

高层钢框筒结构截面尺寸预估的新方法

关彬林, 连 鸣, 苏明周, 程倩倩

(西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 高层钢框筒结构通常由水平荷载起控制作用, 用轴压比和等效实膜筒法确定的截面尺寸较粗糙, 需反复试算和调整, 耗费大量人力与机时. 针对这个问题, 提出了高层钢框筒构件截面尺寸预估的新方法, 综合考虑了强柱弱梁思想、结构受力特性和设计经验, 并用 2 个算例验证了预估方法的有效性, 同时对它们进行了倒三角分布、SRSS 分布和高度等效分布侧向力模式下的 Pushover 分析和比较, 讨论了考虑摇摆柱影响的放大系数简化计算和预估轴压比计算的可行性. 该预估方法可较快预估出满足规范要求的构件尺寸, 对不同抗震设防区的高层钢框筒结构的构件尺寸预估均适用, 不过初始截面尺寸仍需进一步优化. 该方法可供其他高层钢结构形式的构件尺寸预估参考.

关键词: 钢框筒; 截面尺寸; 摇摆柱; 强柱弱梁; Pushover 分析

中图分类号: TU393.2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2018)04-0526-10

A new method for estimating section dimension of high-rise steel framed-tube structure

GUAN Binlin, LIAN Ming, SU Mingzhou, CHENG Qianqian

(School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract: Design of high-rise steel framed-tube structure is usually controlled by horizontal load, and the cross-sectional dimension determined by axial compression ratio or equivalent membrane tube method is not effective, which need to be adjusted again and again with a lot of manpower and machine time. To address this problem, a new method for estimating section dimension of high-rise steel framed-tube structure is put forward, which considers strong column weak beam concept, mechanical characteristics and design experience comprehensively, and two examples are used to verify the effectiveness of the estimation method. At the same time, Pushover analysis of two examples are carried out under inverted triangle distribution, SRSS distribution and highly equivalent distribution lateral load pattern. Their results are compared. The feasibility of simplified calculation of magnification coefficient with influence of swing columns and calculation of estimated axial compression ratio is discussed. The method can quickly estimate component dimension to meet the requirements of design specifications, and it is suitable for component dimension estimation of high-rise steel framed-tube structure in different seismic fortification areas. Initial section dimension still needs to be further optimized. The method can be used as a reference for member dimension estimation of other high-rise steel structures.

Key words: steel framed-tube; section dimension; swing column; strong column weak beam; Pushover analysis

随着经济的快速发展和城市化进程的加快, 城市人口过多与住房土地供应不足的矛盾日益明显. 框架和框支结构超过一定高度后不经济, 20 世纪 60 年代初美国工程师 Fazlur Khan 创造出了高效的筒体结构, 包括框筒、筒中筒、桁架筒和束筒结构等, 可用于建造 40~100 层以上的建筑, 采用钢框筒可经济地建造 70~80 层的建筑^[1]. 第一栋框筒结构是芝加哥的 43 层德威特切斯纳特公

寓, 于 1965 年建成^[2]. 我国于 20 世纪 80 年代引入了筒体结构体系, 由于当时计算机不普及和计算能力十分有限, 为方便这种结构体系的应用, 部分设计人员和科研人员在 Coull A 教授对框筒结构提出的空间协同法^[3]这种近似解析法的启发下对筒体结构的内力计算做了大量的简化方法研究. 筒体结构简化分析方法可分为两类: 一类是降维的方法, 有展开平面框架法和等代角柱法; 另一

收稿日期: 2017-05-02 修改稿日期: 2018-07-07

基金项目: 国家自然科学基金(51708444); 陕西省高校科协青年人才托举计划项目(20170517); 陕西省博士后科研资助项目(2017); 陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2018JQ5074)

第一作者: 关彬林(1989—), 男, 博士生, 主要从事新型钢结构体系抗震性能研究. E-mail: guanbinlin@163.com

通讯作者: 连 鸣(1987—), 男, 博士, 讲师, 主要从事新型钢结构体系抗震性能研究. E-mail: lianming0821@163.com

类方法是采用连续化模型,有有限条法、样条函数法、加权残数法,能量变分法等数值的或半解析的解法^[4]。框筒结构是由密柱深梁、楼板和少量内柱形成的筒体结构。框筒结构具有结构布置灵活,空间受力性能、抗震性能良好,抗侧力刚度大和经济指标好等优点,应用较广泛^[5]。设计框筒结构时,不管是采用过去的简化方法,还是采用如今的计算机,都面临构件尺寸的预估,预估的尺寸越合理,会缩短设计周期,减少计算机时。对于一般结构体系,如混凝土框架、框架-剪力墙、剪力墙结构,采用轴压比、剪压比等可较快估出满足设计要求的截面尺寸^[6]。对于层数不高的钢框架结构,使用轴压比也可较快估出满足要求的截面尺寸。而对常用于高层与超高层的钢框筒结构来说,一般水平荷载起控制作用,按轴压比初估的截面尺寸往往达不到侧向刚度要求,需反复试算和调整,耗费大量人力、物力和机时。雷淑忠等^[7]将钢框筒结构等效为实膜筒,求得倒三角荷载下顶点处的弯曲侧移变形和剪切侧移形之和,再根据《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99-98)^[8]中风荷载下顶点位移限值来估计柱尺寸,计算较繁琐,估得的截面尺寸较粗糙,需多次调整,现行《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99-2015,以下简称“高钢规”)^[9]中取消了这一限值,该方法较适合弹性层间位移角由风荷载控制的钢框筒构件尺寸的预估,用于高烈度区时预估出的构件截面偏小,需调整多次。基于以上分析,本文提出一种高层钢框筒结构截面尺寸预估的新方法,兼顾了设计经验,规范一些限值和结构概念设计思想,对这种方法的有效性通过2个高层钢框筒设计算例进行了验证,该种预估方法可供广大设计和科研人员参考。

1 钢框筒结构的设计

1.1 钢框筒结构的受力特点

框筒结构靠外围密柱深梁形成的框架抵抗侧向力,属单一抗侧力体系,应按有侧移框架结构设计。与侧向力平行的框架称为腹板框架,与侧向力垂直的框架称为翼缘框架,翼缘框架依附于腹板框架而发挥其抗侧力性能。一个典型的钢框筒结构如图1所示。框筒结构具有明显的空间受力特性,层剪力通常仅考虑由腹板框架抵抗,倾覆力矩由腹板框架和翼缘框架共同抵抗。在水平荷载下,框筒结构同一横截面各柱轴力分布,与按实腹筒采用平截面假定得到的轴力分布有较大出

入,翼缘框架各柱轴力分布不均匀,角柱轴力大于平均值,中部的柱轴力小于平均值,腹板框架中各柱轴力也不是线性分布,这种现象称为剪力滞后,主要是由于裙梁刚度有限及其变形所导致。框筒结构一般会在内部设置一些柱子,目的是减小楼板跨度,分担部分竖向荷载和方便电梯安装,不考虑内柱抗侧贡献。

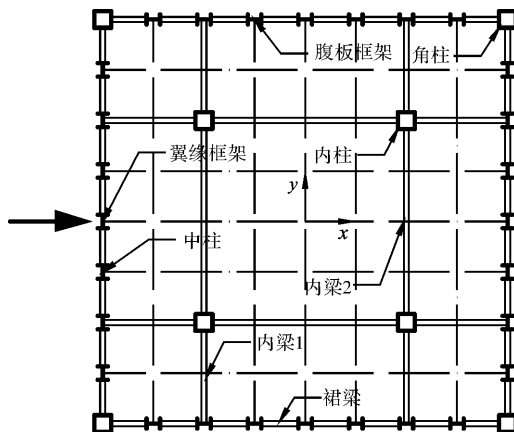


图1 钢框筒结构平面图

Fig. 1 The plan of steel framed-tube structure

1.2 钢框筒构件截面预估的要点

(1)为使预估的构件截面尺寸较快满足弹性设计要求,同时又较合理,并顾及规范中一些附加验算需要,选择截面时,柱长细比与柱、裙梁的翼缘外伸宽厚比不超过高钢规^[9]限值的0.9倍,柱、裙梁的腹板高厚比不超过限值的0.85倍。

(2)预估抗侧力构件截面的顺序是裙梁、中柱、角柱。钢框筒结构裙梁、中柱、角柱、内柱可选择从顶层往下隔5层或隔10层变化一次截面。当隔5层变化截面时,裙梁高度可增加50 mm,当隔10层变化截面时,裙梁高度可增加100 mm,当按其他层数变化截面时,裙梁增加的高度可进行类比。

(3)先估计裙梁截面尺寸。实际工程中混凝土裙梁高度一般为600~1 200 mm,文献^[7]中提到裙梁高度不宜小于600 mm和1/4柱净距,但鉴于顶层钢裙梁受力相对较小,建议顶层钢裙梁截面高度取柱距1/5~1/7,这个范围是为了考虑实际中屋面或楼面荷载取值的波动和同一设防烈度下设计基本地震加速度不同带来的影响,其他楼层裙梁高度根据(2)要求可依次确定。裙梁采用H型截面,建议裙梁翼缘宽度取高度的1/2~1/3,且不小于200 mm;翼缘厚不小于腹板厚加2 mm,且小于腹板厚的2倍。

(4)内梁两端宜设铰构造,是为了避免与之相连的中柱双向压弯,影响中柱承载力的发挥,

可参考文献[10]中筒体结构设计实例 11.5. 中柱在其框架平面外无侧向支撑, 内柱不考虑其对侧向力的分担, 因此中柱在其框架平面外应按摇摆考虑, 内柱应按双向摇摆考虑. 根据高钢规^[9] 7.3.2 条, 需对腹板框架的中柱和角柱在其框架平面内的计算长度系数进行修正, 需乘以放大系数 β , 如式(1)所示, 修正后中柱在框架平面外计算长度系数取 1.0.

$$\beta = \sqrt{1 + \sum P_k / \sum N_j} \quad (1)$$

式中: β 为摇摆柱计算长度放大系数; $\sum P_k$ 为本层所有摇摆柱的轴力之和; $\sum N_j$ 为本层所有框架柱的轴力之和.

当钢框筒结构的荷载方向如图 1 所示时, 此时 $\sum P_k$ 为计算楼层内柱、翼缘框架的中柱的轴力之和, $\sum N_j$ 为计算楼层腹板框架的角柱、中柱的轴力之和. 图 1 中钢框筒结构长与宽相等, 且双向对称, 因此腹板框架和翼缘框架在其框架平面内计算长度系数的放大系数 β 相同. 当钢框筒为矩形时, 腹板框架和翼缘框架平面内计算长度系数的放大系数需分别计算. 对钢框筒结构来说, 抗侧力构件的最不利组合一般为 $1.2 \times (\text{恒载} + 0.5 \times \text{活载}) + 1.3 \times \text{地震作用} \pm 0.28 \times \text{风载}$. 地震作用和风荷载在框筒柱中引起的轴力在 $\sum P_k$ 和 $\sum N_j$ 内部抵消, 因此 β 取决于 $(\text{恒载} + 0.5 \times \text{活载})$. 假设各个板格的恒载和活载标准值均相同, 楼板板格按双向板传力, 如图 2 所示, 计算楼层的构件截面未知, 忽略构件自重, 阴影部分的荷载可视为腹板框架柱所承担的荷载, 则腹板框架柱在其框架平面内计算长度系数的放大系数的简化表达如式(2)所示.

$$\beta = \sqrt{(\sum N_j + \sum P_k) / \sum N_j} \approx \sqrt{A / (2A_1)} \quad (2)$$

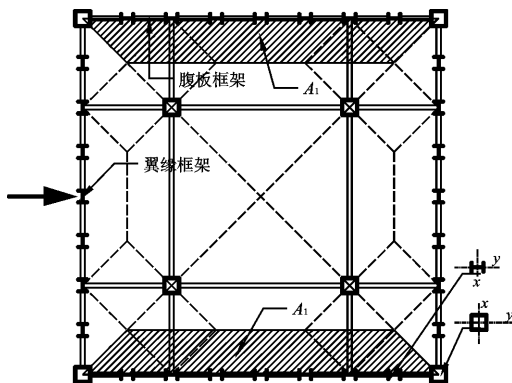
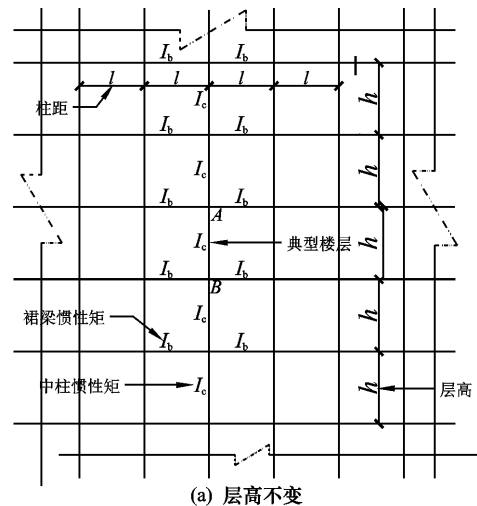


图2 楼板荷载传递示意图

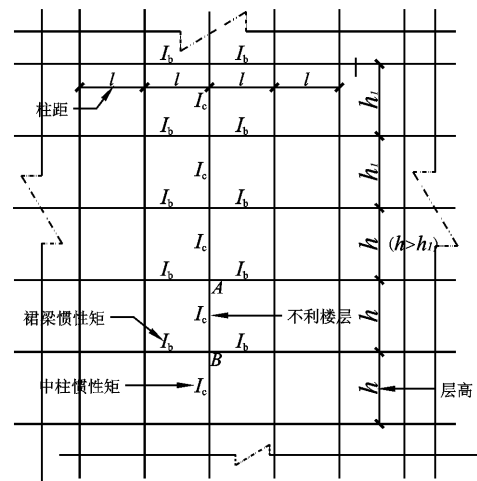
Fig. 2 Schematic diagram of floor load transfer

式中: A_1 为阴影部分的面积; A 为整个钢框筒外轮廓中心线围成的面积.

(5) 当裙梁截面从顶层往下隔 5 层或 10 层改变时, 中柱、角柱的截面改变宜与之协调. 对同一中柱截面的典型楼层或不利楼层 (如图 3) 进行长细比验算, 且让考虑摇摆柱影响后的平面内长细比从上往下依次减小, 并尽量让每个中柱在其框架平面内的长细比接近平面外的长细比, 目的是让中柱截面从上往下依次增大, 且柱在稳定验算时宜由平面内控制. 结构的层剪力从上往下依次增大, 有必要从上往下依次增大柱截面, 增加柱截面的高度比增加柱腹板与翼缘厚对抗侧刚度的提高更明显, 且经济. 由于底层需开门洞, 建议底层中柱的截面高度不宜超过柱距的 $1/4$. 预估中柱截面时, 建议翼缘宽度可取高度的 $2/3$, 且翼缘宽度不小于相连裙梁的翼缘宽度, 翼缘厚不小于腹板厚, 且小于腹板厚的 2 倍. 当中柱从顶层往下隔 5 层改变截面时, 建议中柱的面积增加不低于 10%, 隔 10 层改变截面时, 建议中柱的面积增加



(a) 层高不变



(b) 层高发生变化

图3 典型楼层与不利楼层

Fig. 3 Typical floor and adverse floor

不低于 20%。

框架柱按有侧移设计时,柱的计算长度系数 μ 如式(3)所示。

$$\mu = \sqrt{\frac{7.5K_1K_2 + 4(K_1 + K_2) + 1.6}{7.5K_1K_2 + K_1 + K_2}} \quad (3)$$

式中: K_1 和 K_2 分别为交于柱上、下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值, $K_1 = (\sum_A I_b / I_b) / (\sum_A I_c / l_c)$, $K_2 = (\sum_B I_b l_b) / (\sum_B I_c / l_c)$ 。

中柱在其框架平面内长细比和平面外长细比尽量满足式(4)和(5)。

$$\lambda_x = \beta_x h / i_x \leq 0.9[\lambda] \quad (4)$$

$$\lambda_y = h / i_y < \lambda_x \quad (5)$$

(6)结构设计时一般需满足强柱弱梁要求,目的是让结构发生破坏时以梁铰机制为主,避免出现柱铰机制,以保证结构有良好的延性和耗能能力。尽管《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010,以下简称“抗规”)[11]中有不需满足强柱弱梁验算的条件,但有些条件不方便直接判别,适合于结构性能的优化,此处建议对典型楼层或不利楼层中柱的上节点或下节点进行强柱弱梁验算,目的是保证中柱截面不至过小,此外让结构进入弹塑性后有良好的变形性能。等截面梁强柱弱梁验算的公式见式(6)。

$$\sum W_{pc} (f_{yc} - N/A_c) \geq \eta \sum W_{pb} f_{yb} \quad (6)$$

式中: W_{pc} 、 W_{pb} 分别为交汇于节点的柱和梁的塑性截面模量; f_{yc} 、 f_{yb} 分别为柱和梁的钢材屈服强度; N 为地震组合的柱轴力; A_c 为框架柱的截面面积; η 为强柱系数,一级取 1.15,二级取 1.10,三级取 1.05。其中 N 不可知,参考文献[7]中工程实例,40 层钢框筒结构底部中柱在重力荷载组合下的轴压比为 0.45,在初步假设加试算的基础上,并且考虑使用的方便,建议

$$N/(A_c f_{yc}) = k \times 345/f_{yc} \quad (7)$$

式中: k 取值为 0.15, 0.25, 0.35, 0.45, 0.55, 0.65, 分别对应从顶层算起的 1~10 层, 11~20 层, 21~30 层, 31~40 层, 41~50 层, 51~60 层在考虑强柱弱梁验算时采用的值,每 10 层的内部楼层 k 取值相同,当楼层更多时可按每增加 10 层 k 递增 0.1 考虑,增加不足 10 层仍按 10 层考虑。345/ f_{yc} 是考虑到使用不同等级钢材,轴压比

会发生变化,则式(6)可变为

$$\sum W_{pc} f_{yc} (1 - k \times 345/f_{yc}) \geq \eta \sum W_{pb} f_{yb} \quad (8)$$

(7)角柱采用箱型截面,尽量使同一楼层角柱的面积接近相应中柱面积的 2 倍,角柱的截面惯性矩接近相应中柱绕强轴的惯性矩的 1.5 倍,当隔 5 层改变截面时,建议角柱面积的增加不低于 10%,当隔 10 层改变截面时,建议角柱面积的增加不低于 20%。

(8)每个楼层的内柱按轴心受压构件设计。基本组合中当恒载标准值超过活载标准值的 2.8 倍时,由恒载起控制作用。可根据式(9)预估内柱截面尺寸。

$$N/(\varphi A) \leq 0.75f \quad (9)$$

式中: N 为计算楼层及以上各楼层的楼面荷载的总和(忽略构件自重), $N \approx (1.35 \times \text{恒载} + 0.98 \times \text{活载}) \times \text{分担的面积} \times \text{层数}$; φ 为轴心受压构件的稳定系数; A 为内柱的截面面积; f 为钢材抗压强度设计值,前面系数 0.75,是考虑到 N 中未计及内梁和内柱传来的自重。

(9)内梁两端按铰接考虑,高度可取跨度的 1/12~1/16,计算时要保证强度和挠度满足规范要求。

2 算例设计与分析

2.1 工程概况

某高层办公楼,丙类建筑,采用钢框筒结构,平面布置如图 1 所示,长与宽均为 24 m,柱距均为 3 m。楼面和屋面荷载标准值取值相同,恒载标准值为 7 kN/m² (含楼板自重),活载标准值为 2 kN/m²,结构层高均为 3.3 m。设防烈度为 8 度(0.2 g),设计分组为第一组,场地为 II 类,特征周期为 0.35 s,考虑轻质填充墙影响的周期折减系数取 0.95,小震下的阻尼比取 0.03,基本风压为 0.35 kN/m²,并考虑 1.1 倍的修正,地面粗糙度为 C 类。

2.2 尺寸预估

为考察所提出预估方法的有效性,分别设计了一个 20 层 Q345 钢框筒和一个 40 层 Q390 钢框筒结构,20 层钢框筒从顶层往下隔 5 层变化截面;40 层钢框筒从顶层往下隔 10 层变化截面。

以 20 层钢框筒构件尺寸预估为例来进行说明,根据抗规[11] 8.1.3 条,可知抗震等级为二级。首

先确定裙梁截面,如表 1 所示.其次结合中柱节点的强柱弱梁验算(如表 2 所示)和中柱的长细比验算(如表 3 所示)来预估中柱截面尺寸,二级时强柱系

数为 1.1,中柱在框架平面内的初始计算长度系数按有侧移公式计算,考虑摇摆柱影响的放大系数 β 近似取 2.14.

表 1 裙梁截面尺寸的估计
Tab. 1 Estimation of section dimension of spandrel beams

楼层	裙梁截面尺寸(焊接 H 型截面) $H \times B \times t_w \times t_f / \text{mm}$	翼缘外伸宽厚比		腹板高厚比	
		计算值	限值 $\times 0.9$	计算值	限值 $\times 0.85$
16~20	H450 \times 200 \times 10 \times 15	6.33	6.70	42.00	45.60
11~15	H500 \times 200 \times 12 \times 15	6.27	6.70	39.17	45.60
6~10	H550 \times 220 \times 12 \times 18	5.78	6.70	42.83	45.60
1~5	H600 \times 220 \times 14 \times 18	5.72	6.70	40.29	45.60

表 2 典型楼层的中柱节点的强柱弱梁验算
Tab. 2 Checking of strong column weak beam of side column joint of typical floors

典型楼层	中柱截面尺寸 $H \times B \times t_w \times t_f / \text{mm}$	相邻柱面积 递增率	翼缘外伸 宽厚比	腹板 高厚比	$N / (A_c f_{yc})$	$W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) / \text{kN} \cdot \text{m} \geq$
						$\eta \sum W_{pb} f_{yb} / \text{kN} \cdot \text{m}$
18	H420 \times 280 \times 14 \times 18	—	7.39	27.43	0.15	1 491.0 $>$ 1325.2
13	H460 \times 300 \times 14 \times 20	15.7%	7.15	30.00	0.15	1 910.5 $>$ 1 607.3
8	H520 \times 340 \times 16 \times 20	19.0%	8.10	30.00	0.25	2 236.4 $>$ 2 200.6
3	H550 \times 360 \times 16 \times 22	12.5%	7.82	31.63	0.25	2 694.1 $>$ 2 594.3

注:中柱翼缘外伸宽厚比限值的 0.9 倍为 8.17,腹板高厚比限值的 0.85 倍为 31.57.

表 3 典型楼层的中柱长细比的验算
Tab. 3 Checking of slenderness ratio of side column of typical floors

典型楼层	层高/m	中柱平面内计	考虑摇摆影响	中柱平面外计	平面内长	平面外长	柱长细比
		算长度系数	的放大系数	算长度系数	细比	细比	限值 $\times 0.9$
18	3.3	1.409	2.14	1.00	56.8	50.5	59.4
13	3.3	1.431	2.14	1.00	52.3	46.5	59.4
8	3.3	1.424	2.14	1.00	46.4	42.0	59.4
3	3.3	1.429	2.14	1.00	43.7	39.0	59.4

此外根据角柱和中柱的面积和惯性矩的近似比例关系来预估角柱截面尺寸,以及根据普通框架梁跨高比经验值和对内柱按轴心受压构件计算

并限制应力比水平可初定内梁和内柱的截面尺寸.20 层钢框筒所有构件的截面尺寸如表 4 所示.

表 4 20 层钢框筒截面尺寸估计的结果
Tab. 4 Estimation of section dimension of 20-storey steel framed-tube structure

楼层	裙梁截面	中柱截面	角柱截面	内柱截面	内梁截面
16~20	H450 \times 200 \times 10 \times 15	H420 \times 280 \times 14 \times 18	□400 \times 400 \times 20	□400 \times 400 \times 18	6m-H450 \times 200 \times 9 \times 14
11~15	H500 \times 200 \times 12 \times 15	H460 \times 300 \times 14 \times 20	□450 \times 450 \times 20	□450 \times 450 \times 28	
6~10	H550 \times 220 \times 12 \times 18	H520 \times 340 \times 16 \times 20	□500 \times 500 \times 22	□520 \times 520 \times 36	12m-H750 \times 270 \times 16 \times 25
1~5	H600 \times 220 \times 14 \times 18	H550 \times 360 \times 16 \times 22	□540 \times 540 \times 22	□580 \times 580 \times 40	

40 层钢框筒尺寸预估的流程跟 20 层钢框筒类似,此处不再详述,预估出的截面尺寸如表 5 所示.

表 5 40 层钢框筒截面尺寸估计的结果

Tab. 5 Estimation of section dimension of 40-storey steel framed-tube structure

楼层	裙梁截面	中柱截面	角柱截面	内柱截面	内梁截面
31~40	H480×200×12×16	H450×300×14×20	□440×440×22	□480×480×25	6m-H400×200×9×14
21~30	H580×220×14×18	H520×350×18×22	□500×500×25	□560×560×40	
11~20	H680×230×15×20	H600×400×20×26	□580×580×28	□680×680×50	12m-H750×250×16×22
1~10	H780×260×18×20	H700×460×22×32	□680×680×32	□780×780×60	

2.3 尺寸的合理性评估

采用 SAP2000 软件分别对 20 层、40 层钢框筒结构进行了弹性设计和弹塑性变形验算, 弹塑性变形计算采用静力弹塑性分析方法 (Pushover), 根据文献[12-14]的研究结果, 对 20 层和 40 层钢框筒结构分别进行了倒三角分布、高度等效分布和多振型组合分布 (SRSS 分布) 模式下的 Pushover 分析, 并用折减弹性需求谱的方法^[15] 给出了各种侧向力模式下的性能点, 求小震、中震和大震下的性能点时分别采用的固有阻尼比为 0.03、0.04、0.05, 大震下特征周期取 0.4 s. 此外, 根据抗规^[11] 5.1.2 条, 还对 40 层钢框筒结构补充了小震下的线性时程分析.

20 层钢框筒结构: 自振周期 $T_1 = T_2 = 3.114$ s, $T_3 = 1.914$ s, 总重力荷载代表值为 101 446 kN, 15 阶振型的累积质量参与系数为 95%, 小震下振型分解反应谱法 (CQC) 算得的基底剪力为 2 969 kN, 考虑剪重比调整后的最大弹性层间位移角为 1/352 (第 12 层); 风荷载下最大层间位移角为 1/1195 (第 12 层), 刚重比为 2.257. 各侧向力模式的基底剪力—顶点位移曲线和大震性能点时的塑性铰分布见图 4.

40 层钢框筒结构: 自振周期 $T_1 = T_2 = 5.120$ s, $T_3 = 2.829$ s, 总重力荷载代表值为 209 541 kN, 15 阶振型的累积质量参与系数为 93.7%, 小震作用下振型分解反应谱法 (CQC) 算得的基底剪力为 4 421 kN, 风荷载作用下最大层间位移角为 1/627 (第 22 层), 刚重比为 1.420. 从太平洋地震工程研究中心 PEER 地震动数据库根据小震设计反应谱选取了 7 条地震动, 每条地震动有 3 个分量 (H1、H2 和 UP), 在相同的时程峰值下, 以使 40 层钢框筒结构沿 x 方向基底剪力取到较大值的水平分量 H1 或 H2 作为该地震动的主分量, 小震的时程峰值取 82 gal (小震下考虑阻尼比 0.03 调整后的水平地震影响系数最大值为 0.185, 除以放大系

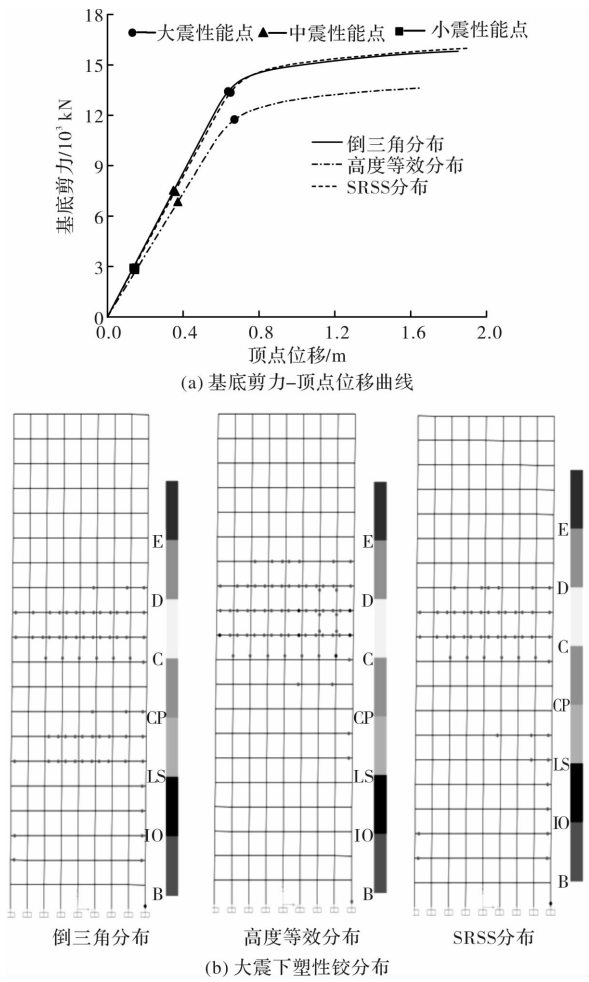


图 4 基底剪力-顶点位移曲线和塑性铰分布

Fig. 4 Base shear-vertex displacement curves and plastic hinge distribution

数 2.25 得到加速度的有效峰值). 40 层钢框筒在 7 条天然波下的小震基底剪力与 CQC 算得基底剪力的比较如表 6 所示, 7 条天然波的加速度反应谱和规范设计反应谱的比较见图 5, 则可知所选地震波是合适的. CQC 和线性时程算得基底剪力均比最小剪重比 0.024 对应的基底剪力要小, 需放大基底剪力, 因此 CQC 和线性时程的层间位移角分布均要放大, 二者放大后的层间位移角包络中的最大弹性层间位移角为 1/263 (第 33 层). 各侧向力模式的基底剪力—顶点位移曲线和大震下的塑性铰分布见图 6.

表 6 小震下的基底剪力峰值

Tab. 6 Base shear peak value under frequent earthquake

地震动	记录台站与方向	基底剪力/kN
RSN970_NORTHR	FAI095(H1)	4 931
RSN1236_CHICHI	CHY088-N(H2)	4 557
RSN3752_LANDERS	FFP300(H2)	5 195
RSN4348_UBMARCHE. P	A-CSA270(H2)	3 469
RSN5284_CHUETSU	NIGH11EW(H2)	5 205
RSN5797_IWATE	55208NS(H1)	3 585
RSN6879_DARFIELD	ADCSN42W(H1)	3 586
平均值		4 361

注: CQC=4 421 kN, 0.8CQC=3 537 kN, 0.65CQC=2 874 kN

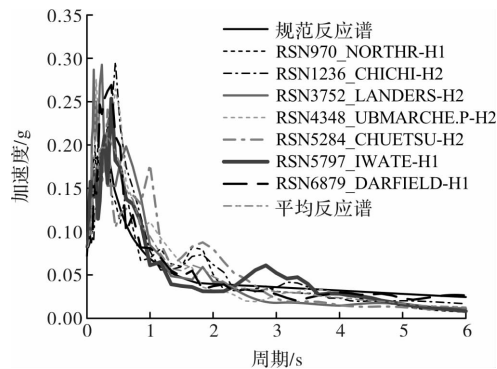
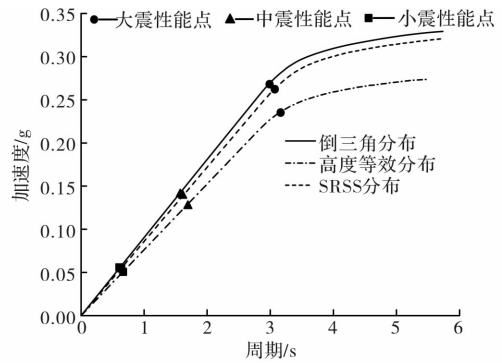


图 5 加速度谱曲线的比较

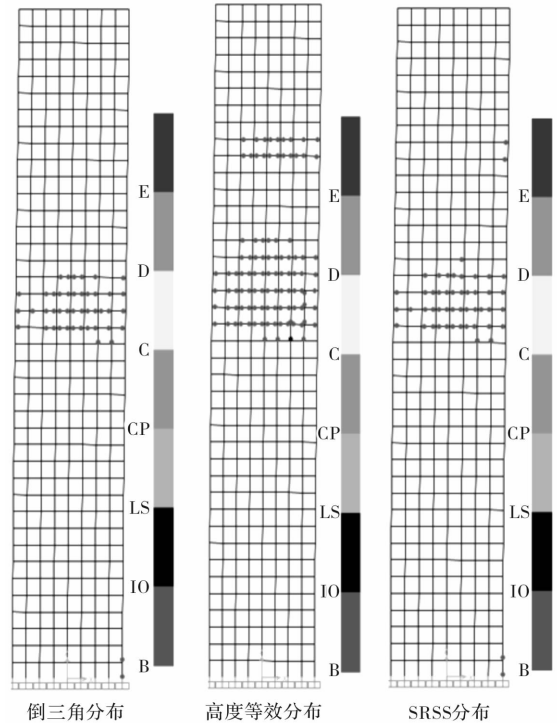
Fig. 5 Comparison of acceleration spectrum curves

从图 4 和图 6 中可看出, 倒三角分布和 SRSS 分布的推覆曲线和性能点比较接近, 高度等效分布的推覆曲线均位于它们的下方; 中震或大震下, 高度等效分布的性能点所对应的基底剪力峰值均给倒三角分布和 SRSS 分布的相应值小; 对 20 层钢框筒而言, 倒三角分布、SRSS 分布和高度等效分布下结构的延性系数分别为 2.51、2.25、2.52, 对 40 层钢框筒而言, 相应的延性系数依次为 1.57、1.53、1.54, SRSS 分布和倒三角分布下的延性略高于高度等效分布下的延性, 结构高度越高, 延性系数相对会减小; 大震下, 3 种侧向力分布下塑性铰分布最集中的部位大致接近, 倒三角分布和 SRSS 分布下结构的塑性铰总体分布比较接近, 塑性铰主要出现在结构的中下部, 而高度等效分布下塑性铰主要出现在结构的中上部。

20 层和 40 层钢框筒结构在不同侧向力模式下的大震、中震、小震性能点如表 7 所示。从表 7 中可看出每种水准下, 高度等效分布、SRSS 分布、倒三角分布性能点的顶点位移依次减小, SRSS 分布下性能点的顶点位移与同一水准下高度等效分布、倒三角分布性能点的顶点位移的平均值接近;



(a) 基底剪力-顶点位移曲线



(b) 大震下塑性铰分布

图 6 基底剪力-顶点位移曲线和塑性铰分布

Fig. 6 Base shear-vertex displacement curves and plastic hinge distribution

小震下, 20 层钢框筒在倒三角分布或 SRSS 分布下的最大层间位移角与调整后的弹性层间位移角 1/352 比较接近, 均小于高度等效分布预测的最大层间位移角, 40 层钢框筒在高度等效分布下的最大层间位移角与调整后的弹性层间位移角 1/263 比较接近, 明显高于倒三角分布或 SRSS 分布预测的最大层间位移角, 原因在于结构的高度越高, 高阶振型的影响就会增大, 结构高度较低时, 高度等效分布会过高估计高阶振型的影响, 结构高度较高时, 高度等效分布相比倒三角分布或 SRSS 分布能较好考虑高阶振型的影响; 在中震或大震下, 倒三角分布或 SRSS 分布下的最大层间位移角比较接近, 均明显小于高度等效分布下的最大层间位移角; 不同水准下, 倒三角分布、SRSS 分布、高度等效分布下性能点的基底剪力依次减小, 倒三

角分布、SRSS 分布下的基底剪力比较接近，对 20 层钢框筒而言，它们的平均值比高度等效分布下的相应基底剪力分别大 14.4% (大震)、8.1% (中震)、8.2% (小震)，对 40 层钢框筒而言，它们的平均值比高度等效分布下的相应基底剪力分别大的 12.8% (大震)、8.5% (中震)、8.6% (小震)。

表 7 不同侧向力模式下钢框筒的性能点

Tab. 7 Performance point of steel structure in different lateral loading patterns

地震水准	类别	20 层钢框筒			40 层钢框筒		
		倒三角分布	高度等效分布	SRSS 分布	倒三角分布	高度等效分布	SRSS 分布
大震	顶点位移/mm	634	663	647	1489	1573	1530
	基底剪力/kN	13 378	11 677	13 336	21 457	18 815	20 971
	最大层间位移角	1/72	1/62	1/72	1/62	1/55	1/61
	薄弱楼层	12	12	12	22	23	32
中震	顶点位移/mm	346	371	352	781	843	802
	基底剪力/kN	7 432	6 844	7 370	11 306	10 293	11 039
	最大层间位移角	1/142	1/128	1/142	1/122	1/105	1/116
	对应楼层	12	12	12	22	32	32
小震	顶点位移/mm	135	145	138	302	326	310
	基底剪力/kN	2 910	2 679	2 885	4 373	3 981	4 270
	最大层间位移角	1/363	1/328	1/362	1/316	1/271	1/299
	对应楼层	12	12	12	22	32	32

通过以上分析，可看出各种指标满足规范要求，初选的截面尺寸基本合适，不过还可以在此基础上进一步调整和优化。

2.4 讨论

前面在预估截面尺寸时考虑摇摆柱影响的放大系数是用一个简化公式求得，忽略了每层构件的自重。在软件中对 20 层和 40 层钢框筒分别根据组合(恒载+0.5×活载)提取柱轴力，算得每层实际的放大系数为 1.939~1.972 和 1.898~1.955，均比 2.14 小，说明按简化公式估计的放大系数是偏保守的。在弹塑性分析前，应按实际放大系数与有侧移公式求得柱计算长度系数的乘积来对柱的计算长度系数进行修正。

用轴力求轴压比时一般使用的是设计强度，把式(7)改为用设计强度表达的轴压比形式，如式(10)所示。

$$N/(A_c f) = k \times 345/f \tag{10}$$

表 8 给出了中柱在最不利地震组合下的轴压比和预估的轴压比，以及中柱在重力荷载组合下的轴压比，地震工况采用双向地震，此处重力荷载组合采用的是(1.35×恒载+0.98×活载)，钢材所使用的设计强度与相应的板件厚度要对应。从表 8 可看出，20 层钢框筒和 40 层钢框筒上部 20 层在地震组合下中柱的计算轴压比与重力荷载组合下的轴压比相当，并与预估的轴压比较接近，因此框筒结构的层数不太多时，地震组合下的轴

表 8 预估轴压比与计算轴压比的比较

Tab. 8 Comparison of axial compression ratio estimated and axial compression ratio calculated

轴力提取对应的楼层	20 层钢框筒(Q345)中柱轴压比			40 层钢框筒(Q390)中柱轴压比		
	地震组合		重力荷载组合	地震组合		重力荷载组合
	预估轴压比	计算轴压比	计算轴压比	预估轴压比	计算轴压比	计算轴压比
31	—	—	—	0.157	0.173	0.167
21	—	—	—	0.261	0.269	0.242
16	0.175	0.106	0.110	—	—	—
11	0.175	0.183	0.187	0.366	0.349	0.277
6	0.292	0.233	0.236	—	—	—
1	0.292	0.284	0.294	0.470	0.354	0.284

压比可以用预估的轴压比,同时也可以重力荷载组合下的计算轴压比进行估计(未计及构件自重时可放大15%),但框筒结构的层数较多时,靠近底部的部分楼层的轴压比可能比预估的轴压比偏小,比重力荷载组合下的轴压比大。总的来说,文中所给的预估轴压比一般接近地震组合下的计算轴压比,有时甚至高于地震组合下的计算轴压比,因此可在一定程度上保证了初选的柱截面不至过小,有利于较快选出满足要求的构件截面。在利用强柱弱梁公式估计中柱尺寸时, N/A_c 的值可以按式(7)取。

3 结论

(1) 结合强柱弱梁思想,结构受力特性和设计经验给出了钢框筒结构截面尺寸预估的要点,并用2个算例验证了所提出方法的有效性,该方法可较快预估出满足规范要求的构件尺寸,对不同抗震设防区的钢框筒构件尺寸预估均适用,同时也允许钢框筒使用除Q345外的其他等级钢材,该方法可供其他高层钢结构形式的构件尺寸预估参考。

(2) 对2个钢框筒算例进行了3种侧向力模式下的Pushover分析,倒三角分布和SRSS分布下的推覆曲线、性能点、最大层间位移角、延性系数比较接近,高度等效分布下各性能点的基底剪力均比倒三角分布和SRSS分布下相应的基底剪力要小,但其在性能点的顶点位移和最大层间位移角相比它们而言均要大。

(3) 框筒结构随高度增加,延性系数减小,当结构高度较低时,倒三角分布或SRSS分布对小震下的最大层间位移角预估效果较好,高度等效分布会过高估计高阶振型的影响,当高度较高时,高度等效分布对小震下的最大层间位移角预估效果较好,相比倒三角分布或SRSS分布可以更好考虑高阶振型的影响。

(4) 文中所给的考虑摇摆影响的放大系数的简化计算式得到的值比实际的放大系数略大,虽偏保守但可行,当框筒结构的层数不多时,预估轴压比与地震组合、重力荷载组合下的计算轴压比较接近,当框筒结构的层数较多时,结构偏下楼层的预估轴压比要高于地震组合、重力荷载组合下的计算轴压比,按预估轴压比可保证初选的柱截面不至过小,有利于较快选出满足规范要求的构件截面,不过初选截面仍需进一步优化。

参考文献 References

- [1] 段晓农. 新型筒体结构体系[J]. 海南大学学报(自然科学版), 1996, 14(2): 189-193.
DUAN Xiaonong. New tube structure system [J]. Journal of Hainan University (Natural Science Edition), 1996, 14(2): 189-193.
- [2] 方鄂华, 钱稼茹, 叶列平. 高层建筑结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003: 21-25.
FANG Ehua, QIAN Jiaru, YE Lieping. Design of tall building structure [M]. Beijing: China Architecture Industry Press, 2003: 21-25.
- [3] COULL A, SUBEDI N K. Framed-tube structures for high-rise buildings[J]. Journal of the Structural Division, 1971, 91(8): 2097-2105.
- [4] 李家宝, 李存权, 蔡松柏. 高层框筒结构的剪力滞[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 1991, 18(2): 1-4.
LI Jiabao, LI Cunquan, CAI Songbai. On the shear lag effect of tall frame-shear wall structures[J]. Journal of Hunan University (Natural Science Edition), 1991, 18(2): 1-4.
- [5] 曹希尧, 李家宝, 李存权. 框筒结构两种典型简化分析方法的综合比较[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 1997, 24(1): 87-92.
CAO Xiayao, LI Jiabao, LI Cunquan. Comparison of two typical simplified analysis methods for frame tube structures[J]. Journal of Hunan University (Natural Science Edition), 1997, 24(1): 87-92.
- [6] 迟文喜. 高层建筑结构体系选择与截面预估[J]. 世界地震工程, 1995(4): 47-55.
CHI Wenxi. Selection of structure system and prediction to section dimension for tall buildings[J]. World Earthquake Engineering, 1995(4): 47-55.
- [7] 雷淑忠, 沈祖炎, 刘振华. 超高层钢框筒结构体系截面尺寸的初步确定[J]. 建筑结构, 2005, 35(6): 20-22.
LEI Shuzhong, SHEN Zuyan, LIU Zhenhua. Determination of section dimension for super-rise steel frame-tube structure in the preliminary design stage [J]. Building Structure, 2005, 35(6): 20-22.
- [8] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层民用建筑钢结构技术规程: JGJ99-98[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of P. R. China. Technical specification for steel structure of tall building: JGJ99-98[S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 1998.

- ture Industry Press, 1998.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层民用建筑钢结构技术规程:JGJ99-2015[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2015.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of P. R. China. Technical specification for steel structure of tall building:JGJ99-2015[S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 2015.
- [10] 傅学怡. 实用高层建筑结构设计[M]. 2版. 北京:中国建筑工业出版社, 2010: 440-475.
- FU Xueyi. Applied structural design of tall building [M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture Industry Press, 2010: 440-475.
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范:GB50011-2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of P. R. China. Code for seismic design of buildings: GB50011-2010[S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 2010.
- [12] 孙爱伏, 欧进萍. 高层钢结构抗震 Pushover 分析的侧向力分布模式及其影响[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(4): 88-93.
- SUN Aifu, OU Jinping. Lateral action patterns and their effects on Pushover seismic analysis of steel tall buildings[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(4): 88-93.
- [13] 缪志伟, 马千里, 叶列平, 等. Pushover 方法的准确性和适用性研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2008, 30(1): 55-60.
- MIAO Zhiwei, MA Qianli, YE Lieping, et al. Study on the accuracy and applicability of the Pushover Analysis [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2008, 30(1): 55-60.
- [14] 陈建兴, 姜文伟, 穆为. Pushover 分析在性能化抗震设计中的应用[J]. 结构工程师, 2008, 24(3): 81-86.
- CHEN Jianxing, JIANG Wenwei, MU Wei. Application of pushover Analysis in performance based seismic design[J]. Structural Engineers, 2008, 24(3): 81-86.
- [15] ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [R]. Applied Technology Council, Red Wood City, California, 1996.
- (编辑 桂智刚)

(上接第 525 页)

- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范:GB50010-2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of P. R. China. Code for design of concrete structures: GB50010-2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 砌体结构设计规范:GB50003-2011[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of P. R. China. Masonry structure design specification: GB50003-2011[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [15] 苗欣蔚. 新型现砌加强肋生态复合墙体抗震性能试验研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2015.
- MIAO Xinwei. Studies on the seismic performance of the new now building stiffening rib ecological composite wall [D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2015.
- [16] 陈海燕. 现砌加强肋生态复合墙体抗震性能及受剪承载力研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2011.
- CHEN Haiyan. Study on seismic behavior and shear capacity of existing reinforced concrete composite walls [D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. and Tech., 2015.
- (编辑 桂智刚)