

·工程结构设计计算与研究·

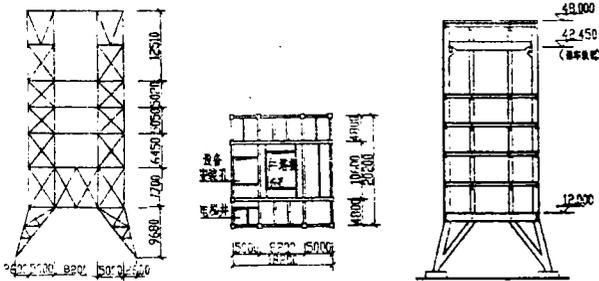
# 工业建筑可调式支座高层钢结构优化设计

## Optimum Design of Tall Steel Structure With Adjustial of Industrial Building

詹得志 (厦门大学建筑设计研究院) 王富康 刘利 (煤炭部合肥设计研究院)

**摘要:** 本文结合国家“八五”重点工程之生命线工程—淮南矿务局谢桥煤矿副井钢井塔高层钢结构工程设计,着重分析了未融冻土特殊地基拟建建筑物所遇到突出问题—地基沉降问题,通过概念设计,多方案优化比较,在支座选型上突破了常规,选用滑动支座(用于安装及支座沉降调节阶段)和铰接支座(用于正常使用阶段)两种结构计算模型,进行结构分析。采用与计算模型相适应的特殊的结构构造措施,从而确定合理的结构方案,进行合理的结构设计。本文优化重点在于结构选型。理论与实践同时证明,设计是成功的,经验可供设计同类建筑借鉴。

**关键词:** 冻融土 支座可调 结构选型 框架-剪刀撑 构造措施



立面图(图一) 钢梁平面布置图(图二) 部面图(图三)

### 一、工程概况及工程设计特点

淮南矿务局谢桥矿井为年产 400 万吨原煤的国家特大型矿井,系国家“八五”重点工程,总投资达 20 多亿元。谢桥矿井副井井塔是矿井的咽喉,属生命线工程。

该建筑采用全钢结构,框架-剪刀撑结构体系。其建筑特征,底层 12 根斜柱(每三根斜柱交于一个基础),支座中心线位于直径 34.536m 的圆上,二层以上主体平面尺寸为 18.2m×20.2m,建筑总高度 48m,最大层高 12.65m,最小层高 5.40m,绞车大厅标高 34.45m,所装提升设备为两台直径为 4m 的多绳摩擦轮绞车,绞车提升行程为 636 米,

1600kW、1250kW 直流直联悬挂式电动机各 1 台,提升容器为 3 只 4 绳罐笼及 1 只平衡锤双层出车,1 吨客货两用电梯 1 部。组合钢罐道,分段分层式钢套架。绞车层并设有一台 32 号轿式桁车,±0.000 以下为与主体脱开的地上—一层地下一层钢筋砼地下室,底部为单层井口房(含地下室—一层)与钢井塔完全脱离。见图(一)、图(二)、图(三):

据国家文献检索中心检索,该井塔为亚洲建成同类最大的钢井塔。

### 工程设计特点

- 1、该井塔为全钢结构,结构型式为四腿岔开式框架—剪刀撑结构体系。
- 2、四斜腿支座设计为自由滑移式,基础沉降可调
- 3、围护结构采用彩色压型钢板,以减轻结构自重。
- 4、楼层采用钢与砼楼板组合结构。
- 5、基础采用预制打入桩,桩截面 400×400mm,桩长 15m。
- 6、上部套架采用分段分层式钢套架,支撑于井塔上,下部套架落于井筒上,与井塔采用竖向活动连接。

**自然条件:** 场地地震烈度为七度,场地土类别为 II 类,基本风压 0.35kN/m<sup>2</sup>,基本雪压 0.5kN/m<sup>2</sup>。

附主要构件截面特性一览表

(表一)

框 架 梁	截面 型式	第二结构层			第三结构层			第四结构层			屋面结构层			备 注
		A×10 <sup>4</sup> (mm <sup>2</sup> )	b (mm)	h (mm)	A×10 <sup>4</sup> (mm <sup>2</sup> )	b (mm)	h (mm)	A×10 <sup>4</sup> (mm <sup>2</sup> )	b (mm)	h (mm)	A×10 <sup>4</sup> (mm <sup>2</sup> )	b (mm)	h (mm)	
	工 字 型	2.83	300	1400	3.35	400	1500	3.47	400	1600	2.83	300	1400	工字型翼缘厚 20mm,腹板厚 12mm。b 为 截面宽度
	箱 型	第五结构层(绞车大厅层)A=19.38×10 <sup>4</sup> mm <sup>2</sup> , b=500mm, h=2800mm, t=30mm												

(表一)

框 架 柱	箱 型	第一层			第二层			第三~五层			第六层			h 为截面 高度 t 度 钢板厚度
		A×10 <sup>4</sup> (mm <sup>2</sup> )	h(b) (mm)	t (mm)	A×10 <sup>4</sup> (mm <sup>2</sup> )	h(b) (mm)	t (mm)	A×10 <sup>4</sup> (mm <sup>2</sup> )	h(h) (mm)	t (mm)	A×10 <sup>4</sup> (mm <sup>2</sup> )	h(b) (mm)	t (mm)	
		20.16	1300	40	15.36	1000	40	5.44	700	20	3.42	550	16	a 为箱型 截面宽度
剪 刀 撑	箱 型	第一层 2[28b a=30cm			第二层 2[25a 2[20 a=30cm □30cm×40cm×3cm			第三~五层 2[20 2[36b a=30cm			第六层 2[20 2[36b a=30cm			

### 二、结构选型及结构分析

#### (一)背景简介

淮南矿区虽然煤储备量大,但煤层地质极为复杂,煤层

面深达 -500m 左右。拟建矿井钢井塔,担负着整个矿井的人员、设备及采煤所需材料的运输,对确保整个矿井之正常运行起着举足轻重的作用。井筒是连接地面与地下的唯一

通道。

谢桥副井井筒内径8m、井壁厚1.8m表土层厚298.68m,井筒于1984年2月采用冻结法施工,当井筒施工至-239.59m,出现涌水涌砂,涌砂量达4000m<sup>3</sup>。事故发生后,地面出现塌陷,采用二次强化冻结开凿,冻结半径15m至16m。1987年8月18日停冻。施工临时井架置于冻结范围内,出现了倾斜,1990年2月12日至11月13日间,测得基础最大沉降量为328mm,基础间的差异沉降为110mm。1991年4月,勘测查明,冻结区内,上部融解,下部尚未解冻,解冻深度为10.6m~15.2m,地质情况十分复杂。

从上述情况看来,井塔设计存在下列问题,1、由于地基本土体未完全解冻,勘察部门提不出有关冻融土方面可靠的设计地质资料,从而不能进行基础底面积选择和地基变形计算,增加了基础选型的难度;2、冻结时间、冻结程度、融冻时间都远远超过一般井筒周围土壤冻融规律,故冻土的性质难以进行类比估计;3、由于地基各处融冻速度和深度不同,将增加基础的不均匀沉降;4、井下涌约4000m<sup>3</sup>,将造成土壤扰动或结构疏松,融冻后可能引起地面继续沉降,情况难以预料;5、采用各种桩基在冻结圈内融冻土上均无法钻进击入。6、井壁结构设计未考虑承载井塔荷载。故井塔改座在井筒上已难实现。

## (二)结构选型

根据场地地基条件和现有资料,综合我院冻土地基上井塔设计经验,对该井塔设计进行多方案优化比较,现分述如下:

根据有关专业委托及打井前的地质资料,确定井塔平面尺寸为18.2×20.2m,自标高±0.000算起,女儿墙顶高58m,绞车大厅高43.95m,最大层高15m,最小层高5.2m地面以上共8层,地下室一层,深3.35m。

方案一,上部选用内框外筒的框-剪结构,基础采用箱-筏组合式基础。(见图四)

本方案基础为箱-筏组合基础。中部为26.4×28.4m的箱型基础外侧周边均悬挑4m片筏并切去片筏部分四角,箱基(部分)有关墙壁延伸为筏板加筋肋,部分数据如下:

1、基础顶面以上塔体重	N1 = 8157tf
2、基础以上土重	N2 = 10365tf
3、基础重	N3 = 4687tf
4、基底平均应力	P04 = 208kpa
5、片筏部分,基底净反力	P05 = 180kpa

方案二,上部结构采用可调式支座、岔开式钢筋混凝土框架-剪刀撑结构,基础采用桩基。

本方案桩基采用400×400mm预制打入桩,单桩承载力1000kN,基础落至冻结圈外老土。经计算,基础承台平面中心位于距井筒中心20m的圆上。基础与上部结构采用活动连接,连接处设千斤顶,以调节基础发生不均匀沉降。部分数据如下:

1、上部结构荷重	N1 = 6500tf
----------	-------------

2、桩基重 N2 = 1500tf

3、桩总数不少于90,调节用200吨千斤顶至少为35个

方案三,上部结构采用可调式支座岔开式钢结构,框架-剪刀撑体系,基础采用桩基。

本方案桩基采用400×400mm预制打入桩,单桩承载力1000kN,基础落至冻结圈外老土。经计算,基础承台平面中心位于距井筒中心17.25m的圆上,基础与上部结构采用活动连接,连接处设千斤顶,以供基础发生不均匀沉降时,调节之用。部分数据如下:

1、上部结构荷重 N1 = 4000tf

2、桩承台重 N2 = 750tf

3、桩总数不少于60,调节用300吨千斤顶至少为16个

由上可知:

方案一,对基础沉降是采用抗的方式。其优点基底面积大,对地基平均压应力小,基础部分落到冻结圈外老土;上部结构刚度大,箱基刚度大,且箱筏基础与上部结构共同工作,对调节不均匀沉降有一定作用,但很难控制结构的整体倾斜。该工程作为生命线工程,选用该方案尚有较大风险。

方案二,对基础沉降是采用放的方式。虽较方案一自重轻,但自重尚较大;可调难度大,且基础大,保证基础落在冻结圈外老土层柱岔开范围广,上部结构因调节造成支腿为大偏心受拉构件,易开裂;且钢筋混凝土结构适应不均匀沉降能力差,易开裂。开裂后结构安全度,耐久性均降低。

方案三,对基础沉降也是采用放的方式。为全钢结构,与前三方案比,自重最轻,基础最小,保证基础落在冻结圈外老土层柱岔开范围小。适应沉降变形能力强,支座可调节千斤顶数最少、支座同步可调容易。缺点钢结构造价比钢筋混凝土相应要高一些,但其安全性、可靠性、耐久性最高。作为生命线工程,应为首选结构方案。

经煤炭部专家论证并经国家能源投资公司审定批准,选用可调式支座岔开式钢结构方案为保证方案实施,采用如下措施:

(1)底层基础位置,位于以井筒中心为原点,以实测冻土圈外加一定的安全间距为半径圆之外。(见图五)

(2)通过各专业紧密协作,各专业提出相关设备最小净高要求,优化设备布置方式及选型,使原初设楼层减少一层,个别层高有所降低,从而使建筑总高度由原初设58.15m降至48.00m,减轻了结构重量。

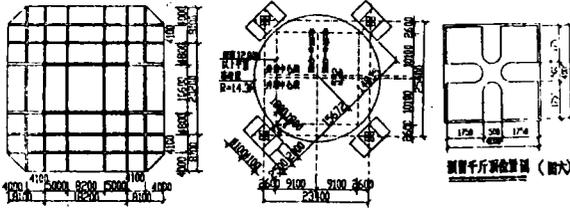
(3)建筑外维护结构采用彩色压型钢板,以减轻非结构构件自重。

(4)结构楼层布置上,采用钢与砼组合楼板,减少主、次梁截面,降低结构自重。为了减少上部结构应力集中,主次梁采用x、y方向跃层布置。

(5)在基础选型上,采用群桩组成的独立式承台,桩基持力层为冻结圈外粘土层。基础与柱脚顶面用螺栓与钢板组成的柱脚钢靴形成滑动连接,螺栓孔预留滑移量,柱脚钢

靴与桩基承台之间预置千斤顶,以便当基础发生不均匀沉降时竖向可调。

(6)结构计算采用国际通用程序 SAP5 和北大力学系开发的 SAP5P 对结构进行静动力结构分析。



箱-筏基础布置图(图四) 桩基础平面图(图五)

(三)结构分析

结构分析中,选择合理的符合实际的力学模型是关键。本工程因特殊地质条件造成地基沉降,在力学模型选择上,要保证结构差异沉降可调,释放斜柱水平力是关键。因此,柱支座力学模型的选择,突破常规结构固端或铰接的单一模式。固端支座在本工程中因斜柱产生三向力,尤其水平力,不能满足基础可调条件而没有采用,而选用滑动支座和铰接支座两种状态。

1、支座模型的选择

支座计算模型选用两个方案:①柱支座为滑动支座;②柱支座约铰接支座。滑动支座用于安装调试和支座沉降后竖向调节阶段,铰接支座用于正常使用阶段。考虑可调的可能性,支座约束选择上,先滑动,后铰接,待滑移和沉降稳定,并释放水平力,且沉降竖直方向调到正确位置后,方用螺栓连接成铰接状态。实际情况,一旦基础发生不均匀沉降超过许可限值,即要竖向调节,调节时支座放松到滑动状态,待稳定后铰接,铰接后井塔开始使用,因此只要是沉降不稳定,斜柱支座一直处于滑动与铰接相互交替状态。抗震及风震计算支座模型是支座放松后的铰接。

2、计算假定

- ①柱与主梁为刚接节点,主梁与次梁为铰接节点
- ②剪刀撑与柱、梁连接节点均为铰接节点。
- ③各杆以截面形心轴交于节点中心。
- ④楼板刚度因开洞率超过 30%,地震计算楼面刚度无限大假设在本工程不适用。因此利用平面洞将楼板分成几个刚块,各刚块之间连接点位移协调,采用子空间叠代法计算。
- ⑤所有杆件均计算杆件的轴向变形引起的次应力。
- ⑥支座滑动状态,假定其中一个支座在 x、y 方向设水平位移约束。这样既允许柱脚间相对滑动,整个支座系统又为几何不变。

3、荷载工况及其组合

- ①  $\begin{cases} 1.2 \text{ 静} + 1.4 \text{ 风} \\ 1.0 \text{ 静} + 1.4 \text{ 风} \end{cases}$
- ②  $\begin{cases} 1.2 \text{ 静} + 1.3 \text{ 活} \\ 1.0 \text{ 静} + 1.3 \text{ 活} \end{cases}$

- ③  $\begin{cases} 1.2 \text{ 静} + 0.85 \text{ 风}(1.3 \text{ 活} + 1.4 \text{ 风}) \\ 1.0 \text{ 静} + 0.85 \text{ 风}(1.3 \text{ 活} + 1.4 \text{ 风}) \end{cases}$
  - ④  $\begin{cases} 1.2(\text{静} + 0.5 \text{活}) + K \cdot \text{地} + 1.4W_c \cdot \text{风} \\ 1.0(\text{静} + 0.5 \text{活}) + K \cdot \text{地} + 1.4W_c \cdot \text{风} \end{cases} \quad W_c = 0.2$
- 地震力换算系数  $K = 3.56805818T^{0.1}$

⑤ 支座不均匀沉降

计算支座下沉(相对位移)对上部结构的影响。位移控制值以 10mm 为单位,超过此限值,基础柱支座则采用调节方式解决。

⑥ 变形控制

顶点位移:  $\Delta/H \leq 1/300$ ; 层间相对位移:  $\Delta_d/h \leq 1/250$

4、计算结果

支座滑动:不考虑支座摩擦时,对角线支座计算最大相对滑移为 55mm。

支座铰接:

周期:  $T_{x1} = 1.18s, T_{y1} = 1.08s, T_{z1} = 1.05s, T_{x2} = 0.35s, T_{y2} = 0.33s, T_{z2} = 0.27s,$

顶点位移:  $\Delta_x = 1.52 \times 10^{-2}(m), \Delta_y = 1.37 \times 10^{-2}(m), \Delta_z = 1.33 \times 10^{-2}(m),$

$\theta_x = 2.76 \times 10^{-3}(m), \theta_y = 2.21 \times 10^{-3}(m)$

最大层间位移:  $\Delta_{dxmax} = 6.5 \times 10^{-3}(m), \Delta_{dymax} = 9.2 \times 10^{-3}(m), \theta_z = 4.51 \times 10^{-4}(\text{弧度})$

地震剪力:  $Q_{ox} = 732kN, Q_{oy} = 760kN, Q_{ox}/G_e = 1.83\%, Q_{oy}/G_e = 1.90\%,$

三、结构节点连接

本工程节点连接,采用焊接,高强螺栓连接和栓、焊混合连接多种形式。

砼楼板与钢梁之间加剪力键连接以保证结构的整体性和组合楼盖 T 形翼缘效果的充分发挥。柱、梁主要构件一般采用全焊透对接坡口焊缝;次梁尽可能用轧制型钢,或者焊接工字钢;柱与主梁则视具体情况采用高强摩擦型螺栓连接,或者栓焊结合连接;次梁与主梁则多采用普通螺栓连接。

四、结构特殊构造措施

1、结构在计算模型选择采用滑动支座,为了保证结构实际受力情况与计算模型的一致性,经试验,柱支座与基础连接面涂钙基润滑脂,既能满足计算假定,又能保证结构在安装过程中正常风压设的结构稳定性。

2、由于实际柱脚与承台面间存在摩擦,为此在地下室四角适当标高增设加强的钢筋砼板,每个承台设 7 组 2Φ25 的钢筋与加强的砼板拉结,钢筋采用预拉紧措施,承担了因摩擦和部分荷载在斜柱铰接状态时产生的大部分水平力。

3、设计中在柱支座位置增设四个永久性沉降观测点,在施工、安装及沉降不稳定阶段,对柱支座进行全天候连续观测,一旦柱支座差异沉降超过一定限值,即进行支座校正。待沉降稳定后,再定期观测。

4、基础柱脚钢靴螺栓孔位置,预留滑移量,并在柱脚钢靴与桩基承台之间预留安放千斤顶的位置,以便当基础发生差异沉降时进行调整。

五、结 语

1、本工程于 1991 年 9 月完成施工图设计,1993 年 10 月竣工交付使用。根据近几年的实测观察,一切使用正常。

从实测结果看,滑动支座对角线相对滑移 45mm,理论计算为 55mm。产生差异的原因。理论计算,支座滑动无摩擦,实际情况是有摩擦,而且实际受力比计算荷载小。这说明计算假定与实际受力情况基础吻合,其出入由构造措施加强处理,是适时而合理的,实践证明是成功的。

2、通过多专业相互协作,优化设计,使原初设建筑总高 58.15m 降低到 48.00m,楼层减少了一层,仅此一项节约钢材 200t,砼 60m<sup>3</sup>,由此使基础工程相应节约钢材 46t,砼 318m<sup>3</sup>,两项累计节约钢材 246t,砼 378m<sup>3</sup>,占总工程量 15% 左右,节约 10% 的工程总投资。同时说明,合理结构设计离不开各专业相互协作。

3、本工程为在未融化冻土地基上建高层钢结构建筑提供了成功经验,保证了特大型矿井早日投产及正常营运,其社会经济效益可观。

4、以《钢结构岔开式井塔设计》为题的 QC 小组成果,获 93 年度煤炭部优秀 QC 成果一等奖。

参考文献

[一]陈绍蕃 钢结构设计原理 科学出版社 1987 年  
 [二]冶金部建研总院译 钢结构理论与设计  
 [三]高层建筑钢结构设计参考资料选编,中国建筑标准设计研究所选译 梁和柱的连续连接  
 [四]日本建筑学会大会学术讲演梗概集 箱形柱角部焊缝有关研究之(二)昭和 60 年 10 月  
 [五][西德]F·哈特等著 夏英超等译 钢结构建筑资料集 中国建筑工业出版社  
 [六]欧洲共同体委员会 欧洲规范 第八卷 第三部分 第三章 钢结构  
 [七]《高层建筑钢结构设计与施工规程》送审稿  
 [八]钢结构设计规范(GBJ17-88)

收稿日期:1997-2-19.

·工程结构设计计算与研究·

# 轻型 H 型钢在工业厂房中的设计及应用

The Design and Application of Light H-section Steel on Industrial Factory Building

邓 宏 (厦门市工业设计院)

提 要:本文是对所设计的数例焊接 H 型门式钢架的设计总结,根据杆件在不同位置所受力的不同,采用变截面优化设计方法,与传统的同一断面设计法相比,得到较为合理的经济断面。

关键词:H 型钢 受力分析 节点构造

一、前言

轻型 H 型钢结构厂房是近年来迅速发展起来的一种新型建筑体系;其结构体系是采用焊接 H 型钢作主要承重构件,冷弯薄壁型钢作檩条、墙梁、支撑和拉杆等次承重构件,压型钢板作屋面及墙面维护结构。H 型钢截面形状可以按照实际受力情况进行变断面设计,不仅比传统的钢筋混凝土结构具有优越性,而且与普通的钢结构比较,具有材受力合理、利用系数高及有效降低房屋高度,可节省钢材 20~30%。因其自重轻、工效高、易维护、整体抗震性能好及有良好的综合经济效益等优点,现越来越多地被厂家用户所接受。

近,提高其承受双向弯曲的能力,充分利用其强度。

H 型钢的截面特征如图 1 所示,其表示方法为  $H-h \times b \times t_w \times t$ 。

三、结构形式及计算

1、结构形式

H 型钢结构在厂房中常采用单跨或多跨门式刚架,如图 2 所示。

门式刚架常用跨度为 12~21m 跨,也可用于 24~33m 跨厂房,屋面坡度可为  $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{10}$ 。

2、设计及计算

门式刚架主要按弹性理论进行设计,并按现行规范<sup>[2][3]</sup>进行。

(1)断面高度的确定

根据柱高及吊车等不同情况,刚架断面高度与跨度之比一般取  $h/L = 1/30 \sim 1/45$ ,根据刚架的弯矩图将梁柱设计为变断面,梁柱断面在设计时尽量一致。

(2)内力分析

刚架内力分析依据规范<sup>[4]</sup>;按不同的荷载组合系数进行荷载组合,可采用静力计算公式及图表进行,也可利用常用结构电算程序(PK、TBSA 等)进行计算。

(3)构件计算长度的确定

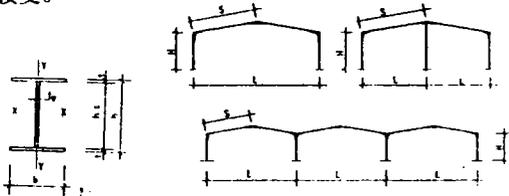


图 1 刚架截面几何尺寸 图 2 结构形式

二、H 型钢的截面特征

普通 I 字钢由于两个主轴方向的惯性矩相差较大,不宜单独作轴心受压或斜弯曲受力的构件。而焊 H 型钢可任意调整翼缘的宽度,使其两个主轴方向的惯性矩尽量相