



T/CECS ××× – 202×

中国工程建设标准化协会标准

预制装配结构超高性能混凝土连接 技术规程

Technical specification for ultra-high performance concrete connection
of prefabricated assembly structures

（征求意见稿）

（提交反馈意见时，请将有关专利连同支持性文件一并附上）

20XX 年 X 月

中国工程建设标准化协会标准

预制装配结构超高性能混凝土连接 技术规程

Technical specification for ultra-high performance concrete connection of
prefabricated assembly structures

（征求意见稿）

CECSXXX-20XX

主编单位：上海同吉建筑工程设计有限公司
同济大学

批准部门：中国工程建设标准化协会

施行日期： 20 ×× 年 × 月 x 日

20xx 年 北京

前 言

根据中国工程建设标准化协会文件《关于印发〈2022 年第一批工程建设协会标准制订、修订计划〉的通知》（建标协字[2022]013 号）的要求，规程编制组经广泛调查研究，认真总结工程实践经验；参考有关国内标准和国际标准，并在广泛征求意见的基础上，制定本规程。

本规程主要内容包括：1. 总则、2. 术语和符号、3. 基本规定、4. 结构设计、5. 构造设计、6. 构件制作与运输、堆放、7. 现场施工及验收。

本规程由中国工程建设标准化协会建筑与市政工程产品应用分会归口管理，由上海同吉建筑工程设计有限公司负责具体技术内容的解释。在使用过程中如有意见和建议，请寄送至上海同吉建筑工程设计有限公司（地址：上海市杨浦区中山北二路 1121 号 9 楼东，邮编：200092，电话：021-65980376，邮箱：tjcad@vip.163.com）。

主编单位：上海同吉建筑工程设计有限公司

同济大学

参编单位：

主要起草人：

主要审查人：

目 次

1 总则	1
2 术语和符号	2
2.1 术语	2
2.2 符号	6
3 基本规定	9
3.1 一般规定	9
3.2 材料	14
3.3 作用及作用效应组合	22
4 结构设计	27
4.1 结构分析	27
4.2 结构变形控制	39
4.3 楼盖结构	41
4.4 预制构件设计	41
4.5 连接设计	44
4.6 框架节点设计	50
5 构造设计	53
6 构件制作与运输、堆放	62
6.1 一般规定	62
6.2 构件制作	62
6.3 预制构件堆放与运输	65
7 现场施工及验收	67
7.1 一般规定	67
7.2 安装前准备	68
7.3 构件安装	70
7.4 构件连接	72
7.5 超高性能混凝土养护	74
7.6 预应力张拉及灌浆	76
7.7 质量验收	79
附录 A 超高性能混凝土抗拉试验方法	83
附录 B 张拉阶段预应力损失测定方法	87
附录 C 预应力钢绞线检验规则	92
附录 D 预应力筋用锚具、夹具和连接器检验规则	94
本标准用词说明	96
引用标准名录	97

Contents

1 General provisions	1
2 Terms and symbols	2
2. 1 Terms.....	2
2. 2 Symbols.....	6
3 Basic requirements.....	9
3. 1 General requirements	9
3. 2 Materials	14
3. 3 Action and action effect combination	22
4 Structural design	27
4. 1 Structural analysis	27
4. 2 Structural deformation control	39
4. 3 Slab structure	41
4. 4 Prefabricated component design	41
4. 5 Connection design.....	44
4. 6 Frame joint design.....	50
5 Detailing design	53
6 Component manufacturing, Transportation and Stacking	62
6. 1 General requirements	62
6. 2 Manufacturing.....	62
6. 3 Stacking and transportation.....	65
7 Construction and acceptance	67
7. 1 General requirements	67
7. 2 Preparation before installation	68
7. 3 Component installation	70
7. 4 Component connection	72
7. 5 Maintenance of Ultra-High Performance Concrete	74
7. 6 Prestressed tensioning and grouting.....	76
7. 7 Quality acceptance	79
Appendix A Test method for tensile properties of ultra-high performance concrete	83
Appendix B Measurement method for prestress loss during tensioning stage	87
Appendix C Inspection rules for prestressed steel wire strands	92
Appendix D Inspection rules for anchorage, clamps and connectors.....	94
本 Explanation of wording	96
List of Quoted Standards	97

1 总则

1.0.1 为在超高性能混凝土连接预制装配式框架的设计、施工及验收中，贯彻执行国家的技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量，制定本规程。

【条文说明】超高性能混凝土连接预制装配式框架结构具有如下创新性优势：

（1）装配式结构节点连接采用后浇超高性能混凝土，节点区域结构性能优异，形成“强节点，弱构件”的构造；

（2）预制柱连接可取消灌浆套筒，施工简便，质量安全可靠，提高了现场施工建造效率。

1.0.2 本规程适用于抗震设防烈度为 8 度及 8 度以下地区的超高性能混凝土连接预制装配式框架结构的设计、施工及验收。

【条文说明】对于装配式混凝土结构的适用范围，国家现行标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 和《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 均限定为抗震设防烈度为 8 度及 8 度以下地区。

装配式混凝土框架可应用于框架结构、框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构和支撑-框架结构等结构体系。本规程主要给出了超高性能混凝土连接预制装配式框架在各种结构体系中应用的基本规定以及框架梁、框架柱和梁柱连接节点设计、制作、施工及验收等相关规定。

1.0.3 超高性能混凝土连接预制装配式框架结构的设计、施工及验收除应符合本规程外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

【条文说明】在进行该结构体系的设计与施工时，除符合本规程规定外，尚应符合国家现行标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、《混凝土结构设计标准》GB/T 50010、《混凝土结构工程施工规范》GB 50666、《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231，现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3、《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 及《预应力混凝土结构设计规范》JGJ 369 等的有关规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 超高性能混凝土 ultra-high Performance Concrete (UHPC)

以水泥、矿物掺合料等活性粉末材料以及细骨料、外加剂、高强度微细钢纤维或有机合成纤维和水等原料生产的,兼具超高抗渗性能和力学性能的纤维增强水泥基复合材料,英文简称 UHPC。

2.1.2 超高性能混凝土连接预制装配式框架结构 ultra-high performance concrete connected prefabricated frame structure

采用超高性能混凝土连接而成的预制装配整体式混凝土框架,简称超高性能连接框架,包括超高性能混凝土连接预制装配式框架和超高性能混凝土连接预制预应力装配式框架。

【条文说明】通过在钢筋搭接的区域浇筑超高性能混凝土 (ultra-high performance concrete) 而实现的钢筋搭接连接方式。

编制组完成了一系列针对预制柱纵向钢筋、预制梁纵筋采用基于 UHPC 搭接连接以及预应力筋粘结锚固的框架节点的抗震性能试验研究。结果表明,在满足搭接长度 $15d$ 的情况下,节点连接具有良好的受力性能,可保证预制构件之间以及预制构件与现浇构件之间的可靠连接。UHPC 节点能实现强节点弱构件的设计原则,在梁端出现塑性铰,可采用与现浇混凝土框架结构相同的方法进行结构分析和设计。

利用超高性能混凝土的强锚固性能,在构件连接节点区内实现梁柱普通钢筋搭接及预应力筋锚固的湿连接装配整体式框架体系。

2.1.3 超高性能混凝土连接预应力预制装配式框架 ultra-high performance concrete connected prefabricated prestressed fabricated frame

采用超高性能混凝土连接而成的预制预应力装配整体式混凝土框架,简称超高性能连接预应力框架。预应力框架包含预制预应力框架、后张法预应力框架和混合配预应力框架。

【条文说明】预制混凝土构件是指在工厂或现场预先生产制作的混凝土构件,简称预制构件。本标准后文中,预制混凝土柱简称预制柱,预制混凝土梁简称预制梁。

预应力装配式混凝土框架的混凝土叠合梁全部采用非预应力预制梁时,梁柱连接应

施加后张预应力筋；混凝土叠合梁采用预应力预制梁时，梁柱连接可不施加后张预应力筋。

2.1.4 预制预应力框架 prefabricated prestressed frame

全部或部分框架梁采用预应力预制叠合梁，框架柱采用预制混凝土柱或现浇混凝土柱，构件连接不施加后张预应力形成的装配式混凝土框架。

2.1.5 后张法预应力框架 post-tensioned prestressed frame

框架梁采用非预应力预制叠合梁，框架柱采用预制混凝土柱或现浇混凝土柱，并通过后张预应力筋形成的装配式混凝土框架。

2.1.6 混合配预应力框架 hybrid prestressed frame

全部或部分框架梁采用预应力预制叠合梁，框架柱采用预制混凝土柱或现浇混凝土柱，并通过施加后张预应力连接形成的装配式混凝土框架。

2.1.7 超高性能混凝土连接 ultra-high performance concrete connection

构件连接节点区采用超高性能混凝土后浇，预制梁普通钢筋、预应力筋在节点区锚固，预制柱普通钢筋在节点区搭接的连接方式。

2.1.8 非预应力预制混凝土构件 non-prestressed component

在工厂或现场预先制作的混凝土构件，预制构件仅含有非预应力筋或钢筋焊接网，包括预留后张预应力孔道。简称非预应力构件。

2.1.9 预应力预制混凝土构件 precast prestressed component

钢绞线以预张紧或后张紧的方式置于预制构件中。简称预应力构件，包括先张法预应力构件和后张法预应力构件和混合配预应力构件。

【条文说明】预应力混凝土构件可实现更大跨高比并抵抗混凝土开裂。钢绞线以预张紧或后张紧的方式置于构件中。通常将预应力筋用作主要受力筋，而将非预应力筋或钢筋焊接网用作次要钢筋。

2.1.10 先张法预应力构件 prestressed component by pretensioning

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预制混凝土构件。

2.1.11 后张法预应力构件 post-tensioned prestressed components

在构件混凝土达到规定强度后，通过张拉预应力钢筋并在构件上锚固而建立预加应力的预制混凝土构件。

2.1.12 混合配预应力构件 hybrid prestressed components

先后通过两次张拉预应力钢筋并在构件上锚固而建立预加应力的预制混凝土构件。

2.1.10~2.1.12【条文说明】使用先张法生产预应力构件时，首先将钢绞线张紧，然后布置预埋件、钢筋和其他附件，最后在模板内浇筑混凝土，待混凝土养护达到设计强度后，混凝土与预应力钢绞线粘结成整体，切断钢绞线，预应力由钢绞线通过粘结力和机械咬合力传递至混凝土。随后，构件脱模后放置于堆场存放。

后张法预应力主要用于大跨受弯构件，预应力筋通常绑在钢筋笼上，然后放置模板中。对于截面高度不大的使用单束预应力筋的构件，可用垫枕来调整预应力筋的位置。锚具放置在预应力钢筋的两端，以保证对构件产生预压应力。在混凝土浇筑完成并养护达到设计强度后，张拉钢绞线并以机械锚具约束。此时，预应力已经传递至构件上，然后可以脱模并放置于堆场存放。

在某些情况下，先张法和后张法可结合使用。这种方法可用于可承受张拉应力的模板或张拉支座不能承受全部预应力的情况。

在这种情况下，大部分的力是通过先张钢绞线施加的，待预制构件脱模后，通过后张钢束施加剩余的预应力达到设计值。这种方法也可用于水平浇筑、垂直使用的预应力板上。因为，某些情况下，如果对在模板中水平浇筑的板施加全部预应力会引起开裂，此时可待脱模垂直放置后，通过后张一部分预应力来避免以上开裂现象。先张法和后张法可结合使用时，应同时考虑锚固区的空间限制和以上两个步骤的额外成本。

2.1.13 有粘结预应力 bonded prestressing

预应力筋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。

2.1.14 无粘结预应力 unbonded prestressing

预应力筋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。

2.1.15 缓粘结预应力 retard-bonded prestressing

用缓凝粘合剂和高密度聚乙烯护套涂包的预应力钢筋，在混凝土达到规定强度后，通过张拉缓粘结预应力钢筋并在结构上锚固而建立预加应力，缓粘结材料固化后在缓粘结预应力钢筋和混凝土之间形成粘结作用的一种预应力。

2.1.16 型钢支撑连接法 connection method of steel support

在预制上柱底部预埋型钢，用于预制柱连接时承担上柱自重的预制柱连接方法。

2.2 符号

2.2.1 材料性能

f_c	——	混凝土轴心抗压强度设计值；
$f_{cu,k}$	——	超高性能混凝土立方体抗压强度标准值；
f_{Uck} 、 f_{Uc}	——	超高性能混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；
f_{Utk} 、 f_{Ut}	——	超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值
f_y 、 f'_y	——	普通钢筋抗拉、抗压强度设计值；
f_y	——	垂直穿过结合面钢筋抗拉强度设计值；
f_{py}	——	预应力筋抗拉强度设计值；
f_{ptk}	——	预应力筋极限强度标准值；
f_{cc}	——	约束区混凝土强度；
f_{yv}	——	封闭箍筋或螺旋箍筋抗拉强度设计值；
E_s 、 E_p	——	普通钢筋、预应力筋弹性模量。

2.2.2 作用和作用效应

N	——	轴向力设计值；
S	——	荷载组合的效应设计值；
S_{Eh}	——	水平地震作用组合的效应设计值；
S_{Ev}	——	竖向地震作用组合的效应设计值；
S_{Ehk}	——	水平地震作用效应标准值；
S_{Evk}	——	竖向地震作用效应标准值；
S_{Gk}	——	永久荷载效应标准值；
S_{wk}	——	风荷载效应标准值；
V_{jd}	——	持久设计状况下接缝剪力设计值；
V_{jdE}	——	地震设计状况下接缝剪力设计值；
V_{mua}	——	被连接构件端部按实配钢筋面积计算的斜截面受剪承载力设计值；

V_d	——	持久设计状况下接缝剪力设计值；
V_u	——	持久设计状况下接缝受剪承载力设计值；
V_{uE}	——	地震设计状况下接缝受剪承载力设计值；
N_{pe}	——	穿过节点的预应力筋合力，考虑预应力筋的有利作用，先张预应力筋、不穿过节点的后张预应力筋取 0。
σ_{pu}	——	无粘结预应力筋的应力设计值；
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；
$\Delta\sigma_p$	——	无粘结预应力筋的应力增量；
q_u 、 q_b 、 q_s	——	梁中有、无粘结预应力筋、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；

2.2.3 几何参数

B	——	建筑平面宽度；
L	——	建筑平面长度；
A_{cl}	——	叠合梁端截面后浇混凝土叠合层截面面积；
A_k	——	各键槽的根部截面面积之和，按后浇键槽根部截面和预制键槽根部截面分别计算并取二者的较小值；
A_{sd}	——	垂直穿过结合面所有钢筋的面积，包括叠合层内的纵向钢筋；
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；
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；
x	——	等效矩形应力图形的混凝土受压区高度；
h_p	——	无粘结预应力筋到梁截面受压边缘的距离；
a'_s	——	受压钢筋到梁截面受压边缘的距离；

A_p	——	穿过结合面的无粘结预应力筋总截面面积；
A_{svj}	——	核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋各肢的全部截面面积；
h_{b0}	——	框架梁截面有效高度，节点两侧梁截面高度不等时取平均值；
d	——	钢筋直径；
A_{sv}	——	配置在同一箍筋间距内的横向钢筋全部截面面积；
l_b	——	普通钢筋锚固长度。

2.2.4 计算系数及其他

$\alpha_{\max}$	——	水平地震影响系数最大值；
γ_{RE}	——	承载力抗震调整系数；
γ_0	——	结构重要性系数；
Δ_μ	——	楼层层间最大位移；
η_j	——	接缝受剪承载力增大系数；
ψ_w	——	风荷载组合系数；
ψ	——	折减系数；
γ_{Eh}	——	水平地震作用分项系数；
γ_{Ev}	——	竖向地震作用分项系数；
γ_G	——	永久荷载分项系数；
γ_w	——	风荷载分项系数。

【条文说明】符号主要根据现行国家标准《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083、《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ 132、《建筑结构可靠度统一标准》GB 50068、《建筑结构荷载规范》GB 50009，并结合本标准中的内容给出。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 采用超高性能连接框架的房屋，其最大适用高度应满足表 3.1.1 的要求，并应符合下列规定：

- 1 当结构中竖向构件全部为现浇且楼盖采用叠合梁板时，房屋的最大适用高度可按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中的规定采用。
- 2 对于特别不规则的结构，其最大适用高度宜比表内数值降低 20%。

表 3.1.1 超高性能框架结构建筑的最大适用高度（m）

结构体系	抗震设防烈度		
	6 度	7 度	8 度
框架结构	60	50	40
框架-现浇剪力墙结构	130	120	100
框架-现浇核心筒结构	150	130	100
钢支撑-框架结构	95	85	70

注：房屋高度指室外地面到主要屋面的高度，不包括局部突出屋顶的部分

【条文说明】本条采用超高性能连接预制装配式框架的各类结构体系的适用高度参照国家现行标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231、《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 及《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定确定，并根据各类建筑抗震设防特点、要求进行了适当调整。

超高性能混凝土连接预制装配式框架，节点连接性能优于常规装配整体式框架（通过后浇普通混凝土、钢筋套筒连接等方式），本标准不再相对提高适用高度；实际工程应用中，可综合考虑结构布置、成本、施工工期要求、生产和施工水平等因素进行选用。

对于框架-现浇抗震墙结构及框架-现浇核心筒结构中的框架部分，当其节点及接缝性能低于现浇结构时，其最大适用高度应予以降低。对于框架与抗震墙部分均采用装配式的结构，研究、应用较少，本标准未涉及。

“特别不规则”的定义可参照现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 有关条文说明。特别不规则的结构有较明显的抗震薄弱部位，采用本条中各类结构时降低其

适用高度。

采用钢支撑-预应力框架结构体系时，除本标准有关规定外，应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 有关要求。

3.1.2 采用超高性能连接框架的高层房屋结构高宽比不宜超过表 3.1.2 的规定。

表 3.1.2 超高性能连接框架高层结构适用的最大高宽比

结构类型	抗震设防烈度	
	6 度、7 度	8 度
框架结构	4	3
框架-现浇剪力墙结构	6	5
框架-现浇核心筒结构	7	6
钢支撑-框架结构	5	4

【条文说明】装配整体式高层结构适用的最大高宽比参照现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 及现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定给出。

对于钢支撑-框架结构适用的最大高度比参照其最大高度控制原则，不宜超过钢筋混凝土框架结构和钢筋混凝土框架-剪力墙结构二者最大适用高宽比的平均值。

3.1.3 采用超高性能连接框架的结构抗震设计，应根据抗震设防类别、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。标准设防类结构的抗震等级应符合表 3.1.3 的规定。

1 标准设防类建筑中，采用钢支撑-超高性能连接框架结构时，钢支撑框架部分的抗震等级应比无钢支撑框架部分提高一个等级，无钢支撑框架部分的抗震等级按钢筋混凝土框架结构的规定确定。

2 其它抗震设防类别和特殊场地类别下的建筑应符合《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231、《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 等国家现行相关标准中对抗震措施进行调整的规定。

表 3.1.3 丙类预应力框架结构的抗震等级

结构体系		抗震设防烈度							
		6 度		7 度			8 度		
框架结构	高度（m）	≤24	>24	≤24	>24		≤24	>24	
	框架	四	三	三	二		二	一	
	大跨度框架	三		二			一		
框架-现浇剪力墙结构	高度（m）	≤60	>60	≤24	25~60	>60	≤24	25~60	>60
	框架	四	三	四	三	二	三	二	一
	剪力墙	三		三	二		二	一	
框架-现浇核心筒结构	框架	三		二			一		
	核心筒	二		二			一		

注:1 接近或等于高度分界时,应允许结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级;

2 大跨度框架指跨度不小于 18m 的框架。

【条文说明】采用超高性能连接框架时,其破坏模式、耗能机制与现浇框架类似,结构的抗震等级按照现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 中的规定确定。

3.1.4 超高性能连接框架设计内容应符合现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001、《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 和《混凝土结构通用规范》GB 55008 的规定。

3.1.5 超高性能连接框架设计应包括短暂设计状况、持久设计状况、地震设计状况和偶然设计状况,并应符合下列规定:

1 各种设计状况均应进行承载能力极限状态设计。持久设计状况尚应进行正常使用极限状态设计;短暂设计状况、地震设计状况宜进行正常使用极限状态设计。

2 进行承载能力极限状态设计时,持久设计状况和短暂设计状况应采用作用的基本组合,偶然设计状况应采用作用的偶然组合,地震设计状况应采用作用的地震组合。

3 进行正常使用极限状态设计时,短暂设计状况的作用组合应符合本标准的有关规定,持久设计状况的作用组合应符合现行国家标准《混凝土结构设计标

准》GB/T 50010 的有关规定，地震设计状况的作用组合应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定。

【条文说明】针对超高性能连接预应力和非预应力装配式框架的结构特点，在现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001 的基础上，补充了超高性能连接框架在短暂设计状况、地震设计状况要进行正常使用极限状态设计的规定，其中短暂设计状况的正常使用极限状态需进行构件的挠度、裂缝宽度验算，地震设计状况需进行层间位移角验算。残余层间位移角指结构停止振动时的层间位移与对应层高的比值，其大小可反映建筑结构的损伤状态、震后修复的难易程度和费用高低、结构震后的自复位能力。

3.1.6 楼盖、屋盖应具有足够的面内刚度和整体性，并应采取措施保证楼盖、屋盖与结构中的主承重构件有可靠连接。对采用装配整体式框架的结构，楼盖、屋盖宜采用叠合楼盖、叠合屋盖；对多层结构的楼盖、屋盖，可采用全预制楼盖、屋盖。

3.1.7 超高性能连接框架中的框架柱宜为预制多层柱或预制通高柱，框架梁应为预制梁或叠合梁。

【条文说明】对于超高性能连接框架，构件连接位置可以在节点核心区、梁端及柱层间等位置，而将节点和预制柱一同预制能保证节点的质量，并提高装配施工效率。通高柱是指高度与结构高度相同的整根预制柱，通常称“一柱到顶”。当结构高度较大、或受运输条件、起吊机械限制时，可优先选用多层柱替代通高柱。

3.1.8 采用超高性能连接框架的结构，其构件的承载力抗震调整系数取值应符合现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 的规定；节点和接缝的承载力抗震调整系数可取为 0.85。

3.1.9 超高性能连接框架采用抗震性能化设计时，除应符合本标准的规定外，尚应符合国家现行标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定。当采用新型节点形式时，宜进行抗震性能试验验证。

【条文说明】本标准在理论分析、试验研究和工程实践基础上，对超高性能连接框架设计作出规定。本条中新型节点形式指本标准规定之外的节点形式，建议进行抗震性能试验验证。

3.1.10 当发生可能遭遇的爆炸、撞击、罕遇地震等偶然事件及人为失误时，采

用超高性能连接框架的结构应保持整体稳固性,不应出现与起因不相称的破坏后果。当发生火灾时,结构应能在规定的时间内保持承载力和整体稳固性。

【条文说明】本条根据现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001 的要求,对采用超高性能连接框架的结构的整体稳固性作出了相应规定。

3.1.11 预制构件制作、运输、堆放和吊装过程中,应采取防止预制构件损伤、污染、构件端部锚具松脱和预留孔道防变形及堵塞的措施。

【条文说明】预制构件一般需要经过脱模、起吊、厂内搬运、厂内堆放、运输到现场、现场堆放和吊装连接等施工过程。整个施工过程中,需要做好预制构件的保护,避免其缺棱掉角、开裂、预埋件脱落、锚具松脱和预留孔洞堵塞等。预制构件在制作、运输和吊装过程中产生的外观缺陷和超过尺寸允许偏差的构件,应及时修补,并重新检查验收。本标准涉及的预制构件,尤其是混合配预应力框架中框架梁、框架柱的预留预埋数量多、精度要求高,成品保护尤其重要。

3.1.12 预应力混凝土构件应采取保证钢筋、预应力筋与混凝土材料在各种工况下协同工作性能的设计和施工措施。

【条文说明】钢筋混凝土构件、预应力混凝土构件是由普通钢筋、预应力筋与混凝土材料有机结合形成的结构构件,两种材料的协同工作是混凝土结构的基本要求,必须采取可靠、适宜的设计措施和施工措施予以保证。

对于钢筋混凝土构件和有粘结预应力混凝土结构构件,普通钢筋、预应力筋(束)的表面形状或表面处理、变形能力、设计指标取值以及与混凝土的粘结与锚固性能等,均会影响钢筋、预应力筋与混凝土的共同工作,比如钢筋的锚固长度、连接区段及搭接长度等,必须满足规定的性能要求;对于无粘结预应力混凝土构件,从设计和施工角度,预应力筋的保护及锚固措施对结构或结构构件的协同工作性能都十分重要。

3.1.13 当施工过程中进行混凝土结构构件的钢筋、预应力筋代换时,应符合设计规定的构件承载能力、正常使用、配筋构造及耐久性能要求,并应取得设计变更文件。

【条文说明】本条规定了施工过程中进行普通钢筋、预应力筋代换的技术规定,比现行标准的强制性条文更加全面和严格。普通钢筋、预应力筋代换均应满足等强代换的原则;除此之外,尚应综合考虑不同钢筋(预应力筋)牌号、直径、束型的差异对构件混凝土保护层厚度、钢筋(预应力筋)锚固性能、普通钢筋搭接性能、钢筋(预应力筋)间距以及最小配筋率、裂缝验算、抗震性能等的影响。同时,明确提出了钢筋(预应力筋)代

换应当取得设计单位的设计变更文件。

3.1.14 预应力筋的张拉控制应力和预应力损失的计算应按现行国家标准《预应力混凝土结构设计规范》JGJ 369-2016 的规定计算确定。

3.2 材料

(I) 混凝土、钢筋和钢材

3.2.1 混凝土、钢筋和钢材的力学性能指标和耐久性要求等应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 和《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。

【条文说明】装配式结构中所采用的混凝土、钢筋、钢材的各项力学性能指标，以及结构混凝土材料的耐久性能的要求，应分别符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010、《钢结构设计标准》GB 50017 的相应规定。装配式混凝土框架结构中的预制次梁与预梁主梁的连接常采用预埋钢节点锚板，或者采用钢次梁与预制主梁的水平结构方案，对于采用的钢材提出应满足《钢结构设计标准》GB 50017 的相应规定。

3.2.2 非预应力构件的混凝土强度等级不宜低于 C30；预应力构件的混凝土强度等级不宜低于 C40，且不应低于 C30；现浇混凝土的强度等级不应低于 C30。

【条文说明】预应力筋的强度很高，而且预应力混凝土结构构件承受一定的预压应力，故对混凝土强度等级提出一定的要求。参考国内外的应用经验，规定混凝土强度等级不应低于 C30。对于梁、柱等预应力构件，由于构件内平均预压应力和锚固区应力较高，出于技术和经济方面的考虑，一般采用 C40 或以上强度等级的混凝土；采用更高强度的预应力钢筋（ $f_{ptk} \geq 2230\text{Mpa}$ ）时，预应力构件的混凝土强度可以采用 C50 或 C55 强度等级的混凝土；当需要控制混凝土的收缩变形或降低楼盖混凝土强度等级以方便施工时，也可采用强度等级低于 C40 的混凝土，但应对正常使用极限状态下构件的最大压应力和承载能力极限状态下锚固区混凝土的局部受压承载力进行验算。

3.2.3 预应力混凝土结构的普通钢筋应按下列规定选用：

- 1 纵向受力钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRB600、HRB400E、HRB500E、HRB600E 等热轧带肋钢筋，箍筋宜选用 HPB300、HRB400 和 HRB500 钢筋。
- 2 普通钢筋采用套筒灌浆连接和浆锚搭接连接时，钢筋应采用热轧带肋钢筋。

【条文说明】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。

1、推广 400MPa、500MPa、600MPa 级高强钢筋作为纵向受力的主导钢筋。

2、箍筋用于抗剪、抗扭及抗冲切设计时，其抗拉强度设计值受到限制，不宜采用强度高于 400MPa 级的钢筋。当用作约束混凝土的间接钢筋（如连续螺旋配箍或封闭焊接箍）时，其高强度可以得到充分发挥，采用 500MPa 级钢筋具有一定的经济效益。

普通钢筋采用热轧钢筋，也有利于提高构件的延性，从抗裂的角度来说，普通钢筋采用变形钢筋比采用光面钢筋好，故宜采用变形钢筋。

钢筋套筒灌浆连接接头和浆锚搭接连接接头，主要适用于现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中所规定的热轧带肋钢筋。热轧带肋钢筋的肋，可以使钢筋与灌浆料之间产生足够的摩擦力，有效地传递应力，从而形成可靠的连接接头。

3.2.4 抗震等级为一级、二级、三级的框架、斜撑构件、板柱的柱和暗梁，其非预应力纵向受力钢筋的抗震性能指标，应符合现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 的规定。

【条文说明】对一级、二级、三级抗震等级的框架，规定其普通纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25，这是为了保证当构件某个部位出现塑性铰以后，塑性铰处有足够的转动能力与耗能能力；同时还规定了屈服强度实测值与标准值的比值，以实现强柱弱梁、强剪弱弯所规定的内力调整。其性能指标取值依据国家标准《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》GB/T 1499.2-2018 规定的钢筋抗震性能指标提出，凡钢筋产品标准中带 E 编号的钢筋，均属于符合抗震性能指标。

3.2.5 钢筋焊接网应符合现行国家标准《钢筋混凝土用钢筋焊接网》GB/T 1499.3 和行业标准《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》JGJ 114 的规定。

【条文说明】采用钢筋焊接网片的形式有利于节省材料、方便施工、提高工程质量。随着建筑工业化的推进，应鼓励推广预制混凝土构件中配筋采用钢筋专业化加工配送的方式。

3.2.6 预制构件的吊环应采用未经冷加工的 HPB300 级钢筋或 Q235B 圆钢制作。吊装用内埋式螺母或吊杆的材料应符合现行国家相关标准及产品应用技术文件的规定。

【条文说明】为了达到节约材料、方便施工、吊装可靠的目的，并避免外露金属件的锈蚀，预制构件的吊装方式宜优先采用内埋式螺母或吊杆，其材料应根据相应的产品标准和应用技术文件选用。

(II) 预应力材料

3.2.7 预应力预制构件用预应力筋和框架梁、框架柱连接用的后张预应力筋，应采用高强低松弛钢绞线，其性能应符合现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 的规定。框架柱连接用预应力筋也可采用螺纹钢筋，其性能应符合现行国家标准《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T 20065 的规定。

3.2.8 混凝土结构用预应力筋应具有符合工程结构在承载能力极限状态和正常使用极限状态下需求的强度和延伸率。

3.2.9 采用的预应力钢绞线抗拉强度标准值应具有不小于 95%的保证率，其强度设计值取值应按现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 的规定。常用钢绞线规格和力学性能应符合表 3.2.9 的规定。

表 3.2.9 常用预应力筋规格

预应力筋 种类	钢绞线公称 直径 (mm)	钢绞线公称 面积 (mm ²)	极限强度标 准值 f_{ptk} (N/mm ²)	应力腐蚀性能 试验时间 h	
				有粘结预应力筋、 先张法预应力筋	缓粘结预应力筋、 无粘结预应力筋
1×7	15.2	140	1860~2460	最小值 5.0h 中值 ≥ 8.0h	最小值 2.0h 中值 ≥ 5.0h
	17.8	191			
	21.6	285			
1×19	21.8	313			
	28.6	532			

注：1 符合现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 力学性能规定要求的钢绞线都可制成先张法或后张法预应力筋供工程使用，但在使用时必须测定其相应粘结锚固性能。

2 经供需双方同意，可采用表中所列规格及强度级别以外的预应力钢绞线，应依据现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 及《预应力混凝土用钢材试验方法》GB/T 21839 出具相应型式检验报告，检验项目及应符合附录 C 规定。

3 应力腐蚀试验按 GB/T 21839 的规定执行，在实际最大力 F_{ma} 的 80% 时，钢绞线在溶液 A 内腐蚀试验时间应按标准规定的不同裂缝控制等级选用。

4 采用高延性预应力钢绞线的最大力总伸长率不应小于 9.0%；中等延性预应力钢绞线的最大力总伸长率不应小于 7.5%；其它类型预应力钢绞线应满足现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 的规定。

【条文说明】近年来，强度标准值达 2360N/mm² 的预应力钢绞线已经批量生产和供应，现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 也给出了这一强度级别的力学性能。另外，经供需双方同意，可采用表中所列规格及强度等级以外的预应力钢绞线制作不同粘结工艺的预应力筋，同时，作为新产品生产应依据《预应力混凝土用钢绞线》GB/T

5224 及《预应力混凝土用钢材试验方法》GB/T 21839 规定出具相应型式检验报告，报告检验项目包括不但限于以下内容：表面质量、每米钢绞线重量、捻距、钢绞线直径、钢绞线的中心钢丝直径加大比、钢绞线伸直性、整根钢绞线最大力、0.2%屈服力、0.2%屈服力与整根钢绞线实际最大力的比值、最大力总伸长率、弹性模量、疲劳性能、偏斜拉伸、应力松弛性能、应力腐蚀性能。

由于缓粘结或无粘结预应力筋内部钢绞线外涂缓粘结材料或油脂和外包护套，因此钢绞线较难受到侵蚀。同时，随着制造工艺水平的提高，应力腐蚀试验时间能满足更高耐腐蚀性要求。在预应力筋护套不受损的情况下，整根缓粘结或无粘结预应力筋仅在锚固区有部分钢绞线外露。由于缓粘结材料固化后、或封锚防腐措施下，整根预应力筋在使用阶段的性能受影响较小。鉴于以上几点原因，缓粘结或无粘结预应力混凝土结构构件受环境影响的主要部分为普通钢筋，故构件的裂缝控制等级可与普通混凝土结构相近。按本标准规定的钢绞线应力腐蚀性能-试验时间指标，在按一级或二级抗裂设计时，裂缝控制要求与《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中预应力构件三级抗裂要求一致，故要求应力腐蚀试验时间统一按《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 中最小值 2.0h、中值 $\geq 5.0h$ ，且不再按强度级别分档；按三级抗裂设计时，考虑裂缝限值放宽至与普通混凝土结构要求基本一致，故要求应力腐蚀试验时间提高至最小值 5.0h、中值 $\geq 8.0h$ ，以保证缓粘结或无粘结预应力混凝土耐久性。

3.2.10 缓粘结预应力钢绞线性能应符合现行行业标准《缓粘结预应力钢绞线》JG/T 369 的有关规定；缓凝胶粘剂应符合现行行业标准《缓粘结预应力钢绞线专用粘合剂》JG/T 370 的有关规定。

【条文说明】缓粘结材料初始粘度、固化后的拉伸剪切强度、弯曲强度、抗压强度，固化后耐久性等应符合现行国家行业标准《缓粘结预应力钢绞线专用粘合剂》JG/T 370 的规定。

3.2.11 无粘结预应力筋性能应符合现行行业标准《无粘结预应力钢绞线》JG/T 161 的有关规定。

3.2.12 预应力筋用锚具、夹具和连接器的性能，应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的有关规定，无粘结预应力筋-锚具组装件尚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 的规定。

【条文说明】直接承受动力荷载并需进行疲劳验算的无粘结预应力混凝土结构，应特别重视受拉区混凝土拉应力限制值的选择及锚具的疲劳强度，选用的锚具应具有防松脱装

置。

3.2.13 预应力筋-锚具组装件静载锚固性能应符合下列规定：

- 1 组装件实测极限抗拉力不应小于母材实测极限抗拉力的 95%；
- 2 组装件总伸长率不应小于 2.0%。

3.2.14 预应力成孔用波纹管的性能应符合现行行业标准《预应力混凝土用金属波纹管》JG/T 225、《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》JT/T 529 的规定。

（III）超高性能混凝土

3.2.15 超高性能混凝土除应符合本标准外，尚应符合现行国家标准《活性粉末混凝土》GB/T 31387 的相应要求，且钢纤维体积掺量不应小于 2.0%。

【条文说明】本条文规定了装配式框架结构连接用超高性能混凝土原材料的要求和制备方法。其原材料及制备方法应满足现行国家标准《活性粉末混凝土》GB/T 31387 规定的活性粉末混凝土组分中胶凝材料、骨料、外加剂、钢纤维、拌合用水等原材料和制备方法的要求。为了保证装配式框架结构连接部位特别是节点核心区的延性，规定钢纤维体积率不应小于 2.0%。

3.2.16 超高性能混凝土强度等级应按立方体抗压强度标准值确定。立方体抗压强度标准值系指按标准方法制作、养护的边长为 100mm 立方体试件，在 28d 或设计规定龄期以标准试验方法测得的具有 95%保证率的抗压强度标准值。

3.2.16~3.2.17 【条文说明】超高性能混凝土强度等级由立方体强度标准值确定，立方体抗压强度标准值 $f_{Ucu,k}$ 是超高性能混凝土各种力学指标的代表值。混凝土强度等级的保证率为 95%：按混凝土强度总体分布的平均值减去 1.645 倍标准差的原则确定。立方体抗压强度标准试件采用按照标准方法制作、养护的边长为 100mm 立方体试件，与现行国家标准《活性粉末混凝土》GB/T 31387 规定的立方体抗压强度试验的标准试件尺寸一致。对于自然养护超高性能混凝土，试验龄期应为 28d；对于高温蒸压养护类超高性能混凝土，龄期应为 7d。

装配式框架连接用超高性能混凝土强度等级不应低于 UC120。

3.2.17 超高性能混凝土立方体立方体抗压强度标准值 $f_{Ucu,k}$ ，轴心抗压强度标准值 f_{Uck} 应按表 3.2.17 采用。

表 3.2.17 超高性能混凝土轴心抗压强度标准值 (N/mm²)

强度	强度等级				
	UC120	UC140	UC160	UC180	UC200
$f_{\text{Ucu,k}}$	120	140	160	180	200
f_{Uck}	84	98	112	126	140

3.2.18 超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值 f_{Utk} 宜由试验确定，试验方法可按附录 A，当无试验数据时，可按式 (3.2.18-1) 计算典型参数下的超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值，所计算的轴心抗拉强度标准值见表 3.2.18。

$$f_{\text{Utk}} = f_{t0,k} (1 + \alpha_f \lambda_f) \quad (3.2.18-1)$$

$$\lambda_f = \rho_f l_f / d_f \quad (3.2.18-2)$$

式中： α_f ——钢纤维对抗拉强度的影响系数，可取 0.15；

λ_f ——钢纤维含量特征参数；

ρ_f ——钢纤维体积率；

l_f ——钢纤维长度；

d_f ——钢纤维直径。

表 3.2.18 典型参数下超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm²，钢纤维长径比 65)

强度等级 钢纤维体积掺量	UC120	UC140	UC160	UC180	UC200
1.5	6.5	7.5	8.6	9.7	10.8
2.0	6.7	7.9	9.0	10.1	11.2
3.0	7.3	8.5	9.7	10.9	12.1
4.0	7.8	9.1	10.5	11.8	13.1

【条文说明】超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值 f_{Utk} 宜由试验确定，试验试件为狗骨式拉伸试件，具体实验方法可参考瑞士规范《Ultra-High Performance Fibre Reinforced Cement-based composites (UHPRC)》。超高性能混凝土的轴拉性能可根据单轴拉伸试验分为应变软化型、低应变硬化型和高应变硬化型。当弹性极限抗拉强度不小于抗拉强度标准值，且极限抗拉强度不小于 0.7 倍抗拉强度标准值时，可归为应变软化型；当弹性极限抗拉强度不小于抗拉强度标准值，且极限抗拉强度不小于 1.1 倍抗拉强度标准值时，可归为低应变硬化型；弹性极限抗拉强度不小于抗拉强度标准值，且极限抗拉强度不小于 1.2 倍抗拉强度标准值时，可归为高应变硬化型。

3.2.19 超高性能混凝土强度设计值应根据式 (3.2.19-1) 和 (3.2.19-2) 计算取值。

$$f_{Uc} = f_{Uck} / \gamma_{Uc} \quad (3.2.19-1)$$

$$f_{Ut} = f_{Utk} / (K \gamma_{Uc}) \quad (3.2.19-2)$$

式中： γ_{Uc} ——材料分项系数。对于房屋和一般构筑物中的超高性能混凝土，取为 1.4；

K ——纤维取向系数；整体纤维取向系数可取 1.25，局部纤维取向系数可取 1.75；

f_{Uc} 、 f_{Ut} ——超高性能混凝土的轴心抗压强度、轴心抗拉强度设计值。

【条文说明】超高性能混凝土单轴受压应力-应变关系（图 3.1）可按下列式确定：

$$\sigma_{Uc} = f_{Uc} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] \quad (\varepsilon_c < \varepsilon_0) \quad (3-1)$$

$$\sigma_c = f_{Uc} \quad (\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \quad (3-2)$$

$$n = 1.2 - 0.001(f_{Ucu,k} - 100) \quad (3-3)$$

$$\varepsilon_0 = 0.0025 + 0.5 \times (f_{Ucu,k} - 100) \times 10^{-5} \quad (3-4)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0042 - 0.3 \times (f_{Ucu,k} - 100) \times 10^{-5} \quad (3-5)$$

式中： σ_c ——超高性能混凝土压应变为 ε_c 时的应力；

$f_{Ucu,k}$ ——超高性能混凝土立方体抗压强度标准值；

ε_0 ——超高性能混凝土峰值应力 f_c 对应的压应变；

ε_{cu} ——超高性能混凝土极限压应变，当处于轴心受压时取为 ε_0 。

超高性能混凝土单轴受拉的应力-应变关系（图 3.2）可按下列式确定：

$$\sigma_t = E_{Uc} \varepsilon_c \quad (\varepsilon_t < \varepsilon_{t0}) \quad (3-6)$$

$$\sigma_t = f_{Ut} \quad (\varepsilon_{t0} < \varepsilon_t < \varepsilon_{tp}) \quad (3-7)$$

$$\sigma_t = f_{Ut} + 0.15 f_{Ut} \frac{(\varepsilon_{tp} - \varepsilon_t)}{\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{tp}} \quad (\varepsilon_{tp} < \varepsilon_t < \varepsilon_{tu}) \quad (3-8)$$

式中： σ_t ——超高性能混凝土拉应变为 ε_t 的拉应力；

ε_{t0} ——超高性能混凝土拉应力达到 f_t 时的拉应变，取值为 f_t / E_{Uc} ；

ε_{tp} ——超高性能混凝土拉应力开始随应变增加而减小时的拉应变。宜根据试验确定，当无试验数据时，可取 $\varepsilon_{tp} = 0.001 \alpha_s (-1.27 \lambda_f^2 + 5.61 \lambda_f - 3.26)$ ；

ε_{tu} ——超高性能混凝土的极限拉应变。宜根据试验确定，当无试验数据时，可取

$$\varepsilon_{tu} = 0.003 (-0.49 \lambda_f^2 + 2.24 \lambda_f - 0.79)；$$

α_s —— 端钩纤维影响系数，对端钩纤维，取为 1.30，对平直钢纤维，取为 1.0。

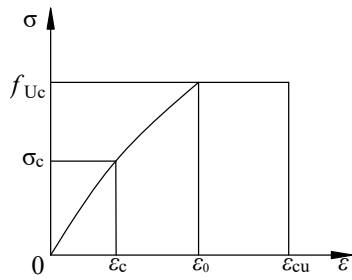


图 3.1 超高性能混凝土单轴受压的应力-应变关系

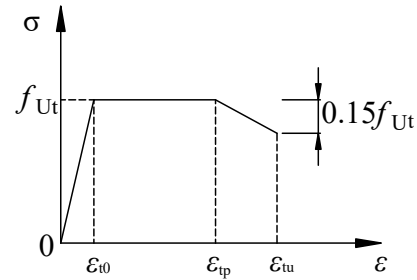


图 3.2 超高性能混凝土单轴受拉的应力-应变关系

3.2.20 超高性能混凝土受压和受拉的弹性模量 E_{Uc} 应按表 3.2.20 采用或按式 (3.2.20) 计算。超高性能混凝土剪切变形模量 G_{Uc} ，可按相应弹性模量值的 0.40 倍取值。超高性能混凝土泊松比可按 0.20 采用。

表 3.2.20 超高性能混凝土的弹性模量 (N/mm²)

强度等级	UC120	UC140	UC160	UC180	UC200
E_{Uc}	4.29	4.52	4.71	4.86	5.00

$$E_{Uc} = \frac{10^5}{1.5 + \frac{100}{f_{Ucu,k}}} \quad (3.2.20)$$

3.2.21 当温度在 0℃ 到 100℃ 范围内时，超高性能混凝土的热工参数可按表 3.2.21 取值：

表 3.2.21 超高性能混凝土热工参数

线膨胀系数 α_c	导热系数 λ	比热容 c
$1.1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$	18.5 kJ/ (m·h·°C)	1.3kJ/ (kg·°C)

3.2.22 超高性能混凝土的徐变应变 ε_{cc} 可按式 (3.2.22) 计算。

	$\varepsilon_{cc} = \phi \sigma_{cp} / E_{ct}$	(3.2.22-1)
	$\phi = \phi_{\infty} \frac{(t-t_0)^{0.6}}{(t-t_0)^{0.6} + 10}$	(3.2.22-2)

式中： ϕ ——	徐变系数；
ϕ_{∞} ——	徐变系数终值，可参考表 3.2.22 取值；
σ_{cp} ——	持续工作应力；
t_0 ——	加载龄期；
E_{ct} ——	加载时刻的弹性模量，宜通过试验予以确定。当无试验数据时，

		可根据加载时的弹性模量按式（3.2.20）近似计算。
--	--	----------------------------

表 3.2.22 超高性能混凝土的徐变系数终值

加载龄期	徐变系数终值 ϕ_{∞}	
	常温保湿养护	湿热养护
4d	1.80	0.50
7d	1.70	0.48
14d	1.50	0.42
28d	1.20	0.30

3.2.23 超高性能混凝土塌落度不宜小于 650mm，且应符合现行行业标准《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283 的规定。

【条文说明】对于装配式框架结构连接用超高性能混凝土宜采用自然养护方式，因此要求连接用超高性能混凝土宜具备早期强度高、流动性好、收缩率小等特性。可实现快速施工，避免界面新旧混凝土出现收缩裂缝。

3.3 作用及作用效应组合

3.3.1 超高性能连接框架结构的作用及作用组合应根据国家现行标准《工程结构通用规范》GB 50001、《建筑结构荷载规范》GB 50009、《混凝土结构设计标准》GB/T 50010、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3、《预应力混凝土结构抗震设计标准》JGJ/T 140 和《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 等确定。

【条文说明】对装配式结构进行承载能力极限状态和正常使用极限状态验算时，荷载和地震作用的取值及其组合均应按国家、行业现行相关标准执行。

3.3.2 超高性能连接框架结构进行承载能力极限状态计算时，对持久设计状态、短暂设计状态和地震设计状态，当用内力的形式表达时，结构构件应采用下列承载能力极限状态表达式：

	$\gamma_0 S \leq R$		(3.3.2-1)
式中： γ_0 ——	结构重要性系数，按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定选用；		
S ——	承载能力极限状态下作用组合的效应设计值，按现行国家标准		

	《建筑结构荷载规范》GB 50009 和《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定进行计算；
R ——	结构构件的抗力设计值。

1 预制构件施工验算时作用组合的效应设计值应按下列公式计算：

	$S = \alpha \gamma_G S_{G1k}$	(3.3.2-2)
式中： s ——	脱模吸附系数或动力系数。脱模吸附系数：宜取 1.5，也可根据构件和模具表面状况适当增减，复杂情况，宜根据试验确定；动力系数：构件吊运、运输时宜取 1.5，构件翻转及安装过程中就位、临时固定时，可取 1.2，当有可靠经验时，可根据实际受力情况和安全要求适当增减；	
γ_G ——	永久荷载分项系数，应按本标准规定采用；	
S_{G1k} ——	按预制构件自重荷载标准值计算的荷载效应值。	

2 预制构件安装就位后施工时作用组合的效应设计值应按下列公式计算：

	$S = \gamma_G S_{G1k} + \gamma_G S_{G2k} + \gamma_Q S_{Qk}$	(3.3.2-3)
式中：		
S_{G2k} ——	按叠合层自重荷载标准值计算的荷载效应值；	
γ_Q ——	可变荷载分项系数，应按本标准规定采用；	
S_{Qk} ——	按施工活荷载标准值 Q_k 计算的荷载效应值。	

3 主体结构各构件使用阶段作用组合的效应设计值应按下列情况进行计算：

1) 由可变荷载控制的效应设计值应按下列公式进行计算：

	$S = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} S_{Gjk} + \gamma_{Q1} \gamma_{L1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \phi_{Ci} S_{Qik}$	(3.3.2-4)
式中： γ_{Gj} ——	第 j 个永久荷载的分项系数，应按本标准规定采用；	
γ_{Q1} ——	第 1 个可变荷载的分项系数，其中 γ_{Q1} 为主导可变荷载 Q_1 的分项系数，应按本标准规定采用；	
γ_{Li} ——	第 i 个可变荷载考虑设计使用年限的调整系数，其中 γ_{L1} 为主导可变荷载 Q_1 考虑设计使用年限的调整系数；	
S_{Gjk} ——	按第 j 个永久荷载标准值 G_{jk} 计算的荷载效应值；	
S_{Qik} ——	按第 i 个可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值，其中 S_{Q1k} 为诸可变荷载效应中起控制作用者；	

ϕ_{ci}	——	第 i 个可变荷载 Q_i 的组合值系数；
m	——	参与组合的永久荷载数；
n	——	参与组合的可变荷载数。

2) 永久荷载效应控制的组合应按下列式进行计算：

		$S = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} S_{Gjk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \phi_{ci} S_{Qik}$	(3.3.2-5)
式中：	γ_{Gj}	——	第 j 个永久荷载的分项系数，应按本标准规定采用；
	ϕ_{ci}	——	第 i 个可变荷载 Q_i 的组合值系数。

注：1 基本组合中的效应设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况；

2 当对 S_{Q1k} 无法明显判断时，应轮次以各可变荷载效应作为 S_{Q1k} ，并选取其中最不利的荷载组合的效应设计值。

4 施工阶段临时支撑的设置应考虑风荷载的影响。

3.3.3 对于正常使用极限状态，超高性能连接框架的结构构件应分别按荷载的准永久组合并考虑长期作用的影响或标准组合并考虑长期作用的影响，采用下列极限状态设计表达式进行验算：

		$S \leq C$	(3.3.3-1)
式中：	S	——	正常使用极限状态荷载组合的效应设计值；
	C	——	结构构件达到正常使用要求所规定的变形、应力、裂缝宽度和自振频率等的限值。

主体结构各构件的荷载标准组合的效应设计值和准永久组合的效应设计值，应按下列式确定：

1) 荷载标准组合的效应设计值

$$S = \sum_{j=1}^m S_{Gjk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \phi_{ci} S_{Qik} \quad (3.3.3-2)$$

2) 准永久组合的效应设计值

		$S = \sum_{j=1}^m S_{Gjk} + \sum_{i=1}^n \phi_{qi} S_{Qik}$	(3.3.3-3)
式中：	ϕ_{qi}	——	可变荷载的准永久值系数。

3.3.4 基本组合的荷载分项系数，应按下列规定采用：

1 永久荷载：当对结构不利时，不应小于 1.3；当对结构有利时，不应大于 1.0。

2 预应力：当对结构不利时，不应小于 1.3；当对结构有利时，不应大于 1.0。

3 可变荷载：

1) 对标准值大于 4kN/m^2 的工业房屋楼面结构的活荷载, 当对结构不利时不应小于 1.4; 当对结构有利时, 应取为 0。

2) 其他情况, 当对结构不利时不应小于 1.5; 当对结构有利时, 应取为 0。

4 对结构的倾覆、滑移或漂浮验算, 荷载的分项系数应满足现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定。

【条文说明】进行施工、使用两个阶段承载力极限状态设计时遵照有关规范。本规程体系施工时预制梁、板下应有可靠支撑, 预制柱应有斜撑。施工阶段的风荷载由施工临时措施解决。

3.3.5 超高性能连接框架结构的结构构件的地震作用效应和其它荷载效应的基本组合应按下式计算:

	$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \psi_w \gamma_w S_{wk}$		(3.3.5)
式中: S_E	——	结构构件的地震作用和其它作用组合的效应设计值 (N 或 N·mm) ;	
γ_G	——	重力荷载分项系数, 一般情况应采用 1.3, 当重力荷载效应对构件承载力有利时, 不应大于 1.0;	
γ_{Eh}	——	水平地震作用分项系数, 应采用 1.4;	
γ_w	——	风荷载分项系数, 应采用 1.5;	
S_{GE}	——	重力荷载代表值的效应;	
S_{Ehk}	——	水平地震作用标准值的效应, 尚应乘以相应的增大系数或调整系数;	
S_{wk}	——	风荷载标准值的效应;	
ψ_w	——	风荷载组合值系数, 一般结构取 0.0, 风荷载起控制作用的建筑应采用 0.2。	

3.3.6 超高性能连接框架结构的结构构件的截面抗震验算, 应按下式进行计算:

$$S_E \leq R / \gamma_{RE} \quad (3.3.6)$$

式中: R	——	结构构件的地震作用和其它作用组合的效应设计值;
γ_{RE}	——	承载力抗震调整系数, 除另有规定外, 应按表 3.3.6 采用。

表 3.3.6 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
剪力墙	偏压	0.85
各类构件	受剪、偏拉	0.85

3.3.7 超高性能连接框架结构应按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定进行多遇地震作用下的抗震变形验算。

3.3.8 考虑地震作用组合的超高性能预应力框架节点核心区抗震受剪承载力,应按国家现行标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 及《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《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 有关条款的规定。

【条文说明】在预应力混凝土框架梁、柱的受剪承载力,按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中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。

4 结构设计

4.1 结构分析

(I) 一般规定

4.1.1 超高性能连接框架结构的内力和变形根据施工及使用两个阶段分别计算，且按最不利内力考虑。

1 施工阶段：预制构件内力应按简支梁或连续梁计算，预制构件可为非预应力构件和预应力构件。

2 使用阶段：内力应按连续构件计算，次梁支座可按铰接考虑。

4.1.2 超高性能连接框架的叠合梁、板施工阶段支撑应按施工情况设置，并进行构件承载力和变形验算。

4.1.1~4.1.2 【条文说明】当采用叠合梁且施工阶段梁下跨中有足够支撑时，梁按照一次受力设计，可对梁端负弯矩进行调幅，按照现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中的相关规定进行。

当采用预制梁时，通常梁可以承受施工阶段的全部荷载，梁下跨中可不设置支撑；或者采用叠合梁但梁下也不设置支撑时，在施工阶段大部分重力荷载已经施加在梁上时，但此时尚未张拉现场后张预应力，梁端为铰接，没有负弯矩。当预应力张拉完成，梁端转换为固接后，仅后期施加的荷载包括后浇面层、附加恒载、活载等会在梁端产生负弯矩，没有必要再进行调幅。

施工阶段的结构稳定可通过施工临时措施解决，也可通过预制构件自身承载能力解决。本标准体系重要价值在于叠合梁、板一般按施工阶段无支撑的叠合受弯构件设计。

4.1.3 超高性能连接框架使用阶段计算分析时可取与现浇结构相同的计算模型。

4.1.4 超高性能连接框架结构施工阶段的计算，可不考虑地震作用的影响。

4.1.5 超高性能连接框架结构使用阶段的内力计算应符合下列规定：

1 框架梁的计算跨度应取柱中心到中心的距离；

2 框架柱的计算长度和梁翼缘的有效宽度应按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定确定；

3 在竖向荷载作用下应考虑梁端塑性变形内力重分布，对梁端负弯矩进行调幅，叠合式框架梁的弯矩调幅系数可取 0.8。梁端负弯矩减小后应按平衡条件计算调幅后的跨中弯矩。

4.1.4~4.1.5 【条文说明】装配结构施工阶段计算不考虑地震作用，等同现浇装配式结构使用阶段的内力计算宜考虑弯矩调幅。

4.1.6 多遇地震和设防地震作用下，采用本标准超高性能连接框架结构的阻尼比取值可取 0.05。

【条文说明】采用超高性能混凝土连接的预应力框架结构，在同济大学与上海同吉建筑设计有限公司联合试验下，通过中节点和边节点加载试验结果，说明 UHPC 节点可实现“强节点弱构件”设计原则，塑性铰首先出现在梁端，从滞回曲线、曲线骨架可知，UHPC 节点抗震性能优于现浇节点，故阻尼比仍为 0.05。

4.1.7 超高性能连接框架结构可按现浇混凝土框架结构进行设计。内力和变形计算时，应计入填充墙对结构刚度的影响。

4.1.8 构件、截面或各种计算单元的受力-变形本构关系宜符合实际受力情况。缓粘结预应力筋与普通混凝土和 UHPC 间的粘结应力-滑移本构关系可按下列规定确定，曲线特征参数宜根据试验取值，若无试验，可按下列公式计算：

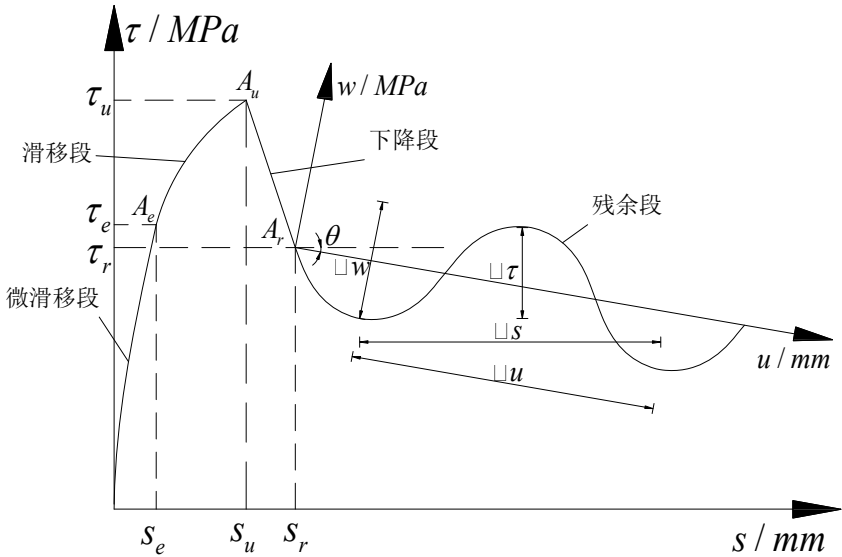


图 4.1.8 缓粘结预应力钢绞线粘结-滑移本构模型

微滑移段	$\tau = \tau_e \left(\frac{s}{s_e} \right)^{\alpha_1}$	$s_e \leq s \leq s_u$	(4.1.8-1)
------	---	-----------------------	-----------

滑移段	$\tau = (\tau_u - \tau_e) \left(\frac{s - s_e}{s_u - s_e} \right)^{\alpha_2} + \tau_e$	$0 \leq s \leq s_e$	(4.1.8-2)
下降段	$\tau = \tau_u + \frac{\tau_r - \tau_u}{s_r - s_u} (s - s_u)$	$s_u \leq s \leq s_r$	(4.1.8-3)
残余段	$w = \frac{\Delta w}{2} \sin\left(\frac{u}{\Delta u} 2\pi + \pi\right)$	$s \geq s_r$	(4.1.8-4)
	$w = \tau_r + \frac{\tau - \tau_r}{\cos \theta} + (s - s_r) \sin \theta - (\tau - \tau_r) \sin \theta \tan \theta$		(4.1.8-5)
	$u = (s - s_r) \cos \theta - (\tau - \tau_r) \sin \theta$		(4.1.8-6)
	$\Delta w = \Delta \tau \cos \theta$		(4.1.8-7)
	$\Delta u = \Delta s / \cos \theta$		(4.1.8-8)

式中：

τ_e 、 τ_u 、 τ_r ——弹性点、峰值点和残余点对应的粘结应力；

s_e 、 s_u 、 s_r ——弹性点、峰值点和残余点所对应的自由端滑移；

$\Delta \tau$ ——残余段所有周期粘结应力幅值的平均值；

Δs ——残余段所有周期自由端滑移幅值的平均值；

θ ——残余段局部坐标系与原坐标系 x 轴之间的夹角；

α_1 、 α_2 ——不大于 1 的常数。

$\tau_e = [0.096 \times (-1.115 \frac{c}{d} + 5.2) \times (1.453 \frac{d}{L_{cb}} + 0.008) \times (1.84 \frac{L_{tb}}{d} + 0.423) + 0.667] \sqrt{f_{ck}}$	(4.1.8-9)
$\tau_u = [0.122 \times (-1.367 \frac{c}{d} + 5.872) \times (1.584 \frac{d}{L_{cb}} - 0.139) \times (-0.018 \frac{L_{tb}}{d} + 6.828) + 0.96] \sqrt{f_{ck}}$	(4.1.8-10)
$\tau_r = 0.72 \tau_u$	(4.1.8-11)
$s_e = 0.313 \frac{c}{d} + 0.477 \frac{d}{L_{cb}} - 0.056 \frac{L_{tb}}{d} - 0.2$	(4.1.8-12)
$s_u = 0.53 \frac{c}{d} + 1.572 \frac{d}{L_{cb}} - 0.048 \frac{L_{tb}}{d} + 0.2$	(4.1.8-13)

$s_r = 6.72$	(4.1.8-14)
$\Delta\tau = 0.223\tau_u$	(4.1.8-15)
$\Delta s = 11.57$	(4.1.8-16)
$\theta = 0.0156 \frac{180}{\pi} \tau_u$	(4.1.8-17)

式中：

d ——缓粘结钢绞线直径；

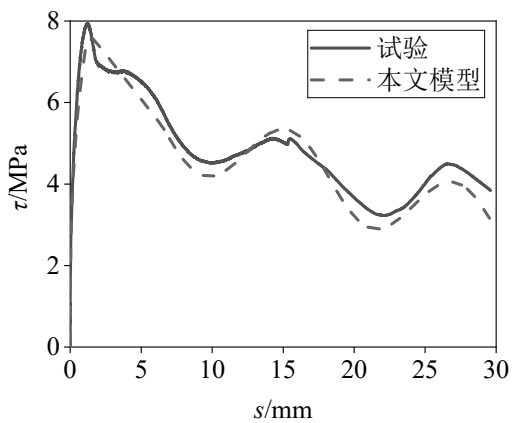
c ——缓粘结预应力筋外边缘与混凝土外边缘的保护层厚度；

L_{cb} ——缓粘结预应力筋与混凝土的粘结长度；

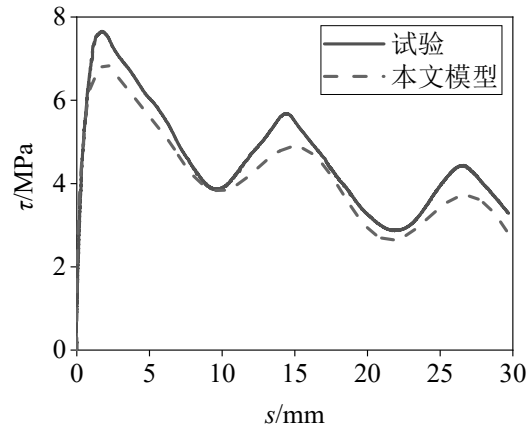
L_{tb} ——缓粘结预应力筋不与混凝土粘结的长度；

f_{ck} ——普通混凝土轴心抗压强度标准值，对于 UHPC, f_{ck} 采用 UHPC 轴心抗压强度标准值 f_{Uck} 。

【条文说明】建议的缓粘结预应力筋与混凝土之间的粘结-滑移本构关系是通过同济大学开展的缓粘结预应力筋与普通混凝土和超高性能混凝土间的粘结锚固性能试验，经统计分析后提出的一般形式。采用建议缓粘结预应力筋与混凝土之间的粘结-滑移本构关系计算的粘结-滑移曲线与试验结果吻合较好，如图 1 所示。影响缓粘结预应力筋粘结-滑移本构关系的因素很多。因此，在条件许可的情况下，建议通过试验测定表达式中的参数。



(a) FS1C5L20



(b) FS1C5L42

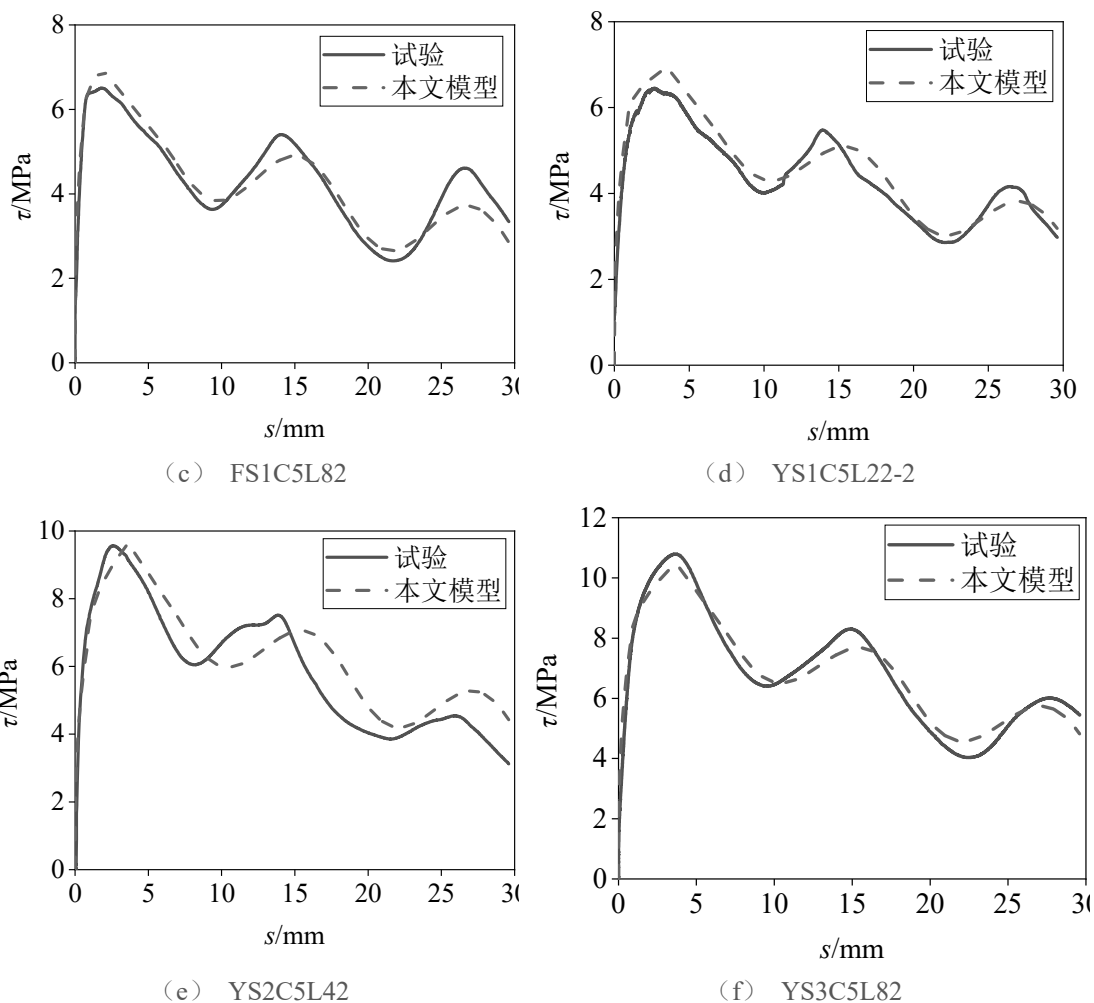


图1 建议缓粘结预应力筋粘结-滑移本构计算结果与试验结果对比

4.1.9 超高性能连接框架结构构件正截面的裂缝控制等级分为下述三级：

1 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；

2 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；

3 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 4.1.10 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；

4 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 4.1.10 规定的最大裂缝宽度值限制。

4.1.10 超高性能连接框架结构构件应根据现行国家标准《混凝土结构设计标准》

GB/T 50010 的环境类别，按表 4.1.10 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 4.1.9 超高性能连接框架结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值（mm）

环境类别		三级抗裂	二级抗裂		一级抗裂
			Ⅱ类	Ⅰ类	
一		0.30（0.40）	0.20	-	-
二	a	0.20	0.10	-	-
	b	0.20	-	-	-
三		0.20	-	-	-

- 注：1 对于年平均相对湿度小于 60%地区一类环境下的受弯构件，其最大裂缝宽度限值可采用括号内的数值。
- 2 表中的规定适用于采用缓粘结或无粘结预应力筋的预应力混凝土构件。按本标准第 3.2.9 条规定的应力腐蚀试验，一级或二级抗裂设计时，采用的钢绞线在溶液 A 内腐蚀试验时间应满足最小值 2.0h、中间值 $\geq 5.0h$ ，三级抗裂设计时，应力腐蚀试验时间应满足最小值 5.0h、中间值 $\geq 8.0h$ 。当采用其他类别的预应力时其裂缝控制要求可按专门标准确定。
- 3 在一类环境下，对缓粘结或无粘结预应力混凝土双向板体系，应按二级Ⅰ类裂缝控制等级进行验算；对一类环境下的缓粘结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缓粘结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；
- 4 表中规定的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；
- 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。

4.1.11 超高性能连接框架结构构件，应根据本标准第 4.1.10 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：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (4.1.11-1)$$

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：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (4.1.11-2)$$

在荷载准永久组合下构件受拉边缘应力宜符合下列规定：

$$\sigma_{cq} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (4.1.11-3)$$

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：

$$\omega_{\max} \leq \omega_{\lim} \quad (4.1.11-4)$$

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：

$$\sigma_{\text{cq}} - \sigma_{\text{pc}} \leq f_{\text{tk}} \quad (4.1.11-5)$$

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：

		$\omega_{\max} \leq \omega_{\lim}$	(4.1.11-6)
式中：	$\sigma_{\text{ck}}、\sigma_{\text{cq}}$	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；	
	$\omega_{\max}$	按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度，按本标准第 4.1.12 条计算；	
	$\omega_{\lim}$	最大裂缝宽度限值按本标准第 4.1.10 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（4.1.11-1）至公式（4.1.11-5）中的 σ_{pc} 应乘以系数 0.9。

4.1.9~4.1.11【条文说明】本标准将裂缝控制等级划分为一级、二级 I 类、二级 II 类和三级，设计人员应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《混凝土结构设计标准》GB/T 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。已在试验中验证，由于缓粘结或无粘结预应力筋内部钢绞线外涂缓粘结材料或油脂和外包护套，因此钢绞线较难受到侵蚀。同时，随着制造工艺水平的提高，应力腐蚀试验时间能满足更高耐腐蚀性要求。在预应力筋护套不受损的情况下，整根缓粘结或无粘结预应力筋仅在锚固区有部分钢绞线外露，锚固区对整根构件在使用阶段的性能影响较小。鉴于以上几点原因，缓粘结或无粘结预应力混凝土结构构件受环境影响的主要部分为普通钢筋，故构件的裂缝控制等级可与普通混

混凝土结构相近。缓粘结或无粘结预应力结构按普通混凝土结构对裂缝控制做适当放松时，本标准相应明确钢绞线应力腐蚀性能-试验时间指标，在按一级或二级抗裂设计时，裂缝控制要求与现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中预应力构件三级抗裂要求一致，故要求应力腐蚀试验时间统一按现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 中最小值 2.0h、中值 $\geq 5.0\text{h}$ ，且不再按强度级别分档；按三级抗裂设计时，考虑裂缝限值放宽至与普通混凝土结构要求基本一致，故要求应力腐蚀试验时间提高至最小值 5.0h、中值 $\geq 8.0\text{h}$ ，以保证缓粘结或无粘结预应力混凝土耐久性。

4.1.12 在矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面的超高性能连接结构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：

		$\omega_{\max} = \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_{\text{sk}}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right)$	(4.1.12-1)
		$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_{\text{sk}}}$	(4.1.12-2)
		$d_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i}$	(4.1.12-3)
		$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s + A_p}{A_{\text{te}}}$	(4.1.12-4)
式中：	α_{cr}	构件受力特征系数，按表 4.1.12-1 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纵向受拉钢筋的等效应力，按本标准第 4.1.13 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 $\rho_{\text{te}} < 0.01$ 时，取 $\rho_{\text{te}} = 0.01$ ；	
	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）；
d_i	——	受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径（mm）；缓粘结材料固化后，直径取为 $\sqrt{n_1 d_{p1}}$ ，其中 d_{p1} 为单根缓粘结预应力筋的公称直径， 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，取为缓粘结预应力筋数；
v_i	——	受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数，按表 4.1.12-2 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 4.1.12-1 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 4.1.12-2 钢筋的相对粘结特性系数

钢筋类别	普通钢筋		缓粘结预应力筋
	光面钢筋	带肋钢筋	
v_i	0.7	1.0	0.5

4.1.13 在荷载标准组合下，超高性能连接框架结构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

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k - N_{p0} \pm N_2}{A_p + A_s} \quad (4.1.13-1)$$

2 受弯构件

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k \pm M_2 - N_{p0}(z - e_p) - N_2(z - \frac{h}{2} + a)}{(A_p + A_s)z} \quad (4.1.13-2)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (4.1.13-3)$$

$$e = \frac{M_k \pm M_2 + N_{p0}e_p + N_2(\frac{h}{2} - a)}{N_{p0} + N_2} \quad (4.1.13-4)$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \quad (4.1.13-5)$$

3 偏心受拉构件

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k \pm M_2 + (N_k \pm N_2)(z - \frac{h}{2} + a) - N_{p0}(z - e_p)}{(A_p + A_s)z} \quad (4.1.13-6)$$

$$e = \frac{M_k \pm M_2 + N_{p0}e_p - (N_k \pm N_2)(\frac{h}{2} - a)}{N_{p0} - (N_k \pm N_2)} \quad (4.1.13-7)$$

式中 z 、 γ'_f 的取值同 (4.1.13-3)、(4.1.13-5)。

4 偏心受压构件

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k \pm M_2 - (N_k \pm N_2)(z - \frac{h}{2} + a) - N_{p0}(z - e_p)}{(A_p + A_s)z} \quad (4.1.13-8)$$

$$e = \frac{M_k \pm M_2 + N_{p0}e_p + (N_k \pm N_2)(\frac{h}{2} - a)}{N_{p0} + (N_k \pm N_2)} \quad (4.1.13-9)$$

式中 z 、 γ'_f 的取值同 (4.1.13-3)、(4.1.13-5)。

	$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk})W_0$	(4.1.13-10)
式中： A_p ——	受拉区纵向缓粘结预应力钢筋截面面积：对轴心受拉构件，取全部纵向缓粘结预应力钢筋截面面积；对受弯构件，取受拉区纵向缓粘结预应力钢筋截面面积；	
z ——	受拉区纵向普通钢筋和缓粘结预应力筋合力点至截面受压区合力点的距离；	
e_p ——	计算截面混凝土法向预应力等于零时全部纵向缓粘结预应力和普通钢筋的合力 N_{p0} 的作用点至受拉区纵向缓粘结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 ——	由预加力在缓粘结预应力混凝土超静定结构中产生的次弯矩；	
N_2 ——	由预加力在缓粘结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（4.1.13-5）中，当 $h'_f > 0.2h_0$ 时，取 $h'_f = 0.2h_0$ 。
-----------------	---

注：在公式（4.1.13-2）、（4.1.13-4）、（4.1.13-7~9）中，当 M_2 与 M_k 的作用方向相同时取加号；当 M_2 与 M_k 的作用方向相反时取减号。在公式（4.1.13-1）、（4.1.13-6~9）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。

4.1.12~4.1.13 【条文说明】参考现行国家规定，具体给出了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。

参考现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 给出裂缝计算公式，在计算受拉区纵向受拉非预应力钢筋的等效直径时，预应力筋按束计算其公称直径。缓粘结预应力筋的粘结特性系数取 0.5，与有粘结预应力钢绞线相同。缓粘结预应力筋与混凝土粘结性能的美国标准试验（STSB）结果显示，相比于有粘结预应力钢绞线，缓粘结预应力筋加载端 1mm 滑移时的粘结力高出约 35%。此外，缓粘结与有粘结预应力混凝土梁的静力对比试验结果显示，两者裂缝分布相似，缓粘结预应力混凝土梁裂缝较多，且裂缝宽度较小。鉴于以上试验结果，可以认定缓粘结预应力筋与混凝土粘结作用优于有粘结预应力钢绞线，因此缓粘结预应力筋的粘结特性系数可与有粘结钢绞线相同。

（II）弹性分析

4.1.14 采用超高性能连接框架的各类结构，弹性分析方法可用于正常使用极限状态和承载能力极限状态的作用效应的分析，预应力框架应计入预应力次内力的影响。

4.1.15 在持久设计状况、短暂设计状况及地震设计状况的多遇地震作用下，进行结构弹性分析时，采用满足本标准相关规定的超高性能连接框架梁柱节点、柱-基础节点、柱-柱节点、梁-梁节点，在计算模型中可假定为刚性节点。

【条文说明】对于各类形式的超高性能连接框架，试验结果表明，在多遇地震和风荷载对应的层间位移角限值范围内，可以近似按照刚性节点进行分析。

4.1.16 结构整体弹性分析时，可根据实际情况采取刚性楼板假定或弹性楼板假定。

1 当采用叠合梁且采用现浇楼板或叠合楼板时，可假定楼盖在其自身平面内为无限刚性，梁刚度可计入翼缘作用予以增大，增大系数可根据翼缘情况取为 1.3~2.0。

2 当预制楼板与预制梁通过铰接相连,且无后浇整浇层时,可不考虑楼板的刚度贡献,梁刚度增大系数可取 1.0。

3 当采用弹性楼板假定时,应考虑梁与弹性板变形协调。

【条文说明】当采用叠合楼板和叠合梁时,梁板通过后浇层连为整体,计算结构内力及变形时,可采用刚性楼板假定,此时应考虑翼缘作用对梁刚度进行放大,梁刚度放大系数可按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中规定的受弯构件有效翼缘计算宽度折算。采用全预制楼板时,楼板与预制梁的连接不一定能保证完全抗剪连接,即梁板水平交界面可能发生开裂滑移,因此可不考虑楼板与梁共同工作,即梁刚度增大系数取 1.0。

(III) 弹塑性分析

4.1.17 下列情况下,采用超高性能连接预应力框架的各类结构宜使用符合工程实际的弹塑性整体分析模型进行结构分析:

- 1 设防地震或罕遇地震作用下结构变形计算及性能评估;
- 2 结构抗连续倒塌设计与分析。

4.1.18 下列结构应进行罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变形验算:

- 1 7 度和 8 度时,楼层屈服强度系数小于 0.5 的框架结构;
- 2 甲类建筑的钢筋混凝土结构;
- 3 高度大于 150 米的结构;
- 4 采用隔震和消能减震设计的结构。

4.1.19 采用弹塑性静力或弹塑性动力分析应符合下列规定:

1 地震作用应符合国家现行标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 和《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 的规定,其他荷载与作用应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定;

- 2 构件的几何尺寸和配筋、材料等应按设计实际结果取用;
- 3 应根据实际情况考虑 P- Δ 效应或几何非线性影响;
- 4 结构阻尼比取 0.05。

4.1.20 当超高性能连接框架结构采用抗震性能化设计时,应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定。当采用新型节点形式时,宜采用可靠的有限元模型进行非线性弹塑性分析

并进行试验验证。

【条文说明】本条中新型节点形式指本标准规定之外的节点形式，建议进行抗震性能试验验证。

(IV) 防连续倒塌分析

4.1.21 超高性能连接框架的抗连续倒塌可采用局部加强法、拉结构件法或拆除构件法分析设计，并应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定。

4.1.22 进行防连续倒塌设计时，宜对后张预应力框架梁和框架柱进行预应力筋长期应力监测。当应力值出现异常时，应及时分析原因并进行处理。

4.1.17~4.1.22 【条文说明】同济大学与上海同吉建筑工程设计有限公司等单位共同联合开展了“基于 UHPC 连接的预制预应力框架结构抗震性能试验及理论研究”。针对 UHPC 连接预制构件节点，分别预制了 6 个框架中节点和 3 个框架边节点，同时制作了 1 个现浇中节点和 1 个现浇边节点，从试验加载破坏结果来看：（1）UHPC 节点核心区损伤轻微，发生梁端弯曲破坏，现浇节点发生节点核心区破坏；（2）说明 UHPC 节点能实现强节点弱构件的设计原则；（3）从滞回曲线、骨架曲线可知，UHPC 节点抗震性能优于现浇节点。试验结果表明：取消套筒连接，柱纵筋在 UHPC 节点核心区搭接、梁纵筋和钢绞线在核心区锚固的构造是可靠的。

同时，主编单位也进行了“基于 UHPC 连接的预制预应力框架弹塑性动力分析及损伤评估”，并进行了相应模型验证：模型 1 “基于 UHPC 连接的预制先张预应力框架”、模型 2 “基于 UHPC 连接的预制先张预应力框架”和模型 3 “基于 UHPC 连接的预制共张预应力框架”。IDA 分析及地震易损性分析结果：（1）IDA 分析结果表明，基于 UHPC 连接的预制预应力框架具有更好的抗震性能，在防止倒塌性能状态性能较现浇框架提高了 18~21%。（2）易损性分析结果表明，当 PGA=1.5g 时，基于 UHPC 连接的预制预应力框架抗倒塌能力优于现浇预应力框架，UHPC 连接的预制框架的倒塌概率较现浇框架减小了 26%~29%；UHPC 连接的预制框架较现浇框架抗倒塌安全储备系数提高了 25%~27%。

4.2 结构变形控制

4.2.1 在风荷载或多遇地震作用下，结构楼层内最大弹性层间位移应符合下列规

定：

		$\Delta u_e \leq [\theta_e] H$	(4.2.1)
式中：	Δu_e	——风荷载标准值或多遇地震作用标准值产生的楼层内最大弹性层间位移；计算时，除以弯曲变形为主的高层建筑外，可不扣除结构整体弯曲变形；应计入扭转变形，各作用分项系数均采用1.0；钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度；	
	$[\theta_e]$	——弹性层间位移角限值，宜按表 4.2.1 采用；	
	H	——计算楼层层高。	

表 4.2.1 采用预应力框架的结构的弹性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_e]$
框架结构	1/550
框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构	1/800

4.2.2 在罕遇地震作用下，结构的薄弱层（部位）弹塑性层间位移应符合下列规定：

		$\Delta u_p \leq [\theta_p] H$	(4.2.2)
式中：	Δu_p	——弹塑性层间位移；	
	$[\theta_p]$	——弹塑性层间位移角限值，可按表 4.2.2 采用；当框架柱轴压比小于 0.40 时，可提高 10%；当框架柱全高的箍筋构造比现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 规定的体积配箍率大 30% 时，可提高 20%，但累计不超过 25%；	
	H	——薄弱层楼层高度或单层厂房上柱高度。	

表 4.2.2 采用超高性能连接框架结构的弹塑性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_p]$
框架结构	1/50
框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构	1/100

4.3 楼盖结构

4.3.1 楼盖应符合下列规定：

- 1 高层结构中宜采用叠合楼板；
- 2 屋面层和平面受力复杂的楼层宜采用现浇楼板，当采用叠合楼板时，楼板的后浇混凝土叠合层厚度不应小于 100mm，且后浇层内应采用双向通长配筋，钢筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 200mm。
- 3 多层结构中，应符合本规程第 5 章中的相关规定。

4.4 预制构件设计

4.4.1 预制构件分为非预应力预制混凝土构件和预应力预制混凝土构件，并应根据持久设计状况、短暂设计状况、地震设计状况和偶然设计状况最不利情况进行材料性能、截面尺寸、配筋等确定，并应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定。

4.4.2 预制构件可采用预应力预制构件和非预应力预制构件。预应力预制构件可采用先张法预应力构件、后张法预应力构件和混合配预应力预制构件。其中，后张法预应力构件可按粘结形式采用有粘结预应力、无粘结预应力及缓粘结预应力构件。

【条文说明】叠合结构的预制构件在施工时可以作为模板，在结构成型后参与整体的受力。对于叠合梁而言，其预制梁部分若能满足施工时的载荷与变形要求则可以在施工时不需要布置梁下支撑，简化施工步骤和减少人力消耗，并且有利于施工空间布置。其中，预制构件常常会施加预应力以满足构件的抗裂度以及变形要求。由于预制梁的截面尺寸有限，为防止其因为预应力作用而产生过大的反拱变形或者开裂，对其施加的预应力大小有限。所以，即使是预应力叠合梁，其虽然能满足在大跨或者重载的情况下的施工要求，但是叠合成型后的使用过程中无法满足承载能力以及变形要求。对大跨或重载的情况，若能在梁叠合成型之后施加二次预应力，令其满足在使用阶段的受力变形要求的话，则能拓宽叠合结构在该情况下的应用范围。

混合配预应力筋叠合梁是在一般预应力叠合梁叠合成型后再施加二次预应力的一种梁。相对一般的预应力叠合梁，其采用了二次预应力技术，既秉承下叠合结构预制装

配程度高、施工便捷等特点，又拥有其独特的优点。

混合配预应力筋叠合梁是采用先张法和后张法对叠合梁施加预应力，令构件满足各阶段的承载力与使用性能的需求。

通常意义上的预应力叠合梁指的是预应力预制梁在现场拼装后现浇叠合层组成的叠合梁。其相对于一般的叠合梁，在结构的受力性能上有较多优点。由于在拉区施加了预压力，因此构件的抗裂度提升，裂缝宽度受限；由于预压力的偏心作用令构件产生一定程度的反拱，其可以抵消部分自重和施工荷载作用下的挠度变形，有利于满足大跨需求以及最后的叠合梁成型控制；由于预压应力的存在，构件主拉应力减小同时也能提升抗剪性能，可以减少梁腹的厚度和梁自重，更有利于运输和现场拼装。

若待预应力叠合梁的现浇叠合层成型后对其施加二次预应力，则新形成的整个截面将参与二次预应力导致的截面应力分配，即成为同时采用先张与后张混合配筋的预应力叠合梁。采用后张法对叠合梁施加二次预应力主要有以下优点：

（1）提升构件的抗裂和抗弯能力

若预制梁由于自重和作为施工模板而承受上部结构的重量而开裂，施加二次预应力可以令原裂缝闭合或者减少原裂缝宽度。若预制梁未开裂，则二次预应力可以提升试件的开裂荷载。因为预应力能推迟裂缝的出现和限制裂缝的宽度，所以构件的刚度能有所提升。

（2）满足不同时期结构对构件的要求

预制梁的截面尺寸相对成型后的叠合梁的截面尺寸小，若直接根据最后叠合梁的设计要求对预制构件配置预应力筋和施加预应力，则可能会导致预制构件变形过大和开裂破坏。若将预应力分次施加则可以做到只令预应力预制梁满足施工时期的荷载即可，而剩余的预应力则待叠合成型之后再施加，而以此满足试用阶段的荷载要求，其对大跨和重载结构尤为适用。

（3）增强节点的连接和结构的整体性

二次预应力可以不仅是增强构件的强度，同时其还可以作为一种结构构件之间联系的一种方式。通过预应力筋将梁柱串联成一体，预应力所产生的梁柱之间的正应力能够增大节点处构件之间的摩擦力以及咬合力。在抗震方面，预应力能够提供节点处的构件间相对位移的自复位能力。

采用先张法与后张法结合的混合配预应力叠合梁因为有分次张拉的二次预应力，而相对一般的叠合梁和预应力叠合梁受力方面更具优势，但其缺点也较为明显。其主要的

缺点主要有二，分别体现在设计与施工上。相对一般预应力叠合梁的设计，还需要考虑二次预应力作用下构件的应力分布情况，设计更加精细，增加了设计难度和时间成本。在施工时，二次张拉预应力会增加施工工序和施工的复杂度，降低预制精度和施工的容错率。

鉴于混合配预应力叠合梁虽有较高的力学性能但受力较复杂的特点，宜按照受力情况，其可以分为四个阶段：（1）先张法对预制梁施加预应力；（2）预应力预制梁一次受力；（3）后张法对叠合梁施加二次预应力；（4）混合配预应力筋叠合梁整体受力。

4.4.3 预制构件的设计应符合下列规定：

- 1 对持久设计状况，应对预制构件进行承载力、变形、裂缝验算。
- 2 对地震设计状况，应对预制构件进行承载力验算。
- 3 对制作、运输和堆放、安装等短暂设计状况下的预制构件验算，应符合

现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 的相关规定。

【条文说明】应特别注意预制构件在短暂设计状况下的承载能力的验算，对预制构件在脱模、翻转、起吊、运输、堆放、安装等生产和施工过程中的安全性进行分析。这主要是由于：1）在制作、施工安装阶段的荷载、受力状态和计算模式经常与使用阶段不同；2）预制构件的混凝土强度在此阶段尚未达到设计强度。因此，许多预制构件的截面及配筋设计，不是使用阶段的设计计算起控制作用，而是此阶段的设计计算起控制作用。

4.4.4 预制构件中纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度大于 50mm 时，宜对钢筋的混凝土保护层采取有效的构造措施。

【条文说明】预制梁、柱构件由于节点区钢筋布置空间的需要，保护层往往较大。当保护层大于 50mm 时，宜采取增设钢筋网片等措施，控制混凝土保护层的裂缝及在受力过程中的剥离脱落。

4.4.5 用于固定连接件的预埋件与预埋吊件、临时支撑用预埋件不宜兼用；当兼用时，应同时满足各种设计工况要求。预制构件中预埋件的验算应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010、《钢结构设计标准》GB 50017 和《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 等有关规定。

【条文说明】预制构件吊点位置的选择应考虑吊装可靠、平稳。吊装着力点的受力区域应作局部承载验算，以确保安全，同时避免产生引起构件裂缝或过大变形的内力。

预埋件包括构件连接用预埋件、施工用预埋件、装饰装修用预埋件、设备安装用预埋件等。施工用的预埋件指临时支撑的连接件、预埋吊件等，其施工安全系数需根据现

行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 取值。

4.4.6 预制框架梁宜采用施工阶段无支撑设计。对施工阶段无支撑的框架梁，宜采用预应力预制梁。

【条文说明】预应力预制梁可以按制作条件选用先张法预应力构件或后张法预应力构件。

4.4.7 预应力预制构件中预留孔道应符合国家现行标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 和《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 的有关规定，并应符合下列规定：

- 1 孔道截面积不宜小于穿入预应力束截面积的 4.5 倍。
- 2 孔道距离构件边缘的净间距不宜小于 50mm，且不宜小于孔道外径的 50%。
- 3 多层孔道上下排布时，孔道在竖直方向的净间距不应小于孔道外径，且不宜小于粗骨料最大粒径的 1.25 倍。

【条文说明】预应力框架在现场通过后张预应力筋将梁柱拼接，预应力孔道有着至关重要的作用。本条对框架梁中预应力孔道的规格、直径及布置作出规定。

4.4.8 预制构件中，纵向钢筋、预埋螺栓、预埋吊件和预留孔道、预留孔洞之间的距离不宜小于 20mm。

4.4.9 框架柱内设置的预应力锚固区设计应符合现行行业标准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 的有关规定。

4.4.10 框架柱中预应力孔道宜与相连框架梁中的孔道内径相同。孔道距离构件边缘的净距不宜小于 50mm，且不宜小于 0.5 倍孔道直径。

【条文说明】框架预制柱中纵筋与预应力孔道、梁端连接钢筋孔道为空间垂直关系，一般不会影响混凝土的浇筑。孔道与构件边缘的净距，即为在浇筑中孔道与模具的距离，需要满足构件制作的要求。

4.5 连接设计

4.5.1 超高性能连接框架结构中，接缝的受剪承载力应符合下列规定：

- 1 持久设计状况、短暂设计状况：

$$\gamma_0 V_{jd} \leq V_u \quad (4.5.1-1)$$

2 地震设计状况：

$$V_{jdE} \leq V_{uE} / \gamma_{RE} \quad (4.5.1-2)$$

在梁、柱端部箍筋加密区及剪力墙底部加强部位，尚应符合下式要求：

		$\eta_j V_{muE} \leq V_{uE}$	(4.5.1-3)
式中： γ_0	——	结构重要性系数，安全等级为一级时不应小于 1.1，安全等级为二级时不应小于 1.0；	
V_{jd}	——	持久设计状况和短暂设计状况下接缝剪力设计值；	
V_{jdE}	——	地震设计状态下接缝剪力设计值；	
V_u	——	持久设计状况下梁端、柱端、剪力墙底部接缝受剪承载力设计值；	
V_{uE}	——	地震设计状况下梁端、柱端、剪力墙底部接缝受剪承载力设计值；	
V_{muE}	——	被连接构件端部按实配钢筋面积计算的斜截面受剪承载力设计值；	
η_j	——	接缝受剪承载力增大系数，抗震等级为一、二级取 1.2，抗震等级为三、四级取 1.1。	

4.5.2 超高性能连接框架结构中，接缝的正截面承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定。

4.5.3 预制叠合构件按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 进行计算，应考虑穿过结合面钢筋和预应力筋的作用。

4.5.4 预应力预制叠合梁端竖向接缝的受剪承载力设计值应按下列公式计算：

1 持久设计状况

$$\gamma_0 V_d \leq V_u \quad (4.5.4-1)$$

$$V_u = 0.07 f_c A_{c1} + 0.10 f_c A_k + 0.05 N_{pe} + 1.65 A_{sd} \sqrt{f_c f_y} \quad (4.5.4-2)$$

2 地震设计状况

$$V_{dE} \leq V_{uE} / \gamma_{RE} \quad (4.5.4-3)$$

$$V_{uE} = 0.04 f_c A_{c1} + 0.06 f_c A_k + 0.05 N_{pe} + 1.65 A_{sd} \sqrt{f_c f_y} \quad (4.5.4-4)$$

式中: γ_0	结构重要性系数, 安全等级为一级时不应小于 1.1, 安全等级为二级时不应小于 1.0;
γ_{RE}	承载力抗震调整系数, 按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 中表 5.4.2 取值;
V_d	持久设计状况下接缝剪力设计值;
V_{dE}	地震设计状况下接缝剪力设计值;
V_u	持久设计状况下梁端接缝受剪承载力;
V_{uE}	地震设计状况下梁端接缝受剪承载力;
f_c	预制构件混凝土轴心抗压强度设计值;
f_y	垂直穿过结合面钢筋抗拉强度设计值;
A_{cl}	叠合梁端截面后浇混凝土叠合层截面面积;
A_k	各键槽的根部截面面积 (图 4.5.4) 之和, 按后浇键槽根部截面和预制键槽根部截面分别计算并取二者的较小值;
A_{sd}	垂直穿过结合面所有钢筋的面积, 包括叠合层内的纵向钢筋;
N_{pe}	穿过节点的预应力筋合力, 考虑预应力筋的有利作用, 先张预应力筋、不穿过节点的后张预应力筋取 0。

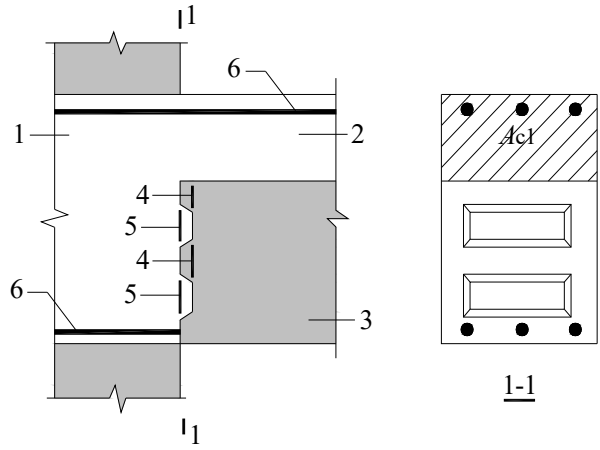


图 4.5.4 叠合梁端部抗剪承载力计算参数示意

1—后浇节点区; 2—后浇混凝土叠合层; 3—预制梁; 4—预制键槽根部截面;
5—后浇键槽根部截面; 6—叠合梁纵向钢筋

【条文说明】混凝土叠合梁端结合面主要包括框架梁与节点区的结合面、梁自身连接的结合面以及次梁与主梁的结合面等几种类型。结合面的受剪承载力的组成主要包括: 新旧混凝土结合面的粘结力、键槽的抗剪能力、后浇混凝土叠合层的抗剪能力、梁纵向钢筋的销栓抗剪作用、预应力筋的抗剪作用等。

本标准不考虑混凝土的自然粘结作用是偏安全的。取混凝土抗剪键槽的受剪承载力、后浇层混凝土的受剪承载力、穿过结合面的钢筋的销栓抗剪作用之和作为结合面的受剪承载力。地震往复作用下，对后浇混凝土叠合层和混凝土键槽的受剪承载力进行折减，参照混凝土斜截面受剪承载力设计方法，折减系数取 0.6。

研究表明，混凝土抗剪键槽的受剪承载力一般为 $(0.15 \sim 0.2)f_c A_k$ ，但由于混凝土抗剪键槽的受剪承载力和钢筋的销栓抗剪作用一般不会同时达到最大值，因此在计算公式中，对混凝土抗剪键槽的受剪承载力进行折减，取 $0.1f_c A_k$ 。抗剪键槽的受剪承载力取各抗剪键槽根部受剪承载力之和；梁端抗剪键槽数量一般较少，沿高度方向一般不会超过 3 个，不考虑群键作用。抗剪键槽破坏时，可能沿现浇键槽或预制键槽的根部破坏，因此计算抗剪键槽受剪承载力时应按现浇键槽和预制键槽根部剪切面分别计算，并取二者的较小值。设计中，应尽量使现浇键槽和预制键槽根部剪切面面积相等。

钢筋销栓作用的受剪承载力计算公式主要参照日本的装配式框架设计标准中的规定，以及国内相关试验研究结果，同时考虑混凝土强度及钢筋强度的影响。

由于目前有关预应力叠合梁结合面抗剪性能的研究较少，因此，本标准偏于安全地考虑预应力筋的作用。

4.5.5 在地震设计状况下，预制柱底水平接缝的受剪承载力设计值应按下列公式计算：

$$V_{dE} \leq V_{uE} / \gamma_{RE} \quad (4.5.5-1)$$

1 当柱受压时

$$V_{uE} = 0.8N + 1.65A_{sd}\sqrt{f_c f_y} \quad (4.5.5-2)$$

2 当柱受拉时

$$V_{uE} = 1.65A_{sd}\sqrt{f_c f_y \left[1 - \left(\frac{N}{A_{sd}f_y} \right)^2 \right]} \quad (4.5.5-3)$$

式中： f_c ——预制构件混凝土轴心抗压强度设计值；

f_y ——垂直穿过结合面钢筋抗拉强度设计值；

N ——与剪力设计值 V 相应的垂直于结合面的轴向力设计值，取绝对值进行计算；

A_{sd} ——垂直穿过结合面所有钢筋的截面面积。

【条文说明】预制柱底结合面的受剪承载力主要由新旧混凝土结合面的粘结力、粗糙面或键槽的抗剪能力、轴压产生的摩擦力、梁纵向钢筋的销栓抗剪作用或摩擦抗剪作用等组成，其中后两者为受剪承载力的主要组成部分。

当柱受压时，计算轴压产生的摩擦力时，柱底接缝灌浆层上下表面接触的混凝土均有机糙面及键槽构造，因此摩擦系数取 0.8。钢筋销栓作用的受剪承载力计算公式与现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定相同。当柱受拉时，没有轴压产生的摩擦力，且由于钢筋受拉，计算钢筋销栓作用时，需要根据钢筋中的拉应力计算结果对销栓受剪承载力进行折减。

4.5.6 梁柱节点进行截面抗震验算时，可计入有效预加力的影响；预应力筋穿过梁柱节点时，应计入预应力孔道对受剪截面有效面积的削弱影响。

4.5.7 含无粘结预应力筋的混合配预应力混凝土梁，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：

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p \quad (4.5.7-1)$$

$$\Delta\sigma_p = (258 - 584q_u - 402q_b - 324q_s)(0.815 + 2.6\frac{h}{l_0}\frac{l_2}{l_1}) \quad (4.5.7-2)$$

$$q_u = \frac{\sigma_{pe}A_{p1}}{f_c b h_{p1}} \quad (4.5.7-3)$$

$$q_b = \frac{f_{py}A_{p2}}{f_c b h_{p2}} \quad (4.5.7-4)$$

$$q_s = \frac{f_y A_s}{f_c b h_0} \quad (4.5.7-5)$$

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，本标准建议可取 $K=2.5$ ；
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}	——	有粘结预应力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；
l_1	——	连续无粘结预应力筋两个锚固端间的总长度；
l_2	——	与 l_1 相关的由活荷载最不利布置图确定的荷载跨长度之和。

【条文说明】影响无粘结预应力混凝土构件抗弯能力的因素较多，如无粘结预应力筋有效预应力的尺寸、无粘结预应力筋与普通钢筋的配筋率、受弯构件的跨高比、荷载种类、无粘结预应力筋与管壁之间的摩擦力、束的形状和材料性能等。因此，受弯破坏状态下无粘结预应力筋的极限应力必须通过试验来求得。国内所进行的无粘结预应力梁（板）试验，得出无粘结预应力筋于梁破坏瞬间的极限应力，主要与配筋率、有效预应力、钢筋设计强度、混凝土的立方体抗压强度、跨高比以及荷载形式有关，积累了宝贵的数据。

4.5.8 装配式混凝土结构中，节点及接缝处的纵向钢筋连接宜采用 UHPC 搭接连接，并根据接头受力、施工工艺等要求组合或单独选用机械连接、金属波纹管浆锚搭接连接、螺栓连接、焊接连接、绑扎搭接连接等连接方式。直径大于 20mm 的钢筋不宜采用浆锚搭接连接，直接承受动力荷载的构件纵向钢筋不应采用浆锚搭接连接。当采用机械连接时，应符合现行行业标准《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107 的规定；当采用焊接连接时，应符合现行行业标准《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18 的规定。

4.5.9 预制构件与后浇混凝土、灌浆料、座浆材料的结合面应设置粗糙面、键槽，

并应符合下列规定：

- 1 预制板与后浇混凝土叠合层之间的结合面应设置粗糙面。
 - 2 预制梁与后浇混凝土叠合层之间的结合面应设置粗糙面；预制梁端面宜设置键槽或宜设置粗糙面。键槽的尺寸和数量应按本标准的规定计算确定。
 - 3 预制柱的底部应设置键槽或宜设置粗糙面，键槽应均匀布置。柱顶应设置粗糙面。
 - 4 粗糙面的面积不宜小于结合面的 80%，预制板的粗糙面凹凸深度不应小于 4mm，预制梁端、预制柱端、预制墙端的粗糙面凹凸深度不应小于 6mm。
- 4.5.10** 预制构件纵向钢筋宜在后浇混凝土节点区直线锚固；当直线锚固长度不足时，可采用弯折、机械锚固方式，并应符合国家现行标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 和《钢筋锚固板应用技术规程》JGJ 256 的规定。
- 4.5.11** 在超高性能连接框架中，楼盖的次梁和主梁、双 T 板和主梁、空心板和主梁的连接节点宜为铰接。

4.6 框架节点设计

- 4.6.1** 超高性能连接框架应进行节点核心区抗震受剪承载力验算。框架梁柱节点核心区的剪力设计值按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 规定进行计算。
- 4.6.2** 超高性能连接框架梁柱节点核心区的受剪水平截面应满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的要求。其中 UHPC 轴心抗压强度设计值可按本标准 3.2 节取值，混凝土强度影响系数 β_c 取 1。
- 4.6.3** 超高性能连接框架梁柱节点的抗震受剪承载力应符合下列规定：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.09 f_{uc} b_j h_j + 0.05 \eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + 0.4 N_{pe} \right) \quad (4.6.3)$$

式中： N ——对应于考虑地震组合剪力设计值的节点上柱底部的轴向力设计值；当 N 为压力时，取轴向压力设计值的较小值，且当轴压比大

于 0.5 时, 取 0.5; 当 N 为拉力时, 取为 0;

A_{svj} ——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋各肢的全部截面面积;

h_{b0} ——框架梁截面有效高度, 节点两侧梁截面高度不等时取平均值;

N_{pe} ——作用在节点核心区的预应力筋总有效预加力, 对先张预应力筋、不穿过节点的后张预应力筋取零。

其中, 公式右端 $\geq 0.3f_{uc}b_jh_j$ 时, 取 $0.3f_{uc}b_jh_j$ 。

【条文说明】由于 UHPC 抗压强度极高, 显然节点受剪承载力主要由 UHPC 承担。故若仅需进行节点受剪承载力计算, 则参考现行规范形式, 将混凝土受剪贡献部分由 f_t 改为 f_{uc} 。编制组对混凝土分项系数进行拟合, 即提出上述拟合精度较好的 UHPC 节点承载力计算公式。

4.6.4 框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在框架节点核心区的锚固和搭接应符合下列要求:

1 框架中间层中间节点处, 框架梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点。贯穿中柱的每根梁纵向钢筋直径, 对于一级抗震等级的框架结构, 当柱为矩形截面时, 不宜大于柱在该方向截面尺寸的 $1/22$, 当柱为圆形截面时, 不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 $1/22$; 对一、二、三级抗震等级, 当柱为矩形截面时, 不宜大于柱在该方向截面尺寸的 $1/18$, 对圆柱截面, 不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 $1/18$ 。

2 对于框架中间层中间节点、中间层端节点、顶层中间节点以及顶层端节点, 梁、柱纵向钢筋在节点部位的锚固和搭接, 按《混凝土结构设计规范》GB/T 50010 计算。 f_{ut} 取为超高性能混凝土抗拉强度设计值。计算锚固长度足够时, 可仅进行直锚; 在计算搭接长度足够时, 柱纵向受力钢筋可在核心区内进行搭接。

【条文说明】考虑超高性能混凝土优异的粘结锚固性能, 贯穿中柱的钢筋直径限值有限放宽。梁柱纵筋在节点核心区的锚固、搭接长度, 可采用《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 计算公式进行计算, 但公式中混凝土抗拉强度设计值替换为超高性能混凝土抗拉强度设计值。

4.6.5 框架节点区箍筋的最大间距、最小直径、最小配箍特征值、最小箍筋体积配筋率宜按《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 要求采用。

5 构造设计

5.0.1 除本规程另有规定外,超高性能混凝土连接预制装配式结构可按装配式普通混凝土结构设计,超高性能混凝土连接预制预应力装配式结构可按预应力混凝土装配式框架结构进行设计。

5.0.2 在装配式混凝土结构设计中,超高性能混凝土(UHPC)用于预制构件间的高效连接。

5.0.3 为保证连接区域的 UHPC 材料与预制构件界面间的粘结性能,应采用专用超高性能混凝土材料,应具备微膨胀特性。

5.0.4 装配式混凝土结构中各类预制构件设计原则应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定。

5.0.5 满足本标准连接材料性能和构造要求规定的高效连接,装配式混凝土结构可按照现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 进行计算。

5.0.6 装配式混凝土结构预制构件纵向受力钢筋的连接采用搭接连接形式,搭接长度可按下列原则计算:

1 基本锚固长度

$$\text{普通钢筋} \quad l_{ab} = \alpha \frac{f_y}{f_{ut}} d$$

$$\text{预应力筋} \quad l_{ab} = \alpha \frac{f_{py}}{f_{ut}} d$$

式中:

l_{ab} ——纵向受拉钢筋在 UHPC 中的基本锚固长度;

f_y 、 f_{py} ——普通钢筋和预应力筋的抗拉强度设计值;

f_{ut} ——UHPC 的抗拉强度设计值;

d ——锚固钢筋的直径;

α ——锚固钢筋的外形系数,按下表取值。

表 5.0.6 锚固钢筋的外形系数取值

钢筋类型	光圆钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	三股钢绞丝	七股钢绞丝
α	0.16	0.14	0.13	0.16	0.17

2 纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度,应按下列公式计算,且不应小于纵向受力钢筋直径的 10 倍。

$$l_l = \zeta_l l_{ab}$$

式中：

l_l ——纵向受拉钢筋在 UHPC 中的搭接长度；

ζ_l ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，采用 UHPC 连接的纵向钢筋搭接接头面积百分率为 100%，修正系数取 1.6。

5.0.7 UHPC 连接部位纵向受力钢筋的保护层厚度应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定。

5.0.8 装配式混凝土框架结构，可采用以下两种连接方式：

1 节点预制、构件（梁、柱）预制、预制构件间采用 UHPC 连接。

预制节点设孔径 $2.5d$ 的预留钢筋孔，便于下柱的纵向受力钢筋上穿预制节点，预制柱连接段设在节点顶部。将预制梁连接段设置在距柱边缘 1.5 倍梁高处。

为增强预制构件连接处的抗剪能力和连接能力，按照《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的要求，在预制构件与 UHPC 后浇连接段之间的结合面均设置键槽和粗糙面。预制梁键槽可采用贯通式或不贯通式。

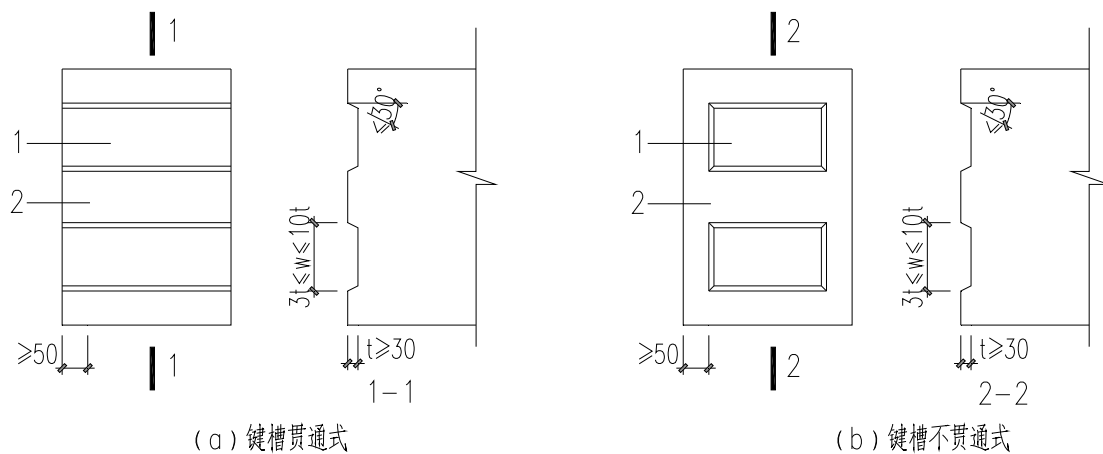


图 5.0.8-1 预制梁端键槽构造示意图

1—键槽 2—梁端面

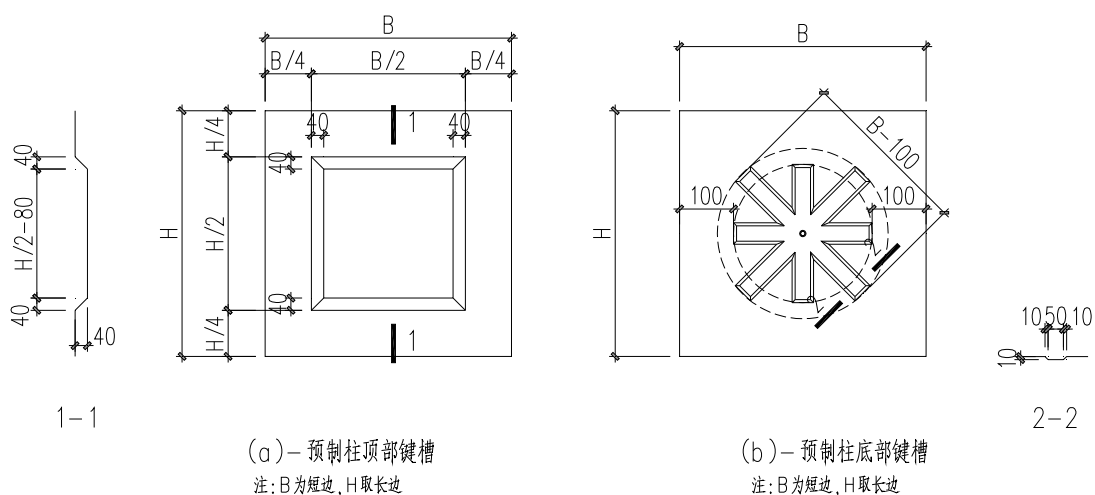


图 5.0.8-2 预制柱槽构造示意图

2 构件（梁、柱）预制、节点核心区采用 UHPC 连接。

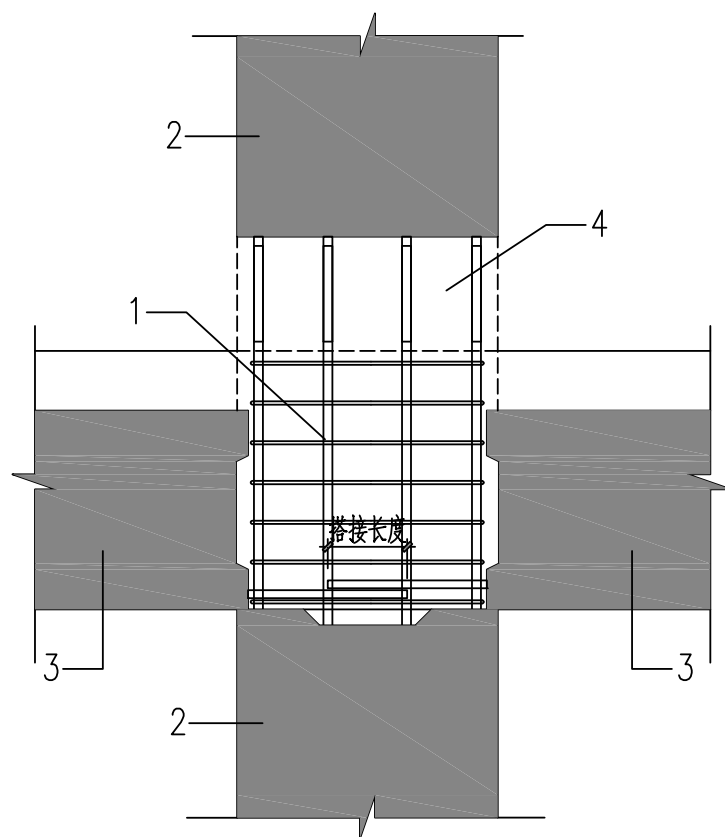


图 5.1.8-3 预制框架梁、柱连接立面示意图

1-一次高性能混凝土后浇区 节点区混凝土上表面粗糙面；2-预制柱 上下表面均设置键槽、粗糙面；3-预制梁 梁端侧面均设置键槽、粗糙面；4-二次高性能混凝土后浇区

5.0.9 装配式混凝土框架结构，预制梁梁连接可采用以下方式：

在预制主梁外伸梁端外采用 UHPC 连接，保证装配式节点与现浇节点具有相当的抗震能力。搭接部位尽量避开弯矩较大区域，并根据预制构件加工制作条

件确定。

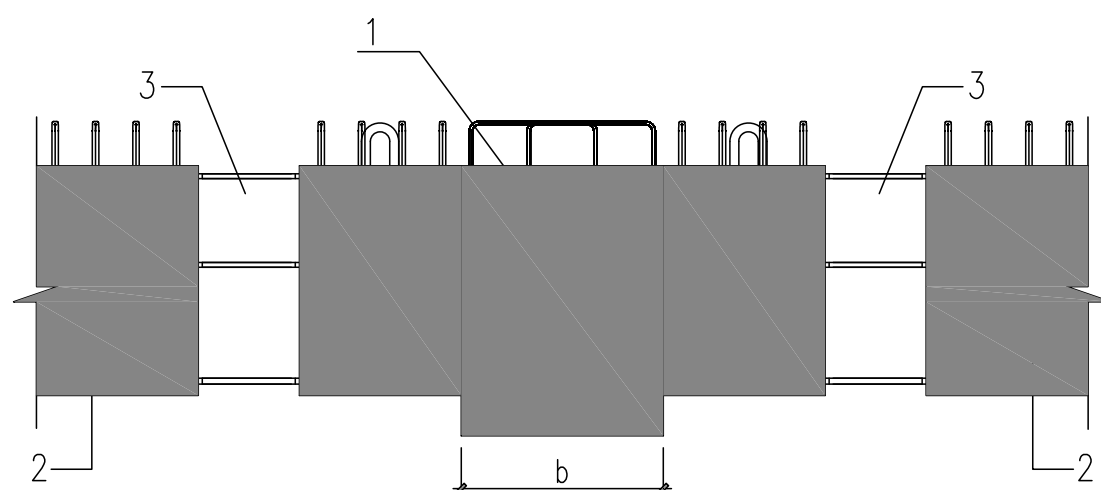


图 5.0.9 预制框架梁梁连接立面示意图

1-预制梁 梁节点预制梁段侧面均设置键槽、粗糙面；2-预制梁 梁端侧面均设置键槽、粗糙面；3-高性能混凝土后浇区

5.0.10 预应力混凝土框架梁端，计入纵向受压钢筋的混凝土受压区高度 x 应符合下列规定：

- 1 一级抗震等级： $x \leq 0.25h_0$
- 2 二级、三级抗震等级： $x \leq 0.35h_0$

纵向受拉钢筋按非预应力钢筋抗拉强度设计值换算的配筋率不宜大于 2.5%，且不应大于 2.75%；当梁端受拉钢筋的换算配筋率大于 2.5% 时，其受压钢筋的配筋截面面积不应小于受拉钢筋按抗拉强度设计值换算的配筋截面面积的一半。

【条文说明】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。本条与现行国内标准的具体规定一致。在计算截面配筋换算配筋率时，可计入钢筋和预应力筋位置的影响，截面配筋换算截面面积可按式（1）进行计算。

$$A_s^0 = \frac{f_{pv} A_p h_p}{f_y h_s} + A_s \quad (1)$$

5.0.11 在预应力混凝土框架梁中，应采用预应力筋和非预应力钢筋混合配筋的方式，预应力筋宜穿过柱截面，框架梁端截面按本标准公式（5.0.11）计算的预应力强度比 λ 应符合下列规定：

1 采用预应力钢筋时：

一级抗震等级： $\lambda \leq 0.75$

二级、三级、四级抗震等级： $\lambda \leq 0.80$

2 采用无粘结预应力纤维增强复合材料筋时：

二级、三级、四级抗震等级： $\lambda \leq 0.50$

$$\lambda = \frac{f_{py} A_p h_p}{f_{py} A_p h_p + f_y A_s h_s} \quad (5.0.11)$$

式中：		
f_{py}	——	预应力筋抗拉强度设计值 (N/mm ²)；
A_p	——	预应力筋截面面积 (mm ²)；
h_p	——	纵向受拉预应力筋合力点至截面受压边缘的距离 (mm)；
f_y	——	普通钢筋抗拉强度设计值 (N/mm ²)；
A_s	——	普通钢筋截面面积 (mm ²)；
h_s	——	纵向受拉普通钢筋合力点至截面受压边缘的距离 (mm)。

【条文说明】 λ 的选择需要全面考虑使用阶段和抗震性能两方面要求。从使用阶段看， λ 大一些好；从抗震角度， λ 不宜过大，这样可使弯矩—曲率滞回曲线的环带宽度、能量耗散能力，在屈服后卸载时的恢复能力和残余变形均介于预应力混凝土和钢筋混凝土构件的滞回曲线之间，同时具有两者的优点。在预应力强度比 λ 限值下，设计裂缝控制等级宜尽量采用允许出现裂缝的三级，而不是采用较严的裂缝控制等级。此外，宜将框架边跨梁端预应力筋的位置，尽可能整体下移，使梁端截面负弯矩承载力不至于超强过多，并可使梁端预应力偏心引起的弯矩尽可能小，从而使框架梁内预应力筋在柱中引起的次弯矩较小。按上述考虑设计的预应力混凝土框架梁具有良好的抗震耗能及延性性能。

5.0.12 超高性能连接框架结构中的混凝土叠合梁应符合下列规定：

1 预应力叠合梁应按部分预应力混凝土梁设计，应采用预应力筋和非预应力钢筋混合配筋的方式，预应力筋宜穿过柱截面，预应力强度比应符合本标准 5.1.11 条的规定；

2 预应力叠合梁宜采用曲线布筋形式，可采用有粘结预应力筋或部分粘结预应力筋，并应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中的有关规定。当采用部分粘结预应力筋时，无粘结段宜设置在节点核心区附近，无粘结

段范围宜取节点核心区宽度及两侧梁端一倍梁高范围；无粘结段预应力筋的外包层材料及涂料层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 的有关规定。

3 混凝土叠合梁的高宽比不宜大于 4；预应力梁高宜取 $1/12 \sim 1/22$ 的计算跨度，净跨与截面高度之比不应小于 4；

4 混凝土叠合梁的后浇混凝土叠合层厚度不宜小于 120mm；

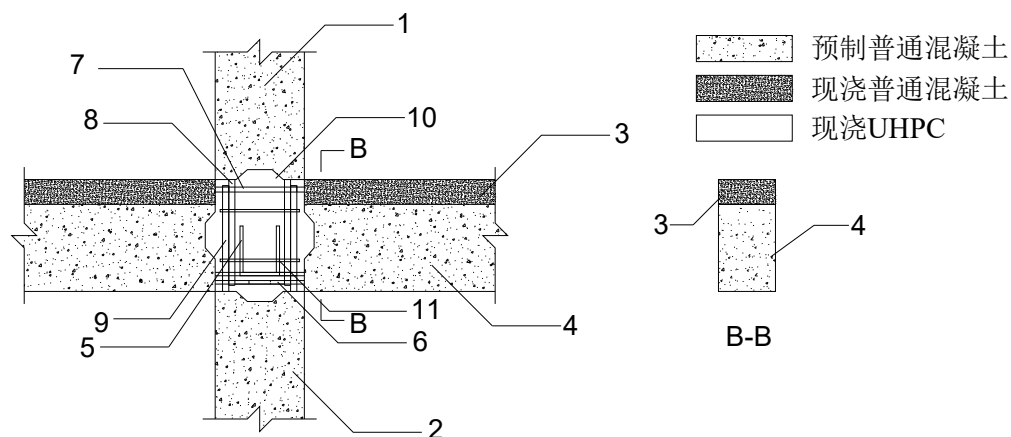
5 混凝土叠合梁的纵向钢筋应伸入后浇节点区内锚固或连接，并应符合现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的相关规定；

6 预应力筋张拉前，预应力叠合梁应按非预应力混凝土梁进行施工阶段验算；

7 节点核心区的波纹管宜在预制梁安装完成后安装，并应与预制梁中的波纹管紧密连接；

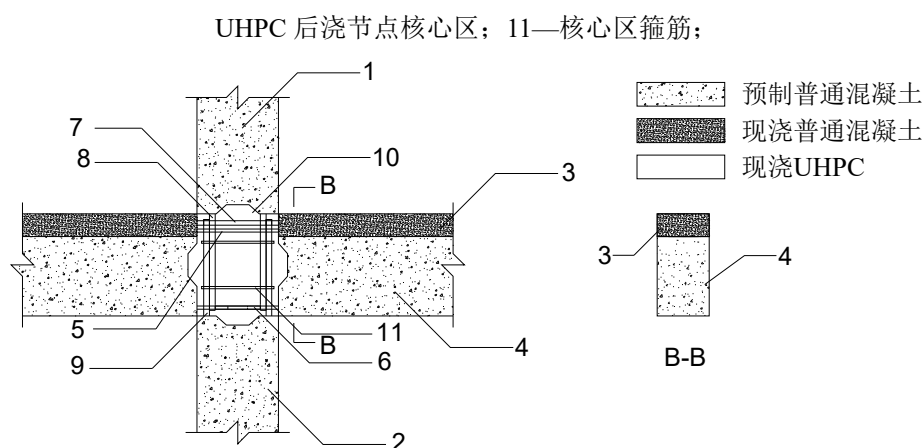
8 除满足本标准的相关规定外，预应力叠合梁尚应满足国家现行标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、《预应力混凝土结构抗震设计标准》JGJ 140、《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 和《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的相关规定。

5.0.13 UHPC 连接框架是指节点核心区采用微膨胀超高性能混凝土后浇，通过利用 UHPC 的强锚固性能在节点核心区内实现梁普通钢筋、预应力筋锚固、柱普通钢筋搭接的湿连接框架（图 5.0.13）。



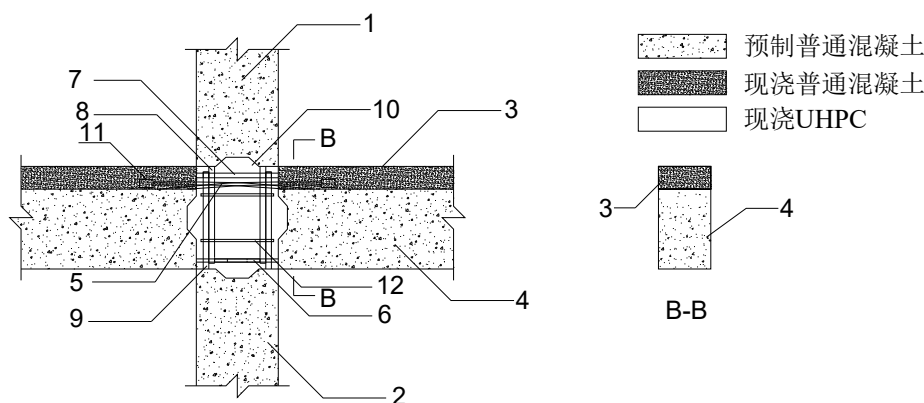
(a) 先张预应力梁框架构造

1—预制上柱；2—预制下柱；3—梁叠合层；4—预制先张预应力混凝土梁；5—先张预应力筋；6—梁底部普通钢筋；7—梁顶部通长钢筋；8—预制上柱纵筋；9—预制下柱纵筋；10—



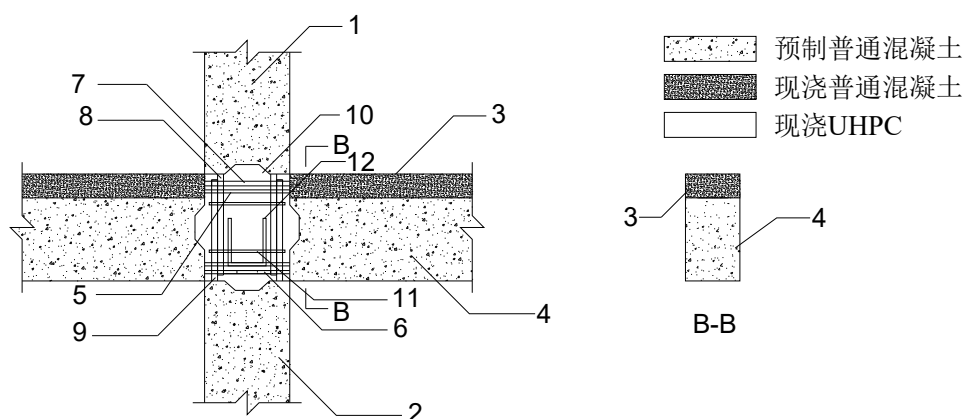
(b) 后张有粘结预应力梁框架构造

1—预制上柱；2—预制下柱；3—梁叠合层；4—预制后张有粘结预应力混凝土梁；5—后张有粘结预应力筋；6—梁底部普通钢筋；7—梁顶部通长钢筋；8—预制上柱纵筋；9—预制下柱纵筋；10—UHPC 后浇节点核心区；11—核心区箍筋；



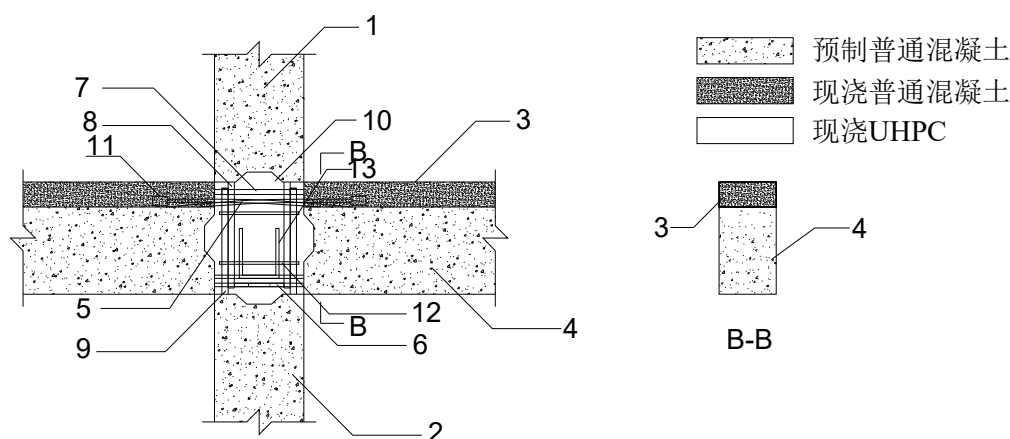
(c) 后张缓（无）粘结预应力梁框架构造

1—预制上柱；2—预制下柱；3—梁叠合层；4—预制后张缓（无）粘结预应力混凝土梁；5—后张缓（无）粘结预应力筋；6—梁底部普通钢筋；7—梁顶部通长钢筋；8—预制上柱纵筋；9—预制下柱纵筋；10—UHPC 后浇节点核心区；11—锚具；12—核心区箍筋；



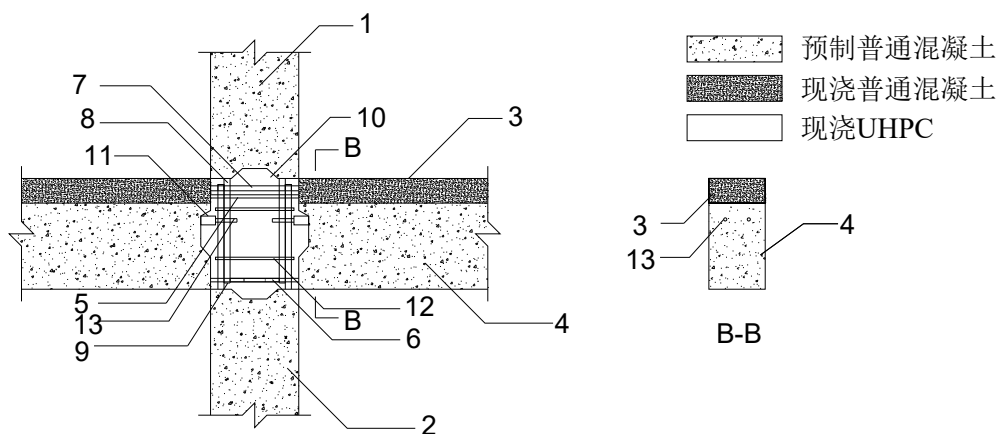
(d) 共张有粘结预应力梁框架构造

1—预制上柱；2—预制下柱；3—梁叠合层；4—预制先张预应力混凝土梁；5—后张有粘结预应力筋；6—梁底部普通钢筋；7—梁顶部通长钢筋；8—预制上柱纵筋；9—预制下柱纵筋；10—UHPC 后浇节点核心区；11—核心区箍筋；12—先张预应力筋；



(e) 共张缓（无）粘结预应力梁框架构造

1—预制上柱；2—预制下柱；3—梁叠合层；4—预制先张预应力混凝土梁；5—后张缓（无）粘结预应力筋；6—梁底部普通钢筋；7—梁顶部通长钢筋；8—预制上柱纵筋；9—预制下柱纵筋；10—UHPC 后浇节点核心区；11—锚具；12—核心区箍筋；13—先张预应力筋；



(f) 双后张预应力梁框架构造

1—预制上柱；2—预制下柱；3—梁叠合层；4—预制后张预应力混凝土梁；5—二次后张预应力筋；6—梁底部普通钢筋；7—梁顶部通长钢筋；8—预制上柱纵筋；9—预制下柱纵筋；10—UHPC 后浇节点核心区；11—锚具；12—核心区箍筋；13—一次后张预应力筋；

图 5.0.13 UHPC 连接框架构造

5.0.14 UHPC 连接框架在节点核心区使用的 UHPC 抗压强度不应小于 100MPa，抗拉强度不应小于 6MPa，钢纤维体积掺量不应小于 2%。

5.0.15 在核心区内，梁普通钢筋锚固长度不应小于 $15d_b$ ，且宜伸过支座中心线。柱普通钢筋搭接长度不应小于 $15d_b$ 。

【条文说明】编制组完成了一系列针对预制柱纵向钢筋采用基于 UHPC 搭接连接的框架柱、框架节点的抗震性能试验研究。结果表明，在满足搭接长度 $15d$ 的情况下，节点连接具有良好的受力性能，可保证预制构件之间以及预制构件与现浇构件之间的可靠连接。本条主要基于上述试验研究成果，当存在可靠的试验数据时，钢筋的搭接长

度可适当减小。

5.0.16 在核心区内，先张预应力钢筋锚固长度不应小于 $25d_b$ 。

5.0.17 梁端接缝面应设置剪力键槽及混凝土粗糙面，并应符合国家现行标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 和《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的相关规定。

6 构件制作与运输、堆放

6.1 一般规定

6.1.1 预制构件用混凝土的工作性应根据产品类别和生产工艺要求确定,构件用混凝土原材料及配合比设计应符合国家现行标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666、《普通混凝土配合比设计规程》JGJ 55 和《高强混凝土应用技术规程》JGJ/T 281 等的规定。原材料进场时,应按现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定进行检验,合格后方可使用。预制构件制作与运输、堆放除应满足本标准的要求外,尚应满足国家现行标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231、《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1、《预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程》JGJ 224 的要求。

6.1.2 预制构件制作单位应具备相应的生产工艺设施,并应有完善的质量管理体系和必要的试验检测手段。

6.1.3 预制构件制作前,应对其技术要求和质量标准进行技术交底,并应制定生产方案;生产方案应包括生产工艺、模具方案、生产计划、技术质量控制措施、成品保护、堆放及运输方案等内容。

6.1.4 钢筋的品种、级别、规格、数量和保护层厚度应符合设计要求。

6.1.5 钢筋下料时,应采用砂轮锯或切断机切断,不得采用电弧切割。

6.1.6 混凝土强度等级应符合设计要求。

6.1.7 采用高强钢丝和钢绞线时,张拉控制应力不宜超过 $0.75f_{ptk}$,不应超过 $0.80f_{pk}$,且应符合设计要求。

6.2 构件制作

6.2.1 预制构件模具除应满足承载力、刚度和整体稳定性要求外,尚应符合下列规定:

- 1 几何尺寸应准确,安装应牢固,拼缝应严密;
- 2 应保持清洁,隔离剂应涂刷均匀;
- 3 应满足预制构件质量、生产工艺、模具组装与拆卸、周转次数等要求;

4 应满足预制构件预留孔洞、插筋、预埋件的安装定位要求；

5 预应力构件的模具应根据设计要求预设反拱。

6.2.2 模具进场后，应进行试组装，模具尺寸、水平度、垂直度以及预留孔数量、规格、位置等应满足构件制作要求。

【条文说明】模具精度及质量是影响构件成品质量的关键因素，故应在模具进场后，进行试组装，确保模具易于组装和拆卸，并对其尺寸、水平度及垂直度、预留孔等进行检查，保证构件尺寸及埋件定位精度。

6.2.3 超高性能连接预制装配式框架预制构件中预应力筋的偏差应符合的表 6.2.3 的规定。

表 6.2.3 预制构件中预应力筋允许偏差及检验方法

项次	检查项目	截面高度	允许偏差	检验方法
1	预制梁内先张预应力筋中心线偏差	$h \leq 500\text{mm}$	$\pm 7\text{mm}$	用尺量纵横两个方向的中心线位置，取其中较大值
2		$500\text{mm} < h \leq 1500\text{mm}$	$\pm 10\text{mm}$	
3		$h > 1500\text{mm}$	$\pm 12\text{mm}$	

注：表中 h_1 为预制梁的截面高度， h 为叠合层浇筑后的截面高度

6.2.4 预制构件所采用的原材料与配件应符合设计要求，并符合下列规定：

1 普通钢筋、预应力筋原材料进场应按批次分类码放并注明产地、规格、品种、直径和质量检验状态等，质量证明文件应齐全，并应按规定进行抽样检验和验收，其质量应符合现行国家标准《钢筋混凝土用钢》GB/T 1499、《冷轧带肋钢筋》GB 13788 等有关规定。

2 预应力用锚具、夹具和连接器，波纹管，钢筋连接用灌浆套筒，钢筋机械连接用套筒、钢筋锚固板和结构预埋件等配件、产品及制品的外观，应无污染、锈蚀、机械损伤和裂纹，其性能的检验和验收应符合国家现行相关标准的规定，并应满足设计的要求。

【条文说明】预应力金属波纹管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。钢筋连接用灌浆套筒应符合现行行业标准《钢筋连接用灌浆套筒》JG/T 398 的规定。钢筋连接用的机械连接套筒应符合现行行业标准《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107 及《钢筋机械连接用套筒》JG/T 163 的相关规定。钢筋锚固板应符合现行行业标准《钢筋锚固板应用技术规程》JGJ 256 的相关规定。

6.2.5 预埋波纹管的安装应符合下列规定：

-
- 1 波纹管安装应平顺，管道及接头应具有足够的密封性。
 - 2 波纹管应按设计规定的坐标进行安装，其安装位置偏差应满足现行行业标准《预应力混凝土结构设计规范》JGJ 369 有关要求。
 - 3 波纹管应采用定位件固定，定位件间距不宜大于 0.8m，对曲线管道应适当加密。
 - 4 波纹管接头应设置在直线段，金属波纹管接头处的连接管宜采用大一个直径级别同类管道，其长度宜为被连接管道内径的 5~7 倍。
 - 5 对于有粘结预应力装配式框架梁，其波纹管应设有压浆孔及排气孔，排气孔应设置在管道最高点。
 - 6 压浆管及排气管应采用内径不小于 20mm 的标准管或适宜的塑性管，并应采用金属或塑料扣件与管道连接，长度应足以从管道引出预制构件外。

6.2.6 预制构件隐蔽工程检查应包括下列内容，并应符合现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 的规定：

- 1 钢筋的牌号、规格、数量、位置和间距；
- 2 纵向受力钢筋的连接方式、接头位置、接头质量、接头面积百分率、搭接长度、锚固方式和锚固长度；
- 3 箍筋、横向钢筋的牌号、规格、数量、位置、间距，箍筋弯钩的弯折角度和平直段长度；
- 4 预应力筋及其锚具、连接器和锚垫板的品种、规格、数量和位置；
- 5 预埋件、吊环、插筋的规格、数量、位置和固定措施；
- 6 钢筋的混凝土保护层厚度；
- 7 灌浆套筒、预留孔洞的规格、金属波纹管的规格、数量、位置和固定措施；
- 8 预埋管线、线盒的规格、数量、位置和固定措施。

【条文说明】预制构件的隐蔽工程检查和验收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 的有关规定。预埋灌浆套筒、预留机械接头、波纹管、预埋管线等应采用辅助材料或工装与模具或钢筋可靠固定，成孔管道及预埋管线端头应进行封闭，以防止砂浆等污染物进入。

6.2.7 装配式混凝土框架的每个关键预制构件经检查合格后，宜标注唯一标识。

标识可采用数字和字母进行组合生成构件的序列号。通过标识可查阅和追溯构件的材料、规格、制造过程、预应力张拉、出厂检查、进场检验、项目信息、安装位置、采用的制造标准。

【条文说明】预制构件经检查合格后，应填制合格证，并应在构件表面设置标识。构件堆放、吊运、安装全过程中，应避免标识受损、脱落或被遮挡导致无法识别，必要时可在构件不同位置设置多个标识。产品标识可采用二维码、RFID 等形式，有助于提高构件生产的信息化水平。

6.2.8 预制构件出厂前，应进行质量检验，检验内容包含外观质量、尺寸偏差、预埋件、预留孔道、混凝土强度等，并形成质量证明文件。质量证明文件应包括：

- 1 出厂合格证。
- 2 螺栓连接、机械连接工艺检验报告。
- 3 混凝土强度检验报告。
- 4 合同要求的其他质量证明文件。

【条文说明】生产企业应按照本标准、国家现行相关标准规定和设计要求进行预制构件制作过程中的质量检查和出厂质量检验。

6.3 预制构件堆放与运输

6.3.1 预制构件运输与堆放时的支承位置应经计算确定。

6.3.2 预制构件的堆放应符合下列规定：

- 1 构件堆放场地应平整坚实，地面平整干燥，且排水通畅，有较好的排水措施，同时具备车辆运输进出的回路；
- 2 应保证最下层构件垫实，预埋吊件宜向上，标识宜朝向堆放位置的通道；
- 3 垫木或垫块在构件下的位置宜与构件脱模、吊装时的起吊位置一致；重叠堆放构件时，每层构件间的垫木或垫块应在同一垂直线上；
- 4 构件堆放层数应根据构件与垫木或垫块的承载力及稳定性确定，柱、梁堆放不宜超过 2 层，且高度不宜大于 1.5m；板不宜超过 6 层；
- 5 在有可靠计算结果和固定保护措施的前提下，可增加构件堆放叠放层数；
- 6 施工现场堆放的构件，宜按安装顺序分类堆放，堆放的构件宜布置在吊

车工作范围内且不受其他工序施工作业影响的区域；

7 预应力构件的堆放应考虑反拱影响并采取相应措施；

8 混凝土强度达到设计强度等级值 70%及以上方可起吊，达到 100%方可运输安装。

【条文说明】框架梁一般为单层堆放，考虑到节约堆放场地，也可采用叠放，设置垫块时要注意避免下层框架梁顶钢筋变形。带牛腿的框架柱叠放时，垫块设置高于牛腿可避免牛腿受力，确保柱构件受力状态不发生改变。

6.3.3 预制构件的运输应符合下列规定：

1 运输线路应根据道路、桥梁的实际条件确定，场内运输宜设置循环线路；

2 宜选用低平板车，并采用专用托架，构件与托架绑扎牢固；

3 装车前检查预埋吊环或吊钉是否破损，检查起重设备是否存在安全隐患，确保装车安全。

4 外墙板宜采用立式运输，外饰面层应朝外，梁、板、楼梯、阳台宜采用水平运输。

5 采用靠放架立式运输时，构件与地面倾斜角度宜大于 80° ，构件应对称靠放，每侧不大于 2 层，构件层间上部采用木垫块隔离。

6 采用插放架直立运输时，应采取防止构件倾倒措施，构件之间应设置隔离垫块。

7 水平运输时，预制梁、柱构件叠放不宜超过 3 层，板类构件叠放不宜超过 6 层。

8 在有可靠计算结果和固定保护措施的前提下，可增加构件运输叠放层数；

9 装卸构件过程中，应采取保持车体平衡、防止车体倾覆的措施；

10 应采取防止构件移动或倾倒的绑扎固定措施；

11 运输细长构件时应根据需要设置水平支架；

12 构件边角部或绳索接触处的混凝土，宜采用垫衬加以保护。

7 现场施工及验收

7.1 一般规定

7.1.1 预应力装配式混凝土框架的施工除应符合本标准的规定外，尚应符合国家现行标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204、《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ 80、《建筑机械使用安全技术规程》JGJ 33、《建筑施工起重吊装工程安全技术规范》JGJ 276、《预应力混凝土结构设计规范》JGJ 369 的要求。

7.1.2 施工前应制定超高性能连接框架的专项施工方案。施工方案应结合结构深化设计、构件制作、运输、吊装和安装全过程各工况的验算，应满足装配式结构施工的特点和工艺流程的特殊要求。

【条文说明】施工单位应根据设计要求和项目特点编制预应力装配式框架结构工程专项施工方案。专项施工方案包括预制构件进场与检查、预制构件转运与堆放、预制构件安装与连接、预应力施工工艺、相关分项工程配合、施工质量要求与质量保证措施、施工安全及保障措施等。专项施工方案还应当根据项目具体施工部署，按照本标准和现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 的规定，对预制构件制作、运输、堆放、吊装和连接阶段进行施工验算。

为保证施工质量和施工进度，避免由于设计或施工方案考虑不足，或缺乏经验造成工程施工障碍或损失，可选择有代表性的单元按照施工方案的工艺对预制构件进行试安装，便于及早发现和解决问题，并积累经验。试安装应全面检验吊装工艺和设备、构件的临时固定方式、构件连接方式等，同时可以培训人员，调试设备，完善方案。对于成熟的定型结构体系，可不进行试安装。

7.1.3 吊具选用按起重吊装工程的技术和安全要求执行。为提高施工效率，可以采用多功能专用吊具，以适应不同类型的构件吊装。施工验算可依据本标准及相关技术标准，特殊情况无参考依据时，应进行专项设计计算分析或必要试验研究。

7.1.4 使用超高性能混凝土连接的预应力装配式结构，应制定专项施工方案，并宜进行构件的试生产、试安装和超高性能混凝土的试浇筑。施工方案应基于结构设计、构件制作、运输和施工安装全过程工况的验算，应根据结构装配施工和超

高性能混凝土连接的特点和工艺流程的特殊要求，设计临时支撑系统。

【条文说明】为避免由于设计或施工缺乏经验造成工程实施障碍或损失，保证采用超高性能混凝土连接的装配式结构施工质量，并不断摸索和积累经验，故要求宜通过试生产、试安装、试浇筑对专项施工方案可行性的检验。装配式结构正式施工前的试验性施工，对于没有经验的承包商非常必要，不但可以验证设计和施工方案存在的缺陷，还可以培训人员，调试设备，完善方案。另一方面对于没有实践经验的新的结构体系，应在施工前进行典型单元的安装试验，验证并完善方案实施的可行性，这对于体系的定型和推广使用，是十分重要的。

7.1.5 超高性能连接框架结构工程宜根据结构特点选择适宜的工具式外挂防护架和临边安全防护系统。安全防护架可利用预制梁上的预留插孔设置。

【条文说明】预应力装配式混凝土框架结构类型丰富，需要根据工程具体特点和需求选择合适的安全防护系统。防护系统设计应注重标准化和适应性，其安装、提升和拆除均应有技术保证措施。工具式外挂防护架具有周转次数多、适应性强、钢材损耗低的特点，适于在各个施工环节中应用。施工前需制定科学完善的工具式外挂防护架围护体系施工方案，可为防护架的安装、提升和拆除等工作提供技术保障。

工具式外防护架应试组装并全面检查，附着在构件上的防护系统应复核其与吊装系统的协调。方钢、槽钢、钢管等焊接而成的三角挂架是常见的施工外防护架形式，挂架通过螺栓与预制构件连接时，可随构件起吊安装，使用方便快捷且费用低廉。

7.1.6 超高性能连接框架结构的施工宜采用建筑信息模型技术，对施工全过程及关键工艺进行模拟。

【条文说明】超高性能连接框架结构的节点连接采用现浇超高性能混凝土、或组合预应力连接等多种形式。对于现浇超高性能混凝土节点，其可以免去钢筋焊接或机械连接，因此尤其适用于梁柱在节点位置处钢筋密集的情况。虽然超高性能混凝土可通过材料配比调整扩展度，实现连接位置处混凝土自密实的效果，但无法解决应钢筋过于密集而无法将构件吊装到位以及节点模板安装的问题。因此宜采用 BIM 组织施工方案，指导和模拟施工，提升施工效率和施工质量。

7.2 安装前准备

7.2.1 预制构件卸车、现场堆放应有防侧翻的安全措施。施工现场预制构件宜按

吊装顺序和型号分类堆放，堆垛宜布置在吊车工作范围内且不受其他工序施工作业影响的区域。

7.2.2 预制构件安装施工前应进行测量放线，必要时，在预制构件表面补充绘制安装定位标识。测量放线应符合现行国家标准《工程测量通用规范》GB 55018 和《工程测量规范》GB 50026 的有关规定。

【条文说明】预制构件出厂时表面有水平、竖向的定位线和预应力孔道、梁端连接钢筋孔道中心线等，但这些安装定位线不一定能充分满足施工要求，施工现场还需要根据具体安装方式和定位要求，在便于观察和测量的位置，补充绘制必要的、易于辨别不同对象的线条和标识。

7.2.3 超高性能连接框架结构在正式施工前应选取具有代表性的结构区域进行试安装，检查拼缝连接、构件垂直度、构件轴线对中等安装情况。根据试安装结果调整专项施工方案。

【条文说明】为避免由于设计或施工缺乏经验造成工程实施障碍或损失，保证超高性能连接预制装配式结构施工质量，并不断摸索和积累经验，应通过试安装进行验证性试验。结构施工前的试安装，对于没有经验的承包商非常必要，不但可以验证设计和施工方案存在的缺陷，还可以培训人员，调试设备，完善方案。另一方面对于没有实践经验的新的结构体系，应在施工前进行典型单元的安装试验，验证并完善方案实施的可行性，这对于体系的定型和推广使用，是十分重要的。

7.2.4 超高性能连接框架结构采用杯形基础时，在柱吊装前应进行杯底抄平。

7.2.5 超高性能连接框架结构当采用预留孔插筋法施工时，应根据设计要求在基础混凝土中设置预留孔，并应符合下列规定：

- 1 预留孔长度、位置及内径应满足设计要求；
- 2 浇筑基础混凝土时，应采取防止混凝土进入孔内的措施；
- 3 在混凝土初凝之前，应再次检查预留孔的位置是否准确，其平面允许偏差应为 $\pm 5\text{mm}$ ，孔深允许偏差应为 $\pm 10\text{mm}$ 。

7.2.6 安装施工前应检查已完成结构、基础的外观质量和尺寸偏差，同条件养护试件混凝土强度和预留预埋等应符合设计要求。

【条文说明】安装施工前根据设计文件和施工方案检查安装区域周围已完成结构、基础的混凝土强度、预埋孔道、槽口以及预埋件等符合要求，确认具备安装条件。

7.2.7 安装施工前应核查预制构件的质量证明文件，并应复核安装垫片的数量、位置符合设计要求。

【条文说明】对专业企业生产的预制构件，进场时应检查质量证明文件。质量证明文件包括产品合格证明书、混凝土强度检验报告及其他重要检验报告等。

1、预制构件的钢筋、混凝土原材料、预应力材料、预埋件等均应按照国家现行有关标准的规定进行检验，其检验报告在预制构件进场时可不提供，但应在构件生产企业存档，以便需要时查阅。

2、对预制构件的外观严重缺陷及影响结构性能和安装、使用功能的尺寸偏差，应由预制构件生产企业按技术处理方案处理，并重新检查验收。

3、预制构件的预埋件、预留孔洞等应在进场时进行抽检，合格后方可使用，避免在构件安装时发现问题造成不必要的损失。

7.2.8 安装施工前应复核吊装设备的吊装能力，检查吊装设备处于安全操作状态，并应核实现场环境、天气、道路状况等满足吊装施工要求。

【条文说明】安装施工前可按现行行业标准《建筑机械使用安全技术规程》JGJ 33 的有关规定复核吊装设备的吊装能力，吊装环境满足安全、高效吊装的要求，并根据构件吊装需求对吊装设备进行匹配性选型。

7.3 构件安装

7.3.1 预制构件安装顺序、校准定位及临时固定措施应在施工方案中明确规定。

7.3.2 受弯叠合类构件的施工要考虑两阶段受力的特点，施工时要采取质量保证措施避免构件产生有害裂缝。

【条文说明】当采用叠合梁且施工阶段梁下跨中有足够支撑时，梁按照一次受力设计，可对梁端负弯矩进行调幅，按照现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中的有关规定进行。当采用预制梁时，通常梁可以承受施工阶段的全部荷载，梁下跨中不会设置支撑；或者采用叠合梁但梁下也不设置支撑时，在施工阶段大部分重力荷载已经施加在梁上时，但此时尚未后张穿节点的预应力，梁端为铰接，没有负弯矩。当预应力张拉完成，梁端转换为固接后，仅后期施加的荷载包括后浇面层、附加恒载、活载等会在梁端产生负弯矩，没有必要再进行调幅。

7.3.3 预制柱的安装应符合下列规定：

1 预制柱安装时应根据水准点和轴线校正位置，构件底部应设置可调整接缝厚度和底部标高的垫块；

2 预制柱应根据设计及施工方案要求设置临时支撑。

7.3.4 预制柱临时斜撑应符合下列规定：

1 临时斜撑应采用具备调节功能的缆风绳或支撑杆；临时斜撑位置及高度应根据构件特点及具体情况确定，并应对抗倾覆承载力和刚度进行验算。

2 预制柱应根据计算要求沿两个方向布置支撑杆或两侧对拉的缆风绳。

3 预制柱上部临时斜撑点距离底部的距离不宜小于高度的 $2/3$ ，且不应小于高度的 $1/2$ 。

4 斜撑采用缆风绳时，应两侧对称设置和拆除；

5 预制柱整体稳定性和承载力均满足要求后，方可拆除全部斜撑。

【条文说明】本条对预制柱的临时侧向措施提出要求。预制柱安装基本就位后，可通过临时支撑杆或缆风绳对构件位置进行临时固定，并对其垂直度进行微调。单层预制柱底部采用螺栓连接方式时，预制柱有较好的抗侧能力，在经计算满足稳定要求的情况下可不设置临时支撑，仅仅通过调节柱底螺栓下部螺母和使用安装垫片对垂直度进行微调；但如果预制柱是两层及以上的通高柱，则需要根据计算设置临时支撑。柱根部采用杯口基础时即使用楔子加以固定，仍难以提供足够的抗侧能力，每个方向也应设置侧向支撑装置。

支撑应既能承受拉力，也能承受压力，可在相互垂直的两个方向设置；但当支撑杆受压且长度较大时，需对其稳定性进行验算，以防止屈曲失稳。支撑杆应可靠锚固于预制构件、基础支座或现场浇筑的固定锚墩上，埋件应达到固定铰要求。

对于较高的结构，可采用带有调节螺丝的缆风绳进行支撑。因为缆风绳只能承受拉力，所以需要在 4 个方向设置，相对方向应保证对称。对不同类型的缆风绳，应注意其承载能力由安全能力等级最低的组件所控制，包括螺丝扣、卸扣、绳索夹和嵌环。当预制构件安装位置偏差需要严格控制时，应考虑缆风绳承受荷载或温度变化时所产生的变形。

多层柱缆风绳的安装位置应注意与梁安装的协调，并尽量减小对其他构件吊装作业的影响。

7.3.5 预制梁的就位应按下列步骤进行：

-
- 1 吊装前应按施工方案搭设支架，并应校正支架的标高；
 - 2 梁应放置在支架上，调整标高并应进行临时固定；
 - 3 每根柱周围的梁就位后，应设置临时固定措施。

7.3.6 预应力施工前的准备工作应符合下列规定：

- 1 预应力钢绞线孔道成型、定位应满足设计施工要求，并保证孔道畅通；
- 2 应计算张拉力和张拉伸长值，张拉千斤顶和压力表应配套标定并确定张拉控制应力对应的油泵压力表读数；
- 3 预应力作业平台应处于安全状态，并满足穿束、张拉、灌浆作业的要求；
- 4 预制梁柱同条件养护的混凝土立方体强度及梁柱接缝灌浆料的强度均应满足设计要求，并不低于预制梁设计混凝土强度等级值的 75%和锚具供应商提供的产品技术手册要求的混凝土最低强度要求。

7.3.7 预制梁板搁置点的混凝土强度不应小于 15Mpa，且应根据计算确定临时支撑设置。

7.3.8 梁、板的上部钢筋安装完成后，方可浇筑叠合层混凝土。叠合层混凝土应振捣密实，且不得对节点处混凝土造成破坏。

7.3.9 预制构件吊装时，除应按现行行业标准《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ 80 的有关规定执行，尚应符合下列规定：

- 1 预制构件吊装前，应按照专项施工方案的要求，进行安全、技术交底，并应严格执行；
- 2 吊装操作人员应按规定持证上岗；
- 3 吊装设备的安装基础应具有足够的承载能力和稳定性。

7.3.10 预制构件吊装前应检查吊装设备及吊具是否处于安全操作状态。

7.3.11 起吊构件时，不得中途长时间悬吊、停滞。预制构件的吊装应按专项施工方案的要求进行。起吊时绳索与构件水平面的夹角不宜小于 60°，不应小于 45°，否则应采用吊架或经验算确定。

7.4 构件连接

7.4.1 浆锚搭接连接接头的施工人员应经专业培训合格后上岗操作，施工时应有专职检验人员全过程监督。

【条文说明】浆锚搭接接头灌浆作业是装配整体式结构工程施工质量控制的关键环节之一。实际工程中这两种连接的质量很大程度取决于施工过程控制，对作业人员应进行培训考核，并持证上岗。

7.4.2 当预制构件的连接采取焊接或螺栓连接时应做好质量检查和防护措施。

7.4.3 超高性能连接框架结构的后浇混凝土施工时应采取满足设计要求的质量保证措施。节点处钢筋连接和锚固应按设计要求规定进行检查，连接节点处后浇混凝土同条件养护试块应达到设计规定的强度方可拆除支撑或进行上部结构安装。

7.4.4 用于结构连接用的超高性能混凝土宜为商品混凝土，也可采用预混料现场拌制。超高性能混凝土预混料应符合以下规定：

- 1 预混料中可预先混入钢纤维，也可另外掺加；
- 2 预混料运输时应与外界环境隔绝，宜采用袋装形式包装，运输过程应密封防潮和防扬尘，不应混入杂物或污染环境；
- 3 若预混料出厂时间超过 90 天，应重新取样复验，复验合格后方可使用；
- 4 拌和前应根据施工配合比精确计量预混料和水的用量，预混料的允许偏差不应大于 2%，用水量的允许偏差不应大于 1%；

5 预混料不包含钢纤维的情况下，钢纤维的加入时间宜在拌合物流化后，钢纤维加入应保证不产生局部堆积。当特殊要求时，应按照厂家要求进行拌制。

7.4.5 施工安排中宜对超高性能混凝土的运输额外有 25%的储备，保证连接位置处的超高性能混凝土浇筑的连续性。超高性能混凝土拌合物从搅拌机卸料至浇筑时的运输时间宜通过试验性浇筑进行检验验证。

【条文说明】超高性能混凝土连接节点性能的发挥很大程度上取决于混凝土与钢筋之间的粘结锚固作用，节点浇筑的连续性对粘结性能的发挥至关重要。此外，预制装配结构中节点位置处超高性能混凝土的用量相对现浇结构混凝土用量较小，对运输能力留有一定的储备可在不明显拉高造价成本的前提下保障施工质量。

7.4.6 应严格控制超高性能混凝土拌合物的运输时间，从搅拌机卸料至浇筑的时间间隔不应超过 120min。当采用翻斗车运输时，运输时间不应超过 45min。如需延长运输时间，应采取有效技术措施，并宜通过试验验证。

【条文说明】混凝土拌合物从搅拌机卸入搅拌运输车至卸料时的时间不应超过 120min。运输时间过长，混凝土拌合物的流动性降低过多，难于浇筑密实。拌合物的运输应保证

同一构件或同一工程部位的混凝土连续浇筑，避免产生冷缝。

7.4.7 浇筑连接位置处的超高性能混凝土前，应对超高性能混凝土进行扩展度检验，扩展度应符合施工需求。当拌合物与浇筑地点相距较远时，尚应检验 1h 扩展度，1h 扩展度的损失应控制在 100mm 以内。

【条文说明】超高性能混凝土连接的密实情况决定了连接位置处钢筋的搭接力性能，因此需要对超高性能混凝土施工浇筑时的扩展度进行控制，以保证连接位置处的施工质量。

7.4.8 混凝土浇筑前应使用水湿润预制构件接缝面，但不应导致模板内出现积水。连接位置浇筑施工时，应注意湿接缝处新旧混凝土接触面的混凝土密实性。

【条文说明】后浇超高性能混凝土节点的施工质量是保证节点承载力和结构性能发挥的关键，而连接的质量很大程度取决于施工过程控制。未浇水湿润而表面干燥的接缝吸水性明显，会导致浇筑后的混凝土表面失水，造成混凝土质量问题。对作业人员应培训考核，并持证上岗，同时要求有专职检验人员全过程督导。

7.4.9 连接位置处的超高性能混凝土应连续浇筑，浇筑间歇不应超过 20min，宜一次浇注成型。夏季和冬季的超高性能混凝土施工应根据不同季节特点制定相应的施工技术方案，并应采取针对性措施。

【条文说明】超高性能混凝土节点的浇筑情况决定了其力学性能和周围构件力学性能的发挥，因此在振捣、浇筑等条件允许的情况下，宜一次浇注成型。若必须在浇筑过程中有所间歇，则应严格控制间歇时间，保证连接位置处混凝土的整体性。

7.5 超高性能混凝土养护

7.5.1 连接位置的超高性能混凝土浇筑完成后，对混凝土裸露面应及时进行修理、抹平，并立即覆盖薄膜及洒水养护，覆盖薄膜洒水养护 3 天。养护期间应加强巡查，确保养护到位。

【条文说明】连接位置处的超高性能混凝土养护应着重关注，即使有后续的预应力张拉工序进行时也不应中断养护。现场浇筑的超高性能混凝土浇筑完成后，应尽早覆盖，以尽量提高其中的胶凝材料的水化程度。若现场温度较低，则应延长洒水养护的时间。现场养护时需采取必要的措施防止超高性能混凝土出现收缩裂缝。

7.5.2 在日照较强，空气干燥的春秋多风季节，应做好保湿防护措施防止刚浇筑

完成的表面发生塑性收缩开裂。

【条文说明】日照情况、风速、空气湿度会显著影响混凝土的塑性收缩开裂，要及时进行保湿养护。保湿养护过程中应加强巡查力度，发现有缺水部位时，应及时补水养护。

7.5.3 当采用自然养护方式养护连接位置处的超高性能混凝土时，养护的环境平均气温宜高于 10℃，当环境平均气温低于 10℃或最低气温低于 5℃时，应按冬期施工处理，采取保温措施。

7.5.4 超高性能混凝土成型后可采用升温养护，养护过程中的温度控制宜采用自动控制系统。养护过程应符合以下规定：

1 静停阶段，环境温度控制在 10℃以上、相对湿度 60%以上，静停时间不少于 6h；

2 初养阶段，升温速度不应大于 12℃/h，升温至 40℃后，保持恒温（40℃±3℃）24h 或直至同条件养护试件的抗压强度达到 40MPa；再以不超过 15℃/h 的降温速度降至构件表面温度与环境温度之差不大于 20℃的温度范围内；初养阶段的环境相对湿度控制在 70%以上；

3 超高性能混凝土连接位置可在初养结束后拆模。拆模时构件表面温度与环境温度之差不应大于 20℃；

4 终养阶段，再次进行升温养护，升温速度不应大于 12℃/h，升温至 70℃后，保持恒温（70℃±5℃）48h 以上，或直至同条件养护试件的抗压强度达到设计值；再以不超过 15℃/h 的降温速度降至构件表面温度与环境温度之差不大于 20℃的温度范围内；养护结束后，撤除保温设施。终养过程的环境相对湿度应保持在 95%以上；

5 自然养护阶段，环境平均气温宜高于 10℃，构件表面应保持湿润不少于 7 天；当环境平均气温低于 10℃或最低气温低于 5℃时，应按冬期施工处理，采取保温措施。

【条文说明】若采用蒸汽养护，可加快施工进度。蒸汽养护过程分为静停、初养、终养及自然养护四个阶段。蒸汽养护温度宜采用自动控制系统来精确控制。升温养护中升温 and 降温的速率不应过大，避免在温度变化过程中混凝土表面出现裂缝。蒸汽养护的相关规定依据现行国家标准《活性粉末混凝土》GB/T 31387 的养护规定，并参照国外规范超高性能混凝土的养护方式确定。

7.6 预应力张拉及灌浆

7.6.1 预应力筋在张拉施工前应根据实测的弹性模量和摩擦系数计算张拉伸长值。并应对构件端部预埋件、混凝土强度、预应力筋力学性能进行核对和全面检查。

7.6.2 同一束预应力筋宜整束张拉。当预应力筋设计为两端张拉时，宜采取两端同时张拉工艺，有条件时宜采用数控张拉，也可一端先张拉锚固，另一端补张拉。

7.6.3 预应力筋穿束、张拉及灌浆作业的平台宜采用固定在预制柱上的工具式平台，也可采用高空作业车。

【条文说明】为发挥装配式结构的优势和技术特点，预应力穿束、张拉及灌浆操作应尽量减少脚手架的搭设，固定于预制柱周围的一体化设计组装的平台既可用于预制构件的安装和调整、接缝处的灌浆作业，也可为预应力施工提供作业面。

7.6.4 预应力筋张拉机具及仪表的维护与校验应符合下列规定：

- 1 预应力筋张拉机具及仪表应由专人使用和管理，并应定期维护和校验；
- 2 张拉设备应配套校验。压力表的精度不应低于 0.4 级；校验张拉设备用的试验机或测力计精度不得低于 $\pm 0.5\%$ ；校验时千斤顶活塞的运行方向，应与实际张拉工作状态一致。

7.6.5 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，可采用敲击检查、超声波检测和钻孔验证相结合的方法，检测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。

【条文说明】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。

7.6.6 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；预应力筋采用变角张拉时，应制作符合要求的变角垫块。

【条文说明】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。

7.6.7 预应力筋张拉端的设置，应符合设计要求；当设计无具体要求时，则应符合下列要求：

1 直线预应力筋长度超过 40m，曲线预应力筋长度超过 30m 时，应采取两端张拉；当长度超过 60m 时，宜采取分段张拉和锚固；

2 当同一截面中有多根一端张拉的预应力筋时，张拉端宜分别设置在结构的两端；

3 预应力筋长度小于 6m 或大于 60m 时，应先试拉，确定适当的张拉工艺。

【条文说明】应力筋张拉端的设置参照预应力混凝土施工时的具体要求，为达到均衡施加预应力的措施，避免对无粘结预应力连接节点产生非均衡作用力。

7.6.8 预应力筋的张拉顺序应符合设计要求。当设计无具体要求时，可采用分批分阶段对称张拉；顺序宜先中间后两侧；仅有两个平行孔时，宜采用数控张拉设备同时张拉。

1 采用分批张拉时，应计算分批张拉时各批的预应力损失值，分别加到先张拉预应力钢绞线的张拉控制应力值内，或采用同一张拉值逐根复拉补足。

2 当预应力筋需进行两端张拉时，宜采用两端同时张拉工艺，也可一端先张拉，另端补张拉。两端张拉力应一致，两端伸长值应均匀。

【条文说明】无粘结预应力筋的应力水平大小决定了无粘结预应力连接节点的恢复性能，应保证的预应力水平，实现节点的自复位功能。分批张拉后进行复拉，以克服混凝土弹性压缩变形造成的预应力损失或缺失。

7.6.9 初张拉力可为张拉力的 10%~20%。张拉时可按张拉程序量测各级拉力对应的伸长值。其中 2 倍初拉力和初拉力对应的伸长值之差可作为 0→初拉力的伸长值，然后将各级的实际伸长值叠加应为实际的总伸长值。

7.6.10 当张拉设备活塞行程不足，需多次张拉时，应分级张拉。中间各级临时锚固后，应重新安装张拉设备，并应重新读表和量测伸长值后再继续张拉，避免伸长值量测累积误差。

7.6.11 施加预应力应以张拉伸长值为控制量，张拉力为校核量。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 $\pm 5\%$ 。实际伸长值与设计伸长值偏差不宜超过 $\pm 6\%$ 。对于无粘结预应力连接节点，预应力和伸长值的偏差不应超过 $\pm 4\%$ 。当超出允许偏差时应停止张拉，经分析原因并采取措施后方可继续张拉。

7.6.12 预应力筋张拉过程中应避免断丝或滑脱。如发生断丝或滑脱，滑脱总数

不应超过规定限值。对于房屋和一般构筑物，断丝或滑脱总数不应超过预应力筋总数的 1%。

7.6.13 预应力筋张拉完毕，应及时检查张拉记录及锚固情况，经确认无误后，方可切断和封锚。预应力筋切断后露出锚具夹片外的长度不得小于 30 mm。应在夹片及端头用防腐油脂或环氧类胶粘剂涂抹，再用微膨胀细石混凝土或无收缩砂浆进行封闭。

7.6.14 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 30mm；处于二、三类易受腐蚀环境时，不应小于 50mm；

2 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。

7.6.15 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。

7.6.16 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。

7.6.17 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。

7.6.18 预应力张拉力与线形的检测应根据工程阶段（施工/运营）、精度需求、设计要求等综合选择：

- 1 施工阶段可采用液压传感器与弹性回缩法组合验证；
- 2 长期监测可采用光纤传感与智能系统集成；
- 3 线形检测可以光纤和雷达技术为主，辅以几何测量校准。

通过多技术协同、数据融合及规范遵循，可有效保障预应力结构的全生命周期性能。

【条文说明】在预应力工程中，张拉后的检测与监测是确保结构安全性和耐久性的关键环节。（1）质量控制：确保施工符合设计要求；（2）风险防控：预防突发破坏与长期性能退化；（3）合规与追溯：满足规范要求，提供法律依据；（4）经济优化：通过早期干预降低全寿命成本；（5）技术升级：推动智能化、数字化建造发展。

7.7 质量验收

7.7.1 超高性能连接框架结构工程的施工质量验收除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 的有关规定外，尚应符合本节的规定。

【条文说明】本条对超高性能连接框架结构工程施工质量验收所依据的标准作出规定。现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 对混凝土结构子分部工程、分项工程、检验批的划分及质量验收作了规定，预应力框架结构工程的施工质量验收，除应符合本标准外，尚应遵守该标准的有关规定。

本标准重点对超高性能连接框架结构工程的装配式结构分项质量验收作出规定。考虑到超高性能连接框架结构工程的特点，更进一步地，本标准重点对预制梁、预制柱及其连接质量作出规定。对预应力框架结构工程的其他分项工程质量验收，以及装配式结构分项中除预制梁、预制柱及其连接之外的其他质量验收，应按现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 执行。

7.7.2 预制构件应进行结构性能检验。结构性能检验不合格的预制构件不得使用。

7.7.3 超高性能连接框架结构工程采用的材料、构配件、半成品应按进场批次进行检验。

7.7.4 预制构件的质量应符合本标准、国家现行有关标准的规定和设计的要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查质量证明文件。

【条文说明】对专业企业生产的预制构件，进场时应检查质量证明文件。质量证明文件包括产品合格证明书、混凝土强度检验报告及其他重要检验报告等。预制构件的钢筋、混凝土原材料、预应力材料、预埋件等均应按照国家现行有关标准的规定进行检验，其检验报告在预制构件进场时可不提供，但应在构件生产企业存档，以便需要时查阅。

7.7.5 预制构件的外观质量不应有严重缺陷，且当设计无具体要求时，预制构件尺寸的允许偏差，应符合表 7.7.5 的规定。

检查数量：同一生产线或同一工作班生产的同类型构件，抽查 5% 且不应少于 3 件。

表 7.7.5 构件尺寸的允许偏差及检查方法

项目			允许偏差 (mm)	检查方法
截面尺寸	长度	板、梁	+10, -5	钢尺检查
		柱	+5, -10	
	宽度、高度	板、梁、柱	±5	钢尺量一端及中部, 取其中较大值
肋宽、厚度			+4, -2	钢尺检查
侧向弯曲	梁、板、柱		L/750 且 ≤20	拉线、钢尺量最大侧向弯曲处
预埋件	中心线位置		10	钢尺检查
	螺栓位置		5	
	螺栓外露长度		+10, -5	
预留孔	中心线位置		5	钢尺检查
预留洞	中心线位置		15	钢尺检查
主筋保护层厚度	板		+5, -3	钢尺或保护层厚度测定仪量测
	梁、柱		+10, -5	
对角线差	板		10	钢尺量两个对角线
表面平整度	板、柱、梁		5	2m 靠尺和塞尺检查
板角部直角缺口的直角度及缺口与板侧面之间直角度			3°	直角尺和量角器量测
边梁端面与边梁侧面之间直角度			3°	
键槽	长度		+5, -10	钢尺检查
	宽度		±5	
	壁厚		±5	

7.7.6 预制构件上的预埋件、预埋螺栓、外伸连接钢筋、预埋管线、预留孔、预留洞等的规格和数量应符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

【条文说明】预制构件的预埋件、预留孔洞等应在进场时进行抽检，合格后方可使用，避免在构件安装时发现问题造成不必要的损失。

7.7.7 梁端连接钢筋的牌号、规格及数量应符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，检查施工记录。

7.7.8 梁端节点区混凝土强度未达到本规程要求时，不得吊装后续结构构件。已安装完毕的装配式结构，应在混凝土强度到达设计要求后，方可承受全部设计荷载。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查施工记录及试件强度试验报告。

7.7.9 杯口基础的细石混凝土或灌浆料强度应满足设计要求。

检查数量：按批检查。

检验方法：检查混凝土或灌浆料强度试验报告。

7.7.10 预应力筋安装时，品种、规格、级别和数量应符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

7.7.11 预应力筋采用应力控制方法张拉时，张拉力下预应力筋的实测伸长值与计算伸长值的相对允许偏差不应超过 $\pm 6\%$ 。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查张拉记录。

7.7.12 锚具的封闭保护措施应符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

7.7.13 构件安装的尺寸允许偏差，当设计无具体要求时，应符合表 7.7.13 的规定。

表 7.7.13 构件安装的尺寸允许偏差及检查方法

项目			允许偏差 (mm)	检查方法
杯型基础	中心线对轴线位置		10	经纬仪量测
	杯底安装标高		0, -10	经纬仪量测
柱	中心线对定位轴线的位置		5	钢尺量测
	上下柱接口中心线位置		3	钢尺量测
	垂直度	$\leq 5\text{m}$	5	经纬仪量测
		$> 5\text{m}, < 10\text{m}$	10	
		$\geq 10\text{m}$	1/1000 标高且 ≤ 15	
梁	中心线对定位轴线的位置		5	钢尺量测
	梁上表面标高		0, -5	钢尺量测
板	相邻两板下表面平整	抹灰	5	钢尺、塞尺量测
		不抹灰	3	

【条文说明】施工安装质量验收除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 的规定外，尚应按照本节的规定进行验收，构件的缺陷严重程度根据其 对结构性能和使用功能的影响分为一般缺陷和严重缺陷。常见的构件缺陷可按下列方式

处理，主要包括：①梁上部的竖向裂缝，一般长度不超过 100mm，可不处理；②梁端键槽部位斜向裂缝，裂缝宽度不大于 0.1mm 的可不处理；③薄板下部与预应力主筋方向平行的裂缝，不在预应力钢丝位置且宽度不大于 0.2mm 的可不处理，当宽度大于 0.2mm 时，按板拼缝处理，在薄板面加钢筋网片；④预制梁的局部混凝土缺陷，可用高强砂浆或细石混凝土修补。其他特殊情况的缺陷的处理需要另行编制技术方案处理。

装配结构的结构性能主要取决于预制构件的结构性能和连接质量。因此，应按现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定对预制构件进行结构性能检验，合格后方能用于工程。预制构件生产单位应向构件采购单位提供构件合格证。

附录A 超高性能混凝土抗拉试验方法

A.1 范围

A.1.1 本试验方法适用于测定超高性能混凝土在单轴拉伸试验条件下的弹性极限抗拉强度、弹性极限拉应变、拉伸弹性模量、抗拉强度、抗拉应变，以评价超高性能混凝土的抗拉性能。

A.2 试件尺寸和数量

A.2.1 抗拉性能试件尺寸如图 A.2.1 所示，其中 B-C 弧段由包括 B 点、C 点在内的 21 个点连接而成的 20 条线段组成，每个点的坐标见表 A.2.1，F-E、I-J、M-L 弧段构成同 B-C 弧段。

A.2.2 每组试件数量为 6 个。

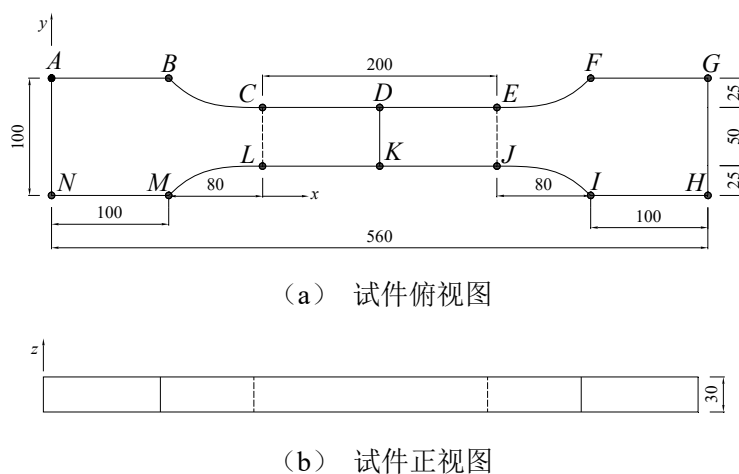


图 A.2.1 试件尺寸示意图

表 A.2.1 B-C 弧段内各连接点坐标

点	1 (B 点)	2	3	4	5	6	7
X / mm	100.0	104.0	108.0	112.0	116.0	120.0	124.0
Y / mm	100.0	94.4	90.0	86.6	84.0	81.9	80.4
点	8	9	10	11	12	13	14
X / mm	128.0	132.0	136.0	140.0	144.0	148.0	152.0
Y / mm	79.1	78.2	77.4	76.8	76.4	76.0	75.8
点	15	16	17	18	19	20	21 (C 点)
X / mm	156.0	160.0	164.0	168.0	172.0	176.0	180.0
Y / mm	75.6	75.4	75.3	75.2	75.1	75.0	75.0

A.3 试验仪器

A.3.1 拉力试验机应符合下列规定：

- 1 试件破坏荷载宜大于拉力试验机全量程的 20%且宜小于拉力试验机全量程的 80%；
- 2 示值相对误差应为 $\pm 1\%$ ；
- 3 应具有加荷速度指示装置或加荷速度控制装置，并应能均匀、连续地加荷；
- 4 其拉伸间距不应小于 800mm~1000mm；
- 5 其他要求应符合 GB/T 3159 和 GB/T 2611 的有关规定。

A.3.2 用于微变形测量的仪器装置应符合下列规定。

- 1 用于微变形测量的仪器宜采用位移传感器，也可采用激光测长仪、引伸仪等。采用位移传感器时应备有微变形测量固定架，试件的变形通过微变形测量固定架传递到位移传感器。采用位移传感器测量试件变形时，应备有数据自动采集系统；条件许可时，可采用荷载和位移数据同步采集系统。
- 2 当采用位移传感器时，其测量精度应为 $\pm 0.001\text{mm}$ ；当采用激光测长仪或引伸仪时，其测量精度应为 $\pm 0.001\%$ 。
- 3 微变形测量仪的标距宜为 200mm。

A.4 试验步骤

A.4.1 每个试件在进行抗拉性能试验时，可同时确定弹性极限抗拉强度、弹性极限拉应变、拉伸弹性模量、抗拉强度、抗拉应变 5 个参数，对于抗拉应变小于 1000×10^{-6} 的试件尚应确定残余抗拉强度。

A.4.2 到达试验龄期前，将试件从养护室取出，待表面水分干燥后，将试件放置于试验机上下夹具中，保证上下夹具连接件与混凝土试件的中轴线一致并对中。在试件弧形段与夹具接触部位放置 0.5mm~1mm 厚的橡胶垫片。将试件上端与试验机上夹头固定，升降拉力试验机至合适高度，调整试件方向，将试件下端固定。

A. 4.3 当采用位移传感器测量变形时，应将位移传感器固定在变形测量架，并由标距定位杆进行定位，然后将变形测量架通过紧固螺钉固定在试件中部。从试件取出至试验完毕，不宜超过 4h。应提前做好变形测量的准备工作。

A. 4.4 开动试验机进行预拉，预拉荷载相当于破坏荷载的 15%~20%。预拉时，应测读应变值，计算偏心率，计算方法参考 GB/T 50081 的轴向拉伸试验方法。当试块偏心率大于 15%时，应对试块重新进行对中调整。

A. 4.5 预拉完毕后，应重新调整测量仪器，进行正式测试。拉伸试验时，对试件进行连续、均匀加荷，宜采用位移控制加荷，加荷速率宜控制在 0.2mm/min。当采用位移传感器测量变形时，试件测量标距内的变形应由数据采集系统自动记录，绘制荷载-变形曲线。

A. 4.6 当满足下列条件之一时，应终止加载，停止试验：

- a) 试件进入拉伸应变软化阶段后拉应力低于抗拉强度的 30%时；
- b) 试件的拉应变达到 10000×10^{-6} 时；
- c) 拉断。

A. 5 结果计算

A. 5.1 弹性极限抗拉强度的取值应符合下列要求：

1 在应变片记录的应力-应变曲线中，取由线性转为非线性的点作为弹性极限点，该点所对应的拉应力即为弹性极限抗拉强度。当弹性极限点不明显时，取 200 微应变对应的拉应力作为弹性极限抗拉强度。

2 取同一试件上各应变片测量结果的中间值作为该试件的测定值，取有效拉伸试件的平均值作为该组混凝土的测定值。

A. 5.2 抗拉弹性模量和弹性极限拉应变的取值应符合下列要求：

1 由各应变片记录的应力-应变曲线，按 GB/T 50081 轴向拉伸试验方法的规定，计算出每条曲线对应的弹性模量，取中间值作为该被测试件的抗拉弹性模量。

2 取有效拉伸试件弹性模量的平均值作为该组混凝土的抗拉弹性模量。

3 由该组混凝土的弹性极限抗拉强度除以抗拉弹性模量即得该组混凝土的弹性极限拉应变。取 200 微应变确定弹性极限强度的，其弹性极限拉应变记为应

变 200 微应变。

A. 5.3 抗拉强度与峰值拉应变的取值应符合下列要求：

1 试件的抗拉强度为最大拉力除以试验前测量的标距中心初始截面面积。对应抗拉强度的应变即为峰值拉应变。可按 GB/T 50081 中轴向拉伸试验方法的规定，由应力-应变曲线或荷载-位移曲线确定并计算试件的抗拉强度和峰值拉应变。

2 取各应力-应变曲线或荷载-位移曲线计算出的抗拉强度中间值作为被测试件的抗拉强度。取各峰值拉应变的中间值，作为被测试件的峰值拉应变。

3 取有效拉伸试件的抗拉强度、峰值拉应变的平均值作为该组混凝土的抗拉强度和峰值拉应变。

A. 6 抗拉强度等级的评定

A. 6.1 进行抗拉性能等级评定时，应根据单根有效拉伸试件的抗拉强度、弹性极限抗拉强度、抗拉应变、残余抗拉强度的测试结果按本标准进行评级。

A. 6.2 当有 3 个或 3 个以上有效拉伸试件的各项抗拉性能指标符合目标抗拉性能等级要求时，可认为受检的超高性能混凝土达到相应的抗拉性能等级，否则应做降级处理。

附录B 张拉阶段预应力损失测定方法

B.1 锚口摩阻损失测试方法

B.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 $0.7F_{ptk} \sim 0.8F_{ptk}$ ，测力系统的不确定度不应大于 2%。

B.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 B.1.2。

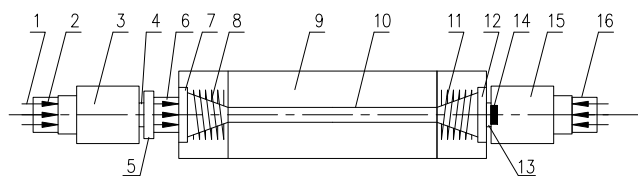


图 B.1.2 锚口摩擦损失测试装置

- | | | | |
|--------------|-------------|-------------|-------------|
| 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 |

B.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。

B.1.4 锚口摩擦损失率按下式计算：

$$\delta_1 = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100\% \quad (\text{B.1.4})$$

B.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。

B.2 变角张拉摩擦损失测试方法

B.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（如图 B.2.1 所示）。张拉力范围为 $0.7F_{\text{ptk}} \sim 0.8F_{\text{ptk}}$ ，测力系统的不确定度不应大于 2%。

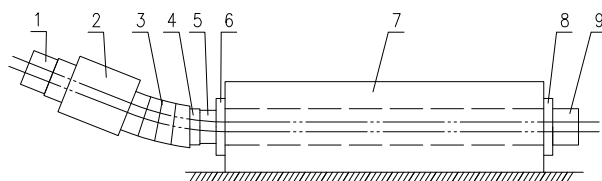


图 B.2.1 变角张拉摩擦损失测试装置

- | | | | |
|----------|----------|-----------|----------|
| 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； |

B.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 。

B.2.3 变角张拉摩擦损失率按下计算：

$$\delta_2 = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100\% \quad (\text{B.2.3})$$

B.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%。

B.3 摩擦损失测试方法

B.3.1 缓粘结预应力筋与护套摩擦损失值宜采用数控千斤顶测定，如图 B.3.1 所示。摩擦系数 k 测定采用直线缓粘结钢绞线、 μ 测定采用曲线缓粘结钢绞线，测定步骤如下：

- 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。

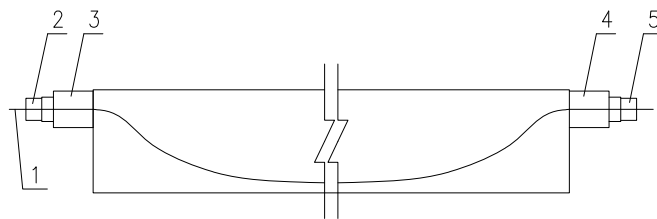


图 B. 3. 1 摩擦损失测试示意图

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；

B. 3. 2 考虑缓粘结钢绞线每米长度局部偏差的摩擦系数 k

k 值应根据直线缓粘结钢绞线实测数据按式 (B.3.2) 计算：

	$k = \frac{N_0}{A_p \sigma_{con}} \cdot \frac{1}{x} = \frac{N_1 - N_2}{A_p \sigma_{con}} \cdot \frac{1}{x}$		(B. 3. 2)
式中：	x	缓粘结钢绞线张拉端至计算截面的距离（m）；	
	k	考虑缓粘结钢绞线每米长度局部偏差的摩擦系数。	

对直线布置的缓粘结钢绞线在相同张拉控制应力下计算所有 k 取算术平均值，作为该级张拉控制应力对应的 k 。

B. 3. 3 缓粘结钢绞线中钢绞线与护套之间的摩擦系数 μ

μ 值应根据曲线缓粘结钢绞线实测数据及直线缓粘结钢绞线得到的 k 值按式 (B.3.3) 计算，最后 μ 值取每根缓粘结钢绞线计算所得 μ 值的算术平均值。

	$\mu = \left[\ln \left(\frac{1}{1 - \frac{N_0}{A_p \sigma_{con}}} \right) - kx \right] \cdot \frac{1}{\theta} = \left[\ln \left(\frac{1}{1 - \frac{N_1 - N_2}{A_p \sigma_{con}}} \right) - kx \right] \cdot \frac{1}{\theta}$		(B. 3. 3)
式中：	x	缓粘结钢绞线张拉端至计算截面的曲线长度，亦可近似取该段在纵轴上的投影长度（m）；	
	θ	缓粘结钢绞线张拉端至计算截面曲线各部分切线的夹角之和（rad）；	
	μ	缓粘结钢绞线中钢绞线与护套内壁之间的摩擦系数。	

根据不同张拉控制应力对应的 k ，计算所有曲线布置的缓粘结钢绞线在对应张拉控制应力下的 μ ，对所有 μ 取算术平均值，作为该级张拉控制应力对应的 μ 。

B.4 锚固回缩值量测方法

B.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 $0.7F_{ptk} \sim 0.8F_{ptk}$ ，测力系统的不确定度不应大于 2%。

B.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 B.4.2 所示；
- 3 按下式计算张拉端的锚固回缩值：

	$\Delta l = l_B - l_C - \frac{N_{con}(l_1 + l_A)}{EA_p}$	(B.4.2)
式中： l_A ——	安装空隙，等于图 A.4.2 中 A 点的对应的横坐标值；	
l_B ——	图 B.4.2 中 B 点的对应的横坐标值；	
l_C ——	图 B.4.2 中 C 点的对应的横坐标值。	

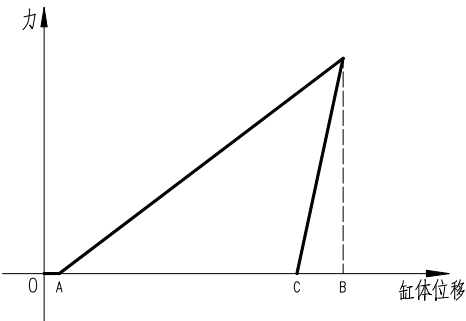


图 B.4.2 张拉力-缸体位移曲线

B.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 B.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：

	$a = \frac{(P_1 - P_2)(L + 30)}{E_p A_p}$	(B. 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。

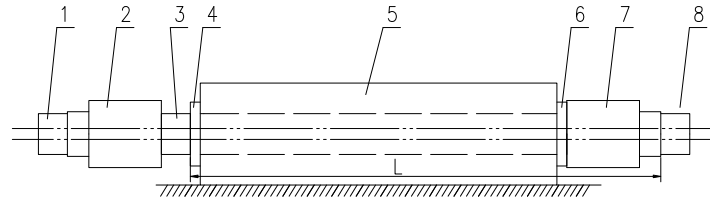


图 B. 4. 3 间接测量法试验装置

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；

附录C 预应力钢绞线检验规则

C.1 检验分类

C.1.1 预应力钢绞线的检验分为出厂检验和型式检验。

C.1.2 每批产品出厂前应进行出厂检验，需方可按出厂检验的规定进行检查验收。

C.1.3 凡属下列情况之一时，应进行型式检验：

- 1 新产品鉴定或老产品转厂生产时；
- 2 正式生产后，如原料、生产工艺、设备有较大改变时；
- 3 正常生产时，每 3 年进行一次检验；
- 4 停产 1 年后，恢复生产时；
- 5 根据供需双方协议，采用现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》

GB/T 5224 中表列以外的强度级别的钢绞线；

- 6 经供需双方协商、合同中注明，或设计要求提供型式检验。

C.2 检验项目

出厂检验和型式检验项目应符合表 C.2 的规定。

表 C.2 检验项目

序号	检验项目	出厂检验	型式检验	试验方法及要求
1	表面质量	√	√	《预应力混凝土用钢绞线》 GB/T 5224 《预应力混凝土用钢材试验方法》 GB/T 21839
2	每米钢绞线重量			
3	捻距	√	√	
4	钢绞线公称直径	√	√	
5	钢绞线的中心钢丝直径 加大比	√	√	
6	钢绞线伸直性	√	√	
7	整根钢绞线最大力	√	√	
8	0.2%屈服力	√	√	
9	0.2%屈服力与整根钢绞 线实际最大力的比值		√	
10 ^a	弹性模量		√	
11	疲劳性能		√	
12	偏斜拉伸		√	
13 ^b	应力松弛性能		√	
14	应力腐蚀性能		√	4.2.3
15	最大力总伸长率	√	√	4.2.3
a 当需方要求时测定。 b 在特殊情况下，松弛试验可以由工厂连续检验提供同一原料、同一生产工艺的数据代替。				

附录D 预应力筋用锚具、夹具和连接器检验规则

D.1 检验分类

D.1.1 锚具、夹具和连接器的检验分出厂检验和型式检验。

D.1.2 每批产品出厂前应进行出厂检验，需方可按出厂检验的规定进行检查验收。

D.1.3 凡属下列情况之一时，应进行型式检验：

- 1 新产品鉴定或老产品转厂生产时；
- 2 正式生产后，如结构、生产工艺、材料有较大改变时，可能影响产品性能时；
- 3 正常生产时，每3年进行一次检验；
- 4 停产2年后，恢复生产时；
- 5 根据供需双方协议，采用现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 中表列以外的强度级别的钢绞线，配套生产用时；
- 6 经供需双方协商、合同中注明，或设计要求提供型式检验。

D.2 检验项目

出厂检验和型式检验项目应符合表 D.2 的规定。

表 D.2 检验项目

序号	锚具、夹具和连接器类别	检验项目	出厂检验	型式检验	试验方法及要求
1	锚具及永久留在混凝土结构或构件中的连接器	外观	√	√	《预应力筋用锚具、夹具和连接器》 GB/T 14370
2		尺寸			
3		硬度	√	√	
4		静载锚固性能	√	√	
5		疲劳载荷性能	√	√	
6		锚固区传力性能	√	√	
7 ^a		低温锚固性能	√	√	
8		锚板强度 （夹片式锚具）	√	√	
9		内缩量 （夹片式锚具）		√	
10		锚口摩阻损失 （夹片式锚具）	√	√	
11		张拉锚固工艺		√	
12	夹具及张拉后将要放张和拆卸的连接器	外观		√	
13		尺寸		√	
14		硬度		√	
15		静载锚固性能		√	
a 有低温锚固性能要求的锚具。					

本标准用词说明

1 为了便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

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，在正常情况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这样做的用词：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的用词，采用“可”。

2 标准中指定应按其他有关标准执行时，写法为“应符合……的规定（要求）”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《工程结构通用规范》 GB 55001
- 2 《建筑与市政工程抗震通用规范》 GB 55002
- 3 《混凝土结构通用规范》 GB 55008
- 4 《建筑地基基础设计规范》 GB 50007
- 5 《混凝土结构设计标准》 GB/T 50010
- 6 《建筑抗震设计标准》 GB/T 50011
- 7 《钢结构设计标准》 GB 50017
- 8 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB 50204
- 9 《钢结构工程施工质量验收规范标准》 GB 50205
- 10 《水泥基灌浆材料应用技术规范》 GB/T 50448
- 11 《混凝土结构工程施工规范》 GB 50666
- 12 《装配式混凝土建筑技术标准》 GB/T 51231
- 13 《冷轧带肋钢筋》 GB 13788
- 14 《钢筋混凝土用钢》 GB 1499
- 15 《预应力筋用锚具、夹具和连接器》 GB/T 14370
- 16 《预应力混凝土用螺纹钢筋》 GB/T 20065
- 17 《预应力孔道灌浆剂》 GB/T 25182
- 18 《活性粉末混凝土》 GB/T 31387
- 19 《混凝土用钢纤维》 GB/T 39147
- 20 《预应力混凝土用钢丝》 GB/T 5223
- 21 《预应力混凝土用钢绞线》 GB/T 5224
- 22 《装配式混凝土结构技术规程》 JGJ 1
- 23 《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ 3
- 24 《钢筋焊接及验收规程》 JGJ 18
- 25 《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》 JGJ 85
- 26 《无粘结预应力混凝土结构技术规程》 JGJ 92
- 27 《钢筋机械连接技术规程》 JGJ 107
- 28 《预应力混凝土结构抗震设计标准》 JGJ/T 140

-
- 29** 《预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程》 JGJ 224
 - 30** 《钢筋锚固板应用技术规程》 JGJ 256
 - 31** 《预应力混凝土结构设计规范》 JGJ 369
 - 32** 《预应力装配式混凝土框架结构技术标准》 JGJ/T 502
 - 33** 《钢筋机械连接用套筒》 JG/T 163
 - 34** 《预应力混凝土用金属波纹管》 JG/T 225
 - 35** 《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》 JT/T 529