

蜂窝复合石材幕墙

设计 计算 书

目录

1 计算引用的规范、标准及资料.....	1
1.1 幕墙设计规范:	1
1.2 建筑设计规范:	1
1.3 铝材规范:	2
1.4 金属板及石材规范:	2
1.5 玻璃规范:	2
1.6 钢材规范:	3
1.7 胶类及密封材料规范:	3
1.8 门窗及五金件规范:	4
1.9 相关物理性能等级测试方法:	5
1.10 《建筑结构静力计算手册》(第二版).....	5
1.11 土建图纸:	5
2 基本参数.....	5
2.1 幕墙所在地区.....	5
2.2 地面粗糙度分类等级.....	6
2.3 抗震设防.....	6
3 幕墙承受荷载计算.....	6
3.1 风荷载标准值的计算方法.....	6
3.2 计算支撑结构时的风荷载标准值.....	7
3.3 计算面板材料时的风荷载标准值.....	8
3.4 垂直于幕墙平面的分布水平地震作用标准值.....	8
3.5 作用效应组合.....	8
4 幕墙立柱计算.....	9
4.1 立柱型材选材计算.....	9
4.2 选用立柱型材的截面特性.....	10
4.3 立柱的内力分析.....	11
4.4 幕墙立柱的抗弯强度及抗剪强度验算:	13
4.5 幕墙立柱的挠度验算:	14
5 幕墙横梁计算.....	15
5.1 横梁型材选材计算.....	15
5.2 确定材料的截面参数.....	17
5.3 选用横梁型材的截面特性.....	18
5.4 幕墙横梁的抗弯强度计算.....	19
5.5 横梁的挠度计算.....	19
5.6 横梁的抗剪计算.....	19
6 超薄石材复合板的选用与校核.....	20
6.1 超薄石材复合板板块荷载计算.....	21
6.2 超薄石材复合板整体板面的抗弯设计.....	22
6.3 超薄石材复合板面材与基材的抗弯设计.....	23
6.4 超薄石材复合板的挠度校核.....	23

6.5 超薄石材复合板的螺栓抗拉强度校核	24
7 连接件计算	24
7.1 横梁与立柱间焊接强度计算	24
7.2 立柱与主结构间焊接强度计算	26
8 幕墙埋件计算(后锚固结构)	26
8.1 荷载及受力分析计算	27
8.2 锚栓群中承受拉力最大锚栓的拉力计算	27
8.3 群锚受剪内力计算	28
8.4 锚栓或植筋钢材破坏时的受拉承载力计算	28
8.5 混凝土锥体受拉破坏承载力计算	29
8.6 锚栓或植筋钢材受剪破坏承载力计算	31
8.7 混凝土楔形体受剪破坏承载力计算	31
8.8 混凝土剪撬破坏承载能力计算	33
8.9 拉剪复合受力承载力计算	33
9 幕墙焊缝计算	33
9.1 受力分析	33
9.2 焊缝特性参数计算	34
9.3 焊缝校核计算	34
10 石材幕墙幕墙胶类及伸缩缝计算	35
10.1 立柱连接伸缩缝计算	35
11 附录 常用材料的力学及其它物理性能	36

蜂窝复合石材幕墙设计计算书

1 计算引用的规范、标准及资料

1.1 幕墙设计规范：

《铝合金结构设计规范》	GB50429-2007
《玻璃幕墙工程技术规范》	JGJ102-2003
《点支式玻璃幕墙工程技术规程》	CECS127-2001
《点支式玻璃幕墙支承装置》	JG138-2001
《吊挂式玻璃幕墙支承装置》	JG139-2001
《建筑玻璃应用技术规程》	JGJ113-2009
《建筑瓷板装饰工程技术规范》	CECS101: 98
《建筑幕墙》	GB/T21086-2007
《金属与石材幕墙工程技术规范》	JGJ133-2001
《小单元建筑幕墙》	JG/T216-2008

1.2 建筑设计规范：

《地震震级的规定》	GB/T17740-1999
《钢结构防火涂料》	GB14907-2002
《钢结构设计规范》	GB50017-2003
《高层建筑混凝土结构技术规程》	JGJ3-2002
《高层民用建筑设计防火规范》	GB50045-95(2005年版)
《高处作业吊蓝》	GB19155-2003
《工程抗震术语标准》	JGJ/T97-95
《工程网络计划技术规程》	JGJ/T121-99
《混凝土结构后锚固技术规程》	JGJ145-2004
《混凝土结构设计规范》	GB50010-2002
《混凝土用膨胀型、扩孔型建筑锚栓》	JG160-2004
《建筑表面用有机硅防水剂》	JC/T902-2002
《建筑材料放射性核素限量》	GB6566-2001
《建筑防火封堵应用技术规程》	CECS154: 2003
《建筑钢结构焊接技术规程》	JGJ81-2002
《建筑工程抗震设防分类标准》	GB50223-2008
《建筑工程预应力施工规程》	CECS180: 2005
《建筑结构荷载规范》	GB50009-2001(2006年版、局部修订)
《建筑结构可靠度设计统一标准》	GB50068-2001
《建筑抗震设计规范》	GB50011-2001(2008年版)
《建筑设计防火规范》	GB50016-2006
《建筑物防雷设计规范》	GB50057-94(2000年版)
《冷弯薄壁型钢结构设计规范》	GB50018-2002

《民用建筑设计通则》	GB50352-2005
《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》	JGJ85-2002

1.3 铝材规范:

《变形铝及铝合金化学成份》	GB/T3190-2008
《建筑用隔热铝合金型材-穿条式》	JG/T175-2005
《建筑用铝型材、铝板氟碳涂层》	JG/T133-2000
《铝合金建筑型材第1部分基材》	GB5237.1-2008
《铝合金建筑型材第2部分阳极氧化、着色型材》	GB5237.2-2008
《铝合金建筑型材第3部分电泳涂漆型材》	GB5237.3-2008
《铝合金建筑型材第4部分粉末喷涂型材》	GB5237.4-2008
《铝合金建筑型材第5部分氟碳漆喷涂型材》	GB5237.5-2008
《铝合金建筑型材第6部分隔热型材》	GB5237.6-2004
《铝及铝合金彩色涂层板、带材》	YS/T431-2000
《一般工业用铝及铝合金板、带材》	GB/T3880.1~3-2006
《铝型材截面几何参数算法及计算机程序要求》	YS/T437-2009
《有色电泳涂漆铝合金建筑型材》	YS/T459-2003

1.4 金属板及石材规范:

《干挂饰面石材及其金属挂件》	JC830.1、2-2005
《建筑装饰用微晶玻璃》	JC/T872-2000
《建筑幕墙用瓷板》	JG/T217-2007
《建筑装饰用搪瓷钢板》	JG/T234-2008
《微晶玻璃陶瓷复合砖》	JC/T994-2006
《超薄天然石材复合板》	JC/T1049-2007
《铝幕墙板、板基》	YS/T429.1-2000
《铝幕墙板、氟碳喷漆铝单板》	YS/T429.2-2000
《建筑幕墙用铝塑复合板》	GB/T17748-2008
《铝塑复合板用铝带》	YS/T432-2000
《天然板石》	GB/T18600-2009
《天然大理石荒料》	JC/T202-2001
《天然大理石建筑板材》	GB/T19766-2005
《天然花岗石荒料》	JC/T204-2001
《天然花岗石建筑板材》	GB/T18601-2009
《天然石材统一编号》	GB/T17670-2008
《天然饰面石材术语》	GB/T13890-2008

1.5 玻璃规范:

《镀膜玻璃 第1部分:阳光控制镀膜玻璃》	GB/T18915.1-2002
《镀膜玻璃 第2部分:低辐射镀膜玻璃》	GB/T18915.2-2002
《防弹玻璃》	GB17840-1999
《平板玻璃》	GB11614-2009
《建筑用安全玻璃 第3部分:夹层玻璃》	GB15763.3-2009
《建筑用安全玻璃 第2部分:钢化玻璃》	GB15763.2-2005

《建筑用安全玻璃 防火玻璃》	GB15763.1-2009
《幕墙用钢化玻璃与半钢化玻璃》	GB17841-2008
《热弯玻璃》	JC/T915-2003
《压花玻璃》	JC/T511-2002
《中空玻璃》	GB/T11944-2002

1.6 钢材规范:

《建筑结构用冷弯矩形钢管》	JG/T178-2005
《不锈钢棒》	GB/T1220-2007
《不锈钢冷加工钢棒》	GB/T4226-2009
《不锈钢冷轧钢板及钢带》	GB/T3280-2007
《不锈钢热轧钢板及钢带》	GB/T4237-2007
《不锈钢丝》	GB/T4240-2009
《建筑用不锈钢绞线》	JG/T200-2007
《不锈钢小直径无缝钢管》	GB/T3090-2000
《擦窗机》	GB19154-2003
《彩色涂层钢板和钢带》	GB/T12754-2006
《低合金钢焊条》	GB/T5118-1995
《低合金高强度结构钢》	GB/T1591-2008
《建筑幕墙用钢索压管接头》	JG/T201-2007
《耐候结构钢》	GB/T4171-2008
《高碳铬不锈钢丝》	YB/T096—1997
《合金结构钢》	GB/T3077-1999
《金属覆盖层钢铁制品热镀锌层技术要求》	GB/T13912-2002
《冷拔异形钢管》	GB/T3094-2000
《碳钢焊条》	GB/T5117-1999
《碳素结构钢》	GB/T700-2006
《碳素结构钢和低合金结构钢热轧薄钢板及钢带》	GB/T912-2008
《碳素结构钢和低合金结构钢热轧厚钢板及钢带》	GB/T3274-2007
《优质碳素结构钢》	GB/T699-1999
《预应力筋用锚具、夹具和连接器》	GB/T14370-2000

1.7 胶类及密封材料规范:

《丙烯酸酯建筑密封膏》	JC484-2006
《幕墙玻璃接缝用密封胶》	JC/T882-2001
《彩色涂层钢板用建筑密封胶》	JC/T884-2001
《丁基橡胶防水密封胶粘带》	JC/T942-2004
《干挂石材幕墙用环氧胶粘剂》	JC887-2001
《工业用橡胶板》	GB/T5574-1994
《混凝土建筑接缝用密封胶》	JC/T881-2001
《建筑窗用弹性密封胶》	JC485-2007
《建筑密封材料试验方法》	GB/T13477.1~20-2002
《建筑用防霉密封胶》	JC/T885-2001
《建筑用硅酮结构密封胶》	GB16776-2005
《建筑用岩棉、矿渣棉绝热制品》	GB/T19686-2005

《建筑用硬质塑料隔热条》	JG/T174-2005
《建筑装饰用天然石材防护剂》	JC/T973-2005
《聚氨酯建筑密封胶》	JC/T482-2003
《聚硫建筑密封胶》	JC/T483-2006
《绝热用岩棉、矿棉及其制品》	GB/T11835-2007
《硫化橡胶或热塑性橡胶撕裂强度的测定》	GB/T529-1999
《石材用建筑密封胶》	JC/T883-2001
《橡胶袖珍硬度计压入硬度试验方法》	GB/T531-1999
《修补用天然橡胶胶粘剂》	HG/T3318-2002
《中空玻璃用弹性密封胶》	JC/T486-2001
《中空玻璃用丁基热熔密封胶》	JC/T914-2003

1.8 门窗及五金件规范：

《封闭型沉头抽芯铆钉》	GB/T12616-2004
《封闭型平圆头抽芯铆钉》	GB/T12615-2004
《紧固件螺栓和螺钉》	GB/T5277-1985
《紧固件公差螺栓、螺钉、螺柱和螺母》	GB/T3103.1-2002
《紧固件机械性能不锈钢螺母》	GB/T3098.15-2000
《紧固件机械性能不锈钢螺栓、螺钉、螺柱》	GB/T3098.6-2000
《紧固件机械性能抽芯铆钉》	GB/T3098.19-2004
《紧固件机械性能螺母、粗牙螺纹》	GB/T3098.2-2000
《紧固件机械性能螺母、细牙螺纹》	GB/T3098.4-2000
《紧固件机械性能螺栓、螺钉和螺柱》	GB/T3098.1-2000
《紧固件机械性能自攻螺钉》	GB/T3098.5-2000
《紧固件术语盲铆钉》	GB/T3099-2004
《铝合金门窗》	GB/T8478-2008
《螺纹紧固件应力截面积和承载面积》	GB/T16823.1-1997
《十字槽盘头螺钉》	GB/T818-2000
《地弹簧》	QB/T2697-2005
《铝合金门插锁》	QB/T3885-1999
《平开铝合金窗把手》	QB/T3886-1999
《铝合金撑挡》	QB/T3887-1999
《铝合金窗不锈钢滑撑》	QB/T3888-1999
《铝合金门窗拉手》	QB/T3889-1999
《铝合金窗锁》	QB/T3900-1999
《铝合金门锁》	QB/T3901-1999
《推拉铝合金门用滑轮》	QB/T3902-1999
《闭合器》	QB/T3893-1999
《外装门锁》	QB/T2473-2000
《弹子插芯门锁》	GB/T2474-2000
《叶片门锁》	QB/T2475-2000
《球型门锁》	QB/T2476-2000
《铜合金铸件》	GB/T13819-1992
《锌合金铸件》	GB/T13821-1992
《铝合金压铸件》	GB/T15114-2009

《铸件尺寸公差与机械加工余量》	QB/T6414-1999
《建筑门窗五金件 插销》	JG214-2007
《建筑门窗五金件 传动机构用执手》	JG124-2007
《建筑门窗五金件 旋压执手》	JG213-2007
《建筑门窗五金件 合页（铰链）》	JG125-2007
《建筑门窗五金件 传动锁闭器》	JG126-2007
《建筑门窗五金件 滑撑》	JG127-2007
《建筑门窗五金件 滑轮》	JG129-2007
《建筑门窗五金件 多点锁闭器》	JG215-2007
《建筑门窗五金件 撑挡》	JG128-2007
《建筑门窗五金件 通用要求》	JG212-2007
《建筑门窗五金件 单点锁闭器》	JG130-2007
《建筑门窗内平开下悬五金系统》	JG168-2004
《钢塑共挤门窗》	JG207-2007
《电动采光排烟窗》	JG189-2006

1.9 相关物理性能等级测试方法：

《玻璃幕墙工程质量检验标准》	JGJ/T139-2001
《玻璃幕墙光学性能》	GB/T18091-2000
《居住建筑节能检测标准》	JGJ132-2009
《彩色涂层钢板和钢带试验方法》	GB/T13448-2006
《钢结构工程施工质量验收规范》	GB50205-2001
《混凝土结构工程施工质量验收规范》	GB50204-2002
《建筑防水材料老化试验方法》	GB/T18244-2000
《建筑幕墙气密、水密、抗风压性能检测方法》	GB/T15227-2007
《建筑幕墙抗震性能振动台试验方法》	GB/T18575-2001
《建筑幕墙平面内变形性能检测方法》	GB/T18250-2000
《建筑外门窗保温性能分级及检测方法》	GB/T8484-2008
《建筑外窗采光性能分级及检测方法》	GB/T11976-2002
《建筑门窗空气隔声性能分级及检测方法》	GB/T8485-2008
《建筑外门窗气密、水密、抗风压性能分级及检测方法》	GB/T7106-2008
《建筑装饰装修工程施工质量验收规范》	GB50210-2001
《金属材料室温拉伸试验方法》	GB/T228-2002

1.10 《建筑结构静力计算手册》（第二版）

1.11 土建图纸：

2 基本参数

2.1 幕墙所在地区

济南地区；

2.2 地面粗糙度分类等级

幕墙属于外围护构件，按《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001)

A类：指近海海面和海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；

B类：指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区；

C类：指有密集建筑群的城市市区；

D类：指有密集建筑群且房屋较高的城市市区；

依照上面分类标准，本工程按B类地形考虑。

2.3 抗震设防

按《建筑工程抗震设防分类标准》，建筑工程应分为以下四个抗震设防类别：

1. 特殊设防类：指使用上有特殊设施，涉及国家公共安全的重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果，需要进行特殊设防的建筑，简称甲类；

2. 重点设防类：指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关建筑，以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果，需要提高设防标准的建筑，简称乙类；

3. 标准设防类：指大量的除1、2、4款以外按标准要求进行设防的建筑，简称丙类；

4. 适度设防类：指使用上人员稀少且震损不致产生次生灾害，允许在一定条件下适度降低要求的建筑，简称丁类；

在维护结构抗震设计计算中：

1. 特殊设防类，应按高于本地区抗震设防烈度提高一度的要求加强其抗震措施，同时，应按批准的地震安全性评价的结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定其地震作用；

2. 重点设防类，应按高于本地区抗震设防烈度一度的要求加强其抗震措施，同时，应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用；

3. 标准设防类，应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施和地震作用；

4. 适度设防类，应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施和地震作用；

根据国家规范《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001 2008 版)，济南地区地震基本烈度为：6度，地震动峰值加速度为 0.05g，由于本工程是标准设防类，因此实际抗震计算中的水平地震影响系数最大值应按本地区抗震设防烈度选取，也就是取： $\alpha_{\max}=0.04$ ；

3 幕墙承受荷载计算

3.1 风荷载标准值的计算方法

幕墙属于外围护构件，按建筑结构荷载规范(GB50009-2001 2006 年版)计算：

$$w_k = \beta_{gz} \mu_z \mu_{s1} W_0 \quad \dots\dots 7.1.1-2 [GB50009-2001 2006 年版]$$

上式中：

w_k ：作用在幕墙上的风荷载标准值(MPa)；

Z：计算点标高：5.7m；

β_{gz} ：瞬时风压的阵风系数；

根据不同场地类型，按以下公式计算(高度不足5m按5m计算)：

$$\beta_{gz} = K(1 + 2\mu_f)$$

其中K为地面粗糙度调整系数， μ_f 为脉动系数

A类场地： $\beta_{gz} = 0.92 \times (1 + 2\mu_f)$ 其中： $\mu_f = 0.387 \times (Z/10)^{-0.12}$

B类场地： $\beta_{gz} = 0.89 \times (1 + 2\mu_f)$ 其中： $\mu_f = 0.5(Z/10)^{-0.16}$

C类场地: $\beta_{gz}=0.85 \times (1+2\mu_f)$ 其中: $\mu_f=0.734(Z/10)^{-0.22}$

D类场地: $\beta_{gz}=0.80 \times (1+2\mu_f)$ 其中: $\mu_f=1.2248(Z/10)^{-0.3}$

对于B类地形, 5.7m高度处瞬时风压的阵风系数:

$$\beta_{gz}=0.89 \times (1+2 \times (0.5(Z/10)^{-0.16}))=1.8638$$

μ_z : 风压高度变化系数;

根据不同场地类型, 按以下公式计算:

A类场地: $\mu_z=1.379 \times (Z/10)^{0.24}$

当 $Z>300m$ 时, 取 $Z=300m$, 当 $Z<5m$ 时, 取 $Z=5m$;

B类场地: $\mu_z=(Z/10)^{0.32}$

当 $Z>350m$ 时, 取 $Z=350m$, 当 $Z<10m$ 时, 取 $Z=10m$;

C类场地: $\mu_z=0.616 \times (Z/10)^{0.44}$

当 $Z>400m$ 时, 取 $Z=400m$, 当 $Z<15m$ 时, 取 $Z=15m$;

D类场地: $\mu_z=0.318 \times (Z/10)^{0.60}$

当 $Z>450m$ 时, 取 $Z=450m$, 当 $Z<30m$ 时, 取 $Z=30m$;

对于B类地形, 5.7m高度处风压高度变化系数:

$$\mu_z=1.000 \times (Z/10)^{0.32}=1$$

μ_{s1} : 局部风压体型系数;

按《建筑结构荷载规范》GB50009-2001(2006年版)第7.3.3条: 验算围护构件及其连接的强度时, 可按下列规定采用局部风压体型系数 μ_{s1} :

一、外表面

1. 正压区 按表7.3.1采用;

2. 负压区

-对墙面, 取-1.0

-对墙角边, 取-1.8

二、内表面

对封闭式建筑物, 按表面风压的正负情况取-0.2或0.2。

本计算点为大面位置。

按JGJ102-2003第5.3.2条文说明: 风荷载在建筑物表面分布是不均匀的, 在檐口附近、边角部位较大。根据风洞试验结果和国外的有关资料, 在上述区域风吸力系数可取-1.8, 其余墙面可考虑-1.0, 由于维护结构有开启的可能, 所以还应考虑室内压-0.2。对无开启的结构, 《建筑结构荷载规范》条文说明第7.3.3条指出“对封闭建筑物, 考虑到建筑物内实际存在的个别洞口和缝隙, 以及机械通风等因素, 室内可能存在正负不同的气压, 参照国外规范, 大多取±(0.2-0.25)的压力系数, 现取±0.2”。即不论有无开启扇, 均要考虑内表面的局部体型系数。

另注: 上述的局部体型系数 $\mu_{s1}(1)$ 是适用于围护构件的从属面积 A 小于或等于 $1m^2$ 的情况, 当围护构件的从属面积 A 大于或等于 $10m^2$ 时, 局部风压体型系数 $\mu_{s1}(10)$ 可乘以折减系数0.8, 当构件的从属面积小于 $10m^2$ 而大于 $1m^2$ 时, 局部风压体型系数 $\mu_{s1}(A)$ 可按面积的对数线性插值, 即:

$$\mu_{s1}(A)=\mu_{s1}(1)+[\mu_{s1}(10)-\mu_{s1}(1)]\log A$$

在上式中: 当 $A \geq 10m^2$ 时取 $A=10m^2$; 当 $A \leq 1m^2$ 时取 $A=1m^2$;

w_0 : 基本风压值(MPa), 根据现行《建筑结构荷载规范》GB50009-2001附表D.4(全国基本风压分布图)中数值采用, 但不小于 $0.3kN/m^2$, 按重现期50年, 济南地区取 $0.00045MPa$;

3.2 计算支撑结构时的风荷载标准值

计算支撑结构时的构件从属面积:

$$A=1.6 \times 1.3=2.08m^2$$

$$\log A=0.318$$

$$\begin{aligned}\mu_{s1}(A) &= \mu_{s1}(1) + [\mu_{s1}(10) - \mu_{s1}(1)] \log A \\ &= 0.936 \\ \mu_{s1} &= 0.936 + 0.2 \\ &= 1.136 \\ w_k &= \beta_{gz} \mu_z \mu_{s1} w_0 \\ &= 1.8638 \times 1 \times 1.136 \times 0.00045 \\ &= 0.000953 \text{MPa} \text{ 因为 } w_k < 0.001 \text{MPa, 所以按 JGJ102-2003, 取 } w_k = 0.001 \text{MPa.}\end{aligned}$$

3.3 计算面板材料时的风荷载标准值

计算面板材料时的构件从属面积:

$$\begin{aligned}A &= 0.525 \times 1.6 = 0.84 \text{m}^2 \\ \log A &= 0 \\ \mu_{s1}(A) &= \mu_{s1}(1) + [\mu_{s1}(10) - \mu_{s1}(1)] \log A \\ &= 1 \\ \mu_{s1} &= 1 + 0.2 \\ &= 1.2 \\ w_k &= \beta_{gz} \mu_z \mu_{s1} w_0 \\ &= 1.8638 \times 1 \times 1.2 \times 0.00045 \\ &= 0.001006 \text{MPa}\end{aligned}$$

3.4 垂直于幕墙平面的分布水平地震作用标准值

$$q_{Eak} = \beta_E \alpha_{\max} G_k / A \quad \dots\dots 5.3.4 [\text{JGJ102-2003}]$$

q_{Eak} : 垂直于幕墙平面的分布水平地震作用标准值 (MPa);
 β_E : 动力放大系数, 取 5.0;
 α_{\max} : 水平地震影响系数最大值, 取 0.04;
 G_k : 幕墙构件的重力荷载标准值 (N);
 A : 幕墙构件的面积 (mm^2);

3.5 作用效应组合

荷载和作用效应按下式进行组合:

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} + \psi_E \gamma_E S_{Ek} \quad \dots\dots 5.4.1 [\text{JGJ102-2003}]$$

上式中:

- S: 作用效应组合的设计值;
- S_{Gk} : 重力荷载作为永久荷载产生的效应标准值;
- S_{wk} 、 S_{Ek} : 分别为风荷载, 地震作用作为可变荷载产生的效应标准值;
- γ_G 、 γ_w 、 γ_E : 各效应的分项系数;
- ψ_w 、 ψ_E : 分别为风荷载, 地震作用效应的组合系数。

上面的 γ_G 、 γ_w 、 γ_E 为分项系数, 按 5.4.2、5.4.3、5.4.4 [JGJ102-2003] 规定如下:
进行幕墙构件强度、连接件和预埋件承载力计算时:

- 重力荷载: γ_G : 1.2;
- 风荷载: γ_w : 1.4;
- 地震作用: γ_E : 1.3;

进行挠度计算时:

- 重力荷载: γ_G : 1.0;

风荷载： γ_w ：1.0；

地震作用：可不作组合考虑；

上式中，风荷载的组合系数 ψ_w 为 1.0；

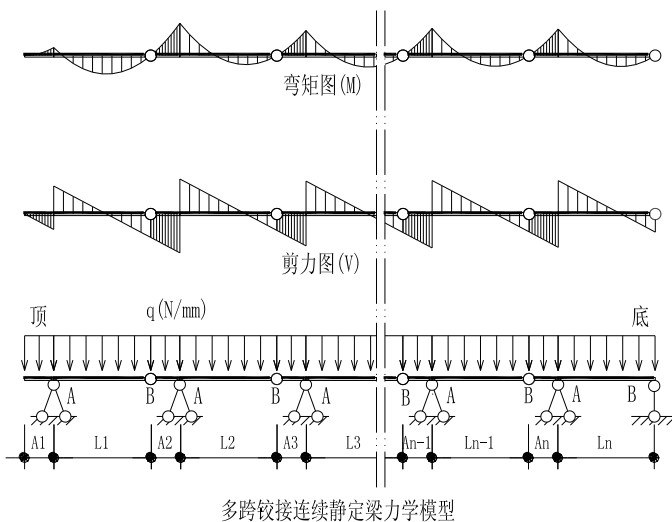
地震作用的组合系数 ψ_E 为 0.5；

4 幕墙立柱计算

基本参数：

- 1: 计算点标高：5.7m；
- 2: 力学模型：多跨铰接连续静定梁；
- 3: 立柱跨度：参见内力分析部分；
- 4: 立柱左分格宽：1600mm；立柱右分格宽：1600mm；
- 5: 立柱计算间距：B=1600mm；
- 6: 板块配置：石材；
- 7: 立柱材质：Q235；
- 8: 安装方式：偏心受拉；

本处幕墙立柱按多跨铰接连续静定梁力学模型进行设计计算，受力模型如下：



4.1 立柱型材选材计算

(1) 风荷载作用的线荷载集度(按矩形分布)：

q_{wk} ：风荷载线分布最大荷载集度标准值 (N/mm)；

w_k ：风荷载标准值 (MPa)；

B：幕墙立柱计算间距 (mm)；

$$\begin{aligned} q_{wk} &= w_k B \\ &= 0.001 \times 1600 \\ &= 1.6 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

q_w ：风荷载线分布最大荷载集度设计值 (N/mm)；

$$\begin{aligned} q_w &= 1.4 q_{wk} \\ &= 1.4 \times 1.6 \end{aligned}$$

$$=2.24\text{N/mm}$$

(2) 水平地震作用线荷载集度(按矩形分布):

q_{Eak} : 垂直于幕墙平面的分布水平地震作用标准值(MPa);

β_E : 动力放大系数, 取 5.0;

α_{max} : 水平地震影响系数最大值, 取 0.04;

G_k : 幕墙构件的重力荷载标准值(N), (含面板和框架);

A : 幕墙平面面积(mm^2);

$$q_{Eak} = \beta_E \alpha_{max} G_k / A \quad \dots\dots 5.3.4 [\text{JGJ102-2003}]$$

$$= 5 \times 0.04 \times 0.0011$$

$$= 0.00022\text{MPa}$$

q_{Ek} : 水平地震作用线荷载集度标准值(N/mm);

B : 幕墙立柱计算间距(mm);

$$q_{Ek} = q_{Eak} B$$

$$= 0.00022 \times 1600$$

$$= 0.352\text{N/mm}$$

q_E : 水平地震作用线荷载集度设计值(N/mm);

$$q_E = 1.3q_{Ek}$$

$$= 1.3 \times 0.352$$

$$= 0.458\text{N/mm}$$

(3) 幕墙受荷载集度组合:

用于强度计算时, 采用 $S_w + 0.5S_E$ 设计值组合: $\dots\dots 5.4.1 [\text{JGJ102-2003}]$

$$q = q_w + 0.5q_E$$

$$= 2.24 + 0.5 \times 0.458$$

$$= 2.469\text{N/mm}$$

用于挠度计算时, 采用 S_w 标准值: $\dots\dots 5.4.1 [\text{JGJ102-2003}]$

$$q_k = q_{wk}$$

$$= 1.6\text{N/mm}$$

4.2 选用立柱型材的截面特性

按上一项计算结果选用型材号: 槽 6.3

型材的抗弯强度设计值: $f_s = 215\text{MPa}$

型材的抗剪强度设计值: $\tau_s = 125\text{MPa}$

型材弹性模量: $E = 206000\text{MPa}$

绕 X 轴惯性矩: $I_x = 508000\text{mm}^4$

绕 Y 轴惯性矩: $I_y = 119000\text{mm}^4$

绕 X 轴净截面抵抗矩: $W_{nx1} = 16100\text{mm}^3$

绕 X 轴净截面抵抗矩: $W_{nx2} = 16100\text{mm}^3$

型材净截面面积: $A_n = 845.1\text{mm}^2$

型材线密度: $\gamma_g = 0.06634\text{N/mm}$

型材截面垂直于 X 轴腹板的截面总宽度: $t = 4.8\text{mm}$

型材受力面对中性轴的面积矩: $S_x = 9800\text{mm}^3$

塑性发展系数:

对于钢材龙骨, 按 JGJ133 或 JGJ102 规范, 取 1.05;

对于铝合金龙骨, 按最新《铝合金结构设计规范》GB 50429-2007, 取 1.00;

此处: $\gamma = 1.05$

4.3 立柱的内力分析

第1跨内力分析：

$$\begin{aligned}R_{Bi}&=qL_i \times [1-(A_i/L_i)^2]/2 - P_i \times (A_i/L_i), \quad i=1 \\&=2.469 \times 1000 \times [1-(300/1000)^2]/2 - 0 \times (300/1000) \\&=1123\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_i&=qL_i^2 \times [1-(A_i/L_i)^2]^2/8, \quad i=1 \\&=2.469 \times 1000^2 \times [1-(300/1000)^2]^2/8 \\&=255572\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

第2跨内力分析：

$$\begin{aligned}P_i&=R_{Bi-1}, \quad i=2 \\&=1123\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{Bi}&=qL_i \times [1-(A_i/L_i)^2]/2 - P_i \times (A_i/L_i), \quad i=2 \\&=2.469 \times 1000 \times [1-(300/1000)^2]/2 - 1123 \times (300/1000) \\&=786\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_i&=qL_i^2 \times [1-(A_i/L_i)^2]^2/8 - P_i \times A_i \times [1-(1+(A_i/L_i))^2/2 + A_i/L_i], \quad i=2 \\&=2.469 \times 1000^2 \times [1-(300/1000)^2]^2/8 - 1123 \times 300 \times [1-(1+(300/1000))^2/2 + 300/1000] \\&=102283\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A2}&=-(P_i \times A_i + qA_i^2/2), \quad (i=2) \\&=-448005\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

第3跨内力分析：

$$\begin{aligned}P_i&=R_{Bi-1}, \quad i=3 \\&=786\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{Bi}&=qL_i \times [1-(A_i/L_i)^2]/2 - P_i \times (A_i/L_i), \quad i=3 \\&=2.469 \times 1000 \times [1-(300/1000)^2]/2 - 786 \times (300/1000) \\&=888\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_i&=qL_i^2 \times [1-(A_i/L_i)^2]^2/8 - P_i \times A_i \times [1-(1+(A_i/L_i))^2/2 + A_i/L_i], \quad i=3 \\&=2.469 \times 1000^2 \times [1-(300/1000)^2]^2/8 - 786 \times 300 \times [1-(1+(300/1000))^2/2 + 300/1000] \\&=148283\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A3}&=-(P_i \times A_i + qA_i^2/2), \quad (i=3) \\&=-346905\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

第4跨内力分析：

$$\begin{aligned}P_i&=R_{Bi-1}, \quad i=4 \\&=888\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{Bi}&=qL_i \times [1-(A_i/L_i)^2]/2 - P_i \times (A_i/L_i), \quad i=4 \\&=2.469 \times 1000 \times [1-(300/1000)^2]/2 - 888 \times (300/1000) \\&=857\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_i&=qL_i^2 \times [1-(A_i/L_i)^2]^2/8 - P_i \times A_i \times [1-(1+(A_i/L_i))^2/2 + A_i/L_i], \quad i=4 \\&=2.469 \times 1000^2 \times [1-(300/1000)^2]^2/8 - 888 \times 300 \times [1-(1+(300/1000))^2/2 + 300/1000] \\&=134360\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A4}&=-(P_i \times A_i + qA_i^2/2), \quad (i=4) \\&=-377505\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

第5跨内力分析：

$$\begin{aligned}P_i&=R_{Bi-1}, \quad i=5 \\&=857\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{B_i} &= qL_i \times [1 - (A_i/L_i)^2] / 2 - P_i \times (A_i/L_i), \quad i=5 \\ &= 2.469 \times 1000 \times [1 - (300/1000)^2] / 2 - 857 \times (300/1000) \\ &= 866\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_i &= qL_i^2 \times [1 - (A_i/L_i)^2]^2 / 8 - P_i \times A_i \times [1 - (1 + (A_i/L_i))^2 / 2 + A_i/L_i], \quad i=5 \\ &= 2.469 \times 1000^2 \times [1 - (300/1000)^2]^2 / 8 - 857 \times 300 \times [1 - (1 + (300/1000))^2 / 2 + 300/1000] \\ &= 138592\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A_5} &= -(P_i \times A_i + qA_i^2 / 2), \quad (i=5) \\ &= -368205\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

第6跨内力分析:

$$\begin{aligned}P_i &= R_{B_{i-1}}, \quad i=6 \\ &= 866\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{B_i} &= qL_i \times [1 - (A_i/L_i)^2] / 2 - P_i \times (A_i/L_i), \quad i=6 \\ &= 2.469 \times 1000 \times [1 - (300/1000)^2] / 2 - 866 \times (300/1000) \\ &= 864\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_i &= qL_i^2 \times [1 - (A_i/L_i)^2]^2 / 8 - P_i \times A_i \times [1 - (1 + (A_i/L_i))^2 / 2 + A_i/L_i], \quad i=6 \\ &= 2.469 \times 1000^2 \times [1 - (300/1000)^2]^2 / 8 - 866 \times 300 \times [1 - (1 + (300/1000))^2 / 2 + 300/1000] \\ &= 137363\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A_6} &= -(P_i \times A_i + qA_i^2 / 2), \quad (i=6) \\ &= -370905\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

第7跨内力分析:

$$\begin{aligned}P_i &= R_{B_{i-1}}, \quad i=7 \\ &= 864\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{B_i} &= qL_i \times [1 - (A_i/L_i)^2] / 2 - P_i \times (A_i/L_i), \quad i=7 \\ &= 2.469 \times 1000 \times [1 - (300/1000)^2] / 2 - 864 \times (300/1000) \\ &= 864\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_i &= qL_i^2 \times [1 - (A_i/L_i)^2]^2 / 8 - P_i \times A_i \times [1 - (1 + (A_i/L_i))^2 / 2 + A_i/L_i], \quad i=7 \\ &= 2.469 \times 1000^2 \times [1 - (300/1000)^2]^2 / 8 - 864 \times 300 \times [1 - (1 + (300/1000))^2 / 2 + 300/1000] \\ &= 137636\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A_7} &= -(P_i \times A_i + qA_i^2 / 2), \quad (i=7) \\ &= -370305\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

第8跨内力分析:

$$\begin{aligned}P_i &= R_{B_{i-1}}, \quad i=8 \\ &= 864\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{B_i} &= qL_i \times [1 - (A_i/L_i)^2] / 2 - P_i \times (A_i/L_i), \quad i=8 \\ &= 2.469 \times 1000 \times [1 - (300/1000)^2] / 2 - 864 \times (300/1000) \\ &= 864\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_i &= qL_i^2 \times [1 - (A_i/L_i)^2]^2 / 8 - P_i \times A_i \times [1 - (1 + (A_i/L_i))^2 / 2 + A_i/L_i], \quad i=8 \\ &= 2.469 \times 1000^2 \times [1 - (300/1000)^2]^2 / 8 - 864 \times 300 \times [1 - (1 + (300/1000))^2 / 2 + 300/1000] \\ &= 137636\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A_8} &= -(P_i \times A_i + qA_i^2 / 2), \quad (i=8) \\ &= -370305\text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

第9跨内力分析:

$$\begin{aligned}P_i &= R_{B_{i-1}}, \quad i=9 \\ &= 864\text{N}\end{aligned}$$

$$R_{B_i} = qL_i \times [1 - (A_i/L_i)^2] / 2 - P_i \times (A_i/L_i), \quad i=9$$

$$=2.469 \times 1000 \times [1 - (300/1000)^2] / 2 - 864 \times (300/1000)$$

$$=864\text{N}$$

$$M_i = qL_i^2 \times [1 - (A_i/L_i)^2]^2 / 8 - P_i \times A_i \times [1 - (1 + (A_i/L_i))^2 / 2 + A_i/L_i], \quad i=9$$

$$=2.469 \times 1000^2 \times [1 - (300/1000)^2]^2 / 8 - 864 \times 300 \times [1 - (1 + (300/1000))^2 / 2 + 300/1000]$$

$$=137636\text{N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{A9} = -(P_i \times A_i + qA_i^2 / 2), \quad (i=9)$$

$$=-370305\text{N} \cdot \text{mm}$$

4.4 幕墙立柱的抗弯强度及抗剪强度验算：

按下面强度公式校核抗弯强度：

$$f = N/A_n + M_x / \gamma W_{nx} \leq f_s \quad \dots\dots 6.3.7 [\text{JGJ102-2003}]$$

上式中：

- N：立柱轴力设计值(N)；
- M_x：立柱弯矩设计值(N·mm)；
- A_n：立柱净截面面积(mm²)；
- W_{nx}：在弯矩作用方向的净截面抵抗矩(mm³)；
- γ：塑性发展系数；
- f_s：型材的抗弯强度设计值，取 215MPa；

按下面强度公式校核立柱剪强度：

$$\tau_{\max} \leq \tau_s = 125\text{MPa} \quad (\text{立柱的抗剪强度设计值})$$

(1) 第 1 跨立柱跨中强度验算：

$$N_1 = 1.2 \times 0.0011 \times 1600 \times (300 + 1000)$$

$$=2745.6\text{N}$$

$$f_1 = N_1/A_n + M_1 / \gamma W_{nx}$$

$$=2745.6/845.1 + 255572 / (1.05 \times 16100)$$

$$=18.367\text{MPa}$$

$$f_1 = 18.367\text{MPa} \leq 215\text{MPa}$$

第 1 跨立柱抗弯强度满足设计要求！

$$V_{B1} = R_{B1} = 1123\text{N}$$

$$\tau_1 = V_{B1} S_x / I_x t$$

$$=1123 \times 9800 / 508000 / 4.8$$

$$=4.513\text{MPa}$$

$$\tau_{1\max} = 4.513\text{MPa} \leq 125\text{MPa}$$

第 1 跨立柱抗剪强度满足设计要求！

(2) 第 2 跨后跨中弯矩最大处的强度验算：

从以上分析可以看到，第 2 跨后跨中弯矩最大值为：148283N·mm, M₃ 为一控制截面

$$N_3 = 2745.6\text{N}$$

$$f_3 = 148283 / (1.05 \times 16100) + 2745.6 / 845.1$$

$$=12.02\text{MPa}$$

$$f_3 = 12.02\text{MPa} \leq 215\text{MPa}$$

第 3 跨立柱抗弯强度满足设计要求！

$$V_{3\text{mid}} = P_i \times (A_i/L_i) = 236\text{N} \quad (i=3)$$

$$\tau_3 = V_{3\text{mid}} S_x / I_x t$$

$$=236 \times 9800 / 508000 / 4.8$$

$$=0.948\text{MPa}$$

$$\tau_3 = 0.948 \text{MPa} \leq 125 \text{MPa}$$

第3跨立柱抗剪强度满足设计要求!

$$f_{zs3} = (12.02^2 + 0.948^2)^{0.5} = 12.057 \text{MPa}$$

$$f_{zs3} \leq 1.1f_s = 236.5 \text{MPa}$$

第3跨立柱折算强度满足设计要求!

(3) 支座弯矩最大处的强度验算:

从以上分析可以看到, 支座弯矩最大处为: $-448005 \text{N} \cdot \text{mm}$, M_{2A} 为一控制截面

$$N_2 = 2745.6 \text{N}$$

$$f_{2A} = 448005 / (1.05 \times 16100) + 2745.6 / 845.1 \\ = 29.75 \text{MPa}$$

$$f_{2A} = 29.75 \text{MPa} \leq 215 \text{MPa}$$

第2跨立柱支座处抗弯强度满足设计要求!

$$V_{2A1} = -(P_i + q \times A_i / 2 \times (2 + A_i / L_i)) \quad (i=2) \\ = -1974.805 \text{N}$$

$$V_{2A2} = P_i \times (A_i / L_i + q \times L_i / 2) \quad (i=2) \\ = 1571.4 \text{N}$$

$$|V_{2A}| = 1974.805 \text{N}$$

$$\tau_{2A} = V_{2A} S_x / I_x t \\ = 1974.805 \times 9800 / 508000 / 4.8 \\ = 7.937 \text{MPa}$$

$$\tau_{2A} = 7.937 \text{MPa} \leq 125 \text{MPa}$$

第2跨立柱支座处抗剪强度满足设计要求!

$$f_{zs2A} = (29.75^2 + 7.937^2)^{0.5} = 30.791 \text{MPa}$$

$$f_{zs2A} \leq 1.1f_s = 236.5 \text{MPa}$$

第2跨立柱支座处折算强度满足设计要求!

4.5 幕墙立柱的挠度验算:

计算校核依据:

按相关规范, 钢材立柱的相对挠度不应大于 $L/250$, 铝材立柱的相对挠度不应大于 $L/180$;

同时按 [5.1.1.2] 《建筑幕墙》GB/T21086-2007 的规定, 对于构件式玻璃幕墙或单元幕墙 (其它形式幕墙或外维护结构无绝对挠度限制):

当跨距 $\leq 4500 \text{mm}$ 时, 绝对挠度不应该大于 20mm ;

当跨距 $> 4500 \text{mm}$ 时, 绝对挠度不应该大于 30mm ;

(1) 第1跨立柱跨中挠度验算:

$$d_{f1, mid} = 5q_k L_1^4 / 384EI_x \times (1 - 2.4(a_1/L_1)^2) \\ = 0.156 \text{mm}$$

$$d_{f2, c} = q_k a_2 L_2^3 / 24EI_x \times (-1 + 4(a_2/L_2)^2 + 3(a_2/L_2)^3) + (P_2 a_2^2 L_2 / 3EI_x) \times (1 + a_2/L_2) \\ = 0.312 \text{mm}$$

$$d_{f1} = d_{f1, mid} + d_{f2, c} / 2 = 0.312 \text{mm}$$

$$d_{f1, lim} = (L_1 + a_2) / 250 \\ = 5.2 \text{mm}$$

$$d_{f1} = 0.312 \text{mm} \leq d_{f1, lim} = 5.2 \text{mm}$$

第1跨立柱挠度可以满足要求!

(2) 第2跨后跨中弯矩最大处的挠度验算:

从以上分析可以看到, 第2跨后跨中弯矩最大值为: $148283 \text{N} \cdot \text{mm}$, M_3 为挠度控制截面

$$d_{f3, mid} = 5q_k L_i^4 / 384EI_x - q_k A_i^2 L_i^2 / 32EI_x - P_i A_i L_i^2 / 16EI_x$$

$$= 0.015\text{mm} \quad (i=3)$$

$$d_{f4, c} = q_k A_i L_i^3 / 24EI_x \times (-1 + 4(A_i/L_i)^2 + 3(A_i/L_i)^3) + (P_i A_i^2 L_i / 3EI_x) \times (1 + A_i/L_i)$$

$$= 0.224\text{mm} \quad (i=4)$$

$$d_{f3} = d_{f3, mid} + d_{f(i+1), c} / 2 = 0.127\text{mm} \quad (i=3)$$

$$d_{f3, lim} = L / 250$$

$$= 5.2\text{mm}$$

$$d_{f3, mid} = 0.127\text{mm} \leq d_{f3, lim} = 5.2\text{mm}$$

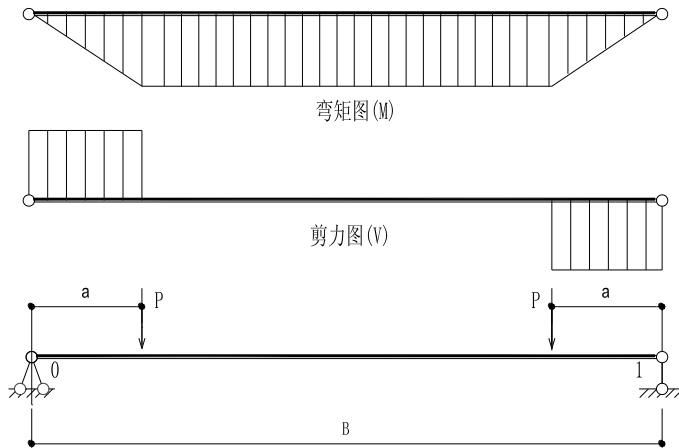
立柱挠度可以满足要求!

5 幕墙横梁计算

基本参数:

- 1: 计算点标高: 5.7m;
- 2: 横梁跨度: $B=1600\text{mm}$;
- 3: 横梁上分格高: 525mm; 横梁下分格高: 525mm;
- 4: 横梁计算高度: $H=262.5\text{mm}$;
非背栓结构取平均分格高;
背栓结构取最大分格高度的一半;
- 5: 力学模型: 两点集中荷载简支梁;
- 6: 集中力作用点到横梁端部的距离: $a=150\text{mm}$;
- 7: 板块配置: 石材;
- 8: 横梁材质: Q235;

本处幕墙横梁按两点集中荷载简支梁模型进行设计计算, 受力模型如下:



两点集中力作用下简支梁受力模型

5.1 横梁型材选材计算

(1) 横梁在风荷载作用下的集中力计算 (按两点集中荷载简支梁):

P_{wk} : 风荷载作用下集中荷载标准值 (N);

w_k : 风荷载标准值 (MPa);

B: 横梁跨度 (mm);

H: 横梁计算高度 (mm);

$$\begin{aligned}P_{wk} &= w_k B H / 2 \\ &= 0.001 \times 1600 \times 262.5 / 2 \\ &= 210 \text{N}\end{aligned}$$

P_w : 风荷载作用下集中荷载设计值 (N);

$$\begin{aligned}P_w &= 1.4 P_{wk} \\ &= 1.4 \times 210 \\ &= 294 \text{N}\end{aligned}$$

(2) 垂直于幕墙平面的分布水平地震作用 (按两点集中荷载简支梁):

q_{Eak} : 垂直于幕墙平面的分布水平地震作用 (MPa);

β_E : 动力放大系数, 取 5.0;

α_{max} : 水平地震影响系数最大值, 取 0.04;

G_k : 幕墙构件的重力荷载标准值 (N), (主要指面板组件);

A: 幕墙平面面积 (mm^2);

$$\begin{aligned}q_{Eak} &= \beta_E \alpha_{max} G_k / A \quad \dots\dots 5.3.4 [\text{JGJ102-2003}] \\ &= 5.0 \times 0.04 \times 0.001 \\ &= 0.0002 \text{MPa}\end{aligned}$$

P_{Ek} : 横梁在水平地震作用下集中力标准值 (N);

B: 横梁跨度 (mm);

H: 横梁计算高度 (mm);

$$\begin{aligned}P_{Ek} &= q_{Eak} B H / 2 \\ &= 0.0002 \times 1600 \times 262.5 / 2 \\ &= 42 \text{N}\end{aligned}$$

P_E : 横梁在水平地震作用下集中力设计值 (N);

$$\begin{aligned}P_E &= 1.3 P_{Ek} \\ &= 1.3 \times 42 \\ &= 54.6 \text{N}\end{aligned}$$

(3) 幕墙横梁受水平荷载集度组合:

用于强度计算时, 采用 $S_w + 0.5S_E$ 设计值组合: $\dots\dots 5.4.1 [\text{JGJ102-2003}]$

$$\begin{aligned}P &= P_w + 0.5 P_E \\ &= 294 + 0.5 \times 54.6 \\ &= 321.3 \text{N}\end{aligned}$$

用于挠度计算时, 采用 S_w 标准值: $\dots\dots 5.4.1 [\text{JGJ102-2003}]$

$$\begin{aligned}P_k &= P_{wk} \\ &= 210 \text{N}\end{aligned}$$

(4) 横梁在风荷载及地震组合作用下的弯矩值 (按两点集中荷载简支梁):

M_y : 横梁受风荷载及地震作用弯矩组合设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

P: 集中荷载的设计值组合 (N);

a: 集中力作用点到横梁端部的距离 (mm);

$$\begin{aligned}M_y &= P a \\ &= 321.3 \times 150 \\ &= 48195 \text{N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

(5) 横梁在自重荷载作用下的弯矩值 (按两点集中荷载简支梁):

P_{Gk} : 横梁自重荷载作用下集中力标准值 (N);

B: 横梁跨度 (mm);

H₁: 横梁自重荷载作用高度 (mm):

非背栓结构取横梁上分格高;

背栓结构取最大分格高度的一半;

$$P_{Gk}=0.001 \times BH_1/2$$

$$=0.001 \times 1600 \times 262.5/2$$

$$=210N$$

P_G: 横梁自重荷载作用下集中力设计值 (N);

$$P_G=1.2P_{Gk}$$

$$=1.2 \times 210$$

$$=252N$$

M_x: 横梁在自重荷载作用下的弯矩设计值 (N·mm);

P_G: 横梁自重荷载作用下集中力设计值 (N);

a: 集中力作用点到横梁端部的距离 (mm);

$$M_x=P_G \times a$$

$$=252 \times 150$$

$$=37800N \cdot mm$$

5.2 确定材料的截面参数

(1) 横梁抵抗矩预选:

W_{nx}: 绕 X 轴横梁净截面抵抗矩预选值 (mm³);

W_{ny}: 绕 Y 轴横梁净截面抵抗矩预选值 (mm³);

M_x: 横梁在自重荷载作用下的弯矩设计值 (N·mm);

M_y: 风荷载及地震作用弯矩组合设计值 (N·mm);

γ_x, γ_y: 塑性发展系数:

对于钢材龙骨, 按 JGJ133 或 JGJ102 规范, 均取 1.05;

对于铝合金龙骨, 按最新《铝合金结构设计规范》GB 50429-2007, 均取 1.00;

此处取: γ_x=γ_y=1.05

f_s: 型材抗弯强度设计值 (MPa), 对 Q235 取 215;

按下面公式计算:

$$W_{nx}=M_x/\gamma_x f_s$$

$$=37800/1.05/215$$

$$=167.442mm^3$$

$$W_{ny}=M_y/\gamma_y f_s$$

$$=48195/1.05/215$$

$$=213.488mm^3$$

(2) 横梁惯性矩预选:

d_{f1,lim}: 按规范要求, 横梁在水平力标准值作用下的挠度限值 (mm);

d_{f2,lim}: 按规范要求, 横梁在自重力标准值作用下的挠度限值 (mm);

B: 横梁的跨度 (mm);

按相关规范, 钢材横梁的相对挠度不应大于 L/250, 铝材横梁的相对挠度不应大于 L/180;

《建筑幕墙》GB/T21086-2007 还有如下规定:

按 [5.1.1.2], 对于构件式玻璃幕墙或单元幕墙 (其它形式幕墙或外维护结构无绝对挠度限制):

当跨距 ≤ 4500mm 时, 绝对挠度不应该大于 20mm;

当跨距>4500mm时，绝对挠度不应该大于30mm；

按[5.1.9, b]，自重标准值作用下挠度不应超过其跨度的1/500，并且不应大于3mm；

$$B/250=1600/250=6.4\text{mm}$$

$$B/500=1600/500=3.2\text{mm}$$

对本例取：

$$d_{f1,lim}=6.4\text{mm}$$

$$d_{f2,lim}=3\text{mm}$$

P_k ：风荷载作用下的水平集中荷载标准值(N)；

a ：集中力作用点到横梁端部的距离(mm)；

E ：型材的弹性模量(MPa)，对Q235取206000MPa；

I_{ymin} ：绕Y轴最小惯性矩(mm^4)；

$$d_{f,lim}=P_k a (3B^2-4a^2)/24EI_{ymin} \quad \dots\dots(\text{受风荷载与地震作用的挠度计算})$$

$$\begin{aligned} I_{ymin} &= P_k a (3B^2-4a^2)/24Ed_{f,lim} \\ &= 210 \times 150 \times (3 \times 1600^2 - 4 \times 150^2) / 24 / 206000 / 6.4 \\ &= 7556.034\text{mm}^4 \end{aligned}$$

P_{Gk} ：重力作用下的集中荷载标准值(N)；

a ：集中力作用点到横梁端部的距离(mm)；

B ：横梁的跨度(mm)；

E ：型材的弹性模量(MPa)，对Q235取206000MPa；

I_{xmin} ：绕X轴最小惯性矩(mm^4)；

$$d_{f,lim}=P_{Gk} a (3B^2-4a^2)/24EI_{xmin} \quad \dots\dots(\text{自重作用下产生的挠度计算})$$

$$\begin{aligned} I_{xmin} &= P_{Gk} a (3B^2-4a^2)/24Ed_{f,lim} \\ &= 210 \times 150 \times (3 \times 1600^2 - 4 \times 150^2) / 24 / 206000 / 3 \\ &= 16119.539\text{mm}^4 \end{aligned}$$

5.3 选用横梁型材的截面特性

按照上面的预选结果选取型材：

选用型材号：角钢L5×5

型材抗弯强度设计值：215MPa

型材抗剪强度设计值：125MPa

型材弹性模量： $E=206000\text{MPa}$

绕X轴惯性矩： $I_x=112100\text{mm}^4$

绕Y轴惯性矩： $I_y=112100\text{mm}^4$

绕X轴净截面抵抗矩： $W_{nx1}=7900\text{mm}^3$

绕X轴净截面抵抗矩： $W_{nx2}=3130\text{mm}^3$

绕Y轴净截面抵抗矩： $W_{ny1}=7900\text{mm}^3$

绕Y轴净截面抵抗矩： $W_{ny2}=3130\text{mm}^3$

型材净截面面积： $A_n=480.3\text{mm}^2$

型材线密度： $\gamma_g=0.037704\text{N/mm}$

横梁与立柱连接时角片与横梁连接处横梁壁厚： $t=5\text{mm}$

横梁截面垂直于X轴腹板的截面总宽度： $t_x=5\text{mm}$

横梁截面垂直于Y轴腹板的截面总宽度： $t_y=5\text{mm}$

型材受力面对中性轴的面积矩(绕X轴)： $S_x=3179\text{mm}^3$

型材受力面对中性轴的面积矩(绕Y轴)： $S_y=3179\text{mm}^3$

塑性发展系数：

对于钢材龙骨, 按 JGJ133 或 JGJ102 规范, 均取 1.05;

对于铝合金龙骨, 按最新《铝合金结构设计规范》GB 50429-2007, 均取 1.00;
此处取: $\gamma_x = \gamma_y = 1.05$

5.4 幕墙横梁的抗弯强度计算

按横梁抗弯强度计算公式, 应满足:

$$M_x / \gamma_x W_{nx} + M_y / \gamma_y W_{ny} \leq f_s \quad \dots\dots 6.2.4 [JGJ102-2003]$$

上式中:

M_x : 横梁绕 X 轴方向(幕墙平面内方向)的弯矩设计值(N·mm);

M_y : 横梁绕 Y 轴方向(垂直于幕墙平面方向)的弯矩设计值(N·mm);

W_{nx} : 横梁绕 X 轴方向(幕墙平面内方向)的净截面抵抗矩(mm³);

W_{ny} : 横梁绕 Y 轴方向(垂直于幕墙平面方向)的净截面抵抗矩(mm³);

γ_x, γ_y : 塑性发展系数, 取 1.05;

f_s : 型材的抗弯强度设计值, 取 215MPa。

采用 $S_G + S_w + 0.5S_F$ 组合, 则:

$$\begin{aligned} M_x / \gamma_x W_{nx} + M_y / \gamma_y W_{ny} &= 37800 / 1.05 / 3130 + 48195 / 1.05 / 3130 \\ &= 26.166 \text{MPa} \leq 215 \text{MPa} \end{aligned}$$

横梁抗弯强度满足要求。

5.5 横梁的挠度计算

因为惯性矩预选是根据挠度限值计算的, 所以只要选择的横梁惯性矩大于预选值, 挠度就满足要求:

实际选用的型材惯性矩为:

$$I_x = 112100 \text{mm}^4$$

$$I_y = 112100 \text{mm}^4$$

预选值为:

$$I_{x\min} = 16119.539 \text{mm}^4$$

$$I_{y\min} = 7556.034 \text{mm}^4$$

横梁的实际挠度计算值为:

$$\begin{aligned} d_{f1} &= P_k a (3B^2 - 4a^2) / 24EI_y \\ &= 210 \times 150 \times (3 \times 1600^2 - 4 \times 150^2) / 24 / 206000 / 112100 \\ &= 0.431 \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{f2} &= P_{Gk} a (3B^2 - 4a^2) / 24EI_x \\ &= 210 \times 150 \times (3 \times 1600^2 - 4 \times 150^2) / 24 / 206000 / 112100 \\ &= 0.431 \text{mm} \end{aligned}$$

而 $d_{f1, \text{lim}} = 6.4 \text{mm}$

$$d_{f2, \text{lim}} = 3 \text{mm}$$

所以, 横梁挠度满足规范要求。

5.6 横梁的抗剪计算

校核依据:

$$\tau_{\max} \leq \tau_s = 125 \text{MPa} \quad (\text{型材的抗剪强度设计值})$$

(1) V_{wk} : 风荷载作用下剪力标准值(N):

$$V_{wk} = P_{wk}$$

$$=210\text{N}$$

(2) V_w : 风荷载作用下剪力设计值(N):

$$V_w=1.4P_{wk}$$

$$=294\text{N}$$

(3) V_{Ek} : 地震作用下剪力标准值(N):

$$V_{Ek}=P_{Ek}$$

$$=42\text{N}$$

(4) V_E : 地震作用下剪力设计值(N):

$$V_E=1.3P_{Ek}$$

$$=54.6\text{N}$$

(5) V_x : 水平总剪力(N):

V_x : 横梁受水平总剪力(N):

采用 $V_w+0.5V_E$ 组合:

$$V_x=V_w+0.5V_E$$

$$=294+0.5\times 54.6$$

$$=321.3\text{N}$$

(6) V_y : 垂直总剪力(N):

$$V_y=P_G$$

$$=252\text{N}$$

(7) 横梁剪应力校核:

τ_x : 横梁水平方向剪应力(MPa);

V_x : 横梁水平总剪力(N);

S_y : 横梁型材受力面对中性轴的面积矩(mm^3) (绕 Y 轴);

I_y : 横梁型材截面惯性矩(mm^4);

t_y : 横梁截面垂直于 Y 轴腹板的截面总宽度(mm);

$$\tau_x=V_xS_y/I_yt_y \quad \dots\dots 6.2.5[\text{JGJ102-2003}]$$

$$=321.3\times 3179/112100/5$$

$$=1.822\text{MPa}$$

$$1.822\text{MPa}\leq 125\text{MPa}$$

τ_y : 横梁垂直方向剪应力(MPa);

V_y : 横梁垂直总剪力(N);

S_x : 横梁型材受力面对中性轴的面积矩(mm^3) (绕 X 轴);

I_x : 横梁型材截面惯性矩(mm^4);

t_x : 横梁截面垂直于 X 轴腹板的截面总宽度(mm);

$$\tau_y=V_yS_x/I_xt_x \quad \dots\dots 6.2.5[\text{JGJ102-2003}]$$

$$=252\times 3179/112100/5$$

$$=1.429\text{MPa}$$

$$1.429\text{MPa}\leq 125\text{MPa}$$

横梁抗剪强度能满足!

6 超薄石材复合板的选用与校核

基本参数:

1: 计算点标高: 5.7m;

2: 板块净尺寸(短边×长边): $a \times b = 525\text{mm} \times 1600\text{mm}$;

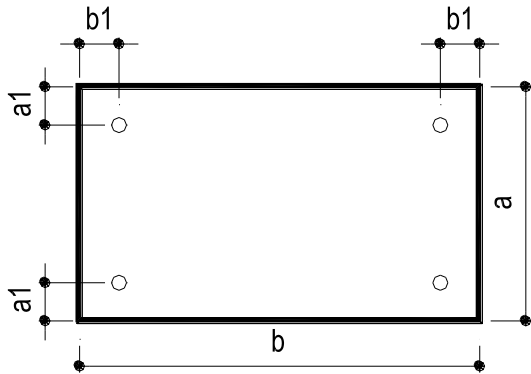
3: 背栓孔到短边端面的垂直距离: $a_1 = 150\text{mm}$;

背栓孔到长边端面的垂直距离: $b_1 = 150\text{mm}$;

4: 超薄石材复合板配置: 总厚度 δ 30mm, 其中石板厚 10mm, 蜂窝板厚 20mm, 四或六个背栓;

5: 规范说明: 现行《金属与石材幕墙工程技术规范》JGJ133-2001 中并没有给出超薄石材复合板相关的计算方法, 计算参考自北京市地方标准《建筑装饰工程石材应用技术规范》DB 11/T512-2007。

模型简图为:



背栓连接板块

6.1 超薄石材复合板板块荷载计算

(1) 垂直于幕墙平面的分布水平地震作用标准值:

q_{Eak} : 垂直于幕墙平面的分布水平地震作用标准值(MPa);

β_E : 动力放大系数, 取 5.0;

α_{max} : 水平地震影响系数最大值, 取 0.04;

G_k : 超薄石材复合板板块的重力荷载标准值(N);

A : 幕墙平面面积(mm^2);

$$q_{Eak} = \beta_E \alpha_{max} G_k / A \quad \dots\dots 5.3.4 [JGJ102-2003]$$

$$= 5 \times 0.04 \times 0.000162$$

$$= 0.000032\text{MPa}$$

(2) 超薄石材复合板板块荷载集度设计值组合:

采用 $S_w + 0.5S_E$ 设计值组合:

$$q = 1.4w_k + 0.5 \times 1.3q_{Eak}$$

$$= 1.4 \times 0.001006 + 0.5 \times 1.3 \times 0.000032$$

$$= 0.001429\text{MPa}$$

(3) 超薄石材复合板板块荷载集度标准值组合:

采用 $S_w + 0.5S_E$ 标准值组合:

$$q_k = w_k + 0.5 \times q_{Eak}$$

$$= 0.001006 + 0.5 \times 0.000032$$

$$= 0.001022\text{MPa}$$

6.2 超薄石材复合板整体板面的抗弯设计

(1) 计算边长的计算:

- b_0 : 支撑点间板块长边边长(mm);
- a_0 : 支撑点间板块短边边长(mm);
- a : 板块短边边长(mm);
- b : 板块长边边长(mm);
- a_1 : 背栓孔到短边端面的垂直距离(mm);
- b_1 : 背栓孔到长边端面的垂直距离(mm);
- $a-2a_1=225\text{mm} \leq b-2b_1=1300\text{mm}$

所以:

$$\begin{aligned} a_0 &= 225\text{mm} \\ b_0 &= 1300\text{mm} \end{aligned}$$

(2) 整体板面材料的抗弯校核计算:

校核依据:

$$\sigma = 6mqb_0^2/t^2 \quad 4.4.10-1[\text{DB 11/T512-2007}]$$

$$\sigma \leq f_{sc} = 3.72\text{MPa}$$

σ : 超薄石材复合板中产生的弯曲应力设计值(MPa);

f_{sc} : 超薄石材复合板的抗弯强度设计值(MPa);

m : 超薄石材复合板最大弯矩系数,按支撑点间板块短边边长与长边边长的比 0.1731,查表 4.4.10-1[DB 11/T512-2007]得: 0.125;

q : 超薄石材复合板板块水平荷载集度设计值组合(MPa);

b_0 : 支撑点间板块长边边长(mm);

t : 超薄石材复合板厚度: 30mm;

在按上面公式计算超薄石材复合板的时候,要考虑大挠度变形对起弯曲应力的影响,对公式 4.4.10-1[DB 11/T512-2007]计算的应力应该进行折减,折减系数按表 4.4.10-2[DB 11/T512-2007]采用;

在表 4.4.10-2[DB 11/T512-2007]中:

$$\theta = q_k a^4 / Et^4$$

θ : 计算参数;

q_k : 超薄石材复合板板块荷载集度标准值组合(MPa);

a : 无肋时,取超薄石材复合板板块短边边长(mm);

有肋时,取肋区格内短边边长(mm);

E : 超薄石材复合板近似弹性模量(MPa);

t : 超薄石材复合板厚度: 30mm;

$$\begin{aligned} \theta &= q_k a^4 / Et^4 \\ &= 0.001022 \times 525^4 / 3000 / 30^4 \\ &= 0.032 \end{aligned}$$

查表 4.4.10-2[DB 11/T512-2007],得 $\eta = 1$

$$\begin{aligned} \sigma &= 6mqb_0^2 \eta / t^2 \\ &= 6 \times 0.125 \times 0.001429 \times 1300^2 \times 1 / 30^2 \\ &= 2.013\text{MPa} \end{aligned}$$

$$2.013\text{MPa} \leq 3.72\text{MPa}$$

超薄石材复合板强度能满足要求。

6.3 超薄石材复合板面材与基材的抗弯设计

校核依据：

$$\sigma_{\text{面}}=D_1/D_0 \times \sigma \quad 4.4.10-3[\text{DB } 11/\text{T512-2007}]$$

$$\sigma_{\text{基}}=D_2/D_0 \times \sigma \quad 4.4.10-4[\text{DB } 11/\text{T512-2007}]$$

上面两个公式中：

σ ：水平荷载作用下板块最大弯曲应力设计值(N)；

$\sigma_{\text{面}}$ ：水平荷载作用下板块面材最大弯曲应力设计值(N)；

$\sigma_{\text{基}}$ ：水平荷载作用下板块基材最大弯曲应力设计值(N)；

D_0 ：超薄石材复合板近似组合抗弯刚度(N·mm)；

$$D_0=D_1+D_2 \quad 4.4.10-5[\text{DB } 11/\text{T512-2007}]$$

D_1 、 D_2 ：分别为超薄石材复合板面材和基材的抗弯刚度(N·mm)，按下列公式计算：

$$D=Et^3/12(1-\nu^2)$$

其中：

D ：面材和基材的抗弯刚度(N·mm)；

E ：面材和基材的弹性模量(MPa)；

t ：面材和基材的厚度(mm)；

ν ：面材和基材的泊松比(MPa)；

所以：

$$\begin{aligned} D_1 &= E_1 t_1^3 / 12 (1 - \nu_1^2) \\ &= 80000 \times 10^3 / 12 / (1 - 0.125^2) \\ &= 6772486.772 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_2 &= E_2 t_2^3 / 12 (1 - \nu_2^2) \\ &= 29000 \times 20^3 / 12 / (1 - 0.25^2) \\ &= 20622222.222 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_0 &= D_1 + D_2 \\ &= 6772486.772 + 20622222.222 \\ &= 27394708.994 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{面}} &= D_1 / D_0 \times \sigma \\ &= 6772486.772 / 27394708.994 \times 2.013 \\ &= 0.498 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$0.498 \text{ MPa} \leq 1.86 \text{ MPa}$$

所以，超薄石材复合板面材抗弯强度能满足。

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{基}} &= D_2 / D_0 \times \sigma \\ &= 20622222.222 / 27394708.994 \times 2.013 \\ &= 1.515 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$1.515 \text{ MPa} \leq 10.5 \text{ MPa}$$

所以，超薄石材复合板基材抗弯强度能满足。

6.4 超薄石材复合板的挠度校核

校核依据：

$$d_f = m_1 q_k b_0^4 / D_0 \quad 4.4.11[\text{DB } 11/\text{T512-2007}]$$

上面两个公式中：

d_f ：水平荷载作用下板块最大挠度计算值(mm)；

m_1 ：四点支撑超薄石材复合板挠度系数；

q_k : 水平风荷载标准值 (MPa);
 b_0 : 支撑点间板块长边边长 (mm);
 D_0 : 超薄石材复合板近似组合抗弯刚度 (N·mm);

$$d_f = m_1 q_k b_0^4 / D_0$$
$$= 0.013 \times 0.001006 \times 1300^4 / 27394708.994$$
$$= 1.363 \text{mm}$$

$$d_{f,lim} = 1300 / 60 = 21.667 \text{mm}$$

$$1.363 \text{mm} \leq 21.667 \text{mm}$$

所以，超薄石材复合板挠度能满足。

6.5 超薄石材复合板的螺栓抗拉强度校核

N : 单个螺栓抗拉强度计算值 (N);
 q : 超薄石材复合板板块水平荷载集度设计值组合 (MPa);
 a : 板块短边边长 (mm);
 b : 板块长边边长 (mm);

$$N = qab / 4$$
$$= 0.001429 \times 525 \times 1600 / 4$$
$$= 300.09 \text{N}$$

$$300.09 \text{N} \leq 3200 \text{N}$$

所以，超薄石材复合板螺栓抗拉强度能满足。

7 连接件计算

基本参数:

- 1: 计算点标高: 5.7m;
- 2: 立柱计算间距: $B_l = 1600 \text{mm}$;
- 3: 横梁计算分格尺寸: 宽×高= $B \times H = 1600 \text{mm} \times 262.5 \text{mm}$;
对于背栓结构, H 取最大分格的一半;
对于非背栓结构, H 取平均分格高度;
- 4: 幕墙立柱跨度: $L = 1300 \text{mm}$;
- 5: 板块配置: 石材;
- 6: 龙骨材质: 立柱为: Q235; 横梁为: Q235;
- 7: 立柱受力模型: 多跨铰接连续静定梁;
- 8: 连接方式: 焊接;

本处幕墙横梁按两点集中荷载模型进行设计计算:

7.1 横梁与立柱间焊接强度计算

(1) 风荷载作用下横梁剪力设计值 (按两点集中荷载):

$$V_w = 1.4 w_k B H / 2$$
$$= 1.4 \times 0.001 \times 1600 \times 262.5 / 2$$
$$= 294 \text{N}$$

(2) 地震作用下横梁剪力标准值 (按两点集中荷载):

$$V_{Ek} = \beta_E \alpha_{max} G_k / A \times B H / 2$$

$$=5.0 \times 0.04 \times 0.001 \times 1600 \times 262.5/2 \\ =42\text{N}$$

(3) 地震作用下横梁剪力设计值:

$$V_E = 1.3V_{Ek} \\ = 1.3 \times 42 \\ = 54.6\text{N}$$

(4) 连接部位水平总剪力 N_1 :

采用 $S_w + 0.5S_E$ 组合:

$$N_1 = V_w + 0.5V_E \\ = 294 + 0.5 \times 54.6 \\ = 321.3\text{N}$$

(5) 自重荷载计算:

P_{Gk} : 横梁自重荷载作用下集中力标准值(N);

B: 横梁跨度(mm);

H_g : 横梁受自重荷载分格高(mm);

对于背栓结构, 取最大分格的一半;

对于非背栓结构, 取上分格高度;

$$P_{Gk} = 0.001 \times B H_g / 2 \\ = 0.001 \times 1600 \times 262.5 / 2 \\ = 210\text{N}$$

P_G : 横梁自重荷载作用下集中力设计值(N);

$$P_G = 1.2P_{Gk} \\ = 1.2 \times 210 \\ = 252\text{N}$$

N_2 : 自重荷载(N):

$$N_2 = P_G \\ = 252\text{N}$$

(6) 连接处组合荷载 V:

采用 $S_G + S_w + 0.5S_E$

$$V = (N_1^2 + N_2^2)^{1/2} \\ = (321.3^2 + 252^2)^{0.5} \\ = 408.335\text{N}$$

(7) 连接焊缝的强度计算:

V: 连接处的组合总剪力(N);

L_w : 角焊缝的总有效长度(mm);

h_f : 角焊缝的高度(mm);

f_f^w : 角焊缝的强度设计值(MPa);

f: 焊缝最大应力值(MPa);

$$f = V / 0.707 / L_w / h_f \\ = 408.335 / 0.707 / 100 / 4 \\ = 1.444\text{MPa}$$

$$1.444\text{MPa} \leq 160\text{MPa}$$

焊缝强度可以满足要求!

7.2 立柱与主结构间焊接强度计算

(1) 连接处水平剪切总力计算：

对多跨铰接连续静定梁，支座反力最大值即为立柱连接处最大水平剪切总力，由软件逐跨受力分析后自动计算得到。

N_1 ：连接处水平剪切总力(N)；

$$N_1=3546.205\text{N}$$

(2) 连接处重力总力：

N_{Gk} ：连接处自重总值标准值(N)；

B_1 ：立柱计算间距(mm)；

L：立柱跨度(mm)；

$$\begin{aligned} N_{Gk} &= 0.0011 \times B_1 L \\ &= 0.0011 \times 1600 \times 1300 \\ &= 2288\text{N} \end{aligned}$$

N_G ：连接处自重总值设计值(N)；

$$\begin{aligned} N_G &= 1.2 N_{Gk} \\ &= 1.2 \times 2288 \\ &= 2745.6\text{N} \end{aligned}$$

(3) 连接处总剪力：

N：连接处总剪力(N)；

$$\begin{aligned} N &= (N_1^2 + N_G^2)^{0.5} \\ &= (3546.205^2 + 2745.6^2)^{0.5} \\ &= 4484.851\text{N} \end{aligned}$$

(4) 连接焊缝的强度计算：

N：连接处的组合总剪力(N)；

L_w ：角焊缝的总有效长度(mm)；

h_f ：角焊缝的高度(mm)；

f_f^w ：角焊缝的强度设计值(MPa)；

f：焊缝最大应力值(MPa)；

$$\begin{aligned} f &= N / 0.707 / L_w / h_f \\ &= 4484.851 / 0.707 / 100 / 6 \\ &= 10.572\text{MPa} \end{aligned}$$

$$10.572\text{MPa} \leq 160\text{MPa}$$

焊缝强度可以满足要求！

8 幕墙埋件计算(后锚固结构)

基本参数：

- 1：计算点标高：5.7m；
- 2：立柱计算间距：B=1600mm；
- 3：立柱长度：L=1300mm；
- 4：立柱力学模型：多跨铰接连续梁；
- 5：埋件位置：侧埋；

- 6: 板块配置: 石材;
- 7: 选用锚栓: 慧鱼-化学锚栓 FHB-A 12×100/100;

8.1 荷载及受力分析计算

(1) 连接处水平总力计算:

对多跨铰接连续梁, 支座反力最大值即为立柱连接处最大水平剪切总力。

$$N: \text{连接处水平总力 (N);}$$
$$N=3546.205\text{N}$$

(2) 立柱单元自重荷载标准值:

$$G_k=0.0011 \times BL$$
$$=0.0011 \times 1600 \times 1300$$
$$=2288\text{N}$$

(3) 校核处埋件受力分析:

V: 剪力 (N);

N: 轴向拉力 (N), 等于中支座反力 R_1 ;

e_0 : 剪力作用点到埋件距离, 即立柱螺栓连接处到埋件面距离 (mm);

$$V=1.2G_k$$
$$=1.2 \times 2288$$
$$=2745.6\text{N}$$

$$N=R_1$$
$$=3546.205\text{N}$$

$$M=e_0 \times V$$
$$=80 \times 2745.6$$
$$=219648\text{N} \cdot \text{mm}$$

8.2 锚栓群中承受拉力最大锚栓的拉力计算

按 5.2.2 [JGJ145-2004] 规定, 在轴心拉力和弯矩共同作用下, 进行弹性分析时, 受力最大锚栓的拉力设计值应按下列规定计算:

1: 当 $N/n - My_i / \sum y_i^2 \geq 0$ 时:

$$N_{sd}^h = N/n + My_i / \sum y_i^2$$

2: 当 $N/n - My_i / \sum y_i^2 < 0$ 时:

$$N_{sd}^h = (NL + M) y_i' / \sum y_i'^2$$

在上面公式中:

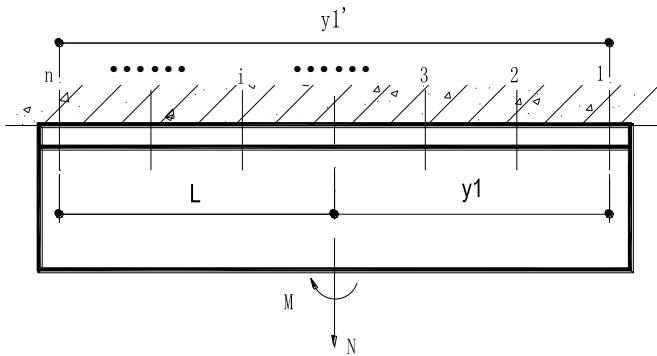
M: 弯矩设计值;

N_{sd}^h : 群锚中受拉力最大锚栓的拉力设计值;

y_1, y_i : 锚栓 1 及 i 至群锚形心轴的垂直距离;

y_1', y_i' : 锚栓 1 及 i 至受压一侧最外排锚栓的垂直距离;

L: 轴力 N 作用点至受压一侧最外排锚栓的垂直距离;



在本例中：

$$\begin{aligned} & N/n - My_1 / \sum y_i^2 \\ & = 3546.205/4 - 219648 \times 75 / 22500 \\ & = 154.391 \end{aligned}$$

因为：

$$154.391 \geq 0$$

所以：

$$N_{sd}^h = N/n + My_1 / \sum y_i^2 = 1618.711N$$

按 JGJ102-2003 的 5.5.7 中第七条规定，这里的 N_{sd}^h 再乘以 2 就是现场实际拉拔应该达到的值。

8.3 群锚受剪内力计算

按 5.3.1 [JGJ145-2004] 规定，当边距 $c \geq 10h_e^f$ 时，所有锚栓均匀分摊剪切荷载；
当边距 $c < 10h_e^f$ 时，部分锚栓分摊剪切荷载；

其中：

- h_e^f ：锚栓的有效锚固深度；
- c ：锚栓与混凝土基材之间的距离；

本例中：

$$c = 100\text{mm} < 10h_e^f = 1000\text{mm}$$

所以部分螺栓受剪，承受剪力最大锚栓所受剪力设计值为： $V_{sd}^h = V/m = 1372.8N$

8.4 锚栓或植筋钢材破坏时的受拉承载力计算

$$N_{Rd,s} = kN_{Rk,s} / \gamma_{RS,N} \quad 6.1.2-1 [JGJ145-2004]$$

$$N_{Rk,s} = A_s f_{stk} \quad 6.1.2-2 [JGJ145-2004]$$

上面公式中：

- $N_{Rd,s}$ ：锚栓或植筋钢材破坏时的受拉承载力设计值；
- $N_{Rk,s}$ ：锚栓或植筋钢材破坏时的受拉承载力标准值；
- k ：地震作用下锚固承载力降低系数，按表 7.0.5 [JGJ145-2004] 选取；
- A_s ：锚栓或植筋应力截面面积；
- f_{stk} ：锚栓或植筋极限抗拉强度标准值；
- $\gamma_{RS,N}$ ：锚栓或植筋钢材受拉破坏承载力分项系数；

$$\begin{aligned} N_{Rk,s} &= A_s f_{stk} \\ &= 113.1 \times 800 \end{aligned}$$

$$=90480\text{N}$$

$$\gamma_{RS,N}=1.2f_{stk}/f_{yk} \geq 1.4 \quad \text{表 4.2.6 [JGJ145-2004]}$$

f_{yk} : 锚栓屈服强度标准值;

$$\begin{aligned} \gamma_{RS,N} &= 1.2f_{stk}/f_{yk} \\ &= 1.2 \times 800 / 640 \\ &= 1.5 \end{aligned}$$

取: $\gamma_{RS,N}=1.5$

$$\begin{aligned} N_{Rd,s} &= kN_{Rk,s} / \gamma_{RS,N} \\ &= 1 \times 90480 / 1.5 \\ &= 60320\text{N} \geq N_{sd}^h = 1618.711\text{N} \end{aligned}$$

锚栓或植筋钢材受拉破坏承载力满足设计要求!

8.5 混凝土锥体受拉破坏承载力计算

因锚固点位于结构受拉面, 而该结构为普通混凝土结构, 故锚固区基材应判定为开裂混凝土。混凝土锥体受拉破坏时的受拉承载力设计值 $N_{Rd,c}$ 应按下列公式计算:

$$\begin{aligned} N_{Rd,c} &= kN_{Rk,c} / \gamma_{Rc,N} \\ N_{Rk,c} &= N_{Rk,c}^0 \times A_{c,N} / A_{c,N}^0 \times \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{ucr,N} \end{aligned}$$

在上面公式中:

$N_{Rd,c}$: 混凝土锥体破坏时的受拉承载力设计值;

$N_{Rk,c}$: 混凝土锥体破坏时的受拉承载力标准值;

k : 地震作用下锚固承载力降低系数, 按表 7.0.5 [JGJ145-2004] 选取;

$\gamma_{Rc,N}$: 混凝土锥体破坏时的受拉承载力分项系数, 按表 4.2.6 [JGJ145-2004] 采用, 取 2.15;

$N_{Rk,c}^0$: 开裂混凝土单锚栓受拉, 理想混凝土锥体破坏时的受拉承载力标准值;

$$N_{Rk,c}^0 = 7.0 \times f_{cu,k}^{0.5} \times h_{ef}^{1.5} \quad (\text{膨胀及扩孔型锚栓}) \quad 6.1.4 \text{ [JGJ145-2004]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 3.0 \times f_{cu,k}^{0.5} \times (h_{ef} - 30)^{1.5} \quad (\text{化学锚栓}) \quad 6.1.4 \text{ 条文说明 [JGJ145-2004]}$$

其中:

$f_{cu,k}$: 混凝土立方体抗压强度标准值, 当其在 45-60MPa 间时, 应乘以降低系数 0.95;

h_{ef} : 锚栓有效锚固深度;

$$\begin{aligned} N_{Rk,c}^0 &= 3.0 \times f_{cu,k}^{0.5} \times (h_{ef} - 30)^{1.5} \\ &= 9623.409\text{N} \end{aligned}$$

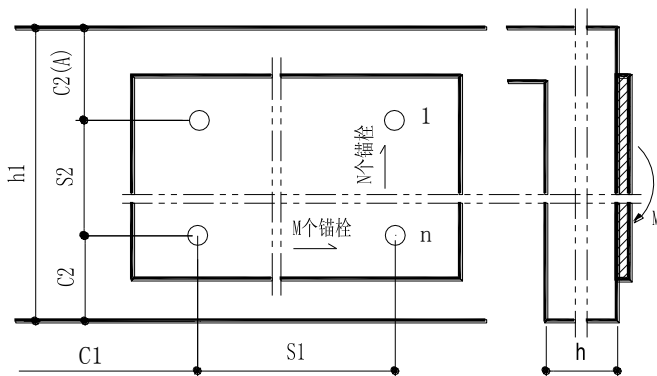
$A_{c,N}^0$: 混凝土破坏锥体投影面面积, 按 6.1.5 [JGJ145-2004] 取;

$s_{cr,N}$: 混凝土锥体破坏情况下, 无间距效应和边缘效应, 确保每根锚栓受拉承载力标准值的临界间距。

$$\begin{aligned} s_{cr,N} &= 3h_{ef} \\ &= 3 \times 100 \\ &= 300\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{c,N}^0 &= s_{cr,N}^2 \\ &= 300^2 \\ &= 90000\text{mm}^2 \end{aligned}$$

$A_{c,N}$: 混凝土实有破坏锥体投影面积, 按 6.1.6 [JGJ145-2004] 取:



$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0.5 \times s_{cr,N}) \times (c_2 + s_2 + 0.5 \times s_{cr,N})$$

其中：

c_1 、 c_2 ：方向 1 及 2 的边矩；

s_1 、 s_2 ：方向 1 及 2 的间距；

$c_{cr,N}$ ：混凝土锥体破坏时的临界边矩，取 $c_{cr,N} = 1.5h_{ef} = 1.5 \times 100 = 150\text{mm}$ ；

$$c_1 \leq c_{cr,N}$$

$$c_2 \leq c_{cr,N}$$

$$s_1 \leq s_{cr,N}$$

$$s_2 \leq s_{cr,N}$$

$$\begin{aligned} A_{c,N} &= (c_1 + s_1 + 0.5 \times s_{cr,N}) \times (c_2 + s_2 + 0.5 \times s_{cr,N}) \\ &= (150 + 200 + 0.5 \times 300) \times (100 + 150 + 0.5 \times 300) \\ &= 200000\text{mm}^2 \end{aligned}$$

$\psi_{s,N}$ ：边矩 c 对受拉承载力的降低影响系数，按 6.1.7[JGJ145-2004]采用：

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \times c / c_{cr,N} \leq 1 \quad (\text{膨胀及扩孔型锚栓}) \quad 6.1.7[\text{JGJ145-2004}]$$

$$\psi_{s,N} = 1 \quad (\text{化学锚栓}) \quad 6.1.7 \text{ 条文说明}[\text{JGJ145-2004}]$$

其中 c 为边矩，当为多个边矩时，取最小值，且需满足 $c_{\min} \leq c \leq c_{cr,N}$ ，按 6.1.11[JGJ145-2004]：

$$\text{对于膨胀型锚栓(双锥体)} \quad c_{\min} = 3h_{ef}$$

$$\text{对于膨胀型锚栓} \quad c_{\min} = 2h_{ef}$$

$$\text{对于扩孔型锚栓} \quad c_{\min} = h_{ef}$$

$$\begin{aligned} \psi_{s,N} &= 0.7 + 0.3 \times c / c_{cr,N} \leq 1 \\ &= 0.7 + 0.3 \times 150 / 150 \\ &= 1 \end{aligned}$$

所以， $\psi_{s,N}$ 取 1。

$\psi_{re,N}$ ：表层混凝土因为密集配筋的玻璃作用对受拉承载力的降低影响系数，按 6.1.8[JGJ145-2004]采用，当锚固区钢筋间距 $s \geq 150\text{mm}$ 或钢筋直径 $d \leq 10\text{mm}$ 且 $s \geq 100\text{mm}$ 时，取 1.0；

$$\begin{aligned} \psi_{re,N} &= 0.5 + h_{ef} / 200 \leq 1 \\ &= 0.5 + 100 / 200 \\ &= 1 \end{aligned}$$

所以， $\psi_{re,N}$ 取 1。

$\psi_{ec,N}$ ：荷载偏心 e_N 对受拉承载力的降低影响系数，按 6.1.9[JGJ145-2004]采用；

$$\psi_{ec,N} = 1 / (1 + 2e_N / s_{cr,N}) = 1$$

$\psi_{ucr,N}$: 未裂混凝土对受拉承载力的提高系数, 按规范对于非化学锚栓取 1.4, 对化学锚栓取 2.44;

把上面所得到的各项代入, 得:

$$\begin{aligned} N_{Rk,c} &= N_{Rk,c}^0 \times A_{c,N} / A_{c,N}^0 \times \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{ucr,N} \\ &= 9623.409 \times 200000 / 90000 \times 1 \times 1 \times 1 \times 2.44 \\ &= 52180.262N \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Rd,c} &= k N_{Rk,c} / \gamma_{Rc,N} \\ &= 1 \times 52180.262 / 2.15 \\ &= 24269.889N \geq N_{sd}^g = 3546.205N \end{aligned}$$

所以, 群锚混凝土锥体受拉破坏承载力满足设计要求!

8.6 锚栓或植筋钢材受剪破坏承载力计算

$$V_{Rd,s} = k V_{Rk,s} / \gamma_{Rs,V}$$

其中:

$V_{Rd,s}$: 钢材或植筋破坏时的受剪承载力设计值;

$V_{Rk,s}$: 钢材或植筋破坏时的受剪承载力标准值;

k : 地震作用下锚固承载力降低系数, 按表 7.0.5[JGJ145-2004]选取;

$\gamma_{Rs,v}$: 钢材或植筋破坏时的受剪承载力分项系数, 按表 4.2.6[JGJ145-2004]选用:

$$\gamma_{Rs,v} = 1.2 f_{stk} / f_{yk} \quad \text{表 4.2.6[JGJ145-2004]}$$

按规范, 该系数要求不小于 1.25、 $f_{stk} \leq 800\text{MPa}$ 、 $f_{yk} / f_{stk} \leq 0.8$;

对本例,

$$\begin{aligned} \gamma_{Rs,v} &= 1.2 f_{stk} / f_{yk} \quad \text{表 4.2.6[JGJ145-2004]} \\ &= 1.2 \times 800 / 640 \\ &= 1.5 \end{aligned}$$

实际选取 $\gamma_{Rs,v} = 1.5$;

$$\begin{aligned} V_{Rk,s} &= 0.5 A_s f_{stk} \quad 6.2.2-2[\text{JGJ145-2004}] \\ &= 0.5 \times 113.1 \times 800 \\ &= 45240N \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= k V_{Rk,s} / \gamma_{Rs,v} \\ &= 1 \times 45240 / 1.5 \\ &= 30160N \geq V_{sd}^h = 1372.8N \end{aligned}$$

所以, 锚栓或植筋钢材受剪破坏承载力满足设计要求!

8.7 混凝土楔形体受剪破坏承载力计算

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= k V_{Rk,c} / \gamma_{Rc,v} \quad 6.2.3-1[\text{JGJ145-2004}] \\ V_{Rk,c} &= V_{Rk,c}^0 \times A_{c,v} / A_{c,v}^0 \times \psi_{s,v} \psi_{h,v} \psi_{a,v} \psi_{ec,v} \psi_{ucr,v} \quad 6.2.3-2[\text{JGJ145-2004}] \end{aligned}$$

在上面公式中:

$V_{Rd,c}$: 构件边缘混凝土破坏时的受剪承载力设计值;

$V_{Rk,c}$: 构件边缘混凝土破坏时的受剪承载力标准值;

k : 地震作用下锚固承载力降低系数, 按表 7.0.5[JGJ145-2004]选取;

$\gamma_{Rc,v}$: 构件边缘混凝土破坏时的受剪承载力分项系数, 按表 4.2.6[JGJ145-2004]采用, 取 1.8;

$V_{Rk,c}^0$: 混凝土理想楔形体破坏时的受剪承载力标准值, 按 6.2.4[JGJ145-2004]采用;

$A_{c,v}^0$: 单锚受剪, 混凝土理想楔形体破坏时在侧向的投影面积, 按 6.2.5[JGJ145-2004]采用;

$A_{c,v}$: 群锚受剪, 混凝土理想楔形体破坏时在侧向的投影面积, 按 6.2.6[JGJ145-2004]采用;

$\psi_{s,v}$: 边距比 c_2/c_1 对受剪承载力的影响系数, 按 6.2.7[JGJ145-2004]采用;

$\psi_{h,v}$: 边厚比 c_1/h 对受剪承载力的影响系数, 按 6.2.8[JGJ145-2004]采用;

$\psi_{a,v}$: 剪切角度对受剪承载力的影响系数, 按 6.2.9[JGJ145-2004]采用;

$\psi_{ec,v}$: 偏心荷载对群锚受剪承载力的降低影响系数, 按 6.2.10[JGJ145-2004]采用;

$f_{ucr,v}$: 未裂混凝土级锚区配筋对受剪承载力的提高影响系数, 按 6.2.11[JGJ145-2004]采用;

下面依次对上面提到的各参数计算:

$$c_1=150\text{mm}$$

$$c_2=100\text{mm}$$

$$\begin{aligned}\psi_{s,v} &= 0.7 + 0.3 \times c_2 / 1.5c_1 \leq 1 && 6.2.7[\text{JGJ145-2004}] \\ &= 0.7 + 0.3 \times 100 / 1.5 \times 150 \\ &= 0.833 < 1\end{aligned}$$

取:

$$\psi_{s,v} = 0.833$$

$$V_{Rk,c}^0 = 0.45 \times (d_{nom})^{0.5} (l_f / d_{nom})^{0.2} (f_{cu,k})^{0.5} c_1^{1.5} \quad 6.2.4[\text{JGJ145-2004}]$$

其中:

d_{nom} : 锚栓外径(mm);

l_f : 剪切荷载下锚栓有效长度, 取 $l_f \leq h_{ef}$, 且 $l_f \leq 8d$, 本处取 96mm;

$$\begin{aligned}V_{Rk,c}^0 &= 0.45 \times (d_{nom})^{0.5} (l_f / d_{nom})^{0.2} (f_{cu,k})^{0.5} c_1^{1.5} \\ &= 0.45 \times (12)^{0.5} (96/12)^{0.2} (30)^{0.5} \times 150^{1.5} \\ &= 23774.897\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{c,v}^0 &= 4.5c_1^2 && 6.2.5[\text{JGJ145-2004}] \\ &= 4.5 \times 150^2 \\ &= 101250\text{mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{c,v} &= (1.5c_1 + s_2 + c_2) \times h && 6.2.6-3[\text{JGJ145-2004}] \\ &= (1.5 \times 150 + 150 + 100) \times 400 \\ &= 190000\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\psi_{h,v} &= (1.5c_1/h)^{1/3} \geq 1 && 6.2.8[\text{JGJ145-2004}] \\ &= (1.5 \times 150/400)^{1/3} \\ &= 0.825 < 1\end{aligned}$$

取:

$$\psi_{h,v} = 1$$

$$\psi_{a,v} = 1.0$$

$$\begin{aligned}\psi_{ec,v} &= 1 / (1 + 2e_v / 3c_1) \leq 1 \\ &= 1 / (1 + 2 \times 0 / 3 / 150) \\ &= 1 = 1\end{aligned}$$

取 $\psi_{ec,v} = 1$

按规范 6.2.11[JGJ145-2004]要求, 根据锚固区混凝土和配筋情况, $\psi_{ucr,v} = 1.2$

把上面各结果代入, 得到群锚砼楔形体破坏时的受剪承载能力标准值为:

$$\begin{aligned}V_{Rk,c} &= V_{Rk,c}^0 \times A_{c,v} / A_{c,v}^0 \times \psi_{s,v} \psi_{h,v} \psi_{a,v} \psi_{ec,v} \psi_{ucr,v} \\ &= 23774.897 \times 190000 / 101250 \times 0.833 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 \\ &= 44596.776\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{Rd,c} &= k V_{Rk,c} / \gamma_{Rc,v} \\ &= 1 \times 44596.776 / 1.8 \\ &= 24775.987\text{N} \geq V_{sd}^g = 2745.6\text{N}\end{aligned}$$

所以, 群锚砼楔形体破坏时的受剪承载能力满足计算要求!

8.8 混凝土剪撬破坏承载力计算

$$V_{Rd, cp} = KV_{Rk, cp} / \gamma_{Rc, p} \quad 6.2.12-1 [JGJ145-2004]$$

$$V_{Rk, cp} = kN_{Rk, c} \quad 6.2.12-2 [JGJ145-2004]$$

在上面公式中:

K: 地震作用下承载力降低系数;

$V_{Rd, cp}$: 混凝土剪撬破坏时的受剪承载力设计值;

$V_{Rk, cp}$: 混凝土剪撬破坏时的受剪承载力标准值;

$\gamma_{Rc, p}$: 混凝土剪撬破坏时的受剪承载力分项系数, 按表 4.2.6 [JGJ145-2004] 取 1.8;

k: 锚固深度 h_{ef} 对 $V_{Rk, cp}$ 的影响系数, 当 $h_{ef} < 60\text{mm}$ 时取 1.0, 否则取 2.0。

$$\begin{aligned} V_{Rk, cp} &= kN_{Rk, c} \\ &= 2 \times 52180.262 \\ &= 104360.524\text{N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd, cp} &= KV_{Rk, cp} / \gamma_{Rc, p} \\ &= 1 \times 104360.524 / 1.8 \\ &= 57978.069\text{N} \geq V_{sd}^g = 2745.6\text{N} \end{aligned}$$

所以, 混凝土剪撬破坏承载力满足计算要求!

8.9 拉剪复合受力承载力计算

钢材破坏时要求:

$$(N_{Sd}^h / N_{Rd, s})^2 + (V_{Sd}^h / V_{Rd, s})^2 \leq 1 \quad 6.3.1 [JGJ145-2004]$$

混凝土破坏时要求:

$$(N_{Sd}^g / N_{Rd, c})^{1.5} + (V_{Sd}^g / V_{Rd, c})^{1.5} \leq 1 \quad 6.3.2 [JGJ145-2004]$$

分别代入上面计算得到的参数计算如下:

$$\begin{aligned} &(N_{Sd}^h / N_{Rd, s})^2 + (V_{Sd}^h / V_{Rd, s})^2 \\ &= (1618.711 / 60320)^2 + (1372.8 / 30160)^2 \\ &= 0.003 \leq 1.0 \end{aligned}$$

所以, 该处计算满足设计要求!

$$\begin{aligned} &(N_{Sd}^g / N_{Rd, c})^{1.5} + (V_{Sd}^g / V_{Rd, c})^{1.5} \\ &= (3546.205 / 24269.889)^{1.5} + (2745.6 / 24775.987)^{1.5} \\ &= 0.093 \leq 1.0 \end{aligned}$$

所以, 该处计算满足设计要求!

9 幕墙焊缝计算

基本参数:

1: 焊缝形式: L 型角焊;

2: 其它参数同埋件部分;

9.1 受力分析

根据前面埋件的计算结果, 有:

V: 剪力(N)

N: 轴向拉力(N)

M: 弯矩(N·mm)

V=2745.6N

N=3546.205N

M=219648N·mm

9.2 焊缝特性参数计算

(1) 焊缝有效厚度:

h_e : 焊缝有效厚度(mm);

h_f : 焊角高度(mm);

$$h_e=0.707h_f$$

$$=0.707 \times 6$$

$$=4.242\text{mm}$$

(2) 焊缝总面积:

A: 焊缝总面积(mm^2);

L_v : 竖向焊缝长度(mm);

L_h : 横向焊缝长度(mm);

h_e : 焊缝有效厚度(mm);

$$A=h_e((L_v-10)+(L_h-10))$$

$$=4.242 \times ((100-10)+(50-10))$$

$$=551.46\text{mm}^2$$

(3) 焊缝截面抵抗矩及惯性矩计算:

I: 截面惯性矩(mm^4);

h_e : 焊缝有效厚度(mm);

L_v : 竖向焊缝长度(mm);

L_h : 横向焊缝长度(mm);

W: 截面抵抗距(mm^3);

d: 三角焊缝中性轴位置(水平焊缝到中性轴距离)(mm);

$$d=0.5 \times ((L_v-10)^2 - h_e^2 + h_e(L_h-10)) / ((L_h-10) - h_e + (L_v-10))$$

$$=32.808\text{mm}$$

$$I=h_e(L_v-10)^3/12+(L_h-10)h_e^3/12+h_e(L_h-10)(d-h_e/2)^2+h_e(L_h-10)((L_v-10)/2-d)^2$$

$$=442964.297\text{mm}^4$$

$$W=I/((L_v-10)/2+d)$$

$$=442964.297/((100-10)/2+32.808)$$

$$=5693.043\text{mm}^3$$

9.3 焊缝校核计算

校核依据:

$$\text{双转接件时: } ((\sigma_f/\beta_f)^2 + \tau_f^2)^{0.5}/2 \leq f_f^w \quad 7.1.3-3[\text{GB50017-2003}]$$

$$\text{单转接件时: } ((\sigma_f/\beta_f)^2 + \tau_f^2)^{0.5} \leq f_f^w \quad 7.1.3-3[\text{GB50017-2003}]$$

上式中:

σ_f : 按焊缝有效截面计算, 垂直于焊缝长度方向的应力(MPa);

β_f : 正面角焊缝的强度设计值增大系数, 取 1.22;

τ_f : 按焊缝有效截面计算, 沿焊缝长度方向的剪应力(MPa);

f_f^w : 角焊缝的强度设计值(MPa);

$$((\sigma_f/\beta_f)^2 + \tau_f^2)^{0.5}$$

$$= (N/1.22A + M/1.22W)^2 + (V/A)^2)^{0.5}$$

$$= ((3546.205/1.22/551.46 + 219648/1.22/5693.043)^2 + (2745.6/551.46)^2)^{0.5}$$

$$= 37.23\text{MPa}$$

$$37.23\text{MPa} \leq f_r^w = 160\text{MPa},$$

焊缝可以满足要求。

10 石材幕墙幕墙胶类及伸缩缝计算

基本参数：

- 1: 计算点标高：5.7m；
- 2: 板块分格尺寸：1600mm×525mm；
- 3: 幕墙类型：石材幕墙；
- 4: 年温温差：80℃；

10.1 立柱连接伸缩缝计算

为了适应幕墙温度变形以及施工调整的需要，立柱上下段通过插芯套装，留有一段空隙—伸缩缝(d)，d值按下式计算：

$$d \geq \alpha \Delta t L + d_1 + d_2$$

上式中：

- d: 伸缩缝计算值(mm)；
 α : 立柱材料的线膨胀系数，取 1.2×10^{-5} ；
 Δt : 温度变化，取 80℃；
L: 立柱跨度(mm)；
 d_1 : 施工误差，取 3mm；
 d_2 : 考虑其它作用的预留量，取 2mm；
 $d = \alpha \Delta t L + d_1 + d_2$
 $= 0.000012 \times 80 \times 1300 + 3 + 2$
 $= 6.248\text{mm}$

实际伸缩空隙 d 取 20mm，满足设计要求。

11 附录 常用材料的力学及其它物理性能

一、 玻璃的强度设计值 f_g (MPa)

JGJ102-2003 表 5.2.1

种类	厚度 (mm)	大面	侧面
普通玻璃	5	28.0	19.5
浮法玻璃	5~12	28.0	19.5
	15~19	24.0	17.0
	≥20	20.0	14.0
钢化玻璃	5~12	84.0	58.8
	15~19	72.0	50.4
	≥20	59.0	41.3

二、 长期荷载作用下玻璃的强度设计值 f_g (MPa)

JGJ113-2009 表 4.1.9

种类	厚度 (mm)	大面	侧面
平板玻璃	5~12	9	6
	15~19	7	5
	≥20	6	4
半钢化玻璃	5~12	28	20
	15~19	24	17
	≥20	20	14
半钢化玻璃	5~12	42	30
	15~19	36	26
	≥20	30	21

三、 铝合金型材的强度设计值 (MPa)

GB50429-2007 表 4.3.4

铝合金牌号	状态	厚度	强度设计值	
		(mm)	抗拉、抗压	抗剪
6061	T4	不区分	90	55
	T6	不区分	200	115
6063	T5	不区分	90	55
	T6	不区分	150	85
6063A	T5	≤10	135	75
	T6	≤10	160	90

四、 钢材的强度设计值(1-热轧钢材) f_s (MPa)

JGJ102-2003 表 5.2.3

钢材牌号	厚度或直径 d (mm)	抗拉、抗压、抗弯	抗剪	端面承压
Q235	$d \leq 16$	215	125	325
Q345	$d \leq 16$	310	180	400

五、 钢材的强度设计值(2-冷弯薄壁型钢) f_s (MPa)

GB50018-2002 表 4.2.1

钢材牌号	抗拉、抗压、抗弯	抗剪	端面承压
Q235	205	120	310
Q345	300	175	400

六、 材料的弹性模量 E (MPa)

JGJ102-2003 表 5.2.8、JGJ133-2001 表 5.3.9

材料	E	材料	E
玻璃	0.72×10^5	不锈钢绞线	$1.2 \times 10^5 \sim 1.5 \times 10^5$
铝合金、单层铝板	0.70×10^5	高强度绞线	1.95×10^5
钢、不锈钢	2.06×10^5	钢丝绳	$0.8 \times 10^5 \sim 1.0 \times 10^5$
消除应力的高强钢丝	2.05×10^5	花岗石板	0.8×10^5
蜂窝铝板 10mm	0.35×10^5	铝塑复合板 4mm	0.2×10^5
蜂窝铝板 15mm	0.27×10^5	铝塑复合板 6mm	0.3×10^5
蜂窝铝板 20mm	0.21×10^5		

七、 材料的泊松比 ν

JGJ102-2003 表 5.2.9、JGJ133-2001 表 5.3.10、GB50429-2007 表 4.3.7

材料	ν	材料	ν
玻璃	0.2	钢、不锈钢	0.3
铝合金	0.3(按 GB50429)	高强钢丝、钢绞线	0.3
铝塑复合板	0.25	蜂窝铝板	0.25
花岗岩	0.125		

八、 材料的膨胀系数 α ($1/^\circ\text{C}$)

JGJ102-2003 表 5.2.10、JGJ133-2001 表 5.3.11、GB50429-2007 表 4.3.7

材料	α	材料	α
玻璃	$0.8 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-5}$	不锈钢板	1.80×10^{-5}
铝合金、单层铝板	2.3×10^{-5} (按 GB50429)	混凝土	1.00×10^{-5}
钢材	1.20×10^{-5}	砖砌体	0.50×10^{-5}
铝塑复合板	$\leq 4.0 \times 10^{-5}$	蜂窝铝板	2.4×10^{-5}
花岗岩	0.8×10^{-5}		

九、 材料的重力密度 γ_g (KN/m³)

JGJ102-2003 表 5.3.1、GB50429-2007 表 4.3.7

材料	γ_g	材料	γ_g
普通玻璃、夹层玻璃 钢化、半钢化玻璃	25.6	矿棉	1.2~1.5
		玻璃棉	0.5~1.0
钢材	78.5	岩棉	0.5~2.5
铝合金	2700kg/m ³ (按 GB50429)		

十、 板材单位面积重力标准值 (MPa)

JGJ133-2001 表 5.2.2

板材	厚度 (mm)	q_k (N/m ²)	板材	厚度 (mm)	q_k (N/m ²)

单层铝板	2.5	67.5	不锈 钢板	1.5	117.8
	3.0	81.0		2.0	157.0
	4.0	112.0		2.5	196.3
铝塑复合板	4.0	55.0		3.0	235.5
	6.0	73.6			
蜂窝铝板 (铝箔芯)	10.0	53.0		花岗 石板	20.0
	15.0	70.0	25.0		625~700
	20.0	74.0	30.0		750~840

十一、 螺栓连接的强度设计值一(MPa)

JGJ102-2003 表 B.0.1-1

螺栓的性能等级 锚栓和构件钢材的牌号		普通螺栓						锚 栓	承压型连接高强 度螺栓			
		C 级螺栓			A、B 级螺栓				抗 拉	抗 拉	抗 剪	承 压
		抗 拉	抗 剪	承 压	抗 拉	抗 剪	承 压					
		f_t^b	f_v^b	f_c^b	f_t^b	f_v^b	f_c^b					
普通螺栓	4.6、4.8 级	170	140	-	-	-	-	-	-	-	-	
	5.6 级	-	-	-	210	190	-	-	-	-	-	
	8.8 级	-	-	-	400	320	-	-	-	-	-	
锚栓	Q235 钢	-	-	-	-	-	-	140	-	-	-	
	Q345 钢	-	-	-	-	-	-	180	-	-	-	
承压型连接高 强度螺栓	8.8 级	-	-	-	-	-	-	-	400	250	-	
	10.9 级	-	-	-	-	-	-	-	500	310	-	
构件	Q235 钢	-	-	305	-	-	405	-	-	-	470	
	Q345 钢	-	-	385	-	-	510	-	-	-	590	
	Q390 钢	-	-	400	-	-	530	-	-	-	615	

十二、 螺栓连接的强度设计值二(MPa)

GB50429-2007 表 4.3.5-1

螺栓的材料、性能等级 和构件铝合金牌号		普通螺栓									
		铝合金			不锈钢			钢			
		抗拉	抗剪	承压	抗拉	抗剪	承压	抗拉	抗剪	承压	
		f_t^v	f_v^b	f_c^b	f_t^v	f_v^b	f_c^b	f_t^v	f_v^b	f_c^b	
普通 螺栓	铝合 金	2B11	170	160	—	—	—	—	—	—	
		2A90	150	145	—	—	—	—	—	—	
	不锈 钢	A2-50、A4-50	—	—	—	200	190	—	—	—	
		A2-70、A4-70	—	—	—	280	265	—	—	—	
	钢	4.6、4.8级	—	—	—	—	—	—	170	140	—
构 件	6061-T4		—	—	210	—	—	210	—	—	210
	6061-T6		—	—	305	—	—	305	—	—	305
	6063-T5		—	—	185	—	—	185	—	—	185
	6063-T6		—	—	240	—	—	240	—	—	240
	6063A-T5		—	—	220	—	—	220	—	—	220
	6063A-T6		—	—	255	—	—	255	—	—	255

5083-0/F/H112	—	—	315	—	—	315	—	—	315
---------------	---	---	-----	---	---	-----	---	---	-----

十三、 焊缝的强度设计值 (MPa)

JGJ102-2003 表 B. 0. 1-3

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝			角焊缝	
	牌号	厚度或直径 d (mm)	抗压 f_c^w	抗拉和抗弯受拉 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、
				一级、二级	三级		抗压和 抗剪 f_f^w
自动焊、半自动焊 和 E43 型焊条的手 工焊	Q235 钢	$d \leq 16$	215	215	185	125	160
		$16 < d \leq 40$	205	205	175	120	160
		$40 < d \leq 60$	200	200	170	115	160
自动焊、半自动焊 和 E50 型焊条的手 工焊	Q345 钢	$d \leq 16$	310	310	265	180	200
		$16 < d \leq 35$	295	295	250	170	200
		$35 < d \leq 50$	265	265	225	155	200
自动焊、半自动焊 和 E55 型焊条的手 工焊	Q390 钢	$d \leq 16$	350	350	300	205	220
		$16 < d \leq 35$	335	335	285	190	220
		$35 < d \leq 50$	315	315	270	180	220
自动焊、半自动焊 和 E55 型焊条的手 工焊	Q420 钢	$d \leq 16$	380	380	320	220	220
		$16 < d \leq 35$	360	360	305	210	220
		$35 < d \leq 50$	240	240	290	195	220

十四、 不锈钢螺栓连接的强度设计值 (MPa)

JGJ102-2003 表 B. 0. 3

类别	组别	性能等级	σ_b	抗拉	抗剪
A(奥氏体)	A1、A2	50	500	230	175
	A3、A4	70	700	320	245
	A5	80	800	370	280
C(马氏体)	C1	50	500	230	175
		70	700	320	245
		100	1000	460	350
	C3	80	800	370	280
	C4	50	500	230	175
70		700	320	245	
F(铁素体)	F1	45	450	210	160
		60	600	275	210

十五、 楼层弹性层间位移角限值

GB/T21086-2007 表 20

结构类型	建筑高度	建筑高度 H (m)		
		H ≤ 150	150 < H ≤ 250	H > 250
框架		1/550	—	—
板柱-剪力墙		1/800	—	—
框架-剪力墙、框架-核心筒		1/800	线性插值	

筒中筒	1/1000	线性插值	1/500
剪力墙	1/1000	线性插值	
框支层	1/1000	—	—
多、高层钢结构	1/300		

十六、 部分单层铝合板强度设计值 (MPa)

JGJ133-2001 表 5.3.2

牌号	试样状态	厚度 (mm)	抗拉强度 f_{a1}^t	抗剪强度 f_{a1}^v
2A11	T42	0.5~2.9	129.5	75.1
		>2.9~10.0	136.5	79.2
2A12	T42	0.5~2.9	171.5	99.5
		>2.9~10.0	185.5	107.6
7A04	T62	0.5~2.9	273.0	158.4
		>2.9~10.0	287.0	166.5
7A09	T62	0.5~2.9	273.0	158.4
		>2.9~10.0	287.0	166.5

十七、 铝塑复合板强度设计值 (MPa)

JGJ133-2001 表 5.3.3

板厚 t (mm)	抗拉强度 f_{a2}^t	抗剪强度 f_{a2}^v
4	70	20

十八、 蜂窝铝板强度设计值 (MPa)

JGJ133-2001 表 5.3.4

板厚 t (mm)	抗拉强度 f_{a3}^t	抗剪强度 f_{a3}^v
20	10.5	1.4

十九、 不锈钢板强度设计值 (MPa)

JGJ133-2001 表 5.3.5

序号	屈服强度标准值 $\sigma_{0.2}$	抗弯、抗拉强度 f_{s1}^t	抗剪强度 f_{s1}^v
1	170	154	120
2	200	180	140
3	220	200	155
4	250	226	176