

# 预应力混凝土框架结构

## 实用设计方法

张 瀑 鲁兆红 淡 浩 编著

中国建筑工业出版社

责任编辑：万 李

封面设计：七星工作室

ISBN 978-7-112-13725-1



9 787112 137251 >

经销单位：各地新华书店、建筑书店

网络销售：本社网址 <http://www.cabp.com.cn>

网上书店 <http://www.china-building.com.cn>

博库书城 <http://www.bookuu.com>

图书销售分类：建筑结构与岩土工程 (S10)

(21528) 定价：23.00 元

# 预应力混凝土框架结构 实用设计方法

张 瀑 鲁兆红 淡 浩 编著

中国建筑工业出版社

## 图书在版编目 (CIP) 数据

预应力混凝土框架结构实用设计方法/张瀑, 鲁兆红, 淡浩编著. —北京: 中国建筑工业出版社, 2011.12  
ISBN 978-7-112-13725-1

I. ①预… II. ①张…②鲁…③淡… III. ①预应力混凝土结构: 框架结构-结构设计 IV. ①TU378.404

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2011) 第 224558 号

## 预应力混凝土框架结构实用设计方法

张瀑 鲁兆红 淡浩 编著

\*

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

霸州市顺浩图文科技发展有限公司制版

北京圣夫亚美印刷有限公司印刷

\*

开本: 850×1168 毫米 1/32 印张: 6½ 插页: 1 字数: 173 千字

2012 年 1 月第一版 2012 年 1 月第一次印刷

定价: 23.00 元

ISBN 978-7-112-13725-1

(21528)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

本书共有 8 章，基于《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010，从预应力材料、预应力作用的分析、结构受弯承载能力极限状态设计、结构正常使用极限状态设计和施工阶段验算五个方面介绍了预应力结构的设计过程和要点。本书还提供了预应力框架梁的完整设计过程，而且对设计人员在预应力结构设计中的常见问题进行了归纳和解释。

在基于《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 提供计算方法的同时，本书还对预应力结构的计算过程提出了简化方法，并对不同方法的计算结果进行了对比，为读者提供了预应力结构设计的多种途径。

本书可供建筑设计人员参考使用，也可供高等院校结构工程专业的师生学习参考。

\* \* \*

责任编辑：万 李

责任设计：董建平

责任校对：张 颖 赵 颖

# 前 言

我国经济高速发展仍将持续相当长的时间，在经济发展的同时，一方面为了适应城市化进程的需要，在今后20~30年中需要完成大量的建设；另一方面，资源与环境因素正逐渐成为制约经济发展的关键要素，工程建设领域同样面临越来越大的节能减排的压力。根据有关资料的统计分析，建筑工程中，影响建造过程中能耗水平及二氧化碳排放量最重要的因素是建筑工程材料的消耗，因此，为了适应发展的需要，客观上要求我们在建设工程中应当选择能更有效地利用材料的方式来建造更多的建筑，以降低单位工程的能耗，预应力技术即是有效利用材料的有效途径之一。

在使用量最大的钢筋混凝土结构中，尽可能使用高强混凝土和高强钢材是有效利用材料的重要手段，在我国建筑业十二·五发展规划中也明确提出了相关的要求。预应力技术则是发挥高强钢材和高强混凝土作用最为有效的途径之一，在建筑业推广应用的十项新技术中，预应力技术一直是重点推广应用的项目之一。

近20年以来，我国的预应力技术有了很大的发展，其应用的领域已远远超出传统预应力构件的范畴，预应力技术在不同类型的结构中，为了不同的目的而得到了广泛应用。对钢筋施加预应力以发挥高强预应力钢筋的强度、控制构件的开裂和变形已不是预应力技术应用的唯一目的，预应力作为主动控制结构行为的技术手段，同样也应用于钢结构、结构加固、结构变形控制以及结构连接中。

预应力结构的设计同样需要设计人员具有结构设计的基本概念，尤其是预应力作用的基本概念，只有在正确的预应力结构设计概念的基础上，才可能依据标准要求做好预应力结构的设计。

本书编写的目的，正是希望能够帮助设计人员理解预应力结构的特点，建立预应力作用的基本概念，并能够利用现有通用设计分析手段进行预应力结构设计。

在预应力结构的应用中，预应力框架结构无疑是设计人员接触最多、应用最广的结构形式，设计人员如果能够通过预应力框架结构的设计，建立正确的预应力结构设计概念，将有助于设计人员在更广泛的领域应用预应力技术。本书围绕预应力框架结构设计中设计人员关心的重点，从设计人员的实际需要出发，分析、解释在框架结构中预应力作用的概念，为设计人员依据现行混凝土结构设计规范进行预应力框架结构设计提供实用的设计方法，力图在标准确定的准则下，实现设计控制目标。本书的设计过程依据《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010编写，在本书中，为了便于设计人员对设计结果作出判断，给出了用不同分析方法进行设计的结果，读者可以根据设计工作的实际需要进行分析判断。

本书的作者虽然是在不同的时期进入四川省建筑科学研究院，但都是从参加工作开始即从事预应力结构相关的工作，在预应力结构设计、施工以及研究工作方面积累了相当的实际工作经验，也希望通过实际工作经验的总结，能够为预应力技术的推广应用作出微薄的贡献。作者在完成大量的日常工作的同时，为本书的编写付出了努力，全书是作者共同努力的结果，其中，张瀑负责第1、8章的编写，鲁兆红负责第2、3章及附录的编写，淡浩负责第4、5、6、7章的编写。编写过程中，四川省建筑科学研究院李辉、曹桓铭为本书的算例提供了基础性计算分析，中国建筑西南设计研究院毕琼提供了应用实例，在此一并表示感谢。

由于作者的理论水平有限，在本书中难免会有不恰当之处，请读者谅解并批评指正。

# 目 录

<b>第 1 章 绪论</b>	1
1.1 预应力技术的基本概念	2
1.2 近 20 年国内预应力技术发展概述	9
1.2.1 预应力钢材	9
1.2.2 预应力锚夹具	10
1.2.3 预应力工艺	10
1.2.4 预应力设计理论与技术标准	11
1.2.5 预应力技术应用领域的不断扩展	11
1.3 如何理解预应力的作用	12
1.4 预应力技术的分类	13
1.5 预应力技术应用实例	14
1.5.1 60m 跨预应力组合式屋架	14
1.5.2 36m 跨预应力框架	15
1.5.3 有粘结预应力板	16
1.5.4 索结构	18
1.5.5 采用预应力技术进行托梁拔柱	19
1.5.6 采用预应力技术对结构施工中的变形进行控制	22
1.5.7 现浇预应力空心楼板结构	22
1.5.8 体外预应力加固	25
1.5.9 预应力钢结构	25
1.5.10 高层无粘结预应力板	27
1.5.11 无粘结预应力筒仓	27
1.5.12 缓粘结预应力的应用	29
1.5.13 预应力在超长结构中的应用	31
<b>第 2 章 预应力材料</b>	32
2.1 预应力钢筋	32

2.1.1	预应力钢筋的力学性能	32
2.1.2	预应力钢筋进场检验	32
2.2	混凝土	34
2.3	预应力孔道及灌浆材料	34
2.3.1	预应力孔道的基本性能要求	34
2.3.2	预应力孔道的检验要求	35
2.3.3	预应力孔道灌浆	38
2.4	预应力锚具	38
2.4.1	预应力锚具的选用	38
2.4.2	预应力锚具基本性能要求	38
2.4.3	预应力锚具现场检验要求	40
<b>第3章</b>	<b>预应力作用的分析</b>	<b>42</b>
3.1	概述	42
3.2	确定预应力构件的截面尺寸	43
3.3	预应力钢筋索形	43
3.3.1	预应力钢筋索形的基本参数	43
3.3.2	预应力钢筋索形的通用方程	46
3.4	预应力损失的计算	48
3.4.1	预应力损失的估算	49
3.4.2	张拉控制应力的确定	51
3.4.3	预应力钢筋摩擦损失 ( $\sigma_{l2}$ )	52
3.4.4	张拉端锚具变形和钢筋内缩损失 ( $\sigma_{l1}$ )	53
3.4.5	预应力钢筋松弛损失 ( $\sigma_{l4}$ )	56
3.4.6	混凝土的收缩和徐变损失 ( $\sigma_{l5}$ )	57
3.4.7	预应力总损失值	59
3.5	预应力钢筋数量的估算	60
3.6	预应力等效荷载	60
3.7	框架结构中预应力等效荷载分析	63
3.7.1	预应力等效荷载的计算	63
3.7.2	计算综合弯矩时等效均布荷载的简化	65
3.7.3	预应力等效荷载产生的剪力	68

3.8	预应力等效荷载对框架作用的分析 .....	68
3.9	预应力等效荷载对井字梁作用的分析 .....	71
<b>第4章</b>	<b>结构受弯承载力极限状态设计 .....</b>	<b>77</b>
4.1	预应力钢筋受力过程分析 .....	77
4.2	受弯承载力计算方法 .....	81
4.3	受弯承载力设计验算流程 .....	85
4.4	预应力框架结构抗震措施 .....	88
4.5	实例 .....	91
<b>第5章</b>	<b>结构正常使用极限状态设计 .....</b>	<b>97</b>
5.1	抗裂及裂缝宽度验算的一般规定 .....	97
5.2	一级、二级裂缝控制验算 .....	99
5.3	三级控制抗裂验算的实用方法 .....	100
5.3.1	影响裂缝宽度计算值的各项因素分析 .....	102
5.3.2	影响等效应力 $\sigma_{sk}$ 的各项因素分析 .....	109
5.3.3	以综合弯矩表达的 $\sigma_{sk}$ 的计算方法 .....	112
5.3.4	$\sigma_{sk}$ 的简化计算方法 .....	113
5.4	挠度验算 .....	123
5.4.1	GB 50010—2010 的规定 .....	123
5.4.2	简化估算方法 .....	125
<b>第6章</b>	<b>施工阶段验算 .....</b>	<b>128</b>
6.1	锚固区局部承压验算 .....	128
6.1.1	关于第一类裂缝 .....	128
6.1.2	关于第二类裂缝 .....	131
6.1.3	局部承压验算中需要注意的问题 .....	133
6.2	施工阶段预拉区的裂缝控制验算 .....	133
<b>第7章</b>	<b>预应力框架梁设计实例 .....</b>	<b>137</b>
7.1	工程概况 .....	137

7.2	预应力框架梁计算条件 .....	139
7.3	设计分析的主要结果 .....	139
7.4	预应力梁设计相关参数计算 .....	142
7.4.1	梁几何参数 .....	142
7.4.2	预应力钢筋索形 .....	142
7.4.3	预应力筋数量估算 .....	142
7.4.4	预应力损失计算 .....	143
7.4.5	预应力等效荷载、综合弯矩、次弯矩计算 .....	146
7.5	承载力校核 .....	149
7.5.1	支座处受弯承载力校核 .....	149
7.5.2	跨中处受弯承载力校核 .....	150
7.5.3	抗剪承载力校核 .....	152
7.6	抗震措施验算 .....	153
7.6.1	梁端截面非预应力钢筋的最小面积 .....	153
7.6.2	梁端截面受压区高度 .....	153
7.6.3	梁端截面折算后的配筋率 $\rho$ .....	153
7.6.4	梁端底部纵向钢筋的配筋量与顶部纵向钢筋的 配筋量的比值 .....	153
7.7	裂缝宽度验算 .....	153
7.7.1	跨中处裂缝宽度验算 .....	154
7.7.2	支座处裂缝宽度验算 .....	157
7.8	挠度验算（按照第 5 章所提出的简化方法计算） .....	161
7.9	局部受压 .....	162
7.10	施工阶段的应力验算 .....	162
7.10.1	支座处的应力验算 .....	162
7.10.2	跨中处的应力验算 .....	162
<b>第 8 章</b>	<b>常见问题</b> .....	<b>164</b>
8.1	常用术语 .....	164
8.2	结构方案选择 .....	170
8.3	预应力索形布置 .....	172
8.4	预应力损失计算 .....	174

8.5	预应力作用分析 .....	176
8.6	极限承载能力计算 .....	177
8.7	正常使用极限状态 .....	180
8.8	施工阶段验算 .....	182
8.9	施工工艺要求 .....	183
8.10	施工阶段 .....	184
<b>附录 A</b>	<b>锚固系统选用 .....</b>	<b>187</b>
<b>附录 B</b>	<b>预应力钢绞线基本性能 .....</b>	<b>189</b>
<b>附录 C</b>	<b>预应力钢丝基本性能 .....</b>	<b>190</b>
<b>附录 D</b>	<b>预应力螺纹钢筋基本性能 .....</b>	<b>191</b>
<b>参考文献</b>	<b>.....</b>	<b>192</b>

# 第 1 章 绪 论

预应力技术从 20 世纪 20 年代进入土木工程的实际应用以来，已经成为土木工程领域最重要的技术之一，尤其是在桥梁结构与大跨度房屋结构中，更是首选的技术。

预应力混凝土结构是由普通钢筋混凝土结构发展而来的，法国工程师弗来西奈在 1928 年研制成功了预应力混凝土，指出预应力混凝土必须采用高强钢材和高强混凝土，为预应力混凝土结构的发展奠定了基础。在第二次世界大战结束后，为了适应大规模建设的需要，在国外预应力技术开始得到大量应用，在 20 世纪 60 年代，林同炎提出的用于预应力结构分析的荷载平衡法极大地促进了预应力技术的普及。我国预应力技术的起步始于 20 世纪 50 年代初，在新中国成立后，需要大量建设工业厂房和民用建筑，但由于国内钢材奇缺，迫切需要研究利用高强度的钢材来满足经济建设的需要，由此开始了我国预应力技术的研究与应用。受限于条件，当时我国预应力技术发展走的是低强钢材预应力的道路，预应力钢材主要采用冷拉钢筋或冷拔钢丝，预应力技术主要应用于预制混凝土构件，典型构件有工业厂房中的预应力屋架、屋面梁、吊车梁等，还有民用建筑中的先张法预应力空心板等。

至 20 世纪 80 年代中期，我国预应力技术的应用，其主要目的仍然是通过对高强钢筋施加预应力使得高强钢筋能够充分发挥其作用，以减少钢材用量，同时克服混凝土抗拉强度低、容易开裂的缺点，应用的领域基本上以预制构件为主。

自 20 世纪 80 年代中后期开始，预应力技术得到广泛的应用。近 20 年来，建筑业推广应用的十项新技术中均列入了高效预应力技术，在建筑业“十二·五”推广应用的十项新技术中，

预应力技术仍是其重要的组成部分。在混凝土结构中，预应力技术由于采用了高强钢材和高强混凝土，可减少 30%~60% 的钢筋用量，且减少 20%~40% 的混凝土用量，并且由于预应力的作用，可以控制结构开裂、变形等不利影响，提高混凝土结构的耐久性。

近 20 年来，预应力技术已不仅被应用于混凝土构件，其应用的目的也不仅仅是为了发挥高强钢筋作用或提高混凝土的抗拉能力，预应力混凝土结构相比于传统的全预应力混凝土结构有了进一步的发展，逐渐应用于钢-混凝土组合结构、空间钢结构等领域，预应力技术的发展进入了新的历史时期。

### 1.1 预应力技术的基本概念

虽然预应力混凝土在 20 世纪 50 年代才进入实用阶段，但是，预应力的基本原理在古代就已经有许多方面的应用。铁箍木桶就是一个很好的例子，如图 1-1 所示，铁箍给松散の木桶楔块施加一定的压力，使其形成木桶并能够承受足够的侧向水压力，这就是早先的预应力原理。

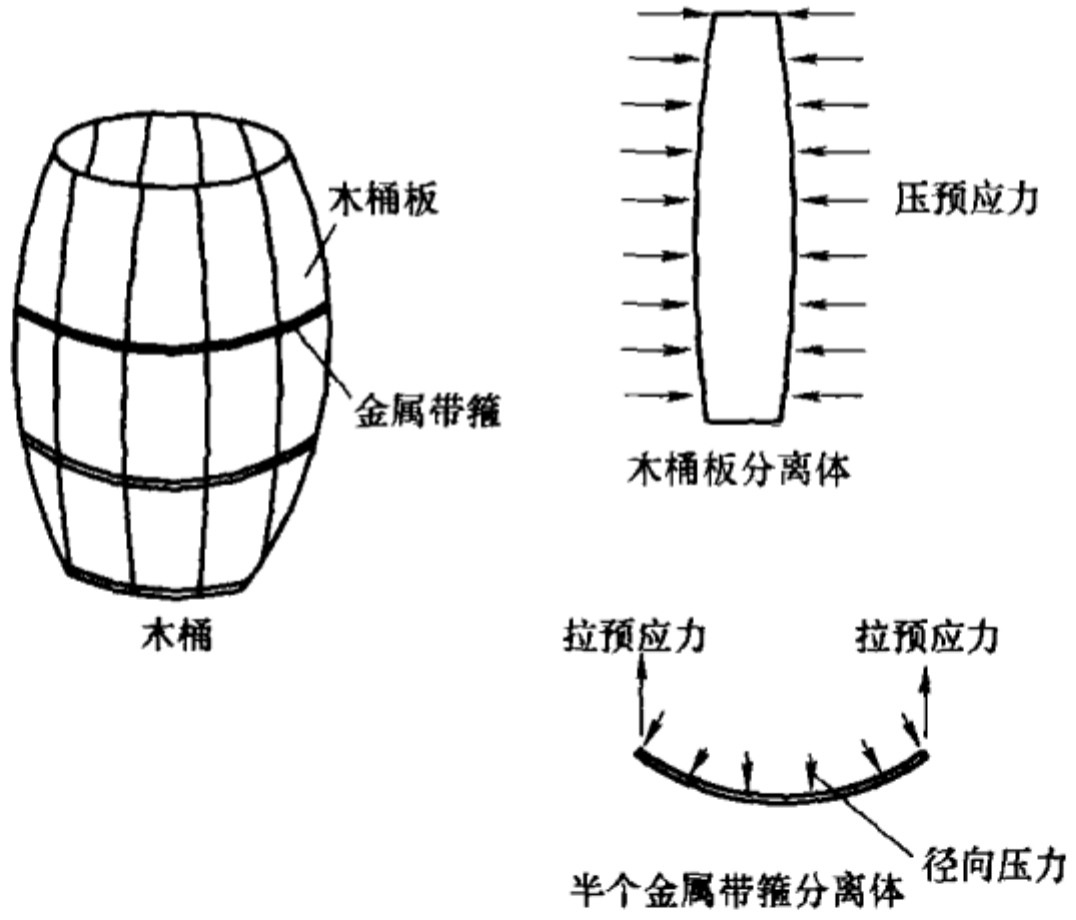


图 1-1 预应力原理图

## 1. 预应力混凝土结构的优点

预应力在混凝土构件中的应用主要是克服混凝土受拉强度低的弱点以及充分利用高强钢材。对于钢筋混凝土受拉与受弯构件，由于混凝土的抗拉强度很低，一般其极限抗拉强度约为其抗压强度的  $1/10$ ，因此，在正常使用状态时，混凝土构件通常是带裂缝工作的；对于不允许开裂的构件，其受拉钢筋的应力仅达到  $20\sim 30\text{MPa}$ 。而对于允许开裂的构件，通常当受拉钢筋应力达到  $250\text{MPa}$  时，裂缝宽度已达到  $0.2\sim 0.3\text{mm}$ ，此时构件的耐久性已有所降低，同时也不宜用于高湿度或具有腐蚀性的工作环境。预应力的作用是在结构构件受荷载作用前，使构件产生预压应力来减少或抵消荷载所引起的混凝土拉应力，以控制结构构件的拉应力水平，甚至使构件处于受压状态，从而避免钢筋混凝土构件的裂缝过早出现，充分利用高强钢筋及高强混凝土，改善其使用性能和耐久性能。

预应力混凝土结构具有以下优点：

(1) 预应力混凝土由于有效利用了高强度的钢筋和混凝土，所以其可做成比普通钢筋混凝土跨度大而自重小的细长承重结构；

(2) 预应力可以改善混凝土结构的使用性能，从而可以防止混凝土开裂，或者至少可以把裂缝宽度限制到无害的程度，这就提高了结构的耐久性；

(3) 在使用荷载作用下即使是部分预加应力，也可将结构的变形控制在很小的状态；

(4) 预应力混凝土结构具有很高的抗疲劳性能，即使采用部分预应力技术，钢筋应力的变化幅度也较小；

(5) 预应力混凝土构件中，只要钢筋应变在  $0.01\%$  以下，超载引起的裂缝在卸除荷载后就可能重新闭合。

## 2. 预应力混凝土梁的工作原理

预应力混凝土梁的工作原理可由图 1-2 予以说明。

如图 1-2 所示的预应力混凝土简支梁，在荷载作用之前，预

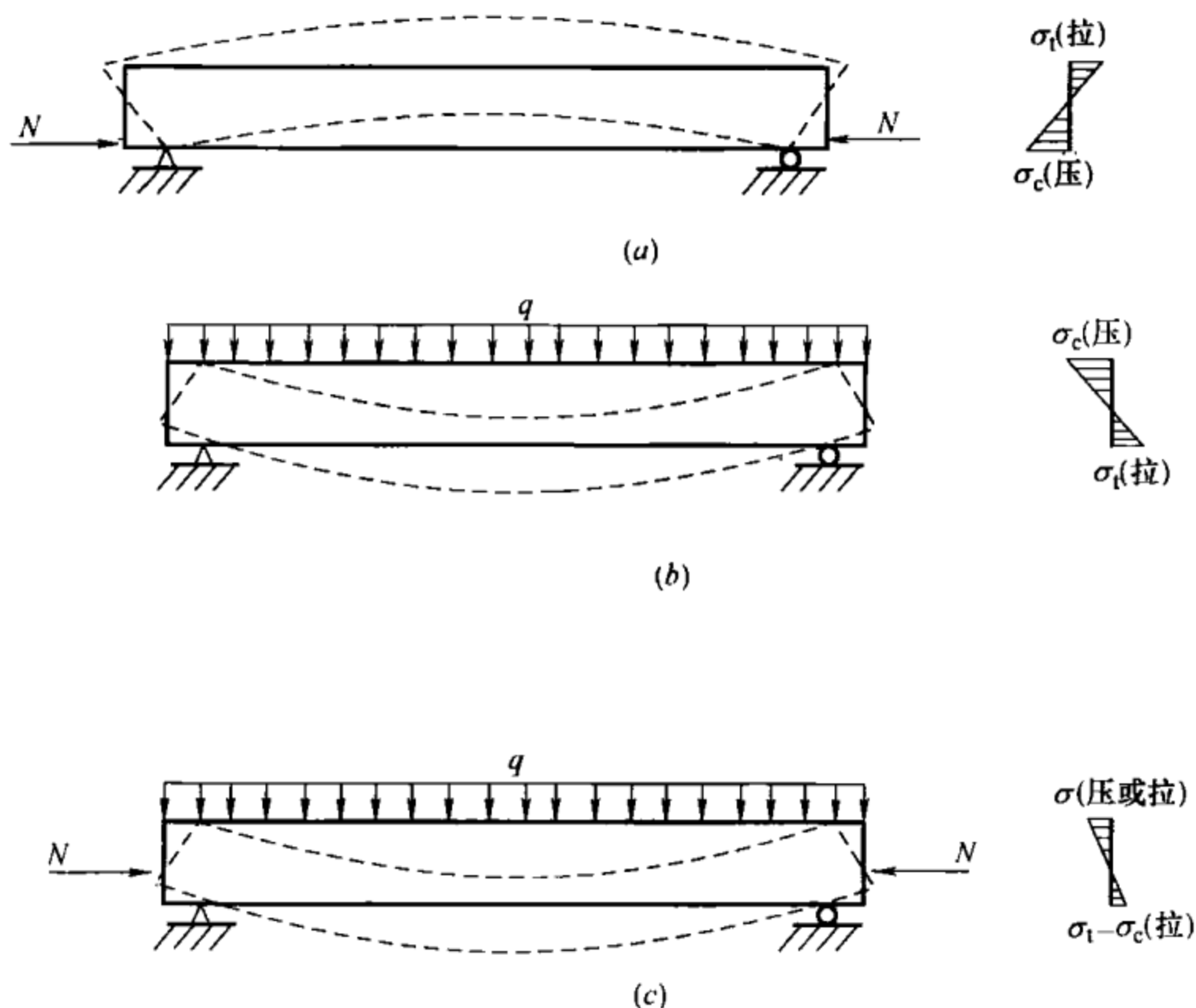


图 1-2 预应力混凝土简支梁

(a) 预应力作用下；(b) 外荷载作用下；(c) 预应力与外荷载共同作用下

先在梁的受拉区施加的偏心压力  $N$ ，使梁下边缘混凝土产生预压应力为  $\sigma_c$ ，梁上边缘产生不大的预拉应力  $\sigma_t$ ，如图 1-2 (a) 所示。当荷载  $q$ （包括梁自重）作用时，梁跨中截面下边缘产生拉应力，梁上边缘产生压应力  $\sigma_c$ ，如图 1-2 (b) 所示。这样，在预压力  $N$  和荷载  $q$  共同作用下，梁的下边缘拉应力将减至  $\sigma_t - \sigma_c$ ，梁上边缘应力一般为压应力，但也有可能为较小的拉应力，如图 1-2 (c) 所示。如果施加的预加力  $N$  比较大，则在荷载作用下梁的下边缘就不会出现拉应力。由此可见，预应力混凝土构件可延缓混凝土构件的开裂，提高构件的抗裂度和刚度，同时可节约钢筋，减轻构件自重，克服钢筋混凝土的缺点。

### 3. 林同炎提出的预应力混凝土的概念

林同炎教授对预应力混凝土的原理总结了三种不同的、较为

精辟的概念。

### (1) 预加力使混凝土具有弹性材料的性能

预加力使混凝土具有弹性材料的性能是指混凝土构件通过施加预加力后，构件的混凝土性能从原先抗拉弱抗压强的脆性材料演变为一种既能抗拉又能抗压的弹性材料。此时，混凝土同时承受内部预应力和外部荷载的作用。外部荷载引起的拉应力被预应力所产生的预压应力所抵消。在全预应力混凝土结构的情形中，正常使用状态下混凝土没有裂缝出现，甚至没有拉应力出现，在两个力系作用下所产生的混凝土的应力、应变及挠度均可按弹性材料的计算公式考虑，并在需要时叠加。

### (2) 对混凝土构件施加预应力是为了使高强钢材与混凝土能协同工作

预应力混凝土构件可看做是高强钢材与混凝土两种材料的一种结合，它也与钢筋混凝土一样，用钢筋承受拉力，用混凝土承受压力，以形成一抵抗外力弯矩的力偶，如图 1-3 所示。

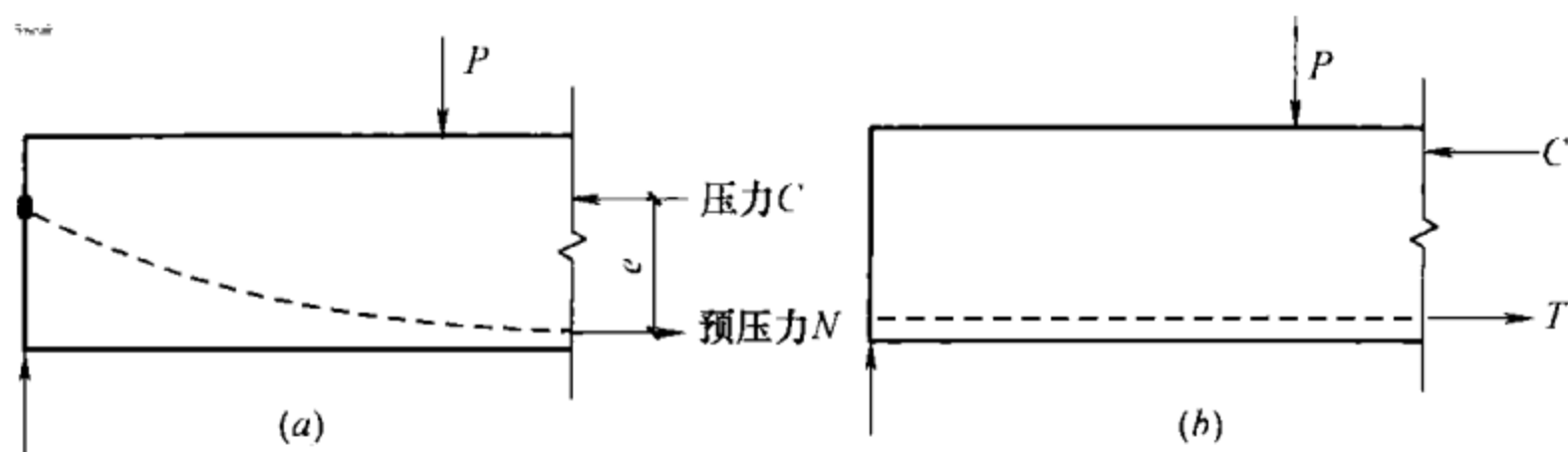


图 1-3 预应力混凝土梁与钢筋混凝土梁的内部抵抗力矩

(a) 预应力梁；(b) 钢筋混凝土梁

在混凝土结构中采用高强钢筋时，如果要使高强钢筋的强度充分被利用，必须使其有很大的伸长变形，但是，如果高强钢筋也像普通钢筋混凝土的钢筋那样简单地浇筑在混凝土体内，那么，在外荷载作用下高强钢筋周围的混凝土势必严重开裂，构件将出现不能容许的裂缝和挠度。因此，混凝土构件中的高强钢筋必须在与混凝土结合之前预先张拉，从这一观点看，预加应力只是一种充分利用高强钢材的有效手段，所以预应力混凝土可看成

是钢筋混凝土应用的扩展，这一概念清晰地表明预应力混凝土也没有超越材料本身强度的能力。

(3) 施加预应力以实现部分荷载平衡

施加预应力以实现部分荷载平衡是指将施加预应力看做是试图平衡构件中的部分或全部的外荷载。如果外荷载对梁各截面产生的力矩均被预加力所产生的力矩抵消，那么，一个受弯的构件就可以转换成一轴心受压的构件。如图 1-4 所示，抛物线形配筋的预应力简支梁，在预加力  $N$  作用下，梁体可以看成承受向上的均匀荷载  $q$  以及轴向力  $N$ 。如果抛物线形配筋的预应力梁上作用的也是荷载集度为  $q$ 、方向向下的均布荷载，那么，两种效应抵消后，梁在工作荷载下仅受轴力  $N$  的作用，即梁不发生挠曲也不产生反拱。如果外荷载超过预加力所产生的反向荷载效应，则可用荷载差值来计算梁截面增加的应力，这种把预加力看成实现荷载平衡的概念是由林同炎教授提出的。这种方法大大简化了复杂难解的预应力混凝土结构的设计与分析，尤其适用于超静定预应力混凝土梁。

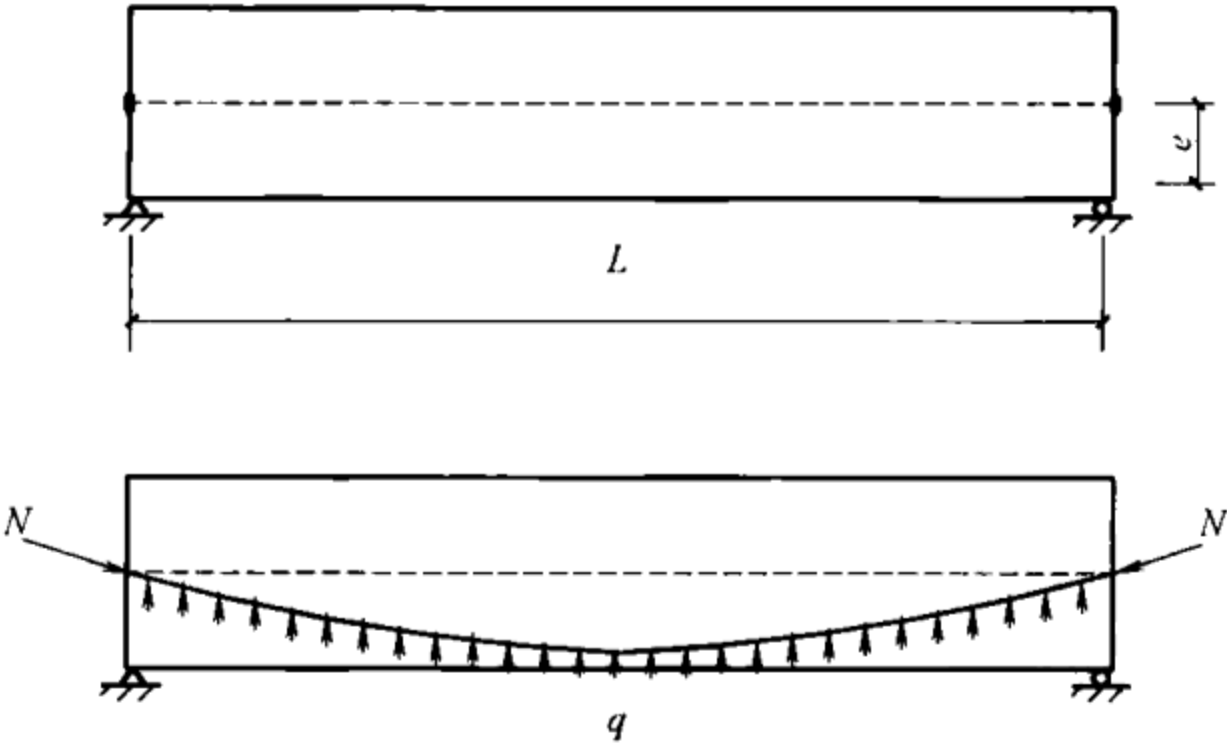


图 1-4 抛物线形配筋的预应力简支梁

对于预应力混凝土可以从以上三个不同的方面认识，从不同的角度来解释预应力混凝土的原理。预加力使混凝土具有弹性材料的性能可看成是全预应力混凝土弹性分析的依据；对混凝土构

件施加预应力是为了使高强钢材与混凝土能协同工作则可看成是强度理论，它指出预应力混凝土不能超越其材料自身强度的界限；施加预应力是实现部分荷载平衡则为复杂的预应力混凝土超静定梁的设计与分析提供了简捷的方法。

#### 4. 预应力度的概念

国内外针对预应力混凝土构件，分别按照其施加预应力的程度或预应力钢筋的含量与非预应力钢筋的含量之比，提出了区别预应力混凝土构件分类的指标，即预应力度的概念。

按照两种不同概念给出的预应力度，其描述的含义有所不同。按照施加预应力程度所给出的预应力度表示在正常使用极限状态下，对构件所施加的预应力大小，预应力度越大则构件受拉侧的拉应力越小；按照钢筋强度比所给出的预应力度则表示在承载能力极限状态下预应力筋和非预应力钢筋分别承担的拉力比，预应力度越大则预应力钢筋承担的外荷载越大。

##### (1) 用施加预应力的程度表达的预应力度

对于受弯构件，用施加预应力的程度表达的预应力度定义为消压弯矩与全部使用荷载弯矩的比值，公式表达为：

$$\lambda_p = \frac{M_d}{M_g + M_q} \quad (1-1)$$

式中  $M_d$ ——消压弯矩，即构件控制截面预压受拉边缘应力抵消到零时的弯矩；

$M_g$ ——恒载作用下控制截面的弯矩；

$M_q$ ——活载作用下控制截面的弯矩。

$\lambda_p = 1$  时，构件在外荷载的作用下，截面不会出现拉应力，混凝土具有弹性材料的性能，此时的构件为全预应力混凝土构件。

$\lambda_p = 0$  时，构件消压弯矩为零，即构件为普通钢筋混凝土构件。

$0 < \lambda_p < 1$  时，构件的性能介于全预应力混凝土构件和普通混凝土构件之间，即通常所称的部分预应力混凝土构件，其受力

性能介于两个极端状态之间。

## (2) 用材料强度的关系表达的预应力度

用材料强度的关系表达的预应力度是以预应力混凝土构件中含有的预应力钢筋与非预应力钢筋的材料强度来表达，其表达式为：

$$\lambda_p = \frac{f_{py}A_p}{f_{py}A_p + f_yA_s} \quad (1-2)$$

式中  $A_p$ ——控制截面处预应力钢筋的截面面积；

$A_s$ ——控制截面处非预应力钢筋的截面面积；

$f_{py}$ ——预应力钢筋的条件屈服强度；

$f_y$ ——非预应力钢筋的屈服强度。

从式 (1-2) 可以看出，当预应力混凝土构件同时设置有非预应力受力钢筋时，它的预应力度  $0 < \lambda_p < 1$ ，即为部分预应力混凝土；当构件仅设置预应力筋时， $\lambda_p = 1$ ，它是全预应力混凝土；如果构件中没有设置预应力筋而仅有非预应力钢筋时， $\lambda_p = 0$ ，为普通钢筋混凝土构件。

式 (1-2) 同时反映了在承载能力极限状态下，预应力混凝土构件中预应力筋与非预应力钢筋分别承担的拉力与内力矩的比例，该指标也是衡量预应力混凝土构件延性的重要指标；在地震区应用预应力混凝土构件时，《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 对此值给出了明确的规定。

我国现行的《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 中裂缝控制等级分为三级。其中构件裂缝控制等级为一级时，严格要求构件不出现裂缝，即构件必须采用全预应力混凝土；构件裂缝控制等级为三级时，构件允许出现裂缝，但裂缝宽度应满足规范要求，此时，构件为部分预应力混凝土构件。

在预应力混凝土结构中，采用部分预应力克服了全预应力时混凝土长期处于高压应力状态、受徐变影响大、构件的反拱度大等缺点，同时，可适度解决构件端部锚具过于集中的问题，而且，由于部分预应力混凝土结构设置有一定数量的非预应力钢

筋，还可提高构件的延性，更有利于其在地震区域的应用，因此，在房屋建筑中绝大多数情况均采用部分预应力混凝土，只有在露天及腐蚀环境等特殊条件下使用全预应力混凝土结构。

## 1.2 近 20 年国内预应力技术发展概述

近 20 年来，我国在预应力技术领域取得了巨大的进步。预应力技术中所涉及的材料、工艺取得重要突破，预应力技术的应用领域不断扩大，预应力技术在整体结构中的应用成为主流，总体而言我国的预应力技术水平已处于世界先进行列。

### 1.2.1 预应力钢材

我国预应力钢材在 20 世纪 90 年代初期的年总产量在 30 万 t 左右，其中以预应力钢丝为主，低松弛预应力钢绞线的产量不到 10%，钢材强度等级以 1470MPa 和 1570MPa 为主，预应力钢材主要用于铁路和公路部门，在房屋建筑领域的应用量较少。经过二十年的发展，至 2010 年，我国预应力钢材的年生产能力已超过 600 万 t，使用量达到 330 万 t，其中低松弛预应力钢绞线的产量超过 70%，位列世界第一；钢材强度等级以 1860MPa 为主，形成了多品种的预应力钢材，基本保持了与国际发展同步。目前，预应力钢材的主要品种有：预应力钢丝、预应力钢绞线、PC 钢棒、精轧螺纹钢筋以及钢拉杆等。

预应力钢丝通常用于先张法的预应力构件以及钢缆索的制造；PC 钢棒主要用于预应力管桩，其他领域应用很少；精轧螺纹钢筋近年来在桥梁工程中应用较多，钢筋规格从  $\phi 18 \sim \phi 50$ ，强度等级从 500~1080MPa；钢拉杆一般用于预应力钢结构，钢拉杆规格从  $\phi 20 \sim \phi 210$ ，强度等级以 345~650MPa 为主；房屋建筑中应用最为普遍的预应力钢材是低松弛预应力钢绞线，通常使用的规格是  $\phi^s 15.2$ ，强度等级为 1860MPa，应力松弛损失不大于 2.5%，低松弛预应力钢绞线年生产规模已从几万吨提高到超过 200 万 t，完全能够满足国内应用的需要；目前国内已研制成功直径为 28mm 的粗直径钢绞线，以及强度等级为 2000MPa

的低松弛预应力钢绞线。

### 1.2.2 预应力锚夹具

预应力锚夹具的发展是伴随着预应力钢材的发展、应用而不断进步的，在 20 世纪 90 年代初期，为了配合预应力钢丝的应用，我国预应力锚夹具以弗式锚和镦头锚为主。随着低松弛预应力钢绞线的引进与应用，我国积极跟进国际先进水平，自主开发了预应力混凝土群锚张拉锚固体系，极大地推动了预应力技术的应用。随后又成功研制开发了多种类型的夹片类锚夹具，以及应用于预应力钢结构和桥梁结构的低回缩锚具、冷铸（热铸）锚具等。低松弛预应力钢绞线所使用的夹片类锚夹具的生产已在全国普及，年生产能力达到 1 亿孔，完全能够满足预应力技术应用的需要。在锚夹具生产量不断提高的同时，我国对锚夹具的技术要求也在不断提高，现行标准对锚夹具的技术要求达到了国际先进水平。锚夹具的制造商也从单一提供锚夹具发展到可提供配套使用的预应力筋端部锚固系统，内容包括了锚夹具、锚垫板及端部螺旋配筋等。

### 1.2.3 预应力工艺

在预应力工艺方面最为突出的是无粘结预应力筋工艺取得突破，成功开发研制了无粘结预应力筋涂包设备、单根钢绞线张拉锚固设备，极大地促进了我国建筑工程中现浇预应力混凝土结构的发展。近 20 年来，无粘结预应力混凝土结构累计推广使用面积超过 1000 万  $m^2$ ，出现了一大批有代表性的、达到国际先进水平的工程项目；通过不断的努力，缓粘结预应力筋的制造工艺取得了实质性进展并在实际工程中开始应用，逐步建立了相关的标准规范；在预应力筋预留孔道的成型工艺方面，基本淘汰了抽管工艺，转而采用预埋管工艺，预埋管主要采用了金属波纹管，在桥梁工程中塑料波纹管也得到比较广泛的应用；在预应力筋的孔道灌浆技术方面，为了提高孔道灌浆质量，开发了真空辅助灌浆工艺，并且开发了预应力孔道专用灌浆材料等；在预应力设备方面，形成了适应于各种条件下的张拉、灌浆、穿索等设备体系。

#### 1.2.4 预应力设计理论与技术标准

目前预应力混凝土结构设计的基本方法由早期的全预应力设计方法发展为部分预应力设计方法,针对体外预应力、预应力钢结构建立了相应的设计方法。有关预应力技术的产品、设计、施工等各方面的标准规范从无到有,形成了较为完善的规范标准体系。材料方面有:《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223—2002、《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224—2003、《无粘结预应力钢绞线》JG 161—2004、《无粘结预应力筋专用防腐润滑脂》JG 3007—1993;《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370—2007、《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85—2010;各种预应力设备及产品标准;各种结构设计及施工规范。与预应力结构设计密切相关的标准除了《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010外,主要有《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92—2004、《预应力混凝土结构抗震设计规程》JGJ 140—2004、《预应力钢结构技术规程》CECS 212:2006、《预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程》JGJ 224—2010、《整体预应力装配式板柱结构技术规程》CECS 52:2010等。各地根据当地预应力技术应用特点陆续编制了地方标准,如上海、浙江等均编制了预应力混凝土结构设计规程。

#### 1.2.5 预应力技术应用领域的不断扩展

至20世纪80年代中期,我国预应力混凝土的应用主要集中在工业建筑、桥梁等结构中;民用建筑中应用预应力技术主要是使用中低强度预应力钢丝的预制空心楼板。近20年,预应力技术的应用有两大主要特点,一是应用领域已经扩展到各类结构,覆盖了居住建筑、高层建筑、大跨度工业建筑、大跨度公共建筑、大型空间结构、高耸构筑物、地下结构、压力容器、跑道路面等;二是预应力技术的应用已不仅仅是为了节约钢材,还包括了通过主动利用预应力对结构所产生的影响,调整结构内力分布、控制不利因素对结构的影响。如在超长结构中使用预应力技术主动控制温度应力水平,消除温度裂缝的产生;在既有建筑的

加固中使用体外预应力实现不卸载进行结构加固等。

### 1.3 如何理解预应力的作用

与普通结构相比较，预应力结构最为重要的特征是对结构中某些构件或部位施加预加力，正确认识预加力对结构或构件的影响是分析预应力结构行为的基础。传统上，对预应力作用是从三个方面来理解：1) 对混凝土构件施加预应力使混凝土由脆性材料转化为弹性材料；由于构件在各个阶段的内外荷载作用下均不出现裂缝，混凝土构件的应力、应变及挠度可以按照弹性材料来进行分析；2) 对预应力钢筋施加预应力使得在极限状态下可以充分发挥高强度钢筋的强度，一般认为钢筋强度超过 500MPa 后，由于受到混凝土构件开裂过大或变形过大的制约，已经不能充分发挥钢筋强度；3) 将预应力的作用视为外力，其作用主要是为了平衡部分或全部的外加荷载，控制构件的挠曲应力及构件的变形。林同炎提出了平衡荷载法简化预应力连续梁的分析，该方法是分析超静定结构产生附加内力的基本方法。

传统上对预应力作用的理解是建立在对预应力混凝土构件的研究与分析的基础上的，但近 20 年来，预应力技术的应用已远远超出传统的应用范围，广泛应用于复杂结构、钢结构、结构加固等不同类型的结构中，仅按照传统概念来理解预应力的作用在一定程度上使设计人员感到困惑，影响了预应力技术的推广应用。目前，对预应力结构的设计方法基本上仍沿用对构件的设计、分析方法，尤其在空间结构中使用预应力或在整体结构中局部范围使用预应力技术时，经常使得设计人员难以把握预加力对结构的影响。

针对存在的问题，国内学者、专家对此也提出了新的建议，即预应力应当作为作用考虑，建立便于设计人员理解的概念与方法，形成统一的预应力设计方法。从结构设计的角度看，预应力施加于结构中时，将预应力理解为作用有助于设计人员全面地、准确地把握预应力对结构的影响，更好地发挥预应力的特点，优

化预应力结构设计，近年来，在空间预应力钢结构工程设计中，已经将预应力作为作用考虑。《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 中给出了预应力作为作用考虑的荷载组合等相关要求，《整体预应力装配式板柱结构技术规程》CECS 52：2010 中也明确了预应力作为作用，并给出了承载能力设计计算方法。

因此，在整体结构中可以将预应力视为作用，把预应力等效荷载视同为外加荷载进行计算分析。将预应力视为作用的设计方法有助于设计人员准确理解和把握预应力对结构的影响。

## 1.4 预应力技术的分类

根据预应力技术应用的特点，通常可将预应力技术分为三大类型，即先张法、后张法和体外预应力技术。

先张法是指在构件的混凝土浇筑之前将预应力筋张拉到设计控制应力，待混凝土强度达到一定程度后，将预应力筋释放，使得预应力施加到混凝土构件上。先张法通常用于在工厂生产的中小型构件，由于先张法工艺不需要在构件中留设孔道，也不需要使用永久性的锚夹具，因此与预应力相关的成本较低。目前，在建筑工程中先张法应用较少，但随着建筑工业化发展的进程，先张法仍有广阔的应用前景。

后张法是指在构件的混凝土浇筑之前，在预应力筋相应的位置上预先埋设孔道或埋设无粘结（缓粘结）预应力筋，待混凝土强度达到一定程度后，将预应力筋张拉到设计张拉应力，并利用专用锚具将预应力筋固定在混凝土构件端部，有粘结预应力筋需要在预留孔道中灌入灌浆材料使预应力筋与混凝土粘结成整体。目前，大多数预应力混凝土结构均采用后张法技术。

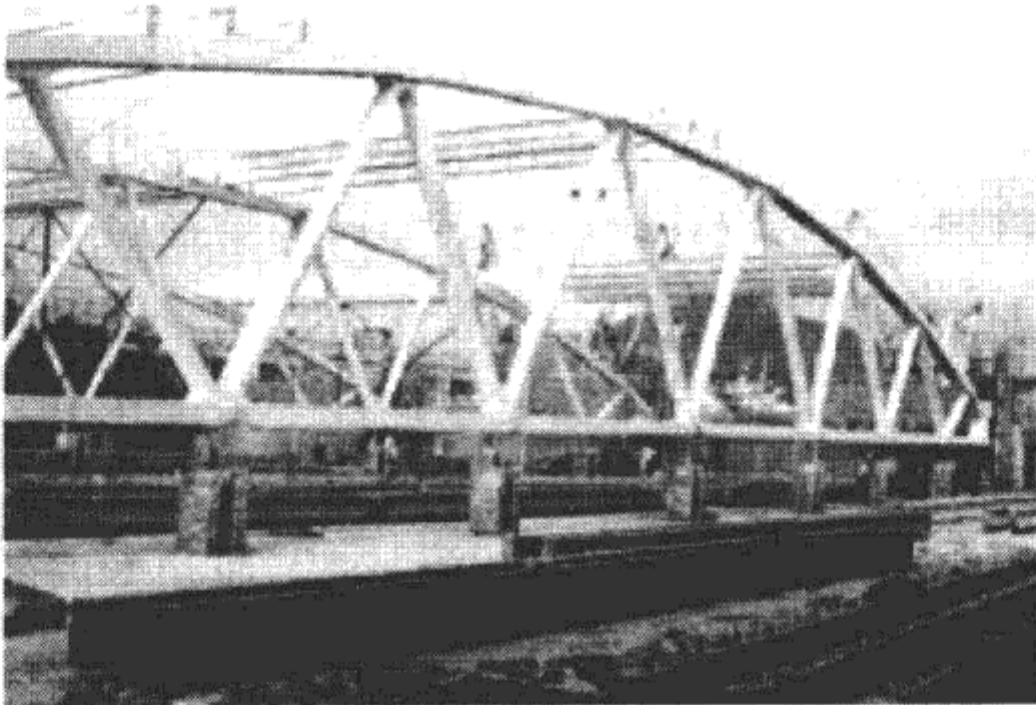
体外预应力在严格意义上仍属于后张法的范畴，但由于其应用的目的、范围及设计分析方法与传统的后张法有很大的不同，因此，通常将其单独划分为一类。体外预应力技术是指预应力筋位于构件的外部，或者说结构构件是由预应力筋与由其他材料形成的构件共同组成。应用的目的可以是调整结构内力分布、控制

结构变形、增加构件或结构承载能力等，应用的范围则覆盖了结构加固、预应力钢结构等，在设计方法上一般需要采用结构非线性分析手段。

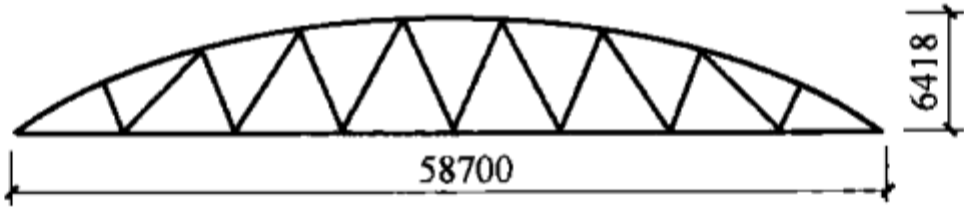
### 1.5 预应力技术应用实例

#### 1.5.1 60m 跨预应力组合式屋架

该项目位于深圳蛇口，是在港口建造的一座  $120\text{m} \times 60\text{m}$  的大型仓库，仓库采用跨度为  $60\text{m}$  的预应力屋架，屋架间距为  $15\text{m}$ ，屋架矢高  $6.4\text{m}$ ，总重  $64\text{t}$ ；屋面采用跨度为  $15\text{m}$  的预应力檩条及混凝土密肋小板。屋架下弦截面为  $300\text{mm} \times 600\text{mm}$ ，



(a)



(b)

图 1-5 预应力屋架简图

(a) 屋架工程图片；(b) 屋架结构及分块示意图

下弦配筋为 8 束（每束  $27\phi^p5$  钢丝），混凝土强度等级采用 C50。考虑到构件的运输问题，屋架采用分块预制现场组装整浇成型，屋架共分为 15 个预制块体，分块编号见图 1-5 (b)；由于屋架跨度大、质量重，难以直接起吊，因此采用了在地面按照三榀一组进行组装，然后采用千斤顶整体顶升到位的施工方法。屋架简图如图 1-5 所示。

### 1.5.2 36m 跨预应力框架

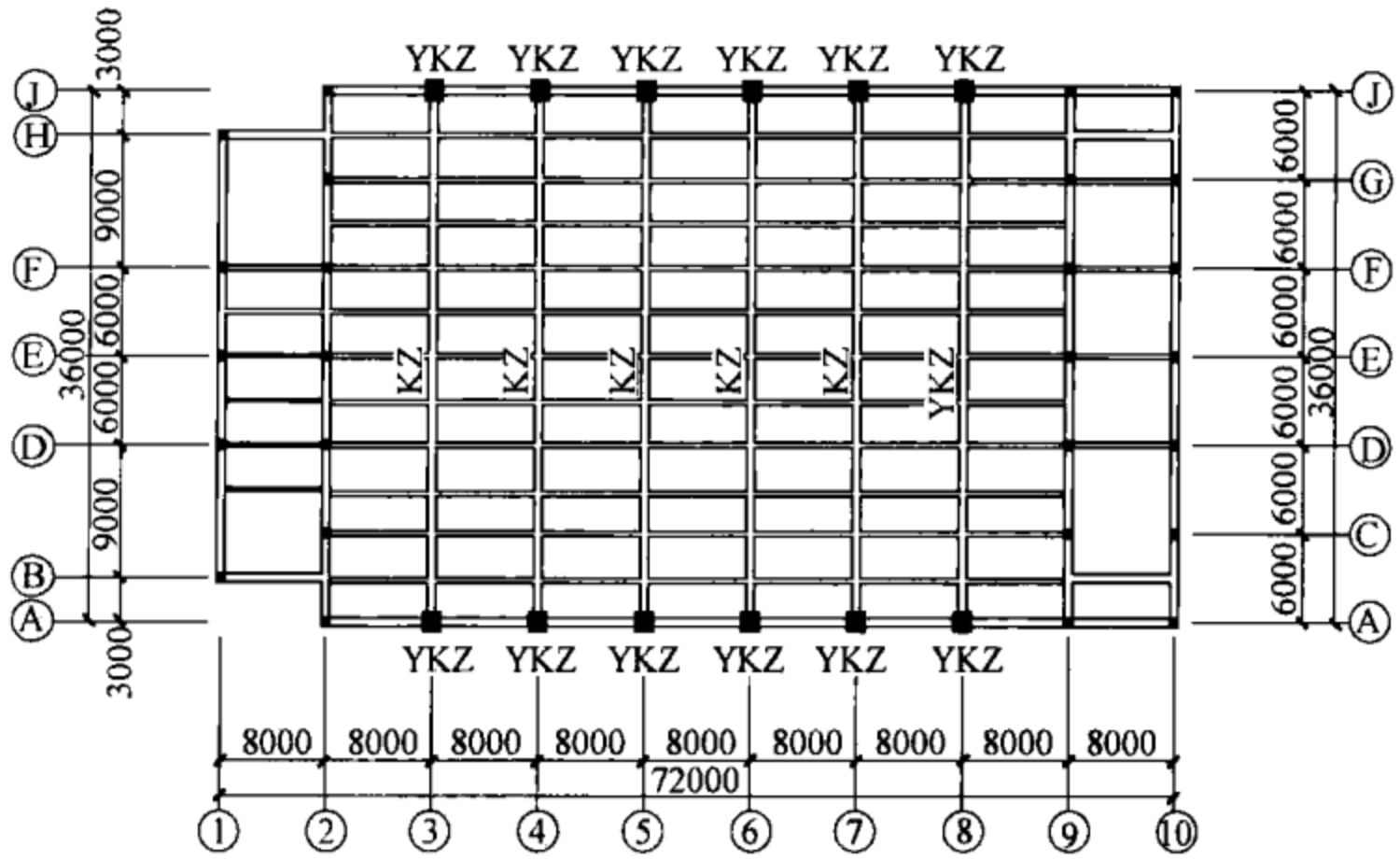
该项目位于海南海口，是海南省体育中心的综合训练馆，采用了有粘结预应力框架梁、柱结构，梁跨度为 36m，柱距为 8m，混凝土强度等级采用 C40，共 3 层。其结构平面如图 1-6 所示。其梁、柱均为预应力构件，主梁截面尺寸为  $b \times h = 600\text{mm} \times 2400\text{mm}$ ，预应力配筋为 4 束  $9\phi^s15.2$ ，预应力柱截面尺寸为  $b \times h = 1300\text{mm} \times 1300\text{mm}$ ，一层柱预应力配筋为 2 束  $9\phi^s15.2$ ，二层柱预应力配筋为 4 束  $12\phi^s15.2$ ，预应力钢筋采用 1860MPa 级高强度低松弛钢绞线。



(a)

图 1-6 预应力框架结构简图（一）

(a) 工程图片



(b)

图 1-6 预应力框架结构简图 (二)

(b) 结构平面示意图

该工程由于跨度较大，在梁、柱中均采用了预应力技术。考虑到预应力柱的张拉力较大，在张拉过程中可能产生较大的压缩变形，为了避免在施工过程中对梁底支撑产生过大的不利影响，在张拉柱的预应力筋时，未采用一次张拉到位的方式，而采用了柱、梁交叉张拉的张拉顺序。

### 1.5.3 有粘结预应力板

该项目位于四川德阳，是一座综合性的商务大厦，建筑物地面以上 10 层、地下 2 层，采用框架-剪力墙结构，裙房 2 层为商业用房，其余为大开间住宅，总建筑面积  $21480\text{m}^2$ ，采取有粘结预应力无梁楼盖，柱网基本尺寸为  $7.8\text{m} \times 8.0\text{m}$ ，混凝土强度等级采用 C40，其  $\pm 0.000$  层平面布置如图 1-7 (b) 所示。为了实现建筑内部大开间、可灵活隔断，并有效控制层高，以达到增加可建楼层的目的，选择了有粘结预应力无梁楼盖。在地面以上 32m 限高不变的情况下，总面积由原来的  $16050\text{m}^2$  增加到  $21480\text{m}^2$ ，在地下部分由于采用了有粘结预应力无梁楼盖，减少了土方开挖

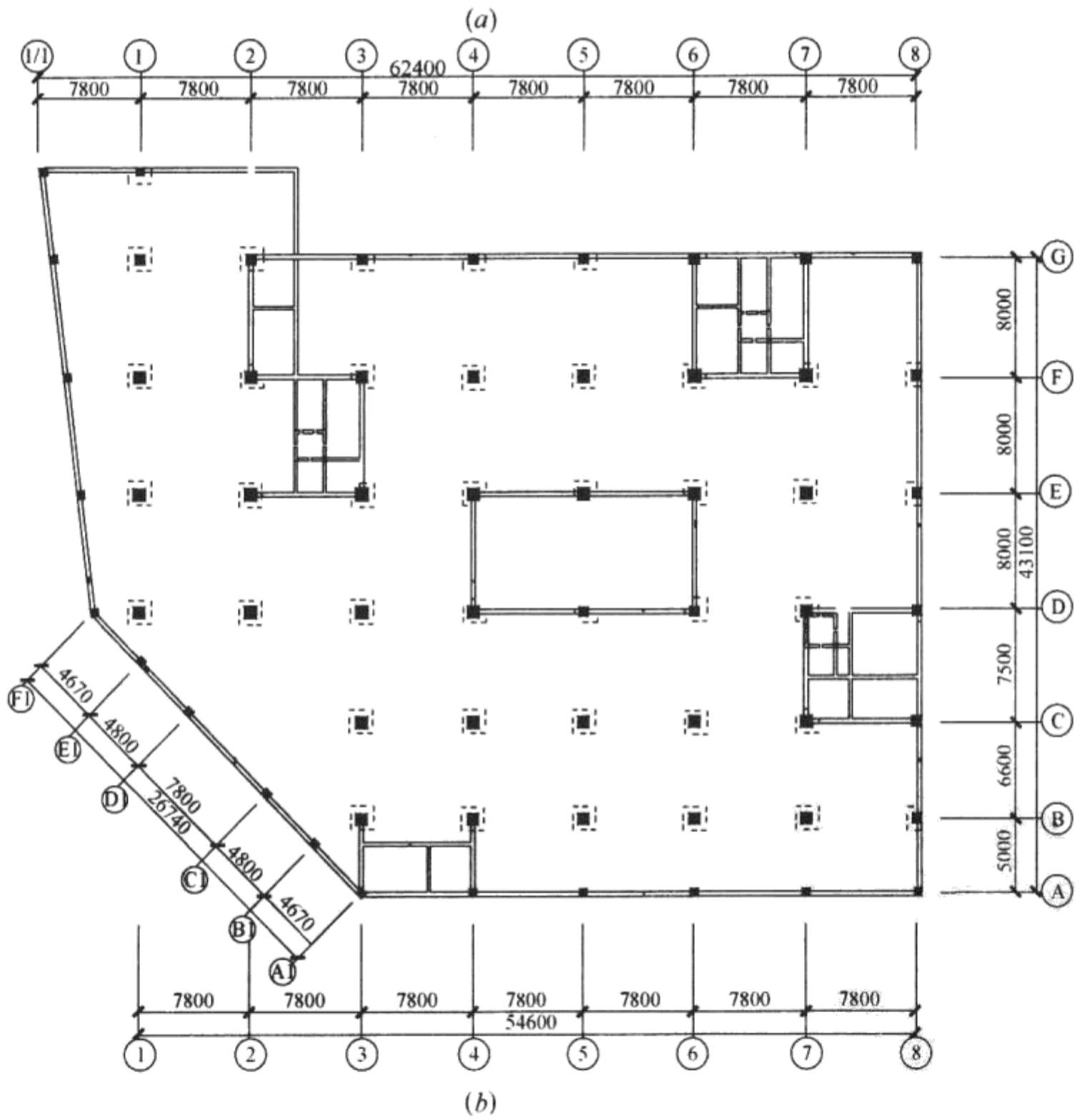


图 1-7 有粘结预应力无梁楼板简图

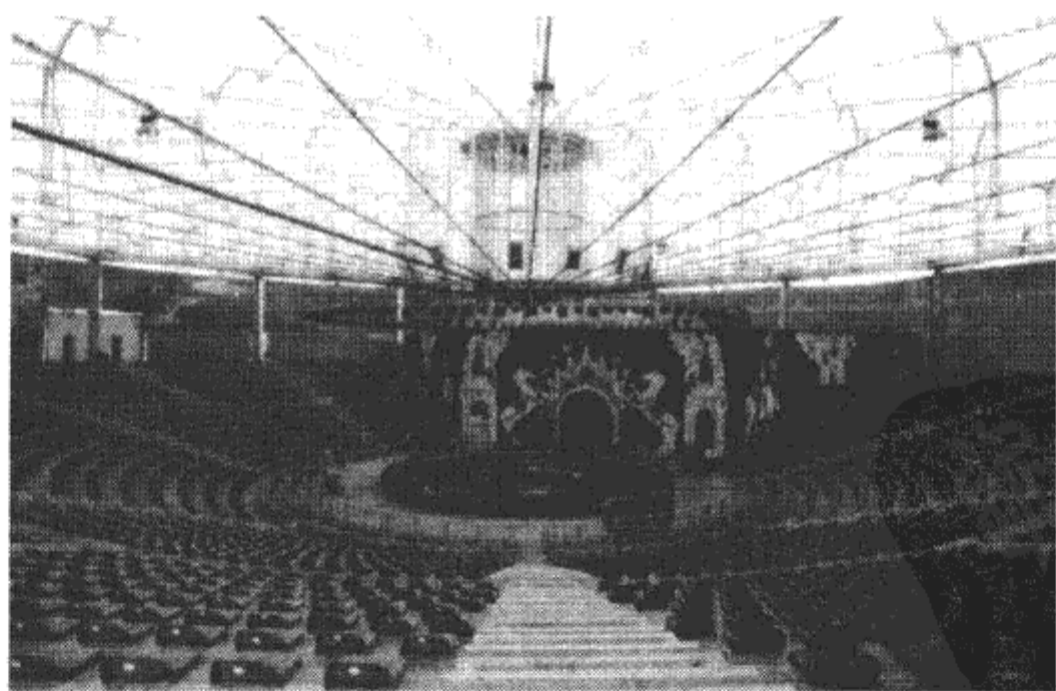
(a) 工程图片; (b)  $\pm 0.000$  层结构平面示意图

量及基坑支护的工作量。该建筑设计使用荷载住宅为  $2.0\text{kN/m}^2$ ，商业用房为  $4.0\text{kN/m}^2$ 。±0.000 层板厚  $h = 200\text{mm}$ ，预应力配筋为  $3\phi^s15.2 @ 1000$ ；标准层板厚  $h = 180\text{mm}$ 。采用金属扁管作为预应力筋留孔材料。

#### 1.5.4 索结构

该项目位于四川金堂，是野生动物园内的主表演厅，屋面结构为直径  $74\text{m}$  的轮辐式悬索结构。结构由钢内环、钢外环及 16 组上索、下索组成，结构整体支撑在 16 根钢柱上；钢制外环梁采用钢管，其直径为  $1.22\text{m}$ ，钢环梁壁厚为  $14\text{mm}$ ；钢制内环直径为  $5\text{m}$ 。其索布置如图 1-8 (b) 所示，由于钢外环梁直径较小，钢缆索不可能在同一位置锚固上、下索，因此，钢索采用了双层 PE 保护的单根  $1860\text{MPa}$  级高强度钢绞线。

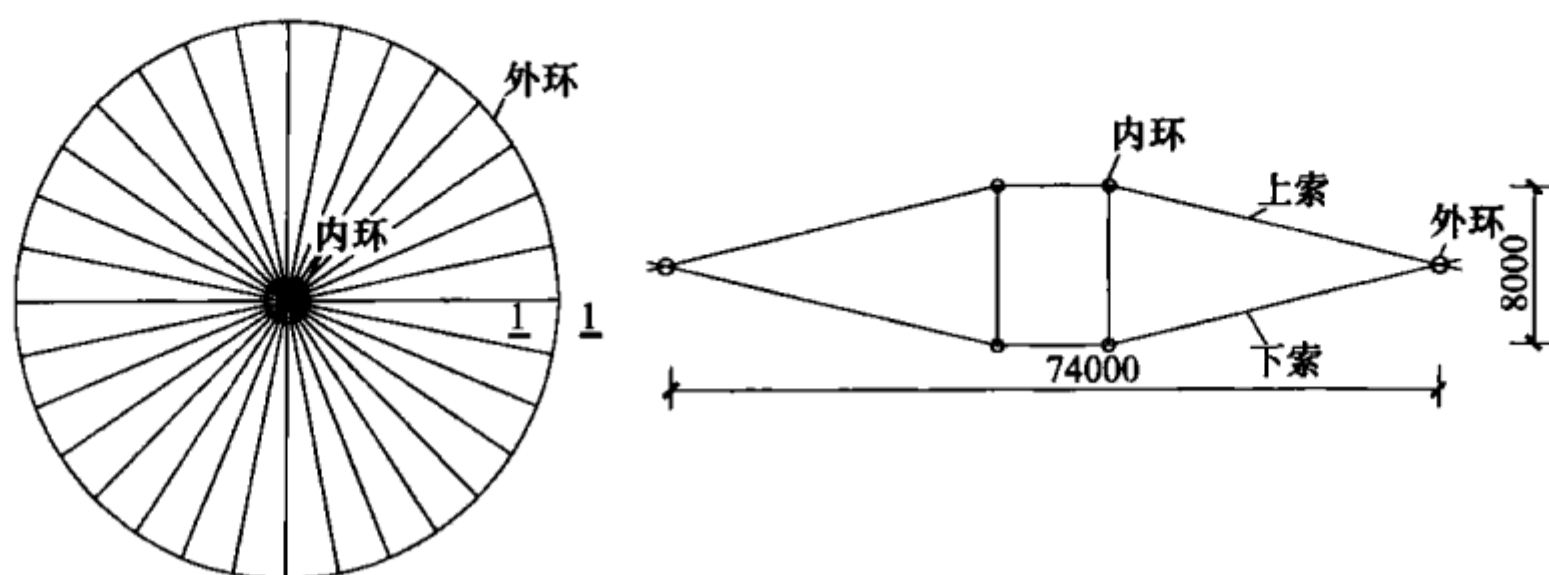
本项目中钢索产生的拉力完全由钢外环梁承担，由于钢环梁壁厚仅有  $14\text{mm}$ ，而局部集中了 16 根钢绞线，为了避免钢环梁在索拉力的作用下局部产生过大变形，局部填充了混凝土进行加强；单孔夹片锚在高应力状态下具有良好的锚固性能，本工程中每根钢索索力远低于其常规工作应力，需要采取措施保证夹片锚的正常工作；本工程外环梁刚度较低，张拉索的过程中需要考虑



(a)

图 1-8 预应力索结构简图 (一)

(a) 工程图片



(b)

图 1-8 预应力索结构简图 (二)

(b) 结构示意图

局部变形对钢环梁受力性能的影响，避免施工阶段出现过大的不平衡应力。实际施工中采用 8 台千斤顶分两次张拉。

### 1.5.5 采用预应力技术进行托梁拔柱

该项目位于成都，原结构在改造前已建成近十年，由于多种原因一直未投入使用。该大厦 1 号楼为地上 28 层、地下 2 层、裙楼 5 层的建筑。在改造中，由于⑮~⑰轴间功能改变，需将©、©、©、©与⑮轴相交的裙楼的柱拔除，形成建筑上的大空间，其平面如图 1-9 (b) 所示，图中⑬~⑮轴间为 1 号主楼，在 3 层平



(a)

图 1-9 预应力托梁拔柱 (一)

(a) 工程图片

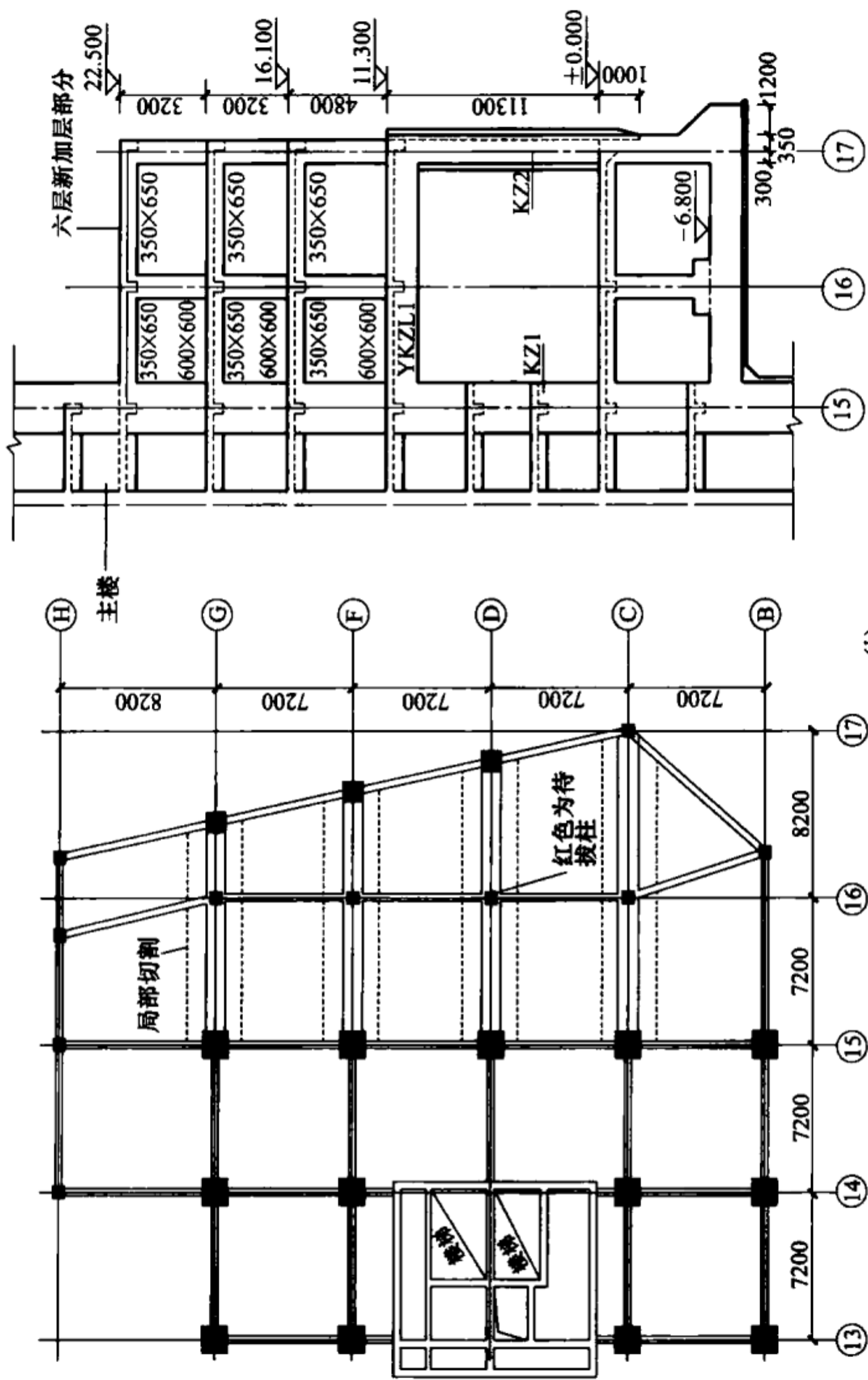


图 1-9 预应力托梁拔柱 (二)

(b) 结构局部平面及立面图

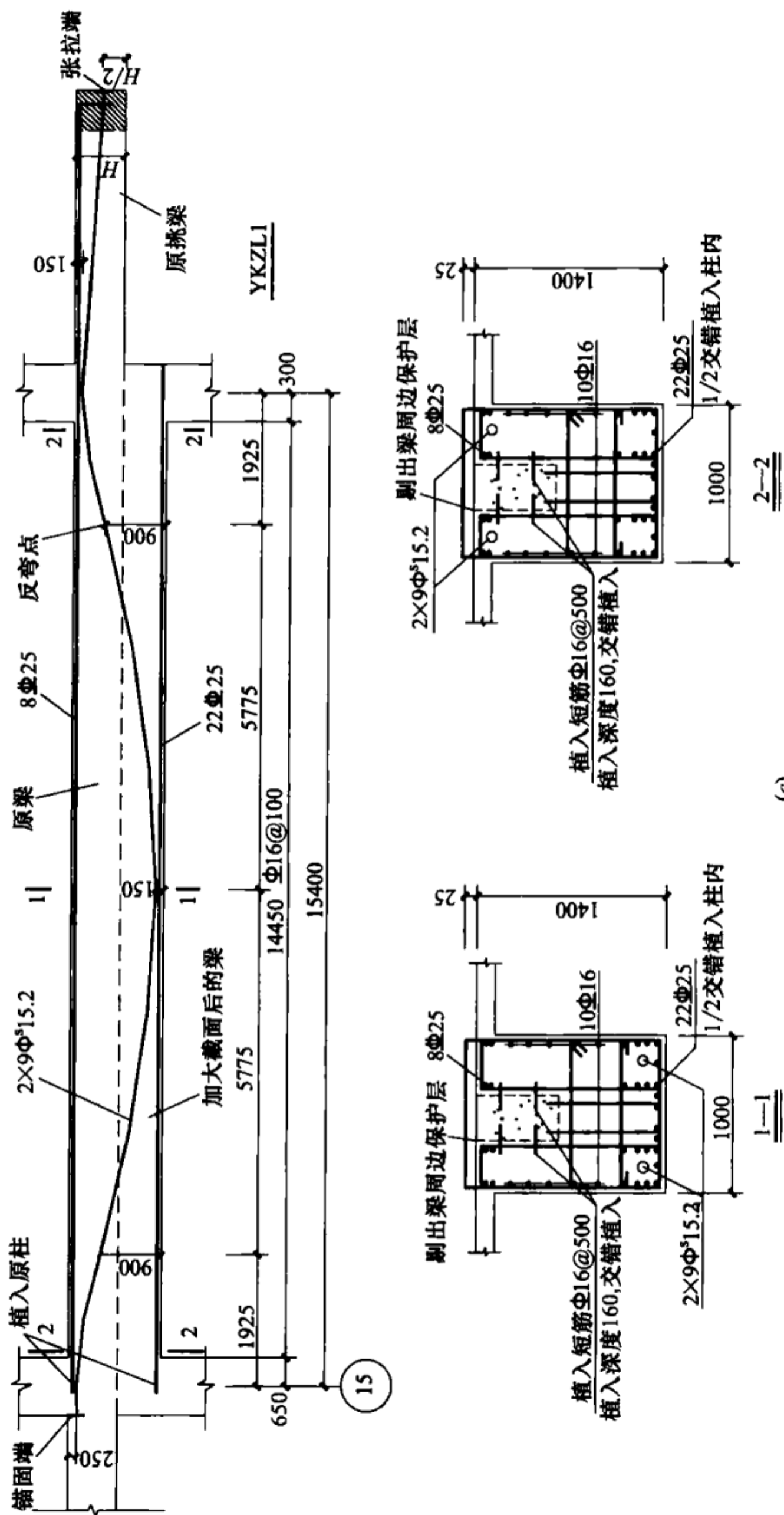


图 1-9 预应力托梁拔柱 (三)

(c) 预应力框架梁的示意图

面上©、①、③、⑤轴均为托梁。

该项目在改造后托梁最大跨度达到 15.4m，托梁上部最多有 3 层已建成的结构。对原框架梁采用加大截面法加固，其中采用预应力技术，预应力托梁的配筋简图见图 1-9 (c)。通过施加预应力对梁柱新老混凝土界面提供附加的抗剪能力，有效地减少了在既有柱上的植筋数量；采用预应力托梁在提高托梁刚度的同时，通过在拔柱前对托梁施加反向变形，有效地减少了拔柱过程中梁变形对上部结构的影响。

### 1.5.6 采用预应力技术对结构施工中的变形进行控制

该项目与第 1.5.5 小节相同。在改造中，由于⑮~⑰轴间功能改变，需将©、①、③、⑤与⑱轴相交的裙楼的柱拔除，形成建筑上的大空间，其平面如图 1-9 (b) 所示，图中⑲~⑳轴间为 1 号主楼。

拔柱后，原结构梁、外侧边柱需要采用加大截面法进行加固，为了减少边柱加固中二次受力的影响，在加固边柱前采用预应力吊索对边柱进行部分卸载；为了减少拔除中柱时托梁变形对已形成的上部结构产生不利影响，在拔除中柱前采用预应力吊索对中柱进行部分卸载。结构预应力卸载示意图见图 1-10。

### 1.5.7 现浇预应力空心楼板结构

该项目位于成都，是医院综合住院楼及门（急）诊楼二期工程，本工程地下 2 层、地上 4 层，总高度为 21.6m，结构的基本柱网尺寸为 9m×9m，如图 1-11 所示。由于医院排污管道须以一定的坡度排向已有的城市管网，根据现有的条件，本工程第 1 层楼盖的结构层高度受到极大的限制，楼盖结构层高度大部分区域不能大于 350mm。为了控制结构层高度，第 1 层楼盖采用了现浇预应力空心无梁楼盖的结构体系，板厚为 300mm，柱上板带的支座区域采用实心截面，以保证楼板的抗冲切能力和抗弯能力；两个方向的柱上板带均沿顺跨度方向布置金属螺旋管，跨中板带的交叉区域沿单向布置金属螺旋管。预应力钢筋采用无粘结预应力筋，预应力钢筋仅在柱上板带布置。

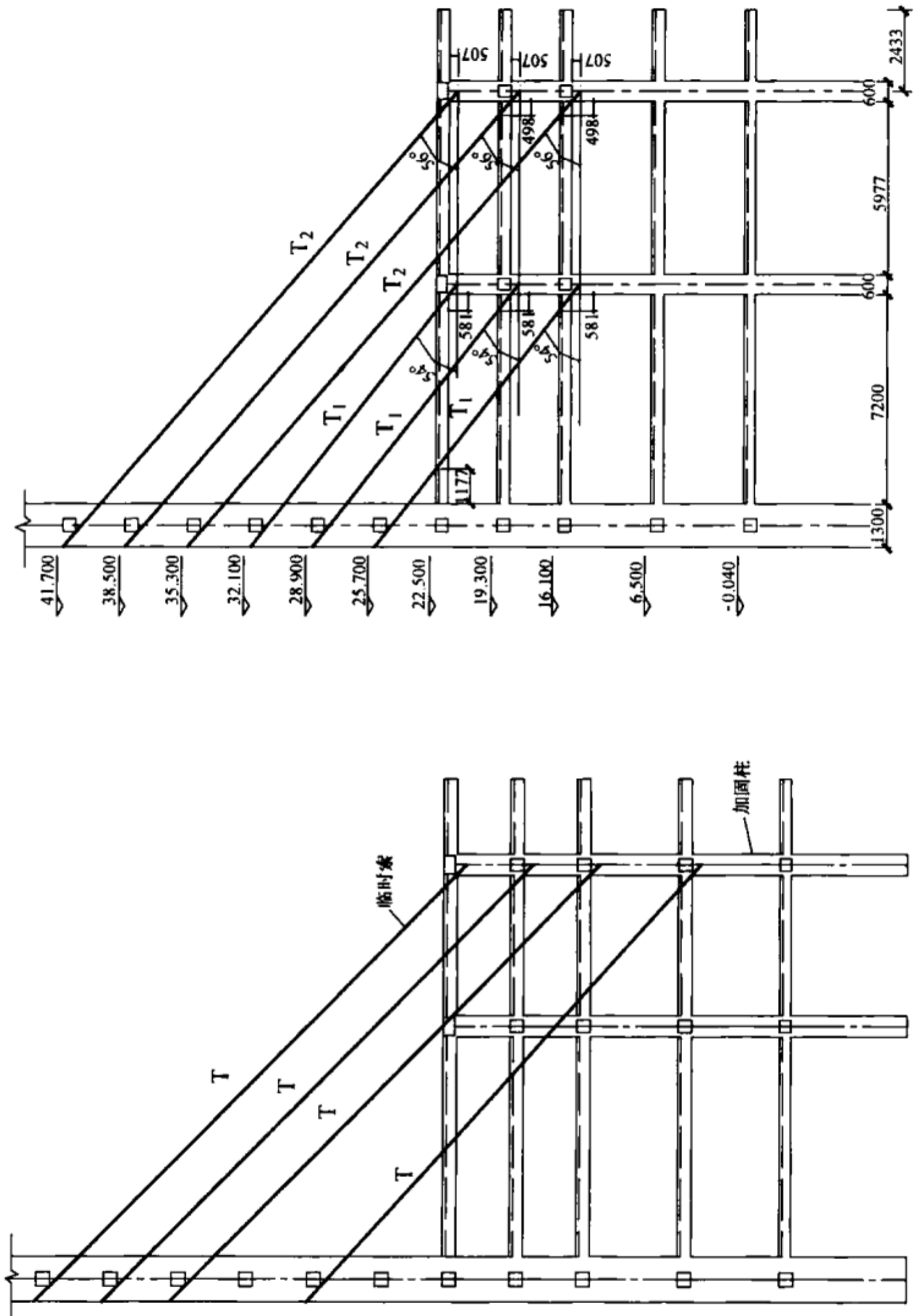
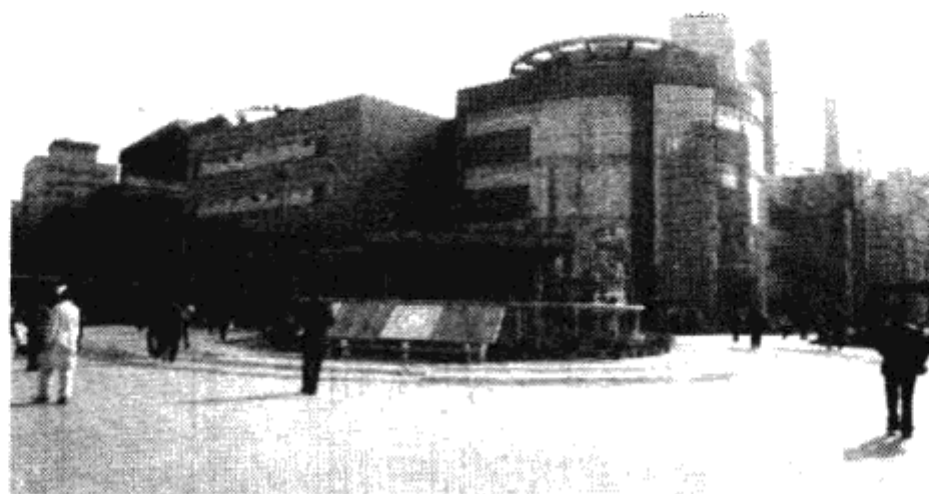


图 1-10 卸载预应力索布置示意图



(a)

图 1-11 预应力现浇空心楼板 (一)

(a) 工程图片

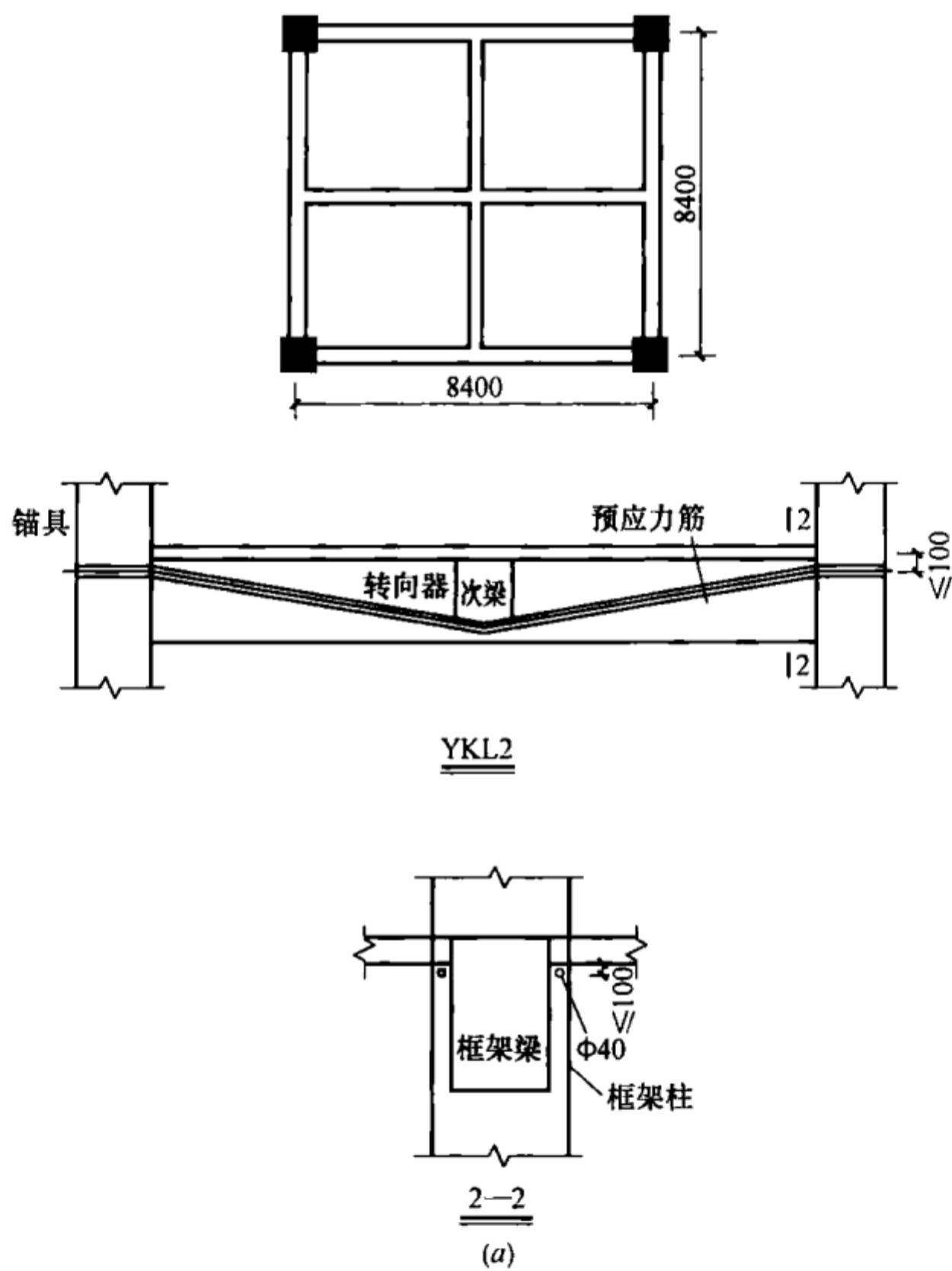


图 1-12 体外预应力加固 (一)

(a) 标准单元加固示意图

### 1.5.8 体外预应力加固

该项目为框架-剪力墙结构，高度 76.90m，抗震设防烈度为 7 度，基本地震加速度 0.01g，地震分组为三组，抗震类别为丙类。地下 2 层、地上 14 层，该楼负 1 层建筑使用功能更改为超市，使用荷载增加，涉及范围约 7000m<sup>2</sup>，导致该区域的框架梁、次梁及部分板须进行加固补强处理。结构基本柱网为 8.4m×8.4m，主梁尺寸主要为 400mm×700mm，次梁尺寸主要为 300mm×600mm。

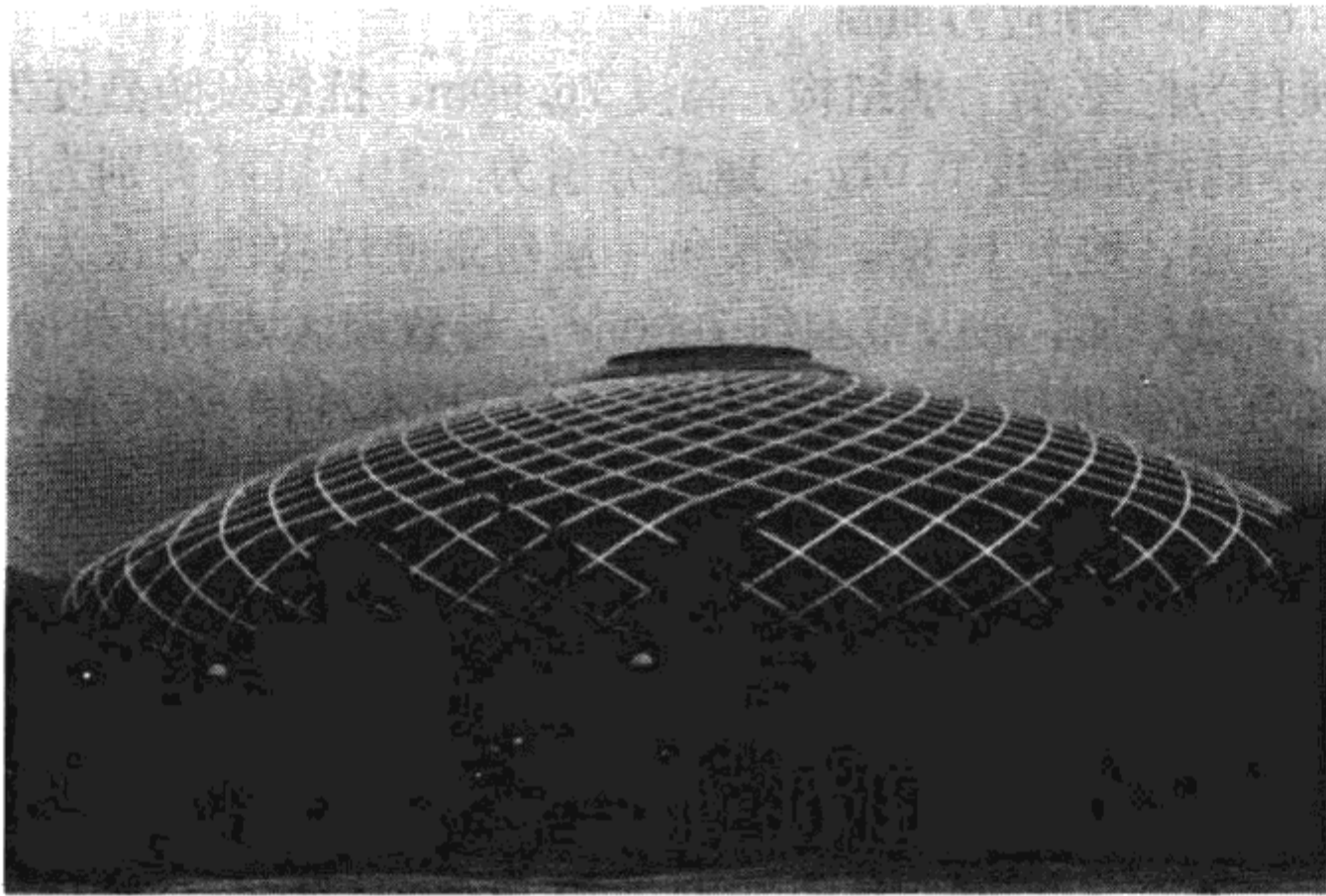
该项目为新建项目，业主要求加固后使用年限应为 50 年，同时由于竣工时间已确定，要求加固施工周期不应多于 45d。经过多方案比较后，主梁、次梁均采用了体外预应力加固技术，满足了业主要求。结构示意图如图 1-12 所示。通过采用预应力技术减少了现场加固工程的施工量，节约了加固工程造价和工期，同时由于预应力加固方法不使用胶材，加固后正常使用年限可与原设计年限相同。

### 1.5.9 预应力钢结构

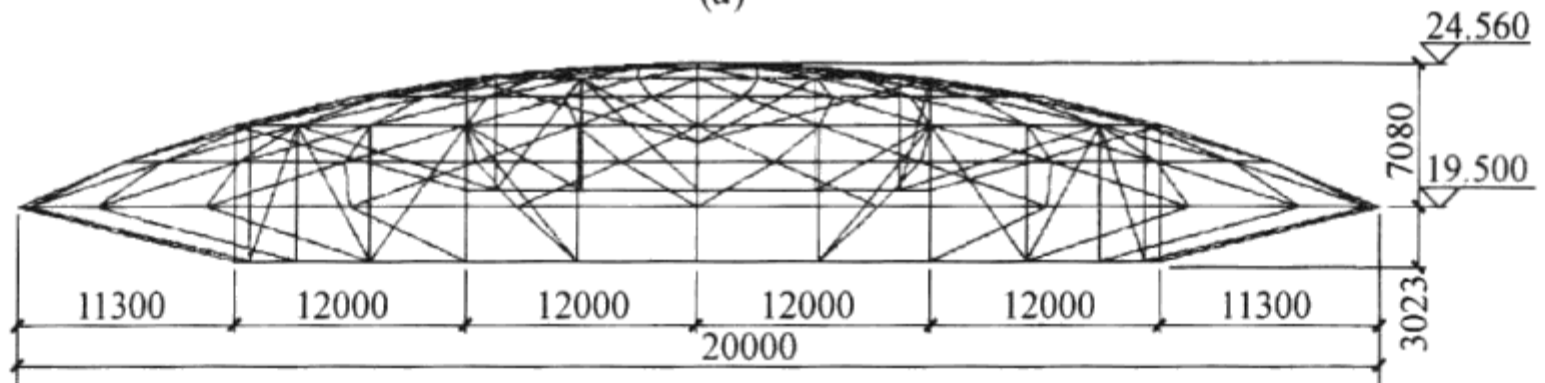
深圳坪山体育中心体育馆是 2011 年世界大学生运动会篮球比赛用场馆，体育馆总面积 1.6 万 m<sup>2</sup>，总座位数 4600 个，体育馆屋面钢结构采用预应力弦支穹顶结构体系，整个屋盖曲面面积为 4753m<sup>2</sup>。该弦支穹顶结构由上部单层网壳和下部弦支索杆体系构成，上部网壳杆件采用圆钢管，下部索杆体系为肋环型，下部索杆体系由环向索和径向拉杆组成，共设 2 环，其中环向索为平行钢丝绳索，径向钢拉杆为高强合金钢棒，各环向索均为单索，撑杆采用圆钢管。

钢屋盖所采用的弦支穹顶跨度为 72m，矢高为 7.2m，矢跨比为 0.1，整个屋盖结构支撑于圆周边 24 根混凝土柱上，结构简图如图 1-13 所示。

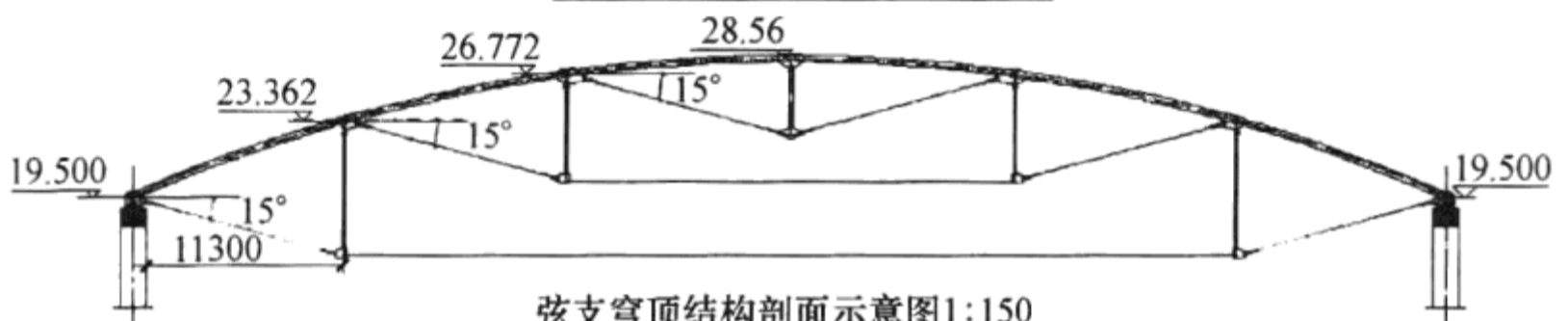
在本工程中，预应力技术为弦支穹顶结构提供了刚度，调整了结构内力分布，降低了结构内力峰值，并保证了整体结构的稳定。在施加预应力大小的设计时，预应力过小起不到改善结构受力性能的作用，预应力过大则会造成上部网壳结构的负担和对周边构件产生较大的反向径向约束，从而起到不利作用。



(a)

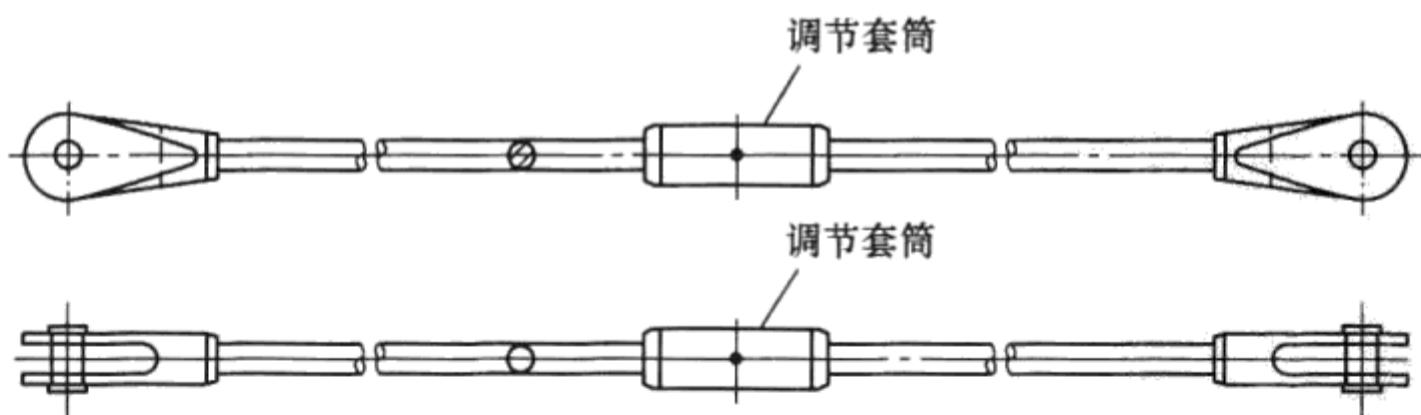


弦支穹顶结构立面布置图1:150



弦支穹顶结构剖面示意图1:150

(b)



(c)

图 1-13 预应力钢结构示意图

(a) 工程图片; (b) 整体结构示意图; (c) 径向预应力钢拉杆示意图

### 1.5.10 高层无粘结预应力板

天府喜来登酒店位于成都，该项目由裙楼和主楼两部分组成，总建筑面积为 7.5 万  $\text{m}^2$ 。其中地下 2 层，约 1.9 万  $\text{m}^2$ ；裙房 4 层（局部 5 层），面积 2.6 万  $\text{m}^2$ ；主楼 32 层，面积 2.7 万  $\text{m}^2$ 。建筑总高度为 133.8m，标准层层高为 3.1m。

该项目主楼为宾馆。原设计采用普通现浇钢筋混凝土框筒结构，楼盖为梁板体系，层高为 3.6m，共 29 层。经过方案的对比，在标准层中全部采用后张无粘结预应力平板体系，使层高降为 3.1m，楼层高度减少 500mm，从而在建筑总高度不变的情况下，增加了 3 层建筑面积。

该项目主楼标准层全部采用后张无粘结预应力平板，板最大跨度为 9.6m，板厚 210mm，设计活荷载  $4\text{kN}/\text{m}^2$ ，第 7 和第 31 层为设备层，层高 2.2m，第 20 层为避难层兼设备层，层高 5.3m。无粘结预应力筋采用高强钢丝束（每束 7 根  $\Phi^5$  高强钢丝），强度为 1570MPa。无粘结预应力高强钢丝束均采用一端张拉方式。固定端锚固在筒体剪力墙或剪力墙连梁内，张拉端设置在外侧边梁处。为了适应卫生间大开洞的要求，无粘结预应力钢筋在开洞两侧采用非均匀布置，并在洞口周边采取局部构造加强措施。如图 1-14 所示。

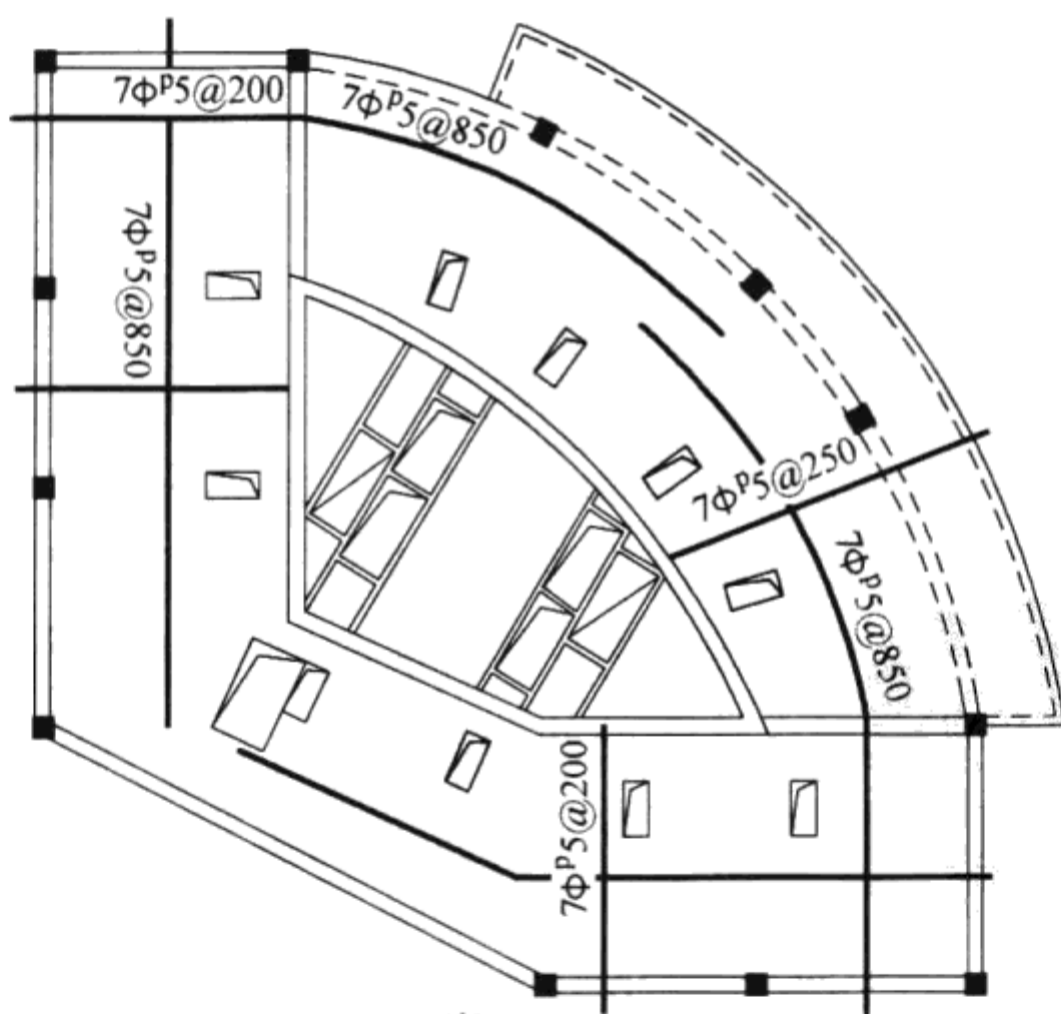
### 1.5.11 无粘结预应力筒仓

该项目为成都污水处理厂中的圆形污水消化池，消化池的直径为 27m，高 20m，壁厚 0.5m，如图 1-15 所示。由于消化池的柱壳环拉力较大，在满足抗裂要求的条件下，采用非预应力结构方案时，柱壳厚度需 1.5m 左右，其底板厚度也要相应增大，同时带来了大体积混凝土施工的问题和难度，因此在消化池壁中采用了无粘结预应力技术，减少了工程量及施工难度，取得了较好的经济效果。

根据工程的实际情况，在综合考虑预应力损失和施工条件等因素后，沿消化池周边设置 6 个扶壁柱用以锚固预应力筋。每圈预应力筋分 3 段张拉，每段预应力筋包角  $120^\circ$ 。为了减小摩擦损



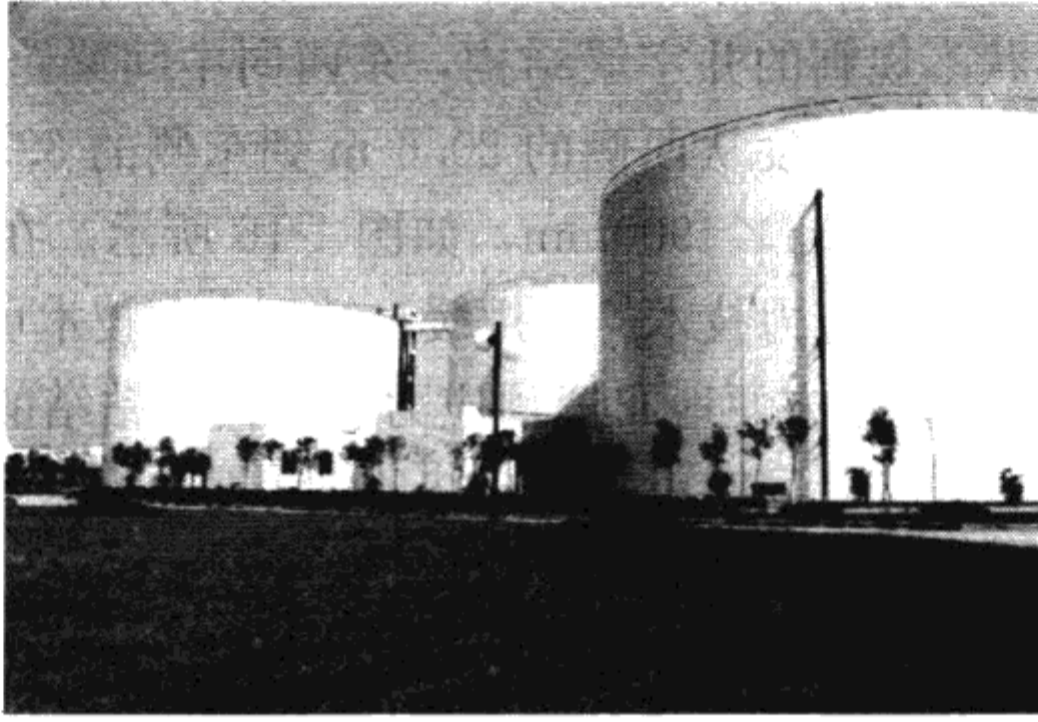
(a)



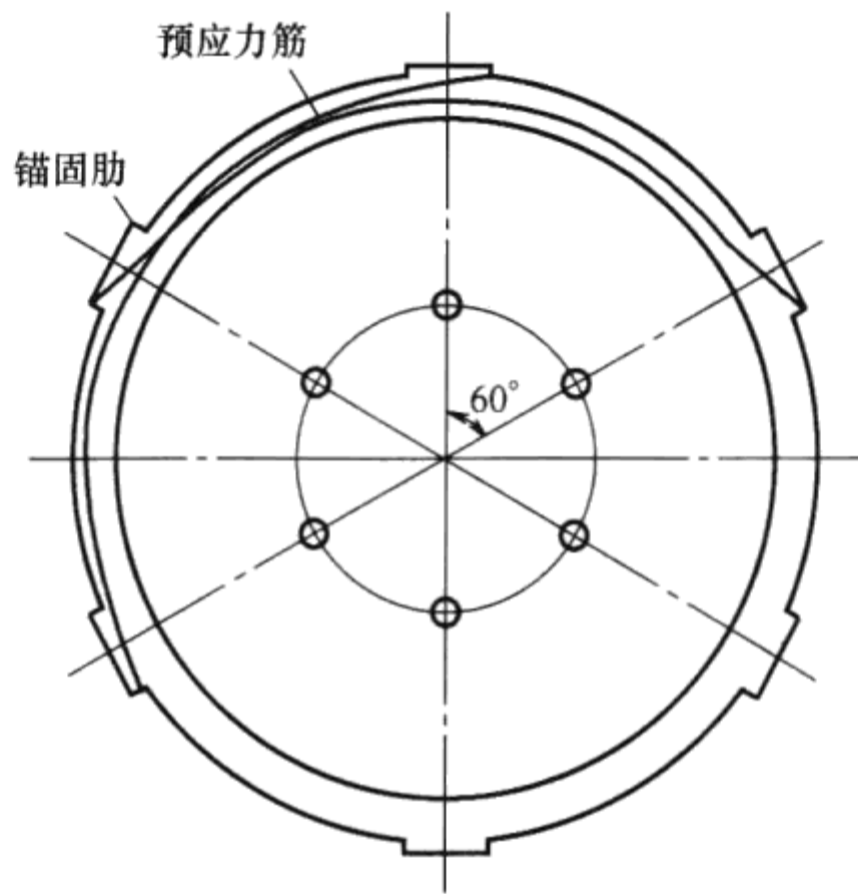
(b)

图 1-14 无粘结预应力板结构  
(a) 工程图片; (b) 结构平面示意图

失的不均匀性，上下相邻 2 圈预应力筋相互交错锚固于锚固肋上，使柱壳沿圆周获得较均匀的预压应力。



(a)



(b)

图 1-15 无粘结预应力筒仓

(a) 工程图片；(b) 预应力钢筋布置示意图

### 1.5.12 缓粘结预应力的应用

缓粘结预应力技术是在有粘结预应力技术和无粘结预应力技术之后发展起来的一种新的预应力技术。缓粘结预应力技术具有

无粘结预应力技术施工方便和有粘结预应力技术所具有的结构延性好、抗震性能优等特点。

承德城市规划展览馆工程地上为 5 层，第 5 层屋面为大跨度、周边形状不规则的井字梁结构，东西向中间梁跨度为 32.4 m，南北向井字梁跨度从西侧的 20.6 m 到东侧的 33.2m 不等，井字梁截面为 500mm×1900mm，如图 1-16 所示。在预应力梁中采用了缓粘结预应力技术。采用缓粘结预应力技术可以在宽度为 500mm 的梁内很方便地布置预应力筋，比有粘结的金属波纹管施工更方便快捷；同时由于缓粘结预应力筋在构件开裂后与混

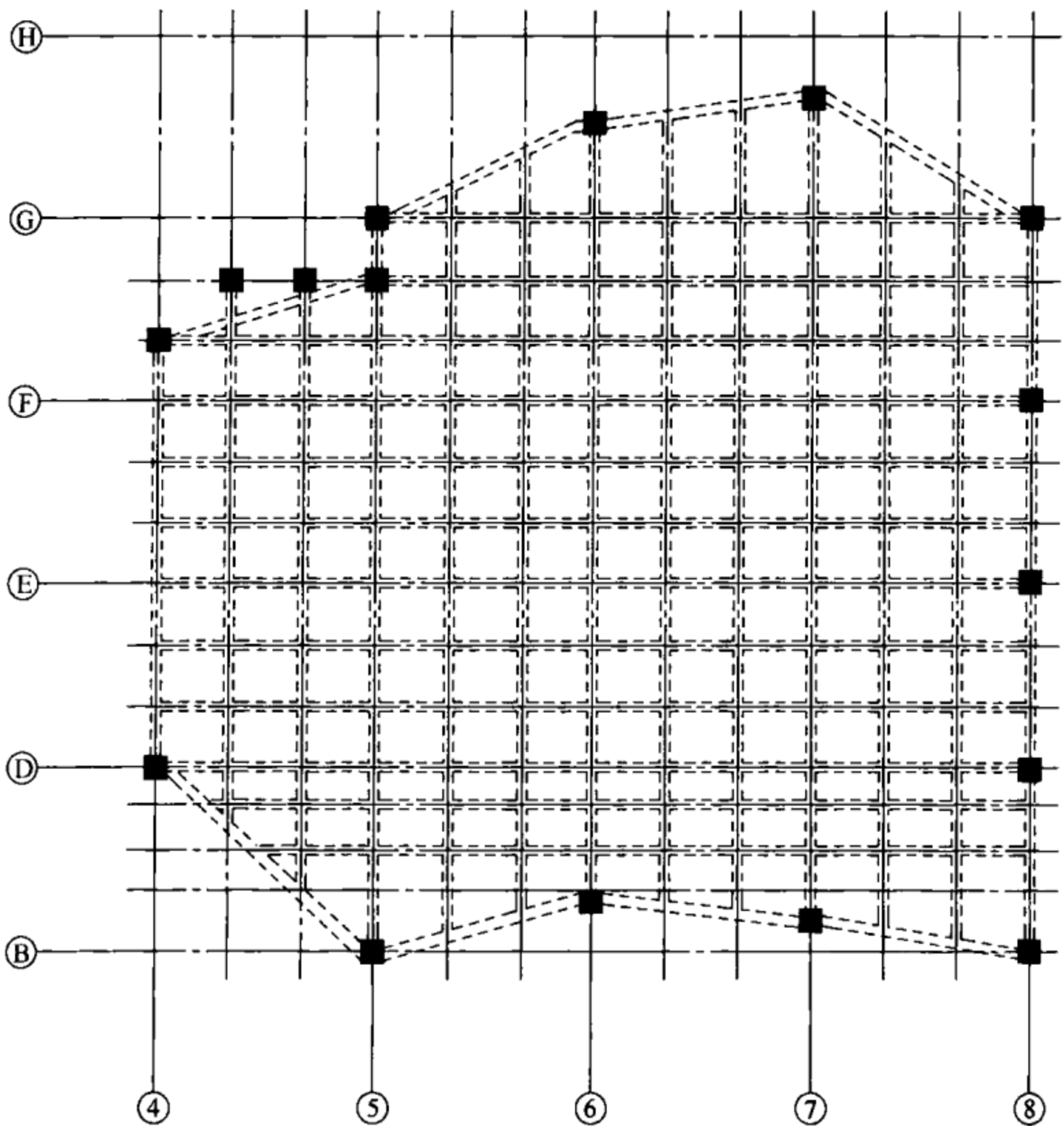


图 1-16 结构平面示意图

凝土之间存在粘结力而有效地控制了裂缝宽度，因此具有比无粘结预应力筋更高的设计强度，构件比无粘结预应力构件具有更好的延性。

### 1.5.13 预应力在超长结构中的应用

成都双流国际机场第二航站楼（简称 T2 航站楼）为中国建筑西南设计研究院有限公司设计，分为大厅，左、右连廊，D、E、F、G 指廊共七部分，其间由 100mm 宽的防震缝分开，建筑面积 29.62 万  $m^2$ 。基本柱网  $16m \times 16m$ ；大厅平面轴线尺寸  $496m \times 154.6m$ ，未设缝，地下 2 层，地上 4 层；D、E、F 指廊平面主要轴线尺寸均为  $157.1m \times 38m$ ，G 指廊平面主要轴线尺寸为  $176m \times 38m$ ，地上 3 层，顶层钢筋混凝土楼面标高 8.200m。该结构为超长预应力钢筋混凝土框架结构，典型框架梁截面为  $1400mm \times 1000mm$ 、 $1200mm \times 1000mm$ ，次梁截面为  $300mm \times 950mm$ 、 $400mm \times 900mm$ ，板厚 120mm。在设计中，为了控制温度对超长结构开裂的影响，主次梁均施加了预应力，结构的平均预压应力在 1MPa 左右，结构平面示意图见图 1-17。

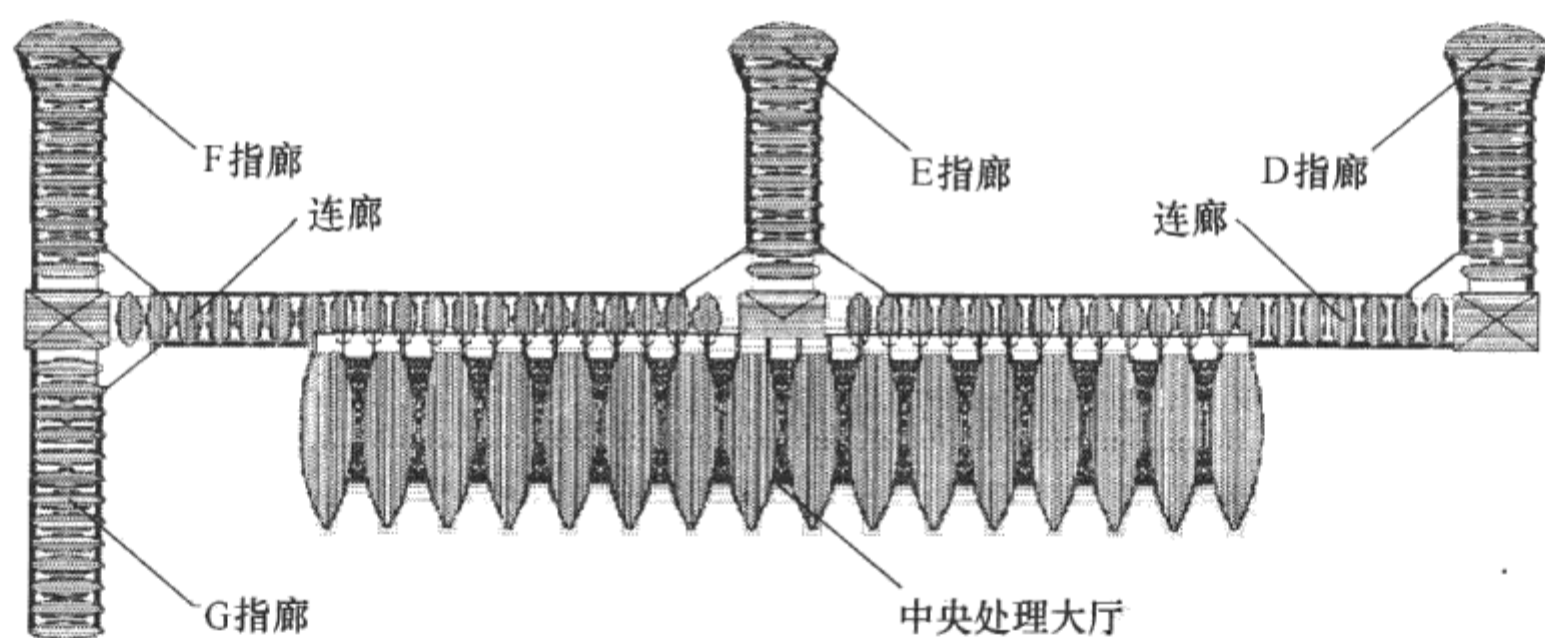


图 1-17 结构平面示意图

## 第 2 章 预应力材料

### 2.1 预应力钢筋

后张预应力结构中，预应力钢筋应当具有高强度、良好的延性及良好的粘结性能。预应力钢筋中有效预应力的 $\sigma_{pe}$ 大小，取决于预应力筋张拉控制应力 $\sigma_{con}$ 的大小。考虑到预应力结构在施工以及使用过程中将出现的各种预应力损失，只有采用高强钢筋，才有可能建立较高的有效预应力。预应力钢筋的延性是实现预应力结构延性破坏的保证，为了满足预应力钢筋弯曲和转折的要求，预应力钢筋也必须具有足够的延性，即预应力筋必须满足一定的拉断延伸率和弯折次数的要求。在后张法预应力构件中，为了使预应力筋与周围的混凝土形成一个整体来共同承受外荷载，预应力钢筋与孔道后灌水泥浆之间应有较高的粘结强度。

常用的预应力筋可分为钢绞线、消除应力钢丝和预应力螺纹钢筋三类。

#### 2.1.1 预应力钢筋的力学性能

现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 对预应力钢筋的力学性能规定见表 2-1~表 2-3。

预应力钢筋在最大力下的总伸长率不应小于 3.5%。

#### 2.1.2 预应力钢筋进场检验

按设计要求选用的预应力钢筋应满足《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224、《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223、《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T 20065 等标准的要求，具有产品合格证，出厂检验报告，材料进场后按《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的要求，每 60t 为一批，每批抽取一组试件，进行预应力钢筋抗拉强度的进场复检，合格后方可用于工程。

预应力钢筋强度标准值 (N/mm<sup>2</sup>)

表 2-1

种类		符号	直径 $d$ (mm)	屈服强度 标准值 $f_{pyk}$	极限强度 标准值 $f_{ptk}$
钢绞线	1×7	$\phi^s$	9.5、12.7	—	1720
			15.2、17.8	—	1860
				—	1960
			21.6	—	1860
消除应力钢丝	光面 螺旋肋	$\phi^P$	5	—	1570
				—	1860
		$\phi^H$	7	—	1570
			9	—	1470
				—	1570
预应力螺纹 钢筋	螺纹	$\phi^T$	18、25、	785	980
			32、40、	930	1080
			50	1080	1230

预应力钢筋强度设计值 (N/mm<sup>2</sup>)

表 2-2

种类	极限强度标准值 $f_{ptk}$	抗拉强度设计值 $f_{py}$	抗压强度设计值 $f'_{py}$
钢绞线	1570	1110	390
	1720	1220	
	1860	1320	
	1960	1390	
消除应力钢丝	1470	1040	410
	1570	1110	
	1860	1320	
预应力螺纹钢筋	980	650	410
	1080	770	
	1230	900	

预应力钢筋弹性模量 ( $\times 10^5 \text{ N/mm}^2$ )

表 2-3

种类	弹性模量 $E_s$
钢绞线	1.95
消除应力钢丝	2.05
预应力螺纹钢筋	2.00

## 2.2 混凝土

后张法预应力混凝土结构中所采用的混凝土应具有强度高和收缩徐变小的特点。

采用高强混凝土，首先是因为需要与高强预应力钢筋相匹配，以充分发挥材料强度，有效减小构件截面尺寸和自重，适应大跨度的要求；其次是由于高强混凝土具有较高的弹性模量，从而具有更小的弹性变形和与强度有关的塑性变形，预应力损失也可相应减小。此外，高强混凝土具有更高的抗拉强度、局部承压强度以及较强的粘结性能，从而可推迟构件正截面和斜截面裂缝的出现，有利于预应力筋的锚固。后张法预应力结构中混凝土的强度等级不宜低于 C40。

在后张法预应力混凝土结构中采用低收缩、低徐变的混凝土，一方面可以减小由于混凝土收缩、徐变产生的预应力损失；另一方面，也可以有效控制预应力混凝土结构的徐变变形。为了减小混凝土的收缩、徐变，需要注意控制混凝土水灰比和外加剂掺量，并选择适当的骨料种类和掺量。

## 2.3 预应力孔道及灌浆材料

### 2.3.1 预应力孔道的基本性能要求

后张法混凝土构件的预留孔道通常采用预埋管道的方式，即在预应力混凝土构件中根据设计要求，在混凝土浇筑前预先将管道留设材料埋入，从而形成预留孔道。最常采用的预留孔道材料为金属波纹管（图 2-1）。金属波纹管的性能除外观尺寸外，主

要有径向刚度和抗渗漏性能。圆形金属波纹管所采用的钢带厚度与圆管内径的关系应符合表 2-4 要求。

### 2.3.2 预应力孔道的检验要求

金属波纹管应满足《预应力混凝土用金属波纹管》JG 225—2007 标准的要求，

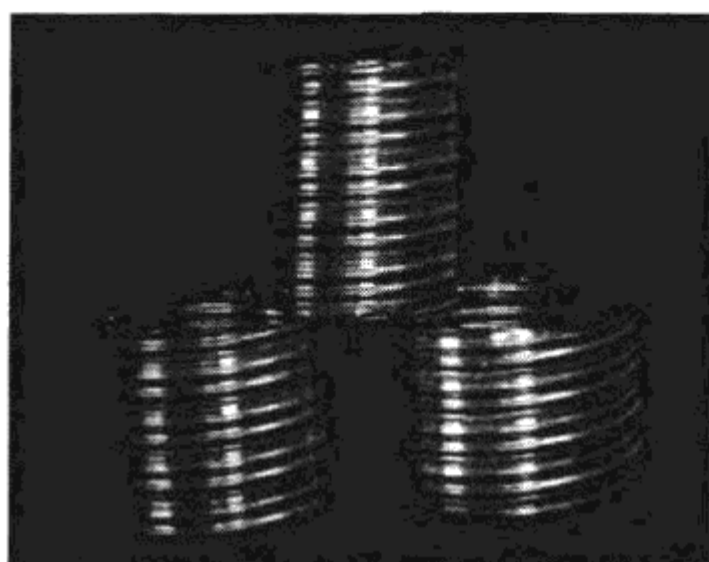


图 2-1 金属波纹管示意图

具有产品合格证、出厂检验报告；金属波纹管进场后，应在每一进场批次中选取数量最多的规格，进行外观、径向刚度和抗渗漏性能的抽检，抽样数量不少于 3 件。对用量较少的一般工程，当有可靠依据时，可不作进场复验。

圆形金属波纹管钢带厚度与圆管内径

表 2-4

圆管内径(mm)		40,45	50,55, 60,65	70,75	80	85,90	96,102,108, 114,120,126	132
最小钢带 厚度(mm)	标准型	0.28	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40
	增强型	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.50	0.60

#### 1. 金属波纹管径向刚度检验的试验方法

##### (1) 集中荷载作用下刚度试验方法

试件长度取  $5d$  ( $5d_e$ ) 且不小于 300mm。如图 2-2 所示，通过放置在波谷位置的直径 10mm 圆钢，在最小刻度不低于 10N 的万能试验机上，以不超过 20N/s 的速度施加集中荷载至规定值。

##### (2) 均布荷载作用下刚度试验方法

试件长度取  $5d$  ( $5d_e$ ) 且不小于 300mm。如图 2-3 所示，通过上、下加荷板和海绵垫，在最小刻度不低于 10N 的万能试验机上，以不超过 20N/s 的速度施加集中荷载至规定值。

##### (3) 变形测量方法

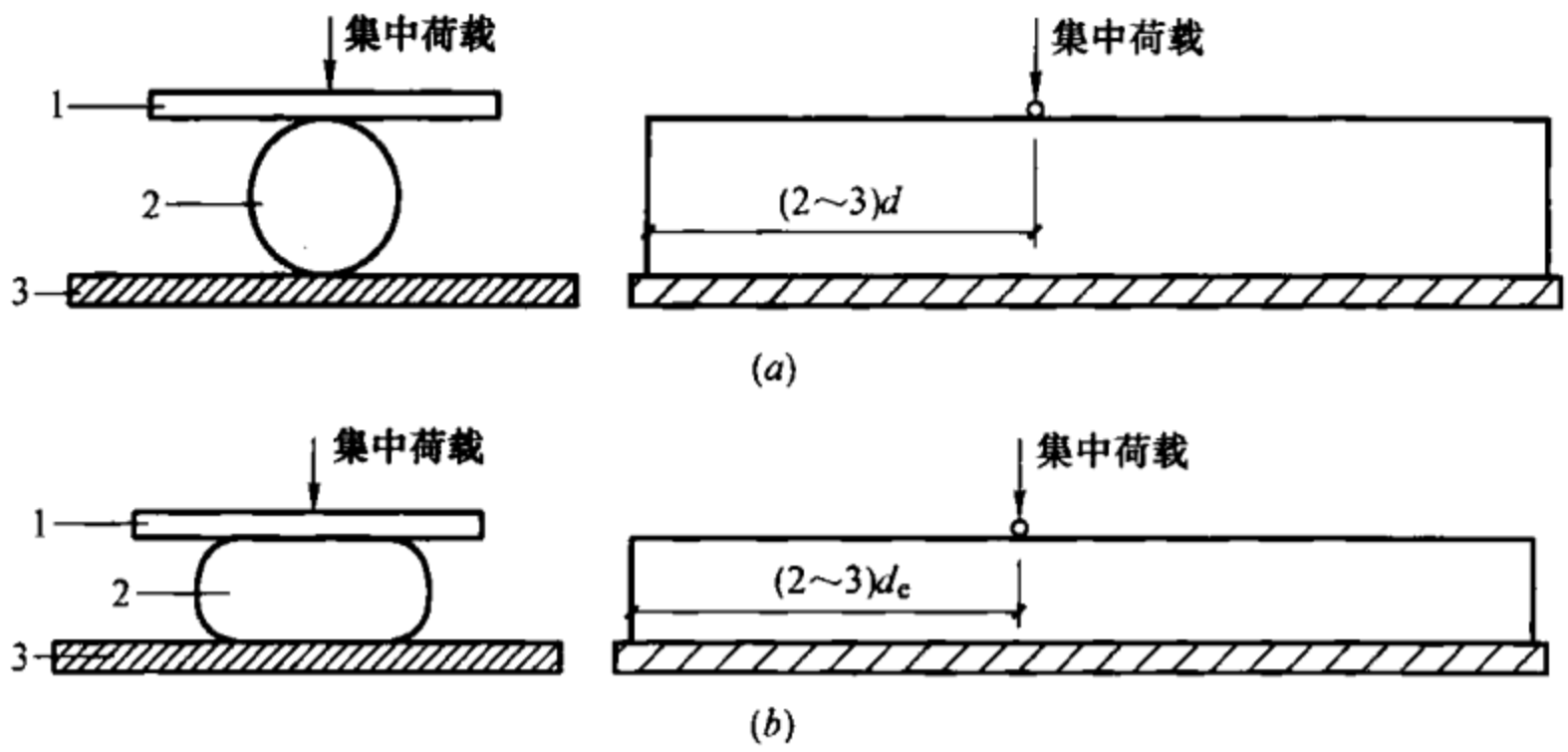


图 2-2 集中荷载作用下刚度试验方法

1— $\phi 10$  圆钢；2—试件；3—试验台座

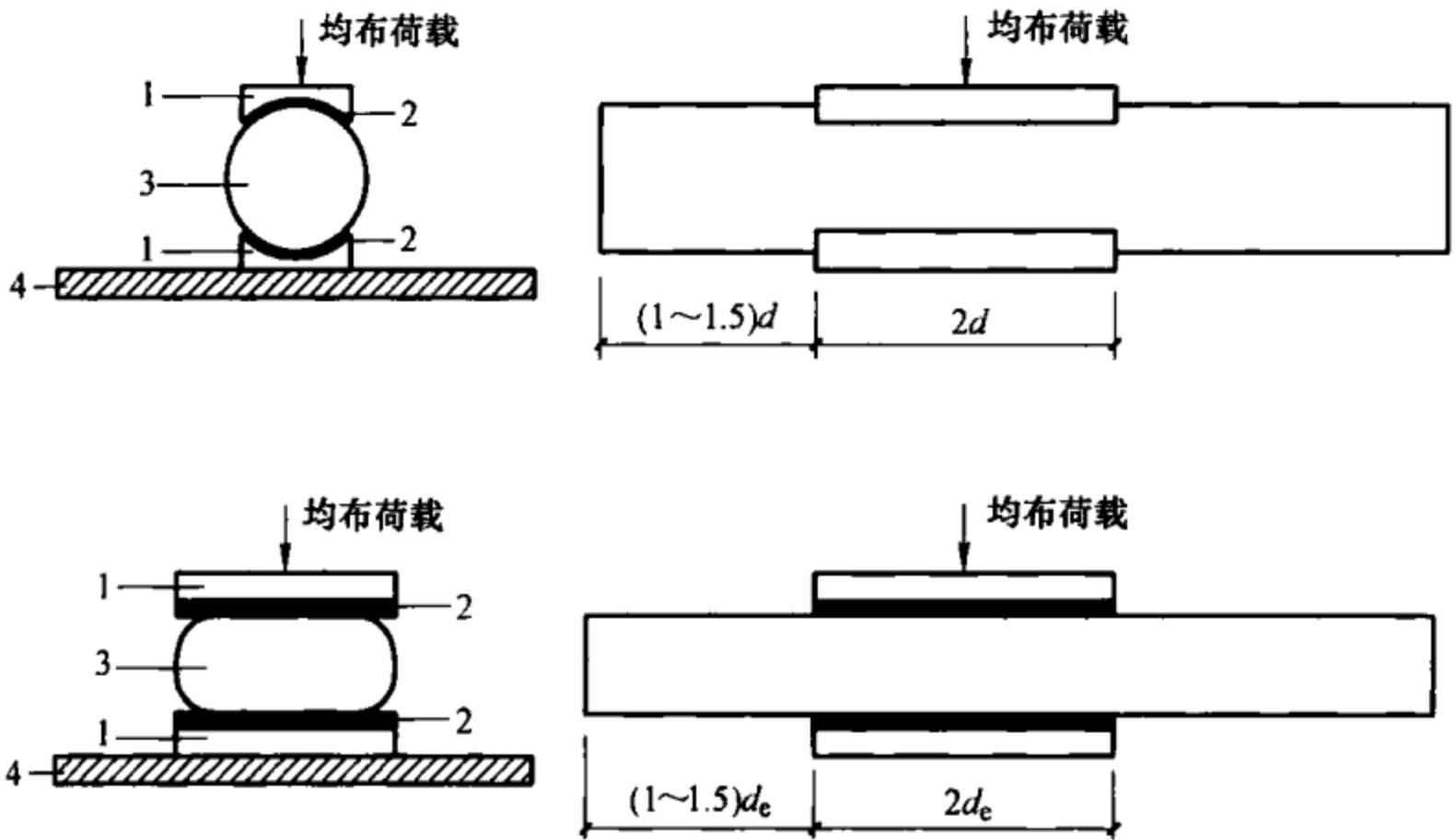


图 2-3 均布荷载试验加载方法

1—加荷板；2—10mm 厚海绵垫；3—试件；4—试验台座

荷载试验时，可用百分表直接测量在作用力方向上的外径变形；也可用试验机绘出的力-位移曲线来计算作用力方向上的外径变形。荷载达到 10N 以前的外径变形不予计入。

## 2. 金属波纹管抗渗漏性能检验的试验方法

## (1) 承受集中荷载后抗渗漏性能试验方法

### 1) 试件制作

试件长度取  $5d$  ( $5d_c$ ) 且不小于 300mm。按集中荷载作用下径向刚度试验方法, 将直径 10mm 圆钢放置在金属波纹管咬口位置, 施加集中荷载至变形达到圆管内径或扁管短轴尺寸的 20%, 制成集中荷载作用后抗渗漏性能试验试件。

### 2) 试验方法

试件竖放, 将加荷部位置于下部, 下端封严。用水灰比为 0.50 的普通硅酸盐水泥配制的纯水泥浆灌满试件, 观察表面渗漏情况 30min, 应满足允许渗水, 但不允许流浆的要求; 也可用清水灌满试件; 如果试件不渗水, 可不再用水泥浆进行试验。

## (2) 弯曲后抗渗漏性能试验方法

### 1) 试件制作

将预应力混凝土用金属波纹管弯成圆弧, 圆弧半径为: 圆管试件为 30 倍内径且不大于 800 倍组成预应力筋的钢丝直径; 扁管试件短轴方向为 4000mm。圆管试件和扁管试件长度与内径的关系对应见表 2-5 和表 2-6。

圆管试件长度与内径关系对应表 (mm)

表 2-5

内径	<70	70~100	>100
试件长度	2000	2500	3000

扁管试件长度与内径关系对应表 (mm)

表 2-6

扁管规格	短轴 $h$	20	20	20	22	22	22
	长轴 $b$	52	65	78	60	76	90
试件长度		2000			2500		

### 2) 试验方法

试件放置方法见图 2-4, 下端封严, 用水灰比为 0.50 的普通硅酸盐水泥配制的纯水泥浆灌满试件, 观察表面渗漏情况 30min, 应满足允许渗水但不允许流浆的要求; 也可用清水灌满试件; 如果试件不渗水, 可不再用水泥浆进行试验。

### 2.3.3 预应力孔道灌浆

在后张法预应力混凝土构件中，为了防止预应力筋的锈蚀并使预应力筋与周围混凝土结合成一个整体，在预应力筋张拉完后，需向预留孔道内压注灌浆材料。灌浆材料可以采用水泥净浆或专用的预应力孔道灌浆材料。

水泥净浆应当采用普通硅酸盐水泥，水泥强度等级不应低于 42.5MPa，水泥净浆的水灰比应控制在 0.45 以内，搅拌后 3h 的泌水率不宜大于 2%，且不应大于 3%；水泥净浆的强度等级不应低于 M30。为了提高孔道灌浆的密实度，可以在水泥净浆中掺加适量的减水剂及膨胀剂。

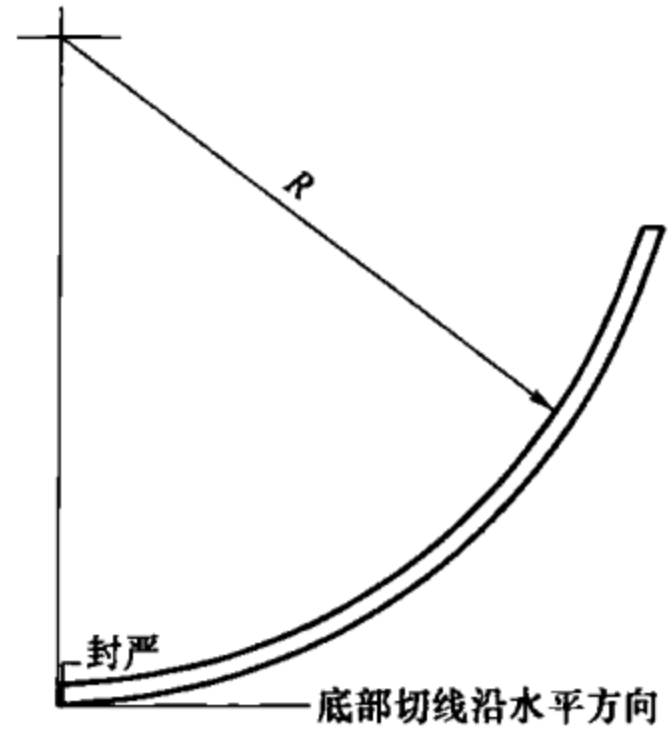


图 2-4 弯曲后抗渗漏性能试验方法

## 2.4 预应力锚具

### 2.4.1 预应力锚具的选用

预应力锚具是后张法预应力混凝土结构中锚固预应力钢筋的装置，它是预应力有效传递及预应力钢筋发挥作用的关键部件。

根据预应力钢筋的种类，常用的预应力锚具主要有锚头锚具、夹片锚具和螺母三大类，图 2-5 为锚具的示意图。对应于不同的预应力钢筋，可按表 2-7 选择预应力锚具。

### 2.4.2 预应力锚具基本性能要求

根据《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的要求，预应力锚具的性能包括静载锚固性能、疲劳荷载性能、周期荷载性能以及其他辅助性能的要求。

静载锚固性能是通过预应力钢筋-锚具组装件静载试验（图 2-6）确定，试验结果应同时满足锚具效率系数（ $\eta_a$ ）等于或大于 0.95 和预应力筋总应变（ $\epsilon_{apu}$ ）等于或大于 2% 两项要求，即：

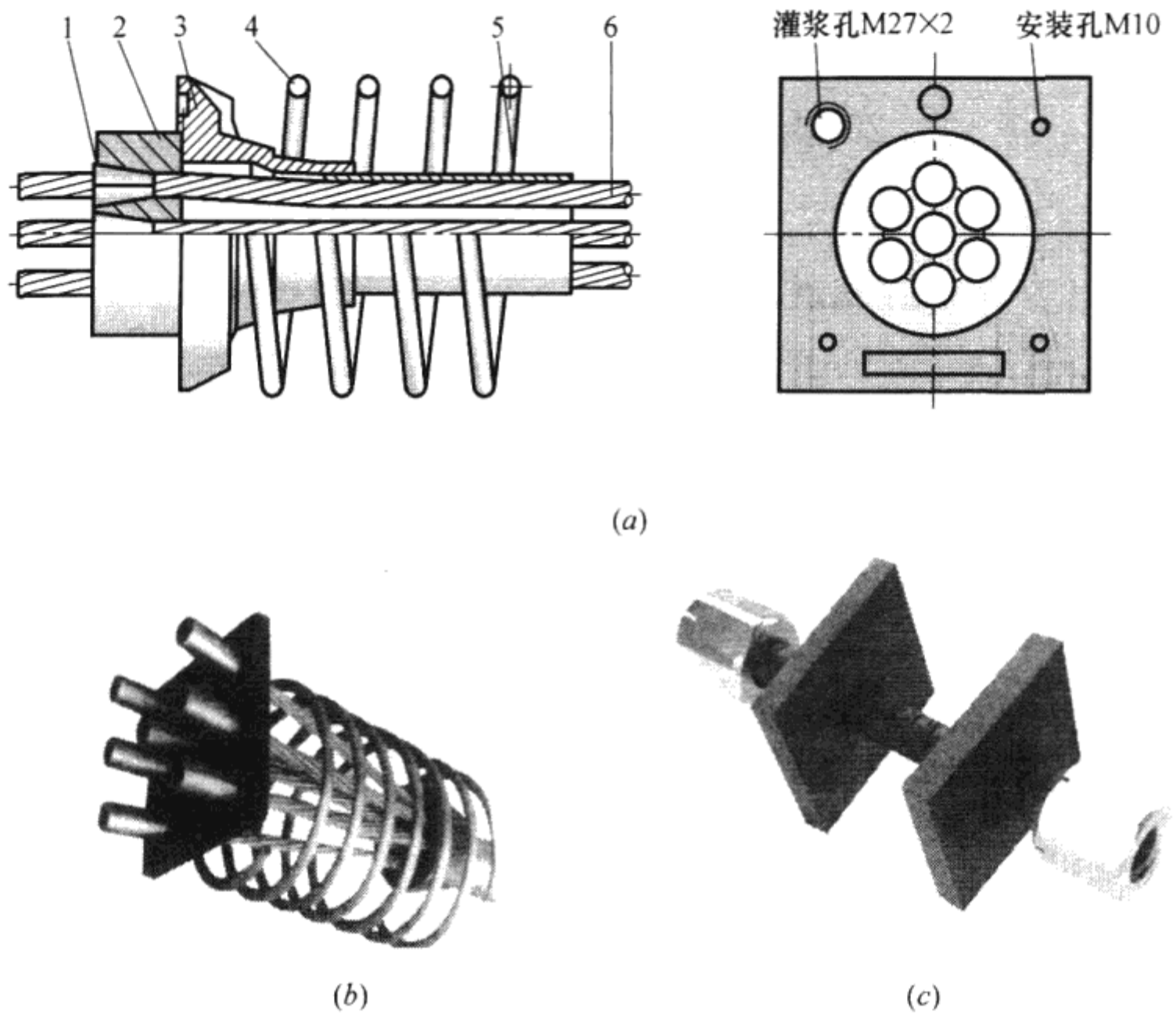


图 2-5 锚具示意图

(a) 夹片锚; (b) 挤压锚; (c) 精轧螺纹钢筋螺母

1—夹片; 2—锚板; 3—锚垫板; 4—螺旋筋; 5—波纹管; 6—钢绞线

预应力锚具选用表

表 2-7

预应力筋	预应力钢筋种类	张拉端	锚固端
有粘结	螺纹钢筋	镦头锚具、夹片锚具、螺母	镦头锚具、夹片锚具、螺母
	钢绞线	夹片锚具	夹片锚具、挤压锚具、压花锚具
	钢丝束	夹片锚具、镦头锚具	镦头锚具、挤压锚具

$$\eta_a = \frac{F_{apu}}{\eta_p F_{pm}} \geq 0.95, \epsilon_{apu} \geq 2\%$$

式中  $F_{apu}$ ——预应力钢筋-锚具组装件实测极限拉力;

$F_{pm}$ ——预应力筋的实际平均极限抗拉力, 由预应力钢材试件实测破断荷载平均值计算得出;

$\eta_p$ ——预应力筋效率系数，预应力钢材 1~5 根时，取 1；6~12 根时，取 0.99；13~19 根时，取 0.98；20 根以上时，取 0.97。

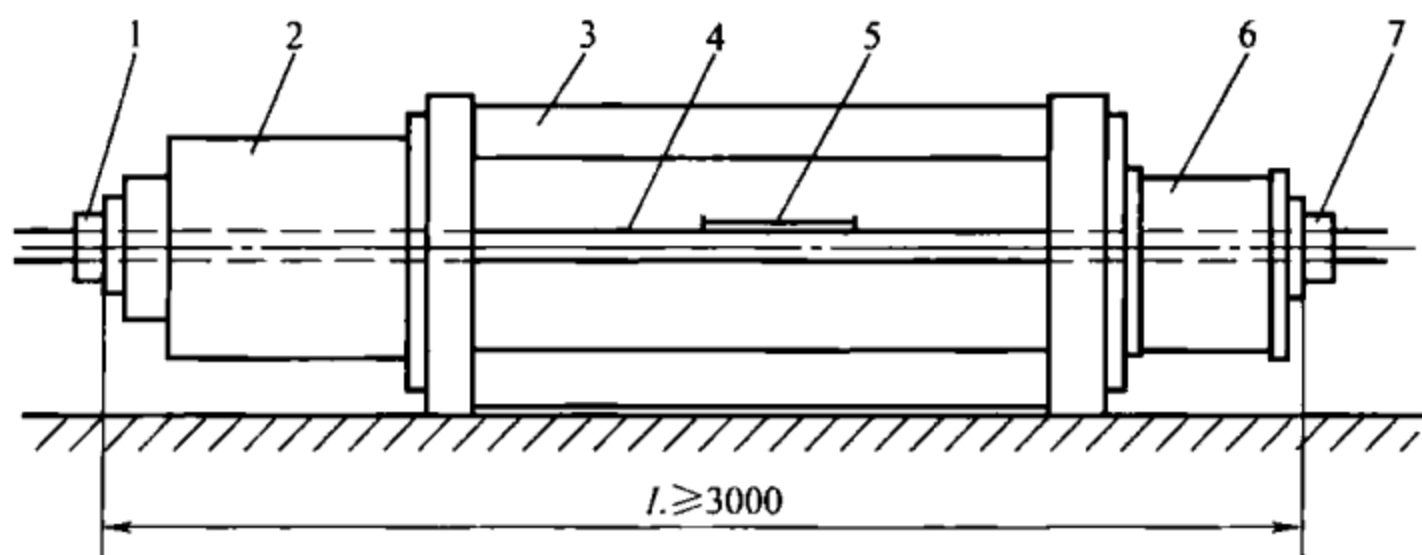


图 2-6 预应力钢筋-锚具组装件静载试验装置示意图

1—张拉端试验锚具或夹具；2—加载用千斤顶；3—承力台座；4—预应力筋；  
5—测量总应变的装置；6—荷载传感器；7—固定端试验锚具或夹具

疲劳荷载性能是指预应力钢筋-锚具组装件除应满足静载锚固性能外，尚应满足循环次数为 200 万次的疲劳性能试验。当预应力钢筋为钢绞线时，试验应力上限应为预应力钢筋抗拉强度标准值  $f_{ptk}$  的 65%，疲劳应力幅度不应小于 80MPa。

周期荷载性能是针对在有抗震要求的结构中使用的锚具，预应力钢筋-锚具组装件应满足循环次数为 50 次的周期荷载试验。试验应力上限应为预应力钢筋抗拉强度标准值  $f_{ptk}$  的 80%，下限应为预应力钢筋抗拉强度标准值  $f_{ptk}$  的 40%。

### 2.4.3 预应力锚具现场检验要求

按设计要求采用的预应力筋锚具，进场时应具有产品合格证、出厂检验报告，其性能应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的要求。预应力筋锚具进场后，应按照《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85—2010 的要求进行进场复验，每个检验批的锚具数量不宜大于 2000 套，复验的内容除外观检查外，尚应进行硬度检验和静载锚固性能试验，对于锚具用量较少的一般工程，当有可靠

依据时，可不做静载锚固性能试验进场复验。

外观检查应按批抽取 2%且不少于 10 套样品进行检查；硬度检验应按批抽取 3%且不少于 5 套样品（夹片每套不应少于 6 片）；静载锚固性能试验应在外观检查和硬度检验均合格的锚具中抽取样品，与相应规格和强度等级的预应力钢筋组装成 3 个预应力钢筋-锚具组装件进行试验。

## 第3章 预应力作用的分析

### 3.1 概述

预应力结构中由于存在预加力的作用，使得预应力结构有别于普通混凝土结构，因此，在预应力结构设计中，首要的问题是要掌握如何对预应力的作用进行分析，从而能够正确评估预应力对结构所产生的影响。

自从林同炎提出预应力的荷载平衡法后，国内外对预应力作用的分析基本均采用该方法。荷载平衡法实际上就是根据预应力钢筋布置的形状以及预应力钢筋中的有效拉力，将预应力的作用等效为荷载作用，以便于进行计算分析。在采用该方法进行分析时，主要需解决以下几方面的问题：

- 1) 确定预应力钢筋索形；
- 2) 确定预应力钢筋有效预应力；
- 3) 确定预应力作用所产生的等效荷载；
- 4) 在整体结构中分析预应力等效荷载的作用效应。

预应力作用分析的基本流程是：根据外荷载的作用确定构件截面，按照荷载弯矩图的形状及预应力钢筋布置的基本构造要求确定预应力钢筋索形，初步估算预应力钢筋数量，计算预应力钢筋的预应力损失，计算预应力等效荷载，分析预应力等效荷载对结构整体产生的作用。预应力作用分析流程见图 3-1。

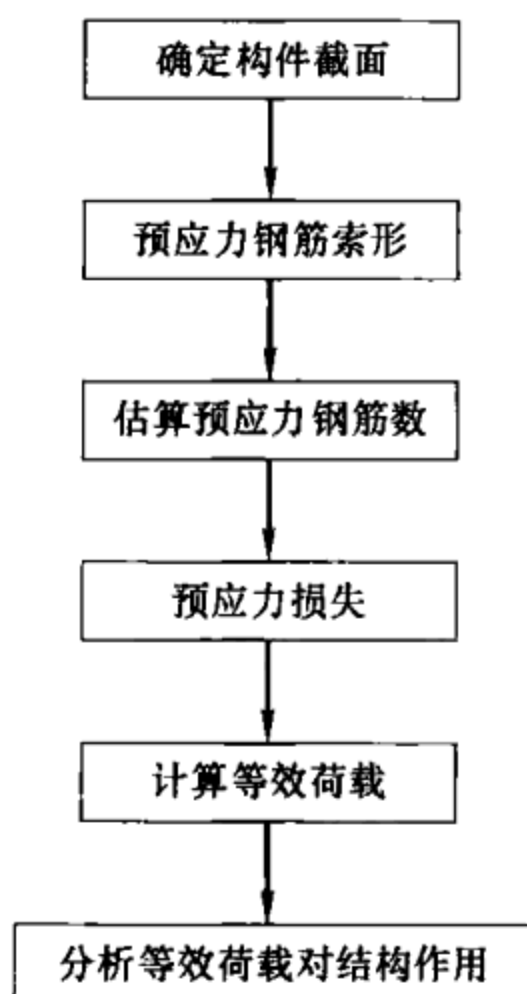


图 3-1 预应力作用分析流程图

## 3.2 确定预应力构件的截面尺寸

在框架结构中，一般情形下，当开间尺寸为 5~8m 时，框架梁梁高可取跨度的 1/15~1/20（表 3-1）；梁宽大致为梁高的 1/3 左右，框架主梁宽度不小于 350mm，也不宜大于柱宽 -100mm。特殊情况下梁高可取跨度的 1/22，梁宽可取柱宽 + 4 $h_f$ （ $h_f$  为板厚）。

预应力梁跨高比取值

表 3-1

类型	跨高比	类型	跨高比
框架梁	1/15~1/20	悬挑梁	1/8~1/10
次梁	1/20~1/25	简支梁	1/15~1/20
单向密肋梁	1/20~1/25	连续梁	1/18~1/25
双向井字梁	1/20~1/25	框架扁梁	1/18~1/30

## 3.3 预应力钢筋索形

### 3.3.1 预应力钢筋索形的基本参数

以单跨结构为例，对于跨度为  $L$  的预应力梁的预应力钢筋索形可以根据外荷载作用情况进行布置。为了充分发挥预应力钢筋的作用，预应力钢筋通常布置在构件受拉一侧。对于框架结构梁，预应力钢筋索形通常与框架结构梁受力后的弯矩图类似，即预应力钢筋在梁跨中部位放置在靠近梁底部，在梁支座部位放置在靠近梁顶部。预应力钢筋索形一般均采用四段抛物线形（图 3-2），整个索形的控制点为顶点标高、最低点标高以及反弯点位置。整个索形的顶点标高、最低点标高主要是考虑梁的保护层厚度、普通钢筋的位置、梁交叉时两个方向普通钢筋的布置以及预埋波纹管的直径等，张拉端还需要考虑预应力锚垫板的最小边距要求。预应力索形顶点标高的确定需要区分中间支座和端支座两种情况，考虑到避让上部双向贯通钢筋，中间支座处最外侧预应力钢筋中心距梁顶距离不小于 120mm；考虑到端部锚具设置的

局部承压要求，端支座处最外侧预应力钢筋中心距梁顶距离不小于 150mm，在跨中部位，最外侧预应力钢筋中心距梁底距离不小于 100mm；索形的反弯点水平位置一般可取  $(0.1 \sim 0.15)L$ ，通常取用  $0.125L$ 。

需要配置多排预应力钢筋时，各排预应力钢筋的索形应按照预埋孔道在竖直方向的净间距不小于孔道外径，且预应力钢筋的间距在梁端部满足锚垫板最小间距要求来确定。

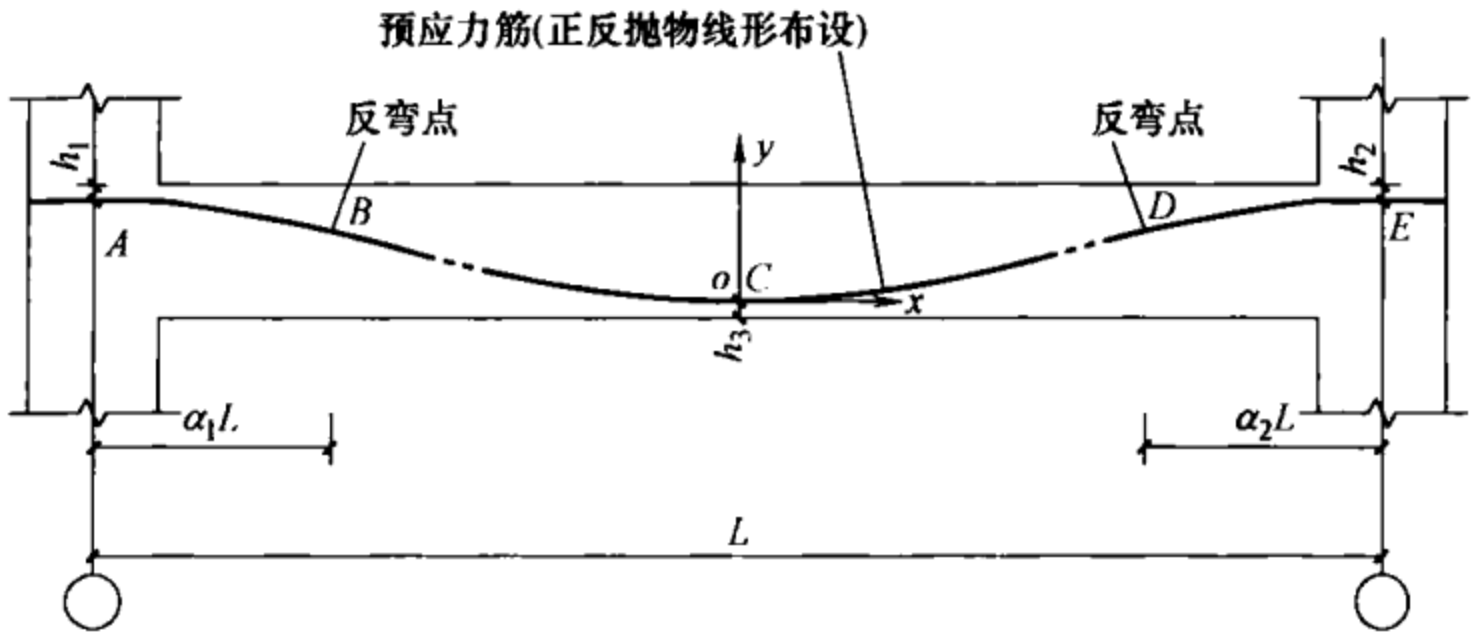


图 3-2 预应力钢筋曲线示意图

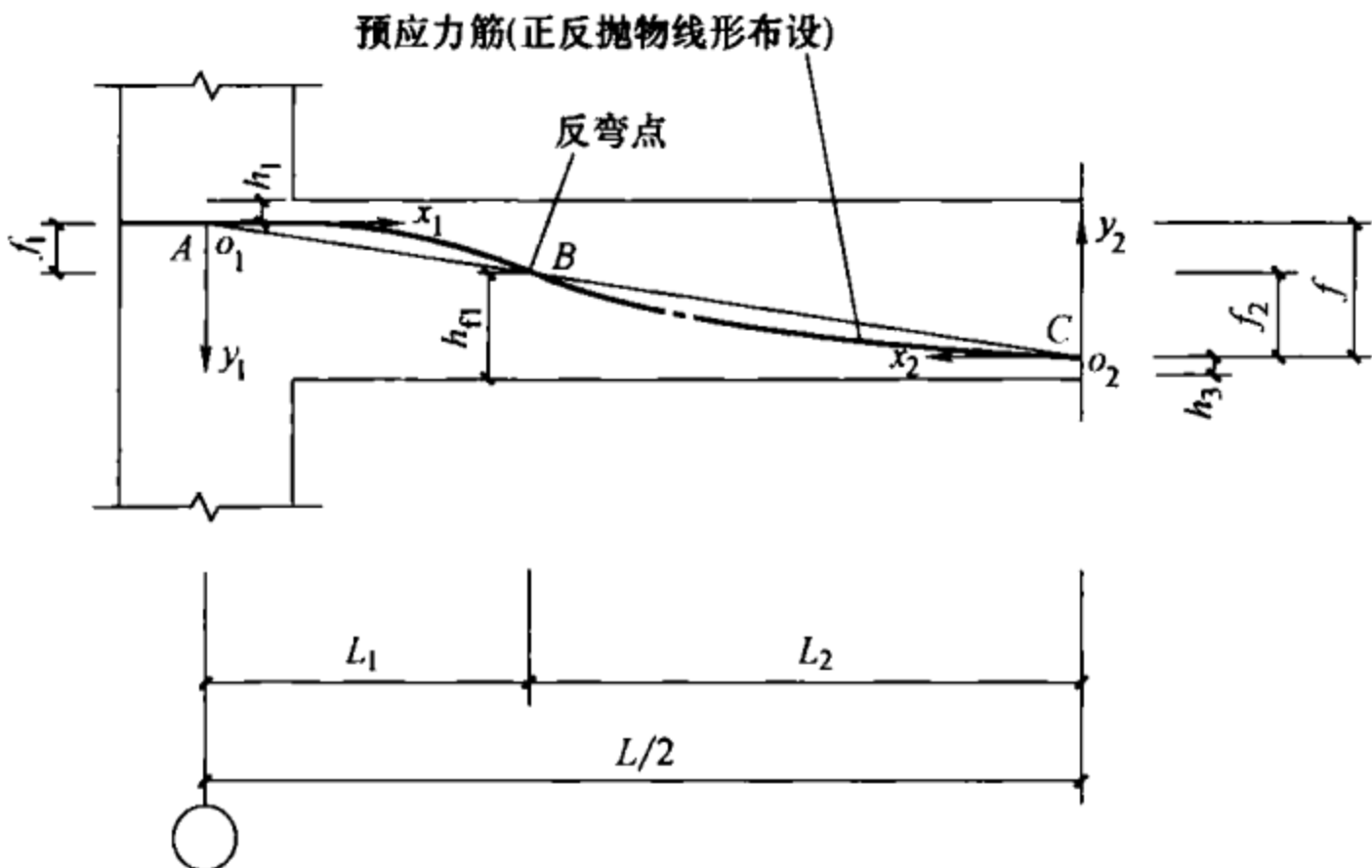


图 3-3 1/2 预应力钢筋曲线布置

按图 3-2 所示的预应力钢筋曲线，各段曲线应满足连续、平滑的要求。为了便于分析各段抛物线参数应满足的要求，取 1/2 曲线进行分析，如图 3-3 所示。在图 3-3 中，预应力钢筋曲线由 AB、BC 两段抛物线组成，A 为曲线高点，距梁顶面距离为  $h_1$ ，B 为曲线拐点（反弯点），距梁底面距离为  $h_2$ ，距 A 点水平距离  $L_1$ ，C 为曲线跨中最低点，距梁底面距离为  $h_3$ ，AB、BC 两段抛物线的矢高分别为  $f_1$  和  $f_2$ ，整个曲线的总矢高为  $f$ ， $f=f_1+f_2$ 。为了便于分析，分别以 A 点、C 点为原点，建立局部坐标系  $x_1o_1y_1$  和  $x_2o_2y_2$  求解两段曲线的相互关系。

在局部坐标系  $x_1o_1y_1$  中，以 A 为抛物线的原点，可以写出 AB 段抛物线方程为：

$$y_1 = \frac{f_1}{L_1^2} x_1^2$$

在 B 点的切线的斜率为  $y_1' = \frac{2f_1}{L_1}$

即  $\tan\theta_1 = \frac{2f_1}{L_1}$

同样，在局部坐标系  $x_2o_2y_2$  中，以 C 为抛物线的原点，可以写出 BC 段抛物线方程为：

$$y_2 = \frac{f_2}{L_2^2} x_2^2$$

在 B 点的切线的斜率为  $y_2' = \frac{2f_2}{L_2}$

即  $\tan\theta_2 = \frac{2f_2}{L_2}$

为使曲线平滑，在反弯点即 B 处的曲线斜率应相等，即：

$$\frac{f_1}{L_1} = \frac{f_2}{L_2}$$

移项后可得到

$$\frac{f_1}{f_2} = \frac{L_1}{L_2}$$

从上式可以看出，当 B 点位于 AC 连线上时，上式的相似关

系均能够成立，即保证两段抛物线能够平滑、连续的条件是反弯点  $B$  应在  $AC$  连线上滑动，因此，一旦反弯点  $B$  的水平位置确定后， $B$  点的竖向坐标就已确定。

进一步对上述表达式进行分析，令  $L_1 = \alpha L$

$$\text{则} \quad L_2 = \frac{L}{2} - \alpha L$$

$$\text{所以} \quad \frac{f_1}{f_2} = \frac{L_1}{L_2} = \frac{\alpha}{\frac{1}{2} - \alpha} = 2\alpha / (1 - 2\alpha)$$

由相似三角形得：

$$\frac{f_1}{f} = \frac{\alpha L}{L/2} = 2\alpha$$

前面知道： $\tan\theta_1 = \frac{2f_1}{L_1}$ ， $\theta_1$  较小时，可近似取  $\theta_1 = \frac{2f_1}{L_1}$

根据三角形相似原理有  $\frac{f_1}{L_1} = \frac{f}{L/2}$

所以  $A$  点到  $B$  点的转角： $\theta_1 = \frac{4f}{L}$ （弧度，rad）

同理， $B$  点到  $C$  点的转角： $\theta_2 = \frac{4f}{L}$ （弧度，rad）

### 3.3.2 预应力钢筋索形的通用方程

在布置预应力钢筋时，需要确定预应力钢筋索形的各点标高，为了便于施工，该标高值一般均以梁底为基准。图 3-2 所示的典型四段抛物线分别由  $AB$ 、 $BC$ 、 $CD$ 、 $DE$  四段组成。左支座  $A$  距梁顶距离为  $h_1$ ，右支座  $E$  距梁顶距离为  $h_2$ ，跨中  $C$  距梁底距离为  $h_3$ ， $AB$  间的距离  $\alpha_1 L$ ， $DE$  间的距离  $\alpha_2 L$ ，梁高为  $h$ 。

以预应力钢筋索形的最低点为原点，建立整体坐标系  $xoy$ ， $f_1$  和  $f_2$  分别为曲线  $ABC$  和曲线  $CDE$  的总矢高， $f_1 = h - h_1 - h_3$ ， $f_2 = h - h_2 - h_3$ 。

在该坐标系下抛物线段各点坐标为：

$AB$  段

$$y = \frac{2f_1}{(1-\alpha_1)L^2}x^2 + \frac{(1-2\alpha_1)f_1}{2(1-\alpha_1)}$$

BC 段

$$y = \frac{4f_1}{(1-2\alpha_1)L^2}x^2$$

其中  $x$  为距离原点  $o$  的距离。

CD 段

$$y = \frac{4f_2}{(1-2\alpha_2)L^2}x^2$$

DE 段

$$y = \frac{2f_2}{(1-\alpha_2)L^2}x^2 + \frac{(1-2\alpha_2)f_2}{2(1-\alpha_2)}$$

需要计算预应力钢筋距梁底的标高时，应在上述计算的结果上加原点  $o$  距梁底的距离  $h_3$ 。

在实际工程中，常选择以跨中为对称轴的预应力钢筋索形。在框架结构中，当为多跨框架梁时，预应力钢筋可以连续多跨布置，但为了控制预应力损失，当跨数超过三跨时，一般均会采用分段交叉布置的方式。各跨的预应力钢筋索形，应按照各跨的跨度、矢高和反弯点位置分别确定。

**【例 3-1】** 已知：梁跨度为 18m，梁高 1.1m，预应力束的反弯点在  $0.125L$  处，在支座处预应力钢筋中心距梁顶距离 150mm，跨中处预应力钢筋中心距梁底距离 110mm（图 3-4），写出抛物线方程，按每隔 1m 的要求，求曲线各点至梁底的标高。

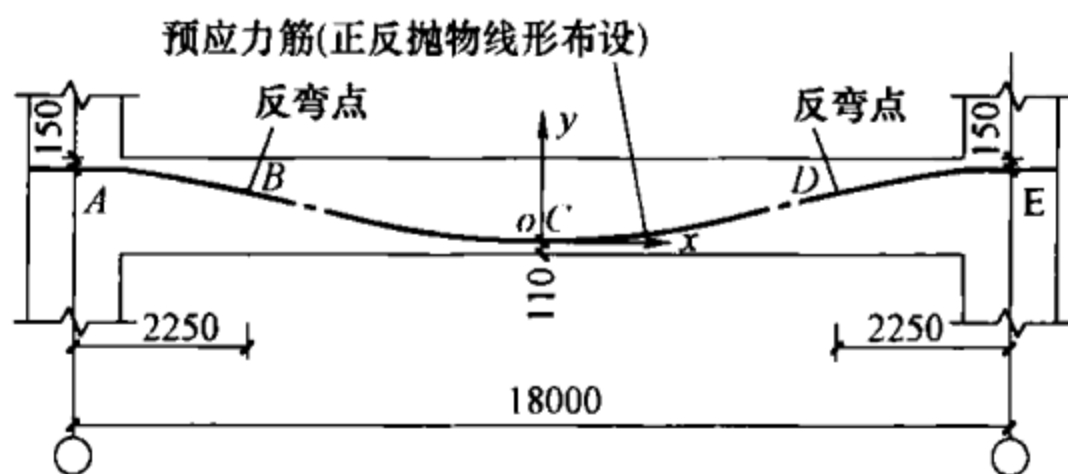


图 3-4 预应力索形

【解】本例中，以曲线在跨中的最低点为原点  $o$ ，抛物线为对称的曲线 ( $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.125$ )，可仅计算一半即可。

$$f_1 = f_2 = h - h_1 - h_3 = 1100 - 150 - 110 = 840$$

AB 段 (DE 段) 的曲线方程为：

$$y = \frac{2f_1}{(1-\alpha_1)L^2}x^2 + \frac{(1-2\alpha_1)f_1}{2(1-\alpha_1)} = 5.93x^2 + 360$$

$x$  取值范围为： $0.375L \leq x \leq L/2$

BC 段 (CD 段) 的曲线方程为：

$$y = \frac{4f_1}{(1-2\alpha_1)L^2}x^2 = 13.83x^2$$

$x$  取值范围为： $0 \leq x \leq 0.375L$

计算各点至梁底的标高时，应加上原点  $o$  至梁底的距离  $h_3 = 110\text{mm}$ 。

$x$  为计算点至原点  $o$  的距离，CE 段计算结果见表 3-2。

CE 段计算结果 表 3-2

$x(\text{m})$	0	1	2	3	4	5	6	6.75(反弯点)	7	8	9
$y(\text{mm})$	0	4	155	124	221	346	498	630	651	740	840
标高(mm)	110	114	165	234	331	456	608	740	761	850	950

$x$  为计算点至原点  $o$  的距离，同样，AC 段计算结果见表 3-3。

AC 段计算结果 表 3-3

$x(\text{m})$	0	-1	-2	-3	-4	-5	-6	-6.75(反弯点)	-7	-8	-9
$y(\text{mm})$	0	4	155	124	221	346	498	630	651	740	840
标高(mm)	110	114	165	234	331	456	608	740	761	850	950

### 3.4 预应力损失的计算

基于混凝土的收缩徐变性能、预应力钢筋的松弛性能以及预应力张拉工艺，预应力钢筋中的预应力会逐步地减小，需要经过相当长的时间才能稳定下来。由于预应力钢筋中的应力是通过张

拉预应力钢筋而得到，因此，能够造成预应力钢筋长度发生变化的因素，都会造成预应力钢筋中应力的变化。在后张法预应力框架结构中，预应力损失包括张拉端锚具变形和钢筋内缩损失 ( $\sigma_{l1}$ )、预应力钢筋摩擦损失 ( $\sigma_{l2}$ )、预应力钢筋松弛损失 ( $\sigma_{l4}$ )、混凝土的收缩和徐变损失 ( $\sigma_{l5}$ ) 等。在计算中用张拉控制应力减去全部预应力损失后，才能得到作用在结构上的有效预应力值。

为了能建立有效预应力的概念，需要了解以下几个与有效预应力相关的概念。

1) 张拉控制应力  $\sigma_{con}$ ：是指预应力钢筋张拉时需要达到的应力。在实际工程中，用张拉控制应力乘以预应力钢筋的面积得到张拉力，再由张拉设备的油压表控制。它是有效预应力计算的基点，所有的损失值均以  $\sigma_{con}$  为起点进行扣除。

2) 预应力总损失  $\sigma_l$ ：在张拉阶段和使用阶段各种因素造成的预应力钢筋内预应力损失的总和。

3) 有效预应力  $\sigma_{pe}$ ：预应力钢筋张拉控制应力减去预应力总损失后的应力。

预应力损失的大小，直接影响到预应力钢筋中建立的预应力，当然也影响到预应力结构的性能，所以，如何估计预应力的损失值，是预应力混凝土结构设计的一项重要内容。由于影响预应力损失值的因素如混凝土的强度、弹性模量都是随时间变化的，因此，在设计分析中就要考虑到各个受力阶段材料的实际性能与预应力钢筋应力的实际损失值，所以精确地计算预应力损失是一件非常复杂的工作，在实际工程中需要进行必要的简化。

### 3.4.1 预应力损失的估算

由于预应力损失值的计算比较繁琐，同时也难做到精确，因此，为了简化计算，国外的一些相关资料通过统计分析，提供了预应力损失的估算值，用来代替细致的计算。尽管预应力材料及施工工艺存在差别，但相关数据仍值得参考。

美国 ACI-ASCE 第 423 联合委员会对采用高强钢丝、钢绞线和高强混凝土，处于一般预压应力和环境条件的后张法预应力

结构，在 1958 年曾建议预应力损失估算值可采用 172MPa。该损失值仅包括混凝土弹性压缩、收缩、徐变和松弛引起的损失，而不包括锚具和摩擦损失。

美国 1963 年的 ACI318 规范和美国公路规范 AASHTO 对预应力损失也提出了如表 3-4 所示的估算值。根据表 3-4 设计了成千上万的预应力混凝土房屋建筑、公路桥梁和其他结构物，长期实践经验表明，在一般环境条件下，无论是在室内或暴露在室外，总的说来，这些结构的性能都是良好的。

美国 ACI-ASCE 委员会建议的最大损失值 表 3-4

钢绞线种类	最大损失值(MPa)	
	普通混凝土	轻混凝土
消除应力钢绞线	345	380
低松弛钢绞线	276	311

以上所述的损失值都是用应力表示的，但也可以用预应力的百分比来表示。由于预应力钢筋的张拉应力值是比较稳定的，松弛和摩擦引起的损失最容易用百分比表达；其他用应力表示的损失，也可以换算成张拉应力的百分比。这种表达式往往能更清晰地反映损失的意义。当采用预应力高强钢材时，在一般气候下制作与使用的预应力混凝土结构，其平均总损失值和各分项的平均损失值，林同炎建议用百分比表达的预应力损失见表 3-5。

用百分比表达的分项损失和总损失 表 3-5

制作方式	先张法(%)	后张法(%)
混凝土弹性压缩	4	1
混凝土收缩	7	6
混凝土徐变	6	5
钢材松弛	8	8
总损失	25	20

表 3-5 已考虑适量的超张拉以减少松弛和抵消摩擦与锚具损

失，如摩擦损失不能完全抵消，则应增加这一部分的损失。在不考虑预应力钢筋松弛和摩擦损失的情况下，预应力损失的估计值为：先张法构件大约为 25%，后张法构件大约为 20%，预应力框架梁和次梁的预应力损失值出入不大。但应注意的是，当条件偏离一般情况时，应进行适当的调整。例如，预应力的平均压应力 ( $N_{con}/A_c$ ) 水平达到 7.0MPa 时，先张法与后张法梁的总损失百分比将分别增加到 30% 和 25%；如平均压应力水平仅为 1.8MPa 时，则先张法、后张法梁的总损失百分比将分别降低到 18% 和 15%。

在实际的设计工作中，可以先按照经验估算预应力损失并估计预应力钢筋的数量，然后再采用《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 给出张拉阶段和使用阶段中预应力损失的计算方法进行损失计算。

### 3.4.2 张拉控制应力的确定

张拉控制应力值是预应力损失计算的起点，其值的确定需要综合考虑既充分发挥高强钢材的优点，又要保证施工张拉阶段的安全。张拉控制应力值过大，容易出现断筋的现象，或者当实际的预应力损失超过设计计算值时没有通过超张拉减少损失的余地，或者现场锚具出现问题时无法通过超张拉进行处理；张拉控制应力值过低，会影响夹片锚具等楔形类锚具夹持的可靠性；同时，造成预应力损失后预应力钢筋内的有效预应力值过低，不能有效发挥高强预应力钢筋的强度。GB 50010—2010 给出了张拉控制应力的上限值和下限值，上限值见表 3-6，下限值为  $0.4f_{ptk}$ 。

张拉控制应力上限值 表 3-6

钢筋种类	张拉方法	
	先张法	后张法
消除应力钢丝、钢绞线	$0.75f_{ptk}$	$0.75f_{ptk}$
热处理钢筋	$0.70f_{ptk}$	$0.65f_{ptk}$

在框架梁的计算中一般常取张拉控制应力值为  $0.65f_{ptk}$ 、 $0.70f_{ptk}$ 。

预应力的损失是以张拉控制应力为基础进行计算。

### 3.4.3 预应力钢筋摩擦损失 ( $\sigma_{l2}$ )

摩擦损失是指预应力钢筋与周围管孔道壁之间接触摩擦造成的应力损失。在后张法混凝土结构中，预应力孔道需要预先埋设，当预应力钢筋受到张拉并与孔壁接触时，就会产生摩擦力，摩擦力使预应力钢筋中的拉应力小于张拉端的应力。

预应力钢筋的摩擦损失可以认为与预应力钢筋的长度、曲率相关。GB 50010—2010 第 10.2 节第 10.2.4 条规定的预应力摩擦损失值  $\sigma_{l2}$  的计算式为：

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con} \left( 1 - \frac{1}{e^{\kappa x + \mu \theta}} \right) \quad (3-1)$$

当  $(\kappa x + \mu \theta) \leq 0.3$  时， $\sigma_{l2}$  可按下列近似公式计算：

$$\sigma_{l2} = (\kappa x + \mu \theta) \sigma_{con} \quad (3-2)$$

注：当采用夹片式群锚体系时，在  $\sigma_{con}$  中宜扣除锚口摩擦损失。

式中  $x$ ——从张拉端至计算截面的孔道长度 (m)，可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度；

$\theta$ ——从张拉端至计算截面曲线孔道各部分切线的夹角之和 (rad)；

$\kappa$ ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数，按表 3-7 采用；

$\mu$ ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数，按表 3-7 采用。

摩擦系数

表 3-7

孔道成型方式	$\kappa$	$\mu$	
		钢绞线、钢丝束	预应力螺纹钢筋
预埋金属波纹管	0.0015	0.25	0.50
预埋塑料波纹管	0.0015	0.15	—
预埋钢管	0.0010	0.30	—
抽芯成型	0.0014	0.55	0.60
无粘结预应力钢筋	0.0040	0.09	—

**【例 3-2】** 已知曲线的布置如本章【例 3-1】图 3-4 所示，预应力孔道预埋金属波纹管，混凝土强度等级 C40，预应力钢筋为  $f_{ptk}=1860\text{MPa}$  级钢绞线，张拉控制应力  $\sigma_{con}$  为  $1302\text{MPa}$ ，求 A、B、C、D、E 点的摩擦损失。

**【解】** 根据表 3-7，预应力孔道采用预埋金属波纹管时  $\kappa=0.0015$ ， $\mu=0.25$ 。

曲线为对称布置，曲线各段的转角相等，即  $\theta = \frac{4f}{L} = 0.186\text{rad}$ ，各控制点的预应力摩擦损失见表 3-8。

**摩擦损失计算值** **表 3-8**

位置	$x$	$\theta$	$\kappa x + \mu\theta$	$\frac{1}{e^{\kappa x + \mu\theta}}$	$\sigma_{con} (1 - \frac{1}{e^{\kappa x + \mu\theta}})$
A	0	0	0	0	0
B	2.25	0.186	0.0499	0.951	64
C	9.00	0.372	0.1065	0.899	132
D	15.75	0.558	0.1631	0.849	197
E	18	0.744	0.213	0.808	250

#### 3.4.4 张拉端锚具变形和钢筋内缩损失 ( $\sigma_{11}$ )

在后张混凝土构件中，当预应力钢筋张拉到张拉控制应力值后，放松千斤顶，预应力钢筋的拉力通过锚具传递到混凝土上。在这一传力过程中，锚具的各个部件都有应力并引起变形，因而使预应力钢筋有所回缩，不同类型的锚具回缩变形值不等，《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 第 10.2.2 节给出了常用锚具变形和预应力筋内缩值  $a$ ，见表 3-9。

**锚具变形和预应力筋内缩值  $a$  (mm)** **表 3-9**

锚具类别		$a$
支承式锚具 (钢丝束镦头锚具等)	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
夹片式锚具	有顶压时	5
	无顶压时	6~8

注：1. 表中的锚具变形和预应力筋内缩值也可根据实测数据确定。  
2. 其他类型的锚具变形和预应力筋内缩值应根据实测数据确定。

当预应力钢筋为直线筋时，由于锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失  $\sigma_{l1}$  可以按下列公式计算：

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{L} E_s \quad (3-3)$$

式中  $a$ ——张拉端锚具变形和预应力筋内缩值 (mm)，可按表 3-9 采用；

$L$ ——张拉端至锚固端之间的距离 (mm)。

在预应力框架梁中，预应力钢筋的索形一般均采用曲线，与预应力钢筋的摩擦作用相同。当预应力钢筋由于锚具变形和钢筋内缩而产生滑移时，预应力钢筋与孔道壁之间存在反向摩擦作用，因此，预应力钢筋的锚固损失在张拉端处最大，沿构件长度方向逐渐下降减至零，如图 3-5 所示。

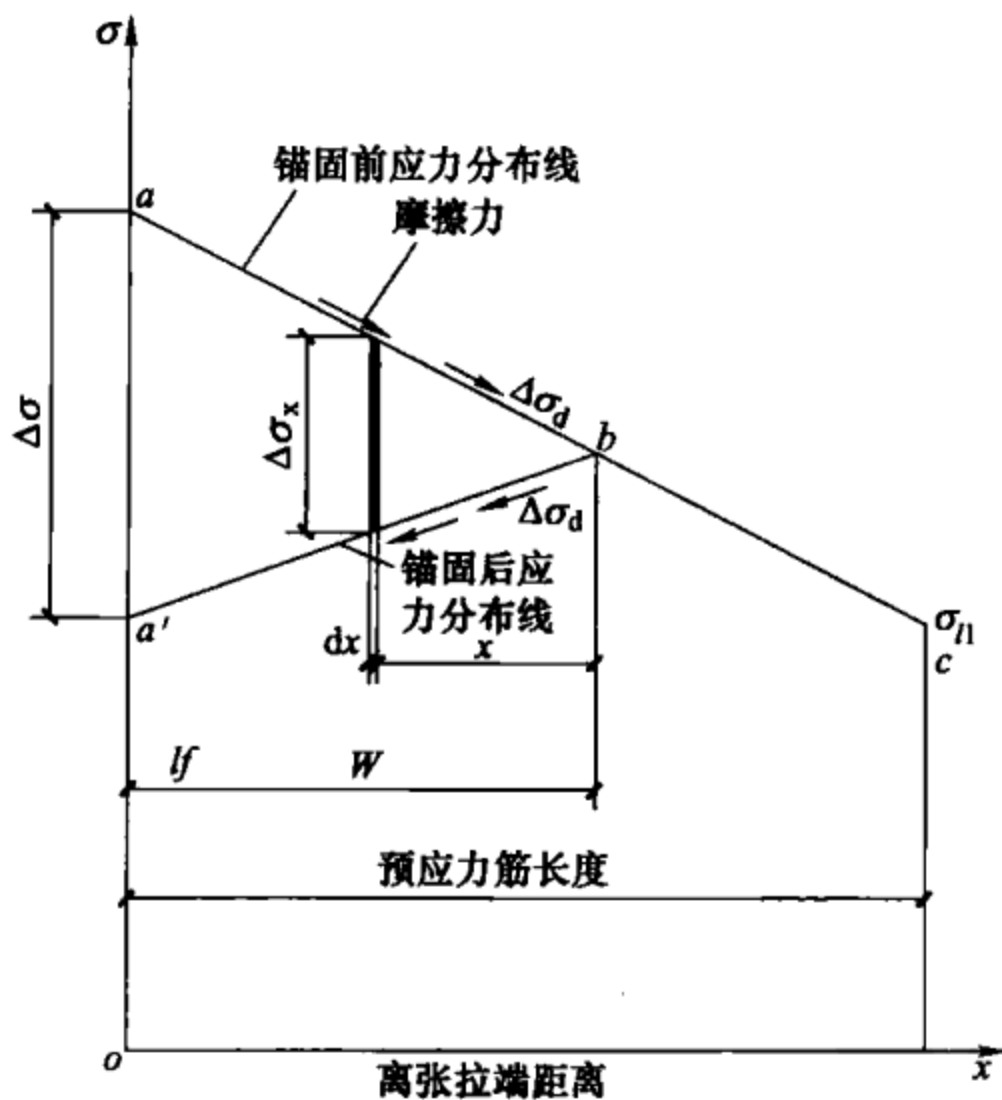


图 3-5 锚固损失影响

在推导由于锚具变形和钢筋内缩值引起预应力锚固损失的计算公式时，应考虑曲线预应力钢筋受到曲线孔道反向摩擦力的影响，在同一根预应力钢筋曲线的不同位置处  $\sigma_{l1}$  均不相同。按照

变形协调的原理，取张拉端锚具的变形和内缩值等于钢筋在锚固过程中的变形值，可求出预应力损失值  $\sigma_{l1}$  的影响范围和数值。为简化计算，对图 3-5 提出两条假定：1) 孔道损失按近似直线公式计算；2) 阻止回缩发生的反向摩擦系数与张拉时的摩擦系数相等。由此可知，代表锚固前和锚固后瞬间预应力钢筋应力变化的两根直线  $ab$  和  $a'b$  的斜率是相等的，但方向则相反。这样，锚固后整根预应力钢筋的应力变化线可用折线  $a'bc$  来代表。为确定该折线，需要求出两个未知量，分别为张拉端的预应力锚固损失  $\sigma_{l1}$  及预应力钢筋回缩的反向摩擦影响长度  $l_f$ 。

根据预应力钢筋在锚固损失影响区段的总变形与预应力钢筋回缩值相协调原理，求出锚固损失，即：

$$a = \omega / E_p$$

即 
$$aE_p = \omega$$

式中  $\omega$ ——锚固损失的应力图形面积；

$E_p$ ——预应力钢筋弹性模量。

$$\omega = \Delta\sigma_d l_f \times l_f = \Delta\sigma_d l_f^2$$

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_p}{\Delta\sigma_d}}$$

则张拉端的锚固损失为

$$\sigma_{l1} = 2\Delta\sigma_d l_f \quad (3-4)$$

式中  $\Delta\sigma_d$ ——单位长度由管道摩擦引起的预应力损失，

$$\Delta\sigma_d = \frac{\sigma_{con} (1 - e^{-\frac{1}{L}})}{L};$$

$l_f$ ——反向摩擦影响长度 (mm)。

**【例 3-3】** 预应力梁的曲线布置如【例 3-1】图 3-4 所示，混凝土强度等级 C40，预应力钢筋为  $f_{ptk} = 1860\text{MPa}$  级钢绞线，张拉控制应力  $\sigma_{con}$  为  $1302\text{MPa}$ ，采用夹片锚具，回缩值为  $a = 6\text{mm}$ ，求反向摩擦影响长度  $l_f$  及  $\sigma_{l1}$ 。

**【解】** 预应力钢筋为  $f_{ptk} = 1860\text{MPa}$  级钢绞线， $E_s = 1.95 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 。

$$\Delta\sigma_d = \frac{\sigma_{\text{con}} (1 - e^{-\frac{1}{\alpha x + \mu\theta}})}{L} = \frac{1302 \times (1 - e^{-\frac{1}{0.0015 \times 18 + 0.25 \times 0.744}})}{18} = 13.9$$

$$l_f = \sqrt{\frac{\alpha E_p}{\Delta\sigma_d}} = \sqrt{\frac{6 \times 1.95 \times 10^5}{1000 \times 13.9}} = 9.17$$

则张拉端的锚固损失为  $\sigma_{l1} = 2\Delta\sigma_d l_f = 2 \times 13.9 \times 9.17 = 255 \text{N/mm}^2$

张拉端的锚固损失是否影响到跨中，与反向摩擦影响长度  $l_f$  的长度相关，通常对框架梁来说，反向摩擦影响长度  $l_f$  大致在梁跨中附近，在计算跨中预应力损失时可以不考虑  $\sigma_{l1}$  项的影响。

### 3.4.5 预应力钢筋松弛损失 ( $\sigma_{l4}$ )

预应力钢筋的松弛损失与预应力初始应力的大小有关。《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 第 10.2.1 节给出的松弛损失的计算方法如下：

当预应力钢丝、钢绞线为普通松弛时：

$$\sigma_{l4} = 0.4\psi \left( \frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (3-5)$$

式中  $\psi$ ——一次张拉取 1，采用超张拉时取 0.9。

当预应力钢丝、钢绞线为低松弛时：

$$\text{当 } \sigma_{\text{con}} \leq 0.7f_{\text{ptk}} \text{ 时 } \sigma_{l4} = 0.125 \left( \frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (3-6)$$

$$\text{当 } 0.7f_{\text{ptk}} \leq \sigma_{\text{con}} \leq 0.8f_{\text{ptk}} \text{ 时 } \sigma_{l4} = 0.2 \left( \frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.575 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (3-7)$$

**【例 3-4】** 预应力梁的曲线布置如 **【例 3-1】** 图 3-4 所示，混凝土强度等级为 C40，预应力钢筋为  $f_{\text{ptk}} = 1860 \text{MPa}$  级低松弛钢绞线，张拉控制应力  $\sigma_{\text{con}}$  为  $1302 \text{MPa}$ ，采用夹片锚具，一次张拉，求  $\sigma_{l4}$ 。

**【解】**  $\sigma_{l4} = 0.125 \left( \frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}} = 0.125 \times (0.7 - 0.5) \times 1302 \approx 33 \text{N/mm}^2$

$\sigma_{l4}$  基本为定值，一般情况下预应力钢筋为  $f_{\text{ptk}} = 1860 \text{MPa}$  级低松弛钢绞线，张拉控制应力  $\sigma_{\text{con}}$  为  $0.7f_{\text{ptk}}$  时，可取  $\sigma_{\text{con}}$

的 2.5%。

### 3.4.6 混凝土的收缩和徐变损失 ( $\sigma_{l5}$ )

混凝土在长期压力下除立即发生弹性变形外,在以后整个使用过程中还将继续变形,与此同时,混凝土的失水也会引起混凝土的干缩,这两项因素均将使预应力钢筋的应力变小。《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 第 10.2.5 节给出后张混凝土结构受拉区纵向预应力筋收缩徐变的计算公式,该式较 GB 50010—2002 适当提高了  $\sigma_{l5}$  的计算值。

$$\sigma_{l5} = \frac{55 + 300 \frac{\sigma_{pc}}{f_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (3-8)$$

式中  $\sigma_{pc}$ ——在受拉区预应力钢筋合力点处的混凝土法向压应力;

$f'_{cu}$ ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度;

$\rho$ ——受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率;对后张法构件,  $\rho = (A_p + A_s) / A_n$ ; 对于对称配置预应力钢筋和非预应力钢筋的构件,配筋率  $\rho$  应按钢筋总截面面积的一半计算。

在受拉区、受压区预应力钢筋合力点处的混凝土法向压应力  $\sigma_{pc}$  应按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 第 10.1.6 条及第 10.1.7 条的规定计算。此时,预应力损失值仅考虑混凝土预压前(前一批)的损失,其非预应力钢筋中的应力  $\sigma_{l5}$  值应取为零;  $\sigma_{pc}$  值不得大于  $0.5f'_{cu}$ ; 计算混凝土法向应力  $\sigma_{pc}$  时,可根据构件制作情况考虑自重的影响。需要注意的是,在计算  $\sigma_{pc}$  时,应按照预应力框架梁全长范围内各控制点应力的平均值计算,而非按照各截面的应力值计算。

**【例 3-5】** 一预应力框架梁,跨度为 18m,梁截面为 400mm×1100mm,柱截面为 1000mm×1000mm,柱距 6.0m。板厚 100mm。预应力梁的曲线布置如【例 3-1】,混凝土强度等级 C40,预应力钢筋为  $f_{ptk} = 1860\text{MPa}$  级低松弛钢绞线,张拉控

制应力  $\sigma_{\text{con}}$  为 1302MPa。采用夹片锚具，一次张拉，预应力钢筋为  $12\phi^s 15.2$ ，假定配筋率  $\rho$  为 0.01。求  $\sigma_{\text{I5}}$ 。

【解】 由  $\rho=0.01$ ，自重作用下弯矩根据计算可知：

$$M_{\text{支座}} = 638\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{跨中}} = 414.5\text{kN} \cdot \text{m}$$

由【例 3-2】和【例 3-3】可知，第一阶段损失为：

$$\text{张拉端 A 点 } \sigma_{\text{I}} = 255\text{N/mm}^2$$

$$\text{跨中 C 点 } \sigma_{\text{I}} = 132\text{N/mm}^2$$

$$\text{固定端 E 点 } \sigma_{\text{I}} = 250\text{N/mm}^2$$

则各点混凝土应力为：

$$\text{A 点: } N_{\text{pe}} = (1302 - 255) \times 140 \times 12 \approx 1759 \times 10^3 \text{N}$$

$$\sigma_{\text{pc}} = \frac{N_{\text{pe}}}{A} + \frac{N_{\text{pe}} \cdot e}{W} - \frac{M_{\text{自重}}}{W} = \frac{1759 \times 10^3}{400 \times 1100} + \frac{1759 \times 10^3 \times 440}{\frac{1}{6} \times 400 \times 1100^2} - \frac{638 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 1100^2} = 5.68\text{N/mm}^2$$

$$\text{C 点: } N_{\text{pe}} = (1302 - 132) \times 140 \times 12 \approx 1967 \times 10^3 \text{kN}$$

$$\sigma_{\text{pc}} = \frac{N_{\text{pe}}}{A} + \frac{M_{\text{pe}} \cdot e}{W} - \frac{M_{\text{自重}}}{W} = \frac{1966 \times 10^3}{400 \times 1100} + \frac{1966 \times 10^3 \times 440}{\frac{1}{6} \times 400 \times 1100^2} - \frac{414.5 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 1100^2} = 10.05\text{N/mm}^2$$

$$\text{E 点: } N_{\text{pe}} = (1302 - 250) \times 140 \times 12 \approx 1767 \times 10^3 \text{N}$$

$$\sigma_{\text{pc}} = \frac{N_{\text{pe}}}{A} + \frac{M_{\text{pe}} \cdot e}{W} - \frac{M_{\text{自重}}}{W} = \frac{1767 \times 10^3}{400 \times 1100} + \frac{1767 \times 10^3 \times 440}{\frac{1}{6} \times 400 \times 1100^2} - \frac{638 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 1100^2} = 5.75\text{N/mm}^2$$

平均混凝土应力

$$\sigma_{pc} = \frac{5.68 + 10.05 + 5.75}{3} = 7.16 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{故 } \sigma_{l5} = \frac{55 + 300 \frac{\sigma_{pc}}{f_{cu}}}{1 + 15\rho} = \frac{55 + 300 \times \frac{7.16}{40}}{1 + 15 \times 0.01} = 95 \text{ N/mm}^2$$

混凝土的收缩和徐变损失 ( $\sigma_{l5}$ ) 计算公式 (3-8) 与梁中预应力配筋、非预应力配筋有关,但在计算损失时由于还未确定最终配筋结果,因此,需要进行估算。按照第 5 章有关  $\rho$  的分析结果,  $\rho$  的取值大致为  $\rho_{te}$  的 1/2, 即  $\rho$  的最大值为 0.015, 最小值通常不低于 0.01; 取  $\rho$  等于 0.01 时, 与  $\rho$  为 0.015 时相比较,  $\sigma_{l5}$  的计算偏差在 5% 以内, 因此, 设计时可以近似取  $\rho$  等于 0.01 进行计算。例如当混凝土强度为 C40 (张拉时混凝土强度达到 100%),  $\sigma_{pc}$  不大于 10MPa 时, 取  $\rho=0.01$ , 则  $\sigma_{l5}$  的最大值为 113MPa。在试算时也可近似将  $\sigma_{l5}$  估计为 100N/mm<sup>2</sup>。当预应力作用产生的等效荷载等于恒载时,  $\sigma_{pc}$  可近似按照  $N_{pe}/A$  进行计算。

### 3.4.7 预应力总损失值

对于后张预应力混凝土结构, 预应力总损失为前面所述各类预应力损失之和, 包括张拉端锚具变形和钢筋内缩损失 ( $\sigma_{l1}$ )、预应力钢筋摩擦损失 ( $\sigma_{l2}$ )、预应力钢筋松弛损失 ( $\sigma_{l4}$ )、混凝土的收缩和徐变损失 ( $\sigma_{l5}$ ) 等。其中  $\sigma_{l1}$ 、 $\sigma_{l2}$  为混凝土预压前即张拉阶段时产生的损失, 通常称为第一批的损失,  $\sigma_{l4}$ 、 $\sigma_{l5}$  为混凝土预压后产生的损失, 通常称为第二批的损失。

**【例 3-6】** 如【例 3-1】图 3-4 布置预应力钢筋时, 在预应力钢筋控制点的损失见表 3-10。

预应力总损失值

表 3-10

	混凝土预压前损失(第一批)		混凝土预压后损失(第二批)		总损失
	$\sigma_{l1}$	$\sigma_{l2}$	$\sigma_{l4}$	$\sigma_{l5}$	
张拉端 A	255	0	33	95	383
跨中 C	0	132	33	95	260
锚固端 E	0	250	33	95	378

从表 3-10 可以看出, 预应力损失值在张拉端、固定端、跨

中均不相等，预应力钢筋的有效预应力值（ $\sigma_{p0}$ ）沿预应力钢筋全长变化，在设计中可以按跨计算预应力损失的平均值作为本跨的预应力损失的代表值，即：

$$\sigma_l = \frac{\sigma_{\text{张拉端}} + \sigma_{\text{跨中}} + \sigma_{\text{固定端}}}{3} = \frac{383 + 260 + 378}{3} = 340 \text{N/mm}^2$$

取张拉控制应力扣除该项损失值（ $\sigma_l$ ）后的有效预应力值（ $\sigma_{p0}$ ）为本跨有效预应力的代表值，该计算代表值用于计算预应力等效荷载。

对连续 2 跨的预应力梁，通常可以用内支座的损失值来代替平均损失值；在一般情况下，单跨预应力框架梁平均预应力损失值约为张拉控制应力的 25%~30%。

### 3.5 预应力钢筋数量的估算

预应力钢筋数量的估算是预应力结构分析计算过程中非常重要的环节。通常可以按照预应力钢筋产生的等效荷载等于恒载+活载的 0.5~0.7 倍，或预应力钢筋按照承担 70%左右的外荷载弯矩进行估算。

### 3.6 预应力等效荷载

按照林同炎提出的荷载平衡法，在预应力混凝土结构中，预应力产生的效应（应力、应变、变形）可用一个等效荷载来分析，这一等效荷载在混凝土结构中产生的效应即是预应力产生的效应。预应力等效荷载由两部分组成：一部分是由于预加力作用于构件端部而产生的集中力和集中弯矩；另一部分是由预应力钢筋曲线布置所产生的等效荷载。

为了便于理解，以单跨简支梁为例说明等效荷载的概念。

(1) 当预应力钢筋配置在梁的形心位置时，梁在全长上产生均匀分布的压应力（图 3-6），此时，混凝土全截面受压，梁在预应力作用下不会下挠或上拱。

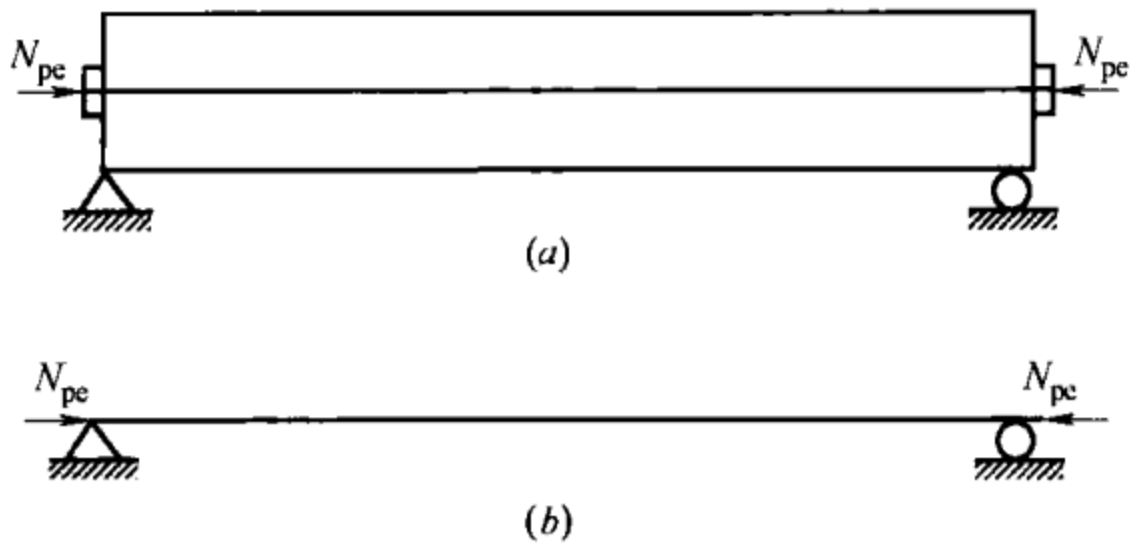


图 3-6 轴心受压  
(a) 索形图; (b) 等效荷载图

梁截面上的预压应力为:

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{pe}}{A}$$

式中  $N_{pe}$ ——预应力钢筋的有效预加力;  
 $A$ ——梁的截面面积。

(2) 当预应力束配置在梁偏离形心  $e_p$  时, 梁在全长上产生的应力为预压力  $N_{pe}$  和弯矩  $N_{pe}e_p$  共同作用的结果 (图 3-7)。此时, 由于偏心弯矩的作用, 梁产生上拱变形。

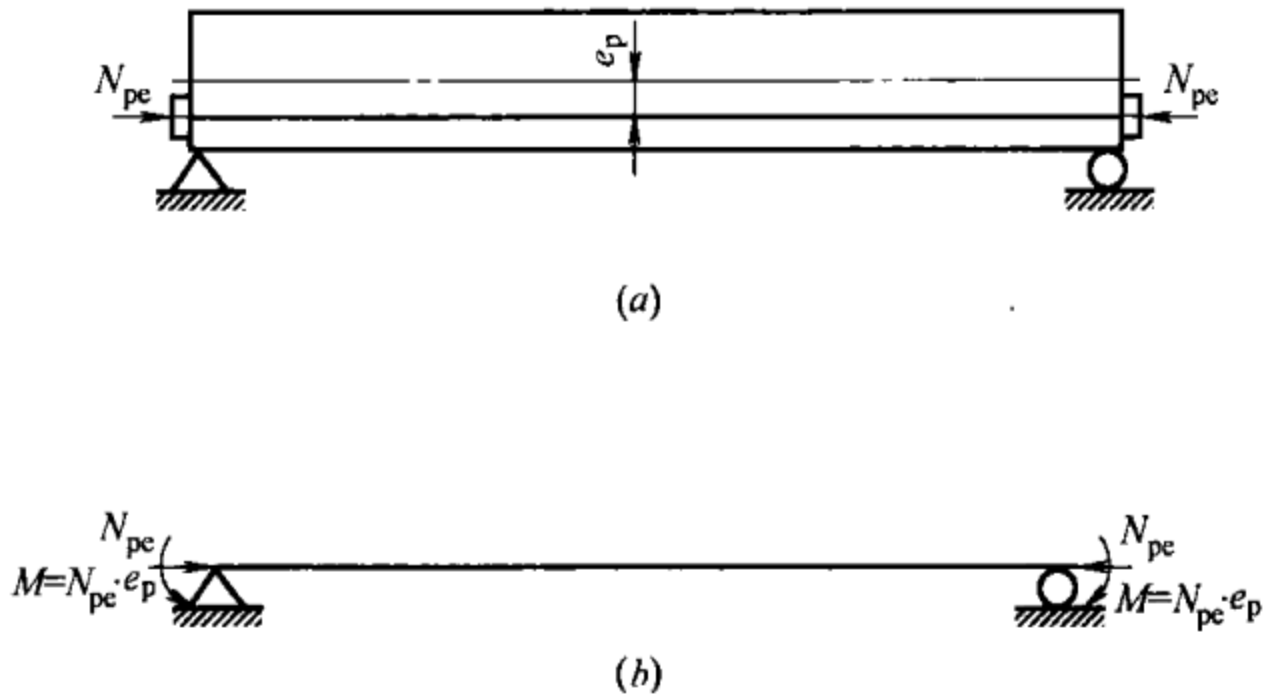


图 3-7 偏心受压  
(a) 索形图; (b) 等效荷载图

则梁截面上的预压应力为:

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{pe}}{A} + \frac{N_{pe}e_p}{W}$$

式中  $W$ ——梁截面惯性矩。

(3) 当预加力在端部作用于截面形心，预应力束采用抛物线形配置时，梁在全长上的应力为预压力  $N_{pe}$  和等效荷载  $q$  共同作用的结果（图 3-8）。在等效荷载  $q$  的作用下，梁产生上拱变形。

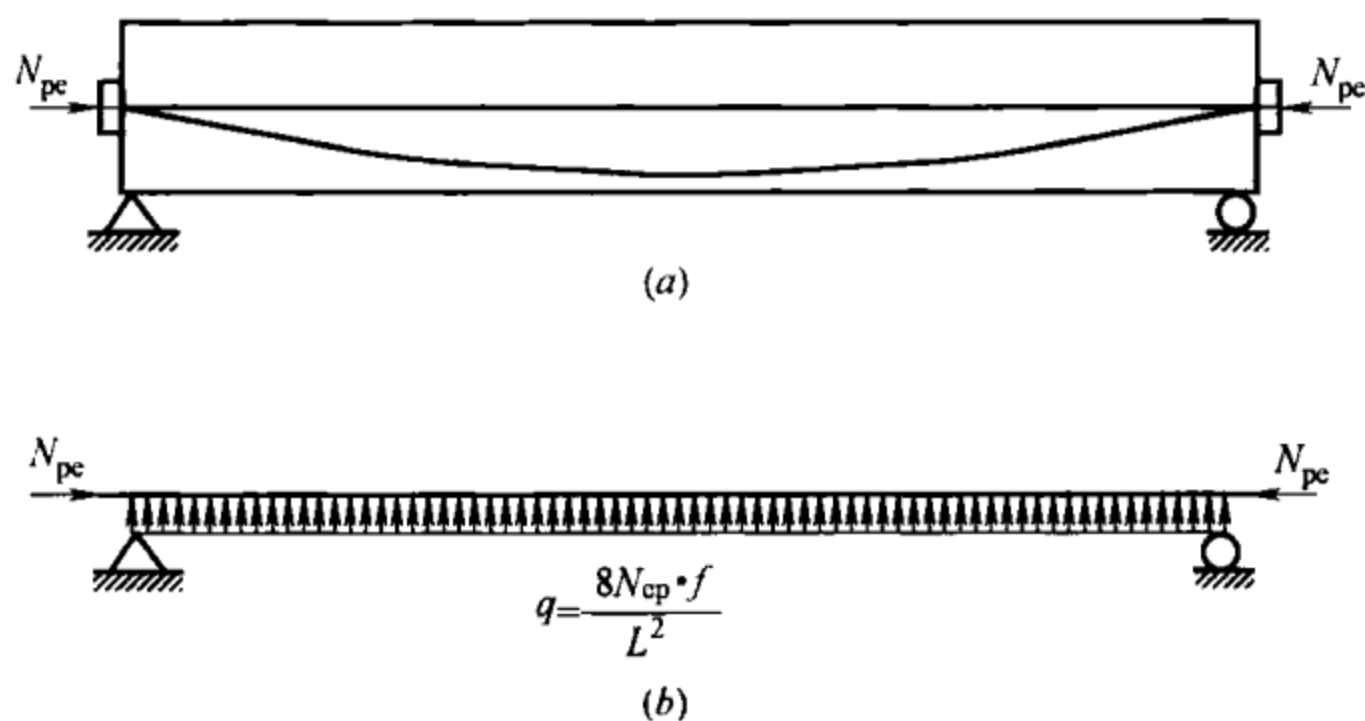


图 3-8 单抛物线形配筋  
(a) 索形图；(b) 等效荷载图

当抛物线的矢高为  $f$  时，由预应力产生的等效荷载  $q$  为：

$$q = \frac{8N_{pe}f}{L^2}$$

在计算预应力等效荷载时，预应力钢筋中的预应力值应采用有效预应力值 ( $\sigma_{p0}$ )。当预加力的作用点在梁端部有偏心时，等效荷载除了由于曲线预应力配筋所产生的等效荷载  $q$  外，尚应包括预加力在梁端部产生的集中力和集中弯矩。

以上对单跨简支梁预应力等效荷载进行了分析，等效荷载作用下单跨简支梁的内力可以按照结构力学的方法求解，得到的结构内力即为预应力等效荷载作用下的预应力综合内力。

综合预应力钢筋配置的各种情况，可以将预应力等效荷载分为以下几类。

(1) 梁端的等效集中力  $N_{pe}$

等于作用于结构上的有效预加力，在预应力结构中必然存在，其作用位置在截面形心处。

## (2) 梁端的等效弯矩 $M$

在梁端部，由于预加力的作用点没有通过截面形心所产生的弯矩作用，等于有效预加力与偏心距的乘积。

## (3) 等效均布荷载 $q$

当预应力钢筋采用二次抛物线的曲线配置方式时，由预应力钢筋产生的、与均布荷载相类似的荷载。若预应力钢筋为单抛物线，则预应力钢筋在抛物线内产生等效均布荷载，其数值为：

$$q = \frac{8N_{pe}f}{L^2}$$

式中  $f$ ——该抛物线的矢高，即抛物线中点到两端点连线的距离；

$L$ ——该抛物线在水平线上的投影长度。

## (4) 等效集中荷载 $P$

当预应力钢筋采用折线形的配置方式时，在折点处，预应力钢筋将产生一个集中荷载，该集中荷载在竖直方向的分力大小为  $N_{pe}\sin\theta$ ， $\theta$  为折点处预应力钢筋在方向上的转角，如图 3-9 所示。

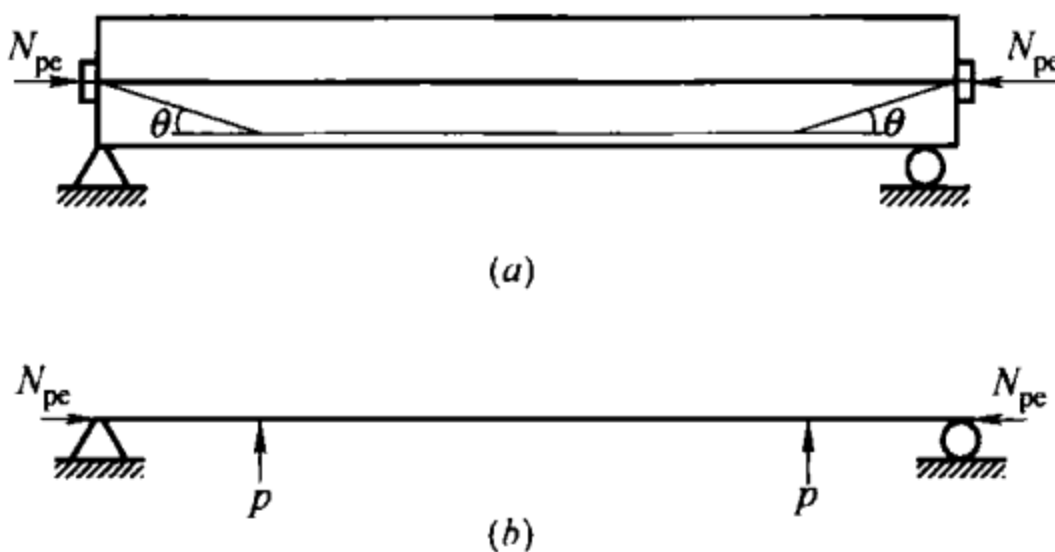


图 3-9 折线形配筋

(a) 索形图；(b) 等效荷载图

## 3.7 框架结构中预应力等效荷载分析

### 3.7.1 预应力等效荷载的计算

在实际的预应力框架结构中，考虑到充分发挥预应力钢筋的作用，施加预应力的工艺要求以及外荷载的实际分布，预应力框

架结构中的预应力钢筋索形通常由四段抛物线组成，即在框架梁的两端和中部分别采用曲率方向相反的抛物线。梁端部预应力钢筋不通过截面形心时，预应力框架结构的等效荷载如图 3-10 所示。在计算等效荷载时通常假定在每跨内的有效预应力值为恒定，一般可取两端支座点和跨中点的有效预应力值的平均值作为该段梁的有效预应力  $N_{pe}$ 。

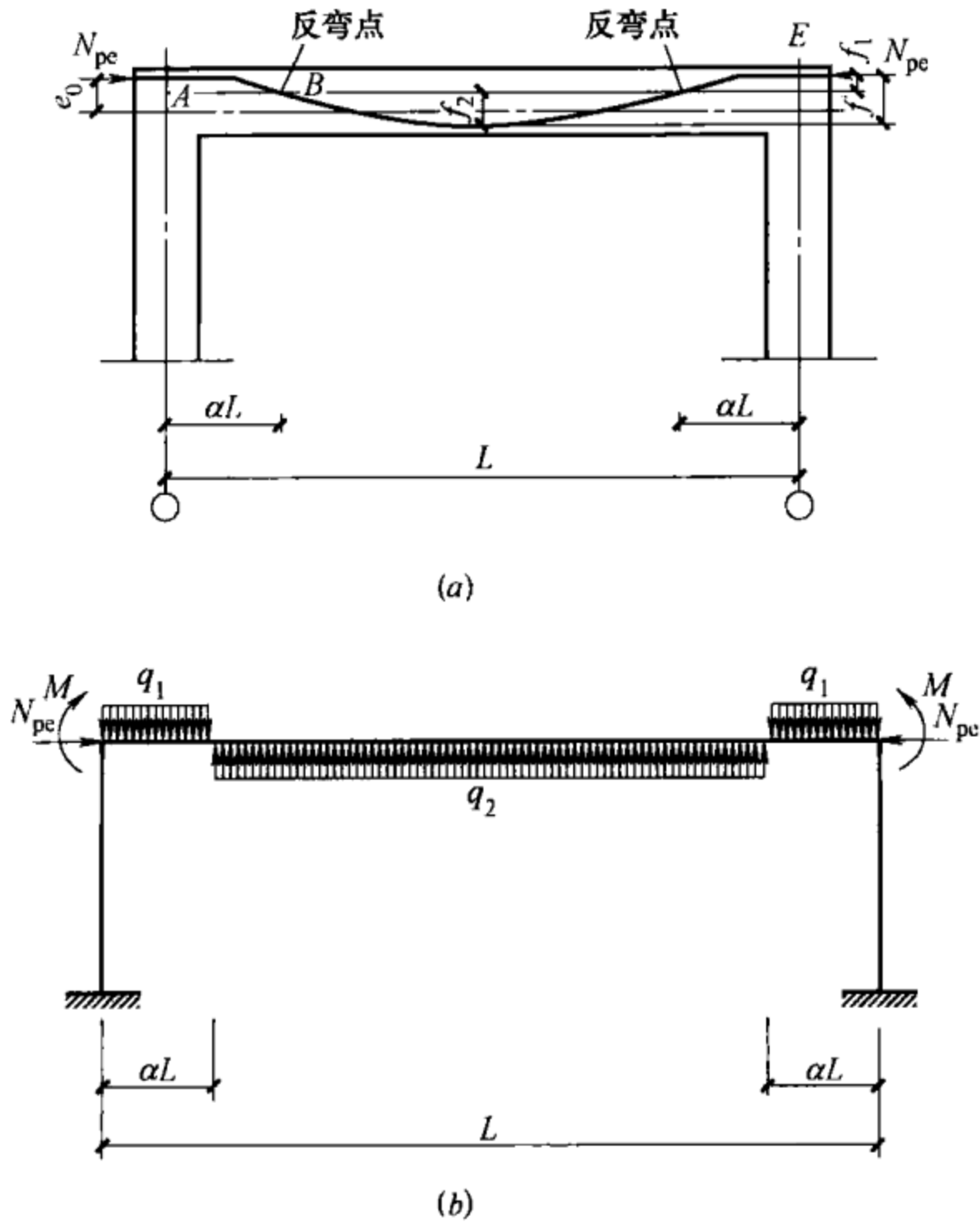


图 3-10 预应力框架结构的等效荷载  
(a) 框架梁预应力钢筋布置；(b) 等效荷载图

在图 3-10 (a) 中， $f_1 = 2\alpha f$ ， $f_2 = (1 - 2\alpha)f$   
在图 3-10 (b) 中，等效均布荷载为：

$$q_1 = \frac{8N_{pe}f_1}{(2\alpha L)^2} = \frac{8N_{pe} \times 2\alpha f}{(2\alpha L)^2} = \frac{8N_{pe}f}{2\alpha L^2}$$

$$q_2 = \frac{8N_{pe}f_2}{[(1-2\alpha)L]^2} = \frac{8N_{pe}(1-2\alpha)f}{[(1-2\alpha)L]^2} = \frac{8N_{pe}f}{(1-2\alpha)L^2}$$

当反弯点位置为  $0.125L$  时，有效预加力为  $N_{pe}$ ，曲线总矢高为  $f$ ， $f=f_1+f_2$ ，按四段抛物线可以得到如下的等效荷载。

$$f_1 = \frac{0.125f}{0.5} = 0.25f$$

$$f_2 = f - f_1 = \frac{0.375}{0.5}f = 0.75f$$

等效均布荷载为：

$$q_1 = \frac{8N_{pe}f}{2\alpha L^2} = \frac{32N_{pe}f}{L^2}$$

$$q_2 = \frac{8N_{pe}f}{0.75L^2} = \frac{32N_{pe}f}{3L^2}$$

节点弯矩为： $M=N_{pe}e_0$

节点力为： $N=N_{pe}$

### 3.7.2 计算综合弯矩时等效均布荷载的简化

如图 3-11 所示，在预应力框架结构中，预应力作用产生的等效均布荷载由向下和向上两类组成，即在框架梁两端的等效均布荷载方向向下，在框架梁中部的等效均布荷载方向向上。当采用通用设计分析软件时，计算等效均布荷载作用下的弯矩存在一定难度，为此，可以将由四段抛物线组成的预应力索形按照单抛物线方式进行简化，即将这四段抛物线简化为弦长为  $L$ ，矢高为  $f$  的单段抛物线。

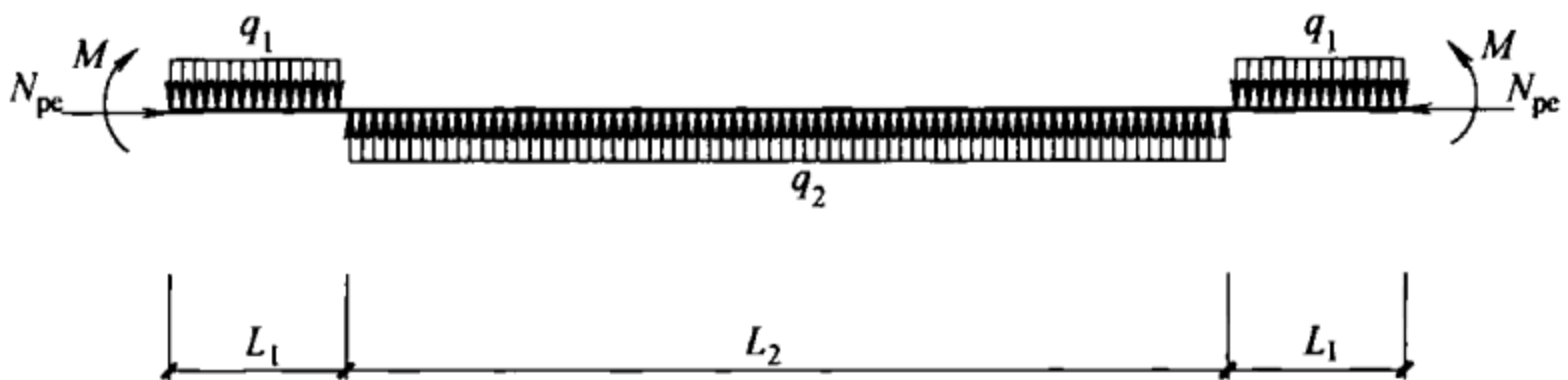


图 3-11 等效荷载图

在框架结构的内力分析中，结构弯矩的分布取决于节点弯矩的大小和梁柱刚度的比例关系，因此，在进行简化时，可以按照

固端弯矩相等的原则进行分析。

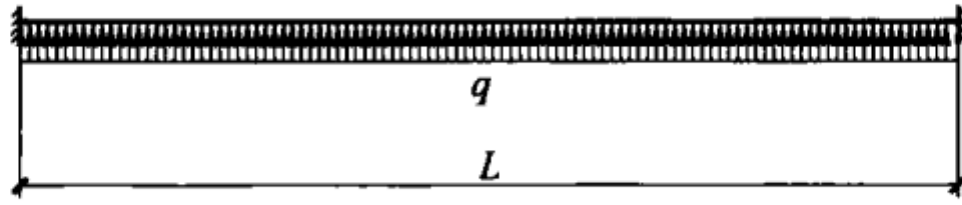


图 3-12 单抛物线等效荷载

如图 3-12 所示，单抛物线预应力筋布置时等效荷载下梁的固端弯矩，由静力手册得：

$$M_{\text{单}} = \frac{qL^2}{12} \quad (3-9)$$

其中 
$$q = \frac{8N_{\text{pe}}f}{L^2} \quad (3-10)$$

故有 
$$M_{\text{单}} = \frac{8N_{\text{pe}}f}{12} \quad (3-11)$$

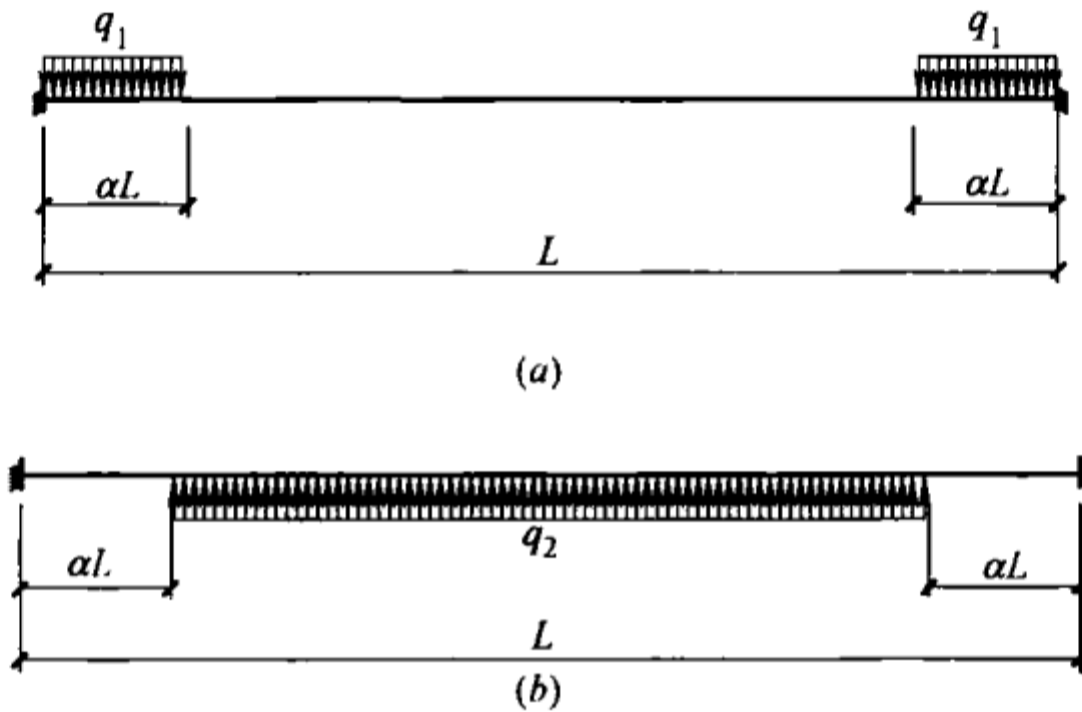


图 3-13 固端弯矩计算简图

(a)  $q_1$  作用简图；(b)  $q_2$  作用简图

同样，由静力手册可以得到四段抛物线布置的预应力筋等效荷载下梁的固端弯矩。

如图 3-13 (a) 所示， $q_1$  作用下的固端弯矩为：

$$M_{1\text{四}} = \frac{q_1 L_1^2 (3-2\alpha)}{6} \quad (3-12)$$

其中  $q_1 = \frac{8N_{pe}f}{2\alpha L^2}$ ,  $L_1 = \alpha L$

代入式 (3-12) 得到:

$$M_{1四} = \frac{(\alpha L)^2 (3-2\alpha) 8N_{pe}f}{12\alpha L^2} = \frac{8\alpha(3-2\alpha)N_{pe}f}{12} \quad (3-13)$$

如图 3-13 (b) 所示, 在  $q_2$  作用下的固端弯矩为:

$$M_{2四} = \frac{q_2 L_2 L [3 - (1-2\alpha)^2]}{24} = \frac{q_2 L_2 L (1+2\alpha-2\alpha^2)}{12} \quad (3-14)$$

其中  $q_2 = \frac{8N_{pe}f}{(1-2\alpha)L^2}$ ,  $L_2 = (1-2\alpha)L$

代入式 (3-14) 得到:

$$M_{2四} = \frac{8N_{pe}f(1-2\alpha)L^2(1+2\alpha-2\alpha^2)}{12(1-2\alpha)L^2} = \frac{8N_{pe}f(1+2\alpha-2\alpha^2)}{12} \quad (3-15)$$

$q_1$  和  $q_2$  作用下的固端弯矩为:

$$\begin{aligned} M_{四} &= M_{2四} - M_{1四} \\ &= \frac{8N_{pe}f(1+2\alpha-2\alpha^2)}{12} - \frac{8N_{pe}f\alpha(3-2\alpha)}{12} \quad (3-16) \\ &= \frac{8N_{pe}f(1-\alpha)}{12} \end{aligned}$$

比较四段抛物线预应力筋布置等效荷载下梁的固端弯矩 [式 (3-16)] 与单抛物线预应力筋布置等效荷载下梁的固端弯矩 [式 (3-11)], 可以发现, 将式 (3-11) 乘以  $(1-\alpha)$  即可得到式 (3-16), 即按照单抛物线计算等效荷载 [式 (3-10)] 后, 再乘以  $(1-\alpha)$  即得到计算四段抛物线下梁的固端弯矩用的等效荷载值, 将此值作为荷载条件与其他等效荷载输入计算分析软件, 便可得到框架结构的综合弯矩值 (支座处的综合弯矩值  $M_{左}$ 、 $M_{右}$  为准确值)。在梁跨中, 按此方法计算时, 预应力等效荷载产生的综合弯矩值可按式 (3-17) 计算。

$$M_{中} = N_{pe}f - \frac{M_{左} + M_{右}}{2} \quad (3-17)$$

### 3.7.3 预应力等效荷载产生的剪力

预应力框架结构中，当采用对称布置的四段抛物线形的预应力钢筋索形时，由于正向荷载与反向荷载所产生的反力数值相等，故不会对梁端产生附加剪力，也不会对柱产生拉力。推论如下：

梁上的等效荷载为：

$$\text{预应力产生的正向荷载 } q_1 = \frac{8N_{pe}f}{2\alpha L^2}$$

$$\text{预应力产生的反向荷载 } q_2 = \frac{8N_{pe}f}{(1-2\alpha)L^2}$$

$$\text{预应力产生的向下剪力 } Q_1 = \frac{8N_{pe}f}{2\alpha L^2} 2\alpha L = \frac{8N_{pe}f}{L}$$

$$\text{预应力产生的向上剪力 } Q_2 = \frac{8N_{pe}f}{(1-2\alpha)L^2} (1-2\alpha)L = \frac{8N_{pe}f}{L}$$

$$Q_1 = Q_2$$

即：对称布置的四段抛物线形的预应力索形不会对梁端产生附加剪力。

### 3.8 预应力等效荷载对框架作用的分析

在框架梁中，预应力筋采用对称布置的四段抛物线形时，预应力等效荷载由预应力产生的端弯矩  $M$  及轴力  $N_{pe}$  和等效均布荷载组成，其中，预应力产生的等效均布荷载可以用单抛物线计算的等效均布荷载 [式 (3-10)] 再乘以  $(1-\alpha)$ ，将此预应力等效荷载作用在框架上，可以得到预应力产生的梁端综合弯矩值，跨中的综合弯矩值为  $M_{中} = N_{pe}f - \frac{M_{左} + M_{右}}{2}$ ，即式 (3-17)。

在求解次弯矩时，用预应力综合弯矩减去预应力钢筋在截面上偏心所产生的主弯矩，即可得到次弯矩：

$$M_2 = M_r - N_{pe}e \quad (3-18)$$

在计算预应力等效荷载作用时，若采用四段抛物线形的预应力钢筋索形，则由于正向荷载与反向荷载所产生的反力数值相

等，不会对梁端产生附加剪力，也不会对柱产生拉力。

在框架结构中，由于预应力等效荷载的方向通常与荷载作用方向相反，因此，预应力对框架结构的柱通常起到有利的作用，在进行框架柱的设计分析时，可不考虑此有利影响。

**【例 3-7】** 单层预应力框架，跨度为 18m，梁截面为 400mm×1100mm，柱截面为 1000mm×1000mm，层高为 6m，框架梁的恒载为 35kN/m。预应力梁的曲线布置如【例 3-1】中图 3-4 所示，张拉控制应力  $\sigma_{\text{con}}$  为 1302MPa，预应力总损失的平均值为 362MPa。估算预应力配筋并求框架梁和柱的综合弯矩以及次弯矩。

**【解】** (1) 估算预应力配筋

预应力有效应力为：

$$\sigma_0 = \sigma_{\text{con}} - \sigma_l = 1302 - 362 = 940 \text{N/mm}^2$$

根据单抛物线所产生的等效荷载等于外加恒载估算预应力钢筋数量，即

$$q = \frac{8N_{\text{pe}}f}{L^2} = 35 \text{kN/m}$$

此时， $f = 1100 - 110 - 150 = 840 \text{mm}$

求得  $N_{\text{pe}} = 1688 \text{kN}$

应配置的预应力钢筋根数为：

$$n = \frac{1688000}{140 \times 940} = 12.8$$

实际配筋  $12\phi^{s}15.2$ 。

有效预加力为： $N_{\text{pe}} = 12 \times 140 \times 940 = 1579 \text{kN}$

(2) 求框架梁和柱的综合弯矩和次弯矩

根据图 3-4 所示索形求解的等效荷载包括节点弯矩、节点力以及等效均布荷载。

预加力在梁端部产生的集中弯矩为：

$$M_{\text{端}} = N_{\text{pe}}e_p = 1579 \times 0.4 = 632 \text{kN} \cdot \text{m}$$

按照单抛物线求得等效均布荷载为：

$$q = \frac{8N_{pe}f}{L^2} = \frac{8 \times 1579 \times 0.84}{18^2} = 32.7 \text{ kN/m}$$

用于计算固端弯矩的等效均布荷载为：

$$q_{\text{换}} = q(1-\alpha) = 28.6 \text{ kN/m}$$

预应力框架的等效荷载如图 3-14 所示，将  $q_{\text{换}}$  及  $M_{\text{端}}$  作为荷载按实际作用方向输入设计分析软件，得到如图 3-15 所示的综合弯矩图。

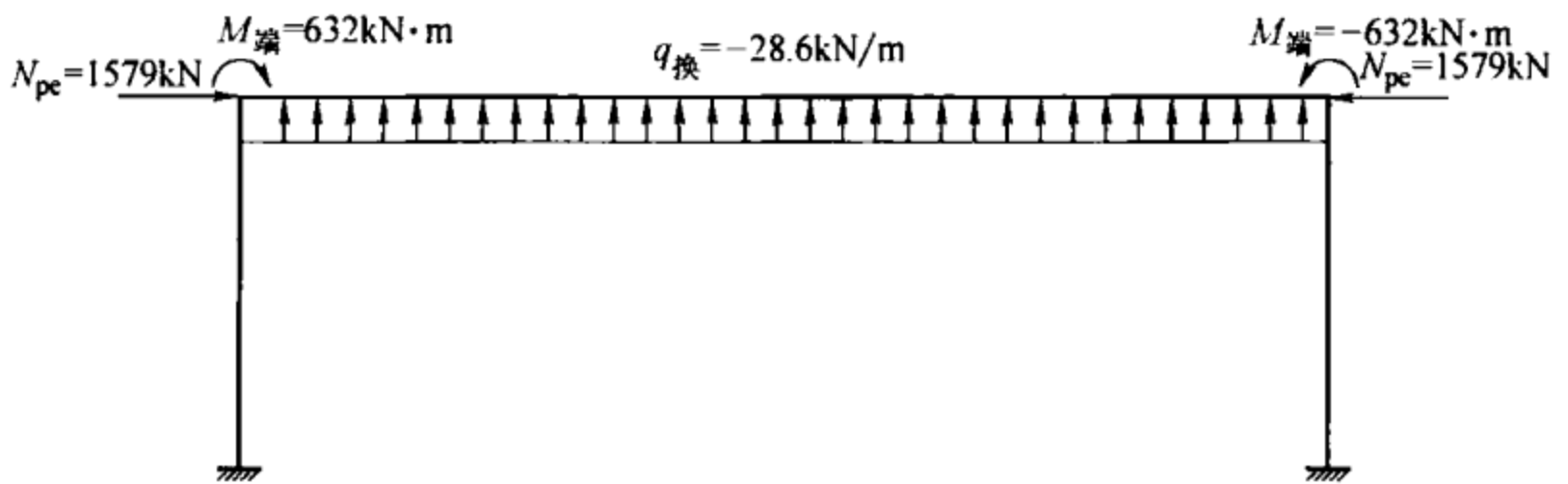


图 3-14 等效荷载图

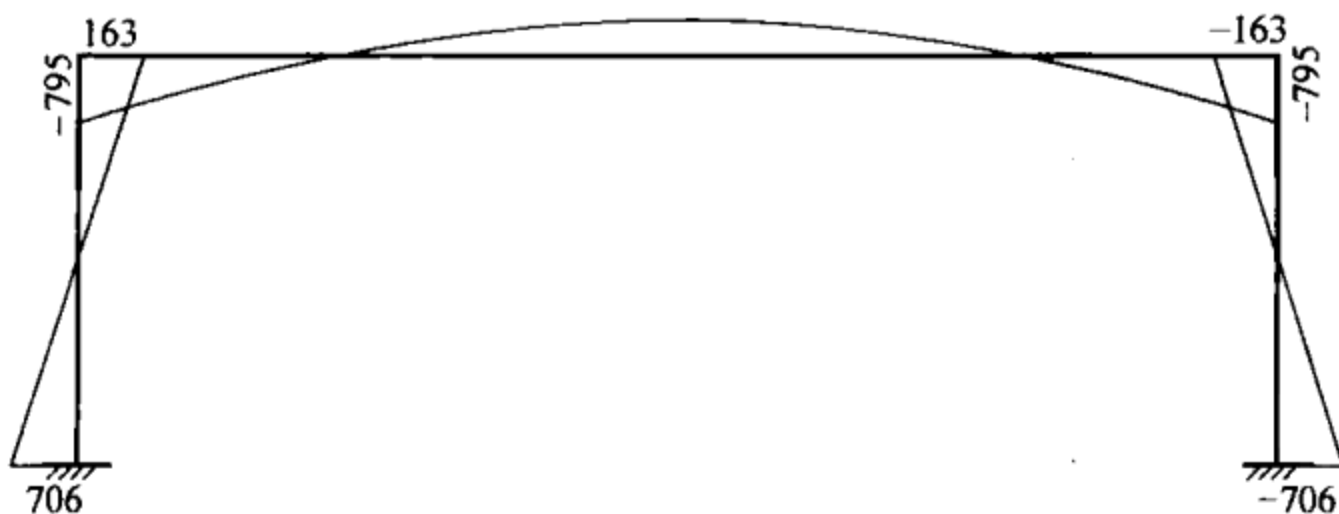


图 3-15 综合弯矩图

框架梁跨中的综合弯矩值为：

$$M_{\text{中}} = N_{pe}f - \frac{M_{\text{左}} + M_{\text{右}}}{2} = 1579 \times 0.84 - 795 = 531 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

预应力框架的次弯矩可按照式 (3-18) 求出, 即:

预应力框架梁跨中的次弯矩为:

$$M_2 = -531 + 1579 \times 0.44 = -164 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

预应力框架梁支座次弯矩为:

$$M_2 = 795 - 1579 \times 0.40 = 163 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由于本框架的柱未施加预应力, 柱的次弯矩等于综合弯矩。

预应力框架的次弯矩如图 3-16 所示。

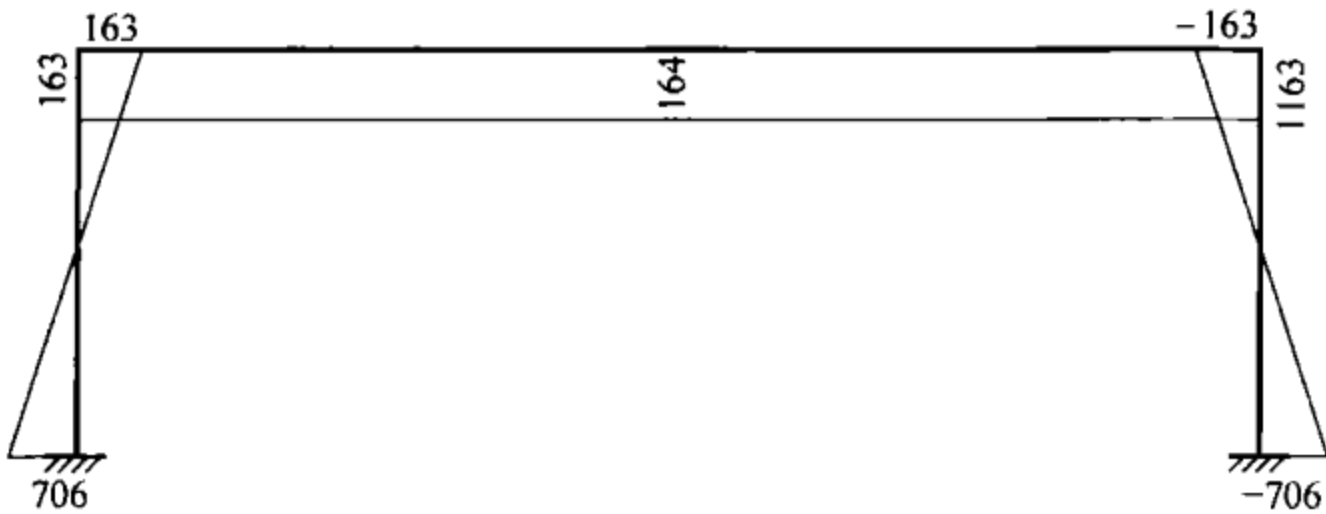


图 3-16 次弯矩图

如图 3-16 所示, 柱次弯矩与外荷载相比, 一般情况下方向相反, 即框架梁的预应力作用对框架柱起到有利的作用。在利用通用设计软件进行设计时, 为了简化设计可以不考虑预应力对柱的有利作用。

### 3.9 预应力等效荷载对井字梁作用的分析

井字梁是大跨度结构中常用的一种结构形式, 由于井字梁具有双向受力的特点, 因而可以有效地减小梁的高度, 从而降低建筑层高, 节省材料, 在大空间的公共建筑和工业建筑等结构中有广泛的应用。由于井字梁属于双向受力体系, 在预应力等效荷载的作用下, 其综合内力的计算较框架梁的计算要复杂许多。其中最主要的不同是单向预应力等效荷载的作用会对井字梁双向均产生影响。

以 24m 跨的双向井字梁为例进行分析, 井字梁的结构平面图如图 3-17 所示, 井字梁间距 6m, 截面为 350mm × 1000mm,

双向梁的截面相同，两方向跨度相同，周边简支。在本例中，井字梁在两个方向的刚度相同。

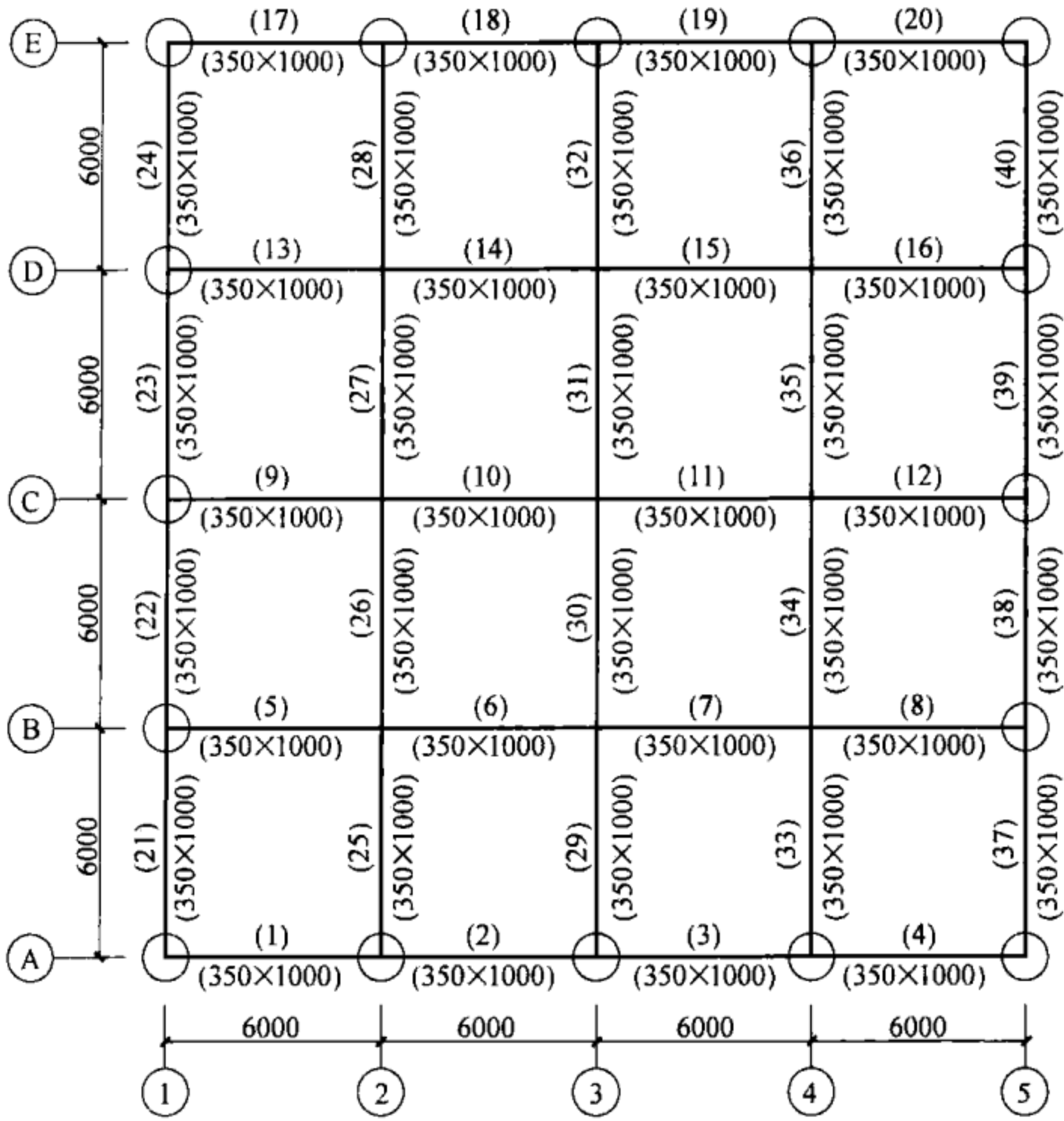


图 3-17 井字梁结构平面布置

由于在荷载作用下各梁的受力有所不同，因此，预应力钢筋配筋数量亦有所不同，假设③轴和©轴梁（YKL1）的预应力配筋为  $2-9\phi^{s}15.2$ ，②轴、④轴和®轴、©轴梁（YKL2）的预应力配筋为  $2-7\phi^{s}15.2$ ，预应力钢筋的有效预应力值为  $900\text{MPa}$ ，预应力钢筋的索形采用单抛物线形，如图 3-18 所示。

梁 YKL1 的预应力等效荷载为：

$$q_1 = \frac{8Nf}{L^2} = \frac{8 \times 2268 \times 0.49}{24^2} = 15.4 \text{ kN/m}$$

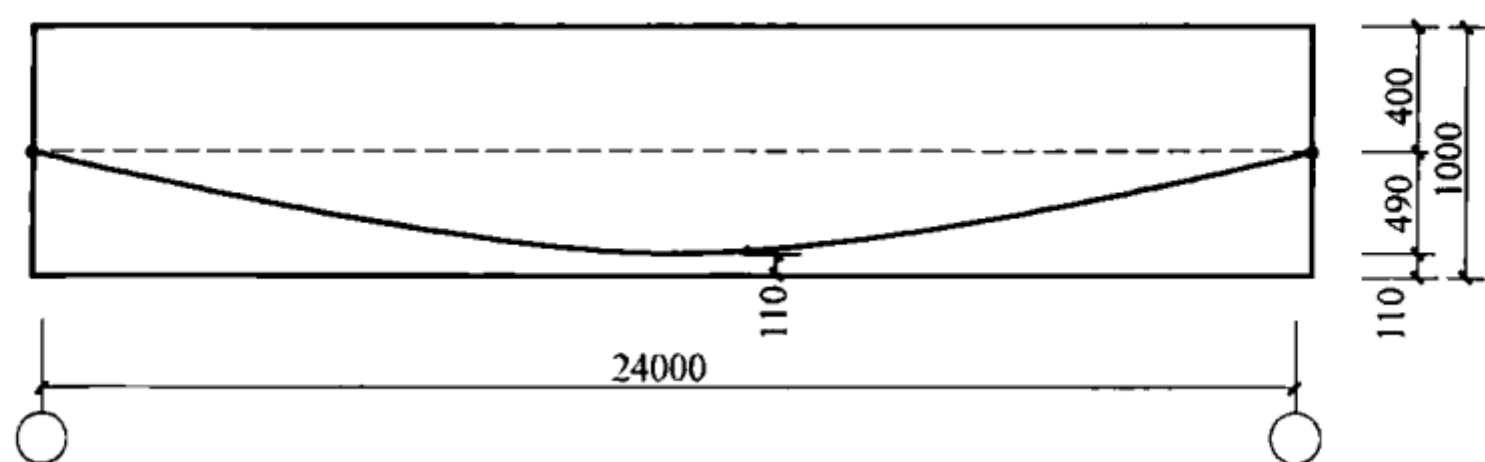


图 3-18 预应力索形

梁 YKL2 的预应力等效荷载为：

$$q_2 = \frac{8Nf}{L^2} = \frac{8 \times 1764 \times 0.49}{24^2} = 12 \text{ kN/m}$$

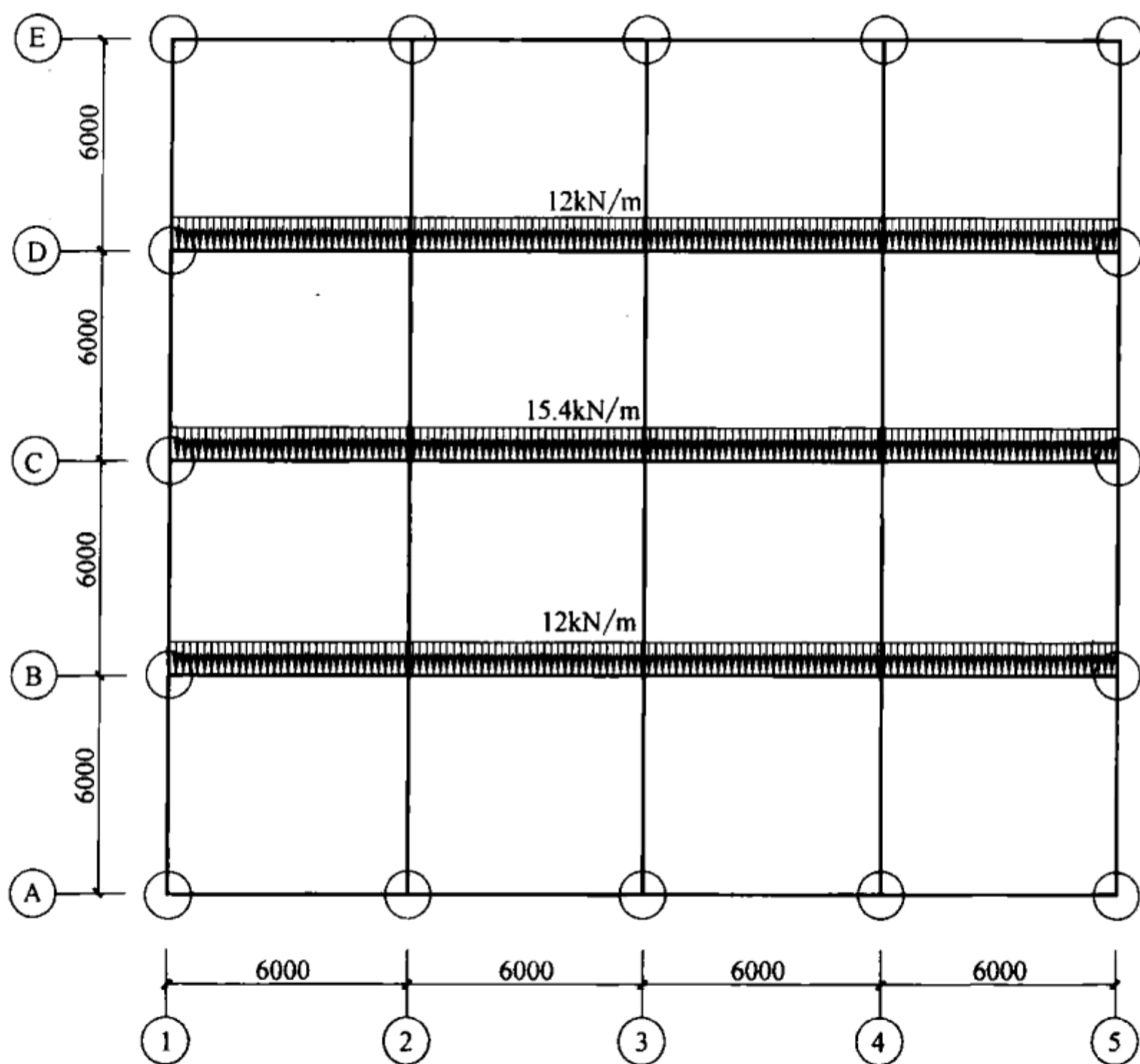


图 3-19 预应力等效荷载布置之一

首先分析字母轴线③、④、⑤轴上的梁上作用有预应力等效荷载时的井字梁的预应力综合内力。预应力等效荷载如图 3-19 所示。根据计算可以得到井字梁在该荷载作用下的预应力综合弯矩，如图 3-20 所示，从图中可以看出，在字母轴线方向的梁上施加预应力后，不仅在字母轴线方向的梁中产生了预应力综合弯矩，在数字轴方向的梁中同样产生了预应力综合弯矩。

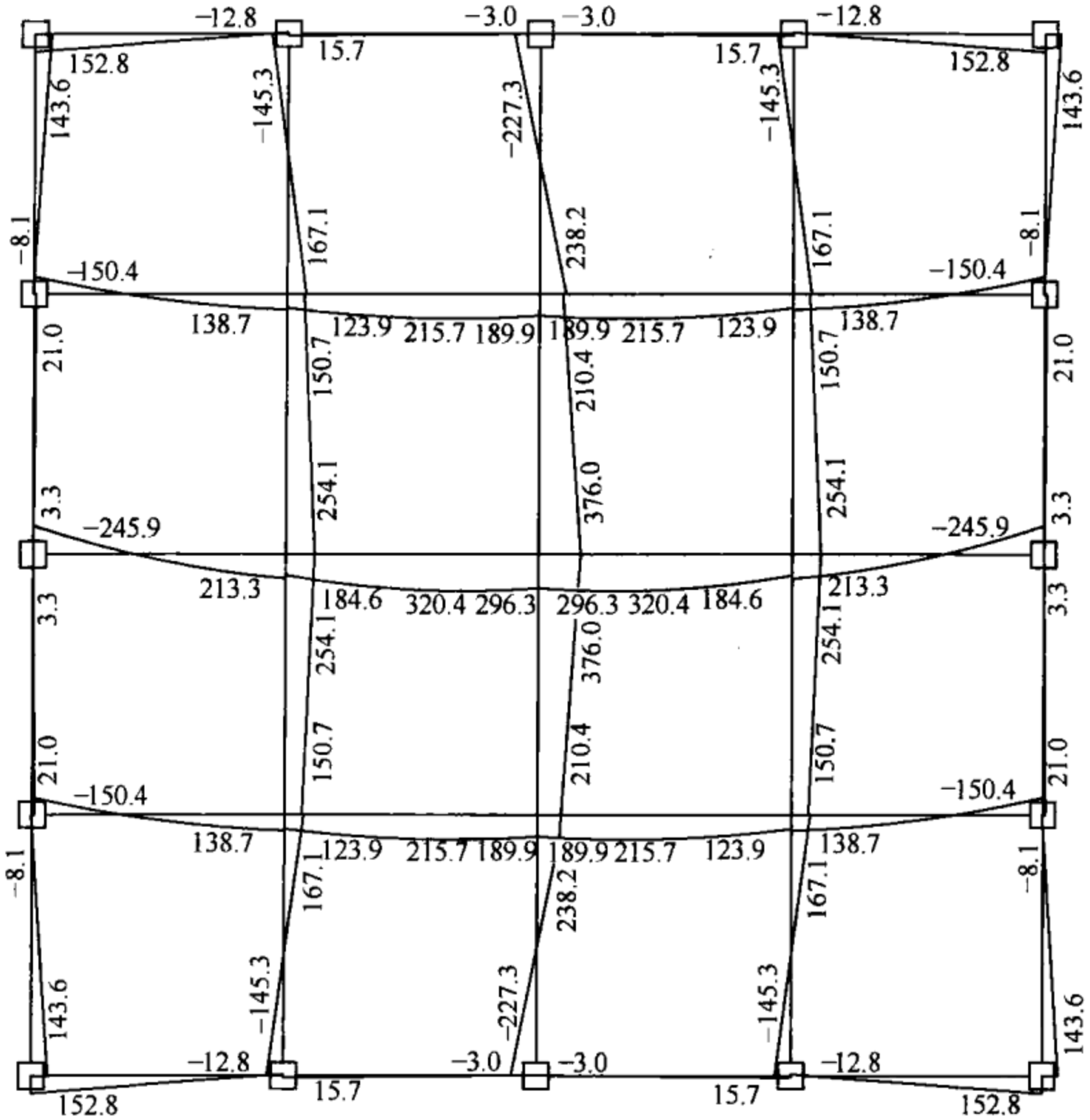


图 3-20 弯矩图

其次分析字母轴线③、④、⑤轴上的梁和数字轴上的梁②、③、④轴同时施加预应力作用时的预应力综合弯矩。此时预应力等效荷载如图 3-21 所示。根据计算可以得到井字梁在双向

预应力等效荷载作用下的预应力综合弯矩，如图 3-22 所示，从图中可以看出，在双向预应力等效荷载作用下，字母轴线方向的梁与数字轴方向的梁中的预应力综合弯矩值相同。

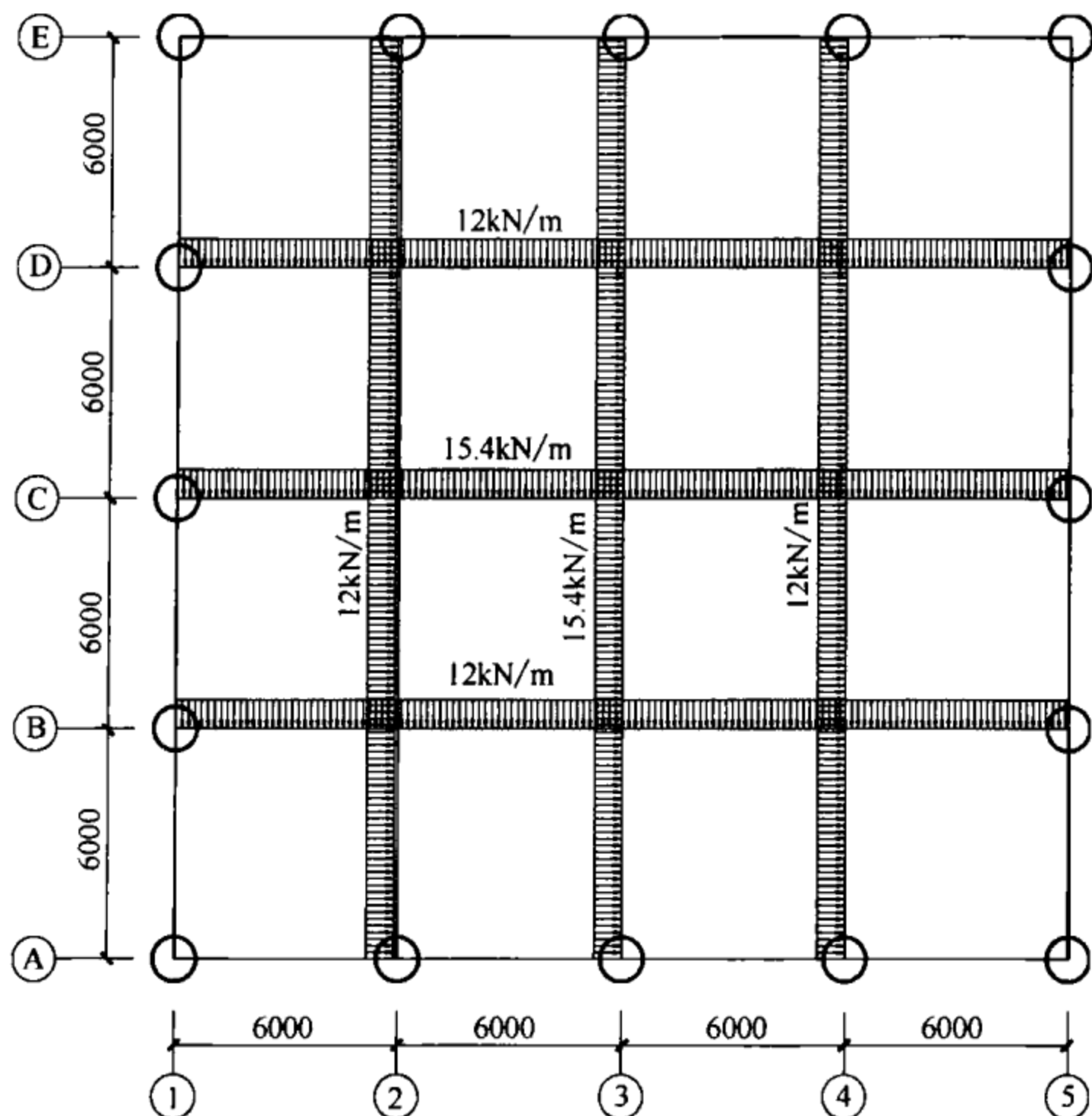


图 3-21 预应力等效荷载布置之一

对比两种计算结果，可以得到以下的结论：

- 1) 在预应力井字梁中，即使仅在单方向施加预应力，预应力等效荷载的作用仍会对两个方向的梁产生影响；
- 2) 本示例中由于两个方向梁的刚度相同，单向预应力等效荷载对两个方向影响基本相同；
- 3) 在井字梁结构中，如果仅在单方向施加预应力，需要注意预应力梁中的次弯矩分布与框架梁不同；
- 4) 在双向结构中，预应力的作用会改变结构的实际内力分布状况。

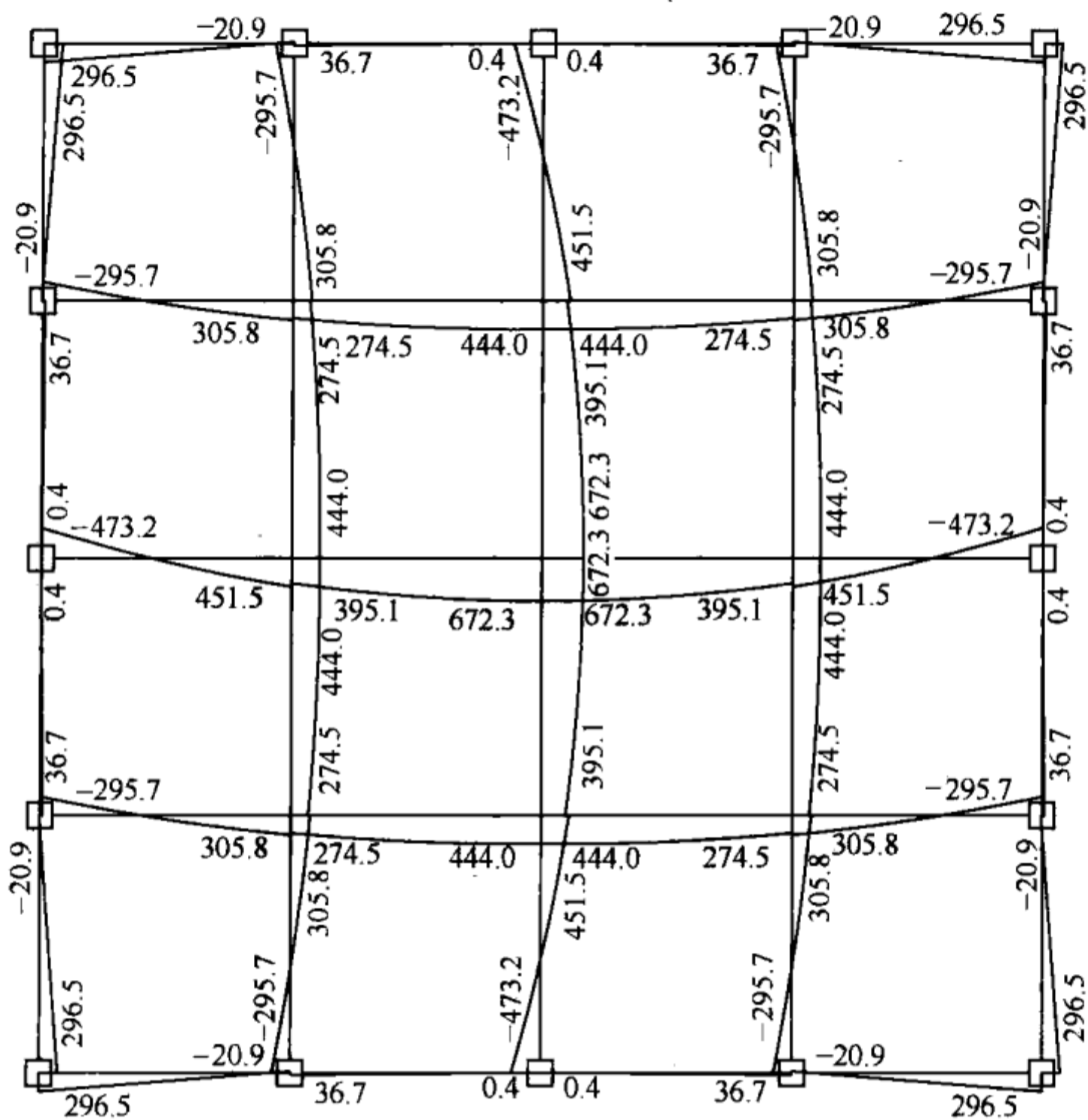


图 3-22 弯矩图

## 第4章 结构受弯承载力极限状态设计

预应力混凝土构件承载力极限状态验算包括受弯承载力、受剪承载力、受扭承载力和受拉承载力等，GB 50010—2010 第3.3.2节给出其基本表达式为：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (4-1)$$

式中  $\gamma_0$ ——结构重要性系数；

$S$ ——承载力极限状态下作用组合的效应设计值；

$R$ ——结构构件的抗力设计值。

对于预应力混凝土框架结构构件，其受扭承载力和受拉承载力的计算方法与非预应力混凝土结构没有差别。而在受剪承载力计算中，预应力一般起到有利作用，且预应力梁一般跨高比较大，通常剪力也不起控制作用。在受弯承载力计算中，一方面预应力是施加于结构上的作用；另一方面预应力筋又是提供抗力的材料，因此其计算方法略显复杂。预应力混凝土框架结构中，一般不采用无粘结预应力筋，故本书只对有粘结预应力梁的受弯承载力设计进行讨论，并得到满足工程需要的实用设计方法。

### 4.1 预应力钢筋受力过程分析

在预应力结构中，预应力筋的受力过程可分成两个阶段，即张拉阶段和使用阶段。图4-1反映了预应力筋及非预应力筋的受力过程。

在张拉阶段，预应力钢筋由于张拉其应力达到有效预应力 $\sigma_{pe}$ ，非预应力钢筋则由于混凝土中的压应力作用，产生 $\alpha_E \sigma_{pc}$ 的压应力。在施加预应力的同时，预加力对结构造成的影响类似于以节点集中荷载和反向荷载的方式作用于预应力框架结构上，通常这类作用称之为等效荷载。施加于结构上的等效荷载，将在结

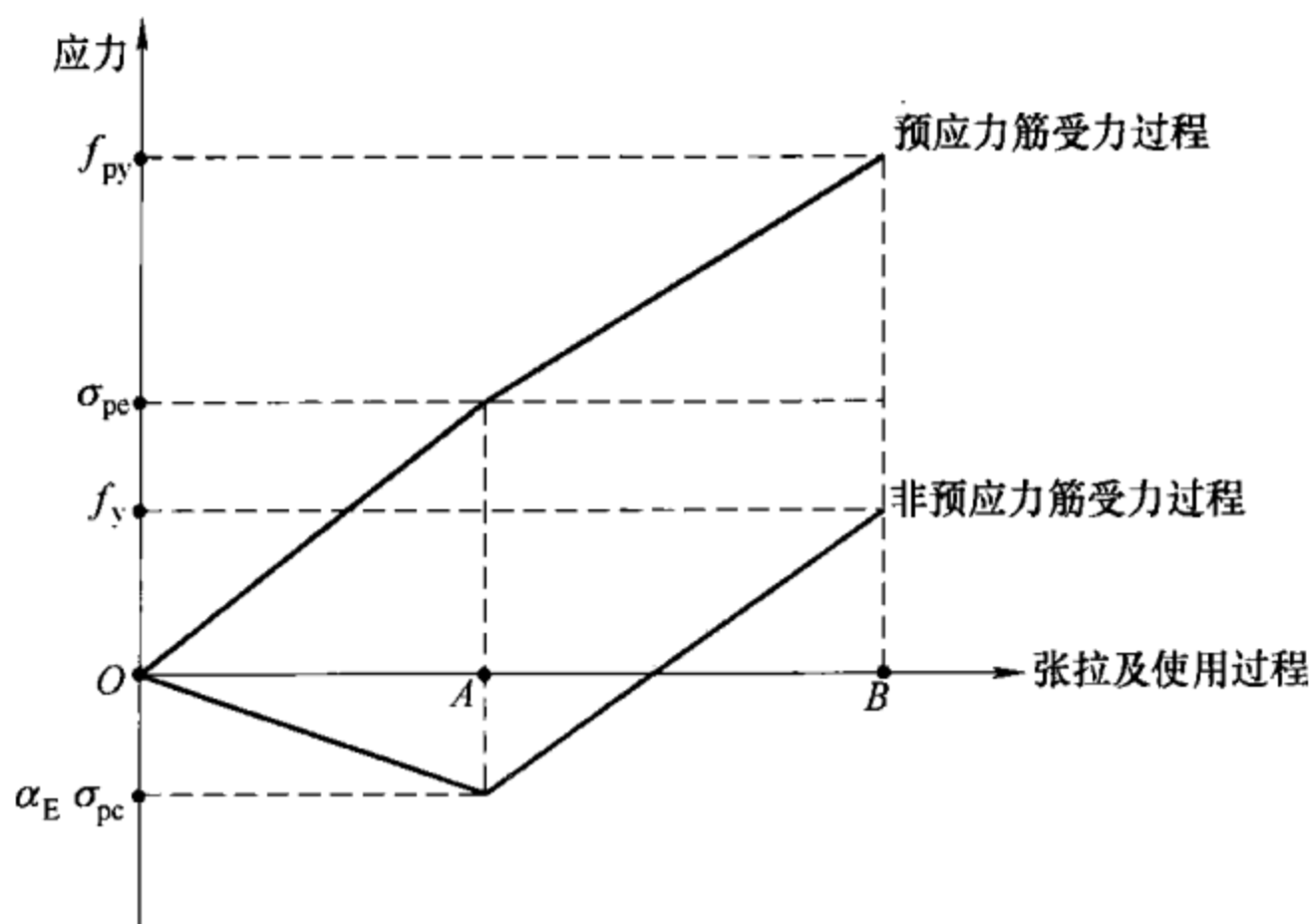


图 4-1 预应力筋及非预应力筋的受力过程示意图  
A—张拉结束时；B—承载力极限状态时

构中产生弯矩、轴力等效应，称为综合内力。

在使用阶段，随着使用荷载的增加，预应力筋和非预应力钢筋的应力逐渐提高。达到极限状态时，非预应力钢筋应力达到抗拉强度设计值  $f_y$ ，预应力钢筋应力提高  $\Delta\sigma_p$ ，此时，预应力筋的应力为  $\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma$ 。在工程设计中，《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92—2004 中规定预应力钢筋的设计强度为  $\sigma_{pu}$ ，且  $\sigma_{pe} \leq \sigma_{pu} \leq f_{py}$ ，而《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 则规定有粘结预应力钢筋的设计强度为  $f_{py}$ ，即  $f_{py} = \sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma$ ，即在极限状态时，有粘结预应力钢筋的应力  $\sigma_{pu}$  可以达到  $f_{py}$ ，而无粘结预应力钢筋的应力  $\sigma_{pu}$  则小于或等于  $f_{py}$ 。

在国内外，基于对预应力构件中钢筋受力过程的分析 and 认识，有粘结预应力混凝土结构的受弯承载力计算有两种方式。第一种方式是，在计算中直接采用预应力钢筋的强度设计值进行抗力的计算，与此同时，将预应力的作用分解为主内力和次内力，次内力应参与和其他荷载作用的组合，即在作用部分应增加次内力作用项。第二种方式是，在计算中按照钢筋实际的受力过程，

将预应力钢筋的作用分为张拉和使用两个阶段，将预应力视为荷载作用，预应力荷载作用所产生的效应直接参与其他荷载作用的组合，在抗力计算部分，预应力钢筋的设计强度则取用构件达到极限状态时预应力钢筋的应力增量，即  $\Delta\sigma = f_{py} - \sigma_{pe}$ 。

我国《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 采用了第一种方式，在承载力极限状态时，预应力筋将达到其强度设计值，故直接取用预应力筋的强度设计值  $f_{py}$ ，即将预应力筋全部抗拉力视作抗力计算，此时与预应力纵向受拉钢筋处于消压状态下的应力值  $\sigma_{p0}$  无直接关系，其抗弯承载力计算表达式根据 GB 50010—2010 第 6.2.10 条得出，其中取受压区纵向预应力筋的截面面积  $A'_p = 0$ ，即有：

$$M \leq \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (4-2)$$

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p \quad (4-3)$$

式中  $M$ ——弯矩设计值；

$\alpha_1$ ——系数，混凝土强度等级不超过 C50 时， $\alpha_1$  取为 1.0，混凝土强度等级为 C80 时， $\alpha_1$  取为 0.94，其间按线性内插法确定；

$f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值；

$A_s, A'_s$ ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

$A_p$ ——受拉区纵向预应力筋的截面面积；

$b$ ——矩形截面的宽度或倒 T 形截面的腹板宽度；

$f'_y$ ——普通钢筋抗压强度设计值；

$x$ ——混凝土受压区高度；

$f_y, f_{py}$ ——普通钢筋、预应力筋抗拉强度设计值；

$h_0$ ——截面有效高度；

$a'_s$ ——受压区纵向普通钢筋合力点至截面受压边缘的距离。

式 (4-2) 所表述的抗弯承载能力计算公式，对于预应力结构或非预应力结构没有区别，但是，GB 50010—2010 特别指出对于预应力结构，在弯矩设计值中预应力次弯矩应参与组合，当

预应力作用效应对承载力不利时，其荷载分项系数取 1.2。

在采用上述第一种方式的式 (4-2) 中，预应力钢筋的强度可以直接按普通钢筋方式采用，设计者按照普通钢筋混凝土结构理解预应力构件的极限承载能力的计算，比较容易理解抗力的有关计算内容；但由于并未考虑预应力钢筋的实际受力过程，需要在外荷载作用的表达式中增加次内力项，由于次内力的概念是在预应力作用的基础上分解计算所得，容易使设计人员对预应力作用的理解造成困难，尤其增加了使用阶段裂缝宽度和挠度计算的难度。

欧洲规范 (CEB-FIP) 采用了第二种表述方法，即将预应力钢筋的作用分解为荷载效应和抗力效应两个部分，同时，规定了预应力钢筋在使用阶段的应力增量不应超过 600MPa，即

$$f_{pyd,net} = 0.9 f_{ptk} / \gamma_s - \sigma_{d0} \leq 600 \text{MPa}$$

预应力筋中的有效预加力作为效应设计值，其值可取为：

$$N_{p0,d} = \sigma_{d0} A_p \quad (4-4)$$

式中  $f_{pyd,net}$ ——预应力筋的净抗拉强度设计值；

$f_{ptk}$ ——预应力筋的抗拉强度标准值；

$\gamma_s$ ——预应力筋的抗拉强度分项系数；

$\sigma_{d0}$ ——预应力加载体系中考虑的预应力筋设计应力，即有效预应力值。

在弯矩设计值中，由预应力等效荷载产生的总弯矩（即综合弯矩  $M_r$ ）应参与组合，即

$$M = M_{dir} + M_r \quad (4-5)$$

式中  $M_{dir}$ ——外加荷载所引起的弯矩；

$M_r$ ——预加力所引起的总弯矩，又称综合弯矩。

预应力筋中的剩余部分强度作为抗力，其净抗力设计值可取为：

$$N_{py,net} = f_{py,net} A_p = (f_{py} - \sigma_{d0}) A_p \quad (4-6)$$

$$f_{py} - \sigma_{d0} \leq 600 \text{MPa}$$

式中  $N_{py,net}$ ——预应力筋的净抗力设计值；

$f_{py,net}$ ——预应力筋的净抗拉强度设计值；

$f_{py}$ ——预应力筋的抗拉强度设计值。

在采用第二种方式的式(4-4)~式(4-6)中,考虑了预应力钢筋的实际受力过程,设计人员可以更好地理解预应力的作用;但在承载能力计算的表达式中则需要考虑预应力钢筋的应力增量。

实际上对预应力混凝土受弯构件,按上述两种计算方法求得的正截面承载力的效果是一致的,两者仅是表现在对预应力效应作简单分解或不作分解的形式差别。

## 4.2 受弯承载力计算方法

我国规范 GB 50010—2010 采用第一种方式进行计算分析,由于次内力的概念源自于计算分析的需要,而非实际结构中由作用直接产生,容易使结构设计人员对预应力的作用产生困惑,难以从概念上准确认识、理解预应力对结构产生的影响,影响了预应力技术的推广应用。本节中为了帮助设计人员对预应力框架梁的设计有更明确的认识,以 GB 50010—2010 算法为基础,推导出等效的、按第二种方式进行计算的表达式。不过,在实际设计工作中,采用 GB 50010—2010 规定的方法进行设计仍然是有效的设计方法。

GB 50010—2010 规定,直接采用强度设计值  $f_{py}$  作为承载力极限状态时预应力筋所提供的抗力,同时在外荷载作用的表达式中加入了次内力组合,得到了与非预应力结构相同的受弯承载力计算式:

$$M+M_2 \leq \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (4-7)$$

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f_y' A_s' + f_{py} A_p \quad (4-8)$$

式中  $M_2$ ——次弯矩项。

GB 50010—2010 规定次弯矩  $M_2$  宜按下列公式计算:

$$M_2 = M_r - M_1 \quad (4-9)$$

$$M_1 = N_p e_{pn} \quad (4-10)$$

- 式中  $M_2$ ——预加力  $N_p$  引起的次弯矩；  
 $M_r$ ——由预加力  $N_p$  的等效荷载在结构构件截面上产生的弯矩值（即综合弯矩）；  
 $M_1$ ——预加力  $N_p$  对截面重心偏心引起的弯矩值（即主弯矩）；  
 $N_p$ ——后张法预应力混凝土构件的有效预加力，此处不考虑  $\sigma_{l5}$  的影响；  
 $e_{pn}$ ——截面重心至预加力作用点的距离。

根据次弯矩  $M_2$  的定义式可得：

$$M_2 = M_r - M_1 = M_r - N_p e_{pn} \quad (4-11)$$

将式 (4-11) 代入式 (4-7)，便可得到将预应力荷载视为外荷载的受弯承载力公式。预应力钢筋的有效预应力  $\sigma_{pe}$  应作为预应力荷载，预应力钢筋强度设计值  $f_{py}$  中高出  $\sigma_{pe}$  的部分 ( $f_{py} - \sigma_{pe}$ ) 应作为抗拉材料计入承载力计算。

矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算如下 (图 4-2)。

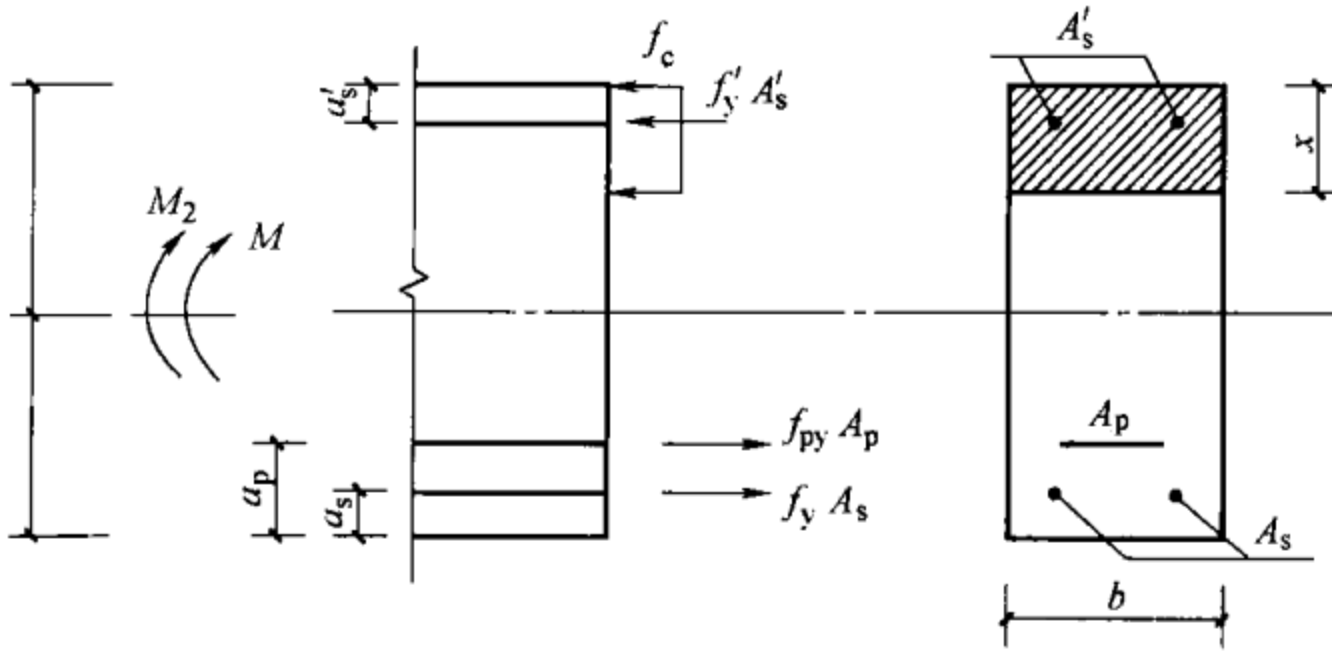


图 4-2 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

由式 (4-2) 有：

$$M \leq \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

混凝土受压区高度应按式 (4-3) 确定，即：

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p$$

将式 (4-3) 代入式 (4-2)，得到：

$$M \leq (f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p) \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \\ = f_y A_s \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{py} A_p \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) - f'_y A'_s \left( a'_s - \frac{x}{2} \right)$$

根据  $h_0$  的定义有:

$$(f_y A_s + f_{py} A_p) h_0 = f_y A_s h_s + f_{py} A_p h_p, \text{ 其中 } h_s = h - a_s, h_p = h - a_p$$

则得到对截面压力中心  $x/2$  取力矩的承载力公式:

$$M \leq f_y A_s \left( h_s - \frac{x}{2} \right) + f_{py} A_p \left( h_p - \frac{x}{2} \right) - f'_y A'_s \left( a'_s - \frac{x}{2} \right)$$

引入次弯矩  $M_2$ :

$$M \rightarrow M + M_2 = M + (M_r - M_1) = M + M_r + N_p e_{pn} \text{ (在预应力框架结构中, } M_1 \text{ 始终与外弯矩方向相反)}$$

GB 50010—2010 规定在计算次内力时,  $\sigma_{t5}$  和  $\sigma'_{t5}$  可近似取为零, 即:

$$N_p = \sigma_{pe} A_p, N_p e_{pn} = \sigma_{pe} A_p y_{pn}$$

则有:

$$M \rightarrow M + M_r + \sigma_{pe} A_p y_{pn} \leq f_y A_s \left( h_s - \frac{x}{2} \right) \\ + f_{py} A_p \left( h_p - \frac{x}{2} \right) - f'_y A'_s \left( a'_s - \frac{x}{2} \right)$$

预应力筋的消压预应力  $\sigma_{p0} = \sigma_{pe} + \alpha_E \sigma_{pc}$ ,  $\alpha_E \sigma_{pc}$  相比  $\sigma_{pe}$  很小, 故可不考虑  $\alpha_E \sigma_{pc}$ , 得到预应力筋的消压预应力名义值:

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pe}$$

$$\text{令 } f_{py} = (f_{py} - \sigma_{pe}) + \sigma_{pe}, f_{py} A_p = (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p + \sigma_{pe} A_p$$

则有:

$$M + M_r \leq f_y A_s \left( h_s - \frac{x}{2} \right) + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p \left( h_p - \frac{x}{2} \right) \\ - f'_y A'_s \left( a'_s - \frac{x}{2} \right) + \sigma_{pe} A_p \left( h_p - y_{pn} - \frac{x}{2} \right)$$

令  $h_N = h_p - y_{pn}$ , 表示截面形心到上缘距离, 如图 4-3 所示。最后得到视预应力荷载为外荷载, 不考虑次弯矩的预应力混

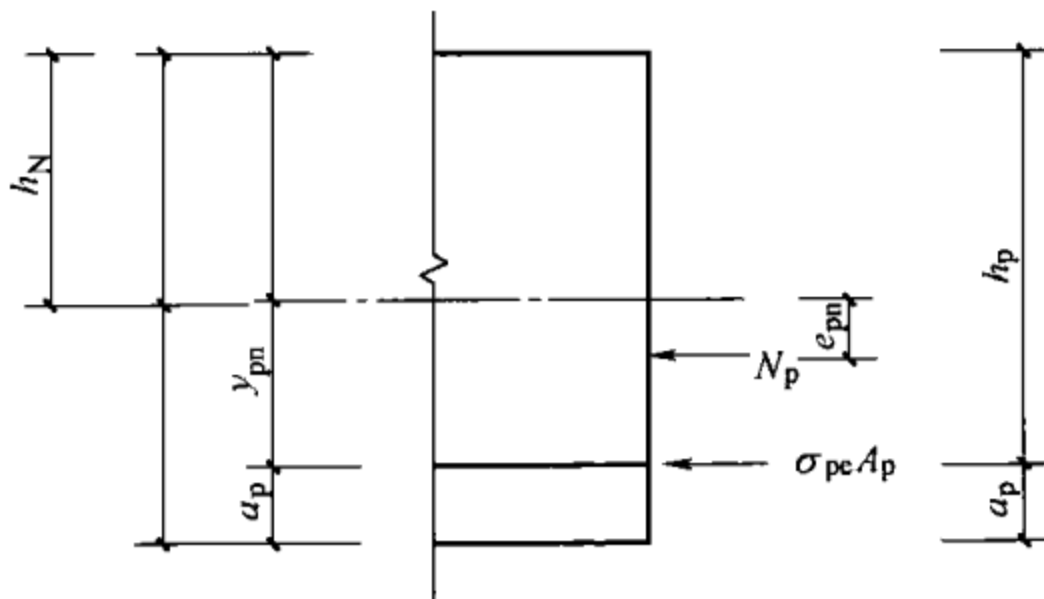


图 4-3 受拉区、受压区预应力钢筋合力位置

混凝土受弯承载力公式，见式 (4-12) 和式 (4-13)，其计算简图见图 4-4。

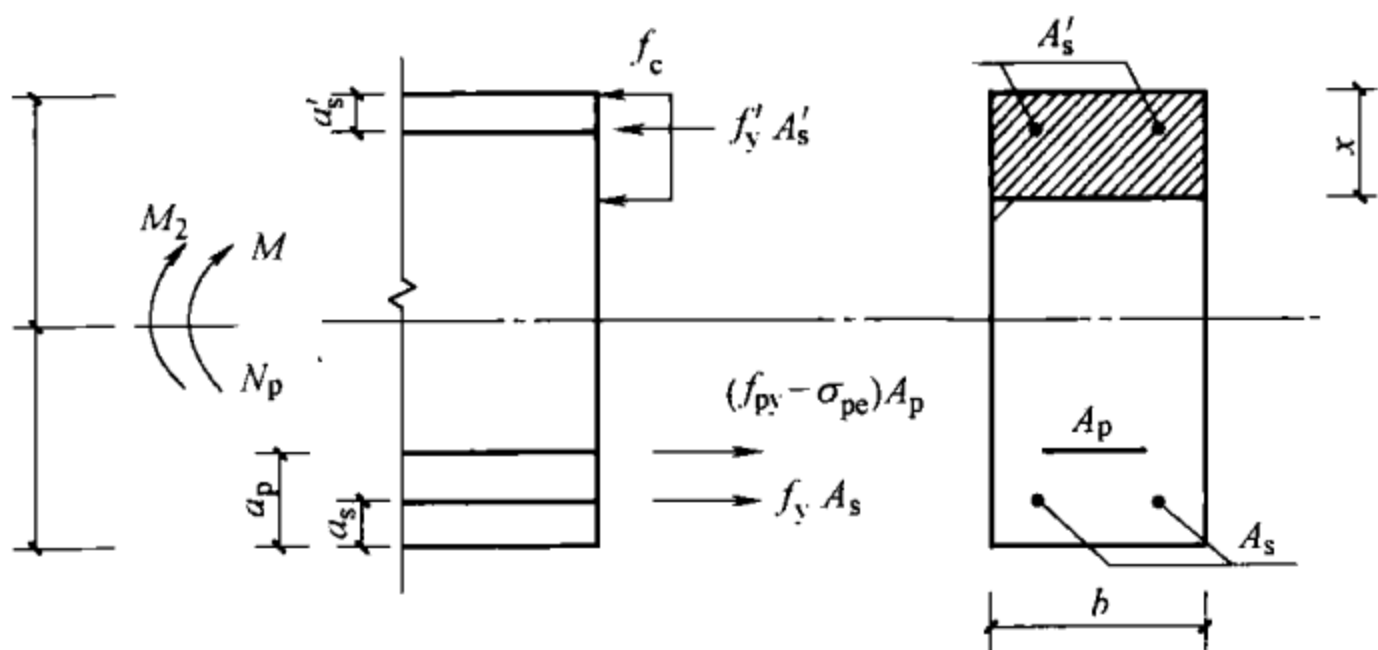


图 4-4 矩形截面预应力受弯构件正截面承载力计算

$$M + M_r \leq f_y A_s \left( h_s - \frac{x}{2} \right) + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p \left( h_p - \frac{x}{2} \right) - f'_y A'_s \left( a'_s - \frac{x}{2} \right) + N_p \left( h_N - \frac{x}{2} \right) \quad (4-12)$$

混凝土受压区高度  $x$  按下式确定。

$$f_c b x = f_y A_s + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p - f'_y A'_s + N_p \quad (4-13)$$

式中  $M$ ——外荷载作用下的弯矩设计值；

$M_r$ ——预应力作用下的综合弯矩设计值， $M_r = \gamma_p M_{rk}$ ，其中  $M_{rk}$  为预应力作用下的综合弯矩标准值， $\gamma_p$  为预应力作用的分项系数，当作用效应对承载力不利

时, 取 1.2; 当作用效应对承载力有利时, 取 1.0;

$f_y$ ——非预应力钢筋抗拉强度设计值;

$f'_y$ ——非预应力钢筋抗压强度设计值;

$A_s$ ——受拉区纵向非预应力钢筋的截面面积;

$A'_s$ ——受压区纵向非预应力钢筋的截面面积;

$h_s$ ——受拉区纵向非预应力钢筋的合力作用点至受压区边缘的距离;

$h_p$ ——受拉区纵向预应力钢筋的合力作用点至受压区边缘的距离;

$a'_s$ ——受压区纵向非预应力钢筋的合力作用点至受压区边缘的距离;

$x$ ——混凝土受压区高度;

$f_{py}$ ——预应力钢筋抗拉强度设计值;

$\sigma_{pe}$ ——预应力钢筋的有效预应力;

$N_p$ ——后张法预应力混凝土构件的有效预加力, 此处不考虑  $\sigma_{l5}$  的影响,  $N_p = \sigma_{pe} A_p$ ;

$h_N$ ——截面形心到受压区边缘距离,  $h_N = h_p - y_{pn}$ ;

$y_{pn}$ ——截面形心到预应力筋合力作用点的距离;

$A_p$ ——受拉区纵向预应力钢筋的截面面积;

$f_c$ ——混凝土抗压强度设计值;

$b$ ——截面宽度。

如果按照单筋截面来验算, 显然其结果是偏于安全的, 则式 (4-12)、式 (4-13) 可进一步简化为:

$$M + M_r \leq f_y A_s \left( h_s - \frac{x}{2} \right) + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p \left( h_p - \frac{x}{2} \right) + N_p \left( h_N - \frac{x}{2} \right) \quad (4-14)$$

$$f_c b x = f_y A_s + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p + N_p \quad (4-15)$$

### 4.3 受弯承载力设计验算流程

预应力框架结构的荷载作用分析与普通框架结构并无区别,

但需要考虑预应力荷载作用的影响。在采用通用设计分析软件进行预应力框架结构的设计时，可以按照图 4-5 所示的流程进行设计。

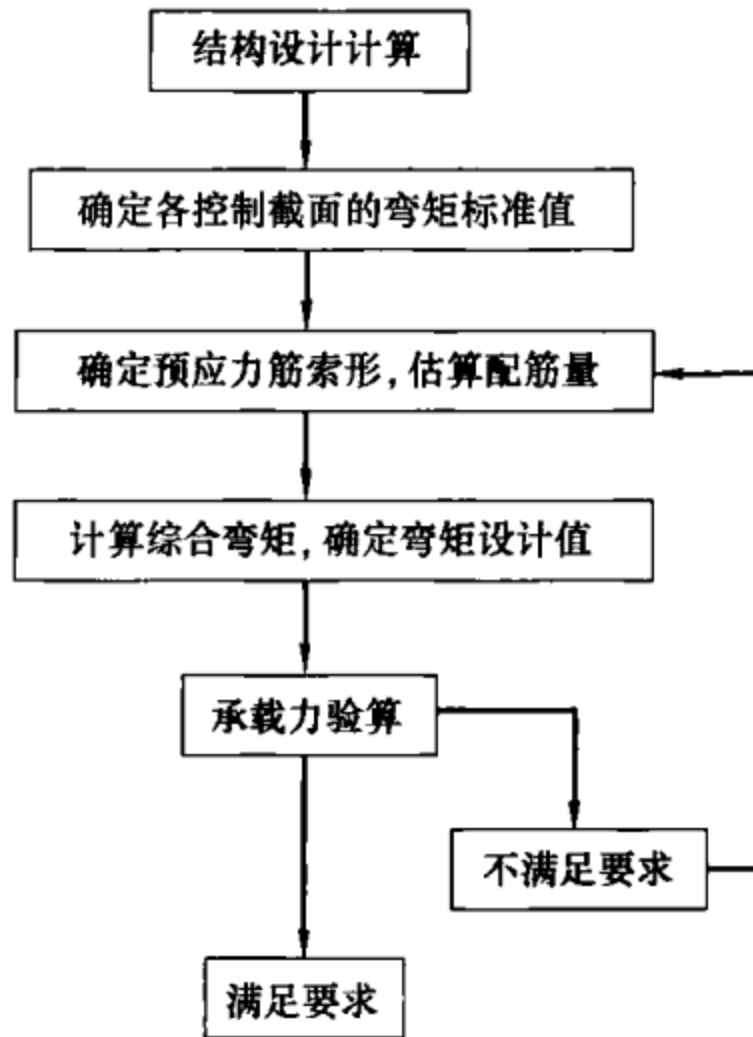


图 4-5 受弯承载力设计验算流程图

(1) 各流程计算要点。

1) 结构设计计算，根据通用设计分析软件的计算结果，对预应力框架结构的基本状况进行判断，如柱是否超筋、位移是否满足要求等；

2) 在结构整体符合要求的情况下，查出框架梁各控制截面配筋面积包络值  $A_s$ ，永久荷载作用下的弯矩标准值  $M_{dk}$ ，活荷载作用下的弯矩标准值  $M_{Lk}$ ；

3) 按照第 3 章的方法，确定预应力筋的索形及配筋数量，并计算  $A_p$ 、 $\sigma_{pe}$ 、 $N_p$ 、 $M_r$  等值；

4) 确定设计弯矩值。在确定外荷载作用的设计弯矩值  $M_{dir}$  后，还需要将预应力作用进行组合，得到弯矩设计值  $M$ ；

5) 将预应力视为作用时，按式 (4-13) 或式 (4-15)，求得  $x$ ，并将  $x$ 、 $M_r$  代入式 (4-12) 或式 (4-14)，验算其承载力；

或者将预应力筋材料强度视为抗力时，按照 GB 50010—2010 方法，即式 (4-7) 和式 (4-8)，验算其承载力；

6) 按照等强代换的方式，将实配钢筋面积与计算配筋面积包络值  $A_s$  进行比较。

(2) 按照上述流程进行预应力框架梁的极限承载能力验算时，需要注意以下问题。

### 1) 弯矩设计值的确定

GB 50010—2010 规定，预应力构件的弯矩设计值应包括预应力作用的效应。由于通用设计分析软件通常未考虑预应力作用的效应参与荷载组合，因此，在软件分析计算结果中查出的弯矩设计包络值  $M$  需要进行处理方可应用于预应力框架梁的计算中。如果该弯矩包络值  $M$  没有地震力组合参与，则可以直接采用  $M$  与预应力作用效应进行组合后作为弯矩设计值进行验算；如果该弯矩包络值  $M$  有地震力组合参与时，则抗力计算部分尚应除以承载力抗震调整系数  $\gamma_{re}$ ，也可直接按照  $\gamma_G M_{dk}$  和  $\gamma_Q M_{Lk}$  来确定外荷载作用的设计弯矩值  $M_{dir}$ ，并将预应力作用产生的综合弯矩值  $M_1$  或次弯矩  $M_2$  与外荷载作用的设计弯矩值  $M_{dir}$  进行组合得到弯矩设计值  $M$  后，按照式 (4-12) 或式 (4-14) 或 GB 50010—2010 的公式进行验算。

### 2) 配筋面积的确定

通用设计软件（非预应力专业软件）计算分析后得出的梁各截面计算配筋面积包络值  $A_s$  没有考虑预应力的影响，但已考虑荷载不利组合及抗震设计要求。在按前述方法完成极限承载能力设计验算后，应按照等强代换的原则，将预应力筋按照非预应力筋的强度换算为非预应力筋面积，与实配非预应力钢筋面积相加后得到换算钢筋总面积，并将换算钢筋总面积与计算配筋面积包络值  $A_s$  进行比较，换算钢筋总面积应大于计算配筋面积包络值  $A_s$ 。

### 3) 关于支座弯矩的调幅

GB 50010—2010 规定，对允许出现裂缝（即裂缝控制等级

为三级) 的后张法预应力混凝土框架梁及连续梁, 可考虑竖向荷载下的内力重分布。当截面相对受压区高度  $\xi$  不小于 0.1 且不大于 0.3 时, 其任一跨内的支座截面最大负弯矩设计值可按 GB 50010—2010 第 10.1.8 条给出的公式确定, 即:

$$M=(1-\beta)(M_{GQ}+M_2) \quad (4-16)$$

$$\beta=0.2(1-2.5\xi) \quad (4-17)$$

式中  $M$ ——支座控制截面弯矩设计值;

$M_{GQ}$ ——控制截面按弹性分析计算的重力荷载弯矩设计值;

$\xi$ ——截面相对受压区高度;

$\beta$ ——弯矩调幅系数。

且调幅幅度不宜超过重力荷载下弯矩设计值的 20%。

由于  $M_2=M_r-M_1=M_r-N_p e_{pn}$

所以, 式 (4-16) 可转换为:

$$M=(1-\beta)(M_{GQ}+M_r-N_p e_{pn}) \quad (4-18)$$

根据式 (4-18) 计算的总调幅值不宜超过重力荷载作用下弯矩设计值的 20%。

按照第二种方法 (即将预应力视为荷载作用) 进行极限承载能力验算时, 建议不再考虑支座弯矩的调幅。

#### 4) 综合弯矩 $M_r$

预应力作用下的综合弯矩  $M_r$  也可以利用设计计算软件计算。如采用 PKPM 系列软件进行计算时, 可以删除模型上的活荷载, 将预应力施加于结构上的预加力 (如预压力, 反向荷载, 节点弯矩等) 作为活荷载输入模型中计算, 反向荷载可以按照第 3 章的简化分析方法输入。在计算结果中可以简捷地查得其活载弯矩标准值, 这里, 活载弯矩标准值就是预应力作用下的综合弯矩  $M_r$ 。

## 4.4 预应力框架结构抗震措施

预应力混凝土结构由于预应力作用的存在, 全预应力构件的

延性相较于普通混凝土结构构件较差，但大量的研究和工程实践表明，配置有足够比例非预应力钢筋的有粘结预应力混凝土结构，具有与普通钢筋混凝土结构相当的抗震性能。在地震区采用预应力混凝土结构时，除进行抗震计算外，GB 50010—2010 对预应力框架结构的抗震构造措施作出了一些规定。

1) 与非预应力混凝土框架结构一样，结构体系应当对称、均匀，同样需要保证“强柱弱梁、强剪弱弯、强节点弱构件”等基本要求。

2) 应当采用混合配筋的有粘结部分预应力混凝土框架。设计时，预应力筋的配置以平衡部分竖向荷载，达到控制裂缝和挠度的目的为限，而非预应力钢筋承担其余的竖向荷载和地震荷载，充分利用非预应力钢筋能够达到屈服的特点，来提高结构的延性和耗散能量的能力。

在预应力混凝土框架梁中，传统上在梁端截面采用控制预应力筋与非预应力钢筋的强度比  $\lambda_p$ ，使其在一个合理的范围内，是提高结构抗震耗能能力的有效途径之一。例如我国原《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 规定：一级抗震等级， $\lambda_p \leq 0.55$ ，二、三级抗震等级， $\lambda_p \leq 0.75$ 。

$$\lambda_p = \frac{f_{py}A_p}{f_{py}A_p + f_yA_s}$$

我国现行《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 在此基础上，进一步考虑了预应力筋和非预应力筋的有效高度的影响，其第 11.8.4 条规定：

$$A_s \geq \frac{1}{3} \left( \frac{f_{py}h_p}{f_yh_s} \right) A_p \quad (4-19)$$

实际上，式 (4-19) 也可以改写为：

$$\lambda_p = \frac{f_{py}A_ph_p}{f_{py}A_ph_p + f_yA_sh_s} \leq 0.75$$

GB 50010—2010 第 11.8.4 条还规定，对二、三级抗震等级

的框架-剪力墙、框架-核心筒结构中的后张有粘结预应力混凝土框架，也可有：

$$A_s \geq \frac{1}{4} \left( \frac{f_{py} h_p}{f_y h_s} \right) A_p \quad (4-20)$$

同理，式（4-20）也可以改写为：

$$\lambda_p = \frac{f_{py} A_p h_p}{f_{py} A_p h_p + f_y A_s h_s} \leq 0.8$$

### 3) 控制受压区高度和最大配筋率。

控制受压区高度的目的是控制受弯破坏时纵向受拉钢筋的最大配筋率，以保证预应力梁有足够的曲率延性。在预应力混凝土框架梁中，如果按单筋截面来验算受压区高度，一般均不容易通过验算，这时，应当计入纵向受压钢筋来进行验算，如果仍然不能通过验算，则应该增加受压钢筋面积、提高混凝土强度等级或增大构件截面，以使梁端混凝土受压区高度符合 GB 50010—2010 的要求。GB 50010—2010 第 11.3.1 条规定，梁端混凝土受压区高度应符合下列要求：

一级抗震等级：

$$x \leq 0.25h_0 \quad (4-21)$$

二、三级抗震等级：

$$x \leq 0.35h_0 \quad (4-22)$$

在计算最大配筋率时，预应力筋的配筋面积应按照非预应力钢筋抗拉强度设计值进行折算，我国原《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 规定，折算后的配筋率  $\rho$ ：对 HRB400 级钢筋不宜大于 2.5%，对 HRB335 级钢筋不宜大于 3.0%。我国现行《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 在此基础上，进一步考虑了截面受拉区配筋过多会引起梁端截面中较大的剪力，以及钢筋拥挤不方便施工的原因，规定对任何非预应力钢筋，折算后的配筋率  $\rho$  均不宜大于 2.5%，即满足式（4-23）的要求。

$$\rho = \frac{\frac{f_{py}A_p}{f_y} + A_s}{bh_0} \leq 2.5\% \quad (4-23)$$

4) 控制预应力框架梁梁端底部纵向钢筋的配筋量。梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋的比值，对梁的变形能力有较大的影响，梁端底面的钢筋可以增加负弯矩时的塑性转动能力，还能防止在地震中梁底出现正弯矩时过早屈服或破坏严重而影响承载力和变形能力的正常发挥。

我国原《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 规定，在后张有粘结预应力混凝土框架梁的端截面中，底面和顶面纵向非预应力钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，对一、二、三级抗震等级均不应小于 1.0；且纵向受压非预应力钢筋的配筋率不应小于 0.2%。

我国现行《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 在此基础上，进一步考虑了预应力筋的强度，规定：预应力筋的截面面积按照非预应力钢筋抗拉强度设计值进行折算后，框架梁梁端截面的底部纵向非预应力钢筋和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，一级抗震等级不应小于 0.5，二、三级抗震等级不应小于 0.3。框架梁端底面纵向非预应力钢筋的配筋率尚不应小于 0.2%。

5) 后张预应力筋的锚具、连接器不宜设置在梁柱节点核心区。锚固区的布置应避免锚具排得过密，并要避开高应力区，锚固区不宜设置在梁柱节点核心区内，也要尽量远离可能出现塑性铰的位置。

## 4.5 实例

**【例 4-1】** 某单跨预应力框架梁，梁为矩形截面，截面  $b \times h = 400\text{mm} \times 1100\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C40，配有  $12\phi^s 15.2$  钢绞线 ( $f_{py} = 1320\text{MPa}$ ,  $A_p = 140\text{mm}^2$ )，梁截面上下均配置 4 根  $\Phi 25$  钢筋 (HRB400 级,  $f_y = 360\text{MPa}$ ,  $A_s = 491\text{mm}^2$ )，经计算，

该预应力框架梁基本信息如表 4-1 所示（弯矩以下部纤维受拉为正），验算其在支座截面和跨中截面的承载力。

【例 4-1】预应力框架梁基本信息

表 4-1

	弯矩设计值 $M$ (kN·m)	预应力总损失 $\sigma_l$ (MPa)	综合弯矩 $M_r$ (kN·m)	次弯矩 $M_2$ (kN·m)	非预应力筋中心至截面近边缘的距离 $a_s$ (mm)	预应力筋中心至截面近边缘的距离 $a_p$ (mm)
支座截面	-1650	414	1020	388	35	150
跨中截面	1072	277	-366	388	35	110

注：弯矩以下部纤维受拉为正。

【解】（1）支座截面

1) 第一种方法，GB 50010—2010 中采用的方法，即预应力筋全部作为抗力。

$$\text{弯矩设计值: } M + 1.0M_2 = 1650 - 1.0 \times 388 = 1262 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_p = 12 \times 140 = 1680 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A'_s = 4 \times 491 = 1964 \text{ mm}^2$$

$$h_s = 1100 - 35 = 1065 \text{ mm}$$

$$h_p = 1100 - 150 = 950 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{f_{py} A_p h_p + f_y A_s h_s}{f_{py} A_p + f_y A_s} = \frac{1320 \times 1680 \times 950 + 360 \times 1964 \times 1065}{1320 \times 1680 + 360 \times 1964}$$

$$= 978 \text{ mm}$$

由式 (4-7) 和式 (4-8)，即：

$$M + M_2 \leq \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s + f_{py} A_p - f'_y A'_s$$

可解得  $x = 290 \text{ mm}$

$$\text{解得 } M_u = \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 2512 \text{ kN} \cdot \text{m} >$$

1262 kN·m

故支座处受弯承载力满足要求。

2) 第二种方法, 即将预应力钢筋的作用分解为荷载效应和抗力效应两个部分。

$$\text{弯矩设计值: } M+M_r=1650-1020=630\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{pe}=\sigma_{con}-\sigma_l=1302-414=888\text{MPa}$$

$$N_p=\sigma_{pe}A_p=888\times 1680=1492\text{kN}$$

由式 (4-13) 可得

$$\begin{aligned} x &= \frac{f_y A_s + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p - f'_y A'_s + N_p}{\alpha_1 f_c b} \\ &= \frac{360 \times 1964 + (1320 - 888) \times 1680 - 360 \times 1964 + 1492000}{19.1 \times 400} \\ &= 290\text{mm} \end{aligned}$$

$$h_p = 1100 - 150 = 950\text{mm}$$

$$h_s = 1100 - 35 = 1065\text{mm}$$

$$y_{pn} = 1100/2 - 150 = 400\text{mm}$$

$$h_N = h_p - y_{pn} = 950 - 400 = 550\text{mm}$$

由式 (4-12) 可得

$$\begin{aligned} M_u &= f_y A_s \left( h_s - \frac{x}{2} \right) + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p \left( h_p - \frac{x}{2} \right) - f'_y A'_s \left( a'_s - \frac{x}{2} \right) \\ &\quad + N_p \left( h_N - \frac{x}{2} \right) = 360 \times 1964 \times \left( 1065 - \frac{290}{2} \right) \\ &\quad + (1320 - 888) \times 1680 \times \left( 950 - \frac{290}{2} \right) \\ &\quad - 360 \times 1964 \times \left( 35 - \frac{290}{2} \right) + 1492000 \times \left( 550 - \frac{290}{2} \right) \\ &= 1917\text{kN}\cdot\text{m} \geq M+M_r = 630\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

故支座处受弯承载力满足要求。

(2) 跨中截面

1) 第一种方法, GB 50010—2010 中采用的方法, 即预应力钢筋全部作为抗力。

$$\text{弯矩设计值: } M+1.2M_{\text{次}}=1072+1.2\times 388=1538\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_p = 12 \times 140 = 1680 \text{mm}^2$$

$$A_s = A'_s = 4 \times 491 = 1964 \text{mm}^2$$

$$h_s = 1100 - 35 = 1065 \text{mm}$$

$$h_p = 1100 - 110 = 990 \text{mm}$$

$$h_0 = \frac{f_{py}A_p h_p + f_y A_s h_s}{f_{py}A_p + f_y A_s} = \frac{1320 \times 1680 \times 990 + 360 \times 1964 \times 1065}{1320 \times 1680 + 360 \times 1964} \\ = 1008 \text{mm}$$

由式 (4-7) 和式 (4-8) 有

$$x = \frac{f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p}{\alpha_1 f_c b}$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

代入数据解得  $x = 290 \text{mm}$

从而解得  $M_u = 2600 \text{kN} \cdot \text{m} > 1538 \text{kN} \cdot \text{m}$

故跨中处受弯承载力满足要求。

2) 第二种方法, 即将预应力钢筋的作用分解为荷载效应和抗力效应两个部分。

弯矩设计值:  $M + M_r = 1072 - 366 = 706 \text{kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l = 1302 - 277 = 1025 \text{MPa}$$

$$N_p = \sigma_{pe} A_p = 1025 \times 1680 = 1722 \text{kN}$$

由式 (4-13) 可得

$$x = \frac{f_y A_s + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p - f'_y A'_s + N_p}{\alpha_1 f_c b} \\ = \frac{360 \times 1964 + (1320 - 1025) \times 1680 - 360 \times 1964 + 1722000}{19.1 \times 400}$$

$$= 290 \text{mm}$$

$$h_p = 1100 - 110 = 990 \text{mm}, \quad h_s = 1100 - 35 = 1065 \text{mm},$$

$$y_{pn} = 1100/2 - 110 = 440 \text{mm},$$

$$h_N = h_p - y_{pn} = 990 - 440 = 550 \text{mm}$$

由式 (4-12) 可得

$$\begin{aligned}
M_u &= f_y A_s \left( h_s - \frac{x}{2} \right) + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p \left( h_p - \frac{x}{2} \right) \\
&\quad - f'_y A'_s \left( a'_s - \frac{x}{2} \right) + N_p \left( h_N - \frac{x}{2} \right) \\
&= 360 \times 1964 \times \left( 1065 - \frac{290}{2} \right) + (1320 - 1025) \times 1680 \\
&\quad \times \left( 990 - \frac{290}{2} \right) - 360 \times 1964 \times \left( 35 - \frac{290}{2} \right) + 1722000 \\
&\quad \times \left( 550 - \frac{290}{2} \right) = 1844 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M + M_r = 706 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

故跨中处受弯承载力满足要求。

**【例 4-2】** 如【例 4-1】所示的预应力梁，抗震等级为二级，验算其抗震措施是否满足要求。

**【解】** (1) 梁端截面非预应力钢筋的最小面积需满足式(4-19)的需求，即

$$\begin{aligned}
A_s &\geq \frac{1}{3} \left( \frac{f_{py} h_p}{f_y h_s} \right) A_p = \frac{1}{3} \times \left( \frac{1320 \times 950}{360 \times 1065} \right) \times 1680 \\
&= 1832 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

实配 4 根  $\Phi 25$  钢筋 (HRB400 级)，故  $A_s = 1964 \text{ mm}^2 > 1832 \text{ mm}^2$  梁端截面非预应力钢筋的最小面积满足要求。

(2) 梁端截面受压区高度

由式 (4-8) 有：

$$\begin{aligned}
x &= \frac{f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p}{\alpha_1 f_c b} \\
&= \frac{360 \times 1964 - 360 \times 1964 + 1320 \times 1680}{1.0 \times 19.1 \times 400} \\
&= 290 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
h_0 &= \frac{f_{py} A_p h_p + f_y A_s h_s}{f_{py} A_p + f_y A_s} = \frac{1320 \times 1680 \times 950 + 360 \times 1964 \times 1065}{1320 \times 1680 + 360 \times 1964} \\
&= 978 \text{ mm}
\end{aligned}$$

故  $\frac{x}{h_0} = \frac{290}{978} = 0.297 < 0.35$

梁端截面受压区高度满足要求。

(3) 折算后的配筋率  $\rho$

由式 (4-23) 有:

$$\rho = \frac{\frac{f_{py}A_p}{f_y} + A_s}{bh_0} = \frac{\frac{1320 \times 1680}{360} + 1964}{400 \times 978} = 2.08\% < 2.5\%$$

折算后的配筋率  $\rho$  满足要求。

(4) 预应力框架梁梁端底部纵向钢筋的配筋量与顶部纵向钢筋的配筋量的比值

$$\frac{A_{sbot}}{A_{stop}} = \frac{1964}{1964 + \frac{1320 \times 1680}{360}} = 0.24 < 0.3$$

预应力框架梁梁端底部纵向钢筋的配筋量与顶部纵向钢筋的配筋量的比值不满足要求。故需要增大底部纵向钢筋的配筋量, 将梁底部非预应力钢筋改为 5 根  $\Phi 25$  钢筋 (HRB400 级), 这样, 就能满足要求了, 计算式如下。

$$\frac{A_{sbot}}{A_{stop}} = \frac{2455}{1964 + \frac{1320 \times 1680}{360}} = 0.3$$

## 第5章 结构正常使用极限状态设计

预应力混凝土结构正常使用极限状态包括抗裂及裂缝宽度验算和挠度（变形）验算。

相对于普通钢筋混凝土结构，预应力混凝土结构抗裂及裂缝宽度的验算远较普通钢筋混凝土结构重要，对于设计人员而言，预应力构件的裂缝控制是设计的工作重点之一。由于影响构件开裂及裂缝宽度的因素较多，其不确定性远大于承载能力的分析，目前，GB 50010—2010中给出的裂缝宽度的计算公式是在基于理论和试验结果统计的基础上得到的。在设计中，应当以控制裂缝的出现及控制裂缝的宽度为要点，而不应拘泥于求得“准确的数值”。

### 5.1 抗裂及裂缝宽度验算的一般规定

预应力混凝土构件的抗裂验算，主要是根据正常使用的要求和耐久性的要求，通过限制构件裂缝宽度或控制构件在使用阶段不出现裂缝，以满足使用功能、外观及耐久性的要求。根据构件裂缝控制等级的不同，对于不允许出现裂缝的构件，进行构件受拉区边缘的混凝土拉应力验算，对允许出现裂缝的构件，进行受力裂缝宽度验算。

GB 50010—2010第7.1.1条规定，预应力混凝土构件裂缝控制等级分为三级。

(1) 一级——严格要求不出现裂缝的构件，在荷载效应的标准组合下应满足式(5-1)要求。

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (5-1)$$

(2) 二级——一般要求不出现裂缝的构件，在荷载效应的标准组合下应满足下式要求：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (5-2)$$

我国现行《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 对二级裂缝控制要求作了适当放松，取消了 GB 50010—2002 中在荷载效应的准永久组合下应满足  $\sigma_{cq} - \sigma_{pc} \leq 0$  的规定。

(3) 三级——允许出现裂缝的构件，按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度应符合下列规定：

$$\omega_{\max} \leq \omega_{\lim} \quad (5-3)$$

我国现行《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 还规定，对环境类别为二 a 类的预应力混凝土构件，在荷载效应的准永久组合下还应满足式 (5-4) 要求。

$$\sigma_{cq} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (5-4)$$

式中  $\sigma_{ck}$ ——荷载效应的标准组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；

$\sigma_{cq}$ ——荷载效应的准永久组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；

$\sigma_{pc}$ ——扣除全部预应力损失后在抗裂验算边缘的混凝土的预压应力；

$f_{tk}$ ——混凝土轴心抗拉强度标准值；

$\omega_{\max}$ ——按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度；

$\omega_{\lim}$ ——最大裂缝宽度限值。

预应力混凝土结构构件裂缝控制等级及最大裂缝宽度的限值应当根据结构构件所处环境类别来确定，如表 5-1 和表 5-2 所示。

预应力混凝土构件裂缝控制等级及最大裂缝宽度的限值

表 5-1

环境类别	裂缝控制等级	最大裂缝宽度限值 $\omega_{\lim}$
—	三级	0.20
二 a		0.10
二 b	二级	—
三 a、三 b	一级	—

混凝土结构的环境类别

表 5-2

环境类别	条 件
—	室内干燥环境； 无侵蚀性静水浸没环境
二 a	室内潮湿环境； 非严寒和非寒冷地区的露天环境； 非严寒和非寒冷地区与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境； 严寒和寒冷地区的冰冻线以下与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
二 b	干湿交替环境； 水位频繁变动环境； 严寒和寒冷地区的露天环境； 严寒和寒冷地区的冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
三 a	严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境； 受除冰盐影响环境； 海风环境
三 b	盐渍土环境； 受除冰盐作用环境； 海岸环境

处于正常室内环境条件的预应力混凝土结构，裂缝控制等级常常为三级，裂缝宽度控制要求为不大于 0.2mm。

## 5.2 一级、二级裂缝控制验算

对于裂缝控制等级为一级和二级的受弯构件，要求对构件受拉区边缘的混凝土拉应力进行验算。由于限制了裂缝的出现，故可以按照弹性分析方法进行计算，其截面上应力  $\sigma_{ck}$  和  $\sigma_{pc}$  的计算，可以采用材料力学的方法进行。GB 50010—2010 中对于预应力构件的截面参数计算采用了净截面进行计算，但在实际工程应用中，直接采用毛截面进行计算是可行的。以毛截面参数表示的截面应力  $\sigma_{ck}$  和  $\sigma_{pc}$  的计算式如下：

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{I} y \quad (5-5)$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I} y + \sigma_{p2} \quad (5-6)$$

式中  $M_k$ ——荷载效应下的弯矩标准值；

$I$ ——截面惯性矩；

$y$ ——截面重心至所计算纤维处的距离；

$A$ ——截面面积；

$N_p$ ——预应力钢筋和非预应力钢筋的合力；

$\sigma_{p2}$ ——次弯矩引起的截面边缘法向应力，通常可表示为  
 $M_{2k}y/I$ ；

$e_{pn}$ ——预应力合力作用点至截面形心的距离。

不难理解，式(5-5)与材料力学中受弯构件截面正应力计算公式一致，而在式(5-6)中，包含了预加力产生的轴向压应力、弯曲正应力和次弯矩作用下的弯曲正应力。根据综合弯矩的定义：

$M_r = M_1 + M_2$ ， $M_1 = N_p e_{pn}$ ，代入式(5-6)，则有：

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_r}{I}y \quad (5-7)$$

式中  $M_r$ ——预应力作用下的综合弯矩标准值；

$M_1$ ——预应力作用下的主弯矩标准值；

$M_2$ ——预应力作用下的次弯矩标准值。

从式(5-7)中可以看出，采用综合弯矩的表达式更为清楚、明晰，且次弯矩的求得通常依赖于综合弯矩，故采用综合弯矩计算也更为简便。

### 5.3 三级控制抗裂验算的实用方法

对于裂缝控制等级为三级的受弯构件，允许其出现裂缝，但最大裂缝宽度需限定在一定的范围内，在正常室内环境条件下， $\omega_{lim} = 0.2\text{mm}$ 。

受弯构件的最大裂缝宽度  $\omega_{max}$  的影响因素多，十分复杂，国内外都是采用经验公式计算，这种经验公式实质上是控制性、验证性验算，而非精确值，从概率统计的观点来看，构件的实际受力裂缝宽度既可能大于  $\omega_{max}$ ，也可能小于  $\omega_{max}$ 。

我国现行规范《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 第

7.1.2 条规定, 预应力混凝土轴心受拉和受弯构件中, 可按照式 (5-8)~式 (5-11) 计算最大裂缝宽度。

$$\omega_{\max} = \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_{\text{sk}}}{E_s} \left( 1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right) \quad (5-8)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_{\text{sk}}} \quad (5-9)$$

$$d_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} \quad (5-10)$$

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s + A_p}{A_{\text{te}}} \quad (5-11)$$

式中  $\alpha_{\text{cr}}$ ——构件受力特征系数, 对于预应力受弯构件可取为 1.5;

$\psi$ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数: 当  $\psi < 0.2$  时, 取  $\psi = 0.2$ ; 当  $\psi > 1$  时, 取  $\psi = 1$ ; 对直接承受重复荷载的构件, 取  $\psi = 1$ ;

$\sigma_{\text{sk}}$ ——按荷载效应的标准组合计算的预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力;

$E_s$ ——钢筋的弹性模量;

$c_s$ ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离 (mm): 当  $c_s < 20$  时, 取  $c_s = 20$ ; 当  $c_s > 65$  时, 取  $c_s = 65$ ;

$\rho_{\text{te}}$ ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率; 在最大裂缝宽度计算中, 当  $\rho_{\text{te}} < 0.01$  时, 取  $\rho_{\text{te}} = 0.01$ ;

$A_{\text{te}}$ ——有效受拉混凝土截面面积: 对受弯构件, 取  $A_{\text{te}} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$ , 此处,  $b_f$ 、 $h_f$  为受拉翼缘的宽度、高度;

$A_s$ ——受拉区纵向非预应力钢筋截面面积;

$A_p$ ——受拉区纵向预应力钢筋截面面积;

$d_{\text{eq}}$ ——受拉区纵向钢筋的等效直径 (mm);

$d_i$ ——受拉区第  $i$  种纵向钢筋的公称直径 (mm); 对于

有粘结预应力钢绞线束的直径取为 $\sqrt{n_1}d_{pl}$ ，其中 $d_{pl}$ 为单根钢绞线的公称直径， $n_1$ 为单束钢绞线根数；

$n_i$ ——受拉区第 $i$ 种纵向钢筋的根数；对于有粘结预应力钢绞线，取为钢绞线束数；

$\nu_i$ ——受拉区第 $i$ 种纵向钢筋的相对粘结特性系数，对于采用钢绞线的后张法预应力构件，取 $\nu_i=0.5$ ，对于非预应力热轧带肋钢筋，取 $\nu_i=1.0$ 。

现行规范《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 给出的式(5-8)~式(5-11)的表达式虽然与GB 50010—2002 完全一样，但部分参数的取值或计算方法都存在较大的不同，其主要变化内容如下：

(1) GB 50010—2010 中对 $\alpha_{cr}$ 的规定有了适当减小，取值为1.5，而GB 50010—2002 规定取值为1.7。

(2) GB 50010—2010 中 $d_{eq}$ 的计算表达式虽然与GB 50010—2002 相同，但GB 50010—2010 中预应力筋的直径和根数是按照“束”来计算，与GB 50010—2002 有了很大的区别。预应力筋的等效直径为 $\sqrt{n_1}d_{pl}$ 。

(3) GB 50010—2010 中 $\sigma_{sk}$ 的计算公式中的与 $e_p$ 、 $z$ 相关的参数计算与GB 50010—2002 有所不同。

### 5.3.1 影响裂缝宽度计算值的各项因素分析

从式(5-8)~式(5-11)可以看出，影响裂缝宽度大小的因素较多，各因素对裂缝宽度的影响程度各有不同，为了使设计人员对各因素的影响有比较清楚的认识，便于在设计中事半功倍地达到控制裂缝宽度的目的，以下对各主要影响因素进行分析。

(1)  $\alpha_{cr}$ 与 $E_s$ 均为定值， $\alpha_{cr}$ 取为1.5， $E_s$ 取为 $2.0 \times 10^5$ MPa。

(2)  $f_{tk}$ 与 $c_s$ 的取值变化范围较小。 $f_{tk}$ 的取值大小影响 $\psi$ 值大小，混凝土强度较高时， $\psi$ 值较小，裂缝宽度计算值较小，由于其变化对裂缝宽度计算的影响较小，通常可按C40混凝土取

用, 即 2.39MPa 进行计算;  $c_s$  的取值与裂缝宽度大小成正比关系, 但  $c_s$  的取值通常并无变化, 正常情况下最外层普通受拉钢筋的保护层厚度  $c_s$  可取 25mm 进行计算。

(3)  $\psi$  与裂缝计算宽度成正比例关系, 减小  $\psi$  可以减小裂缝计算宽度, 它在 0.2~1 之间变化。 $\psi$  的取值受  $f_{tk}$ 、 $\rho_{te}$  和  $\sigma_{sk}$  的综合影响, 由于  $f_{tk}$  变化不大,  $\psi$  的取值实质上是由  $\rho_{te}$  和  $\sigma_{sk}$  所决定,  $\rho_{te}$  和  $\sigma_{sk}$  乘积较小时  $\psi$  的取值较小。

(4)  $\rho_{te}$  的取值影响到  $\psi$  值并直接影响裂缝宽度大小的计算。一方面较小的  $\rho_{te}$  值会减小  $\psi$  值使裂缝宽度计算值减小; 另一方面, 较小的  $\rho_{te}$  值又会直接增大裂缝的计算宽度, 因此, 需要对不同的  $\rho_{te}$  值进行分析计算方可了解其实际影响。GB 50010—2010 对  $\rho_{te}$  的下限作出了明确规定, 当  $\rho_{te} < 0.01$  时, 取  $\rho_{te} = 0.01$ ; 因此,  $\rho_{te}$  的上限是分析该参数影响的关键。

根据 GB 50010—2010 中  $\rho_{te}$  的定义, 有:

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_p}{0.5bh + (b_f - b)h_f} \quad (5-12)$$

从式 (5-12) 可以看出, 在相同配筋的情况下, 矩形截面的  $\rho_{te}$  较 T 形截面大, 故以矩形截面进行  $\rho_{te}$  上限的分析, 有:

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_p}{0.5bh} = \frac{2(A_s + A_p)}{bh} \quad (5-13)$$

在预应力框架梁中, 通常受力主筋均采用 HRB400 作为非预应力钢筋, 采用预应力钢绞线作为预应力钢筋, 即  $f_y = 360\text{MPa}$ ,  $f_{py} = 1320\text{MPa}$ 。在地震区, 对预应力框架梁梁端最大配筋率的限制, GB 50010—2010 表达为:

$$\rho = \frac{\frac{f_{py}A_p}{f_y} + A_s}{bh_0} = \frac{3.667A_p + A_s}{bh_0} \leq 2.5\% \quad (5-14)$$

在正常情况下, 预应力框架梁中梁端非预应力钢筋的强度比不会超过 0.5, 大多数情况在 0.3 左右。按非预应力钢筋的强度比为 0.5 进行分析, 则有:

$$\frac{f_y A_s}{f_y A_s + f_{py} A_p} = 0.5 \quad (5-15)$$

将非预应力钢筋和预应力钢筋的设计强度代入式 (5-15), 则有:

$$A_p = 0.273 A_s \quad (5-16)$$

将式 (5-16) 代入式 (5-13) 和式 (5-14) 中, 并假定  $h_0 \approx 0.9h$ , 则有:

$$\rho = \frac{3.667 A_p + A_s}{bh_0} = \frac{3.667 \times 0.273 A_s + A_s}{0.9bh} = \frac{2.222 A_s}{bh} \leq 2.5\%$$

$$\rho_{te} = \frac{2(A_s + A_p)}{bh} = \frac{2(A_s + 0.273 A_s)}{bh} = \frac{2.546 A_s}{bh}$$

$$= 1.146 \times \frac{2.222 A_s}{bh} \leq 2.9\%$$

同理, 当非预应力钢筋的强度比为 0.3 时, 则有:

$$\rho_{te} \leq 2.2\%$$

以上推论表明,  $\rho_{te}$  的取值上限可设定为 0.03。即在裂缝宽度计算中,  $\rho_{te}$  的取值范围可按 0.01~0.03 考虑。

(5)  $d_{eq}$  的取值与裂缝计算宽度成正比关系, 减小  $d_{eq}$  可以减小裂缝宽度计算值。 $d_{eq}$  的取值与预应力钢筋和非预应力钢筋的直径、根数有关。

在预应力框架结构中, 按照强度比计算的非预应力钢筋数量大多在 30% 左右, 为了便于测算, 取非预应力钢筋直径为 25mm, 并按实际可能的配筋进行调整后, 计算出等效直径  $d_{eq}$  的结果如表 5-3 所示。

从表 5-3 中可以看出, 按照 GB 50010—2010 算得的  $d_{eq}$  通常介于 35~40mm 之间, 总的来说其变化幅度不大。

在表 5-3 的基础上, 可进一步分析不同的  $d_{eq}$  对裂缝宽度计算值的影响程度。为了便于分析, 取  $c_s$  为 25mm,  $\rho_{te}$  在 0.01~0.03 之间变化。按照式 (5-8),  $d_{eq}$  对裂缝宽度计算值的影响表现在计算式  $(1.9c_s + 0.08d_{eq}/\rho_{te})$  中, 分析结果见表 5-4。

常规配筋情况下的等效直径

表 5-3

每束预应力筋数量(根)	4	5	6	7	8	9	10	12
预应力束公称直径 $d_i$ (mm)	30	34	37	40	43	46	48	53
按强度比计算的非预应力 钢筋数量(根)	1.3	1.6	1.9	2.2	2.6	2.8	3.1	3.8
实配非预应力钢筋 数量(根)	1.5	2	2	2.5	3	3	3.5	4.5
受拉钢筋等效直径 $d_{eq}$ (mm)	35	36	38	38	39	40	40	40
备注	1. 每根预应力筋公称直径为 15.2mm, $f_{py}=1320\text{MPa}$ ; 2. 每根非预应力筋公称直径为 25mm, $f_y=360\text{MPa}$							

不同的  $d_{eq}$  对计算式  $(1.9c_s + 0.08d_{eq}/\rho_{te})$  的影响比较 表 5-4

	$d_{eq}$ (mm)	$\rho_{te}$		
		0.01	0.02	0.03
项次 1	35	327.5	187.5	140.8
项次 2	38	351.5	199.5	148.8
项次 3	40	367.5	207.5	154.2
比较	项次 1/项次 2	0.93	0.94	0.95
	项次 3/项次 2	1.05	1.04	1.04

从表 5-4 可以看出, 取  $d_{eq}=38$  时, 裂缝宽度的计算误差可控制在 5% 左右, 在工程实践上是可以接受的。

(6)  $\sigma_{sk}$  是影响裂缝宽度计算值的最重要因素,  $\sigma_{sk}$  值的大小与裂缝计算宽度成正比例关系,  $\sigma_{sk}$  的增大将导致裂缝计算宽度的增大。为了分析一般条件下  $\sigma_{sk}$  值与裂缝宽度计算值的关系, 按设定的参数条件就  $\sigma_{sk}$  值对裂缝宽度计算值的影响进行分析。各参数分别设定为:  $\alpha_{cr}=1.5$ ,  $E_s=2.0 \times 10^5 \text{MPa}$ ; 设定  $f_{tk}=2.39 \text{MPa}$ ,  $c_s=25 \text{mm}$ ;  $d_{eq}$  的取值范围为 35mm、38mm、40mm,  $\rho_{te}$  的取值范围为 0.01、0.015、0.02、0.025、0.03。计算结果见表 5-5~表 5-9。

$\sigma_{sk}=180\text{MPa}$  时计算裂缝宽度值

表 5-5

$\sigma_{sk}$ (MPa)	$\rho_{te}$	$d_{eq}$ (mm)	$\psi$	$w_{max}$ (mm)
180	0.01	35	0.24	0.105
180	0.01	38	0.24	0.112
180	0.01	40	0.24	0.118
180	0.015	35	0.52	0.166
180	0.015	38	0.52	0.177
180	0.015	40	0.52	0.185
180	0.02	35	0.67	0.169
180	0.02	38	0.67	0.180
180	0.02	40	0.67	0.187
180	0.025	35	0.75	0.163
180	0.025	38	0.75	0.172
180	0.025	40	0.75	0.179
180	0.03	35	0.81	0.154
180	0.03	38	0.81	0.163
180	0.03	40	0.81	0.169

 $\sigma_{sk}=190\text{MPa}$  时计算裂缝宽度值

表 5-6

$\sigma_{sk}$ (MPa)	$\rho_{te}$	$d_{eq}$ (mm)	$\psi$	$w_{max}$ (mm)
190	0.01	35	0.28	0.132
190	0.01	38	0.28	0.141
190	0.01	40	0.28	0.148
190	0.015	35	0.55	0.185
190	0.015	38	0.55	0.198
190	0.015	40	0.55	0.206
190	0.02	35	0.69	0.185
190	0.02	38	0.69	0.196
190	0.02	40	0.69	0.204
190	0.025	35	0.77	0.176
190	0.025	38	0.77	0.186
190	0.025	40	0.77	0.193

续表

$\sigma_{sk}$ (MPa)	$\rho_{te}$	$d_{eq}$ (mm)	$\psi$	$\omega_{max}$ (mm)
190	0.03	35	0.83	0.166
190	0.03	38	0.83	0.175
190	0.03	40	0.83	0.182

 $\sigma_{sk} = 200\text{MPa}$  时计算裂缝宽度值

表 5-7

$\sigma_{sk}$ (MPa)	$\rho_{te}$	$d_{eq}$ (mm)	$\psi$	$\omega_{max}$ (mm)
200	0.01	35	0.32	0.159
200	0.01	38	0.32	0.170
200	0.01	40	0.32	0.178
200	0.015	35	0.58	0.204
200	0.015	38	0.58	0.218
200	0.015	40	0.58	0.228
200	0.02	35	0.71	0.200
200	0.02	38	0.71	0.213
200	0.02	40	0.71	0.221
200	0.025	35	0.79	0.189
200	0.025	38	0.79	0.200
200	0.025	40	0.79	0.208
200	0.03	35	0.84	0.178
200	0.03	38	0.84	0.188
200	0.03	40	0.84	0.195

 $\sigma_{sk} = 210\text{MPa}$  时计算裂缝宽度值

表 5-8

$\sigma_{sk}$ (MPa)	$\rho_{te}$	$d_{eq}$ (mm)	$\psi$	$\omega_{max}$ (mm)
210	0.01	35	0.36	0.186
210	0.01	38	0.36	0.199
210	0.01	40	0.36	0.209
210	0.015	35	0.61	0.224
210	0.015	38	0.61	0.239
210	0.015	40	0.61	0.249

续表

$\sigma_{sk}$ (MPa)	$\rho_{te}$	$d_{eq}$ (mm)	$\psi$	$\omega_{max}$ (mm)
210	0.02	35	0.73	0.216
210	0.02	38	0.73	0.229
210	0.02	40	0.73	0.239
210	0.025	35	0.80	0.202
210	0.025	38	0.80	0.214
210	0.025	40	0.80	0.222
210	0.03	35	0.85	0.189
210	0.03	38	0.85	0.200
210	0.03	40	0.85	0.207

 $\sigma_{sk} = 220\text{MPa}$  时计算裂缝宽度值

表 5-9

$\sigma_{sk}$ (MPa)	$\rho_{te}$	$d_{eq}$ (mm)	$\psi$	$\omega_{max}$ (mm)
220	0.01	35	0.39	0.213
220	0.01	38	0.39	0.228
220	0.01	40	0.39	0.239
220	0.015	35	0.63	0.243
220	0.015	38	0.63	0.260
220	0.015	40	0.63	0.271
220	0.02	35	0.75	0.231
220	0.02	38	0.75	0.246
220	0.02	40	0.75	0.256
220	0.025	35	0.82	0.215
220	0.025	38	0.82	0.228
220	0.025	40	0.82	0.237
220	0.03	35	0.86	0.201
220	0.03	38	0.86	0.212
220	0.03	40	0.86	0.220

从表 5-5 到表 5-9 中可以看出,  $\sigma_{sk}$  对裂缝宽度的影响具有决定性作用, 当  $\sigma_{sk} \leq 180\text{MPa}$  时, 无论  $\rho_{te}$ 、 $d_{eq}$  怎样变化, 其最大

裂缝宽度都不大于 0.2mm；当  $\sigma_{sk} \geq 220\text{MPa}$  时，无论  $\rho_{te}$  和  $d_{eq}$  怎样变化，其最大裂缝宽度都大于 0.2mm。所以在工程设计时，一般将  $\sigma_{sk}$  控制在 180MPa 以内，就能够将裂缝宽度控制在允许范围内；而当  $\sigma_{sk} \geq 220\text{MPa}$  时，通常裂缝宽度都会超出允许值，需要采取如增加非预应力钢筋数量等措施降低钢筋的等效应力。

### 5.3.2 影响等效应力 $\sigma_{sk}$ 的各项因素分析

从以上分析中可以看出，除了纵向受拉钢筋的等效应力  $\sigma_{sk}$  外，影响裂缝宽度的其他参数均较易求解或为常数，故关键在于求解  $\sigma_{sk}$  上，降低等效应力  $\sigma_{sk}$  是减小裂缝宽度的最为有效的途径。

对于预应力受弯构件，GB 50010—2010 对  $e_{p0}$ 、 $e_p$  等的取值作了具体的细化。GB 50010—2010 第 7.1.4 条给出了如下公式求解  $\sigma_{sk}$ 。

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} \quad (5-17)$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (5-18)$$

$$e = e_p + \frac{M_k}{N_{p0}} \quad (5-19)$$

$$e_p = y_{ps} - e_{p0} \quad (5-20)$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \quad (5-21)$$

式中  $M_k$ ——荷载效应下的弯矩标准值；

$\alpha_1$ ——无粘结预应力筋的等效折减系数，取  $\alpha_1 = 0.30$ ；  
对灌浆的后张预应力筋，取  $\alpha_1 = 1.0$ ；

$z$ ——受拉区纵向预应力和非预应力钢筋合力点至截面受压区合力点的距离；

$e_p$ ——混凝土法向预应力等于零时的预加力  $N_{p0}$  的作用点至受拉区纵向预应力和非预应力钢筋合力点的距离；

$y_{ps}$ ——受拉区纵向预应力和非预应力钢筋合力点的偏心距；

$e_{p0}$ ——混凝土法向预应力等于零时的预加力  $N_{p0}$  的作用点的偏心距；

$N_{p0}$ ——混凝土法向预应力等于零时的预加力；

$\gamma'_f$ ——受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值；

$b'_f$ 、 $h'_f$ ——受压区翼缘的宽度、高度，当  $h'_f > 0.2h_0$  时，取  $h'_f = 0.2h_0$ 。

应当注意，在  $M_k$  中，应当包含预应力的作用效应，即应当有相应的次弯矩参与组合。不计受压区的预应力筋及非预应力筋时按 GB 50010—2010 第 10.1.7 条的规定，式 (5-17) 中的  $N_{p0}$  应按照式 (5-22) 计算。

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s \quad (5-22)$$

其中：

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} \quad (5-23)$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n + \sigma_{p2} \quad (5-24)$$

$$N_p = \sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s \quad (5-25)$$

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (5-26)$$

$$\sigma_{p2} = \frac{M_2}{I_n} y_n \quad (5-27)$$

式中  $\sigma_{p0}$ ——受拉区预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力筋应力；

$\sigma_{l5}$ ——受拉区预应力筋在合力点处混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值；

$\sigma_{con}$ ——张拉控制应力；

$\sigma_l$ ——相应阶段的预应力损失值，一般为预应力总损失；

$\alpha_E$ ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

$\sigma_{pc}$ ——由预加力产生的混凝土法向应力；

$\sigma_{pe}$ ——相应阶段预应力筋的有效预应力；

$A_p$ ——受拉区纵向预应力筋的截面面积；

$A_s$ ——受拉区纵向普通钢筋的截面面积；

- $A_n$ ——净截面面积；  
 $I_n$ ——净截面惯性矩；  
 $N_p$ ——后张法构件的预加力；  
 $e_{pn}$ ——净截面重心至预加力作用点的距离；  
 $y_n$ ——净截面重心至所计算纤维处的距离；  
 $\sigma_{p2}$ ——由预应力次内力引起的混凝土截面法向应力；  
 $M_2$ ——预应力引起的次弯矩。

式(5-24)和式(5-27)中截面参数计算采用了净截面进行计算，但在实际工程应用中，直接采用毛截面进行计算是可行的。

在影响 $\sigma_{sk}$ 的各项因素中，通常 $e_p$ 的变化很小，在截面尺寸一定的情况下，增大有效预加力 $N_{p0}$ 或增大非预应力筋面积均可以有效地降低等效应力 $\sigma_{sk}$ ，达到有效控制裂缝宽度的目的。如表5-10所示。

有效预加力 $N_{p0}$ 和非预应力筋面积对 $\sigma_{sk}$ 的影响 表5-10

截面尺寸 $b \times h$ (mm)	400×1000				
弯矩 $M_k$ (kN·m)	1500				
预应力筋强度 $f_{py}$ (MPa)	1320				
非预应力筋强度 $f_y$ (MPa)	360				
预应力筋距受拉边缘的距离 $a_p$ (mm)	150				
非预应力筋距受拉边缘的距离 $a_s$ (mm)	35				
预应力筋面积 $A_p$ (mm <sup>2</sup> )	1400	1400	1400	1680	1960
非预应力筋面积 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	1964	2455	2946	1964	1964
预加力 $N_{p0}$ (kN)	1367.1	1367.1	1367.1	1640.5	1913.9
有效高度 $h_0$ (mm)	882	887	892	878	875
合力点的偏心距 $y_{ps}$ (mm)	382	387	392	378	375
预应力偏心距 $e_{p0}$ (mm)	331	325	318	334	337
$e_p$ (mm)	51	62	74	43	38
$e$ (mm)	1148	1160	1171	958	822
$z$ (mm)	705	710	714	675	642
等效应力 $\sigma_{sk}$ (MPa)	256	225	201	188	136

所以，在裂缝宽度的控制中，增大有效预加力  $N_{p0}$  和非预应力筋用量是控制裂缝宽度的主要手段。

### 5.3.3 以综合弯矩表达的 $\sigma_{sk}$ 的计算方法

在按照 GB 50010—2010 公式计算  $\sigma_{sk}$  时，式 (5-17) 和式 (5-19) 中的  $M_k$  均应当包含预应力的作用效应，即应当有相应的次弯矩参与组合，且  $N_{p0}$  的计算也包括了次弯矩项。由于次弯矩的概念源自于计算分析的需要，而非实际结构中由作用直接产生，导致了结构设计人员对预应力的作用产生困惑，难以从概念上准确认识、理解预应力对结构产生的影响。这里我们以 GB 50010—2010 算法为基础，推导出等效的、以综合弯矩方式进行计算的表达式。

#### (1) $N_{p0}$ 的计算

式 (5-24) 和式 (5-27) 中截面参数计算采用了净截面进行计算，但在实际工程应用中，直接采用毛截面进行计算是可行的，这样式 (5-24) 可以改写为：

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p e_0}{I} y + \sigma_{p2} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_1}{I} y + \frac{M_2}{I} y = \frac{N_p}{A} + \frac{M_r}{I} y$$

式中  $M_1$ ——主弯矩；

$M_2$ ——次弯矩；

$M_r$ ——综合弯矩。

所以，得到以综合弯矩方式表达的计算式：

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_r}{I} y \quad (5-28)$$

这样，就能较为简便地求得  $N_{p0}$ 。

#### (2) $e$ 的计算

以综合弯矩方式来改写  $e$  的计算式 (5-19)，有：

$$e = e_p + \frac{M_k}{N_{p0}} = e_p + \frac{M_{dir,k} \pm M_2}{N_{p0}} = e_p + \frac{M_{dir,k} \pm (M_r - M_1)}{N_{p0}}$$

在预应力框架结构中， $M_r$  始终与外弯矩方向相反， $M_1/N_{p0}$  的物理意义为预应力偏心距，所以在预应力框架结构中上式可转化为：

$$e = e_p + \frac{M_{\text{dir},k} - M_r}{N_{p0}} + \frac{N_{pe0} y_p}{N_{p0}} \quad (5-29)$$

式中  $M_{\text{dir},k}$ ——外荷载作用下的弯矩标准值；

$N_{pe0}$ ——计算综合弯矩时采用的平均有效预加力， $N_{pe0} = \sigma_{pe0} A_p$ ；

$y_p$ ——截面重心至预应力筋合力作用点的距离。

### (3) $\sigma_{sk}$ 的计算

以综合弯矩方式来改写  $\sigma_{sk}$  的计算式 (5-17)，有：

$$\begin{aligned} \sigma_{sk} &= \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} = \frac{M_{\text{dir},k} \pm M_2 - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} \\ &= \frac{M_{\text{dir},k} - (M_r - M_1) - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} \\ &= \frac{M_{\text{dir},k} - M_r + M_1 - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} \\ &= \frac{M_{\text{dir},k} - M_r + N_{pe0} y_p - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} \end{aligned}$$

所以，得到以综合弯矩方式表达的计算式：

$$\sigma_{sk} = \frac{M_{\text{dir},k} - M_r + N_{pe0} y_p - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} \quad (5-30)$$

#### 5.3.4 $\sigma_{sk}$ 的简化计算方法

GB 50010—2010 规定的  $\sigma_{sk}$  的计算方法十分繁琐，为了方便设计人员较为便捷地估算裂缝宽度，按照 GB 50010—2010 的原则对  $\sigma_{sk}$  的计算进行简化，提出一种相对简便的计算方法。

预应力混凝土受弯构件纵向受拉钢筋的等效应力，是根据和钢筋混凝土偏心受压构件相同的概念给出，因此，可把预应力混凝土受弯构件视为偏心受压构件进行简化计算。这样，该“偏心受压构件”上作用的压力即为预应力钢筋的合力  $N$ ，弯矩即为外荷载作用下的弯矩值  $M_{\text{dir},k}$  减去综合弯矩  $M_r$ ，预应力混凝土受弯构件就等效于钢筋混凝土偏心受压构件了。这样，利用 GB 50010—2010 第 7.1.4 条中对普通钢筋混凝土偏心受压构件的应力计算公式，其中  $A_s$  以预应力筋及非预应力筋的面积之和代替，则得出

以下公式，可用于预应力混凝土受弯构件中  $\sigma_{sk}$  的简化计算。

$$\sigma_{sk} = \frac{N(e-z)}{(A_p + A_s)z} \quad (5-31)$$

其中  $z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}$$

$$e = \eta_{se0} + y_s$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000e_0/h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2$$

$$e_0 = \frac{M_{dir,k} - M_r}{N}$$

式中  $N$ ——轴向压力合力， $N = \sigma_{pe} A_p$ ；

$e$ ——轴向压力作用点至纵向预应力及非预应力受拉钢筋合力点的距离；

$\eta_s$ ——使用阶段的轴向压力偏心距增大系数，当  $l_0/h \leq 14$  时，取  $= 1.0$ ；

$y_s$ ——截面重心至纵向预应力及非预应力受拉钢筋合力点的距离。

**【例 5-1】** 如【例 4-1】所示的预应力梁（预应力筋布置如【例 2-1】图 3-4 所示），跨度 18m，梁截面为 400mm×1100mm，混凝土强度等级 C40，配有 12 $\phi^s$ 15.2（2 束，每束 6 根）钢绞线， $f_{py} = 1320\text{MPa}$ ， $A_p = 140\text{mm}^2$ ，4 根 $\Phi$ 25 钢筋（HRB400 级， $f_y = 360\text{MPa}$ ， $A_s = 491\text{mm}^2$ ）。经计算，该预应力框架梁基本信息如表 5-11 所示（弯矩以下部纤维受拉为正，求综合弯矩时采用的平均预加力为  $N_{pe0} = 1579\text{kN}$ ），验算其在支座截面和跨中截面的最大裂缝宽度。

**【解】** 已知条件有： $\alpha_{cr} = 1.5$ ， $E_s = 2.0 \times 10^5\text{MPa}$ ， $f_{tk} = 2.39\text{MPa}$ ， $c = 25\text{mm}$ 。

每束预应力筋的公称直径为：

$$d_p = \sqrt{n_i} d_{pl} = \sqrt{6} \times 15.2 = 37.2\text{mm}$$

预应力框架梁基本信息

表 5-11

	预应力总 损失 $\sigma_l$ (MPa)	混凝土收缩 徐变损失 $\sigma_{l5}$ (MPa)	恒载弯矩 标准值 $M_{Dk}$ (kN·m)	活载弯矩 标准值 $M_{Lk}$ (kN·m)	综合弯矩 $M_r$ (kN·m)	次弯矩 $M_2$ (kN·m)
支座锚固端 截面	414	103	-859	-442	1020	388
跨中截面	277	103	558	287	-366	388

受拉钢筋的等效直径为：

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} = \frac{2 \times 37.2^2 + 4 \times 25^2}{2 \times 0.5 \times 37.2 + 4 \times 1 \times 25} = 38.4 \text{mm}$$

$$A_p = 12 \times 140 = 1680 \text{mm}^2$$

$$A_s = 4 \times 491 = 1964 \text{mm}^2$$

截面面积

$$A = b \times h = 400 \times 1100 = 440000 \text{mm}^2$$

截面惯性矩

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \times 1100^3}{12} = 4.437 \times 10^{10} \text{mm}^4$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_p}{A_{te}} = \frac{1964 + 1680}{0.5 \times 400 \times 1100} = 0.017$$

1. 求支座截面的最大裂缝宽度

(1) 采用第一种方法即在弯矩标准值中计入次弯矩组合

支座处弯矩标准值  $M_k = 859 + 442 - 388 = 913 \text{kN} \cdot \text{m}$

1) 求  $N_{p0}$ ,  $e_{p0}$

$$N_p = \sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s = (1302 - 414) \times 1680 - 103 \times 1964 = 1290 \text{kN}$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{(1302 - 414) \times 1680 \times 400 - 103 \times 1964 \times 515}{(1302 - 414) \times 1680 - 103 \times 1964} = 382 \text{mm}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{pc} &= \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I} y + \sigma_{p2} = \frac{N_p}{A} + \frac{N_p e_{pn}}{I} y + \frac{M_2}{I} y \\ &= \frac{1290000}{440000} + \frac{1290000 \times 382}{4.437 \times 10^{10}} \times 550 + \frac{388 \times 10^6}{4.437 \times 10^{10}} \times 550 \\ &= 13.8 \text{MPa}\end{aligned}$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} = 1302 - 414 + 6.15 \times 13.8 = 973 \text{MPa}$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s = 973 \times 1680 - 103 \times 1964 = 1432 \text{kN}$$

$$\begin{aligned}e_{p0} &= \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{973 \times 1680 \times 400 - 103 \times 1964 \times 515}{973 \times 1680 - 103 \times 1964} \\ &= 384 \text{mm}\end{aligned}$$

2) 求  $\sigma_{sk}$

由【例 4-1】可知,  $h_0 = 978 \text{mm}$

$$e_p = y_{ps} - e_{p0} = (978 - 550) - 384 = 44 \text{mm}$$

$$e = e_p + \frac{M_k}{N_{p0}} = 44 + \frac{913 \times 10^6}{1432 \times 10^3} = 682 \text{mm}$$

$$\gamma'_i = 0$$

$$\begin{aligned}z &= \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_i) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \\ &= \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0) \times \left( \frac{978}{682} \right)^2 \right] \times 978 = 610 \text{mm}\end{aligned}$$

由式 (5-17) 有:

$$\begin{aligned}\sigma_{sk} &= \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} = \frac{913 \times 10^6 - 1432000 \times (610 - 44)}{(1 \times 1680 + 1964) \times 610} \\ &= 46 \text{MPa}\end{aligned}$$

3) 求  $\psi$

$$\begin{aligned}\psi &= 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.017 \times 46} \\ &= -0.89 < 0.2\end{aligned}$$

所以取  $\psi = 0.2$

4) 求  $\omega_{max}$

$$\begin{aligned}\omega_{\max} &= \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_{\text{sk}}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right) \\ &= 1.5 \times 0.2 \times \frac{46}{200000} \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{38.4}{0.017} \right) \\ &= 0.016 \text{mm}\end{aligned}$$

(2) 采用第二种方法，即在弯矩标准值中计入综合弯矩组合。该方法与第一种方法相比较主要是在计算  $\sigma_{\text{sk}}$  时有所不同。

支座处弯矩标准值  $M_k = M_{\text{dir},k} - M_r = 859 + 442 - 1020 = 281 \text{kN} \cdot \text{m}$

1) 求  $N_{\text{p0}}$ ,  $e_{\text{p0}}$

$$\begin{aligned}N_p &= \sigma_{\text{pe}} A_p - \sigma_{l5} A_s = (1302 - 414) \times 1680 - 103 \times 1964 \\ &= 1290 \text{kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_{\text{pn}} &= \frac{\sigma_{\text{pe}} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{\text{pe}} A_p - \sigma_{l5} A_s} \\ &= \frac{(1302 - 414) \times 1680 \times 400 - 103 \times 1964 \times 515}{(1302 - 414) \times 1680 - 103 \times 1964} \\ &= 382 \text{mm}\end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{pc}} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_r}{I} y = \frac{1290000}{440000} + \frac{1020 \times 10^6}{4.437 \times 10^{10}} \times 550 = 15.6 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{p0}} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{\text{pc}} = 1302 - 414 + 6.15 \times 15.6 = 984 \text{MPa}$$

$$N_{\text{p0}} = \sigma_{\text{p0}} A_p - \sigma_{l5} A_s = 984 \times 1680 - 103 \times 1964 = 1451 \text{kN}$$

$$\begin{aligned}e_{\text{p0}} &= \frac{\sigma_{\text{p0}} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{\text{p0}} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{984 \times 1680 \times 400 - 103 \times 1964 \times 515}{984 \times 1680 - 103 \times 1964} \\ &= 384 \text{mm}\end{aligned}$$

2) 求  $\sigma_{\text{sk}}$

$$e_p = y_{\text{ps}} - e_{\text{p0}} = (978 - 550) - 384 = 44 \text{mm}$$

$N_{\text{pe0}}$  为求综合弯矩时采用的有效预加力,  $N_{\text{pe0}} = 1579 \text{kN}$

$$\begin{aligned}e &= e_p + \frac{M_{\text{dir},k} - M_r}{N_{\text{p0}}} + \frac{N_{\text{pe0}} y_p}{N_{\text{p0}}} = 44 + \frac{281 \times 10^6}{1451 \times 10^3} + \frac{1579 \times 10^3 \times 400}{1451 \times 10^3} \\ &= 673 \text{mm}\end{aligned}$$

$$\gamma'_i = 0$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0$$

$$= \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0) \times \left( \frac{978}{673} \right)^2 \right] \times 978 = 603 \text{mm}$$

由式 (5-30) 有:

$$\sigma_{sk} = \frac{M_{dir,k} - M_r + N_{pe0} y_p - N_{p0} (z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s) z}$$

$$= \frac{281 \times 10^6 + 1579 \times 10^3 \times 400 - 1451 \times 10^3 \times (603 - 44)}{(1680 + 1964) \times 603}$$

$$= 46 \text{MPa}$$

3) 求  $\psi$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.017 \times 46} = -0.89 < 0.2$$

所以取  $\psi = 0.2$

4) 求  $\omega_{max}$

$$\omega_{max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right)$$

$$= 1.5 \times 0.2 \times \frac{46}{200000} \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{38.4}{0.017} \right)$$

$$\doteq 0.016 \text{mm}$$

(3) 采用第三种方法, 即本书提出的简化方法计算

$$N = \sigma_{pe} A_p = (1302 - 414) \times 1680 = 1492 \text{kN}$$

$$e_0 = \frac{M_{dir,k} - M_r}{N} = \frac{(859 + 442 - 1020) \times 10^6}{1492 \times 10^3} = 188 \text{mm}$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000 e_0 / h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 = 1 + \frac{1}{4000 \times 188 / 978} \times \left( \frac{18}{1.1} \right)^2$$

$$= 1.35$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s = 1.35 \times 188 + (978 - 550) = 682 \text{mm}$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0$$

$$= \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0) \times \left( \frac{978}{682} \right)^2 \right] \times 978$$

$$=610\text{mm}$$

由式 (5-31) 有:

$$\sigma_{sk} = \frac{N(e-z)}{(A_p + A_s)z} = \frac{1492000 \times (682 - 610)}{(1680 + 1964) \times 610} = 48\text{MPa}$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.017 \times 48} = -0.77 < 0.2$$

所以取

$$\psi = 0.2$$

$$\begin{aligned} \omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) = 1.5 \times 0.2 \times \frac{48}{200000} \\ &\quad \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{38.4}{0.017} \right) \\ &= 0.016\text{mm} \end{aligned}$$

## 2. 求跨中截面的最大裂缝宽度

(1) 采用第一种方法, 即在弯矩标准值中计入次弯矩组合弯矩标准值  $M_k = 558 + 287 + 388 = 1233\text{kN} \cdot \text{m}$

1) 求  $N_{p0}$ ,  $e_{p0}$

$$\begin{aligned} N_p &= \sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s = (1302 - 277) \times 1680 - 103 \times 1964 \\ &= 1520\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{pn} &= \frac{\sigma_{pe} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s} \\ &= \frac{(1302 - 277) \times 1680 \times 440 - 103 \times 1964 \times 515}{(1302 - 277) \times 1680 - 103 \times 1964} = 430\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{pc} &= \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I} y + \sigma_{p2} = \frac{N_p}{A} + \frac{N_p e_{pn}}{I} y - \frac{M_2}{I} y \\ &= \frac{1520000}{440000} + \frac{1520000 \times 430}{4.437 \times 10^{10}} \times 550 - \frac{388 \times 10^6}{4.437 \times 10^{10}} \times 550 \\ &= 6.75\text{MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} = 1302 - 277 + 6.15 \times 6.75 = 1067\text{MPa}$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s = 1067 \times 1680 - 103 \times 1964 = 1590\text{kN}$$

$$\begin{aligned} e_{p0} &= \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s} \\ &= \frac{1067 \times 1680 \times 440 - 103 \times 1964 \times 515}{1067 \times 1680 - 103 \times 1964} \end{aligned}$$

$$=430\text{mm}$$

2) 求  $\sigma_{sk}$

由【例 4-1】可知,  $h_0=1008\text{mm}$

$$e_p = y_{ps} - e_{p0} = (1008 - 550) - 430 = 28\text{mm}$$

$$e = e_p + \frac{M_k}{N_{p0}} = 28 + \frac{1233 \times 10^6}{1590 \times 10^3} = 803\text{mm}$$

$$\gamma'_i = 0$$

$$\begin{aligned} z &= \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_i) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \\ &= \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0) \times \left( \frac{1008}{803} \right)^2 \right] \times 1008 \\ &= 686\text{mm} \end{aligned}$$

由式 (5-17) 有:

$$\begin{aligned} \sigma_{sk} &= \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} \\ &= \frac{1233 \times 10^6 - 1590000 \times (686 - 28)}{(1 \times 1680 + 1964) \times 686} = 75\text{MPa} \end{aligned}$$

3) 求  $\psi$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.017 \times 75} = -0.12 < 0.2$$

所以取  $\psi = 0.2$

4) 求  $\omega_{\max}$

$$\begin{aligned} \omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \\ &= 1.5 \times 0.2 \times \frac{75}{200000} \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{38.4}{0.017} \right) \\ &= 0.026\text{mm} \end{aligned}$$

所以, 跨中截面处  $\omega_{\max} = 0.026\text{mm} < 0.2\text{mm}$ , 满足抗裂要求。

(2) 采用第二种方法, 即在弯矩标准值中计入综合弯矩组合跨中处弯矩标准值  $M_k = 558 + 287 - 366 = 479\text{kN} \cdot \text{m}$

1) 求  $N_{p0}$ ,  $e_{p0}$

$$N_p = \sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s = (1302 - 277) \times 1680 - 103 \times 1964 \\ = 1520 \text{ kN}$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s} \\ = \frac{(1302 - 277) \times 1680 \times 440 - 103 \times 1964 \times 515}{(1302 - 277) \times 1680 - 103 \times 1964} \\ = 430 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_r}{I} y = \frac{1520000}{440000} + \frac{366 \times 10^6}{4.437 \times 10^{10}} \times 550 = 7.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha E \sigma_{pc} = 1302 - 277 + 6.15 \times 7.99 = 1074 \text{ MPa}$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s = 1074 \times 1680 - 103 \times 1964 = 1602 \text{ kN}$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{1074 \times 1680 \times 440 - 103 \times 1964 \times 515}{1074 \times 1680 - 103 \times 1964} \\ = 431 \text{ mm}$$

2) 求  $\sigma_{sk}$

$$e_p = y_{ps} - e_{p0} = (1008 - 550) - 431 = 27 \text{ mm}$$

$N_{pe0}$  为求综合弯矩时采用的有效预加力,  $N_{pe0} = 1579 \text{ kN}$

$$e = e_p + \frac{M_{dir,k} - M_r}{N_{p0}} + \frac{N_{pe0} y_p}{N_{p0}} = 27 + \frac{479 \times 10^6}{1602 \times 10^3} + \frac{1579 \times 10^3 \times 440}{1602 \times 10^3} \\ = 760 \text{ mm}$$

$$\gamma'_i = 0$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_i) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \\ = \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0) \times \left( \frac{1008}{760} \right)^2 \right] \times 1008 = 664 \text{ mm}$$

由式 (5-30) 得:

$$\sigma_{sk} = \frac{M_{dir,k} - M_r + N_{pe0} y_p - N_{p0} (z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s) z} \\ = \frac{479 \times 10^6 + 1579 \times 10^3 \times 440 - 1602 \times 10^3 \times (664 - 44)}{(1680 + 1964) \times 664} \\ = 75 \text{ MPa}$$

3) 求  $\psi$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.017 \times 75} = -0.12 < 0.2$$

所以取  $\psi = 0.2$

4) 求  $\omega_{\max}$

$$\begin{aligned} \omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \\ &= 1.5 \times 0.2 \times \frac{75}{200000} \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{38.4}{0.017} \right) \\ &= 0.026 \text{mm} \end{aligned}$$

(3) 采用第三种方法, 即本书提出的简化方法

$$N = \sigma_{pe} A_p = (1302 - 277) \times 1680 = 1722 \text{kN}$$

$$e_0 = \frac{M_{dir,k} - M_r}{N} = \frac{(558 + 287 - 366) \times 10^6}{1722 \times 10^3} = 278 \text{mm}$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000 e_0 / h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 = 1 + \frac{1}{4000 \times 278 / 1008} \times \left( \frac{18}{1.1} \right)^2 = 1.24$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s = 1.24 \times 278 + (1008 - 550) = 803 \text{mm}$$

$$\begin{aligned} z &= \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \\ &= \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0) \times \left( \frac{1008}{803} \right)^2 \right] \times 1008 \\ &= 686 \text{mm} \end{aligned}$$

由式 (5-31) 有:

$$\sigma_{sk} = \frac{N(e - z)}{(A_p + A_s)z} = \frac{1722000 \times (803 - 686)}{(1680 + 1964) \times 803} = 69 \text{MPa}$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.017 \times 69} = -0.22 < 0.2$$

所以取  $\psi = 0.2$

$$\begin{aligned} \omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) = 1.5 \times 0.2 \times \frac{69}{200000} \\ &\quad \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{38.4}{0.017} \right) \\ &= 0.024 \text{mm} \end{aligned}$$

## 5.4 挠度验算

预应力混凝土受弯构件在正常使用极限状态下的挠度，可根据构件的刚度用结构力学的方法计算。与普通混凝土构件的挠度计算相比，预应力构件的挠度计算还需要考虑预应力反拱的影响。当框架梁的跨高比不大于 20 时，且裂缝宽度满足要求的情况下，预应力框架梁的挠度一般也能满足要求，不需特别验算。

### 5.4.1 GB 50010—2010 的规定

GB 50010—2010 规定，构件的刚度是按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响的刚度  $B$ ，第 7.2.2 条给出的计算式如下：

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta - 1) + M_k} B_s \quad (5-32)$$

式中  $M_k$ ——按荷载效应的标准组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩值；

$M_q$ ——按荷载效应的准永久组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩值；

$B_s$ ——荷载效应的标准组合作用下受弯构件的短期刚度，按式 (5-33) 和式 (5-34) 计算；

$\theta$ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数，取  $\theta = 2.0$ 。

由于裂缝控制的等级不同，短期刚度  $B_s$  的计算也有所不同。对于裂缝控制等级为一级和二级的受弯构件，要求不出现裂缝，其短期刚度可按弹性材料计算，并按经验折减：

$$B_s = 0.85 E_c I_0 \quad (5-33)$$

对于裂缝控制等级为三级的受弯构件，由于其允许出现裂缝，其短期刚度的计算十分复杂，国内外都是采用经验公式计算，这种经验公式实质上是控制性验算。我国现行规范《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 第 7.2.3 条给出了如下的经验公式。

$$B_s = \frac{0.85E_c I_0}{\kappa_{cr} + (1 - \kappa_{cr})\omega} \quad (5-34)$$

$$\kappa_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_k} \quad (5-35)$$

$$\omega = \left(1.0 + \frac{0.21}{\alpha_E \rho}\right) (1 + 0.45\gamma_f) - 0.7 \quad (5-36)$$

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (5-37)$$

$$\gamma_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} \quad (5-38)$$

式中  $\alpha_E$ ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值： $\alpha_E = E_s/E_c$ ；

$\rho$ ——纵向受拉钢筋配筋率： $\rho = (A_p + A_s)/(bh_0)$ ；

$I_0$ ——换算截面惯性矩；

$\gamma_f$ ——受拉翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值；

$b_f$ 、 $h_f$ ——受拉区翼缘的宽度、高度；

$\kappa_{cr}$ ——预应力混凝土受弯构件正截面的开裂弯矩  $M_{cr}$  与弯矩  $M_k$  的比值，当  $\kappa_{cr} > 1.0$  时，取  $\kappa_{cr} = 1.0$ ；

$\sigma_{pc}$ ——扣除全部预应力损失后，由预加力在抗裂验算边缘产生的混凝土预压应力；

$\gamma$ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数， $\gamma = \left(0.7 + \frac{120}{h}\right)\gamma_m$ ；

$h$ ——矩形或 T 形截面高度 (mm)：当  $h < 400$  时，取  $h = 400$ ；当  $h > 1600$  时，取  $h = 1600$ ；

$\gamma_m$ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数基本值，对常用的截面形状，GB 50010—2010 第 7.2.4 条建议  $\gamma_m$  值可按表 5-12 取用。

预应力混凝土受弯构件在使用阶段的预加力反拱值，可按结构力学的方法计算，其刚度可按  $E_c I_0$  进行计算，并应考虑预压应力长期作用的影响，将计算求得的预加力反拱值乘以增大系数 2.0；在计算中，预应力钢筋的应力应扣除全部预应力损失。

截面抵抗矩塑性影响系数基本值  $\gamma_m$

表 5-12

项次	1	2	3		4		5
截面形状	矩形截面	翼缘位于受压区的 T 形截面	对称 I 形截面或箱形截面		翼缘位于受拉区的倒 T 形截面		圆形和环形截面
			$b_f/b \leq 2$ 、 $h_f/h$ 为任意值	$b_f/b > 2$ 、 $h_f/h < 0.2$	$b_f/b \leq 2$ 、 $h_f/h$ 为任意值	$b_f/b > 2$ 、 $h_f/h < 0.2$	
$\gamma_m$	1.55	1.50	1.45	1.35	1.50	1.40	$1.6 - 0.24r_1/r$

- 注：1. 对  $b'_f > b_f$  的 I 形截面，可按项次 2 与按项次 3 之间的数值采用；对  $b'_f < b_f$  的 I 形截面，可按项次 3 与按项次 4 之间的数值采用。  
 2. 对于箱形截面， $b$  系指各肋宽度的总和。  
 3.  $r_1$  为环形截面的内环半径，对圆形截面取  $r_1$  为 0。

### 5.4.2 简化估算方法

构件的挠度在求得其刚度后，还需要用结构力学的方法计算。常用的设计软件都不能根据该刚度进行挠度计算，需要人工计算，但由于其边界约束条件复杂，计算繁琐，且对于裂缝控制等级为三级的受弯构件，其刚度  $B_s$  的计算也较复杂，这里给出一个简化算法以供大家参考。

预应力梁的挠度是在外荷载与预加力反向荷载叠加后的荷载作用下产生的，故可将预应力等效荷载在恒荷载输入中直接扣减掉，再利用设计软件计算其挠度（即按非预应力梁计算其刚度  $B_s$ ），即为考虑了反拱值后的挠度估算值。

如当预应力筋索形的反弯点位于  $\alpha = 0.125L$  时，根据第 3 章的推导，其等效荷载为：

$$q_1 = \frac{8N_{pe}f}{0.25L^2} = \frac{32N_{pe}f}{L^2}$$

$$q_2 = \frac{8N_{pe}f}{0.75L^2} = \frac{32N_{pe}f}{3L^2}$$

节点弯矩为： $M = N_{pe}e_0$

节点力为： $N = N_{pe}$

其预应力等效荷载如图 5-1 所示。

按照跨中挠度等效的原则，可以将上面的等效荷载按单抛物

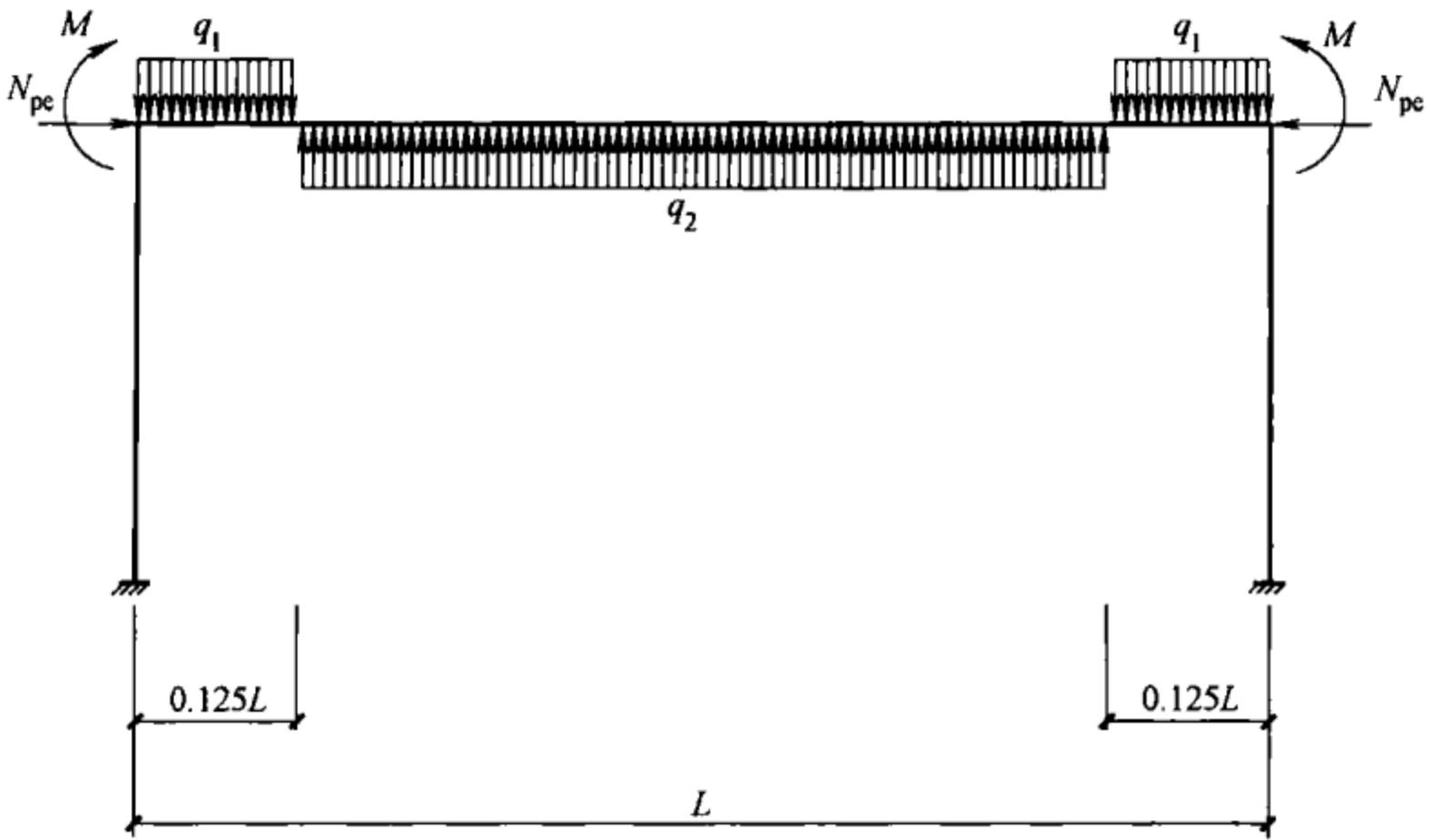


图 5-1 预应力等效荷载示意图

线简化, 得到简化后的等效荷载 (图 5-2):

$$q = \beta \frac{8N_{pe}f}{L^2} = 1.1875 \frac{8N_{pe}f}{L^2} \quad (5-39)$$

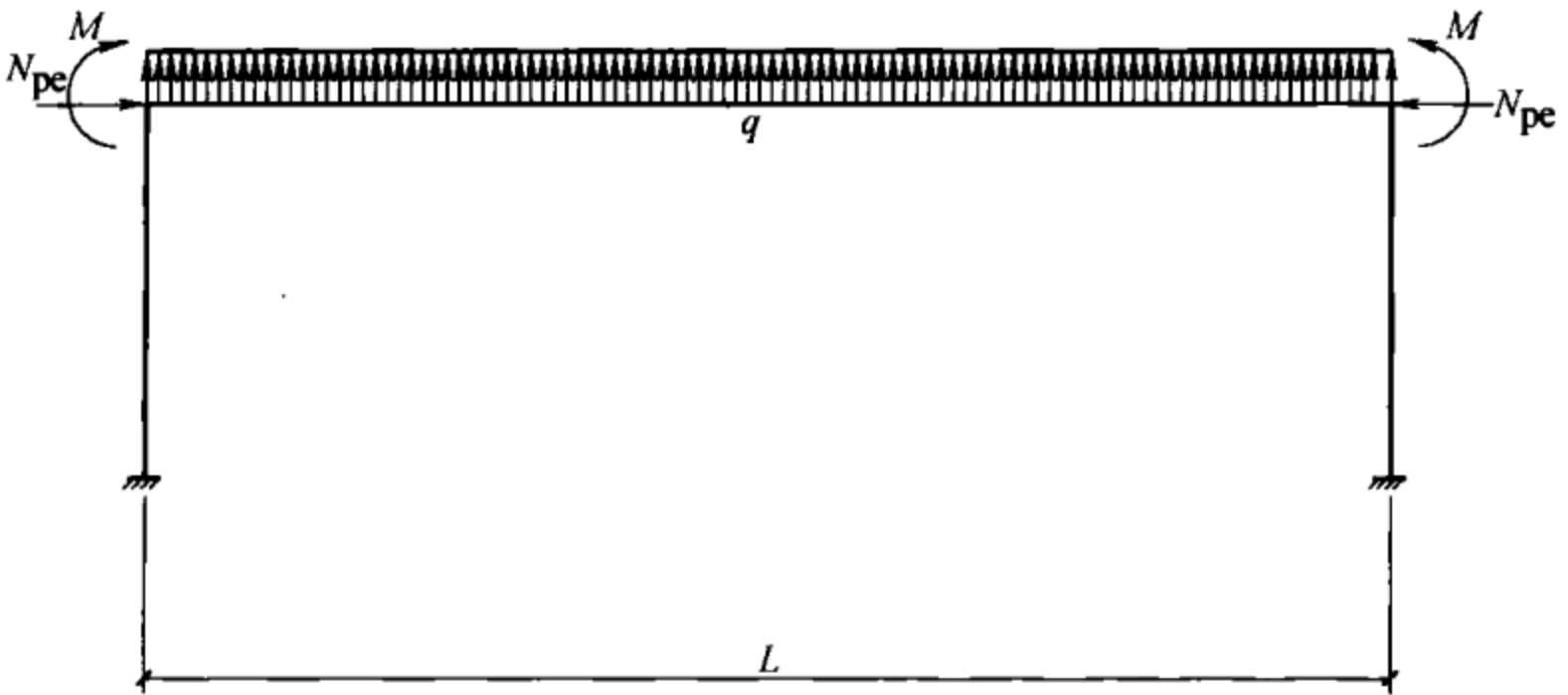


图 5-2 简化后的预应力等效荷载示意图

该简化方法的推导过程如下:

在支座固结的条件下, 按照图 5-1 和图 5-2 中的预应力等效荷载在跨中处产生的挠度相等的原则, 可以推导出简化后的单抛物线等效荷载与四段抛物线等效荷载的关系。

(1) 在图 5-1 所示反荷载下,  $q_1$  和  $q_2$  产生的跨中挠度  $y_1$ 、 $y_2$  分别为:

$$y_1 = \frac{q_1 a^3 L}{24EI} (1 - 0.125) = \frac{\frac{32N_{pe}f}{l^2} (0.125L)^3 L}{24EI} \times 0.875$$

$$= \frac{0.875N_{pe}fL^2}{384EI}$$

$$y_2 = -\frac{q_2 cL^3}{384EI} (2 - 2\gamma^2 + \gamma^3) = -\frac{\frac{32N_{pe}f}{3L^2} 0.75LL^3}{384EI}$$

$$\times (2 - 2 \times 0.75^2 + 0.75^3) = \frac{10.375N_{pe}fL^2}{384EI} \text{ (方向向上)}$$

$$y = y_1 + y_2 = \frac{9.5N_{pe}fL^2}{384EI} = \frac{9.5N_{pe}f}{L^2} \frac{L^4}{384EI} \text{ (方向向上)}$$

(2) 按单抛物线简化的等效荷载  $q_3$  为:

$$q_3 = \frac{8N_{pe}f}{L^2} \text{ (方向向上)}$$

(3) 若在等效荷载  $q$  作用下跨中挠度等效, 则有:

$$y = \frac{9.5N_{pe}f}{L^2} \frac{L^4}{384EI} = 1.1875 \frac{8N_{pe}f}{L^2} \frac{L^4}{384EI}$$

$$= 1.1875q_3 \frac{L^4}{384EI}$$

得到  $q = 1.1875q_3 = 1.1875 \frac{8N_{pe}f}{L^2}$

即将按照单抛物线求出的等效荷载乘以 1.1875 后, 可得到与四段抛物线相同的跨中挠度值。在实际设计计算中, 可以直接将该荷载从框架梁的恒载中扣除, 并采用通用设计分析程序进行框架梁挠度的计算。

## 第 6 章 施工阶段验算

预应力混凝土结构施工阶段验算一般包括锚固区局部受压的验算和施工阶段预拉区的裂缝控制验算。

### 6.1 锚固区局部承压验算

预应力施加时，在锚固区（包括张拉端和固定端）会施加较大的集中力，构件端部锚固区和构件端面在施工张拉后常出现两类裂缝：其一是局部承压区承压垫板后面的纵向劈裂裂缝（第一类裂缝）；其二是当预应力束在构件端部偏心布置，且偏心距较大时，在构件端面附近会产生较高的沿竖向的拉应力，故产生位于截面高度中部的纵向水平端面裂缝（第二类裂缝）。所以需对端部锚固区进行局部承压计算，包括构件端部局部受压区的截面尺寸计算和配置的间接钢筋的计算。

#### 6.1.1 关于第一类裂缝

首先，要保证构件端部局部受压区的截面尺寸应符合 GB 50010—2010 第 6.6.1 条给出的式 (6-1) 和式 (6-2) 的要求。

$$F_l \leq 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} \quad (6-1)$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (6-2)$$

式中  $F_l$ ——端部局部受压区的压力设计值，取 1.2 倍张拉控制力；

$f_c$ ——张拉时混凝土轴心抗压强度设计值；

$\beta_c$ ——混凝土强度影响系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取  $\beta_c = 1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取  $\beta_c = 0.8$ ；其间接线性内插法确定；

$\beta_l$ ——混凝土局部受压时的强度提高系数；

- $A_l$ ——混凝土局部受压面积；  
 $A_{ln}$ ——混凝土局部受压净面积；对后张法构件，应在混凝土局部受压面积中扣除孔道、凹槽部分的面积；  
 $A_b$ ——局部受压的计算底面积，可由局部受压面积与计算底面积按同心、对称的原则确定；对常用情况，可按图 6-1 采用。

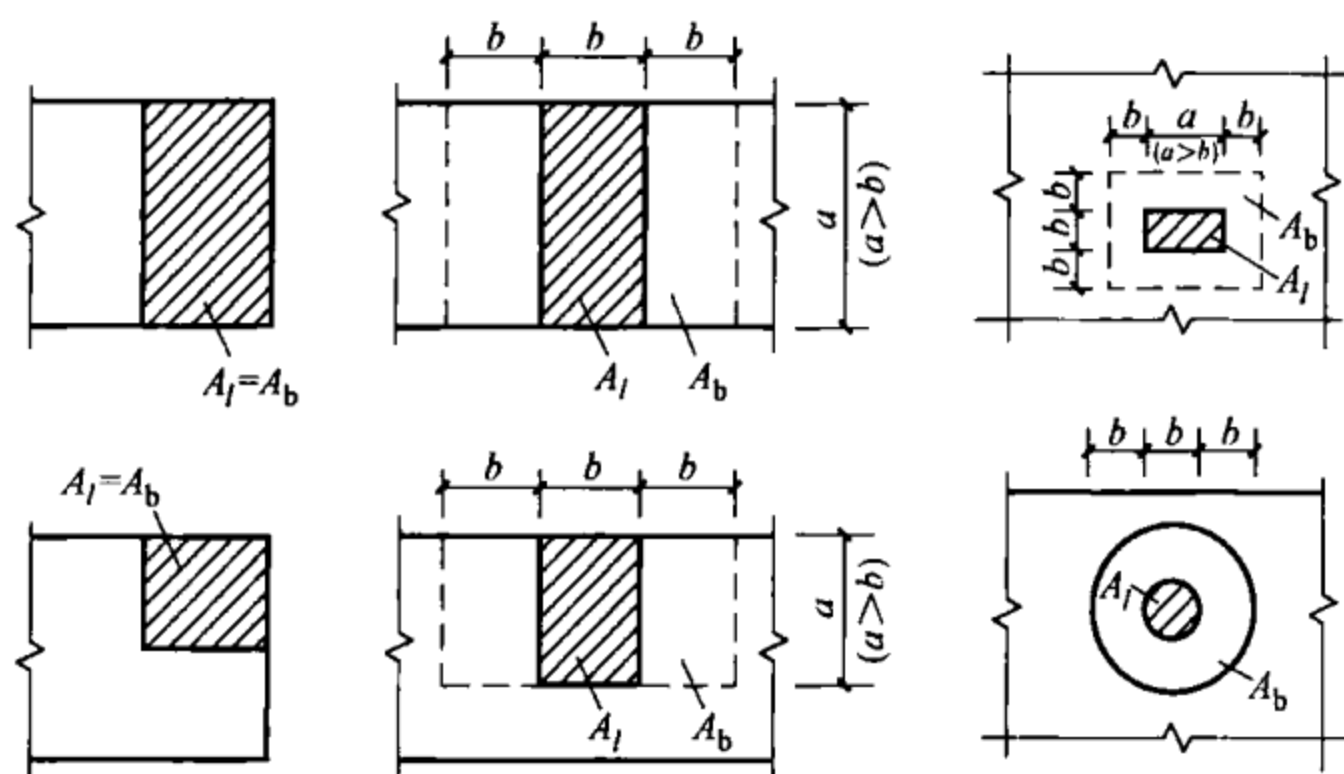


图 6-1 局部受压的计算底面积

$A_l$ —混凝土局部受压面积； $A_b$ —局部受压的计算底面积

其次，在局部受压区还应配置方格网式或螺旋式间接钢筋，且 GB 50010—2010 第 6.6.3 条规定其局部受压承载力应符合下列要求：

$$F_l \leq 0.9(\beta_c \beta_l f_c + 2\alpha \rho_v \beta_{cor} f_{yv}) A_{ln} \quad (6-3)$$

当为方格网式配筋时 [如图 6-2 (a) 所示]，钢筋网两个方向上单位长度内钢筋截面面积的比值不宜大于 1.5，其体积配筋率  $\rho_v$  应按下列公式计算，且其体积配筋率不应小于 0.5%：

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (6-4)$$

当为螺旋式配筋时 [如图 6-2 (b) 所示]，其体积配筋率  $\rho_v$  应按下列公式计算：

$$\rho_v = \frac{4A_{ss1}}{d_{cor} s} \quad (6-5)$$

式中  $\beta_{\text{cor}}$ ——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数： $\beta_{\text{cor}} =$

$$\sqrt{\frac{A_{\text{cor}}}{A_l}}, \text{ 当 } A_{\text{cor}} > A_b \text{ 时, 取 } A_{\text{cor}} = A_b; \text{ 当 } A_{\text{cor}} \leq$$

$1.25A_l$  时, 取  $\beta_{\text{cor}} = 1.0$ ;

$\alpha$ ——间接钢筋对混凝土约束的折减系数: 当混凝土强度等级不超过 C50 时, 取  $\alpha = 1.0$ ; 当混凝土强度等级为 C80 时, 取  $\alpha = 0.85$ ; 其间接按线性内插法确定;

$f_{\text{yv}}$ ——间接钢筋的抗拉强度设计值;

$A_{\text{cor}}$ ——方格网式或螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土核心面积, 应大于混凝土局部受压面积  $A_l$ , 其重心应与  $A_l$  的重心重合, 计算中仍按同心、对称的原则取值;

$\rho_v$ ——间接钢筋的体积配筋率 (核心面积  $A_{\text{cor}}$  范围内单位混凝土体积所含间接钢筋的体积);

$n_1$ 、 $A_{\text{sl}}$ ——分别为方格网沿  $l_1$  方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积;

$n_2$ 、 $A_{\text{s2}}$ ——分别为方格网沿  $l_2$  方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积;

$A_{\text{ssl}}$ ——单根螺旋式间接钢筋的截面面积;

$d_{\text{cor}}$ ——螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土截面直径;

$s$ ——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距, 宜取 30~80mm。

间接钢筋应配置在图 6-2 所规定的高度  $h$  范围内, 对方格网式钢筋, 不应少于 4 片; 对螺旋式钢筋, 不应少于 4 圈。对柱接头,  $h$  尚不应小于  $15d$ ,  $d$  为柱的纵向钢筋直径。

从上面的公式可以看出, 关于局部受压, 我国现行规范《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 给出了与原规范 GB 50010—2002 表达式完全一样的公式, 但是公式的内涵却又有不同之处, 区别如下:

(1) GB 50010—2010 规定, 当采用普通垫板时, 垫板的刚

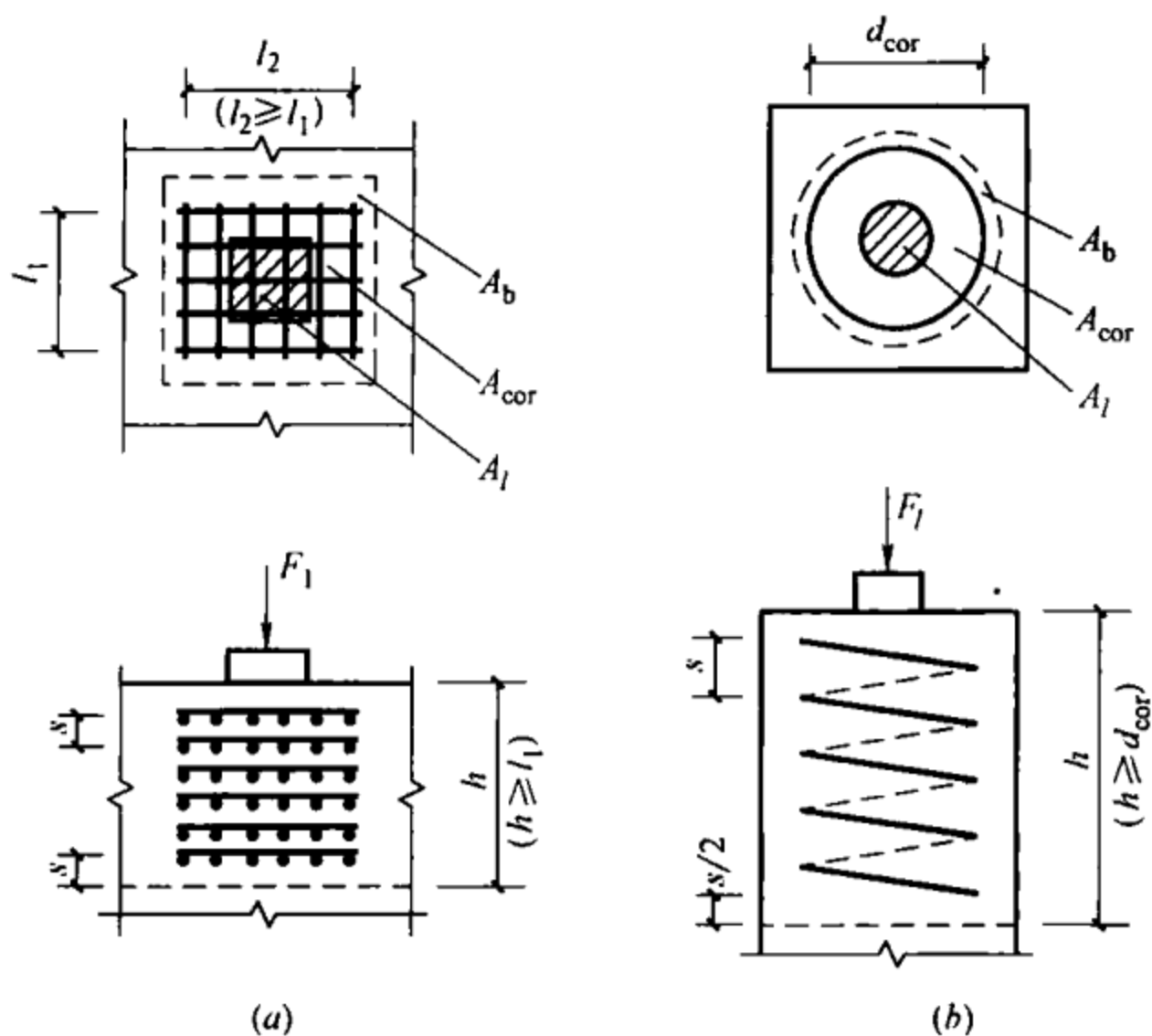


图 6-2 网片筋配置

(a) 方格网式配筋; (b) 螺旋式配筋

$A_l$ —混凝土局部受压面积;  $A_b$ —局部受压的计算底面积;

$A_{cor}$ —方格网式或螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土核心面积

性扩散角应取  $45^\circ$ 。这里, GB 50010—2010 明确了局部受压区在垫板内的扩散面积。

(2) 当采用整体铸造的带有二次翼缘的垫板时, 不再适用上述局部受压公式, 需通过专门的试验确认其传力性能, 所以应选用按有关规范标准进行验证的产品, 并配置规定的加强钢筋。

(3) 关于配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数  $\beta_{cor}$ , GB 50010—2010 规定了当  $A_{cor} \leq 1.25A_l$  时, 不再提高, 即取  $\beta_{cor} = 1.0$ 。

### 6.1.2 关于第二类裂缝

为防止第二类剥裂裂缝的产生, 应当合理布置预应力筋, 尽量使锚具能沿构件端部均匀布置, 以减少横向拉力。当难于做到均匀布置时, 为防止端面出现宽度过大的裂缝, 根据理论分析和试验结果, GB 50010—2010 第 10.3.8 条提出了限制这类裂缝的竖向附加钢筋截面面积的计算公式以及相应的构造措施 (图 6-3)。

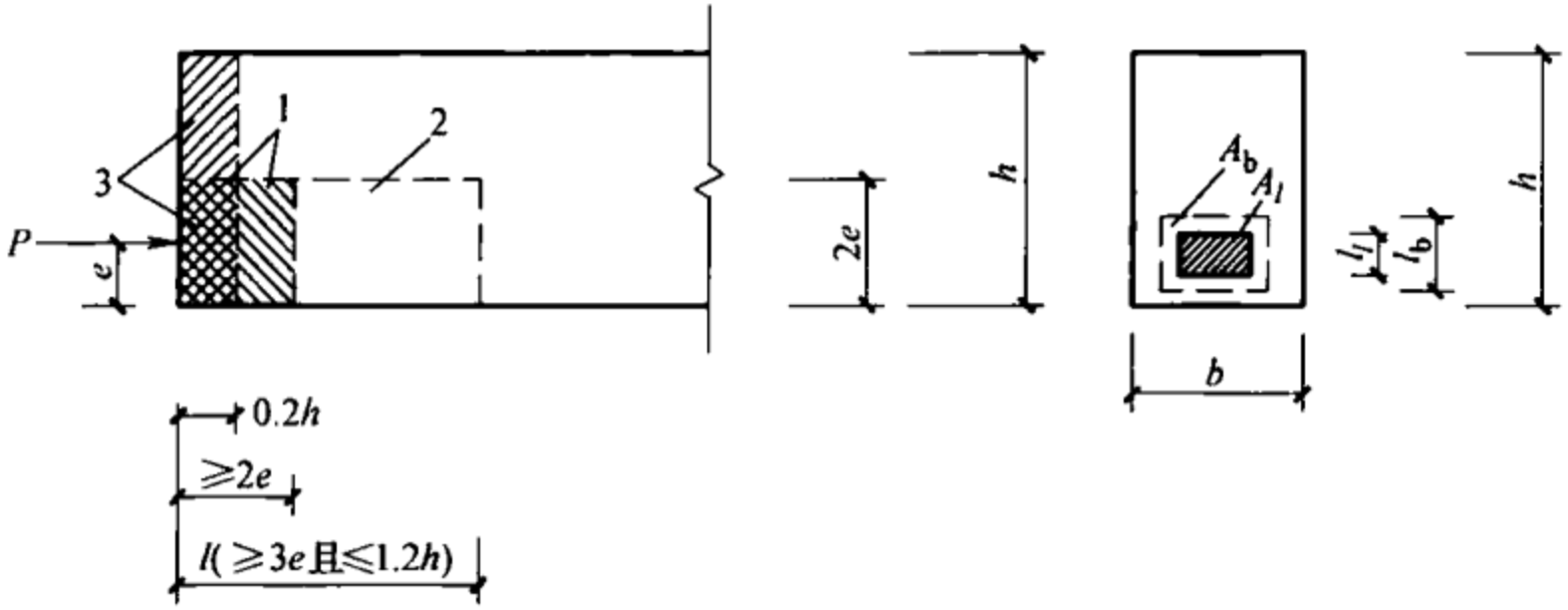


图 6-3 防止端部裂缝的配筋范围

1—局部受压间接钢筋配置区；2—附加防劈裂配筋区；3—附加防端面裂缝配置区

(1) 附加防劈裂箍筋或网片：在局部受压间接钢筋配置区以外，在构件端部长度  $l$  不小于截面重心线上部或下部预应力筋的合力点至邻近边缘的距离  $e$  的 3 倍，但不大于构件端部截面高度  $h$  的 1.2 倍，高度为  $2e$  的附加配筋区范围内，应均匀配置附加防劈裂箍筋或网片，配筋面积可按下列公式计算，且其体积配筋率不应小于 0.5%。

$$A_{sb} \geq 0.18 \left(1 - \frac{l_l}{l_b}\right) \frac{P}{f_{yv}} \quad (6-6)$$

式中  $P$ ——作用在构件端部截面重心线上部或下部预应力筋的合力，应乘以预应力分项系数 1.2；

$l_l$ 、 $l_b$ ——分别为沿构件高度方向  $A_l$ 、 $A_b$  的边长或直径。

(2) 附加竖向防剥裂构造钢筋：当构件端部预应力筋需集中布置在截面下部或集中布置在上部和下部时，应在构件端部  $0.2h$  范围内设置附加竖向防剥裂构造钢筋，其截面面积应符合下列公式要求：

$$A_s \geq \frac{T_s}{f_{yv}} \quad (6-7)$$

$$T_s = \left(0.25 - \frac{e}{h}\right) P \quad (6-8)$$

式中  $T_s$ ——锚固端端面拉力；

$P$ ——作用在构件端部截面重心线上部或下部预应力筋的合力设计值，应乘以预加力分项系数 1.2；

$e$ ——截面重心线上部或下部预应力筋的合力点至截面近边缘的距离；

$h$ ——为构件端部截面高度。

当  $e > 0.2h$  时，可根据实际情况适当配置构造钢筋。竖向防剥裂钢筋宜靠近端面配置，可采用焊接钢筋网、封闭式箍筋或其他的形式，且宜采用带肋钢筋。

### 6.1.3 局部承压验算中需要注意的问题

(1) 关于  $F_l$ 、 $P$  的取值。

GB 50010—2010 规定  $F_l$ 、 $P$  取 1.2 倍张拉控制力，相当于是把张拉控制力作为永久荷载标准值，并考虑 1.2 的分项系数后得到的局部压力设计值，这在局压区只有一束预应力筋时或所有预应力筋同时张拉时是合适的，但局部压区有多束预应力筋先后张拉时则是不合适的。因为张拉后束时，先张拉的预应力束已结束张拉，张拉端由于锚具内缩损失  $\sigma_{l1}$  已经完成，固定端则由于摩擦损失  $\sigma_{l2}$  已经完成，此时先张拉束的局部压力显然小于张拉控制力，通常在框架结构中，张拉端的锚具内缩损失  $\sigma_{l1}$  和固定端的摩擦损失  $\sigma_{l2}$  约为  $0.2\sigma_{con}$ ，故此时先张拉束的局部压力约为张拉控制力的 80%，所以多束预应力筋先后张拉时，局部压力设计值可取为 1.0 倍张拉控制力。

(2) 当预应力框架梁张拉端或锚固端在柱边或边梁上时，通常不需专门配置防止第二类剥裂裂缝的钢筋，只需要配置局部受压间接钢筋即可。

目前国内锚具生产企业一般均配套提供预应力端部局部承压部件，该类部件的承载能力通过实体的荷载试验确定，因此，设计时仅需按照产品的使用条件选用定型产品即可。

## 6.2 施工阶段预拉区的裂缝控制验算

预应力混凝土结构构件，由于在施加预应力时，部分永久荷

载和活荷载并没有作用在结构构件上，而预加力的作用已全部完成，结构构件的受力状态与设计阶段有较大的不同，故尚应进行施工阶段承载能力极限状态验算及裂缝控制验算。

施工阶段承载能力极限状态验算，可以将施工阶段实际荷载作用效应与预加力作用效应相叠加，作为此阶段的内力进行计算分析即可。

对于后张法现浇框架结构，一般要求在施工阶段时预拉区不开裂，故须对施工阶段预拉区的应力进行控制。

GB 50010—2010 第 10.1.11 条规定在预应力施工阶段，构件在预加力、自重及施工荷载（必要时应考虑动力系数）作用下，构件截面边缘的混凝土法向应力应符合下列规定：

$$\sigma_{ct} \leq f'_{tk} \quad (6-9)$$

$$\sigma_{cc} \leq 0.8f'_{ck} \quad (6-10)$$

$$\sigma_{cc} \text{ 或 } \sigma_{ct} = \sigma_{pc} + \frac{N_k}{A_0} \pm \frac{M_k}{W_0} \quad (6-11)$$

式中  $\sigma_{cc}$ 、 $\sigma_{ct}$ ——相应施工阶段计算截面边缘纤维的混凝土压应力、拉应力；

$f'_{tk}$ 、 $f'_{ck}$ ——与各施工阶段混凝土立方体抗压强度相应的抗拉强度标准值、抗压强度标准值；

$N_k$ 、 $M_k$ ——构件自重及施工荷载的标准组合在计算截面产生的轴向力值、弯矩值；

$A_0$ ——换算截面面积：包括净截面面积以及全部纵向预应力筋截面面积换算成混凝土的截面面积；

$W_0$ ——验算边缘的换算截面弹性抵抗矩。

式 (6-9)~式 (6-11) 中当各项应力方向一致时取正号，当方向不一致时取负号。

在实际工程应用中，当进行预应力框架梁的验算时，一般可取  $N_k=0$ ，按各工况下荷载（包括预应力作用）产生的应力方向取代数和，以截面面积  $A$  代替换算截面面积  $A_0$ ，以截面抵抗矩  $W$  代替换算截面抵抗矩  $W_0$ ，则有：

$$\begin{aligned}
\sigma_{cc} \text{ 或 } \sigma_{ct} &= \sigma_{pc} + \frac{N_k}{A} \pm \frac{M_k}{W} = \frac{N_p}{A} + \frac{N_p e_{pn} y_n}{I} + \frac{M_{dir,k} + M_2}{W} \\
&= \frac{N_p}{A} + \frac{N_p e_{pn} y_n}{I} + \left( \frac{M_{dir,k} + M_r - M_1}{W} \right) \\
&= \frac{N_p}{A} + \frac{N_p e_{pn} y_n}{I} + \left( \frac{M_{dir,k} + M_r}{W} - \frac{N_p e_{pn} y_n}{I} \right) \\
&= \frac{N_p}{A} + \frac{M_{dir,k} + M_r}{W}
\end{aligned}$$

即得到如下计算式:

$$\sigma_{cc} \text{ 或 } \sigma_{ct} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_{dir,k} + M_r}{W} \quad (6-12)$$

式中  $M_{dir,k}$ ——外荷载作用下的弯矩标准值;

$M_2$ ——与施工阶段对应的次弯矩标准值;

$N_p$ ——与施工阶段对应的全部纵向预应力和非预应力钢筋的合力;

$e_{pn}$ ——截面重心至预应力筋及非预应力筋合力点的距离;

$y_n$ ——截面重心至所计算纤维处的距离。

式 (6-12) 中按各项应力方向取代数和叠加。

**【例 6-1】** 预应力梁的参数同【例 4-1】，混凝土强度达到 C40 时张拉，预应力张拉施工时的外荷载只有结构自重，经计算，此时支座弯矩标准值为  $-636\text{kN}\cdot\text{m}$ ，跨中弯矩标准值为  $413\text{kN}\cdot\text{m}$ （弯矩以下部纤维受拉为正）。张拉施工时，预应力梁只有第一阶段损失，支座为  $268\text{MPa}$ ，跨中为  $131\text{MPa}$ 。支座处综合弯矩  $M_r = 1020\text{kN}\cdot\text{m}$ ，跨中处综合弯矩  $M_r = -366\text{kN}\cdot\text{m}$ 。进行施工阶段的应力控制验算。

**【解】** (1) 支座处的应力验算

预拉区（梁底）:

$$\begin{aligned}
\sigma_{ct} &= \frac{N_p}{A} + \frac{M_{dir,k} + M_r}{W} = \frac{(1302 - 268) \times 1680}{440 \times 10^3} \\
&\quad + \frac{636 \times 10^6 - 1020 \times 10^6}{4.437 \times 10^{10}} \times 550 = -0.81\text{MPa}
\end{aligned}$$

所以  $\sigma_{ct}$  为拉应力，但小于  $f_{tk} = 2.39\text{MPa}$ 。

预压区（梁顶）：

$$\begin{aligned}\sigma_{cc} &= \frac{N_p}{A} + \frac{M_{dir,k} + M_r}{W} = \frac{(1302 - 268) \times 1680}{440 \times 10^3} \\ &\quad + \frac{-636 \times 10^6 + 1020 \times 10^6}{4.437 \times 10^{10}} \times 550 \\ &= 8.7\text{MPa} \leq 0.8f_{ck} = 21.44\text{MPa}\end{aligned}$$

故支座处的应力验算满足要求。

(2) 跨中处的应力验算

预拉区（梁顶）：

$$\begin{aligned}\sigma_{ct} &= \frac{N_p}{A} + \frac{M_{dir,k} + M_r}{W} = \frac{(1302 - 131) \times 1680}{440 \times 10^3} \\ &\quad + \frac{413 \times 10^6 - 366 \times 10^6}{4.437 \times 10^{10}} \times 550 \\ &= 5.05\text{MPa}\end{aligned}$$

所以  $\sigma_{ct}$  为压应力，故此时不出现拉应力，且小于  $0.8f_{ck} = 21.44\text{MPa}$

预压区（梁底）：

$$\begin{aligned}\sigma_{cc} &= \frac{N_p}{A} + \frac{M_{dir,k} + M_r}{W} = \frac{(1302 - 131) \times 1680}{440 \times 10^3} \\ &\quad + \frac{-413 \times 10^6 + 366 \times 10^6}{4.437 \times 10^{10}} \times 550 \\ &= 3.88\text{MPa} \leq 0.8f_{ck} = 21.44\text{MPa}\end{aligned}$$

故跨中处的应力验算满足要求。

## 第 7 章 预应力框架梁设计实例

### 7.1 工程概况

某工程为 4 层框架结构房屋，第 4 层 27m 跨框架梁拟采用预应力框架梁，第 4 层结构平面布置如图 7-1 所示，立面布置如图 7-2 所示。

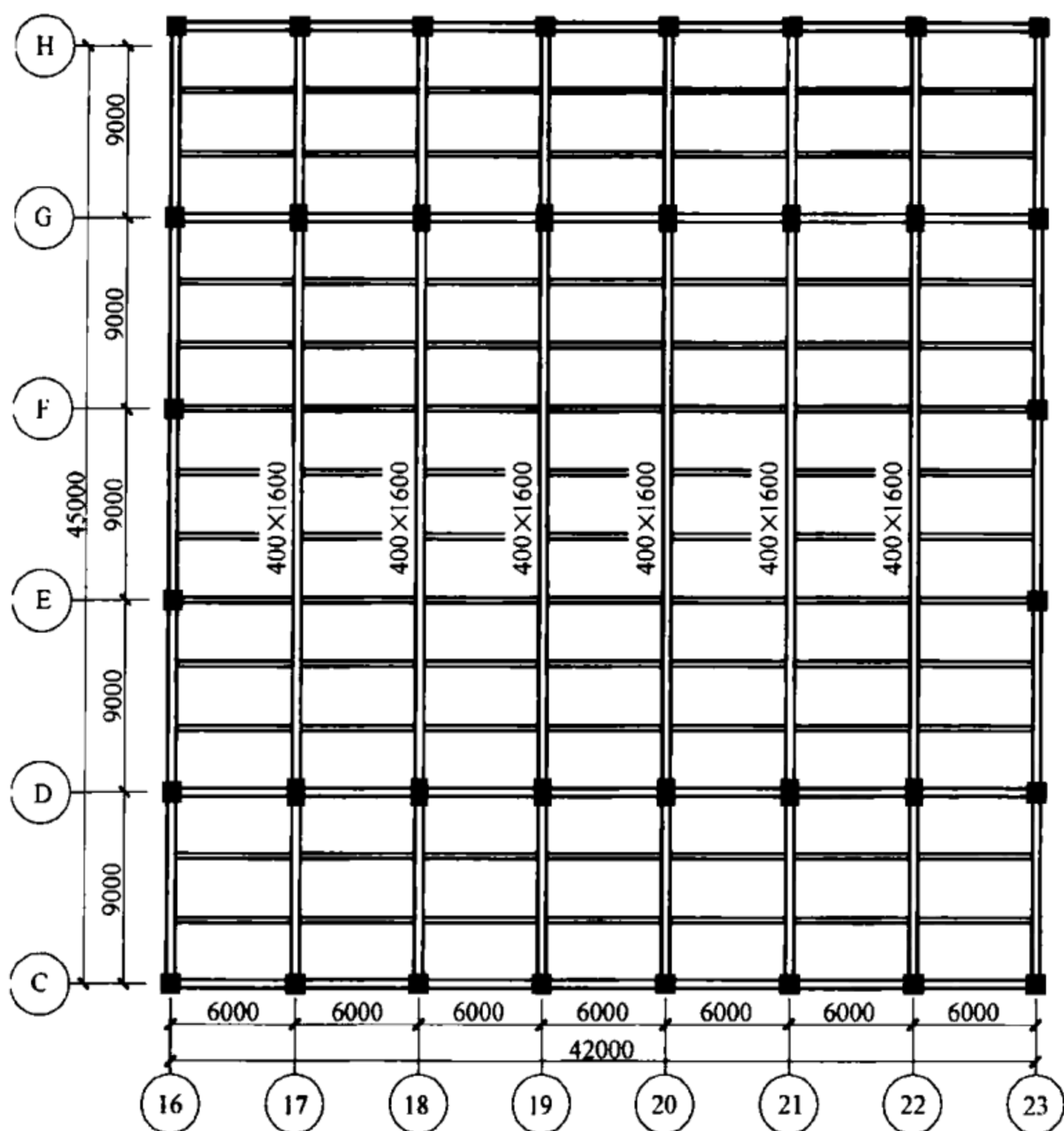


图 7-1 预应力结构平面布置图

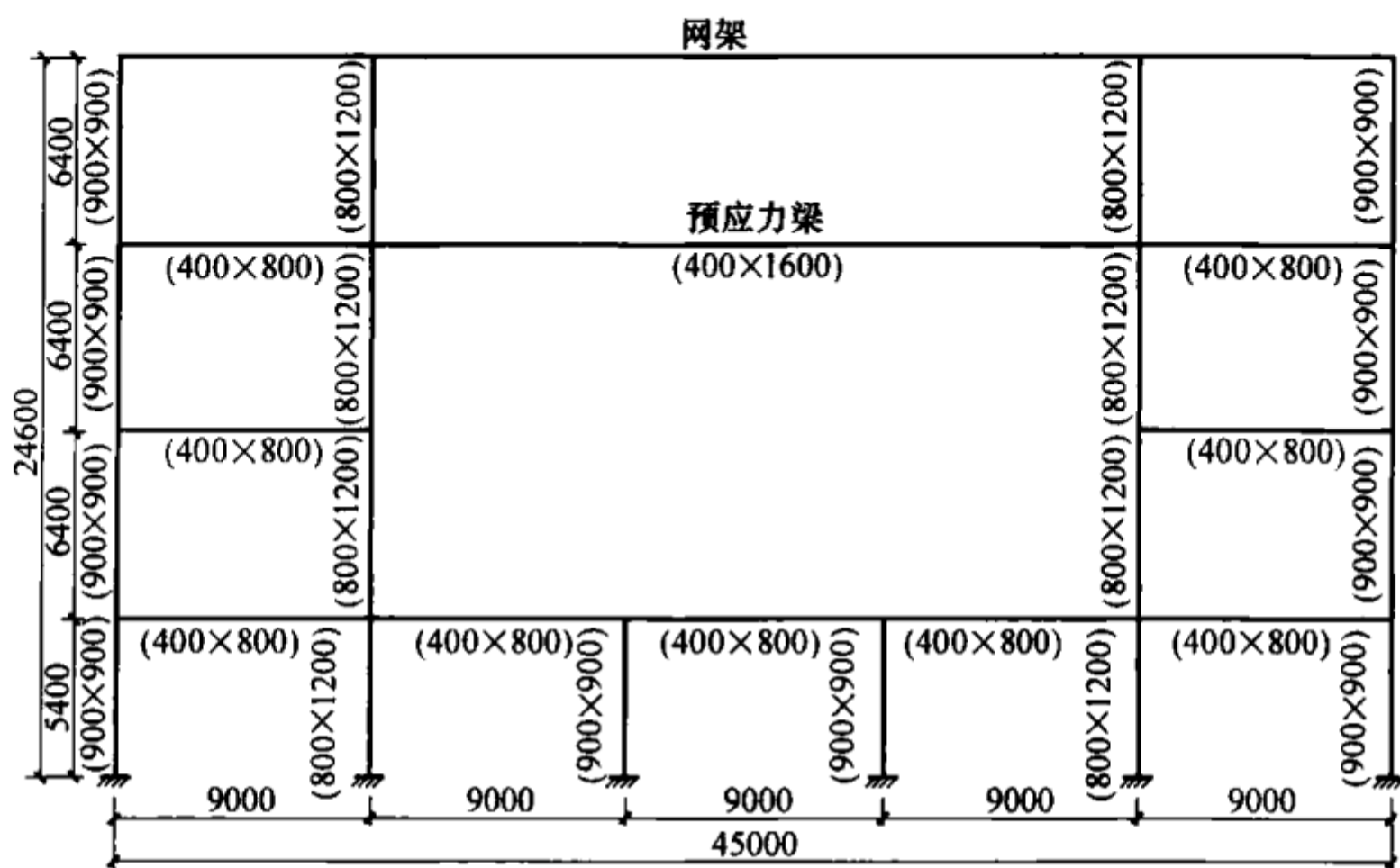


图 7-2 ⑰~⑳轴框架立面布置图

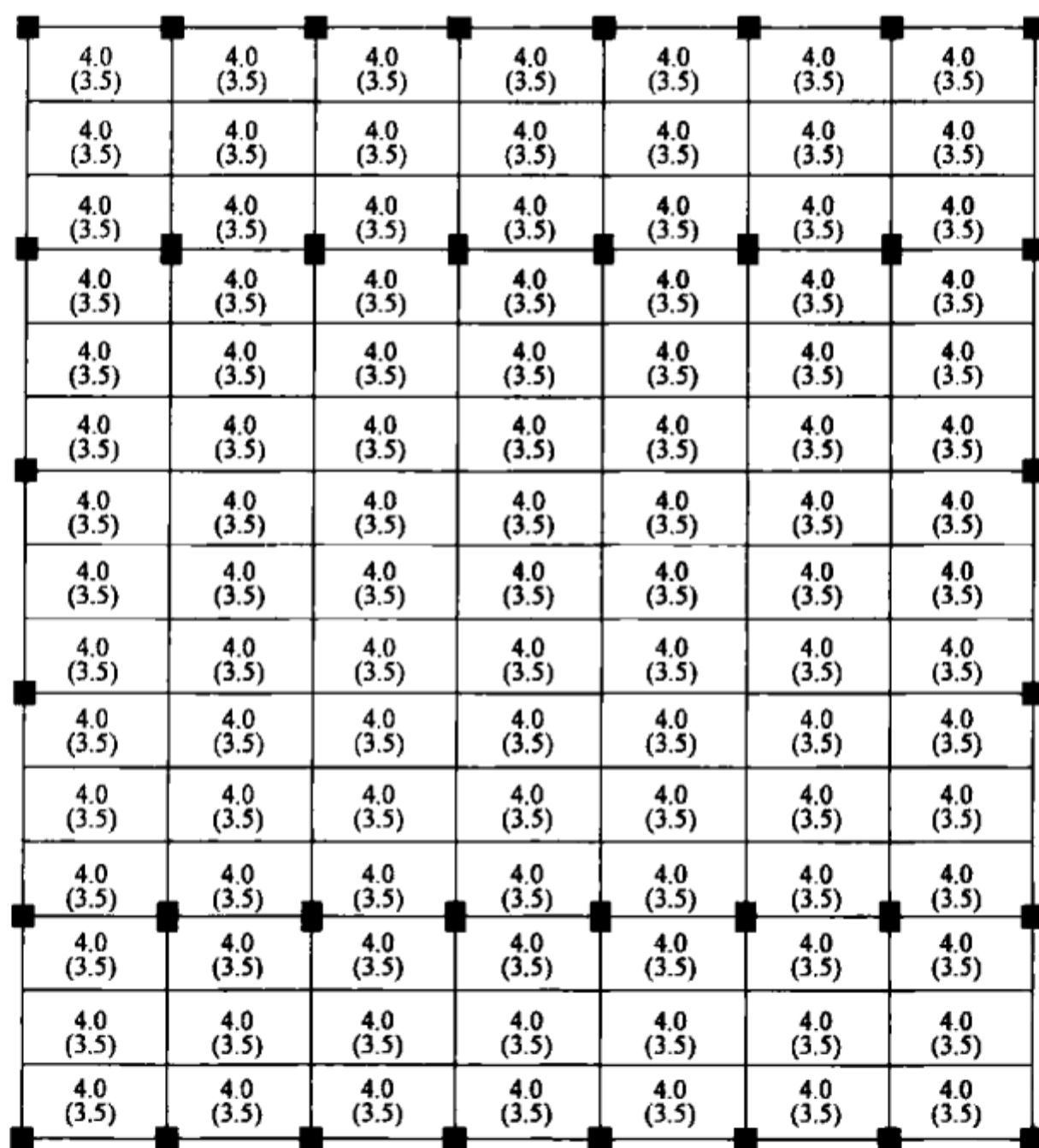


图 7-3 预应力结构层荷载平面布置图 (单位:  $\text{kN}/\text{m}^2$ )

## 7.2 预应力框架梁计算条件

- ① 截面尺寸：400mm×1600mm；
- ② 计算跨度： $l_0=27\text{m}$ ；
- ③ 材料强度：混凝土强度为 C40，预应力钢筋采用 $\phi^s 15.2$  低松弛钢绞线， $f_{\text{ptk}}=1860\text{MPa}$ ， $f_{\text{py}}=1320\text{MPa}$ ；非预应力钢筋采用 HRB400 级钢筋， $f_y=f'_y=360\text{MPa}$ ；
- ④ 现浇板厚： $h=100\text{mm}$ ；
- ⑤ 地震参数：抗震设防烈度为 7 度（0.1g），设计地震分组为第三组，框架梁抗震等级为二级；
- ⑥ 荷载布置：平面荷载布置如图 7-3 所示，括号外的为恒荷载（不包括梁、板等结构构件自重），括号内的为活荷载。

## 7.3 设计分析的主要结果

采用 PKPM 设计软件对结构进行整体分析，预应力结构层（第 4 层）的结构内力计算结果及配筋情况如图 7-4~图 7-8 所示。

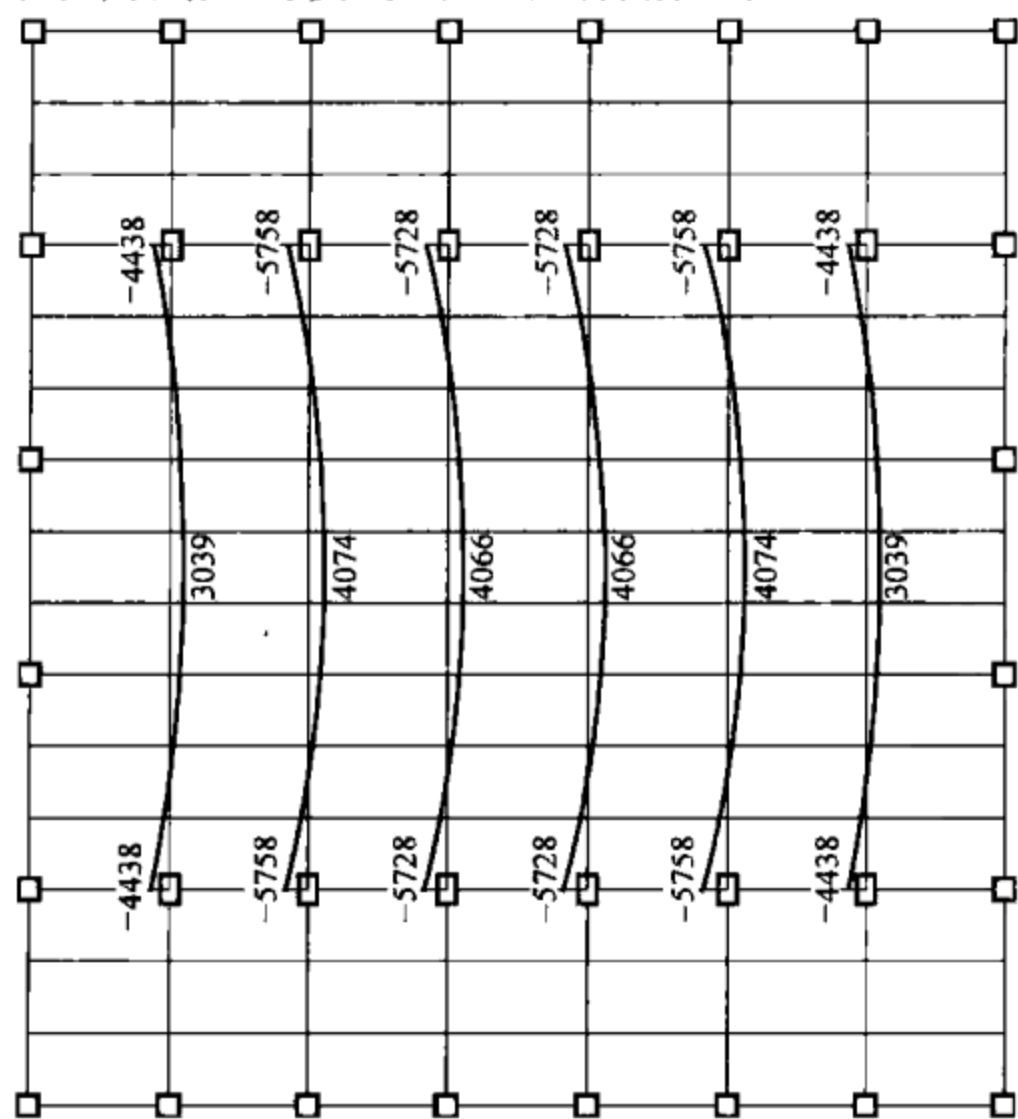


图 7-4 弯矩包络图（单位： $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）

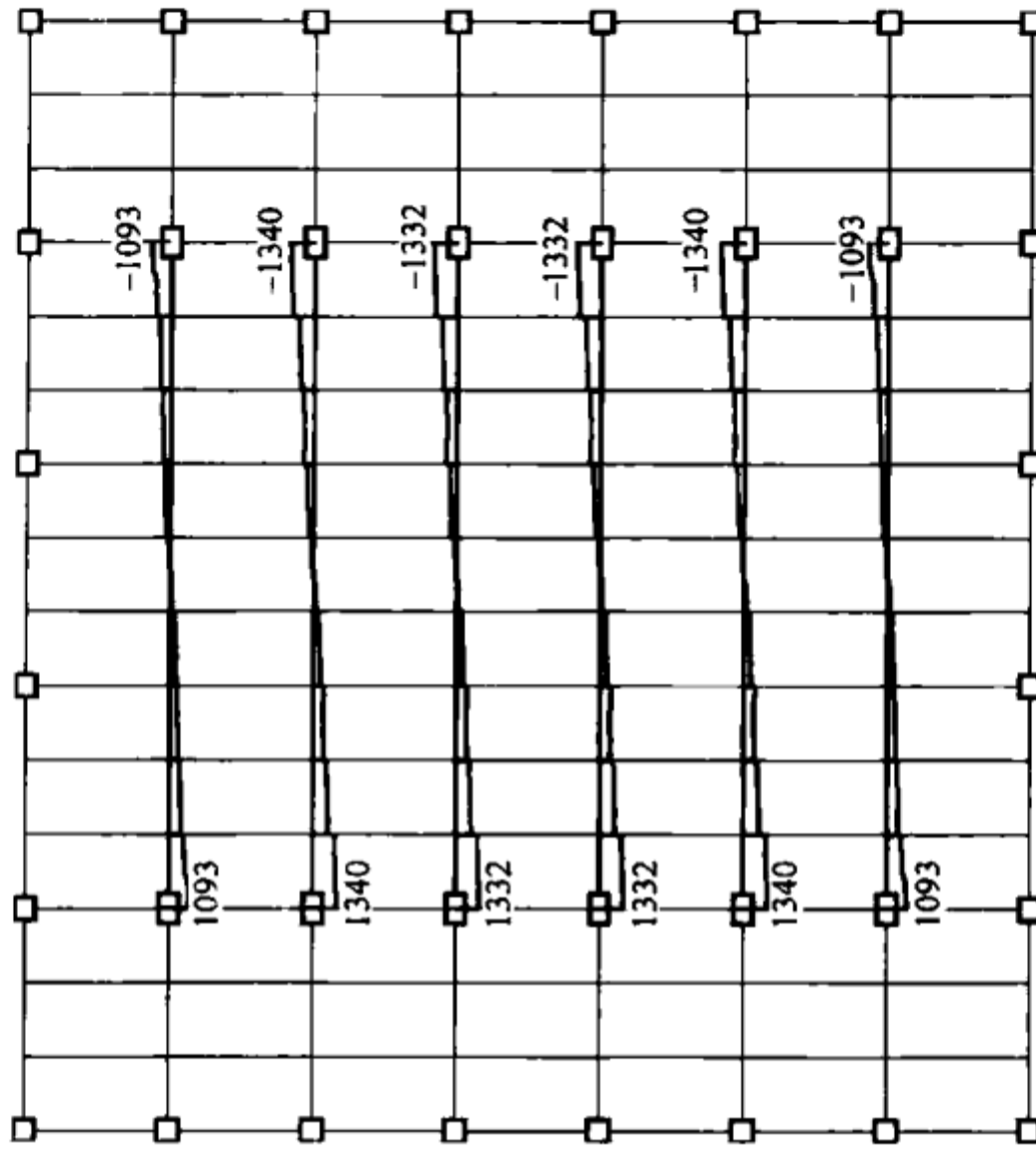


图 7-5 剪力包络图 (单位: kN)

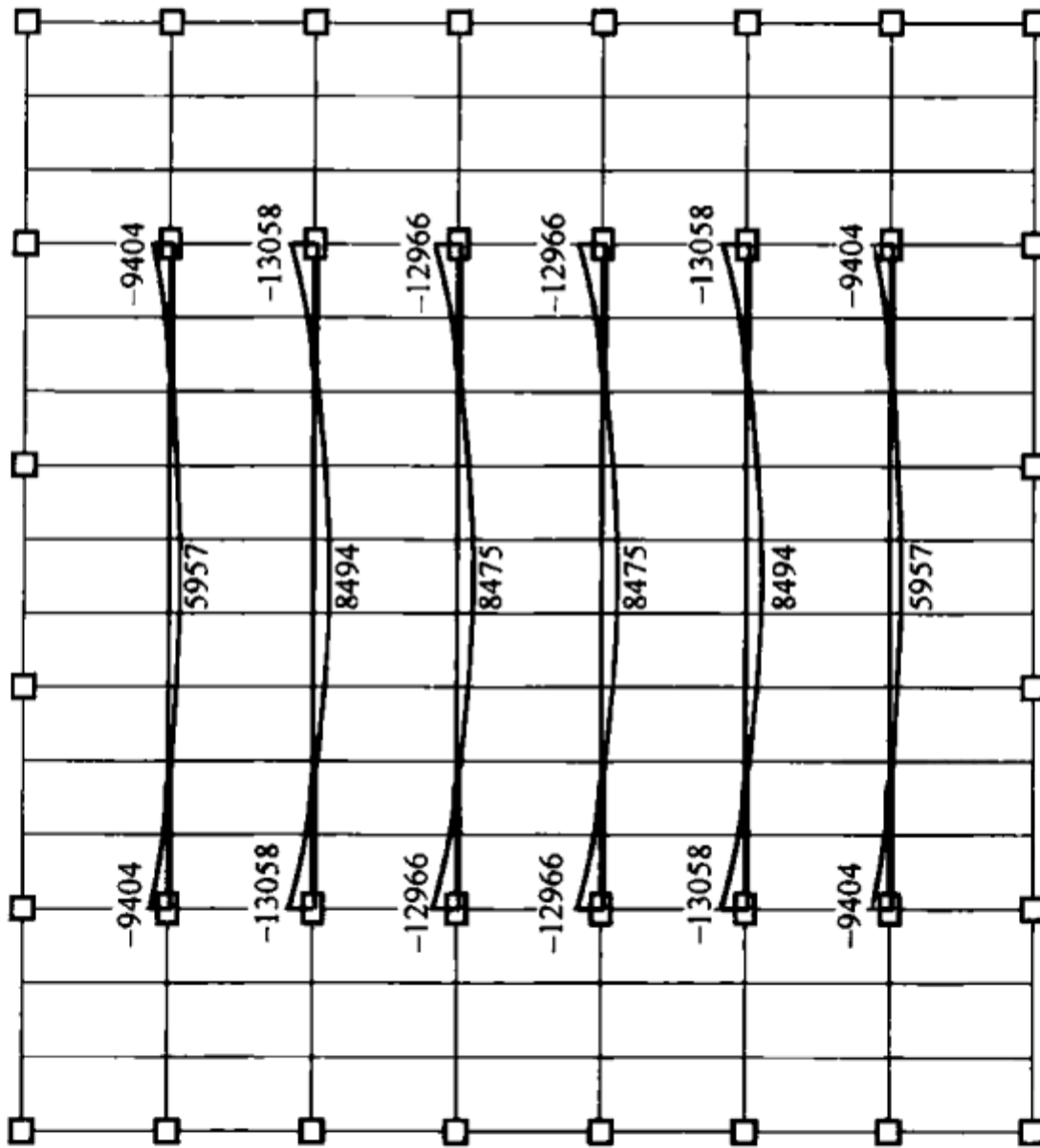


图 7-6 配筋包络图 (单位:  $\text{mm}^2$ )

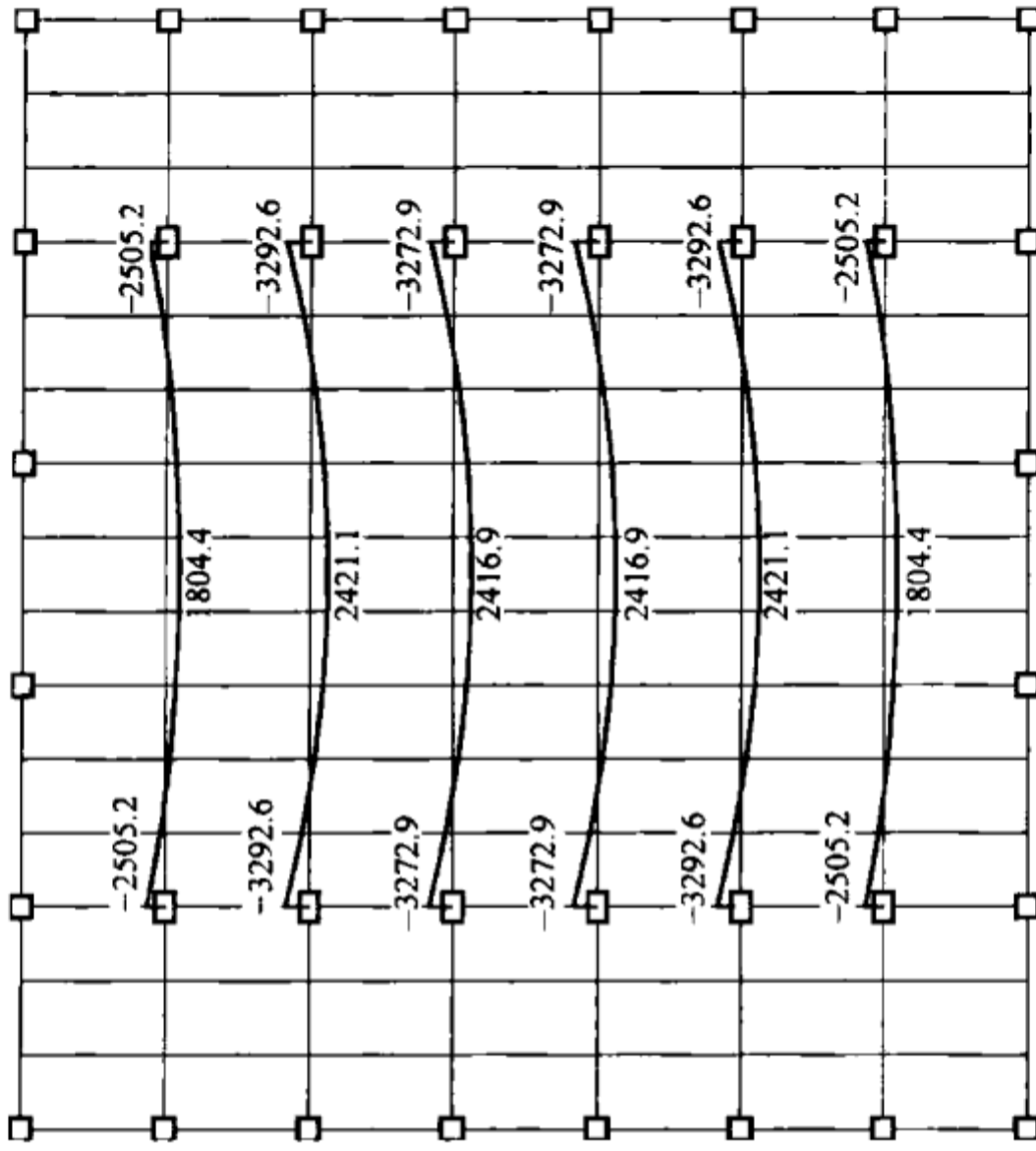


图 7-7 恒载作用下弯矩图 (单位:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

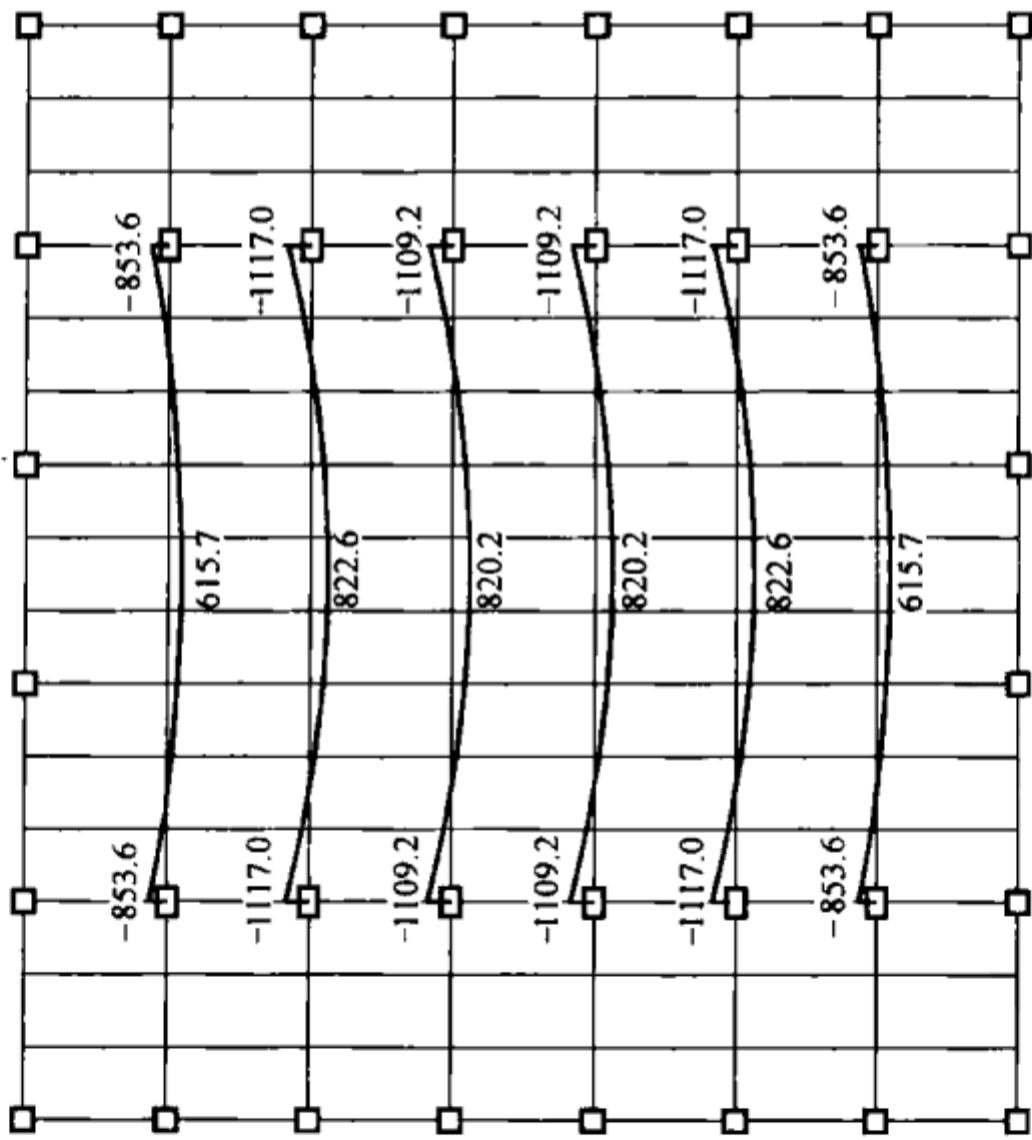


图 7-8 活载作用下弯矩图 (单位:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

## 7.4 预应力梁设计相关参数计算

### 7.4.1 梁几何参数 (图 7-9)

由 GB 50010—2010 确定梁的有效翼缘计算宽度取

$$b'_f = \min(l_0/3, b+s_n, b+12h'_f) = b+12h'_f = 400+12 \times 100 = 1600\text{mm}$$

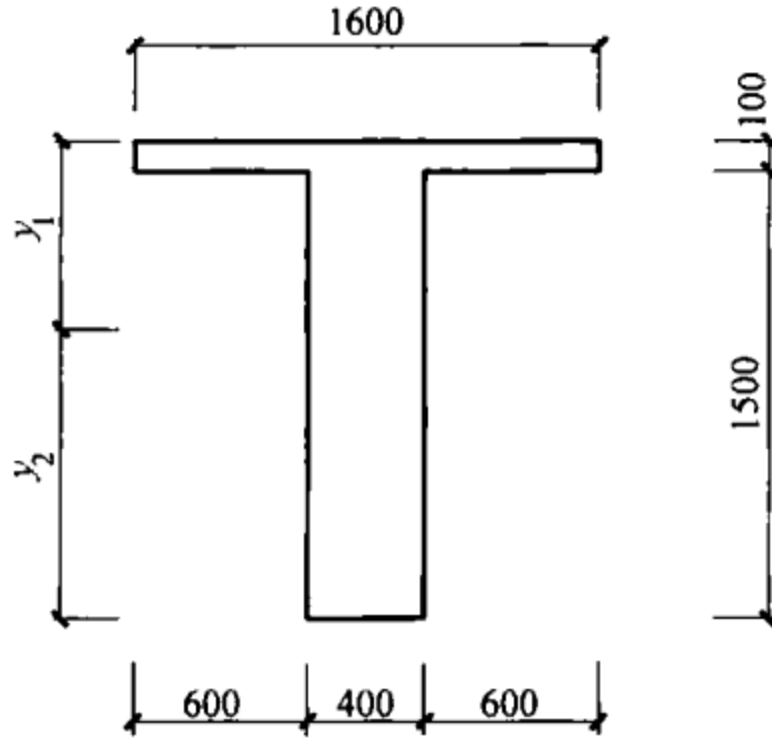


图 7-9 预应力梁截面

$$A = 400 \times 1600 + (1600 - 400) \times 100 = 760000\text{mm}^2$$

$$y_1 = \frac{400 \times 1600 \times 800 + (1600 - 400) \times 100 \times 50}{760000} = 681.6\text{mm}$$

$$y_2 = 1600 - 681.6 = 918.4\text{mm}$$

$$I = \frac{400 \times 1600^3}{12} + 400 \times 1600 \times (918.4 - 800)^2 + \frac{1200 \times 100^3}{12}$$

$$+ 1200 \times 100 \times (681.6 - 50)^2 = 1.935 \times 10^{11}\text{mm}^4$$

### 7.4.2 预应力钢筋索形

预应力筋选择对称的四段抛物线线型，反弯点位置取为  $0.125l_0 = 3375\text{mm}$ ，布置如图 7-10 所示。

A 点距梁顶面的距离取为 150mm，B 点距梁底的距离取为 110mm。

曲线的总矢高为： $f = 1340\text{mm}$ 。

各段抛物线的失高为： $f_1 = 335\text{mm}$ ， $f_2 = 1005\text{mm}$ 。

### 7.4.3 预应力筋数量估算

(1) 按照平衡荷载法估算

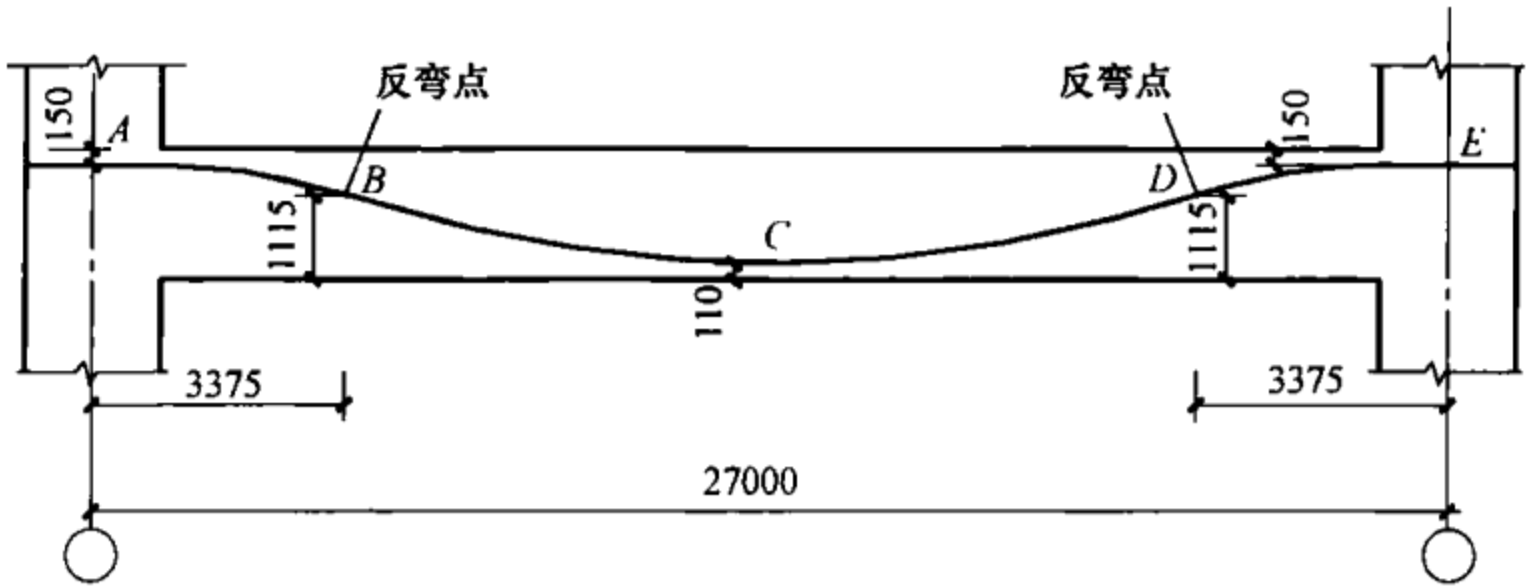


图 7-10 预应力筋束形

选择平衡荷载为  $1/2$  (恒载+活载), 即

$$q = \frac{(10 \times 6 + 0.4 \times 1.6 \times 25)}{2} = 33 \text{ kN/m}$$

预应力总损失按张拉控制应力的  $30\%$  考虑。

张拉控制应力取  $\sigma_{\text{con}} = 0.7 f_{\text{ptk}} = 0.7 \times 1860 = 1302 \text{ N/mm}^2$

有效预应力估算值为  $\sigma_0 = 1302 \times (1 - 0.3) = 911 \text{ N/mm}^2$

按照单抛物线形计算所需的预加力为:

$$N = \frac{qL^2}{8f} = \frac{33 \times 27^2}{8 \times 1.34} = 2244 \text{ kN}$$

预应力钢筋的根数为:

$$n = \frac{2244000}{140 \times 911} = 17.5$$

实配  $18\phi^{s}15.2$ ,  $A_p = 2520 \text{ mm}^2$

(2) 按预应力钢筋承担  $70\%$  外荷弯矩估算

按支座包络配筋为  $13058 \text{ mm}^2$  进行换算, 即

$$A_p = 13058 \times 0.7 \times 360 \div 1320 = 2493 \text{ mm}^2$$

$$n = 2493 \div 140 = 17.8$$

实配  $18\phi^{s}15.2$ ,  $A_p = 2520 \text{ mm}^2$

(3) 全跨非预应力钢筋数量估计为

$$A_s = 13058 \times 0.3 = 3917 \text{ mm}^2$$

实配  $8\phi^{s}25$ ,  $A_s = 3927 \text{ mm}^2$

#### 7.4.4 预应力损失计算

采用一端张拉 (左端张拉), 待混凝土达到  $100\%$  强度时进

行张拉，张拉控制应力为：

$$\sigma_{\text{con}} = 0.7 f_{\text{ptk}} = 0.7 \times 1860 = 1302 \text{N/mm}^2$$

张拉时屋面网架尚未施工，预应力梁两侧的③-④，⑤-⑥轴框架梁也未施工（此部分待张拉灌浆完成后再浇筑混凝土）。各部分的损失参照本书第3章进行计算。

(1) 孔道摩擦损失  $\sigma_{l2}$

采用铁皮波纹管， $\kappa = 0.0015$ ， $\mu = 0.25$ 。

$$\text{每段曲线的转角为 } \theta = \frac{4f}{L} = \frac{4 \times 1340}{27000} = 0.199$$

A点到E点的 $\sigma_{l2}$ 计算值见表7-1。

摩擦损失  $\sigma_{l2}$  计算值

表 7-1

位置	$x$	$\theta$	$\kappa x + \mu \theta$	$\frac{1}{e^{\kappa x + \mu \theta}}$	$\sigma_{l2} = \sigma_{\text{con}} (1 - e^{-\frac{1}{\kappa x + \mu \theta}})$
A	0	0	0	0	0
B	3.375	0.199	0.055	0.946	70
C	13.5	0.398	0.12	0.887	147
D	23.625	0.597	0.185	0.831	220
E	27	0.796	0.2395	0.787	277

(2) 锚具内缩损失  $\sigma_{l1}$

采用夹片锚具，内缩值  $a = 6 \text{mm}$ 。

$$\Delta \sigma_d = \frac{\sigma_0 - \sigma_l}{l} = \frac{\sigma_{\text{con}} (1 - e^{-\frac{1}{\kappa x + \mu \theta}})}{l} = \frac{277}{27000} = 0.01026$$

$$l_f = \sqrt{\frac{a E_p}{\Delta \sigma_d}} = \sqrt{\frac{6 \times 1.95 \times 10^5}{0.01026}} = 10679 \text{mm} < 13500 \text{mm}$$

反摩擦影响终点未过跨中截面，则左支座处

$$\sigma_{l1} = 2 \Delta \sigma_d l_f = 2 \times 0.01026 \times 10679 = 219 \text{N/mm}^2$$

跨中及右支座处  $\sigma_{l1} = 0$

(3) 第一阶段损失  $\sigma_{lI}$

第一阶段各控制截面的预应力损失值  $\sigma_{lI} = \sigma_{l1} + \sigma_{l2}$ ，分别为：

左支座： $\sigma_{lI\text{左}} = 219 \text{MPa}$

跨中： $\sigma_{lI中} = 147\text{MPa}$

右支座： $\sigma_{lI右} = 277\text{MPa}$

三个控制截面的平均第一阶段预应力损失值为：

$$\sigma_{lI} = \frac{219 + 147 + 277}{3} = 214\text{MPa}。$$

(4) 钢筋松弛损失  $\sigma_{l4}$  (采用低松弛钢绞线)

$$\sigma_{l4} = 0.2 \times \left( \frac{0.7 f_{ptk}}{f_{ptk}} - 0.575 \right) \sigma_{con} = 32.6\text{N/mm}^2$$

(5) 混凝土收缩、徐变损失  $\sigma_{l5}$

在梁板自重作用下，经计算，跨中弯矩为  $1353\text{kN} \cdot \text{m}$ ，支座弯矩为  $1832\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

在计算预应力筋合力作用点处的混凝土法向压应力应当采用全跨的平均值进行计算。此时，左支座、跨中和右支座截面的有效预加力  $N_{pl}$  为：

$$N_{pl左} = A_p (\sigma_{con} - \sigma_{lI左}) = 2520 \times (1302 - 219) = 2729\text{kN}$$

$$N_{pl中} = A_p (\sigma_{con} - \sigma_{lI中}) = 2520 \times (1302 - 147) = 2911\text{kN}$$

$$N_{pl右} = A_p (\sigma_{con} - \sigma_{lI右}) = 2520 \times (1302 - 277) = 2583\text{kN}$$

分别计算左支座、跨中和右支座截面的预应力筋合力作用点处的混凝土法向压应力  $\sigma_{pc}$  为：

$$\begin{aligned} \sigma_{pc左} &= \frac{N_{pl左}}{A} + \frac{N_{pl左} e_p}{I} y_1 - \frac{M_g y_1}{I} \\ &= \frac{2729 \times 10^3}{760000} + \frac{2729 \times 10^3 \times 531.6 \times 531.6}{1.935 \times 10^{11}} - \frac{1832 \times 10^6 \times 531.6}{1.935 \times 10^{11}} \\ &= 2.543\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{pc中} &= \frac{N_{pl中}}{A} + \frac{N_{pl中} e_p}{I} y_1 - \frac{M_g y_1}{I} \\ &= \frac{2911 \times 10^3}{760000} + \frac{2911 \times 10^3 \times 808.4 \times 808.4}{1.935 \times 10^{11}} - \frac{1353 \times 10^6 \times 808.4}{1.935 \times 10^{11}} \\ &= 8.009\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{pc右} = \frac{N_{pl右}}{A} + \frac{N_{pl右} e_p}{I} y_1 - \frac{M_g y_1}{I}$$

$$= \frac{2583 \times 10^3}{760000} + \frac{2583 \times 10^3 \times 531.6 \times 531.6}{1.935 \times 10^{11}} - \frac{1832 \times 10^6 \times 531.6}{1.935 \times 10^{11}}$$

$$= 2.138 \text{N/mm}^2$$

所以，预应力筋合力作用点处的混凝土平均法向压应力  $\sigma_{pc}$  为：

$$\sigma_{pc} = \frac{2.543 + 8.009 + 2.138}{3} = 4.23 \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{2520 + 3927}{400 \times 1500} = 0.01075$$

取  $\rho = 0.01$ ，所以得到：

$$\sigma_{l5} = \frac{55 + 300 \times \frac{4.23}{40}}{1 + 15 \times 0.01} = 75 \text{N/mm}^2$$

(6) 总的预应力损失  $\sigma_l$

$$\text{左支座: } \sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4} + \sigma_{l5} = 219 + 0 + 33 + 75 = 327 \text{N/mm}^2$$

$$\text{跨中: } \sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4} + \sigma_{l5} = 0 + 147 + 33 + 75 = 255 \text{N/mm}^2$$

$$\text{右支座: } \sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4} + \sigma_{l5} = 0 + 277 + 33 + 75 = 385 \text{N/mm}^2$$

$$\text{全跨平均预应力总损失: } \sigma_l = 322 \text{N/mm}^2$$

(7) 有效预拉力值  $N_{pe}$

$$\text{左支座: } N_{pe} = (\sigma_{con} - \sigma_l) A_p = (1302 - 327) \times 2520 = 2457 \text{kN}$$

$$\text{跨中: } N_{pe} = (\sigma_{con} - \sigma_l) A_p = (1302 - 255) \times 2520 = 2638 \text{kN}$$

$$\text{右支座: } N_{pe} = (\sigma_{con} - \sigma_l) A_p = (1302 - 385) \times 2520 = 2311 \text{kN}$$

全跨平均有效预拉力值为：

$$N_{pe} = (\sigma_{con} - \sigma_l) A_p = (1302 - 322) \times 2520 = 2470 \text{kN}$$

#### 7.4.5 预应力等效荷载、综合弯矩、次弯矩计算

从第 7.4.4 节的计算可知，全跨平均有效预拉力值为  $N_{pe} = 2470 \text{kN}$ 。

(1) 方法 1：精确方法计算

$$q_1 = \frac{8N_{pe}f_1}{l_1^2} = \frac{8 \times 2470 \times 0.335}{6.75^2} = 145.3 \text{kN/m}$$

$$q_2 = \frac{8N_{pe}f_2}{l_2^2} = \frac{8 \times 2470 \times 1.005}{20.25^2} = 48.4 \text{kN/m}$$

$$M = N_{pe}e_0 = 2470 \times (0.6816 - 0.15) = 1313 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

计算结果见图 7-11、图 7-12，跨中的综合弯矩为  $M_{\text{中}} = 1495 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

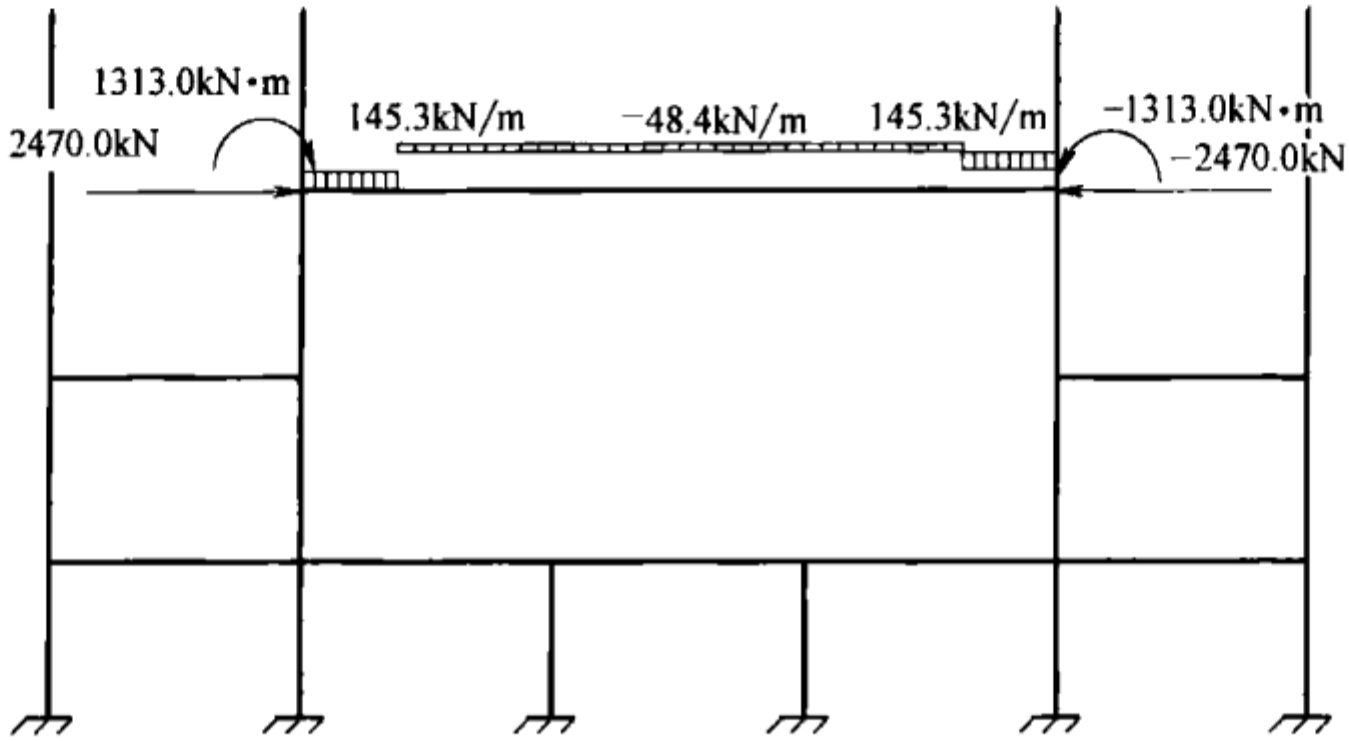


图 7-11 等效荷载图

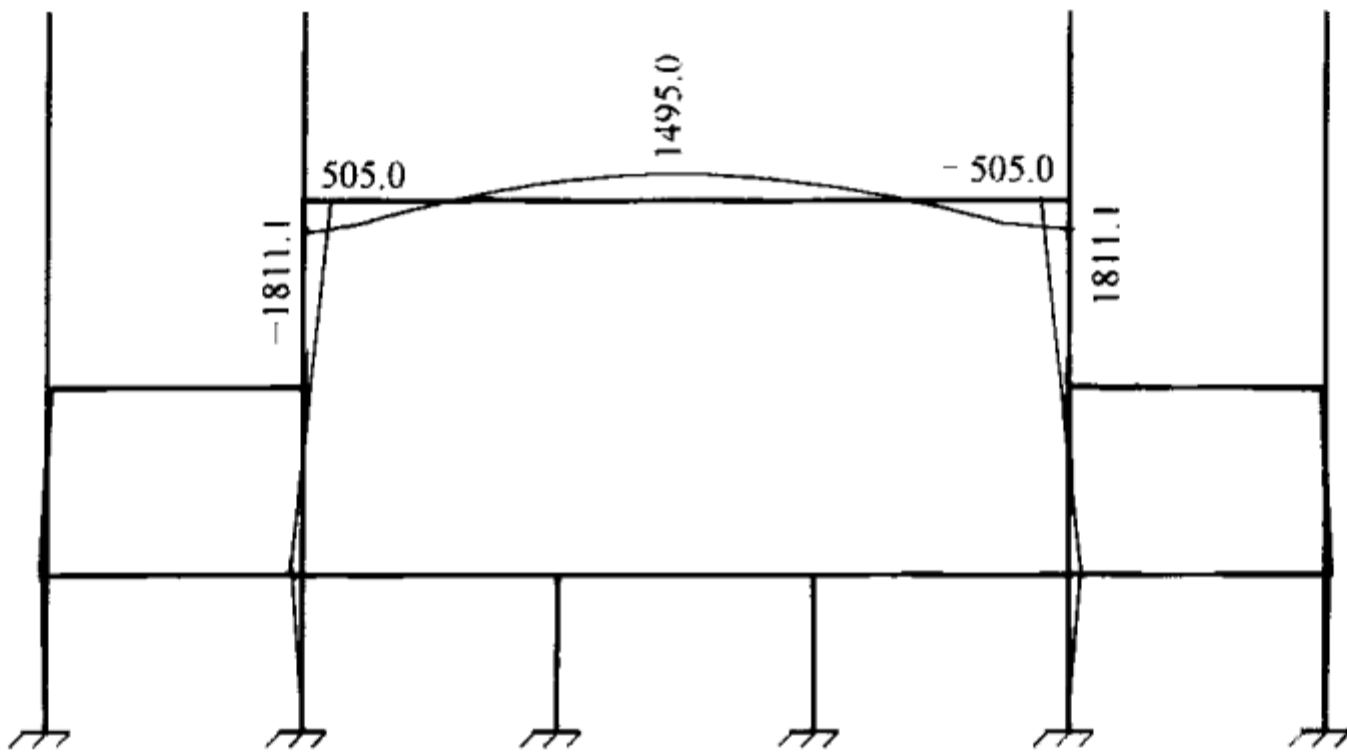


图 7-12 综合弯矩图 (单位:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

(2) 方法 2: 按照简化方式计算

$$q = \frac{8N_{pe}f}{L^2}(1-\alpha) = \frac{8 \times 2470 \times 1.34}{27^2} \times 0.875 = 31.8 \text{ kN/m}$$

$$M = N_{pe}e_0 = 2470 \times (0.6816 - 0.15) = 1313 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

简化等效荷载见图 7-13。

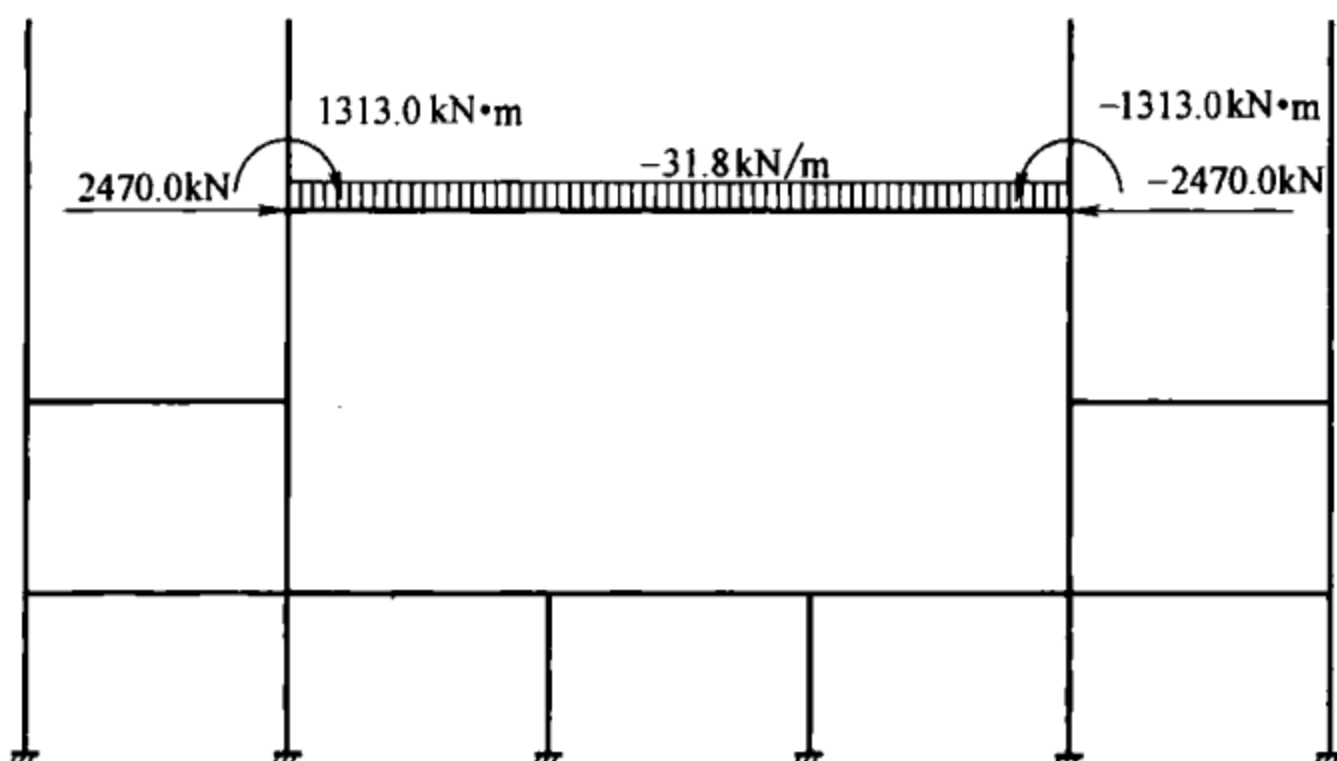


图 7-13 简化等效荷载图

该等效荷载作用下的综合弯矩见图 7-14。

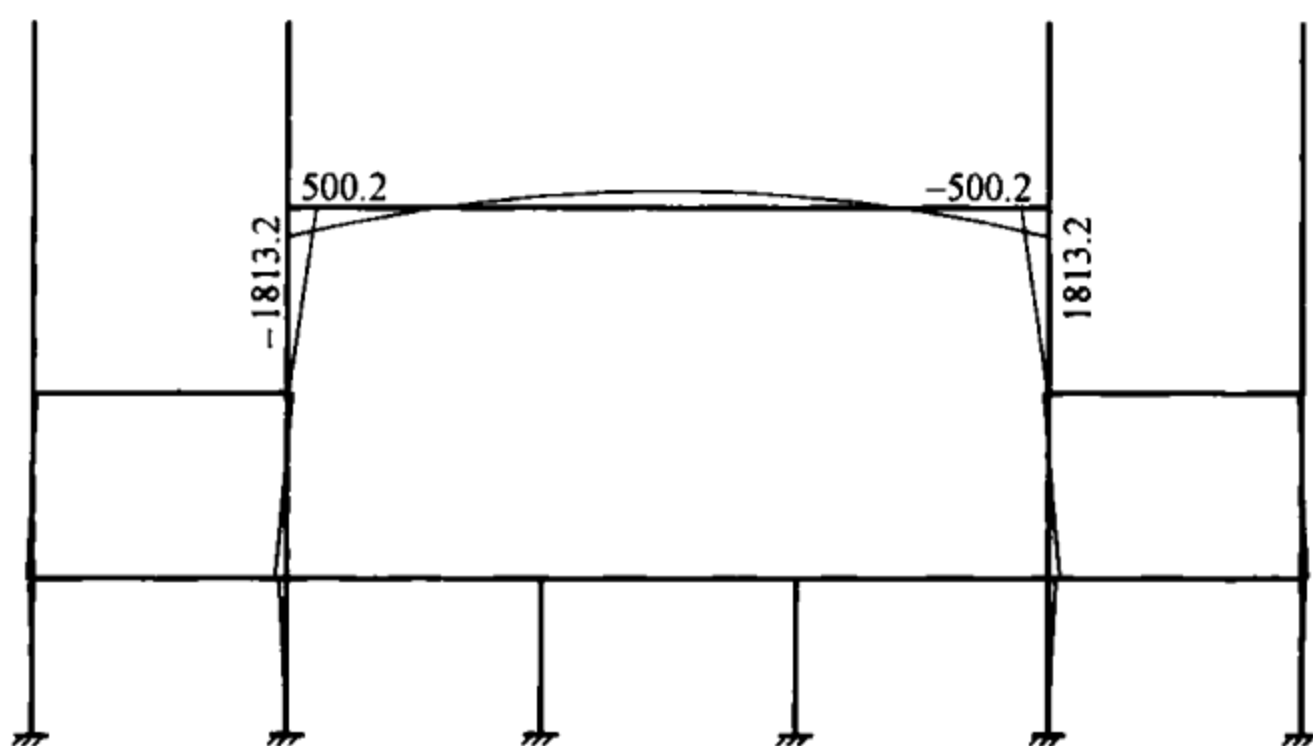


图 7-14 简化等效荷载作用下的综合弯矩图 (单位:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

则由式 (3-17) 得到跨中的综合弯矩为:

$$M_{\text{中}} = N_{\text{pe}} f - \frac{M_{\text{左}} + M_{\text{右}}}{2} = 2470 \times 1.34 - \frac{1813.2 + 1813.2}{2} = 1497 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

从以上计算可以看出, 采用精确方法计算和采用简化方式计算所得到的综合弯矩基本上是不同的。

### (3) 次弯矩计算

$$\begin{aligned} \text{支座次弯矩 } M_2 &= M_r - M_1 = 1811 - 2470 \times (0.6816 - 0.15) \\ &= 498 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

跨中次弯矩  $M_2 = M_r - M_1 = -1495 - [-2470 \times (0.9184 - 0.11)] = 502 \text{ kN} \cdot \text{m}$

计算结果如图 7-15 所示。

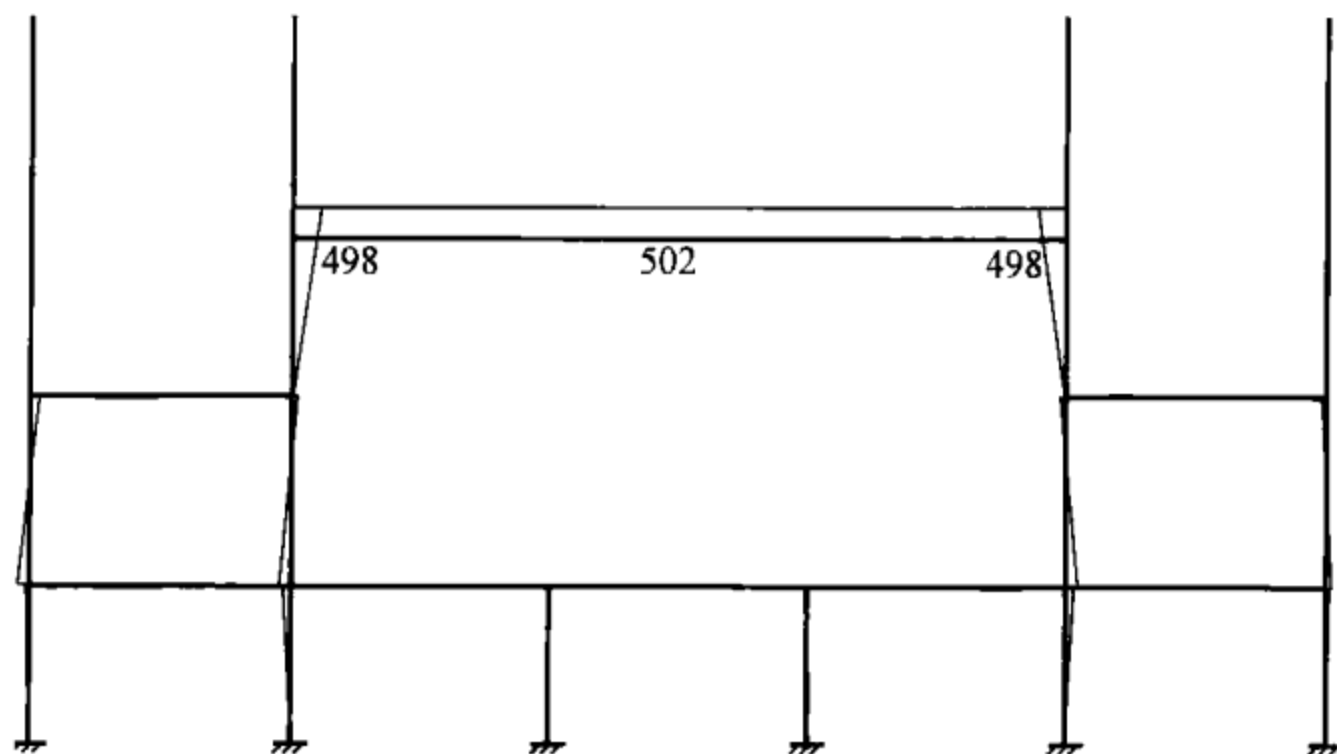


图 7-15 次弯矩图 (单位:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

## 7.5 承载力校核

### 7.5.1 支座处受弯承载力校核

(1) 第一种方法, 即预应力筋全部作为抗力。

弯矩设计值:  $M - 1.0M_{\text{次}} = 5758 - 1.0 \times 498 = 5260 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$A_p = 2520 \text{ mm}^2$ ,  $A_s = A'_s = 3927 \text{ mm}^2$

$$h_0 = \frac{f_{py} A_p h_p + f_y A_s h_s}{f_{py} A_p + f_y A_s} = \frac{1320 \times 2520 \times (1600 - 150) + 360 \times 3927 \times (1600 - 65)}{1320 \times 2520 + 360 \times 3927} = 1475 \text{ mm}$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_s \epsilon_{cu}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.002}{0.0033} + \frac{1320 - 967}{200000 \times 0.0033}} = 0.37$$

其中  $\sigma_{p0} = 967 \text{ MPa}$ , 其计算见本书第 7.7.2 节。

根据第 4 章式 (4-7) 和式 (4-8) 有:

$$x = \frac{f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p}{a_1 f_c b} = \frac{360 \times 3927 - 360 \times 3927 + 1320 \times 2520}{1 \times 19.1 \times 400} = 435 \text{ mm}$$

$x/h_0 = 435/1475 = 0.295 < 0.37$ , 受压区高度满足要求。

$$M_u = \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 1 \times 19.1 \times 400 \times 435$$

$$\times \left( 1475 - \frac{435}{2} \right) + 360 \times 3927 \times (1475 - 65) = 6173 \text{ kN} \cdot \text{m} >$$

5260 kN · m, 支座处受弯承载力满足要求。

(2) 第二种方法, 即将预应力钢筋的作用分解为荷载效应和抗力效应两个部分。

弯矩设计值:  $M + M_r = 5758 - 1811 = 3947 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l = 1302 - 327 = 975 \text{ MPa}$$

$$N_p = \sigma_{pe} A_p = 975 \times 2520 = 2457 \text{ kN}$$

由式 (4-12) 和式 (4-13) 有:

$$x = \frac{f_y A_s + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p - f'_y A'_s + N_p}{\alpha_1 f_c b}$$

$$= \frac{360 \times 3927 + (1320 - 975) \times 2520 - 360 \times 3927 + 2457000}{19.1 \times 400}$$

$$= 435 \text{ mm}$$

$$M_u = f_y A_s \left( h_s - \frac{x}{2} \right) + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p \left( h_p - \frac{x}{2} \right) - f'_y A'_s \left( a'_s - \frac{x}{2} \right) + N_p \left( h_N - \frac{x}{2} \right)$$

$$= 360 \times 3927 \times \left( 1535 - \frac{435}{2} \right) + (1320 - 975) \times 2520 \times \left( 1450 - \frac{435}{2} \right)$$

$$- 360 \times 3927 \times \left( 65 - \frac{435}{2} \right) + 2457000 \times \left( 918.4 - \frac{435}{2} \right)$$

$$= 4872 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M + M_r = 3947 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支座处受弯承载力满足要求。

### 7.5.2 跨中处受弯承载力校核

(1) 第一种方法: 即预应力筋全部作为抗力。

弯矩设计值:  $M + 1.2M_{\text{效}} = 4074 + 1.2 \times 502 = 4676 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$A_p = 2520 \text{ mm}^2, A_s = 3927 \text{ mm}^2$$

$$h_0 = \frac{f_{py} A_p h_p + f_y A_s h_s}{f_{py} A_p + f_y A_s} = \frac{1320 \times 2520 \times (1600 - 110) + 360 \times 3927 \times (1600 - 65)}{1320 \times 2520 + 360 \times 3927}$$

$$= 1503 \text{ mm}$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_s \epsilon_{cu}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.002}{0.0033} + \frac{1320 - 1106}{200000 \times 0.0033}} = 0.41$$

其中  $\sigma_{p0} = 1106 \text{MPa}$ ，其计算见本书第 7.7.1 节。

根据 GB 50010—2010 第 6.2.11 条公式（按 T 形截面双筋梁计算，为第二类 T 形截面）：

$$\alpha_1 f_c [bx + (b'_f - b)h'_f] = f_y A_s + f_{py} A_p - f'_y A'_s$$

$$M \leq \alpha_1 f_c bx \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

代入数据解得  $x = 135.4 \text{mm}$

$$x = 135.4 \text{mm} \geq 2a'_s = 2 \times 65 = 130$$

$x/h_0 = 135.4/1503 = 0.09 < 0.41$ ，受压区高度满足要求。

$$\begin{aligned} M_u &= \alpha_1 f_c bx \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \\ &= 19.1 \times 400 \times 135.4 \times \left( 1503 - \frac{135.4}{2} \right) + 19.1 \times (1600 - 400) \times 100 \\ &\quad \times \left( 1503 - \frac{100}{2} \right) + 360 \times 3927 \times (1503 - 65) = 6848 \text{kN} \cdot \text{m} > 4676 \\ &\text{kN} \cdot \text{m}, \text{跨中处受弯承载力满足要求。} \end{aligned}$$

(2) 第二种方法，即将预应力钢筋的作用分解为荷载效应和抗力效应两个部分。

弯矩设计值： $M + M_r = 4074 - 1495 = 2579 \text{kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l = 1302 - 255 = 1047 \text{MPa}$$

$$N_p = \sigma_{pe} A_p = 1047 \times 2520 = 2638 \text{kN}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{f_y A_s + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p - f'_y A'_s + N_p}{\alpha_1 f_c b'_f} \\ &= \frac{360 \times 3927 + (1320 - 1047) \times 2520 - 360 \times 3927 + 2638000}{19.1 \times 1600} \end{aligned}$$

$$= 108.8 \text{mm} > h'_f = 100 \text{mm}$$

所以，为第二类 T 形截面，重新计算受压区高度，有

$$x = \frac{f_y A_s + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p - f'_y A'_s + N_p - f_c (b'_f - b) h'_f}{\alpha_1 f_c b}$$

$$= \frac{360 \times 3927 + (1320 - 1047) \times 2520 - 360 \times 3927 + 2638000 - 19.1 \times (1600 - 400) \times 100}{19.1 \times 400}$$

$$= 135.3 \text{ mm}$$

根据第 4 章式 (4-12), 其极限受弯承载力为

$$M_u = f_y A_s \left( h_s - \frac{x}{2} \right) + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p \left( h_p - \frac{x}{2} \right) - f'_y A'_s \left( a'_s - \frac{x}{2} \right) + N_p \left( h_N - \frac{x}{2} \right)$$

该式是按照矩形截面推导而来的, 式中  $x/2$  为混凝土受压合力作用点至受压边缘的距离, 在第二类 T 形截面中, 上式中的  $x/2$  应由混凝土受压合力作用点至受压边缘的距离  $y$  代替:

$$y = \frac{\alpha_1 f_c (b'_i - b) h'_i \frac{h'_i}{2} + \alpha_1 f_c b x \frac{x}{2}}{\alpha_1 f_c (b'_i - b) h'_i + \alpha_1 f_c b x}$$

$$= \frac{19.1 \times (1600 - 400) \times 100 \times \frac{100}{2} + 19.1 \times 400 \times 135.3 \times \frac{135.3}{2}}{19.1 \times (1600 - 400) \times 100 + 19.1 \times 400 \times 135.3}$$

$$= 55.5 \text{ mm}$$

$$M_u = f_y A_s \left( h_s - \frac{x}{2} \right) + (f_{py} - \sigma_{pe}) A_p \left( h_p - \frac{x}{2} \right) - f'_y A'_s \left( a'_s - \frac{x}{2} \right) + N_p \left( h_N - \frac{x}{2} \right)$$

$$= 360 \times 3927 \times (1535 - 55.5) + (1320 - 1047) \times 2520 \times (1490 - 55.5)$$

$$- 360 \times 3927 \times (65 - 55.5) + 2638000 \times (681.6 - 55.5)$$

$$= 4717 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M + M_r = 2579 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中处受弯承载力满足要求。

### 7.5.3 抗剪承载力校核

剪力设计值  $V = 1340 \text{ kN}$  (不考虑预应力的有利作用)

$$\frac{h_w}{b} = \frac{1475 - 100}{400} = 3.44 < 4$$

根据 GB 50010—2010 第 6.3.1 条, 有

$$0.25 \beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 19.1 \times 400 \times 1475 = 2817 \text{ kN} > V$$

故抗剪截面满足要求。

根据 GB 50010—2010 第 6.3.4 条,  $V$  还需满足:

$$V \leq \alpha_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{n A_{svl}}{s} h_0$$

实配箍筋 HPB235 级  $\phi 10 @ 100$ , 4 肢箍, 则  $\frac{n A_{svl}}{s} = \frac{4 \times 78.5}{100} =$

3.14, 代入公式得:

$$\alpha_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{n A_{svl}}{s} h_0 = 0.7 \times 1.71 \times 400 \times 1475 + 210 \times 3.14 \times 1475 \\ = 1679 \text{ kN} > V$$

故受剪承载力满足要求。

## 7.6 抗震措施验算

### 7.6.1 梁端截面非预应力钢筋的最小面积

$$A_s \geq \frac{1}{3} \left( \frac{f_{py} h_p}{f_y h_s} \right) A_p = \frac{1}{3} \times \left( \frac{1320 \times 1450}{360 \times 1535} \right) \times 2520 = 2909 \text{ mm}^2$$

实配 8 根  $\Phi 25$  钢筋 (HRB400 级),  $A_s = 3927 \text{ mm}^2 > 2909 \text{ mm}^2$   
梁端截面非预应力钢筋的最小面积满足要求。

### 7.6.2 梁端截面受压区高度

$$x/h_0 = 435/1475 = 0.295 < 0.35$$

梁端截面受压区高度满足要求。

### 7.6.3 梁端截面折算后的配筋率 $\rho$

$$\rho = \frac{\frac{f_{py} A_p}{f_y} + A_s}{b h_0} = \frac{\frac{1320 \times 2520}{360} + 3927}{400 \times 1475} = 2.23\% < 2.5\%$$

折算后的配筋率  $\rho$  满足要求。

### 7.6.4 梁端底部纵向钢筋的配筋量与顶部纵向钢筋的配筋量的比值

$$\frac{A_{sbot}}{A_{stop}} = \frac{3927}{3927 + \frac{1320 \times 2520}{360}} = 0.3$$

梁端底部纵向钢筋的配筋量与顶部纵向钢筋的配筋量的比值满足要求。

## 7.7 裂缝宽度验算

本工程按三级裂缝控制, 裂缝最大允许宽度为  $\omega_{\max} = 0.2 \text{ mm}$ , 预应力筋采用 2 束布置, 每束布置 9 根钢绞线,  $\alpha_{cr} =$

1.5,  $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{MPa}$ ,  $f_{tk} = 2.39 \text{MPa}$ ,  $c = 25 \text{mm}$ 。

### 7.7.1 跨中处裂缝宽度验算

(1) 第一种方法, 即在弯矩标准值中计入次弯矩组合。

1) 跨中处弯矩标准值

$$M_k = 2421 + 823 + 502 = 3746 \text{kN} \cdot \text{m}$$

2)  $\sigma_l = 255 \text{MPa}$ ,  $\sigma_{l5} = 75 \text{MPa}$

3) 求受拉钢筋的等效直径  $d_{eq}$

每束预应力筋的公称直径为:

$$d_p = \sqrt{n_i} d_{p1} = \sqrt{9} \times 15.2 = 45.6 \text{mm}$$

受拉钢筋的等效直径为:

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} = \frac{2 \times 45.6^2 + 8 \times 25^2}{2 \times 0.5 \times 45.6 + 8 \times 1 \times 25} = 37.3 \text{mm}$$

4) 求  $\rho_{te}$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_p}{A_{te}} = \frac{3927 + 2520}{0.5 \times 400 \times 1600} = 0.02$$

5) 求  $N_{p0}$ ,  $e_{p0}$

$$N_p = \sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s = (1302 - 255) \times 2520 - 75 \times 3927 = 2344 \text{kN}$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{(1302 - 255) \times 2520 \times 808.4 - 75 \times 3927 \times 853.4}{(1302 - 255) \times 2520 - 75 \times 3927}$$

$$= 803 \text{mm}$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I} y_2 + \sigma_{p2} = \frac{N_p}{A} + \frac{N_p e_{pn}}{I} y_2 - \frac{M_2}{I} y_2$$

$$= \frac{2344000}{760000} + \frac{2344000 \times 803}{1.935 \times 10^{11}} \times 918.4 - \frac{502 \times 10^6}{1.935 \times 10^{11}} \times 918.4$$

$$= 9.6 \text{MPa}$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} = 1302 - 255 + 6.15 \times 9.6 = 1106 \text{MPa}$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s = 1106 \times 2520 - 75 \times 3927 = 2493 \text{kN}$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{1106 \times 2520 \times 808.4 - 75 \times 3927 \times 853.4}{1106 \times 2520 - 75 \times 3927}$$

$$= 803 \text{mm}$$

6) 求  $\sigma_{sk}$

$$e_p = y_{ps} - e_{p0} = (1503 - 681.6) - 803 = 18.4 \text{mm}$$

$$e = e_p + \frac{M_k}{N_{p0}} = 18.4 + \frac{3746 \times 10^6}{2493 \times 10^3} = 1521 \text{ mm}$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(1600 - 400) \times 100}{400 \times 1503} = 0.2$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 = \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0.2) \times \left( \frac{1503}{1521} \right)^2 \right] \times 1503 = 1167 \text{ mm}$$

由式 (5-17) 有:

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} = \frac{3746 \times 10^6 - 2493000 \times (1167 - 18.4)}{(1 \times 2520 + 3927) \times 1167} = 117 \text{ MPa}$$

7) 求  $\psi$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.02 \times 117} = 0.44$$

8) 求  $\omega_{\max}$

$$\begin{aligned} \omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \\ &= 1.5 \times 0.44 \times \frac{117}{200000} \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{37.3}{0.02} \right) \\ &= 0.085 \text{ mm} \end{aligned}$$

所以, 跨中截面处  $\omega_{\max} = 0.085 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$ , 满足抗裂要求。

(2) 第二种方法, 即在弯矩标准值中计入综合弯矩组合。

该方法与第一种方法相比较主要是在计算  $\sigma_{sk}$  时有所不同, 有:

1) 跨中处弯矩标准值

$$M_{dir,k} - M_r = 2421 + 823 - 1495 = 1749 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 求  $N_{p0}$ ,  $e_{p0}$

$$N_p = \sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s = (1302 - 255) \times 2520 - 75 \times 3927 = 2344 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} e_{pn} &= \frac{\sigma_{pe} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{(1302 - 255) \times 2520 \times 808.4 - 75 \times 3927 \times 853.4}{(1302 - 255) \times 2520 - 75 \times 3927} \\ &= 803 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_r}{I} y = \frac{2344000}{760000} + \frac{1495 \times 10^6}{1.935 \times 10^{11}} \times 918.4 = 10.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{com} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} = 1302 - 255 + 6.15 \times 10.2 = 1110 \text{ MPa}$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s = 1110 \times 2520 - 75 \times 3927 = 2503 \text{ kN}$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{1110 \times 2520 \times 808.4 - 75 \times 3927 \times 853.4}{1110 \times 2520 - 75 \times 3927}$$

$$= 803 \text{ mm}$$

3) 求  $\sigma_{sk}$

$$e_p = y_{ps} - e_{p0} = (1503 - 681.6) - 803 = 18.4 \text{ mm}$$

$N_{pe0}$  为求综合弯矩时采用的有效预加力,  $N_{pe0} = 2470 \text{ kN}$

$$e = e_p + \frac{M_{dir,k} - M_r}{N_{p0}} + \frac{N_{pe0} y_p}{N_{p0}} = 18.4 + \frac{1749 \times 10^6}{2503 \times 10^3} + \frac{2470 \times 10^3 \times 808.4}{2503 \times 10^3}$$

$$= 1515 \text{ mm}$$

$$\gamma_f' = \frac{(b_f' - b) h_f'}{b h_0} = \frac{(1600 - 400) \times 100}{400 \times 1503} = 0.2$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma_f') \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 = \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0.2) \times \left( \frac{1503}{1515} \right)^2 \right]$$

$$\times 1503 = 1166 \text{ mm}$$

由式 (5-30) 有:

$$\sigma_{sk} = \frac{M_{dir,k} - M_r + N_{pe0} y_p - N_{p0} (z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s) z}$$

$$= \frac{1749 \times 10^6 + 2470 \times 10^3 \times 808.4 - 2503 \times 10^3 \times (1166 - 18.4)}{(2520 + 3927) \times 1166}$$

$$= 116 \text{ MPa}$$

4) 求  $\psi$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.02 \times 116} = 0.43$$

5) 求  $\omega_{max}$

$$\omega_{max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right)$$

$$= 1.5 \times 0.43 \times \frac{116}{200000} \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{37.3}{0.02} \right)$$

$$=0.074\text{mm}$$

(3) 第三种方法, 采用第 5 章的简化方法计算。

$$N = \sigma_{pe} A_p = (1302 - 255) \times 2520 = 2638\text{kN}$$

$$e_0 = \frac{M_{dir,k} - M_r}{N} = \frac{(2421 + 823 - 1495) \times 10^6}{2638 \times 10^3} = 663\text{mm}$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000e_0/h_0} \left(\frac{l_0}{h}\right)^2 = 1 + \frac{1}{4000 \times 663/1503} \times \left(\frac{27}{1.6}\right)^2 = 1.161$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s = 1.161 \times 663 + (1503 - 681.6) = 1591\text{mm}$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_l) \left(\frac{h_0}{e}\right)^2 \right] h_0$$

$$= \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0.2) \times \left(\frac{1503}{1591}\right)^2 \right] \times 1503$$

$$= 1179\text{mm}$$

由式 (5-31) 有:

$$\sigma_{sk} = \frac{N(e - z)}{(A_p + A_s)z} = \frac{2638000 \times (1591 - 1179)}{(2520 + 3927) \times 1179} = 143\text{MPa}$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.02 \times 143} = 0.557$$

$$\omega_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) = 1.5 \times 0.557 \times \frac{143}{200000} \\ \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{37.3}{0.02} \right) = 0.118\text{mm}$$

### 7.7.2 支座处裂缝宽度验算

(1) 第一种方法, 即在弯矩标准值中计入次弯矩组合。

1) 支座处弯矩标准值

折算至柱边, 此处, 恒荷载作用下剪力标准值为  $V_{dk} = 795\text{kN}$ , 活荷载作用下剪力标准值为  $V_{lk} = 265\text{kN}$ , 柱截面尺寸为  $800\text{mm} \times 1200\text{mm}$ , 故支座处柱边弯矩标准值为:

$$M_k = (3293 - 795 \times 0.6) + (1117 - 265 \times 0.6) - 498 = 3276\text{kN} \cdot \text{m}$$

2)  $\sigma_l = 385\text{MPa}$ ,  $\sigma_{l5} = 75\text{MPa}$

3) 受拉钢筋的等效直径  $d_{eq} = 37.3\text{mm}$

4) 求  $\rho_{te}$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_p}{A_{te}} = \frac{3927 + 2520}{0.5 \times 400 \times 1600 + (1600 - 400) \times 100} = 0.015$$

5) 求  $N_{p0}$ ,  $e_{p0}$

$$N_p = \sigma_{ep} A_p - \sigma_{l5} A_s = (1302 - 385) \times 2520 - 75 \times 3927 = 2016 \text{ kN}$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{(1302 - 385) \times 2520 \times 531.6 - 75 \times 3927 \times 616.6}{(1302 - 385) \times 2520 - 75 \times 3927}$$

$$= 519 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I} y_2 + \sigma_{p2} = \frac{N_p}{A} + \frac{N_p e_{pn}}{I} y_2 + \frac{M_2}{I} y_2$$

$$= \frac{2016000}{760000} + \frac{2016000 \times 519}{1.935 \times 10^{11}} \times 681.6 + \frac{498 \times 10^6}{1.935 \times 10^{11}} \times 681.6$$

$$= 8.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} = 1302 - 385 + 6.15 \times 8.1 = 967 \text{ MPa}$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s = 967 \times 2520 - 75 \times 3927 = 2142 \text{ kN}$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{967 \times 2520 \times 531.6 - 75 \times 3927 \times 616.6}{967 \times 2520 - 75 \times 3927}$$

$$= 520 \text{ mm}$$

6) 求  $\sigma_{sk}$

$$e_p = y_{ps} - e_{p0} = (1475 - 918.4) - 520 = 36.6 \text{ mm}$$

$$e = e_p + \frac{M_k}{N_{p0}} = 36.6 + \frac{3276 \times 10^6}{2142 \times 10^3} = 1566 \text{ mm}$$

$$\gamma'_i = \frac{(b'_i - b) h'_i}{b h_0} = 0$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_i) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0$$

$$= \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0) \times \left( \frac{1475}{1566} \right)^2 \right] \times 1475$$

$$= 1126 \text{ mm}$$

由式 (5-17) 有:

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s) z} = \frac{3276 \times 10^6 - 2142000 \times (1126 - 36.6)}{(1 \times 2520 + 3927) \times 1126}$$

$$= 130 \text{ MPa}$$

7) 求  $\psi$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.015 \times 130} = 0.303$$

8) 求  $\omega_{\max}$

$$\begin{aligned} \omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \\ &= 1.5 \times 0.303 \times \frac{130}{200000} \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{37.3}{0.015} \right) \\ &= 0.073 \text{mm} \end{aligned}$$

所以，支座截面处  $\omega_{\max} = 0.073 \text{mm} < 0.2 \text{mm}$ ，满足抗裂要求。

(2) 第二种方法，即在弯矩标准值中计入综合弯矩组合。该方法与第一种方法相比较主要是在计算  $\sigma_{sk}$  时有所不同。

1) 支座处弯矩标准值

支座处弯矩标准值折算至柱边，综合弯矩也折算至柱边，此处，恒荷载作用下剪力标准值为  $V_{dk} = 795 \text{kN}$ ，活荷载作用下剪力标准值为  $V_{lk} = 265 \text{kN}$ ，柱截面尺寸为  $800 \text{mm} \times 1200 \text{mm}$ ，故支座处柱边弯矩标准值：

$$\begin{aligned} M_{dir,k} - M_r &= (3293 - 795 \times 0.6) + (1117 - 265 \times 0.6) \\ &\quad - \left( 1811 - \frac{145.3 \times 0.6^2}{2} \right) = 1989 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) 求  $N_{p0}$ ， $e_{p0}$

$$N_p = \sigma_{ep} A_p - \sigma_{l5} A_s = (1302 - 385) \times 2520 - 75 \times 3927 = 2016 \text{kN}$$

$$\begin{aligned} e_{pn} &= \frac{\sigma_{pe} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{pe} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{(1302 - 385) \times 2520 \times 531.6 - 75 \times 3927 \times 616.6}{(1302 - 385) \times 2520 - 75 \times 3927} \\ &= 519 \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{pc} &= \frac{N_p}{A} + \frac{M_r}{I} y = \frac{2016000}{760000} + \frac{\left( 1811 - \frac{145.3 \times 0.6^2}{2} \right) \times 10^6}{1.935 \times 10^{11}} \times 681.6 \\ &= 8.9 \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} = 1302 - 385 + 6.15 \times 8.9 = 972 \text{MPa}$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s = 972 \times 2520 - 75 \times 3927 = 2155 \text{ kN}$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma_{l5} A_s y_s}{\sigma_{p0} A_p - \sigma_{l5} A_s} = \frac{972 \times 2520 \times 531.6 - 75 \times 3927 \times 616.6}{972 \times 2520 - 75 \times 3927}$$

$$= 520 \text{ mm}$$

3) 求  $\sigma_{sk}$

$$e_p = y_{ps} - e_{p0} = (1475 - 918.4) - 520 = 36.6 \text{ mm}$$

$N_{pe0}$  为求综合弯矩时采用的有效预加力,  $N_{pe0} = 2470 \text{ kN}$

$$e = e_p + \frac{M_{dir,k} - M_r}{N_{p0}} + \frac{N_{pe0} y_p}{N_{p0}} = 36.6 + \frac{1989 \times 10^6}{2155 \times 10^3} + \frac{2470 \times 10^3 \times 531.6}{2155 \times 10^3}$$

$$= 1569 \text{ mm}$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = 0$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0$$

$$= \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0) \times \left( \frac{1475}{1569} \right)^2 \right] \times 1475$$

$$= 1127 \text{ mm}$$

由式 (5-30) 有:

$$\sigma_{sk} = \frac{M_{dir,k} - M_r + N_{pe0} y_p - N_{p0} (z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s) z}$$

$$= \frac{1989 \times 10^6 + 2470 \times 10^3 \times 531.6 - 2155 \times 10^3 \times (1127 - 36.6)}{(2520 + 3927) \times 1127}$$

$$= 131 \text{ MPa}$$

4) 求  $\psi$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.015 \times 131} = 0.309$$

5) 求  $\omega_{max}$

$$\omega_{max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right)$$

$$= 1.5 \times 0.309 \times \frac{131}{200000} \times \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{37.3}{0.015} \right)$$

$$= 0.075 \text{ mm}$$

所以, 支座截面处  $\omega_{\max} = 0.073\text{mm} < 0.2\text{mm}$ , 满足抗裂要求。

(3) 第三种方法, 采用第 5 章的简化方法计算。

$$N = \sigma_{pe} A_p = (1302 - 385) \times 2520 = 2311\text{kN}$$

$$e_0 = \frac{M_k - M_r}{N} = \frac{\left[ 3293 - 795 \times 0.6 + 1117 - 265 \times 0.6 - \left( 1811 - \frac{145.3 \times 0.6^2}{2} \right) \right] \times 10^6}{2311 \times 10^3}$$

$$= 861\text{mm}$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000 e_0 / h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 = 1 + \frac{1}{4000 \times 861 / 1475} \times \left( \frac{27}{1.6} \right)^2 = 1.12$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s = 1.12 \times 861 + (1475 - 918.4) = 1521\text{mm}$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 = \left[ 0.87 - 0.12 \times (1 - 0) \times \left( \frac{1475}{1521} \right)^2 \right] \times 1475$$

$$= 1117\text{mm}$$

由式 (5-31) 有:

$$\sigma_{sk} = \frac{N(e - z)}{(A_p + A_s)z} = \frac{2311000 \times (1521 - 1117)}{(2520 + 3927) \times 1117} = 130\text{MPa}$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.015 \times 130} = 0.303$$

$$\omega_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) = 1.5 \times 0.303 \times \frac{130}{200000} \times$$

$$\left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{37.3}{0.015} \right) = 0.072\text{mm}$$

## 7.8 挠度验算 (按照第 5 章所提出的简化方法计算)

根据式 (5-39) 可知: 预应力作用下挠度影响反荷载为:

$$q = \frac{8N_{pe}f}{L^2} \beta = \frac{8 \times 2470 \times 1.34}{27^2} \times 1.1875 = 43.1\text{kN/m}$$

故在采用 PKPM 计算时, 在恒载项中, 直接扣除  $q$  后进行计算, 求得挠度  $f = 54\text{mm}$ ,

$$f/L = 54/27000 = 1/500 < [f/L] = 1/400$$

故挠度验算满足要求。

## 7.9 局部受压

采用2个9孔锚具,由厂家配套提供的整体铸造的带有二次翼缘的垫板及全套预应力端部局部承压部件。

## 7.10 施工阶段的应力验算

张拉施工时,外荷载只有梁板自重作用,经计算,跨中弯矩为 $1353\text{kN}\cdot\text{m}$ ,支座弯矩为 $1832\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

张拉施工时,预应力梁只有第一阶段损失,各控制截面的预应力损失值 $\sigma_{lI} = \sigma_{l1} + \sigma_{l2}$ ,分别为:

左支座 219MPa

跨中 147MPa

右支座 277MPa

### 7.10.1 支座处的应力验算

采用式(6-12)进行支座处的应力计算。

(1) 预拉区(梁底)

$$\sigma_{ct} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_k + M_r}{W} = \frac{(1302 - 277) \times 2520}{760 \times 10^3} + \frac{1832 \times 10^6 - 1811 \times 10^6}{1.935 \times 10^{11}} \\ \times 918.4 = 3.50\text{MPa}$$

所以 $\sigma_{ct}$ 为压应力,故此时不出现拉应力,且小于 $0.8f_{ck} = 21.44\text{MPa}$

(2) 预压区(梁顶)

$$\sigma_{cc} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_k + M_r}{W} = \frac{(1302 - 277) \times 2520}{760 \times 10^3} + \frac{-1832 \times 10^6 + 1811 \times 10^6}{1.935 \times 10^{11}} \times 681.6 \\ = 3.32\text{MPa} \leq 0.8f_{ck} = 21.44\text{MPa}$$

故支座处的应力验算满足要求。

### 7.10.2 跨中处的应力验算

(1) 预拉区(梁顶)

$$\sigma_{ct} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_k + M_r}{W} = \frac{(1302 - 147) \times 2520}{760 \times 10^3} + \frac{1353 \times 10^6 - 1495 \times 10^6}{1.935 \times 10^{11}} \times 681.6$$

$$=3.33\text{MPa}$$

所以  $\sigma_{ct}$  为压应力，故此时不出现拉应力，且小于  $0.8f_{ck}=21.44\text{MPa}$

(2) 预压区（梁底）

$$\sigma_{cc} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_k + M_r}{W} = \frac{(1302 - 147) \times 2520}{760 \times 10^3} + \frac{-1353 \times 10^6 + 1495 \times 10^6}{1.935 \times 10^{11}} \times 981.4$$

$$=4.55\text{MPa} \leq 0.8f_{ck} = 21.44\text{MPa}$$

故跨中处的应力验算满足要求。

## 第8章 常见问题

### 8.1 常用术语

#### 1. 预应力技术

通过不同的方式对结构构件施加预加力，由此产生的预应力状态用以减小或抵消外荷载所引起的拉应力，使结构中产生预期的结构变形的技术。

#### 2. 预应力技术的分类

按照施加预应力的时间不同，预应力技术分为先张法和后张法两类；按照预应力钢筋与结构体的相互关系，预应力技术分为有粘结预应力技术、无粘结预应力技术、缓粘结预应力技术及体外预应力技术四类；根据预应力程度的不同，预应力混凝土结构被分为全预应力、部分预应力两类。

#### 3. 先张法

先张法是在浇筑混凝土前张拉预应力筋，并将张拉的预应力筋临时锚固在台座或钢模上，然后浇筑混凝土，待混凝土强度达到一定强度值后，放松预应力筋，借助于混凝土与预应力筋的粘结，对混凝土施加预应力的施工工艺，主要用于在工厂预制的预应力混凝土构件，如空心板、大型屋面板等。

#### 4. 后张法

相对于先张法而言，即在构件形成后对预应力钢筋进行张拉的预应力施工方法。

#### 5. 有粘结预应力技术

张拉完成后通过灌浆等措施，使预应力钢筋与混凝土结构粘结为整体的预应力技术。

#### 6. 无粘结预应力技术

在预应力混凝土结构中，为了减小预应力损失并便于预应力施工，预应力钢筋采用无粘结预应力筋的技术。主要用于无粘结预应力楼板。

#### 7. 缓粘结预应力技术

在预应力混凝土结构中，为了既发挥无粘结预应力技术便于预应力施工的优点，又增强预应力钢筋与混凝土的粘结性能，预应力钢筋采用缓粘结预应力筋的技术。可用于各类预应力混凝土构件。

#### 8. 体外预应力技术

体外预应力技术是指预应力筋（称为体外索）布置在构件外部的预应力技术。广泛用于大跨度钢结构及桥梁结构，在混凝土结构的房屋建筑中大多用于结构加固。

#### 9. 全预应力混凝土构件

全预应力混凝土构件指沿预应力筋方向的正截面，在全部荷载最不利组合作用下，构件受拉区不出现拉应力。主要用于对开裂控制要求高以及腐蚀环境中的预应力构件。

#### 10. 部分预应力混凝土构件

部分预应力混凝土构件指沿预应力筋方向的正截面，在全部荷载最不利组合作用下，构件受拉区出现拉应力或出现不超出规定宽度的裂缝。大多数的预应力混凝土构件均采用部分预应力技术。

#### 11. 有粘结预应力技术的特点

有粘结预应力钢筋在预应力张拉完成后，需要对预应力孔道进行灌浆，预应力钢筋与混凝土有良好的粘结性能，预应力钢筋的强度能够充分发挥，构件开裂性能与普通混凝土构件相似，能够防止构件的连续倒塌。

#### 12. 无粘结预应力筋

在预应力筋全长涂有特制的防锈材料、油脂，外套为防老化的塑料（PE）管。在混凝土构件中，无粘结预应力筋伸缩变形自由，不与混凝土粘结。

### 13. 无粘结预应力构件的受力特点

在无粘结预应力混凝土受弯构件中，由于无粘结筋和混凝土发生纵向的相对滑动，无粘结筋的应力基本沿全长均匀分布；当受弯构件的受压区混凝土达到极限应变时，无粘结筋的应变增量比有粘结筋小，通常无粘结预应力钢筋的设计强度达不到钢材的设计强度。

### 14. 缓粘结预应力筋

缓粘结预应力筋是在预应力筋的外侧包裹一种特殊的缓凝砂浆，这种砂浆要求在密闭条件下，能在30d内不凝结，以满足现场张拉预应力筋的时间要求。在30d后开始逐渐硬化，并对预应力筋产生握裹、保护作用，并能最终达到30MPa以上的抗压强度。

### 15. 缓粘结预应力技术特点

缓粘结预应力筋是处于无粘结筋与有粘结筋之间的一种新的预应力筋粘结形式。它既具有无粘结筋的布索自由、使用方便、无需孔道设置和压浆的优点，又具有有粘结筋在后期使用上的特点。

### 16. 体外预应力技术的特点

体外预应力技术的特点与无粘结预应力技术相类似。但由于其仅在转向块处与结构体相连接，因此，体外预应力钢筋在整个受力过程中应力增量很小。

### 17. 张拉控制应力

张拉控制应力是指预应力钢筋在进行张拉时所控制达到的最大应力值。其值为张拉设备（如千斤顶油压表）所指示的总张拉力除以应力钢筋截面面积而得到的应力值，以 $\sigma_{con}$ 表示。

### 18. 预应力索形

预应力钢筋在预应力构件中的形状，主要根据外荷载的作用形态确定，在框架结构中最常采用的索形由四段抛物线组成。

### 19. 预应力损失

预应力钢筋在张拉过程中以及张拉结束后，由于各种因素引

起的预应力钢筋中应力的降低值。

#### 20. 有效预应力值

扣除全部预应力损失后，在预应力钢筋中长期可能保持的应力值，其值为  $\sigma_{\text{con}} - \sigma_l$ 。

#### 21. 预应力等效荷载

为了分析预应力对结构或构件所产生的作用，而将预应力的作用等效为荷载。

#### 22. 综合弯矩

由于预应力等效荷载的作用，在结构或构件中产生的弯矩。

#### 23. 主弯矩

由于预应力钢筋在截面上偏心所产生的弯矩。

#### 24. 次弯矩

由于结构或构件存在约束，预应力作用对结构或构件产生的附加弯矩，其值等于综合弯矩减去主弯矩。

#### 25. 预应力度

预应力度有多种定义方式，最常用的是按照受拉区预应力钢筋的总拉力与全部配筋的总拉力之比来计算。见第 1 章式 (1-2)。

$$\lambda_p = \frac{f_{py} A_p}{f_{py} A_p + f_y A_s}$$

#### 26. 消压弯矩

使构件控制截面预压受拉边缘应力抵消到零时的弯矩。

#### 27. 锚具

后张法预应力构件中，用于将预应力钢筋的拉力传递到构件或结构上的永久性锚固装置。

#### 28. 夹片锚

夹片锚由夹片和锚板组成，通过夹片与锚板之间的楔形块的作用将预应力钢筋夹持。夹片分为两片式和三片式两种。见图 2-5 (a) 和图 8-1。

#### 29. 挤压锚

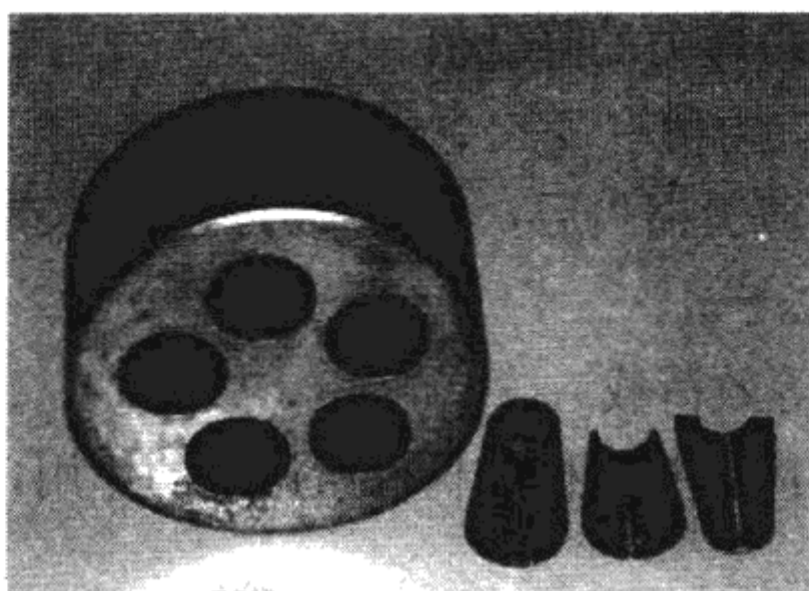


图 8-1 夹片锚

挤压锚由挤压锚环和装插在其中空腔内配套的挤压簧组成，通过专用挤压设备将预应力钢绞线与套筒挤压为整体，用于预应力钢绞线的固定端锚具。见图 8-2。

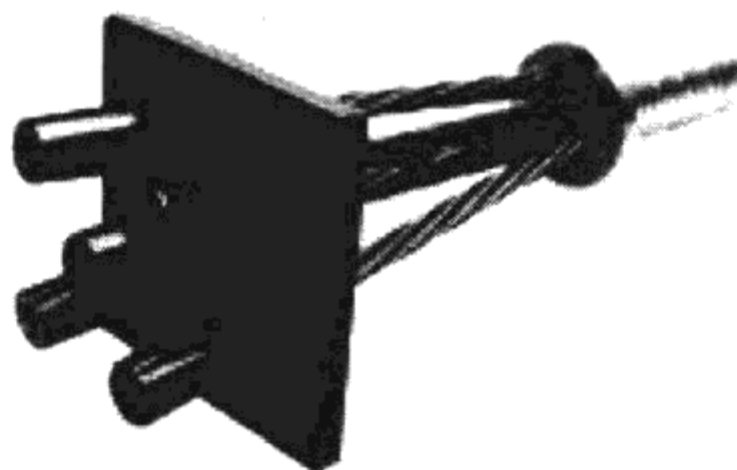


图 8-2 挤压锚

### 30. 张拉端

在预应力钢筋端部，需要进行预应力钢筋张拉操作的部位。张拉端需要有较大的空间以便于设备的就位及操作。

### 31. 固定端

在预应力钢筋端部不需要进行预应力钢筋张拉操作的部位。可以采用外露或埋入两种方式，外露时锚具与张拉端相同，埋入时锚具采用挤压锚等埋入式锚具。采用埋入式锚具时，无需考虑锚固的操作空间尺寸要求。

### 32. 锚垫板

位于锚具下方，为了满足局部承压要求而设置钢制局部承压元件。张拉端的锚垫板通常带有喇叭形的扩大头（俗称喇叭管），

便于预应力钢绞线的分散；固定端采用夹片锚时，锚垫板与张拉端相同，采用挤压锚时，锚垫板为钢板，钢板上按一定要求开有小孔便于单根钢绞线通过。见图 8-3。

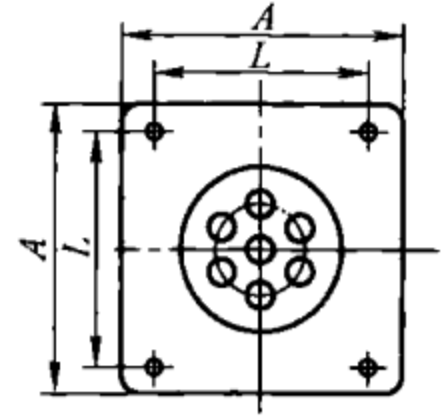


图 8-3 锚垫板

### 33. 预留孔道

在有粘结预应力技术中，为埋设预应力钢筋而预先留设在混凝土构件中的孔道，预留孔道的材料可选择金属波纹管、塑料波纹管及钢管等，在预应力框架结构中，一般使用金属波纹管。

### 34. 反拱

预应力框架梁由于预应力的作用所产生的与外荷载方向相反的变形。

### 35. 预拉区

在施工阶段，由于预应力的作用，在构件截面上产生拉应力的区域。

### 36. 摩擦损失

在预应力钢筋张拉过程中，由于预应力钢筋与预应力孔道接触所导致的预应力钢筋应力损失，包括了孔道偏差损失和曲线偏转损失两部分。

### 37. 反向摩擦

在预应力钢筋张拉完毕进行锚固的过程中，由于锚具变形和夹片滑移会使预应力钢筋产生回缩滑移。在预应力钢筋回缩滑移过程中，预留孔道会对预应力钢筋的回缩形成约束，即存在反向摩擦，反向摩擦会增大张拉端预应力钢筋的锚具滑移预应力损失，减少构件中部的锚具滑移预应力损失。

### 38. 变角张拉

由于施工位置的限制，导致张拉方向与预应力索形的延长线方向不同时所采取的张拉施工方法。见图 8-4。

### 39. 封锚

在预应力钢筋张拉锚固并灌浆完成后，对端部锚具采取的封

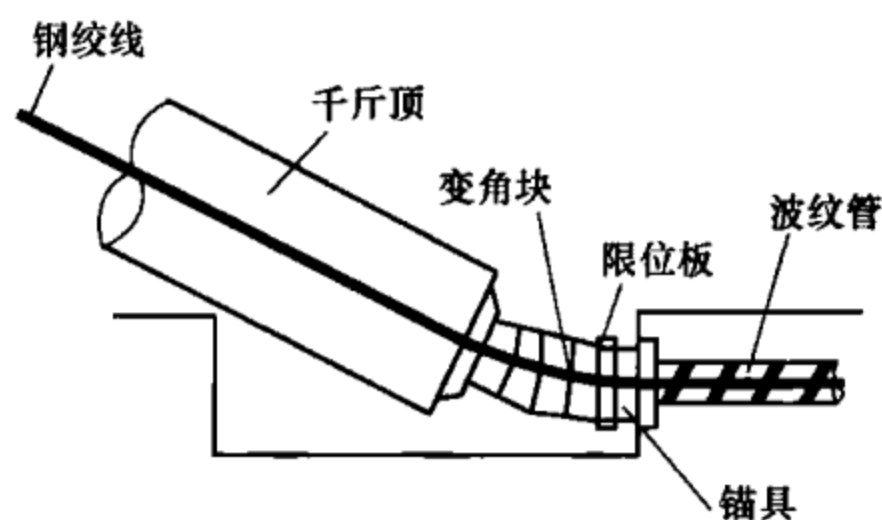


图 8-4 变角张拉

闭保护措施。

## 8.2 结构方案选择

### 1. 什么条件优先使用预应力技术

当框架梁、井字梁跨度大于或等于 15m 时，应优先采用预应力。在框架梁、井字梁中应优先采用有粘结预应力技术。

### 2. 预应力框架梁的跨高比

柱网开间在 6~8m 时，正常荷载作用下，框架主梁一般情况下跨高比可取 15~20，井字梁可取 22~25。

### 3. 梁宽的确定

预应力框架梁的宽度一般为梁高的  $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$ ，并且应当满足预应力钢索布置的最小间距要求；主梁的宽度一般不小于 350mm 且不大于柱宽。

### 4. 预应力框架柱截面确定

由于预应力框架结构中梁的跨度较大，框架柱尤其是顶层柱大多为大偏心受压构件。计算中，框架柱截面较小时其所分配的弯矩值也较小，设计人员在选择柱截面时，应注意不应单纯为了减小柱的弯矩值而选择过小的柱截面。

### 5. 预应力柱

尽管在柱中配置预应力钢筋有利于提高大偏压柱的承载能力，但考虑到抗震的要求以及梁柱节点构造处理的要求，一般情

况下不主张在柱中施加预应力。

#### 6. 预应力用于超长结构中开裂控制

预应力用于超长结构开裂控制时，预应力钢筋的配置可按全截面平均预压应力水平在 1MPa 左右要求考虑。

#### 7. 与预应力梁相连接的普通钢筋混凝土梁的处理

由于施加预应力会产生压缩变形，为了避免在相连接的普通钢筋混凝土梁中产生拉应力，普通钢筋混凝土梁最好在张拉结束后浇筑。

#### 8. 后浇带处预应力钢筋的处理

当预应力钢筋跨过后浇带时，优先采用预应力钢筋分段锚固的方式。

#### 9. 预应力框架的防火设计

由于预应力框架结构中，预应力索的保护层厚度远大于普通钢筋，因此，防火设计按常规要求进行设计即可。

#### 10. 预应力筋的分段

为了有效控制预应力损失、尽可能发挥预应力有效作用，当跨数超过三跨时，预应力钢筋应当分段锚固。

#### 11. 预应力结构混凝土强度的选择

预应力结构中，混凝土强度不应低于 C40。

#### 12. 预应力等效荷载的取值

对于正常室内环境条件下的三级抗裂要求，预应力等效荷载可以按照（恒载+活载）的 50% 取用。

#### 13. 预应力钢材的选择

框架结构中一般均采用低松弛预应力钢绞线，直径 15.2mm，强度等级  $f_{ptk} = 1860\text{MPa}$ ，设计强度 1320MPa，单根预应力钢绞线的面积为  $140\text{mm}^2$ ，单根预应力钢绞线的单位重量为 1.102kg/m。

#### 14. 张拉控制应力的选择

通常取  $0.7f_{ptk}$ ，为了减少预应力损失时，最大可取  $0.75f_{ptk}$ ；为了保证预应力钢筋能够充分发挥作用，最小张拉控

制应力不应小于  $0.4f_{ptk}$ 。

#### 15. 预应力锚具的选择

预应力钢材采用钢绞线时，张拉端的锚具应当采用夹片式锚具，固定端锚具可以采用夹片式锚具或挤压式锚固。

#### 16. 挤压式锚具的特点

挤压式锚具作为固定端锚具使用，可以直接埋入混凝土中，在预应力张拉过程中不需要对锚具进行操作，也不需要进行封锚处理，锚具成本相对较低。

#### 17. 夹片式锚具的特点

夹片式锚具是通过夹片的楔紧作用将预应力钢绞线锚固，在钢绞线锚固的过程中需要钢绞线有一定的回缩滑移，张拉力必须达到一定程度才可能将钢绞线夹持良好。

### 8.3 预应力索形布置

#### 1. 预应力索索形选择

框架梁中，预应力索形一般采用四段抛物线形，而且大多数情形下采用对称的曲线形式，曲线的反弯点位置在  $0.1L \sim 0.15L$  之间，一般可取  $0.125L$ 。

#### 2. 张拉端标高位置的选择

在张拉端首先需要考虑锚具在梁端局部承压的要求，在顶层梁或挑梁上设置锚具时，尤其要注意锚具中心线距梁顶部的距离需满足最小边距要求。

#### 3. 预应力索控制点标高的选择

在梁跨内，预应力钢筋的位置应避免与普通钢筋的冲突，一般预应力索的最低点距梁底不应小于  $100\text{mm}$ ，最高点距梁顶不应小于  $120\text{mm}$ 。

#### 4. 预应力索在梁端部的间距要求

预应力索在梁端部的位置需要满足两端锚具局部承压的要求，同时还需要考虑张拉施工所需空间的要求，索的中心距不应小于施工所需张拉千斤顶直径的  $1/2$ 。

5. 预应力索在梁中的边距、间距要求见图 8-5。

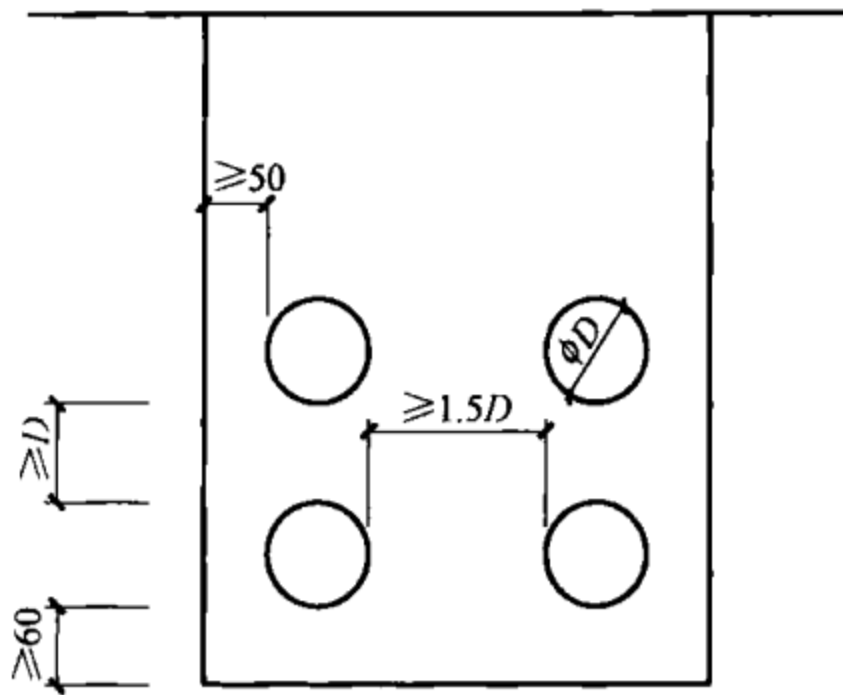


图 8-5 预应力索在梁中的边距、间距要求

#### 6. 预应力索定位要求

一般每米设置一处托架筋，但在索形的最高点、最低点及反弯点必须设置标高定位的托架筋。

#### 7. 预应力索形控制

对于抛物线，在确定索形的最高点、最低点及反弯点的水平及竖向标高后，索形即已确定。

#### 8. 预应力索形的标高计算

为了便于计算，可以在曲线的最高点和最低点分别建立局域坐标体系，在局域坐标系中求出相对标高后再转换到整体坐标系中。

#### 9. 各段抛物线矢高的计算

各段抛物线要满足平滑、连续的要求，当抛物线的总矢高为  $f$  时，各段抛物线的矢高可按下式求得，示意图见第 3 章图 3-3。

$$f_1 = 2\alpha f, f_2 = f - f_1$$

#### 10. 简支梁索形的确定

在屋面框架梁中，有时考虑到顶层边柱实际受力状态，为了减少边柱承担的弯矩，会将顶层框架梁设计为简支梁。简支梁的索形一般采用单抛物线形，预应力钢筋在梁端的位置接近截面形

心。如图 8-6 所示。

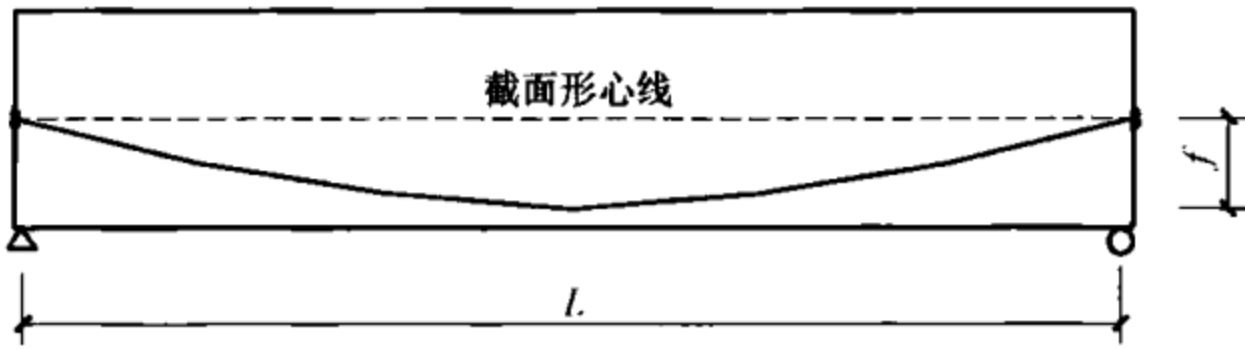


图 8-6 简支梁索形示意

## 8.4 预应力损失计算

### 1. 预应力损失的分类

后张法中预应力损失包括了张拉端锚具变形和钢筋内缩损失 ( $\sigma_{l1}$ )、预应力钢筋摩擦损失 ( $\sigma_{l2}$ )、预应力钢筋松弛损失 ( $\sigma_{l4}$ )、混凝土的收缩和徐变损失 ( $\sigma_{l5}$ ) 四大类。其中  $\sigma_{l1}$ 、 $\sigma_{l2}$  发生在张拉阶段即第一阶段。

### 2. 预应力损失的估算

在初步估计预应力筋用量时，单跨预应力框架梁的总损失值可按照 30% 的张拉控制应力估算。

### 3. 锚具变形与钢筋回缩损失 ( $\sigma_{l1}$ )

由于钢筋在回缩的过程中受到反向摩擦力的约束，在张拉端该项损失的数值最大，其影响长度通常在框架梁第一跨跨中附近，计算跨中预应力总损失时可不考虑该项损失，而仅在预应力张拉端考虑该项损失。

### 4. 计算 $\sigma_{l1}$ 时， $\Delta\sigma_d$ 的取值

在计算  $\sigma_{l1}$  时，需要确定预应力筋摩擦损失的斜率  $\Delta\sigma_d$ ，该值可按照第一跨全跨的摩擦损失除以跨度进行计算。

### 5. 预应力孔道摩擦损失 ( $\sigma_{l2}$ )

影响预应力孔道摩擦损失大小的因素有孔道局部偏差和曲线偏转两项。计算式见第 3 章式 (3-1)。

$$\sigma_{l2} = \sigma_{\text{con}} (1 - e^{-\frac{1}{\mu\theta}})$$

### 6. 计算 $\sigma_{l2}$ 时， $\theta$ 的取值

对于四段抛物线形的预应力索形，每段曲线均会产生一个角度为 $\theta$ 的偏转，四段曲线有四个角度为 $\theta$ 的偏转。曲线为对称布置时，曲线各段的转角相等，即每一个转角为 $\theta = \frac{4f}{L}$ 。

#### 7. 计算 $\sigma_{l2}$ 时， $\kappa$ 、 $\mu$ 的取值

预应力孔道采用预埋金属波纹管时  $\kappa = 0.0015$ ， $\mu = 0.25$ 。

#### 8. 预应力松弛损失 ( $\sigma_{l4}$ )

对于预应力低松弛钢绞线，张拉控制应力为 $0.7f_{ptk}$ 时，该项损失为张拉控制应力的2.5%。

#### 9. 混凝土收缩、徐变损失 ( $\sigma_{l5}$ )

规范中该项损失的计算需要考虑较多因素，在考虑结构自重影响及预应力在结构中的实际传递范围的影响后，其值可按不大于100MPa考虑。

#### 10. 计算 $\sigma_{l5}$ 时，有效预应力值的取值

此时，有效预应力应按扣除第一阶段损失后的数值取用，并应按照本跨内控制截面的平均值进行计算分析。

#### 11. 计算 $\sigma_{l5}$ 时，是否考虑结构自重的影响

由于结构自重通常与预应力作用的方向相反，因此，结构自重的存在会减小截面的预压应力水平，相应会减小 $\sigma_{l5}$ ，因此，计算 $\sigma_{l5}$ 时应考虑结构自重的影响。

#### 12. 计算 $\sigma_{l5}$ 时，如何考虑结构自重的影响

结构自重应按照施加预应力时，考虑实际存在的梁板自重的影响。

#### 13. 计算 $\sigma_{l5}$ 时， $\sigma_{pc}$ 的计算

收缩徐变损失与预加力作用时间有关，同时，其损失的产生并不仅仅取决于单一截面应力水平的高低，而与梁段中平均应力水平相关。因此，在计算 $\sigma_{pc}$ 时，应当取用各控制截面应力水平的平均值。

#### 14. 预应力框架结构计算时截面参数的取值

GB 50010—2010 规定采用净截面或换算截面进行计算，在

预制构件中（尤其是薄壁构件中），应当采用净截面或换算截面进行计算；但在框架结构中，由于构件截面尺寸相对于留孔尺寸较大，故可直接按毛截面进行计算。

## 8.5 预应力作用分析

### 1. 预应力等效荷载的组成

预应力等效荷载包括了在构件端部的力及力矩作用，以及曲线预应力索形成的荷载。

### 2. 预应力综合内力

由等效荷载作用于结构上所产生的内力，包括弯矩、剪力和轴力。

### 3. 计算预应力等效荷载时预加力的选择

综合内力是由预加力的作用而产生，预应力索中的预加力在各点均不相同，因此，在计算综合内力时，预加力需采用本跨内的平均值进行计算，通常按照本跨两端及跨中三点的平均值作为预加力的代表值。

### 4. 框架结构中均布等效荷载的分布

在框架结构中，预应力索形通常采用四段抛物线形，均布等效荷载在框架梁的两端荷载作用方向向下、在跨中部分作用方向向上。如图 8-7 所示。

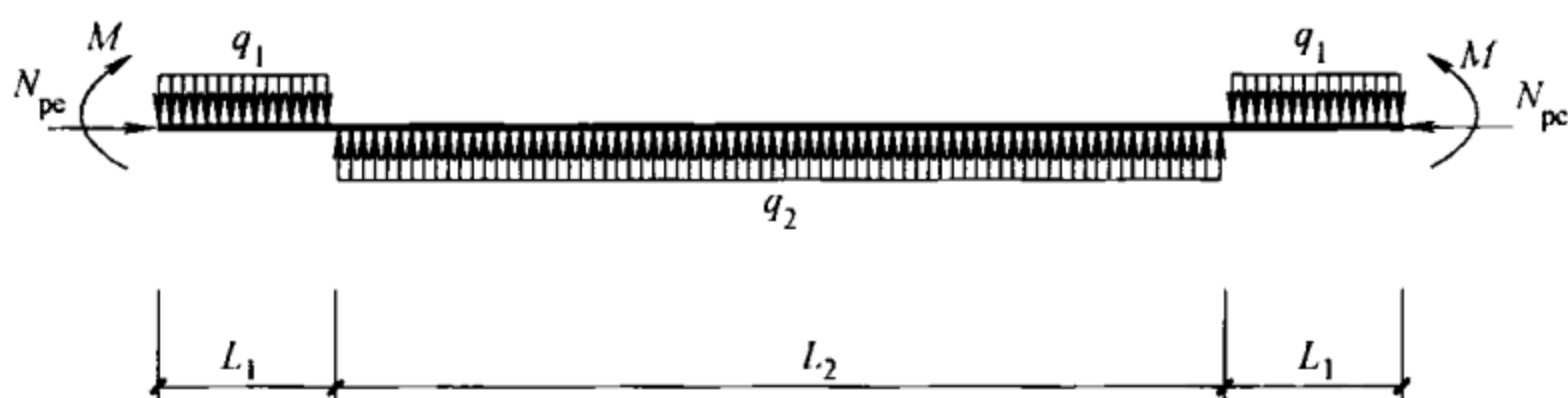


图 8-7 框架结构中预应力均布等效荷载分布

### 5. 梁端综合弯矩值的简化计算

对于对称的四段抛物线形预应力索，利用通用设计分析软件进行梁端综合弯矩值的计算时，可以按照固端弯矩相等的原则将

等效均布荷载代换为单抛物线形的等效荷载进行计算。代换后的等效荷载  $q$  按照下式换算。

$$q_{\text{等效}} = \frac{8N_{\text{pe}}f}{L^2}(1-\alpha)$$

#### 6. 框架梁跨中综合弯矩的计算

跨中综合弯矩按照简支条件下，预应力等效荷载产生的总弯矩值减去梁两端固端弯矩的平均值进行计算，见第3章式(3-17)。

$$M_{\text{中}} = N_{\text{pe}} \times f - \frac{M_{\text{左}} + M_{\text{右}}}{2}$$

#### 7. 框架梁主弯矩的计算

框架梁主弯矩是由于预应力筋在截面上的偏心所产生，按下式计算。

$$M_1 = N_{\text{pe}}e_p$$

计算主弯矩时，预应力筋的有效预加力应取与综合弯矩计算时的相同值。

#### 8. 框架梁次弯矩的计算

框架梁各截面的次弯矩等于对应截面的综合弯矩值减去主弯矩值，见第3章式(3-18)。

$$M_2 = M_r - N_{\text{pe}}e$$

#### 9. 井字梁综合弯矩计算的注意事项

由于井字梁为双向结构，单向的预应力作用会对双向的梁都产生影响。当双向梁的刚度存在较大差别时，需要注意预应力等效荷载较大的一方可能会承担较多的外荷弯矩。

## 8.6 极限承载能力计算

### 1. 极限承载能力验算的内容

预应力框架极限承载能力需要验算的内容与普通结构相同。

### 2. 极限承载能力验算中预应力钢筋的作用

在设计中，为了避免过多配置预应力钢筋，一般仅考虑预应力钢筋承担竖向荷载的作用；地震作用所产生的内力采取增加普

通钢筋来抵抗。

### 3. 极限承载能力验算时设计弯矩的取值

极限承载能力验算时设计弯矩应考虑次弯矩的影响。在通用设计分析软件计算结果中，应区分考虑地震作用组合与不考虑地震作用组合两种情况。首先应按竖向荷载组合值进行预应力钢筋数量的计算。

### 4. 支座负弯矩调幅的原则

在竖向荷载起控制作用时，预应力框架梁可不考虑梁端弯矩的调幅。若确有必要，应按照第4章式(4-16)、式(4-17)进行调幅，且调幅幅度不宜超过重力荷载下弯矩设计值的20%。

$$M=(1-\beta)(M_{GQ}+M_2)$$

$$\beta=0.2(1-2.5\xi)$$

### 5. 预应力框架抗剪验算

预应力框架梁中，由于梁的跨高比数值很大，抗剪通常不起控制作用，而且在预应力框架梁中通常采用4段抛物线布置预应力筋索形，梁端不产生次剪力；且在受剪承载力计算中，预应力一般起到有利作用。因此，抗剪验算可以直接采用通用设计软件的设计结果即可。

### 6. 预应力次弯矩的影响

在框架结构中，预应力次弯矩通常对于梁端及柱起有利的作用，对跨中起不利的作用。

### 7. 其他构件的验算

预应力的作用通常会减小其他相邻构件的荷载效应，如预应力对框架柱即产生有利作用，因此，在设计中其他非预应力构件可直接采用设计分析软件的结果。

### 8. 配筋面积的校核

预应力框架梁配筋计算完成后，应当与通用设计分析软件计算的包络配筋值相比较，如果换算的实际配筋值小于包络值，则应当增加普通钢筋数量以满足包络值的要求。

### 9. 将预应力视为作用时预应力钢筋设计强度的取值

将预应力视为作用时，可不计算次弯矩。但在承载能力的验算中，预应力钢筋的设计强度应取用极限状态下的应力增量，即  $f_{py} - \sigma_{pe}$ 。

#### 10. 预应力筋的设计强度

按照规范要求进行预应力张拉后的有粘结预应力钢筋，在极限状态下，其钢筋的强度能够充分发挥；未进行张拉的高强度预应力钢筋在极限状态下不能发挥其强度，而仅能按照普通钢筋进行设计。

#### 11. 将预应力视为作用时设计弯矩的取值

将预应力视为作用时，抗弯承载能力验算的设计弯矩取值应为荷载弯矩设计值与综合弯矩的组合值。

#### 12. 抗弯极限承载能力验算时，截面形状的选择

抗弯极限承载能力验算时，截面可按照矩形截面进行计算。

#### 13. 地震区预应力框架梁选择

在地震区应采用混合配筋的有粘结部分预应力混凝土框架。

#### 14. 地震区预应力框架梁普通钢筋配置

地震区预应力框架梁中普通钢筋面积应满足第 4 章式 (4-19) 要求。

$$A_s \geq \frac{1}{3} \left( \frac{f_{py} h_p}{f_y h_s} \right) A_p$$

#### 15. 地震区梁端混凝土受压区高度

地震区预应力框架梁计入受压钢筋的梁端混凝土受压区高度应符合第 4 章式 (4-21)、式 (4-22) 要求。

一级抗震等级：

$$x \leq 0.25h_0$$

二、三级抗震等级：

$$x \leq 0.35h_0$$

#### 16. 地震区梁端大配筋率

地震区预应力框架梁折算后的梁端最大配筋率  $\rho$  应满足第 4 章式 (4-23) 要求。

$$\rho = \frac{f_{py}A_p + A_s}{f_y b h_0} \leq 2.5\%$$

### 17. 地震区梁底普通钢筋配置

地震区预应力框架梁梁端截面的底部普通钢筋和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值，一级抗震等级不应小于 0.5，二、三级抗震等级不应小于 0.3，其中预应力筋的截面面积应按照普通钢筋抗拉强度设计值进行折算。一般梁的底部普通钢筋面积不小于顶部普通钢筋截面面积。

### 18. 地震区梁底普通钢筋的最小配筋率

地震区预应力框架梁端底面纵向普通钢筋的配筋率尚不应小于 0.2%。

### 19. 地震区锚具设置要求

后张预应力筋的锚具不宜设置在梁柱节点核芯区。

## 8.7 正常使用极限状态

### 1. 预应力混凝土构件裂缝控制等级

预应力混凝土构件裂缝控制等级主要是根据正常使用的要求和耐久性的要求，分为三级：

1) 一级：严格要求不出现裂缝的构件，在荷载效应的标准组合下应满足第 5 章式 (5-1) 要求。

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0$$

2) 二级：一般要求不出现裂缝的构件，在荷载效应的标准组合下应满足第 5 章式 (5-2) 要求。

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq f_{tk}$$

3) 三级：允许出现裂缝的构件，按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度应符合第 5 章式 (5-3) 要求。

$$\omega_{\max} \leq \omega_{\lim}$$

### 2. 预应力构件的允许裂缝宽度

在正常室内环境条件下，预应力构件的裂缝一般均按三级控

制，裂缝宽度限值为 0.2mm。GB 50010—2010 第 3.4.5 条中注 3 所指的屋面梁为预制预应力混凝土构件而非现浇结构中的框架梁。

### 3. 抗裂验算时，弯矩的取值

抗裂验算时，设计标准弯矩值应取为荷载弯矩与预应力作用的组合值。

### 4. 支座弯矩的折减

支座弯矩可以计算到柱边。

### 5. $\rho_{te}$ 值对裂缝计算的影响

较小的  $\rho_{te}$  值会减小  $\psi$  值使裂缝宽度计算值减小，同时，较小的  $\rho_{te}$  值又会直接增大裂缝的计算宽度，其影响不能简单确定。其取值范围在 0.01~0.03 之间。

### 6. $d_{eq}$ 对裂缝计算宽度的影响

$d_{eq}$  的取值与裂缝计算宽度成正比关系，减小  $d_{eq}$  可以减小裂缝宽度计算值。 $d_{eq}$  的取值与预应力钢筋和普通钢筋的直径、根数有关。正常配筋条件下，其数值变化范围不大，估算时，按  $d_{eq}=38\text{mm}$  取值的误差可控制在 5% 左右。

### 7. 控制裂缝宽度计算值的关键因素

纵向受拉钢筋的等效应力  $\sigma_{sk}$  对裂缝宽度的影响具有决定性作用，当  $\sigma_{sk} \leq 180\text{MPa}$  时，其最大裂缝宽度总能控制在 0.2mm 以内；当  $\sigma_{sk} \geq 220\text{MPa}$  时，其最大裂缝宽度将大于 0.2mm。通常可以采取增加非预应力钢筋面积或提高预加力  $N_{p0}$  等措施来减小等效应力。

### 8. 挠度计算

由于有预应力等效荷载的作用，预应力框架梁的挠度通常无需进行核算。简单的复核可将预应力等效荷载在恒荷载输入中直接扣减掉，再用设计分析软件按普通钢筋混凝土结构计算挠度，此时，配筋面积应取普通钢筋和预应力钢筋面积之和。

### 9. 挠度计算时，预应力等效荷载的取值

为了简化计算挠度，可将四段抛物线的预应力等效荷载等效

为均布荷载进行挠度计算然后抵减。当反弯点位置  $\alpha=0.125$  时，其值可按第 5 章式 (5-39) 计算。

$$q=1.1875\frac{8N_{pe}f}{L^2}$$

#### 10. $\sigma_{sk}$ 的简化计算方法

$\sigma_{sk}$  的简化计算时，可以按照偏压构件的计算方法计算  $\sigma_{sk}$  的值。此时， $N$  按照截面有效预加力计算，弯矩按照荷载弯矩和预应力等效弯矩的组合值计算。

#### 11. 裂缝宽度超限时的处理

当计算裂缝宽度超过规范允许值时，最有效的方法是增大预加力或增加普通钢筋配筋数量。

## 8.8 施工阶段验算

### 1. 施工阶段验算的主要内容

施工阶段验算的主要内容包括：锚固区局部承压验算、预应力张拉时预拉区抗裂、预压区混凝土压应力验算等。

### 2. 端部局部承压的处理

目前国内锚具生产企业一般均配套提供预应力端部局部承压部件，该类部件的承载能力通过实体的荷载试验确定，因此，设计时仅需按照产品的使用条件选用定型产品即可。

### 3. 局部承压计算

有粘结预应力的局部承压问题与规范中规定的条件有所区别，有粘结预应力的局部承压在施工阶段达到最大，在锚固完成及灌浆结束后局部应力将下降，有粘结预应力的局部承压属于临时性荷载，与此同时，各索通常不会同时张拉，因此，计算时可以不乘 1.2 的分项系数。

### 4. 锚固区配筋要求

通常锚具生产厂家均可提供配套的局部承压区的间接配筋，厂家配套提供的间接配筋为螺旋筋。在配置螺旋筋后，可不再配置网片筋。需注意螺旋筋直径或网片筋的尺寸应大于或等于锚垫

板尺寸。

#### 5. 预拉区应力控制

在预应力作用下，构件中布置预应力钢筋的一侧产生压应力，在另一侧产生拉应力，如果拉应力达到一定程度，可能造成预拉区混凝土开裂。对于后张法现浇框架结构，一般要求在施工阶段时预拉区不开裂，构件在预加力、自重及施工荷载（必要时应考虑动力系数）作用下，构件截面边缘的混凝土法向应力应符合第6章式（6-9）要求。

$$\sigma_{ct} \leq f'_{tk}$$

预拉区应力同样可以通过控制等效荷载的大小进行控制，当等效荷载小于2倍结构自重时，可不作校核。

#### 6. 预应力梁反拱控制

控制预应力梁反拱的目的主要是避免由于反拱过大给长期使用造成影响。预应力梁反拱是通过控制等效荷载的大小进行控制，当等效荷载小于2倍结构自重时，可不作校核。

## 8.9 施工工艺要求

### 1. 锚具的选择

张拉端采用夹片锚，根据每束预应力钢筋的数量确定；锚固端可采用夹片锚或挤压锚，夹片锚与张拉端相同，挤压锚一般均埋入构件中，可以采用集中锚固和分散锚固方式，集中锚固每束预应力钢筋使用一个锚垫板，分散锚固可以每根钢绞线采用一个单独的锚垫板。

### 2. 预留孔道直径的选择

预留孔道的直径一般应满足孔道面积为孔道内钢绞线面积的3~4倍。

### 3. 预留孔道材料的选择

预应力框架结构中，预留孔道通常选用金属波纹管，也可采用塑料波纹管。

### 4. 预应力孔道灌浆的基本要求

预应力孔道灌浆一般采用水泥净浆，并适当添加减水剂，必要时添加膨胀剂。对水泥净浆主要控制水灰比及泌水率，水灰比不应大于 0.4，添加减水剂后水灰比最好控制在 0.3 左右。水泥净浆一般不需要试配，但应进行强度检验，水泥净浆强度不应低于 40MPa。

#### 5. 一端张拉与两端张拉的选择

由于张拉端存在锚具滑移损失，单跨框架采用一端张拉即可，其他情况应根据预应力损失计算的结果确定采用一端张拉或两端张拉工艺。

#### 6. 灌浆排气孔的设置

常规灌浆工艺需要在预应力索的高点部位设置排气孔，该排气孔兼做泌水孔使用，在最低处不需要设置泌水孔。采用埋入式挤压锚时，应从波纹管中引出排气管。

#### 7. 变角张拉

当预应力钢筋张拉端位于梁侧或梁顶时，可能需要采用变角张拉工艺。采用变角张拉工艺时，应考虑附加的预应力损失，通常每增加一个变角块需考虑增加 2%~3% 的预应力损失。

#### 8. 张拉空间要求

在张拉端，由于要进行张拉操作，因此，在预应力钢筋张拉方向需要的空间尺寸要大于 2 倍的设备长度，通常至少应保证 1.5m 的操作空间；预应力钢筋两侧最小尺寸应大于 1/2 千斤顶直径加 20mm。

#### 9. 起拱的要求

当设计没有要求时，预应力框架梁的起拱主要是解决在施工过程中支撑的变形，因此，通常起拱度不大于跨度的 1/1000。

### 8.10 施工阶段

#### 1. 锚具进场复检的基本要求

每个检验批的锚具数量不超过 2000 套。进场的锚具应当有质量保证书，现场应进行外观、硬度和静载锚固性能的抽检。外

观检查应按批抽取 2%且不少于 10 套样品；硬度检验应按批抽取 3%且不少于 5 套样品（每套中应抽取夹片 6 片）；静载锚固性能试验应在外观检查和硬度检验均合格的锚具中抽取至少 6 个样品，与预应力钢筋组装成 3 个预应力钢筋-锚具组装件进行试验，一次进场的锚具有多种规格时，可按主要规格或最大规格抽取样品；对于锚具用量较少的一般工程，可由锚具生产厂家提供有效的性能试验合格的证明文件。

## 2. 钢绞线进场复检要求

按照每次进场且不大于 60t 的钢绞线为一批，抽取 3 根进行力学性能试验。样品长度不小于 1.2m。

## 3. 金属波纹管进场复检要求

按照每次进场的金属波纹管为一批，针对径向刚度和抗渗漏性能分别取 3 个样品，样品长度不小于 300mm 或 5 倍直径。

## 4. 封锚要求

在灌浆结束后，应采用砂轮锯或氧气切割将外露多余钢绞线切除，采用氧气切割时应洒水冷却锚具，切除后的预应力钢筋外露长度不小于 30mm；切割完毕后，采用 C40 混凝土对锚具进行封闭，封锚混凝土厚度不小于 100mm，封锚混凝土中应配置构造钢筋。

## 5. 预应力钢筋伸长值计算

在预应力张拉阶段，预应力钢筋的伸长值取决于预应力钢筋的平均应力水平，一般可按跨计算，每跨的预应力钢筋平均应力可取两端及跨中的平均应力值。此时，预应力损失仅计算预应力摩擦损失。

## 6. 预应力张拉控制

在预应力张拉过程中，需要对张拉控制力和预应力钢筋伸长值进行控制，即力与伸长值的双控。实测伸长值与计算伸长值的偏差应控制在±6%以内。

## 7. 预应力张拉时，模板的拆除

预应力框架梁在张拉前，应拆除楼板底模及梁侧模，以减少

预应力张拉中的约束。

#### 8. 预应力框架梁底模拆除时间

原则上，预应力框架梁的底模在预应力张拉及孔道灌浆结束且灌浆浆体强度达到 15MPa 后，方可拆除。正常气温条件下，一般为 2~3d。

#### 9. 预应力张拉时，对混凝土强度的要求

设计应当对此作出规定，一般希望在混凝土强度达到设计强度的 100% 后进行张拉，最低不应低于设计强度的 75%。

#### 10. 钢筋冲突时的处理

当预应力钢筋与普通钢筋的布置发生冲突时，应优先保证预应力钢筋位置，适当调整普通钢筋位置。

#### 11. 钢筋冲突的主要部位及对策

在框架梁中，预应力钢筋与普通钢筋易发生冲突的部位主要是：1) 预应力钢筋与梁箍筋冲突。主要由于箍筋肢距不足造成，在制作箍筋前，根据预应力钢筋的布局，适当调整箍筋肢距。2) 预应力钢筋与柱主筋冲突。主要由于主筋间距不够造成，在埋设主筋时，适当调整预应力钢筋通过部位的主筋间距。3) 预应力钢筋与梁主筋冲突。

主要有两个方面的问题，一是预应力钢筋在出头锚固部位与梁主筋弯头冲突，二是预应力钢筋需要穿出梁顶锚固时与梁主筋冲突。应尽可能在箍筋埋设前调整普通钢筋位置，必要时，可截断钢筋并在张拉结束后重新连接普通钢筋。

#### 12. 预应力钢筋张拉顺序

预应力框架结构在张拉施工过程中，应按照对称原则进行张拉。

#### 13. 锚垫板的埋设

锚垫板在埋设时应保证垫板与预应力索的切线相垂直。

#### 14. 预应力张拉程序

预应力钢筋张拉一般采用  $0 \rightarrow 100\% \sigma_{con}$  的张拉程序。

## 附录 A 锚固系统选用

锚固系统选用参考表 (mm)

表 A-1

锚具型号	钢绞线 根数	锚板		锚垫板			波纹 管 $\phi F$ 内径	螺旋筋				安装 孔距 $L$	张拉千斤顶 型号
		$\phi G$	$H$	$A$	$B$	$\phi E$		$\phi I$	$J$	$\phi K$	$n$		
YJM15-1 ESM	1	50	48	—	—	—	—	60	30	6	4	—	ESYDC250
YJM 15-2 ESM	2	86	50	120	80	35	45	120	30	8	4	90	ESYDC600
YJM 15-3 ESM	3	91	50	130	80	40	50	120	40	10	4	100	ESYDC1000
YJM 15-4 ESM	4	102	50	145	110	50	55	120	40	10	4	115	ESYDC1000
YJM 15-5 ESM	5	112	50	160	125	58	60	143	50	12	4	130	ESYDC1500
YJM 15-6 ESM	6	126	53	175	125	68	70	143	50	12	4	140	ESYDC1500
YJM 15-7 ESM	7	126	53	180	125	68	70	159	50	12	4	140	ESYDC1500
YJM 15-8 ESM	8	136	55	195	125	78	80	159	50	12	4	160	ESYDC2500
YJM 15-9 ESM	9	146	55	210	200	88	80	180	50	12	4	160	ESYDC2500
YJM 15-10 ESM	10	156	58	220	210	100	90	180	50	12	4	180	ESYDC2500
YJM 15-11 ESM	11	166	58	225	180	102	100	220	50	12	4	180	ESYDC2500
YJM 15-12 ESM	12	166	60	235	205	108	100	220	50	12	5	180	ESYDC2500
YJM 15-13 ESM	13	170	63	250	220	110	100	240	50	12	5	200	ESYDC4000
YJM 15-14 ESM	14	176	65	260	235	116	105	240	50	12	5	210	ESYDC4000
YJM 15-15 ESM	15	192	68	270	270	132	115	240	50	12	5	210	ESYDC4000
YJM 15-16 ESM	16	196	70	270	300	136	115	260	60	14	5	210	ESYDC4000
YJM 15-17 ESM	17	196	73	280	280	136	120	260	60	14	5	220	ESYDC4000
YJM 15-18 ESM	18	206	75	285	280	136	120	260	60	14	5	230	ESYDC4000
YJM 15-19 ESM	19	206	75	295	280	136	120	260	60	14	5	240	ESYDC4000
YJM 15-20 ESM	20	226	80	300	340	152	125	260	60	14	5	250	ESYDC5000

续表

锚具型号	钢绞线根数	锚板		锚垫板			波纹管 $\phi F$ 内径	螺旋筋				安装孔距 $L$	张拉千斤顶型号
		$\phi G$	$H$	$A$	$B$	$\phi E$		$\phi I$	$J$	$\phi K$	$n$		
YJM 15-21 ESM	21	226	80	310	340	152	125	260	60	14	5	250	ESYDC5000
YJM 15-22 ESM	22	226	83	310	340	156	130	290	60	16	5	250	ESYDC5000
YJM 15-24 ESM	24	246	83	330	340	170	130	310	70	18	6	260	ESYDC6500
YJM 15-27 ESM	27	246	90	330	340	173	140	330	70	18	6	260	ESYDC6500
YJM 15-31 ESM	31	266	95	350	350	180	140	350	70	20	7	280	ESYDC10000
YJM 15-37 ESM	37	296	100	400	370	204	140	400	70	20	8	300	ESYDC10000

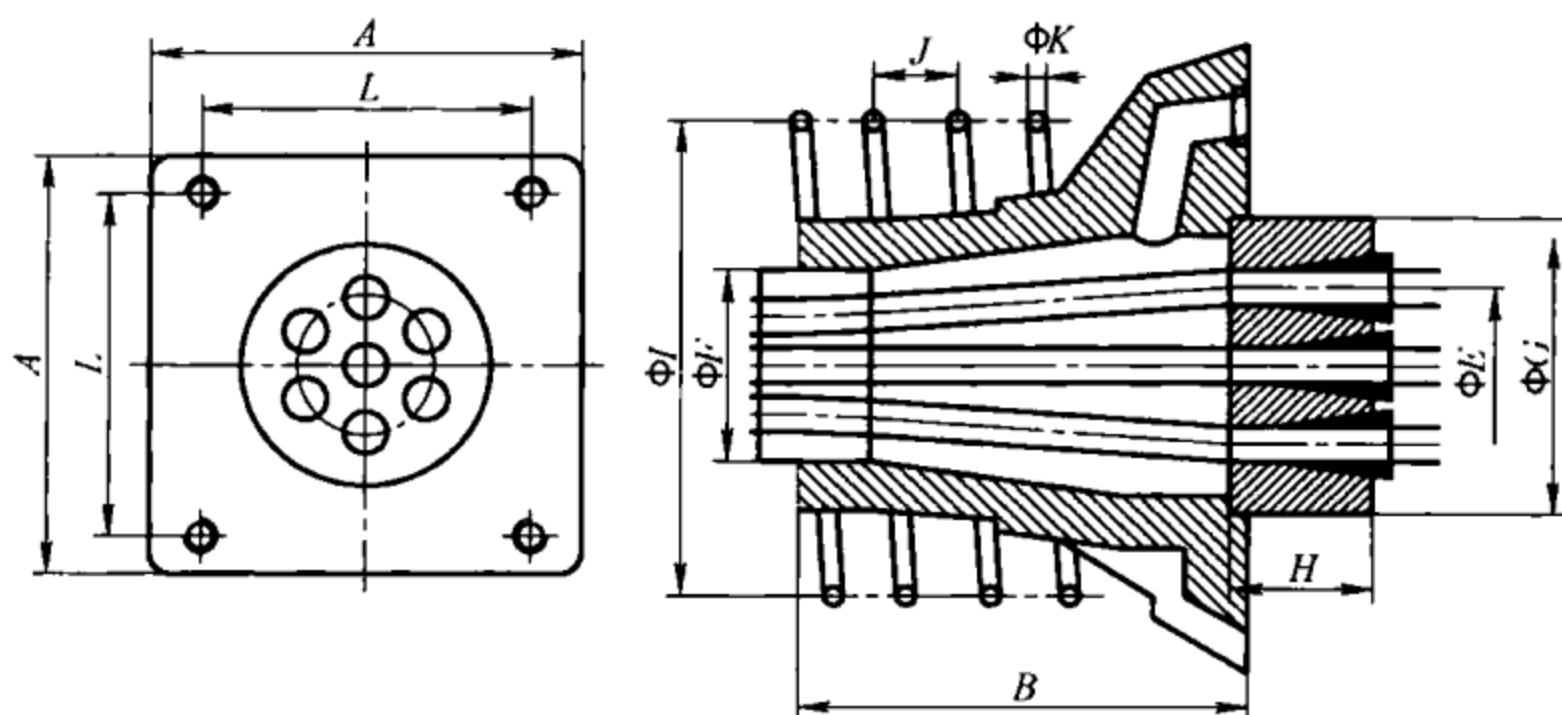


图 A-1 锚固系统各部位示意图

## 附录 B 预应力钢绞线基本性能

### 1×7 钢绞线尺寸及偏差

### 表 B-1

钢绞线结构	公称直径 (mm)	直径允许 偏差(mm)	钢绞线公称 截面积 (mm <sup>2</sup> )	理论质量 (kg/m)	中心钢丝直径 加大不小于 (%)
1×7 标准型	9.50	+0.30	54.8	0.432	2.0
	11.10	-0.15	74.2	0.580	
	12.70	+0.40 -0.20	98.7	0.774	
	15.20		139	1.101	
1×7 模拔型	12.70		112	0.890	
	15.20		165	1.295	

### 预应力钢绞线 ( $\phi^s$ ) 的力学性能

### 表 B-2

钢绞线 结构	钢绞 线公 称直 径 (mm)	强度 等级 (MPa)	整根钢绞 线的最大 负荷 (kN)	屈服负荷 (kN)	伸长率 (%)	1000h 松弛率,不大于(%)			
						I 级松弛		II 级松弛	
						初始负荷			
						70%公称 最大负荷	80%公称 最大负荷	70%公称 最大负荷	80%公称 最大负荷
1×7 标准型	9.50	1860	102	86.6	3.5	8.0	12	2.5	4.5
	11.10	1860	138	117					
	12.70	1860	184	156	3.5	8.0	12	2.5	4.5
	15.20	1720	239	203					
		1860	259	220					
1×7 模拔型	12.70	1860	209	178	3.5	8.0	12	2.5	4.5
	15.20	1820	300	255					

## 附录 C 预应力钢丝基本性能

### 钢丝尺寸及允许偏差

### 表 C-1

钢丝公称直径(mm)	直径允许偏差(mm)	横截面积(mm <sup>2</sup> )	理论质量(kg/m)
3.00	±0.04	7.07	0.058
4.00		12.57	0.099
5.00	±0.05	19.63	0.154
6.00		28.27	0.222
7.00	0.05	38.47	0.302
8.00		50.24	0.394
9.00		63.62	0.499

### 钢丝的力学性能

### 表 C-2

公称直径 (mm)	抗拉强度 $\sigma_b$ (MPa)	屈服强度 $\sigma_{0.2}$ (MPa)	伸长率 (%) $L=100$	弯曲次数		松弛率			
	不小于			次数 180°	弯曲 半径 (mm)	初始应力 相当于公称 抗拉强度的 百分数 (%)	1000h 应力 损失不 大于(%)		
							I 级松弛	II 级松弛	
4.00	1470	1250	4	3	10	60	4.5	1.0	
	1570	1330							
5.00	1670	1420		4	4	15	70	8.0	2.5
	1770	1500							
6.00	1570	1330		4	4	20	80	12.0	4.5
	1670	1420							
7.00	1470	1250		4	4	25	80	12.0	4.5
8.00									
9.00									

## 附录 D 预应力螺纹钢筋基本性能

**预应力螺纹钢筋的公称截面面积与理论重量 表 D-1**

公称直径 (mm)	公称截面面积 (mm <sup>2</sup> )	有效截面系数	理论截面面积 (mm <sup>2</sup> )	理论重量 (kg/m)
18	254.5	0.95	267.9	2.11
25	490.9	0.94	522.2	4.10
32	804.2	0.95	846.5	6.65
40	1256.6	0.95	1322.7	10.34
50	1963.5	0.95	2066.8	16.28

**预应力螺纹钢筋的力学性能 表 D-2**

级别	屈服强度 $R_{eL}$ (MPa)	抗裂强度 $R_m$ (MPa)	断后 伸长率 $A(\%)$	最大力下 总伸长率 $A_{gt}(\%)$	应力松弛性能	
	不小于			初始应力	1000h 后应力松弛率 $V_r(\%)$	
PSB785	785	980	7	3.5	$0.8R_{eL}$	$\leq 3$
PSB830	830	1030	6			
PSB930	930	1080	6			
PSB1080	1080	1230	6			

注：无明显屈服时，用规定非比例延伸强度 ( $R_{p0.2}$ ) 代替。

## 参 考 文 献

- [1] 张瀑, 鲁兆红. 现浇楼板体系预应力传递范围的实测及抗裂性能分析 [J]. 四川建筑科学研究, 1994 (1).
- [2] 张瀑, 鲁兆红. 成都银座大厦无粘结预应力混凝土楼板及深梁设计 [J]. 四川建筑科学研究, 1998 (3).
- [3] 鲁兆红, 张弛. 有粘结楼板的设计及测试 [J]. 工业建筑增刊, 2002 (11).
- [4] 张瀑, 鲁兆红. 成都海发商厦有粘结预应力扁梁设计特点与实施 [J]. 建筑技术, 1999 (12).
- [5] 张瀑, 鲁兆红. 预应力卸载技术在加固工程中应用 [J]. 工业建筑增刊, 2006 (11).
- [6] 张瀑, 鲁兆红, 邓典达. 四川发展大厦托梁拔柱卸载加载工程实测 [J]. 建筑结构增刊, 2007.
- [7] 杨华雄. 对《混凝土结构设计规范》的两个推导 [J]. 建筑科技情报, 2009 (2).
- [8] 毕琼, 廖荣权, 淡浩. 现浇预应力空心楼板的结构设计 [J]. 四川建筑, 2003, 23 (6).
- [9] 白生翔. 预加力与抗力的关系, 第十五届全国混凝土及预应力混凝土学术交流会文集 [C]. 2010.
- [10] 吴京, 孟少平. 预应力混凝土极限抗弯承载力计算的等效荷载法 [J]. 工业建筑, 1999, 29 (9).
- [11] 部分预应力在大跨度结构中的应用 [R]. 1996 四川省省科学技术三等奖.
- [12] 无粘结预应力混凝土结构的应用与综合技术研究 [R]. 1999 四川省省科学技术二等奖.
- [13] 建筑物加固改造中的卸载技术应用研究 [R]. 2007 四川省省科学技术三等奖.
- [14] 城市大开间住宅建筑的研究 [R]. 2005 年四川省省科学技术三等奖.
- [15] 屠月辉, 朱龙. 以预应力技术促进结构混凝土可持续发展 [J]. 金属制品, 2009, 135 (1).

- [16] 朱龙,董妍,江南,杜君燕. 预应力钢材回顾与展望 [J]. 施工技术, 2007, 36 (3).
- [17] 赵远清,胡正修. 无粘结预应力技术在消化池设计中的应用 [J]. 特种结构, 2002 (4).
- [18] 尚仁杰,吴转琴. 缓粘结预应力技术在大跨度混凝土井字梁中的应用 [J]. 工业建筑, 2008, 38 (11).
- [19] 程渝萍. 成都科技中心工程预应力技术的应用 [J]. 四川建筑, 1996 (4).
- [20] 薛伟辰. 现代预应力结构设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [21] 华东预应力混凝土技术中心. 后张预应力混凝土手册 [M]. 南京: 东南大学出版社, 1990.
- [22] 中国建筑科学研究院. 混凝土结构设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [23] 林同炎. 预应力混凝土结构设计 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 1983.
- [24] CEB 欧洲国际混凝土委员会 1990 CEB-FIP 模式规范 (混凝土结构). 中国建筑科学研究院结构所规范室译. 1991.
- [25] 郑文忠,王英. 预应力混凝土房屋结构设计统一方法与实例 [M]. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1998.
- [26] 陶学康. 后张预应力混凝土设计手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
- [27] 高承勇,张家华,张德锋,王绍义. 预应力混凝土设计技术与工程实例 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [28] 林太珍,饶斌,夏靖华,陈惠玲. 高效预应力混凝土工程实践 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993.
- [29] 徐金声,薛立红. 现代预应力混凝土楼盖结构 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [30] 杜拱辰. 现代预应力混凝土结构 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988.
- [31] 中国土木工程学会混凝土及预应力混凝土学会工程实践委员会. 预应力混凝土施工应用手册 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 1994.
- [32] 李晨光,刘航,段建华,黄芳玮. 体外预应力结构技术与工程应用

- [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [33] 吕志涛, 孟少平. 现代预应力设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [34] 中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范 GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [35] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范 GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [36] 中华人民共和国国家标准. 预应力混凝土用螺纹钢筋 GB/T 20065—2006 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2006.
- [37] 中国工程建设标准化协会标准. 整体预应力装配式板柱结构技术规程 CECS 52: 2010 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2011.
- [38] 中华人民共和国国家标准. 预应力筋用锚具、夹具和连接器 GB/T 14370—2007 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2008.
- [39] 中华人民共和国行业标准. 预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程 JGJ 85—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [40] 中华人民共和国国家标准. 预应力混凝土用钢丝 GB/T 5223—2002 (2008 版) [S]. 北京: 中国标准出版社, 2008.
- [41] 中华人民共和国国家标准. 预应力混凝土用钢绞线 GB/T 5224—2003 (2008 版) [S]. 北京: 中国标准出版社, 2008.
- [42] 中华人民共和国行业标准. 无粘结预应力混凝土结构技术规程 JGJ 92—2004 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [43] 中华人民共和国行业标准. 预应力混凝土结构抗震设计规程 JGJ 140—2004 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [44] 中国工程建设标准化协会标准. 预应力钢结构技术规程 CECS 212: 2006 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2006.
- [45] 中华人民共和国行业标准. 预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程 JGJ 224—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [46] 中国工程建设标准化协会标准. 建筑工程预应力施工规程 CECS 180: 2005 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2005.
- [47] 中华人民共和国国家标准. 预应力混凝土用钢棒 GB/T 5223.3—2005 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2005.
- [48] 中华人民共和国国家标准. 钢拉杆 GB/T 20934—2007 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2007.

- [49] 中华人民共和国行业标准. 无粘结预应力筋专用防腐润滑脂 JG 3007—1993 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993.
- [50] 中华人民共和国行业标准. 无粘结预应力钢绞线 JG 161—2004 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2004.
- [51] 中华人民共和国国家标准. 环氧涂层七丝预应力钢绞线 GB/T 21073—2007 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2008.
- [52] 中华人民共和国行业标准. 预应力混凝土用金属波纹管 JG 225—2007 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2008.
- [53] 上海市地方标准. 预应力混凝土结构设计规程 DGJ 08-69—2007 [S].

[ G e n e r a l I n f o r m a t i o n ]

书名 = 预应力混凝土框架结构实用设计方法

作者 = 张瀑编

页数 = 195

出版社 = 北京市：中国建筑工业出版社

出版日期 = 2012.01

SS号 = 12922159

DX号 = 000008240491

URL = <http://book.szdnnet.org.cn/bookDetail.jsp?dxNumber=000008240491&d=057334C7F2DBCFF4AF1C4349FD11D2A2>