段长度约 30m,待已浇的混凝土已有相当程度的收缩以后(如一个月后),用膨胀混凝土填充后浇带,与后浇带同一概念的还有伸缩缝,差别是伸缩缝事后不再封堵,工程界用的很多不再赘述。

## 3 温度收缩裂缝分析与控制

### 3.1 温度对凝结和硬化过程的影响

温度对水化速度甚至水化产物均起到重要影响,温度愈高,水化愈快(图 23)。理论分析表明,如温度从 20°C 增加到 30、40 和 50°C,则水化速度之比依次约为 1:1.57:2.41:3.59(图 24),温度升高使凝结和硬化时间缩短,强度发展加快。且总孔隙率低,见图 25。孔隙率低有利于提高强度,但由于高温下大孔隙的毛细孔隙占得比例大(见图 26)混凝土的强度则不一定高,因为只有直径小于 0.05  $\mu\text{m}$  的孔隙才对强度无害,这是高温下养护的混凝土具有早期强度较高而后期强度反而较低(图 27)的主要原因之一。所以在试验室内试配混凝土应该注意到试配时温度与现场温度的差别。表 4 为不同温度和相对湿度下入模与养护的小试件其 28 天强度的相对比值。可以看出温度越高湿度越小,其相对强度越小。

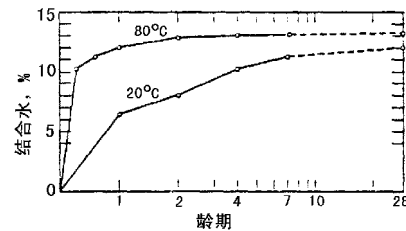


图 23 温度对水化程度(用化学结合水表示)影响

Fig. 23 Influences of temperature on degree of hydration (in the ratio of combined water)

表 4 不同温度、湿度下入模的试件其 28 天的相对强度

Table 4. Relative strengths of concrete in different relative humidities and temperatures

温度	23°C	23°C	38°C
湿度	100%	60%	25%
相对强度	100%	73%	62%

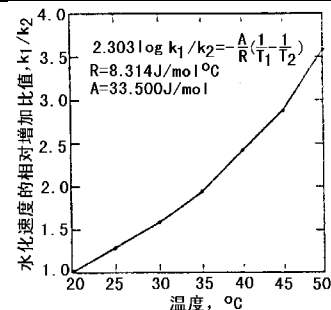


图 24 不同温度下水化速度之比

Fig. 24 Ratio of degree of hydration at different temperatures

温度增加使新拌混凝土快速凝结(图 28),加剧工作度或坍落度的损失,并成为炎热气候下浇筑混凝土时的一大困难。混凝土的浇筑温度增加时,为

达到同样坍落度的用水量就要增加(图 29), 而用水量的增加则会降低混凝土的强度和耐久性, 并增加干燥收缩。

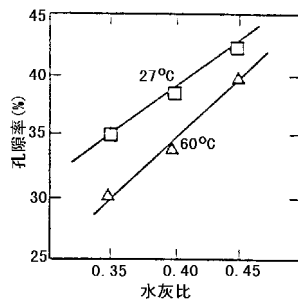


图 25 温度对 28 天龄期水泥浆总孔隙率影响

Fig. 25 Influences of temperature on the total void ratio of cement paste at an age of 28<sup>th</sup> day

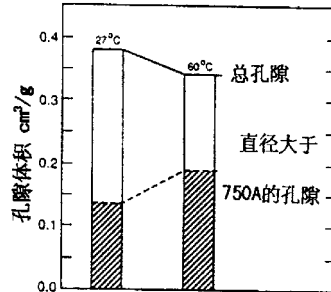


图 26 温度对孔隙直径影响(W/C=0.4 水泥浆 28 天龄期)

Fig. 26 Influences of temperature on void diameter (28<sup>th</sup> day cement paste of W/C = 0.4)

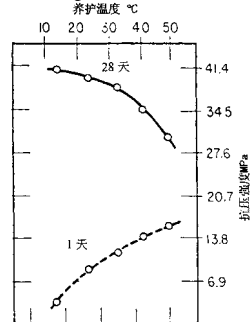


图 27 养护温度对混凝土 1 天强度与 28 天强度的影响

Fig. 27 Influences of curing temperature on concrete strength

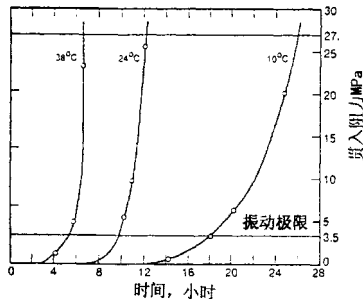


图 28 温度对混凝土凝结影响

Fig. 28 Influences of curing temperature on concrete setting

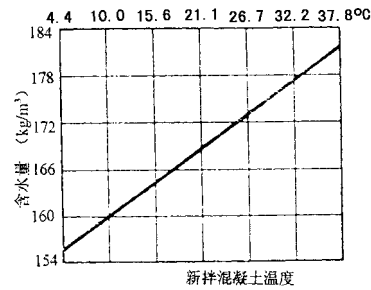


图 29 温度对新拌混凝土需水量影响

Fig. 29 Influences of curing temperature on water demand

高温下的快速水化还意味着水化热的快速释放, 使混凝土温度在短时间内迅速上升, 图 30 表示水泥的主要成份  $C_3S$ (硅酸三钙)在不同温度下水化时的热量释放情况。在体积较大的混凝土工程中, 由于水化热的积聚可引起里外混凝土的巨大温差。这就可以理解大体积混凝土常常要采用冰水搅拌的原因。经验表明, 当里外温差超过  $20^{\circ}\text{C}$  时, 混凝土很有可能开裂。

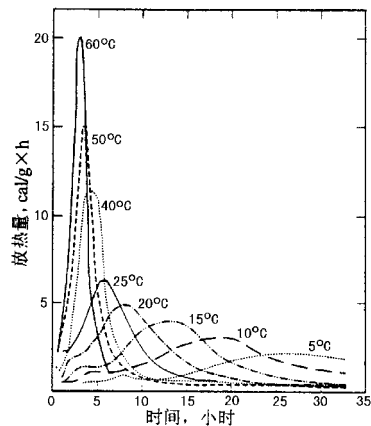


图 30 温度对  $C_3S$  的水化热释放影响

Fig. 30 Influences of temperature on hydration heat release of  $C_3S$

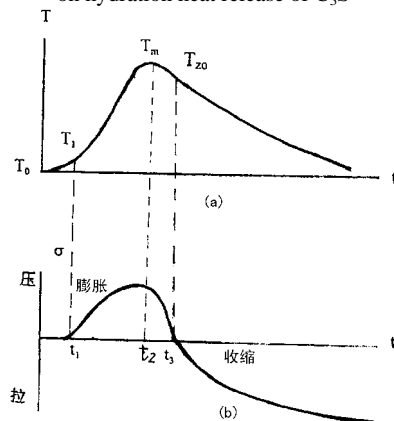


图 31 早期混凝土的温度变化与应力变化

Fig. 31 Temperature and stress variations of early concrete

### 3.2 混凝土硬化过程的温度变化和应力变化

若混凝土浇筑后处于理想绝热情况,其内部温度变化过程和拉压状态大体如图 31 所示,图中  $T_0$  为浇筑温度,至时间  $t_1$ ,温度升至  $T_1$  时,混凝土硬化,此时如混凝土处于约束状态则在继续升温的过程中受压,见图 31b,内部温度升至峰值  $T_m$  的时间  $t_2$  视水泥品种、浇筑温度特别是构件的厚度、形状和散热条件而定。对于地下结构的墙、板构件,一般在浇注后的 1~2 天内部温度达到峰值,如墙板很厚超过 1~2m,则达到峰值温度时间在浇注后 3~4 天。水化热引起的内部混凝土温升在较厚的墙板中可达 25~35°C,这样加上原来的浇筑温度后,峰值温度  $T_m$  常可达 60°C 以上,对于水泥用量较多的高强混凝土有时可超过 70~80°C。随着混凝土温度通过峰值后降温并发生收缩,原先在约束状态下形成的拉应力很快下降至零(图 31b),此时的温度为  $T_{z0}$ (图 31a),继续降温冷却在混凝土内引起拉应力。问题在于零应力温度  $T_{z0}$  的大小通常仍与峰值温度相近(图 31a),而混凝土中的温度收缩拉应力正是在  $T_{z0}$  这一相当高的温度作为基准下冷却后产生的。零应力温度越高,冷却时的拉应力愈大,也愈容易开裂。混凝土内部温度冷却到接近周围气温的时间在几十厘米厚的墙板中可达 10~15 天。

混凝土的热膨胀系数一般在  $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$  左右。从表面上看,如发生 10°C 的温差,温度收缩应达到  $100 \times 10^{-6}$  这在弹性状态下引起的拉应力已足能使早期混凝土发生开裂。但是实践说明,结构温差即使达到 20~30°C 时往往还不至于开裂,其原因是结构混凝土并没有受到完全的约束,以及早期混凝土具有较大的塑性变形和徐变能力所致。考虑徐变变形后,混凝土的计算弹性模量降低,比如早期混凝土的短期计算弹性模量为  $E$ ,则长期作用下(如数月或 1 年)的计算弹性模量将降为  $E/4 \sim E/5$ 。

混凝土实际的升温过程和达到的峰值温度值以及随之而来的降温过程取决于许多因素,主要有:环境大气温度,混凝土的入模温度,模板的类型(热学性能)及拆模时间,混凝土外露表面与其体积的比值,混凝土浇筑后的截面厚度,水泥类别与水泥用量,拆模后是否有隔温措施,以及养护方法等等。

### 3.3 温度控制

温度控制一般包括以下几个环节:

1) 控制混凝土的浇筑温度  $T_0 \leq 25 \sim 30^\circ\text{C}$  ;

2) 控制混凝土浇筑后因水化热升温等原因达到的内部最高温度  $T_m = T_{\max} \leq 55 \sim 80^\circ\text{C}$  ;

3) 控制混凝土体内的温度梯度,使表面温度与中心温度的最大温差  $\Delta T_1 \leq 15 \sim 25^\circ\text{C}$  ;

4) 控制混凝土表面温度与外界相连介质(大气、保温层或老混凝土、基岩等)之间的温差  $\Delta T_2 \leq 15 \sim 20^\circ\text{C}$ 。

这里所指的表面温度是混凝土表皮若干厘米内的混凝土表层温度。

#### 1、浇注温度( $T_0$ )的控制

美国有标准规定浇筑温度应低于  $32^\circ\text{C}$ ,日本建筑学会标准规定应低于  $35^\circ\text{C}$ ,但一般认为不宜超过  $30^\circ\text{C}$ 。德国等欧洲国家多规定混凝土拌制温度(不同于浇注温度)不超过  $25^\circ\text{C}$ 。混凝土从拌制出料到浇筑,其间要经过运输与入模、振捣等环节,加上水泥遇水后升温,如果混凝土原材料未经过特殊冷却处理,则浇筑温度一般可高出拌制温度  $5^\circ\text{C}$  甚至更多。

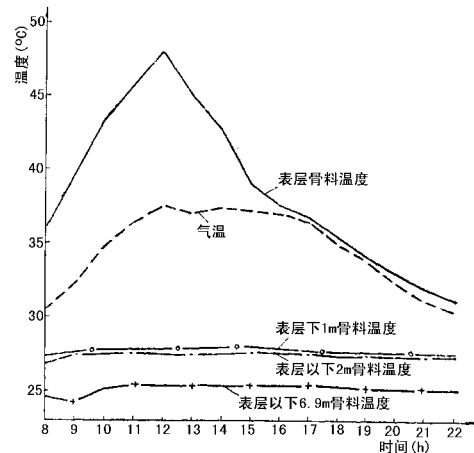


图 32 骨料堆受日气温变化温度过程线

Fig. 32 Temperature variations of an aggregate mound

为了控制浇筑温度,首先是要控制混凝土原材料的温度。骨料的温度受日照的影响很大,图 32 是葛洲坝工程施工中测得的骨料堆表层温度受日照的变化情况,在有日照的情况下,骨料的温度可高于气温,加上水泥遇水后发热,拌料的温度可比气温高出  $5 \sim 7^\circ\text{C}$ 。气温的影响深度为 1m 左右。所以夏季的骨料应该遮荫堆放。热天使用风冷骨料或水冷骨料可使骨料温度降低约  $5 \sim 7^\circ\text{C}$ ,此外可用凉水或加冰作拌和水。根据原材料的温度可按下式计算混凝土拌制温度  $T$ :<sup>[1]</sup>

$$T = \frac{0.22(T_a W_a + T_c W_c) + T_w W_w + T_{wa} W_{wa}}{0.22(W_n + W_c) + W_w + W_{wa}}$$

如拌料中加冰, 则为:

$$T = \frac{0.22(T_a W_a + T_c W_c)}{0.22(W_n + W_c) + W_w + W_i + W_{wn}} + \frac{(W_w + W_i)T_w + W_{wa}T_a - 79.6W_i}{0.22(W_n + W_c + W_w + W_i + W_{wn})}$$

式中:  $T_a$ 、 $T_c$ 、 $T_w$ 、 $T_{wa}$  分别为骨料、水泥、水和骨料所含自由水的温度,  $W_a$ 、 $W_c$ 、 $W_w$ 、 $W_{wa}$ 、 $W_i$  分别为骨料、水泥、水、骨料自由水和冰的重量。

为减少新拌混凝土的温度回升, 应尽量缩短输送时间和缩减转料次数, 应边浇筑、边复盖隔热被。在工作面现场采用凉棚并喷雾以降低工作面气温。

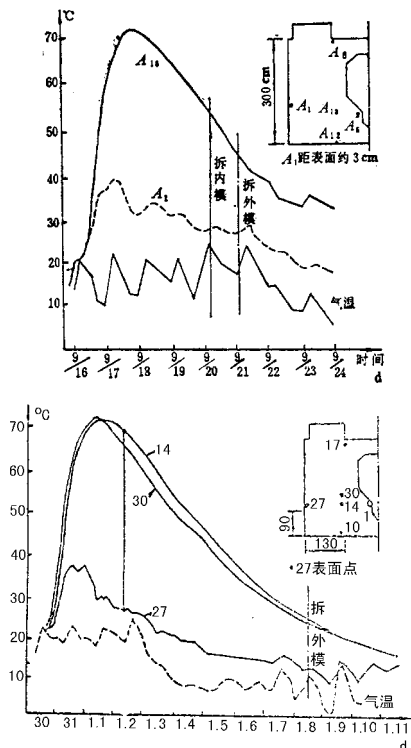


图 33 现场温度实测

Fig. 33 Measured field temperatures

## 2、内部最高温度( $T_m$ )控制

重要工程在施工过程中应该进行温度监控测量, 图 33 为江水河桥铁路箱梁(壁厚 1.3m, 高 3m)浇筑后内部和表面混凝土测点温度的变化情况; 由于采用高强混凝土, 在气温为 10~15°C 的情况下混凝土内部最高温度达 72°C。多数资料认为, 混凝土内部的最高温度不应超出 70~75°C, 否则将会降低混凝土的强度。

降低最高温度的主要途径是: 1) 降低浇筑温度; 2) 降低水化热释放值和释放速度, 包括采用低热水泥, 减少水泥用量和使用外加剂; 3) 及时

散热, 减少水化热积聚, 并通过合理的施工顺序和施工方法加以实现; 4) 人工冷却, 如在大体积混凝土内部埋入冷却水管降温。降低水化热及其释放速度是控制温升的关键。在绝热状态下, 混凝土的温升  $T_m$  与水泥用量  $W$ 、水泥水化热量  $Q$ 、混凝土比热  $C$  及混凝土质量密度  $\rho$  有关, 有绝热温升等于  $T_m = \frac{WQ}{C\rho}$  (°C)。由于散热, 实际结构中所能达到的最高温度要低于个这计算值。

## 3、温差( $\Delta T$ )控制

温差控制主要是限制混凝土中心温度与表面温度之差  $\Delta T_1$  和新浇混凝土与环境温度之差 ( $\Delta T_2$ )。由于温度和温度应力之间不存在线性关系, 所以基于经验的温差控制在多数情况下, 仍可作为一种简单的防范规则。事实上, 如果沿截面的温度梯度与零应力温度梯度相等, 则温度应力等于零, 这时即使表面温度甚低于内部也不会开裂。零应力温度及其梯度主要决定于混凝土开始硬化时的温度即浇筑后第一天的温度, 如果混凝土表面初期时在较低的温度下硬化, 其零应力温度较低, 显然将对防裂有利。试验也证明, 混凝土浇筑后初期(约 1 天内)保持表面冷却(如铺上吸水毯, 通过蒸发降温)对防裂有效, 而一旦混凝土的弹性模量已发展较高时, 则必须防止继续冷却而转为保温。如果混凝土表面的零应力温度比中心高(如表面在阳光照射下开始硬化), 即使表面温度与内部相近, 也会导致开裂。

温差控制的具体量值在一些国家和有关资料中并不一致, 但多数要求混凝土表面温度(或环境温度)与截面内部最高温度之差不大于 20°C, 或表面温度与截面平均温度之差不超过 15°C。此外, 在新浇混凝土与邻接混凝土之间的温差也要求小于 20°C。考虑到温度膨胀系数的差异, 也有人认为 20°C 的经验温差比较适用于膨胀系数偏大的卵石混凝土(约  $12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ ), 如骨料为石灰石热膨胀系数低, 则 20°C 的限值偏于保守。

## 3.4 收缩应力分析

这里主要是介绍基本概念, 把混凝土视作均质弹性体的理想情况来给出应力分析的思路。

### 1、两端约束下构件的拉应力

收缩包括温度收缩和凝结硬化过程的干燥收缩, 设混凝土因水化热降温引起的收缩为  $\varepsilon_{ct}$ , 因干燥引起的收缩为  $\varepsilon_{cd}$ , 总收缩量则为:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{ct} + \varepsilon_{cd} \quad (1)$$

$$\text{其中} \quad \varepsilon_{ct} = \alpha \Delta T \quad (2)$$

$\alpha$  为混凝土热膨胀系数,  $\Delta T$  为混凝土由水化热产生的最高温度降至环境温度的温差, 是一个温度增量。

关于干缩的影响, 单独分析它是很困难的, 故人们常用温度应力分析的概念做如下的换算, 取当量温差

$$\Delta T' = \frac{\varepsilon_{cd}}{\alpha} \quad (3)$$

这里  $\Delta T'$  是将干缩换成温度收缩时的温差, 这样(1)式就可写成:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{ct} + \varepsilon_{cd} = \alpha(\Delta T + \Delta T') = \alpha \Delta T_e \quad (4)$$

这里  $\Delta T_e$  是考虑了干缩影响的综合温差。如果构件发生均匀变形, 则构件拉应力为

$$\sigma = E_c \varepsilon_c = \alpha \Delta T_e E_c \quad (5)$$

其中,  $E_c$  为混凝土的弹性模量

一旦  $\sigma \geq f_t$  或  $\varepsilon_c \geq \varepsilon_u$  则构件开裂, 这里  $f_t$ 、 $\varepsilon_u$  分别为混凝土的抗拉强度和极限拉伸应变, 混凝土的抗拉强度可取为抗压强度的 1/10, 亦可按下式估算。

$$f_t = \frac{1}{2} \sqrt{f_c^2} \quad (6)$$

混凝土的极限拉应变是一个范围很宽的值为  $(0.5 \sim 2.7) \times 10^{-4}$ , 通常可取为  $1 \times 10^{-4}$ , 亦可按式(7)进行估算

$$\varepsilon_u = \frac{f_t}{0.77 E_c} \quad (7)$$

公式(6)、(7)均为经验公式, 使用时注意其强度和弹模量纲均为  $\text{kg/cm}^2$ 。算出之后再按  $\text{kg/cm}^2 = 100 \text{kPa}$  换成国际单位制。

## 2、底部连续约束下构件拉应力

当底部受连续约束如图 34 所示的半无限地基上的墙或板, 当墙板发生均匀收缩时, 整个构件每一点的约束程度不一样, 底部约束大而顶部小, 因而水平拉应力也不一致, 类似(5)式可以写为

$$\sigma = R E_c \varepsilon_c = R E_c (\alpha \Delta T_e) \quad (8)$$

式中,  $R \leq 1$  为约束度

显然在  $x = y = 0$  的中间截面底部  $R$  最小, 即  $R=1$ 。当构件的长高比(长厚比)  $L/H$  较大时, 中间截面上各点均受拉, 且拉应力接近均匀分布, 就是  $L/H$  较大的情况,  $x=0$  的中间截面上水平拉应力分布上下差别也不大, 下边大一点是由于下部  $y=0$  的地基

作用于构件上的水平剪应力的约束作用所致, 这个约束剪应力的分布亦在图 34 中标出。

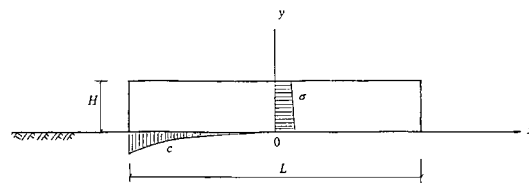


图 34 半无限地基上混凝土板(或墙)底部约束引起的应力状况

Fig. 34 Stress distribution in concrete slab or wall on

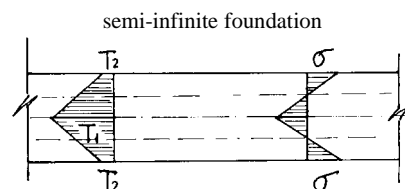


图 35 混凝土构件由于内外温差引起的不同部位的应力

Fig. 35 Stresses in a concrete member due to the interior and exterior temperature difference

但如当  $L/H$  较小时, 中间截面的上部可能不出现拉应力甚至会受压。

## 3、内部约束下构件拉应力

混凝土构件内部约束来自各种因素, 最典型的是内外温差引起的内部约束, 当然配筋也是一种内部约束, 但它能分散裂缝宽度, 有利于裂缝的控制。

我们仍然取理想情况下讨论, 如图 35 所示, 构件内部温度为  $T_1$ , 外部温度为  $T_2$ , 且  $T_1 > T_2$ , 内外温差  $\Delta T = T_1 - T_2$ , 假定温度场线性分布, 见图 35 的左边截面上的温度分布图, 这个温度场导致构件内部受压, 而上下边缘受拉, 见图 35 右边的应力分布图。在平均温度线上 (其温度为  $\frac{1}{2}(T_1 + T_2) = \frac{1}{2}\Delta T$ ) 的纤维是中性纤维, 既不受拉也不受压, 而边缘上、下纤维均受拉, 它们与中性纤维的温差为  $\frac{1}{2}\Delta T$ , 变形可表达为:

$$\varepsilon_c = \alpha \left( \frac{1}{2} \Delta T \right)$$

应力则为

$$\sigma = E_c \varepsilon_c = \frac{1}{2} \alpha \Delta T E_c$$

## 4、实际情况的复杂性

由于混凝土材料的不均匀性, 裂缝常常出现在最薄弱的截面上而不是中间截面。对于两端约束的情况, 如果构件不配筋一旦出现裂缝, 会很快发展,

裂缝加宽,直至断裂,此时构件内的应力可能全部消除,如果构件很长在应力没有消除的地方也许还会出现裂缝。

对于底部连续约束的情况,收缩 $\varepsilon_c$ 随龄期增长,当 $\sigma = RE_c \varepsilon_c \geq f_t$ ,裂缝将首先在中间截面底部附近出现并向上发展,见图36。混凝土一旦开裂后,使裂缝继续发展所需的拉应力要比引起初始开裂的应力低得多,所以在 $L/H$ 稍大的构件中,中间截面很容易整个断裂,但这并没有使整个构件的约束度得到释放;在断成二段后,每一段在其底部仍受到约束,因此仍有可能在每段的中间开裂,并有可能随着 $\varepsilon_c$ 的继续增长而依次开裂下去。(图36中裂缝标出了开裂顺序1、2、3)对于素混凝土构件来说,最后的裂缝间隔可以达到 $(1.25 \sim 1.5)H$ 或 $(1 \sim 2)H$ 左右。

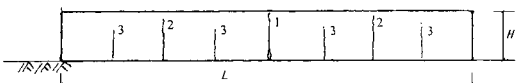


图36 底部约束引起的混凝土底梁出现裂缝的顺序

Fig. 36 Cracking sequences in a foundation concrete beam with fixed base

### 5、进行温度场和应力场分析

上述分析方法都是基于弹性分析基础上的,而混凝土并非弹性材料受力时会发生徐变,徐变又导致应力松弛,对防止混凝土开裂是有利的,所以有的资料认为弹性分析的结果应乘一个小于1的松弛系数。另外,混凝土的弹性模量,抗拉强度,极限拉应变,乃至徐变等特性都是时间的函数,温差也随龄期而改变,亦是时间的函数,因此真正实用的计算必须以时间做为一个参数,编制相应的温度场和应力场分析程序才能较为准确地反应不同龄期的应力状态。

### 3.5 温度收缩裂缝的防治措施

#### 1、降低水化热及其释放速度

减少水泥用量,掺加粉煤灰等矿料,采用低热水泥,这些都能降低水化热。普通硅酸盐水泥的水化热值约为380kJ/kg(425水泥)和460kJ/kg(525水泥),矿渣水泥的水化热约低40kJ/kg左右,一般混凝土的比热约为1kJ/kg $^{\circ}\text{C}$ ,早强水泥的发热量大,而且释放速度快,不宜用于大体积混凝土中。

用粉煤灰、矿渣等矿物掺合料取代部分水泥可以明显减少水化热,对早期混凝土开裂有重要作用。

#### 2、降低混凝土的浇筑温度(入模温度)

降低混凝土的浇筑温度对于提高硬化混凝土的28天强度和防止温度收缩开裂都有很大好处,宜控制在18~25 $^{\circ}\text{C}$ 。入模温度增加时,水化热释放速度加快,升温速度加剧(图37)。混凝土温度过高造成的负面影响是多方面的:1)混凝土的用水量随之增加,否则不能满足原有的坍落度要求;2)坍落度损失增长,增加了工地现场加水的可能性;3)凝结时间加长,导致输送、抹面、养护上的困难,并增加施工缝成为冷接缝的可能性;4)使混凝土水份蒸发加快,塑性开裂的可能性增加;5)含气量的控制趋于困难。

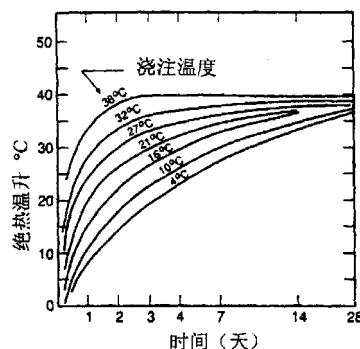


图37 混凝土入模温度对大体积混凝土(水泥用量223kg/m<sup>3</sup>)温升的影响

Fig. 37 Influences of pouring temperature on the temperature rising of a Massive-volume concrete (cement amount: 223 kg/m<sup>3</sup>)

为降低混凝土拌制温度,首先要控制投料时的原材料温度。在混凝土各个组分中,水的比热为水泥和骨料的5倍,对混凝土温度的影响最大,而且水温也比骨料的温度容易控制和调节,所以工程上多首先采用冷水(图38a)或冰水(图38b)来降低混凝土的温度。以一般的混凝土配比(水泥336kg,水170kg,骨料1850kg)为例,如果将水温降低4 $^{\circ}\text{C}$ ,就可将混凝土温度降低1 $^{\circ}\text{C}$ ,而若将50%的拌合水用冰取代,则单靠冰的融化(吸热335J/g)就可将混凝土温度降低11 $^{\circ}\text{C}$ ,而融化后的零度水还可继续将混凝土的温度再降低约4 $^{\circ}\text{C}$ 。

骨料在混凝土配比中用量最大,因而降低骨料温度所带来的效果比较显著(图39)。骨料温度每降低2 $^{\circ}\text{C}$ ,可将混凝土温度降下1 $^{\circ}\text{C}$ 。水泥温度对拌料温度的影响相对较小,水泥的温度每降低8 $^{\circ}\text{C}$ 才能使混凝土温度下降1 $^{\circ}\text{C}$ 。

为了降低混凝土的入模温度,还要尽量减少混凝土在输送过程中由于环境影响造成的温升,如将

搅拌运输车的滚筒表面漆成白色可以减少阳光直射引起的温升。据测定,在夏天的1小时输送过程中,白色滚筒中的混凝土温度可比红色滚筒低 $1.4^{\circ}\text{C}$ ,比奶油色低 $0.3^{\circ}\text{C}$ 。从搅拌到输送的时间

隔应尽量缩短,因为时间一长,水泥水化、温升、坍落度损失、骨料磨细作用以及含气量消失程度都会增加。

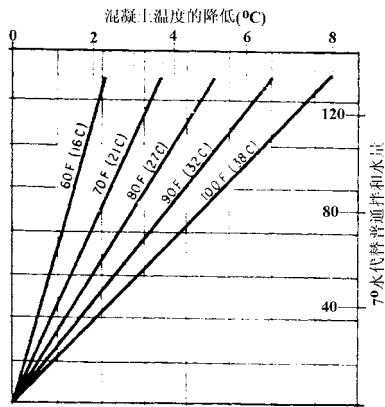


图 38a 用  $7^{\circ}\text{C}$  凉水代替一般拌和水对混凝土拌料温度的作用

Fig. 38a Influences on concrete mixture temperature by using  $7^{\circ}\text{C}$  cold water instead of ordinary water

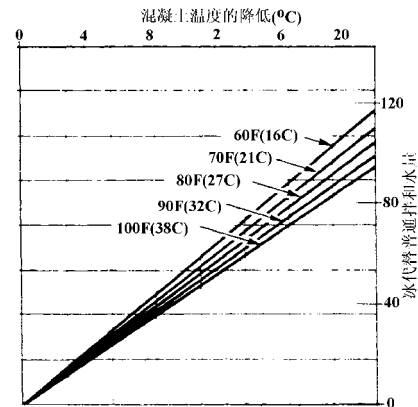
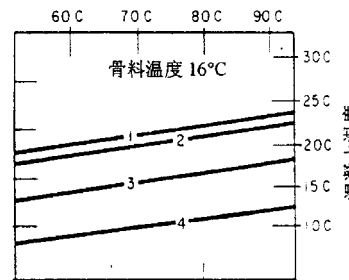
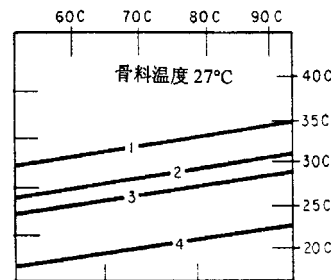
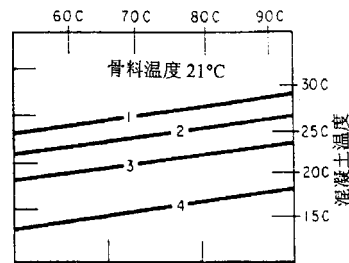
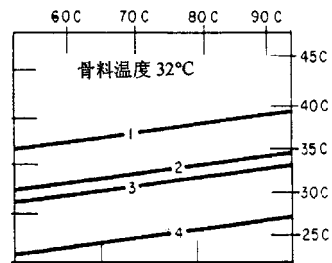


图 38b 用冰水代替一般拌和水对混凝土拌料温度的作用

Fig. 38b Influences on concrete mixture temperature by using ice cold water instead of ordinary water



曲线(1)拌和水温度与骨料温度相同

曲线(2)拌和水温度为  $10^{\circ}\text{C}$

曲线(3)拌和水温度与骨料温度相同, 25%拌和水用冰代替

曲线(4)拌和水温度与骨料温度相同, 25%拌和水用冰代替

图 39 混凝土各组分温度对混凝土拌料温度影响

Fig. 39 Influences of constituent temperatures on concrete temperature

3、控制散热过程并防止混凝土表面温度的骤然变化

为防止温度骤然变化混凝土冷却时的降温速度不宜超过  $0.5\sim 1^{\circ}\text{C}/\text{h}$ , 否则就很有可能开裂。在表面设置隔热层, 隔热层材料的热导率可在  $3.6\sim 0.5\text{kgcal}/\text{m}^2/\text{hr}^{\circ}\text{C}$  之间选用。使表面混凝土的温

度能缓慢的接近环境温度, 但是隔热层也不能过厚或设置时间过长, 导致内部温度降不下来。另外在混凝土浇筑后初期, 整个混凝土处于升温阶段, 这时表面混凝土可能受压, 此时设置隔热层可能反而有害。

钢模的热传导系数远高于木模, 通过钢模的散

热量可高出木模(厚 20mm)20 倍。在模板选择上也要考虑这个特点因工程需要而定。

在浇筑大体积混凝土时,可采用分层浇筑的施工方法,待下一层混凝土的水化热基本释放后(如每隔 5~7 天)再浇筑上一层,同时控制每层混凝土的厚度不使热量过于积聚。

#### 4、改善混凝土的强度和热学性能

提高混凝土的抗拉性能和降低混凝土的热膨胀系数均有利于防止温度收缩开裂。混凝土的热膨胀系数约在 $(6.3\sim 11.7) \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  的范围内,平均约为 $9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 。10m 长的混凝土如温度变化  $30^{\circ}\text{C}$  约可收缩 3mm。热膨胀系数与不同骨料类型有关,用石灰岩时偏小,用砂岩时偏大。用石灰岩骨料的混凝土热膨胀系数约为  $7.5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 。

#### 5、设置构造钢筋

在构件中配置构造钢筋可以控制裂缝的宽度并限制其发展,其实质是通过减少裂缝间距,使裂缝宽度能够控制在可以接受的范围内。同样的配筋率,采用较细的钢筋能对抗裂起到更好的作用。

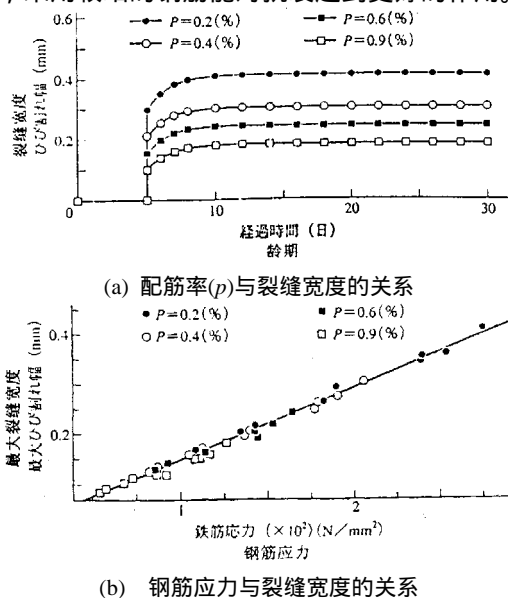


图 40 大体积混凝土裂缝与配筋率应力的关系

Fig. 40 Relationships between crack width and reinforcement ratio as well as rebar stress in Massive-volume concrete

我国习惯采用的用于控制收缩的钢筋配筋率在 0.2% 左右,美国 ACI 规范为 0.25%。资料[103]认为,ACI 规定的构造配筋率数值在多数情况下不适用,对配筋率为 0.25% 的管涵结构调查表明,其裂缝间距约为 8m,裂缝宽约为 1.5mm,显然不能接受;根据经济和适用性的折衷考虑,认为 0.4%

的配筋率(相应的钢筋屈服强度标准值为 420MPa)比较适当。图 40 引自日本土木学会大体积混凝土温度应力委员会提出的一份报告,图 40a 表明了配筋率( $p$ )与裂缝宽度的关系。可以看出配筋率  $p$  为 0.2% 时裂缝宽度可以达到 0.4mm,而配筋率为 0.9% 时则裂缝宽度可以控制在 0.2mm 以下,我国采用的配筋率 0.2% 显然是偏小了,但配筋率达到 0.9% 是否能为投资者所接受也是一个值得考虑的问题。图 40b 则表明了钢筋应力与裂缝宽度无关,既然如此采用低应力钢筋更经济些。

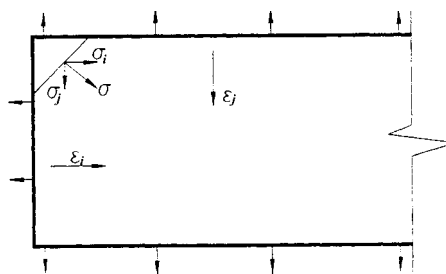


图 41 受约束混凝土板在温度收缩的作用下开裂示意图

Fig. 41 Illustration of cracking in constrained concrete slab induced by thermal shrinkage

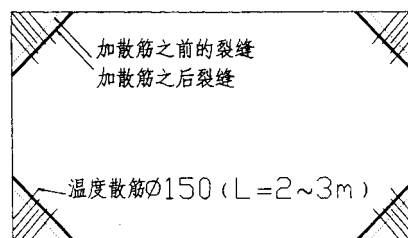


图 42 加温度散筋(构造筋)后开裂示意图

Fig. 42 Illustration of crackings before and after the usage of restraining reinforcements

对于针对局部防裂设置的构造筋要注意钢筋的长度。例如地下室或地铁车站纵横墙面和顶(或底)板相交的角点处先浇注的墙面对后浇的顶板产生约束,造成  $45^{\circ}$  的收缩裂缝,见图 41。其中  $\sigma_i, \sigma_j$  分别代表纵横墙的约束拉力,其合成的主拉应力  $\sigma$  导致裂缝与墙面成  $45^{\circ}$  开裂。这个现象在广州一号地铁车站顶板的裂缝中相当普遍,(顶板分槽段施工横向约束主要来自先浇的槽段)传统的解决办法是在角点处铺设沿主拉应力方向的构造筋以使钢筋去承担拉应力而缓解砼的受拉,这固然不失为一种尚属有效的措施,但如果铺设不当,则不一定收到预期的效果。广州一号线杨箕车站就在角点处铺设了直径 15, 长度 2~3m 不等的温度构造筋,

见图 42,结果铺设散筋的范围内裂缝减少且变得十分细小,而在构造筋外部却出现了一条更为粗大的不能接受的裂缝,除非把构造筋铺的较密较长(有的工程甚至在保护层下皮铺设一个钢筋网)否则局部铺设构造筋很可能最终只是起了一个将裂缝转移的作用。

#### 4 裂缝控制的综合技术措施

影响混凝土收缩开裂的因素众多而复杂。为了防止开裂,希望减少收缩量,降低收缩应力,提高抗裂强度(或极限拉应变)。但是有的因素往往在不同方面起着相反的作用,比如增加骨料最大粒径可以减少收缩,却有可能降低抗拉能力;又如提高混凝土抗拉强度增加了抗裂能力,却又因弹性模量相应提高而在约束受力状态下使拉应力增大;使用缓凝剂常能增大混凝土的极限拉伸变形能力,对抗裂有好处,但延长了终凝时间会加大新拌混凝土的塑性收缩值;有的外加剂和掺合料虽能提高拉伸变形能力,也显著增大了收缩。

温度收缩裂缝形成时通常较细,裂宽一般不超过 0.05mm,开始时不易发现。进一步的干燥收缩使这种裂缝加宽,因而温度裂缝通常被误指为干缩裂缝。外部约束下发生的温度裂缝特征与干缩裂缝相似,几乎难以区分。

当混凝土表面温度突然下降发生收缩并受到内部混凝土约束时,常会在表面产生龟裂(Crazing),造成这种情况的常见原因如采用过冷的养护水,或拆模后的混凝土表面骤然暴露于冷空气中。除温度收缩原因造成外,混凝土浇筑后的抹面工序不当也会产生龟裂。抹面过度会使水骨料上的尘泥带到表面,并加大表皮干燥收缩而导致龟裂;抹面时如对过湿的混凝土面层洒上干水泥粉,或者对过干的混凝土面层洒水都会造成龟裂。此外,表层混凝土的早期蒸发失水也是龟裂的主要原因之一。为了防止龟裂,养护水的温度与混凝土表面温度之差不应超过 15°C。

面对着这种诸多矛盾交织在一起的混凝土裂缝试图寻找一种统一的方法和措施去解决它,虽然是困难的但一般来说努力做到下面的三点对防止裂缝总是有利的。

##### 1、充分重视原材料选用及配合比设计

###### 1) 胶凝材料

宜采用水化热较低的水泥,不宜采用早强水

泥,以降低早期温升。每立方米混凝土中水泥用量不应过多,对于 C25 混凝土宜少于 300kg。为了降低混凝土的水化温度和改善混凝土拌合物的工作性能,应掺加适量的粉煤灰等掺合物,粉煤灰应符合 II 级灰的要求,掺量为胶凝材料总量的 20~25%。

###### 2) 细骨料

宜采用级配良好的中、粗砂,细度模数大于 2.6。砂率过大容易收缩,砂率过少又容易离析泌水,建议控制在 40%左右。

###### 3) 粗骨料

宜用级配良好的碎石或卵石。

###### 4) 减水剂

为了降低混凝土的早期温升,应采用缓凝型高效减水剂,掺量应根据工作度需要而定,并应注意其与水泥的相容性。

###### 5) 膨胀剂

为了降低混凝土收缩引起的裂缝,宜掺加具有补偿收缩,增强抗裂性能的膨胀剂,掺量为水泥用量的 10%左右。

###### 6) 用水量

为了降低收缩和减少混凝土拌和物的离析和泌水,在保证拌和物工作度满足施工的条件下用水量不宜过大,对于 C25 混凝土建议取水胶比为 0.45 左右。

##### 2、做好温度控制

要求浇注温度 $\leq 30^{\circ}\text{C}$ ,热天可放宽至 $35^{\circ}\text{C}$ ;混凝土内部的最高温升 $\leq 65^{\circ}\text{C}$ ,混凝土内部与表面(或环境)温差 $\leq 20^{\circ}\text{C}$ ,混凝土表面与养护水的温差 $\leq 15^{\circ}\text{C}$ 。施工过程要进行测温监控。

3、充分并合理利用控制缝、后浇带、滑动层、构造配筋等控制开裂的手段和措施

##### 4、严格施工技术要求

1) 称重应严格按配比要求,注意砂子、石子含水率测定,并在用水量中扣除砂、石中的含水。严禁拌料出机后外加水。

计量允许误差,砂、石为 $\pm 2\%$ ,其它为 $\pm 1\%$ 。

2) 混凝土拌制应使用强制式搅拌机,砂+石拌 5 秒,投入胶凝材料(水泥+膨胀剂+粉煤灰),加水及减水剂拌和 30~40 秒。

3) 搅拌车运到现场后,应快速搅拌 10 秒钟并测定坍落度,如因堵车运输时间过长可再掺入一定量的外加剂,但一定要有技术人员计量加入,不能加水。

#### 4) 浇注与捣实

混凝土自由倾落高度不宜超过 2m, 必须用振捣器垂直插入捣实, 不得使用振捣棒赶混凝土或抛送以免离析, 不得漏振和过振, 振捣间距 40~50cm。

#### 5) 支模

支模应牢固, 变形小。钢模板用对拉锚固筋, 切断时间应尽量短, 否则混凝土易开裂。浇注前用水湿润溜槽和模板。

拆模, 侧墙宜在 2 天后拆模。

#### 6) 养护

顶底板蓄水养护, 先浇注的混凝土初凝后, 立即覆盖湿麻袋养护, 待混凝土全部初凝后蓄水养护 9 天, 侧墙挂草帘或麻袋淋水养护, 每隔 2~4 小时淋一次水, 养护时间应超过 1 周。

#### 参考文献:

- [1] Control of Cracking in Concrete Structures, ACI 224R-80, Reported by ACI Committee 224, ACI Manual of Concrete Practice, 1987.
- [2] Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures, ACI 224 1R-84, Reported by ACI Committee 224, Ibid
- [3] Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Massive-volume Concrete, ACI 207 2R-73, Reported by ACI Committee 207, Ibid
- [4] Hot Weather Concreting, ACI 305R-77, Reported by ACI Committee 305, Ibid
- [5] Standard Practice for Curing Concrete, ACI 308-81, Reported by ACI Committee 308, Ibid
- [6] Taylor W H. Concrete Technology and Practice, 4<sup>th</sup> Edition, McGraw-Hill Book Co. 1977.
- [7] Concrete Construction Handbook, 2<sup>nd</sup> Edition, Editor-in-Chief, J. J. Waddell, McGraw-Hill Book Co. 1974. Chapter 44, Cracking, by R. E. Philleo
- [8] Waddell J J. Concrete Inspection Manual, Int. Conf. of Building Officials, 1976.
- [9] Soroka I. Concrete in Hot Environments, E & FN SPON, 1993.
- [10] Mailvaganam N P. Repair and Protection of Concrete Structures, CRC Press, 1993.
- [11] Mays G. Durability of Concrete Structures, E & FN SPON, 1992.
- [12] Perkins P H. Concrete Structures: Repair, Waterproofing and Protection, Applied Science, 1976.
- [13] Kelly J W. Cracks in Concrete, Concrete Construction, 1981, 26(9).
- [14] Thurston S J. Thermal Analysis of Thick Concrete sections, ACI Journal Sep-Oct. 1980.
- [15] Wiegink K. Shrinkage cracking of high-strength concrete. ACI Materials Journal Sep-Oct., 1996.
- [16] Breitenbuecher R. Investigation of thermal cracking with the cracking-frame. Materials and structures, May, 1990.
- [17] Kheder G F. Study of the behavior of volume cracking in base-restraint concrete walls. ACI Materials Journal Mar-Apr., 1994.
- [18] Shah S P. Effects of shrinkage-reducing admixtures on restrained shrinkage cracking of concrete. ACI Materials Journal May-Jun., 1992.
- [19] Kheder G E. A new look at the control of volume change cracking of base restrained concrete walls. ACI Structural Journal May-June, 1997.
- [20] Khossrow B. Solutions to concrete bridge deck cracking. Concrete International July, 1997.
- [21] Schutter G. Estimation of early-age thermal cracking tendency of Massive-volume concrete elements by means of equivalent thickness. ACI Materials Journal Sep-Oct., 1996.
- [22] Wang C, Dilger W H. Prediction of temperature distribution in hardening concrete. Proc. of Int. Rilem Symp., Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. E & FN SPON, 1994.
- [23] Jonasson J E. Modelling of temperature and moisture field in concrete to study early age movements as a basis for stress analysis, Ibid
- [24] Umehara H. Effect of creep in concrete at early ages on thermal stress, Ibid
- [25] Gutsch A, Rostasy F S. Young concrete under high tensile stresses-creep. Relaxation and Cracking, Ibid
- [26] Springenschmid R. Development of the cracking frame and the temperature-stress testing machine, Ibid
- [27] Mishima T. Thermal stress in full size RC box culvert, Ibid
- [28] Thomas M D A, Mudherjee P K. The effect of slag on thermal cracking in concrete, Ibid
- [29] Breitenbuecher R, Mangold M. Minimization of thermal cracking in concrete members at early ages, Ibid
- [30] Tazawa E. Effect of Autogenous shrinkage on self stress in hardening concrete, Ibid
- [31] Sellevold E. High performance concrete: Early volume change and cracking tendency, Ibid
- [32] Schrage I, Summer Th. Factors influencing early cracking of high strength concrete, Ibid
- [33] Huckfeldt J. numerical simulation of crack-avoiding measures, Ibid
- [34] Roelfstra P E. Defining and application of stress-analysis-based temperature difference limits to prevent early-age cracking in concrete structures, Ibid
- [35] Onken P, Rostasy F S. A practiceal planning tool for the simulation of thermal stresses and for the Prediction of early thermal cracks in Massive-volume concrete structures, Ibid
- [36] Eberhardt M. On the reliability of temperature differentials as a criterion for the risk of early-age thermal cracking, Ibid
- [37] Mangold M, Springenschmid R. Why are temperature-related criteria so unreliable for predicting thermal cracking at early ages, Ibid
- [38] Springenschmid R. Practical experience with concrete

- technological measures to avoid cracking, Ibid
- [39] Emborg M, Bernander S. Avoidance of Early Age Thermal Cracking in Concrete Structures-Pre-design, Measures, Follow-up, Ibid
- [40] Iwata M. Countermeasure for thermal cracking of box culvert, Ibid
- [41] Kompen R. High performance concrete: field observations of cracking tendency at early Age, Ibid
- [42] Badoux M. High performance concrete for cut-and-cover Tunnels. Proc. of Int. Symp. On HPC and RPC, Sherbrooke, 1998.
- [43] Price M H. Control of cracking of concrete during construction concrete international. Jan, 1982.
- [44] Ropke J C. Concrete problems, Causes and Cources, 1982, Reprints in China
- [45] Green J K. Concrete liquid retaining structures. Applies Science Pub., 1980.
- [46] Lepage S. Control of the development of autogenous shrinkage. Proc of Int. Symp. On HPC and RPC, Sherbrooke, 1998.
- [47] Karakouzian, M. Effect of Reinforcement Temperature in Shrinkage Cracking of PC. Concrete International, 1995, 12.
- [48] Belanger P R. Temperature control in HSC Massive-volume concrete girders, 1993. 12.
- [49] Shah S P. A method to predict shrinkage cracking of concrete. ACI Materials Journal, July/Aug, 1998.
- [50] Enbag M, Bernander S. Assessment of Risk of Thermal Cracking in Hardening Concrete. ASCE, ST., 1994, 120(10).
- [51] Ono S. State of the art on thermal cracking control of Massive-volume concrete. Concrete Journal, 1998, 38(8). (in Japanese)
- [52] 日本混凝土学会. 自收缩研究委员会报告集, 1996. Japanese Concrete Institute. Report of Research Committee on Autogenous Shrinkage, 1996.
- [53] 田泽荣一. 水化引起的自收缩. 混凝土工学, 1994. ???. Autogenous shrinkage induced by hydration. Concrete Engineering, 1994.
- [54] Aivaredo A M, Wittmann F H. Shrinkage and cracking of normal and high performance concrete. HPC Materials Properties and Design, 1995.
- [55] Paillere A M, Buil M. Effect of fider addition on the auto genous shrinkage of silica fume concrete. ACI Material Journal, 1989.
- [56] Copeland L E, Braff R H. Self-desiccation in Portland Cement Paste PCA, 1995.
- [57] 森永繁. 裂缝控制技术现状-对策与效果. 混凝土工学, 1996, 8. 森永繁(Japanese). State-of-the-Art of Crack Control – Strategies and Effects. Concrete Engineering, 1996, 8. (in Japanese)
- [58] 桑原隆司. 关于发生大体积混凝土温度裂缝的危险性评价方法的研究. 北海道大学学位论文, 1984, 7 桑原隆司(Japanese). Research on Risk Evaluation Methods for Cracking in Massive-volume Concrete. PhD Thesis of Hokkaido University, 1984, 7. (in Japanese)
- [59] 桥田浩. 混凝土干燥收缩及其机理. 混凝土工学, 1997, 10 桥田浩(Japanese). Drying shrinkage of concrete and its mechanism. Concrete Engineering, 1997, 10. (in Japanese)
- [60] 田泽荣一, 宫泽伸吾, 笠井哲郎. 关于水泥石的硬化收缩与内部孔隙. 水泥技术年报, 1986. 田泽荣一, 宫泽伸吾, 笠井哲郎(Japanese). On the hardening shrinkage and internal voids of cement paste. Annual Report on Portland Cement Technology, 1986. (in Japanese)
- [61] 彭圣浩主编. 建筑工程质量通病防治手册(第二版). 中国建筑工业出版社, 1990. Peng Shenghao. Manual on General Disease Prevention in Civil Engineering Quality Control (2<sup>nd</sup> Edition). China Architecture and Building Press, 1990. (in Chinese)
- [62] 叶琳昌, 沈义. 大体积混凝土施工. 中国建筑工业出版社, 1987. Ye Linchang, Shen Yi. Construction of Massive-volume Concrete. China Architecture and Building Press, 1987. (in Chinese)
- [63] 何祚丰. 燥热气候下的混凝土工程. 人民交通出版社, 1991. He Zuofeng. Concrete Engineering in Hot Climate. China Communication Press, 1991. (in Chinese)
- [64] 王铁梦. 建筑物的裂缝控制. 上海科学技术出版社, 1987. Wang Tiemeng. Crack controls for Buildings. Press of Shanghai Science and Technology, 1987. (in Chinese)
- [65] 黄增明等编著. 广州城市气候. 气象出版社, 1994. Huang Zengming. Climate in Guangzhou. China Meteorological Press, 1994. (in Chinese)
- [66] 水泥混凝土路面研究(文集), 人民交通出版社, 1995. Research on Portland Cement Concrete Pavement (Paper Selections). China Communication Press, 1995. (in Chinese)
- [67] 吴赣昌. 半刚性路面温度应力分析. 科学出版社, 1995. Wu Ganchang. Thermal Stress Analysis for Semi-Rigid Pavement. Science Press, 1995. (in Chinese)
- [68] 周世明主编. 混凝土工程施工 葛州坝工程业书. 水利电力出版社, 1992. Zhou Shiming. Gezhouba Project Series: Concrete Construction. China Water Conservancy and Electric Power Press, 1992. (in Chinese)
- [69] 安明哲等. 高强混凝土的自收缩试验研究. 国际混凝土外加剂与高强高性能混凝土兼冬季施工综合技术研讨会论文集, 哈尔滨, 1998, 8. An Mingzhe et al. Experimental investigations on autogenous shrinkage of high-strength concrete. Proceedings of International Conference on Concrete Additives, High Strength Concrete and Winter Construction Technology, Harbin, China, 1998, 8. (in Chinese)
- [70] 游宝坤等. 我国混凝土膨胀剂发展的近况. 国际混

- 土外加剂与高强高性能混凝土兼冬季施工综合技术研讨会论文集, 哈尔滨, 1998, 8.
- You Baokun et al.. Expansive additive for Concrete in China. Proceedings of International Conference on Concrete Additives, High Strength Concrete and Winter Construction Technology, Harbin, China, 1998, 8. (in Chinese)
- [71] 元萌, 李宗津. 高性能混凝土收缩与裂缝的试验研究. 混凝土结构基本理论及工程应用全国第五届学术会议论文集, 1998, 10.
- Yuan Meng, Li Zongjin. Experimental study on the shrinkage and cracking of high strength concrete. Proceedings of 5<sup>th</sup> National Conference on Fundamental Theories and Applications of Concrete Structures, 1998, 10. (in Chinese)
- [72] 张从思. 高强混凝土墙体施工技术. 施工技术, 1998, 5.
- Zhang Congsi. Construction technology for high strength concrete walls. Construction Technology, 1998, 5. (in Chinese)
- [73] 赵士怀. 高层建筑大体积混凝土结构温度裂缝控制技术. 施工技术, 1998, 5.
- Zhao Shihuai. Technologies for thermal crack control of Massive-volume concrete in high-rise buildings. Construction technology, 1998, 5. (in Chinese)
- [74] 刘兴法. 混凝土结构的温度应力分析. 人民交通出版社, 1991.
- Liu Xingfa. Thermal Stress Analysis for Concrete Structures. China Communication Press, 1991. (in Chinese)
- [75] 大体积混凝土. 水利水电科学研究院材料结构研究所. 水利电力出版社, 1990.
- Material and Structure Division of China Institute of Water Resources and Hydropower Research. Massive-volume Concrete. China Water Conservancy and Electric Power Press, 1990. (in Chinese)
- [76] 江正荣. 建筑工程师手册. 中国建筑工业出版社, 1992.
- Jiang Zhengrong. Handbook for Architectural Engineers. China Architecture and Building Press, 1992. (in Chinese)
- [77] 混凝土养护节能技术. 中国铁道出版社, 1989.
- Energy Saving Technology for Concrete Curing. China Railway Press, 1989. (in Chinese)
- [78] 汪禾, 梁庆根. 广州地铁一号线总体设计构思. 中国土木工程学会地下铁道专业委员会, 第 11 届学术交流会议论文集, 1996, 12.
- Wang He, Liang Qinggen. General design concepts of No. 1 Subway Line of Guangzhou. Proceedings of 11<sup>th</sup> National Conference of Subway Committee of China Association of Civil Engineering, 1996, 12. (in Chinese)
- [79] 曾宝贤. 广州地铁一号线工程综合研究. 中国土木工程学会地下铁道专业委员会, 第 11 届学术交流会议论文集, 1996, 12.
- Zeng Baoxuan. Overall research of No. 1 Subway Line of Guangzhou. Proceedings of 11<sup>th</sup> National Conference of Subway Committee of China Association of Civil Engineering, 1996, 12. (in Chinese)
- [80] 游宝坤. 建筑物裂渗控制新技术. 中国建材工业出版社, 1994.
- You Baokun. New Technology for Crack Seepage in Structures. China Construction Material Press, 1994. (in Chinese)
- [81] 邹永尧. 地铁结构设计中控制裂缝宽度问题的探讨. 中国土木工程学会地下铁道专业委员会, 第 11 届学术交流会议论文集, 1996, 12.
- Zou Yongyao. Discussion on crack width control in the design of subway structures. Proceedings of 11<sup>th</sup> National Conference of Subway Committee of China Association of Civil Engineering, 1996, 12. (in Chinese)
- [82] 蔡建军, 徐淑芳. 双掺技术在广州地铁天河体育中心站大体积抗渗和泵送混凝土中的设计及应用. 中国土木工程学会地下铁道专业委员会, 第 11 届学术交流会议论文集, 1996, 12.
- Cai Jianjun, Xu Shufang. Design and applications of double-mixture method in the massive-volume anti-seepage and pumpable concrete in Tianhe Sports Center Station of Guangzhou subway. Proceedings of 11<sup>th</sup> National Conference of Subway Committee of China Association of Civil Engineering, 1996, 12. (in Chinese)
- [83] 陈志明, 管大庆. 大型地下室墙板混凝土裂缝控制技术. 建筑施工, 1995, 4.
- Chen Zhiming, Guan Daqing. Crack control technology for concrete walls and slabs in large basements. Building Construction, 1995, 4. (in Chinese)
- [84] 杨祥徵, 王炳藩. 炎夏季节大体积混凝土温度裂缝的控制. 建筑技术, 1992, 7.
- Yang Xiangzheng, Wang Bingfan. Thermal crack controls for massive-volume concrete in hot summer. Architecture Technology, 1992, 7. (in Chinese)
- [85] 曹小平. 宝通大厦 1760m<sup>3</sup> 大体积混凝土裂缝控制. 施工技术, 1992, 2.
- Cao Xiaoping. Crack controls for the 1760m<sup>3</sup> massive-volume concrete in Baotong Mansion. Construction Technology, 1992, 2. (in Chinese)
- [86] 王赫, 顾建生. 关于大体积混凝土温度控制的若干问题. 施工技术, 1997, 10.
- Wang He, Gu Jiansheng. Several issues on the temperature control of massive-volume concrete. Construction Technology, 1997, 10. (in Chinese)
- [87] 朱华超, 吴海明. 地下室大体积混凝土施工方法. 施工技术, 1997, 10.
- Zhu Huachao, Wu Haiming. Construction method for massive-volume concrete in basement. Construction Technology, 1997, 10. (in Chinese)
- [88] 王铁梦. 工程结构裂缝控制. 中国建筑工业出版社, 1997.
- Wang Tiemeng. Crack Controls for Engineering Structures. China Architecture and Building Press, 1997. (in Chinese)
- [89] 游宝坤主编. 建筑物裂渗控制新技术(论文集). 中国

- 建材工业出版社, 1994.
- You Baokun (Editor). New Technology for Crack Seepage Control in Structures (Paper Selections). China Construction Material Press, 1994. (in Chinese)
- [90] 赵志缙, 赵帆. 高层建筑施工. 中国建筑工业出版社, 1996.
- Zhao Zhijin, Zhao Fan. Construction of High-Rise Buildings. China Architecture and Building Press, 1996. (in Chinese)
- [91] 赵士怀等. 高层建筑大体积混凝土结构温度裂缝控制技术. 福建省建筑科学研究院(内部资料), 1996, 11.
- Zhao Shihuai et al.. Thermal Crack Control Technology for Massive-Volume Concrete in High-Rise Buildings. Internal Report of Fujian Academy of Building Research, 1996, 11. (in Chinese)
- [92] 杨逸泳. 钢筋混凝土建筑物龟裂. 詹氏书局, 1987(台湾)
- Yang Yiyong. Cracks in Reinforced Concrete Structures. Chan's Archbooks (Taiwan), 1987. (in Chinese)
- [93] 薛君环, 吴中伟. 膨胀和自应力水泥及其应用. 中国建筑工业出版社, 1985.
- Xue Jungan, Wu Zhongwei. Expansive and Self-Stressed Cement and Its Application. China Architecture and Building Press, 1985. (in Chinese)
- [94] 陈恩义. 钙矾石类膨胀剂各组分作用机理及其应用的研究. 清华大学博士学位论文, 1995.
- Chen Enyi. Research on the Working Mechanism and Application of the Constituents of Entringite Expansion Additive. PhD Thesis of Tsinghua University, 1995. (in Chinese)
- [95] 邓天宁. 微纤维混凝土抗裂防水原理探讨(内容资料)
- Deng Tianning. Discussion on the Mechanism of Crack Seepage Control of Mini-fiber Concrete (Internal Research Materials). (in Chinese)
- [96] 饶天赞. 高层建筑基础工程施工. 湖南科技出版社, 1995.
- Nao Tianzan. Construction of High-Rise Building Foundations. Hunan Science and Technology Press, 1995. (in Chinese)
- [97] 朱伯芳. 水工混凝土结构温度应力与温度控制. 水利电力出版社, 1976.
- Zhu Bofang. Thermal Stress and Temperature Control for Hydraulic Concrete Structures. China Water Conservancy and Electric Power Press, 1976. (in Chinese)
- [98] 城市地下空间开发利用设计与施工技术. 二十一世纪中国城市地下空间开发战略及对策, 专题研究之三. 中国建筑科学研究院, 1998, 8. (内容资料)
- Series of Strategies and Measures for Urban Underground Space Development in China in 21<sup>st</sup> Century (III): Design and Construction Technologies in Urban Underground Space Development. China Academy of Building Research, 1998, 8 (Internal Research Materials) (in Chinese)
- [99] Weiss J. Shrinkage cracking of restrained slabs. ASCE Journal EM. July, 1998.
- [100] Rawi R, Kheder G. Control of cracking due to volume change in base-restrained concrete members. ACI Structural Journal, July-Aug., 1990.
- [101] Hengst R. Concrete watertight structures and hazardous liquid containment. ASCE Press, 1994.
- [102] Seidensticker J, Hoffman E. Sanitary structures-tanks and reservoirs. Handbook of Concrete Engineering, Chapter 18, 2<sup>nd</sup> edition, editor M. Fentel, VNR Company, 1985.
- [103] Finitel M. Joints in buildings. Handbook of Concrete Engineering, Chapter 4, 2<sup>nd</sup> edition, editor M. Fentel, VNR Company, 1985.
- [104] Tunnel Engineering Handbook, Edited by J. Rikel, T. Kuesel, VNR Company, 1982.
- [105] Hughes B, Mahmood A. Laboratory investigation of early thermal cracking of concrete. ACI Material Journal, May-June, 1988.
- [106] Kraai P. Proposed test to determine the cracking potential due to drying shrinkage of concrete. Concrete Construction, 1985, 9.
- [107] Bloom R. Free and restrained shrinkage for normal and high-strength concrete. ACI Material Journal, 1995, 92(2).
- [108] Carlson R. Model of studying shrinkage cracking in concrete building Walls. ACI Stru. Journal, 1988, 85(4).
- [109] Kovler K. Testing system for determining the mechanical behavior of early age concrete under restrained and free uniaxial shrinkage. Mat. And Stru. Rilem, 1994, 27(170).