



www.okok.org

中华钢结构论坛精华集系列丛书（1）

普钢厂房结构设计

中华钢结构论坛 编著



人民交通出版社

China Communications Press

TU391
48
:1
2007

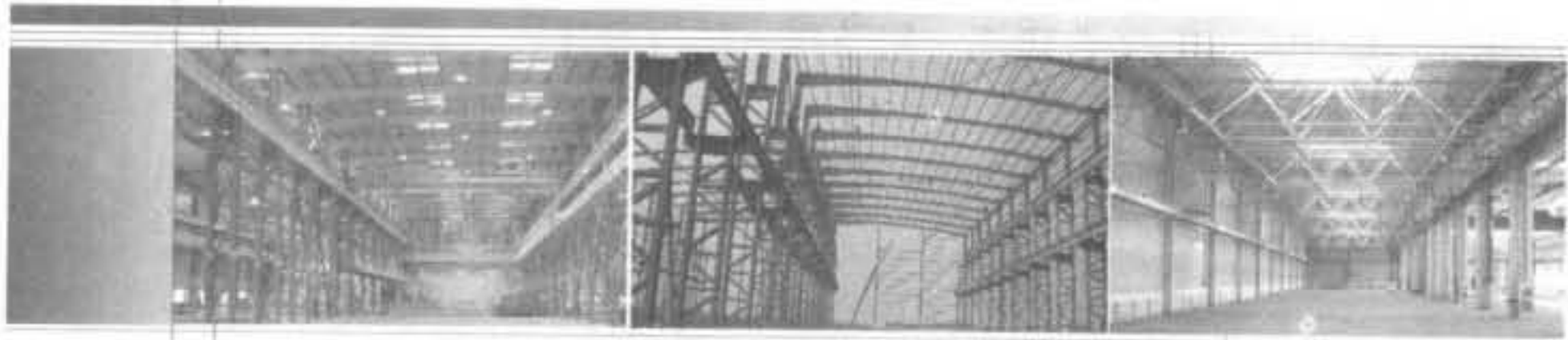


www.okok.org

中华钢结构论坛精华集系列丛书（1）

普钢厂房结构设计

中华钢结构论坛 编著



人民交通出版社

China Communications Press

中华钢结构论坛精华集系列丛书(1)

普钢厂房结构设计

编撰委员会

主 编:万叶青(机械工业第四设计研究院)

副主编:宋雪峰(北华航天工业学院)

参 编:袁 琪(北京龙安华诚建筑设计有限公司)

吴稀政(南京凯盛钢结构有限公司)

徐文雷(江苏天地钢结构集团有限公司)

主 审:袁 鑫(上海同基钢结构技术有限公司)

参 审:万叶青 宋雪峰 袁 琪 徐文雷



内 容 提 要

本书为中华钢结构论坛精华集系列丛书之一。

本书按照工程设计的习惯,将中华钢结构论坛(www.okok.org)上的有关内容精选归类,并深入整理完善后编写而成。本书汇集了大量普钢厂房结构设计的实例及常见问题,涉及基本概念、荷载条件、计算分析、结构体系、构件设计等多个方面,涵盖了普通钢结构厂房设计中的绝大多数问题。全书共七个部分三十五章,注重理论与实践相结合,力求实用、深入。

本书可供钢结构设计、施工及相关人员使用,对相关专业的师生亦有较大参考价值。

图书在版编目(CIP)数据

普钢厂房结构设计 / 中华钢结构论坛编著. —北京: 人民交通出版社, 2007.4

ISBN 978-7-114-06494-4

I. 普... II. 中... III. 工业建筑—钢结构—结构设计
IV. TU393.4

中国版本图书馆CIP数据核字(2007)第046528号

书 名: 普钢厂房结构设计

著 作 者: 中华钢结构论坛

责任编辑: 陈志敏

出版发行: 人民交通出版社

地 址: (100011) 北京市朝阳区安定门外外馆斜街3号

网 址: <http://www.ccpres.com.cn>

销售电话: (010) 85285838, 85285995

总 经 销: 北京中交盛世书刊有限公司

经 销: 各地新华书店

印 刷: 北京宝莲鸿图科技有限公司

开 本: 787×1092 1/16

印 张: 25.5

字 数: 632 千

版 次: 2007年4月第1版

印 次: 2007年4月第1次印刷

书 号: ISBN 978-7-114-06494-4

印 数: 0001—3000册

定 价: 50.00元

(如有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换)



前言

Qianyan

中华钢结构论坛(www.okok.org)创立至今已近十个春秋,在广大会员的支持和全体管理人员的共同努力下,一直坚持公益,追求专业。迄今为止,论坛注册会员数超过 11 万,文章数量超过 65 万篇,逐步发展成为全球最优秀的结构专业网站之一。

在论坛上,发帖讨论的问题涉及面非常广泛,几乎涵盖了建筑结构专业中的所有内容,既有工程中的实际问题,也有研究和教学中的理论分析;既有结构设计方法的讨论,也有技术、工艺的探究,或实验方法和数据,专业资源积累丰厚。为合理的整合和利用这些宝贵资源,更好的服务于社会,促进专业技术的发展,2004 年论坛组织人手编写了论坛的第一本精华集《结构理论与工程实践》,受到广大专业读者的欢迎。然而由于篇幅有限,论坛上的许多重要内容没能收录进去,使得读者感到意犹未尽。为存广求专,我们针对具体栏目,根据不同的结构类型和技术门类,编辑整理成更加细化的精华集系列丛书,《普钢厂房结构设计》是其中的第一本。

学无先后,术有专攻。在论坛上,会员的来源比较广泛,话题的发问和解答也时常会有落差,但大都是从各自不同的角度提出了具体的问题。既有入门的知识,也有难度较大的疑问,也产生了较为激烈的争论。由于广大工程技术人员、科研人员和学者的积极参与,产生了大量理论与实践紧密结合的例子,适合于各种层次工程技术人员阅读和参考。

本书是以论坛的“S1. 普钢厂房结构”专栏中的话题为基础整理得来的,重点是在大量工业建筑中的实际工程问题及其处理方法。整理过程中保留了每个话题的 id 号和首帖发布日期,便于读者在论坛上查找,进而参与话题、延伸讨论。

全书共分成七个部分,各个部分的整理编写人分别为:

第一部分“基本规定”:万叶青,吴稀政;
第二部分“荷载作用”:宋雪峰,万叶青;
第三部分“结构体系”:万叶青,袁琪;
第四部分“构件设计”:万叶青,徐文雷;
第五部分“吊车梁系统”:万叶青,袁琪;
第六部分“支撑体系”:万叶青,徐文雷,袁琪;
第七部分“节点及其他”:万叶青,吴稀政。

中华钢结构论坛
本书编委会
2006. 11



目
录

Mulu

第一部分 基本规定	1
一、设计原则	3
1 一般问题	3
2 工程应用实例	5
3 小结	7
二、材料特性	8
1 一般问题	8
2 工程应用实例	11
3 小结	13
三、承载能力	15
1 强度问题	15
2 平面内稳定性	21
3 平面外稳定性	26
4 局部稳定性	27
四、变形控制	30
1 柱的位移	30
2 钢梁挠度	36
3 其他变形	39
4 小结	41
五、计算长度	43
1 柱平面内计算长度	43
2 柱平面外计算长度	45
3 梁平面内计算长度	49
4 梁平面外计算长度	51
5 其他计算长度问题	56
六、长细比	58

1 长细比的概念问题.....	58
2 抗震中的长细比要求.....	61
3 应用实例.....	67
第二部分 荷载作用	69
一、静荷载	71
1 楼、屋面恒载	71
2 墙面恒载.....	74
3 其他恒载问题.....	76
二、活荷载	79
1 活荷载取值.....	79
2 概念问题.....	81
3 计算处理.....	82
三、风、雪荷载	85
1 关于风荷载的概念.....	85
2 结构设计中的风荷载问题.....	89
3 雪荷载问题.....	92
四、吊车荷载	94
1 吊车荷载计算.....	94
2 多台吊车的组合问题.....	98
3 关于吊车工作制	100
五、地震作用	103
1 概念问题	103
2 抗震验算	105
3 工程应用	108
六、荷载组合	110
1 概念问题	110
2 组合计算	114
3 工程实例	116
七、动载及振动	119
1 相关概念	119
2 工程问题	121
第三部分 结构体系	125
一、钢结构厂房的概念(普钢与轻钢的区别)	127
1 入门问题	127
2 设计概念	130
3 工程应用	132
二、单层钢结构厂房	136
1 一般问题讨论	136

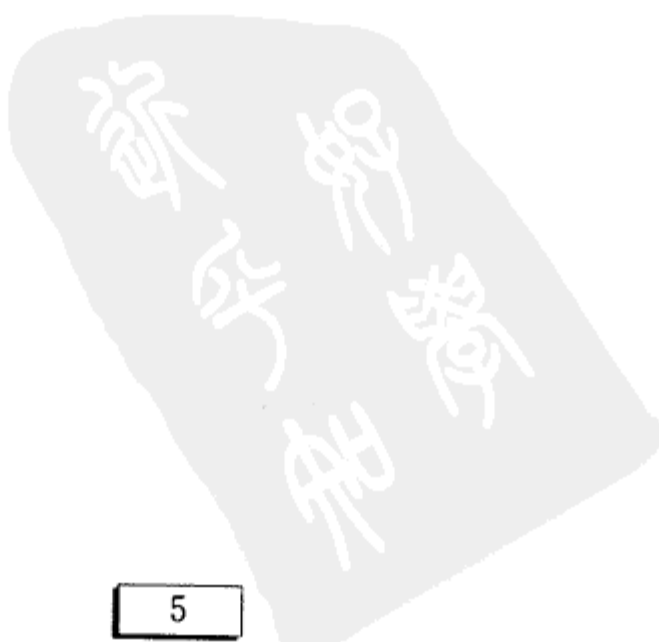
2 关于刚架结构厂房	148
3 工程实例	152
三、框排架结构(包括夹层结构)	159
1 一般问题讨论	159
2 工程实例	161
3 结构计算	165
4 分析软件的应用	167
四、混凝土柱钢屋盖结构	169
1 结构方案	169
2 支座与节点	178
3 分析与计算	187
4 工程实例	193
五、抽柱厂房	201
1 结构方案	201
2 托梁设置与抽柱吊车梁	206
3 抽柱排架的计算	209
六、变形缝问题	212
1 基本原则	212
2 纵向设缝	215
3 横向设缝	217
第四部分 构件设计	221
一、柱构件	223
1 柱截面估计	223
2 H型钢柱	225
3 格构柱	227
4 混凝土柱设计	228
二、屋面钢结构	230
1 钢屋架	230
2 钢梁	234
3 网架与空间结构	240
4 设计实例	249
三、与基础的连接	262
1 一般要求	262
2 柱脚连接	264
第五部分 吊车梁系统	269
一、吊车梁	271
1 吊车梁设计的一般规定	271
2 吊车梁设计中的实例应用	276



二、制动机构	281
1 制动机构的分类及原理	281
2 规范的应用与计算	282
3 连接问题	285
4 制动机构和走道板	286
5 工程应用实例	287
6 结语	289
三、吊车梁的焊接与连接	290
1 吊车梁焊接问题	290
2 连接方式	293
四、吊车轨道连接和车挡	298
1 轨道与连接	298
2 车挡及其他	302
3 图片	303
第六部分 支撑体系	305
一、支撑布置	307
1 屋面水平支撑布置	307
2 柱间支撑布置	310
3 屋面水平支撑与柱间支撑的配合	311
二、柱间支撑	312
1 柱间支撑的截面选择	312
2 柱间支撑的形式	315
3 柱间支撑的布置	319
4 柱间支撑的计算和应用	324
三、屋面支撑	327
1 概念问题	327
2 方案比较	331
3 工程实例	334
四、支撑连接	337
1 支撑连接	337
2 支撑节点设计	338
3 图片	341
第七部分 节点及其他	343
一、檩条设计	345
1 设计入门	345
2 檩条计算	348
3 工程实例	355
二、牛腿与节点	358



1 牛腿设计	358
2 连接节点	363
三、天窗结构	372
1 结构形式	372
2 建模计算	374
四、钢平台	377
1 方案设计	377
2 平台板	379
3 其他问题	381
五、组合结构	384
1 组合楼盖	384
2 其他问题	388
跋	393



第一部分

基本规定

- 关于设计原则
- 关于材料特性
- 关于承载能力
- 关于变形控制
- 关于计算长度
- 关于长细比



一、设计原则

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)



一般问题



钢结构的寿命是多少? (id=16967,2002-11-01)

【gxs781015780801】:钢结构房屋的使用寿命到底有多少年?是不是与材料和当地的自然环境等有关。

【maoshanhao】:我想前面所说的应该是普通的无污染厂房。钢结构的寿命与材料的性质、自然环境,以及日常维护、制作加工工艺等都有很大的关系。不过,我感觉现在的钢结构寿命没多少年。我自己做的也就十几年,别人的(我的竞争对手们)真不知道能有几年的寿命。他们有的只追求价格的低廉,而不讲质量。本来两道防锈漆,现在有的一道都没有;彩钢板用电镀锌的,镀锌只有70克(标准最低180克);两涂两烘变成了一涂一烘。现在真该规范一下市场了。

【木头】:正常大气环境和应力状态下,裸板的腐蚀深度约为每十年0.4mm(某地的试验数据)。要是在有腐蚀条件的环境中,腐蚀程度会更严重一点。而对于有防腐涂层或镀层的钢板,使用寿命会长一些。正常使用和正常维护条件下才有设计使用寿命这一条,没有附加条件,建筑的使用寿命就没有办法限定。因此,对这类建筑的说明应注明维护要求,在什么条件下使用寿命是多少年,如果只有几年的使用寿命,性价比应是在所有结构形式中最差的了。正常的检测和维护以保证使用年限应是设计人员所关心的。

【laozh】:钢结构的寿命,即耐久性确实要提到议事日程,自1995年以来,轻钢结构的应用突飞猛进。行业协会对这一类结构只推广,但却没有总结和研究其耐久性问题。这类建筑的耐久性等级是一类、二类,还是三、四类要有一个明确的说法。应设立一个研究课题项目,在国内开展调查研究,由建设行政部门及行业协会筹资研究。如果是三、四类耐久建筑,未能加以定义,以后将有无穷的索赔官司要打。

【MBMA86】:钢结构的寿命受多种因素的影响,如板材的涂层、连接方式、螺钉等等。因此,其寿命往往取决于建筑的许多细节。所以一个好的轻钢建筑必须是一个好的建筑系统,而不是许多业主认为的“拿一些好的板材和大厂主次钢构拼装起来的就是最好的”。有了好的建筑系统,20~30年的寿命绝对不会有问题。国内外这样的例子很多。

【郭先生】：国家新规范是 50 年，具体建筑还要根据各种条件来定寿命，不能一概而论。对于设计人员，要牢记“质量终身负责制”。

【flywalker】：这个话题有点笼统，可以分两部分回答：

其一是结构的使用寿命。与设计的使用期限有关，一般为 50 年，但是正如郭先生所言，对结构是实行终身负责制的。当然在正常设计期限内，结构还是需要维护的。要做定期的检查、定期的补刷防锈漆等等。

其二是围护结构的寿命。这些就跟所使用的围护材料有很大的关系了，差别也很大。正常使用情况下，彩板 15 年的使用寿命应该没有多大问题。

就像人，结构如身体，彩板围护结构如衣服，只要身体没有问题，衣服坏了可以补，甚至换一件衣服也未尝不可。



油漆厂房能做钢结构吗？(id=45939,2003-12-21)

【flywalker】：油漆厂房一般有防腐、防火、防爆等要求，这种结构能不能采用钢结构？维护能不能采用彩钢板？请指教。

【lings191516】：钢结构厂房都有防腐、防火的处理，差别就在于防腐年限及消防逃生时限。至于油漆厂房的防爆，我认为用钢结构的更有利于这方面安排，原因有以下几个方面：

①钢结构的结构在发生爆炸时因自重轻、抗拉强度大，对建筑物周围人员造成的损伤较小，对设备造成的破坏也小。

②钢结构的屋面、墙面轻型围护在发生爆炸时，比砌体结构及混凝土结构易开裂，从而有导向作用，能减轻损伤程度。像贮存面粉、麦芽等的筒仓顶盖做轻钢就是这个道理。

③钢结构厂房易于通风，不易有毒或易爆气体集聚，也就不易爆炸了。

【ygpfb】：应该是可以做的，轻钢结构厂房的防腐、防火都可以做到。

①关于防腐：可以涂防腐涂料；

②关于防火：可以刷防火涂料；

③至于防爆：因钢材的抗拉、抗压、抗弯强度大，至少比土建结构更能防爆。



我国建筑物的耐久性问题。(id=73689,2004-10-23)

【DAXUKONG】：我国建设部于 20 世纪 80 年代的一项调查表明，国内大多数工业建筑物在使用 25~30 年后即需大修，处于严酷环境下的建筑物使用寿命仅为 15~20 年。民用建筑和公共建筑的使用环境相对较好，一般可维持 50 年以上，但室外的阳台、雨罩等露天构件的使用寿命通常仅有 30~40 年。桥梁、港工等基础设施工程的耐久性问题更为严重，由于钢筋的混凝土保护层过薄，且密实性差，许多工程建成后几年就出现钢筋锈蚀、混凝土开裂。海港码头一般使用十年左右就因混凝土顺筋开裂和剥落，需要大修。京津地区的城市立交桥由于冬天洒除冰盐及冰冻作用，使用十几年后就出现问题，有的不得不限载、大修或拆除。盐冻也对混凝土路面造成损害，东北地区一条高等级公路只经过一个冬天就大面积剥蚀。我国铁路隧道用低强度的 C15 混凝土作衬砌材料，密实度和抗渗性差，不耐地下水与机车废气侵蚀，开裂、渗漏严重。对几个路局所辖的隧道进行抽样调查表明，漏水的占 50.4%，其中 1/3 渗漏严重，并导致钢轨等配件锈蚀，以及电力牵引地段漏电，影响正常运行。而 1999 年颁布的《铁路



隧道设计规范》仍未能对隧道的耐久性问题提出适当的解决措施,如适当提高混凝土的最低强度等级和在混凝土中掺入化学纤维等。

【花中刺】:我们常提的设计基准期为 50 年,即在正常使用条件及正常维护条件下,确保其结构在 50 年内不出现安全问题!当然,不具有耐久性就有可能出现不安全因素。请问设计基准期又是如何定出的呢?

【wanyeqing2003】:如果你采用的是《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001),该规范采用的设计基准期为 50 年。

我国建筑物的耐久性问题可归纳为以下几个方面:

对于结构的使用年限应从两个方面来考虑:①结构自身的耐久性;②荷载最大值出现的概率。

在《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)、《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)等规范中都规定了极限状态结构应满足 $\gamma_0 \cdot S \leq R$ 。

当 $\gamma_0 \geq 1.1$ 时,使用年限是 100 年;

当 $\gamma_0 \geq 1.0$ 时,使用年限是 50 年;

当 $\gamma_0 \geq 0.9$ 时,使用年限是 5 年。

在《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)中规定:

当 $\gamma_0 \geq 0.95$ 时,使用年限是 25 年。

对于不同环境条件下结构的使用情况,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)中规定了设计使用年限为 50 年或 100 年的要求。这就体现了对结构自身条件的要求,也即结构自身应具有一定的耐久性。

而对荷载的取值,《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)中采用的设计基准期为 50 年。

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)是以 50 年设计基准期超越概率为 10% 的地震加速度的设计取值。

设计时,应根据各方面的因素综合考虑。

以下是与结构耐久性相关的帖子:

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=2419

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=42715

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=30346

【随风漂流 11】:以前的建筑物,可能受当时的施工工艺、设计要求,以及所处的环境等因素的影响,耐久性存在很大的问题。但随着“按性能设计”的逐步实行,加之施工工艺等逐步完善,相信在这方面应该会有很大的提高。我觉得目前关键的是开发新材料,在新建的结构中参加能够提高其耐久性及其他性能的新型材料,并对旧建筑物考虑加固等问题。建筑物周围环境是变化的,今后需重视对建筑物的维护!

工程应用实例

有关《钢结构设计规范》中的屈曲后强度。(id=115388,2005-11-13)

【computer】:最近按照《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)计算刚架结构,屋面梁我选用了 H600~400×180×5×8。计算结果显示:



“腹板高厚比 $H_0/T_w = 96.80 > [H_0/T_w] = 66.03$ ”。

而同一刚架上面另外一根梁用了 $H400 \times 150 \times 5 \times 6$, 断面计算结果显示:

“按 GB 50017 第 4.4.1 条考虑腹板屈曲后强度利用, 截面抗弯、抗剪承载力验算: $V < 0.5V_0$; $M < M_f$; 考虑腹板屈曲后强度抗弯和抗剪承载力验算满足。”

因屋面梁属于承受静力荷载或间接承受动荷载作用的梁, 我可否这样认为: 等截面的梁, 用《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 计算时, 可以考虑屈后强度, 而变截面梁可以不考虑。因为我再按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS 102: 2002) 算这根梁时, 又能够通过过了。

对此我有些不解。

【nies117】: 并非如此, GB 50017 第 4.4.1 条既可用于等截面梁, 又可用于变截面梁, 只不过变截面梁的计算要复杂得多。因此, 有些软件如 STS 只考虑了等截面工字形梁腹板屈曲后强度抗弯和抗剪承载力的验算, 而没有考虑变截面梁的验算。

【tank_helicopter】: 变截面梁也是可以考虑屈曲后强度的。在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中, 关于构件计算的部分提到, 当楔率不大于 60mm/m 时, 可以考虑腹板屈曲后强度。记得 PKPM 程序中也有是否考虑屈曲后强度的选择功能。

注意: 梁柱端板连接不适用于重型厂房。(id=47242, 2004-01-07)

【flywalker】: 最近设计了一个重型厂房, 有权威人士提出: 梁柱的端板连接为半刚性连接, 并不适用于重型厂房, 重型厂房应该设计成刚性连接, 才符合现在的刚接计算模型。而且几个试验也证明了这一点。请各位高手发表高论。

【eddiechen】: 不是很清楚楼主的依据, 但依 AISC 最新版的 LRFD(3rd)。该形式的接合应该属于 Fully Restrained Moment Connections, 即“刚性接合”, 见图 1-1。

【FLYYU828】: 我理解为不是不好用, 而是按照计算和螺栓允许间距, 这样的接头很难达到等强连接。所以, 对于要求强节点弱构件或是抗震控制的结构, 尽量不要用这种节点。

【lijingas】: 实际操作中主要是看设计院的理解, 以及审图公司的认定。因为《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001) 9.2.3 中的第三条规定, 梁与柱的拼接的受弯、受剪极限承载力应分别能承受梁全截面屈服时受弯、受剪承载力的 1.2 倍。而采用端板连接很难达到这一条。

我们曾做过一个重型钢结构厂房, 地点在成都, 为 7 度区。我们的观点是: 上部为轻钢屋面, 横梁不可能出现塑性铰, 应该可以按照轻钢设计。

但审图人员不同意在这个项目中采用端板连接的结构形式! 最后我们还是按照框架的节点设计, 上下翼缘采用坡口焊接, 腹板采用双夹板。

【north steel】: 如果这种节点的连接设计满足梁与柱的拼接的受弯、受剪极限承载力应分别能承受梁全截面屈服时受弯、受剪承载力的 1.2 倍(地震区), 是不是就可以采用了? 有没有

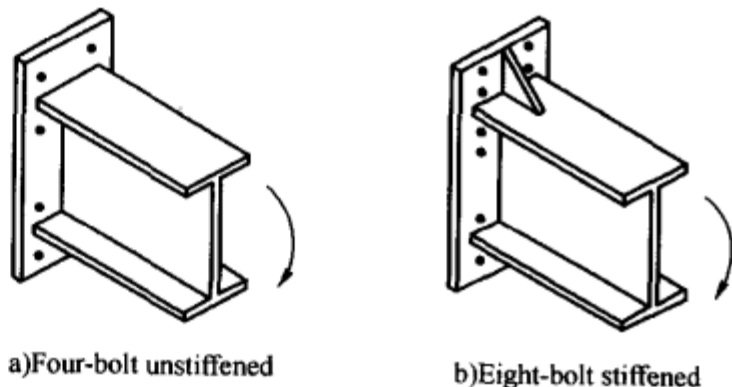


图 1-1 Configurations of extended end-plate FR moment connections

还是不能采用的理由?

【riwave】:关于塑性铰出现的位置问题,我认为应该与节点的承载能力有关。如果一个节点受力很大,而它的实际承载能力在整个结构中相对来说又最薄弱,那么塑性铰就会出现在这个地方。所以塑性铰出现的位置与是否为轻钢屋面没有什么关系。

小结

在钢结构设计中,关于基本原则问题,有时不容易把握,而有些则往往容易忽略,特别是对于那些初学者。对于一般钢结构厂房的设计需要满足有关规范和规程的要求,同时也要满足建设和使用条件的需求。归纳起来,主要有以下几个方面:

(1)普通钢结构厂房的设计应当采用以概率理论为基础的极限状态设计方法(除疲劳计算以外),用分项系数设计表达式进行计算。

(2)承重结构的体系和构件应当按照承载力极限状态设计。设计内容包括结构的体系、构件和连接的强度、稳定性及抗倾覆能力等。

(3)结构构件应当满足一定的刚度要求,也就是说结构构件需要符合变形的条件。这就需要采用正常使用极限状态进行设计。其中包括正常使用条件下的变形、开裂和振动等问题。

(4)钢结构设计时需要考虑建筑物的安全等级。安全等级的划分可以按表 1-1 进行。一般工业民用建筑钢结构的安全等级应取为二级。

建筑结构的等级

表 1-1

安全等级	破坏后果	建筑物类别	结构重要性系数 γ_0	
			设计年限 50 年	设计年限 25 年
一	很严重	重要的房屋	1.1	
二	严重	一般房屋	1.0	0.95
三	不严重	次要房屋	0.9	

(5)钢结构设计时,在确保建筑物安全、可靠的前提下,还要考虑结构的经济性。其中应注意:一方面,应合理选择结构体系,合理布置结构构件,使得结构传力合理直接。另一方面,在满足设计限值要求的前提下,不要无谓的加大安全系数。

(6)在结构设计时,不但需要考虑结构的使用条件,还要考虑到结构构件的制作、运输、安装和维护等方面的因素。

(7)在进行普钢结构厂房设计时,既有按弹性理论设计内容,又有包含非线性和塑性分析方面的问题。如计算结构的内力时,是按弹性理论进行的;而在考虑 $P-\Delta$ 二阶效应时是按非线性进行分析的;而在结构构件需要用到屈曲后强度时,就需要考虑塑性分析的因素。要注意的问题是:弹性设计和塑性设计,以及非线性分析的条件和要求应该加以区分。



二、材料特性

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)



一般问题



如何选用材料? (id=28790,2003-05-23)

【冷风月】:请问 Q235 钢与 Q345 钢各在何种情况下使用最合适?

【hiner】:市场价格 Q345 钢要略高一些,但 Q345 钢性价比较高。强度控制时,且在有条件的情况下,宜采用 Q345 钢,它比 Q235 钢屈服强度提高 45%左右,理论上用可节约 15%~25%的用钢量。不过,两者采用的焊接材料是不同的,Q345 钢宜用 E50 型焊条,Q235 钢宜用 E43 型焊条。

【msf】:从技术角度来讲,凡是以强度控制的宜用 Q345 钢,以变形控制的宜用 Q235 钢。从经济角度来讲,目前两种价差很小,而 Q345 钢强度要高一些,故多用 Q345 钢。

【冷风月】:哪种情况是由强度控制,哪些时候又是由变形控制的呢?为什么强度控制的要用 Q345 钢?

【音速之子】:一般来说,当跨度较大时,是以变形控制为主。但是有重荷载作用时就会有所不同了。不过需要注意的一点是,用 Q345 钢时,构件的局部稳定相对于 Q235 钢稍差一些。从规范的局部稳定性计算公式,可以很明显的看出来。用 Q345 钢时翼缘的挑出长度比 Q235 钢的小,大约是其 0.825 倍。

【mars】:两种钢材在常温静载作用下的韧性差不多,但是到了低温,Q345 钢的韧性要好一些。在动载作用下,随着加载速度的增加,两者的脆性都增加,但是 Q235 钢的脆性增加的更快。所以,在温度比较低、承受动载作用的情况下,适合用 Q345 钢材。经济上,我们在做设计时,因采用 Q345 钢的用钢量比 Q235 钢降低 10%以上,故多采用 Q345 钢。

【sunsany】:Q345 钢焊接用 E50 型焊条,焊接条件要求高些,对施焊人员的技术要求也高些,所以设计时不但要考虑强度和变形,还应考虑施焊条件,尽可能避免现场焊接 Q345 钢材。当 Q235 钢需与 Q345 钢焊接时,宜采用 E43 型焊条,即焊条宜与性能低的材料相匹配。

◆ 开平板有没有 Q345 钢的? (id=47465,2004-01-10)

【yh】:现接一批加工的活,图纸上标的钢柱、钢梁用 Q345 钢,而买来的是开平板,不知开平板有没有 Q345 钢的?

【liaozi_1976】:开平板是有 Q345 钢材质的,但是它与热轧板相比最大的缺点在于:

①钢板上标识不清或不明确。因为开平板的钢厂出厂标志是在钢卷上,从而给不少材料供应商以次充优提供了机会。

②开平板因是由卷筒板平整后纵剪得来,其内部应力很大,会造成焊接后变形大甚至超标无法修复等隐患。

为了消除工程中的质量隐患,避免出现工程质量事故后的扯皮现象。建议使用开平板前一定要对其来料进行材料复检和焊接工艺试验,做到心中有数后再大批使用,这是比较稳妥的处理方法。

◆ 焊接结构用 Q235A 钢的问题。

【chenzy】:吊车梁和柱及牛腿都用 Q235A 钢,采用焊接时对钢材含碳量应该控制在多少?

【tx】:《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)3.3.3.6 条:“在焊接结构中,碳的合适含量宜控制在 0.12%~0.2%之间。”

【mouselele】:Q235 钢一般不用作焊接结构,因为焊接结构必须严格控制 C、S、P 的极限含量,而 Q235A 钢的碳含量不作为交货条件,故不允许用于焊接结构。

【木头】:吊车梁、柱和牛腿采用 Q235A 级钢不太合适。既然 Q235A 级钢不把含碳量作为交货条件,便不易知道含碳量,即使知道范围也没有什么用。对 Q235A 级钢的限制在规范条文中有详细说明。主要焊接结构是不能使用 Q235A 级钢的。

【xrha22】:由于碳含量对钢材的可焊性影响很大,从表面上来看,既然 Q235A 级钢的碳、锰、硅含量保证不了,那么 Q235A 钢是不能用于焊接结构的。目前的教科书及钢结构设计手册大都持此观点。似乎 Q235A 钢是一种质量很差的钢材,除平台板和支撑构件外,几乎很少有场合可以用 Q235A 钢。但事实并非如此。压力容器应该是典型的焊接结构,对其性能的要求也比普通的建筑钢结构要严格。然而我国的最新压力容器标准(钢制压力容器)(GB 150—1998)却明文规定在压力 $\leq 1.0\text{MPa}$ 、温度 $0\sim 350^\circ\text{C}$,壳体厚度 $\leq 16\text{mm}$ 时,除极度危害介质的压力容器外,可以使用 Q235A 钢(见该标准第 4.2.2.4.2.3 条)。这就表明 Q235A 钢是可以用于焊接结构的。除了像吊车梁这样以动荷载为主要荷载的承重结构,一般对冲击韧性没有特殊要求的承重结构都可以选用 Q235A 钢。下面分两点说明其原因。

一是可焊性。评价一种钢材的可焊性,并非仅仅由含碳量决定,而是由碳当量 C_{equ} 决定。《建筑钢结构焊接规程》(JGJ 81—91)给出的表达式为: $C_{\text{equ}} = C + \text{Mn}/6 + (\text{Cr} + \text{Mo} + \text{V})/5 + (\text{Ni} + \text{Cu})/15$ 。式中,C、Mn、Cr、Mo、V、Ni、Cu 分别为碳、锰、铬、钼、钒、镍、铜的含量。当碳当量 $C_{\text{equ}} < 0.4\%$ 时,焊接性优良;当碳当量 $C_{\text{equ}} = 0.4\% \sim 0.6\%$ 时,焊接时要采取一些工艺措施,如预热,缓冷等;当碳当量 $C_{\text{equ}} > 0.6\%$ 时,要采取更高的预热温度和严格的工艺措施。《建筑钢结构焊接规程》(JGJ 81—91)则规定碳当量 C_{equ} 应不大于 0.45%。该公式为国际焊接学会 (IIW) 所推荐的公式,比较常用。

目前我国生产的符合标准的 Q235A 钢,其碳当量 C_{equ} 不会超过 0.45%,其可焊性是有保证的,可以用于焊接结构。

二是力学性能。Q235A 钢的屈服强度、抗拉强度、伸长率是有保证的,只是当冷弯试验合格时,抗拉强度上限不保证。而设计时,一般都把屈服强度作为强度计算和稳定计算的依据,结构的实际应力值都远低于屈服强度,因此只要材料的屈服强度有保证,则结构的强度是有保证的。至于结构的刚度只与结构形式和截面尺寸有关,与抗拉强度并无关系。一般而言,当一种钢材的伸长率和冷弯试验合格时,就表明它具有了一定的韧性。因此,对于一般承重结构所需要的基本力学性能,Q235A 钢是可以保证的。

综上所述,Q235A 钢是可以用于焊接承重结构的,但不能用于低温环境和动荷载较大的结构,亦即对材料的韧性有较高要求的结构中。这一点已经为大量的工程实践所证明。当然,在选用 Q235A 钢时,要附加冷弯试验合格的保证,并且要根据质保书核算碳当量是否满足要求,为可靠起见,板材的厚度一般不宜超过 16mm。目前国内钢材市场上 Q235 钢系列的型材大都为 Q235A 钢。如果不分场合,所有的承重结构都选择 Q235-B~D 钢,则不仅会提高工程造价,而且也会给材料的采购带来麻烦,以至延误工期。

详细请参考:

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=36900

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=35024

因此,个人认为:如果原材料在复试时可以达到设计要求,则 Q235A 级钢是可以用于柱子的;对于吊车梁和牛腿牵扯到疲劳荷载等等复杂问题,保险起见最好采用 Q235B 级以上钢材。

【陌上尘 64】:①冶标修改标准后(好像是 2000 年),《钢结构设计规范》要求焊接结构不能用 Q235A 钢。②如摘星手所说,与厂家订购钢材时可以提出 Q235A 钢的含碳量要求。③价格相差不大,但有些型号的型钢采购可能有困难。

【zhouhong_klmy】:《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)3.3.3.6 条:“在主要焊接结构中不能使用 Q235A 钢。”

国标《碳素结构钢》(GB/T 700—88)规定 Q235A 级钢的含碳量不作为交货条件;从法规意义上讲,不作为交货条件就是不保证,既使在熔炼分析中的含碳量符合要求,也只能作为参考。即,若将 Q235A 钢用于重要的焊接结构上发生事故,钢材生产厂家在法律上是不负任何责任的。

【lijingas】:详见《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)条文说明 3.3.6,第 170 页。原文如下:“国家标准《碳素结构钢》(GB/T 700)及第 1 号修改通知单(自 1992 年 10 月 1 日起实行)都明确规定 Q235A 级钢的碳含量不作为交货条件,但应在熔炼分析中注明。”此条为强制性条文。




设计用钢中有关 20 号钢的问题。(id=51990,2004-03-17)

【noahsark】:由于无法采购,施工单位建议用 20 号钢替代 Q345 钢,构件是圆钢管,哪位老师能否介绍一下 20 号钢,我查了很多资料都未果。

【YAJP】:20 号钢是优质碳素结构钢,相当于 Q235 钢,无缝钢管的国家标准没有 Q235 钢,只能选用相当的 20 号钢,生产无缝钢管用钢要求较高,20 号钢应该是很不错的,优质碳素


结构钢的国家标准大概是 GB 699。

【zgzsns】:用 20 号钢替代 Q345 钢,要看用在什么地方。重要的受力部位,要验算强度,经设计同意。20 号钢的机械性能一般手册里都有。

 **如何理解钢材的线膨胀系数?** (id=61525,2004-06-12)

【madboy】:如何理解 $\alpha=12/1000000(^\circ\text{C}^{-1})$?


【wanyeqing2003】:这是钢材的线膨胀系数,它描述的是杆件或线材随温度变化沿长度方向的变化率。也就是在单位温度变化条件下,杆件单位长度的变化率。

 **关于 Z 向性能的钢板。** (id=65535,2004-07-25)

【lijingas】:焊接承重结构中,沿厚度方向受拉,厚度大于 40mm 的钢板应采用 Z 向钢。此要求与受力大小是否有关?拉力较小能否不作此要求?

【hjswupu】:当焊接承重结构的厚度大于 40mm 时,沿厚度方向的受拉接头应采用 Z 向钢。该要求的主要目的是为防止层状撕裂。①设计选材料: $S<0.01\%$,断面收缩率 $>10\%$;②设计及生产制造、安装技术方面尽可能避免板厚度方向上由于焊接残余应力而引起的应力,要将其降至尽可能的低。

现在还在执行的《板厚方向性能钢板》(GB 5313—85)说的很清楚,但有的地方需要修改。

 **钢结构用钢可以突破 Q235/Q345/Q390/Q420 这四种吗?** (id=118165 2005-12-08)


【miaoliuhua】:钢结构用钢可以突破 Q235/Q345/Q390/Q420 这四种吗?是不是可以从下列标准中选用其他品种的钢材?


- ①《碳素结构钢》(GB/T 700—88);
- ②《优质碳素结构钢》(GB/T 699—1999);
- ③《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—94)。

关键是有没有这个必要?

【wxfwj】:《钢结构设计规范》推荐钢结构所用钢材是根据我国国情,结合我国钢材生产的实际情况和多年来的工程实践,本着节约用钢,充分利用国产钢材的特点,达到技术先进、经济合理、安全实用的原则提出的。高强度钢材的优势对大(跨度)、高(耸)、重(型)的结构比较突出。对一般结构,没有必要。高强度钢材存在成本高、加工焊接困难、需要热处理等不利因素。若结构没有特殊要求,不必用高强度钢材。

【miaoliuhua】:当然有必要!由我设计的厂房中的系杆和摇摆柱很多时候都采用结构用无缝钢管,此类钢材为 20 号钢,接近于 Q235B 钢,而非 Q235B 钢。

 **工程应用实例**

 **240t 重级吊车的吊车梁用 Q345B 钢替代 Q345C 钢可以吗?** (id=52096,2004-03-18)

【lookee】:有一炼钢工业厂房工程,所在地区冬季室外极端温度 -8°C ,室内一般

在 0°C 以上,但也不排除个别地方低于 0°C 的情况。其中的两跨,跨度分别为21m和24m。吊车梁为焊接结构,梁高3m,上、下翼缘板厚均为80mm,Q345C钢材质。吊车吨位240t,A7工作制。估算了一下,整个工程吊车梁所用的Q345C钢材,大概有5000t。由于Q345C钢采购周期较长,且费用比Q345B钢板要高出约800元/t。拟采用Q345B钢代替Q345C钢,理由如下:

①《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)3.3.4条明确指出:“对于需要验算疲劳的焊接结构的钢材,应具有常温冲击韧性的合格保证。当结构工作温度不高于 0°C 但高于 -20°C 时,Q235钢和Q345钢应具有 0°C 冲击韧性的合格保证。”

②根据《低合金高强度结构钢国家标准》(GB 1591),Q345B钢与Q345C钢的化学成分仅在磷、硫两项指标上有微小差别,经焊接技师讨论在焊接技术上不存在难点。

所以我们认为:本工程中的重级工作制吊车梁可以用Q345B钢取代Q345C钢材进行焊接吊车梁的制作。

请问:以上结论是否正确?

【flywalker】:《钢结构设计规范》对结构工作温度的解释是“室外最低日平均温度”,室内温度不能作为依据。

Q345B钢与Q345C钢在化学成分上差别微小,但是它们最重要的区别在于要求的冲击韧性试验温度不同。

所以个人意见:由于吊车吨位大,工作制繁重,吊车梁的板厚也太大,不利因素太多,建议采用Q345C级钢。在不得已的情况下,可采用Q345B级钢,但是对钢材需要附加 0°C 时的抗冲击韧性试验,经试验合格后,方能采用。结构重要性不可轻视。细部构造上也要采取一系列措施来降低应力集中及焊接残余应力等。

【looker】:我又查了一下设计规范,未发现有“结构工作温度”的解释。以个人的理解认为,结构工作温度是指结构工作时的环境温度。不知是否妥当?

请问Q345B钢、Q345C钢的冲击韧性试验温度分别为多少?如果对Q345B钢附加 0°C 时的抗冲击韧性试验,不就等于Q345C钢了吗?

80mm厚的板采用焊接方法制作吊车梁确实有一定的难度,焊缝的脆性可能相当大。不知有何方法可以减小其脆性?

【Hai】:新规范的“结构工作温度”是指室外最低日平均温度,用以替代88规范中的“冬季计算温度”,即空调采暖用的计算温度。

请参见条文说明3.3.2。



50t重级工作制吊车梁用Q235B钢行不行? (id=55062 2004-04-16)

【tddesign】:环境温度为: $-12\sim 40^{\circ}\text{C}$ 。

【everson】:不行。 0°C 保证的是Q235C钢; -20°C 保证的是Q235D钢。请参见《碳素结构钢》(GB/T 700)。

【lxm9604305】:根据《钢结构设计规范》3.3.3条,只要Q235B钢具有 0°C 抗冲击韧性的合格保证,就可以采用Q235钢。不过最好采用Q345钢,省钢材些。

重级工作制吊车梁的材料选择问题。(id=77302,2004-11-26)

【晓剑】:本人最近设计了一个钢管厂房,重级工作制吊车(20t),吊车梁用的是 Q345B 钢。最近在学习时发现,需要验算疲劳的焊接构件,当工作温度在 $-20\sim 0^{\circ}\text{C}$ 之间时,钢材需要有 0°C 抗冲击韧性合格保证(Q345C 钢),我选了 Q345B 钢,问题严重吗?

【pingp2000】:一般焊接钢材厂家应该提供抗拉强度、屈服点、伸长率、碳、磷、硫的合格保证,但对于冷弯性能和冲击韧性这两项厂家是不会主动提供的。你最好在图纸上说明吊车梁的钢材需要 0°C 冲击韧性合格保证,如果已经设计但未买钢材加工,就出一个设计补充说明。

【hnwjg】:若钢吊车梁还没有加工,要改一下;若已施工完,拿同批钢材做一下试验,看是否满足 Q345C 钢的要求。

【DYGANGJIEGOU】:Q345C 钢板为低合金高强度结构钢,主要用于低温(0°C 或低于 0°C)环境下建筑工程结构的立柱、大梁及机械工程结构等。如果你的工程室内温度确实在 0°C 以下,用 Q345C 钢远远好于 Q345B 钢。

注释:有关说明可以参考本小节中话题(1)中 lookee 提供的资料和解释。

【flywalker】:首先说明,选用 Q345B 级钢不符合规范。如 pingp2000 所言,Q345B 级钢需提供 20°C 的抗冲击韧性合格保证。如果此工程已经建好,只能从感觉上评价一下了。要是加工制作不错的话,也可能问题不太大。一般情况下,室内的温度不会太低。

小结

材料的合理选用是钢结构承载能力的根本保证和追求经济性的前提。这就要求设计、施工和监理人员必须充分了解材料。关于材料使用方面的问题归纳起来大致可以分为以下几个方面:

(1)材料的分类:在当前实施的《钢结构设计规范》中推荐的常用结构钢材牌号有四种:Q235、Q345、Q390 和 Q420。是依据材料屈服强度命名的。在同一种牌号下,钢材根据质量要求的不同,又被分为 A、B、C、D 和 E 五个等级。除此之外,对于低碳钢 Q235,按其炼钢脱氧程度又可分为沸腾钢(F)、半镇静钢(b)、镇静钢(Z)和特殊镇静钢(TZ)四种。

(2)材料的性能指标:相关数据可以在规范和手册上查到,表 1-2 列出了钢材的对照资料。

材料牌号

表 1-2

牌 号	类 型	对应老牌号	适用焊条
Q235	低碳钢	A3	E43
Q345	低合金钢	16Mn	E50
Q390	低合金钢	15MnV	E55
Q420	低合金钢	15MnVN	E55

(3)使用条件:关于这方面的内容,在《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)3.3 条中有具体的规定。然而,在实际工程设计和处理现场施工问题时,常会遇到一些特殊情况,有些甚至超出了规范的要求。例如,关于吊车梁的材料质量等级的选用就与吊车的起重量、跨度和工作



制有关,表 1-3 汇总了一些标准图上的数据以供参考。

吊车梁钢材的选用

表 1-3

资 料	工 作 制	起重量(t)	钢 材 牌 号	跨 度(m)	工 作 温 度(°C)	质 量 等 级
钢吊车梁 SG520-1~2	中 级	<50	Q235 和 Q345	6~9	—	B
		≥50			>0	B
					-20~0	C
					≤-20	D
12m 实腹式钢吊车梁 05G514-1	轻 级	15~100	Q235	12	≥20	B 或 B、F
					≤-20	B
12m 实腹式钢吊车梁 05G514-2~3	中 级	<50	Q235 和 Q345	12	—	B
		≥50			>0	B
					-20~0	C
					≤-20	D
12m 实腹式钢吊车梁 05G514-4	重 级	5~100	Q345	12	>0	B
					-20~0	C
					≤-20	D

(4)厚度方向性能钢板:用于重要焊接构件的钢板,不仅要求沿宽度和长度方向有良好的力学性能,而且要求沿厚度方向具有良好的抗层状撕裂性能,也就是所谓的 Z 向钢。钢板的抗层状撕裂性能采用厚度方向拉力试验的断面收缩率来评定。一般用于 1.5~150mm 厚度的镇静钢钢板,具体规定可以查阅国家标准《厚度方向性能钢板》(GB/T 5313—1985)。





三、承载能力

整理	kswu(吴稀政)
审核	okok(袁鑫)

强度问题

腹板屈曲后强度。(id=78130,2004-12-04)

【思凡】：“腹板屈曲后强度”是什么意思？考虑“腹板屈曲后强度”是否对构件有特殊要求？

【denghai-sjz】：简单地说，就是利用腹板部分截面屈曲后的强度，考虑“腹板屈曲后强度”和不考虑对构件的要求有区别：①承载力不同；②腹板局部稳定所要求的高厚比不同。

【DYGANGJIEGOU】：梁的腹板高厚比在超出限值发生弹性屈曲后，尚有较大潜力，称“屈曲后强度”。利用腹板屈曲后强度的梁，即使高厚比很大也可以仅仅设置横向加劲肋，因而具有很好的经济效果。GB 50017—2003 规定，承受静力荷载和间接承受动力荷载作用的组合梁宜考虑腹板屈曲后强度。

腹板区格在受剪时产生主拉应力和主压应力。当主压应力达到一定程度时，将迫使腹板屈曲，此时主拉应力还未达到限值，因此腹板还可以通过斜向的拉应力场承受继续增加的剪力。在拉力场的作用下，腹板、翼缘、加劲肋形成一种类似桁架的作用，腹板的受力类似于桁架中的斜拉杆，加劲肋则类似于竖压杆。

梁腹板在弯矩达到一定程度受压区出现凸曲变形即发生屈曲后，此时若边缘应力未达到屈服，则梁还能承受更大的荷载，但截面上的应力出现重分布，凸曲部分的应力不再继续增大，甚至有所减小，而压应力较小和受拉部分的应力继续增加，直至边缘应力达到屈服。此时，腹板的受拉区全部有效，受压区引入“有效截面”的概念。一般认为，腹板受压区的一部分退出工作，其余受压区及受拉区的应力均视为直线分布。

腹板屈曲后梁的抗弯承载力下降很少。

【天使之翼】：腹板的失稳类型是稳定分岔失稳，与薄板在面内荷载作用下失稳类似，也就是说腹板屈曲后在新的平衡位置会承受更大的荷载，所以允许利用腹板屈曲后强度。

【master23212】：当板边缘的支承构件具有较大刚度时，板的屈曲应力虽然不是很大，但屈曲后并不破坏。板的强度有很大的潜力可以发挥，板的挠度将继续发展到相当大的数值，在发

展挠度的过程中,板的应力将出现重分布,板的中面会产生相当大的薄膜拉力,板中的应力重分布和薄膜拉力的出现可延缓挠度的发展,实际上对板起着支持作用,从而大大提高板的承载力,使其远远超过板的分岔屈曲荷载。

◆ 平板强度验算公式。(id=95277,2005-05-16)

【AKANG】:《钢结构设计手册》上是 $\sigma_{\max} = 6M_{\max}/(r_x t^2)$,怎么会是 t^2 ?

【wanyeqing2003】:这个公式为《钢结构设计手册》(上册)公式(12-2)。

钢板的抵抗矩为: $W_x = bt^2/6$;当板宽取 1.0 时就有 $W_x = t^2/6$ 。

强度则为: $\sigma_{\max} = M_{\max}/(r_x/W_x)$,从而可以得到手册上的公式了。

◆ 插入式柱脚计算:混凝土粘剪设计强度值。(id=111932,2005-10-13)

【justidea】:一个有两台 32t 吊车、30m 跨的单层厂房,拟采用插入式柱脚。为了减少施工麻烦,不想设置剪力钉。柱脚计算时应该计算钢柱与混凝土的粘剪力。但不知混凝土粘剪设计强度值在哪里可以找到?

另外,计算公式我也只发现了一个很老的版本,还是容许应力设计法,新《混凝土结构设计规范》中好像没有,请问哪本规范中有?

此外,因为插入式柱脚埋入深度有 $2H$ 的抗震设计要求,对于较为轻型的厂房,不设剪力钉计算和构造上应该是没有问题的。

【sunsany】:混凝土粘剪设计强度值可近似取为混凝土抗拉强度值。

【xwl】:混凝土粘剪力就是通常所说的握裹力,可根据《钢筋混凝土结构设计规范》中规定的钢筋锚固长度反算。方程的思路为:钢筋的拉力=钢筋的锚固面积(混凝土的握裹面积)×混凝土的握裹强度。

◆ 如何把强度计算和稳定性计算统一起来?(id=127245,2006-03-16)

【zhupch】:现行的《钢结构设计规范》,都是把强度计算和稳定性计算分开进行,它们之间具体有什么关联?一般意义上说,在柱的设计中,细长柱是稳定控制,短粗柱是强度控制,假设钢材的强度超强的话,那么短柱是否也有可能是由稳定控制?如果我们设计的柱构件,强度和稳定性同时控制的话,是否为最优?

【george】:这个问题应该这么看:首先必须明确,强度破坏和失稳破坏是两种性质不同的破坏,强度破坏是由于材料本身抵抗力不足引起的,而失稳破坏是由于构件变形太大引起的。所谓长柱、短柱,指的是 L_0/i 值的大小, L_0/i 值大,为长柱,由稳定来控制。否则为短柱,由强度来控制。

“强度和稳定性同时控制的话,是否为最优?”这大概属于一种理想的情况,实际上恐怕做不到。

【berychro】:不可能统一,从理论上讲稳定与材料强度无关,仅与截面性质有关(从欧拉公式中可以看出)。由于结构为非理想构件,可通过试验得出稳定与材料强度的关系。而实际上,两者并非一定相关,只是在计算表达式中用了 $S \leq f$ 一项把人给弄糊涂了。长细比达到一定的数值,则构件一定是失稳,小于一定的数值则为屈服,因此不可能同时达到临界点,除非你

选择的长细比正好是屈服和屈曲的分界点。

【zhupch】:如果我们在结构设计时,利用荷载挠度法求得结构的极限承载力,并且考虑了几何非线性、材料非线性及初始缺陷影响的话,就不用进行传统意思上的强度计算和稳定计算了。这样可否说是把强度计算和稳定计算统一起来了呢?我感觉强度和稳定性不会没有关系,尤其是到了弹塑性二阶稳定分析阶段。

【rerychro】:构件承载力计算与强度、稳定性计算是不同的概念,承载力包括了强度和稳定。强度指的是材料屈服,稳定指的是构件屈曲,构件承载能力是两者的最小值。构件承载能力计算本身是一个连续曲线(如果截面没有削弱的话),每本教科书上都会讲到(一般教科书中都会采用正则化长细比)。目前都是以长细比来分界的,大挠度理论证明这不准确,但概念是正确的,你可以再看一下教科书,也许会更好理解一些。

【jbr1314】:个人认为:

①强度计算和稳定性计算统一起来是不合理的,两种计算方法的原理不一样,强度考虑的因素要比稳定少很多。现在规范的稳定计算都多少带有一定的近似,只是误差较小而已,而强度计算则要好一些。

②短柱是否也有可能由稳定控制?我认为是有可能的。但这也正说明了强度和稳定性都必须满足要求,即都要进行计算;另外,细长柱由稳定控制只是针对一般情况而言,如果发生楼主所说的那种情况,说法自然得改变。

③关于稳定和强度同时满足要求的问题,这是必须的。

强度和稳定有着本质的区别:强度问题是指结构或者单个构件在稳定平衡状态下由荷载所引起的最大应力(或内力)是否超过建筑材料的极限强度,因此是一个应力问题。极限强度的取值取决于材料的特性,对混凝土等脆性材料,可取它的最大强度,对钢材则常取它的屈服点。稳定问题则与强度问题不同,它主要是找出外荷载与结构内部抵抗力间的不稳定平衡状态,即变形开始急剧增长的状态,从而设法避免进入该状态,因此它是一个变形问题。如轴压柱,由于失稳,侧向挠度使柱中增加数量很大的弯矩,因而柱子的破坏荷载可以远远低于它的轴压强度。显然,轴压强度不是柱子破坏的主要原因。

【叶落飞】:结构丧失稳定,即屈曲,其本质是结构的切线刚度矩阵奇异(方程才是问题的本质)考虑非线性时,利用有限元离散可以得到如下方程 $[K_t] \cdot \{\Delta U\} = \{\Delta F\}$, $[K_t]$ 即为结构的当前切线刚度矩阵。失稳时结构的位形一般均有较大的改变,具体表现在局部或整体结构发生了比较大的位移,出现这种结果的原因可能是由结构位形的较大改变所致,也可能是由材料屈服所致,亦或是两者的综合作用。由于非线性分析的复杂性(比如对参数敏感、稳定性等),实际工程中对结构整体进行稳定分析的比较少,仅对稳定问题比较突出的结构进行细致的整体稳定分析。

上面的概念和论点多属于构件层次的稳定性。构件的承载力由强度或稳定控制,这显然和构件的截面形式、长细比及板件宽厚比等有关,上述参数不同,其承载力可能由强度控制(材料塑性充分发展才会导致失稳),也可能由稳定控制(失稳时构件未有塑性开展或开展比较小),当然还会有第三种情况。实际工程中,构件的极限承载力由什么控制和对上述问题的分析多是靠经验判断并结合理论计算的方法,然后采取相应的计算方法。

【leco】:我认为,对于柱的失效模式就两种:弹性屈服或者弹性屈曲。如果以重量为目标,



两种失效模式同时发生,当然是最经济的,也是我们所期望的。但这样设计的柱是不能用于实际工程中的,因为这种设计把结构推向了极限,没有安全储备,而且考虑到初始缺陷、几何非线性,这种设计更不可取了,所以在很多情况下,我们需要除以一个系数。对于其他结构的设计有很多种失效模式,以波纹夹层结构为例,其失效模式有整体屈曲、整体屈服、表层局部屈曲、波纹夹芯局部屈曲,在进行设计时,有人将其中的几种失效模式同时发生作为设计条件,以期求得最优结构,这种方法被称为 Naive Optimization Method。但这种方法有很多局限性,而且实际上是不可能的。有人将失效模式两两组合,假设同时发生,绘制实效机制图谱,用图解法求最小重量等。我们也尝试过以不发生失效作为约束,以重量作为目标函数,用 SQP 方法,可以得到同样的结果。当然,此间我们无法了解到起控制作用的失效模式是什么。

此外,本人在分析四边简支各向同性夹层受均匀纵向压缩屈曲时,发现两种不同的结论,我用 ABAQUS 验证时,发现屈曲特征值与两种结论预测的屈曲临界值相差较大,我该怎么办?

【思辩】:说强度计算和稳定计算统一起来是可以的,根据极限状态算法,就是 $S \leq R$,即荷载的作用小于等于结构的抗力。强度问题是截面的抗力问题,而稳定问题是构件的抗力问题。以简单的轴心压杆为例,强度问题的表达式应为 $N \leq A \cdot f$,而稳定问题则是 $N \leq A \cdot f \cdot \varphi$ [请注意这两个式子在形式上与规范有所不同,这样的表达式更符合《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001),与欧美钢结构规范的表达式类似]。 φ 是与屈曲模态有关的折减系数。显然只有当 $\varphi=1$ 时,两个 N 才能一样。换句话说,当截面没有削弱时,构件抵抗屈曲时的抗力总是要小于截面屈服时的抗力。童根树在他的新著《钢结构平面内稳定》中有一段话是这样说的:“强度丧失是构件在某个平面上刚度为零,稳定丧失是整个构件刚度为零”。

现行《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)在表达式上都采用了类似应力的形式,因此很多人分不清强度和稳定的区别。

【Hhux】:思辩的分析更为在理。就本话题而言,“把强度计算和稳定性计算统一起来”,是完全可行的。当然,这是基于设计计算,从概念上来说,正如各位所讨论的,强度和稳定是不同的两个概念。从设计计算的角度来说,如果以构件为考虑对象,我们所需要验算的是“构件因荷载(作用)引起的效应必须小于等于构件的抗力”。构件的抗力与构件截面类型、长细比、材料强度及屈服类型等有关。也就是说,同样材料、同样截面,但不同长度的构件,其抗力是不同的。如果在计算构件抗力时,考虑构件长细比的影响,计算公式在形式上就可以合二为一。事实上,英国规范 BS 5950 及美国规范 ANSI/AISC 360—05 都是采用这种表达方式的。欧洲规范 Eurocode 3 虽然将强度计算和稳定计算以两个公式的形式给出,但也是通过对构件的稳定承载力进行折减的方式表达。

个人认为,稳定性计算采用 $N \leq A \cdot f \cdot \varphi$ [或 $N/(\varphi \cdot A \cdot f) \leq 1$] 的表达方式,比现行规范的 $N/(\varphi \cdot A) < f$ 表达的更为直观、明了。

【晓剑】:强度和稳定应该是统一的。在设计一个构件时,应分别进行强度和稳定性设计。强度计算时,采用构件的净截面;稳定计算时采用的是毛截面。

从强度及稳定验算公式来看,一般情况下,强度是容易满足的。一个构件满足强度要求,但不能说就一定满足稳定要求。但也不是绝对的。如果构件的板件(比如说翼缘)有较大的孔,对构件削弱较多,也可能存在稳定满足而强度不满足的情况。



【cyseu81】:如果单从标题所提出的问题来讲的话,个人认为:强度理论和稳定理论是两个根本不同的概念,是无论如何也统一不起来的(现阶段);但从公式或实际设计中来看,有一部分结构是可以统一的,但也有例外,关键要看设计人员如何取值了。

以上各位所辩论的稳定只是从构件的稳定出发,如果从整个结构的稳定(包括动力和静力)出发则是不可能与强度统一起来的。如果大家做过结构整体稳定就知道整体失稳不是强度破坏,而是结构在某个受力阶段的一刹那偏离原来的平衡位置,这时结构一般没有达到强度破坏。可以说结构的整体稳定分析是对结构设计的一个校核。

把强度计算和局部稳定性计算统一起来的想法,我觉得还是存在可能性的。

【lioner810717】:强度问题和稳定问题应该统一。因为稳定问题实质上是结构构件变形后计入附加荷载作用的强度问题和刚度问题。

为什么这么讲呢?这还要从传统理论中稳定问题的概念说起。

①在大多数与稳定有关的书籍中,临界力作为一个重要概念在很多人的脑海里被强化了,而与该临界力相应的屈曲模态的重要性则被弱化了。从而造成大多数人错误的认为稳定问题仅仅是求解结构及其构件的临界力问题。只有少数人意识到,按照传统理论求解所得到的临界荷载比实际构件所能够承受的荷载大得多,即用临界荷载反算结构构件的内力已超出材料的许可抗拉强度,临界荷载已经失去强度意义。因此,同时求解出临界力和相应的屈曲模态才算是将稳定分析进行了第一步——屈曲分析。

②由 Timoshenko 率先提出的放大系数法能将稳定问题的本质体现得淋漓尽致。具体说来,用放大系数法对结构构件进行承载能力分析的过程如下:首先,确定出结构构件的临界力和屈曲模态;其次,利用各屈曲模态的正交性将初始变形分解为与屈曲模态同形的初始变形的叠加;再将各初始挠曲线乘以自身的放大系数进行二阶放大,最后将各放大后挠度线性叠加,从而得到最终变形,这样就避免了求解微分方程的麻烦。

观察上述过程可以看出,临界力和屈曲模态的求出仅仅是承载能力二阶分析的开始,临界力仅在放大系数中出现过,即仅仅是起到了对一阶变形进行放大从而得到二阶变形的作用。也就是说,如果把杆件从初始变形到最终变形的发展过程,视为由前一附加变形所产生的附加弯矩形成后一附加变形的逐次跟进过程,临界力就可以看作是各截面单位附加变形所需要的附加弯矩了,即临界力在此过程中仅仅起到了“刚度”作用。

因此,构件的失稳过程实际上是不断放大的变形与它所带来的附加弯矩的交互作用过程,这一过程的终点是构件最终达到强度极限和刚度极限。在相互影响的附加弯矩和附加变形的作用下,沿杆长分布弯矩和沿截面分布的应力不断增大,构件的变形也不断增大,从而达到材料的强度极限和构件的允许挠度,导致构件无法继续承担外荷载,最终产生破坏。

总之,结构构件的稳定问题实质上也是强度问题和刚度问题,它不同于一阶分析中强度问题和刚度问题的地方在于,它是变形后计入附加荷载作用的强度问题和刚度问题。实际上,只有说明这层关系,才能避免把“强度问题”和“稳定问题”分开,从而顺利又简捷地进入结构的二阶分析。

【xf2046】:结构或构件的强度是指它在载荷作用下抵抗破坏的能力;而结构或构件的稳定性是指它在载荷作用下保持原有平衡形态的能力。二者既有区别又有一定的联系。

①研究目的不同

在稳定问题中,要求找出与临界荷载相对应的临界状态(有时还要求研究后屈曲平衡状态),而结构的稳定计算必须根据其变形状态来进行,故它是个变形问题。就结构而言,一旦发生失稳,并不伴随极大的应力改变。而强度问题则是要找出结构在稳定平衡状态下的最大应力,故为应力问题。结构强度问题的研究可保证实际的最大应力不超过材料的某一强度指标,而研究结构稳定的主要目的在于防止不稳定平衡状态的发生。

②破坏形式不同

强度破坏是材料问题,一般破坏前有先兆,属塑性破坏范畴。稳定破坏是结构问题,可能没有明显征兆,呈现出脆性破坏的特征。

③计算理论不同

稳定性问题与强度问题性质上的严格区别表现在计算理论的不同。如果忽略变形对力的作用影响,则称变形几何采用线性关系所建立的近似计算理论为一阶理论;而考虑变形对平衡条件的影响,但变形几何仍采用线性关系所建立的计算理论称之为二阶理论;考虑变形对平衡条件的影响,则称采用非线性(大挠度)变形几何关系所建立的计算理论为三阶理论。稳定性问题必须以非线性的二阶理论或三阶理论来建立它的计算理论(稳定性问题本质上是非线性力学问题);而只有少数特殊的结构(如悬索结构)的强度需要用二阶分析,大多数强度问题以一阶理论来建立力的平衡条件已具有足够的近似性。

计算理论的不同使稳定问题具有不同于强度问题的特点:a. 必须考虑变形对外力效应的影响;b. 静定和超静定结构的区分失去意义;c. 叠加原理不适用。

④解的性质不同

强度问题有唯一解,稳定问题具有多解性。为了求解结构和构件的临界力,必须确定临界状态,然后才能求得临界力。相对强度问题而言,稳定问题的求解要复杂得多。

⑤初始缺陷的影响不同

初始缺陷(包括几何缺陷、残余应力等)一般不影响结构或构件的强度,但大量研究结果表明,它们对结构或构件的稳定承载力的影响却是不可忽略的因素,必须加以考虑。

铰接用高强螺栓? (id=23730,2003-03-13)

【我思故我在】:《钢结构设计手册》上提到铰接既可用摩擦型高强螺栓,也可用普通螺栓。然而,铰接是允许有相对转动的,而摩擦型高强螺栓则是以有相对移动为极限承载,也就是说一旦发生转动,高强螺栓便极限承载,那么此时的高强螺栓还起什么作用呢?

【eddiechen】:所谓的刚接是以抗弯结合、铰接可以按变形结合的说法来解释的。在变形前后的梁柱交界面能保持,则可认定为刚接,那么在结构分析时,弯矩(Moment)不需释放(Release)。当然100%保持原交界角度是不可能的。认定的标准,依试验是最可靠的。

桁架中的杆件为二力杆,不能承受弯矩,但结合采用螺栓或焊接一定会限制端部自由旋转,我们在分析时不也是认定弯矩不存在?

在我实际接触的工程中,重要部位均用高强螺栓,有很多理由造成这种现象:如拼接方便、安全性高等。

【CECSOK】:两种螺栓的承载力极限状态不一样,对于摩擦型螺栓以两者产生相对滑移为极限状态,而普通螺栓则允许产生相对滑移。如果做成刚接,是不允许产生相对移动的,所以



刚接不能采用普通螺栓,但铰接可以采用高强螺栓,不过你要把此时弯矩产生的剪力加进去计算才行!

【eddiechen】:高强螺栓不等于摩擦型螺栓,也有承压型的。不管设计者注明是摩擦型还是承压型螺栓,下单买回来的螺栓全是一个样的。因为买的时候,只注明材质和规格。摩擦型或承压型的差别在于施工条件的不同(品管不同)。所以说铰接肯定可以用高强螺栓。



请教有关《高层民用建筑钢结构技术规程》中的问题。(id=126541,2006-03-10)

【tzpllf】:《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—98)第 63 页的第 7.3.6 条“组合板斜截面抗剪承载力应符合下式要求: $V_{in} \leq 0.07 \cdot f_t \cdot b \cdot H_0$ ”。我想请教式中的 b 是指每米板宽还是指楼承板的波距? 式中的系数 0.07 是不是应当为 0.7? 因为在《钢结构设计手册》(下册)第三版的第 164 页式(33-12)中是 0.7,而 b 为每米板宽。

另外,经计算,如果 b 是指压型楼承板的波距的话,再加上系数为 0.07,那么板的抗剪承载力就很小了。

【wanyeqing2003】:公式中的 b 应该是波距。请参见《高层民用建筑钢结构技术规程》的图 7.3.3,《钢结构设计手册》中也是按波距计算的。系数 0.07 好像不对,应该是 0.7。实际上,该式应为混凝土的斜截面受剪承载力计算公式。



平面内稳定性



关于柱平面内稳定应力对应长细比超限值。(id=79329,2004-12-14)

【acad】:两榀刚架,均为三连跨,除吊车外,荷载及平面尺寸均相同,柱高 12m,牛腿高 9m,柱间支撑设在 7.2m 处,平面外长度均相同。A 榀每跨都有吊车(共 3 台);B 榀 2 跨有吊车(共 2 台),一边的边跨无吊车,则若用同样截面,B 榀柱平面内稳定应力对应长细比超限值,有 260 多(用 STS 计算)。据我所知,一般优先调小柱的翼缘宽度及厚度,但这样的话柱平面外又无法满足,请教各位是不是只能调大所接钢梁截面? 问题出在什么地方?

另外关于有吊车的门式刚架设计中,许多参考书都提到需在温度区段端部设上部柱间支撑,下部不需设。但《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》并未提到。

【wanyeqing2003】:关于计算长度的问题,当一榀刚架中各个柱子的轴力相差比较大时,按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》规定的方法计算,则轴力较小的柱子的计算长度系数就会很大,往往算不下来。特别是部分设有设备平台的刚架,无平台柱子的计算长度系数特别大。

你可以看看《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的公式(6.1.3-8a)和公式(6.1.3-8b)。建议你再用《钢结构设计规范》的方法计算一下。

关于设下柱支撑的问题。普钢中考虑到温度应力因素,一般在端部不设下柱支撑。而轻钢结构支撑相对刚度要小一些,有些采用的是张紧螺栓,温度应力稍小。再加上多数门刚是单阶柱,无法设上下柱支撑。

【laoli8888】:门式刚架结构平面外稳定应力对应长细比有时不好满足,但可以通过加隅撑的办法来减少钢梁的计算长度,柱子的计算长度则可由加系杆的办法来减小。吊车吨位太大

要慎用,不过吊车梁本身就可以作为柱平面外的支撑。以上观点仅供参考交流。

【yylzy218】:《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》4.5.5条:“当设有起重量不小于5t的桥式吊车时,柱间宜采用型钢支撑,在温度区段端部吊车梁以下不宜设置柱间刚性支撑。”

面内稳定。(id=80709,2004-12-25)

【gmajss】:请问各位如何理解平面内稳定、平面外稳定?

【wanyeqing2003】:平面内或平面外稳定性是指构件的整体稳定性。这类稳定性问题是针对细长杆件受轴向压力作用所致扭转屈曲或弯曲屈曲破坏的情况而言的。

所谓平面是指计算平面。一般来讲,平面内多为构件的强轴平面,而弱轴则多半对应于平面外方向。关于具体的定义和计算公式你可以查阅《钢结构设计规范》和《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》。不过要注意的是两个规范的方法是有所差异的。

相关内容可以参见下面的话题:

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=72606

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=63866

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=63866

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=19476

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=8648

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=51154

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=28987

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=24587

http://www.okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=64648

格构式受弯构件稳定的相关问题(id=80753,2004-12-26)

【百变金刚】:四肢格构式受弯构件(如4—L63X6)两个方向主轴都为虚轴,对其弯矩作用平面外的稳定如何分析?

有关资料上说,此类构件平面外的整体稳定不需要进行分析,代之以单肢稳定分析即可。那么单肢稳定的计算长度怎么取?回转半径(惯性半径)取平面外的回转半径(惯性半径),亦即是与弯曲平面内的回转半径(惯性半径)相同,还是取其最小刚度平面内的回转半径(惯性半径)?

【george】:单肢稳定的计算长度:在弯矩作用平面内,取相邻缀条节点间距离或缀板间净距离;在弯矩作用平面外,取整个构件侧向支撑点间的距离;计算回转半径时,按与弯矩绕同一个轴的方向。

【天使之翼】:我们知道截面越开阔,其力学性能越好。要是我们考虑四角钢格构式截面整体稳定的话,那么它的稳定系数肯定接近于1,所以它的整体稳定不需要分析,只需分析单肢稳定。

单肢回转半径应分别取平面内和平面外的回转半径,然后分别求出两个方向的长细比,取较大的求稳定系数,原因在于长细比越大,稳定系数越小。

楼主所说的平面内和平面外回转半径相同的情况,是指等边角钢。

楼上说有缀材就可以不验算单角钢稳定,那怎么可以?角钢的回转半径一般很小,即使计

算长度缀材因而减少,长细比也不一定很小,一般会在 70~150 之间,并由此查它的稳定系数。

【jbr1314】:我认为楼主的叙述可能有误,“此类构件平面外的整体稳定不需要进行分析”所指的构件应该是双肢压弯格构式构件吧?因为只有在这种情况下,弯矩平面外的稳定性,才能转化成单肢在平面外的稳定性计算。

最后,对单肢构件的计算长度取值作一说明:

①缀条式构件:肢在弯矩平面内的计算长度,取缀条体系节间的轴线距离;在弯矩平面外,取两相邻侧向支撑点之间的距离。

②缀板式构件:若缀板是焊接的,肢件计算长度取两相邻缀板间净距;若缀板用螺栓连接,取相邻两缀板最边缘螺栓之间的距离。计算缀板式构件肢件在弯矩平面外稳定时,仍视为轴心压杆,计算长度取相连侧向支承点间的轴线距离。(注意:对缀板式构件,计算平面内稳定时,应考虑剪力引起的弯矩,最后把单肢作为压弯构件来处理!)

问:关于格构式桁架的稳定性分析可以参考话题“4 管桁架不做整体稳定验算的条件”中的相关内容。

【okok】:4 管桁架(见图 1-2)。

取压区的两根弦杆作为计算对象,则为 2 肢格构式轴心受压构件。

①假定 $D \leq 4 \cdot D_1, t \leq 4 \cdot t_1$,可得 $D \cdot t \leq 16 \cdot D_1 \cdot t_1$,即双弦杆截面面积 $2A$ 小于 32 倍的腹杆截面面积 A_1 ;

②由《钢结构设计规范》附录 C-2, b 类截面稳定系数表可知,当 $\lambda_0 = 61$ 时, $\varphi = 0.8$;

③稳定验算公式为 $N/A \leq \varphi f$;

④由②、③可知,当控制应力率为 0.8 时,只要保证 $\lambda_0 \leq 61$,则可不用验算整体稳定;

⑤格构式柱的换算长细比

$$\lambda_0 = \sqrt{\lambda_x^2 + 27 \times 2A/A_1}$$

⑥将①中 $2A \leq 32A_1$ 代入⑤式可得 $\lambda_0 \leq \sqrt{\lambda_x^2 + 864}$;

⑦由④、⑥可知,不用验算整体稳定的条件是

$$\lambda_x^2 + 864 \leq 61^2$$

即 $\lambda_x \leq 53$

⑧ $i = \sqrt{I/A}$, 因为 $I \cong A \cdot \frac{B}{2} \cdot \frac{B}{2}$, 所以 $i \cong B/2$

即

$$\lambda_x = L/i \leq 53$$

可知,当 $L/B \leq 26.5$ 时,不用验算整体稳定。为方便记忆,简化为 $L/B \leq 25$ 。

虽然上面的结论是根据管桁架推导而来,但对 H 型钢等其他截面的桁架也适用。

问:请教:为什么门刚梁坡度小时可以不用验算平面内的稳定?(id=85575,2005-02-26)

【sparkle_1228】:我刚开始做设计,在看到《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》里面有对

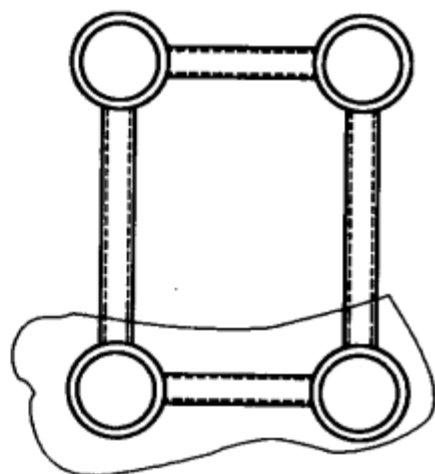


图 1-2

规范式(5.1.3-2)

坡度 <0.1 的横梁可不用验算面内稳定,而只需验算面外稳定和强度的说法不太明白,请多多指教。

【wanyeqing2003】:当斜梁坡度较小时,梁的轴力也比较小,可以不考虑平面内的整体稳定性,按受弯构件计算。当坡度较大时就需要考虑平面内的整体稳定性了,要按压弯构件计算。

【allan】:wanyeqing2003 兄所说是有一定道理的,而且 STS 中的这个选项也是有根据的,可以从规范相应的公式推断上说明。根据《钢结构设计规范》第 46 页 5.2.2 第一点:弯矩作用平面内的稳定公式,当梁的轴力很小时,左边第一项分母中稳定系数对第一项计算结果数值的影响很小,而且第二项中 N 很小,其分母 N_e 很大,基本上分母仍接近 $R_1 \cdot W_{1x}$,再加上第二项中分子还有一个等效弯矩系数,参考《钢结构设计规范》第 47 页第 1)条“等效弯矩系数绝大多数情况下 $\ll 1$ ”,可以看出,梁平面内稳定公式与其平面内强度公式计算结果非常接近,所以当控制了其平面内强度,也就相当于控制了其平面内稳定,在屋面坡度不大的情况下,该选项可以不选。以前 STS 没有这个选项,在屋面坡度较大、应力比用得很多足的情况下,有一定的危险。

【xiaotiantian】:下列说法对吗?

- ①受弯构件(梁)仅有整体稳定和局部稳定之说,无平面内稳定和平面外稳定之分。
- ②压弯构件有平面内稳定和平面外稳定之分,无整体稳定之说。
- ③PKPM 在计算门式刚架的钢梁时,把钢梁看作压弯构件。当屋面坡度小于 $1:2.5$,仅按压弯构件计算平面外稳定,可不验算平面内稳定。

【wanyeqing2003】:我的理解是:

- ①受弯构件的整体稳定性指的就是平面外稳定性;
- ②压弯构件平面内稳定和平面外稳定都是整体稳定性问题,除此之外还要考虑局部稳定性;
- ③PKPM 对于门式刚架钢梁的计算,可以根据用户需要选择是否按压弯构件计算,在“参数输入”中有这个选项。当坡度比较小时,钢梁的轴力也比较小,故可以忽略轴力的影响,也就是可以不考虑梁的平面内稳定性。



CECS 斜梁计算是否需要把平面内稳定性作为控制参数? (id=91302,2005-04-14)

【不服不行】:按 CECS 102:2002,对于斜梁:平面内计算其强度,平面外计算其稳定性。但 3D3S 把平面内稳定应力比作为控制参数,而 STS 该项为可选。核心问题:在 CECS 102:2002 的应用范围内,对于斜梁将平面内稳定性作为控制参数是否有必要?

【wanyeqing2003】:有必要,当坡度较大时,刚架中的斜梁会存在较大的轴向压力,因此需要考虑整体稳定问题。可以参考前面话题(4)内容。

【不服不行】:你说的还是一个理念的东西,问句白话,坡度大,坡度大于多少度时是大?相关的依据是什么?

【wanyeqing2003】:理念是不能忽略的。许多实际工程问题都很复杂,难以量化,所以在工程界非常强调概念设计。关于斜梁坡度的界限没有明确具体的规定,不过《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中规定坡度大于 $1:5$ 时就要考虑横梁轴力的影响。

【不服不行】:那 3D3S 和 STS 仅仅从坡度大小为出发点,就把平面内的稳定计算作为控制

点了? 更何况,你也说了坡度小时不考虑,坡度大时考虑。那 3D3S 强制性的考虑了,又做何理解?

【wanyeqing2003】:①我觉得对于工程中常见的坡度小于 10% 的斜梁,可以不考虑平面内稳定性问题。

②不同人编制出来的程序,考虑的条件可能会有所差异。使用时,需要使用者自己来把握了。

③关于概念设计的问题,在现行的规范中有许多无法量化的东西。所以我们常会见到“应”、“宜”这类只有定性结论的词汇出现在规范中。这都需要设计人员根据具体情况和经验来定夺。



钢结构压弯构件计算稳定时的相关问题。(id=108902,2005-09-13)

【johnchain】:钢结构压弯,计算稳定时先求一个 β ,这个参数跟是否有端弯矩和横向荷载有关。令我困惑的是,承受均布荷载及轴向压力的简支梁,在计算平面内稳定时按有横向荷载无端弯矩来确定这个参数可以理解,而计算平面外稳定时是按有横向荷载无端弯矩计算还是按无横向荷载无端弯矩计算呢?也就是说,题中的均布荷载,在平面内时是横向荷载,在平面外时还要不要将它视为横向荷载呢?

这直接关系到 β 是取 0.65 还是取 1.0。我记得曾做过这类题,当时还记下笔记,说计算平面内稳定时的横向荷载对计算平面外稳定时不起作用。但今天又遇到这样的题,标准答案和我的理解不吻合。到底哪种理解是正确的呢?

【yzf1111】:若有侧向支撑点,则面外计算长度取到支撑点处,此处面内是有弯矩的。所以对于 β_x ,则应该按有端弯矩和横向荷载作用考虑。

【johnchain】:一简支梁,承受均布荷载,两端受轴向压力,平面外有可靠支撑,支撑点间距与梁跨度相同。在此情况下,计算平面内稳定和平面外稳定时, β_{mx} 和 β_x 分别是多少?

【actor】:上题 $\beta_{mx}=1.0$ 和 $\beta_x=1.0$ 。有无横向荷载和端弯矩当然是指弯矩作用平面内了,是单向受弯,不过是指支点之间的构件段。



关于压弯构件稳定计算的一点疑问。(id=135213,2006-05-25)

【tj02_22】:GB 50017—2003 中 5.2.2 条对于压弯构件稳定计算的内力均定义在“所计算构件段”,问题有二:①压弯构件稳定计算的截面如何选取?(等截面的如何取?变截面又如何取?)②若失稳截面内力并非所计算构件段最大值,则内力应取该截面上的,还是取“所计算构件段”最大值?

【george】:①“所计算构件段”是指一个区间,对于平面外的稳定计算,是指侧向支承点形成的一个一个区间。对于平面内的稳定计算,则指支座形成的区间。每个区间都要计算,都要满足规范规定,则可以说满足平面内的稳定,或弯矩平面外的稳定。

②计算时,由于在一个区间内,弯矩可能并不相等,所以应取该区间的弯矩最大值。

③计算中遇到计算截面特征,用毛截面。若区间内是变截面,GB 50017—2003 规范没有说该怎么办,用平均值作为一种近似,应该是可以的。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中对楔形构件的惯性矩不就是“大头和小头的惯性矩之和除以 2”吗?

【shanxigsd】:①首先要说的是一个概念问题,“压弯构件稳定计算截面如何选取?”这个提法不合适,稳定问题是结构或构件的整体力学行为,当然稳定计算也不是选取某个截面进行的。比如,门式刚架变截面柱平面内整体稳定计算一头取轴力、另一头取弯矩进行计算。

②杆件稳定计算的关键点在于如何合理确定计算长度。有兴趣的朋友们可参阅陈骥先生的著作《钢结构稳定理论与设计》。

③在所计算构件段弯矩取此段中最大值,但考虑到弯矩在构件内的不同分布形式会对极限承载力有影响,所以计算公式中引入了等效弯矩系数。

④补充说明一点 **tj02_22** 没问的话题。如 **george** 所说,每个构件段都要算,而且由于失稳的多态性,要计算不同形式的失稳,以确定曲屈荷载。

⑤变截面构件稳定计算比较复杂,由陈绍蕃先生主编的《钢结构》(下册)第 15~20 页对此有介绍,只是没提供理论推导过程,仅对一些结论做了陈述。

◆ 平面外稳定性

◆ 30m 跨 30t 吊车厂房能否采用门刚? (id=30781,2003-06-15)

【02386661】:一厂房,长 120m,宽 120m,做门式刚架。分为 4 跨,每跨 30m,一跨有一台 30t、一台 15t 吊车,另一跨有 2 台 15t 吊车,其他两跨没有吊车。檐高 13m,双坡,6m 柱距。地点在苏州。我现在计算出来的每榀框架的质量大约为 18t,是不是有点偏小?因为梁的平面外稳定应力很大,我把隅撑设为 1.5m 间距了。希望大家指点一下。

【lijingas】:显然,这个工程已经超出轻钢的定义,应该采用普钢来进行设计。至于梁平面外稳定应力,可以通过加密隅撑来解决,不过我不认为采用 1.5m 隅撑,平面外计算长度就能取 1.5m,一般是按 3m 计算,如果平面外的稳定应力较大,如超过了 290,我就在此部位加密隅撑(计算长度还是取 3m),这样比较合理些,也较符合实际。

【02386661】:为什么隅撑是 1.5m,却要用 3m 来计算呢?隅撑不就是梁柱的平面外支撑吗?

CECS 102:98 中的 6.1.6 3 条“变截面实腹式刚架斜梁的出平面计算长度,应取侧向支撑点间的距离。”

【flywalker】:隅撑是 1.5m,却要用 3m 来计算,一方面是设计裕量的需要,隅撑的实际施工情况总是与设计时的理想情况有一定差距,设为 1.5m 是不是能真正起到 1.5m 的作用呢?另一方面,隅撑保证梁下翼缘或柱内翼缘的平面外稳定性,檩条、系杆等保证梁上翼缘的平面外稳定性。而这些纵向力需要由檩条及隅撑再传递给屋面(交叉)支撑,真正能起到侧向支撑作用的是屋面(交叉)支撑,屋面(交叉)支撑点的间距比隅撑或檩条的间距大得多,传递必然有一个比较间接的过程,所以取 2 倍的檩条间距(一般为 3m)比较合理。

【sdsd】:现在钢结构公司普遍采用 2 倍的檩条间距(隅撑间距)作为平面外计算长度,目的是降低用钢量,但理论依据并不充分,不出问题实际上是因屋面的蒙皮作用,与隅撑没有关系。隅撑是为了保证梁下翼缘出平面稳定,在钢梁中部,下翼缘受拉,隅撑是不起作用的,这里隅撑间距取 3m、5m 或者不设都是无所谓的。钢梁的平面外计算长度是支撑间的距离,在不考虑蒙皮作用时,这一点应该明确。

验算钢梁的整体稳定性问题。(id=84226,2005-01-29)

【cocat】:屋面用预应力大型屋面板是否可不验算钢梁的整体稳定性?

【wanyeqing2003】:如果大型屋面板与梁的连接点之间的距离能满足《钢结构设计规范》表 4.2.1 的要求,就可以不验算钢梁的整体稳定性。

【YAJP】:按照屋架上弦平面外计算长度的确定方法,大型屋面板应保证三点焊牢,平面外计算长度为 3m,钢梁侧向支承点间距离最少也是 3m,若是上翼缘较窄,还是应该验算整体稳定性的。

▲:在采用预应力大型屋面板与钢梁上翼缘焊接连接的结构中,当上翼缘受压时,可以由屋面板来确保钢梁的平面外整体稳定性;而当下翼缘受压时,就需要通过其他的构造措施,或者经过计算来确保有关钢梁的下翼缘受压整体稳定性符合承载力的要求。

组合楼板的次梁平面外计算长度一般怎么取?(id=91479,2005-04-15)

【hhgg】:组合楼板(钢楼承板)的次梁平面外计算长度一般怎么取?钢楼承板浇筑混凝土后能否作为平面外的支撑呢?

【wanyeqing2003】:钢次梁上应设置剪力钉,楼板可以看作梁的平面外支点。

【hhgg】:平面外的计算长度取值影响梁的整体稳定性,而不是为了计算平面外的应力,难道梁不用计算整体稳定性吗?

【wanyeqing2003】:梁上的栓钉间距比较小,一般为 200~300mm。以栓钉作为梁的平面外支点,可以不进行梁的整体稳定性计算。《钢结构设计规范》4.2.1 条给出了可不进行整体稳定性计算的条件。

【钢柱子】:使用阶段,平面外计算长度有楼板支撑,根本不用考虑。施工阶段,因楼板和梁没有可靠连接,要按照其侧向支撑点的间距考虑。

局部稳定性

4mm 厚的钢腹板。(id=8062,2002-04-20)

【xxxc0504】:多层抗侧力结构中,钢梁的腹板可否用 4mm 厚的钢板?梁规格为 H300×150×4×6。

【guoxiaonong】:只要 H300×150×4×6 截面够,钢梁的腹板应该可以用 4mm 厚的钢板。腹板宽厚比才 75,从局部稳定性方面来讲不成问题,而加工能否平整才是关键。

【even】:如果你的局部稳定性可以通过,那问题可能会出在工厂的加工过程中,因为这么薄的板在焊的过程中通常都会发生局部变形,而使得构件发生翘曲。因此,我不建议设计中用这么薄的构件。

我同意楼上仁兄的意见,如果你只是用于次梁这样的次要构件,而且在跨度不大的情况下,可以考虑,也可以考虑用 H300×150×5×6,用钢量多不了多少,但是制造上则需可靠一些。

【alafair】:如果采取型钢直接加工,也可能出现 4 厚腹板。一种是热轧 H 型钢,加工过程

中没有焊缝。另一种是高频焊接,上海大通生产。国内水平有限,一般工厂焊不了那么薄的钢板。有些能单面角焊的(其实算剖口焊,因为太薄),又控制不了焊接变形。所以要用4厚腹板,只能选型钢。

【guanxin】:《钢结构设计规范》中规定小于4mm的钢板不可以用作受力件,工字钢腹板也应在限制之内。我们习惯用5mm以上的板。

【alafair】:《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》允许用4厚腹板,而且可以做到1000宽,这是编写《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的老师给我们上课时说的。许多工程国外公司就是这么设计的,所以《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》没有一棒子打死。国内加工能力有限,是另外一回事。

【d3】:《钢结构设计规范》(GBJ 17—88)8.1.2条规定:“在钢结构的受力构件及其连接中,不宜采用厚度小于4mm的钢板”,因为是“不宜”,所以只有靠你自己掌握了。

【zhensen】:因为是轻型结构,所以采用4mm厚的钢板也没什么问题。只是你这个是多层结构,一定要对腹板的局部稳定性进行仔细验算。

【flywalker】:多层结构中还套用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中的条文?如果这个工程有抗震要求的话,那是肯定不行的。新的《建筑抗震设计规范》中的强制性条文对多高层钢结构板件宽厚比的限制比较严格。况且国内的厂家,4mm厚腹板的焊接都达不到这么高的焊接工艺及焊接质量。

【rockmad】:3.5mm我都敢用(只敢用在边榫、小雨篷上)。

表1-4中的数据仅指轻钢,腹板6mm以下单面焊,腹板焊后必然会有波浪起伏,不过工艺人员会视情况每隔2~3m加焊一道加劲肋,因此设计人员不用操心。

表 1-4

腹板厚(mm)	截面高度(mm)	腹板厚(mm)	截面高度(mm)
3.5	200~300	5.0	≤900
4.0	300~500	6.0	≤1200



梁柱高厚比的问题。(id=118763,2005-12-14)

【dawei0028】:(1200~700)×300×8×12的钢梁,不设加劲肋,可以吗?

【山西洪洞人】:先假定你说的这个构件是用在单层厂房,而且没有吊车,材质为Q235钢,还有一个先决条件应该知道,那就是构件的长度或高度,能不能按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》计算?是不是满足截面高度变化率小于60mm/m?当前高厚比为115.75。按《钢结构设计规范》应该是设横向加劲肋的。设了加劲肋,能不能保证组装焊接时不变形,也是个问题。当然最好是设加劲肋。

翼缘宽厚比为12.16,Q345钢也能满足,当然这些都是在不考虑抗震构造的前提下得到的。仅仅给出构件的截面信息,问能不能不加肋,无法回答这个孤立的问题。

【dawei0028】:该厂房高16m,5×30m跨度,梁截面高度变化率大于60mm/m,每跨均有一台25t吊车,材料均为Q345钢,柱脚刚接。翼缘宽厚比应该可以满足,但是腹板高厚比肯定超过80了。请问腹板高厚比在小于250的情况下,设与不设加劲肋是否需要计算一下,还是说大于80就必须加?

该工程一期已经建完,现在要建二期。梁并未设加劲肋,计算一下,应力比均够。柱子截面取的倒是符合《钢结构设计规范》的规定,主要是梁的局部稳定性问题。如果柱子按《钢结构设计规范》控制,梁按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》控制,可以吗?

【hjfirst168】:这个问题应从以下几点进行分析:

①首先应确定的是此结构体系已超出《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》范围,应选《钢结构设计规范》。同时在对结构进行分析时应用一种规范进行分析。

②普通钢结构体系的梁、柱的分析计算都应满足规范要求。

③如果屋面材料采用了轻型材料,屋面梁的挠度可以适当放宽,一般按 1/250 考虑即可。

▲:这样的厂房已经超出了《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的规定范围。严格来讲,应该按照《钢结构设计规范》的条文执行。对于采用轻屋面的结构而言,在许多实际工程中都采用这样的处理方法:柱子严格按照《钢结构设计规范》执行,对于钢梁可以对有关高厚比限制的条文适当放宽,一般可以取到 100~120,也有一些人直接按照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》执行。设计人应该根据具体情况考虑高厚比的条件。

钢梁翼板宽厚比超规范怎么办? (id=121180,2006-01-06)

【wenjun】:钢梁翼缘板宽厚比超规范要求 20%,现已安装完毕。主管部门不同意验收,请问这样的情况如何处理?

【YAJP】:按允许最大宽厚比取有效截面验算一下,如果验算通过就不用处理,否则,应补足。

【towngod】:在翼缘两侧焊接两块板,使翼缘呈 [形,此时的翼缘应该算是三边简支、一边部分嵌固,是可以放宽宽厚比的。

【ljbwhu】:此法行不通。翼缘宽厚比超规,加劲肋起不了作用,加劲肋只能对腹板的局部稳定性起作用。对于翼缘来说,只能调整板件的厚度和宽度了,如可以尝试翼缘加焊一块钢板的做法。

【jiaqing188】:设加劲肋应该是可以的,加劲肋可以减小腹板的计算长度,防止腹板局部失稳,同样道理,也可以减少翼缘板的长度,效果还是有的,只是应该与翼缘外边平齐。

【hai】:翼缘宽厚比超规,横向加劲肋的作用非常有限,效率特别低,在翼缘上设纵向加劲肋可以解决宽厚比超规的问题,又能提高承载力。

【jekin】:可以在超限翼缘下贴焊钢板或角钢!如果超的太多,贴焊后还需要重新验算翼缘的局部稳定性。

▲:钢板的局部稳定性可以根据板的厚度和周边支承条件来决定。周边支承条件可以是固接或铰接,也可以是自由的。

《钢结构设计规范》中对 H 型钢梁翼缘局部稳定性的分析,是按三边简支、一边自由的情况考虑的(见规范 5.4.1 的条文说明)。为了简化计算,规范中将两个相对简支边的距离视为非常远,即远大于翼缘的悬挑宽度 b 。由此可见,在翼缘上适当设置加劲板,是可以提高翼缘的局部稳定性的。因此,前面 ljbwhu 的回答是不全面的。

规范中关于局部稳定性的规定,亦即关于翼缘宽厚比限制条件,是不考虑加劲板作用的一种简化分析方法和构造上的处理要求。虽然没有具体给出在翼缘板上设置加劲板的要求,但是这样的规定并不能表明在翼缘板上设置加劲板对其局部稳定性不起作用。



四、变形控制

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

柱的位移

100t 吊车厂房的结构形式侧移控制? (id=131269,2006-04-18)

【maverick】:有一个 33m 跨、18m 高的厂房,双层吊车,下层 30t,上层 100t,都按中级工作制考虑。应该采用哪种结构形式?柱顶侧移按多少控制?

【whb8004】:选择格构式柱,变截面梁,焊接 H 型钢,梁柱刚接。柱顶位移控制在 $H/400$ (风荷载作用),地震作用控制在 $H/300$ 。

【czf723】:对于重级制吊车,在吊车水平荷载作用下应该是 $H/1250$ 。且侧移起控制应该是在 100t 吊车轨顶的位置,这个满足了,柱顶位移一般来说是够了。100t 吊车应该控制严格一点。

【goabor】:《钢结构设计规范》附录 A.2.2 对冶金厂房或配有 A7、A8 级工作制吊车的类似厂房的厂房柱在吊车梁顶面标高处,由一台吊车的最大水平荷载作用所产生的计算变形值有要求。对于配有 A6 级别吊车的厂房柱规范要求,宜满足类似的要求。但是没有规定大吨位吊车在 A5 级别时是否需要控制该指标,不知道大家在设计有大吨位吊车厂房时是怎样考虑的?

【duangwenping】:若吊车工作制为 A6 级及以上的,应以一台最大吊车的水平力产生的轨顶位移不小于 $H/1250$ 为准,同时要求所有荷载最不利组合下柱顶位移达到 $H/400$ 。

寻求对普《钢结构设计规范》中对柱顶位移的理解。(id=130908,2006-04-15)

【kiki1842】:《钢结构设计规范》附录 A 中,A.2.1 条规定:在风荷载标准值作用下,框架柱顶水平位移和层间相对位移不宜超过下列数值:

- ①无桥式吊车的单层框架的柱顶位移 $H/150$;
- ②有桥式吊车的单层框架的柱顶位移 $H/400$ 。

规范对②这一条的规定是什么意思?是否在刚架计算中,只考虑风荷载作用下的位移满足即可?



具体到 PKPM 中的计算,是否只需左风、右风的节点位移满足 $H/400$ 就可以了? 依照规范的字面意思,就不用再考虑什么恒+活、吊车水平荷载、左地震作用、右地震作用的位移了? 可是在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》里,对吊车厂房的柱顶位移就没有提到是否为风荷载作用下的位移,也就是说不管什么力作用,柱顶位移都需要满足 $H/400$ (空操)和 $H/180$ (地操)的要求。这岂不是比普钢要求的还严格? 所以,根据高层钢结构严于普通钢结构,普通钢结构严于门式刚架轻钢的规律,我对普钢这条规范的理解是,有风荷载参与的所有工况下,吊车厂房的柱顶位移都需要满足 $H/400$ 。另外,牛腿处也是下柱的柱顶,也应该满足 $H/400$ 的要求,只不过这个 H 应该是牛腿到基础顶面的高度。我的理解对不对?

【xwl】:规范说的很明白“在风荷载标准值作用下,框架柱顶水平位移和层间相对位移不宜超过下列数值……”。

①工况为 1.0 恒+1.0 风;

②规范的其余条文依然要满足;

③本条的背景是:在风载起控制作用时,限制框架的水平位移和层间相对位移,以满足正常使用极限状态。



重级小吨位吊车的柱顶位移问题。(id=130651,2006-04-12)

【kiki1842】:一个单跨厂房,布置有 5t 和 10t 的桥式吊车各一台,A6 级工作制,地面操作,能否用 $H/180$ 来控制柱顶位移?

另外,牛腿处的柱子位移是否也要满足柱顶位移限制? 这种吊车梁需要设置制动系统吗?

【whb8004】:A6 级工作制,属于重级工作制,位移 $H/180$ 有点大,恐怕要控制在 $H/400$ (风荷载作用),否则吊车运行会卡轨。由规范来看,A6 级工作制,不需要控制牛腿处(吊车梁顶面处)的水平位移。吊车梁(跨度为 6m)只要整体稳定计算满足规范要求即可,不需要设置制动系统。

【czf723】:可以用 $H/180$ 。吊车吨位不是很大,还有地面控制,要求应该不是很严格。



露天栈桥柱横向位移如何控制?(id=126476,2006-03-09)

【sunny8448】:露天栈桥柱,一个柱列 3 根柱子,两台 10tA6 重级桥式吊车。按悬臂柱计算,应力容易满足,但柱顶水平位移则很难满足,按照《钢结构设计规范》附录 A2.2 的要求,柱顶位移为 $H_c/2500$,是不是一定要在柱边加侧向支撑? 中柱没法加,该怎么办?

【hai】:估算了一下, $H_c/2500$ 是有些困难,特别是钢结构更难。如果必须用钢结构,就不要用实腹柱,而采用格构柱,特别是中柱截面要做到 1500mm 才行。不过用混凝土柱会容易一些,还容易防腐,建议采用混凝土结构。我认为露天栈桥柱通过吊车梁形成一个排架体系,要作为一个系统来计算柱顶位移,不能单算一个柱的位移。将吊车横向水平力分一半给边柱,柱顶位移肯定很难控制。

【sunny8448】:此工程使用期限不过两三年,然后拆除到另一个地方重复使用,必须使用钢结构。

重级吊车的水平横向荷载与吊车摆动引起的横向水平力(卡轨力)相比,是偏小的(就本例来讲),卡轨力不用分配,每个轮子 $H_k = \alpha P_{k \max}$,看来只能使用格构式柱才有可能满足要求。

【hai】:卡轨力只用来计算吊车梁和制动桁架,不用来计算柱顶位移,所以此地方只需考虑水平制动力及水平力在各柱的分配。

【kk-amor】:钢筋混凝土柱也很难满足要求,横向截面也要 1200 以上。柱顶位移与柱子的高度及是否有抗震影响有关。

中级工作制大吨位吊车作用下钢柱的水平位移控制问题。(id=117511,2005-12-02)

【zcj001】:中级工作制大吨位吊车作用下钢柱在吊车梁或吊车桁架顶标高处水平位移容许值为多少合适?该值是按由一台最大吊车水平荷载计算还是按多台组合进行计算?

【hnwjg】:规范没有具体要求,可自己根据情况灵活掌握。按一台最大吊车水平荷载计算,一般都能满足,我一般按 $H/750$ 控制。

钢结构厂房的柱顶位移问题。(id=113593,2005-10-28)

【hjfirst168】:《钢结构设计规范》附录 A 中 A.2.1 条规定了柱顶位移的限制条件。

此条规定是不是应该理解为“在风荷载标准值和吊车荷载共同作用下,框架柱顶水平位移和层间相对位移不宜超过上述数值”。因为吊车和风荷载同时作用框架柱的情况是非常常见的。

【hai】:只有在风荷载标准值作用下,框架柱顶水平位移和层间相对位移才不宜超过上述数值。规范的本意应该是,风荷载作用下的位移不影响吊车的正常运行。

【hjfirst168】:hai 同志的“规范的本意应该是,风荷载作用下的位移不影响吊车的正常运行”有一定的道理。但是《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中规定的柱顶位移中桥式带驾驶室吊车和地面操作的吊车分别为 $H/400$ 和 $H/180$,说明 hai 同志的说法并不是主要原因。

柱顶位移过大就会造成驾驶室里的操作人员心里不舒服,影响正常工作,从此层面上来说,不考虑吊车作用产生的柱顶位移就没有道理了。

【longhyb】:如果是混凝土柱子、钢屋盖的结构,柱顶位移控制该如何取值呢?

【刘星语】:驾驶室操作和地面操作桥式吊车对柱头的控制标准应该是不同的,大陆国企生产的吊车都是驾驶室操作,外资和台资企业生产的基本上都是地面操作,规范编制考虑大陆国情。

一般厂房柱头位移纵向大于横向,吊车运行时驾驶室主要是纵向摆动,横向晃动相对很小并且持续时间很短(横向启动和刹车瞬间较大,其外基本匀速),而风载振动是一种率动,持续时间较长,对吊车稳定运行及驾驶室操作人员心理负担都有“叠加”作用,所以我个人认为是单向控制“风载作用下的柱头位移”。

【hjfirst168】:规范对带吊车厂房的柱顶位移的规定,出发点应该是考虑操作人员对位移的心理承受能力的最大值,不管是风荷载、吊车荷载,还是二者共同作用。它最为本质的原则就是保证操作人员在工作时不产生心理上的恐慌。

▲:对于有吊车厂房柱子位移的控制需要考虑的因素有:①结构的安全程度;②吊车操作人员舒适度;③吊车的使用寿命;④结构的经济性。设计时不能孤立地看待其中的某一个条件,应该综合分析各方面因素。

作为排架柱计算的钢柱位移按多少控制? (id=103461,2005-07-23)

【hhgg】一网架(屋盖),维护部分用砖墙钢柱。查了一下《钢结构设计规范》发现柱顶位移有两种:一个是 $H/400$,另外一个为 $H/150$,到底应该用哪个?钢柱是按排架柱计算的。

【wanyeqing2003】:关于这类排架结构的柱顶位移,规范中没有具体的规定。我感觉按 $H/150$ 控制偏松了一点。这要看你的结构形式:跨度、柱高、悬挂重量和维护材料等因素。如果车间较大,又是砖墙维护结构,为了避免墙体开裂,应当控制的严格一点。我一般考虑按 $H/250 \sim H/300$ 控制。

关于 A6 级吊车的几个问题。(id=101766,2005-07-07)

【luckywww】:①一个普通的门式刚架厂房,每跨设有 2 台 5t、A6 级工作制吊车。根据《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的规定,不属于《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》范畴,那么如果按《钢结构设计规范》计算,请问宽厚比是否还需满足《建筑抗震设计规范》的要求?

②有吊车时,柱间支撑宜设置在温度区段中部或三分点处,是不是说小于 120m 的厂房只要用一个柱间支撑就行了?

③即然不属于《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》,那么带有 A6 级工作制吊车的厂房柱顶位移限值是多少?《钢结构设计规范》中好像也没有说明?

【sunny8448】:①2 台 5t、A6 级工作制吊车,吨位不大,但是 A6 级别,只能依据《钢结构设计规范》和《建筑抗震设计规范》中 9.2 节“单层钢结构厂房”的要求设计。

②有吊车的厂房,根据牛腿的位置,分为上柱柱间支撑和下柱柱间支撑,具体可见《钢结构设计手册》(上册)中柱间支撑的要求。若厂房长度接近 120m,最好在温度区间内设两道柱间支撑。

③2 台 5t、A6 级工作制吊车如果有驾驶室,柱顶位移控制在 $H/400$ (参见《钢结构设计规范》附录 A.2)。

【luckywww】:《钢结构设计规范》附录 A.2 中:“在风荷载标准值作用下,柱顶水平位移不宜超过 $H/400$ ”。这个 $H/400$ 与吊车的横向刹车力没有关系吗?

【dongqing】:规范在这点上只考虑风荷载,是否有不妥之处?因为当吊车荷载比较大时,吊车的横向刹车力也起控制作用,而不仅仅是风荷载。

【allan】:①重级吊车应该按照普通钢结构厂房来设计,如果在抗震区,还应该满足抗震构造要求。

②小于 120m,理论上可以只设置一道上下支撑,边上设置两道上柱支撑。不过也要视具体情况而定,比如吊车吨位、外墙是否砖墙、是几度抗震设防等等。多设置一个支撑并不浪费什么,但是它所起的作用很大。我们做设计,并不是去钻规范的空子,非必要的情况下应尽量留裕量。

③带吊车厂房的侧移控制好像是不分规范的,只分地面操作($H/180$)和带驾驶室($H/400$)。同样,既然作为已经超出门刚范围的平面框架,风荷载作用下的位移及地震荷载作用下的位移都要满足。也即是要满足最严格者。

④2 台 5t 的吊车已经很小了,重级也没关系,满足上面的要求并不难。

【goabor】:对于有 A6 级别吊车的厂房,一般轨顶标高都比较大。按《建筑抗震设计规范》强制性条文规定名义长细比不应该大于 120。这个规定使得柱的截面一般短粗,使中柱与边



柱的差别很小(一般情况下可以使用同一截面),结构用钢量很难降下来。另外,计算时也应该注意《钢结构设计规范》附录 A.2.2 规定的轨顶标高处的位移限值。



重钢厂房使用问题求助! (id=86866,2005-03-10)

【xuhan】:去年设计了一个 100t 吊车的厂房,柱为 H 型钢和钢板的组合截面,下柱支撑为 RH200x200 型钢支撑,柱脚为整体式柱脚,上柱支撑采用圆钢支撑。使用时振动比较厉害。才用到 20t,吊灯就会晃动,上柱圆钢支撑颤动,而且厂房会发出声响。

下柱部分的刚度应该是足够了,我估计问题可能出在上柱支撑不够强(有制动梁),或者是支撑没锁紧。

【DYGANGJIEGOU】:我的看法是:

①上柱支撑采用圆钢本身就是一个错误,这可能是主要原因。圆钢支撑在振动荷载作用下,很容易松动。上柱支撑的主要作用是传递山墙风荷载及地震作用等水平荷载,提高房屋结构的上部纵向刚度。100t 吊车厂房柱间支撑的截面是需要计算的,支撑的长细比也可能不够吧?

②屋盖边缘不知是否设置了纵向支撑桁架?屋面整体刚度不够也可能是一个因素。

③柱顶位移及吊车轨顶位移不知你控制到多少?这可能也是一个因素。

看样子,不仅是造成了吊车驾驶室内人员的恐慌,吊灯都晃了,问题应该比较严重,最好及时处理,以免酿成大错。

【wanyeqing2003】:这样的厂房结构,我觉得需要注意的问题是:

①柱间支撑应当采用型钢,而不应该采用张紧圆钢;

②支撑的长细比应当满足《钢结构设计规范》及《建筑抗震设计规范》的要求;

③应当控制厂房排架方向的轨顶位移;

④必要时,还要计算厂房纵向排架的柱顶位移。

【xuhan】:横向位移为 $H/1300$,纵向位移为 $H/4000$ 。纵向支撑设了,也是圆钢。

理论上吊车纵向力是传不到上柱的,上柱支撑只承受屋面传来的水平力,所以上柱支撑采用圆钢。现在估计是纵向力的一部分通过制动梁传到上柱,而上柱系统刚度又不足引起了变形。另外墙体为砖墙,可能蒙皮效应不够(墙体未见裂缝)。

【zhangji1060】:这个厂房应该按照普通钢结构厂房设计,所以设计人员对上柱支撑及屋面支撑采用圆钢(柔性支撑)已经违背了《钢结构设计规范》及《建筑抗震设计规范》的条例了。至于传力路径的问题,你的分析在一定程度上是没错的,吊车荷载不能够直接传给上柱,这是因为上柱荷载最终也是通过柱子的本身弹性变形传给基础,进而使得整个结构抵抗外荷载的作用。但以我看你忽视了一个问题,就是吊车荷载在传到基础时是以柱顶作为一个弹性支撑的边界为条件的(厂房纵列而言),上柱支撑的刚度越大,力的传递越是有效、直接。

【flywalker】:①在使用大吨位吊车的厂房内,厂房振动或晃动是普遍存在的现象却是较少提及的问题。有时过分追求经济性或设计不合理的厂房,振动现象就比较突出。

②吊车在启动、运行(特别是载重时),刹车及其他一些原因(如轨道面的不平整)本身带有一定的振动,造成厂房随之振动。

③增加厂房整体刚度是缓解振动问题的有效办法,横向刚度主要是柱的刚度,纵向刚度主



要是支撑的刚度,竖向刚度主要是梁的刚度。梁的刚度体现在挠度上,那么梁的挠度控制松严对厂房的振动大小是有影响的。

抗风柱挠度问题。(id=79421,2004-12-14)

【runningman】:抗风柱挠度应该如何控制? STS 工具箱中抗风柱计算时,挠度是按照 $H/400$ 控制的。个人认为挠度控制的有些过于严格,但对于抗风柱,规范没有具体说明挠度如何控制。请各位高手给点意见。

【3D】:由单个构件控制抗风柱的意义不大,跨中挠度可以参照墙梁,考虑空间作用,柱顶实际位移远小于单个构件的计算位移(按悬臂构件计算时)。

【baolanjun】:我觉得 3D 兄不能简单地说“由单个构件控制抗风柱的意义不大,跨中挠度可以参照墙梁……”。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》里是没有明确提出是多少,但《钢结构设计规范》里却有 $H/400$ 一说。要注意在审图时,审图人员会不会对此提出异议。

【miaoliuhua】:《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》里没有规定。我上次报了一个檐口高度 18~20m 的项目,在抗风柱上亏掉 20 多吨(业主基础已经做好,铰接)。对于这种情况,最好做柱脚刚接。

【ermu105】:同意 3D 的说法,但是应该比墙梁稍微严格一点。比如 $H/200$ 或者 $H/240$ (新版 PK 也有这个选项)。另外关于变形这方面的内容,新《钢结构设计规范》将其放在附录里面了,已经不是强制性条文,只是建议控制参数,可以不必太在意。(据编规范的专家说,这些变形参数都是没有理论依据的,套用原苏联规范留下来的,没有特别重要的意思,所以放在附录里面。)而真正理解规范的审图专家是不会提这个问题的。

单层钢结构厂房柱顶水平位移容许值?(id=72383,2004-10-11)

【agz】:《钢结构设计规范》仅规定了有重级制吊车厂房轨顶水平位移的容许值。我现在要设计一个有 50t 中级制吊车的单层厂房,不知轨顶水平位移容许值按多少取合适? 如按 $H/1250$,似乎很难达到这么小的轨顶位移。

另外请教一下,该单跨单层厂房(跨度 21m,下柱 11m,上柱 5m),柱顶和屋架是做成铰接,还是做成刚接? 构件截面大小是否由柱顶水平位移为主要控制?

【3D】:①《钢结构设计规范》对于有吊车的厂房柱,一般是控制吊车梁上轨顶面标高处的变形值,而不是柱顶位移,平面内若按框架来说,柱顶位移限值是 $H/500$ 。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》倒是规定了柱顶位移限值为 $H/400$,但是《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》适用于起重量不大于 20t 的 A1~A5 级工作制吊车厂房。

②若是屋架,一般铰接,但柱顶位移可能不好控制,可做成门式刚架,构件验算满足《普钢结构设计规范》。

【花中刺】:3D 兄:你说的“《钢结构设计规范》对于有吊车的厂房柱,一般是控制吊车梁上轨顶面标高处的变形值”是从哪儿查出的? 对于上部的钢梁,我觉得可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》校核。

【agz】:《钢结构设计规范》中对风荷载标准值作用下的柱顶位移规定为 $H/500$ 。由于本工程为单层厂房,风荷载不大,可以满足。

但我想问的是,在吊车水平荷载作用下的位移容许值是多少(包括吊车梁上轨顶和柱顶)?是否吊车梁上轨顶处的横向水平位移要满足 $H/1250$?

答:论坛上关于有吊车厂房柱顶或轨顶水平位移的讨论比较多,可以查阅。

由于在现行规范中,对吊车水平位移控制的要求存在一些误区,使得结构设计人员不容易把握这个尺度。比如,一厂房有 5t 吊车, A7 级工作制,轨顶横向水平位移需要满足 $H/1250$ 的条件,而对于 75t 桥式吊车, A6 级工作制,按《钢结构设计规范》只需要满足 $H/400$ 就可以了;如果不是桥式吊车,而是大吨位的梁式吊车的话,这个限制还可以放宽。显然规范在这里规定的指标有一个突变过程。因此,对于柱子位移的控制条件,规范里有柱顶位移限制和轨顶位移控制(仅限于部分结构体系中)的要求。由于技术条件的限制,规范的规定不可能非常完备,所以设计人员应该根据具体情况和以往经验来把握设计要求。

请教吊车厂房柱顶位移的问题。(id=130650,2006-04-12)

【kiki1842】:一个单跨厂房布置 5t 和 10t 桥式吊车各一台, A6 级工作制,地面操作,能否用 $H/180$ 来控制柱顶位移?另外,轨顶标高处柱子的水平位移是否也要满足这个限制?

【hjfirst168】:柱顶位移规范要求如下:

①有桥式有驾驶室吊车的门式刚架的柱顶位移为 $H/400$ (《钢结构设计规范》、《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》);

②无桥式吊车的单层框架的柱顶位移为 $H/150$;

③有桥式地面操作吊车的门式刚架的柱顶位移为 $H/180$ (《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》);

④无桥式吊车的门式刚架的柱顶位移为 $H/150$ (《钢结构设计规范》);

⑤无桥式吊车,采用轻型钢墙板的门式刚架的柱顶位移为 $H/60$ (《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》);

⑥无桥式吊车,采用砌体墙体的门式刚架的柱顶位移为 $H/100$ (《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》)。

对于你所说的情况,重级工作制吊车应该是带驾驶室的双梁起重吊车,所以柱顶位移不能按 $H/180$ 控制,而应该按 $H/400$ 控制。

钢梁挠度

屋面梁挠度的控制。(id=78025,2004-12-03)

【雨】:屋面梁挠度是按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》控制,还是按《钢结构设计规范》控制?如何选择?是否只要采用轻钢屋面,就可按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》放松要求?推而广之,此时采用屋架,是不是也可按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》进行挠度控制?

【大头盛】:《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》总则规定了该规程的适用范围和编制依据。门式刚架作为钢结构的特殊形式,在满足特定条件的情况下,可以按照《门式刚架轻型房



屋钢结构技术规程》的设计要求进行设计。不满足的,就要依据《钢结构设计规范》等标准。结构设计规范没有什么可以推而广之的,条文就是限制标准,推出去了就是设计产品的质量问題。

【flywalker】: 挠度过多的涉及到感观使用上的要求,经验的东西比较多,轻屋面 H 型钢梁采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的挠度限值也是合适的。但是如果是屋架,采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的规定则值得探讨,首先该规程并不适用于屋架,其次屋架的杆件主要由强度(稳定)控制,挠度对使用轻屋面来说问题不是太大。



混凝土柱, 钢梁屋架。(id=52460, 2004-03-21)

【sdq】: 最近用 PKPM 的简支梁程序算了一榀屋架: 跨度 24m, 8m 高混凝土柱, 柱距 6m, 恒载 0.3kN/m^2 , 活载 0.3kN/m^2 , 风载 0.4kN/m^2 , 6 度抗震设防。钢梁采用 $\text{H}(250\sim 850)\times 240\times 8\times 10$, 与柱铰接。

在简支梁程序中用 $\text{H}850\times 240\times 8\times 14$ 的钢梁运算, 腹板高厚比超标(用设横向加劲肋解决); 恒、活荷载作用下挠度超标, 即大于 $L/400$ (用起拱解决); 活载作用下挠度基本满足, 即 $L/500$ (仅超 0.049)。然后把此等截面改为 $\text{H}(250\sim 850)\times 240\times 8\times 10$, 端部剪力满足。

【lings191516】: 恒载 0.3kN/m^2 ? 我分析一下, 檩条每米约 7kg, 平均 5kg/m^2 , 彩钢板(单板)约 5kg/m^2 , 保温系统约为 2kg/m^2 。其他数据, 你取的还可以。至于挠度超标, 应不大于 $L/200$ 就够了。若想更省一些钢材, 就要在体系上下工夫了。

【brd0068】: “恒、活载作用下挠度超标, 即大于 $L/400$ ”, 应该是挠度不大于 $L/180$ 吧? 不知你的 $L/400$ 从何而来?

我也设计过一个工程。跨度 24m, 柱距 6m, 檐口高 8m。截面高度为 $\text{H}(500\sim 1000)$, 强度没问题, 挠度为 $L/187$, 一榀用钢量为 1352kg。

【pingp2000】: “截面高度为 $\text{H}(500\sim 1000)$, 强度没问题, 挠度为 $L/187$, 一榀刚架用钢量为 1352kg。”是不是轻了一点? 24m 跨度, 我觉得在 2000kg 左右才合理。

【ch0516】: 混凝土柱钢梁的梁端要满足抗剪要求, 小头高度 250, 是不是太小了?

一般情况下, 只要强度满足要求钢梁就没问题, 垮不下来。控制挠度的目的是防止屋面漏水, 或者因吊顶要满足建筑效果必须控制挠度。

此外, 支座预埋件也要计算。

【brd0068】: “只要强度满足要求钢梁就没问题, 垮不下来。控制挠度的目的是防止屋面漏水, 或者因吊顶要满足建筑效果必须控制挠度。”ch0516 说的很难令人信服, 这种混凝土柱钢梁结构一般情况下都是由挠度控制的, 即强度很容易满足, 但是挠度是主要控制因素。关于挠度的限值, 习惯做法是按照 $L/180$ 控制的。

【weilong2001】: 恒载取 0.3kN/m^2 是根据设计院的结构师盖章后提供的。小头 250 满足抗剪要求。

另请教 brd0068 兄: 我用挠度 $L/400$ 控制是依据《钢结构设计规范》, 是否合理我心里没底。你以挠度 $L/180$ 控制的话, 是根据《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的要求吧? 就这个工程而言, 能否解释一下挠度为什么要按 $L/180$ 控制?

【brd0068】: 这个问题也曾经困扰过我很长时间, 我也曾请教过一些有经验的设计师。那

些设计经验比较丰富的人都认为取 $L/400$ 肯定是太苛刻了。大多数人还是用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中的限值 $L/180$ 来设计的,当然也有人认为按照 $L/200$ 、 $L/250$ 合适。我们的设计也都是按照 $L/200$ 来的,审图时也能通过,在实际工程中应用也没问题,所以认为这样取值应该是合理的。

有关这方面的讨论,请见:

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=49767

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=4975

◆ 梁挠度、强度控制到多少? (id=38890,2003-10-07)

【lizh】:门式刚架吊车梁,规范要求挠度 $L/600$ 。院审时,审图人员总是要求小于 $L/700$,是否过于严格?而强度和稳定应力又要求控制在 0.9,是否太大?我觉得这两者的控制条件应该反过来,也即对构件的强度和稳定性比刚度要求的更严格一点才对。

【liuyuan】:规范规定值是最低值,如有可能可留些富裕。毕竟还有加工、安装等因素。

【lizh】:能不能解释的具体一点?对这两者的安全控制我还是不太理解。强度不是更重要吗?

【haiyan00001】:首先强度和挠度都要满足规范。计算强度要同时计算上翼缘、下翼缘、腹板的强度。对梁还要计算出整体稳定系数,以验算整体稳定性。

对于挠度,轻级和起重量小于 50t 的中级工作制桥式吊车,要控制在 $L/600$ 。对局部承压和疲劳等还要按要求计算。

【wd1965】:《钢结构设计规范》(GBJ 17—88)(老规范)表 3.3.2,吊车梁和吊车梁桁架的挠度要求:

手动吊车梁和单梁吊车(包括悬挂吊车) $L/500$;

轻级工作制和起重量 $Q < 50t$ 的中级工作制桥式吊车 $L/600$;

重级工作制和起重量 $Q \geq 50t$ 的中级工作制桥式吊车 $L/750$ 。

《钢结构设计规范》(新规范)(GB 50017—2003)表 A.1.1:

手动吊车梁和单梁吊车(包括悬挂吊车) $L/500$;

轻级工作制桥式吊车 $L/800$;

中级工作制桥式吊车 $L/1000$;

重级工作制和起重量 $Q \geq 50t$ 的中级工作制桥式吊车 $L/1200$ 。

▲:按现行规范的规定,构件承载能力和刚度条件是两种不同极限状态的设计要求,无法直接进行定量比较。一般而言,规范中所规定的一些限制条件,在技术上应该具有同等的,或者是相当的效力。不应该简单的认为一个指标比另一个指标更重要。实际上,规范中已经在荷载组合、内力分析和构造措施上,对主要构件和重要因素都提高了要求,已经具有相当的安全储备。比如,在计算强度时,用的是基本组合,荷载的分项系数为 1.2、1.4 等;而计算变形时,用的是标准组合,荷载就不用乘以这些分项系数。此外,对于重要性构件或结构,还有重要性系数等等。

◆ 混凝土柱钢梁,钢梁的挠度如何控制? (id=49767,2004-02-19)

【sandy】:混凝土柱钢梁结构,钢梁的挠度如何控制?是 $L/180$ 还是 $L/400$?

【loujinsan】:我认为如果钢梁混凝土柱能按门式刚架计算的话,可以取 $L/180$ 。

【brd0068】:可用 STS-2 建模,然后把两端释放为铰接,此钢梁不是强度控制,而是挠度控制,其挠度应为 $L/400$,而不是门式刚架中的 $L/180$ 。

【a-tim】:彩钢檩条屋面, $L/400$ 控制有必要吗?

【brd0068】:经过与有经验设计人员讨论,认为取 $L/180$ 正确。前面所说的 $L/400$,只是某些人的看法。

【HKCMLL】:我做过一个 21m 跨的,按 $L/180$ 控制,实际为 $L/250$,审图公司已经通过,但我认为应该小于或等于 $L/200$ 为好。

【zhumeiz2000】:见过一位结构师设计的混凝土柱钢梁,18m 跨,梁为 350~650,翼板(宽 150)、腹板都为 6mm,1/10 坡,6m 间距!

【dongchang】:我也设计过一个同样的工程,跨度为 24m,柱距为 6m,檐口高为 7.2m。我设计的截面为 $H(550\sim 950)\times 200\times 6\times 8$ 。

【小黑马】:现在新版的 PKPM 已经能够计算混凝土柱钢梁这种情况了,自然是钢梁采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》,混凝土柱程序自动按照《混凝土结构设计规范》进行计算,只不过还不能画接点图。只要在输入的时候设定好构件的材料就行了。

【brd0068】:我也设计的一个工程,跨度为 24m,柱距为 6m,檐口高为 8m。截面取为 $H(500\sim 1000)\times 200\times 6\times 8$,强度没问题,挠度为 $L/187$,一榀用钢量为 1352kg。

【zhumeiz2000】:我设计的一个工程情况大致同楼上,跨度为 24m,柱距为 6m,檐口高为 8m。截面取为 $H(400\sim 800)\times 6\times 10$,强度 0.95,挠度为 $L/174$ 。

经对 dongchang 数据的复核,强度在 0.96,挠度为 $L/223$,但我不知道恒载为什么为 0.25?

我认为保守的根源就在于荷载取值偏大。

【lison】: $L/400$ 控制是对楼层主梁的要求,如果是混凝土楼面的话会出现凹陷,而且会影响舒适度。

在轻钢结构里,屋面采用彩钢板, $L/180$ 足够;如果有吊顶要满足 $L/240$ 。对于有悬挂式吊车的主梁最好按楼层的要求。这些要求在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》和《钢结构设计规范》均有。

◆ 其他变形

◆ 起拱问题。(id=120387,2005-12-29)

【china-2000】:因制作厂家的问题,钢梁设计起拱只有 $L/1000$,而出厂的产品却是 $L/500$ 的起拱值。甲方担心会影响吊车运行,要求出具证明。一是说明起到这个值没有问题,二是要表明吊车可以爬这样的坡。请问在哪本书里可以找到吊车梁起拱为 $L/500$ 的依据?在什么资料里能够查到吊车爬坡的数据?

【changyanbin163】:关于起拱,《钢结构设计规范》3.5.3条中有这样的叙述:“为改善外观和使用条件,可将横向受力构件预先起拱,起拱大小应视实际需要而定,一般为恒载标准值加1/2活载标准值所产生的挠度值。”

关于挠度值,《钢结构设计规范》附录A中,有明确的要求。你可以定量的计算一下,依据规范的起拱值,然后对比一下挠度值,使它们的差值最小。

【flywalker】:我记得以前规范,当设计没有注明起拱值时,规范规定按 $L/1000$ 起拱,但具体在哪,没有翻到。也就是说,设计可以比这个值取得大。由于不知道你吊车梁的跨度,但由于自重等荷载抵消了一部分预起拱值,我认为 $L/500$ 的起拱值对于吊车的爬坡能力应该是没有问题的。一般情况下,吊车的爬坡能力很强,但如果坡度很大,吊车刹车制动将成为问题,具体可以咨询吊车厂家。

【greyer】:关于吊车梁起拱的相关规定:

①《钢结构设计规范》中如changyanbin163兄所述;

②《钢结构设计规范》3.5.3条文说明中有“起拱的大小应视实际需要而定”的论述,因此不能硬性规定单一的起拱值。例如:大跨度吊车梁的起拱度应与安装吊车轨道时的平直度要求相协调。

③《钢结构设计手册》(第三版)第314页第5条:“当跨度大于或等于24m的大跨度吊车梁或吊车桁架,宜要求制作时按跨度的 $L/1000$ 起拱。”

关于轨道安装的偏差要求:

00G514-6《吊车轨道联结和车挡》说明中:“10.2(4)两相邻的吊车轨道相互间的偏移(沿平面上和沿高度上)应小于或等于1mm。”

关于吊车梁起拱制作偏差的规定:

《钢结构工程施工质量验收规范》附C.0.5:“设计要求起拱的实腹焊接钢梁的允许偏差为 $\pm L/5000$, L 为梁跨度。”

所以照此诸多规定,该吊车梁应为不合格品。至于吊车爬坡,应该不成问题。但起拱太大,肯定会影响正常使用。



悬挂单梁吊车轨道与刚架梁平行时如何处理? (id=28731,2003-05-23)

【LANBO】:设计一个门式刚架钢结构厂房,其中一个柱距设一台悬挂单梁吊。两边轨道与钢梁平行,直接吊在梁下。吊杆两端设端头板用高强螺栓与梁及轨道翼缘板连接。当屋面吊装完成后,钢梁产生了挠度,轨道就变成高低不平了,很难调节。这种情况如何处理?

【沪京】:如果挠度差别不大,可以加垫板处理。

【LANBO】:轨道两端与柱高强螺栓连接,梁中部变形后下垂约10~40mm。要截短吊杆很麻烦,现在只好边柱重新扩孔,中间吊杆加垫板解决。关于此类问题如何设计比较合理?

【沪京】:在以后设计时,预先考虑钢梁的挠度,根据屋面梁在吊点位置的挠度差,将轨道梁中间部分的吊杆做成不等长的(吊杆底部平)。如果两端是连在柱子上的,则中间的吊杆还可做短点,使得安装后的轨道梁尽量平。然后通过加垫板来进行微调,达到轨道的平整。

【LANBO】:沪京兄弟:你的想法有道理,只是怕实际很难控制,因为理论的挠度计算值与实际出入可能较大。受你的启发,我想如果再把轨道与柱连接的螺栓孔适当开成长圆孔,使



其上下可以微调,当高强螺栓拧紧后,其摩擦面应该足以抗滑移,这样不就解决了吗,你觉得如何?

【mrlee】:像这种问题,一开始就应该预料到这种变形差,而且这种变形差是可以相对准确计算的。在确定结构梁的刚度时把这个变形差考虑进去就行了。

如果想事后调节方便,把轨道梁与柱的连接做成牛腿加垫板的方式,会比高强螺栓加长孔拧来拧去(不能重复利用)的方便。

【wanyeqing2003】:为了确保悬挂吊车的正常使用,对于有悬挂起重设备的刚架梁,在安装和使用时对钢梁的挠度应当有较高的限制。

①安装时,要确保两边的轨道平行和高差的限制;

②使用时,应满足钢梁和轨道变形要求,规范要求 $L/400$ 。



关于钢屋架起拱的问题。(id=117978,2005-12-07)

【hxxg916】:本人正在做一个 18m 的钢屋架,请问:钢屋架多大跨度才起拱? 小于 24m 跨需要起拱吗? 屋架上下弦的角钢拼接应该怎样处理?

【qingjun20001】:起拱肯定比不起拱要好,规范有说明,见《钢结构设计规范》5.3.5 条和相应条文说明,可以粗略的选用 $L/500$,原则上应该是以 $G_k + 0.5P_k$ 产生的挠度值作为起拱值。上弦拼接看《钢结构设计手册》(上册),非常详细。

【tangsen】:你说的是梯形钢屋架吧? 梯形钢屋架分轻型和重型两种,屋盖采用彩钢板和发泡水泥复合大型屋面板的选用轻型,屋盖为混凝土大型屋面板的选用重型。不管选用哪种,轻型 15m 以上(包括 15m)、重型 18m 以上(包括 18m),在制作施工时上下弦均按 $L/500$ 起拱。

至于上下弦角钢接头,采用绑接或对接均可,绑接长度和绑接方式可翻阅《钢结构施工手册》或《钢结构设计规范》,若采用对接,对接接头应开 45° 斜口,对接焊缝质量等级不小于二级。

【Hai】:应该看《钢结构设计规范》3.5.5 条的条文说明,对跨度大于 15m 的三角屋架和跨度大于 24m 的梯形或平行弦桁架,其起拱度可取 $L/500$ 。



小结

在实际工程中,经常会遇到结构超出规范适用范围的问题,这时对结构设计指标的选取或确定就不容易把握。特别是结构的变形问题,经常会困扰设计人员。很多时候需要结构师根据自己的经验来做设计。在一般的工业厂房中,关于厂房结构变形问题常有以下几种类型:

(1) 中级制大吨位吊车钢结构厂房的柱顶位移控制问题,现行规范中只有关于 A7、A8 级工作制吊车梁顶横向位移的限制。这里不分吊车吨位的大小,要求都一样,而对于大吨位中级制吊车的情况就没有具体规定了,特别是对于那些超过 100t 中级制吊车来说,就显得不尽合理了。规范出现了一个明显的台阶,使得一些技术指标不够连续。

(2) 小吨位重级制吊车柱顶位移问题。举一个极端的例子:5t 重级制(A7 级)吊车的厂房,按照规范要求,吊车梁顶横向水平位移就需要达到 $H/1250$ 。这样的设计在一般感觉上就

显得不是太合适了。

(3)混凝土柱钢梁厂房柱的柱顶位移问题。这是一种排架结构,规范没有专门的规定(除了 A7、A8 级工作制吊车的厂房外),而只规定了框架结构,在风荷载作用下柱顶位移的限制。

(4)混凝土柱钢梁结构梁的挠度限制问题。这样的结构如果采用的是轻屋面材料,显然超出了《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的适用范围。但如果采用《钢结构设计规范》的做法,浪费也是很明显的。此时可以参考《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》,并建议在取值上比其要求稍微严一点。

(5)大吨位吊车轻型屋面的钢结构厂房,屋面钢梁的挠度问题。这里也超出了《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的范围,但是也存在钢梁挠度控制得太严格,出现浪费的问题。有许多工程都将钢梁的挠度指标参照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》放宽了。

(6)混凝土柱钢梁重屋面(采用大型屋面板)时,钢梁的挠度控制问题。这里应该按照《钢结构设计规范》的要求执行,按照主梁要求,控制在 $L/400$ 。由于屋面荷载大,再加上屋面放水的需要,控制的严格一些是必要的。

(7)对于轻型屋面的结构厂房,钢梁上有悬挂吊车的情况。应该按照有悬挂起重设备的梁执行《钢结构设计规范》,控制在 $L/400$ 。

以上这些问题都是工程中经常遇到的,也是论坛上广泛讨论的问题。这里收集了一些在论坛上发表的工程中的实际案例和一些好的建议及设计中的处理方法,以供大家参考。



五、计算长度

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

柱平面内计算长度

有关吊车梁自重及双层吊车的柱子平面内计算长度系数问题。(id=99950,2005-06-21)

【crazyphp】:在计算双层吊车厂房的时候,柱平面内的一支撑点应假定为上层吊车牛腿处,故应把柱子平面内的计算长度设为从柱底到上层吊车牛腿距离乘以计算长度系数。而PKPM里面默认的长度系数为-1。如上层牛腿标高11m,下层牛腿标高为8m。我在查柱的平面内计算长度时发现为22m左右,那么还有必要在PKPM里面调整柱子的计算长度系数吗?

【gameboyljg】:在PKPM交互输入与修改时,平面内计算长度系数取-1是指计算长度由程序自动计算。实际值可以在后面的计算中查到。对于双层吊车应该对照规范按三阶柱计算。如果自己没有十足的把握最好不要改了。

【allan】:吊车牛腿不能看作是柱子平面内的支撑点,吊车运行到牛腿位置的瞬间,吊车荷载通过车轮—轨道—吊车梁—吊车梁与柱子的连接板把吊车横向荷载传递给柱子,而且吊车距离柱子内翼缘还有一定距离。在这个瞬间,吊车对柱子平面内稳定提供一定的支撑作用,不过这个量不好估计。当吊车走过后,仍然能通过吊车梁对柱子平面内提供一定的支撑作用,但是这个作用比在牛腿位置处更小。所以,我一般不会考虑吊车对柱子平面内稳定的支撑作用。

我对柱子计算长度的理解与疑惑。(id=65298,2004-07-22)


【晓剑】:①平面外计算长度:如果是铰接柱,柱的平面外计算长度取支承间距离可以理解。如果柱脚是刚接,再按上述方法取值我觉得不妥,我觉得应该取 $0.7L$,不知各位是怎样取值的?

②平面内计算长度:如果是一个等截面柱,柱脚刚接,柱顶铰接,那么它的计算长度应该是 $2L$ 。如果增加一个节点和牛腿(还是等截面),那么它的整体计算长度不应改变。但按照规范计算的结果就不是这个数了。仍然举上面的例子,现以牛腿为界把柱分成上下两端:4m和9m,按规范双阶柱计算的结果是:上柱计算长度39m,下柱计算长度15m,总的计算长度是54m,远大于26m。请教各位,能否解释一下原因?

【flywalker】:楼主的帖子主要是讨论单层钢结构柱吧? 我的理解是:

①平面外计算长度:首先要取决于侧向支承点的刚度。如果是刚度满足规范要求,达到无侧移框架的要求,铰接柱脚的计算长度,理论上取 $1.0L$;如果考虑实际铰接柱脚的嵌固作用,甚至可以取到 $0.98L$ 。如果是固接柱脚,理论上可以取 $0.7L$;但是实际上柱脚不可能达到完全的固接(特别是 H 型钢的弱轴方向,很多构造做法无法达到),所以要比 $0.7L$ 取得大,有时所设计的支撑体系的抗侧刚度又不是很大,计算长度还得取大些。

②平面内计算长度:如果仅是把柱分成两段,那么下柱的计算长度=上柱的计算长度=原柱的计算长度;如果还要在节点处增加荷载(如吊车荷载),那么性质发生变化,计算长度肯定也要发生变化,因为计算长度系数反应的是竖载-侧移效应。竖载增大,侧移效应增大,计算长度系数自然也就增大。

 平面外计算长度和平面内计算长度的区别? (id=36352,2003-08-31)

【zhujia2159】:请教平面外计算长度和平面内计算长度有什么区别?

【zshua】:平面内计算长度是指在受力(比如弯矩)平面内的计算长度,它影响构件的受压稳定性系数的取值;平面外计算长度是受力(比如弯矩)平面外的计算长度。如 H 型钢作为受弯构件一般是沿截面高度方向承受弯矩,所以它的“平面内计算长度”是指 H 型钢截面高度方向(既强轴方向)平面内的计算长度,平面外计算长度是指 H 型钢弱轴方向的计算长度。

【woodmen】:从两种结构体系上来看:

①在门式刚架结构体系中,柱的平面内计算长度为刚架平面内的计算长度。根据刚度的比值采用查表法查出柱的计算长度系数。平面外计算长度为平面外支撑点(如隅撑、系杆)之间的长度。

②在框架结构中,柱无平面内和平面外计算长度的区别,而只有弱轴和强轴(或 X 轴和 Y 轴)的计算长度。而梁的平面外计算长度同样为侧向支撑点间的距离,小梁的高度与支撑小梁的大梁高度以 0.5 为界,见李和华《钢结构连接节点设计手册》。而当楼面采用压型钢板时,见规范,无须验算其的整体稳定,故其计算长度无多大用处。

【kawakuki】:对于受压弯的构件而言,与弯矩作用平面垂直的平面稳定性问题为面外稳定。稳定问题牵扯到长细比,而长细比又与杆件的计算长度有关。因计算长度在面内和面外都有可能是起控制作用的,因此面外的也不能忽略。由于两个方向的约束不同,比如有檩条、系杆等,就会导致面内面外计算长度的不同。

【xiacong tudou】:计算长度的选取,是由其支点间的距离确定的:

①平面内有支点,两支点间的距离就是其计算长度。

②平面外有檩条、隅撑,依据水平或垂直支撑的不同来选取平面外的计算长度。

【run】:不同意楼上的说法。

对于平面内,“平面内有支点,两支点间的距离就是其计算长度”,这种说法是不对的。计算长度的确定,是由计算长度系数乘以几何长度得来的,“两支点间的距离”,在一定程度上只能理解为是几何长度。而“平面内有支点,两支点间的距离就是其计算长度”,实际上是认为计算长度系数为 1。这种说法只有在按《钢结构设计规范》3.2.8 条进行二阶分析时才成立。

计算长度系数的确定是十分烦琐的过程,对框架结构来说,是由节点上梁柱线刚度和之比

值、柱端约束类型等因素共同确定,然后再按有无侧移的结构类型查表确定。

【baby-ren】:计算长度是针对构件来说的,对于平面结构体系,有对称轴的平面内和平面外为构件的两个主平面。平面内为结构构件所在平面,平面外为出平面。对于没有对称轴的则需要计算弱轴的稳定。

在空间体系中,则要考虑结构构件的布置,以及相邻杆件的受力情况,并不是所有情况都是几何长度乘以一个系数就可以解决的。

柱平面外计算长度

纵向排架的计算长度。(id=112275,2005-10-17)

【suosx】:在计算纵向排架时,柱脚铰接,各层梁与柱铰接,加支撑,请问计算时按无侧移长度系数均为 1.0,但如果按有侧移,则计算系数无穷大,怎么处理?人为的改成 1.0 吗?

【wanyeqing2003】:对于铰接柱的纵向排架,必须通过设置支撑体系来确保结构为不变体系。

布置支撑以后,可以先按无侧移考虑。不过还需要验算支撑的刚度,亦即要按《钢结构设计规范》5.3.3 条分析结构是强支撑框架还是弱支撑框架。

对于强支撑框架,可以直接运用计算结果;如果是弱支撑框架,则需要按《钢结构设计规范》式(5.3.3-2),对压杆稳定性系数进行修正,并重新计算杆件的稳定性。

【suosx】:可这样很麻烦,钢柱用手算的多吗?

【wanyeqing2003】:可以把柱间支撑按强支撑框架设计,这样就可以简化计算了。按《钢结构设计规范》和《建筑抗震设计规范》设计的支撑,多半都是强支撑框架。

【benyi1229】:关键是刚架及支撑的刚度如何计算?规范中好像没有详细叙述。

【wanyeqing2003】:关于强支撑框架和弱支撑框架的内容是 GB 50017—2003 新加入的,过去的规范认为,设柱间支撑的单层厂房都按无侧移框架考虑。现在规范中给出的强支撑框架的判别条件,计算很麻烦,不便应用且计算单位也不是很明确。对于单层厂房的纵向排架,如果柱间支撑满足《钢结构设计规范》和《建筑抗震设计规范》规定的长细比,则可以看作是无侧移框架。但如果是多层钢结构,则需要仔细计算。

关于系杆的设置。(id=123245,2006-02-08)

【tfsjwzg】:如果在一个工程中,柱子平面外起控制作用,需要在柱中加系杆时,10m 高的柱子在 6m 和 9.5m 处加系杆,安全系数可以达 1.15,但若只在 9.5m 处加系杆安全系数只能到 0.7 左右。那么对于这种情况认为在 6m 处加系杆结构就是安全的,合适吗?我觉得这样加很不科学(虽然我们以前总是这样做的),因为 6m 处若有一根系杆破坏的话,结构就有完全失稳的可能性,而钢结构本身有个优点就是会出现塑性破坏,能出现肉眼可见的变形,但像我所说的这种结构就会有一个突然倒塌的隐患!请问这样做合适吗?

而且我们对次要结构的焊接、安装也不会像主要构件那样严格控制,单位只想降低含钢量,要求那样加系杆的,我该不该如实做呢?

【kydoudou】:首先,如果是平面外起控制作用,那我认为在柱子中间附近是比较安全的。

因为它的平面外计算长度相对较小,在柱顶加系杆起不到减小平面外计算长度的作用。

其次,如果是整个结构,我认为而且也应该在柱顶加一通长的刚性系杆,来保证结构的纵向侧力。

【bill-shu】:按计算要求,在柱截面不变的条件下减小平面外计算长度,要求在面外增加支撑点。单增加横杆是没用的,此横杆必须支撑在一个不动点上,支撑还需要有一定的强度和刚度。

【tfsjwzg】:bill-shu 兄:我的意思是,是否应该加大截面构件,而尽量减小系杆的负担?像我说的那样只按计算在 6m 处加系杆,而不去加大截面,尽管安全度达到了,但 6m 处的那道系杆一旦破坏,结构就倒塌了!那它所起的作用是不是太大了?如同我们把全部赌注压在一个项目上!我想对整个结构来说,虽然各构件都有其单独的作用,但是还是适宜于把责任和负担分开承受,使结构整体不会因为一个构件的破坏而失去整体稳定!不知道这样说对不对?

【crazysuper】:其实,一个工程仅仅依赖于系杆控制房屋的整体稳定的想法是不可取的,系杆只能传递纵向水平力,增强房屋的整体刚度,起压杆作用。但一个工程不能没有支撑,因为大部分荷载都需要这些支撑来传递到基础。柱子的平面外稳定用系杆来解决是最有效的。这就是为什么系杆采用刚性支撑,而不宜采用柔性支撑的缘故。

【V6】:tfsjwzg 兄考虑的问题比较细致,但有点多虑了。

首先可以明确的是,如果仅仅是为了保证柱平面外稳定的话,那么刚性系杆所承受的轴力是很小的。单根柱的第一道刚性系杆承受的轴力,大概相当于柱轴力的 2% 左右,见 GB 50017—2003 中的 5.1.7 条。

实际结构系杆的作用还包括和斜撑一起传递纵向力,把纵向的风荷载和地震作用等可靠的传到基础。但计算时,此力可不与起到减小平面外计算长度作用的支撑力叠加(见 GB 50017—2003 中的 5.1.7 条中的第 4 款)。

总的来说,如果结构本身的屋面荷载不大,风荷载也不大的话,纵向系杆的轴力是不会太大的。在满足稳定计算及连接计算后都会有比较大的安全储备。

【love-min_906】:用系杆来保证柱平面外稳定是完全可以的,在轻钢厂房中很多时候梁柱构件的平面外稳定问题还是依靠隅撑来保证。所以用系杆作为平面外稳定的支点应该是更安全的。

平面外计算长度的问题。(id=122897,2006-01-26)

【lovesq】:门式刚架设计时,柱和梁的平面外计算长度怎么确定?

有种说法是:要看平面外有效支撑而定,想问的是什么样的支撑才算有效支撑?

比如说墙檩算不算是柱子的有效面外支撑?关于梁的平面外支撑,我单位的总工说可以定义为两个檩条间距,有什么依据吗?我的理解是,因为隅撑一般是隔两个檩距布置的,所以把梁的平面外计算长度定义为两个檩距,对不对?

【hai】:《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中有一条:“隅撑可以作为柱和梁的平面外支撑”。平面外支撑必须同时保证上下翼缘都不失稳,墙檩不算是柱子的有效面外支撑,它不能保证柱的弯曲扭转失稳。

【tfsjwzg】:由隅撑的节点构造知道,隅撑是可以防止梁柱上下翼缘扭转失稳的,但是檩条



无论是屋面或者是墙面都不能满足这个要求,而一般定义梁的平面外长度为两个檩距主要是因为屋面隅撑是每两根檩条一对隅撑进行布置的。

有吊车柱子的平面外计算长度。(id=115172,2005-11-11)

【zhengbj9999】:在 STS 建模过程中,有吊车柱子的平面外计算长度程序默认为牛腿的高度,是否还需要在此处添加系杆或者隅撑呢?

【山西洪洞人】:STS 默认地从牛腿处将柱子分开为两根,而且取此为平面外计算长度,是欠妥的。所以说应该在此位置加设保证柱子平面外稳定的构造措施。

【zhengbj9999】:首先,谢谢楼上兄弟对此问题的关注,本人认为 STS 在编程过程中肯定是考虑了吊车梁的作用,吊车梁如果起支撑作用的话,应该要比系杆或者隅撑好多了。

【xazong】:在有吊车梁的建筑物中,柱间支撑是分层设置的,可以用吊车梁兼作纵向系杆。此时吊车梁端部应设置角部隅撑连于柱子外翼缘处,一是克服柱子在吊车纵向水平力作用下发生扭转,二是使吊车梁更符合纵向系杆的受力条件。

【山西洪洞人】:不可否认,吊车梁确实对柱子的平面外有贡献。

我个人认为,对于厂房的中柱——两侧均有吊车梁,此时我一般用角钢或制动板将两个吊车梁连系起来,以保证它们各自的整体稳定性——可以认为两侧吊车梁分别对柱子的两个翼缘有侧向支撑作用。此时,STS 考虑的应该没有什么大问题。

钢柱平面外稳定怎么控制?(id=114585,2005-11-06)

【sheji258】:现有一车间,檐高 5.0m,屋面单瓦,墙面周圈为砖墙,门高 4.5m。请问怎样控制钢柱平面外稳定?

【山西洪洞人】:钢柱的平面外稳定由它自身控制。5m 高的钢柱,翼缘板稍宽一点就可以满足。柱间支撑起传递纵向力的作用,也对柱子的平面外稳定有些帮助。

【wanyeqing2003】:柱子平面外稳定性可以通过下列办法来解决:

- ①设置平面外支点,以减小平面外计算长度;
- ②增加柱翼缘宽度,以增加平面外截面的回转半径,从而减小柱子的长细比。

【stayinpast】:①对高度较大的柱子,可以通过平面外支点减小柱子的计算长度,从而有利于柱子的平面外稳定(加系杆,或有吊车梁);

②对一般高度的柱子,应由加大截面来解决;

③实际上加隅撑起不到柱的支点作用,在设计柱时最好不要采用加隅撑减小计算长度的方法。

注意:关于隅撑是否可以作为减小柱平面外计算长度支点的问题,在结构设计人员中有不同的看法。严格来讲,只要隅撑及与之相连的檩条,能够满足作为支撑的强度和稳定性条件,就可以作为柱平面外支点。在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS 102:2002) 6.1.6-4条中有关于隅撑的计算方法。应当注意的问题是:和隅撑相连的檩条要按压杆的要求设计,且应保证檩条与隅撑连接部位的节点强度。

建议:对于轻型钢结构厂房可以采用隅撑作为梁柱平面外支点,而对于那些重型钢结构厂



房则应采用支撑与系杆体系来确保梁柱平面外支点。



增加系杆能否降低钢柱平面外的计算长度? (id=96937,2005-05-28)

【rybin0691】:看了不少帖子,许多仁兄都通过设置系杆降低钢柱的平面外计算长度,我认为错误的。

①系杆在结构中的作用只是起连接作用,另外可以减小钢柱的平面外稳定应力对应的计算长度。多设置系杆可以缩小柱子截面。因为系杆只与钢柱腹板连接,与翼缘板几乎没有连接,对阻止钢柱腹板与翼缘板的相对变形几乎不起什么作用,不能起到降低钢柱平面外计算长度的作用。

②隅撑与檩条、钢柱腹板能形成稳固的三角形,并且隅撑和檩条都与钢柱左右翼缘板有连接,能有效阻止钢柱腹板与翼缘板的相对变形,可以起到降低平面外应力对应长细比的作用。

综上所述,我的观点是隅撑可以起到降低平面外应力对应长细比的作用,系杆可以起到降低平面内应力对应长细比的作用,反之则不行。

【暴风】:系杆连接于柱的剪切中心,能有效降低柱的平面外侧移,但对于压弯构件的刚架柱来说,不能阻止其扭转。因此,系杆接近于受压翼缘设置,可以减小其平面外计算长度。按照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》,隅撑可以作为屋面斜梁的侧面支撑,但不能作为柱的侧面支撑,柱的计算长度应取柱间支撑点间的距离。

【hmqha】:《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》4.1.1条:“在门式刚架轻型房屋钢结构体系中屋盖宜采用压型钢板、屋面板和冷弯薄壁型钢檩条。主刚架可采用变截面实腹刚架,外墙宜采用压型钢板墙面板和冷弯薄壁型钢墙梁。主刚架斜梁下翼缘和刚架柱内翼缘出平面的稳定性由与檩条或墙梁相连接的隅撑来保证,主刚架间的交叉支撑可采用张紧的圆钢。”

因此我对楼上所说的“按照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》,隅撑可以作为屋面斜梁的侧面支撑,但不能作为柱的侧面支撑,柱的计算长度应取柱间支撑点间的距离。”并不赞同。

【hmqha】:对于 rybin0691 说法,我认为:系杆如与支撑相连,可以起到降低钢柱平面外计算长度的作用;反之不能。

【暴风】:使用隅撑作为受弯构件的平面外支撑点是一种典型的轻钢做法,在荷载较小时没有问题,但如果荷载较大,由于与隅撑连接的檩条(墙梁)刚度太小,将不能阻止构件的平面外屈曲(变形形式为扭转加弯曲)。在普钢中就没有此种做法。

在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》6.1.4条第1款要求变截面柱平面外的计算长度应该取纵向支撑点间的距离。所以,在有吊车时应该取柱间支撑的高度,在没有吊车时,可以考虑柱荷载较小而设置隅撑作为平面外支撑点,但应要求墙板有一定的刚度且和墙梁牢固连接。

通常情况下,由于墙梁经常在门窗处中断,简单一些可以取柱的计算高度为柱间支撑的高度。



抗风柱平面外计算长度的问题。

【bigbird117】:在设置隅撑的情况下,墙梁可否作为抗风柱的平面外支撑考虑?

【flywalker】:应该是可以的。

【大水牛】:依据钢结构稳定理论,抗风柱计算长度可以取隅撑之间的距离。但我遇到一个问题,如若是砖墙围护的话,若想减小抗风柱的平面外计算长度,隅撑与砖墙的连接点怎么处理?以前我的处理方法是在设隅撑处设一道圈梁,隅撑的一段与圈梁相连。

【allan】:一般可采用以下两种方法:

①采用檩条+隅撑,但须满足能作为平面外支撑的要求,参见《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》;如果抗风柱因柱顶构造还要承受来自钢梁的压力变为压弯构件,那么檩条+隅撑还要满足《钢结构设计规范》第44页5.1.7条的要求。

②采用系杆,系杆截面满足受力(虽然很小)和构造长细比要求。

【老虎】:对于轴心受压柱的计算长度问题,应根据两端约束条件确定,但实际构件的端部构造及其所提供的约束条件往往与理想状况有所出入,表1-5列出的是不同约束条件下轴心受压柱的计算长度系数。

表 1-5

支座条件	理论值	建议值	支座条件	理论值	建议值
两端铰支	1.0	1.0	悬壁柱	2.0	2.1
一端铰支,另一端嵌固	0.7	0.8	一端铰支,另一端不能转动只能侧移	2.0	2.0
两端嵌固	0.5	0.65	一端嵌固,另一端不能转动只能侧移	1.0	1.2

注:柱子的平面外计算长度=几何长度×系数。

梁平面内计算长度

关于门式刚架楔型梁的平面内计算长度系数。

【katherine137】:如题,门式刚架楔型梁平面内计算长度系数怎么取?我用3D3S计算,出来的计算书竟然大于5.0,不解。

【miaoliuhua】:参见《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS 102:2002)6.1.3章节。柱子平面内计算长度系数取5.0,不是不可能。

【tfsjwzg】:《钢结构设计手册》中,柱子上端为自由端的单阶柱下段的计算长度系数最大可以达到14.52,但《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中梁的平面内计算长度一般都是取梁本身的尺寸吧?也即是平面内计算长度系数都是取1.0?

【hai】:实际上,《钢结构设计手册》和《钢结构设计规范》表中的计算长度都可能比14.52大,因为表中并没有把所有情况都包括进来,超出的还要用公式计算,我是遇到过短柱的计算长度系数大于14.52的情况。

轻刚结构在坡度不大的情况下,钢梁的轴力较小,梁在平面内的计算长度取实际长度,注意是梁的整体长度,不是梁段的长度。由以下算例,可以看出STS是这样考虑的(单跨18m,双坡,厦门的工程,围护墙为砖墙),欢迎指点。

(具体算例请按这个地址查找:http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=122385)

【tfsjwzg】:通过你的资料我明白了柱子的平面内计算长度系数是有可能超过14.52的,另外就是我说的梁平面内计算长度系数为1的说法是不正确的!



我在查阅以前的工程资料知道梁的平面内计算长度应该是梁的整体长度,也即是结构的跨度长度(从梁柱节点算起)。只是有一点不明白,为什么要按全长取?如果我们单独算一根压弯构件,它的计算长度为其本身长,但在结构中计算左梁或右梁的计算长度时为什么取全长?是不是考虑了那些偏安全的因素呢?

【hai】:你可以看一下我上面发帖的附件,18m跨,梁为两段,考虑到5%坡度和柱偏心150mm,一段梁的长度为构件长度(即为8.86),计算长度 $L_x=17.72$,计算长度系数 $U_x=2.00$,对于单跨门式刚架梁,一段梁的平面内计算长度大约等于跨度。好比你将原本为一段的梁分为很多段,难道梁平面内的计算长度就变小了?这是说不过去的。

【miaoliuhua】:我本次发言不涉及阶形柱,只谈等/变截面柱子(有吊车或无吊车)。**tfsjwzg**兄的14.52还需要折算到整个柱子的长度,我估计折算结果大概在5~6之间,与**katherine137**兄的差不多。

柱脚铰接的刚架,它的柱子平面内计算长度系数理论上不应该超过2.0,CECS 102:2002第27页的表6.1.3中,最大值仅为1.745。为什么会放大到5.0?这是因为它做了两个修正:

①关于摇摆柱的放大修正。

②同层柱子稳定支持的修正。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》(CECS 102:2002)假定同层柱子同时失稳;平面内计算长度系数很大的那根柱子肯定轴力要大大小于其他柱子,它为其他柱子提供稳定支持,所以截面不宜过小。

稳定是一个体系的问题,不是单根构件的问题。以上内容可以参见陈绍藩和童根树的相关论著。

【hai】:柱脚铰接的刚架,它的柱子平面内计算长度系数理论上很有可能超过2.0。假设一单跨框架,柱脚铰接,钢梁的刚度无限大,钢柱的计算长度等同于悬臂柱,钢柱的计算长度为2.0,可参见《钢结构设计规范》表D-2: $K_1>10, K_2=0$,就可得出钢柱的计算长度为2.03。更何况钢梁的刚度不是无限大,钢柱的计算长度肯定大于2.0。

【miaoliuhua】:惭愧,我确实错了:理论极限值为无穷大。实际工程限值为4.5左右,等截面和变截面还不太一样。

【tfsjwzg】:**hai**兄,看过你的那个附件,我还想问一下,在整个结构中比如梁1的计算长度为17.72,但如果把它拿出来当作一个单独构件来看,它的长度就不是17.72了,请解释一下原因,为什么在结构中算梁整体稳定时和单独算会不一样?

【hai】:借**miaoliuhua**兄的一句话:“稳定是一个体系的问题,不是单根构件的问题。以上内容可以参见陈绍藩和童根树的相关论著。”陈冀的《钢结构稳定理论与设计》第39页也讲了此问题。



实腹H型钢梁平面内的稳定。(id=15317,2002-09-29)

【大头盛】:我刚使用3D3S,门式刚架中有一项平面内稳定的计算。从软件来看,这方面的稳定不足靠增加翼缘的宽度似乎比减少计算长度更好(有一种轴心受压在起作用的感觉)。求教:平面内稳定的实质是什么?有没有比较详细的资料和手算公式参照?截面较高的结构增加翼缘纵横加劲肋有没有作用?怎样定义平面内的计算长度?

【法师】:①梁不会出现平面内失稳问题,只有平面外失稳问题。但有些软件会显示出梁构件的平面内失稳计算,其原因上面两个话题里有说明,即软件并没有将它视为纯梁单元。当屋



面坡度较大时,不能将梁内的轴力忽略,此时屋面梁可套用柱的模型来计算。

②只有柱同时存在平面内和平面外的稳定问题。

③如果要考虑梁构件的轴力,计算它的平面内稳定的话,梁的平面内计算长度一般取梁两端柱之间的距离。平面外计算长度取其侧向支撑间的距离。关于平面外计算长度的取法,论坛里也多有讨论,有认为按屋面支撑距离取的,也有认为按檩条和隅撑间距取的,我想对于不同类型的建筑,可分别采用。窃以为,重钢用前者,轻钢可采用后者。

④柱的平面外计算长度在论坛里同样有争议。我在做轻钢时采用的也是隅撑间距,而不是柱高。在用 3D3S 计算时,梁柱平面外计算长度的取值对计算结果影响非常大。


⑤柱的平面内计算长度与柱底的连接方式(铰接或刚接)、框架的类型(有侧移或无侧移)、梁柱的线刚度比及中间摇摆柱的布置有关,一般门式刚架软件会自动计算这个值,否则手算非常麻烦,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》里有计算公式。

⑥在腹板上设横向加劲肋对梁柱的整体稳定没有什么作用,它只对腹板的局部稳定起作用。

⑦腹板上的纵向加劲肋同样对构件的腹板局部稳定起作用。同时,我认为可增加构件的平面外稳定,因为腹板上的纵向加劲肋对增加构件的 I_y 作用挺大(相当于增加了一个翼缘)。

刚才仔细想想,上面的帖子中⑦的观点有问题。现澄清如下:

纵向加劲肋的主要作用是对腹板的局部稳定起作用。对于整体平面外稳定,尽管通长的纵向加劲肋可以增加构件的 I_y ,但不一定会增加构件的回转半径 i_y 。实际上,纵向加劲肋的宽度一般不会超过原有翼缘的宽度,此时,增加纵向加劲肋,往往会减小构件的 i_y (和各个板件的尺寸有关),对构件的平面外稳定反而是不利的。

:虽然纵向加劲肋会导致截面的 i_y 减小,但可以增加截面模量 W ,所以也可能是有利的。

梁的计算长度。

【janny】:在钢结构厂房设计中,门式刚架梁的计算长度是根据什么来确定的?先谢过了。

【剑雨】:梁的计算长度分平面内和平面外,对于坡顶门式刚架,当屋面坡度大于 $1/6$ 时,计算长度取折线段的长度;当屋面坡度小于 $1/6$ 时,计算长度取刚架的跨度。梁平面外的计算长度应取侧向支撑点之间的距离。以上梁均指实腹式钢梁。

【悠然南山】:在 PKPM-STS 中,门架梁的平面内计算长度程序会自动计算,而平面外计算长度常需人工干预,如剑雨兄所说常取侧向支撑点之间的距离,如取水平支撑或者隅撑的间距。否则,计算结果中的平面外稳定应力常超限。当然有经验的一般会通过构造来保证,可以不调!

【萧逸】:一般情况下,以檩条间距来控制,常规可取 3.0m 。

梁平面外计算长度

应按普钢还是按门刚验算。(id=112874,2005-10-22)

【老虎】:混凝土柱钢梁结构,跨度为 21m ,屋面为无檩结构,上铺大型屋面水泥槽板,我按《钢结构设计规范》与《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》验算的结果不一样,不知该按哪一

个规范为准? 图 1-3 分别为按这两种规范计算所得的应力比。

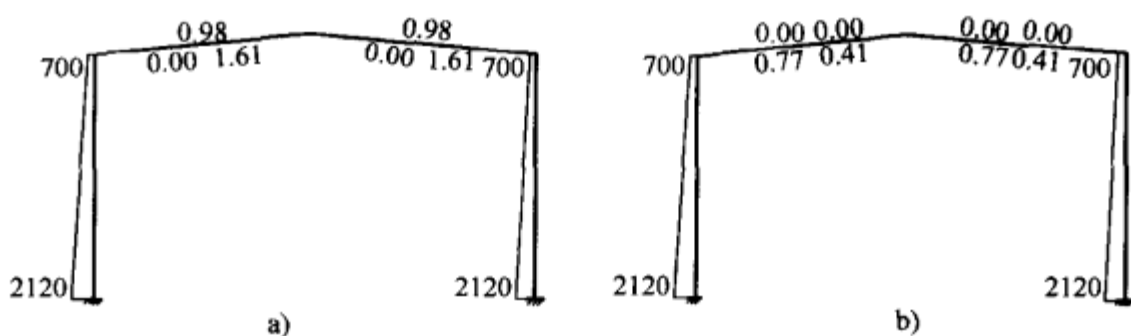


图 1-3 钢结构应力图
a)按普钢计算;b)按门刚计算

【wanyeqing2003】:我认为:从结构类型和屋面荷载来看,已经超出了轻钢的范围。在计算钢梁时,应该按《钢结构设计规范》来考虑。为安全起见,也可以用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》来复核一下。不过在用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》计算时,需要调整钢梁平面外计算长度。大型屋面板下都设有埋件,要与钢梁焊接,所以平面外计算长度比较小,稳定应力会小很多。

采用大型屋面板的结构,屋面荷载较大,加上屋面防水的需要,钢梁的挠度应当按照《钢结构设计规范》对主梁的要求来控制。

有关门式刚架横梁平面外计算长度的疑问。(id=110781,2005-10-01)

【jianfeng】:PKPM 门式刚架横梁在不设平面外支撑的情况下,其平面外计算长度默认为构件的自身长度,对此我有一个疑问,假设构件分段小于 3m,坡度很小的情况下计算长度也应小于 3m,横梁在平面外就可以不设隅撑,那么能保证横梁平面外稳定了吗?

【钢柱子】:我可能没有理解透你的问题,隅撑一般是保证下翼缘稳定时设的,即一般下翼缘受压处设置隅撑。平面外计算长度是平面外支撑点之间的距离,设平面外支撑可以减小梁的平面外计算长度,保证梁的整体稳定,并达到经济合理的目的。

【doubt】:平面外计算长度在门刚梁中取本身构件长度是不对的,应该根据隅撑间距定义。

【jianfeng】:为什么 PKPM 门式刚架横梁在不设平面外支撑的情况下,其平面外计算长度默认为构件的自身长度?

【smomo】:这是软件自身默认处理的问题,其实没有任何道理,设计时都应根据实际支撑间距进行手工调节,钢梁分段节点不等于有支撑点,从构件角度可以按连续的一个构件来看。

PKPM 在计算门式刚架时,有关变截面分段的计算长度问题。(id=102773,2005-07-17)

【sky14108】:我在用 PKPM 计算门式刚架时,如果门式刚架梁不分段,不布设支撑,平面外的计算长度就是原长。但如果把门式刚架梁分段,不设计支撑,它的平面外计算长度,软件就会取分段的长度作为其平面外计算长度。都没有支撑,软件怎么会得出不同的结果?我觉得有一定的问题,那么应该如何处理?

【kswu】:钢梁的上翼缘平面外计算长度为檩条间距,下翼缘为隅撑间距,取大值。建模时为了钢梁分段要增加节点,PKPM 对于构件的平面外计算长度默认为节点之间的距离,应人工查看并修改该默认值。



【山西洪洞人】:我是否可以这样理解,就是说程序对梁分段以后,自动按节间距离取构件实际长度,这样的话从理论上讲是有问题的,也即是楼主所说的问题。

所以,要人为地进行调整或修正,这也正是结构人员对软件应该做的把关。还有就是,柱分段时也同样存在这个问题,比如加吊车以后,程序将自动按牛腿节点处将柱分成两段,这样柱的平面外计算长度就减少很多,也是有问题的。因为它的侧向不一定有可靠的支撑。

刚性系杆能否作为平面外支撑? (id=81946,2005-01-07)

【doubt】:作为平面外支撑防止受压翼缘失稳,通常是利用刚性连接(压型钢板直接与杆件连接)或隅撑连接。作为刚性系杆,两端均为铰接,连接在加劲肋上,是否能阻止受压翼缘失稳呢?如果不能,是不是还要在刚性系杆上连接隅撑?

【service】:系杆和隅撑的作用是不同的。系杆的作用是将横向框架连为整体,增强厂房结构的纵向刚度,增强厂房的整体工作性能。这就是门式刚架为什么可以作为平面框假来设计(主要是横向受力)的原因了。而隅撑将钢梁或钢柱的受压翼缘和檩条连成一体,主要是保证构件受压翼缘的稳定,阻止其失稳。而钢梁和钢柱的平面外失稳,主要是受压翼缘的失稳,所以我认为隅撑可以。但系杆却要看怎么与钢柱和钢梁连接,连接合适,也可以作为平面外支撑。

【bill-shu】:能不能减小计算长度,是不是刚性系并不是原则问题。关键是要有支撑体系,支撑体系只要足够刚,通过杆件将梁受压翼与支撑连接,保证传力就可以。比如屋面两端开间为支撑体系,那么其他梁的系杆(减小计算长度)就不需要是刚性的,可以设计成拉杆。关键是支撑系杆是压还是拉设计。

【doubt】:以上几位同志可能误会题目的意思了,刚性系杆既然称为“刚性”,自然能够作为支撑,问题是实际的连接节点能否让这根刚性杆起到平面外支撑作用,因为隅撑可以阻止受压翼缘的转动,但现实中刚性系杆两端铰接,我相信也没人在系杆上加隅撑的,那么柱或梁就可以绕这个铰接点转动。对二轴稳定影响最直接的应该是翼缘,那还能起到平面外支撑的作用吗?

【allan】:首先要分清楚两个概念问题:平面外计算长度及平面外稳定和受压翼缘的平面外计算长度及受压翼缘的平面外稳定。平面外稳定是就构件本身而言,失稳时,是构件的整体失稳;受压翼缘的平面外稳定仅指受压翼缘本身,失稳时,是受压翼缘的扭转失稳。两者的形态是不一样的;而且在门式刚架中,刚性系杆、檩条、隅撑作用在屋面梁和柱子上的作用和意义也是不一样的。

①门式刚架中的屋面钢梁一般视为受弯构件来考虑(屋面坡度小,梁轴力影响可以不考虑)。通常我们在程序里定义的梁平面外计算长度,实际上是指定了梁受压翼缘的平面外计算长度和梁平面外计算长度,对应的受压翼缘平面外稳定依靠檩条+隅撑形成的体系来保证,而刚性系杆理论一般不考虑其对梁受压翼缘侧向稳定的保证作用。所以说,在不加隅撑的情况下,以刚性系杆间距作为梁受压翼缘平面外计算长度的说法是不成立的,原因楼上 doubt 兄已经说得很清楚了;刚性系杆除了具有在屋面支撑系统中的作用以外,对屋面梁来说刚性系杆的作用是提供梁按压弯构件考虑时整体平面外稳定的保证,理论上,刚性系杆要作用在梁截面的刚度中心才能起到这样的作用,但由于一般计算中不考虑屋面梁的轴力,所以,刚性系杆这时

可以作为一种安全储备,其受力应该满足《钢结构设计规范》第 44 页 5.1.7 条的规定。当然,在门式刚架结构体系中,檩条+隅撑也能起到梁平面外支撑的作用。所以,檩条+隅撑的受力应该要满足两个条件:a.《钢结构设计规范》第 44 页 5.1.7 条;b.《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》第 32 页 6.1.6-1 条。由于梁轴力很小,满足了 b 点,a 点自然也能满足了。

②门式刚架中,柱是按压弯构件来计算的,而且压力比较大。所以对柱子而言平面外支撑很重要,也就是我们通常所说的系杆就很重要了。同时柱子作为受弯构件,其受压翼缘的侧向稳定也不能忽视,而平时我们常常忽视这一点,所以屋面能看到隅撑,但墙面一般就看不到隅撑了。作为受压及受弯都很大的柱,应该同时出现系杆和檩条+隅撑体系,单纯用系杆或者檩条+隅撑来替代两者的共同作用是不行的。现实中这样的工程没出问题原因有许多。不过由于墙面美观问题,设置隅撑破坏墙面板,不为大多数人所接受。所以,在这里我向大家推荐一种改进型系杆,作用在柱子上能起到系杆和檩条+隅撑体系的共同作用,而且不会破坏墙面板,目前暂时想到中间加填板双角钢系杆好连接,其他的不是很方便,连接构件满足 a.《钢结构设计规范》第 44 页 5.1.7 条;b.《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》第 32 页 6.1.6-1 条。

所以,个人看法,回答楼主的问题:刚性系杆能作为平面外支撑,但是不能作为受压翼缘的侧向支撑。图 1-4 为受压翼缘侧向失稳和构件整体平面外失稳的图示,还有改进型系杆节点大样,希望大家多指点、交流。

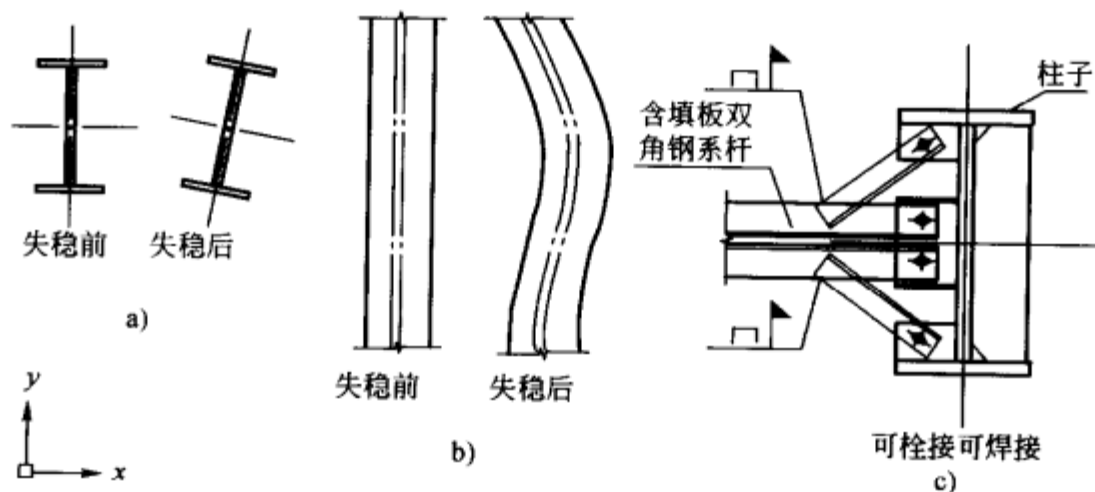


图 1-4

a)受压翼缘失稳状态;b)构件平面外失稳状态;c)改进型系杆

【msf】:allan 解释的很清楚。简单地说,刚性系杆作为构件的平面外支点,解决整体稳定问题。隅撑是防止受压翼缘失稳,是个局压问题。不知对否?但是,当平面外的受力较大时,还应以计算为准。

【doubt】:谢谢 allan 兄的详细解释,与本人的想法差不多,也考虑过加角钢方式,另外也想到一种方案,就是将连接板做成一定倾角,起到斜撑作用。只是非为墙面美观问题,因为墙梁设置较密,而系杆一般情况下仅在柱端设,自然还得依靠檩条+隅撑的方式。主要是中柱有时高度较大需在中间设一道系杆,系杆应该与柱翼缘有一定连接,柱子截面较小时不需要考虑。

引出另外一个问题,刚性系杆按铰接设计,这种连接是否满足假定呢?如果系杆又作为墙梁,风荷载通过隅撑作用是否对柱翼缘有影响呢?

【allan】:①连接板做成斜角理论上不起作用,因为系杆为铰接的,必须形成三角体系。

②有的人为了省用钢量,非常希望柱平面外计算长度为隅撑间距,这是不合理的。我们常



用的隅撑+檩条做法不满足作为柱平面外计算长度的构造和受力要求,应该按照系杆间距计算;当只能在柱顶设系杆时,柱平面外计算长度就应该为柱全长。

③刚性系杆按铰接,且系杆之间无交叉(或者其他形式)支撑,理论上也是不行的,但是现实中的连接和构造不完全是理想铰接情况,节点构造上或多或少有一定的刚性,这些情况无法很理想的去分析。

④系杆应该作用在柱截面的刚度中心上,没必要兼作墙梁;同时,墙梁也兼作不了系杆。

⑤理论研究与现实施工必然存在差异,如何理解如何付诸现实,每个人看法和把握是不一样的。

【ljbwhu】:其实两种失稳状态是联系非常紧密的。钢梁的平面外失稳从概念上讲与轴心受压构件丧失整体稳定是相同的,都是由于构件的受压板件存在较大纵向压应力时,刚度较小方向的微小变形产生 $P-\Delta$ 效应,进而引起更大的侧向变形,反过来产生较大的侧向弯矩。由于弯曲钢梁的下翼缘在受拉时,有趋于减小受拉部分侧向变形的作用,而受压翼缘的侧向变形受到受拉翼缘的约束牵制作用,发生整体失稳,因此钢梁的整体失稳表现为受压翼缘发生较大的侧向变形而受拉翼缘发生较小侧向变形的弯扭失稳。正如 allan 兄图中所示的那样。

所以,可以这么理解,无论是哪种失稳,只要钢构件存在受压的板件,都有可能存在,失稳往往都是由受压侧引起的。因此,我们在防止构件失稳时,减小构件平面外计算长度,约束受压翼缘(或板件)才有效果。

◆ 隅撑只是为了保证钢梁下翼缘受压稳定吗? (id=39232,2003-10-11)

【zhumeiz2000】:隅撑只是为了保证钢梁下翼缘受压稳定吗?那它对钢梁平面外计算长度的影响究竟如何量化?如 30m 门式刚架梁,1.5m 间距设隅撑,其平面外计算长度为多少?若不设隅撑,其平面外计算长度又为多少?

【bigdragon】:隅撑是为了保证钢梁下翼缘受压时的出平面稳定,出平面计算长度为侧向支撑点间的距离。如 30m 门式刚架梁,1.5m 间距设隅撑,其平面外计算长度为 1.5m,若不设隅撑,其平面外计算长度为受压区长度的 2 倍。

【zhumeiz2000】:门式刚架梁的 STS 计算过程中好像没有对是否设隅撑进行计算考虑。在 STS 里,设隅撑是在钢梁计算之后添加的,即使计算也只是对隅撑本身承载极限的计算。与钢梁的平面外计算长度毫无关系。这是为什么?如此说来,设置隅撑岂不成了画蛇添足?根本起不到减少用钢量的作用?

【haiyan00001】:STS 中计算门式刚架是没特别指出设在哪或多大间距设隅撑,但如果平面外长度取 3m 计算,那么你用什么方法来保证 3m 的侧向支撑点呢?还是加隅撑吧,它比别的措施更省用钢量。

【rxliu6969】:我平时设计时也是只在梁端 $\frac{1}{4}L$ 处设隅撑,不知这样是不是可行?

【steely】:rxliu6969 兄,建议你看一下梁的弯矩包络图,所有压区都应该设。因为荷载工况不同,压区也不一样。

【glengao】:STS 中钢梁的平面外计算长度需自己调节,取 3m 是因为一般我们在设隅撑时每隔一个檩条设一道,而 1.5m 设一道是没有必要的,对减少用钢量不起太大作用。

【dyd771】:①30t 的吊车,设隅撑显得单薄,计算时考虑与支撑相连的檩条或系杆的刚度、强度。②按普钢计算,屋面系统参照轻钢设计。

【ruanpeng】:这个问题 CECS 102:2002 对其有比较清楚的描述,各位看看就知道了。

7.2.13 条:“檩条在与刚架连接处可采用简支连接或连续搭接。当采用连接搭接时,檩条的搭接长度 $2a$ 及其连接螺栓的直径,应按连续檩条支座处的弯矩确定。”

7.2.14 条:“在檐口位置,刚架斜梁与柱内翼缘交接点附近的檩条和墙梁处,应各设置一道隅撑。在斜梁下翼缘受压区应设置隅撑,其间距不得大于相应受压翼缘的 $16\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 倍。如斜梁下翼缘受压区因故不设置隅撑,隅撑可连接在刚架构件下(内)翼缘附近的腹板上采用双层面板时亦应设置。

隅撑宜采用单角钢制作。隅撑可连接在刚架构件下(内)翼缘附近的腹板上,距翼缘不大于 100mm 处,也可连接在下(内)翼缘上。隅撑与刚架、檩条或墙梁应采用螺栓连接,每端通常采用单个螺栓,计算时应考虑本规程 3.3.2 条第 7 款规定的强度设计值折减系数。隅撑与刚架构件腹板的夹角不宜小于 45° 。”

◆ 其他计算长度问题

◆ 怎样判断结构是属于有侧移还是无侧移? (id=91590,2005-04-16)

【frogzhou】:怎样判断结构是属于有侧移还是无侧移,规范中的判断方法相对于实际工程怎样理解?各个参数又是怎样确定的?对于整个结构的设计又有什么影响?

【索钢人】:钢结构压弯构件面内整体稳定验算公式中,关于等效弯矩系数 β_m 取值时,提到了对有侧移框架柱其值取为 1.0。关于如何判断结构是属于有侧移还是无侧移问题,本人以为:

如果压弯构件面内有支撑,则面内为无侧移;否则为有侧移。

钢结构框架纵向柱列有支撑时,该列柱为无侧移。

横向并非每一榀都有支撑,有者为无侧移,无者为有侧移。

【蓝波 6】:对于框架柱不能仅凭有无支撑,还要看支撑的刚度,如果刚度太小是起不到作用的,对于支撑可以分为三类:强支撑、无支撑、弱支撑。无支撑时,肯定是有侧移的。

对于什么样的支撑算是弱支撑,什么样的支撑算是强支撑,要看支撑和框架柱的刚度比值(规范中有规定的)。

【jbr1314】:无侧移框架是指框架中设有支撑的框架、剪力墙、电梯井等支撑结构,且其抗侧移刚度等于或大于框架本身抗侧移刚度的 5 倍者。

有侧移框架是指框架中没有上述支撑结构,或虽设有支撑结构,但其抗侧移刚度小于框架本身抗侧移刚度的 5 倍者。

【wanyeqing2003】:索钢人和蓝波 6 说的都有道理。

在计算柱子平面内计算长度系数时,首先需要确定框架是有侧移还是无侧移的。也就是说在查阅《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)附录 D 时,需要先确定框架柱的侧移条件。

以前,一般认为设有支撑的框排架都是无侧移的,没设支撑的按有侧移框架柱考虑。而新

规范中增加了强支撑框架和弱支撑框架的内容,并给出了强支撑框架和弱支撑框架的判别条件。对于强支撑框架可以直接选用附录 D 表 D-1 中的数据,而对于弱支撑框架则需要对稳定性系数进行一些修正。

【frogzhou】:非常感谢楼上各位高手的回复,但是我总觉得规范说得有点笼统,规范中所指的 S_0 到了实际做项目时应该怎么去求呢?在用某个软件计算时总是要你先判断一个结构到底是否有侧移,在此之前是否应该通过手算先判断一个结构是否有侧移呢?能够根据框架的层间位移达到某个限值来判断是否有侧移吗?

【zcn1108】:层间侧移刚度可以求,但是如果所计算框架平面内没有支撑,而整体框架在该平面方向的支撑侧移刚度又达到了规范要求,那么是不是该榀框架也可以按无侧移框架计算?如果是这样,那么就要求楼板的平面内刚度很大,以约束支撑框架的侧移。规范在这方面好像没有规定。

求助:新增坡道钢构件的平面内计算长度。

【d3】:要在已有的框架结构外侧增加坡道,准备用混凝土+钢结构(单元 1、2 为钢结构),如图 1-5 所示。问题:

①单元 2 为四分之一圆弧,选用何种钢结构构件加工方便?用槽钢或钢管可以吗?

②单元 1、单元 2 的平面内计算长度如何计算?

【butter】:就用钢管做。构件需要考虑的不是计算长度,而是人流量。根据规范确定的水平荷载和建筑要求的结构构造,实际承载力就免算了。

【flarecsu】:①从外观上讲,钢管优于槽钢,若屋面采用耐力板或玻璃等通透性材料,则采用不锈钢管的话,效果更好;从加工角度考虑,槽钢可算作是实腹式截面,强截面不易弯曲。

②计算长度就按你的实际情况来考虑了,看支座是否为铰接,长度系数一般取 1.0;而对于单元 2,理论上可以按有限元原理来计算,但是计算复杂,可简化为一斜梁,按斜梁计算结果较曲线梁安全。

倒 L 形构件的计算长度问题。

【mrlwlin】:有一倒“L”形构件,两端铰接,其计算长度系数是 1,还是把构件分成梁柱后根据框架的类型求出计算长度系数?请指教!

【zhdsh】:不能把计算长度系数取为 1.0,因上端与梁并不是铰接。

若两端均为不动铰支座,则柱的框架平面内计算长度可按无侧移框架确定,上端考虑梁与柱的线刚度比,下端按铰接考虑,查《钢结构设计规范》表 D-1 即可;若一端为可动铰支座,则按有侧移框架确定,查表 D-2 即可。平面外计算长度则应根据侧向支撑布置的情况确定。

如果横梁也承受轴力,则与柱一样确定平面内和平面外的计算长度;如果不承受轴力,则只需按梁考虑平面内的强度和平面外的稳定。

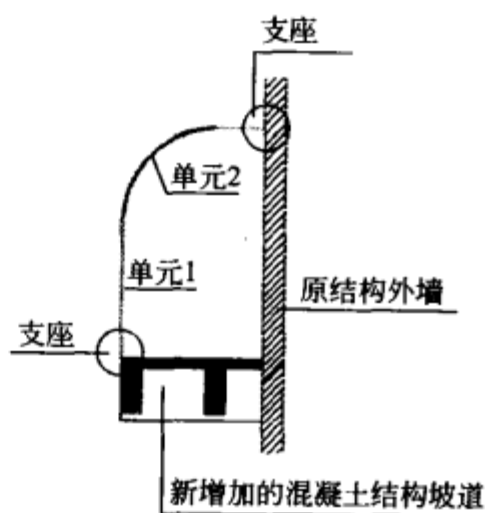


图 1-5

六、长 细 比

整 理	wanyeqing2003(万叶青)
审 核	okok(袁鑫)

长细比的概念问题

为什么受拉杆件会有长细比限值? (id=50221,2004-02-24)

【newx】:受拉杆件有长细比限值,说明受拉杆件也存在稳定问题。我总是很难理解,难道一根绳受拉还有失稳吗?何况一根钢构件了。

【towerdesign】:在电力角钢铁塔中,拉杆长细比限值是为了防止构件在风荷载作用下产生振动。这有过许多的研究和试验,其他结构想必也有类似的问题。

【efan】:这主要是考虑受拉杆件,在没有预拉力情况下的弯曲挠度或振动影响。对于预拉构件,由于先期提供结构刚度,长细比可以适当放宽。但也应考虑弯曲挠度或振动影响。

【torcher】:受拉杆件长细比限值,主要是考虑钢结构杆件过长时自重对杆件弯曲的影响比例增大。

【w_shiqi】:单独从理论上讲,受拉构件不需要限制长细比,但是所谓的受拉构件只是在结构使用中受拉,在其加工、运输和安装中并不一定受拉,甚至会产生较大的变形,另外还有上面几位仁兄所说的对振动问题的考虑,所以要限制其长细比。

【cuteser】:同一个构件,在不同荷载或荷载组合作用下,可能受拉,也可能受压,还可能是零杆,谁也不敢保证自己在设计时取用的荷载及其组合就是所有可能碰到的情况。所以我认为,出于这种考虑,也是应该限制受拉杆件的长细比的。当然,楼上几位说的也很有道理。

【DYGANGJIEGOU】:拉杆要控制其长细比即控制它的刚度,是为了保证构件在使用过程中不产生过大的横向振动而使杆件连接受到损害,以及改变杆件轴心受拉的性质。验算:构件长细比小于或等于容许长细比,即: $\lambda \leq [\lambda]$ 。拉杆允许长细比 $[\lambda]$ 与拉杆所受荷载的性质有关。

【yuan80858】:受拉构件也需要保证一定的刚度(长细比限值)的原因如下:

- ①任何构件都有自重,若刚度过小,在制造和运输过程中构件会产生大变形。
- ②结构设计规范虽然是按静载荷来设计的,但是实际工程中都要考虑振动的要求。如楼上所讲的风振,刚度过小就容易引起较大的振动。

❖ 水平构件(梁)是否需要满足长细比要求? (id=85178,2005-02-21)

【sxp76】:①水平构件(梁)是否需要满足长细比要求?

②在轴力占多大比例时才能看成梁,否则应看成水平支撑?

【walk and walk】:①长细比通常是针对受压构件(柱)而言的,限制长细比的目的是为了防止构件发生失稳破坏。譬如柱的截面尺寸不宜太小,一般控制在 $L_0/b \leq 30$ 或 $L_0/d \leq 25$,以免长细比过大而发生失稳破坏。水平构件(梁)主要承受的荷载效应是弯矩和剪力,因此只要保证其截面性能(尺寸、材料)能够有效抵抗其所承受的弯矩和剪力即可,即其截面应满足正截面和斜截面的验算。

②水平支撑应该是二力杆的一个延伸吧?大部分水平支撑应该只是承受轴力,个别的也可能用来抵抗两端的剪力,但不应该承受弯矩;而梁的作用是同时承受弯矩、剪力和轴力,这或许就是梁与水平支撑的区别。

【xqllf】:①长细比通常是针对轴力构件——包括压(拉)弯构件而言的,主要是为了满足变形(刚度)的要求。当然,对于受压构件,还有稳定问题。

②由于梁的轴力比较小,尤其是水平梁轴力一般近似按 0 处理,因此提出的问题本身就存在一些问题。水平构件与梁是有区别的,有的水平构件可能就是支撑。由于梁的轴力比较小,一般按受弯构件来处理,以挠度来控制刚度问题。是梁还是支撑最简单的就是看构件是否承受弯矩?有弯矩就是梁或是梁柱(梁柱是指考虑轴力的梁,由国际著名学者陈惠发教授提出的)。

③实际上梁是有轴力的,规范是通过构造限制来考虑,例如在《建筑抗震设计规范》中就规定按梁轴力的大小来确定梁翼缘和腹板的宽厚比。

【sxp76】:你们还没理解我的意思。其实,对于所有构件(梁柱)都是压弯或拉弯构件,只是在设计时轴力和弯矩的比例比较大时就按受弯(梁)或压(拉)弯(柱)进行设计,对于竖向构件一般按柱计算肯定是没有问题的,而对于水平构件来说,按梁或柱来设计区别是很大的,因为对于柱它有一个长细比的限值(即刚度),我提这个问题的目的就是想请教各位老师:一个水平构件是该按梁还是该按柱来设计,有没有一个定量的标准来进行判断?

【天使之翼】:水平构件当然也有按受压构件计算的,我觉得什么情况下视为受压构件要依据它所受的荷载状况来判断。虽然没有纯粹的受压构件,但很多时候是可以根据实际情况进行简化的。举例来说吧,梯形钢屋架上弦杆一般是受压的,严格来说是压弯构件。但当纵向屋面板的宽度等于每根上弦杆长时,而且板宽的中点对应着屋架的节点时,可以假定荷载作用在节点处,把均布荷载等效为节点集中荷载。把弦杆看作二力杆,只承受轴向力,可以简化计算,又与实际相接近。当然屋面板宽小于每根弦杆长时就不能做这样的假定。水平支撑正是由于没有节间荷载才按受压构件计算的。

❖ 平面内长细比问题。(id=37983,2003-09-22)

【defeat8888】:一轻钢结构车间,柱高 9m,按轻钢结构计算,由 STS 算出的平面内长细比远大于 180,如何解决?要满足要求,截面高度需加大到 900,截面是不是太大了?应该如何解决这个问题?

【dingding】:一般软件的平面内计算长度系数软件都可以自动分析取值,至于平面外的就

要人工干预了。如果平面内的长细比不足,那只有通过增加截面或加纵向的加强筋来解决了。

【hndkwze】:一般情况下,采用系杆的方法只能减小平面外计算长度,而不能减小平面内计算长度。由 $\lambda=L/i$,我认为减小平面内长细比有以下两种办法:

- ①将铰接柱脚改为刚接来减小钢柱的计算长度系数,从而减小计算长度 L 。
- ②增大钢柱的截面高度,从而增大平面内回转半径 i ,但此方法不经济。

【wsywdy123】:不可能,9m 的柱子截面不会太大,900 的截面太离谱了,长细比一般取 50~100 就可以,450 的截面足够。粗略估算一下, $i=450 \times 0.43=193.5$, $\lambda=9000/193.5=46.5 < 180$,一般的吊车也足够了。

【ruanpeng】:你的计算文件我看了一下,觉得以下三点需要着重考虑:

- ①钢梁的各个截面看起来不怎么符合《钢结构设计规范》,建议重新修改一下;
- ②中间的两根钢柱最好不要设置成摇摆柱,只要下端设置成铰接就可以了;
- ③既然是有吊车的厂房,为什么要设置成柱脚铰接呢?

【defeat8888】:因为我做的钢结构不多,所以存在一些问题,你的问题我看了一下,主要在以下三个方面存在疑问:

- ①请明确告知截面哪里不符合《钢结构设计规范》?
- ②既然不要设置成摇摆柱,为什么还要做成铰接呢?
- ③厂房只在边跨处有吊车,我看有的参考书上写吊车质量小于 5t 的厂房柱脚可以设计成铰接。

其实后来我也想改成刚接,但甲方不同意!现在甲方也不同意增加截面,单位领导也不同意增加。说如果增加,就代表我们设计院以前出的图纸有问题了。

【圆圆】:看了你的计算文件推知,平面内长细比不够是因为 μ_x 太大(4.34)。如果把中间柱上端做成刚接的,那么 $\mu_x=2.77$,平面内长细比 < 180 。


【haitaoz】:defeat8888,你好!

看了你上传的计算文件,有以下几个问题:

①左右风载输入的有问题。为何只在右侧输入风载?若是单面开敞式的双坡屋面,则屋面荷载也不对。请问你是如何计算坡屋面风载的?

②参数输入中,有关抗震计算参数、场地类别选择的是上海地区的,而所用规范为何不用上海的相关规范?

③《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》第 13 页最下一行注 3:“在永久荷载与风荷载组合作用下受压的构件,其长细比不宜大 250。”对于这句话应如何理解?根据《钢结构设计规范》,好像应该是受拉构件,并非受压构件。

 关于长细比。(id=83843,2005-01-25)

【zhangqinghe】:为什么 Q235 钢的柱子长细比限值比 Q345 钢的限值要大?

【zxinqi】:事实上,对于压杆的整体屈曲是由杆的应力决定的,除薄壁型钢构件外,一般的轴心压杆都不希望在构件失稳之前板件出现局部屈曲。为此在确定截面尺寸时需对板件的宽厚比加以限制。对于无缺陷的完全弹性杆,问题很简单,只要使杆的临界应力与板的临界应力相等。即

$$\sigma_c = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

就可以解决。由此的 $b/t=0.3\lambda\sqrt{k}$, 对于两纵向边简支板, $k=4.0$; 一纵向边简支、一纵向边自由的板 $k=0.425+(b/a)^2$ 。当屈曲半波长度 a 远大于半波长度时, $k=0.425$ 。以柱的临界应力 σ_c 表达

$$b/t = 0.951\sqrt{\frac{kE}{\sigma_c}}$$

从钢材弹塑性体这一方面考虑, 临界应力不能超过屈服点 f_y 。故为方便起见, 利用 f_y 代替 σ_c , 可以起到简化的效果。由于现实中的构件都有缺陷, 所以应考虑构件初始缺陷的不利影响。因此, 各国规范均考虑了构件初始缺陷的不利影响。德国稳定规范 DIN 18800 将宽厚比限值乘以系数 0.7, 澳大利亚 AS 4100—1990 根据热轧及焊接截面规定:

翼缘—— $16\sqrt{(f_y/250)} \cdot 15\sqrt{(f_y/250)}$;

腹板—— $45\sqrt{(f_y/250)} \cdot 40\sqrt{(f_y/250)}$;

我国 GB 50017—2003 规定—— $b/t \leq (\alpha + \beta\lambda) \cdot \sqrt{(235/f_y)}$ 。

因此, 采用高强度钢如果其板件应力达不到其临界应力, 宽厚比可适当放宽, 比如采用 Q345 钢而板件应力仅为 235, 那么其宽厚比可以采用 $b/t \leq (\alpha + \beta\lambda)\sqrt{(235/235)}$ 。

【zhangqinghe】: 在《建筑抗震设计规范》中, 多高层 (<12 层) 8 度抗震设防区柱子的长细比限值对于 Q235 钢为 120, 对于 Q345 钢为 $120 \cdot \sqrt{(235/345)}$, 也即是用 Q345 钢的长细比限制更严格。这样的话, 对于某一根 Q345 钢的跃层柱子强度有富裕, 但是长细比不满足要求, 因此就要换成 Q235 钢的吗? 如果柱子是 Q235 钢的, 梁是 Q345 钢的, 那么节点怎么保证强柱弱梁?

【laymond】: 我个人的理解是强柱弱梁在破坏时, 要求塑性铰先在梁中出现, 而柱中不能先于梁出现塑性铰。所以, 如果刚接梁是 Q345 钢而柱是 Q235 钢, 则只能加大柱子截面以满足强柱弱梁的要求。

抗震中的长细比要求

关于厂房在抗震设防设计中柱的长细比控制? (id=50523, 2004-02-26)

【lijingas】: 最近忙于做一个重钢厂房, 7 度区, 发现了几个很头疼的问题。仔细的钻研了规范, 并且手算了长细比, 但仍觉得不可思议。特提出, 请诸位指教。

①《建筑抗震设计规范》中, 对单层厂房柱的长细比规定不应超过 120 (Q235 钢)。我在计算中间跨时没有什么问题, 但边跨就不对了。由于跨度比较大, 中间设置了不少抗风柱, 也就是摇摆柱, 但刚架截面与中间跨是完全一样。由于有摇摆柱的缘故, 导致边柱的计算长度有增大系数。这样就出现了一种现象, 所有条件不变 (边跨的荷载甚至还少些), 由于中间增加了几根柱 (摇摆柱), 反而使结构不“安全” (长细比超, 但应力很小), 似乎不符合常理。

②变阶柱的计算长度很奇怪。由规范给出的公式可以看出变阶柱的计算长度与横梁刚度没有关系, 也没有摇摆柱的增大系数。我采用 MATHCAD 编制的程序 (与附表一样) 调了几

个截面发现,如果仅仅加大上柱截面对上柱的计算长度基本没有什么影响。如果用 STS 计算可以发现,在只调整上柱截面(下柱截面不动)的情况下,上柱截面增加,长细比甚至也有所增加(小了强度又不够)。还好折减以后勉强可以达到《建筑抗震设计规范》的要求。

其实每次做重钢(抗震设计),都发现长细比的控制真的很难!

【suker75】: 以下是我的一点看法,不对之处请批评指正:

①《建筑抗震设计规范》在对单层钢结构厂房的规定中指出,该规范不适用于轻钢门式刚架结构,而“摇摆柱”好像只在轻钢门式刚架结构中有规定,那么其他单层钢结构厂房中是否不应该采用“摇摆柱”?端跨抗风柱、屋面钢梁如通过弹簧板或长圆螺栓孔连接,不承受竖向荷载,应该不会引起框架柱计算长度的增加。

②加大上柱截面引起计算长度增加是可以理解的,而且加大上柱截面,平面外的回转半径反而会减小,所以平面外长细比增大应是正常的。不过上柱平面内长细比应减小。

【lijingas】: 觉得 suker75 的看法不对。

①《钢结构设计规范》也有两端均为铰接的柱,并由此对边柱的计算长度也有增加系数。我这次做的厂房为 150t 吊车,肯定超出轻钢范畴。至于说采用弹簧片连接,其实不是很方便,更何况我只是讨论如果直接连接,是否会让结构更不安全?与常理符不符?

②加大上柱截面对上柱平面内的计算长度影响很小,你可以试算一下就能发现。

【suker75】: 其实增加摇摆柱后,并非真的会使结构变得不安全,只不过边柱的长细比超过了长细比限值。虽然是人为规定的构造要求,但作为规范的规定,就必须遵守。类似的情况还很多,比如轻钢门式刚架结构中钢梁翼缘 220 宽,8 厚,腹板 6 厚,选用 Q235 钢时满足要求,选用强度更高的 Q345 钢反而宽厚比超限,程序提示不满足要求。这时钢梁并非变得不安全,但考虑到规范规定了宽厚比限值,还是应加厚翼缘。

【zhengl128】: 这个问题我也遇见过,我的理解是,在边刚架的抗风柱上设置隅撑,这样可以减小其平面外的计算长度,而抗风柱的平面外就相当于整片刚架的平面内,以此调整平面内计算长度系数即可。不知是对是错,请指教。

【lijingas】: 加隅撑仅仅只能解决钢柱的平面外稳定!但我现在的问题是,边柱平面内长细比超标,加隅撑对此毫无用处!

【north steel】: ①长细比是有平面内和平面外之分的,规范有无指出相应的值?

②边柱受抗风柱的影响是在边柱的平面外方向,即平面外的长细比受此规定。

③如可能,将纵向垂直支撑放在端跨,限制边柱的柱顶位移,可以不理睬那个长度调整系数。

【hhh】: ①所谓的摇摆柱,是指两端铰接的轴压柱。如果兼作抗风柱,对重钢厂房来说,不是合理的选择,刚度不好。

②既然不是合理的选择,现在规范给出的阶形柱的计算长度也不是基于此结构形式给出的,计算边柱的计算长度公式也无法借用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》。

③当然,如果非得用这种结构形式,从概念上说,若中跨边柱的长细比刚刚够,那边跨不满足反而是合情合理的,因此只能按规范的要求来调整截面。但计算长度如何考虑?我是没见过这方面的资料,因此建议不要采用这种形式。

从理论上讲,柱的计算长度与横梁刚度是有关的,但当横梁线刚度与阶形柱上段柱的线刚



度之比大于 1.5 时,柱计算长度相差不大。而实际工程一般均在此范围以内,因此规范的图表采用了简化的公式。

这种现象我想是可以理解的。上柱的计算长度与下柱的约束有关,即与二者的刚度比有关,上柱截面增大,下柱不变,意味着下柱对上柱的约束减小,上柱的计算长度增加是自然的。

另外,我猜想 **lijingas** 兄遇到的情况是边跨柱的下段柱是满足的,引起疑问的是上段柱。采用 STS 计算时依据的想必是《钢结构设计规范》。虽然对 STS 没有仔细研究过,但我想它在计算这种体系时,采用的计算长度方法很可能就是规范附录的表值,而没有考虑摇摆柱造成计算长度的增加。基于前面所说的横梁线刚度达到一定程度,这样处理误差不大,似乎是可以接受的。但为什么会出现上柱长细比不满足的情况呢?请 **lijingas** 兄仔细看看附录的公式,阶形柱的计算长度不仅与上下柱的刚度比有关,还与其轴力比有关。在边跨,由于摇摆柱分担了屋面荷载,而下段柱要承受吊车荷载,因此上下柱的轴力比减小,此时下柱的计算长度是减小的,而上柱的计算长度则变大。其力学概念是:在其余条件不变的情况下,下柱承受的压力越大,其提供给上柱以约束的能力越小,表现为上柱计算长度的增加。这是计算结果中上柱长细比超限的主要原因。

考虑稳定问题应该有整体性的概念。整个框架的稳定计算太复杂,因此我们把柱拿出来简化计算,阶形柱分析复杂,我们又把上柱和下柱拿出来单独分析,但彼此间的约束关系和公式的适用条件应该搞清楚。

【lijingas】: hhh 老兄,很感谢你的回答,但我还是没有理解。

我们现在讨论的不是摇摆柱兼作抗风柱是否适宜,而是讨论如果所有条件不变,而仅仅加摇摆柱,导致长细比超标,这是否会导致结构不安全?实际上这一条在 AISC 中是没有体现的。我想长细比应该与应力有一定的联系。这样,如果加了摇摆柱,柱的应力则会大幅度降低。在足够强度富裕下,地震力是否能让结构屈服?如同《建筑抗震设计规范》中规定强柱弱梁下,允许当柱轴应力设计值小于 0.4,或作为轴心受压构件在 2 倍地震力作用下稳定性得到保证时,可不考虑。因此我觉得长细比也可以考虑类似的方法(如最大应力小于 0.5,或者 2 倍地震力考虑)。

至于变阶柱的长细比与横梁有一定关系,但可能影响不大。如果加了摇摆柱,是否也要增大系数?

实际上,总认为硬性规定长细比是一件令人头疼的事情,尤其是变阶柱上段柱的长细比很难控制在《建筑抗震设计规范》规定的范围以内。

【hhh】: ①规范对长细比的要求是基于刚度要求,如达不到规范要求,可认为将导致不安全。

②如果 AISC 计算阶形柱也采用计算长度的方法,相信会有所体现。

③ **lijingas** 兄似乎把强度计算和稳定计算混淆了,其实不是一回事。

④上贴中已表明了观点。

【lijingas】: 那么根据这个结论将会推导出一个奇怪的结果:就是当所有条件不变时,增加柱子(摇摆柱)会导致结构更不安全。这个观点实在让人难以接受。我与 **Eddiechen** 先生曾经探讨过这个问题,都认为有些不可思议。不过与国内不同的是,他们没有审图公司,是由结构技师来判断结构是否安全,规范仅仅只是一个工具。而当规范硬性规定的话,就不好办。实际上这种情况不仅仅是在山墙,如果厂房内部有分区的话,同样可以设置摇摆柱来做墙架柱。而

弹簧片的做法在国外并不常用。

实际上,他们说的一句话让我无法理解:“中国现有的钢结构基本上都是引用国外的,但补充了太多构造,而又没有合适的解释。”难道说国内的钢结构比国外还先进(很多国外认可的但不符合国内的构造)?

我以前用过 CISC(加拿大),就发现有很多不一致的地方。如螺栓最大、最小及边距要求,国内一概是用构造来控制,但我在用 CISC 时都是通过计算板件的抗剪及撕裂来验算的,我觉得国外的方法要合理一些。如边距取 $2d$,但当板件较薄时是否还安全(如有的檩条厚度才 1.6mm)? 或当板件较厚时是否还需要 $2d$? 记得我以前用 M24 时,边距取的是 40mm ,不符合国内构造,但符合 CISC 要求。

其实国内规范还有一个跳跃性的问题让人很不容易理解,如 20t 吊车,钢柱可以按照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》设计,长细比取 180 (好像与钢材材质无关);但如果是 22.5t 吊车,就超出了《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》的适用范围。那么,这样的结构就应按照《钢结构设计规范》执行,就需要符合《建筑抗震设计规范》,长细比应该是 $120\sqrt{(235/f_y)}$ (与钢材材质有关)。于是,在设计原则上发生突变,用钢量大幅度提高。

总而言之,国外的计算多,国内的构造多,不但国外的结构技师不明白,国内的工程师又能有几个明白那些构造呢?

至于 hhh 老兄认为我似乎把强度计算和稳定计算混淆了,我则不认同。其实上面所写的都是摘自《建筑抗震设计规范》,实际上长细比还是《建筑抗震设计规范》控制的最为严格。在此举一个例子,如强柱弱梁满足不了,可以把地震力提高一倍来验算,那么现在长细比很难满足,是否也可以把地震力适当提高(或提高一倍),来验算结构是否满足稳定性要求? 这样就可以把长细比适当放宽(只是提供一个思路而已)。

【hhh】:①不知对我前贴中有关上柱长细比变大的原因的分析是否认可? 如果认可,剩下的问题就是:如果受力比较小,设计时长细比是否可以超限? 有个相关帖子,恰好里面有 lijingas 兄的发言。

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=51687&h=1#233183

②“实际上这一条在 AISC 中是没有体现的。”不知“这一条”是指什么? 如果是指在这种情况下,上柱的计算长度是否增加,我想和国内其他设计人员的理解应是一致的,因为力学原理如此。如果是指对柱的长细比不做要求,我想不太可能。国外多数规范对压杆的容许长细比,一般不分压杆受力情况而统一规定为 200 (《钢结构设计规范》5.3 条文说明),当考虑抗震作用影响时,要求更严格一些,不是奇怪的事。

③“他们说的一句话让我无法解释:‘中国现有的钢结构基本上都是引用国外的,但补充了太多构造,而又没有合适的解释。’难道说国内的钢结构比国外还先进?”国内规范整体上不及国外先进,但不可一笔抹杀,国情不同,经济水平、冶炼水平、设计水平、安装水平等均存在差异。先进的未必是适合的,整体先进的未必每个细节都是先进合理,否则干脆用中文版作规范好了。

④“国外的计算多,国内的构造多,不但国外的结构技师不明白,国内的工程师又能有几个明白那些构造呢?”能把教条搬好用好已经不容易了,什么都来计算,恐怕大部分设计人员都要下岗了,当然我是在其中的。国内钢结构的发展才几年? 怕是要要求过高了。

⑤“跳跃性的问题让人很不容易理解”。事物的发展需要过程,做到挥洒自如、浑然天成需

要时间、金钱和耐心。

⑥“……可以把长细比适当放宽(只是提供一个思路而已)”。是一个思路,但有依据否?放宽到什么程度?是否能保证方方面面的问题都想清楚了,会不会有不利的影响?

作为结构设计人员,还是在满足规范的前提下解决问题的好。比如说:老兄发现上柱截面大,则长细比大,而且应力富裕多,那调小截面是否反而可以满足呢?

【lijingas】:其实这个工程不是以用钢量作为控制指标的,应力都不大,主要是考虑制作方便。钢柱下端连接在混凝土柱上,因此下柱高度限制定了,只有上柱可以调整。但无论调大还是调小,计算长度系数都降不下来。我只好打了一个擦边球,连续折减了几个系数后,差不多了。至于边柱我根本就不计算,一般审图公司也不会提的。但是我知道如果算,计算长度肯定会超标。因为我现在已是擦边了,再乘以摇摆柱的增大系数,肯定超限。

至于说重钢不适宜做摇摆柱,我觉得不一定。我曾经在成都配合信息产业部十一所做了一个全钢工程。在他们总工审图时,与我探讨过这个问题。之所以以前习惯采用弹簧片,主要是考虑以前的厂房大部分是大型屋面板(不是彩板),比较重。当边柱增加摇摆柱后,会导致柱的轴力大幅度减小,从而造成基础不均匀沉降。但现在大部分厂房屋面是轻钢,柱的轴力非常小。大家都知道基础沉降计算只与轴力有关。因此增加了摇摆柱,因屋面荷载产生的轴力对基础沉降影响非常小,所以现在有经验的钢结构设计师在边框架设计时总习惯将抗风柱直接定在钢梁处,而很少再用弹簧片。台湾是地震高发区,他们现在的厂房就很少用弹簧片。

至于说增加摇摆柱是否会导致结构不安全(其他条件不变),这并不是指变阶柱,而且等截面柱也存在这样的问题。

而对于国外的抗震是对柱子长细比要求严格些,但他们好像没有摇摆柱的增大系数。也就是说,如果你刚架算够了,中间再加几个摇摆柱,一样是可以的。而不会像国内的规范,这样的结构,计算不容易满足要求。

我设计的工程当然要符合我国的规范,所以做的很累。

【rische】:我没做过钢厂房,只能谈谈我的一点浅显的理解。

摇摆柱也好,抗风柱也好,本身都是不稳定机构体,它需要依附在其他结构上才能发挥自身的承载力。所依托的结构抗侧能力越大,摇摆柱就越能发挥到两端铰的理想轴压杆的承载能力。因此对依托结构在刚度上有更高的要求。

这样在结构破坏过程中就出现两个极限阶段:①因依托结构提供的刚度不足,摇摆柱先失稳,并退出工作,但此时结构尚未倒塌。②继续加荷,依托结构失稳,整个结构倒塌。

问题是哪一个极限状态应该成为结构最终要满足的承载能力极限状态呢?摇摆柱或抗风柱先失稳时,还能够完成正常使用极限状态所要求达到的使用功能吗?这是不是应成为探讨该问题的一个理论出发点?

【hhh】:我不这样认为。

刚架和摇摆柱是作为一个整体来承受外荷载的,刚架破坏自然意味着结构破坏,而设置摇摆柱的目的是为减小横梁跨度,从而减小弯矩和剪力以达到节省材料的目的,因此摇摆柱的破坏同样意味着结构的破坏。所以二者都应保证安全,讨论谁先破坏,我认为没有什么意义。

如 lijingas 兄所说的边刚架和中间刚架截面相同,只是把抗风柱兼作摇摆柱。这样的做法很少见,因为没有利用摇摆柱来减小梁柱截面,而又把抗风柱的单纯抗弯状态变为压弯状态,

使受力变得复杂。同时阶形柱上柱的计算长度因此增加而导致长细比超限,看不出这样做有什么好处。

考虑抗震时的长细比限制严格,是因为长细比过大,在地震力作用下,反复受荷时的恢复变形和耗能能力差。在罕遇地震作用下,保证大震不倒,主要靠构造而不是计算。因此规范列为强制规定,在设计中必须满足。举个更易于说明问题的例子,限制框架梁翼缘宽厚比的目的是为保证在大震作用下有充分的转动能力以形成塑性铰来耗能,如果在使用荷载作用下受力很小,或者说按两倍众值烈度下的地震作用验算可以满足,我们是否能够认为,构件可以不满足宽厚比限值呢?结果会是:只要不屈服,吸收的地震能量就越多,就会体现为弯矩越来越大,直到最终屈服。而一旦屈服,就是脆性破坏。抗震时的柱长细比限值虽然与这个例子不完全相同,但其重要性和必要性从这个例子中还是能领会到的。

抗震长细比问题及平面外计算长度问题。(id=81050,2004-12-28)

【ermu105】:①一厂房,跨度 24m,两跨;柱顶 13.5m,牛腿 9m 高,开间 6m。每跨 30t 吊车一台(A5),每柱列设有半龙门吊车(5m 高)一台。请问:半龙门吊车梁处可以做柱平面外侧向支点吗?如果可以,柱间支撑是否也要从这里分层设置?

②另一个厂房,除有 20t 吊车外,其他条件同上。20t 吊车居于 CECS 102:2002 与 GB 50017—2003 两者的界限上,只是高度略超 CECS 102:2002。是否可以采用 CECS 102:2002 进行设计?

③《建筑抗震设计规范》(单层工业厂房)9.2.11 条柱的长细比不应大于 $120 \times \sqrt{235/f_{ay}}$,是否太严格(6 度时也要受它限制)?感觉《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)与《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)的规定不衔接,跳跃性太大。

【wanyeqing2003】:有吊车梁的位置可以作为钢柱的平面外支点。吊车的纵向制动力是通过吊车梁传递到柱子上的。布置支撑时应考虑力的传递关系,并以吊车梁作为压杆。所以在吊车梁的位置处应设置支撑传力点。

像这样的厂房还是以《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)为准比较好。

至于长细比控制问题,我也觉得按 $120 \times \sqrt{235/f_{ay}}$,控制的规定过于严格,有时是难以实现的,当用 Q345 钢时长细比只有 99。我们在做此类厂房时,通常不按这条执行。

【ermu105】:还是说《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001),我认为《建筑抗震设计规范》需要做些调整,特别是针对单层钢结构这一章的内容。至少对于采用压型钢板为屋面的普通钢结构,在长细比及板件的宽厚比方面应做些调整,使其与《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)相匹配!

两规范要求差距实在太大了!

【lijingas】:《建筑抗震设计规范》是必须要遵守的,否则我不知道你们是怎么通过审图公司的。我做过许多大吨位、大荷载的钢结构工程,也做过抗震设防烈度为 7 度区(成都)、8 度区(西安)的钢结构工程,采取了一些措施,最终还是解决了长细比问题。虽然用钢量略微增加了一些,但还是可以接受的。

相关内容请参考下面的帖子:

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=50523

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=51687

【lsrj】:我也谈谈个人的一点看法。

①《建筑抗震设计规范》9.2.1条规定:“本规范不适用于单层轻型钢结构厂房”。个人认为这里所指的单层轻型钢结构厂房并不局限于符合《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》要求的钢结构厂房,只要是采用类似压型钢板等轻型围护的厂房都行,吨位即使超过20t也没关系。《建筑抗震设计规范》5.1.3条规定:“常用软钩吊车的吊物组合系数为0”,也即是不考虑吊重的抗震计算(硬钩厂房没做过,暂不考虑硬钩厂房)。所以吨位对是否遵循《建筑抗震设计规范》没有影响(当然在9度区做大吨位的厂房除外,我也没做过)。

②常遇地震时产生的水平力较满负荷时的横向水平刹车力小很多,罕遇地震时局部刚架可能进入弹塑性状态,但其他榀刚架荷载很小,加之大吨位轻钢厂房均要求设置纵向水平支撑,也能提供不少帮助,再者钢材自身的抗震性能不错,不塌还是有把握的。

③地震荷载说到底就是惯性力,故没质量就没地震荷载,也不必遵守相关的抗震要求。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》之所以有20t的限制,应不是针对抗震设置的。

应用实例

此重钢厂房刚架上阶柱长细比如何调整? (id=136936)

【sunny8448】:此重钢厂房概况如下:总长169m,柱距6.5m,两连跨 $2 \times 24\text{m}$,每跨各有一台75t、A5级吊车,应力循环次数小于 5×10^4 。最感头痛的是边柱上阶柱长细比超过构造要求(要求小于150),增大翼缘或是增大截面高度,长细比反而增加,不知如何解决?

【detailer】:与钢梁的线刚度有关,试着改变一下钢梁的截面。

【提问者】:要想确定柱子的长细比,必须先知道柱子的计算长度,柱子计算长度分为平面内和平面外计算长度两种。平面外计算长度可以通过设置柱平面外支点或增加翼缘宽度的方法来解。根据前面介绍的情况来看,本例中为平面内的计算长度问题。正如detailer所说,钢柱的计算长度与钢梁的线刚度有关,可以通过改变钢柱与钢梁的线刚度来调整柱子计算长度,进而改变柱子的长细比。

平面内长细比等于201.0(大于180)会产生什么后果? (id=87756,2005-03-18)

【wzq0349】:边柱平面内长细比超限。边柱安全裕度为1.16,截面为H500~800 \times 200 \times 6 \times 10。请问截面是否需要这么大?

【changyanbin163】:单根柱子的稳定性会直接影响到整个结构的稳定性,建议对于柱子这种重要构件宜提高安全性。

【xiao ying 008】:长细比绝对不要超限,否则将导致整个结构的破坏,我们这儿做的工程都要控制长细比。

【wanyeqing2003】:我觉得长细比限值是一个构造上的要求。也曾经听到过这样的讨论,有人认为只要满足结构稳定性要求就可以了,没必要顾及长细比。不过,我想既然规范规定了,就应当尽量满足规范的要求。

第二部分

荷载作用

- 关于静荷载
- 关于活荷载
- 关于风、雪荷载
- 关于吊车荷载
- 关于地震作用
- 关于荷载组合
- 关于动载及振动

设计人姓名



一、静 荷 载

整 理	wanyeqing2003(万叶青)
审 核	okok(袁鑫)

◆ 楼、屋面恒载

◆ 请教一下钢桁架节点恒荷载的取值问题。(id=134508,2006-05-19)

【haiya12000】:钢桁架建模时,节点恒载如何估算?

【wanyeqing2003】:先以屋架为例,屋面的恒载可以按下面给出的方法估算面荷载。然后再根据各个节点负担荷载面积来折算节点荷载。由冶金工业出版社出版的《建筑结构设计手册》(上册,1995年版)对此有介绍:

①屋盖结构永久荷载的标准值,可以参考已建成的屋盖设计资料进行估算,也可以参照表2-1和下列公式确定。

钢屋架及支撑重量按下式估算

$$g_r = 10\beta_0 l$$

式中: g_r ——钢屋架及支撑重量(N/m^3),按水平投影;

β_0 ——系数,轻屋面 $g_r=1.0$,中屋盖 $g_r=1.2$,重屋盖 $g_r=\frac{12}{l}+1.1$,轻屋架 $g_r=0.7$;

l ——屋盖跨度(m)。

屋 盖 构 件 重 量

表 2-1

屋盖结构构件	构件重量 (kN/m^2)		
	轻屋盖	中屋盖	重屋盖
屋架	0.16~0.25	0.18~0.30	0.20~0.40
托架	≤ 0.06	0.04~0.07	0.08~0.20
支撑	0.03~0.04	0.03~0.05	0.08~0.15
檩条	0.10~0.12	0.12~0.18	0.12~0.16
天窗架	≤ 0.10	0.08~0.12	0.08~0.12

注:屋面荷载(不包括屋架和支撑重量)不超过 $1\text{kN}/\text{m}^2$ (以水平投影面计)者为轻屋盖; $1\sim 2.5\text{kN}/\text{m}^2$ 者为中屋盖; $2.5\text{kN}/\text{m}^2$ 以上者为重屋盖。

②天窗窗扇和侧壁永久荷载情况确定:钢窗为 $0.4 \sim 0.5 \text{ kN/m}^2$;侧壁重量视实际情况而定。

【tank_helicopter】: to wanyeqing2003,上面的中、重屋架的划分原则是什么?

【wanyeqing2003】:一般来说,压型板、石棉瓦等屋面为轻屋盖,钢筋混凝土板屋面为重屋盖,介于两者之间的屋面为中屋盖,具体的定量分析在上述资料的注释里有说明。

屋面悬挂荷载如何考虑? (id=8956,2002-05-14)

【sonny】:在超市和有通风要求的工业厂房设计中,屋面要考虑风管、空调机组、电缆桥架等的悬挂荷载;而设计院提供的数据往往达到 100 kg/m^2 。请问这种结构如何考虑既安全又经济?

【法师】:吊挂荷载一般由设计院搞设备工艺的计算提供。

上次设计一个由外国管理公司总包的钢结构厂房,据说有几个国外结构专家为了多省钱,先是让设计院把地板的配筋由均布相同改为按板带和板中分别配,后又不同意设计院提出的吊挂荷载值,其实二者也就相差 30 kg/m^2 ,结果设计院不让他通过。

【businiaio】:是不是在增加荷载时直接在刚架中增加集中荷载?

【songyun】:一般计算刚架时,按均布恒荷载考虑,特别大的集中荷载则另当别论。一般设计院提供的悬挂荷载偏大。

【tover125】: 100 kg/m^2 是恒载考虑吗?我这里设计院要求另加 0.3 kN/m^2 的活载!

【flywalker】:一般计算刚架时按恒荷载考虑,虽然吊载的分布具有不确定性,但是一旦吊载加上以后,却具有恒载的特性。

工业厂房楼面设备荷载。(id=131158,2006-04-18)

【鹰扬】:化工厂楼面罐体荷载,应按活载还是按恒载设计,集中荷载需要转化为面荷载吗?

【hai】:罐体自重应按恒载输入,罐内物质按活载输入。在输入罐体荷载时,应按集中荷载计算抗冲切承载力,然后再转化为面荷载计算弯矩。

梁上恒载的取值问题。(id=13897,2002-09-05)

【汪建】:梁上的恒载、活载应加多大合适? 0.3 kN/m^2 可以吗?

【songyun】:对于轻钢屋面恒载:单层板屋面恒载可取 0.1 kN/m^2 ;单层板加保温棉屋面恒载可取 0.15 kN/m^2 ;双层板加保温棉屋面恒载可取 0.20 kN/m^2 ;柱距较大的可加 0.3 kN/m^2 。

【zou】:在加恒载时考虑板厚吗?比如, 0.5 厚的板和 0.7 厚的板,计算时取一样的恒载吗?

【songyun】:tozuo:对于一般的轻钢屋面,厂家一般不会用 0.6 m 厚以上的板。

【ldp_tong】:其实可以不分恒载、活载,统一按 $0.45 \sim 0.5 \text{ kN/m}^2$ 初步估算就行了。

【jpy96】:我一般将恒载考虑为:单瓦 0.2 kg/m^2 ;
复合板 0.35 kg/m^2 。

【我思故我在】:恒载太小了吧?有的还是 $0.1\text{kg}/\text{m}^2$ 或 $0.2\text{kg}/\text{m}^2$,我一般都用 $0.3\text{kg}/\text{m}^2$ 的,而且恒载有时还对结构有利。再者,现在新《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》将活载改成 0.5 了,建议大家取 0.5 。

【lsyz】:我一般这样取:

①屋面板自重: $0.08\text{kN}/\text{m}^2$ (0.6厚彩钢,波峰35)或 $0.2\sim 0.24\text{kN}/\text{m}^2$ (双层彩钢复合板);

②檩条自重:按实际取用;

③梁自重:按实际取用。

【YESGUY】:对于 songyun 的做法我基本赞同,在成本竞争激烈的今天,这种取值还是可以的。但是对于新规范中取的活载 $0.5\text{kN}/\text{m}^2$ 真的很难让人接受。以往的工程实例证明 $0.3\text{kN}/\text{m}^2$ 没有什么大问题!

【xylcj】:屋面恒载应根据实际情况计算,如果要求不高,我个人是赞同 songyun 兄的观点的。至于活载,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中的 0.5 是有一定道理的,屋面验收的时候,在一定范围内完全有可能达到,更何况设计应遵守新规范。如果是简易棚子或施工附带设计,采用 $0.3\text{kN}/\text{m}^2$ 并加强安全措施较经济。

【音速之子】:现在的规范中明确指出柱脚预埋螺栓不参加抗剪计算(我个人认为可以),由于刚架的自重较小,在风荷载较大时柱脚经常出现拉力,造成抗剪不足需要设置抗剪连接件,此时如果恒载稍大,就不会出现这个情况,而且现在刚架的内力控制主要还是活载,所以对用钢量有太大的影响。另外,柱脚设置抗剪连接件时,施工单位普遍反映不好施工,所以能不设就最好不设!


【好好学】:活载一般取 $0.30\text{kN}/\text{m}^2$,但新规范要求 $0.50\text{kN}/\text{m}^2$ 。按以往经验及实例,一般取 $0.30\text{kN}/\text{m}^2$ 没问题。

【wzb98303】:新《建筑结构荷载规范》中规定:“彩色钢板夹聚苯乙烯保温板(两层,彩色钢板厚 0.6 ,聚苯乙烯厚 $50\sim 250$)取 $0.12\sim 0.15$ ”;而新规范中:“构件承担荷载面积大于 60m^2 的活荷载可取 0.3 ,其他取 0.5 ”。一般檩条檩距为 1.5m ,檩条质量 $4\sim 8\text{kg}/\text{m}$,可取 $0.05\text{kN}/\text{m}^2$ 。

【zhuminzhang】:荷载还是应按规范取。

活载一般取 0.5 ,活载和雪载不叠加,取较大值;灰载一般不会大于 0.5 ,除了水泥厂和冶炼工厂等,和取雪载的方法一样,取大值。

很多仁兄都说按规范取没法中标,的确现在的业主都按低价中标,如果不按规范取,审图时怎么通过呢?一旦结构出了问题,追究其责任就不好办了。

 **恒载取值**。(id=130318,2006-04-10)

【struc_1999】:①屋面为双层彩钢板(按 1mm) + 100mm 厚岩棉。

②檩条 + 拉条 + 支撑。

我这个恒载应该取多少?最好细分。

【luwm】:屋面为双层彩钢板(按 1mm 厚度), $15.7\text{kg}/\text{m}^2$;屋面檩条 $5\text{kg}/\text{m}^2$;屋面拉条支撑 $1\text{kg}/\text{m}^2$; 100mm 厚岩棉 $10\text{kg}/\text{m}^2$ 。

(岩棉容重 $40\sim 150\text{kg}/\text{m}^3$, 密度不一样, 质量也不一样)

【struc_1999】: 在论坛里, 恒载有取 $0.2\text{kN}/\text{m}^2$ (双层板+保温+檩条+拉条) 的, 我觉得有些偏低。估计是在做法上有些不同。

【luwm】: 有取 $0.2\text{kN}/\text{m}^2$ 的, 那是泡沫夹芯板, 上下层彩钢板厚度是 0.5mm 。

【hai】: 因为你用岩棉作为保温层, 如果用玻璃丝棉, 恒载就可以取 $0.2\text{kN}/\text{m}^2$ 。玻璃丝棉容重约为 $16\text{kg}/\text{m}^3$ 。

【雪龙】: ①屋面板: a. 彩钢板 $1\text{mm} \times 7.85 \times 2 = 15.7\text{kg}/\text{m}^2$; b. 岩棉容重一般为 $100\sim 150\text{kg}/\text{m}^3$, 看你用哪种规格了, 若折中则可取 $120\text{kg}/\text{m}^3$ 。岩棉: $0.1\text{m} \times 120 = 12\text{kg}/\text{m}^2$, 屋面板合计: $27.7\text{kg}/\text{m}^2$, 计算点配件等杂项, 屋面板为 $28\text{kg}/\text{m}^2$ 。

②檩条: 如果活载取 $30\text{kg}/\text{m}^2$, 采用 $6\text{m} \times 1.5\text{m}$ 布置檩条 $\text{C}180 \times 60 \times 20 \times 2.0$ 应该够了, $5.08\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} / 1.5\text{m} = 3.4\text{kg}/\text{m}^2$ 。拉条用 12 的圆钢 ($0.15\text{kg}/\text{m}^2$), 加上檩托板取 $0.3\text{kg}/\text{m}^2$ 则到顶了。

支撑如果用 20 的圆钢, 算一下布置区段的总重除以区段面积就可以了, 一般是 $1.5\sim 2\text{kg}/\text{m}^2$ 。如果是门架, 规范要求设 3 道刚性系杆, 一般用 $120 \times 4\sim 5$ 的钢管。如果是计算刚架, 那么计算中间一道就可以了, 两边的作用在柱子上的。

③再考虑一下顶棚的灯具、电线之类的, 由布置密度来决定。

其他的就按照实际来考虑了。

◆ 墙面恒载

◆ 门架墙面恒载的输入方法。(id=114626, 2005-11-07)

【jianfeng】: ①门式刚架墙面板及檩条等产生的恒载在柱顶以集中力的方式输入, 是否要输入对柱轴线的偏心?

②为什么不以柱偏心均布荷载输入?

③一般情况下, 墙面恒载对柱子产生的正应力很小, 如果不产生偏心弯矩时, 恒载是否可以忽略?

【wanyeqing2003】: ①严格来讲, 应该输入偏心;

②是程序输入功能上的要求和限制;

③一般彩板墙恒载较小, 为了简化计算, 有时可以忽略, 应该由设计者自己把握。

◆ 墙面恒载。(id=104651, 2005-08-03)

【SUNYADONG】: 在计算门式刚架时发现输入墙面恒载时必须为一正一负, 这样结构内力才一致。如图 2-1 所示结构墙面荷载应如何输入, 正负号应如何取?

柱间恒载一般采用哪种形式?

【wanyeqing2003】: 墙面荷载是沿柱竖向均布作用的, 按 STS 说明上介绍的类型应该是 $\text{KL}=9$, 我试了一下好像不行。

一般的做法是将墙面荷载折算成集中力, 把它布置在柱顶或柱间节点上。

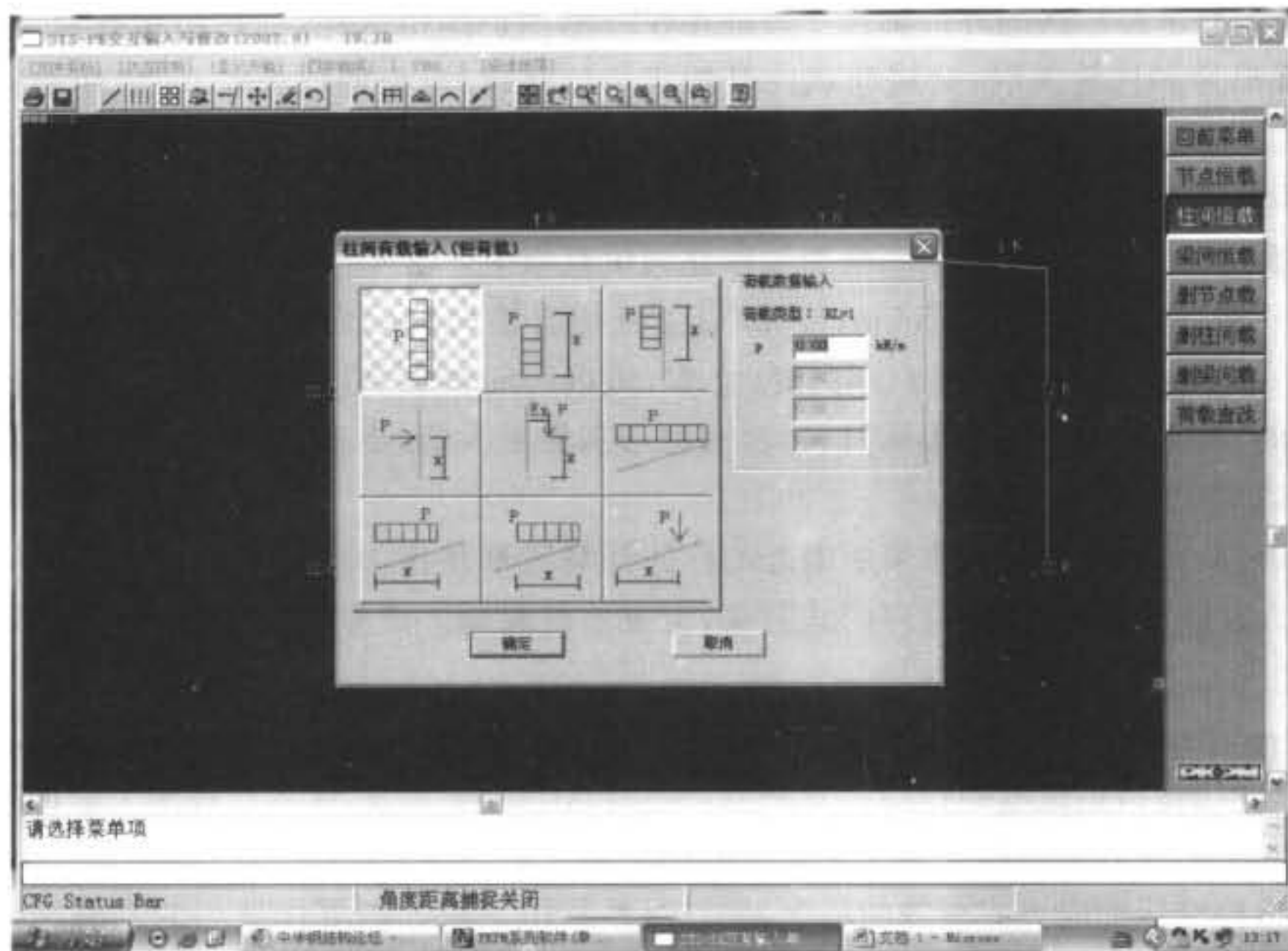


图 2-1

③ STS 设计中墙面自重荷载应该如何加在柱上? (id=86232,2005-03-04)

【dhw13899895789】:STS 设计中墙面自重荷载应该如何加在柱上?

【老济南】:按墙梁的作用点,将垂直反力和对中线产生的弯矩一并输入。

【dhw13899895789】:是在“节点恒载”菜单上加入吗?还是在“柱间恒载”菜单上加入。

【flywalker】:应该在“节点恒载”菜单上加入,加在柱顶。

【doubt】:当为变截面柱时,只能加在柱顶,使用说明里有。

【flywalker】:STS 用户手册第 12 页有规定:“变截面杆件上的荷载,不允许有跨中弯矩或偏心集中力,存在该类型荷载时,可在杆间增加节点,转化为节点荷载输入。”

④ 门式钢结构计算时的柱间恒载和活载。(id=21191,2003-01-13)

【jhbjh-2000】:PKPM 软件的 STS-2 的门式刚架计算中,柱间恒载和活载的输入数值应为怎样的?在什么情况下必须输入?

【枫叶林】:如基础梁和中间的连系梁都会传给柱子荷载,这就需要输入柱间恒载和活载。

【yunfeiyu】:不知道你采用的是什么样的围护结构,如果是挂彩板的话,则可视为外加柱间荷载。

或者近似的以应力达到柱钢材极限应力的百分比控制,而不将此围护结构的重量计为外加荷载。



【老济南】:单层厂房的外墙轴线一般放在柱外侧围护结构内侧,围护结构有两种:当采用砖墙时,可视为和柱无关联,砖墙荷载由基础梁传给基础;当采用墙板时,一般用墙架挂在柱上,这时就出现柱间荷载,必须输入。

【jcxdiyier】:现在的全钢结构的墙体多采用墙梁承重外挂彩板,或者是其他幕墙材料。有的材料的容重是比较大的,在输入模型时以柱间恒载集中力输入。

试举一例:柱高 9m,柱距 7.5m,1.2m 以上开始有墙面单层彩钢板。恒载按 $0.25\text{kN}/\text{m}^2$ 计。则其一面的柱间恒载就有 14.625kN 之多,所以柱间恒载是不可以忽略的。这些集中力是很可观的,若是采用其他的墙体材料,容重比彩钢板更大的,更要让设计者引起重视。以柱间恒载中的集中力输入。

【feiyang】:彩板与墙梁的重量所引起的柱间荷载我都是作为均布荷载输入的。有一同行从来不输入柱间荷载,设计了许多门式刚架,也没出过问题。请教:柱间荷载以什么形式输入更合理呢?

【wanyeqing2003】:彩板和墙梁的重量应按恒载输入,而恒载对于柱子是不利的。当基础计算是弯矩控制时,该恒载的作用是有利的。不过这个力不太大,作用在柱子上总的重力一般都在 20~30kN,所以对结构安全不会有太大的影响。

作为结构设计师应当有清楚的概念,可以对计算结果根据需要作适当的调整。至于荷载的输入形式,可以按集中荷载布置在柱顶或者柱间。

应当提醒大家的是:没有出问题的结构并不一定就是合理的,因为在设计时有安全系数,在使用荷载情况往往达不到设计的极限条件。一旦出现特殊情况,比如许多平时使用良好的建筑物,在台风和大雪过后会倒塌,这就是教训。



其他恒载问题



两层门钢厂房主梁荷载按均布荷载还是集中荷载取较好? (id=38842,2003-10-06)

【hndkwze】:如题,有人提出主梁恒载按集中荷载输入(即次梁和主梁铰接传给主梁的作用力),而活载则按均布线荷载输入,只有这样才能考虑荷载的最不利组合。难道活载也按集中荷载输入就不能考虑它的最不利组合了吗?我看到参考书上的框架计算例题恒载和活载都按均布线荷载输入。到底按哪种方法好,大家讨论讨论!

【呆呆虫】:两种输入差别不大,但按集中荷载输入比较接近实际。至于活荷载的不利布置,对于集中荷载没有仔细研究。STS 的介绍应该是可以的,这一点可以向 PKPMCAD 工程部咨询一下。

【ruanpeng】:我一般是这样来区分的(有些问题并非软件所能解决得了的):

①如果楼面由用楼承钢板和混凝土组成的组合楼面,可以认为是均布荷载,在输入恒载和活载时要用均布荷载(楼承钢板和主次梁通过抗剪栓钉组成一个整体,楼承钢板再和混凝土组成整体)。

②如果楼面没有用楼承钢板,而是将混凝土和主/次梁直接相连,那就按集中荷载输入处理,把主梁和次梁相交的节点,看作是集中荷载的作用点。

请教吊车梁的自重应如何处理? (id=121991,2006-01-13)

【WLY9803】:在输入吊车的荷载时,吊车梁自重是否需要按节点偏心荷载处理?

【allan】:是按照偏心荷载考虑的,添加办法有很多种:

- ①可以先计算吊车梁,然后把它当作偏心恒载输入(一个垂直力+一个弯矩);
- ②可以在轮压上考虑一个放大系数,1.02~1.05;
- ③可以在吊车总重上考虑一个放大系数(在 STS 计算出来的桥架总重里面加上吊车梁自重,如果有厂家资料,那就加到厂家资料的吊车总重上)。

框架荷载。(id=113376,2005-10-26)

【hanfei602】:一般的办公楼在用 PKPM 交互输入时楼面恒载一般取多少?活载取多少?在一些钢结构公司设计时为降低含钢量荷载又会取到多少?一般宿舍楼荷载取多少?二、三层的小型框架转化为二维模型人工截面的优化系数取多少最为适宜?是否不显红为止?接近 1.0 时安全裕度是否能保证?

一般的单层钢结构厂房,我知道系数在 1.0 是没什么问题的。很多钢结构公司为了竞争都把含钢量降到非常低,这虽然是不可取的,但有时又没有办法。有些有经验的说 PKPM 相对保守,所以只要不显红就没问题。

【山西洪洞人】:办公楼楼面恒/活载,恒载的取值就是按实际取的。按照办公楼楼面的一般做法:100 厚混凝土结构楼面,20 厚的砂浆做浆,40 厚细石混凝土地面,20 厚板底抹灰,算下来恒载大概就是 4.3kN/m^2 ,这时较保守的取到恒载为 4.5kN/m^2 。活载按《建筑结构荷载规范》(BG 50009—2001)4.1.1 条规定取值,办公楼活载取为 2.0kN/m^2 (标准值),但是楼梯、走道等应该适当取大,一般比楼面大 0.5kN/m^2 ,宿舍楼和办公楼基本差不多,参照《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)取就可以了。

至于你说的什么“工业厂房应力比取到 1.0 以上没有什么问题”,我是不敢恭维的。

STS 中自重放大系数的问题。(id=24525)

【li_qing13】:STS-2 内的参数信息里有自重放大系数这个参数,程序内定为 1.2,我在平时计算时也没有改过它,有一次我把它改为 1.0,比较一下计算结果感觉没什么变化,请各位帮我分析一下,这个系数究竟有什么用?

【老济南】:放大系数是考虑构件截面涵盖不了一些连接件等,程序内定 1.2 是大了点,但不能等于 1.0。

【titanlnk】:这个问题我也曾经遇到。解释如下,仅供参考:

①自重放大系数目的在于解决自重自动计算时只计算腹板、翼缘的问题,增加 15%~20%是应该的,注意一下结构分析的结果文件与施工图中自动给出的梁柱构件重量即可。

②对于门式刚架,荷载的重点在于活荷载,一般,活载为 0.5,恒载仔细算,不留裕量,考虑檩条也就为 0.2(不加自重),再加上荷载系数,差距就更大,往往起控制作用的荷载组合是“恒+活”(最简单的门式刚架)。所以,梁、柱自重 20%的变化对结果的影响也就 2%



左右。

③既然影响程度能够预测,所以取 1.2 还是 1.0 就心中有数了,严格地说,取 1.0 是不正确的,但就结论来说,尤其是悬挂荷载增加的情况下,取 1.0 也未尝不可,或者保留 1.2 都可以。

④我个人只有在计算框架时进行调整,一般就取 1.2。



这个荷载是否应乘恒载分项系数? (id=1682,2001-10-31)

【ypbest】:我要设计一钢梁,用于试桩,其在试验过程中承受的最大荷载是 5000kN,持续的最长时间是 72h。请问设计钢梁时,荷载取 $5000\text{kN} \times 1.2$ (恒载分项系数)呢? 还是直接取 5000kN?

【红紫云】:荷载取 5000kN 已是最大的了,再乘以 1.2 的分项系数应该足够安全,且满足规范要求。

【ykd】:楼上:临时结构可以乘以 0.9 的系数吧?

【红紫云】:我认为对等效均布荷载临时结构可以乘以 0.9 的系数,但现在 5000kN 可是实打实呀,不好再打折。

【maish】:不知你所设计的钢梁是一次性还是重复使用,如一次性则不需乘分项系数,如重复使用,则需增加安全系数。

【concrete】:这种试验用梁应有较大的安全系数(2~3),还在乎 1.2 吗? 至少应该允许少量超载。



二、活 荷 载

整 理	steely(宋雪峰)
审 核	okok(袁鑫)

◆ 活荷载取值

◆ 服装加工车间楼面活荷载如何取? (id=101095,2005-07-01)

【山西洪洞人】:服装加工车间不做仓库,楼面活荷载取多少为合理?

【wanyeqing2003】:根据经验可取 $2.0\sim 2.5\text{kN/m}^2$ 。

对于一般机械工厂中,工作平台上的荷载,如果不堆放货物的都是按 2.5kN/m^2 左右考虑的。最少的也有 2.0kN/m^2 。服装厂的货物相对较轻,所以就给你这样的建议了。

若要安放设备,则需另外考虑设备的荷载。

【山西洪洞人】:服装加工楼面有电动缝纫机,规范对这类厂房楼面荷载没有明确的规定。再说甲方也不清楚,不好确定,请前辈指点一下。

【wanyeqing2003】:一般缝纫机不会太重,布料服装都比较轻,应该和普通办公室相当。如果考虑一些不利因素取 2.5kN/m^2 是可以的。如果不放心,最多取到 3.0kN/m^2 。

缝纫机的重量可以参考下面的网页:

<http://www.gemsy.com/gemsy/product.htm>

◆ 有关商场荷载的取值问题。(id=71828,2004-10-05)

【hubing325】:请问:一般商场活荷载取 3.5kN/m^2 ,那么商场除自重和装修的荷载外,还有货柜及货物的恒载取多少比较合适?货柜及货物一般成条形布置,荷载如何布置和取值?

【wanyeqing2003】:货柜和货物按活荷载取,恒载为梁、板及粉刷面层的重量。钢筋混凝土梁板结构的恒载一般为 4.0kN/m^2 左右,钢结构的应该轻一点。

◆ 请问乒乓球室及台球室的楼面活载各取多少? (id=96031,2005-05-21)

【pard2202】:如题。

【wanyeqing2003】:可以按 4.0kN/m^2 取值。

 体育训练馆的活荷载怎么取? (id=102944, 2005-07-18)

【dali】:正在做一个训练馆的工程,想请教羽毛球、武术馆、体操馆的活荷载取多少?


【wanyeqing2003】:一般情况下,可以取 4.0kN/m^2 。如果有特殊设备,则应另行考虑。

【dali】:谢谢!我也是按 4.0kN/m^2 取的,但就是找不到依据,荷载规范里也没有。有没有一些专门关于体育建筑荷载方面的书?请介绍一下。

【wanyeqing2003】:没有找到专门的规定。

可以参考荷载规范中有关健身房的荷载取值。我们做过一个拳击训练房,考虑到设备比较重,甲方要求按 5.0kN/m^2 设计。

这种情况可以让甲方提供要求和依据,设计时最好不要低于一般规范的要求。

 水泥瓦屋面活荷载能否取 0.3kN/m^2 ? (id=106330, 2005-08-19)

【tyhj】:排架结构,水泥瓦屋面,钢筋混凝土三角形屋架。计算排架柱、基础和屋架时,活荷载能否取 0.3kN/m^2 ?

【shli】:楼上可能受了荷载规范中第 4.3.1 条注的影响。

“注:1. 不上人的屋面,当施工或维修荷载较大时,应按实际情况采用;对不同结构应按有关设计规范的规定,将标准值作 0.2kN/m^2 的增减。”


请仔细看条文说明:对不上人的屋面均布活荷载,以往规范的规定是考虑在使用阶段作为维修时,所必需的荷载,因而取值较低,统一规定为 0.3kN/m^2 。后来在屋面结构上,尤其是钢筋混凝土屋面上,出现了较多的事故,原因无非是屋面超重、超载或施工质量偏低。特别对无雪地区,当按过低的屋面活荷载设计时,就更容易发生质量方面的事故。

因此,为了进一步提高屋面结构的可靠度,在 GBJ 9—87 中将不上人的钢筋混凝土屋面活荷载提高到 0.5kN/m^2 。根据原颁布的 GBJ 68—84,对永久荷载和可变荷载分别采用不同的荷载分项系数以后,荷载以自重为主的屋面结构可靠度相对又有所下降。

为此,GBJ 9—87 有区别地适当提高其屋面活荷载的值为 0.7kN/m^2 。

由于本次修订在条文第 3.2.3 条中已补充了以恒载控制的不利组合式,而屋面活荷载中主要考虑的仅是施工或维修荷载,故将原规范项次 1 中对重屋盖结构附加的荷载值 0.2kN/m^2 取消,也不再区分屋面性质,统一取为 0.5kN/m^2 。但在不同材料的结构设计规范中,当出于设计方面的历史经验而有必要改变屋面荷载的取值时,可由该结构设计规范自行规定,但其幅度为 $\pm 0.2\text{kN/m}^2$ 。

具体到你这种结构形式则不应该取 0.3kN/m^2 。你这种结构形式有专门的荷载规定,与门式刚架不同。

 饭店海鲜区展厅的活荷载取多少合适? (id=29494, 2003-06-01)

【老妖怪】:饭店海鲜区展厅活荷载取值在规范及设计通则中均未见文字说明,请问各位取多少合适呢?

【oldgun】: 10.0kN/m^2 。

概念问题

60kN 变压器房的活荷载怎么取? (id=19523,2002-12-12)

【xubo789】:电力设计单位给的是 $60\text{kN}/\text{m}^2$, 我们觉得不妥。该变压器房在地下二层, 由于下部要走管线, 想架空, 不直接放在底板上。不知架空板的活荷载大概取多少? (两个 60kN 的, 两个 30kN 的)。

【3d】:不做架空行吗? 直接回填土(电缆可做电缆沟), 再铺素混凝土, 或者干脆从基础地板上做四个墩子, 上面放变压器。变压器的重量对高层基础底板来说应该是可以承受的。

【电力泥水匠】:一个做在地面上的高压 110kV 的变压器基础如图 2-2 所示。

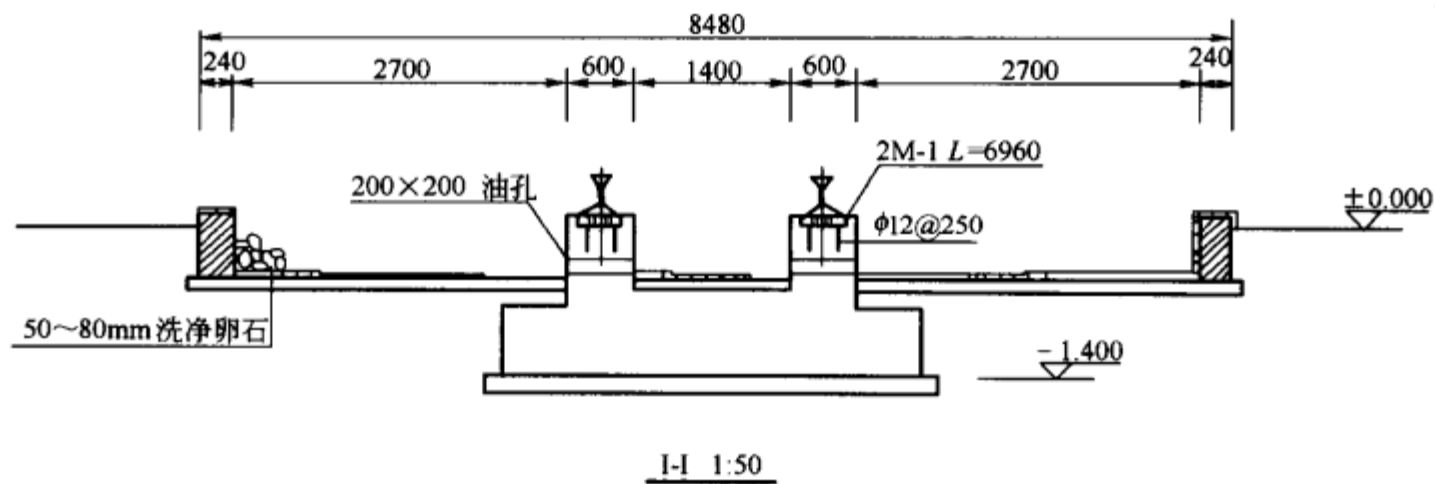


图 2-2

基础节点详图如图 2-3 所示。

【hhux】: 60kN 应该是集中荷载。分布活荷载变压器室用 $16.0\text{kN}/\text{m}^2$, 开关室用 $4.0\text{kN}/\text{m}^2$ 。电缆沟一般为 900mm 深, 电缆要埋在沙中。具体情况请与当地电力部门核对一下。

如何区分上人屋面和不上人屋面?

(id=119822,2005-12-25; id=125013,2006-02-25)

【wangliwei】:原设计三层厂房, 甲方对屋面没有要求是上人或不上人, 本人按照不上人屋面设计, 因有货梯机房设在屋顶, 所以两个楼梯其中有一个出屋面。女儿墙 600mm 高, 主体工程已经结束。现在监理提出楼梯出屋面, 应为上人屋面, 需要把女儿墙改为 1200mm 高, 要我出联系单改为上人屋面。

请教大家: 监理这种观点不对吧? 上人屋面和不上人屋面应该怎么解释?

【zmsn182】: 上人或不上人是由设计定的, 如果平时不上人或上人很少的屋面称为不上人屋面。不上人屋面也不是不能上人, 否则就无法检修了。楼梯间出屋面可以解释为供货梯设

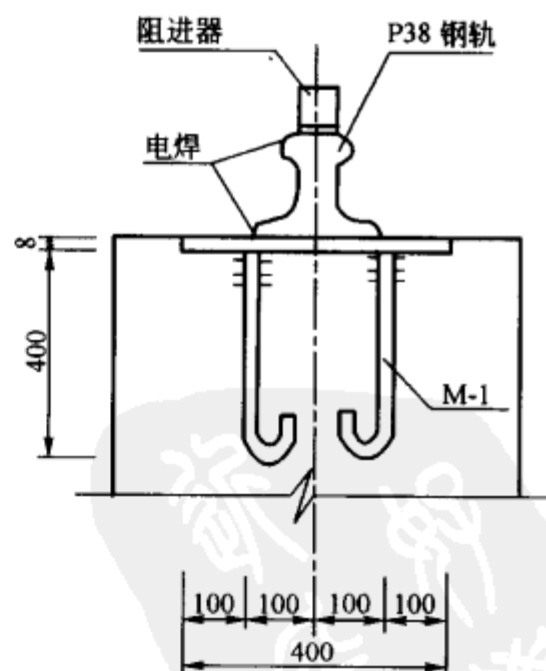


图 2-3

备使用的,平时不上人,只要楼梯间的门锁着就可以了。

【ynz】:可以为不上人屋面,楼梯设门,只在电梯检修时使用,平时不开。楼顶作为大量人群活动的空间时才考虑为上人屋面,只考虑检修的屋面时为不上人屋面。

【boris119】:有凸出屋面的电梯机房时,楼梯一般也会上到屋面上,这时楼梯出屋面的目的就是为了电梯机房的检修,一般情况下,人是不会到屋面上去的;因而从这方面说,屋面可以认为是不上人的。但是,在楼梯间出屋面的局部要考虑上人,建筑应画出上人区域,结构根据上人区域确定活荷载。

【janway1981】:怎么区分上人和不上人屋面,如果有楼梯通向屋面那是不是上人屋面?有爬梯或上人孔那是不是上人屋面?

【xujie214】:有爬梯或者上人孔也不一定就是上人屋面,有些是为了方便让人上屋面检修设备或者其他设施而设置的爬梯或者上人孔,这样的屋面应该按不上人屋面计算。

【钢柱子】:上人屋面是人可以在上面活动,就像一个活动平台;不上人屋面只有在检修或维护时才上人的。

【花满楼】:能上人的屋面,顶层应设置栏杆之类的东西!而不上人屋面只有500~600mm高女儿墙。

❷ 有关《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)的几个问题。(id=99584,2005-06-17)

【hkj-2005】:《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)附录C中,提供了金工车间等楼面均布荷载。但板、次梁,主梁荷载均不同,为什么?是否需分开计算?

【wanyeqing2003】:活荷载随着承载面积的增大,楼面荷载就越接近平均值。相对较大的面积内的楼面荷载值一般会小一些。

所以规范中就有了活荷载折减系数,服务面积越大,折减系数越小。

在考虑次梁荷载时,应该比主梁和柱的要大一些。

❸ 屋面吊载。(id=92624,2005-04-23)

【寒星】:屋面吊挂荷载应该算恒载还是活载?有人说是恒载,也有人说是活载。

还有,计算檩条时吊载如何设置?是恒载,还是活载?

【hai】:如果计算檩条风吸力的下翼缘稳定,应视为活载,不考虑活载的有利作用。因为在吊挂荷载施工以前,檩条有可能受风吸力破坏。计算地震时应为恒载,因为计算荷载代表值时,恒载的系数是1.0,活载的系数是0.5。

❹ 计算处理

❶ 屋面悬挂荷载如何考虑?(id=8956,2002-05-14)


【sonny】:在超市和有通风要求的工业厂房设计中,屋面要考虑风管、空调机组、电缆桥架等的悬挂荷载;而设计院提供的数据往往达到 $100\text{kg}/\text{m}^2$ 。

请问这种结构如何考虑既安全又经济?

【songyun】:一般计算刚架时,按均布恒荷载考虑没问题,特别大的集中荷载则另当别论!

一般设计院提供的悬挂荷载偏大!

【tover125】:600kg/m²,是恒载考虑。我这里他们要求另加 0.3kN/m² 的活载!

 请教 STS 荷载取值的相关问题。(id=54480,2004-04-11)

【hzhzh】:STS 在输入均布恒载时按屋面做法考虑取值大小,均布活载是按雪荷载和屋面荷载取值的两者中取较大值吗?(在不考虑积灰荷载及其他不确定荷载的情况下)。

【long.yan】:《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)第 4.3.1 条,房屋建筑的屋面,其水平投影面上的屋面均布活荷载,应按表 2-2 采用。屋面均布活荷载,不应与雪荷载同时考虑。

屋面均布活荷载

表 2-2

项次	类别	标准值(kN/m ²)	组合值系数 ψ_c	频遇值系数 ψ_f	准永久值系数 ψ_q
1	不上人屋面	0.5	0.7	0.5	0
2	上人的屋面	2.0	0.7	0.5	0.4
3	屋顶花园	3.0	0.7	0.6	0.5


注:①不上人的屋面,当施工荷载较大时,应按实际情况采用;对不同结构应按有关设计规范的规定,将标准值作 0.2kN/m² 的增减。

②上人的屋面,当兼作其他用途时,应按相应楼面活荷载采用。

③对于因屋面排水不畅、堵塞等引起的积水荷载,应采用构造措施加以防止;必要时,应按积水的可能深度确定屋面活荷载。

④屋顶花园活荷载不包括花土石等材料自重。

【DYGANGJIEGOU】:门式刚架结构设计的主要依据为《钢结构设计规范》、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》和《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》。对于屋面结构,《钢结构设计规范》规定活荷载为 0.5kN/m²,但构件的荷载面积大于 60m² 的可做 0.2 的折减。门式刚架符合此条件,活荷载可取为 0.3kN/m²。国外这类房屋设计时,要考虑 0.15~0.5N/m² 的附加荷载。我国无此规定,现在有的框架梁太细、檩条太小,明显有克扣荷载现象,遇到大风或其他原因造成超载,很容易出现安全问题,因此屋面活荷载的取值绝不能再小,不能在有限的活荷载中挖潜。

 关于 STS 中活荷载输入的见解。(id=66202,2004-08-01)

【wzb98303】:在 STS 门式刚架建模中,关于活荷载取值问题,规范规定活荷载取 0.3kN/m² (受力面积大于 60m²),还有雪荷载为 0.4kN/m² (北京地区 50 年),当输入时我直接按 $0.4 \times 1.25 = 0.5$ (考虑不均匀分布系数),其他荷载不输入,但我见过有的人只是输入 0.3,我取的荷载是不是取的有些保守?

【老济南】:一般情况下 PKPM 的荷载输入,都是标准值,荷载系数由程序考虑。

【rochell】:我觉得你该输活荷载和雪荷载中较大值,荷载规范中它们是不同时进行组合的,轻钢规程里也指出取两者较大值,按 0.3kN/m² 考虑应该是有问题的。实际上,我个人认为如果屋面长时间积雪过多,0.4kN/m² 可能都小,当然这是个人看法。

【hjwu0508】:用 STS 建模时,荷载的取值是按标准值输入,但你的雪荷载为 0.4kN/m²,输入活荷载时,最好取 0.5kN/m²。

【allan】:规范规定的这一条是没有问题的,但是它有一个前提,就是只有一个活荷载时,



则没有雪荷载、积灰荷载,如果还有其他的活荷载,那就应该取大值,需认真考虑规范的精神。

【xiaoxiaoxiao】:规范规定的前提:只有一个可变荷载且受荷面积大于 60m^2 ,活载可取 $0.3\text{kN}/\text{m}^2$ 。(活荷载和雪荷载不可能同时作用在屋面上,只能算一个可变荷载。就楼主所说的情况,个人认为取雪荷载 $0.4\text{kN}/\text{m}^2$ 就可以了。)如果考虑积灰荷载的话,活荷载应该取大值 $0.5\text{kN}/\text{m}^2$,因为积灰荷载与活荷载可能同时作用,那就不是只有一个可变荷载作用在屋面上了。



人防荷载和轴压比。(id=19568,2002-12-13)

【maysea】:一个二级抗震的工程,有一人防地下室,计算框架柱轴压比时需计入人防荷载吗?

【FRANK. LIN】:不考虑。

【lxflxf】:轴压比是抗震设计的要求,人防设计规范中,荷载组合时没有地震荷载的组合项。况且人防荷载是瞬间作用的,别说是轴压比,就是配筋,在按照现行的钢筋混凝土构件配筋计算公式配筋时,混凝土和钢筋都要乘以大于 1 的提高系数,所以轴压比在计算人防荷载组合时是不考虑的。

【maysea】:谢谢上面两位的解疑,我想再问一下,轴压比是否也不考虑消防车的荷载?

【guolinch】:目前的计算程序,一般要把消防车的荷载当作活荷载或竖向荷载参与组合,所以计算轴压比时应考虑消防车的荷载。





三、风、雪荷载

整 理	steely(宋雪峰)
审 核	okok(袁鑫)

◆ 关于风荷载的概念

◆ 关于风荷载风振系数的确定问题。(id=137008,2006-06-10)

【jiang yu】:在《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)第 7.1.1 条中,对于垂直于建筑物表面上的风荷载标准值,给出了相应的计算公式。在公式中,对于风振系数的计算在规范中有如下说明:

7.4.1 条,对于基本自振周期 T_1 大于 0.25s 的工程结构,如房屋、屋盖及各种高耸结构,以及对于高度大于 30m 且高宽比大于 1.5 的高柔房屋,均应考虑风压脉动对结构发生顺风向风振的影响。风振计算应按随机振动理论进行,结构的自振周期应按结构动力学计算。

注:近似的基本自振周期 T_1 ,可按附录 E 计算。

在《建筑结构荷载规范》条文说明中,7.4.1 条,参考国外规范及我国抗风振工程设计和理论研究的实践情况,当结构基本自振周期 $T \geq 0.25s$ 时,以及高度超过 30m 且高宽比大于 1.5 的高柔房屋,由风引起的结构振动比较明显。而且随着结构自振周期的增长,风振也随着增强,因此在设计中应考虑风振的影响,而且在原则上还应考虑多个振型的影响;对于前几个频率比较密集的结构,例如桅杆、屋盖等结构,需要考虑的振型可多达 10 个及以上。对此都应按结构的随机振动理论进行计算。

对于 $T < 0.25s$ 的结构和高度小于 30m 或高宽比小于 1.5 的房屋,原则上也应考虑风振影响,但经计算表明,这类结构的风振一般不大,此时往往按构造要求进行设计,结构已有足够的刚度,因而一般不考虑风振影响也不至于会影响结构的抗风安全性。

我对《建筑结构荷载规范》条文说明 7.4.1 的理解是:

只要同时满足:①基本自振周期 T_1 大于 0.25s;②高度超过 30m;③高宽比大于 1.5 的工程结构等条件就需要考虑风振作用;而对于其他的情况,可以不考虑风振影响,风荷载的作用也不至于会影响结构的安全性。

另外,在附录 E 中,E.2 高层建筑:

E.2.1 一般情况

①钢结构

$$T_1 = (0.10 \sim 0.15)n \quad (\text{E.2.1.1});$$

②钢筋混凝土结构

$$T_1 = (0.05 \sim 0.10)n$$

(E. 2. 1. 2)

式中： n ——建筑层数。

最近做一工程，檐口标高 30.2m，还有 10t、25t 吊车（图纸前段时间有上传，见下面网址）。
http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=135193&h=1#590626

此结构计算模型肯定不能按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》来考虑。但是按荷载规范计算风振系数时，不知该怎么计算。

对于檐口高度为 30.2m，只有一层的工程，能否按照一般情况来考虑？如果按上式计算，那么我这个工程就不用考虑风振影响；要是不按上式计算，那又该怎么计算呢？

这个工程太高，又全是钢结构，起控制作用的主要是柱顶位移，风荷载系数的变化将对工程起到很大影响。

【xwl】：风振系数的含义：风的脉动将引起结构的振动，风脉动与结构振动的耦合（共振）造成风力的放大，这就是风振系数。风的脉动周期约 0.25s，只有当结构的第一振动周期大于 0.25s 时，才有共振现象发生，需要风力的放大系数。

因此，结构第一振动周期大于 0.25s 是判断风振系数的主要条件。

结构第一振动周期可由程序计算。

点评：《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)附录 E 中的有关条文仅适用于高层和高耸结构，不适合本话题中所指的单层建筑物。对于较为特殊的结构形式应当由结构动力学分析来确定，可用程序计算出结构的自振周期。

(2) 混凝土柱钢梁风荷载怎么输入？(id=58828,2004-05-20)

【008】：做一工程：按门式刚架建模，恒荷载为 0.15kN/m²，活荷载为 0.3kN/m²，雪压 0.4kN/m²，风荷载为 0.45kN/m²，檐口高为 6m，柱距为 6m，27m 跨共 3 跨。平面外计算长度为 3m，平面内为实际长度，柱为混凝土柱。输入风荷载选自动布置，PKPM 提示《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》无风荷载体型系数，需用户输入，设计中取为 0.6。计算后一榀梁重 4.7t，不知对不对。

【brd0068】：严格地说，混凝土柱钢梁结构应该不属于《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》约束下的结构了，在建模时按照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》则出现楼上所说情况。解决方法有以下两种：

- ①按照《钢结构设计规范》建模，风荷载自动布置；
- ②按照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》建模，风荷载参照荷载规范选取体型系数。

(3) 多跨厂房风压高度变化系数的相关问题。(id=116606,2005-11-24)

【红顶】：《建筑结构荷载规范》7.2.1 条：“对于平坦或稍有起伏的地形，风压高度变化系数应根据地面粗糙度类别按表 2-3 确定。地面粗糙度可分为 A、B、C、D 四类。”

感觉 STS 程序给出了风压高度变化系数的数值，是这样吗？

图 2-4 的调整系数是什么？一般怎么选取？

厂房 5 个 20m 跨，立柱高 10m，坡度 1:10，不知道各个立柱及屋面梁的风压高度变化系



数怎么选取？荷规中的风压高度变化系数 1.14 是厂房构件高度在 10~15m 之间的取值吗？

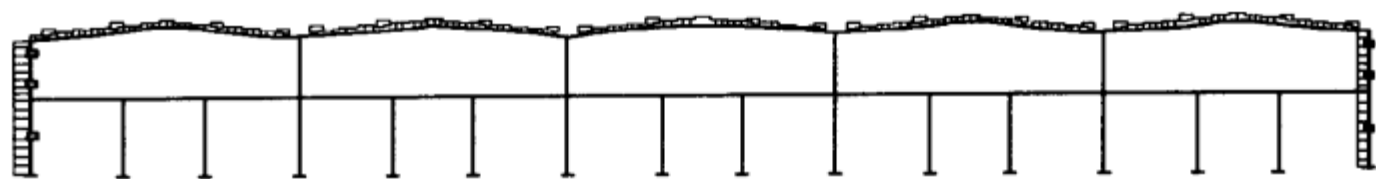


图 2-4

风压高度变化系数 μ

表 2-3

离地面或平面高度(m)	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.17	1.00	0.74	0.62
10	1.38	1.00	0.74	0.62
15	1.52	1.14	0.74	0.62
20	1.63	1.25	0.84	0.62
30	1.50	1.42	1.00	0.62
40	1.92	1.56	1.13	0.73
50	2.03	1.67	1.25	0.84

【DYGANGJIEGOU】:立柱的风压高度变化系数可取 1.0,屋面梁的风压高度变化系数可取 1.14。荷载规范中的风压高度变化系数 1.14 就是厂房构件高度在 10~15m 之间的取值。屋面梁高度是以屋脊处高度定这个系数的(按照最不利的情况)。风荷载调整系数是用来人工干预风荷载大小的一个系数。

我国风荷载由 30 年一遇的 10min 最大平均风速改为 50 年一遇后,为了与最大英里风速为单位的美国规范配套使用,需乘以平均换算 1.4。此外,美国规范在组合时,构件设计的允许应力可增大 1.33 倍。考虑到这两个因素的影响,引用 MBMA 的体型系数时,我国的基本风压需乘以综合调整系数 1.05(即 1.4/1.33)。

④ 有关多跨多屋脊门架设计规范选取的问题。(id=122891,2006-01-26)

【xiaotiantian】:①根据《门规》多跨多屋脊刚架应属门式刚架,在用 PKPM 进行刚架设计时,结构类型及设计规范选用门式刚架比较贴切。

②对于多坡多屋脊刚架在风荷载输入时,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》中无法查到风荷载体型系数。

请问结构类型及设计规范选用门式刚架,风荷载体型系数按荷载规范执行,是否可行?

【jianfeng】:根据 CECS 102:2002 附录 A 风荷载计算 A.0.1,当柱脚铰接且刚架的 $l/h < 2.3$ 和柱脚刚接且刚架的 $l/h < 3.0$ 时,采用《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)规定的风荷载体型系数进行刚架设计偏于安全。而在其他各种情况下,按《建筑结构荷载规范》计算所得的控制截面的弯矩较按 MBMA(本规程采用 MBMA)规定的体型系数规定所得的值低 0~60%,即严重不安全。

①我的理解是,在刚架超出以上范围时,应选用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》计算风荷载。

②对于超出以上范围的多跨多屋脊门架,在规程中无法查到相应的体型系数,如果按《建



筑结构荷载规范》计算风荷载,则所得的弯矩较低,严重不安全。该怎么办?

【allan】:①门刚规程风荷载体型系数适用于低矮轻屋面金属房屋(借鉴美国的 MBMA),与我国传统的荷载规范比较起来区别是两个极端的,就是柱与梁刚好相反;对于门刚规程里没有的多跨连续刚架,柱迎风面荷载规范为 0.8,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》为 0.25,相差 3.2 倍;柱背风面荷载规范为 0.4,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》为 0.55,相差 0.72 倍,考虑迎风面与背风面风荷载方向一致,把刚架作为一整体考虑,荷载规范与《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》相差 $3.2 \times 0.72 = 23$ 倍;对于梁,迎风面荷载规范为 0.6,门刚为 1,相差 0.6 倍;背风面荷载规范为 0.5(0.4),门刚为 0.65,相差 0.62 倍(与迎风面差不多)。

②从结构来看,柱体型系数的差别影响的是柱顶位移,梁体型系数的差别影响较大的是梁柱连接的弯矩,梁柱连接处作为互相约束的刚接连接,再加上两者风荷载作用方向对本身产生的弯矩的方向不一致,所以两者风荷载的差别是相互制约的;理论上从我国的规范来看,多跨连续刚架应该采用荷载规范的体型系数,因为荷载规范对此有成熟的参数,但是由于屋面梁体型系数的差别,以及轻屋面对风荷载的敏感性,不同的设计院以及审图中心对此也是看法不一的。

③单跨跨高比较大的多跨连续刚架采用荷载规范相比门刚小得多是可以理解的,因为屋面梁受荷长度比柱长,而且体型系数上的对比也正好是梁更强柱更弱。

④但是对一些大柱距高檐口的刚架,当风荷载比较大时,选用规范的不同对柱顶位移的差别是很大的,尤其是带吊车的对柱顶位移敏感的刚架;而对轻屋面的屋面梁,选用荷载规范似乎又有点偏不安全。

⑤对④点所说的情况,单一的选择一种规范似乎是不太合理的;所以有些人把两个规范综合起来,对柱采用荷载规范的体型系数;对屋面梁,迎风面的第一坡采用门刚的体型系数,剩下的背风面以及迎风面可采取荷载规范的体型系数,因为背风面的体型系数两者相差不大,而且第 2(3,4……)迎风面的体型系数的取值门刚并无参考。再者,对于多跨屋面,风荷载是逐渐减弱的,所以采用荷载规范的体型系数比较合理。

⑥还有屋面竖向荷载(恒、活)与风荷载方向不一致,竖向荷载的大小对风荷载引起结构反应的大小也有一定的影响。

⑦对门刚来说,体型系数还有端樘、中间樘的区别,而荷载规范没有,这也是一个大的区别。

⑧总结上面所说,对多跨连续刚架的分类有:a. 高跨比大(小);b. 有无吊车;c. 是否大柱距高檐口;d. 屋面竖向荷载与风荷载比较(大、小)。

对上面的所有情况,我个人觉得比较合理的方法是两个规范一起运用,尽管对其中某些情况会造成一点浪费;当然,对无吊车、非大柱距高檐口的情况,可以两个规范分别验算比较来取舍。尽管有些情况在目前的计算程序中实现起来比较烦琐,但我们还是应该严肃对待设计中相互矛盾的问题。

⑨ 开敞式门式刚架。(id=101077,2005-07-01)

【gxw_jz】:完全空旷,只有 2000mm 高的围护墙,为一菜场刚架。抗风柱在计算时要注意哪些问题?如果柱顶有 1m 左右的挂板,墙梁应该怎么计算?

【ashi】:刚架设计时要注意采用开敞式门式刚架的风荷载体型系数;抗风柱由于迎风面较小,因此截面可以做的节约些,而且不用承重;墙梁按低抗风荷载的简支梁计算就可以了。

【gxw_jz】:这个工程中,刚架、檩条、墙梁计算时的风荷载体型系数是用门规附录 A 中的半封闭的情况,还是用荷载规范中四面开敞或者两面开敞的情况的体型系数?

【lhwen9488】:①《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》第 56 页 A.0.2 小字部分注:对本条未作规定的建筑类型和体型,风荷载体型系数及相应的基本风压和阵风系数可按国家现行标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)的规定选用。这样你可按《建筑结构荷载规范》中的第 27 项四面开敞式取体型系数。

②这种屋面风荷吸力较大,屋面檩条在风吸力作用下可能产生下翼缘失稳,设计时应当注意!

【zweih】:我觉得这个工程刚架计算时,应采用荷载规范中四面开敞情况的体型系数,要注意该屋面对风有过敏反应,设计时要考虑 μ_s 值的变号;檩条、墙梁计算时的风荷载体型系数,采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》附录 A 中半封闭的情况考虑 $W_k = \mu_s \mu_z W_0$;如果完全开敞,只有屋顶,抗风柱可以取消,但屋盖尚应布置横向支撑和柱间支撑,要考虑纵向风对屋面所引起的水平力。

2 结构设计中的风荷载问题

(1) 格构柱重型厂房柱间双层支撑风荷载分配。(id=13622,2002-08-31)

【chenming】:在某些厂房中由于采用格构柱分吊车肢和屋架肢,柱间支撑也常分两片,在计算支撑时吊车纵向荷载,地震荷载全部由吊车肢支撑承受,而山墙传来的风荷载则由屋架肢支撑和吊车肢支撑按轴线距离分配纵向风荷载。我不太理解,这个轴线指的是哪个的轴线,这个距离又是指哪个距离,分配原则是什么?

【3d】:①山墙风载一般通过抗风柱传递到屋盖,然后传递到上柱头。因此,这里的轴线指的是上柱中心线。

②举个例子:假定屋盖肢的支撑距上柱中心(轴线)距离为 a ,吊车肢的支撑距上柱中心(轴线)距离为 b ,屋盖传来纵向风载为 F ,则屋盖肢支撑所分配的力为: $F_1 = F \times b / (a + b)$;吊车肢: $F_2 = F - F_1 = F \times a / (a + b)$ 。

(2) 砖墙围护还设抗风柱吗?(id=75172,2004-11-04)

【huifeng_888】:①如果围护是砖墙,山墙还设抗风柱吗?

②檩条可以放在砖墙上吗?

③支撑怎么设置?

④混凝土柱还用设柱间支撑吗?

【DYGANGJIEGOU】:分几种情况,要看围护情况及有没有吊车:

①如果建筑物立面做全封闭围护:不管立柱是混凝土柱还是钢柱+混凝土构造柱,山墙一侧不设置抗风柱都不大可行,抗风柱与撑、刚系杆一起组成稳定刚性体,传递纵向水平力(由风荷载、吊车引起);

②不管围护是否封闭,建筑物内设置吊车,也需要设置抗风柱,原因同①;

③如果建筑物为敞开式建筑且无吊车,建筑类似于棚子性质,我个人认为可不设抗风柱,门式刚架的抗风柱起承载山墙风荷载,仅有钢屋盖的建筑不存在这个问题,故可不设。



另外,柱间支撑是必须设置的,像这样的建筑物不同于混凝土框架结构,柱间支撑是结构受力传递到基础的一个重要构件。

【doubt】:砖墙也要设抗风柱,当然不一定是钢结构的。檩条放在砖墙上可行,但节点处理要注意檩条可滑动,不要让轻钢结构中大的变形影响砖墙。并按构造加设柱间支撑,因为无法保证门架一点侧向水平力都没有(风吹屋面板肋)，“瞬变体系”很危险。

【臭手】:山墙抗风有以下两种做法:

①山墙不太高时用抗风柱,柱顶铰接于屋面支撑系统的节点上。

②山墙较高时如果还用抗风柱,截面太大,不经济。通常设置抗风梁(或抗风桁架),抗风柱支撑于桁架节点,桁架支撑于纵向柱间支撑。



柱间支撑节点风荷载取值。(id=129613,2006-04-04)

【肖本】:有关柱间支撑的节点风荷载的例题中,体型系数为什么是 $0.8+0.5$? 我个人的理解应该是一面的体型系数。

【简单做人】:例子肯定是封闭体系,由荷载规范山墙的迎风面风荷载体型系数为 0.8,而背风面(另外一面山墙)风荷载体型系数为 0.5,整个结构的风荷载体型系数为 1.3。设计柱间支撑时,是将整个结构的风荷载作用均分给所有柱间支撑的。



二维建模时是否需要把女儿墙柱建在模型里面?(id=104442,2006-07-08)

【kitty_bin】:二维建模时是否需要把女儿墙柱建在模型里面? 按照实际情况建模的话,是否女儿墙柱变成一偏心接在框架柱外缘的悬臂柱?

【wanyeqing2003】:①可以在 STS 中把女儿墙的柱子建模布置上去。这段柱子的风荷载体型系数要考虑两面受风作用。这样处理比较真实。

②也可以做一些简化处理,不布置女儿墙部分小钢柱,而是将女儿墙的风荷载转化成集中水平力作用在柱顶。工程上也常这样处理。

③在进行结构计算时,女儿墙柱子可以不考虑竖向偏心问题,因为这里主要是水平风荷载的作用,竖向重力荷载比较小,可以忽略。



风荷载作用下的钢雨篷。(id=99511,2005-06-17)

【我思故我在】:做雨篷时,由于负风压的作用,感觉雨篷的拉杆很容易变成压杆。这样一来原先准备做拉杆的截面由于长细比的要求可能截面大幅增加! 如何考虑这个问题?

【pingp2000】:首先,通过荷载组合可计算出杆有没有可能承受压力。对有可能承受压力的杆,可通过限制其长细比 <250 来考虑压力的影响。

【woodmen】:作用于雨篷上的荷载主要有恒荷载、活荷载和风荷载。没有风荷载时,是拉杆。但是在有风荷载作用时,有的雨篷就会出现拉杆变压杆的情况,这时应按压杆来计算该压杆的强度、刚度和稳定性。

【gdadi】:在风压大于 0.4kPa 的地区,雨篷的自重就不能抵抗风的负压作用,尤其在沿海地区,负风压多数情况下会比自重大一倍。注:风荷载体型系数为 -2.0 。

【my-architect】:雨篷设计时,应至少考虑两种工况:

①正风压时:体型系数可取 0.6(专家建议),荷载组合: $S=G+W+0.7S$ (其他)。

②负风压时:体型系数取 2.0(规范),荷载组合: $S=G+W$ 。

【allan】:对于将悬挑过大的雨篷做在门钢结构上,很多人可能会忽视一个很重要的问题,就是梁端部(如果悬挑更大,或者在中间部位)是否应该加一道刚性系杆的问题(檩条端部好像连隅撑都没有,有点担心)。大家考虑一下,悬挑雨篷梁平面外是一个什么样的情况,仅靠檩条和隅撑是否能保证?这个问题和屋面梁一样。曾经有一个工程的深刻教训一直在提醒我:有一类似的雨篷,上面是玻璃顶。悬挑 8.5m,柱距 8.5m,根部刚接,设有檩条、隅撑、柔性支撑,端部开始没加刚性系杆,工人上去施工时明显感觉到左右晃动,在下面看到的摆幅也很明显,我提醒要加,当时的总工说没有问题,一直以来都不用的,后来在安装玻璃的过程中,由于有人走动,导致钢梁晃动,好几块玻璃直接从龙骨上滑下,砸伤了下面的两个工人,于是马上在端部补充一道刚性系杆。可见这个问题不能忽视。

【DYGANGJIEGOU】:这种雨篷梁形式端部增加系杆对这种悬挑结构来说,仅仅是为了增加雨篷配重,平衡一下风吸力的影响,但当负风数值(风荷载和受力面积)不是很大,相反的会增加悬臂梁端部的集中荷载。既浪费材料又使结构不安全,雨篷梁上面如果没有拉杆的话,还是不要在端部设置系杆为妙。端部如此布置系杆起不到将纵向力传至柱顶(根部)和柱间支撑的作用。记得轻钢结构的系杆有这么一个原则:“单跨房屋边柱柱顶和屋脊应沿房屋全长设置刚性系杆”,悬臂端应该不属于屋脊吧?我倒认为这种结构在悬臂梁的根部设置通长系杆更为妥当。

至于安装过程造成雨篷梁摇晃,我想这不是不设系杆造成的问题,雨篷梁根部刚接,有隅撑、檩条作为平面外支撑(端部隅撑设置上吧?)应该没有什么问题,在安装工况下晃动我感觉是正常的,试想门式刚架在安装中还要求做揽风绳和其他帮衬结构呢,安装完成这些揽风绳等帮衬物的历史使命随即结束,也就是说:它们也就是临时帮帮忙,从这个角度看雨篷梁安装时也可以考虑帮衬物啊,省点材料吧,在强柱弱梁结构之梁构件中,不是靠一根系杆打天下的,没有它,天下照样存在。

【doubt】:不知楼上怎么想的,有无系杆既不是为了了一些次要因素(如增加配重),也不是为了套规范上的说词。这种悬挑雨篷上吸力远大于自身重力,加斜拉杆不是为了“拉”,而是“撑”,大家都会按受压杆件计算长细比。安装时雨篷梁摇晃确实是安装时需要斜拉,但是否加系杆与安装没关系,如果不是每根梁间均有斜拉撑,那就必须加系杆传递侧面水平力(不一定是风载)至斜拉撑,形成整体稳定的结构,因为我们的 H 钢梁弱轴方向不是刚接的。

【法师】:①刚性系杆是必须有的,否则柔性支撑就失去了意义,无法形成平面外的整体稳定体。但在这里用端部的檩条代替,是可以的。(不同意 DYGANGJIEGOU 兄的“仅仅是为了增加雨篷配重”的说法。)

②轻钢结构系统里,隅撑、檩条能当作钢梁的平面外支撑,最先决的条件就是必须有彩板与檩条连接,否则是不能算作钢梁的平面外支撑点的。所以在屋面采用玻璃时,隅撑檩条是否还能起到这种作用,需仔细考虑。

③安装过程中的摇晃,同意东营兄的说法。别说是刚架了,在装完檩条以后,檩条在微风的作用下扭转晃动,弄得甲方总认为是偷工减料了,非得安慰他“墙板装上就好了”。

④这个雨篷甲方开始也非要加拉杆,但我们没按他们的要求做。拉杆的作用不大,风荷载体型系数取-2,风荷载值为 $0.45 \times 2 = 0.9$,超过自重加活载了,吸力起控制作用,拉杆就为摆

设。直接悬挑完全可行,而且免去做拉(撑)杆时需雨篷屋面板和墙面板上开洞防水,还可以少画节点图。

【DYGANJIEGOU】:①回 doubt 兄的“这种悬挑雨篷上吸力远大于自身重力”,这也要看风荷载标准值的大小吧?悬挑结构对于风荷载比较敏感,雨篷荷载组合:自重+地震力(正值)+雪荷载-风载(负值)的绝对值。但不能一看到这种结构就想当然地认为风吸力就大于自重。看法师兄的工程雨篷基本纵向通长,看来应该满足一下荷载规范定义的突出构件的范畴,体型系数(-2)绝对值大于独立的雨篷(-1.3)。但我若不通过计算是不敢说这种悬挑雨篷上吸力远大于自身重力的。

②我认为如果雨篷梁根部节点为铰接,应该设置雨篷梁上拉(撑)杆。

③我只是想说在风吸力小于自重的前提下,雨篷梁最好不在端部设置刚性系杆,这个系杆可以向里靠靠的。在雨篷梁悬挑长度较长的情况下,我赞成看法师兄的形成平面外整体稳定体的观点。

④遇到这种情况(吸力大于自重),我一般会把端部檩条做成双檩条或者把圆管系杆放到距离雨篷梁端部 1/3 处,再配合剪刀撑。

【allan】:①增加雨篷配重又何必用空心的圆管呢?既没有重量,又占体积。此处加刚性系杆最主要的目的是平衡梁端部平面外的稳定。请参考看法师兄的②。还有,看看混凝土悬挑阳台或者雨篷的做法,为什么阳台挑梁端部要设封口梁?又为什么不在挑梁中部设置?混凝土结构中阳台挑梁根部一般有通长的圈梁或者框架梁。当然,如果楼板和挑梁一起现浇的话,考虑现浇楼板的整体性对挑梁的侧向约束作用,有些设计师对悬挑不大的挑梁会考虑不设封口梁。只要他自己觉得可靠安全,还有能通过审图就行。这完全是概念设计的问题。

②雨篷梁只有根部与柱子连接,不管你是否布置系杆,荷载都不会凭空消失,最终都是通过根部传给柱子,再由柱子通过纵向系统传到基础。

③对悬挑结构,隅撑、檩条能否作为梁平面外支撑的问题,也值得琢磨。在自重和风荷载的作用下,梁承受两个相反方向力的作用,这又回到了柱子平面外稳定是否可以靠隅撑+檩条来保证的问题上,门钢边柱平面外受力模型几乎和这样的雨篷挑梁是一样的,那这样,是否可以取消边柱柱顶的通长系杆,而用隅撑+檩条来代替呢?不会很放心吧!这样的问题,众说不一,规范并无强制要求,完全靠个人理解+概念设计。像雨篷挑梁端部,平面内外均无可支撑的地方,在满足强度的情况下,更应该通过完整的支撑体系来维持整体稳定。系杆虽然属于围护结构次结构,但是在保持结构整体稳定中起着非常重要的作用。

④根部刚接的雨篷挑梁,计算时不考虑拉杆(压杆)作用,但是加上了会让人觉得踏实。也许就只有这样的心理作用而已,就像混凝土结构,梁底出现裂缝,理论上可以继续使用,但是人晚上睡觉的时候做梦都会怕屋顶会突然塌下来。

❖ 雪荷载问题

❖ 门式刚架雪荷载。(id=57878,2004-05-13)

【nan. zhang】:一直在南方,没接触过雪荷载;现一个工程需加雪荷载,可利用 PKPM-STS 计算时没有雪荷载这一项,我该如何加呢?

【我是新秀】:CECS 102:2002 中的 3.2.5 条,荷载效应组合应符合下列原则:

- ①屋面均布活荷载不与雪荷载同时考虑,应取两者中的较大值;
- ②积灰荷载与雪荷载或屋面均布活荷载中的较大值同时考虑;
- ③施工或检修集中荷载不与屋面材料或檩条自重以外的其他荷载同时考虑;
- ④多台吊车的组合应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)的规定;
- ⑤风荷载不与地震作用同时考虑。



檩条设计应考虑积雪不均匀分布。(id=89521,2005-04-01)

【hxb1234】:檩条设计应考虑积雪不均匀分布情况,故取雪荷载为 $0.35\text{kN/m}^2 \times 1.4$ (不均匀分布系数),所以标准值应该是取 0.5kN/m^2 。

【pingp2000】:①关于是否考虑雪荷载不均匀分布,见荷载规范有关雪荷载一章。

②檩条的计算活荷载不得少于 0.5kN/m^2 ,当雪荷载大于 0.5kN/m^2 时,取雪荷载值计算。

【huyuan】:活荷载与雪荷载不同时考虑而是取两者中的大值。我想应该是考虑到在下雪时屋面上不会有很多人吧?

【思辨】:活载的本质就是施工荷载或是可能情况下人的活动(对于不上人的屋面,一般为屋面检修),很明显在计算轻型门式刚架时,考虑的荷载面积越大,平均的荷载值应该越小。因此规定轻型门式刚架的活荷载可以取 0.3kPa 。当计算檩条时,很明显,人员有比较集中的可能,因此规定活荷载取 0.5kPa 。这是经验数据的总结,当然,仅对轻钢结构有效。

【钢】:我觉得这个问题没什么好讨论的,规范是黑体的。一般轻钢屋面不上人,活荷载就是雪荷载,一般取 0.3 。但是,计算时如果过于追求节省钢材,把所有的系数都取极限就不行了。有的人把自重放大系数和钢材毛截面系数都取 1 ,然后应力也达到 1.0 ,梁的挠度也不考虑,这样就比较危险了。省钢材应该从合理调配钢材的受力性能来考虑,而不是从单纯的把荷载取小的方面来考虑。

【winterdragon】:规范上很清楚,雪荷载和活荷载不同时考虑。

四、吊车荷载

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

1 吊车荷载计算

知道吊车的最大轮压如何计算最小轮压? (id=18116,2002-11-19)

【zhsg_2001】: 比如, $Q_{max} = 68kN$ 。

【luoqiyaoyao】: $P_{min} = (\text{吊车总重} + \text{起重量} - P_{max} \cdot n) / n$

式中: n ——吊车一侧的轮数。

【李国建】: $P_{min} = (\text{起重机总重} - \text{小车重}) / 4$ 的观点是正确的, 因为只有这样 P_{min} 才最小。

$P_{max} = P_{min} + (\text{小车重} + \text{额定起重量}) / 2$ ——应用于全部大车轮数为 4 个的桥吊。

【zhsg_2001】: 请问算 P_{min} 时为什么要减去小车的重量, 难道它的重量不是由两侧的轮子承担吗?

此外 P_{max} 、 P_{min} 的计算是针对一侧的每一个轮子, 还是一侧的所有轮子!

【李国建】: 因为小车停在了另一端。为了简化计算, 所以这一端要减去小车的重量。

【sepcol23】: 首先要搞清什么是最大轮压, 什么是最小轮压的概念。

对于桥式起重机, 当起重机小车运行到一侧的极限位置时(吊额定起升载荷), 靠近小车侧的最大轮压就是 P_{max} ; 去掉起升载荷后远离小车侧的大车轮压就是 P_{min} 。

桥式起重机的最大轮压和最小轮压是起重机设计者提供的, 也就是说, 由起重机设计者计算出来的。索性把一台双梁桥式起重机的轮压计算过程给大家贴出来。

①已知

起重量	$Q_{起} = 20t$
跨度	$L = 22.5m$
大车车轮数	4 个
起重机总重(包括小车)	$G_{总} = 32.5t$
小车重	$G_{小车} = 7.5t$
吊具重	0.5t
吊钩中心线到端梁中心线的最小距离	$L_1 = 1.5m$ (大钩极限位置)

②计算过程

a. 大车最大轮压(满载)

$$P_{\text{满max}} = (32500 - 7500) / 4 + (20000 + 500 + 7500) \times (22.5 - 1.5) / 2 \times 22.5 = 19317 \text{kg}$$

b. 大车最小轮压(满载)

$$P_{\text{满min}} = (32500 - 7500) / 4 + (20000 + 500 + 7500) \times 1.5 / 2 \times 22.5 = 7183 \text{kg}$$

c. 大车最大轮压(空载)

$$P_{\text{空max}} = (32500 - 7500) / 4 + (500 + 7500) \times (22.5 - 1.5) / 2 \times 22.5 = 9983 \text{kg}$$

d. 大车最小轮压(空载)

$$P_{\text{空min}} = (32500 - 7500) / 4 + (500 + 7500) \times 1.5 / 2 \times 22.5 = 6517 \text{kg}$$

所以最大轮压 $P_{\text{max}} = 19317$, 最小轮压 $P_{\text{min}} = 6517 \text{kg}$

【steely】: 我有几个概念问题, 请教。

①起重机总重包含些什么, 含小车重吗? 不含被吊物件重吗?

②“起重量”、“最大、小轮压”指的是标准值还是设计值?

③厂家吊车资料中的最大轮压是指一侧所有车轮的总压, 还是单轮压力?

④厂家资料中最小轮压是指满载时, 还是空载时?

⑤电动单梁起重机的吊钩到轨顶的距离一般是多少? (比如 5t)

⑥吊车外型尺寸在横向, 越过轨道中心线多少?

⑦厂家资料中为何缺少大电动机的功率、功率因数、电机效率、启动电流等参数? 只提供了小电动机的功率。

【sepcol2】: ①起重机总重包含小车重, 不含被吊物件重。

②“起重量”是国家标准, “最大、小轮压”由起重机设计者提供。

③单个车轮。

④空载, 如上帖解释。

⑤不一定, 轨顶标高由厂房设计者定, 吊钩的最大起吊高度由用户定。但轨顶标高一般大于起吊高度, 但不多。

⑥你指的是厂房的还是吊车主梁的横向? 这些尺寸在吊车的产品样本中都应该有。但是吊车的设计应遵守《通用桥式起重机界限尺寸》(GB/T 7592—1987)的规定。

⑦厂家有的提供大、小电机的型号, 有的不提供, 你可以索取。功率因数、电机效率、启动电流等参数可以根据电机型号查有关资料。

⑧具体资料可参考有关资料, 或直接向厂家索取。另外, 可利用上网搜索, 如登陆南京起重机械总厂网站或中国起重网。

④ 请教各种吊车的刹车轮数目。(id=143501, 2006-08-16)

【lyw371】: 在计算柱间支撑时, 需要用到吊车的刹车轮数目。比如, 单梁梁式、单梁桥式、双梁桥式, 以及不同吨位等各种吊车的刹车轮数目。

【xwl】: 柱间支撑为抗侧力构件, 需计算吊车纵向水平力。吊车纵向荷载标准值的计算, 见《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)5.1.2条: 吊车纵向和横向水平荷载, 应按下列规定采用:

吊车纵向水平荷载标准值,应按作用在一边轨道上所有刹车轮的最大轮压之和的 10% 采用;该项荷载的作用点位于刹车轮与轨道的接触点,其方向与轨道方向一致。

综上所述:与吊车的刹车轮数目无关。

【hai】:我认为吊车横向水平荷载的大小和吊车的刹车轮数目没有关系,纵向水平荷载的大小和吊车的刹车轮数目有关系。根据《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)5.1.2.1 条,一边的纵向水平荷载的大小为吊车一边的刹车轮轮压之和的 1/10,可见一样的吊车,如果一边的车轮有两个安装刹车和一边的车轮有一个安装刹车,两个吊车的纵向水平荷载是两倍的关系。根据 5.1.2.2 条,吊车横向水平荷载的大小只与小车重量及额定起重量有关系,与轮子没有关系,和刹车轮数目更没有关系了。

【lyw371】:比如布置一台 75t 双梁桥式吊车,中级工作制,跨度 22.5m,最大轮压为 309kN,现在计算作用在一边轨道上所有刹车轮的最大轮压之和的 10%,该怎么计算?

【xwl】:根据牛顿定律

$$F = M \cdot a$$

式中: M ——最大轮压边的刹车轮承受的吊车质量,也就是此边所有车轮最大轮压之和;

a ——吊车启动及减速的加速度,一般 $a \leq 0.1 \text{m/s}^2$ 。

【lyw371】:对于上面的例子,参照《钢结构设计手册》第 540 页的例题,按照荷载规范,75t 吊车作用在一侧轨道上的所有刹车轮数目假定为 2 个,单个轮的最大轮压为 309kN,则吊车纵向水平荷载标准值为

$$T = 0.1 \times 2 \times 309 = 61.8 \text{kN}$$

对于《钢结构设计手册》第 540 页的例题,作者说的是每台吊车有 2 个刹车轮,我理解作者的真正意图是否为每台吊车在一侧轨道上有 2 个刹车轮?因为只有这样才与其计算式吻合。

【xwl】:《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)的条文说明:“规范的计算公式比理论值低,但实际应用没出现问题,于是沿用此公式。”

求助吊车荷载输入数据。(id=43726,2003-11-28)

【hjf869】:在 PKPM 的 STS 计算程序的吊车荷载数据这一栏目中:

- ①最大轮压产生的吊车竖向荷载;
- ②最小轮压产生的吊车竖向荷载;
- ③吊车横向水平荷载;
- ④吊车桥架重量;
- ⑤吊车竖向荷载与左节点的偏心距;
- ⑥吊车竖向荷载与右节点的偏心距;
- ⑦吊车横向水平荷载与节点的垂直距离。

以上各栏,若是 5t 和 15t 的吊车,该怎么填?

【老济南】:前两项需据产品样本,经计算求出,如何计算教科书上有。

③与吊钩的类型和吨位有关,是一个百分数,据规范确定。④由样本查出。⑤、⑥如果执行厂房模数的话,是常数。⑦与吊车梁的高度和轨道类型有关。



【xlsong】:①厂家提供的最大轮压荷载为单个轮子的最大压力标准值,一般吊车为桥式,一侧有两个轮子,但 PKPK-STS 吊车数据中绝不是输入 $2 \times$ 最大轮压;关于吊车影响线计算(实际上就是简支梁原理)过程你可查阅 STS 手册或相关结构设计手册。

②新版的 STS 可以通过程序自动导入,你也可手算复核一下。如果你用旧版 STS,你也可手算输入或在计算吊车梁时查出吊车梁支座处反力并将其输入 STS。

【xiaoxiaoxiao】:个人理解:先计算吊车梁,再计算结构。

已确定吊车厂家的,按厂家的数据计算吊车梁;没有定厂家的,新 STS 里可直接导入数据计算。在输出的文件后有:“最大轮压产生的吊车竖向荷载”、“最小轮压产生的吊车竖向荷载”、“吊车横向水平荷载”、“吊车桥架重量”。

计算结构输入吊车荷载时,导入此四项数据。“吊车竖向荷载与左节点的偏心距”、“吊车竖向荷载与右节点的偏心距”为吊车梁中心线到柱中心线的距离;“吊车横向水平荷载与节点的垂直距离”为牛腿面到轨道顶的距离。另外在牛腿处需增加因行车梁轨道等自重产生的一个恒载值。

STS 数据库的吊车数据好像都是桥式吊车的,没有梁式吊车。若是手动或电动的梁式吊车采用此数据算出来的可能偏大。

【jianfeng】:最大轮压产生的吊车竖向荷载、最小轮压产生的吊车竖向荷载、吊车横向水平荷载、吊车桥架重量,较新版本的 PKPM 能直接导入,也可从吊车梁计算书中查找。

以下几项可从正规厂家样本中查取:吊车竖向荷载与左节点的偏心距、吊车竖向荷载与右节点的偏心距、吊车横向水平荷载与节点的垂直距离。

【DYGANGJIEGOU】:①吊车梁的竖向荷载标准值应采用吊车最大轮压或最小轮压计算而来。

②吊车的横向水平荷载由小车横行引起,其标准值应取横行小车重量与额定起重量之和的下列百分数,并乘以重力加速度。横向水平荷载应等分于桥架的两端,分别由轨道上的车轮平均传至轨道,其方向与轨道垂直,并考虑正反两个方向的刹车情况。

另:个人觉得吊车荷载设计还有一个注意点,就是吊车荷载的叠加问题。每跨是 2 台吊车,有 2 跨共四台。考虑竖向荷载不多于 4 台,水平不多于 2 台。因为这一点在设计中我曾经忽略过,提出来让大家也注意一下,不要多算或少算了。

吊车荷载值如何确定? (id=130088,2006-04-07)

【leon543】:PKPM 中对于吊车荷载值的输入我一直比较困惑,最大轮压产生的吊车竖向荷载和最小轮压产生的吊车竖向荷载如何确定?是否为牛腿上的反力值?吊车横向荷载取为最大轮压的 $1/10$ 是否合理?

【wanyeqing2003】:①吊车轮压(包括最大轮压和最小轮压)的数据在一般的设计手册上可以查到,设计时最好根据业主选用的吊车规格,由制造厂商提供。因为不同厂家的吊车参数会有一些差别。

②轮压是指吊车的大车车轮作用在轨道上的竖向荷载,与牛腿上的反力在概念和数值上都有很大的不同。牛腿上的反力是由吊车轮压根据影响线计算出来的。

③吊车的水平刹车力应该分为两个方向,一个是纵向的水平刹车力,是大车沿厂房纵向运动时,由大车制动轮产生的,所以应该按最大轮压的 10% 计算;还有一个就是横向的水平刹车力,是小车沿跨度方向运动时,小车车轮制动而产生的,此时应该按照吊重的 10% 左右计算(这里指的是软钩吊车的计算方法);而硬钩的则为 20%。

【kiki1842】:最大轮压产生的吊车竖向荷载和最小轮压产生的吊车竖向荷载就是牛腿上的反力值,简单地说,计算带吊车的刚架,先计算吊车梁,在吊车梁的计算书里有: R_{\max} ——吊车最大轮压传至柱牛腿的反力; R_{\min} ——吊车最小轮压传至柱牛腿的反力; T_{\max} ——吊车横向荷载传至两侧柱上的总水平力; W_t ——最大的一台吊车桥架重量。只要一一对应填入就好。

还有一种方法,在输入吊车荷载时,图 2-5 有一个导入吊车荷载的选项,输入吊车资料时也是一样的。

—— 吊车轮压传至柱牛腿的反力计算 —— (结果为标准值,单位 kN,用于计算排架)				
RMAX:吊车最大轮压传至柱牛腿的反力				
TMAX:吊车最小轮压传至柱牛腿的反力				
TMAX:吊车横向荷载传至两侧柱上的总水平力				
WT :最大的一台吊车桥架重量				
Wt=吊车总重-额定起重量(硬钩吊车-0.7×额定起重量)				
MM1:产生最大反力时压在支座上的轮子的序号				
RMAX	RMIN	TMAX	WT	MM1
219.568	59.354	15.745	229.288	1

图 2-5

2 多台吊车的组合问题

(1) 多跨钢排架中每一跨吊车荷载只考虑两台吗? (id=15867,2002-10-12)

【eastredwang】:一厂房:36m、24m、15m 跨度,最大柱距 18m,抽柱。在 36m 跨内有 4 台 20t 吊车,15m 跨内有一台 20t 吊车,在计算排架吊车荷载时,36m 考虑 3 台吊车组合,因为最大 18m 抽柱,3 台吊车 18m 吊车梁上放 2 台,另一侧放 1 台,这种情况完全有可能,再加上 15m 跨的一台吊车,完全符合荷载规范中“多跨单层排架中最多只考虑 4 台吊车”的规定,可是我的同事却说多跨排架每跨只考虑 2 台就够了,并说荷载规范中“单跨排架最多只按 2 台考虑”对多跨的每一跨也适用。

请问:多跨钢排架中每一跨的吊车荷载最多只能考虑 2 台的荷载进行组合吗?像我这种情况左侧 18m 抽柱、右侧 12m 抽柱,那么这一跨中左边上 2 台、右边上 1 台也是完全有可能的,一定只能按 2 台考虑吗?

【贡献】:请查阅《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)中吊车荷载及条文说明。

【wendw】:计算排架考虑多台吊车的竖向荷载时,对于一层吊车单跨厂房的每个排架,参与组合的吊车不宜多于 2 台;对于一层吊车多跨厂房的每个排架,参与组合的吊车不宜多于 4 台。

计算排架考虑多台吊车的水平荷载时,对于单跨或多跨厂房的每个排架,参与组合的吊车不宜多于 2 台。

注:情况特殊时,应按实际情况考虑。新《建筑结构荷载规范》有明确规定。

【laozh】:在本人参与过的单层工业厂房的吊车荷载调查中,双机担吊是一个几率不高的组合,双机以上工艺上因安全性也不考虑。水平刹车力二跨在同一间对同一向满荷刹车也是几率不高的组合。规范的规定已很安全了。但你的问题有点特殊,柱轴距达 18m,对吊车梁按影响线计算时起码要考虑三台,但对柱子按二跨各二台也够了。该吊车梁水平刹车力的抗侧计算会很难满足。

【eastredwang】:谢谢楼上各位,我的处理方法是:竖向轴力按 3 台考虑(12m+18m 抽柱),水平刹车力按 2 台考虑,对 18m 吊车梁在图纸上注明不允许 3 台同时行驶,大家觉得妥当吗?至少是安全的,现在我的疑问是:这种问题很常见,各位没碰到过吗?到底多跨厂房中的一跨上可不可以作用 3 台吊车的组合,我再在另一跨上组合 1 台(因为另一跨确实只有 1 台),这也符合多跨厂房只考虑 4 台的规定呀?各位有没有权威的说法呢?

【27182818284】:请注意条文说明,同一跨内只考虑 2 台吊车而不考虑 3 台吊车是观测得出的,实际上不是很严密,它不能说明出现 3 台吊车的概率小到什么程度,1 年 1 遇,5 年 1 遇,还是 50 年 1 遇。尤其是 eastredwang 兄的吊车梁跨度达 18m,情况特殊,所以应该启用规范第 5.2.1 条的注解“当情况特殊时,应按实际情况考虑。”

我的意思是: eastredwang 的设计思想是正确的。

【无需冷藏】:不同意 eastredwang 兄的处理方法。

从 eastredwang 兄的帖子中没有看出具有说服力的证据来证明一跨有 3 台吊车工作的可能性,所叙述的理由只有一个:有一个 18m 柱距可以放下 3 台吊车,实际上这种情况很多,从未考虑 3 台作用。laozh 兄参加过调查,规范的规定是有根据的,原因我猜可能是 3 台吊车同时工作时,生产无法调度,比如要把设备从甲地吊到乙地是一台效率高,或者从甲地吊到左右两边是二台效率高。

【eastredwang】:谢谢楼上各位老兄的意见,关键是无需冷藏兄,规范中只是要求多跨只考虑 4 台,而没有明文规定多跨中每跨只考虑 2 台,而且条文下面的注中说“情况特殊时,应按实际情况考虑。”我想对于我这个工程“左侧 18m 抽柱,右侧 12m 抽柱”的情况应该够特殊了吧?我左侧 18m 上 2 台,右侧 6m 或 12m 上 1 台,另一跨再上 1 台也是符合少于 4 台的规定。

不过,今天我们审图人员定成按 2 台计算,他的理由是单跨考虑 2 台,多跨每跨也应该考虑 2 台,但这两条条文字不是连续的!我有些担心,各位能不能帮个忙,有没有高人认识荷载规范编制组的老师们,请教一下规范条文的正确意思,就是多跨考虑 4 台是否每跨只考虑 2 台,特殊情况是指什么情况呢?我想这样对大家也是有好处的!

【laozh】:你可向工艺人员了解一下,有无三台吊车的最大轮压传向一柱的工况,吊车的工作工艺一般不可作此类安排,把这类极少出现的情况作为主要的控制荷载是不太合理。结构工程师不是要设计的牢而是要合理、经济。

(2) 关于双层吊车组合时空车轮压产生的竖向荷载。 (id=140342,2006-07-15)

【onetwobegin】:STS 里的吊车荷载中有一项考虑双层吊车的组合荷载选项。当我选择时

就需要输入空车时,最大轮压竖向荷载和最小轮压竖向荷载如何计算。下面是空载时大小轮压的计算公式:

①已知

起重量

$$Q_{起} = 20t$$

跨度

$$L = 22.5m$$

大车车轮数

4个

起重机总重(包括小车)

$$G_{总} = 32.5t$$

小车重

$$G_{小车} = 7.5t$$

吊具重

$$0.5t$$

吊钩中心线到端梁中心线的最小距离

$$L_1 = 1.5m(\text{大钩极限位置})$$

②计算过程

a. 大车最大轮压(满载)

$$P_{满max} = (32500 - 7500) / 4 + (20000 + 500 + 7500) \times (22.5 - 1.5) / 2 \times 22.5 = 19317kg$$

b. 大车最小轮压(满载)

$$P_{满min} = (32500 - 7500) / 4 + (20000 + 500 + 7500) \times 1.5 / 2 \times 22.5 = 7183kg$$

c. 大车最大轮压(空载)

$$P_{空max} = (32500 - 7500) / 4 + (500 + 7500) \times (22.5 - 1.5) / 2 \times 22.5 = 9983kg$$

d. 大车最小轮压(空载)

$$P_{空min} = (32500 - 7500) / 4 + (500 + 7500) \times 1.5 / 2 \times 22.5 = 6517kg$$

所以最大轮压 $P_{max} = 19317kg$, 最小轮压 $P_{min} = 6517kg$

【xwl】:大车最大轮压(空载)

$$P_{空max} = [(32500 - 7500) + (500 + 7500) \times (22.5 - 1.5) / 22.5] \times \frac{1}{4}$$

大车最小轮压(空载)

$$P_{空min} = [(32500 - 7500) + (500 + 7500) \times 1.5 / 22.5] \times \frac{1}{4}$$

关于吊车工作制

关于吊车工作制对结构的影响。(id=87686,2005-03-17)

【阿诗玛】:某机械厂冶铸厂房,上层两台 300t 吊车,甲方刚开始提出按 A5 级设计,但后来要求改为 A7 级,这样就从中级工作制改到重级工作制。新规范对重级工作制吊车梁的计算要求考虑卡轨力,这样吊车梁截面就要变大,用钢量就上去了,甲方投资有限,所以决定吊车按 A7 级设计,结构按 A5 级设计(规范条文说明里规定结构设计中可以按照实际情况改变工作级别),不知这样的做法会带来什么问题吗? 请各位给予建议。还有我个人认为规范要求的卡轨力好像偏大,不知哪位对此有较深研究?

【pingp2000】:我个人认为:

①既然业主想要把吊车改为 A7 级即重级工作制吊车,那就不排除将来把它当做重级工



作制吊车使用。

②中级吊车和重级吊车的最大轮压一般是不同的(重级的大些,但也存在最大轮压一样的情况),它们的动力系数也不一样,重级吊车的横向水平荷载还需要乘一个荷载增大系数。所以,中级吊车和重级吊车传给刚架的荷载是不一样的(要不为什么要区分中级、重级?),我没做过重级吊车的,但我认为你的做法是不可取的。该怎么做就应该怎么做,按规范来。

【allan】:①新规范对吊车工作级别重新分类:A1~A3为轻级;A4~A5为中级;A6~A8为重级;A8为特重级。

②吊车工作级别是按吊车利用等级也就是吊车在设计使用期期间的工作循环次数和吊车载荷谱系数综合划分的。

③不同的工作制的验算内容以及各项要求是不一样的,吊车本身是不分工作制级别的,既然使用上改为A7了,那么结构就要按A7重级工作制的要求来设计,不应该按A5来设计,特别是如此大吨位的吊车,更应该谨慎。

④新规范对重级工作制吊车提出的卡轨力公式,在后面的规范条文里有对此公式的说明,应该是结合了实际情况的。

【阿诗玛】:对于这个问题,我也是查了许多相关的规范和资料,也和楼上几位的看法一样,但是现在和甲方及吊车厂家讨论过以后,统一了看法。由于吊车工作级别是按吊车整个寿命期内利用等级和吊车载荷谱系数来划分的,我们对车间的生产情况进行了调查后,按照起重机设计规范的规定,发现其实吊车的满载率在整个寿命期内较小,所以定为A5,但是吊车招标结束,所以吊车还是按A7安装,结构按照A7吊车的实际轮压、尺寸进行设计,但工作级别定为A5。而且吊车厂家也说,他们以前设计的A7、A8基本是用在冶金行业的炼钢厂,机械冶铸车间按A5是合适的。我不能够做决定(关于吊车级别,甲方签字的),只是想咨询一下大家,看到底是否合适,只有这样设计水平才能不断提高。

【flywalker】:①按A7级工作制设计的吊车实际工作制是A5级的情况也是存在的。

②如果楼上的是搞设计的话,在这个工程上对于设计委托书应该重视,必须有甲方的签字并且盖章,把设计的责任先撇开。毕竟只有在安全的前提下才能谈经济性。

② 吊车轻、中、重级如何分类? 最小轮压? (id=99453,2005-06-16)

【RING】:我们常可遇到吊车可能吨位不大,而提给设计的资料却是中级或重级工作制,据说是根据使用频繁的程度来确定。我想请教各位,什么地方能查到区分这几种工作制的资料?

另外,很多吊车资料给了最大轮压,却没给最小轮压,我们常采用经验公式估算,但我对比过给了最小轮压的吊车资料,发现一般都有或大或小的出入。请问各位是如何处理这类问题的?

【wanyeqing2003】:吊车分级见荷载规范第5.1.1条的编制说明。

轮压取值应当由业主或工艺人员提供,《建筑结构设计综合手册》上也有相关数据。

【whb8004】:吊车是按其工作的繁重程度来分级的,国家标准《起重机设计规范》(GB 3811—83)是参照国际标准《起重机设备分级》(ISO 4301 1980)的原则划分起重机工作级别的。在考虑吊车繁重程度时,区分了吊车的利用次数和荷载大小两种因素,按吊车荷载达到其

额定值的频繁程度分成 4 个载荷状态(轻级、中级、重级、特重级),根据要求的利用等级和载荷状态,确定吊车的工作级别,共分 8 个级别作为吊车设计的依据。一般吊车在结构设计时,由工艺专业提出吊车工作级别。工作制等级与工作级别的对应关系如下:

轻级——A1、A2、A3;

中级——A4、A5;

重级——A6、A7;

特重级——A8。

最小轮压近似计算=(吊车总重-起重量-最大轮压×轮数)/轮数。

五、地震作用

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

1 概念问题

① 对振型的相关解释。(id=86004,2005-03-02)

【marshal621】:请形象地解释一下振型。

【wanyeqing2003】:振型是指体系的一种固有特性。它与固有频率相对应,即为对应固有频率体系自身振动的形态。每一阶固有频率都对应一种振型。振型与体系实际的振动形态不一定相同。

【cxm】:振型是对应于频率而言的,一个固有频率对应于一个振型。

按照频率从低到高的排列来说第一振型、第二振型等等。此处的振型就是指在该固有频率下结构的振动形态,频率越高则振动周期越小。在实验中,我们就是通过用一定的频率对结构进行激振,观测相应点的位移状况,当观测点的位移达到最大时,此时频率即为固有频率。实际结构的振动形态并不是一个规则的形状,而是各阶振型相叠加的结果。

【darren】:①结构自振频率数=结构自由度数;

②每一个结构自振频率对应一个结构振型;

③第一自振频率叫基频,对应第一振型;

④结构每一振型表示结构各质点的一种运动特性,各质点之间的位移和速度保持固定比值;

⑤要使结构按某一振型振动,条件是,各质点之间的初位移和初速度的比值应具有该振型的比值关系;

⑥根据多质点体系自由振动运动微分方程的通解,在一般初始条件下,结构的振动是由各主振型的简谐振动叠加而成的复合振动;

⑦因为振型越高,阻尼作用造成的衰减越快,所以高振型只在振动初始才比较明显,以后则逐渐衰减,因此,建筑抗振设计中仅考虑较低的几个振型。

【xianshu-j】:就像高等数学中的函数展开一样,比如任意一个函数可以通过一系列级数的和近似表示。结构振动时,它的实际振动形状也可以通过一系列正交的矢量(振型)的和来近似表示,取的质点越多,结构计算得到的振型越多,振型矢量的维数越多,模拟出来的振动形状

与实际越接近,就如级数展开一样,取的项数越多,与实际函数越接近。

【shanxigsd】:①结构动力计算中的自由度是指确定结构各质点在任一时刻位移所需独立参数的个数。结构动力计算一般都要取简化的计算结构,自由度个数与所取的简化模型有关。

②振型是与结构某一自振频率对应的振动形态。结构的实际振动可以看作是对应于不同固有频率振动的叠加(线性组合)。

③实际的结构是无限自由度体系,结构的振动可由无限项叠加来描述,每一项对应一个振型,正如楼上说的级数表示。可以联系收敛级数的性质,这样的特性可用有限项来近似表达,既简化了计算,又可满足工程要求。



请问什么叫周期? (id=109632,2005-09-20)

【ak888】:如题。

【WYQ】:有规律周而复始变化的一个循环的时间间隔。

【中国人】:在抗震设计里面,周期的类型主要有以下几种:

自振周期:结构按某一振型完成一次自由振动所需的时间。

基本周期:结构按基本振型完成一次自由振动所需的时间,通常需要考虑两个主轴方向和扭转方向的基本周期。

设计特征周期:抗震设计用的地震影响系数曲线的下降段起始点所对应的周期值,与地震震级、震中距和场地类别等因素有关。

结构在地震作用下的反应与建筑物的动力特性密切相关,建筑物的自振周期是主要的动力特性,与结构的质量和刚度相关。当自振周期,特别是基本周期小于或等于设计特征周期时,地震影响系数取值为 a_{max} ,按规范计算的地震作用最大。



轻型门式刚架的抗震验算是否与普通钢框架相同? (id=5162,2002-01-28)

【noway】:其自振周期如何算得?

【peterman722】:原则上没有什么不同。

求自振周期时,你是用手算还是用软件算?即使是平面问题,稍微复杂一点的结构,手算就会忙不过来了,况且一般的简化方法只可以求出基本周期。

一般的软件,应用有限元方法,应该可以很方便地求解轻型门式刚架的周期。当然,结果和你结构的离散方式有关。轻型门式刚架的第一振型一般是平面内左右振动。给出场地条件、抗震等级等条件后,软件会按照振型分解反应谱法求出结构的地震内力效应。

【pplbb】:一个结构本身的自振周期应该是固定的,问题是在计算时如果采用不同的计算模型或者计算方法,其周期就会不同了,PKPM和STAAD的区别也就在于此。

PKPM只能计算平面框架的计算,用它计算得出的周期没有什么实际意义,另外两种软件计算得出的周期所采用的计算方法不同,即使周期一样,也不能说明两个软件计算的结果是相同的。

【noway】:计算门式刚架一般来说都是用单榀来计算的。由空间体系计算出的自振周期是否可以用来计算平面单榀的刚架地震荷载?我没有见过同济大学设计的计算软件,那个软件是否是以空间体系来算门架的?



【peterman722】:门式刚架一般来说都是用单榀来计算的,原因就在于:在很多方面,整体结构的力学工作形状接近于组成该整体结构的单榀刚架,包括振动性能。我们以单榀刚架设计,再加上必要的使各单榀刚架形成空间结构系统的构件来设计整体的门式刚架。

“由空间体系计算出的自振周期是否可以用来算平面单榀的刚架地震荷载?”①在工程的精度内没有必要;②门式刚架空间建模未必能够真正反映真实的空间结构力学模型。

同济大学的计算软件是指 3D3S 吗?它不是以空间体系来计算门式刚架的。同其他设计软件一样,不会“舍近求远”采用空间模型求解门式刚架自振性能。

抗震验算

① 用 STS 进行结点验算通不过《建筑抗震设计规范》8.2.8 条,该怎么办? (id=51324,2004-03-06)

【lewis】:用 STS 进行结点设计后,总是通过不了,不知道该怎么调整?

STS 计算的结果如下:

梁 3 右(上)端与柱 1 连接节点(159):设计不满足。

梁端节点设计弯矩 $M(\text{kN} \cdot \text{m}):0.0$

梁端节点设计剪力 $V(\text{kN}):143.1$

(剪力 V 取梁端剪力)

工字形梁与工字形柱(90°)刚接连接,连接类型:一柱边刚接,单连接板。

高强螺栓连接:翼缘用对接焊缝,对接焊缝质量级别为 2 级,腹板用高强螺栓。

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量:0.739

算法:翼缘和腹板共同承担弯矩,腹板还承担剪力

钢材信息:梁采用 Q345 钢,抗拉强度设计值 $f=310\text{N}/\text{mm}^2$,抗剪强度设计值 $f_v=180\text{N}/\text{mm}^2$,角焊缝抗剪强度设计值 $F_{tw}=200\text{N}/\text{mm}^2$ 。

连接板和梁腹板间的高强螺栓验算:

翼缘设计弯矩 $M_t=176.19\text{kN} \cdot \text{m}$

腹板设计弯矩 $M_w=40.14\text{kN} \cdot \text{m}$

梁端剪力 $V=125.72\text{kN}$

梁腹板净截面最大正应力 $117.87\text{N}/\text{mm}^2 \leq f$,设计满足。

梁腹板净截面最大剪应力 $40.29\text{N}/\text{mm}^2 \leq f_v$,设计满足。

连接件净截面最大正应力 $145.41\text{N}/\text{mm}^2 \leq f$,设计满足。

连接件净截面最大剪应力 $36.40\text{N}/\text{mm}^2 \leq f_v$,设计满足。

梁翼缘与柱的对接焊缝的验算:

翼缘设计弯矩 $M_t=176.19\text{kN} \cdot \text{m}$

腹板设计弯矩 $M_w=40.14\text{kN} \cdot \text{m}$

梁端剪力 $V=125.72\text{kN}$

梁翼缘对接焊缝最大应力 $113.76\text{N}/\text{mm}^2 \leq f$,设计满足。

连接板与柱的角焊缝的验算:

翼缘设计弯矩 $M_f = 176.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$

腹板设计弯矩 $M_w = 40.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$

梁端剪力 $V = 125.72 \text{ kN}$

连接件与柱之间的连接角焊缝厚度 12 mm ;

连接件与柱之间的角焊缝最大应力 $189.58 \text{ N/mm}^2 \leq F_{fw}$, 设计满足。

梁变高度, 长度 $L = 110 \text{ mm}$

连接板尺寸 $B \times H \times T = 460 \times 370 \times 14$

连接板与柱腹板连接角焊缝 $H_f = 12 \text{ mm}$

螺栓连接验算:

采用 10.9 级高强度螺栓摩擦型连接。

螺栓直径 $D = 24 \text{ mm}$

高强度螺栓连接处构件接触面喷砂。

接触面抗滑移系数 $\mu = 0.50$

高强螺栓预拉力 $P = 225.00 \text{ kN}$

高强螺栓单面抗剪承载力设计值 $N_{vb} = 101.25 \text{ kN}$

高强螺栓所受最大剪力 $N_s = 91.81 \text{ kN} \leq N_{vb}$, 设计满足。

腹板螺栓排列(平行于梁轴线的称为“行”):

行数: 3, 螺栓的行间距: 105 mm , 螺栓的行边距: 80 mm

列数: 2, 螺栓的列间距: 90 mm , 螺栓的列边距: 50 mm

按《建筑抗震设计规范》8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算:

$M_u = 752.000 < 1.2M_p = 867.893$, 不满足。

$V_u = 1063.140 \geq 1.3(2M_p/l_n) = 241.715$, 满足。

$V_u = 1063.140 \geq 0.58 \cdot H_w \cdot T_w \cdot F_{ay} = 936.468$, 满足。

梁与柱是刚性连接, 为什么一开始会写“梁端节点设计弯矩 $M(\text{kN} \cdot \text{m}) : 0.0$ ”呢?

还有就是不满足《建筑抗震设计规范》后该如何调整?

【ericzhang71】: 按《建筑抗震设计规范》8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算。对于 Q345 钢, 由于 f_u/f_y 较小, 按规范中建议的节点构造, $M_u > 1.2M_p$ 基本上不满足。如果采用狗骨式节点或节点处梁翼缘加强可以满足。不知各位有何高见, 在实际工程中如何处理?

【lewis】: 在 PKPM 里“钢结构”——“框架”, 数据输入后, 到 STS 或 SATWE 里分析、验算, 再到“钢结构”——“框架”里执行第七步就可以了。

【nenjdl】: Q345 钢若要满足 $M_u > 1.2M_p$, 则需要对接焊缝的截面高度大于约 1.1 倍的翼缘截面高度, 而 Q235 钢则只需要约 0.9 倍的翼缘截面高度就可以满足。

所以, 如果一定要应用 PKPM 生成的节点最好应用 Q235 钢(不过还是有一点疑问, 见下面), 对于 Q345 钢可以在翼缘上部增加盖板且与翼缘端部同样采用对接焊缝与柱连接, 从而达到增加焊缝截面高度的目的。对于 Q235 钢如果采用 PKPM 生成的节点, 还应考虑规范要求常遇烈度地震作用时弹性设计的要求, 有以下两种理解:

① 如果按照 r_{RE} 本来的目的, 即针对于不同的构件采用不同的 r_{RE} , 从而实现不同构件的极限承载力不同, 来控制塑性铰的发生位置, 进而更好的实现整体结构的塑性变形。



如果按照上面的理解,那么 PKPM 设计的节点(规范推荐的节点形式)是根本无法满足的,因为 PKPM 设计的节点翼缘与焊缝的连接是等强度连接,又怎样去实现规范要求的(焊缝 $r_{RE}=0.9$ 、翼缘 $r_{RE}=0.75$)承载力比(焊缝/翼缘) $>0.9/0.75=1.2$ 的要求呢?

②如果只是将 r_{RE} 理解成要求构件在常遇地震作用下结构处于弹性状态时构件的内力比满足焊缝/翼缘 $>0.9/0.75=1.2$ 就可以,而不用必须满足承载力比(焊缝/翼缘) $>0.9/0.75=1.2$ 。

如果可以的话,对于 Q235 钢则通过适当增加梁截面高度(即满足应力比 $>0.75/0.9=0.83$)便可在弹性设计时满足内力比(焊缝/翼缘) $>0.9/0.75=1.2$,这样 Q235 钢便两项都可以满足了,所以 Q235 钢便可以采用 PKPM 设计的节点(规范推荐的节点形式)了。

【bigbird117】:如果出现以下情况,又应该如何解决?

连接板和梁腹板间的高强螺栓验算:

翼缘设计弯矩 $M_t=262.95\text{kN}\cdot\text{m}$

腹板设计弯矩 $M_w=57.21\text{kN}\cdot\text{m}$

梁端剪力 $V=165.54\text{kN}$

梁腹板净截面最大正应力 $174.33\text{N}/\text{mm}^2 \leq f$,设计满足。

梁腹板净截面最大剪应力 $53.06\text{N}/\text{mm}^2 \leq f_v$,设计满足。

连接件净截面最大正应力 $225.10\text{N}/\text{mm}^2 > f$,超过钢材抗拉强度设计值,设计不满足!

连接件净截面最大剪应力 $47.94\text{N}/\text{mm}^2 \leq f_v$,设计满足。

【nenjdl】:连接件净截面最大正应力 $225.10\text{N}/\text{mm}^2 > f$,超过钢材抗拉强度设计值,设计不满足可以:

①增大连接件的厚度或尺寸。

②增大连接螺栓的直径,从而减少螺栓数量,减少削弱。

今天刚刚听完巴特勒的交流会。感觉有句话说得很有道理:“Q235 钢或 Q345 钢选择哪种并不主要,关键取决于受力是否合理。”如果把材料改成 Q235 钢,梁的截面高度上去了,这才说明材料的选取起作用了。否则,表明材料的选取对用钢量没有影响。

【MBSC】:我想大家可以看一看《多、高层民用建筑钢结构节点构造详图》(2004 年局部修改版),图集编号 01(04)SG519。

它是侧重于对《建筑抗震设计规范》5.4.2(强条)的理解,该条应该与《建筑抗震设计规范》8.2.8 条是一致的。

图集是这样解释的:在多遇地震阶段,按表达式 S/γ_{RE} 对构件和节点进行设计验算时,结构构件的地震内力组合设计值只能作为控制截面的依据。

当构件截面确定后,就应该用以构件的承载力为依据进行连接设计。如对于框架结构中的梁柱刚性连接节点,就应使梁端焊缝的抗弯承载力设计值不得小于框架梁抗弯承载力设计值的 1.2 倍。图集最终采用了增强式连接+犬骨连接。

② 抗震数据中,周期折减系数怎么填? (id=90094,2005-04-05)

【dhw13899895789】:抗震数据中,周期折减系数怎么填?在哪本书中可以找到基础理论?

【WYQ】:可以用弹性模量比值 \times 周期折减系数。例如:

MU10 烧结普通砖,M10 砂浆砌筑,弹性模量为 $1600 \times 1.89 = 3020$ 。

半细料石砌体, M10 砂浆砌筑, 弹性模量为 22000, $2000/3020=7.3$ 。

框架结构非承重墙体为填充砖墙时可取 0.6~0.7, 我们暂且取 0.65, 也就是说:

有填充墙框架刚度/纯框架刚度 = $1/0.65=1.5$; 填充墙刚度 = $1.5-1.0=0.5$ 倍的纯框架刚度。

上面的都是普通砖墙。如果是半细料石砌体作为填充墙, 那么, 填充墙刚度 = 7.3×0.5 倍的纯框架刚度 = 3.75。

此时周期折减系数为 $1/(3.75+1)=0.2$ 。

①看一看《结构统一措施》中周期折减系数表下的注释:“墙体是指砖砌体, 其他材料可以取较高值。”

②多层也应该进行周期折减, 否则地震作用偏小, 结构不安全。

抗震调整系数怎么取值? (id=105779, 2005-08-14)

【zhangliangwen】: 在利用 STS 工具箱进行框架节点设计时, 有抗震调整系数一项, 设计内力是否为地震作用组合? 请问参数如何取值? 考虑和不考虑计算差别很大, 请问该怎么考虑?

【wanyeqing2003】: 抗震调整系数是在地震作用组合时考虑。

关于系数的取法, 程序给出了内定数值, 基本上按抗震规范确定的。可以查阅《建筑抗震设计规范》5.4.2 条。

钢结构阻尼比应该取多少? (id=24375, 2003-03-23)

【hmx】: 钢结构阻尼比应该取多少? 0.02 还是 0.035?

【zff1234】: 在《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)8.2.2 条:“钢结构在多遇地震下的阻尼比, 对不超过 12 层的钢结构可采用 0.035, 对超过 12 层的钢结构可采用 0.02; 在罕遇地震下的分析, 阻尼比可采用 0.05。”

我认为, 还是要具体问题具体分析, 应该根据实际情况确定阻尼比, 比如对采用新型高效耗能支撑的钢结构框架阻尼比将有很大的增加。

工程应用

如何考虑吊车桥架的地震力? (id=122703, 2006-01-22)

【hai】: 一个重钢厂房, 需要计算纵向支撑, 在《建筑抗震设计规范》中的表 5.1.3(第 27 页)对吊车悬吊物重力的组合系数有明确规定, 但对吊车桥架的组合系数没有明确规定, 那么吊车桥架的组合系数是按恒载还是楼面活载?

【xwl】: 计算地震作用时, 建筑的重力荷载代表值应取结构和构配件自重标准值和各可变荷载组合值之和, 吊车桥架属于构配件按自身的自重标准值考虑。

【miaoliuhua】: ①抗震验算的重力荷载代表值计算 = 荷载 × 组合值系数。

②你会发现恒载取 1.0, 活载取 0~1.0, 所以最不利的应该是按恒载考虑, 而非按可变荷载考虑。

③个人观点: 按恒载考虑, 组合值系数取 1.0。



【hai】: 由于钢材与钢材间的摩擦系数为 0.35, 在高度地震(如 9 度, 地震加速度为 0.4)下, 如果考虑桥架为恒荷载, 桥架的地震力就有可能超过桥架与轨道间的最大摩擦力, 是不是分情况?

【allan】: 我个人觉得:

①带吊车厂房纵向地震计算中, 吊车桥架产生的地震力应分两种情况考虑: 不运行时按照恒荷载; 运行时按照活载。需要注意的是, 荷载不是简单的叠加, 是要根据影响线来计算的。

②同时注意地震作用与其他荷载的组合情况, 纵向地震作用与纵向风荷载和纵向刹车力不同时考虑的。

③钢材摩擦问题, 应该归纳到纵向刹车力荷载里面, 无需单独再考虑。

【hai】: ①带吊车厂房纵向地震计算中, 吊车桥架产生的地震力按桥架重计算, 软钩不考虑吊重, 硬钩可以考虑。

②吊车部分的地震力超过摩擦力时, 应用摩擦力替代地震力进行组合。

详细看了一下《建筑抗震设计规范》第 27 页, 在荷载的组合值系数表中, 软钩不考虑吊重, 硬钩考虑 0.3 的吊重。当硬钩吊车的吊重较大时, 组合值系数应按实际情况采用。

【2】 《建筑抗震设计规范》中的大柱网厂房是指? (id=131461, 2006-04-20)

【X. ZEALER】: 《建筑抗震设计规范》中的大柱网厂房是指什么样的厂房? 柱网到多大才算大? 即有没有定量的说法?

规范 9.1.11 条: “两个主轴方向柱距均不小于 12m, 无桥式吊车且无柱间支撑的大柱网厂房”。可否作为其定量标准?

厂房横向跨度一般大于 12m, 那么只要纵向柱距 > 12m 就是大柱网? 那么跨度 100m、柱距 10m 的厂房算不算大柱网? (夸张的例子)

总之, 如果是按规范 9.1.11 条规定的, 我觉得那个“均”字有点问题。

【xwl】: 规范 9.1.11 条的背景:

①柱在两个主轴方向的计算模型均为悬臂柱, 并不在于柱距大小, 当然柱距大, 做支撑就困难。

②地震中, 柱的危险截面是柱底端。(柱底弯矩起控制作用)

③柱底端一旦形成塑性铰, 结构必然倒塌。

④所以对此种柱, 在计算中应予以加强, 同时计算两个主轴方向的地震水平作用, 并计入柱顶位移引起的附加弯矩。

【gengqin78】: 按照 xwl 的解释, 可不可以这样理解大柱网厂房:

纵向无柱间支撑、无桥式吊车(柱距大小并不重要, 关键是有无柱间支撑、吊车)。也就是说, 纵向的地震力不能有效的分配给各个纵向的柱列, 此时, 纵向的排架柱只能按单个的悬臂柱考虑。

因此, 应采用一种略偏安全的简化计算方法, 即双向水平地震的作用取一个主轴方向 100% 加上相应垂直方向的 30% 的不利组合。

【xwl】: 纵向的地震力传给各个纵向的柱列的大小与以下因素有关:

①屋盖结构的水平刚度。

②各个纵向的柱列水平刚度比。

③各个纵向的柱列承担的重力代表值大小。

具体计算可整体建模, 用振型分解法分析。

六、荷载组合

整理	steely(宋雪峰)
审核	okok(袁鑫)

1 概念问题

① 请教荷载的代表值、特征值、标准值的关系。(id=54730,2004-04-13)

【X. ZEALER】:请教荷载的代表值、特征值、标准值的关系:三者是否为同一个数值的不同表达?如不是,存在怎样的换算关系?

【bai_pppp】:荷载代表值:设计中用以验算极限状态所采用的荷载量值,例如标准值、组合值、频遇值和准永久值。

标准值:荷载的基本代表值,为设计基准期内最大荷载统计分布的特征值(例如均值、众值、中值或某个分位值)。

建筑结构设计时,对不同荷载应采用不同的代表值。对永久荷载应采用标准值作为代表值,对可变荷载应根据设计要求采用标准值、组合值、频遇值或准永久值作为代表值,对偶然荷载应按建筑结构使用的特点确定其代表值。

荷载的特征值:对某类荷载,当有足够资料而有可能对其统计分布作出合理估计时,则在其设计基准期最大荷载的分布上,可根据协议的百分位,取其分位值作为该荷载的代表值,原则上可取分布的特征值(例如均值、众值或中值),国际上习惯称之为荷载的特征值(Characteristic Value)。实际上,对于大部分自然荷载,包括风雪荷载,习惯上都以其规定的平均重现期来定义标准值,也即相当于以其重现期内最大荷载的分布的众值为标准值。目前,并非对所有荷载都能取得充分的资料,为此,不得不从实际出发,根据已有的工程实践经验,通过分析判断后,协议一个公称值(Nominal Value)作为代表值。在《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)中,对按这两种方式规定的代表值统称为荷载标准值。

② 荷载和荷载效应为线性的讨论。(id=113066,2005-10-24)

【haish007】:荷载和荷载效应为线性,在荷载规范里都是这样规定的,那么只有这样组合的设计数值才能用?怎样才能知道是线性的关系?

【bill-shu】:结构的线性分两方面:结构线性,材料线性。线性模型的结构都可以用线性组



合,即先计算出每个荷载的效应,然后对效应进行组合,这样计算量少,也是基本正确的,不影响工程设计的精度。大部分结构按线性进行设计都是可以的(但实际上绝对线性的是不存在的)。当有一些大变形结构就不能按线性设计,比如索结构等。设计时,要先进行荷载组合,再对每个工况进行计算,计算量很大。

打个比方, n 个荷载, m 个组合。线性结构:计算 n 次,再进行 m 次加减运算。非线性:要 m 次加减,再 m 次结构计算。 m 一般比 n 大得多,进行一次结构计算的工作量也远大于一次加减计算。

如果结构模型是线性的,一些非线性因素可以忽略,可以进行近似和简化处理。当非线性不可忽略时,就要按照非线性的方法来分析了。

荷载的效应组合。(id=135496,2006-05-28)

【xiaobin】:《建筑结构荷载规范》3.2.4条、3.2.5条,如何理解由可变荷载效应控制的组合及由永久荷载效应控制的组合的内涵?

【果果鱼】:相关内容在《工程结构设计原理》这本书中有详细的解释。3.2.3条对于基本组合,荷载效应组合的设计值 S 应从下列组合值中取最不利值确定:

①由可变荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \Psi_{Ci} S_{Qik}$$

式中: γ_G ——永久荷载的分项系数,应按第3.2.5条采用;

γ_{Qi} ——第 i 个可变荷载的分项系数,其中 γ_{Q1} 为可变荷载 Q_1 的分项系数,应按第3.2.5条采用;

S_{Gk} ——按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值;

S_{Qik} ——按可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值,其中 S_{Q1k} 为各个可变荷载效应中起控制作用的;

Ψ_{Ci} ——可变荷载 Q_i 的组合值系数,应分别按各章的规定采用;

n ——参与组合的可变荷载数。

②由永久荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \Psi_{Ci} S_{Qik}$$

与可变荷载效应组合相比分项系数不同,两者的公式不同,详细可参见《建筑结构荷载规范》,有详细解释。

何为荷载的准永久组合?(id=7737,2002-04-13)

【cuckoo】:请教各位,谁能够解释一下钢结构设计中的各种荷载组合,特别是准永久组合。

【IMHOTEP】:我认为将活荷载进行结构的正常使用极限状态计算时采用的长期效应方式。

【d3】:钢结构设计的荷载组合视有无吊车,是否考虑地震荷载而不同,一般最大弯矩及最大轴力组合进行截面强度计算,轴力最小而相应弯距最大的内力组合用于进行柱脚及锚栓的计算。详细组合公式一般参考书上均有。

准永久系数出现在荷载的长期效应组合中,钢结构的受力特点与混凝土不同,混凝土结构在正常使用极限状态(裂缝及挠度)计算中才考虑准永久系数。

【hhh】:准永久值的定义:在结构中经常作用的荷载值。它在规定的期限内具有较长的总持续期,对结构的影响有如永久荷载。准永久组合是准永久值与恒载值的组合。

【hardson】:《建筑结构荷载规范》(GB 5000—2001)规定:“对可变荷载,在设计基准期内,其超越的总时间为设计基准期一半的荷载值为准永久值。”

⑤ 请帮忙解释一下雪荷载准永久系数。(id=111408,2005-10-09)

【jianfeng】:在《建筑结构荷载规范》里,有基本雪压分布图和雪荷载准永久系数分布图。雪荷载准永久系数分布图中有三个分区和三个系数值,这个图有什么作用?

【hai】:南方和北方的雪存留时间不同,雪荷载准永久系数不同,在计算频遇组合与准永久组合时,根据所在的地区,根据雪荷载准永久系数分布图,雪荷载取相应的雪荷载准永久系数。

⑥ 有关荷载组合的基本问题。(id=13171,2002-08-21)

【wizard】:《建筑结构荷载规范》里的荷载组合中提到的荷载“基本组合”、“频遇组合”和“准永久组合”分别表示什么?分别用在什么情况下?

【idarc】:①基本组合是属于承载力极限状态设计的荷载效应组合,它包括以永久荷载效应控制组合和可变荷载效应控制组合,荷载效应设计值取两者中的较大值。两者中的分项系数取值不同,这是新规范不同于老规范的地方,它更加全面地考虑了不同荷载水平下构件的可靠度问题。

在承载力极限状态设计中,除了基本组合外,还针对排架、框架等结构,又给出了简化组合。

②标准组合、频遇组合和准永久组合是属于正常使用极限状态设计的荷载效应组合。

标准组合在某种意义上与过去的短期效应组合相同,主要用来验算一般情况下构件的挠度、裂缝等使用极限状态问题。在组合中,可变荷载采用标准值,即超越概率为5%的上分位值,荷载分项系数取为1.0。可变荷载的组合值系数由《建筑结构荷载规范》给出。

频遇组合是新引进的组合模式,可变荷载的频遇值等于可变荷载标准值乘以频遇值系数(该系数小于组合值系数),其值是这样选取的:考虑了可变荷载在结构设计基准期内超越其值的次数或大小的时间与总的次数或时间相比在10%左右。频遇组合目前的应用范围较为窄小,如吊车梁的设计等。由于其中的频遇值系数许多还没有合理地统计出来,所以在其他方面的应用还需要一段时间。

准永久组合在某种意义上与过去的长期效应组合相同,其值等于荷载的标准值乘以准永久值系数,它考虑了可变荷载对结构作用的长期性。在设计基准期内,可变荷载超越荷载准永久值的概率在50%左右。准永久组合常用于考虑荷载长期效应对结构构件正常使用状态影响的分析中。最为典型的是,对于裂缝控制等级为2级的构件,要求按照标准组合时,构件受拉边缘混凝土的应力不超过混凝土的抗拉强度标准值,在按照准永久组合时,要求不出现拉应力。

⑦ 荷载组合和内力组合到底怎么理解?(id=34848,2003-08-10)

【xu_zhaoyang】:我对荷载组合和内力组合这两个概念不是太清楚,请各位高手们指教一下。

【htz】:简单地说,荷载组合——结构整体分析前,把各种工况的外荷载按一定的规律加在结构上,进行整体受力分析以求得不同工况下结构(各构件)的内力;内力组合——把各种工况

下的结构(各构件)的内力按一定规律(叠加或组合),找出各构件的最不利内力以供构件的设计计算。

【鲁琰】:同意楼上的意见。

①荷载组合是荷载之间共同出现的问题,譬如在屋面荷载中,有雪荷载时,屋面活荷载一般不进行组合;

②内力组合是各种工况下求不利内力的问题,譬如对框架柱分别进行最大轴力下最大弯矩、最小弯矩;最小轴力下最大弯矩、最小弯矩等。

【邓箫骥】:①结构的目的是为了抵抗各种外荷载的作用。荷载组合是为了考虑各种荷载可能同时出现的情况,从而分析结构可能真正遭遇的外荷载。

②内力组合的目的就是为了找出各构件的最不利内力。

【2718281828】:上面三位解答的都很精彩,让我受益匪浅。

但我觉得楼主想问的可能不是这个问题,因为这样的荷载组合、内力组合不是平行并列关系。我认为楼主思考的问题是具有平行并列关系的。

楼主想的可能只是一个简单的力学问题,就是求最大内力的两种不同方法问题。如图 2-6 所示,我要求 B 点的负弯矩最大值,方法可以有以下两种:

①先布置好最不利荷载。

根据基本力学概念判断,1 点布置荷载 P_1 , 2 点布置荷载 P_2 , 同时 3 点没有荷载时, B 点的负弯矩最大。这样,就把荷载布置成图 1 的样子。也即,首先判断和布置好各个荷载,再计算内力的方式,就是荷载组合。通过这个荷载组合计算,我们可以得到 B 点的负弯矩最大值 M_B 。

②先求出各个荷载产生的内力。

作为弹性体系,我们可以不做任何判断,首先求出 P_1 、 P_2 、 P_3 分别作用下的内力如图 2、图 3、图 4 所示。根据这 3 个弯矩图,可以知道图 2、图 3 这两个弯矩图叠加在一起,同时舍弃图 4 时, B 点的负弯矩最大。这样用内力来取舍叠加,取得最终内力的方法,就是内力组合。通过内力叠加,我们也可以得到 B 点的负弯矩最大值 M_B 。

荷载组合需要判断,对稍微复杂一点的结构比较容易犯判断错误。但结构计算的工作量比较小,适用于手算。

内力组合只需要机械的取舍叠加,不容易出错,但结构计算工作量比较大。

另外还需要注意的是:做塑性设计时,不能用内力组合。

【students】:结构设计中要找出结构的最不利内力,那么首先要找出哪些荷载能够出现,哪些能够同时出现,这些能够同时出现的荷载进行组合求出结构最不利内力。当然为了找出最

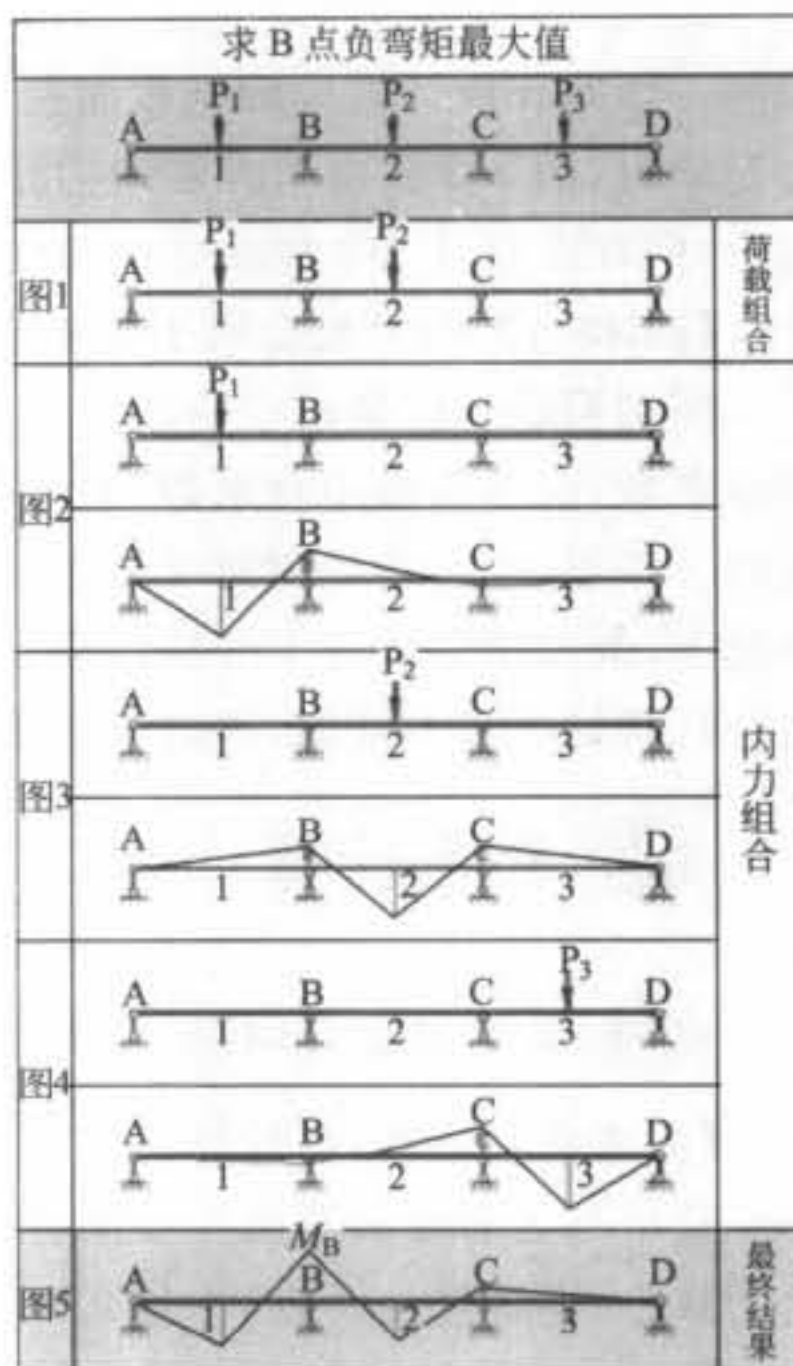


图 2-6

不利内力,先求出每种荷载下结构的内力,根据荷载组合情况,求最不利内力组合下的内力值了。

【jisiyi119】:最不利内力组合(比如说 M_{\max} 、 M_{\min} 等)对应的应是不同荷载组合(比如说恒载+活载、恒载+活载+风载等),用软件计算出来的几十种荷载组合,最后得到也就是那六种最不利内力组合,这六种组合就用于工程设计中,这样理解对不对?

【wwq557】:我的理解:

①荷载组合是找出结构或构件的最不利荷载的问题。比如说一个构件可能有恒载、活荷载、雪荷载、风荷载等作用,但这些荷载同时作用在构件上的概率很小,而且就是同时作用时所产生的构件内力也不一定是最大。基于上述的情况,我们就要找出使构件产生最大内力(即最不利,要知道最不利只是相对其中的一个内力而言)荷载的组合,这就是荷载组合的意义。

②关于内力组合,从上面提到的最大内力出发。我们知道内力有多种,比如弯矩、轴力、剪力等。因此在设计时应根据截面控制的需要选择最不利的控制内力。比如 1-1 截面的控制内力是轴力,而 2-2 截面的控制内力是弯矩,那么在设计 1-1 截面时应选择轴力的最不利的荷载组合,同样在设计 2-2 截面时应选择弯矩的最不利荷载组合。

【jitieboy】:内力组合属于荷载效应组合的范畴。

所谓荷载效应是由于荷载作用,在结构上产生的内力、变形等等。规范规定的是荷载效应组合系数,而非荷载组合系数,但是对于我们计算的一般情况,荷载效应对应于荷载是线性变化的。所以,也常常把荷载进行组合后再计算荷载效应,两者结果并无分别。但是在一些特殊情况下,例如塑性状态下分析,则荷载组合与荷载效应组合(也可理解为计算前组合与计算后组合),其结果是不同的,这时应按规范以荷载效应组合为准。

2 组合计算

① 最不利组合问题。(id=94517,2005-05-10)

【苏立建】:请教:在计算门式刚架截面时,在“参数输入”的最不利组合选项什么时候有选中?选中与否有什么意义?当没有吊车荷载时可以不选吗?(不选时门式刚架的截面会有一定的减小,也即经济一点)为什么?有什么根据?

【wanyeqing2003】:在实际使用时,刚架上的活荷载往往不是同时满布在梁上。而这样的不均匀分布的活荷载可能比同时满布的情况更加不利。

对于单层多跨厂房,连续钢梁最不利的情况,过去认为是活荷载隔跨布置。现在有些程序按单跨布置活荷载计算,然后自动组合,比较判断最不利的情况。

在使用程序计算时,选择了考虑活荷载不利组合后,程序自动进行最不利组合的验算。

② 在进行荷载组合时的相关问题。(id=119295,2005-12-20)

【rainerinwind】:请问在进行荷载组合时,施工集中荷载与活荷载是否同时考虑,还是取两者较大值?

【dezhoupaji】:《建筑结构荷载规范》4.5.3条:“当采用荷载准永久组合时,可不考虑施工和检修荷载及栏杆水平荷载。”



《门式刚架轻型房屋钢结构技术》3.2.5.5条规定：“施工或检修集中荷载不与屋面材料或檩条自重以外的其他荷载同时考虑。”

【rainerinwind】:在孙芳垂的书中,求弯矩设计值时,并不是没考虑施工荷载,而是用其与活荷载比较取了较大值。

③ 关于荷载组合的疑问。(id=95441,2005-05-17)

【axb780828】:通常存在恒载、活载、风载、地震荷载、吊车荷载、施工荷载等,在结构计算时常弄不清有多少种荷载组合,还请各位高手指点一下。并请针对以下结构一一说明:①门式刚架结构;②普通框架;③其他结构,如雨篷等。

【kailiao】:结构的荷载组合应根据结构物的特性,考虑各种荷载同时作用的可能性进行组合,因为各种荷载作用的几率是不同的。因此要具体问题具体分析,比如一个普通框架,这个框架用在不同的地方应选择不同的荷载组合,很难说只要是框架它就要用某种荷载组合。

④ 基本工况和组合工况的区别(钢结构设计)?(id=127022,2006-03-14)

【eiei5651】:想问一下,比较基本的工况包括恒载、活载、风载1、风载2、吊车荷载等等。那么这些基本工况是这些荷载值的一些标准值还是设计值?也就是要不要乘以分项系数1.2、1.4等等?组合工况是按照基本组合的原则列出,也就是要乘以各自的组合系数以后形成的各种工况。这样理解对吗?

也就是说基本工况下的计算是针对某项荷载,而组合工况是考虑多项荷载同时作用时的不利内力情况。

【卫道士】:做结构的,有疑问首先应该想到的是规范,其次是教科书,然后是别人;尤其像这样的基础性问题,必须明白,问别人得到的还是一个模棱两可的结果,问题的解决终归还是需要自己在规范性质的书籍中找到。

荷载规范的术语里面,没有基本工况、组合工况,应该明白,这些不过是设计软件时采用的一些默认的规则(就是对规范要求的一种便宜的处理方式):基本工况对应着单一的荷载,至于是标准值还是设计值要看程序的需要(一般为标准值,然后由程序内定的组合系数、规则进行组合),而组合工况则对应了不同的组合(基本组合、偶然组合、标准组合、频遇组合或准永久组合,为相应的设计值)。

无论是什么样的处理方式、实现方式,各种设计软件都要完成规范对结构设计的要求:结构在各种可能的荷载效应下保证足够的安全。

只要软件实现了对各种可能的荷载效应的考虑,具体的名词定义没有必要统一要求。

⑤ 活载、雪载如何取?(id=71908,2004-10-06)

【xuguojun】:轻钢结构计算框架:活载,0.5kN/m²;雪载,0.45kN/m²。

雪载与活载两者不同时组合(取大值),即:按活载0.5kN/m²取;大于60m²,可按0.3kN/m²计算(《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》3.2.1条)。问:到底应取哪个值:0.5kN/m²? 0.45kN/m²? 0.3kN/m²?

要求提供规范依据!谢谢。

我的理解是取 0.45kN/m^2 。但我不清楚是先比大小,还是先折减。

【zwxw1011】:我认为,应该先确定活荷载的大小,再与雪荷载比较,比较合理。

【yang000nan】:依楼主所述情况应取 0.45kN/m^2 。即确定了活荷载的取值后再与雪荷载比较取较大值。

①由于门式刚架轻型房屋钢结构屋面一般采用压型钢板屋面,自重较轻(包括檩条约 0.3kN/m^2),为了确保结构安全,活荷载取值应相对加大。

②《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》3.2.2条中所说投影面积大于 60m^2 ,屋面活荷载标准值可取不小于 0.3kN/m^2 。如取 0.3kN/m^2 ,则静荷载和活荷载各占50%,按《建筑结构荷载规范》3.2.5条规定,其基本组合的荷载分项系数,静1.35(非1.2)、活1.4。故不建议将活荷载取值折减过低。

③计算刚架时取 0.45kN/m^2 ,但计算屋面构件(檩条等)时,活荷载取值不应进行折减(及大于刚架构件计算时活荷载取值)取 0.5kN/m^2 ,而应与雪荷载比较后取较大值即 0.5kN/m^2 。

④说点个人的实际经验:一般一个轻钢厂房项目建筑、结构、水、暖、动、电、工艺、设备……多个专业配合设计,一般都是同时出图。不仅各专业要提悬挂荷载大小,我们还要反提梁高、柱高等。一般厂房管线地下直埋困难大(不好围护),地沟造价大,一般都是悬挂在屋面梁上。而且他们不可能一次把所有管线、悬挂荷载都提全,随着设计深入肯定不断增加,水管荷载就不说了,仅电气母线最少就是 100kg/m ,为了避免增加荷载后重新计算,活荷载还是取 0.5kN/m^2 的好。

❷ 竖向风荷载和雪荷载方向相反时,怎样组合更不利? (id=89616,2005-04-01)

【dhw13899895789】:竖向风荷载和雪荷载方向相反时,是否只考虑雪荷载组合更为不利?

【老济南】:当雪荷载大于活荷载时,活荷载按雪荷载取值,这是通常的做法。你提的问题规范里没有明确规定。

【WYQ】:雪荷载方向是向下的,竖向风荷载和雪荷载方向相反,说明竖向风荷载方向是向上的。起码算的工况有:考虑竖向风荷载时不考虑雪荷载作用(有风时屋顶无积雪);考虑雪荷载时不计竖向风荷载(屋顶有积雪无竖向向上的风)。

❸ 工程实例

❶ 讨论:多跨吊车是否要考虑最不利组合? (id=66935,2004-08-10)

【zhjun2002】:通常我们在设计多跨带吊车厂房结构时,基本假设都是多跨吊车在同一平面位置工作。我想吊车荷载与活荷载一样具有一定的偶然性,但是对于活荷载,我们在设计多跨结构时考虑其最不利布置,比如三跨结构仅一边跨布置比满跨布置对结构的不利影响要多一点;但是,有没有人考虑过多跨结构中,如果仅一边跨吊车运行与多跨吊车同时运行对结构的影响有多大区别呢?最近本人在处理一个老厂房改吊车的工程,业主要求将一边跨原5t吊车改为10t,采取一些构造措施后经过验算,上部钢结构还能勉强通过,但是边跨第二柱列

的基础出现大偏心验算不足。后来本人将该工程的所有吊车全改为 10t, 奇迹出现了, 不但上部结构验算通过, 基础验算也全部通过。这显然不能表明这样的设计是正确的, 因为最不利的情况是一边跨吊车运行, 其他跨吊车不工作, 基础在最不利情况下应该还是不能满足设计要求。可是根据现行的国家规范, 设计应该没问题, 对于这样的情况, 各位认为是否要考虑一下吊车的最大不利布置!

附原结构简图(见图 2-7)。

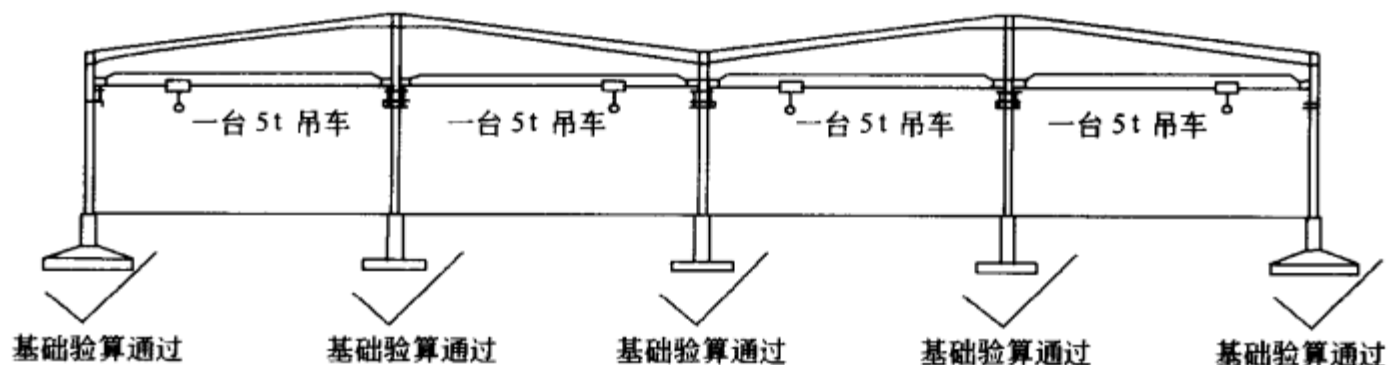


图 2-7

第一跨改为 10t 吊车后(见图 2-8)。

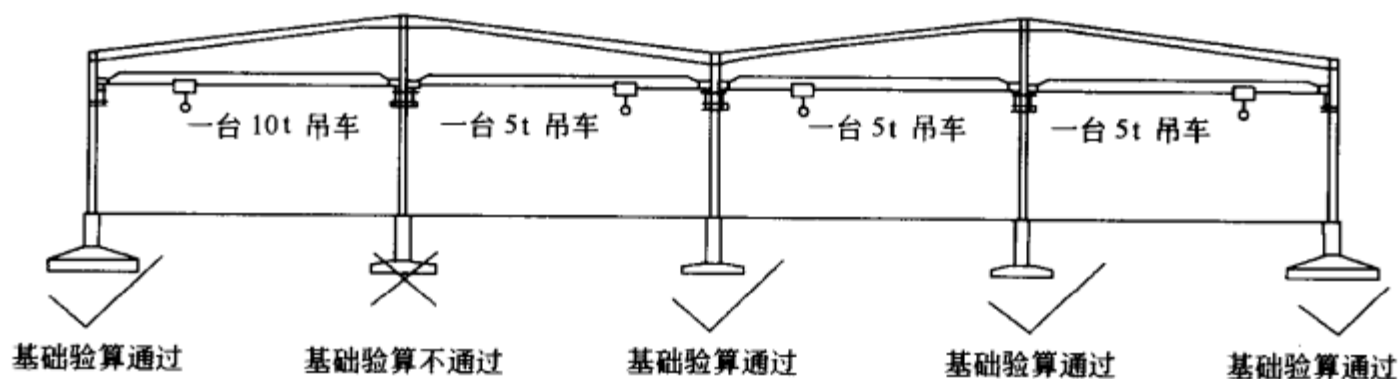


图 2-8

以下是全部改成 10t 后的情况(见图 2-9)。

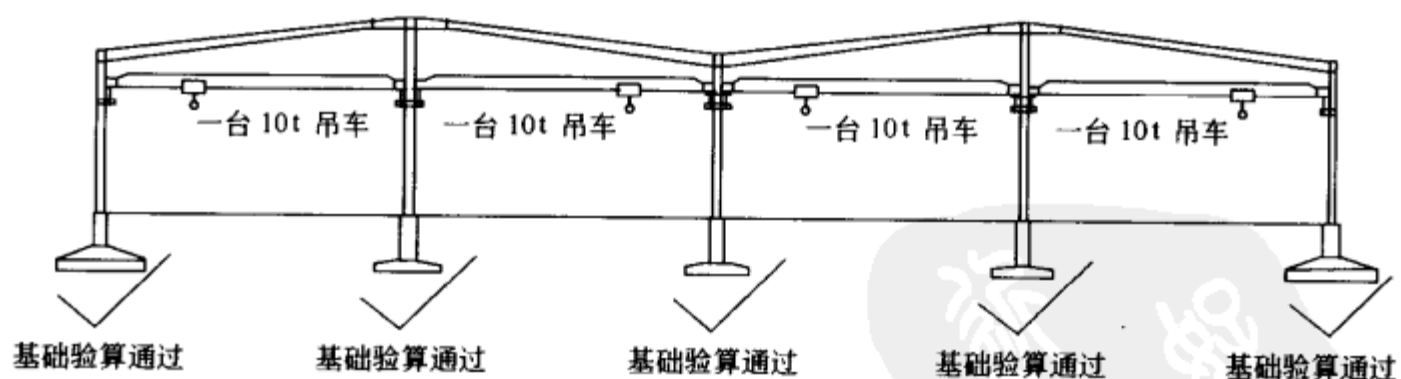


图 2-9

不过这种情况应该是四跨的吊车同时在一作业面进行工作, 是最有利的情况, 但是这种情况发生的概率有多大呢? 几乎不存在。

所以我认为, 对于这种情况, 我们通常的计算假设条件是不正确的。也就是说我们要考虑只有一跨或两跨吊车同时在一作业面工作的不利情况。

点评:这是一个非常典型的工程实例,通过这个例子可以给我们带来一些思考。

一般来说,活荷载是需要考虑不利布置,而对于活荷载不利布置的条件,规范里并没有给出明确的规定和要求,所以不同程序对于结构的不利组合的计算,也会有所不同。有些程序在考虑不利组合时,是按活荷载最不利布置的条件计算的,是一种极端的情况。

关于吊车荷载的组合问题,《建筑结构荷载规范》里有相应的条文规定。对于单层多跨排架结构厂房,吊车竖向荷载的计算,参与组合的吊车台数不宜多于4台。在计算吊车水平荷载时,参与组合的吊车台数不应多于2台。当情况特殊时,应按实际情况考虑。

规范中的条文是针对工程中较为普遍的现象,在一些基本假定的条件下制定出来的。对于实际工程中的一些特殊情况可能会出现不合理的结论。结构师应该根据自己的经验和判断来做设计。

此外,如果计算结果出现异常时,可以再用其他程序计算,以便考察结构分析的合理性。

(2) 如何考虑半龙门吊的作用? (id=81749,2005-01-05)

【lison】:请教各位:某单层三连跨厂房,单脊双坡。跨度均为27m,屋檐标高15m。两层吊车,上层各跨有2台30t(A5级),下层各跨内作用半龙门吊5t两台——一侧置于吊车梁上,一侧自承重。跨内中间通道宽3m,跨内左右柱上均设有半龙门吊。

问题:因与水平力组合时,受向上拔力的钢柱上轴压力是有利作用,此时我应该如何考虑吊车荷载对结构的影响呢?

【ahjk2000】:按正常同级吊车影响的1.2倍考虑就可以了。



七、动载及振动

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

1 相关概念

(1) 请教:什么叫互谱,什么叫自谱? (id=121563,2006-01-10)

【bubut】:请教:什么叫互谱,什么叫自谱?

【lwlyanw】:在回复之前我手头也没有具体的书籍可查,只是凭写论文时的记忆来讲一下自己的理解了:谱是一种统计特性,也就是说是概率的函数表达式,就是信号的某些特征在频域上随频率的分布关系。结构上通常用到的是和结构自身的频率有关,比如风工程中的达文波特谱。利用谱密度函数我们可以建立一个外部激励和结构相应之间的一个对应函数,我们可以通过对外部激励数据的有限数量的采集,从而获得结构对应的相应。这类似于结构力学中的功的互等定理,我们可以通过功率谱估计得到各个质点的自功率谱(也就是各个质点的频率分布函数),如果外力作用在质点1位置,我们利用其自谱就可以直接得到质点1在该外力作用下的相应;但如果要求出另外质点2在该外力作用下的相应,就要利用质点1和质点2的互谱,也就是系数矩阵发生了改变。

以上是我的一点理解,个人觉得在风工程中考虑风的空间高度相关性时,会比较容易理解。

【wanyeqing2003】:①自谱是由自相关函数经傅立叶变换得到的,全称是自功率谱密度函数,表示一个振动信号自身在频域内的振动能量;

②互谱是由互相关函数经傅立叶变换得到的,它反映了两个振动信号在频域内的相互关系。

(2) 吊车横向水平荷载需要乘以动力系数吗? (id=118697,2005-12-13)

【天马流星】:①《钢结构设计规范》3.1.6条对直接承受动力荷载的结构:“在计算强度和稳定性时,动力荷载设计值应乘以动力系数”。(在此没有区分竖向和水平荷载)。

《建筑结构荷载规范》5.3.1条:“当计算吊车梁及其连接的强度时,吊车竖向荷载应乘以动力系数”。(在此仅指竖向荷载)

那么计算吊车梁及其连接时,吊车横向水平荷载(小车水平制动力引起的)需要乘以动力系数吗?我认为应该乘。因为吊车水平荷载是由于小车的频繁制动产生的,属于动荷载,况且在图籍中吊车梁与柱连接通常是采用高强度螺栓摩擦型连接。是《建筑结构荷载规范》写的不够确切,还是我理解有误?

②《钢结构设计规范》3.1.6条计算疲劳和变形时,动力荷载标准值不乘以动力系数。而在《混凝土设计规范》3.1.4条在计算承载力及验算疲劳、抗裂时,应考虑吊车的动力系数。

为什么两本规范在计算疲劳时一个乘以动力系数而另一个不乘呢?期盼回复!

【captain_sjz】:①《建筑结构荷载规范》和《钢结构设计规范》是普遍性和特殊性的关系。因此,后者根据其特殊情况加以规定,并有些出入,是可以理解的。

因此,在进行钢结构设计时,采用《钢结构设计规范》的规定,验算强度和稳定性时不论吊车的横向或竖向荷载作用,均乘以动力系数,肯定是正确的。

②道理和①类似,是考虑了不同材料不同取值方法的结果。钢结构中,疲劳计算采用的数据系根据实测结果和试验所得,已经包含了动力影响,所以不乘以动力系数。

【bill-shu】:计算重级工作制吊车梁及其连接构件(见新《钢结构设计规范》3.2.2条)的时候横向荷载的大小规范中有规定,本身已经考虑了放大。和以前的《钢结构设计规范》定义有所不同,以前的规范考虑小车的刹车力(即横向荷载)的同时要乘以放大系数 a_T 。

【天马流星】:回 captain_sjz:你所说的“在进行钢结构设计时,采用钢结构设计规范的规定,验算强度和稳定性时不论吊车的横向或竖向荷载作用,均乘以动力系数,肯定是正确的”。

那为什么《钢结构设计手册》和一些辅导书中在计算吊车水平荷载时,都没有乘以动力系数呢?

【miaoliuhua】:不需要乘。理由如下:

①《钢结构设计规范》表达不详细,应从其他渠道进一步验证。

②《建筑结构荷载规范》指明只有竖向荷载才乘。

③《钢结构设计手册》(新版,上册)第316页,8.3.4节支持《建筑结构荷载规范》。

其他:

①强度和稳定计算须乘以动力系数。

②刚度和疲劳计算不需要乘以动力系数。

【allan】:对于吊车横向荷载是否需要乘以动力系数的问题,新规范上没有明确要求,也可以说是规范的疏漏,但是作为设计人员,没必要过分拘泥于此,动力系数为1.05和1.1,给它们一个倒数,就是0.95和0.9。也就是说,假设需要考虑,而你却没有考虑,如果应力比(以及连接设计)分别不超过0.95和0.9,那么还是安全的;假设不需要考虑,而你考虑了,那也是对结构的一种安全储备。

对吊车梁上下翼缘焊缝的问题,我个人是这样理解的,上翼缘与腹板的连接焊缝计算,参考《钢结构设计规范》第71页7.3.1条,当吊车竖向荷载很大时,按照角焊缝计算,有可能焊缝尺寸很大,但是在7.3.1点注2中有说明,当采用焊透的T形对接与角接组合焊缝时,其强度可不计算,所以这个时候采用对接焊缝应该是个好的选择;对于下翼缘与腹板的连接焊缝,图集采用角焊缝,如果是重级工作制吊车,其吊车梁需要进行疲劳计算,根据钢规疲劳计算章节及规范附录E中的相关内容,通过计算,对接焊缝与自动焊的角焊缝的容许应力幅分别大概

为 144 与 117, 相差不太大, 经过计算如果能采用角焊缝, 我觉得还是可以采用的。

对接焊缝与角焊缝的区别主要在强度及质量等级的要求上, 而 7.1.1 中的第 4 条对此也做了一定的要求。

◆ 何谓“阻尼系数”? (id=64934, 2004-07-18)

【阿修罗】: 何谓阻尼系数, 它的物理意义是什么? 有什么作用? 是不是其值越大, 地震作用产生的结构底部剪力越小?

【everyeasy】: 阻尼(Damping)是反映结构体系振动过程中能量耗散(Energy Dissipation, Energy Loss)特征的参数。

阻尼问题难以采用精细的理论分析方法, 而主要是采用宏观总体表达的方法。

最简单的模型就是粘性阻尼模型, 粘性阻尼表示阻尼力 F 大小与速度 v 成正比, 方向与速度相反, 即 $F=cv$, c 即为你所说的阻尼系数, 这种模型相当于物体在空气中低速运动的介质阻力, 其特点是在数学上便利, 且对微振动精确, 使用非常广泛。

其次就是滞后阻尼(即结构阻尼, 其大小与位移成正比, 方向与速度相反), 它表述结构内部振动变形引起的能量耗散, 耗散的能量与应变有关而与频率无关。

再次就是干摩擦阻尼(即库仑阻尼, 其大小与正压力成正比, 方向与速度相反)。

更具体的可以看一看坛子上提供的“结构动力学教程”。

论坛里也可以搜索到相关的帖子:

①请教: 有关阻尼的问题? [精华]

<http://www.okok.org/cgi-bin/ut/73454>

②怎样根据滞回曲线求等效阻尼系数?

<http://www.okok.org/cgi-bin/ut/221216>

③有关谱分析中的阻尼问题?

<http://www.okok.org/cgi-bin/ut/213150>

还有很多的讨论, 最后一句话, 阻尼是个好东西, 可是对结构的阻尼特性和阻尼模型的研究还不够, 有待进一步深入。

◆ 工程问题

◆ 请问: 有振动载荷时, 结构设计应注意哪些问题? (id=15268, 2002-09-29)

【gangjiegoushi】: 一工程, $20 \times 10\text{m}$ 小仓库。跨距 10m , 柱距 5m , 全钢结构。二层地面采用钢隔板, 次梁间距 1.5m 。二层有两台空压机, 每台自重 11t , 重心分别位于一支主梁的跨中。准备将空压机固定螺栓固定于次梁上。空压机曲轴、电动机转速已知, 请问除考虑恒载外, 还需考虑什么问题? 柱脚是否应用刚接?

【无需冷藏】: 先考虑直接从地面起基础至二层支空压机, 否则难以处理。

【gangjiegoushi】: 一层空压机下方为水池, 无法打基础。一层柱高 2.5m , 空压机只考虑重量, 我用 STS 计算了一下, 主梁用 $500 \times 300 \times 11 \times 18$ 热轧 H 型钢, 柱采用 $500 \times 200 \times 10 \times 16$ 热轧 H 型钢, 计算能通过。考虑到空压机的振动, 加载荷时已把空压机重量乘以 1.2 的系数。

不知这样是否可行？

【laozh】:空压机属高频振动,其扰力一般不大但振动频率高,噪声之害尤高于振动,振动用减高频震动减震器,噪声砌隔声墙封闭理,风口做成吸隔音口。对钢梁挠度控制在1%左右即可。

【无需冷藏】:楼上兄弟所说的我不太懂,让我感觉你说的是风机而不是空压机,“控制挠度在1%”是不是还要加个0?

不知首帖做的是哪种型号,我参观过的一种空压机房,空压机“连杆”往复运转时的周期跟中速骑自行车差不多,应该属低速运动,站在基础边能感觉到明显的振动。

对于这种低速度运动机器一定要慎重,它与房屋固有周期接近,很容易造成破坏,简单放在梁上,乘以个系数计算绝对不行,正常设计就是我第一帖的方法,而且基础与二层楼板必须脱开。就是硬放,也要经过振动计算,梁高可能要到1600mm以上,代价很大,而且算不清楚。550mm的梁很危险。

如果我遇到这种问题,一定要让工艺把池子挪开,或者允许立柱子和基础。

【27182818284】:应该尽可能加大梁的刚度。另外,你如果能说服业主,把楼板改为混凝土,混凝土楼板和钢梁用圆柱头焊钉连接最好。由于混凝土楼板有较大的刚度,并且阻尼较大,可以明显减少空压机引起的振动。

【steely】:如果确实不能落地,混凝土结构优势明显。

若用钢结构很难避开共振周期,而且钢结构振幅太大,如果想控制钢结构的楼面振幅,代价将极大。

② 吊车的振动荷载会对柱起有利作用吗? (id=18277,2002-11-21)

【童童】:我们刚做一个16t吊车方案,因为牛腿处弯矩太大,就采用平台支承,下设支承钢柱。有人说弯矩不大,而且吊车的振动荷载会对柱和牛腿有利,是这样的吗?

16t吊车,36m跨,轻型天窗,6m柱距,Q345钢,1m截面是不是太大了?

有人说他们做100t的吊车,只用了800mm截面,且是Q235钢。

【tjgjs】:超过31.5m的吊车本人还第一次碰到,不过可能是定做的。你说得用平台支撑是什么意思?不过你用的1m的截面可能有点大。不要听别人怎么说,还是拿数据说话吧!“有人说吊车振动荷载对柱牛腿有利”,不知是哪界人士,能否拿出依据说话?

100t吊车做的是门式刚架还是格构式的,相信自己的好!

【呆呆虫】:吊车振动对牛腿有利,纯属无稽之谈,不过1000mm的截面是够大的,主要看柱子多高,风荷载情况如何等诸多因素,不可一概而论。

【sonny】:从未听说过吊车振动荷载对牛腿有利的说法!你的柱应该足够大!

【刘欣】:柱子高度我看不需要这么大,倒是翼板宽度需要考虑一下。

【cccczg】:其实16t吊车根本不大,如果柱脚采用固接,吊车梁标高又不大,柱子截面肯定用不了1m。但是如果柱铰接,吊车标高20多米,吊车梁处柱水平位移控制在1/2500,柱子就一定很大。

【李淑云】:振动荷载是需要避免的,应该不会对柱子有利。

该工程除了36mm轨距比较大外,其他情况都较为普通,但轨距大小对钢柱增加的弯矩

应可以计算,只是要考虑到屋面梁和吊车自身都会充分抵消部分弯矩。

(3) 锻工车间设计。(id=76283,2004-11-15)

【msf】:有一锻工车间,30m跨,9m柱距,15m轨高,30/5t、50/10t吊车,内设3~5t锻锤。设计采用钢柱钢梁,屋面和墙面采用彩板。设计上要注意哪些问题?彩板会振动发响吗?

【wanyeqing2003】:如果锻锤不带隔振基础,就要考虑锻锤冲击振动的影响。一是厂房基础的埋深要注意;还有就是在设计锻锤基础时,要考虑减少传出的振动线位移的幅值。动力机器基础设计规范有具体的要求。

如果锻锤带有隔振基础,振动的影响就会减小许多。

(4) 振动梁。(id=78873,2004-12-10)

【mmmm】:工业厂房中的振动梁(如支承振动筛、破碎机等)采用箱型钢梁,应该在构造上注意些什么?是否给钢梁柱灌入细石混凝土更好呢?有没有这方面的资料?

【zhangji1060】:我看未必,无论什么样的结构及结构中的构件在结构中处于什么位置,其构件的应力都只是正应力和剪应力,只是我们常常接触到的是静应力和剪力,因而遇到带有震动特性的问题就有点茫然。

言归正传,你的振动梁在计算时除了要计算强度、刚度及稳定性以外,还要验算疲劳(构件以及节点)。要充分体现出强节点强锚固。

【wanyeqing2003】:在工业厂房的设计中经常会遇到振动设备的问题。也出现过由于振动过大而造成结构破坏或危及周围环境的现象。如果采用钢结构的形式,其刚度较小,容易引起共振。建议你设计时最好做一下动力分析。

常用减小振动影响的方法有两种:

- ①主动隔振。在振动设备上加装隔振装置。
- ②被动隔振。改善支承结构动力特性,使之扰力避开共振频率。

在此基础上再考虑强度、稳定性和疲劳问题。

第三部分

结构体系

- 关于钢结构厂房的概念
- 关于单层钢结构厂房
- 关于框排架结构
- 关于混凝土柱钢屋盖结构
- 关于抽柱厂房
- 关于变形缝问题

设计参考



一、钢结构厂房的概念(普钢与轻钢的区别)

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	flywalker(袁琪)

1 入门问题

① 如何区分普钢与轻钢? (id=42896,2003-11-21)

【X. ZEALER】:刚开始做钢结构厂房,有许多问题还没有搞清楚。什么是重钢,什么是轻钢?它们之间有什么区别?

【呆呆虫】:一般不称呼重钢,因为轻钢结构是相对于普通钢结构而言的。两者的区别在于采用规范的不同,构造及变形限值也不一样,但其结构内力计算是一样的。应该针对具体问题来探讨两本规范的适用条件和相关的设计要求。

【X. ZEALER】:那请问在实际应用中怎样决定何时用轻钢结构,何时用普通钢结构?既然两者有区别,必然各有各的使用范围。

我想了解了这些基本概念对于我们初学者来说应该是很有好处的。

【tx】:《钢结构设计规范》适用于工业与民用房屋和一般构筑物的钢结构设计,也就是普通钢结构问题。

《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》适用于主要承重结构为单跨或多跨实腹门式刚架,具有轻型屋盖和轻型外墙(外墙亦可采用砌体做围护结构),无桥式吊车或有起重量不大于20t的A1~A5工作制级别桥式吊车或3t悬挂式起重机的单层房屋钢结构的设计。这就是所谓的轻钢结构。

《冷弯薄壁型钢结构技术规范》适用于建筑工程的冷弯薄壁型钢结构的设计,例如常用的C型和Z型檩条,就是薄壁钢结构。

还有适用于高层钢结构建筑的《高层民用建筑钢结构技术规程》,也称高层钢结构。

【雪嫣】:《轻钢结构设计规程》(上海市标准)是这样来区分轻钢和普钢的:轻型钢结构房屋没有严格的定义,一般可用主要受力构件的截面组成来区分。因此以下的结构都可称为轻型钢结构:

- ①由冷弯薄壁型钢构成的结构;
- ②由热轧轻型型钢构成的结构;
- ③由焊接和高频焊接轻型型钢构成的结构;

- ④由圆管、方管、矩形管等构成的结构；
- ⑤由薄钢板焊成的构件构成的结构；
- ⑥由以上各种构件组合构成的结构。

【X. ZEALER】:这个问题我们领导给了个看法:

轻钢和普钢其实不应该分得那么清楚,国外是没有这种划分的。而且在实际中有些普钢就是按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》做的。

最近在论坛上找到这么一段话,以供参考:

现在轻钢和普通钢结构没有明确的分界线和设计上的差异,怎么可以分开来看呢?

轻钢原来是指“跨度不超过 18m 且起重量不大于 5t 的轻、中级工作制桥式吊车的房屋中采用有圆钢或小角钢的钢结构”。实际上现在轻钢结构的发展已远远超出原先的定义,其应用范围不再局限于具有小跨度、小吊车的房屋,而是已逐渐扩展,可以取代部分普通钢结构的应用。目前轻钢厂房吊车可以做到 50t(可以查阅相关文章),门式刚架的跨度可以达到 72m(可能还有更大的),网架的跨度可以达 100m 或者更大(深圳市民中心的网架跨度一百多米)……。我国高校和研究机构现在还在不断的研究轻钢结构,每年都有硕士、博士在做相关方面的研究。所以,想把这块做好也挺不容易!如果你设计、制作、安装的水平都很高,自然会有竞争力!

【torpedo】:判定结构为重钢与轻钢结构确实没有一个统一的标准,很多有经验的设计师或项目经理也常常不能完全说明白,但我们可以用一些数据综合考虑并加以判断:

- ①厂房行车起重量:大于或等于 25t,可以认为是重钢结构;
- ②每平米用钢量:大于或等于 $50\text{kg}/\text{m}^2$,可认为是重钢结构;
- ③主要构件钢板厚度:大于或等于 10mm,轻钢结构用的较少。

另外,还有一些参考值,如每平米造价、最大构件重量、最大跨度、结构形式、檐高等。以上这些在判断厂房是否为重钢或轻钢时可以提供经验数据。当然现在很多建筑都是轻、重钢都有,但有一些我们可以较肯定的说是重钢,如石化厂房设施,电厂厂房,大跨度的体育场馆、展览中心,高层或超高层钢结构。

实际上,国家规范和技术文件都并没有重钢一说,为区别轻型房屋钢结构,也许称一般钢结构为“普钢”更合适。因为普通钢结构的应用范围很广,可以包含各种钢结构,不管荷载大小,甚至包括轻型钢结构的许多内容,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》只是针对其“轻”的特点而规定了一些更具体的内容,而且范围只局限在单层门式刚架。

轻钢也是一个比较含糊的名词,一般可以有两种理解。一种是现行《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)中“圆钢、小角钢的轻型钢结构”,是指用圆钢和小于 $L45\times 4$ 和 $L56\times 36\times 4$ 的角钢制作的轻型钢结构。主要在钢材缺乏年代时用于不宜用钢筋混凝土结构制造的小型结构,现已基本上不大采用,所以在现行的钢结构设计规范内容修订中已经删除了这部分内容。另一种是《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》所规定的具有轻型屋盖和轻型外墙(也可以有条件的采用砌体外墙)的单层实腹门式刚架结构,这里的轻型主要是指围护用轻质材料。既然前一种已经快取消,那么现在的轻钢含义就主要指后一种了。

由此可见,轻钢与普钢之分不在结构本身的轻重,但在所承受围护材料的轻重,但在结构设计概念上还是一致的。

【w_shiqi】:现代钢结构体系由热轧截面、焊接截面和冷弯薄壁型钢截面构件组成。人们



往往将钢结构划分为普通钢结构和轻型钢结构两大类。但是,究竟如何定义或区分这两类结构,却存在着很多不同的标准。例如,结构跨度的标准,结构层数的标准,结构用途的标准,吊车吨位的标准等。这些标准都有一定的合理性,但都是建立在结构体系外在因素或特征基础上的。事实上,轻型钢结构体系的本质是“轻”,实现这一本质的条件是截面板件要“薄”,设计时必然要考虑板件局部失稳后的极限强度。所以,从结构工作机理和设计计算原理的角度出发,轻型钢结构体系是指“结构构件采用较薄板件,设计时考虑板件局部失稳后的屈曲后强度的钢结构体系”。例如《冷弯薄壁型钢技术规范》和《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》都适用于轻钢结构设计。

轻钢与普钢结构的特点。(id=17213.2002-11-05)

【lyq995】：请问：

- ①轻型钢结构与普通钢结构各自的特点；
 - ②冷弯薄壁型钢的发展、计算特点、截面形式和应用范围。
- 最好能够举例说明。

【aj_young】：关于轻型钢结构与普通钢结构的特点：

①Pre-Engineered Metal Building System 是建筑行业内一个高度发达的部门,是从第二次世界大战时起源的,很多细节已经研发得完美无缺。

②钢结构过重的原因往往是由于以往的工程经验所致(像故宫金銮殿的大柱一样,采用的是经验断面),虽然通用结构分析软件会给你一个 0.000 的 UNIT YCHECK RATIO,但是由于 CAD 软件及制造工艺的限制,你会无从下手改善。

③轻钢结构这个描述虽然中国大陆几十年来较为通用,但仍然是不确切、不科学的,建议淘汰。改为低层钢结构、高层钢结构似乎更为妥当。

④实际上,采用目前的主流技术后,低层钢结构、多层钢结构、高层钢结构、超高层钢结构,以及住宅钢结构、电厂钢结构、桥梁钢结构、铁塔钢结构、海洋钻井平台钢结构等,经过优化都能做的很轻巧。

此外,在学习的时候请注意以下几点：

- ①尽量采用变截面刚架(设置隅撑),刚架连接采用端板,截面高度经过适当优化,尽量多考虑制造、运输、安装的便利性；
- ②中柱尽量采用两端铰接的摇摆柱,中柱比较高时可改用方管截面；
- ③柱底尽量做成铰接柱脚；
- ④支撑可按拉杆设计；
- ⑤檩条尽量采用 Z 型,可以设计成连续檩条,必要时支座处尚可加强；
- ⑥建筑柱网要考虑模数化；
- ⑦檩条尽量标准化；
- ⑧收边、泛水尽量标准化；
- ⑨设屋架檩条拉杆的目的是为了防止在风吸力作用下檩条反弯时下翼缘失稳；
- ⑩墙架檩条与彩色钢板协同作用,一般可以不设拉杆,施工时需加木方临时支撑,端墙檩条必要时可以加拉条；

⑪尽量少在墙架上开孔,屋面采光板比墙面窗幅采光效率要高很多;

⑫屋面钢板尽量采用 Structural Standing Seam Metal Roof;

.....

【lzh1008】:首先得感谢 aj_young 兄所作的详细答复,但是个别地方有点意见相左:

“①尽量采用变截面刚架(设置隅撑).....”

变截面刚架可以省钢,但是不省事,能够用标准钢就用标准钢,更适合工厂化施工预制,国内一般都用变截面的,但国外均用等截面 H 型钢。

“③柱底尽量做成铰接柱脚;”

有吊车时,当吊车荷载较大,使用频率较高时,宜采用刚接,但是基础费用会增加。

【aj_young】:“①尽量采用变截面刚架(设置隅撑).....”

变截面刚架需要专门的 CAD/CAM 软件、生产线,制造工艺配套,其成本远低于你的想象;低层钢结构中,变截面是工业标准。

“③柱底尽量做成铰接柱脚;”

有吊车建筑,需对应吊车专门设计,柱脚仍然可以采用铰接。具体做法可采用如下形式:牛腿、独立柱、直柱、梯形柱、吊车塔架、.....

【乡下砌匠】:对于 aj_young 的帖子,我有一些不同的看法。

“⑨设屋架檩条拉杆的目的是为了防止在风吸力作用下檀条反弯时下翼缘失稳;”

我认为一般情况下,檩条拉杆并不能保证檩条下翼缘的稳定,当在风吸力作用下反弯时,仍需验算翼缘檩条的稳定。设置拉杆的主要目的是为了减小檩条绕弱轴弯曲时的支撑长度。

“⑩墙架檩条与彩色钢板协同作用,一般可以不设拉杆,.....”

在很多情况下都必须设置墙架檩条的拉杆,并在必要的位置外加设撑杆和斜拉条。这样做的目的主要是为了传递墙板重力。因为墙架梁一般采用 C 型檩条,墙板重力沿 C 型钢弱轴方向强度往往难以满足。

还有一个问题要请教:

“②中柱尽量采用两端铰接的摇摆柱,中柱太高时改用方管截面;”

中柱用方管是为了提高其稳定性吗?

点评:①一般认为:檩条的拉杆能否保证檩条下翼缘的稳定与拉杆的位置有关,如果拉杆位置靠近檩条的上翼缘就不能保证在风向上的吸力作用下,檩条下翼缘的失稳;而当拉杆位置靠近檩条的下翼缘时,拉条对檩条下翼缘的稳定性有利。

②摆柱采用方管,可以减小平面外的长细比,对于平面外的整体稳定性是有利的。

2 设计概念

(1) 普钢与门刚的区别? (id=126858,2006-03-13)

【dchggg】:请高手指导:

①对于受弯或压弯构件,构件面内稳定计算时门刚和普钢有哪些区别?

②对于一个多层钢结构厂房平面框架计算时,如果抗震设防烈度为 7 度,其计算控制点有



哪些与轻型房屋门式刚架不一样?

③在非抗震情况下,普钢与门刚的区别有哪些?

【wanyeqing2003】:①计算平面内稳定时,主要差别是计算长度不一样;

②《建筑抗震设计规范》中没有考虑轻型门式刚架钢结构,而对多层钢结构厂房要按《建筑抗震设计规范》执行;

③在不考虑抗震要求时,两种结构类型的分析也有差别。

关于这个问题,可以根据具体工程要求,在论坛上搜索有关的帖子。

【dchggg】:对于第一个问题:只见到规范上的条条款款,没有找出其根本区别来。希望高手能够简单明了地解释一下。

对于第三个问题:具体工程应该是吊车起重量为 5t,工作制为 A6 级的单层钢结构厂房,在非抗震情况下,普钢与门刚的区别有哪些?

【wanyeqing2003】:对于第一个问题:在计算构件的稳定性时,一般要先确定计算长度,根据计算长度来决定稳定系数,然后就可以计算稳定性了。而对于构件平面内稳定性计算公式,我认为在形式上两个规范是差不多的,试比较《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》式(6.1.3-1)和《钢结构设计规范》式(5.2.2-1)。其中主要的差别就在于计算长度的确定,这部分内容请看《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》6.1.3 条和《钢结构设计规范》5.3.4~5.3.6 条。有时两个规范计算出来的计算长度会相差很大,这就直接影响到稳定的计算结果。

对于第三个问题:5t、工作制为 A6 级吊车的单层钢结构厂房,已经超出《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的范围。严格来讲,应该按照《钢结构设计规范》的要求来设计。而对于非抗震情况,两个规范的要求也不一样,仅仅体现在结构体系的限值上就有许多:柱顶的位移限制,构件的长细比要求等。还有厂房结构的支撑布置,包括前面说过的计算长度的计算方法等。

由于吊车吨位较小,在实际设计中可以根据以往的经验,适当调整技术指标。

2 轻钢结构与重钢结构的区别? (id=22449,2003-02-17)

【wxh】:请问轻钢结构与重钢结构的区别有哪些?

【li_qing13】:在新的《钢结构设计规范》出来之前,本人观点如下,仅供参考:

①就门式刚架而言,可参考《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》第一页的总则。

②我认为《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》第一页的总则中所划定的范围即为轻钢,其他属于普钢或重钢。

③轻钢结构在设计的过程中主要遵守《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》;而普(重)钢结构在设计的过程中,应该遵守《钢结构设计规范》。

其实在实际工程设计时,往往不太好区别轻钢、重钢。我觉得很多工程都是凭个人的设计经验来判断。

【woodants】:有一种说法是考虑屈服后强度的是轻钢,不考虑的是普通钢结构。

【framer】:区分轻钢与普钢,一般是通过使用的钢材是否属于《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》规定的范围。由于采用轻型屋面及墙面,轻钢结构常选用薄壁钢,因其质轻、施工方便且独具特点而成为一种结构形式。但在轻钢设计中,什么时候该用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中的规定,什么时候应选用《钢结构设计规范》是有值得商榷的地方。

【sunny】:最早的轻钢结构概念就是指在普钢设计中不允许采用的材料如圆钢、小角钢等做成的结构而言的。随着工业发展与科技进步,现代轻钢结构概念中已经充实了更多的内容,又创新了更好的结构形式,进一步拓展了初始的应用领域。轻钢结构是采用区别于普钢结构使用的传统型材,如热轧 H 型钢、T 型钢、冷弯薄壁型钢及薄壁焊接型材等;采用区别于普钢结构的设计理论方法,如考虑屈曲后强度、计入蒙皮效应等。

【1978331231】:我对轻钢要求中的以下几点比较有印象:

结构跨度 36m 以下,高度 18m 以下,吊车起重量 20t 以下(以前规范限制 6m 柱距在 30t 以下)。

轻钢与重钢在计算上很重要的一点不同就是考虑腹板的屈服后强度,腹板高厚比要求比重钢要求低很多。

【wanyeqing2003】:我觉得轻钢与重钢并没有严格的定义,只是大家的一个俗称,算是一种习惯上的称呼吧。只是我们在设计时应当考虑遵守哪一个规范,按照哪些条文执行。不同的规范包含着不同的设计体系,也有许多不同的规定。以《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》和《钢结构设计规范》为例,它们有以下不同的内容:

- ①设计对象不同,具体内容可以参见两个规范中的适用范围。
- ②荷载取值不同,特别是风荷载和屋面活荷载等;
- ③分析方法不同,尤其是计算长度确定和局部稳定计算等;
- ④限制条件不同,如变形和长细比控制等;

工程应用

这样的结构该按什么规范设计? (id=23811,2003-03-14)

【沉静的神】:碰到好几个工程,下面两层或一层荷载较大,跨度一般小于 10m,顶层为大跨度 20~40m。按照普钢设计觉得不经济,按轻钢设计又有点担心。尤其是抗震设计,若按新的《建筑抗震设计规范》设计,用钢量大增,业主不接受;如果按轻钢设计,又担心审图不能通过。谁能给一个具有说服力的建议?

由于很多原因,顶层柱和下部柱连续不断开,否则下部可以按普钢设计,顶层柱脚铰接后按轻钢设计。

【dyd771】:我也遇到过类似问题,上部按轻钢计算也是可以的,但一般计算时要空间建模,注意上部的连接、构造的抗震要求。

【zhulei】:我觉得应该按普钢设计,理由如下:

①如果按轻钢设计的话,缺少规范依据,因为《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》仅适用于单层房屋。

②若将上层按轻钢设计,下层按普钢设计,除非下层的刚度足够大,大到下层和上层相比可以认为无侧移,那么上层才能按轻钢设计。而这样做,代价会很大。

【fwd】:这问题在 STS 软件培训时我问过,答复如下:

- ①上部可按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》验算;
- ②下部可按《钢结构设计规范》验算。

【titanlnk】:每个规范都有其适用范围,个人认为应该严格遵守,或者必须严格遵守,尤其作为门式刚架有十分严格的定义(原因不再多说)。所以,在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中定义的范围以外,都应该按《钢结构设计规范》进行设计。

【asd】:zhulei讲的好,“除非下层的刚度足够大,大到下层和上层相比可以认为无侧移”。其下层要有足够的刚度,满足无侧移条件,上层方可按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》设计。

【呆呆虫】:据蔡益燕老师介绍,这种结构顶层可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》验算,但要整体分析,注意上部结构对下部结构的影响。

【titanlnk】:问题的关键就在蔡益燕老师的说法:“但要整体分析,注意上部结构对下部结构的影响”,也就是说,结构的上部和下部如果要不同对待,那么节点怎么办?上部铰接还好,如果采用连续做法,相对刚度将令人费解(不同规范造成),最直接的就是如何取定柱的计算长度系数。蔡益燕老师是轻钢结构的主要研究者之一,但是如何“注意”就需要结构工程师去做概念上的判断。所以鄙人坚持这种结构按《钢结构设计规范》设计。

【zc】:我不同意诸位的说法。如果上柱下端为铰接,那么下层的刚度可以不必做太多的考虑,可以直接按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》设计。而下部只需把上部的反力加于柱顶,按《钢结构设计规范》验算就行了。如果上柱和楼层刚接才需考虑下部结构层的整体刚度。

【邓箫骥】:这种情况应该完全按照普钢设计。原因有以下两个:

①顶层柱和下部柱连续不断开,上下两层是一个整体工作,按照系统原理,协同整体工作的两部分按不同的规范设计,显然不够合理。

②底层荷载较大,地震力也较大,这必然导致连接处上部柱子的弯矩增大,如果上部按轻钢设计,将会造成安全隐患。



轻钢与重钢厂房结合设计问题的探讨。(id=11373,2002-07-11)

【dyd771】:一厂房 36m 跨,檐口标高 16m,100t 重级工作制吊车一台,轨顶标高 9m。上有 4m 高 12m 跨天窗架及挡风墙,屋面梁为实腹变截面梁,起坡 1/10。天窗架为 H 型钢,8 度抗震设防。柱为一阶变截面实腹柱。此结构中包含门式刚架结构,屋面钢梁应该按轻钢设计还是按重钢设计?

吊车运行中的刹车力会不会引起屋面梁疲劳应力?需要采取什么措施?

【3d】:此结构是重钢无疑!

①做实腹式柱不合理,我做过 75t+30t 的两台吊车,檐高 15m,24m 跨,做实腹柱做到 900mm 高。

②建议:可做格构柱或分离柱(分吊车肢和屋架肢),屋面采用轻型屋架。重级吊车厂房柱位移及吊车梁计算限制较严。

【my71327】:我觉得用门式刚架是可以设计的,但应注意以下几点:

- ①柱与基础必须刚接,控制水平位移、整体稳定性;
- ②按《钢结构设计规范》设计;
- ③屋面必须设纵向、横向支撑;
- ④柱间支撑按受压杆计算,考虑吊车纵向水平力。



【呆呆虫】:应该按普钢计算,格构柱较为理想,屋面梁可以考虑实腹式,我曾做过中级75t,檐高18m,下柱截面为1200mm高。重级工作制吊车,各个方面要求均很严格,所以柱应按普钢,梁可以按压弯构件计算,按《钢结构设计规范》验算。

【fredzhu29】:①其实柱和梁可以全部做成格构式,柱可以做一阶柱,柱外肢正常方向设置,内肢可转 90° ,以增加其平面外刚度(外肢有墙面次结构支撑而内肢没有)。

②柱截面高度估计需做到2000mm左右。因为檐口较高,吊车又是重级工作制,水平侧移控制得严一些。

③屋架的疲劳我想只要注意构造就行了。计算疲劳时只需考虑吊车梁及制动结构等直接承受动力荷载作用的构件就行了。

④按《钢结构设计规范》设计。

希望能对你有些帮助。

【峭峭】:应该按《钢结构设计规范》进行设计和验算,严格控制柱顶位移,柱间支撑宜按压杆设计,适当增加支撑数量,可减小刹车力产生的冲击影响,同时考虑提高檩条承载能力。

【wghsts】:这种厂房属于重型钢结构,可以采用钢管混凝土柱,三肢管格构柱,屋面横梁采用桁架式的,这种厂房柱距宜为12m或更大一些,是比较经济的,使用也较为方便。本人曾经设计过200t的炼钢厂房,柱距大多数为24m,天窗采用门式刚架结构可能不经济。

③ 按普钢还是按门刚验算? (id=112874,2005-10-22)

【老虎】:混凝土柱钢梁结构,跨度为21m,屋面为无檩结构,上铺大型屋面水泥槽板。我按普钢与门刚验算的结果不一样,不知该采用哪一种?请指教。图3-1、图3-2分别为按这两种规范计算的应力比。

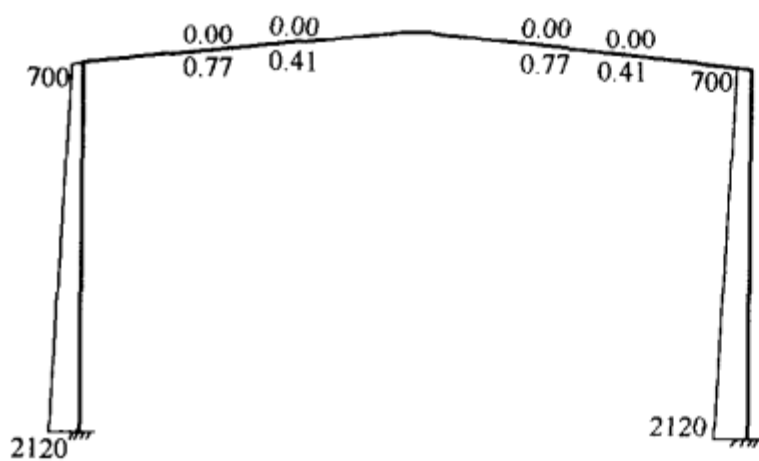


图 3-1 按普钢计算

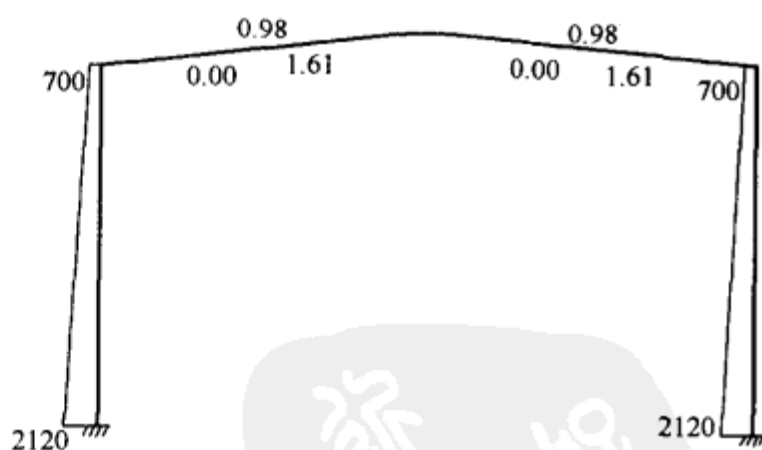


图 3-2 按门刚计算

【wanyeqing2003】:我认为:从结构类型和屋面荷载来看,已经超出了《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的范围。在计算钢梁时,应该按《钢结构设计规范》来考虑。安全起见,也可以用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》来复核一下。不过在用门刚计算时,需要调整钢梁平面外计算长度。大型屋面板下都设有埋件,要与钢梁焊接,所以平面外计算长度比较小,稳定应力会小很多。



【老虎】:图 3-1、图 3-2 的钢梁翼板厚为 16mm,我现在改成了 14mm,这样按《钢结构设计规范》能通过计算,但按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》就不行了,我不知道用《钢结构设计规范》与用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》为什么会出现这种差别?那么,如果按《钢结构设计规范》能通过,而按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》通不过,则应该选择哪种验算方式?

【wanyeqing2003】:主要是计算强度应力和整体稳定性时,两个规范的计算公式存在差异。特别是在计算稳定应力时用到的构件计算长度,有时《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》算出的计算刚度系数要大于《钢结构设计规范》。



二、单层钢结构厂房

整理	wanyeqing2003(万叶青), flywalker(袁琪)
审核	flywalker(袁琪)

一般问题讨论

重钢厂房设计中若干问题的探讨。(id=136808,2006-06-08)

【sunny8448】: ①门式刚架结构在重型厂房中的应用越来越广泛,与过去的重型厂房不同是:过去大都采用大型屋面板,屋架作为屋面承重结构;而现在屋面大都采用彩钢板,实腹式H型钢梁作为屋面承重结构,屋面荷载大大减小了。这样的话,重型厂房屋面H型钢梁是否能够按照轻钢规程设计呢?

我感觉屋面梁采用轻钢规程设计时,梁的板件局部稳定性限制可以放宽,屋面支撑也可以用张紧的圆钢。

②在设计重型钢结构厂房时,采用格构柱,用PKPM中的STS不能计算格构柱平面外稳定性。不知做过格构柱设计的同仁是如何处理的?

【hai】: ①可以参考《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》设计,但屋面支撑相对轻钢结构要加强一些。

②STS计算的格构柱平面外稳定性,实际就是单肢稳定,你可以对比《钢结构设计规范》的格构柱部分和STS的计算书,STS算的已经可以了。

【msf】: 重钢厂房的屋面梁完全按轻钢规范设计,我不太赞成。实际设计中,有些设计指标要控制得严格一些,如屋面梁要有一定的刚度,即梁的挠度不能太大,比如控制在1/250,梁做的太小,柱子(格构柱)就会很大,柱顶位移也增加。

【detailer】: 重钢厂房与轻钢厂房毕竟有区别,在重钢厂房的设计中,风荷载已不再是主要的控制荷载,竖向吊车荷载或钢梁传来的力往往是关键力,如果钢梁按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》控制的话重量减轻了,对柱子不是有好处吗?

【sunny8448】: 谢谢 hai 的指点,我看过PKPM出的计算书,但当时不明白为何只有左右肢的稳定性,而没有弯矩作用平面外的整体稳定性,直到看了《钢结构设计规范》5.2.3条后,才明白弯矩绕虚轴作用,弯矩作用平面外的整体稳定性可不计算,但应计算分肢的稳定性。



【flywalker】:目前很多在讨论重钢厂房设计时,柱子采用格构柱或其他阶形柱,梁采用实腹式 H 型钢的门式刚架形式的结构中,梁按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》设计,柱采用《钢结构荷载规范》设计,是一种片面将一个整体结构简单的分成两个独立构件来考虑的观点,而没有考虑协同工作。由于这种结构在规范里面没有明确的规定,造成了应用上的一些盲目性。而不管是哪种软件,都是按照规范的条文规定来计算的。这样,首先涉及到的柱计算长度问题,由于 H 型钢梁的线刚度并不比钢柱的线刚度大多少,甚至还低,对于钢柱的弹性约束能力并没有规范中按屋架构件考虑来的强,所以在应用规范进行计算长度系数计算时就存在很大问题,应该引起足够重视。同理,梁和柱构件组成的是一个整体结构体系,屋面虽然采用了轻钢屋面,但是也不能盲目的认为就可以采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》进行设计,毕竟一个整体结构体系就得用整体的观点来分析。而屋面材料不是采用什么规范设计的决定性因素,在重钢厂房内,吊车等重荷载是影响的决定因素,如梁的线刚度对柱的稳定性有影响,屋面的刚度对整个结构的刚度有影响等等,所以这些影响都得综合考虑后才可下结论。

【allan】:对此问题,我有不同的看法:

①首先,我是支持屋面变截面梁采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》验算的,因为变截面构件的概念只在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中有,《钢结构设计规范》中是没有的,《钢结构设计规范》只是用等效截面来验算,这显然是有一定误差的,所以在大多数情况下,变截面梁用轻钢规程验算比用《钢结构设计规范》验算,其应力比要大,这个是合理的、正常的。

②至于线刚度比的问题,影响的参数是两个,内力分配及计算长度。其中内力分配与所选规范(《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》和《钢结构设计规范》)没有直接关系,而计算长度的计算则有很大关系。但是,对于格构柱及其上面的实腹柱来说,在我国现行的《钢结构设计规范》里,两者的计算长度系数只与各自的截面惯性矩和实际长度(两者合起来可以说就是线刚度),以及各自承受的轴力有关(见《钢结构设计规范》第 136~145 页),而与屋面梁的线刚度没有直接关系;但与屋面梁跟柱的连接(刚接、铰接)有关系。规范这样考虑是否合理,不好说。在这里可以这样说,对于该种结构类型柱子,不管屋面梁的验算采用什么规范,对柱子的计算长度系数都没有影响。

③所以说,我个人觉得,选用何种规范验算对各构件的内力是没有影响的,而就目前我国的规范来说,柱子与梁选用什么规范来验算,都是对各自本身的验算结果产生影响,既然这样,对变截面屋面梁,为什么不用能正确验算它的《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》验算,反倒是因为它属于重钢结构中的一部分就非要用《钢结构设计规范》来验算呢?

④在之前,对目前能计算类似结构的计算软件进行测试,我发现 PKPM 是没有完全按照《钢结构设计规范》第 54~55 页的要求来验算的,主要体现在上阶柱计算长度的取值上,尤其是钢结构规范上第 55 页 5.3.4-1 点,PKPM 似乎仍然是按照与屋面梁线刚度比来确定的。也就是说,屋面梁截面的变化对上阶柱计算长度系数变化的影响大于上阶柱轴力变化的影响,屋面梁截面变化,上阶柱计算长度系数变化,屋面荷载变化,上阶柱计算长度系数没有变化;而 3D3S 则是完全按照《钢结构设计规范》的要求来验算的。

⑤对于梁的计算长度,我相信大家都是熟悉而又陌生的,因为规范几乎均是围绕柱的计算长度来说的,对梁似乎没有。在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中,梁的计算长度都默认为计算简图中的跨度,而《钢结构设计规范》则干脆没有(我印象中好像是没有),有意思!

注:以上说的计算长度及计算长度系数都是指刚架平面内的。

【xwl】:在各种规范标准之上的就是结构本身的力学本质。它是客观唯一的,不会随设计者所选用的规范而改变。规范也是在某一特定力学本质上总结出来的。我们设计中选用的规范应与力学本质相一致。

不管使用哪种规范,整体结构的力学计算特征:轴力、弯矩、剪力、梁柱线刚度比等,都是一样的。我们可以根据整体结构计算中某一个构件的力学计算特征,选择它所使用的规范。

轻钢结构中梁的力学本质是强弯弱剪,梁的翼缘可充分利用。梁承受的剪力只有腹板截面抗剪强度的四分之一以下,小于腹板屈曲后的抗剪强度。

重钢厂房轻质屋面梁的力学计算特征符合《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》,个人认为可选用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》。一家之言,仅供参考。

【flywalker】:①本人的上述,本意主要不是放在采用何种规范上,而是在于说明不能简单地将一个整体结构中的某个构件剥离出来套规范。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》对变截面构件做了比较详细的规定,但对构件的高厚比、长细比、挠度等的要求是比较宽松的。

②要深入讨论的是屋面梁在套用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》后,由于《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》对梁的挠度要求比较低,造成梁刚度比较小,对柱的约束作用降低;另一方面,端板类半刚度连接的应用,也造成梁柱连接处刚度的降低。当这两个方面因素同时作用时,将对钢柱的计算长度造成比较大的影响,这个影响导致直接应用《钢结构设计规范》中的阶形柱表格算得的柱计算长度系数出现误差。《钢结构设计规范》中阶形柱计算长度系数只跟上、下柱的线刚度,上、下柱的轴向力,柱上端的连接方式(下端按固接考虑,上端或铰接或固接)有关。

③铰接不在这讨论。固接问题,规范研究、总结的是按照屋面梁采用的屋架形式得出的,这在历次的钢结构规范讲解中都可以看到。而屋架的线刚度一般比上柱的线刚度大得多,对柱的约束能力很强。在这种假定条件下得出的结果数据,一旦应用到轻钢屋面梁结构上将造成很大的偏差,毕竟梁的线刚度并不比柱线刚度大多少,在这种结构体系中直接套用规范查得的计算长度系数将对结构产生不安全因素。

④不管屋面梁采用何种规范来验算,这个问题都是存在的,只是影响的程度不同而已。所以说,关键的问题不在于讨论采用什么规范验算,而在于如何验算。

⑤对于这个问题,需要重新根据柱屈曲条件重新推导计算长度公式,柱顶设置弹簧铰,弹簧铰的转动刚度跟梁的线刚度及梁柱连接的刚度有关,考虑梁线刚度的影响比较容易解决,但是对于端板连接类的半刚性连接需要根据 $M-\theta$ 关系得出,比较麻烦。

⑥所以,对半刚性连接在重钢厂房中的应用研究目前还比较少,但应用却不少,这跟加工、施工简便的原因分不开,但作为设计人员,是不能不考虑这些存在的问题的。

【allan】:①对 flywalker 的部分观点我赞同,如果完全按照规范的要求来验算,那么屋面梁采用不同规范验算对柱子没有影响。

②强度、刚度、稳定性是钢结构的三要素,屋面梁完全可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》来验算强度稳定,同样也可以按《钢结构设计规范》中的刚度要求来要求它,并不是说用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》就一定要全部套用它的东西,如可以应用它对变截面强度验算的正确性,而在对刚度有影响的挠度问题上,不妨按照《钢结构设计规范》的要求来验算,即为所谓的扬长避短。



③《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》只是一本辅助规范,在一些细节问题的考虑上有它的专业性和局限性。目前结构形式的更新速度是规范所不能及的,《钢结构设计规范》中的阶梯柱计算长度系数的计算方法确实是建立在以前钢屋架作为屋面受力构件的基础之上的,用《钢结构设计规范》验算门式刚架结构形式的阶形柱是否适用,尚需要研究探讨。

④flywalker 所提出的问题确实是现阶段规范应研究的问题。不过在还没有新的规定出来之前,我建议还是按照原有规范的规定做验算,在一些敏感问题(屋面梁挠度,上阶柱面内计算长度)上做一定的裕量(一般屋面梁挠度可以按照 1/250 考虑,大跨度或者有吊顶吊挂的按照 1/400 来考虑,上阶柱面内长细比及稳定考虑一个合适的应力系数)。

⑤对软件使用上的问题,尤其是对重钢厂房这样的结构,设计人员在个人经验上的把握才是最重要的,软件的计算结果只作为参考。

【风中的沙粒】:目前讨论的两个问题,一个是计算长度系数问题,一个是采用端板连接半刚性节点问题。

我想如果像 allan 老兄谈到的,多考虑一些富裕的做法,实际上是不可取的。到底富裕多少才安全?也许富裕了 50%已经认为有些离谱了,但对真实情况仍然有可能是危险的。

flywalker 考虑的非常周全,提出的问题也是非常重要的。

对于采用端板连接半刚性节点的问题,我有以下一些建议:

首先计算长度问题可以通过非线性时程积分来分析。实际上,目前稳定除了做试验,还有就是做时程分析,虽然麻烦但却是目前较为可行的方法。

另一个折中的方法就是做成铰接,避开这个问题,或者做成栓焊节点,不用端板连接。

总之,目前采用这种形式是非常流行且合理的,避开这个问题是不对的。

【小马识图】:我的毕业设计就是一个重钢的厂房,是重庆钢院为宝钢一期设计的项目。长 360m,跨度 30m,24m 柱距(中间设托架),四台 100t 大吊车。格构式排架柱,轻屋面(蜂窝梁檩条,纵横小梁上压型钢板),人字型屋架。

宝钢二期就将屋架换成了屋面梁,可能是考虑到用钢量的因素(参见赵熙元《厂房钢结构在宝钢工程中的应用》),现在的重钢几乎都是采取这种做法。

前段时间去实习,重庆钢铁集团的一个在建车间也是格构柱,变截面屋面梁,支撑不多,但是圆钢系杆很多。据施工单位人员介绍,这个做法比较保守。(见图 3-3、图 3-4)



图 3-3



图 3-4



【butlerbldg】:①从结构分析的角度来说, flywalker 和 allan 都同意柱的计算长度与柱顶约束有关。那么,问题是如果实腹的屋面梁截面足够大,是不是可以认为其约束效果等同于排架的刚性约束?如果屋面使用实腹梁,柱子使用格构柱或组合截面柱,梁柱节点刚接,能否认为这仍是门式刚架?回答了这两个问题,也就回答了能否按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》设计屋面梁了。

②目前制定规范的人似乎把“普钢”和“门刚”界定成了两个非此即彼的结构形式,完全没有交集。我虽不认同这种做法,但是混用的依据又是什么呢?

③最好还是不要用“重钢”、“轻钢”这种说法,“普钢”、“门刚”要正规些。重要的是要理解“普钢”也可以用于彩钢板屋面、墙面,而“门刚”并不等于“轻钢”。

【allan】:①对于大多数设计人员来说,我们都是规范的利用者和执行者,尽管有些时候在很有理由的情况下个人认为规范上的一些条文不太合理,但是最终的结果还是我们为规范让路,或者打擦边球。

②我个人认为,“轻钢”、“重钢”是从结构柱受荷的大小来区分的,没有什么明确的规定。通常认为超过 20t 吊车的厂房是重钢结构,而规范上的定义有轻钢与普钢的区别。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》与《冷弯薄壁型钢结构技术规范》范围内的定义为轻钢,其他定义为普钢。而门式刚架是一种结构形式,可以是轻钢也可以是重钢和普钢。同样,可以用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》验算,也可以用《钢结构设计规范》验算,并非门式刚架就只能用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》验算。

③对上柱面内计算长度,到底是《钢结构设计规范》规定的计算方法合理还是梁柱线刚度法合理,每个人都有各自的看法,不过相同的看法是:在规范允许的范围内去决定自己觉得可以决定的东西,尽量去靠近规范。并不是对这些问题避而不谈,而是我们都不是规范的编制者,现阶段没有那个权力,只有当更多的人认为它不合理的时候,它才会改进。

④规范不会改变结构的内力位移刚度,规范只能决定构件或者结构是否满足要求。

⑤主要问题不在于选用何种规范去验算,而在于不同规范验算下控制参数的选择,如屋面变截面梁的强度、挠度、节点构造处理的不同(梁柱节点、框架节点或端板连接节点的处理)。

【风中的沙粒】:结构失稳,并不以你是否打擦边球而转移,打擦边球更需要你对结构破坏极限有更明确的了解。选用不同的规范是由于不同类型的结构破坏有不同的特点,由荷载状况、刚度相互关系决定。实际上不同规范的公式都是出于一种简化,是为了便于大家设计,把不同类型的破坏模式做了简化处理,这样它的公式和系数都有其适用范围。当我们设计的结构不是明确属于哪本规范,就说明这些规范的公式都不再适用。这时就需要我们去做试验,或者进行数值分析。这也是当我们做超规范的东西要专项审查的原因。

目前合理的结构形式并没有全部被归入规范中,如果我们把一种新的结构形式随意硬套哪个规范,或者说凭经验设计(这种结构往往没经验,所谓的经验就是拍脑袋定富裕量),其结果就只能是强迫甲方把自己的厂房充当你的试验品,这样做既不合理,又很危险。我觉得随便套用规范,拍脑袋定富裕量都不是一个合格工程师该做的。

目前数值分析是解决这类超规范问题的最有效途径。

举个例子,对于现在很多公共建筑的大跨度曲梁,难道你也非要套用哪个规范,来计算它的稳定吗?



【xwl】:局部(构件)与整体是研究过程中的两个方面,既是辩证对立的,又是有机统一的。研究整体的特性,可以更透彻地了解构件;研究构件特性,亦可以深入掌握整体。

重钢厂房轻质屋面钢梁,从整体构成上来看,下部为柱脚刚接的格构柱,上部为标准的门式刚架(上柱与屋面梁),以下将从三个方面来论述整体及构件的力学特征:

①上柱的力学特征。轻质屋面传来的垂直荷载小,上柱的轴压比在 0.05 以下,屋面梁传与柱的弯矩大,上柱属于强弯弱压构件,是标准的轻钢柱,由此上柱与屋面梁构成了标准的门刚。轴压比极小的轻钢柱,它的力学特征基本等同于一根竖放的梁,而梁在平面内只有强度问题,没有稳定问题。因此上柱的平面内计算长度系数对计算结果不起控制作用,起控制作用的是上柱的平面外计算长度。而上柱的平面外计算长度,与梁柱的节点形式是刚接、半刚接或铰接无关。

②上部门刚对整体结构的水平刚度贡献。由于柱脚刚接的格构柱的水平刚度大,门刚的水平刚度小,所以门刚对整体结构的水平刚度贡献较小。那么,上柱与梁的节点形式:刚接、半刚接、铰接,对整体结构的水平刚度影响亦很小。刚接、铰接两种情况对比,肩梁处的水平位移仅相差 5% 左右。

③下柱(格构柱)的力学特征。由于吊车轨顶位移限制要求达 1/1250,满足此条件格构柱的平面内刚度必然很大。平面内稳定计算通常不起控制作用,可通过格构柱平面内外的长细比大小初步判定。即使梁柱铰接,通常也是平面内长细比小于平面外长细比。起控制作用的是平面外稳定问题。

通过以上研究,基本掌握此种结构的力学特征,根据结构的力学特征,在实际工作中可做如下处理:

①在计算过程中,先将柱顶节点设为铰接点,算出上下柱的平面内计算长度。

②再将柱顶节点改为刚接,代入第一步得到的上下柱的平面内计算长度,进行整体计算。

通过以上处理,使设计符合结构的整体力学特性,排除了非控制因素,偏于安全地得到规范检验。

【allan】:①风中的沙粒兄的见解我赞同,我也想那样。但实际情况是,不是什么东西都经得起试验的。擦边球也不是说就是做坏事,就是不负责的。举个例子,《钢结构设计规范》的方法是不考虑梁柱线刚度比,而你在计算中用了梁柱线刚度比这个方法,那么你如何向坚持《钢结构设计规范》的审图人员解释?这些本来就是没有完全正确和完全错误的。

②用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》验算屋面梁,不一定就会失稳;用《钢结构设计规范》,也不一定不会失稳。两个规范都是经验回归公式,都不能说谁是谁不是。门式刚架这样的结构也不是刚出来的东西,我相信肯定比 2003 年新《钢结构设计规范》出现的要早很多。在新规范编制的过程中,我相信规范编制者们也不会对这样的结构形式熟视无睹。既然新《钢结构设计规范》有这样的方法,也就有它存在的理由。实际设计中会有很多混合结构,不能完全套用单一规范验算。不过作为设计人员,我个人觉得不能因此而放弃,更不能等待别人的试验成果,而应该积极的根据现有规范去判断它,寻找合理的方案。

③我个人觉得,在设计过程中,人人都会遇到不能十分确定的东西,也没有谁会 $1+1=2$ 的计算每一样东西。设计不是做算术,不是只有唯一答案,而是一个不断趋向于合理的过程。每个人对任何事物都有一个新生到认知到熟悉的过程,拍脑袋留裕量又有何不可?



④我个人的观点是：对于上柱，《钢结构设计规范》规定的计算方法可以用，按照梁柱线刚度比的方法也可以用（只要审图的没意见）。但是对于屋面变截面的门架形式梁，最好用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》去验算其强度及稳定性；而对其挠度（刚度），则可按照《钢结构设计规范》的要求甚至更严格地（根据工程的不同情况）去控制它。

【flywalker】：①allan 所说观点在实际设计时存在，但却不是一种很严谨的态度。而本人比较赞同风中的沙粒的观点。规范是对成熟结构的一种总结，但是我们不能因为规范里面没有这方面的规定，就认为一种实际与规范总结的经验有偏差的结构的合理性，这是一种逃避的态度。

②遵守规范是设计的最低限度，如果一种结构规范里面有规定，满足它的要求就可以了，因为这是经过理论计算、试验结果双重检验后的正确结果。如果没有这种结构形式的规定，或者有偏差，甚至这种偏差将造成结构趋于不安全时，还迷信规范是一种不正确的态度。尊重事实是真理，尊重规范是尊重事实的一方面，却不是全部。

③门式刚架只是一种结构形式，不是轻钢的代名词，也不是说由轴力小的柱子和梁构成的就是门式刚架，否则就不是。xwl 所述“上柱的力学特征”的观点本人是不认同的。轴压比大小与近似为梁的力学特征是两个概念，是不能等同的。将门式刚架梁柱连接处假定为铰接得出的计算长度是比较大的，将这个计算长度系数应用于下柱，比实际要安全，一定条件下将使设计过于保守。

④这个问题是可以通过数值计算来解决的，对于具体的工程完全可以同时解决刚度和连接这两个问题。只是对于一般工程，同时解决这两个问题，暂时还没有更简便的方法。

【allan】：①也许我们都在讨论理论的东西，都在说什么数理解决问题。但是，按照大家的观点，解决问题的前提是数理，那么你的数理又是从何而来？从这种结构产生到现在多长时间了？解决问题的数理又在哪里呢？就好像大家心里都对目前的这种处理不赞同，但又拿不出实际的东西来；反过来，规范并不是没有对此做规定，我一直强调是有关这样的规定的。如果大家觉得规范不合理，那么不合理的地方是什么呢？而认为合理的东西又是什么呢？该怎样做才是合理的呢？我认为感觉是不能决定一切的。

②再从实际情况来说，让你碰上这样的结构，请告诉我，你的思路是什么？依据是什么？恐怕还是逃不出两种方法中的一种吧？这就是现实问题，你必须解决问题，而不是总在想现有的依据怎么不合理。再说，现在规范所规定的方法并不是不合理，同样也是一种方法。为什么就一定要否认它，按照它就是逃避，这似乎有点牵强吧？flywalker 兄的看法是如果规范没有这种结构形式的规定，就认为这种门式刚架结构屋面梁的刚度不够，而事实上我个人也提出过解决这种问题的方法。如果做设计都这样，规范没有的，就不做，不敢做，那么就会有很多结构不能做了。就如简单的混凝土柱钢梁，规范同样没有明确的规定，我相信对这样的结构，很多设计人员都会很有经验的去解决它；我个人的态度是从来不逃避，而是根据现有规范去寻找合理的解决办法，如提高屋面梁刚度等等。

③实际上，我个人并不否认梁柱线刚度比的方法。但是，如果说到稳定问题，估计没有人能比陈绍蕃老先生研究得深，如果研究过陈绍蕃老先生的《钢结构稳定设计指南》（第二版）就会知道，梁柱线刚度比法是不是适合各种结构了。

下面几点是我个人认为最为关键的地方，也是我对这样结构失稳因素的看法。



④如果认真的研究一下规范就会发现,若是正常的结构(下柱轴力远大于上柱),屋面梁无论刚接也好,铰接也好,其得出的下柱计算长度的变化都很小,也就是说,屋面梁与上柱的连接对下柱的影响很小,在这个问题上我认同 xwl 兄的观点。

⑤《钢结构设计规范》上的方法其实是认为,对上柱计算长度的影响,下柱要比屋面梁大。也就是说,下柱对上柱的约束比屋面梁对上柱的约束要大;从常规观点来看,举个例子,一个人有手有脚,大家觉得是脚站稳了人不容易倒,还是手抓稳了人不容易倒?再引用框架结构来比较,门式刚架变阶柱结构就相当于两层的钢框架,上柱就相当于两层柱。如果按照线刚度比方法来决定计算长度,那么同样是需要一层的刚度和两层的刚度比来计算两层柱的计算长度。

⑥从《钢结构设计规范》中的计算方法来看,上下柱的轴力对计算长度同样有一定的影响,这与失稳因素也是相关的。上柱的面内计算长度的决定因素是上下柱轴力及上下柱各自的线刚度,屋面梁线刚度的影响是次要的,这个是《钢结构设计规范》的观点。

⑦从⑤、⑥两点来说,光凭屋面梁与上柱线刚度比来决定上柱的面内计算长度,也不是完全合理的。而采用《钢结构设计规范》上的方法,再适当加强屋面梁的刚度,是否比梁柱线刚度法更合理呢?我个人认为合理。

【风中的沙粒】:allan 提到了数理分析(实际应为数值分析)和陈绍蕃前辈的书,事实上恰恰是因为你不太清楚什么是数值分析,而且也没有认真研读过陈老前辈的著作才会有这样的偏差。至于你提到你很赞同做试验的方法,其实我们所说的数值分析实际上就是用数学的方法做试验。因为它本身并不涉及我们总结出来的稳定公式,所以很可信。鉴于中国的国情,除了像鸟巢那种结构会做缩尺实际试验,其他情况下真正做的比起国外来说是少之又少。对于钢材这种弹塑性能比较好的结构,只要把初始缺陷等模拟充分了,数值模拟的和试验做出来的非常接近,完全可以满足工程精度。

另外,用 xwl 的处理方法确定计算长度太保守。与其那样,还不如直接做成铰接,省事。当然,目前这也是一种方法,毕竟不是每个设计人员都懂数值分析,而且本身也确实麻烦。xwl 提到的下柱约束比屋架约束比重大,这点我是不敢苟同的。那是因为屋架的刚度非常大(端部都有一两米高),下柱虽然也比较强,但由于非常高,恰恰因其刚度不足,才造成对上柱的影响较大。

关于上部是“刚接”、“铰接”牛腿处位移只差 5% 这一数据不知从何而来?既然是刚接,位移就跟刚度比有很大关系,如果上部只是一根比较弱的钢梁,刚接和铰接可能对位移的影响都不大(当然还和上柱本身高度、线刚度有关,上柱很高,可能影响也不大)。

轴压比小,钢柱如同钢梁,这就更不合适了。轴力的大小程度用受力和欧拉力的比值来描述可能更恰当。那要小到什么程度才能忽略?如果按你的说法就应该取消《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中验算柱平面内稳定这一项,但实际上,恰恰不是那样的。而是《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》提到的,坡度大的梁都要算平面内稳定。实际上长细比较大的构件即使是很小的力都会对其稳定有致命的影响。

关于陈老的著作,我想请 allan 再仔细研读,尤其是现行阶形柱计算长度的由来和框架二阶分析部分。陈老确实堪称钢构泰斗,他的书浅显易懂,更适合我们这些搞工程的人研读。

【allan】:①谢谢风中的沙粒的指教,我确实对这些没有过多研究,而且我也只是一名设计人员,不是研究人员,我的目的终究是怎么样去完成工程设计,而不是去推导公式。



②其实这个帖子讨论的本意是目前这种门式刚架变阶柱的结构,该如何去合理分析和设计,其屋面梁是轻钢中常用的变截面实腹梁,而不是指以前的钢屋架,问题的焦点是由于轻钢屋面梁刚度不够,引起的柱子强轴计算长度确定存在误差的问题;另外一个问题就是目前《钢结构设计规范》所用的方法是否合理。

③以前常用的钢屋架重钢厂房,常规做法是钢屋架与柱铰接,这种做法的目的无非是方便计算的简化。

④总的来说,做设计跟做研究是不一样的,做设计,水平及理解能力的不同,同一个条件,做出来的东西就不一样,没有谁对谁错,只有合理与不合理;而做研究则不一样,一定要得到最终正确的东西才行。所以一般来说,在对一些经验公式的推导及其由来的问题上,设计人员是比不上研究人员的。

【风中的沙粒】:我来回答一下,钢梁和柱连接的处理问题。

①我咨询了一下钢铁院的同学,这种结构形式确实已经非常流行。但是梁柱接点一般不采用轻钢结构的法兰式连接,而是采用等强的栓焊连接。虽然施工麻烦,但毕竟是纯粹的刚接节点。可见图 3-5。

②我这里讲的时程式积分是逐步加载数值方法中的一种积分方法,相对应的还有直接积分法、弧长法等,跟我们计算地震时提到的时程积分有相似之处,但不是说一提到时程积分就是算地震。

③逐步加载可以得到直接的屈服荷载和极限荷载。所以,我承认这是一种麻烦的方法,非线性逐步加载的计算过程非常耗时,极易不收敛而且每榀均采用这种方法不太现实。所以我建议 100t 以上吊车的,不要采用这种形式。100t 以下的,对标志性的每一榀校验采用直接查表法和线刚度法的安全性。由于规范相对保守和做了一些简化,按照规范的方法不一定更不安全,所以不建议完全按照逐步加载的数值方法,只建议用来校核。

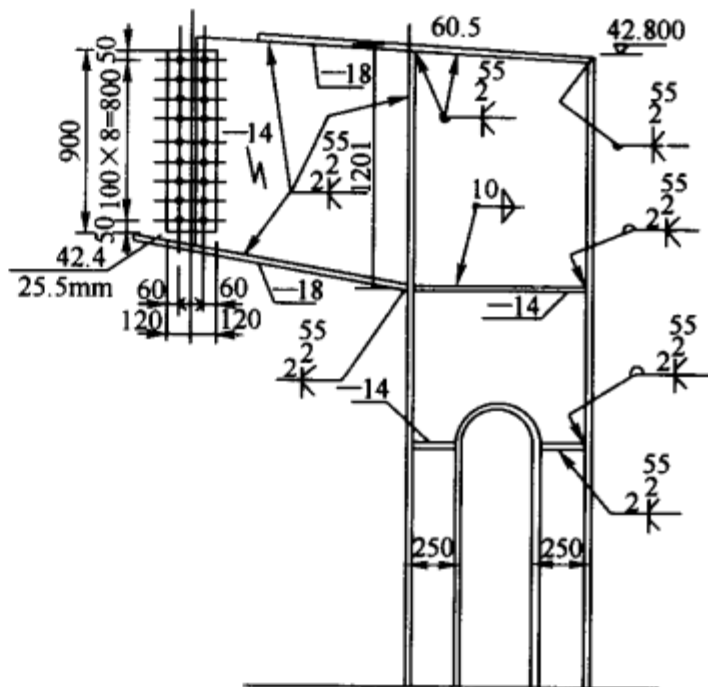


图 3-5

【ButlerBldg】:对风中的沙粒所述的“②我这里讲的时程式积分是逐步加载数值方法中的一种积分方法,相对应的还有直接积分法、弧长法等,跟我们计算地震时提到的时程积分有相似之处,但不是说一提到时程积分就是算地震。”

我个人的意见是:Time-History Analysis(线性时程分析)说的不是积分的方法,而是结构动力分析的一个方法(可用于地震作用计算,但不限于地震作用计算)。

你应该把结构分析的方法与其使用的数学工具区分开。比如,结构分析里面的“直接刚度法”用的数学工具是矩阵,但矩阵分析并不等于“直接刚度法”。同理,“逐步积分法”是时程分析使用的数学工具,但它不是“时程式积分”。非线性时程分析里面还要用到不同类型结构元件的滞回特性,这跟使用什么方法进行积分没有太大关系。

你解释说:“时程式积分是逐步加载数值方法中的一种积分方法,相对应的还有直接积分法、弧长法等”。这样说就把数值分析的方法和结构动力分析的方法混为一谈了。其实,这种

不严谨的说法会给大家带来很大的困惑,即便是学过数值分析和结构动力学的人,一时也能给说糊涂了,何况我们这些一直在一线长期从事设计的工程师们。而直到最后,我才有点明白你是说用数值方法计算失稳极限荷载,对吗?

【xwl】:关于轴压比极低的柱力学特征问题:

①平面内稳定计算参见《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》6.1.3条;将 $N_0=0$ 代入公式,那么式(6.1.3-1)即转化为梁平面内的强度公式。

②平面外稳定计算参见《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》6.1.4条;将 $N_0=0$ 代入公式,那么式(6.1.4-1)即转化为梁平面外的稳定公式。在《钢结构设计规范》5.2.2条中,式(5.2.2-1)、式(5.2.2-2)也有类似的转化。

综上所述,轴压比极低的柱具有梁的力学特征。

【flywalker】:对于上述问题,以下将对单阶柱的下柱计算长度系数进行简单的推导,以起到抛砖引玉的作用(单阶柱计算简图见图3-6)。

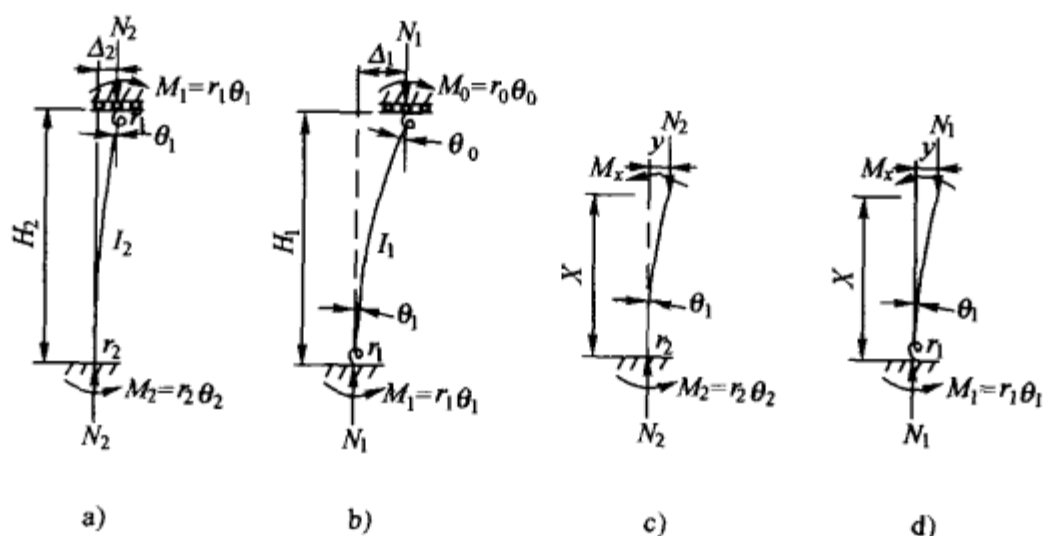


图 3-6 单阶柱计算简图

a)下柱;b)上柱;c)下柱隔离体;d)上柱隔离体

对于下柱,取隔离体建立平衡方程:

$$\text{令 } k^2 = \frac{N_2}{EI_2} = \left(\frac{\pi}{u_2 H_2} \right); M_x = EI_2 y''$$

$$\text{平衡方程为 } y'' + k^2 y - \frac{r_2 \theta_2}{EI_2} = 0$$

$$\text{得 } y = A \sin kx + B \cos kx + \frac{r_2 \theta_2}{N_2}$$

由边界条件 $y(0) = 0, y(H_2) = \Delta_2, y'(0) = \theta_2, y'(H_2) = \theta_1$ 求出系数 A 和 B ,进而可以得出 r_1, r_2 的关系

$$r_1 = \frac{-\frac{\pi EI_2}{u_2 H_2} \tan \frac{\pi}{u_2} + r_2}{1 + \frac{u_2 r_2 H_2}{\pi EI_2} \tan \frac{\pi}{u_2}} \quad (1)$$

当下柱底为固接,取 $r_2 = \infty$ 时,由式(1)得



$$r_1 = \frac{\pi EI_2}{u_2 H_2 \tan \frac{\pi}{u_2}} \quad (2)$$

同理,可由上柱的平衡方程得到 r_0, r_1 的关系

$$r_0 = \frac{-\frac{\pi EI_1}{u_1 H_1} \tan \frac{\pi}{u_1} + r_1}{1 + \frac{u_1 r_1 H_1}{\pi EI_1} \tan \frac{\pi}{u_1}} \quad (3)$$

令 $K_1 = \frac{i_{c1}}{i_{c2}} = \frac{I_1 H_2}{I_2 H_1}$, $\eta_1 = \frac{u_2}{u_1}$, 由式(2)、式(3)得

$$r_0 = \frac{-\frac{\pi EI_1}{u_1 H_1} \tan \frac{\pi}{u_1} + \frac{\pi EI_2}{u_2 H_2 \tan \frac{\pi}{u_2}}}{1 + \frac{u_1 r_1 H_1}{\pi EI_1} \frac{\pi EI_2}{u_2 H_2} \frac{\tan \frac{\pi}{u_1}}{\tan \frac{\pi}{u_2}}} = \frac{\pi \eta_1 EI_1 \left(1 - \eta_1 K_1 \tan \frac{\pi}{u_2} \tan \frac{\pi \eta_1}{u_2}\right)}{u_2 H_1 \left(\tan \frac{\pi \eta_1}{u_2} - \eta_1 K_1 \tan \frac{\pi}{u_2}\right)} \quad (4)$$

令 $K_b = \frac{i_b}{i_{c1}}$, $r_0 = 6i_b$ (i_b 为梁的线刚度)。则

$$\frac{\pi \eta_1 \left(1 - \eta_1 K_1 \tan \frac{\pi}{u_2} \tan \frac{\pi \eta_1}{u_2}\right)}{-6u_2 K_b \left(\tan \frac{\pi \eta_1}{u_2} + \eta_1 K_1 \tan \frac{\pi}{u_2}\right)} = 1 \quad (5)$$

表 3-1 中的数据是根据式(5)计算出来的,由表中数据可以看出:

- ①梁的刚度对柱的计算长度影响是比较显著的,梁对柱的约束越强,对柱的稳定性越有利;
- ②梁的约束作用对下柱的影响是通过上下柱之间的约束作用来传递的,所以上下柱的刚度比越小,梁的约束作用的影响也就越小。

下柱计算长度系数 μ_2

表 3-1

$\eta_1 \backslash \begin{matrix} K_1 \\ K_b \end{matrix}$	0.1					0.5					1.0				
	0	0.1	1.0	3	∞	0	0.1	1.0	3	∞	0	0.1	1.0	3	∞
0.2	2.0083	1.9758	1.9380	1.9313	1.9275	2.0413	1.8918	1.7529	1.7318	1.72	2.0824	1.8084	1.6050	1.5775	1.5626
0.5	2.0625	2.0082	1.9543	1.9459	1.9411	2.2941	2.0360	1.8184	1.7888	1.7728	2.5521	2.0622	1.7097	1.6668	1.6443
1.0	2.4844	2.2240	2.0301	2.0101	2.0	3.2885	2.6793	2.1094	2.0370	2.0	4.0	3.0039	2.1635	2.0554	2.0

由于公式(5)不便应用,可以采用近似公式(6)计算

$$a = (6K_b + 4)\eta^2 - (6K_b - 1)$$

$$b = 6[K_b - \eta^2(4K_b + 1.52)] + \frac{\eta^2(6K_b + 4) - 4(6K_b + 1)}{K_1}$$

$$c = \frac{6[4K_b - \eta^2(4K_b + 1.52)]}{K_1}$$

$$\xi = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$u_2 = \frac{\sqrt{\xi K_1 + 4}}{\sqrt{\xi K_1 + 1}} \quad (6)$$

另外一个问题就是半刚性连接的问题。考虑半刚性连接对阶形柱下柱计算长度系数的影响,可以通过将梁的线刚度进行折减的办法来实现,折减系数 $\alpha = \frac{1}{1 + \frac{6i_b}{R}}$,其中 R 为连接的转动刚度,于是 α 仅与 R 有关,确定 R 需根据 $M-\theta$ 的关系得出。其实半刚性连接的试验研究已经有很长时间了,理论也比较成熟。1992 的欧洲钢结构规范里面有应用图表,国内也有相关研究,只是未列于国内规范中,所以未被设计师们所了解。根据国内的一些研究成果, R 的计算可以采用求节点初始刚度的公式

$$R = \frac{n_t h^2 \omega t_{ep}^3 EA_e}{1.2 l_b \omega t_{ep}^3 + 1.2 A_e (4b_e^3 + 6ab_e^2)}$$

$$\omega = 2\omega_{ep}/n_t$$

式中: n_t ——拉区螺栓总数;

h ——上下翼缘中心距;

ω_{ep} ——端板宽度;

t_{ep} ——端板厚度;

A_e ——螺栓有效截面积;

b_e ——端板外侧的外排栓孔中心到梁翼缘的有效宽度;


$$b_e = b - 0.7h_f$$


b ——外排栓孔中心到梁翼缘边的距离;

h_f ——端板焊缝的外伸尺寸;

l_b ——螺栓的有效夹距,欧洲规范(Eurocode 3—1992)取 l_b 为螺栓的实际夹距加上垫圈、半个螺栓头和半个螺栓帽的厚度。

根据这个公式,当梁截面高度比较大时,算得的转动刚度 R 也是比较大的,另外本人查得国内论文有关试验试件中的梁柱截面都是比较小的,而实际重型厂房内的梁柱截面都很大,这个公式能不能应用于大截面构件的连接计算还有待试验验证,本人这里只能提出一种思路,供大家参考。目前一些设计院为避免设计上考虑半刚性连接的烦琐而采用框架节点,虽施工比较麻烦,但是从设计角度来讲,避开了半刚性的连接问题。

 门式刚架的结构形式和端板类半刚性连接节点的应用范围将越来越广,但是其本身的受力特性,以及配套规范的滞后性,使得很多设计者不能正确合理的进行设计,通过本文的探讨,希望能给设计者一个处理类似工程比较好的思路。

 一系列问题。(id=131842,2006-04-23)

【花满楼】:在做厂房(单层厂房,混凝土柱,钢屋架)时,发现如下问题恳请各位给予解答。

①钢屋架计算,只考虑了竖向荷载,以它作为设计荷载。但在厂房的受力体系中明确受横向风荷载作用,并传给柱,但未见任何计算。

②纵向风荷载先传给抗风柱,再传给屋架,最后传给柱,也未见任何计算。

③是否风荷载只通过屋盖下弦水平支撑传递。

④既然屋架受横向风荷载作用,那为什么水平地震作用直接由柱传递给基础[此是否与框架一样,考虑屋架(框架梁)横向无穷刚度]?

⑤框架梁柱为刚接,那么厂房呢?(看了以前的帖子,不是很明白)

⑥经常听说台风将厂房屋面板掀掉,什么原因?有何措施可以避免?

【wanyeqing2003】:这个话题涉及面比较广,我试着回复一下:

①在进行钢屋架排架厂房计算时,一般分成屋架和排架两个部分。如果需要考虑横向风荷载的作用,在计算屋架时,需要输入水平风荷载;然后,在计算排架时,也需要把这部分的风荷载考虑在内。

②纵向风荷载的传递路径是:抗风柱→屋架→屋面支撑→厂房柱→柱间支撑→基础。严格来讲,纵向受力是需要计算的。只是通常情况下,构造要求就已经能够满足承载力的需要,可以不用计算。对于超出常规的厂房结构是需要计算纵向风荷载的作用。在《机械工业厂房结构设计规范》中规定:a.当柱顶标高大于15m,且厂房跨度大于30m;b.基本风压值大于 0.7kN/m^2 ;c.厂房设计考虑空间作用时,需要计算支撑体系的强度和稳定性,以确保结构体系承受纵向风荷载的能力。

③屋架的支撑体系应当包括屋架、上弦水平支撑、垂直支撑、下弦水平支撑和系杆。荷载传力是由整个结构体系来完成的。

④计算排架时,屋架可以作为刚性杆考虑。但在有些情况下也要对屋架进行抗震验算,并且在构造措施上《建筑抗震设计规范》有明确具体的规定。

⑤对于一般工业厂房,柱顶有刚接,也有铰接的,要视具体结构而定。如果采用屋架结构,柱顶一般采用铰接,也就是常说的排架结构。

⑥我认为屋面板被风吹走的主要原因是屋面板和檩条的连接出了问题,有时候采用自攻钉连接,其间距不合适,螺钉规格不合理等。

【xwl】:上、下弦水平支撑,屋架弦杆和系杆,分别构成了上、下水平桁架,以抵抗纵向水平荷载(风、地震、温度等)作用,并将纵向水平荷载传给柱及柱间支撑。应作计算。

关于刚架结构厂房

50t 吊车厂房,可以采用门式刚架吗?(id=36310,2003-08-30)

【wswy】:一个四连跨厂房,4台吊车分别为5t、10t、20t和50t,适不适合用《门式刚架轻型房屋钢结构术规程》设计呢?如果按《钢结构设计规范》设计,可否用实腹式门式刚架?梁柱节点可否用端板连接方式?这样的厂房设计还应该注意些什么问题?

【dingding】:可以用门式刚架的形式,不过得选用《钢结构设计规范》验算。但用实腹H型钢不会太经济,建议用格构式柱。

【bxz】:厂房跨度不大时,可用门式刚架的形式,但应参照《钢结构设计规范》,选用格构柱。厂房跨度大时,可用钢屋架。

【fmma】:可以采用门式刚架的形式,适用于跨度不大的情况下,不然就要考虑别的方案了。吊车吨位比较大,采用格构式柱子和轻型屋架要经济一些。设计时要用《钢结构设计规



范》验算。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》不适用这种情况。

【GLW11】:27m 跨,63t 吊车,BH900×500×30×50 柱,H800×300×13×25 门式刚架梁。

【wswy】:不知这种结构耗钢量大概在多少?我现在单独算 50t、跨度 72m+18m,用钢量约为 80kg/m²,材料为 Q345 钢。

现在是方案设计阶段,我把 50t 吊车跨分开了,这样就可分别用不同的规范设计了。50t 吊车跨,长度为 150m,其他跨的长度为 300m,都不设温度缝,相邻柱共用一个基础,这样做可以吗?

【沉稳】:50t 吊车用实腹式门式刚架设计应该是变形控制截面,柱顶位移至少控制在 H/400。材料用 Q235 钢和 Q345 钢的控制变形能力是一样的。只不过 Q345 钢在翼缘宽厚比和腹板高厚比方面更严格,所以我觉得用 Q235 钢更经济。

【wygcs】:考虑实际布置吊车的条件,按普通钢结构设计。这样一来,结构上很不经济。

设计中发现一个问题:如果按《钢结构设计规范》算梁截面比用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》计算的要小些,所以我认为梁还是满足《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的相关规定更好。

【wswy】:按《钢结构设计规范》计算的实腹门式刚架,彩钢板屋面,屋面梁挠度应控制在多少?

【crazyphp】:采用门刚或普钢主要看你的结构是否存在致使结构大变形的因素。50t 吊车的水平力很大,所以建议在有 50t 吊车处的梁柱及各个支撑系统按普钢验算。但是在小吨位行车(亦即《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》规定起重量不大于 20t 的 A1~A5 的桥吊或 3t 悬挂吊)处的梁柱及支撑系统,建议按门刚设计。

这里要注意一个问题,在计算时要考虑到吊车的组合对结构的影响。另沉稳提到柱顶位移只适用于《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》。《钢结构设计规范》3.5.1 条有明确规定柱顶计算变形不得超过附录 A 中的规定。

【usb 接口】:可以用门式刚架。50t 吊车厂房下柱应采用吊车肢传递吊车竖向荷载。

在 PKPM 计算的过程中,当下柱为格构式柱时,会自动识别下柱用普钢程序计算,在牛腿以上采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》验算。采用软件设计没有问题。

问题是加强构造上的连接。众所周知,轻钢屋面刚度比较差,不同于常规的钢屋架加大型屋面板的屋面结构。而大吨位吊车纵横两个方向的刹车力均较大,所以应加强屋面刚度,既加强屋面支撑及柱间支撑系统,又要加强系杆刚度,不能以变形及强度计算够了为准。

【yhslqq】:最好不要用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》验算,位移控制和挠度控制要特别注意。

【zsir】:我在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》里没发现有 50t 吊车的说明,那么就应该按《钢结构设计规范》设计,安全性是有保证的。

【mingxx】:50t 吊车一定不可以套用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》,但可以套用《钢结构设计规范》。

【xyt9706】:关于采用实腹还是格构式柱的问题,我觉得还需看厂房的高度。如果厂房高度比较大,实腹截面不一定能算得下来(吊车吨位这么大,厂房应该不会太低)。如用格构式柱,截面一般比较宽大,强度不会存在什么问题,起控制作用的是变形。规范运用上肯定要采

用《钢结构设计规范》，因为这已远远超出《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的适用范围了。《钢结构设计规范》对这方面涉及的很少，建议参考《钢结构设计手册》，上面讲的还不错。我觉得这里用 Q235 钢会经济点。本人最近做了个 37m 高的单层厂房，格构柱，材料是 Q235 钢。从强度计算上比较，用 Q345 钢比较浪费。

【sangba】:本人刚刚完成一个厂房的设计:跨度 72m,最高处 18m,下檐口高度 11.6m。四跨分别设吊车为(按位置排列):25t、50t、50t、25t。结构为门式刚架钢结构。

就你刚才提到的 50t 行车,应注意下柱间支撑的设计。本人以直径 214×4 焊接管+L125×80×10 为柱间支撑,效果相当不错。

【hangzhouzg】:综合一下楼上各位的观点,本人得出以下参考意见:

- ①可以采用门式刚架,但要套用《钢结构设计规范》(GB 50017—2003);
- ②下阶柱宜采用格构式柱;
- ③上阶柱与钢梁的连接可以采用节点板连接;
- ④在一台最大吊车的水平荷载作用下钢吊车梁顶的水平位移应控制在 $H/1250$ (按平面计算)内;
- ⑤吊车梁与钢柱的连接,吊车梁间的连接应符合 GB 50017—2003 中 7.1~7.5 条的规定及条文说明;
- ⑥屋面钢梁的挠度可以按 GB 50017—2003 或 CECS 102:2002 控制;
- ⑦吊车梁的挠度按单台最大吊车计算;
- ⑧50t/A5 级桥吊,钢柱及吊车梁采用 Q345B 钢,其余采用 Q235B 钢,用钢量在 90~105kg/m² 左右。

以上为本人的个人观点,供大家参考和讨论。

【xuqi2003810618】:这不是能不能用门式刚架的问题,应该是能不能按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》设计,是不是需要执行《钢结构设计规范》的问题。在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中,其适应范围有明确的规定。不能因此而误用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》造成设计错误。

hangzhouzg 认为:“⑥屋面钢梁的挠度可以按 GB 50017—2003 或 CECS 102:2002 控制。”

对于屋面钢梁挠度的控制是否妥当呢?另外如果按 GB 50017—2003 控制那么应当按 $L/400$ 控制还是 $L/250$ 呢?请大家讨论。我个人以为可以加强柱刚度,从严控制柱顶位移后适当放松对梁的要求($L/250$ 或更小)。

补充一下:我的意思是按照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》控制梁挠度是否合适?另外柱距是否取 9m 或 12m 比较合适?因为这个时候不再是由主体用钢量单因素控制,还要考虑基础等其他因素。

【fangyuan2001】:我现在正在做这样一个项目:21m 跨,柱距 6m;两台吊车,一台 50t,一台 30t;恒载取 0.15,活载为 0.3,风荷载为 0.35;采用的是门式刚架,檐口标高为 13.5m;下柱截面为 H800×400×10×14,上柱为 H400×200×8×10;梁为变截面,每坡分四段,截面分别为 H600~300×180×6×8、H300×180×6×8、H300~600×180×6×8,大家可以参考一下。

【wanyeqing2003】:不知道 **fangyuan2001** 做的工程有没有抗震要求?如果有抗震要求的



话,可能下柱的宽厚比和高厚比超限了。

此外,这么大吨位的吊车,轨顶位移最好控制的严一点,不然在使用过程中会影响吊车的正常运行。

【rybin0691】:我觉得不能再用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》验算了,即使按《钢结构设计规范》计算,还应手算复核一下,做这种结构制动桁架之类的构造措施更重要,毕竟结构的整体稳定才是最重要的。

【liangbin】:我也把我手头工程的一些数据拿出来请大家指教:

我们公司的二期厂房是 $72\text{m} \times 180\text{m}$, $24\text{m} \times 3$ 跨,两边是 $32\text{t} + 15\text{t} \times 2$ 的 QD 型 A5 工作制吊车,中间是 $50\text{t} + 32\text{t} \times 2$ 的 A5 工作制吊车,共 9 台。设计参数:恒 0.4,活 0.5,风 0.4,雪 0.35,抗震设防 8 度,场地土类别 III 类。

在此条件下,有人设计出的截面为:下柱 $\text{H}800 \times 450 \times 10 \times 14$,上柱 $\text{H}400 \times 450 \times 10 \times 14$;梁为变截面: $\text{H}(850 \sim 550) \times 300 \times 10 \times 12$ 、 $\text{H}550 \times 300 \times 10 \times 12$,而且 50t 的吊车梁无制动结构,柱底无靴梁。

我拿到图纸后,并对照《钢结构设计规范》和《建筑抗震设计规范》,发现一些地方的确超出规范。翼板的宽厚比问题严重,而且牛腿上部分设计浪费严重,还不符合规范。在请教一些专业人士之后,我将疑问传达到公司领导,但经他们商议,认为没有问题。所以请大家提供一些有说服力的数据。

【wanyeqing2003】:这是一个值得探讨的问题。现在的工程有时较复杂,业主要求也比较苛刻。如果按一种规范往往很难满足要求。像这样有较大吨位吊车的厂房已经超出了《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的规定范围,但是完全按《钢结构设计规范》用钢量就会很大。

我建议:①柱子和柱间支撑应满足《钢结构设计规范》、《建筑结构荷载规范》和《建筑抗震设计规范》的要求;

②钢梁可按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》设计;

③梁上的水平支撑应采用型钢。

【wghsts】:为什么总是局限在门刚、实腹柱、格构柱的思路里呢?钢管混凝土哪里去了?我前几日设计了一跨 $2 \times 80\text{t}$,另一跨 $2 \times 50\text{t}$ 的厂房,总用钢量也就 $85\text{kg}/\text{m}^2$ 。所以说结构体系也要有创新。

【wxfwj】:钢管混凝土结构是很好,但现在其理论研究还不够完善透彻,有的还处于试验阶段尚未颁布国家设计规范,只有中国工程建设标准化协会标准《钢管混凝土结构设计和施工规程》。施工有一定难度,浇注混凝土时,浇注和振捣技术要求高,施工后检测工程质量比较困难,所以钢管混凝土结构还不能广泛应用。

【wghsts】:据我所知,钢管混凝土规程就有四个:一是标准化协会的;二是电力部的;三是国家建材局的;四是总后勤部的。实际上钢管混凝土结构已经比比皆是,吊车吨位越大,优势越大!

【benyi1229】:由于是轻钢屋面,上部荷载很小,所以可以这样考虑:下柱按普钢控制,上柱及屋面梁仍按轻钢控制即可。但如果吊车是重级工作制,还要满足侧移要求。

【yy-steel】:高厚比超限,如果是变截面梁在大头加几个加劲肋就可以了,等截面的话就得按构造加加劲肋,对于柱子最好别超限!

【yingchang】:请教一下楼上,你所说的变截面梁在大头加几个加劲肋就可以,能说的具体

一点吗? 何种规范上提到的?

【wanyeqing2003】: 请看《门式刚架轻型房屋结构设计规范》7.2.10 条中的计算公式。规范要求, 如果不满足该公式的要求就要加厚腹板, 或者增设加劲肋。

3 工程实例

① 重钢厂房结构体系求助。(id=85865, 2005-03-01)

【大篷车】: 一工程, 檐口高度 24m, 带中级工作制 100t、80t 吊车各两台, 跨度 30m。拟采用格构柱, 实腹屋面钢梁, 梁柱采用刚接节点(见图 3-7)。对此, 其他工程师不赞成采用这种结构体系, 觉得屋面应该采用钢屋架体系, 甲方也担心会有隐患。希望能找出相关依据, 若是有工程实例证明最好了(国外资料也可以)。

【lijingas】: 去年我做了一个工程, 跨度为 39m, 吊车吨位 150t(中级工作制), 但没有楼主的工程高。该工程底层为混凝土框架, 局部三层, 上部为钢排架。下部混凝土柱截面高 1400mm, 上部采用的是 H 型钢柱(变阶柱)。下柱截面高 900mm, 上柱截面高 500mm。梁采用的是 H 型钢梁。钢柱与混凝土柱连接处考虑锚栓布置。由于受到钢柱截面最大高度的限制(需控制在 900mm 以内), 锚栓布置相当困难, 采用了内外布置, 才勉强算下来。但由于屋面荷载较大, 梁也比较大, 节点螺栓布置均采用工形布置, 这对我来说都是一种创新。

我觉得楼主的工程采用实腹梁不会有问题的, 如果是我设计, 我会首先考虑采用实腹柱。这样加工简单, 或者说采用分离式柱, 也比格构柱加工方便, 不过该工程如此高, 可能还是用格构的比较适合!

【法师】: 北京重型电机厂汽轮机重型厂房, 共四连跨, 跨度 21~36m 不等, 通常柱距 12m, 最大标高约 34m, 设有 75~400t 吊车共 12 台, 柱脚采用埋入式柱脚。图 3-8 为二期(双跨)的工程图片。

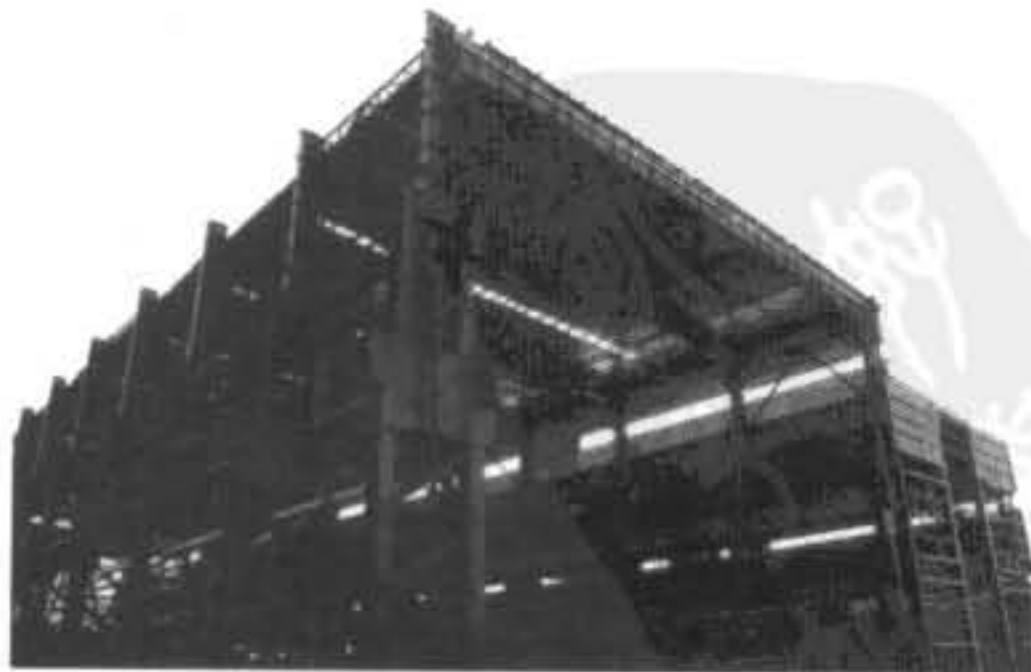


图 3-8

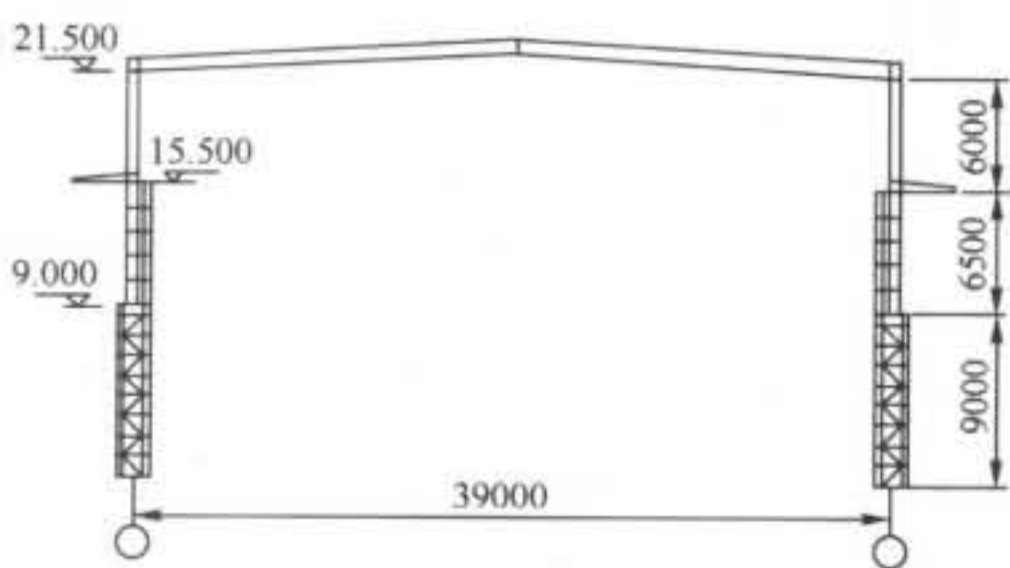


图 3-7

【doubt】: 对图 3-8 中的屋面系统很感兴趣, 为什么室内看不到檩条呢, 门式刚架结构的屋面似乎按屋架结构布置的支撑, 这样做有什么特别理由吗?

【allan】: 按照楼主的条件, 假定柱距为 8m, 吊车高度为 16m, 8 度区, 北京的风压为 0.45, 全部采用实腹截面, 用 STS 计算了一下, 基本上截面计算没问题。但一个有趣的问题是, 当我用靴梁式钢接柱脚时, 程序无法自动计算, 当我采用平板刚接柱脚时, 用 85 的锚栓却



能通过,并提示需要抗剪件,而且柱脚底板比较夸张,达到 84mm 厚。

吊车荷载偏心,原来取 700mm,吊车荷载位置刚好在柱子内翼缘中心上,在牛腿节点计算文件中,牛腿上翼缘正应力为 0,符合;后来把吊车荷载偏心改为 1200mm,查看改后牛腿节点计算文件,牛腿上翼缘正应力为 110,有数据了,也符合,但是从后面的剖面图来看,牛腿上吊车荷载作用处的腹板加劲肋与牛腿腹板的焊缝为 * 号,我觉得这个焊缝应该很容易计算出来,但不知道为什么 STS 没有计算出来。

另外,STS 的刚架剖面图中,有一个地方做得不是很好,即在上下柱变截面处,上柱与下柱顶加劲板连接处无焊缝表示,而且上柱内翼缘对应下柱的地方没有设置加劲肋。

【msf】:如图 3-9 所示为宝钢一分厂的屋架系统。

【DYGANGJIEGOU】:①看来用实腹 H 型钢梁是可行的,虽然现在应用的实例还不多。一些老前辈对屋面也倾向于用桁架梁,因为它的刚度大,结构安全度高。我见过一个上下弦用工字钢的,腹杆用的比普通桁架梁大。

②用实腹 H 型钢梁的话,梁腹板间隔设置一些横向加劲板,这样梁的局部稳定性高。

③由图 3-8、图 3-9 可以看出,屋面的整体刚性都不错(但没有明白图 3-9 为什么每跨只在檐口设置交叉撑),还是建议屋面及柱间多采用一些型钢支撑! 毕竟现实中这样的例子不多。

④柱子采用双肢柱,用肩梁承受吊车梁荷载,结构会更稳定,也应该更经济。

⑤柱脚刚接埋入式,那么大的底盘露在外面占地太多。

【flywalker】:①桁架梁在国内的使用时间比较长了,积累的经验也比较多,技术也很成熟。实腹式梁的使用从结构体系来说是没有问题的,但是从轻钢转过来的技术比较多,用于重型及特重型厂房内,是不是都合适,还需要实践的检验。

②图 3-9 中檐口的支撑是沿纵向设置的,用于重型厂房,用来增加整个厂房的纵向刚度。

【msf】:普钢厂房的屋面形式值得讨论。由于屋面的荷载小了,是不是就可以像轻钢结构那样去做? 这要从计算模型的角度来看,普钢排架厂房假定屋面刚度无穷大,即刚杆,挠度太大不行。从厂房变形的要求来看,规范对吊车轨顶处的水平位移有较严格的规定,如果屋面梁刚度太小,柱则成了悬臂柱,位移不能满足,而用刚量要转移到柱子上,即柱子截面要很大。

【allan】:①屋面的纵向刚度靠纵向支撑来体现和维持,一般的轻钢厂房,要求宽松,按构造设置基本能满足要求。

②重钢厂房,若按二维计算,结构的纵向刚度需要自己确定和控制,从而需要一定的手算能力,不要盲目夸大,也不要自以为偏小,手算一遍,该怎么样合理就怎么样。

③按轻钢屋面做法是可以的,但是各种参数的控制就不应该采用轻钢的,一般情况下,屋面按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的强度和稳定要求要比普钢来的严格,挠度、刚度的控制参考《钢结构荷载规范》和经验。

④钢排架计算模型要求屋面梁是刚性梁,当屋面梁不承受屋面荷载时,屋面梁的轴向刚度



图 3-9



是很大的,接近刚性梁;当屋面梁承受屋面荷载后产生一定的变形,会导致屋面梁轴向刚度削弱,挠度越大,轴向刚度削弱越大,对柱子的影响也就越大。

⑤二维计算,平面内刚度靠自身截面控制,程序可以辅助分析;平面外刚度靠纵向支撑控制,手算或者查表确定支撑截面,一道不够就加两道。三维计算,按照目前厂房的体系布置,也就是厂房空间化,用 PKPM 计算,基本上前 3 个振型都很有可能是扭转振型,从而说明了一个问题,即常规的支撑布置根本不够。

⑥对程序理解的问题。如我们熟悉的 STS,验算结果中有一项节点位移,很多人都是每一项或者重要几项看一下,红不红都算了。实际上,程序在这里输出的仅仅是单工况下的节点位移,大家不要忘记,结构在正常使用极限状态下的控制是以标准组合为主的,不知道有多少人把这些单工况下的节点位移按标准组合叠加了,这个问题应该注意。

⑦现在的情况是程序改进了,人变懒了,考虑的东西越来越少了。

【法师】:“对图 3-8 中的屋面系统很感兴趣,为什么室内看不到檩条呢,门刚结构的屋面似乎按屋架结构布置的支撑,这样作有什么特别理由吗?”

屋面有内衬板,把檩条包住了。对于屋面系统荷载传递的概念,其实门刚与重型厂房是一样的。只不过对于门刚,往往荷载小、高度小、要求低等原因,可以采用很多变通办法,如采用圆钢作屋面支撑,用檩条作刚性系杆,一般不设屋面纵向支撑等。而这些在重钢厂房设计时就不会采用了。所以尽管屋面采用了实腹梁,支撑系统还是按重钢厂房设计。

“图 3-9 中檐口的支撑是沿纵向设置的,用于重型厂房,用来增加整个厂房的纵向刚度。

①屋面的纵向刚度靠纵向支撑来体现和维持……”

前面两位都提到屋面纵向支撑对屋面或厂房的纵向刚度起作用。事实上,应该是屋面纵向支撑是为了保证屋面或厂房的横向刚度,而使各平面框架或排架能共同作用。一般在有重型吊车或托架梁时使用。

“三维计算,按照目前厂房的体系布置,也就是厂房空间化,用 PKPM 计算,基本上前 3 个振型都很有可能是扭转振型,从而说明了一个问题,即常规的支撑布置根本不够。”

我觉得这真说明不了什么,只要在某个方向刚心与质心不重合,就会有扭转。而且一般的厂房柱间纵向采用交叉支撑,其刚度不会比框架平面内的小。

屋面采用实腹梁,可能碰到的问题如 **msf** 所说,即模型的问题。或者说是柱子的平面内计算长度问题。规范中对于多阶柱只有柱顶自由和柱顶平动不转动两种模型。采用实腹梁时,梁与柱顶为刚接,但屋面系统又不是刚性屋面,对柱子的约束介于这两者之间,所以如何取计算长度值值得商榷。

【allan】: to 法师兄:

我所说的支撑常规布置是指屋面的支撑布置,之前表示得不够清楚。一般的门钢厂房,按现在的常规做法,是不必设置屋面纵向支撑的。三维计算的意思,其实是把厂房按空间考虑。你所说到的刚心与质心不重合,我觉得对规则的厂房来说,只要荷载均匀对称,支撑布置对称,其刚心与重心无论在哪个方向应该都是基本重合的,扭转问题不是这个原因,我觉得应该是没有设置屋面纵向支撑所引起的,可以通过三维计算比较,屋面纵向支撑加与不加效果是很不一样的。

举一个例子,常规的厂房,常规的支撑布置(不设屋面纵向水平支撑),在没有屋面横向水平支撑的两榀之间只有纵向的系杆连接,这两榀刚架形成的体系实际上是一个机动体系。



一般的厂房,在没有设置屋面纵向支撑的情况下,没有出现问题,原因可能是厂房高度不大,也可能是所谓屋面板墙面板蒙皮效应的作用,或许还有其他原因。所以,我的看法是不管是门钢厂房还是重钢厂房,都应该设置屋面纵向水平(刚性或柔性)支撑。

另外,对于单阶或双阶柱,当柱顶与横梁刚接时,《钢结构设计规范》已经给出了计算长度的取值方法,只是多了一个折减系数,详见《钢结构设计规范》第 54~55 页。

【DYGANJIEGOU】:关于屋面纵向支撑的问题,向各位请教:

《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》4.5.2 第 7 条:“在设有带驾驶室且起重机大于 15t 桥式吊车的跨间,应在屋盖边缘设置纵向支撑桁架”。从这一点可以看出,其实《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》对设有带驾驶室且起重机大于 15t 桥式吊车的厂房还是建议向普(重)钢靠拢的。或者说设有带驾驶室且起重机在 15~20t 桥式吊车是轻钢朝重钢过渡的一个阶段,其中对有关屋面纵向支撑方面的设计还是借鉴了普钢中的一些做法,由屋盖边缘纵向支撑与屋面横向支撑形成一个闭合的空间结构体系,这样可以:

①保证空间整体刚度,也不仅仅是法师兄所说的“屋面纵向支撑是为了保证屋面或厂房的横向刚度”;

②保证托架梁平面外稳定;

③传递吊车水平刹车力。

关于屋面纵向支撑的布置原则,我查看了一些资料,一般介绍如下:

①厂房内设有重级工作制吊车或起重量较大的中轻级工作制吊车时;

②厂房排架计算考虑空间工作时;

③厂房内设有较大的振动设备时;

④屋架有纵向或横向吊轨时;

⑤屋架的跨度、高度较大而空间刚度要求也大时;

⑥设有托架时,在托架处局部加设屋面纵向支撑,由托架两端各延伸一个柱间设置。

❷ 75t、30t、20t 吊车的厂房设计。(id=43424,2003-11-25)

【herywang】:本人碰到一厂房结构:檐口高度 19m,设吊车 3 台:75t、30t、20t,跨度为 22.5m,柱距 6m。请教各位该如何设计这个厂房?我用的是 3D3S,应注意哪些问题?在建模时,如何导荷载?如何设置柱间支撑、屋面水平支撑等?我想用两个轧制 H 型钢拼成的阶形柱(如图 3-10 所示),程序可以建模吗?这样的结构用钢量大概是多少?

【呆呆虫】:可以按平面建模。柱可以按《钢结构设计规范》设计,屋面梁可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》控制。柱可以采用实腹焊接 H 型钢,分上下柱。A1~A3 相当于轻级工作制,A4、A5 相当于中级工作制,A6~A8 为重级工作制,其中 A8 为特重级。注意将平面外刚度设计的大一些,柱间支撑按吊车纵向刹车力计算。

【herywang】:请问你是用 3D3S 软件吗?主刚架计算按普通门式刚架输入基本参数,然后在吊车影响线对话框修改吊车参数进行内力组合计算

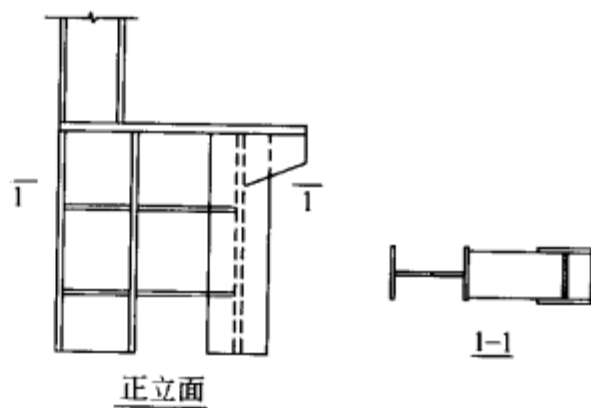


图 3-10



就可以了么？三台吊车应该怎么输入合适？上次我输入带 25t 吊车的四连跨厂房计算，结果死机了。多跨厂房是否可以分开算，即先算两跨，再算另外两跨？

【呆呆虫】：你这样做是可以的。这样做，厂房刚架只承担吊车横向刹车力，那么刚架就可以按门式刚架计算，另一肢柱只承担吊车竖向力，按普钢设计。从图 3-10 上看，承担吊车的一肢柱不必再设牛腿，按轴心受压柱计算略富裕一些即可。

【herywang】：我现在还不清楚在 3D3S 里如何把这个内力算出来，光用手算不行吧？牵涉到多个吊车的情况我算不清楚，请问有什么好的方法吗？

【呆呆虫】：按两台吊车计算出横向刹车力与最大竖向力（手算），然后只将横向力作用于刚架，用软件计算刚架，最后手算支承吊车柱只承担吊车竖向力。出图时要保证两肢可靠连接，即水平力能传递给刚架柱。这样计算简单，偏于安全。

【josephone】：根据新规范要求设置大于 20t 吊车的厂房不属于门式刚架的范围，应该按照《钢结构设计规范》来设计计算。在设计时取 75t、30t 两台吊车来组合计算即可，注意纵向力的控制，保证吊车梁上翼缘的稳定性，建议设置空间桁架式制动系统。由于建筑面积未知，所以法估算出总的用钢量。

【沉稳】：还有屋盖系统，吊车吨位较大，为了便于纵向力传递，屋盖纵向要设支撑。

【zhengl128】：如果在抗震区，应考虑构造要求，并要注意刚架平面外的稳定问题。设置屋面纵向加强水平支撑，这一点很重要。

【wxbzlp】：对于此类厂房，提几点意见以与大家交流：

①如上所述，分上、下柱，也可采用分离式柱，但请记住一点，吊车梁应放在柱上，而不是放在牛腿上，偏心越小越好。当然不是要你将柱做很大，而是吊车梁的荷载对柱的影响要小。

②注意柱间支撑多设点，并且支撑做成复合式较好，直接与柱翼缘相连，计算柱间支撑时不能只考虑吊车的刹车力，风荷载肯定要参与组合。

③柱脚做成埋入式或外包式，刚接要好。

④至少做两道纵向压杆（通长），当然要根据平面外的稳定、强度进行计算，但吊车梁处必须有一道，以使传力明确。

⑤吊车梁做成制动板式或制动桁架式，将横向刹车力有效传递给柱。

⑥屋面的做法可参照门刚做法，但有一点支撑多设点，避免将来吊车开动时引起屋面、柱等振动厉害。

【xyt9706】：厂房 19m 高度也不算小，吊车吨位比较大，已超出门刚的要求了。我估计你的柱用实腹截面是算不下来的，得用格构的。具体可这样：下柱用格构的，上柱可用实腹的。吊车吨位这么大，格构的柱截面也不会小。柱距 6m，吊车荷载取 75t 和 30t 组合就行了。

【贝勒爷】：下柱截面及节点按图 3-11 设计较经济合理。

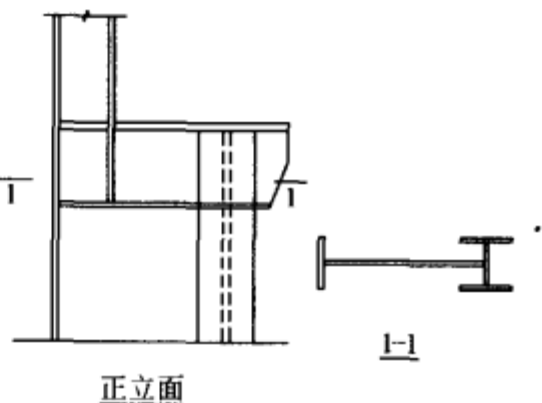


图 3-11

求助：我的厂房该如何设计？(id=124557, 2006-02-22)

【tzpllf】：在一个工程中包含一个小型炼钢厂的车间。内设废钢车间、炼钢连铸车间、钢坯堆放车间和轧钢车间四个车间。每个车间都有吊车，具体布置详见图 3-12。

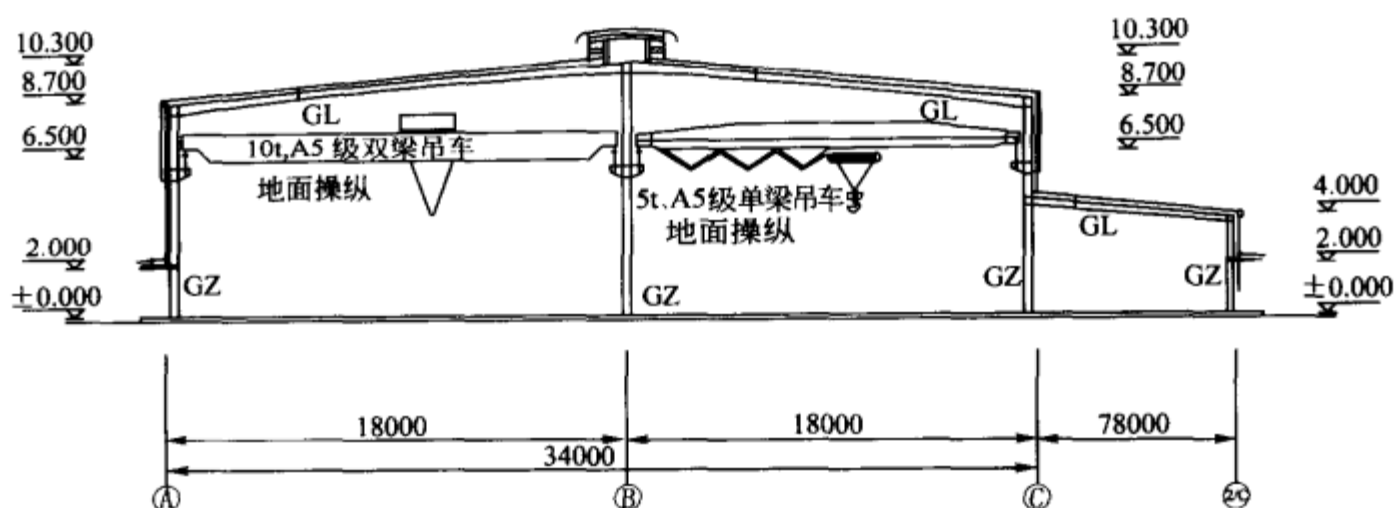


图 3-12

请问：此类厂房在结构设计时有什么特殊的要求？特别是炼钢连铸车间和轧钢车间，温度很高，是否需要采用耐高温的钢材？还能否按门式刚架设计？（吊车起重量 20t、A5 级工作制桥吊）还请各位指点。

【wanyeqing2003】：这类车间里的吊车一般为重级制，应考虑按《钢结构设计规范》设计。

一般炉口附近的温度较高，我认为对于距离炉口比较近的钢结构构件需要考虑一些承载力的折减，必要时采取耐火处理。

【kzj999】：A5 桥吊不是属于中级吊车吗？怎么按重级计算？

【wanyeqing2003】：一般来讲，炼钢厂或铸造厂的吊车使用频率比较高，多为重级制。为保险起见，你可以再向工艺人员或业主了解详细的情况。

【tzpllf】：我想问一下：如果考虑构件承载力折减系数的话，应当考虑多少才行？听业务回来讲，结构的安全系数都不是取 1.0，而应当比 1.0 高。可是规范规定只有特殊的建筑和重要的建筑才取大于 1.0 的安全系数（比如 1.2）。还有，钢材的耐火又是怎样处理的？

【wanyeqing2003】：我设计过几个铸工车间，但是一直没有找到太可靠的依据，所以做成钢筋混凝土结构比较放心。因为工艺人员提供的炉口温度差别也比较大，有的说能达到 200~300℃，而一些梁柱等结构构件距离炉口非常近，个人认为这样的温度会对近处构件承载力的影响较大。我们就要求在这些构件上涂抹隔热材料。

《钢结构设计规范》8.9 条对保温隔热有具体的要求，而且有强制性条文规定：“……长期受辐射热达 150℃ 以上……应采取有效的防护措施”。

◆ 关于跨度 27m、柱距 9m 的钢结构厂房结构设计咨询。(id=96188,2005-05-23)

【mike zhao】：一个两跨（每跨 27m）、柱距 9m 的单层钢结构厂房结构设计项目。厂房总长度为 387m，宽 54m。区间有 1/3 是 100t 起重量的 A5 级工作制吊车，其他均为 50t 起重量的 A5 级工作制吊车。

初步设计方案中主要构件用钢量（包括支撑系统）约 80kg/m²，业主嫌贵，让我们再优化优化。我们采用变价格构柱，双肢都是工字形型钢，缀条为 L70×5，间距 1050mm。

问题如下：

① 上段柱有必要也做成格构柱吗？业主要求用，我们起初用的是实腹式箱形截面，按他们

的意思做了修改,省了一些钢材。

②一个关键问题是柱间支撑按《钢结构设计规范》布置后,钢柱的平面外需要设置刚性系杆吗?如果需要是不是应该和柱间支撑协调布置?此外,格构式柱的支撑和系杆是不是也要双片布置?还有一个想法是可否不布置刚性系杆?在墙檩每隔一个设置隅撑,能否起到减小钢柱平面外计算长度的作用?

③上述设计参数的钢屋盖,如果想尽量节省钢材,钢梁两端用楔形 H 型钢截面好,还是用钢管桁架好呢?另外,屋盖支撑设置后,我们只在两端及中间设置了刚性系杆,而在中间檩条布置区域,每隔一道檩条成对设置一处隅撑,这样做应该可以起到减小钢梁平面外计算长度的作用吧?此外,屋面支撑是用圆钢省还是用角钢省?

④还有一个经验问题,我们计算的吊车梁顶标高分别为 1100mm(50t 区域)和 1200mm(100t 区域),业主想要吊车梁顶标高都一样,而我们在 100t 区域用了鱼腹式吊车梁。那么请问这样的设计,吊车制动结构用制动板和制动桁架,哪个更经济合理?一般情况下,它们占吊车梁用钢量的百分比是多少?

厂房净高为 17.15m,上段柱 4.33m,下段柱 12.82m,坡度 3° 。

【YAJP】:①上段柱工字形截面,带人孔;

②上段柱柱顶要设刚性系杆,吊车梁以下是否设要看计算长度怎么取;

③角钢屋架就很好;

④别用鱼腹梁,统一梁高 1200mm,最好采用制动梁。

另外,吊车肢采用工字形截面,屋盖肢可采用槽钢。

【镇静钢】:①上段柱用实腹 H 型钢即可,制作及施工都方便。

②该工程柱间需设刚性支撑和系杆,用角钢宜按双片设置,若用圆管、槽钢可设单肢。

③屋架梁用钢管桁架可省用钢量。在上段柱顶设刚性系杆后,屋架梁两端不需重复设置,但需与屋面水平支撑对应设置刚性系杆,屋面水平支撑优先选用圆钢。

④吊车梁顶标高可通过以下途径调整:

a. 调整吊车梁腹翼板厚度;

b. 调整吊车牛腿高度;

c. 采用鱼腹式吊车梁。

该工程吊车制动装置最好采用制动板。

【mike zhao】:非常感谢 YAJP 和镇静钢!我们设计的吊车肢就是采用工字形截面,而屋盖肢采用了槽钢。但是,下段钢柱平面内计算长度我们取 1.2 倍的几何长度,没有严格按照规范选取,不知道是否偏于危险?我们在柱顶及下段柱间共设置了 3 道通长刚性系杆,平面外计算长度计算时取 4.5m。还有一个问题就是墙檩与钢柱之间连接处每隔一个檩条对称设置一道隅撑能否减小钢柱的平面外计算长度?

【暴风】:设置隅撑减小柱计算长度是轻钢的做法,对于如此的重钢厂房未见设置隅撑可以减小柱计算长度的依据,必须设置系杆才行。

【YAJP】:下柱系杆不能是单根杆件,吊车肢和屋盖肢应各有一根,并且用腹杆将这两根系杆联系起来。



三、框排架结构(包括夹层结构)

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	flywalker(袁琪)

❖ 一般问题讨论

❖ 有关框排架结构的几个疑问。(id=135985,2006-06-01)

【lul】:目前有不少业主要求:底层(或底下二层)为钢筋混凝土框架结构,抽掉顶层中间的混凝土柱,采用钢梁轻屋面,形成所谓框排架结构。对于这种结构,我有以下疑问:

- ①顶层排架是否要求设柱间支撑(若顶层有吊车)?
- ②围护墙是否必须外贴柱?
- ③两端山墙处是否必须设插入距(600mm)?

【hai】:①有吊车时最好设支撑,特别是大吨位吊车,能减少侧移,防止震动,减少柱配筋。
②围护墙是否必须外贴柱,主要看地震烈度和保温要求。
③屋面既然不是传统的钢屋架、大型屋面板就不用设插入距了。

【lul】:对 hai 回帖的疑问:

- ①柱间支撑仅在顶层设,还是顶层和下面的框架连续设柱间支撑?
- ②若顶层两跨或三跨,墙体可否内嵌?
- ③若不设插入距,端跨的钢梁如何与山墙柱连接?难道钢梁直接搁置在端跨框架梁上?

【hai】:①都可以;

- ②可否内嵌看《建筑抗震设计规范》的要求;
- ③两个梁只要一个就行了。

❖ 同为轻钢屋面的框排架和排架的区别?(id=129849,2006-04-06)

【thiswood】:本人现在正在做一个框排架工程,遇到一点问题,请大家一同分析。框排架为两层框架上加一层排架。层高为 4.5m+4.5m+3.9m,3.9m 为柱顶到柱底实际长度;跨度为 36m。屋面为轻钢屋面,即常见的混凝土柱钢梁。算下来顶层的柱底弯矩巨大,而且弯矩随柱截面增大而增大。因以前也做过类似跨度的单层厂房,没有这么大的弯矩,故觉得不妥。又建了一个跨度和荷载相同,层高为 3.9m 的一个单层厂房。结果柱底弯矩很小,后发现钢梁的



轴力在框排架时很大,而在单层厂房中很小,分析很久,未果。

附模型如图 3-13 所示,供大家参阅。

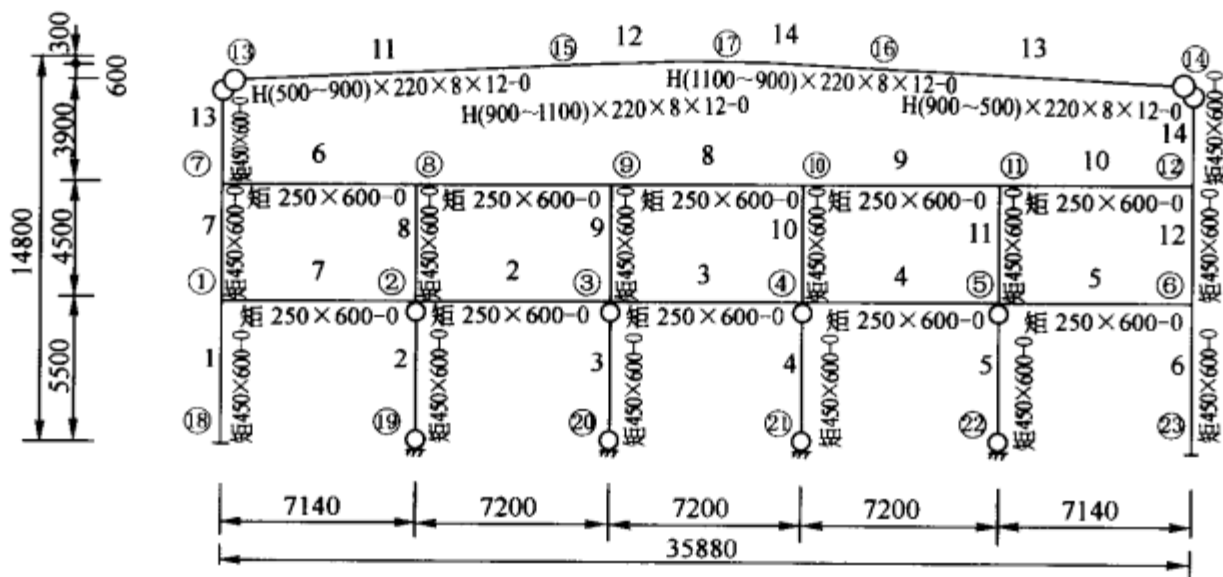


图 3-13 框架立面图

【wanyeqing2003】: ①如果柱顶是刚接,屋面最好按荷载分布的状态布置在梁上,要考虑梁端弯矩的影响。

②要是铰接柱顶的排架结构,可以按柱顶节点力输入,屋面梁考虑为刚性杆。不过此时也要考虑节点荷载的偏心作用,柱顶存在一些弯矩。

【thiswood】:我是先用 PM 建整体模型,计算时在 SATWE 中把钢梁设为“钢梁”。然后取其中的一榀,用 STS 中的二维门式刚架打开,这样混凝土框架部分的荷载也就都带到 PK 模型中了,比自己手动输入要方便多了。然后比较 PK 和 SATWE 的结果得出,排架柱的配筋和钢梁的截面要按 PK 计算的结果取,框架部分按 SATWE 的计算结果来取。如此而已。

【yanyihua】:我看了一下这个模型。单层厂房模型里怎么梁、柱两端都是铰接啊!若是这样的话,你的结构体系就是可变结构体系了。

上层排架柱的柱底弯矩之所以这样大,主要是钢梁在竖向荷载作用下,产生竖向变形,从而对两侧的柱产生很大的水平推力所致。你查查位移图就知道了。还有梁的挠度比较大,已经为 $L/80$,坡度改变值也比较大。你注意查看一下。

【fuweihua】:我也做过类似的工程,不过跨度没那么大。也发现有这个问题,我个人认为是考虑了下部框架节点处的弯矩分配造成的。因为你做单厂时,不存在分配问题,其余荷载完全可以设置成一样的。

【flybird】:我去年做过两个类似的厂房,两层,框排架结构,3.6m+3.6m,底层两跨为 10m+8m;上面一层为单跨,跨度 18m;轻钢屋面。底层柱配筋不大,前面 thiswood 说的弯矩巨大,其实增大柱截面没有太大效果,原因 yanyihua 已经说的很清楚了,我的解决方法就是降低钢号,钢梁采用 Q235B 钢,但适当加大梁高,屋面坡度也要减小,你可以试试。



门刚夹层柱顶位移。(id=101393,2005-07-04)

【死坏】:最近做一个带有夹层的门式刚架。对柱顶位移、夹层梁处柱位移、夹层主梁挠度、夹层次梁挠度无法确定。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》里也没有指明。



本人是以柱顶位移 $L/400$ 、夹层梁处柱位移 $L/400$ 、夹层主梁挠度 $L/400$ 、夹层次梁挠度 $L/240$ 控制,不知是否正确?

【老济南】:既然是带有夹层的门式刚架,可以执行《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》。

【97zkh】:我是采用《钢结构设计规范》,挠度按 $L/250$ 控制。可以用 SSDD,里面有这种类型的结构。

【wanyeqing2003】:如果夹层用的是钢筋混凝土楼板,超出了《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的范围,就应当参考《钢结构设计规范》的限定要求了。

【dongqing】:带有夹层的门式刚架结构,夹层部分的刚架应按多层来考虑,不过对于这种轻型框架柱顶位移可以适当放宽。



带夹层的门式刚架的节点问题。(id=62331,2004-06-21)

【xiaocheng】:带夹层的门式刚架的夹层梁与柱连接的节点,是采用门式刚架中的端板连接节点,还是采用一般框架中的梁柱连接节点?按 STS 的处理方法好像有点麻烦。请问同行一般是如何处理的?

【老济南】:门式刚架的夹层梁与柱连接的节点,应采用框架中的梁柱节点。

【xiaocheng】:有的图集上采用了门式刚架的节点,见《轻型房屋钢结构构造图集》(靳百川编)。

【zhengjiang94】:采用门刚节点,加工精度要求高。另外,夹层如有次梁的话,节点和主梁方向会发生冲突。

【see me fly】:当采用门刚节点的话,在柱子弱轴方向连接的连梁无法连接。因此不可以采用端板连接的节点,而应采用框架节点。

【jinbao】:STS 设计夹层只能将节点做成刚接,做成铰接时节点无法设计。我认为将节点做成框架节点形式,无论是在力学方面还是在抗震方面都很合理。

【xutao77】:①夹层我用钢框架算,与柱相交的节点要求柱腹板设补强板,请问这补强板应设在什么地方?大致尺寸多少?

②与夹层相交的柱在钢框中是刚接,但在门刚中我选铰接,那我到底应该选刚接还是铰接呢?

【老济南】:①梁上、下翼缘标高处,可选和翼缘板等厚;

②应选刚接。既然是门刚,就不宜选为铰接。



工程实例



排架厂房设计。(id=86044,2005-03-03)

【waterdrop】:一个框排架结构厂房,结构形式见图 3-14。有以下几个疑问:

①由于是现浇混凝土结构,外围护墙是否应该做在外侧?我现在是外墙自承重,框架梁另设的,但是觉得应该可以把墙做成填充墙,设在框架梁上面,但是这样的话柱间支撑就要偏心设置了,不知哪种方案好?

②计算模型问题:我现在是按一层框架结构、一层排架结构分开设计,然后把荷载传下来,这样可以吗?有没有更好的办法?

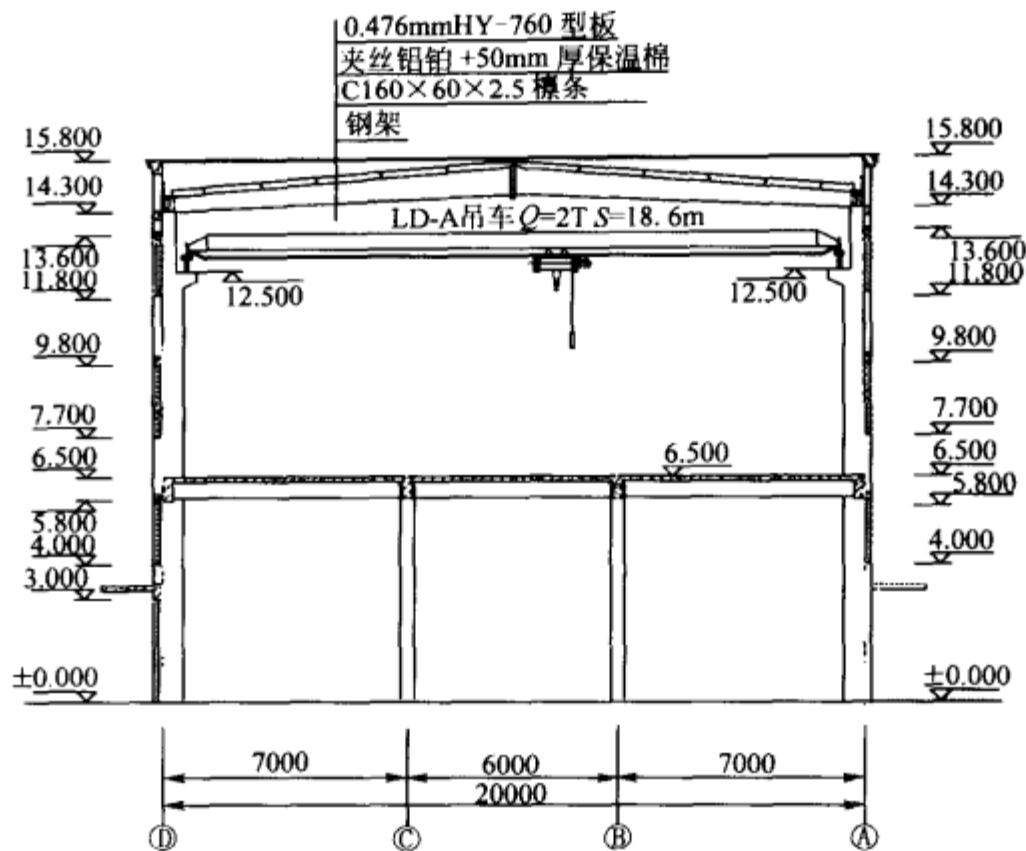


图 3-14 A-A 剖面图

【DYGANJIEGOU】:①关于支撑位置:采用偏心支撑未尝不可,偏心支撑的优点是在较小或中等的水平荷载作用下有足够的刚度,而在严重超载(如大地震)时具有良好的延性,是一种较好的支撑形式。关于砖墙位置:做填充墙比较好,框架梁做大,对房屋的整体刚度有益,而且抗震性能也提高了。填充墙也能提供一些刚性储备。

②二层楼面是整体现浇楼面,底层看成框架结构应该不错。现浇板整体刚度比较强,而且你的吊车才是 2t 的,水平力不大。这样说来,一层的柱间支撑都可以不设。个人觉得你的“一层按框架结构、一层排架结构分开设计,然后把荷载传下来”的主意不错。

③软件用 PS2000 6.0 分析计算得心应手。

【allan】:DYGANJIEGOU 可能对楼主意思误解了。

①楼主“偏心支撑”的意思是,由于填充墙做在框架梁上,占用框架梁一部分截面。如果设支撑,将不能按截面中心设置,而是偏离梁截面宽度中心,并不是《建筑抗震设计规范》上所说的“偏心支撑”。偏心支撑的作用是支撑与支撑之间或者支撑与柱子之间形成耗能梁段,在地震来临时耗能梁段吸收部分地震作用,从而提高结构的延性及抗震能力。

②楼主所说的“偏心支撑”不应采用,容易造成节点侧向扭转;支撑投影与梁柱投影应在同一个面上。

③如果采用一层为框架、二层为排架形式,那么二层将需要设置柱间支撑;如果采用填充墙,填充墙全部或者部分需置于支撑之间,或者用填充墙包住支撑。

④采用砖墙自承置于框架外皮时,支撑与墙不会相互影响。

⑤建议采用 SATWE-8 或 TAT-8 计算,目前 PKPM 已经具备下部为框架上部为排架结构的计算功能。

⑥PS2000 6.0 虽然能计算带夹层结构,但是其结构形式为框架-支撑形式,也就是横向框



架-纵向支撑形式,上下层均需要设置纵向支撑。虽然能把混凝土结构的配筋和上面钢梁甚至混凝土柱间钢支撑的施工图全部出出来,但不符合你所需要的底层框架的结构形式。

【DYGANGJIEGOU】:①同意 allan 老兄的①、②两条见解。

②“采用填充墙,填充墙全部或者部分需置于支撑之间,或者用填充墙包住支撑”,支撑传递荷载到基础。若填充墙包裹支撑,支撑在受力变形移动中可能会使填充墙产生裂纹。这个问题也是不好处理的。个人感觉支撑还是尽量不要与填充墙打架,实在没有办法的话,支撑稍微偏移一点也可以(不过要通过计算)。

③“采用砖墙自承置于框架外皮时,支撑与墙不会相互影响”。砖墙置于框架外皮的话,首先抗震性能不好,再说填充墙也不能用轻质墙体了。这么高的墙,没有构造柱,只做拉结筋也是不现实的。

④直接用横向框架-纵向支撑形式的话,计算出图用 PS2000 很合适,用 PKPM 计算这样的结构我还没有试过。请 allan 多多指教。

【allan】:在楼主的图纸里,只有屋面是钢梁,其他部分为混凝土结构。

①填充墙的材料多种多样,“墙”只是一个概念,并不是非得用砖材料;若要偏移,应尽量保证支撑与柱中心对齐而采用梁偏移。

②支撑刚度是非常大的,若是到了支撑变形的情形,任何墙体都要开裂甚至破坏;抗震设计三要素:小震不坏,中震可修,大震不倒。

③砖墙若自承重,自然就不叫填充墙了。一般来说,砖墙应置于框架内,根据相关规范设置一定的抗震构造柱及圈梁。15m 高的承重砖墙不好处理,尤其在这个结构里,上下层结构形式不一样,如何布置构造柱及圈梁,构造柱与圈梁如何与主体框架连接,如何保证抗震构造措施等,做土建设计的要下一番工夫。刚巧年前也是与设计院合作了一个类似的项目,设计院就是把承重砖墙放在框架外皮外,原因是建筑要求墙面设置通窗,所以必须把墙放在框架外。

④从我做钢结构设计的角度来看,偏向用填充墙形式,土建设计虽略有涉及但是还不够精,只要选择合适的外墙材料,是可以包住支撑的。若担心墙开裂,那就控制主体的变形,多设支撑。实际上,地震作用达到一定程度,任何外墙都会开裂,结构是允许填充墙开裂的。

⑤建筑如果允许底层可以设置纵向支撑,那么采用 PS2000 6.0 计算很方便。但如果不允许,还是用 PKPM 计算吧。

以上为个人看法。

【flywalker】:看了楼主的图纸:

①纵向受力可以考虑两种途径:其一,二层混凝土柱顶设置通长的混凝土框架梁,山墙处也设,以求闭合,提高抗震能力,纵向不设支撑,按框架设计,墙可以作为填充墙。其二,纵向设置钢支撑,应分两层设双片支撑,以提高刚度及抗扭能力,二层按排架结构设计,墙按照自承重墙考虑,外砌比较好,与混凝土钢筋拉结,按照抗震设防要求设置圈梁。墙如果内嵌,与支撑打架,将支撑包裹的话,支撑不能自由变形,影响受力。

②PS2000 还不能完整的设计这种结构,因为纵向没法计算。

【waterdrop】:图纸已经做好,里面没有结构设计说明和支撑详图,吊车梁现在已经改成混凝土结构,原设计钢结构吊车梁我也放上面了。

我现在选择的结构形式还是把墙放在外面,做自承重墙,板配筋计算采用塑性理论计算。



带夹层的门式刚架。(id=13391,2002-08-26)

【3d3s】:有一工程,10m+35m跨。在10m跨处,局部两层且二层是洗澡间,在一层部分屋面放置设备。请问如何计算?

【费费】:按一般的刚架进行计算,然后按有侧移框架计算框架柱,按一般的受弯构件计算框架梁即可。此类框架柱脚最好做成刚接,这样对框架柱的计算有利,梁柱连接节点应当是刚接的,不过35m跨处最好做个加腋。

【chenming】:我一般按刚架计算,采用《钢结构设计规范》复核,柱脚做刚接,比较容易满足变形要求。

【novemberrain】:我觉得35m大跨如果不是重钢的话,10m小跨的单层夹层可采用铰接柱脚。门式刚架也可以采用轻钢规程来计算。3D3S、STS都提供该类型的门式刚架结构建模及计算。

洗澡间的防锈可以在局部做120厚砖墙加防水层,另外钢结构的防锈底漆厚度规范规定室外 $150\mu\text{m}$,室内 $125\mu\text{m}$,在此建议都做 $150\mu\text{m}$ 。

【novemberrain】:夹层处应当按照《建筑抗震设计规范》的要求限制构件的宽厚比和高厚比。夹层按普钢算,上部可按门刚考虑。



局部夹层厂房。(id=98108,2005-06-06)

【tonyliao】:83m \times 156m的钢结构厂房,右下角有一5.5m标高的局部夹层,混凝土板。有许多的问题需要解决,如:夹层该怎么建模?主梁怎么分段?怎么计算变截面构件?厂房总长度156m,需要中间分缝吗?抗风柱上下端是铰接还是固接?框架柱下端是否固接?还有连接节点的处理等问题。请多多指点。

【flyingpig】:这个厂房的结构比较齐全,什么都有,包括了吊车、夹层、天窗、楼梯等,做完这样的厂房,相信你的水平会有较大的提高。

①3D3S可以建模,如梁分段、变截面、夹层、附属小房。应该说凡是钢结构设计软件都可以建模、计算的。不过最好找个有经验的人给你做个示范,这样上手会快一点。

②节点构造在设计软件里都有,也可以选图集,其实大部分还是在详图设计时再深化的。多看一些节点构造方面的书比较有用。

③抗风柱一般都是铰接的,上下连接都是。与梁连接节点做法很多,可以在论坛上搜索一下。

④纵向156m不需设置伸缩缝。根据《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》4.3.1条,只要不大于300m都可不设伸缩缝。

⑤框架柱柱脚并非一定要固接,可采用四个锚栓的铰接形式,要计算确定。



门式刚架做成多层可行吗?(id=70510,2004-09-19)

【zdaliang】:一工程,为库房,局部有办公区。柱距8.1m,跨度56m \times 2(两个双坡相接);办公区柱距为8.1m,厂房部分采用一层门式刚架结构,刚架柱高9.0m。办公区为两层,每层层高3.6m,拟按两层门式刚架设计,或纵向框架、横向支撑结构体系设计,也就是不按纯框架结



构体系设计,不执行《建筑抗震设计规范》关于钢结构的高厚比、宽厚比的严格控制,最好按照多层门式刚架结构设计。

各位有类似结构设计经验的请给点意见。

另:关于办公区、厂房区不同结构的变形问题:

①不打算设伸缩缝,采取构造措施,檩条、支撑设长圆孔。

②利用结构的整体计算比较水平位置,并经计算控制其水平位移。

【wanyeqing2003】:这样的结构形式(厂房内设生活间)实际做得很多。由于结构形式的特殊,很难完全套用规范。生活间部分梁柱按普钢做,屋面钢梁可参考《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》设计。在计算时,强度和稳定性最好能同时满足两个规范的要求。生活间处的伸缩缝应按普钢要求做。如果楼板是钢筋混凝土的尚需满足相应规范的要求。

关于支撑设长圆孔做法,我不赞同。这将失去支撑应有的作用,结构的稳定性和变形也将受到影响。

【DYGANGJIEGOU】:①门刚厂房端部加设局部二层的做法实例已有很多,一些钢结构设计软件也可直接建模,如3D3S、SSDD,据说PS2000 6.0也可以建模。本人觉得二层底部部分应按框架(或排架结构与支撑的组合)模型计算,二层上部按门式刚架模型计算,不过都要通过《钢结构设计规范》的验证。做结构应先理清概念设计然后再着手做设计。(另:二层上部如果用彩钢夹心板做围护,且二层上部办公等用房的宽度不大,有效隔断较多,根据经验及板自身的受力情况,内部钢骨架可以不做,可由彩钢板与其配套件承担。此点论坛“S4 围护结构”专栏已有所讨论。)

②伸缩缝问题:二层柱与其他门刚柱相连的那榀最好做双柱处理,基础做成双柱型独立基础,墩柱彼此不相连。檩条间可以相连,但连接孔要成长条孔。柱撑作为传递纵向力的主要构件,连接孔不宜成长条孔。屋面彩板围护也应做相应的伸缩缝处理。

③二层的外柱柱脚做成刚接,内部柱柱脚做成铰接。

④楼板若采用现浇楼板或预制板都要充分考虑楼板与钢梁的连接稳定,钢梁上翼板处按规范加设栓钉为上策。局部钢梁可采用加隅撑与楼板连接的方式保证其平面外的稳定性。

结构计算

请教这个刚架如何设计?(id=52864, 2004-03-26)

【毒丸】:一个带有夹层的门式刚架厂房的设计项目,基本情况:门式刚架的跨度为42m,有中柱,柱距为8m;建筑物纵向长度为80m,屋面恒载 0.5kN/m^2 ,活载 0.3kN/m^2 ,基本风压为 0.55kN/m^2 ,基本雪压 0.3kN/m^2 ;檐口高度8m,屋面坡度为0.1。夹层钢梁顶面标高为3.5m,夹层仅布置在整个建筑中间部位。夹层混凝土楼面厚度为100mm,主钢结构采用Q345钢。请教:如果用STS软件,按二维建模,如何完成设计?如建模方法、荷载布置等。请介绍具体的操作步骤。

次梁如何计算?手算还是电算?请教具体的计算步骤和方法。

【老济南】:带有夹层的门式刚架,严格的说已经不是门式刚架结构了。应用STS中的框排架模块建模分析计算。

【brd0068】:也可以建立标准门式刚架的模型,按标高把主梁加上,把次梁传来的荷载按均布荷载布置。

【dzwxw1011】:你可以先用门式刚架计算一榀没有夹层刚架,再用框架计算有夹层的刚架,次梁用工具箱算简支梁,次梁在主梁上按集中荷载输入。

【laoli8888】:我还是同意老济南的看法。

钢结构的整体性是很关键的,你的侧向刚度是怎么保证的?夹层在3m标高,檐口8m,夹层上混凝土楼板厚度为100mm,侧向刚度应是很容易就能保证的。

④ 关于 STS 厂房建模的几个问题。(id=133627,2006-05-12)

【330921810722201】:①输入吊车台数时,一般都是以两台最大吨位吊车组合考虑的吗?假如业主需要一台吊车,设计时还要考虑两台组合吗?

②有女儿墙建模时,在纵向处柱顶是否按横向的集中力考虑?横向处如果女儿墙设在梁边,那此时女儿墙对梁侧的力怎么输入?计算抗风柱时,女儿墙上的风荷载对抗风柱是有利的吗?

③墙架系统(墙梁、墙面板、雨篷挑檐、拉条等)的自重,在柱顶要输入集中力吗?(垂直地面方向的力)

④气楼建模时,假如气楼的宽度为5m,开间6m,活载 0.5kN/m^2 ,单榀气楼骨架重250kg,那么梁上活载集中力各是 $6 \times 0.5 \times 5 / 2 = 7.5\text{kN}$,恒载集中力各是 $2.5 / 2 = 1.25\text{kN}$,这样计算对吗?

⑤带局部夹层刚架,假如按门架建模时,局部夹层处的计算要点参数按《钢结构设计规范》考虑,其他按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》考虑可以吗?

【allan】:①同跨中的吊车少于等于两台,则按照实际情况输入,如果多于两台,则取其中最大的两台考虑,理论上的情况是这样,但不是绝对,还要看吊车具体的布置及运行情况。举个例子,同跨三台吊车,排列为20t、10t、30t,这时输入的吊车数据应考虑为30t与10t的,而不是三台中最大的两台20t和30t。因为根据吊车的排列,中间隔着10t的吊车,20t的吊车无论如何也不会运行到30t吊车那边去的。还有,吊车对刚架的影响是通过力的影响线体现出来的,若10t的吊车改为2t,则2t加30t不一定是最不利的,这个需要根据不同的柱距来区分。也就是说,要通过整体的影响线来比较。

②对带女儿墙模型,如不想把女儿墙建到模型中,纵墙上的女儿墙对刚架的影响可以通过在柱顶施加一个集中力及弯矩来代替;但是山墙面的女儿墙,该荷载是否传给抗风柱,要看该女儿墙是否与抗风柱连接。否则,该荷载应该是通过屋面梁传递给屋面水平支撑再传递给柱间支撑再到柱脚基础,此时可单独验算屋面水平支撑,在刚架计算中可不考虑该荷载。

③这个一般不用,因为在STS参数中,梁柱自重有一个放大系数1.2,是可以修改的,这个自重放大系数就是考虑了梁上檩托板等,以及柱上墙架系统的重量,如果用户觉得墙架系统重量比较大,可以把该参数放大,这个参数只影响计算,不影响用钢量。不过你也可以通过施加柱顶集中力的办法实现。

④活荷载是,但是恒载还应考虑气楼上板及檩条等配件的重量。

⑤目前大家认可的方法是:夹层梁及与夹层相关的柱子用《钢结构设计规范》验算,其他可

按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》验算。至于节点设计,目前并无统一,如果夹层荷载小、7度区以下,可采用门刚节点;如果夹层荷载大,6度区以上应采用框架抗震节点。

3) 请教这种结构如何计算? (id=58465, 2004-05-18)

【HKCMLL】:有一厂房,局部二层,层高3m;厂房高为6m,跨度为25m×2,全钢结构。这样的结构应如何计算?二层按框架计算,厂房按门式刚架计算还是进行整体计算?

【jiantai】:这种结构应该是钢结构设计中最常见的工程之一,我也曾做过很多这样的工程,用平面建模和三维建模都可以,这两种方法计算审图都能通过。

【xylcj】:假如按三维建模,那在非框架部分,每榀刚架的纵向连接应当如何处理?因为只有檩条和系杆,而没有框架梁。

【jiantai】:非框架部分和框架部分同样可以用三维整体一起建模。系杆在建模时,是需要输入截面的,两端设为铰接。檩条则可以不输入,但此时应注意修改梁的平面外计算长度系数,输入方法和平面建模的方法一样。

【boy0633】:应该看二层部分占整个车间多大比例。比例大用三维建模分析接近实际,反之则应该用平面建模外加荷载分析。

4 分析软件的应用

1) STS 设计带夹层厂房和其他软件比较。(id=52833, 2004-03-26)

【allan】:目前国内常用的软件中,SSDD和3D3S在验算夹层部分(包括夹层梁下部柱子和两边的柱子)可以采用《钢结构设计规范》单独验算。

SSDD的步骤是,先用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》整体验算,全部通过后,再选择《钢结构设计规范》。对夹层部分构件分别定义其受力性质如夹层梁为受弯构件,下部柱子定义为轴心受压构件,两边柱子定义为压弯构件(若为中柱,摇摆柱为轴心受压构件,非摇摆柱仍为压弯构件),然后再定义一些参数。在定义参数时须注意,不要全部按程序的默认值取值,SSDD2003以前的版本针对中国规范还有一定的偏差,应根据工程实际情况输入合适的参数,在规范允许的范围内人为的控制软件的计算。用SSDD需要注意的是,夹层梁两端是建议设置成铰接的,我做过的验算比较,SSDD用《钢结构设计规范》验算夹层梁的截面很大。

3D3S对夹层部分可以选择两种规范(《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》和《钢结构设计规范》)来验算,夹层梁两端节点可以是刚接也可以是铰接(但3D3S开发组的人建议用刚接,我试算过,铰接的截面比刚接的大很多),但是刚接往往会导致在夹层梁上部的柱子验算不过,若选择用《钢结构设计规范》验算夹层部分,3D3S同样需要选择设计参数的输入,最好不要全部按程序默认值取值,和SSDD一样选择合适的参数输入。

STS中,对夹层部分无法单独用《钢结构设计规范》验算,而且夹层梁两端如果设置为铰接,将无法对该节点进行设计。所以说,STS中只有将夹层梁两端设置为刚接,在后序的绘制整体施工图时才会显示该节点。由于STS无法对夹层部分单独采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》验算,所以采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》对其整体验算时,除满足应力以外,还应该对夹层梁的挠度按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》的主梁来控制。

对夹层部分是否采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》验算,各种软件要求不一样,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》和《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》中也没有提到过,希望对此多提不同的看法。

【whd0929】:我们现在用 STS 做带夹层的门式刚架时,为了用《钢结构设计规范》对夹层梁及柱进行验算,通常在 PMCAD 或框架中三维建模,进行整体验算,到强度及挠度等均调整好以后,形成 PK 文件,再到门式刚架中加入上面的门式刚架梁,用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》算刚架。夹层的梁柱及梁节点还是在框架中用三维的模型出图,这样做虽然出图不太方便,但其实已经对夹层梁柱用《钢结构设计规范》验算了。对于 3D3S 及 SSDD 楼上兄已经说的很清楚了。

哪种钢结构软件可空间计算带夹层的门式刚架? (id=36179,2003-08-28)

【jumbo】:哪种钢结构软件可空间计算带夹层的门式刚架?

【Yh】:大连阿依艾软件 SSDD,是专一门式刚架及夹层门式刚架设计软件,用着还不错。

【ylj_008】:我们公司一直都在用 PKPM 软件算夹层,选用《钢结构设计规范》就可以。

【wzb98303】:大连阿依艾软件 SSDD2002 增强版可以计算夹层门式刚架,按《钢结构设计规范》验算,以前的版本没有。在众多软件中,SSDD 门式刚架设计用钢量是最省的(个人经验)。我们公司有 SSDD、PKPM 等。

【fmma】:同济大学的 3D3S,可以计算带夹层的,冶金院的 PS2000 十月升级后也可以计算了,建研院的 PKPM 很好,只是出图的时候有些麻烦。

关于 STAAD 及 STS 的比较。(id=47741,2004-01-15)

【lijingas】:一个工程为四连跨结构,由一家钢结构公司设计,软件采用 STAAD。他们提供的计算书太简单,达不到审图的标准。而且都是擦边球,各项指标都非常接近限值,不过都通过了计算。但我用 STS 计算时,就发现许多地方超标(梁、柱都有),而且最大的地方达到 1.2 左右,超的太多。

其实,在此之前就已听说由 STAAD 计算的用钢量很省,但我没有想到会差这么多,为此我重新加大了一点断面。只是没有想到软件的计算结果怎么会相差这么多?

希望能有精通 STAAD 的高手指点一下,为什么 STAAD 的计算结果会比 STS 小这么多?而 3D3S 的计算结果与 STS 相差不是很多。

【南华人】:STAAD 做结构分析时没有考虑净截面,STS 软件默认考虑净截面系数 0.85,如果将 STS 净截面系数改为 1.0,则二者计算结果比较接近。

【allan】:SSDD 设计门刚比国内大多数设计软件都省(STS、3D3S、MTS、GSCAD)用钢量。我用同样的数据做过比较,但是在带夹层的结构中,SSDD 建议用《钢结构设计规范》验算夹层梁和柱子。它的《钢结构设计规范》里净截面系数也是默认为 0.85,符合中国规范,还有很多参数,默认的也都比较严格,使用时应该根据具体情况输入相关参数,因为在默认情况下,验算结果大部分是构造要求超标。所以说,不应该完全相信程序的结果,用不同软件的计算结果进行比较后取用比较好。

四、混凝土柱钢屋盖结构

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	flywalker(袁琪)

1 结构方案

1.1 门式刚架能否用混凝土柱? (id=6943,2002-03-27)

【lzhcow】: 一个厂房, 24m 跨, 檐口 7m 高, 围护墙用砖砌体。中间加拉梁, 用混凝土柱可以吗?

【lijingas】: 可以, 有这样的工程。

【lzh1008】: 不是很好吧? 看起来是比较省钢材, 但支座处不是很好处理。是刚性连接吗? 两种材料, 而且混凝土是脆性的。我个人不太提倡这种做法, 且对锚栓也是一种考验。

【sssincrane】: 如果用混凝土柱就不能叫门式刚架了, 因为梁柱是铰接的。围护墙最好不要嵌入砌筑。

【yxcn_sh】: 梁采用钢结构, 柱采用混凝土柱, 完全可以。不过梁柱连接一定要采用铰接, 而且, 有一端需要设计为可滑动铰支座, 避免钢梁产生过大的水平推力。

【张晋元】: 传统的大跨度厂房是混凝土柱加钢屋架, 你现在只不过是用钢梁代替屋架, 只要采取措施保证屋架的整体性即可。围护墙的做法可参照传统的大跨度厂房的做法。

【lijingas】: 我做的一个工程: 厂房中间的是两排混凝土柱(好几年前的旧柱), 由于厂房需要加高加大, 因此外面增加两排钢柱, 中间的混凝土柱上面接钢柱。最开始我的设想是混凝土柱与钢柱采用铰接, 但我们老总不同意, 认为这是个连动结构不合理, 只能是刚接。

这样的节点处理起来非常麻烦, 费了我很长时间及大量精力, 修改了十多次才完成。最后的形式是采用格构柱(4 个角钢)外包上顶才算通过, 当然要多费一些钢材。

后来的评价是, 还不如推倒混凝土柱, 全部采用钢结构合算。所以大家给一个建议: 这种改造工程, 尤其是一部分老混凝土柱与新的钢结构相接, 千万不要接。

“如果用混凝土柱就不能叫门式刚架了, 因为梁柱是铰接的。围护墙最好不要嵌入砌筑。”我不同意这种说法。门式刚架只是一种形式(仅指的是一种形状, 这是魏潮文老师说的), 只是对于这样的结构形式不能说是轻型房屋而已!

【ericzhang71】: 混凝土柱, 钢梁结构当然可以。不过梁柱节点设计成铰接是比较合理的。



按习惯应属排架结构,称之为门式刚架未免牵强了。

【ssincrane】:门式刚架的定义就是梁柱刚接的,否则怎么叫“刚”?门式刚架结构简洁、刚度良好、受力合理、空间大、施工方便,而且便于工厂化、商业化的生产,和其他的结构不能混为一谈。

【ykd】:如果房子不太长,又是单跨的,应该可以砖墙嵌砌。建议采用真正的传统排架形式,一般 24m 屋架正是经济的跨度,而 24m 简支钢梁则偏大。

【lzhcow】:房子有点长,85m×55m,两跨的。主要是我觉得墙不高,只是窗台下的一点,而且不嵌入的话施工比较麻烦。有什么好办法吗?

【flyaway】:我个人认为是可以的,以前也有过类似的情况,要考虑梁与混凝土柱的连接符合要求即可,梁柱分别按所受外荷载计算,再考虑节点要求。不知这样考虑对否,还望大家指教。

【ykd】:to lzhcow:①两跨和两跨以上不应该采用嵌砌砖墙,主要是中柱列的刚度相对太小(抗震问题)。

②一般嵌砌的砖墙长度小于 60m(温度问题)。

③如果墙只是 1m 高的砌体窗台,6m 高的压型钢板,本质上还是彩板,可以嵌砌。

【张林林】:我想这种结构不合理,早晚要出事的。

【鸣鹿】:楼上的张兄请说出理由,我可做过很多这样的工程。只要注意这些问题,应该没事。我总结了几点经验:

①由于钢梁形式(一般是 H 型钢梁)类似于门式刚架的钢梁,不能等同于屋架,必然会对柱产生较大的水平外推力(边柱)。测算水平力很重要。

②梁柱接头不太可能完全铰接,因此要根据支座情况及截面、材料情况采用特殊的方法(塑性铰)估算柱顶弯矩。

③按大偏心受压构件给柱配筋,我一般还另乘安全系数。

④柱与基础必须采用刚接,这样柱底水平力、弯矩都不小,基础要做大一点,按偏心基础设计。

⑤如果钢梁不归你设计,事先一定要通过业主向钢结构公司索取必要的参数。

补充一点,此种结构只适用于轻型屋面的情况。

【hedaxian】:如果采用混凝土柱加 H 型钢梁,钢梁计算模型近似为单跨简支梁,钢梁是否能有效的与混凝土柱共同传力?如何保证?

如果不能,混凝土柱岂不成了悬臂柱?很危险!

【lzhcow】:按钢结构公司提供的水平力, $F=10\text{kN}$,那 8m 的高度,弯矩也不是很大,还可以加拉杆来解决。问题是节点的处理。

【szm】:这种结构不合理,应尽量避免采用,梁截面要比全钢结构的大很多,梁柱协同受力分析又比较复杂。

【djkm】:混凝土柱加钢梁的结构我们做了很多,结构模型不成问题,只要柱脚刚接,就像排架厂房一样。安装屋面钢梁时,先不固定一端支座,螺栓孔开为长圆孔。屋面恒载产生的钢梁推力可以通过位移来消化掉,由于屋面较轻,坡度不大,实际的推力也不大,混凝土柱完全可以承受。

这种结构由于钢梁为简支梁,中间截面较大,用钢量相当大(跨度大于 24m 已属不经济

了)。好处是墙面是砖墙,可以减少以后的维护费用,而且很多业主也不接受钢板墙。

【3d】:这个题目有点奇怪,用混凝土柱还叫门式刚架?叫排架才对。回楼上各位:

①混凝土柱不是绝对刚性,也即它是有一定弹性的,可以通过自我调节释放掉一部分推力,不要太担心。正确的建模是混凝土柱钢梁排架式结构。

②采取合理的节点方式很重要。

③实腹梁确实用钢量大,为什么不用 Cellular Beams(多孔梁)呢?

【城市陌生人】:混凝土柱+钢梁+轻屋面,这种结构做的很多,没什么不合理。

【lflgz】:我认为完全可以!我在钢结构公司有一年做了许多这样的工程。一般混凝土柱都很大,完全可以抵抗钢梁的水平推力。只是规程上没有说这种结构也是轻钢,所以只能按《钢结构设计规范》验算,用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》核算。

② 35m 跨厂房,6m 混凝土柱距,应该用什么形式的钢结构? (id=14730,2002-09-19)

【archstru】:最近接了个工程,35m 跨的厂房。柱距为 6m,中间不设钢柱。业主要求用混凝土柱。最先我考虑用门式刚架,但业主嫌贵,不同意。

请教各位高手,采用哪种形式的结构形式比较好?

【xujinhuia】:在混凝土柱子上做钢屋架比较好,因为如果做成实腹式钢梁,那么挠度比较大,做的钢梁也比较高,而如果做成屋架,就比较经济了。再有,在混凝土柱子上一般都是做成铰接。

【d3】:非常同意楼上 xujinhuia 的观点。国标图集《梯形钢屋架》97G511 里的最大跨度为 36m,可以套用。

【刘欣】:如果在中间可以加一排钢柱,造价可以降低不少。如果不能加柱子,做成梯型屋架比较经济;若要求漂亮,管桁架,不过造价比较高,也不是所有的轻钢单位都会做。

【playboy】:我赞成做钢屋架,应该比较经济。另外我建议用网架,效果也比较好,造价也不会太高。

【zhujufeng】:首先轻钢结构好,原因如下:

①36m 跨不算大,单榀刚架用钢量约 4t 多一点,较经济;

②工期短。

【msf】:可以套用冶金部标准图《轻型屋面梯形钢屋架》图集,比 G511 用钢量少些,可用于 6m 柱距。

【nickor】:可以采用混凝土柱,上加梯形钢屋架或网架屋面板,但是造价应该和门式刚架差不多,甚至更高。

【MBSC】:35m 钢屋架下弦杆在外力作用下的伸缩所产生的水平推力可不是个小数目,在设计中必须予以考虑。手算校对一下,看看你的软件考虑了没有。

【mengde】:用实腹式 H 型钢较好。一端设计为固定铰支座,另一端设计为滑动铰支座。加下弦拉杆控制水平推力,比较可靠,也比较省。另外混凝土柱的造价比钢柱高的说法是不是有点问题?

【zgy】:我也曾经为此伤透了脑筋。我遇到的工程是这样的:厂房两层,一层 6m×12m 混凝土柱距,楼层采用钢梁混凝土现浇板叠合结构。二层为 6m 混凝土柱距,36m 大开间。业主



本身就是钢构件制作的老板,坚持要做成实腹式钢梁。屋面恒载 0.3kN/m^2 ,活载 0.3kN/m^2 ,两边铰接,做法参照钢屋架。用 STS 计算截面最后定为 $H(750\sim 1300)\times 300\times 8\times 14$,主要是挠度控制,套用《钢结构设计规范》取 $L/250$ 。若按主梁取 $L/400$ 控制的话,用钢量很大,且强度利用很少,可用起拱方法抵消恒载产生的挠度。做蜂窝梁,实腹处 1.5m ,结果强度、刚度、整体稳定都满足得很好,就是板件的高厚比不能满足:腹板厚度要做到 18mm 厚(而强度、刚度根本不需要),才能满足 $h_0/t < 80$ (谁能接受? 结果更费),想到加横向加劲肋,可局部稳定的条件显然不适合空腹,又查不到相关的资料,只好忍痛割爱了。

【ch237】:钢柱上设实腹钢梁,主要解决的是一个钢梁对混凝土的水平推力问题,这么大跨度的钢梁产生的水平力不小,建议下设拉杆,由钢梁本身抵消掉这部分水平力,还要验算下部混凝土是否会被压坏,建议柱头做牛腿,加大柱头截面。这种结构,特别是大跨度的,避免在简支梁上出现工程事故,此类事故已经出现不少。

【mingtian06】:我认为用门式刚架结构较好,我做了个类似工程: 15m 高, 36m 跨门架, 6m 柱距,屋面恒载 0.3kN/m^2 ,活载 0.3kN/m^2 ,吊挂载 0.3kN/m^2 。柱做成变截面 $H(400\sim 1000)\times 350\times 8\times 12$ 。要特别注意结构的平面外稳定。同时我认为用角钢屋架不合算,表面看用钢省,但实际制作复杂,而且大规格角钢市场难找,如不合模数制作时很费料。

【ruanpeng】:今年 6 月我公司在新昌做过一个类似的工程,是 36m 跨度的轻钢屋面,用的是实腹 H 型钢梁,只不过设计院设计的是刚接,而非铰接。截面为 $H(700\sim 850)\times 300\times 8\times 12$, $H700\times 300\times 8\times 12$, $H(700\sim 1200)\times 300\times 8\times 12$,钢梁为 Q235 钢。

结构吊装好后总体还是不错的,不过本人觉得这样的结构不合理,用铰接比较好。

【li_qing13】:做实腹式钢梁、钢屋架、蜂窝梁均可,只要强度、稳定和变形都满足即可。至于梁传给柱的水平推力,与柱的高度和线刚度有关,在计算建模时梁两边的混凝土柱要输入实际截面、材质和柱高才能计算的更准确些。

【南华人】:可选用预应力钢结构。若采用两端简支的屋面钢梁,有以下两种情况:

- ①若两端固定,水平推力太大,而且钢梁受挠度控制,混凝土柱和钢梁都不经济。
- ②若一端固定,一端滑动,除了钢梁受挠度控制,钢梁不经济外,滑动端的处理值得斟酌。采用预应力钢结构(张弦梁结构),可以很好地解决以上两个关键问题。

【veapal】:刚碰到类似问题:设计院设计的 35m 跨屋盖, 6.6m 开间,混凝土柱顶截面 $400\times 600\text{mm}$ 。钢梁采用实腹式焊接 H 型钢,柱顶标高为 7.25m ,钢梁与混凝土柱为刚接,钢梁截面(从屋脊开始): $H500\times 230\times 6\times 10$, $H(550\sim 650)\times 230\times 6\times 10$,材质为 Q345 钢。

作为施工方我们认为钢梁截面太小,钢梁与混凝土柱全做成刚接施工有困难,再者对混凝土柱水平推力太大,可设计院认为是可行的。请各位给予解答,以便说服设计院更改这样的设计。

【lijingas】:veapal,你好!我很少看到钢梁与混凝土柱采用刚接,能否介绍一下该设计院对此节点是如何处理的?

个人认为:如果设计院认为可行,而且制作、施工也没有问题,那么就没有必要违背设计院的意思,因为设计责任是由设计院承担,而作为钢结构公司仅仅只承担制作、施工责任。

【我思故我在】: 35m 跨,梁端高度最少在 800 以上!你才 550mm ,不知梁上的荷载是多少?

【veapal】:恒载 0.2kN/m^2 ,活载 0.3kN/m^2 ,基本风压为 0.6kN/m^2 。钢梁与钢梁连接端板的厚度为 12mm 。



【lanf】:35m 跨的厂房,如果采用混凝土柱+钢梁的结构形式,个人觉得还不如采用钢柱+钢梁的好。首先,35m 跨的跨度较大,同时钢梁的截面也比较不经济。其次,钢梁产生的水平推力的解决是个问题。我以前碰到过一个 25m 跨的同样结构,手算下来,水平推力较大。如考虑采用拉杆的方法解决,则拉杆的截面较大,圆钢已经不合适了(当时计算下来要 30 以上的圆钢 2 根左右。但考虑 2 根圆钢难以保证其共同工作,施工也较无法保证,改用角钢,当然角钢用钢量很大)。

个人觉得对于此类结构跨度在 18m 以下,考虑采用拉杆+钢梁的形式比较经济。

【hehongshengabc】:我设计的天津宝坻方庄家具城,跨度 $38\text{m} \times 4$,长度 $6.6\text{m} \times 30$ (图 3-15)。采用圆管拱型屋架,耗钢量仅为 $11\text{kg}/\text{m}^2$,是否对你有点参考。

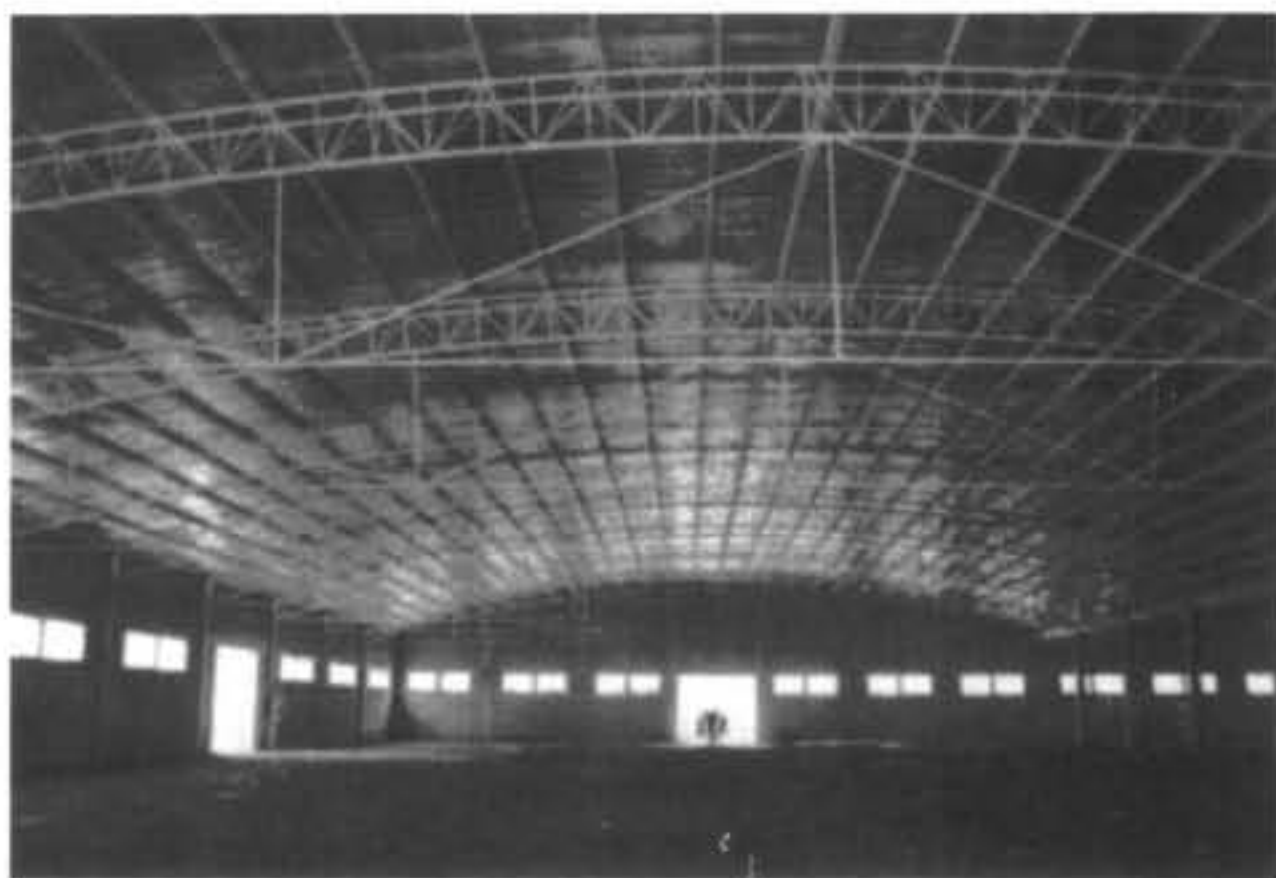


图 3-15

(3) 请教:混凝土柱钢梁用什么规范设计? (id=23647,2003-03-12)

【lmq_2000_76】:我有一工程:27m 四连跨,混凝土柱钢梁。我验算是按轻钢规程,控制挠度 $1/180$ 。只是设计院要求用《钢结构设计规范》,只是他们设计的截面也没有达到《钢结构设计规范》要求的 $1/250$ 。请教各位高手,到底应该用什么规范设计?

【lmq_2000_76】:《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》仅限于门式刚架,混凝土柱+钢梁能成为门式刚架吗?

【msf】:混凝土柱钢梁厂房,这种结构形式目前较多,如果是混凝土柱钢屋架,则结构计算简图明确,标准的排架结构。而用实腹钢梁,则有一个与柱铰接或刚接的问题,已经讨论很多了。如把钢梁做成人字形,再加上有吊车,则柱顶水平力或人字形钢梁的推力,讲不清。屋面结构出问题的有。计算上要考虑钢梁的变形。

【dyd771】:混凝土柱与钢梁要整体建模计算,这样能计算准确,变形一致。钢梁可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》计算。

【li_qing13】:STS-2 可以进行这种结构形式的计算,具体步骤和一般的钢结构建模一样,只是把柱定义成混凝土,梁定义成钢,然后可以直接进行计算。

在计算时,STS-2 要提示你选用什么规范,这就是各位所争论的问题了,觉得可以用《门式刚架



轻型房屋钢结构技术规程》，你选上就行；如果你认为应该用《钢结构设计规范》，也可以在上面选。

计算时应该把梁、柱连接处定义为铰接。

【zayond】：目前尚无专门的规范，因为目前暂时还没有针对“混凝土柱+钢梁”组成的刚架作具体研究，所以计算采用什么规范，只能依靠经验。另外，还有一个难点就是，梁柱连接的节点较难处理，实际工程中采用的节点形式也不尽相同，但目前都没有理论支持，而且造成的问题和隐患也不少，例如混凝土柱的开裂等等。

但愿工程师们在摸索的同时，科研部门和国家规范编制单位也尽快对此结构形式加以研究，以便更好的指导实践。

【syqmd】：规范用什么不要紧，主要是控制挠度，一般我是这样做的：边跨最好也设钢梁，这样屋面系统就成一个整体了。验算刚架时，我个人认为用 3D3S。

【msf】：端部山墙处设不设钢梁，这个问题牵涉到维护墙体采用什么材料，北方采用砖墙，顶部设一道爬山圈梁，檩条直接放在圈梁上，应该可以。因为屋面很轻，抗震计算不起控制作用，但圈梁上要埋板。

【fwd】：这类工程我做的较多：

①计算时按《钢结构设计规范》；

②一般纵向按混凝土框架计算，这样可以不设支撑（注意混凝土梁柱刚接，柱与基础也为刚接）；

③混凝土柱与梁设计成铰接节点好处理，方便施工；

④计算时钢梁可单榀算，混凝土部分可空间建模，用 SATWE 空间计算分析，特别注意变形要协调。

这种结构屋面较轻，故水平地震力小，一般纵向力可由混凝土柱分担，纵向柱较多时可不设支撑，业主也欢迎这样处理。

【MBSC】：楼上的帖子说的没错。

①采用普钢是毫无疑义的。

②“这种结构屋面较轻，故水平地震力小，一般纵向力可由混凝土柱分担，纵向柱较多时可不设支撑”，不知“较多”是一个什么含义？混凝土柱刚接，应该是两个轴都可以抗弯吧？

③是否纵向（柱顶）梁端设置通常系杆便可不设混凝土梁？

④铰接如何处理？如果采用预埋两根锚栓的铰接方式，肯定不是完全的铰接。应如何考虑这种影响？

⑤用 SATWE 空间计算分析，特别注意变形要协调。如何协调？

【X. ZEALER】：我也认为应该用《钢结构设计规范》，不过：

①结构的挠度控制如果按《钢结构设计规范》附录 A，“楼（屋）盖梁或桁架”中的第一条“主梁或桁架（包括设有悬挂起重设备的梁和桁架）”来执行，取 1/400（1/500）太严格了（详见规范第 120 页）。个人认为这个是由于钢框架结构的，而《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》上的那个挠度控制，我觉得也不好。结构体系是不一样的。

②风荷载取值当跨高比小于 4 时，按《建筑结构荷载规范》算（参考技术措施上对门刚的要求）。跨高比大于 4 时，柱按《建筑结构荷载规范》计算，钢梁按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》算。

4 混凝土柱钢梁在混凝土柱之间是否设柱间支撑? (id=53441, 2006-04-03)

【hanhaiwubian】:我在混凝土柱钢梁设计中碰到一个问题,也即发现一套混凝土柱钢梁的工程图纸在混凝土柱之间像做门式刚架一样设了柱间支撑。我反复思考不得其解,门式刚架设柱间支撑主要是为加强整个结构的整体性(主要承受风荷载)。而混凝土柱钢梁中的混凝土柱与基础是刚接,本身的强度和刚度就很大,谈不上还需加强什么整体稳定性。我始终觉得在此设柱间支撑有画蛇添足之意。

【xylcj】:钢屋架+混凝土柱的形式,在混凝土柱之间一般都加刚性支撑,这是很普遍的做法。现在只是将钢屋架改作钢梁,但基本模型并没有变化,所以也应当加柱间支撑。

【shaochengming】:肯定不用设,你可以认为是排架体系。上面会有连系梁,刚度不低于柱间支撑。再说了,柱脚刚接,没问题。

【brd0068】:门式刚架柱间支撑的作用是保证纵向刚度,为柱提供支撑减少柱的平面外计算长度,承受纵向力(风、吊车水平力、地震力等)。

如果是混凝土柱,维护为砖墙,而且有混凝土圈梁,其自身的纵向刚度应该没问题。想不出设置柱间支撑有什么充分必要的理由。

【lijingas】:如果不设柱间支撑,就要考虑纵向框架的刚度。

【hanhaiwubian】:我经过仔细分析觉得如果有吊车的话,考虑到吊车纵向水平刹车力会沿吊车轨道方向传给柱子,而使柱子产生水平位移,那么就有必要设柱间支撑,但不是每个开间都要设。如果是一般的轻型钢结构厂房无吊车的话,就没有必要设柱间支撑了。各位,我的想法对吗?

【wallman】:混凝土排架柱,柱脚刚接,是可以不设柱间支撑的;但当纵向水平荷载很大时,而且柱子截面又较小,经过验算柱顶位移不能满足要求时,就应该设置柱间支撑。可见没有什么必须或必然的事情,只要经过可靠的验算能够满足承载力和使用要求就行。

hanhaiwubian说:“如果是一般的轻型钢结构厂房无吊车的话,就没有必要设柱间支撑了。各位,我的想法对吗?”我觉得不对,一般轻型钢结构厂房柱脚在平面外都是铰接,或接近铰接。如果不设柱间支撑,平面外就是一个机构!当然柱间支撑还有其他功能,如承受山墙的风荷载;使结构沿纵向成为一个无侧移体系,从而减小柱子平面外计算长度等等。

【woodmen】:本人比较同意 wallman 的说法。

①纵向应该设计成只传递轴力、剪力的模型;

②关于柱间支撑,我们院是都设了的。个人认为,在基础顶、吊车梁顶面和檐口处均设置连梁时,柱间支撑在任何情况下都不是很必要的。实际在不考虑吊车时,纵向水平剪力才几十千牛(常规厂房)。加上吊车不大的话,靠连梁和屋面的刚系杆已经满足了。

【DYGANGJIEGOU】:具体情况具体分析吧,抗震等级要求比较高或者有大吨位行车的混凝土柱钢梁建筑,最好把砖墙(填充墙)及圈梁放到混凝土柱的外侧。对于屋面为钢屋架或钢梁,而柱为混凝土柱的情况,柱脚肯定为刚接。当然我们可以把柱的平面外刚度做很大,这样位移才能满足要求,但是是否经济合理呢?

本人认为在建筑没有特别要求的情况下,可以设置成排架-支撑体系。这样纵向荷载由纵向支撑(垂直支撑)来承担(支撑可以明显增加结构的侧向刚度)。而混凝土柱则主要考虑其在



平面内的性能。

【chslsx】:侧向有混凝土圈梁进行拉结,刚度已经足够,加柱间支撑就多余了。不过如果有大型吊车,水平推力就相对大,如果中间梁拉接不足就应该加设柱间支撑。

【bigdragon】:如果纵向水平力(风、地震、吊车等)由柱承受,即按纵向框架或排架计算,柱子按双向受弯考虑,则可以不设柱间支撑。否则,纵向水平力由柱间支撑承受,必须设。

【RING】:如果混凝土柱间不设柱间支撑,意味着混凝土柱实际为双偏压,这样会使混凝土柱截面及配筋都比加柱间支撑后大。当然如果经计算满足也可不设。

【格兰芬度】:我有些问题:

①在《建筑抗震设计规范》上,说的是“宜”把圈梁和外墙做在柱外。不知道楼上好几位为什么非要做到柱内?而且实际上一般也都是做到柱外的,当然跨度和柱高都比较小时可以做到柱内,做到柱内外的区别就在于圈梁是否和柱通过钢筋拉接。柱间支撑必须设置。图 3-16 是我们常用的做法。

②对抗震等级要求不高或者普通的混凝土柱钢梁建筑,砖墙放到立柱里面未尝不可,这时柱间支撑可根据砖墙性质及连系梁的大小做设置与不设置的取舍。

【hanhaiwubian】:至于到底该不该在混凝土柱钢梁的混凝土柱之间设柱间支撑,我认为应通过对混凝土柱的计算来确定。如果混凝土柱的刚度很大,足以抵抗水平荷载,则可不设置。但是这样计算的话,混凝土柱会非常大,不经济。若在柱顶设置一道连续梁用以加强结构的整体稳定,抵抗水平荷载,会更合理、经济。如果水平荷载非常大,再考虑是否设置柱间支撑!

【yutou1978】:主要控制柱顶的位移,如果混凝土柱的刚度很大,在荷载(含地震)作用下的位移很小,则没有必要加柱间支撑,混凝土柱可以抵抗这些作用。而在柱顶的位置加一道水平连系梁是一种省钢材的好办法。

【ljbwhu】:如果带较大吨位吊车,即便都是混凝土结构也有必要加柱间支撑,以传递吊车水平荷载。若如楼主所说,不带大吨位吊车的话,则可以不设。

【刘星语】:我认为设不设柱间支撑和水平支撑取决于你的施工图和计算模型是否一致。

如果排架柱按双向刚接计算配筋(包括基础),设有柱头刚性系杆,在没有吊车的情况下,可以不设柱间支撑。注意:计算排架柱纵向配筋按悬臂柱,要在柱头加上分担的水平力,如果柱头没有刚性系杆分布于各柱头,边排架柱截面则需增加不少,显然这样既不合理又不经济。排架方向柱头水平力程序自动考虑分析,当然不成问题。

不设水平支撑的话,屋面刚度不好保证,会导致檩条、屋面板、螺钉连接等一系列问题,这样显然是不合理的做法。特别是大跨、大柱距、大风载、大活载建筑中,问题格外突出。当然设了水平支撑就会设柱头刚性系杆,否则没什么意义。

如果排架柱纵向按框架设计(包括基础),在抗侧移刚度比较大的同时也没有吊车的话可

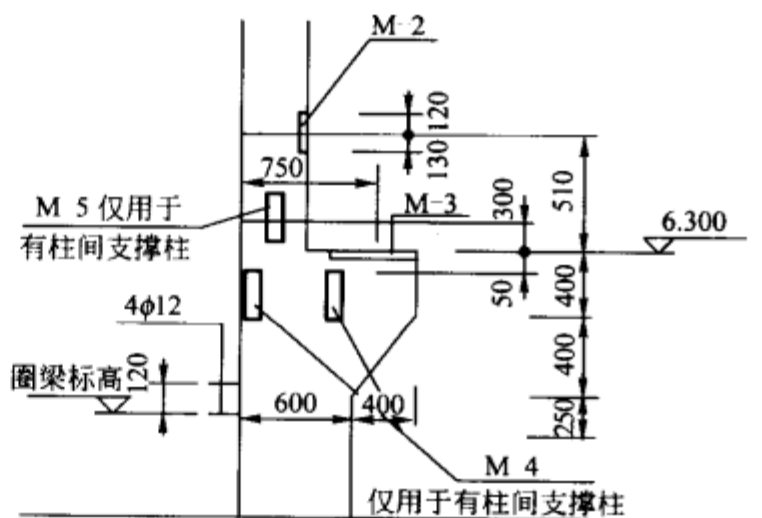


图 3-16



以不设柱间支撑。有吊车时,若在牛腿位置和柱头设置的传力系杆为刚接(比如强大的混凝土梁),则在纵向刚度有保证的情况下,柱间支撑设了也形同虚设。

有吊车时,若在牛腿位置和柱头设置的传力系杆为铰接(比如小钢管),则在纵向刚度靠混凝土柱保证的情况下,不设柱间支撑,柱纵向按悬臂柱计算牛腿和柱头水平力,显然会把问题复杂化(计算书手工处理)。否则,只有使用功能必须时才这样做。其实设门撑并不见得难看,也未必增加整个建筑物的造价。



混凝土柱+钢梁结构屋脊和檐口用不用加系杆? (id=76235,2004-11-15)

【yh】:如题。

【pingp2000】:我认为要,加系杆可提高体系的侧向刚度。

【flarecsu】:我觉得这是个概念设计的東西,混凝土柱+钢梁只是平面内的结构计算,而平面外的结构就要通过系杆来实现,这样才可行形成一个整体结构,我觉得系杆不能少!

【DYGANGJIEGOU】:屋脊处系杆规范有规定是必须加的,对于檐口处系杆值得商榷:

①个人认为当跨度比较小、屋面荷载不大的情况下,根据弯矩图情况,梁端头截面不会很大,本人认为这个截面界限可以定在 H400 左右。梁端头截面小,为防止钢梁支座处扭动,只要加强支座处刚度和强度就够了,把钢梁底座加宽,相关加劲肋加宽,或梁端头设置双侧隅撑更好,因为一般混凝土柱的顶部有压顶混凝土圈梁,因它距离钢梁比较近,刚度又比较大,可以代替刚系杆。

②厂房跨度较大、屋面荷载大时,梁端头截面也大,混凝土压顶梁距离钢梁较远,用混凝土圈梁代替刚系杆不现实。因此,为防止此处钢梁截面高度太大,在安装中产生扭动,同时增加厂房整体的侧向刚度,最好设置通长刚系杆。

【3776】:我认为屋脊处的系杆必须设置,起侧向支撑和整体稳定作用,而檐口的系杆在适当情况下可不加,赞同 DYGANGJIEGOU 所言!

【沙鱼儿】:我认为一定要加,因为系杆对梁稳定起支撑作用,而且有时檐口处的系杆还可以作为钢天沟的支托。

【李涵】:为防止柱顶预埋锚栓与柱间支撑预埋件相碰撞,柱间支撑预埋件与梁顶间距要大于预埋锚栓的长度。这样柱间支撑与系杆不是近乎交于一点(理想模型应该是风荷载通过系杆传给柱间支撑,二者应该交于一点),而是大约有 1m 的间距。这样一来,系杆有什么用呢?连梁或圈梁就可以了吧?

【fanyuxin511】:我认为可以参考《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》对刚系杆的要求,考虑用檩条代替,当然檩条要满足压杆要求。

【V8JEEP】:看过很多这种结构在安装过程中发生倒塌,主要原因还是中间梁太高,如同大风筝。

个人认为这种结构比三角形屋架及梯形钢屋架在安装过程中更容易出现问题。屋架结构设置了很多上弦、下弦横向支撑,还有纵向支撑,这种支撑体系是为保证安装及使用过程中结构的稳定性的。

建议以后做这种结构还是上下弦都设置支撑,屋脊处通常设置交叉支撑。在有横向水平支撑的节点处同样设置交叉支撑。

【SHILED A】:同意楼上设置上下弦支撑的做法,但个人认为只需在钢梁高度过大而翼缘板很窄的情况下设置,建议参考 $b:h>3.5$,且 $h>700$,具体参数可以再论。

【沙鱼儿】:我认为混凝土压顶圈梁只对柱间支撑起作用,因为混凝土柱顶上设置圈梁可以用来代替柱间支撑,以提高整个结构的刚度,而在檐口处设置系杆,可使整个屋面形成一个平面框架,稳定性好。

【hunter124】:我刚做过一个类似的工程,可以不加系杆,用檩条兼作系杆。如果钢梁与混凝土柱连接处能保证梁具有足够的刚度,而且屋面梁承受的荷载不是很大,是不会产生平面外稳定问题的,这可以通过计算来确定。

【lul】:刚性系杆我一般采用圆钢管,连接在靠近上翼缘的腹板上。钢梁混凝土柱结构,我一般采用:

①屋脊设刚性系杆;

②檐口处不设圆钢管。但我一般在檐口处设一道柱顶钢筋混凝土纵向系梁(与围护结构的外天沟整浇),这样处理不知可否?

2 支座与节点

钢柱与混凝土柱刚接还是铰接? (id=4991,2002-01-22)

【huang. jc】:请教各位:当钢柱下混凝土柱较长时,钢柱与混凝土柱刚接还是铰接? 哪个更好?

【无需冷藏】:从构造上说都没问题。采用刚接或铰接要看你上部钢结构的要求。如无要求,采用铰接最好。

【cuoxiaonong】:为安全起见,还是做铰接吧! 理由:

很难做到刚接,因为钢和混凝土变形不协调,当节点处承受弯矩时,混凝土将开裂,发生一定的转角,所以很难刚接。你看那么多混凝土柱上的钢屋面梁,不都是中间比两头大吗? 就是这个原因。

想做刚接也可以,不过构造上挺难实现的。方法可以用预应力混凝土,也可以采用一段钢骨,钢骨最好延伸至弯矩不至于使混凝土开裂处。

【peterman722】:guoxiaonong 所言极是,这也是为什么大跨度屋盖不采用混凝土柱加实腹钢梁,而采用刚架或屋架的原因。

【xinyuan】:对于钢梁混凝土柱,我的看法是:刚接与铰接的区别在于是否由翼缘来传递内力与弯矩。对于混凝土柱与钢梁一般是做不到刚接的,通常设为铰接。

【xu314】:guoxiaonong 兄说的有道理。但变截面在中间一般是为连接需要扩大截面所致,而梁端则兼有承担弯矩和连接方便。构造上两者都可行。

【无需冷藏】:如果做不到真正的刚接,那你是否能做到真正的铰接呢? 这不能成为否定刚接的理由,要从其他角度分析。

【djkm】:我觉得两者都可以。就跟钢柱与基础连接一样,可用刚接,也可用铰接。

【xxxx0504】:视屋面情况而定,轻型屋面建议用铰接,这样一来上部结构可以做成门式刚架,而且水平推力不太大。重型屋面则需慎重考虑。

【HKCMLL】:我认为都可以,那得根据上部结构的要求和柱顶的变形来做。不过刚接节点不好处理。

【whbluedragon】:应该还是做铰接的好,我刚做完一个类似的设计。如果用刚接,立柱会比较大,柱头的配筋也很密。

【李淑云】:刚接和铰接应该都可以。铰接控制整体稳定比较难,刚接则节点比较难处理。

【lijingas】:看了这么多帖子,我不太赞同这些观点。

如果钢柱与混凝土柱在中间连接(混凝土柱、钢柱一般都较长),那么它们的连接绝对不能做成铰接。否则这一段柱就是个联动结构,不可行。而且一般审图不容易通过,一旦用于工程,也很容易发生事故!

我刚搞设计时也碰到过这样的问题,大概是我做的第二个项目,由于经验不足,把钢柱与混凝土柱设计成铰接,都报完价了,却在结构图纸会审时被老总发现,挨了一通骂,印象深刻,后来改成了刚接。

曾经有人问过我类似的问题,我把理由给他说明,他很不理解,反问道:“为什么混凝土基础能够与钢柱铰接?”我说那是你对结构不了解,规范有这么一条:当结构两者刚度相差5倍以上时,刚度大的可以看作是不动体系。因为混凝土基础伸出地面很少(或者干脆在地面以下),它的刚度远大于上面的结构,因此是不动体系。如果你能保证混凝土柱为上面结构刚度的5倍以上就可以做成铰接,但事实很难,因为混凝土柱是悬臂结构,上部结构则是梁柱的整体结构!

此外,如果有抗震要求的话,做刚接也不好。因为刚度有突变,对抗震不利!我在上海碰到过类似问题,由于业主的工艺需要,下段必须是混凝土柱,以防止碰撞!后来的解决方案是钢柱从基础伸上去,在下面混凝土包住钢柱,才通过审图!

再补充一下:有不少朋友提到屋面钢梁为什么能与混凝土柱铰接!我想这个问题与混凝土柱与钢柱采用铰接完全不是一回事。没有必要弄在一起!而且我可以告诉大家,用软件是可以计算混凝土柱与钢柱铰接的模型的(我算过)。

【xujinhuia】:我认为在混凝土柱与钢柱的连接上,铰接和刚接都可以用,最主要的是看怎样才能够把设计中的模型与将来做出来的工程相吻合,也即是使将来力的传递途径与我们所设计的模型重合。

【lijingas】:上面的兄弟可能还是没有了解结构的一些基本假设!

在结构力学中,对柱的基本假设:

①小变形假设,假设构件的变形远小于构件的尺寸。显然一截柱中间采用铰接节点是不符合这个假定的,可知这时的变形是很大的,与构件尺寸是一个数量级别,不能采用小变形假设。

②变形的连续性。在柱的稳定推导过程中,假定变形曲线是连续的,而中间采用铰接点时变形有个突变,没有办法采用微积分进行推导,所有公式也都不符合这种情况。

我不知道为什么有这么多人赞同采用铰接形式。这不是结构而是机构,根本不是稳定状态,结构力学的基本假设都违背了,怎么可能稳定呢?!我不知道你们的设计是怎么通过审查的!如果有一个力作用在铰接点上,那么你就会发现下面的混凝土柱根本就是悬臂柱模型,而上部结构基本上没有作用,反而处于不利状态。

【xujinhuia】:做成铰接的话,也不能说这个结构是机动的呀?

比如说混凝土柱高 1.5m,钢柱高 8m,这就要求混凝土柱有很大的刚度,以承受上部钢结构传递下来的弯矩和轴力。且因混凝土柱是个短柱,用钢量很大,并不经济。再有刚接和铰接是相对自己的假设而言的,我们是否可以在混凝土柱和钢柱的连接处采用部分释放弯矩的形式?这样会更符合我们的假设。

【daixiaod】:看了 **lijingas** 的帖子,使我不由的为自己和上面的很多兄弟担心,因为据我所知,很多设计都是按铰接考虑的。但也有一些疑问:

①刚度大于 5 倍可以认为是不动支点,这我也听说过,但具体是哪本规范还请指明。

②如果混凝土柱的刚度大于钢柱的 5 倍,可否作为不动支点,按铰接构造连接?你的意思是说上部钢架的刚度/混凝土悬臂柱,而我觉得应该是钢柱/混凝土柱,或者钢架/基础加短柱。

③钢柱底有个铰,我觉得不会使整个结构变成机构,只是说结构的变形会比计算大一些,确切的说,柱顶位移应该加上混凝土悬臂柱的侧向弯曲变形。我们在设计此类基础时,很多情况下是取得柱底反力后进行手工计算。在柱底水平剪力不太大时,这段变形很小,而且做成刚接的话,这段变形会因弯矩的存在而更大。

④我觉得做成刚接对混凝土柱的要求应该更高,因为完全刚结的柱脚是连一点转角都不允许有的。

⑤还有一个关键的问题,**lijingas** 的设计里钢柱的长度取到混凝土柱顶还是基础顶?看了你的帖子,我觉得如你所说,应该取到基础顶面,如果这样那么下面一段混凝土柱在程序里你是如何处理的?而上部风荷载的受风高度又是怎么扣除地面以下高度的呢?

【lijingas】:我想大家应该仔细看看题目:

“请教各位:当钢柱下混凝土柱较长时,钢柱与混凝土柱刚接还是铰接?哪个更好?”当钢柱下混凝土柱较长时,这是重点。

to **daixiaod**:其实这个问题很复杂,我们换简单一点的问题讨论。一根柱子通长,如果在这个柱子中间出现塑性铰,你认为它是可以接受的吗?当然在两端出现没有关系。规范是尽量阻止柱中间有塑性铰出现的!至于你的第五个问题,根本没有关系,有些钢柱为了防火,专门在外面构造性的包一层混凝土,但结构是完全不考虑的,而下面的混凝土柱则完全可以采用构造性处理!

我提一些建议,你可以请教一些有经验的高级工程师,看他们是否支持你的建议,不过我可以告诉你,我碰到过这种工程两次,至少有 6 位高级工程师(其中至少有 2 位是《钢结构设计规范》编制组成员)否决了这种形式,毫不犹豫!

我觉得作为结构设计人员的三个要求应该是:安全、实用、经济,但有些业主与设计人员则喜欢:经济、安全、实用。

这种结构有太多的不确定因素,我建议最好不要尝试。

我想再提一些问题。当你在用这种模型进行计算时,我不知道柱的稳定系数你们是怎样确定的。据我所知,规范、计算手册都没有这样的形式,而实际上我也不知道该怎么算,因为如果把这两段柱一起考虑,则这种形式的计算长度在哪儿有规定?任何规范上都找不到。至于分开算,我想混凝土柱上面的结构在下部端点都是铰接点,同时在水平方向上有位移(弹性位移不能忽略),因为下面的柱刚度不够大。这种结构的计算长度系数我是想不出来!那么请教



柱的长度系数怎么定?

这种结构是有一定的承载力,但与下面柱的刚度有关,而且以目前规范没有办法计算,因此我不知道软件是怎么计算这种模型的,我很怀疑。而采用刚接,则这个柱可类似阶段柱,在规范中有明文规定,还有表格可以查阅,计算长度系数很容易得出。

【daixiaod】:我明白 **lijingas** 的意思,但区别混凝土柱长或短、刚度大或小有没有一个明确的标准呢?比如说柱的长度和截面高度的比值最好大于多少等等。

还有,在按刚接用程序计算时,**lijingas** 能谈谈你的建模过程和关键系数的取值吗?比如说,柱的物理长度是取多少,从基础顶面到梁顶还是从混凝土柱顶开始?如果取前者,那在你的设计里钢柱是预埋到基础顶然后用混凝土外包到地面的吗?还是预埋到混凝土柱顶的?你在建模里是把柱分两截输入,那么下面一截是混凝土柱吗?程序可以自动考虑这种不同材料阶形柱的计算长度吗?

【lijingas】: **daixiaod**,正如你所说:区别混凝土柱长或短、刚度大或小没有一个明确的标准,所以我们最好不要采用这种模型,因为现在相应的计算理论在这个方面还不是很全面,或者说还不为我们所了解!因此对我们还不熟悉的结构,我认为还是慎重为好!

至于采用刚接,理论上是没有问题,当然节点处理有难度!不过起码结构上有可靠的依据!如果采用钢柱从基础到屋檐,一段采用混凝土包住,那么计算中可以根本不考虑混凝土的作用,而仅仅是构造措施;如果混凝土柱作为结构的一部分,则按一般的方式进行建模。不同材料阶形柱与同材料阶形柱计算一样,只是 EI 不同,可以根据等刚度代换的原则进行换算!

【hhh】:上刚接下悬臂式的框架,即将框架柱的上段柱在吊车梁顶面标高处设计成铰接,而下段柱则如露天栈桥柱按悬臂考虑。

此时下段柱弯矩最大,往往因加大下段柱截面高度而导致需增加厂房的建筑面积,这是它的主要缺点。但上段柱和屋架组成的刚架可不考虑吊车荷载的作用。有时也可利用上段柱的塑性铰来释放多跨厂房中的温度应力。(摘自赵熙元《钢结构设计手册》)

这种结构成立是无疑的,求解内力似乎用简单的结构力学知识就可求得。如在工程设计中为图方便,上部按刚架计算,并将求得的柱脚轴力和剪力作用于下段混凝土柱,下段柱则按悬臂柱计算,计算长度可取 2(指无支撑的情况,因为上部刚架对下柱约束很弱)。注意柱顶位移可能会在上部结构中产生附加应力。这样计算会有一些的误差,但从这个角度来说,下端柱做的刚度大一些,柱顶位移则小,有利。

这种结构做的少,包括我也不熟悉,但从概念上似乎没有不成立的理由;从抗震的角度来说,整个体系刚度差,但是可以控制在可接受的范围以内。

【lijingas】: **hhh**,看了你是的答复,我觉得有个问题:你是怎么确定计算长度为 2 的呢?我可是看不出来。规范、设计手册好像也都没有给出这种形式计算长度的确定。而且是相对哪一段长度,是全长还是一部分?

目前的软件都是依照规范编制的,但现在连规范都没有这方面的确定,那软件能够算出吗?我很怀疑!

“下段柱按悬臂柱,计算长度可取 2(指无支撑的情况,因为上部刚架对下柱约束很弱)”我认为这个观点不一定正确,上部刚架对下柱约束很弱,而且对下段柱不利,计算长度应该大于 2,而不是等于 2。

至于你举的那个例子我不太清楚,不过我想:如果上段柱和屋架组成的刚架刚度足够大的话,也可以看作一个整体,那就没有问题,如同一个屋架搁在柱上!

再补充一点,我看你举的例子好像是露天栈桥柱吧? 如果我没有记错的话,规范规定露天栈桥柱的位移控制在 $H/2500$,而《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》控制在 $1/75$,两者刚度相差很多啊! 我在前文也提到过,如果下柱的刚度比上柱刚度大得多的话,下柱可以看作是不动体系!

【hhh】: **lijingas** 是否想的太复杂了? 强调的软件是指通用的设计软件吧? 我想内力计算总不会有问题,上贴中已说清楚了。知道了内力,下柱按悬臂的压弯构件,依据混凝土规范一步步计算,没什么难度;而上部刚架按普通刚架算就是了。不同的是,因为支座有位移,作为超静定结构会产生附加应力。举个例子,下柱 10m,假如柱顶按 $H/500$ 控制,不过 20mm,不是什么了不起的事情,不放心那就把支座位移考虑进去再计算一次刚架内力就行了。

至于 5 倍刚度关系是不强求的,下段柱柱顶位移是根据使用要求确定的,比如有无吊车、围护材料等,又是悬臂柱,因此做出来的截面一般都不会小。

顺便说一下刚接、铰接的一点区别。作为刚接,下段柱会通过上段柱受到屋面横梁的约束,计算长度减小,不再按悬臂柱计算;但作为方案的论证,两者都是成立的。另外,下段为混凝土柱,上段为钢柱,我想还是铰接的多些,否则节点处理复杂,那样还不如用混凝土柱或钢柱到顶算了。而在实际工程中,由于下柱计算长度大且荷载不小,用格构式的多些。

【yl1869】:从施工的角度来看,铰接相对简单。但对厂房而言,刚接可以通过采用较小尺寸的钢梁代替钢屋架以减小厂房高度,从而减少工程量,通常业主比较在意单位体积造价。

在目前大量采用压型钢板、薄壁檩条轻型屋面的情况下,采用钢梁,屋盖支撑体系也可以适当简化、优化。

总的来说,在屋面没有大荷载而施工技术水平又有保障的前提下,个人倾向于刚接。

(2) 混凝土柱与钢梁采用滑动铰接支座连接所产生的问题。(id=9466,2002-05-24)

【lijingas】:现在的工程有许多单层厂房,在业主追求经济利益的驱使下,采用混凝土柱与钢梁组合。由于这种结构对混凝土柱有很大的推力,或者由于温度应力的原因,某些设计人员采用一端铰接、一端采用可滑动支座。当时我也曾做过这种方案,后来却被我们的老总否决了。他说了一句话让我哑口无言:“那混凝土柱不是成了悬臂柱?”

不知哪位能解我疑惑:为减小结构对混凝土柱的推力而采用滑动支座,使混凝土柱在平面内没有约束,而成为悬臂柱,非常不利! 后来我请教浙江大学的童根树,他也认为采用悬臂柱对柱很不利。请问有何解决之道?

【hhh】: ①通常我们采用的大螺栓孔或长圆孔并非理想的滑动支座,而是介于滑动支座和铰支座之间;

②可在恒载上完之后再紧螺栓,释放大部分应力;

③柱配筋要适当加强以考虑不利影响。

【峭峭】:我们设计的工业厂房中,采用钢屋架支承屋面结构,两侧分别为混凝土框架、排架结构,支座处设为铰接(与钢梁、门式刚架相比,屋架结构的内力比较特殊,变形应该最小),从而避免悬臂柱问题。在两个可以独立的结构间,经常采用单边滑动。



目前在网架计算中可以将混凝土柱按弹性支座输入,并且支座特殊处理后可以吸收部分温度应力,因此我想屋架或屋面钢梁也可以采用这种计算方法和构造措施。

【kenki】: 这个问题不单纯是悬臂柱这么简单。

不设滑动支座,柱顶会有很大的水平推力,使得柱底弯矩很大,成为大偏心受压,从而使柱的配筋率增加很多。

设滑动支座后柱变成轴心受压柱,尽管柱的计算长度变大了,但只要满足稳定要求,轴心受压柱的受力状态总是要好于偏心受压柱。与柱顶作用很大水平推力的偏心受压柱相比,柱的配筋率也相对降低很多。

另外,钢梁的抗弯刚度相比混凝土柱通常比较小,所以即便设成刚接,实际钢梁对混凝土柱顶提供的转动约束也不一定就很强,因此这种类型的上端刚接混凝土柱的计算长度可能也是很大的。

【ljbwhu】: 采用滑动铰支座,如果梁采用门式刚架梁计算的话,截面偏危险。因为门刚梁类似于拱结构,正是由于推力的存在,使截面可以做的比较小。如果采用滑动铰支座的话,由于门刚系统的屋盖刚度比钢屋架要小很多,此时屋盖对柱的约束不强,结构不再是排架结构,而柱是悬臂柱,那么梁只能按照简支梁来计算。我一般做混凝土柱钢梁都是这样处理:

①梁两端铰接,不开长圆孔做成滑动支座,从而可以保证计算模型跟实际相近。

②钢梁下加拉杆,控制张拉应力为恰能在钢梁内产生抵抗屋盖系统自重的全部或者大部分压力(考虑到没有活载作用的组合)。这样可以有效减小柱的推力,以达到减小柱配筋的目的。

【刘星语】: 这个问题我来归纳一下,主要是你的施工图要和你的计算模型一致。一般有以下三种设计方法:

①完全抗剪支座:两端都设抗剪键,钢梁挠度小、截面偏小,混凝土柱配筋比较大,柱头位移比较大。

②完全不抗剪支座:钢梁按简支梁设计,钢梁挠度大、截面偏大,混凝土柱配筋比较小,柱头位移比较小。混凝土柱实际上是悬臂柱。

③不完全抗剪:支座介于二者之间,结构响应也介于二者之间。做法就是有限释放支座位移,比如水平位移 25mm,你只允许滑动 16mm。

在钢梁下设钢拉杆是错误的做法,仅适应恒载比较大、风载比较小的情形,因为大多数混凝土柱钢梁结构在风荷载组合的工况下,钢梁上挠、拉杆退出工作、柱头向内拉……。

①~③项的计算有一点点小技巧,因为以前软件没有专门考虑这个问题!

❖ 混凝土柱钢梁的预埋螺栓如何确定? (id=47846,2004-01-17)

【3776】: 我在做钢结构时,用的是 3D3S7.0。可是在设计当中,常会遇到混凝土柱加钢梁的结构,钢梁的截面倒还可以计算,但预埋螺栓就不知该如何计算了。

【allan】: 根据你的支座形式来计算,一般有两端铰接(小跨度),或者一端铰接、一端滑动(大跨度)两种情况。用 3D3S 计算出支座反力后,用这些支座反力来计算预埋螺栓。

【3776】: 像混凝土柱钢梁这种结构,跨度相对来说都比较大,一般在 24m 以上的比较多,如楼上兄所说,就应做成一端铰接,一端滑支。在 3D3S 中,支座反力好像只有在柱脚上能查

到,对于柱、梁节点处似乎无处可查。另外能说一下计算预埋螺栓的详细公式吗?

【allan】:你可以在 3D3S 中把梁柱节点的支座边界设置成你所需要的节点形式,在内力分析里点击“显示支座内力”,就可以查询到节点内力了。预埋螺栓的计算和门刚的一样。

【闽都笑笑生】:混凝土柱+钢梁,如果将节点做成一铰一滑支,则钢梁的受力与简支梁无异,梁断面将需要很大,因为混凝土柱对钢梁不产生推力,而此推力是可以减少钢梁弯矩的。最糟的情况是计算时按双铰,而实际施工图却按一铰一支,那就危险了。但实际中很多人都这么做。恕我直言,目前很多画钢构图的人对结构不是很精通,所以常出原则性错误。

【allan】:3D3S7.0 中可以在内力分析下拉菜单里点击“显示内力包络图”,弹出一个对话框,你可以根据你想要知道的内力来选择显示,然后再点击“显示最大内力”,这样就可以显示各个节点的内力数值。3D3S 中可以把钢梁的一端支座设置成滑支,也即把钢梁沿 1 轴自由释放,其目的也就是为了减少水平推力对混凝土柱的影响。当然,如果混凝土柱子截面足够大,两端铰接最简单了。对于预埋螺栓的计算,得出梁两端节点的内力后,再根据新《混凝土结构设计规范》第 160~163 页的相关说明进行计算。

【沙鱼儿】:大家都在讨论预埋螺栓如何确定,我在一本书上看到这样的规定:“铰接柱脚锚栓直径由构造确定,一般为 M20~M24,锚栓长度应满足锚固长度要求。”我就想钢梁与混凝土柱结构,柱顶都是铰接,难道就不用计算? 2 个锚栓和 4 个锚栓是怎样分出来的? 在用 4 个锚栓时其间距不能太大,以保证铰接,我看到好多全钢结构的房子柱底铰接时其间距都挺大,为什么?

【wch】:预埋螺栓主要是起抗拔作用,不能用作抗剪和抗弯。混凝土柱与钢梁都是铰接的,为抵抗水平力要埋设剪力键,而且这种钢梁都是尽量做成平的,以减少水平力。一般上拔力很小,预埋螺栓构造配置就可以了,这是我的理解。



混凝土柱钢梁结构需要加抗剪键吗? (id=65197,2004-07-21)

【李涵】:混凝土柱钢梁结构需要加抗剪键吗? 我发现许多这种结构都不加抗剪键。

【hai】:有柱间支撑的地方一定要加抗剪键。

【l-xin】:梁柱节点处最好设抗剪键,这样剪力由抗剪键承担(国内规范不允许锚栓承担剪力)。

【hai】:注意:剪力不能全由抗剪键承担,应该加一些锚筋,因为混凝土柱钢梁结构和钢柱的柱脚不一样,后者柱脚剪力能全由抗剪键承担,混凝土柱钢梁结构的连接应符合《混凝土结构设计规范》预埋件部分的相关要求。

【yuqihui】:国内新规范把不应用锚栓承担剪力改为不宜用锚栓承担剪力。所以如果推力不是很大的话是可以不设抗剪键的。

【wanyeqing2003】:这个问题值得探讨。现行的屋架标准图中也未考虑设置抗健剪。

【flywalker】:现行标准图上未设抗剪键主要是针对屋架而言的,这不同于钢梁+混凝土柱结构,因为屋架产生的推力由下弦承担,对下部结构的推力没有或很小。而一般的 H 型钢梁产生的水平推力得依靠下部结构来承担,所以设置抗剪键有时是需要的。

【lijingas】:混凝土柱钢梁这种形式的推力应该比纯钢结构要大,既然纯钢结构都需要设置抗剪键,那么显然混凝土柱钢梁这种形式更需要设置抗剪键,至于钢屋架受力形式与混凝土

柱钢梁完全不同,基本没有推力。

不过由于高空作业比较困难,一般施工单位都不希望做抗剪键,因为那样,就必然有二次灌浆,施工比较困难。

一般我的做法是做个预埋板,除了锚栓以外,还另设置4或6根D12(或D14)的锚爪,通过锚爪来承受部分剪力。

【我是新秀】:既然是混凝土柱+钢梁形式,那势必水平推力不能特别大,如果太大,一般混凝土柱是承受不了的,所以这种情况一般不需设抗剪键,因为水平力不大。

【doubt】:混凝土柱+钢梁形式,首先计算模型应该为钢梁与柱铰接,且一端做成平动释放,即应该是一简支梁(此时,混凝土柱不承受水平推力,以钢梁增加不多的用钢量,省掉了混凝土柱的大截面、大基础),所以钢梁底根本不应加抗剪键!

【李涵】:混凝土柱+钢梁形式,我现在一般这么处理:如果支座采用一端铰接,另一端做成平动释放,则不加抗剪键,因为这种结构水平力已经通过椭圆孔释放,混凝土柱基本不承受剪力;如果支座采用两端铰接,混凝土柱承受剪力,则必须加抗剪键。

【花中刺】:一般不用设抗剪键,可由查出的柱顶轴力和剪力来判断,另外不宜做预埋板,不宜灌浆。

【zpz1820】:这类工程我做了上百个了,很少有加抗剪键的。因为钢梁与混凝土柱顶设计考虑的是通过微滑动来释放推力的。

【南华人】:计算模型采用支座一端铰接,另一端做成平动释放,这样比较合理。平动释放端支座构造上应做处理,常采用椭圆孔,不过椭圆孔的长孔大小必须根据结构分析得出的最大滑动位移确定,而且必须留有余量,这点在工程实践中容易忽视,有的工程师虽然设置了椭圆孔,但椭圆孔的长孔直径设置不足,应引起重视。

【zhukay】:对于这个结构,本来就需要释放水平力,以减少其对混凝土柱的作用,而设置抗剪键就正好与设计初衷相反,凡事不能生搬硬套。我想请教,对于长圆孔的长度怎么来确定?希望能解释一下。

【liukaicai】:混凝土柱钢梁结构不设抗剪键,这样计算模型内力较接近实际情况。对于长圆孔的长度怎么来确定,是按最大挠度下,刚架产生的水平位移来确定的。

【沙鱼儿】:这种结构在柱顶设置抗剪键对施工有一定的难度。

我想问柱顶锚栓是怎么算出来的?用PKPM不能算出锚栓的大小和数量。我看到有些工程在柱顶预留了预埋件,但有些又没有,那么这怎么定的?还有一个问题是柱顶要不要预留二次浇灌?

【shurenjt】:不需设抗剪键,一般按最大水平位移设椭圆孔的同时加设同底板大小的橡胶板,以利于水平推力的释放。

【FRANK. LIN】:我赞成lijingas的说法,如推力很大时已不宜做成这种结构形式。

【xcq111】:我认为最好下翼缘尽量水平,如果你的钢梁下翼缘坡度大的话,其水平推力还是挺大的,那么在柱顶最好设置预埋件(如lijingas所说),在预埋件下设置抗剪件,钢梁与预埋件焊接;在设有柱间支撑的位置柱顶在纵向也有水平剪力,在此处应设置十字形抗剪件。钢屋架图集上在设柱间支撑处抗剪件的方向与纵向水平剪力垂直,说明只要有水平剪力就应设置相应的抗剪件。

【mike-cyh】: 钢梁+混凝土柱结构是一个比较有争议的结构,原因如下:钢梁如做成两端铰于柱,则水平推力较大,混凝土柱柱底容易开裂。钢梁如做成一端铰接、一端释放平动的滑移支座的话,则混凝土柱顶端就不能假定为支点,仅看作一端固定、一端自由的悬臂柱。而且在柱高较大时,混凝土柱抗水平风荷载成为大问题,所以也不能做到经济可靠。

个人认为:如出现这种结构,最好在钢梁下加拉杆。

【臭手】: 这种结构我做过几个,大致情况如下:

①钢梁为简支梁,做成中间高两边低的梯形。跨度较大时不经济。此时虽然是简支,但与柱头的抗剪连接仍是必要的,因这个连接要传递柱头以上的风荷载和屋面的地震作用。

②屋面坡度较大或为弧形时,钢梁截面大小与推力大小密切相关。钢梁截面小则推力大,即混凝土柱负担加重,钢梁截面大则推力小,要找一个契合点。

③加拉杆,如拉杆太柔则推力仍然存在,更为关键的是拉杆的拉力使钢梁产生压力,变成了压弯构件。

【sunny8448】: 我感觉斜梁做成一端固定、一端释放水平力的梁有以下问题有待解决:

①一端做成平动,释放水平力,必然会造成屋面斜梁坡度有较大的改变,不一定满足规程的要求,还可能造成屋面积水,甚至渗漏,所以此种结构形式最多只能部分释放水平力,并且纵向柱间支撑处的预埋板、纵向抗剪件一定不能少。

②斜梁自由端处的柱子是悬臂柱,混凝土柱截面不会小。

我一般的做法是水平力小时,在预埋钢板下加抗剪钢板来控制水平力;水平力较大时,则加拉杆解决。跨度较大时,可加预应力拉杆解决,形成自平衡体系是最好的。

【夏日冰红茶】: 个人认为不应设抗剪键,原因有二:

①一般我们在考虑这种结构形式时,其支座处理均为钢梁混凝土柱铰接,两端混凝土柱顶均绕3轴转动释放,且其中一柱的上端沿2轴水平平动释放。如设有抗剪键,则这种构造形式就同计算假定不相吻合。

②这方面的问题现已有多篇相关论文,其在风作用或温度应力下产生的较大水平推力完全可以通过钢梁与混凝土柱的节点构造来解决:a. 混凝土柱端加钢板箍,增强柱端刚度,防止开裂;b. 将锚固螺栓孔开成长圆形(开孔长度及方式见上 liukaicai 的解答),使钢梁在温度变化时可自由收缩或膨胀,释放温度应力。

一人之见,请大家多指正,补充。

【pdf7306】: 此种结构的常规做法是柱间支撑处设抗剪板,其余之处由于常规混凝土0.3倍的柱顶轴力大于水平推力,依靠柱顶预埋钢板的摩擦力完全能够满足(基本上是这样),不用设!

【greyer】: ①有柱间支撑处必须加抗剪件;

②由于计算建模时采用两端支座铰接模型,而规范规定地脚螺栓不宜抗剪,所以当柱顶水平剪力大于轴力的0.4倍时,需加抗剪件;

③支座最好采用地脚螺栓,预留后浇层,便于安装,实际土建单位操作并不困难。

⑤ 混凝土柱钢梁的钢梁支座处理方法。 (id=110002,2005-09-24)

【lul】: 钢梁支座处的设计方法我做过两种:



①仅设预埋锚栓,安装时做后灌浆层(仿门式刚架柱脚),这种方法施工单位欢迎,施工误差可在后浇层调整。但混凝土柱的柱截面尺寸要满足锚栓到柱边的构造要求,不管跨度多小,柱宽最小400。

②设带有锚栓的预埋件。这种方法在传统预制排架柱中运用普遍,但现在的排架结构为现浇,柱顶的埋件定位在高空好像有困难。

请问各位同仁:

①哪种方法合理?若有更好的方法,不妨共享;

②设带有锚栓的预埋件,其锚栓到柱边的边距有什么要求?

【wanyeqing2003】:①可以按一般排架厂房的做法,混凝土柱预制,这样比较简单,也省去了现场高空支模板的工作;

②钢梁与柱子连接可以参考屋架标准图中的做法;

③锚栓到柱边的边距不应小于150和 $5d$ 。

【lul】:现在到处都是排架柱现浇,很多工地都是如此(至少上海比比皆是)。

【wanyeqing2003】:现浇和预制各有利弊。现浇可以节省施工场地,但需要现场支模。预制可以确保柱子施工质量,保护层可以减小,但需要较大的施工场地,需要安装校正等。

3 分析与计算

(1) 11m跨工字型钢梁混凝土柱手算。(id=12750,2002-08-13)

【fyy】:11m跨工字型钢梁混凝土柱(开间6m)的结构体系,我想手工计算,但却在《钢结构设计与计算》中找不到有关这种钢梁混凝土柱结构的手工计算方法。梁柱节点也不知该如何处理。跨度这么小,钢梁的水平推力也应该很小吧?能否做成刚接?还是一定要一端铰接另一端滑动呢?

跨度这么小,用普通钢屋架还好些,套用标准图集就完事了,但现在甲方非要用工字型钢屋梁混凝土柱结构。

【ruanpeng】:混凝土柱钢梁连接用铰接。手算时对于钢梁预估一个截面,计算出几何参数,验算构件宽厚比,计算弯矩、剪力,再验算稳定性、刚度即可。

【fyy】:谢谢!还有一些问题,如果钢梁和混凝土柱做成铰接,混凝土柱水平方向就会有推力,我听说施工时是在水平向用普通的钢筋拉住斜梁再在梁顶拉普通钢筋拉住水平向的钢筋。这种做法是否合理?是不是一定要设水平拉杆和垂直支撑来解决水平拉力呢?

还有,斜梁的顶部应该做成刚接还是铰接呢?做成铰接的话跨度就变成刚接的一半,并且属于简支梁,计算比较简单,但是否合理?

钢梁的长度尺寸是否都是整数呢?按我的高度和跨度设计,斜梁长度是5.796m,这样的构件是否能生产出来?

【x5】:梁底做平就没有水平力了,混凝土柱只需抵抗地震水平力即可。直接做11m的钢梁也可以。

【ruanpeng】:推力很小,可以忽略不计。钢结构搞了一段时间,你所说的方法还是第一次听到,我们这里(浙江地区)没有这种做法的。我个人认为在各项力、力矩、平面内稳定、平面外



稳定保证的前提下不需再附加任何东西了,如不能保证则要合理的加,而不是胡乱的加一些没用的东西。梁顶应做成刚接。按简支梁算下来的简单,更接近实际的情况。你所说的构件只要是钢结构公司均能生产,如要省钱,这么小的跨度可用轧制钢。

【yuanbo52026】:x5:甲方要用等截面的工字型钢做,你说的将梁底做平如何实现?岂不是屋面没有坡度了。现在这种混凝土柱钢梁结构的普遍做法是计算时梁柱铰接,按简支梁考虑,梁验算弯矩、挠度,梁端验算剪力,梁底板开长圆孔,所以梁对柱的水平推力很小,可不考虑。梁中间应该做成刚接的。像这种 11m 跨钢梁,可在车间里做成一整梁,中间用一块 $t=16\text{mm}$ 的钢板足已。高强螺栓可不用,当然加劲板是不能少的。



混凝土柱门式钢梁该如何验算。(id=29233,2003-05-29)

【dorise】:一个厂房,无任何附加荷载,混凝土柱距为 6m,混凝土柱高为 5m,共 78m 长,跨度为 18.6m,屋架为门式钢梁(这个说法不知对不对)。

现在有些设计院不会做钢结构,问我们公司 400 截面的梁能否通过,其他的都没有说明。我现在定的梁上下翼缘宽均为 180,厚 8;腹板高 400,厚 5;梁与柱铰接,用整根梁,不分段。不知在 PKPM 中应该如何建模进行验算?

【音速之子】:可以采用 STS-2 平面建模计算。门式刚架快速建模后,把柱脚改为刚接,梁柱节点改为铰接就可以了。柱顶位移应按混凝土排架控制,两坡钢梁挠度可按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》控制。

【阿芒】:如果做成混凝土柱钢梁的形式,请参照扎米尔手册中的做法:下弦水平,上弦找坡 1:20,梁端支座一端做成铰接,另一端为滑动支承方式。但计算模型不能采用门刚了。我上次是在 STS 里将柱端设成小短柱,短柱高度为梁端高度,梁与柱刚接,柱脚是铰接,这个模型与实际比较接近,但柱脚反力可能不符。这样的大梁其实就是一个简支梁,应该不能套用轻钢的一些算法,实际用钢量也应该很大,特别是考虑到消除梁端水平力与位移,将下弦做成水平后用钢量增加太大,用于厂房不合适。挠度控制建议采用《钢结构设计规范》的要求,不要按门刚考虑。

如在混凝土柱上接钢柱,钢柱上还是门刚结构,则应该可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》计算,但柱脚设为刚接,对混凝土柱脚需要验算受力。挠度控制建议采用《钢结构设计规范》的要求,不要按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》考虑。

【dorise】:先谢谢各位的热心了!我现在是这样建模的,在 STS-2 中:

- ①门刚快速建模,左右坡梁各分 1 段;
- ②柱截面设为 $H500 \times 250 \times 8 \times 10$;
- ③梁截面设为 $H600 \times 180 \times 5 \times 8$;
- ④定义梁与柱连接为铰接,其他连接均为刚接;
- ⑤恒载输入梁间恒载 0.2kN/m^2 ,6m;
- ⑥活载输入梁间活载 0.3kN/m^2 ,6m;
- ⑦左右风载自动生成,风载取 0.35kN/m^2 ;

⑧参数输入按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》,抗震设防烈度为 6 度,Q235 钢,其余全部取默认值。



最后验算通过,应力比为 0.92,挠度 75.5,均符合规范要求。请问我的建模及计算过程有没有问题?其荷载取值有无问题?

【steely】:如此建模有问题。

①梁柱节点为刚接,与实际不符。造成简支梁按刚架梁计算,出入很大。

②所有控制指标按门式刚架默认值,可实际上根本不是刚架,而是排架。

③柱设计需要慎重。

【dorise】:我在④中说:“定义梁与柱连接为铰接,其他连接均为刚接”,这样定义有错误吗?参数输入有错误吗?如果是排架,要如何修改参数呢?

【阿芒】:你将柱截面设为 $H500 \times 250 \times 8 \times 10$,其高度的设定对柱顶位移有影响。而支座反力对柱计算有用,建议再增大柱的截面,使柱的柱顶位移和受力与实际接近,但梁端有一端为滑动连接,在门刚中无法计算,只能近似计算。

看一看弯矩图和位移图上的数值,这样设定应该对梁的弯矩影响不大,对梁截面计算影响也不大,不过 18m 等截面梁用到 $H600 \times 180 \times 5 \times 8$ 的梁截面似乎有点大了,不太经济。但由于我没程序,不能复核。

【tzpllf】:据我估算,就前面所说的受力情况来看,用 $H(300 \sim 550) \times 180 \times 6 \times 8$ 就可以了,挠度控制在 $1/180$ 以内(是估计)。我认为在 STS-2 建模时,应当将柱定义成混凝土矩形柱或方形柱,因为小跨度的混凝土柱现在一般不采用工字形的,因为用它施工不方便。

如果是用 STS 的话,dorise 建模的方式没有错。而用 3D3S 计算出来的东西不可靠,如你在没有加外荷载的情况下进行内力计算,它可以计算出内力,而在加上外荷载后,它则会提示你的结构是几何可变的。

【闽都笑笑生】:应当注意,混凝土柱必须参与整体计算。因为钢梁对混凝土柱有很大的推力,使得混凝土柱向外偏移。按上面的算法,等于推力传给了大地。刚刚处理了一个工程事故,10m 高混凝土柱,34m 跨度,柱 400×700 ,梁 $H(1000 \sim 500) \times 250 \times 9 \times 14$,也是同 dorise 这么算的。钢梁安装时,对柱有推力,掉下五根梁,幸好没造成人员伤亡。原设计柱配筋单边 4 根 18。我算了一下,需 20 根 25,差了那么多,不掉下来才怪!

【lijingas】:赞同闽都笑笑生的观点。

我在帮别人审查图纸时就发现了这个问题,有的钢结构公司为了设计方便,把混凝土柱一律取 500 高左右,我认为不行,后来复核了一遍,按实际柱高(好像是 8~9m 左右)后,计算结果就出现了红色。此种结构严格来说并不属于轻钢,因此一般我是采用《钢结构设计规范》来计算的,同时用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》再核查一下梁的稳定应力。

【etang】:请问闽都笑笑生:关于这个工程事故能否提供更详细的资料?比如往下掉时,钢梁的受荷情况。是否是钢梁尚无侧向支撑引起的,以及最后的处理方式(钢梁返工)?因为据我估算, 400×700 的柱子在这种情况下应仅有小于 20mm 的偏移(满荷),而且依据钢梁的截面尺寸,感觉不应该在钢梁自重作用下就屈服(钢梁截面的确在满荷出现问题)。因为这个案例涉及面较广,敬请提供详细一点的说明。

【steely】:感觉不可能发生闽都笑笑生所说的把柱推开的工程事故。仅梁自重就可把 700 高的混凝土柱推出很大的位移是不可能的。梁掉下来应该是有别的原因,而不应该是柱位移太大造成的。

【nies117】:一般情况下,采用混凝土柱、钢梁的单层结构,混凝土柱脚为刚接,混凝土柱、钢梁之间为铰接。此类结构已超出轻钢规程的范围,应按普通排架结构计算,输入混凝土柱、钢梁的实际截面尺寸和材料参数,这样计算符合实际情况,且厂房传给基础的荷载才能计算准确。计算此类结构的程序很多,如 PKPM 等。

【sunny8448】:由于混凝土和钢材的弹性模量不同(钢材大约是混凝土的 7~8 倍),二者刚接变形不协调,只能做铰接,视为排架模型。排架要求钢梁的线刚度是柱的三倍或以上,也即是梁柱相对无限刚,这样水平力在柱之间才能按刚度分配。否则,钢梁刚度不够,造成水平力分配不合理,容易出问题。

混凝土柱+钢梁是什么样的结构? (id=29473,2003-06-01)

【tzpllf】:我们公司做了很多混凝土柱加钢梁的屋面工程,我想只要是钢结构公司就会做过为数不少的此类工程,可是在审图时,有的设计院说要按排架计算,有的说可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》计算。这两种倒也罢了,可偏偏有人说屋面钢梁要按简支计算,请问大家,应当怎样建模计算? 以下也谈谈我的看法:

对“门式刚架”的定义,在学校时听老师这么说过“所谓的门式刚架就是一种结构计算模型像门一样的刚架”。对于柱、梁、基础三者的连接并没有说一定是柱与基础铰接,梁与柱刚接的结构形式。所以我认为:混凝土柱加钢梁的屋面钢结构工程应当可以套用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》进行计算。至少,应当是可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》的,但怎么说也不会是按简支梁计算。

【音速之子】:屋面钢梁当然要按简支的计算,除非你的混凝土柱上还有一钢柱,然后才与钢梁连接。至于计算模型,我认为混凝土柱要按排架考虑,而屋面钢梁则可以按轻钢进行控制。

【木头】:刚架要求梁柱节点为刚接假定,混凝土柱上做钢梁想做成刚接较难以实现,因此,一般情况下做成铰接,按排架计算较为合适。对于钢梁的挠度问题,传统重屋盖排架厂房对于屋架或屋面梁的挠度要求基本上不小于 $L/500$,这个工程如果是轻屋盖且无悬挂荷载,钢梁挠度取 $L/300$ 可行。

【tzpllf】:谢谢各位的解答!看了这些我有点疑问:

①为什么混凝土柱要按“排架计算”,而钢梁要按“《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》计算”? 虽然我们一直是这样算的,可计算的依据在哪?

②我找了很多的规范,都没有看到什么梁要按“ $L/300$ ”或“ $L/240$ ”的挠度来控制的依据,只有“ $L/250$ ”和“ $L/400$ ”,而且按“ $L/300$ ”控制太严格,我们要设计的是安全、经济、适用的建筑。

③我们可以按实际经验设计构件,但送到设计院审图时,他们却只看规范上的条条框框。

④我也主张将钢梁与混凝土柱按铰接考虑。

【vesa】:①钢梁与混凝土柱连接宜为铰接,两者刚度相差较大,做刚接比较复杂。

②整体为排架结构,钢梁按简支梁考虑(图 3-17)。挠度控制是为了保证结构正常使用,所以宜与屋面、檩条挠度控制相适应。若是普通压型钢板屋面、冷弯型钢檩条,完全可以参照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》取 $L/180$ 。

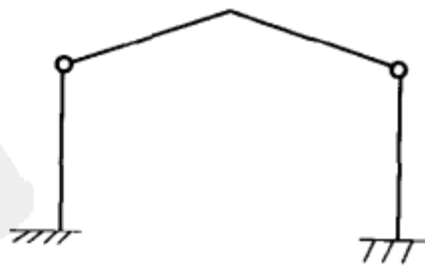


图 3-17



【jumlove】:以上话题主要说的是钢屋盖的问题,我在实际设计中也碰到过类似问题,以下为我个人在实际中的一些见解,供大家参阅:

①在做一般的轻钢屋盖时,钢梁作为简支梁来考虑。大家在实际计算中应该都是用软件,而在处理钢梁与混凝土柱连接节点时,如果用3D3S,则要把钢梁上的轴力释放掉,从而把钢梁对混凝土柱顶的水平推力释放为钢梁的弯矩。

②大家应该知道,在选择钢梁截面时主要考虑钢梁的挠度,一般的屋盖可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》设计。

③在做跨度较大且荷载较大的屋盖时,我个人认为钢梁应该按主梁来控制挠度($L/400$)。

【sfljl】:柱换成混凝土柱的设计:

①混凝土柱+钢梁结构形式的讨论。现在有的设计习惯用混凝土柱+钢梁,主要原因:一是为了节省钢结构厂房防火涂料;二是全钢结构设计并不普及,钢结构的计算及画图麻烦;三是为了满足建筑功能的需要。但这种结构形式规范并没有明文规定,严格地讲,它并不是真正意义上的门式刚架,而更像排架,类似于单层工业厂房混凝土柱+梯形钢屋架或轻型钢屋架的做法。但它又不同于排架结构,排架结构的计算模型假定屋架是刚性的,水平方向无变形。而混凝土柱钢梁体系中,梁始终对柱有水平力产生。

②混凝土柱钢梁间节点的设计。少数设计为了节省钢材和降低造价,把斜梁用竖放式端板与混凝土柱中的预埋螺栓相连,形成刚接。但这种结构形式受力并不好,因为:a.梁柱节点刚接水平推力很大,而且还存在温度应力和不均匀沉降引起的附加应力;b.混凝土是一种脆性材料,虽然构件可以通过配筋承受弯矩和剪力,但在连接部位,它的抗拉、抗冲切的性能很差,在外力作用下很容易松动和破坏。而且,水平推力使得混凝土柱加大而不经济;c.现浇钢筋混凝土柱底与基础多为固接,基础形成大偏心;d.梁柱节点刚接处理较为麻烦且受力性能不易保证;e.屋脊挠度不好控制,脊点下垂,引起檩条无法安装或安装后屋面漏水。

总而言之,混凝土柱钢梁体系中,梁柱采用刚接是不太合理的,跨度大时更应慎用。实际设计中,梁柱节点常采用以下几种形式:

①两端用螺栓铰接,栓孔可做成椭圆孔,通过底板将全部反力传给柱,其计算可采用铰接柱脚类似方法。剪力通过底板摩擦力传递,如不行设抗剪键。如图3-18a)所示铰接的做法;

②一端铰接、一端滑动支座,如图3-18b)所示梁柱节点大样。

对于跨度较小的结构,钢梁下翼缘可以做平,以减小水平推力。当跨度较大时可将端部的钢梁下翼缘做平,或在混凝土柱顶接500~1000mm的钢柱,用螺栓铰接混凝土柱和钢柱,然后钢柱和钢梁刚接,按门式刚架计算。

【bill-shu】:怎样计算都无所谓,关键看你是怎么假定的,只要假定和计算模型一致就行。当然铰接的更好处理一些。内力计算和规范没什么关系,关键是验算(求出计算长度,按相应规范公式套用就行)和控制指标,并根据具体使用功能来控制。一般,我认为只要是轻屋面都可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》或《冷弯薄壁型钢结构技术规程》指标来控制。因为轻钢的本质就是因为屋面轻、荷载小,可以利用板件的屈曲后强度(薄腹板、高截面),局部稳定控制放松了。

【black toby】:vesa的图示结构选型不合理。在斜钢梁下应该设水平拉杆抵抗水平推力。此类结构钢梁类似屋架,梁柱宜铰接。梁端连接板螺栓孔可做成椭圆孔,使实际受力与计算模型相符。

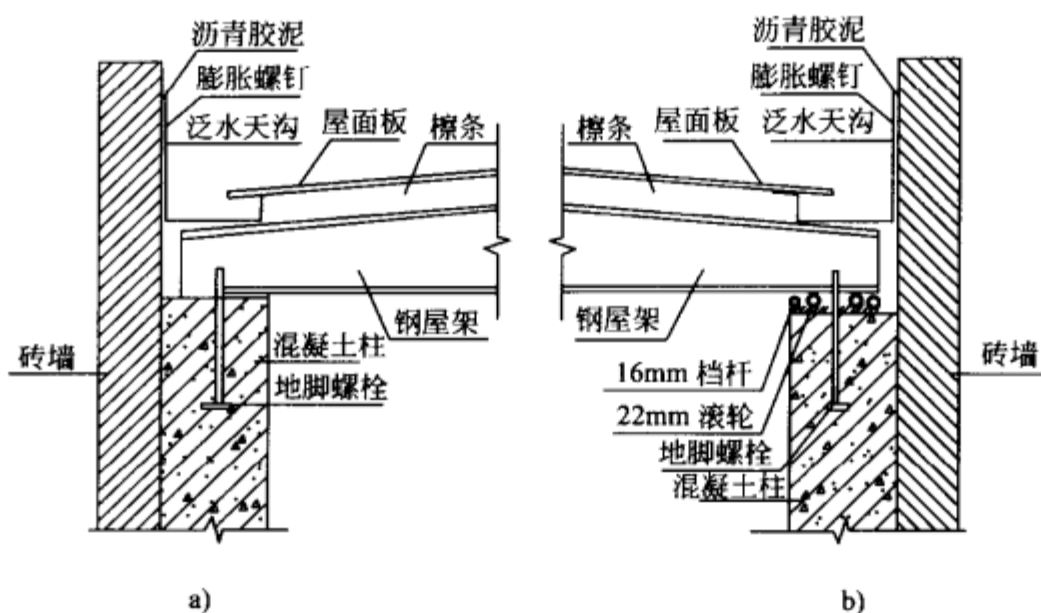


图 3-18

a) 混凝土接节点大样; b) 滑动支座节点大样

【lyy】:我记得这种型的结构 PKPM 的说法是按实际情况输入,不要简化。事实上,折梁有水平推力,柱有抗侧刚度。把水平力释放,梁截面增大,柱内力减少。图示的做法,如果完全释放了水平推力,在风和地震力作用下,柱是两个独立的悬臂柱,内力不均匀。程序可以整体分析,为什么不采用呢?

关于程序中的适用规程是这样的:所有规程的内力分析方法都是相同的,也即都是矩阵位移法(规程从不规定构件的内力应如何求解,比如规定简支梁 $M=qL^2/8$),不同规程针对构件的不同材料、截面而采用相应的验算公式,对不同的结构类型采取相应的构造措施。普钢没有变截面梁柱验算公式。

【SUPPERTIMES】:①基于混凝土及钢材力学性能的差别较大,以及刚接做法很困难,通常此种结构取柱顶铰接;

②屋面梁挠度取 $L/200$ (无吊顶情况),整体结构按普钢计算;

③仅在斜钢梁跨度过大的情况下,由于钢梁底不可能做平,导致柱顶水平力较大,而应在梁下设水平拉杆以抵抗水平推力,一般跨度不太大则不需要设。

【好好学】:我同意 lyy 的说法,但实际工程中一般都是梁柱连接处冲长孔,在吊装时待钢梁变形稳定后才上紧螺栓,这种施工模式与 PKPM 的假定计算模式是不符的。由于 PKPM 中钢梁的水平推力没有被释放(3D3S 可以释放,但操作没有 PKPM 那样容易),所以我一般都选择在梁底设拉杆,至于选择何种规范,到现在也没有定论,规范也没有做出明确规定。

【sxp76】:我觉得跟选模型有关,选什么样的模型要特别注意混凝土柱与钢梁的连接接点,当然按铰接最为方便。

【dj8767】:我提一新问题,混凝土柱+钢梁,在混凝土柱有伸缩缝时,是否可以将一钢梁省去以节省用钢量?或者不能省,在伸缩缝两边各加一道钢梁?

【音速之子】:楼上的问题,在实际工程中是有的,可以省去一榀刚架,此时该处的檩条长度与其他柱间不同,需再加工一种,而且还应注意的,此处檩托板还应开长孔以使主结构变形时对屋面体系不会有太多的影响。



【bbly】:本人认为混凝土柱+钢梁在使用上是有条件的,对于大跨度结构由于排水等建筑要求,如仅采用钢梁则须将钢梁起坡,此种结构会对混凝土柱产生水平力,故在计算时按简支或排架是不安全的。

对于大跨度结构采用钢梁总体来说须对节点进行处理,较为复杂且浪费钢材。对于大跨度结构本人则倾向于将钢梁改为钢桁架(钢屋架),体系明确、省材。

对于跨度较小的结构采用钢梁,本人认为按简支计算即可,屋面梁挠度按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》控制,楼面梁按《钢结构设计规范》控制。

【steeliness】:实际上柱底铰接的全钢门架都可以看作为简支,何况就一个屋盖呢?只要能组成一个几何不变体就行了。关于伸缩缝问题可以考虑不增加钢梁,混凝土要求长度大于60m就要设伸缩缝,可钢结构的要求却远远大于这个数值,即使钢结构考虑设伸缩缝,可在构造处将檩条连接孔改为椭圆孔即可。

【xuqi2003810618】:这种结构,在以前的工程中用的较多。现在主要应用于金属重工业,及其化工、冶金工业厂房中。而且由于气候原因在南方厂房中的应用也偏多。“门式刚架”并非就是指刚架、排架,但包含这两种结构类型。像混凝土柱+钢梁的这种结构形式应属于排架结构。在3D3S和STS中,节点设置都有不同的要求,也就是自由度释放不一样,自由度不一样所计算的内力自然就不一样了。此种结构,按刚架计算与按排架计算用钢量相差很大。

工程实例

还是混凝土柱+钢梁的问题。(id=7612,2002-04-11)

刘欣:现有一工程,96m长,48m宽,跨度方向为两个24m,柱子为混凝土柱,边柱上为混凝土檐沟,中柱为钢板天沟,现我用3D3S算出来的梁截面为 $H(350\sim 850)\times 200\times 8\times 10$,感觉小了一点,但由算出的结果来看还是合适的,支座是这样设置的:

支座1:RY无约束;支座2:RY无约束。

但我不知道支座2的具体做法。是不是在梁下翼板上开长圆孔,并在压板盖上之后不将压板焊死,以便梁可以沿这个开圆孔移动,从而实现减小水平推力的目的?但我看了一下结果,水平推力只有3kN左右,可以说很小了。也许是由于这种梁自身比较柔,中间节点的实际位移可能会比计算的位移要大一些。考虑这些,做成长圆孔我想是合适的,但是只能在一端做这样的长圆孔,那么是否应该做在边柱上?因为在中柱上用的是钢板天沟,钢板天沟焊在梁上翼板,如果让其自动移动,似乎不太合适。

因为没有柱,设计时按空间框架考虑,不知是否可行?在水平支撑与梁翼板连接处应加设系杆,而在梁中节点处应设加劲板以加强刚度吧?一般做成铰接后钢梁的截面较大,在梁柱连接处和梁中是否需要加系杆?

【ajong】:在梁柱连接和梁中最好加上系杆,而且是通长的。在水平支撑与梁翼板连接处也要加系杆,不过可以用双檩条代替。一般梁中都是双檩条,就不必加系杆了。再说,很多人喜欢在梁中设拼接点,再设系杆有点不便。

【steeler】:3D3S建模,柱是混凝土,梁是钢梁。

我一般用门式刚架设计,柱的上端采用如下(3D3S的书上有讲,你仔细看看):

释放 1 端的 M , 释放 2 端的 M , 以及释放 2 处柱的 Y 轴平动即可。

不知你的屋面荷载是多少? 开间? 按我的估计你的梁截面够大(按浙江的荷载考虑)。

【刘欣】: 这截面不够, 我算了好几次了, 如果用 Q345 钢, 刚好, 用 Q235 钢则不行。

开间 8m, 荷载 0.2、0.45、0.4。Q235B; H(350~900)×220×8×12, 截面合适。

【djkm】: ①水平推力大小与钢梁拱度有关, 如果钢梁下翼缘水平, 就基本上不存在推力。

②两端由于有支座螺栓固定, 钢梁截面高度有限, 且有檩条连接, 一般可不设系杆。尤其是混凝土柱顶设有混凝土圈梁的情况下。

③以我的经验, 如果钢梁中部没有较大的气楼, H(350~900)×220×8×12 应该是勉强够。

【MBSC】: “释放 2 处柱的 Y 轴平动”, 支座释放平动在实际情况下很难实现。我认为释放 2 处柱的 Y 轴平动是不可取的。

【3d】: 《Zamil 设计手册》中也有钢梁与混凝土柱连接固定铰支座(同我们一般的做法), 而滚动铰支座如图 3-19 所示, 这个做法类似以前在工建中的通廊桁架辊动支座。想必国内轻钢建筑还没有这么做过吧?

【alafair】: 滚轴节点我用过, 这样做主要是考虑温度应力。但是 30m 的开间, 7.5m 的柱距, 一般长孔就行了。因为是挠度控制, 没必要用 Q345 钢。不过胆子大的话, 可以用 Q345 钢, 截面可以做到很小, 只要把屋脊处做高点, 有变形也没有关系, 只要不失稳, 就不会出问题。

【ruanpeng】: 我按照刘欣的方法用 3D3S 设计混凝土柱钢梁时, 只能计算出力和弯矩, 而截面总是显示不满足, 无法设计出截面, 不知是什么原因, 希望楼上的各位, 能把具体的设计步骤告诉我, 万分感激。

【周永江】: 这种结构不是门式刚架, 在 STS 中可用门刚建模, 在梁柱节点处改为铰接, 按《钢结构设计规范》计算。

❖ (2) 30m 跨度、混凝土柱钢梁设计的疑问。(id=42681, 2003-11-19)

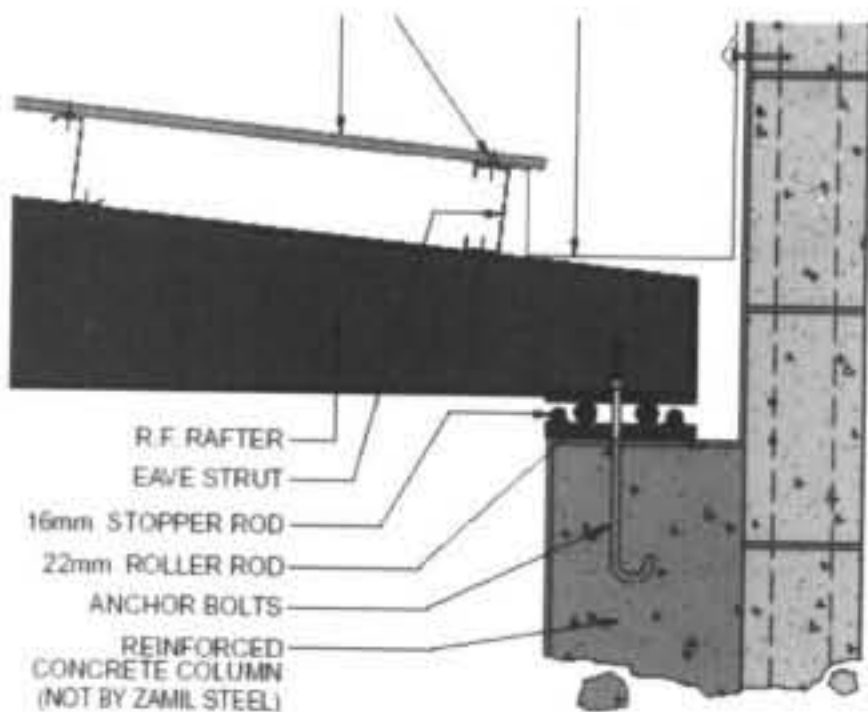
【bl】: 近来遇到一个难题, 30m 的跨度, 采用混凝土柱(15m 高, 柱距 6.2m)和钢梁, 屋面采用复合板保温, 本人缺乏做这种结构的实际经验, 设计的截面感觉有些大, 特向各位求教。我用的软件是 3D3S: 按简支梁设计; 先建模后把柱脚刚接; 柱顶绕强轴转动释放; 其中一柱绕弱轴平动释放。荷载: 恒载 0.3, 活载 0.5, 风载 0.4。

方案一: 截面 H1100×220×8×14, 坡度 10%;

方案二: 截面 H(750~1000)×240×8×14, 坡度 8%。

【noned】: 截面最好做成变截面的, 我觉得 H(700~1200)×250×8×12 就差不多了, 为什么翼缘做那么厚呢? 最好看弯矩图, 按图形分段, 变截面。

【dingding】: 我用 3D3S 验算, 发现你的截面不够, 要用 H(900~1400)×240×10×14, 强



【DETAIL-D】: TYPICAL ROLLER ARRANGEMENT

图 3-19



度和挠度也都不够,建模也是按第一帖的方式建的,是版本 7.0。

【dapengd】:我没有验算,可是一般 30m 跨度的门式刚架的斜梁截面要 $H(1200\sim 600)\times 220\times 10\times 10$,两端刚接。现在你是两端铰接的混凝土柱,钢梁端部截面可以小一些,跨中按照恒载+0.5 活载产生的挠度起拱,跨中截面要加大,根据简支梁来确定截面,估计至少 1200mm 高。30m 跨的简支屋架还是用桁架的好。

【redtan】:请问以上计算是按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》还是按《钢结构设计规范》?

【dingding】:按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》验算。

【lijingas】:现在我正做一个跨度 30m 的混凝土柱+钢梁的结构,我用的是 $H(550\sim 1000)\times 200\times 6\times 8$, $H(1000\sim 1250)\times 220\times 8\times 10$,应力很小,主要是挠度控制。恒载为 0.25,活载 0.4,柱距为 6m,坡度 5%,单跨。挠度大概小于 1/195。计算软件为 STS。如果可考虑钢梁的嵌固性及预拱,挠度应该更小。我并没有很抠用钢量,因此觉得楼上几位的用钢量偏大啊!

【hhh】:《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》3.4.2 条:“由于柱顶位移和构件挠度产生的屋面坡度改变值,不应大于坡度设计值的 1/3。”

【学无止境】:我有点建议,不知是否可行:可否在混凝土柱上加一短柱,柱脚铰接,建门式刚架模型计算?那样梁截面可减小,用钢量也不一定会增加。

【lijingas】:学无止境兄,你这个观点肯定不对!那不是一段柱中间有一个铰接点,除非两者刚度相差很多,否则就成不了一个稳定结构。

【1270】:做成变截面是必需的,要不太耗钢材了,你的截面绝对是偏大的。我算了一下,可将此梁分四段来计算,每段长度均为 7.5m。截面为: $H(600\sim 1000)\times 260\times 8\times 10$; $H(1000\sim 1200)\times 260\times 8\times 10$ 。另一边对称布置。如果翼缘也用变截面的话,用钢量会更省。

【wsywdy】:8 月份我做过一个类似的工程,原先屋盖采用的是混凝土结构,后来也改为实腹钢梁结构。30m 跨,6m 柱距,屋面坡度 5%。我采用的截面是 $H850\times 300\times 8\times 14$ 、 $H(850\sim 1100)\times 300\times 8\times 14$ (和大家采用的截面差不多)。事后想一下,采用这种结构并不太合理。作为实腹梁本身,强度、挠度可以满足。但整体考虑一下,钢梁对混凝土柱的作用力不仅是轴压力,还有一个水平推力(当然如果你的截面很大,可不按拱形结构考虑)。作为混凝土柱(如果有吊车)大部分是变截面,牛腿上部分小柱的截面一般很小(一般为 400×400),小柱强度是否满足,还需进一步计算。因为工程现在已完工,无法改动,我也挺担心这件事。我的建议是,这种结构如果跨度不太大可以考虑采用实腹钢梁,如果跨度比较大建议还是用梯形屋架或网架等结构,因为这样可不必考虑水平推力。

【新生】:我不同意楼上的看法,门式刚架一般坡度都不大(10%左右),轴力的影响也不大,主要还是弯矩,听说 PKPM 在计算门式刚架的钢梁时是按纯弯构件算的。

【wsywdy】:楼上观点我不赞同,“轴力的影响也不大”不代表没有轴力。钢梁按纯弯计算只是对钢梁本身而言承受的主要是弯矩,轴力可忽略。但是对于混凝土柱,这个推力影响会多大?这位仁兄你具体算过吗?

【jaxi】:我做过一个项目,完工两年多了,也历经台风的考验。所用截面比楼上的小,提供给大家参考:30m 跨,5.5m 柱距;风载 0.55kN/m^2 ;所用变截面 $H(450\sim 850)\times 8\times 10$,Q345B 钢。计算软件用 3D3S。设计验算结果如表 3-2 所示。

表 3-2

强 度	平面内整体稳定	平面外整体稳定
0.83	0.88	0.83

【新生】:轴力当然不可以忽略但也不大,你可以看看门式刚架钢梁的轴力有多大然后再跟弯矩比一比。当然,用混凝土柱的话,轴力会大一点,但也不至于把柱子推倒。主要是看你的结构模型,像这种二、三十米的排架我都做过。

【BI】:to 学无止境:

用短柱的方法我以前试过,从内力图上来看不合理,因为这样会造成短柱与钢梁连接处的剪力很大,以致不得不加大短柱截面。而且柱子铰接就要按线刚度比法来分析,若使梁水平位移值达标,短柱截面不能过小。况且柱子高了会造成建筑物总高增加而提高造价,这样业主也不会同意的。

【wsywdy】:这位仁兄很执著,我很佩服。不过我要提醒一下:

①门式钢架与这种结构差别很大,门式刚架的钢梁与柱子是刚接的,而这种结构却是典型的简支梁,两者的轴力没有可比性。

②这种结构你做的很多,但不代表没有问题,不瞒你说,这种结构我做的也很多,9m、12m、18m,带悬挂吊车的也做过,但27m、30m跨度的我很少采用这种结构,上回做的30m是业主一再坚持才做的。至于这个推力究竟影响多大,我还是给举个算例。

条件:混凝土排架结构厂房,30m跨,6m柱距,屋面坡度10%,10t行车,基本风压 0.55kN/m^2 ,屋面恒载 0.3kN/m^2 ,活载 0.5kN/m^2 。

钢梁分四段,截面 $\text{H}850\times 250\times 8\times 10$ 、 $\text{H}(850\sim 1100)\times 250\times 8\times 10$ 。用STS建模计算(见附件计算书,没计算风载)。钢梁轴力:最大轴力为 15.38kN ,水平推力 $\cos 10^\circ \times 15.38 = 15.15\text{kN}$ 。

假设混凝土小柱的高度为3.5m,暂不考虑其轴向竖向荷载,只是粗略估算其单根混凝土柱的水平荷载。

$$\text{风载 } q = 1.4\beta U_s U_z W_0 B = 1.4 \times 1.14 \times 0.8 \times 0.55 \times 6 = 4.2\text{kN/m}$$

$$M_{\text{风}} = \frac{1}{2}qL^2 = 0.5 \times 4.2 \times 3.5^2 = 25.8\text{kN}\cdot\text{m}$$

吊车横向水平荷载(额定起重量:10t,小车质量:3.61t)

$$F = 12\% \times (100 + 36.1) = 0.12 \times 136.1 = 16.33\text{kN}$$

$$\text{产生的弯矩 } M_{\text{吊}} = 16.33 \times 0.5 \times 3.5 = 28.57\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{水平推力产生的弯矩 } M_{\text{推}} = 15.15 \times 3.5 = 53.0\text{kN}\cdot\text{m}$$

以上为水平方向的荷载计算,钢梁水平推力产生的弯矩明显比其他荷载大得多,这样的荷载你能忽略吗?我们在满足钢梁强度、挠度等指标要求以外,是否验算了混凝土柱的强度?

【闽都笑笑生】:新生说:“轴力当然不可以忽略但也不大,你可以看看门式刚架钢梁的轴力有多大然后再跟弯矩比一比。当然,用混凝土柱的话,轴力会大一点,但也不至于把柱子推倒。主要是看你的结构模型,像这种二、三十米的排架我都做过。”

混凝土柱+钢梁的话题没完没了,首先应明确这种结构是不合理的,尽量不用。其次,如果钢梁不是简支梁,而是有0.05或0.1的坡度,则钢梁对混凝土柱的推力是绝对不能忽略的。



做过一个工程,24m跨,6m柱距,5.5m高,混凝土柱断面 500×700 ,计算单面配筋达5根25。当然混凝土柱对钢梁有反推力,此力大大减少了钢梁弯矩,从而可减少钢梁的断面,我采用H(450~750) $\times 200 \times 8 \times 10$,Q235B钢。

处理过一个工程,34m,7.5m柱距,10m高,混凝土柱 400×700 ,上了5榀钢梁,全掉下来了。我算了一下,钢梁挠度达1.1m,柱配筋单面需要20根25,实际才配了4根22。你说能忽略吗?切记此类结构混凝土柱与钢梁需一起建模,说到底我们做结构的人最后拼的是结构概念与力学功底。



混凝土柱+钢梁结构中混凝土柱截面如何取? (id=108500,2005-09-09)

【fuyun0921】:混凝土+柱钢梁结构应该是一次超静定结构,混凝土柱的刚度对结构的计算影响很大。当然柱高度和钢梁坡度影响也较明显,这里只是说明混凝土柱断面的影响。混凝土柱断面取的越大,则柱底弯矩越大,基础断面也越大。也就是说结果对柱和梁的影响不明显,但对基础的影响却很大。如:30m跨结构,6m高,混凝土柱截面取 $400\text{mm} \times 600\text{mm}$,则基础断面大约为 $2600\text{mm} \times 3200\text{mm}$,如果混凝土柱截面取 $600\text{mm} \times 800\text{mm}$,则基础要做到 $3400\text{mm} \times 4400\text{mm}$ 左右。但是如果柱子太小,结构偏于不安全,太大又造成浪费,请大家把自己做过的工程经验交流一下吧!

【renyanhui6688】:①水平地震力作用下,柱断面增大,水平刚度增大,地震力增大,基础也增大;

②风荷载作用下无此情形;

③按《建筑抗震设计规范》轴压比控制截面即可。

【fuyun0921】:因为屋盖的自重较轻,我认为地震作用的影响并不是很大,反而是在恒载和活载的共同作用下,柱与钢梁的刚度比相差较大。由于改变了柱截面高度,引起刚度有较大的变化,才引起柱内力的较大变化吧?

【来云似客】:在梁刚度一定时,柱截面的大小也会影响柱配筋,多跨结构的边柱尤其明显。

【wubin_okok】:renyanhui6688说的很对,我试过了,差别是很大的。柱截面越大,结构水平刚度就越大,在地震作用下,柱底地震剪力就越大,基础底部弯矩也就越大,在弯矩和轴力共同作用下,基础就会做得很大!

【lu】:无吊车排架柱的截面只需满足刚度要求(一般构造手册上均有),柱顶位移控制在 $H/240$ (一般均能满足)。有吊车排架柱的截面可参照构造手册中的相关表格选用。



请教双跨74m的混凝土柱门刚如何设计? (id=130140 2006-04-08)

【wuwentao】:本人正在做一个双跨74m的混凝土柱钢屋盖结构,即一跨37m,6m柱距,屋面无其他吊顶荷载。由于本人从未做过如此大跨度的,还请有经验的大师指点一下!

【wanyeqing2003】:可以按门刚设计。计算时要注意是什么参数起控制作用,相应的参数包括:强度、稳定性、变形和计算长度等。如果是平面外稳定性控制,则可以设置梁的平面外支点,也就是布置檩条的隅撑,间距可以取3m,也即梁的平面外计算长度可以取3m,还可以加宽梁的翼缘宽度。如果是挠度控制,则应增加梁的截面高度。以此类推。

由于跨度比较大,建议各项指标稍微控制的严格一点。²

【wuwentao】:请问这样的设计,截面一般会有多大?所取的截面够吗?图 3-20 为计算简图,出现超限提示!如何修改?

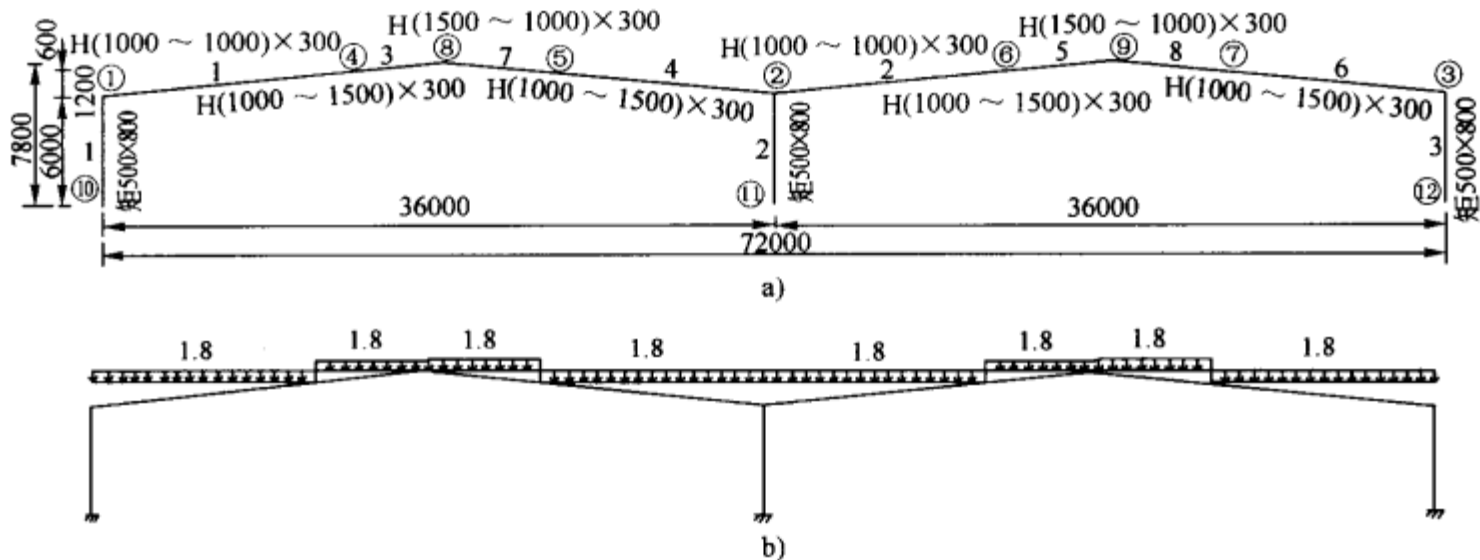


图 3-20

a) 框架立面图; b) 活荷载图

【thiswood】:看了楼主的上传文件,发现梁截面相当的大!可能是梁的平面外计算长度取值太大了,一般取 3m 就可以,3m 为隅撑间距。强度才 0.43,真是浪费的惊人!凭经验讲,此工程的梁截面取 $H(500\sim 1200)\times 220\times 8\times 12$ 已经足够!另外,楼主将中柱顶部梁连接处做铰接,似乎不妥,没有充分利用梁的刚度!

【wuwentao】:楼上说的,受教了!我是在 STS 上二维建模的,但为什么计算还是通不过呢?请教一下该如何设置?

【lanf】:如图 3-20 所示,楼主把中间的钢梁做成铰接,其便变成了两跨 37m 的简支梁了,当然梁的截面比较大了。其实,楼主还可以从弯矩包络图中的弯矩值看出,梁的两端 $M=0$,中间 $M=845\text{kN}\cdot\text{m}$,典型的简支梁弯矩图。

楼主还是试试把中间的钢梁考虑做成连续的。对于混凝土柱钢屋盖,建议楼主多考虑考虑,论坛上此结构的帖子较多,需要考虑的东西也较多。

【thiswood】:如楼上所说,37m 的简支梁不好做。我做过 36m 的简支钢梁,因为单跨,所以无法做连续的。坡度开始考虑为 1/15,但柱顶水平推力太大,导致柱底弯矩巨大,而且柱底弯矩会随柱截面高度增大而增大。后来不得不调整坡度,改为 1/20,梁底做平,依靠梁顶高度变化找坡。柱距 7.5m,最后梁截面做成 $H(450\sim 1350)\times 220\times 8\times 12$ 。由于梁底做平,故水平推力小得多,从而柱子截面也只做到 400×600 就够了。

【wuwentao】:经过计算,中间部分设铰接是不太合理,现业主要求做 74m 两跨双坡的结构,这样的结构形式我在 STS 计算时上坡顶与中柱顶是设成铰接还是刚接?截面又如何取?请大家多多指点一下,特别是坡顶处节点该如何处理?有这种设计经验的同行传个大样上来好吗?谢谢!

【wanyeqing2003】:梁的截面不用那么复杂,我觉得除了中柱柱顶处用变截面梁,其他部分可以用等截面梁。帮你简单的调整了一下梁截面,钢梁可以稍微减小一点,应力更加均匀一些,挠度也基本上在要求的范围以内。我把调整过的数据放上来了,你可以根据这个思路再调



整一下。

随手画了个坡顶的做法示意供参考(图 3-21),柱顶和钢梁的连接,可以参考钢屋架的标准图,梁的翼缘连接采用坡口等强焊。中间屋脊部分 H900~1300,其他部位 900 高,其余不变。

【sina070】:楼主你好,分段比例一般要考虑吊装施工,最好分段长度控制在 12m 以内。

【wuwentao】:像这种情况,分三段好还是四段好?比例如何分?

【wanyeqing2003】:分三段有点长,最长的一段超过 25m,要考虑运输和吊装的条件。分四段,则在屋脊处有断点,要考虑断点的处理。

【wuwentao】:还有就是混凝土柱钢梁节点是如何设计的?取什么力来计算呢?请 wanyeqing2003 指点一下!

【wanyeqing2003】:钢梁与混凝土柱的连接可以按铰接处理。柱顶设埋件,要考虑剪力和轴力。必要时柱顶埋板需设抗剪键。节点做法可以参考钢屋架的标准图(图 3-22)。

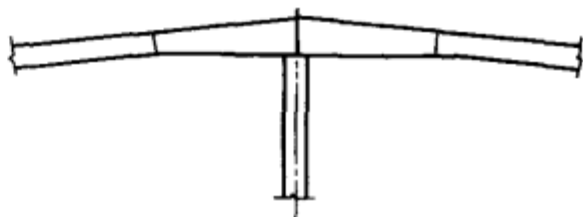


图 3-21

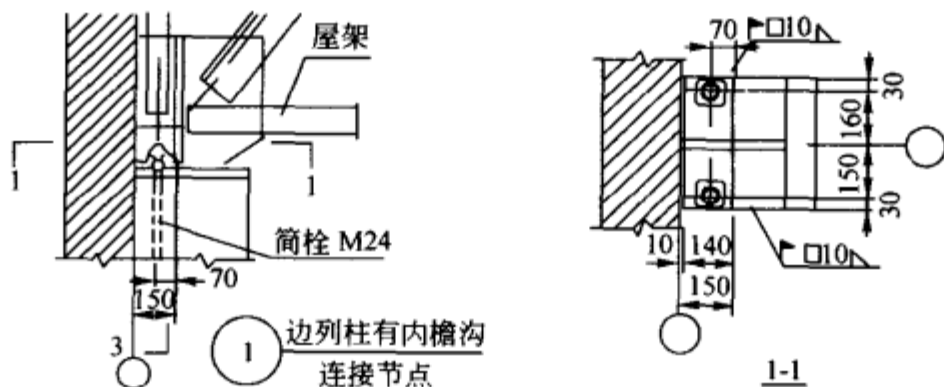


图 3-22

【wuwentao】:轴力和剪力是钢梁与柱节点处梁的内力吗?

【wanyeqing2003】:是的。边跨梁柱连接节点处,梁端力与柱顶的力是平衡的,应该相等。而中柱的梁柱连接节点稍微复杂一些,要按柱顶的内力来考虑。

【wuwentao】:这是我计算的数据,现在基本上是按这个来出图,请 wanyeqing2003 多多指点,谢谢。好像梁节点力不大啊,4M30 锚栓够吧?还有我的计算模型,计算挠度控制在 $L/300$,但腹板高厚比超了,在计算模型上该如何解决?

【wanyeqing2003】:粗略的看了一下计算简图(图 3-20),感觉还可以。

①屋架与柱的连接螺栓,是为安装用的。连接处屋架要与柱顶埋件焊接。如果你参考这个节点做,也可以采用局部焊接的方法;如果你倾向于采用螺栓连接,则需要验算一下螺栓的承载力。柱顶的推力约为 $1\sim 2t$ 。

②挠度控制在 $L/300$ 以内是合适的。这类结构,当有端板连接时,节点的刚度会小一些,这样的节点越多,对钢梁刚度的削弱越厉害。挠度稍微控制严格一点对安装和使用都会有好处。

【wuwentao】:如果节点焊接,那不就是刚接了吗?你说的“柱顶的推力约为 $1\sim 2t$ ”在计算书上如何找到?另有腹板高厚比超了,计算模型上该如何解决?

【wanyeqing2003】:①焊接不一定是刚接,这与纯理论分析是有所不同的。前面给你的屋架与柱的连接节点就是这样的,那是一种标准图的做法。对于这样的节点,计算时仍把屋架

两端视为铰接。

②之所以建议你采用焊接方式,主要是考虑到跨度比较大,并参考标准图的做法提出来的。也可以用螺栓连接,但要验算螺栓的承载力及节点强度。这一点前面已经说过了。

③关于水平推力计算书里应该有,你可以注意柱顶的水平剪力或梁的轴力。我是根据你提供的轴力图得出来的。

④关于构件高厚比和宽厚比的问题,可以参考《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的规定。采用 Q345 钢的高厚比要求会比 Q235 钢严格一点。对于这样的结构,我建议高厚比控制在 1/100 以内为宜,最好不要超过 1/150。

【baoli_cjf】:我不知道你最后是 74m 单跨还是双跨,如果单跨的话,屋面板就是 37m 长,现场压制,不过不知有没有考虑过由于挠度的作用影响到屋面板成折线型,假如是瓦楞高的板则有可能引起裂缝,导致漏水。还有就是山墙处由于有抗风柱会影响到两榀钢梁的挠度不一样,可能你会在图纸上标制作时起拱,不过现在的生产厂家估计不会达到你预期的目标,所以我认为跨度不要设计的太大,尽量做双跨。我曾做过 36m 跨, H(600~1200)×350×10×14, 正好 1.8m 的板一开为二,下端基本平,简支梁,已经一年多,使用状态基本良好!

【wuwentao】:现上传我的屋架施工图,请各位多指点一下。有什么不足的请多说明,特别是节点设计这块,请针对我上传的计算书多多指点。

【flybird】:对于这种结构,我做过几个,以下仅为我个人的观点及我公司的做法:

①结构总长为 150m,是不是要考虑设置伸缩缝?如不设,檩条是不是要处理一下?如开长圆形孔之类的能让屋面有一定变形能力的措施。

②对于这种高腹板的大梁,我们公司一般要求按《钢结构设计规范》设置加劲肋,毕竟这种结构不是门式刚架。

③个人感觉你的端板厚度偏小,才 16mm,还有檩条也偏小。

④锚栓 4M30,盖板却开 26 的孔。

⑤钢梁材质应注明为 Q345B。

⑥这个论坛上有关于这种大跨度混凝土柱钢梁结构在施工过程中出现平面外失稳破坏的工程实例,建议在设计说明中强调对施工的要求。

【wuwentao】: flybird,你说的有道理,不过檩条计算应该没问题,端板偏小我再修改一下,锚栓 4M30 与孔不对我也改了,谢谢你的建议。

【qylyhn】:我觉得 37m 跨度最好做钢屋架,既经济又安全。



五、抽柱厂房

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	flywalker(袁琪)

结构方案

最大 18m 柱距抽柱厂房设计。(id=14194,2002-09-10)

【eastredwang】:本人现在接手一个全钢结构厂房的设计。3跨,每跨36m;有抽柱,最大柱距18m,有20t吊车。本人考虑如下:

用 STS-2 计算一般刚架(按门式刚架),对抽柱部分用 STS-2 建模,抽柱处输入一小钢柱,柱底铰接,进行计算。在抽柱处设钢托梁(18m),将小钢柱柱底内力加在托梁上进行托梁计算。

以上是本人的基本思路,但有些顾虑:18m 的钢托梁得做多大大啊!如果用钢托架的话,托架平面内受力没问题,可是平面外性能极差。如何保证平面外受力又是一个大问题。

不知各位有无做过类似的工程,可否提供些经验?又或者大家对我的思路有什么意见和补充,请提出来。

【cogitation】:一个建议,不知是否合适,望大家指教。18m 跨的吊车梁应该设制动结构的,可以把托梁和制动梁合一,把吊车梁(桁架)和制动梁(桁架)都设计的大一些,平面内外应该都可以算下来。或者采用屋架,柱头设桁架,上下弦支撑,吊柱,柱下端与制动梁连接抵抗水平力。另外 18m 跨,下面应该是门吧?也可在吊柱下端设置桁架式雨篷来抵抗水平力,图集上有这么做的。多想想,多算算,做设计还是谨慎点好。

【无需冷藏】:cogitation 后面所说的应该要如何设计墙皮柱吧?

eastredwang,抽柱处做钢托梁及钢托架都可以,但必须在抽柱处钢梁上弦设置纵向水平支撑,一是可以解决你所担忧的托梁平面外稳定问题;二是可以把抽柱排架处吊车水平刹车力及其他水平荷载传一部分到相邻框架中去,增加厂房的整体刚度。

你的计算好像是仅取抽柱框架进行计算,由于没有考虑相邻框架的作用,结果是偏安全的。可以采用一种展开单元算法,即把抽柱单元与相邻排架单元之间用铰接杆连起来一同计算,STS 有专门针对抽柱展开算法的吊车荷载输入方法,可以很方便的计算出构件的内力并验算截面。

【eastredwang】:首先谢谢 cogitation、无需冷藏的指点,现我将思路修改如下:

采用 STS 按钢排架计算,利用展开单元算法,抽柱处设托梁。不按门式刚架计算,主要是因为门钢为斜梁,水平推力太大,托梁可能承受不住。屋面梁按简支梁计算,做变截面梁。屋面为压型钢板+檩条,活载 0.5kN/m^2 。

另请教无需冷藏,上弦纵向水平支撑是设在托梁上,还是设在屋面梁之间?我没理解清楚。

【无需冷藏】:回 eastredwang:我说的上弦水平支撑是设在屋面梁间并向两边各伸一个柱距,详细可参见手册中关于屋面系统托架处纵向水平支撑的设置。



请教有关抽柱的问题。(id=132884,2006-05-05)

【liuxn0821】:哪位做过抽柱厂房方面的施工图?这里有个工程里面有抽柱,且柱两边都有 40t、50t 吊车。吊车梁肯定要做成鱼腹式的,而屋面梁放在柱中间的托梁上时,是再连接短柱,还是直接搁在托梁上面?最好请发个图纸参考一下。

【wanyeqing2003】:为了便于回答你的问题,请提供具体的结构类型和结构特征。

对于抽柱厂房,吊车梁可以采用不同截面,也包括可以采用鱼腹式吊车梁。屋面可以采用托梁结构,或者局部抽柱部位采用大跨度檩条等方法。

在我们的论坛上有许多相关的帖子,可以用搜索功能查询。

【liuxn0821】:首先谢谢 wanyeqing2003。这个工程是 $24\text{m} \times 3$ 跨,3 个屋脊(见图 3-23)。50t 吊车在中间跨,两边跨分别是 40t 的吊车。长 120m,在 50t 吊车区域有两处抽柱。请问这种吊车梁如何做比较合适?我认为做成鱼腹式的截面有点高。

顺便问一下,对于柱子,边柱我用的是格构式的,中间的柱子用哪种最好?两边牛腿 12m,中间 14m;柱顶标高 19.5m。还没有开始计算,请各位给点意见。

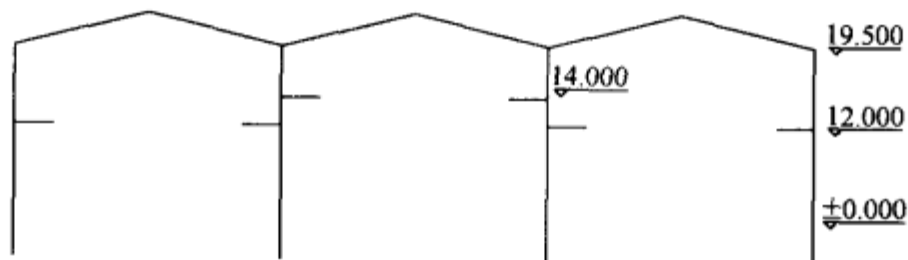


图 3-23

【wanyeqing2003】:①50t 吊车,12m 及以上跨度的吊车梁截面高度不会小。这样的吊车梁还需要设置制动桁架和支撑以确保吊车梁的稳定性和刚度。截面高度可以通过增加翼缘宽度来适当减小。

②格构柱比实腹柱用钢量省,不过设计和制作起来要麻烦一些。就你这样的结构做实腹的也可以,如果有时间你可以试着比较一下。

【liuxn0821】:对于中柱,我一直有疑惑的是因为牛腿高度不同,用格构式的柱子有点麻烦。

我的想法是在 H 型钢的两边翼缘板上再加 T 形板,加到牛腿高度,代替牛腿。不知这样是否可以?加的 T 形板在计算时仅受吊车的竖向荷载作用,但是整体建模时不知是否需要考虑 T 形板?

请大家评论一下我的排架抽柱方案。(id=64474,2004-07-13)

【晓剑】:下面介绍的是工程中的一处抽柱情况:2跨30m,柱距6m,每跨2台20t重级工作制吊车。在中柱列,连续抽掉3根柱,接着隔一个柱,又连续抽掉2根柱,形成中间柱承担 $(24+18)/2=21\text{m}$ 开间的结构,边柱列没有抽柱。我想采用的计算模型叙述如下,请各位指教:

①抽柱处设24m、18m托架各一个。

②边柱截面同普通截面。

③建立两跨计算模型:

a. 中柱:按计算要求确定柱截面,双肢柱;

b. 边柱:按31m宽度,把3个半边柱的刚度 EI 和面积 A 合并在一起,即:边柱的 $I=\sum I_i$ 、 $A=\sum A_i$ 。

④风荷载:取31m宽度的风荷载。

⑤吊车荷载:比较复杂。

a. 中柱:按24m和18m吊车梁的影响线求出作用在中柱的 D_{\max} 和 D_{\min} ;

b. 边柱:求出各相关柱承担的对应中柱吊车工况的 D_{\max} 和 D_{\min} 。

⑥我现在还有一个疑问:对于每一跨, D_{\max} 和 D_{\min} 是否可以互换?就像普通排架一样。

排架局部平面图及吊车荷载情况见图3-24。

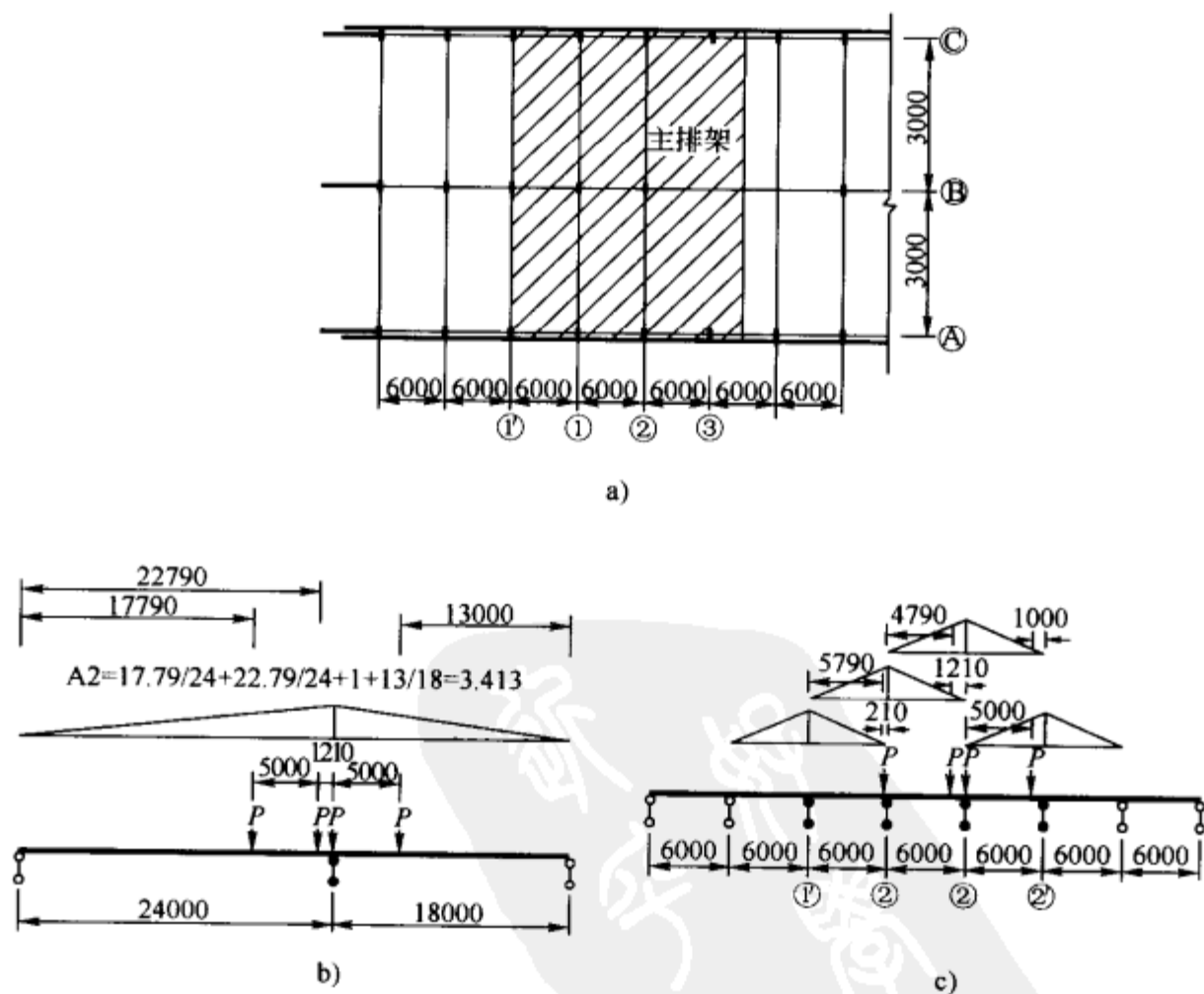


图 3-24

a)局部平面图;b)B轴吊车荷载;c)A轴吊车荷载



【flyingpig】: 下载了楼主的图纸, 图纸上好像有点小错误, 就是跨度好像是 30m, 楼主标成 3m 了。

请问楼主这个工程是准备做成门刚形式的吗? 那根“可怜的”柱子是采用工字形截面吗?

楼主的意思是建模, 然后用计算机算, 小弟可否提个大胆一些的想法: 手算? 我先说说我的思路, 不知对否, 见笑了。

①抽柱处还是按有柱建模, 然后将中柱柱顶所要受到的轴力、剪力和弯矩记下来。

②纵向建模, 托架两端刚接, 然后将事先记下的轴力、剪力、弯矩作用到托架上, 选好形式, 设计出托架的截面大小。并将托架两端所受的轴力、剪力、弯矩记下来。建模算那根中柱的两连跨门式刚架时, 要记得将托架的轴力、剪力和弯矩作用到中柱上。不过, 如果用 STS 建模, 不知该怎么将这几个力加上?

③根据吊车的影响线设计出 24m 和 18m 的吊车梁, 按简支梁算。估计截面会很大, 做成鱼腹式吊车梁, 楼主可能需要调牛腿标高。边柱处的吊车梁截面大小应该是一样的。

④根据影响线, 算出吊车作用在中间那根“可怜的”柱子上的 D_{\max} 和 D_{\min} 。设计牛腿样式和截面大小(可能也很大), 求得牛腿作用在柱子上的剪力和弯矩。

⑤最后算这根“可怜的”柱子。按悬臂梁计算, 然后将柱顶两边梁传过来的轴力、剪力和弯矩, 柱顶两边托架传过来的轴力、剪力和弯矩, 两侧吊车梁的自重(觉得吊车梁挺大, 不知是否该考虑一下), 两侧牛腿传过来的剪力、弯矩全都作用在这根柱子上, 然后进行计算。个人觉得, 由于力都是相对方向的, 所以可以取其差值, 按大值方向作用到柱子上, 以此求得柱截面大小。

⑥抽柱处另外那两榀刚架, 估计中柱截面也不会小, 需仔细验算。

⑦然后再根据求得的截面建模, 用有限元软件进行分析, 以作校核。

⑧不知楼主准备如何处理此处的柱间支撑和吊车梁的制动结构, 感觉很困惑。

再提一个值得注意的地方, 就是如果这根中柱的截面很大, 牛腿很大, 那么认为的吊车集中力作用点可能会离 B 轴线很远, 为了保持同一条直线, 相应的其他牛腿可能也要悬伸很长, 即吊车可能会分别向 A 轴线和 C 轴线偏, 这样就有可能会使现有的 30m 跨度不太满足吊车的跨度。楼主可以试算一下。

一家之言, 可能有不妥的地方, 还望大家指正。

【晓剑】: 谢谢你回复!

我和你讨论一下这个抽柱方案。

我用门式刚架进行了试算, 别的好办, 就是屋面斜梁的挠度难以达到要求 ($L/400$), 这个挠度是否可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》考虑? 其他的按《钢结构设计规范》设计。

我也用屋架进行了试算(都是用 STS), 如果不是考虑采用门式刚架时, 斜梁挠度不满足普钢要求的话, 用屋架比用门式刚架用钢量要省, 但屋架制作费用相对较高。

你说的话也是可行的。只是你说“按有柱计算, 把力作用到实际模型”, 在这两个计算模型中, 我感觉这两个力是不一样的。

再说, “可怜的”柱子不能按悬臂梁计算。实际上, 在排架方向, 是有侧移受压柱; 在纵向, 是无侧移受压柱。



关于托梁,我觉得按铰接设计更好,这样做虽然会增加托梁(或托架)的截面尺寸,但是受力明确。对于柱间支撑,我在这个温度区段的中间设了一个上下柱柱间支撑,端头开间设了上柱支撑。

吊车梁:抽柱处是在中间柱列,吊车制动结构采用桁架连接到柱两边的吊车梁上翼缘,或者再增设垂直支撑,看情况而定。我试算了一下 24m 吊车梁,2.4m 高,用 11t 钢材,不知是否合理?因为就一跨 24m 吊车梁,所以不想采用吊车桁架。边柱处吊车梁均为 6m,设计成一样的。

屋盖系统:正常排架处,按规范设置支撑。抽柱处:为了满足计算模型的前提条件(屋面为刚性屋面),我想在抽柱处及邻近开间增设上下弦水平支撑(每间均设),以减小屋架传给托架的水平力。

我对抽柱排架进行了试算,柱的计算结果并没有想象中的那么大,也可能是我的计算有误。

请各位指教!

【flyingpig】:小弟刚出道,可能有的地方考虑的不全,我也没有实际手算,只是感觉那样,所以肯定有不对的地方,还望楼主见谅。回去考虑了一下,有几个地方确实不对:

①抽柱处的排架应根据梁与托架的连接方式设一支座,然后求作用力。

②托架与中柱连接的节点确实应该用铰接节点,受力明确。

③如果认为托架的力是由柱之间的抗侧力构件承受的话,那根中柱确实是纵向无侧移构件。

针对楼主的计算与构造布置,提几点疑问:

①既然此处要抽柱,自然会有一些工艺上的要求,那么在此处设柱间支撑就会受到影响。估计只能在上柱设柱间支撑。不知檐高多少,根据楼主在另一个帖子中提到的吊车起吊高度 9m,猜测上柱空间也所剩无几了。

②楼主的吊车梁很大啊,我没有算,也许楼主已经很省了。不过这么高的吊车梁,恐怕得好好考虑一下支座处的节点处理(以防扭了)和平面外的稳定。24m 的计算长度,不知楼主是如何考虑平面外稳定的?与相邻中柱处的支座如何处理,设两个牛腿吗?而且不知这么高的吊车梁与工艺上对此处的净空要求是否相符?

③不知楼主在算那个“可怜”的中柱所在的那一榀排架时,是否考虑了吊车荷载的组合?也许是我多虑了,因为这是两连跨,所以有可能中柱的左牛腿受到 D_{max} ,而右牛腿此时不受力;也有可能左右两牛腿都受 D_{max} 。似乎只有一侧受 D_{max} 时,对中柱更不利。

至于“屋面斜梁的挠度难以达到要求($L/400$)”,我也不知该采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的 $L/180$ 还是应该采用《钢结构设计规范》的 $L/400$ 。不知楼主有没有吊顶之类的,不过看了楼主发的帖子,上有一句话提到还有“横向悬挂吊车 3t”。如果有这句话,按照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》也得是 $L/400$ 。

【晓剑】:回 flyingpig:

对于问题①、②:抽柱是在中间柱列,采用制动桁架把两列吊车梁连接起来,如果需要还可以设置垂直支承,用以保证吊车梁平面外的稳定和水平挠度。

对于问题③:横向的吊车荷载组合考虑了,但是纵向(平面外)没有考虑(由于吊车梁支承点不在横向轴线上,所以每根吊车梁对柱子平面外会产生一个附加弯矩)。



托梁设置与抽柱吊车梁



抽柱吊车梁如何做? (id=11909,2003-07-11)

【rejoice】:4跨,柱距6m,中间抽了较多的柱子,抽柱后柱距为12m。每跨都有20t+10t吊车。请教:

①抽柱处吊车梁肯定比没抽柱开间高,如何做到吊车梁顶在一个平面?若采用变支座截面的吊车梁,挠度该控制到多少?

②抽柱后吊车梁跨中挠度最大处对应一边不抽柱吊车梁的挠度为零,请问此挠度差如何控制?有没有办法减少此吊车两边的挠度差?

【张晋元】:①挠度控制值取决于吊车吨位和工作制级别,轻级工作制及小于50t的中级工作制,挠度的控制值为跨度的 $L/600$;

②挠度差不影响吊车行走即可。

【zjz0726】:①可以做变截面梁,如果设计不能满足要求可以在原柱旁加小柱。但是要注意保证厂房的刚度!要加柱间支撑。

②在规范允许内就行了。

本人曾做过托梁换柱,6m改为18m,而且厂房的屋盖系统不动,相当成功,为甲方节约了400万元人民币,而工厂只停产3天。

【baimu1976】:楼上能否说的具体一点,比如节点、基础怎么处理?

【zjz0726】:节点应该没有问题的,但要注意梁及制动桁架的结合,甚至可以考虑粘钢加固原柱。但牛腿处要注意,必须打磨后灌浆,使之与原柱结合紧密。

至于基础,需要验算。但我个人认为,没必要扩大整个基础,只扩一半就能满足。如果有必要,我则需翻一下原来的施工方案才能向你详述。但我可以告诉你,我们所实施的,难度相当高,风险相当大,技术含量很高,因为整个屋盖系统(24m跨的混凝土屋盖)没有动!

不知这个实例的屋盖系统要不要动,要抽掉几列柱子?

【rejoice】:此工程还在施工图前的准备阶段,我做的吊车梁是变截面的,但挠度控制不下来,STS算只有 $1/620$ (STS将变截面吊车梁视为等截面吊车梁算),若要严格控制挠度就要增加用钢量。本工程抽柱很多,很凌乱。

【wghsts】:多跨厂房抽柱是常有的事,可以采用空间分析方法,在《钢结构设计手册》中可以查到。去年我做的一个多跨厂房,被抽成了36m,原因是火车从那里斜入厂房。

【zqh】:可以做成连续梁,但要控制柱的不均匀沉降。本人曾做过抽三柱24m的吊车梁,效果不错。

【mars】:高的吊车梁支承在牛腿上。在高的吊车梁端部挖掉一块,可以把比较矮的吊车梁支承在高的吊车梁上面。

【木头】:此工程是新建工程吧?如是改建工程没有这么简单啦!是要根据检测报告进行下部工作的。如是新建工程,为什么不将中柱都抽掉,是为了省钱吗?采用中柱12m、边柱6m计算简单,施工又可避免出错,这不是很好吗?

另外,吊车梁只需按规范规定的挠度控制,可不必计算边柱和中柱间的所谓差异变形。需



要仔细计算的是基础的差异沉降。

【大漠人生】:①你所说的抽梁拔柱,目前在老厂房改造中有很广阔的市场,本人曾多次利用此方法对老厂房进行改造,均取得很好的效果;

②要保证轨道在一个面上,你可以查一下资料,看看原来的吊车梁什么材质,验算一下,看在吊车梁截面不变的情况下,提高钢材材质和板厚能否满足要求。

③如果必须加大截面,则可以考虑在对原柱加固时做一个新的牛腿来支承 12m 吊车梁,新牛腿可比原牛腿低一些。



抽柱托梁的做法。(id=33584,2003-07-24)

【waterdrop】:现在做一个工程要求抽柱托梁,但是从来没有做过,不知该怎么办,请各位指教,或发一套图纸看看。

【dapengd】:抽柱加托梁的做法一般是每隔一榀刚架抽掉一根柱,抽柱的刚架在原柱点以托梁作为竖向支承构件,托梁两端铰接在刚架柱的弱轴上。抽柱的那榀刚架断开,与托梁铰接。

平面计算或者空间计算时,将托梁视为铰支座,手算出托梁处的支座反力,然后将其作为集中荷载加到未抽柱的刚架处。

【waterdrop】:dapengd,先谢谢你。我想知道的是下面这个问题:比如我的托梁跨度 15m, 24m 跨的刚架传过来的力一般就 100kN,这时按照强度、挠度算托梁一般 H500×200×8×10 已经足够了。但是,按照《钢结构设计规范》及《钢结构设计与计算》上的说法是要有 1/5~1/10 跨度的梁高,这算是构造要求吗?一定要满足吗?我自己认为没关系,但是不敢确定,不然我看到的那些变截面的托梁不是都不满足了?还有一个问题就是支承托梁的柱子柱脚应该用刚接还是铰接?请各位指教。

【rxliu6969】:一般在进行托梁计算时,托梁上的荷载要增大 2 倍。同时还要满足平面外稳定性要求。

【dapengd】:我验算了你的托梁,H500×200×8×10 的挠度肯定不够,跨中位移 94mm,托梁的挠度要求和主梁是一样的,即 $L/400$ 。

另外,由严正庭编写的《钢结构设计手册》给出了托梁的预估截面腹板高 $h_w = 3W^{0.4}$,按这个来算,你的托梁至少要 600 高。我觉得支承托梁的柱子刚接与否没有关系,主要看你的水平位移是否能够控制。

【waterdrop】:的确是不够的,主要是稳定性不够,原来没有算过。

现在改成托架了,高 2000,上下采用 2L100×10,腹杆用的是 2L70×6,手算能通过了,不过我的荷载只是用了 1.5 倍来算的,不知道够不?

我们院里没有这方面的图纸,我想知道托架和柱子的连接怎么做比较好,谁有详图呀?

还有我的托架是在边上的,是否要考虑抗扭(虽然我用了叠加的连接方式)?不知可否给个方案。

【happysmile】:你可以参见图集《钢托架》(99G513),里面连接节点都有。

【matthew】:要做好托梁(架)的平面外支撑,从方便设计、施工的角度来考虑,托梁与屋面梁(桁架)的连接应想办法做成与柱连接时一样。托梁端部有点扭,连接时要注意。概念设计最重要,考虑周全了,个人认为设计时只要简单手算一下就可以了。



【SUPPERTIMES】:托梁计算时,托梁上的荷载要增大 2 倍,是何依据请明示。

①在建模过程中,将没有抽柱的钢架中柱设为摇摆柱,抽柱的刚架连接在托梁的上部,这样一来使两种刚架的受力情况基本一致(由抽柱处托梁位移引起的内应力除外)。先算未抽柱钢架(其实抽柱的刚架在计算上与其完全一样),把摇摆柱顶反力拿来验算托梁(两端铰接的简支梁),再将托梁的支座反力附加到抽柱两侧的刚架上。

②两种刚架的受力情况基本一致,最大的差别就在于钢梁的挠度了,所以托梁的挠度要尽可能的小(摇摆柱的竖向位移为零),至少不超过 $L/400$ (个人观点)。

③此外还要设好支撑体系,抽柱处的纵向刚架我个人认为,有支撑系统及屋脊压杆的情况下是几何不变体,所以柱底、托梁端是否刚接并不重要,只要满足变形的要求即可。

④延伸出两个问题,请大家讨论一下:

- a. 抽边柱的刚架;
- b. 抽中柱,但每跨有两台吊车的刚架。

【刘邦】:to rxliu6969 :“一般托梁计算时,托梁上的荷载要增大 2 倍。”不知为何要增大,请多多指教!

【zhjun2002】:这样的方案还要考虑托梁支座位移对所支承屋架产生的次应力影响,所以在计算托梁处刚架时,还要对托梁支座处附加一位移,该位移就是托梁跨中的竖向最大挠度。

【沧海】:托梁计算时,荷载为什么按 2 倍计算? 请 rxliu6969 指点指点。

【hangzhouzzg】:我个人比较认同 SUPPERTIMES 的观点! 主要是在设计时考虑受力模型,计算模型应该与使用过程中的受力状态一致。另外考虑概念,满足刚度、稳定性、挠度等设计指标的要求。

边柱托梁的局部稳定也很重要,一般可以通过设置加劲肋来解决。

另外,设计内力增大一倍的说法我个人认为不可取,考虑厂房的安全系数适当的增大内力是可以的,原因如下:

- ①目前我国钢结构厂家有很多单位在使用负公差材料。
- ②厂家的构件制作质量有时并不能满足设计要求。
- ③工程安装过程中安装质量在很多时候需要打折扣。

④钢结构厂房设计的铰接模型在工程实际中不存在。钢结构厂房不是高精度的机械仪器、仪表,施工因素在设计中必须考虑。

【xuhan】:水平力应该怎么考虑? 如果用简化计算后的力作用于托梁,则按双向受弯计算,托梁的应力很大。我刚算了一个小厂房,单跨 15m,柱距 6m,单坡,作用于托梁的竖向力为 34kN,水平力为 28kN,采用 RH500×200×10×16,弱向弯矩引起的应力达 300 多。

【沉稳】:我建议将托梁设在吊车梁标高处,托梁上翼缘与吊车梁上翼缘一致。在托梁上做个柱子,与托梁铰接,与屋面梁刚接。吊车梁与托梁用角钢连成桁架,既能保证吊车梁整体稳定,又能承受屋面传来的水平荷载。这样做还有个好处就是,屋面梁受力比较类似,可以减少构件的种类。

【flywalker】:对于水平力比较大的托梁(如坡度比较大,风荷载比较大),则可以采用空间桁架式托梁,上下弦采用单角钢,用缀板联系,从而提高托梁的水平承载能力。

【towngod】:其实我在计算托梁时一般都把托梁的挠度控制的很严($1/800$ 以上),与



rxliu6969的荷载增大2倍是异曲同工。这样做的目的主要是为了节省用钢量。因为在被抽柱的那一榀刚架中设置的那根摇摆柱的截面不是随便定的,它是要根据托梁刚度,按照刚度相等的原则计算出来的。

在这种情况下如果托梁不够刚,被托的那一榀刚架的挠度和应力是怎么算都不会满足的。所以托梁挠度一定要小,荷载增大2倍挠度控制在 $L/400$ 以内也未尝不可。

门式刚架的托梁。(id=32621,2003-07-11)

【xzwxq】:有一门式刚架 $25\text{m}\times 2$ 跨,榀距 6m ,中柱间距 12m ,檐口高 7m ,中间屋脊高 9.5m ,中柱间设托梁,有几个问题请教。

①没有中柱的刚架梁能否与托梁用隅撑相连,以减小托梁的平面外计算长度,这榀刚架在建模时,中间的支座如何设,刚架平面内的刚度如何确定?

②没有中柱的刚架梁与托梁不设隅撑,可否开长孔将水平力释放,以减小对其他榀刚架的影响?

③设计时刚架是按门刚计算还是按普钢计算?

④这种刚架设计时还有什么要点?欢迎讨论。

【duanzr】:我做过类似的厂房,由于工艺要求,中间抽柱。计算时,托梁按普钢进行计算,与之连接的斜梁作为托梁的平面外支撑。

附托梁详图(见图3-25),仅供参考。

【msf】:看了图3-25很受启发,3-3剖面下面的29应为39。另外,想请教边跨托梁采用如图所示连接,扭转如何考虑?构造上怎么处理?可否托人字形的斜梁?

【duanzr】:如果存在较大扭矩,托梁一般可以采用箱形截面,其支座处应与柱有可靠的抗扭连接,并进行抗扭验算。托梁腹板局部稳定应按无移动荷载梁设计构造,梁的强度及挠度可参照吊车梁进行计算,托梁挠度可取 $L/400$ 。

【fredzhu29】:建议采用桁架式空腹托架,将刚架穿过托架即可,连接简单。

抽柱排架的计算

抽柱吊车荷载如何输入?(id=117050,2005-11-29)

【红顶】:抽柱吊车荷载如何输入?能详细说明一下吗?

另外:关于抽柱托梁的帖子很多,可关于用STS具体建模分析的步骤不是很全。请详细说明一下。

当某榀刚架柱因为建筑净空需要而被抽除时,托梁通常横跨在相邻的两榀刚架柱之间,以支承那榀刚架的斜梁。请问各位,此处托梁、相邻的柱及两端刚架如何设计?有吊车时又如何处理?

【wanyeqing2003】:以往的抽柱排架在计算时,都是按照平面杆系结构进行的。具体方法为:

①对于抽柱的一榀刚架设托梁,计算时用一个两端铰接的柱代替托梁。

②对于没有抽柱的那榀刚架,考虑吊车荷载及风荷载的作用,应该把抽柱部分的刚架展

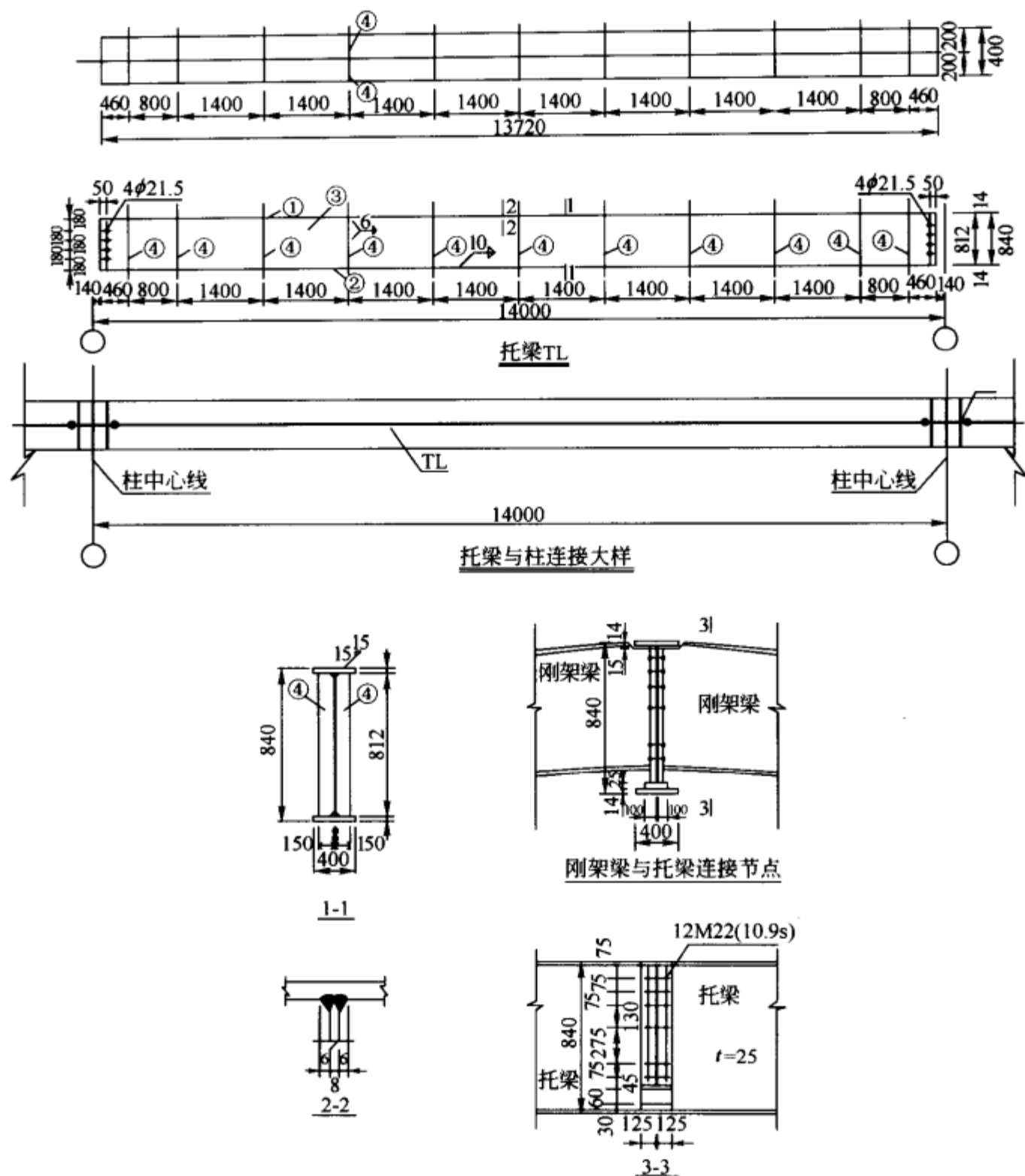


图 3-25

开。这样的处理方法在前面链接的帖子里都有介绍。

我没有用过按空间计算的方法。

【清水】: 请问 wangyeqing2003: “①对于抽柱的一榀刚架设托梁, 计算时用一个两端铰接的柱代替托梁。”

你所说的“计算时用一个两端铰接的柱代替梁”, 是指这一榀刚架还是按门式刚架计算, 而梁的两端仍然是钢柱输入, 只是梁柱的连接方式改用铰接吗?

【wanyeqing2003】: 这里的一榀刚架是按平面单元考虑的。刚架在抽柱位置处设置了托梁。用 STS 的平面计算方法计算刚架单元时无法分析托梁的受力, 托梁在刚架处可视为一个弹性支座。由于 STS 程序里没有这样的支座类型, 计算时多数人把它简化成两端铰接柱单元。

相关的话题有很多, 你可以利用搜索功能查阅。



② 32t 吊车, A6、A7 级工作制, 檐口高 13m 的抽柱结构。(id=77057, 2004-11-23)

【whb】: 32t 吊车, A6、A7 级工作制, 檐口高 13m, 24m×2 跨, 6m 柱距; 部分抽柱, 柱距 18m, 柱用什么形式? 请指教。

【DYGANGJIEGOU】: ①18m 抽柱部分可以做两道托梁, 檩条可以使用普通 C 型钢檩条;

②32t 重级工作制吊车的吊车梁需要设置制动梁(桁架);

③至于抽柱吊车梁如何做, 可参见相关的帖子。

也可以用这样的方案, 即利用吊车梁作为上段柱的弹簧支座。

可以分析得出: ①抽中柱后, 门式刚架的屋面梁内力变化不大, 但边柱的上段内力有增大;

②若抽边柱, 边支座有较大的水平力。相当于半空中的上段柱+托梁承受了较大平面外水平推力和扭矩, 结构受力很不利, 应避免出现。

【wanyeqing2003】: 抽柱排架常用的处理方法是按平面排架展开来计算, 如果结构形式如图 3-26 所示。

则展开的形式如图 3-27 所示。

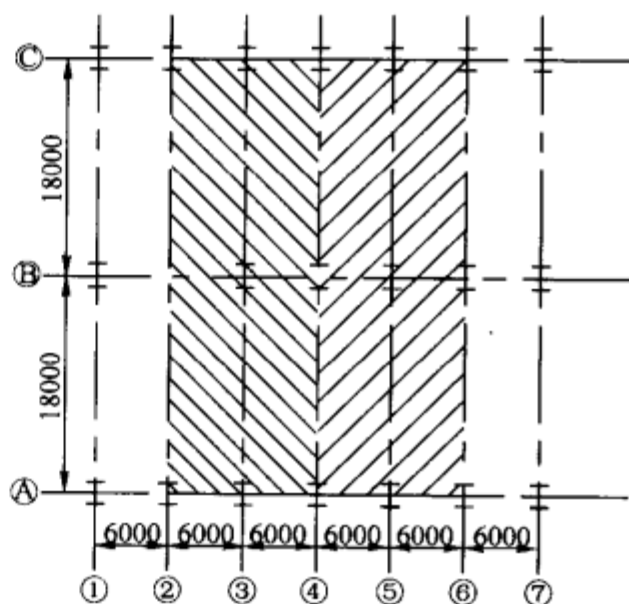


图 3-26 抽柱排架

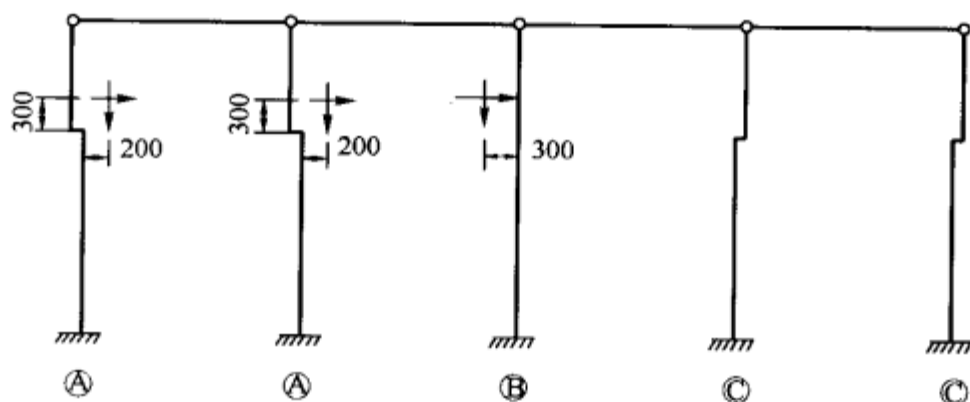


图 3-27 抽柱排架建模

【yingchang】: wanyeqing2003, 图表示的是均匀抽柱的情况, 如果局部仅抽一根中柱那该怎样展开建模计算呢? 吊车荷载应怎样计算? 请赐教!

【wanyeqing2003】: 抽柱问题比较复杂, 前面介绍的方法也是工程中常用的一种简化方法。对于局部抽柱就更复杂了, 我还没有找到更好的解决办法。如果仍按均匀抽柱来简化的话, 我认为是偏于安全的做法。

对于没有吊车的抽柱厂房, 常用设置摇摆柱来代替托梁的方法, 这是一种近似算法。实际上, 摇摆柱的刚度和约束条件与托梁是有差别的。



六、变形缝问题

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	flywalker(袁琪)

基本原则

混凝土柱钢梁厂房伸缩缝的设置依据。(id=4880,2002-01-18)

【sssincrane】: 厂房, 混凝土柱, 钢屋面。根据规范, 好像是应该按混凝土的要求设伸缩缝。个人认为:

- ① 温度伸缩主要影响屋面, 应该和柱子没多大关系。
- ② 围护则根据围护材料确定温度区段长度。
- ③ 若柱子是独基, 是不是可以只考虑按钢屋面设温度区段?

【无需冷藏】: 我认为伸缩缝区段长度的划分与建筑物的刚度及抗裂能力有关。如果按全钢结构取, 纵向变形后柱子可能要裂了。我们以前的做法都是保守的按混凝土结构取。

【wanyeqing2003】: 这样的结构应该按照钢筋混凝土排架结构考虑, 变形缝区段最大长度应为 100m。

伸缩缝的设置。(id=65095,2004-07-20)

【zhuidan】: 最近设计一个工程, 混凝土柱+钢梁, 长 30m+34m+30m, 宽 78m。请教各位, 这种形式的结构, 伸缩缝如何设置, 是不是中间部位要设置双柱?

【雷娟】: 你说的工程, 长、宽都不超过 100m, 不必设伸缩缝! 具体可参考《钢结构设计规范》第 78 页, 里面说的很详细。

【ch3836】: 宜设缝, 在《钢结构设计规范》第 78 页附注里有说明: 当柱为其他材料时应按相应规范设缝。你用的是混凝土柱, 要按《混凝土结构设计规范》的要求设缝!

【华工土木工程】: 柱子为混凝土柱, 不能按《钢结构设计规范》的要求设吧? 超过 60m 不是规定要设置伸缩缝吗?

【feiyang】: 屋面若采用彩钢屋面板, 屋面结构按什么规范设伸缩缝? 伸缩缝处设双混凝土柱, 屋面梁设双梁吗? 有这个必要吗?

【sunny8448】: 我想首先要搞清楚一个概念, 主结构、围护结构, 以及不同建筑材料的伸



缩缝间距不同。对于混凝土柱+钢梁这种结构形式, **ch3836** 讲得对, 由于柱子为混凝土材料, 应查《混凝土结构设计规范》, 可知伸缩缝间距为 100m (排架结构, 钢梁与混凝土柱铰接)。



请教一个有关伸缩缝的问题。 (id=47053, 2004-01-05)

【itramp】: 一厂房跨度 27m×2, 长 110m, 柱采用混凝土柱, 屋面采用轻钢结构。在建筑提供的图纸上设了一道温度缝。本人认为可以不设温度缝, 轻钢结构可以做到 300m 才设温度缝。但我们搞建筑的同志认为采用混凝土柱, 应按照《混凝土结构设计规范》设置温度缝。到底设不设, 请各位赐教。谢谢!

【glengao】: 这个问题可以根据不同材料的结构体系, 选用不同的规范, 不矛盾的。混凝土柱设置温度缝, 对屋面轻钢系统没有什么影响。

【rxliu6969】: 同意二楼的说法, 混凝土结构部分按《混凝土结构设计规范》设计, 要设置温度缝。尤其是钢梁混凝土柱结构, 纵向用混凝土构件连接时更有必要设缝。但屋面轻钢板与混凝土结构相互作用不是很大, 可以不设缝。

【wanyeqing2003】: 这样的结构体系应该按钢筋混凝土排架结构的要求来设置温度缝。尽管屋面体系为轻钢结构, 但柱间支撑和纵向传力结构都需按照钢筋混凝土结构布置, 因此温度对钢筋混凝土柱的作用不会减小, 所以应该按照钢筋混凝土结构考虑温度缝设置。

【hjfirst168】: 毫无疑问应该按钢筋混凝土排架结构的要求来设置温度缝。

①钢筋混凝土排架结构受温度影响而产生的温度应力比钢结构大很多, 钢筋混凝土排架结构对温度应力的消化能力远没有钢结构强。

②《混凝土结构设计规范》和《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》严格程度不一样, 但是按规范一般性原则来说, 还是按规定较严格的规范执行为好。



伸缩缝最大间距两本规范如何取? (id=126853, 2006-03-13)

【lul】: 已知:《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)表 9.1.1 伸缩缝最大间距为 100m;《砌体结构设计规范》(GB 50003—2001)表 6.3.1 伸缩缝最大间距为 60m (无檩体系)。

假如一排架厂房, 无檩体系, 砖墙维护, 纵向长度 80m, 是否可以得出以下结论: 排架柱无需设伸缩缝, 外墙要设伸缩缝?

再问: 外墙伸缩缝位置和缝宽是否由建筑专业定?

【wanyeqing2003】: ①两个规范所针对的对象不同。《混凝土结构设计规范》是针对钢筋混凝土柱而言, 《砌体结构设计规范》则是用于砖砌体承重结构的。所以混凝土柱排架厂房的伸缩缝可以按 100m 考虑。

②对于砌体围护结构应该根据需要设置伸缩缝, 一般可取 30m 左右。伸缩缝做法在建筑标准图中有介绍。

【lul】: 围护结构伸缩缝间距取 30m, 哪本建筑图集可查?

【wanyeqing2003】: 关于围护砌体结构的伸缩缝好像没有具体的规定, 建筑标准图上只有伸缩缝的构造做法。我们这里的有些建筑师喜欢把围护砖墙伸缩缝的间距取为 30~40m。这样的做法应该说是偏于安全的。

建筑标准图《变形缝建筑构造》(一)04CJ01-1,第30页上有这样的说法:“变形缝的位置与宽度在各项工程设计中都是由结构专业设计师确定,……”。标准图上也给出了一些伸缩缝最大间距的数据以供建筑师参考。而这些数据直接引自于《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)表9.1.1和《砌体结构设计规范》(GB 50003—2001)表6.3.1。我觉得这两个规范的规定都是针对承重结构而言的,对围护结构则没有明确的规定。标准图也只是把这些数据作为建筑师一个参考原则来提供的。

【山西洪洞人】:顺便问一个问题:对于轻钢厂房的砌体围护,门的位置能不能作为砌体围护的变形缝?

我认为,在门的位置,砌体是断开的,满足变形缝的功能使用,所以我也曾这样给别人解释过,但是好多人认为我这种说法不可理解。

【wanyeqing2003】:我认为围护砌体结构设缝主要是避免温度应力引起墙体出现裂缝,我也见过一些100m不设缝的厂房围护墙体,仅两边端部的墙体会有一些裂缝,不影响使用。

关于开门是否可以作为设缝的问题,我是这样认为的:如果门是上下开通的,应该是完全可以作为设缝考虑的;要是没有完全开通则值得商榷,不过开门开窗的确是会减小一些温度应力的。即使按后者开门开窗了,还是建议最好不要超过100m。

【山西洪洞人】:补充一句。上帖我没有说清楚,我说的门能作为设缝考虑的情况,是指单层轻钢厂房,它的砖墙只有1.5m左右,也就是说在门的位置肯定是完全断开的。

【flywalker】:那肯定是没有问题了。对于整片砖墙围护的结构,虽然有时我做的也超过100m,但还是建议正常情况下不要超过100m,最好80m以内设缝,不然过长的砖墙或多或少的会产生裂缝,有时候甲方不太好接受。

❷ 混凝土柱钢梁厂房多少米要设伸缩缝? (id=81260,2004-12-30)

【罗建平 penpen】:混凝土柱钢梁厂房96m×40m,工程地点在广东韶关。要不要设伸缩缝?

【DYGANGJIEGOU】:应该参照《砌体结构设计规范》6.3条表6.3.1:“装配式有檩体系钢筋混凝土结构,分屋盖有无保温层或隔热层两种情况,有保温为75m,无保温为60m”具体到我们这里(抗震设防烈度为7度)一般60m设置一道温度缝,缝宽50~80mm。伸缩缝应同防震缝、沉降缝协调布置,并应符合防震缝的要求。具体做法:一般在钢柱完成后做,双混凝土构造柱,伸缩缝由两个构造柱间隔一定距离留出。砖墙不宜嵌入钢柱,砖墙与混凝土构造柱拉接即可。

【zhumeiz2000】:楼上回答的是砌体的缝,那钢结构屋面呢?它的缝是不是一样?

【DYGANGJIEGOU】:回楼上:请看如图3-28所示V760板屋面伸缩缝的节点图。

【zhumeiz2000】:我问的是这种结构钢屋面

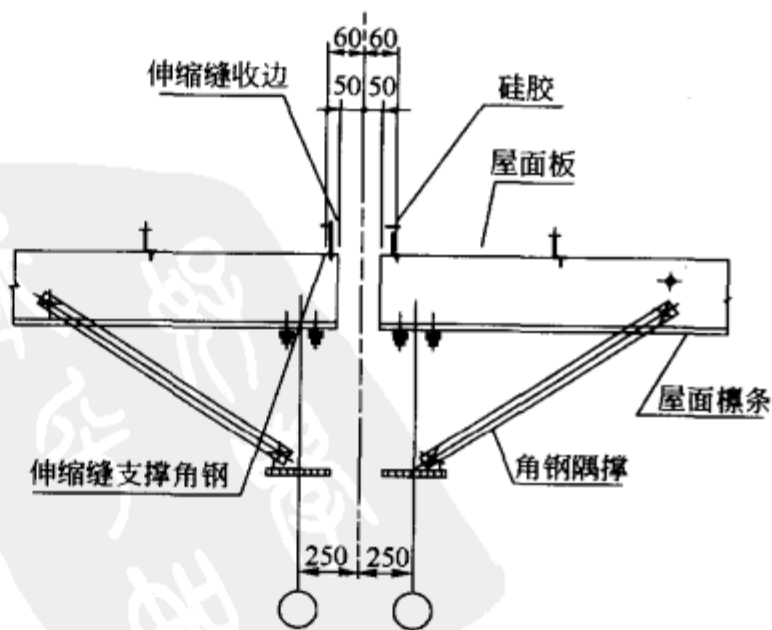


图 3-28 屋面伸缩缝节点详图

的缝应该取多少？实际上，楼上的处理很浪费啊！我们公司一般只对檩条做伸缩缝处理，既经济又方便。

【大水牛】：楼上的提法有些问题，以我个人的看法来讲，这种排架结构应按照《混凝土结构设计规范》来取值，在适当的部位设置（一般不超过75m）双柱，而在屋面上，只要在混凝土双柱处的檩条设置成能够抵抗温度变形的椭圆孔即可，当然厂房总的纵向尺寸不能超过300m的极限值。

【JRPPX】：《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）8.1.5条：“采暖房屋纵向温度区段220m以内可不设缝”。

【syg】：这个问题只要比较一下各种结构形式的规范要求即可：轻钢150m×300m；普钢150m×220m；混凝土排架100m。传统的混凝土排架为混凝土柱+钢屋架或混凝土屋面梁，你的屋面是钢梁，对于排架计算钢梁与钢屋架无差别，而对于外墙只是围护结构，可独立设置伸缩缝，不影响主体结构的方案。所以96m×40m的混凝土排架不需设置伸缩缝。



混凝土结构与钢结构组合时温度缝的设置。（id=7027,2002-03-29）

【lijingas】：跨度方向为130多米，混凝土柱，一层为混凝土结构，二层屋顶为钢屋面，130m对钢结构是不需要设温度缝的，但对于混凝土结构则是需要设置的。

我认为屋面的钢结构是不需要设温度缝的，但我们老总说，既然混凝土结构设了温度缝，那么钢结构如果不跟着设置，混凝土结构的温度缝就没有什么意义了，说的很有道理。请问：多层混凝土结构加钢屋盖，温度缝应该如何设置？如果混凝土已经设置了温度缝，钢屋盖是否也应该相应的设置温度缝呢？

【even】：我觉得应该设缝。通常情况下，采用两种不同材料的结构形式，在应用规范时，都是采用限制较严的那种材料的规范，所以，既然《混凝土结构设计规范》要求设缝，那么钢结构也要在相应的地方设缝。

另外就是钢屋架围护的问题，我个人觉得应该在围护材料上也设缝，但是，这一方面会给施工带来了很多的不方便，另一方面也会使屋面漏水的可能性增加。所以，在变形缝的位置，屋面的收边板需要特殊考虑以满足结构变形的要求，这是我的个人看法，请各位指点。

【峭峭】：我认为屋面必须设伸缩缝：

①下部结构设缝后将引起伸缩缝处柱顶相对变形的增加，会大于屋面檩条连接处的允许变形。还应考虑屋面板的变形。

②有关伸缩缝的做法已有加工此类成型产品的公司。



纵向设缝



混凝土柱钢梁轻屋顶伸缩缝的设置。（id=10602,2002-06-21）

【SPJFLY】：混凝土柱，轻型钢结构屋顶，46m×96m，46m中间有柱，是否需要设置伸缩缝？

【法师】：轻钢屋面的话，不用吧？

【木头】：混凝土排架厂房结构纵向伸缩缝间距就是96m，没有必要设缝，但如果围护墙是砌体结构，围护墙则应该按《砌体结构设计规范》设置伸缩缝。

【cherrypellet】: 门式刚架轻型房屋钢结构的温度区段长度:

纵向温度区段不大于 300m; 横向温度区段不大于 150m。

当需要设置伸缩缝时, 可采用两种做法: 在搭接檩条的螺栓连接处采用长圆孔, 并使该处屋面板在构造上允许胀缩, 或设置双柱。

吊车梁与柱的连接处宜采用长圆孔。

【dj-9】: 混凝土排架结构及砌体结构伸缩缝间距, 规范推荐不大于 100m, 因此可以不设伸缩缝。

详见《砌体结构设计规范》(GB 50003—2001) 表 6.3.1 最后一栏, 以及《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 表 9.1.1 第一栏。

对于设计规范中的这些数字, 我认为都是推荐性的, 而非强制性的, 不能一概而论。我国地域辽阔, 各地气候千差万别, 如果有地方标准的话, 应该按地方标准执行。其实, 当地的设计施工经验是合理选择伸缩缝间距的最好依据。

【wghsts】: 这种厂房, 主结构及屋面不用设缝, 如果是砖围护墙, 则砖墙应设缝, 即所谓的结构连、围护不连。

有关吊车梁温度缝的设置。(id=15033, 2002-09-25)

【etang】: 前些天在图纸中发现: 约 200m 长的吊车梁, 中间没有设置变形缝。屋面、墙面均为彩钢板, 吊车吨位为 50t, 中级。屋面、墙面满足规范要求, 檩条两端铰接。感觉吊车梁过长, 吊车节点为突缘支座, 接头处夹板由高强螺栓串联, 吊车梁通过弹簧板传递水平力至柱牛腿。初步方案如下: 在有柱间支撑处取消吊车梁接缝处 10 厚夹板, 约 50m 取消一块。不知各位以为是否有这个必要, 方案是否可行?

【fall1996】: 设了那么多柱间支撑? 如果柱网不设伸缩缝, 则吊车梁可以不设。下柱支撑一般设在温度区段中间, 而支撑中点距离温度区段端部不大于: 采暖房屋和非采暖地区房屋为 130m, 热车间、采暖地区非采暖房屋为 110m。

280m 钢结构厂房(30t+15t 吊车)是否应设缝?(id=95707, 2005-05-19)

【tjyly】: 钢结构厂房, 两跨(21m+24m), 纵向总长 280m, 每跨两台吊车, 30t 吊车行程 56m, 15t 吊车行程 224m, 两台吊车行程不重叠。15t 吊车部分可按轻型门刚结构设计, 30t 吊车部分应按普通钢结构设计。请教是否应设缝? 门式刚架轻型房屋钢结构与普通钢结构温度区段的限值是不同的(轻型门刚结构 300m, 普通钢结构采暖区非采暖房屋 180m), 我应该按什么规范执行? 另外两本规范的要求为什么不同?

【flywalker】: 应该设缝。这样可以将两部分分别套用不同的规范, 说得过去, 不然同一个结构的不同部分套用不同规范整体上不太协调, 况且建筑物纵向长度已经超出《钢结构设计规范》的设缝要求, 不设缝的话要考虑温度应力, 增加设计难度, 对于这个工程来说没有必要。轻钢结构柔性大, 伸缩余地也大, 对温度变化的适应能力相对强些, 所以规范对温度缝间距的设置要求低。

【lcyky777】: 请教 flywalker, 设缝处因工艺要求, 无法设抗风柱, 怎么办?

【flywalker】: 设缝处为什么要设置抗风柱? 如果是端部不能设抗风柱, 则可以考虑设置抗风桁架。这需要根据工艺要求、结构情况进行处理。

【haha】:根据规范关于柱间支撑布置的要求,应该设缝,分区布置。

【hjfirst168】:该工程明显是轻钢与普钢的混合结构体系,可以设也可以不设,但是设缝更好(虽然不设缝也不违反两种规范)。有以下建议:

①可以在两种吨位吊车运行分界处设缝,分别套用两规范,支撑系统分别设置,这样会使工程结构更加有条理,规范使用更明确,结构受力更合理,审图也容易通过。

②可以不设伸缩缝,在两种吨位吊车分界处的屋面檩条连接孔使用长圆孔,见《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》,支撑系统设置同①;

③因为工程的总长不超过 300m,可以参照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》不做处理。

横向设缝

厂房横向 120m,该不该设伸缩缝? (id=26263,2003-04-18)

【amami】:厂房横向 120m,该不该设伸缩缝? 规范规定横向温度区 150m,纵向 300m。

【h0j0w】:我认为没有必要。

【sdwpj】:见《钢结构设计规范》中的规定,如表 3-3 所示。

表 3-3

温度区段长度值			
结构情况	温度区段长度(m)		
	纵向温度区段 (垂直屋架或构架跨度方向)	横向温度区段 (沿屋架或构架跨度方向)	
		柱顶刚接	柱顶铰接
采暖房屋和非采暖地区房屋	220	120	150
热车间和采暖地区的非采暖房屋	180	100	125
露天结构	120	—	—

【zzyyjp】:我想应该根据建筑的性质,按不同的结构条件套用不同的规范才合适。只有符合轻钢厂房的条件才好套用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中的规定。

【wloooo】:根据规范要求我认为可以不设温度缝,但在温差比较大的地区,可以计算一下温度应力的影响,看是否有必要设缝或是修改截面特性(面积、材质等)来抵抗温度应力的影响。

【yh】:伸缩缝处插入距设多少合适? 500~1000mm?

【mxy0737】:钢结构 150mm 就可以了。

【lugubrio】:补充一下《钢结构设计规范》中的注 1:“厂房柱为其他材料时,应按相应规范的规定设置伸缩缝。围护结构可根据具体情况参照有关规范单独设置伸缩缝。”因此,若为混凝土柱,则应符合《混凝土结构设计规范》的规定(其中的排架结构);若为砖围护,围护应符合《砌体结构设计规范》的规定。

【rybin0691】:钢结构部分没有必要设伸缩缝,但如果下面有墙体的话,墙体应该设伸缩缝;楼板面积或长度也应按规范设伸缩缝。我们曾经做的中国重汽的厂房,单体 50000m²,横

向 150m,纵向 300 多米,按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》规定设置伸缩缝,伸缩缝处采用双柱,双柱之间空隙 50mm。

再次请教横向伸缩缝的问题。(id=64220,2004-07-10)

【晓剑】:石油机械厂,跨度:30m×4+36m=156m。

开间:80m×6=480m,其中有多处抽柱,12m、18m、24m 都有。

厂房高度:起吊高度 9m、10m。

吊车:10t、15t、20t、32t 重级工作制;还有横向悬挂吊车 3t。

请问各位:这个厂房采用什么结构形式好?

业主希望采用门架形式,施工快。如果用门架形式,横向伸缩缝怎样设?用双柱吗?我觉得用双柱太浪费了。

【lijingas】:150m 横向,可以有以下两种设计方法:

①考虑温度应力(规范规定横向刚接小于 120m 可不考虑温度应力)。上次我做过一个 150m 的框架,由于建筑造型限制无法设置伸缩缝,只好在设计中考虑温度应力的影响,根据计算结果,该二层框架,最大温度应力在边柱下段。因此在设计中,你可提高边柱的强度储备,这是最简单的办法。

②设置滚动支座。这个我没有具体做过,但理论和实际都没有问题,不过节点处理比较麻烦。

因此我建议最好采用第一种方法,毕竟横向 150m 温度应力并不大;如果用滚动支座,则影响整体刚度。你这是重级工作制吊车,刚度还是大一点为好,这样侧移容易控制,综合效益要好。

【晓剑】:谢谢 lijingas! 温度应力可以算出来,我还有一个担心:横向伸缩缝太长,那么温度变形就很大(我初步算了一下,冬夏最大温差为 50°,温度变形大约为 95mm),会不会影响吊车的运行?

lijingas:对于冬夏最大温差为 50°的情形,考虑到安装施工阶段不可能在极端温度下完成,可以将温差作减半处理。再者,最大柱距为 24m,每跨柱间的相对温度变形不会太大,大约在 10mm 以内。这与一般的厂房差不多,可以不考虑温度变形对吊车运行的影响。但是,对于横向尺寸较大的厂房,应该考虑温度应力对柱子和相关节点的影响。

多连跨(总宽 210m)的温度应力问题。(id=113793,2005-10-31)

【涵涵】:现在设计一工业厂房,为 30m 七连跨,每跨设 5t 吊车,柱脚刚接,梁连续,不设缝。温度应力手算配合软件计算,边柱应力增加 30%,不知对否?

【hjfirst168】:此问题规范已经规定的很明确。不论是采用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》还是《钢结构设计规范》,横向总宽 210m 均已超过规范要求。

①《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS 102:2002)第 16 页 4.3.1 条规定:“门式刚架轻型房屋钢结构的温度区段长度(伸缩缝间距),应符合下列规定:纵向温度区段不大于 300m;横向温度区段不大于 150m。”

②《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)第 78 页 8.1.5 条规定(非露天结构):

- a. 柱顶刚接:横向温度区段不大于 120m;
- b. 柱顶铰接:横向温度区段不大于 150m。

搞结构设计最好是严格按规范执行。

【涵涵】:我是问:不设伸缩缝而是计算温度应力,若算出来的边柱应力增加 30%,对不对?

【ermu105】:这个东西我尝试过。 $+20^{\circ}$, -20° , 伸长量(缩短量)为 26mm(手算结果与 3D3S 相同)。如果全部刚接,用 3D3S 计算温度应力边柱在 28%左右。假如将两边柱子按铰接设计的话(边柱可以不考虑),只考虑第二根柱,大概在 17%左右,可以大大降低温度应力的影响。另外不能忽略温度应力对梁的影响(约 10%左右),以及对柱顶侧移的影响。

个人意见,当不能设温度缝时,只需计算温度应力,同样是满足规范的。请注意对规范的理解,不要停留于书面。

第四部分

构件设计

- 关于柱构件
- 关于屋面钢结构
- 关于与基础的连接



一、柱 构 件

整 理	xwl(徐文雷)
审 核	steely(宋雪峰)

柱截面估计

钢结构的简单设计步骤和设计思路。(id=519,2002-06-15)

【okok】: 构件设计首先是材料的选择,比较常用的是 Q235 钢和 Q345 钢。当强度起控制作用时,可选择 Q345 钢;当稳定控制时,宜使用 Q235 钢。通常主结构使用单一钢种,以便于工程管理。从经济性上考虑,也可以选择不同强度钢材的焊接组合截面(翼缘 Q345 钢,腹板 Q235 钢)。另外,焊接结构宜选择 Q235B 钢或 Q345B 钢。

柱截面按长细比预估,通常 $50 < \lambda < 150$, 简单选择值在 80 附近。根据轴心受压、双向受弯或单向受弯的不同,可选择钢管或 H 型钢截面等。

对应不同的结构,规范对截面的构造要求有很大的不同,如钢结构所特有的组成构件的板件的局部稳定问题,在《钢结构设计规范》和轻钢规范中的限值有很大的区别。

软件在进行构件(主要是柱)的截面验算时,计算长度系数的取值有时会不符合规范的规定。目前所有的程序都不能完全解决这个问题。所以,尤其对于节点连接情况复杂或变截面的构件,我们应该逐个检查。

当预估的截面不满足时,加大截面应该分两种情况区别对待。

①强度不满足,通常加大组成截面的板件厚度。其中,抗弯不满足加大翼缘厚度,抗剪不满足加大腹板厚度。

②变形超限,通常不应加大板件厚度而应考虑加大截面的高度,否则会很不经济。

除此之外,构件截面形式的选择没有固定的要求,结构工程师应该根据构件的受力情况,合理的选择安全经济美观的截面。

如何估计钢梁、钢柱截面尺寸?(id=90976,2005-04-12)

【yzf1111】: ①混凝土结构构件的截面可以按梁跨度、柱承载能力估计。请问钢结构梁、柱如何估计截面尺寸?

②一般柱脚要设置一些小的加劲板,一些节点上也要设置一些加劲板。这些加劲板的尺



寸是如何计算的？若不计算，按什么要求选取呢？

【liukaicai】：①钢结构分门式刚架、多层框架等结构；材料有 H 型钢、方管、圆管等按具体情况选材。就门式刚架来说，没有吊车梁，小跨度一般多采用 H 型钢，梁柱断面高取跨度的 $1/30 \sim 1/60$ 。大跨度的多采用变截面 H 型钢，梁柱节点和屋脊节点处断面高取跨度的 $1/30 \sim 1/40$ ；跨中梁高取跨度的 $1/50 \sim 1/60$ 。钢框架梁高一般取跨度的 $1/15 \sim 1/25$ 。

②至于如何设置加劲肋，《钢结构设计手册》节点计算章节有详细解说。

【jbr1314】：①实腹柱设计，截面选择的步骤如下：

a. 假定柱的长细比，一般在 $50 \sim 90$ 之间，轴力大而长度小时，长细比取小值，反之取大值。

b. 根据假定长细比，查得轴心受压稳定系数；再根据已知轴力和钢材抗压强度设计值求所需截面面积。

c. 根据已知两个方向的计算长度和长细比，求出截面两个主轴方向所需的回转半径。

d. 由此计算出截面轮廓尺寸的高和宽。

e. 依求得的截面面积和截面宽高，结合构造要求、钢材规格等条件，确定柱的截面形式和实际尺寸。

f. 验算实腹柱的截面强度、刚度，整稳和局稳。

②格构柱设计，截面选择的步骤如下：

a. 假定长细比，一般在 $50 \sim 90$ 之间。

b. 计算柱绕实轴的整体稳定性，用与实腹柱相同的方法和步骤选出肢件的截面规格。根据假定的长细比，查稳定系数，最后确定所需的截面面积。

c. 计算所需回转半径。

d. 算出截面轮廓尺寸。

e. 计算虚轴长细比；依求得的面积、高度和宽度，结合钢材规格及构造要求，确定柱的截面形式和实际尺寸。

f. 进行强度、刚度和整体稳定性验算。

g. 进行缀条设计和缀板设计。

【steely】：我总结了一下轴心受压格构柱的设计步骤：

①初选肢件截面，并验算柱绕实轴的刚度和整体稳定性。

a. 假定绕实轴的长细比 λ_y ，一般在 $50 \sim 90$ 之间。

b. 求 A' 、 i'_y （按整个柱截面绕实轴的整体稳定求 A' ）。

c. 查选分肢截面。

d. 验算绕实轴的刚度和整体稳定性。

②确定分肢间距 a ，并验算柱绕虚轴的刚度和整体稳定性。

a. 假定绕虚轴的换算长细比为 λ_{0x} 。

根据等稳定原则，一般假定 $\lambda_{0x} = \lambda_y$ 。

b. 求 λ'_x 、 i'_x 。

对缀条柱，先假定缀条角钢型号，查面积 A_L ，进而求 A_{1x} 。

对缀板柱，先假定缀条分肢的长细比 λ_1 。再根据换算长细比公式求 λ'_x 。



c. 求 a^r , 并确定 b 、 a (b 为柱截面总宽)。

$$a^r = 2 \cdot (i_x^2 - i_1^2)^{1/2}; b^r = a^r + 2 \cdot Z_0$$

对 b^r 取整得 b , 进而得到 a 。

d. 验算柱绕虚轴的刚度和整体稳定性。

按 $I_x \rightarrow i_x \rightarrow \lambda_x \rightarrow \lambda_{0x}$ 的次序求出几何特性, 再验算。

③分肢的稳定验算。

先算出分肢的计算长度 l_{01} , 进而得到 λ_1 。

验算公式为: 缀条柱, $\lambda_1 \leq 0.7\lambda_{\max}$; 缀板柱, $\lambda_1 \leq 0.7\lambda_{\max}$ 且 $\lambda_1 \leq 40$ 。

④a. 缀条设计(仅针对缀条格构柱):

(a) 求一根缀条受到的轴力 N_1 。

(b) 求缀条的计算长度。

(c) 求缀条的长细比 λ 。

(d) 进行缀条的刚度稳定性验算, 单连单角钢注意 f 乘以折减系数 η 。

b. 缀板设计(仅针对缀板格构柱):

(a) 求每个缀板受到的剪力 V_1 。

(b) 初选缀板尺寸。

(c) 求相邻缀板的中心距。

(d) 验算缀板的线刚度之和与分肢线刚度的比值。

(e) 验算缀板的抗弯强度和抗剪强度。

⑤横隔布置。



H 型钢柱



工字钢与 H 型钢的区别? (id=5593, 2002-02-19)

【Russell】: 工字钢与 H 型钢形状上相近, 在实际工程中选择使用的标准是什么?

【3d】: ①工字钢不论是普通型的还是轻型的, 由于截面尺寸均相对较高、较窄, 故绕截面两个主轴的惯性矩相差较大。因此, 一般仅能直接用于在其腹板平面内受弯的构件或将其组成格构式受力构件。对轴心受压构件或在垂直于腹板平面还有弯曲的构件均不宜采用, 这就使其在应用范围上有着很大的局限。

②H 型钢属于高效经济截面型材(其他还有冷弯薄壁型钢、压型钢板等), 由于截面形状合理, 它们能使钢材更好地发挥效能, 提高承载能力。不同于普通工字钢的是 H 型钢的翼缘进行了加宽, 且翼板内、外表面通常是平行的, 这样可便于用高强螺栓和其他构件连接。除此之外, 还有其尺寸构成合理系列, 型号齐全, 便于设计选用。H 型钢的轧制不同于普通工字钢仅用一套水平轧辊, 由于其翼缘较宽且无斜度(或斜度很小), 故须增设一组立式轧辊同时进行轧制。因此, 其轧制工艺和设备都比普通轧机复杂。

国标《热轧 H 型钢尺寸、外形、重量及允许偏差》(GB 11263—89) 将 H 型钢分为窄翼缘、宽翼缘和钢桩三类, 其代号分别为 HZ、HK 和 HU。窄翼缘 H 型钢适用于梁或压弯构件, 而宽翼缘 H 型钢和 H 型钢桩则适用于轴心受压构件或压弯构件。



【w_shiqi】:我再补充一下 H 型钢产品标准和系列:

我国规范 GB/T 11263—98 将 H 型钢分为四种:① HW(宽翼缘,截面高度 100~400mm);② HM(中宽翼缘,高 150~450mm);③ HN(窄翼缘,高 100~700mm);④ HP(桩型,高 200~400mm)。

国外的 H 型钢大致分为四个体系,即欧洲、英美、日本和原苏联。

①欧洲规范:Euronorm 19 和 Euronorm 53 标准,分为 IPB、IPBL、IPBV 和 IPE 四个系列。

②美国规范:ASTM A6/A6M 标准,分为 W、M 和 HP 三个系列。

③英国规范:BS 4 标准。分为 UC、UB 和 UP 三个系列。

④日本规范:JISG 3192 标准规定的是梁柱型 H 型钢,JISA 5526—88 标准规定的是桩型 H 型钢。

⑤原苏联规范:26030—83 国家标准。分为普通 H 型钢、宽翼缘 H 型钢、桩型 H 型钢和补充的 H 型钢四个系列。



钢柱下可以做混凝土杯口基础吗? (id=97515,2005-06-02)

【niu7777-2005】:如题。

【暴风】:完全可以,按照插入式基础考虑。

【钢柱子】:钢柱设计为插入式的做法有具体规定,可以参考“多高层的柱脚做法”。

【lf136】:①钢结构的柱脚从构造上讲分三种:整体式、分离式、埋入式。可参考一般钢结构手册,基本都有。埋入式柱脚和混凝土结构的预制柱杯口基础相似。

②埋入式柱脚应按刚接节点考虑。

【lpg200044】:对于钢柱的插入深度,各个规范讲的不是很统一,《建筑抗震设计规范》里是不得小于 2 倍柱高,并要满足公式(9.2.13)的要求。



有关 GB 50017—2003 规范中的几个疑问。 (id=55918,2004-04-23)

【captain_sjz】:①对于轴心受力构件,热轧型钢是不是仍然不必验算局部稳定?我记得 88 规范是不需要的。如果仍不必验算局部稳定,那么《钢结构设计规范》5.4.1 条给出翼缘板自由宽度 b 的取值:“对轧制构件,取内圆弧起点至翼缘板(肢)边缘的距离”是什么意思?另外,内圆弧起点指的是哪一个点?是指与腹板相切的点,还是指与翼缘相切的点?

②腹板的高度 h_w 和计算高度 h_0 有何区别?对于组合截面二者相等,对于热轧工字型截面呢?

③热轧工字型截面梁的腹板会不会出现局部失稳?也就是说,需要验算局部失稳吗?

【concreat】:问题很好,规范在此方面确有漏洞和疑问。

①我一直都将内圆弧起点视为内圆弧与腹板的切点来处理,不知是否正确?

②疑问同楼上。

③我在用 MTSTEEL 计算时,软件都没有进行局稳验算,它的提示是这样的:“构件截面为型钢,不必验算局稳。”对此还存在疑问,望高手指点!

【YAJP】:①翼缘板自由宽度的内圆弧起点是指与翼缘相切的点,对于轧制 H 型钢,当采

用高强度钢时,有一些型号的翼缘板宽厚比不满足要求;

②热轧工字型截面的计算高度 h_0 是内圆弧起点间的距离;

③窄翼缘 H 型钢轴心受压(主要用于双肢柱),有很多腹板宽厚比不满足要求。

【02386661】:我认为型钢是不用验算局部稳定的,如果出厂就不满足局部稳定的话还能成批量生产吗?

【YAJP】:热轧 H 型钢 GB/T 11263—98 中不满足局部稳定要求的截面规格实例:

①H388×402×15×15($r=24$),采用 Q345 钢时, $b/t=11.3>13\sqrt{235/f_y}=10.7$;

②H446×199×8×12、H450×200×9×14、H496×199×9×14,采用 Q235 钢并且长细比较小时不满足轴心受压腹板宽厚比要求;

③采用更高强度钢时,不满足宽厚比要求的更多。

设计规范没有错误,用热轧 H 型钢应考虑局部稳定问题。

格构柱

钢结构的缀条、缀板的区别? (id=132270,2006-04-26)

【zidian】:①钢结构的缀条、缀板有何区别?

②《钢结构设计手册》第 37 页对缀板的构造要求: $h>2a/3$,试问如果格构柱高 900mm 的话,缀板要用宽 600mm 的,行吗?

【hai】:①缀条是轴心受力构件,缀板是受弯构件,和混凝土结构中的连梁相近;

②应该满足该条要求,当两肢间的距离大时就应该用缀条格构柱了。

【zidian】:还有一事不明。如君所言,如两肢距离为 300mm 不算大吧?可按 2/3 取缀板高为 200mm,这好像不太合适。

【hai】:有些要求不是凭空想象出来的,而都是通过实践和计算得到的,你可以看一下由包头钢铁设计研究总院编写的《钢结构设计与计算》第 269 页也是这样要求的,因为缀板不仅要满足自身的强度要求,还要满足分肢的稳定和整体柱刚度要求。

设计格构式柱的问题。(id=57453,2004-05-10)

【ta119】:我在设计一个肢件为钢圆管的格构式立柱时,看到书上写的在 y 轴和 x 轴向上的设计长度 L_{0y} 和 L_{0x} 是怎么回事?

例题一:设计一缀条柱,柱高 6m,……。在求解时写有:柱的计算长度为 $L_{0x}=L_{0y}=6m$,这是如何确定的?

例题二:设计一两端铰接的轴心受压格构柱,轴心压力 $N=1000kN$,在 x 轴方向上的计算长度 $L_{0x}=6m$,在 y 轴方向上的计算长度 $L_{0y}=3m$,钢材为 Q345,试设计。

请问那个“在 x, y 轴方向上的计算长度”是如何确定的?

【brd0068】: L_{0x} 为平面内计算长度; L_{0y} 为平面外计算长度。

你的例题一,平面内、外长度相同,说明柱子平面外无侧向支撑。

你的例题二,平面内、外长度不相同,说明柱子平面外有侧向支撑,则平面外计算长度为侧向支点间的距离。

关于不同结构形式的构件,其平面内、外长度在规范、规程和一些钢结构设计书中都有阐述。

【ta119】:请问 L_{0x} 、 L_{0y} 的值该如何确定?我还是不明白。如例子中的 L_{0x} 和 L_{0y} 值是在题目中直接给出的,我就搞不懂是怎么确定的,能详细解释一下吗?

【brd0068】:平面内计算长度 L_{0x} ,是其实际长度乘以长度计算系数,这个系数对不同结构、不同受力的构件有不同的取值,可查找相关规定、规范。在 PKPM 中如果你选择了以之为准的规范,则平面内长度计算系数程序有默认值。

平面外计算长度 L_{0y} ,柱子平面外有侧向支撑,则平面外计算长度为侧向支点间的距离。取这个长度来计算柱子平面外是否稳定。这个平面外长度在程序中可以修改数值,根据设计实际情况而定。

平面外计算长度,PKPM 开始都是默认构件的实际长度,要根据情况做相应改变。

【ta119】:我还想问:格构柱的几条单肢是由很多缀条连接起来的,那柱子的横缀条算不算一个外侧向支撑?例如舞台灯光结构架的格构柱,是由四根钢管作单肢,再加钢管作缀条组成的,假设柱子高 8m,每一条缀条(横缀条)的间隔距离是 0.5m,那么是否就是 $L_{0x}=8m$, $L_{0y}=0.5m$ 呢?还是 $L_{0x}=L_{0y}=8m$?

另外,设计实腹式柱时,在两柱间设置加强劲,那么加强劲算不算侧向支撑?

【w_shiqi】:横缀条是格构柱的一部分,不算平面外侧向支撑。

【brd0068】:楼上兄,不知你手里有无《轻型钢结构设计手册》这本书,我这里有的。看里面的三角形屋架设计实例,屋架的上弦杆平面内计算长度是节点间距,平面外计算长度是檩条斜距(一般都是上弦杆在节间的距离,可以说檩条充当了上弦杆的平面外支撑)。节点间的距离是由腹杆的安装位置决定的。再看下弦杆,平面内计算长度是节点间距,平面外计算长度则是下弦杆平面外支撑(系杆)间的距离。

由此,对你的例子我的理解是:格构柱,缀条不算平面外侧向支撑,如果没有柱间支撑等可以有效阻止柱子平面外失稳的构件,那么平面内计算长度 $L_{0x}=0.5m$ (柱子上节点间距,整个柱子按照节点间距为单独构件计算),平面外计算长度 $L_{0y}=8m$ 。《钢结构设计与计算》中有更详细的阐述,书中也有例题,一些疑问可迎刃而解。

【ta119】:我算了一下,如果按照 $L_{0y}=8m$ 来计算的话,在计算格构柱的单肢件时,先假设长细比 $\lambda=80$,那么惯性半径 $i=L_{0y}/80=800/80=10cm$ 了,按照这个 i 值来选取钢管(热轧无缝)的型号,就选到直径 20cm 的尺寸了,这样好像不太合适吧?(按一般舞台灯光结构柱来比较)所以,我现在还是对这个问题比较迷惑。

【george】:在计算分肢的稳定性时,缀条的确是一种支撑。这种支撑使得分肢的计算长度缩小。

混凝土柱设计

PK 建模中的节点铰与梁铰、柱铰有什么不同? (id=114649,2005-11-07)

【blaster】:计算混凝土柱钢梁的单层排架厂房时,在 STS 三维建模后,抽取一榀框架到 PK 中去计算,想要把梁柱节点改为铰接。上面有设置节点铰、设置梁铰、设置柱铰,应该选择哪个?分别有什么不同?



【wanyeqing2003】:关于铰接节点的设置问题,STS说明书里没有给出具体解释。下面用一个计算实例来探讨一下这个问题。

建立一个单跨,柱脚刚接的刚架。节点按四种形式:刚接、梁铰、柱铰和节点铰来比较。结果表明:铰接节点设置对于内力分布和梁的稳定性没有什么影响,而对柱子的计算长度影响较大,柱子的计算长度系数分别为:①刚接节点, $\mu_x = 1.27$;②梁铰节点, $\mu_x = 2.03$;③柱铰节点, $\mu_x = 1.70$;④节点铰接, $\mu_x = 1.70$ 。

其中按梁铰节点设置,柱计算长度是按《钢结构设计规范》中有侧移框架计算的,柱铰和节点铰的计算长度系数与之相同,但柱计算长度系数有所折减,折减系数约为 0.85。

我认为,按梁铰设置符合《钢结构设计规范》要求,而且偏于安全;而按柱铰或节点铰设置,较符合实际,但没有依据可循。建议还是采用梁铰为宜。

建模情况如图 4-1 所示,对节点 1 设置不同的铰接节点。

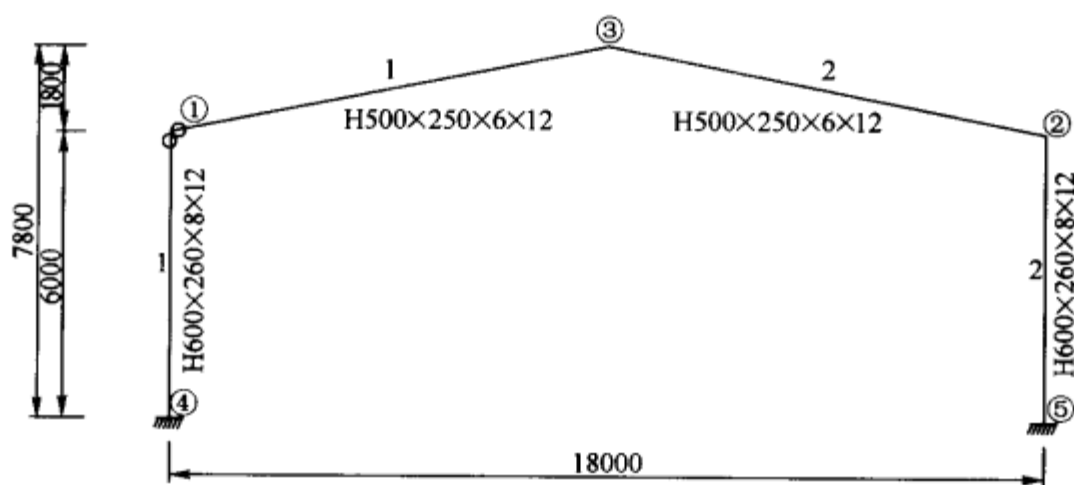


图 4-1 框架立面图(KLM, T)

二、屋面钢结构

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	steely(宋雪峰)

1 钢屋架

① 这种形式的钢屋架如何设计? (id=23149,2003-03-02)

【zjh】:结构的立面形式见图 4-2。柱是 H 型钢,屋架是角钢组合式。一般我做角钢组合式屋架都是套用标准图集,但现在这种形式的屋架找不到图集。问题是:

- ①这种屋架叫什么名称? 是托架吗?
- ②STS 可以计算吗?
- ③所有节点是否都是铰接? 如果把腹杆两端看成铰接,上下弦杆认为连续的话,我试过,不行。
- ④现在有这种屋架的标准图集吗?

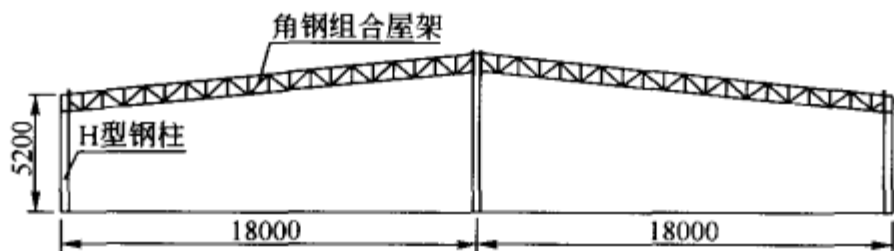


图 4-2 屋架简图

【li_qing13】:①这种梁究竟叫什么并不重要,但不是托梁,暂且叫它桁架式梁吧。

②STS 可以计算。最新版本的 STS 界面把各种结构形式的钢结构类型分得很清。如本例中的桁架式梁可按里面的桁架来算。如果你的 STS 软件不是最新版本的,也没关系,可以在 STS-2 里面输入,然后计算,结果应该也不会错,因为 STS 内部的核心程序是一样的。

③所有节点均应按铰接输入。

④市面上有没有这种图集就别管了,安装最新版本的 STS,是能把图画出来的。

【zjh】:但不知道是不是 STS 软件的问题,当进行到 STS-2 第二步 PK 结构计算时,总会出现“非法操作”对话框,是我的操作有误吗?

【flywalker】:用 STS 计算桁架时,所有构件按柱输入,构件两端按铰接计算,因为桁架中的构件是轴心受力构件。



② 屋架下弦平面外计算长度的确定。(id=28174,2003-05-16)

【晓萍】:屋架下弦在平面外的计算长度如何确定?实际工程中有许多在下弦不设纵向水平杆,理论计算不够,但实际却没有问题,如何解释?

【花心 LMO】:屋架下弦在平面外的计算长度取下弦侧向支承点间的距离,该距离应由下弦的支撑体系或系杆的设置确定。

【沪京】:其实下弦一般受拉,所以无论平面外计算长度取多少,理论上计算都是够的,这也就是首帖所说的不设纵向水平杆实际却无问题的原因。但下弦尽管受拉,仍需满足构造要求,如最大长细比,这就往往需要设置下弦系杆和支撑了。

结构不满足构造要求,并不一定会倒,但是属于不合格设计。不满足构造要求,往往在某些意外情况下(指与理想设计的情况不同),其抵抗能力会大大降低。

【晓萍】:可是国外许多事例都是不设下弦支撑的,为什么?

【沪京】:对于轻型桁架可以用隅撑撑住下翼缘,和门刚的横梁一样。

【dyd771】:不设水平系杆的下弦屋架应满足安装下弦时水平绷紧,同时在风吸力作用下下弦受拉而不受压,或者受压不致于破坏,就像柔性支撑一样,同时上弦及腹杆不被破坏,铰拱拉索桁架就是这样。



屋架自重荷载的简化问题。(id=100844,2005-06-29)

【steelerlee】:手算一榀屋架,有的书上将屋架的自重荷载简化作用于上弦节点上,而也有将其分摊到上、下弦节点各占一半。哪个正确?

【master23212】:手算进行简化时就是将檩条传来的集中力作用到上弦节点上,各个杆件均为二力杆,这是最简化的方法。还有是根据檩条布置情况,哪里支撑檩条哪里就有集中力,这样就考虑了上弦杆所受檩条集中力而产生的弯矩,按压弯构件计算。没有碰到将其作用在下弦节点上的例题,但如果考虑吊顶荷载的话是不是可以作用在下弦?

【wanyeqing2003】:作用在上弦的荷载应该简化到上弦节点上,而对于作用在屋架下弦的荷载应该折算到下弦节点上。根据屋面条件屋架可分为以下4种情况:

①轻型屋面:根据屋面檩条布置,实际荷载可以布置在节间,但计算时可以将其简化成上弦节点荷载。不过杆件选取时应适当放大,要考虑节间荷载产生弯矩的不利影响。

②大型屋面板屋面:荷载必须布置在上弦节点上。屋面荷载较大,屋架的节点应根据屋面板的模数布置。

③小型砖瓦屋面:这类屋面荷载较大,且荷载作用点的间距较小,屋架的上弦节点不可能布置得那么密。所以,此时要考虑屋架承受较大的节间荷载,亦即上弦杆要按压弯构件来考虑。关于这样的屋架帖子可以在论坛上找到。

④对于悬挂屋架下弦的荷载应该尽量布置在下弦的节点位置上。

【山崽】:屋面檩条布置时,有的工程是檩条腹板垂直于地面,有的是垂直于屋面斜梁,为什么?是否与屋面荷载和檩条跨度有关?

【wanyeqing2003】:檩条的布置应该是檩条腹板垂直于屋面斜梁,这样便于屋面板的铺设。请看《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》图 6.3.7 檩条的主轴。

H 型钢杆件制作 T 形屋架。 (id=125746,2006-03-03)

【verishi】:跨度为 33m,柱距为 9m 的 T 形屋架,上弦、下弦、腹杆一般都是采用角钢,这种做法已经很成熟了,但甲方却要求将杆件做成 H 型钢,请问 H 型钢是否要做成宽翼缘截面?

【wanyeqing2003】:我做过 H 型钢截面的屋架,上弦杆可以承受一定的弯矩,节点间距可以加大。这样的屋架比较简洁美观,有些业主喜欢。

【verishi】:能否介绍一下截面尺寸供参考? 我的工程地点在上海,屋面采用夹心钢板,上弦作成 HW 系列,腹杆做成 HN 系列,檩条采用 H 型钢,檩条充当上弦支撑行吗?

【wanyeqing2003】:①截面的高度与节点间距、荷载大小及屋架的矢高等有关。若是轻型屋面、节点间距不大的话,上弦杆的截面高度可以控制在 200~300mm。

②檩条可以代替系杆,不过要满足系杆的构造要求,但不能代替交叉支撑。这样的屋架除了要设置上弦支撑,还要根据具体情况设置垂直支撑和下弦支撑。

轻钢屋架屋面上加一局部突出小空间。 (id=126305,2006-03-08)

【balbelite】:一个车间的改造工程,将 20 世纪 60 年代车间的木屋架换成轻钢屋架。同时车间内部新加一台设备,15m 高。而屋架高度只有 10m,所以决定将其放置在两榀屋架之间,榀间距 4m,高出屋面的部分开一洞口,让设备伸出屋面,周围用彩钢夹心板围护。现在就是这个小空间的支架在模型简化时不知该如何建立合理的模型? 是和屋架一起分析,还是成两个独立部分分别分析呢?

剖面如图 4-3 所示。

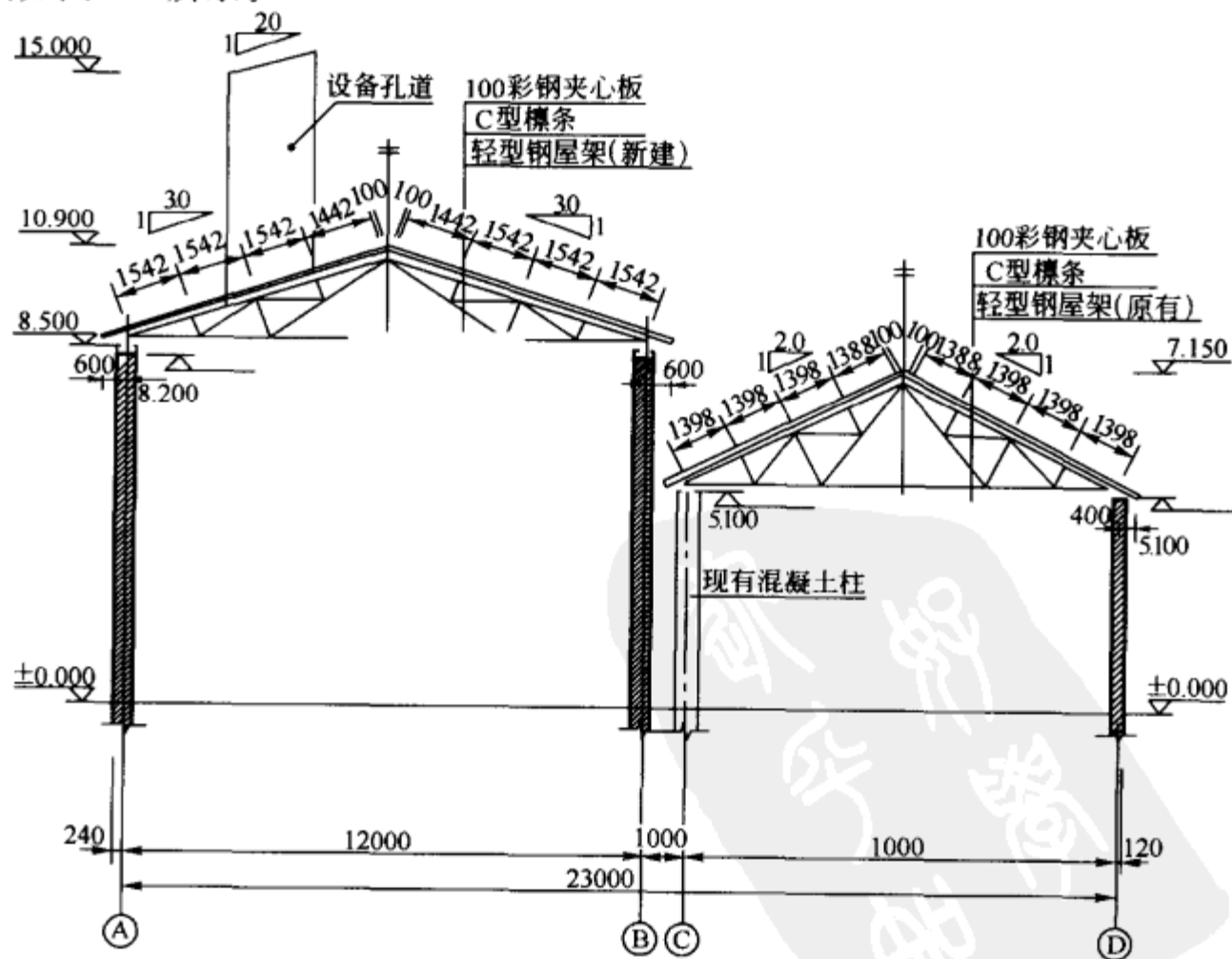


图 4-3



【wanyeqing2003】:这样的结构不太好整体建模,可以分开计算。把局部突出的荷载加到屋架上,然后再计算其支架。如果局部突出比较高的话,就需要确保支架的刚度,必要时设拉索。

【山西洪洞人】:此处高出屋面部分的风载应该按照“挡风板”的风载体型系数计算,主受力支架和檩条的计算最好稍保守点。原因如 wanyeqing2003 所讲,稳定性堪忧。

【SUNYADONG】:最好是分开计算,在紧贴两榀屋架的地方设一根主梁然后在主梁上设置立柱,计算时风荷载的高度变化系数按规定选取就可以了。

【balbelite】:这个工程已经做完,但我是把孔道和屋架联合按桁架建立模型的,风荷载体型系数都做了相应调整。如山西洪洞人兄所说的那样,按“挡风板”的风载体型系数取的。



跨度 24m、坡度 1/8 的普通钢结构厂房。 (id=137625,2006-06-16)

【lsword】:普通钢屋架,24m 跨度,坡度 1/8,用 1.5m×6m 大型屋面板,两台 30/5t 中级桥式吊车,钢筋混凝土柱。请问:

①屋架的端部高度多少合适?我知道的一般多为 1.6~2.4m,很多例子取 1.99m。而有书上说标准图集也用 1.99m,是不是这样?

②积灰荷载要与上人屋面活荷载同时考虑吗?

③恒荷载组合系数 1.2 与 1.35 具体如何区别使用?

【呆呆虫】:这种结构最好采用标准图集。

【lsword】:《梯形钢屋架》G511 中,好像端高都是 1.99m,坡度都是 1/10。有没有坡度 1/8 的图集?

【wanyeqing2003】:①《梯形钢屋架》G511 是常用的标准图集。如果要做成 1/8 坡度的,需要自己重新设计。按照桁架计算,考虑荷载的不利布置等因素,还要考虑与大型屋面板的连接。

②积灰荷载需要与活荷载、雪荷载两者中较大的一个组合。

③荷载系数 1.2 与 1.35 是恒载的分项系数。关于它的使用条件,请参考《建筑结构荷载规范》5.2.3-1 条的规定。当活荷载起控制作用时,恒载的分项系数取 1.2;当恒载起控制作用时,其分项系数取 1.35。



角钢屋架设计,荷载一定要加在节点上吗? (id=37045,2003-09-09)

【wswy】:上弦双角钢为什么不能受力?明明上弦杆是通长连续双角钢,为何模型要将所有节点视为铰接?

【hndkwze】:角钢屋架建模计算时,杆件两端铰接,均按轴心受压计算,恒载、活载、风荷载也分别按节点荷载输入。

【老济南】:角钢屋架受力点不一定要在节点上,可以放在节点之间。最近我刚做了一榀跨度 12.8m 的屋架,杆件组合按豪式屋架组合,分了四个节间,上下弦节点都放了集中荷载。STS 也可以计算出图。

国标轻钢屋架,施工太繁琐,下弦又不允许吊荷,不太实用。

【zshua】:《钢结构设计规范》认为当杆件节间长度与杆件截面高度的比值大于 10(好像是,记不清了)时,可以作为铰接节点计算,否则应考虑按刚接节点计算。

另外,不论是刚接还是铰接,如果受力点不在节点上,那杆件要按压(拉)弯构件设计,而绝



对不应该只按轴心受力构件设计。

【wzb98303】:当然不一定要在节点上,钢屋架上弦也是可以承担弯矩的,《钢结构设计手册》计算钢屋架中就有实例。在 STAAD/CHINA 建模中上弦荷载一般定义为均布荷载,按梁计算,腹杆可定义为桁架构件,我们公司设计都是这么做的。



钢屋架上的檩条一定要搭在桁架的节点上吗? (id=37435,2003-09-14)

【dagua】:桁架应该是节点承受外荷载的,如果荷载加放在节间会产生弯矩。而桁架的原理是只有轴力杆件。

【WOYONGYOU】:檩条最好布置在上弦节点处。但由于条件的限制,往往要在节间布置檩条,这样上弦杆将局部受弯而成为压弯构件,需增大其截面面积。

【sumingzhou】:对于有节间荷载的桁架,计算轴力时可将节间荷载分配到相邻的节点上,按只有节点荷载作用的情况计算其内力。然后与节间荷载产生的局部弯矩一起,按压弯构件设计。考虑到桁架轴力是主要的,弯矩可简单取值:对于中间节间正弯矩和节点负弯矩,取 $0.6M_0$,端节间正弯矩取 $0.8M_0$, M_0 为上弦节间视为简支梁所得的跨中弯矩。



钢梁



屋面钢梁可否设计为连续梁? (id=45806,2003-12-19)

【lul】:单层双跨等高厂房,跨度 $21\text{m}+21\text{m}$,每跨各设一台 10t 中级工作制吊车,屋面为压型钢板,柱为钢筋混凝土柱。请问:

①屋面梁可否采用焊接 H 型钢梁并利用腹板屈曲后强度? 这样与传统梯形屋架相比可节约不少钢材。

②采用焊接 H 型钢梁,可否设计成为一根 42m 的连续梁,即两端铰接,中间支座处连续?

【riwave】:我认为是可行的。两端铰接,中间也做成铰接,但钢梁可以在此处连续,混凝土柱脚刚接,计算模型应与此相符合;构造柱间支撑刚度应该大些,与混凝土柱刚度相适应。做成一个双坡屋面,有利于排水。

【sunny8448】:屋面钢梁可以用焊接 H 型钢梁,但是不能利用腹板屈曲后强度。做成 42m 连续梁一定要充分考虑温度应力,否则将对结构产生不利影响。

【三探】:我做了很多这样的工程,梁柱连接都是铰接,但两跨梁连接采用刚接。

【wygs】:此类工程我做的也较多。两跨 21m 设置一个屋脊,双坡。两混凝土柱,柱顶设为铰接。中间柱顶与钢梁的连接为铰接,钢梁为连续梁。此种方案可以大大控制梁的下挠,从而降低用钢量。从结构体系上来讲也是可行的!

【zhukay】:做成连续梁是可以的,中柱和梁的连接当然是铰接比较好,我认为在梁和柱头中间加一块类似于网架弹性支座的橡胶板,用 2 颗锚栓固定就可以了,这样做更接近于计算模型。



混凝土柱+钢梁。 (id=45806,2001-08-15)

【etang】:对于这种情况的计算模式我一直都不是太确定,以前一直按一端双向铰支、一端水平可动铰支计算,即标准的简支梁模式。只是这样得到的跨中截面和挠度都很大,不知各位

是如何应付这种情况的?

【阿是】:一般混凝土柱都是预制的,所以钢梁铰接构造比较容易做到;使用固接可以减少跨中弯矩和挠度,但是对支座处节点的设计和施工要求比较高,有时支座处弯矩很大,锚栓不是很好设计,混凝土局部的受拉受压都要好好考虑,对柱也要进行计算。为了施工方便,通常是先将混凝土柱施工好,然后装钢梁,这时要注意钢梁的安装方式,不要被伸出来的锚栓挡住。

【steeler】:一般是设计成铰接。如果刚接则混凝土柱内力太大,含钢量偏高,而若用全钢结构则含钢量较低。

【etang】:铰接没有问题,但一端是否要做成水平可动铰?另外,若用砖围护墙,一般柱都现浇。钢梁肯定是两端小、中间大,用钢梁量的确不小。但有时从总体考虑也是经济的,特别是防火要求较高时。

【ccc】:核心的问题就是钢梁的跨中弯矩 M ,如果荷载减小,势必可以解决此问题。那么思路就转移到如何采用轻质楼板上,压型钢板轻集料混凝土楼面是常用的形式。

如果是混凝土板和混凝土柱,那么为何非要采用钢梁呢?这是没有道理的。

【etang】:我说的是单层厂房,砖围护墙,轻型屋面,所以有排架混凝土柱+钢梁+彩板屋面。

【阿是】:不用考虑两端做成滑动铰,因为按滑动铰支座考虑时,水平位移非常小,比柱顶位移还小。

【etang】:但是这样计算混凝土柱时是否要考虑水平推力?

【zzzz_135】:水平推力非常小,只要钢梁坡度不大可不必考虑。

【wan_cy】:我最近做的一个此类工程是基础的计算结果较特别,轴力 88kN,弯矩 86kN·m,基础必须做到 1500mm×2400mm,否则基础边缘压力就会小于 0。

【bamboo1937】:若柱的两个相反方向的弯矩有较大区别时,可做偏心基础。

【hanweichi】:我的办法是将混凝土柱与钢梁一起考虑,梁柱铰接。如果是砖围护墙,再将柱的刚度加大,这样比较接近于实际情况。以此计算梁对柱的反力一般都很小,据此对柱配筋。如果单独考虑梁,计算出的反力太大,原因在于实际上柱的刚度不是真正的理想铰支座,计算的柱截面和配筋也太大,在屋面坡度小时尤其如此。轻屋面时含钢量还不小,没有设为滑动铰支座。

【etang】:这个问题,龚铭先生也曾经说起过,他好像认为应该是水平可动,我现在想到还有水平摩擦力的问题,水平力可能会比楼上所计算的数据大。不过,最合适的可能还是楼上所说的模式。

【ccc】:有没有考虑过不采用传统混凝土柱,而采用钢管混凝土柱和加劲混凝土柱(H型钢加劲作为核心钢结构,混凝土主要用来保护钢材)?这些在我们看来是新型结构形式,其实国外用的已很灵活。如果是钢柱(或者柱子里面有钢),就可以焊接成近似刚性节点,从而减少跨中 M 。

据说我国的结构工程师,组合结构不会设计,原因是在大学的时候各种结构分得太开了,现在我们把各种结构的设计原理揉在一起,组合结构就顺理成章了。还有一位老工程师说过这样一句话:“如果你非要这样做,那就肯定要以某种结果为代价,一点没有代价是不可能的。”

【etang】:就这个模型来说采用钢骨架混凝土结构估计不划算,柱子的刚度大会导致柱和基础难以处理。



【MBSC】:最近做过类似工程,将混凝土柱与钢梁一块考虑,梁柱铰接,接近实际情况。见过 ZAMIAL 公司采用两端铰接平底梁的做法。



钢梁尺寸如何确定? (id= 3877,2001-12-27)

【russell】:一般书上确定钢梁尺寸比较烦琐! 有文阐述钢梁截面高度通常在跨度的 $1/20 \sim 1/50$ 之间选择。翼缘宽度根据梁间侧向支撑的间距按 l/b 限值确定,这样钢梁的整体稳定自行满足,可回避整体稳定的复杂计算。请问具体是如何确定的?

【无需冷藏】:用 $1/20 \sim 1/50$ 来定梁高,是指刚架梁吧? 刚架梁截面高度一般在 $1/35 \sim 1/45$ 之间。对简支梁则可参考吊车梁估算梁高,这样精确些。

【okok】:请参见《钢结构设计规范》(GBJ 17—88)4.2.1 条中的表 4.2.1。

【cogitation】: $1/20 \sim 1/50$ 有点过小的吧? 如果上面没什么荷载作用或结构形式合理倒还可以,一般的门式刚架好像也行,但若是上人楼板梁的截面高度就显得有点小。

【pine】:你是指组合工字钢吗? 如果是轻型门式刚架比 $1/50$ 还要小,如果是上人楼板而且是厂房,那可能比 $1/20$ 还要大!

【str】:在设计中,我们一般选用焊接 H 型钢或轧制 H 型钢,对翼缘的稳定可以不考虑,至于梁高,在满足使用要求后,我一般选用 $L/25$,梁的断面一般由挠度控制。



在论坛上相关的讨论有:

①在话题“如何设计钢梁?”中,有以下答复:

【wolf_sy】:手算,如为等跨则内力计算三跨即可。

先根据荷载挠度条件预估截面高度,以腹板不失稳为原则,根据梁高度取腹板厚度并根据荷载、剪力情况设置加劲肋。

弯矩/梁高=梁翼缘面积,以翼缘板不局部失稳为原则确定宽厚。但梁宽不宜小于整体稳定的构造要求,否则要加大翼缘板宽并进行整体稳定验算。

②在话题“钢结构设计简单步骤和设计思路”中,有以下答复:

【okok】:预估截面:结构布置结束后,需对构件截面作初步估算(主要是对梁柱和支撑等的断面形状与尺寸的假定)。钢梁可选择槽钢、轧制或焊接 H 型钢截面等。根据荷载与支座情况,其截面高度通常在跨度的 $1/20 \sim 1/50$ 之间选择。当翼缘宽度根据梁间侧向支撑的间距按 l/b 限值确定时,可回避钢梁整体稳定的复杂计算,这种方法很受欢迎。确定了钢梁截面高度和翼缘宽度后,其板件厚度可按规范中局部稳定的构造要求预估。



曲线拱钢屋架。(id=8443,2002-04-30)

【houxuezaixia】:曲线拱型钢屋架弦杆受力吗? 怎么计算?

【3d】:曲线拱型钢屋架(桁架)弦杆受力,曲线拱弦杆不受力。

【hhh】:曲线拱若加上弦杆,弦杆也是受力的呀?

【3d】:如图 4-4 所示拱均为理想拱。

【asd】:无拉杆的曲线拱钢屋架应如何计算?

【峭峭】:程序可以计算,如果是柱支承,最好输入弹性支座,我用 3D3S 试过。没有拉杆

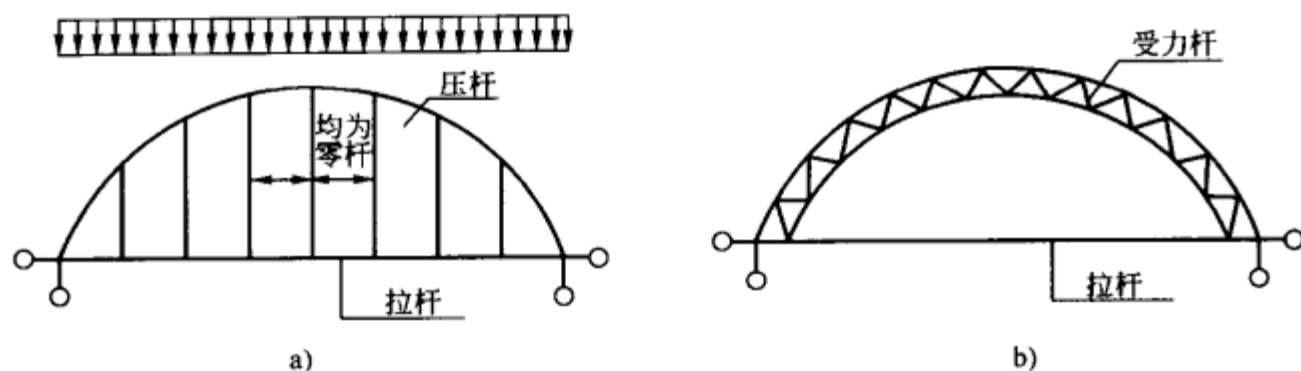


图 4-4

a) 曲线拱屋梁; b) 桁架式拉杆拱

时,水平力太大。荷载不大时,框架结构可依据实际情况使用。

拱结构有验算平面内、外整体稳定的特定公式,此类结构有比较完善的计算设计理论。你可以查找钢结构设计方面的资料,应该会有。



一般钢梁的梁长和梁高的比值应取多少? (id=55488,2004-04-19)

【freebirdy】:对于混凝土结构,一般的经验取值可认为梁高是梁长的 1/12 左右,那么钢结构该取多大呢?

【YAJP】:要是檩条的话,跨高比可以达到 40,吊车梁的话也有 5~6 的,总之变化范围较大。

【xqlf】:梁高主要受建筑功能限制和强度、刚度计算限制。门式刚架一般可以取到大于 1/20,框架梁一般在 1/15~1/20 比较合适,还有要区分是主梁还是次梁。

【xylcj】:我做的门式刚架 18m 跨度,横梁高才 330mm,跨高比是 54.5! 不会出事吧?

【brd0068】:楼上说的 18m 梁,如果强度、挠度都满足规范要求,就没有问题。我认为,楼主提出的问题答案不会是很确定的。根据荷载、结构形式等的不同,这个比值会有很大不同。另外,你指的是单坡梁的长度还是分段梁的长度? 若为变截面梁,那么梁高又指的是平均高度还是其他高度?

我觉得实际没必要太顾忌这个比值。对梁进行合理的分段,并控制它的翼缘宽厚比、腹板高厚比,满足平面内外强度和稳定性、挠度限制,以及规范规程中相应的其他要求就可以了。

【ynz】:可以采用变截面的梁。如果跨度小且净高要求不是很严格,我觉得梁高最好不要小于 350mm,我一般做到 400mm。梁高太小则钢柱的计算长度系数会很大,钢柱的长细比会超限。而钢柱的长度计算系数与钢梁的线刚度关系很大。



双坡屋面的屋脊梁梁节点用哪种的好? (id=56626,2004-04-30)

【fqbnbm】:①用高强螺栓端板连接;②梁翼缘板间坡口焊,腹板用高强螺栓现场拼接;③屋脊处设一道通长折梁。哪种更好?

【fanyuxin511】:第一种连接节点较好,较容易施工,可以在地面拼接好后,再整体吊装,施工简单易行,可保证质量;第二种连接方法,在高空焊接质量不易保证,施工较困难;第三种连接方法好像不易做到。

【hubing325】:第一、第二种都可以做,但第二种做法好像用的比较少。屋脊节点的做法可以参考图 4-5。

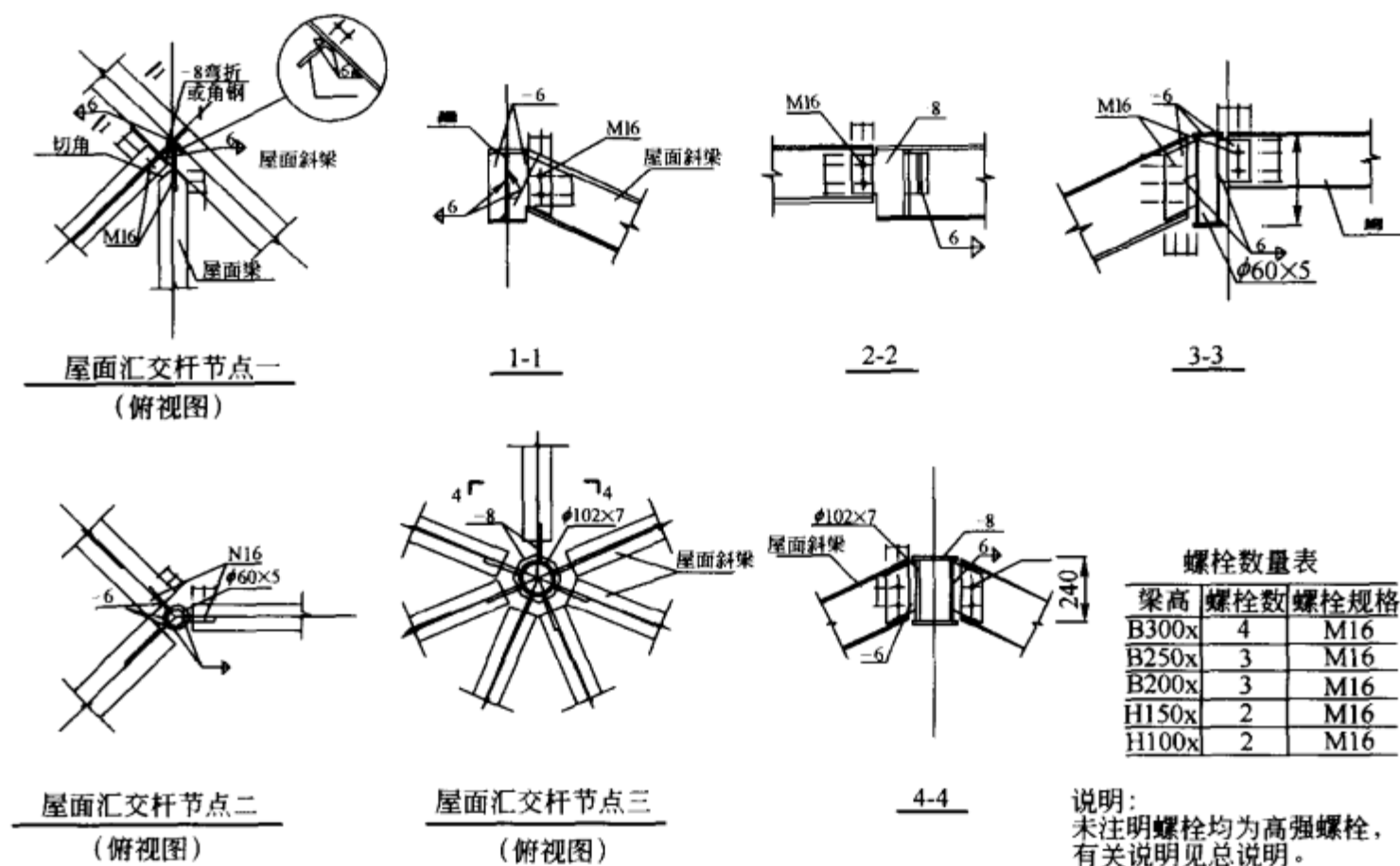


图 4-5

【flywalker】: 如果从用途来说就不能简单地说明哪种好。第一种可能用的最多; 第二种, 除非上下翼缘需要达到平整的效果; 第三种, 是在这根连梁有充当托梁的作用时使用。可以说, 第一种最简单, 施工最方便。第二、第三种在有特殊要求时采用。

【qpj】: 第一种用的是最多的, 而且施工比较方便; 第二种我觉得截面削弱比较大, 效率比较低, 而且坡口焊并不理想; 第三种我觉得施工难度太大。

王中王: 我认为第一种最合适; 第二种整体吊装不大合适, 螺栓也比第一种用的多, 连接钢板还要双面, 现场施工比较麻烦; 第三种钢梁屋脊通长用钢量增加, 现场焊接高空有作业, 焊缝等级难达到要求, 安装后还要补漆, 人工费高。

如何估计钢梁、柱截面尺寸? (id=90976, 2005-04-12)

【yzf1111】: ①混凝土结构可以按梁跨度、柱承载力估计构件的截面尺寸, 请问钢结构梁、柱如何估计截面尺寸?

②一般柱脚要设置一些小的加劲板, 其他节点处有时也要设置加劲板。这些加劲板的尺寸是如何确定的? 若不计算应按什么要求选取呢?

【liukaicai】: ①钢结构分门式刚架、多层框架等结构, 材料有 H 型钢、方管、圆管等供选择。就门式刚架来说, 小跨度且没有吊车时一般采用 H 型钢梁柱, 断面高度取 $L/30 \sim L/60$; 大跨度的多采用变截面 H 型钢, 梁柱节点处和屋脊节点处梁高取 $L/30 \sim L/40$, 跨中梁高取 $L/50 \sim L/60$ 。钢框架梁高一般取 $L/15 \sim L/25$ 。

②对于如何设置加劲肋的问题, 《钢结构设计手册》节点计算章节有详细的解说。

【mountainxu】: 关于钢结构如何预估截面, 可以看看本栏目里 okok 发的“钢结构设计简单



步骤和设计思路 [精华]”。

<http://okok.org/cgi-bin/ut/topicshow.cgi?id=519&h=1&bpg=1&age=30>

【dengyongfeng】: 钢结构梁、柱截面尺寸估计无非从结构的强度、刚度、稳定性方面来看是否满足设计要求。可先根据梁的跨度从刚度要求的方面确定截面的最小面积,再确定截面的形式,如工字型、槽型、箱型等等,再从强度方面去考虑截面的具体尺寸,最后通过稳定性验算。

【dengyongfeng】: 小的加劲板一般有三种作用:①解决力的传递,需计算确定其尺寸;②避免应力集中;③解决结构稳定和不均衡受力,需通过假设计算。

【jbr1314】: 梁的设计,分为型钢梁和组合梁。

①型钢梁设计。

由梁的荷载和支承情况根据内力计算得到梁的最大弯矩,根据选用的型钢材料确定其抗弯强度设计值,由此求得所需要的梁净截面抵抗矩,然后在型《钢结构设计规范》格表中选择型钢的型号。最后对选定的型钢梁截面进行强度、刚度和整体稳定验算。

②组合梁设计。

梁的截面选择步骤为:首先估算梁的高度(一般用经济高度),然后确定腹板的厚度和翼缘尺寸,最后验算梁的强度、稳定和刚度。

【steely】: 型钢梁设计较为简单,而焊接组合截面梁稍为复杂一些,难点在于初始截面的假定。我总结了一下截面假定步骤:

①截面高度 h :

a. 容许最大高度 h_{\max} 。由于建筑或工艺专业的限制,梁高不能突破的高度。

b. 刚度要求的最小高度 h_{\min} 。 $h_{\min} \geq 0.778 \times 10^{-6} fgl^2 / W_x$

c. 经济梁高 h_e 。 $h_e = 7(W_x)^{1/3} - 300\text{mm}$

最终梁高的确定: $h_{\min} \leq h \leq h_{\max}$, 且 $h \approx h_e$

②腹板厚度 t_w :

a. 抗剪要求的最小厚度 $t_{w\min}$ 。 $t_{w\min} = 1.2V_{\max} / (h_0 \cdot f_v)$

b. 经济厚度 t_{we} 。 $t_{we} = h_0^{1/2} / 3.5$

c. 构造要求。规范 GB 50017—2003 规定: $h_0 / t_w \leq 250 \times (235 / f_y)^{1/2}$

最终腹板厚度的确定: $t_w \geq t_{w\min}$, $t_w \approx t_{we}$ 并满足构造要求。

③翼缘板的宽度 b 、厚度 t :

根据 W'_x 的值,先算出翼缘板面积 A_f ,再确定 b 、 t 。

a. 翼缘板面积 A_f 。 $A_f \geq W'_x / h_0 - t_w \cdot h_0 / 6$

b. 翼缘板的宽度 b 、厚度 t 。已知 A_f 确定 b 、 t 时,需考虑以下条件: $b = h/6 \sim h/2.5$; $b \geq 180\text{mm}$; $t \geq (A_f/26)^{1/2}$ 。

此处顺便验算了翼缘板的局部稳定,即自由宽厚比。

至此,梁截面的所有参数都已初步确定。



此托梁的连接应注意什么? (id=103608,2005-07-25)

【abcdeefgh22】: 跨度 12m 的 H 型钢托梁,托钢架、刚接点,该如何连接并应注意些什么?此外托梁和柱是采用刚接好还是采用铰接好? 见图 4-6a)。



【flyingpig】:曾碰到过一个托架,只不过它是用 H 型钢做的一个桁架,而不是像楼主这样只是一个 H 型钢梁。我觉得如果把托架做成桁架的话,两端连接宜用铰接。如果只是用钢梁做托架的话,两端连接还是刚接的好。如果没有条件限制,托架做成桁架比较好,这样刚度比较大,可以更易控制扭转,挠度也好控制一些。图 4-6b)、c)是以前曾做过的图,希望能给楼主一点启发。

【wanyeqing2003】:①对于刚架梁与托架的连接问题,如图 4-6 所示结构为单跨宜做成铰接。若是做成刚接节点,实际上是达不到刚接效果的,构造安装也稍复杂一点,而且还会给托梁施加扭矩,受力也不好。

②托梁两端做成刚接对受力和变形控制有利,但安装施工较麻烦。

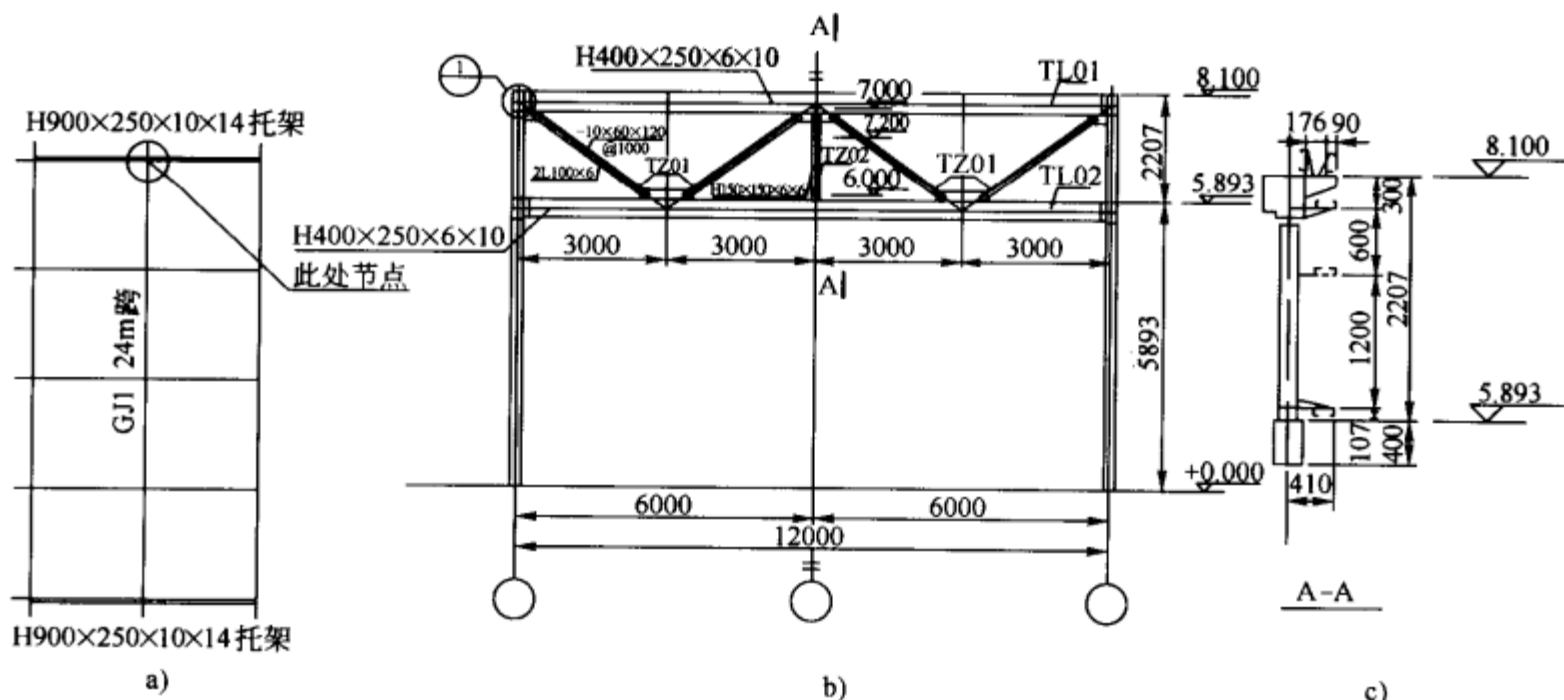


图 4-6

a) 布置图; b) 立面图; c) 剖面图

【wallman】:即使把刚屋架与托梁做成刚接,但由于托梁为 H 型钢,其抗扭刚度不大,会产生很大的扭转变形,因此支座无法达到刚接的效果,实际计算时还得按照铰接计算,因此做成刚接没有意义。

托梁与两边柱子的连接也宜做成铰接,不仅构造简单,而且不会把弯矩传给两边的柱头。试想一下,如果两边为 H 型钢的钢柱,那么它绕弱轴的抗弯刚度是很差的,如果两边没有平衡梁,是很难靠柱自身承担托梁传来的弯矩的。我看楼主的托梁截面已经很大了,做成简支梁是足够的,还是采用铰接好些。

网架与空间结构

弹性支座和刚性支座有什么区别? 各在什么条件下使用? (id=92752,2005-04-25)

【红顶】:如题。

【allan】:弹性支座:考虑支座下部支承体的刚度,计算时支座节点产生相应的线位移。

刚性支座:假设支座下部支承体的刚度无穷大,计算时支座节点没有线位移。

弹性支座和刚性支座的区别是:

①弹性支座反力小,线位移大;



②刚性支座的反力大,无线位移。

在网架设计中,宜根据支座下部支承体选择相应的弹性刚度,当支座下部支承体的刚度难以准确确定时,可以假设不同的弹性刚度进行多次分析来使网架支座的线位移与下部支承体相应的线位移对应、协调。当支座下部支承体的刚度非常大(如厚剪力墙切向,框架柱在该方向有框架梁支撑,支座直接落地等)时,可以考虑支座为刚性支座,但是这样会导致支座反力很大,支座附近的杆件内力也很大,必要时在构造允许的情况下应人为增加支座附近杆件来分担内力,从而减小支座附近过渡杆件的级别差。此外,还必须注意支座的设计要满足受力要求。

对于一些体型复杂的网架,由于风荷载考虑的不周,虽然很多时候对网架本身影响不大,但会影响支座反力,所以支座设计应保留一定的安全裕量。

【racepigeon】:请问你的刚性支座约束是把XYZ全部约束了吗?这样水平反力肯定是非常大的,但是你要是按照简支梁的约束方式对网架进行约束的话,水平反力就会很小,甚至没有。

【DYGANGJIEGOU】:①非地震区小跨度网架,可以采用平板压力支座。但应按下面两种情况分别考虑:当支座摩擦力大于整体计算的柱顶剪力时,可以认为网架对下部结构起到了水平约束作用,这时网架可以按沿边界法向弹性支承计算,弹性支承刚度即为下部结构的抗侧刚度;当支座摩擦力小于整体计算的柱顶剪力时,网架与下部结构有可能产生错动,这时网架可以按法向放开计算,但下部结构设计时则不能考虑网架的水平约束作用,下部结构柱可按悬臂柱确定其计算长度。

②非地震区中、大跨度网架,由于竖向反力较大,如果仍采用平板压力支座,则支座较大的摩擦力会阻止温度应力的释放,所以应采用单面弧型压力支座或橡胶支座。网架计算时可沿边界法向放开或采用弹性约束,弹性支承刚度即为下部结构和橡胶支座的串联弹簧刚度。这时,网架对下部结构的约束作用有限,下部结构按悬臂柱计算。

③地震区小跨度网架,也可以采用平板压力支座,但应注意在地震区网架和下部结构不能脱开。如果水平地震力小于支座摩擦力,则可以认为网架对下部结构起到了水平约束作用,这时网架可以按沿边界法向弹性支承计算,弹性支承刚度即为下部结构的抗侧刚度,而下部结构也可遵守相应的技术规范设计;如果水平地震力大于支座摩擦力,则说明在地震时网架和下部结构有脱开的可能,这在抗震设计上是不能允许的,应在柱顶法向设置限位装置避免网架整体掉下,网架设计时支座不能采用椭圆孔,网架还应验算沿边界法向弹性支承时的承载力。进行结构整体分析时,可以认为网架两端采用固定铰与下部结构连接。

④地震区中等以上跨度的网架,不能采用可沿法向线位移的单面弧型压力支座,而采用固定平板压力支座又不利于释放网架温度应力,所以建议采用橡胶支座,这样在网架设计时,可按下部结构和橡胶支座的串联弹簧刚度设置沿边界法向的弹性约束。而在结构整体分析时,可计入橡胶支座的抗侧刚度。由于结构的整体抗侧刚度减弱,整个结构较柔,使得水平地震剪力减小,有利于结构整体抗震,但也应注意限制屋顶水平位移。另外,加设橡胶支座后,下部结构的计算长度会有较大幅度的增加。

【allan】:探讨一下网架支座摩擦力的概念和构造问题,个人看法:

①把平板支座分两种情况考虑是不成熟的看法,没必要把简单的问题复杂化了,所谓的摩擦力与支座水平反力是一对作用力与反作用力,作用力与反作用力的概念是:作用在同一面



上,大小相等,作用方向相反。如上所说的支座水平反力大于摩擦力,这在平板支座中是不可能出现的,就算是在开长孔的构造上,理论上达到极限状态的时候是最大摩擦力与支座水平反力相等,网架与下部结构从一个状态(静止)变到另一个状态(相对滑动),若要保持这个状态,需要源源不断的“功”来克服摩擦力。另外从平板支座的一般构造上来看,有底板开长孔的做法,这个做法的目的并不是让网架在工作状态下能通过支座产生什么滑移,而是为了消除加工及安装阶段所引起的误差并使之顺利安装。在构造上,底板长孔方便支座锚栓入位,垫板孔仅仅比锚栓大一点,安装完毕后,垫板与底板焊死,若永久固定,还应与螺母焊死。由此可知,支座是不可能与下部支撑体产生相对位移的,若要让支座能产生一定的滑移,那么垫板也需要同样的长孔。请问各位同行,在你们设计的网架支座中有采用这种构造的吗?如果要采用这种构造,要达到释放一定水平位移反力的目的,还有一些东西是需要特别考虑的。

②就目前的《建筑抗震设计规范》来说,好像已经不存在地震区与非地震区的说法,换个说法是需要考虑地震效应的结构及不需要考虑地震效应的结构。对温度应力(其他荷载也一样)来说,要不就抗,要不就放,什么时候该抗,什么时候该放呢?当下部支撑体的刚度比较大,在温度应力与其他荷载最不利组合作用下产生的侧移若是在结构能承受的范围内,可以抗。其实抗的效果是相互的,根据网架竖向刚度的大小,整个结构通过网架竖向变形及横向变形(下部支撑体的侧移)来平衡应力。反之,若认为采用抗的办法无法实现或者说没有达到一定的性价比,那么就采用放的方法。放的效果最好就是采用橡胶支座,但是橡胶支座本身也有缺点,这个留后面再说。

③如同①一样,正常的构造是不会出现网架与下部结构脱开的情况,除非是设计不合理、锚栓剪断、焊缝破坏。

④橡胶支座有它自身的优点,如能允许微小的竖向位移及一定的水平位移,但应该注意的是,橡胶层的刚度是变化的,而且变化范围还比较大,另有价格高、易老化等缺点。在结构设计上,由于中间夹着能变形的橡胶层,导致网架支座球的实际反力与下部支撑体处的实际反力不一样,而且两者也不等于采用串联刚度法计算出来的支座反力。至于采用橡胶支座导致下部结构,如独立柱等计算长度大幅度增加这个说法似乎没有什么根据,既然上面说可按悬臂柱来分析,那么这个说法就没有意义了。

⑤只要采用合适的构造及合理的分析,采用平板支座实际上是可以适应绝大部分大小跨度的网架的。当然,采用其他形式的支座能更符合节点铰接的假设,但是希望不要在一些假设上迷失方向。

⑥注意采用所谓滑移支座时的构造(如①),以及什么时候采用比较合适,可参考下帖的一些见解。

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=138055&h=1#602052

⑦真的要使上面所说的摩擦力成立,就应该是在不考虑任何弹性的基础上成立,也即是假设在该方向是自由的。而实际构造上存在摩擦反力,这个反力会变化,它的最大值等于所谓的摩擦力,也就是最大静摩擦力,这也许就是这个所谓摩擦力的价值之所在吧。



网架支座设计的构造要求。(id=97878,2005-06-04)

【不会飞的鸟】:网架支座的十字肋板与支座底板的夹角规范是怎么要求的?肋板占球多

少? 在哪些资料上能了解到有关支座设计的构造要求?

【qyd】: 主要是肋板不能与杆件的端部螺母相碰。

【wxy8638】: 此处节点没有具体的要求, 只要加劲肋板不和网架杆件相碰就可以了。如果出现相碰的情况, 那么也只有在网架是上弦周边支撑时才会出现, 本人就遇到过类似的问题, 把网架靠支座周边的下弦网架的标高向上调整一下即可满足!

【tany】: 如图 4-7 所示的支座节点, 其中的定位螺栓是否不受力, 仅起安装作用? 若是, 该用哪种规格的螺栓? 橡胶垫板 $300\text{mm} \times 300\text{mm}$, 仅这样注明就可以施工了吗? 橡胶垫与柱顶预埋件如何连接?

【jieao200】: 规范上对于支座的计算和构造要求都没有特别说明, 我认为在这一部分规范还有待完善。设计支座时, 首先应保证十字肋板不能与网架杆件相碰, 尤其是支座与网架上弦球连接时要特别注意, 与下弦球连接一般不会有影响, 这一点可以靠放样确定。其次十字板的大小可以按照柱脚靴梁的计算方法确定, 肋板占球多少是靠连接焊缝计算出来的, 至少应满足焊缝的计算长度, 这样该角度就基本可以确定了。在一个工程中支座球的大小及所承受的荷载会各不相同, 设计时还应尽可能统一, 以便减少支座种类。

【smomo】: 竖向焊缝涉及支座肋板的承压稳定, 当然也要计算。网架支座的设计计算在《钢结构连接节点设计手册》(中国建筑工业出版社)中有详细的讲解。

③ 网架设计制作安装时的常见问题。(id=106731, 2005-08-24)

【DYGANGJIEGOU】: ① 跨度大的网架制作施工时, 若不预起拱很可能中间合拢有问题。是否应该像门式刚架屋面梁一样预先起拱好些? 是否可以预起拱解决恒载和部分活载产生的挠度下垂问题? 起拱的高度有经验公式吗?

② 焊接球按理说应该是刚性节点, 为什么计算中都按铰接算? 如果一个网架中同时出现焊接球和螺栓球, 有没有软件能对焊接球和螺栓球分别进行验算(像 3D3S 软件可以对柱采用 GB 50017—2003 验算, 而对屋面梁采用 CECS 102: 2002 验算的一样)?

③ 很多人认为风荷载对网架本身不会有太大影响, 仅仅因为网架支座处是整个结构最薄弱部分, 网架支座处容易出问题, 所以计算网架支座时才加上风载, 这样考虑对吗?

④ 网架用到的螺栓最大直径是多少? 当螺栓直径过大时, 除增加网架矢高可以减小螺栓直径外, 还有没有别的有效方法?

【allan】: ① 网架设计和制作不需要预起拱, 网架不像钢梁, 从构造上来说, 钢梁是连续的, 网架是由铰接杆件连续组成, 如果不按照设计尺寸制作网架, 网架会产生次应力, 也就等同于网架的初始几何缺陷(安装误差), 对一些对整体稳定敏感的网架(壳)来说这是致命的; 网架设计时一般都是满应力优化, 一旦起拱很容易出现超应力杆件。所以一般不应该起拱, 就算是制作时能考虑起拱的误差, 但内力分析上的误差是不能忽略的, 与其这样, 还不如设计阶段直接

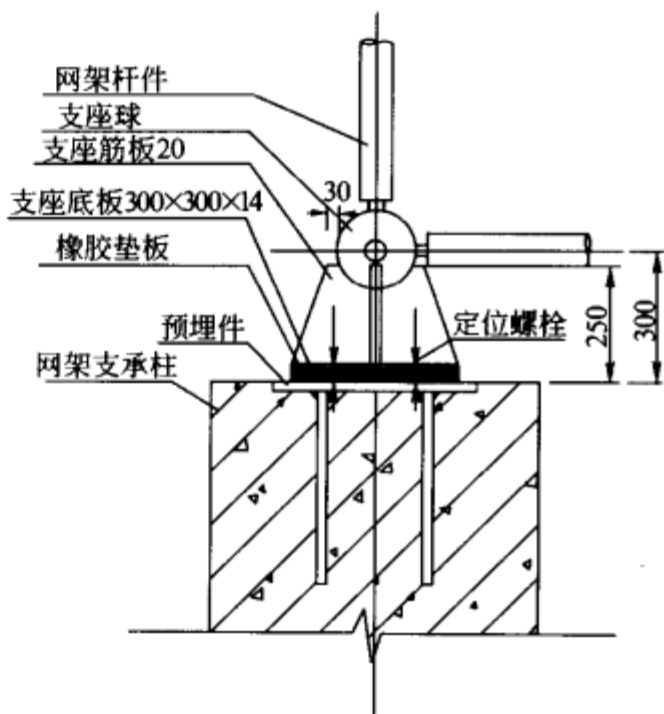


图 4-7



满足挠度要求的好。

②节点假定成刚接或铰接,还要看连接的杆件采用什么截面,因为如果按照刚接计算,那么杆件就是压弯构件,而通常的网架是薄壁钢管,薄管轴心受力效果好,但抗弯承载力很差。所以,不能因为焊接球与杆件属于焊接,就要按照刚接计算。如果要按刚接计算(单层网壳等),那么杆件就要采用抗弯承载力良好的 H 型、箱型、方钢管等截面,而不应采用薄壁截面。

③风荷载要不要考虑在本专栏已有很多讨论,很多人不考虑风荷载是因为所采用的软件(如 SFCAD)对风荷载的添加很麻烦且与实际情况有误差。结构计算中,对可能出现的荷载均应该考虑,通过计算或构造来保证。

④螺栓最大直径为 80,螺栓直径大很多情况下是因为拉力过大,这时最好的解决办法就是合理布置结构,增加杆件分担拉力。杆件分配的拉力小了,螺栓直径自然就小。增加网架高度也可以减小构件内力,从而使用较小直径的螺栓就能满足承载力要求。

【pzl168】:对于大跨度的网架结构,在设计阶段就应该采用预先起拱的设计方法,按满应力设计起拱不会产生超应力杆件。起拱在完工后的美观度上有好处,不会给人一种压抑感,这在《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)3.5.3 条及条文说明中也有详细的叙述,起拱数值的算法也可以参考一下。

【frame】:焊接球按铰接算,是因为网架按铰接计算与按刚接计算的结果相差不大,而按铰接计算简单。并不是 allan 所说的原因。

【allan】:我的第一个帖子所说到的焊接球不按刚接而按铰接计算的道理,确实没有讲透彻,而且偏离了本来的意思。其实按刚接或铰接计算,除了因荷载作用点不同而异外,还与节点的刚度有很大关系,前面我假定荷载作用在节点和杆件上,这与网架本身的计算假定不符。

网架焊接球其实也相当于桁架结构,在设计中,当连接构造上不能满足中心对应或者偏心超过允许的范围时,是要考虑构造偏心带来的影响的,包括弯矩。另外当采用刚度较大的截面时,也要考虑截面高度与构件几何长度之间的比例关系,当超出一定的范围,要考虑次弯矩的影响,详见 GB 50017—2003 中的 8.4.5 和 10.1.4 两条。这里主要要考虑构件线刚度与节点弯矩之间的比例,任何连接都会产生一定的弯矩,实际工程中不存在绝对理想化的轴压(拉)杆件。对轴心受力的杆件来说,将初始偏心(弯曲)控制得越小其承载力(强度、稳定)就越大,杆件线刚度越大,节点次弯矩对杆件产生的变形越小,就越接近于理想的轴压(拉)杆,反之亦然。刚接和铰接都是假设,如能满足一定的构造要求(偏心小、线刚度大),次弯矩将对构件的影响非常小,那么焊接球是可以按铰接计算的。当然按照刚接也不会错,只不过是有没有必要的问题,就如 frame 所说。

“增加网架高度也可以减小构件内力,从而使用较小直径的螺栓就能满足承载力要求”这句话我觉得有点片面,因为节点螺栓大,要分是构造还是受力要求两种情况考虑。若属构造要求,增加网架高度有时是有一定的效果,但要根据模型节点构造来判断;同样也跟配件库有关,若非受力原因的螺栓直径过大,那就是配件库配套的问题。若属受力要求的螺栓直径过大,增加网架高度只能改善节点的几何构造,而增加杆件来分担内力才是最有效的办法。当然,改善几何构造是有利于增加节点受力杆件的。

网架起拱和起坡是不一样的,首帖所说的起拱是指设计完后安装上的起拱,实际上完全可

以在模型中模拟这种状态,也就是把模型起坡到安装起拱的状态来确定截面的分析,比较一下结果就可知道,此法有时有利,有时是不利的。

为何网架杆件的设计强度不取规范规定的设计值? (id=123739,2006-02-14)

【ruralboy】:为何网架杆件的设计强度一般都不取规范规定的设计值,而是在此基础上取一折减值,有必要吗?现在网架计算程序优化功能很强,使得大多数杆件的截面属于最优截面,比传统做法偏于经济,或者说比传统做法偏于不安全。所以就人为对设计强度做了调整,这样理解对吗?

【hai】:设计强度一般取钢材强度的 0.9 倍,由于焊缝与杆件等强,根据《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)3.4.2.3 条“施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接乘以系数 0.9”,所以如此。但是螺栓球网架可以取规范规定的材料强度设计值,不必折减。

【haonan6816】:杆件的实际壁厚都有下差,这是“行规”。如 $235 \times 0.9 = 211.5 \text{N/mm}^2$,我取值 210N/mm^2 。

【ruralboy】:你好像混淆了屈服强度和设计强度。对于 Q235 钢的焊管,螺栓球网架我最多取 200N/mm^2 ,有时取 193N/mm^2 。

【沁水心】:螺栓球网架杆件强度设计值一般取 $215 \times 0.9 = 193.5 \text{N/mm}^2$,其中 0.9 为折减系数。在用 SFCAD 计算时,选择软件中的满应力计算,这样就使得杆件的应力比达到 1。考虑到杆件加工和网架施工中出现的各种误差,所以要进行 0.9 倍的折减,这样结构就有一定的安全裕度。当然考虑到网架本身整体稳定性好的特点,在保证加工和安装质量的前提下,也可以把应力比控制在 0.95 或者其他数值,这要由实际情况决定。

【lyj1976】:对于一般的小跨度网架,我一般取 200N/mm^2 ,虽然有材料的负公差及施工安装的误差,但个人觉得网架软件本身偏于保守,加上跨度小,应该没有问题。但对于超过 60m 的大跨度,我一般取 190N/mm^2 ,而且还要试算钢管负公差时是否满足要求。

【qifx】:现在市场上的焊接钢管几乎没有 Q235 材质的,而是 Q215 和 Q195 材质的,不信可以到钢管厂去看看。我去过唐钢,Q235 的要预定。所以,采用焊管的网架设计控制应力还是要小于 200N/mm^2 才安全。如果用 20 号无缝钢管,完全可以按规范取 215N/mm^2 。

【zhhfzqjg】:体育馆网架设计时,Q235 钢的设计强度我最低取过 150N/mm^2 。我相信,在你看过网架制作安装过程中的螺栓拧入深度、大管钳对管壁的划痕、杆件弯曲、杆件安装不上时的杆件接长或杆件截短、焊缝缺陷、表面处理、强制变形、钢管的原始挠曲、球的切削面不足、球安装错、钢管壁厚减小、网架在风中振动、滑移法施工支座位置 6 根杆件被剪断时,你就不会那么自信了。

【hangxiao2005】:在 GB 50017—2003 中 Q235 钢的 $f = 215 \text{N/mm}^2$,而在 GB 50018—2002 中 Q235 钢的 $f = 205 \text{N/mm}^2$,这两者矛盾吗?诸位有的采用 $205 \text{N/mm}^2 \times 0.9$,有的采用 $215 \text{N/mm}^2 \times 0.9$,都有什么理论根据?

【ruralboy】:据我所知,对于网架钢管的设计强度,钢结构公司一般取 193N/mm^2 或者 200N/mm^2 ,设计院一般取 185N/mm^2 。GB 50018—2002 中 Q235 钢的 $f = 205 \text{N/mm}^2$,可能是因为管壁太薄,锈蚀对承载力的降低很大造成的。

【斯巴达克】:谁做设计不留一定的富裕系数啊?毕竟是责任终身制啊!网架还好点,通常

取到强度设计值的 0.9 倍, Q235 钢就是 $215 \times 0.9 = 193.5 \text{ N/mm}^2$, 而其他的型钢框架结构取的富裕系数更大, 当然考虑材料下差也是主要原因。另外 GB 50017—2003 和 GB 50018—2002 中对 Q235 钢的强度设计值的取值不一样是合理的, 原因是设计体系不一样, 也就是两种规范制定时所取的失效概率不一样。

❖ (5) 空间网架一定比平面桁架更省料吗? (id=130020, 2006-04-07)

【浙大校友】:众所周知, 空间网架由于其双向空间受力, 是一种适合于大跨度, 同时又比较经济的结构形式(见图 4-8)。但是, 目前管桁架、冷弯桁架檩条应用也不少, 请问空间网架是否一定比平面桁架更节省用料?



图 4-8

【hai】:空间网架不一定比平面桁架更省料, 原因是空间网架的构造杆件多, 虽然所受的力很小, 但为了满足长细比, 要用较大的杆件。去掉一些作用小的构造杆件是优化空间网架用钢量的手段之一。

【ruralboy】:有道理。长宽比较大的网架主要单向受力, 抽掉一些长度方向的杆件确实能节省不少用钢量, 相反长宽比较小的网架双向受力, 则不宜抽杆。

【mlm】:减少网架结构的用钢量除了抽杆外, 我觉得还有一个地方值得改进, 就是节点用钢量。目前节点的用钢量很大, 达到了 25%~30%。因此, 也可以在网架的节点设计上做些文章, 提出一些更加合理的节点连接形式, 或者是对目前常用的节点形式做些改进, 这样网架用钢量就能减少不少。

【caizhaosheng】:空间网架空间稳定性好, 但受力比平面桁架更复杂, 用钢量也大于平面桁架。所以平面钢桁架更能发挥钢材的力学性能, 应用将会越来越多, 图 4-8 应该是平面钢桁架在大柱距结构中的应用吧? 这样的结构在国外尤其是在北美一些国家到处可见。

【cyseu81】:不太清楚大家的比较角度, 但是可以肯定的是, 在所有条件都相同的情况下, 空间网架比平面桁架受力更加合理, 也就是说在同等用钢量的情况下空间网架的性能比平面桁架更好!



【浙大校友】:任何结构产品,都有其经济适用范围。对于一般轻型屋面的建筑,柱距 6~9m,采用冷弯薄壁型钢的 C、Z 型檩条,肯定是比较经济的;柱距 12~20m,平面桁架檩条有优势;双向柱距 24m 以上,应该是网架的优势更大些。但网架的缺点是占用空间大,球节点用钢量较大,需要增加主次檩条来固定屋面板。



36m×36m 网架和下部结构设计。(id=133119,2006-05-08)

【tklandjyy】:做一个网球馆网架,36m×36m,柱距 6m,柱高 13.5m,网格 3.0m×3.0m,周边支承,上弦支撑,基本风压 0.45kN/m^2 。整个网球馆,周边采用 C 型钢檩条加 50mm 厚夹芯板围护。想用 $400\times 400\times 12$ 方管做钢柱,但由于手里没有钢结构软件,不知道该规格方管受力够不够? 另外,钢柱间柱间支撑如何设置? 不要行吗? 由于网架整体刚度很大,水平支撑可以不用吗?

【独孤雪】:我粗略的算了一下,估计有点问题。建议将详图上传,水平支撑和柱间支撑都可以不要。但柱 13.5m 高,最好还是在中间加一道支撑。

【tklandjyy】:贴一份网架平立面图(见图 4-9),下部支承采用 $400\times 400\times 12$ 的方管(Q235 钢),柱距见网架图。柱脚要刚接吧? 13.5m 高墙面风荷载由方管柱承受不知行不行?

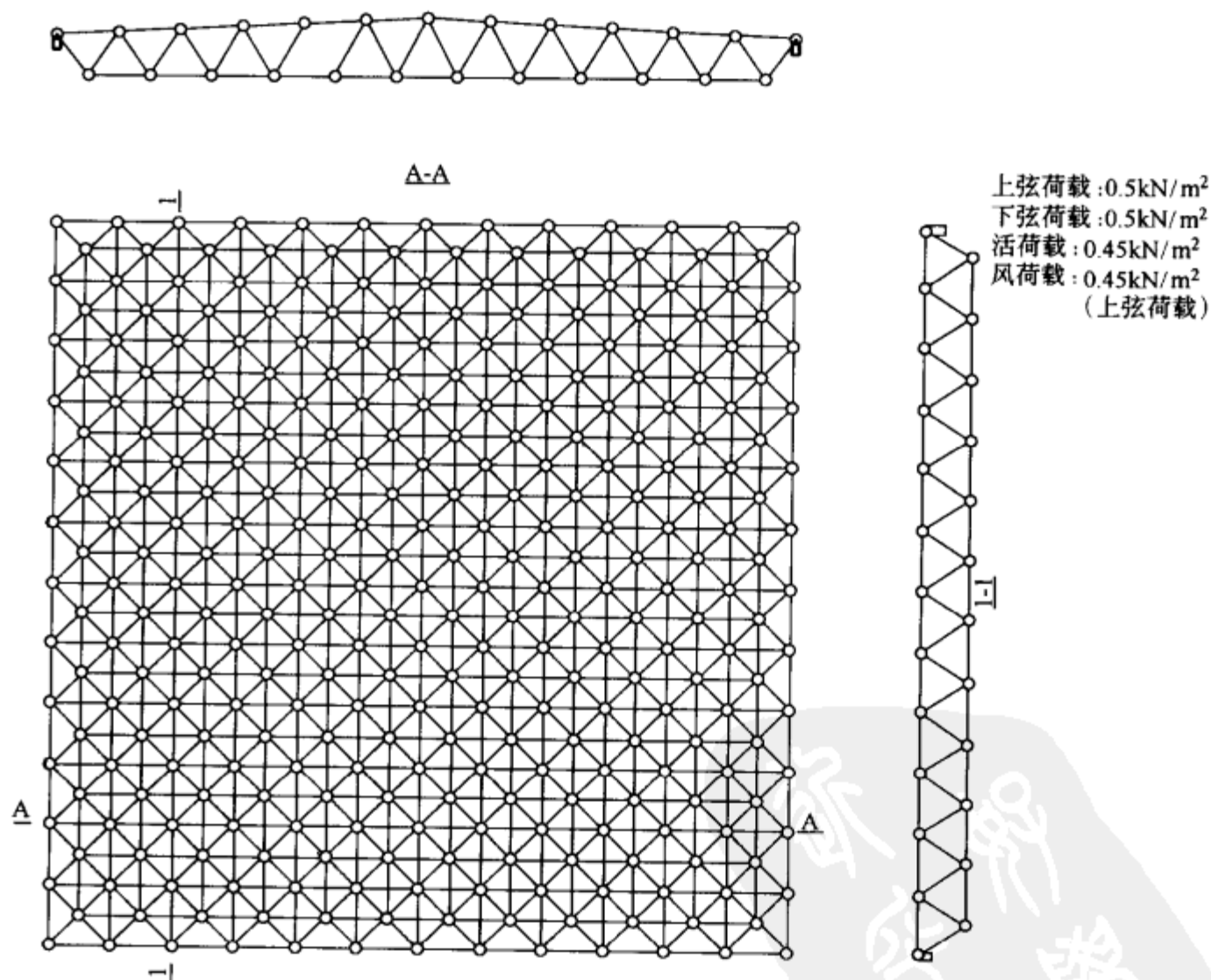


图 4-9

【kolapyka】:看了你的平面图,发现支座只有 Z 向反力,没有水平推力,是你没输入水平方向风荷载吗? 计算柱不仅要计算强度,还要计算稳定,所以应正确的计算出支座反力,然后进

行柱设计。求出支座反力后,可以在 3D3S 工具箱里的“柱验算”进行验证就可以了。

【tklandjyy】:是的。风荷载我没有以左右风的形式添加,而是以满屋面布置的,这样风对柱产生的水平力便自身抵消掉了(左屋面风载向右,右屋面风载向左)。因为我认为屋顶风载对柱的影响远比墙面风载对柱的影响小,所以简单验算时就没有加左右风。

【qifx】:按你的平面计算了一下,网架+柱整体计算,柱脚反力不到 100kN,再加上 13.5m 风荷载产生的弯矩,柱没问题。但柱脚一定要刚接!

【悠然南山】:tklandjyy 的概念有误,风荷载左风和右风是两种工况,不是同时作用的,左风工况下应施加屋面风吸力和向左的水平风力两种风力。所以水平力总是存在的,这点对于验算柱子尤其重要!



如何判定网架的拉、压杆? (id=136583,2006-06-07)

【liryu】:在网架设计中,大多数杆件在不同组合作用下会产生拉应力或压应力,设计时压杆的长细比控制较严,而施工时拉杆不得对接,如下杆件应考虑为拉杆还是压杆?

①最大轴力: -30.3/24.7kN; ②最大轴力: -56/6kN。

【goldlsh】:杆件在不同荷载组合下受力是不同的,不能单纯的说某一根杆件是压杆或是拉杆,应该说在某种组合下是拉杆还是压杆,如果用现有程序设计,程序会自动判断是拉杆还是压杆,并采用相应的标准验算。

【微笑】:网架中的拉杆不可对接,其实压杆最好也不要对接,因为网架在安装过程中的受力不均衡,有时压杆有可能暂时承受比较大的拉力。因此,网架杆件制作时尽可能不要对接。

【liryu】:面临的问题是,我们准备对部分压杆进行拼接,否则钢管的料损就太大了。如果按只要有工况产生拉应力,就判定为拉杆,根据网壳受力图,则该工程 98%的杆件都是拉杆,不允许拼接,工程亏损就大了。网架杆件拼接的相关资料:

①JGJ 61—2003;

②《网架(壳)及轻钢结构设计、施工及检验的有关问题探讨(下)》(作者:丁芸孙,《空间结构》2004 年 6 月第 10 卷第 2 期),摘录如下:

10.2 杆件及杆件拼接

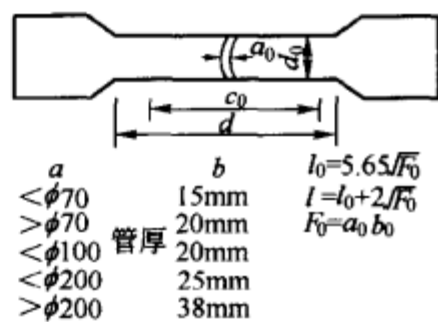
以前钢结构用钢管不多,现在网(壳)架均采用钢管,但规范对于钢管的规定并不多。

(1)无缝钢管与高频焊接管

有的设计均要求无缝钢管,认为质量好,其实网(壳)架主要是纵向拉压,完全可以用高频焊接管(直缝),而且焊接管价格比无缝管便宜 1/3,所以尽量用焊接管是经济合理的。但焊接钢管均是 Q235 钢材,而且直径及厚度均有限,因此大直径的厚钢管及要求 Q345 材料的钢管,只好用无缝钢管,近年来上海及广东有些钢厂生产 Q345 大直径焊接钢管,因为 Q345 钢的强度比 Q235 钢高 30%,而价格只高 10%,所以多采用 Q345 钢。只是 Q345 焊接管的厚度均 $\leq 10\text{mm}$,而且设计人员对其了解不够,设计中用得少,造成恶性循环使现货又少,只好还采用无缝钢管,无缝钢管要注意不能采用磨修管。

焊接钢管可采用 20 号钢流体管,而流体管在防渗技术要求不低时可以用,但流体管绝不能采用由钢板螺旋形焊起来的螺旋管(见图)。流体管用于承受气体横向压力,在承受网(壳)

架杆件的纵向力时,其受力方向与钢材轧制方向不一致,受力不利,冷弯试样见图,并应按 GB 2975—78^[32] 及 GBJ 232—1999^[32] 在钢管中取样符合试样要求。



(2) 杆件的接接

杆件的拼接在规程中不明确而由设计定,有些设计不允许拼接,钢材损耗就很大,一般预算损耗 10% 还多。根据我们经验,应该允许拼接,压杆拼接要求在杆端 1/3 范围内,因为此范围压杆稳定的屈折系数 φ 应力折扣较小,拉杆的拼接质量完全取决于施工质量,如果质量保证,拉杆的对接焊拼接也可以保证。应该强调的是,一根杆只允许一个拼接,而且相邻节间最好不要再有拼接,这是考虑万一拼接断裂,力即分布到相邻杆,不希望相邻杆再有焊接的薄弱环节而引起连锁破坏。拼接数不宜太多,一般控制在总节间数的 20%~25%,工程实践表明此数基本能控制预算损耗。

设计实例

30m 跨三角形芬克式钢屋架设计(id=78701,2004-12-09)。

设计资料

汕头某车间长度为 180m,柱距为 6m,内设一台 30t 中级工作制桥式吊车,抗震设防烈度为 8 度 0.2g,屋架铰接在钢筋混凝土柱上,上柱截面为 400mm×400mm,混凝土强度等级为 C20,屋架离地面平均高度为 15m。

材料选择

钢材采用 Q235-A,焊条 E43 系列,手工焊,焊缝质量要求达到二级标准。

屋架形式及几何尺寸

采用三角形屋架(芬克式),坡度为 $i=1/3$,屋架跨度为 30m,计算跨度为 $30m - 0.3m = 29.7m$,跨中起拱 60mm(约为 $L/500$)。屋面材料采用压型钢板。

屋架形式及几何尺寸如图 4-10 所示。

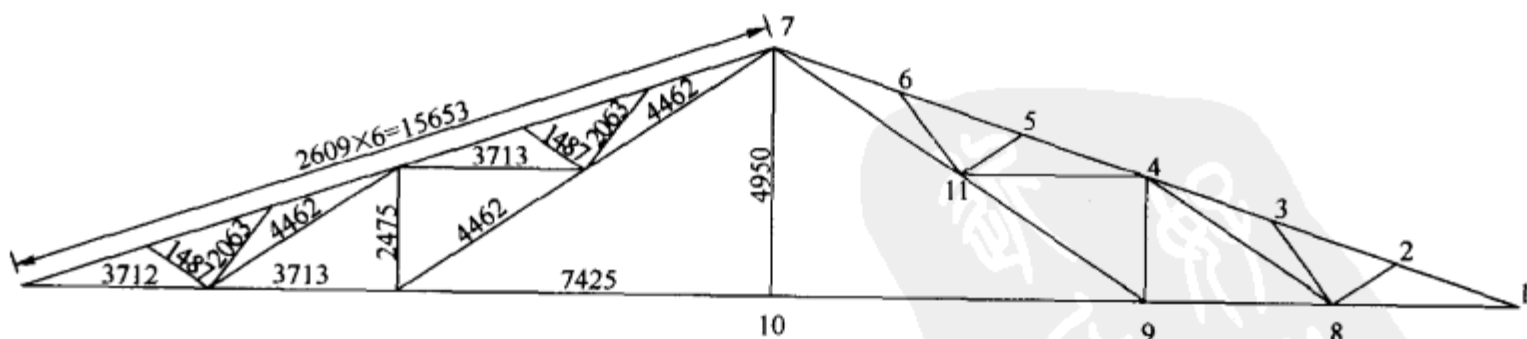


图 4-10 屋架形式及几何尺寸

支撑布置(图 4-11)

①根据车间长度为 180m,而支撑间的距离一般不宜大于 60m,所以布置四道上下弦横向水平支撑。

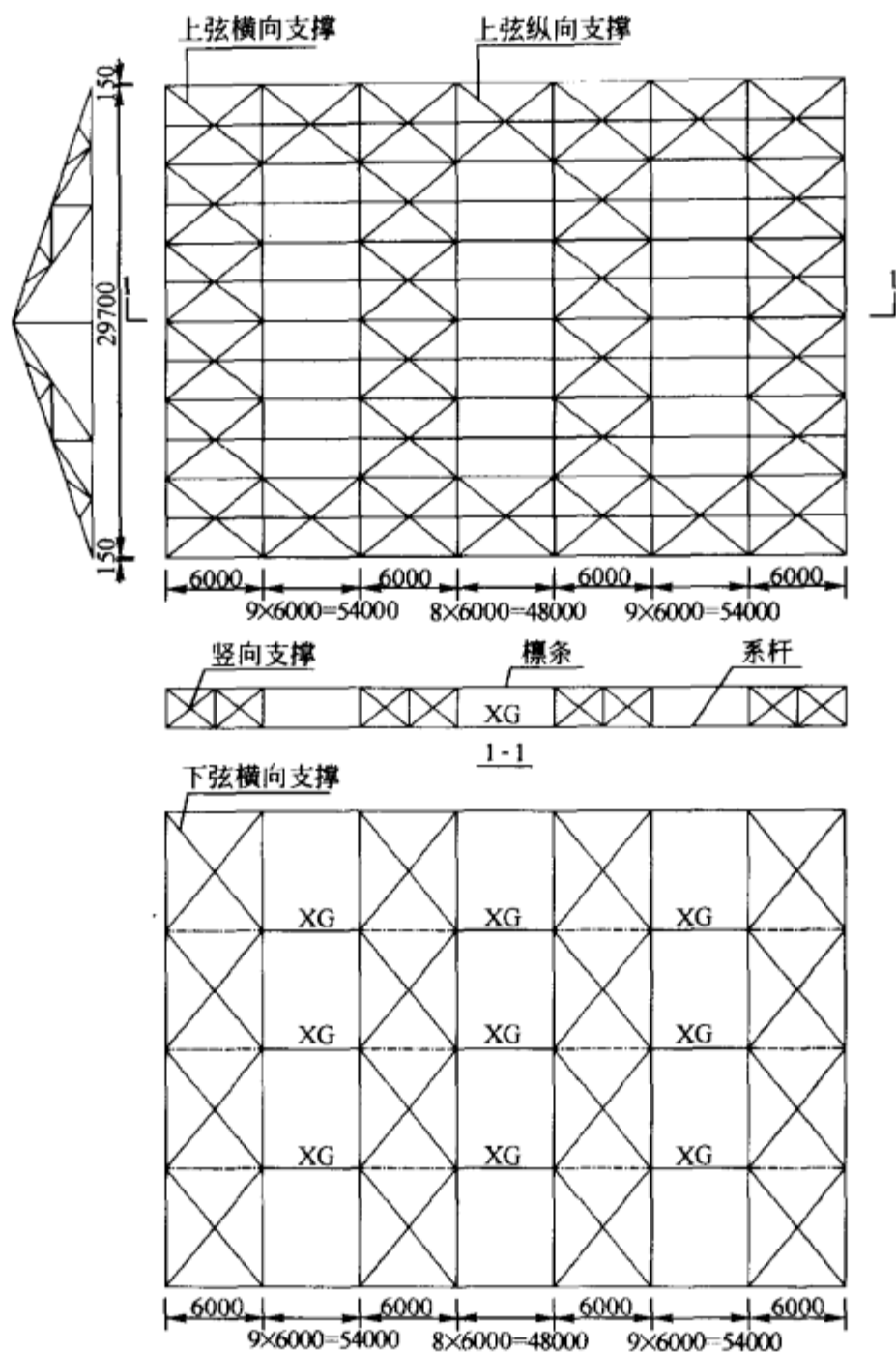


图 4-11 屋架支撑布置图

②由于房屋较高且吊车吨位较大,所以在上弦平面内设置两道纵向水平支撑,并利用檩条兼作纵向支撑中的直撑。

③由于房屋跨度为 $L \leq 30\text{m}$,所以在横向支撑开间内跨中设置一道竖向支撑。

④屋架上弦不再设置刚性系杆,由檩条兼作刚性系杆;屋架下弦沿跨中和四分之一处设置三道柔性系杆。

◆ 檩条设计(图 4-12)

① 荷载计算

屋面板选用 W60 型(YX75-200-600),0.6mm 压型钢板,自重为 0.08kN/m^2 ,考虑泡沫隔热层的重量,屋面板的自重共约 0.1kN/m^2 。可变荷载:对支承轻屋面的构件,当仅有一个可变荷载且受荷水平投影面各超过 60m^2 时,屋面均布活荷载标准值应取为 0.3kN/m^2 ,此屋面檩条距离为 2.45m,受荷面积为 $S = 2.45 \times 6 = 14.7\text{m}^2$,小于 60m^2 ,故屋面均布活荷载取 0.5kN/m^2 ,暂不考虑风荷载的影响。檩条布置在节点上,并在跨中设 $\Phi 12$ 圆钢拉条一道,檩

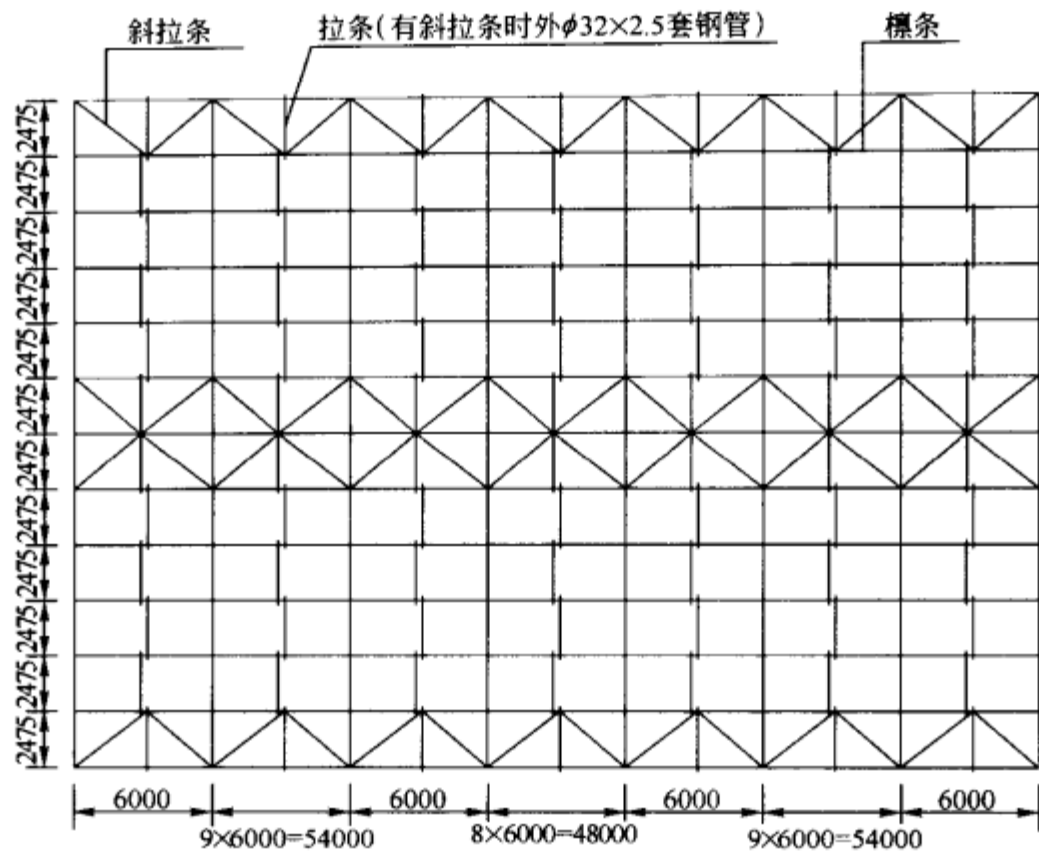


图 4-12 檩条及拉条布置图

条(包括拉条、支撑)自重设为 0.1kN/m , 即 0.04kN/m^2 。

②内力计算

a. 檩条线荷载

$$P_k = 2.475 \times 0.1 + 0.1 + 0.5 \times 2.475 = 1.6\text{kN/m}$$

$$P = 1.2 \times (2.475 \times 0.1 + 0.1) + 1.4 \times 0.5 \times 2.475 = 2.17\text{kN/m}$$

$$P_x = P \times \sin 18.43^\circ = 0.69\text{kN/m}$$

$$P_y = P \times \cos 18.43^\circ = 2.06\text{kN/m}$$

b. 弯矩设计值

$$M_x = P_y \times l^2 / 8 = 2.06 \times 6^2 / 8 = 9.27\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = P_x \times l^2 / 8 = 2.06 \times 3^2 / 8 = 0.78\text{kN} \cdot \text{m}$$

c. 截面选择及强度计算

由抗弯强度要求的截面模量近似值为

$$W_{nx} = \frac{M_x + \alpha M_y}{\gamma_x f} = \frac{9.27 + 5 \times 0.78}{1.05 \times 2.5} = 50.17\text{cm}^3$$

选用 $C220 \times 75 \times 20 \times 2.5$ 的冷弯薄壁 C 型钢檩条, 自重为 0.07kN/m , 小于假设值, 加上拉条重量后认为与假设值基本相符。查《钢结构设计手册》表 16-21 得

$$W_x = 63.98\text{cm}^3; W_{y\max} = 33.11\text{cm}^3; W_{y\min} = 12.65\text{cm}^3$$

$$I_x = 703.76\text{cm}^4; i_x = 8.50\text{cm}; i_y = 2.66\text{cm}$$

由于计算截面有孔眼削弱, 考虑 0.9 的折减系数, 则净截面模量

$$W_{nx} = 57.60\text{cm}^3; W_{ny\max} = 29.80\text{cm}^3; W_{ny\min} = 11.4\text{cm}^3$$

屋面能阻止檩条失稳和扭转,截面的塑性发展系数为

$$\gamma_x = 1.05; \gamma_y = 1.20$$

截面危险点 a 、 b 的强度为(图 4-13)

$$\sigma_a = \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{nymin}} = \frac{9.27 \times 10^6}{1.05 \times 57.6 \times 10^3} + \frac{0.78 \times 10^6}{1.2 \times 11.4 \times 10^3}$$

$$= 210.3 \text{N/mm}^2 \leq 215 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{nymax}} = \frac{9.27 \times 10^6}{1.05 \times 57.6 \times 10^3} + \frac{0.78 \times 10^6}{1.2 \times 29.80 \times 10^3}$$

$$= 175.1 \text{N/mm}^2 \leq 215 \text{N/mm}^2$$

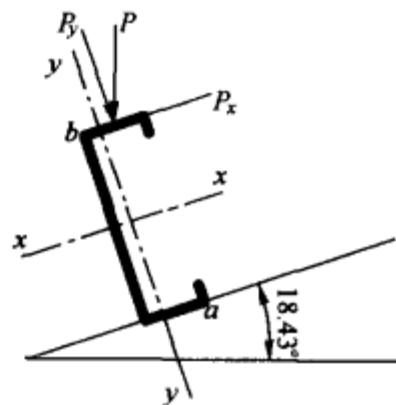


图 4-13

d. 挠度计算

$$V = \frac{4}{385} \frac{q_y l^4}{EI_x} = \frac{4}{385} \times \frac{1.6 / \cos 18.43^\circ \times 6000^4}{2.06 \times 10^5 \times 703.76 \times 10^4} = 15.67 \text{mm} \leq l/150 = 40 \text{mm}$$

e. 构造要求

$$\lambda_x = 6000/85.0 = 70.6 \leq 200; \lambda_y = 3000/26.6 = 112.9 \leq 200$$

故此檩条可兼作屋架平面内的支撑竖杆或刚性系杆。

屋架设计

① 荷载计算

a. 永久荷载(对水平投影面)

屋面板	0.1kN/m ²
檩条自重	0.04kN/m ²
屋架及支撑自重	0.3kN/m ²
管道等	0.05kN/m ²
合计	0.49kN/m ²

b. 可变荷载(对水平投影面)

(a) 屋面活荷载

根据《钢结构设计规范》3.2.1 条,对支承轻屋面的构件,当仅有一个可变荷载且受荷水平投影面各超过 60m² 时,屋面均布活荷载标准值应取为 0.3kN/m²,此屋架仅受一可变荷载作用,且受荷面积为 6×30=180≥60m²,所以取 0.3kN/m²。

(b) 风荷载

汕头地区基本风压为 0.8kN/m²。

c. 荷载组合

(a) 恒荷载+活荷载;

(b) 恒荷载+半跨活荷载;

(c) 恒荷载+风荷载。

d. 上弦节点荷载(图 4-14、图 4-15)

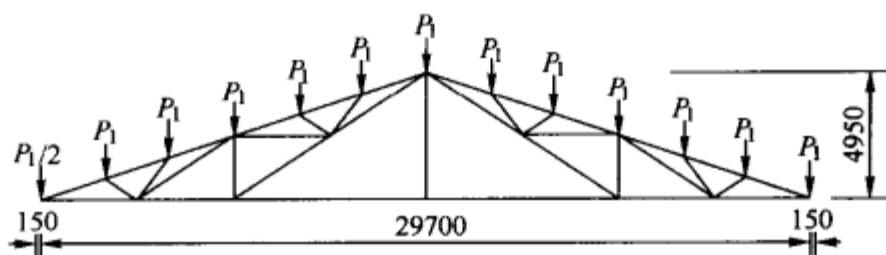


图 4-14 上弦节点恒荷载计算简图

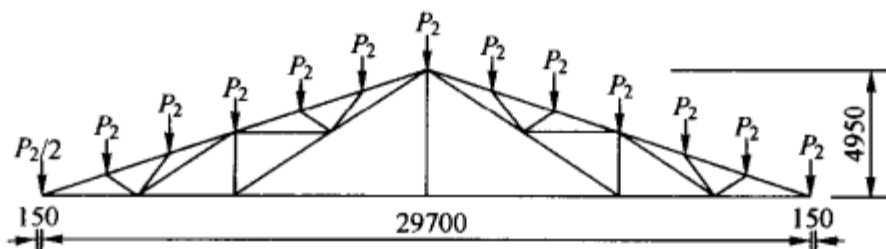


图 4-15 上弦节点活荷载计算简图

上弦节点恒荷载标准值为 $P_1 = 0.49 \times 6 \times 2.45 = 7.20 \text{ kN}$

上弦节点活荷载标准值为 $P_2 = 0.3 \times 6 \times 2.45 = 4.41 \text{ kN}$

假定基本组合由可变荷载效应控制,刚上弦节点荷载设计值为

$$1.2 \times 7.28 + 1.4 \times 4.41 = 14.91 \text{ kN}$$

若基本组合由恒荷载效应控制,刚上弦节点荷载设计值为

$$1.35 \times 7.28 + 1.4 \times 0.7 \times 4.41 = 14.15 \text{ kN}$$

综上所述,本工程的屋面荷载组合由可变荷载效应控制。

e. 风荷载标准值(图 4-16)

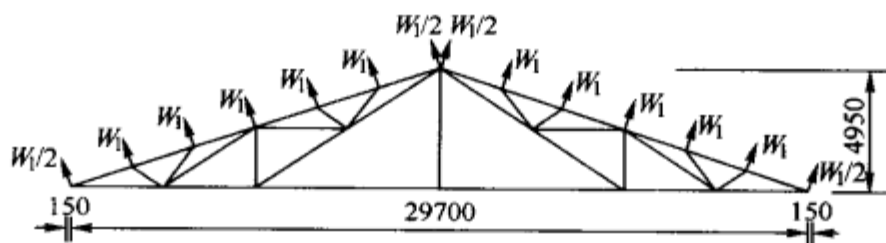


图 4-16 上弦节点风荷载计算简图

风荷载体型系数:背风面

$$\mu_s = -0.5$$

迎风面

$$\mu_s = -0.46 \approx -0.5$$

风压高度变化系数 μ_z (本设计地面粗糙度为 B 类):

屋架下弦标高为 12.5m $H = 12.5 + 4950/2 \approx 15\text{m}$

坡度 $i = 1/3; \lambda = 18.43^\circ$

风压高度变化系数

$$\mu_z = 1.14; \beta_z = 1.0$$

计算主要承重结构

$$w_k = \beta_s \cdot \mu_z \cdot \mu_s \cdot \bar{w}_0$$

背风面 $w_k = 1.0 \times (-0.5) \times 1.14 \times 0.8 = -0.456 \text{ kN/m}^2$ (垂直于屋面),为风吸力

迎风面 $w_k = 1.0 \times (-0.5) \times 1.14 \times 0.8 = -0.456 \text{ kN/m}^2$ (垂直于屋面),为风吸力

由檩条传给屋架上弦的节点风荷载标准值 $P_3 = -0.456 \times 2.609 \times 6 = -7.14 \text{ kN/m}^2$ 。

②内力计算和内力组合

内力组合见表 4-1。

表 4-1

屋架杆件内力组合表

杆件名称	杆件编号	内力系数	恒载标准值 (kN)	活载标准值 (kN)	内力系数	半跨活载内力标准值 (kN)	内力系数	风荷载内力标准值 (kN)	1.2恒+1.4活 (kN)	1.2恒+1.4半跨活 (kN)	1.0恒+1.4风 (kN)	组合值 (kN)
上弦杆	1-2	-17.39	-125.21	-76.69	-12.65	-55.79	16.55	118.17	-257.62	-228.35	40.23	-257.62
	2-3	-16.13	-116.14	-71.13	-11.40	-50.27	15.50	110.67	-238.95	-209.75	38.80	-238.95
	3-4	-16.76	-120.67	-73.91	12.05	53.14	16.55	118.17	-248.28	-70.41	44.76	-248.28
	4-5	-16.44	-118.37	-72.50	-11.70	-51.60	16.55	118.17	-243.54	-214.28	47.07	-243.54
	5-6	-15.18	-109.30	-66.94	-10.45	-46.08	15.50	110.67	-224.88	-195.67	45.64	-224.88
	6-7	-15.81	-113.83	-69.72	-11.10	-48.95	16.55	118.17	-234.21	-205.13	51.60	-234.21
	1-8	16.50	120.12	72.77	12.00	52.92	-17.34	-123.81	246.02	218.23	-53.21	246.02/-53.21
下弦杆	8-9	13.50	98.28	59.54	9.00	39.69	-14.32	-102.24	201.29	173.50	-44.86	201.29/-44.86
	9-10	9.00	65.52	39.69	4.50	19.85	-9.48	-67.69	134.19	106.41	-29.24	134.19/-29.24
	2-8	-1.34	-9.65	-5.91	-1.34	-5.91	1.41	10.07	-19.85	-19.85	4.45	-19.85
腹杆	3-8	-1.34	-9.65	-5.91	-1.34	-5.91	1.41	10.07	-19.85	-19.85	4.45	-19.85
	4-8	3.00	21.84	13.23	3.00	13.23	-3.16	-22.56	44.73	44.73	-9.75	44.73/-9.75
	4-9	-2.85	-20.52	-12.57	-2.85	-12.57	3.00	21.42	-42.22	-42.22	9.47	-42.22
	4-11	3.00	21.84	13.23	3.00	13.23	-3.16	-22.56	44.73	44.73	-9.75	44.73/-9.75
	5-11	-1.34	-9.65	-5.91	-1.34	-5.91	1.41	10.07	-19.85	-19.85	4.45	-19.85
	6-11	-1.34	-9.65	-5.91	-1.34	-5.91	1.41	10.07	-19.85	-19.85	4.45	-19.85
	9-11	4.50	32.76	19.85	4.50	19.85	-4.47	-31.92	67.10	67.10	-11.92	67.10/-11.92
	7-11	7.50	54.60	33.08	7.50	33.08	-7.90	-56.41	111.81	111.81	-24.37	111.81/-24.37
	7-10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

注:由于所有受拉杆件在风吸力作用下都会变号,但因数值较小不需考虑,将长细比控制在 250 即可。

杆件截面设计

选择原则:一般情况下,杆件的最小厚度为5mm,角钢杆件或T型钢的悬伸肢宽不得小于45mm。

①上弦

计算长度

$$l_{0x} = 2609\text{mm}; l_{0y} = 2609\text{mm}$$

整个上弦不改变截面,按最大内力设计 $N_{\max} = -257.62\text{kN}$

上弦杆选 TN125×125×6×9。

查《钢结构设计手册》表 16-7b 有

$$A = 18.94\text{cm}^2; i_x = 3.62\text{cm}; i_y = 2.79\text{cm}; z_0 = 2.78\text{cm}; I_x = 249\text{cm}^4$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{2609}{27.9} = 93.5 \leq [\lambda] = 150$$

$$\lambda_{yz} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[\lambda_y^2 + \lambda_z^2 + \sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_z^2)^2 - 4(1 - e_0^2/i_0^2)\lambda_y^2\lambda_z^2} \right]^{\frac{1}{2}}$$

其中
$$e_0^2 = \left(z_0 - \frac{t_2}{2} \right)^2 = (2.78 - 0.45)^2 = 5.43\text{cm}^2$$

$$i_0^2 = e_0^2 + i_x^2 + i_y^2 = 5.43 + 3.62^2 + 2.79^2 = 26.32\text{cm}^2$$

$$I_1 = \frac{k}{3} I_x = \frac{1.15}{3} \times 249 = 95.45\text{cm}^4; I_\omega = 0$$

$$\lambda_z^2 = i_0^2 A / (I_1 / 25.7 + I_\omega / l_\omega^2) = 26.32 \times 18.94 / (95.45 / 25.7) = 134.22$$

$$\begin{aligned} \lambda_{yz} &= \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(93.8^2 + 134.22) + \right. \\ &\quad \left. \sqrt{(93.8^2 + 134.22)^2 - 4 \times (1 - 5.43/26.32) \times 93.8^2 \times 134.22} \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= 92.95 \leq \lambda_x = 93.5 \end{aligned}$$

由 λ_{yz} 查得 $\varphi_x = 0.598$ (b类)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x A} = \frac{-257.62}{0.598 \times 1894} = 227.5\text{N/mm}^2 \geq f = 215\text{N/mm}^2$$

由于相差为 5.8%, 略大于 5%, 不满足要求, 所以改选截面为 TN149×149×6.5×9。

$$A = 20.77\text{cm}^2; i_x = 4.36\text{cm}; i_y = 3.26\text{cm}; z_0 = 3.22\text{cm}; I_x = 395\text{cm}^4$$

认为满足要求, 不再验算。

②下弦

下弦同样不改变截面, 按最大内力计算

$$N_{\max} = 246.02\text{kN}$$

计算长度 $l_{0x} = 3713\text{mm}; l_{0y} = 7425\text{mm}$

$$i_x \geq \frac{l_{0x}}{[\lambda]} = \frac{371.3}{250} = 1.49\text{cm}; i_y \geq \frac{l_{0y}}{[\lambda]} = \frac{742.5}{250} = 2.97\text{cm}$$

选择截面为 $\text{TW}62.5 \times 125 \times 6.5 \times 9$ 。

查《钢结构设计手册》得

$$A = 15.16\text{cm}^2; i_x = 1.52\text{cm}; i_y = 3.11\text{cm}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{246.02 \times 10^3}{1516} = 162.4\text{N/mm}^2 \leq f = 215\text{N/mm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{371.3}{1.52} = 244.2 \leq [\lambda] = 250; \lambda_y = \frac{742.5}{3.11} = 238.7 \leq [\lambda] = 250$$

(由于风吸力引起的杆件轴压力较小,故控制杆件的长细比 $\lambda \leq 250$ 即可。)

③杆件 5-11、6-11、2-8、3-8 截面选择

$$N_{2-8} = N_{3-8} = N_{5-11} = N_{6-11} = -19.85\text{kN}$$

$$l_{0x} = 0.8l_{\max} = 0.8 \times 2063 = 1650\text{mm}; l_{0y} = l_{\max} = 2063\text{mm}$$

四杆内力相同,计算长度接近,所以选取同一种截面 $2\text{L}45 \times 5$,截面几何特性

$$A = 8.58\text{cm}^2; i_x = 1.37\text{cm}; i_y = 2.10\text{cm}(a = 6)$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{1650}{13.7} = 120.4 \leq [\lambda] = 150; \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{2063}{21.0} = 98.2 \leq [\lambda] = 150$$

(属于 b 类截面)

由《钢结构设计手册》表 3-17 得

$$b/t = 45/5 = 9 \leq 0.58l_{0y}/b = 0.58 \times \frac{2063}{45} = 26.6$$

由表中公式(3-51a)得

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{0.475b^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) = 98.2 \times \left(1 + \frac{0.475 \times 45^4}{2063^2 \times 5^2} \right) = 100.0$$

由于 $\lambda_x \geq \lambda_{yz}$,查得 $\varphi_x = 0.437$

$$\therefore \sigma = \frac{N}{\varphi_x A} = \frac{-19.85 \times 10^3}{0.437 \times 858} = 52.9\text{N/mm}^2 \leq f = 215\text{N/mm}^2, \text{满足要求。}$$

④杆件 4-9 截面选择

$$N_{4-9} = -42.22\text{kN}; l_{0x} = 0.8l = 0.8 \times 2475 = 1980\text{mm}; l_{0y} = 2475\text{mm}$$

选择截面 $2\text{L}45 \times 5$,截面几何特性为

$$A = 8.58\text{cm}^2; i_x = 1.37\text{cm}; i_y = 2.10\text{cm}(a = 6)$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{1980}{13.7} = 144.5 \leq [\lambda] = 150; \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{2475}{21.0} = 117.9 \leq [\lambda] = 150$$

(属于 b 类截面)

由《钢结构设计手册》表 3-17 得

$$b/t = 45/5 = 9 \leq 0.58l_{0y}/b = 0.58 \times \frac{2475}{45} = 31.9$$

由表中公式(3-51a)得

$$\lambda_{yx} = \lambda_y \left(1 + \frac{0.475b^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) = 117.9 \times \left(1 + \frac{0.475 \times 45^4}{2475^2 \times 5^2} \right) = 119.4$$

由于 $\lambda_x \geq \lambda_{yx}$, 查得 $\varphi_x = 0.326$

$$\therefore \sigma = \frac{N}{\varphi_x A} = \frac{-19.85 \times 10^3}{0.326 \times 858} = 71.0 \text{ N/mm}^2 \leq f = 215 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

⑤ 杆件 4-8、4-11 截面选择

$$N_{4-8} = N_{4-11} = -44.73 \text{ kN}; l_{0x} = 0.8l = 0.8 \times 4462 = 3570 \text{ mm}; l_{0y} = 4462 \text{ mm}$$

选择截面 2L50×5, 截面几何特性为

$$A = 9.61 \text{ cm}^2; i_x = 1.53 \text{ cm}; i_y = 2.30 \text{ cm} (a = 6)$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{3570}{15.3} = 233.3 \leq [\lambda] = 250; \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{4462}{23.0} = 194.0 \leq [\lambda] = 250$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{44.73 \times 10^3}{961} = 46.5 \text{ N/mm}^2 \leq f = 215 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

⑥ 杆件 7-11 截面选择

$$N_{7-11} = 111.81 \text{ kN}; l_{0x} = 0.8l = 0.8 \times 4462 = 3570 \text{ mm}; l_{0y} = 8924 \text{ mm}$$

选择截面 2L90×6, 截面几何特性为

$$A = 21.27 \text{ cm}^2; i_x = 2.79 \text{ cm}; i_y = 3.91 \text{ cm} (a = 6)$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{3570}{27.9} = 128.0 \leq [\lambda] = 250; \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{8924}{39.1} = 228.2 \leq [\lambda] = 250$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{111.81 \times 10^3}{2127} = 52.6 \text{ N/mm}^2 \leq f = 215 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

杆件 9-11 的计算长度与 7-11 相等, 而内力稍小, 故选用相同截面, 不必再计算。

⑦ 杆件 7-10 截面选择

$N_{7-10} = 0 \text{ kN}$, 根据计算长度 $l_0 = 0.9l = 0.9 \times 4950 = 4455 \text{ mm}$, 查《钢结构设计手册》表 19-8 可知, 选择截面 2L50×5 十字形相连符合要求, 可不必再计算。

屋架杆件截面选用见表 4-2。

表 4-2

屋架杆件截面选用表

杆件名称	杆件编号	内力 (kN)	截面规格 (mm)	截面积 (cm ²)	计算长度 (mm) l _{0x}	计算长度 (mm) l _{0y}	回转半径 (cm) i _x	回转半径 (cm) i _y	长细比 λ _x	长细比 λ _y	长细比 λ _{yc}	稳定系数 φ _{min}	强度 N/A (N/mm ²)	稳定性 (N/mm ²) $\frac{N}{\varphi_{min}A}$	容许长细比 [λ]	强度设计值 [f] (N/mm ²)	
上弦杆	1-7	-257.62	TN149×149	20.77	2609	2609	3.62	2.79							150	215	
	1-10	246.02	TW62.5×125	15.16	3713	7425	1.52	3.11	244.2	238.7			162.4		250	215	
腹杆	2-8																
	3-8	-19.85	└┬┘ 45×5	8.58	1650	2063	1.37	2.1	120.4	98.2	100	0.437		52.9	150	215	
	5-11																
	6-11																
	4-9	-42.22			8.58	1980	2475	1.37	2.1	144.5	117.9	119.4	0.326		71	150	215
	4-8	44.73	└┬┘ 50×5	9.61	3570	4462	1.53	2.3	233.3	194				46.5		250	215
	4-11																
7-11	111.81			21.27	3570	8294	2.79	3.91	128	228.2			52.6		250	215	
7-10	0			9.61	4455										200	215	

连接节点设计

焊缝设计构造要求,焊缝最小尺寸为 $l_{w1,\min} \geq \max\{8h_f, 40\text{mm}\}$ 。

①节点4(见图4-17)

腹杆与节点板的连接,杆件4-8、4-11的焊脚尺寸取 $h_f = 5\text{mm}$,则所需焊缝长度:

$$\text{肢背 } l_{w1} = \frac{2/3 \times 44.73 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 5 \times 160} + 2 \times 5 = 36.6\text{mm}$$

$$\leq l_{\min} = 40\text{mm}, \text{取 } l_{w1} = 40\text{mm}$$

$$\text{肢尖 } l_{w2} = \frac{1/3 \times 44.73 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 5 \times 160} + 2 \times 5 = 23.3\text{mm}$$

$$\leq l_{\min} = 40\text{mm}, \text{取 } l_{w2} = 40\text{mm}$$

对杆件4-9,同样取 $h_f = 5\text{mm}$,由于内力较小,所以同样可以按构造取 $l_{w1} = l_{w2} = 40\text{mm}$ 。

②节点7

腹杆与节点板的连接,杆件7-10的焊脚尺寸取 $h_f = 5\text{mm}$,由于其内力为0,所以焊缝长度只需符合构造要求即可,即取 $l_{w1} = l_{w2} = 40\text{mm}$ 。

杆件7-11的肢背焊脚尺寸取 $h_f = 7\text{mm}$,肢尖焊脚尺寸取 $h_f = 6\text{mm}$,则所需焊缝长度:

$$\text{肢背 } l_{w1} = \frac{2/3 \times 111.81 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 7 \times 160} + 2 \times 7 = 61.5\text{mm}, \text{取 } l_{w1} = 65\text{mm}$$

$$\text{肢尖 } l_{w2} = \frac{1/3 \times 111.81 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times 160} + 2 \times 6 = 27.7\text{mm} \leq l_{\min} = 40\text{mm}, \text{取 } l_{w2} = 40\text{mm}$$

上弦杆屋脊节点的拼接采用水平盖板和竖向拼接连接,根据等强连接原则,盖板尺寸和焊缝计算如下

$$N_{\text{翼}} = 149 \times 9 \times 215 = 288.3\text{kN}$$

$$l_w = \frac{288.3 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 9 \times 160} = 143\text{mm}$$

水平盖板长($h_f = 9\text{mm}$)

$$L = 2 \times 143 + 100 + 2 \times 14.9 = 416\text{mm}, \text{实取水平盖板尺寸为 } -9 \times 179 \times 450。$$

腹板拼接板(双面)厚度取 6mm ($h_f = 5\text{mm}$)。

$$N_{\text{腹}} = (149 - 9) \times 6.5 \times 215 = 195.7\text{kN}$$

$$l_w = \frac{195.7 \times 10^3}{2 \times 2 \times 0.7 \times 5 \times 160} = 87.4\text{mm}, \text{实取腹板拼接板尺寸如图4-18}$$

所示。

③节点8

腹杆与节点板的连接,杆件4-8的焊脚尺寸取 $h_f = 5\text{mm}$,其焊缝长度前面已计算,只需符合构造要求即可,取 $l_{w1} = l_{w2} = 40\text{mm}$ 。杆件2-8、3-8的焊脚尺寸取 $h_f = 5\text{mm}$,则所需焊缝长度:

$$\text{肢背 } l_{w1} = \frac{2/3 \times (-19.85) \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 5 \times 160} + 2 \times 5 = 23.7\text{mm}, \text{取 } l_{w1} = 40\text{mm}$$

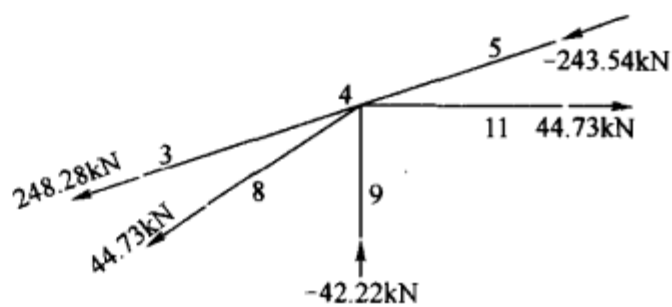


图 4-17 节点 4 的计算简图

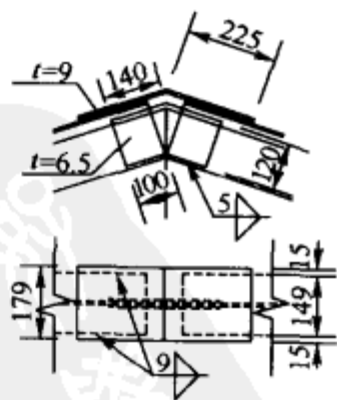


图 4-18



$$\text{肢尖 } l_{w2} = \frac{1/3 \times (-19.85) \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 5 \times 160} + 2 \times 5 = 15.9 \text{mm} \leq l_{\min} = 40 \text{mm}, \text{取 } l_{w2} = 40 \text{mm}$$

杆件 4-8 的焊脚尺寸取 $h_f = 5 \text{mm}$, 则所需焊缝长度:

$$\text{肢背 } l_{w1} = \frac{2/3 \times (44.73) \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 5 \times 160} + 2 \times 5 = 36.6 \text{mm}, \text{取 } l_{w1} = 40 \text{mm}$$

$$\text{肢尖 } l_{w2} = \frac{1/3 \times (44.73) \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 5 \times 160} + 2 \times 5 = 23.3 \text{mm}, \text{取 } l_{w2} = 40 \text{mm}$$

经验算需加节点板, 厚度取与腹板同厚为 $t = 6.5 \text{mm}$, “节点板与 T 型钢腹板采用对接焊缝, 焊缝与母材等强, 一般不需要验算焊缝强度。节点板与 T 型钢的对接一般采用单面 V 形坡口焊缝, 先焊开坡口一面, 再从另一面补焊焊缝根部。”(详见《轻型钢结构设计指南(实例与图集)》第 145 页)。节点板与下弦杆连接为开坡口全融透焊接, 焊缝达二级标准, 则认为焊缝强度与原材料等强, 不必再计算, 下同。

④节点 9

腹杆与节点板的连接, 杆件 4-9 的焊脚尺寸取 $h_f = 5 \text{mm}$, 其焊缝长度前面已计算, 只需符合构造要求即可, 取 $l_{w1} = l_{w2} = 40 \text{mm}$; 杆件 9-11 的肢背焊脚尺寸取 $h_f = 7 \text{mm}$, 肢尖焊脚尺寸取 $h_f = 6 \text{mm}$, 则所需焊缝长度 $l_{w1} = 65 \text{mm}$ (前面已计算)。

⑤节点 11

腹杆与节点板的连接, 杆件 4-11、5-11、6-11 的焊脚尺寸取 $h_f = 5 \text{mm}$, 其焊缝长度前面已计算, 只需符合构造要求即可, 取 $l_{w1} = l_{w2} = 40 \text{mm}$ 。

因杆件 7-9 与 9-11 的内力差较小, 节点板尺寸较大, 采用开坡口对接焊缝, 与母材等强, 故不需要再验算。

⑥节点 2、3、5、6、10

由于杆件内力较小, 焊脚尺寸取 $h_f = 5 \text{mm}$, 焊缝计算长度均可按构造取为 $l_{w1} = l_{w2} = 40 \text{mm}$, 不需再计算。

⑦填板距离

$$l = 40i(\text{受压}); l = 80i(\text{受拉})$$

且每个杆件最少数量为 2 个。



杆件接驳节点设计

由于某些杆件较长, 受材料限制, 在施工中不可避免地要接驳, 而且拼接点通常在节点范围以外, 现考虑工程所用材料角钢长度为 6m, T 型钢为 12m, 则腹杆 7-9 与上下弦杆均有接驳点存在, 计算如下:

①腹杆 7-9

材料为 2L90, 原杆件强度为

$$N = 2128 \times 215 = 457.5 \text{kN}$$

腹杆采用拼接角钢拼接。拼接角钢采取与弦杆相同的规格, 并切去垂直肢及角背直角边棱。切肢 $\Delta = t + h_f + 5 \text{mm} = 6 + 6 + 5 = 17 \text{mm}$ 以便施焊。则

$$l_w = \frac{457.5 \times 10^3}{2 \times 2 \times 0.7 \times 6 \times 160} + 12 = 182.2 \text{mm}$$



考虑杆间隙为 15mm, 则所需拼接角钢长度 $L = 2 \times 182.2 + 15 = 379.4\text{mm}$, 实取 380mm。

②上弦杆 TN149×149×6.5×9

原杆件强度为

$$N = 149 \times 9 \times 215 = 288.3\text{kN}$$

腹板采用开坡口对接焊缝等强连接, 翼缘采用盖板连接, 厚度与翼缘相同, 宽度为翼缘宽度加 20mm, 以便施焊。则

$$l_w = \frac{288.3 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} + 16 = 176.9\text{mm}$$

则所需拼接盖板长度 $L = 2 \times 176.9 + 16 = 370\text{mm}$, 实取 370mm。

③下弦杆 TW62.5×125×6.5×9

采用同样方法连接, 计算从略。



三、与基础的连接

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	steely(宋雪峰)

1 一般要求

1.1 钢柱脚底板边距的要求。(id=79640,2004-12-16)

【JIN1977】:只见到过对地脚螺栓的边距要求,关于柱脚底板到基础边缘的最小边距在规范中是否也有要求?

【DYGANJIEGOU】:柱脚的作用是把柱下端固定并将柱内力传给基础。由于混凝土的强度远比钢材低,所以,必须把柱脚底板放大(单纯放大混凝土基础顶面尺寸意义不大),以增加与基础顶部的接触面积。柱脚按其与基础的连接方式不同,又分为铰接和刚接两种。前者主要承受轴力,后者用于承受轴力和弯矩。

对于轴心受压柱,柱通过焊缝将压力传给底板,底板将此压力扩散至混凝土基础。轴心受压柱的底板一般接近于正方形。当柱轴力较大时,需要在底板上采取加劲措施,以防止在基础反力作用下底板抗弯刚度不足。另外,柱端与底板间应有足够长的传力焊缝,柱端通过竖焊缝将力传给靴梁,靴梁通过底部焊缝将压力传给底板。靴梁成为放大的柱端,不仅增加了传力焊缝的长度,也将底板分成较小的区格,减小了底板在反力作用下的最大弯矩值。

个人认为铰接柱脚底板距离基础边缘不小于 50mm,刚接柱脚底板距离基础边缘不小于 100mm 即可,关键是柱脚底板的大小要适当,必须满足受力分析。锚栓保护层厚度需达到规范限值要求。

【JIN1977】:在新版《混凝土构造手册》上查到了关于边距的要求:“钢柱柱脚底板边缘至基础边缘的距离不应小于 100mm”。但我目前的实际问题是,设计图纸上的边距为 100mm,但加工方又将柱脚底板扩大了 100mm,基础已经施工完毕,这样边距就为 0 了。是否必须得修改基础?

【fwl666】:我认为应该把混凝土短柱截面增大,这样才可以使混凝土受力均匀。基础施工中,混凝土轮廓尺寸很容易出现误差,而边距限值的目的之一就是弥补施工误差和更好地把上部荷载传到基础上。边距限值的另一个目的是为了二次浇注的方便。

【五星】:我认为边距限值应该不小于 100mm,50mm 好像不行。审图公司一般也要求不

小于 100mm。

【bill-shu】:底板边距的要求并不是因为受力的原因,只要混凝土短柱顶满足受力要求就可以,规范的边距要求是构造要求,是为了保证二次浇注施工方便。

【xjhhxj】:《混凝土结构构造手册》第 439 页中:“柱脚底板边缘至基础顶部边缘的距离一般不宜小于 100mm”。

【mengjun121】:我认为不需要加大已经施工了的混凝土基础,加工方私自加大底板似乎对混凝土及柱底的强度都没有太大影响,安装及浇注也可行。

【myorinkan】:没看到规范中有相关要求。就露出式柱脚而言,随施工方法不同,要求的柱脚底板到基础边缘的最小距离也不同。日本的《钢结构设计规范》中对此也没有具体规定。但是,关于地脚螺栓到基础边缘的距离,考虑到地脚螺栓受拉时混凝土发生锥形破坏,国内外规范对此都有规定。日本《建筑设备耐震设计/施工指针 1997》规定:“ $C \geq 4d$,且 $C-d/2 \geq 50$ 。其中, C 为地脚螺栓中心到基础边缘的距离(mm); d 为地脚螺栓直径(mm)。”

设计中,柱脚底板到基础边缘的最小边距,铰接柱脚取 50mm,半固定露出式柱脚取 100mm。日本一本设计手册上介绍:“铰接柱脚,基础宽度为底板宽度的 1.15 倍以上”。半固定露出式柱脚,底板和基础尺寸可查表。例子见表 4-3。

表 4-3

底板尺寸(mm)	400×400	540×540	650×650	750×750
基础断面尺寸(mm)	540×540	680×680	850×850	950×950

② 钢结构厂房基础设计的思路和步骤。(id=119768,2005-12-24)

【刘星语】:针对钢结构厂房结构,采用此步骤可以使边柱和角柱的基础短柱尺寸不至于太大,特别是刚接柱脚;对于优质地基不至于使混凝土短柱尺寸过大和基础尺寸比例过于夸张。

①画好轴网和轴标。这是一切地下结构计算和施工的参考坐标系。

②按实际柱脚尺寸画好柱底板,做成块置于轴网。特别注意对于一榀框架可能存在不同的翼缘宽度,对于柱翼缘边压轴线的边框架注意使各柱中心在同一直线上,偏离轴线相同尺寸。

③定义墙裙(砖墙)位置,使墙裙外皮不小于“墙梁高+5mm 安装间隙+墙板波幅”;确定墙裙宽度(如标准砖 240,85 砖 200,加气混凝土砌块 190)。注意当墙梁截面较大时,墙裙内皮不一定贴钢柱内皮。

④确定地梁尺寸和位置。地梁高 $H=(1/10 \sim 1/15)L$ (其中 L 为柱距),地梁宽 $B=250$ 或 300。要求地梁中心和墙裙中心重合。在 CAD 图中画出,并标出内外皮和轴线位置关系。

⑤a. 钢柱底板到混凝土短柱外皮不小于 100mm;b. 混凝土短柱外皮平齐;c. 混凝土短柱尺寸为 50 的倍数。按照这三个原则定义混凝土短柱尺寸并作图。

⑥在图中量取“ E_w :地梁中心到混凝土柱中心的偏心”和“ E_c :钢柱到混凝土柱中心的偏心”。设计要求混凝土柱中心和基础中心重合,但不一定和钢柱中心重合,设计目的是减少基础类别和绘图尺寸计算困难。

⑦计算基础计算需要的内力。注意采用设计值可以减少计算量,计算基础大小时用设计值/1.35。

$$F_w = [5.24 \times H_{\text{wall}} + 25 \times B(\text{地梁宽}) \times H(\text{地梁高})] \times 1.2$$

$$N = N_c(\text{钢柱轴力}) + F_w$$

$$M_x = N_c \times E_{c,x} + F_w \times E_{w,x}$$

$$M_y = N_c \times E_{w,y} + F_w \times E_{w,y}$$

H_0 (混凝土短柱计算高度) = min(短柱高, 500)

可以利用 TSSD 计算基础大小和配筋(注意 V_y 的方向定义和 STS 定义的方向有所不同)。如果手算, 需要把 $V_x \times H_0$ 计入 M_y ; 把 $V_y \times H_0$ 计入 M_x 。对于浅基础, 按一般基础计算方法计算基础大小和配筋, 当刚性地坪对混凝土短柱有侧向约束时, 可以忽略剪力带来的弯矩。注意各矢量的方向, 取代数和。

⑧对浅基础验算软弱下卧层, 注意不考虑弯矩影响。

⑨在基础平面图中标出: a. 基础、短柱和轴线位置关系; b. 地梁和轴线的位置关系。

⑩以基础大小、混凝土短柱大小和板厚, 以及配筋定义基础类别并制表(减少绘图量)。

⑪画地梁截面详图和基础施工说明。

2 柱脚连接

(1) 大吨位吊车厂房的柱脚问题。(id=82522, 2005-01-12)

【hndkwze】: 第一次碰到 50t 吊车厂房, 如此吨位的钢结构厂房柱脚采用带靴梁柱脚可行吗? 多大吨位吊车采用埋入式柱脚?

【wanyeqing2003】: 两种形式都可以实现柱脚的刚接, 只要计算通过就可以。大吨位吊车柱底弯矩较大, 这就要求柱靴做的大一些。如果采用插入式柱脚, 大吨位吊车厂房的柱子截面较大, 基础杯口的深度也要增加一些。

(2) 钢结构支座灌浆料。(id=119132, 2005-12-18)

【lph99】: 钢结构支座灌浆料如图 4-19 所示。

【求胜】: 我所在的工地上灌浆料用的都是微膨混凝土, 在混凝土中加入微膨剂, 比基础混凝土高一个强度等级。

【jimmy75】: 如图 4-19 所示的灌浆料我们常用, 也是加了微膨剂的。只要买的是正品, 质量没问题。

【greyer】: 《建筑地基基础设计规范》规定: “扩展基础的混凝土强度等级不应低于 C20”, 因支座处是后浇层, 理应比基础混凝土至少高一个强度等级。基础的混凝土强度等级一般为 C25 或 C30, 而我们常用的是 C40 微膨胀细石混凝土。

《钢结构连接节点设计手册》(第二版)第 288 页亦有相关说明: “柱脚底板下部二次浇灌的细石混凝土或水泥砂浆, 将给予柱脚初期刚度很大的影响, 因此应灌以高强度微膨胀细石混凝土或高强度膨胀水泥砂浆。”通常是采用强度等级



图 4-19

为 C40 的细石混凝土或强度等级为 M50 的膨胀水泥砂浆。

对于单层门式刚架,若时间不允许,灌浆可以在安装屋面板后进行;对于带夹层部分,则必须在楼面浇注混凝土之前进行。

③ 钢管柱柱脚刚接的做法。(id=2549,2001-11-23)

【3d】:一个两层框架工程,工期紧,土建施工基础,钢管无法做埋入式。请问除包脚式柱脚外,还有其他便于钢结构安装的柱脚做法吗?如图 4-20 所示的做法是否可行?

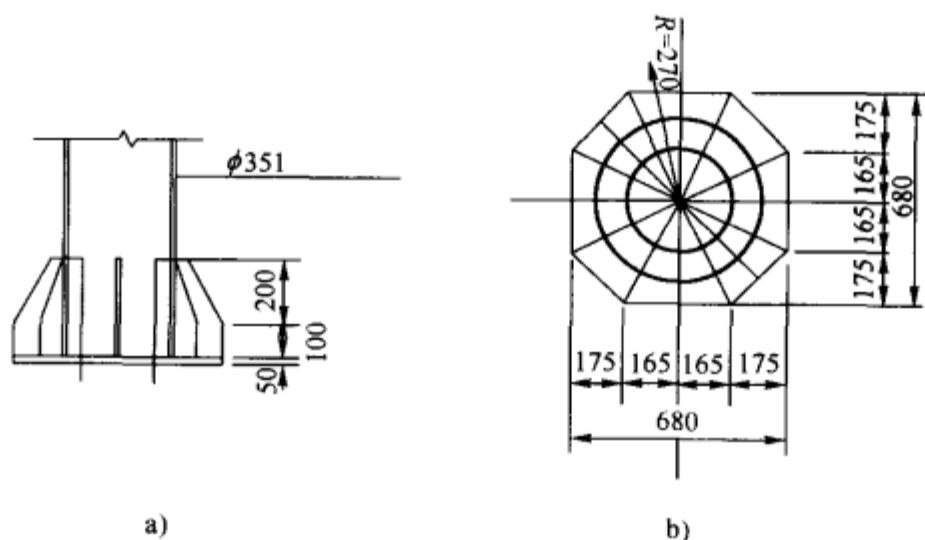


图 4-20

计算按构造要求即可。构造要求锚栓数目在垂直弯矩作用平面的每侧不应小于 2 个锚栓,我认为锚栓支承托座可以不设,我没见过钢管固结用托座的,托座多用于埋入或包脚式柱脚。

为赶工期,柱底二次浇灌取消(二次浇灌施工质量亦不宜保证),改为基础顶预埋钢板、锚栓塞焊的做法,有什么不妥吗?

【okok】:挺不错的做法。若不影响基础,底板不必切角,因为那样既不省料又增加工时,且对受压侧混凝土不利。建议保留二次浇灌层。锚板方式,常常因基础混凝土振捣造成水平度不够,且标高偏差大,此后处理不便。

【etang】:你的预埋钢板怎么锚固(板厚、锚筋直径及定位)?为了螺栓塞焊,应该先留孔吧?留孔位置怎么确定?

【3d】:做预埋钢板主要是为了省二次浇灌,基础做好,即可立柱。螺栓与钢板穿孔塞焊后作为一个预埋件整体。不过 okok 不大赞同去掉二次浇灌,担心不好找平,其实钢板固定在基础架立筋上应该是可以保证的。

【okok】:埋件属于钢结构公司施工,混凝土属土建公司施工,由于施工方不同,所以在振捣混凝土时,常把埋件振错位。二次浇灌做法,锚栓预埋存在同样的问题,但底板螺栓孔大,可调整。施工中,预埋件的准确定位问题一直没有很好的解决方法。

④ 刚接柱脚埋入地下。(id=28437,2003-05-19)

【YESGUY】:如果刚接柱脚埋入地下,是不是可以把加劲板取消(改为铰接),抗剪键也取消?

【hai】:在基础与钢柱交接处设加劲肋,是因为此处需传递剪力。

【rxliu6969】:埋入式柱脚的埋深,对轻型工字钢柱,不得小于钢柱截面高度的二倍;对于大

截面 H 型钢柱和箱型柱,不得小于钢柱截面高度的三倍。埋入式柱脚在钢柱埋入部分的基部,应设置水平加劲肋或隔板。加劲肋或隔板的宽厚比应符合《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)中有关塑性设计的规定。埋入式柱脚在钢柱的埋入部分应设置栓钉,栓钉的数量和布置可按外包式柱脚的有关规定确定。同时,混凝土需满足局部抗压强度。

埋入式柱脚钢柱翼缘的保护层厚度:当为中间柱时,不小于 180mm;对于边柱和角柱的外侧不小于 250mm。埋入式柱脚的钢柱四周应设置主筋和箍筋,主筋的最小配筋率为 0.2%。

【vesa】:我们的习惯做法是,柱脚埋深:1.5d 且不小于 500mm;工字钢柱不设底板,箱形柱、圆柱、格构式柱设底板。

【lovelgj】:《轻型钢结构设计指南》中基础设计部分提到过,讲的是近年来中建院采用的一种方式。

【DYGANGJIEGOU】:埋入式柱脚即将柱脚插入混凝土基础的杯口中,然后用细石混凝土填实。埋深同意 rxliu6969。埋入式柱脚的传力方式:

- ①产生的弯矩可以与由柱子和混凝土的接触形成的力矩平衡;
- ②剪力可通过柱底板与混凝土间的摩擦和柱身与侧壁混凝土间的挤压传递,也可以在柱底另设抗剪键传递;
- ③当柱受压力时,压力通过柱底板与混凝土接触面传至混凝土;
- ④当柱受拉力时,拉力可以通过预埋栓连接、在柱翼缘上设置焊钉等方法传递。

是铰接柱脚,还是刚接柱脚? (id=11646,2002-07-17)

【3d3s】:如图 4-21 所示,如果算铰接的话,柱脚好设计,只考虑轴力和剪力就行了,但这样做可以吗?

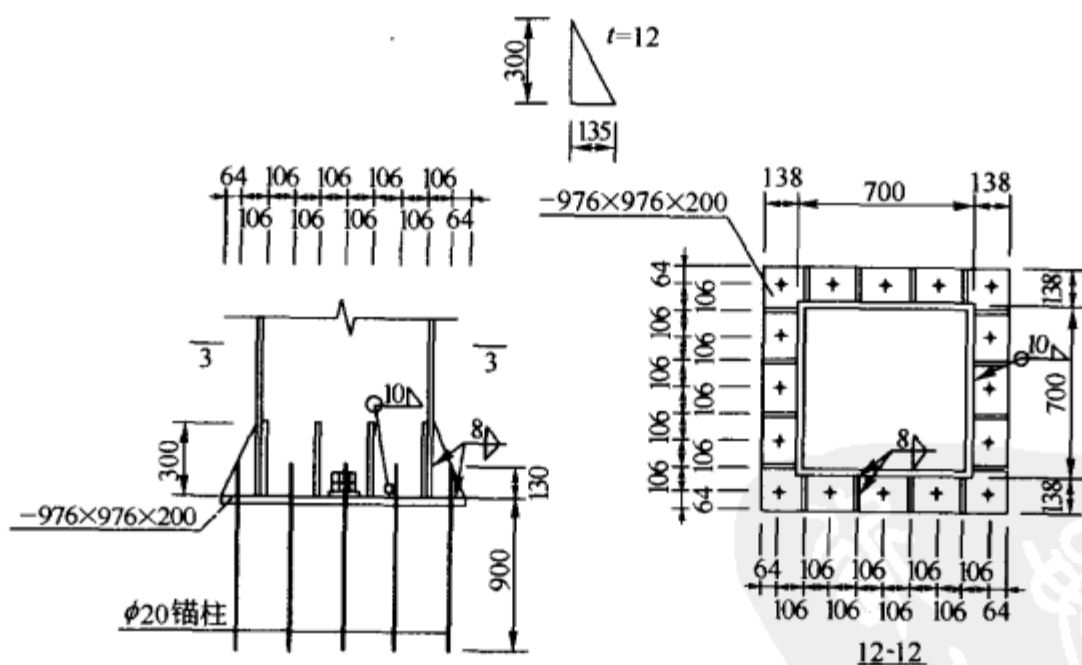


图 4-21

【峭峭】:此图柱脚形式应该是刚接,应按刚接做结构受力分析,柱脚应该有弯矩传递,设计时需考虑轴力、弯距、剪力共同作用,锚栓受力必须验算。

【delta】:这是标准的刚接节点,一定会传递弯矩的,主要锚栓需要验算。



【法师】:底板太薄,说成刚接也不太合适。节点设计最不好做的就是这种“中庸”节点,刚不刚铰不铰的,怎么假定都不合适。

【3d3s】:我计算后发现,如果为刚接,那么底板厚度和锚栓要加大很多。图 4-21 锚栓和底板做得很弱,抗弯能力很低。即使可以承受一些弯矩,但也承受不了柱脚假定为刚接时的弯矩。假定为铰接应该是偏保守的,所以可以认为是铰接。当然需按铰接假定保证上部结构的安全。

【goodlife】:这种露出型柱脚的设计,首先应该计算柱脚的转动刚度 K_{BS} 。

当柱脚转动刚度 K_{BS} 很小时,可认为柱脚铰接不承受弯矩,由于工程中露出型柱脚的完全铰接比较难于实现,即使是铰接柱脚的设计意图,也要注意底板不能太薄;而当柱脚转动刚度 K_{BS} 非常大时,可认为柱脚刚接,按刚接设计底板的抗弯矩能力等。实际上,在钢结构工程中柱脚转动刚度 K_{BS} 不是非常大,但也不很小的情况相当多,也就是半刚接。

对于刚接、半刚接柱脚,底板抗弯、地脚螺栓抗拉和抗剪验算万万不可忽略。

在 1995 年的神户地震中,因底板抗弯强度不足,或因地脚螺栓被扯断、拔出而引起的结构破坏倒塌是最为典型的。

本例用柱 $700\text{mm} \times 700\text{mm}$,柱脚弯矩、剪力不会小的。粗算柱脚转动刚度 K_{BS} 有 $1.08 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$,必须验算底板的抗弯能力,地脚螺栓的抗拉、抗剪能力。

附:露出型柱脚的转动刚度 K_{BS}

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_t \cdot A_b \cdot (d_t + d_c)^2}{2 \cdot L_b}$$

【李国建】:为了慎重,我查阅了黎钟、高云虹编著的《钢结构》。书中讲述与本题的图纸对照检查,我认为本例是铰接。论点如书中所述:

①底板薄,刚度不足。本柱宽 700mm ,我认为底板厚一般取柱宽的 $1/20$ 为宜。

②刚接柱脚的基本构造要求是:底脚螺栓与柱子必须有一个连接高度,一般为柱宽的 $1/3 \sim 1/2$,用于平衡弯矩。

【dszych】:这是刚接柱脚,首先它是一个双轴对称构件,四边又有锚栓承受拉力,因此在两个方向上都可看成刚接。至于说底板不够厚,锚栓不够大,都需要由实际受力情况确定。单纯从构造上看它是刚接的,设计时需考虑弯矩。

【hhh】:从螺栓和加劲肋布置来看应接近刚接。脱离实际受力是无法确定的,如对门式刚架刚接柱脚就有两个图例:带靴梁和不带靴梁,应根据实际情况选用。但毫无疑问,图 4-21 中的节点对柱脚嵌固作用相当大。

【my71327】:这若不是刚接,那么还有什么能称得上是刚接呢?从构造上来讲这显然是刚接无疑。至于柱脚底板厚度是否足够尚需要通过计算判断,而且还与加劲肋、锚栓大小有关。依我的经验,这样的锚栓直径及所配加劲肋,底板厚度还行。

【xuhan】:刚接可以完全传递弯矩,而铰接则不传递弯矩。实践工程体现在梁或柱连接节点转动截面边缘是否因弯矩而产生应力,而不论大小。所以,若该节点所受弯矩很小,则该节点柱边缘应力必与弯矩成正比,完全符合刚接节点的计算假定。如该节点承受的弯矩较大,则该节点可能会发生类似塑性变形的状况,当其传递的弯矩不再增大时(原因可能是螺栓破坏),则该节点应是半刚接节点,对该结构应进行非线性分析,第二阶段分析时该节点为铰接节点。



【3d3s】:若为刚接,底板厚该为 30mm,螺栓应为 M36, Q345 钢材,这样可抵抗 $500\text{kN}\cdot\text{m}$ 的弯矩。

【MBSC】:由于没有详细的柱脚受力数据,所以这个问题不大好说,而且绝对的刚接或铰接都是不存在的。是否是刚接应该有两个判断指标:①柱脚可以完全传递荷载产生的弯矩;②柱脚在弯矩作用下的变形情况,绝对的刚接应该是没有角度位移的。由此对这个问题可以得出以下结论:

①如果柱脚受力较小,可以完全传递由荷载产生的弯矩且柱脚基本没有变形,可以认为是刚接。

②如果柱脚受力较大,不能完全传递由荷载产生的弯矩,或者能够传递由荷载产生的弯矩但由于柱底板较薄弱,柱脚刚度较小,而形成过大的角度位移,那就不是刚接。按铰接考虑是可靠的。

【scalewing】:有道理。因为不同的受力阶段会产生不同的受力机理,从而导致结构的刚度有所变化,但是这么笼统的说法无益于问题的解决。就这个问题,柱脚受力较大时被认为铰接,似乎不能让人信服。我认为可以这么比较,请指教:

算出连接的转动刚度 K ,假设柱子的转动刚度为 K_z ,如果 $K \ll K_z$,则认为是铰接;如果 $K \gg K_z$,则认为是刚接;但如果 $K \approx K_z$ 或是同一个数量级别,我认为这个节点就做得不成功了,因为节点对柱子的约束大到了可以与柱子对自身约束相匹配的程度。所谓半刚性,传力模糊,最忌讳。

【木头】:可以认为是刚接连接,有如此大的力臂,承受一定的弯矩是不会有问题的。如果按铰接计算对柱子是不安全的。因为没有力的大小,不知能否承受其轴力、弯矩和剪力的共同作用,按柱子大小估计底板可能不够。但不管实际受力如何,这种构造应按刚接设计进行计算为妥。

【yinqiaozhuye】:这个柱脚应该是标准的刚接柱脚,并且基础短柱顶要承担相应的弯矩,基础的底面积会大些。

【lzh1008】:在实际工程中,介于刚接和铰接之间的半刚性柱脚常有。即使作为刚接和铰接的柱脚也并不是完全的刚接和很理想的铰接。所以,此柱脚可以定为是露出式刚接柱脚。设计应该参照“刚性露出式柱脚”的规定要求进行。

【tzpllf】:从图上可以看出,这是偏于刚接的。但不明白的是 20mm 厚的底板,为何柱外要设那么多的加劲肋而柱里面一块都不设?

【lx-mlm】:如此做,实际上该柱脚节点是会受弯矩的。我们的假定应符合实际,而不是让实际去吻合我们的假定。如果想做成铰接节点,那么这样做就违反了你的假定。

【法师】:仁者见仁,智者见智,本来就下不好结论。但相关讨论让大家明白了不少概念性问题。

第五部分

吊车梁系统

- 关于吊车梁
- 关于制动机构
- 关于吊车梁的焊接与连接
- 关于吊车轨道连接和车挡

设计
知识



一、吊 车 梁

整 理	flywalker(袁琪)
审 核	xwl(徐文雷)

❖ 吊车梁设计的一般规定

❶ 重级工作制吊车梁的材料选用。(id=52096,2004-3-18)

【looker】:一个炼钢工业厂房工程(冬季室外最低温度 -8°C ,厂房内在 0°C 以上,但不排除个别地方低于 0°C),其中两跨吊车梁(跨度分别为21m、24m,焊接结构,梁高3m,上、下翼缘板厚均为80mm)采用Q345C材质,240t吊车(A7级工作制),估算了一下整个工程吊车梁用的Q345C钢材大概有5000t左右。由于Q345C钢材的采购周期较长且费用比Q345B钢板要高出约800元/t。经与各专业人员讨论后希望采用Q345B代替Q345C,其理由如下:

①《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)第3.3.4条明确指出:对于需要验算疲劳的焊接结构钢材,应具有常温抗冲击韧性的合格保证。当结构工作温度不高于 0°C 但高于 -20°C 时,Q235钢和Q345钢应具有 0°C 抗冲击韧性的合格保证。而本地区室内极端最低温度在 0°C 以上。

②经查阅《低合金高强度结构钢国家标准》(GB 1591)发现Q345B与Q345C的化学成分仅在磷、硫两项指标上有微小差别,经与焊接技师讨论认为在焊接技术上不存在难点。

结合以上两点,我们认为:本工程中的重级工作制吊车梁可以用Q345B钢取代Q345C钢进行焊接吊车梁的制作,且这种代换不影响吊车梁的正常使用。

【flywalker】:对于问题①,记得《钢结构设计规范》对结构工作温度的解释是“室外最低日平均温度”,所以按规范室内温度不能作为依据。

对于问题②,Q345B钢与Q345C钢在化学成分上差别微小,但是它们最重要的区别在于要求的冲击韧性试验温度。

所以个人意见:由于吊车吨位大,工作制繁重,吊车梁的板厚太大,结构的抗脆断的性能弱,不利因素太多,建议采用Q345C钢。仅在不得已的情况下,采用Q345B钢,但是对钢材要附加 0°C 时的抗冲击韧性试验,经试验合格后方能采用。结构重要性不可轻视,细部构造上也要采取一系列措施来降低应力集中及焊接残余应力等。

【looker】:我又查了一下《钢结构设计规范》,未发现有“结构工作温度”的解释。以个人的



理解,认为结构工作温度是指结构工作时的环境温度。不知是否妥当?

请问 Q345B 钢、Q345C 钢的抗冲击韧性试验温度分别为多少? 如果对于 Q345B 钢附加 0℃ 时的冲击韧性试验,不就等于 Q345C 钢了吗?

对于吊车梁的板厚太大,结构的抗脆断的性能小的问题。80mm 厚的板采用焊接方法制作吊车梁的确有一定的难度,而且焊缝的脆性可能相当大。

【LUKE】:我们讲的塑性很好的钢材,都是指常温、静载作用下的钢材塑性好,但是如果处于低温下,同样易发生脆性破坏。实际上在北方地区,一般的温度零下多少,都指的是室外温度,普通的钢结构厂房,其室内温度也会高许多的。所以对于低合金钢的冷脆性,影响并不一定那么明显。只有暴露于室外的钢结构,要适当考虑选用合适的钢材,至于各种钢材的允许低温范围,可以查相关资料的。

【hai】:《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)的“结构工作温度”指室外最低日平均温度,用以替代 88 规范中的“冬季计算温度”(即空调采暖用的计算温度)。

点评:①新《钢结构设计规范》对于钢材的冷弯性能及抗冲击韧性的规定更加严格和明确,对于吊车梁类需要验算疲劳的构件,抗冲击韧性是衡量钢材抵抗动荷载性能的主要指标,所以按照新《钢结构设计规范》进行钢材的选用是非常重要的。

②涉及到钢材选用时的“结构工作温度”,《钢结构设计规范》在条文说明中定义为室外最低日平均气温,并建议采用《采暖通风与空气调节设计规范》(GBJ 19—87)中所列的最低日平均温度。但可以进一步探讨的是大多数结构都是在室内环境中工作,室内温度根据实际的用途有所不同,但是一般均比室外温度要高,为什么不能采用室内温度对结构所用的材料进行要求呢?

❷ 吊车梁可做成连续梁吗? (id=10310,2002-6-14)

【mars】:看吊车梁设计的教材或者工程中,好像都是采用简支梁,为什么不采用连续梁呢?

【even】:如果吊车梁采用连续梁,那么将会遇到以下几方面的问题:

①连续梁的弯矩图与简支梁有很大的不同。连续梁在中间跨支座处弯矩较大,从而在牛腿的计算上和支座的节点的处理上都不利,尤其是对节点的处理,会非常麻烦。而梁跨中的弯矩往往会有上翼缘受拉的情况出现,这样梁的构件本身没有被充分利用,是不利的。

②梁的设计本身是作为受弯构件来做的,而受弯构件最理想的计算简图就是简支梁。如果按连续梁设计的话,受力情况较为复杂。此外,你还可以去查查有关结构力学的课本,看看梁的影响线的初始假设条件是什么,是否和梁的计算模型有关? 如果有关的话,那么你的问题也就不成立了。

【法师】:做成连续的吊车梁还有一些问题。除 even 兄说的以外,还存在其他问题,比如梁的拼接问题,吊车梁要保证上表面平整以安装轨道,就会使翼缘用高强螺栓连接的方法行不通,除非全都用现场焊接,非常不好。而且吊车运行范围都较长,如果采用连续梁,对支座沉降太敏感。

【kcl888】:连续吊车梁,会出现应力反号。由于吊车梁容易反复出现受拉受压,从而对其破坏性较大,所以简支较好。

【sly304】:连续吊车梁还有一个致命的问题就是现在还没有关于连续梁稳定的理论支持。不过听说最近有个博士论文涉及到这方面的问题,如果是这样的话,我觉得在场地条件较好,



吊车吨位不大的情况下,可以考虑做两跨连续吊车梁。

【xj984】:最好不要做成两跨连续的吊车梁,因为:

- ①两跨好像也不是完全连续的,从弯矩图上可以明显的看出来,而且对用钢量的影响并不是很大;
- ②很难保证基础能够整体沉降;
- ③施工和安装不方便。

【weichuanbao2003】:没有这样算过,但是采用连续吊车梁截面应该是减少的,因为连续梁应力得到了重新分配,趋于平均,有利于材料强度的发挥。关键的问题是计算稍微麻烦一点。

【alanshen】:有些小吨位吊车厂房(5t 以下),基础条件较好,采用定型定尺长(12m)H 型钢做吊车梁。对柱距 6m 就采用两跨连续吊车梁,不要再切料,省去焊接吊车梁,较经济,只是一定要做加强措施。

点评:目前国内还是以简支吊车梁的应用为主,连续吊车梁的广泛应用还需要从设计、制作、安装等多个方面进行研究和实践。目前《钢结构设计规范》的条文规定适用于简支吊车梁,对于连续吊车梁,规定中的很多就不适用了,这时也就需要设计者自行判断和取舍了。

(3) 吊车梁能否代替刚性系杆? (id=90148,2005-4-6)

【shaochengming】:3t、5t 吊车的吊车梁位置好多图集上都设有刚性杆,既然认为梁的刚度足够大,为什么还要刚性系杆呢? 我们老总说是由于吊车梁偏心的缘故。那么是不是吊车梁不能传递水平力? 设计中能否取消此部位的刚性系杆,用吊车梁代替呢?

【pine】:可以取消刚性系杆,我一般会在柱子上加一道隅撑。

【luck】:是偏心的原因。重型车间的格构柱因为是带肩梁,又由于吊车梁设有制动结构,偏心不大,可不设刚性系杆,而轻型门式刚架均要设刚性系杆。

【allan】:吊车梁能否代替刚性系杆,要看吊车梁系统的做法,并不是所有的做法都能代替刚性系杆的。

①当吊车梁无制动系统(制动板、制动桁架)时,从吊车梁与相邻两柱组成的体系来看,柱平面外(厂房纵向)假设为铰接,吊车梁与牛腿也是假设为铰接,这样就形成了四铰体系,是几何可变体系(见图 5-1a),这时吊车梁就不能代替刚性系杆起作用。

②当吊车梁带有制动系统时,由于有制动系统的作用,吊车梁+相邻两柱+制动系统组成的体系可以看作是几何不变的稳定体系(见图 5-1b),这时吊车梁+制动系统可以代替刚性系杆起作用。

③计算模型假设和构造做法会存在一定的差异,理论上,柱平面外支撑应作用在柱的中心,起柱平面外稳定的作用。虽然吊车梁+制动系统并没有作用在柱的中心,但是吊车梁通过牛腿(与柱内翼缘刚接)对柱内翼缘提供平面外约束,制动系统中的制动梁也对柱外翼缘提供平面外约束,制动梁与吊车梁上翼缘通过制动板或者制动桁架的腹杆形成一稳定体系,可以看作是一个刚体(自身稳定体系)对柱提供了平面支撑作用。

④隅撑只能作为受压翼缘局部稳定的支撑,而不能作为柱平面外整体稳定的支撑。

【DYGANGJIEGOU】:个人对 allan 的“①吊车梁无制动系统时,吊车梁不能代替刚性系杆的作用”,有不同的看法:

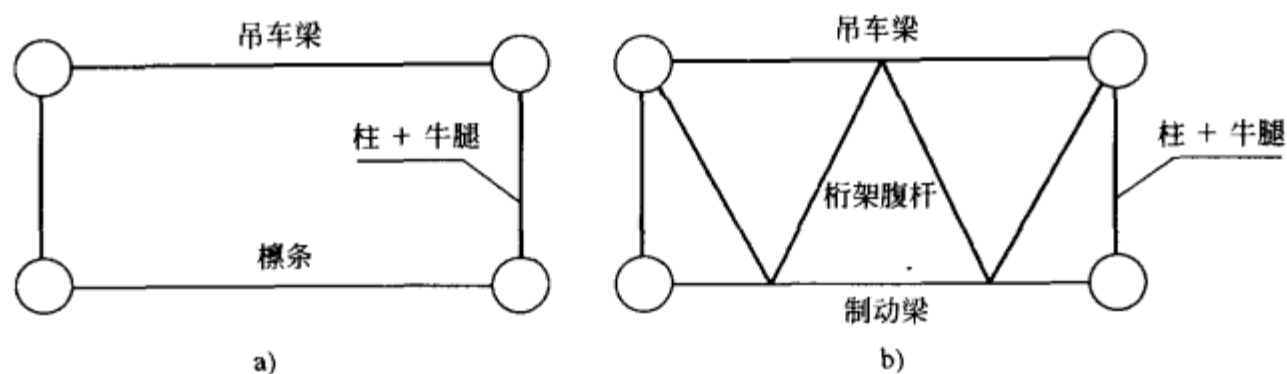


图 5-1

a) 无制动系统; b) 有制动系统

厂房柱在框架平面外(沿厂房长度方向)的计算长度,应取阻止框架平面外位移的侧向支承点之间的距离。柱间支撑的节点是阻止框架柱在框架平面外位移的可靠侧向支承点,与此节点相连的纵向构件(如吊车梁、制动结构、辅助桁架、托架、纵梁和刚性系杆等)亦可视为框架柱的侧向支承点。强调一点的是,刚度较大的吊车梁等均可作为刚性系杆考虑,它的刚度应该是远远大于一根系杆(刚性系杆构件主要选用型钢和钢管,与刚架通过螺栓铰接,一般系杆的截面大小满足压杆稳定性要求即可)。

【allan】:①有柱间支撑处勉强可以认为对相邻两柱的平面外提供约束。但是要注意,柱间支撑并不是每一个柱距都有,也没必要都设,没有柱间支撑的地方,DYGANGJIEGOU 兄的假设是不成立的,注意对计算简图的判断。

②既要考虑刚度,同时也要考虑作用点的位置。作用点位置的偏离会对被支撑构件产生扭矩,需要另外的作用点来平衡。当然,这也需要比较偏离距离与被支撑构件(柱子)截面高度的大小和比例。很显然,一般情况下,吊车梁作用点到柱中心的距离都会比柱子截面高度大。

【DYGANGJIEGOU】:①支撑结构及其与之相连的两榀主刚架形成一个安全的稳定开间(几何不变),在施工或使用过程中,它能够通过檩条和系杆(刚度大的吊车梁)为其余各榀刚架提供最基本的纵向稳定保障,不需要每榀刚架都做成稳定的开间(几何不变),有几个稳定的开间就行,由系杆等把力传递过去就可以了。我认为:吊车梁可以当作系杆与柱间支撑形成刚架的侧向支撑点,为什么“没有柱间支撑的地方,DYGANGJIEGOU 兄的假设是不成立的”呢?有柱间支撑的地方都可以用吊车梁代替系杆了,没有柱间支撑的地方那更能代替系杆了啊。

②其实我们平时做的圆管系杆不也是铰接吗?没有必要每榀刚架与吊车梁(相当于系杆的制动结构)都做成几何不可变体系吧?为什么非要每个柱距的制动结构都要与吊车梁及刚架形成几何不变体系呢?事实上有那么几个也就可以了,当然都做成不变体系那是最好了。“与柱间支撑交接节点相连的纵向构件(如吊车梁、制动结构、辅助桁架、托架、纵梁和刚性系杆等)亦可视为框架柱的侧向支承点”,注意是与柱间支撑交接节点相连的纵向构件,并非说所有的系杆都要加上柱间支撑,只要柱间支撑的上下支撑交点在吊车梁的空间位置处就可以了。个人之见,有不对之处,请指教。

【allan】:DYGANGJIEGOU 兄可能误解我上帖的意思了,问题的关键是吊车梁是否能代替刚性系杆。如果能,那么有了吊车梁,就不需要对应柱子位置处的刚性系杆。所以我的看法是,没有制动系统的吊车梁不能代替刚性系杆,也就是不能取消对应柱子位置处的刚性系杆。如果吊车梁有制动系统,那么就可以取消对应柱子位置处的刚性系杆。按 DYGANGJIEGOU



兄的意思,既有吊车梁,也有刚性系杆,那就不是问题的讨论所在了。

【vesa】:对于无制动系统的吊车梁,吊车梁处设置的刚性系杆一般是用来传递吊车的纵向水平荷载,传力路线一般为:吊车梁—牛腿—斜撑—刚性系杆—柱间斜撑—柱脚—基础,当然也有设计绕过牛腿的。

不设置斜撑和刚性系杆的话,在吊车纵向水平荷载作用下钢柱会发生扭转,对结构受力不利,也起不到控制纵向位移的作用。有些无制动系统的吊车梁工程设置了刚性系杆,但是系杆连接板竖放同时没有设置斜撑,或者连接板横放同时没有设置斜撑,传力均不十分可靠。

对于有制动系统(制动板或制动桁架)的吊车梁,传力路线为:吊车梁—制动系统—柱间斜撑—柱脚—基础。制动系统在传递吊车纵向水平荷载时相当于斜撑加刚性系杆所起的作用,再设置的话就有点画蛇添足了。

【d3】:请注意:国标图集 04SG518-3 是用吊车梁(GDL)充当刚性系杆的!

【沉稳】:我并不赞成 allan 兄的说法①,首先,从平面上看不应该把柱+牛腿简化为一根杆件,而应该是一个点,毕竟牛腿挑出去很少。否则按照 allan 兄的理论,即使将系杆放在那里也还是几何可变体系。其次,不加隅撑的 C 型钢(当然刚度和强度计算满足的除外)不能作为结构构件来看待,只能看作是围护结构。从平面外来看,以整体而言,所有的柱、柱间支撑、系杆(包括代替件)已经形成了几何不变体系。问题就是吊车的纵向力会对柱产生扭转作用,但这个纵向力是由该列所有柱来承受的,所以我认为如果柱列较多、吊车纵向力又较小的话吊车梁是可以代替系杆的;但如果柱列少、吊车纵向力大,则应加其他支撑防止扭转。

【DYGANGJIEGOU】:①吊车梁+双隅撑可以提供对钢柱外翼缘的侧向支持,防止其扭转屈曲。

②吊车梁+制动槽钢等构成的制动桁架也可以提供对钢柱的侧向支持。

上述①和②,只能减少钢柱的计算长度,并不能减少柱顶在纵向的位移。

▲:设置有制动结构的吊车梁系统刚度大、整体性能好,是可以代替刚性系杆作用的。

而在门式轻钢结构中,由于吊车起重量不大,很多并未设置制动结构,在这种情况下,如果使用吊车梁代替刚性系杆承担传力构件,由于下柱支撑与吊车梁不在同一平面内,力在传递过程中便存在一个偏心,对于柱子将产生扭转作用。

但是我们可以发现,即使是设置了刚性系杆,吊车纵向力对柱产生的偏心力还是存在的,只是可能比再单独设置通长系杆小些(因为一部分力如风荷载、地震作用等可以通过通长系杆来传递)。于是这个问题归根结底回到了我们讨论中提到的另外一个问题:当偏心力比较大时,如何平衡这个力,防止柱产生扭曲?解决了这个问题,使用吊车梁来充当刚性系杆的作用就顺理成章了。所以当我们采用在吊车梁之间设置角钢隅撑的做法(如图 5-2 所示)时,普通的单角钢构件是否足以平衡一定起重量吊车纵向力对柱产生的偏心作用呢?下面我们将进行简单的试算。

这里仅对受压隅撑在吊车纵向力作用下的受力作一简单分析,当考虑其他荷载共同作用时计算方法也类似:在门式刚架轻钢结构(指符合《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的房屋建筑)的范畴里,吊车起重量被限制在 20t 桥式吊车的范围以内。取 $P_{\max} = 250\text{kN}$,四轮中有两轮为刹车轮,按照《建筑结构荷载规范》的规定,当按两台吊车情况考虑时,纵向制动力设计值为

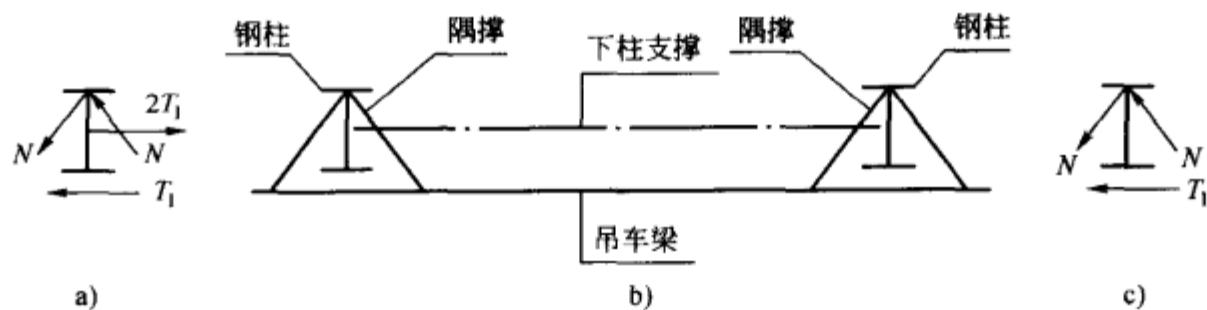


图 5-2

a) 钢柱受力简图; b) 构造示意图; c) 钢柱受力简图

$$T_1 = 1.4 \times 10\% \cdot \sum P_{\max} = 1.4 \times 10\% \times 2 \times 250 = 70 \text{ kN}$$

隅撑夹角为 45° , 计算长度设为 $L_{0x} = L_{0y} = 1414 \text{ mm}$, 得

$$N = 70 / 2 \cos 45^\circ = 49.5 \text{ kN}$$

隅撑采用 $L75 \times 6$, 则

$$i_x = 14.9 \text{ mm}; i_y = 29.1 \text{ mm}; A = 880 \text{ mm}^2$$

根据《钢结构设计规范》, 绕对称轴 y 轴的长细比 λ_y 采用换算长细比 λ_{yz} 代替, 则

$$\lambda_x = 1414 / 14.9 = 94.9; b/t = 75/6 = 12.5 > 0.54 l_{0y} / b$$

$$\lambda_{yz} = 4.78 b / t (1 + l_{0y} 2t^2 / 13.5 / b^4) = 69.8$$

得 $\psi = 0.589$, 则

$$\therefore N / \psi A = 95.5 \text{ N/mm}^2 < 0.72 \times 215 = 154.8 \text{ N/mm}^2 \text{ (满足要求)}$$

还有一个方法可以用来解决柱的扭转作用: 在柱的内外翼缘设双片柱撑, 利用双片柱撑的力偶来抵抗扭矩。

吊车梁设计中的实例应用

15m 跨度吊车梁的设计。(id=25705, 2003-4-10)

【刘欣】:一工程, 吊车为 10t 重级工作制, 开间 7.5m, 厂房 300m 长。中间需抽掉一根柱子, 于是这跨的吊车梁长度变为 15m, 应该做成鱼腹式, 才能与相邻的吊车梁高度相配; 另 15m 中间需做托架梁, 但我们的门式刚架中间放在托架梁上能安全吗? 屋架梁与托架梁的连接是如何进行的?

【li_qing13】:①我初步计算了一下, 吊车梁截面建议采纳如下: $H(800 \sim 1400) \times 400 \times 300 \times 10 \times 16 \times 14$ (鱼腹式), 请问相邻吊车梁有多高?

②托架梁上放钢梁安全。计算托架梁时两端按铰接考虑, 要控制整体稳定和挠度。

③屋架梁与托架梁的连接采用普通螺栓就行了。

④对于 15m 的吊车梁我还要提示你以下两点:

a. 要设制动结构 (制动桁架或制动梁); b. 要设辅助桁架、垂直支撑和水平支撑。

【刘欣】:相邻吊车梁高度为 700mm。你说的屋架梁与托架梁连接为铰接, 用普通螺栓, 是否将屋架梁直接置于托架梁上? 是否可以将托架梁近似地看成是一根摇摆柱?

【li_qing13】:①若相邻吊车梁高为 700mm, 那么鱼腹式吊车梁端头高度也做成 700mm, 我



已验算过,仍能满足使用要求,即吊车梁改为: $H(700\sim 1400)\times 400\times 300\times 10\times 16\times 14(Q345-B)$ 、 $H(700\sim 1400)\times 400\times 360\times 10\times 18\times 14(Q235-B)$ 。

②屋架梁与托架梁连接为铰接用普通螺栓,是将屋架梁直接置于托架梁上。

③托架梁是一根简支梁,应按梁计算,不应按柱计算。

④按我上个帖子里的内容④,一定要设置制动结构。

【刘欣】:可否将托架梁做成桁架形式,这也许能节省点用钢量。前面我说托架梁作摇摆柱的意思是这样的,我是想把屋架梁与托架梁的连接节点看成是屋架同摇摆柱的连接,一样只传轴力,没有弯矩。那你认为我用托架梁,屋架梁截面是不是需要改变一下?因为本来中柱与梁是刚性连接的,现在屋架梁与托架梁为铰接,相当于弯矩要屋架梁自己消化。如按内力曲线,则此刚架与其余的刚架形式是不一样的。

吊车梁当然要做制动结构,我做的是制动梁,因为要作走道用。

【lijingas】:最好还是设置纵向支撑,而且柱间支撑应当采用型钢支撑。因为在重级工作制下,圆钢会松弛。

【刘星语】:我做过一个与你相似的工程:2台10t重级吊车,7.5m柱距抽柱,应注意的是:

①吊车支反力输入不要出错。因为抽柱后荷载导向邻榀了,没有抽柱的柱荷载与原来一样没增加,所以抽柱榀刚架和邻榀刚架要与其他刚架分开各作为一种刚架设计。

②抽柱刚架抽柱处可以按摇摆柱输入,所得的轴力(恒载、活载、风载)在计算托梁时加上。

③由于托梁和摇摆柱相比多了竖向位移(相当于支座位移),要求计算相当的位移应力,或者干脆相对保守一点。

④由于抽柱使框架方向抗侧移刚度削弱很多,使其地震周期偏大,水平位移也偏大,要求在屋面抗侧力体系方面(水平支撑+系杆)加强。

小结:大跨度吊车梁的设计有其区别与常规跨度吊车梁的地方,所以在设计中需要重视以下几个方面:

①作用于吊车梁上的吊车台数。当同跨有很多台吊车时,由于吊车梁跨度大,作用于吊车梁的吊车台数将不止2台时,应按实际情况对可能出现的吊车台数进行充分考虑,《建筑结构荷载规范》5.2.1条中的注:“当情况特殊时,应按实际情况考虑”。

②设置制动系统。吊车梁跨度大时,自身的稳定性会变得非常差,所以设置制动系统是非常必要的。

③设计中需要充分考虑吊车梁的运输条件。当吊车梁无法整体运输而需要分段时,要对分段数和分段处位置在设计时先行考虑,提出要求,并采取合理、有效的方法对工地拼接点进行考虑。

④在实际的工程设计中需要采取细部构造措施来避免应力集中。

⑤屋架梁存在轴力,托架梁属于双向受弯构件,设计中应予以重视。



400t 吊车, 跨度 40m。 (id=142056, 2006-08-02)

【kiwi】:建筑总高度34m,柱距12m,跨度40m,上层吊车400t,牛腿标高24.000;下层50/10t,牛腿标高18.300。有谁做过这样的吊车梁?请多多指教,最好能提供图纸。

【思辨】：吊车梁的截面与跨度没有太大的关系，12 m 的柱距不算大，用普通的工字形截面估计也可以，我做过 300 多吨的 24m 吊车梁，用的就是工字形截面。不过要提醒你大吨位吊车的纵向力是很大的，尤其该工程的轨面标高很大，纵向影响更不可忽视，柱间支撑一定要强一些，特别是当厂房柱不多时。屋面的刚度也应该大一些，用普通的屋架+托架的形式也可以。屋架间距取 6m，上下弦、纵横应该布置足够多的屋面支撑，并应与柱间支撑配合好。柱的选型用钢管混凝土柱是合适的，但要注意下层吊车梁牛腿的节点。

现在程序很多，力学分析应没有什么大问题，厂房的设计都有规范和规程可查。不是鸟巢，没什么大不了的。

【smartzhao】：做过 450t、28m 柱距的厂房，单独计算吊车梁的话，基本上没有什么问题，表 5-1 为做过的吊车梁的数据，图 5-3 吊车梁本体的施工图。

表 5-1

轨面 标高	起吊 重量 (t)	吊车 跨度	吊车 工作制	自重 (t)		轮压 (kN)				钢轨 型号	操作 室 型式	缓冲器			轮压分布图
				总重	小重	P_1	P_2	P_3	P_4			高度 (mm)	行程 (mm)	大车 缓冲力 (kN)	
29.000m	450/80t	20.4m	A8	566	250	538	532	390	400	QU120	端入	1150	600	360	
1000m	2/63t	4m	A6	11	58	460	30	360	450	J120	顶入	200	10	8	

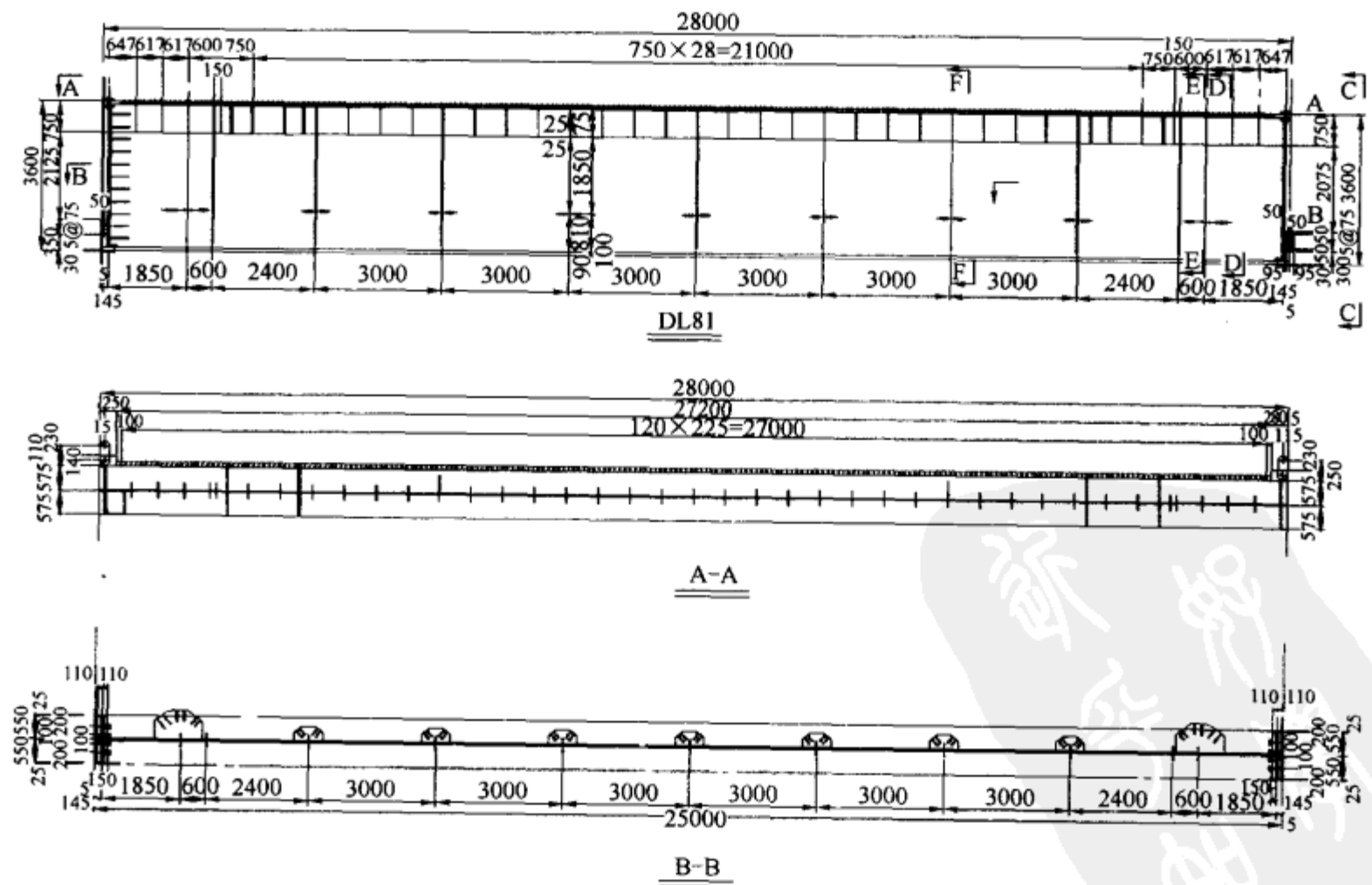


图 5-3

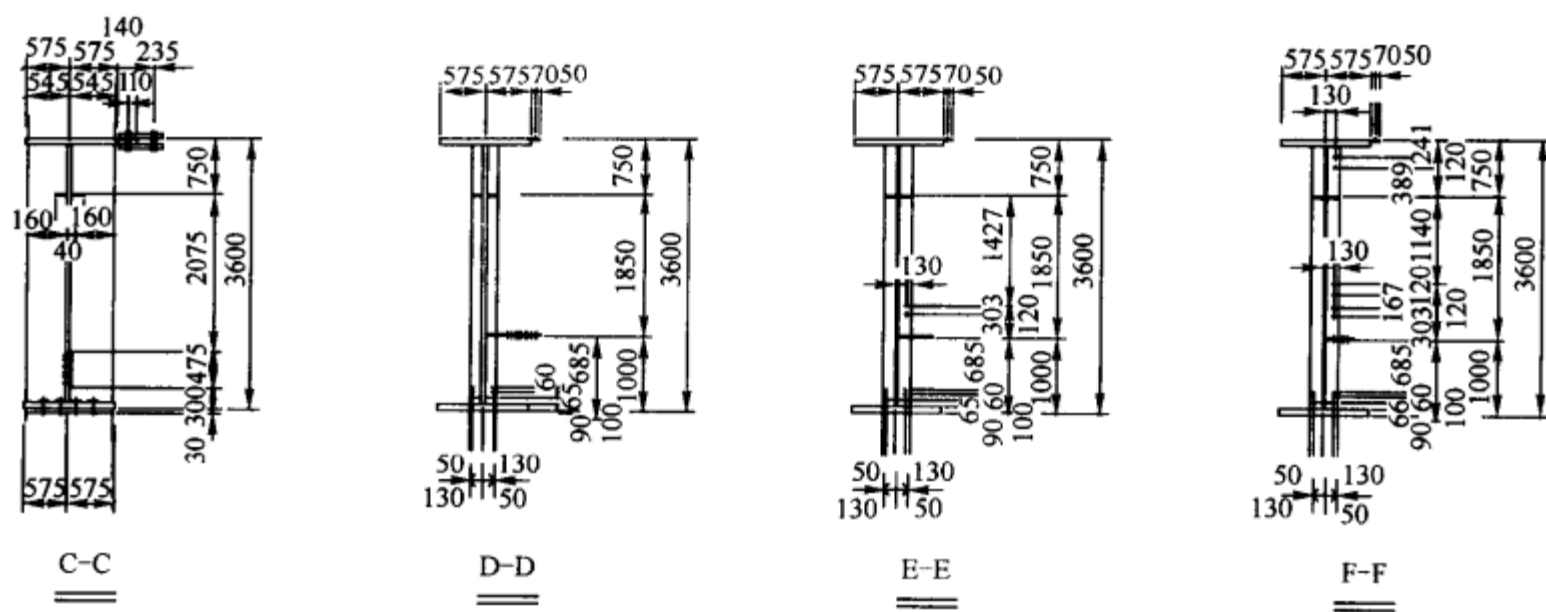


图 5-3

对于 12m 柱距, 吊车基本放不下, 400t 吊车轮距都超过 12m 了, 柱间支撑应该加强。图 5-4 为柱子截面图。

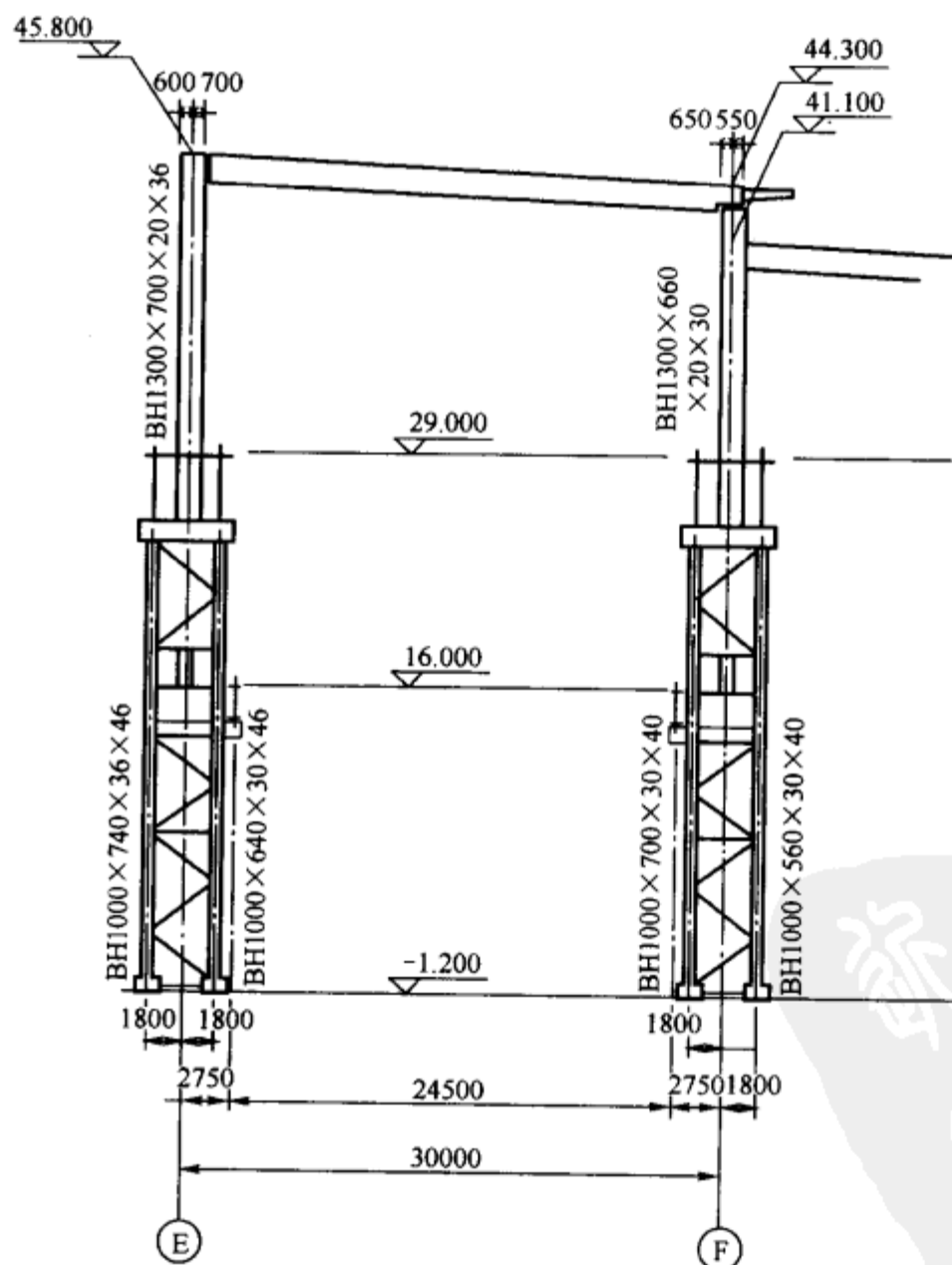



图 5-4

 50t 吊车要不要加制动系统? (id=149153,2006-10-21)

【theonic】:我现在做一个 50t 吊车的吊车梁,6m 跨,中级工作制。负责人不让加制动桁架,否则截面会很大,请问这种情况是否需要加?

【ljbwhu】:一般当吊车梁跨度不大于 6m 且吊车吨位不大于 32t 时,可以不设置水平制动结构而仅将上翼缘沿水平方向适当加强就可以。

如果吊车吨位较大且跨度较大,这时应在吊车梁的上翼缘的一侧设置水平制动结构(梁或者桁架)。

【black toby】:是否设制动结构与吊车梁的选用有关,设制动结构时吊车梁的制动板(桁架)将横向水平荷载传递给柱,没有制动板(桁架)吊车梁直接将横向水平荷载传递给柱,关键在于吊车梁的设计不同。

【qylyhn】:首先是经济问题,不设制动系统吊车梁也能做下来,但用钢量会比较大。像楼主的 50t 吊车,轨顶可能也会比较高,按规范要求,轨顶标高 $>8\text{m}$ 时要设置走道板。此情况下我们一般是把走道板兼作吊车梁的制动板,一举两得,经济性也很好。

设计大师

二、制动机构

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	xwl(徐文雷)

◆ 制动机构的分类及原理

◆ 请教吊车梁的类型? (id=108384,2005-09-08)

【xuguofeng】:在计算钢吊车梁时,吊车梁的类型分为无制动机构、制动桁架和制动梁。请问这几种结构的区别?

【lf136】:吊车梁的制动机构一般可分为以下两种形式:

- ①制动桁架,由吊车梁上翼缘、腹杆和边梁组成;
- ②制动梁,由吊车梁上翼缘、制动板和边梁组成。

以上是针对实腹式吊车梁来说,对于吊车桁架,则吊车梁的上翼缘应为吊车桁架的上弦杆,边梁也应变成辅助桁架。此外,当吊车梁跨度大于或等于12m时,需要在三分点或四分点处设置垂直支撑,必要时还要设置下翼缘水平支撑。

吊车梁制动机构的作用是:

- ①承受吊车横向水平力或其他因素产生的水平力;
- ②保证吊车梁的侧向稳定性;
- ③作为检修吊车及轨道的操作平台及人行走道。

一般情况下,制动机构可选用制动桁架,对于重级工作制吊车梁、吊车起重量较大且吊车梁跨度比较大的情况,宜选用制动梁体系。特重级工作制吊车梁的制动机构应采用制动梁。

◆ 请教与厂房吊车制动桁架有关的问题。(id=60336,2004-06-02)

【crazy】:吊车制动桁架如何设置?制动力传到哪里了?

【yang000nan】:吊车梁制动结构不是把吊车“制动”的结构,而是承担吊车“制动”时产生的水平力的结构体系。当吊车吨位、工作制、跨度等超过一定值时,还要设置辅助桁架,它与吊车梁、制动结构、下弦水平支撑及垂直支撑共同组成一个空间结构体系,以承受水平力和吊车偏轨引起的扭矩等,这时制动结构的作用又扩大了。常见的吊车梁制动机构如图5-5所示。

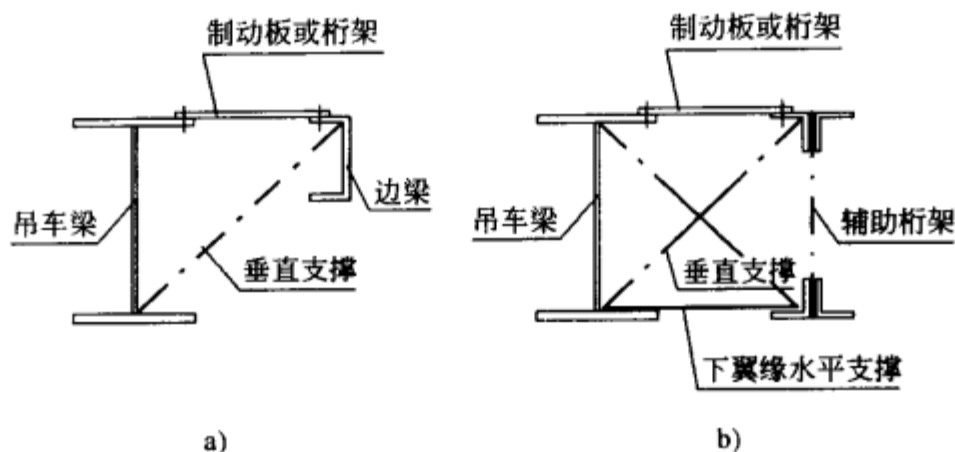


图 5-5 制动机构示意图

图中水平放置的构件可以是制动板,如果是制动桁架截面可能会更大一些,连接方式也有区别。换个角度说,由于吊车梁自身竖向刚度(I_x)很大,当吊车的竖向荷载作用在吊车梁上时,吊车梁把这个竖向力“吃掉了”。制动机构的原理与此有些类似,它主要承担吊车的水平作用力,以及增加吊车梁结构体系的水平刚度。

【YAJP】:实际上,制动结构可认为是水平放置的梁或桁架,制动梁或制动桁架的名称就是由此而来的,吊车横向水平刹车力先是传给制动结构,由制动结构再传至柱子,再到基础。排架分析时要考虑吊车横向水平力,这个力就是由制动结构传到柱子上的。如果没有专门设置制动机构,吊车梁上翼缘就作为制动结构。

【yang000nan】:YAJP 所提到的东西一点没错,也给我提了个醒。

当然所有的力都是传到柱子上又传到基础上的,而我所说的“吃掉了”是针对首帖 crazy 的提问“它的减速制动原理是什么?制动力传到哪里了?”而回答的,重点是想说明制动结构在吊车梁系统中的作用不是首帖中类似弹簧的作用。

规范的应用与计算

对《钢结构设计规范》3.1.6 条的一些疑惑。(id=107737,2005-09-02)

【chlihu】:在《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)3.1.6 条中,计算吊车梁或吊车桁架及制动结构的疲劳和挠度时吊车用一台吊车的荷载,与《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)5.2.1 条参与组合的吊车台数不宜多于 2 台不吻合,请解释一下。

【wallman】:关于验算吊车梁或吊车桁架及制动结构的疲劳和挠度时使用一台吊车荷载的问题,条文说明中也有解释。我认为它与《建筑结构荷载规范》并不矛盾。《建筑结构荷载规范》5.2.1 条中,要求是“不宜多于 2 台”,并非一定要使用 2 台,当然有依据的时候也可以使用 1 台。因此《钢结构设计规范》中在验算强度和稳定时吊车荷载可以按照《建筑结构荷载规范》中的不利情况“2 台”选取;而在验算疲劳和变形时,考虑到正常使用状态的实际情况,规定只使用“1 台”吊车荷载。国外大多数国家也是这么做的。

【chlihu】:以前的规范在计算吊车梁的竖向挠度时采用的是 2 台,制动桁架平面外挠度采用的是 1 台,谢谢楼上兄弟的帮助,我按新规范来吧。



来关注一下 20t 吊车的门式刚架。(id=106168,2005-08-18)

【xcq111】:有一个带 20t 吊车的门式刚架工程,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》规定:“当桥式吊车起重量较大时,尚应采取措施增加吊车梁的侧向刚度”。有文章介绍“起重量较大”指的是大于等于 15t。

此处的“应采取措施增加吊车梁的侧向刚度”应如何采取?是否指应设置制动桁架?但在《钢结构设计规范》里当吊车梁跨度大于 12m 时,才设置制动桁架,而且我在图集 04SG 518—3 及 SG 520—1~2 中也没有找到关于吊车起重量大于 15t 时,采取增加吊车梁侧向刚度的措施。

【wanyeqing2003】:①20t 吊车门刚,屋面支撑系统最好也用角钢。

②小柱距吊车梁可以不设制动桁架。

可以参考下面的帖子:

增加吊车梁侧向刚度

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=89460

【xcq111】:我也是按不设制动桁架计算的,可以通过,只是因为《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中有这么一句话,且为‘应’。从前有人做过,不理睬这条,而且实际中不去理会这条也没有出问题。

如何增加吊车梁的侧向刚度?(id=89460,2005-03-31)

【99404134】:有一台 20t 的吊车,应采用什么样的方法来增加吊车梁侧向刚度?

【wanyeqing2003】:增加吊车梁的翼缘板宽度,或者设置制动行架或制动梁。

【99404134】:在吊车梁上加隅撑 L80×6,行不行?

【flywalker】:隅撑不是用来也不能用来保证吊车梁的侧向刚度,常见吊车梁与柱连接的隅撑是用来保证柱外翼缘稳定的,常用于边柱设吊车梁处。加宽翼缘或做箱形吊车梁或增设制动桁架及制动梁可以提高吊车梁的侧向刚度,并以后两种方法有效,以最后一种方法简单。

【sonny】:其实,是否需要设置制动桁架或制动梁是通过计算来确定的,20t 吊车吨位并不大。若柱距较小的话完全可以不加。通常吊车梁跨度在 7m 以内,吊车起重量不超过 32t 的吊车梁不加制动系统均能满足要求。

【wanyeqing2003】:同意 sonny 的说法。要是吊车梁跨度不大的话,可以不设制动桁架或制动梁,利用加宽翼缘的办法即可。如果跨度大的话就需要设置制动机构。至于侧向变形,强度及稳定性需要通过计算确定。

关于吊车梁。(id=103277,2005-07-21)

【qq19】:用 PKPM 怎么施加 3 台 20t 吊车的荷载?程序中只有两个位置。

还有谁会设计吊车梁制动桁架?请教教我要领。

【jekin】:在计算吊车对结构的影响时,一般是以两台吊车组合进行计算的。在 PKPM 软件中进行吊车梁计算时,也是如此。但是在计算疲劳或吊车挠度时,就为轮压最大的吊车。所以你说的上述情况,我个人认为每跨都应该按 2 台吊车组合计算。

【山里人】:①《建筑结构荷载规范》规定:“计算吊车荷载时,吊车的台数不应多于2台。”

②计算吊车梁变形时按最大一台吊车的荷载进行计算。

③计算吊车梁的制动桁架时,先了解制动桁架的作用:承受吊车横向水平荷载及其他因素产生的水平力;保证吊车梁的侧向稳定性;增加吊车梁的侧向刚度。

④计算制动桁架分两部分进行计算:

a. 计算制动梁(单个槽钢或型钢)由竖向力、水平力产生的弯矩,并进行强度验算;

b. 计算制动桁架的弦杆和腹杆的最大内力可用影响线的方法求,再计算杆件的强度及长细比。



吊车制动梁。(id=46863,2004-01-02)

【cx0318】:请问在什么吨位吊车情况下要设吊车制动梁?

【msf】:《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)8.5.9条规定:当重级工作制吊车梁跨度大于或等于12m,或中级工作制大于或等于18m时,设置制动结构、辅助桁架和下弦水平支撑。

【DYGANGJIEGOU】:有下列情况之一者宜用制动梁(制动桁架):①吊车梁为重级工作制;②吊车梁跨度大于或等于12m;③吊车梁为吊车桁架时。

关于吊车梁制动(梁)桁架的设置,实际中也见到过一些轻型钢结构厂房,其跨度在24m以内,吊车为5~20t,吊车梁跨度为6~8m。有相当一部分设了制动(梁)桁架;更甚者有跨度10m,吊车仅3t,吊车梁跨度6m也设了制动桁架。根据很多专家和同行的设计经验,类似以上吊车吨位和跨度的轻钢厂房可不设制动(梁)桁架,首先是《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中规定轻钢厂房只能设中、轻级工作制桥式吊车,超重量不大于20t。只要满足吊车梁的强度、变形及构造要求,且在横向水平刹车力作用下满足吊车梁的侧向稳定,是可以不设制动桁架的。不过,当有必要时可适当加大吊车梁上翼缘的宽度,以保证其稳定性。不设吊车制动桁架还可减少制造和安装工作量,降低造价。

【臭手】:除规范规定外,尚应考虑经济因素。应比较一下仅加强上翼缘来保证稳定和用制动结构来保持稳定哪一个更经济。

另外,如果需要检修走道,可以用制动结构来兼顾了。



什么时候增加吊车制动结构?(id=24792,2003-03-29)

【liwei2003】:在什么情况下才考虑加吊车制动结构?中级工作制吊车梁是不是不用加吊车制动结构?

【li_qing13】:吊车制动结构的作用:①提高吊车梁的整体稳定性;②加强吊车梁上翼缘。也即是说,制动结构对吊车梁的整体稳定起非常有利的作用,对吊车梁上翼缘也起很大的加强作用。

由此,可以知道在什么情况下需要设置制动结构了:①一般情况,吊车梁的整体稳定在不加制动结构难以控制,或者即使控制好了但上翼缘需做得较厚、较宽时,就可以考虑加吊车制动结构。②吊车梁跨度较大时(如超过9m),也应在构造上设置吊车制动结构。

【vesa】:《钢结构设计规范》8.5.9条有大致如下规定:当吊车桁架和重级工作制吊车跨度大于或等于12m,或轻、中级工作制吊车梁跨度大于或等于18m时,宜设置辅助桁架和水平支



撑系统。吊车制动结构的作用是通过加强吊车梁上翼缘提高吊车梁的整体刚度和抗扭性能。

连接问题

制动板与吊车梁上翼缘可焊接? (id=119725,2005-12-23)

【supermaa】:由于吊车梁上翼缘宽度的限制,现考虑制动板与吊车梁(吊车为 A6 级工作制)搭接 30mm,上翼缘焊接(满焊),这么做是否可行?

【YAJP】:可以,上面满焊,下面间断焊。

【xylcj】:吊车梁系统直接承受动荷载,焊接连接容易产生疲劳。这样的做法有依据吗?

【YAJP】:GB 50017—2003 中 8.5.8 条规定:“重级工作制吊车梁中,上翼缘与柱或制动桁架传递水平力的连接宜采用高强度螺栓的摩擦型连接,而上翼缘与制动梁的连接,可采用高强度螺栓摩擦型连接或焊接。”A6 级工作制吊车肯定不是硬钩,吨位不超过 50t 时,用焊接没问题。高强度螺栓可以孔前传力,上翼缘截面损失不太大。

【hai】:在《钢结构设计手册》(上册)的第 335 页能找到相关说明:重级工作制(A6~A8)吊车梁中,上翼缘与柱或制动桁架传递水平力的连接宜采用高强度螺栓连接,而上翼缘与制动梁的连接,可采用高强度螺栓连接或焊接连接。由于你采用了制动板,即此条中的制动梁,所以两种方法都可以。

【暴风】:吊车梁的上翼缘基本总处于受压状态,而受拉区对于疲劳较为敏感,受压区对于疲劳并不敏感,所以可以用焊缝。按照《钢结构设计规范》6.1.3 条,应力循环中不出现拉应力的部位可以不计算疲劳。

【YAJP】:楼上说的不太准确,吊车梁上部区域不是纯粹的受压区,轨道偏心、水平荷载都会造成局部拉力和剪力。吊车梁实际出现的疲劳裂缝大部分出现在上翼缘附近,包括与制动板的连接处。只是规范上没有给出这样的计算方法。

【wyj2002081】:钢构件及其连接在重复荷载作用下,会产生疲劳问题。疲劳主要受应力幅的影响,而和最大拉应力无关,而且应力循环不出现拉应力的部位也可不计疲劳。至于吊车梁一般为简支梁,且由于其上部区域是自由的,无论是在竖向荷载还是在水平荷载作用下,理论上均不会出现拉应力。所有的连续吊车梁,有侧向制动构件的简支梁都会造成上翼缘的局部拉应力。因此,制动板与吊车梁上翼缘的连接肯定会出现疲劳问题,但怎么计算,规范没有明确相应的计算方法。个人认为:小吨位吊车、简支吊车梁的情况下,宜采用螺栓连接;大吨位、重级工作制的情况下,应采用螺栓连接(现在螺栓连接的施工也很方便,质量很可靠,还方便检查)。

制动梁边梁和柱的连接问题。(id=104295,2005-07-30)

【marenbuhao】:设计了两种连接方法(图 5-6),感觉第一种方案要好些,但施工较后者困难。第二种方案在制动梁承受水平荷载作用时,边梁通过连接板面外侧,将水平力传递给柱子,感觉不妥,就增加了一块加劲板,但还是觉得不是很好。请求更合理的方案。

【登陆 STEEL】:我认为将边梁与柱的外翼缘连接比较合理!设置加劲肋。

【wallman】:边梁与柱的连接位置是不受力的,采用合理的构造设计即可。如登陆 STEEL 所说,最简单合理的做法就是将边梁与柱的外侧翼缘相连,只用一个连接板即可。但如果水平

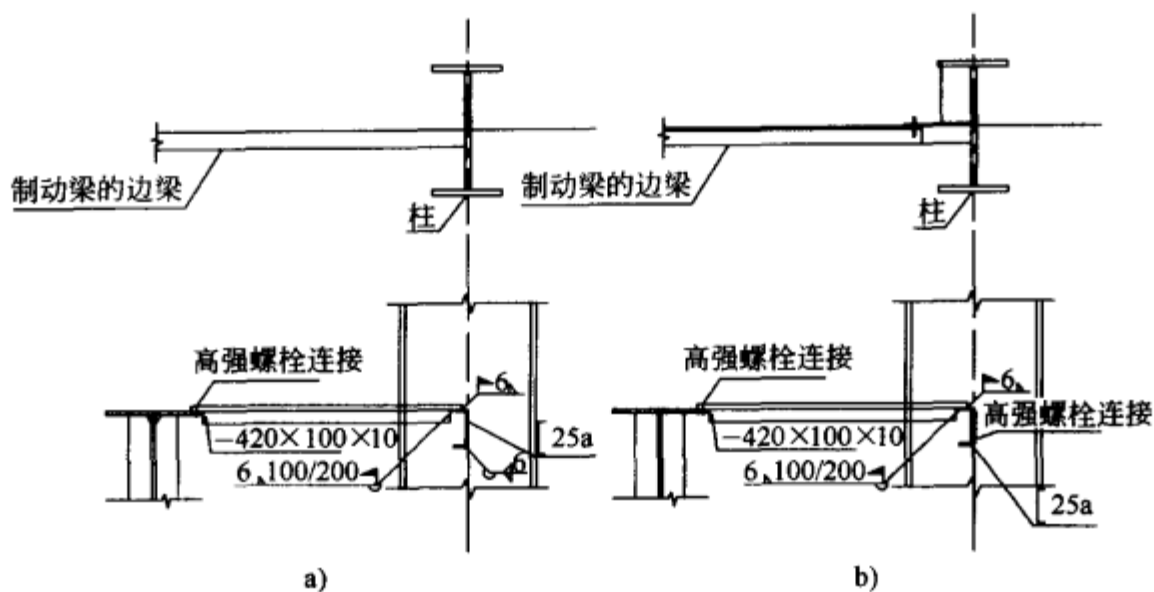


图 5-6 方案比较
a)方案一; b)方案二

制动桁架不用那么宽,此时边梁可能正好处在柱的腹板位置,不过可以采用增设加劲肋的方法,以增加连接处腹板的刚度,即采用方案二的类似做法。方案一不可取,首先是施工不方便,需要高空焊接;其次虽然边梁与柱的连接位置不受什么力,但是如果腹板较薄,稍有吊车刹车荷载,就有可能造成柱腹板的变形。所以这种方案不是很严谨。

◆ 制动机构和走道板

◆ 吊车梁走道板设与不设有哪优缺点? (id=99320,2005-06-15)

【xiaobai】:按道理只要带驾驶室的吊车都应有走道板,但现在设计的钢结构厂房大多都省略走道板,而且很多甲方也都提出不要走道板,甚至连制动桁架也没有,不知道维修人员是如何上下的,规范也没有对此做强制性规定,设计时不知应如何看待此问题?

【subruai】:制动板一般可以兼作走道板,对一些吨位较小的吊车,其上翼缘和整体稳定很容易满足,不需设置制动结构,然而对一些吨位较大或跨度较大的吊车,为保证其稳定性则必需设制动结构。

【wanyeqing2003】:吊车走道板除了作为维修人员的通道外,还可以兼作吊车梁的制动梁。如果吊车轨顶标高较低,且在吊车梁稳定性满足的情况下,可以不设吊车走道板。有规定说,一般工业厂房吊车轨顶标高超过 8.0m 应在一侧或两侧设置走道板,具体内容详见《机械工厂建筑设计规范》(JBJ 7—96)7.4 条。

【rybin0691】:我认为轨顶标高超过 8.5m,最好设置吊车走道板和上人梯。因为这么高的梯子不好找,也不太好搬运;再加上爬梯超过 4m 就需要设平台,一般的梯子满足不了这个要求。规范中的绝大多数条文还是合理的,是考虑了实际使用条件的,应当遵守。

◆ 100t 中级工作制吊车是否需要设置制动梁和走道板? (id=88927,2005-03-28)

【MST】:100t 中级工作制吊车是否需要设置制动梁和走道板? 哪些情况下需要设置走道?



【DYGANJIEGOU】:吊车梁和制动梁(或制动桁架)主要承受吊车竖向及水平荷载,并将这些荷载传到横向框架和纵向框架上。15t以下(不含重级)吊车,吨位小且吊车梁跨度小,吊车竖向及水平荷载也小,制动梁不需要设置。15t以上轻、中级或重级工作级别吊车,吨位大,吊车竖向及水平荷载也大,就需要设置制动梁。

对于100t吊车梁应设置制动结构,做制动梁或制动桁架,由制动结构将横向水平荷载传至柱,同时又保证了吊车梁的整体稳定。当制动梁的宽度较大时,宜采用制动桁架。吊车梁的上翼缘充当制动结构的弦杆,制动结构的另一翼缘或弦杆可以采用槽钢或角钢。制动结构还可以充当检修走道(有专门的图集,主要为了检修方便),故制动梁腹板一般采用花纹钢板,厚度6~10mm。对于跨度大于或等于12m的重级工作制吊车梁,或跨度大于或等于18m的轻、中级工作制吊车梁宜设置辅助桁架和下翼缘(下弦)水平支撑系统,同时设置垂直支撑,其位置不宜设在梁或桁架发生最大挠度处,以免受力过大造成破坏。对柱两侧均有吊车梁的中柱则应在两吊车梁间设置制动结构。

【towngod】:你可以采用制动桁架+走道板的形式,节省用钢量。不用制动构件,吊车梁截面就会比较大。

◆ 工程应用实例

◆ 是否需要设置制动结构? (id=127056,2006-03-14)

【山西洪洞人】:一个多连跨大吨位吊车厂房,内有80t和50t的吊车不等,吊车梁是否需要设制动结构?

【zc1985】:这个问题需要计算确定,还要考虑结构的经济性;对于大吨位的吊车来说,横向水平力会很大,而吊车梁弱轴受力非常不利,若不用制动结构可能会不经济。对于中柱来说,两边吊车梁可互为制动,只要用连接板相连即可。

【wanyeqing2003】:从受力和经济性上考虑,我同意zc1985的观点。而从使用功能方面考虑,这样大吨位的吊车一般轨顶较高,需要设置吊车走道板,走道板可以和制动机构做成一体,这样就能够兼顾各方面的功能,即经济又实用。由此看来还是设制动机构为好。

◆ 请教有关吊车梁制动结构方面的问题。(id=79887,2004-12-17)

【runningman】:设计一个厂房,高18.5m,单跨27m,2台中级工作制40t吊车,柱距8m。在设计吊车梁时有必要设置制动结构吗?

如果加大吊车梁的上翼缘,也可以满足要求;如果设置制动桁架,虽然减轻了吊车梁重,但是综合考虑,还是不设置制动机构的经济,且构造简单。不知道从构造考虑是否一定需要设置?

【wxfwj】:制动结构的作用是承受吊车的横向水平荷载,增加梁的侧向刚度,保证梁的整体稳定性。当吊车起重量 $\leq 30t$,跨度 $\leq 6m$,中级以下工作制时可以采用加宽吊车梁翼缘而不设制动装置的措施。针对你的这种情况宜采用制动结构,用6mm厚花纹钢板,下面焊加劲肋,制动梁还可以兼作检修走道。

(3) 18m 跨重级工作制吊车梁的制动结构。(id=42332,2003-11-16)

【flywalker】:柱距 18m 的厂房,重级工作制吊车,吊车梁高 2200,支座处高 1350。设置 H1200×400×16×20 的制动梁(兼作托架梁,上放一榀门式刚架),吊车梁与制动梁间用制动板连接,制动板厚 8mm,连接如图 5-7、图 5-8 所示。吊车梁与托架梁高度相差比较大,不知是否可以?

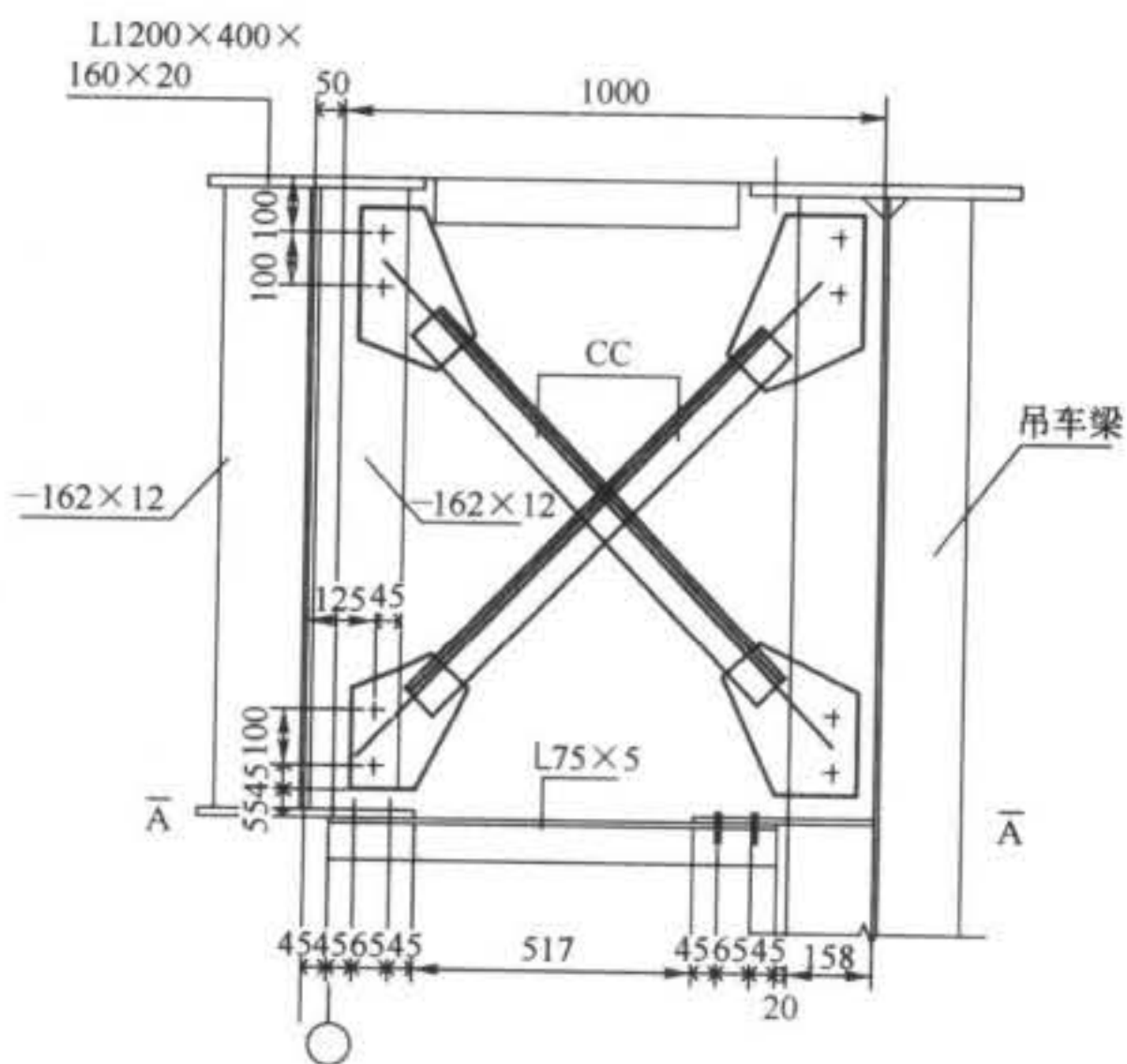


图 5-7 连接示意图

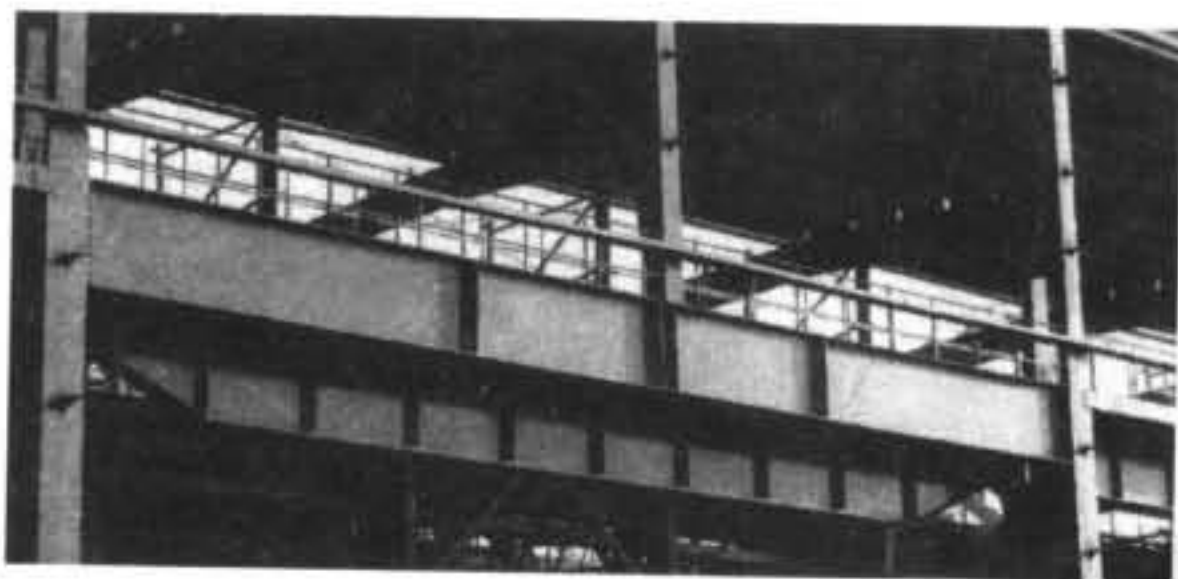


图 5-8 现场照片

【lijingas】:看了 flywalker 兄设计的节点,确实不错,只是觉得有点怪,把垂直支撑连接在吊车梁的腹板上,那么吊车梁的受力会比较复杂,总没有直接连接在翼缘上传力直接。这样高的吊车梁,你可以考虑采用辅助桁架形式,这样传力可能会好一些。

【dyd771】:①制动结构抵抗水平力力求集中在吊车梁上翼缘,这样传力简洁明了。

②制动结构与吊车梁的倾覆稳定,在吊车梁上翼缘制动结构与吊车梁有可靠的传递水平力结构。



③吊车刹车制动力引起门式刚架的振动,加强门刚的空间稳定性布置。



吊车制动梁。(id=24127,2003-03-20)

【刘欣】:现有项目 300m 长,21m 双跨,10t 双梁吊车,重级工作制,规定要做制动梁,现在我用 3D3S 计算吊车梁,但不太理解。截面如下,吊车梁:700×240×10×8(腹板为 10 厚,翼板 8 厚),跨度 7.5m;制动结构:边立柱 20 号槽钢,上铺 6 厚花纹钢板,与吊车梁高强度螺栓连接。请问:吊车制动结构对吊车的翼板有如此大的影响吗?采用 Q235 钢截面是否正常?

【li_qing13】:吊车梁设不设制动结构对吊车梁的整体稳定影响很大,因而对吊车梁的截面设计影响也很大。你所提供的截面不合理,也不经济。我试着用程序算了一下,也用手算了一下,如果采用 Q235-B 钢板,你所提供的截面根本不能满足吊车梁的使用要求。结果如下:上翼缘应力 308,下翼缘应力 279,挠度达到跨度的 1/520(允许值为 1/1200)。因此,我认为你要是确实在搞这个项目结构设计的话,请务必思考一下。我经过计算给你推荐一个截面:H700×340×280×8×14×12。

【josephone】:由于吊车采用的是重级工作制,还应考虑其疲劳验算或者在构造上采取相应的措施。建议腹板厚度改为 10 厚,截面采用:H600×350×280×10×12 应该已经够了。

【刘欣】:我看了一下计算过程,发现吊车制动梁与吊车梁同时工作,因做了吊车制动梁,所以吊车梁无需做稳定性设计,重级工作制吊车梁挠度控制比为 1/750。



结语

在中华钢结构论坛上,有许多关于吊车梁制动机构、辅助桁架和机构支撑的话题,这也是工业厂房中经常遇到的结构。本文主要把吊车梁制动结构的分类、工作原理、对规范的理解、计算及连接的处理、与吊车走道板的关系等方面的帖子整理汇总,此外还收集了一些工程实例供大家参考。由于篇幅限制,这里仅收集了其中的一部分内容。如果读者对这方面的话题感兴趣,可以到中华钢结构论坛上参与讨论,或者提出进一步的话题。





三、吊车梁的焊接与连接

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	xwl(徐文雷)

吊车梁焊接问题

请教 24m 跨钢吊车梁的现场拼接方法。(id=25838,2003-04-12)

【msf】:有一个工程,150t 中级工作制吊车,24m 跨钢吊车梁。由于运输问题,需要现场拼接,请教是采用高强螺栓好,还是采用焊接好? 需要注意哪些问题? 有无这方面的经验、实例或资料?

【titanink】:这个问题可能出在最初的技术方案上,现在只能亡羊补牢了。

150t 中级工作制吊车梁,24m 跨度,高度能控制在 2.5m 以内已属不易,何况这么高大的断面,在现场拼接的难度可想而知。

用高强螺栓的可行性不是很好,虽然理论上说高强螺栓连接在现场似乎容易控制。但一是板都很厚,无论上下翼缘还是腹板,加工安装都不容易;二是会给上翼缘铺轨造成极大困难。

个人建议采用全部剖口熔透焊,加强工艺控制,拼接位置最好离开梁端部不超过 8m,且上下翼缘及腹板拼接位置错开 0.5m,拼接上翼缘时在腹板开孔后补实。应制定详细的焊接顺序,并经一定级别的专家论证。要求现场焊工水平,最后应请一位火焰矫正高手,也可以考虑电加热矫正。

无论最后采用什么方案,方便的话,请 msf 能把具体的内容贴上来,供大家学习,这是我喜欢论坛的一个原因。

这个问题给我个人的提示是:重视初步设计,做结构也要关心全局。

【north steel】:我的看法是:

- ①对工地节点连接应少焊多栓,建议采用混合连接。
- ②腹板尽量用 Partial Penetration(部分熔透焊),由计算定,一般是足够。如果不行,才用 Full Penetration(全部熔透焊)。目的是减少焊接变形、工期和检查的要求。
- ③翼缘通常比腹板厚,绝少用焊,用高强螺栓恰好发挥长处,并有相当的安全储备。
- ④先焊后栓。
- ⑤最后别忘了螺栓打毛。



【msf】:非常感谢以上二位对本工程的关心。的确,重机工厂吊车吨位大,不可轻视。

本工程 35.0m 跨,12.0m 柱距,双层吊车,上层 150t,轨高 23.0m,由于工艺原因,局部抽柱子,造成吊车梁的跨度达 24m。

究竟是焊是栓,或是焊栓,我们多次请教专家,说法不一,请网上讨论,多指教! 焊栓专家多多献策!

【titanlnk】:同意腹板采用部分熔透焊的观点,毕竟是中级工作制。bigbird117 的建议很好,也是对结构应重视初步设计的绝好补充。

恐怕 msf 兄的设计图纸已经发出了(印象中去年见过类似问题),到了施工阶段这个问题才暴露出来,所以我们讨论亡羊补牢。

这个项目从初步设计开始,确实是应该采用吊车桁架的做法,桁架高 3~4m,分 6 或 8 个节间,在普通上承式平行弦桁架的做法基础上,上弦节点作短柱,上设 6m 或 8m 跨吊车梁。如果直接将上弦做成劲性梁也是可行的,但上弦的讨论比较麻烦,不如分开概念清楚。分开做用钢指标会差一些,但只要精心设计,差的钢是可以从施工难度和结构可靠性方面补回来的。比如,当这样做时,“直接承受动力荷载”的任务就与桁架无关了。

另 north steel 兄可否解释一下“螺栓打毛”的细节,主要是做法的意图和施工方法。栓焊的做法不是绝对不可以,但存在的细节问题好像挺多。

msf 兄可否将不同专家意见摘要列出(可以不列专家大名)? 也让我们开开眼界、长长见识,至少有个讨论的基本方向,试试从专家的角度分析和判断问题,专家毕竟是专家,非我等望尘所能及。

【lijingas】:看了上面的帖子,虽然我没有这方面的经验,不过我有一个想法,不知合理否?

吊车梁下翼缘是受拉,应力较大,而且此处相应对疲劳荷载比较敏感,因此我觉得最好是采用栓接(摩擦性高强螺栓,抗疲劳性好,质量容易保证),如果是熔透焊,规范是要求一级焊缝的,这个对现场的工艺要求比较高,由于上翼缘是稳定应力控制,因此强度比较小,而且考虑轨道安装,最好采用完全熔透焊(可采用二级焊缝),而腹板最好采用栓接,这样质量能够保证,根据规范要求,拼接点应在吊车梁端部 1/3 处(不宜在跨中)。

【flywalker】:本人也比较倾向于 lijingas 的观点,毕竟现场的一级焊缝比较难以保证,而腹板高度又较大,焊接的变形量不容忽视,后期的校正也较难,更何况现场的各方面条件都与工厂无法比。而上翼缘的焊缝按照规范要求二级焊缝可以满足,况且要铺设轨道,螺栓连接不太好做,用焊接比较合适。我觉得施工时是不是可以腹板先上临时固定螺栓,然后焊接上翼缘(充分考虑焊接工艺),再上腹板及下翼缘的高强螺栓。高强螺栓的摩擦面及防锈也要处理好。

【YAJP】:完全用高强螺栓连接,上翼缘轨道下的拼接不好处理。过去采用铆钉连接,而这里是采用沉头铆钉连接的。可以采用上翼缘焊接,下翼缘和腹板采用高强螺栓连接,这种做法在工程中采用过。

【lijingas】:YAJP 老兄,即使是采用沉头螺栓,那么难道上面不需要夹板吗? 那一样会给

轨道安装带来困难的!

另提一个问题,《建筑结构荷载规范》规定一跨最多考虑 2 台吊车组合,但现在由于抽柱太多,如此处吊车梁长 24m,可能有 3~4 个柱间,那么是否还是只考虑 2 台吊车的组合呢?如果有更多抽柱呢?这样只考虑 2 台吊车组合,是否偏于不安全?

【xj984】:《建筑结构荷载规范》的规定一般是在柱距比小的情况下采用的,一个柱距里面只能同时容纳 2 台吊车,现在柱距 24m,可以同时容纳好几台吊车,一定要按实际情况考虑。

【DYGANGJIEGOU】:本人做过类似的吊车梁,也是 24m 长,具体做法如下:

①焊接吊车梁的工地拼接段的腹板和下翼板采用摩擦型高强螺栓连接(两侧打夹板)。

②上翼板采用对接焊缝,焊接中加引弧板和引出板。其焊缝形式为对接与角接的组合焊缝,质量等级为二级以上(含二级)。此时,焊缝强度可按母材等强度考虑。

③吊车梁采用起拱,拱度为 24mm。

验收通过,一切顺利!

【msf】:目前这个项目已经竣工投产。24m 吊车梁还是采取工厂制作,整体运输到现场(水运)。因为是局部抽柱,所以该吊车梁是变截面的,端部高度与 12m 跨相同,1.8m 高,中部 3.2m。吊车排列是 60t、150t、40t。

吊车梁上翼缘板与腹板的焊接问题。(id=49429,2004-02-16)

【tdbingyu】:向各位请教一下吊车梁上翼缘板与腹板能不能完全焊透?

【摘星手】:一般不需焊透,采用连续直角焊缝就可以了。

在重级工作制和起重量大于 50t 的中级工作制吊车梁上翼缘与腹板的“T”形焊缝连接中必须焊透,且焊缝质量不低于二级标准。

【懒虫】:关于吊车梁腹板与上翼缘的连接焊缝:重级工作制吊车梁、50t 及以上中级工作制、腹板厚度 >14 的焊接工字钢吊车梁应采用全焊透的焊缝。

吊车梁腹板拼接。(id=61359,2004-06-10)

【dyc2002】:请问各位,我在现场施工中遇到了这样一件事情:由于条件限制,腹板进料为 6~7m 的 14 厚腹板,吊车梁为 12m,我能否在中间拼接?有关规范上说,上下翼缘在跨中 1/3 处应避免拼接,而没涉及腹板。请问:

①腹板能否中间拼接? ②腹板能否有两个接头?

【jiegouren】:吊车梁拼接:腹板的拼接应避免跨中 1/5 跨度范围,上翼缘板的拼接应避免跨中 1/4 跨度范围,下翼缘板的拼接应避免跨中 1/3 跨度范围。不允许中间拼接。

【flywalker】:3m+6m+3m 两道焊缝的拼接形式可以满足要求,避免在跨中拼接。

【yijiawly】:腹板的拼接应该是可以的,但是要按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》上要求的上下翼缘板与腹板的拼接应错开 500mm 以上来设计。我刚设计的 50t 吊车梁 950×450×350×16×22×20,经专家讨论决定可以这样做,但下翼缘板对接要一级焊接。

【尧臣】:按我的理解,因吊车梁腹板拼接焊缝为等强焊缝,腹板拼接应没特殊要求,但要与



上下翼缘板的拼接错开 250mm 以上。实际制作中焊缝质量一定要把好关。

连接方式

吊车梁与吊车梁的连接。(id=19440,2002-12-11)

【hndkwze】: 吊车梁与吊车梁之间要不要用连接板连接? 如需是怎样连接的?

我的做法是: 突缘式采用螺栓将两吊车梁的端板直接连接, 中间设有填板; 平板式采用连接板将两吊车梁腹板用螺栓连接。

不知高手是怎样设计的? 吊车梁与吊车梁之间如果不连接可以吗?

【ch237】: 突缘式采用螺栓将两吊车梁加劲板连接, 中间得设有填板, 牛腿上也得设垫板, 吊车梁与钢柱也得设连接板螺栓连接(制动结构)。主要控制: 一是安装误差可以调节, 二是可以加强吊车梁的整体稳定和抗扭, 加垫板还可以起到减轻水平振动的作用和防止加劲肋传给柱肩梁的局部压应力, 这些都是一些构造知识, 详细你可以查一下吊车梁的标准图集。

【hndkwze】: 补充一下, 我看到很多资料上都是将孔的位置设在吊车梁端部加劲板的下端, 但是我又在同济大学王肇民老师主编的《建筑钢结构设计》一书中发现, 螺栓孔是对称布置在端部加劲板上的, 而王老师又是这方面的泰山北斗。现在我真不知道到底应布置在哪个位置? 请问你们通常是怎样布置的? 谢谢!

▲: 在一些相关资料上可以看到工程中常用的几种吊车梁连接形式:

① 中国建筑出版社出版的《钢结构设计手册》(上册), 介绍了如图 5-9 所示的节点做法。

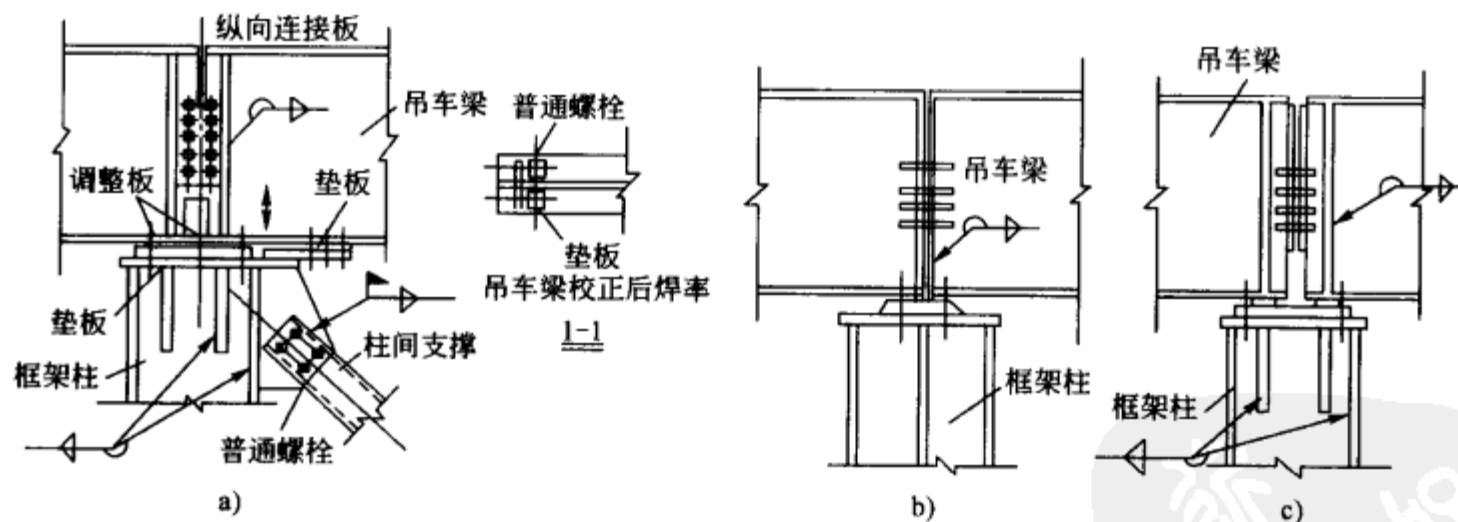


图 5-9

② 冶金工业出版社出版的《建筑钢结构设计手册》(上册)中推荐了如图 5-10 所示的节点做法, 螺栓连接位置靠近吊车梁的下部。

③ 国家标准图集 SG 520—1~2《钢吊车梁》提供了如图 5-11 所示的连接节点做法。在平板式吊车梁的连接, 腹板没有连接。

④ 在国家标准图集 05G 514—1~4《12m 实腹式钢吊车梁》中采用的是突缘式吊车梁。连

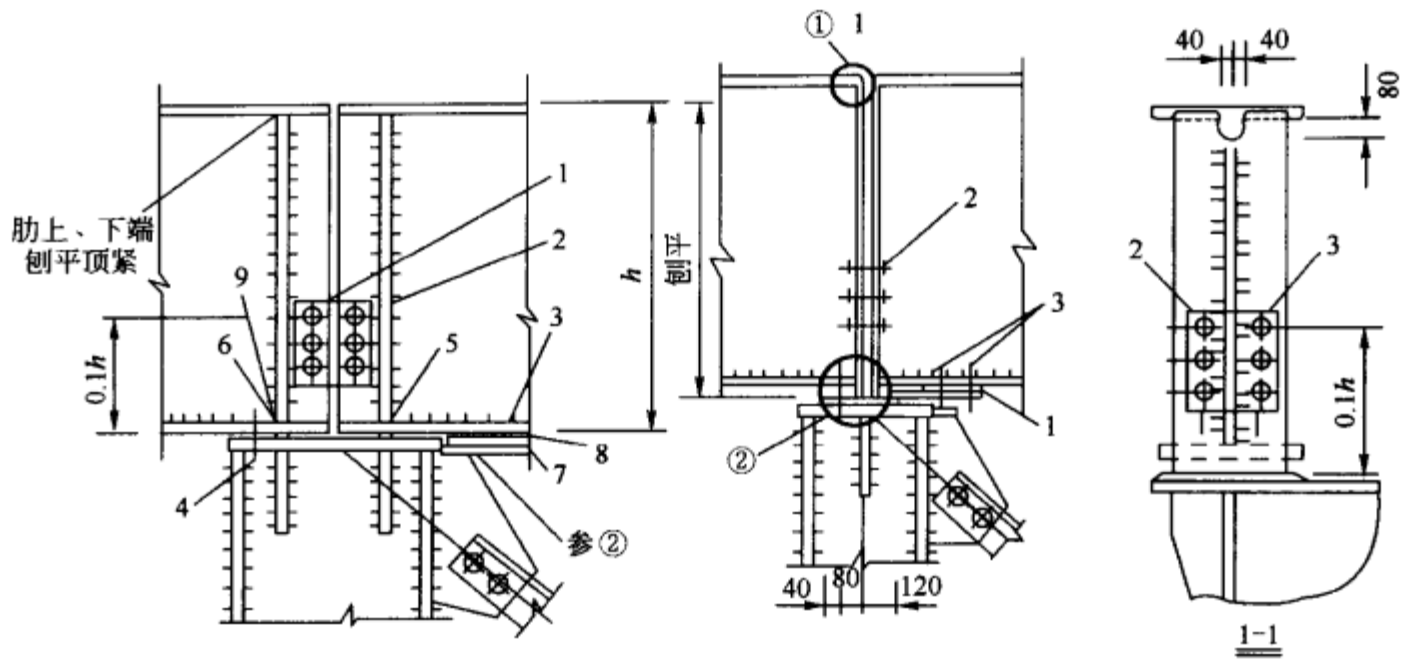


图 5-10

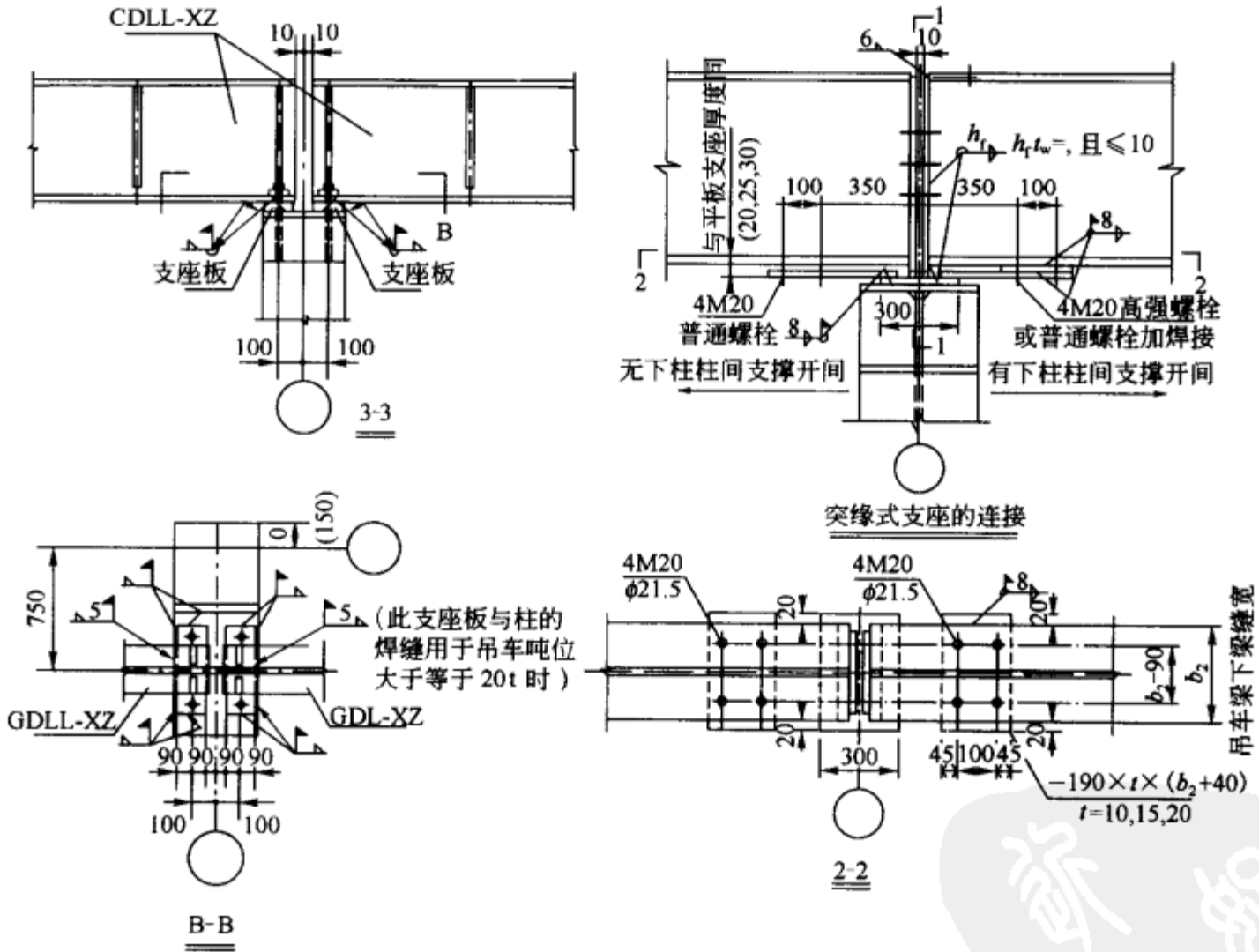


图 5-11

接螺栓的位置在中间偏上的部位(图 5-12)。



吊车梁连接用螺栓的相关问题。(id=106895,2005-08-25)

【yanghejun】: 吊车梁连接用螺栓,应该是普通螺栓还是高强螺栓,我查了好多资料,都没

有找到具体的说明?

【kswu】:采用摩擦型高强螺栓应该比普通螺栓+焊接更合适,主要从抗疲劳角度考虑。

【xiao00hua】:平时做工程时也经常碰到这类问题,我觉得用普通螺栓就可以了。对于吊车梁,需要的螺栓很多,如果全部都用高强螺栓的话,造价太高。

【msf】:标准图集 G520 上说,用普通螺栓须加焊,高强螺栓不用焊。

【myorinkan】:标准图集 G520 上说用普通螺栓须加 3 面围焊,是为了防止松动。吊车梁用普通螺栓不合适,理由是:

①由于吊车梁连接螺栓直接承受车轮的振动、冲击和反复应力荷载。根据《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)8.3.5 条的规定:“C 级螺栓宜用于沿其杆轴方向受拉的连接,在下列情况下可用于受剪连接:承受静力荷载或间接承受动力荷载结构中的次要连接。”

在 8.3.6 条中要求:“对直接承受动力荷载的普通螺栓受拉连接应采用双螺帽或其他能防止螺帽松动的有效措施。”

②参考日本钢结构规程,在 14.10 条中规定了普通螺栓的使用范围。承受振动、冲击或反复应力的连接部位,不得采用(普通螺栓)。

【DYGANGJIEGOU】:这个问题问的太笼统,到底是指哪里的螺栓?

在吊车梁连接中分:吊车梁与吊车梁之间的连接螺栓和吊车梁与柱的连接螺栓,还有吊车梁与牛腿(传力板)的连接螺栓,应该指明。

我以前谈过的:

①吊车梁与吊车梁之间的连接用普通螺栓,位置应该在吊车梁高度中部偏下的位置,这样处理的原因是吊车梁的挠度变形受的约束较小,普通螺栓和突缘式支座板不易产生疲劳破坏。

②吊车梁上翼缘与钢柱的连接应采用摩擦型高强螺栓(或者普通螺栓加焊接),因为此处承受的荷载主要为吊车的横向水平刹车力,是比较频繁的动荷载。所以用摩擦型高强螺栓比较合适,它抵抗疲劳荷载的能力比普通螺栓好得多。在以前做法中,此处连接采用的是销钉,现在已经很少采用了。

③至于吊车梁下翼缘与牛腿之间的连接,一般位置用普通螺栓即可,但柱间支撑范围内的吊车梁与牛腿连接应采用摩擦型高强螺栓,原因也是疲劳的问题。此处的螺栓将吊车的纵向刹车力(动荷载)传给柱间支撑。

◆ 吊车梁之间的连接可以用普通螺栓吗? (id=5442,2002-02-07)

【ygcjg】:我做过几个工程,两根吊车梁之间的连接都使用高强螺栓连接。但吊车梁一般都偏短,误差累积可达 7~8cm,这样就使整个房子纵向柱子向内倾斜,如果是砖墙围护特别明显。

我想,既然吊车梁是按铰接计算,那吊车梁之间的连接可否用普通螺栓,并且普通螺栓不

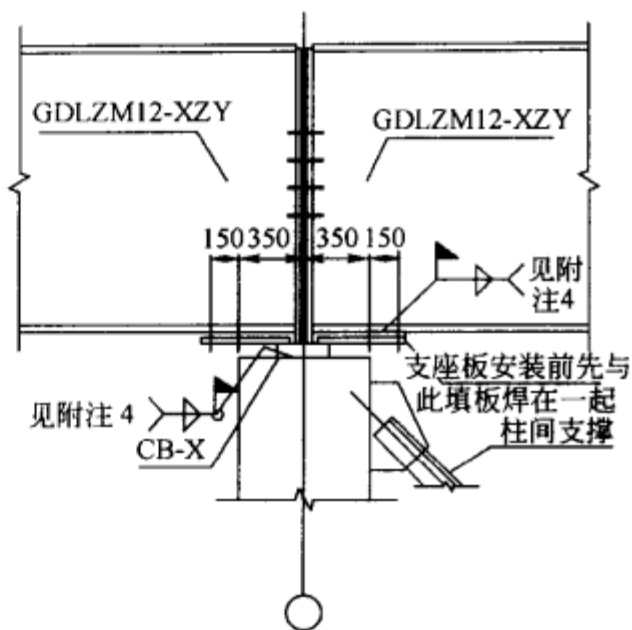


图 5-12



用拧紧。不知各位以为如何？

【ssincrane】: 吊车梁要承受动力荷载, 不宜用普通螺栓! 而且普通螺栓抗剪承载力宜考虑折减系数 0.8。

【3d】: ①一般吊车梁的下翼缘与牛腿连接及吊车梁之间连接均采用防松永久螺栓, 按构造设置, 为便于安装可设扩大孔。这种连接仅需满足能传递纵向水平力即可。

②吊车梁上翼缘与柱连接要能保证可靠传递横向及纵向水平力一般多采用高强螺栓, 焊接或板铰连接, 应按计算设置。

【懒虫】: 吊车梁之间设垫板, 其厚度根据吊车梁长度的实际误差调整, 可以防止长度误差的累加。



关于吊车梁上翼缘与柱的连接问题。 (id=69421, 2004-09-07)

【空格】: 请教: 当吊车梁无制动结构, 上翼缘与柱连接时, 连接板需要多厚? 连接板和上翼缘连接时用多大的螺栓连接? 螺栓孔应在翼缘的什么位置? 连接板和柱连接用多大的角钢?

【MFL】: 连接板用 12mm 厚, 连接板和吊车梁上翼缘连接时用 2M20 的高强螺栓连接, 吊车梁上翼缘上的螺栓孔中心距离边缘为 40mm。(以上是我个人的一贯做法, 仅供参考。)

【YAJP】: 不论是否设置制动结构(不专门设制动结构时, 上翼缘就是制动结构), 吊车梁上翼缘与柱的连接都应进行计算, 计算方法可参见冶金工业出版社出版的《建筑钢结构设计手册》。

【wosiwawa】: 如果水平荷载不大的话, 我一般采用 L100×10 角钢和大于或等于 10mm 厚的钢板。为便于施工, 我一般是与吊车梁上翼缘连接采用(M20)高强度螺栓, 与角钢连接则采用焊接。当然焊缝高度还是需验算的。

【FGZ2003】: 吊车梁上翼缘与柱的连接(焊缝高度、连接板的厚度及高强度大小)应根据吊车作用在吊车梁上翼缘的水平力计算确定。做法: 一般先在柱翼缘上焊一段角钢或钢板, 吊车梁上翼缘足够宽(在能保证吊车轨道能安装)时, 可直接在上翼缘上钻孔, 然后采用钢板(两吊车梁端部, 每支一片, 注意不能做成一片)将吊车梁与柱用摩擦型高强螺栓连接。当吊车梁上翼缘宽度不够时需在上翼缘加焊一小板, 在其上开孔。尺寸大小还需满足构造要求。



吊车梁与牛腿的连接为何分为有、无柱间支撑处? (id=111417, 2005-10-09)

【jianfeng】: 突缘支座吊车梁与牛腿的连接分两种情况:

①有柱间支撑开间有塞板; ②无柱间支撑开间无塞板。

请哪位从受力角度分析一下: 吊车梁与牛腿的连接为何分为有柱间支撑处和无柱间支撑处? 有柱间支撑开间的水平力是从哪儿传过来的?

【hai】: 无论是否柱间支撑开间, 都有塞板, 只是塞板与吊车梁在柱间支撑处焊接, 用来传递水平力, 水平力由吊车梁和系杆传来的。

【jianfeng】: 谢谢上面朋友的答复, 我可能没把意思表达清楚, 引用一帖来说明问题的含义: “突缘支座的连接方式, 柱间支撑处加垫板和传力板其实就是以前的弹簧板, 把水平力传给柱间支撑。无柱间支撑处不设垫板。”我说的塞板就是指的此处的垫板。

问: 传力板在柱间支撑处要与牛腿焊接才能传递水平力, 无柱间支撑处不设垫板, 能起到

弹簧板的作用吗？那块板还要与牛腿焊接吗？

【wanyeqing2003】:在一般钢吊车梁标准图上给出的节点为:在有柱间支撑一侧要设填板,且要将填板与吊车梁下翼缘及连接板焊牢。在没有柱间支撑位置上的吊车梁不设置填板。

我的理解是:这样的处理是为了确保吊车水平力的有效传递,并将其直接传递到柱间支撑上。在没有柱间支撑位置上的吊车梁不设置填板是为了避免吊车水平力对柱子产生不利影响。

我见到许多工程把吊车梁的连接都加上了填板,并焊在连接板上。

【jianfeng】:这样施工可以吗？

- ①所有填板都可以与吊车梁及连接板焊接。
- ②连接板与牛腿在柱间支撑开间必须焊接,因为只有焊接才能传递水平力。
- ③连接板与牛腿非柱间支撑开间一定不能焊接,防止水平力的不利影响。

【wanyeqing2003】:相关内容可以参考下面的话题:

①吊车梁连接节点标准图。

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=69278&h=1#436423

②行车梁与牛腿的连接节点问题。

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=45103&h=1#204313

③无下柱柱间支撑的吊车梁支座是否需要填板？

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=58751&h=1#262405

④吊车梁图集中的牛腿与吊车梁的连接有没有问题？

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=45371&h=1#204631

⑤吊车梁与吊车梁的连接。

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=19440&h=1#91907

四、吊车轨道连接和车挡

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	xwl(徐文雷)

① 轨道与连接

④ 吊车梁与轨道的连接方式。(id=32609,2003-07-10)

【亦水寒】:吊车梁与轨道的连接方式有压板式和弯钩螺栓式,请问它们的适用范围? 20t的中级桥式吊车可否用弯钩螺栓式连接(最大轮压 233kN)?

【msf】:弯钩式连接简单,适用于 30t 以下的吊车,20t 中级工作制应该没问题。日本多采用这种连接方式。

【zgzzsn】:我们习惯用压板式,施工调整方便,还可靠。

【亦水寒】:可国标图集 00G514《吊车轨道联结》中已取消弯钩式连接,不知此法是否可靠?

【pcwl999】:弯钩螺栓式比较经济可靠,用在中级工作制吊车梁上没问题。

【ylj_008】:吊车起重量小于等于 30t 的轻、中级工作制吊车,可用弯钩螺栓连接,其直径为 22~25mm。

压板式连接一般用于重级工作制吊车,用高强螺栓固定。所以,我认为你所提到的吊车轨道可用弯钩螺栓与吊车梁连接。

【zjz0726】:为什么不用河南长葛通用机械厂生产的 WJK 型压轨器? 一种很成熟的方式,我们做过很多厂房,减少了开孔,不削弱梁的截面!

【zgzzsn】:河南长葛通用机械厂的网站为:

<http://www.tywj.com/>

<http://www.tywj.com/guidao.htm>

WJK 固定件的适用范围及采用的设计规范:

①适用范围

- 吊车起重量:5~350t 软钩吊车,5~30t 钳式吊车,各种硬钩磁力吊车。
- 吊车工作制级别:中级、重级、特重级工作制。
- 吊车轨道型号:QU70、QU80、QU100、QU120、TG38、TG43、TG50、TG60。



d. 吊车梁的结构形式:WJK 主要用于钢吊车梁轨道固定,亦可用于旧混凝土吊车梁的改造和地面运输设备的轨道改造。

e. 稍加改进后,亦可用于带水平轮的吊车或轨道下铺设弹性垫板的吊车梁或地面运输设备的特殊需求。

② 采用的设计规范

- a. 《建筑结构荷载规范》(GBJ 9—87);
- b. 《钢结构设计规范》(GBJ 17—88);
- c. 《建筑结构制图标准》(GBJ 105—87)。

图 5-13 是该厂产品的外观图。



图 5-13

【lyy】:钢吊车梁可以参考 00G514(六)《吊车轨道联结及车挡》(用于钢吊车梁),混凝土吊车梁也有相应的图集。

【wallman】:现在通常使用压板式,因为压板式连接的刚度较大,不易产生振动。

而弯钩螺栓式连接中螺栓内部存在很大拉力,当起重量较大、工作制繁忙时,本身容易产生振动,从而导致脱落。建议除要求必须使用弯钩螺栓外,尽量使用压板式的连接方式。

② 吊车轨道的类型。(id=126158,2006-03-07)

【西部牛仔】:请问哪位知道钢轨的具体高度、宽度(最好有图)? 我需要 38kg/m、43kg/m、QU70、QU80、QU100、QU120、□ 90×90、□ 100×100 等型号。

【hai】:大部分的钢结构手册都有该部分,一般在后面附录中。

【wanyeqing2003】:这里收集了部分数据,分别见图 5-14、表 5-2,以供参考。

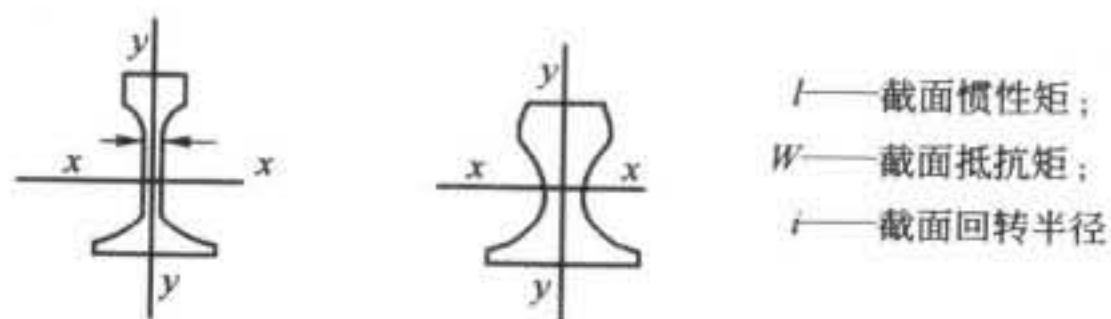


图 5-14 轻轨、重轨及起重机钢轨

轨道截面规格

表 5-2

类别	规格	尺寸 (mm)				截面积 A (mm ²)	每米质量 (kg·m ²)	混凝土吊车梁 至轨顶距离 (mm)
		h	B	b	t _w			
轻轨	18kg/m	90	8	40	10.0	23.07	18.06	
	24kg/m	107	92	51	10.9	31.24	24.95	137~163
重轨	38kg/m	134	114	68	13.0	49.5	38.73	164~190
	43kg/m	140	114	70	14.5	57.0	44.65	170~190
	50kg/m	152	132	70	15.5	65.8	51.51	190~210



续上表

类别	规格	尺寸 (mm)				截面积 A (mm ²)	每米质量 (kg·m ²)	混凝土吊车梁 至轨顶距离 (mm)
		h	B	b	t _w			
起重机 钢轨	QU70	120	120	70	28	67.30	52.80	156~176
	QU80	130	130	80	32	81.13	63.69	168~188
	QU100	150	150	100	38	113.32	88.96	188~208
	QU120	170	170	120	44	150.44	118.10	198~218

表中给出吊车梁顶至轨顶距离的大于轨道高度,是考虑了钢筋混凝土吊车梁与轨道之间需要铺设混凝土找平层,调平垫片及复合橡胶垫板等。混凝土找平层一般为 30~50 厚。

对于钢吊车梁来说,梁顶至轨顶的距离基本上等于轨道的高度。

而口 90×90、口 100×100 表示的是边长分别为 90 和 100 的方钢。



焊接工字钢吊车梁与轨道梁的连接问题。(id=20628,2003-01-02)

【xionghui3000】:焊接工字钢吊车梁与轨道梁能不能直接焊接?为什么?(吊车的起重量标准值为 3t)。

像这类焊接工字钢吊车梁疲劳连接分类是属于哪一类?

如果应力变化的循环次数小于 10^5 ,是否需要进行疲劳计算?在这种情况下要是不进行疲劳计算,吊车梁与轨道的连接焊缝对翼缘强度有没有影响?

【bxz】:如果地基好,那么轻级吊车梁可以焊,但对以后的检修会有影响。

【muhill】:我认为楼上讲的是有道理的。

①吊车梁能不能焊,主要与被焊梁能否承受相关产生的影响有关,如增加了疲劳度和水平力产生的影响。因此直接焊的梁要进行相关计算。

②对于什么时候要进行计算,个人认为应与吊车梁相一致。根据《钢结构设计规范》,力变化的循环次数大于或等于 10^5 要进行疲劳计算,否则不用进行疲劳计算,但由此产生的水平力不应忽略。

③楼上 bxz 提到的如果直接焊接则应注意检修的问题,的确是比较麻烦。

【etang】:工字钢和轨道梁直接焊接的做法我没有见过,我想也不应提倡。一般比较简单的可以选用勾头螺栓,施工也很方便。

【sepcol23】:如果我理解正确的话,吊车梁与轨道不能焊接!

①轨道的含碳量高,无法焊接。②轨道如果磨损的话,无法更换。

请参考:

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=6573&h=1#84247

【xifeng】:不能焊接,原因如下:

①两者材质相差太大。②破坏吊车梁。③轨道梁长期承受动荷载作用,需定期检查,调整轨道的标高、直线度及两根轨道的距离。

建议:

①加橡皮垫片,以减少吊车的冲击力。

②当为轻级工作制的吊车时,可选用勾头螺栓,以减少在吊车梁上打孔的工作量。

③当为重级工作制的吊车时,应选用专用轨道压板。



QU80 钢轨连接接头为何采取这种形式? (id=6573,2002-03-17)

【石三】:某车间桥式起重机钢轨采用 QU80 轨道,其连接不是采用鱼尾板,而是将两根轨端头做成刀形立面并钻孔,另外做两个带孔角钢用螺栓将两轨夹紧连接[选用的图集是 OOG514(六)]。本人想不明白。

为何 QU80 以上的轨道接头大多采用焊接式? 那么采用何种焊接方法最佳? 请详细介绍一下。

【sepcol123】:老兄的说法有误。起重机的轨道有三种:

①起重机钢轨。这是专用的,承载能力大,其型号为 QU70、QU80、QU100 和 QU120,用在直径 700mm 以上的车轮上。

②P 型铁路钢轨,型号为 P11~50,常用于小车轮,后面的数字是大约每米质量。火车常用的轨道为 P43,即常说的 43kg 轨道。

③方钢。由于对车轮的磨损大,目前已经很少用。

你说的吊车可能是大吨位的,或者和起重机的级别有关系。因钢轨的材质是 U71Mn,含碳量高,所以钢轨是不能焊接的,只能用钢轨头部的孔配螺栓固定,孔是标准的。鱼尾板用于铁路钢轨,因好买也有采用的,自己加工是不合算的。

QU80 是起重机钢轨,不能利用鱼尾板,而轨道不能焊接成一根,接头处必须有间隙(考虑收缩),所以要做两个带孔角钢用螺栓将两轨夹紧连接。接缝有垂直的,也有 45°角的,主要还是为减小接头处的高差,以降低起重机运行时的冲击。



吊车梁与轨道的连接。 (id=35789,2003-08-24)

【li_qing13】:各位朋友,我们都知道吊车梁与轨道的连接有压板连接和弯钩螺栓连接两种连接方式,但不知哪位朋友能否提供一个弯钩螺栓连接的节点?

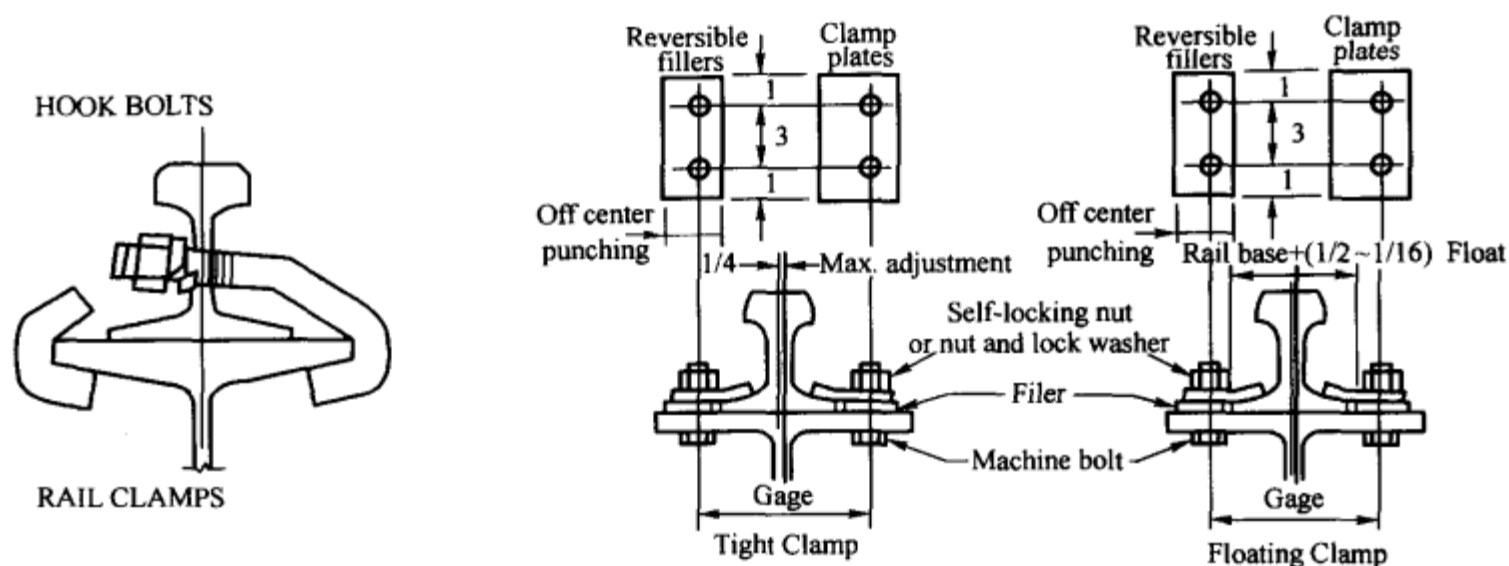
【eddiechen】:不知以下摘录的部分是否可以?

CRANE RAILS Fastenings

Hook bolts are used primarily with light rails when attached to beams with flanges too narrow for clamps. Rail adjustment to $\pm 1/2$ in, is inherent in the threaded shank. Hook bolts are paired alternately 3 to 4 in. apart, spaced at about 24-in. centers. The special rail drilling required must be done at the fabricator's shop.

Although a variety of satisfactory rail clamps are available from track accessory manufacturers, the two frequently recommended for crane runway use are the fixed and floating types illustrated below. These are available in forgings or pressed steel, either for single bolts or for double bolts as shown. The fixed-type features adjustment through eccentric punching of fillers and positive attachment of rail to support. The floating-type permits longitudinal and controlled transverse movement through clamp clearances and filler adjustment, useful in allowing for thermal expansion and contraction of rails and possible misalignment of sup-

ports. Both types should be spaced 3 ft or less apart.



Dimensions shown above are suggested. See manufacturers's catalogs for recommended gages, bolt sizes and detail dimensions not shown.

车挡及其他

有关吊车梁上翼缘处孔的一些问题。(id=65758,2004-07-27)

【jz9802】:甲方提出吊车梁上翼缘处的孔,也就是吊车轨道和吊车梁上的固定位置,是不是由钢结构厂家做?

假如图纸上没标出,还有安装吊车轨道是否可以采用焊接,不要栓接?

【runningman】:当然是由钢结构厂家做,一般都要标出,也可以说明。

也可以焊接,但是较少用,一般都是螺栓压板连接。

【allan】:吊车梁与吊车轨道的连接一般有弯钩螺栓和压板螺栓连接,现在弯钩螺栓很少用了。弯钩螺栓无须在吊车梁上翼缘开孔,而是在轨道腹板上开孔,穿弯钩螺栓,螺栓另一头钩紧吊车梁上翼缘。压板螺栓连接,螺栓孔的定位与所选轨道和螺栓直径有关系,轨道型号不一样,轨道的底座宽度也不一样,确定轨道型号后,螺栓到轨道底座边缘的距离满足安装要求就可以了,一般螺栓孔到吊车梁上翼缘中心的距离为 80~90mm。

【步行者】:中国建筑标准设计研究所出版的《吊车轨道联结及车挡》00G514(六)中有不同吊车采用不同轨道的选择方法和具体连接大样,可参考。

关于吊车梁的车挡。(id=123331,2006-02-09)

【心星】:刚接触钢结构,想请教各位吊车梁上用 H 型钢作车挡可行吗? 相对于橡胶垫板车挡呢?

【hai】:桥式吊车和梁式吊车一般用 H 型钢加橡胶垫做车挡,葫芦用木块和角钢做车挡,但不用木块和橡胶缓冲,吊车对吊车梁和厂房有很大的冲击力。

【战场狼】:用 H 型钢做车挡是可以的,为减小缓冲,还可以在受撞击面加上橡胶垫板。至于详细做法可参见有关图集。

【心星】:谢谢以上两位兄台,不过我还想请教的是针对不同截面尺寸的吊车梁,如何选用

车挡 H 型钢尺寸? 有通用尺寸吗?

【hai】: 建议你详细看一下吊车轨道联结型号, 可以参见 00G 514—6《吊车轨道联结及车挡》。

【bzc121】: H 型钢做吊车挡肯定可以。吊车挡根据吊车种类、配套设施不同有些情况还是要特别注意的。(吊车挡与梁连接可以焊接、栓接。)

① 吊车自身有缓冲装置, 吊车挡和缓冲装置有能够传递力的接触即可以。

② 吊车自身无缓冲装置, 吊车挡可以设置胶垫或安装缓冲装置(市场有标准备件)。



当悬挂单梁吊车轨道与刚架梁平行时如何处理? (id=28731, 2003-05-23)

【LANBO】: 我设计一个门刚厂房, 其中一个柱距设一台悬挂单梁吊车, 两边轨道与钢梁平行, 直接吊在梁下, 吊杆设端头板, 用高强螺栓与梁及轨道翼缘板连接。当屋面吊装完成后, 钢梁产生了挠度, 轨道就变成高低不平了, 很难调节。请教高手, 这种情况如何处理才好?

【沪京】: 挠度差别不大的话可以加垫板处理。

【LANBO】: 轨道两端与柱采用高强螺栓连接, 梁中部变形后下垂约 10~40mm, 要截短吊杆很麻烦, 现在只好边柱重新扩孔, 中间吊杆加垫板解决。以后此类问题如何设计比较合理?

【msf】: 梁的挠度太大, 能否加大强梁的截面? 从根本上解决问题。

【沪京】: 可否以后设计时, 预先考虑钢梁的挠度, 根据屋面梁在吊点位置的挠度差, 将轨道梁中间部分的吊杆设计成不等长的(吊杆底部平)。如果两端是连在柱子上的, 则中间的吊杆还可做短点, 使得安装后的轨道梁尽量平(当然不会 100% 平), 然后通过加垫板来进行微调, 以达到真正的平。

【LANBO】: 沪京兄弟: 你的想法有道理, 只是怕实际很难控制, 因为理论的挠度计算值与实际出入可能较大。受你的启发, 我想如果再把轨道与柱连接的螺栓孔适当开成长圆孔, 使其上下可以微调, 当高强螺栓拧紧后, 其摩擦面应该足以抗滑移, 这样不就解决了吗? 你觉得如何?

【mrlee】: 像这种问题, 一开始就应该预料到这种变形差, 而且这种变形差是可以相对准确计算的, 在确定结构梁的刚度时把这个变形差考虑进去就行了。

如果想事后调节方便, 把轨道梁与柱的连接做成牛腿加垫板的形式, 会比高强螺栓加长孔拧来拧去(不能重复利用)方便的多。

【wanyeqing2003】: 为了确保悬挂吊车的正常使用, 对于有悬挂起重设备的刚架梁, 在安装和使用时对钢梁的挠度应当有较高的限制。

① 安装时, 要确保两边的轨道平行和高差的限制。

② 使用时, 应满足钢梁和轨道变形要求, 规范要求 $L/400$ 。

如果钢梁挠度比较大的话, 不仅仅是轨道安装困难的问题, 还可能会影响悬挂吊车的正常使用。



图片



3t 下挂式弯曲轨道。 (id=103378, 2005-07-22)

钢脊梁: ① 制作现场(见图 5-15);

② 拼焊(见图 5-16);



图 5-15

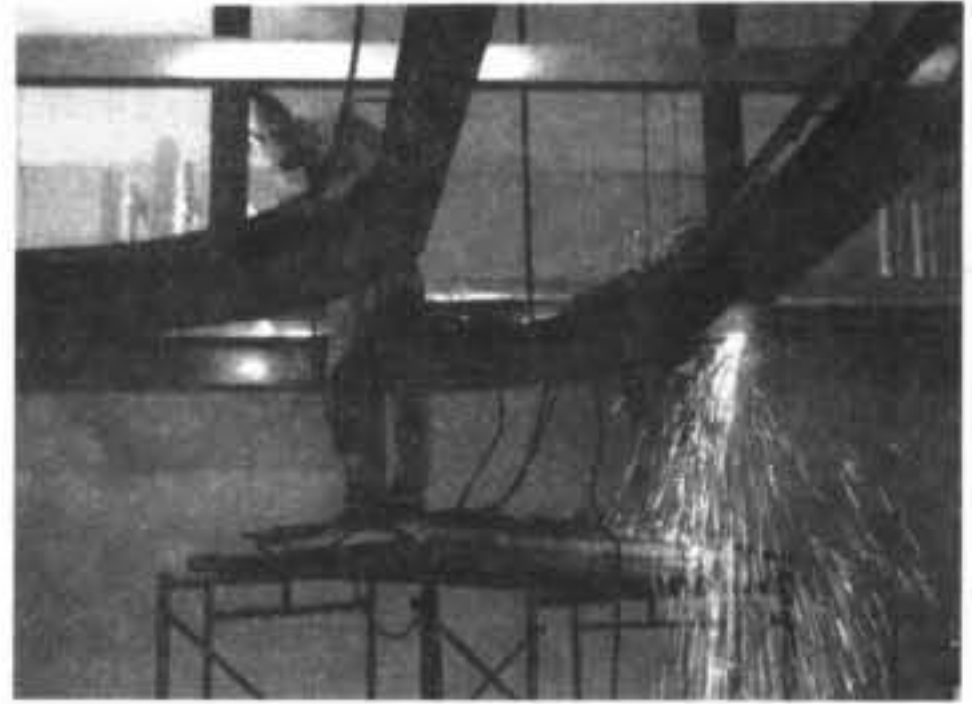


图 5-16

③固定方式(见图 5-17);

④葫芦安装(见图 5-18);

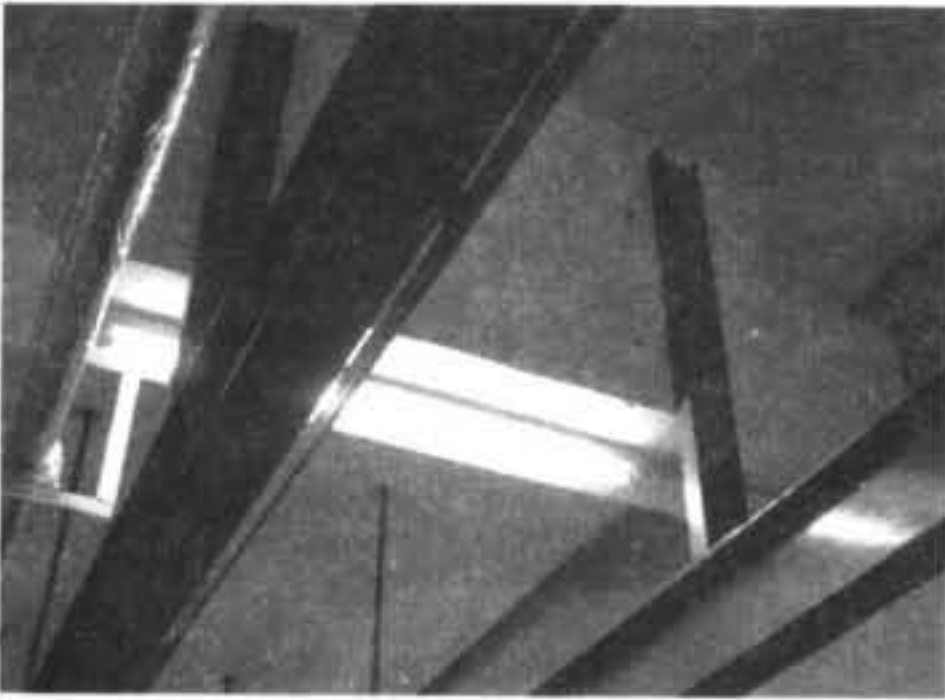


图 5-17



图 5-18

⑤安装完毕(见图 5-19);

⑥试运行(见图 5-20)。



图 5-19



图 5-20

第六部分

支撑体系

- 关于支撑布置
- 关于柱间支撑
- 关于屋面支撑
- 关于支撑连接

设计
手册



一、支撑布置

整理	xwl(徐文雷)
审核	okok(袁鑫)

屋面水平支撑布置

没有山墙面,屋面是否要做支撑系统? (id=65366,2004-07-23)

【SIMINAK】:最近设计了一个四面开敞的厂房,采用的是H型钢柱和梯形屋架,屋架上我只设了通长的刚性系杆,没有设水平支撑。理由是因为水平支撑是用来传递山墙面的风荷载到柱间支撑的,既然没有山墙面,那就没有必要设水平支撑了。不知道各位对此有什么看法?

【zhdsh】:传递山墙面的荷载仅是水平支撑的一个作用,水平支撑还有其他一些重要作用。例如上弦横向水平支撑是为屋架上弦杆提供侧向支撑,是保证上弦杆出屋架平面稳定性的必要支撑。上弦杆出屋架平面的计算长度 l_0 ,应该根据上弦横向水平支撑的节点间距来确定,如果如你所说不上弦横向水平支撑,则上弦杆的 l_0 就应该取屋架跨度了,显然屋架平面外的稳定不能满足。当然,如果你采用的是无檩屋盖,而且每块大型屋面板至少三个角点与钢屋架之间能确保可靠焊接,那么可以利用大型屋面板兼作上弦横向水平支撑。但考虑到实际施工中要确保屋面板三点焊并不太容易,加上高空焊接质量不易保证,所以通常还是设置上弦横向水平支撑的。如果你采用的是有檩屋盖,则必须设置上弦横向水平支撑。刚系杆只能起到传递上弦横向水平支撑节点的作用,并不能取代上弦横向水平支撑。因系杆与屋架构成的都是平行四边形,由初等几何即知是不稳定体系。

又例如,你的厂房中有较大吊车或厂房高度较大时,则设置下弦纵向水平支撑可以让各榀排架(刚架)共同承担吊车横向水平力,即考虑厂房的空间作用,有利于减小厂房的侧向位移,也有利于减小所计算排架(刚架)的内力。这时,也应该设置下弦横向水平支撑,在下弦平面内与下弦纵向水平支撑构成一个闭合的下弦支撑环,以提高厂房的整体空间刚度。

如果你设计中屋架与柱采用刚接,则采用埋入式刚接柱脚可以提高厂房的刚度,但对上部是否设置水平支撑并没有什么影响。如果你设计中屋架与柱采用铰接,则柱与基础必须采用刚接,不然就成几何可变体系了。

【SIMINAK】:上弦杆出屋架平面的计算长度 l_0 ,应该根据上弦横向水平支撑的节点间距



来确定——这一点首先不敢苟同。水平支撑不是每一个柱距都布置的,一般仅在有柱间支撑的柱间有,如果如你所说 l_{0y} 应该根据上弦横向水平支撑的节点间距来确定,那么没有水平支撑的上弦杆的 l_{0y} 如何取? 故水平支撑是用来确认计算长度 l_{0y} 的说法欠妥。

还有关于有吊车厂房,本人愚见是由于柱间支撑的存在,吊车在纵向构成了无侧移结构体系,那么利用设置下弦纵向水平支撑减小侧向位移,不知是从何说起了。

总的来说,我认为在我所设计的这个工程中,水平支撑的存在与否是构造要求,那么这个构造要求存在的理由和适用范围如何,我没有看见什么专家来解释过。反正在实际一些安全度要求较低的工程中这种情况很多,也没有见到出事,那么这些现象又如何解释呢?

【zhds】:对于你所说的没有水平支撑的柱间屋架上弦杆的 l_{0y} ,还是可以取支撑的节点间距。这样取的依据就是你前面所说的刚性系杆布置,这时要注意在上弦横向水平支撑的节点处一定要布置系杆,使刚性系杆成为没有设上弦横向水平支撑的屋架上弦杆的平面外的类似“链杆”的“可动铰支座”。因该“链杆”一端支承在由上弦横向水平支撑和所连屋架上弦杆构成的上弦平面内水平刚度很大的桁架上,所以通过该“链杆”足以约束没有上弦横向水平支撑的屋架上弦杆的水平位移,因此取这些屋架上弦杆的侧向计算长度为上弦横向水平支撑的节点间距是有充分根据的。其实,当上弦横向水平支撑设在厂房两端柱间时,在中间的柱间可以设置柔性系杆,因这时屋架上弦杆向任何一侧失稳,屋架两侧的系杆总是一侧受拉另一侧受压,假设受压柔性系杆退出工作,但总有一根受拉柔性系杆在工作,以保证屋架上弦杆的平面外稳定。至于为何要限制上弦横向水平支撑的间距一般不超过 60m,就是为了防止系杆用普通 C 级螺栓连接的累积滑移过大,对屋架上弦杆起不到应有的水平约束作用。如果你把上弦横向水平支撑设在第二柱间,则很显然在第一柱间应该用刚性系杆,以确保能约束端部屋架上弦杆向内侧的失稳。

设置下弦横向水平支撑可以减小厂房侧向位移,是因为不设下弦横向水平支撑时,吊车的横向水平制动力就只能由支承吊车所在吊车梁的两榀或三榀排架(刚架)承受,而设了下弦纵向水平支撑后,各榀排架(刚架)柱顶就被下弦纵向水平支撑(一榀水平放置的纵向桁架)连在一起,这样其他排架(刚架)也可以通过下弦纵向水平支撑与直接承受吊车的排架(刚架)一起来承受吊车的横向水平制动力,所以直接承受吊车的排架(刚架)的位移自然就减小了。这就是通常所说的考虑空间作用的设计方法了,与砌体结构中的刚性方案有点相似。

至于你所说的在一些安全等级要求较低的工程中这种情况很多,那是有多方面的原因。一般来说,因为设计中一般都有一定的安全储备,结构也不一定能遇上 50 年一遇的自然作用,所以不一定就出事。但这种情况不能作为一般成功的事例来加以推广。例如某省在 1998 年 1 月的一次雪灾中,雪压刚好达到规范设计值,就造成不少钢结构厂房的倒塌。

【SIMINAK】:我认为平面外的计算长度 l_{0y} 是由侧向支撑来确定的,钢屋架的上弦平面外的计算长度 l_{0y} 可以由檩条间距来确定,钢梁则由隅撑的布置间距来确定。zhds 兄所说的设置通长的刚性系杆来确保平面外的计算长度 l_{0y} 也没有错,但是那大部分是针对下弦杆而言的,因为上弦杆大部分受压,平面外的计算长度 l_{0y} 对杆件的影响很大,故需要侧向支撑的长度较短,设置通长的刚性系杆是不是太浪费钢材? 何况大部分檩条的截面比钢屋架上弦杆截面要大,故我认为檩条可以起到侧向支撑的作用。而下弦杆就没有这样的侧向支撑,所以有必要设置通长的刚性系杆。

设置下弦横向水平支撑可以减小厂房侧向位移这一点我也保留意见。

【zhds】:当屋面板具有足够的强度和刚度,板与板之间、板与檩条之间都有可靠连接时,可以利用屋面板的蒙皮效应,屋架上弦杆的侧向计算长度 l_{0y} 可以取檩条间距,但由于现在有关蒙皮效应的资料尚不充分,所以目前设计是不宜考虑蒙皮效应的,这在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS 102:2002)5.1.2条说明中有详细讨论,SIMINAK先生不妨看看。至于用檩条兼作上弦平面内的刚性系杆,只要檩条的强度和刚度满足相关要求,是完全可以考虑的。只要不考虑蒙皮效应,檩条肯定不能兼作上弦横向水平支撑,因檩条与屋架上弦杆构成的都是平行四边形,是不稳定的,所以不能传递水平(或轴压构件的名义)剪力。至于刚性系杆我并没说要通长设置,是看你在第一帖中所说,我在上帖中已经说明在很多时候不必设刚性系杆,只需设置柔性系杆即可。对于屋架下弦系杆,其实可以不设,《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)表5.3.9的注1“承受静力荷载的结构中,可仅计算受拉构件在竖向平面内的长细比”,明确说明屋架下弦杆水平面的长细比可不受限制,所以可以不设置支撑或系杆,但一般为便于安装,通常还是在设置竖向支撑的下弦部位设计通长的系杆,当两端设有下弦横向水平支撑时,可以设置柔性系杆。

设置下弦横向水平支撑可以减小厂房侧向位移一说,应该更正为下弦纵向水平支撑可以减小厂房侧向位移。我在上一帖中前两处笔误为上弦横向水平支撑,特此更正,并致歉。但我在第一帖和上一帖的后两处都是指明上弦纵向水平支撑。其原因我在两帖中都已有详细阐述,不赘述。补充一点,仅对吊车横向水平制动力之类的局部横向水平力作用,下弦纵向水平支撑可以减小厂房的侧向位移,对于侧向风荷载之类的全局横向水平力作用,因每榀排架(刚架)的侧向位移相同,所以就不存在空间作用,也就不能减小厂房的侧向位移了。

你说的钢梁我就理解是屋面梁了。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS 102:2002)的第6.1.6第2款明确说明:“实腹式刚架斜梁的出平面计算长度,应取侧向支承点间的距离;当斜梁两翼缘侧向支承点间的距离不等时,应取最大受压翼缘侧向支承点间的距离。”这里所说的支承点间的距离就是我们讨论中所说的支撑节点间距。也即是说不能由隅撑的布置间距来确定!顺便谈一下隅撑的作用。刚才提到的第6.1.6条的第3款:“当实腹式刚架斜梁的下翼缘受压时,必须在受压翼缘侧面布置隅撑作为斜梁的侧向支承,隅撑的另一端连接在檩条上。”因为一般设计中都将屋面支撑布置在屋面梁上翼缘平面,所以屋面梁的上翼缘平面外的稳定已经得到保证,设置隅撑就可以约束受压下翼缘在平面外的位移和稳定,也即是说只需在屋面梁在柱边附近出现负弯矩段设置隅撑,在跨中的正弯矩段就没有必要设置了。由于隅撑只能约束屋面梁的扭转而不能约束平移,因此约束平移的作用还是应该由支撑承担的。说白了,隅撑作用就是通过稳定上翼缘来约束下翼缘,但不能取代支撑作用。而且《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS 102:2002)6.1.6条的第6款:“斜梁不需计算整体稳定性的侧向支承点间最大长度,可取斜梁受压翼缘宽度的16倍(Q235钢)”,已成为设置屋面支撑时限制支撑的节点间距。强调一点,当设有抗风柱且抗风柱与屋面梁下翼缘水平连接时,应该在屋面梁与抗风柱相连的截面处布置屋面支撑节点,而且应该设置隅撑,防止屋梁的扭转。

【ahls】:我曾经见到过装了系杆而不设水平撑的结构,也曾经听说过国外引进的类似结构,但在台风过后大面积坍塌了,见《台风灾害中轻钢结构建筑的灾害及分析》一文。

既然没有水平支撑,那就没有必要设刚性系杆了!其实对于敞棚这种头重脚轻的结构对

于抗风极为不利,如果再削弱其整体性,大风来了,灾难的发生将是必然的事情。

常见门架、排架的设计通常只对横向简化为平面结构模型进行计算,对于纵向采用铰接的模型主要利用支撑形成的不动钢片将荷载导入地面。较长的建筑分设多道钢片,以增加结构的整体刚度。如果人为的破坏局部钢片,将会大大降低整体刚度,而在设计计算过程中通常难以发现。

本人认为这是一个典型的概念设计问题,应该从整体结构体系与分体系之间的力学关系、破坏机理、试验现象和工程经验所获得的设计思想出发,建立清晰的力学模型,从全局的角度来确定、控制结构的布置及细部措施。强力推荐,大家看一下美国工程院院士林同炎教授的《结构概念和体系》,会有很大帮助的。

柱间支撑布置

关于柱间支撑布置的问题。(id=21551,2003-01-20)

【南华人】:设有吊车的厂房,不管吨位大小,均不宜采用圆钢支撑,易松弛。因有吊车纵向水平刹车力,柱间支撑要分层设置。

【理想化】:CECS 102:2002 规定:“柱间支撑的间距——当无吊车时宜取 30~45m;当有吊车时宜设在温度区段中部,或当温度区段较长时宜设在三分点处,且间距不宜大于 60m”(以前的《钢结构规范规定》是不宜大于 72m 的),也就是说有吊车时柱间支撑间距可以比没有吊车时更大,这除了是因为吊车支撑为刚性支撑,有更大的稳定性保证以外,还有什么其他原因吗?

另还有规定“在温度区段端部吊车梁以下不宜设置柱间刚性支撑”,这样的要求依据是什么?而且在以前的规定中,“应在温度区段的两端布置上段柱间支撑”(这与前面的说法相同,但没有提到不宜设置下部刚性支撑),对在第一或第二开间布置柱间支撑也没有“宜”或“不宜”之类的说法,那么这是否就是规范中的矛盾?亦或我对它还没有很好的理解呢?假如不宜在温度区段端部设置下部刚性支撑的话,那么以前设置的刚性支撑有没有什么不利影响?(注:设计院以前审图都要求下部支撑和上部支撑对应。)

【法师】:在厂房的中部设下柱支撑,应该只是为了减小温度应力,与吊车的纵向刹车力无关,即“使厂房结构在温度变化时能较自由地从支撑处向两端伸缩,减小温度变形和应力”。对于有较大吊车的厂房,上柱截面通常比下柱截面小很多,“上柱段的侧向刚度较小,不会因其上柱间支撑布置在两端而过分阻碍温度变形和引起过大的温度应力。”

换句话说,如果非要在厂房两端设置上柱和下柱支撑,只要满足温度变化的要求就行了,与吊车的吨位和刹车力等无关。相反,能在厂房的两端设置下柱支撑,对抵抗纵向刹车力是有好处的。

请问柱间支撑的形式有哪些?(id=121103,2006-01-05)

【bmwforpig】:用得最多的就是十字交叉式的了,但是在有些工程里面这样处理会导致厂房内的叉车无法通过,有没有别的形式可以借鉴以满足一定的净空要求?

【kanjd】:十字交叉支撑、空腹式门形支撑、八字形支撑、人字形支撑。



详见《钢结构设计手册》第 507 页,除了人字形不方便通过外,其他三种都可以。

屋面水平支撑与柱间支撑的配合

关于支撑布置的问题。(id=132940,2006-05-06)

【li830216】:今天我在看一份蓝图的时候看到这么一种情况:

屋面支撑布置在第一和第二开间,可柱间支撑却布置在第四和第五开间,而我以前看到的都是屋面支撑和柱间支撑对应布置在同一开间,形成一个完整的支撑系统。这是设计者的失误,还是有别的什么原因?如果真有这么布置的话,那为什么要这么布置呢?

【wanyeqing2003】:在工业厂房中,除了门窗位置要求外,还有工艺布置的需要致使支撑布置不能够对齐,有时就会出现支撑布置的错位,或者出现局部取消的现象。

不过在条件允许的情况下,支撑布置应该尽可能对齐,这样就可以确保结构体系传力更加直接合理一些。



二、柱间支撑

整理	flywalker(袁琪)
审核	okok(袁鑫)

1 柱间支撑的截面选择

① 如果柱间支撑采用圆管,那么应该注意的事项是什么? (id=18618,2002-11-27)

【bigbird117】:一般支撑系统用的都是角钢、圆钢,如果用,能否指点一下应注意的事项? 谢谢!

【cccczg】:我认为支撑用钢管比用角钢好,特别是在柱距比较大的情况下,而且比较美观,连接也不麻烦。但是钢管造价肯定比角钢高。

【zhnlee66】:对柱间支撑我是用钢管(无吊车),有不小6m跨的用89×3.0钢管,不知道厚度是不是小了点? 另有吊车时,用25圆钢支撑是不是合适? 以上在进行内力计算时均满足,敬请指点!

【sdwpj】:钢管施工太复杂。

【liaozi_1976】:综合起来而言:

① 相对角钢和圆钢来说,钢管做支撑,用钢量较大,施工制作相对麻烦,放样时务必准确无误,否则需要现场动火。

② 如果按压杆的长细比设计,支撑的平面内和平面外长细比是不同的,平面内在中点有支撑点,计算长度可减小;平面外按全长计算,要求回转半径较大,不等边角钢的特性正好满足此要求。如有吊车还是用双角钢的好,如没有吊车则尽量用圆钢,用圆钢可降低用钢量,而且便于施工。

③ 支撑上水平压杆在设计时,其连接板孔眼一定要在梁柱腹板和翼缘板槽口以外,以保证安装时不会发生安装空间不足的情况。

④ 用钢管(无吊车)有不小6m跨的用89×3.0钢管,一定要参照设计手册中焊接钢管的规格表,否则很容易将无缝钢管与焊接钢管混为一谈。另有吊车时,用25拉条支撑不是太合适。

⑤ 采用钢管支撑在处理两端的节点时,连接板件各方向的刚度和强度都要设计得大于管材,否则虽然按铰接计算,但安装后会降低支撑杆件的实际承载力。

【titanlnk】:钢管与不等边角钢相比,最令人关注的是单位用钢量能提供更大的回转半径,



2L100×80×10, $A=34.33$, $i_x=2.35$, $i_y=4.78$ ($t=10$); 180×5.0 管, $A=27.49$, $i=6.19$, 就由这几个简单数据的比较可以看出, 角钢组合截面虽然具有平面内、平面外不等的特性, 但这个概念并不能解决它本身断面不合理的问题, 而且钢管占用的水平尺寸小, 利于其他专业工作。但钢管最令人不满的是价钱高, 140×4.5 管, $A=19.16$, $i=4.79$, 角钢的截面积是钢管的 1.8 倍, 而钢管的价格差不多是角钢的 2 倍, 所以算个相当。

【zhnlee66】: 水平钢管节点我一般用 10 厚板, 尺寸以伸出 H 型钢 100mm 左右, 三面围焊, 刚度一般可以吧!

【慧智】: 对于柔性支撑, 应采用钢管。对于刚性支撑, 通常采用角钢, 但也可采用钢管。当榫间距较大时, 可利用回转半径大的薄壁钢管, 在某些商场中, 支撑外露比角钢美观 (见图 6-1)。

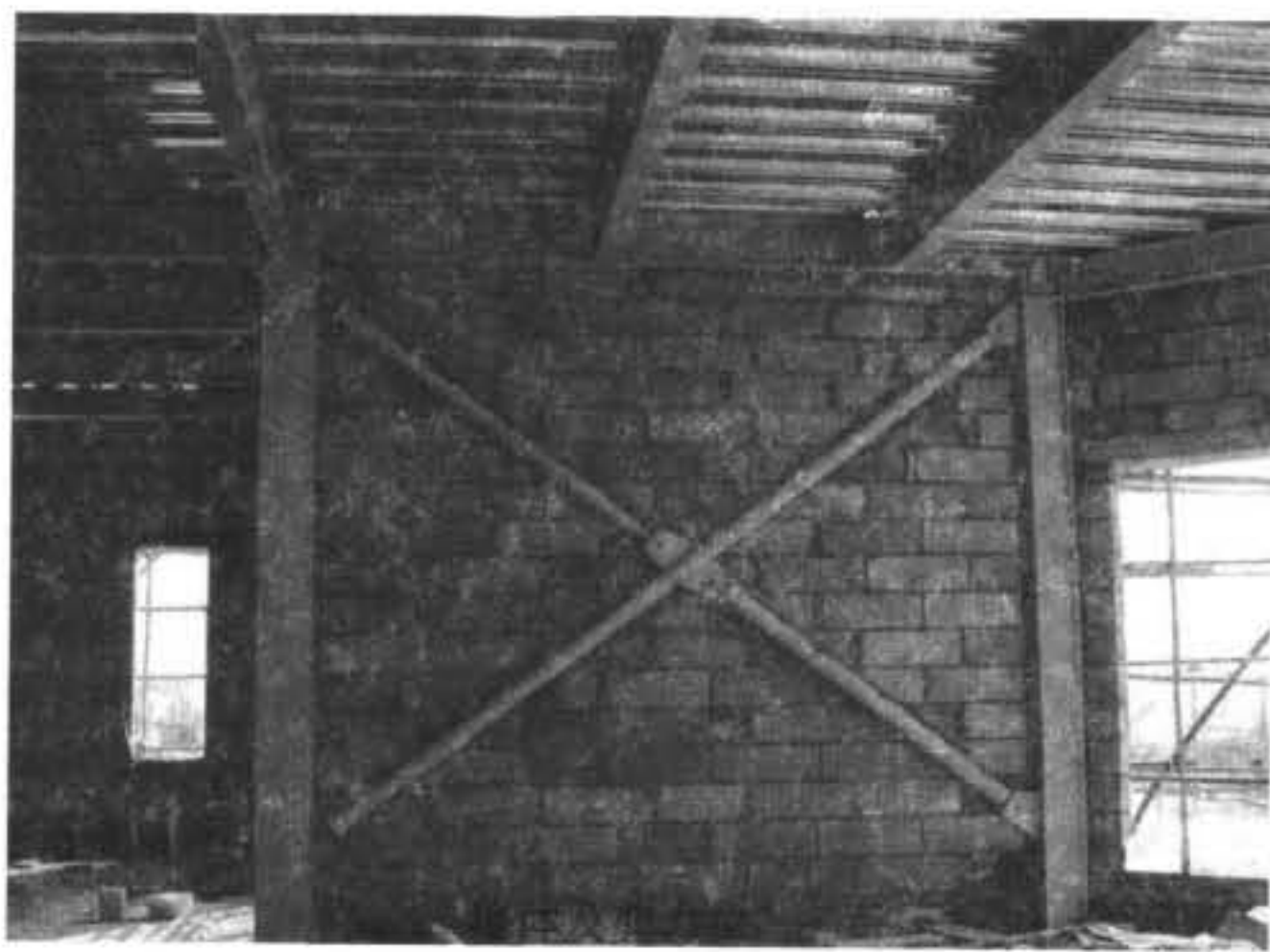


图 6-1 墙体及剪力撑

(2) 柱间支撑用圆钢还是角钢? (id=66868, 2004-8-9)

【flywalker】: 最近做了个工程, 审图人员让把圆钢支撑改为角钢, 大家看看有没有必要? 工程概况: 17m 单跨, 柱顶 7.8m, 无吊车, 中间抽柱, 18m 托架, 在托架两边设置柱间支撑 (如图 6-2 所示), 柱间支撑用圆钢还是角钢? 用圆钢能不能满足要求?

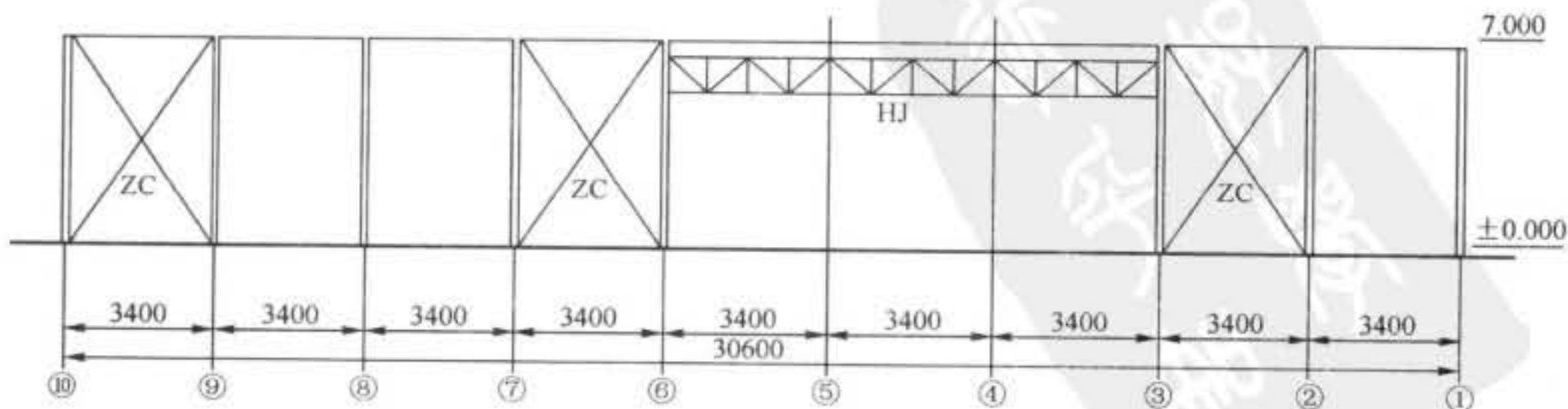


图 6-2

【nxfll2002】:以前没有接触过这种工程,仅谈一下自己的看法。柱间支撑主要是与屋面水平支撑组成空间稳定体系用来承受纵向的风荷载和地震荷载,但具体用什么材料来做支撑要通过计算才能确定,而对于本工程,是不是要综合考虑设置托架梁以后刚架纵向刚度的突变?但具体怎么考虑还需要各位高手给予解答。

【lijingas】:其实圆钢支撑与型钢支撑(受拉)没有本质区别,都是以受拉为主,可以通过计算来求得截面。它们最大的区别就是圆钢比较容易松弛,虽然有花篮螺栓连接,但也会随着时间的推移而松弛,失去张紧的作用。因此一般而言,对于有动荷载的厂房,宜用型钢支撑,对于小吨位吊车或者无吊车情况,可以用圆钢(当然,必须计算通过,因为圆钢截面有限),同时还要注意圆钢与柱的节点处理。因此楼主这个工程我认为可以采用圆钢支撑,只要计算能通过,又无其他动荷载,有何不可?

【cjg】:请问这种支撑是如何计算的?

【wanyeqing2003】:在做过的工程中,有些圆钢支撑并未张紧,这将削弱结构的整体刚度和稳定性。当有吊车,梁上又有较大悬挂荷载或者结构体系不规则时,宜选用型钢支撑。

【flywalker】:纵向支撑一般手算也比较方便。如果设计简单,可分别计算风荷载和地震力,地震力可按底部剪力法计算,地震力按支撑刚度分配。经计算,用圆钢能够满足受力要求。关于张紧,好像规范也没有一个明确的标准,一般做法都是屋面支撑以微挠,柱间支撑以平面外有一定的刚度为准,都是些定性不定量的检查方法,不知各位还有什么更好的检验标准没有?另外,张紧后将端部螺纹打毛(或建议采用双螺帽)可以在一定程度上减少圆钢的松弛。

【allan】:出现这种分歧是规范不严密,各有各的看法造成的。如果严格按照长细比的要求计算,需要多大的圆钢,大家想想就知道了,偏偏规范有这一条(张紧的圆钢除外),所以很多人就如获至宝。张紧的圆钢,张紧到什么程度?施工中如何保证?规范没有说明。其实就是一个伸长率问题,很简单,为什么规范不给出一个明确的条文呢?想想。很多人不管什么情况,统统 20 的圆钢,其实其他的不管,至少需要满足抗拉强度吧?

满足长细比是一个基本的要求,而且在用角钢做支撑的时候,角钢有三个回转半径,不知道有多少人会选择最小的那个来验算。事实上,单角钢支撑,在三个方向失稳的情况都有可能。

我在设计柱间支撑时,一般都选择用型钢,不想有其他的麻烦,几个支撑省不了多少钱,审图权抓在别人手上,小细节就没必要和别人硬顶,别人真要挑毛病,损失的还是自己,道理大家明白就可以了。

规范就是让大家去实践,出了问题了它再改。圆钢支撑这一点,相信以后会有明确的规定。

【flywalker】:allan 兄的话不错,但是我想知道的是:用圆钢能不能满足要求的问题,而不是有没有必要的问题。

【hhh】:如果计算可以通过,规程又没有规定,“不能满足要求”这话是很难说出口的。但对于这样连续两柱被抽的情况,纵向刚度必然削弱,我个人是很乐意用型钢支撑的。另外更重要的是,应在抽柱处设屋面纵向支撑。

【allan】:我个人认为,理论上,从受力的角度来说,交叉支撑可以受拉(大多数情况下),也



可以受压(纵向系杆失稳),当然交叉处节点的处理也会有影响,张紧的圆钢支撑在系杆失稳的情况下一点作用都没有。现在很多人为了追求长细比和自重轻,大多选择薄壁钢管,甚至有用2.5厚的,而一旦有腐蚀情况或者钢管本身质量不行,将非常容易出现系杆破坏的情况;另外,如此薄的钢管,节点连接处理也无法很好保证。所以在国标图集上,系杆的选用往往是壁厚直径大的,不是单纯从计算上考虑的。从这里引申一个问题,就是那些露天雨篷的拉杆,长期暴露在空气中,拉杆截面应该选取壁厚直径大的钢管。我个人看法:不小于4.5的。计算都是理论上的东西,有了教训才有经验啊!

【lijingas】:认为可以采用圆钢,虽然该工程连续抽了两根钢柱,对横向刚度有影响,需设置纵向水平支撑!但抽柱对纵向刚度没有影响,从理论上来说,纵向刚度是由柱间支撑来提供,而所有的钢柱在平面外都是假定为摇摆柱,不提供刚度,因此抽柱对纵向刚度没有影响(当然实际上钢柱由于具有嵌固性,能提供一定的刚度,但理论计算是不考虑的)。因此我还是保持前面的观点,只要没有动荷载,只要截面强度足够(考虑净截面),就可以采用圆钢支撑。

如果我做该工程,我也会像 flywalker 兄做法一样,在抽柱两侧设置柱间支撑。而且 flywalker 兄的柱间支撑间距很小,个人认为没有问题。

柱间支撑的形式

不允许设任何支撑时,可否采用如图 6-3 所示的纵向刚架代替?

(id=40774,2003-10-29)

【lyzher】:《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS 102:2002)中柱间支撑一节指出:“当不允许设置任何支撑时,可设置纵向刚架。”那么纵向刚架可否采用如图 6-3 所示的理解?

①荷载考虑:半跨山墙风荷载(没有吊车等能产生纵向水平力的情况下);

②纵向刚架两端分别与柱间支撑两侧的两榀刚架柱刚接连接,利用该刚接接点承受纵向水平风荷载产生的剪力和弯矩;

③刚架柱的平面外计算不需考虑。

请问荷载考虑是否周全?屋面恒、活、风载是否需要考虑?该如何考虑?屋面檩条对两榀刚架的约束是否考虑?该如何考虑?其他应控制的指标还有哪些?

【allan】:就如图 6-3 所示的连接,个人见解如下:

①在这种情况下,纵向刚架与柱的连接宜做成铰接,毕竟纵向刚架与钢柱平面外连接,不宜让钢柱产生平面外弯矩,降低钢柱的整体稳定性,刚接不可取。

②纵向刚架如图 6-3 所示,用实腹梁有点大材小用,可以用双角钢的格构梁,两边两道大角钢,中间用小角钢连接,既有刚度,又经济。

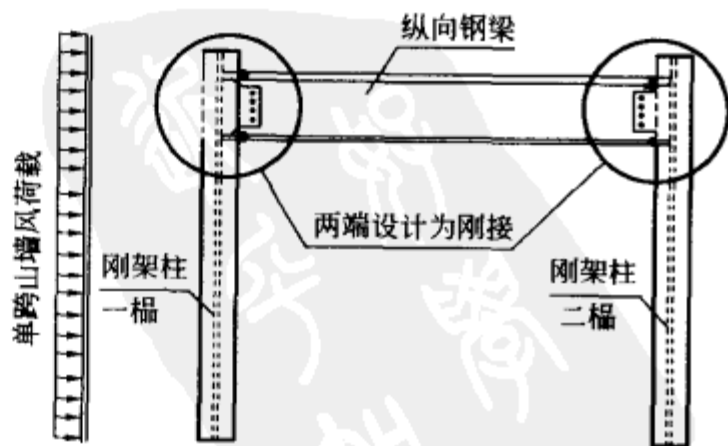


图 6-3

【lijingas】: allan 老兄,看来你对刚架还不够了解啊,如果采用铰接,那什么叫刚架呢?一个平行四边形,如果四个铰,根本不可能是稳定结构!所以必须采用刚接,用钢量肯定比较大,需要空间计算,或者干脆采用门式支撑,或采用组合截面柱子!

【jtssin2002】:两者都可,因为提问者说的不具体,比如跨度也影响到整个结构,如果在比较短的跨度情况下,利用铰接就可,施工比较经济而且快速,对场地要求不高。

【小黑马】:一定要用刚结,用铰接行不通。可根据需要采用格构式构件,并根据要求设置一道或两道(减小了柱子的计算长度),柱子不会大多少。

【JOE】:若采用纵向刚架,柱子在纵轴方向的刚度(既现在的绕弱轴刚度)要增强,可在柱腹板两侧焊 T 形截面。补充一下,20 世纪 80 年代(好像是)美国人在上海做的一厂房就没设纵向支撑,采用这种纵向刚架间隔若干个设一榀,其余的仍采用 H 型钢门架。

❖ “X”形混凝土柱间支撑的相关问题。(id=90396,2005-4-7)

【yjh_8018】:最近工程中的一个“X”形混凝土柱间支撑,由于两柱中间要放设备,所以现在要改成门式的形式,但问题是:

- ①门式支撑是用桁架式的好,还是用 H 型钢的好?
- ②这两种形式的结构与上边的钢梁连接及与下边的混凝土楼板是怎样连接的?

【DYGANGJIEGOU】:你的结构形式是多层混凝土结构+钢梁吗?

①用 H 型钢做门形撑相对于桁架式门形撑好看一些,但其实从结构上来说,两者都可以。不过要注意:支撑门架构件由支撑梁及固定在主刚架上腹板上的支撑柱组成,其中梁和柱必须做成刚接(相当于这一部分做成纵向刚接),当门形撑距离主刚架檐口距离较大时,需要在门形撑和主刚架(刚架梁)之间加设斜撑,参见图 6-4。

②门形撑可单独设计,不需和混凝土楼板连接。

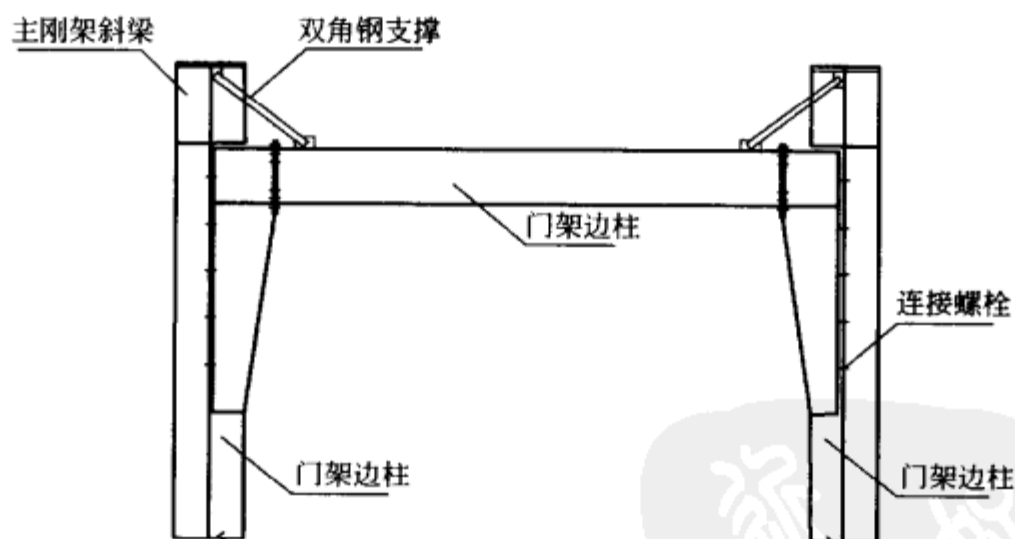


图 6-4 门架支撑

【hhh】:不知图 6-4 是从什么书上摘录的?有几点疑问:

- ①图中的连接螺栓应该属于构造,是否可以取消?
- ②支撑的目的应该是为了传递水平力,但为什么是和梁相连?我觉得应该是和柱顶部相连,对应的是刚性系杆的位置。

③这种做法不好,应该把门形支撑的高度提高,水平梁的位置直接对应刚性系杆,这样传力直接。图示做法门形撑的高度小,相应刚度增大,但是否有点过分取巧了?

【allan】:①楼主的意思可能就是多层混凝土结构顶层混凝土柱钢梁屋盖,对这样的结构来说,首先屋面系统自身要形成稳定体系,也就是屋盖不但要有檐口纵向系杆,还要有檐口纵向水平支撑。但是现在很多设计者将它从门式刚架演变过来而忽略了支撑系统的补充;再者,柱列纵向本身也要形成稳定体系,也就是布置柱间支撑或者布置纵向框架梁。

②如图 6-4 所示支撑做法对本工程没有什么意义,再者,若如图中做法,构造复杂不说,门式支撑两边与门架边柱连接构件也是多余的。事实上按图中做法,钢梁与门式刚架边柱腹板刚接足够,无需再增加下部延伸的门式支撑柱。

③类似混凝土钢梁或者采用柱托梁节点檐口处纵向的做法,如图 6-5 所示屋面梁上加斜支撑是必须的,在这样的情况下,纵向系杆设置在梁上是不合适的,设置在柱头,对梁又没有侧向约束作用。

④还是按常规设置门式支撑,混凝土柱上做预埋件,与支撑连接。支撑构件一般用型钢,门式支撑的大小位置根据所需空间协调。

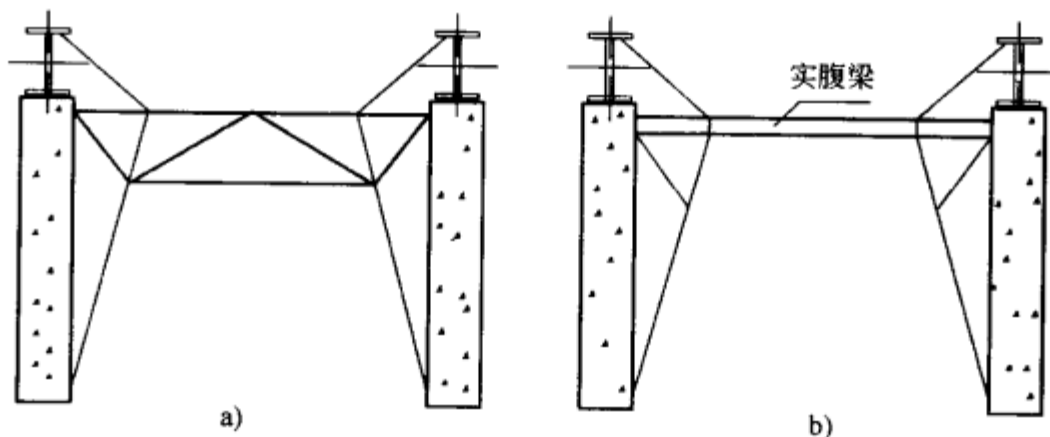


图 6-5

a)桁架式门式支撑;b)实腹梁式门式支撑

【hhh】:对于 allan 的③,我上面回帖时没有仔细看首帖,想当然的以为在讨论门式刚架结构中纵向门式支撑的问题,实际是混凝土柱钢梁结构,节点应当为铰接。此时加斜撑是必要的,目的是保证梁支座处的抗扭,以保证梁整体稳定。

“首先屋面系统自身要形成稳定体系,也就是屋盖不但要有檐口纵向系杆,还要有檐口纵向水平支撑”,加纵向支撑可增加屋面刚度,但无论何种情况都要设置吗?哪里有依据?

“按图中做法,钢梁与门架边柱腹板刚接足够,无需再增加下部延伸的门式支撑柱”,原先也没仔细看,所加变截面柱视为与原边柱一体来承受弯矩,柱高度视弯矩图而定。但感觉这样做受力分析很复杂,即在纵向为一变截面不规则柱,不如单独做一刚架承受水平荷载合理。

【allan】:对 hhh 兄所说的“加纵向支撑可增加屋面刚度,但无论何种情况都要设置吗?哪里有依据?”我个人的看法是这种做法仅出于概念上的安全考虑,并没有什么依据。记得当初学习混凝土结构单层厂房结构时,对屋盖纵向水平支撑布置上的处理,年轻老师与上年纪的老师说法不一,让当时我们做学生的也是疑惑多多。工作后做了一段时间的设计,也渐渐跟随潮流,一般不设置纵向水平支撑,后来碰上设计院里的老工程师审图,统统要把纵向水平支撑

加上,再后来还碰上过把边柱列全部加上柱间支撑的做法,后来仔细想想,这样的做法不能说是错误的,至少从整体模型计算简图上分析,这样的做法甚至是合理的,是稳定体系,而我们常规的做法在计算简图上是可变体系,用结构力学自由度分析一下便可得出结论,又或者用3D3S来分析一下,也会出现结构约束不足,计算停止的结果。

实际上构造做法和理论计算上有一定的差异,从结构力学的角度来看,计算简图中并不考虑杆件刚度的差异。比如我们常见的混凝土排架柱脚,计算上考虑平面内刚接、平面外铰接,而实际做法中,按照两个方向各自受力与抗力大小的比较,两个方向都应该是刚接的。又比如一根方木,放在很平的地面上,它也能立得稳。从计算上是不是可以这样假设:几何可变体系在不受外力(自重除外)的情况下,自身能保持稳定(似乎很荒谬)。再延伸到实际情况中,对于常规做法的厂房,由于构件本身及节点连接构造具有一定的刚度,即使是几何可变体系,但在该方向外力很小的情况下,结构是不会发生大的变形的,那么它也能维持稳定,能正常工作。所以轻钢厂房、无吊车厂房甚至小吊车(5t以下)厂房,我们可以用圆钢做柱间支撑,当换成了重钢厂房或者大吨位吊车厂房,我们又必须用刚度更大的型钢来做刚性支撑。就我个人的理解来说,概念与构造常常是矛盾统一的。

“原先也没仔细看,所加变截面柱视为与原边柱一体来承受弯矩,柱高度视弯矩图而定;但感觉这样做受力分析都复杂,即在纵向为一变截面不规则柱,不如单独做一刚架承受水平荷载合理”,我也觉得这样做在构造和计算上都很麻烦,纵向一般不会有很大荷载,如果需要外加柱子贴边加强考虑,把柱本身的翼缘加宽加厚也可以达到相应的效果。门式支撑的做法,如果是单层,我一般考虑做一纵向门架,梁往两边延伸与原边柱腹板铰接,这样对原边柱的计算和节点处理上都简单明了,不过这样做需增加两个基础,另外由于基础之间的相互影响,纵向门架支撑的柱子也不能很靠近边柱,有一定的限制。同济大学张其林老师出的一本门式刚架的参考书里也是推荐这种做法。楼主的工程可能是多层的(提到楼板),所以这种做法不太合适。

【hhh】:“后来碰上设计院里的老工程师审图,统统要把纵向水平支撑加上”,纵向支撑的设置影响虽然较多,但这样“统统”显然是不对的,缺乏对规范和受力机理的理解。

“再后来还碰上过把边柱列全部加上柱间支撑的做法”,一般来说,边柱列是应该加支撑的,但总不会是指每个柱间都加支撑吧?

“而我们常规的做法在计算简图上是可变体系,用结构力学自由度分析一下便可得出结论,又或者用3D3S来分析一下,也会出现结构约束不足,计算停止的结果”,常规的方法是分解成平面单榀计算,不存在可变体系的问题。没用过3D3S,但我想此时整体分析,如果不考虑屋面刚度,各刚架之间只按铰接杆相连,自然会出现这种情况。如果各榀刚架刚度相差很大,想充分考虑空间作用,此时应设纵向支撑。

“不过这样做需增加两个基础,另外由于基础之间的相互影响,纵向门架支撑的柱子也不能很靠近边柱,有一定的限制”,基础可以设计为一体,但要注意柱脚节点不要交叉。

【allan】:①hhh兄可能误会,也是我没有说清楚,是檐口的地方都加上纵向水平支撑,边柱列柱间支撑是每榀之间都有,审图人员就是要求这样做的,他的做法没有错,只不过是有没有必要的问题。

②单榀刚架分析当然不存在几何可变,但是一个厂房是作为一个空间整体存在的,榀与榀之间的连接,按照我们常规的支撑布置,那是几何可变的。现在的厂房屋面做法大多是轻屋面

的,不像以前的大型屋面板,多大的刚度可认为能稳定?我个人觉得这不是个绝对的问题,而是个相对的问题,是外力与抗力大小比较的问题。再说,我们现在的门式刚架钢结构厂房屋面,挠度限值是 $L/180$,挠度越大,对平面内刚度的削弱就越大。

③做条基可以连为一体,不过作为纵向支撑的小门式刚架柱脚反力一般都不会很大,基础构造配筋能满足,做条基可能会有点浪费,需要综合考虑。

【DYGANGJIEGOU】:①那个门形支撑的图是我引用张其林等的《轻型门式刚架计算原理和设计实例》上的,仅有借鉴意义。而图 6-6 是我个人又重新画的,在混凝土柱上设置预埋件,伸出耳板,刚接连系梁与混凝土柱刚接,变截面 H 型钢边柱与预埋件铰接,变截面 H 型钢边柱与刚接连系梁铰接。

②关于屋面构造问题,普通混凝土柱钢梁结构(借鉴《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》:“跨度小于 36m,高度小于 12m,15t 行车以下”)可以完全借鉴《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》对屋面结构的设定,其实现在很多设计院和钢结构公司也是那么设计的。当然超过以上范围还是要参考《钢结构设计规范》的规定。

③变截面 H 型钢边柱没有必要做基础,难道做成基础,让它直接传力到基础吗?

【allan】:对于图 6-6,既然钢梁已经与混凝土柱的预埋件做成刚接,为何还需要下面的钢柱?而且还做成变截面的?纵向门架支撑的做法主要是为了既获得足够的空间,又让结构传力明确,节点做法简单。纵向门式刚架支撑的做法如图 6-7 所示,如果不想做基础,那就用常规的门式支撑好了。

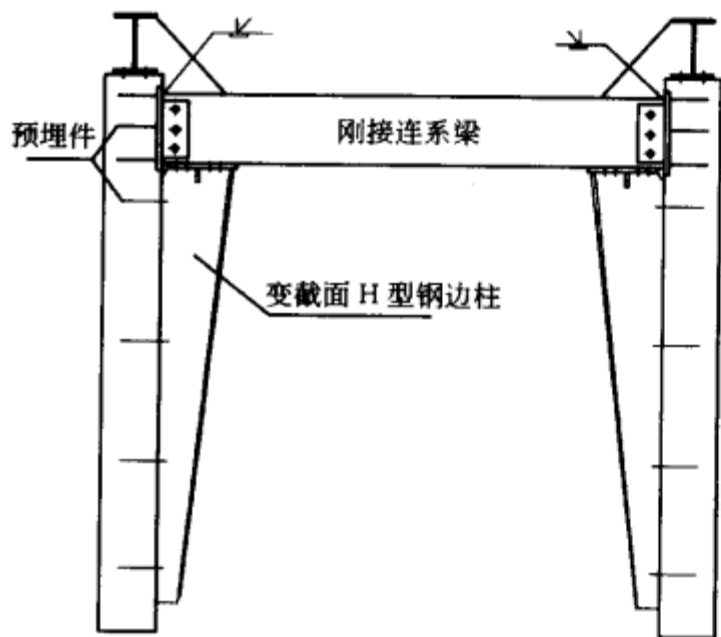


图 6-6

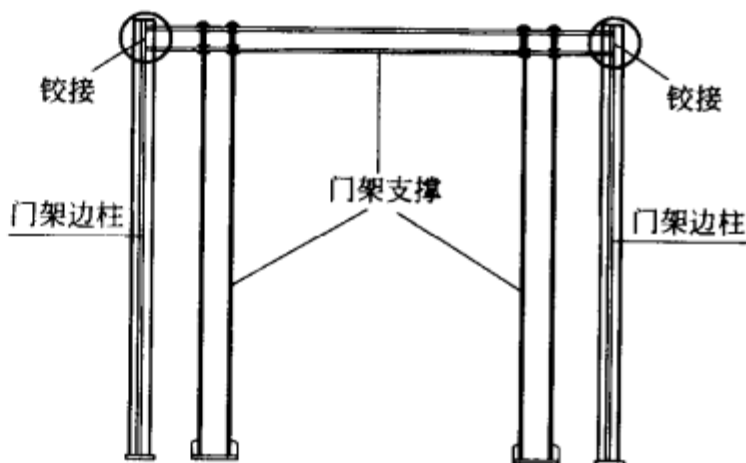


图 6-7

柱间支撑的布置

有关系杆及柱间支撑设置的一些问题。(id=85785,2005-3-1)

【liu5620194】:在门式刚架中,当有吊车时,抗风柱是否还需要设置柱间支撑和系杆?在设置钢梁的水平支撑时,边跨水平支撑的位置应该设在什么地方受力是最好的?还有刚系杆

除了屋脊外其他设置的地方是否有必要通长设置?

【renyanhui6688】: 抗风柱柱间不设柱间支撑。屋盖支撑除按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》外,还应按《全国民用建筑工程设计技术措施》(2003 结构)第 299 页门式刚架轻型房屋钢结构的要求进行设计。抗风柱处应设置系杆,以便使水平力传至屋盖。

【李晓德】: 从作用上来讲,抗风柱用于山墙是为了分块传递风荷载,其柱间不设柱间支撑。因为沿抗风柱工作面的风荷载,主要是由门式刚架承受的。屋面水平支撑一般设在边跨处,支撑节间长度为两个檩条间距长度。当屋面有天窗时,也需要设刚性系杆。

【DYGANGJIEGOU】: 对于高度或宽度比较大的门式刚架建筑,在抗风柱之间加设支撑还是比较好的。由于抗风柱之间间距不会太大,一般能符合支撑夹角设计。设置支撑后,既有利于减少端榫刚架的用钢量,又增加了整体结构的抗侧力效果。

【allan】: 原则上抗风柱与抗风柱之间没必要设置柱间支撑。

① 抗风柱柱间支撑与山墙面平行,对抗风基本没什么作用。

② 计算端榫刚架时,主要靠刚架自身抗风,一般不考虑抗风柱的作用。

③ 当把抗风柱一起进行建模时,一般抗风柱上下设为铰接,对减小刚架柱顶位移基本没有什么作用。相反,在跨度内增设摇摆柱,反而加大了边柱的计算长度,得不偿失;除非也把抗风柱柱间支撑一起建模,整体分析,那样对端榫刚架有一定的作用,但实际上一般不会像这样的把模型复杂化。

④ 加了,对结构来说当然是好事,但是建筑上会影响山墙门窗布置。

【DYGANGJIEGOU】: 在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》规定范畴内的门式刚架,一般抗风柱不需要设置支撑和系杆,因为规程规定的荷载小、吊车吨位小,厂房跨度和高度数值也不大。但当厂房较高或吊车吨位较大时(厂房属于普钢或重钢范畴),为了保证山墙的刚度,在抗风柱之间宜设置柱间支撑。对单跨厂房一般设置一道支撑,当厂房高度与跨度之比较大时,宜设置两道支撑。对等高的多跨厂房,可仅在两侧跨的山墙处设置柱间支撑;对不等高的多跨厂房,应在高跨和低跨处分别设置支撑。在支撑的节点处,宜设置通长的水平系杆作为未与支撑相连的抗风柱的侧向支承点。

【yxs_li】: 除非规范上有硬性规定,否则一切应由计算决定,而不要被一些似是而非的概念和经验所左右。抗风柱主要是把墙面上的风力传递到屋架上,只要抗风柱本身的平面外稳定通得过计算,就没有必要设置支撑,其侧向力可由刚架承担。

【fuping】: 对于屋面支撑在边跨的设置,我认为节点应设在抗风柱处。



门式刚架中柱(摇摆柱)一定要加柱间支撑吗? (id=17878,2002-11-15)

【stevenjin】: 设中间摇摆柱的门式刚架,如果边柱柱间支撑、屋面支撑等均齐备,需设中柱的柱间支撑吗? 出现该问题的厂房的总跨度为 50m(摇摆柱两侧各 25m),柱距 9.00m,共 20 个开间。谢谢高手指教了!

【tjgjs】: 当然要设柱间支撑了,因为摇摆柱也要传递水平力。

【dyd771】: 设与不设要看抗风柱的布置,以及梁与柱及支撑组成的平面桁架的刚度。

【josephine】: 这里摇摆柱的铰接是指刚架平面内的转动释放,而支撑的设置是为了传递刚架之间的水平力,与是不是摇摆柱没有直接的关系。为了保证厂房的整体稳定性,无论是否是



摇摆柱,柱间支撑均不宜省略。

【stevenjin】:我比较赞同 dyd771 的说法,设与不设要看梁与柱及支撑组成的平面桁架的刚度。但与抗风柱的布置没有直接关系(抗风柱并不抵抗传给厂房刚架的水平力,只是把风力传给刚架,实际上山墙中柱可能兼作抗风柱,也可能不作抗风柱用)。我想两榀刚架柱之间通过柱间支撑、屋面支撑形成一个空间桁架体系,如果这个桁架体系能够抵抗整个厂房的纵向水平力,中柱不设柱间支撑也应该能够保证安全。

【hhh】:50m 荷载传递路径太长,如果有可能,中柱列应设柱间支撑。

【pine】:中柱必须设柱间支撑[参考文献《钢结构》(2002-5,第48页),蔡益燕老师的文章]。

【木头】:如果工艺允许,设置中间柱的柱间支撑同边柱一样当然更好,这样纵向刚度较均匀。但说一定要设未免过于肯定,stevenjin 兄讲的很有道理,类似于巨型结构,通过设与两个柱子相连的水平支撑与边柱的柱间支撑一样也可达到传递水平力的效果,从而代替柱间的支撑作用,在工程中这种做法也是可行的。

【nst_73】:一定要设。山墙的风荷载通过抗风柱传至屋面,再通过柱间支撑传到柱底的基础。

【chutianya】:加否柱间支撑要视情况而定。一般情况下,如摇摆柱平面外连接为铰接(柱顶及柱脚均为铰接),则为了不让摇摆柱形成平面外不稳定体系,这时加柱间支撑可形成稳定体系同时也减少了平面外的计算长度,比较经济。当然如受工艺限制,厂房中部不许设支撑,则在摇摆柱平面外可做成刚架形式,并按刚架的计算长度作为摇摆柱的平面外计算长度进行计算。还有一种比较典型的情况,就是当计算考虑蒙皮效应(蒙皮的刚度应很大)时,可不设柱间支撑,摇摆柱的平面外计算长度可根据有限元分析计算,属于空间范畴,一般程序无法考虑,同时对支撑体系的要求也很大,需根据计算确定。

【franklin shen】:首先要看厂房宽度及高度、屋面荷载大小、所在地的风载及地震烈度。对于 50m 宽,10m 左右高度,0.55kN/m² 左右基本风压,抗震设防烈度 7 度区以下的房子,肯定不需设中柱柱间支撑,柱间支撑设计应按桁架设计,高度为一个柱距,跨度为 50m,由多道支撑共同承受纵向水平力。当地震力或风力过大,50m 跨支撑计算通不过时,再按 25m 跨计算,这时就要设中柱柱间支撑了。

【hai】:理论上,两端铰接的构件计算长度系数为 1.0(无论平面内外有无支撑),但如果摇摆柱顶有较大位移,柱顶原承担的垂直力会对柱产生一个水平分力,将加重梁和支撑的负担。

【wzb98303】:没有必要设中间柱间支撑,边柱和屋面支撑已构成一个空间体系,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS 102:2002)中 4.5.2.3 条:“当建筑物宽度大于 60m 时,在内柱列宜适当增加柱间支撑”。

【bill-shu】:设不设中柱间支撑从理论上讲不是绝对的,只要边柱、屋面有支撑,形成一个空间体系,只要此体系的平面刚度、侧向刚度足够,有富裕的承载力,能保证中柱的平面外稳定,中柱是可以不设支撑的。支撑的广义含义是能提供一个平面外支点(结构类型不限),此支点有一定的刚度和承载力(见《钢结构稳定设计指南》)就可以了。

【dw1976】:根据 stevenjin 提供的柱距和跨度及厂房高度,我认为可以不设柱间支撑。去年我做过一个哈尔滨的项目(两个 36m 跨,长 54m,哈尔滨和上海的风压一样均为 0.55kN/m^2 ,高度也和 stevenjin 所述的差不多)就没做中柱柱间支撑。不过中柱上柱连接做成了刚接(否则厂房纵向刚度太弱)。

【法师】:中柱顶部做成刚接,是指框架平面内吧?对框架平面外(即厂房的纵向刚度)是没有影响的。厂房中柱顶部的平面外一般都认为是铰接的。

【南华人】:从理论上来说可以不做,参照多高层钢框架结构的一种结构体系,周圈设置封闭的抗侧力系统(既承受竖向荷载,也承受水平荷载),相当于门式刚架中的边柱加柱间支撑;山墙侧设置柱间支撑,内部设置铰接柱(仅承受竖向荷载),相当于门式刚架中的摇摆柱。此时要求加强边柱侧、山墙侧和屋面的支撑系统。

当然由于轻钢厂房屋顶平面内刚度相对较差,水平力靠屋面结构系统的变形来传递是否可靠,无论在理论上还是实践上,经验都十分缺乏,这正是蒙皮结构研究的问题。

本人认为:若无可靠经验,中间的摇摆柱还是要加柱间支撑,或者在摇摆柱顶部设置桁架,纵向设置成类似框架的结构形式来替代支撑,不过需要做空间分析。本人在实践上通过加强边柱侧、山墙侧和屋面的支撑系统来替代摇摆柱间的柱间支撑,也做了不少工程,效果良好,但不宜推广,最好采用摇摆柱顶部设置桁架,纵向设置成类似框架的结构形式来替代支撑。

【SUPPERTIMES】:轻钢结构自身平面外的刚度是较差的,主要靠支撑体系来传递侧向风力及其他侧向力。中柱不管是否为摇摆柱,其柱列在顶部即使有压杆,但由于没有支撑,它也只是个几何可变体,根本不能传递侧向力。因此只要不是双向框架,其支撑是不能取消的。

【zhjun2002】:我认为设不设中柱支撑应结合实际情况考虑,如果风荷载较大且抗震设防烈度大于 7 度,屋面水平力通过水平支撑和刚性系杆传递到柱顶,再通过柱间支撑传递到柱脚。当只设边柱柱间支撑时,显然边柱柱间支撑受力较大,这时要对柱间支撑(按单拉杆)进行验算。如果仅设边柱柱间支撑,且支撑强度满足,就可以不设中柱柱间支撑,反之,应增加中柱柱间支撑。另外,参考 CECS 102:2002,当建筑物宽度大于 60m 时,应适当考虑增加中间柱列柱间支撑。我不久前做了一个宽 48m 的钢结构厂房,中间设摇摆柱,就没有设中间柱间支撑,该工程基本风压 0.4kN/m^2 ,抗震 6 度设防。

【hzq317】:我认为中柱很有必要设置柱间支撑!《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》(CECS 102:2002)4.5.2.3 条:“当建筑物宽度大于 60m 时,在内柱列宜适当增加柱间支撑”。中柱不仅要设置柱间支撑,还需要适当增加,主要还是传递纵向荷载的需要。

【zhjun2002】:楼上老兄,依你之见,内柱列增加的支撑应该是所在开间屋面没有支撑,那么屋面纵向水平力又如何传递到这个增加支撑的柱顶上呢?

【strugu】:各位前辈,请注意一点:在纵向抗侧计算上,可通过加大边柱柱间支撑截面来抵抗中柱不设柱间支撑带来的影响。但要知道中柱不设柱间支撑,在纵向水平力作用下,中柱柱顶必定有一个与边柱柱顶的较大相对位移,这会不会对横梁的稳定性造成影响?可以肯定地说,有不利影响,关键是这个不利影响能否忽略。最后我的观点是在没有可靠的理论与实践基



础的情况下,还请慎重待之,设置中柱柱间支撑。

【zhaiym】:宜设支撑。如工艺要求不能设时,在厂房跨度较大时,应考虑其他有效构造措施来抵抗水平力。如将中柱顶平面外做成刚接或将中柱间柱顶部位做成桁架,还可以增加厂房边柱及屋面支撑的数量。

【米米】:柱间支撑设与不设与结构侧向刚度有很大关系,如果仅设置边柱支撑能满足计算要求并有一定富余度当然可以不设。

【sundegang】:中间柱列的抗风柱如果不设,在纵向荷载作用下边柱列与中柱列的纵向位移不协调,会带来附加应力,因此最好不要取消。去年14号台风杜鹃袭击广东时,造成东莞诺基亚保税仓库总柱列侧向位移7cm,边柱则没有问题,而且中柱列有设支撑!

【duangwenping】:柱间支撑主要是抵抗纵向水平荷载及增加厂房的整体刚度,我认为中间是不是摇摆柱都应设柱间支撑且柱间支撑距离应每隔60m设一道。

【火狐狸】:①不少工程特别是多跨厂房,注意到在边柱设置柱间支撑,但却忽略了在中间柱列设置柱间支撑。

②当由于建筑或工艺上的原因不能在中间柱列设置柱间交叉支撑时,规程建议可设置其他形式的支撑,如人字支撑等。当不能设置任何形式的支撑时,建议采用纵向刚架。因为规程对结构纵向的柱顶位移未作规定,纵向支撑的布置往往被忽视,此情况带有普遍性,值得引起注意。

③多跨房屋的横向必要时也应设置支撑。

【stevenzsc】:为了保持整个空间的稳定性,中柱最好设置支撑。

【qbb】:按照厂房所要求的工艺来说做中间柱支撑确实不是个好主意,但是具体要看结构的整体性,若计算风压和地震作用相当大的话一定要设以保证整体稳定性。个人认为50m跨已经比较大,但是考虑实际使用的话,同意dw1976的建议,我觉得是可行的。

【wxy_dltop】:不必设,但觉得山墙侧应另设抗风柱,与边柱不发生关系。

【crazysuper】:在内柱列设置柱间支撑对减少边柱的平面内长细比,为边柱本身的稳定性提供了保障,还可以控制柱顶位移而不使墙面板破坏,大大提高刚架的整体刚度!

【HXQ200X】:中间的摇摆柱还是要加柱间支撑的,否则要在摇摆柱顶部设置桁架,或纵向设置成类似框架的结构形式来代替支撑,不过需要做空间分析。我做了好几个项目,都是托梁结构形成的框架(采用《钢结构设计规范》),柱间支撑都取消了。

【刘星语】:如果中间摇摆柱不设柱间支撑,至少需要做一下处理和验算:

①抗风柱可以做成悬臂柱,下端刚接。

②中间摇摆柱在平面外(纵向)柱底刚接,平面外相当于排架。

③中间摇摆柱在平面外(纵向)柱底铰接,上部做门式支撑(和门式刚架一样,并到底)。或者用桁架,与柱在平面外形成一个刚性角,但是会给摇摆柱带来比较大的局部弯矩(桁架上下弦产生的力偶局部作用)。

④跨度不大的话,加强屋面水平支撑,形成刚度很大的叠合桁架,相当于给摇摆柱提供一个上端铰支座。

无论怎么做,都不能使纵向抗侧移刚度相差太大,导致水平荷载作用下柱子的扭曲;也不能给按平面计算的框、排架带来不能忽略的平面外荷载效应,否则偏离平面模

型太远。

【xyz-steel】:看了以上各位的见解,感觉有的没把厂房受力传递路径搞清楚。支撑主要是传递水平力,纵向风力首先通过墙传给抗风柱,然后由抗风柱传给屋架平面支撑桁架(当在第二开间时,还要先通过刚性系杆),最后由这个屋架平面支撑桁架将力传给其支座,这个支座就是有柱间支撑的那列柱子,因此在计算中,平面桁架在房屋的整个跨度内能承受水平纵向力(包括位移),中间柱列不必设支撑,否则需设。但是在此柱列上一一定要加刚性系杆,以保证摇摆柱的平面外稳定。

柱间支撑的计算和应用

计算柱间支撑时,山墙受风面积如何计算? (id=73067,2004-10-18)

【wzg】:假设一门式刚架,跨度 12m,檐高 5m,屋脊高 5.6m,请问受风面积如何计算?我认为应该是 $A=(5\text{m}/2+0.6\text{m})\times 12\text{m}$,不知对不对?

【steely】:如果设一根抗风柱, $A=(12/2)\times 5.45$ 。注意是山墙面的面积。

【wzg】:①请问 5.45 是如何算的?我认为应该是 5.3。

②和抗风柱数量有关吗?

【zcj001】:我认为这样计算的风力偏大,应该考虑部分风力通过抗风柱脚传到地面的因素。当有一根抗风柱时, $A=(5.3\times 12-5.45\times 6/2)/2$ 。

【wzg】:如果是两个跨度(均为 12m),请问在计算柱间支撑的受力时,边柱的柱间支撑和中柱的柱间支撑受风面积是按平均分布计算,还是按中间的大,边上的为中间的一半计算呢?

【建武】:《钢结构设计手册》(第三版第 431 页)有一道一模一样的例题,它的高度也是取 5.45m,不知道这个数据是怎样得来的。还有,它是按一半山墙面作用风荷载的 1/3 考虑节点荷载标准值,为什么?

【李晓德】:对于柱间支撑受力 $F_k=W_0\cdot U_s\cdot U_z\cdot(L/2)\cdot(H/2)$ /柱间支撑个数, $L\cdot H$ 为山墙面积,认为山墙面积的风荷载由纵向支撑及柱脚承受,所以为 $L\cdot(H/2)\times 2$ 的负荷面积。另外,楼上说 1/3 的由来,事实上是纵向支撑有三个。

有规定说柱间支撑的间距不得大于 60m,是考虑了温度应力的影响。若拿一个 64m 的厂房来说,柱间支撑就要设三道,使得相邻支撑的间距为 32m 小于 60m。

所以我想楼上所提供的习题中厂房的长度,不会超过 120m。

【13983977058lhx】:柱间支撑就在中间设一道或两道不行吗?间距不是也小于 60m 吗?我碰到过一个 60 多米的,下柱支撑就在中间设一道,上柱支撑倒是设了三道。

【李晓德】:我在书上也看到过如此构造,个人认为:在两边跨处设上柱支撑,共设三道,目的是与屋面边跨处水平支撑共同传递风荷载。对纵向刚度要求较低时,柱下支撑可以设一道。

【doubt】:我查了书中例题,受风面积是根据横向系杆分层算的(考虑不同高度的风载不同),最后算出的结果中最下面一道系杆与柱脚间底部的一半没有计算在内,这样还是比较合理的。



轻钢支撑的相关疑问。(id=13087,2004-10-18)

【木头】: CESC 102:98 第 6.5 条支撑设计,交叉支撑按拉杆设计,承受某某力,而在其他一些规定上讲用花篮螺栓张紧,使支撑拉紧来受力,但怎样算张紧?是人拧不动就可以了吗?另拉杆的延伸率有什么要求没有?工程中如何掌握其边界条件才能在设计中将被支撑柱的计算长度系数取成 1.0?

【丹海】: 有介绍说,圆钢支撑拧紧以相连构件不出现变形为好。

【木头】: 轻型钢结构体系在国内没有明显的界限,从道理上讲两者(轻钢和重钢)也不应是截然分开的,理论计算应是连续的才对。吊车(桥吊 30t 或 20t 以内,悬挂吊车 3t 以内)荷载有规定,如果是机械化生产车间则有很多的悬挂生产线,如果是悬挂荷载超过 $250\text{kg}/\text{m}^2$,则同重屋盖厂房已没有区别。是否还可以按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》设计?是否要考虑二阶效应的影响?支撑在没有检测和度量规定的情况下安全吗(比如预应力结构规定张拉应力值并检测)?

【ashi】: 重型钢结构不要使用柔性支撑,而轻钢结构的柔性支撑拉紧一般就是用手拧紧,不断地拧,一直到拧不动为止,但我没拧过,也没听说过有什么仪器可以用来拧。不用担心,就像拉电线杆一样,拧紧就可以。

【woodants】: 可就是角钢支撑、螺栓连接,支撑也张不紧啊!

【木头】: 很感谢各位老兄解惑!理论上讲,支撑张紧后才能发挥作用。将支撑部分视为刚性体,其余的纵向排架柱的计算长度系数取 1(规范规定是无侧移条件)或取无穷大(有侧移条件)。实际上即使张紧支撑也会有位移,借用框剪结构的 1:5 刚度比,可以认为剪力墙是框架柱的支撑,框架柱按无侧移考虑,此时工程中只能将柱上重力加以控制(这只能是工程师各自的经验,一如大家在网上讨论的轻钢与否一样),或者认定饶芝英、童根树两位学者的结论意见。由于找不到合适的解决办法,所以再三提出。

【hhh】: 木头兄已是大侠,何必如此谦虚。如丹海兄所说,圆钢支撑拧紧以相连构件不出现变形为好。跨度大时,要对支撑、花篮螺栓、腹板变形进行计算。采用圆钢,一般认为可以达到延伸率要求。工程中支撑若能承受相应内力和控制位移,被支撑柱的计算长度系数就可取为 1.0。悬挂荷载大,可采用门钢,但支撑应加强,按压杆设计为好,此时已不存在“没有检测和度量规定的情况”,至于是否要考虑二阶效应的影响和这没有关系。一般支撑与纵向框架刚度比不止 5 倍。饶、童二位观点同意,但在建筑结构 2005.5 期《钢结构稳定性新诠释》一文中举例图 4 不妥,梁柱铰接、柱脚铰接,如何与支撑刚度相比?

【木头】: 谢了 hhh 兄,经你这样解释已明朗了。再次感谢!

【3d】: “饶、童二位观点同意,但在建筑结构 2005.5 期《钢结构稳定性新诠释》一文中举例图 4 不妥,梁柱铰接、柱脚铰接,如何与支撑刚度相比?”此图未错,因为:

① 厂房结构一般平面内为框排架结构,平面外由支撑和系杆组成不变结构体系(不是双向框架)。

② 一般所说有无侧移是针对框架结构(具备抗侧移刚度),且与计算方向一致。即当我们计算柱 X 向压弯稳定时,考虑 X 向是否有侧移,《钢结构设计规范》第 5.3.3 条讲的很清楚。所以对于厂房平面框架结构来说,平面外的支撑刚度对于平面内的计算长度意

义不大。

③《建筑结构》第5期的饶、童两位老师论述厂房柱列的纵向支撑作用很对：“传递水平力、刹车力、地震力”到基础上，但对“柱子平面外计算长度系数取1.0”有疑问。其实厂房柱平面外计算模型就是两端铰支的轴心受压构件。大家都知道两端铰支的轴心受压构件的计算长度就是1.0，这和支撑刚度无关。

说的不对，请大家批评，谢谢！

【hhh】：谢谢3d兄提醒，饶、童二位在《建筑结构》2005.5期中的两篇文章当时读来觉得颇有收获，前日发帖因时间仓促未细看，误以为图4是为确定强弱支撑举的例子（实际上是为了说明如何考虑轴力的等效负刚度），治学如此不严谨，我之过也！至于“柱子平面外计算长度系数取1.0”对图4是恰当的，目的是为说明只有支撑达到一定抗侧刚度，柱子平面外计算长度系数才可以按无侧移考虑（对两端铰支取1.0）。

【chenming】：3d兄说：“但对‘柱子平面外计算长度系数取1.0’有疑问。其实厂房柱平面外计算模型就是两端铰支的轴心受压构件。大家都知道两端铰支的轴心受压构件的计算长度就是1.0，这和支撑刚度无关。”我觉得和支撑刚度有很大关系，只有支撑有足够刚度（一般也包括檩条），柱才能取计算长度系数1.0或更小（考虑檩条）。若没有支撑系统平面外柱（铰接柱脚），怎么抵抗纵向荷载？若为刚接柱脚则按悬臂柱计算。还有要知道两端铰接轴心受压构件计算长度系数取1.0的前提条件就是无侧移。





三、屋面支撑

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

概念问题

30t 以上的重钢结构厂房的支撑问题。(id=22252,2003-02-12)

【li_qing13】:请教几个问题:

①重钢结构厂房屋面梁间水平支撑用柔性支撑(圆钢)可以吗?

②30t 以上的重钢结构厂房屋面刚性系杆只在有梁间水平支撑间布置可以吗?现在的市场竞争很激烈,投标报价要求用钢量低,在保证安全的前提下尽量压低工程用钢量,所以尽量少用。请指教究竟能少到什么程度?

③30t 以上的重钢结构厂房屋面刚性系杆能用屋面檩条代替吗?

【lijingas】:其实在钢结构厂房中,所有的屋面交叉支撑都是柔性的(只考虑承受拉力),好像没有听说设置刚性的交叉支撑。用作柔性支撑的杆件既有圆钢支撑,也有角钢支撑。在屋面支撑的压杆应与交叉支撑组成桁架结构,并且要与钢柱相匹配。

30t 以上的重钢结构厂房屋面刚性系杆可以用屋面檩条代替,但必须满足强度和刚度要求(此为个人理解)。一般情况下,我还是采用双角钢。因为支撑用钢量所占比率很小,比采用双檩条用钢量增加的少。

【南华人】:30t 以上的重钢结构厂房屋面刚性系杆建议单独设置,不利用屋面檩条,传力简洁、明确、可靠。

【dyd771】:①屋面支撑用刚性与柔性,应看屋面的纵向水平荷载大小,对于轻性屋面,易采用柔性支撑,否者刚性。

②刚性系杆用来把纵向水平荷载传给柱及基础,每一柱间均有。

【li_qing13】:请问 lijingas,您说屋面柔性交叉支撑可用圆钢,也可以用角钢。请问,何时用柔性角钢支撑?我的感性认识是角钢只是用于刚性支撑。

【lijingas】:在《钢结构设计规范》中,柔性支撑和刚性支撑的区别并不是圆钢与角钢的区别,而是在设计中采用受拉与承压的区别。所以在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中是以长细比来决定的,好像是长细比小于 400 为只受拉单元,小于 200 为承压单元。

【ch237】:刚性和柔性支撑是用于不同受力状态下的支撑形式。受拉支撑一般采用柔性支撑,更好的节约钢材和使受力更合理,受压支撑一般使用刚性支撑。

一般来讲,轻型门刚风荷载占主导作用,此时支撑的受力状态为受拉状态,故一般采用柔性支撑;大重型钢结构建筑,以及带大吨位吊车的厂房支撑,一般都要考虑承受压力的能力,此时的支撑处于结构的重要角色,故常用刚性支撑。

根据支撑的受力状态、布置形式、结构中的作用,支撑选用当然就有很多方式。

【WQL】:新《门式刚架轻型钢结构房屋技术规程》规定带吊车厂房柱间支撑采用型钢支撑。曲面应多设刚性系杆,加强屋面刚度。

【li_qing13】:请问 ch237 兄,“大重型钢结构建筑,以及带大吨位吊车的厂房支撑,一般都要考虑承受压力的能力,此时的支撑处于结构的重要角色,故常用刚性支撑”。

我知道柱间支撑的受力过程和计算方法,但是关于屋面梁间水平支撑在 30t 以上吊车作用的情况下是受拉还是受压?若受拉则用柔性支撑,若受压则用刚性支撑。说实话,我做过 50t 吊车的厂房,当时屋面梁间水平支撑用的是角钢,但我确实没搞清楚。

【li_qing13】:各位高手,能再讲解一下纵向水平荷载(风、地震和吊车纵向刹车力)对刚架的详细作用(刚架梁、刚架柱、基础)过程吗?

【hai】:吊车刹车力对屋面影响不大,上部可采用柔性支撑,下部采用刚性支撑。

【li_qing13】:我同意 hai 兄的观点,认为吊车刹车力对屋面影响的确不大,上部仍可采用柔性支撑,下部必须采用刚性支撑。

【sdwpj】:50t 吊车,轨顶标高 16.5m,采用刚性支撑,是否应在 8m 左右处设通长压杆?

【花心 LMO】:回楼上:那么高的柱子,肯定要设刚系杆的,否则柱子的平面外稳定性就用去很多钢,建议设 2~3 道刚系杆,对柱子折减,用钢量可省 20%左右!

【冥界之蝶】:to lijing:不同的长细比应该是单拉杆和压杆的控制参数,而不是用来分类的。

比如一根长细比超过 400 的圆钢,虽然节点形式不同,但一样会承受压力,并不能因为长细比的原因而说它是拉杆。圆钢拉杆节点中,圆钢所受的压力是被释放了的,如果将角钢作为柔性支撑,不计算受压的话,也必须采取有效措施释放掉其所受到的压力。

【sunny8448】:屋面水平支撑采用圆钢,应该是可行的。圆钢作为支撑行架的交叉斜腹杆,应为柔性杆件,只受拉不受压,但是《钢结构设计手册》关于屋面水平支撑设计原则有以下几条:

- ①柱距越大,吊车工作量越繁重,支撑的刚度应越大;
 - ②在地震区应适当增加支撑,并加强支撑节点的连接强度。
- 我想如果从以上原则出发,角钢(受拉杆件)比圆钢更可靠些。

【zzm vb】:我觉得屋面水平支撑可以用柔性的,而柱间支撑最好用刚性的!

【towngod】:我不理解大家所说的刚性支撑、柔性支撑是什么含义,可以给解释一下吗?

【wanyeqing2003】:我的理解是:刚性支撑的斜杆是按压杆考虑的,可以承受压力的作用,刚度相对比较大;而柔性支撑的斜杆只能承担拉力作用,受压时退出工作,相对刚度较小。

论坛上相关的帖子很多,请看:

- ①柱间支撑的有关问题。

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=114132&h=1#498546

②有吊车厂房的柱间支撑布置。

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=110940&h=1#485286

③5t 吊车能否设柔性柱间支撑?

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=95981&h=1#420296

④刚性和柔性的区别。

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=79697&h=1#351688

⑤柱间支撑如何设置。

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=72354&h=1#330520

⑥型钢支撑就是刚性支撑吗?

http://okok.org/cgi-bin/ut/post_edit.cgi?id=544253&pg=2&ae=1&bpg=1&age=

30

用搜索功能还可以查到更多的帖子。

【towngod】:那么这样说来,是刚性支撑还是柔性支撑的区别就不是支撑是采用角钢还是圆钢的区别了,而是你在计算时是否按照单拉杆考虑支撑的区别,也就是说是否允许支撑受压时失稳退出工作的区别。

其实按照传统重型钢结构厂房的算法,即使是采用角钢支撑,也是按照单拉杆考虑的。关键在于圆钢支撑是需要施加预应力拉紧的。在重钢厂房中动荷载较大,在荷载反复作用下圆钢支撑会松弛。所以我们在设计时,重型钢结构厂房全部是采用角钢支撑的。

在重型钢结构厂房中,刚度控制往往要重要于强度控制。

【wanyeqing2003】:有几点需要解释一下:

①刚性支撑和柔性支撑是一个概念性上的要求,只是在计算时做一些假设,从而简化分析过程,实际的受力状态并不一定那么理想化;

②刚性支撑和柔性支撑并不是按角钢和圆钢来区别的,而是根据构件的长细比和支撑刚度来考虑;

③普钢结构厂房的支撑刚度和强度都需要控制,应当具体问题具体分析,不能一概而论。此外,在《建筑抗震设计规范》中,对普钢结构厂房还有具体的构造要求。

【runningman】:to hai:纵向影响不大,可是横向就有影响了。建议使用型钢支撑,还要设置屋面纵向支撑。

【无需冷藏】:在重型钢厂房设计中,很多规定都是依赖以往的经验,并无太多道理可讲,对于支撑的设置,我的原则是宁多勿少,宁强勿弱。用钢量应该在结构体系上下工夫。

回 li_qing13 兄:

①重钢结构厂房屋面梁间水平支撑用柔性支撑(圆钢)可以吗?

答:不可!

②30t 以上的重钢结构厂房屋面刚性系杆只在有梁间水平支撑间布置可以吗?

答:除了要在水平支撑间设刚性系杆以外,还有屋脊、柱顶要求设通长刚性系杆。

③30t 以上的重钢结构厂房屋面刚性系杆能用屋面檩条代替吗?

答:不要兼用。



请教与纵向水平支撑有关的问题。(id=64343,2004-07-12)

【晓剑】:我在查看设计图集、设计手册时发现,在多跨厂房中,中间各跨的纵向水平支撑只在一边设置,而不是在每一跨中对称设置,请问这是为什么?水平支撑是否要与柱间支撑对应呢?

【wanyeqing2003】:根据柱间支撑图集的要求,支撑布置是布置在同一柱列的位置上的。

对于普钢结构,一般要求柱间支撑和屋面水平支撑相对应,以确保传力的合理性。当然有时由于工艺或公用专业的特殊要求,一些部位的柱间支撑无法对齐时,可以考虑局部错开,这也是不得已而为之的事情。

对于轻钢结构,当建筑物宽度比较小时,中柱列可以不设柱间支撑。

【jwk2001love】:同意楼上的说法,当有特殊需要时,柱间支撑和水平支撑就要错开了,但也可以把柱间支撑和水平支撑同时平移到一起,再增加系杆等。

【wanyeqing2003】:最近又查阅了钢屋架的标准图集,发现楼主所说的问题,是有纵向屋架水平支撑布置不对称的问题。我前面的回复指的是屋架的横向支撑。

在过去的设计中,纵向水平支撑经常是沿着周边对称布置的,一般有多道纵向水平支撑。我在现在的标准图中看到,许多地方只布置一道纵向水平支撑,有时就没法布置在对称的位置上。



水平支撑的问题。(id=91673)

【清水】:水平支撑能不能用圆钢代替?本来是有花篮螺栓的可否把花篮螺栓取消掉,换成全是圆钢的,只是边上的丝扣长一些?

我们领导要我以后就做成这样的,不知行不行?

【pingp2000】:①在完全满足以下几个条件的情况下,屋面水平支撑可采用圆钢。

- a. 7度及7度以下震区;
- b. 厂房内无重级吊车或大吨位吊车(因为在大吨位吊车动荷载作用下,圆钢支撑易松弛);
- c. 屋面采用轻型屋面。

②花篮螺栓可以取消,但是这样安装有点麻烦,需在梁腹板打孔,圆钢穿过孔洞,在腹板的另一侧拉紧。见图6-8。

【zhukay】:我建议采用花篮螺栓连接。

- ①在腹板处焊接一块连接板,至少可以不削弱腹板。
- ②在安装时,工人很难把圆钢张紧,从而会不停的使劲拧螺母,容易把圆钢上的丝破坏。
- ③用花篮连接更快捷到位。
- ④虽然使用花篮螺栓费用相对较高,但是综合效益绝对高于你们领导的做法。做设计的有时候要坚持自己的意见。

【eddyella】:我认为可以全用圆钢,但是有条件限制的。

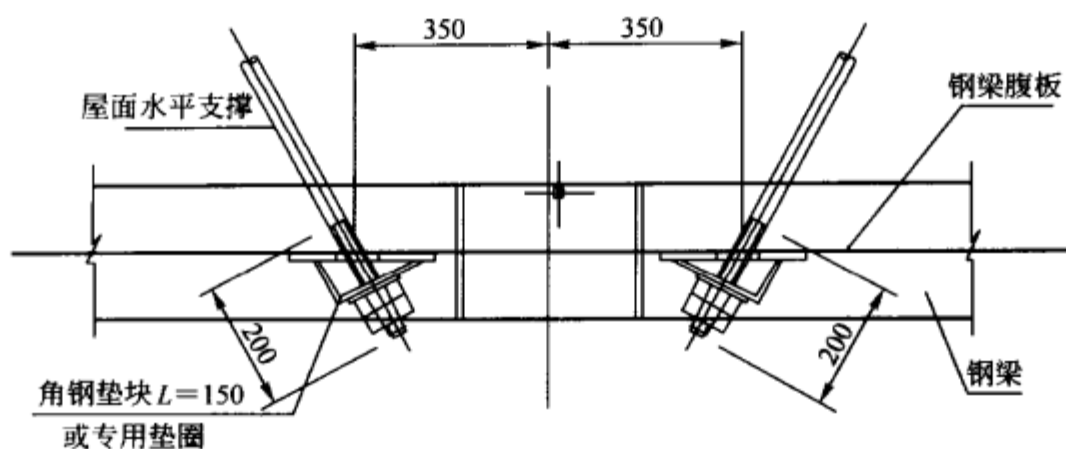


图 6-8

在可以用圆钢的前提下,是可以取消花篮螺栓的,可以在腹板上直接开孔,只是位置尽量靠上(目前我们都是这么做的)。

另外张紧的圆钢也有其缺点,在地震作用下,会比松弛的圆钢更早的发生疲劳破坏。

方案比较

大家帮忙看看如图 6-9 所示厂房结构形式如何? 请提意见。(id=101608,2005-07-06)

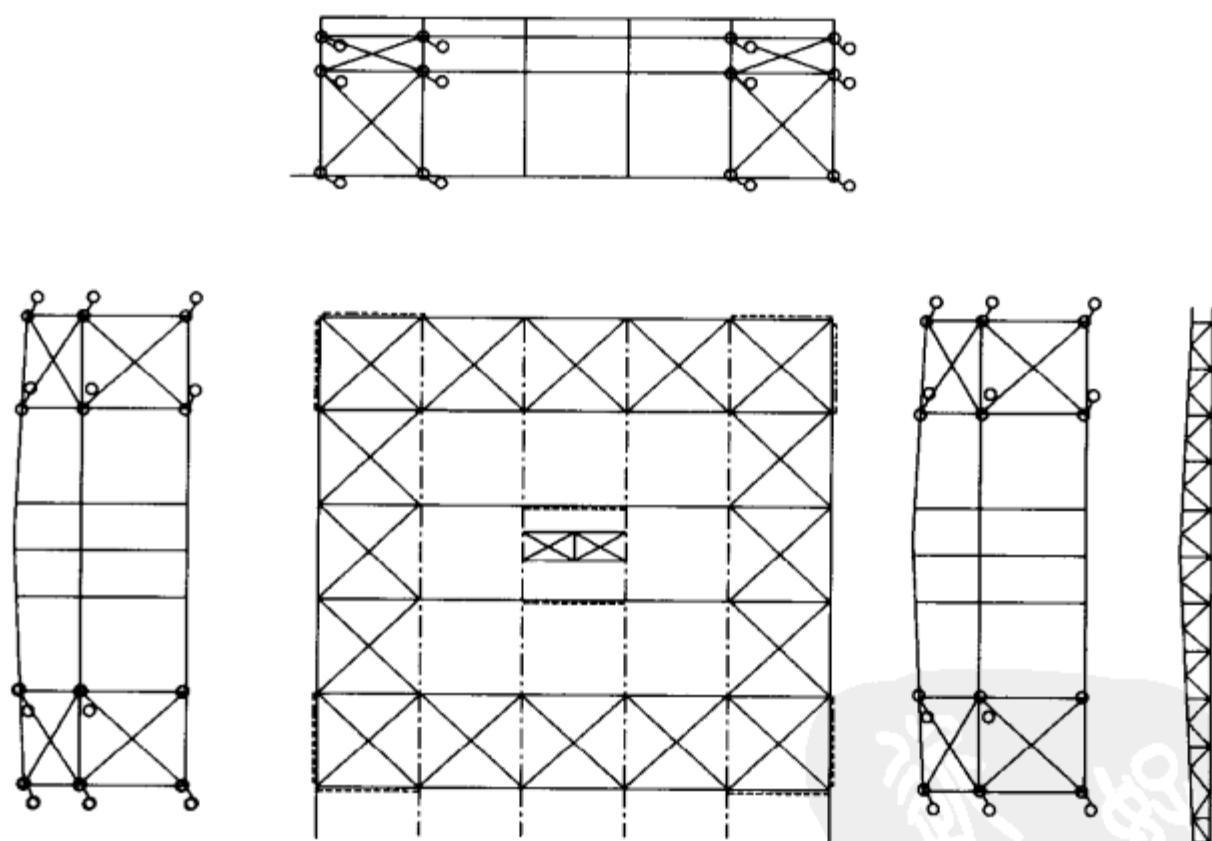


图 6-9

【marenbuhao】: ①无吊车,风荷载 0.55kN/m^2 ,跨度为 $38\text{m} \times 41\text{m}$, 38m 方向为桁架方向。

②屋面除边上两跨是实腹式梁,其余为桁架(桁架高度为 2.5m)。老总说可以利用抗风柱省掉两榀桁架,请问是否有道理?



③我对水平传力路线的看法:桁架方向是没有问题的,垂直桁架方向,水平荷载通过抗风柱—水平支撑—刚性系杆—整个屋面—柱间支撑—基础。

个人认为该屋面结构体系应该没有问题了。我甚至认为,桁架中部,③、④轴之间与 C、D 轴上的桁架竖向支撑都可以不要。但老总认为体系不稳定,还要在边榀桁架和外栅柱之间加竖向支撑。

请大家提意见,包括对主要构件截面的大小等。

【zc1985】:如果采用轻屋面,边跨可以用实腹梁。此时上弦横向水平支撑应设置在第二开间,并同时设置垂直支撑(桁架端部及跨中共 4 道),其余可用刚性系杆,柱间支撑同时移到第二开间。因无吊车及振动荷载,纵向支撑可不设。

【zxinqi】:①屋面边跨可以采用实腹式梁,与抗风柱形成山墙架,承受屋面的竖向载荷及山墙的水平载荷,因房屋较高,需验算一下柱顶风载荷作用下的水平位移,如不满足,可在中部抗风柱间设置圆钢支撑。

②墙面系杆的作用是为了减小柱平面外计算长度,宜尽量居中,置于门顶即可。

③柱间支撑及屋面支撑、垂直支撑应置于端部第二开间,且保证三者在同一开间内。

④取消纵向屋面支撑,屋面上弦支撑在屋脊处断开为两片支撑,因屋面坡度关系,支撑与屋架上弦不在同一平面内。

⑤垂直支撑应在屋架两端及屋脊处设置,改为三片垂直支撑,且屋脊处增设系杆一道。

⑥下弦在垂直支撑处增设下弦水平系杆,并宜在垂直支撑开间处增设下弦水平支撑,以形成可靠的空间结构受力体系。



关于屋盖撑杆布置方面的疑问,请高手指教。(id=132624,2006-04-30)

【野猪满天飞】:我做厂房一直都是按照图 6-10a)在两边和中间布置拉通的撑杆的,后来总工要我把所有撑杆都拉通,如图 6-10b)所示,他的意思是在有吊车的情况下就把撑杆全部拉通,因为吊车工作时对屋盖影响很大。我有点不明白,吊车会对屋盖影响这么大吗?以前做过那么多厂房也从来没有这样拉通过撑杆啊?不知道各位是怎么布置的。

【xwl】:请简介厂房的技术指标。不同的结构类别(轻钢、普钢)、吊车类别,对支撑的要求是不同的。

【野猪满天飞】:厂房为双跨,每跨 18m,两部 5t 电动单梁吊车,牛腿面标高 5m,上柱高 2.5m。

【xwl】:根据厂房的技术指标,可按《门式刚架轻型房屋结构技术规程》加支撑,如图 6-10a)所示的方案是可行的。拉通撑杆可以加强屋盖的纵向水平刚度,对结构有正面影响,总工的要求也不能算错。

【野猪满天飞】:谢谢 xwl 兄。

还想再问一个问题,撑杆的价格如何?用多了会不会使造价增加很大?如果在价钱方面影响不大的话,我想还是按照总工的方案比较好,因为前段时间本市刚刚发生一起厂房倒塌,据说是由于支撑设的不够。

【xwl】:撑杆可选用焊管,价格低。无缝钢管价格高。

【月亮之上】:那请问师兄,四台 30t 吊车、24m 四跨、长 255m、轨定高 10.5m 的厂房

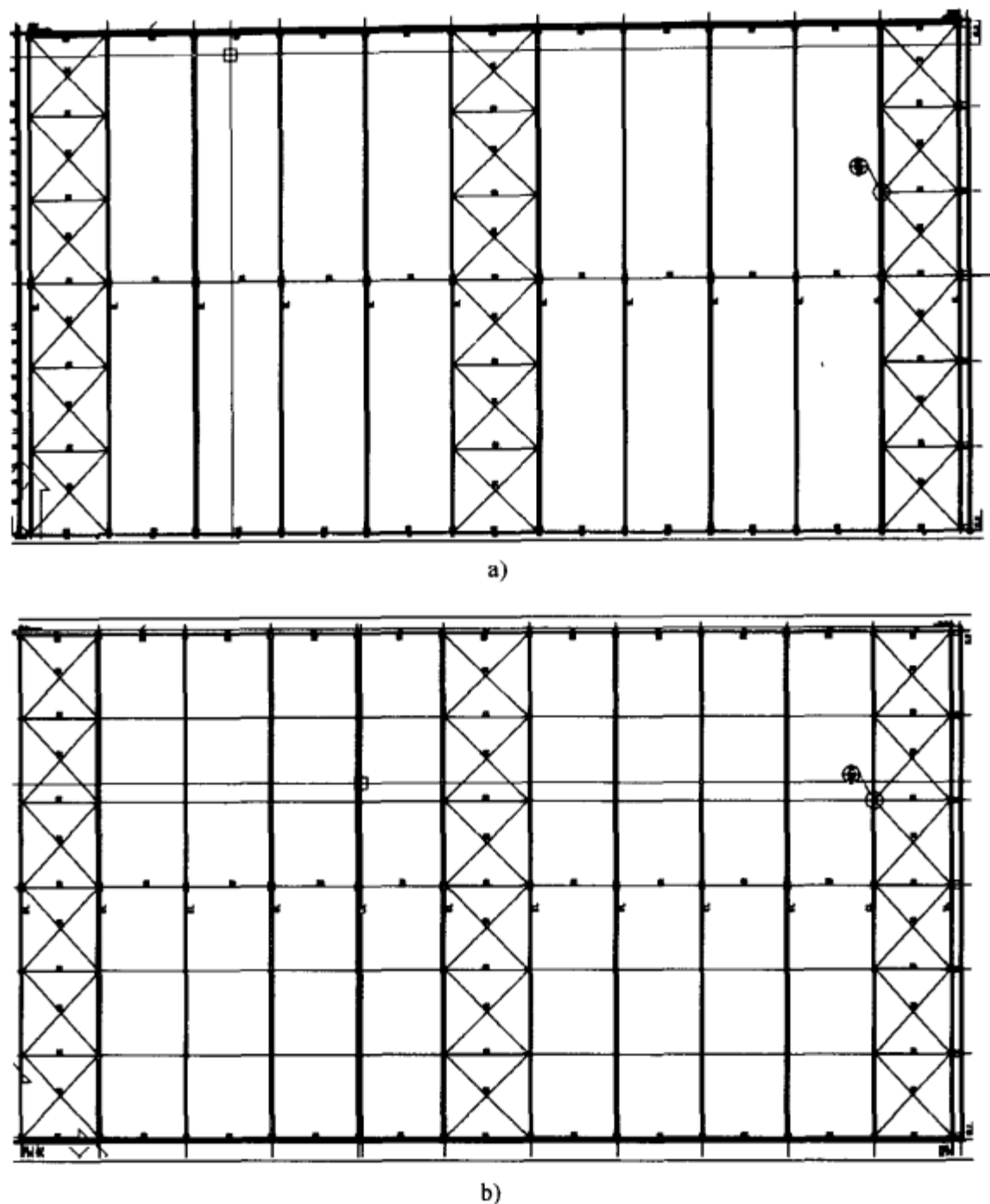


图 6-10

是否需拉通撑杆?

【xwl】: ①屋面应设纵向水平支撑。②厂房长 255m, 宜设温度缝。

【detailer】: 没必要全部拉通, 在刚架的弯折处拉通就行, 屋面支撑应用角钢, 撑杆用电焊钢管。实在不敢苟同那些动不动就无原则加材料的想法。

【liu5620194】: 请问所谓的钢架转折处是不是指钢架的檐口处?

【bluebone】: ①刚性系杆一般采用高频焊管, 在满足长细比的情况下, 受力一般不会有很大影响, 且价格同普钢差不多, 总工让加上, 使屋面更好的传递水平向风荷载, 设计院基本上都是如此的, 是很有道理的!

②“四台 30t 吊车、24m 四跨、长 255m、轨定高 10.5m 的厂房是否需拉通撑杆?”此体系是必须设置纵向水平支撑的, 并应保证每跨都设! 4 台 30t 应是中或重级工作制吧? 《钢结构设计规范》规定 220m 应该设置伸缩缝。

工程实例

轻钢屋架是否必须沿房屋全长设置刚性系杆? (id=52714, 2004-03-24)

【sunny8448】:我设计一厂房,跨度 18m,柱距 6m,300×500 的混凝土柱,两端铰接钢梁,轻钢屋盖(这是甲方定好的,我不乐意做这种设计,但也没办法),设计完后,到设计院审图,设计院工程师说按照《门式刚架轻型房屋结构技术规程》4.5.2 条 5 中的规定,应沿房屋全长设置刚性系杆,我说没这个必要,因为没有吊车荷载,纵向荷载也只有风荷载,并且是下端固结的混凝土柱,用不着全长加刚性系杆,设计院工程师怎么也不同意,请各位评判一下。

【dingding】:你的这个设计肯定无法通过审图的。这个问题论坛有很多讨论,你可以搜索一下。从你对设计院的解释来看,你确实没有很好的了解规程的要求。

【sunny8448】:我倒想问 **dingding**:这种结构根本就不是门式刚架,为何要套用《门式刚架轻型房屋结构技术规程》? 纵向力可由厂房两端屋面水平支撑和柱间支撑组成的不变几何体系承担,我一直认为 CECS 102:2002 中 4.5.2 条第 5 款有如此规定是因为刚架柱底大多采用铰接,刚架侧向刚度偏柔,增加刚性系杆是为了保证刚架的侧向刚度,不知理解是否正确?

【north steel】:①你的这个建筑已不可以套用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》。

②与钢筋混凝土排架结构类似,只是钢屋架换成了钢梁,因此要符合它的结构布置要求。

③柱顶纵向系杆要有,其作用和要求请参看有关书籍。

【lijingas】:**dingding** 老兄:我觉得这句话你最好不要与审图公司说,这种结构很特殊,既不是明确的普钢,也不是明确的轻钢,这样的工程我做了许多,一般都是在这两者徘徊,要与审图公司沟通。否则,如果你说不按轻钢设计,那么审图公司就会按普钢来对你控制,从而使用钢量增加(如钢梁挠度会更严,高厚比也更严格)。

一般来说,我会在柱顶设置通长系杆以加强整体性,如果不设置,我也不会同意的。不过我喜欢做纵向框架,不做柱间支撑,然后另行设计屋面水平支撑。

【sunny8448】:**lijingas** 老兄:请问您做纵向框架用钢量是否比做柱间支撑的用钢量多?

【lijingas】:**sunny8448**:你做的纵向框架不是混凝土结构? 既然是混凝土柱,那么纵向框架也就是混凝土梁,而且一般我们会做混凝土天沟,混凝土天沟与混凝土梁可以合二为一。至于屋面水平支撑,在柱顶我另设置一道通长系杆,系杆用钢量是很小的,一般在厂房设计中,我们不怎么扣支撑,因为差别不大,基本可忽略。

【tiuc】:请问 **lijingas** 老兄:如果设置了刚性系杆,如何设计纵向框架? 怎么计算呢?

【greenspan】:我比较同意混凝土纵向框架的方案! 但是既然纵向已是混凝土框架了,柱顶系杆还有必要设吗? 我认为只考虑屋面水平支撑系统就行了!

【lijingas】:**greenspan** 老兄:我认为应该在梁头(与柱交接处)设置水平通长系杆,因为屋面水平支撑所处位置靠近上翼缘,纵向框架在下翼缘,梁与混凝土柱采用铰接,那么理论上讲这个水平力是不能传到纵向的,而必须通过钢梁与混凝土柱的嵌固效应来传递,这个效应没有定量,只能采取措施,因此最好设置通长系杆(可利用所有钢梁的嵌固性),当钢梁在此处高度较大时,不但要在靠钢梁上翼缘处设置通长系杆,而且还要在靠近下翼缘处设置通长系杆,两个



系杆加腹杆形成一个桁架,有兴趣的话可以到大超市看看。如果梁高度不大不小的话(我一般在500~800mm之间取值),则在靠近上翼缘处设置通长系杆,然后用隅撑撑住下翼缘(隅撑要强,能承受水平荷载)。当梁高度小于500mm时,我一般就直接在靠近上翼缘处设置通长系杆。

【dzwxw1011】:按照《门式刚架轻型房屋结构技术规程》4.5.3条中的规定,刚性系杆可由檩条兼作,此时檩条应满足对压弯杆件的刚度和承载力要求。不知道你的檩条能不能满足要求?



请教有关吊车单层工业厂房屋盖选择的问题。(id=105004,2005-08-07)

【mazg】:单层工业厂房,混凝土柱,2台75t吊车,请问能用轻钢屋面吗?

【wanyeqing2003】:可以用彩钢板做的轻型屋面,不过最好将钢梁的水平支撑做强一些,按《钢结构设计规范》的要求设计。

【mazg】:谢谢!此单层工业厂房(24m跨)屋盖一个用钢屋架+彩钢板,另一个用钢筋混凝土屋架+大型钢筋混凝土屋面板,哪种更好?

【wxfwj】:当然是采用钢屋架+彩钢板的好,造价低、施工快、自重小;而钢筋混凝土屋架+大型钢筋混凝土屋面板自重很大,对厂房和基础的作用力很大,对抗震不利。



屋面支撑的布置。(id=21354,2003-01-15)

【zhsg_2001】:最近做了一个工程6m柱距,2×30m跨,每跨一台15t+5t吊车,牛腿标高9.8m,檐口高13.4m,车间总长6×17=102m,基本风压0.4。

我分别在中间开间及两端第二开间共设三道刚性柱间支撑,间距约42m,屋面采用圆钢做柔性斜支撑加刚性系杆。审图的老兄提出柱间支撑间距不超过5个开间(30m),且屋面要做刚性斜支撑。

究竟这个工程是不是轻钢范畴?支撑间距多少比较合适(轻钢30m~40m,不大于60m),屋面有没有必要做刚性支撑?

【南华人】:结构倒是轻钢结构,屋面采用柔性支撑不是不可以,但根据你现有的设计间距,按我的经验,你的支撑计算过不了,我估计你没有算过,凭感觉在做吧?

我在实际工作中发现,有不少人在做支撑设计时,大都凭感觉,我想除非你的工程经验特别丰富,那倒另当别论,如果把握不太大时,最好计算一下,况且计算也不复杂。试想如果支撑失效,轻钢结构体系自然也会失效。

【waterdrop】:大哥,我觉得你的这个工程应该考虑按普通《钢结构设计规范》来做,这样要安全一点,而且20t的吊车做轻钢门式钢架最好还是把柱间支撑加大一点,你的工程高度可是很高的啊!

【交流】:我同意楼上两兄弟的看法,对于有20t吊车的厂房的柱间支撑间距按你的设计肯定不够,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中的30~40m,不大于60m,是一般规定,而你设计的厂房应经计算确定,不能按构造取!另外,柱间支撑不宜采用圆钢,宜采用单片型钢支撑或双片型钢支撑,其中间交叉节点板及两端节点板都应牢固焊接。

【steely】:①属于轻钢范畴无疑!屋面支撑体系用圆钢也正常。屋面支撑体系只考虑受



拉,也正确。间距 42m 很正常。

- ②此时要注意的是柱间支撑体系、屋面板的防水性能。
- ③审图提出的 5 个开间没有依据,屋面刚性支撑也没有道理。
- ④你需要计算一下屋面只拉支撑的应力。

【lijingas】:由于这方面没有相关条文规定,就此发表一些个人看法。

大部分同意 **steely** 老兄的论点,只是补充一下。

支撑间距最多不要超过 7 根柱距,也就是不要同时支撑 8 根柱,这在陈绍蕃老先生编写的《钢结构稳定与理论》中有介绍!

另外,其实交叉支撑都可以用只拉单元,但由于吊车吨位比较大,为了防止在吊车的动载作用下,导致只拉单元松弛,我认为吊车上支撑及屋面水平支撑最好用角钢,而不要用圆钢(圆钢即使用花篮螺栓连接,在吊车荷载作用下也容易松弛)。

【木头】:lijingas 兄,“其实交叉支撑都可以用只拉单元,但由于吊车吨位比较大,为了防止在吊车的动载作用下,导致只拉单元松弛,我认为吊车上支撑及屋面水平支撑最好用角钢,而不要用圆钢(圆钢即使用花篮螺栓连接,在吊车荷载情况下也容易松弛)。”对这段论述有些异议,如想防止支撑的松弛,对柱间支撑而言应要求下柱支撑采用角钢支撑。但从传力方面讲屋盖的水平支撑是不承受吊车荷载的,没有必要要求必须采用角钢支撑。

另外,轨顶高 9.8m,檐口高 13.4m。如果按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的 1/240 变形要求,达到极限变形时位移分别是 40.8mm 和 55.8mm,其影响在设计中不容忽视,而《钢结构设计规范》对这方面的要求有所提高。





四、支撑连接

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

支撑连接

柱间支撑圆钢的搭接问题。(id=98117,2005-06-06)

【muzh2000】:柱间支撑用圆钢,因长度不够需要搭接,其搭接长度是否有据可寻,如何定?

【flywalker】:我觉得以下两种方法可以达到接长的目的:

①将要搭接的圆钢端部车丝,使用花篮螺丝连接起来。

②将圆钢搭接焊接起来,搭接长度应满足焊缝的承载力大于圆钢的抗拉承载力。两圆钢搭接焊缝的计算可以参考《钢结构连接节点计算手册》。

【黑胡子海盗王】:这是个很实际的问题,用花篮螺栓很好,但是对于生产厂家则更喜欢用焊接。一般简单的就是搭接焊接(断面形状为 OO),而从工程实际出发搭接有 150mm 就足够了,但是这样有个弊端就是产生偏心,且不好看,若是改为轴心对接,在两侧加两段 150mm 长的钢筋焊接会更好:一者美观;二者避免了偏心。(断面形状为 OOO)

【hehongshengabc】:《钢筋焊接技术规程》规定有如图 6-11 所示两种方式。

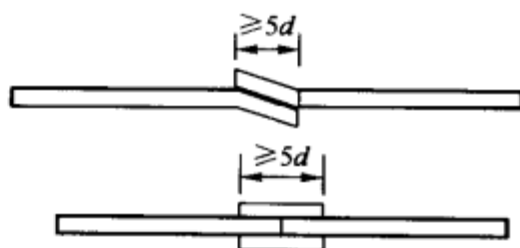


图 6-11

请问有吊车的柱间支撑,其连接的螺栓需要高强螺栓吗?(id=20911,2003-01-08)

【bigbird117】:看到一本书说,在有吊车的情况下,普通螺栓不适宜做连接用。

【josephone】:也可以采用普通螺栓,不过此时一般将螺栓作为安装螺栓,安装完毕后再现场焊接。如果采用高强螺栓,可不焊接,但连接孔位的要求精度比较高。

与柱间支撑有关的问题。(id=100490,2005-06-25)

【fred828】:偶然发现一钢厂房的柱间支撑(圆钢)全是直接焊在钢柱腹板中,一个连接节点板都没用,从而想到以前在做钢结构厂房画柱间支撑时,支撑和钢柱连接节点板一个个的放样,很麻烦!那么请问是不是规模比较小的厂房允许柱间支撑和钢柱腹板直接焊接?

【lpg200044】:我觉得这样不好。单独一块柱腹板是不能承担法向力的。

【wanyeqing2003】:严格来讲这样做是不合适的,应当设置加劲板和节点板。不过对于一些临时建筑或次要建筑就没有那么多的讲究了。

【baishu00】:有次我问我们主任,说我去现场看到的支撑都是直接焊接在柱子上的,主任说:“支撑本来就是焊接的”。可我记得原来学的时候好像都是用节点板的。

【baishu00】:可能是因为这些建筑不是很重要吧!钢厂里面的一些平台或设备厂房,由于可能会经常拆卸或拆迁,所以就直接焊接上。

【朱军】:圆钢属于柔性支撑,关键施工完要拉紧。但焊接在工艺上很难保证圆钢绷紧,所以大多数还是用螺栓连接或者焊接后用花篮螺丝拉紧。

【qq19】:我们公司做的都是直接焊在上边的,中间加个花篮螺栓就行了。

【laoli8888】:肯定不行!应做半圆形的接点板,还应在腹板上加绑板,这样才能减少对腹板的削弱。做法图集上有,我们公司都是这样做的。

【展钢】:柱间支撑有钢柱腹板开洞后连接,开洞处以钢板加强,也有焊节点板连接的。直接焊肯定不行,端部一般焊不透,焊缝长度不够,且为角焊缝,不能做到与支撑等强连接。

支撑节点设计

钢管屋架的支撑连接。(id=14573,2002-09-17)

【hksf】:刚做一个工程,24m跨梯形角钢屋架,原来选的是图集,结果甲方说屋架总造价要三万多,让我做成钢管屋架。结果我现在算完了屋架,却不知道该如何布置支撑(包括水平、垂直系杆等),不知大家有没有钢管屋架的详图?

【史传洪】:支撑可以采用双剪连接,连接标准图如图 6-12 所示。

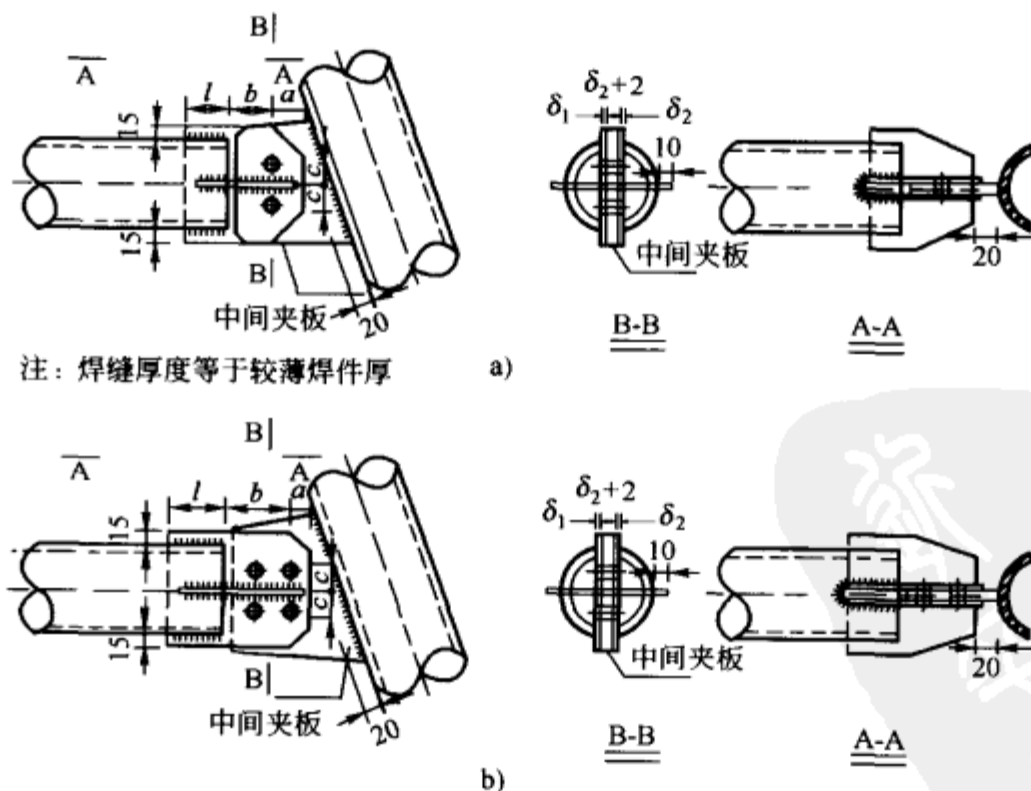


图 6-12 双剪连接标准图

a) 两螺栓双剪节点; b) 四螺栓双剪节点



【hksf】:谢谢!但是从图上来看,我似乎可以直接把管敲扁来钻孔安装啊!不知这样可不可以?

【史传洪】:也有如你所说的做法,不过那只是对于直径在 20mm 左右的小钢管才适用。双剪连接就是在次管上开槽,插入一块“U”形板、两块加劲板(都与次管焊接);主管焊一块板(暂且称为 B1),板插入“U”形板中,“U”形板与 B1 采用螺栓连接。或者就用普通门式刚架的刚性支撑与梁柱连接节点。



支撑、系杆、牛腿处必须用高强螺栓吗? (id=55099,2004-04-16)

【xiaoxiaoxiao】:①系杆连接一定要用高强螺栓吗?

②柱间支撑、屋面支撑与刚架连接一定要用高强螺栓吗?

③吊车梁下翼缘与牛腿连接一定要用高强螺栓吗?打圆孔用普通螺栓行不行?我觉得该处螺栓应不受多大的力啊!

【hyhsi】:首先高强螺栓可以抗剪,而普通螺栓主要是抗拉的。以下就我所知道的答案你:

①柱间支撑可以不用高强螺栓,而只用安装螺栓,但是要用焊缝,不过很多书上倒是建议用高强螺栓进行连接。

②对于吊车梁下缘翼与牛腿连接,还是要用高强螺栓的。

【xuguojun】:可以采用普通螺栓,普通螺栓与高强螺栓的区别之一是普通螺栓由螺栓本身的抗剪来传递力,而高强螺栓则由螺栓拉力产生摩擦力来传递力。在上述节点中,无特殊要求可以采用普通螺栓同样可以达到目的。

【陌上尘 64】:①国内目前使用的高强螺栓为摩擦型;②只有承受动荷载作用的节点要求用高强螺栓连接。

【w_shiqi】:①国内目前使用的高强螺栓为摩擦型和承压型两种,摩擦型高强螺栓和承压型高强螺栓的区别只在于设计是否考虑滑移。摩擦型高强螺栓绝对不能滑动,螺栓不承受剪力,一旦滑移,设计就认为达到破坏状态,在技术上比较成熟;而承压型高强螺栓可以滑动,螺栓也承受剪力,最终破坏相当于普通螺栓破坏(螺栓剪坏或钢板压坏)。

②只有承受动荷载作用的节点要求用摩擦型高强螺栓连接,而不能使用承压型高强螺栓连接。

【woodmen】:我想应首先明确以下三个问题。

①普通螺栓的作用:a. 固定位置;b. 承受拉力;c. 承受剪力(一般情况下不考虑它,但是螺栓也有抗剪的作用)。

②高强螺栓的作用:a. 固定位置;b. 承受拉力;c. 承受剪力(一般情况下利用其抗剪作用)。

③焊缝的作用:a. 固定位置(很少用);b. 受力。

综上所述,我们习惯采用以下两种方式:

①采用普通螺栓固定,焊缝受力。

②采用高强螺栓固定加受力。

在所受剪力较小的情况下可以直接用普通螺栓,很多系杆的做法就是直接用螺栓,不过要满足其抗剪性能。

【magicbear100】:不是的,虽然教科书上一般都建议用高强螺栓,但实际工程中已经出现了 8.8 级普通螺栓。

【astone】:正如 w_shiqi 所说,对于直接承受动力荷载作用的螺栓连接,必须用摩擦型高强螺栓,主要因为摩擦型高强螺栓连接是不允许出现连接件间的相互滑移,有利于结构保持稳定,防止连接过早破坏及构件的过大变形。

对于支撑、系杆则要具体问题具体对待,看是什么位置的,受力如何。普通螺栓又分精制和粗制两种,两者的差别前面已有所述,前者主要承受剪拉而后者主要受拉。所以普通螺栓只能用到次要构件及次要连接中。撑杆用高强螺栓连接的较为常见,在高层钢结构中及电厂钢结构立面上的撑杆(垂撑)连接基本上都是用高强螺栓。

有些牛腿直接承受动力荷载作用,毫无疑问必须用摩擦型高强度螺栓连接。对于直接承受静力荷载或间接承受动力荷载作用的牛腿可考虑用承压型高强螺栓连接。

【闽都笑笑生】:目前国内高强螺栓多用大六角头型与扭剪型两种,等级为 8.8 与 10.9 两种。按连接方式分为承压型连接与摩擦型连接两种,摩擦型连接依靠螺栓预拉力产生的摩擦力传递内力,承压型连接依靠螺杆抗剪及抗拉传递内力。同样直径、相同等级的螺栓当按承压型计算时单个螺栓的抗剪承载力要比按摩擦型连接计算的大(考虑单个摩擦面时),但是其计算的抗剪承载力不得大于摩擦型连接的 1.3 倍。由于承压型连接需依靠螺栓孔处板材传递荷载,故对螺栓孔精度要求较高。所以严格来讲,所谓承压型螺栓或摩擦型螺栓是不正确的用词,应改正。

水平支撑连接应采用高强螺栓连接,尤其是柔性支撑,假设钢筋的直径与螺栓直径相同,如果采用普通螺栓,强度级别与钢筋相同,则钢筋的抗拉强度值要远大于螺栓的抗剪强度值($210 > 125$,假如为 4.6 级),此时要么钢筋强度富裕,要么螺栓强度不足,二者必居其一。如果一定要采用普通螺栓连接,则此螺栓应仅作为安装螺栓考虑,支撑应该与主钢架焊接,通过焊缝传递内力。

【xiaoxiaoxiao】:支撑用 C 级螺栓固定,用与主刚架焊接来传力的方法固然好,但可能安装会麻烦些。A 级(8.8S)普通螺栓的抗剪为 320,抗拉为 400,用 A 级普通螺栓也是可满足要求的,A 级与 C 级 M16 螺栓的价格相差不到五角。

【zqh】:只要加工精度能满足要求,都可采用普通螺栓。但牛腿处在支撑位置要加焊或用高强螺栓,见《钢结构设计手册》(2004 版)第 376 页。

【zyr】:对楼上几位提到吊车梁必须采用高强螺栓连接,我有不同看法。

《钢结构设计规范》和几本设计手册都只说过:

①“上翼缘”与柱采用高强螺栓连接,是为传递横向水平力。②“下翼缘”与柱连接通常都采用防松的永久螺栓!而大家所说的纵向水平力,我认为要通过吊车梁间的连接(也是防松的永久螺栓)最终传递给柱间支撑直至基础。

【jcxdiyier】:据我所接触的工程实例和设计院出来的图纸,加上我个人的见解,认为桁车梁牛腿处应当有三处连接部位,它们是:

①上面板与柱面板的连接。现在都采用角钢焊接连接,或者用 10mm 钢板采用焊接的形式连接吊车梁上面板与柱面板。分析其受力,由于吊车梁上面板焊接的一般都采用了三面焊的形式,受力性能还是较好的。



②吊车梁与吊车梁端板的连接。一般采用的是高强螺栓,其分布位置就有讲究了,对于平均分布于端板的做法,我认为是不对的,应据其受力结合吊车梁的变形情况,上疏下密的布置螺栓。

③吊车梁下面板与牛腿处的连接。此处因在计算时都是按铰接计算吊车梁的,因此其连接方式应是两颗高强螺栓连接,而不可采用焊接。

3 图片

①一套重钢厂房的图片。(id=22696,2003-02-21)

【贡献】:①柱间支撑 1(见图 6-13);

②柱间支撑 2(见图 6-14);

③上柱支撑(见图 6-15);



图 6-13



图 6-14



图 6-15

④天窗(见图 6-16);

⑤钢柱(见图 6-17)。



图 6-16

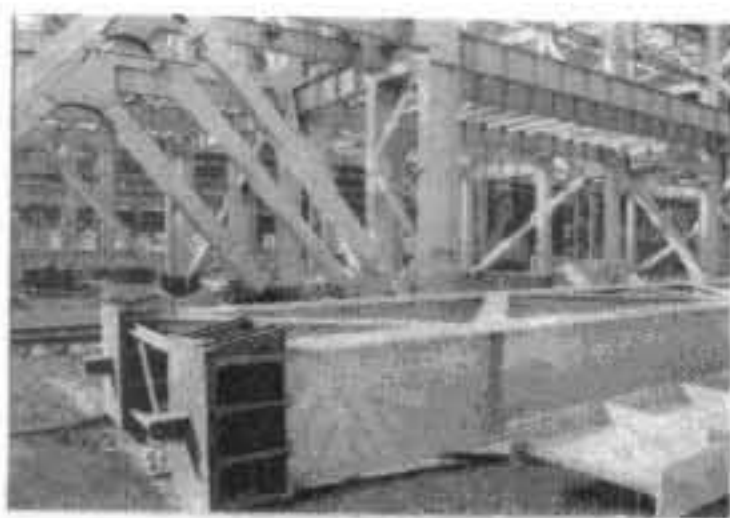


图 6-17

第七部分

节点及其他

- 关于檩条设计
- 关于牛腿与节点
- 关于天窗结构
- 关于钢平台
- 关于组合结构

设计
节点
其他



一、檩条设计

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

设计入门

什么样的屋面板能阻止檩条侧向失稳? (id=21263,2003-01-14)

【llmhjz】:在 PKPM 中计算檩条,具体什么样的屋面板才能阻止檩条侧向失稳?

【hai】:添一句话,STS 中算檩条默认屋面板惯性矩为 20000,所有板都是这样吗?怎样计算?

【xjlzs】:屋面板与檩条可靠连接可以阻止檩条侧向失稳。

【dingrenzhen】:直接用自攻螺钉和屋面固定的屋面板阻止檩条侧向失稳比较好,用上下板效果则更好,用暗扣板效果就要差一些。

【dood】:一般不考虑屋面板阻止檩条侧向失稳,尤其是暗扣式的彩板,穿透式要好一点。

关于斜拉条的布置问题。(id=23108,2003-03-01)

【entsopt】:斜拉条到底起什么作用,可否不设?

【li_qing13】:斜拉条的作用是与檩条(与斜拉条相连的两根檩条)和撑杆一起组成几何不变体系。

对于屋脊处檩条,由于存在屋面坡度,檩条在弱轴方向受力,如果没有斜拉条和撑杆,那么檩条在弱轴方向将会产生变形。对于墙面檩条,由于檩条弱轴方向是竖直的,更容易理解这一点。在厂房檐口两根屋面檩条处,有的设计资料中也设置斜拉条和撑杆,其道理也是一样。按照 CECS 102:2002 的规定,屋脊檩条斜拉杆和撑杆“应”设。

设计中大多数情况下都设拉条(含斜拉条、直拉条和撑杆),也有不设的情况。不设时,要在图纸上注明要求在施工檩条时加临时支撑,防止檩条变形。待屋面板安装完毕后,檩条和屋面板形成一个整体,檩条变形的可能性就不大了。墙面檩条也是如此。

其实拉条(含斜拉条、直拉条和撑杆)设与不设的原则自己可以控制,假如你判断檩条在施工中及施工后均没有可能出现太大的变形,而且檩条弱轴方向的强度也满足的话,可以不设!

【etang】:“不设时,……墙面檩条也是如此。”对于此条我想应该明确。当屋面都不设斜拉条时,屋面重力的弱轴分力不该由各檩条均摊。因为为了两根拉条而增加总用钢量,经济上不

划算。而是应该通过其他方式转移檩条弱轴方向的分力(如在对称双屋脊端部处先设置好拉条)。另外,一般计算强度时弱轴方向的应力都直接叠加到强轴方向的应力上(虽然说有时两个应力不是在同一点达到最大)。

对于檐沟处是否应该设置斜拉条的问题,我认为应该在风压较大的地区做,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》上仅对 Z 型檩条有要求。我一向认为风力不是仅作用于檩条主轴上的(对于无封闭的屋面尤其重要),相反双坡对称屋脊处的斜拉条倒可以通过其他方法解决而不必设。

❷ 檩条的开口朝向问题。(id=36007,2003-08-27)

【童童】:在画檩条详图时,为什么 C 型檩条的开口方向要冲屋脊方向?有什么规定?

【sheep】:第一,是为了安装上的方便;第二,开口朝上可以减小檩条重心偏心对檩条扭转造成的不利影响。

【hndkwze】:檩条开口朝上,主要是从受力角度去考虑的,这样能减小屋面荷载偏心引起的扭矩,对檩条有利!

【okokclm】:不管单坡还是双坡,都得注意檩条开口朝上,尤其是 Z 字形的檩条,更要注意其朝向,以防其扭转!

【yAJP】:C 型钢檩条的开口朝上主要还是为了在檩托处安装方便,不利之处在于积灰较多墙檩一般应朝下,就是为了防止积灰积水。

【wzb98303】:一般国内做法是檩条开口朝向屋脊,但我在《钢结构》杂志中看到过有研究檩条朝向问题的论述,提到两跟檩条相对开口的刚性要比开口朝向一致时大得多,当两檩条相对开口时,屋面板与檩条有效连接,在水平荷载作用下两檩条通过压型板变形是相互制约的。

【阿飞 1978】:还有一点要大家分析,C 型墙梁开口朝下可以很好的控制下挠,大家可以试试。

【天柱山人】:C 型檩条通常开口向上放置,在一般屋面坡度下可使竖向荷载偏离截面剪切中心较小,计算时可不考虑扭转。

【qczi_2003】:现在普通的轻钢厂房屋面檩条开口朝向屋脊,就如楼上各位兄弟所说的一样,这样能减小屋面荷载偏心引起的扭矩,对檩条有利。但墙面上檩条开口就不一定了,其一应考虑防止檩条积灰积水;其二当墙面有通排窗布置时应考虑檩条的朝向。

❸ 檩条的问题。(id=52118,2004-03-18)

【cai811013】:①墙檩与屋面檩条的间距范围是多少?

②墙檩的隅撑间距和屋面檩条的隅撑间距的范围各是多少?

【zhangyimin】:没有特殊要求屋面檩条间距一般为 1200~1500mm(指压型钢板屋面)。而墙面檩条间距要先把门、窗子的檩条定位,然后将其他部位檩条按间距 1000mm 左右进行等分即可。

屋面隅撑一般在支座附近间距同檩条间距。在中间部位为两倍檩条间距。

墙面隅撑一般不设置。如果设置的话,上部间距小、下部间距大,我觉得应在 1000~2000mm 的范围内。

【HXL123】:屋面檩条的间距通常在 1200~1600mm 之间取值;隅撑的设置主要是为了满足梁、柱的平面外稳定,通常采用檩条间距的 2 倍。

【尧臣】:屋面檩条的间距主要根据屋面荷载、柱距的不同计算所得,不能随便取。一般为 1200~1500mm。超过 1500mm 不合适。有时还要根据屋面彩板的厚度,考虑施工荷载。

【xiaoxiaoxiao】:檩条间距一般取 1200~1600mm,墙梁根据门窗位置定,其他部位不宜大于 1600mm。屋面隅撑一般为间隔檩条布置(受压区可适当加密),墙面隅撑根据钢柱的平面外计算长度设置与否。但在檐口位置斜梁与柱内翼缘交接点附近的檩条和墙梁外应各设一道隅撑(《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》7.2.14 条)

【老虎】:当屋面板是刚度比较大的复合板时,屋面檩距可以放大到 1.8m,墙面檩距可以放大到 2.2m。

【overmas】:墙檩与屋面檩条都需要按根据风荷载、墙板和屋面板荷载,以及檩条的跨度来选取,其中以风荷载为主,因为钢结构主要考虑稳定问题和变形问题,如檩条的要求可看《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》,里面有对檩条的规定。我以前算的时候,强度够了,但变形却超过了规范中的变形挠度限值,因而必须调节檩条之间的间距和檩条的规格,或者是加抗风柱,减小檩条跨度(适用于高层钢框架结构),檩条变形可以参看《钢结构设计规范》第 121 页附录 A 中的墙架构件和屋盖檩条,还有《冷弯薄壁型钢结构技术规范》,以及刚出版的一本很厚的《钢结构设计手册》,里面有很详细的例子。

❸ 可以用方钢管做檩条吗? (id=126203,2006-03-07)

【joanajia】:请问大家可以用方钢管做檩条吗?此外,请问钢梁和混凝土柱或者墙怎么连接啊?

我没用方钢管做过檩条,但是偶然看见有人这么做过。请问可行吗?

我认为方钢管的抗扭能力不太好。

【runningman】:当然可以,恰恰相反,方钢管的抗扭能力比较好。

【ipprwhl】:根据跨度、荷载、建筑允许高度可用 C 型钢、Z 型钢、H 型钢或方钢管,这几种均用过,一般建筑允许情况下用 C 型钢、Z 型钢的较多。

【jimmy75】:方钢管与传统的 C 型钢、Z 型钢相比,壁厚通常大些,各方面的受力性能也较好;同时比桁架式或 H 型钢檩条更加轻巧,便于与围护结构进行连接。

此外,我认为方钢管外观比较好看,多用于采光顶之类的建筑。

【dofrn】:当然可以,一般用的 C 型、Z 型钢檩条,一个轴的惯性矩大,而另一个轴的惯性矩偏小,所以在檩条间要加系杆稳定,但是方钢两个方向的惯性矩都大,稳定性较好。

【神圣 2002】:方钢管的抗扭很好,通常闭口截面的扇形惯性矩比同尺寸开口截面的惯性矩要大 40 倍左右,而且个人认为在一般情况下,作为檩条如果强度及变形均满足要求就没有必要再设置拉杆了!

【eiei5651】:方钢管做檩条那是绝对可以的,而且抗扭性能较好。我简单的用 MTSTool 做了个试验,在同样的荷载条件下,两种用材差不多,结果表明方钢管的强度和稳定性也好。另外,如楼上所说,方钢管撤掉拉条也是没有问题的。

【钢铁勇士】:关于方钢管做檩条我支持楼上 eiei5651 的观点。



关于钢梁与混凝土柱或墙连接。可根据钢梁的跨度、高度采用铰接或刚接。具体如下：

①一般情况下，钢梁与混凝土柱为铰接。在现浇或预制混凝土柱时在柱顶（根据设计图纸）埋设螺栓。丝纹处用东西包好，避免倒纹及粘上混凝土灰。

②一般情况下，钢梁与墙为铰接，但也有部分为刚接。在墙上将螺栓、钢板（钢板锚栓应采用圆钢带勾）埋件埋设在构造柱或压顶圈梁上。

埋设埋件时注意梁端支撑点应相互对称，最好在山墙处统一排尺定位。

【crazysuper】：可以采用方钢管做檩条，效果很好，我有一个工程就是采用方钢管做檩条，檩条跨度是 9m，而且风荷载很大。

钢梁与混凝土连接采用预埋锚栓在混凝土柱里面，要注意的是因钢梁拱形产生水平推力会对混凝土柱产生破坏，一般在连接处设一个抗剪键来抵抗其剪力。也可以把坡度做到 5%，将屋脊处的梁做成水平，以消除推力。

◆ 檩条计算

◆ 关于 STS 檩条计算的相关问题。(id=41385,2003-11-05)

【cuteser】：我的一个朋友用 STS 算了一个檩条，跟我的程序比较之后发现了一些问题，请诸位帮忙诊断一下。

===== 设计数据 =====

屋面坡度(度):5.711

檩条跨度(m):6.000

檩条间距(m):1.500

计算方法:按《冷弯薄壁型钢结构技术规程》(GB 50018—2002)计算

檩条形式:卷边槽形冷弯型钢 C160×60×2.5

钢材钢号:Q235 钢

设置一道拉条

压型钢板屋面,挠度限值为 1/200

屋面板为两跨或两跨以上面板

屋面板不能阻止檩条侧向失稳

每米宽度屋面板的惯性矩(m^4): 0.2×10^{-6}

建筑类型:封闭式建筑

分区:边缘带

基本风压	0.450
风荷载高度变化系数	1.000
风荷载体型系数	-1.470
风荷载标准值(kN/m^2)	-0.661
屋面自重标准值(kN/m^2)	0.100
活荷载标准值(kN/m^2)	0.500
雪荷载标准值(kN/m^2)	0.300



积灰荷载标准值(kN/m ²)	0.000
检修荷载标准值(kN)	1.000
.....	

***** 计算不满足 *****

而按照我的程序,根据 GB 50018—2002 中的表 A.2.1,得

$$\mu_b = 0.50; \xi_1 = 1.35; \xi_2 = 0.14$$

由式(A.2.1-3)得 $\xi = 4I_w / (h^2 \cdot I_y) + 0.156I_t \cdot l_0^2 / (I_y \cdot h^2) = 1.06$

由式(A.2.1-2)得 $\eta = 2 \cdot \xi^2 \cdot ea / h = 0.00$

由式(A.2.1-3),对于单轴或双轴对称截面(包括反对称截面的简支梁)当绕对称轴弯曲时,其整体稳定系数 $\varphi_{bx} = 4320A \cdot h \cdot \xi_1 \cdot [\sqrt{\eta^2 + \xi} + \eta] \cdot 235 / (f_y \cdot \lambda_y^2 \cdot W_x) = 1.062 > 0.7$,由式(A.2.1-4)得 $\varphi'_{bx} = 1.091 - 0.274 / \varphi_{bx} = 0.833$ 。

而 STS 的结果是“整体稳定系数: $\varphi_b = 0.813$ ”。

而且,在 STS 里不能输入 ea 的值,不能选择荷载形式(虽然均布荷载是最常见的,但也基本上是最不利的)。

还有“屋面板惯性矩”那个参数是做什么用的? GB 50018—2002 里好像没有这么个参数,见图 7-1。

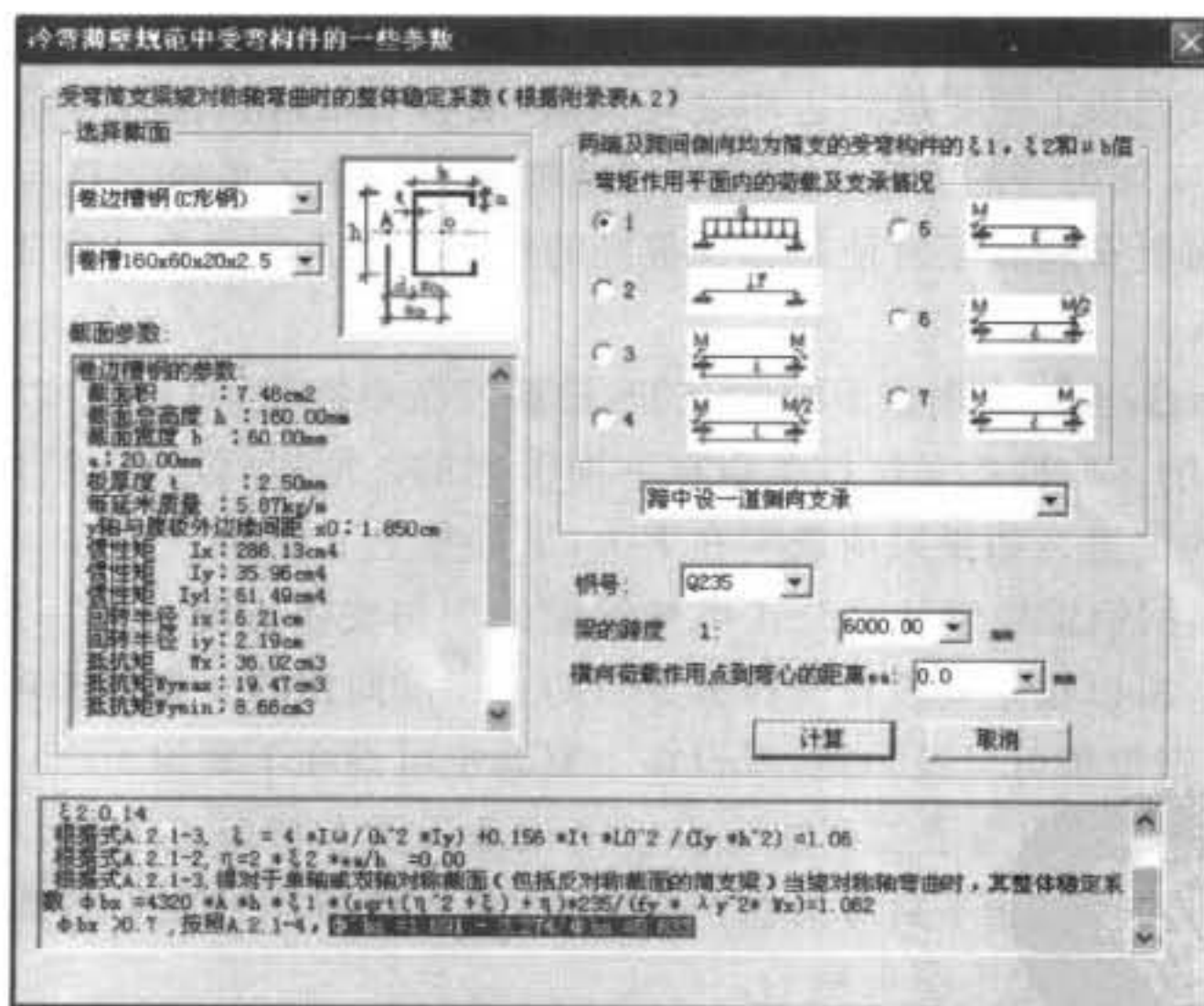


图 7-1

【jiantai】:6m 的柱距用 120 的檩条强度都满足不了,那肯定是要出问题的。

有个问题想问,如果屋面檩条的拉杆和撑杆偏心设在下翼缘,在风吸力作用下,下翼缘受压稳定性是否还需要计算(前提是强度和刚度都已经满足要求)?

【wzg】:在第一种组合中,有 0.6 风载(压力),请问:

①一般情况下,风载为吸力,在这种情况下,0.6风载(压力)是不是不用考虑了;

②第一种组合的依据是什么?

【fantasymm】:有效截面计算结果

$$A_e = 0.7411 \times 10^{-3} I_{ex} = 0.2838 \times 10^{-5} I_{ey} = 0.3594 \times 10^{-6}$$

$$W_{ex1} = 0.3516 \times 10^{-4} W_{ex2} = 0.3516 \times 10^{-4} W_{ex3} = 0.3581 \times 10^{-4} W_{ex4} = 0.3581 \times 10^{-4}$$

$$W_{ey1} = 0.1948 \times 10^{-4} W_{ey2} = 0.8648 \times 10^{-5} W_{ey3} = 0.1948 \times 10^{-4} W_{ey4} = 0.8648 \times 10^{-5}$$

上面的有效截面结果是怎么算出来的?与我根据《冷弯薄壁型钢结构技术规程》5.6章和附录B.2.6内卷边槽钢的计算,得出的结果不同。

楼上,我认为算恒活荷载强度时,不应该考虑风载的作用,因为风产生的是向上的吸力。在计算风吸力对檩条的作用时,可能需要计算稳定,因为檩条上翼缘与压型钢板固定,下翼缘可能没有固定,这时不应考虑活荷载,恒荷载只需乘以一个1.0的系数即可。

④ 檩条下翼缘失稳。(id=50954,2004-03-02)

【beixi】:我用PKPM工具箱计算檩条,按照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》附表A,风荷载计算,表A.0.2-2檩条和墙梁的风荷载体型系数的规定取值,结果檩条需要量很大,主要原因就是在风吸力作用下,下翼缘失稳破坏!发现以前很多工程檩条理论计算上不满足,可实际中并没有出现什么问题!请问为何?

【see me fly】:那是没遇到台风,平时的风荷载没有达到檩条的极限承载力。建议还是按照规范设计为好。(是不是你没设拉条,或者少设了?)

【josephine】:在檩条上下翼缘附近均设置拉条,或者采用角钢代替拉条,是解决檩条下翼缘容易失稳的比较实际可行的方法。这样不仅能够增强檩条下翼缘的稳定性,也能提高屋面的整体刚度,对屋面板安装和正常使用都有很好的作用。本人曾经在实际工程中使用过,效果非常好。

【shaochengming】:去年在南京PKPM-STS最新发布中提到:对于门式刚架中的檩条是按拉条设在上面考虑的。而冷弯是按拉条设在下面考虑的。所以,设计人员应首先比较恒载与风载,进而定拉条的位置。如果风荷载实在太大,最好是上下都加。

【xxxx0504】:根据钢梁稳定计算公式可知钢梁的侧向支撑点既要有一定的侧向刚度又要有一定的抗扭刚度,所以拉条要设在受压翼缘以防止梁侧向扭转。如果有可靠的抗扭措施,保证檩条不发生扭转则拉条可只设一道,可设在上翼缘也可设在下翼缘。

【zyr】:见过很多工程中为了工厂加工方便把拉条设置在檩条正中间,不知它是能防止檩条上翼缘失稳,还是可以防止下翼缘失稳?当然,只要屋面板不采用隐藏式彩板,在自攻螺丝的紧固下檩条上翼缘是肯定不会失稳的。

【xuhan】:我们这的基本风压是0.7,檩条要用到C200×75×20×2。可规程出来前都只用C150×50×20×2.0,间距甚至还大,经历了大台风,也没出什么事。现在我们天天被业主骂,只好搬规范解围,累啊!

【brd0068】:CECS 102:2002中关于檩条设计的一句话:“斜拉条应与刚性檩条连接”,那么是否屋面的屋脊、檐口、墙面的最上端的檩条都属于刚性檩条?

【zhumeiz2000】:就我所见,檩条拉条多是设在檩条中间的!上翼缘与彩板连接不存在失

稳的问题,下翼缘失稳倒有可能,下翼缘主要是受拉的。至于风吸力的问题,屋面板的自重可以抵消一部分。但是大家想象一下:风吸力让檩条下翼缘失稳是一种什么情况?风力本身是间歇性的,即使失稳也是短暂的(除非风力把盖子掀掉),在有屋面自重的情况下很快就会恢复平衡的!所以,我以为檩条设计应以强度控制为主。

【brd0068】:Z型檩条搭接的长度最好不小于单跨跨度的10%,且不小于600mm,端跨的檩条搭接长度,可取檩条单跨跨度的20%。

【jiantai】:我也遇到过同样的问题,这里的风压为0.6,如果要用STS计算,通过的檩条太大了,很不经济。我是想把拉条靠下翼缘设置,上翼缘靠屋面板来支撑受扭,但不知审图时会不会有麻烦。

【子瑛】:在《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS 102:2002)中6.3.6条规定:“当采用圆钢做拉条时,圆钢直径不宜小于10mm,圆钢拉条可设在距檩条上翼缘1/3腹板高度的范围内,当在风吸力作用下檩条下翼缘受压时,拉条宜在檩条上下翼缘附近适当布置。当采用扣合式屋面板时,拉条的设置应根据檩条的稳定计算确定。”

我认为拉条的设置要根据实际的工作情况来定,和屋面板有很大的关系。我赞成josephone的做法。

首先我们要明确拉条的作用:拉条作为檩条的侧向支撑点,可以减小檩条的平面外计算长度。不知我的理解是否正确,请大家修正补充。

【不过如此】:关于檩条翼缘失稳的计算理论模型,国外主要有二种,一种是有限元法;另一种是将屋面板和受拉翼缘及部分腹板简化为弹性地基,剩余的檩条腹板及受压翼缘被简化为支撑在弹性地基上的压弯构件。

国内《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》也是采用欧洲规范EC3-ENV-996规定的弹性地基的经典模型。目前,考虑风的吸力作用,檩条下翼缘稳定设计的方法有以下四种:

①按照《冷弯薄壁型钢结构技术规程》计算,由于该规范未考虑屋面蒙皮作用,因此计算结果过于保守,不适用。

②参考BHP、奥多和Strimat公司的檩条设计手册,这些手册基本一样,承载力用 W_{01} 表达,其中下角0表示风向上,1是中间一个支点,二个支点即以 W_{02} 表达,承载力为标准荷载,考虑了屋面蒙皮作用。这些澳大利亚设计手册均是计算与试验的结果,又经国外工程应用,我认为是可以参考的。

③由于按澳大利亚AS/NZS 4600:1996规范计算在国内尚无法律效应,很不普及也难以应用。

④《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》是按照欧洲规范EC3-ENV-1996规定的,也考虑了屋面蒙皮作用,假定为弹性地基的典型模型,又具有法律效应,比较合理,应该采用。

但我们对照ENV1993-1-2:1996/AC提出以下问题,有些檩条计算程序也存在这些问题。

①规程附录E中规定 $C_{01}=130n$ 是有特定条件的,只有在 $b=55\sim 57$,螺钉(3~4个)/m,而连接件(即板与檩条连接件)间距 $e=2b\cdot r$,屋面与檩条的连接刚度又因采用的隔热材料而削弱时,公式才适用。如果情况发生改变,应按照 $C_{01}=C_{100}(b/100)^2$ 来修正。这里, b 为屋面板翼缘宽度, $b\cdot r$ 为波距(最大为185mm),螺钉直径为6.3mm,面板厚 ≥ 0.66 mm。

②对失稳承载力影响最大的还是计算长度。《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中的计



算长度 e_y 为拉条之间距离,应改为檩条自由翼缘承受压应力之长度,对于简支檩条来说等于跨长 L 。这两种说法对檩条失稳承载力的影响十分大, $e_y=L$ 时,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中针对拉条对檩条下翼缘失稳公式考虑屋面扭转约束的作用非常小,而从其他理论分析,以及 BHP 设计手册和试验可知,拉条作用非常大。我们参考澳大利亚规范中的檩条计算,其 e_y 也是取拉条之间的距离。因此我们认为 e_y 用拉条之间距离是合理的。

③ 拉条的构造非常重要,根据 BHP 设计手册,拉条只用于坡度大于 10° 的屋面,且应设置在下翼缘边,并每隔一定间距用 C 形压杆顶住防止扭动,较平屋面只要求二个檩条之间用 C 形压杆顶住即可。因此檩条拉条布置绝不能按钢结构手册进行,实际中一定要保证拉条不动。为了验证拉条的作用,天津大学在奥多公司资助下做了檩条下翼缘失稳的整体试验,试验中檩条间距 2.5m,檩条跨度 5.0m,中间加一根拉条。采用双跨屋面板带 3 根檩条做整体试验,得到扭转系数:有拉条时, $F = 1.22\text{kN} \cdot \text{cm}/\text{cm} \cdot \text{rad}$, $F = Ph_2/\phi b$, $\phi = \delta/h$; 无拉条时, $F=0.7\text{kN} \cdot \text{cm}/\text{cm} \cdot \text{rad}$ 。说明拉条对扭转约束影响很大。

试验加载到 23kN/m 时,由于檩条的拉条未拉住而提前破坏,破坏处正在拉条附近,扭转失稳破坏迹象明显,拉条的作用很明显,如果拉条不变形,承载力将提高很多。

根据以上 4 种设计方法进行计算对比,选用 C254×76×20.6×2.4,跨度 4.75m,间距 2.5m 的简支檩条(中间加拉杆),钢材屈服应力 G450MPa,设计屈服应力 $0.9 \times 450\text{MPa}$,反算檩条标准线荷载 q 。

BHP、奥多、Stramit 公司的檩条设计手册中选用 C250×2.4,按 $L=4.8\text{m}$ 查得:单跨 $q=5.07\text{kN}/\text{m}$,双跨 $q=5.09\text{kN}/\text{m}$;按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的计算结果: $q=4.18\text{kN}/\text{m}$;按澳大利亚规范计算的结果: $q=4.21\text{kN}/\text{m}$;而按《冷弯薄壁型钢结构技术规程》计算的结果较为保守。

以上计算结果说明,《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》及设计手册均是可以采用的,但希望尽快做足尺整体试验,不断积累数据,进一步提出合理公式。对于跨度较大的檩条,选用上海大通钢结构有限公司设计的高频焊接轻型 H 型钢来解决下翼缘失稳是经济合理的。

【If136】:① 檩条可以和钢梁实现平接连接,采用桁架式檩条时一般就是采用这种连接方法。

② 此时,檩条可以作为钢梁上翼缘的侧向支撑。如果是钢梁上翼缘受压的话,当然这个可以保证钢梁上翼缘的稳定。

③ 平时采用的隅撑一般都是设在钢梁下翼缘的,保证下翼缘稳定。所以说,隅撑并不能因为檩条和钢梁平接而不设置。

④ 采用平接后,屋面板和檩条的连接可照常,可以认为无影响。



用 PKPM 设计檩条的相关问题。(id=67924,2004-08-22)

【xiaoxiaoxiao】:① 屋面是夹芯板,其惯性矩怎么计算,在什么资料上能查得到?

② 什么样的屋面板才能当作是“能阻止檩条上翼缘侧向失稳”?和屋面板的基板厚度、打自攻钉的间距有关吗?

③ 风吸力作用下,拉条布置在檩条下翼缘附近(1/3 腹板高度范围内),能不能当作是“构造保证下翼缘风吸力作用稳定性”?如果不能,那应采取什么构造措施?

④是不是一般都没有轴力?

⑤6.2m 柱距,选用 C180×70×2.2@1500(上翼缘阻止失稳),计算规范选用《冷弯薄壁型钢结构技术规程》满足,选用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中风吸力式(6.3.7-2)计算也满足,而选用《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》的附录 E 计算就不满足,檩条下翼缘在风吸力作用下相差很远。屋面板只有 0.5mm,是不是不应按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》附录 E 计算?

【brd0068】:①夹芯板生产厂家的样本书里应该有它的材料性能介绍。

②我的理解是非暗扣式打钉的板,板与檩条连接紧密。

③是指风吸力较大的时候采取的措施,光靠檩条与刚梁连接,在构造上不能满足檩条下翼缘风吸力作用稳定性。

④屋面、墙面檩条一般只作为受弯构件,因此不考虑轴力。

⑤应该都能满足,再计算一下,是否有的值取的不对?

【xiongang】:《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》中有提到,当屋面不能阻止檩条发生侧向位移和扭转时,应按公式(6.3.7-2)计算檩条的稳定性。当屋面能阻止檩条上翼缘发生侧向位移和扭转时,在风吸力作用下檩条的稳定性可按附录 E 计算!

【gglt】:①夹芯板生产厂家的样本书里应该有它的材料性能介绍。

②一般穿透式彩板与檩条上翼缘通过自攻钉按一定间距连接可按能阻止檩条上翼缘侧向失稳考虑,而隐扣式彩板仅通过支架与檩条上翼缘连接,按不能阻止檩条上翼缘侧向失稳考虑。

③风吸力作用下,拉条布置在檩条下翼缘附近(1/3 腹板高度范围内),可当作是“构造保证下翼缘风吸力作用稳定性”。

④轴力主要是用来考虑檩条是否能兼作刚性系杆来考虑的,当檩条所能承受的轴力为 0 时,表示该檩条不能兼作刚性系杆来考虑;一般只有在屋脊等处布置双檩时才会考虑檩条是否兼作刚性系杆。

⑤檩条下翼缘在风吸力作用下稳定性计算时只有屋面板厚大于或等于 0.66mm 时才适用。

【crazysuper】:“什么样的屋面板才能当作是‘能阻止檩条上翼缘侧向失稳’?和屋面板的基板厚度、打自攻钉的间距有关吗?”

这些都有很大的关系,因为屋面板和檩条固定得紧,加上屋面板有一定的厚度,整个屋面的侧向刚度就像一根梁腹板一样可以形成有效的蒙皮效应!再一个就是设上拉条,来阻止檩条上翼缘侧向失稳。

檩条的计算问题。(id=21513,2003-01-18)

【crazyphp】:在计算檩条时,除了要考虑到满足檩条的强度以外,是否还要考虑满足檩条的稳定性?

一个朋友在计算檩条时仅满足了檩条的强度,不计算檩条的稳定性。我觉得不行,可是他认为屋面板可以阻止檩条失稳。而且他还说规范上说了多少开间用多少拉条。

那么檩条到底要不要验算稳定性?

【wtb1978】:准确说一定要验算,但也要把屋面板计算在内,而且与板型、坡度及当地情况有关,这些条件有些是没法定量计算的(对于一些结构师),因此这些就是“经验”。

【hai】:屋面板仅可以阻止风压檩条失稳,而不能阻止风吸力作用下的檩条失稳。

【li_qing13】:①屋面檩条在风吸力作用下的稳定问题,经过计算一定要满足。

②拉条可以作为檩条的侧向支撑点,起到减少檩条弱轴方向计算长度的作用。

【shanchou1999】:计算檩条时,一定要保证全截面有效吗?如果 Q235 钢不能满足,是不是可以用 Q345 钢?

【li_qing13】:在计算檩条时,不是一定要保证檩条的全截面有效,而是经过计算判断出该檩条在受力时是否全截面有效。如果经过判断不是全截面有效,那么就要按有关规范规定去另外计算檩条应力。

如果 Q235 钢不能满足,不一定要用 Q345 钢,可以加大檩条截面,在檩条弱轴方向增加拉条,或者由 C 型檩条改为 Z 型檩条而按连续檩条计算。

§ 连续檩条的挠度计算。 (id=39202,2003-10-11)

【brd0068】:屋面檩条或者墙面檩条是连续的搭接。请问如何计算其挠度?肯定是不能当成是简支的了,那么能看成是完全刚性的吗?与搭结长度有关系吗?

【huangjunhai】:请问一下:①截面哪个方向的挠度?②该檩条还兼其他作用吗?③截面尺寸及其长度是多少?

【caowangqing】:单跨简支梁: $5qL^4/384EI$;两跨连续梁: $qL^4/3070EI$ 。

【hhh】:不是完全的刚性连接,也没有权威的公式。

记得前些日子在《建筑结构》上看到杭萧的一篇文章,是其和浙大联合做了几组试验得出的结论,记得是支座弯矩比连续梁释放 10% 左右,挠度与简支梁相比减小的程度忘记了,但我想减小 40%~50% 问题不大。

【DYGANGJIEGOU】:①当搭接长度达到跨度的 10% 时,可基本满足均匀连续梁模式;

②支座处基本上具有双檩承载力,因连接松动可考虑支座弯矩降低 10%;

③风吸力作用下可仅计算跨中反弯点间的梁段稳定。

【wbzr】:对于 **gaowangqing**“单跨简支梁: $5qL^4/384EI$;两跨连续梁: $qL^4/3070EI$ ”的说法,我想具体补充一些:墙梁的挠度应视其具体构造及拉条设置情况,分别按单跨简支梁或多跨连续梁(拉条可作为支承点)计算。

①墙梁最大水平挠度

仅跨越一个柱距 $f = \frac{5q_k L^4}{384EI_x}$

跨越两个柱距 $f = \frac{q_k L^4}{192EI_x}$

设有角隅撑时 $f = \frac{q_k L^4}{11965EI_x}$

②墙梁最大竖向挠度:

无拉条 $f = \frac{5q_k L^4}{384EI_y}$

跨中设一道拉条 $f = \frac{q_k L^4}{3071EI_y}$

$$\text{跨中三分点两道拉条} \quad f = \frac{q_{kx}L^4}{11965EI_y}$$

式中： L ——墙梁的跨度；

q_{kx} 、 q_{ky} ——分别为竖向荷载及水平风荷载的标准值；

I_x 、 I_y ——分别为墙梁截面对 x 、 y 轴的毛截面惯性矩；

E ——钢材的弹性模量。

工程实例

① 12m 跨, 2 根 200×50 的 C 型钢拼焊接做大梁行吗? (id=33959, 2003-07-29)

【jzsg】: 有一车间, 12m×24m, 柱距 6m×4 间, 12m 跨, 砖墙柱, 檐高 4.5m, 屋面盖 50mm 夹芯板, 我准备用 2 根 200×50×2.5 的 C 型钢拼焊接做大梁, 160×50 的 C 型钢做檩条, 请教行吗?

【lijingas】: 我认为可以的, 但不能用《门式刚架轻型房屋结构技术规程》直接得到结果, 因为这个截面有失效, 导致梁的刚度变小, 虽然我并没有做过此类工程, 不过提出一些看法, 以供参考。

首先根据《冷弯薄壁型钢结构技术规程》确定梁的有效截面进行有效刚度换算, 然后进行刚度代换。同时请注意, 由于檩条只是受压区域才失效, 受拉全截面有效, 导致惯性模量上、下不一样, 需要注意。

由于檩条截面太薄, 梁柱截面采用刚接有些困难(且檩条都是 A 类, 焊接质量不好), 因此我觉得最好采用铰接。

总而言之, 理论上应该可以, 但做起来肯定很困难。

【hhh】: 做自然是没有问题的, 根据《冷弯薄壁型钢结构技术规程》, 受弯受压构件及刚架等都可以做。我想知道实际受力时, 两 C 型钢之间的拼接焊缝应力分布如何, 如果采用电阻点焊是否可以? 请指教。

【dyd771】: 可以做, 但要验算强度与稳定, 也见过做出来比较单薄的, 计算通不过, 但经历大风雪没问题。

【zhangwl】: 我个人认为是可以的, 苏州地区有好多小厂房都这么做过, 有的已经好几年了。双坡为 2C180×25, 单坡为 2C200×30。

【hndkwze】: 我也刚做了一个这样的工程, 甲方指定用薄壁 C 型钢组合:

①资料: 跨度 7.8m, 单坡, 柱顶标高分别为 2.8m、3.2m, 柱距 5.6m。单层彩板, 恒载 0.1, 活载 0.3, 风载 0.55。

②建模计算: 采用 STS 门刚建模, 柱底刚接, 柱顶铰接。将梁柱都选用其截面库中的薄壁 C 型钢[]组合, 但截面库中最大组合截面仅为 2C160×60×20×3, 通过计算得知截面不够, 超规范 20%。

③结果: 通过手算取保守截面 2C250×70×20×3, 但是该截面又被甲方私自改为 2C250×70×20×2。

④担心的问题: 梁柱材质均为 Q235-A 钢, 且厚度为 2mm, 焊接成问题, 质量无法保证。



以前见都没见过,所以心里老不踏实。

【sunbow】:楼上兄:你想想 2mm 的钢板能焊吗?一烧就透啊!有时做工程得结合施工队的水平。

还有 Q235-A 钢,据我所知,我们这个地区市场上做 C 型钢的钢带 80% 是 195。

建议大家:如果想省钱又想安全,我认为拿 H 型钢在现场焊接最合适了。

【wygcs】:此类结构作临时性建筑还马马虎虎,要是用在结构比较严的建筑上,肯定要出大问题,而且结构计算上也是通不过的。试想这样薄的梁壁厚,可焊接性能太差,一旦遇到大雪一压即跨,我们搞结构的一点都不能含糊和马虎。再者,柱子是砖柱,梁刚度不够,从而导致对柱的水平推力大大增加,而且砖柱本身抗弯能力很差。所以说这种结构必须杜绝采用。



屋架上弦支撑可否搭在檩条上? (id=113701,2005-10-29)

【zyx】:30t 重级吊车,厂房柱高约 36m,屋架间距 5m,檩距 2.5m,檩条为 300mm 高的高频焊 H 型钢,因屋架横向支撑与檩条下盖板碰,就打算直接搭在檩条上,檩条同时兼作系杆。这样如果山墙墙皮柱柱顶与檩条相连,风力可以通过檩条—横向支撑—柱头檩条—柱这一路径传给纵向柱间支撑,由于纵墙墙皮柱与屋架下弦相连,风力再通过下弦纵向支撑传给刚架,不知是否可以?看教科书都是屋面支撑在屋架上,然后檩条是另外一套拉条体系,像这样通过檩条来实现其纵向刚度是不是合适?

【涵涵】:不妥!屋面支撑与垂直支撑构成空间稳定体系,若放在檩条上,梁的稳定问题如何解决?毕竟檩条与梁是铰接的啊!

【dongqing】:完全可以,不过檩条必须和屋面梁有可靠连接,而且檩条必须按照压杆考虑。

【木瓜】:我认为可以,檩条用 H 型钢代替,檩条参与结构计算,结构形式为框架。



双层檩条的设计问题。(id=45094,2003-12-12)

【木瓜】:请教高手:在计算底层檩条时,是否考虑风吸力?

【水根】:不知兄台所言双层檩条为何意,是否指“外板+檩条 1+内板+檩条 2”?

如为此种结构,则“檩条 1”通常被称为“副檩”,可采用截面较小的 Z 型钢(如 Z50),设计中可把它看作外板的支架,不需进行结构验算。而主檩(即“檩条 2”)作为次结构构件,可按有关规范(程)进行正常设计。此种情况下当然应考虑风吸力作用下内翼缘的稳定问题。

【冷孤丁】:请详细说明一下。我做过下面两种情况的工程,看你是哪一种,我可以把结构形式及图纸发给你,供你参考。

①梁的上下翼缘均有檩条;

②檩条 1+底板+次檩条(Z)+保温棉+面板。

我是搞施工的,设计上接触不多,希望能给你一些帮助。

【木瓜】:属于第二类。图已画的差不多了,就是在设计上还有些模糊。

【冷孤丁】:那应该不难,选择小一点的 Z 型檩条,沿主檩条铺设就成了!

【zlalala】:请教一下,“梁的上下翼缘均有檩条”这种情况,两层檩条分别各起什么作用?

【xj234】:固定上下双层板用的。

❖ 檩条高度不一致时如何处理? (id=99776, 2005-06-19)

【liaoninghuan】:同一屋面,檩条有 250、300 两种高度,如何处理呢?

【花中刺】:①在支座处将 300 割去 50,保证上表面在一平面。

②调整 250 的檩托板的高度,保证上表面在一平面。

【pingp2000】:按照花中刺的第一种方法仅是在支座处割去 50,那在非支座处呢?屋面还是不平的。

第二种方法我想是常用的(除此外,我也没想出有别的办法),就是把 250 高檩条的檩托板加高 50。

【王一】:用第一种方法还是可以的!但里面肯定不平,这就要看看是用什么样板了,是现场复合还是用聚苯的?不过我认为还是用第二种好一点,还能调整天沟的高度呢!

【pingp2000】:第一种情况想明白了,发个图(见图 7-2)。

【whb8004】:楼上兄弟的做法不太合理,削弱 300 高檩条支座断面不可取。我们的一般做法是将 250 檩条抬高,上表面与 300 高檩条平齐。

【sibol】:同意 whb8004 的观点,应该采用按 300 高来统一檩条高度,也可考虑调整支托高度来满足要求。

【gxw_jz】:如果采用第二种办法调整 250 的檩托板的高度,保证上表面在一平面的话,这种受力符合我们建模吗?这时 250 高的檩条下表面未跟钢梁接触,那屋面的荷载能很好的传递给钢梁吗?此时的檩托受力似乎很大啊!

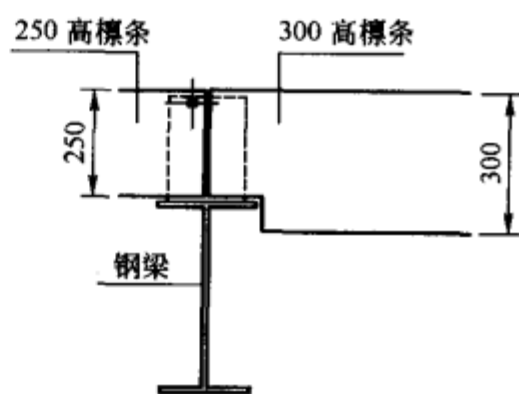


图 7-2

【tunjufeng】:这种情况只有少数部位出现,通常的做法是靠调整檩托板高度来处理。

【JOE】:檩条下表面是不与钢梁接触的,传力也是通过螺栓传到檩托板上去的,檩条可以按简支梁计算,端头只有剪力,300 的檩条切肢对受力没有影响。

【lpg200044】:对于轻型檩条来说,檩托加高和檩条下沉都可以,主要是看哪种施工方便。

对于重钢中的大型檩条,高度可能会达到 600 以上,这时即使檩条高度不变,一般也要沉下去。这样从受力及提高屋面整体性来说都有好处:可以降低屋面重心,当兼作屋面水平支撑的压杆时,檩条和屋面之间的偏心也较小。但要记得验算抗剪。

【ashi】:在轻钢厂房中处理不同高度檩条一般还是采用抬高檩托的方法,因为削弱檩条的加工比较复杂,成本增加,一般不会采取这种方式。

在重钢厂房中,不采用檩托,而是采用主次梁腹板连接方式。一般次梁上表面与主梁上表面保持水平,根据实际情况也可使用次梁上表面高于主梁上表面的方法。

【brucezhang】:我认为,轻型屋面的檩条最好采用抬高檩托的方法,这样比较经济;而重型屋面的大型檩条采用截肢的方法可能会比较好。但是我不明白,为什么非要选用不同型号的檩条?而且这个檩托在加工的时候,就没有考虑到檩条的高度不一样吗?如果真是这样的话,那就是设计人员的问题了!不过 300 高的檩条,我也认为截肢应该没问题,但还是要验算剪力!

二、牛腿与节点

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

1 牛腿设计

1.1 吊车梁图集中的牛腿与吊车梁的连接有没有问题？(id=45371,2003-12-15)

【flywalker】:如图 7-3 所示在设置柱间支撑的地方设置填板,没有柱间支撑的地方不设填板,但是实际工程不设填板时因为连接板与吊车梁之间有间隙,连接螺栓很难拧紧,连接板也保持不了水平,而是斜的。那么设计中都加上填板,对吊车梁的受力有影响吗?

【贝勒爷】:理论上无问题,但实际施工时确实遇到如你所说的小麻烦。解决问题的方法:填板照做,仅在柱间支撑处使用高强螺栓连接;无柱间支撑处填板沿纵向力方向开长圆孔,并使用普通螺栓连接;使吊车梁沿纵向力方向可有微量滑移。从而有效地将纵向力传给柱间支撑与吊车梁组成的支撑体系。

【flywalker】:请教过北京钢铁总院的高手,他们说不设填板,连接板斜的问题不大,没有必要一定保持水平。

【YAJP】:问题是加填板有什么不好?不加填板的本意可能是吊车纵向水平力通过吊车梁传到支撑处,柱子不受这个力。实际上柱子侧向刚度与支撑相比很小,不会传多少力。平板式支座,有支撑时是 4 个螺栓,无支撑时是 2 个螺栓,还不是一样传力?

【msf】:吊车梁与柱连接,这个节点设计研究了多年,有点学问,让一般的人搞不懂,施工单位总向设计提这个问题:不加板螺栓拧不紧,有什么用?设计解释,让吊车梁可以竖向变形。那柱间支撑处吊车梁就不发生竖向变形吗?请高手解释。

另外,00G514 中关于吊车梁辅助桁架 12m 正中间无竖向腹杆,是画漏了,还是不需要?也请一并讨论。因为都是吊车梁系统构件。

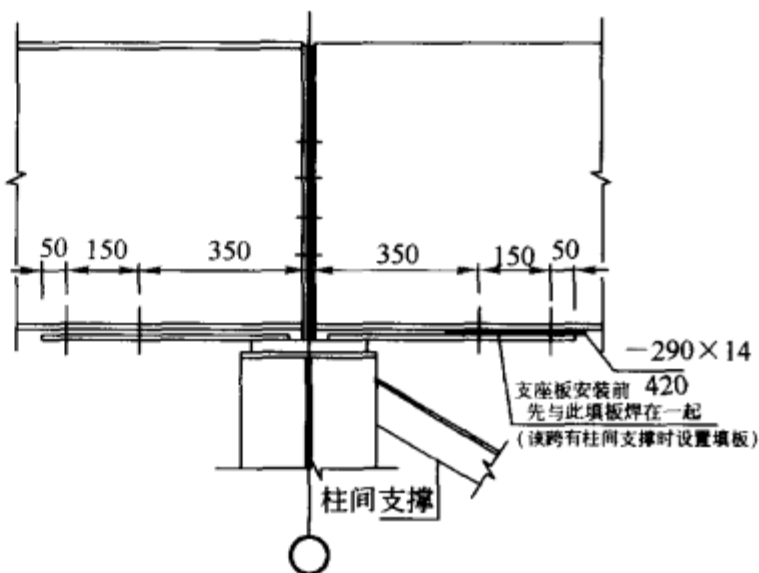


图 7-3



【dyd771】:关键是吊车水平力的传递问题,支撑处那样连接是为了将水平力直接有效地传给柱间支撑。

【hai】:我也遇到过此问题,一次我把所有的地方都加了填板,但只在柱间支撑处焊接,我们的设计代表就问为何都加了填板,有无安全问题?我的答复是安全的,我加填板的想法是:加后螺栓好施工,并且在吊车梁的震动下,螺栓不容易掉下来。

【wanyeqing2003】:我想标准图设置填板并焊接牢的原意是为了确保吊车纵向水平力能够直接、有效地传递到柱间支撑上。

请参见下面的话题:

吊车梁与牛腿的连接为何分为有、无柱间支撑处?

http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=111417

(2) 吊车梁与牛腿的连接为何分为有、无柱间支撑处? (id=111417,2005-10-09)

【jianfeng】:突缘支座吊车梁与牛腿的连接分两种情况:

①有柱间支撑开间有填板;②无柱间支撑开间无填板。

请从受力角度分析一下:吊车梁与牛腿的连接为何分为有柱间支撑处和无柱间支撑处?有柱间支撑开间的水平力是从哪儿过来的?

【hai】:无论是否柱间支撑开间,都有填板,只是填板与吊车梁在柱间支撑处焊接,用来传递水平力,水平力是由吊车梁和系杆传来的。

【jianfeng】:谢谢上面朋友的答复,我可能没把我的意思表达清楚,再补充几句,引用一帖:“突缘支座的连接方式,柱间支撑处加填板和传力板其实就是以前的弹簧板,把水平力传给柱间支撑。无柱间支撑处不设填板。”我所说的填板就是指此处的填板。

传力板在柱间支撑处要与牛腿焊接才能传递水平力,无柱间支撑处不设填板,能起到弹簧板的作用吗?那块板还要与牛腿焊接吗?

【wanyeqing2003】:在钢吊车梁标准图上给出的节点为:在有柱间支撑一侧要设填板,且要将填板与吊车梁下翼缘及连接板焊牢。在没有柱间支撑位置上的吊车梁不设置填板。

我的理解是:这样处理是为了确保吊车水平力的有效传递,并将其直接传递到柱间支撑上。在没有柱间支撑位置上的吊车梁不设置填板是为了避免吊车水平力对柱子产生不利影响。实际上,在许多工程中都把吊车梁的连接都加上了填板,并焊在连接板上。

(3) 箱形柱上的牛腿问题。(id=97773,2005-06-03)

【lfh111】:一单层厂房,15m高,因不能设柱间支撑,柱做成了箱形柱,要在柱上设吊车牛腿,现在有两种选择,一是工字形牛腿,二是箱形牛腿,若做成箱形牛腿因吊车吨位不是很大,似乎有点多余,但不知工字形牛腿能否将荷载顺利地传给柱子?

【flywalker】:设工字形牛腿应该问题不大,当然箱形柱内对应牛腿上下翼缘处设置加紧肋是必须的。牛腿承担的弯矩不大,对箱形柱腹板的影响不会太大,当板厚不是太薄的话,不至于屈曲。

【花中刺】:“……箱形柱内对应牛腿上下翼缘处设置加劲肋是必需的”。这样做施工很麻烦,而且没必要。

【hai】:可以采用箱柱与工字梁连接方式,只在柱外加加劲肋,便于施工有保险。

【flyingpig】:最近加工详图时,作过一个箱形柱带工字形牛腿的,做法与H形柱的一样,在箱形柱内设置工艺隔板时,在牛腿与柱连接处使隔板厚度与牛腿翼缘厚度同就可以了。牛腿处,上下600皆全熔透焊。

【lfh111】:若采用工字形牛腿,与牛腿上下翼缘对应处的柱内必须设置横向隔板,那与牛腿腹板对应处有没有必要在柱内设置纵向加劲肋呢?此加劲肋高度同牛腿腹板高,也就是位于柱两隔板间,这种节点构造传力效果更好,但不知有没有必要这么做,况且这样的柱好像很难加工制作出来?

【flyingpig】:个人认为没有必要在柱内设纵向加劲肋。牛腿的弯矩主要通过牛腿的上下翼缘传给柱子,力偶、剪力通过牛腿腹板传给柱子,只要牛腿截面高度合适,焊缝长度满足要求即可。

【lpg200044】:我也来发表一下我的浅见:

①用工字形牛腿。

②由于吊车梁吨位不大,箱形柱内可以不加肋。把柱腹板的局部稳定算够,并满足规范中梁柱连接不设加劲肋的条件。

③如果由我选择,我还是会给柱子加上横向加劲肋,毕竟吊车产生的是动力荷载,并且肋板对提高柱子的抗扭刚度有好处,施工困难的问题不存在,牛腿部位的柱子是单独制作再与上下柱拼接的,加劲肋焊接不是问题。

④听你的意思是吊车纵向水平力要由牛腿传递给柱子,不知厂房设不设安全走台?如果没有的话,柱子会产生扭矩,这样是不是不太妥当?我想如果吊车梁着力点与柱子偏心较大的话,用支撑来将纵向水平力传给柱子较好。

⑤每根吊车梁都与牛腿焊接而不是只用螺栓连接,保证纵向水平力由所有柱子共同承担。



抗风柱设牛腿如何计算? (id=132938,2006-05-06)

【duhuxin-18】:在7度区,基本风压 0.8kN/m^2 。有一个两层的现浇混凝土楼板(仅在第二层)+混凝土柱+钢梁厂房,层高 $6\text{m}+8\text{m}$,屋面坡 $1/10$;纵向柱距 $14\times 6.5\text{m}+9\text{m}$,横向柱距一层 $6\times 7\text{m}$,二层 $2\times 21\text{m}$ (即保留边柱和正中一排柱用于支撑钢梁);厂房端部第一跨楼板(及梁)镂空,并沿一排抗风柱设横向吊车 10t ,抗风柱及相对应的一排内柱柱距保留 $6\times 7\text{m}$ 。抗风柱(及相对应的内柱)牛腿标高 12m 。我以前没做过这种类型,请各位指教(可传建施图):

①两层混凝土框架+钢梁如何建模?

②抗风柱设牛腿用PKPM如何计算?

③使用2004.6版PKPM可以算吗?

④第一跨有 9m ,如何布檩条?

【xwl】:提供两个解题思路:

①平面建模分析:抗风柱设牛腿,是在一个简单的受力构件上加了一个复杂的荷载系统,比较陌生。但反过来设想:有牛腿的(框架、排架)柱上加一点风载,那是非常熟悉的。可取纵向框架分析。

②立体建模分析:在PKPM系列S-1(可能在高层版中)有输入吊车荷载的功能。

【悠然南山】:用 SATWE 高层版可空间建模计算,但牛腿处要分层,以便施加吊车荷载。

【ljbwhu】:抗风柱一般属于受弯构件或者压弯构件,类似于梁结构,一定要注意其变形。如果加牛腿的话,抗风柱脚一定要做成刚接,截面取的大一些,与屋盖的连接最好也做强,屋盖的水平支撑也要加强。

【刘星语】:我按楼主的描述画了一下简图。提一点建议:

①7度区,一层楼面标高处肯定要用连系梁把1轴线框架柱、抗风柱拉结起来,屋顶不可以采用混凝土斜梁(6度区可以,因为横向刚度差别太大)。纵向中柱1-2轴线肯定拉结,也对使用功能影响不大。

②抗风柱和主结构如此一来没有太大的联系,完全可以抽出来手算。注意抗风柱柱头按铰接,柱头有刚性系杆和强大的水平支撑来保证柱头不产生太大的纵向位移。2轴线框架柱肯定升顶(否则上端变悬臂柱)。

③对1轴线完全可以分开手算也许更明白。

④1-2轴线9m比其他跨檩条长的太多,而且边角区风荷载较大。如果檩条切角(为同高)加密不能满足的话,可以采用桁架檩条。但是要注意加支座使屋面同高,并且加垂直支撑和平面外支撑(与焊接檩条计算模型一致)。



此牛腿如何处理? (id=28092,2003-05-15)

【lj】:由于各种原因,端跨山墙牛腿与生产线相碰,故必须提高牛腿顶标高至吊车梁顶标高。吊车梁腹板用高强螺栓与牛腿劲板连接,按铰接设计。各数据见图7-4。

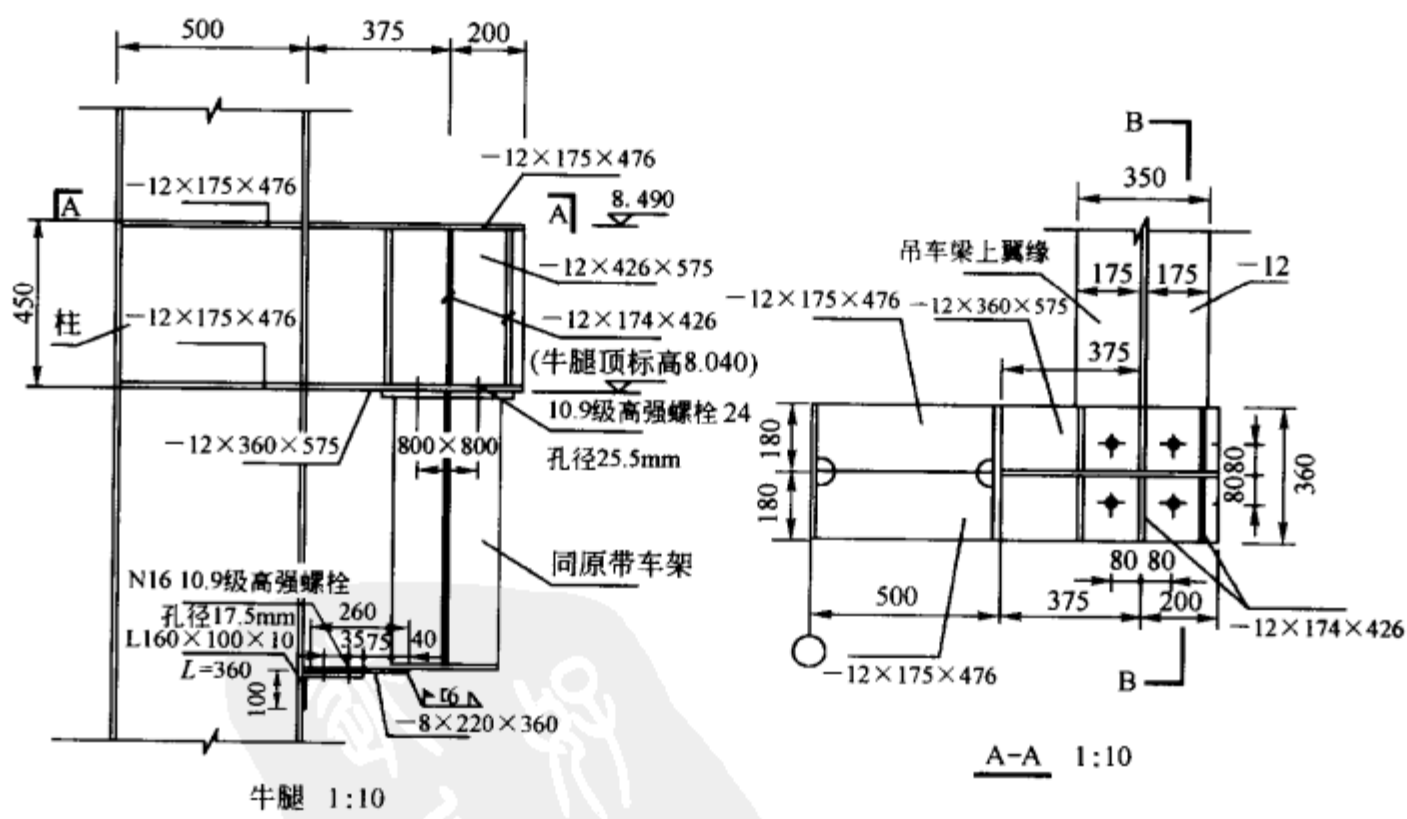


图 7-4

【eddiechen】:我不知图示荷重的数据来源,但请考虑:

- ①荷重应作用在轨道顶,对接合部位的螺栓群而言,肯定偏心。
- ②吊车有纵向刹车力,对接合部位板片而言,有扭曲现象,而板片的抗扭能力很弱。



③吊车挠度控制很重要,疲劳有时不可轻视,你设计的接合真的不妥。

【msf】:从图 7-4 上来看,吊车吨位在 10t 左右,吊车梁与牛腿平接,位置在端部,问题不大,但这样连接给牛腿和柱子带来平面外弯矩,应对柱子侧向加强支撑。

另外,也可以采用倒挂的方式,将牛腿放在吊车梁上面,用高强螺栓连接吊车梁上翼缘。可以改善平面外弯矩。

【沪京】:看了图 7-4,应该说考虑的已是比较全面了,综合陈兄的看法,我认为:

①这种连接方式可以。

②对于那 4 个 M24 的螺栓,我认为不用考虑偏心产生的次弯矩。实际上,对于这种耳朵板的简支连接,不同的书上有不同的说法。有的认为这个地方的螺栓除受竖向剪力 N 外,还要受剪力产生的次弯矩,即图中“吊车梁腹板与牛腿劲板计算简图”中的 $N \cdot 100\text{mm}$ 。但有的认为这个次弯矩应该由耳朵板(即图中的劲板)与牛腿腹板、翼缘间的连接焊缝来承受。我比较倾向于第二种说法,因为一般这些焊缝的刚度比螺栓的刚度大得多。

③对于那 4 个 M24 的螺栓,除竖向力外,还应考虑纵向刹车力。这种连接与一般常规的吊车梁不同。通常的吊车梁是放在牛腿顶面的,不管是端板连接还是平板连接,吊车梁与牛腿顶部的摩擦力是足以抵抗这个纵向刹车力的,现在不存在这个摩擦力,所以纵向刹车力得由这 4 个螺栓来承受。

④对牛腿与柱子之间的连接而言,图中除了竖向剪力 N , N 产生的弯矩 $M=102.5\text{kN} \cdot \text{m}$ 外,还考虑了 $27.3\text{kN} \cdot \text{m}$ 的扭矩,但同样忽略了纵向刹车力及其产生的平面外弯矩。这个也需考虑。

⑤上面③、④里提到的纵向刹车力是否按照规范力的刹车力计算公式来计算,我认为还值得商榷。因为这个是在整个吊车运行的端部,这个地方肯定有个车挡构件,一般我们计算车挡受的力时比刹车力都要大很多。所以我认为这个地方的纵向刹车力应该用车挡受的力来计算。

⑥还有一个最重要的力——横向刹车力!现在图中吊车梁的上翼缘与柱子间没有任何连接,这个万万不可。千万别告诉我想利用腹板的连接来受这个横向刹车力。

⑦至于挠度,我想不出与普通吊车梁的计算有什么差别,所以不是问题。至于疲劳,螺栓连接也不比焊缝的差,这个吊车应该不会很大,也不是很重要。

我想只要明白了所有的力是如何传的,计算够了,这种做法就是可行的。定性的想法,未定量计算。或有不周,还望多多赐教。

【eddiechen】:看了楼上两位的意见,我再次看了图,虽仍乱码,但我必须承认我先前把图看错了,所以修正如下:

①横向刹车力(非纵向,我先前看错图),对该接合部有非常不利的影响,应想办法消除。

②螺栓的偏心确可不用考虑。

【jj】:非常感谢各位的帮助,吊车吨位是 20t,牛腿的设计剪力为 273kN,该型号吊车自重较轻。综合各位的意见,个人感觉还是改用下挂的方法比较妥,通过高强螺栓把牛腿的下翼缘与吊车梁的上翼缘连接,螺栓除受竖向拉力外,还承受由横向及纵向刹车力引起的剪力。等我画好再把图贴上来,请大家再指点。

【hai】:可以取消两个加劲肋。采用摩擦型高强螺栓,吊车梁和牛腿间喷砂处理,吊车梁下翼缘加隅撑以更好的传递水平力。



【msf】:图中数字错误确实太多,方案改得不错,这个地方确实受力复杂,节点设计麻烦。再提三点建议以供参考:

- ①吊车梁下翼缘与柱连接板 8mm 厚改为 10mm,且与柱子对应的地方,柱子应加加劲肋。
- ②牛腿下翼缘 12 厚有点薄,用 16 厚。上翼缘也不厚。
- ③车挡设置的位置,吊车梁应加加劲肋。

另外,20t 吊车,8.5m 的轨高,柱子截面也不大,怎么会是 360×500 呢?应该是 300mm×600mm、300mm×700mm 吧?

牛腿的加劲肋是否需要计算? (id=81945,2005-01-07)

【sdwpj】:牛腿上位于吊车梁中心线处的加劲肋是否需要计算呢?如果需要,按什么计算呢?

【service】:严格来讲,是构件都需要计算。但在实际设计中,如果每个构件都需要计算的话,将会造成很多的麻烦,有些也是不必要的。所以,有些只需要构造上设计即可。可以参照有关图集或者询问一些有经验的工程师。你可以把你的问题具体化,如多大柱子?多大牛腿?多大力?多大吊车和吊车梁?传上来,大家给你一些建议。

【allan】:需要验算的内容有:

- ①用在吊车系统作用在牛腿上的轴力来验算加劲肋与牛腿腹板之间竖向焊缝的抗剪强度;
- ②从构造上(高厚比)保证加劲肋在轴力作用下的局部稳定,不满足的还应通过计算设置横向加劲肋。

【sdwpj】:下文为赵熙元先生写的《钢结构设计手册》中的一段话,如何理解呢?

牛腿支承的吊车梁为普通支座时,尚应计算牛腿腹板与基加劲肋连接焊缝的强度,不考虑上下翼缘的作用。其受力为: $M=F_1 e_1$; $V=F_1$ 。其中, F_1 为一侧吊车梁传来的最大反力; e_1 为吊车梁端加劲肋与牛腿腹板之间的距离。因而加劲肋与牛腿腹板连接焊缝的应力为

$$\tau_M = \frac{6M}{2 \times 0.7h_f l_w^2}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w}$$

$$\tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\tau_M}{\beta_f}\right)^2 + \tau_v^2} \leq f_t^w$$

【allan】:赵熙元先生写的是最精确的计算,实际上那个 e_1 很小,赵熙元先生所说的吊车梁端加劲肋应该就是吊车梁支座加劲肋。比如,吊车梁之间的夹板为 10mm,吊车梁支座加劲肋为 16mm,牛腿腹板厚度为 12mm,那么 $e_1 = 10/2 + 16/2 - 12/2 = 7\text{mm}$, $M = F \cdot e_1$ 事实上很小,再根据第三个公式中还要除以一个 $\beta_f = 1.22$,再平方,已经是非常小了。

所以这个 M 可以不考虑。也就是说,可以只考虑第二个公式,也就是我上帖的第一点。

连接节点

(1) 门式刚架连接节点设计请教。(id=104705,2005-08-03)

【yyyaannn】:在计算门式刚架连接节点设计时 STS 分别给出了算法①假定中和轴在受

压翼缘中心和算法②假定中和轴在螺栓群中心。请问在什么情况下用算法①和算法②？

【wanyeqing2003】：用普通螺栓连接时按算法①假定中和轴在受压翼缘中心；用高强螺栓连接时按算法②，假定中和轴在螺栓群中心。

【yyyaaannn】：我仔细看了一下 STS 连接节点的计算程序上面写的是高强度螺栓的计算方法，分别有算法①和算法②，而普通螺栓则不在备选之中。我发现用算法①计算的节点比算法②计算节点小，我以前都是用算法①计算节点，不知是否安全？

【wanyeqing2003】：高强螺栓有预紧力，在弯矩作用下中和轴靠近螺栓群的形心轴，按螺栓群中心计算是偏于安全的。

普通螺栓没有预紧力，所以弯矩作用的支撑点靠近受压翼缘。

如果是高强螺栓，按受压翼缘为弯矩作用的支撑点计算螺栓的承载力是偏于不安全的。



框架梁与柱强轴连接的节点设计。(id=108567,2005-09-10)

【wxfdawn】：连接方式采用腹板高强螺栓连接，翼缘采用对接焊接。

在 STS 中建好钢框架模型后，然后转到 SATWE 进行内力计算，根据 SATWE 的计算结果（主要是看梁端的弯矩和剪力），用两种方法进行节点设计：①手算高强螺栓个数和对接焊缝；②用 STS 中节点设计进行设计。

为什么这两种方法的最后计算结果相差很大？一般手算的高强螺栓个数比计算机算的要小很多？（我一般是按剪力全部由腹板承担，弯矩全部由翼缘承担。）

【smomo】：一般 STS 节点设计是剪力全部由腹板承担，弯矩由翼缘和腹板按比例承担，因此高强螺栓用量要大。

【DYGANGJIEGOU】：钢梁与钢柱的连接采用刚性节点。STS 采用：翼缘和腹板按抗弯刚度比例分配所需负担的弯矩，而剪力全部由腹板承受。这样翼缘采用焊接，腹板采用摩擦型高强螺栓连接，螺栓数量多将造成施工时不便。实际上个人感觉 wxfdawn 所说比较实用，即节点弯矩由翼缘连接焊缝承受，腹板连接螺栓只受剪，高强螺栓只排一列，有利于施工，计算简便。



门式刚架柱柱顶板顶板平放与顶板斜放。(id=110937,2005-10-05)

【jianfeng】：我们现在设计的门式刚架柱，大多数都是端板竖放，而 PKPM 软件设计的柱顶板均为顶板斜放（与屋面坡度一样）。在做有内天沟的厂房时我都把其顶板改为平放，这样天沟底部有一个较平的位置，天沟不需要再垫平。不知大家对此是否有异议？

【wanyeqing2003】：PKPM 中梁柱有四种连接方式：端板竖放、斜放、平放和任意角度放置。关于天沟问题，当端板竖放时，可以将天沟加深，或者在端板位置天沟底部做一斜角，这样的处理方式在工程中可以见到。

在 PKPM 的 STS 中，门式刚架施工图主菜单里选“节点设计”，就可以看到这四种梁柱连接节点形式的选项。见图 7-5。

【jianfeng】：将天沟底部做成斜角，天沟容易积水（落水管有时不可能放在最外边），积水会对天沟腐蚀，我觉得这种做法不妥。将柱顶板改为平放有不妥的地方吗？

【XINYI】：我也经常遇见这样的问题，通常的办法是将顶板放平以增加天沟的稳定性。另

外,增加天沟的稳定性的方法还有在天沟内加设支撑,以增加天沟的刚性,但这仅对大截面、6m长以上的天沟特别实用。

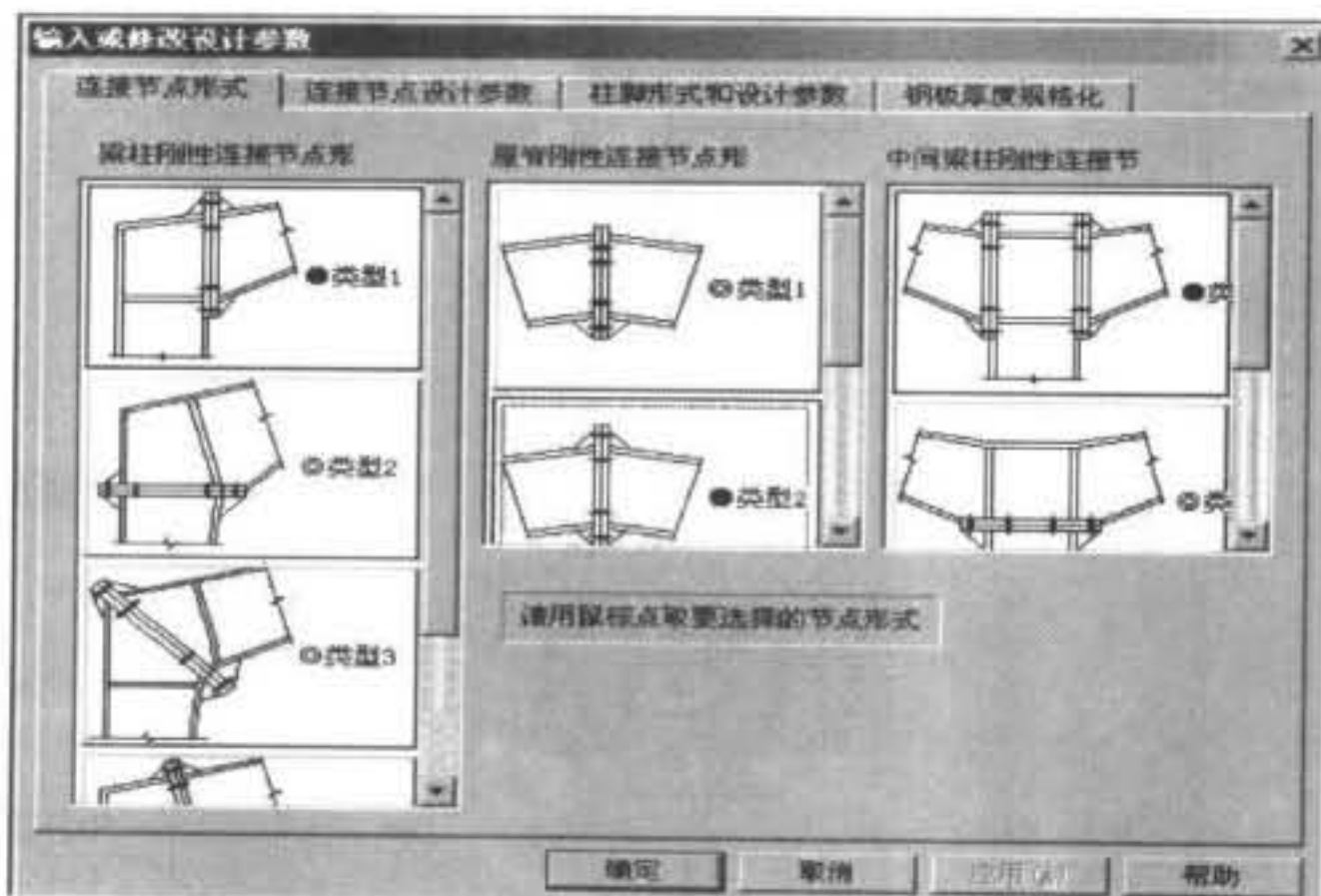


图 7-5

【allan】:楼主的意思是类型1最上面的柱顶板,在PKPM里只有顺屋面坡度的形式,没有平放的形式,不方便放天沟(非外挂天沟)。柱顶板平放的节点3D3S、SSDD有,但PKPM目前还没有。

这个问题可以不拘泥于形式,直接手工修改就可以,对计算没有什么影响,就是对详图制作有一点点影响而已。另外,天沟底部顺柱顶板做成斜的确实如楼主所说会积灰积水,很多工程实践已经证明,有经验的详图工程师一般会帮你改成柱顶板平放的。

④ 抗风柱与梁的连接。(id=120418,2005-12-30)

【liu5620194】:不知是否可以这样连接?见图7-6。

【山西洪洞人】:你的这个节点是最早版本的,我个人认为不是十分好。

抗风柱最好只是抗风,不参加整体结构的受力体系。因为在风荷载传到抗风柱时,抗风柱将集中力传到梁的下翼缘,对下翼缘有一个翻转作用。我认为这个是不利的。

我参照《钢结构设计手册》设计了一个抗风柱与梁的连接节点供参考,见图7-7。

【kkgg】:我认为这种做法也是不利的,还是用弹簧板加长圆孔的方法连接比较妥当。

一直这样做不代表就是对的,抗风柱的作用是协同山墙檩条一起承受风荷载,而不是与钢梁一起工作,若像第一位兄弟的做法,将对钢梁下弦产生倾覆,这样对钢梁本身是不利的。

【hans8888】:其实是不是长圆孔无所谓,关键是让钢梁和抗风柱的连接在水平方向无水平力的传递,我们一直是做成弹簧钢板样式,让它在水平方向有伸缩来释放水平力。

【zyhjiao】:采用弹簧板连接,是为了让钢梁和抗风柱的连接在水平方向无水平力的传递吧?如果抗风柱不把水平力传给梁,那传给谁?除非做个悬臂柱来抗风!而用弹簧板连接的目的是不把竖直力传给抗风柱。

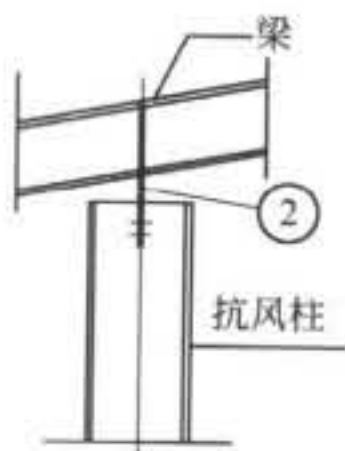


图 7-6

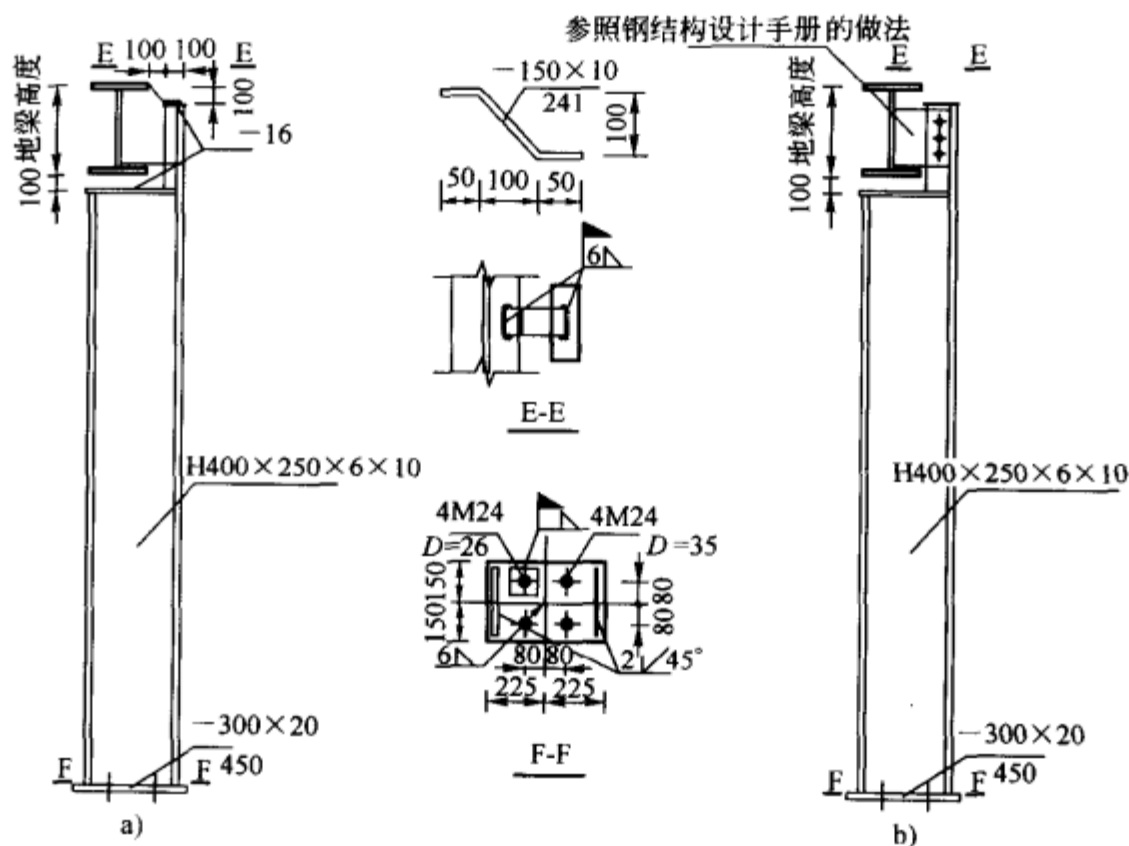


图 7-7

🔍 请看看这个梁柱节点。(id=135833,2006-05-31)

【kzj999】:钢管柱,H型钢梁,节点为什么为磨盘?(图 7-8)

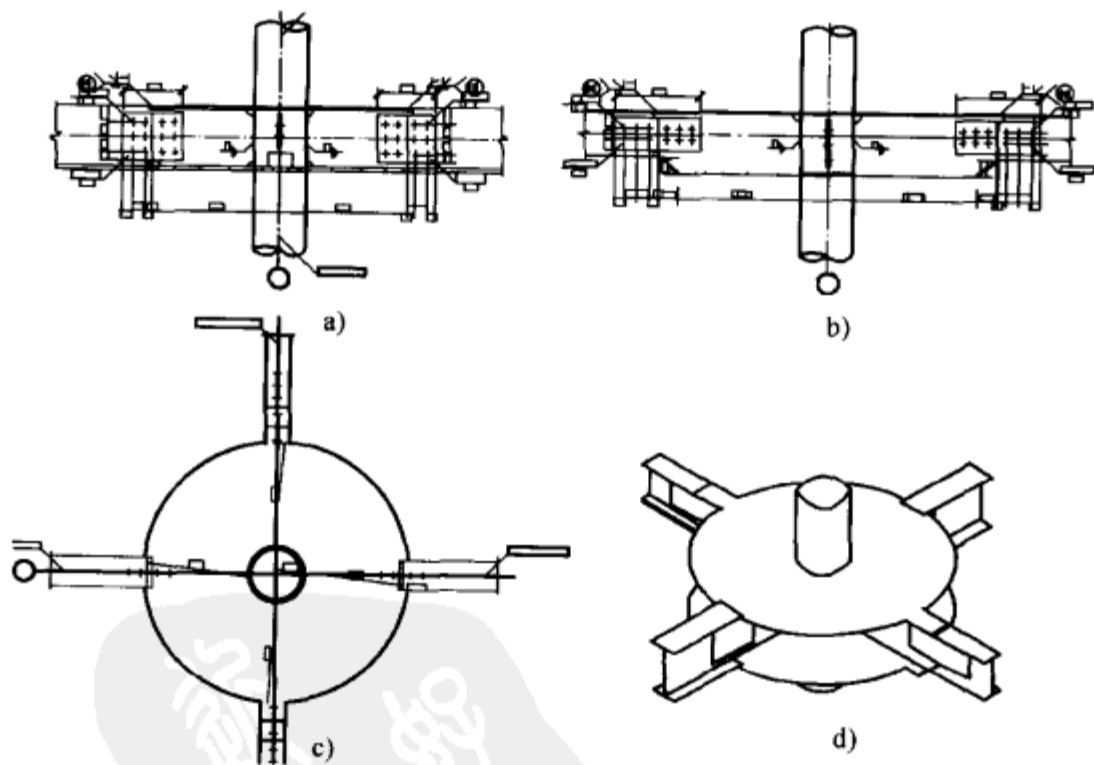


图 7-8

【brd0068】:避免多构件同时连在一构件的局部位置而空间不够或太拥挤是一个原因,构件在同一位置上焊接多个连接板也会对此处材料受力性能影响很大。

【syjdd】:看图 7-8 觉得这个外环板大了一点,可能计算异常,需要检查一下。

【kswu】:这个所谓的“磨盘”的准确称呼为“加强环”。其作用是传递梁柱连接处的梁内弯矩。如图 7-8 所示的这种节点做法不是很标准。

【6】请教承压型螺栓与摩擦型螺栓的适用条件是什么？(id=47275,2004-01-08)

【redtan】:请大家帮忙解答一下这个问题。

【forth】:承压型螺栓:当摩擦被克服后,由螺杆直接承载,以栓孔壁被栓杆挤坏为极限状态,此时类似于普通螺栓,不能用于直接承受动荷载。

【newiyin】:摩擦型螺栓和承压型螺栓都是用同一种高强度材料制成,都要对螺栓施加预紧力,预紧力使摩擦面产生摩擦力。当构件所受剪力小于该摩擦力时,当作摩擦型高强螺栓使用;当构件所受剪力克服该摩擦力则摩擦型高强度螺栓失效,此后也不宜作为承压型高强度螺栓使用,因为螺杆变形较大会使螺杆承载力大大下降。承压型高强螺栓则是一开始就利用螺杆承压。

【三探】:在我平时的设计中,都用摩擦型高强螺栓,这种螺栓的应用在规范上没有什么限制,而承压型螺栓规范规定:仅适用与承受静力荷载和间接荷载作用的结构中的连接。

我也一直有个疑问:既然有了摩擦型高强螺栓,为什么还要有什么承压型的?而规范又规定:“承压型高强度螺栓的预拉力和连接处构件接触面的处理方法与摩擦型高强度螺栓相同。”这样承压型高强度螺栓还有什么存在的必要呢?

【denney】:个人感觉承压型螺栓比摩擦型螺栓优越的地方如下:

①腹板栓接的剪力结合(更符合计算模型)。

②对外观比要求比较高的结构(可以涂漆)。

③单个承载力高。

④施工较容易(预拉力的作用仅用于让构件的接触面贴紧,而摩擦型螺栓的预拉力的大小直接影响其承载力)。

总之,承压型螺栓结合比摩擦螺栓结合经济。国外的轻钢结构大部分都用承压型螺栓。

【zhangswan】:关于摩擦型螺栓和承压型螺栓的问题在2003年第二期《钢结构》中的“钢结构设计中若干问题的辩证”一文中论述:承压型和摩擦型,是应该属于连接形式的范畴。承压型连接和摩擦型连接只是抗剪连接的两种形式。摩擦型螺栓和承压型螺栓可以用于承压型连接,也可以用于摩擦型连接。目前高强度螺栓的连接多用于摩擦型连接,因为这种连接可使结构的刚度较大。

【陌上尘 64】:承压型螺栓连接并不限制连接面之间的相对滑动,不能用于动载作用的连接。国内不用是因为承压型螺栓连接对加工精度要求高,如果不用数控将很难达到精度要求。

【flyingfort】:两种螺栓本质上是没有任何区别的,只是看你强度利用到什么程度。要注意,承压型螺栓孔的孔径比摩擦型的小0.5mm,而且承压型螺栓连接的整体性、刚度均较摩擦型的差,变形较大。除此之外,承压型螺栓的强度储备也相对较低,在重要结构中不宜采用。直接承受动荷载作用的结构也不许采用承压型螺栓。

【everson】:同意zhangswan!大家应注意规范的表达方法,没有摩擦型螺栓或承压型螺栓这种说法,应该都称为高强度螺栓,只是分为摩擦型连接和承压型连接两种连接形式。两者区别请参见《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)第7.2.2~7.2.3条的条文解释。

目前国内采用摩擦型螺栓连接的比较普遍。需要注意的是,摩擦型螺栓连接请采用10.9级(市场上基本无8.8级)。

【denney】:原则上同意楼上的说法。但摩擦型螺栓连接对预拉力有严格的要求。用旋转螺帽法施工,精度差强人意,而用扭力扳手又太费时。对于摩擦型连接国外一般都用尾部扭断

的扭剪型高强度螺栓,需要专门的工具来施工。还是有点差别的。

【podream】:我觉得摩擦型高强螺栓和承压型高强螺栓的本质是一样的,区别在于人们对它们的使用定位不同,而造成了计算的承载力不同。其实,我们只不过用了它们的两个阶段。

摩擦型过渡到承压型,中间的变形会比较大,梁端也会产生比较大的转角,这一点是大家不敢用承压型的主要原因吧!

【DYGANGJIEGOU】:摩擦型高强度螺栓连接的板件间无滑移,靠板件接触面间的摩擦力来传递剪力,而承压型高强螺栓容许被连接板件间产生滑移,其抗剪连接通过螺栓杆抗剪和孔壁承压来传递剪力,所以承压型高强度螺栓比摩擦型高强度螺栓的抗剪承载力大,但变形也大。

【xjtu】:高强度螺栓的产品类型中只有大六角和扭剪型之分,无承压型和摩擦型之分。承压型和摩擦型只是高强度螺栓连接的两种计算形式,连接构造上几乎是一样的。本人认为两种形式的主要区别在于:

①单个螺栓的受剪极限承载力。摩擦型是以材料弹性阶段的承载力作为设计值,而承压型则是以材料的极限承载力作为设计值。

②受力状态。摩擦型以被连接板间的摩阻力传力,因此对于摩擦面的处理即抗滑移系数大小是摩擦型连接的关键。承压型是依靠栓杆和连接板承压面共同传力,因而其破坏形式与普通螺栓相同。

③应用范围。从上面两方面可看出摩擦型是不允许滑移的,而承压型允许滑移,其剪切变形比摩擦型大。所以承压型的应用范围较前者小,不能用于直接承受动力荷载作用的构件中。

而对于工程验收方面,规范也没给出摩擦型和承压型的区分方法。据我所知,承压型的栓孔开孔误差允许值比摩擦型小。其他两种连接在具体施工中有何不同,还请各位多多指教。

【zhantsi】:高强度螺栓有两种连接类型:一个以剪力不超过接触面摩擦力作为设计准则为摩擦型连接;一个以连接达到破坏的极限承载力作为设计准则,称为承压型连接。摩擦型连接的剪切变形小、弹性性能好、施工较简单、可拆卸、耐疲劳,特别适用承受动力荷载作用的结构。承压型连接的承载力高于摩擦型,连接紧凑,但剪切变形大,不得用于直接承受动力荷载作用的结构中。

【英雄之无敌】:摩擦型高强螺栓和承压型高强螺栓,区别仅在于设计是否考虑滑移。摩擦型高强螺栓绝对不能滑动,螺栓不承受剪力,一旦滑移,设计就认为达到破坏状态;而承压型高强螺栓可以滑动,也可以承受剪力,最终破坏相当于普通螺栓破坏(螺栓剪坏或钢板压坏)。

高强度螺栓承压型连接其连接钢板的孔径要求比摩擦型要求更高,主要是考虑控制承压型连接在接头滑移后的变形,而摩擦型连接不存在接头滑移问题,孔径可以稍大一些,有利于安装方便。由于允许接头滑移,承压型连接一般应用于承受静力荷载和间接承受力荷载作用的结构中,特别是应用于允许变形的结构构件;而对于重要的结构或承受动力荷载作用的结构则应采用摩擦型连接。

《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)规定,承压型连接不再需要摩擦面抗滑移系数值来进行连接设计。从施工的角度来说,承压型连接可以不对摩擦面处理有特殊要求(与表面除锈同处理即可),不再进行摩擦面抗滑移系数试验;而从施工质量验收的角度来说,承压型连接只比摩擦型连接减少了摩擦面抗滑移系数检验这一项内容,其余验收项目则完全一致。

【whb8004】:高强度螺栓承压型连接的特点如下:

①承载力及强度级别高,为 8.8 及 10.9 级,要求高强度材料,并需热处理加工,价格较高。



②连接紧密,组装时需施加预拉力并用特殊施拧工具,但接触面要求干净无浮锈或干净的轧制表面。

③达最大承载力时,连接可能产生微量滑移。

④抗剪计算需考虑母材削弱。

高强度螺栓承压型连接的适用范围如下:

①要求承载力很高,并受静载的现场连接。

②对变形控制不严格、大型拆装结构的连接。

事实上,高强度螺栓承压型连接在实际建筑工程中很少应用。

高强度螺栓摩擦型连接的特点如下:

①承载力及强度级别高,为 8.8 及 10.9 级,要求高强度材料,并需热处理加工,价格较高。

②连接紧密,组装时需施加预拉力并用特殊施拧工具,但接触面要求干净无浮锈或干净的轧制表面。

③同样强度级别条件下,承载力较承压型连接低,但抗疲劳性能良好。

④抗剪计算需考虑母材削弱。

⑤轴心受力时因有孔前传力作用,母材削弱影响较小。

高强度螺栓摩擦型连接的适用范围如下:

①承受直接动荷载或需作疲劳验算的结构连接。

②高层、大跨或高烈度地震区等重要结构的连接或大型拼接。

梁柱连接。(id=105238,2005-08-09)

【luis-luis】:当梁的跨度较大,梁柱连接做成框架刚接节点时,梁翼缘厚度能否大于柱翼缘厚度?

【czg】:可以(只要节点计算能通过),梁、柱翼缘的厚度没有特别规定梁翼缘的厚度必须大于柱翼缘的厚度。梁与柱连接节点位置在柱上相对梁翼缘都设有大于等于梁翼缘厚度的加劲肋板,并不是简单的梁翼缘与柱翼缘全熔透焊接受荷,而是整个节点域共同受荷。另在抗震节点加强措施中,还在节点位置处增加盖板(托板)加厚梁的上下翼缘。

【蓝鸟】:此时应考虑柱节点域的承载力,承载力不足时应对柱腹板进行补强。

【pingp2000】:可以是可以,但是不适宜。在梁翼缘厚度过大的情况下,会导致坡口焊缝的厚度随之变大。那么不仅会增加焊条用量,此处节点尚有可能出现脆性破坏,原因是:①焊缝厚度变大,焊缝出现残余的三向应力,焊缝容易变脆,塑性变差。②受焊缝热量的影响,柱翼缘容易变脆,增大了柱翼缘层状撕裂的可能性(虽然钢材有 Z 向性能指标,但并不能保证不会发生层状撕裂)。所以,PKPM 在梁柱节点的梁上下翼缘加盖板补强时,要求不超过柱翼缘厚度。

由于梁的跨度较大,个人认为通过在梁端下翼缘加腋来解决可能会更好,缺点就是加腋的翼缘与柱子翼缘焊接有点困难。或者尝试改用箱形截面梁,缺点是连接困难。

【allan】:①梁柱强轴刚接,梁翼缘厚度(梁翼缘厚度+盖板厚度)不大于节点域处柱翼缘厚度,这一点还没正式列入相关规范。

②焊接残余应力等也是一部分原因,厚板焊接在高层钢结构中应用很多,就目前的焊接水平来说,通过改善焊接方法,不存在很大的问题,再加上厚板有 Z 向性能的标准要求,Z 向断面收缩率超过 20% 的钢材,其层状撕裂一般可以避免,可以说层状撕裂还是能够控制的。

③考虑该点可能是由于连接处柱翼缘极限承载力不小于梁翼缘(梁翼缘+盖板)极限承载力的缘故。在节点处,梁翼缘(梁翼缘+盖板)通过坡口熔透焊与柱翼缘焊接已经达到等强,梁翼缘(梁翼缘+盖板)的极限承载力(拉压力)在节点处沿加劲肋两边大约呈 45° 角扩散。所以,当柱翼缘厚度小于梁翼缘厚度(梁翼缘厚度+盖板厚度)时,整个节点域不能视为等强,也就是说柱翼缘可能会先于梁翼缘(梁翼缘+盖板)破坏或者屈服。

④建议的做法是柱翼缘也和柱腹板变厚度加强一样,在离节点域上下150mm范围内,柱翼缘采用变厚度的办法达到要求。

⑤PKPM在2005年后的版本的节点设计中有此要求,但是并没有说明出处,年初曾咨询过PKPM相关设计人员,说是最新的国标《多高层民用建筑钢结构节点构造详图》图集上有说明,但我没找到。

【wallman】:对于allan兄给出的解释中的第三点,我有不同看法。

为什么说柱翼缘厚度小于梁翼缘厚度,就没法达到节点与构件的等强呢?请原谅我没有看明白你的解释。根据我的理解传力过程应该是这样的:梁翼缘拉力→对接焊缝→柱翼缘(Z向力)→对接焊缝→加劲肋(拉力),最后分散到由加劲肋和柱翼缘所围成的节点域——柱腹板上(剪力)。当然还有一小部分柱翼缘中的Z向拉力直接通过与之连接的柱腹板传到了节点域上。所以柱翼缘只要不被受拉撕裂,而且对接焊缝满足等强要求,就一定能把梁翼缘的拉力传给加劲肋,跟柱子翼缘厚度无关。

我们所讨论的都是H型钢或箱形截面柱翼缘与梁刚性连接的情况,但如果H型钢柱弱轴受弯时,即梁需要与H型钢腹板刚性连接时,通常做法是把梁翼缘与柱加劲肋直接对焊!没有翼缘板也可以——此时也可以认为中间所夹的翼缘板厚度为0。怎么翼缘板有了一定的厚度之后反而就不合理了呢?

所以,我认为不应该从节点与梁能否达到等强的角度进行解释。而要求柱翼缘一定要大于等于梁翼缘的规定未必合理。

如果国标图集中真的有这条规定的话,也应该从减小焊接残余应力和残余变形等构造措施的角度进行解释。当梁翼缘(有时又有盖板)厚度较大时,焊接过程中将输入大量的热量,造成较薄的柱翼缘产生较大的焊接变形,同时也使柱翼缘内部的残余应力呈复杂的三维分布,其最大应力值有可能接近或超过钢材的屈服点,所有这些因素都是非常不利的。所以,是否据此规定了柱翼缘板厚度不能小于梁翼缘厚度呢?值得考虑。

以上观点纯属个人看法,欠妥的地方请大家指正。

【allan】:①我的看法主要是从连接等强的角度考虑。简单地说,是在同等材质、材料厚度相等的情况下连接才能达到等强。等强的要求不单单是强度相等,也要求局部稳定的等强。同时,也要考虑梁翼缘拉力扩散的问题。记得在《钢结构连接节点设计手册》上有过梁柱强轴刚性连接中,在梁翼缘的拉力作用下,柱翼缘的受力范围及满足不会产生局部翘曲的条件,均与柱翼缘厚度有关系。公式我已经记不起来,所以碰到这个问题才有这样的想法。

②对弱轴刚接的情况,我是这样考虑的:一般情况下,梁翼缘宽度都比柱截面高度小,当采用这种连接方式时,节点处梁翼缘是放大的,而计算的时候是按照等截面来计算的,所以该连接和等宽度翼缘截面+盖板的作用是相同的。由于梁翼缘的拉压力通过加劲肋,而加劲肋通过角焊缝(有时为了安全起见,也有用坡口焊的)与柱腹板连接,通过坡口焊与柱翼缘连接,此



时,只有腹板有可能产生局部屈曲,而柱翼缘受力方向是轴向,不是Z向,所以可以认为没有像强轴连接那样的厚度要求。

也可能我考虑的出发点不对,请指教。

【wallman】:allan 兄上面所说的柱子翼缘内应力扩散的情况是在柱子没有加劲肋才会出现的。柱子翼缘与腹板连接处的内力沿 45° 角扩散,柱子腹板的有效受力范围等于梁厚度加上二倍的扩散高度。只是在梁的弯矩比较小的情况下才会使用这种方法,而通常柱子在与梁翼缘对应的位置上都是要设置加劲肋的。所以,allan 兄一定是把柱子有无加劲肋的情况搞混淆了。

【allan】:今天到书店找到那本《钢结构连接节点设计手册》看了,确实是我记错了,上次匆匆浏览一遍,没有注意该条下面的一行解释。在梁受拉翼缘的作用下,除非柱翼缘的刚度很大(很厚),否则柱翼缘受拉翘曲,根据等强原则,柱翼缘厚度 $T_a = 0.4 \cdot \sqrt{A \cdot f_b^2 / f_c}$,其中 f_b 为梁钢材抗拉强度设计值, f_c 为柱钢材抗拉强度设计值。当柱翼缘厚度不能满足上式时,应该将柱翼缘加厚,或者设置水平加劲肋。

这确实是我弄错了,谢谢 wallman 兄指正。

❶ 关于等强度连接的问题。(id=117850,2005-12-05)

【步行者】:关于什么是等强度连接,我一直比较模糊,譬如对全熔透焊的构件连接,可认为是等强连接,就是说连接处的强度和构件其他地方具有相同的强度吗?那关于梁柱、梁梁或支撑与梁柱的连接进行等强度设计的话,该如何设计?具体从哪些方面来考虑?

【steelstrdu】:等强度连接对于焊接连接来说,应该是能保证连接有足够的强度和刚度,使构件和被连接构件协同工作,而且连接不能先于构件破坏,应充分发挥被连接构件的性能。

【jianfeng】:钢结构中等强的概念一般是指以下两个方面:

①材料性能与母材相同。

包括抗拉压、抗剪、抗弯强度设计值均与母材相同,如一、二级对接焊缝各种强度可视为与母材等强,三级焊缝抗拉、抗弯强度则低于母材。

②截面与截面的承载力等强。

同种钢号不同截面承载力相同,主要由腹板、翼缘板截面积,截面惯性矩决定,包括截面抗拉压、抗剪、抗弯承载力都相同。

【tfsjwzg】:焊缝的等强连接指的就是节点处强度、塑性、韧性均保证不低于母材的一种连接。

【bzc121】:等强连接理论是概念。等强理论不单纯指导连接,对所有设计思路都有指导意义。等强理论符合价值工程理念,策划整理一个整体时任何局部、线、点都不能有剩余功能,任何剩余功能都是浪费。比如一个钢结构建筑设计,H形构件变截面目的就是为了保证翼缘板单位面积抗拉、压强度基本一样。如果不一样,单位面积承受拉、压力小的位置钢板就有剩余功能。

其实好多规范制定的公式都体现了等强连接理念。规范 CECS 102:2002 中 7.2.9 条 4 个公式求端板厚度时与高强度螺栓是等强度的。由于规范滞后于实践,有些规范个别点的制定思路依据的是补强理念,因此有些设计细节可以用等强理论向规范挑战。(个人意见不希望与任何人争论)

在具体设计时容易产生剩余功能(非等强连接)的情况有高强螺栓设置数量多或级别高,垂直支撑连接板过大或太小,有较多梁腹板与翼缘板可以单面焊接等。

三、天窗结构

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

1 结构形式

1.1 天窗设计用铰接好还是刚接好? (id=21247,2003-01-14)

【hndkwze】:本人第一次设计天窗,我的观点是所有节点都采用焊接。建模时这些节点也应相应地采用刚接,所有荷载按集中荷载输入。但是有些同事的意见和我不同意,他们说应按铰接好。请教一下高手们设计天窗时是怎么处理这些节点的,天窗侧柱和屋架上弦是怎么连接的?顺便请教一下屋架与天窗的设计节点是否相同处理?

【lijingas】:根据个人经验,由于天窗的形状特异,如果在车间焊接,必将导致运输困难,而且容易变形,如果是现场焊接,质量不容易保证,因此一般我都是采用螺栓铰接,受力模型也比较直接,不过要注意天窗的平面外稳定,也要考虑它的平面外支撑,并与整个结构的支撑相匹配!

【steely】:一般情况下,天窗架不做成固接,而是做成铰接。铰接受力明确,不产生次生应力(比如大梁下挠使窗架产生很大的应力);对温度变化不敏感;便于安装,工地容易实现。至于纵向支撑,铰接和固接是一样的。

【南华人】:宜做成铰接。钢结构相对于其他结构很大的一个优势就是装配化,因此尽可能不要在现场动焊。

【dyd771】:最好按整体建模计算。

【火柴盒】:我公司在进行天窗设计时一般是采用铰接,设计详图采用普通螺栓。

【cccczg】:铰接,就把天窗架当成一排门架那样设计,柱间撑和屋面撑全打,最好与屋架或屋面梁同时计算,同时要注意风荷载和雪荷载在天窗处是比较大的,要按《建筑结构荷载规范》来。

1.2 单层厂房有关气楼设置的问题。(id=110717,2005-09-30)

【拜师学艺】:我是刚接触轻刚结构的新手,对于单层厂房设置气楼不明白:为何有的单层厂房就没有?设置是否有标准?造型(结构形式)是否也有多种?一般采用何种材料?通常气楼的规格是多少?



【jianfeng】: 厂房有无天窗完全是由生产工艺的要求决定。有的厂房要求采光好, 有的厂房要求保温好, 而天窗主要是通气, 有时也兼顾采光。天窗可采用标准图集, 也可以根据要求自行设计。

【gxw_jz】: 气楼的设置应根据工程规模的大小和甲方生产工艺的实际情况选用, 特别是那种蒸热车间一般最好设置, 至于采光可以采取采光带等措施处理。

③ 钢结构建筑的通风换气问题。(id=811, 2001-09-10)

【hdjc】: 工业厂房屋面为双坡拱形结构, 容易使室内空气滞留, 堆积于厂房建筑上部, 会导致厂房建筑内的湿度和温度增高。一方面, 恶化了设备和人员的工作环境, 影响了制成品的品质; 另一方面, 凝滞湿热的空气会令人无精打采、昏昏欲睡, 严重危害了工作质量和工作安全。因此, 有必要设置厂房通风系统, 促进室内外的热交换、室内湿气、废气或有害气体的排放, 改善工作环境; 同时, 良好的通风环境使人体体液蒸发, 起到自然降温的作用, 从而避免了因排热不畅而引起的不适反应, 提高工作质量和工作效率。若采用传统的电动轴流风机, 一方面给业主带来长期的电能消耗, 使建筑的通风系统运行费用不断增加; 另一方面其启动、停止运转过程中的震动和噪音较大, 运转震动使风机安装位置必须加固, 若是传统的混凝土或砖混结构厂房, 这种方法尚可, 若是钢制拱型屋顶压型板靠自钻自攻螺钉固定或咬口固定, 则不能承受电动轴流风机及其加固结构的震动和荷载。因而, 从防水和牢固的角度来考虑, 压型钢板屋面是不宜安装电动轴流风机来为厂房通风的。这样, 电动轴流风机的安装位置不得限于墙面, 从而导致建筑屋盖顶部空气滞留、室内换气不彻底。另外, 电动轴流风机运转噪音沉闷, 恶化工作人员的环境。

采用专门的免电力通风系统——免电力涡轮通风机或屋脊式通风机(见图 7-9):



图 7-9

运转零成本, 产生可观的绿色节能效果——较同种换气量的电动轴流风机, 按每日两班共计 16h、每年 300 个工作日、工业用电费 0.8 元/度计算, 3 年所省得电费即可收回投资(估算, 具体须详细计算)。

免电力涡轮通风机采用优质的全密封轴承系统, 保证了该通风器宁静、耐久可靠的运行, 低廉的维护成本。

免电力涡轮通风机为全金属结构,绝不能含塑胶或尼龙配件,具有在强风荷载作用下良好的结构抗变形能力,确保优异的排气抽风性能;免电力涡轮通风机全不锈钢球体、球体联结采用不锈钢铆钉——优异的抗老化、抗腐蚀性能,超强耐久,特别适用于有铅粉、酸液的环境。屋脊式通风机独特的外型和内部构造,极大地增强了排气效率,杜绝了倒灌风,并使户外风吹过时产生吸附力,加速排气。

科学、详尽的安装手册——指导工人安装两种通风机,尤其是安装涡轮通风机时,其旋转轴线与铅垂线的偏差小至 1° ,使涡轮通风机运转更轻快、排气抽风性能得到充分发挥,并使通风机底板与屋面板接口防水牢靠。免电力涡轮通风机和屋脊式通风机均有极高的性价比,有助于降低用户的成本,保证用户的长期利益。

欢迎讨论。

【wildly】:镀锌铁皮做的大概 350 元一个,玻璃钢做的 450 元一个,不锈钢做的大概 900 元一个,铝的 1000 元左右。

【sunjianhe】:其实用如图 7-10 所示的这种通风天窗更好。

【hdjc】: wildly 提供的价格已是老皇历啦!采用何种材质,取决于使用环境和成本等因素。以前采用镀锌彩板和铝材,纯属为降低成本。现在,随着涡轮通风机使用量的增加,制造业竞争日趋激烈,采用不锈钢作球头、镀锌彩板作中座和防水底板的全套设备仅需 390.00 元(HD500 型)。(采用镀锌彩板作中座和防水底板,不仅可以降低成本,更重要的是可以防止不锈钢材质的底板和镀锌或镀铝锌屋面钢板直接接触产生电化学腐蚀引起屋面板的过早破坏。)

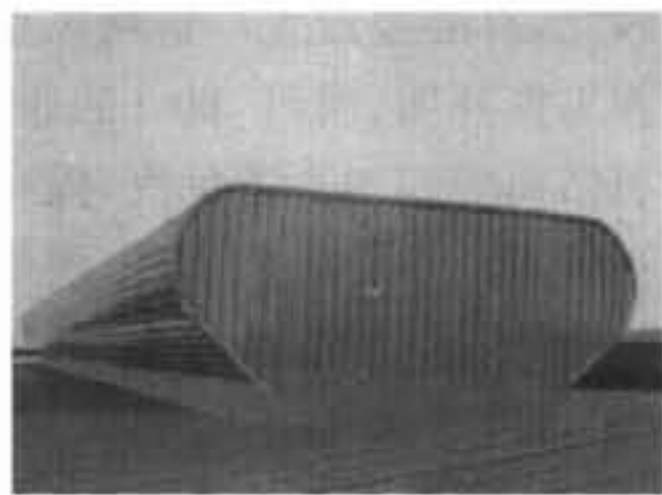


图 7-10

而且,我们研发的 HD500 型涡轮通风换气机已是第三代产品了,喇叭口直径 500,球体大圆直径达 645,叶片 32 个,叶片宽,防水性能和通风换气能力俱佳。以全国范围来讲,HD500 型涡轮通风换气机性能可能是最好的。

【sunjianhe】所说的屋脊式通风天窗,当然还有顺坡式,都是条式通风换气机,通风换气效率更高。但是一个建筑物的通风换气,是要综合考虑条式或点式,或条点结合,并最终由实际要求决定。

2 建模计算

(1) 关于气楼荷载的问题。(id=124631,2006-02-22)

【aalian】:我看了很多论坛上有关于气楼的荷载如何加到梁上的话题,受益菲浅,但是还是有点糊涂。我的处理方式就是在气楼柱的位置处输入一个集中竖直力在梁上面,不知这样做对不对?

恒载:(气楼架的重量+气楼架上的恒载 \times 相应的面积)/2。(两个柱平分)

活载:气楼架上的活载 \times 相应的面积/2。(两个柱平分)

但是也应该输入由风荷载引起的水平力,但我们这里很多人设计的时候都是不输入的。那么,如果不输入的话会出现什么情况?

【tangtang911】:我感觉风荷载引起的水平力应该输入,并根据与钢梁的接触面所能承受

的剪力大小进行验算。

【wanyeqing2003】：我的体会是：

①关于气楼建模问题，对较小的气楼可以按折算荷载方法处理，而对于较大的气楼还是按实际结构建模较为合理。

②对于较高的气楼，水平风荷载是不能忽略的，而对于部分低矮的气楼则可以综合周边女儿墙的水平风荷载来考虑。

【aalian】：谢谢楼上各位的指导。那么也就是说，如果气楼很大又很高的话，建模时应该按把气楼也建上去考虑；如果很小的话，加之女儿墙那么风荷载便可以忽略，即是说只需要在气楼柱的位置处加个竖直荷载。

但是我有点糊涂，那到底什么样的气楼为小呢？什么样的又为大？跨度 6m、高度 1.5m 的算大吗？这个模糊概念一般以多少为界限呢？

还有，如果没有女儿墙的话，那么就是一定要加风荷载了？

【wanyeqing2003】：我认为这样的气楼可以按荷载折算，并应该考虑水平风荷载的作用，可以把它加到柱顶或者屋脊的节点上。



混凝土柱钢屋架带天窗如何计算建模？(id=39611,2003-10-16)

【djg】：跨度 15m，柱距 6m，天窗架间距 6m，柱顶标高 7.8m，钢屋架，上为天窗，见图 7-11。在用 PKPM 计算时，屋架简化为一水平梁，那么天窗架怎么去考虑呢？它的高度将近一层楼那么高。另外，我们这里的风荷载为 0.9kN/m^2 ，简化后风力也肯定不对（即使是有利部分），对于出屋面天窗架可按底部剪力法计算施加在天窗顶部标高处的纵向水平地震作用，进而验算天窗架的支撑，PKPM 显然不可以吧？我的问题具体就是应该如何理解？

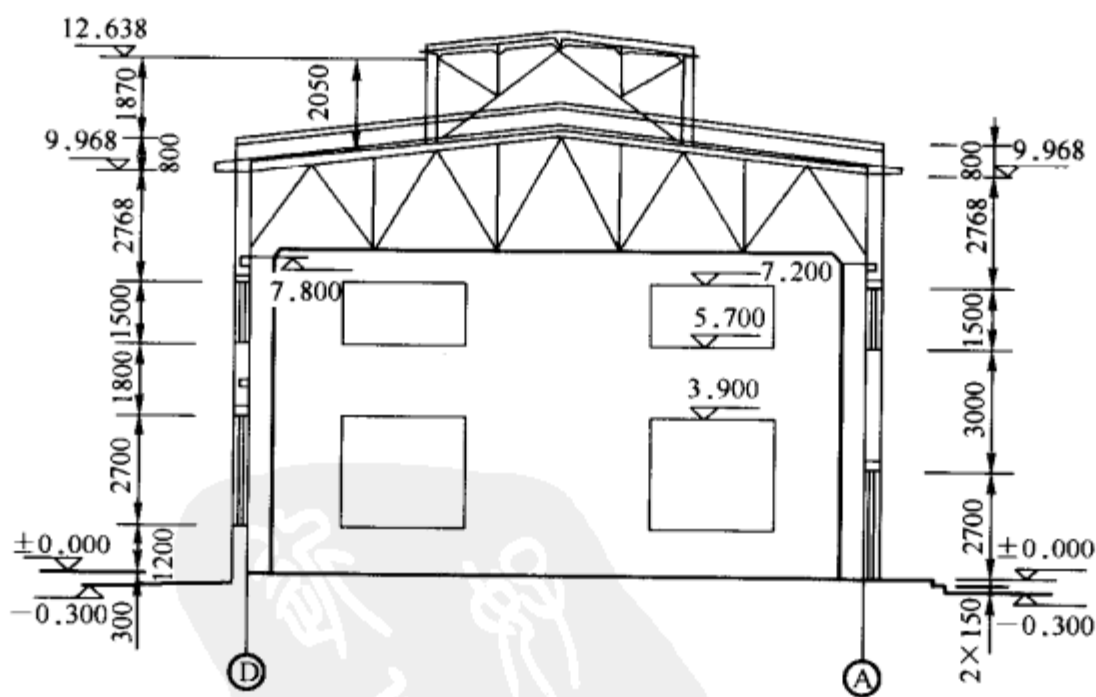


图 7-11 1-1 剖面图

【pwf】：天窗也可以做成门式刚架的。先计算天窗，不过要注意一下风荷载的输入。用 PKPM 也可以，算一下风荷载就好了。

这样就可以得出天窗的大小和天窗柱底的力。我认为天窗和门式刚架没有什么区别，只



是前者小一点。接下来就可以做主体结构了,把天窗架传下来的力作为集中荷载加到钢梁上。

计算钢梁可以在 PK 里计算,钢梁和混凝土一般是铰接;再在 PM 里算柱,用刚性系杆来代替钢梁。

我也做过和你差不多的一个项目,我是这样算的,有不对的地方请诸位指正。

【djj】:这样的话地震力肯定是不对的,在计算地震力时我们都是把整个建筑物看成一个整体的,你这样分开来计,我觉得肯定有问题。抗震设防烈度为 7 度时要求计算地震力,不算恐怕不可以吧?

【hndkwze】:我也刚做过一个这样的工程,工程概况如下:

一公司钢结构展厅,门刚,跨度 25m,柱距 6m,上面有一 5m 跨、4m 高的气楼。让人头疼的是这个气楼刚架与主刚架成 90° 且为弧形,也就是气楼的跨度是与主刚架的纵墙平行的。而且主刚架和气楼的女儿墙各向外悬挑 1.5m,这个工程真的让我晕死了!后来又碰到几个这样的展厅。当时我是这样建模计算的:

- ①将气楼作为一个小门刚用 STS 建模,柱底铰接。
- ②分别求出在恒载和活载作用下的柱底反力。
- ③按门刚计算主刚架,将第二步计算所得的反力以节点荷载的形式作用于屋面斜梁上,其他操作步骤同一般门刚计算。

该展厅我考虑的悬挂荷载为 10kg,也就是 $0.1\text{kN}/\text{m}^2$,当地的抗震设防烈度为 6 度。



请教屋脊处通风气楼的建模问题。(id=24233,2003-03-21)

【飞天】:门式刚架,屋脊处气楼在 STS 中该如何建模?

【waterdrop】:自己导算荷载,再在刚架上加节点力!

【li_qing13】:我是这样计算的:

- ①把通风屋脊在 STS-2 建模时直接建上,再把合适的梁、柱截面定义好后布置上。
- ②气楼与刚架梁的连接定义为铰接。
- ③荷载以与刚架同样的方法布置上(包括风、恒、活等)。
- ④直接进行结构计算。





四、钢 平 台

整 理	wanyeqing2003(万叶青)
审 核	okok(袁鑫)

1 方案设计

1.1 平台板的设计问题请教。(id=47043,2004-01-05)

【X. ZEALER】:我碰到一个平台工程,两个方向梁间距均为 2m,平台板采用花纹钢板,预计 4mm 厚,活荷载 3kN/m²,请问:

①板厚不大,肯定要加板肋,板肋一般用什么做? 做多大? 有哪位可以提供有关板肋的例图?

②怎样解决钢楼板的隔音问题? 是在上面浇一层混凝土吗? 大概浇多厚? 要配筋吗? 裂缝怎么防止?

③计算钢板楼面板有比较好的程序吗? 请推荐,我见到的多是只能算混凝土板的计算程序。

【lings191516】:①在 2m 内加一道次梁,把次梁的间距降为 1m,这样符合花纹钢板的宽度;

②还有长度方向次梁也按 2m 布置没必要,板长可调至主梁间距等长;

③垂直次梁每 500mm 布置一根角钢 50×50×4,与次梁全焊;

④“怎样解决钢楼板的隔音问题?”由于钢楼板厚度薄、振动大,要消声只有加强板的刚度:
a. 改用复合花纹钢板的钢格板,花纹板厚降为 2.5mm; b. 焊上抗剪件后在上面浇一层混凝土,C20 细石混凝土厚 40mm,配直径 5mm 圆钢、180×180 打格及每 6m×6m 割伸缩缝;
c. 有钱就铺塑胶板。

⑤用 MTS 计算。

【zhou3900】:请教楼上的兄弟:“有钱就铺塑胶板”,如何做呢?

轻钢结构厂房内有一夹层做会议室,间距 1350mm 的楼面钢梁,楼板做什么样的好? 请指教!

【hhh】:如果是后浇混凝土,选用压型钢板似乎更合理,或者直接用混凝土板。没有平面图,很难说出最好的结构布置,但采用花纹钢板,合理的次梁间距应在 800~1300mm 之间。加劲肋可采用钢板。

【X. ZEALER】:梁柱平面图如图 7-12 所示,已参照 lings191516 兄的意见做了一些修改!

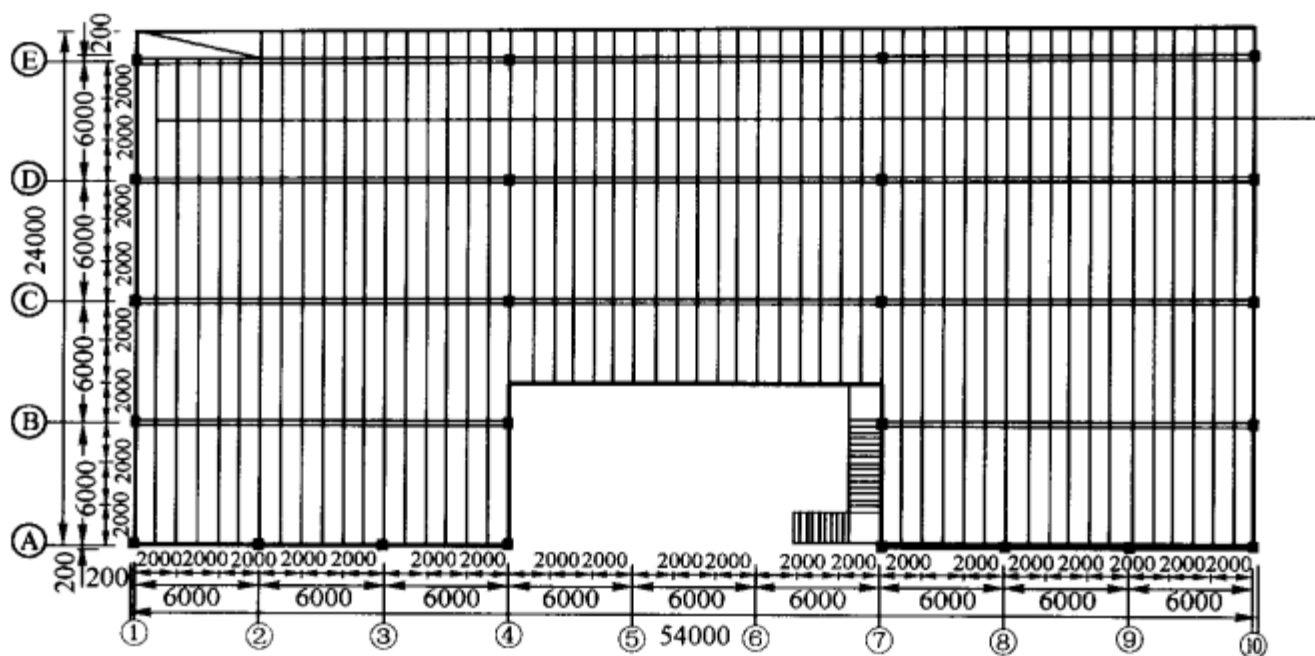


图 7-12 次梁平面布置图

门刚夹层楼板的相关问题。(id=76036,2004-11-12)

【xutao77】:①门式刚架夹层楼板不做组合楼板,采用的是钢板上直接铺木板,钢板大概应该取多厚?(夹层楼板最大尺寸为 6m×5.8m,中间有一次梁。)

②钢楼梯休息平台下的支撑柱我取一根普通槽钢 18a(平台高 3m,平台板厚 4mm),用 10 厚连接板与平台锚接,用 4M20 高强螺栓锚,请问可否?

【老济南】:先定板的承重方式,由计算确定,一般是挠度控制。

【kswu】:直接焊接就可以了,休息平台不用做那么复杂的。另外,连接板不用 10 厚,大了。

【xutao77】:我算夹层时,在 STS 钢框架和 SATWE 中没有找到设置板为钢板(不是压型钢板)的命令,好像挠度的也没看到,不知谁能否告诉我?谢谢!

【kswu】:现在的楼板设计一般不考虑平面铺板对结构抗侧移的贡献,只要能够满足楼面荷载作用下钢板本身的强度和变形要求即可。这样:

①本层信息板厚输 0;②荷载定义中计算板的恒载就可以了;③板设置加劲肋后的挠度手算。

【xutao77】:钢楼板的加劲肋是在楼板下面加吗?大概多大?

【kswu】:计算比估计更重要,看你的加劲肋跨度、楼面荷载,从方钢(如—6×50)到角钢都可以用。

一个项目中,比如楼主的项目,加劲肋不要超过三种型号,不同的跨度可以通过间距来调整;为了设计方便,不要算的太细致,局部费点没关系。

【xutao77】:①我选 15 厚钢板(Q235 钢),手算钢板强度能通过,但挠度太大(为 60mm)没通过,一般钢板最大选到多少呢?(跨度为 3m)

②钢板计算公式中每米宽板的均布荷载(q)的单位是 kN/m^2 还是 kN/m , q 包括活载吗?

③如楼板不做钢板,改为篦条式铺板,我采用 18@50 钢筋,搭在 3000mm 跨上,钢筋下面焊接一块 70×6 的板,每 1500mm 焊一块板,然后铺木板,可否?跨度会否大了?



【kswu】:15 太厚了,前面的帖子提到过加劲肋的问题。 6×5.8 ,设两道次梁,间距 2m;如平面活荷载取 $4\text{kN}/\text{m}^2$,钢板取 6 厚。

加劲肋取 $L63 \times 40 \times 4$,间距 750mm 就差不多了。(计算板时,板的跨度取加劲肋的间距——750mm。)

另:如上帖荷载,则次梁大约可以取 $\text{HN}298 \times 149 \times 5.5/8$,或者更小一点的规格。

【allan】:一般可选用花纹钢板,但是如果花纹钢板按照一般平钢板来计算挠度的话,不大合适偏保守。所以,如果能找到厂家提供花纹钢板的性能参数那就最好了。目前一些参考书上只有规格重量,没有受力性能参数,非常遗憾!

加劲肋建议采用不等肢角钢,长肢垂直钢板表面,按简支梁验算角钢强度和挠度。



工业钢平台的几个小问题。(id=45615,2003-12-17)

【mazg】:我正在做一个工业钢平台,有以下三个问题请教各位:

①柱脚用铰接,主梁与柱刚接,次梁与主梁铰接,不设柱间支撑;

②柱脚用铰接,主梁与柱也铰接,次梁与主梁铰接,设柱间支撑。

以上两种是否都可?

③甲方指定平台钢板为 4mm,请问在 $5\text{kN}/\text{m}^2$ 的荷载作用下有加劲肋和无加劲肋时次梁间距各取多大?我这儿关于钢结构的资料奇缺,就有一本《多、高层民用建筑钢结构节点构造详图》。

【峭峭】:①两种方案均可以,但是设置柱间支撑的方案比较经济。两者用钢量相差应在 20% 以上。

②平台采用 6mm 花钢板时,活荷载标准值为 $4.0\text{kN}/\text{m}^2$,允许挠度 $1/200$,Q235B 钢,不设加劲肋时的支承边跨度应小于 600mm;如果跨度不大于 2400mm,则设 $-80 \times 8 @ 600$ 主加劲肋,垂直方向次加劲肋的分隔也不大于 600mm。

以上仅供参考,应该以你的计算为准。

【liuyuan】:《钢结构设计手册》上有平台设计。用 4mm 花纹钢板时一定得加肋。

【mazg】:还有一个问题,就是在钢平台角部悬挑部分梁与梁之间的连接问题,不知我这样可行(图 7-13),有没有更合理的了?

【liuyuan】:梁 L3 左边也应做成刚接。

2 平台板

④ 钢平台疑问。(id=92164,2005-04-20)

【forestsh】:钢平台上铺 6mm 厚花纹钢板为楼板,花纹钢板下每 700mm 有小梁,花纹钢板与小梁间断焊连接,楼面无大的开孔。请问该楼面在计算中可否认为是刚性楼面?

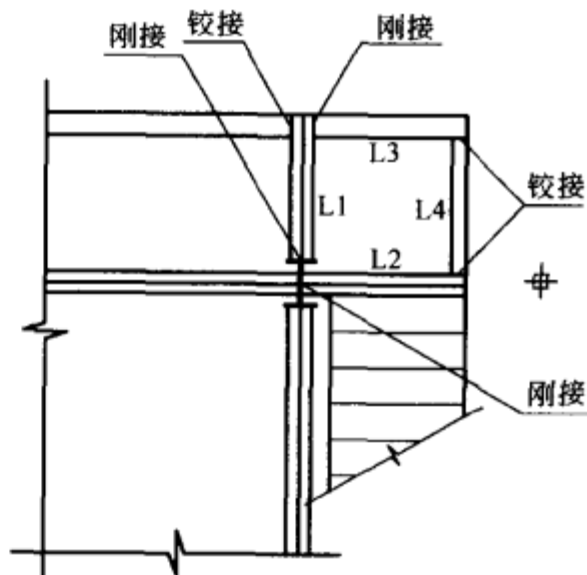


图 7-13

【flywalker】:我认为不能作为刚性楼面考虑。一般来说,混凝土楼面可以认为是刚性楼面,但花纹钢板厚度太薄,容易屈曲,平面内虽然可以考虑一定的刚度,但是不能简化为刚性楼面。考虑到完全刚性比较困难,所以定义为弹性楼面有些保守但是比较好实现。

② 关于钢平台铺板的问题。 (id=6097,2002-03-05)

【jsb1971】:①钢平台铺板(假定6mm厚)次梁间距一般为多少合适?0.6~1.2m?为什么?可否更大些?

②如铺板次梁间距增加,则板加劲肋跨度也增加,据我粗略比较,好像次梁间距大些(如1.5m~2.0m)更经济些,对不对?

【pplbb】:一般来说800mm是一个比较不错的经济跨度,一般情况下我取的次梁间距很大,然后在次梁之间再布置间距110mm的小次梁,用于铺设钢板。

【edwardshi】:我在实际中也这样做。另外,选用更薄的花纹钢板而加角钢肋应该更经济。

【无需冷藏】:同意pplbb的看法,虽然加密板肋可以减小板厚,但有个经济板厚的问题,一般工业平台板用6mm。如果还想省的话,可以试试钢格板,能省30%呢!

【str】:如果间距增大,从理论上讲,只要板抗剪、抗弯及挠度满足要求,多大跨度都可以。跨度大时,我一般用角钢倒焊做加劲肋,这样刚度比较大,经济一些。

【cccczg】:一般的平台,次梁700mm,可不用再设加劲肋。

③ 平台钢板可以用多厚? (id=5641,2002-02-21)

【浙大校友】:钢平台的花纹钢板,采用多厚不必增加小次梁(肋)?荷载按照 $250\text{kg}/\text{m}^2$ 。钢楼梯如果用花纹钢板做踏步,最薄多厚?

【SEPCI】:厚度6mm,且跨度不宜太大。你还可以翻翻国标图集。

【浙大校友】:厚度6mm的回答我很不满意,因为显然4mm我们用过。

【SEPCI】:4mm当然可以,可是跨度就受限了。

【pplbb】:一楼老兄提的问题应该自己去计算一下。

一般情况下,花纹钢板选用6mm厚,跨度小于800~1000mm可以不设次梁。

楼梯踏步跟楼板的选用是一致的,6mm厚比较合适。

【etang】:我也认为6mm太厚,我常用的是3mm和4mm,不够宁可加肋。板再厚的话,跨度大了行走时会产生很大振动,感觉不好。

【pplbb】:在工业结构中,钢板的厚薄是以板底次梁的间距为前提的,还需要考虑非正常使用条件下的荷载条件(如设备拆除下来的零件放在钢板上),所以钢板的薄厚不可一概而论。

个人认为3mm厚钢板不可取。

【datu】:4mm花纹钢板使用过,由于钢板的尺寸不一,焊接时产生变形并未用平板机校正(有小肋时更是无法校正),所以不影响使用,但影响美观。说6mm花纹钢板的人没有经济概念,比4mm增加了50%的造价,我认为6mm实在不妥。如果可以避免加小肋,5mm还可以接受。



【phoenix】:关于平台板我曾请教过,一般来讲,结构计算不成问题,关键是踩起来的感觉,他建议一般情况下选用5mm,小肋间距应该在500~600mm之间。

【flywalker】:钢楼梯踏步用4~4.5mm的花纹钢板比较合适,普通平台4~5mm的花纹钢板均可。一般设肋比较经济,也可以满足适用的要求。

其他问题

钢平台摇晃如何处理? (id=125574,2006-03-02)

【supercooldo】:设计了一个超简单的室内钢平台,4m×5m,原来为4m高,后来增加到4.6m,不考虑风和地震影响,迫于业主的省钱压力,柱子用的是国标H125×125,柱子下端用4个化学螺栓固定在地坪上,按平板算K2为0.1。其他问题都没有,就是长细比不满足要求,本人带着侥幸心理就这么出图了,结果在施工过程中发现钢平台有晃动,需要加固。

我认为出现这种问题主要在于柱子的长细比超限,一种方案是将柱端做成刚接形式,减小柱计算长度以满足要求,但是我没有十足把握保证钢平台在采取这种措施后不晃动。另一种方案我想在H柱两边贴钢板,增加柱本身的刚度,以保证钢平台的稳定性。

请问各位高手,哪种方法更好?或者另有高招,请指教一二,多谢了。

【kswu】:加设隅撑就可以了(见图7-14)。

【山西洪洞人】:首先说说原因吧:

只有4m×5m,那么很可能就只有一跨一间,也即是4个柱子了,这样的结构本身的抗侧移就有些弱。听楼主意思,柱下端还可能做的是铰接,那这个体系你要是把它简化到平面,就会发现问题。钢结构的特点就是“稳定压倒一切”。加固措施:

①将柱底改为刚接。

在柱翼缘外侧增设锚栓,用钢压板压住柱翼缘外侧柱脚底板。见图7-15a)。

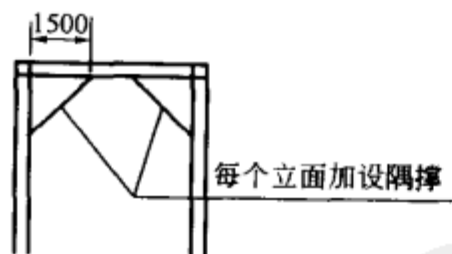


图 7-14

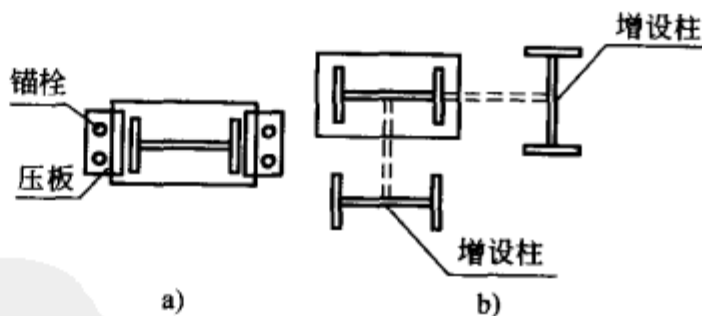


图 7-15

②考虑柱间能不能增设支撑。

如果建筑允许,柱间增设支撑应该对结构很有帮助。

③直接加固柱截面。

在一个柱的两个方向均增设柱子,并与原柱连接,类似改成格构柱考虑。见图7-15b)。

【supercooldo】:洪洞大哥所说不错,就是4个柱子,现在我可以在4m方向加设隅撑,5m方向不行,但是5m方向是柱截面的主轴方向,对柱计算长度有利。

所以我觉得加隅撑的方案应该更经济有效,我现在马上计算一下。

【supercooldo】:看过图 7-15 后,有一点疑问问洪洞大哥。就是压板在原有平板之上,压板于地坪间的缝隙应该要用无收缩的砂浆填满吧?

另外还有一点不明白的就是,柱脚是用 4 个化学螺栓将柱底板固定于地坪之上,以我的理解这种连接属于铰接,加了压板以后就可视为固接了吗?

【msf】:增加隅撑或柱间支撑可以有效地控制水平晃动,在 3.0m 左右增设水平系杆可以减小柱子的长细比。就目前情况而言,要把柱脚改为刚接是很难实现的,因此加固柱脚的效果不是很明显。

【钢构人向学】:我觉得可以两方面同时采用,即将柱脚改为刚接,沿柱底板强轴增设压板(当然还得设加劲肋),如图 7-15 所示。还有,可以两方向增设隅撑。

(2) 我们公司制作及安装的货架区、库区平台。 (id=42256,2003-11-15)

【zhongjian】:①正在安装的库区平台,见图 7-16。

②货架区,见图 7-17。

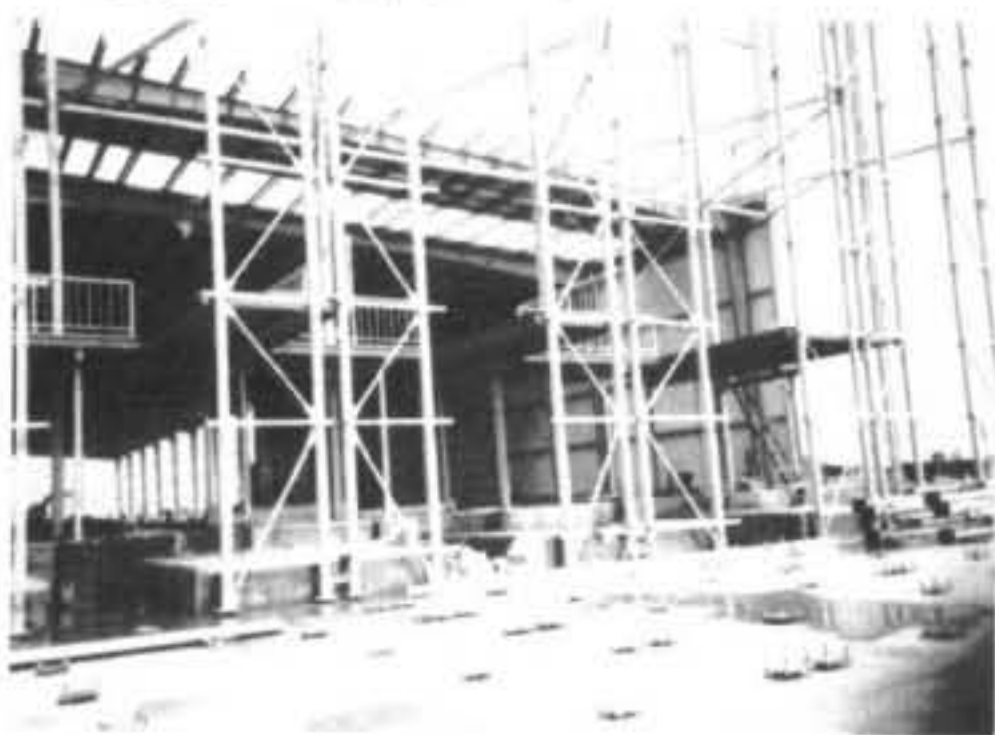


图 7-16

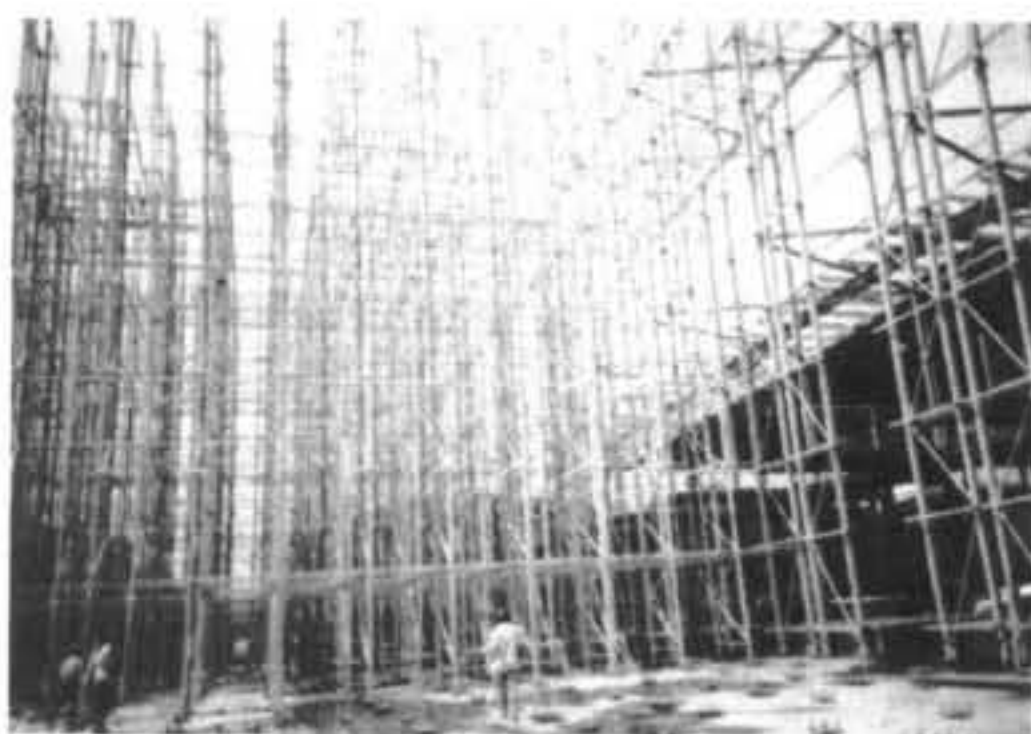


图 7-17

③分检区,见图 7-18。

④女儿墙,见图 7-19。



图 7-18

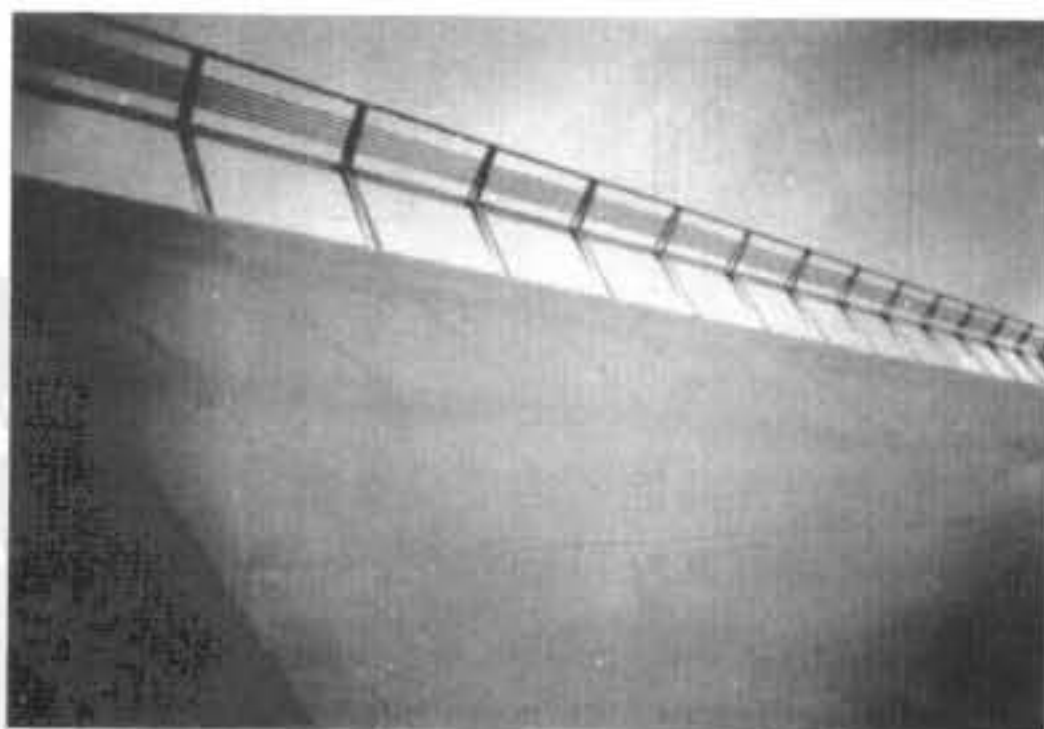


图 7-19

⑤墙板安装,见图 7-20。

⑥内部结构,见图 7-21。



还有更多的图片资料可以在中华钢结构论坛上下载。



图 7-20

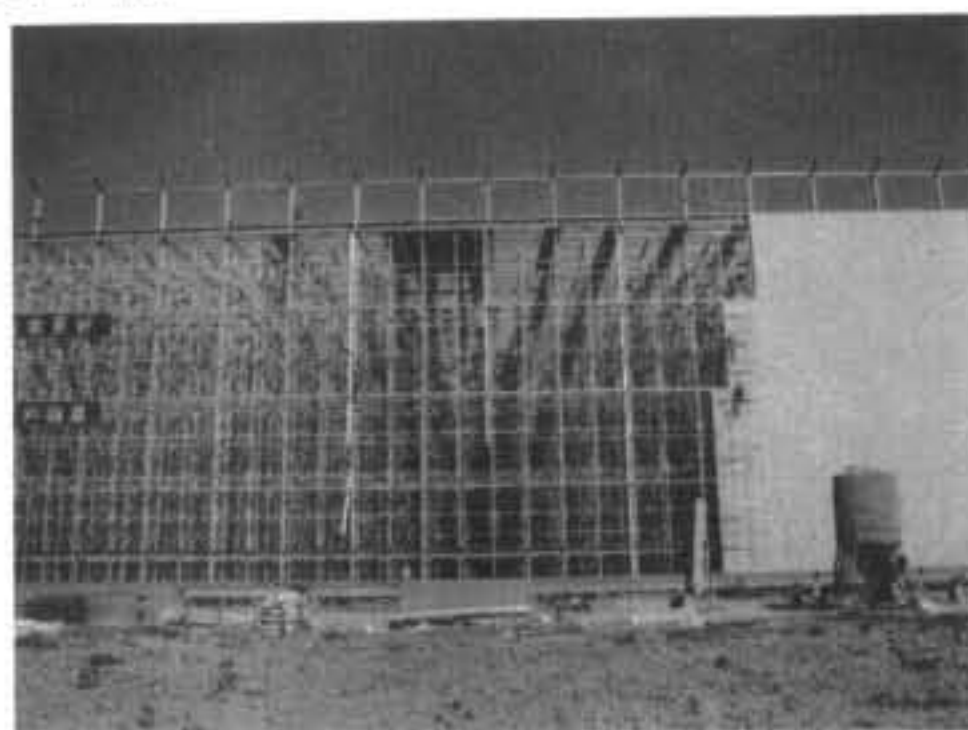


图 7-21

五、组合结构

整理	wanyeqing2003(万叶青)
审核	okok(袁鑫)

组合楼盖

求组合楼盖的设计经验。(id=12817,2002-08-14)

【鸣鹿】: 钢结构厂房, 楼板铺压型钢板, 再浇混凝土, 应该如何设计?

用 STS 计算组合楼盖时, 施工阶段验算总不满足, 次梁间距 3m, 施工荷载 1.5kN/m^2 , 板厚 1mm, 混凝土板厚 100mm, 没有另外设檩条。

【xuhan】: 在使用荷载不大的情况下, 一般为施工荷载控制。次梁间距 3m, 板截面太小。

【horkey】: 使用压型钢板作楼盖时, 次梁间距不宜取得过大。常用的 688 板型, 一般 0.8mm 次梁间距不宜大于 2.4m, 1.0mm 次梁间距不宜大于 2.8m。否则, 施工阶段需加临时支撑, 楼板的自震频率也太小, 容易引起共振。具体数据可以参考 ABC 或 BHP 网站上面有关相应板厚可用跨度的数据。

【sssincrane】: 如果要做组合楼盖的话:

①压型钢板要满足构造要求(参看《高层民用建筑钢结构技术规程》7.3.1 条)。国内的板型基本上都只能做模板。

②板底要涂防火涂料(用量会比较大)。

【费费】: 组合楼板的设计首先要确定是否考虑压型板的作用。

①第一种情况是: 只把压型板作为施工时的模板来使用, 待混凝土浇注完毕并达到设计强度后, 所有的荷载都由混凝土板来承受。

②第二种情况是: 在施工时压型板作为模板使用, 待混凝土浇注完毕并达到设计强度后, 所有的荷载都由混凝土板及压型板共同来承受。此时应采取可靠的构造措施来保证混凝土与压型板能构成整体共同受力。

你可以根据上述原则进行设计。

【SEPCI】: 组合楼盖应考虑两种工况楼上的兄弟说的很清楚了, 但是真正的组合楼盖要考虑梁个别方面的“组合”:

①混凝土与钢梁共同受力; ②压型钢板作为钢筋受力。

另外,上面提到板底刷防火涂料本人认为大可不必,试验证明组合楼盖的耐火极限没有问题,我们做的工程也从来没刷过防火涂料。

【flywalker】:如楼上说的,钢梁与组合板之间的连接也很重要,栓钉也需根据剪力的大小进行设计。



组合楼板与现场浇注楼板。(id=103720,2005-07-26)

【SUNYADONG】:以前做工程厂房二层地面经常用压型钢板+钢筋+混凝土的组合楼板,没接触过现场浇注,请问它们两个从造价上比较哪个低?各有什么优缺点?

【flywalker】:组合楼板要贵些。组合楼板可以免除现场支模,加快施工进度。受力上还可以考虑钢板的受拉作用。

【dibiao】:一般在低层建筑中,可以选用现浇楼板,价格便宜。压型钢板组合楼盖的抗震性能好,一般在高层中采用。压型钢板组合楼盖次梁设计中可以考虑按组合梁进行设计。

【阿冰】:厂房二层一般为钢结构梁柱,如果使用现浇,存在混凝土与钢梁柱连接处理难的问题,特别是带吊车的厂房,很容易导致混凝土与钢梁柱分离。再者,组合楼板有施工快、相同厚度相比跨度大、整体性能好等优点。

【刘星语】:组合梁与有无楼承板无关。

如果混凝土和钢梁之间设有足够的连接件,那么可以按组合梁设计;只是有楼承板的按二阶应变设计(即施工阶段的挠度叠加到使用阶段,除非下设临时支撑),而无楼承板的按一次应变设计(施工阶段所有荷载有模板等支撑)。



压型钢板组合楼板是属于单向板吗?(id=83828,2005-01-25)

【jetlee】:这种楼板是怎样计算的?计算原理是什么?是单向板吗?

【老济南】:压型钢板组合楼板,把压型钢板计算在内应是单向板,不算压型钢板按区格长宽比判定。

【kswu】:补充一下:民用建筑一般不考虑压型钢板的作用,仅把其视为模板,这与消防有关;工业建筑则常考虑其作用,视为单向板。

【syjdd】:组合板计算时一般情况下看作是单向板,不过当压型钢板顶面以上混凝土板厚度大于100mm时,尚需要计算判定。



楼面压型钢板组合楼板。(id=28232,2003-05-16)

【冷风月】:①楼面采用压型钢板时,是否需要验算压型钢板的强度及变形验算?

②楼面采用压型钢板组合楼板时是否要放受拉筋?

③构造筋放在混凝土上部还是压型板上2~3cm处?

【hufeiyang】:①需计算。②需要放置,放在压型板上2cm处。

【LYB】:我也遇到过组合楼板配筋问题,用STS算出配筋,参考压型板资料将钢筋网置于钢板波峰上15mm处。但我感觉将受力筋置于波谷内是否更为合理?且当混凝土层较厚时,是否应配置上层钢筋限制混凝土变形裂缝?还请高手指教!

【steely】:主筋必须放在波谷内。负筋和分布筋放在板上皮。

【花心 LMO】:这个问题要看建模时,楼板是按双向板还是按单向板来设计的,如果是双向板,那肯定是要双向配筋的,梁上部位的板要配分布筋;如果在结构建模时板是按两端简支来考虑的,则按单向板配筋即可;在波峰和波谷都要配筋!

【behing】:个人认为:计算组合楼板,单向板最合理(顺肋向)。如果压型钢板不满足要求,则可以在肋下部配置受力钢筋。

如果设计为双向板,垂直于肋方向的刚度要差很多,此时因按照混凝土板设计配筋,钢筋放置在压型钢板上。验算变形要考虑混凝土开裂导致的刚度折减,澳大利亚的做法是取混凝土开裂与不开裂两种情况下刚度的平均值。

【大惠】:结构技术措施上,楼板底部受力筋是放于靠近波峰的位置处,底部分布筋是贴着钢板顶部放的,且规定不应考虑双向受力。

【bljzp】:首先要分清压型钢板的作用是施工用永久性模板还是起组合楼板用。如果仅仅是模板,只要验算施工阶段压型钢板强度和变形,这部分计算承包商产品手册上一般都有,楼板按常规钢筋混凝土楼板设计方法设计,按照楼板的实际支承条件进行配筋。如果是组合楼板,则除在施工阶段验算压型钢板强度和变形外,还需验算使用阶段组合楼板的强度和变形。压型钢板可以代替板底受拉钢筋,并按简支单向板设计,按组合结构计算。如果压型钢板厚度不够,可配置附加板底抗拉钢筋,同时在板面配置抗裂钢筋或温度钢筋。当然,组合板在负弯矩区(如悬臂)、集中荷载、洞口周围、防火要求等情况下还是要配置钢筋的。

⑧ 讨论:钢筋-混凝土组合楼板的缺点。(id=29458,2003-05-31)

【w_shiqi】:钢筋-混凝土组合楼板可以节省施工时模板的组装、拆除时间,且可二层或更多层同时施工及浇注混凝土,能大大缩短工程工期,且成本较低。这些大家都知道,但是任何事物都具有两面性,它也有其缺点,如防火性能较差、在另一方向上的抗弯刚度较弱等。希望大家能讨论一下,以使大家能较为全面地认识这种组合楼板,以便我们在设计时能够较好地使用它,以尽量发挥其优点,避免其不足。

【gibson】:据我所知,目前的钢筋-混凝土组合楼面,也就是底部采用压型钢板,上面浇注混凝土,中间用栓钉连接。而在实际设计中大都仅仅把压型钢板作为模板使用,而不考虑其受力特性,其原因正如楼主所说,防火性能不好。如果把其看成是受力构件,就必须对其进行防火处理,而防火费用本身就可能要高于压型钢板的成本。这也制约了压型钢板的的使用。

【比木鱼】:同意楼上的观点,组合楼板虽然省去了支模的工序,但就目前而言,多以非组合楼板来设计组合楼板的,这样就浪费了大量的钢材,虽然这一点是可以设计来弥补的,但如何解决压型钢板与混凝土的连接,又是一个比较烦琐且施工比较复杂的问题,另外防火也是一个大问题,共同探讨一下吧!

【csmaozan】:我的研究方向就是这个方面。我觉得问题是挺多的,美国的 SIMPLE-BUILDING 公司开发的一种组合结构形式:STEELCRETE 结构,其楼板和墙板都是组合结构,可以参考一下它对楼板是否有防火的设计。

【w_shiqi】:csmaozan 兄:你的研究方向就是这个方面。那么请问一下,如果组合楼板为双向板时,考虑弱轴的计算要在弱轴上配钢筋,如钢筋在压型钢板上面,钢筋的作用不明显,在中间钢筋防腐又有问题,我也不知道是不是这样处理,但如果这样处理,那么钢筋的防腐问题怎

么解决?

另外,防火问题一般怎么样做较为经济?

【gibson】:组合楼板最好是做成单向的,如果是双向的,则把钢筋布置在压型钢板的上面,而不可能布置在压型钢板的中间的。

另外,对于压型钢板的防火,现在常用的都是涂料。有厚型的,一般为无机物,即水泥砂浆中掺杂一些其他物质。还有薄型的,采用有机涂料,在着火的情况下可以发泡,降低导热性。

【渔翁】:我觉得组合楼板宜作为单向连续板来考虑,负弯矩钢筋应该配置,而且最好多配。有了负弯矩钢筋则楼板的抗火能力是能够满足的,不需防火涂料。有试验验证:跨度4m的三跨连续板,负筋二级钢12间距200mm,耐火极限超过1.5h;不过板开裂的较严重。

【bljzp】:经过几个工程的使用,觉得钢筋-混凝土组合楼板有很多优势,也有如下缺点,请大家一起讨论:

①由于组合楼板有防火要求,组合板厚度比混凝土楼板稍厚,尤其是采用开口型压型钢板(150mm以上),当建筑层高要求苛刻时有影响。

②由于压型钢板尽量采用无支撑跨距,楼面钢梁间距在3m左右,使得混凝土板的强度不能充分发挥,而在混凝土结构中,板跨通常在 $1/35\sim 1/40$ 。

③楼面开洞非常麻烦,尤其在先浇混凝土后开孔时,洞口边模制作费时。洞边钢筋加强效果不明显,角钢加强施工麻烦。

④不适合于板中穿电器等设备管子。

⑤在不喷涂防火涂料时,抗火性能值得关注,尽管各厂家均有防火测试报告。

⑥尽管表面镀锌,抗腐蚀性能值得考验。

⑦在中国劳动力价格低廉的条件下,压型钢板造价比混凝土楼板造价高很多,哪怕已经采用组合楼板,板底不喷涂。

⑥ 请教有关压型钢板-组合楼板的设计问题。(id=91265,2005-04-14)

【berychro】:目前组合楼板设计分为两种情况:

①永久模板,压型钢板作为强度储备;②替代受力钢筋。

问题:

①因压型钢板一般采用镀锌板不再做防腐处理,当压型钢板替代受力钢筋时,如何能保证50年寿命?如何计算组合楼板的耐久性?

②《高层民用建筑钢结构技术规程》规定“当组合楼板压型钢板肋上混凝土高大于80mm(开口板)或由压型钢板底部算起混凝土高大于110mm(闭口板)时,可不作防火处理。”这种处理方法的依据是什么?如何计算?

【hjsheng2008】:①普通的压型钢板应该不能满足50年的耐久性,尤其是国内的产品。国外的产品有很多种,不仅可以镀锌,有的还镀铝或其他合金,所以有些产品是能够满足50年甚至更久的耐久性的,甚至在海边的环境中。耐久性无法计算,理论不完善,计算出来也不准,一般都是根据应用情况和试验来确定。

②依据显然是要满足1.5h的耐火极限的了。计算显然也困难,只能根据试验结果和经验来做。我就是搞火灾的,对这个规定我觉得未必就可行,我国的防火设计水平极差,给这么个

规定也不是很科学合理。当然这个规定还是安全的,对连续跨的组合楼板来讲其耐火极限还是基本能满足 1.5h 耐火极限的。我们做过的一个试验,150 厚开口形板、连续板,耐火极限均在 1.5h 以上。

【liyp】:根据国际铅锌研究组织提供的数据:在乡村环境下,常规的热镀锌 $263\text{g}/\text{m}^2$ (双面)的有效寿命是 15 年。考虑通常的室内环境(吊顶等密封)比乡村环境好得多, $275\text{g}/\text{m}^2$ (双面)能有 30 年寿命!这是用于组合楼板中的压型钢板只做热镀锌处理的情况。

在锌液中加入 5% 的铝,其性能特别是耐腐蚀性能大大提高(铝的钝化保护)!参照国际铅锌研究组织提供的数据:在乡村环境下,热镀锌铝合金 $270\text{g}/\text{m}^2$ (双面)的有效寿命是 50 年。而所谓的“热镀锌铝合金”,就是一种含 $\text{Zn}+5\%\text{Al}+$ 混合稀土合金的热浸镀层钢板产品。

如不做防腐处理,应该能保证 50 年寿命!

其他问题

组合楼板的次梁平面外计算长度一般怎么取? (id=91479,2005-04-15)

【hhgg】:组合楼板的次梁平面外计算长度一般怎么取?组合楼板浇筑混凝土后能否作为平面外的支撑呢?

【wanyeqing2003】:钢次梁上应设置剪力钉,楼板可以当作梁的平面外支点。

【hhgg】:能否讲清楚一点,平面外可以取多大?

【hai】:取多大无所谓,因为不用计算平面外稳定应力。

【hhgg】:平面外的计算长度取值影响梁的整体稳定性,而不是为了计算平面外的应力,难道梁不用计算整体稳定性吗?

【wanyeqing2003】:梁上的栓钉间距比较小,一般为 $200\sim 300\text{mm}$ 。以栓钉作为梁的平面外支点,可以不进行梁的整体稳定性计算。

《钢结构设计规范》4.2.1 条给出了可不进行整体稳定性计算的条件。

【钢柱子】:使用阶段平面外计算长度有楼板支撑,根本不用考虑。施工阶段因为楼板和梁没有可靠连接,要按照其侧向支撑点的间距考虑。

想设计成外包钢混凝土柱。(id=10832,2002-06-28)

【dusc01】:外包钢混凝土是钢与混凝土组合结构中到现在发展最默默无闻的一类,现在只是听说用于矿山建筑及部分工业建筑中,本人现在有一个建筑想设计成外包钢混凝土柱,不知哪位能帮忙?或提供一下可进行此种设计的软件,或告知哪个设计院(所)可以进行此项设计。

【玻璃】:可参见中国工程建设标准化协会标准《钢管混凝土结构设计与施工规程》(CECS28:90),钢管混凝土主要用于结构柱。

如果你有别的想法,最好详细说说。《钢管混凝土结构设计与施工规程》的应用范围摘录如下:

①为了在钢管混凝土结构设计及施工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,特制定本规程。

②本规程适用于工业与民用建筑及构筑物的钢管混凝土结构设计及施工。本规程所指的

钢管混凝土是指在圆形钢管内填灌混凝土的钢管混凝土结构。

③本规程是根据国家标准《建筑结构设计统一标准》(GB J68—84)规定的原则进行制定的。符号、计量单位和基本术语按照国家标准《建筑结构设计通用符号、计量单位和基本术语》(GB J83—85)的规定采用。

④按本规程设计和施工时,除本规程有明确规定外,荷载应按国家标准《建筑结构荷载规范》(GB J9—87)的规定执行;设计尚应符合国家标准《钢结构设计规范》(GB J17—88)、《混凝土结构设计规范》(GB J10—89)和《建筑抗震设计规范》(GB J11—89)的要求;材料和施工的质量尚应符合国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB J205—83)和《混凝土结构工程施工及验收规范》(GB J204—83)的要求。

⑤钢管混凝土结构表面的温度不宜超过 100°C ;当超过 100°C 时,应采取有效的防护措施。

⑥对有防火和防腐蚀要求的结构,应按有关的专门规定,作防火和防腐蚀处理。

【dusc01】:谢谢各位的热心回复,但不幸的是钢管混凝土与外包钢混凝土是两种不同的结构形式。所谓外包钢混凝土是用外包角钢代替钢筋混凝土内的配筋,将箍筋直接焊在外包角钢上的一种组合结构形式。此种结构现在发现的优点是可将设备直接焊在外包角钢上,减少了预埋件的工作量,降低了由于预埋件精度不够导致返工的可能性;抗震性能好等。这些我在http://okok.org/cgi-bin/ut/topic_show.cgi?id=7811一文中已给出一个信箱,其内有一些文件就是介绍外包钢混凝土的。

【峭峭】:我认为这种结构自身缺点较多!原因是焊接工作量太大,而且箍筋量并不能节省多少,箍筋也不能代替埋件本身所需的锚筋,且角钢分担的结构内力不宜计入(不能按格构式柱计算),因为角钢有可能要承担设备荷载(不确定的)。当然,最重要的还是钢与混凝土结构分担内力的比例不好确定。

我认为角钢还需按埋件设计。四角全埋可使柱边美观及保证棱角的持久性,但的确不经济。不知楼上论文的编写依据是什么?有无工程实例(你可向他们咨询是何方高人设计的)?是否尚处于研究阶段?

【dusc01】:因为我是在1998年末接触到此种结构构件的,当时收集了一些资料,但遗憾的是这几年换单位,搬家导致许多资料遗失,现在想做已没适合的东西了。但外包钢混凝土据我了解是钢与混凝土组合结构五种较为成形的结构之一,在我国自从原苏联引进以来一直用在矿山及大型厂房结构中,不知为什么这几年基本上没什么相关资料。但说到此中结构有缺点,我承认。但哪一种结构自身没有缺点呢?正是由于其自身存在缺点和我们对其缺点的不断克服才推动了工程理论不断发展。

【yinqiaozhuye】:不听你这么一说,我还真把钢管混凝土结构和外包钢结构混淆了!我觉着楼上的兄弟说的不错,外包钢混凝土结构不但焊接工作量大,而且角钢和混凝土的协同工作能力不见得很好,况且耗钢量也大!下预埋件也不见得工作量比它大!你说呢?

【dusc01】:首先对楼上兄弟背景的不了解使我不敢妄下断言,但我估计可能兄弟没怎么做过施工,更别说是厂房施工。对于民用建筑一般预埋件的允许偏差相对来说较大,虽也受构件状况的影响,但最多也就几厘米,可对于许多设备的埋件来说几厘米的误差已是致命的,最终可能导致设备无法安装。再从国内施工的水平来看,许多单位没有较成熟的埋件安装技术,导致最后为了找埋件,对结构断面有较程度的削弱,甚至许多时候埋件都找不到。再说耗钢量

大的问题,外包钢混凝土在整体计算过程中外包角钢是按配筋来设计的,因此与普通混凝土相比不能绝对说它耗钢量大,更何况如果能取得更好的经济效益?我认为在我国目前钢产量已不再是结构发展桎梏的现在,没必要首先想到耗钢量,评价一种结构的优劣,应该更多的从性价比来比较。

【donkey0727】:这样的结构我做过,是个铜矿,土建造价甲方不在乎。优点:如 dusc01 所说,而且用于工业可省去烦琐的预埋件。缺点:不成熟,与混凝土接合难保证,特别是造价高。用于民用甲方会心痛的!

关于组合梁、柱的钢板尺寸问题。(id=29565,2003-06-02)

【sepc0123】:一般在进行组合梁、柱的设计时,无论箱型还是工字断面,大家都习惯把钢板的尺寸取整数,特别是大的断面,都取 50 或 100 的整数倍,其实,我认为有些时候是不合理的。

比如,如果把腹板的高度或翼缘板的宽度取 1800mm,若设计允许,还不如取 1780mm,原因是什么呢?

我国目前钢材市场钢板的宽度多为 1800mm、1900mm、2000mm,买回来的钢板其宽度不可能是正好的,一般都要进行裁边,设计 1800mm 的板就必须买 1900mm 的板裁,其余的可能浪费了,所以设计成 1780mm,买 1800mm 的板,留 20mm 的裁边余量,一点也不浪费。同样,设计 1000mm 宽的板不如设计成 980mm 左右,买 2000mm 的板中间剖开正好全部利用。我曾经设计一箱型梁,翼缘板宽度就由 2000mm 改为 1980mm。

如果剩下边角废料能利用到其他的部位更好。所以,搞设计时,在条件允许的情况下,应尽量考虑能够尽量利用钢板成品的尺寸,便于制造下料。

【温柔一刀】:楼上说的蛮有道理的。可是那么取梁柱的截面毕竟不常见啊!

【音速之子】:十分同意楼主的观点,由于我在施工单位,认为这一点尤为重要。在单位里做设计(特别是焊接 H 型钢时)都要先去钢材市场了解一下最近有什么板型,有多少宽度,然后在设计中充分考虑构件的长、宽、高各个尺寸,避免造成寡料引起浪费。

真希望设计院的设计人员能充分考虑这点,就不会有设计图纸多次修改的麻烦了。

什么是组合梁?(id=141787,2006-07-30)

【大海 dh】:《钢结构设计规范》4.3.1 条和 4.4.1 条中所说的组合梁是指钢与混凝土组合的梁?还是焊接的梁?

【呆呆虫】:准确地说是钢板组合梁,也即截面是焊接的,而不是通常所说的钢与混凝土组合梁。此种说法主要区别于轧制钢梁和普通型钢。

【大海 dh】:还有几个问题请教:

①是不是只有钢板焊接组合梁才验算其局部稳定性?

②是不是只有轧制钢梁与普通型钢才按照 4.1 节验算其强度?而钢板焊接组合梁一定要按照 4.4.1 条验算其强度,还是考虑屈曲强度时才按照 4.4.1 条验算其强度?不考虑屈曲强度时可按照 4.1 节验算其强度吗?

③按照 4.4.2 条所说焊接工字钢组合梁不满足 4.4.1 条时,应配置横向加劲肋,那么要不要纵向加劲肋?

④4.3.2条配置加劲肋的构造要求,是不是仅适用于动力荷载作用的梁和不考虑屈曲强度的梁,即非静力、非动力荷载作用的组合梁?

【呆呆虫】:①只有焊接组合梁才验算局部稳定性,轧制钢梁与普通型钢则不必。

②焊接组合钢梁考虑屈曲强度时才按照4.4.1条验算其强度,不考虑屈曲强度时可按照4.1节验算其强度。轧制钢梁与普通型钢无考虑屈曲强度一说。

③在4.4.2条的条件下,焊接工字钢组合梁不满足4.4.1条时,应配置横向加劲肋,无需纵向加劲肋。

④4.3.2条第一款配置加劲肋的构造要求,是适用于动力荷载作用的梁,无局压即不受动力荷载作用的梁不配加劲肋,第二款适用于所有钢板组合梁。

5 剪力钉如何计算? (id=6637,2002-03-19)

【flyaway】:在钢梁上架承台板,且要在承台板上浇混凝土时要用到剪力钉,请问大家剪力钉的大小及间距如何计算和考虑?

【pplbb】:《钢与混凝土组合结构设计手册》上有介绍。一般情况下,这些抗剪连接件不需要计算,按照构造选用就可以了。

【SEPCI】:pplbb兄所说的是原冶金部的一本规范,不过关于剪力钉的规定有些问题,即是过于保守了。我曾多次遇到钢梁上剪力钉放不下的情况(受压型钢板波距200的限制),没办法,有的只好不考虑混凝土作用按纯钢梁计算;有的用钢筋作剪力钉(抗剪设计值大);有的就能放多少算多少了。

【rockmad】:剪力钉放一排还是两排?看了上海轻钢规范组合楼板部分,好像没有计算方法,只有构造。

【yxcm_sh】:《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—98)中有关剪力钉的大小、数量及间距如何计算,以及构造的要求都有公式可寻:剪力钉在每个剪跨区内的数量与每个剪跨区内剪力的大小有关,每个剪跨区内剪力大小可以根据塑性中和轴的位置及是在正弯矩区还是在负弯矩区确定,剪力钉的抗剪承载力也有公式计算。

【水流云在】:我做工程都是用螺纹钢代替的。一般都是16mm的,长度比波高长30mm,每个波底打一颗,每根次梁都打。不过工人实际施工都是隔波打的,一直都没问题。

【fall1996】:好像现在日本人在试验研究剪力钉的实际作用,据说剪力钉存在的意义不大。我也只是听说,如果谁有这方面的资料希望共享。

【yy1】:喜利得中国有限公司现在推出了剪力件HVB产品,比栓钉性能更优越:HVB剪力件是一种L形的冷加工机件,件身上有两个预制的钉孔,用专用击钉枪将定位好的两个高强度钢钉穿过金属浪板,把剪力件固定在钢梁上,用来传递钢梁和混凝土之间的剪力。DX击钉系统可以实现把“一个确定的力量传到一个精确的位置上”,固定力精确而集中。

专用的焊机、焊枪单价要20~30万,且电费较高,安装失败的损耗也高达30%左右,且需要专业的施工人员,施工程序复杂。而DX750击钉枪单价才1.5万左右,击钉一万颗才需要进行较仔细的维护。

特点:

①钢钉高速穿过金属浪板进入钢梁时,对金属浪板表面的涂层、钢梁涂层没有损害,而栓



钉的热影响区域大,对涂层损伤较大。

②施工非常方便,施工人员手持自重很轻,配备连发钉匣的专用击钉枪(DA750),使用连发钢钉和连发火药,在已铺放的压型钢板上,进行快速、连续固定。现场无须电源,免去施工焊机调整移动所费的时间,15~20s即可以完成一个HVB剪力件的固定,非常迅速。

③在各种气候条件下可以固定。温度低至 -20°C 、雨天、雾天、潮湿、粉尘、霜冻,产生冷凝的环境都可。

④根据钢材和金属浪板选择击钉枪的火力强弱,钢钉的类型、火药的类型在施工过程中可进行调整,以确保最佳的固定效果。

⑤HILTI公司提供专门的质量检测系统和现场拉拔测试以确保安全可靠的固定,施工人员更可以通过目测边施工边检验安装质量并及时调整火力。这种检测方法已经在新《钢结构验收规范》里有所体现了。

【SEPCI】:楼上的弟兄说得不错,喜力得的产品质量是没说的,效果也不错。但是有两个问题应该注意:

①造价相对较高;

②用于工业建筑时,承载力相对较低。

【yyl】:①造价相对高点,但并非不能接受。

②剪力件和栓钉的承载力很接近。用栓钉的话,说是承载力高,但是焊接的质量难以保证,而栓钉的抗剪恰好是由焊缝处控制。



跋

Ba

事物总是在不断变化、更新。在工业建筑中,钢结构原本只用于重型厂房和一些构筑物,改革开放以后,从海外引进了轻型门式刚架,它的构件纤细程度曾使一些老工程师们大吃一惊,但随着钢产量的不断攀升和经济发展的客观需要,这种结构形式像雨后春笋一样迅速推广。同时,轻型屋面板的问世还使重型厂房结构局部轻型化,以钢屋架梁代替钢桁架形成一股潮流。新结构、新手法也给设计工作带来新的课题。设计轻型门式刚架虽然有 CECS 102:2002 规程可以遵循,但是 1998 年批准的这本规程是带有“急就章”性质的新生事物,难免有不够完善之处,比如“有吊车的车间中带牛腿的框架柱如何确定其计算长度?”就是一个空白,2002 年的版本也未涉及。而重型厂房采用轻屋面材料和屋架梁,其相关问题在 GB 50017—2003 规范中也没有得到反映。

新情况、新问题受到广大设计人员的关注,自然成为中华钢结构论坛讨论的热门话题。论坛推出的这本《普钢厂房结构设计》不仅包括这些热门话题,还涉及厂房结构设计的方方面面,阅读书稿使我受到不少启发,并产生参与讨论的愿望,现在把我的一些看法写下来,供钢结构同行们评说。

设有起重量 20t 以内桥式吊车的门式刚架,吊车梁支承在牛腿上,柱子保持常截面。这种柱子是否要针对上下两段分别验算稳定和容许长细比?基于失稳的整体性,我以为把柱看作整根构件就行了,不必分段验算。如果柱子只在其上端和牛腿顶面处承受轴线压力,它在框架平面内失稳时只有一个计算长度和一组临界荷载。存在弯矩和截面变化使问题变得复杂,导致单阶柱要分两段来计算稳定。常截面柱虽有弯矩,但是上柱的轴力比下段小,弯矩也不会大多少,完全没有必要单独验算它的稳定性,更不必单独考虑容许长细比。不过,作为整根常截面构件,有牛腿荷载时稳定承载能力显然与压力完全集中在柱顶者有所不同。重型厂房的屋架换成梁后,柱的稳定性受到不利因素的影响。正如 [hywalker](#) 的帖子所指出的,柱的线刚度不比梁大多少,若按 GB 50017—2003 的表 D-4 来确定它的计算长度系数,将产生不安全的后果。他在另一个帖子中给出柱顶受到有限刚度梁约束时 μ 系数的计算公式,可以用于柱在刚架平面内的稳定计算,只是公式比较复杂,近似公式最好能够进一步简化。这套公式只要取 $I_1 = I_2 = I$,就可用于带牛腿的常截面柱,算得的下段计算长度 $\mu_2 H_2$ 实际上就是整根柱的计算

长度。

关于柱的容许长细比,acad 提出一个很有意思的情况:三跨连续的门式刚架,两跨设有吊车,没有吊车的边跨柱按 CECS 102:2002 规程计算,面内长细比超限。wanyeqing 做了很好的解释,当一榀刚架中各柱的轴力相差比较大时,轴力较小的柱计算长度就会很大。遇到这种情况,我以为轴力大的柱子满足容许长细比要求后,同样截面的轴力较小的柱子就不必再加以考虑了。

CECS 102:2002 规程(下文简称“规程”)和 GB 50017—2003 规范(下文简称“规范”)都未涉及梁在刚架平面内的计算长度,原因是斜梁倾角一般很小,面内稳定不起控制作用。为此,规程在 6.1.6 条中说:“实腹式刚架斜梁在平面内可按压弯构件计算强度”,即不要求进行面内稳定计算。只有在梁倾角较大,尤其是屋脊节点有集中荷载时,斜梁轴力较大,才有必要验算其面内稳定。确定斜梁的计算长度,还是要从刚架失稳的整体性出发。在确定柱的计算长度时已经考虑到斜梁的性能。梁的计算长度和柱息息相关,具体公式参看《钢结构设计原理》(陈绍蕃著,科学出版社,2005)第 8 章。梁的跨度和半跨斜梁的长度都不是正确的答案。

隅撑和系杆的设置是论坛同仁关注的问题之一。规程有三条正式提到隅撑,其中 6.1.6 条和 7.2.14 条都是针对斜梁负弯矩区的。在梁的正弯矩区,依靠檩条来提供侧向支承点。到了负弯矩区,梁下翼缘受压,就需要从檩条上伸出隅撑来提供侧向支承点。这样做不是为了保证梁受压翼缘的稳定,而是为了保证梁的整体稳定。受弯构件整体失稳的形式是侧弯和扭转,撑住受压翼缘是阻止失稳的有效措施。需要强调的是,起约束作用的侧向支承点必须是侧向不动点,规范 5.3.7 条对此说得很明确。檩条也好,系杆也好,是否能对桁架压杆起支撑作用,关键要看是否与横向支撑系统(或具有足够刚度的屋面板)相联系。规程 6.4.4 条是针对宽度不大的实腹柱说的。和受弯构件不同,压杆和压弯构件需要在两个翼缘面内都设支撑。如果只在一个翼缘面内设支撑,只能阻止支承点的位移,不能阻止截面的扭转。边柱外侧有墙梁和墙板,内侧就要依靠支于墙梁的隅撑。

受压构件在结构平面外的计算长度等于侧向支承点的距离是大家都熟悉的准则,但并不是任何情况都如此。规范的公式(5.3.1)就给出比侧向支承点间距要小的计算长度。这说明计算长度不仅与杆件及支撑系统的设置有关,还与杆内内力分布和约束情况有关。

很多资料都说梁和柱的端板螺栓连接是半刚性连接。实际上,如果设计得当,它是可以达到刚性连接的,并且规程正是把它作为刚性连接来推荐的。如果不具有刚性连接的性能,那么规程的许多计算都不适用,依此计算得出的设计可靠度就达不到要求。我曾经对端板螺栓连接的刚度产生过疑虑,当时找了一些国外的分析和试验资料看,了解到影响刚度的因素和实现刚性连接的可能性,才有了信心。在门架设计中采用这种连接,一定要注意连接的刚度,端板不能薄(包括柱翼缘的相应部分),加劲肋不能省掉,预应力不能少(参看《钢结构》2000 年第 1 期“门式刚架端板螺栓连接的强度和刚度”一文)。

设计规范、规程是设计工作不能须臾离开的技术文献。规范作为国家标准,具有法规性质。但是建设部在发行的公告中说“……×××条为强制性条文,必须严格执行”,那么,言外之意就是非强制性条文并不一定要求严格执行。规程属于协会标准,是中国工程建设标准化协会受国家计委委托组织编写的推荐性标准,它的权威性低于国家标准。重型厂房采用屋面梁时应该用规范还是规程来设计,是讨论热点之一。从原则上讲,规范是国家标准,适用范围

涵盖所有工业和民用房屋,厂房设计首先应该满足它的规定。但是,另一方面,这本规范脱胎于主要以重工业厂房为对象的原苏联规范,虽经几次修订,拓宽的范围还满足不了多方面的需求。因此,先后有网架、高层和门架等规程出现,这些规程只用于各自的特殊领域。重型厂房的屋面梁显然应该符合规范的规定,不过规范没有变截面梁的条款,这类构件的计算就可以参照规程来做。规范和规程都有利用梁腹板屈曲后强度的条文,规范的规定是针对简支梁的,因为受弯构件一章原来的条文都只限于简支梁。规程的规定则结合钢架梁,梁截面上除弯矩外还有轴力,剪力最大的区域弯矩并不是很小。这些差别导致两本文献计算公式的不同。因此,重型厂房钢架梁如果利用腹板屈曲后强度,用规程的公式计算更合理。另一方面,规范 5.1 条有支撑力计算的规定而规程没有,设计轻型门式刚架的支撑构件还是有必要按规范来计算。

规范和规程并不是十全十美的,并且由于多年修订一次,难免有技术上滞后的现象,它们的非强制性条款并非绝对不能变通。然而,规范和规程的条款一般都反映成熟的技术,因此设计时又不应该轻易地偏离。离开规范和规程而独辟蹊径,必须有充分的理论依据或试验支持。时常会遇到一些非典型的结构要处理,这时规范的条文是否适用,如何去用,就需要设计者根据所掌握的知识和实践经验去判断。运用规范,重在理解,充分了解规范、规程条款的来龙去脉,便能运用自如。为此,第一步是读规范、规程的背景材料,更进一步则是较为广泛地阅读相关资料。根底扎实,在设计工作中自然游刃有余。

中华钢结构论坛的出版组织委员会要我为这本文集写序,我写出来的这些文字不适合放在正文的前面,权且作为跋交卷吧!

陈绍蕃

2006. 12. 15





中华钢结构论坛精华集系列丛书（1）

普钢厂房结构设计



图书分类上架建议：建筑结构

ISBN 978-7-114-06494-4



9 787114 064944 >

定价：50.00 元