

非弹性范围内的变形特征以及对强度发挥过程的理解,而这些领域在本书中都得到了适当的重视。

由于正在准备专门出一本书来论述关于板的问题,这里就省略了关于这类构件的详细讨论。

我们希望这本书能作为一本有用的教材为准备大学本科钢筋混凝土课程教学大纲的教师服务。这本书对每一个主要课题的论述都具有足够的深度,使它有可能用于研究生的高等钢筋混凝土课程。我们还希望这本书对于很多从事实际工作的工程师,特别是对于面临设计抗震结构这一困难任务的工程师将是一本有用的参考书。

我们将非常乐于接受读者可能提出的建设性意见或批评以及读者对他们必然会发现的错误所给予的通知。

作者曾从很多方面得到大量的帮助、鼓励和启发。我们要对坎特伯雷大学的不少同事,其中特别是要对在这所大学里激发起大家对混凝土的强烈兴趣的H. J. 霍普金斯教授、对阅读了部分原稿的A. J. 凯尔博士以及由于为原稿打字所表现出的耐心而大受赞赏的艾丽丝·瓦特夫人致以谢意。此外,在坎特伯雷大学土木工程系工作的专门技术人员和我们的研究生承担了书中报道的试验以及照像和绘图的主要任务。他们的劳动成果都应予以赞赏地记载下来。我们还非常感谢很多新西兰工程界的同行们提出的建设性意见和所作的讨论,其中包括新西兰建筑工程部的O. A. 格罗高、G. F. 麦肯奇和I. C. 阿姆斯特朗以及咨询工程师A. L. 安德鲁斯、J. F. 霍林斯、R. J. P. 加登和K. 威廉森。对于在北美、欧洲和澳大利亚的很多曾阅读过一部分原稿的同行,其中包括M. P. 柯林斯、R. F. 弗朗、W. L. 盖姆贝尔、P. 兰姆佩尔特、J. 麦克格雷高尔和G. 贝斯,以及对于V. V. 贝尔特罗、F. 莱翁哈特和H. 吕施,我们也都是很感激的。我们还要对自己的坎特伯雷大学以及波特兰水泥协会、美国钢铁协会、美国土木工程师学会和美国混凝土学会致以谢意。

最后,这项任务如果没有我们夫人的耐心、鼓励和谅解也是绝对不可能完成的。

R. 帕克

T. 波利

1974年8月于新西兰克赖斯特彻奇

译者前言

新西兰坎特伯雷大学知名学者R·帕克和T·波利所著的《钢筋混凝土结构》是国内公认的关于钢筋混凝土结构学科的权威性学术著作，也是从较高的起点上对各类钢筋混凝土结构构件的受力性能、框架和剪力墙结构的抗震性能以及各种主要构造措施的理论 and 试验依据作了系统论述的唯一专著。书中比较全面地反映了世界范围内近年来在钢筋混凝土结构构件基本性能和设计计算方法方面的主要研究成果。这本书适于作为高等院校研究生、大学生、高等和中等院校教师以及科研单位研究人员的主要参考书。又由于这本书的前身是给新西兰的在职结构工程师进行业务提高的训练班所写的讲义，理论联系实际的特点较为突出，因此也适于作为结构设计人员及土建工程技术人员进行理论提高和知识更新的主要参考书。我们把这本书的译本奉献给读者，也正是希望它能对我国土建科技界有所助益。

这本书的翻译工作是在秦文钺教授的主持和指导下进行的。最初是由重庆建筑工程学院钢筋混凝土及砖石结构教研室的下列同志分工译出的：第一、二、三章，牛绍仁；第四章，周基岳；第五章，陈文钦；第六章，骆万康；第七章，王祖华；第九章，王正霖、吴大敏；第八、第十章，白绍良；第十一章，丁得忠、刘南科、侯雪岩；第十二章，张德珊、夏丕淑、郭先瑚、吴京姑；第十三章，王正霖；由秦文钺、丁得忠、王祖华、王正霖等同志校对。在正式出版前，又由白绍良对全书译文重新作了统一整理，并由秦文钺教授对全书译文作了订正、修改和校对。

在这里我们谨对重庆建筑工程学院院长领导和教务处、建工系领导以及重庆大学学校领导对本书出版所给予的支持，对重庆建筑工程学院印刷厂和重庆大学出版社为本书出版所作的贡献表示诚挚的谢意。

**重庆建筑工程学院建筑工程系
钢筋混凝土及砖石结构教研室**

1985年6月于重庆

前 言

我们希望在本书中为钢筋混凝土结构这门学科所选择的内容和论述方式能够对结构工程界的学生、教师以及实际工作者具有吸引力。

这本书的前身是坎特伯雷大学为在新西兰从事结构工程实际工作的工程师举办的进修讲座所印行的称为《钢筋混凝土极限强度设计》(第一册)的前后两版讲义。在内容上对以前的这两个版本做了相当大的扩充和更新。我们多年来在理论和设计的教学方面以及在设计和研究方面积累的经验有助于为本书形成思路和准备背景材料。

这本教材突出了钢筋混凝土构件和结构的基本性能,特别是它们直至极限荷载为止的强度和变形特征,并力求为读者提供有关钢筋混凝土基本内容的充分知识。这样一种基础知识对全面、恰当地理解建筑规范及设计方法是必不可少的。设计工程师可能会对这本教材没有把一系列设计图表和实例包括进来而感到失望。可是这类资料是随处都能找到的。这本教材的主要目的就在于使读者能从根本上理解这类实用资料的背景。

现行的美国混凝土学会建筑规范(ACI318-71)是最广泛地被接受的钢筋混凝土规范之一。它已被一些国家所采用,并对另一些国家的规范产生了强有力的影响。为此,本书在很多地方都提到了ACI规范的条款,但在必要处也和其它建筑规范作了对比。虽然如此,这本书却并不是以紧靠规范为准的。它的重点是放在为什么要做出某种工程决策上面,而不是放在如何执行这些决策上面。我们的看法是,工程师应该有能力对设计方法做出合理的评价,而不应盲从于规范条款。

全书突出了用于强度设计和使用性能设计的计算方法,因为我们认为这是最有现实意义的方法。

本书以讨论基本设计准则和混凝土及钢材的性能为起点,然后以一定的深度介绍了受弯、受弯兼受轴向力、受剪以及受扭钢筋混凝土结构构件的强度和变形。接下来是对粘结和锚固的讨论。随后又以对变形和裂缝的控制为重点,探讨了钢筋混凝土构件在使用荷载下的性能。在这部分内容之后是对框架和剪力墙的论述。由于我们认为仅仅恰当地选定各个部件的截面还不足以保证一个成功的设计,因此本书就以讨论结构部件及节点的细部构造技巧作为结尾。

我们没有试图讨论特种结构的设计问题。因为对钢筋混凝土构件受力性能及结构分析的透彻理解应使设计者有能力对常用范围内的结构进行设计并且找得出解决特殊问题的办法。

这本书有别于其它大多数钢筋混凝土教材的一个方面是它关于地震荷载的影响和关于完成抗震结构设计过程的方法的论述。由于认识到地震区可能比在此以前假定的范围更大,抗震设计就显得更为重要。抗震设计包含的内容并不仅在于对结构考虑附加静力水平荷载的作用。如果想把结构设计成能够经受住较大的地震,还必须恰当地注意细部构造问题 and 理解可能出现破坏机理。在强烈地震荷载下的受力性能方面所考虑的问题应包括对构件和结构在

目 录

上 册

第一章 设计方法

- 1.1 资用应力设计法和极限强度设计法的发展 (1)
- 1.2 强度及使用性能设计 (2)
- 1.3 ACI的强度及使用性能设计方法 (3)
 - 1.3.1 强度条款
 - 1.3.2 使用性能条款
 - 1.3.3 延性条款
- 1.4 对构件强度的考虑 (5)
 - 1.4.1 构件强度的发挥
 - 1.4.2 理想强度
 - 1.4.3 可靠强度
 - 1.4.4 可期强度
 - 1.4.5 超常强度
 - 1.4.6 不同强度之间的关系
- 1.5 参考文献 (6)

第二章 混凝土及钢材的应力 - 应变关系

- 2.1 混凝土 (7)
 - 2.1.1 单轴受力性能
 - 2.1.2 复合受力性能
 - 2.1.3 受钢筋约束的混凝土
 - 2.1.4 混凝土的徐变
 - 2.1.5 混凝土的收缩
- 2.2 钢筋 (23)
 - 2.2.1 钢筋的外形及尺寸
 - 2.2.2 一次受力性能
 - 2.2.3 重复受力性能
 - 2.2.4 交变受力性能
- 2.3 参考文献 (28)

第三章 抗弯强度理论的基本假定

- 3.1 基本性能的假定 (31)
- 3.2 等效矩形应力图形 (34)
- 3.3 达到抗弯强度时的混凝土应变 (35)

3.4	非矩形受压区	(36)
3.5	慢速加载及持续荷载的影响	(37)
3.6	为了确定截面受弯兼受轴向荷载时的强度所作的建议摘要	(37)
3.7	参考文献	(38)
第四章 受弯构件的强度		
4.1	矩形截面	(40)
4.1.1	单筋截面的分析	
4.1.2	单筋截面的设计	
4.1.3	双筋截面的分析	
4.1.4	双筋截面的设计	
4.2	T形及工字形截面	(61)
4.2.1	T形及工字形截面的分析	
4.2.2	T形及工字形截面的设计	
4.2.3	T形截面梁的有效宽度	
4.3	钢筋位于不同高度或钢筋没有意义明确的屈服强度的截面	(67)
4.4	截面的双向弯曲	(70)
4.5	梁的侧向失稳	(75)
4.6	参考文献	(77)
第五章 构件承受弯曲和轴向荷载的强度		
5.1	引 言	(79)
5.2	轴心受压短柱	(79)
5.3	单向弯曲的偏心受荷短柱	(82)
5.3.1	引 言	
5.3.2	单筋或双筋矩形截面的分析	
5.3.3	单筋或双筋矩形截面的设计	
5.3.4	沿四边配筋的矩形截面	
5.3.5	沿圆周配筋的截面	
5.3.6	设计曲线图及表格	
5.4	双向受弯的偏心受压短柱	(101)
5.4.1	一般理论	
5.4.2	用于双向弯曲分析和设计的近似方法	
5.4.3	设计曲线图	
5.5	细长柱	(111)
5.5.1	细长柱的性能	
5.5.2	细长柱的“精确”设计法	
5.5.3	细长柱的近似设计法: 弯矩增大系数法	
5.6	参考文献	(123)
第六章 受弯构件的极限变形及延性		
6.1	引 言	(126)

6.2 弯矩 - 曲率关系	(126)
6.2.1 构件的曲率	
6.2.2 理论上的弯矩 - 曲率关系的确定	
6.3 无约束梁截面的延性	(130)
6.3.1 屈服弯矩和曲率以及极限弯矩和曲率	
6.3.2 规范规定的对梁的延性要求	
6.4 无约束柱截面的延性	(140)
6.5 混凝土受约束的构件	(142)
6.5.1 对混凝土进行约束的效果	
6.5.2 被矩形箍筋约束的混凝土的压应力图形参数	
6.5.3 混凝土受约束截面的理论弯矩 - 曲率曲线	
6.6 构件的弯曲变形	(153)
6.6.1 由曲率计算变形	
6.6.2 对于由曲率计算出的构件变形的附加影响	
6.6.3 根据曲率计算理想化的极限变形	
6.6.4 由曲率计算出的极限塑性转角的经验表达式	
6.6.5 以对裂缝处的离散转角进行汇总为基础的另一种变形计算方法	
6.7 循环加载构件的变形	(163)
6.7.1 弯矩 - 曲率关系	
6.7.2 荷载 - 变形性能	
6.8 理论的应用	(171)
6.9 参考文献	(172)

第七章 受剪构件的强度及变形

7.1 引 言	(174)
7.2 剪应力的概念	(174)
7.3 无腹筋钢筋混凝土梁的抗剪机理	(177)
7.3.1 斜裂缝的形成	
7.3.2 在梁剪跨内的平衡	
7.3.3 主要的抗剪机理	
7.3.4 尺寸效应	
7.3.5 剪切破坏机理	
7.3.6 无腹筋梁的抗剪设计	
7.4 有腹筋钢筋混凝土梁的抗剪机理	(186)
7.4.1 腹筋的作用	
7.4.2 桁架机构	
7.4.3 有腹筋梁的抗剪设计	
7.5 弯曲和剪切的相互影响	(193)
7.5.1 剪力对弯曲受拉钢筋需要量的影响	
7.5.2 在塑性铰处的剪力	

7.5.3 深梁中弯曲与剪切的相互影响	
7.6 剪切、弯曲与轴向力的相互影响	(196)
7.6.1 剪力与轴向压力	
7.6.2 剪力与轴向拉力	
7.7 剪切变形	(199)
7.7.1 未开裂的构件	
7.7.2 开裂构件中的剪切变形	
7.8 界面剪切	(202)
7.8.1 通过未裂的混凝土界面的剪力传递	
7.8.2 通过预裂混凝土界面的剪力传递	
7.8.3 通过施工缝的剪力传递	
7.9 重复加载和循环加载对抗剪强度的影响	(209)
7.9.1 对腹筋的影响	
7.9.2 对界面剪力传递的影响	
7.10 特殊构件与特殊加载	(212)
7.11 参考文献	(215)
第八章 受扭构件的强度及变形	
8.1 引 言	(219)
8.2 承受扭矩的素混凝土	(220)
8.2.1 弹性性能	
8.2.2 塑性性能	
8.2.3 筒形截面	
8.3 受弯兼受扭的无腹筋梁	(225)
8.4 无腹筋梁中的扭转与剪切	(226)
8.5 需要配置腹筋的受扭构件	(228)
8.6 在有腹筋梁内联合作用的剪力和扭矩	(234)
8.7 弯曲与扭转的联合作用	(239)
8.8 抗扭刚度	(244)
8.9 超静定结构中的扭转	(248)
8.10 参考文献	(248)

第一章 设计方法

1.1 资用应力设计法和极限强度设计法的发展

一些早期的钢筋混凝土构件的研究工作是以极限强度理论为基础的,例如1897年瑟利(Thullie)提出的弯曲理论和1899年里特尔(Ritter)提出的抛物线形应力分布理论。但是到了1900年前后,科瓦涅(Coignet)和特德斯可(Tedesco)的直线(弹性)理论却得到了公认。这主要是因为当时弹性理论已经成为其它结构的通用设计方法,同时也因为考虑到直线应力分布可以在数学上带来简化。此外,当时的一些试验也已表明,只要仔细地选择容许的资用应力,采用弹性理论也能使结构在使用荷载下表现出令人满意的性能,而且对破坏具有足够的安全储备。因此,在很长一段时期里,弹性理论一直是钢筋混凝土设计的依据。

近年来,以极限强度理论作为设计依据的问题又重新引起了人们的兴趣。在经过半个多世纪积累实践经验和进行实验室试验之后,人们对结构混凝土性能的了解大大加深了,而且弹性理论(资用应力)设计方法的缺点也变得更加明显了。这就导致了对资用应力设计方法进行周期性的调整,而设计方法应以混凝土和钢材的实际非弹性性质为基础的观点也就变得更加明确了。因此,在1956年美国混凝土学会(ACI)的钢筋混凝土建筑规范和1957年英国的钢筋混凝土建筑规范中均已承认极限强度设计可以作为资用应力设计以外的另一种也可以使用的设计方法。这里提到的两种设计方法可以概述如下。

资用应力设计(弹性理论)

这里结构构件的截面是在假定应力-应变之间为线性关系和保证在使用荷载下钢筋混凝土中的应力都不超过容许的资用应力的情况下进行设计的。材料的资用应力是取它的极限强度或屈服强度的某个固定的百分比值;例如,对于弯曲受压可以假定为混凝土圆柱体强度的0.45倍。而作用在超静定结构中的弯矩和力则是按线弹性性能的假定计算出来的。

极限强度设计

这里结构构件的截面是按极限荷载作用于结构时,在考虑材料的非弹性应变的情况下使它达到极限(最大)强度(即混凝土达到最大强度而钢筋通常达到屈服)的原则进行设计的。而这一极限荷载值是取等于乘以各自的荷载系数后的各项使用荷载的总和。实际使用的典型的荷载系数对于静荷载为1.4,对于活荷载为1.7。在极限荷载下作用于超静定结构中的弯矩和力是以假定结构直到极限荷载为止均处于弹性状态来进行计算的。弯矩和力也可以采用另一种方法,即在某种程度上考虑由于在荷载很大时构件中力和变形之间存在的非线性关系而产生的各种作用的重分布来进行计算。

倾向于采用极限强度设计的这种趋势有以下几个原因:

1. 钢筋混凝土截面在荷载较大时具有非弹性性质,弹性理论由于没有考虑非弹性应变而不能可靠地预测构件的极限强度。因此,对于按资用应力法设计的结构,确切的荷载系数(极限荷载/使用荷载)是未知的,而且是因结构而异的。

2. 极限强度设计可以使荷载系数的选用更为合理。例如,对于比较确切了解的荷载,如静荷载,可以采用较小的荷载系数;而对于不太有把握的荷载,如活荷载,就采用较大的荷载系数。

3. 混凝土的应力-应变曲线是非线性的,而且与时间有关。例如,在持续不变的应力下,混凝土的徐变应变可能达到初始弹性应变的数倍。因此,在资用应力设计中所用的模量比(钢筋的弹性模量与混凝土的弹性模量之比)值只是一个粗略的近似值。徐变应变能在钢筋混凝土截面中引起相当可观的应力重分布,这意味着在使用荷载下实际存在的应力与设计应力之间往往只有很少的联系。例如,在使用荷载持续作用期间,柱的受压钢筋可能达到屈服强度,尽管在采用正常的模量比建议值按资用应力法进行分析时这种现象并不明显。而极限强度设计却不需要知道模量比。

4. 非弹性应变可以使应力形成一个效率较高的分布状态。极限强度设计能够利用由此而产生的强度储备,而且有时它还表明资用应力法是很保守的。例如,双筋梁的受压钢筋在极限荷载下通常都将达到屈服强度,但弹性理论却可能表明受压钢筋中的应力还比较低。

5. 极限强度设计能更有效地利用高强度钢筋,而且可以使高度较小的梁不设受压钢筋也能使用。

6. 极限强度设计能使设计者估计出结构在弹性后范围内的延性。这在设计者按重力荷载进行设计以及按地震或爆炸荷载进行设计时考虑可能发生的弯矩重分布时是一个重要方面。

1.2 强度及使用性能设计

钢筋混凝土的最理想的设计方法应该是综合极限强度设计和资用应力设计的最优点。这一点近来已经被人们认识清楚了。这是合乎需要的,因为如果只按极限强度要求来确定断面,即使荷载系数取值满足强度设计要求,但使用荷载下的裂缝和挠度仍有可能过大的危险。当钢筋应力偏高或布置不当时,裂缝便可能过大。而当采用按极限强度设计可能通过的、高度较小的截面而且应力较高时,挠度便可能起控制作用。因此,为了保证设计令人满意,就必须验算使用荷载作用下的挠度和裂缝宽度,以确保其值处于结构功能所要求的合理界限以内。这种验算需要应用弹性理论。

1964年欧洲混凝土委员会提出了关于钢筋混凝土国际实用规范的建议^[1-1]。这个文献引进了极限状态设计的概念,建议按照几个极限状态来进行结构设计。最重要的极限状态是:极限荷载下的强度、使用荷载下的挠度以及使用荷载下的裂缝宽度。这个方法正在得到许多国家的肯定。因此,极限强度理论目前正在成为选择截面的主要方法,而弹性理论只是用来保证使用性能。还值得注意的是,在苏联和其它一些欧洲国家,多年以来就已经在利用极限强度理论来选择截面了。看来采用极限强度设计的趋势很可能将继续下去,预计要不了多少年就可能效法欧洲混凝土委员会的榜样,而资用应力法就会从钢筋混凝土建筑规范中消失。

在1956年和1963年的美国混凝土学会(ACI)建筑规范中,既允许采用资用应力设计,也允许采用极限强度设计。1971年的ACI规范则突出了附以使用性能验算的、以强度为基础的设计方法。不过,1971年的规范同时也允许选用另一种设计方法,即以资用应力法设计受

弯的梁，而用乘以系数降低了极限强度的公式来设计所有处于其它作用下的构件。显然，把这种同时也可以选用的方法保留下来只是一种试图把传统设计方法保持下来的努力。将来ACI规范可能完全取消这种可供选用的方法。1971年ACI规范中的术语变化也是值得注意的。例如，“极限”(ultimate)这个词很少出现，而是把“极限强度(ultimate strength)”写成“强度”(strength)。

本书系采用1971年ACI规范考虑强度和使用性能的方法，因为看来它突出了钢筋混凝土的真实性能，是一种更加合乎逻辑的设计方法。只要有可能，就在书中写出ACI规范条款的背景情况。凡是有必要的地方都根据能够得到的新的研究资料对规范条款的内容做了补充，并给出与其它规范的对比结果。

1.3 ACI的强度及使用性能设计方法

1.3.1 强度条款

1971年的ACI规范^[1,2]把保证结构安全的强度条款分为两部分，即荷载系数和承载能力降低系数。

荷载系数

荷载系数是用来保证在使用荷载增加到超过设计规定的荷载时仍具有足够的安全性，以便使破坏发生的可能性非常之小。荷载系数也有助于保证使用荷载下的变形不致过大。用于静荷载、活荷载、土壤和液体的侧压力以及风和地震荷载的荷载系数值是不相同的。对于不同类型的荷载其荷载系数之所以不同，是因为例如与所规定的活荷载相比，一个结构的静荷载就不大容易被超过。结构的极限荷载至少应等于乘了各自荷载系数后的各项使用荷载的总和。1971年的ACI规范建议，为了承受静荷载 D 和活荷载 L ，所提供的强度 U 至少要等于

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (1.1)$$

当在设计中必须考虑风荷载 W 时，则所提供的强度 U 还应至少等于

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7W) \quad (1.2)$$

在这里， L 为满值和 L 为零这两种情况都要验算。而当 D 和 W 所引起的作用符号相反时，还应满足

$$U = 0.9D + 1.3W \quad (1.3)$$

如果要计入地震荷载 E ，则仍应遵循公式1.2和公式1.3，只不过要用 $1.1E$ 来代替其中的 W 。其它荷载类型的强度要求也已在规范中给出。

这里规定的荷载系数没有根据破坏后果的严重程度而变化。例如，人们可能期望医院建筑的荷载系数该比工业建筑的大一些。然而在规定的使用荷载中已经假定包括了破坏严重性的影响。尽管如此，还是应该把规定的荷载系数看作是最小值。当破坏后果特别严重或者不能合理地估计出使用荷载的大小时，把荷载系数增大一些可能也是合适的。

承载能力降低系数

承载能力降低系数 ϕ 的规定是为了考虑计算方法的近似性以及材料强度、工作质量和尺寸的变异性。这当中的每个因素都可能是在容许界限之内，但它们组合起来就可能导致承载能力的不足。如果用于截面的基本强度公式在科学上是正确的，材料的强度与规定值相同，截面尺寸与图中所示无异，那么就可以认为这个基本强度公式将给出截面的理想强度。在设

计计算中要采用的截面可靠强度或置信强度就取等于理想强度乘以承载能力降低系数 φ ，而 φ 的数值则取决于若干个变量的重要性。1971年的ACI规范建议的 φ 值为：

有轴向拉力或没有轴向拉力同时作用的弯曲，
或轴心受拉 $\varphi = 0.90$

有轴向压力同时作用的弯曲或轴心受压：
当配置了螺旋筋时 $\varphi = 0.75$

在其它情况下 $\varphi = 0.70$

（对于受趋向于零的较小轴向压力作用的截面， φ 值可按线性关系增大到0.9。）

剪切及扭转 $\varphi = 0.85$

其它数值也已在规范中给出。

在规定承载能力降低系数时所考虑的另外一些变量中还包括构件破坏的后果对于整个结构的严重性，以及在破坏模式中含有的事先警告程度。梁所取的 φ 值最高，因为它总是设计成以受拉钢筋屈服的延性方式破坏，而这种破坏一般都会通过可观的裂缝和较大的挠度事先发出警告；而且还因为钢筋强度的变异性比混凝土小，梁的抗弯强度就能比较准确地加以预测。柱子取的 φ 值最低。这是因为如果混凝土强度是起控制作用的因素，柱子就会以脆性方式破坏。此外，柱子的破坏还可能意味着整个结构的倒塌，而且柱子的修复又很难进行。螺旋配筋柱的延性比箍筋柱好，因此就给它规定了一个较大的 φ 值。用于受剪和受扭的 φ 是个中等值，这是因为混凝土对构件强度所起的作用不如在受压构件中那样突出，而预测这类构件强度的理论却又不如受弯构件那样准确。

在设计中是根据可靠强度来计算极限荷载的。一个承受静荷载及活荷载的结构，当以理想强度为基础时，它的总安全系数是

$$\frac{1.4D + 1.7L}{D + L} \cdot \frac{1}{\varphi} \quad (1.4)$$

据此，相对于正要达到的截面理想强度的总安全系数（在有轴向拉力或没有轴向拉力作用的弯曲情况下）就从 $L/D = 0$ 时的1.56变到 $L/D = 4$ 时的1.82。其中较大的值当然是适用于活荷载较大的情况的。对于同时承受弯矩及轴向压力作用的构件，当 L/D 从零增长到4时，其总安全系数将在2.0到2.34之间变化。这样就给了比较关键的建筑构件以比较大的总安全系数。

理想强度是用规范规定的混凝土和钢筋的强度来计算的。由于在实际结构中这些强度一般都超过了规定值，因此就存在着附加的强度储备。

1.3.2 使用性能条款

如果构件的截面是根据所需要的强度来选定的，那么，估算这个结构在使用荷载下的性能就是一个极为重要的问题。这是因为截面较小的构件和受压钢筋较少的截面虽然能够满足强度要求，但是在使用荷载下却会导致过大的应力和变形。因此，必须验证使用荷载下的变形尚在容许的界限之内。为了外观和耐久性的需要，控制开裂也是很重要的。因此，在使用荷载下的裂缝宽度也不应超过规定的界限。规定挠度和裂缝宽度的容许界限是比较困难的，但是1971年的ACI规范^[1,2]还是为此提出了建议值。

1.3.3 延性条款

除强度及使用性能之外可能还必须考虑的就是延性这样一个重要问题。重要的是要保证

结构即使在极端情况下被加载到破坏时，它也将具有延性性能。这意味着要保证结构不以无警告的脆性方式破坏，但是在接近最大承载力时将能产生很大的变形。接近最大荷载时的大变形能够发出充分的破坏警告，而且通过保持承载力可以预防整体倒塌和挽救生命。此外，构件的延性还使我们能够在设计中使用那种考虑了从弹性弯矩图出发的可能的弯矩重分布之后的弯矩分布图。

在需要按地震荷载进行设计的地区，延性成了一个极为重要的问题。这是因为现行地震荷载规范（例如统一建筑规范^[1.3.1]）的基本原则是用来设计只能在弹性范围内承担相对而言是中等地震的结构。而在强烈地震的情况下，则是依靠屈服后可资利用的足够延性使得结构能够保存下来而不致倒塌。所以，只有当结构在经受几个完全进入屈服范围的加载循环时具有足够的延性，从而能在弹性后的变形过程中吸收和耗散能量时，才能证明对地震荷载所做的建议是有道理的。

为了保证延性性能，设计者应对诸如纵向钢筋的含量、钢筋的锚固和对受压混凝土的约束等细部构造给予特别注意，以确保避免一切脆性破坏（例如剪切破坏）。1971年的ACI规范^[1.2]对能形成延性截面的纵向钢筋含量提出了建议，并允许弯矩在弹性弯矩图的基础上进行适当的重分布。这个规范还第一次包括了一个对抗震设计作出专门规定的附录。

1.4 对构件强度的考虑

1.4.1 构件强度的发挥

在设计中常常需要估计结构部件可能具有的强度上限和下限。如果要在一个加载到破坏的结构中保证各个构件达到强度的先后符合所期望的顺序，就属于这种情况。例如，在一个连续框架的梁柱节点处，若想避免柱子破坏及其可能带来的灾难性后果，就总是希望梁比柱子先达到强度。抗震设计的一个特点就是避免出现各种模式的非延性破坏。因此，重要的是要了解结构构件预计会具有的强度可能发生的变化。

真实的结构在钢筋和混凝土的强度方面都有偏离规定值的情况，而且还有由施工公差引起的不可避免的对规定尺寸的偏差。此外，在推导强度公式时还采取了一些假定。因此要确切地计算结构的真实强度是困难的，但却有可能给出各种构件可能具有的不同强度水平的定义，以便在不同类型的设计计算中使用。在下面各段中将给出理想强度、可靠强度、可期强度和超常强度等强度水平的定义。

1.4.2 理想强度 S_i

构件截面的理想强度或名义强度 S_i 是根据预测这个截面破坏性能的理论并以采用的截面几何尺寸及规定的材料强度为基础而求出的。本书的主要篇幅就是从理想强度的推导，而其它的强度水平可以很方便地和它联系起来。

1.4.3 可靠强度 S_d

在第1.3.1节所述的强度条款中已经概述了承载力降低系数 ϕ 的意义。它使可靠强度或置信强度 S_d 与理想强度 S_i 的关系可以表示为：

$$S_d = \phi S_i \quad (1.5)$$

式中 ϕ 为承载力降低系数，其值小于1。

1.4.4 可期强度 S_p

可期强度 S_p 考虑了材料强度一般都大于它的规定强度的这个事实。例如，钢材的屈服强

度可能比它的规定值高20%；混凝土的强度可能比它的规定值高30%，而且当龄期较长或三向受压时甚至还要高一些。通过一般在结构施工期间进行的常规试验可以得到材料的可期强度。如果在设计阶段就需要这种资料，那就必须在这之前对这些材料的经验为依据。通过下式可以表示出可期强度与理想强度的关系：

$$S_p = \varphi_p S_i \quad (1.6)$$

式中 φ_p 为考虑材料强度高于规定值的可期强度系数，其值大于1。

1.4.5 超常强度 S_o

超常强度 S_o 考虑了所有可能引起强度增大的因素。这些因素包括：钢材的强度高于规定的屈服强度，再加上变形较大时由应变硬化提供的附加强度；混凝土的强度高于规定的强度；截面尺寸大于假定的尺寸；由侧向约束在受弯构件中引起的轴向压力以及为构造而设置的或在计算中未予考虑的附加钢筋。超常强度与理想强度之间的关系可以由下式表示：

$$S_o = \varphi_o S_i \quad (1.7)$$

式中 φ_o 为考虑所有的强度增长原因的超常强度系数，其值大于1。

1.4.6 不同强度之间的关系

保证部件A承受来自部件B的荷载而不在部件B的强度被充分发挥出来之前发生破坏的最高保护水平是当部件A的可靠强度超过部件B的超常强度，即 $S_{dA} \geq S_{oB}$ 时达到的。由 $S_{iA} \geq S_{oB}$ 给出的是一个低一些的保护水平，而由 $S_{pA} \geq S_{oB}$ 给出的则是一个更低保护水平。用两个部件可期强度的比值 S_{pA}/S_{pB} 可以最好地表达出这些情况所提供的保护程度。上述几种由高到低的保护水平可以由公式1.5和公式1.7求出：

$$\frac{S_{dA}}{S_{oB}} = \frac{\varphi_A S_{pA} / \varphi_{pA}}{\varphi_{oB} S_{pB} / \varphi_{pB}} \geq 1 \quad \therefore \frac{S_{pA}}{S_{pB}} \geq \frac{\varphi_{pA} \varphi_{oB}}{\varphi_{pB} \varphi_A} \quad (1.8a)$$

$$\frac{S_{iA}}{S_{oB}} = \frac{S_{pA} / \varphi_{pA}}{\varphi_{oB} S_{pB} / \varphi_{pB}} \geq 1 \quad \therefore \frac{S_{pA}}{S_{pB}} \geq \frac{\varphi_{pA} \varphi_{oB}}{\varphi_{pB}} \quad (1.8b)$$

$$\frac{S_{pA}}{S_{oB}} = \frac{S_{pA}}{\varphi_{oB} S_{pB} / \varphi_{pB}} \geq 1 \quad \therefore \frac{S_{pA}}{S_{pB}} \geq \frac{\varphi_{oB}}{\varphi_{pB}} \quad (1.8c)$$

例如，假若 $\varphi_A = 0.9$ ， $\varphi_{pA} = \varphi_{pB} = 1.1$ ，而 $\varphi_{oB} = 1.3$ ，则为保证部件A不致破坏，所需要的按公式1.8a、公式1.8b和公式1.8c求得的部件A的可期强度与部件B的可期强度的比值即分别为 $(1.1 \times 1.3) / (1.1 \times 0.9) = 1.44$ 、 $(1.1 \times 1.3) / 1.1 = 1.3$ 和 $1.3 / 1.1 = 1.18$ ，这就表示了部件A不同的保护水平。

1.5 参 考 文 献

- 1.1 CEB, "Recommendations for an International Code of Practice for Reinforced Concrete," Comité Européen du Bton (CEB), Paris 1964, (English translation available from Cement and Concrete Association, London, 156 pp.)
- 1.2 ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)," American Concrete Institute, Detroit, 1971, 78 pp.
- 1.3 ICBO, "Uniform Building Code," 1970 edition, Vol. 1, International Conference of Building Officials, Pasadena, Calif., 651 pp.

①原文为B，似有誤，特予更正。——译者注

第二章 混凝土及钢材的 应力-应变关系

2.1 混 凝 土

2.1.1 单轴受力性能

在实际工程中混凝土很少只沿一个方向受力（单轴受力），因为在大多数结构部位中它都是沿几个方向同时受力的。尽管如此，在很多情况下假定它处于单轴受力状态仍可认为是合理的。

受压性能

混凝土的抗压强度一般是用高度与直径之比为2的圆柱体求得的。对圆柱体是沿纵向以缓慢的应变速度加荷，使它在2或3分钟内达到最大应力。正规的标准圆柱体的高度是12in（305mm），直径是6in（152mm）。它28天时达到的抗压强度通常是在2000到8000psi（13.8到55.2 N/mm²）之间。小尺寸的圆柱体或立方体也在应用，特别是用在生产控制方面。这些试件的抗压强度要高一些，但借助于由试验求得的适当的换算系数，就可以把由这些试件得到的结果换算成等效的标准圆柱体强度值。

图2.1表示由单轴受压的混凝土圆柱体在持续几分钟的试验中得出的典型应力-应变曲线。这些曲线直到大

约为抗压强度的一半

时都几乎是线性的。

高强混凝土曲线的顶部

相对较尖，而低强度

混凝土曲线的顶部

则比较平缓。最大应

力处的应变约为

0.002。在达到了最

大应力之后的更大应

变时，即使在试件内

已经形成了与加载方

向平行的可见裂缝，

混凝土仍然能够承受

应力。在柔性试验机

上试验的混凝土有时

会发生爆发性的破坏，

这是因为在最大应力

之后当荷载下降时混

凝土不能吸收试验机

释放的应变能。要把

应力-应变曲线下

降段的整个范围探

测出来，就需要刚性

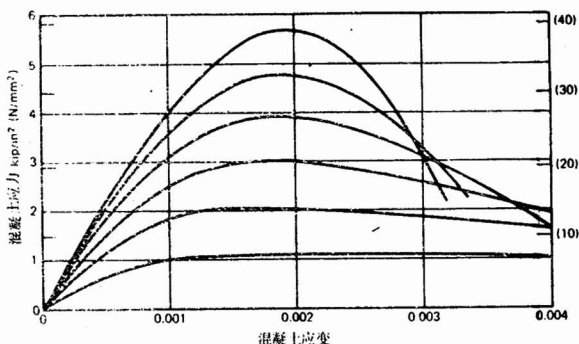


图 2.1 单轴受压的混凝土圆柱体的应力-应变曲线。

混凝土的弹性模量 E_c 可以取为^[2.1]

$$E_c = w^{1.0} 33 \sqrt{f'_c} \text{ psi} \quad (2.1)$$

($1 \text{ psi} = 0.00689 \text{ N/mm}^2$)，其中 w 为混凝土的容重，单位是 lb/ft^3 ($1 \text{ lb/ft}^3 = 16.02 \text{ kg/m}^3$)， f'_c 为圆柱体抗压强度，单位是 psi 。公式2.1是波夫 (Pauw)^[2.2] 根据短期荷载试验求得的，它适用于90到155 lb/ft^3 之间的 w 值。它给出的是当应力接近 $0.5f'_c$ 时的割线模量。对一般容重的混凝土可以认为 E_c 为 $57000 \sqrt{f'_c} \text{ psi}$ 或 $4730 \sqrt{f'_c} \text{ N/mm}^2$ 。

吕施 (Rüsch)^[2.3] 的

试验表明，混凝土在最大应力之前，其应力-应变曲线的形状与其强度有关 (见图2.2)。然而，在最大应力之前广泛采用的应力-应变曲线的近似形状是二次抛物线。例如，经常引用的霍格内斯台特 (Hognestad)^[2.4] 的应力-应变曲线系如图2.3所示，其中 f'_c 是混凝土所达到的最大应力。这里所采用的下降段的延伸长度要取决于假定的能够利用的混凝土极限应变值。这个问题还要在第三章和第六章关于构件抗弯强度和极限变形的

计算中进一步讨论。受弯构件混凝土达到的最大压应力 f'_c 可能与圆柱体强度 f'_c 不同，这是因为混凝土受压区的形状和尺寸不同。在第三章中还要用较长的篇幅来讨论受弯构件中混凝土的强度问题。

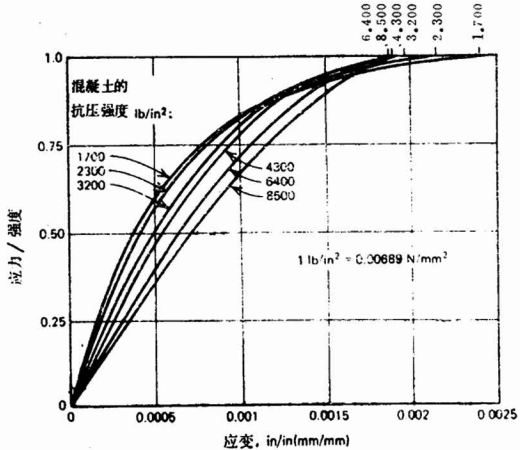


图 2.2 不同强度混凝土的应力-强度比值与应变之间的关系^[2.3]。

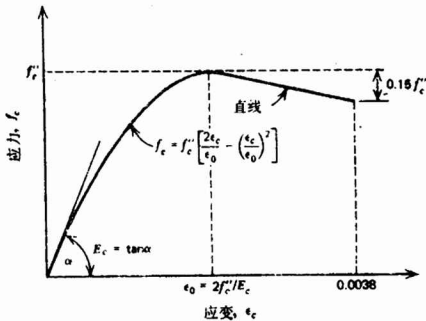


图 2.3 混凝土单轴受压时的理想化应力-应变曲线^[2.4]。

当以较快的应变速度施加荷载时，混凝土的弹性模量和强度都将增大。例如，已有报告^[2.5]指出，当应变速度为每秒0.01时，混凝土的强度就可能提高17%。

重复施加的较高压应力会在应力-应变曲线中产生明显的滞后效应。图2.4给出了辛哈 (Sinha)、盖斯特勒 (Gerstle) 和图林 (Tulin)^[2.6] 用低应变速度获得的试验资料。这一试验及卡赞 (Karsan) 和吉尔萨 (Jirsa)^[2.7] 的试验表明，重复荷

载能力-应变曲线的包络线与在一次连续荷载作用下得出的曲线几乎是相同的。

吕施 (Rüsch)^[2.8] 曾对无约束混凝土进行过长期加载试验。他发现持续荷载下的抗压强度约为短期强度的80%。这里的短期强度是当该试件在持续荷载下破坏时, 用同龄期、同批浇注的试件在10分钟内加载到破坏所得到的强度。在实践中进行结构设计时所考虑的混凝土强度通常都是以预期的28天龄期的短期强度为基础的。长期加载所引起的强度降低至少将从混凝土后期能达到更高强度的性质中得到部分补偿。此外, 当混凝土受压强度起控制作用时, 承载能力降低系数 φ 取得也小。由长期加载引起的混凝土徐变将使应力-应变曲线的形状发生变化。吕施 (Rüsch)^[2.8] 曾以不同的加载速度得到了一些曲线(图2.5)。这些曲线表明, 随着应变速度的降低, 达到的最大应力值也逐渐降低, 但曲线下降段的坡降速度却减慢了, 达到最大应力时的应变也有所增加。

受拉性能

混凝土的抗拉强度一般低于抗压强度的20%。它可以直接用受拉试件测得。然而, 由于夹持试件实现轴向受拉的困难以及由夹持装置所引起的次应力的不确定性, 这种直接拉力试验即使为了研究目的也是很少采用的。

混凝土的抗拉强度也可以根据水平放置在试验机上并沿直径加载的圆柱体在劈裂时所算得的拉应力来间接测定。现将这一试验方法和根据弹性理论求得的沿加载直径引起的应力示于图2.6。劈裂时横过直径的拉应力可以按关系式 $2P/(\pi h d)$ 求

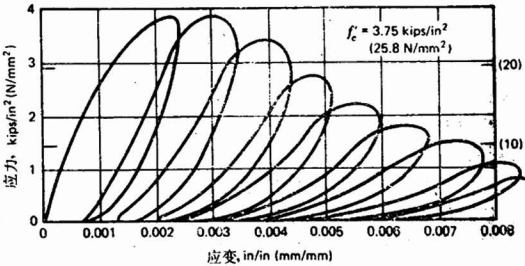


图 2.4 混凝土圆柱体在较高轴向压应力的重复循环加载下的应力-应变曲线 [2.8]。

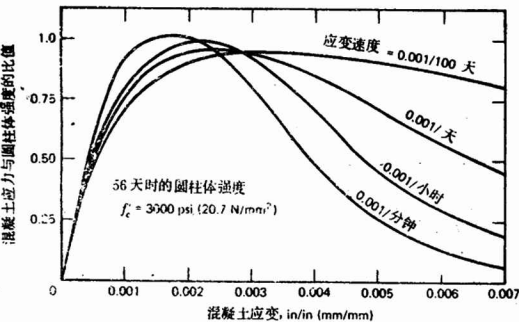


图 2.5 混凝土在不同的轴压加载速度下的应力-应变曲线 [2.8]。

得, 其中 P 为劈裂时作用的荷载, h 为圆柱体长度, d 为圆柱体直径。

混凝土的抗拉强度也可以用素混凝土梁通过弯曲试验来估量。梁的截面一般为 6 in (150mm) 见方。弯曲抗拉强度, 也就是熟知的抗折模量 f_r , 是由弯曲公式 M/Z 算得的。式中 M 为试件的破坏弯矩, Z 为截面模量。圆柱体劈裂抗拉强度通常是在抗折模量的 50%

到75%之间变化。其差别主要是由于临近破坏时受弯构件混凝土中的应力分布是非线性的。用于抗折模量的一个近似关系式是：

$$f_r = K \sqrt{f_c'} \text{ psi} \quad (2.2)$$

式中 f_c' 为圆柱体抗压强度，单位为psi (1psi = 0.00689 N/mm²)。砂-卵石混凝土的K值在7到13之间变化。通常是把K的下限值取为 $K = 7.5$ 。显然，抗折模量并不随抗压强度的增长而按比例增长。

由于混凝土的抗拉强度低，所以在钢筋混凝土构件强度计算中通常均不考虑受拉的混凝土。如果要考虑，则受拉应力-应变曲线可以理想化为直至抗拉强度为止的一条直线。在这个范围内受拉的弹性模量可以取成与受压时相同。

泊松比

横向应变与单轴加载方向的应变之比称为泊松比。混凝土的泊松比一般是在0.15到0.20的范围内。而已经测得的值则是在0.1到0.3之间。目前看来还没有关于泊松比随混凝土性质而变化的可靠资料，但一般都认为高强混凝土的泊松比值较低。

在高压应力下由于试件中产生了平行于加载方向的内部裂缝，混凝土的横向应变增长很快。图2.7给出了从一个加载到破坏的试件中测得的应变值。在大部分的加载期间内试件的体积是减小的；但是当应力增加到接近试件的抗压强度时，横向应变就大到竟然使试件的体积实际上开始增大的地步。这标志着强度的崩溃。单轴加载受压试件的破坏一般都伴随着平行于荷载方向的劈裂以及体积的增长。

2.1.2 复合受力性能

在许多结构部位混凝土都承受着作用于几个方向的正应力和剪应力。但是如果考虑到作用于混凝土单元体上各力的平衡条件，就能证明[例如参见波波夫(Репов)的著作^{2.0}]任何一个组合应力状态都能换算成作用在三个相互垂直的平面上的正应力。

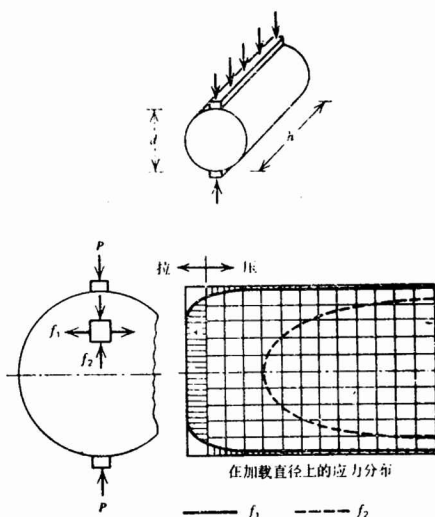


图 2.6 测定抗拉强度的圆柱体劈裂试验。

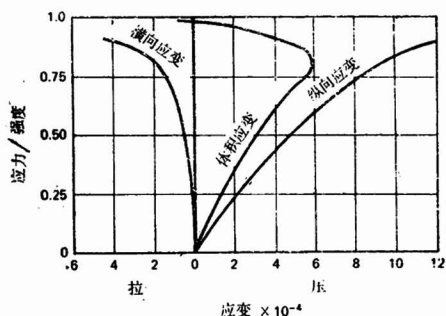


图 2.7 单轴加载受压混凝土试件的实测应变。