上海市工程建设规范

预应力混凝土结构设计规程

Code for design of prestressed concrete structures

DGJ 08－69－2015
J 13156－2015

主编单位：同济大学
上海市建筑科学研究院(集团)有限公司
上海市勘察设计行业协会
批准单位：上海市城乡建设和管理委员会
施行日期：2016 年 6 月 1 日

同济大学出版社

2016　上海

图书在版编目(CIP)数据

预应力混凝土结构设计规程/同济大学,上海市建筑科学研究院(集团)有限公司,上海市勘察设计行业协会主编. --上海:同济大学出版社,2016.6

ISBN 978-7-5608-6330-6

Ⅰ. ①预… Ⅱ. ①同… ②上… ③上… Ⅲ. ①预应力混凝土结构—结构设计—教材 Ⅳ. ①TU378.04

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2016)第 113062 号

预应力混凝土结构设计规程

同济大学

上海市建筑科学研究院(集团)有限公司 主编

上海市勘察设计行业协会

策划编辑 张平官

责任编辑 朱 勇

责任校对 徐春莲

封面设计 陈益平

出版发行 同济大学出版社 www.tongjipress.com.cn

(地址:上海市四平路 1239 号 邮编:200092 电话:021—65985622)

经 销 全国各地新华书店

印 刷 浦江求真印务有限公司

开 本 889mm×1194mm 1/32

印 张 10.375

字 数 279000

版 次 2016 年 6 月第 1 版 2016 年 6 月第 1 次印刷

书 号 ISBN 978-7-5608-6330-6

定 价 85.00 元

本书若有印装质量问题,请向本社发行部调换 版权所有 侵权必究

上海市城乡建设和管理委员会文件

沪建标定[2016]19号

上海市城乡建设和管理委员会
关于批准《预应力混凝土结构设计规程》
为上海市工程建设规范的通知

各有关单位：

由同济大学、上海市建筑科学研究院(集团)有限公司、上海市勘察设计行业协会主编的《预应力混凝土结构设计规程》，经审核，并报住房和城乡建设部同意备案(备案号为J 13156－2015)，现批准为上海市工程建设规范，统一编号为DGJ 08－69－2015，自2016年6月1日起实施。其中第4.1.4条为强制性条文，原《预应力混凝土结构设计规程》(DGJ 08－69－2007)同时废止。

本规范由上海市住房和城乡建设管理委员会负责管理，同济大学负责解释。

特此通知。

上海市城乡建设和管理委员会

二〇一六年一月八日

前　言

根据上海市城乡建设和管理委员会《2013年上海市工程建设规范和标准设计编制计划》(沪建交[2012]1236号)要求,规程编制组经广泛调查研究,认真总结实践经验,在广泛征求意见的基础上,编制了本规程。

本规程的主要技术内容有:总则、术语和符号、材料、结构设计、预应力损失值计算、正常使用极限状态验算、承载能力极限状态计算、施工阶段验算、预应力混凝土结构抗震设计、超长结构的预应力设计、预应力混凝土叠合构件设计、预应力混凝土结构的主要构造规定、体外预应力混凝土结构设计、预应力型钢混凝土及预应力钢与混凝土组合结构设计、纤维增强复合材料预应力混凝土结构设计、缓粘结预应力混凝土结构设计、有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土结构设计,以及预应力筋的制作、张拉及压浆。

本规程修订的主要内容是:①更新了预应力筋的强度标准值和设计值;②增加了涂层预应力筋的材料特性;③增加了纤维增强复合材料筋的材料特性;④增加了拉梁设计的相关规定;⑤调整了钢筋的保护层厚度;⑥增加了预应力型钢混凝土及预应力钢与混凝土组合梁设计的相关规定;⑦增加了纤维增强复合材料预应力混凝土结构设计的相关规定;⑧增加了缓粘结预应力混凝土结构设计的相关规定;⑨增加了有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土梁设计的相关规定。

本规程中以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。执行过程中如有意见或建议,请反馈至同济大学预应力研究所(地址:上海市四平路1239号;邮编:200092;E-mail:xiong_

xueyu@tongji.edu.cn)，或上海市建筑建材业市场管理总站（地址：上海市小木桥路683号；邮编200032；E-mail：shgcjsgf@sina.com），以供今后修订时参考。

主 编 单 位：同济大学
上海市建筑科学研究院（集团）有限公司
上海市勘察设计行业协会

参 编 单 位：上海同吉建筑工程设计有限公司
华东建筑设计研究院有限公司
上海建筑设计研究院有限公司
上海建科预应力技术工程有限公司
上海市建设科技推广中心
上海市政工程设计研究总院（集团）有限公司
中铁上海设计院集团有限公司
上海建工（集团）总公司
上海核工程研究设计院
上海市隧道工程轨道交通设计研究院
中国建筑科学研究院上海分院
同济大学建筑设计研究院（集团）设计有限公司
上海天华建筑设计有限公司
上海市城市建设设计研究总院
上海东浩工程投资建设管理有限公司
中船第九设计研究院工程有限公司
上海市机电设计研究院有限公司
上海浦东建筑设计研究院有限公司
上海市地下空间设计研究总院有限公司
上海海诚工程科技股份有限公司
上海市土木工程学会

主要起草人员：熊学玉　张德锋　陈　磊　顾　炜　周建龙
李亚明　肖　丽　周质炎　刘建红　高振锋

李韶平　陈文艳　钱智勇　汪继恕　朱　伟
郑毅敏　李伟兴　陆元春　宁　风　黄　延
徐灵通　贾　明　孙　丰　董　震　耿耀明
周建民　何　平　沈土富　吴学淑　李　明
王理军

主要审查人员：黄鼎业　汪大绥　盛　磊　陈　飞　吴　杰
李　浩　朱杰江

上海市建筑建材业市场管理总站

2015 年 12 月

目　次

1　总　则 …… 1
2　术语和符号 …… 2
2.1　术　语 …… 2
2.2　符　号 …… 5
3　材　料 …… 11
3.1　混凝土及钢筋 …… 11
3.2　涂层预应力筋 …… 14
3.3　纤维增强复合材料筋 …… 15
3.4　预应力用锚具、夹具和连接器 …… 16
3.5　成孔材料 …… 17
4　结构设计 …… 20
4.1　一般规定 …… 20
4.2　结构内力分析 …… 23
4.3　耐久性 …… 24
4.4　板的计算 …… 26
4.5　梁的计算 …… 27
4.6　受拉钢筋面积的初选 …… 29
4.7　建筑结构设计 …… 30
4.8　桥梁结构设计 …… 32
4.9　特种结构设计 …… 32
5　预应力损失值计算 …… 36
5.1　一般规定 …… 36
5.2　预应力损失值计算 …… 37
6　正常使用极限状态验算 …… 46

6.1 一般规定 …… 46
6.2 预应力度验算 …… 46
6.3 应力验算 …… 48
6.4 变形验算 …… 54
6.5 裂缝控制验算 …… 59
7 承载能力极限状态计算 …… 68
7.1 一般规定 …… 68
7.2 正截面受弯构件承载力计算 …… 73
7.3 正截面受拉构件承载力计算 …… 78
7.4 正截面受压构件承载力计算 …… 79
7.5 斜截面承载力计算 …… 82
7.6 受冲切承载力计算 …… 88
7.7 局部受压承载力计算及锚固区设计 …… 91
7.8 疲劳验算 …… 97
8 施工阶段验算 …… 101
8.1 一般规定 …… 101
8.2 施工阶段验算 …… 101
9 预应力混凝土结构抗震设计 …… 104
9.1 一般规定 …… 104
9.2 预应力混凝土框架结构抗震设计 …… 107
9.3 预应力混凝土板柱-抗震墙结构抗震设计…… 113
9.4 预应力混凝土桥梁工程抗震设计 …… 118
9.5 圆形水池结构抗震设计 …… 120
10 超长结构的预应力设计 …… 124
10.1 一般规定 …… 124
10.2 超长结构设计要点 …… 125
10.3 超长结构线型布置方法 …… 129
10.4 超长结构施工缝设置要求 …… 130
10.5 超长结构构造措施及施工要求 …… 130

11　预应力混凝土叠合构件设计 …… 132
11.1　一般规定 …… 132
11.2　预应力叠合构件承载力计算 …… 133
11.3　预应力叠合构件正常使用极限状态验算 …… 135
11.4　预应力叠合构件构造要求 …… 137
12　预应力混凝土结构的主要构造规定 …… 138
12.1　一般规定 …… 138
12.2　先张法构件 …… 139
12.3　后张法构件 …… 140
12.4　无粘结预应力构件 …… 144
12.5　减少约束对预应力构件影响的措施 …… 148
12.6　预应力圆形水池结构的构造要求 …… 149
13　体外预应力混凝土结构设计 …… 152
13.1　一般规定 …… 152
13.2　体外预应力混凝土结构承载力计算 …… 153
13.3　体外预应力混凝土结构正常使用极限状态验算 … 154
13.4　体外预应力结构加固 …… 154
13.5　体外预应力混凝土结构体系与构造要求 …… 155
14　预应力型钢混凝土及预应力钢与混凝土组合结构设计
…… 157
14.1　一般规定 …… 157
14.2　承载能力极限状态计算 …… 159
14.3　裂缝宽度验算 …… 166
14.4　挠度验算 …… 169
15　纤维增强复合材料预应力混凝土结构设计 …… 172
15.1　一般规定 …… 172
15.2　预应力损失 …… 172
15.3　承载能力极限状态验算 …… 173
15.4　正常使用极限状态验算 …… 178

15.5 构造要求 …… 179
16 缓粘结预应力混凝土结构设计 …… 180
16.1 一般规定 …… 180
16.2 构造要求 …… 180
16.3 缓粘结预应力混凝土结构的施工 …… 181
17 有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土结构设计 …… 184
17.1 一般规定 …… 184
17.2 承载能力极限状态计算 …… 186
17.3 开裂弯矩计算 …… 191
17.4 裂缝控制验算 …… 193
17.5 挠度验算 …… 196
18 预应力筋的制作、张拉及压浆 …… 198
18.1 一般规定 …… 198
18.2 预应力筋的制作 …… 198
18.3 张 拉 …… 200
18.4 灌 浆 …… 204
18.5 封 锚 …… 206
附录A 城市道路及公路桥梁的作用效应组合及分项系数 …… 207
附录B 城市轨道交通及铁路桥梁的荷载效应组合 …… 208
附录C 预应力圆形水池的荷载效应组合 …… 209
附录D 预应力筋材料与设备选用表 …… 210
附录E 张拉阶段预应力损失测定方法 …… 211
本规程用词说明 …… 216
引用标准名录 …… 217
条文说明 …… 220

Contents

1 General provisions …… 1
2 Terms and symbols …… 2
2.1 Terms …… 2
2.2 Symbols …… 5
3 Materials …… 11
3.1 Concrete and steel reinforcement …… 11
3.2 Coated prestressing tendon …… 14
3.3 FRP prestressing tendon …… 15
3.4 Anchorage, grip and coupler for prestressing tendons …… 16
3.5 Pore canal and grouting material …… 17
4 Structural design …… 20
4.1 General requirements …… 20
4.2 Analysis on internal force …… 23
4.3 Durability …… 24
4.4 Calculation of slabs …… 26
4.5 Calculation of beams …… 27
4.6 Area of tensile reinforcement …… 29
4.7 Building structure design …… 30
4.8 Bridge structure design …… 32
4.9 Special structure design …… 32
5 Loss of prestress …… 36
5.1 General requirements …… 36
5.2 Calculation of the loss of prestress …… 37

6 Checking of serviceability limit states ····· 46
6.1 General requirements ····· 46
6.2 Checking of prestress degree ····· 46
6.3 Checking of stress ····· 48
6.4 Checking of deflection of flexural members ····· 54
6.5 Checking of cracks ····· 59
7 Ultimate limit states design ····· 68
7.1 General requirements ····· 68
7.2 Calculation of flexual capacity ····· 73
7.3 Calculation of tension capacity ····· 78
7.4 Calculation of compression capacity ····· 79
7.5 Calculation of shear capacity ····· 82
7.6 Calculation of punching shear capacity ····· 88
7.7 Calculation of local compression capacity and anchorage zone design ····· 91
7.8 Checking of fatigue ····· 97
8 Construction ····· 101
8.1 General requirements ····· 101
8.2 Checking of construction ····· 101
9 Seismic design of prestressed concrete structure ····· 104
9.1 General requirements ····· 104
9.2 Prestressed concrete frame structure ····· 107
9.3 Prestressed concrete slab column-shear wall structure ····· 113
9.4 Prestressed concrete bridge ····· 118
9.5 Circular pond structure ····· 120
10 Prestressing design of super long structure ····· 124
10.1 General requirements ····· 124
10.2 Super long structure design points ····· 125

10.3 Layout methods of prestressing tendons ····· 129
10.4 Requirements of construction joint ····· 130
10.5 Detailing requirements and construction requirements ····· 130
11 Design of prestressed concrete composite members ··· 132
11.1 General requirements ····· 132
11.2 Calculation of bearing capacity ····· 133
11.3 Checking of serviceability limit states ····· 135
11.4 Detailing requirements ····· 137
12 Main detailing requirements ····· 138
12.1 General requirements ····· 138
12.2 Pre-tensioned members ····· 139
12.3 Post-tensioned members ····· 140
12.4 Unbonded prestressed members ····· 144
12.5 Measures of reducing the influence of constraint ····· 148
12.6 Detailing requirements of circular pond structure ····· 149
13 Design of external prestressed reinforced concrete structure ····· 152
13.1 General requirements ····· 152
13.2 Ultimate limit states design ····· 153
13.3 Checking of serviceability limit states ····· 154
13.4 Strengthing with external prestressing ····· 154
13.5 Detailing requirements ····· 155
14 Design of prestressed steel reinforced concrete and steel-concrete composite structure ····· 157
14.1 General requirements ····· 157
14.2 Ultimate limit states design ····· 159

14.3 Checking of cracks ····· 166
14.4 Checking of deflection ····· 169
15 Design of FRP prestressed reinforced concrete structure ····· 172
15.1 General requirements ····· 172
15.2 Loss of prestress ····· 172
15.3 Ultimate limit states design ····· 173
15.4 Checking of serviceability limit states ····· 178
15.5 Detailing requirements ····· 179
16 Design of retard-bonded prestressed reinforced concrete structure ····· 180
16.1 General requirements ····· 180
16.2 Detailing requirements ····· 180
16.3 Construction ····· 181
17 Design of bonded and unbonded prestressed concrete structure ····· 184
17.1 General requirements ····· 184
17.2 Ultimate limit states design ····· 186
17.3 Calculation of cracking moment ····· 191
17.4 Checking of cracks ····· 193
17.5 Checking of deflection ····· 196
18 Manufacture, tension and grouting ····· 198
18.1 General requirements ····· 198
18.2 Manufacture of prestressing tendon ····· 198
18.3 Tension ····· 200
18.4 Grouting ····· 204
18.5 Anchor seal ····· 206
Appendix A Load effect combination and partial factors of urban road and highway bridge ····· 207

Appendix B Load effect combination of urban rail transit and railway bridge ····· 208
Appendix C Load effect combination of prestressed circular pond structure ····· 209
Appendix D Material and equipment list of prestressing tendon ····· 210
Appendix E Measurement of the loss of prestress in stretching process ····· 211
Explanation of wording in the standard ····· 216
List of quoted standards ····· 217
Explanation of provisions ····· 220

1 总 则

1.0.1 为在上海地区更好地发展预应力混凝土结构，达到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，特制订本规程。

1.0.2 本规程适用于以普通混凝土制作的预应力混凝土工业与民用房屋结构、桥梁结构（包括城市道路桥、公路桥和城市轨道交通桥梁）、特种结构（主要指给水排水圆形水池）的设计。本规程不适用于轻混凝土及其他特种预应力混凝土结构的设计。上海市地方铁路桥梁也可参照使用。

1.0.3 本规程是依据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 和《铁路工程结构可靠度设计统一标准》GB 50216 规定的原则制定的。主要术语、符号符合现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GB J132 的规定。

1.0.4 预应力混凝土结构的设计，除应符合本规程外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 混凝土结构 concrete structure

以混凝土为主制成的结构，包括素混凝土结构、钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构等。

2.1.2 钢筋混凝土结构 reinforced concrete structure

由配置受力的普通钢筋、钢筋网或钢筋骨架的混凝土结构。

2.1.3 预应力混凝土结构 prestressed concrete structure

由配置受力的预应力钢筋通过张拉或其他方法建立预加应力的混凝土结构。

2.1.4 先张法预应力混凝土结构 pretensioned prestressed concrete structure

在台座上张拉预应力钢筋后浇筑混凝土，并通过粘结力传递而建立预加应力的混凝土结构。

2.1.5 后张法预应力混凝土结构 post-tensioned prestressed concrete structure

在混凝土达到规定强度后，通过张拉预应力钢筋并在结构上锚固而建立预加应力的混凝土结构。

2.1.6 无粘结预应力筋 unbonded prestressing tendon

表面涂防腐油脂并包护套后，与周围混凝土不粘结，靠锚具传递压力给构件或结构的一种预应力筋。

2.1.7 无粘结预应力混凝土结构 unbonded prestressed concrete structure

在一个方向或两个方向配置主要受力无粘结预应力筋的预

应力混凝土结构。

2.1.8 体外预应力束 external prestressing tendon

布置在结构构件截面之外的预应力筋。通过与结构构件相连的锚固端块和转向块将预应力传递到结构上。

2.1.9 体外预应力结构 externally prestressed structure

由布置在混凝土构件截面之外的后张预应力筋产生预加应力的结构。

2.1.10 转向块 deviator

在腹板、翼缘或腹板翼缘交接处设置的混凝土或钢支承块。与构件整体浇筑或采用可靠连接，以控制体外束的几何形状或改变体外束方向，将预加力传至结构。

2.1.11 普通钢筋 ordinary steel bar

用于混凝土结构构件中的各种非预应力钢筋的总称。

2.1.12 预应力钢筋 prestressing tendon

用于混凝土结构构件中施加预应力的钢筋、钢丝、钢绞线和钢棒的总称。

2.1.13 有粘结预应力筋 bonded prestressing tendon

张拉后直接与混凝土粘结或通过灌浆使之与混凝土粘结的一种预应力筋。

2.1.14 环氧涂层钢绞线 epoxy-coated strand

热硬化性的环氧树脂、交联剂、颜料及其他物质组成的环氧涂层材料粉末，在工厂静电喷涂到清洁的、被加热的钢绞线上，在钢材表面熔合形成连续屏蔽涂层，具有较高防腐蚀性能。

2.1.15 锚具 anchorage

后张法预应力构件或结构中，为保持预应力筋的拉力并将压力传递到构件或结构上所采用的永久性锚固装置。

2.1.16 夹具 grip

先张法预应力构件施工时，为保持预应力筋的张拉力并将其固定在台座或钢模上所采用的临时性锚固装置。后张法预应力

构件或结构施工时，在张拉设备上夹持预应力筋所采用的临时性锚固装置。

2.1.17 连接器 coupler

连接预应力筋的装置。

2.1.18 锚固区 anchorage zone

从预应力构件端部锚具下的局部高应力扩散到正常压应力的区段。

2.1.19 应力松弛 stress relexation

预应力筋受到一定张拉力后，在长度保持不变的条件下，其应力随时间逐步降低的现象。当采用低松弛钢丝和钢绞线时，可显著减少应力松弛。

2.1.20 张拉控制应力 control stress for tensioning

预应力筋张拉时在张拉端所施加的应力值。可作为计算预应力损失的起点。

2.1.21 预应力损失 prestressing loss

预应力筋张拉过程中和张拉后，由于材料特性、结构状态和张拉工艺等因素引起的预应力筋应力降低的现象。预应力损失包括：摩擦损失、锚固损失、弹性压缩损失、热养护损失、预应力筋应力松弛损失和混凝土收缩徐变损失等。

2.1.22 有效预应力 effective prestress

预应力损失完成后，在预应力筋中保持的应力值。

2.1.23 预应力型钢混凝土结构 prestressed steel concrete structure

配置预应力筋并经过张拉建立预加应力的型钢混凝土结构。

2.1.24 预应力钢与混凝土组合结构 prestressed steel-concrete composite structure

配置预应力筋并经过张拉建立预加应力的钢与混凝土组合结构。

2.1.25 纤维增强复合材料预应力筋 fiber reinforced polymer tendon

由单向连续纤维拉挤成型并经树脂浸渍固化的纤维增强复合材料棒状制品。纤维增强复合材料指采用连续纤维或纤维织物为增强相，聚合物树脂为基本相，两相材料通过复合工艺组合而成的一种聚合物基复合材料，简称 FRP。

2.1.26 FRP 预应力混凝土结构 FRP prestressed concrete structure

以 FRP 预应力筋代替预应力钢筋并张拉建立预加应力的混凝土结构。

2.1.27 缓粘结预应力筋 retard-bonded tendon

用缓粘结专用粘合剂涂敷和高密度聚乙烯护套包裹的预应力筋。

2.1.28 缓粘结预应力混凝土结构 retard-bonded prestressed concrete structure

配置缓粘结预应力筋并经过张拉建立预加应力的混凝土结构。

2.1.29 有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土结构 bonded and unbonded prestressed concrete structure

同时配置有有粘结预应力筋和无粘结预应力筋的并张拉建立预加应力的混凝土结构。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

E_c——混凝土弹性模量；

E_c^f——混凝土疲劳变形模量；

E_s——钢筋弹性模量；

C20——表示立方体强度标准值为 20N/mm^2 的混凝土强度等级；

f'_{cu}——边长为 150mm 的施工阶段混凝土立方体抗压强度；

$f_{cu,k}$——边长为 150mm 的混凝土立方体抗压强度标准值；

f_{ck}、f_c——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{tk}、f_t——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；

f'_{ck}、f'_{tk}——施工阶段的混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度标准值；

f_{yk}、f_{ptk}——普通钢筋、预应力钢筋强度标准值；

f_y、f'_y——普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值；

f_{py}、f'_{py}——预应力钢筋的抗拉、抗压强度设计值。

2.2.2 作用、作用效应及承载力

N——轴向力设计值；

N_2——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次轴力；

N_k、N_q——按荷载效应的标准组合，准永久组合计算的轴向力值；

N_p——后张法构件预应力钢筋及普通钢筋的合力；

N_{p0}——混凝土法向预应力等于零时预应力钢筋及普通钢筋的合力；

N_{u0}——构件的截面轴心受压或轴心受拉承载力设计值；

N_{ux}、N_{uy}——轴向力作用于 x 轴、y 轴的偏心受压或偏心受拉承载力设计值；

M——弯矩设计值；

M_2——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次弯矩；

M_k、M_q——按荷载效应的标准组合、准永久组合计算的弯矩值；

M_u——构件的正截面受弯承载力设计值；

M_{cr}——受弯构件的正截面开裂弯矩值；

T——扭矩设计值；

V——剪力设计值；

V_2——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次剪力；

V_{cs}——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值；

F_l——局部荷载设计值或集中反力设计值；

σ_{ck}、σ_{cq}——荷载效应的标准组合、准永久组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；

σ_{pc}——由预加力产生的混凝土法向应力；

σ_{tp}、σ_{cp}——混凝土中的主拉应力、主压应力；

$\sigma^{f}_{c,max}$、$\sigma^{f}_{c,min}$——疲劳验算时受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最大应力、最小应力；

σ_s、σ_p——正截面承载力计算中纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力；

σ_{sk}——按荷载效应的标准组合计算的纵向受拉钢筋应力或等效应力；

σ_{con}——预应力钢筋张拉控制应力；

σ_{p0}——预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力；

σ_{pe}——预应力钢筋的有效预应力；

σ_{pu}——无粘结预应力筋和体外预应力筋的应力设计值；

σ_l、σ'_l——受拉区、受压区预应力钢筋在相应阶段的预应力损失值；

τ——混凝土的剪应力；

ω_{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。

2.2.3 几何参数

a、a'——纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离；

a_s、a'_s——纵向非预应力受拉钢筋合力点、纵向非预应力受压钢筋合力点至截面近边的距离；

a_p、a'_p——受拉区纵向预应力钢筋合力点、受压区纵向预应力钢筋合力点至截面近边的距离；

b——矩形截面宽度，T形、I形截面的腹板宽度；

b_f、b'_f——T形或I形截面受拉区、受压区的翼缘宽度；

d——钢筋直径或圆形截面的直径；

c——混凝土保护层厚度；

e、e'——轴向力作用点至纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点的距离；

e_0——轴向力对截面重心的偏心距；

e_a——附加偏心距；

e_i——初始偏心距；

h——截面高度；

h_0——截面有效高度；

h_p——纵向受拉预应力筋合力点至梁截面受压边缘的有效距离；

h_s——纵向受拉普通钢筋合力点至梁截面受压边缘的有效距离；

h_f、h'_f——T形或I形截面受拉区、受压区的翼缘高度；

i——截面的回转半径；

r_c——曲率半径；

l_a——纵向受拉钢筋的锚固长度；

l_0——梁板的计算跨度或柱的计算长度；

s——沿构件轴线方向上横向钢筋的间距，螺旋筋的间距或箍筋的间距；

x——混凝土受压区高度；

y_0、y_n——换算截面重心、净截面重心至所计算纤维的距离；

z——纵向受拉钢筋合力至混凝土受压区合力点之间的距离；

A——构件截面面积；

A_0——构件换算截面面积；

A_n——构件净截面面积；

A_s、A'_s——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

A_p、A'_p——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；

A_{svl}、A_{stl}——受剪、受扭计算中单肢箍筋的截面面积；

A_{stl}——受扭计算中取用的全部受扭纵向普通钢筋的截面面积；

A_{sv}、A_{sh}——同一截面内各肢竖向、水平箍筋或分布钢筋的全部截面面积；

A_{sb}、A_{pb}——同一弯起平面内非预应力、预应力弯起钢筋的截面面积；

A_l——混凝土局部受压面积；

A_{cor}——钢筋网、螺旋筋或箍筋内表面范围内的混凝土核心面积；

B——受弯构件的截面刚度；

W——截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

W_0——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

W_n——净截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

W_t——截面受扭塑性抵抗矩；

I——截面惯性矩；

I_0——换算截面惯性矩；

I_n——净截面惯性矩。

2.2.4 计算系数及其他

α_1——压区混凝土矩形应力图的应力值与混凝土轴心抗压强度设计值的比值；

α_E——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

β_c——混凝土强度影响系数；

β_1——矩形应力图受压区高度与中和轴高度（中和轴到受压区边缘的距离）的比值；

β_l——局部受压时的混凝土强度提高系数；

γ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数；

η——偏心受压构件考虑二阶弯矩影响的轴向力偏心距增大系数；

λ——计算截面的剪跨比；

μ——摩擦系数；

κ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数；

ρ——纵向受力钢筋的配筋率；

ρ_{sv}、ρ_{sh}——竖向箍筋，水平箍筋或竖向分布钢筋，水平分布钢筋的配筋率；

ρ_v——间接钢筋或箍筋的体积配筋率；

ϕ——轴心受压构件的稳定系数；

θ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数；

ψ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数。

3 材 料

3.1 混凝土及钢筋

3.1.1 预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于C30；当采用钢绞线、钢丝、预应力螺纹钢筋作为预应力钢筋时，混凝土强度等级不宜低于C40。

3.1.2 预应力混凝土结构中纵向受力普通钢筋宜采用HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500钢筋，也可采用HPB300、HRB335、HRBF335、RRB400钢筋；箍筋宜采用HRB400、HRBF400、HPB300、HRB500、HRBF500钢筋，也可采用HRB335、HRBF335钢筋。

3.1.3 预应力混凝土结构中预应力钢筋宜采用预应力钢绞线、钢丝，也可采用预应力螺纹钢筋。预应力钢筋选用应根据结构受力特点、环境条件和施工方法等确定。

在先张法预应力构件中，宜采用钢绞线和中强度钢丝。在后张法预应力构件或结构中宜采用高强度低松弛钢绞线。有特殊防腐蚀要求时，可选用镀锌钢丝、镀锌钢绞线或环氧涂层钢绞线。对无粘结预应力构件宜选用无粘结预应力钢绞线。对直线预应力短筋，宜采用预应力螺纹钢筋。在缓粘结预应力构件或结构中宜采用高强度低松弛钢绞线。

3.1.4 预应力筋的强度标准值应具有不小于95%的保证率。

预应力钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋的屈服强度标准值f_{pyk}、极限强度标准值f_{ptk}应按表3.1.4采用。

表 3.1.4　预应力筋强度标准值(N/mm²)

种类		符号	公称直径 d(mm)	屈服强度标准值 f_{pyk}	极限强度标准值 f_{ptk}
中强度预应力钢丝	光面螺旋肋	ϕ^{PM} ϕ^{HM}	5、7、9	620	800
				780	970
				980	1270
消除应力钢丝	光面螺旋肋	ϕ^{P} ϕ^{H}	5	—	1570
				—	1860
			7	—	1570
			9	—	1470
				—	1570
预应力螺纹钢筋	螺纹	ϕ^{T}	18、25、32、40、50	785	980
				930	1080
				1080	1230
钢绞线	1×3(三股)	ϕ^{S}	8.6、10.8 12.9	—	1570
				—	1860
				—	1960
	1×7(七股)		9.5、12.7、15.2、17.8	—	1720
				—	1860
				—	1960
			21.6	—	1770
				—	1860
	1×19(十九股)		21.8	—	1770
				—	1860
			28.6	—	1720
				—	1770

注：极限强度标准值为 1960N/mm² 的钢绞线作后张预应力配筋时，应有可靠的工程经验。

3.1.5 预应力筋的抗拉强度设计值 f_{py} 及抗压强度设计值 f'_{py} 应按表 3.1.5 采用。

表 3.1.5 预应力筋强度设计值(N/mm²)

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}
中强度预应力钢丝	800	510	410
	970	650	
	1270	810	
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	
钢绞线	1570	1110	390
	1720	1220	
	1770	1250	
	1860	1320	
	1960	1390	

注:当预应力钢绞线、钢丝的强度标准值不符合表 3.1.5 的规定时,其强度设计值应进行换算。

3.1.6 预应力钢筋弹性模量 E_s 应按表 3.1.6 采用。

表 3.1.6 预应力钢筋弹性模量(×10⁵ N/mm²)

种类	E_s
中强度预应力钢丝、消除应力钢丝	2.05
预应力螺纹钢筋	2.0
钢绞线	1.95

注:必要时可采用实测的弹性模量。

3.1.7 预应力钢筋的疲劳应力幅限值 Δf^{f}_{py} 应由钢筋疲劳应力比值 ρ^{f}_{p} 按表 3.1.7 采用。

预应力钢筋疲劳应力比值 ρ^{f}_{p} 应按下列公式计算：

$$\rho^{f}_{p}=\sigma^{f}_{p,min}/\sigma^{f}_{p,max} \tag{3.1.7}$$

式中：$\sigma^{f}_{p,min}$、$\sigma^{f}_{p,max}$——构件疲劳验算时，同一层预应力钢筋的最小应力、最大应力。

表 3.1.7 预应力筋疲劳应力幅限值(N/mm²)

疲劳应力比值 ρ^{f}_{p}	钢绞线 $f_{ptk}=1570$	消除应力钢丝 $f_{ptk}=1570$
0.7	144	240
0.8	118	168
0.9	70	88

注：1 当 $\rho^{f}_{p}\geqslant 0.9$ 时，可不作钢筋疲劳验算。

2 当有充分依据时，可对表中规定的疲劳应力幅限值作适当调整。

3.1.8 预应力筋在最大力下的总伸长率 δ_{gt} 不应小于 3.5%。

3.2 涂层预应力筋

3.2.1 预应力热镀锌钢绞线应符合下列要求：

1 热镀锌钢绞线适用于体外预应力结构，不应直接与混凝土、砂浆接触。

2 镀锌钢绞线及其性能应符合现行行业标准《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》YB/T 152 的有关规定。

3.2.2 填充型环氧涂层钢绞线及其性能应符合现行行业标准《环氧涂层预应力钢绞线》JG/T 387 的有关规定。

3.2.3 单丝涂覆环氧涂层预应力钢绞线及其性能应符合现行国家标准《单丝涂覆环氧涂层预应力钢绞线》GB/T 25823 的有关规定。

3.2.4 缓粘结预应力钢绞线应符合下列要求：

1 缓粘结预应力钢绞线及其性能应满足现行行业标准《缓粘结预应力钢绞线》JG/T 369 的有关规定。

2 缓凝胶粘剂应满足现行行业标准《缓粘结预应力钢绞线专用粘合剂》JG/T 370 的有关规定。

3.2.5 无粘结预应力筋及其性能应满足现行行业标准《无粘结预应力钢绞线》JG 161 的有关规定。

3.3 纤维增强复合材料筋

3.3.1 纤维增强复合材料混凝土构件应采用碳纤维增强复合材料筋或芳纶纤维增强复合材料筋，且其纤维体积含量不应小于60%。纤维增强复合材料筋所采用的纤维应符合国家现行有关产品标准的规定。

3.3.2 纤维增强复合材料预应力筋的截面面积应小于 $300mm^2$。

3.3.3 纤维增强复合材料预应力筋应符合以下规定：

1 纤维增强复合材料预应力筋的抗拉强度应按筋材的截面面积含树脂计算，其主要力学性能指标应满足表 3.3.3 的规定。

2 纤维增强复合材料预应力筋的抗拉强度标准值应具有99.87%的保证率，其弹性模量和最大力下的伸长率取平均值。

3 不应采用光圆表面的纤维增强复合材料筋。

表 3.3.3 纤维增强复合材料预应力筋的主要力学性能指标

类型	抗拉强度标准值 (N/mm^2)	弹性模量 ($\times 10^5 N/mm^2$)	伸长率 (%)
碳纤维增强复合材料筋	≥1800	≥1.40	≥1.5
芳纶纤维增强复合材料筋	≥1300	≥0.65	≥2.0

3.3.4 纤维增强复合材料筋抗拉强度设计值应按下列公式确定：

$$f_{fpd}=\frac{f_{fpk}}{1.4\gamma_e} \tag{3.3.4}$$

式中：f_{fpd}——纤维增强复合材料预应力筋抗拉强度设计值；

f_{fpk}——纤维增强复合材料预应力筋抗拉强度标准值；

γ_e——环境影响系数，应按表 3.3.4 取值。

表 3.3.4　纤维增强复合材料预应力筋的环境影响系数 γ_e

类型	室内环境	一般室外环境	海洋环境、腐蚀性环境、碱性环境
碳纤维增强复合材料	1.0	1.1	1.2
芳纶纤维增强复合材料	1.2	1.3	1.5

3.3.5　纤维增强复合材料预应力筋的持久强度设计值应按下列公式计算：

$$f_{fpc}=\frac{f_{fk}}{\gamma_e\gamma_{fc}} \tag{3.3.5}$$

式中：f_{fpc}——纤维增强复合材料预应力筋的持久强度设计值；

γ_{fc}——徐变断裂折减系数，碳纤维增强复合材料筋取1.4，芳纶纤维增强复合材料筋取 2.0。

3.4　预应力用锚具、夹具和连接器

3.4.1　预应力钢筋用锚具、夹具和连接器按锚固方式不同，可分为夹片式（单孔和多孔夹片锚具）、支承式（镦头锚具、螺母锚具等）、握裹式（挤压锚具、压花锚具等）等。常用锚夹具、张拉机具可按附录 D 选用。

3.4.2　预应力筋用锚具和连接器的性能除应符合本章要求外，尚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 和行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85、《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的规定。

3.4.3 预应力筋-锚具组装件的静载锚固性能，应由预应力筋-锚具组装件静载试验测定的锚具效率系数（η_a）和达到实测极限拉力时组装件受力长度的总应变（ε_{apu}）确定，尚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 的规定。

3.4.4 承受低应力或动荷载的夹片式锚具应具有防松性能。

3.4.5 当锚具使用环境温度低于－50℃时，锚具尚应符合低温锚固性能要求。

3.4.6 预应力筋用锚具应符合现行行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 规定的锚垫板传力性能要求。锚具效率系数上应符合现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的相关规定。

3.4.7 预应力纤维增强复合塑料筋可采用机械夹持式、粘结型和组合式锚具，并应保证组装件的破坏模式为锚具外纤维增强复合塑料筋拉断。

3.4.8 预应力纤维增强复合塑料筋应与其配套的锚具共同使用，尚应符合以下要求：

1 施工单位必须提供所采用的预应力纤维增强复合塑料筋与其锚具性能匹配的应用试验报告。

2 预应力纤维增强复合塑料筋与其他锚具配套使用时，应进行试验验证。

3.4.9 配套锚具的耐久性能和疲劳性能不应小于预应力纤维增强复合塑料筋的相应指标。

3.5 成孔材料

3.5.1 后张预应力构件预埋制孔用管材有金属波纹管（螺旋管）、钢管和塑料波纹管等。梁类等构件宜采用圆形金属波纹管，

板类构件宜采用扁形金属波纹管，施工周期较长时应选用镀锌金属波纹管。塑料波纹管宜用于曲率半径小的孔道及对密封要求高的孔道。预埋钢管宜用于竖向超长孔道。抽芯制孔用管材有钢管和夹布胶管。

3.5.2 金属波纹管的尺寸和性能应符合现行行业标准《预应力混凝土用金属螺旋管》JG/T 3013 的规定。金属波纹管的规格见表3.5.2-1和表 3.5.2-2。

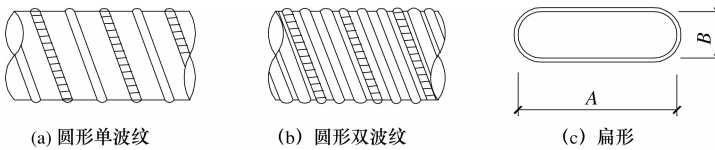


图 3.5.2 金属螺旋管(波纹管)规格

表 3.5.2-1 圆形金属波纹管规格(mm)

管内径		40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120
允许偏差		＋0.5													＋1.0			
钢带厚	标准型	0.25	0.30															
	增强型							0.40				0.50						

表 3.5.2-2 扁形金属波纹管规格(mm)

短轴	长度 B	19				22			
	允许偏差	＋0.5				＋1.0			
长轴	长度 A	47	60	73	86	52	67	82	98
	允许偏差	＋1.0				＋2.0			
钢带厚度		0.3							

注：1 当短边为圆弧时，其半径应为短轴方向之半。

2 短轴 19mm 用于 ϕ^s12.7 钢绞线，短轴 22mm 用于 ϕ^s15.2 和 ϕ^s15.7 钢绞线。

3.5.3 塑料波纹管的力学性能及适用温度应符合现行行业标准《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》JT/T 529 的要求。

3.5.4 灌浆材料应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 的规定。对孔道灌浆用水泥和外加剂用量较少的一般工程，当有可靠依据时，可不做材料性能的进场复验。

4 结构设计

4.1 一般规定

4.1.1 按本规程设计时，混凝土材料和施工的质量应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 及其他有关国家标准的要求；混凝土强度的检验评定应符合现行国家标准《混凝土强度检验评定标准》GBJ 107 及其他有关国家标准的要求。

4.1.2 荷载及其效应组合按下列规定采用：

1 建筑结构的荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定执行。

2 城市道路及公路桥梁的荷载应按现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 的规定执行；其荷载组合及分项系数按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 的规定执行，见附录 A。正常使用极限状态按短期效应(频遇)组合设计时，应采用频遇值作为可变作用的代表值；按长期效应(准永久)组合设计时，应采用准永久值作为可变作用的代表值。

3 铁路桥梁的荷载应按现行行业标准《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1 的规定执行；其荷载组合可参照附录 B。

4 城市轨道交通桥梁的荷载应按现行上海市工程建设规范《城市轨道交通设计规范》DGJ 08－109 和现行国家标准《地铁设计规范》GB 50157 的规定执行；其荷载组合见附录 B。

5 预应力圆形水池结构上的作用主要可分为永久作用和可变作用。两种作用的标准值及准永久值系数等按现行国家标准

《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB 50069 的规定执行。作用组合见附录 C。

4.1.3 建筑结构、公路桥梁、铁路桥梁及城市轨道交通桥梁、特种结构(给水排水工程圆形水池结构)的抗震设计应分别符合《建筑抗震设计规程》DGJ 08－9、《公路工程抗震设计规范》JTJ 004、《铁路工程抗震设计规范》GB 50111、《城市桥梁抗震设计规范》CJJ 166 及《室外给水排水和燃气热力工程抗震设计规范》GB 50032 的规定执行。

4.1.4 预应力混凝土结构构件应根据设计状况进行承载能力极限状态计算及正常使用极限状态验算,并应对施工阶段进行验算。

4.1.5 预应力混凝土结构的内力可采用弹性理论分析,分析时宜采用约束次内力法。承载力极限状态计算时,也可考虑塑性内力重分布分析方法。

4.1.6 复杂约束结构体系应考虑施加预应力对整体结构的影响。其中结构构件次内力的计算,应考虑时间效应、空间效应进行整体分析,并应进行主体结构施工全过程力学分析。当采用早期张拉施工时,还应考虑混凝土收缩徐变等因素对有效预应力的影响,确保其符合设计要求。

4.1.7 预应力混凝土结构设计应计入预应力作用效应;对超静定结构,相应的次弯矩、次剪力、次轴力及次扭矩等应参与组合计算。

对承载能力极限状态,当预应力作用效应对结构有利时,预应力作用分项系数 γ_p 应取 1.0,不利时 γ_p 应取 1.2;对正常使用极限状态,预应力作用分项系数 γ_p 应取 1.0。

对参与组合的预应力作用效应项,当预应力作用效应对承载力有利时,结构重要性系数 γ_0 应取 1.0;当预应力作用效应对承载力不利时,结构重要性系数 γ_0 在持久设计状况和短暂设计状况下,对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1,对安全等级为二

级的结构构件不应小于 1.0，对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9；对地震设计状况下应取 1.0。

4.1.8 预应力混凝土结构设计应分别按荷载效应的标准组合与准永久组合并考虑长期作用影响的效应对正常使用极限状态的结构构件进行验算，并应控制应力、变形、裂缝等计算值不超过相应的规定限值。荷载效应的标准组合与准永久组合应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定计算。

4.1.9 预应力圆形水池结构构件应按承载能力和正常使用极限状态进行设计。

1 按承载能力极限状态计算，除结构整体稳定验算外，其余均采用分项系数设计表达式。

2 按正常使用极限状态验算时，轴心受拉和小偏心受拉构件应按作用效应标准组合进行抗裂验算；受弯和大偏心受拉、大偏心受压构件应按作用效应准永久组合进行裂缝宽度验算。对需要控制变形的结构构件，应按作用效应准永久组合进行变形验算。

4.1.10 预应力圆形水池结构构件应采用后张法施工，主要采用千斤顶张拉（包括无粘结预应力）与绕丝张拉两种。

4.1.11 曲线形预应力筋确定偏心率时，应考虑预应力筋的重心与孔道中心之间的偏差（图 4.1.11），偏差大小按表 4.1.11 取值。

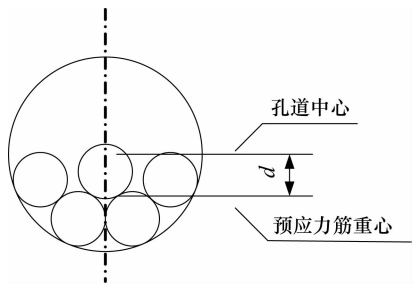


图 4.1.11 孔道中预应力筋的位置

表 4.1.11　预应力筋重心偏移量推荐值

孔道尺寸(mm)	预应力筋重心和孔道中心间的距离 d(mm)
45～60	12
65～80	17
85～100	20
100 以上	25

4.2　结构内力分析

4.2.1　对所设计的结构应按各种可能的最不利作用的组合进行总体分析。所采用的方法应能包括全部荷载作用,包括预加力作用、温度作用、收缩徐变作用、约束作用和基础不均匀沉陷作用以及由于荷载偏心所产生的扭转和横向均匀分布荷载等因素。

4.2.2　施工阶段及正常使用极限状态的各种校核,应将预加力作为荷载计算其效应。按承载能力极限状态计算(疲劳验算除外)时,应将预应力筋的强度限值作为结构抗力的一部分。

4.2.3　正常使用极限状态内力分析应符合下列规定:

1　在确定内力与变形时按弹性理论值分析。由预加力引起的内力和变形可采用约束次内力法计算。当采用等效荷载法计算时,次剪力宜根据结构构件各截面次弯矩分布按结构力学方法计算。次轴力宜按合适的结构力学方法计算。

2　构件截面或板单元宽度的几何特征可按毛截面(不计钢筋)计算。

4.2.4　承载能力极限状态内力分析应符合下列规定:

1　承载能力极限状态的内力与变形分析可采用弹性理论分析法。

2　承载能力极限状态的内力与变形也可按塑性理论分析,

其计算截面与按弹性理论分析时相同。

4.2.5 大跨度空间拱结构中预应力混凝土基础拉梁应作为受拉构件进行内力分析，拱和预应力张拉施工后的混凝土拉梁形成自平衡体系，预应力混凝土拉梁用以平衡恒荷载与活荷载基本组合作用下拱对基础产生的水平推力。

4.2.6 置于地下的预应力混凝土基础拉梁，内力分析时需考虑构件土体摩擦的影响，视混凝土与土体之间的摩擦力为外力，进行内力分析。若基础拉梁位于土体表层深度较浅处，或周围覆盖细砂、油毛毡等减阻材料时，可不考虑土体摩擦的影响。

4.3 耐久性

4.3.1 预应力混凝土结构的耐久性应根据表 4.3.1 的环境类别和设计使用年限进行设计。

表 4.3.1 预应力混凝土结构的环境类别

环境类别		条件
一		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；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
	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；严寒和寒冷地区冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
三	*a*	受除冰盐影响环境；严寒和寒冷地区冬季水位变动的环境；海风环境
	b	盐渍土环境；受除冰盐作用环境；海岸环境
四		海水环境
五		受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

注：严寒和寒冷地区的划分应符合现行国家标准《民用建筑热工设计规范》GB 50176 的规定。

4.3.2 一类、二类和三类环境中，设计使用年限为50年的预应力结构混凝土应符合表4.3.2的规定。

表4.3.2 预应力结构混凝土耐久性的基本要求

环境等级	最大水胶比	最低强度等级	最大氯离子含量（%）	最大含碱量（kg/m^3）
一	0.60	C30	0.06	不限制
二a	0.55	C35		3.0
二b	0.50(0.55)	C40(C35)		
三a	0.45(0.50)	C45(C40)		
三b	0.40	C50		

注：1 氯离子含量系指其占水泥用量的百分率。

2 混凝土中的最大氯离子含量为0.06%；圆形水池的水灰比不宜大于0.45。

3 当混凝土中加入活性掺合料或能提高耐久性的外加剂时，可适当降低最小水泥用量。

4 当有可靠工程经验时，处于二类环境中的最低混凝土强度等级可降低一个等级。

5 当使用非碱活性骨料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

6 对临时性预应力混凝土结构，可不考虑混凝土的耐久性要求。

4.3.3 耐久性设计使用年限100年的预应力混凝土结构，应按相应环境及用途将环境等级提高一级进行设计。

4.3.4 预应力筋可根据工程的具体情况采取表面防护、管道灌浆、加大混凝土保护层厚度等措施；预应力筋外露锚固端应采取封锚和混凝土表面处理等有效措施；必要时，可采用可更换的预应力体系。

4.3.5 有抗渗要求的预应力混凝土结构，混凝土的抗渗等级应符合有关标准的要求。

4.3.6 预应力圆形水池混凝土的密实性应满足抗渗要求，可不作其他抗渗处理。混凝土的抗渗等级应通过试验确定，并应符合表4.3.6的要求。

表 4.3.6　混凝土的抗渗等级(S_i)的选用

最大水头与混凝土厚度的比值(i_w)	抗渗等级(S_i)
<10	S4
10～30	S6
>30	≥S8

注：最大水头与混凝土厚度的比值 i_w 高于 30 较多时，抗渗等级应适当提高。

4.3.7　三类环境中的结构构件，其受力钢筋宜采用环氧树脂涂层带肋钢筋；对预应力钢筋、锚具及连接器，应采取专门防护措施。

4.3.8　四类和五类环境中的预应力混凝土结构，其耐久性要求应符合有关标准的规定。

4.4　板的计算

4.4.1　四边支承的板，当支承的长边与短边之比等于或大于 3 时，可按以短边为跨度的单向板计算，若该比值小于 3 时，则按双向板计算。

4.4.2　板的计算跨度一般为两支承中心间的距离，但位于梁肋间的板，其计算跨度应符合下列规定：

1　计算弯矩时，$l=l_0+t$，但不大于 l_0+b。

2　计算剪力时，$l=l_0$。

式中：l——板的计算跨度；

l_0——净跨度；

t——板的厚度；

b——梁肋宽度。

4.4.3　当分期浇筑水泥混凝土铺装层（叠加层）时，在保证其与板有良好结合且能共同受力的条件下，板的计算厚度可计入扣除磨耗层（不小于 20mm）后的铺装层厚度。

4.4.4　计算带承托的中间肋上板时，沿肋中心处板的截面高度

采用(图 4.4.4)：

$$h_0 = h_f' - s \cdot \tan\alpha \qquad (4.4.4)$$

且 $h_0 \leqslant h_f' + \frac{1}{3}s$

式中：h_f'——不计承托时板的截面高度；

s——自承托的起点至肋中心线的距离；

α——承托下缘与水平线的夹角。

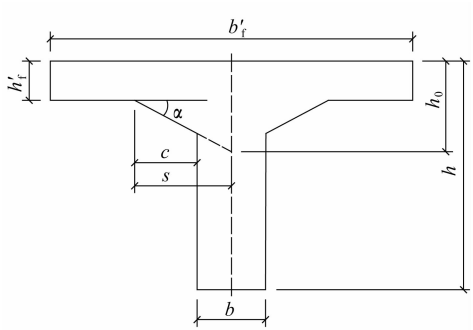


图 4.4.4　T 形截面计算简图

4.5　梁的计算

4.5.1　梁的计算跨度应符合下列规定：

1　简支梁的计算跨度应取下列两种情况的较小者：

1）支座或其他支承的中心之间的距离；

2）支承间的净距加上梁的有效高度。

2　连续梁的计算跨度取支承中心间的距离。但对支承于宽柱上的情况应考虑柱子宽度的影响。

3　悬臂梁的计算跨度应取为它离开支承面的净距加上支承面处梁高度的一半。但当其为连续梁的延伸部分时，则悬臂梁的

有效长度应当取到支承中心的距离。

4.5.2 按弹性理论分析时，可计入预加力引起的次内力，并应考虑混凝土徐变的影响。

4.5.3 施工过程中发生体系转换，则应考虑由于混凝土徐变而产生的内力分配。

4.5.4 计算连续梁或连续框架中间支承处的负弯矩（当支座设置在腹板范围内）可按图 4.5.4 所示，用公式(4.5.4-1)考虑支承宽度和梁高对负弯矩的折减。

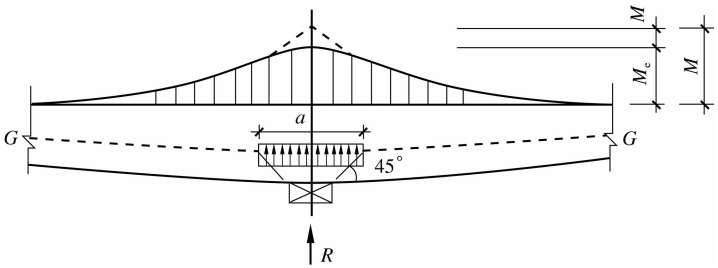


图 4.5.4 中间支承处负弯矩折减计算图

$$M_e = M - M' \tag{4.5.4-1}$$

式中：M_e——折减后的支点计算负弯矩；

M——由计算荷载产生的支点负弯矩（按理论支承计算）；

M'——折减弯矩：

$$M' = \frac{1}{8} g a^2 \tag{4.5.4-2}$$

g——梁的支承力 R 在支承两侧向上按 45°分布于中心轴 G-G 水平处的荷载：

$$g = R/a \tag{4.5.4-3}$$

a——在支承两侧按 45°向上扩散交于中心轴 G-G 的长度。

按公式(4.5.4-1)计算结果，M_e/M 不得小于 0.9。

4.5.5 对允许出现裂缝的连续梁和连续框架弹性解的支点力矩可进行调幅处理，调幅后的支点力矩不宜小于调幅前支点力矩的

90%。调幅及按第4.5.4条考虑支承宽度双重折减后的支点力矩不得小于折减前支点力矩的85%。对于房屋和一般构筑物的后张有粘结预应力混凝土连续梁和框架梁，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的相关规定进行调幅。

4.6 受拉钢筋面积的初选

4.6.1 有效预应力的估算应符合下列规定：

1 有效预应力系数 ζ_{y1} 应按下式计算：

$$\zeta_{y1}=\frac{\sigma_{pe}}{f_{ptk}} \tag{4.6.1}$$

式中：σ_{pe}——有效预应力。

2 有效预应力系数可按表4.6.1估算。

表4.6.1 有效预应力系数

施工方法	钢丝、钢绞线、预应力螺纹钢筋	冷拉粗钢筋
先张法	0.46～0.54	0.60～0.65
后张法及无粘结筋	0.50～0.58	0.55～0.60

注：1 本表适用于钢丝、钢绞线及预应力螺纹钢筋锚下控制应力 $\sigma_{con}=(0.70\sim0.75)f_{ptk}$ 及冷拉粗钢筋控制应力 $\sigma_{con}=(0.85\sim0.90)f_{ptk}$ 的情况，采用超张拉时，可酌量提高。

2 后张法预应力筋管道较长，弯转角较大时，取值应接近下限。

3 采用低松弛高强度钢丝、钢绞线时，取值可接近上限。

4.6.2 按裂缝控制确定预应力筋面积时，预应力混凝土可按均质未开裂混凝土计算。在设计荷载和预应力共同作用下，按最大受拉纤维混凝土拉应力（或名义拉应力）的限值确定预加力。然后根据有效预应力算出所需的预应力筋面积。

4.6.3 按荷载平衡法设计，预加力作用可用等效荷载代替。选定被平衡的荷载值即可确定所需的预加力及预应力筋面积。

4.6.4 当按裂缝控制选定的预应力筋面积不满足承载力极限状态计算时，其不足部分可由非预应力筋承担（也可增加预应力筋），据此求得非预应力筋的面积。

4.6.5 梁或板中受拉钢筋（包括预应力与非预应力筋）的面积应不小于 bh_0 的 0.2%。

其中 b——截面的宽度或平均宽度，对箱形、T 形或 L 形截面，b 应取作上翼缘以下（或下翼缘以上）的混凝土平均宽度；

h_0——截面受压边缘至受拉钢筋的有效高度。

无粘结预应力混凝土受弯构件受拉区非预应力纵向受力钢筋的配置尚应符合本规程第 12.4 节的规定。

4.7 建筑结构设计

4.7.1 预应力混凝土板的厚度及梁的截面高度选择宜符合下列规定。

1 预应力板的厚度宜符合表 4.7.1-1 的规定。

表 4.7.1-1 预应力板的厚度与跨度的比值（h/l）

项次	板的支承情况	板的种类				
		单向板	双向板	悬挑板	无梁楼盖	
					有柱帽或托板	无柱帽
1	简支	1/40～1/35	1/45	—	1/50～1/45	1/40～1/35
2	连续	1/45～1/40	1/50	1/10		

注：1 l 为板的短边计算跨度；无梁楼盖中 l 为板的长边计算跨度。

2 双向板指板的长边与短边之比小于 3 的情况。

3 荷载较大时，板厚应适当增加。

4 考虑预应力筋的布置及效应，板厚不宜小于 150mm。

2 预应力梁的截面高度宜符合表 4.7.1-2 的规定。

表 4.7.1-2　预应力梁的截面高度与跨度的比值(h/l)

分　类	梁截面高跨比
简支梁	1/15～1/20
连续梁	1/20～1/25
单向密肋梁	1/20～1/25
双向井字梁	1/20～1/25
三向井字梁	1/25～1/30
悬挑梁	1/8～1/10
框架梁	1/15～1/20
简支扁梁	1/15～1/25
连续扁梁	1/20～1/30
框架扁梁	1/18～1/30

注：1　表中 l 为短跨计算跨度。

2　双向密肋梁的截面高度可适当减小。

3　梁的荷载较大时，截面高度取较大值，预应力度较大时，可以取较小值。

4　有特殊要求的梁，截面高度尚可较表列数值减小，但应验算刚度，并采取增强刚度的措施，如增加梁宽、增设受压钢筋等。

4.7.2　预应力混凝土结构可实现的跨度及经济跨度与采用的截面形式、支座条件及荷载等因素有关，并与预应力度有关。房屋建筑结构中预应力混凝土结构可实现的跨度及经济跨度如表4.7.2所示。

表 4.7.2　房屋建筑结构中预应力混凝土结构可实现的跨度及经济跨度

构件类型	可实现的跨度(m)	经济跨度(m)
梁	15～40	15～25
板	6～12	7～10

4.8 桥梁结构设计

4.8.1 梁高可按下列高跨比选定：

1 公路与城市道路、城市轨道交通后张预应力混凝土简支梁的梁高可取跨度的1/20～1/15，先张法空心板梁的梁高可取跨度的1/25～1/20。变截面连续箱梁的主梁高度，支点截面可取跨度的1/25～1/16，跨中截面可取跨度的1/50～1/40。采用悬臂浇筑法施工的连续梁桥梁，支点截面梁高可取跨度的1/20～1/18。

2 铁路预应力混凝土简支梁的梁高通常取跨度的1/13～1/9。

4.8.2 连续通过三个或三个以上梁肋的行车道板，其支点负弯矩和跨中正弯矩可按下列简化方法确定：

1 当板厚与肋高之比大于或等于1/4时，支点弯矩取$-0.7M_0$，跨中弯矩取$0.7M_0$。

2 当板厚与肋高之比小于1/4时，支点弯矩取$-0.7M_0$，跨中弯矩取$0.5M_0$。

3 此处M_0为把板当作简支板时，由使用荷载引起的跨中最大弯矩。

4.8.3 箱形主梁的横截面，可作为支承在主梁腹板中心线下缘的箱形刚架进行分析。

4.9 特种结构设计

4.9.1 预应力圆形水池结构上的永久作用、可变作用、作用代表值、标准值及准永久系数等均按现行国家标准《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB 50069及协会标准《给水排水工程钢筋混凝土水池结构设计规程》CECS 138的规定选用。

4.9.2 预应力圆形水池顶、底板(除组合壳体外)应按轴对称荷载作用下,弹性薄板的小挠度理论进行弹性地基上的圆板、周边支承的圆板、多支柱支承的圆板以及圆环板内力计算。

4.9.3 预应力圆形水池结构构件应按施工、试水和使用阶段等不同工况进行承载能力极限状态和正常使用极限状态设计。

4.9.4 预应力圆形水池可分为有盖、敞口两种。有盖圆形水池顶板、底板其圆板一般可分为多支柱支承的圆形无梁楼盖、圆锥壳和球壳。

4.9.5 预应力圆形水池的顶板、底板、池壁均可施加预应力。预应力筋可采用有粘结、无粘结预应力钢绞线、钢丝或预应力螺纹钢筋,池壁也可采用外绕无粘结筋、预应力钢丝或预应力螺纹钢筋。

4.9.6 预应力圆形水池池壁结构的支承,可按下列规定确定:

1 敞口水池池壁的顶端按自由端。

2 有顶板水池池壁与顶板的连接可按下列情况确定:

1) 预制顶板简支搁置于池壁顶端,无任何连接措施时,池壁顶端为自由端;

2) 预制顶板与池壁顶端设有抗剪和抗拉连接钢筋时,池壁顶端可按铰接支承;

3) 顶板与池壁为整体浇筑,并配置连续钢筋时,池壁顶端可按弹性固定支承,如仅配置抗剪钢筋,池壁顶端仍按铰接支承;

4) 水池池壁顶端设置环梁,池壁与底板整体连接时,可按弹性固定支承;池壁底端与底板连接(或独立环形基础)采用环形杯口连接时,可按铰接支承;池壁底端与独立环形基础整体连接时,可按固定支承;

5) 池壁为组合壳体时,壳体间连接应视为弹性固定;

6) 池壁与底板整体连接时,可视为弹性固定;池壁底端与底板(或独立环形基础)采用环形杯口连接时,该节点可

视为铰支承；池壁底端与独立环形基础整体连接时，池壁底端可视为固定支承。

4.9.7 池壁计算长度，可按下列规定确定：

1 池壁的计算半径为圆心至池壁中线的距离。

2 池壁的计算高度，应根据节点构造和结构计算简图，可按下列情况确定：

1）池壁与顶、底板整体连接。池壁上下端可按弹性固定，池壁计算高度为顶、底板截面中线距离；

2）池壁与底板整体连接，顶板简支于池壁顶部，池壁与底板为弹性固定时，池壁计算高度可按池壁净高加底板厚度的一半；池壁下端固定、上端自由时，池壁计算高度可按池壁净高；

3）圆柱壳池壁分别与圆锥壳、球壳和环梁等两个及两个以上基本结构所组成的组合壳体圆形水池，壳体间连接可按弹性固定，各壳体内力应按壳体的薄膜内力和边缘约束引起的内力叠加计算。壳体的边缘约束力，应根据组合壳体的节点变形协调条件计算。

4.9.8 水池池壁为圆柱壳，在侧向荷载作用下的受力条件，可按表 4.9.8 确定。

表 4.9.8 圆柱壳池壁在侧向荷载作用下的受力条件

H/S	圆柱壳内力计算
$H/S\leqslant 1$	按竖向单向计算
$1<H/S\leqslant 15$	按壳体计算环向和竖向内力
$H/S>15$	当顶端为自由端时，$H/S>15$ 部分的上部圆柱，按无约束的自由圆柱壳计算薄膜内力，其余部分按壳体计算环向和竖向内力

注：表中 H 为圆柱壳池壁的高度，S 为圆柱壳弹性特性系数，即 $S=0.76\sqrt{Rh}$，R 为圆柱壳计算半径，h 为池壁厚度。

4.9.9 水池池壁与底板采用杯口连接，池壁的弯矩和环向力可按下列情况计算：

1 池壁环向力可按池壁底端为自由边界计算，池壁竖向弯矩宜按底端为铰接时计算弯矩的50%～70%采用。

2 水池试水阶段，池壁的环向力和池壁中部以上竖向弯矩，可按池壁底端为铰接计算，池壁底部竖向弯矩，宜按池壁底端为固定端时计算弯矩的50%采用。池壁底部的环向力设计值，不宜低于最大环向力设计值的50%～70%。

5 预应力损失值计算

5.1 一般规定

5.1.1 预应力钢筋中的预应力损失值按表 5.1.1 的规定计算。

表 5.1.1 预应力损失值(N/mm²)

引起损失的因素		符号	先张法构件	后张法构件
张拉端锚具变形和钢筋内缩		σ_{l1}	按本规程第 5.2.1 条的规定计算	按本规程第 5.2.1 条和第 5.2.2 条的规定计算
预应力钢筋的摩擦	与孔道壁之间的摩擦	σ_{l2}	—	按本规程第 5.2.3 条的规定计算
	张拉端锚口损失		按实测值和厂家提供的数据计算	
	在转向块处的摩擦		按本规程第 5.2.3 条的规定计算	
混凝土加热养护时,受张拉的钢筋与承受拉力的设备之间的温差		σ_{l3}	$2\Delta_t$	—
预应力钢筋的应力松弛		σ_{l4}	按本规程第 5.2.4 条的规定计算	
混凝土的收缩和徐变		σ_{l5}	按本规程第 5.2.5 条的规定计算	
用螺旋式预应力钢筋作配筋的环形构件,当直径 $d\leqslant 3$m 时,由于混凝土的局部挤压		σ_{l6}	—	30

注:预应力圆形水池混凝土局部压陷引起的环向预应力损失 σ_{l6} 可按下式计算:

$$\sigma_{l6}=E_s\frac{\Delta D}{D} \tag{5.1.1}$$

式中:D——水池平均直径(mm);

ΔD——池壁混凝土的径向局部压陷,一般取 0.2mm。

5.1.2 当计算求得的预应力总损失值小于下列数值时,应按下

列数值取用：

先张法构件　100N/mm^2；

后张法构件　80N/mm^2。

5.1.3　预应力构件在各阶段的预应力损失值宜按表 5.1.3 的规定进行组合。

表 5.1.3　各阶段预应力损失值的组合

预应力损失值的组合	先张法构件	后张法构件
混凝土预压前(第一批)损失 σ_l^{I}	$\sigma_{l1}+\sigma_{l2}+\sigma_{l3}+\sigma_{l4}$	$\sigma_{l1}+\sigma_{l2}$
混凝土预压后(第二批)损失 σ_l^{II}	σ_{l5}	$\sigma_{l4}+\sigma_{l5}+\sigma_{l6}$

注：1　先张法构件由于钢筋应力松弛引起的损失值在第一批和第二批损失中所占的比例，如需区分，可根据实际情况确定。

2　预应力圆形水池混凝土预压后的预应力损失值组合，应加上按下式计算的环向预应力筋的分批张拉引起的平均预应力损失值 σ_{l7}。

$$\sigma_{l7}=0.5\alpha_{\text{E}}\rho_{\text{p}}\sigma_{\text{con}} \tag{5.1.3}$$

式中：ρ_{p}——环向预应力筋的配筋率；

α_{E}——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值。

5.2　预应力损失值计算

5.2.1　预应力直线钢筋由于锚具变形和预应力钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{l1}=\frac{a}{l}E_{\text{s}} \tag{5.2.1}$$

式中：a——张拉端锚具变形和钢筋内缩值(mm)，可按表 5.2.1 采用；

l——张拉端至锚固端之间的距离(mm)。

表 5.2.1　锚具变形和钢筋内缩值 a(mm)

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:表中的锚具变形和钢筋内缩值也可根据实测数据确定;其他类型的锚具变形和钢筋内缩值应根据实测数据确定。

块体拼成的结构,其预应力损失尚应计及块体间填缝的预压变形。当采用混凝土或砂浆为填缝材料时,每条填缝的预压变形值可取为 1mm。

5.2.2　后张法构件预应力曲线钢筋或折线钢筋由于锚具变形和预应力钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1},应根据预应力曲线钢筋或折线钢筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力钢筋变形值等于锚具变形和钢筋内缩值的条件确定,反向摩擦系数可按本规程表 5.2.3-1 中的数值采用。

1　抛物线形预应力钢筋可近似按圆弧形曲线预应力钢筋考虑。当其对应的圆心角 $\theta \leqslant 30°$ 时(图 5.2.2-1),由于锚具变形和钢筋内缩,在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

$$\sigma_{l1}=2\sigma_{con}l_f\left(\frac{\mu}{r_c}+\kappa\right)\left(1-\frac{x}{l_f}\right) \qquad (5.2.2\text{-}1)$$

反向摩擦影响长度 l_f(m)可按下列公式计算:

$$l_f=\sqrt{\frac{aE_s}{1000\sigma_{con}(\mu/r_c+\kappa)}} \qquad (5.2.2\text{-}2)$$

式中:r_c——圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径(m);

x——张拉端至计算截面的距离(m);

a——张拉端锚具变形和钢筋内缩值(mm),按表 5.2.1 采用;

E_s——预应力钢筋弹性模量。

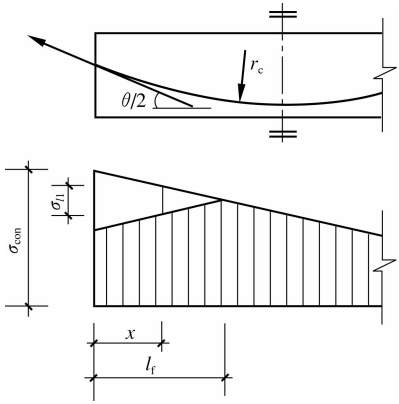


图 5.2.2-1　圆弧形曲线预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

2　端部为直线(直线长度为 l_0),而后由两条圆弧形曲线(圆弧对应的圆心角 $\theta \leqslant 30°$)组成的预应力钢筋(图 5.2.2-2),由于锚具变形和钢筋内缩,在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

当 $x \leqslant l_0$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - l_0) + 2i_2(l_f - l_1) \tag{5.2.2-3}$$

当 $l_0 < x \leqslant l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2i_2(l_f - l_1) \tag{5.2.2-4}$$

当 $l_1 < x \leqslant l_f$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \tag{5.2.2-5}$$

反向摩擦影响长度 l_f(m)可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1^2 - l_0^2)}{i_2} + l_1^2} \tag{5.2.2-6}$$

$$i_1 = \sigma_a(k + \mu/r_{c1}) \tag{5.2.2-7}$$

$$i_2 = \sigma_b(k + \mu/r_{c2}) \tag{5.2.2-8}$$

式中：l_1——预应力钢筋张拉端起点至反弯点的水平投影长度；

i_1、i_2——第一、二段圆弧形曲线预应力钢筋中应力近似直线变化的斜率；

r_{c1}、r_{c2}——第一、二段圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径；

σ_a、σ_b——预应力钢筋在 a、b 点的应力。

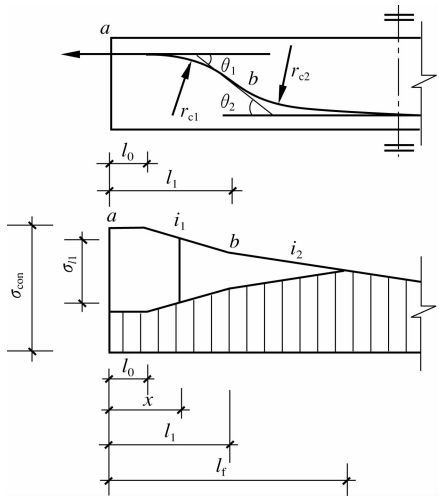


图 5.2.2-2　两条圆弧形曲线组成的预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

3　当折线形预应力钢筋的锚固损失消失于折点 c 之外时(图 5.2.2-3)，由于锚具变形和钢筋内缩，在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算：

当 $x \leqslant l_0$ 时

$$\sigma_{l1}=2\sigma_1+2i_1(l_1-l_0)+2\sigma_2+2i_2(l_f-l_1) \quad (5.2.2\text{-}9)$$

当 $l_0<x\leqslant l_1$ 时

$$\sigma_{l1}=2i_1(l_1-x)+2\sigma_2+2i_2(l_f-l_1) \quad (5.2.2\text{-}10)$$

当 $l_1<x\leqslant l_f$ 时

$$\sigma_{l1}=2i_2(l_f-x) \quad (5.2.2\text{-}11)$$

反向摩擦影响长度 l_f(m)可按下列公式计算：

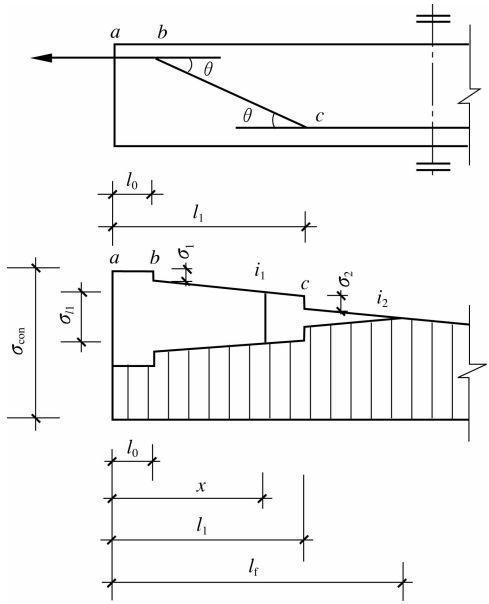


图 5.2.2-3　折线形预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

$$l_f=\sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2}-\frac{i_1(l_1-l_0)^2-2i_0l_0(l_1-l_0)+2\sigma_2l_1}{i_2}+l_1^2} \tag{5.2.2-12}$$

$$i_1=\sigma_{con}(1-\mu\theta)k \tag{5.2.2-13}$$

$$i_2=\sigma_{con}[1-k(l_1-l_0)](1-\mu\theta)^2k \tag{5.2.2-14}$$

$$\sigma_1=\sigma_{con}\mu\theta \tag{5.2.2-15}$$

$$\sigma_2=\sigma_{con}[1-k(l_1-l_0)](1-\mu\theta)\mu\theta \tag{5.2.2-16}$$

式中：i_1——预应力钢筋在 bc 段中应力近似直线变化的斜率；

i_2——预应力钢筋在折点 c 以外应力近似直线变化的斜率；

l_1——张拉端起点至预应力钢筋折点 c 的水平投影长度。

5.2.3　预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值 σ_{l2}

(图 5.2.3)，宜按下列公式计算：

$$\sigma_{l2}=\sigma_{\mathrm{con}}\left(1-\frac{1}{e^{\kappa x+\mu\theta}}\right) \tag{5.2.3-1}$$

当$(\kappa x+\mu\theta)\leqslant 0.3$时，$\sigma_{l2}$可按下式近似计算：

$$\sigma_{l2}=(\kappa x+\mu\theta)\sigma_{\mathrm{con}} \tag{5.2.3-2}$$

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

θ——张拉端至计算截面曲线孔道部分切线的夹角(rad)；

κ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数，可按表5.2.3-1采用；

μ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数，可按表5.2.3-1采用。

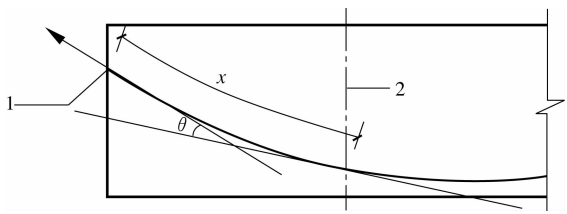


图 5.2.3　预应力摩擦损失计算

1—张拉端；2—计算截面

表 5.2.3-1　钢丝束、钢绞线与孔道壁的摩擦系数

孔道成型方式	κ	μ
预埋金属波纹管	0.0015	0.25
预埋钢管	0.0010	0.30
橡胶管或钢管抽芯成型	0.0014	0.55
无粘结预应力筋	0.004	0.09

注：1　表中系数也可根据实测数据确定。

2　对于缓粘结钢绞线，其摩擦系数随时间逐渐增大，开始时与无粘结钢绞线摩擦系数相同：$\kappa=0.006$；$\mu=0.12$。

一般情况下，体外预应力束在转向装置处的摩擦损失值 σ_{l2} 宜按下列公式计算：

$$\sigma_{l2}=\mu\theta\sigma_{\mathrm{con}} \tag{5.2.3-3}$$

式中：θ——体外束在转向块处的弯折转角(rad)；

μ——体外束在转向块处的摩擦系数，可按表 5.2.3-2 采用。

表 5.2.3-2　转向块处的摩擦系数

钢绞线	μ
镀锌钢管	0.20～0.25
HDPE 塑料管	0.15～0.20
无粘结预应力筋	0.08～0.12

当体外束与转向块鞍座处接触长度不可忽略时，预应力损失值 σ_{l2} 应采用式(5.2.3-1)或式(5.2.3-2)，并根据实际情况选取系数计算得出。

5.2.4　预应力钢筋的应力松弛引起的预应力损失 σ_{l4} 按下列规定计算：

1　预应力钢丝、钢绞线

普通松弛：

$$\sigma_{l4}=0.4\psi\left(\frac{\sigma_{\mathrm{con}}}{f_{\mathrm{ptk}}}-0.5\right)\sigma_{\mathrm{con}} \tag{5.2.4-1}$$

此处，一次张拉时，$\psi=1.0$；采用超张拉时，$\psi=0.9$。

低松弛：

当 $\sigma_{\mathrm{con}}\leqslant 0.5f_{\mathrm{ptk}}$ 时，取 $\sigma_{l4}=0$；

当 $\sigma_{\mathrm{con}}\leqslant 0.7f_{\mathrm{ptk}}$ 时，$\sigma_{l4}=0.125\left(\frac{\sigma_{\mathrm{con}}}{f_{\mathrm{ptk}}}-0.5\right)\sigma_{\mathrm{con}}$ (5.2.4-2)

当 $0.7f_{\mathrm{ptk}}<\sigma_{\mathrm{con}}\leqslant 0.8f_{\mathrm{ptk}}$ 时，$\sigma_{l4}=0.2\left(\frac{\sigma_{\mathrm{con}}}{f_{\mathrm{ptk}}}-0.575\right)\sigma_{\mathrm{con}}$

(5.2.4-3)

2 预应力螺纹钢筋

一次张拉 $\sigma_{l4}=0.05\sigma_{con}$；

超张拉 $\sigma_{l4}=0.035\sigma_{con}$。

5.2.5 由于混凝土收缩和徐变引起的预应力筋应力损失终极值 σ_{l5}，按下式计算：

1 对一般建筑结构构件

先张法构件

$$\sigma_{l5}=\frac{60+340\dfrac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho} \tag{5.2.5-1}$$

$$\sigma'_{l5}=\frac{60+340\dfrac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho'} \tag{5.2.5-2}$$

后张法构件

$$\sigma_{l5}=\frac{55+300\dfrac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho} \tag{5.2.5-3}$$

$$\sigma'_{l5}=\frac{55+300\dfrac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho'} \tag{5.2.5-4}$$

式中：σ_{pc}、σ'_{pc}——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；

f'_{cu}——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度；

ρ、ρ'——受拉区、受压区预应力钢筋和普通钢筋的配筋率：对先张法构件，$\rho=(A_p+A_s)/A_0$，$\rho'=(A'_p+A'_s)/A_0$；对后张法构件，$\rho=(A_p+A_s)/A_n$，$\rho'=(A'_p+A'_s)/A_n$；对于对称配置预应力钢筋和普通钢筋的构件，配筋率 ρ、ρ' 应按钢筋总截面面积的一半计算。

计算受拉区、受压区预应力钢筋合力点处的混凝土法向压应力 σ_{pc}、σ'_{pc} 时，预应力损失值仅考虑混凝土预压前（前一批）的损失，普通钢筋中的应力 σ_{l5}、σ'_{l5} 值应取为零；σ_{pc}、σ'_{pc} 值不得大于 $0.5f'_{cu}$；当 σ'_{pc} 为拉应力时，公式（5.2.5-2）、（5.2.5-4）中的 σ'_{pc} 应取为零。计算混凝土法向应力 σ_{pc}、σ'_{pc} 时，可根据构件制作情况考虑自重的影响。

当结构处于年平均相对湿度低于 40% 的环境下，σ_{l5} 及 σ'_{l5} 值应增加 30%。

2 对重要的建筑结构构件，当需要考虑与时间相关的混凝土收缩、徐变及钢筋应力松弛预应力损失值时，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 附录 K 进行计算。

注：当采用泵送混凝土时，宜根据实际情况考虑混凝土收缩、徐变引起预应力损失值的增大。

3 预应力圆形水池环向预应力筋，由于混凝土收缩、徐变引起的预应力损失值 σ_{l5} 可按表 5.2.5 采用。

表 5.2.5 预应力圆形水池混凝土收缩、徐变引起的预应力损失值（N/mm^2）

σ_{pc}/f'_{cu}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
σ_{l5}	20	30	40	50	60

6 正常使用极限状态验算

6.1 一般规定

6.1.1 应分别按荷载效应的标准组合与准永久组合对正常使用极限状态的结构构件进行验算，并应控制应力、变形、裂缝等计算值不超过相应的规定限值。荷载效应的标准组合与准永久组合应按本规程第 4.1.2 条规定计算。

6.1.2 正常使用极限状态验算时，构件截面应力的计算可采用一般的材料力学公式，截面几何特征可按下列规定采用：

1 先张法构件采用换算截面。

2 后张法构件，预应力孔道灌浆前采用净截面，预应力筋与混凝土粘结后采用换算截面。

3 截面应力对计算应力或控制条件影响不大时，也可采用毛截面计算。

6.1.3 正常使用条件下，预应力圆形水池池壁环向截面的边缘最小剩余压应力（即扣除全部预应力损失并抵抗池内水压力以及温差等各类作用产生的环拉力，并不计池外土压力的作用）不宜小于 0.3MPa。

6.1.4 预应力圆形水池池壁的环向和竖向均配置预应力筋时，池壁构件边缘最大竖向拉应力不应超过 f_{tk}，池壁混凝土中的主压应力不应超过 $0.33f'_{cu}$。

6.2 预应力度验算

6.2.1 消压弯矩和消压轴力应符合下列规定：

1 预应力混凝土受弯构件混凝土受拉边缘预压应力抵消到零时的消压弯矩，应按下式计算：

$$M_0 = \sigma_c \cdot W \qquad (6.2.1\text{-}1)$$

式中：σ_c——预加力作用下受弯构件混凝土受拉边缘的有效预压应力（计入构件自重引起的应力）；

W——构件对应受拉边缘的截面抵抗矩。

2 预应力混凝土轴心受拉构件混凝土预压应力抵消到零时的消压轴力应按下式计算：

$$N_0 = \sigma_c \cdot A \qquad (6.2.1\text{-}2)$$

式中：σ_c——预加力作用下轴心受拉构件混凝土有效预压应力；

A——构件截面面积。

6.2.2 预应力混凝土构件的预应力度应按下式计算：

受弯构件

$$\lambda_0 = \frac{M_0}{M_k} \qquad (6.2.2\text{-}1)$$

轴拉构件

$$\lambda_0 = \frac{N_0}{N_k} \qquad (6.2.2\text{-}2)$$

式中：M_0——消压弯矩，见本规程第 6.2.1 条；

M_k——荷载标准组合作用下控制截面的弯矩；

N_0——消压轴力，见本规程第 6.2.1 条；

N_k——荷载标准组合作用下控制截面的轴向拉力。

6.2.3 预应力度的限值：

全预应力混凝土 $\lambda_0 \geqslant 1$，部分预应力混凝土 $0 < \lambda_0 < 1$。

桥梁结构部分预应力混凝土构件分为两类：A 类构件，其控制截面受拉边缘的拉应力受到限制；B 类构件，其控制截面受拉边缘的拉应力超过限值直至出现裂缝。

建筑结构应按部分预应力混凝土设计，预应力度宜满足 $\lambda_0 \leqslant 0.75$。

桥梁结构（包括铁路桥、城市轨道桥、城市道路桥及公路桥）可根据跨径和所处环境条件，采用全预应力混凝土或部分预应力

混凝土设计。其中跨径大于100m桥梁的主要受力构件不宜采用部分预应力混凝土设计；地处有严重侵蚀性物质严重影响的桥梁不应按B类构件设计。其预应力度宜满足$\lambda_0 \geqslant 0.7$。

6.2.4 建筑工程预应力混凝土结构设计时，预应力度可近似用预应力强度比度量，预应力强度比λ定义：

$$\lambda = \frac{f_{py} A_p h_p}{f_{py} A_p h_p + f_y A_s h_s} \tag{6.2.4}$$

预应力强度比λ根据构件的抗震等级加以确定。

6.3 应力验算

6.3.1 按正常使用极限状态验算时，预加力应作为荷载计算其效应，预加力作用分项系数应取1.0。正常使用极限状态下的应力按材料力学公式计算。

6.3.2 预应力混凝土受弯构件斜截面抗裂，应分别对截面上的混凝土主拉应力和主压应力进行验算：

1 混凝土主拉应力

1）裂缝控制等级为一级的构件应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leqslant 0.85 f_{tk} \tag{6.3.2-1}$$

2）裂缝控制等级为二级的构件应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leqslant 0.95 f_{tk} \tag{6.3.2-2}$$

2 混凝土主压应力

对裂缝控制等级为一级和二级的构件均应符合下列规定：

$$\sigma_{cp} \leqslant 0.6 f_{ck} \tag{6.3.2-3}$$

式中：σ_{tp}、σ_{cp}——混凝土的主拉应力、主压应力，按本规程第6.3.3条确定。

此时，应选择跨度内不利位置的截面，对该截面的换算截面

重心处和截面宽度剧烈改变处进行验算。

6.3.3 预应力混凝土受弯构件的混凝土主拉应力 σ_{tp} 和主压应力 σ_{cp} 按下列公式计算：

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{tp}\\ \sigma_{cp}\end{matrix}\right\}=\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}\pm\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau^2} \tag{6.3.3-1}$$

$$\sigma_x=\sigma_{pc}+\frac{M_k y_0}{I_0} \tag{6.3.3-2}$$

$$\tau=\frac{(V_k-\sum\sigma_{pe}A_{pb}\sin\alpha_p)S_0}{I_0 b} \tag{6.3.3-3}$$

式中：σ_x——由预加力和弯矩值 M_k 在计算纤维处产生的混凝土法向应力；

σ_y——由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力；

τ——由剪力值 V_k 和预应力弯起钢筋的预加力在计算纤维处产生的混凝土剪应力；当计算截面上有扭矩作用时，尚应计入扭矩引起的剪应力；对后张法预应力混凝土超静定结构构件，在计算剪应力时，尚应计入预加力引起的次剪力；

σ_{pc}——扣除全部预应力损失后，在计算纤维处由预加力产生的混凝土法向应力；

y_0——换算截面重心至计算纤维处的距离；

I_0——换算截面惯性矩；

V_k——按荷载效应的标准组合计算的剪力值；

S_0——计算纤维以上部分的换算截面面积对构件换算截面重心的面积矩；

σ_{pe}——预应力弯起钢筋的有效预应力；

A_{pb}——计算截面上同一弯起平面内的预应力弯起钢筋的截面面积；

α_p——计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线

的夹角。

注：公式(6.3.3-1)、(6.3.3-2)中的 σ_x、σ_y、σ_{pc} 和 $M_k y_0 / I_0$，当为拉应力时，以正值代入；当为压应力时，以负值代入。

6.3.4 对预应力混凝土吊车梁在集中力作用点两侧各 $0.6h$ 的长度范围内，由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力和剪应力的简化分布，可按图 6.3.4 确定，其应力的最大值可按下列公式计算：

$$\sigma_{y,max} = \frac{0.6F_k}{bh} \tag{6.3.4-1}$$

$$\tau_F = \frac{\tau^l - \tau^r}{2} \tag{6.3.4-2}$$

$$\tau^l = \frac{V_k^l S_0}{I_0 b} \tag{6.3.4-3}$$

$$\tau^r = \frac{V_k^r S_0}{I_0 b} \tag{6.3.4-4}$$

式中：τ^l、τ^r——位于集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧 $0.6h$ 处截面上的剪应力；

τ_F——集中荷载标准值 F_k 作用截面上的剪应力；

V_k^l、V_k^r——集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧截面上的剪力标准值。

6.3.5 在荷载标准和准永久组合下，预应力混凝土受弯构件抗裂验算时截面边缘混凝土的法向应力应按下列公式计算：

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} \tag{6.3.5-1}$$

$$\sigma_{cq} = \frac{M_q}{W_0} \tag{6.3.5-2}$$

式中：W_0——构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

M_q——荷载准永久组合作用下控制截面的弯矩。

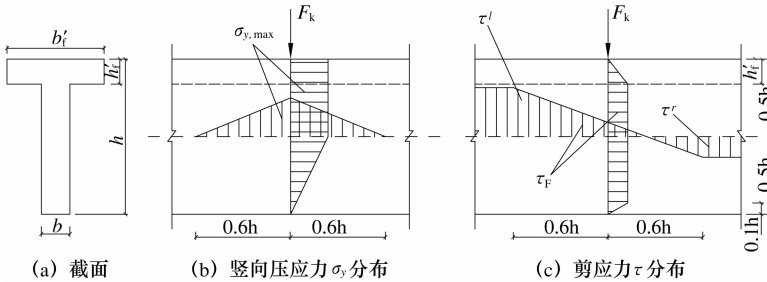


图 6.3.4　预应力混凝土吊车梁在集中力作用点附近的应力分布

6.3.6　由预加力产生的混凝土法向应力及相应阶段预应力筋的应力，可分别按下列公式计算：

1　先张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力：

$$\sigma_{pc}=\frac{N_{p0}}{A_0}\pm\frac{N_{p0}e_{p0}}{I_0}y_0 \tag{6.3.6-1}$$

相应阶段预应力筋的有效应力：

$$\sigma_{pe}=\sigma_{con}-\sigma_l-\alpha_E\sigma_{pc} \tag{6.3.6-2}$$

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：

$$\sigma_{p0}=\sigma_{con}-\sigma_l \tag{6.3.6-3}$$

2　后张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力：

$$\sigma_{pc}=\frac{N_p}{A_n}\pm\frac{N_p e_{pn}}{I_n}y_n+\sigma_{p2} \tag{6.3.6-4}$$

相应阶段预应力筋的有效应力：

$$\sigma_{pc}=\sigma_{con}-\sigma_l \tag{6.3.6-5}$$

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：

$$\sigma_{p0}=\sigma_{con}-\sigma_{l}+\alpha_{E}\sigma_{pc} \tag{6.3.6-6}$$

式中：A_n——净截面面积，即扣除孔道、凹槽等削弱部分以外的混凝土全部截面面积及纵向普通钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积之和；对由不同混凝土强度等级组成的截面，应根据混凝土弹性模量比值换算成同一混凝土强度等级的截面面积；

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；

I_0、I_n——换算截面惯性矩、净截面惯性矩；

e_{p0}、e_{pn}——换算截面重心、净截面重心至预加力作用点的距离；

y_0、y_n——换算截面重心、净截面重心至计算纤维处的距离；

σ_l——相应阶段的预应力损失值；

α_E——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

N_{p0}、N_p——先张法、后张法构件混凝土法向预应力等于零时预应力筋和普通钢筋的合力，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 第 10.1.7 条计算；

σ_{p2}——由预应力次内力引起的混凝土截面法向应力。

注：在公式(6.3.6-1)、(6.3.6-4)中，右边第二项与第一项的应力方向相同时取加号，相反时取减号；公式(6.3.6-2)、(6.3.6-6)适用于 σ_{pc} 为压应力的情况，当 σ_{pc} 为拉应力时，应以负值带入。

6.3.7 对先张法预应力混凝土构件端部进行正截面、斜截面抗裂验算时，应考虑预应力钢筋在其传递长度 l_{tr} 范围内实际应力值的变化。预应力筋的实际应力可考虑为线性分布，即在构件端部应力值取为零，在传递长度的末端取有效预应力值 σ_{pe}(图 6.3.7)，预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按本规程第6.3.8条确定。

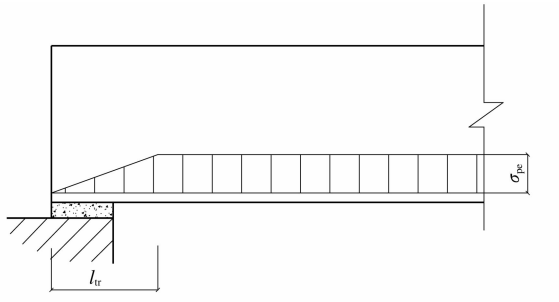


图 6.3.7　预应力传递长度范围内有效预应力值的变化

6.3.8　先张法构件预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按下列公式计算：

$$l_{tr}=\alpha\frac{\sigma_{pe}}{f'_{tk}}d \tag{6.3.8}$$

式中：σ_{pe}——放张时预应力钢筋的有效预应力；

d——预应力钢筋的公称直径；

α——预应力钢筋的外形系数，按表 6.3.8 取用；

f'_{tk}——与放张时混凝土立方体抗压强度相应的轴心抗拉强度标准值。

当采用骤然放松预应力筋的施工工艺时，l_{tr} 的起点应从离末端 $0.25l_{tr}$ 处算起。

表 6.3.8　钢筋的外形系数

钢筋类型	刻痕钢丝	螺旋肋钢丝	三股钢筋	七股钢筋
α	0.19	0.13	0.16	0.17

6.3.9　桥梁结构构件正常使用极限状态的应力限值应按表 6.3.9取用。

表 6.3.9　正常使用极限状态的应力限值

项目		城市轨道交通及铁路桥梁	城市道路及公路桥梁
A 类构件的混凝土拉应力		$0.7f_{tk}$	$0.7f_{tk}$
使用荷载作用下预应力筋的应力	钢丝、钢绞线	$0.6f_{ptk}$	$0.65f_{ptk}$
	预应力螺纹钢筋	$0.6f_{ptk}$	$0.8f_{ptk}$
使用荷载作用下	混凝土压应力	$0.5f_{ck}$	$0.5f_{ck}$
	混凝土主压应力	—	$0.6f_{ck}$
	混凝土主拉应力	$0.7f_{tk}$	$0.7f_{tk}$
	箍筋按构造要求设置时的混凝土主拉应力	$0.5f_{tk}$	$0.5f_{tk}$

注：1　城市轨道交通及铁路桥梁的应力限值只适用于只计主力（恒载加活载）的情况；考虑主力及附加力（制动力及其他附加力）时，应力限值应适当提高，可参照现行铁路桥涵设计规范。

2　城市道路及公路桥梁的应力限值只适用于作用效应标准组合；作用效应准永久组合时应力限值可参照现行公路桥涵设计规范。

6.3.10　在分块建筑的结构中，对承受剪切的横向接缝作如下验算：

$$V=\mu N_p \tag{6.3.10}$$

式中：V——作用在结构上的荷载在接缝中产生的剪力；

N_p——由预应力筋（扣除预应力损失）引起的挤压力；

μ——计算摩擦系数，混凝土与混凝土之间或混凝土与砂浆之间的摩擦系数采用 0.4。

6.4　变形验算

6.4.1　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方法计算。且不应超过本规程表 6.4.8 规定的限值。

在等截面构件中，可假定各同号弯矩区段内的刚度相等，并

取用该区段内最大弯矩处的刚度。当计算跨度内的支座截面刚度不大于跨中截面刚度的两倍或不小于跨中截面刚度的二分之一时，该跨也可按等刚度构件进行计算，其构件刚度可取跨中最大弯矩截面的刚度。

受弯构件的挠度应按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响的刚度 B 进行计算，所求得的挠度计算值不应超过本规程第 6.4.8 条规定的限值。

6.4.2 矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面受弯构件，按荷载标准组合并考虑荷载长期作用影响的刚度 B 可按下列公式计算：

$$B=\frac{M_{k}}{M_{q}(\theta-1)+M_{k}}B_{s} \tag{6.4.2}$$

式中：M_{k}——按荷载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}——荷载标准组合作用下受弯构件的短期刚度，按本规程第 6.4.3 条的公式计算；

θ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数，按本规程第 6.4.5 条取用。

6.4.3 在荷载标准组合作用下，预应力混凝土受弯构件的短期刚度 B_{s} 可按下列公式计算：

1 要求不出现裂缝的构件

$$B_{s}=0.85E_{c}I_{0} \tag{6.4.3-1}$$

2 允许出现裂缝的构件

$$B_{s}=\frac{0.85E_{c}I_{0}}{\kappa_{cr}+(1-\kappa_{cr})\omega} \tag{6.4.3-2}$$

$$\kappa_{cr}=\frac{M_{cr}}{M_{k}} \tag{6.4.3-3}$$

有粘结和无粘结预应力混凝土受弯构件刚度公式中 ω 分别按式(6.4.3-4)和式(6.4.3-5)计算。

$$\omega=\left(1.0+\frac{0.21}{\alpha_E\rho}\right)(1+0.45\gamma_f)-0.7 \qquad (6.4.3\text{-}4)$$

$$\omega=\left(1.0+0.8\lambda+\frac{0.21}{\alpha_E\rho}\right)(1+0.45\gamma_f) \qquad (6.4.3\text{-}5)$$

$$M_{cr}=(\sigma_{pc}+\gamma f_{tk})W_0 \qquad (6.4.3\text{-}6)$$

$$\gamma_f=\frac{(b_f-b)h_f}{bh_0} \qquad (6.4.3\text{-}7)$$

$$\rho=\frac{\alpha_1 A_p+A_s}{bh_0} \qquad (6.4.3\text{-}8)$$

普通钢筋配高强钢筋(HRB500)的有粘结预应力混凝土受弯构件刚度公式中 ω 可按式(6.4.3-9)计算。

$$\omega=\frac{0.85}{2.1\alpha_E\rho+0.14} \qquad (6.4.3\text{-}9)$$

式中：α_E——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

ρ——纵向受拉钢筋配筋率对灌浆的后张有粘结预应力筋；对灌浆的后张有粘结预应力筋，取 $\alpha_1=1.0$，对后张无粘结预应力筋，取 $\alpha_1=0.3$；

I_0——换算截面惯性矩；

γ_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——分别为受拉区翼缘的宽度、高度；

κ_{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 $\kappa_{cr}=1.0$；

σ_{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；

γ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数，按本规程第6.4.4条确定。

注：对预压时预拉区出现裂缝的构件，B_s 应降低10%。

6.4.4 混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数 γ 可按下列公式计算：

$$\gamma=\left(0.7+\frac{120}{h}\right)\gamma_m \qquad (6.4.4)$$

式中：γ_m——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数基本值，可按正截面应变保持平面的假定，并取受拉区混凝土应力图形为梯形、受拉边缘混凝土极限拉应变为$2f_{tk}/E_c$确定；对常用的截面形状，γ_m值可按表6.4.4取用；

h——截面高度（mm）：当$h<400$时，取$h=400$；当$h>1600$时，取$h=1600$；对圆形、环形截面，取$h=2r$，此处，r为圆形截面半径或环形截面的外环半径。

表6.4.4　截面抵抗矩塑性影响系数基本值γ_m

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
			$b_f/b\leqslant 2$、h_f/h为任意值	$b_f/b>2$、$h_f/h<0.2$	$b_f/b\leqslant 2$、h_f/h为任意值	$b_f/b>2$、$h_f/h<0.2$	
γ_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为零。

6.4.5　预应力混凝土受弯构件考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数θ可取2.0。

6.4.6　预应力混凝土受弯构件在使用阶段的预加力反拱值，可用结构力学方法按刚度E_cI_0进行计算，并应考虑预压应力长期作用的影响，计算中预应力钢筋的应力应扣除全部预应力损失。简化计算时，可将计算的反拱值乘以增大系数2.0。

对重要的或特殊的预应力混凝土受弯构件的长期反拱值，宜根据专门的试验分析确定或采用合理的收缩、徐变计算方法经分析确定；对恒载较小的构件，应考虑反拱过大对使用的不利影响。

6.4.7　对预应力混凝土构件应采取措施控制反拱和挠度，并宜

符合下列规定：

1 当考虑反拱后计算的构件长期挠度不符合本规程第6.4.8条的有关规定时，可采用施工预先起拱等方式控制挠度；

2 对永久荷载相对于可变荷载较小的预应力混凝土构件，应考虑反拱过大对正常使用的不利影响，并应采取相应的设计和施工措施。

6.4.8 预应力混凝土构件允许挠度应符合下列规定：

1 城市轨道交通及铁路桥梁，在简支梁的跨中由静活载（即不计列车竖向动力作用）引起的竖向挠度，不应超过下列的允许值：

$l \leqslant 30\text{m}$　　$l/2000$

$l > 30\text{m}$　　$l/1500$

式中：l——计算跨径。

当由恒载和静活载引起的竖向挠度等于或小于15mm或$l/1600$时，可不设预拱度。大于上述数值时应设预拱度。预拱度曲线形状与恒载加1/2静活载所产生的挠度曲线基本相同，但方向相反。

2 城市道路及公路桥梁，由荷载短期效应组合并考虑荷载长期效应影响产生的长期挠度不应超过下列的允许值：

梁式桥主梁跨中　　$l/600$

梁式桥主梁悬臂端　$l_1/300$

式中：l_1——悬臂长度。

当预加应力产生的长期反拱值大于按荷载短期效应组合计算的长期挠度时，可不设预拱度；当预加应力的长期反拱值小于按荷载短期效应组合计算的长期挠度时，应设预拱度，其值应按该项荷载的挠度值与预加应力长期反拱值之差采用。

3 建筑结构受弯构件的最大挠度应按荷载效应的标准组合并考虑荷载长期作用影响进行计算，其计算值不应超过表6.4.8的允许值。

表 6.4.8　建筑结构受弯构件的允许挠度

构件类型		允许挠度
吊车梁	手动吊车	$l/500$
	电动吊车	$l/600$
屋盖、楼盖及楼梯构件	当 $l<7$m 时	$l/200(l/250)$
	当 $7\leqslant l\leqslant 9$m 时	$l/250(l/300)$
	当 $l>9$m 时	$l/300(l/400)$

注：1　如构件制作时预先起拱，且使用上也允许，则在验算挠度时，可将计算所得的挠度值减去起拱值（包括预加力所产生的反拱值）。

2　表中括号内的数值适用于使用上对挠度要求较高的构件。

3　l 为计算跨度。

4　悬臂构件的容许值按表中相应数值乘以系数 2.0 取用。

6.5　裂缝控制验算

6.5.1　预应力混凝土结构构件正截面的裂缝控制等级分为下述三级：

一级——严格要求不出现裂缝的构件，按荷载标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力；

二级Ⅰ类——一般要求不出现裂缝的构件，按荷载标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土拉应力不应大于混凝土抗拉强度标准值；

二级Ⅱ类——一般允许出现裂缝的构件，按荷载标准组合并考虑长期作用影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过表 6.5.2规定的最大裂缝宽度值；按荷载效应准永久组合计算时，构件受拉边缘混凝土拉应力不应大于混凝土抗拉强度标准值；

三级——允许出现裂缝的构件，按荷载标准组合并考虑长期作用影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过表 6.5.2 规定的最大裂缝宽度值限制。

6.5.2　预应力混凝土结构构件应根据本规程第 4.3.1 规定的环

境类别，按表 6.5.2 的规定选用不同的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值 ω_{lim}。

表 6.5.2　结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值

环境类别		裂缝控制等级	ω_{lim}(mm)
一		三级	0.2
二	a	二级Ⅱ类	0.1
	b	二级Ⅰ类	—
三		一级	—

注：1　表中的规定适用于采用预应力钢丝钢绞线及预应力螺纹钢筋的预应力混凝土构件；当采用其他类别的钢丝时其裂缝控制要求可按专门标准确定。

2　在一类环境下，对预应力混凝土屋架、托架及双向板体系，应按二级Ⅰ类裂缝控制等级进行验算；对一类环境下的预应力混凝土屋面梁、托梁及单向板，应按二级Ⅱ类裂缝控制等级进行验算；在一类和二 a 类环境下需作疲劳验算的预应力混凝土吊车梁，应按裂缝控制等级不低于二级Ⅰ类的构件进行验算。

3　表中规定的预应力混凝土构件的裂缝控制等级和最大裂缝宽度限值仅适用于正截面的验算；预应力混凝土构件的斜截面裂缝控制验算应符合本规程第 6.3 节的有关规定。

4　对于处于液体压力下的结构构件，其裂缝控制要求应符合本规程 6.5.7～6.5.11 条的规定。

5　对于处于四五类环境下的结构构件，其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定。

6　表中的最大裂缝宽度限值用于验算荷载作用引起的最大裂缝宽度。

6.5.3　预应力混凝土构件，应根据本规程第 6.5.2 条的规定按所处环境类别确定相应的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值并按下列规定进行受拉边缘应力或正截面裂缝宽度验算：

1　一级裂缝控制等级，在荷载标准组合下构件受拉边缘应力应符合下列规定：

$$\sigma_{ck}-\sigma_{pc}\leqslant 0 \qquad (6.5.3\text{-}1)$$

2　二级Ⅰ类裂缝控制等级，在荷载标准组合下构件受拉边缘应力应符合下列规定：

$$\sigma_{ck}-\sigma_{pc}\leqslant f_{tk} \qquad (6.5.3\text{-}2)$$

在荷载准永久组合下构件受拉边缘应力宜符合下列规定：

$$\sigma_{cq}-\sigma_{pc}\leqslant 0 \qquad (6.5.3\text{-}3)$$

3 二级Ⅱ类裂缝控制等级，构件最大裂缝宽度可按荷载标准组合并考虑长期作用影响的效应计算。最大裂缝宽度应符合下列规定：

$$\omega_{max}\leqslant\omega_{lim} \qquad (6.5.3\text{-}4)$$

且在荷载准永久组合下，构件受拉边缘应力尚应符合下列规定：

$$\sigma_{cq}-\sigma_{pc}\leqslant f_{tk} \qquad (6.5.3\text{-}5)$$

4 三级裂缝控制等级，构件最大裂缝宽度可按荷载标准组合并考虑长期作用影响的效应计算。最大裂缝宽度应符合下列规定：

$$\omega_{max}\leqslant\omega_{lim} \qquad (6.5.3\text{-}6)$$

式中：σ_{ck}、σ_{cq}——荷载标准组合、准永久组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；

σ_{pc}——扣除全部预应力损失后在抗裂验算边缘混凝土的预压应力；

f_{tk}——混凝土轴心抗拉强度标准值；

ω_{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，按本规程第6.5.4条计算；

ω_{lim}——最大裂缝宽度限值按本规程第6.5.2条采用。

注：对受弯和大偏心受压的预应力混凝土构件，其预拉区在施工阶段出现裂缝的区段，公式(6.5.3-1)至公式(6.5.3-5)中的σ_{pc}应乘以系数0.9。

6.5.4 在矩形、T形、倒T形和I形截面的预应力混凝土轴心受拉和受弯构件中，按荷载标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度(mm)可按下列公式计算：

$$\omega_{max}=\alpha_{cr}\psi\frac{\sigma_{sk}}{E_s}\left(1.9c_s+0.08\frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right) \qquad (6.5.4\text{-}1)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65\frac{f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_{sk}} \tag{6.5.4-2}$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} \tag{6.5.4-3}$$

有粘结和无粘结预应力混凝土构件的 ρ_{te} 分别用式(6.5.4-4)和(6.5.4-5)计算：

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_p}{A_{te}} \tag{6.5.4-4}$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \tag{6.5.4-5}$$

式中：α_{cr}——构件受力特征系数，按表 6.5.4-1 采用；

ψ——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 $\psi = 1$；

σ_{sk}——按荷载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，按本规程第 6.5.5 条计算；

E_s——钢筋弹性模量；

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 $c_s = 65$；

ρ_{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 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te} = 0.01$；

A_{te}——有效受拉混凝土截面面积：对轴心受拉构件，取构件截面面积；对受弯、偏心受压和偏心受拉构件，取 $A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$，此处 b_f、h_f 为受拉翼缘的宽度、高度；

A_s——受拉区纵向普通钢筋截面面积；

A_p——受拉区纵向预应力筋截面面积；

d_{eq}——受拉区纵向钢筋的等效直径(mm)；对无粘结预应力构件，仅为受拉区纵向受拉普通钢筋的等效直径；

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 $\sqrt{n_1 d_{p1}}$，其中 d_{p1} 为单根钢绞线的公称直径，n_1 为单根钢绞线根数；

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；

υ_i——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数，按表 6.5.4-2 采用。

注：对承受吊车荷载但不需作疲劳验算的受弯构件，可将计算求得的最大裂缝宽度乘以系数 0.85。

表 6.5.4-1　构件受力特征系数

类型	α_{cr}
受弯、偏心受压	1.5
偏心受拉	—
轴心受拉	2.2

表 6.5.4-2　钢筋的相对粘结特性系数

钢筋类别	普通钢筋		先张法预应力钢筋			后张法预应力钢筋		
	光面钢筋	带肋钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	钢绞线	带肋钢筋	钢绞线	光面钢丝
υ_i	0.7	1.0	1.0	0.8	0.6	0.8	0.5	0.4

注：对环氧树脂涂层带肋钢筋，其相对粘结特性系数应按表中系数的 0.8 倍取用。

6.5.5　在荷载标准组合下，预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋的等效应力可按下列公式计算：

1　轴心受拉构件

$$\sigma_{sk}=\frac{N_k-N_{p0}\pm N_2}{A_p+A_s} \tag{6.5.5-1}$$

2 受弯构件

对有粘结预应力混凝土受弯构件

$$\sigma_{sk}=\frac{M_k\pm M_2-N_{p0}(z-e_p)-N_2\left(z-\frac{h}{2}+a\right)}{(A_p+A_s)z} \tag{6.5.5-2}$$

$$z=\left[0.87-0.12(1-\gamma'_f)\left(\frac{h_0}{e}\right)^2\right]h_0 \tag{6.5.5-3}$$

$$e=\frac{M_k\pm M_2+N_{p0}e_p+N_2\left(\frac{h}{2}-a\right)}{N_{p0}+N_2} \tag{6.5.5-4}$$

$$\gamma'_f=\frac{(b'_f-b)h'_f}{bh_0} \tag{6.5.5-5}$$

对无粘结预应力混凝土受弯构件

$$\sigma_{sk}=\frac{M_k\pm M_2-N_{p0}(z-e_p)-N_2\left(z-\frac{h}{2}+a\right)}{(0.3A_p+A_s)z} \tag{6.5.5-6}$$

3 偏心受拉构件

$$\sigma_{sk}=\frac{M_k\pm M_2+(N_k\pm N_2)\left(z-\frac{h}{2}+a\right)-N_{p0}(z-e_p)}{(\alpha_1 A_p+A_s)z} \tag{6.5.5-7}$$

$$e=\frac{M_k\pm M_2+N_{p0}e_p-(N_k\pm N_2)\left(\frac{h}{2}-a\right)}{N_{p0}-(N_k\pm N_2)} \tag{6.5.5-8}$$

式中 z、γ'_f 的取值同公式(6.5.5-3)、(6.5.5-5)。

4 偏心受压构件

$$\sigma_{sk}=\frac{M_k\pm M_2-(N_k\pm N_2)\left(z-\frac{h}{2}+a\right)-N_{p0}(z-e_p)}{(\alpha_1 A_p+A_s)z} \tag{6.5.5-9}$$

$$e=\frac{M_k\pm M_2+N_{p0}e_p+(N_k\pm N_2)\left(\frac{h}{2}-a\right)}{N_{p0}+(N_k\pm N_2)} \tag{6.5.5-10}$$

式中 z、γ_f' 的取值同公式(6.5.5-3)、(6.5.5-5)。

$$M_{cr}=(\sigma_{pe}+\gamma f_{tk})W_0 \tag{6.5.5-11}$$

式中：A_p——受拉区纵向预应力钢筋截面面积：对轴心受拉构件，取全部纵向预应力钢筋截面面积；对受弯构件，取受拉区纵向预应力钢筋截面面积；

z——受拉区纵向普通钢筋和预应力钢筋合力点至截面受压区合力点的距离；

α_1——无粘结预应力筋的等效折减系数，取 $\alpha_1=0.3$；对灌浆的后张有黏结预应力筋，取 $\alpha_1=1.0$；

e_p——计算截面混凝土法向预应力等于零时全部纵向预应力和普通钢筋的合力 N_{p0} 的作用点至受拉区纵向预应力筋和普通钢筋合力点的距离；

e——轴向压力作用点至纵向受拉普通钢筋合力点的距离；

M_2——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次弯矩；

N_2——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次轴力；

γ_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'——受压翼缘的宽度、高度；在公式(6.5.5-5)中，当 $h_f'>$

$0.2h_0$时，取 $h_f'=0.2h_0$。

注：在公式(6.5.5-2)、(6.5.5-4)、(6.5.5-6～10)中，当 M_2 与 M_k 的作用方向相同时，取加号；当 M_2 与 M_k 的方向相反时取减号。在公式(6.5.5-1)、(6.5.5-7～10)中，当 N_2 与 N_k 的作用方向相同时取加号；当 N_2 与 N_k 的作用方向相反时取减号。

6.5.6 桥梁结构构件的裂缝宽度限值如表 6.5.6 所示。

表 6.5.6 裂缝宽度限值

构件种类	工作条件	钢丝、钢绞线	预应力螺纹钢筋
城市轨道交通及铁路桥梁	无严重环境腐蚀	0.10	0.10
	有严重环境腐蚀	0	0
公路桥梁	Ⅰ类和Ⅱ类环境	0.10	0.20
	Ⅲ类和Ⅳ类环境	0	0.15

6.5.7 预应力圆形水池的预应力及非预应力结构构件截面处于受弯、大偏心受压或大偏心受拉时，应控制裂缝宽度，取作用效应的准永久组合进行验算，并应符合下列要求：

1 正常使用极限状态验算，作用效应准永久组合设计值应按下式计算：

$$S_d=\sum S_{Gik}+\sum \psi_{qj}S_{Qjk} \tag{6.5.7}$$

式中：S_d——作用效应的准永久组合设计值；

ψ_{qj}——第 j 个可变作用的准永久值系数。

2 作用效应准永久组合应根据水池式及其工况可参照附录C采用。

6.5.8 预应力圆形水池的结构构件以及非预应力结构构件截面处于轴心受拉或小偏心受拉时，应按不出现裂缝控制，取作用效应的标准组合进行验算，并应符合下列要求：

1 对正常使用极限状态验算，作用效应标准组合设计值应按下式计算：

$$S_d = \sum S_{Gik} + S_{Qik} + \sum \psi_{cj} S_{Qjk} \qquad (6.5.8)$$

式中：S_d——作用效应的标准组合设计值。

2 作用效应标准组合应根据水池型式及其工况参照附录C选取。

6.5.9 预应力圆形水池池壁环向等截面处于轴心受拉或小偏心受拉状态的预应力构件，应按作用效应标准组合进行抗裂验算，并符合下式要求：

$$a_{cp}\sigma_{sk} - \sigma_{pc} \leqslant 0 \qquad (6.5.9)$$

式中：σ_{sk}——在作用效应标准组合下，计算截面边缘的混凝土法向拉应力(不计预加力作用)；

σ_{pc}——扣除相应阶段损失后，由预加力产生的计算截面边缘的混凝土法向预压应力；

a_{cp}——预压效应系数，对现浇预应力混凝土结构取1.15；对预制拼装结构取1.25。

6.5.10 预应力圆形水池中的普通钢筋混凝土结构构件处于轴心受拉或小偏心受拉时，应按现行国家标准《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB 50069的规定进行抗裂验算。

6.5.11 预应力圆形水池池壁的环向配置预应力筋，竖向未配置预应力筋，计算池壁最大水平裂缝宽度应不大于下列规定的限值ω_{lim}：

1 清水池、给水水质净化处理池：0.15mm。

2 污水处理池：0.10mm。

7　承载能力极限状态计算

7.1　一般规定

7.1.1　本章第 7.1 节至第 7.4 节规定的正截面承载能力极限状态计算方法可考虑约束对预应力效应的影响，适用于预应力混凝土受弯构件、受拉构件和受压构件。

7.1.2　正截面承载力应按下列基本假定进行计算：

1　截面应变保持平面。

2　不考虑混凝土的抗拉强度。

3　混凝土受压的应力与应变关系曲线按下列规定取用：

当 $\varepsilon_c \leqslant \varepsilon_0$ 时

$$\sigma_c = f_c\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^n\right] \tag{7.1.2-1}$$

当 $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leqslant \varepsilon_{cu}$ 时

$$\sigma_c = f_c \tag{7.1.2-2}$$

$$n = 2-\frac{1}{60}(f_{cu,k}-50) \tag{7.1.2-3}$$

$$\varepsilon_0 = 0.002+0.5(f_{cu,k}-50)\times 10^{-5} \tag{7.1.2-4}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033-(f_{cu,k}-50)\times 10^{-5} \tag{7.1.2-5}$$

式中：σ_c——混凝土压应变为 ε_c 时的混凝土压应力；

ε_0——混凝土压应力刚达到 f_c 时的混凝土压应变，当计算的 ε_0 值小于 0.002 时，取为 0.002；

ε_{cu}——正截面的混凝土极限压应变，当处于非均匀受压时，

按公式(7.1.2-5)计算，如计算值大于 0.0033，取为 0.0033；当处于轴心受压时取为 ε_0；

n——系数，当计算的 n 值大于 2.0 时，取为 2.0。

4 纵向钢筋的应力取等于钢筋应变与其弹性模量的乘积，但其绝对值不应大于其相应的强度设计值。纵向受拉钢筋的极限拉应变取为 0.01。

7.1.3 弯矩作用平面内截面对称的偏心受压构件，当同一主轴方向的杆端弯矩比 M_1/M_2 不大于 0.9 且轴压比不大于 0.9 时，若构件的长细比满足公式(7.1.3)的要求，可不考虑轴向压力在该方向挠曲杆件中产生的附加弯矩的影响；否则应根据本规程第 7.1.4 条的规定，按截面的两个主轴方向分别考虑轴向压力在挠曲杆件中产生的附加弯矩影响。

$$l_c/i \leqslant 34-12(M_1/M_2) \tag{7.1.3}$$

式中：M_1、M_2——分别为已考虑侧移影响的偏心受压构件两端截面按结构弹性分析确定的对同一主轴的组合弯矩设计值，绝对值较大端为 M_2，绝对值较小端为 M_1，当构件按单曲率弯曲时，M_1/M_2 取正值，否则取负值；

l_c——构件的计算长度，可近似取偏心受压构件相应主轴方向上下支撑点之间的距离；

i——偏心方向的截面回转半径。

7.1.4 除排架结构柱外，其他偏心受压构件考虑轴向压力在挠度杆件中产生的二阶效应后控制截面的弯矩设计值，应按下列公式计算：

$$M=C_m\eta_{ns}M_2 \tag{7.1.4-1}$$

$$C_m=0.7+0.3\frac{M_1}{M_2} \tag{7.1.4-2}$$

$$\eta_{ns}=1+\frac{1}{1300\left(\frac{M_2}{N}+e_a\right)/h_0}\left(\frac{l_c}{h}\right)^2\zeta_c \qquad (7.1.4\text{-}3)$$

$$\zeta_c=\frac{0.5f_cA}{N} \qquad (7.1.4\text{-}4)$$

当 $C_m\eta_{ns}$ 小于 1.0 时取 1.0；对剪力墙及核心筒墙，可取 $C_m\eta_{ns}$ 等于 1.0。

式中：C_m——构件端截面偏心距调节系数，当小于 0.7 时取 0.7；

η_{ns}——弯矩增大系数；

N——与弯矩设计值 M_2 相应的轴向压力设计值；

e_a——附加偏心距，按本规程第 7.1.5 条确定；

ζ_c——截面曲率修正系数，当计算值大于 1.0 时取 1.0；

h——截面高度；对环形截面，取外直径；对圆形截面，取直径；

h_0——截面有效高度；对环形截面，取 $h_0=r_2+r_s$；对圆形截面，取 $h_0=r+r_s$；此处，r、r_2 和 r_s 按《混凝土结构设计规范》GB 50010－2010 第 E.0.3 条和第E.0.4条确定；

A——构件截面面积。

7.1.5 偏心受压构件的正截面承载力计算时，应计入轴向压力在偏心方向存在的附加偏心距 e_a，其值应取 20mm 和偏心方向截面最大尺寸的 1/30 两者中的较大值。

7.1.6 受弯构件、偏心受力构件正截面受压区混凝土的应力图形可简化为等效的矩形应力图。

矩形应力图的受压区高度 x 可取等于按截面应变保持平面的假定所确定的中和轴高度乘以系数 β_1。当混凝土强度等级不超过 C50 时，β_1 取为 0.8，当混凝土强度等级为 C80 时，β_1 取为 0.74，其间按线性内插法确定。

矩形应力图的应力值取为混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘

以系数 α_1。当混凝土强度等级不超过 C50 时，α_1 取为 1.0，当混凝土强度等级为 C80 时，α_1 取为 0.94，其间按线性内插法确定。

7.1.7 纵向受拉钢筋屈服与受压区混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区高度 ξ_b 应按下列公式计算：

$$\xi_b=\frac{\beta_1}{1+\dfrac{0.002}{\varepsilon_{cu}}+\dfrac{f_{py}-\sigma_{p0}}{E_s\varepsilon_{cu}}} \tag{7.1.7}$$

式中：ξ_b——相对界限受压区高度：$\xi_b=x_b/h_0$；

x_b——界限受压区高度；

h_0——截面有效高度：纵向受拉钢筋合力点至截面受压边缘的距离；

f_{py}——预应力钢筋抗拉强度设计值，按本规程表 3.1.5 采用；

E_s——钢筋弹性模量，按本规程表 3.1.6 采用；

σ_{p0}——受拉区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力，对于先张法构件，$\sigma_{p0}=\sigma_{con}-\sigma_l$；对于后张法构件，$\sigma_{p0}=\sigma_{con}-\sigma_l+\alpha_E\sigma_{pc}$；

ε_{cu}——非均匀受压时的混凝土极限压应变，按本规程公式(7.1.2-5)计算；

β_1——系数，按本规程第 7.1.6 条的规定计算。

注：当截面受拉区内配置有不同种类或不同预应力值的钢筋时，受弯构件的相对界限受压区高度应分别计算，并取其较小值。

7.1.8 纵向钢筋应力宜按下列规定确定：

1 纵向钢筋应力宜按下列公式计算：

普通钢筋

$$\sigma_{si}=E_s\varepsilon_{cu}\left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x}-1\right) \tag{7.1.8-1}$$

预应力钢筋

$$\sigma_{pi}=E_s\varepsilon_{cu}\left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x}-1\right)+\sigma_{p0i} \qquad (7.1.8\text{-}2)$$

2 纵向钢筋应力也可按下列近似公式计算：

普通钢筋

$$\sigma_{si}=\frac{f_y}{\xi_b-\beta_1}\left(\frac{x}{h_{0i}}-\beta_1\right) \qquad (7.1.8\text{-}3)$$

预应力钢筋

$$\sigma_{pi}=\frac{f_{py}-\sigma_{p0i}}{\xi_b-\beta_1}\left(\frac{x}{h_{0i}}-\beta_1\right)+\sigma_{p0i} \qquad (7.1.8\text{-}4)$$

3 按公式(7.1.8-1)至公式(7.1.8-4)计算的纵向钢筋应力应符合下列条件：

$$-f'_y \leqslant \sigma_{si} \leqslant f_y \qquad (7.1.8\text{-}5)$$

$$\sigma_{p0i}-f'_{py} \leqslant \sigma_{pi} \leqslant f_{py} \qquad (7.1.8\text{-}6)$$

当计算的σ_{si}为拉应力且其值大于f_y时，取$\sigma_{si}=f_y$；当σ_{si}为压应力且其绝对值大于f'_y时，取$\sigma_{si}=-f'_y$；当计算的σ_{pi}为拉应力且其值大于f_{py}时，取$\sigma_{pi}=f_{py}$；当σ_{pi}为压应力且其绝对值大于$(\sigma_{p0i}-f'_{py})$的绝对值时，取$\sigma_{pi}=\sigma_{p0i}-f'_{py}$。

式中：h_{0i}——第i层纵向钢筋截面重心至截面受压边缘的距离；

x——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度；

σ_{si}、σ_{pi}——第i层纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力，正值代表拉应力，负值代表压应力；

f'_y、f'_{py}——纵向普通钢筋、预应力钢筋的抗压强度设计值；

σ_{p0i}——第i层纵向钢筋截面重心处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力。

7.1.9 预应力圆形水池结构构件按承载能力极限状态进行强度计算时，在一般情况下，安全等级取二级，结构重要性系数取1.0。

7.1.10 预应力圆形水池按承载能力极限状态进行强度计算时，作用效应组合设计值应按下列规定确定：

1 强度计算的作用效应基本组合，应按下式计算：

$$S=\sum \gamma_{Gi}S_{Gik}+\gamma_{Q1}S_{Q1k}+\sum \gamma_{Qj}\psi_{cj}S_{Qjk} \quad (7.1.10)$$

式中：S_{Gik}——第 i 个永久作用标准值的效应；

γ_{Gi}——第 i 个永久作用的分项系数，当作用效应对结构不利时，对结构和设备自重应取 1.2，其他永久作用应取 1.27；当作用效应对结构有利时，均应取 1.0；

γ_{Q1}——第 1 个可变作用分项系数，对地表水或地下水的作用取 1.27；

γ_{Qj}——第 j 个可变作用分项系数，除地表水或地下水作用外，各项可变作用的分项系数取 1.40。

2 强度计算的作用效应基本组合设计值，应根据预应力圆形水池形式及其工况，取不同的作用组合。不同工况的作用组合可参照附录 C 确定。

7.2 正截面受弯构件承载力计算

7.2.1 矩形截面或翼缘位于受拉边的倒 T 形截面受弯构件，其正截面受弯承载力应符合下列规定(图 7.2.1)：

$$M-\left[M_2-N_2\left(\frac{h}{2}-a\right)\right]\leqslant\alpha_1 f_c bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+f'_y A'_s(h_0-a'_s)-(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p(h_0-a'_p) \quad (7.2.1\text{-}1)$$

混凝土受压区高度应按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c bx=f_y A_s-f'_y A'_s+f_{py}A_p+(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p+N_2 \quad (7.2.1\text{-}2)$$

混凝土受压区高度尚应符合下列条件：

$$x\leqslant\xi_b h_0 \quad (7.2.1\text{-}3)$$

$$x \geqslant 2a' \qquad (7.2.1\text{-}4)$$

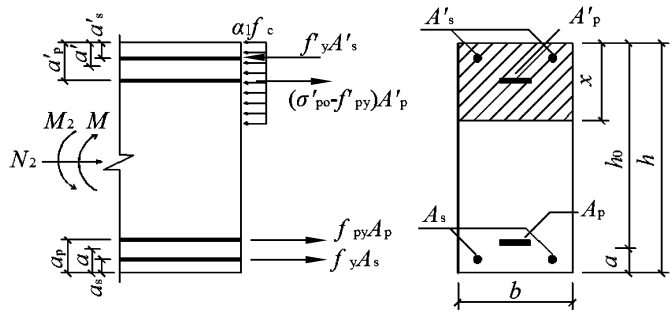


图 7.2.1　矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

式中：　M——外荷载组合值；

M_2、N_2——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次弯矩、次轴力设计值，先张法预应力混凝土结构中 $M_2=0$，$N_2=0$；在对截面进行受弯及受剪承载力计算时，当参与组合的次内力对结构不利时，预应力分项系数应取 1.2；有利时应取 1.0。

α_1——系数，按本规程第 7.1.6 条的规定计算；

A_s、A'_s——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

A_p、A'_p——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；

σ'_{p0}——受压区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力；

b——矩形截面的宽度或倒 T 形截面的腹板宽度；

h_0——截面有效高度；

a'_s、a'_p——受压区纵向普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至截面受压边缘的距离；

a'——受压区全部纵向钢筋合力点至截面受压边缘的距离，当受压区未配置纵向预应力钢筋或受压区纵向预应力钢筋应力（$\sigma'_{p0}-f'_{py}$）为拉应力时，公式（7.2.1-4）中的 a' 用 a'_s 代替。

7.2.2 翼缘位于受压区的T形、I形截面受弯构件(图7.2.2)，其正截面受弯承载力应分别符合下列规定：

1 当满足下列条件时

$$f_y A_s + f_{py} A_p \leqslant \alpha_1 f_c b'_f h'_f + f'_y A'_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - N_2 \tag{7.2.2-1}$$

应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算；

2 当不满足公式(7.2.2-1)的条件时

$$M - \left[M_2 - N_2 \left(\frac{h}{2} - a \right) \right] \leqslant \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \tag{7.2.2-2}$$

混凝土受压区高度应按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c [b x + (b'_f - b) h'_f] = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p + N_2 \tag{7.2.2-3}$$

式中：h'_f——T形、I形截面受压区翼缘高度；

b'_f——T形、I形截面受压区的翼缘计算宽度，按本规程第7.2.3条的规定确定。

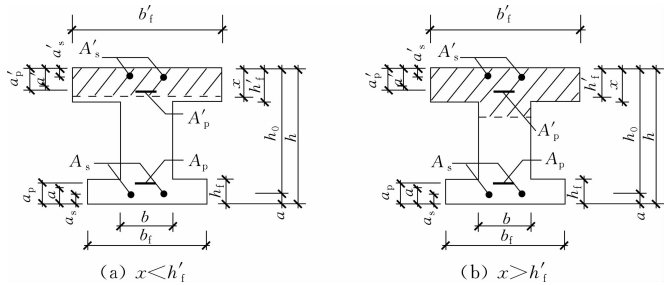


图7.2.2 I形截面受弯构件受压区高度位置

按上述公式计算T形、I形截面受弯构件时，混凝土受压区高度仍应符合本规程公式(7.2.1-3)和公式(7.2.1-4)的要求。

7.2.3 T形、I形及倒L形截面受弯构件位于受压区的翼缘计算宽度 b'_f 应按表7.2.3所列情况中的最小值取用。

表7.2.3 T形、I形及倒L形截面受弯构件翼缘计算宽度 b'_f

情况			T形、I形截面		倒L形截面
			肋形梁、肋形板	独立梁	肋形梁、肋形板
1	按计算跨度 l_0 考虑		$l_0/3$	$l_0/3$	$l_0/6$
2	按梁(纵肋)净距 s_n 考虑		$b+s_n$	—	$b+s_n/2$
3	按翼缘高度考虑	$h'_f/h_0 \geqslant 0.1$	—	$b+16h'_f$	—
		$0.1 > h'_f/h_0 \geqslant 0.05$	$b+16h'_f$	$b+6h'_f$	$b+5h'_f$
		$h'_f/h_0 < 0.05$	$b+16h'_f$	b	$b+5h'_f$

注：1 表中 b 为腹板宽度。

2 如肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时，则可不遵守表列情况3的规定。

3 对加腋的T形、I形和倒L形截面，当受压区加腋的高度 $h_h \geqslant h'_f$ 且加腋的宽度 $b_h \leqslant 3h_h$ 时，其翼缘计算宽度可按表列情况3的规定分别增加 $2b_h$（T形、I形截面）和 b_h（倒L形截面）。

4 独立梁受压区的翼缘板在荷载作用下经验算沿纵肋方向可能产生裂缝时，其计算宽度应取腹板宽度 b。

7.2.4 受弯构件正截面受弯承载力的计算，应符合本规程公式(7.2.1-3)的要求。当由构造要求或按正常使用极限状态验算要求配置的纵向受拉钢筋截面面积大于受弯承载力要求的配筋面积时，按本规程公式(7.2.1-2)或公式(7.2.2-3)计算的混凝土受压区高度 x，可仅计入受弯承载力条件所需的纵向受拉钢筋截面面积。

7.2.5 当计算中计入纵向普通受压钢筋时，应满足本规程公式(7.2.1-4)的条件；当不满足此条件时，正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M-\left[M_2+N_2\left(\frac{h}{2}-a'_s\right)\right] \leqslant f_{py}A_p(h-a_p-a'_s)+f_yA_s(h-a_s-a'_s)$$

$$+(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p(a'_p-a'_s) \qquad (7.2.5)$$

式中：a_s、a_p——受拉区纵向普通钢筋、预应力钢筋至受拉边缘的距离。

7.2.6 对于第 7.2.1、7.2.2、7.2.5 条，当采用无粘结预应力受弯构件时，f_{py}应改为无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu}，σ_{pu}宜按下列公式计算：

$$\sigma_{pu}=\sigma_{pe}+\Delta\sigma_p \qquad (7.2.6\text{-}1)$$

$$\Delta\sigma_p=(240-335\xi_p)\left(0.45+5.5\frac{h}{l_0}\right)\frac{l_2}{l_1} \qquad (7.2.6\text{-}2)$$

$$\xi_p=\frac{\sigma_{pe}A_p+f_yA_s}{f_cbh_p} \qquad (7.2.6\text{-}3)$$

此时，应力设计值 σ_{pu} 尚应符合下列条件：

$$\sigma_{pe}\leqslant\sigma_{pu}\leqslant f_{py} \qquad (7.2.6\text{-}4)$$

式中：σ_{pe}——扣除全部预应力损失后，无粘结预应力筋中的有效预应力；

$\Delta\sigma_p$——无粘结预应力筋中的应力增量；

ξ_p——综合配筋指标，不宜大于 0.4；

l_0——受弯构件计算跨度；

h——受弯构件截面高度；

h_p——无粘结预应力筋合力点至截面受压边缘的距离。

对翼缘位于受压区的 T 形、I 形截面受弯构件，当受压区高度大于翼缘高度时，综合配筋指标 ξ_p 可按下式计算：

$$\xi_p=\frac{\sigma_{pe}A_p+f_yA_s-f_c(b'_f-b)h'_f}{f_cbh_p} \qquad (7.2.6\text{-}5)$$

此处，h'_f 为 T 形、I 形截面受压区的翼缘高度；b'_f 为 T 形、I 形截面受压区的翼缘计算宽度。

7.3 正截面受拉构件承载力计算

7.3.1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定：

$$N-N_2 \leqslant f_y A_s + f_{py} A_p \tag{7.3.1}$$

式中：N——轴向拉力设计值；

N_2——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次轴力设计值；

A_s、A_p——纵向普通钢筋、预应力钢筋的全部截面面积。

7.3.2 矩形截面偏心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定：

1 小偏心受拉构件

当轴向拉力作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点和 A'_s 与 A'_p 的合力点之间时(图 7.3.2a)：

$$Ne - N_2\left(\frac{h}{2}-a\right) \leqslant f_y A'_s (h_0 - a'_s) + f_{py} A'_p (h_0 - a'_p) \tag{7.3.2-1}$$

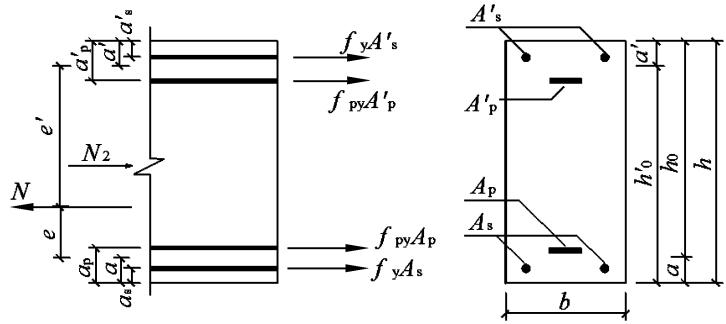
$$Ne' - N_2\left(\frac{h}{2}-a'\right) \leqslant f_y A_s (h'_0 - a_s) + f_{py} A_p (h'_0 - a_p) \tag{7.3.2-2}$$

2 大偏心受拉构件

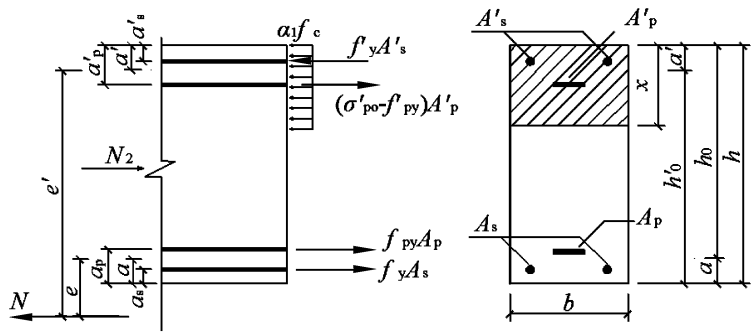
当轴向拉力不作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点和 A'_s 与 A'_p 的合力点之间时(图 7.3.2b)：

$$N-N_2 \leqslant f_y A_s + f_{py} A_p - f'_y A'_s + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \alpha_1 f_c b x \tag{7.3.2-3}$$

$$Ne + N_2\left(\frac{h}{2}-a\right) \leqslant \alpha_1 f_c b x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \tag{7.3.2-4}$$



(a) 小偏心受拉构件



(b) 大偏心受拉构件

图 7.3.2　矩形截面偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

此时，混凝土受压区的高度应满足公式(7.2.1-3)的要求。当计算中计入纵向普通受压钢筋时，尚应满足公式(7.2.1-4)的条件；当不满足时，可按公式(7.3.2-2)计算。

3　对称配筋的矩形截面偏心受拉构件，不论大、小偏心受拉情况，均可按公式(7.3.2-2)计算。

7.4　正截面受压构件承载力计算

7.4.1　钢筋混凝土轴心受压构件正截面受压承载力应符合下列

规定：

$$N-N_2 \leqslant 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) \qquad (7.4.1)$$

式中：N——轴向压力设计值；

N_2——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次轴力设计值，以拉力为正方向；

φ——钢筋混凝土构件的稳定系数，按表 7.4.1 采用；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

A——构件截面面积；

A'_s——全部纵向钢筋的截面面积。

当纵向钢筋配筋率大于 3%时，公式(7.4.1)中的 A 应改用 $(A-A'_s)$代替。

表 7.4.1　钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数

l_0/b	≤8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/d	≤7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_0/i	≤28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
φ	1.00	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/b	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
l_0/d	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
l_0/i	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
φ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注：表中 l_0 为构件的计算长度；b 为矩形截面的短边尺寸；d 为圆形截面的直径；i 为截面的最小回转半径。

7.4.2　矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力应符合下列规定(图 7.4.3)：

$$N-N_2 \leqslant \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \sigma_p A_p \qquad (7.4.2\text{-}1)$$

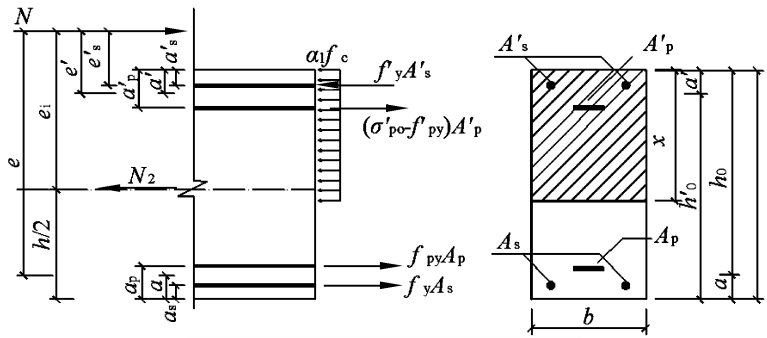


图 7.4.2　矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

$$Ne-N_2\left(\frac{h}{2}-a\right)\leqslant\alpha_1 f_c bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+f'_y A'_s(h_0-a'_s)$$
$$-(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p(h_0-a'_p) \qquad (7.4.2\text{-}2)$$

$$e=e_i+h/2-a \qquad (7.4.2\text{-}3)$$

$$e_i=e_0+e_a \qquad (7.4.2\text{-}4)$$

式中：e——轴向压力作用点至纵向普通受拉钢筋和预应力受拉钢筋的合力点的距离；

σ_s、σ_p——受拉边或受压较小边的纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力；

e_i——初始偏心距；

a——纵向普通受拉钢筋和预应力受拉钢筋的合力点至截面近边缘的距离；

e_0——轴向压力对截面重心的偏心距：$e_0=M/N$；当需要考虑二阶效应时，M 为按本规程第 7.1.4 条规定确定的弯矩设计值；

e_a——附加偏心距，按本规程第 7.1.5 条确定。

在按上述规定计算时，尚应符合下列要求：

1　钢筋的应力 σ_s、σ_p 可按下列情况计算：

1）当 $\xi \leqslant \xi_b$ 时为大偏心受压构件，取 $\sigma_s = f_y$ 及 $\sigma_p = f_{py}$。此处，ξ 为相对受压区高度，$\xi = x/h_0$；

2）当 $\xi > \xi_b$ 时为小偏心受压构件，σ_s、σ_p 按本规程第7.1.8条的规定进行计算。

2 当计算中计入纵向普通受压钢筋时，受压区高度应满足本规程公式(7.2.1-4)的条件；当不满足此条件时，其正截面受压承载力可按本规程第7.2.5条的规定进行计算，此时，应将公式(7.2.5)中的 M 以 Ne'_s 代替，此处，e'_s 为轴向压力作用点至受压区纵向普通钢筋合力点的距离；初始偏心距应按公式(7.4.2-4)确定。

3 矩形截面非对称配筋的小偏心受压构件，当 $N > f_c bh$ 时，尚应按下列公式进行验算：

$$Ne' - N_2\left(\frac{h}{2} - a'\right) \leqslant f_c bh\left(h'_0 - \frac{h}{2}\right) + f'_y A_s (h'_0 - a_s) - (\sigma_{p0} - f'_{py}) A_p (h'_0 - a_p) \tag{7.4.2-5}$$

$$e' = \frac{h}{2} - a' - (e_0 - e_a) \tag{7.4.2-6}$$

式中：e'——轴向压力作用点至受压区纵向普通钢筋和预应力钢筋的合力距离；

h'_0——纵向受压钢筋合力点至截面远边的距离。

7.5 斜截面承载力计算

7.5.1 矩形、T形和I形截面的预应力混凝土受弯构件，其受剪截面应符合下列条件：

当 $h_w/b \leqslant 4$ 时

$$V \leqslant 0.25\beta_c f_c bh_0 \tag{7.5.1-1}$$

当 $h_w/b \geqslant 6$ 时

$$V \leqslant 0.2\beta_c f_c bh_0 \tag{7.5.1-2}$$

当 $4<h_w/b<6$ 时，按线性内插法确定。

式中：V——构件斜截面上的最大剪力设计值，包括预应力次剪力设计值 V_2，其中当参与组合的次剪力对结构不利时，预应力分项系数应取 1.2，有利时应取 1.0；

β_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 $\beta_c=0.8$；其间按线性内插法确定；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

b——矩形截面的宽度，T 形截面或 I 形截面的腹板宽度；

h_0——截面的有效高度；

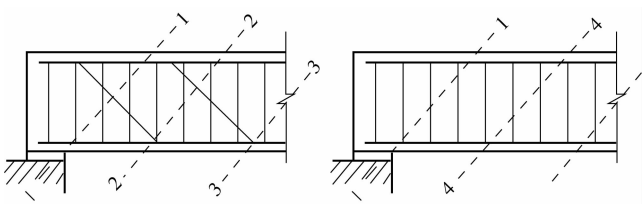
h_w——截面的腹板高度：对矩形截面，取有效高度；对 T 形截面，取有效高度减去翼缘高度；对 I 形截面，取腹板净高。

注：1 对 T 形或 I 形截面的简支受弯构件，当有实践经验时，公式(7.5.1-1)中的系数可改用 0.3；

2 对受拉边倾斜的构件，当有实践经验时，其受剪截面的控制条件可适当放宽。

7.5.2 在计算斜截面的受剪承载力时，其剪力设计值的计算截面应按下列规定采用：

1 支座边缘处的截面(图 7.5.2a、b 截面 1-1)。



1-1 支座边缘处的斜截面；2-2、3-3 受拉区弯起钢筋弯起点的斜截面；4-4 箍筋截面面积或间距改变处的斜截面

图 7.5.2 斜截面受剪承载力剪力设计值的计算截面

2 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面(图 7.5.2a 截面 2-2、3-3)。

3 箍筋截面面积或间距改变处的截面(图 7.5.2b 截面 4-4)。

4 腹板宽度改变处的截面。

注:对受拉边倾斜的受弯构件,尚应包括梁的高度开始变化处、集中荷载作用处和其他不利的截面。

7.5.3 矩形、T 形和 I 形截面的预应力受弯构件,当仅配置箍筋时,其斜截面的受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leqslant V_{cs} + V_p \tag{7.5.3-1}$$

$$V_{cs} = \alpha_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \tag{7.5.3-2}$$

$$V_p = 0.05 N_{p0} \tag{7.5.3-3}$$

式中:V——构件斜截面上的最大剪力设计值;

V_{cs}——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值;

V_p——由预加力所提高的构件受剪承载力设计值;

α_{cv}——斜截面混凝土受剪承载力系数,对于一般受弯构件取 0.7;对集中荷载作用下(包括作用有多种荷载,其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力的 75%以上的情况)的独立梁,取 α_{cv} 为 $\frac{1.75}{\lambda+1}$,λ 为计算截面的剪跨比,可取 λ 等于 a/h_0,当 λ 小于 1.5 时,取 1.5,当 λ 大于 3 时,取 3,a 取集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离;

A_{sv}——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积:$A_{sv} = nA_{sv1}$,此处,n 为在同一截面内箍筋的肢数,A_{sv1} 为单肢箍筋的截面面积;

s——沿构件长度方向的箍筋间距;

f_{yv}——箍筋抗拉强度设计值;

N_{p0}——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的预加力;当 $N_{p0} > 0.3 f_c A_0$ 时,取 $N_{p0} = 0.3 f_c A_0$,此处,A_0 为构件的换算截面面积。

注：1　对预加力 N_{p0} 引起的截面弯矩与外弯矩方向相同的情况，以及预应力混凝土连续梁和允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁，均应取 $V_p=0$；

2　对先张法预应力混凝土构件，在计算预加力 N_{p0} 时，应考虑预应力钢筋传递长度的影响。

7.5.4　矩形、T形和I形截面的预应力受弯构件，当配置箍筋和弯起钢筋时，其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leqslant V_{cs}+V_p+0.8f_yA_{sb}\sin\alpha_s+0.8f_{py}A_{pb}\sin\alpha_p \quad (7.5.4)$$

式中：V——配置弯起钢筋处的剪力设计值，按本规程第7.5.5条的规定取用；

V_p——由预加力所提高的构件的受剪承载力设计值，按本规程公式(7.5.3-3)计算，但计算合力 N_{p0} 时不考虑预应力弯起钢筋的作用；

A_{sb}、A_{pb}——同一弯起平面内的非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的截面面积；

α_s、α_p——斜截面上非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角。

7.5.5　计算弯起钢筋时，其剪力设计值可按下列规定取用(图7.5.2a)：

1　计算第一排(对支座而言)弯起钢筋时，取支座边缘处的剪力值。

2　计算以后的每一排弯起钢筋时，取前一排(对支座而言)弯起钢筋弯起点处的剪力值。

7.5.6　矩形、T形和I形截面的预应力受弯构件，当符合下式要求时，可不进行斜截面的受剪承载力计算，而仅需按构造要求配置箍筋。

$$V\leqslant\alpha_{cv}f_tbh_0+0.05N_{p0} \quad (7.5.6)$$

式中：α_{cv}——截面混凝土受剪承载力系数，按本规程第7.5.3条的规定采用。

7.5.7 受拉边倾斜的矩形、T形和I形截面的预应力受弯构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定(图7.5.7)：

$$V \leqslant V_{cs}+V_{sp}+0.8f_{y}A_{sb}\sin\alpha_{s} \tag{7.5.7-1}$$

$$V_{sp}=\frac{M-0.8(\sum f_{yv}A_{sv}z_{sv}+\sum f_{y}A_{sb}z_{sb})}{z+c\tan\beta}\tan\beta \tag{7.5.7-2}$$

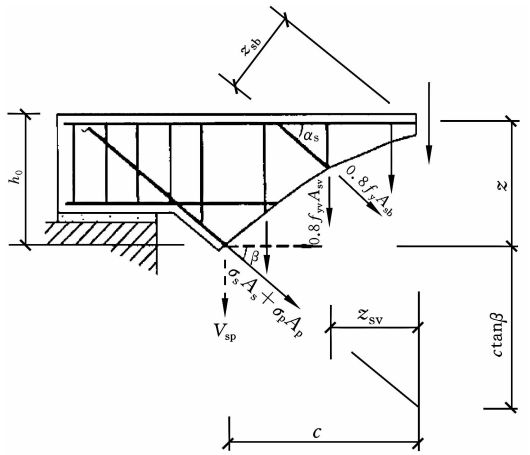


图7.5.7 受拉边倾斜的受弯构件斜截面受剪承载力计算

式中：V——构件斜截面上的最大剪力设计值；

M——构件斜截面受压区末端的弯矩设计值；

V_{cs}——构件斜截面上预应力混凝土和箍筋的受剪承载力设计值，按本规程公式(7.5.3-2)计算，其中，h_0取斜截面受拉区始端的垂直截面有效高度；

V_{sp}——构件截面上受拉边倾斜的纵向非预应力和预应力受拉钢筋合力的设计值在垂直方向的投影；其值不应大于$(f_{py}A_{p}+f_{y}A_{s})\sin\beta$，且不应小于$\sigma_{pe}A_{p}\sin\beta$；

z_{sv}——同一截面内箍筋的合力至斜截面受压区合力点的距离；

z_{sb}——同一弯起平面内的弯起钢筋的合力至斜截面受压区合力点的距离；

z——斜截面受拉区始端处纵向受拉钢筋合力的水平分力至斜截面受压区合力点的距离，可近似取 $z=0.9h_0$；

β——斜截面受拉区始端处倾斜的纵向受拉钢筋的倾角；

c——斜截面的水平投影长度，可近似取 $c=h_0$。

注：在梁截面高度开始变化处，斜截面的受剪承载力应按等截面高度梁和变截面高度梁的有关公式分别计算，并应按其中不利者配置箍筋和弯起钢筋。

7.5.8 受弯构件斜截面的受弯承载力应符合下列规定(图 7.5.8)：

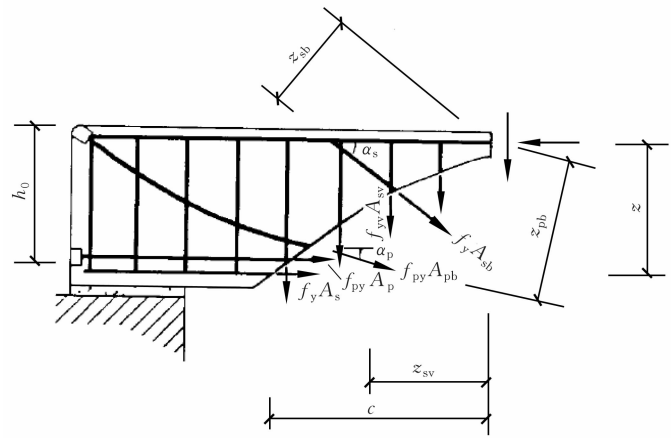


图 7.5.8 受弯构件斜截面受弯承载力计算

$$M \leqslant (f_yA_s+f_{py}A_p)z+\sum f_yA_{sb}z_{sb}+\sum f_{py}A_{pb}z_{pb}+\sum f_{yv}A_{sv}z_{sv} \tag{7.5.8-1}$$

此时，斜截面的水平投影长度 c 可按下列条件确定：

$$V=\sum f_yA_{sb}\sin\alpha_s+\sum f_{py}A_{pb}\sin\alpha_p+\sum f_{yv}A_{sv} \tag{7.5.8-2}$$

式中：V——斜截面受压区末端的剪力设计值；

z——纵向非预应力和预应力受拉钢筋的合力至受压区合力点的距离，可近似取 $z=0.9h_0$；

z_{sb}、z_{pb}——同一弯起平面内的非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的合力至斜截面受压区合力点的距离；

z_{sv}——同一斜截面上箍筋的合力至斜截面受压区合力点的距离。

在计算先张法预应力混凝土构件端部锚固区的斜截面受弯承载力时，公式中的 f_{py} 应按下列规定确定：

锚固区内的纵向预应力钢筋抗拉强度设计值在锚固起点处应取为零，在锚固终点处应取为 f_{py}，在两点之间可按线性内插法确定。

7.5.9 受弯构件中配置的纵向钢筋的箍筋，当符合构造要求时，可不进行构件斜截面的受弯承载力计算。

7.5.10 圆形截面的预应力混凝土受弯构件，其斜截面受剪承载力可按本规程第 7.5.1 至第 7.5.9 条计算，此时，上述条文公式中的截面宽度 b 和截面有效高度 h_0 应分别以 $1.76r$ 和 $1.6r$ 代替，此处，r 为圆形截面的半径。

7.6 受冲切承载力计算

7.6.1 在局部荷载或集中反力作用下不配置箍筋或弯起钢筋的板，其受冲切承载力应符合下列规定(图 7.6.1)：

$$F_l \leqslant (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 \qquad (7.6.1\text{-}1)$$

公式(7.6.1-1)中的系数 η，应按下列两个公式计算，并取其中较小值：

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \qquad (7.6.1\text{-}2)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4\mu_m} \qquad (7.6.1\text{-}3)$$

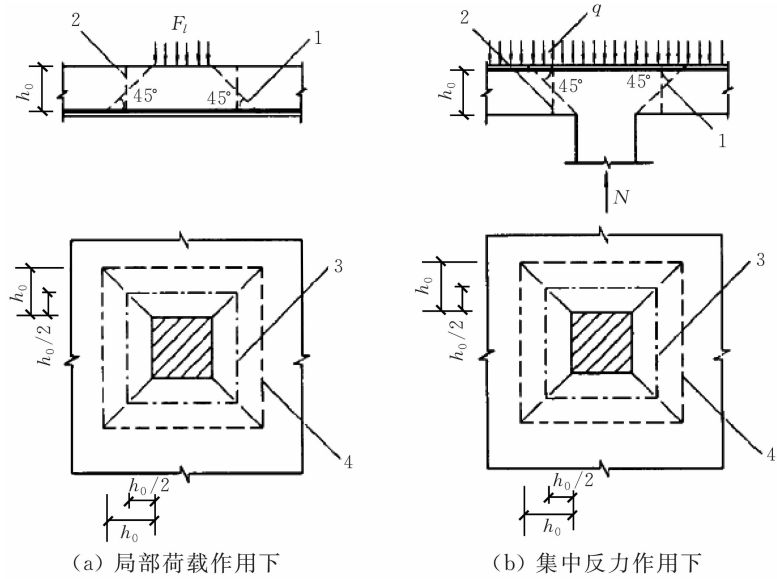


图 7.6.1　板受冲切承载力计算

1—冲切破坏锥体的斜截面；2—计算截面；3—计算截面周长；4—冲切锥体的底面线

式中：F_l——局部荷载设计值或集中反力设计值；对板柱结构的节点，取柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值；当有不平衡弯矩时，应按本规程第 7.6.4 条的规定确定；

β_h——截面高度影响系数：当 $h \leqslant 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$；当 $h \geqslant 2\,000\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 0.9$，其间按线性内插法取用；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值；

$\sigma_{pc,m}$——计算截面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值宜控制在 $1.0\text{N/mm}^2 \sim 3.5\text{N/mm}^2$ 范围内；

u_m——计算截面的周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长；

h_0——截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值；

η_1——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数；

η_2——计算截面周长与板截面有效高度之比的影响系数；

β_s——局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸的比值，β_s 不宜大于 4；当 $\beta_s<2$ 时，取 $\beta_s=2$；当面积为圆形时，取 $\beta_s=2$；

α_s——板柱结构中柱类型的影响系数：对中柱，取 $\alpha_s=40$；对边柱，取 $\alpha_s=30$；对角柱，取 $\alpha_s=20$。

7.6.2 当板开有孔洞且孔洞至局部荷载或集中反力作用面积边缘的距离不大于 $6h_0$ 时，受冲切承载力计算中取用的计算截面周长 u_m，应扣除局部荷载或集中反力作用面积中心至开孔外边画出两条切线之间所包含的长度（图 7.6.2）。

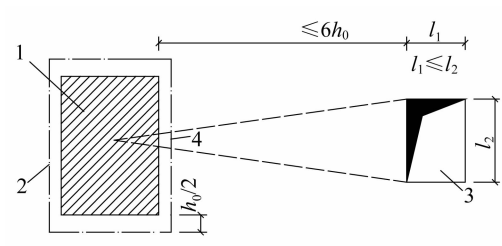


图 7.6.2 邻近孔洞时的计算截面周长

1—局部荷载或集中力作用面；2—计算截面周长；3—孔洞；4—应扣除的长度

注：当图中 $l_1>l_2$ 时，孔洞边长 l_2 用 $\sqrt{l_1 l_2}$ 代替。

7.6.3 在局部荷载或集中反力作用下，当受冲切承载力不满足本规程第 7.6.1 条的要求且板厚受到限制时，可配置箍筋或弯起钢筋。此时，受冲切截面及受冲切承载力应符合下列条件：

1 受冲切截面

$$F_l \leqslant 1.2 f_t \eta u_m h_0 \qquad (7.6.3\text{-}1)$$

2 配置箍筋或弯起钢筋的板，其受冲切承载力应符合下列规定：

$$F_l \leqslant (0.5 f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 + 0.8 f_{yv} A_{svu} + 0.8 f_y A_{sbu} \sin\alpha \qquad (7.6.3\text{-}2)$$

式中：A_{svu}——与呈 45°冲切破坏锥体斜截面相交的全部箍筋截面面积；

A_{sbu}——与呈 45°冲切破坏锥体斜截面相交的全部弯起钢筋截面面积；

α——弯起钢筋与板底面的夹角。

注：当有条件时，可采取配置栓钉、型钢剪力架等形式的抗冲切措施。

7.6.4 板柱结构在竖向荷载、水平荷载作用下，当考虑板柱节点计算截面上的剪应力传递不平衡弯矩、并按本规程第 7.6.1 条或第 7.6.3 条进行受冲切承载力计算时，其集中反力设计值 F_l 应以等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 代替，$F_{l,eq}$ 可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 附录 F 的规定计算。

7.7 局部受压承载力计算及锚固区设计

7.7.1 对后张预应力混凝土构件的端部锚固区，应按下列规定配置间接钢筋：

1 在预应力筋锚具及张拉设备支承处，应设置预埋承压钢垫板，承压钢垫板应满足混凝土局部承压面积的要求，垫板厚度可取 14mm～30mm，刚性扩散角应取 45°；钢板后应按本规程规定进行混凝土局部受压承载力计算并配置间接钢筋，其体积配筋率不应小于 0.5%，局部受压区间接钢筋的计算，可按本规程第 7.7.2～7.7.4 条进行。

2 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 $3e$（e 为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)、但不大于 1.2h(h 为构件端部截面高度),高度为 2e 的附加配筋区范围内,应均匀配置附加箍筋、钢筋网片或螺旋筋,配筋面积可按下式计算:

$$A_{sb} \geqslant 0.18\left(1-\frac{l_l}{l_b}\right)\frac{P}{f_{yv}} \qquad (7.7.1\text{-}1)$$

且体积配筋率不应小于 0.5%;

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设计值,局部受压承载力计算时,局部压力设计值对有粘结预应力混凝土构件取 1.2 倍张拉控制力,对无粘结预应力混凝土取 1.2 倍张拉控制力和($f_{ptk}A_p$)中的较大值;

l_l、l_b——分别为沿构件高度方向 A_l、A_b 的边长或直径,A_l、A_b 按本规程第 7.7.2 条确定;

f_{yv}——附加抗劈裂钢筋的抗拉强度设计值。

3 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端面裂缝构造钢筋,其截面面积应符合下列公式要求:

$$A_{sv} \geqslant \frac{T_s}{f_{yv}} \qquad (7.7.1\text{-}2)$$

$$T_s = \left(0.25-\frac{e}{h}\right)P \qquad (7.7.1\text{-}3)$$

式中:T_s——锚固端端面拉力;

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——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。竖向防端面裂缝构造钢筋宜靠近端面配置,可采用焊接钢筋网、封闭式箍筋及其他形式,且宜采用带肋钢筋。

当端部界面上部和下部均有预应力筋时，附加竖向钢筋的总截面面积应按上部和下部的预应力合力分别计算的较大值采用。

在构件端面横向也应按上述方法计算抗端面裂缝钢筋，并与上述竖向钢筋形成网片筋配置。

4 当采用铸造锚垫板时，应根据产品的技术参数要求选用配套的锚垫板和螺旋筋，并确定锚垫板间距、到构件边缘距离、局压加强钢筋及张拉时混凝土强度，局部受压区的设计应符合现行行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85的规定。

5 在配筋稠密的梁柱节点处，如该节点原配筋能起到钢筋网片或螺旋箍筋的等效作用，则可少配或不配钢筋网片或螺旋筋，有利于该节点处混凝土浇捣密实。

6 当构件在端部有局部凹进时，应增设折线构造钢筋(图 7.7.1)或其他有效的构造钢筋。

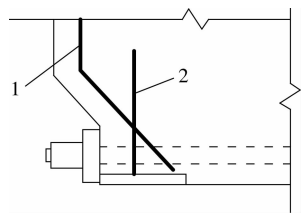


图 7.7.1 端部凹进处构造配筋

1—折线构造钢筋；2—竖向构造钢筋

7.7.2 配置间接钢筋的混凝土结构构件，其局部受压区的截面尺寸应符合下列要求：

$$F_l \leqslant 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} \tag{7.7.2-1}$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \tag{7.7.2-2}$$

式中：F_l——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

β_c——混凝土强度影响系数，按本规程第 7.5.1 条的规定取用；

β_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，按本规程第 7.7.3 条确定。

在后张法预应力混凝土构件的张拉阶段验算中，局部压力设计值 F_l 对有粘结预应力混凝土构件取 1.2 倍张拉控制力，对无粘结和缓粘结预应力混凝土取 1.2 倍张拉控制力和（$f_{ptk}A_p$）中的较大值，混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 应根据相应阶段的混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 值以线性内插法确定；在正常使用阶段验算中，F_l 应取预应力筋的抗拉强度标准值 f_{ptk} 进行计算，f_{ptk} 按本规程表 3.1.4 的规定取用。

7.7.3 局部受压的计算面积 A_b，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 7.7.3 取用。

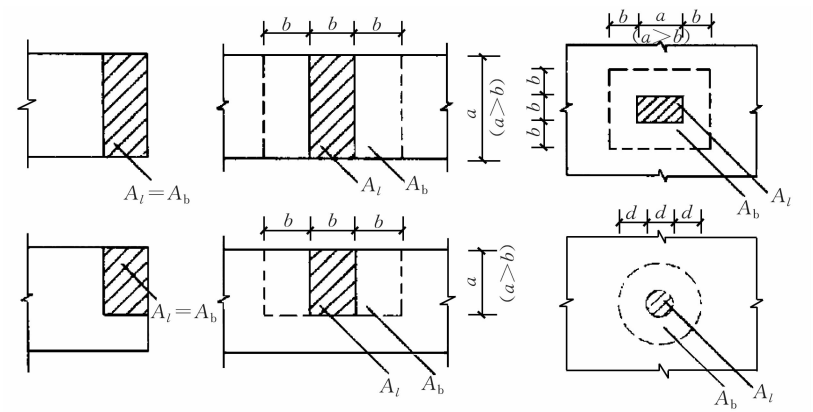


图 7.7.3　局部受压的计算底面积

7.7.4 当配置方格网式或螺旋式间接钢筋且其核心面积 $A_{cor} \geqslant A_l$ 时(图 7.7.4),局部受压承载力应符合下列规定:

$$F_l \leqslant 0.9(\beta_c \beta_l f_c + 2\alpha\rho_v \beta_{cor} f_{yv}) A_{ln} \qquad (7.7.4\text{-}1)$$

当为方格网式配筋时(图 7.7.4a),其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算:

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \qquad (7.7.4\text{-}2)$$

此时,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。

当为螺旋式配筋时(图 7.7.4b),其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算:

$$\rho_v = \frac{4A_{ss1}}{d_{cor} s} \qquad (7.7.4\text{-}3)$$

式中: β_{cor}——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数,仍按本规范公式(7.7.2-2)计算,但 A_b 以 A_{cor} 代替,当 $A_{cor} > A_b$ 时,应取 $A_{cor} = A_b$;

f_y——钢筋抗拉强度设计值;

α——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 1.0,当混凝土强度等级为 C80 时,取 0.85,其间按线性内插法确定 α 的取值;

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,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;

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

n_1、A_{s1}——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_{s2}——方格网沿 l_2 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积；

A_{ss1}——单根螺旋式间接钢筋的截面面积；

d_{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 30mm～80mm。

间接钢筋应配置在图 7.7.4 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。

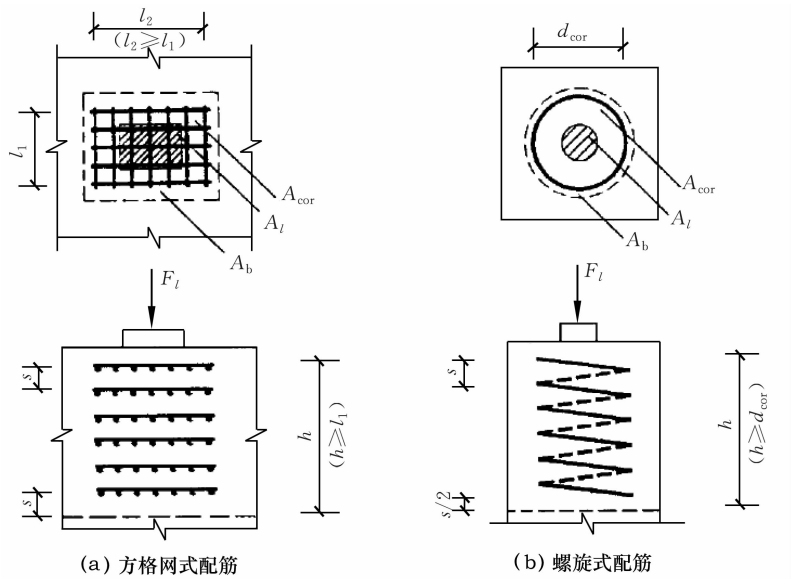


图 7.7.4　局部受压区的间接钢筋

7.8 疲劳验算

7.8.1 需作疲劳验算的预应力受弯构件，其正截面疲劳应力应按下列基本假定进行计算：

1 截面应变保持平面。

2 受压区混凝土的法向应力图形取为三角形。

3 对要求不出现裂缝的预应力混凝土构件，受拉区混凝土的法向应力图形取为三角形。

4 采用换算截面计算。

7.8.2 在疲劳验算中，荷载应取用标准值；对吊车荷载应乘以动力系数，吊车荷载的动力系数应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取用。对跨度不大于 12m 的吊车梁，可取用一台最大吊车荷载。

7.8.3 预应力混凝土受弯构件疲劳验算时，应计算下列部位的应力：

1 正截面受拉区和受压区边缘纤维的混凝土应力及受拉区纵向预应力钢筋、普通钢筋的应力幅。

2 截面重心及截面宽度剧烈改变处的混凝土主拉应力。

注：受压区纵向预应力钢筋可不进行疲劳验算。

7.8.4 预应力混凝土受弯构件正截面的疲劳应力应符合下列规定：

1 受拉区或受压区边缘纤维的混凝土应力：

1） 当为压应力时

$$\sigma_{cc,max}^{f} \leqslant f_{c}^{f} \tag{7.8.4-1}$$

2） 当为拉应力时

$$\sigma_{ct,max}^{f} \leqslant f_{t}^{f} \tag{7.8.4-2}$$

2 受拉区纵向预应力钢筋的应力幅

$$\Delta\sigma_{p}^{f} \leqslant \Delta f_{py}^{f} \tag{7.8.4-3}$$

3 受拉区纵向普通钢筋的应力幅

$$\Delta\sigma_s^f \leqslant \Delta f_y^f \tag{7.8.4-4}$$

式中：$\sigma_{cc,max}^f$——受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最大压应力（取绝对值），按本规程公式（7.8.5-1）或公式（7.8.5-2）计算确定；

$\sigma_{ct,max}^f$——受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最大拉应力，按本规程公式（7.8.5-1）或公式（7.8.5-2）计算确定；

$\Delta\sigma_p^f$——受拉区纵向预应力钢筋的应力幅，按本规程公式（7.8.5-3）计算；

Δf_{py}^f——预应力钢筋疲劳应力幅限值；

$\Delta\sigma_s^f$——受拉区纵向普通钢筋的应力幅，按本规程公式（7.8.5-6）计算；

Δf_y^f——普通钢筋疲劳应力幅限值。

注：当受拉区纵向预应力钢筋、普通钢筋各为同一钢种时，可仅各验算最外层钢筋的应力幅。

7.8.5 对要求不出现裂缝的预应力混凝土受弯构件，其正截面的混凝土、纵向预应力钢筋和普通钢筋的最小、最大应力和应力幅应按下列公式计算：

1 受拉区或受压区边缘纤维的混凝土应力

$$\sigma_{c,min}^f \text{或} \ \sigma_{c,max}^f = \sigma_{pc} + \frac{M_{min}^f}{I_0} y_0 \tag{7.8.5-1}$$

$$\sigma_{c,max}^f \text{或} \ \sigma_{c,min}^f = \sigma_{pc} + \frac{M_{max}^f}{I_0} y_0 \tag{7.8.5-2}$$

2 受拉区纵向预应力钢筋的应力及应力幅

$$\Delta\sigma_p^f = \sigma_{p,max}^f - \sigma_{p,min}^f \tag{7.8.5-3}$$

$$\sigma_{p,min}^f = \sigma_{pe} + \alpha_{pE} \frac{M_{min}^f}{I_0} y_{0p} \tag{7.8.5-4}$$

$$\sigma_{p,max}^f = \sigma_{pe} + \alpha_{pE} \frac{M_{max}^f}{I_0} y_{0p} \tag{7.8.5-5}$$

3 受拉区纵向普通钢筋的应力及应力幅

$$\Delta\sigma_{s}^{f}=\sigma_{s,max}^{f}-\sigma_{s,min}^{f} \tag{7.8.5-6}$$

$$\sigma_{s,min}^{f}=\sigma_{se}+\alpha_{E}\frac{M_{min}^{f}}{I_{0}}y_{0s} \tag{7.8.5-7}$$

$$\sigma_{s,max}^{f}=\sigma_{se}+\alpha_{E}\frac{M_{max}^{f}}{I_{0}}y_{0s} \tag{7.8.5-8}$$

式中：$\sigma_{c,min}^{f}$、$\sigma_{c,max}^{f}$——疲劳验算时受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最小、最大应力，最小、最大应力以其绝对值进行判别；

σ_{pc}——扣除全部预应力损失后，由预加力在受拉区或受压区边缘纤维处产生的混凝土法向应力；

M_{max}^{f}、M_{min}^{f}——疲劳验算时同一截面上在相应荷载组合下产生的最大、最小弯矩值；

α_{pE}——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值：$\alpha_{pE}=E_{s}/E_{c}$；

I_{0}——换算截面的惯性矩；

y_{0}——受拉区边缘或受压区边缘至换算截面重心的距离；

$\sigma_{p,min}^{f}$、$\sigma_{p,max}^{f}$——疲劳验算时所计算的受拉区一层预应力钢筋的最小、最大应力；

$\Delta\sigma_{p}^{f}$——疲劳验算时所计算的受拉区一层预应力钢筋的应力幅；

σ_{pe}——扣除全部预应力损失后所计算的受拉区一层预应力钢筋的有效预应力；

y_{0s}、y_{0p}——所计算的受拉区一层普通钢筋、预应力钢筋截面重心至换算截面重心的距离；

$\sigma_{s,min}^{f}$、$\sigma_{s,max}^{f}$——疲劳验算时所计算的受拉区一层普通钢筋的最小、最大应力；

$\Delta\sigma_s^f$——疲劳验算时所计算的受拉区一层普通钢筋的应力幅；

σ_{se}——消压弯矩 M_{p0} 作用下所计算的受拉区一层普通钢筋中产生的应力；此处，M_{p0} 为受拉区一层普通钢筋截面重心处的混凝土法向预应力等于零时的相应弯矩值。

注：公式(7.8.5-1)、(7.8.5-2)中的 σ_{pc}、$(M_{min}^f/I_0)y_0$、$(M_{max}^f/I_0)y_0$，当为拉应力时以正值代入；当为压力时以负值代入；公式(7.8.5-7)、(7.8.5-8)中的 σ_{se} 以负值代入。

7.8.6 预应力混凝土受弯构件斜截面混凝土的主拉应力应符合下列规定：

$$\sigma_{tp}^f \leqslant f_t^f \tag{7.8.6}$$

式中：σ_{tp}^f——预应力混凝土受弯构件斜截面疲劳验算纤维处的混凝土主拉应力(吊车荷载，尚应计入动力系数)。

8 施工阶段验算

8.1 一般规定

8.1.1 预应力混凝土结构构件，应根据具体情况对其张拉、运输及安装等施工阶段进行承载能力极限状态验算和截面应力验算。

8.1.2 进行结构构件施工阶段的验算时，应考虑预加力、构件自重及施工荷载等。预制构件在吊装、运输时，构件自重乘以动力系数，并符合下列规定：

1 建筑工程预应力混凝土构件吊装、运输时，动力系数可取1.5；构件翻转及安装过程中就位、临时固定时，动力系数可取1.2。当有可靠经验时，动力系数可根据实际受力情况和安全要求适当增减。

2 桥梁工程预应力混凝土构件在吊装、运输时，动力系数可取1.2或0.85，并可视构件具体情况作适当增减。

8.1.3 对荷载分批施加和采取分批张拉的预应力混凝土转换梁等构件，应根据不同的荷载工况和张拉阶段分别进行施工验算。

8.1.4 构件截面应力的计算可采用一般的材料力学公式，截面几何特征可按本规程第6.1.2条的规定计算。

8.1.5 对重要预应力工程，应对现场张拉端锚固损失有效预应力值和孔道摩擦损失（含锚口损失）以及其他设计要求项目进行监测。测定方法见附录E。

8.2 施工阶段验算

8.2.1 预应力混凝土结构构件施工阶段验算时，其截面边缘的

混凝土法向应力限值应不超过表 8.2.1 的规定。

表 8.2.1　施工阶段的应力限值

项　目			城市轨道交通及铁路桥梁	城市道路及公路桥梁	建筑结构、圆形水池允许出现拉应力的构件
施工阶段计入梁自重后	混凝土压应力	C50 ～ C60	$0.75f'_{ck}$	$0.75f'_{ck}$	$0.8f'_{ck}$
		C30 ～ C45	$0.70f'_{ck}$	$0.70f'_{ck}$	
		超张拉时	$0.80f'_{ck}$	—	
	混凝土拉应力		$0.70f'_{tk}$	$0.70f'_{tk}$	$1.0f'_{tk}$
	预拉区配置非预应力筋的混凝土拉应力		—	$1.15f'_{tk}$	—
运送及安装阶段	混凝土最大压应力		$0.8f'_{ck}$	—	—
	混凝土最大拉应力		$0.8f'_{tk}$		
架桥机吊梁通过时的最大拉应力			$1.0f'_{tk}$		

注：1　施工阶段预拉区允许出现拉应力的构件，预拉区纵向配筋率$(A'_s+A'_p)/A$不应小于 0.15%，对后张法构件不应计入A'_p。

2　建筑结构简支构件的端部区段截面预拉区边缘纤维的混凝土拉应力允许大于f'_{tk}，但不应大于$1.2f'_{tk}$。

3　传力锚固时预应力筋的应力不大于$0.65f_{ptk}$。

8.2.2　构件截面边缘的混凝土法向应力可按下列公式计算：

$$\sigma_{cc}\text{或}\ \sigma_{ct}=\sigma_{pc}+\frac{N_k}{A_0}\pm\frac{M_k}{W_0} \tag{8.2.2}$$

式中：σ_{cc}——相应施工阶段计算截面预拉区边缘纤维的混凝土压应力；

σ_{ct}——相应施工阶段计算截面预拉区边缘纤维的混凝土拉应力；

σ_{pc}——由预加力在截面边缘纤维产生的混凝土法向应力；

f'_{tk}、f'_{ck}——与各施工阶段混凝土立方体抗压强度f'_{cu}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；

W_0——构件截面边缘的换算截面弹性抵抗矩。

注：公式(8.2.2)中，当 σ_{pc} 为压应力时取正值，当 σ_{pc} 为拉应力时取负值；当 N_k 为轴向拉力时取负值；当 M_k 产生的边缘纤维应力为压应力时式中符号取加号，拉应力时式中符号取减号。

9 预应力混凝土结构抗震设计

9.1 一般规定

9.1.1 预应力混凝土结构可用于抗震设防烈度6度、7度、8度区，当9度区需采用预应力混凝土结构时，应有充分依据，并采取可靠措施。

预应力混凝土结构的抗震设计，除符合本章的要求外，尚应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011及行业标准《预应力混凝土结构抗震设计规程》JGJ 140的相关规定。

9.1.2 抗震设计的预应力混凝土结构，应采取措施使其具有良好的变形和消耗地震能量的能力，达到延性结构的基本要求；应避免构件剪切破坏先于弯曲破坏、节点先于被连接构件破坏、预应力筋的锚固粘结先于构件破坏。

9.1.3 预应力混凝土框架结构的阻尼比宜取0.03，并可按钢筋混凝土结构部分和预应力混凝土结构部分在整个结构总变形能所占的比例折算为等效阻尼比；在框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构及板柱-剪力墙结构中，当仅采用预应力混凝土梁或板时，阻尼比应取0.05。

9.1.4 预应力混凝土结构构件截面抗震验算时，在地震作用效应和其他荷载效应的基本组合中，应增加预应力作用效应项。当预应力作用效应对构件承载力不利时，预应力分项系数应取1.2；有利时应取1.0。

9.1.5 考虑地震作用组合验算预应力混凝土结构构件的承载力时，其截面承载力应除以承载力抗震调整系数 γ_{RE}，承载力抗震调整系数 γ_{RE}，除另有规定外，应按表9.1.5采用。

当仅计算竖向地震作用时，各类预应力混凝土结构构件的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 均宜采用 1.0。

表 9.1.5　承载力抗震调整系数

结构构件	受力状态	γ_{RE}
梁	受弯	0.75
轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
框架节点	受剪	0.85
各类构件	受剪、偏拉	0.85
局部受压部位	局部受压	1.00
受冲切部位	受冲切	0.85

9.1.6　8 度时跨度大于 24m 屋架、长悬臂、大跨度空间交叉梁框架和其他大跨度预应力混凝土结构的竖向地震作用标准值，宜取其重力荷载代表值与竖向地震作用系数的乘积；竖向地震作用系数可按表 9.1.6 采用。

表 9.1.6　竖向地震作用系数

烈度	场地类别		
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ、Ⅳ
8	0.10(0.15)	0.13(0.19)	0.13(0.19)

注：括号中数值用于设计基本地震加速度为 0.3g 的地区。

9.1.7　考虑地震作用组合的预应力混凝土框架节点核心区抗震受剪承载力，应按现行行业标准《预应力混凝土结构抗震设计规程》JGJ 140 有关条款计算；预应力混凝土框架梁、柱的斜截面抗震受剪承载力计算应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关条款的规定。

9.1.8　后张预应力框架梁、门架、转换层的转换大梁宜采用有粘

结预应力筋；当框架梁采用无粘结预应力筋时，应符合本规程第9.1.10条的规定。

9.1.9 分散配置预应力筋的板类结构及楼盖的次梁宜采用无粘结预应力筋。无粘结预应力筋不得用于承重结构的受拉杆件及抗震等级为一级的框架。

9.1.10 在地震作用效应和重力荷载效应组合下，当符合下列二款之一时，无粘结预应力筋可在抗震等级为二、三级的框架梁中应用；当符合下述第1款时，无粘结预应力筋可在悬臂梁中应用：

1 框架梁端部截面及悬臂梁根部截面由普通钢筋承担的弯矩设计值，不应少于组合弯矩设计值的65%；或仅用于满足构件的挠度和裂缝要求。

2 设有剪力墙或筒体，且在基本振型地震作用下，框架承担的地震倾覆力矩小于总地震倾覆力矩的35%。

注：符合第9.1.10条第1款要求采用无粘结预应力筋的二、三级框架结构，可仍按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011中对钢筋混凝土框架的要求进行抗震设计；符合第9.1.10条第2款要求的二、三级无粘结预应力混凝土框架应按第9.2节要求进行抗震设计。

9.1.11 在框架—剪力墙结构、剪力墙结构及框架-核心筒结构中采用的预应力混凝土楼板，除结构平面布置应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011有关规定外，尚应符合下列规定：

1 柱支承预应力混凝土平板的厚度不宜小于跨度的1/45～1/40，周边支承预应力混凝土板厚度不宜小于跨度的1/50～1/45，且其厚度分别不应小于200mm及150mm。

2 在核心筒四个角部的楼板中，应设置扁梁或暗梁与外柱相连接，其余外框架柱处亦宜设置暗梁与内筒相连接。

3 在预应力混凝土平板凹凸不规则处及开洞处，应设置附加钢筋混凝土暗梁或边梁，予以加强。

4 预应力混凝土平板的板端截面的预应力强度比λ不宜大于0.75。

注：1　对无粘结预应力混凝土平板，公式(6.2.4)中的 f_{py} 应取用无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu}。

2　对周边支承在梁、墙上的预应力混凝土平板可不受上述预应力强度比的限制。

9.1.12　对无粘结预应力混凝土单向多跨连续板，在设计中宜将无粘结预应力筋分段锚固，或增设中间锚固点，并应按现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 中有关规定，配置普通钢筋。

9.1.13　后张预应力筋的锚具和连接器不宜设置在梁柱节点核心区，并应布置在梁端箍筋加密区以外。

注：当有试验依据或其他可靠的工程经验时，可将锚具设置在节点区，但应合理处理箍筋布置问题，必要时应考虑锚具对受剪截面产生削弱的不利影响。

9.1.14　四级抗震等级预应力混凝土框架的抗震计算和构造措施，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

9.1.15　圆形水池进行抗震验算时，当水池高度一半以上埋于地下时，可按地下式结构验算；当水池高度一半以上位于地面以上时，可按地面式结构验算。

9.1.16　圆形水池按下列情况，当满足抗震构造要求时，可不进行抗震验算：

1　设防烈度为 7 度，不设变形缝的单层水池。

2　设防烈度为 8 度的地下式敞口预应力混凝土圆形池。

9.2　预应力混凝土框架结构抗震设计

9.2.1　本节内容适用于预应力混凝土框架结构，框架-剪力墙结构和框架-核心筒结构中的预应力混凝土框架。

9.2.2　预应力混凝土框架应设计为具备良好的变形能力和消耗地震能量能力的延性框架，其组成构件应避免剪切先于弯曲破

坏，节点不应先于其连接构件破坏。

预应力混凝土框架梁的截面尺寸，宜符合下列各项要求：

1 截面的宽度不宜小于250mm。

2 截面高度与宽度的比值不宜大于4。

3 梁高宜在计算跨度的(1/22～1/12)范围内选取，净跨与截面高度之比不宜小于4。

9.2.3 预应力混凝土框架梁端截面，计入纵向受压钢筋的混凝土受压区高度应符合下列要求：

一级抗震等级　　$x \leqslant 0.25h_0$　　(9.2.3-1)

二、三级抗震等级　　$x \leqslant 0.35h_0$　　(9.2.3-2)

且按普通钢筋抗拉强度设计值换算的全部纵向受拉钢筋配筋率不宜大于2.5%。

9.2.4 在预应力混凝土框架梁中，应采用预应力筋和普通钢筋混合配筋的方式，梁端截面配筋宜符合下列要求。

$$A_s \geqslant \frac{1}{3}\left(\frac{f_{py}h_p}{f_y h_s}\right)A_p \qquad (9.2.4)$$

式中：f_{py}——预应力筋的抗拉强度设计值；对无粘结预应力混凝土结构，预应力筋的应力设计值应取σ_{pu}。

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，式(9.2.4)右端系数1/3可改为1/4。

9.2.5 预应力混凝土框架梁端截面的底面和顶面纵向普通钢筋截面面积A'_s和A_s的比值，除按计算确定外，尚应满足下列要求：

一级抗震等级　　$\dfrac{A'_s}{A_s} \geqslant 0.5$　　(9.2.5-1)

二、三级抗震等级　　$\dfrac{A'_s}{A_s} \geqslant 0.3$　　(9.2.5-2)

计算顶部纵向受力钢筋截面面积时，应将预应力筋按抗拉强度设计值换算为普通钢筋截面面积。且梁底面纵向普通钢筋配

筋率不应小于0.2%。

9.2.6 沿梁全长顶面和底面至少应各配置两根通长的纵向钢筋，对一、二级抗震等级，钢筋直径不应小于14mm，且分别不应小于梁两端顶面和底面纵向受力钢筋中较大截面面积的1/4；对三、四级抗震等级，钢筋直径不应小于12mm。

9.2.7 对预应力混凝土框架梁的梁端加腋处，其箍筋配置应符合下列规定：

1 当加腋长度 $L_h \leqslant 0.8h$ 时，箍筋加密区长度应取加腋区及距加腋区端部1.5倍梁高。

2 当加腋长度 $L_h > 0.8h$ 时，箍筋加密区长度应取1.5倍梁端部高度；且不小于加腋长度 L_h。

3 箍筋加密区的箍筋间距不应大于100mm，箍筋直径不应小于10mm，箍筋肢距不宜大于200mm和20倍箍筋直径的较大值。

9.2.8 对现浇混凝土框架，当采用预应力混凝土扁梁时，扁梁的跨高比 l_0/h_b 不宜大于25，梁截面高度宜大于板厚度的2倍，其截面尺寸应符合下列要求，并应满足现行有关规范对挠度和裂缝宽度的规定：

$$b_b \leqslant 2b_c \tag{9.2.8-1}$$

$$b_b \leqslant b_c + h_b \tag{9.2.8-2}$$

$$h_b \geqslant 16d \tag{9.2.8-3}$$

式中：b_c——柱截面宽度；

b_b、h_b——分别为梁截面宽度和高度；

d——柱纵筋直径。

9.2.9 采用梁宽大于柱宽的预应力混凝土扁梁时，应符合下列规定：

1 应采用现浇楼板，扁梁中线宜与柱中线重合，且应双向布置；梁宽大于柱宽的扁梁不得用于抗震等级为一级的框架结构。

2 梁柱节点应符合下列要求：

1）扁梁框架的梁柱节点核心区应根据梁纵筋在柱宽范围

内、外的截面面积比例，对柱宽以内和柱宽以外的范围分别验算受剪承载力；

2）验算核心区剪力限值时，核心区有效宽度可取梁宽与柱宽之和的平均值；

3）四边有梁的约束影响系数，验算柱宽范围内核心区的受剪承载力时可取 1.5，验算柱宽范围外核心区的受剪承载力时宜取 1.0；

4）验算核心区受剪承载力时，在柱宽范围内的核心区，轴向力的取值可与一般梁柱节点相同；柱宽以外的核心区，可不考虑轴力对受剪承载力的有利作用；

5）预应力筋宜布置在柱宽范围内。

3 预应力混凝土扁梁配筋构造要求：

1）扁梁端箍筋加密区长度，应取自柱边算起至梁边以外 $b+h$ 范围内长度和自梁边算起 l_{aE} 中的较大值（图 9.2.9a）；加密区的箍筋最大间距和最小直径及箍筋肢距应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定；

2）对于柱内节点核心区的配箍量及构造要求同普通框架；

对于扁梁中柱节点柱外核心区，可配置附加水平箍筋及拉筋，当核心区受剪承载力不能满足计算要求时，可配置附加腰筋（图 9.2.9a）；对于扁梁边柱节点核心区，也可配置附加腰筋（图 9.2.9b）；

3）当中柱节点和边柱节点在扁梁交角处的板面顶层纵向钢筋和横向钢筋间距较大时，应在板角处布置附加构造钢筋网片，其伸入板内的长度，不宜小于板短跨方向计算跨度的 1/4，并应按受拉钢筋锚固在扁梁内。

9.2.10 扁梁框架的边梁不宜采用宽度 b_s 大于柱截面高度 h_c 的预应力混凝土扁梁。当与框架边梁相交的内部框架扁梁大于柱宽时，边梁应采取配筋构造措施考虑其受扭的不利影响。

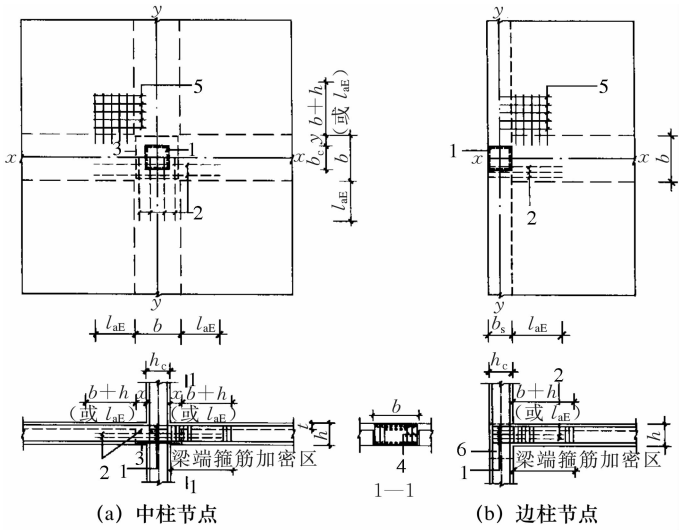


图 9.2.9　扁梁柱节点的配筋构造

1—柱内核心区箍筋；2—核心区附加腰筋；3—柱外核心区附加水平箍筋；
4—拉筋；5—板面附加钢筋网片；6—边梁

9.2.11　预应力混凝土长悬臂梁，除在设防烈度为 8 度时应考虑竖向地震作用外，尚应符合下列规定：

1　预应力混凝土悬臂梁应采用预应力筋和普通钢筋混合配筋的方式，其截面混凝土受压区高度应符合本规程第 9.2.3 条的规定，预应力强度比 λ 宜符合本规程第 9.2.4 条的规定；悬臂梁梁底和梁顶普通钢筋截面面积的比值尚应符合本规程第 9.2.5 条的规定。

2　悬臂构件加强段指自根部算起 1/4 伸臂长度，截面高度 $2h$ 及 500mm 三者中的较大值，按该段根部截面的弯矩设计值配置的纵向预应力筋，在加强段不得截断，且加强段的箍筋构造应满足箍筋加密区要求；对于集中荷载在支座截面所产生的剪力值占总剪力值 75％以上情况，箍筋加密区应延伸至集中荷载作用截

面处，且不应小于加强段的长度。

9.2.12 预应力混凝土框架柱的剪跨比宜大于2。

9.2.13 在预应力混凝土框架中，与预应力混凝土梁相连接的预应力混凝土柱或钢筋混凝土柱除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011有关调整框架柱端组合的弯矩设计值的相关规定外，对二、三级抗震等级的框架边柱，其柱端弯矩增大系数η_c二级应取1.4，三级应取1.2。

9.2.14 考虑地震作用组合的预应力混凝土框架柱，按式(9.2.14)计算的轴压比宜符合表9.2.14的规定。

$$\lambda_{NP}=\frac{N+1.2(N_{pe}\pm N_2)}{f_cA} \tag{9.2.14}$$

式中：λ_{NP}——预应力混凝土柱的轴压比；

N——柱考虑地震作用组合的轴向压力设计值；

N_{pe}——预应力筋的总有效预加力；

N_2——预应力次轴力；

A——柱截面面积；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值。

表9.2.14 预应力混凝土框架柱轴压比限值表

结构类型	抗震等级		
	一级	二级	三级
框架结构、板柱-框架结构	0.6	0.7	0.8
框架-剪力墙、框架-核心筒、板柱-抗震墙	0.75	0.85	0.95

注：1 当混凝土强度等级为C65～C70时，轴压比限值宜按表中数值减小0.05。

2 沿柱全高采用井字复合箍，且箍筋间距不大于100mm、肢距不大于200mm、直径不小于12mm，或沿柱全高采用复合螺旋箍，且螺距不大于100mm、肢距不大于200mm、直径不小于12mm，或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍，且螺距不大于80mm、肢距不大于200mm、直径不小于10mm时，轴压比限值均可按表中数值增加0.10；采用上述三种箍筋时，均应按所增大的轴压比确定其箍筋配箍特征值λ_v。

9.2.15 在地震作用组合下，当采用对称配筋的框架柱中全部纵向受力普通钢筋配筋率大于5%时，可采用预应力混凝土柱，其纵向受力钢筋的配置，可采用非对称配置预应力筋的配筋方式，即在截面受拉较大的一侧采用预应力筋和普通钢筋的混合配筋，另一侧仅配置普通钢筋。

9.2.16 预应力混凝土框架柱的截面配筋应符合下列规定：

1 预应力混凝土框架柱纵向普通钢筋的最小配筋率应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010有关钢筋混凝土受压构件纵向受力钢筋最小配筋百分率的规定。

2 预应力混凝土框架柱中全部纵向受力钢筋按普通钢筋抗拉强度设计值换算的配筋率不应大于5%。

3 纵向预应力筋不宜少于两束，其孔道之间的净间距不宜小于100mm。

9.2.17 预应力混凝土框架柱柱端加密区配箍要求不低于普通钢筋混凝土框架柱的要求；且预应力混凝土框架柱的箍筋应沿柱全高加密。

9.2.18 对双向预应力混凝土框架边柱和角柱，在进行局部受压承载力计算时，可将柱中的纵向受力主筋和横向箍筋兼作间接钢筋网片。

9.3 预应力混凝土板柱-抗震墙结构抗震设计

9.3.1 本节适用于后张法有粘结预应力混凝土、无粘结预应力混凝土、缓粘结预应力混凝土或有粘结与无粘结筋混合配置的预应力混凝土板柱-抗震墙结构。

9.3.2 板柱-抗震墙结构的抗震计算应符合下列要求：

1 房屋高度大于12m时，抗震墙应承担结构的全部地震作用；房屋高度不大于12m时，抗震墙宜承担结构的全部地震作用。各层板柱和框架部分应能承担不少于本层地震剪力的20%。

2 板柱结构在地震作用下按等代平面框架分析时，其等代梁的宽度宜采用垂直于等代平面框架方向两侧柱距各 $l/4$。

9.3.3 8 度时宜采用有托板或柱帽的板柱节点，板柱节点的形状、尺寸应包容 45°的冲切破坏椎体，并应满足受冲切承载力的要求。

柱帽的高度不应小于板的厚度 h；托板的厚度不应小于 $h/4$。托板或柱帽根部的厚度（包括板厚）不宜小于柱纵筋直径的 16 倍，且托板或柱帽的边长不宜小于 4 倍板厚及柱截面相应边长之和。

9.3.4 预应力混凝土板柱-抗震墙结构的后张平板，柱上板带截面承载力计算中，板端混凝土受压区高度应符合下列要求：

8 度设防烈度　　$x \leqslant 0.25h_0$

6 度、7 度设防烈度　　$x \leqslant 0.35h_0$

且纵向受拉钢筋按普通钢筋抗拉强度设计值换算的配筋率不宜大于 2.5%。

9.3.5 在预应力混凝土板柱-抗震墙结构的后张平板，柱上板带板端截面按本规程式(6.2.4)计算的预应力强度比 λ 宜符合下列要求：

$$\lambda \leqslant 0.75 \tag{9.3.5}$$

对无粘结预应力混凝土平板，计算时式中 f_{py} 应用无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu} 替代。

9.3.6 沿两个主轴方向通过内节点柱截面的连续预应力筋及板底普通钢筋，应符合下列要求：

1 沿两个主轴方向通过内节点柱截面的连续钢筋的总截面面积，应符合下式要求：

$$f_{py}A_p + f_yA_s \geqslant N_G \tag{9.3.6}$$

式中：A_s——贯穿柱截面的板底纵向普通钢筋截面面积（mm^2），对一端在柱截面对边按受拉弯折锚固的普通钢筋，截面面积按一半计算；

A_p——贯穿柱截面的连续预应力筋截面面积(mm^2)，对一端在柱截面对边锚固的预应力钢筋，截面面积按一半计算；

f_y——普通钢筋的抗拉强度设计值(N/mm^2)；

f_{py}——预应力筋的抗拉强度设计值，对无粘结预应力混凝土平板，应取用无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu}；

N_G——在该层楼板重力荷载代表值作用下的柱轴压力设计值(N)。重力荷载代表值的确定应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 有关规定执行。

2 连续预应力筋应布置在板柱节点上部，呈下凹进入板跨中。

3 连续普通钢筋应布置在板柱节点下部及预应力筋的下方，宜在距柱面 l_{aE} 与 2 倍板厚的较大值以外搭接，且钢筋端部宜有垂直于板面的弯钩(图 9.3.6)。

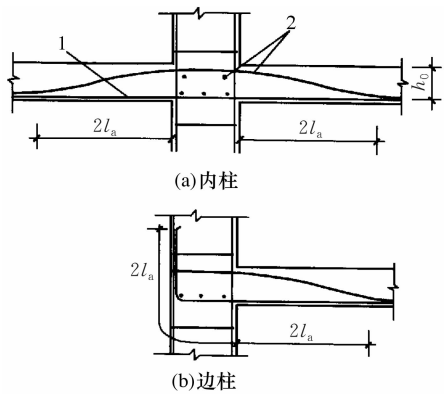


图 9.3.6 通过柱截面的钢筋

1—普通钢筋；2—预应力筋

9.3.7 板柱-抗震墙结构应布置成双向抗侧力体系，两个主轴方向均应设置剪力墙；其屋盖及地下一层顶板，宜采用梁板结构。

9.3.8 后张预应力混凝土板柱-抗震墙结构的周边应设置框架

梁，其配筋应满足重力荷载作用下抗扭计算的要求。箍筋间距不应大于150mm，且在离柱边2倍梁高范围内，间距不应大于100mm。平板楼盖的楼、电梯洞口周边应设置与主体结构相连的梁。

9.3.9 规则柱网的板柱-抗震墙结构，其板柱框架可沿两个主轴方向分别采用等代框架法进行内力计算，且在计算中每个方向均应取全部作用荷载。

柱网不规则或板面承受大的集中荷载和大开孔时，宜采用有限单元法进行内力和位移计算。

9.3.10 规规则柱网的板柱-抗震墙结构和板柱-框架结构，采用等代框架法进行内力计算宜符合下列规定：

1 在地震作用下，等代框架梁的计算宽度取值宜符合本规程第9.3.11条的规定。地震作用产生的内力，应组合到柱上板带上。

2 在竖向荷载作用下，等代框架梁的宽度可取柱两侧半跨之和。

3 当跨度相差较大或相邻跨荷载相差较大时，宜考虑柱及两侧抗扭构件的影响按等效柱计算，等效柱的刚度可按现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92的有关规定计算。

9.3.11 在地震作用下，等代框架梁的计算宽度宜取下列公式计算结果的较小值：

$$b_y=(l_{ox}+b_d)/2 \tag{9.3.11-1}$$

$$b_y=\frac{3}{4}l_{oy} \tag{9.3.11-2}$$

式中：b_y——y向等代框架梁的计算宽度；

l_{ox}、l_{oy}——等代梁的计算跨度；

b_d——平托板的有效宽度，当无平托板时，取$b_d=0$。

9.3.12 板柱-抗震墙结构在地震作用下，可按多连杆联系的总剪

力墙和总框架协同工作的计算图形或其他更精确的方法计算内力和位移。

9.3.13 板柱-抗震墙结构中各层横向及纵向剪力墙，应能承担相应方向该层的全部地震剪力；各层板柱部分除应满足计算要求外，并应能承担不少于该层相应方向地震剪力的20%。

9.3.14 由地震作用在板支座处产生的弯矩应与按本规程第9.3.10条所规定的等代框架梁宽度上的竖向荷载弯矩相组合，承受该弯矩所需全部钢筋应设置在该柱上板带中，且其中不少于50%应配置在有效宽度为在柱或柱帽两侧各1.5h范围内形成暗梁(图9.3.14)，此处，h为板厚或平托板的厚度。暗梁下部钢筋不宜少于上部钢筋的1/2，支座处暗梁箍筋加密区长度不应小于3h，其箍筋肢距不应大于250mm，箍筋间距不应大于100mm，箍筋直径按计算确定，但不应小于8mm。此外，支座处暗梁的1/2上部纵向钢筋，应连续通长布置。

由弯矩传递的不平衡弯矩，应由柱或柱帽两侧各1.5h范围内的无粘结预应力筋和普通钢筋承受，此处，h为板厚或平托板的厚度。

9.3.15 在地震作用下，当考虑由板柱节点临界截面上的剪应力传递不平衡弯矩时，其考虑抗震等级的等效集中反力设计值$F_{l,eq}$可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010附录F的规定计算，此时F_l为板柱节点临界截面所承受的竖向力设计值。由地震作用组合的不平衡弯矩在板柱节点处引起的等效集中反力设计值应乘以增大系数，对一、二、三级抗震等级板柱结构的节点，该增大系数可分别取1.7、1.5、1.3。

9.3.16 未经加强的板柱节点、配置箍筋或锚栓的板柱节点、采用型钢剪力架加强的板柱节点，其冲切承载力的计算应按现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92力的计算，应按现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92的有关规定执行。

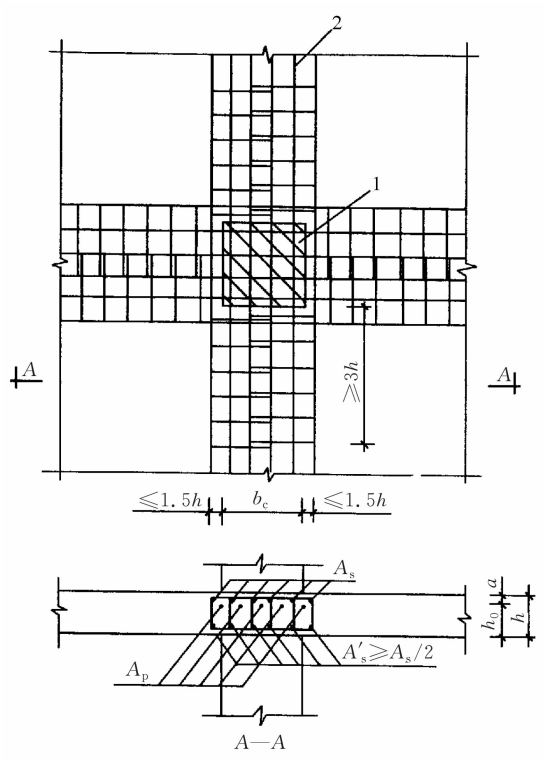


图 9.3.14　暗梁配筋要求

1—柱；2—1/2 的上部钢筋应连续

9.3.17　板柱-抗震墙结构的柱、剪力墙的受剪截面要求及考虑抗震等级的剪力设计值和斜截面受剪承载力计算，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

9.4　预应力混凝土桥梁工程抗震设计

9.4.1　本节内容适用于跨度小于 150m、桥墩高度不超过 60m 的预应力混凝土梁式桥。

9.4.2 桥梁的抗震设计应结合地形、地质条件、结构特点、工程规模及震害经验等，选择适当桥型及墩台、基础形式。

9.4.3 桥梁的抗震设计采用多遇地震、设计地震、罕遇地震三水准设防标准。通常情况下，常规桥梁按多遇地震验算桥墩和基础的强度、稳定性，按设计地震检算上、下部结构连接构造的安全，一般可不进行第三水准设计；对特别重要、技术复杂、修复困难及新结构桥梁，在验算桥墩和基础的强度、稳定性（多遇地震）及上、下部结构连接构造（设计地震）的安全时应乘以重要性系数 1.6。

9.4.4 桥梁抗震验算时，应分别计算顺桥向和横桥向的水平地震作用。

9.4.5 验算桥梁的抗震强度和稳定性时，地震荷载应与结构自重、土压力、静水压力及浮力相组合，对轨道交通桥梁，还应与活载重力、离心力以及列车活载产生的土压力进行最不利的组合，双线桥不折减，三线桥及以上折减系数为 0.8。

9.4.6 轨道交通桥梁抗震验算时，应分别按有车、无车进行计算，当桥上有车时，顺桥向不计活荷载引起的地震力，横桥向只计 50％活荷载引起的地震力，作用点在轨顶以上 1.8m 处，活荷载垂直力均计 100％。

9.4.7 梁桥下部结构的抗震设计，应考虑上部结构的地震荷载。其作用点的位置，顺桥向为支座顶面；横桥向为上部结构质量重心。

9.4.8 梁桥的上部结构可不进行抗震强度和稳定性验算，但应采用下列防止落梁措施。

1 简支梁应采用纵向梁端的连接或梁端纵横向支挡。连续梁应在墩台上横隔板处设置支挡，并应对端横隔板作局部加强。

2 采用铅芯橡胶支座时，顺桥向不设连接或支挡。

3 深水、高墩、大跨等修复困难的桥梁，墩台顶帽应适当加宽或设置消能设施。

9.5 圆形水池结构抗震设计

9.5.1 圆形水池在水平地震作用下的自重惯性力分布见图9.5.1，并应按下列规定计算：

1 圆形地面式水池池壁的自重惯性力标准值，应按下式计算：

$$F_{GWZ,k}=\eta_m\alpha_1\gamma_1\gamma_H\sin\left(\frac{\pi Z}{2H}\right) \tag{9.5.1-1}$$

2 圆形地面式水池顶盖的自重惯性力标准值，应按下式计算：

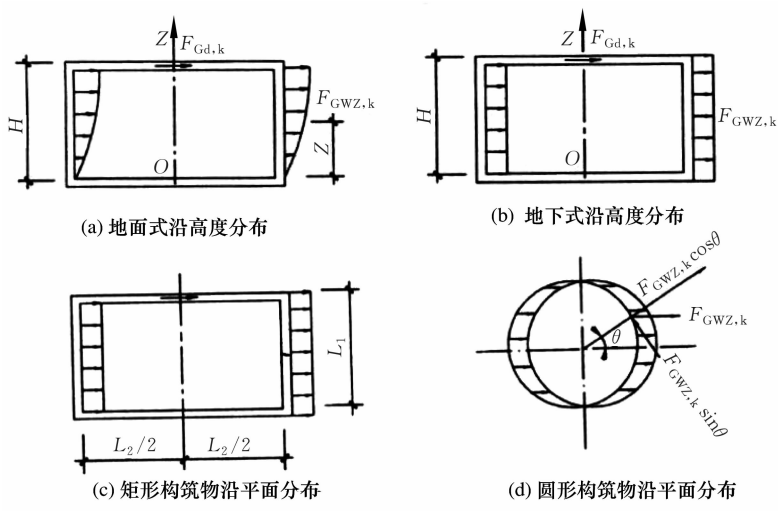


图 9.5.1 自重惯性力分布图

$$F_{Gd,k}=\eta_m\alpha_1\gamma_1 G_d \tag{9.5.1-2}$$

3 地下式水池池壁和顶盖的自重惯性力标准值，可按式(9.5.1-1)和(9.5.1-2)计算，但应取 $\gamma_1\alpha_1\sin\left(\frac{\pi Z}{2H}\right)=\frac{1}{3}K_H$ 和 $\alpha_1\gamma_1$

$=\frac{1}{3}K_H$，其中 K_H 为设计基本地震加速度与重力加速度的比值。

式中：$F_{GWZ,k}$——池壁沿高度的自重惯性力标准值（kN/m^2）；

η_m——地震影响系数的调整系数，可取 1.5；

α_1——相应于水池结构基振型的地震影响系数，一般可取 $\alpha_1=\alpha_{max}$；

γ_1——相应于水池结构基振型的振型参与系数，一般可取 1.10；

γ_H——池壁沿高度的单位面积重度（kN/m^2）；

G_d——水池顶盖的自重（kN）；

$F_{Gd,k}$——水池顶盖的自重惯性力标准值（kN）；

H——池壁高度（m）；

Z——计算截面距池壁底的高度（m）。

9.5.2 圆形水池在水平地震作用下的动水压力标准值，应按下列公式计算（图 9.5.2）。

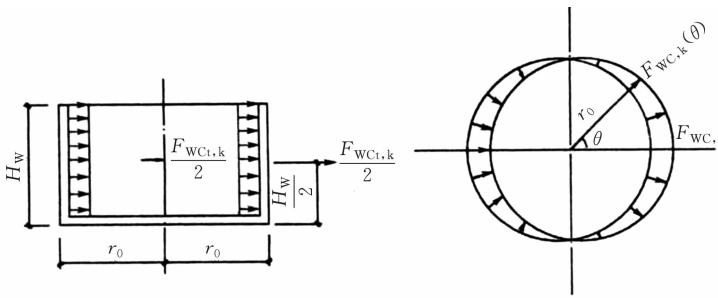


图 9.5.2 圆形水池动力压力

$$F_{WC,k}(\theta)=K_H\cdot\gamma_W\cdot H_W\cdot f_{wc}\cos\theta \quad (9.5.2\text{-}1)$$

$$F_{WCt,k}=K_H\cdot\gamma_W\cdot\pi\cdot r_0\cdot H_{W2}\cdot f_{wc} \quad (9.5.2\text{-}2)$$

式中：$F_{WC,k}(\theta)$——圆形水池的动水压力标准值（kN/m^2）；

$F_{WCt,k}$——圆形水池动水压力标准值沿地震方向的合力

(kN)；

γ_W——池内水的重力密度(kN/m³)；

r_0——水池的内半径(m)；

H_W——池内水深(m)；

θ——计算截面与沿地震方向轴线的夹角；

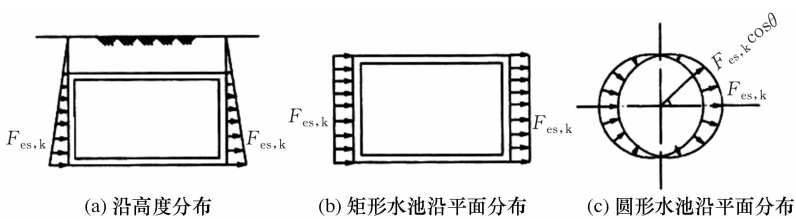
f_{wc}——圆形水池的动水压力系数，可按表 9.5.2 采用；

K_H——水平地震加速度与重力加速度的比值。

表 9.5.2　圆形水池动水压力系数 f_{wc}

水池形式	$\frac{H_W}{r_0}$								
	≤0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2
地面式	0.40	0.39	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	0.26	0.25
地下式	0.32	0.30	0.28	0.26	0.24	0.22	0.21	0.19	0.18

9.5.3　作用在水池池壁上的动土压力标准值，应按下式计算(图 9.5.3)：



(a) 沿高度分布　(b) 矩形水池沿平面分布　(c) 圆形水池沿平面分布

图 9.5.3　动土压力分布图

$$F_{es,k}=K_H \cdot F_{ep,k} \cdot \tan\phi \tag{9.5.3}$$

式中：$F_{es,k}$——地震时作用于水池池壁任一高度上的最大土压力增量(kN/m²)；

$F_{ep,k}$——相应计算高度处的主动土压力标准值(kN/m²)；当位于地下水位以下时，土的重度应取 20kN/m³；

ϕ——池壁外侧土的内摩擦角，一般情况下可取 30°计算。

9.5.4 在水平向地震作用下，圆形水池可按竖向剪切梁验算池壁的环向拉力、基础及地基承载力。

池壁的环向拉力标准值可按下式计算：

$$R_{ti,k}=r_0\cos\theta\sum F_{ik} \tag{9.5.4}$$

式中：$R_{ti,k}$——沿池壁高度计算截面 i 处，池壁的环向最大拉力标准值(kN/m)；

F_{ik}——计算截面 i 处的水平地震作用标准值(自重惯性力、动水压力、动土压力)(kN/m^2)；

r_0——计算截面 i 处的水池计算半径(m)，即圆水池中心至壁厚中心的距离；

θ——由水平地震方向至计算截面的夹角。

9.5.5 水池内部的隔墙或导流墙，在水平地震作用下，应类同于池壁计算其自重惯性力和动水压力的作用及作用效应。

10　超长结构的预应力设计

10.1　一般规定

10.1.1　当钢筋混凝土结构单体长度超过表 10.1.1 规定时称为超长结构。

表 10.1.1　钢筋混凝土结构单体最大长度(m)

结构类别		室内或土中	露天
排架结构	装配式	100	70
框架结构	装配式	75	50
	现浇式	55	35
剪力墙结构	装配式	65	40
	现浇式	45	30
挡土墙、地下室墙壁等结构	装配式	40	30
	现浇式	30	20

10.1.2　当钢筋混凝土结构单体长度小于表 10.1.1 的规定，由于结构约束较强，导致荷载和混凝土收缩、徐变、温差等间接作用下，构件受力超过设计限值，该结构视为广义超长结构。

10.1.3　对超长结构和广义超长结构因使用条件不适宜设置伸缩缝时，可优先考虑采用预应力技术解决。

10.1.4　超长结构的设计除考虑常规荷载工况下作用的效应以外，还应计及混凝土收缩、徐变和温度等间接作用在结构中产生的效应。

10.1.5　超长结构的设计应考虑结构约束对预应力效应的影响。

10.1.6　超长预应力结构设计时，宜考虑预应力施工方案对预应

力效应的影响，必要时可采取监测技术确定预应力的张拉顺序、张拉时间等参数。大面积或超长现浇预应力混凝土楼盖，应根据平面布置特点和约束情况、超长预应力筋施工和预应力损失、大面积混凝土施工和收缩变形以及模板和支撑的流水作业等确定。施工顺序可采用中心岛、递推式、跳仓式或组合式方法。

10.1.7 超长结构采用预应力时，应加强养护，并宜采取如留设施工后浇带、加强带、分段施工等有效措施，防止混凝土开裂；必要时，宜进行混凝土配合比及外加剂的合理设计。

10.2 超长结构设计要点

10.2.1 超长结构进行间接作用效应的分析，可采用考虑混凝土收缩徐变效应和预应力钢筋松弛效应的分析方法。结构基本构件计算模型宜按以下原则确定：

1 梁、柱、支撑等杆系构件可简化为一维单元，墙、板等构件可简化为二维单元，复杂混凝土结构、大体积混凝土结构、结构节点或局部区域需做精细分析时，宜采用三维实体单元。

2 分析模型中宜实际建立弹性楼板单元，并均匀、规则划分，单元数量应根据工程整体规模进行控制。

3 预应力筋计算模型宜采用可考虑预应力损失、分批分期张拉施工过程的索单元，或转化为具同等效果的等效荷载作用。

4 可采用按配筋率调整构件单元等效刚度的方式考虑混凝土中普通钢筋对结构的影响。

5 计算模型应能体现施工过程对结构受力的影响。

10.2.2 混凝土、普通钢筋、预应力筋等材料的收缩、徐变、松弛效应关系宜通过试验分析确定，也可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中相关规定采用。

10.2.3 当采用弹性方法分析超长结构在间接作用下的内力时，计算模型中的单元刚度应考虑裂缝、徐变的影响。

10.2.4 超长结构平面形状宜简单规则，平面变化处宜平缓，避免出现急剧凹入、蜂腰、开大洞口等情况。结构立面布置宜规则。

10.2.5 混凝土的收缩变形采用收缩当量温降 $\Delta T'$。当量温降的取值可根据收缩应变经验公式计算或实验实测的混凝土凝结硬化收缩应变 $\varepsilon(T)$，采用式(10.2.5)进行计算。

$$\Delta T'=\varepsilon(T)/\alpha \tag{10.2.5}$$

式中：$\varepsilon(T)$——混凝土的收缩应变；

α——混凝土的线膨胀系数。

10.2.6 温度作用的计算可采用季节温差 ΔT。季节温差为结构混凝土初始温度与正常使用阶段结构最高平均温度或最低平均温度的差值。

1 对结构最大温升的工况：

$$\Delta T=T_{s,max}-T_{0,min} \tag{10.2.6-1}$$

式中：$T_{s,max}$、$T_{0,min}$——结构最高平均温度和结构最低初始温度。

2 对结构最大温降的工况：

$$\Delta T=T_{s,min}-T_{0,max} \tag{10.2.6-2}$$

式中：$T_{s,min}$、$T_{0,max}$——结构最低平均温度和结构最高初始温度。

10.2.7 结构最高平均温度 $T_{s,max}$ 和最低平均温度 $T_{s,min}$ 应分别根据基本气温 T_{max} 和 T_{min} 确定。

1 对暴露于环境气温下的室外结构

$$T_{s,max}=T_{max} \tag{10.2.7-1}$$

$$T_{s,min}=T_{min} \tag{10.2.7-2}$$

2 对于有围护的室内结构，结构平均温度应考虑室内外温差的影响。暴露于室外的结构或施工期间的结构，尚应依据结构的朝向和表面吸热性质考虑太阳辐射的影响。

3 地下室与地下结构的室外温度应考虑离地表面深度的影响。从地下室顶板往下逐层可考虑不同的温度值。当离地表面

深度达到 10m 以下时，

$$T_{s,max}=T_{s,min}=T_{avg} \tag{10.2.7-3}$$

式中：T_{avg}——累年年平均气温。

10.2.8 结构的最高初始温度 $T_{0,max}$ 和最低初始温度 $T_{0,min}$ 应采用施工时可能出现的实际合拢温度按不利情况确定。

10.2.9 采用弹性方法分析超长结构时可综合考虑混凝土收缩和季节温差作用，采用综合等效温差来计算，综合等效温差 ΔT_{st} 由式(10.2.9)确定。

$$\Delta T_{st}=\Delta T+\Delta T' \tag{10.2.9}$$

10.2.10 混凝土徐变的作用可采用徐变应力折减系数法近似考虑，将弹性方法分析结果乘以徐变应力折减系数，徐变应力折减系数可根据工程经验确定。

10.2.11 超长结构预应力设计可采用间接作用效应参与荷载效应组合的极限状态设计方法，也可采用建立等效预压应力的简化设计方法。

10.2.12 采用间接作用效应参与荷载效应组合的极限状态设计方法时，以综合等效温差代表的间接作用效应分类为可变荷载，参与正常使用极限状态和承载能力极限状态的荷载组合。

1 水平构件(梁、板)进行正截面抗裂验算时，间接作用的荷载效应组合值系数可取 0.6，准永久值系数可取 0.4。间接作用的荷载效应分项系数可取为 1.0。二类环境中预应力混凝土构件正截面抗裂验算时，其裂缝控制等级可取为二级。

2 抗侧力构件(柱、墙)进行极限承载能力验算时，间接作用的荷载效应组合值系数可取 0.6。间接作用的荷载效应分项系数可取为 1.2。

10.2.13 超长结构的承载能力极限状态和正常使用极限状态验算，设计荷载组合工况中增加依据本节规定的间接作用参与荷载组合工况。间接作用参与荷载组合工况中，地震、风、雪和偶然荷

载(爆炸、撞击)等不参与组合。

10.2.14 超长结构预应力设计采用建立等效预压应力的简化方法时,应在框架梁、次梁或板内均匀布置直线或曲线预应力筋,经计算得到的楼板等效预压应力不宜小于 1.0MPa。

10.2.15 暴露在大气中的预应力圆形水池(除设置变形缝外)池壁的温度变化作用应由池壁的壁面温差确定。壁面温差应按下式计算:

$$\Delta t=\frac{h}{1/\beta_c}T_N-T_A \tag{10.2.15}$$

式中:Δt——壁板的内外侧壁面温差(℃);

h——壁板的厚度(m);

β_c——混凝土壁板与空气间的热交换系数;

T_N——壁板内侧水的计算温度(℃),按年最低月的平均水温采用;

T_A——壁板外侧水的计算温度(℃),按当地年最低月的统计平均温度采用。

注:1 暴露在大气中的水池池壁湿度当量温差 Δt 可按 10℃采用。

2 温度、湿度变化作用的准永久系数 ψ_{Qt} 宜取 1.0 计算。

10.2.16 超长预应力结构宜采用摩擦系数较小且刚度较好的波纹管,并宜采取有效措施减小张拉阶段预应力筋与孔壁的摩阻力。超长预应力结构分段施工时,每段长度大于 50m 时,其孔道摩阻系数宜通过现场测试确定。

10.2.17 超长结构的腰筋需通过计算确定,可考虑采用无粘结筋或普通钢筋作腰筋。

10.2.18 超长结构楼板钢筋宜采用双层双向连续布置方式,根据计算局部增设附加受力钢筋。可沿板厚中部均匀水平布置无粘结筋。

10.3 超长结构线型布置方法

10.3.1 在确定超长框架梁预应力筋的布索方式时，应充分考虑布索方案的可操作性和经济性。可通过减小摩擦损失以提高预应力效率；通过预应力筋的有效连接及合适的张拉锚固节点，并避免预应力筋在交叉处相交以保证实施的可靠性；此外还可充分利用无粘结预应力筋增加梁的抗裂度。

10.3.2 对于超长框架梁不宜采用折线形预应力筋线形，张拉端的预应力筋线型宜尽量平缓，且张拉端延长线可采用大一号波纹管，以减少张拉端附近的锚固损失。

10.3.3 对于跨度较小的端跨，不宜采用抛物线线形，必要时可在边跨梁底布置直线预应力筋，以平衡梁面预应力筋对边跨梁端产生的偏心弯矩。采用单端张拉时，预应力筋的张拉端宜设置在线形较为平缓的一端。

10.3.4 双向预应力框架设计时应采用合适的线形，尽量减少各平面交点在空间相交，以减少施工铺放中过程交叉穿索的麻烦。

10.3.5 对于超长多跨预应力框架梁，当中间跨有效预应力值小于 $0.45f_{ptk}$ 时，可在中间跨增设无粘结预应力筋，以满足抗裂要求。

10.3.6 超长预应力结构宜采用摩阻系数较小且刚度较好的波纹管，并宜采取有效措施减小张拉阶段预应力筋与孔壁的摩阻力。

10.3.7 在超长框架结构中，当长度超过 50m 或跨数较多时宜采用分段张拉方式。采用分段张拉时，预应力筋的连接方法可采用对接法、搭接法和分离法，这三种方法也可同时采用。

10.4 超长结构施工缝设置要求

10.4.1 超长预应力结构留设施工后浇带时，每段的长度不宜超过50m～75m，对于水平弧梁的预应力筋，其长度宜更小。为进一步减小混凝土的收缩，在相邻两条后浇带之间还可留设施工缝。

10.4.2 超长预应力结构的后浇带封堵时间不宜少于60天，施工缝的留设时间不宜少于21天，以最大限度减少混凝土的早期收缩。有可靠措施时可适当放宽该限制条件。

10.4.3 在超长预应力结构中，当预应力筋张拉端设在后浇带位置时，后浇带的宽度应考虑两边预应力筋张拉的操作空间，一般宽度不宜小于2m。

10.5 超长结构构造措施及施工要求

10.5.1 采用梁顶面锚固的方式时，预应力钢筋的锚固点不宜放在支座附近。预应力钢筋数量较多时宜采用分段锚固，锚固点的间距应根据预应力筋产生的径向力不引起混凝土剪切破坏及千斤顶尺寸确定。

10.5.2 为减小采用梁顶面张拉时梁面张拉留槽对梁顶面普通钢筋的影响，可采用变角张拉的工艺。

10.5.3 超长结构不宜采用C60及以上的高强混凝土，封闭后浇注的混凝土宜采用补偿收缩混凝土。超长结构的混凝土浇注时间宜在较冷季节。

10.5.4 施工后浇带处的波纹管应采取措施予以保护，后浇带两侧宜设置灌浆孔，保证后续的张拉灌浆施工能顺利进行。

10.5.5 大跨度超长结构在张拉预应力筋之前，不得拆除施工支撑，以确保大跨度梁的安全。

10.5.6 超长混凝土结构可采用填充墙与框架柱、梁脱开方法。

填充墙与框架柱、梁脱开的方法宜符合下列要求：

1 填充墙两端与框架柱、填充墙顶面与框架梁之间留出20mm的间隙。

2 填充墙两端与框架柱之间宜用钢筋拉结。

3 填充墙长度超过5m或墙长大于2倍层高时，中间应加设构造柱；墙体高厚比大于相关规范规定或墙高度超过4m时宜在墙高中部设置与柱连通的水平系梁。水平系梁的截面高度不小于60mm。

4 填充墙与框架柱、梁的间隙可采用聚苯乙烯泡沫塑料板条或聚氨酯发泡充填，并用硅酮胶或其他弹性密封材料封缝。

11　预应力混凝土叠合构件设计

11.1　一般规定

11.1.1　施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件，应对叠合构件及其预制构件部分分别进行计算；预制构件部分应按本规程第 7 章对受弯构件的规定计算；叠合构件应按本章对预应力叠合构件的规定计算。

施工阶段设有可靠支撑的叠合式受弯构件，可按普通受弯构件计算，但叠合构件斜截面受剪承载力和叠合面受剪承载力应按本规程第 11.2.2 条和 11.2.3 条计算。

11.1.2　施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件，其内力应分别按下列两个阶段计算：

1　第一阶段后浇的叠合层混凝土未达到强度设计值之前的阶段。荷载由预制预应力构件承担，预制预应力构件按简支构件计算；荷载包括预制构件自重、预制楼板自重、叠合层自重以及本阶段的施工活荷载。

2　第二阶段叠合层混凝土达到设计规定的强度值之后的阶段。叠合构件按整体结构计算；荷载考虑下列两种情况并取较大值：

1）施工阶段　计入叠合构件自重、预制楼板自重、面层、吊顶等自重以及本阶段的施工活荷载；

2）使用阶段　计入叠合构件自重、预制楼板自重、面层、吊顶等自重以及使用阶段的可变荷载。

对后张预应力叠合受弯构件，应计算后张拉的预应力在超静定结构中的预应力效应，并参与组合计算。

11.2 预应力叠合构件承载力计算

11.2.1 预制预应力构件和叠合构件的正截面受弯承载力应按本规程中第7.2.1条或第7.2.2条计算。后张预应力叠合受弯构件，当后张预应力筋是有粘结预应力筋时，正截面受弯承载力应按本规程中第7.2.1条或第7.2.2条计算；当预制构件是普通混凝土构件，后张预应力筋是无粘结预应力筋时，无粘结预应力筋的应力设计值应按本规程第7.2.6条计算，构件正截面受弯承载力应按本规程中第7.2.1条或第7.2.2条计算；当预制构件是先张法预应力混凝土构件，后张预应力筋是无粘结预应力筋时，无粘结预应力筋的应力设计值应按本规程第17.2.2条计算，构件正截面受弯承载力应按本规程第17.2.3条计算。弯矩设计值应按下列规定取用：

预制预应力构件

$$M_1 = M_{1G} + M_{1Q} \tag{11.2.1-1}$$

叠合构件的正弯矩区段

$$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \tag{11.2.1-2}$$

叠合构件的负弯矩区段

$$M = M_{2G} + M_{2Q} \tag{11.2.1-3}$$

式中：M_{1G}——预制预应力构件自重、预制预应力楼板自重和叠合层自重在计算截面产生的弯矩设计值；

M_{2G}——第二阶段面层、吊顶等自重在计算截面产生的弯矩设计值；

M_{1Q}——第一阶段施工活荷载在计算截面产生的弯矩设计值；

M_{2Q}——第二阶段可变荷载在计算截面产生的弯矩设计值，取本阶段施工活荷载和使用阶段可变荷载在计算截面产生的弯矩设计值中的较大值。

对后张预应力叠合受弯构件，后张拉预应力在超静定结构中引起的次内力应参与组合计算，当次内力对结构不利时，作用分项系数应取 1.2，有利时应取 1.0。

在计算中，正弯矩区段的混凝土强度等级，按叠合层取用；负弯矩区段的混凝土强度等级，按计算截面受压区的实际情况取用。

11.2.2 预制预应力构件和叠合构件的斜截面受剪承载能力，应按本规程第 7.5 节进行计算，其中，剪力设计值应按下列规定取用：

预制预应力构件　　$V_1 = V_{1G} + V_{1Q}$　　(11.2.2-1)

叠合构件　　$V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q}$　　(11.2.2-2)

式中：V_{1G}——预制预应力构件自重、预制预应力楼板自重和叠合层自重在计算截面产生的剪力设计值；

V_{2G}——第二阶段面层、吊顶等自重在计算截面产生的剪力设计值；

V_{1Q}——第一阶段施工活荷载在计算截面产生的剪力设计值；

V_{2Q}——第二阶段可变荷载在计算截面产生的剪力设计值，取本阶段施工活荷载和使用阶段可变荷载在计算截面产生的剪力设计值中的较大值。

对后张预应力叠合受弯构件，后张拉预应力在超静定结构中引起的次剪力应参与组合计算，当次剪力力对结构不利时，作用分项系数应取 1.2，有利时应取 1.0。

在计算中，叠合构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值 V_{cs} 应取叠合层和预制构件中较低的混凝土强度等级进行计算，且不低于预制构件的受剪承载力设计值；对预应力混凝土叠合构件，不考虑预应力对受剪承载力的有利影响，取 $V_p = 0$。

11.2.3 当叠合梁符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 第9.2.9条和第 9.2.10 条及本规程第 11.4.1 条的各项构

造规定时，其叠合面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leqslant 1.2 f_t b h_0 + 0.85 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \qquad (11.2.3\text{-}1)$$

此处，混凝土的抗拉强度设计值 f_t 取叠合层和预制构件中的较低值。

对不配箍筋的叠合板，当符合本规程第 11.4.2 条的构造规定时，其叠合面的受剪强度应符合下列公式的要求：

$$\frac{V}{b h_0} \leqslant 0.4 (\mathrm{N/mm^2}) \qquad (11.2.3\text{-}2)$$

11.3 预应力叠合构件正常使用极限状态验算

11.3.1 预应力混凝土叠合式受弯构件，其预制构件和叠合构件应进行正截面抗裂验算。此时，在荷载效应的标准组合下，抗裂验算边缘混凝土的拉应力不应大于预制构件的混凝土抗拉强度标准值 f_{tk}。抗裂验算边缘混凝土的法向应力应按下列公式计算：

预制构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1k}}{W_{01}} \qquad (11.3.1\text{-}1)$$

叠合构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1GK}}{W_{01}} + \frac{M_{2K}}{W_0} \qquad (11.3.1\text{-}2)$$

式中：M_{1Gk}——预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重标准值在计算截面产生的弯矩值；

M_{1k}——第一阶段荷载效应标准组合下在计算截面的弯矩值，取 $M_{1k} = M_{1Gk} + M_{1Qk}$，此处，$M_{1Qk}$ 为第一阶段施工活荷载标准值在计算截面产生的标准弯矩值；

M_{2k}——第二阶段荷载效应标准组合下在计算截面上的弯矩值，取 $M_{2k} = M_{2Gk} + M_{2Qk}$，此处 M_{2Gk} 为面层、吊顶等自重标准值在计算截面产生的弯矩值；M_{2Qk}

为使用阶段可变荷载标准值在计算截面产生的弯矩值；

$W_{0\mathrm{I}}$——预制构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

W_0——叠合构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩，此时，叠合层的混凝土截面面积应按弹性模量比换算成预制构件混凝土的截面积。

11.3.2 预应力混凝土叠合构件应按本规程第6.3.2条的规定进行斜截面抗裂验算。

11.3.3 叠合构件应按本规程第6.4.1条的规定进行正常使用极限状态下的挠度验算，其中，叠合式受弯构件按荷载效应标准组合并考虑长期作用影响的刚度可按下列公式计算：

$$B=\frac{M_{\mathrm{k}}}{\left(\frac{B_{\mathrm{s2}}}{B_{\mathrm{s1}}}-1\right)+(\theta-1)M_{\mathrm{q}}+M_{\mathrm{k}}}B_{\mathrm{s2}} \tag{11.3.3-1}$$

$$M_{\mathrm{k}}=M_{1\mathrm{GK}}+M_{2\mathrm{k}} \tag{11.3.3-2}$$

$$M_{\mathrm{q}}=M_{1\mathrm{Gk}}+M_{2\mathrm{Gk}}+\psi_{\mathrm{q}}M_{2\mathrm{Gk}} \tag{11.3.3-3}$$

式中：θ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数，按本规程第6.4.5条采用；

M_{k}——叠合构件按荷载效应的标准组合计算的弯矩值；

M_{q}——叠合构件按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值；

B_{s1}——预制构件的短期刚度，按本规程第11.3.4条取用；

B_{s2}——叠合构件第二阶段的短期刚度，按本规程第11.3.4条取用；

ψ_{q}——第二阶段可变荷载的准永久值系数。

11.3.4 荷载效应标准组合下预应力混凝土叠合受弯构件正弯矩区段内的短期刚度，可按下列规定计算：

1 预制构件的短期刚度 B_{s1} 可按本规程公式(6.4.3-1)计算；

2 叠合构件第二阶段的短期刚度可按下列公式计算：

$$B_{s2}=0.7E_{c1}I_0 \tag{11.3.4}$$

式中：E_{c1}——预制构件的混凝土弹性模量；

I_0——叠合构件换算截面的惯性矩，此时，叠合层的混凝土截面面积应按弹性模量比换算成预制构件混凝土的截面面积。

11.3.5 荷载效应标准组合下预应力混凝土叠合受弯构件负弯矩区段内第二阶段的短期刚度 B_{s2} 可按钢筋混凝土构件短期刚度公式计算。

11.3.6 预应力混凝土叠合构件在使用阶段的预应力反拱值可用结构力学方法按预制构件的刚度进行计算，后张预应力叠合构件在使用阶段的后张预应力反拱值按叠合构件的刚度进行计算。在计算中，预应力钢筋的应力应扣除全部预应力损失；考虑预应力长期作用影响，可将计算所得的预应力反拱值乘以增大系数1.75。

11.4 预应力叠合构件构造要求

11.4.1 预应力混凝土叠合梁除应符合普通梁的构造要求外，尚应符合下列规定：

1 预制梁的箍筋应全部伸入叠合层，且各肢伸入叠合层的直线段长度不宜小于 $10d$（d 为箍筋直径）；

2 在承受静力荷载为主的叠合梁中，预制构件的叠合面可采用凹凸不小于6mm的自然粗糙面；

3 叠合层混凝土的厚度不宜小于100mm，叠合层的混凝土强度等级不应低于C30。

11.4.2 叠合板的预制板表面应做成凹凸不小于4mm的人工粗糙面。叠合层的混凝土强度等级不应低于C25。承受较大荷载的叠合板，宜在预制板内设置伸入叠合层的构造钢筋。

12　预应力混凝土结构的主要构造规定

12.1　一般规定

12.1.1　预应力结构构件应根据结构类型及构件部位选择采用有粘结或无粘结预应力。对于主要承重构件和抵抗地震作用的构件(框架梁、门架、转换层大梁等)宜采用有粘结预应力,对于板类构件(包括扁梁和次梁)宜采用无粘结预应力。在水下或高腐蚀环境中的结构构件,人防结构不应采用无粘结预应力结构。

12.1.2　预应力混凝土梁截面高度 $h>800$mm 时箍筋直径不宜小于 8mm,截面高度 $h\leqslant 800$mm 时箍筋直径不宜小于 6mm,箍筋间距不大于 250mm。在 T 形截面梁的翼缘中,应设闭合式箍筋。构件在预应力钢筋弯折处应加密箍筋。

12.1.3　构件中预应力筋的混凝土保护层最小厚度应满足下列要求:

1　构件中受力筋的保护层厚度不应小于钢筋的公称直径 d。

2　设计使用年限为 50 年的混凝土结构,最外层受力筋的保护层厚度应符合表 12.1.3 的规定;设计使用年限为 100 年的混凝土结构,最外层受力筋的保护层厚度不应小于表 12.1.3 中数值的 1.4 倍。

表 12.1.3　混凝土保护层最小厚度(mm)

环境类别	板、墙、壳	梁、柱、杆
一	15	20
二 a	20	25
二 b	25	35
三 a	30	40
三 b	40	50

12.1.4 预应力构件截面尺寸的确定，除考虑结构荷载，建筑净高等条件外，还应考虑预应力束及锚具的布置及张拉施工操作距离的影响因素。

12.2 先张法构件

12.2.1 先张预应力混凝土构件宜采用有螺纹的预应力筋，以保证预应力筋与混凝土之间有可靠的粘结力。当采用光面钢丝作预应力钢筋时，应采取适当措施，保证钢丝在混凝土中可靠地锚固，防止钢丝与混凝土粘结力不足而造成钢丝滑动。

受拉预应力筋的锚固长度应按下列公式计算：

$$l_{ab}=\alpha\frac{f_{py}}{f_t}d \tag{12.2.1}$$

式中：l_{ab}——受拉预应力筋的锚固长度；

f_{py}——预应力筋的抗拉强度设计值；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值；当混凝土强度等级高于C60时，按C60取用；

α——钢筋的外形系数，按表6.3.8取用。

12.2.2 当先张法预应力钢丝按单根方式配筋困难时，可采用相同直径钢丝并筋的配筋方式。并筋的等效直径，对双并筋应取为单筋直径的1.41倍，对三并筋应取为单筋直径的1.73倍。

并筋的保护层厚度、锚固长度、预应力传递长度及正常使用极限状态验算均应按等效直径考虑。

注：当预应力钢绞线、采用并筋方式时，应有可靠的构造措施。

12.2.3 先张法预应力筋的净间距应根据浇筑混凝土、施加预应力及预应力筋锚固等要求确定。预应力筋之间的净距离不应小于其公称直径或等效直径的2.5倍和混凝土粗骨料最大粒径的1.25倍，且应符合下列规定：对预应力钢丝，不应小于15mm；对三股钢绞线，不应小于20mm；对七股钢绞线，不应小于25mm。

当混凝土振捣密实性具有可靠保证时，净间距可放宽至最大粗骨料粒径的1.0倍。

12.2.4 对先张法预应力混凝土构件，预应力筋端部周围的混凝土应采取下列加强措施：

1 对单根配置的预应力筋，其端部宜设置长度不小于150mm且不小于4圈的螺旋筋；当有可靠经验时，亦可利用支座垫板上的插筋代替螺旋筋，插筋数量不应小于4根，其长度不宜小于120mm。

2 对分散布置的多根预应力筋，在构件端部$10d$（d为预应力筋的公称直径）且不小于100mm长度范围内，应设置3～5片与预应力筋垂直的钢筋网。

3 对采用预应力钢丝配筋的薄板，在板端100mm范围内适当加密横向钢筋网。

4 槽形板类构件，应在构件端部100mm长度范围内沿构件板面设置附加横向钢筋，其数量不应少于2根。

12.2.5 当采用先张长线法生产有端横肋的预应力混凝土肋形板时，应在设计和制作上采取防止放张预应力时端横肋产生裂缝的有效措施。

12.2.6 对预应力筋在构件端部全部弯起的受弯构件或直线配筋的先张法构件，当构件端部与下部支承结构焊接时，应考虑混凝土收缩、徐变及温度变化所产生的不利影响，宜在构件端部可能产生裂缝的部位设置足够的非预应力纵向构造钢筋。

12.3 后张法构件

12.3.1 后张法预应力筋所用锚具、夹具和连接器等的形式和质量应符合国家现行有关标准的规定。

12.3.2 为防止施加预应力时在构件端部截面产生纵向水平裂缝，宜在靠近支座部分将一部分预应力筋弯起，且沿构件端部均

匀布置。同时，可将锚固区段内的构件截面加宽，并设置沿梁高方向的焊接钢筋网、封闭式箍筋或其他的构造钢筋。

12.3.3 T形或I形截面的受弯构件，其上、下承托之间的腹板高度，当腹板内有竖向预应力筋时，不应大于腹板厚度20倍；当无竖向预应力筋时，不应大于腹板厚度的15倍。腹板厚度不应小于140mm。

12.3.4 预应力钢丝束、钢绞线束的预留孔道应符合下列规定：

1 对预制构件，孔道之间的水平净距不宜小于50mm，且不宜小于粗骨料粒径的1.25倍；孔道至构件边缘的净间距不宜小于30mm，且不宜小于孔道直径的一半。

2 在框架梁中，预留孔道竖向的净距不应小于孔道直径，水平方向的净间距不宜小于1.5倍孔道直径，且不应小于粗骨料粒径的1.25倍；使用插入式震动器捣实混凝土时，水平净距不宜小于80mm。

3 从孔壁算起的混凝土保护层厚度，梁底不宜小于50mm，梁侧不宜小于40mm，板底不宜小于25mm；裂缝控制等级为三级的梁，梁底、梁侧分别不宜小于60mm和50mm。

4 预留孔道的内径应比预应力钢丝束或钢绞线束外径或需穿过孔道的连接器外径大6mm～15mm；且孔道的截面积宜为穿入预应力束截面积的3.0倍～4.0倍。

5 当有可靠经验并能保证混凝土浇筑质量时，预留孔道可水平并列贴紧布置，但并排的数量不应超过2束。

6 凡制作时需要预先起拱的构件，预留孔道宜随构件同时起拱。

7 梁端预应力筋孔道的间距应根据锚具尺寸，千斤顶尺寸，预应力筋布置及局部承压等因素确定。相邻锚具的中心距离≥锚具下的承压钢板尺寸＋20mm；锚具中心至构件边缘距离≥锚具下承压钢板边缘＋40mm。

12.3.5 后张预应力混凝土构件的曲线预应力筋的曲率半径 r_p

宜按以下公式(12.3.5)确定,对孔径 50mm～70mm 不宜小于 4m,对孔径 75mm～95mm 不宜小于 5m。

$$r_p \geqslant \frac{P}{0.35 f_c d_p} \tag{12.3.5}$$

式中:P——预应力束的合力设计值,可按本规程第 12.3.8 条第 2 款的规定确定;

r_p——预应力束的曲率半径(m);

d_p——预应力束孔道的外径;

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值;当验算张拉阶段曲率半径时,可取与施工阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 对应的抗压强度设计值 f'_c,按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 表 4.1.4-1 以线性内插法确定。

对于折线配筋的构件,在预应力束弯折处的曲率半径可适当减小。当曲率半径 r_p 不满足上述要求时,可在曲线预应力束弯折处内侧设置钢筋网片或螺旋筋。

曲线预应力(钢)筋的端头,应有与之相切的直线段,直线段长度不应小于 300mm。

12.3.6 后张预应力筋孔道两端应设排气孔。后张预应力构件的灌浆孔设置位置:单跨梁宜设置在跨中处,多跨连续梁宜设置在中支座处。灌浆孔间距不宜大于 12m。曲线孔道高差大于 0.5m时,应在孔道的每个峰顶处设置泌水管,泌水管伸出梁面高度不宜小于 0.5m。泌水管也可兼作灌浆管使用。

12.3.7 预应力筋固定端可利用挤压锚具或压花锚具采取内埋式做法,其埋设位置应超过支座中心线,并宜错开 300mm。距梁柱侧面边缘不小于 40mm。

12.3.8 锚具后面的间接钢筋可采用钢筋网片,附加箍筋或螺旋筋。钢筋直径不小于 Φ10。钢筋网片尺寸不宜小于承压钢板尺寸,至少 4 片;螺旋筋的直径不宜小于承压钢板的边长,至少 4 圈。

12.3.9 对外露金属锚具应采取可靠的防锈措施。

12.3.10 采用梁端部加宽锚固或梁端局部加腋的形式应在梁加宽长度范围或加腋处预应力筋水平弯折范围内加配防崩钢筋。

12.3.11 当预应力筋锚固于梁的跨间时，锚具应布置在活荷载作用下内力变化不明显的区域，锚具在截面中的位置应尽量位于截面形心处，因锚具而削弱的构件截面，必要时以普通钢筋加强或用其他措施补强。

12.3.12 对于埋置在混凝土构件内的锚具，在预应力张拉完成后，应先在其周围配置钢筋网，然后灌注混凝土，相关要求见15.5节。

12.3.13 预应力混凝土连续梁在选用预应力体系和布置预应力筋时，可采用下列措施以减小摩擦损失：

1 当需要在整根梁上布置通长曲线形预应力筋时，可结合梁的受力情况变化梁高，使预应力钢筋尽量平缓；

2 为了避免一根预应力钢筋形成几个S形曲线，可在预应力钢筋反弯段处设置较长的钢筋重叠段。

12.3.14 箱形截面的预应力混凝土梁，其底板、腹板、顶板应结合成整体，顶板与腹板相交处应设置承托。预应力筋的齿板可设置在承托内。

顶板内无预应力主筋区段，在顺桥向可设配筋率不小于0.25%～0.30%的构造钢筋；在横向可设包括计算钢筋在内不小于0.25%～0.30%配筋率的横向钢筋。

12.3.15 在预应力混凝土结构中，当沿构件凹面布置曲线预应力束时（图12.3.15），应进行防崩裂设计。当曲率半径 r_p 满足下列公式要求时，可仅配置构造U形插筋。

$$r_p \geqslant \frac{P}{f_l(0.5d_p + c_p)} \tag{12.3.15-1}$$

当不满足时，每单肢U形插筋的截面面积应按下列公式确定：

$$A_{svl} \geqslant \frac{PS_v}{2r_p f_{yv}} \qquad (12.3.15\text{-}2)$$

式中：P——预应力束的合力设计值，可按本规程第 12.3.8 条第 2 款的规定确定；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值；或与施工张拉阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的抗拉强度设计值 f'_t，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中表 4.1.4-2 以线性内插法确定；

c_p——预应力束孔道净混凝土保护层厚度；

A_{svl}——每单肢插筋截面面积；

S_v——U 形插筋间距；

f_{yv}——U 形插筋抗拉强度设计值，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中表 4.2.3-1 采用，当大于 360N/mm^2 时取 360 N/mm^2。

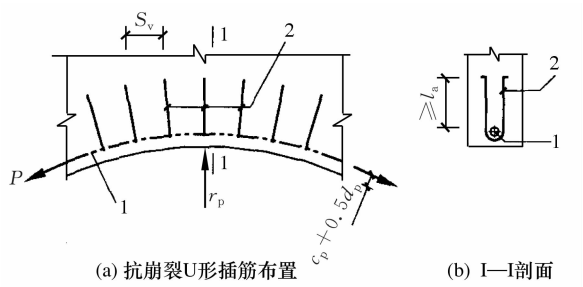


图 12.3.15　抗崩裂 U 形插筋构造示意

1—预应力束；2—沿曲线预应力束均匀布置的 U 形插筋

12.4　无粘结预应力构件

12.4.1　无粘结预应力钢筋锚具的选用，应根据无粘结预应力钢筋的品种，张拉力值及工程应用的环境类别选定。对常用的单根

钢绞线无粘结预应力钢筋，其张拉端宜采用夹片锚具，即圆套筒式或垫板连体式夹片锚具；埋入式固定端宜采用挤压锚具或经预紧的垫板连体式夹片锚具。

注：夹片锚具的夹片、锚环及连体锚具所采用的材料由预应力锚具体系确定，但均应符合相关标准的规定。

12.4.2 单根无粘结预应力筋在构件端面上的水平和竖向排列最小间距不宜小于60mm。

12.4.3 为满足不同耐火等级的要求，无粘结预应力筋的混凝土保护层最小厚度应符合表12.4.3-1及表12.4.3-2的规定。

表12.4.3-1 板的最小保护层厚度(mm)

约束条件	耐火等级(h)			
	1	1.5	2	3
简支	25	30	40	55
连续	20	20	25	30

表12.4.3-2 梁的混凝土保护层最小厚度(mm)

约束条件	梁宽	耐火极限(h)			
		1	1.5	2	3
简支	$200 \leqslant b < 300$	45	50	65	采取特殊措施
简支	$b \geqslant 300$	40	45	50	65
连续	$200 \leqslant b < 300$	40	40	45	50
连续	$b \geqslant 300$	40	40	40	45

注：如防火等级较高，当混凝土保护层厚度不能满足表列要求时，应使用防火涂料。锚固区的耐火极限不低于结构本身的耐火极限。

12.4.4 无粘结预应力混凝土受弯构件受拉区非预应力纵向受力钢筋的配置，应符合下列规定：

1 单向板非预应力纵向受力钢筋的截面面积 A_s 应按下式计算：

$$A_s \geqslant 0.002bh \qquad (12.4.4\text{-}1)$$

式中：b——截面宽度；

h——截面高度。

且非预应力纵向受力钢筋直径不应小于 8mm，其间距不应大于 200mm。

注：当空心板截面换算为 I 形截面计算时，配筋率应按全截面面积扣除受压翼缘面积 $(b_f'-b)h_f'$ 后的截面面积计算。

2 梁中受拉区配置的非预应力纵向受力钢筋的最小截面面积 A_s 应符合下列规定：

$$\frac{f_y A_s h_s}{f_y A_s h_s + \sigma_{pu} A_p h_p} \geqslant 0.25 \qquad (12.4.4\text{-}2)$$

或 $$A_s \geqslant 0.003bh \qquad (12.4.4\text{-}3)$$

取以上两式计算结果的较大者。钢筋直径不应小于 14mm。

按式(12.4.4-2)～(12.4.4-3)要求的非预应力纵向受力钢筋，应均匀分布在梁的受拉区，并靠近受拉边缘。非预应力纵向受力钢筋长度应符合有关规范锚固长度或延伸长度的要求。

12.4.5 无粘结预应力楼板体系板中单根无粘结预应力筋的张拉端，宜采用凹入式作法。承压钢板的尺寸宜为 80mm×80mm×12mm，承压钢板边缘距混凝土表面不宜小于 30mm，螺旋筋采用 6mm 光圆钢筋，直径不宜小于 70mm，至少 4 圈。可直接点焊在承压钢板上。

12.4.6 梁中集束布置的预应力筋宜在张拉端分散为单根布置，其间距为 60mm～70mm。

12.4.7 无粘结预应力筋固定端可利用挤压锚具采用内埋式作法。

12.4.8 无粘结预应力混凝土受弯构件的正截面受弯承载力设计值应符合下列要求：

$$M_u \geqslant M_{cr} \qquad (12.4.8)$$

式中：M_u——构件正截面受弯承载力设计值；

M_{cr}——构件正截面开裂弯矩值。

12.4.9 对双向体系的等厚实体板，普通钢筋的配置应符合下列规定：

1 在柱边的负弯矩区，每一方向上非预应力纵向受力钢筋的截面面积应符合下列规定：

$$A_s \geqslant 0.00075hl \tag{12.4.9-1}$$

式中：l——平行于计算纵向受力钢筋方向上的板的跨度；

h——板的厚度。

由上式确定的非预应力纵向钢筋，应分布在各离柱边 $1.5h$ 的板宽范围内。每一方向至少应设置 4 根直径不小于 16mm 的钢筋。纵向钢筋间距不应大于 300mm，外伸出柱边长度至少为支座每一边净跨的 1/6。在承载力计算中考虑非预应力纵向钢筋的作用时，其外伸长度应按计算确定，并符合有关规范对锚固长度的规定。

2 在正弯矩区每一方向上的非预应力纵向受力钢筋的截面面积应符合下列规定：

$$A_s \geqslant 0.0025bh \tag{12.4.9-2}$$

且钢筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm。

非预应力纵向钢筋应均匀分布在板的受拉区内，并应靠近受拉区边缘布置。在承载力计算中考虑非预应力纵向钢筋的作用时，其长度应符合有关规范对锚固长度的规定。

3 在平板的边缘和拐角处，应设置暗圈梁或设置钢筋混凝土边梁。暗圈梁的纵向钢筋直径不应小于 12mm，且不应少于 4 根；箍筋直径不应小于 6mm，间距不应大于 150mm。

12.4.10 在板内被孔洞阻断的无粘结预应力钢筋可分两侧绕过洞口铺设，其离洞口的距离不应小于 150mm，水平偏移的曲率半径不宜小于 6.5m，洞口四周应配置构造钢筋加强；当洞口较大时，应符合第 12.4.12 条的规定。

12.4.11 对无粘结预应力混凝土单向多跨连续板，在设计中宜将无粘结预应力钢筋分段锚固，或增设中间锚固点。

12.4.12 当楼盖因设楼、电梯间开洞较大，且在板边需截断无粘结预应力钢筋或截面密肋板的肋时，应沿洞口设置边梁或加强带，以补足被孔洞削弱的板或肋的承载力和截面刚度。

12.4.13 在桥梁结构中采用无粘结预应力钢筋时，宜在锚固区段内采取有粘结的灌浆措施。

12.5 减少约束对预应力构件影响的措施

12.5.1 预应力结构设计中应通过计算或试验来确定结构约束对预应力构件有效预应力施加的影响。

12.5.2 预应力混凝土结构设计中，应确保预应力能够有效地施加到预应力结构构件中，必要时，应采取措施减少竖向构件或相邻结构对施加预应力构件的约束作用。

12.5.3 减少约束的措施通常通过合理的结构布置、有效的节点作法、恰当的施工顺序来实现。

1 合理布置竖向支承构件，如将抗侧力构件布置在构件位移中心不动点附近；采用相对细长的柔性柱可以使约束力减少，必要时应在柱中配置附加钢筋承担约束作用产生的附加弯矩。

2 预应力梁柱节点一般为刚接，在预应力框架梁施加预应力阶段，为了避免受柱的约束，可以将梁与柱之间的节点设计成在张拉过程中可产生无约束的滑动支柱，张拉后再将该节点做成刚接。

3 采用后浇带或施工缝将结构分段，可将后张楼板体系与约束柱或墙暂时分开，从而减少约束力，对于不能分开且刚度较大的支承构件，在板与墙柱结合处可以开设结构洞减少约束力，待张拉完毕后补强。

4 对平面形状不规则的板，宜划分为平面规则的单元，使各

部分能独立变形，减少约束。

12.6 预应力圆形水池结构的构造要求

12.6.1 圆形水池池壁的最小厚度应满足下列规定：

1 池壁配设环向预应力筋，在池壁内外侧竖向配置非预应力筋的现浇池壁结构，最小厚度250mm。

2 池壁配设环向和竖向预应力筋，池壁中部配置常规非预应力筋的现浇池壁结构，最小厚度220mm。

12.6.2 圆形水池底板（除锥底、球壳底板外）其厚度一般不宜小于250mm。底板为平板的配筋可采用正交双向配筋；锥形底板可采用辐射筋加环向配筋，中心支筒下可采用方格网配筋。

12.6.3 预应力圆形水池池壁的周长一般较长，属超长结构。预应力筋分段张拉时，一般可分2～3段张拉。为减少锚具用量和锚具变形损失，应减少张拉分段数。

12.6.4 预应力筋长度超过30m时，宜采用两端张拉；当长度超过60m时，宜采取分段张拉和锚固。

12.6.5 预应力圆形水池，池壁张拉预应力钢筋采用螺帽锚固时，池壁应设置锚固肋；采用游动锚、环形锚、变角张拉技术时，池壁应预留预应力筋张拉和锚固用的混凝土孔槽。

12.6.6 池壁、环梁、顶板或底板内，埋入式有粘结或无粘结预应力筋和张拉端外露式锚具或锚具端埋入式锚具的混凝土保护层最小厚度一般不宜小于50mm，当地下水、土具有腐蚀性或处于沿海环境等恶劣条件时，保护层厚度应适当增加。

12.6.7 池壁内埋环向预应力筋的最小净距不应小于50mm和最大骨料直径的两倍；竖向和环向预应力筋的最大中心距分别不宜大于池壁厚度的4倍或1000mm和4倍或1400mm的小者。

12.6.8 池壁开孔直径小于预应力钢筋间距的2倍池壁厚度时，预应力筋应绕过孔洞，布置间距应加密；当开孔直径大于或等于

预应力钢筋间距的两倍时，孔洞四周应设置锚固架，锚固被孔洞阻断的预应力筋。池壁开孔宜设成圆孔并设钢套管。

12.6.9 池壁外侧预应力筋应喷浆保护，喷浆应在池内满水条件下，砂浆强度不宜低于M30。喷浆层的厚度应符合下列规定：

1 采用无粘结钢绞线施加环向预应力，环向预应力筋净保护层厚度不小于40mm。

2 绕丝张拉预应力圆形水池，环向预应力筋净保护层厚度不少于20mm。

12.6.10 圆形水池池壁环向、竖向非预应力筋的单侧最小配筋率不宜小于0.25%，其他非预应力构件的最小配筋率应符合现行国家标准《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB 50069的有关规定。

12.6.11 圆形水池池壁与底板宜采用杯槽连接，杯口构造可参照图12.6.11。图12.6.11b中杯环外侧的环口混凝土，宜在张拉预应力钢筋后浇筑。池壁里、外侧填料应在施加预应力后填完。

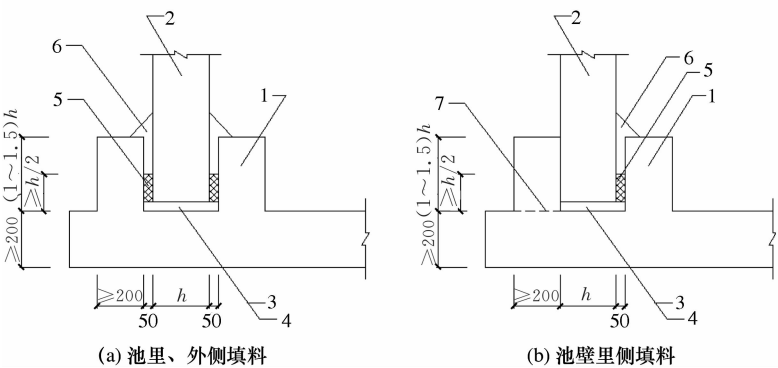


图12.6.11 池壁与底板的杯口连接

1—杯槽；2—池壁；3—橡胶垫板；4—找平层；5—防水密封膏；6—细石混凝土；7—环口混凝土

12.6.12 预应力圆形水池环向预应力钢筋的布置和锚固应符合下列规定：

1 当采用千斤顶张拉时，宜将相邻两排环向预应力钢筋的锚固位置交错布置。

2 当千斤顶张拉采用螺帽锚固时，锚固肋间相应的圆弧中心角不宜大于90°。

3 当采用绕丝张拉时，环向预应力钢筋的锚固槽应沿池壁周边均匀布置。

4 当采用绕丝张拉时，池壁底端不能绕线的部位，应在附近局部加密环向预应力钢筋。

12.6.13 杯口内防水材料可采用聚硫建筑密封膏和聚氨酯建筑密封膏，宜优先采用自流平型聚硫建筑密封膏。密封膏宜在池壁两侧均设，密封膏的厚度不宜小于池壁与杯口壁之间缝宽度的2/3。

12.6.14 杯口内池壁下的橡胶垫板的厚度不宜小于4mm，宽度宜比池壁厚度宽10mm～20mm。橡胶垫板的接头应采用热接头或粘结接头，不能采用叠合搭接。

12.6.15 对于池顶板采用无梁楼盖的清水池，池顶板与预应力池壁的连接节点可采用铰接、限位滑动连接或用止水带连接。

13 体外预应力混凝土结构设计

13.1 一般规定

13.1.1 设计体外预应力梁时，体外束可采用直线、双折线或多折线布置方式，且其布置应使结构对称受力，对矩形或Ⅰ形截面梁，体外束应布置在梁腹板的两侧；对箱型截面梁，体外束应对称布置在梁腹板的内侧。

13.1.2 体外束仅在锚固区及转向块鞍座处与钢筋混凝土梁相连结，其设计应满足下列要求：

1 体外束锚固区和转向块的设置应根据体外束的设计线型确定，对多折线体外束，转向块宜布置在距梁端 1/4～1/3 跨度的范围内，必要时可增设中间定位用转向块，对多跨连续梁采用多折线体外束时，可在中间支座或其他部位增设锚固块。

2 梁体基频在 1～5Hz 范围时，体外束采用钢绞线时，体外束的锚固块与转向块之间或两个转向块之间的自由段长度不应大于 12m，超过该长度应设置防振动装置。梁体基频或体外束不符合上述限制时，体外束的自由长度限值应通过振动分析来确定。

3 体外束在每个转向块处的弯折转角不应大于 15°，转向块鞍座处最小曲率半径宜按表 13.1.2 采用，体外束与鞍座的接触长度由设计计算确定。用于制作体外束的钢绞线，应按偏斜拉伸试验方法确定其力学性能。

4 体外束的锚固区除进行局部受压承载力计算，尚应对牛腿块钢托件等进行抗剪设计与验算。

5 转向块应根据体外束产生的垂直分力和水平分力进行设

计，并应考虑转向块的集中力对结构整体及局部受力的影响，以保证将预应力可靠地传递至梁体。

表 13.1.2　转向块鞍座处最小曲率半径

钢绞线	最小曲率半径(m)
12ϕ13mm 或 7ϕ15mm	2.0
19ϕ13mm 或 12ϕ15mm	2.5
31ϕ13mm 或 19ϕ15mm	3.0
55ϕ13mm 或 37ϕ15mm	5.0

注：钢绞线根数为表列数值的中间值时，可按线性内插法确定。

13.1.3　体外束更换时，应按设计要求进行。操作时，将要换束的两端同时缓慢放张后抽出，必要时应考虑放张后结构受力状态的安全。

13.2　体外预应力混凝土结构承载力计算

13.2.1　当满足本规程第 13.1.2 条及本节其他条款时，本规程的预应力损失值计算，承载力计算方法，变形、抗裂、裂缝宽度和应力验算方法适用于配置体外束的混凝土结构构件设计。

13.2.2　体外束的预应力筋张拉控制应力值 σ_{con} 不宜超过 $0.6f_{ptk}$，且不应小于 $0.4f_{ptk}$；当要求部分抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉等因素产生的预应力损失时，张拉控制应力限值可提高 $0.05f_{ptk}$。

13.2.3　体外预应力受弯构件的正截面受弯承载力计算方法可参照本规程第 7.2.6 条，其中体外束的预应力筋应力设计值 σ_{pu}(N/mm^2)宜按下列公式计算：

对连续与简支受弯构件：

$$\sigma_{pu}=\sigma_{pe}+100 \tag{13.2.3-1}$$

对悬臂受弯构件：

$$\sigma_{pu}=\sigma_{pe} \tag{13.2.3-2}$$

其中

$$\sigma_{pe}=\sigma_{con}-\sigma_{l1}-\sigma_{l2}-\sigma_{l4}-\sigma_{l5} \tag{13.2.3-3}$$

此时，应力设计值 σ_{pu} 尚应符合下列条件：

$$\sigma_{pu}\leqslant f_{py} \tag{13.2.3-4}$$

13.3 体外预应力混凝土结构正常使用极限状态验算

13.3.1 在荷载效应的标准组合作用下，体外预应力混凝土受弯构件的短期刚度 B_s 可按本规程第 6.4.3 条计算，刚度公式中的 ω 按式(6.4.3-4)进行计算，其中

$$\rho=\frac{A_s+0.20A_p}{bh_0} \tag{13.3.1}$$

13.3.2 体外预应力混凝土轴心受拉和受弯构件中，按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度(mm)可按式(6.5.4-1)计算，其中

$$\rho_{te}=\frac{A_s}{A_{te}} \tag{13.3.2-1}$$

$$\sigma_{sk}=\frac{M_k\pm M_2-N_{p0}(z-e_p)}{(0.20A_p+A_s)z} \tag{13.3.2-2}$$

13.3.3 体外预应力结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值可按本规程第 6 章的规定执行。

13.3.4 合理设置转向块并折线布置体外束可以提高梁的短期刚度，降低二次效应的作用，减小梁的跨中挠度从而提高梁的工作性能；也可提高体外预应力混凝土梁的开裂弯矩，有效地限制裂缝的开展和延伸。

13.4 体外预应力结构加固

13.4.1 体外预应力加固既有混凝土结构的承载力计算方法可

采用本规程第 13.2 节的规定。对被加固结构混凝土浇筑完成后的时间超过 5 年，体外束的预应力筋有效预应力可按下式计算：

$$\sigma_{pe}=\sigma_{con}-\sigma_{l1}-\sigma_{l2}-\sigma_{l4} \tag{13.4.1}$$

13.4.2 混凝土梁加固用体外束的锚固端构造应符合下列规定：

1 采用钢板箍或钢板块直接将预应力传至框架柱上。

2 采用钢垫板先将预应力传至端横梁，再传至框架柱上；必要时可在端横梁内侧粘贴钢板并在其上焊圆钢，使体外束由斜向转为水平向。

13.4.3 混凝土梁加固用体外束的转向块构造应符合下列规定：

1 在梁底部横向设置双悬臂的短钢梁，并在钢梁底焊有圆钢或带有圆弧曲面的转向垫块。

2 在梁两侧的次梁底部设置半圆形 U 型钢卡。

13.5 体外预应力混凝土结构体系与构造要求

13.5.1 体外预应力由预应力筋、外套管、防腐蚀材料和锚固体系组成，包括单根无粘结钢绞线体系、多根有粘结预应力体系、多层防腐蚀无粘结钢绞线束体系、环氧涂层钢绞线拉索体系等，可根据结构特点、体外束作用、防腐蚀要求等选用。

13.5.2 体外束的预应力筋性能应符合本规程第 13.1.2 条的要求；体外束的预应力筋可选用镀锌预应力筋、无粘结钢绞线、环氧涂层钢绞线等。

13.5.3 体外束的外套管应满足下列要求：

1 外套管（包括连接接头）应完全密闭防水，在使用期内有可靠的耐久性。

2 外套管应能抵抗运输、安装和使用过程中的各种作用力，不得损坏。

3 外套管应与预应力筋和防腐蚀材料具有兼容性。

4 在建筑工程中，还应符合设计要求的耐火性。

体外束的外套管可选用高密度聚乙烯管(HDPE)或镀锌钢管。钢管壁厚宜为管径的1/40,且不应小于2mm。HDPE管厚:对波纹管不宜小于2mm,对光圆管不宜小于5mm。

13.5.4 工厂制作的体外束防腐蚀材料在加工制作、运输、安装和张拉等过程中,应能保持稳定性、柔性和无裂缝,并在合理温度范围内不流淌;防腐蚀材料的性能和要求,应与环境类型划分等级一致。

13.5.5 体外束的锚固体系必须与束体的形式和组成相匹配,可采用常规后张锚固体系或体外束专用锚固体系。

13.5.6 体外束的锚固区和转向块宜满足下列构造规定:

1 体外束的锚固区宜设置在梁端混凝土端块、牛腿块处或设置在钢托件内,应保证传力可靠且变形符合设计要求。

2 在混凝土矩形、I形或箱形截面梁中,转向块可设在结构体外或箱形梁的箱体内。转向块的钢套管鞍座应预先弯曲成型,埋入混凝土中。体外束的弯折也可采用通过隔梁、肋梁等型式。

3 当锚固区采用钢托件锚固预应力筋时,其与钢筋混凝土梁之间应有可靠的连接构造措施,如用套箍、螺栓固定等。

4 对可更换的体外束,在锚固端和转向块处,与结构相连接的鞍座套管应与体外束的外套管分离,以方便更换体外束。

13.5.7 体外束及束的锚固区应进行防腐蚀保护。当在结构构件承载力计算中,计入体外束的作用时,尚应符合相关的防火设计规定。

14　预应力型钢混凝土及预应力钢与混凝土组合结构设计

14.1　一般规定

14.1.1　预应力型钢混凝土梁的型钢，宜采用实腹型钢，型钢的一侧翼缘宜位于受压区，另一侧翼缘位于受拉区（图 14.1.1）。当梁截面高度较高时，可采用空腹式型钢。

预应力型钢混凝土框架梁的含钢率不应小于 2%，不应超过 15%。

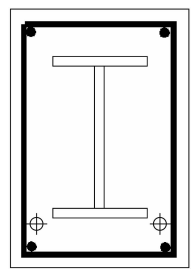


图 14.1.1　预应力型钢混凝土梁的型钢截面配筋形式

14.1.2　预应力钢与混凝土组合梁适用于不直接承受动力荷载的情况。混凝土板可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定进行设计，应按相关规范的规定进行纵向抗剪验算。预应力应满足本规程规定。

14.1.3　在进行结构内力和变形计算时，预应力型钢混凝土结构构件的截面抗弯刚度、轴向刚度和抗剪刚度，可按下列规定计算：

$$EI=E_cI_c+E_aI_a \tag{14.1.3-1}$$

$$EA=E_cA_c+E_aA_a \tag{14.1.3-2}$$

$$GA=G_cA_c+G_aA_a \qquad (14.1.3\text{-}3)$$

式中：EI、EA、GA——构件截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；

E_cI_c、E_cA_c、G_cA_c——钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；

E_aI_a、E_aA_a、G_aA_a——型钢或钢管部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度。

14.1.4 预应力钢与混凝土组合梁体外预应力筋的强度设计值σ_{pu}应按本规程第13.2.3条计算。

14.1.5 预应力钢与混凝土组合梁的计算还应符合下列规定：

1 混凝土翼缘板的有效宽度，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017相关条文进行计算。计算预应力效应时，轴向力引起的效应可按全宽计算；预弯矩引起的应力可按有效宽度计算。

2 组合梁的挠度应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的规定，考虑混凝土翼板和钢梁之间的滑移效应对抗弯刚度进行折减。对于连续组合梁，在距中间支座两侧各$0.15l$（l为梁的跨度）范围内，不计受拉区混凝土对刚度的影响，但宜计入翼板有效宽度b_e范围内纵向钢筋的作用，其余区段仍取折减刚度。

3 组合梁进行挠度及开裂分析时，应考虑混凝土收缩徐变的影响。计算换算截面特性时，可将混凝土板的宽度根据弹性模量比折算成钢截面宽度后进行计算。对荷载的准永久组合应采用有效弹性模量比。收缩应变及徐变系数取值，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010相关条文进行计算。

4 组合梁按塑性设计计算截面承载能力时，未与混凝土板可靠连接的钢结构受压板件的宽厚比应满足现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017中塑性设计的相关规定。

5 施工过程中，当组合梁的混凝土板尚未与钢梁可靠连接时，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的相关要求

验算施工过程中钢梁的强度及稳定性。变形及应力计算时应考虑施工过程进行分别计算后相叠加。

6 当计算组合梁由于混凝土收缩徐变因素引起的预应力损失时，应考虑钢结构对混凝土的约束作用。

7 抗剪连接件的计算及布置，可按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中完全抗剪连接的要求进行设计。

14.1.6 预应力型钢混凝土结构中构造要求应参照现行行业标准《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138 执行，并应符合国家现行有关标准的规定。预应力钢与混凝土组合梁的构造设计可按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的相关要求进行。

14.2 承载能力极限状态计算

14.2.1 预应力型钢混凝土梁，其正截面受弯承载力应按下列基本假定进行计算：

1 截面应变保持平面。

2 不考虑混凝土的抗拉强度。

3 受压边缘混凝土极限压应变 ε_{cu} 取 0.003。

4 由于混凝土对型钢的嵌固和约束作用，承载力极限阶段不考虑型钢的屈曲。

5 钢筋应力等于钢筋应变与其弹性模量的乘积，但其绝对值不应大于其相应的强度设计值。

6 纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘的极限拉应变 ε_{su} 取 0.01。

14.2.2 取普通钢筋、预应力筋和型钢下翼缘屈服时受压区高度的最小值为预应力型钢混凝土梁的截面界限受压区高度（图 14.2.2）。普通钢筋、预应力筋和型钢下翼缘屈服时，受压区高度分别为 x_s、x_p、x_a。

$$x_s=\frac{\beta_1}{1+f_y/(E_s\varepsilon_{cu})}h_s \tag{14.2.2-1}$$

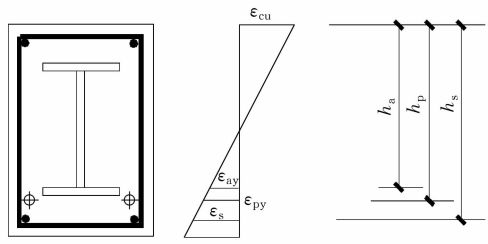


图 14.2.2　界限受压区高度计算简图

$$x_p=\frac{\beta_1}{1+\dfrac{0.002}{\varepsilon_{cu}}+\dfrac{f_{py}-\sigma_{p0}}{E_p\varepsilon_{cu}}}h_p \tag{14.2.2-2}$$

$$x_a=\frac{\beta_1}{1+\dfrac{f_a}{E_a\varepsilon_{cu}}}h_a \tag{14.2.2-3}$$

式中：x_s、x_p、x_a——普通钢筋、预应力筋和型钢下翼缘屈服时框架梁截面受压区高度；

h_s、h_p、h_a——普通钢筋、预应力筋和型钢下翼缘至梁截面受压区边缘的距离；

f_a——型钢受拉强度设计值；

E_a——型钢弹性模量。

14.2.3　型钢截面为实腹型钢的预应力型钢混凝土梁，其正截面受弯承载力应按下列公式计算（图 14.2.3）：

$$M\leqslant\alpha_1 f_c bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+f'_y A'_s(h_0-a'_s)-f_a A_{af}(a_a-a_0)$$
$$-f_p A_p(a_p-a_0)+f'_a A'_{af}(h_0-a'_a)+M_{aw} \tag{14.2.3-1}$$

$$\alpha_1 f_c bx+f'_y A'_s+f'_a A'_{af}-f_y A_s-f_a A_{af}+N_{aw}=0 \tag{14.2.3-2}$$

对强约束的后张法预应力混凝土超静定结构，应计及预应力次内力对混凝土受压区高度的影响。

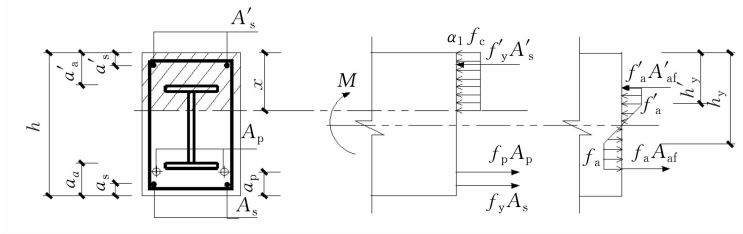


图 14.2.3　框架梁正截面受弯承载力计算

当 $\delta_1 h_0 < 1.25x$，$\delta_2 h_0 > 1.25x$ 时，

$$M_{aw} = [0.5(\delta_1^2 + \delta_2^2) - (\delta_1 + \delta_2) + 2.5\xi - (1.25\xi)^2] t_w h_0^2 f_a \tag{14.2.3-3}$$

$$N_{aw} = [2.5\xi - (\delta_1 + \delta_2)] t_w h_0 f_a \tag{14.2.3-4}$$

$$h_0 = \frac{f_a A_{af}(\delta_2 h_0 + 0.5t_f) + f_y A_y (h - a_s) + f_{py} A_p (h - a_p)}{f_a A_{af} + f_y A_y + f_{py} A_p} \tag{14.2.3-5}$$

混凝土受压区高度 x 尚应符合下列公式要求：

$$x \leqslant x_b = \min\{x_s, x_a, x_p\} \tag{14.2.3-6}$$

$$x \geqslant a'_a + t'_f \tag{14.2.3-7}$$

式中：M——弯矩设计值，对预应力混凝土静定结构，M 为荷载基本组合值；对一般的后张法预应力混凝土超静定结构，次弯矩 M_2 应参与弯矩设计值的组合计算；对强约束的后张法预应力混凝土超静定结构，次弯矩 M_2、次轴力 N_2 均应参与弯矩设计值的组合计算，式(14.2.3-1)左端应取 $M - \left[M_2 - N_2\left(\frac{h}{2} - a_0\right)\right]$，计算 N_2 时，压力为正值，拉力为负值；

α_1——系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时，α_1 取为1.0，

当混凝土强度等级为 C80 时，α_1 取为 0.94，其间按线性内插法确定；

β_1——系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时，β_1 取为0.8，当混凝土强度等级为 C80 时，β_1 取为 0.74，其间按线性内插法确定；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

ξ——相对受压区高度，$\xi=x/h_0$；

ξ_b——相对界限受压区高度，$\xi_b=x_b/h_0$；

x_b——界限受压区高度；

δ_1——型钢腹板上端至截面上边距离与 h_0 的比值；

δ_2——型钢腹板下端至截面上边距离与 h_0 的比值；

M_{aw}——型钢腹板承受的轴向合力对型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点的力矩；

N_{aw}——型钢腹板承受的轴向合力；

t_w——型钢腹板厚度；

t'_f——型钢受压翼缘厚度；

h_w——型钢腹板高度；

h_0——型钢受拉翼缘、纵向受拉钢筋和预应力筋合力点至混凝土受压边缘距离；

a_0——型钢受拉翼缘、纵向受拉钢筋和预应力筋合力点至混凝土受拉边缘距离；

A'_{af}、A_{af}——型钢受压、受拉翼缘截面积。

14.2.4 型钢截面为充满型实腹型钢的预应力型钢混凝土梁，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

$$V_b \leqslant \alpha_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.58 f_a t_w h_w \qquad (14.2.4)$$

式中：α_{cv}——斜截面混凝土受剪承载力系数，对于一般受弯构件取 0.7；对集中荷载作用下（包括作用有多种荷载，其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值

占总剪力的75%以上的情况）的独立梁，取 α_{cv} 为 $\frac{1.75}{\lambda+1}$，λ 为计算截面的剪跨比，可取 λ 等于 a/h_0，当 λ 小于1.5时，取1.5，当 λ 大于3时，取3，a 取集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离；

f_{yv}——箍筋强度设计值；

A_{sv}——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积；

s——沿构件长度方向上箍筋的间距；

f_t——混凝土抗拉强度设计值。

14.2.5 对于无粘结预应力型钢混凝土构件，承载力、裂缝宽度和挠度的计算公式中预应力筋的抗拉设计值的取值 f_{py} 应取无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu}，σ_{pu} 按本规程第7.2.6条计算。

14.2.6 预应力钢与混凝土组合梁的抗弯承载力应按下列规定计算：

1 正弯矩作用区段

1） 塑性中和轴在混凝土板内（如图14.2.6-1），即 $A_c f_c \geqslant A_d f_d + A_p \sigma_{pu}$ 时：

$$M \leqslant x b_c f_c y_1 + A_p \sigma_{pu} y_2 \tag{14.2.6-1}$$

$$x = \frac{A_d f_d + A_p \sigma_{pu}}{b_c f_c} \tag{14.2.6-2}$$

式中：M——正弯矩设计值；

A_c——混凝土板的截面面积；

A_d——钢梁的截面面积；

A_p——体外预应力筋面积；

x——混凝土翼缘受压区高度；

y_1——混凝土板受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离；

y_2——无粘结预应力筋的截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离；

f_c——混凝土抗压强度设计值；

f_d——钢梁抗拉和抗压强度设计值；

σ_{pu}——体外预应力筋的应力设计值，按本规程第 13.2.3 条计算；

b_c——混凝土板的有效宽度；

h_c——混凝土板的厚度。

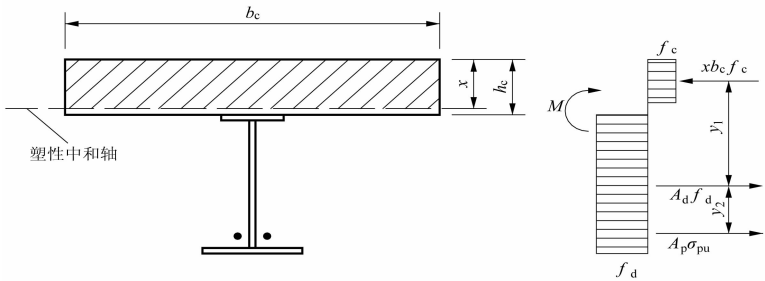


图 14.2.6-1　塑性中和轴在混凝土板内时的组合梁截面及应力图形

2）塑性中和轴在钢梁截面内（图 14.2.6-2），即 $A_c f_c \leqslant A_d f_d + A_p \sigma_{pu}$ 时：

$$M \leqslant b_c h_c f_c y_1 + A_p \sigma_{pu} y_2 + A_{dc} f_d y_3 \qquad (14.2.6\text{-}3)$$

$$A_{dc} = \frac{A_d f_d + A_p \sigma_{pu} - A_c f_c}{2 f_d} \qquad (14.2.6\text{-}4)$$

式中：A_{dc}——钢梁受压区截面面积；

y_3——钢梁受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离。

2　负弯矩作用区段（图 14.2.6-3）

$$M \leqslant A_{dl} f_d y_3 + A_p \sigma_{pu} y_4 + A_s f_y y_5 \qquad (14.2.6\text{-}5)$$

$$A_{dl} = \frac{A_d f_d - A_p \sigma_{pu} - A_s f_y}{2 f_d} \qquad (14.2.6\text{-}6)$$

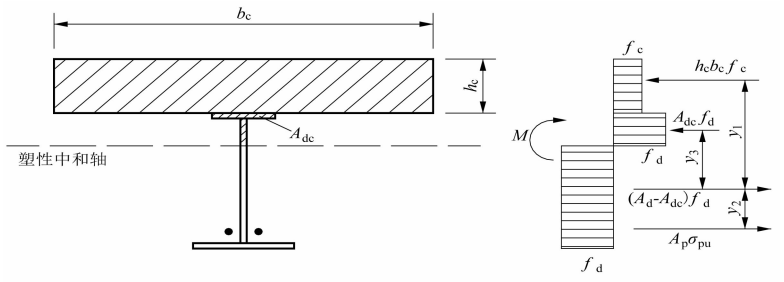


图 14.2.6-2　塑性中和轴在钢梁内时的组合梁截面及应力图形

式中：A_s——混凝土板有效宽度内普通钢筋的面积；

A_{dl}——钢梁受拉区截面面积；

f_y——普通钢筋的抗拉强度设计值；

y_4——无粘结预应力筋的截面形心至钢梁受压区截面形心的距离；

y_5——普通钢筋的截面形心至钢梁受压区截面形心的距离。

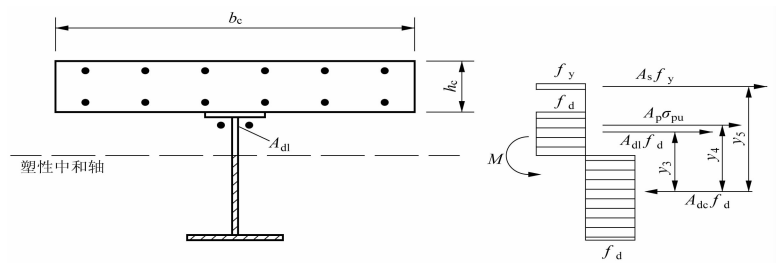


图 14.2.6-3　负弯矩作用时的组合梁截面及应力图形

14.2.7　预应力钢与混凝土组合梁的抗剪承载力应按下式计算：

$$V \leqslant h_w t_w f_v \tag{14.2.7}$$

式中：h_w——钢梁腹板高度；

t_w——钢梁腹板厚度；

f_v——钢材抗剪强度设计值。

14.3 裂缝宽度验算

14.3.1 预应力型钢混凝土框架梁应验算裂缝宽度；最大裂缝宽度应按荷载的标准组合并考虑长期效应组合的影响进行计算。

14.3.2 考虑裂缝宽度分布的不均匀性和荷载长期效应组合影响的最大裂缝宽度(按 mm 计)应按下列公式计算(图 14.3.2)，所求得的最大裂缝宽度不应大于预应力混凝土结构规定的限值。

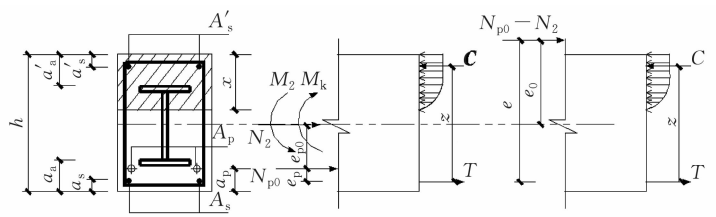


图 14.3.2 预应力型钢混凝土框架梁最大裂缝宽度计算简图

$$w_{max}=\alpha_{cr}\psi\frac{\sigma_{sk}}{E_s}\left(1.9c_s+0.08\frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right) \tag{14.3.2-1}$$

$$\psi=1.1\left(1-\frac{M_{cr}}{M_k-N_{pe}e_p}\right) \tag{14.3.2-2}$$

$$\sigma_{sk}=\frac{M_k-M_2-N_{p0}(z-e_p)+N_2(a+z-h/2)}{z(A_s+A_p+A_{af}+kA_{aw})} \tag{14.3.2-3}$$

$$k=\frac{0.25h-t_f-a_a}{h_w} \tag{14.3.2-4}$$

$$d_{eq}=\frac{4(A_s+A_p+A_{af}+kA_{aw})}{u} \tag{14.3.2-5}$$

$$u=\pi\sum n_i v_i d_i+(2b_f+2t_f+2kh_{aw})\times 0.315 \tag{14.3.2-6}$$

$$\rho_{te}=\frac{A_s+A_p+A_{af}+kA_{aw}}{0.5bh} \tag{14.3.2-7}$$

$$e=\frac{M_k-M_2+N_{p0}e_p+N_2(h/2-a)}{N_{p0}+N_2} \tag{14.3.2-8}$$

$$z=[0.87-012(1-r_f)(h_e/e)^2]h_0 \tag{14.3.2-9}$$

$$h_e=\frac{h_{0s}+h_{0p}+h_{0af}}{3} \tag{14.3.2-10}$$

式中：M_k——按荷载标准组合计算的弯矩值；

M_{cr}——框架梁截面抗裂弯矩；计算见本规程第14.3.3条；

α_{cr}——构件受力特征系数，取 $\alpha_{cr}=1.5$；

c_s——最外层从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 $c_s=65$；

ψ——考虑型钢翼缘作用的钢筋应变不均匀系数；当 $\psi<0.4$ 时，取 $\psi=0.4$；当 $\psi>1.0$ 时，取 $\psi=1.0$；

k——型钢腹板影响系数，其值取梁受拉侧 1/4 梁高范围中腹板高度与整个腹板高度的比值；

v_i——为受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数，型钢的相对粘结特性系数为 $0.45\times0.7=0.315$；

n——纵向受拉钢筋数量；

b_f、t_f——受拉翼缘宽度、厚度；

d_e、ρ_{te}——考虑型钢受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效直径、有效配筋率；

σ_{sk}——考虑型钢受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的等效钢筋应力值；

A_s、A_{af}——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘面积；

A_{aw}、h_{aw}——型钢腹板面积、高度；

h_{0s}、h_{0af}、h_{0p}——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘、预应力筋重心至混凝土截面受压边缘的距离；

u——纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘与部分腹板周长之和；

e_p——预应力筋作用重心到截面重心轴的距离；

e——轴向压力作用点至纵向受拉筋合力点的距离。

14.3.3 预应力型钢混凝土框架梁的开裂弯矩计算应考虑框架结构次轴力影响，按下列公式计算：

$$M_{cr}=(\sigma_{pc}+\gamma f_{tk})W_0 \tag{14.3.3-1}$$

$$\sigma_{pc}=\frac{N_{pe}-N_2}{A_0}+\frac{N_{pe}e_p-M_2}{I_0}y_0 \tag{14.3.3-2}$$

式中：σ_{pc}——扣除全部预应力损失后预应力在抗裂验算边缘的混凝土法向应力(MPa)；

I_0，W_0，y_0——换算截面的惯性矩、弹性抵抗矩、换算截面重心至所计算纤维处的距离；

γ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数，对于预应力预应力型钢混凝土梁，由于型钢的存在，混凝土的收缩和徐变会使构件混凝土中产生拉应力，降低构件的抗裂能力，取 $\gamma=1.0$。

14.3.4 预应力钢与混凝土组合梁裂缝宽度应按下列规定验算：

1 组合梁负弯矩区开裂的混凝土板应按照本规程混凝土轴心受拉构件计算裂缝宽度。并按本规程的裂缝控制要求进行设计。

2 组合梁由于效应设计值引起的开裂截面的混凝土板的钢筋应力应按如下要求进行计算。

1）钢筋混凝土板中普通钢筋的应力应按下式计算：

$$\sigma_{sq}=\frac{M_q y_s}{I_{cr}}+\frac{N_q}{A_{cr}} \tag{14.3.4-1}$$

式中：N_q、M_q——按照荷载准永久组合计算的轴向力值、弯矩值；

I_{cr}、A_{cr}——开裂截面由纵向普通钢筋与钢梁组成的惯性矩及面积；

y_s——钢筋截面形心至组合梁开裂截面中和轴的距离。

2）预应力混凝土板应按下式计算：

$$\sigma_{sk}=\frac{(M_k-M_p)y_s}{I_{cr}}+\frac{N_k-N_p}{A_{cr}} \tag{14.3.4-2}$$

式中：N_k、M_k——按照荷载标准组合计算的轴向力值、弯矩值；

N_p、M_p——考虑应力损失后的预应力筋的合力及预弯矩。如为超静定结构，应计入二次效应；

I_{cr}、A_{cr}——开裂截面由纵向普通钢筋及预应力筋与钢梁组成的惯性矩及面积；

y_s——钢筋截面形心至组合梁开裂截面中和轴的距离。

3 体外预应力筋引起的效应，可按等效荷载作用效应计入相应的组合，组合系数 1.0。

14.4 挠度验算

14.4.1 预应力型钢混凝土框架梁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。

在等截面构件中，可假定各同号弯矩区段内的刚度相等，并取用该区段内最大弯矩处的刚度。

14.4.2 预应力型钢混凝土受弯构件的挠度由使用荷载产生的下挠度 f_1 和预应力引起的上挠度 f_2 两部分组成，预应力型钢混

凝土框架跨中的总挠度为 $f=f_1-f_2$。

受弯构件的挠度应按荷载短期效应组合并考虑荷载长期效应组合影响的长期刚度 B_l 进行计算，挠度计算值 f 不应大于本规程规定的限值。

14.4.3 当预应力型钢混凝土框架梁的纵向受拉钢筋配筋率为0.3%～1.5%范围时，其荷载短期效应和长期效应组合作用下的短期刚度 B_s 和长期刚度 B_l，可按下列公式计算：

1 要求不出现裂缝的构件的刚度

$$B_s=0.85E_cI_0+E_aI_a \tag{14.4.3-1}$$

2 允许出现裂缝的构件的刚度

$$B_s=\frac{0.85E_cI_0}{\kappa_{cr}+(1-\kappa_{cr})\omega}+E_aI_a \tag{14.4.3-2}$$

$$\kappa_{cr}=\frac{M_{cr}}{M_k} \tag{14.4.3-3}$$

$$\omega=\left(1.0+0.8\lambda+\frac{0.21}{\alpha_s\rho}\right)(1+0.45\gamma_f) \tag{14.4.3-4}$$

$$\gamma_f=\frac{(b_f-b)h_f}{bh_0} \tag{14.4.3-5}$$

$$\lambda=\frac{\sigma_{pe}A_p}{\sigma_{pe}A_p+f_yA_s} \tag{14.4.3-6}$$

$$\rho=\frac{A_s+A_p+A_{af}+kA_{aw}}{bh_0} \tag{14.4.3-7}$$

式中：E_c——混凝土的弹性模量；

E_a——型钢的弹性模量；

I_0——扣除型钢的换算截面的抗弯惯性矩；

I_a——型钢截面对换算截面形心的抗弯惯性矩；

M_{cr}——梁的正截面开裂弯矩值，由抗裂承载力计算求得；

M_k——按荷载短期效应组合计算的弯矩值；

α_s——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

ρ——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘腹板和预应力筋配筋率；

γ_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；

A_{af}、A_{aw}——型钢受拉翼缘、腹板的截面面积；

k——型钢腹板影响系数，为梁受拉侧 1/4 梁高范围内腹板高度与整个腹板高度的比值。

14.4.4 预应力钢与混凝土组合梁挠度应按下列规定验算：

1 组合梁的挠度应分别按荷载的标准组合和准永久组合进行计算，以其中的较大值作为依据。

2 挠度可按结构力学方法进行计算，仅受正弯矩作用的组合梁，其抗弯刚度应取考虑滑移效应的折减刚度，连续组合梁应按变截面刚度梁进行计算。在上述两种荷载组合中，组合梁应各取其相应的折减刚度。

3 预应力筋引起的效应，可按等效荷载作用计入相应的组合，组合系数 1.0。

15　纤维增强复合材料预应力混凝土结构设计

15.1　一般规定

15.1.1　本章适用于纤维增强复合材料预应力混凝土梁、板受弯构件；不适用于以纤维增强复合材料预应力筋作为支座负筋的多跨连续受弯构件及需要进行抗震设计的框架结构的受弯构件。

15.1.2　纤维增强复合材料预应力筋应采用后张法施工工艺，其张拉控制应力限值应符合表 15.1.2 的规定。

表 15.1.2　纤维增强复合材料预应力筋的张拉控制应力限值

类型	上限值	下限值
碳纤维增强复合材料预应力筋	$0.65f_{ptk}$	$0.40f_{ptk}$
芳纶纤维增强复合材料预应力筋	$0.55f_{ptk}$	$0.35f_{ptk}$

15.1.3　应由可靠依据确定纤维增强复合材料预应力混凝土构件长期使用的环境温度，且该温度不应高于纤维增强复合材料筋基体树脂的热变形温度。

15.1.4　对需进行疲劳验算的纤维增强复合材料预应力混凝土构件，应进行专项设计。

15.2　预应力损失

15.2.1　因锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失 σ_{l1}、因预应力筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值 σ_{l2}、因混凝土的收缩和徐变引起的预应力损失 σ_{l5} 和因混凝土弹性压缩引起的预应力损失 σ_{l7} 的计算可按照本规程对预应力钢筋的有关规定执行，

但对相应计算公式应进行下列修正：

1 采用纤维增强复合材料预应力筋的弹性模量值 E_f。

2 根据实测数据确定张拉端锚具变形和纤维增强复合材料预应力筋内缩值 a。

3 根据实测数据确定考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数 κ 和纤维增强复合材料预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数 μ。

4 计算受拉区预应力钢筋和普通钢筋的配筋率 ρ 时，将纤维增强复合材料预应力筋截面面积乘以折算系数 E_f/E_s 以替换原公式中的相应值。

15.2.2 纤维增强复合材料预应力筋的应力松弛损失 σ_{l4} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{l4}=\varphi\sigma_{con} \tag{15.2.2-1}$$

$$\varphi=[a+b\log(t)]/100 \tag{15.2.2-2}$$

式中：φ——应力松弛损失率；

a，b——系数；无实测数据时，对于碳纤维增强复合材料筋，可取 $a=0.231$，$b=0.345$；对于芳纶纤维增强复合材料筋，可取 $a=3.38$，$b=2.88$；

t——以天为单位的时间。

15.2.3 因季节温差造成的预应力变化 σ_{l8} 按下列公式计算：

$$\sigma_{l8}=\Delta T|\alpha_f-\alpha_c|E_f \tag{15.2.3}$$

式中：ΔT——年平均最高（或最低）温度与预应力筋张拉锚固时的温差；

α_f——纤维增强复合材料筋的轴向温度膨胀系数；

α_c——混凝土的温度线膨胀系数。

15.3 承载能力极限状态验算

15.3.1 纤维增强复合材料预应力混凝土受弯构件的正截面受

弯承载力应按本规程第 5.1.2 条的规定和下列基本假定进行计算：

1 不考虑纤维增强复合塑料筋的抗压强度。

2 纵向受拉纤维增强复合材料筋的应力等于纤维增强复合材料筋应变与其弹性模量的乘积，且不应大于按本规程第 3.3.4 条规定计算的纤维增强复合材料筋抗拉强度设计值。

15.3.2 纵向非预应力受拉钢筋屈服与受压区混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区高度，应按下式计算：

$$\xi_b = \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_y / E_s} \tag{15.3.2}$$

式中：ξ_b——相对界限受压区高度；

β_1——系数，按本规程第 7.1.3 条的规定计算；

ε_{cu}——正截面混凝土极限压应变，按本规程第 7.1.2 的规定计算；

E_s——纵向受拉钢筋的弹性模量；

f_y——纵向受拉钢筋的抗拉强度设计值。

15.3.3 纵向纤维增强复合材料预应力筋达到设计强度与受压区混凝土破坏同时发生的相对平衡受压区高度应按下式计算：

$$\xi_{fp,b} = \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + (f_{fpd} - \sigma_{fp0}) f_y / E_s} \tag{15.3.3}$$

式中：$\xi_{fp,b}$——相对平衡受压区高度；

σ_{fp0}——纤维增强复合材料预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时的纤维增强复合材料预应力筋的应力，按本规程第 15.3.6 条规定进行计算；

f_{fpd}——纤维增强复合材料预应力筋的抗拉强度设计值，按本规程第 3.3.4 条的规定计算，其中 f_{fk} 取为纤维增强复合材料预应力筋的抗拉强度标准值。

15.3.4 同时配有纤维增强复合材料预应力筋和普通钢筋的混

凝土受弯构件的正截面受弯承载力应符合下列规定：

1 当 $\xi_{fp,b}h_{0fp}\leqslant x\leqslant\xi_b h_0$ 时，如图 15.3.4-1 所示：

$$M\leqslant f_y A_s\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+\sigma_{fp}A_{fp}\left(h_{0fp}-\frac{x}{2}\right)+f'_y A'_s\left(\frac{x}{2}-a'_s\right)$$
$$+\alpha_1 f_c(b'_f-b)h'_f\left(\frac{x}{2}-\frac{h'_f}{2}\right) \quad (15.3.4\text{-}1)$$

$$\begin{cases}\alpha_1 f_c bx=f_y A_s-f'_y A'_s+\sigma_{fp}A_{fp}-\alpha_1 f_c(b'_f-b)h'_f & (15.3.4\text{-}2)\\ x=\dfrac{\beta_1\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+(\sigma_{fp}-\sigma_{fp0})/E_{fp}}h_{0fp} & (15.3.4\text{-}3)\end{cases}$$

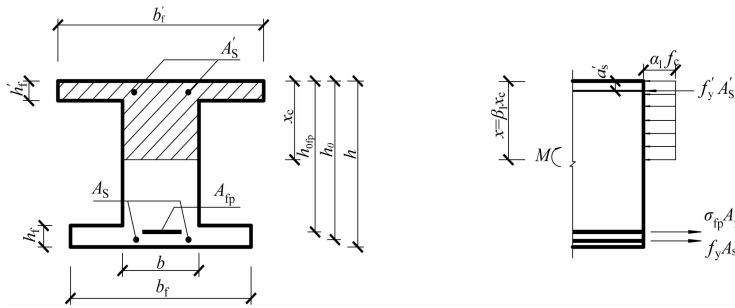


图 15.3.4-1 受弯构件正截面受弯承载力计算($\xi_{fp,b}h_{0fp}\leqslant x\leqslant\xi_b h_0$)

2 当 $x<2a'_s$ 时：

$$M_u\leqslant f_y A_s(h_0-a'_s)+\sigma_{fp}A_{fp}(h_{fp}-a'_s) \quad (15.3.4\text{-}4)$$

$$\sigma_{fp}A_{fp}=2\alpha_1 f_c ba'_s+\alpha_1 f_c(b'_f-b)h'_f-f_y A_s+f'_y A'_s \quad (15.3.4\text{-}5)$$

3 对于矩形截面，取 b'_f 等于 b；对于 T 型截面，首先取 b 等于 b'_f 进行计算，当计算所得的 $x>h'_f$ 时，用实际的 b、b'_f 重新计算。

4 当按公式(15.3.4-2)和公式(15.3.4-3)计算所得 $x<\xi_{fp,b}h_{0fp}$ 时，如图 15.3.4-2 所示，混凝土实际受压区高度 x_c 应重新按公式(15.3.4-6)～(15.3.4-11)计算确定，正截面受弯承载力

应按公式(15.3.4-12)确定：

$$\alpha_1 f_c b\beta_1 x_c + f'_y A'_s + \alpha_1 f_c (b'_f - b)h'_f = f_y A_s + f_{fpd} A_{fp} \tag{15.3.4-6}$$

$$\frac{x_c}{h_{0fp} - x_c} = \frac{\varepsilon_c}{(f_{fpd} - \sigma_{fp0})/E_{fp}} \tag{15.3.4-7}$$

当 $0 \leqslant \varepsilon_c \leqslant \varepsilon_0$ 时：

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon_0 - \varepsilon_c}{6\varepsilon_0 - 2\varepsilon_c} \tag{15.3.4-8}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{\beta_1}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \frac{\varepsilon_c^2}{3\varepsilon_0^2}\right) \tag{15.3.4-9}$$

当 $\varepsilon_0 \leqslant \varepsilon_c \leqslant 0.0033$ 时：

$$\beta_1 = 2 - \frac{6 - \dfrac{\varepsilon_0^2}{\varepsilon_c^2}}{6 - 2\dfrac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c}} \tag{15.3.4-10}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{\beta_1}\left(1 - \frac{\varepsilon_0}{3\varepsilon_c}\right) \tag{15.3.4-11}$$

$$M \leqslant f_y A_s \left(h_0 - \frac{1}{2}\beta_1 x_c\right) + f_{fpd} A_{fp}\left(h_{0fp} - \frac{1}{2}\beta_1 x_c\right) + f'_y A'_s \left(\frac{1}{2}\beta_1 x_c - a'_s\right)$$
$$+ \alpha_1 f_c (b'_f - b)h'_f \left(\frac{1}{2}\beta_1 x_c - \frac{h'_f}{2}\right) \tag{15.3.4-12}$$

式中： M——弯矩设计值；

α_1、β_1——系数，当 $\xi_{fp,b} h_{0fp} \leqslant x < \xi_b h_0$ 时，按本规程第 7.1.3 条的规定计算，当 $x < \xi_{fp,b} h_{0fp}$ 时，按式(15.3.4-8)～式(15.3.4-11)计算；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

A_s——受拉区所配钢筋的截面面积；

f'_y——受压区钢筋的抗拉强度设计值；

A'_s——受压区所配钢筋的截面面积；

E_{fp}——纤维增强复合材料预应力筋的弹性模量；

A_{fp}——纤维增强复合材料预应力筋横截面面积；

σ_{fp}——纤维增强复合材料预应力筋的应力，$\sigma_{fp}=E_{fp}\varepsilon_{fp}$；其中，$\varepsilon_{fp}$为纤维增强复合材料预应力筋的轴向拉应变；

h_0——钢筋合力点距构件顶面的距离；

b——构件截面宽度；

h'_f——T形、I形截面的受压区的翼缘高度；

b'_f——T形、I形截面的受压区的翼缘计算宽度，按本规程第7.2.3条的规定计算；

h_{0fp}——纤维增强复合材料预应力筋合力点距构件顶面的距离；

a'_s——受压区纵向钢筋合力点至截面受压边缘的距离。

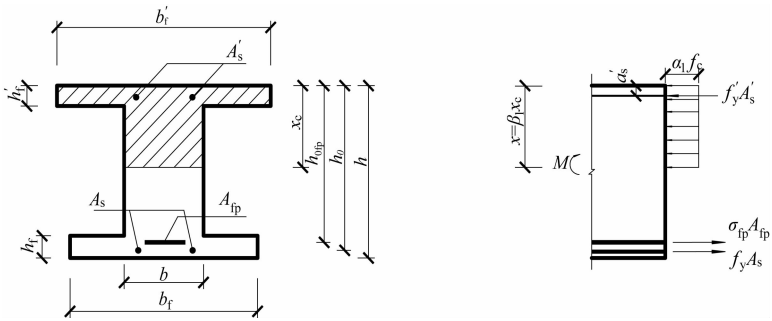


图15.3.4-2　受弯构件正截面受弯承载力计算（$x<\xi_{fp,b}h_{0fp}$）

15.3.5　同时配有纤维增强复合材料预应力筋和非纤维增强复合材料预应力筋的混凝土受弯构件，应按第7.1.2条的基本假定进行计算。承载能力极限状态计算时，非纤维增强复合材料预应力筋的拉应力σ_f应小于纤维增强复合材料筋抗拉强度设计值f_{fd}。

15.3.6　对于后张法构件，纤维增强复合材料预应力筋合力点处

混凝土法向应力等于零时的纤维增强复合材料预应力筋应力 σ_{fp0} 应按下列公式计算。

$$\sigma_{fp0}=\sigma_{con}-\sigma_l+(E_{fp}/E_c)\sigma_{pc} \tag{15.3.6}$$

式中：σ_{con}——纤维增强复合材料预应力筋的张拉控制应力；

σ_l——纤维增强复合材料预应力筋在相应阶段的预应力损失值；

σ_{pc}——由预加力在纤维增强复合材料预应力筋合力点处产生的混凝土法向应力。

15.3.7 纤维增强复合材料预应力混凝土受弯构件的斜截面受剪承载力计算应根据本规程有关条文规定的计算原则进行。

当采用纤维增强复合材料筋作为箍筋时，其考虑弯曲影响的抗拉强度设计值应按下列公式计算，且不应大于 $0.004E_{fp}$。

$$f_{tb}=\varphi_{bend}f_{fpd} \tag{15.3.7-1}$$

$$0.25\leqslant\varphi_{bend}=(0.11+0.05r/d_b)\leqslant 1.0 \tag{15.3.7-2}$$

式中：f_{tb}——纤维增强复合材料箍筋考虑弯曲影响的抗拉强度设计值；

φ_{bend}——纤维增强复合材料箍筋考虑弯曲影响的强度折减系数；

r——纤维增强复合材料箍筋转角处的弯曲半径；

d_b——纤维增强复合材料箍筋的直径。

15.4 正常使用极限状态验算

15.4.1 荷载效应准永久组合下，纤维增强复合材料预应力筋的拉应力应符合：

$$\sigma_{fp,s}\leqslant f_{fpc} \tag{15.4.1}$$

式中：$\sigma_{fp,s}$——按荷载效应的准永久组合计算的纤维增强复合材料筋拉应力；

f_{fpc}——纤维增强复合材料筋的持久强度设计值，应按本规

程第 3.3.5 条的规定计算。

15.4.2 纤维增强复合材料预应力混凝土受弯构件的抗裂控制要求和挠度限值应按本规程第 6 章的有关规定执行。

15.4.3 正常使用极限状态下，纤维增强复合材料预应力混凝土受弯构件的裂缝宽度和变形验算可根据本规程第 6 章的有关规定进行，但对相应计算公式应进行下列修正：

1 对于裂缝控制验算，应将纤维增强复合材料筋的截面面积折算为 $A_f E_f / E_s$；其中，A_f 为受拉区纤维增强复合材料筋的截面面积；并应根据实测数据确定纤维增强复合材料筋的相对粘结特性系数 υ_i。

2 对于挠度验算，应采用纤维增强复合材料筋的弹性模量值 E_f。

15.5 构造要求

15.5.1 曲线纤维增强复合材料预应力筋的曲率半径应大于 5m，且大于 100 倍的孔道直径。纤维增强复合材料预应力筋的净间距应大于其孔道直径。

15.5.2 纤维增强复合材料预应力混凝土构件中的纵向受拉非纤维增强复合材料预应力筋应符合以下规定：

1 其间距和混凝土保护层厚度应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于纵向受力钢筋的有关规定执行。

2 其锚固长度应通过试验确定。当锚固长度不足时，应采用可靠的机械锚固措施。

3 其搭接连接应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于纵向受力钢筋的相关规定执行。

15.5.3 纤维增强复合材料箍筋应有锚固段。锚固可采用 90°的弯钩，其弯折半径 r 与直径 d_b 的比值不应小于 3，且应保证弯钩端头平直段长度不小于 $12d_b$。

16 缓粘结预应力混凝土结构设计

16.1 一般规定

16.1.1 混凝土梁、板、柱、墙等均可采用缓粘结预应力混凝土结构，当梁柱节点钢筋密集，采用预应力混凝土结构而群锚布置困难时，宜优先采用缓粘结预应力混凝土结构。

16.1.2 缓粘结预应力筋的弹性模量宜采用实测值，未实测时弹性模量 E_p 宜取 $1.95\times10^5\ \mathrm{N/mm^2}$。

16.1.3 预应力筋用应力控制法张拉时，应以伸长值进行校核。实测伸长值与计算伸长值相对偏差不应超过±6%，否则应暂停张拉，待查明原因并采取措施予以调整后，方可继续张拉。弹性模量采用实测值时，应以生产量为准。

16.1.4 缓粘结预应力混凝土结构施工阶段的验算应按无粘结预应力混凝土结构计算。使用阶段的验算应根据粘结时间判断其属于有粘结预应力混凝土结构还是无粘结预应力混凝土结构，并按相应结构做正常使用极限状态验算和承载能力极限状态验算。

16.1.5 在有条件的情况下，缓粘结预应力筋两端均可采用张拉端形式，当筋长度超过 30m 时，宜采取两端张拉；当筋长超过 60m 时，宜采取分段张拉和锚固。当有可靠的设计依据和工程经验时，缓粘结预应力筋的长度可不受此限制。

16.2 构造要求

16.2.1 缓粘结预应力钢绞线应在张拉适用期内进行张拉，张拉

时结构的混凝土强度应符合设计要求。缓粘结预应力混凝土结构施工时宜多留同条件养护的混凝土试块，适时检验混凝土的强度是否达到张拉要求，及时张拉。

16.2.2 缓粘结预应力钢绞线摩擦系数受粘结剂的影响，应根据不同的粘结剂及固化时间，由生产厂家试验确定。

16.2.3 缓粘结预应力钢绞线端头部位禁止有缓粘结胶粘剂流出，轻微流出应予以包裹，严重的应予以报废。

16.2.4 缓粘结预应力钢绞线不应有死弯，当有死弯时应切断。

16.2.5 缓粘结预应力混凝土结构不宜在负温度下施工。

16.2.6 缓粘结预应力钢绞线张拉过程及张拉完毕后的锚具，应按无粘结预应力混凝土结构的施工要求进行控制和防护。

16.2.7 固定端挤压锚具系统应由挤压锚具、承压板和间接钢筋组成，钢绞线端部应采取密封措施，防止缓粘结剂滴漏（图 16.2.7）。挤压锚具应将套筒等组装在钢绞线端部经专用设备挤压而成，挤压锚具与承压板应连接牢固。

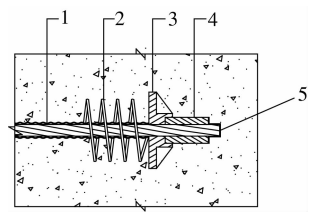


图 16.2.7 固定端挤压锚具系统构造示意图

1—缓粘结预应力钢绞线；2—间接钢筋；
3—承压板；4—挤压锚；5—密封层

16.3 缓粘结预应力混凝土结构的施工

16.3.1 缓粘结预应力混凝土结构施工前，应由施工单位根据设计图纸和施工进度，编制详细的预应力施工方案，施工方案应经

设计单位确认后方可实施。

16.3.2 缓粘结剂的固化时间和张拉适用期应根据施工进度和缓粘结预应力钢绞线生产时间确定，对于过后浇带的缓粘结预应力钢绞线，应考虑后浇带浇筑时间的影响。

16.3.3 缓粘结预应力钢绞线应按工程所需的长度和锚固形式进行下料和组装，并应采取措施防止缓粘结剂从端头流出。下料长度应综合考虑其曲率、锚固端保护层厚度，并应根据不同的张拉方式和锚固形式预留张拉长度。

16.3.4 在缓粘结预应力钢绞线下料时，应对同批缓粘结预应力钢绞线留样观察，观察同条件下其固化情况。如果预应力专项验收时缓粘结剂还没达到固化时间，可根据环境温度和固化程度推断是否满足设计要求，固化期一般不宜超过2年。

16.3.5 缓粘结预应力钢绞线安装之前，应做如下检查：

1 检查标示的固化时间和张拉适用期，确认能符合工程要求。

2 检查其规格、长度和数量，确认满足设计图纸要求。

3 检查固定端组装件，确认组装件安装可靠。

4 检查外包护套外观，对于外包护套轻微破损，可采用外包防水聚乙烯胶带或热熔胶棒进行修补，外包防水聚乙烯胶带修复时每圈胶带搭接长度不应小于胶带宽度的1/2，缠绕层数不应小于2层，缠绕长度应超过破损长度的30mm，严重破损的应予以报废。

16.3.6 在低于20℃进行缓粘结预应力筋张拉时应采用持荷超张拉方式，预应力筋应力从0张拉至$1.05\sigma_{con}$，并应在持荷一定时间后进行锚固。

16.3.7 持荷超张拉的持荷时间与温度之间的关系可按表16.3.7采用，必要时也可根据现场实测值确定，实测时应根据伸长值与理论计算伸长值相差不超过±6%确定对应的持荷时间。

表 16.3.7　持荷时间与构件温度之间的关系(min)

温度	5℃	10℃	15℃	20℃
持荷时间	4	2	1	0.5

注:中间温度可按线性插值确定。

16.3.8　当温度高于 20℃时可不持荷超张拉;当温度低于 5℃时不宜进行缓粘结预应力筋张拉。若工程需要在温度低于 5℃进行张拉时,应采用升温措施减小由粘滞力产生的预应力损失。如采用专业电加热设备对钢绞线加热,通电电压不应大于安全电压 36V。

17　有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土结构设计

17.1　一般规定

17.1.1　有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土结构构件，除应根据使用条件进行承载能力计算及变形、抗裂、裂缝宽度和应力验算外，尚应按具体情况对施工阶段进行验算。

17.1.2　直接承载动力荷载并需进行疲劳验算的有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土结构，其疲劳强度及构造应经过专门试验研究确定。

17.1.3　有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土结构中无粘结预应力筋的含量占预应力筋总量的比例不宜超过30%，即：

$$\frac{A_{p1}}{A_{p1}+A_{p2}}\leqslant 0.3 \tag{17.1.3}$$

式中：A_{p1}——受拉区无粘结预应力筋的面积；

A_{p2}——受拉区有粘结预应力筋的面积。

17.1.4　有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土梁中纵向普通受拉钢筋的截面面积 A_s 应取下列两式计算结果的较大值：

$$A_s\geqslant\frac{1}{3}\cdot\frac{\sigma_{pu}A_{p1}h_{p1}+f_{py}A_{p2}h_{p2}}{f_y h_s} \tag{17.1.4-1}$$

$$A_s\geqslant 0.003bh \tag{17.1.4-2}$$

17.1.5　考虑地震作用的混合配置预应力筋混凝土梁的预应力度限值：

一级抗震：
$$PPR=\frac{\sigma_{pe}A_{p1}h_{p1}+f_{py}A_{p2}h_{p2}}{\sigma_{pe}A_{p1}h_{p1}+f_{py}A_{p2}h_{p2}+f_y A_s h_0}\leqslant 0.6$$

二、三级抗震：$PPR=\dfrac{\sigma_{pe}A_{p1}h_{p1}+f_{py}A_{p2}h_{p2}}{\sigma_{pe}A_{p1}h_{p1}+f_{py}A_{p2}h_{p2}+f_{y}A_{s}h_{0}}\leqslant 0.75$

式中：σ_{pe}——扣除全部预应力损失后，无粘结预应力筋的有效预应力（N/mm^2）；

h_{p1}、h_{p2}——受拉区无粘结预应力筋、有粘结预应力筋到截面受压区边缘的距离。

17.1.6 有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土框架梁端截面，计入纵向受压钢筋的混凝土受压区高度应符合下列要求：

一级抗震等级　　$x\leqslant 0.25h_0$　　(17.1.6-1)

二、三级抗震等级　　$x\leqslant 0.35h_0$　　(17.1.6-2)

且按普通钢筋抗拉强度设计值换算的全部纵向受拉钢筋配筋率不宜大于2.5%。

17.1.7 因锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失σ_{l1}，因预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值σ_{l2}，因预应力钢筋的应力松弛引起的预应力损失σ_{l4}按本规程第5.2节中的相关规定计算。由于混凝土收缩和徐变引起的预应力筋应力损失终极值σ_{l5}按下列公式计算：

$$\sigma_{l5}=\frac{55+300\dfrac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho}\qquad(17.1.7\text{-}1)$$

$$\sigma'_{l5}=\frac{55+300\dfrac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho'}\qquad(17.1.7\text{-}2)$$

$$\rho=\frac{A_{p2}+A_{s}}{A_{n}}\qquad(17.1.7\text{-}3)$$

$$\rho'=\frac{A'_{p2}+A'_{s}}{A_{n}}\qquad(17.1.7\text{-}4)$$

17.2 承载能力极限状态计算

17.2.1 有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土梁的相对界限受压区高度 ξ_b 按下式计算：

$$\xi_b=\frac{\beta_1}{1+\dfrac{0.002}{\varepsilon_{cu}}+\dfrac{f_{py}-\sigma_{p0}}{E_p\varepsilon_{cu}}} \tag{17.2.1}$$

式中：ξ_b——相对界限受压区高度，取 x_b/h_0；

x_b——界限受压区高度；

h_0——截面的有效高度；

E_p——预应力钢筋的弹性模量；

σ_{p0}——受拉区有粘结预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力筋应力；

ε_{cu}——非均匀受压时的混凝土极限压应变；

β_1——系数，按本规程第 7.1.3 条的规定计算。

17.2.2 有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土梁，在进行正截面受弯承载力计算时，无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu} 宜按下列公式计算：

$$\sigma_{pu}=\sigma_{pe}+\Delta\sigma_p \tag{17.2.2-1}$$

$$\Delta\sigma_p=(258-584q_u-402q_b-324q_s)\left(0.815+2.6\frac{h}{l_0}\right)\frac{l_2}{l_1} \tag{17.2.2-2}$$

$$q_u=\frac{\sigma_{pe}A_{p1}}{f_c bh_{p1}} \tag{17.2.2-3}$$

$$q_b=\frac{f_{py}A_{p2}}{f_c bh_{p2}} \tag{17.2.2-4}$$

$$q_s=\frac{f_y A_s}{f_c b h_0} \tag{17.2.2-5}$$

无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu} 尚应符合下列条件：

$$\sigma_{pu}\leqslant f_{py} \tag{17.2.2-6}$$

式中：σ_{pu}——无粘结预应力筋的应力设计值(N/mm^2)；

σ_{pe}——扣除全部预应力损失后，无粘结预应力筋的有效预应力(N/mm^2)；

$\Delta\sigma_p$——无粘结预应力筋的应力增量(N/mm^2)；

q_u——梁中有粘结预应力筋的配筋指标；

q_b——梁中无粘结预应力筋的配筋指标；

q_s——梁中纵向普通受拉钢筋的配筋指标；

K——考虑安全储备的系数，取值情况根据可靠度水平确定，本文建议可取 $K=2.5$；

l_0——梁的计算跨度；

b——截面的宽度；

h——截面的高度；

h_0——截面的有效高度；

f_c——混凝土轴心抗压强度；

f_{py}——有粘结预应筋的抗拉强度设计值；

f_y——普通钢筋抗拉强度设计值；

A_{p1}、A_{p2}——无粘结预应力筋、有粘结预应力筋的截面面积；

h_{p1}、h_{p2}——无粘结预应力筋、有粘结预应力筋的合力点到截面受压区边缘的距离。

17.2.3 混合配置预应力筋混凝土梁正截面受弯承载力按下列公式计算(图 17.2.3)：

混凝土受压区高度按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c b x+f'_y A'_s=f_y A_s+\sigma_{pu}A_{p1}+f_{py}A_{p2}+N_2 \tag{17.2.3-1}$$

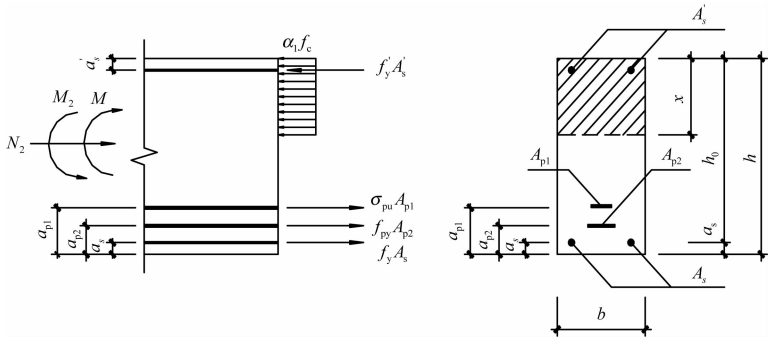


图 17.2.3　混合配置预应力筋混凝土受弯构件
正截面受弯承载力计算示意图

$$x=\frac{f_y A_s+\sigma_{pu} A_{p1}+f_{py} A_{p2}-f'_y A'_s+N_2}{\alpha_1 f_c b} \quad (17.2.3\text{-}2)$$

对普通钢筋合力点取矩，由力的平衡条件可得：

$$M-\left[M_2-N_2\left(\frac{h}{2}-a\right)\right]\leqslant\alpha_1 f_c b x\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+f'_y A'_s(h_0-a'_s)$$
$$-\sigma_{pu} A_{p1}(a_{p1}-a_s)-f_{py} A_{p2}(a_{p2}-a_s) \quad (17.2.3\text{-}3)$$

适用条件为

$$x\geqslant 2a'_s \quad (17.2.3\text{-}4)$$

$$x\leqslant\xi_b h_0 \quad (17.2.3\text{-}5)$$

当计入普通受压钢筋时，若不满足公式(17.2.3-5)的条件，正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M-\left[M_2-N_2\left(\frac{h}{2}-a\right)\right]\leqslant f_y A_s(h-a_s-a'_s)+\sigma_{pu} A_{p1}(h-a_{p1}-a'_s)$$
$$+f_{py} A_{p2}(h-a_{p2}-a'_s) \quad (17.2.3\text{-}6)$$

式中：M——弯矩设计值；

M_2、N_2——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次弯矩、次轴力设计值，先张法预应力混凝土结构

中 $M_2=0$，$N_2=0$；在对截面进行受弯及受剪承载力计算时，当参与组合的次内力对结构不利时，预应力分项系数应取 1.2；有利时应取 1.0；

α_1——系数，按本规程第 7.1.3 条的规定计算；

β_1——系数，按本规程第 7.1.3 条的规定计算；

f_c——混凝土轴心抗压强度；

f_y、f'_y——普通钢筋抗拉、抗压屈服强度；

A_s、A'_s——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

A_{p1}、A_{p2}——无粘结预应力筋、有粘结预应力筋的截面面积；

a_s——受拉区纵向普通钢筋合力点至截面受拉边缘的距离；

a'_s——受压区纵向普通钢筋合力点至截面受压边缘的距离；

a_{p1}，a_{p2}——受拉区无粘结预应力筋、有粘结预应力筋合力点至截面受拉边缘的距离。

17.2.4 当仅配置箍筋时，混合配置预应力筋混凝土梁斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leqslant V_{cs}+V_p \tag{17.2.4-1}$$

$$V_{cs}=\alpha_{cv} f_t b h_0+f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 \tag{17.2.4-2}$$

$$V_p=0.05N_{p0} \tag{17.2.4-3}$$

式中：V——构件斜截面上的最大剪力设计值；

V_{cs}——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值；

V_p——由预加力所提高的构件受剪承载力设计值；

α_{cv}——斜截面混凝土受剪承载力系数，对于一般受弯构件取 0.7；对集中荷载作用下（包括作用有多种荷载，其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力的 75% 以上的情况）的独立梁，取 α_{cv} 为 $\frac{1.75}{\lambda+1}$，λ

为计算截面的剪跨比，可取 λ 等于 a/h_0，当 λ 小于 1.5 时，取 1.5，当 λ 大于 3 时，取 3，a 取集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离；

A_{sv}——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积：$A_{sv}=nA_{svl}$，此处，n 为在同一截面内箍筋的肢数，A_{svl} 为单肢箍筋的截面面积；

s——沿构件长度方向的箍筋间距；

f_{yv}——箍筋抗拉强度设计值；

N_{p0}——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的预加力，可按公式(17.4.2-6)计算；当 $N_{p0}>0.3f_cA_0$ 时，取 $N_{p0}=0.3f_cA_0$，此处，A_0 为构件的换算截面面积。

注：对预加力 N_{p0} 引起的截面弯矩与外弯矩方向相同的情况，以及混合配置预应力筋混凝土连续梁和允许出现裂缝的简支梁，均应取 $V_p=0$。

17.2.5 当配置箍筋和弯起钢筋时，混合配置预应力筋混凝土梁斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V\leqslant V_{cs}+V_p+0.8f_yA_{sb}\sin\alpha_{sb}+0.8f_{py}A_{pb}\sin\alpha_{pb}+0.8\sigma_{pu}A_{pub}\sin\alpha_{pub} \tag{17.2.5}$$

式中：V——配置弯起钢筋处的剪力设计值，按本规程第 7.5.5 条的规定取用；

V_p——由预加力所提高的构件的受剪承载力设计值，按本规程公式(17.2.4-3)计算，但计算合力 N_{p0} 时不考虑预应力弯起钢筋的作用；

A_{sb}——同一弯起平面内的非预应力弯起钢筋的截面面积；

A_{pb}——同一弯起平面内的有粘结预应力弯起钢筋的截面面积；

A_{pub}——同一弯起平面内的无粘结预应力弯起钢筋的截面面积；

α_s——斜截面上非预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线

的夹角；

α_{pb}——斜截面上有粘结预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角；

α_{pub}——斜截面上无粘结预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角。

17.3 开裂弯矩计算

17.3.1 混合配置预应力筋混凝土梁开裂弯矩按下列公式计算：

$$M_{cr}=(\sigma_{pc}+\gamma f_{tk})W_0 \tag{17.3.1-1}$$

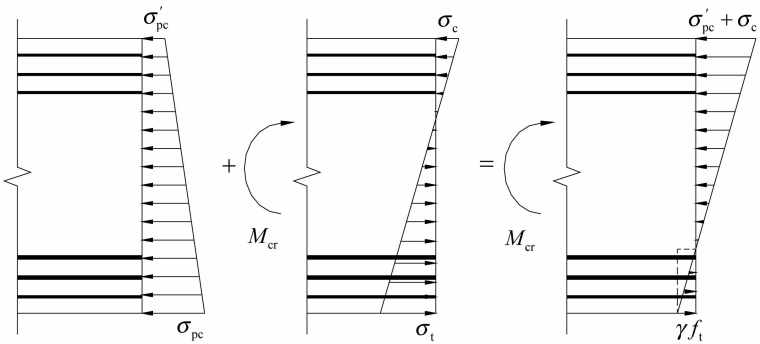


图 17.3.1-1 开裂状态梁截面受力示意图

由预加力产生的混凝土在抗裂验算边缘的预压应力 σ_{pc} 可按下式计算：

$$\sigma_{pc}=\frac{N_p}{A_n}+\frac{N_p e_{pn}}{I_n}y_0 \tag{17.3.1-2}$$

根据图 17.3.1-2 易得预应力筋的合力及其偏心距：

$$N_p=\sigma_{pe1}A_{p1}+\sigma_{pe2}A_{p2}+\sigma'_{pe1}A'_{p1}+\sigma'_{pe2}A'_{p2}-\sigma_{l5}A_s-\sigma'_{l5}A'_s \tag{17.3.1-3}$$

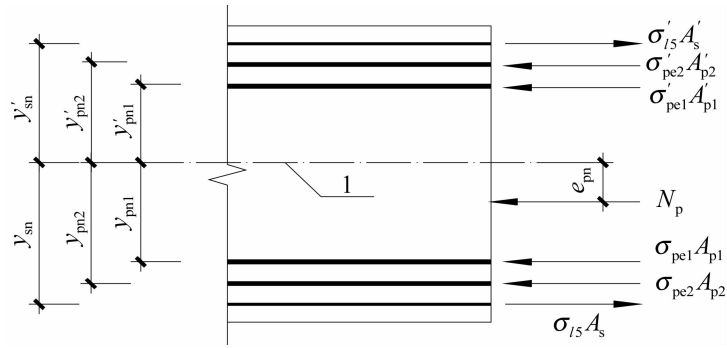


图 17.3.1-2　预加力及其作用点的偏心距示意图

$$e_{pn}=\frac{\sigma_{pe1}A_{p1}y_{pn1}+\sigma_{pe2}A_{p2}y_{pn2}-\sigma'_{pe1}A'_{p1}y'_{pn1}-'_{pe2}A'_{p2}y'_{pn2}-\sigma_{l5}A_s y_{sn}+\sigma'_{l5}A'_s y'_{sn}}{N_p}$$

(17.3.1-4)

式中：M_{cr}——开裂弯矩；

σ_{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；

γ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数，按本规程 6.4.4 条确定；

f_{tk}——混凝土轴心抗拉强度标准值；

W_0——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

N_p——梁中的有粘结预应力筋与无粘结预应力筋的合力；

e_{pn}——有粘结预应力筋与无粘结预应力筋合力点到净截面重心的距离；

A_n——净截面面积，即扣除孔道、凹槽等削弱部分以外的混凝土全部截面面积及纵向普通钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积之和；

I_n——净截面惯性矩；

y_0——抗裂验算边缘到净截面重心的距离；

σ_{pe1}、σ_{pe2}——受拉区无粘结预应力筋、有粘结预应力筋的有效预应力；

σ'_{pe1}、σ'_{pe2}——受压区无粘结预应力筋、有粘结预应力筋的有效预应力；

A_{p1}、A_{p2}——受拉区无粘结预应力筋、有粘结预应力筋的截面面积；

A'_{p1}、A'_{p2}——受压区无粘结预应力筋、有粘结预应力筋的截面面积；

A_s、A'_s——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

σ_{l5}、σ'_{l5}——受拉区、受压区预应力筋在各自合力点处混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值，按照本规程中第 5.2.5 条的规定计算；

y_{pn1}、y_{pn2}——受拉区无粘结预应力筋、有粘结预应力筋合力点至净截面重心的距离；

y'_{pn1}、y'_{pn2}——受压区无粘结预应力筋、有粘结预应力筋合力点至净截面重心的距离；

y_{sn}、y'_{sn}——受拉区、受压区普通钢筋重心至净截面重心的距离。

17.4 裂缝控制验算

17.4.1 有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土梁应验算裂缝宽度；最大裂缝宽度应按荷载效应的标准组合并考虑长期效应的影响进行计算。

17.4.2 考虑裂缝宽度分布的不均匀性和荷载长期效应组合影响的最大裂缝宽度应符合下列规定：

$$\omega_{max}=\alpha_{cr}\psi\frac{\sigma_s}{E_s}\left(1.9c_s+0.08\frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right) \qquad (17.4.2\text{-}1)$$

$$\psi=1.1-0.65\frac{f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_s} \tag{17.4.2-2}$$

$$d_{eq}=\frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} \tag{17.4.2-3}$$

$$\rho_{te}=\frac{A_s+A_{p2}}{A_{te}} \tag{17.4.2-4}$$

混合配置预应力筋混凝土梁中纵向受拉钢筋的等效应力是指钢筋合力点处混凝土法向应力为零时钢筋中的应力增量；故可将此时有粘结预应力筋、无粘结预应力筋及普通钢筋的合力 N_{p0} 与弯矩值 M_k 一起作用于截面上计算等效应力：

$$\sigma_s=\frac{M_k-N_{p0}(z-e_p)}{(0.3A_{p1}+A_{p2}+A_s)z} \tag{17.4.2-5}$$

$$N_{p0}=\sigma_{p01}A_{p1}+\sigma_{p02}A_{p2}+\sigma'_{p01}A'_{p1}+\sigma'_{p02}A'_{p2}-\sigma_{l5}A_s-\sigma'_{l5}A'_s \tag{17.4.2-6}$$

$$e_{p0}=\frac{\sigma_{p01}A_{p1}y_{p1}+\sigma_{p02}A_{p2}y_{p2}-\sigma'_{p01}A'_{p1}y'_{p1}-\sigma'_{p02}A'_{p2}y'_{p2}-\sigma_{l5}A_s y_s+\sigma'_{l5}A'_s y'_s}{N_{p0}} \tag{17.4.2-7}$$

$$z=\left[0.87-0.12\left(\frac{h_0}{e}\right)^2\right]h_0 \tag{17.4.2-8}$$

$$e=e_p+\frac{M_k}{N_{p0}} \tag{17.4.2-9}$$

$$e_p=y_{ps}-e_{p0} \tag{17.4.2-10}$$

式中：α_{cr}——构件受力特征系数，取 1.5；

ψ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数，$0.2\leqslant\psi\leqslant1$，对直接承受重复荷载的构件，$\psi=1$；

σ_s——按荷载效应的标准组合计算的混合配置预应力筋混

凝土梁纵向受拉钢筋等效应力；

c_s——最外层纵向受拉钢筋外侧至受拉区边缘的距离(mm)；当 $c_s<20$ 时，取 $c_s=20$；当 $c_s>65$ 时，取 $c_s=65$；

ρ_{te}——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋的配筋率，当 $\rho_{te}<0.01$ 时，取 $\rho_{te}=0.01$；

A_{te}——混凝土有效受拉截面面积；

d_{eq}——受拉区纵向钢筋的等效直径，有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土梁中取普通钢筋和有粘结预应力筋参与计算；

d_i——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径，对于有粘结预应力钢绞线束的直径取 $\sqrt{n_1}d_{p1}$，其中 d_{p1} 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，有粘结预应力钢绞线取，取为钢绞线束数；

ν_i——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数；

M_k——按荷载标准组合计算的弯矩值；

N_{p0}——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的预加力；

e_{p0}——计算截面上混凝土法向应力等于零时的预加力 N_{p0} 的偏心距；

σ_{p01}、σ_{p02}——受拉区预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时无粘结预应力筋、有粘结预应力筋的应力；

σ'_{p01}、σ'_{p02}——受压区预应力筋合力点处计算截面上混凝土法向应力等于零时无粘结预应力筋、有粘结预应力筋的应力；

y_{p1}、y_{p2}——受拉区无粘结预应力筋、有粘结预应力筋合力点至换算截面重心的距离；

y'_{p1}、y'_{p2}——受压区无粘结预应力筋、有粘结预应力筋合力点至换算截面重心的距离；

z——受拉区有粘结预应力筋、无粘结预应力及普通钢筋

合力点到受压区合力点的距离；

e_p——受拉区有粘结筋、无粘结筋及普通钢筋合力点至预加力 N_{p0} 的距离；

y_{ps}——受拉区有粘结筋、无粘结筋及普通钢筋合力点的偏心距。

17.5 挠度验算

17.5.1 有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土受弯构件的挠度可按照结构力学方法计算，且不应超过本规程表 6.4.8 的限值。在等截面构件中，可假定各同号弯矩区段内的刚度相等，并取用该区段内最大弯矩处的刚度。

17.5.2 有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土梁在荷载效应标准组合下的短期刚度 B_s 可按下列公式计算：

1 要求不出现裂缝的构件

$$B_s = 0.85E_c I_0 \tag{17.5.2-1}$$

2 允许出现裂缝的构件

$$B_s = \frac{0.85E_c I_0}{\kappa_{cr} + (1-\kappa_{cr})\omega} \tag{17.5.2-2}$$

$$\kappa_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_k} \tag{17.5.2-3}$$

$$\omega = \left(1.0 + \frac{0.21}{\alpha_E \rho}\right)(1 + 0.45\gamma_f) - 0.7 \tag{17.5.2-4}$$

$$\rho = \frac{0.3A_{p1} + A_{p2} + A_s}{bh_0} \tag{17.5.2-5}$$

$$\gamma_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} \tag{17.5.2-6}$$

17.5.3 有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土梁考虑荷载

长期作用影响的刚度 B 可按下列规定计算：

$$B=\frac{M_k}{M_q(\theta-1)+M_k}B_s \tag{17.5.3}$$

式中：E_c——混凝土的弹性模量；

I_0——换算截面惯性矩；

M_k——按荷载的标注组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩值；

M_q——按荷载的准永久组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩值；

α_E——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

ρ——钢筋的配筋率；

θ——考虑长期荷载对挠度增大的影响系数，取 $\theta=2.0$。

18 预应力筋的制作、张拉及压浆

18.1 一般规定

18.1.1 承担预应力工程施工的单位应是具备预应力技术实力和管理能力且取得公司法人《营业执照》的企业。

18.1.2 预应力混凝土结构施工前，预应力专业施工单位应根据设计图纸与现场施工条件，编制预应力专项施工方案。由施工单位完成的预应力深化设计文件应经原设计单位确认。

18.1.3 现浇预应力混凝土梁、板底模的起拱高度应符合设计要求。当设计未规定时，宜为梁、板跨度的 1/1000～3/1000。

18.2 预应力筋的制作

18.2.1 预应力筋的下料长度应通过计算确定。计算时应综合考虑其孔道长度、锚夹具长度、千斤顶长度、张拉伸长值和混凝土压缩变形量以及根据不同张拉方法和锚固形式预留的张拉长度等因素。

当采用钢丝束墩头锚具时，同束中各根钢丝下料长度的相对差值，不应大于钢丝长度的 1/5000，且不得大于 5mm；当长度小于 10m 的钢丝成组张拉时，下料长度的相对差值不得大于 2mm。

18.2.2 预应力筋制作或组装时，宜采用砂轮锯或切断机切断，不得采用加热、焊接或电焊切割，且施工过程中应避免电火花和电流损伤预应力筋。

18.2.3 预应力筋或成孔管道应与定位钢筋绑扎牢固，定位钢筋直径不宜小于 10mm，间距不宜大于 1.2m，板中无粘结预应力筋

的定位间距可适当放宽，扁形管道、塑料波纹管或预应力筋曲线曲率较大处的定位间距宜适当缩小。

18.2.4 预应力孔道或无粘结预应力筋应铺设平顺，孔道接头应密封良好且不得漏浆。端部锚垫板的承压面应与预应力筋或孔道曲线末端的切线垂直，内埋式固定端锚垫板不应重叠，锚具与锚垫板应贴紧。

18.2.5 预应力筋孔道的灌浆孔宜设置在端部的锚垫板上。灌浆孔的间距：对预埋金属波纹管不宜大于 30m，对抽芯成形孔道不宜大于 12m。在曲线孔道的曲线波峰部位应设置排气兼泌水管，必要时可在最低点设置排水孔。

18.2.6 建筑工程预应力筋束形（孔道）控制点的竖向位置偏差应符合表 18.2.6-1 的规定；桥梁工程预应力管道安装的允许偏差应符合表 18.2.6-2 的规定。竖向位置偏差合格率应达 90%，且竖向偏差的最大值不得超出表中规定数值的 1.5 倍的尺寸偏差。

表 18.2.6-1 建筑工程预应力筋束形安装允许偏差

截面高（厚）度（mm）	$h \leqslant 300$	$300 \leqslant h \leqslant 1500$	$h > 1500$
允许偏差（mm）	±5	±10	±15

表 18.2.6-2 桥梁工程预应力管道安装允许偏差（mm）

项目		允许偏差（mm）
管道坐标	梁长方向	±30
	梁高方向	±10
管道间距	同排	±10
	上下层	±10

18.2.7 对有粘结后张预应力结构，当采用先穿法安装后的预应力筋应采取防锈蚀措施；并在混凝土浇筑后初凝前，宜抽动孔道内的预应力筋，以判断孔道内是否漏浆，若出现漏浆，应及时处理，以保证孔道内预应力筋张拉顺畅。

18.3 张　拉

18.3.1　张拉机具应与锚具配套使用，进场时进行检查和标定。千斤顶与压力表应配套标定，以确定张拉力与压力表读数之间的关系曲线。所用压力表的精度不宜低于1.5级；标定千斤顶用的试验机或测力计的测力示值不确定度不应大于0.5%。标定时千斤顶活塞的运行方向，应与实际张拉工作状态一致。

张拉机具应有专人使用和管理，并应经常维护，定期标定。张拉机具的标定期限不应超过半年，当张拉机具出现不正常现象时或千斤顶检修后应重新标定。

18.3.2　后张法张拉时或先张法放张时的混凝土强度须符合设计规定；设计未规定时，不得低于设计采用的混凝土强度等级的75%。在未测定混凝土弹性模量时，现浇混凝土结构施加预应力时的龄期：对后张预应力混凝土板不宜少于5d，对后张预应力混凝土梁不宜少于7d。

在建筑工程中，为防止混凝土出现早期裂缝而施加预应力时，可不受上述限制，但必须满足局部受压承载力的要求。

18.3.3　锚具安装前，应清理锚垫板端面的混凝土残渣和喇叭管内的杂物，检查锚垫板后的混凝土密实性，同时应清理预应力筋表面的浮锈和渣土。

18.3.4　安装张拉设备时，对直线预应力筋，应使张拉力的作用线与预应力筋中心线重合；对曲线预应力筋，应使张拉力的作用线与预应力筋中心线末端的切线重合。

18.3.5　预应力筋的张拉控制应力应符合设计要求。施工中如需超张拉或计入锚口损失，可比设计规定提高5%，但其最大张拉控制应力不得超过表18.3.5的规定。

表 18.3.5　最大张拉控制应力允许值

钢种	先张法	后张法
中强度预应力钢丝	$0.70f_{ptk}$	$0.70f_{ptk}$
预应力螺纹钢筋	$0.85f_{ptk}$	$0.85f_{ptk}$
消除应力钢丝、钢绞线	$0.75f_{ptk}$	$0.75f_{ptk}$

18.3.6　预应力筋用应力控制法张拉时，应以伸长值进行校核。实测伸长值与计算伸长值相对偏差不应超过±6%，否则应暂停张拉，待查明原因并采取措施予以调整后，方可继续张拉。必要时，宜进行现场孔道摩擦系数测定，并可根据实测结果调整张拉控制力。

18.3.7　后张预应力筋的计算伸长值 Δl 可按下式计算：

$$\Delta l=\frac{Pl}{A_p E_s} \tag{18.3.7-1}$$

$$P=P_j\left(\frac{1+e^{-(kx+\mu\theta)}}{2}\right) \tag{18.3.7-2}$$

式中：P——预应力筋平均张拉力，取张拉端拉力 P_j 与计算截面扣除孔道摩擦损失后的拉力平均值；

l——预应力筋的实际长度。

18.3.8　对多曲线段或直线段与曲线段组成的应力筋，张拉伸长值应分段计算后叠加：

$$\Delta l=\sum\frac{(\sigma_{i1}+\sigma_{i2})l_i}{2E_s} \tag{18.3.8}$$

式中：l_i——第 i 段预应力筋的长度；

σ_{i1}、σ_{i2}——分别为第 i 段两端预应力筋的应力。

18.3.9　后张预应力筋的实测伸长值在初应力 σ_0 时开始量测，初应力 σ_0 一般可取张拉控制应力的 10%～25%。对多波曲线或超

长预应力筋，初应力 σ_0 宜取张拉控制应力的 20%～30%。实测伸长值 Δl_0 可按下式确定，并须分级记录：

$$\Delta l_0 = \Delta l_1 + \Delta l_2 - \Delta l_3 - \Delta l_4 - \Delta l_5 \qquad (18.3.9)$$

式中：Δl_1——从初应力 σ_0 至最大张拉力应力间的实测伸长值；

Δl_2——初应力以下的推算伸长值，可根据张拉力与伸长值成正比关系确定；

Δl_3——张拉过程中构件的弹性压缩值；

Δl_4——千斤顶内的预应力筋张拉伸长值；

Δl_5——张拉过程中工具锚和固定端工作锚楔紧引起的预应力筋内缩值。

18.3.10 预应力筋的张拉程序，应符合设计要求；当设计未规定时，可按下列程序张拉：

1 当不需超张拉时，预应力筋的张拉程序为：

0→初应力→2 倍初应力→σ_{con}（持荷 2min～5min 锚固）

2 当采用超张拉方法减少预应力损失时，预应力筋的张拉程序为：

1）对于可调节式锚具

0→初应力→2 倍初应力→1.05σ_{con}（持荷 2min～5min）→σ_{con}（锚固）

2）对于不可调节式锚具

0→初应力→2 倍初应力→1.03σ_{con}（持荷 2min～5min 锚固）

18.3.11 预应力筋张拉锚固后实际建立的预应力值与设计规定检验值的相对偏差不应超过±5%。

18.3.12 预应力筋张拉过程中应避免断裂或滑脱。如发生断裂或滑脱，对后张法预应力结构构件，预应力筋断丝或滑丝的数量不得超过表 18.3.12 的规定；对先张法预应力构件，在浇筑混凝土前发生断裂或滑脱的预应力筋必须予以更换。

表 18.3.12　预应力筋断丝、滑丝限值

预应力筋类别	检查项目	控制数量	
		建筑工程	桥梁工程
钢丝	每个截面断丝之和不超过该截面钢丝总数的百分比 每根钢绞线断丝或滑丝	3%	1%
钢绞线	断丝	1 丝	
螺纹钢筋	断筋或滑移	不允许	

注：1　钢绞线断丝系指单根钢绞线内钢丝的断丝，钢绞线钢丝数量等于钢绞线根数与每根钢绞线钢丝数量的乘积。

2　对预应力混凝土板，其截面宽度应按每跨计算。

18.3.13　预应力筋的张拉顺序应符合设计要求。当设计中无具体要求时，可根据结构受力特点、施工方便、操作安全等因素确定。

对现浇预应力混凝土楼面结构，宜先张拉楼板、次梁、后张拉主梁。对平卧叠浇屋架等预制构件，应从上而下逐榀张拉。当预制构件叠层较多时，应考虑上下层的粘结影响。

当预应力筋采取逐根张拉或逐束张拉时，应保证各阶段不出现对结构不利的应力状态，同时宜考虑后批张拉的预应力筋产生的弹性压缩对先批张拉预应力筋的影响。

18.3.14　预应力筋的张拉方法，应根据设计和施工计算要求采用一端张拉或两端张拉。采用两端张拉时，宜两端同时对称张拉，也可一端先张拉，另端补张拉。

预应力筋张拉或放张时，应采取有效的安全防护措施，预应力筋两端正前方不得站人或穿越。

18.3.15　对同一束预应力筋，应采用相应吨位的千斤顶整束张拉。对直线束或平行排放的单波曲线束，如整束张拉有困难，也可采用单根张拉工艺，但应考虑其相互影响。

18.3.16　预应力筋张拉时，应对张拉力、压力表读数、张拉伸长值、异常现象等作出详细记录。

18.4 灌　浆

18.4.1　后张法预应力筋张拉完成并经检查合格后，孔道应尽早灌浆，一般不宜超过48h，以免预应力筋锈蚀或松弛。灌浆后孔道内应饱满、密实。

18.4.2　灌浆前应全面检查预应力筋孔道、灌浆孔、排气孔、泌水管等是否畅通。对抽芯成型的混凝土孔道宜采用水冲洗后灌浆；对预埋管成型的孔道不得用水冲洗孔道，可采用压缩空气清孔。

18.4.3　灌浆前对锚具夹片空隙和其他可能漏浆处需采用高标号水泥浆或结构胶等方法封堵，待封堵材料达到一定强度后方可灌浆。

采用真空辅助灌浆时，应先将张拉端多余钢绞线切除，并用无收缩砂浆或专用灌浆密封罩将端部封闭。

18.4.4　孔道宜优先采用专用成品灌浆料或专用压浆剂配置的浆体进行灌浆。当采用普通硅酸盐水泥拌制的浆体时，宜掺入适量的外加剂，且灌浆前对浆体进行试配，当试配浆体性能指标符合要求后，方可制备生产用浆体。灌浆用浆体的性能应符合下列规定：

1　水胶比不宜大于0.45。

2　采用普通灌浆工艺时流动度宜控制在12s～20s，采用真空灌浆工艺时流动度宜控制在18s～25s。

3　24h自由泌水率宜为0；3h钢丝间泌水率不大于0.1%，且泌水应在24h内全部被水泥浆吸收。

4　24h自由膨胀率，采用普通灌浆工艺时，不应大于3%；采用真空灌浆工艺时，不应大于3%。

5　边长为70.7mm的立方体水泥浆试块28d标准养护的抗压强度不应低于40MPa。

6　灌浆材料和拌合用水中不应含有对预应力筋有害的化学

成分，其中氯离子的含量不应超过胶凝材料总质量的0.06%。

18.4.5 灌浆顺序宜先灌下层孔道，后灌上层孔道。灌浆应连续进行，直至排气管排除的浆体稠度与注浆孔处相同且没有出现气泡后，再顺浆体流动方向将排气孔依次封闭；全部封闭后，宜继续加压0.5MPa～0.7MPa，并稳压1min～2min后封闭灌浆口。

当发生孔道阻塞、串孔或中断灌浆时，应及时冲洗孔道或采取其他措施重新灌浆。

18.4.6 当泌水较大时，可采用二次压浆法或重力补浆法以增加孔道浆体的密实度。

1 二次压浆法：二次压浆的时间间隔一般宜为30min～45min。

2 重力补浆法：在孔道最高点处400mm以上，连续不断补浆，直至浆体不下沉为止。

18.4.7 采用连接器连接的多跨连续预应力筋的孔道灌浆，应在分段的预应力筋张拉后随即进行，不得在各分段全部张拉完毕后一次连续灌浆。

18.4.8 对超长、超高的预应力筋孔道，宜采用多台灌浆泵接力灌浆的方法，从前置灌浆孔灌浆直至后置灌浆孔冒浆，后置灌浆孔方可续灌。

18.4.9 当室外温度低于+5℃时，孔道灌浆应采取抗冻保温措施。当室外温度高于35℃时，宜在夜间或清晨气温较低时进行灌浆，浆体灌入前的温度不应超过35℃。

18.4.10 真空辅助压浆除采用传统的压浆设备外，还需配备真空泵及其配件等。

18.4.11 真空辅助压浆的孔道应具有良好的密封性，宜采用塑料波纹管成型。

18.4.12 真空辅助灌浆应符合下列规定：

1 灌浆前，应先关闭灌浆口的阀门及孔道全程的所有排气阀，然后在排浆端启动真空泵抽出孔道内的空气，使孔道真空负

压达到0.08MPa～0.10MPa，并保持稳定，再启动灌浆泵开始灌浆。

2 灌浆过程中，真空泵应保持连续工作，待浆体经过抽真空端时应关闭通向真空泵的阀门，同时打开位于排浆端上方的排浆阀门，在排出少许浆体后再关闭，然后灌浆工作继续按常规方法完成。

18.4.13 孔道灌浆应填写施工记录，记录包括：灌浆材料、配合比、灌浆日期、搅拌时间、出机初始流动度、环境温度、灌浆压力和灌浆情况等，采用真空辅助灌浆工艺时尚应包括真空度。

18.5 封 锚

18.5.1 后张法预应力筋锚固后的外露部分宜采用机械方法切割。预应力筋的外露长度不宜小于其直径的1.5倍，且不宜小于30mm。

18.5.2 锚具封闭保护应符合设计要求。当设计无具体要求时，应符合下列规定：

1 凸出或内凹穴模内的锚具应采用与预应力结构构件相同强度等级的细石混凝土或无收缩防水砂浆封闭保护。

2 凸出式锚具的保护层厚度不应小于50mm，外露预应力筋的混凝土保护层厚度：处于一类环境时，不应小于20mm；处于二、三类易受腐蚀环境时，不应小于50mm。

3 锚具封闭前应将周围混凝土界面凿毛并冲洗干净，凸出式锚具封锚应配置钢筋网片。

4 后张无粘结预应力筋锚具封闭前，锚具和夹片应涂防腐蚀油脂，并设置封端塑料盖帽封闭。对处于二类、三类环境条件下的无粘结预应力筋及其锚固系统应达到全封闭保护状态。

附录 A　城市道路及公路桥梁的作用效应组合及分项系数

作用分类		基本组合		撞击作用组合	施工组合	地震作用组合
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
永久作用	结构重力	1.2/1.0	1.2/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0
	预加力	1.2/1.0	1.2/1.0	1.2/1.0	1.2/1.0	1.2/1.0
	土的重力	1.2/1.0	1.2/1.0	—	—	1.0/1.0
	土侧压力	1.4/1.0	1.4/1.0	—	—	—
	混凝土收缩及徐变作用	1.0/1.0	1.0/1.0	—	—	—
	水的浮力	1.0/1.0	1.0/1.0	—	—	1.0/1.0
	基础变位作用	0.5/0.5	0.5/0.5	—	—	—
可变作用	汽车荷载	1.4/1.0	1.4/1.0	1.0/1.0	—	—
	汽车冲击力	1.4/1.0	1.4/1.0	1.0/1.0	—	—
	汽车离心力	1.4/1.0	—	1.0/1.0	—	—
	人群荷载	1.4/1.0	1.4/1.0	1.0/1.0	—	—
	汽车制动力	—	1.4/1.0	—	—	—
	风荷载	—	1.1/1.0	—	1.0/1.0	—
	温度作用	—	1.4/1.0	—	—	—
	支座摩阻力	—	1.4/1.0	—	—	—
偶然作用	地震作用	—	—	—	—	△1/1.0
	船舶或汽车撞击作用	—	—	1.0/1.0	—	—
施工荷载		—	—	—	1.0/1.0	—

注：1　分项系数中，分子用于承载力极限状态，分母用于正常使用极限状态。

2　短划“—”表示该项不参与组合，不同时作用时，也不参与组合。

3　△1 表示当验算支座部件、梁与支座间连接，锚栓及橡胶支挡设施时为 1.5，验算其他构件时为 1.0。

4　钢结构重力及基础变位作用效应的分项系数、可变作用效应的频遇值系数，准永久值系数查现行公路桥涵设计规范。

附录 B　城市轨道交通及铁路桥梁的荷载效应组合

荷载分类			基本组合			撞击力组合	施工组合	地震力组合
			Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ
主力	恒载	结构自重	△	△	△	△	△	△
		预加力	△	△	△	△	△	△
		混凝土收缩和徐变的影响	△	△	△	—	—	—
		土压力	△	△	△	△	—	△
		水浮力	△	△	△	△	—	△
		基础变位的影响	△	△	△	—	—	—
	活载	列车竖向静活载	△	△	△	△	—	△
		列车竖向动力作用	△	△	△	△	—	—
		长钢轨纵向水平力	△	△	—	—	—	—
		离心力	△	△	△	△	—	△
		横向摇摆力	△	△	△	△	—	—
		人行荷载	△	△	△	△	—	—
附加力	制动力或牵引力		—	△	—	—	—	—
	风力		—	△	△	—	△	—
特殊荷载	船只或汽车撞击力		—	—	—	△	—	—
	地震力		—	—	—	—	—	△
	长钢轨断轨力		—	—	—	—	—	—
	施工临时荷载		—	—	—	—	△	—

注：1　短划“—”表示该项不参与组合，“△”表示参与组合，但不同时作用时，也不参与组合。

2　长钢轨纵向力及其与制动力或牵引力等的组合，按《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》有关规定办理。

3　根据各种结构的不同荷载组合，对预应力混凝土结构中的强度及抗裂性计算，应采用不同的安全系数。安全系数的选用查现行铁路桥涵设计规范。

附录 C　预应力圆形水池的荷载效应组合

水池形式及工况			永久作用					可变作用			
			结构自重 G_1	池内水压力 G_2	池外土压力 G_3	预加力 G_4	竖向土自重 G_5	池外水压力 Q_1	顶板活载 Q_2	地面堆积荷 Q_3	温度(湿)作用 Q_4
地下式水池	有盖水池	预应力施工阶段	√			√					△
		闭水试验	√	√		√					△
		使用时池内无水	√		√	√	△	△	√	√	
	敞口水池	预应力施工阶段	√			√					△
		闭水试验	√	√		√					△
		使用时池内无水	√		√	√		△		√	△
部分地下式水池	有保温设施有盖水池	预应力施工阶段	√			√					△
		闭水试验	√	√		√					△
		使用时池内有水	√	√	△	√	△	△	√	△	△
		使用时池内无水	√		△	√	△	△	√	△	△
	无保温设施有盖水池	预应力施工阶段	√			√					△
		闭水试验	√	√		√					△
		使用时池内有水	√	√	△	√	△	△	√	△	√
		使用时池内无水	√		△	√	△	△	√	△	△
	有保温敞口水池	预应力施工阶段	√			√					△
		闭水试验	√	√		√					△
		使用时池内有水	√	√	△	√		△		△	√
		使用时池内无水	√		△	√		△		△	△

注：1　表中有“√”的作用为相应工况下应予计算的项目；有“△”的作用为相应工况下按具体设计条件确定采用。

2　表中未列入地下式有盖水池池内有水的工况，但计算地基承载力或池壁与池顶板为弹性固定时计算池顶板，须予考虑。

3　不同工况组合时，应考虑对结构的有利与不利情况分别采用分项系数。

4　消化池还应考虑池内气体压力作用的工况。

5　当地基条件较差时应考虑地基不均匀变形对池体的影响。

6　地下式圆形水池是指埋深大于 2/3 池体深度的水池；部分地下式圆形水池是指埋深小于 2/3 池体深度的水池，部分地下式水池包括地面式水池。

附录 D　预应力筋材料与设备选用表

预应力筋品种	固定端		张拉端	
	锚具		锚具	选用张拉机具形式
	安装在结构之外	安装在结构之内		
钢绞线及钢绞线束	夹片锚具 挤压锚具	挤压锚具	夹片锚具	穿心式千斤顶
中强度预应力钢丝 消除应力钢丝	夹片锚具 镦头锚具 挤压锚具	挤压锚具 镦头锚具	夹片锚具	穿心式千斤顶
			镦头锚具	拉杆式千斤顶 穿心式千斤顶
预应力螺纹钢筋	螺母锚具	—	螺母锚具	拉杆式千斤顶

注：1　镦头锚具采用穿心式千斤顶张拉时，需配置撑脚、拉杆等附件。

2　先张法张拉预应力筋时也可采用电动张拉机。

3　承受低应力或动荷载的预应力混凝土结构的夹片锚具，应设置防松装置。

附录 E　张拉阶段预应力损失测定方法

E.1　锚口摩阻损失测试方法

E.1.1　试验组装件由锚具、锚垫板和预应力筋组成。组装件中各根预应力筋应等长平行、初应力均匀。张拉控制力 N_{con} 宜取 $0.7F_{ptk}\sim0.8F_{ptk}$，测力系统的不确定度不应大于 2%。

E.1.2　混凝土试件或张拉台座长度不应小于 4m，混凝土试件锚固区配筋及构造钢筋按结构设计要求配置，试件内管道应顺直。锚具、数控千斤顶、预应力筋应同轴平行，见图 E.1.2。

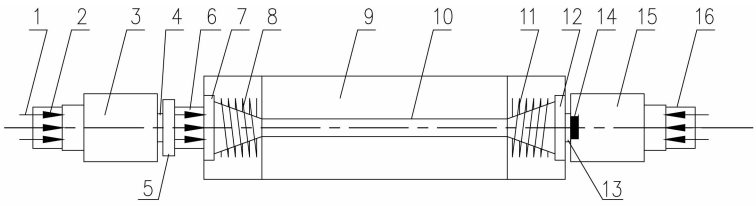


图 E.1.2　锚口摩擦损失测试装置

1—预应力筋；2、16—工具锚；3—主动端数控千斤顶；4、13—对中垫圈；5—限位板；6—工作锚（含夹片）；7、12—锚垫板；8、11—螺旋筋；9—混凝土试件（台座）；10—预埋管道；14—钢质约束环；15—固定端数控千斤顶

E.1.3　试件两端安装数控千斤顶，用主动端数控千斤顶和固定端数控千斤顶分别测出拉力 P_1 和 P_2。

在混凝土试件上进行测量时，试件预留管道直径应比锚垫板小口内径稍大，以避免预应力筋在固定端锚垫板处产生摩阻。

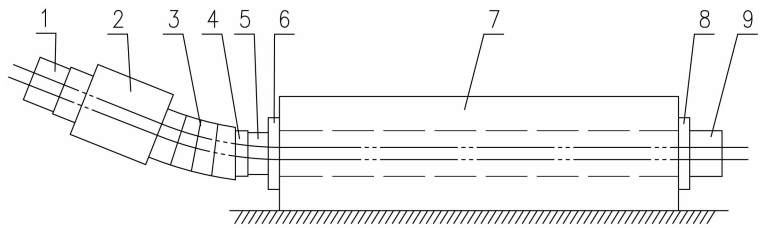
E.1.4　锚口摩擦损失率按下式计算：

$$\delta_1 = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100\% \qquad \text{(E.1.4)}$$

E.1.5 每个锚具进行3次张拉测试，取平均值为测试结果，试验用的试件不应少于2个，取其平均值作为试验结果。

E.2 变角张拉摩擦损失测试方法

E.2.1 变角张拉摩擦损失在试验台座（构件）上测试，台座（构件）的长度不小于3m。锚具、数控千斤顶、压力传感器、预应力筋应同轴平行（图E.2.1）。张拉力范围为$0.7F_{ptk}$～$0.8F_{ptk}$，测力系统的不确定度不应大于2%。



图E.2.1 变角张拉摩擦损失测试装置

1—工具锚；2—数控千斤顶；3—变角装置；4—锚环；5—压力传感器；6、8—锚垫板；7—台座（试件）；9—固定端锚具

E.2.2 在不同的张拉力值下，分别读取数控千斤顶测得的力值P_1和压力传感器测得的力值P_2。

E.2.3 变角张拉摩擦损失率按下式计算：

$$\delta_2 = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100\% \qquad \text{(E.2.3)}$$

E.2.4 在张拉力范围内应至少测量3点，取平均值。测力系统的不确定度不应大于2%。

E.3 孔道摩擦损失测试方法

E.3.1 预应力筋与孔道壁摩擦损失值宜采用数控千斤顶测定，如图 E.3.1 所示，步骤如下：

1 两端同时预张拉至 σ_{con} 的 10%～20%张拉力。

2 张拉端张拉至张拉控制力值，张拉端数控千斤顶读测值 N_1，固定端数控千斤顶读测值 N_2，反复三次。

3 两端力值差 $N_0=N_1-N_2$，即为全段摩擦损失值，三次取其平均值。

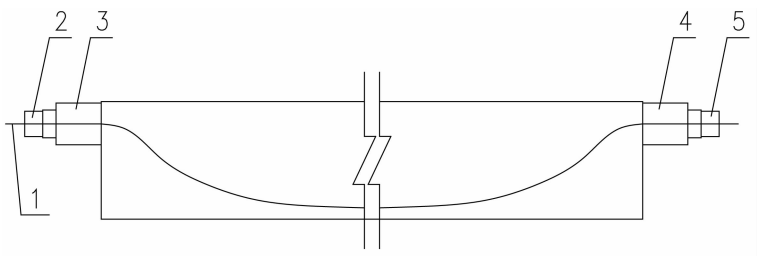


图 E.3.1 孔道摩擦损失测试示意图

1—预应力筋；2、5—工具锚；3—张拉端数控千斤顶；4—固定端数控千斤顶

E.4 锚固回缩值量测方法

E.4.1 测量锚具回缩值可采用直接测量法或间接测量法。试验时采用的锚具、张拉机具及附件应配套。张拉控制力 N_{con} 宜取 $0.7F_{ptk}$～$0.8F_{ptk}$，测力系统的不确定度不应大于 2%。

E.4.2 直接量测法测量锚固回缩值，可根据张拉力-缸体位移曲线计算，步骤如下：

1 达到张拉控制力并持荷片刻，伸长稳定后记录张拉控制力 N_{con}、张拉前测量数控千斤顶的初始长度 l_1。

2 按既定步骤进行张拉，记录张拉全过程的张拉力－缸体位移曲线，如图 E.4.2 所示。

3 按下式计算张拉端的锚固回缩值：

$$\Delta l = l_B - l_c - \frac{N_{con}(l_1 + l_A)}{EA_p} \qquad (E.4.2)$$

式中：l_A——安装空隙，等于图 E.4.2 中 A 点的对应的横坐标值；

l_B——图 E.4.2 中 B 点的对应的横坐标值；

l_C——图 E.4.2 中 C 点的对应的横坐标值。

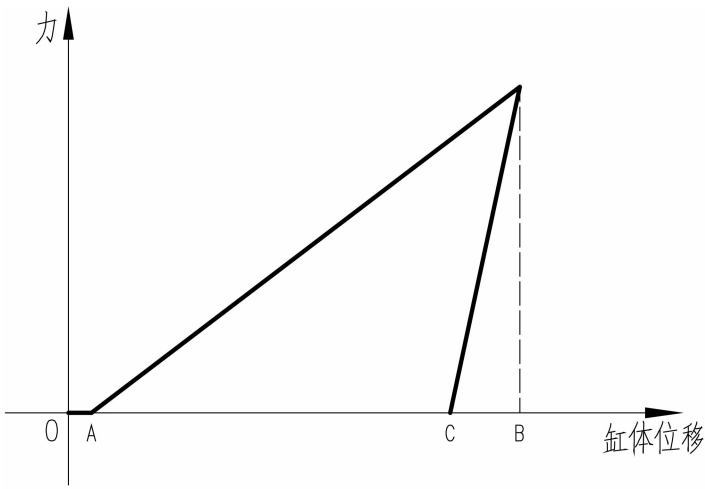


图 E.4.2 张拉力-缸体位移曲线

4 多孔锚具应至少测量 3 根钢绞线，取其平均值；同一规格的锚具应测量 3 个，取其平均值作为该规格锚具的回缩值。

E.4.3 间接测量法应符合下列规定：

1 台座或构件的长度不应小于 3m，锚具、数控千斤顶、预应力筋应同轴平行（图 E.4.3）。

2 张拉力达到控制力并持荷片刻后，记录张拉端数控千斤顶读数 P_1；张拉端数控千斤顶完全回油后记录读数 P_2。

3 锚具回缩值按下式计算：

$$a=\frac{(P_1-P_2)(L+30)}{E_pA_p} \qquad (E.4.3)$$

式中：L——预应力筋在张拉端锚具和固定端锚具之间的长度（mm）。

4 测力系统的不确定度不应大于2%；测量长度的量具，其标距的不确定度不应大于标距的0.2%。

5 同一规格的锚具应测量3个，取其平均值作为该规格锚具的回缩值。

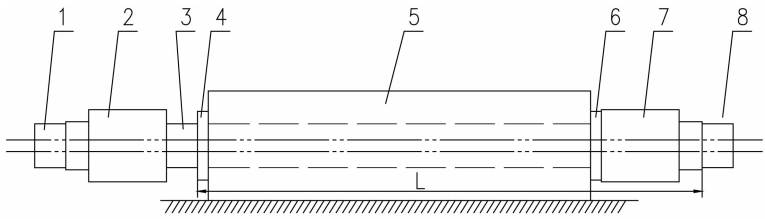


图 E.4.3 间接测量法试验装置

1—工具锚；2、7—数控千斤顶；3—张拉端锚具；4、6—钢垫板；5—试验台座；8—固定端锚具

本规程用词说明

1 执行本规程条文时，要求严格程度不同的用词说明如下，以便在执行中区别对待：

1）表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

2）表示严格，在正常状态下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

3）表示允许稍有选择，在条件许可时首先应该这样做的用词：

正面词采用“宜”或“可”；

反面词采用“不宜”。

2 条文中必须按指定的标准、规范或其他有关规定执行的，其写法为“应按……执行”或“应符合……要求（或规定）”。非必须按照所指定的标准、规范（或其他规定）执行的，其写法“可参照……”。

引用标准名录

1 《建筑结构荷载规范》GB 50009
2 《混凝土结构设计规范》GB 50010
3 《建筑抗震设计规范》GB 50011
4 《钢结构设计规范》GB 50017
5 《室外给水排水和燃气热力工程抗震设计规范》GB 50032
6 《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068
7 《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB 50069
8 《铁路工程抗震设计规范》GB 50111
9 《地铁设计规范》GB 50157
10 《民用建筑热工设计规范》GB 50176
11 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
12 《铁路工程结构可靠度设计统一标准》GB 50216
13 《混凝土结构工程施工规范》GB 50666
14 《纤维增强复合材料建设工程应用技术规范》GB 50608
15 《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223
16 《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224
17 《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370
18 《桥梁缆索用热镀锌钢丝》GB/T 17101
19 《单丝涂覆环氧涂层预应力钢绞线》GB/T 25823
20 《混凝土强度检验评定标准》GBJ 107
21 《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ 132
22 《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 13
23 《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85
24 《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92

25 《建筑桩基技术规范》JGJ 94
26 《预应力混凝土结构抗震设计规程》JGJ 140
27 《无粘结预应力钢绞线》JG 161
28 《缓粘结预应力钢绞线》JG/T 369
29 《缓粘结预应力钢绞线专用粘合剂》JG/T 370
30 《环氧涂层预应力钢绞线》JG/T 387
31 《预应力混凝土用金属螺旋管》JG/T 3013
32 《公路桥涵设计通用规范》JTG D60
33 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62
34 《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》JT/T 529
35 《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1
36 《建筑抗震设计规程》DGJ 08－9
37 《城市轨道交通设计规范》DGJ 08－109
38 《公路工程抗震设计规范》JTJ 004
39 《城市桥梁抗震设计规范》CJJ 166
40 《水工混凝土结构设计规范》SL 191
41 《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1
42 《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》YB/T 152

上海市工程建设规范

预应力混凝土结构设计规程

DGJ 08－69－2015

J 13156－2015

条文说明

2016　上海

目　次

1　总　则 …… 229
3　材　料 …… 230
3.1　混凝土及钢筋 …… 230
3.2　涂层预应力筋 …… 231
3.3　纤维增强复合材料筋 …… 232
3.4　预应力用锚具、夹具和连接器 …… 234
3.5　成孔材料 …… 234
4　结构设计 …… 235
4.1　一般规定 …… 235
4.2　结构内力分析 …… 237
4.3　耐久性 …… 239
4.4　板的计算 …… 239
4.5　梁的计算 …… 240
4.6　受拉钢筋面积的初选 …… 240
4.7　建筑结构设计 …… 240
4.8　桥梁结构设计 …… 240
4.9　特种结构设计 …… 241
5　预应力损失值计算 …… 242
5.1　一般规定 …… 242
5.2　预应力损失值计算 …… 242
6　正常使用极限状态验算 …… 245
6.1　一般规定 …… 245
6.2　预应力度验算 …… 245
6.3　应力验算 …… 245

6.4 变形验算 …… 246
6.5 裂缝控制验算 …… 247
7 承载能力极限状态计算 …… 249
7.1 一般规定 …… 249
7.2 正截面受弯构件承载力计算 …… 249
7.3 正截面受拉构件承载力计算 …… 251
7.4 正截面受压构件承载力计算 …… 252
7.5 斜截面承载力计算 …… 252
7.6 受冲切承载力计算 …… 254
7.7 局部受压承载力计算及锚固区设计 …… 254
7.8 疲劳验算 …… 255
8 施工阶段验算 …… 257
8.1 一般规定 …… 257
8.2 施工阶段验算 …… 257
9 预应力混凝土结构抗震设计 …… 258
9.1 一般规定 …… 258
9.2 预应力混凝土框架结构抗震设计 …… 260
9.3 预应力混凝土板柱-抗震墙结构抗震设计…… 263
9.5 圆形水池结构抗震设计 …… 264
10 超长结构的预应力设计 …… 265
10.1 一般规定 …… 265
10.2 超长结构设计要点 …… 266
10.3 超长结构线型布置方法 …… 268
10.4 超长结构施工缝设置要求 …… 269
10.5 超长结构构造措施及施工要求 …… 270
11 预应力混凝土叠合构件设计 …… 272
11.1 一般规定 …… 272
11.2 预应力叠合构件承载力计算 …… 273
11.3 预应力叠合构件正常使用极限状态验算 …… 274

11.4 预应力叠合构件构造要求 …… 275
12 预应力混凝土结构的主要构造规定 …… 276
12.1 一般规定 …… 276
12.2 先张法构件 …… 276
12.3 后张法构件 …… 277
12.4 无粘结预应力构件 …… 279
12.5 减少约束对预应力构件影响的措施 …… 279
12.6 预应力圆形水池结构的构造要求 …… 280
13 体外预应力混凝土结构设计 …… 281
13.1 一般规定 …… 281
13.2 体外预应力混凝土结构承载力计算 …… 282
13.3 体外预应力混凝土结构正常使用极限状态验算 … 284
13.4 体外预应力结构加固 …… 285
13.5 体外预应力混凝土结构体系与构造要求 …… 285
14 预应力型钢混凝土及预应力钢与混凝土组合结构设计
…… 287
14.1 一般规定 …… 287
14.2 承载能力极限状态计算 …… 290
14.3 裂缝宽度验算 …… 291
14.4 挠度验算 …… 292
15 纤维增强复合材料预应力混凝土结构设计 …… 293
15.1 一般规定 …… 293
15.2 预应力损失 …… 294
15.3 承载能力极限状态验算 …… 294
15.4 正常使用极限状态验算 …… 296
15.5 构造要求 …… 296
16 缓粘结预应力筋混凝土结构设计 …… 297
16.1 一般规定 …… 297
16.3 缓粘结预应力混凝土结构的施工 …… 297

17　有粘结与无粘结混合配置预应力筋混凝土结构设计 … 299
17.1　一般规定 …… 299
17.2　承载能力极限状态计算 …… 300
17.4　裂缝控制验算 …… 300
17.5　挠度验算 …… 300
18　预应力筋的制作、张拉及压浆 …… 302
18.1　一般规定 …… 302
18.2　预应力筋的制作 …… 302
18.3　张　拉 …… 303
18.4　灌　浆 …… 306
18.5　封　锚 …… 308
附录 A　城市道路及公路桥梁的作用效应组合及分项系数
…… 309
附录 B　城市轨道交通及铁路桥梁的荷载效应组合 …… 310
附录 E　张拉阶段预应力损失测定方法 …… 311

Contents

1 General provisions …… 229
3 Materials …… 230
3.1 Concrete and steel reinforcement …… 230
3.2 Coated prestressing tendon …… 231
3.3 FRP prestressing tendon …… 232
3.4 Anchorage, grip and coupler for prestressing tendons …… 234
3.5 Pore canal and grouting material …… 234
4 Structural design …… 235
4.1 General requirements …… 235
4.2 Analysis on internal force …… 237
4.3 Durability …… 239
4.4 Calculation of slabs …… 239
4.5 Calculation of beams …… 240
4.6 Area of tensile reinforcement …… 240
4.7 Building structure design …… 240
4.8 Bridge structure design …… 240
4.9 Special structure design …… 241
5 Loss of prestress …… 242
5.1 General requirements …… 242
5.2 Calculation of the loss of prestress …… 242
6 Checking of serviceability limit states …… 245
6.1 General requirements …… 245
6.2 Checking of prestress degree …… 245

6.3 Checking of stress ····· 245
6.4 Checking of deflection of flexural members ····· 246
6.5 Checking of cracks ····· 247
7 Ultimate limit states design ····· 249
7.1 General requirements ····· 249
7.2 Calculation of flexual capacity ····· 249
7.3 Calculation of tension capacity ····· 251
7.4 Calculation of compression capacity ····· 252
7.5 Calculation of shear capacity ····· 252
7.6 Calculation of punching shear capacity ····· 254
7.7 Calculation of local compression capacity and anchorage zone design ····· 254
7.8 Checking of fatigue ····· 255
8 Construction ····· 257
8.1 General requirements ····· 257
8.2 Checking of construction ····· 257
9 Seismic design of prestressed concrete structure ····· 258
9.1 General requirements ····· 258
9.2 Prestressed concrete frame structure ····· 260
9.3 Prestressed concrete slab column-shear wall structure ····· 263
9.5 Circular pond structure ····· 264
10 Prestressing design of super long structure ····· 265
10.1 General requirements ····· 265
10.2 Super long structure design points ····· 266
10.3 Layout methods of prestressing tendons ····· 268
10.4 Requirements of construction joint ····· 269
10.5 Detailing requirements and construction requirements ····· 270

11 Design of prestressed concrete composite members … 272
11.1 General requirements … 272
11.2 Calculation of bearing capacity … 273
11.3 Checking of serviceability limit states … 274
11.4 Detailing requirements … 275
12 Main detailing requirements … 276
12.1 General requirements … 276
12.2 Pre-tensioned members … 276
12.3 Post-tensioned members … 277
12.4 Unbonded prestressed members … 279
12.5 Measures of reducing the influence of constraint … 279
12.6 Detailing requirements of circular pond structure … 280
13 Design of external prestressed reinforced concrete structure … 281
13.1 General requirements … 281
13.2 Ultimate limit states design … 282
13.3 Checking of serviceability limit states … 284
13.4 Strengthing with external prestressing … 285
13.5 Detailing requirements … 285
14 Design of prestressed steel reinforced concrete and steel-concrete composite structure … 287
14.1 General requirements … 287
14.2 Ultimate limit states design … 290
14.3 Checking of cracks … 291
14.4 Checking of deflection … 292
15 Design of FRP prestressed reinforced concrete structure … 293

15.1 General requirements ····· 293
15.2 Loss of prestress ····· 294
15.3 Ultimate limit states design ····· 294
15.4 Checking of serviceability limit states ····· 296
15.5 Detailing requirements ····· 296
16 Design of retard-bonded prestressed reinforced concrete structure ····· 297
16.1 General requirements ····· 297
16.3 Construction ····· 297
17 Design of bonded and unbonded prestressed concrete structure ····· 299
17.1 General requirements ····· 299
17.2 Ultimate limit states design ····· 300
17.4 Checking of cracks ····· 300
17.5 Checking of deflection ····· 300
18 Manufacture, tension and grouting ····· 302
18.1 General requirements ····· 302
18.2 Manufacture of prestressing tendon ····· 302
18.3 Tension ····· 303
18.4 Grouting ····· 306
18.5 Anchor seal ····· 308
Appendix A Load effect combination and partial factors of urban road and highway bridge ····· 309
Appendix B Load effect combination of urban rail transit and railway bridge ····· 310
Appendix E Measurement of the loss of prestress in stretching process ····· 311

1 总 则

1.0.2 本条主要规定了本规程适用范围。给水排水预应力圆形水池其应用范围较广，适用城镇公用设施的清水池、初沉池、二沉池、浓缩池、加速澄清池等开口或有顶盖水池。其他行业因使用条件较为复杂，如池内介质不同、介质的温度或腐蚀性差异较大、环境条件和使用要求不同，本规程未能包括。

本规程主要以民用房屋结构为主，其他各类结构相应的规定与本规程存在不同之处的，应满足其相应的标准。

3 材 料

3.1 混凝土及钢筋

3.1.1 由于高强度低松弛预应力钢绞线及钢丝在我国的推广应用，必须采用较高强度等级的混凝土，才可充分发挥两者的作用，达到更经济的目的。所以规定了预应力结构的最低混凝土强度等级。预应力加固工程中，被加固结构的混凝土强度等级可不受此条规定限制。结构中局部采用预应力构件时，结构混凝土强度等级要求可适当降低。

3.1.2 本次修订根据“四节一环保”的要求，提倡应用高强、高性能钢筋。根据混凝土构件对受力的性能要求，规定了各种牌号钢筋的选用原则。

3.1.4 预应力筋的强度按现行国家标准《钢筋混凝土用钢》GB 1499、《钢筋混凝土用余热处理钢筋》GB 13014、《中强度预应力混凝土用钢丝》YB/T 156、《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T 20065、《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223、《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 等的规定给出，其应具有不小于 95％的保证率。

预应力筋没有明显的屈服点，一般采用极限强度标志。极限强度标准值 f_{ptk} 相当于钢筋标准中的钢筋抗拉强度 σ_b。在钢筋标准中一般取 0.002 残余应变所对应的应力 $\sigma_{p0.2}$ 作为其条件屈服强度标准值 f_{pyk}。本条对新增的预应力螺纹钢筋及中强度预应力钢丝列出了有关的设计参数。

3.1.5 钢筋的强度设计值为其强度标准值除以材料分项系数 γ_s 的数值。对预应力筋，取条件屈服强度标准值除以材料分项系数 γ_s，由于延性稍差，预应力筋 γ_s 一般取不小 1.20。对传统的预应

力钢丝、钢绞线取 $0.85\sigma_b$ 作为条件屈服点，材料分项系数 1.2；对新增的中强度预应力钢丝和螺纹钢筋，按上述原则计算并考虑工程经验适当调整，列于表 3.1.5 中。

预应力筋抗压强度设计值小于抗拉强度设计值，这是由于构件中钢筋受到混凝土极限受压应变的控制，受压强度受到制约的缘故。

钢筋标准中预应力钢丝、钢绞线的强度等级繁多，对于表中未列出的强度等级可按比例换算，插值确定强度设计值。无粘结预应力筋不考虑抗压强度。预应力筋配筋位置偏离受力区较远时，应根据实际受力情况对强度设计值进行折减。

当构件中配有不同牌号和强度等级的钢筋时，可采用各自的强度设计值进行计算。因为尽管强度不同，但极限状态下各种钢筋先后均已达到屈服。

3.2 涂层预应力筋

3.2.1 预应力热镀锌钢绞线由 6 根镀锌钢丝螺旋紧密围绕 1 根中心镀锌钢丝捻制并经稳定化处理而成。由于锌是两性金属，因而不推荐在直接与混凝土、砂浆接触的预应力结构中使用。

镀锌钢绞线是从桥梁工程需要发展起来的，逐步推广应用到建筑工程中的体外索和拉索等。镀锌钢绞线的规格和力学性能应符合现行业标准《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》YB/T 152 的规定。

3.2.2 环氧涂层填充型钢绞线是具有高抗腐蚀性能的预应力线材，本规程中增加了该类型的钢绞线，以供设计人员在环境类别较高或结构耐久性要求较高的场合选用。由于国内尚无环氧涂层填充型钢绞线的产品标准，同时国内该类产品的生产厂家主要依据美国标准 ASTM A882 和国际标准 ISO 14655 生产，因此在本规程中参考美国现行标准 ASTM A882/A882M－04a 中有关

条文制定了对环氧涂层填充型钢绞线的若干要求。图 1 为磨砂型环氧涂层填充型钢绞线拉出试验的试验装置示意图。

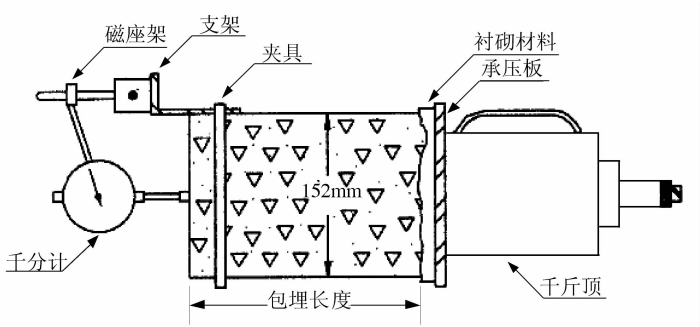


图 1　拉出试验装置示意图

3.3　纤维增强复合材料筋

3.3.1　当前应用于土木工程的纤维增强复合材料筋主要有碳纤维增强复合材料筋、玻璃纤维增强复合材料筋和芳纶纤维增强复合材料筋。其中，玻璃纤维增强复合材料筋强度较低，且耐碱性差，并在长期荷载作用下较芳纶纤维增强复合材料筋和碳纤维增强复合材料筋更易发生徐变断裂，不宜用作预应力筋。因此，本条规定纤维增强复合材料预应力筋混凝土构件应选用碳纤维增强复合材料筋或芳纶纤维增强复合材料筋。

3.3.2　纤维增强复合材料筋存在剪切滞后问题，导致其抗拉强度随直径的增大而降低。因此，本条对单根纤维增强复合材料筋的截面面积进行了限制。纤维增强复合材料筋的截面面积按名义直径即含树脂计算。

3.3.3　考虑到纤维增强复合材料筋抗拉强度的离散度高于钢筋，本条对其抗拉强度标准值提出了更高的强度保证率要求。

3.3.4　考虑到纤维增强复合材料破坏的脆性特点，参照现行国

家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中混凝土材料系数的取值，纤维增强复合材料筋的材料系数取 1.4。

纤维增强复合材料在所处环境中的酸碱盐、湿度、温度和日照等因素的长期作用下，性能会发生不同程度的降低。本条针对不同环境对纤维增强复合材料劣化影响程度的差异，考虑耐久性要求，采用对应的环境系数对纤维增强复合材料筋的抗拉强度给予折减。

3.3.5 在低于其承载力的拉力的长期作用下，纤维增强复合材料筋在一定时限后可能会突然失效，即发生徐变断裂。该时限不仅随纤维增强复合材料中长期作用拉应力的增大而降低，且会因高温、紫外线、干湿循环、冻融循环等不利环境因素而降低。如图 2 所示，纤维增强复合材料筋的徐变曲线一般可分为三个阶段。第一阶段为加载完成后的短期（相对于发生徐变断裂的时限而言），纤维增强复合材料筋的应变速率在该阶段持续下降。在其后的第二阶段，纤维增强复合材料筋在常值应力作用下的应变速率基本保持不变。在该阶段，尽管纤维增强复合材料筋中的某些较弱纤维可能受拉失效，但其所承担的荷载可通过摩擦作用或树脂的粘结作用传递至相邻纤维。在第三阶段，纤维增强复合材料筋的应变速率持续增大，表示纤维增强复合材料筋中的纤维已发生快速、持续的失效，该过程最终将导致纤维增强复合材料筋的断裂。

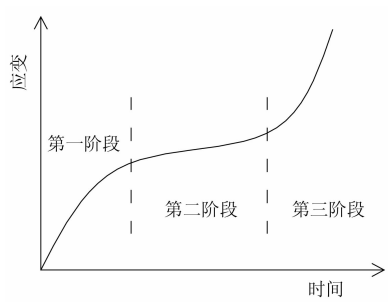


图 2　纤维增强复合材料筋徐变变形的三个阶段

应当指出，当第二阶段纤维增强复合材料筋的长期作用拉应力足够低时，则可延长该阶段的时限，避免徐变断裂的发生。基于该原理和国外已有试验数据，本条规定了纤维增强复合材料筋的持久强度设计值。

3.4 预应力用锚具、夹具和连接器

3.4.1 预应力钢绞线张拉端优先选用夹片锚具。内埋式固定端宜选用挤压锚具。钢丝束宜采用镦头锚具。高强钢筋宜采用螺母锚具。

适用于高强度预应力筋用锚具，也可适用于低强度预应力筋；仅适用于低强度预应力筋用锚具，不得用于高强度预应力筋。预应力筋锚具组装件静载锚固性能试验用的预应力筋强度等级不宜超过该锚具适用的强度等级的 1.05 倍。

由于各种夹片锚的外形相似，但各种夹片的锥度、选型又都有细微差别，配套性很强，因此施工中应避免不同锚具单元混淆后组装使用，影响锚固效果。

3.4.3～3.4.4 预应力筋-锚具组装件的静载和疲劳锚固性能，是根据现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 对锚具的锚固性能要求制定的。对于主要承受较大动荷载的预应力混凝土结构，要求所选锚具能承受到应力幅度可适当增加，具体数值可由工程设计单位根据需要确定。

3.5 成孔材料

3.5.1～3.5.2 列出了现场后张预应力结构常用的预埋成孔和工厂预制构件常用的抽芯成孔两类材料。在预埋成孔材料中着重推荐金属波纹管，并新增了配合真空辅助压浆工艺用的塑料波纹管。

4 结构设计

4.1 一般规定

4.1.2 本条第5款阐明了给排水水池设计中的两种作用。根据现行国家标准《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB 50069规定的原则，将作用区分为永久作用和可变作用，并将水池按承载能力极限状态计算时，作用效应基本组合设计值应根据水池型式及其工况取不同的作用项目组合。

4.1.4 为确保预应力混凝土结构在各设计状态和施工阶段的安全，明确规定了在各阶段应进行承载能力极限状态和正常使用极限状态验算，包括持久设计状态、短暂设计状态和地震设计状态。公路桥涵按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62规定进行设计。铁路桥涵按《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1规定进行设计。

4.1.9 本条明确规定了本规程中预应力圆形水池设计系采用以概率理论为基础的极限状态设计方法。规定了在结构设计中应考虑满足承载能力和正常使用两种极限状态。

4.1.10 本条结合预应力圆形水池的国内施工条件，明确采用后张法，但也不排斥某些预应力预制构件（如顶板）可采用先张法施工。

4.1.11 现有规范规定：预应力筋孔道的内径宜比预应力筋和需穿过孔道的连接器外径大10mm～15mm，孔道截面面积宜取预应力筋面积的3.0～3.5倍。设计时按预应力筋的位置为孔道的中心线位置进行设计，而实际工程中，张拉后预应力筋的位置并不在孔道的中心线，在负弯矩区域力筋位于孔道的底部，在正弯

矩区域力筋位于孔道的顶部，和设计位置不同，因此必然会引起预应力效应的不同。

同济大学对超长预应力宽扁梁框架结构的算例进行分析，结果表明：孔道中预应力筋的偏移会影响结构中最终建立的预应力效果，对于超长结构和宽扁结构，这种影响尤为明显。主要结论有：

1）施工时预应力筋重心偏移孔道的中心线，减小了预应力筋的作用，使得实际工程中预应力的等效荷载、综合弯矩比设计值小。若不考虑此偏差，结构设计偏不安全。

2）框架结构中，梁中预应力在框架柱上引起的弯矩与竖向荷载在柱上引起的弯矩方向相反，对框架柱有利。除边柱外，预应力筋重心偏移使得柱上弯矩增大。

3）预应力筋重心偏移引起实际的预应力效应和设计的预应力效应间存在差异，这种差异随着孔道直径的增大而增大。一般而言，一孔中布置钢绞线的根数越多，孔道直径越大，预应力筋偏差越大，偏差影响也越大。因此宽扁结构应尽量采取多孔布置，减少一孔中钢绞线的根数。

4）预应力筋重心偏移孔道中心线，因此预应力束形控制点允许偏差和孔道控制点允许偏差并不一致，考虑到施工中一般是通过控制孔道控制点来控制预应力筋位置，建议采用本规程中表 4.1.11 规定的预应力筋孔道控制点的竖向位置允许偏差。

5）施工中虽然允许孔道位置控制出现偏差，但是如果孔道位置控制的偏差和预应力筋偏移孔道中心线的方向一致，将会使得实际工程的预应力筋效应和设计情况有很大的偏差。因此，施工中应尽量减小孔道位置控制的偏差。

4.2 结构内力分析

4.2.5 大跨度空间拱结构中预应力混凝土拉梁的内力分析。

预应力混凝土拉梁用来平衡“恒荷载＋活荷载”作用下拱架对支座产生的水平推力，这样，拱架和施加预应力后的混凝土拉梁形成了一个自平衡体系。当桩承担水平拉力时，应考虑桩和拉梁的整体影响。

假设预应力混凝土拉梁的预压力恰好抵消模型中拉杆全部轴力，并且考虑基础的水平承载力贡献。模型在支座处增加水平弹簧以弹性支座模拟桩基础在水平荷载下的抵抗能力，并且设基础水平刚度为 k。选取基本结构时切断下部拉杆和弹性支座，以拉杆内力 X_1 和弹簧内力 X_2 作为力法方程的基本未知量。根据拉杆断口两侧和弹簧断口两侧相对线位移等于零的变形协调条件，可建立力法方程为

$$\begin{cases}\delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2+\Delta_{1P}=0\\ \delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2+\Delta_{2P}=0\end{cases}$$

取拱轴力受压为正，弯矩以拱内缘受拉为正。

式中 y 为任意截面处的纵坐标，ϕ 为任意截面处拱轴切线与水平轴的夹角，给定拱轴线方程 $y(x)$，已知拱横截面面积 $A(x)$ 和惯性矩 $I(x)$ 的变化规律。

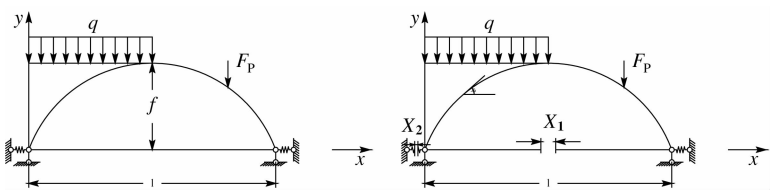


图 3　两铰拱基本结构

$$X_1=\frac{\delta_{12}\Delta_{2P}-\delta_{22}\Delta_{1P}}{\delta_{11}\delta_{22}-\delta_{12}\delta_{21}}$$

$$=\frac{\frac{1}{k}\int\frac{yM_P}{EI}ds}{\left(\int\frac{y^2}{EI}ds+\int\frac{\cos^2\varphi}{EA}ds+\frac{l}{E_1A_1}\right)\left(\int\frac{y^2}{EI}ds+\int\frac{\cos^2\varphi}{EA}ds+\frac{1}{k}\right)-\left(\int\frac{y^2}{EI}ds+\int\frac{\cos^2\varphi}{EA}ds\right)^2}$$

$$X_2=\frac{\delta_{21}\Delta_{1P}-\delta_{11}\Delta_{2P}}{\delta_{11}\delta_{22}-\delta_{12}\delta_{21}}$$

$$=\frac{\frac{l}{E_1A_1}\int\frac{yM_P}{EI}ds}{\left(\int\frac{y^2}{EI}ds+\int\frac{\cos^2\varphi}{EA}ds+\frac{l}{E_1A_1}\right)\left(\int\frac{y^2}{EI}ds+\int\frac{\cos^2\varphi}{EA}ds+\frac{1}{k}\right)-\left(\int\frac{y^2}{EI}ds+\int\frac{\cos^2\varphi}{EA}ds\right)^2}$$

其中 E_1A_1 为拉杆的截面轴向刚度；l 为拉杆的长度；k 为弹簧(桩基础)的截面水平方向刚度；l_k 为弹簧的长度。

拉杆中轴力为预应力混凝土拉梁所需要施加的最小预加力

弹簧中内力为桩基础所需承受的水平承载力

$$F_H=X_2$$

内力分析及拉杆轴力的确定步骤如下：

1 根据模型可以首先确定所需要的最低张拉应力：

$$N_{min}=N_l$$

2 再根据支座水平位移的限定确定最高的张拉应力：

拉杆的变形即支座位移为

$$\Delta=\frac{N_ll}{E_1A_1}$$

当对于支座位移有严格要求和限定时

$$\Delta\leqslant[\Delta]$$

$$\Delta=\frac{N_ll}{E_1A_1}\leqslant[\Delta]$$

(根据现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 中有关桩基础水平位移的规定，对于水平位移敏感的建筑物取水平位移6mm，即$[\Delta]=6mm$)

此时可得拉杆中轴力的最大值：

$$N_{\max}=\frac{[\Delta]E_1A_1}{l}$$

模型中拉杆轴力的范围即预应力混凝土基础梁中轴力的限定：

$$N_{\min}<N_l<N_{\max}$$

3 最后对基础的水平承载力进行校核(例如桩基础)：

$$F_{\mathrm{H}}\leqslant R_{\mathrm{h}}$$

式中 F_{H}——在外荷载和预应力共同作用下，作用于基桩桩顶处的水平力；

R_{h}——群桩中基桩的水平承载力特征值。

(根据现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 中有关桩基础水平承载力的计算公式，可以得出群桩中基桩的水平承载力特征值 R_{h})

即：

$$\frac{\frac{l}{E_1A_1}\left(\int\frac{P\cos^2\varphi}{EA}\mathrm{d}s-\int\frac{yM_{\mathrm{P}}}{EI}\mathrm{d}s\right)}{\int\frac{y^2}{EI}\mathrm{d}s+\int\frac{\cos^2\varphi}{EA}\mathrm{d}s+\frac{l}{E_1A_1}\Big)\int\frac{y^2}{EI}\mathrm{d}s+\int\frac{\cos^2\varphi}{EA}\mathrm{d}s+\frac{1}{k}\Big)-\int\frac{y^2}{EI}\mathrm{d}s+\int\frac{\cos^2\varphi}{EA}\mathrm{d}s\Big)^2}\leqslant R_{\mathrm{h}}$$

当桩基的水平承载力无法满足要求时，则必须调整预应力混凝土拉梁的截面面积 A_1 或者桩基础的桩基布置数量及方式。

4.3 耐久性

4.3.6 根据工程实践，对于高大型消化池等池体，当最大水头与混凝土厚度的比值(i_{w})高于 30 时，抗渗等级(S_{i})为 S8 可能产生渗漏，宜将混凝土抗渗等级适当提高。对于锚固槽等截面削弱的部位应考虑结构抗渗问题。

4.4 板的计算

本节内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定。

4.5 梁的计算

本节内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定。

4.6 受拉钢筋面积的初选

本节内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定。

4.7 建筑结构设计

本节内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定。

4.7.1 表 4.7.1-1 和表 4.7.1-2 中所列数值仅供设计参考，具体结构设计中的跨高比应根据计算决定，以满足结构在承载力、刚度等方面的各项要求。

4.7.2 房屋建筑中是否选择采用预应力混凝土结构，其选取原则受到多方面因素的影响，跨度大小远不是唯一的条件。例如，在重载作用下，同样跨度的预应力梁比钢筋混凝土梁更具性能优势。同时，预应力结构的经济性应从全局的角度考虑，在许多情况下，采用预应力结构引起的直接费用上升会导致建筑整体经济性的大幅度提升。

4.8 桥梁结构设计

本节内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定。

4.8.1 现行铁路后张法预应力混凝土梁标准设计的高跨比如下：

图号	专桥(01)2051			
跨度(m)	16	20	24	32
高跨比	1/8.42	1/10	1/11.43	1/12.8

现行铁路先张法预应力混凝土梁标准设计的高跨比如下：

图号	专桥(01)2001				
跨度(m)	8	10	12	16	20
高跨比	1/6.4	1/7.14	1/7.74	1/8.42	1/10

设计时可参照以上经验，根据具体情况选用适当的梁高。

4.9 特种结构设计

本节内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定

4.9.3 预应力圆形水池的承载能力和正常使用极限状态的设计应考虑施工阶段、试水阶段和正常使用阶段的不同工况下的实际条件进行计算或验算。对于消化池尚应考虑模板的拆除与预应力张拉施工的前后关系对池体受力的影响。

4.9.6～4.9.7 圆形水池池壁结构计算简图及计算长度的规定，主要根据国内同类工程实践中广为采用的模型。

5 预应力损失值计算

5.1 一般规定

5.1.2 初步设计时，采用钢丝、钢绞线作预应力筋时，总损失值可不按分项计算而直接参照下表，此时总损失值在后张法构件中按不小于 $80N/mm^2$ 进行选用，在施工图设计时再按分项计算损失进行验算，分项损失计算按现行规范规定进行。

表 1 总预应力损失估计值

预应力筋的跨数及位置		总预应力损失值
单跨梁(包括框架梁)	跨中	$0.25\sim0.30\sigma_{con}$
两跨、三跨梁(包括框架梁)	内支座	$0.35\sim0.40\sigma_{con}$
	边跨跨中	$0.25\sim0.30\sigma_{con}$
	中间跨跨中	$0.40\sim0.50\sigma_{con}$
无粘结预应力平板		$0.20\sim0.25\sigma_{con}$

注：当多跨跨度不等或跨数更多时，应分项计算。

5.2 预应力损失值计算

5.2.1～5.2.2 预应力圆形水池锚具变形和预应力筋内缩引起的损失，考虑较为常用的两种预应力筋布置形式，即预应力筋反弧出肋布置和切线出肋布置两种情况。当采用环型锚具或采用变角张拉技术时，该项损失可参照上述方法计算。不同品种的锚具和张拉机具的回缩值会有所不同，设计中应根据锚具的参数和张拉施工的条件按实际情况采用。

当工程中现场实测的预应力筋摩擦损失系数与本条文给出

的摩擦损失系数差异较大时，应分析具体情况并综合确定该参数。

5.2.3 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失，包括沿孔道长度上局部位置偏移和曲线弯道摩擦影响两部分。在计算公式中，x 值为从张拉端至计算截面的孔道长度，但在实际工程中，构件的高度和长度相比常很小，为简化计算，可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度代替孔道长度；θ 值应取从张拉端至计算截面的长度上预应力钢筋弯起角（以弧度计）之和。

研究表明，孔道局部偏差的摩擦系数 k 值与下列因素有关：预应力钢筋的表面形状；孔道成型的质量状况；预应力钢筋接头的外形；预应力钢筋与孔壁的接触程度（孔道的尺寸，预应力钢筋与孔壁之间的间隙数值和预应力钢筋在孔道中的偏心距数值情况）等。在曲线预应力钢筋摩擦损失中，预应力钢筋与曲线弯道之间摩擦引起的损失是控制因素。

根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，给出了表5.2.3-1中的摩擦影响系数。当有可靠的试验数据时，系数值可根据实测数据确定。

由于体外预应力筋仅在与转向块与锚固处与混凝土构件相连系，因此刮碰作用影响一般可以忽略不计，仅考虑力筋与转向块间的摩擦作用。参考《建筑工程预应力施工规程》的规定，给出了表 5.2.3-2 中的摩擦系数。

5.2.4 预应力混凝土用钢丝、钢绞线的应力松弛试验表明，应力松弛损失值与钢丝的初始应力值和极限强度有关。表中给出的普通松弛和低松弛预应力钢丝、钢绞线的松弛损失值计算公式，是按钢筋标准《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223 及《预应力混凝土用钢铰线》GB/T 5224 中规定的数值综合成统一的公式，以便于应用。当 $\sigma_{con}/f_{ptk}\leqslant 0.5$ 时，实际的松弛损失值已很小，为简化计算取松弛损失值为零。

5.2.5 根据国内对混凝土收缩、徐变的试验研究表明，应考虑预

应力钢筋和普通钢筋配筋率对 σ_{l5} 值的影响，其影响可通过构件的总配筋率 ρ（$\rho=\rho_p+\rho_s$）反映，配筋率应仅计入了有粘结预应力筋和普通钢筋的配筋率而未计入无粘结预应力筋配筋率的影响，主要因为无粘结预应力筋与周围混凝土不发生粘结，对抑制混凝土的收缩和徐变几乎没有作用。在公式(5.2.5-1)至(5.2.5-4)中，分别给出先张法和后张法两类构件受拉区及受压区预应力钢筋处的混凝土收缩和徐变引起的预应力损失。公式中反映了上述各项因素的影响。

6　正常使用极限状态验算

6.1　一般规定

6.1.3　本条规定是针对环拉力较小的预应力圆形水池，因其按抗裂验算公式控制计算后的截面剩余压应力偏低，为提高池体的抗裂性能及耐久性作出本规定。

6.1.4　对于池壁的竖向或顶盖的径向配置预应力筋的卵形消化池以及柱形消化池，其抗裂控制较环向有所放宽，但仍应达到不出现裂缝的水平。该项规定与国外有关规定（不允许出现拉应力或拉应力不超过 $1N/mm^2$）相比，其标准低。

6.2　预应力度验算

6.2.2～6.2.3　本规程规定对受弯构件采用消压弯矩与使用荷载短期组合作用下控制截面的弯矩之比 λ_0 为预应力度，并且建议对桥梁 $\lambda_0 \geqslant 0.7$，建筑结构 $\lambda_0 \geqslant 0.5$。使卸载后裂缝有一定的闭合性能，提高了预应力构件的耐久性。

有些预应力建筑结构只需抵抗温度应力或只需控制裂缝挠度，并不需要太高预应力度，可不必满足 $\lambda_0 \geqslant 0.5$。

6.3　应力验算

6.3.2　从裂缝控制要求对预应力混凝土受弯构件的斜截面混凝土主拉应力进行验算，是为了避免斜裂缝的出现，同时按裂缝等级不同予以区别对待；对混凝土主压应力的验算，是为了避免过

大的压应力导致混凝土抗拉强度过大地降低和裂缝过早地出现。

6.3.3～6.3.4 在第6.3.3条提供了混凝土主拉应力和主压应力的计算方法。在第6.3.4条提供了考虑集中荷载产生的混凝土竖向压应力及对剪应力分布影响的实用方法，这是依据弹性理论分析加以简化并经试验验证后给出的。

6.3.5 一般来说，当计算构件截面应力时，对于后张法结构，在钢筋管道内注水泥浆以前，采用被管道削弱的截面，在建立了钢筋与混凝土间的粘结力后，则采用换算截面。在通常的配筋情况下，特别对翼缘较宽的T型截面梁，毛截面、净截面和换算截面相差不大，为简化计算，本规程规定在计算截面应力时可按毛截面计算。应当注意的是，当构件的配筋接近容许最大配筋面积时，会带来一定误差，此时仍宜用净截面和换算截面分别计算。在正常使用极限状态下，预应力混凝土构件处于不开裂或微开裂状态，研究表明，该阶段构件仍符合截面保持平面和材料处于弹性状态的假定，因此，仍可采用材料力学公式进行计算。

6.3.7 对先张法预应力混凝土构件端部预应力传递长度范围内进行正截面、斜截面抗裂验算时，采用本条对预应力传递长度范围内有效预应力σ_{pe}按近似线性变化规律的假定后，利于简化计算。

6.3.8 表6.3.8中不同钢筋的外形系数α是经对各类钢筋进行系统粘结锚固试验研究及可靠度分析得出的。

当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时，其锚固长度起点应考虑端部受损的可能性，内移$0.25l_{tr}$。

6.3.9 本条内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定。

6.4 变形验算

6.4.1 混凝土受弯构件的挠度，主要取决于构件的刚度。规程

假定在同号弯矩区段内的刚度相等，并取该区段内最大弯矩处所对应的刚度；对于允许出现裂缝的构件，它就是该区段内的最小刚度，这样做偏于安全。当支座截面刚度与跨中截面刚度之比在规程规定的范围内时，采用等刚度计算构件挠度，其误差不致超过5%。

6.4.2 在受弯构件短期刚度 B_s 基础上，仅考虑荷载效应准永久组合的长期作用对挠度增大的影响。

6.4.3 本条预应力混凝土受弯构件的短期刚度 B_s 是引用现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关条款给出的。同时，新增加普通钢筋配高强钢筋（HRB500）的有粘结预应力混凝土受弯构件短期刚度计算公式（6.4.3-9），公式（6.4.3-9）仅适用于受弯构件截面是矩形的情况。

6.4.5～6.4.6 预应力混凝土受弯构件在使用阶段的反拱计算中，短期反拱值的计算以及考虑预加力长期作用对反拱增大的影响系数取为2.0。由于它未能反映混凝土收缩、徐变损失以及配筋率等因素的影响，因此，对长期反拱值，如有专门的试验分析或根据收缩、徐变理论进行计算分析，可不遵守条文的规定。

6.5 裂缝控制验算

6.5.1～6.5.3 本规程将裂缝控制等级划分为一级、二级Ⅰ类、二级Ⅱ类和三级，设计人员需根据具体情况选用不同的裂缝控制等级。预应力混凝土构件裂缝控制等级的划分是根据结构的功能要求、环境类别和荷载作用的时间等因素来考虑的。考虑到现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 裂缝控制等级的划分较严，且从二级（一般要求不出现裂缝）到三级（允许出现裂缝0.2mm）跨越梯度较大，将二级分为二级Ⅰ类和二级Ⅱ类，对裂缝控制做适当的放松，这有利于预应力混凝土结构的抗震延性设计和预应力技术的推广应用，这也是基于多年的工程实践和试验研

究得出的结论。本条的制定也参考了国内外有关规范的规定。第6.5.3条中具体给出了预应力混凝土构件裂缝控制的验算公式。

6.5.4～6.5.5 参考现行国家规范规定，具体给出了预应力混凝土构件最大裂缝宽度计算公式和预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋的等效应力计算公式。公式(6.5.5-2)、(6.5.5-4)中 N_2 参照本规程图7.2.1取正值。

6.5.7 条文依据现行国家标准《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB 50069的有关条文制定。本规程确定抗裂度和裂缝宽度验算和计算时所定义的构件受力状态，未计入预加力产生的作用。

对于大型的预应力圆形水池(如消化池)，由于其环拉应力较高，在抗裂验算中采用1.15的预压效应系数时，预压应力 σ_{pc} 会很高，导致环向预压力引起的竖向弯矩较大，为控制竖向的裂缝宽度，其竖向配筋会提高很多。对于此类情况，根据工程具体条件，其预压效应系数可适当降低。

7　承载能力极限状态计算

7.1　一般规定

7.1.1　实际应用的后张超静定预应力混凝土结构中，除连续梁等极少数结构外，绝大部分结构为有约束的预应力混凝土结构。对于约束较小的结构，不考虑约束对有效预压力的影响引起的误差可以忽略；而对约束较大的结构，其影响不可忽略。因此，在本设计规程中规定考虑约束影响的设计方法。

7.1.10　本条针对预应力圆形水池可能承受的作用，对按承载能力极限状态计算的作用效应组合给出了明确规定。其中各种作用的分项系数应根据现行国家标准《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB 50069 的有关规定确定。同时，根据预应力圆形水池的型式及荷载工况，明确了各种作用的组合。对于表中未列出的特殊情况的作用工况，应根据实际情况进行组合。

7.2　正截面受弯构件承载力计算

7.2.1～7.2.2、7.2.5　竖向构件有抗侧刚度，当水平构件在预压力作用下发生轴向变形时，竖向构件约束水平构件发生轴向变形，从而在水平构件中产生次轴力。因此，约束影响实质就是超静定预应力混凝土结构包含由约束引起的次轴力，次轴力减小预应力作用的效应。

次轴力并不等于预应力损失。次轴力是由于约束产生的，作用在截面的重心位置，而预应力是作用在预应力筋的位置，两者的位置不同。将次轴力当作预应力损失，在考虑轴向作用时不会

有影响，但是考虑抗弯时，无论是有粘结或是无粘结预应力结构均不能合理计算，将次轴力认为预应力损失就会低估梁的极限承载力，结构设计偏不安全。

本规程中认为，次轴力是约束在施加预应力的构件上产生的轴向力，设计计算时直接用 N_2 进行计算，采用显式公式，与行业标准相比，更清晰明确。

对于有粘结预应力混凝土梁，预应力筋在截面达到极限破坏时其极限应力将达到 f_{py}；对于一般非复杂有粘结预应力混凝土结构中的梁，由于次轴力对梁的影响很小，可取 $N_2=0$。无粘结预应力筋在极限破坏时的应力设计值 σ_{pu} 可按本规程的规定计算，由于规程中规定 $f_{py}\geqslant\sigma_{pu}\geqslant\sigma_{pe}$，因此对于无粘结部分预应力混凝土梁，在初步设计中估算普通钢筋时，可取 $\sigma_{pu}=\sigma_{pe}$。

在上述情况下，以及有可靠理论依据确认次轴力可以忽略的情况下，本规程中式(7.2.1-1)、(7.2.1-2)、(7.2.2-1)、(7.2.2-2)、(7.2.2-3)、(7.2.5)可分别简化为：

$$M-M_2\leqslant\alpha_1 f_c bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+f'_y A'_s(h_0-a'_s)-(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p(h_0-a'_p) \tag{7.2.1-1}$$

$$\alpha_1 f_c bx=f_y A_s-f'_y A'_s+f_{py}A_p+(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p \tag{7.2.1-2}$$

$$f_y A_s+f_{py}A_p\leqslant\alpha_1 f_c b'_f h'_f+f'_y A'_s-(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p \tag{7.2.2-1}$$

$$\begin{aligned}M-M_2\leqslant{}&\alpha_1 f_c bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+\alpha_1 f_c b(b'_f-b)h'_f\left(h_0-\frac{h'_f}{2}\right)\\&+f'_y A'_s(h_0-a'_s)-(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p(h_0-a'_p)\end{aligned} \tag{7.2.2-2}$$

$$\alpha_1 f_c[bx+(b'_f-b)h'_f]=f_y A_s-f'_y A'_s+f_{py}A_p+(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p \tag{7.2.2-3}$$

$$M-M_2 \leqslant f_{py}A_p(h-a_p-a'_s)+f_yA_s(h-a_s-a'_s)+(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p(a'_p-a'_s) \quad (7.2.5)$$

7.2.3 国内外研究表明，国内现行混凝土结构设计规范中T形、I形及倒L形截面预应力受弯构件位于受压区的翼缘计算宽度取值偏低，导致配筋量偏多，提高了设计与施工难度，影响了结构的经济性。因此，在本规程中参考美国ACI规范，将原 $b'_f=b+12h'_f$ 改为 $b'_f=b+16h'_f$。

7.2.6 参考现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92，给出无粘结预应力受弯构件中无粘结筋的应力设计值计算方法。

体外预应力结构是无粘结预应力结构的一个分支，其受弯破坏时体外力筋的极限应力往往低于同等条件下的无粘结筋。因此，为保证结构安全性，建议采用本规程第13.2.3条规定代替本条规定计算体外预应力筋的应力设计值。

7.3 正截面受拉构件承载力计算

7.3.1、7.3.2 本规程中给出了考虑次轴力影响的预应力正截面受拉构件承载力计算方法，本规程中认为，次轴力是约束在施加预应力的构件上产生的轴向力，设计计算时直接用 N_2 进行计算，采用显式公式，与行业标准相比，更清晰明确。在有可靠理论依据确认次轴力可以忽略的情况下，本规程中式(7.3.1)、(7.3.2-1)、(7.3.2-2)、(7.3.2-3)、(7.3.2-4)可分别简化为：

$$N \leqslant f_yA_s+f_{py}A_p \quad (7.3.1)$$

$$Ne \leqslant f_yA'_s(h_0-a'_s)+f_{py}A'_p(h_0-a'_p) \quad (7.3.2\text{-}1)$$

$$Ne' \leqslant f_sA_s(h'_0-a_s)+f_{py}A_p(h'_0-a_p) \quad (7.3.2\text{-}2)$$

$$N \leqslant f_yA_s+f_{py}A_p-f'_yA'_s+(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p-\alpha_1f_cbx \quad (7.3.2\text{-}3)$$

$$Ne \leqslant \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p)$$

(7.3.2-4)

7.4 正截面受压构件承载力计算

7.4.1、7.4.2 本规程中给出了考虑次轴力影响的预应力正截面受压构件承载力计算方法，本规程中认为，次轴力是约束在施加预应力的构件上产生的轴向力，设计计算时直接用 N_2 进行计算，采用显式公式，与行业标准相比，更清晰明确。在有可靠理论依据确认次轴力可以忽略的情况下，本规程中式(7.4.1)、(7.4.2-1)、(7.4.2-2)、(7.4.2-5)可分别简化为：

$$N \leqslant 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) \tag{7.4.1}$$

$$N \leqslant \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \sigma_p A_p$$

(7.4.2-1)

$$Ne \leqslant \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p)$$

(7.4.2-2)

$$Ne' \leqslant f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2}\right) + f'_y A_s (h'_0 - a_s) - (\sigma_{p0} - f'_{py}) A_p (h'_0 - a_p)$$

(7.4.2-5)

7.5 斜截面承载力计算

7.5.1 考虑高强混凝土的特点，引入随混凝土强度提高对受剪截面限制值降低的折减系数 β_c。

规定受弯构件的截面限制条件，其目的首先是防止发生斜压破坏(或腹板压坏)，其次是限制在使用阶段的斜裂缝宽度，同时

也是斜截面受剪破坏的最大配箍率条件。

本规程给出了划分普通构件与薄腹构件截面限制条件的界限，以及两个截面限制条件的过渡办法。

7.5.2 本条所指的剪力设计值的计算截面，在一般情况下是较易发生斜截面破坏的位置，它与箍筋和弯起钢筋的布置有关。

7.5.3 预应力对构件的受剪承载力起有利作用，这主要是预压应力能阻滞斜裂缝的出现和开展、增加了混凝土剪压区高度，从而提高了混凝土剪压区所承担的剪力。预应力混凝土梁受剪承载力的提高主要与预加力的大小及其作用点的位置有关。预加力对梁受剪承载力的提高作用应给予限制。

预应力混凝土梁受剪承载力的计算，可在非预应力梁计算公式的基础上，加上一项施加预应力所提高的受剪承载力设计值 $V_p = 0.05N_{p0}$，且当 $N_{p0} > 0.3f_cA_0$ 时只取 $N_{p0} = 0.3f_cA_0$，以达到限制的目的。同时，它仅适用于预应力混凝土简支梁，且只有当 N_{p0} 对梁产生的弯矩与外弯矩相反时才能予以考虑。对于预应力混凝土连续梁，尚未作深入研究；此外，对允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁，考虑到构件达到承载力时，预应力可能消失，在未有充分试验依据之前，暂不考虑预应力的有利作用。

7.5.4～7.5.5 除垂直于构件轴线的箍筋外，弯起钢筋也可以作为构件的抗剪钢筋。公式(7.5.4)给出了箍筋和弯起钢筋并用时，斜截面受剪承载力的计算公式。考虑到弯起钢筋与斜截面相交位置的不定性，其应力可能达不到屈服强度，在公式(7.5.4)中引入了弯起钢筋应力不均匀系数 0.8。

7.5.6 试验表明，箍筋能抑制斜裂缝的发展，在不配置箍筋的梁中，斜裂缝突然形成可能导致脆性的斜拉破坏。因此，本规程规定当剪力设计值小于无腹筋梁的受剪承载力时，要求配置最小用量的箍筋；这些箍筋还能提高构件抵抗超载和承受由于变形所引起应力的能力。

7.5.7 受拉边倾斜的受弯构件，其受剪破坏的形态与等高度的

受弯构件相似；但在受剪破坏时，其倾斜受拉钢筋的应力可能发挥得比较高，它在受剪承载力值中占有相当的比例。根据试验结果的分析，提出了公式(7.5.7-2)，并与等高度的受弯构件受剪承载力公式相匹配，给出了公式(7.5.7-1)。

7.5.8～7.5.9 受弯构件斜截面的受弯承载力计算是在受拉区纵向受力钢筋达到屈服强度的前提下给出的，此时，在公式(7.5.8-1)中所需的斜截面水平投影长度 c，可由公式(7.5.8-2)确定。

当遵守规程相关构造规定时，即可满足第7.5.8条的计算要求，因此可不进行斜截面受弯承载力计算。

7.5.10 采用等效惯性矩原则确定等效截面宽度和等效截面高度，从而对圆形截面受弯和偏心受压构件，可直接采用配置垂直箍筋的矩形截面受弯和偏心受压构件的受剪承载力计算公式进行计算。

7.6 受冲切承载力计算

7.6.1～7.6.3 本节参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010对预应力混凝土板的受冲切承载力计算作出规定。

7.6.4 对板柱节点存在不平衡弯矩时的受冲切承载力计算，由于板柱节点传递不平衡弯矩时，其受力特性及破坏形态更为复杂。为安全起见，在本条中提出了原则规定。

7.7 局部受压承载力计算及锚固区设计

7.7.1 本条引自现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010，对配置间接钢筋的混凝土结构构件局部受压区截面尺寸规定了限制条件：

2 本款引自现行国家标准《混凝土结构设计规范》第10.3.8

条第 4 款。

3 本款引自现行国家标准《混凝土结构设计规范》第 10.3.8 条第 5 款。

6 本款引自现行国家标准《混凝土结构设计规范》第10.3.9条。

7.7.2 计算底面积 A_b 的取值采用了“同心、对称”的原则。要求计算底面积 A_b 与局压面积 A_l 具有相同的重心位置，并呈对称；沿 A_l 各边向外扩大的有效距离不超过受压短边尺寸 b（对圆形承压板，可沿周边扩大一倍 d），此法便于记忆。

对各类型垫板的局压试件的试验表明，试验值与计算值符合较好，且偏于安全。试验还表明，当构件处于边角局压时，β_l 值在 1.0 上下波动且离散性较大，考虑使用简便、形式统一和保证安全（温度、混凝土的收缩、水平力对边角局压承载力的影响较大），取边角局压时的 $\beta_l=1.0$ 是适当的。

7.7.3 配置方格网式或螺旋式的间接钢筋的局部受压承载力可由混凝土项承载力和间接钢筋项承载力之和组成。间接钢筋项承载力与其体积配筋率有关；且随混凝土强度等级的提高，该项承载力有降低的趋势，为了反映这个特性，公式中引入了系数 α。

本条还规定了 $A_{cor}>A_b$ 时，在计算中只能取 $A_{cor}=A_b$ 的要求。此规定用以保证充分发挥间接钢筋的作用，且能确保安全。

7.8 疲劳验算

7.8.1 本条的基本假定为试验所证实，并作为建立预应力混凝土受弯构件正截面承载力疲劳应力公式的依据。

7.8.2 本条是根据吊车出现在跨度不大于 12m 的吊车梁上的可能情况而作出的规定。

7.8.4 国内外试验研究表明，影响钢筋疲劳强度的重要因素为应力幅，即（$\sigma_{max}-\sigma_{min}$），所以在本节中涉及钢筋的疲劳应力时均应按应力幅计算。

7.8.5 按公式计算的混凝土应力 $\sigma_{c,min}^{f}$ 和 $\sigma_{c,max}^{f}$，是指在截面同一纤维计算点处一次循环过程中的最小应力和最大应力，其最小、最大以其绝对值进行判别，且拉应力为正、压应力为负；在计算 $\rho_{c}^{f}=\sigma_{c,min}^{f}/\sigma_{c,max}^{f}$ 中，应注意应力的正负号及最大、最小应力的取值。

8 施工阶段验算

8.1 一般规定

8.1.1 为确保预应力混凝土结构构件在张拉、运输及安装阶段的安全，应对其施工阶段进行验算。

8.1.2 在施工阶段计算中应当尽可能全面地考虑到各种荷载。预应力构件吊装验算时，构件自重应乘以动力系数。预应力常常是在不同龄期加上的，则应计算不同的有效预应力值。当施工过程发生体系转换时，应考虑体系转换对内力的影响。

8.1.3 对荷载分批施加的预应力混凝土转换梁等构件，宜根据荷载的施加程度分批张拉预应力筋，使施工过程中转换梁的变形和应力控制在合理范围内。

8.2 施工阶段验算

8.2.1 在施工阶段预应力张拉时，混凝土强度可能未达到设计值，且在施加预应力时，长期损失还未产生，而结构的使用荷载一般都没有完全加上，有可能使预压区出现过大的压应力或预拉区出现过大的拉应力，应对施工阶段的应力加以限制。表 8.2.1 是综合国内有关规范得到的。

9 预应力混凝土结构抗震设计

本章内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定。

9.1 一般规定

9.1.1 多年来的抗震性能研究以及震害调查证明，预应力混凝土结构只要设计得当，重视概念设计，采用预应力筋和普通钢筋混合配筋方式、设计为在活荷载作用下允许出现裂缝的部分预应力混凝土，采取保证延性的措施，构造合理，仍可获得较好的抗震性能。考虑到9度设防烈度地区地震反应强烈，对预应力混凝土结构的应用应慎重对待。故当9度设防烈度地区需要采用预应力混凝土结构时，应专门进行试验或分析研究，采取保证结构具有必要延性的有效措施。

9.1.3 研究表明，预应力混凝土框架结构在弹性阶段阻尼比约为0.03，当出现裂缝后，在弹塑性阶段可取与钢筋混凝土相同的阻尼比0.05；在框架-剪力墙、框架-核心筒或板柱-剪力墙结构中，对仅采用预应力混凝土梁或板的情况，其阻尼比仍应取0.05进行抗震设计。

9.1.4 预应力混凝土结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合主要按照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定执行，并加入预应力作用效应项，预应力作用效应包括预加力产生的次内力。当预应力作用效应对构件承载力有利时，预应力分项系数应取1.0，不利时应取1.2，是参考国内外有关规范做出的规定。

9.1.5 表 9.1.5 中各类构件的承载力抗震调整系数采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。表中各类构件的承载力抗震调整系数是在该规范采用的常遇地震下的地震作用取值和地震作用分项系数取值的前提下，使考虑常遇地震作用组合的各类构件承载力具有适宜的安全性水准而采取的对抗力项进行必要调整的措施。

9.1.6 8 度时对跨度大于 24m 屋架、长悬臂、大跨度空间交叉梁框架和其他大跨度预应力混凝土结构，其竖向地震作用标准值主要采用了现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对大跨钢筋混凝土屋架的取值规定。同济大学的振动台试验研究表明，大跨预应力井式梁空间框架在高烈度区的竖向地震反应明显，设计计算中应考虑竖向地震作用。对长悬臂、大跨度空间交叉梁框架和其他大跨度预应力混凝土结构，在场地类别为 II 类以上的情况下，竖向地震作用系数提高约 25％～30％。

9.1.7 预应力混凝土框架梁、柱的受剪承载力，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 第 11 章有关条款进行计算时，其未计及预应力对提高构件受剪承载力的有利作用，是偏于安全的。

9.1.8～9.1.9 国内外大量工程实践表明，无粘结预应力筋适用于采用分散配筋的板类结构及楼盖的次梁，不得用于屋架下弦拉杆等主要受拉的承重构件，后张预应力混凝土框架结构亦不宜采用无粘结预应力筋。这是由于无粘结预应力筋的应力沿筋全长几乎保持等同，这样预应力钢材的非弹性性能亦即构件的能量消散不能得到充分发挥。当发生大的非弹性变形时，可能导致仅产生几条宽裂缝，从而削弱了构件的延性性能；此外，在反复荷载下难以准确预测配置无粘结预应力筋截面的极限受弯承载力。

当采用非预应力筋为主的混合配筋时，可消除上述疑虑。对于无粘结预应力筋在地震区应用的条款是参考了国内外相关预应力混凝土设计规定而制定的。

9.1.11 根据国内外的工程设计经验，对高层建筑常用结构类型楼盖中采用预应力混凝土平板的抗震设计，从确保其传递剪力的横隔板作用等抗震性能方面做出了规定。

9.1.12 在强烈地震产生的荷载作用下，若使无粘结预应力混凝土连续板或梁-跨破坏，可能引起多跨结构中其他各跨连续破坏。为避免发生这种连续破坏现象，根据国内外规范及工程经验作出本条规定。

9.1.13 将锚具布置在梁柱节点核心区域以外，可避免该区域在剪力作用所产生较大对角拉应力的情况下，再承受锚具引起的劈裂应力。在外节点，锚具宜设置在节点核心区之外的伸出凸端上。仅当有试验依据或其他可靠经验时，才可将锚具设置在节点区，此时，应在保持箍筋总量的前提下，处理好箍筋的布置问题。

9.2 预应力混凝土框架结构抗震设计

9.2.1 在我国预应力混凝土框架结构，框架-剪力墙结构和框架-核心筒结构中的预应力混凝土框架已得到较多应用，工程经验丰富。此方面研究工作也较多，可在工程中推广应用。

9.2.2 预应力混凝土结构的跨度一般较大，若截面高宽比过大容易引起梁侧向失稳，故有必要对梁截面高宽比提出要求。关于梁高跨比的限制，采用梁高在$(1/22\sim1/12)l_0$之间比较经济。

9.2.3 在抗震设计中，为保证预应力混凝土框架的延性要求，梁端塑性铰应具有满意的塑性转动能力。国内外研究表明，对梁端塑性铰区域混凝土截面受压区高度和受拉钢筋配筋率加以限制是最重要的。对受拉钢筋最大配筋率2.5%的限制，是以HRB400级钢筋的抗拉强度设计值进行折算得出的，当采用HRB335级钢筋时，其限值可放松到3.0%。

9.2.4 本条参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定。

9.2.5 控制梁端截面的底面配筋面积 A_s' 和顶面配筋面积 A_s 的比值 A_s'/A_s，有利于满足梁端塑性铰区的延性要求，同时也考虑到在地震反复荷载作用下，底部钢筋可能承受较大的拉力。对预应力混凝土框架梁端截面 A_s'/A_s 面积比的具体限值的规定，是参考国内外的试验研究及现行国家有关标准的相关规定，经综合分析确定的。

9.2.6 沿梁全长需配置一定数量的通长钢筋是考虑框架梁在地震作用过程中反弯点位置可能变化。这里“通长”的含义是保证梁各个部位都配置有这部分钢筋，并不意味着不允许这部分钢筋在适当部位设置接头。本条参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

9.2.7 预应力混凝土框架梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和箍筋的最小直径等构造要求应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 有关条款的要求。本条对预应力混凝土大梁加腋区端部可能出现塑性铰的区域，规定采用较密的箍筋，以改善受弯延性。

9.2.8 对扁梁截面尺寸的要求是根据国内外有关规范和资料提出的。跨高比过大，则扁梁体系太柔对抗震不利。

9.2.9 为避免或减少扭转的不利影响，对扁梁的结构布置和采用整体现浇楼盖的要求，以及梁柱节点核心区受剪承载力的验算等，原则上与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GBJ 50011 对钢筋混凝土扁梁的要求相一致，但采用预应力会有利于节点抗剪。

9.2.10 预应力混凝土框架的边梁，要求其宽度不大于柱高，可避免其对垂直于该边梁方向的框架扁梁产生扭转；当与此边梁相交的内部框架扁梁大于柱宽时，也将对该边梁产生扭矩，为消除此扭转，对于框架边梁应采取有效的配筋构造措施，如加密箍筋和加大箍筋直径等措施，考虑其受扭的不利作用。

9.2.11 工程经验表明，由悬臂构件根部截面荷载效应组合的弯矩设计值确定的纵向钢筋，在横向、竖向悬臂构件根部加强部位

不得截断，且加强部位的箍筋应予加密；为使悬臂构件受弯屈服限制在确定部位，本条规定了相应的配筋构造措施，使这些部位具有所需的延性和耗能能力，且要求加强段钢筋的实际面积与计算面积的比值，不应大于相邻的一般部位。并从配筋构造上要求在悬臂构件顶面和底面均配置抗弯的受力钢筋。

9.2.12 预应力混凝土框架结构跨度较大，柱的截面尺寸亦较大，柱的净高与截面高度的比值一般在4左右，此时剪跨比约为2。对剪跨比限制主要为了防止发生剪切破坏。

9.2.13 在框架柱的设计中，有目的地增大柱端弯矩设计值，降低柱屈服的可能性，是贯彻“强柱弱梁”设计原则的具体措施。

9.2.14 在抗震设计中，采用预应力混凝土柱也要求呈现大偏心受压的破坏状态，使其具有一定的延性。本条应用预应力等效荷载的概念，将部分预应力混凝土偏压构件柱等效为承受预应力作用的非预应力偏心受压构件。在计算中将预应力作用按总有效预加力表示，由于将预应力考虑为外荷载，并乘以预应力分项系数1.2，故在公式中取$1.2(N_{pe}\pm N_2)$为预应力作用引起的轴压力设计值。N_{pe}是作用于框架柱的预应力筋的总有效预加力；N_2是作用于框架柱的预应力次轴力。

9.2.15 对于承受较大弯矩而轴向压力小的框架顶层边柱，可以按预应力混凝土梁设计，采用非对称配筋的预应力混凝土柱，弯矩较大截面的受拉一侧采用预应力筋和普通钢筋混合配筋形式，另一侧仅配普通钢筋，并应符合一定的配筋构造要求。

9.2.16～9.2.17 预应力混凝土柱在高配筋率的情况下，容易发生粘结型剪切破坏，此时，增加箍筋的效果已不显著，故对预应力混凝土框架柱的最大配筋率限值做出了规定。预应力混凝土柱尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010关于框架柱纵向普通钢筋最小配筋率的规定及柱端加密区配箍要求。

9.3 预应力混凝土板柱-抗震墙结构抗震设计

9.3.2 本次修订与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011保持一致，取消板柱-框架结构。增加了缓粘结预应力混凝土、有粘结与无粘结筋混合配置的预应力混凝土的板柱-抗震墙结构的抗震要求。

9.3.3 考虑到板柱节点是地震作用下的薄弱环节，当8度设防时，板柱节点宜采用托板或柱帽，托板或柱帽根部的厚度（包括板厚）不宜小于柱纵筋直径的16倍是为了保证板柱节点的抗弯刚度。

9.3.6 为了防止无柱帽板柱结构在柱边开裂后发生楼板脱落，穿过柱截面的后张预应力筋及板底两个方向的普通钢筋的受拉承载力应满足本条规定。

9.3.8 设置边梁的目的是为加强板柱结构边柱的受冲切承载力及增加整个楼板的抗扭能力。边梁可以做成暗梁形式，其构造仍应满足抗扭要求。

9.3.9～9.3.11 板柱体系在竖向荷载和水平荷载作用下，受力情况和升板结构在使用状态下是相似的，内力和位移计算可按现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92规定的方法进行。

9.3.14～9.3.15 本条是参照现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92的有关条款做出规定的，其目的是强调在柱上板带中设置暗梁，以及为了有效地传递不平衡弯矩，除满足受冲切承载力计算要求外，板柱结构的节点连接构造亦十分重要，设计中应予充分重视。

9.5 圆形水池结构抗震设计

9.5.1～9.5.5 本节内容基本保持原规程的规定，对水池中导流墙，还规定了需进行水平地震作用的验算要求。

10　超长结构的预应力设计

10.1　一般规定

10.1.1　混凝土结构设缝的类型可分为施工缝和伸缩缝。本条中引用了现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中对结构伸缩缝最大间距的规定，将超出该规定的结构定义为超长结构。然而，不同国家、不同研究者对于设缝的规定一直存在分歧，甚至相互矛盾。ACI 224.3R－95 中列举了部分规定，见表 2。

表 2　伸缩缝间距

作者	间距
Lewerenz(1907)	墙体 75 英尺(23m)
Hunter(1953)	墙体和有隔热措施的屋面 80 英尺(25m)，无隔热措施的屋面 30～40 英尺(9m～12m)
Billig(1960)	结构最大无缝长度 100 英尺(30m)。建议在结构平面和立面突变处设缝，以避免应力集中
Wood(1981)	墙体 100 英尺～120 英尺(30m～35m)
Indian Standards Institution(1964)	结构最大无缝长度 45m(148 英尺)
PCA(1982)	结构最大无缝长度 200 英尺(60m)
ACI 350R－83	部分浸水的卫生设施结构 120 英尺(36m)，当结构无水时间距应更小

鉴于结构设缝规定尚不统一，简单的规定一确定值往往只适用于某些特定环境和结构类型，因此，本规程中引入了广义超长结构的定义。

10.1.2 混凝土结构会由于温湿度变化引起体积改变，由此产生的力与变形大小与结构单体长度直接相关。同时，它由许多因素共同决定，如：配筋率，结构受基础约束程度，建筑体型，结构可能出现的裂缝，以及建筑在热能吸收、隔绝、耗散方面的特性。除此之外，它还受到材料和施工过程的影响。综合考虑上述因素后，未达到第10.1.1条中单体最大长度的结构也可能在温度作用下大范围出现拉应力，甚至开裂。本规程中从结构“超长”的本质出发，提出以计算结果确定结构是否属广义超长结构。计算方法宜选用可合理考虑上述因素的有限元分析方法。

10.1.3 从理论上讲，只要预应力筋是连续的都可不设缝，但针对工程的具体情况，要综合考虑功能、技术与经济等因素，特别要注意大吨位预应力筋的施工难度和避免预应力损失过大。

10.1.5 超长结构一般来说一排柱子的数量较多，侧向刚度较大，轴向预应力被“吃掉”的比例较大，特别设计矮胖框架时必须考虑侧向刚度的影响，另外现浇板对轴向预应力的扩散作用引起梁中预应力的减少也不能低估。实际工程宜采取施工措施减小这些因素的影响。

10.1.6 不同的施工方案对有效预应力有比较大的影响。例如整体张拉与分段张拉、先后张拉顺序、张拉时间均有很大差别，因此设计时应按照确定的施工方案进行计算，方能取得预期的预应力效果。

10.1.7 采用预应力仅是解决超长结构的一种手段，还必须采取加强养护、设置必要的施工后浇带、分段施工等辅助措施方能防止混凝土开裂。

10.2 超长结构设计要点

10.2.1 超长结构的收缩、徐变和温度作用的效应占总效应的比重较大，有时会成为控制效应，因此设计中必须考虑。尽管混凝

土的早期收缩可通过施工措施解决，但后期收缩及温度的影响仍不能忽视。

10.2.3 进行温度计算并适当降低构件的刚度，如取为全截面刚度的0.2～0.4倍以顾及构件开裂后刚度下降的影响。

10.2.4 提出有利于避免超长结构平面应力集中的建筑布置要求。结构立面布置宜规则，可适当提高底层层高以降低约束效应。结构刚度分布宜均匀、连续，核心筒、剪力墙等抗侧刚度较大构件宜避免布置在结构角部。

10.2.5 本条参照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009中的计算方法，将混凝土的收缩应变折算成当量温差加上季节温差对结构进行整体计算。现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191中规定，初估混凝土干缩变形时可将其影响折算为10℃～15℃的温降。在《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1中规定，混凝土收缩的影响可按降低温度的方法来计算，对整体浇筑的混凝土和钢筋混凝土结构分别相当于降低温度20℃和15℃。

10.2.7 根据实验实测、理论研究和数值模拟，年温差作用下，结构温度变化幅值与气温变化幅值基本相等，相位无滞后，建筑的构造做法对此无显著影响。日温差对混凝土结构的力学作用不显著。基于这两点理由得出推论：在结构设计基准期T内，将结构温度日均值与环境温度的日均值视为随机过程，两者具有相同的概率特征。

10.2.8 混凝土结构的合拢温度一般可取后浇带封闭时的月平均气温。结构设计时，往往不能准确确定施工工期，因此，结构合拢温度通常是一个区间值。这个区间值应包括施工可能出现的合拢温度，即应考虑施工的可行性。参照国外有关规范并考虑基本气温定义差别的调整，当无法确定时，可根据不同的结构工况近似取 $T_{0,\min}=0.7T_{\min}+0.3T_{\max}$，$T_{0,\max}=0.3T_{\min}+0.7T_{\max}$。

10.2.10 根据以往工程经验，折减系数可取为0.3～0.5。

10.2.12 参考现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009，温度作用的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可分别取0.6、0.5和0.4。

1 正常使用极限状态下，梁、板等楼(屋)盖水平构件未开裂或裂缝宽度受严格限制，受力接近弹性状态，因此超长结构设计中考虑间接作用参与该阶段的裂缝控制验算。承载能力极限状态下，梁、板的主要受力破坏模式为正截面受弯或斜截面受剪，间接作用产生的主要为轴向拉压力，组合后对设计配筋影响较小；同时该阶段构件开裂后将有显著的刚度和应力降低，因此间接作用荷载不参与组合，以此提高设计合理性；

2 柱、墙等竖向抗侧力构件在轴压比符合规定的情况下不进行裂缝控制验算。以往工程经验表明，对超长结构的底层边柱、端墙，承载能力极限状态下残余的间接作用荷载效应(剪力、弯矩)仍可能成为其设计的控制因素，因此规定竖向抗侧力构件承载能力极限状态设计中需考虑间接作用。

依上述两条进行超长结构设计也符合承载能力极限状态“强柱弱梁”的设计原则。

10.2.18 一般建筑结构中楼板构件厚度较小，在受到温度、收缩应力时易出现裂缝，影响使用性能。采用双层双向连续布置楼板钢筋的形式，可以利用受力筋起到抵御一定温度、收缩应力的作用。多项实际工程计算表明，超长结构楼板的拉应力超限现象普遍，一些情况下甚至大大超出混凝土受拉强度，此时除适当加强贯通的普通钢筋配筋量，沿板厚方向中部均匀水平布置无粘结筋建立预压应力可以有效抵御混凝土拉应力。

10.3 超长结构线型布置方法

10.3.2 对于超长框架梁不宜采用折线形预应力筋线形，一方面是因为较多的折角使预应力筋穿束施工困难，另一方面，中间跨

跨中处的累积摩擦损失比较大。

10.3.3 端跨跨度较小时，抛物线的切角比较大，摩擦损失会比较大，如果张拉端的线形比较陡，一方面端跨的摩擦损失比较大，累积到锚固端的摩擦损失将偏大，另一方面，预应力筋锚固回缩时，因为正反摩擦斜率基本相同，锚固损失将集中在张拉端附近，使张拉端有效预应力偏低。

10.3.5 设无粘结预应力筋主要是考虑，如果全长采用较多数量的有粘结预应力筋不甚经济，而且会造成靠边跨部分预应力度过高，而中间跨则抗裂不足。

10.3.6 减小摩阻力的方法可采用：①采用分段张拉的方式；②选择合适的预应力筋线型；③采取施工措施减少摩阻损失。具体措施有：(a)选用大一号的波纹管，并加大波纹管的厚度；(b)在混凝土浇筑后及时用倒链来回抽动钢绞线，防止钢绞线与可能渗入的水泥浆粘结在一起；(c)适当加密孔道支架钢筋的间距，且在施工中严格控制预应力束的水平与竖向偏差；(d)采取超张拉回松技术以提高跨中的有效预应力等。

10.3.7 跨越施工后浇带时一般采用分离法，可配置无粘结预应力筋以提高抗裂度；分段张拉大多采用搭接法，在建筑工程中采用最多；而对接法大多用于长度很长且采用分段流水施工方式的工程，在桥梁工程中应用较为普遍。跨越施工缝也可采用部分预应力钢筋断开锚固，部分预应力钢筋连续通过，后续张拉的方式。对接法、搭接法和分离法的某工程实例图见图 4。

10.4 超长结构施工缝设置要求

10.4.2 混凝土的收缩是其材料属性中较为复杂的一个方面，受环境条件和混凝土配合比构成等方面影响较深，具有相当大的不确定性。本条中考虑到早期收缩占混凝土总体收缩量的大部分，给出了后浇带 60 天，施工缝 21 天的建议时间。该建议本身偏安

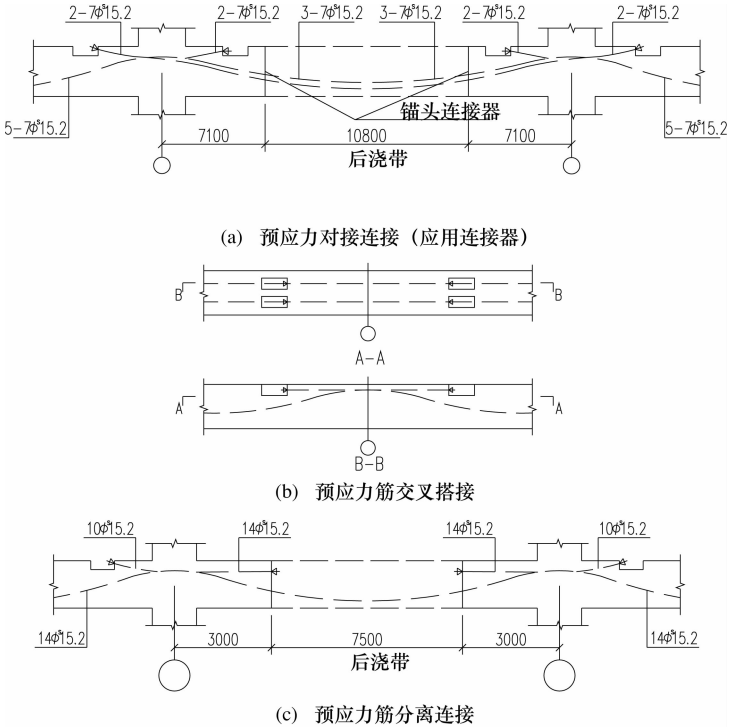


图 4　预应力筋连接实例

全，在有条件根据施工实际使用的混凝土和现场环境条件对收缩做出更精确的预测时，可放宽限制。在施工工期不允许长时间设缝的情况下，可根据工程总体进度要求在适当时间封缝，但需采取其他手段有效地抑制或抵消混凝土收缩应力。

10.5　超长结构构造措施及施工要求

10.5.1　预应力筋梁顶锚固的示意图见图 5。

由于超长预应力结构预应力钢筋一般较多，故宜采用分段锚固的方式，锚固位置的选择应避开弯矩较大的部位，并且应避免

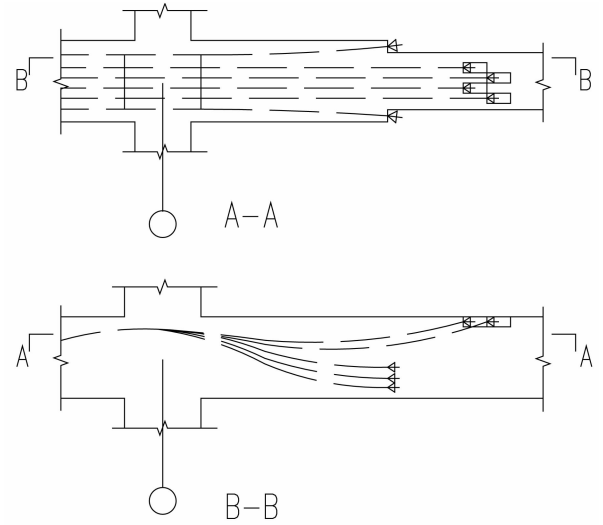


图 5　预应力筋梁顶锚固示意图

由于预应力筋径向力引起混凝土的剪切破坏。

10.5.3　一般来说，混凝土强度等级愈高，其收缩变形愈大，故在满足抗裂要求的前提下，混凝土强度等级不宜过高。此外，封闭后浇带的混凝土的外加剂可选用膨胀率不大但后期收缩小的产品，如无收缩混凝土等。

10.5.4　后浇带的预留孔暴露约 2 个月的时间，为保证孔道完整，对后浇带内的预留孔道宜采用镀锌波纹管并适当增加管道钢带的厚度以增强波纹管抵抗破坏的能力，受到轻微损害的波纹管应采用防水胶带缠绕修补。

11　预应力混凝土叠合构件设计

本章内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定。

11.1　一般规定

11.1.1　叠合式受弯构件主要用于装配整体式结构。依施工和受力特点的不同，可分为在施工阶段加设可靠支撑的叠合式受弯构件（亦称“一阶段受力叠合构件”）和在施工阶段不设支撑的叠合式受弯构件（亦称“二阶段叠合构件”）两类。

一阶段受力叠合构件除应按叠合式受弯构件进行斜截面受剪承载力和叠合面受剪承载力计算并使其叠合面符合本章构造要求外，其余设计内容与一般受弯构件相同。二阶段受力叠合构件则应按本规程的规定进行设计。

11.1.2　本条给出“二阶段受力叠合式受弯构件”在叠合层混凝土达到设计强度前的第一阶段和达到设计强度后的第二阶段所应考虑的荷载。在第二阶段，因为叠合层混凝土达到设计强度后仍可能存在施工活荷载，且其产生的荷载效应可能大于使用阶段可变荷载产生的荷载效应，故应按这两种荷载效应中的较大值进行设计。

后张预应力叠合构件是指在预制构件或预制预应力构件上浇筑叠合层混凝土，然后再张拉预应力筋，该预应力筋可以是无粘结预应力筋、有粘结预应力筋或缓粘结筋。叠合梁的预应力筋分步张拉既可以满足不同时期构件承载力的要求，同时又可以避免施工阶段预制预应力构件由于过多施加预应力造成预制构件

反拱过大或上表面开裂破坏。后张预应力筋可以增强构件连接节点强度和结构的整体性。后张拉预应力筋在超静定结构中的预应力效应为综合内力 M_r、V_r 及 N_r，包括预应力产生的次弯矩、次剪力和次轴力。

11.2 预应力叠合构件承载力计算

11.2.1 本条给出预制预应力构件和叠合构件的正截面受弯承载力计算方法。当预制预应力构件高度与叠合构件高度之比 h_1/h 较小时，预制预应力构件正截面受弯承载力计算中可能出现 $\xi > \xi_b$ 的情况，此时纵向受拉钢筋的 f_y、f_{py} 应用 σ_s、σ_p 代替。σ_s、σ_p 应按本规程中普通预应力构件的相应规定计算，也可取 $\xi=\xi_b$ 进行计算。

后张预应力叠合受弯构件，当后张预应力筋是有粘结预应力筋时，无论预制构件是普通混凝土构件还是先张法预应力混凝土构件，均按有粘结预应力混凝土构件设计；当预制构件是普通混凝土构件，后张预应力筋是无粘结预应力筋时，按无粘结预应力混凝土构件设计；当预制构件是先张法预应力混凝土构件，后张预应力筋是无粘结预应力筋时，按有粘结无粘结混合配置预应力混凝土构件设计。

根据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153的有关规定，当进行预应力混凝土构件承载能力极限状态及正常极限状态的荷载组合时，应计算预应力作用效应并参与组合，对后张预应力叠合混凝土超静定结构，预应力效应为综合内力 M_r、V_r 及 N_r，包括预应力产生的次弯矩、次剪力和次轴力。在承载能力极限状态下，预应力作用分项系数应按预应力作用的有利或不利分别取 1.0 或 1.2。在正常使用极限状态下，预应力作用分项系数通常取 1.0。当按承载力极限状态计算时，预应力筋超出有效预应力值达到强度设计值之间的应力增量仍为结构抗力部分，

仅次内力应参与荷载效应组合和设计计算。

11.2.2 由于二阶段受力叠合梁的斜截面受剪承载力试验研究尚不充分，本规程规定叠合梁斜截面受剪承载力仍按普通钢筋混凝土梁受剪承载力公式计算。在预应力混凝土叠合梁中，因预应力效应只影响预制构件，故在斜截面受剪承载力计算中暂不考虑预应力的有利影响。在受剪承载力计算中，混凝土强度偏安全地取预制梁与叠合层中的较低者；同时，受剪承载力应不低于预制梁的受剪承载力。

11.2.3 叠合构件叠合面有可能先于斜截面达到其受剪承载能力极限状态。叠合面受剪承载力计算公式是以剪摩擦传力模型为基础，根据叠合构件试验结果和剪摩擦试件试验结果给出的。叠合式受弯构件的箍筋应按斜截面受剪承载力计算和叠合面受剪承载力计算得出的较大值配置。

不配筋叠合面的受剪承载力离散性较大，故本规程用于这类叠合面的受剪承载力计算公式暂不与混凝土强度等级挂钩，这与国内外规范的处理手法类似。

11.3 预应力叠合构件正常使用极限状态验算

11.3.1～11.3.2 考虑到叠合式受弯构件经受施工阶段和使用阶段的不同受力状态，规定应分别对预制构件和叠合构件进行抗裂验算，要求其抗裂验算边缘的混凝土应力不大于预制构件的混凝土抗拉强度标准值。由于预制构件和叠合层可能选用强度等级不同的混凝土，故在正截面抗裂验算和斜截面抗裂验算中应按折算截面确定叠合后构件的弹性抵抗矩、惯性矩和面积矩。

11.3.3 叠合式受弯构件的挠度应采用公式(11.3.3-1)给出的考虑了二阶段受力特征的当量刚度、按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响进行计算。当量刚度 B 的公式是在假定荷载对挠度的长期影响均发生在受力第二阶段的前提下，根据第一阶段

和第二阶段的弯矩曲率关系导出的。

11.3.4～11.3.6 对要求不出现裂缝的预应力混凝土二阶段受力叠合式受弯构件，第二阶段短期刚度公式中的系数 0.7 是根据试验结果确定的。条文中给出了负弯矩区段内的第二阶段短期刚度以及使用阶段预应力反拱值的计算原则。

11.4 预应力叠合构件构造要求

11.4.1～11.4.2 叠合式受弯构件的叠合面受剪承载力是通过叠合面的骨料咬合效应和穿过叠合面的箍筋在叠合面产生滑动后对叠合面形成的张紧力来保证的。为此，要求预制构件上表面混凝土振捣后不经抹平而形成自然粗糙面，且应选择骨料粒径，以形成本条规定的凹凸程度。在配有横向钢筋的叠合面处，应通过箍筋伸入叠合层的长度以及叠合层混凝土的必要厚度和强度等级保证箍筋有效地锚固在叠合层混凝土内。

12 预应力混凝土结构的主要构造规定

12.1 一般规定

12.1.3 保护层厚度的规定是为了满足结构构件的耐久性要求和对受力钢筋有效锚固的要求。考虑耐久性要求，本条对处于环境类别为一、二、三类的混凝土结构规定了保护层最小厚度。表中保护层厚度的数值是参考我国的工程经验以及耐久性要求规定的。

12.2 先张法构件

12.2.1 基本锚固长度 l_{ab} 取决于钢筋强度 f_y 及混凝土抗拉强度 f_t，并与钢筋外形有关，外形影响反映于外形系数 α 中。公式(12.2.1-1)为计算锚固长度的通式，其中分母项反映了混凝土的粘结锚固强度的影响，用混凝土的抗拉强度表示；但混凝土强度等级高于 C60 时，仍按 C60 考虑，以控制高强混凝土中锚固长度不致过短。

12.2.2 当先张法预应力构件中的预应力钢丝采用单根配置有困难时，可采用并筋的配筋形式。并筋为国外混凝土结构中常见的配筋形式，一般用于配筋密集区域布筋困难的情况。并筋对锚固及预应力传递性能的影响由等效直径反映。并筋的等效直径取与其截面积相等的圆截面的直径：对双并筋为 $\sqrt{2}d$；对三并筋为 $\sqrt{3}d$，其中 d 为单根钢丝的直径；取整后近似为 1.41 倍及 1.73 倍单根钢丝直径，即 $1.41d$ 及 $1.73d$。并筋的保护层厚度、钢筋间距、锚固长度、预应力传递长度、挠度和裂缝宽度验算均按等效直

径考虑。

根据我国的工程实践，预应力钢丝并筋不宜超过 3 根。对预应力螺纹钢筋及钢绞线因工程经验不多，需并筋时应采取可靠的措施，如加配螺旋筋或采用缓慢放张预应力的工艺等。

12.2.3 根据先张法预应力钢筋的锚固及预应力传递性能，提出了配筋净间距的要求，其数值是根据试验研究及工程经验确定的。

12.2.4 先张法预应力传递长度范围内局部挤压造成的环向拉应力容易导致构件端部混凝土出现劈裂裂缝。因此，端部应采取构造措施，以保证自锚端的局部承载力。本条单根预应力钢筋包括单根钢绞线或单根并筋束所提出的措施为长期工程经验和试验研究结果的总结。

12.3 后张法构件

12.3.1 预应力锚具应根据现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的相关规定选用，并应满足相应的质量要求。

12.3.2 后张法构件的预应力筋在构件端部应均匀布置。如果端部锚具过分集中于几个区，则在各区之间可能产生水平的裂缝。对于特别重要的大型构件，如大跨度的桥梁结构，端部的锚具布置还应由计算决定。

12.3.4 为防止后张法预应力构件在施工阶段受力后发生沿孔道裂缝和破坏，对后张预制构件及框架梁等提出了相应构造措施。其中规定的控制数值及构造措施为我国多年工程经验的总结。

12.3.5 预应力钢筋曲线布置时，会产生因弯曲引起的局部应力和管道摩阻力。为了减少这种局部应力和管道摩阻力，规定了最小曲线预应力钢筋的曲率半径。

12.3.8 后张法预应力混凝土构件端部锚固区和构件端面中部在施工张拉后常会出现纵向水平裂缝。为了控制这些裂缝的开展，在试验研究的基础上，在条文中作出了加强配筋的具体规定。

12.3.10 加腋处设防崩钢筋的工程实例图见图6。

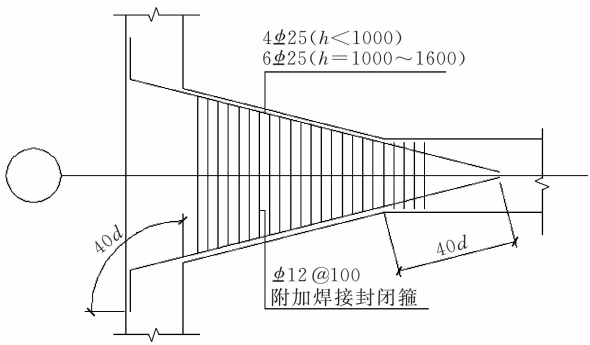


图6 加腋处设防崩钢筋工程实例图

12.3.11 梁体内部或梁的纵向边缘上设置锚具时，在锚具前面即传力方向一边的截面上出现压应力，而在锚具后面接近设置锚具的边缘，将出现纵向拉应力。因此，当预应力筋需要在梁中间锚固时，应将锚具设在梁截面重心轴附近(对高度较大的梁)，或截面受压区或受压较大区，以防止锚具后面混凝土开裂。

12.3.14 箱形梁顶板与腹板相交处应设置承托。这是因为桥面板直接承受活荷载，加承托可以改善顶板的受力状态，同时也可增加箱形截面的抗扭能力。

在底板内无预应力主筋区段，在顺桥向和横桥向均要配置最小含钢率的构造钢筋，以避免造成素混凝土区。

12.3.15 弯梁水平预应力钢筋内侧存在法向分力，配置U型防崩裂钢筋的目的，就是阻止法向分力对混凝土产生破坏。

12.4 无粘结预应力构件

12.4.2 向设计单位提供了夹片锚具系统的锚固性能及构件端面上的构造要求。在结构构件中，当采用多根无粘结预应力筋呈集团束或多根平行带状布筋及单根锚固工艺时，在构件张拉端可采用多根无粘结预应力筋共用的整体承压板，根据情况可采用整束或单根张拉无粘结预应力筋的工艺。

12.4.3 在不同耐火极限下，无粘结预应力筋的混凝土保护层最小厚度的规定，是参考国外经验确定的。国外经验表明，当结构有约束时，其耐火极限能力得到改善，故根据耐火要求确定的混凝土保护层最小厚度，按结构有无约束做了不同的规定。一般连续梁、板结构均可认为是有约束的。

锚固区的耐火极限主要决定于无粘结预应力筋在锚固处的保护措施和对锚具的保护措施。国外试验表明，无粘结预应力筋在锚固处的混凝土保护层最小厚度，应比其在锚固区以外的保护层厚度加厚，增加的厚度不宜小于 7mm；承压板的最小保护层厚度在梁中最小为 25mm，在板中最小为 20mm。

12.4.5 无粘结预应力楼板体系的张拉端一般采用凹入式作法，规定了凹入式作法的构造要求。

12.4.6 梁中集束布置预应力筋应慎用群锚。分散张拉能保证张拉效果，提高构件安全性。

12.5 减少约束对预应力构件影响的措施

12.5.1～12.5.3 有关结构约束对后张预应力的影响，国内外已有大量相关文献报道。设计人员都认可约束的影响是存在的，但是如何准确地计算结构约束对后张预应力的影响，计算方法还不统一。本规程提出了减少约束对预应力的措施其实质是在施加

预应力阶段避免竖向构件、周围结构对预应力效应的影响。

12.6 预应力圆形水池结构的构造要求

12.6.1 本条根据国内预应力圆形水池的工程实践并参考了国外标准的规定。

12.6.2 本条文主要根据国内预应力圆形水池的工程实践，参考国外的有关标准的做法。为提高耐久性要求，受力底板的厚度略有增加。

12.6.6 条文规定其耐久性，并参考国外的有关规范。

12.6.7 条文规定是参考国外的有关规范。

12.6.9 应在满水条件下喷浆，可有效地防止正常使用条件下，喷浆层的开裂，以增强水池结构的耐久性。

12.6.11 条文给出杯口构造是国内常用的铰接杯口做法。根据国外规范及资料，池壁与底板的连接也可做成防水的滑动连接，使计算简图更加明确，池壁竖向弯矩更小。

12.6.13 杯口内的密封膏是重要的防水屏障。密封膏性能和施工质量对于保证水池闭水性能都是很重要的。目前工程中采用聚硫建筑密封膏居多，尤其自流平型聚硫密封膏，其施工操作简单，防水效果好，可有效避免人工操作的因素对防水性能的影响。

12.6.14 池壁底的橡胶垫板除起隔离作用外，更重要的是它也是一道防水屏障，并实现铰支座作用。因此，规定了最小厚度、宽度及接头要求。

12.6.15 清水池无梁楼盖顶板宜搁置在池壁顶面，并设滑动和限位措施，或设置橡胶止水带将二者断开，也可采用铰接节点。目的是减少顶板对池壁的水平约束，施加预应力时，池壁不会产生较大的竖向弯矩。

13　体外预应力混凝土结构设计

13.1　一般规定

体外束可通过设在两端锚具之间不同位置的转向块与混凝土构件相连接(如跨中,四分点或三分点),以达到设计要求的平衡荷载或调整内力的效果。体外束的锚固点与弯折点之间或两个弯折点之间的自由段长度不宜太长,否则宜设置防振动装置,以避免微振磨损。

国内外规范对于体外束自由长度规定差异较大,如美国AASHTO LRFD(2005修订版)规定为7.5m;德国交通建设住宅部《体外预应力混凝土桥准则》(1999)中规定为避免诱发振动,体外束固定间隔小于35m;我国《无粘结预应力混凝土结构设计规程》JGJ 92规定为8m;英国BS5400:part 4:1990的修正案BD58/94建议:为了避免由力筋固定点之间的梁体变形引起的二次效应,力筋应受到趋向于混凝土横截面中心的横向约束,力筋固定点之间的距离不应超过梁体最小高度的12倍。

随着体外束的无侧向支承的自由长度l_t增大,其自振频率迅速减小,当$l_t>20$m后,自振频率变化趋平稳。根据相关研究结果,体外束的自由长度在20m以下可使得体外束的自振频率和一般梁桥的自振频率的数值不接近。在实际工程应用中建议l_t不应过大,可控制在12m之内,这样混凝土梁和体外束的自振频率相互错开,以避免共振现象产生。当l_t超过12m时,可采取安装阻尼减振装置的措施。体外束自由段长度的改变可通过转向块位置设计或转向块间增设减振装置将束与混凝土梁固定起来的办法实现。采用振动理论计算固有频率时,为安全起见,应放大梁

和体外束的频率差范围;对重要或复杂的结构,应进行测试。

梁体上的体外束是通过固定在转向块鞍座上的导管变换方向的,这样在鞍座上的导管与预应力钢材的接触区域,将存在摩擦和横向力的挤压作用,对预应力钢材亦容易产生局部硬化和增大摩阻损失。因此,转向块的设计必须做到设计合理和构造措施得当,且转向块应确保体外束在弯折点的位置,在高度上应符合设计要求,避免产生附加应力,导管在结构使用期间也不应对预应力钢材产生任何损害。

在转向块与预应力筋的接触区域,由于横向挤压力的作用和预应力筋因弯曲后产生内应力,可能使预应力筋的强度下降。故对预应力钢绞线应按弯折转角为 20°的偏斜拉伸试验确定其力学性能,该试验方法详见现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 附录 B。有关体外束曲率半径和弯折转角的规定系借鉴欧洲规范有关无粘结和体外预应力束应用的规定编写的。

13.2 体外预应力混凝土结构承载力计算

13.2.1 因为体外预应力与体内无粘结预应力在原理上基本相同,故对配置预应力体外束的混凝土结构,一般可按照本规程相关条款进行截面分析,进而完成结构设计。预应力体外束的不同处在于仅通过锚具和弯折处转向块支撑装置作用于结构上,故体外束仅在锚固区及转向块处与结构有相同的变位,当梁体受弯变形产生挠度时会使体外束的有效偏心距减小,降低预应力体外束的作用。通过本规程第 13.1.2 条对转向块的设置要求,可使梁在受弯变形的各个阶段,特别是在极限状态下梁体挠度较大时,尽量保持体外束与混凝土截面重心之间的偏心距保持不变,从而不至于降低体外束的作用,这样在设计中一般可不考虑体外束的二阶效应,按通常的方法进行计算。

当有必要时,应考虑构件在后张预应力及所施加荷载作用下

产生变形时，体外束相对于混凝土截面重心偏移所引起的二阶效应。

13.2.2 为充分发挥预应力筋的强度，张拉控制应力不宜定得过低。对体外预应力结构，特别是体外预应力加固结构，建议适当采用较低的张拉控制应力，原因在于：①体外预应力结构由于结构变形会引起力筋的应力增量；②力筋工作状态下的应力较低，对结构的可靠性有利，特别是在体外预应力加固工程中，既有结构力学特性的离散性较大，这一点尤为重要；③较低的应力有利于减小应力腐蚀。此外，在转向块与力筋的接触区域，由于横向挤压力的作用和力筋弯曲后产生的内应力，力筋的强度将下降，这也是张拉控制应力选取中应考虑的问题。因此，在本条中建议了体外预应力筋的张拉控制应力限值。

13.2.3 体外预应力筋在承载能力极限状态下的应力增量是体外预应力混凝土梁的抗弯强度以及强度设计中的一个重要指标。体外预应力混凝土梁的相关试验表明：在混凝土开裂之前，体外预应力筋的应力增量很小；在混凝土开裂后，预应力筋应力增加较快；直至破坏阶段，体外预应力筋的极限应力很少能达到力筋极限强度。体外预应力筋的极限应力与有效预应力、预应力筋和有粘结非预应力筋的配筋率、梁的高跨比、钢筋和混凝土的材料特性、荷载形式、预应力筋摩擦力等因素有关。

由于体外预应力与无粘结预应力在应力增量问题上的相似性，已有无粘结预应力结构的研究成果可供参考。针对无粘结筋的应力增量，各国提出了不同的计算公式，其中美国 ACI 318 规范早期版本和德国 DIN 1045 规范对应力增量直接规定一确定值（ACI 318－63 为 105MPa，DIN 1045－1：2001－07 为 100MPa），是偏于保守的做法。同时搜集公开发表的体外预应力混凝土梁抗弯极限承载力实验结果共 117 个，样本包括了国内外不同研究机构完成的实验，涵盖了简支或连续梁、不同配筋率、不同跨高比、有无转向块、节段或整体施工、体内/体外混合配筋等多种情

况，实验梁破坏形式主要为受弯破坏或弯剪破坏。经统计分析，当假设样本服从正态分布时，应力增量超越 100MPa 的概率略大于 95%。因此，本规程中采用的应力增量为 100MPa。对悬臂受弯构件，现阶段尚无相应实验，因此在计算中不考虑体外力筋的应力增量。

13.3 体外预应力混凝土结构正常使用极限状态验算

13.3.1～13.3.2 体外预应力混凝土构件跨高比不大，二次效应可忽略时，构件刚度和裂缝可参考现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 计算；构件跨高比较大时，由于体外索应力增量比体内预应力筋小，再加上由于二次效应的存在使体外预应力作用减小，因此体外索对构件抗弯刚度和裂缝闭合的贡献小于体内有粘结和无粘结预应力筋，参考现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 计算所得的刚度应适度折减，裂缝宽度应适度增大。

国内研究者为实现无粘结与有粘结预应力混凝土受弯构件刚度及裂缝宽度计算方法的协调，提出了受弯构件中无粘结筋等效折减系数的概念，通过实验数据回归和理论推导得到无粘结筋等效折减系数的建议取值（$\alpha_1=0.23$）。

本规程借鉴此做法，通过对体外预应力构件试验的体外索和体内普通钢筋的应力增量之比进行拟合分析，提出体外索等效折减系数为 0.20，采用与有粘结预应力构件形式相统一的短期刚度和裂缝宽度计算公式。

13.3.4 转向块的个数和体外束的布置对体外预应力梁的短期刚度影响很大，合理设置转向块并折线布置体外束可以提高梁的短期刚度，降低二次效应的作用，减小梁的跨中挠度从而提高梁的工作性能。

设置转向块、折线布置体外束可以提高体外预应力混凝土梁

的开裂弯矩并能有效地限制裂缝的开展和延伸，并能提高梁的延性。另外，配置适量的普通钢筋不但可以有效地减小裂缝宽度，而且还可以使裂缝分布更加趋向于均匀，从而提高体外预应力梁的工作性能，因此建议在实际工程中在体外预应力梁内部配置适量的普通钢筋。

13.4 体外预应力结构加固

体外束除应用于体外预应力混凝土矩形、T形及箱形梁的设计，在既有混凝土结构上，设置体外束是提高混凝土结构构件承载力的有效方法，也可用于改善结构的使用性能，或两者兼顾。所以，体外束也适用于既有结构的维修和翻新改造，并允许布置成各种形式。

尽管混凝土的徐变增长可延续数十年，但大部分在前1～2年内出现。徐变实验表明，应力持续时间为5年的混凝土徐变值是应力持续时间30年的92%。加载时混凝土龄期越长，起始徐变和极限徐变越小。因此，可以认为5年以上的既有结构的混凝土收缩和徐变已基本完成，即可近似取混凝土收缩徐变损失$\sigma_{l5}=0$。对有特殊要求的结构，宜根据工程实际情况，选择适当的徐变计算理论对其进行更为精确的分析。

混凝土梁加固用体外束锚固区和转向块的构造做法等是根据国内的预应力加固工程实践经验编写的，根据工程具体情况，可合理选用或另行设计。

13.5 体外预应力混凝土结构体系与构造要求

13.5.1 体外预应力体系的选用应综合考虑结构类型、环境条件、有无索力调整和换索要求、有无防火要求等因素，选择技术可靠且经济指标合理的体系。

13.5.2～13.5.4 此处是对体外预应力筋、外套管、防腐材料的一般要求，各种不同体系均应满足相应的要求。

13.5.5 体外预应力体系中锚固体系的失效就意味着预应力效应的完全丧失。因此体外预应力锚固体系除应满足本规程第3.4节的要求之外，还应注意防腐保护、防松装置等要求。

13.5.6 锚固区和转向块的设计应符合传力可靠和变形较小的原则，取体外束的破断荷载为标准荷载进行相应节点的验算。

14　预应力型钢混凝土及预应力钢与混凝土组合结构设计

14.1　一般规定

14.1.1　为提高预应力型钢混凝土结构构件的承载力和刚度，预应力型钢混凝土框架梁的型钢配置，宜采用充满型宽翼缘实腹型钢。充满型实腹型钢，是指型钢上翼缘处于截面受压区，下翼缘处于截面受拉区，即设计中应考虑在满足预应力型钢混凝土保护层要求和便于施工的前提下，型钢的上翼缘和下翼缘尽量靠近混凝土截面边缘。关于型钢混凝土构件的最小和最大型钢含钢率，目前没有统一的认识，日本规范建议最大型钢含钢率定为8%，欧洲组合结构统一规范建议最大型钢含钢率为13.3%～35.3%，我国《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138中建议的型钢含钢率范围为2%～15%，较为合理的含钢率为5%～8%。

14.1.2　本条规定了适用的范围：①常规跨度的简支梁或者连续梁；②不直接承受动力荷载；③钢梁与混凝土板完全连接；④可布置有粘结（混凝土体内）或无粘结（体外）预应力筋。

按本规程进行设计的组合梁，承载能力按照塑性分析方法进行计算，钢梁受压板件的宽厚比应满足塑性设计的要求。

按本规程进行设计的预应力组合梁，预应力布置一般系指在负弯矩区混凝土体内布置有粘结预应力筋或在体外连续布置无粘结筋。

14.1.3　在进行弹性阶段的内力和位移计算中，除了需要构件的截面弹性抗弯刚度外，在考虑构件的剪切变形、轴向变形时，还需要截面剪切刚度和轴向刚度。计算中采用了钢筋混凝土的截面

刚度和型钢截面刚度叠加的方法。

14.1.4 材料的力学性能指标，包括强度设计值等，均与现行的国标一致。其中体外预应力强度设计值按本规程的条文。

14.1.5 **1** 考虑剪滞效应简化计算的有效宽度，各规范相关规定不尽相同。本规程按照国标的规范条文选用。在塑性阶段，这样的规定也是偏于安全的。

有预应力作用时，一般认为对于轴向力有效宽度可按照全宽，对于预弯矩可采用有效宽度。这样的取用也是偏安全的。

2 对于连续组合梁，负弯矩混凝土板开裂后会形成变截面的梁而导致挠度增加。通常的简化方法是在一定区段范围内（中支点两侧各 $0.15l$，l 为一个跨间的跨度）对刚度进行折减。折减计算时，不计混凝土，计入钢筋及预应力筋。

当计算混凝土板的应力时，需要计入收缩的作用及徐变的影响。即，收缩作用的效应（会增加中支点区域拉应力），徐变对重力效应应力的影响（会减小中支点区域拉应力），徐变对预应力效应的影响（会降中支点区域的低压应力储备）。

3 混凝土徐变影响、收缩、梯度温度等作用会引起组合梁截面的应力重分布，从而导致混凝土及钢梁中的应力变化，对于超静定结构还会由此引起次效应。计算作用与徐变影响的效应时，可采用混凝土模量折减的方法来进行截面换算，即按有效弹性模量比将混凝土换算成钢的截面进行应力计算。

按照欧洲规范，可采用时随的有效弹性模量比来进行 t 时刻的截面换算，有效弹性模量比的公式为

$$n_{\mathrm{L}}=n_0(1+\psi_{\mathrm{L}}\phi(t,t_0))$$

式中：n_{L}——有效弹性模量比，$\dfrac{E_{\mathrm{g}}}{E_{\mathrm{c}\varphi}}$；

n_0——实际弹性模量比，$\dfrac{E_{\mathrm{g}}}{E_{\mathrm{c}}}$；

ψ_{L}——按不同作用类型的徐变因子（调整徐变影响的程

度），永久作用取 1.1，混凝土收缩作用取 0.55；

$\phi(t,t_0)$——徐变系数。

简化计算徐变影响时，对于准永久组合，$[1+\psi_L\phi(t,t_0)]$可采用2.0～2.5。

4 钢梁构件受压钢板件稳定与塑性发展的关系，可分为四类：

第一类截面，全截面达到塑性，并可形成塑性铰（结构形成内力重分布）；第二类截面，全截面可达到塑性，但不能形成塑性铰，稳定问题先于塑性铰出现；第三类截面，截面边缘达到塑性，稳定问题先于全截面塑性出现；第四类截面，稳定问题先于塑性出现，即承载能力完全由局部稳定控制；

第一类、第二类截面可采用塑性设计截面抗弯承载力，第三类截面可采用弹塑性计算截面承载力，第四类截面一般设计上是不允许采用的。现行国标采用的宽厚比规定保证了截面是第一类，与欧洲规范一致。

组合梁受压翼缘与混凝土板可靠连接时，一般能保证不出现稳定问题。

5 弹性计算时，由于施工方法不同，结构的应力及变形有较大的不同。组合梁混凝土硬结后才能发挥组合截面的作用。

6 混凝土板中有粘结预应力筋，预应力损失由于组合梁钢梁的约束作用，与混凝土梁有较大的不同。混凝土的收缩徐变应变，需要考虑钢梁对混凝土的约束作用而引起的变化。

简化的计算方法可根据预应力重心处由于收缩徐变作用引起的应力重分布后的应力增量（应变增量）来计算相应的预应力损失。

7 现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中给出了连接件的形式，主要包括栓钉连接件、型钢连接件、弯筋连接件，同时也给出各自抗剪承载能力。

根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017，剪力键的布

置以剪跨区分段(以弯矩绝对值最大点、弯矩零点为界),按照完全抗剪连接的要求计算连接件数量(一个剪跨区内的连接件承载能力不小于被连接部件的承载力)。一个剪跨区段的连接件,考虑连接件的变形,可均匀布置。

14.2 承载能力极限状态计算

14.2.1 预应力型钢混凝土受弯构件试验表明,受弯构件在外荷载作用下,截面的混凝土、钢筋、型钢的应变保持平面,受压极限变形接近于0.003,破坏形态以型钢上翼缘以上混凝土突然压碎、型钢翼缘达到屈服为标志,其基本性能与钢筋混凝土受弯构件相似,由此,建立了预应力型钢混凝土框架梁和转换梁的正截面受弯承载力计算的基本假定。

14.2.2、14.2.3 配置充满型实腹型钢的预应力型钢混凝土梁的正截面受弯承载力计算,是把型钢翼缘也作为纵向受力钢筋的一部分,在平衡式中增加了型钢腹板受弯承载力项 M_{aw} 和型钢腹板轴向承载力项 N_{aw}。M_{aw}、N_{aw} 的确定是通过对型钢腹板应力分布积分,再做一定的简化得出的。根据平截面假定提出了判断适筋梁的相对界限受压区高度 ξ_b 的计算公式。

对强约束的后张法预应力型钢混凝土梁,次弯矩 M_2、次轴力 N_2 均应参与弯矩设计值的组合计算,此时截面计算如图7所示。

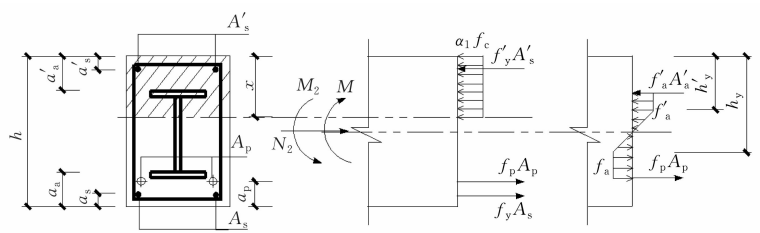


图7 预应力型钢混凝土构件正截面受弯承载力计算

对强约束的后张法预应力混凝土超静定结构，正截面受弯承载力计算公式为

$$M-\left[M_2-N_2\left(\frac{h}{2}-a_0\right)\right]\leqslant\alpha_1 f_c bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+f'_y A'_s(h_0-a'_s)-f_a A_{af}(a_a-a_0)-f_p A_p(a_p-a_0)+f'_a A'_{af}(h_0-a'_a)+M_{aw} \tag{1}$$

计及预应力次轴力的混凝土受压区高度可按下式确定：

$$\alpha_1 f_c bx+f'_y A'_s+f'_a A'_{af}-f_y A_s-f_{py} A_p-f_a A_{af}-N_2+N_{aw}=0 \tag{2}$$

14.2.4 预应力型钢混凝土梁受剪承载力计算公式是参考现行行业标准《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138 中，预应力型钢混凝土梁受剪承载力计算公式并考虑预应力对抗剪的有力作用。

14.3 裂缝宽度验算

14.3.1～14.3.3 预应力型钢混凝土梁的裂缝宽度计算公式是基于把型钢翼缘作为纵向受力钢筋，且考虑部分型钢腹板的影响，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关裂缝宽度计算公式的形式，建立了预应力型钢混凝土梁在短期效应组合作用下并考虑长期效应组合影响的最大裂缝宽度计算公式。

所进行的 2 榀试验框架梁的梁端与跨中，短期荷载作用下的裂缝宽度的计算值与试验值之比的平均值为 1.08，均方差为 0.103。

与文献预应力型钢混凝土简支梁实验值对比，裂缝宽度计算值与试验值比值的平均值为 1.09，标准差为 0.058，说明理论公式具有较高的精度，可用于计算正常使用阶段预应力型钢混凝土简支梁的最大裂缝宽度。

14.3.4 1 组合梁的负弯矩区的混凝土板受力，接近轴心受拉。

开裂截面按照前面所述的定义，即荷载标准组合下混凝土板受拉边缘应力大于 $0.75f_{tk}$。

2 按式 14.3.4-1 计算得到的钢筋平均应力后，可按本规程轴心受拉构件的公式计算裂缝宽度。体外束的效应可计入在 N_q、M_q 或 N_k、M_k 中。

3 体外束产生的截面应力，与结构体系有关。可采用等效荷载的方法计入效应组合，体外束应力可采用永存应力，并含体外束的二次效应。

14.4 挠度验算

14.4.1～14.4.3 试验表明，预应力型钢混凝土梁在加载过程中截面平均应变符合平截面假定，且型钢与混凝土截面变形的平均曲率相同，因此，截面抗弯刚度可以采用钢筋混凝土截面抗弯刚度和型钢截面抗弯刚度叠加的原则来处理。

$$B_s = B_{rc} + B_a \tag{1}$$

型钢在使用阶段采用弹性刚度：

$$B_a = E_a I_a \tag{2}$$

长期荷载作用下，由于压区混凝土的徐变、钢筋与混凝土之间的粘结滑移徐变，混凝土收缩等使梁截面刚度下降，根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定，引进了荷载长期效应组合对挠度的增大系数 θ，规定了长期刚度的计算公式。

15　纤维增强复合材料预应力混凝土结构设计

15.1　一般规定

15.1.1　目前，关于预应力纤维增强复合材料混凝土结构的研究仍不充分，其工程实践主要集中于桥梁结构。因此，规定本章仅适用于纤维增强复合材料预应力混凝土梁和单向板受弯构件。考虑到纤维增强复合材料具有脆性破坏的特点，本章适用范围限定为单跨或支座负筋为钢筋的多跨连续受弯构件；暂不考虑基于结构延性变形能力的混凝土框架抗震设计情况。

纤维增强复合材料预应力混凝土构件指预应力筋采用纤维增强复合材料筋、同时采用纤维增强复合材料筋或防腐钢筋作为纵筋和箍筋的构件。

试验表明，纤维增强复合塑料筋受压强度显著低于其受拉强度，且并不可靠。因此，纤维增强复合塑料筋只应被设计为承受拉力，不能被设计为承受压力。

15.1.2　本条关于纤维增强复合材料预应力筋的张拉控制应力的上限值是借鉴美国 ACI440 委员会颁布的《Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons》(ACI440.4R－04)确定。张拉控制应力的下限值是在与预应力筋相协调，并考虑不同类型纤维增强复合材料筋的性能特点的基础上确定。

15.1.3　热变形温度是指在负荷下，材料失去其物理机械强度而发生形变的温度。纤维增强复合塑料预应力筋基体树脂的热变形温度可采用材料供应商提供的数值。

15.1.4　纤维增强复合材料预应力混凝土构件的疲劳性能受纤维增强复合材料筋生产工艺、环境条件、疲劳荷载类型等多种因

素的影响，相关研究尚不充分，且主要集中于纤维增强复合材料筋的抗疲劳方面。因此，本条要求对需进行疲劳验算的纤维增强复合材料预应力混凝土构件，应进行专项设计。

15.2 预应力损失

15.2.1 σ_{l1}、σ_{l2}和σ_{l5}的计算可采用与预应力钢混凝土结构相同的方法，但应根据纤维增强复合材料筋与预应力钢筋的差异，重新确定相关的计算参数，以反映纤维增强复合材料预应力混凝土结构的受力特性。σ_{l1}的计算应以纤维增强复合材料预应力筋的弹性模量值E_{fp}替换计算公式中预应力筋的弹性模量值E_s；并考虑到目前不同厂商所提供的纤维增强复合材料预应力筋锚具缺乏统一标准，要求根据实测数据确定张拉端锚具变形和纤维增强复合材料筋内缩值a。σ_{l1}、σ_{l2}计算中所涉及的孔道每米长度局部偏差的摩擦系数κ和纤维增强复合材料预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数μ，也应根据实测数据确定。σ_{l5}的计算应考虑纤维增强复合材料筋弹性模量与钢筋具有显著差异的影响，对本规程中的相应公式进行修正。

因纤维增强复合材料的弹性模量显著低于钢材，纤维增强复合材料预应力混凝土构件的预应力损失σ_{l1}、σ_{l5}要小于预应力钢混凝土构件的相应值。

15.2.3 不同于与混凝土具有相近温度线膨胀系数的钢筋，纤维增强复合材料筋的温度膨胀系数与混凝土存在显著差异，且可能为负值。对于纤维增强复合材料预应力混凝土结构，本条要求考虑因季节温差造成的预应力变化σ_{l7}，并应根据ΔT是升温或降温来确定纤维增强复合材料预应力筋考虑σ_{l8}后的应力情况。

15.3 承载能力极限状态验算

15.3.1 在纤维增强复合材料筋与混凝土之间存在良好粘结的

前提下，纤维增强复合材料预应力混凝土受弯构件的截面应变分布仍可采用平截面假定。本条关于纤维增强复合材料筋预应力混凝土构件正截面受弯承载力计算的基本假定，是在本规程有关规定的基础上，考虑纤维增强复合材料筋特性提出的。

15.3.2、15.3.3 ξ_b 和 $\xi_{fp,b}$ 之间的大小关系受到预应力大小的影响。当预应力较小而纤维增强复合材料筋的极限延伸率较高时，平衡相对受压区高度 $\xi_{fp,b}$ 小于受压区高度 ξ_b，纤维增强复合材料筋在钢筋屈服之后达到与其抗拉强度设计值 f_{fpd} 相应的极限拉应变；当预应力较大而纤维增强复合材料筋的极限延伸率又较低时，$\xi_{fp,b}$ 大于 ξ_b，纤维增强复合材料筋达到极限拉应变发生在钢筋屈服之前。

纤维增强复合材料预应力混凝土受弯构件应满足 $\xi_{fp,b}<\xi_b$，保证纤维增强复合材料筋达到极限拉应变时钢筋已屈服。

15.3.5 本条中纤维增强复合材料预应力混凝土构件的受弯承载力计算公式与本规程预应力混凝土构件受弯承载力计算的有关规定是协调的，其关键是确定在受弯承载力极限状态下纤维增强复合材料预应力筋的拉应力值。因纤维增强复合材料不存在屈服台阶，承载能力极限状态下纤维增强复合材料预应力混凝土受弯构件的破坏可分为受压破坏和受拉破坏两类形态，因此要求设计计算时加以区分。当混凝土受压区高度 x 大于 $\xi_{fp,b}h_{0fp}$ 时，在纤维增强复合材料筋达到其抗拉强度设计值 f_{fpd} 前，截面受压边缘混凝土首先达到极限压应变，该破坏形态即为受压破坏。在该极限状态下，纤维增强复合材料预应力筋的拉应力值未知，需根据平截面假定确定。当混凝土受压区高度 x 小于等于 $\xi_{fp,b}h_{0,fp}$ 时，承载能力极限状态下纤维增强复合材料预应力筋的拉应力于截面受压区混凝土失效前达到其抗拉强度设计值，该现象对应于受拉破坏情况。

15.3.7 不同于钢筋，除采用热塑性树脂作为基体材料的纤维增强复合塑料筋能够在加热和加压下改变其形状外，一般直线纤维

增强复合塑料筋产品不能在施工现场进行弯折。纤维增强复合塑料筋用作箍筋时，其弯折应在生产过程中完成，但应考虑因纤维弯曲和应力集中而导致其弯折部分抗拉强度的下降。本条根据美国 ACI 440 委员会颁布的《Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons》(ACI 440.4R－04) 给出了纤维增强复合塑料箍筋考虑弯曲影响的强度折减系数。

15.4 正常使用极限状态验算

15.4.1 为避免纤维增强复合材料筋在设计服役期内发生徐变断裂，其长期承受的拉应力应小于本规程第 3.3.5 条所规定纤维增强复合材料筋的持久强度设计值。

15.4.3 因纤维增强复合材料筋弹性模量与钢筋有较大差异，在按照本规范第 6 章的有关规定进行纤维增强复合材料混凝土受弯构件的裂缝宽度和变形验算时，应根据纤维增强复合材料筋与钢筋的弹性模量比，将纤维增强复合材料筋的截面面积修正为等效钢筋截面面积。

15.5 构造要求

15.5.1 孔道曲率半径应保证孔道内的纤维增强复合材料预应力筋的强度不会因为筋的弯折而下降。

15.5.2 本条对纤维增强复合材料预应力混凝土结构中的普通钢筋构造做了规定。

16　缓粘结预应力混凝土结构设计

本章内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定。

16.1　一般规定

16.1.1　缓粘结预应力技术是在有粘结和无粘结基础上产生的，原来可以采用有粘结或无粘结预应力技术的混凝土结构，均可采用缓粘结预应力技术。梁柱节点钢筋密集时，采用有粘结预应力技术群锚布置会非常困难，由于缓粘结预应力钢绞线采用了单孔锚固，锚具尺寸大大缩小，采用缓粘结预应力技术会很好解决这一问题。

16.1.5　预应力筋的长度会影响到预应力摩擦损失，当预应力筋长度超过本条规定长度时，预应力摩擦损失过大，不能充分发挥预应力筋的强度。如果开始设计时预应力筋长度没超过规定长度，而由于施工措施不得不增加预应力筋长度时，应重新计算预应力摩擦损失，调整预应力配筋。由于许多工程施工进度难以准确预测，为了避免在低温下预应力张拉引起过大的预应力损失，有条件的情况下两端均可采用张拉端形式，低温下可通过两端张拉减小预应力损失，也可方便采用电加热法在低温下进行张拉。

16.3　缓粘结预应力混凝土结构的施工

16.3.1～16.3.4　缓粘结预应力施工准备中最重要的是16.3.3条，根据工程的施工进度确定缓粘结预应力钢绞线的生产时间以及张拉适用期。温度高，缓粘结剂的固化速度加快，因此，缓粘结

预应力钢绞线的储存和运输也要注意防止高温和暴晒，以免影响缓粘结预应力钢绞线的张拉适用期和固化时间。

16.3.5 缓粘结预应力钢绞线的安装与无粘结预应力钢绞线的安装基本相同，安装过程中应防止缓粘结预应力钢绞线外包护套破损后缓粘结剂滴漏，缓粘结剂流出后会在护套内形成空隙，影响粘结性能。实践证明，缓粘结剂的流淌性比无粘结预应力钢绞线所用防腐油脂的流淌性好得多，如采取措施不当，缓粘结剂很容易从下端口流出。根据工程经验，一般的胶带缠绕不能彻底阻止粘合剂的滴露，采用热熔胶棒修补效果较好。

16.3.6 缓粘结预应力技术特点是缓粘结剂在张拉适用期内具有一定的粘性，固化后具有很高的强度。缓粘结剂的粘度与温度具有直接关系，当温度高于 20℃时，缓粘结剂的粘度较小，基本不影响张拉时预应力损失，当温度低于 20℃时粘度变大，摩擦损失因缓粘结剂粘度增大而增大，如果按有粘结预应力和无粘结预应力张拉方法，低温下会由于粘度而造成摩擦损失增大，试验和工程实践表明，通过持荷超张拉可以基本消除由于缓粘结剂粘度对摩擦损失的影响。因此，为了保证预应力筋有效预应力的建立，确保达到原结构设计的有效预应力值，保证结构安全，要求在温度等于或低于 20℃时必须采用持荷超张拉方式。

16.3.7 本规程第 16.3.6 条规定在等于或低于 20℃进行预应力张拉时应采用持荷超张拉方式，根据试验研究和现场测试，当缓粘结剂初始粘度为 100Pa·s 时，采用表 16.3.7 所列的持荷时间就能基本消除粘滞力影响。

16.3.8 冬季温度低于 5℃时缓粘结剂粘度显著增大，张拉需要持荷 4min 以上，影响张拉速度，如果工程中一定要张拉，可以通过电加热措施对钢绞线加热到 10℃以上进行张拉，该方法已经在工程中使用。

17　有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土结构设计

本章内容，在全国《预应力混凝土结构设计规范》中无相关规定。

有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土结构结合了有粘结预应力混凝土和无粘结预应力混凝土两种结构的优势，弥补了各自的缺陷，具有其独特的优点，具体体现在：预应力筋使用效率高，便于预应力筋线型优化，预应力损失相对较小，局部承压较小，结构变形恢复能力及节点性能良好，施工方便快捷，便于分批张拉，施工周期较短等方面。该类结构特别适用于由正常使用极限状态控制的大跨重载结构，亦可用于转换结构之中，其应用具有良好的经济性和适用性。目前，该类结构形式在国内外一些重大工程中已得到应用，如位于美国西雅图的 One Pacific Tower (1994 年)，该结构在其转换梁中采用了有粘结与无粘结混合配筋的方式；位于中国上海的中国博览会会展综合体在其一级次梁中应用了有粘结与无粘结混合配置预应力筋的布筋方式。因此，有必要对其设计给出相关建议。

17.1　一般规定

17.1.2　对有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土结构的疲劳性能，国内外均缺乏深入的研究。因此，对直接承受动力荷载并需进行疲劳验算的有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土结构，应结合工程实际进行专门试验，并在此基础上确定必须采取的技术措施。已有的试验表明，对承受疲劳作用的无粘结预应力混凝

土受弯构件，应特别重视受拉区混凝土应力限制值的选择及锚具的疲劳强度。

17.1.3 研究表明：当混合配置预应力混凝土梁中无粘结预应力筋占预应力筋总量的比例在30%以内时，混合配筋梁的力学性能接近有粘结预应力混凝土梁，承载能力、变形能力、延性、耗能能力、变形恢复能力均较好，具有较好的抗弯性能和抗震性能；当无粘结筋的配筋比例在30%以内时，梁中的预应力配筋以有粘结预应力筋为主，无粘结预应力筋为辅，在结构的生命周期内安全性高。

17.1.7 计算由混凝土收缩、徐变引起受拉区和受压区纵向预应力筋的预应力损失值σ_{l5}、σ'_{l5}时，考虑配筋率ρ对σ_{l5}值的影响，仅计入了有粘结预应力筋和普通钢筋的配筋率而未计入无粘结预应力筋配筋率的影响，主要因为无粘结预应力筋与周围混凝土不发生粘结，对抑制混凝土的收缩和徐变几乎没有作用。

17.2 承载能力极限状态计算

17.2.2 考虑到混合配置预应力混凝土梁中综合配筋特征值由无粘结预应力筋配筋指标，有粘结预应力筋配筋指标和纵向普通受拉钢筋配筋指标三项组成，即：$\xi_p=q_u+q_b+q_s$；而各项配筋指标对无粘结预应力筋的极限应力增量的影响并不相同，将它们合成综合配筋特征值来计算无粘结预应力筋的极限应力增量不能体现各项配筋指标影响的差异，因此本规程中将综合配筋特征值拆开成三项，单独分析各项配筋指标对无粘结预应力筋的极限应力增量的影响。

17.2.4 预应力对构件的受剪承载力起有利作用，这主要是预压应力能阻滞斜裂缝的出现和开展、增加了混凝土剪压区高度，从而提高了混凝土剪压区所承担的剪力。预应力混凝土梁受剪承载力的提高主要与预加力的大小及其作用点的位置有关。预加

力对梁受剪承载力的提高作用应给予限制。

有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土梁受剪承载力的计算，可在非预应力梁计算公式的基础上，加上一项施加预应力所提高的受剪承载力设计值 $V_p=0.05N_{p0}$，且当 $N_{p0}>0.3f_cA_0$ 时只取 $N_{p0}=0.3f_cA_0$，以达到限制的目的。同时，它仅适用于预应力混凝土简支梁，且只有当 N_{p0} 对梁产生的弯矩与外弯矩相反时才能予以考虑。对于预应力混凝土连续梁，尚未作深入研究；此外，对允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁，考虑到构件达到承载力时，预应力可能消失，在未有充分试验依据之前，暂不考虑预应力的有利作用。

17.2.5 除垂直于构件轴线的箍筋外，弯起钢筋也可以作为构件的抗剪钢筋。公式(17.2.5)给出了箍筋和弯起钢筋并用时，斜截面受剪承载力的计算公式。考虑到弯起钢筋与斜截面相交位置的不定性，其应力可能达不到屈服强度，在公式(17.2.5)中引入了弯起钢筋应力不均匀系数 0.8。

17.4 裂缝控制验算

17.4.1～17.4.2 参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中预应力混凝土受弯构件裂缝宽度的计算公式，建立了有粘结与无粘结混合配置预应力混凝土梁在荷载效应标准组合下并考虑长期作用影响下的最大裂缝宽度计算公式。

17.5 挠度验算

17.5.3 参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 给出了考虑荷载长期作用影响下的刚度公式。

18　预应力筋的制作、张拉及压浆

18.1　一般规定

18.1.1　《建筑业企业资质管理规定和资质标准实施意见》中做出如下说明："对于原《建筑业企业资质等级标准》(建建[2001]82号,以下简称原标准)中被取消的预应力工程等7个专业承包资质,在相应专业工程承发包过程中,不再作资质要求。施工总承包企业进行专业工程分包时,应将上述专业工程分包给具有一定技术实力和管理能力且取得公司法人《营业执照》的企业。"

18.1.2　后张预应力施工是一项专业性强、技术含量高、操作要求严的特种作业,故应由预应力专业施工技术实力的单位承担。预应力混凝土结构施工前,专业施工单位应根据设计图纸与现场施工条件,编制预应力施工方案。当设计图纸深度达不到施工要求时,预应力施工单位应予以深化和完善,并经设计单位审核后实施。

18.1.3　本条是考虑预应力混凝土梁、板的模板及其支撑在自重作用下的下垂,适当起拱有利于保证构件的形状和尺寸的准确。

18.2　预应力筋的制作

18.2.1　预应力筋的下料长度的计算与采用的锚固体系、张拉方式等因素有关,详见有关参考文献。

18.2.2　预应力钢材属于高碳钢,局部受高温后急冷或通电后会使金属变脆易断,基本性能发生变化,技术指标达不到设计要求。

18.2.3～18.2.4　预埋管道采用支架钢筋定位,波纹管支架钢筋

的间距，与预应力筋数量和波纹管自身刚度有关，对先穿束钢绞线根数较多的波纹管支架间距取较小值。一般曲线预应力筋的关键点如最高点、最低点和反弯点等应直接点焊钢筋支架，其余点可按等距离布置支架。波纹管安装后应采用钢丝与支架钢筋绑扎牢靠，必要时点焊压筋，形成井字形钢筋支架，防止波纹管上浮。波纹管使用时应尽量避免反复弯曲，以防管壁开裂，同时应防止电焊火花烧伤管壁。波纹管安装后检查管壁有无破损，接头是否密封等，并及时用管片和胶带修补。

18.2.5 对后张预应力混凝土结构中预留孔道的灌浆孔及泌水管等的间距和位置作出要求，是为了保证灌浆质量。

18.2.6 预应力筋束形的正确与否直接影响所建立预应力的效果，并影响结构构件的承载力和正常使用性能，故对预应力筋束形控制点的竖向位置允许偏差提出了具体要求。

18.3 张 拉

18.3.1 本条规定了预应力张拉设备的校验和标定要求。张拉设备(千斤顶、油泵及压力表等)应配套标定，以确定压力表读数与千斤顶输出力之间的关系曲线。由于千斤顶主动工作和被动工作时，压力表读数与千斤顶输出力之间的关系是不一样的，故要求标定时千斤顶活塞的运行方向应与实际张拉工作状态一致。

18.3.2 预应力筋张拉力是由锚固区传递给结构，因此张拉时实体结构混凝土应达到设计要求的强度等级，满足锚固区局部受压承载力的要求。

早龄期施加预应力的构件由于弹性模量较低，会产生较大的压缩变形和徐变，因此本规程规定预应力张拉条件为混凝土强度和弹性模量两项指标双控。鉴于混凝土弹性模量的测试比较复杂，而研究结果表明：强度等级 C40 及以上的混凝土 5d 弹性模量均能达到其 28d 弹性模量的 85％以上，因此可以通过对混凝土龄

期的控制替代对弹性模量的控制。本规程规定：张拉时预应力混凝土楼板龄期不宜少于5d，预应力混凝土梁龄期不宜少于7d。

为减少混凝土的早期收缩，可在混凝土强度达到50%时，张拉50%预加力；待混凝土强度达到100%时，张拉100%预加力。

18.3.3 张拉前清理锚垫板端面的混凝土残渣和喇叭管内的杂物，检查锚垫板后的混凝土密实性，是为了保证张拉和锚固质量及防止出现断丝和滑丝现象。

18.3.4 张拉端锚具安装对中可保证千斤顶安装对中；张拉力作用线与预应力束中心线重合可以保证预应力筋轴向受拉，防止张拉时预应力筋剪断。

18.3.5 预应力筋的张拉控制应力的限值对消除应力钢丝、钢绞线比原规程提高了$0.05f_{ptk}$。原因是预应力钢材的材质比较稳定，一般不会引起预应力筋在张拉过程中拉断事故。

18.3.6 预应力筋实际张拉时通常采用张拉力控制方法，但为了确保张拉质量，还应对实际伸长值进行校核，相对允许偏差+6%至-6%是基于工程实践提出的，有利于保证张拉质量。

18.3.7～18.3.8 预应力筋张拉伸长值的计算公式系根据预应力筋在弹性阶段的应力与应变成正比确定。为了简化张拉伸长值的计算，预应力筋的平均张拉力取张拉端拉力与计算截面扣除孔道摩擦损失后的拉力平均值，计算误差对一般工程是许可的。

对多曲线段或直线段与曲线段组成的应力筋，张拉伸长值分段计算后叠加较为准确。

18.3.9 预应力筋张拉实际伸长值是以测量数据为基数，增加初拉力以下的推算伸长值，并扣除有关附加伸长值而得出。为了获得准确的实际伸长值，应注意以下几点：

1）初拉力取值，应以预应力筋绷紧为准。根据国内工程经验，对直线预应力筋宜取为张拉力的5%～10%，对一般曲线预应力筋宜取为张拉力的16%～20%；对多波曲线或超长预应力筋，由于预应力筋转角较大，已有工

程研究成果表明，初值应力过低时，由于摩擦及其他情况造成此时张拉力和伸长值仍处于波动阶段，由此推定初拉力前预应力筋伸长值会造成较大误差。

2）初拉力以下的推算伸长值，系根据弹性范围内张拉力与伸长值成正比确定。对无粘结预应力筋，由于其在孔道内可活动，张拉力与摩擦力成正比，上述推算方法是适用的。但是，对于有粘结预应力筋，张拉时首先要克服较大的摩擦力才能伸长，如应采用上述方法推算初拉力下的伸长值，必然偏大，尤其对超长筋更为明显。因此，有粘结预应力筋初拉力应取低值，以减少推算伸长值误差。

3）扣除有关附加伸长值，包括千斤顶体内的预应力筋伸长值、张拉端工具锚和固定端工作锚楔紧引起的预应力筋内缩值、构件弹性压缩值等。

18.3.10 鉴于低松弛预应力筋性能好且能大量供应，普通松弛预应力筋在工程中很少应用，因此本条是低松弛预应力筋的张拉工艺，普通松弛预应力筋的张拉工艺不再列入。

是否需要超张拉取决于设计要求和施工工艺，但最终目的是张拉锚固后锚下应力达到设计要求。若张拉工艺增加了设计未考虑的预应力损失，则应进行超张拉。

本条中可调节式锚具是指：张拉过程中，可以调节张拉控制力的锚具，如镦头锚、螺母锚具等；不可调节式锚具是指：张拉过程中，不能调节张拉控制力的锚具，如具有自锚性能的夹片式锚具等。

本条对张拉持荷时间进行了调整，对预应力长束来说，持荷时间太短不利于调整预应力筋的松弛和均匀性。建筑工程多跨（大于3跨）或长束（大于60m）预应力筋、桥梁工程预应力筋，张拉时持荷时间可取5min；建筑工程一般预应力筋，张拉时持荷时间可根据跨数和长度取2min～5min，跨数多、长度长时取大值。

18.3.11 预应力筋张拉后实际建立的预应力值对结构受力性能影响很大，必须予以保证。对先张法施工，每工作班抽查预应力筋总数的1%，且不少于3根；对后张法施工，在同一检验批内，抽查预应力筋总数的3%，且不少于5束。

18.3.12 由于预应力筋断裂或滑脱对结构构件的受力性能影响极大，故施加预应力过程中，应采取措施加以避免。先张法预应力构件中的预应力筋不允许出现断裂或滑脱，若在浇筑混凝土前发生断裂或滑脱，相应的预应力筋应予以更换。后张法预应力结构构件中断裂或滑脱的数量，不应超过本条的规定。

18.3.13 预应力筋的张拉顺序应使混凝土不产生有害应力、构件不扭转与侧弯、结构不变位，因此，对称张拉是一个基本原则。同时，还应考虑到尽量减少张拉设备的移动次数。

18.3.14 直线预应力筋应采用一端张拉。曲线预应力筋锚固时由于孔道反向摩擦的影响，张拉端锚固损失最大，沿构件长度逐步减小至零。当锚固损失的影响长度 $l_f \geqslant L/2$（L 为构件长度）时，张拉端锚固后预应力筋的应力等于或小于固定端的应力，应采取一端张拉。当 $l_f \leqslant L/2$ 时，应采取两端张拉，但对简支构件或采取超张拉措施满足固定端拉力后，也可改用一端张拉。

18.3.15 一般情况下，对同一束预应力筋应采取整束张拉，使各根预应力筋建立的应力比较均匀。在一些特殊情况下（如张拉千斤顶吨位不足、张拉端局部受压承载力不够或张拉空间受到限制等），对扁锚束、直线束或弯曲角度不大的单波曲线束，可采取单根张拉方式。

18.4 灌　浆

18.4.1 预应力筋张拉后处于高应力状态，对腐蚀非常敏感，所以应尽早进行孔道灌浆。灌浆是对预应力筋的永久性保护措施，故要求水泥浆饱满、密实。

18.4.3 锚具夹片空隙会产生负压力，使水泥浆沿空隙产生回流，因此必须进行封堵。

18.4.4 灌浆材料是确保预应力孔道灌浆密实的关键，宜优先选用强度高、泌水率小、流动性好、微膨胀或无收缩的灌浆材料。在满足流动度和可灌性的条件下，成品灌浆料和专用压浆剂配制的灌浆料具有水胶比低、泌水率小、微膨胀以及施工质量容易控制等优点，但成本较高。

对于重大和重要工程、特种工程，建议采用专用成品灌浆料或专用压浆剂配制的灌浆料，以降低浆体水胶比和泌水率，提高灌浆质量和密实度。当采用水泥作为灌浆料时，宜选用品质优良、强度等级不低于42.5MPa普通硅酸盐水泥配制的水泥浆，并添加适量的外加剂。

本条大幅度提高了浆体性能指标要求，目的是降低浆体的泌水率、提高灌浆的密实度，并保证浆体硬化后能提供与预应力筋良好的粘结力。

18.4.5 灌浆顺序的安排应避免相互串孔冒浆现象，条文中规定了先下后上的原则。

当灌浆不通畅而更换灌浆孔时，应及时将第一次灌入的水泥浆排出，以免孔道内留有空气，影响灌浆质量。

18.4.6 当采用纯水泥浆灌浆时，为确保孔道密实，可采用下列两种补浆方法：

1）二次压浆法：二次压浆的时间间隔一般宜为30min～45min，主要用于水平孔道；

2）重力补浆法：在孔道最高点处连续不断补充水泥浆，直至浆体不下沉为止，主要用于曲线孔道。

18.4.8 多台灌浆泵接力灌浆方法主要用于超长或超高的预应力孔道灌浆，当泵压力不足时也可采用多台灌浆泵接力灌浆。接力灌浆应遵循“从前置灌浆孔灌浆直至后置灌浆孔冒浆，后置灌浆孔方可续灌”的原则，以免空气残留在孔道内。

18.4.9 室外温度低于+5℃时，孔道灌浆应采取抗冻保温措施，防止浆体冻胀使混凝土沿孔道产生裂缝。当室外温度高于35℃时，水泥浆失水较快、可灌性降低，影响灌浆的密实性。

18.4.12 真空辅助灌浆是在预应力筋孔道的一端采用真空泵抽吸孔道中的空气，使孔道内形成负压0.1MPa的真空度，然后在孔道的另一端采用灌浆泵进行灌浆。真空辅助灌浆用真空泵，可选择气泵型真空泵或水循环型真空泵。真空辅助灌浆技术的优点是：

1）在真空状态下，孔道内的空气、水分以及混在水泥浆中的气泡被消除，增强了浆体的密实度；

2）孔道内在真空状态下，减少了由于孔道高低弯曲而使浆体自身形成的压力差，便于浆体充盈整个孔道；

3）真空辅助灌浆的过程是一个连续且迅速的过程，缩短了灌浆时间。

为达到全封闭的要求，可采用专用的灌浆封闭罩、增加封锚细石混凝土厚度等措施。

18.5 封 锚

18.5.1 锚具外多余预应力筋宜采用机械切割。如机械切割有困难，也可采用氧乙炔切割，但必须对锚具采取降温措施，使切割时热影响波及锚具的部位得到有效控制，切割位置不宜距锚具太近。

18.5.2 封锚保护应遵照设计要求执行，并在施工技术方案中作出具体规定。后张预应力筋的锚具通常布置在构件的端部，处于室外侵蚀环境，且锚具又处于高应力状态，封锚保护十分重要。条文中提出了两部分内容：第一是锚具防腐蚀处理要求，第二是锚具封闭处理要求，两者不可分割。

附录 A　城市道路及公路桥梁的作用效应组合及分项系数

附录 A 系根据《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 的作用分类，作用效应组合及分项系数规定整理而成。



附录 B　城市轨道交通及铁路桥梁的荷载效应组合

附录 B 系根据《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1 的荷载分类和组合规定整理而成。

附录 E　张拉阶段预应力损失测定方法

附录 E 系根据《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 及新的数控张拉技术整理而成。

E.1　锚口摩阻损失测试方法

对于夹片式锚具，锚口摩擦损失和张拉工艺有密切的关系，测量锚口摩阻损失时，主动端的张拉方式（自锚还是顶压锚固、限位深度等）均需采用和工程实际相同的张拉方式进行加载。

试验时应保证锚具、数控千斤顶、预应力筋同轴平行。在台座上试验时侧面不应设置有碍受拉或产生摩擦的接触点；在混凝土试件上试验时，试件内预埋管道内径应比锚垫板尾部内径大一个等级，避免预应力筋和预埋管道间产生摩擦。

试验时工作锚一定要安装夹片，保证测量结果和实际一致。

E.2　变角张拉摩擦损失测试方法

试验时应保证锚具、数控张拉千斤顶、预应力筋同轴平行。试验时工作锚不安装夹片。

E.4　锚固回缩值量测方法

本节提供了两种测量锚具回缩值的方法，在实际工作中可以采用任何一种方法进行测量并取测量结果的平均值作为锚具的回缩值。锚具的回缩值不是锚具产品的验收项目，因此没有给出

合格标准。一般情况下，锚具回缩值的加大造成长预应力筋锚固后预加力的降低是有限的，设计中通常以现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 给定的回缩值进行计算；对于较短的预应力筋，当锚具的实际回缩值比《混凝土结构设计规范》GB 50010 给定的回缩值偏大时，会造成预应力筋预加力的显著降低，因此对短预应力筋宜确认锚具的实际回缩值。公式(E.4.3)中 30mm 为预应力筋在两端锚具尾部的自由长度。