

UDC

中华人民共和国行业标准



P

JGJ/T 329-2015
备案号 J1997-2015

交错桁架钢结构设计规程

Specification for design of staggered steel
truss framing systems

2015-03-30 发布

2015-12-01 实施

中华人民共和国住房和城乡建设部 发布

中华人民共和国行业标准

交错桁架钢结构设计规程

Specification for design of staggered steel
truss framing systems

JGJ/T 329 - 2015

批准部门：中华人民共和国住房和城乡建设部

施行日期：2 0 1 5 年 1 2 月 1 日

中国建筑工业出版社

2015 北 京

中华人民共和国住房和城乡建设部 公 告

第 787 号

住房城乡建设部关于发布行业标准 《交错桁架钢结构设计规程》的公告

现批准《交错桁架钢结构设计规程》为行业标准，编号为 JGJ/T 329-2015，自 2015 年 12 月 1 日起实施。

本规程由我部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版发行。

中华人民共和国住房和城乡建设部
2015 年 3 月 30 日

前 言

根据原建设部《关于印发〈2007 年工程建设标准规范制订、修订计划（第一批）〉的通知》（建标〔2007〕125 号）的要求，规程编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国际标准和国外先进标准，并在广泛征求意见的基础上，编制本规程。

本规程的主要技术内容是：1. 总则；2. 术语和符号；3. 材料；4. 结构体系；5. 结构设计的基本规定；6. 作用与作用效应组合；7. 结构分析；8. 构件设计与构造；9. 楼面及屋面板；10. 连接；11. 防火及防腐蚀。

本规程由住房和城乡建设部负责管理，由中国建筑标准设计研究院有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议请寄送中国建筑标准设计研究院有限公司（地址：北京市海淀区首体南路 9 号主语国际 2 号楼，邮编：100048）。

本 规 程 主 编 单 位：中国建筑标准设计研究院有限公司
福建四海建设有限公司

本 规 程 参 编 单 位：苏州科技学院
西安建筑科技大学
云南建工集团有限公司

本规程主要起草人员：胡天兵 顾 强 苏明周 申 林
王 喆 邵文约 赵宝成 郭海山
张 萌 王剑非 张 航

本规程主要审查人员：郭彦林 徐厚军 姜学诗 贺贤娟
弓晓芸 吴欣之 郭 兵 马 鹰
方敏勇 姚念亮

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	2
3	材料	5
4	结构体系	7
5	结构设计的基本规定	11
6	作用与作用效应组合	13
7	结构分析	15
8	构件设计与构造	17
9	楼面及屋面板	21
10	连接	25
11	防火及防腐蚀	30
11.1	防火	30
11.2	防腐蚀	30
	本规程用词说明	32
	引用标准名录	33
	附：条文说明	35

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	2
3	Materials	5
4	Structural System	7
5	Basic Requirements of Structural Design	11
6	Actions and Loads	13
7	Structural Analysis	15
8	Design and Details for Structural Members	17
9	Diaphragm Action	21
10	Connection Design in Staggered Steel Truss	25
11	Fire Resistance and Anticorrosion	30
11.1	Fire Resistance	30
11.2	Anticorrosion	30
	Explanation of Wording in This Specification	32
	List of Quoted Standards	33
	Addition; Explanation of Provisions	35

1 总 则

1.0.1 为在交错桁架钢结构的设计中贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于非抗震设防和抗震设防 6 度地区，高度不大于 90m；抗震设防 7 度地区，高度不大于 60m；抗震设防 8 度地区，高度不大于 40m 的交错桁架钢结构设计。

1.0.3 交错桁架钢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 交错桁架结构体系 staggered truss framing systems

在建筑物横向的每个轴线上，平面桁架隔层设置，而在相邻轴线上交错布置的结构体系。在相邻桁架间，楼层板一端支承在下一层平面桁架的上弦杆上，另一端支承在上一层桁架的下弦杆上。

2.1.2 层间抗侧力刚度中心 storey rigidity center of resisting lateral-force

侧向荷载作用下楼层板的转动中心。

2.1.3 混合桁架 truss with a vierendeel panel

桁架跨中节间不设斜腹杆，其余各节间设单斜杆。

2.1.4 空腹桁架 vierendeel truss

桁架各节间均不设斜腹杆。

2.1.5 平面结构空间协同分析法 planar analysis method based on space coordination analysis

考虑空间协同工作的平面结构分析方法。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

G ——重力荷载代表值；

M ——弯矩；

N ——轴力；

S_d ——荷载效应组合设计值；

S_E ——荷载和地震效应组合设计值；

V ——剪力；

V_s ——结构平移产生的剪力；

V_t ——结构扭转产生的剪力。

2.2.2 材性能和抗力

D ——桁架的剪切刚度；

E ——钢材的弹性模量；

f ——钢材抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_t^w ——角焊缝抗拉、抗压、抗剪强度设计值；

f_u ——钢材的极限抗拉强度最小值；

f_v ——钢材抗剪强度设计值；

f_y ——钢材屈服强度；

M_p ——截面的塑性弯矩设计值；

N_i ——连接承载力设计值；

N_y ——截面的屈服轴力设计值。

N_v^t ——一个抗剪连接件的受剪承载力设计值；

R_d ——结构构件抗力的设计值；

V_y ——截面的屈服剪力设计值。

2.2.3 几何参数

A ——毛截面面积；

A_e ——有效截面面积；

A_{en} ——有效净截面面积；

A_n ——净截面面积；

B ——交错桁架结构跨度；钢管截面宽度；

b_e ——板件有效宽度；

d ——斜腹杆长度；

H ——自基础顶面至柱顶的高度；钢管截面高度；

h ——楼层高度；楼板宽度；

h_t ——焊脚尺寸；

L ——构件跨度；

L_{lg} ——节点板自由边长度；

l ——桁架节间几何长度；

- l_1 ——桁架竖杆的水平距离；
- l_w ——角焊缝长度；
- r ——回转半径；
- t ——钢管壁板厚度；
- t_1 ——节点板厚度；
- W_p ——塑性截面模量；
- x_0 、 y_0 ——刚度中心在 x 、 y 轴的坐标；
- α ——节点板破坏线与拉力轴线的夹角。

2.2.4 计算系数

- β ——钢管等效净截面面积折减系数；
- γ_0 ——结构重要性系数；
- γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；
- η ——节点板的拉剪折算系数；
- φ ——轴心受压构件稳定系数；
- λ ——剪力系数；长细比；
- μ ——柱的计算长度系数。

3 材 料

3.0.1 交错桁架钢结构宜采用质量等级为 B、C、D 的 Q235 钢，质量等级为 B、C、D、E 的 Q345 钢；其质量应分别满足现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定。当采用其他牌号的钢材时，尚应符合国家现行有关标准的规定。

3.0.2 承重结构的钢材应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度和硫、磷含量的合格保证。对焊接承重结构，尚应具有碳当量和冷弯试验合格的保证。有抗震设防要求时，承重结构钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85，伸长率不应小于 20%。

3.0.3 钢材的强度设计值和物理性能指标，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

3.0.4 焊接材料、紧固件的选择及强度设计指标，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

3.0.5 圆柱头焊钉的材料应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定。

3.0.6 结构设计图纸和材料订货文件中，应注明钢材的钢号、质量等级、交货状态以及连接材料的型号（或钢号）。

3.0.7 采用钢管混凝土柱时，填充的混凝土强度等级不宜低于 C30。对 Q235 钢管柱，宜填充 C30 或 C40 级的混凝土；对 Q345 钢管柱，宜填充 C40 或 C50 级的混凝土。楼板混凝土的强度等级不宜低于 C30。混凝土、钢筋的材料力学性能、强度标准值应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

3.0.8 两种不同强度钢材连接时，宜采用与低强度钢材相匹配

的焊接材料。

3.0.9 钢管混凝土柱及桁架腹杆钢管宜采用热轧管或冷成型的直缝焊接管，也可采用冷弯型钢或热轧钢板、型钢焊接成型的钢管。

3.0.10 墙体宜采用轻质材料。

4 结构体系

4.0.1 交错桁架钢结构的平面布置宜采用矩形（图 4.0.1）、环形等平面，应使结构各层的抗侧力刚度中心与水平作用合力中心接近，同时各层刚度中心应接近在同一竖直线上，框架宜沿建筑物纵向等柱距布置，框架数宜为奇数。

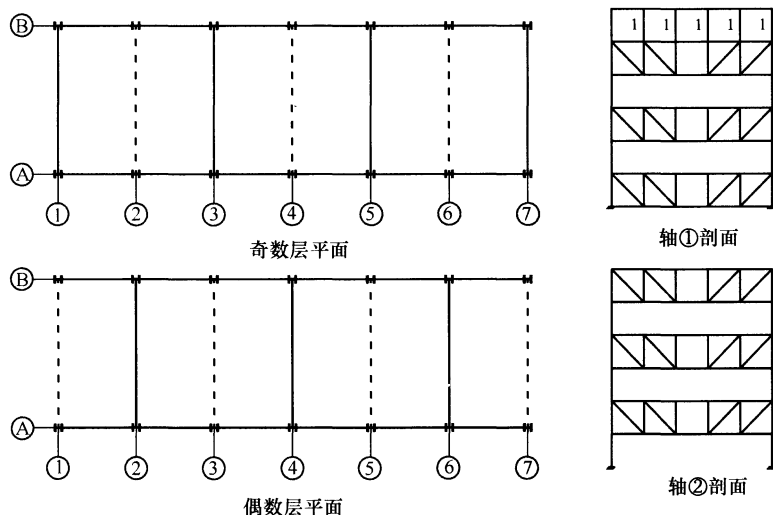


图 4.0.1 交错桁架结构单元的平面、剖面

1—立柱

4.0.2 交错桁架钢结构的经济高宽比宜为 3~6。桁架的跨度不宜大于 21m。桁架的跨高比宜为 5~6。

4.0.3 结构的纵向柱距宜为 6m~9m。楼板可直接与相邻桁架的上下弦相连。楼板厚度不宜小于 120mm。

4.0.4 作用在交错桁架结构上的纵向水平力应由纵向框架或框

架一支撑体系承受。

4.0.5 根据桁架形式不同,桁架上下弦杆与边柱可采用刚接或铰接,纵向框架梁与边柱应采用刚接,楼板应采用现浇楼板(图 4.0.5)。

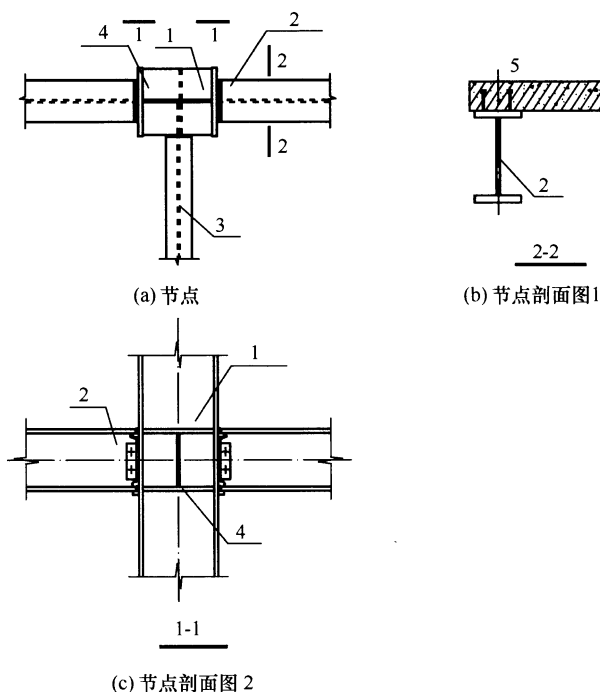


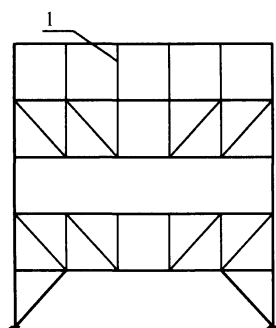
图 4.0.5 桁架、柱、纵向框架梁、楼板的构造关系

1—柱; 2—纵向框架梁; 3—桁架弦杆; 4—加劲肋; 5—楼板

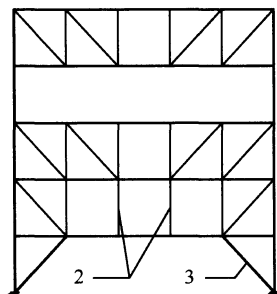
4.0.6 交错桁架结构体系在横向可不设支撑体系,纵向框架的支撑体系宜按需要设置。柱子截面的强轴宜与横向桁架平行。

4.0.7 当底层局部无落地桁架时,应在底层对应轴线及相邻两侧设横向支撑(图 4.0.7)。

4.0.8 顶层无桁架的轴线可采用立柱支承屋面结构。底层无落地桁架时,可在二层无桁架轴线设吊杆支承楼面。



(a) 第二层设桁架时支撑做法



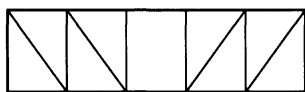
(b) 第三层设桁架时支撑做法

图 4.0.7 支撑、吊杆、立柱

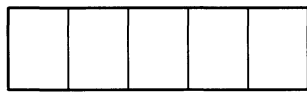
1—顶层立柱；2—二层吊杆；3—横向支撑

4.0.9 采用立柱或吊杆支承楼面时，立柱和吊杆应连在桁架节点处，避免桁架弦杆产生附加弯矩。

4.0.10 桁架可采用混合桁架 [图 4.0.10 (a)] 和空腹桁架 [4.0.10 (b)] 两种形式。混合桁架宜采用单斜杆体系，斜腹杆的倾角宜为 $45^\circ \sim 60^\circ$ ；设置走廊处可不设斜杆，走廊应设在桁架剪力较小的节间。



(a) 混合桁架



(b) 空腹桁架

图 4.0.10 桁架形式

4.0.11 采用空腹桁架时，桁架节点应设计成刚性节点，桁架弦杆与柱的连接应按刚性连接设计。采用混合桁架时，弦杆应连续，桁架腹杆与弦杆的连接、桁架与柱子的连接可按铰接设计。

4.0.12 交错桁架结构端部宜采用平面框架或框架—支撑抵抗侧向力，抗风柱应能将山墙风荷载传递到主体结构。

- 4.0.13** 楼梯、电梯间可设置局部框架。
- 4.0.14** 结构底层布置桁架时，基础梁可作为落地桁架的下弦。
- 4.0.15** 楼板与桁架弦杆应有可靠连接。楼板宜采用压型钢板组合楼板、现浇钢筋、桁架混凝土楼板、现浇钢筋混凝土楼板。

5 结构设计的基本规定

5.0.1 交错桁架钢结构的安全等级和设计使用年限应符合现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的规定。

5.0.2 本规程采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，用分项系数设计表达式进行计算。

5.0.3 结构构件承载力计算应满足下列公式要求：

$$\text{不考虑地震作用时, } \gamma_0 S_d \leq R_d \quad (5.0.3-1)$$

$$\text{考虑多遇地震作用时, } S_E \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (5.0.3-2)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数；

S_d ——不考虑地震作用时，荷载效应组合的设计值（kN）；

S_E ——考虑多遇地震作用时，荷载和地震作用效应组合的设计值（kN）；

R_d ——结构抗力（kN）；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，对钢柱、钢管混凝土柱及桁架取 0.8，节点板件、连接焊缝及螺栓取 0.8。

5.0.4 结构构件正常使用极限状态的计算应满足下式要求：

$$S_d \leq C \quad (5.0.4)$$

式中： C ——结构或构件达到正常使用要求的变形容许值（mm）；

S_d ——荷载效应组合的标准值（mm）。

5.0.5 计算桁架、梁的挠度时可考虑楼板的组合作用，可不考虑螺栓孔引起的截面削弱。受弯构件的挠度容许值不宜大于表 5.0.5 的规定值。

表 5.0.5 受弯构件挠度容许值

构件类别		挠度容许值	
		$[\nu_T]$	$[\nu_Q]$
楼层梁	桁架及主梁	$L/400$	$L/500$
	次梁及楼梯梁	$L/250$	$L/300$
	抹灰顶棚的梁	$L/250$	$L/350$
楼 板		$L/150$	—

注：L 为构件跨度； $[\nu_T]$ 为全部荷载标准值产生的挠度（起拱应减去拱度）的容许值； $[\nu_Q]$ 为可变荷载标准值产生的挠度容许值。

5.0.6 交错桁架结构中桁架可预先起拱。起拱值应根据实际需要确定，可为恒载标准值加二分之一活载标准值所产生的挠度。

5.0.7 结构在风载标准值作用下的层间位移不宜大于 $h/250$ ， h 为层高。

5.0.8 地震作用下交错桁架钢结构的层间位移应满足表 5.0.8 的要求：

表 5.0.8 交错桁架钢结构的层间位移限值

地震工况	层间位移限值
多遇地震（按弹性计算）	$h/250$
罕遇地震（按弹塑性计算）	横向 $h/75$ ，纵向 $h/50$

注：h 为层高。

6 作用与作用效应组合

6.0.1 交错桁架钢结构的荷载标准值、荷载分项系数、荷载效应组合、组合值系数应满足现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定。

6.0.2 按承载力极限状态设计时，应采用荷载效应的基本组合，荷载和材料强度均采用设计值。结构的承载力应包括构件和连接的强度、结构和构件的稳定性。

6.0.3 正常使用极限状态设计应采用荷载效应的标准组合，采用荷载标准值、组合值和变形容许值进行计算。

6.0.4 阻尼比在多遇地震作用计算时可取 0.04，在罕遇地震作用计算时可取 0.05。

6.0.5 交错桁架钢结构按多遇地震进行抗震变形验算时，可不计入与风荷载效应的组合。进行罕遇地震作用验算时，不应计入风荷载，其竖向荷载宜取重力荷载代表值。

6.0.6 当结构的质量和刚度的分布基本对称时，应允许沿结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。

6.0.7 质量和刚度分布明显不对称的结构，应计算双向水平地震作用并计入扭转的影响。

6.0.8 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按式采用：

$$e_i = \pm 0.05L_i \quad (6.0.8)$$

式中： e_i ——第 i 层质心偏移值 (m)，各楼层质心偏移方向相同；

L_i ——第 i 层垂直于地震作用方向的建筑物长度 (mm)。

6.0.9 交错桁架结构宜采用振型分解反应谱法进行地震作用计

算。对高度不大于 40m，质量和刚度沿高度分布比较均匀的交错桁架结构的地震反应弹性分析可采用底部剪力法。对复杂交错桁架结构宜采用时程分析法补充计算。

6.0.10 交错桁架钢结构在多遇地震作用下任一楼层的水平地震剪力应符合下式要求：

$$V_{EKi} \geq \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (6.0.10)$$

式中： V_{EKi} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力 (kN)；

λ ——剪力系数，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 取值；

G_j ——第 j 层的重力荷载代表值 (kN)；

n ——结构计算总层数。

6.0.11 抗震设防区的地震作用及抗震计算除应符合本规程外，尚应符合现行国家准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

7 结构分析

7.0.1 交错桁架钢结构内力与位移可按弹性方法计算；采用混合桁架的交错桁架结构横向内力与位移计算可不计入二阶效应；纵向内力与位移计算应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定计入二阶效应。

7.0.2 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期，应采用按主体结构弹性刚度计算所得周期乘以非结构构件影响的折减系数，其值可取 0.8~1.0。

7.0.3 交错桁架钢结构宜至少采用两个结构分析软件建立力学模型进行整体计算。

7.0.4 交错桁架结构在分析竖向荷载作用时，不宜计入组合梁效应。交错桁架结构在分析横向水平荷载作用时，宜计入组合梁效应。

7.0.5 交错桁架结构的内力及位移应采用空间分析或平面结构空间协同分析方法计算。空间分析宜选择三维杆系有限元模型，楼板采用壳单元。

7.0.6 采用平面结构分析时，在竖向荷载作用下可分别对体系中单榀框架分析其在竖向荷载下的内力和变形。桁架上下弦杆均应承受楼板传来的竖向荷载。

7.0.7 交错桁架结构在横向荷载作用下，采用平面结构分析时不应以单榀框架作为计算模型。当交错桁架沿纵向等柱距布置，且框架数量为奇数，沿高度方向平面桁架均匀错层设置，同一层内每榀框架的构件材性、截面都相同时，横向水平荷载作用下可采用忽略扭转效应的平面结构空间协同分析方法。

7.0.8 桁架端斜杆、与空腹节间相邻的斜杆轴力设计值应乘以增大系数 1.4。

7.0.9 当框架底层局部无落地桁架只设横向支撑时，设支撑的底层框架柱地震内力应乘以增大系数 1.5。

7.0.10 结构不进行平扭耦联计算时，平行于地震作用方向的两个边框架，其地震作用效应应乘以增大系数，短边可按 1.15 采用，长边可按 1.05 采用，角部构件宜同时乘以两个方向各自的增大系数。

7.0.11 在横向水平荷载作用下，计入结构整体扭转对结构内力的影响时，宜采用空间分析法。

8 构件设计与构造

8.0.1 桁架弦杆宜采用热轧 H 形钢或焊接工字形截面，混合桁架腹杆宜采用矩形钢管截面，腹杆的最小截面不应小于 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 6\text{mm}$ ，节点板厚度不宜小于 12mm 。桁架弦杆的宽度不宜小于 200mm 。

8.0.2 桁架杆件不宜采用由垫板缀合的型钢组合截面。

8.0.3 桁架上、下弦杆应按连续压（拉）弯构件设计。楼板与桁架弦杆有抗剪连接件可靠连接时，弦杆可不计算平面外稳定。弦杆平面内计算长度取节间的几何长度。

8.0.4 混合桁架腹杆应按轴心受力构件计算其强度、整体稳定及局部稳定。混合桁架腹杆可采用节点板与弦杆连接，桁架端部斜杆和底层横向支撑斜杆平面内、外计算长度均取 l ，桁架其他腹杆平面内计算长度取 $0.8l$ ，平面外计算长度取 l ， l 为节间几何长度。

8.0.5 桁架压杆的长细比不宜大于 $120\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ，拉杆不宜大于 $180\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ， f_y 为钢材屈服强度。

8.0.6 桁架杆件的板件宽厚比不应大于表 8.0.6 规定的限值。

表 8.0.6 桁架杆件的板件宽厚比限值

板件名称	宽厚比限值	
	7、8 度抗震设防	6 度抗震设防及非抗震设防
H 形截面弦杆翼缘外伸部分	10	13
H 形截面弦杆腹板	30	40
矩形管截面腹杆壁板	25	35

注：表中数值适用于 Q235 钢，采用其他钢号时应乘以 $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 。

8.0.7 交错桁架钢结构的框架梁、柱应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 有关规定及本节的规定，计算其强度和稳定性。等截面柱在框架平面内的计算长度应取该层柱的高度乘以计算长度系数 μ 。混合、空腹桁架结构柱子平面内计算长度系数 μ 均可取为 1.0，平面外计算长度应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 框架柱计算长度取值。

8.0.8 支撑杆件的长细比不应大于 $120\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ，板件宽厚比不应大于表 8.0.8 规定的限值。

表 8.0.8 支撑的板件宽厚比限值

板件名称	宽厚比限值	
	7、8 度抗震设防	6 度抗震设防及非抗震设防
H 形截面翼缘外伸部分	9	13
H 形截面腹板	26	33
箱形截面壁板	20	30
圆管外径与壁厚比	40	42

注：表中数值适用于 Q235 钢，采用其他钢号时应乘以 $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ；圆管应乘以 $\frac{235}{f_y}$ 。

8.0.9 框架柱的长细比不应大于 $120\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ，梁柱板件宽厚比不应大于表 8.0.9 规定的限值。

表 8.0.9 框架梁柱板件宽厚比限值

框架柱、梁板件名称		宽厚比限值	
		7、8 度抗震设防	6 度抗震设防及非抗震设防
梁	H 形截面翼缘外伸部分	9	11
	H 形截面腹板	$30 \leq 72 - 100N_b/(Af) \leq 65$	$40 \leq 85 - 120N_b/(Af) \leq 75$
柱	H 形截面翼缘外伸部分	11	13
	H 形截面腹板	45	52
	箱形截面壁板	36	40

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材时应乘以 $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ； N_b 为梁中轴力； A 为梁截面面积； f 为钢材抗拉（压）强度设计值。

8.0.10 纵向框架梁与框架柱刚接并同时作为楼板的边梁时，应计入楼板平面内的弯矩在梁内产生的轴力，纵向框架梁与柱的连接计算也应计入该轴力。该轴力可按下式计算：

$$H = M/h \quad (8.0.10)$$

式中： H ——楼板纵向边梁中的拉（压）力设计值（kN）；

M ——桁架横向水平剪力作用下楼板平面内的弯矩设计值（kN·mm）；

h ——楼板宽度（mm）。

8.0.11 矩形钢管混凝土柱尚应按空钢管进行施工阶段的强度、稳定性和变形验算。矩形钢管柱在施工阶段的轴向应力不应大于其抗压强度设计值的 60%，并应满足强度和稳定性的要求。

8.0.12 矩形钢管混凝土柱钢管截面最小边尺寸不宜小于 400mm，壁厚不宜小于 10mm，截面的高宽比不宜大于 2。

8.0.13 矩形钢管混凝土柱壁板件宽厚比（图 8.0.13）不应大于表 8.0.13 规定的限值。

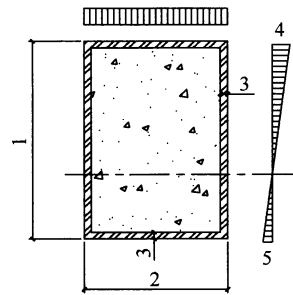


图 8.0.13 矩形钢管截面板件应力分布

1— h ；2— b ；3— t ；4— σ_1 ；5— σ_2

表 8.0.13 矩形钢管混凝土柱壁板宽厚比 b/t 、 h/t 的限值

构件类型	b/t	h/t
轴压	60ϵ	60ϵ
压弯	60ϵ	$\text{当 } 1 \geq \frac{\sigma_2}{\sigma_1} > 0 \text{ 时: } 30(0.9 \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^2 - 1.7 \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) + 2.8)\epsilon$ $\text{当 } 0 \geq \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq -1 \text{ 时: } 30(0.74 \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^2 - 1.44 \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) + 2.8)\epsilon$

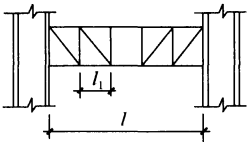
注： ϵ 为钢材强度转化系数，当为使用阶段时， $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ；当为施工阶段验算时，

$\epsilon = \sqrt{235/1.1\sigma_0}$ ； f_y 为钢材的屈服强度； σ_1 、 σ_2 分别为板件最外边缘的最大、最小应力，压应力为正，拉应力为负； σ_0 为施工阶段荷载作用下的板件实际应力设计值，压弯时取 σ_1 。

8.0.14 桁架弦杆拼接时，应采用等强拼接。

8.0.15 钢桁架外形尺寸的偏差不应大于表 8.0.15 规定的允许值，多节钢柱、焊接实腹梁外形尺寸的偏差应符合设计要求及国家现行标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

表 8.0.15 桁架制作的允许偏差

项 目		允许偏差 (mm)	图 例
桁架最外端两个孔或 两端支承面最外侧距离		+3.0 -7.0	
桁架跨中高度		±10.0	
桁架跨中拱度	设计要求起拱	±1/5000	
	设计未要求起拱	10.0 -5.0	
相邻节间弦杆弯曲（受压除外）		$l_1/1000$	

8.0.16 交错桁架钢结构的设计文件中应符合下列规定：

1 文件中应明确桁架吊装、安装时应设置临时侧向约束，确保桁架的面外稳定和侧向弯曲；

2 文件中应明确钢管混凝土柱和楼板的混凝土应随钢结构的安装及时浇筑，形成结构整体刚度。

9 楼面及屋面板

9.0.1 交错桁架结构除应验算楼面及屋面板在重力荷载作用下的承载力、变形外，尚应验算其在桁架传来的横向水平力作用下的平面内抗剪承载力及其与桁架间的连接承载力。

9.0.2 楼层间每榀桁架分担的层间剪力可由结构的空間分析确定，也可按下列公式计算：

$$V_i = V_s + V_{\text{tors}} \quad (9.0.2-1)$$

$$V_s = Q_w \cdot D_i / \sum D_i \quad (9.0.2-2)$$

$$V_{\text{tors}} = \frac{Q_w \cdot e \cdot x_i \cdot D_i}{(\sum D_i x_i^2)} \quad (9.0.2-3)$$

式中： V_i ——层间第 i 榀桁架分担的剪力 (kN)；

V_s ——结构平移产生的剪力 (kN)；

V_{tors} ——结构扭转产生的剪力，忽略扭转影响时此项为零 (kN)；

D_i ——第 i 榀桁架的剪切刚度 (kN/mm)，混合桁架按本规程第 9.0.3 条的规定计算；

$\sum D_i$ ——结构的层间总剪切刚度 (kN/mm)，为同层各桁架剪切刚度 D_i 之和；

e ——扭转计算偏心距 (mm)，其值为层间水平力作用线和层间刚度中心之间的水平距离和偶然偏心 e_i 之和，层间刚度中心的坐标可按本规程第 9.0.4 条的规定计算，偶然偏心按本规程第 6.0.8 条的规定采用；

Q_w ——侧向荷载引起的层剪力 (kN)；

x_i ——相对于层刚度中心的桁架位置坐标 (mm)，应注意奇数层和偶数层刚度中心及桁架位置的不同。

9.0.3 混合桁架的剪切刚度可按下列公式计算：

$$D_i = \sum_{j=1}^m D_{ij} \quad (9.0.3-1)$$

$$D_{ij} = E / (d^3 / (l^2 A_d) + l / A_g) \quad (9.0.3-2)$$

式中：\$D_i\$——某层第 \$i\$ 榀桁架的剪切刚度 (kN/mm)；

\$D_{ij}\$——第 \$i\$ 榀桁架第 \$j\$ 节间的剪切刚度；

\$m\$——第 \$i\$ 榀桁架中有斜腹杆节间的数目，无斜腹杆节间的剪切刚度为零；

\$E\$——钢材的弹性模量 (N/mm²)；

\$d\$——斜腹杆长度 (mm)；

\$l\$——桁架竖杆的水平距离 (mm)；

\$A_d\$——斜腹杆的截面面积 (mm²)；

\$A_g\$——上弦杆的截面面积 (mm²)。

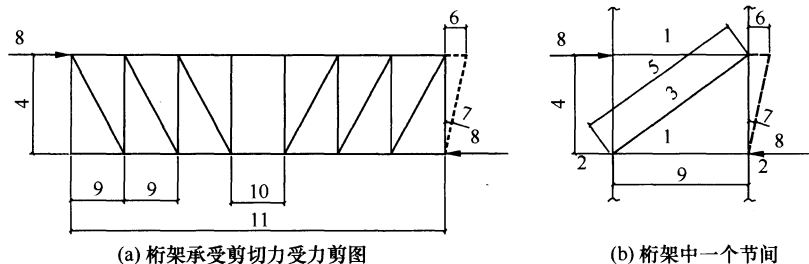


图 9.0.3 桁架的剪切变形

1—梁；2—柱；3—支撑；4—\$h\$；5—\$d\$；6—\$\Delta\$；7—\$\gamma\$；

8—\$H=1\$；9—\$l\$；10—\$l_1\$；11—\$nl+l_1\$

9.0.4 矩形平面层间刚度中心坐标 (图 9.0.4) 可按式计算：

$$x_0 = \Sigma(D_i x_i) / \Sigma D_i; \quad y_0 = B/2 \quad (9.0.4)$$

式中：\$x_0\$、\$y_0\$——分别为刚度中心在 \$x\$ 轴和 \$y\$ 轴的坐标；

\$D_i\$——层中第 \$i\$ 榀桁架的剪切刚度 (kN/mm)，由本规程公式 (9.0.3-1) 计算；

\$x_i\$——层中第 \$i\$ 榀桁架的横坐标 (mm)；

\$B\$——交错桁架结构横向跨度 (mm)。

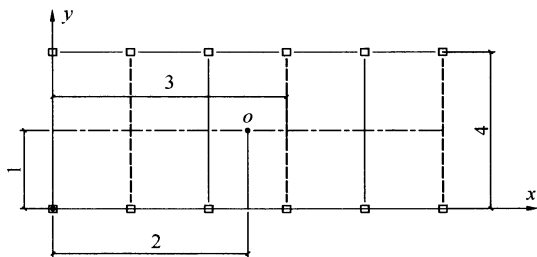


图 9.0.4 层间刚度中心

1— y_0 ; 2— x_0 ; 3— x_i ; 4— B

9.0.5 验算楼板平面内抗剪承载力时, 最大水平剪力设计值应按下式确定:

$$V = \max(1.4V_{wk}, 1.3V_{Ehk}) \quad (9.0.5)$$

式中: V_{wk} ——风载标准值产生的剪力 (kN);

V_{Ehk} ——水平地震作用产生的剪力 (kN)。

9.0.6 楼面板、屋面板与抗侧力桁架间的抗剪连接件可采用栓钉、槽钢、弯筋等。桁架弦杆上的抗剪连接件宜均匀布置, 抗剪连接件数量可按下式计算:

$$n = \frac{V_i}{N_v^f} \quad (9.0.6)$$

式中: V_i ——层间第 i 榀桁架分担的剪力 (kN), 可按本规程式 (9.0.2-1) 计算;

N_v^f ——单个抗剪连接件的受剪承载力设计值 (kN), 可按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定计算。

9.0.7 楼板纵向边梁承受的轴力可按本规程公式 (8.0.10) 计算。当纵向框架梁为楼板边梁时, 边梁尚应计入框架梁内力, 梁与柱的连接应计入轴力 H 的影响。

9.0.8 楼板与纵向边梁之间应设抗剪连接件, 抗剪连接件应能传递按公式 (8.0.10) 计算的轴力 H 产生的剪力流 f_H 。

9.0.9 楼板与桁架、纵向框架梁的抗剪连接件设置构造应符合

现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定。

9.0.10 楼板在横向水平剪力标准值作用下，宜按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中不出现斜裂缝的深梁验算抗剪强度。

9.0.11 楼板的开口部位应按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定，设边缘构件加强。

9.0.12 楼板宜双层双向配筋，在桁架弦杆支承部位宜增加沿桁架方向的配筋。

10 连 接

10.0.1 除空腹节间竖杆外，混合桁架腹杆与弦杆的连接宜用铰接。腹杆与弦杆可采用节点板连接，矩形管截面腹杆在端部开槽口，节点板嵌入，角焊缝连接（图 10.0.1-1、图 10.0.1-2），钢管槽口底部与节点板的横向焊缝不应缺焊。

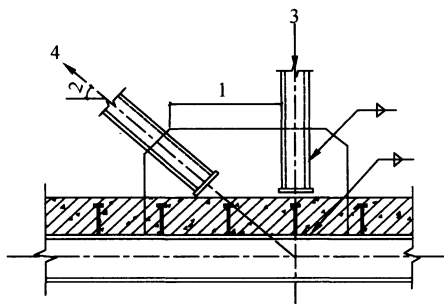


图 10.0.1-1 腹杆与弦杆的连接构造

1— L_{fg} ；2— θ ；3— N_1 ；4— N_2

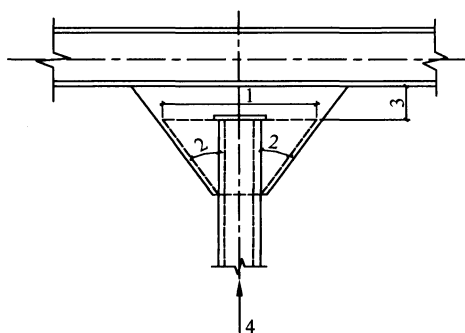


图 10.0.1-2 板件有效宽度

1— b_e ；2— $\theta=30^\circ$ ；3— l ；4— N

10.0.2 采用混合桁架时，桁架在空腹节间的竖腹杆与弦杆宜采用刚性连接（图 10.0.2）。

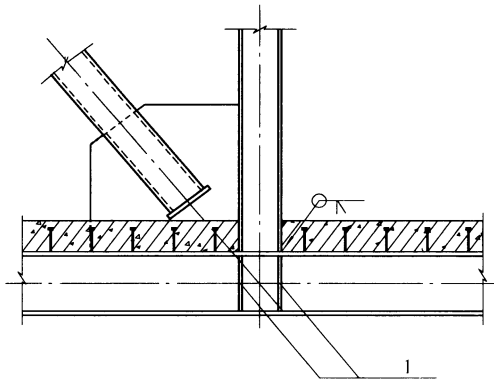


图 10.0.2 空腹节间竖杆与弦杆刚接
1—加劲肋

10.0.3 桁架弦杆与框架柱采用节点板连接时，节点板控制截面应按下式验算承载力：

$$\left(\frac{N}{N_y}\right)^2 + \frac{M}{M_p} + \frac{V}{V_y} \leq 1.0 \quad (10.0.3)$$

式中： N 、 M 、 V ——控制截面的轴力（kN）、弯矩（kN·mm）、剪力设计值（kN）；

N_y ——截面的屈服轴力设计值（kN）， $N_y = Af$ ；

M_p ——截面的塑性弯矩设计值（kN·mm）， $M_p = W_p f$ ；

V_y ——截面的屈服剪力设计值（kN）， $V_y = Af_v$ ；

W_p ——截面的塑性截面模量（mm³）；

A ——节点板控制截面面积（mm²）；

f ——节点板的抗拉（压）强度设计值（kN/mm²）；

f_v ——节点板的抗剪强度设计值（kN/mm²）。

10.0.4 矩形钢管截面受拉腹杆与节点板连接的承载力设计值应

按下列公式计算，并取其较小值：

1 考虑剪切滞后的钢管净截面承载力

$$N_1 \leq A_{en} f \quad (10.0.4-1)$$

2 钢管在焊缝处的剪切承载力

$$N_2 \leq 4l_w t f_v \quad (10.0.4-2)$$

3 焊缝承载力

$$N_3 \leq 4 \times 0.7 h_f l_w f_f^w \quad (10.0.4-3)$$

4 节点板承载力

$$N_4 \leq 2l_w t_1 f_v + B t_1 f \quad (10.0.4-4)$$

$$N_5 \leq f \sum (\eta_i A_i), \quad \eta_i = \frac{1}{\sqrt{1 + 2 \cos^2 \alpha_i}} \quad (10.0.4-5)$$

$$A_{en} = \beta A_n, \quad A_n = A_g - 2 t t_1 \quad (10.0.4-6)$$

$$\beta = 1 - x/l_w \leq 0.9, \quad x = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)} \quad (10.0.4-7)$$

式中： f ——钢管或节点板的抗拉（压）强度设计值（ kN/mm^2 ）；

f_v ——钢管或节点板钢材的抗剪强度设计值（ kN/mm^2 ）；

f_f^w ——角焊缝强度设计值（ kN/mm^2 ）；

A_{en} ——钢管的等效净截面面积（ mm^2 ）；

B ——钢管截面宽度（ mm ）；

H ——钢管截面高度（ mm ）；

l_w ——钢管与节点板的角焊缝长度（ mm ），不应小于 $1.0H$ ；

A_g ——钢管的毛截面面积（ mm^2 ）；

t ——钢管壁厚（ mm ）；

t_1 ——节点板厚度（ mm ）；

h_f ——焊脚尺寸（ mm ）；

A_i ——第 i 段破坏面的截面积（ mm^2 ）， $A_i = t_1 l_i$ ；

l_i ——第 i 破坏段的长度（ mm ），应取板件中最危险的破坏线的长度（图 10.0.4）；

η_i ——第 i 段的拉剪折算系数；
 α_i ——第 i 段破坏线与拉力轴线的夹角。

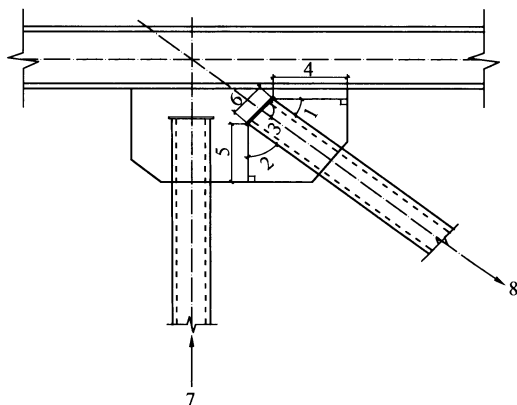


图 10.0.4 板件的拉剪撕裂

1— α_1 ；2— α_2 ；3— α_3 ；4— l_1 ；5— l_2 ；6— l_3 ；7— N_1 ；8— N_2

10.0.5 受压腹杆与节点板连接的承载力设计值除应按公式 (10.0.4-2) ~ 公式 (10.0.4-4) 计算外，尚应按下式计算节点板的屈曲强度，并取其较小值。

$$N_6 \leq A_e \varphi f \quad (10.0.5)$$

式中： A_e ——节点板有效截面面积 (mm^2)， $A_e = b_e t_1$ ；

b_e ——板件有效宽度 (mm)；

f ——节点板钢材抗压强度设计值 (kN/mm^2)；

φ ——轴心受压稳定系数，根据 λ 按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的 a 类截面查出；

λ ——节点板受压时的计算长细比， $\lambda = 1.2l/r$ ；

l ——板侧向支承点间距 (mm) (图 10.0.1-2)；

r ——回转半径 (mm)， $r = t_1/\sqrt{12}$ ；

t_1 ——节点板厚度 (mm)。

10.0.6 节点板与弦杆间的角焊缝强度，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定计算。

10.0.7 连接腹杆的节点板应满足下列公式要求：

1 节点板的剪切承载力极限值应满足下列公式要求：

$$0.75P_{bs} \geq 1.2P_y \quad (10.0.7-1)$$

$$P_y = A_{gw}f_y \quad (10.0.7-2)$$

$$P_{bs} = 0.72f_yA_{gv} + f_uA_{nt}, \text{ 当 } f_uA_{nt} \geq 0.6f_uA_{nv} \quad (10.0.7-3)$$

$$P_{bs} = 0.6f_uA_{nv} + 1.2f_yA_{gt}, \text{ 当 } f_uA_{nt} < 0.6f_uA_{nv} \quad (10.0.7-4)$$

式中： P_y ——节点板有效宽度截面的拉、压屈服承载力（kN）；

f_y ——节点板钢材的屈服强度（kN/mm²）；

A_{gw} ——节点板按有效宽度 b_e 计算的毛截面面积（mm²）；

P_{bs} ——节点板剪切承载力极限值（kN）；

A_{gv} 、 A_{nv} ——受剪的毛截面面积和净截面面积（mm²），可按本规程公式（10.0.4-4）第1项中的 $2l_w t_1$ 计算；

A_{gt} 、 A_{nt} ——受拉的毛截面面积和净截面面积（mm²），可按本规程公式（10.0.4-4）第2项中的 Bt_1 计算；

f_u ——节点板钢材的极限抗拉强度最小值（kN/mm²）。

2 节点板净截面极限抗拉承载力应符合下列公式要求：

$$0.75P_n \geq 1.2P_y \quad (10.0.7-5)$$

$$P_n = A_{nw}f_u \quad (10.0.7-6)$$

式中： P_n ——节点板净截面极限抗拉承载力最小值（kN）；

A_{nw} ——按有效宽度 b_e 计算的净截面面积（mm²）；

P_y ——按公式（10.0.7-2）计算（kN）。

10.0.8 节点板应满足下式要求：

$$\frac{L_{fg}}{t_1} \leq 60\sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (10.0.8)$$

式中： L_{fg} 、 t_1 ——分别为节点板自由边长度（mm）、板厚（mm）。

11 防火及防腐蚀

11.1 防火

11.1.1 交错桁架钢结构应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 的规定，合理确定建筑物的耐火等级、钢构件的设计耐火极限。

11.1.2 钢梁柱宜采用厚涂型钢结构防火涂料，也可采用其他方法对钢梁柱进行防火保护。防火涂料施工前，应对钢构件除锈，进行防锈底漆涂装。底漆漆膜厚度不应小于 $50\mu\text{m}$ ，底漆不应与防火涂料产生化学反应，并应结合良好。质量控制与验收应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。

11.1.3 钢桁架可采用将防火涂料涂覆于钢材表面的方法或按防火等级整体包裹，外包防火构造的耐火性能应满足现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 的规定。对桁架外包防火材料时、构件的粘贴面应做防锈去污处理，非粘贴面应涂防锈漆。

11.1.4 构件的防火保护层厚度宜直接采用实际构件的耐火试验数据，或按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 的规定推算构件防火保护层厚度。

11.1.5 钢结构设计文件中应注明结构的设计耐火等级、构件的设计耐火极限、需要的防火保护措施、防火保护材料的性能要求。

11.2 防 腐 蚀

11.2.1 钢结构常用防腐蚀涂装的配套方案可按现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 的规定选用。应根据环境侵蚀性分类、结构的重要性、防腐蚀设计年限和维护条件设计合

理的防腐涂装方案。

11.2.2 当钢构件采用型钢组合截面时，型钢的间隙应满足涂层施工、维修的要求。

11.2.3 结构件不应出现难于检查清理、能积留湿气、灰尘的死角或凹槽。闭口截面构件应沿全长和端部焊接封闭。

11.2.4 钢结构设计文件中应注明钢结构定期检查和维护要求。

11.2.5 钢材表面原始锈蚀等级及除锈等级要求应符合现行国家标准《涂装前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定 第1部分：未涂覆过的钢材表面和全面清除原有涂层后的钢材表面的锈蚀等级和处理等级》GB/T 8923.1 的规定。钢材表面锈蚀等级不应低于 B 级，表面除锈等级不应低于 Sa2½，表面粗糙度应符合防腐方案的特性。

11.2.6 对低、中等腐蚀环境中难以检查维护的受力构件，不宜采用壁厚小于 3mm 的闭口截面或壁厚小于 5mm 的开口截面，节点板厚度不宜小于 6mm。

11.2.7 当柱脚位于地面以下时，埋入部分应做除锈处理，以厚度不小于 50mm 的低标号混凝土包覆，包至高出地面不小于 150mm。

11.2.8 暴露于湿度较大的环境中的钢结构应外包混凝土隔护。

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对于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：

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：

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：

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，采用“可”。

2 条文中指明应按其他标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

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 《建筑设计防火规范》GB 50016
- 5 《钢结构设计规范》GB 50017
- 6 《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046
- 7 《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153
- 8 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
- 9 《碳素结构钢》GB/T 700
- 10 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
- 11 《涂装前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定 第 1 部分：未涂覆过的钢材表面和全面清除原有涂层后的钢材表面的锈蚀等级和处理等级》GB/T 8923.1
- 12 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433
- 13 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 14 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99

中华人民共和国行业标准

交错桁架钢结构设计规程

JGJ/T 329 - 2015

条文说明

制 订 说 明

《交错桁架钢结构设计规程》JGJ/T 329-2015，经住房和城乡建设部 2015 年 3 月 30 日以第 787 号公告批准、发布。

本规程编制过程中，编制组进行了广泛的调查研究，总结了我国交错桁架钢结构有关研究成果和工程实践经验，同时参考了国外先进技术法规、技术标准，通过试验取得了重要技术参数。

为便于设计、科研、教学、施工等单位的有关人员在使用本规程时能正确理解和执行条文规定，《交错桁架钢结构设计规程》编制组按照章、节、条顺序编写了本规程条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需要注意的有关事项进行了解释和说明。但是，本条文说明不具备与规程正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握条文规定的参考。

目 次

1	总则	38
3	材料	39
4	结构体系	40
5	结构设计的基本规定	43
6	作用与作用效应组合	44
7	结构分析	46
8	构件设计与构造	53
9	楼面及屋面板	54
10	连接	60

1 总 则

1.0.2 交错桁架结构横向刚度较大，结构延性、耗能能力一般。国外文献从经济、合理的角度分析交错桁架结构体系特别适用于建筑物宽度在 18m 范围内，层数为（15~20）层的结构。本条对交错桁架钢结构在高烈度区的应用进行了限制。

3 材 料

3.0.1 材料选择参照现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的要求。因本规程适用于 90m 以下结构，一般不需要采用高强度钢。

3.0.2 本条综合了现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

3.0.7 根据工程实践经验，钢管混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C30 级。在常用的钢管和混凝土面积比值范围，采用 Q235 钢管配置 C30 至 C40 级的混凝土；采用 Q345 钢管配置 C40 或 C50 级的混凝土较为匹配、合理。交错桁架体系中楼板除了承受竖向作用外，还需传递横向桁架间的水平剪力，其混凝土强度等级不宜低于 C30。

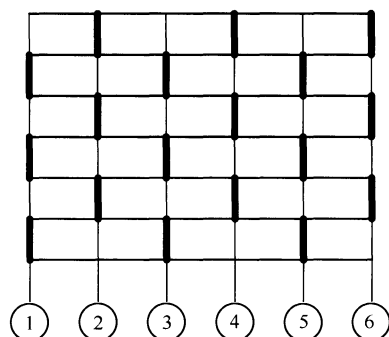
4 结构体系

4.0.1 交错桁架结构体系 (staggered truss framing system) 的基本组成是：楼板、平面桁架和柱子。柱子仅在房屋周边布置，可采用钢柱或钢管混凝土柱。桁架高度与层高相同，跨度与建筑物宽度相同，桁架两端支承在房屋纵向边柱上。桁架在建筑物横向的每条轴线上每隔一层设置 1 个，在相邻轴线上则是交错布置，如图 1 所示。在相邻轴线间，楼层板一端支承在下一层桁架的上弦杆上，另一端支承在上一层桁架的下弦杆上。

交错桁架结构体系适用于窄长的矩形建筑平面。用于其他建筑平面，结构分析较复杂。因桁架交错设置，框架数宜为奇数。采用小柱距可以增加结构刚度，减小楼板厚度，但柱子、桁架数量增加。采用大柱距，楼板厚度增加。

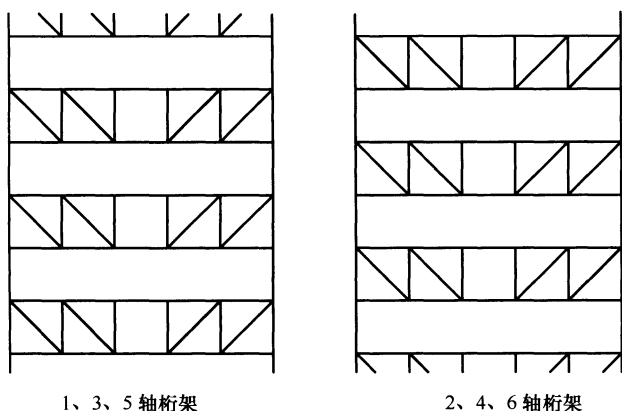
交错桁架结构体系可提供较大的无柱面积，便于灵活布置房间，适用于公寓、旅馆、宿舍楼、医院及其他层高较低的建筑。

交错桁架结构体系柱子数量少，主体结构采用钢结构，维护



(a) 交错桁架体系正立面示意图
(竖直粗黑线为设置桁架的位置)

图 1 交错桁架结构体系 (一)



(b) 交错桁架体系各榀示意图
(每一榀中的横向桁架隔层布置, 相临榀的桁架错层布置)

图1 交错桁架结构体系(二)

结构和隔墙采用轻质预制材料, 便于工厂化生产和施工, 建设周期短。国外的研究表明: 同一多层建筑采用刚接框架、带支撑框架和交错桁架三种结构体系, 单位面积用钢量之比为 $6:5:3$ 。

交错桁架结构体系中的桁架包在墙内, 采用适当的墙体构造可达到需要的防火等级。

4.0.2 交错桁架结构适用于多层、高层建筑。依据国外现有工程实践, 桁架跨度过大后结构不经济。桁架跨高比对结构的横向刚度及经济性有影响, 分析表明跨高比在 $5\sim6$ 较合理。

4.0.4 交错桁架结构体系的边柱应与每层的连梁刚接组成纵向框架, 必要时可加设支撑体系。楼梯、电梯井也是抗侧力体系的一部分。

4.0.6 柱与纵向连梁应刚接组成纵向框架抵抗纵向水平力, 柱子截面强轴布置在横向平面内可提高纵向框架的刚度, 纵向框架承载力或刚度不足时可设支撑体系。

4.0.7 当建筑要求底层局部大空间不能设桁架时, 柱子的抗侧移能力不足, 底层对应部位应设横向斜撑抵抗层间剪力。

4.0.11 交错桁架钢结构中的平面桁架采用不同构造形式时, 构

件的受力和变形是不相同的。空腹桁架的竖向腹杆与柱子共同抵抗横向水平荷载，各层桁架的竖杆类似于短的框架柱，结构体系在横向水平荷载作用下的侧移曲线与框架结构的侧移曲线相似，以剪切变形为主，柱子参与抵抗横向水平荷载，柱中的内力以弯矩、剪力为主，轴力次之；结构的工作性能类似于普通框架，平面桁架所有节点都应设计成刚性节点，弦杆与柱的连接也应按刚性节点设计。当交错桁架钢结构的平面桁架采用混合桁架时，层间剪力主要由桁架的斜腹杆承受，横向荷载的作用将通过平面桁架的端斜杆以轴力的形式传给柱子。腹杆与弦杆的连接及平面桁架与柱子的连接可按铰接设计。

4.0.12 山墙轴线采用框架抗侧力可方便设置抗风柱及开窗洞。山墙框架梁柱节点与相邻轴线桁架弦杆间应设连梁，由山墙框架梁、相邻桁架弦杆、连梁、楼板、柱组成抗侧力体系抵抗山墙风荷载。

4.0.15 同一层桁架在相邻轴线的交错设置需要楼板将上层桁架的剪力传给下层相邻桁架，楼板与桁架弦杆之间应设可靠连接传递水平剪力。出于经济考虑，美国钢结构协会的“Steel Design Guide Series 14: Staggered Truss Framing System”采用预制空心板叠合楼板（空心板之间采取具体的连接措施保证楼板整体性）或压型钢板组合楼板。鉴于国内的抗震要求，本条建议采用压型钢板组合楼板或现浇钢筋混凝土楼板，不应采用整体性较差的预制板。

5 结构设计的基本规定

5.0.5 楼层梁、板挠度容许值按照现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

5.0.7 与现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 一致。

5.0.8 交错桁架钢结构横向刚度较大，多遇地震层间位移限值与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定一致；交错桁架钢结构横向延性较差，罕遇地震下横向层间位移的限值小于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。当采用有较高变形限值的非结构构件和装饰材料时，风荷载标准值作用下的层间位移和多遇地震作用下的层间位移宜适当减小。

6 作用与作用效应组合

6.0.5 交错桁架钢结构适用于多、高层建筑，属一般结构。按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定，地震作用效应和其他荷载效应的基本组合中，可不考虑风荷载参与组合。

6.0.6 当桁架沿纵向等柱距布置，且框架数量为奇数，沿高度方向平面桁架均匀错层设置，同一层内每榀框架的构件材性、截面都相同时，质量中心与刚度中心基本重合，可不计算结构整体扭转效应。

6.0.9 本条规定参考了现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011。对于不考虑扭转影响的结构，可按“平方和开平方法（SRSS 法）”得出振型组合内力及位移；对需要考虑扭转影响的结构，可按“完全二次型方根法（CQC 法）”得到振型组合内力及位移。SRSS 法、CQC 法分别为现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中的指定方法。

交错桁架结构在横向（桁架方向）有很好的侧向刚度。纵向的抗侧力体系通常由建筑物外围的抗弯框架或支撑体系、电梯井、楼梯间组成。一般情况下，结构的前三阶振型分别为纵向变形、横向变形和扭转变形。当结构纵向抗侧移刚度较小时，纵向变形为结构的第一振型。国外的研究表明：在横向水平地震作用下交错桁架结构性能类似于一个支撑体系和延性抗弯框架体系的组合。建筑物的长宽比、高宽比、结构的扭转效应、底层的支撑形式、桁架的形式、混合桁架空腹节间长度的变化都对结构的抗震性能有较大影响。国内的研究表明：①结构横向最大层间位移角随建筑物的长宽比增加而增大，结构质量中心和刚度中心不重合时，结构的最大层间位移角将明显增大；②层间位移角总体上

随着结构高宽比增加而增大；③混合桁架空腹节间长度的增加，将使结构柔性增加，层间位移增大；④建筑物的层高增大，最大层间位移角增大，合适的高跨比为 $1/5$ 左右，再进一步减小层高对最大层间位移角影响不大；⑤空腹桁架体系的横向刚度要明显小于混合桁架体系；⑥混合桁架体系薄弱层多位于底层。

6.0.10 本条来源于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011。

7 结 构 分 析

7.0.1 采用混合桁架的交错桁架钢结构的横向刚度较大, $P-\Delta$ 效应影响很小。但在纵向, 一般为框架或框支, 是否需考虑 $P-\Delta$ 效应, 可按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定确定。

7.0.4 在计算模型中是否考虑平面桁架与混凝土楼板的组合作用, 将对计算结果产生较大影响。压型钢板组合楼板、现浇钢筋混凝土楼板通过抗剪连接件与桁架弦杆相连, 混凝土楼板在一定程度上参与桁架弦杆的受力。美国 AISC 设计指南“Steel Design Guide Series 14: Staggered Truss Framing System”认为在竖向荷载作用下, 桁架下弦杆产生轴拉力, 鉴于混凝土材料不能有效传递拉力, 建议分析竖向荷载作用时忽略组合梁效应; 分析横向荷载作用时, 要考虑组合梁效应, 楼板参与受力, 但在横向水平荷载下的桁架内力分析时并不考虑楼板组合效应, 而在最后弦杆内力组合时考虑楼板影响, AISC 设计指南采用如下假定: 所有横向水平荷载引起的桁架弦杆轴力由混凝土楼板承受, 不参与桁架弦杆的内力组合; 横向水平荷载引起的桁架弦杆剪力和弯矩由弦杆承受, 参与桁架弦杆的内力组合。

7.0.5 空间分析可利用现有的软件或通用程序。交错桁架结构的楼板将层间剪力从上层桁架的下弦传递到下层桁架的上弦, 设计时需计算楼版面内的承载力、与桁架间的连接。当缺少空间结构分析条件时, 可按平面结构空间协同模型进行结构分析。如能保证楼板平面内的整体刚度, 也可假定楼版面内刚度无穷大, 但需另行计算楼版面内弯矩和剪力。

7.0.6 框架结构类似, 交错桁架体系中的各榀框架在竖向荷载作用下的协同作用较小, 可不考虑体系中各榀框架间的协同工

作, 分别取体系中单榀框架分析其在竖向荷载下的内力和变形, 但要注意各榀桁架的上下弦同时作用有荷载。

7.0.7 交错桁架结构在横向荷载作用时, 由于楼板的连系作用, 相邻框架间的空间协同工作非常显著。当可以忽略结构整体扭转影响时, 可采用忽略扭转效应的平面协同分析方法。周绪红、周期石 (水平荷载作用下的交错桁架结构的内力和侧移计算[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(4): 66-71), 殷凌云、王志浩 [错列桁架结构体系的抗侧力特性和简化计算[J]. 建筑结构, 2002, 32(2): 34-35, 68] 分别提出了平面协同分析模型和连续支撑框架模型。

1 平面协同分析模型分析方法、步骤如下:

- 1) 将两种类型的框架按照线性叠加的原则, 分别叠合成一榀总框架, 将楼板用刚性链杆模拟, 两个总框架以刚性链杆连接, 计算模型如图 2 所示。
- 2) 计算总框架中各构件的截面几何特性。总框架某一层柱、桁架腹杆的截面几何特性为同层、同一类所有榀框架中相应构件截面几何特性之和。总框架横梁的截面几何特性等于同层中同一类各单榀框架中桁架弦杆截面特性之和。
- 3) 明确桁架节点做法之后, 可采用有限单元法求解各层链杆轴力及结构位移。
- 4) 根据各层链杆轴力, 得出水平荷载作用下 A、B 型框架各层所分配的剪力分别为 $P_{Ai} - P_i (i = 1, 2, \dots, m)$, $P_i + P_{Bi} (i = 1, 2, \dots, m)$, 将 A、B 型框架各层所分配的剪力 $(P_{Ai} - P_i)$ 和 $(P_i + P_{Bi}) (i = 1, 2, \dots, m)$ 按抗侧移刚度分配给各平面框架, 求出柱子及桁架各杆件内力。

2 连续支撑框架模型分析方法、步骤如下:

- 1) 将所有榀框架按照线性叠加的原则, 叠合成一个沿高度连续布置桁架的总框架结构, 如图 3 所示。
- 2) 计算总框架中各构件的截面几何特性。总框架某一层柱、桁架腹杆的截面几何特性为同层所有榀框架中相

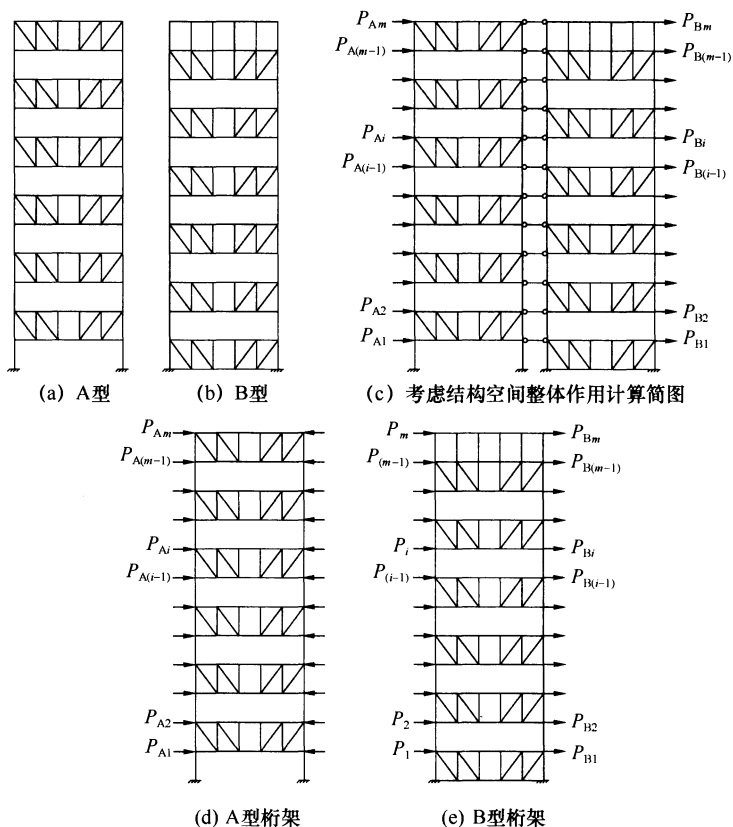


图2 平面协同模型

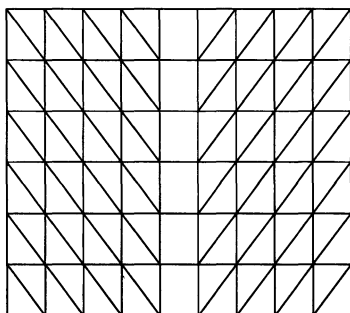


图3 平面连续支撑模型

应构件截面几何特性之和。模型中横梁的截面几何特性等于叠合的各单榀桁架弦杆截面特性之和。

- 3) 明确桁架节点做法之后,可采用有限单元法求解总框架的内力、位移。

- 4) 步骤 3) 所求得的位移就是交错桁架结构相应的位移值。将步骤 3) 所求出的内力值按照各单榀框架对应构件的刚度比例关系进行二次分配, 以分配后的内力作为各构件的设计依据。据相关文献介绍, 各杆内力与空间分析误差不大。

卢林枫(钢结构错列桁架体系结构分析与设计方法 [D] . 西安建筑科技大学, 2003) 采用平面协同模型和平面连续支撑模型对三个结构算例进行了对比计算, 结果表明: 平面连续支撑模型用于位移计算时较平面协同模型合理; 因平面连续支撑模型假定了相邻两榀框架对应点侧移完全相等, 更符合楼板平面内刚性的假定, 而平面协同模型不能保证相邻框架对应点侧移完全相等。

7.0.8 静力推覆试验及有限元模拟结果表明交错桁架结构的破坏起始于桁架端斜杆和相邻空腹节间的斜杆受压屈曲或拉断。端斜杆一旦断裂, 桁架不能传力给柱子, 结构体系失效。混合桁架体系在横向水平地震作用下, 结构的延性耗能主要集中在无斜腹杆的空腹节间。为保证空腹节间形成主要的耗能区域, 在强烈地震作用下, 相邻斜腹杆及连接应避免过早破坏。

7.0.9 出于强柱弱梁的考虑, 柱脚不能过早出现塑性铰。底层不设落地桁架, 只设斜撑时刚度偏弱。参考现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 钢结构转换层下的钢框架, 对底层柱的地震内力取增大系数 1.5。

7.0.10 本条来源于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中规则结构不进行扭转耦联计算时, 平行于地震作用方向边榀框架地震作用效应增大系数。

7.0.11 横向荷载作用下采用平面结构空间协同模型分析时考虑扭转影响。

1 考虑扭转后的剪力修正

图 4 (a) 为交错桁架结构某一层的结构平面图。沿 y 方向的层间总剪力 Q_y 不通过层刚度中心 O , 计算偏心距为 $e = e_0 \pm$

$0.05L$, e_0 为实际偏心矩; L 为垂直于水平荷载合力方向建筑物的长度; $\pm 0.05L$ 为附加偏心距。假设楼板只出现刚体平移和转动。将图 4(a) 所示的受力和位移状态分解为图 4(b) 和图 4(c)。图 4(b) 为通过刚度中心作用有水平合力, 楼板沿 y 方向产生层间相对位移 δ 。图 4(c) 为通过刚度中心 O 作用有扭矩 $T = Q_y e$, 楼板绕刚度中心产生层间相对转角 θ 。

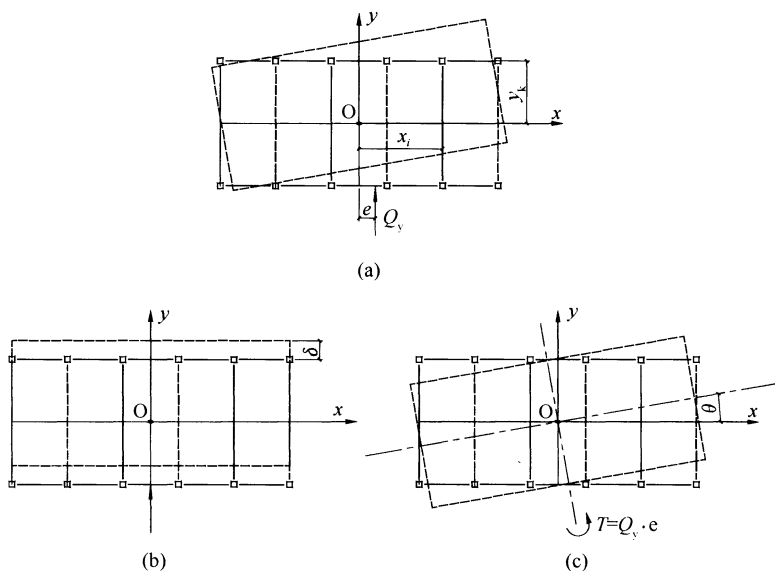


图 4 楼层的平移及扭转变形

楼层各点处的层间位移均可用刚度中心处的层间相对水平位移 δ 和绕刚度中心的转角 θ 表示, 如沿 x 方向第 i 榀桁架距刚度中心的距离为 x_i , 沿 y 方向的层间相对位移为:

$$\delta_{yi} = \delta + \theta x_i \quad (1)$$

沿 y 方向第 k 榀框架距刚度中心的距离为 y_k , 沿 x 方向的层间相对位移可表示为:

$$\delta_{xk} = -\theta y_k \quad (2)$$

设 D_{xk} 为第 k 榀纵向框架在 x 方向的剪切刚度； D_{yi} 为横向第 i 榀桁架在 y 方向的剪切刚度。剪切刚度的定义为：使某层某榀抗侧力结构产生单位层间相对位移时需要的水平力。

设 V_{xk} 为纵向第 k 榀框架在 x 方向所承担的剪力， V_{yi} 为横向第 i 榀桁架在 y 方向所承担的剪力，则

$$\begin{aligned} V_{xk} &= D_{xk}\delta_{xk} = -D_{xk}\theta y_k \\ V_{yi} &= D_{yi}\delta_{yi} = D_{yi}\delta + D_{yi}\theta x_i \end{aligned} \quad (3)$$

由图 4(a)，沿 y 方向的层间总剪力 Q_y 应与各榀桁架在 y 方向所能承担的剪力平衡，即

$$\sum Y = 0, Q_y = \sum D_{yi}\delta + \sum D_{yi}\theta x_i \quad (4)$$

因 O 为刚度中心，有 $\sum D_{yi}x_i = 0$ ，由式 (4) 得：

$$\delta = \frac{Q_y}{\sum D_{yi}} \quad (5)$$

δ 相当于不考虑扭转效应条件下，剪力 Q_y 所引起的层间位移。

图 4(c)中，对刚度中心的外扭矩 $T = Q_y e$ 应与各榀桁架所承担的剪力对刚度中心的抵抗力矩相平衡，即

$$\sum T = 0, Q_y e = \sum (V_{yi}x_i) - \sum (V_{xk}y_k) \quad (6)$$

等式中的第一项是 y 方向各榀桁架的抵抗力矩，第二项是 x 方向各榀框架的抵抗力矩。

由式 (3)、(6) 及 $\sum D_{yi}x_i = 0$ ，得出：

$$Q_y e = \theta (\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{xk}y_k^2) \quad (7)$$

$$\theta = \frac{Q_y e}{\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{xk}y_k^2} \quad (8)$$

将 δ 和 θ 代入式 (3)，得出每榀桁（框）架考虑扭转效应后，分担的剪力：

$$\begin{aligned} V_{xk} &= \frac{D_{xk}y_k}{\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{xk}y_k^2} Q_y e \\ V_{yi} &= \frac{D_{yi}}{\sum D_{yi}} Q_y + \frac{D_{yi}x_i}{\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{xk}y_k^2} Q_y e \end{aligned} \quad (9)$$

鉴于结构在 y 方向荷载作用时, x 方向的受力一般不大, 对式 (9) 中的 V_{xk} 可略去不计。 V_{yi} 中的第一项表示结构平移产生的剪力, 第二项表示结构扭转产生的剪力。式 (9) 中的 V_{yi} 可改写成:

$$V_{yi} = \left[1 + \frac{(\sum D_{yi}) x_i e}{\sum D_{yi} x_i^2 + \sum D_{xk} y_k^2} \right] \frac{D_{yi}}{\sum D_{yi}} Q_y \quad (10)$$

简写成:

$$V_{yi} = \alpha_{yi} \frac{D_{yi}}{\sum D_{yi}} Q_y \quad (11)$$

式中

$$\alpha_{yi} = 1 + \frac{(\sum D_{yi}) x_i e}{\sum D_{yi} x_i^2 + \sum D_{xk} y_k^2} \quad (12)$$

系数 α_{yi} 相当于考虑扭转后对第 i 榀桁架剪力的修正。每榀桁架的坐标有正、有负, 系数 α 可大于 1 或小于 1, 前者相当于考虑扭转后剪力增大, 后者相当于考虑扭转后剪力减小。同一层的平面桁架应考虑附加偏心距为 $\pm 0.05L$ 两种情况的不利工况。

2 考虑扭转影响的计算步骤:

- ①求解结构不考虑扭转时的内力和位移;
- ②求解各楼层刚度中心, 计算附加偏心距为 $\pm 0.05L$ 两种工况的计算偏心距 e 及各层的扭转角 θ 、各榀框架的扭转修正系数 α_{yi} ;
- ③对构件内力修正, 将不考虑扭转时各构件分配到的内力乘以该榀框架对应的扭转修正系数后即得出该榀框架构件的最后内力;
- ④对结构的各层间位移重新进行修正。

8 构件设计与构造

8.0.2 垫板缀合的型钢组合截面滞回性能、延性较差。

8.0.4 桁架杆件的计算长度与现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 一致。

8.0.5 桁架杆件长细比限值参考了现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中心支撑杆件长细比限值。

8.0.6 研究表明：虽然设防烈度不同的结构设计地震作用大小不同，但强震下结构进入塑性的程度没有明显不同，构件板件宽厚比限值与设防烈度不存在明确对应关系。表 8.0.6 只分为 7、8 度抗震设防和及非抗震设防（包括 6 度设防）工况，表中宽厚比限值是参考现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的中心支撑、梁、柱板件宽厚比限值给出的。

8.0.7 交错桁架钢结构的横向刚度较大，一般情况属于强支撑框架，柱子平面内计算长度可简单取层高。

8.0.8、8.0.9 表 8.0.8、表 8.0.9 只分为 7、8 度抗震设防和及非抗震设防（包括 6 度设防）工况，表中数值分别对应现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中抗震等级为二级、四级的中心支撑板件宽厚比限值。

8.0.10 横向水平荷载作用下楼板平面内弯矩在楼板纵向边梁内产生轴力。

9 楼面及屋面板

9.0.2 结构层间单位转角使第 i 榀桁架产生的剪力为 $D_i x_i$, x_i 为第 i 榀桁架到层转动中心的距离 (图 5)。小变形下, 忽略纵向框架的影响。根据平衡关系, 层间所有横向桁架剪力对转动中心的力矩 $\sum D_i x_i^2$ 等于层间单位转角所需的扭矩, 式中 D_i 为第 i 榀桁架的剪切刚度。层间扭矩 $T = Q_w \cdot e$ 使第 i 榀桁架产生的剪力为:

$$V_{\text{tors}} = \frac{Q_w e}{\sum D_i x_i^2} D_i x_i = \frac{Q_w \cdot e \cdot x_i \cdot D_i}{(\sum D_i x_i^2)} \quad (13)$$

式中: Q_w ——层间总剪力;

e ——计算偏心距。

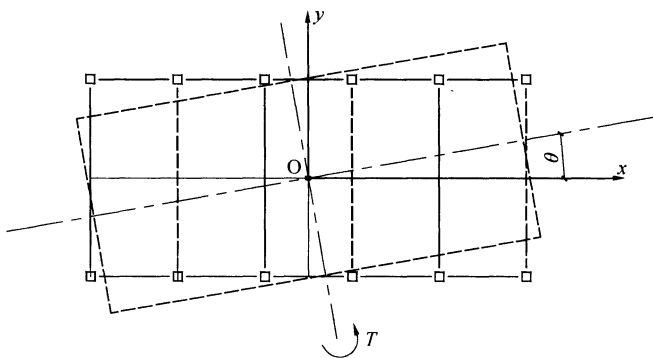


图 5 层间转角及扭矩 T

9.0.3 根据美国 AISC 设计指南 “Steel Design Guide Series 14: Staggered Truss Framing System”, 规程中图 9.0.3b 所示的桁架节间在单位水平力作用下变形 Δ 为:

$$\Delta = (d^3 / (L^2 A_d) + L / A_g) / E \quad (14)$$

单个节间的剪切刚度 $D_j = 1 / \Delta = E / (d^3 / (L^2 A_d) + L / A_g)$

9.0.4 交错桁架结构沿纵向是关于中轴对称的，某一层刚度中心在对称轴上，只需考虑结构横向水平荷载作用的扭转效应。按规程中图 9.0.4 的坐标系，令 x_i 为第 i 榀桁架到 y 轴的距离， D_i 为第 i 榀桁架的剪切刚度，刚度中心的坐标为：

$$x_0 = \Sigma(D_i x_i) / \Sigma D_i; y_0 = B/2$$

9.0.8 楼板平面内受力分析及轴力 H 产生的剪力流 f_H 计算方法：

1 层间桁架剪力

图 6 为一交错桁架钢结构的 2（偶数层）、3（奇数层）层结

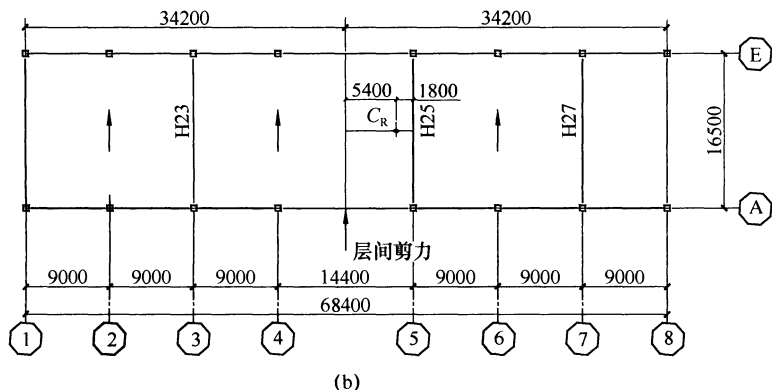
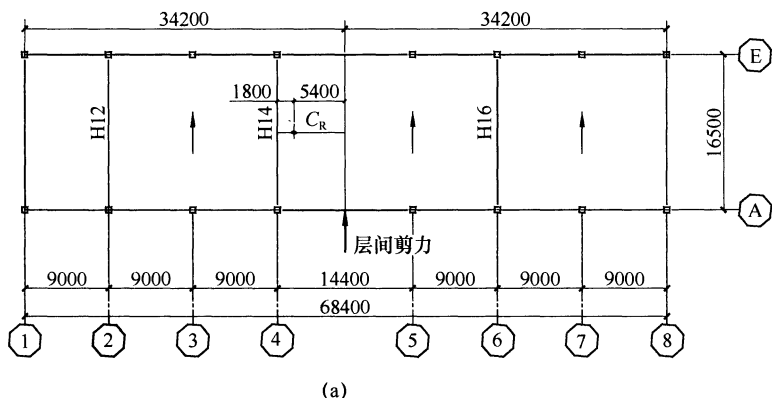


图 6 层间刚度中心 (a—偶数层; b—奇数层)

构布置，图中 H12、H14、H16 为第二层桁架，H23、H25、H27 为第三层桁架。为开窗口及设抗风柱方便，①、⑧轴线山墙不设桁架，为平面框架传力。

假定每一层中各榀桁架的剪切刚度相同，偶数层刚度中心坐标为：

$$x_0 = \frac{86.4}{3} = 28.8\text{m}$$

奇数层刚度中心坐标 $x_0 = 118.8/3 = 39.6\text{m}$

荷载偏心为：

偶数层 $e_0 = (68.4/2) - 28.8 = 5.4\text{m}$

奇数层 $e_0 = (68.4/2) - 39.6 = -5.4\text{m}$

附加 5% 的偶然偏心，最终的荷载计算偏心距为：

偶数层： $e = 5.4 \pm (68.4 \times 5\%) = 8.82\text{m}; 1.98\text{m}$

奇数层： $e = -5.4 \pm (68.4 \times 5\%) = -1.98\text{m}; -8.82\text{m}$

本算例中奇数层和偶数层的刚度中心是反对称的。层扭矩等于层间剪力乘以计算偏心距。横向水平地震作用产生的扭矩：

$$T = 4300.5 \times (\pm) 8.82 = \pm 37930.4\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$T = 4300.5 \times (\pm) 1.98 = \pm 8515\text{kN} \cdot \text{m}$$

式中，4300.5kN 为第 2 层的横向水平地震作用层间剪力值（标准值）。

因每一层中各榀桁架的剪切刚度相同，则各桁架的底部平移剪力分量相同。

横向水平地震作用： $V_s = 4300.5/3 = 1433.5\text{kN}$ ，每个桁架的扭转剪力分量大小不同，考虑正负号后与侧移剪力分量叠加结果如表 1 所示。表中数值由规程中公式（9.0.2-1）、公式（9.0.2-2）、公式（9.0.2-3）算出。表中最后一列为横向水平地震工况桁架设计的控制剪力，此剪力已计入 ±5% 的附加偏心，* 号表示所控制的偏心工况。

表 1 横向水平地震作用引起的桁架剪力 (kN)

桁架	x_i	V_s	$T = \pm 37930.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$		$T = \pm 8515 \text{ kN} \cdot \text{m}$		桁架控制 剪力 V_i
			V_{tors}	V_i	V_{tors}	V_i	
H12	-19.8	1433.5	-871.4	562.1	-195.6	1237.9 *	1237.9
H14	-1.8	1433.5	-79.2	1354.3	-17.78	1415.7 *	1415.7
H16	21.6	1433.5	950.6	2384.1 *	213.4	1646.9	2384.1
H23	-21.6	1433.5	950.6	2384.1 *	213.4	1646.9	2384.1
H25	1.8	1433.5	-79.2	1354.3	-17.78	1415.7 *	1415.7
H27	19.8	1433.5	-871.4	562.1	-195.6	1237.9 *	1237.9

在横向水平地震作用下，桁架 H12 和 H27 的底部剪力为 1237.9kN，桁架 H14 和 H25 为 1415.7kN，桁架 H16 和 H23 为 2384.1kN。

2 楼板的面内横向剪力及弯矩

由表 1 中各偏心工况横向水平地震作用下桁架剪力得出的楼板剪力、弯矩如图 7 所示。

横向水平地震作用下楼板的最大剪力值为 1237.9kN（标准值）。

3 楼板的边缘加劲构件

楼板周边设钢梁作为加劲构件（可利用纵向框架梁），加劲构件类似于深梁的翼缘，楼板在横向水平荷载下的弯矩使加劲构件产生的轴力近似为：

$$H = M/B$$

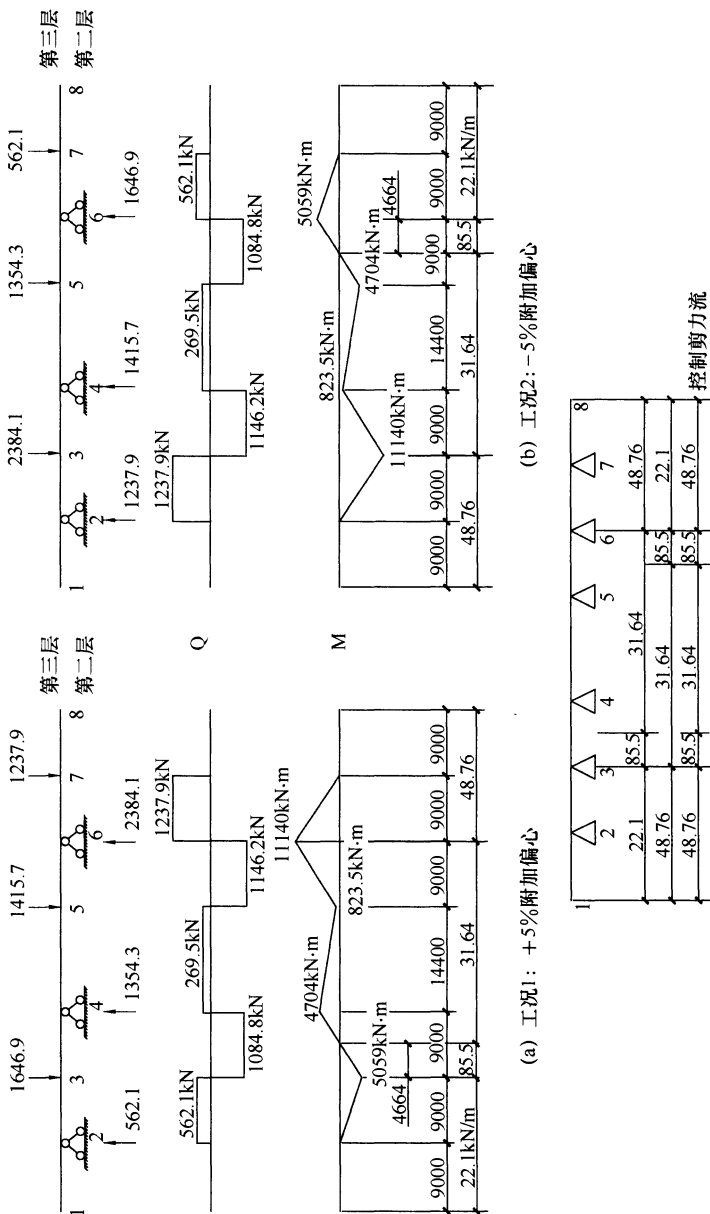
式中： H ——楼板纵边加劲构件的拉（压）力设计值；

M ——楼板在横向水平荷载作用下的弯矩设计值；

B ——楼板宽度。

从弯矩为零的区域到最大弯矩区，楼板与边梁的连接必须能传递 H 力。根据图 7 的弯矩分布，边梁的轴力设计值及楼板与边梁连接的剪力流如下：

+5%附加偏心工况



$$H=5059 \times 1.3/16.5=398.6 \text{ kN}$$

$$f_H=398.6/18=22.1 \text{ kN/m}$$

$$f_H=398.6/4.664=85.5 \text{ kN/m}$$

$$H=11140 \times 1.3/16.5=877.7 \text{ kN}$$

$$f_H=877.7/27.736=31.64 \text{ kN/m}$$

$$f_H=877.7/18=48.76 \text{ kN/m}$$

式中 1.3 为水平地震作用分项系数。

计算所得的剪力流 f_H 如图 7(a)所示。对—5%的附加偏心，由同样的计算过程得出的结果如图 7(b)所示。两种工况的控制剪力流如图 7(c)所示。将本层的设计剪力和剪力流乘以各层间剪力分布系数，即可得到不同高度层楼板与边梁的轴力和剪力流。

楼板纵边的钢梁除承受轴力 H 外，还要承受竖向荷载。如利用纵向框架梁，尚应考虑框架梁内力。梁与柱的连接应考虑轴力 H 的影响。楼板和边梁之间的连接应能传递剪力流 f_H ，楼板与边梁的连接可采用抗剪连接件与梁焊接。

9.0.10 交错桁架体系楼板在横向水平剪力作用下类似于不出现斜裂缝的深梁，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中不出现斜裂缝的深梁验算受剪承载力。

9.0.12 根据西安建筑科技大学的试验，楼板在桁架弦杆支承部位的上表面易出现裂缝，为避免此部位在使用条件下出现裂缝，可在现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定的基础上，适当增加板支承部位沿桁架方向的配筋。

10 连 接

10.0.1 方钢管与节点板连接时,端部开槽口的长度、宽度一定要准确。槽口底部与节点板厚度方向的焊缝很重要,如缺焊会使钢管在进入节点板的位置过早发生脆性拉断。

10.0.2 混合桁架在空腹节间靠弦杆弯曲传递剪力,使桁架刚度变弱。此部位采用较大的竖杆及竖杆刚性连接可增强桁架刚度,也有助于强震下空腹节间弦杆端部形成塑性铰耗能。

10.0.3 桁架弦杆与钢柱连接节点板受力较复杂,美国 Steel Design Guide Series 14: Staggered Truss Framing Systems (AISC, 2002) 计算公式为:

$$\left(\frac{N}{\phi N_y}\right)^2 + \frac{M}{\phi M_p} + \frac{V}{\phi V_y} \leq 1.0 \quad (15)$$

式中: N, M, V 为节点板危险截面的轴力、弯矩、剪力。 N_y, M_p, V_y 分别为截面轴向屈服承载力、塑性弯矩、剪切屈服承载力, $\phi = 0.9$ 。将钢材设计强度 f 替换 ϕf_y , 即为公式 (10.0.3)。

10.0.4、10.0.5、10.0.7 各计算公式是以美国 Steel Design Guide Series 14: Staggered Truss Framing Systems (AISC, 2002) 中的计算公式为基础, 结合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 提出的。公式 (10.0.4-5) 来自现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017。

10.0.5 节点板长细比 λ 来源于简单的杆件屈曲模型, 假定板在两个侧向支承点(钢管端面和弦杆边缘)之间为两端固定, 但可侧移, 设计 μ 值取 1.2。

连接斜腹杆的节点板应有足够的延性, 变形应能满足构件端部转角的需要。规程中公式 (10.0.7-1) 的超强系数 1.2 为预期的节点板屈服强度对名义屈服强度的比值。

10.0.8 公式源自现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017。