

结构计算书

项目编号: No. 19

项目名称: 江永县 G538 线塔山服
务区建设项目综合楼工程

计算人: 高永斌

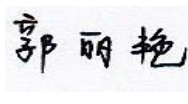
专业负责人: 义耕田

校核人: 郭丽艳

日期: 2025-2-6

计算人: 

校 对: 

审 核 

目 录

一. 设计依据信息	3
二. 计算软件信息	3
三. 项目基本信息	3
四. 指标汇总信息	3
五. 超筋超限信息汇总	4
六. 结构模型概况	4
1. 系统总信息	4
2. 楼层信息	8
3. 各层等效尺寸	9
4. 层塔属性	9
七. 工况和组合	10
1. 工况设定	10
2. 工况信息	10
3. 构件内力基本组合系数	10
八. 质量信息	11
1. 结构质量分布	11
2. 各层刚心、偏心率信息	12
九. 荷载信息	12
1. 风荷载信息	12
十. 立面规则性	13
1. 楼层侧向剪切刚度	13
2. [楼层剪力/层间位移]刚度	14
3. [楼层剪力/层间位移]刚度(强刚)	15
4. 各楼层受剪承载力	16
5. 楼层薄弱层调整系数	17
十一. 抗震分析及调整	17
1. 结构周期及振型方向	17
2. 结构周期及振型方向(强刚)	18
3. 各地震方向参与振型的有效质量系数	19
4. 地震作用下结构剪重比及其调整	20
5. 偶然偏心信息	21
十二. 结构体系指标及二道防线调整	22
1. 竖向构件倾覆力矩及百分比(抗规方式)	22
2. 竖向构件地震剪力及百分比	23

十三. 变形验算	24
1. 普通结构楼层位移指标统计	24
2. 普通结构楼层位移指标统计(强刚)	29
十四. 结构顶点风振加速度	35
十五. 抗倾覆和稳定验算	35
1. 抗倾覆验算	35
2. 整体稳定刚重比验算	35
3. 二阶效应系数及内力放大	36

一. 设计依据信息

本工程按照如下规范、规程进行设计：

1. 《混凝土结构设计规范》GB/T50010-2010（2024 版）
2. 《钢结构设计标准》（GB50017-2017）
3. 《建筑抗震设计规范》GB/T50011-2010（2024 版）
4. 《建筑结构荷载规范》（GB50009-2012）
5. 《人民防空地下室设计规范》（GB50038-2005）
6. 《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ3-2010）
7. 《混凝土异形柱结构技术规程》（JGJ149-2017）
8. 《钢板剪力墙技术规程》（JGJ/T 380-2015）
9. 《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》（GB51022-2015）
10. 《建筑结构可靠性设计统一标准》（GB50068-2018）
11. 《钢管混凝土结构设计与施工规程》（CECS 28-2012）
12. 《组合结构设计规范》（JGJ138-2016）
13. 《高层民用建筑钢结构技术规程》（JGJ99-2015）
14. 《工程结构通用规范》（GB55001-2021）
15. 《建筑与市政工程抗震通用规范》（GB55002-2021）
16. 《钢结构通用规范》（GB55006-2021）
17. 《混凝土结构通用规范》（GB55008-2021）

二. 计算软件信息

本工程计算软件为中国建筑科学研究院北京构力科技有限公司的 SATWE2021 V1.4.1 版。
计算日期为 2025 年 2 月 6 日 9 时 26 分 20 秒。

三. 项目基本信息

表 3-1 项目基本信息表

类型	计算值	类型	计算值
建设地点		建筑功能	
建筑面积（m ² ）		设计工作年限	
结构高度（m）	14.700	嵌固端层号(层底嵌固)	1
地上/地下层数	4/1	结构体系	框架结构
地面粗糙度	B	基本风压（kN/m ² ）	0.35
抗震设防类别	丙类	地震分组	第一组
地震设防烈度	6（0.05g）	场地类别	II 类

类型	计算值	类型	计算值
场地特征周期（s）	0.35	最大地震影响系数	0.0400
结构阻尼比（%）	5.00	抗震等级	4 四级
结构重要性系数	1.00	底部加强区层号	1-2
约束边缘构件范围	1-3		

四. 指标汇总信息

表 4-1 指标汇总

计算结果		计算值		规范(规 程)限值	判别	备注
结构总质量(t)		1906.07				
质量比		1.96		< 1.5	不满足	
楼层抗剪承载力与相邻上一层比 值的最小值		X	1.00	>= 0.80	满足	5 层 1 塔
		Y	1.00		满足	5 层 1 塔
楼层剪力 /层间位 移刚度比 (强刚)	与相邻上一层侧向刚 度的 0.7 倍或相邻上 三层平均值的 0.8 的 比值	X	1.00	>= 1.00	满足	5 层 1 塔
		Y	1.00		满足	5 层 1 塔
有效质量系数		X	99.06%	> 90%	满足	
		Y	99.01%		满足	
地震底部剪重比	调整前	X	2.42%	>= 0.80%	满足	2 层 1 塔
		Y	2.27%	>= 0.80%	满足	2 层 1 塔
结构自振周期[强刚](s)		T1	0.8266(X)	T3/T1 <= 0.90	满足	
		T2	0.7528(Y)			
		T3	0.6423(T)			
水平力作用下的楼层 层间最大位移与层高 之比(Δu/h)(强刚)	地震	X	1/1576	< 1/550	满足	2 层 1 塔
		Y	1/1447	< 1/550	满足	2 层 1 塔
	风荷载	X	1/5181	< 1/550	满足	2 层 1 塔
		Y	1/3119	< 1/550	满足	2 层 1 塔
地震力作用下(偶然 偏心)塔楼扭转参数 (强刚)	最大位移 /平均位 移	X	1.05	< 1.50	满足	4 层 1 塔
		Y	1.44		满足	2 层 1 塔
	最大层间 位移/层 间平均位	X	1.25	< 1.50	满足	5 层 1 塔
		Y	1.45		满足	2 层 1 塔

计算结果		计算值		规范(规程)限值	判别	备注
	移					
结构刚重比		X	26.90	> 10	满足	不考虑重力二阶效应
		Y	30.78		满足	

五. 超筋超限信息汇总

本模型中暂无超筋超限信息

六. 结构模型概况

1. 系统总信息

(一)总信息:

水平力与整体坐标夹角（度）	0.00
混凝土容重（kN/m3）	26.00
钢材容重（kN/m3）	78.00
裙房层数	0
转换层所在层号	0
嵌固端所在层号	1
地上部分层数	4
地下室层数	1
墙元细分最大控制长度（m）	1.00
弹性板细分最大控制长度（m）	1.00
转换层指定为薄弱层	是
墙梁跨中节点作为刚性楼板从节点	是
考虑梁板顶面对齐	否
构件偏心方式	传统移动节点方式
结构材料信息	钢筋混凝土结构
结构体系	框架结构
恒活荷载计算信息	模拟施工加载 3
风荷载计算信息	计算水平风荷载
地震作用计算信息	计算水平地震作用
执行规范	通用规范（2021 版）

结构所在地区	全国
规定水平力的确定方式	楼层剪力差方法（规范方法）
高位转换结构等效侧向刚度比计算	传统方法
墙倾覆力矩计算方法	考虑墙的所有内力贡献
墙梁转杆单元，当跨高比>=	0.00
框架梁转壳元，当跨高比<	0.00
梁墙扣除与柱重叠部分质量和重量	是
楼板扣除与梁墙重叠部分质量和重量	是
自动计算现浇楼板自重	是
弹性板按有限元方式进行面外设计	否
全楼强制刚性楼板假定	仅整体指标采用
整体计算考虑楼梯刚度	考虑
楼梯模型	壳单元

(二)风荷载信息:

地面粗糙度类别	B
修正后的基本风压（kN/m2）	0.35
X 向结构基本周期（秒）	0.84
Y 向结构基本周期（秒）	0.76
风荷载作用下结构的阻尼比（%）	5.00
承载力设计时风荷载效应放大系数	1.00
保留分析模型上自定义的风荷载	否
考虑顺风向风振影响	是
考虑横风向风振影响	否
考虑扭转风振影响	否
横风向或扭转风振校核	是
用于舒适度验算的风压（kN/m2）	0.35
用于舒适度验算的结构阻尼比（%）	2.00
水平风体型系数:	
体型分段数	1

分段数	最高层号	X 向体型系数	Y 向体型系数
1	5	1.30	1.30

设缝多塔背风面体型系数	0.50
-------------	------

(三)地震信息:

建筑抗震设防类别	丙类
设防地震分组	第一组
设防烈度	6（0.05g）
场地类别	II 类
特征周期（秒）	0.35
周期折减系数	0.70
计算地震位移时是否考虑周期折减系数对地震作用的影响	是
水平地震影响系数最大值	0.0400
用于 12 层以下规则砼框架结构薄弱层验算的地震影响系数最大值	0.2800
是否采用自定义地震影响系数曲线	否
结构阻尼比选取方法	全楼统一
结构的阻尼比（%）	5.00
特征值分析参数：	
分析类型	子空间迭代法
计算振型个数	9
砼框架抗震等级	4 四级
剪力墙抗震等级	4 四级
钢框架抗震等级	4 四级
抗震构造措施的抗震等级	不改变
悬挑梁默认取框梁抗震等级	否
降低嵌固端以下抗震构造措施的抗震等级	否
部分框支剪力墙结构底部加强区剪力墙抗震等级自动提高一级	是
按主振型确定地震内力符号	是
程序自动考虑最不利水平地震作用	否
工业设备反应谱法与规范简化方法的底部剪力最小比例	1.00
考虑双向地震作用	是
考虑偶然偏心	是
考虑偶然偏心的方式	相对于边长的偶然偏心
X 向相对偶然偏心	0.05
Y 向相对偶然偏心	0.05
斜交抗侧力构件方向附加地震数	0
同时考虑相应角度的风荷载	是

(四)隔震信息：

指定的隔震层个数	0
阻尼比确定方法	强制解耦
最大附加阻尼比	0.50
迭代确定等效刚度和等效阻尼比	否

(五)活荷信息：

楼面活荷载折减方式	传统方式
柱、墙设计时活荷载	不折减
传给基础的活荷载	不折减
柱、墙、基础活荷载折减系数：	
计算截面以上层数	折减系数
1	1.00
2-3	0.85
4-5	0.70
6-8	0.65
9-20	0.60
20 层以上	0.55
梁楼面活荷载折减设置	从属面积超过 50m2 时，折减系数为 0.9
梁活荷不利布置的最高层号	4
考虑结构使用年限的活荷载调整系数	1.00
墙、柱设计时消防车荷载	折减
梁设计时消防车荷载	折减

(六)二阶效应：

结构内力分析方法	一阶弹性设计方法
二阶效应计算方法	不考虑
柱长度系数置 1.0	否
考虑柱、支撑侧向失稳	否
考虑结构整体缺陷	否
考虑结构构件缺陷	否

(七)调整信息：

梁刚度放大系数按 2010 规范取值	是
中梁刚度放大系数上限	2.00
边梁刚度放大系数上限	1.50

梁刚度放大系数按主梁计算	否	转换结构构件（三、四级）的水平地震作用效应放大系数	1.00
地震作用下连梁刚度折减系数	0.60		
采用 SAUSAGE-Design 计算的连梁刚度折减系数	否		
计算地震位移时是否单独指定连梁刚度折减系数	否	(八)设计信息:	
风荷载作用下的连梁刚度折减系数	1.00	结构重要性系数	1.00
梁柱重叠部分简化为刚域:		交叉斜筋箍筋与对角斜筋强度比	1.00
柱端简化为刚域	否	梁按压弯计算的最小轴压比	0.15
梁端简化为刚域	否	梁按拉弯计算的最小轴拉比	0.15
托墙梁刚度放大系数	1.00	框架梁端配筋考虑受压钢筋	是
钢管束剪力墙计算模型	按合并强肢模型计算	结构中的框架部分轴压比限值按照纯框架结构的规定采用	否
钢管束墙混凝土刚度折减系数	1.00	按排架柱考虑柱二阶效应	否
剪重比调整	调整	柱配筋计算原则	按单偏压计算
扭转效应是否明显	否	柱双偏压配筋方式	普通方式
弱轴方向动位移比例（0-1）	0.00	柱剪跨比计算原则	简化方式（H/2h0）
强轴方向动位移比例（0-1）	0.00	H 取柱净高 Hn	否
薄弱层调整:		框架梁弯矩按简支梁控制	主梁、次梁均执行此条
按刚度比判断薄弱层的方式	按抗规和高规从严判断	主梁进行简支梁控制的处理方法	分段计算
受剪承载力突变形成的薄弱层自动进行调整	否	保留用户自定义的边缘构件信息	否
指定的薄弱层个数	0	剪力墙边缘构件的类型	SATWE 列出的所有类型
薄弱层地震内力放大系数	1.25	构造边缘构件尺寸	按《高规》7.2.16 条处理
地震作用调整:		构造边缘构件竖向配筋最小值提高	0.001Ac
全楼地震作用放大系数	1.00	轴压比小于《抗规》6.4.5 条限制时设置为构造边缘构件	是
调整与框支柱相连的梁的内力	否	自动生成梁、墙相交处暗柱	是
框支柱调整系数上限	5.00	梁实配钢筋超配系数	1.15
二道防线调整:		柱实配钢筋超配系数	1.15
考虑双向地震时内力调整方式	先考虑双向地震再调整	墙实配钢筋超配系数	1.15
0.2V0 分段调整方法	规范方法	执行《建筑结构可靠性设计统一标准》	是
alpha	0.20	刚重比计算的永久荷载分项系数	1.30
beta	1.50	刚重比计算的可变荷载分项系数	1.50
调整分段数	0	型钢混凝土构件设计执行规范	组合结构设计规范(JGJ 138-2016)
调整系数上限	2.00	异形柱设计执行规范	混凝土异形柱结构技术规程(JGJ149-2017)
梁端负弯矩调幅系数	0.85	执行《装配式剪力墙结构设计规程》	DB11/1003-2013
梁端弯矩调幅方法	通过主次梁支座进行调幅		否
梁活荷载内力放大系数	1.00	梁保护层厚度（mm）	25.00
梁扭矩折减系数	0.40		

柱保护层厚度（mm）	25.00
箍筋间距：	
梁箍筋间距（mm）	100.00
柱箍筋间距（mm）	100.00
墙水平分布筋间距（mm）	200.00
钢构件截面净毛面积比	0.85
钢柱计算长度系数：	
X 向：	有侧移
Y 向：	有侧移
自动考虑有无侧移	否
钢构件材料强度执行《高钢规》JGJ 99-2015	是
钢梁宽厚比等级	S4
钢柱宽厚比等级	S4
长细比、宽厚比执行《高钢规》第 7.3.9 条和 7.4.1 条	否
钢结构设计执行规范	《钢结构设计标准》GB50017-2017
圆钢管混凝土构件设计执行规范	高规(JGJ 3-2010)
方钢管混凝土构件设计执行规范	组合结构设计规范(JGJ 138-2016)

(九)配筋信息：

钢筋级别：	
HRB500 轴心受压强度取 400N/mm2	是
柱主筋级别	HRB400[360]
柱箍筋级别	HRB400[360]
梁主筋级别	HRB400[360]
梁箍筋级别	HRB400[360]
墙主筋级别	HRB400[360]
墙水平分布筋级别	HPB300[270]
墙竖向分布筋级别	HPB300[270]
边缘构件箍筋级别	HPB300[270]
墙分布筋配筋率：	
墙竖向分布筋配筋率（%）	0.30
墙最小水平分布筋配筋率（%）	0.00
板主筋级别	HRB400[360]
受剪、受扭、受冲切时，强度取值不超过 360N/mm2	是

(十)荷载组合：

地震与风同时组合	否
考虑竖向地震为主的组合	否
普通风与特殊风同时进行组合	否
温度作用考虑风荷载参与组合的组合值系数	0.00
砼构件温度效应折减系数	0.30
屋面活荷载、雪荷载和风荷载组合原则	屋面活荷载、风荷载和雪荷载同时进行组合
水平地震作用分项系数 γ_{Eh} （主控）	1.40
水平地震作用分项系数 γ_{Eh} （非主控）	0.50
荷载组合方式	采用默认组合

(十一)地下室信息：

室外地面与结构最底部的高差（单位 m）	1.50
x 向土层水平抗力系数的比例系数（m 值）	3.00
y 向土层水平抗力系数的比例系数（m 值）	3.00
x 向地面处回填土刚度折减系数	0.00
y 向地面处回填土刚度折减系数	0.00
地下室外墙侧水土压力参数：	
室外地坪标高（m）	-0.35
回填土侧压力系数	0.50
回填土天然容重（kN/m3）	18.00
地下水位标高（m）	-20.00
回填土饱和容重(kN/m2)	25.00
室外地面附加荷载（kN/m2）	0.00
面外设计方法	有限元方法
水土侧压计算	水土分算
水压力年限调整系数	1.00
考虑对整体结构的影响	否
人防设计信息：	
人防地下室总层数	0
竖向配筋方式	纯弯
外墙纵筋保护层厚度（mm）	35.00
内墙纵筋保护层厚度（mm）	35.00

(十二)性能设计:

性能设计方法	不考虑
--------	-----

(十三)高级参数:

计算软件信息	64 位
线性方程组解法	Pardiso
地震作用分析方法	总刚分析方法
位移输出方式	简化输出
生成传给基础的刚度	否
墙柱配筋采用考虑翼缘共同工作的设计方法	否
计算资源	本地
采用自定义位移指标统计节点范围	否
按框架梁建模的连梁混凝土等级默认同墙	否
二道防线调整时，调整与框架柱相连的框架梁端弯矩、剪力	是
薄弱层地震内力调整时不放大构件轴力	放大
剪切刚度计算时考虑柱刚域影响	否
短肢墙判断时考虑相连墙肢厚度影响	是
刚重比验算考虑填充墙刚度影响	否
剪力墙端柱的面外剪力统计到框架部分	否
按构件内力累加方式计算层指标	否
传施工步荷载	否
自动设置楼板力学模型	否
高低跨自动设置为桁架	否
采用自定义范围统计指标	否
位移指标统计时考虑斜柱（仅限小于“支撑临界角”的斜柱）	否
执行《混凝土规范》9.2.6.1	否
执行《混凝土规范》11.3.7	否
根据质量加权位移计算平均层间位移	是
支撑临界角（度）	20.00
工业设备框架风荷载 X 向调整系数	1.00
工业设备框架风荷载 Y 向调整系数	1.00

(十四)其他重要参数:

主控自由度总数	3513
---------	------

2. 楼层信息

表 6-1 构件材料

层号	梁元		柱元(含支撑)		墙元	
	数量	材料	数量	材料	数量	材料
5	4	C30	4	C30		
4	148	C30	27	C30		
3	224	C30	31	C30		
2	293	C30	33	C30		
1	67	C30	21	C30		

表 6-2 梁柱板钢筋强度及保护层厚度

层号	柱纵筋	柱箍筋	柱保护层厚度	梁纵筋	梁箍筋	梁保护层厚度	楼板钢筋
1-5	360	360	25	360	360	25	360

注：保护层厚度单位为 mm

表中为钢筋强度设计值，选择中、大震不屈服设计时，程序自动采用材料强度标准值进行计算。

表 6-3 墙钢筋强度

层号	墙主筋	墙水平分布筋	墙竖向分布筋	边缘构件箍筋
1-5	360	270	270	270

表中为钢筋强度设计值，选择中、大震不屈服设计时，程序自动采用材料强度标准值进行计算。

表 6-4 墙分布筋配筋率

层号	最小水平分布筋配筋率(%)	墙竖向分布筋配筋率(%)
1-5	0.00%	0.30%

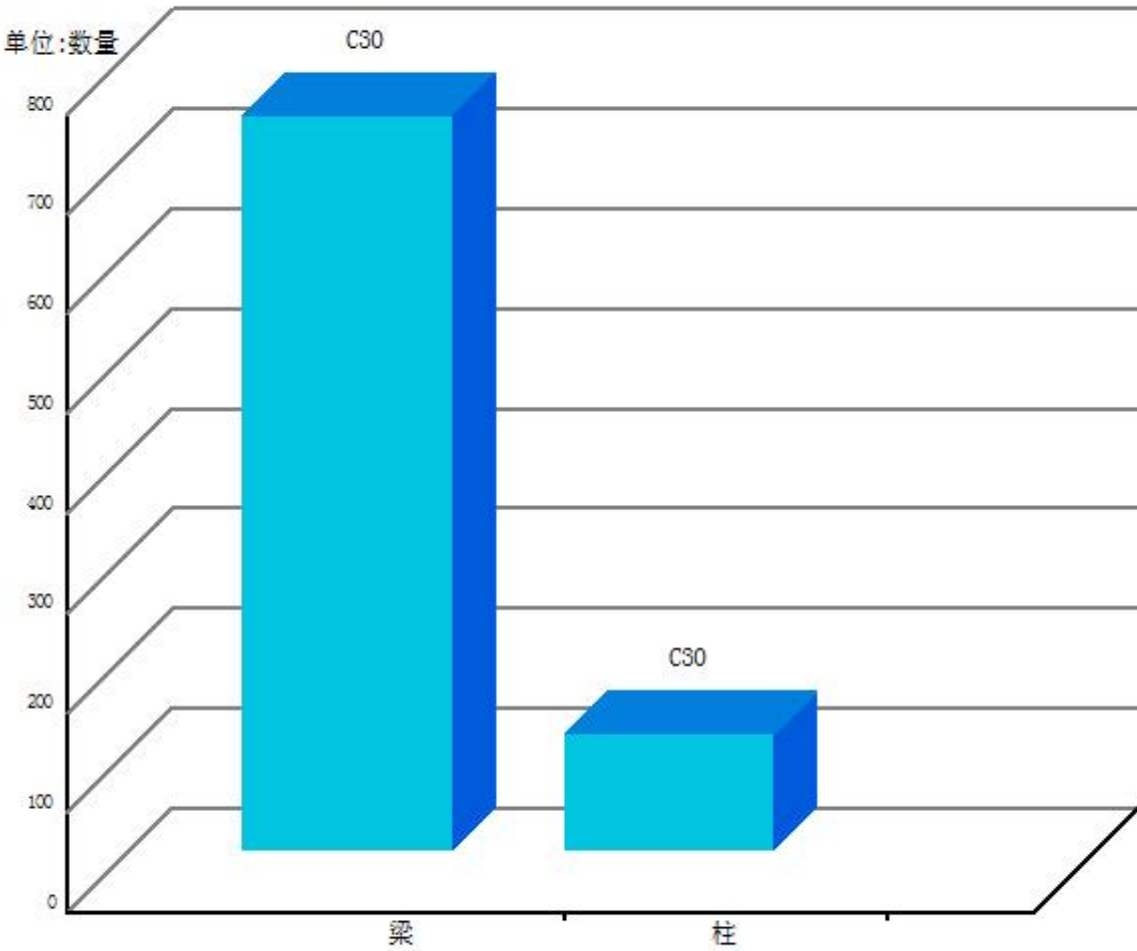


图 6-1 全楼构件材料简图

3. 各层等效尺寸

表 6-5 各层等效尺寸(单位:m, m^2)

层号	层高	累计层高	面积	形心 X, Y	等效宽 B	等效高 H	最大宽 BMAX	最小宽 BMIN
5	3.000	14.700	18.90	32.43, 28.25	3.00	6.30	6.30	3.00
4	3.600	11.700	351.87	34.59, 24.06	29.21	12.47	29.21	12.47
3	3.600	8.100	335.67	33.97, 24.22	28.18	12.43	28.21	12.37
2	4.500	4.500	388.21	34.09, 23.29	28.11	14.34	28.12	14.32

层号	层高	累计层高	面积	形心 X, Y	等效宽 B	等效高 H	最大宽 BMAX	最小宽 BMIN
1	1500	0.000	0.00	0.00, 0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

表 6-6 各层的柱、墙面积信息(单位:m^2)

层号	楼层面积	柱面积	墙面积	X 向墙面积	Y 向墙面积
5	18.90	0.64 (3.39%)	0.00 (0.00%)	0.00 (0.00%)	0.00 (0.00%)
4	351.87	3.48 (0.99%)	0.00 (0.00%)	0.00 (0.00%)	0.00 (0.00%)
3	335.67	3.48 (1.04%)	0.00 (0.00%)	0.00 (0.00%)	0.00 (0.00%)
2	388.21	3.64 (0.94%)	0.00 (0.00%)	0.00 (0.00%)	0.00 (0.00%)
1	0.00	3.48 (0.00%)	0.00 (0.00%)	0.00 (0.00%)	0.00 (0.00%)

4. 层塔属性

表 6-7 楼层属性表

层号	约束边缘构件层	过渡层	底部加强区楼层	转换层	加强层	薄弱层	顶部小塔楼	输出位移比	结构镂空
4, 5								√	
3	√							√	
1, 2	√		√					√	

表 6-8 构件材料层塔属性

层号	混凝土梁	混凝土柱	钢梁	钢柱
	混凝土标号	混凝土标号	钢号	钢号
1-5	C30	C30	Q235	Q235

表 6-9 墙、支撑混凝土强度等级及钢筋强度

层号	混凝土墙	钢支撑
	混凝土标号	钢号
1-5	C30	Q235

七. 工况和组合

1. 工况设定

表 7-1 工况设定

工况编号	工况简称	工况详称
工况 1	DL	恒载
工况 2	LL	活载
工况 3	LL2	活载 2(不利负包络)
工况 4	LL3	活载 3(不利正包络)
工况 5	WX	X 向风
工况 6	WY	Y 向风
工况 7	EXY	X+Y 地震(双向效应)
工况 8	EXP	X 正偏心地震
工况 9	EXM	X 负偏心地震
工况 10	EYX	Y+X 地震(双向效应)
工况 11	EYP	Y 正偏心地震
工况 12	EYM	Y 负偏心地震
工况 13	LX	X 静震
工况 14	LY	Y 静震
工况 15	PX	X 正偏心静震
工况 16	MX	X 负偏心静震
工况 17	PY	Y 正偏心静震
工况 18	MY	Y 负偏心静震
工况 19	SP	土压力
工况 20	WP	水压力
工况 21	EX	X 向地震
工况 22	EY	Y 向地震

2. 工况信息

表 7-2 永久荷载信息

工况名称	分项系数	分项系数(有利)	重力荷载代表值系数
------	------	----------	-----------

工况名称	分项系数	分项系数(有利)	重力荷载代表值系数
恒荷载(DL)	1.30	1.00	1.00
土压力(SP)	1.30	1.00	0.00

表 7-3 可变荷载信息

工况名称	分项系数	抗震组合值系数	组合值系数	重力荷载代表值系数
活荷载(LL)	1.50	--	0.70	0.50
风荷载(WL)	1.50	0.20	0.60	0.00
水压力(WP)	1.50	--	0.70	0.00

表 7-4 地震作用信息

工况名称	分项系数(主控)	分项系数(非主控)
水平地震(EH)	1.40	0.50

3. 构件内力基本组合系数

SP：土压力

WP：水压力

DL：恒荷载

LL：活荷载

WL：风荷载

EH：水平地震

表 7-5 工况组合原则

编号	组合		
1	1.30*DL	1.50*LL	
2	1.00*DL	1.50*LL	
3	1.30*DL	1.50*WL	
4	1.30*DL	-1.50*WL	
5	1.00*DL	1.50*WL	
6	1.00*DL	-1.50*WL	
7	1.30*DL	1.50*LL	0.90*WL
8	1.30*DL	1.50*LL	-0.90*WL
9	1.30*DL	1.05*LL	1.50*WL
10	1.30*DL	1.05*LL	-1.50*WL
11	1.00*DL	1.50*LL	0.90*WL

编号	组合			
12	1.00*DL	1.50*LL	-0.90*WL	
13	1.00*DL	1.05*LL	1.50*WL	
14	1.00*DL	1.05*LL	-1.50*WL	
15	1.30*DL	0.65*LL	1.40*EH	
16	1.30*DL	0.65*LL	-1.40*EH	
17	1.00*DL	0.50*LL	1.40*EH	
18	1.00*DL	0.50*LL	-1.40*EH	
19	1.30*DL	1.50*LL	1.30*SP	1.50*WP

八. 质量信息

1. 结构质量分布

根据《高规》3.5.6 条的规定，楼层质量沿高度宜均匀分布，楼层质量不宜大于相邻下部楼层的 1.5 倍。结构全部楼层满足规范要求。

表 8-1 质量分布

层号	质心 X, Y, Z(m)	恒载质量(t)	活载质量(t)	层质量(t)	质量比
5	32.45, 28.23, 16.20	25.8	0.5	26.3	0.05
4	34.42, 24.45, 13.20	440.6	38.0	478.6	0.91
3	34.77, 24.50, 9.60	473.1	50.9	524.0	0.90
2	35.29, 23.84, 6.00	525.8	55.1	580.9	*1.96*
1	35.63, 24.86, 1.50	290.2	6.1	296.4	1.00

*代表该楼层质量比不满足高规 3.5.6 条的限值 1.50

恒载产生的总质量 (t): 1755.507

活载产生的总质量 (t): 150.566

结构的总质量 (t): 1906.073

恒载产生的总质量包括结构自重和外加恒载

结构总质量包括恒载、活载产生的质量和附加质量以及自定义工况荷载产生的质量

活载产生的总质量、自定义工况荷载产生的总质量和结构的总质量是活载折减后的结果 (1t = 1000kg)

地下室不参与质量比超限判断

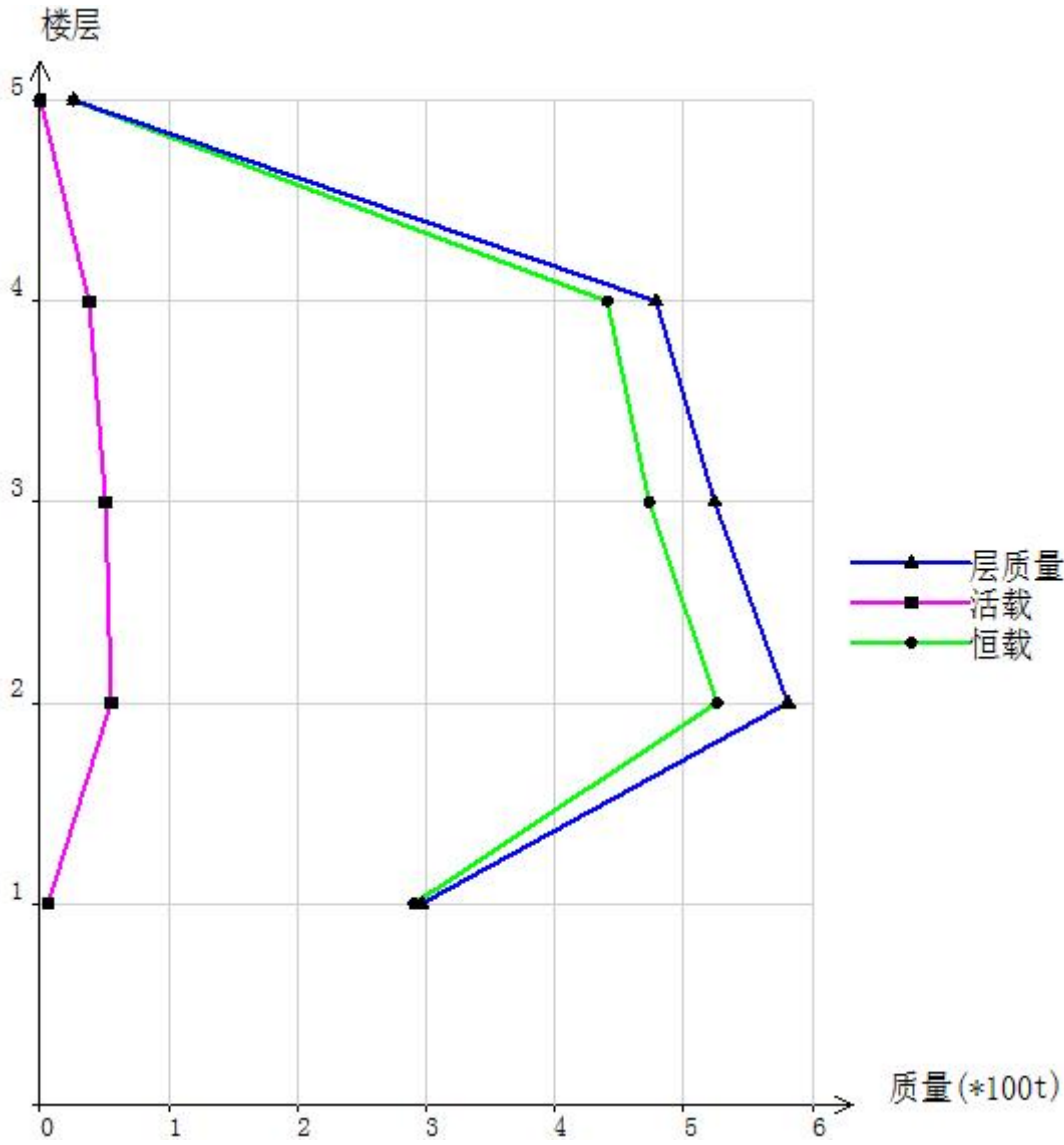


图 8-1 恒载, 活载, 层质量分布曲线

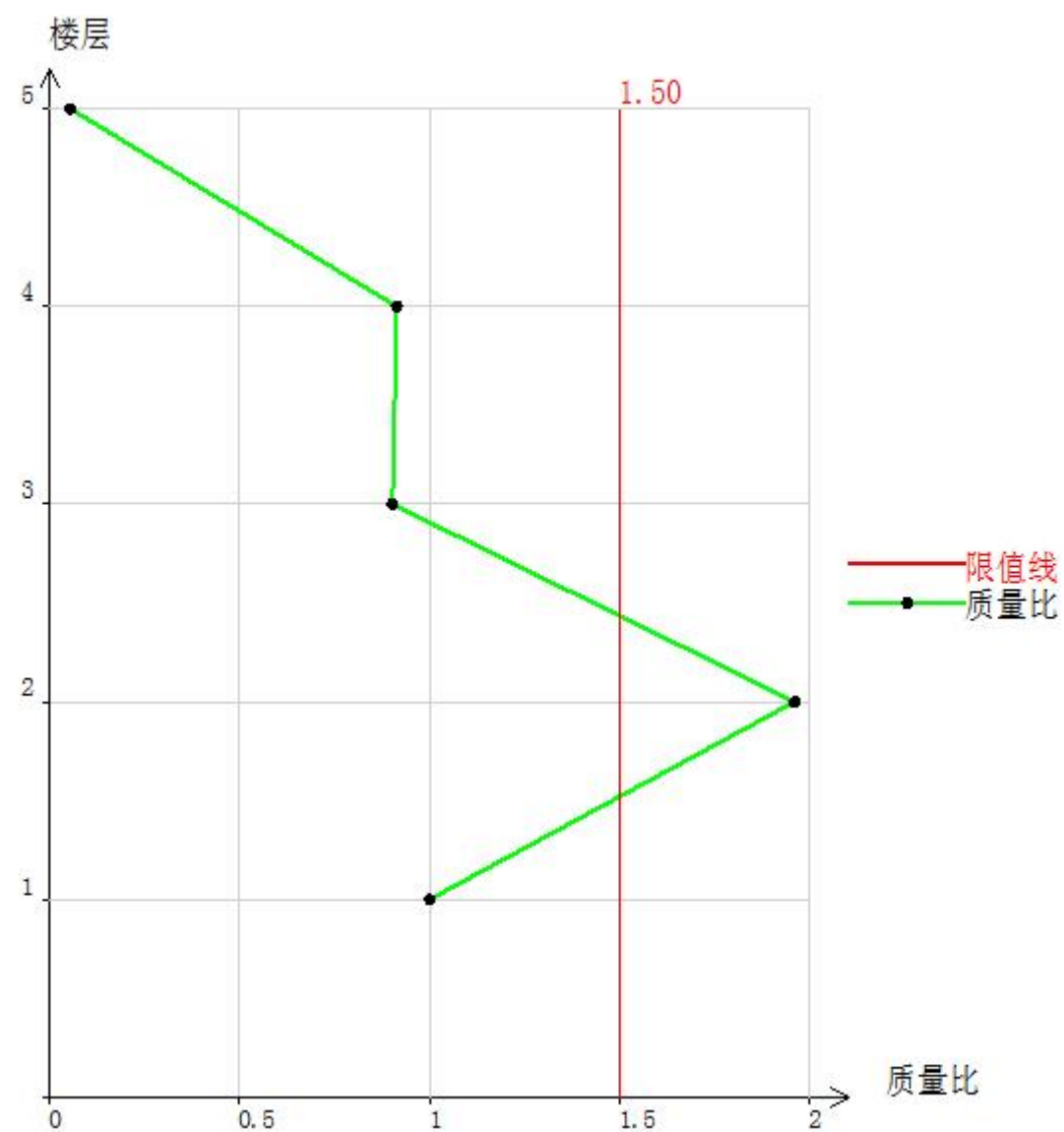


图 8-2 质量比分布曲线

2. 各层刚心、偏心率信息

Xstif、Ystif(m): 刚心的 X, Y 坐标值

Alf(Degree): 层刚性主轴的方向

Eex、Eey: X, Y 方向的偏心率

表 8-2 各层刚心、偏心率信息

层号	Xstif	Ystif	Alf	Eex	Eey
5	32.45	28.25	0.00	0.00%	0.50%

层号	Xstif	Ystif	Alf	Eex	Eey
4	34.43	24.78	0.00	0.05%	2.87%
3	34.43	24.78	0.00	2.90%	2.50%
2	34.43	24.80	0.00	7.47%	8.68%
1	34.52	24.80	0.00	9.69%	0.55%

九. 荷载信息

1. 风荷载信息

风压单位: kN/m2

迎风面积单位: m2

本层风荷、楼层剪力单位:kN

楼层弯矩单位: kN.m

表 9-1 X 向风荷载信息

层号	本层风荷	楼层剪力	楼层弯矩	风振系数
5	16.5	16.5	49.6	1.8
4	37.7	54.2	244.8	1.6
3	32.5	86.7	557.0	1.5
2	41.2	127.9	1132.5	1.3
1	0.0	127.9	1324.3	1.0

表 9-2 Y 向风荷载信息

层号	本层风荷	楼层剪力	楼层弯矩	风振系数
5	8.4	8.4	25.2	1.8
4	79.1	87.5	340.0	1.6
3	68.5	155.9	901.4	1.5
2	83.5	239.5	1978.9	1.3
1	0.0	239.5	2338.1	1.0

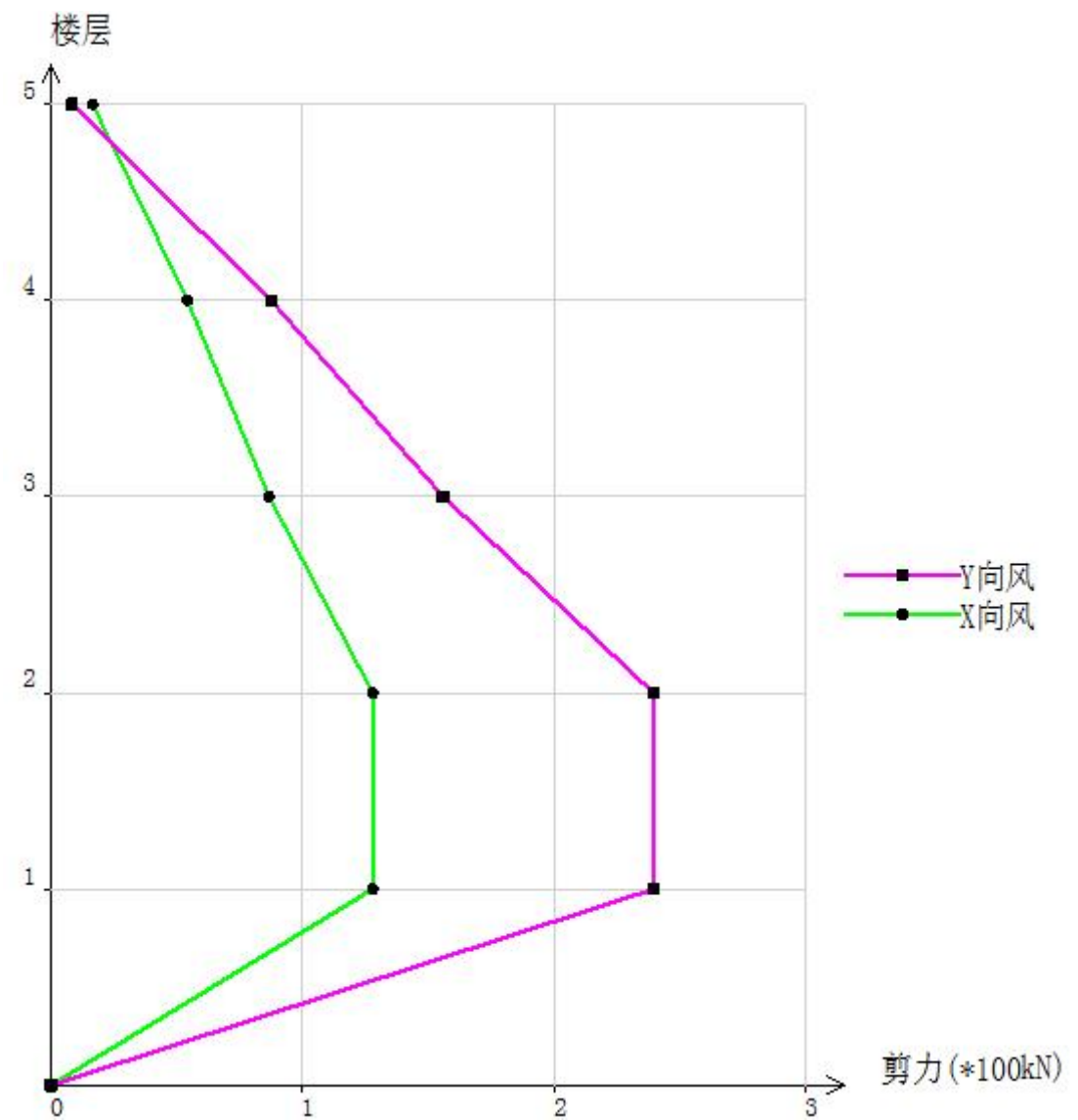


图 9-1 顺风向楼层剪力简图

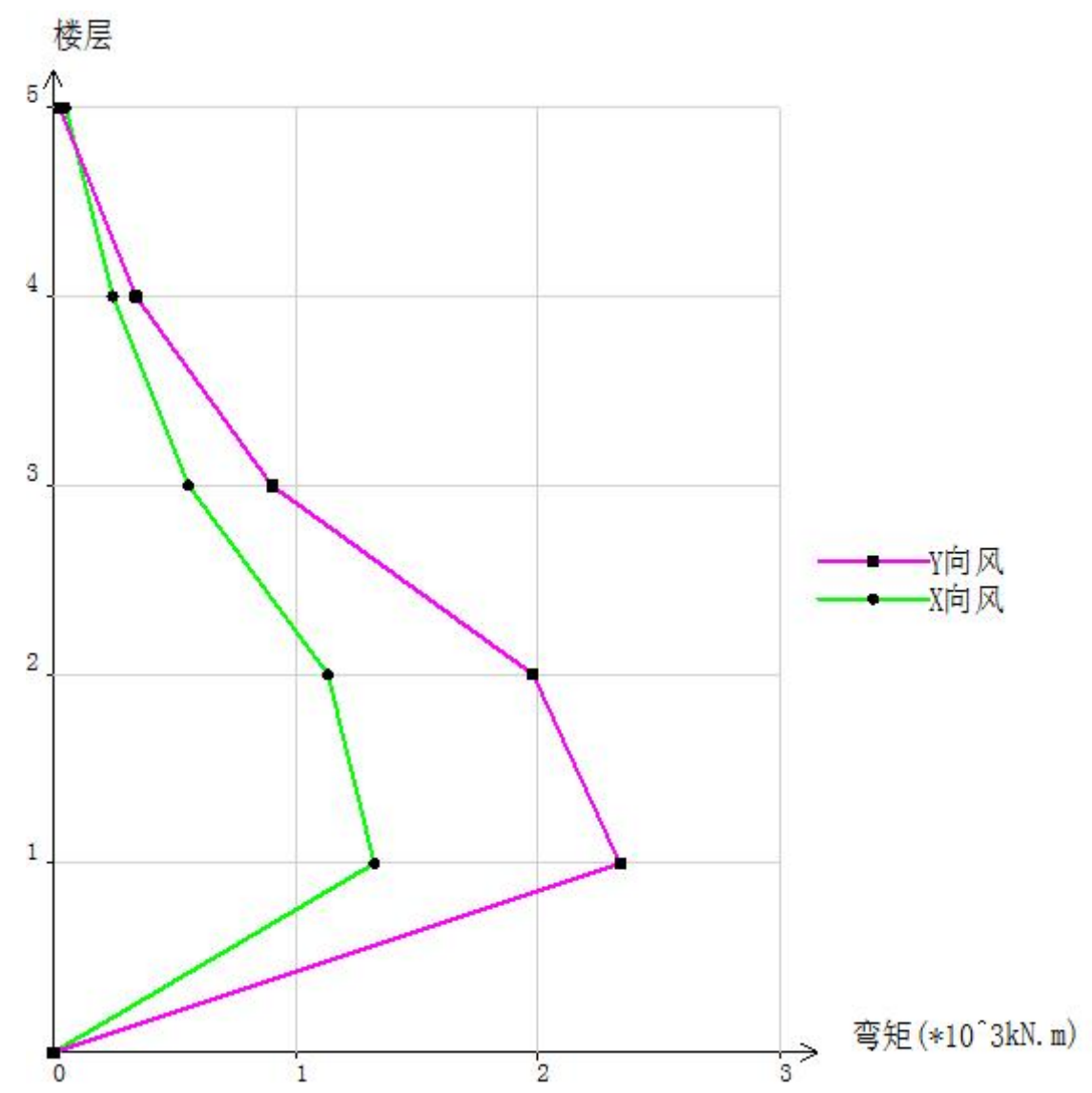


图 9-2 顺风向楼层弯矩简图

十. 立面规则性

1. 楼层侧向剪切刚度

Ratx, Raty (刚度比): X, Y 方向本层塔剪切刚度与下一层相应塔剪切刚度的比值

RJX, RJY: 结构总体坐标系中塔的剪切刚度

表 10-1 楼层侧向剪切刚度及刚度比

层号	RJX (kN/m)	RJY (kN/m)	Ratx	Raty
----	------------	------------	------	------

层号	RJX (kN/m)	RJY (kN/m)	Ratx	Raty
5	1.14e+5	1.14e+5	0.33	0.31
4	3.50e+5	3.61e+5	1.00	1.00
3	3.50e+5	3.61e+5	1.91	1.80
2	1.83e+5	2.01e+5	0.04	0.04
1	4.95e+6	5.43e+6	1.00	1.00

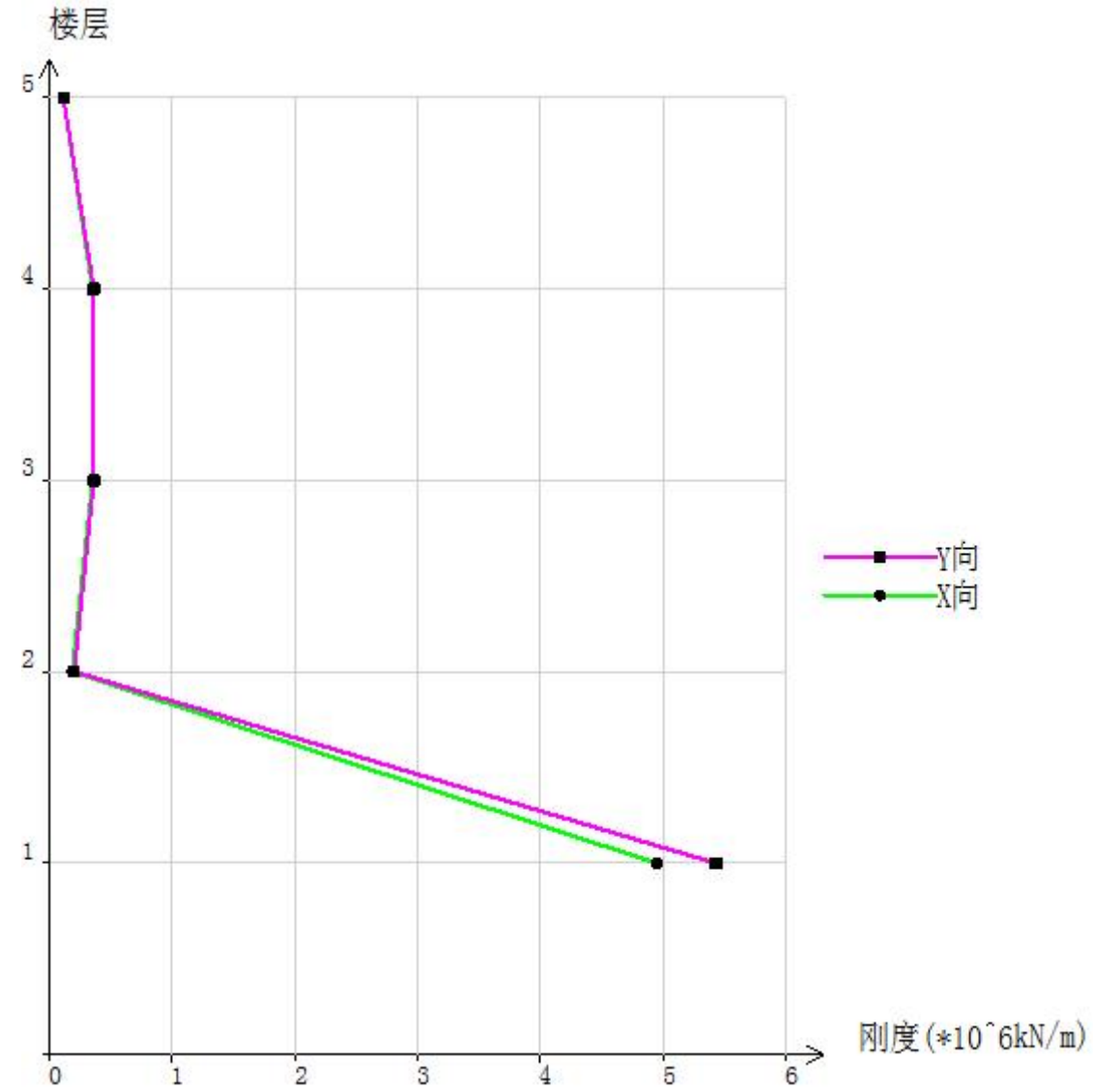


图 10-1 多方向刚度简图

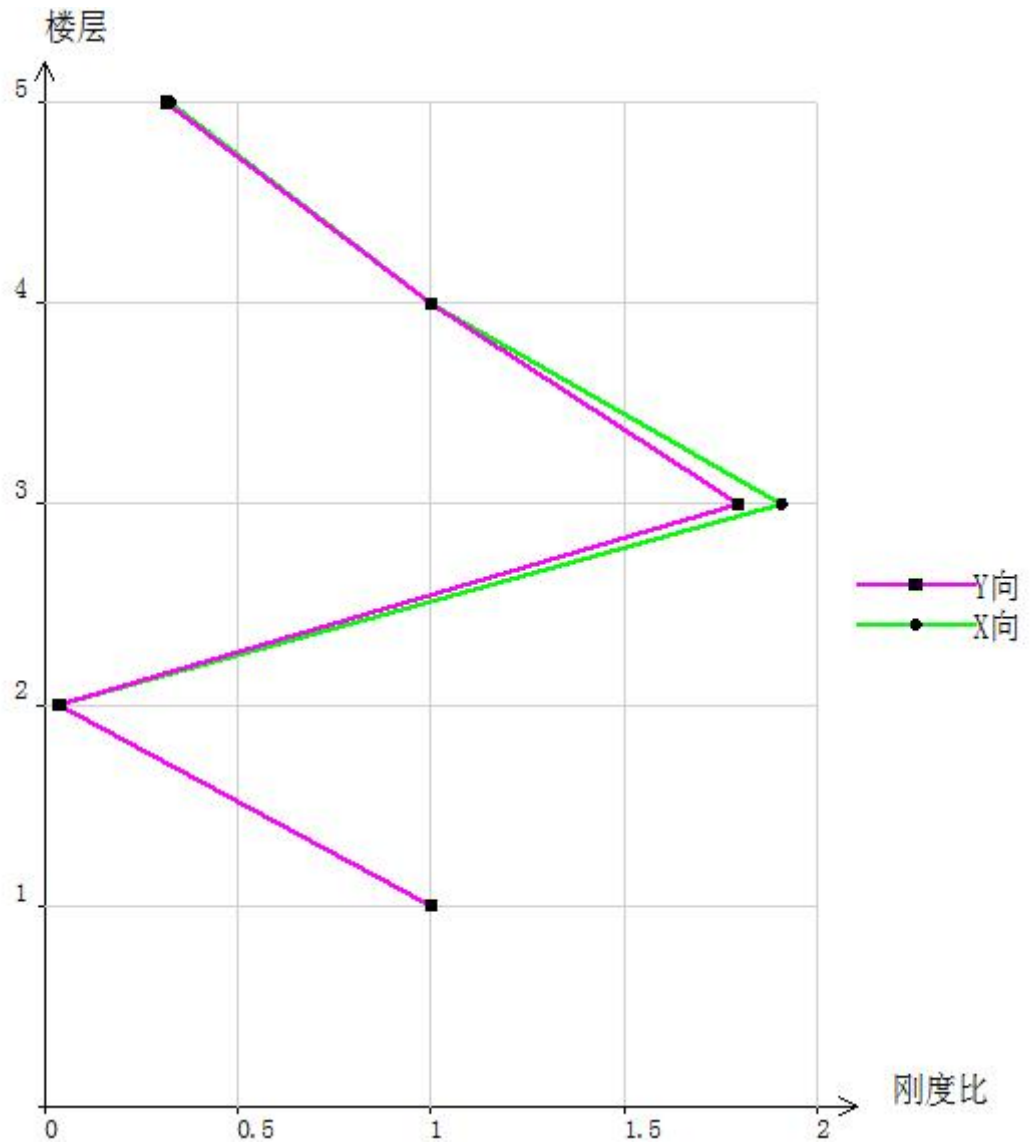


图 10-2 多方向刚度比简图

2. [楼层剪力/层间位移]刚度

《高规》3.5.2-1 条规定：对框架结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比，本层与相邻上层的比值不宜小于 0.7，与相邻上部三层刚度平均值的比值不宜小于 0.8。结构有些楼层侧向刚度比不满足规范要求，具体见下表刚度比 1。

Ratx1, Raty1(刚度比 1):X、Y 方向本层塔侧移刚度与上一层相应塔侧移刚度 70%的比值或上三层平均侧移刚度 80%的比值中之较小值(按抗规 3.4.3;高规 3.5.2-1)

Rat2_min: 按刚度比 2 判断的限值

RJX, RJY: 结构总体坐标系中塔的侧移刚度

表 10-2 楼层刚度及刚度比

层号	RJX (kN/m)	RJY (kN/m)	Ratx1	Raty1
5	20181.62	25466.32	1.00	1.00
4	1.84e+5	1.88e+5	13.00	10.57
3	2.03e+5	2.27e+5	1.58	1.72
2	1.40e+5	1.60e+5	*0.98*	1.00
1	1.25e+6	1.25e+6	8.89	8.15

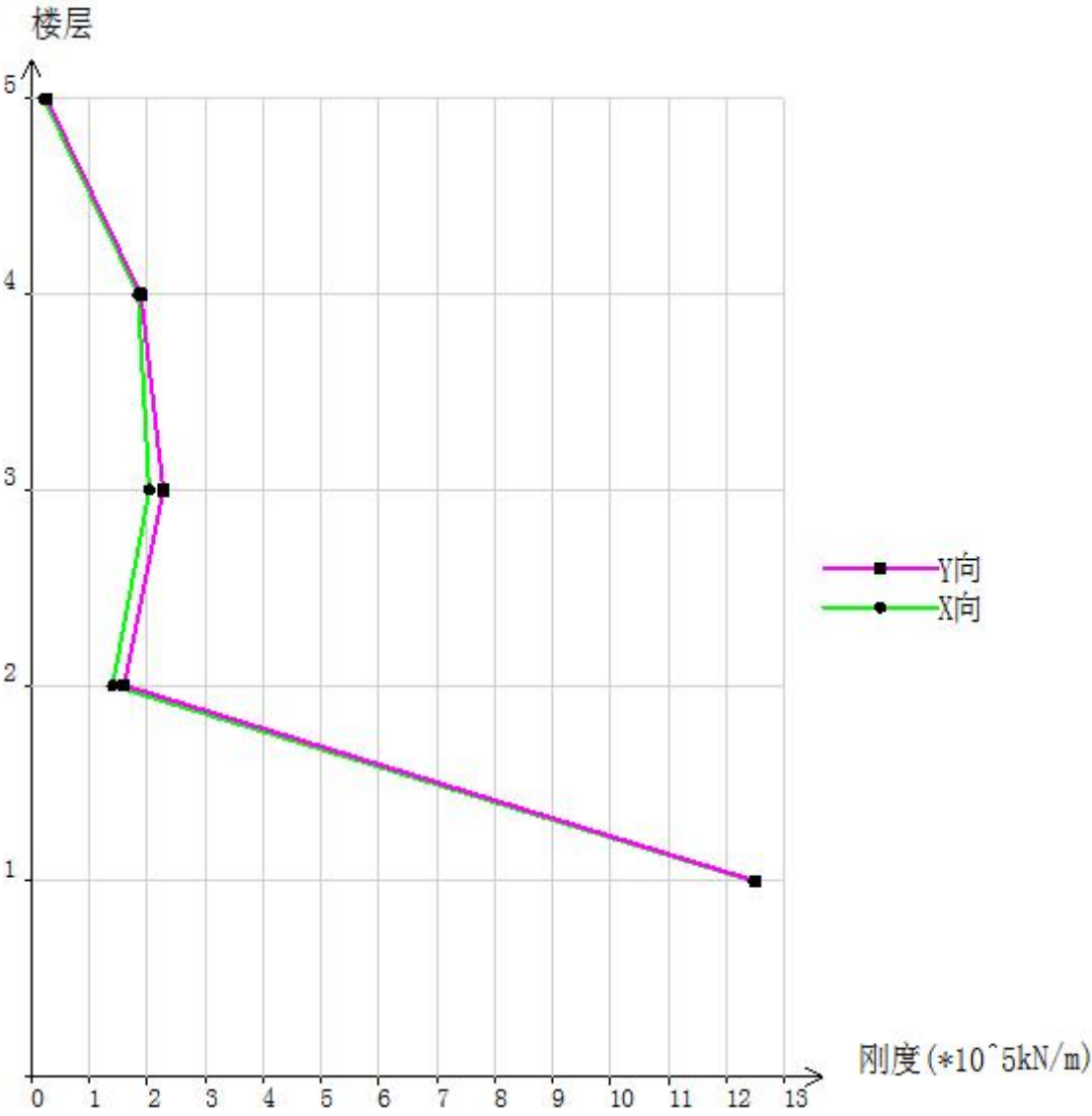


图 10-3 多方向刚度简图

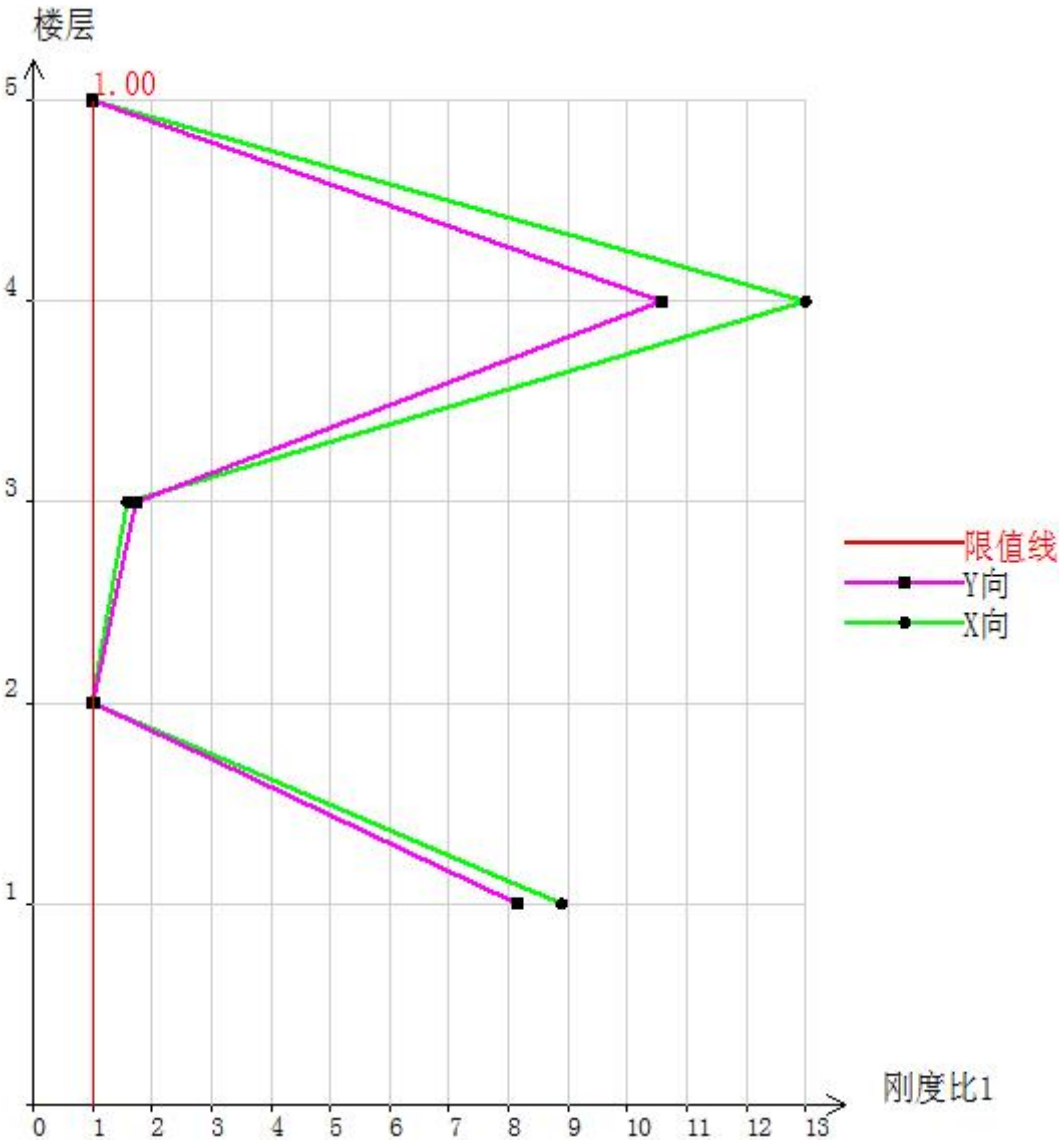


图 10-4 多方向刚度比 1 简图

3. [楼层剪力/层间位移]刚度(强刚)

《高规》3.5.2-1 条规定：对框架结构,楼层与其相邻上层的侧向刚度比，本层与相邻上层的比值不宜小于 0.7，与相邻上部三层刚度平均值的比值不宜小于 0.8。结构并无侧向刚度不规则的情况。

Ratx1, Raty1(刚度比 1):X、Y 方向本层塔侧移刚度与上一层相应塔侧移刚度 70%的比值或上三层平均侧移刚度 80%的比值中之较小值(按抗规 3.4.3;高规 3.5.2-1)

Rat2_min: 按刚度比 2 判断的限值

RJX, RJY: 结构总体坐标系中塔的侧移刚度

表 10-3 楼层刚度及刚度比

层号	RJX (kN/m)	RJY (kN/m)	Ratx1	Raty1
5	21443.02	27058.24	1.00	1.00
4	1.84e+5	1.88e+5	12.24	9.90
3	2.03e+5	2.29e+5	1.58	1.75
2	1.44e+5	1.64e+5	1.01	1.02
1	1.24e+6	1.28e+6	8.75	8.24

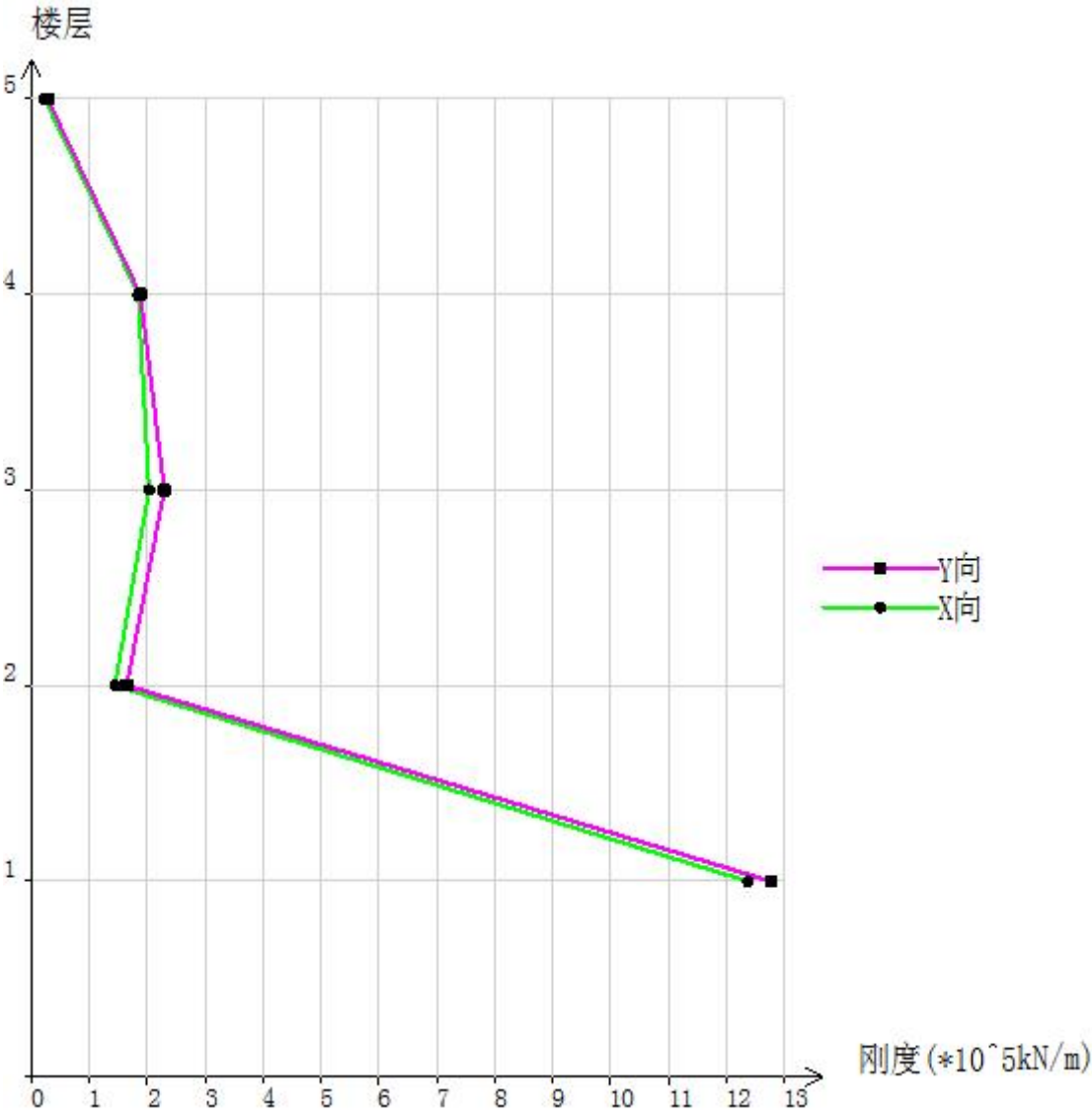


图 10-5 多方向刚度简图

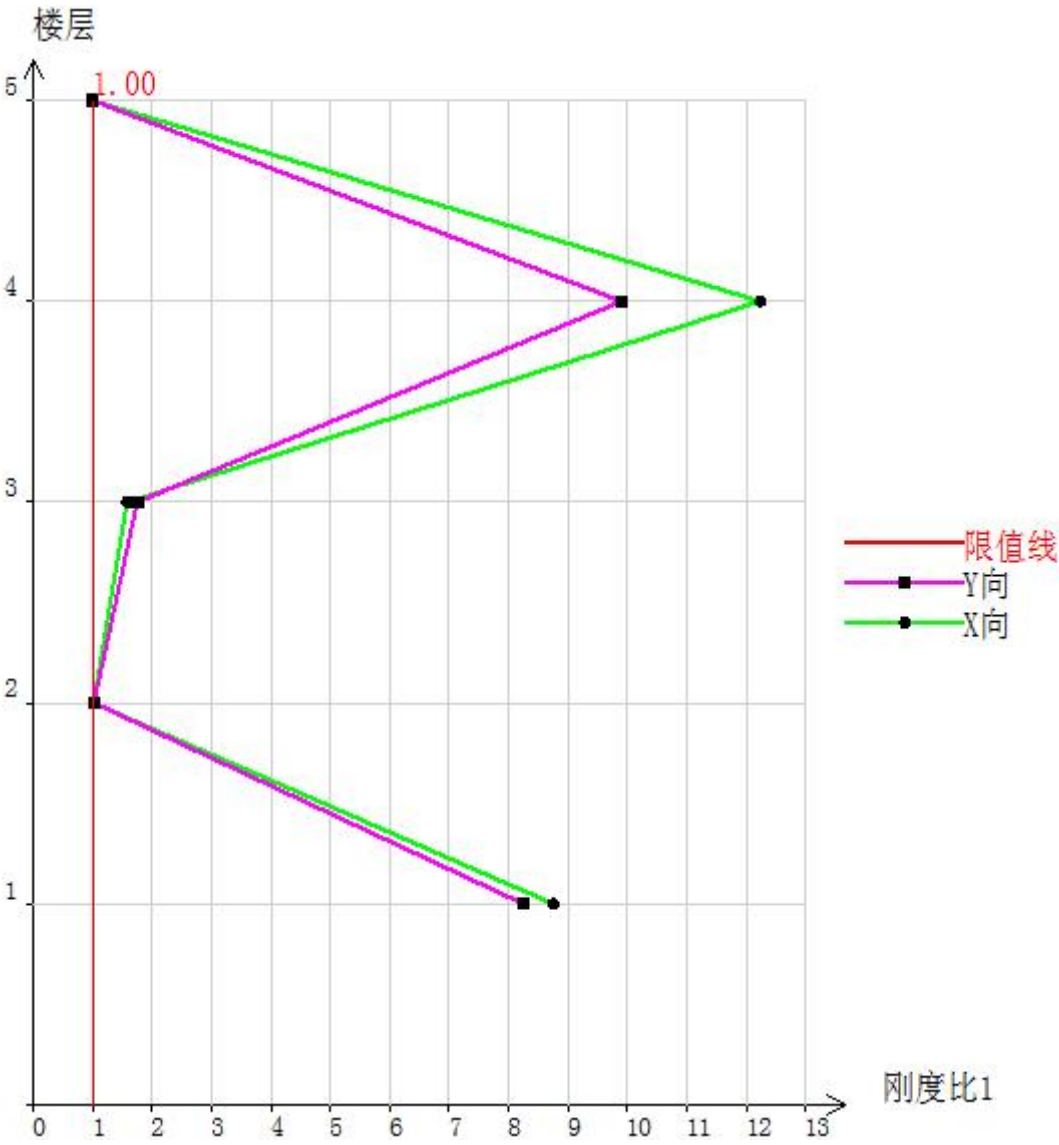


图 10-6 多方向刚度比 1 简图

4. 各楼层受剪承载力

《高规》3.5.3 条规定:A 级高度高层建筑的楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不宜小于其相邻上一层受剪承载力的 80%, 不应小于其相邻上一层受剪承载力的 65%;B 级高度高层建筑的楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不应小于其相邻上一层受剪承载力的 75%。

结构设定的限值是 80.00%。并无楼层承载力突变的情况

V_x (kN)、V_y (kN) : 楼层受剪承载力(X、Y 方向)

V_x/V_{xp} 、 V_y/V_{yp} : 本层与上层楼层承载力的比值(X,Y方向)

表 10-4 各楼层受剪承载力及承载力比值

层号	V_x (kN)	V_y (kN)	V_x/V_{xp}	V_y/V_{yp}	比值判断
5	227.61	179.13	1.00	1.00	满足
4	1474.65	1487.50	6.48	8.30	满足
3	1978.88	2016.23	1.34	1.36	满足
2	2263.76	2359.67	1.14	1.17	满足
1	7424.08	7855.26	3.28	3.33	满足

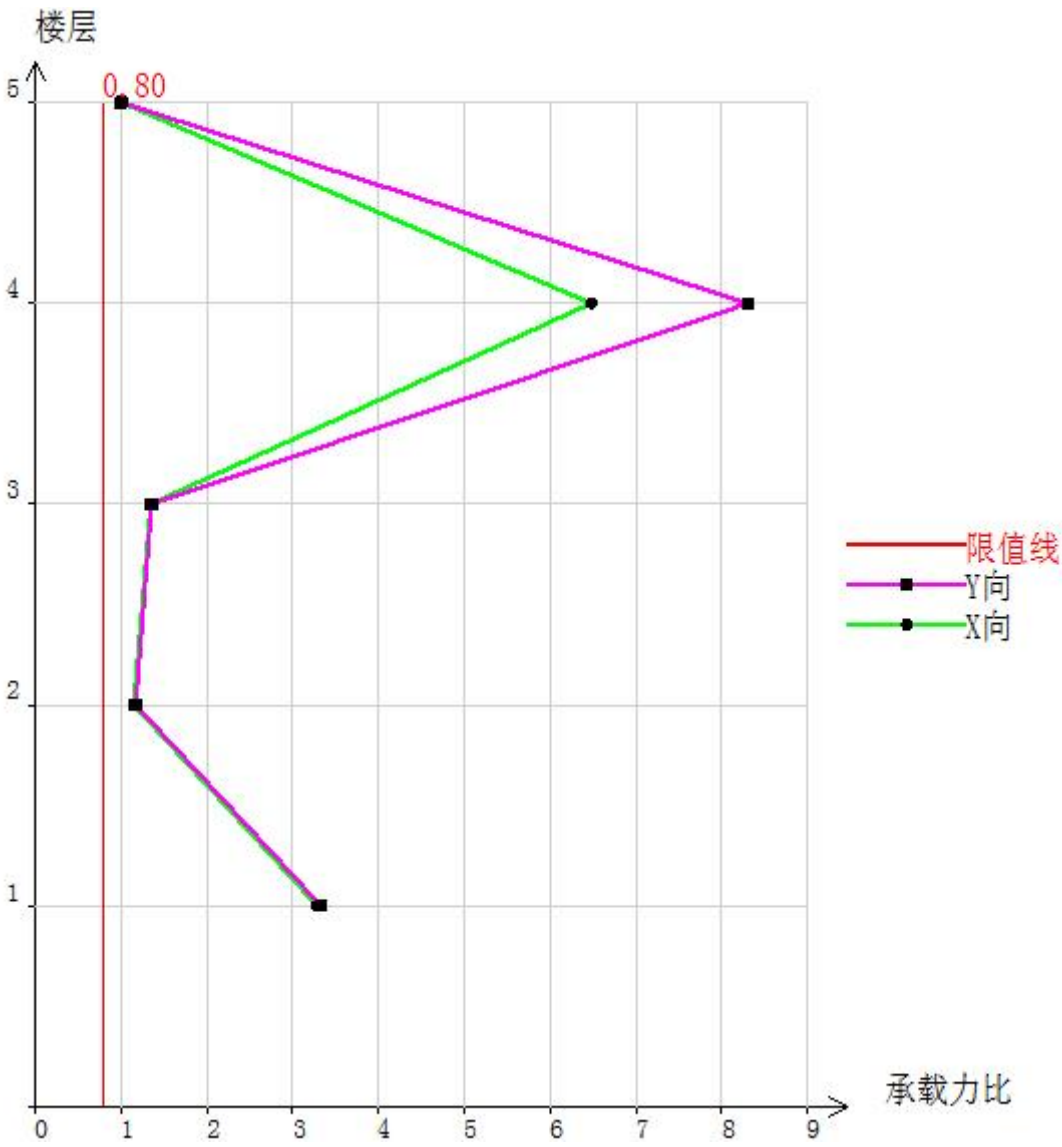


图 10-7 多方向受剪承载力比简图

5. 楼层薄弱层调整系数

用户指定的薄弱层: 在参数及多塔定义中指定的薄弱层

软弱层: 刚度比不满足规范要求的楼层
(刚度比判断方式: 抗规和高规从严判断)
(软弱层判断原则: “楼层剪力/层间位移”刚度的刚度比 1)

薄弱层: 受剪承载力不满足规范要求的楼层

C_def: 默认的薄弱层调整系数(综合以上三项判断得到)

C_user: 用户定义的薄弱层调整系数

C_final: 程序综合判断最终采用的薄弱层调整系数

表 10-5 薄弱层调整系数

层号	方向	用户指定薄弱层	软弱层	薄弱层	C_def	C_user	C_final
3-5	X, Y				1.00		1.00
2	X, Y		√		1.25		1.25
1	X, Y				1.00		1.00

十一. 抗震分析及调整

1. 结构周期及振型方向

地震作用的最不利方向角: 1.39 度

表 11-1 结构周期及振型方向

振型号	周期(s)	方向角(度)	类型	扭振成份	X 侧振成份	Y 侧振成份	总侧振成份	阻尼比
1	0.8337	178.92	X	1%	99%	0%	99%	5.00%
2	0.7587	84.79	Y	38%	1%	61%	62%	5.00%
3	0.6534	95.10	T	61%	1%	39%	39%	5.00%
4	0.2655	1.08	X	8%	92%	0%	92%	5.00%
5	0.2398	91.38	Y	3%	0%	97%	97%	5.00%

振型号	周期(s)	方向角(度)	类型	扭振成份	X 侧振成份	Y 侧振成份	总侧振成份	阻尼比
6	0.2305	44.87	T	89%	7%	4%	11%	5.00%
7	0.2287	91.20	T	90%	2%	8%	10%	5.00%
8	0.1944	178.25	T	90%	10%	0%	10%	5.00%
9	0.1718	0.09	T	93%	7%	0%	7%	5.00%

根据《高规》3.4.5 条，结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与平动为主的第一自振周期 T_1 之比，A 级高度高层建筑不应大于 0.9，B 级高度高层建筑、混合结构高层建筑及复杂高层建筑不应大于 0.85。

表 11-2 结构周期比

第一扭转周期(s)	振型号	第一平动周期(s)	振型号	周期比
0.6534	3	0.8337	1	0.78

说明:此处计算周期比采用的扭转和平动振型通过平动和扭转因子进行判断,程序无法确定其是否为整体振型,
因此结果仅供参考.设计人员应通过振型图确定计算周期比所需的第一阶平动振型和扭转振型。

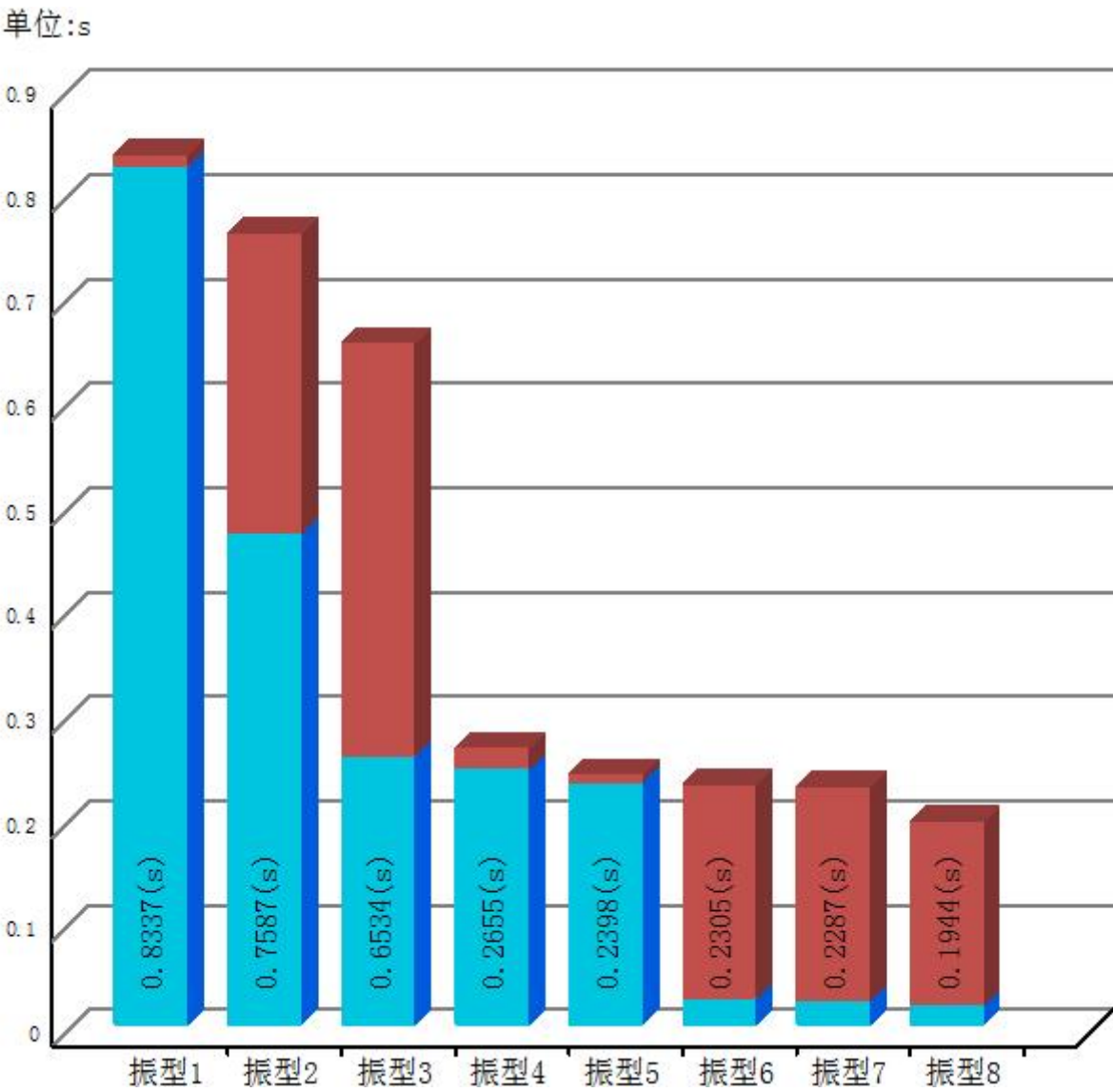


图 11-1 1-8 振型周期简图

注：图中蓝色表示侧振成份,红色表示扭振成份.

2. 结构周期及振型方向(强刚)

地震作用的最不利方向角：1.39 度

表 11-3 结构周期及振型方向(强刚)

振型号	周期(s)	方向角(度)	类型	扭振成份	X 侧振成份	Y 侧振成份	总侧振成份
1	0.8266	1.06	X	1%	99%	0%	99%

振型号	周期(s)	方向角(度)	类型	扭振成份	X 侧振成份	Y 侧振成份	总侧振成份
2	0.7528	86.88	Y	41%	0%	59%	59%
3	0.6423	96.41	T	58%	1%	41%	42%
4	0.2629	1.89	X	8%	92%	0%	92%
5	0.2379	91.24	Y	2%	0%	98%	98%
6	0.2286	177.81	T	90%	10%	0%	10%
7	0.1529	179.71	X	17%	83%	0%	83%
8	0.1475	89.00	Y	3%	0%	97%	97%
9	0.1346	1.20	T	68%	32%	0%	32%

有蓝色底色标识位置双击可以查看图形

根据《高规》3.4.5 条，结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与平动为主的第一自振周期 T_1 之比，A 级高度高层建筑不应大于 0.9，B 级高度高层建筑、混合结构高层建筑及复杂高层建筑不应大于 0.85。

表 11-4 结构周期比

第一扭转周期(s)	振型号	第一平动周期(s)	振型号	周期比
0.6423	3	0.8266	1	0.78

说明:此处计算周期比采用的扭转和平动振型通过平动和扭转因子进行判断，程序无法确定其是否为整体振型，
因此结果仅供参考. 设计人员应通过振型图确定计算周期比所需的第一阶平动振型和扭转振型。

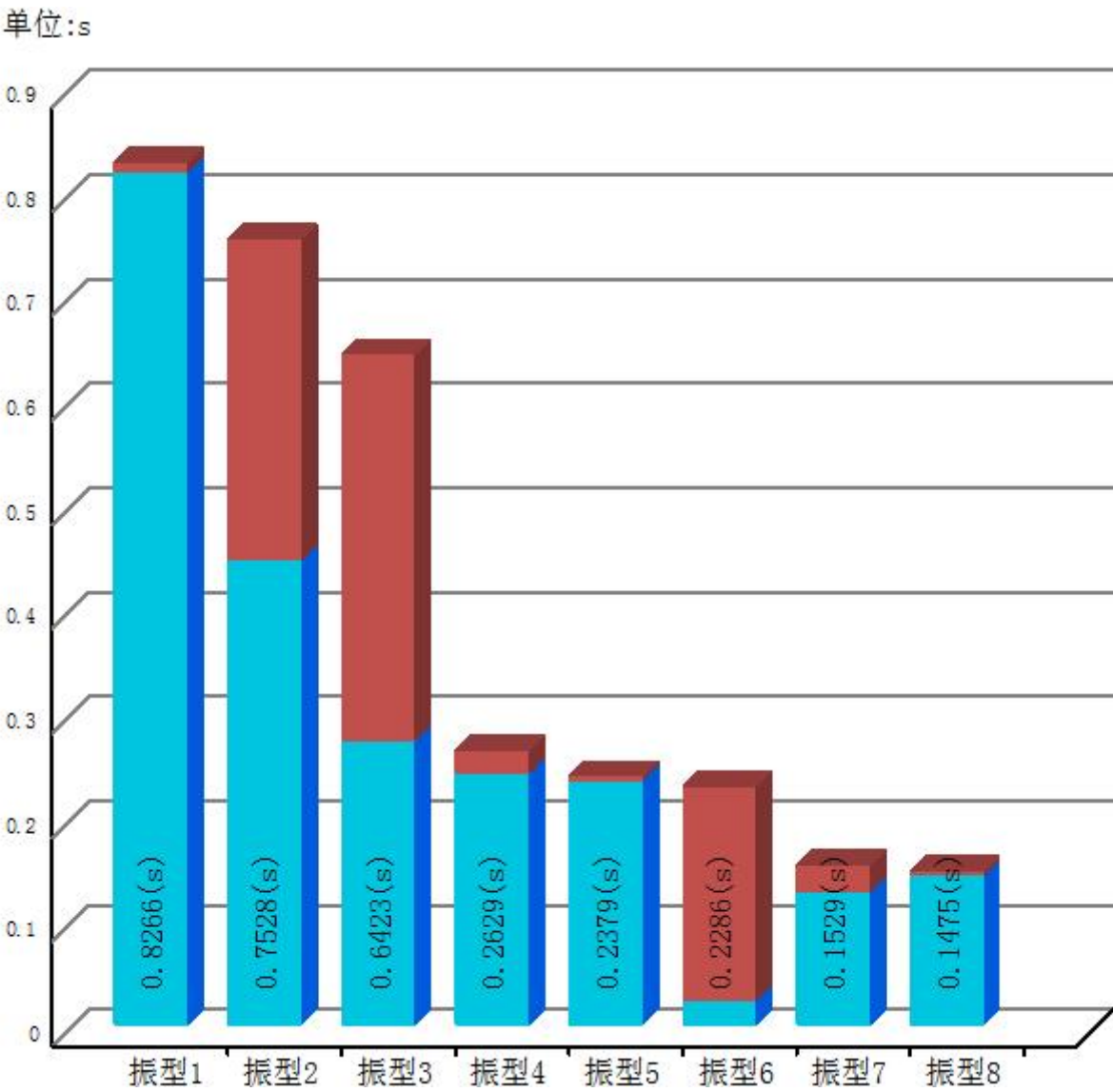


图 11-2 1-8 振型周期简图

注：图中蓝色表示侧振成份, 红色表示扭振成份.

3. 各地震方向参与振型的有效质量系数

表 11-5 各地震方向参与振型的有效质量系数

振型号	X 向地震	Y 向地震	振型号	X 向地震	Y 向地震
1	93.82%	0.04%	2	0.55%	57.50%
3	0.38%	36.75%	4	4.07%	0.01%
5	0.00%	4.59%	6	0.17%	0.02%
7	0.04%	0.10%	8	0.02%	0.00%

振型号	X 向地震	Y 向地震	振型号	X 向地震	Y 向地震
9	0.01%	0.00%			

根据《高规》5.1.13 条,各振型的参与质量之和不应小于总质量的 90%。

第 1 地震方向 X 向地震 的有效质量系数为 99.06%,参与振型足够

第 2 地震方向 Y 向地震 的有效质量系数为 99.01%,参与振型足够

4. 地震作用下结构剪重比及其调整

V_x, V_y (kN) : 地震作用下结构楼层的剪力

RSW: 剪重比

Coef2: 按抗规(5.2.5)条计算的剪重比调整系数

Coef_RSW_x, Coef_RSW_y: 程序综合考虑最终采用的剪重比调整系数(如果用户定义了则采用用户定义值)

根据《建筑与市政工程抗震通用规范》4.2.3-3 规定,6 度(0.05g)设防地区,水平地震影响系数最大值为 0.04,X 向楼层剪重比不应小于 0.80%。

由下表可见, X 向地震剪重比符合要求。

表 11-6 X 向地震工况下指标

层号	V _x (kN)	RSW	Coef2	Coef_RSW _x
5	9.8	3.74%	1.00	1.00
4	162.1	3.21%	1.00	1.00
3	289.4	2.81%	1.00	1.00
2	389.9	2.42%	1.00	1.00
1	396.5	2.08%	1.00	1.00

根据《建筑与市政工程抗震通用规范》4.2.3-3 规定,6 度(0.05g)设防地区,水平地震影响系数最大值为 0.04,Y 向楼层剪重比不应小于 0.80%。

由下表可见, Y 向地震剪重比符合要求。

表 11-7 Y 向地震工况下指标

层号	V _y (kN)	RSW	Coef2	Coef_RSW _y
5	10.1	3.86%	1.00	1.00
4	156.4	3.10%	1.00	1.00
3	272.5	2.65%	1.00	1.00
2	365.7	2.27%	1.00	1.00
1	372.9	1.96%	1.00	1.00

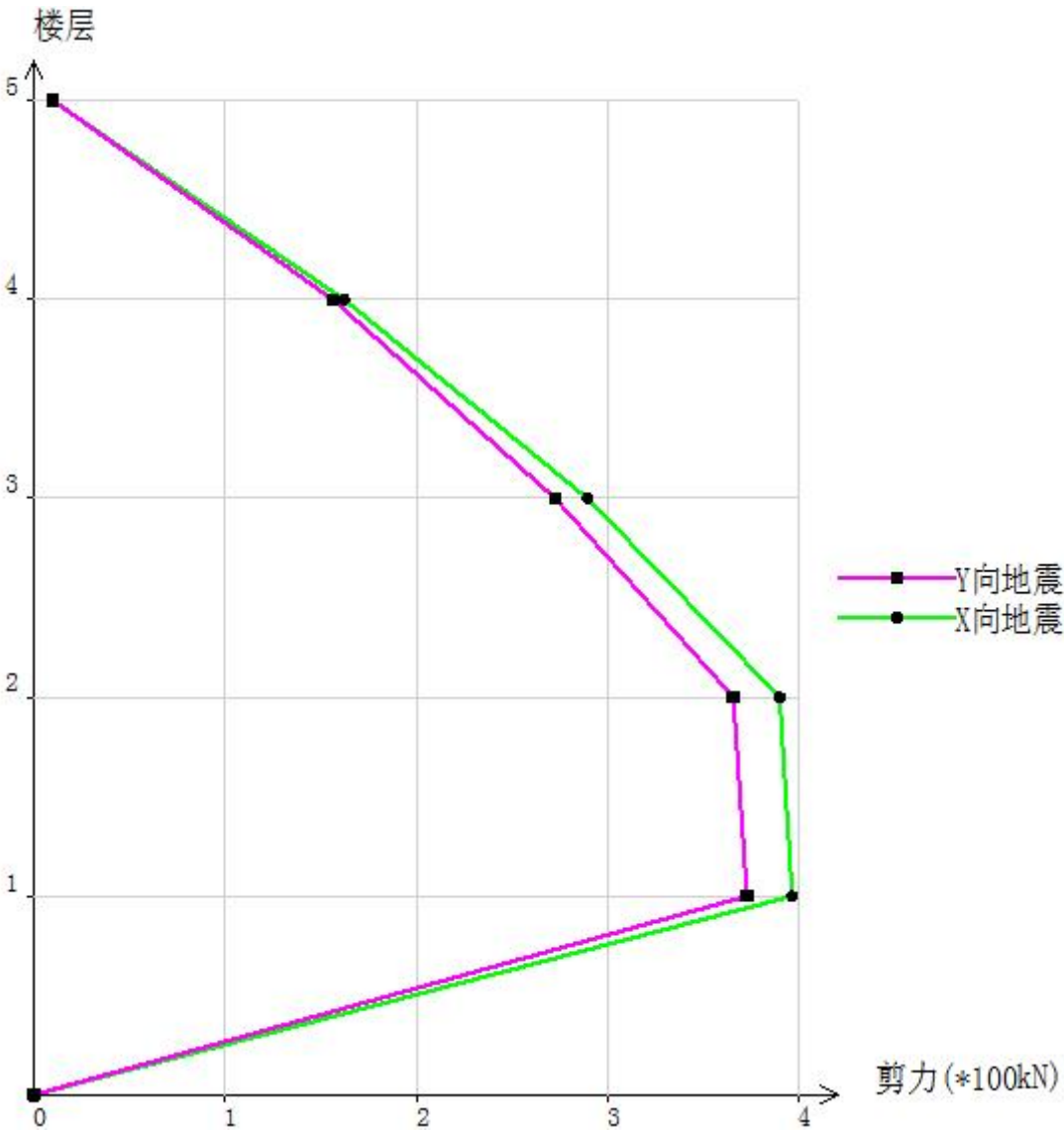
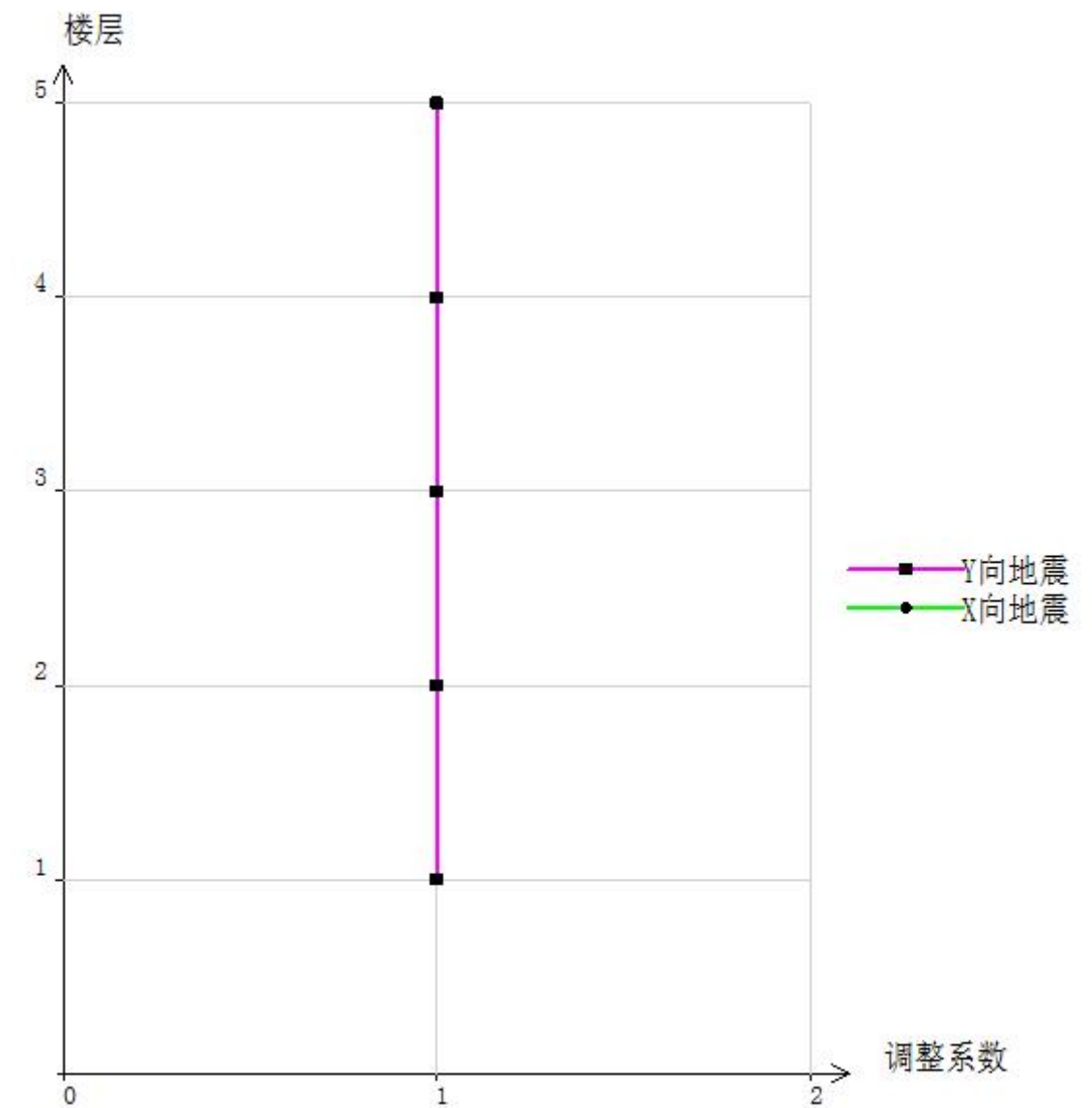
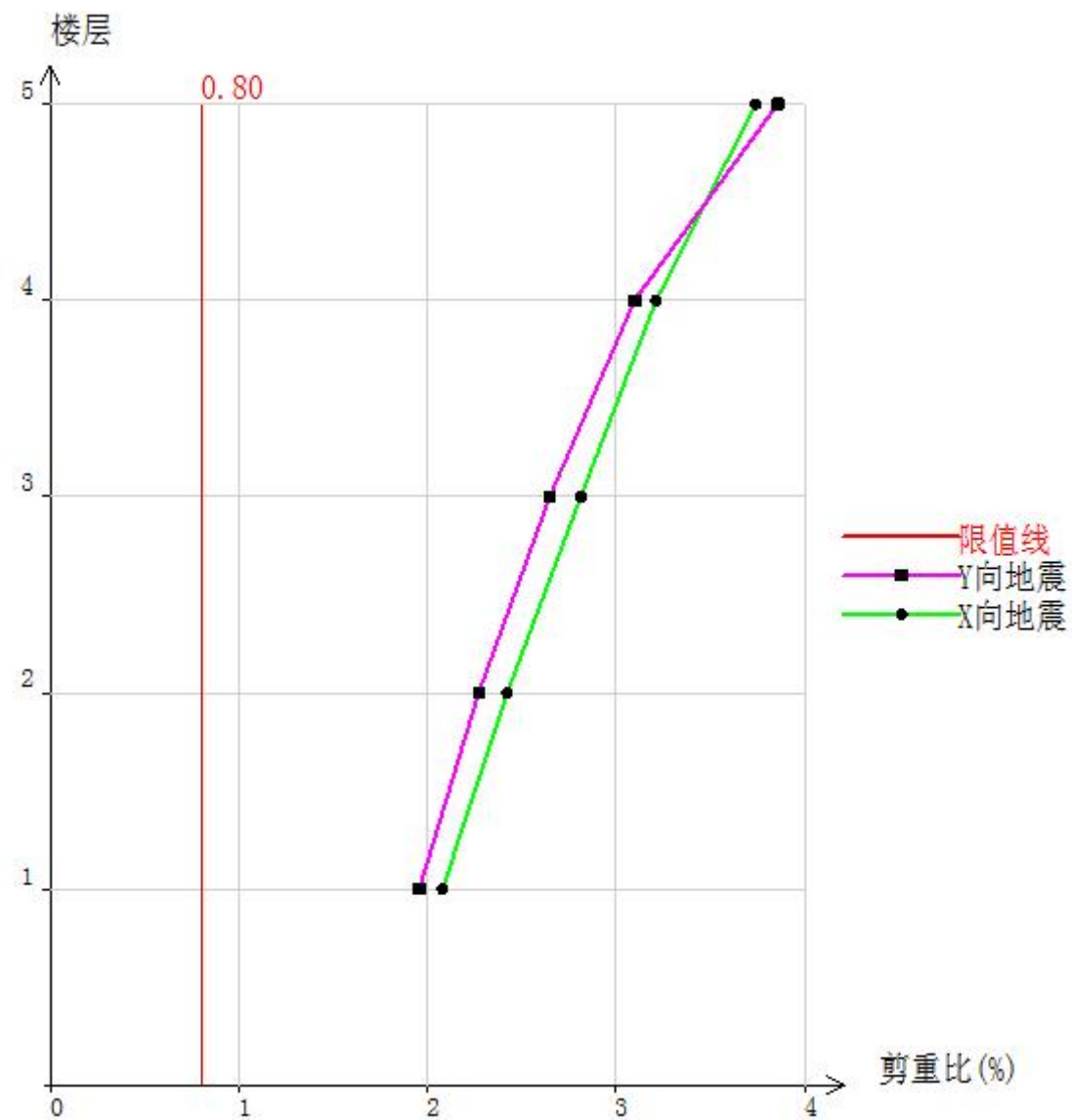


图 11-3 地震各工况楼层剪力简图



5. 偶然偏心信息

E_{cx} , E_{cy} : X、Y 向偶然偏心

表 11-8 偶然偏心

层号	E_{cx}	E_{cy}
1-5	0.05	0.05

十二. 结构体系指标及二道防线调整

1. 竖向构件倾覆力矩及百分比(抗规方式)

表 12-1 X 静震工况下的倾覆力矩及百分比(单位 kN. m)

层号	框架柱	短肢墙	普通墙	斜撑	总弯矩
5	29.5 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	29.5
4	535.1 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	535.1
3	1392.1 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	1392.1
2	2721.8 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	2721.8
1	3293.6 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	3293.6

表 12-2 Y 静震工况下的倾覆力矩及百分比(单位 kN. m)

层号	框架柱	短肢墙	普通墙	斜撑	总弯矩
5	30.4 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	30.4
4	421.6 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	421.6
3	958.9 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	958.9
2	1824.6 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	1824.6
1	2348.1 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	2348.1

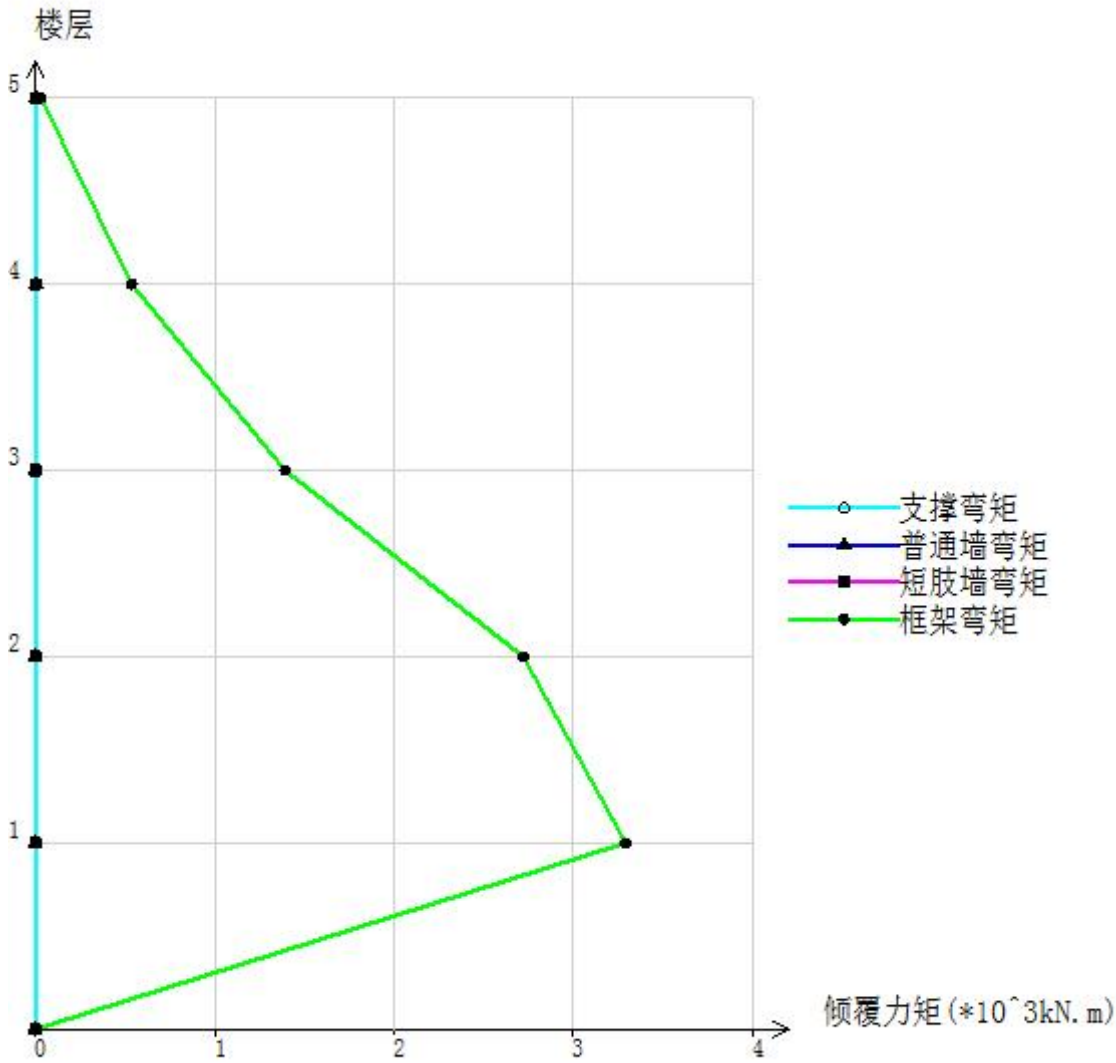


图 12-1 X 静震下倾覆力矩简图

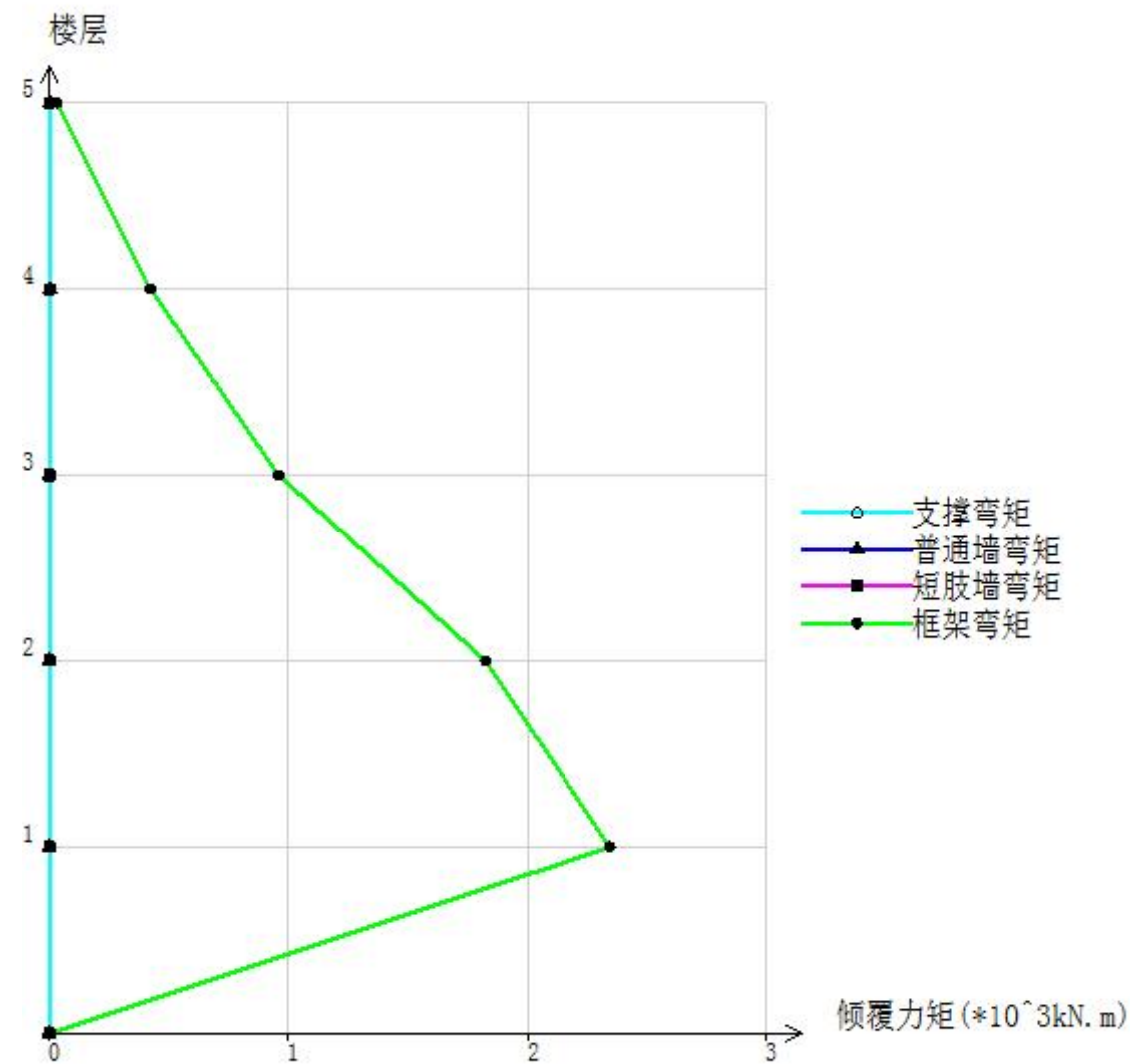


图 12-2 Y 静震下倾覆力矩简图

表 12-4 Y 向地震工况下的剪力及百分比(单位 kN)

层号	框架柱	墙及支撑	总剪力
5	10.1 (100.0%)	0.0 (0.0%)	10.1
4	114.4 (73.1%)	0.0 (0.0%)	156.4
3	160.6 (58.9%)	0.0 (0.0%)	272.5
2	221.3 (60.5%)	0.0 (0.0%)	365.7
1	348.6 (93.5%)	0.0 (0.0%)	372.9

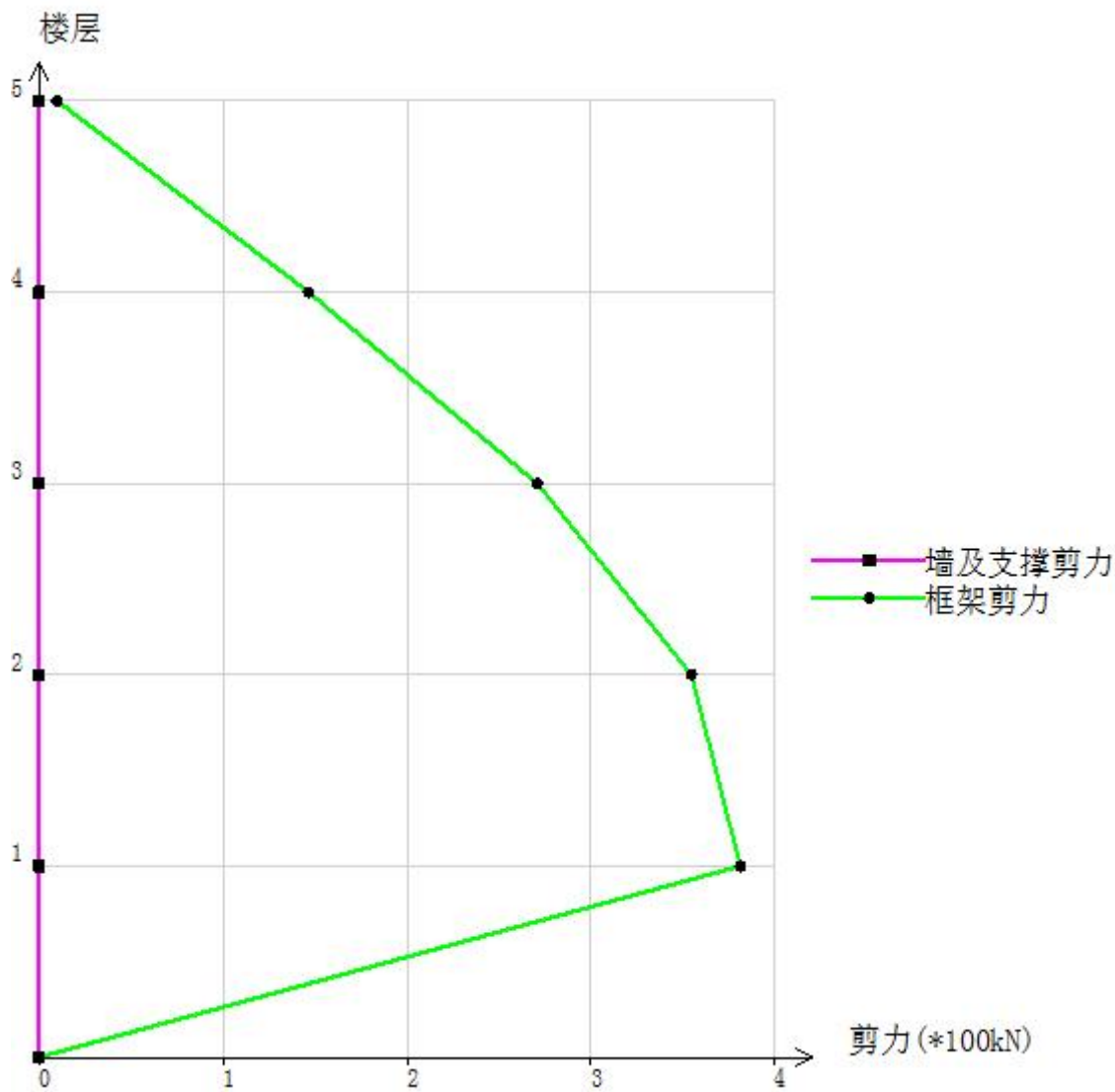


图 12-3 X 向地震下剪力简图

2. 竖向构件地震剪力及百分比

表 12-3 X 向地震工况下的剪力及百分比(单位 kN)

层号	框架柱	墙及支撑	总剪力
5	9.8 (100.0%)	0.0 (0.0%)	9.8
4	146.5 (90.3%)	0.0 (0.0%)	162.1
3	270.7 (93.5%)	0.0 (0.0%)	289.4
2	354.5 (90.9%)	0.0 (0.0%)	389.9
1	381.2 (96.1%)	0.0 (0.0%)	396.5

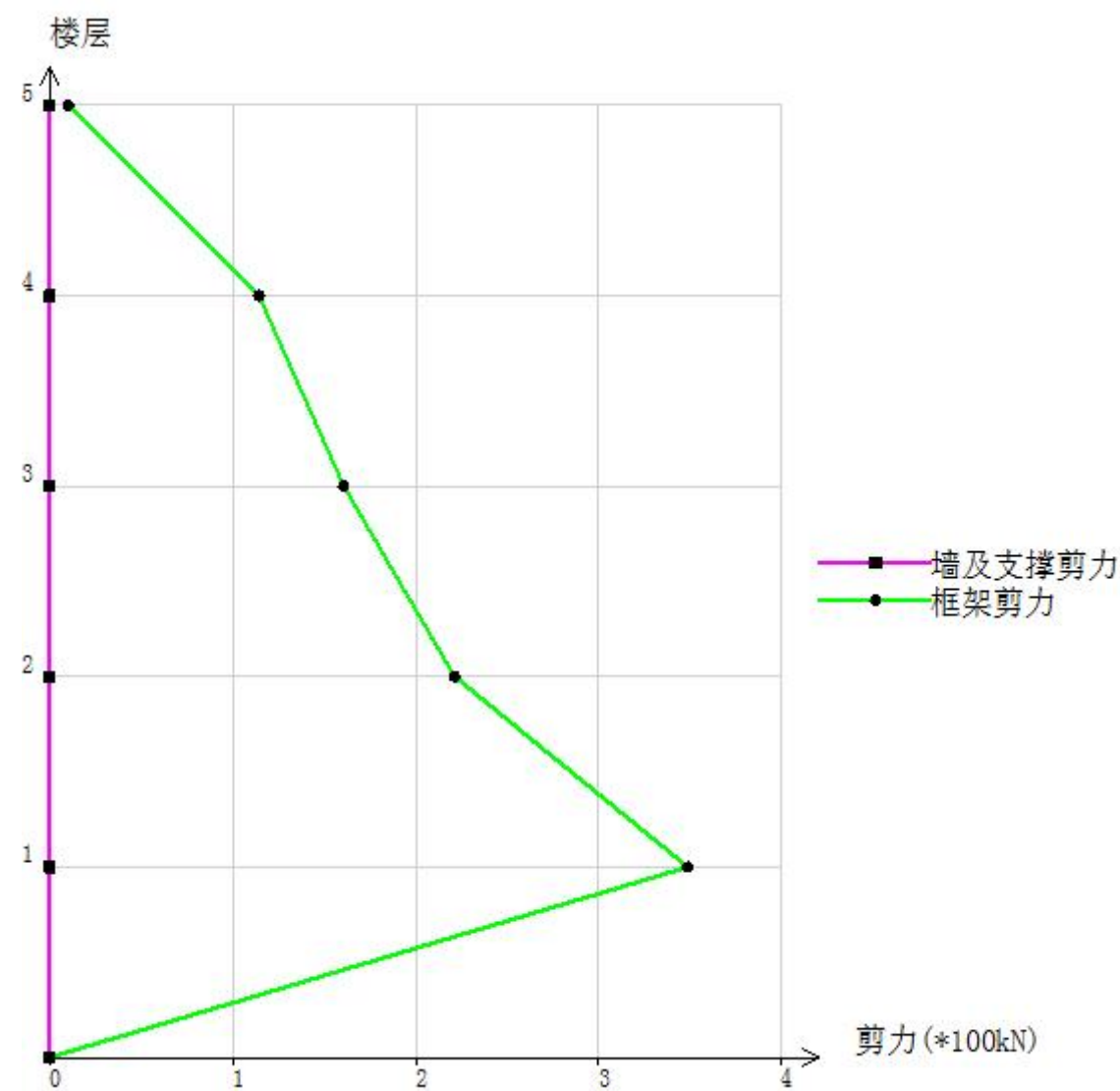


图 12-4 Y 向地震下剪力简图

十三. 变形验算

1. 普通结构楼层位移指标统计

根据《高规》3.7.3 条规定：对于高度不大于 150m 的框架结构，按弹性方法计算的风荷载或多遇地震标准值作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/550，对于高度不小于 250m 的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/500，结构设定的限值为 1/550，结构所有工况下最大层间位移角均满足规范要求。

根据《高规》3.4.5 条规定：结构在考虑偶然偏心影响的规定水平地震力作用下，楼层竖向构件最大的水平位移和层间位移，A 级高度高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.5 倍；B 级高度高层建筑、超过 A 级高度的混合结构及复杂高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.4 倍。结构设定的判断扭转不规则的位移比为 1.20，位移比的限值为 1.50，结构不属于扭转不规则。

所有工况下位移比、层间位移比均满足规范要求。

表中位移的单位为 (mm)

表 13-1 X 正偏心静震工况的位移

层号	最大位移 (节点号)	平均位移	最大层间位 移	平均层间位 移	位移比	层间位移比
5	5.78 (698)	5.73	0.58	0.49	1.01	1.19
4	5.68 (579)	5.39	1.08	0.88	1.05	1.23
3	4.75 (368)	4.51	1.51	1.42	1.05	1.06
2	3.26 (100)	3.07	2.95	2.75	1.06	1.07
1	0.46 (54)	0.37	0.46	0.37	1.00	1.00

本工况下全楼最大楼层位移= 5.78（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大位移比 = 1.06（发生在 2 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移比= 1.23（发生在 4 层 1 塔）

表 13-2 X 负偏心静震工况的位移

层号	最大位移 (节点号)	平均位移	最大层间位 移	平均层间位 移	位移比	层间位移比
5	6.09 (699)	5.93	0.64	0.51	1.03	1.25
4	5.45 (595)	5.38	1.03	0.87	1.01	1.18
3	4.58 (385)	4.43	1.49	1.40	1.03	1.06
2	3.13 (99)	3.00	2.83	2.69	1.04	1.05
1	0.47 (54)	0.38	0.47	0.38	1.00	1.00

本工况下全楼最大楼层位移= 6.09（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大位移比 = 1.04（发生在 2 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移比= 1.25（发生在 5 层 1 塔）

表 13-3 Y 正偏心静震工况的位移

层号	最大位移 (节点号)	平均位移	最大层间位 移	平均层间位 移	位移比	层间位移比
5	4.20(701)	4.16	0.43	0.40	1.01	1.07
4	3.85(619)	3.77	0.85	0.69	1.02	1.23
3	3.16(365)	3.08	0.98	0.98	1.03	1.00
2	2.19(97)	2.11	1.98	1.86	1.04	1.06
1	0.37(54)	0.29	0.37	0.29	1.00	1.00

本工况下全楼最大楼层位移= 4.20（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大位移比 = 1.04（发生在 2 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移比= 1.23（发生在 4 层 1 塔）

表 13-4 Y 负偏心静震工况的位移

层号	最大位移 (节点号)	平均位移	最大层间位 移	平均层间位 移	位移比	层间位移比
5	4.67(698)	4.53	0.42	0.41	1.03	1.03
4	5.35(576)	3.92	0.80	0.68	1.36	1.18
3	4.54(365)	3.23	1.40	1.02	1.41	1.38
2	3.14(97)	2.22	2.84	1.97	1.42	1.44
1	0.39(40)	0.26	0.39	0.26	1.00	1.00

本工况下全楼最大楼层位移= 5.35（发生在 4 层 1 塔）

本工况下全楼最大位移比 = 1.42（发生在 2 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移比= 1.44（发生在 2 层 1 塔）

表 13-5 X 向地震工况的位移

层号	最大位移(节点 号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角 (节点号)
5	5.69(698)	0.59	0.49	1/5043(699)
4	5.64(579)	1.09	0.88	1/3308(619)
3	4.73(368)	1.50	1.42	1/2396(409)
2	3.26(100)	2.96	2.76	1/1522(100)
1	0.46(54)	0.46	0.37	1/3267(54)

本工况下全楼最大楼层位移= 5.69（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/1522（发生在 2 层 1 塔）

表 13-6 Y 向地震工况的位移

层号	最大位移(节点 号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角 (节点号)
5	4.53(698)	0.42	0.40	1/7174(701)
4	6.05(576)	1.00	0.88	1/3584(620)
3	5.15(365)	1.60	1.29	1/2255(365)
2	3.56(97)	3.22	2.48	1/1399(98)
1	0.41(54)	0.41	0.32	1/3667(54)

本工况下全楼最大楼层位移= 6.05（发生在 4 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/1399（发生在 2 层 1 塔）

表 13-7 X 向风工况的位移

层号	最大位移(节点 号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角 (节点号)
5	2.28(699)	0.51	0.44	1/5866(699)
4	1.77(595)	0.33	0.29	1/9999(593)
3	1.44(385)	0.45	0.42	1/7984(382)
2	0.99(99)	0.90	0.86	1/5018(155)
1	0.15(54)	0.15	0.12	1/9999(54)

本工况下全楼最大楼层位移= 2.28（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/5018（发生在 2 层 1 塔）

表 13-8 Y 向风工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
5	2.63(698)	0.29	0.28	1/9999(701)
4	2.60(576)	0.37	0.37	1/9765(620)
3	2.24(365)	0.65	0.55	1/5544(365)
2	1.59(97)	1.43	1.20	1/3140(98)
1	0.25(40)	0.25	0.18	1/6110(40)

本工况下全楼最大楼层位移= 2.63（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/3140（发生在 2 层 1 塔）

表 13-9 X+Y 地震(双向效应)工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
5	5.95(699)	0.63	0.51	1/4726(699)
4	5.77(579)	1.11	0.91	1/3257(619)
3	4.84(368)	1.54	1.47	1/2341(409)
2	3.34(100)	3.02	2.86	1/1489(100)
1	0.47(54)	0.47	0.38	1/3211(54)

本工况下全楼最大楼层位移= 5.95（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/1489（发生在 2 层 1 塔）

表 13-10 Y+X 地震(双向效应)工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
5	4.54(698)	0.42	0.40	1/7094(701)

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
4	6.09(576)	1.02	0.89	1/3536(620)
3	5.18(365)	1.60	1.30	1/2243(365)
2	3.58(97)	3.24	2.50	1/1389(98)
1	0.41(54)	0.41	0.32	1/3649(54)

本工况下全楼最大楼层位移= 6.09（发生在 4 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/1389（发生在 2 层 1 塔）

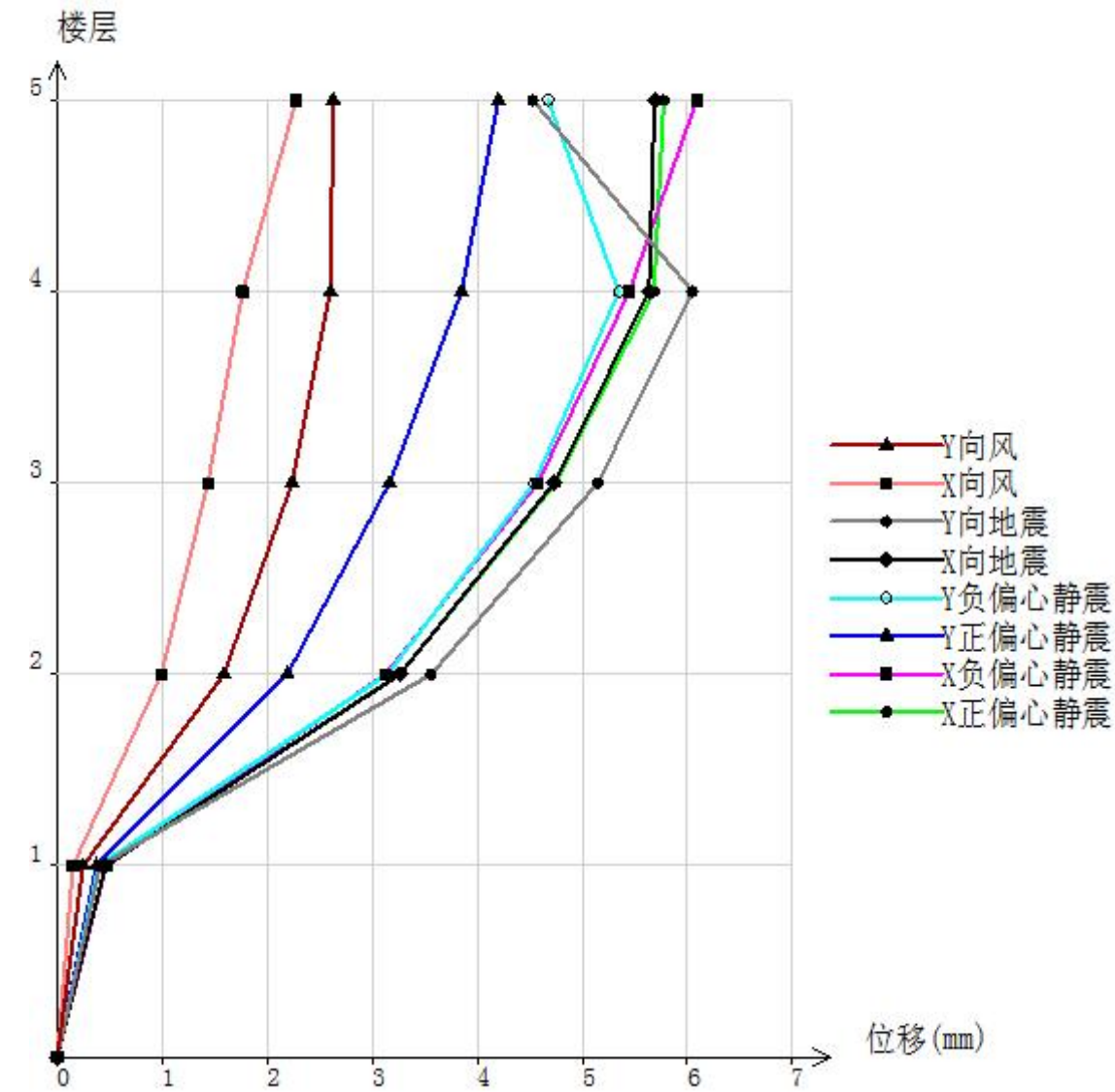


图 13-1 最大位移简图

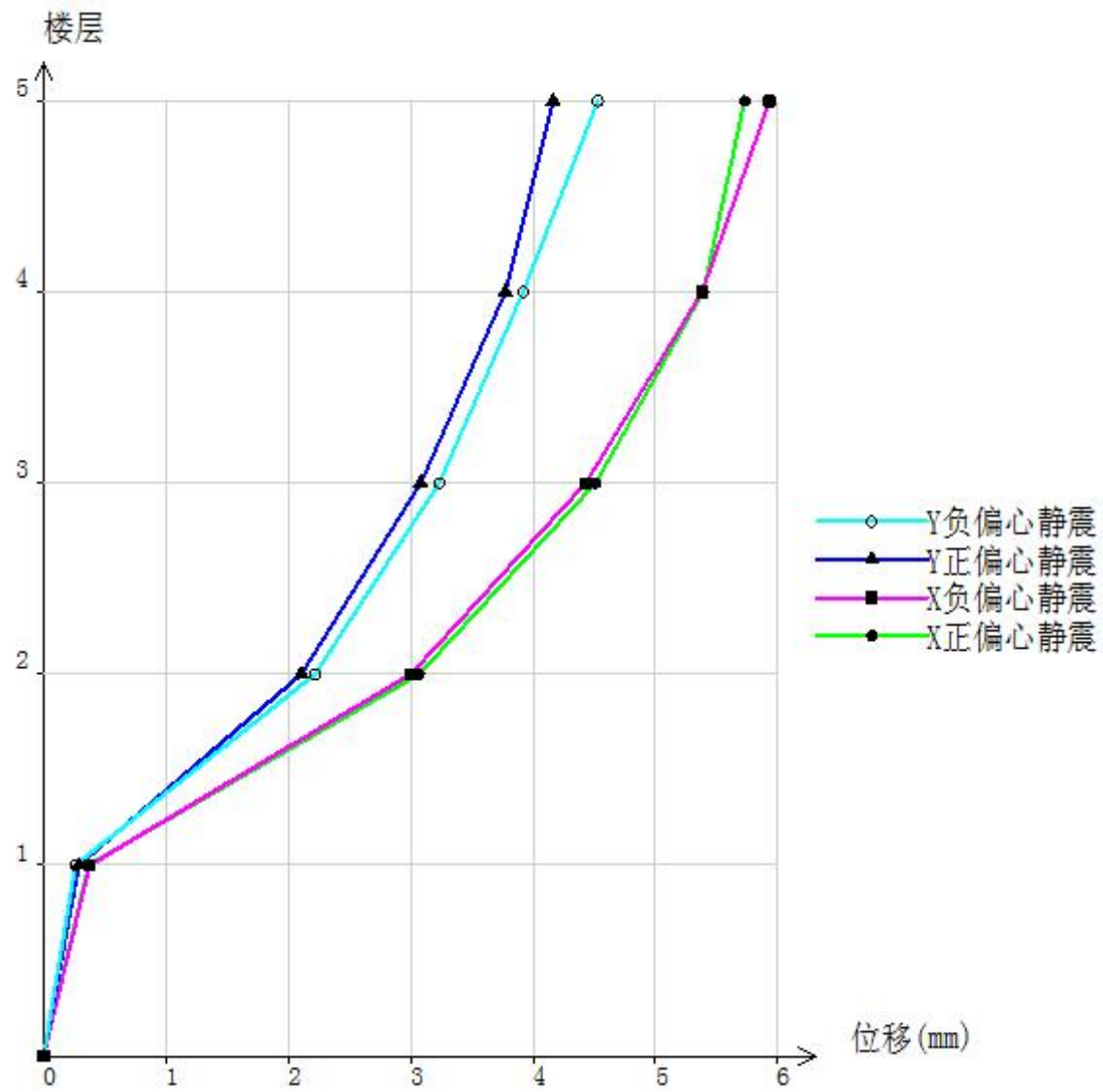


图 13-2 平均位移简图

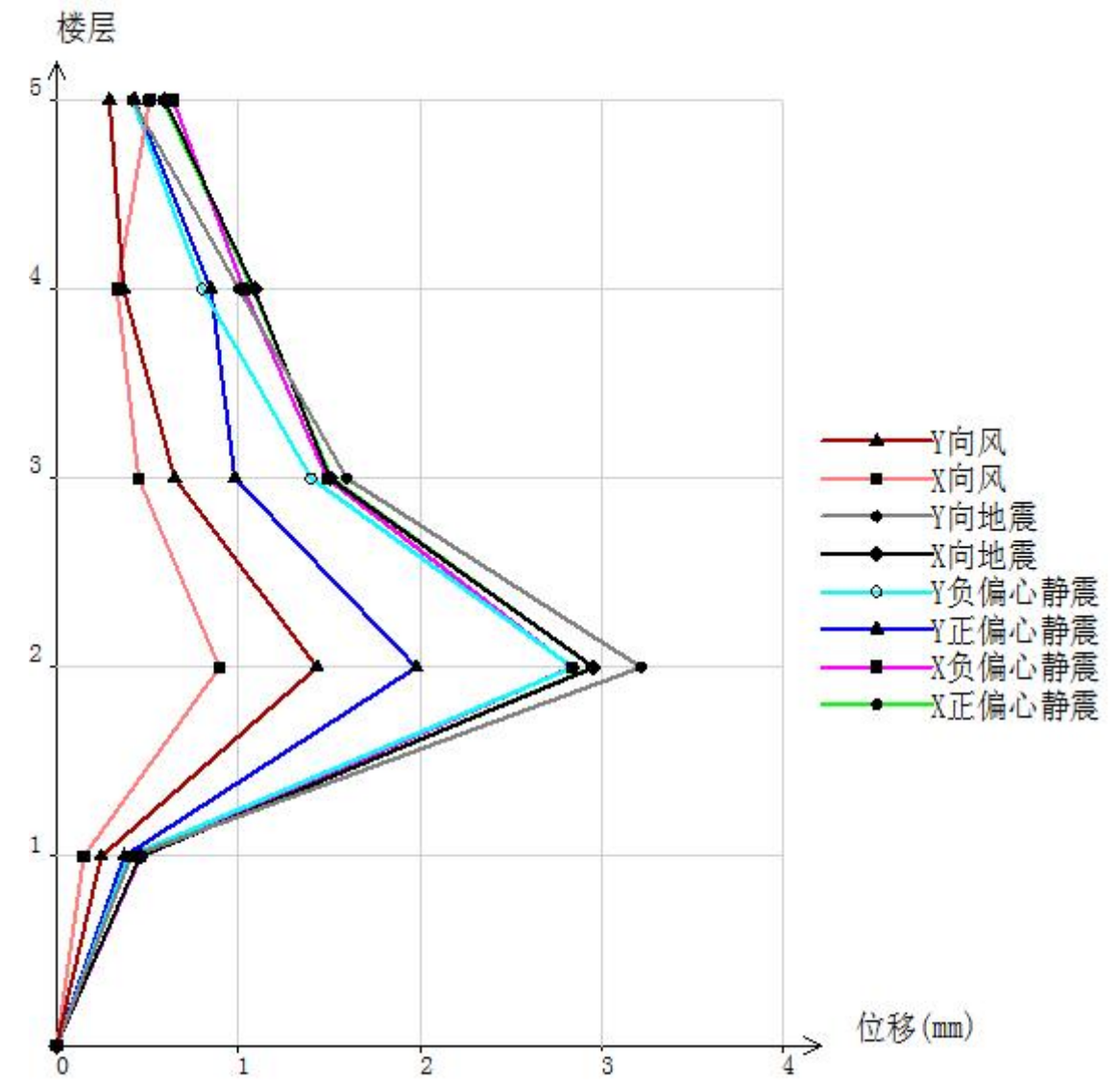


图 13-3 最大层间位移简图

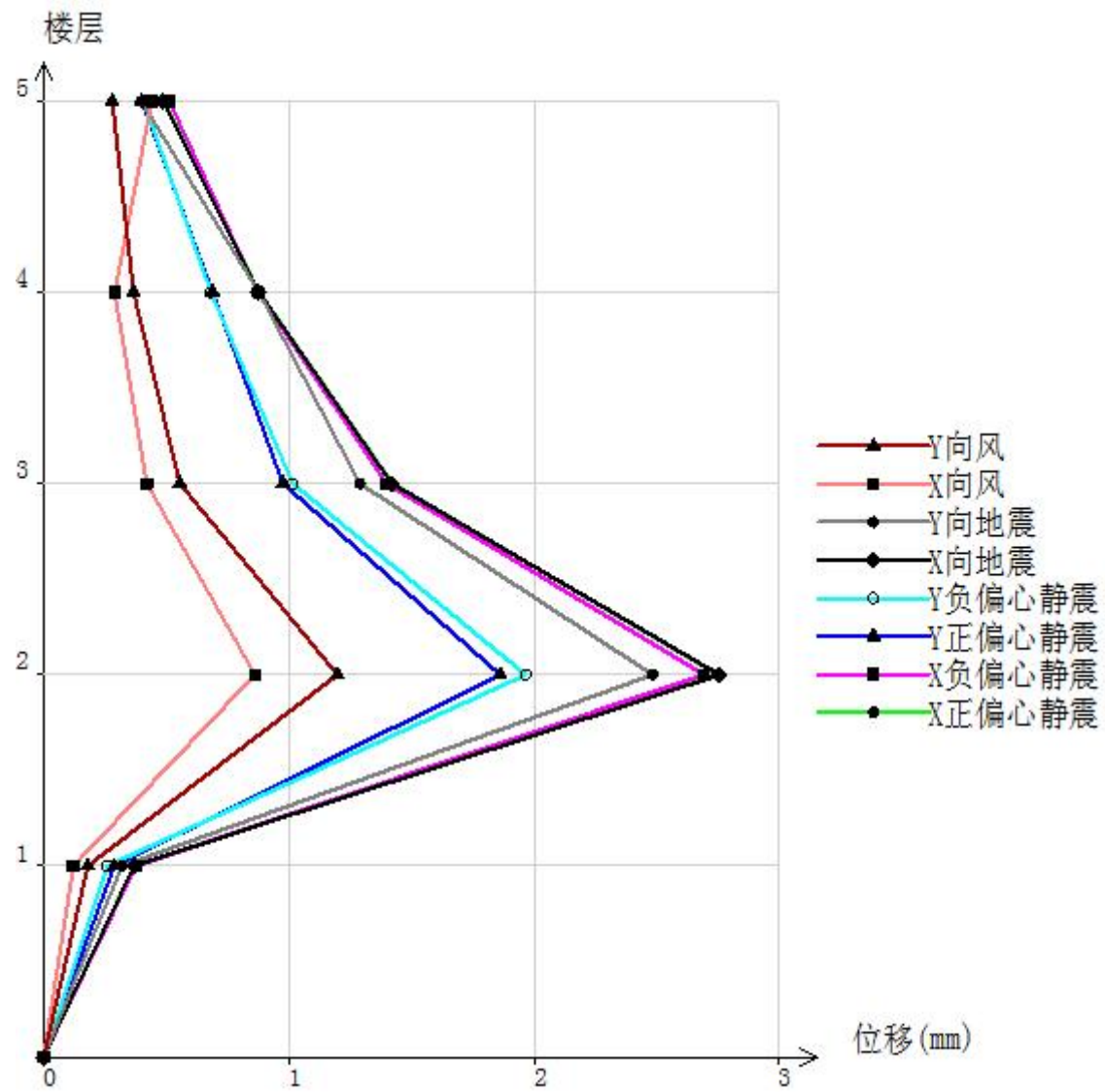


图 13-4 平均层间位移简图

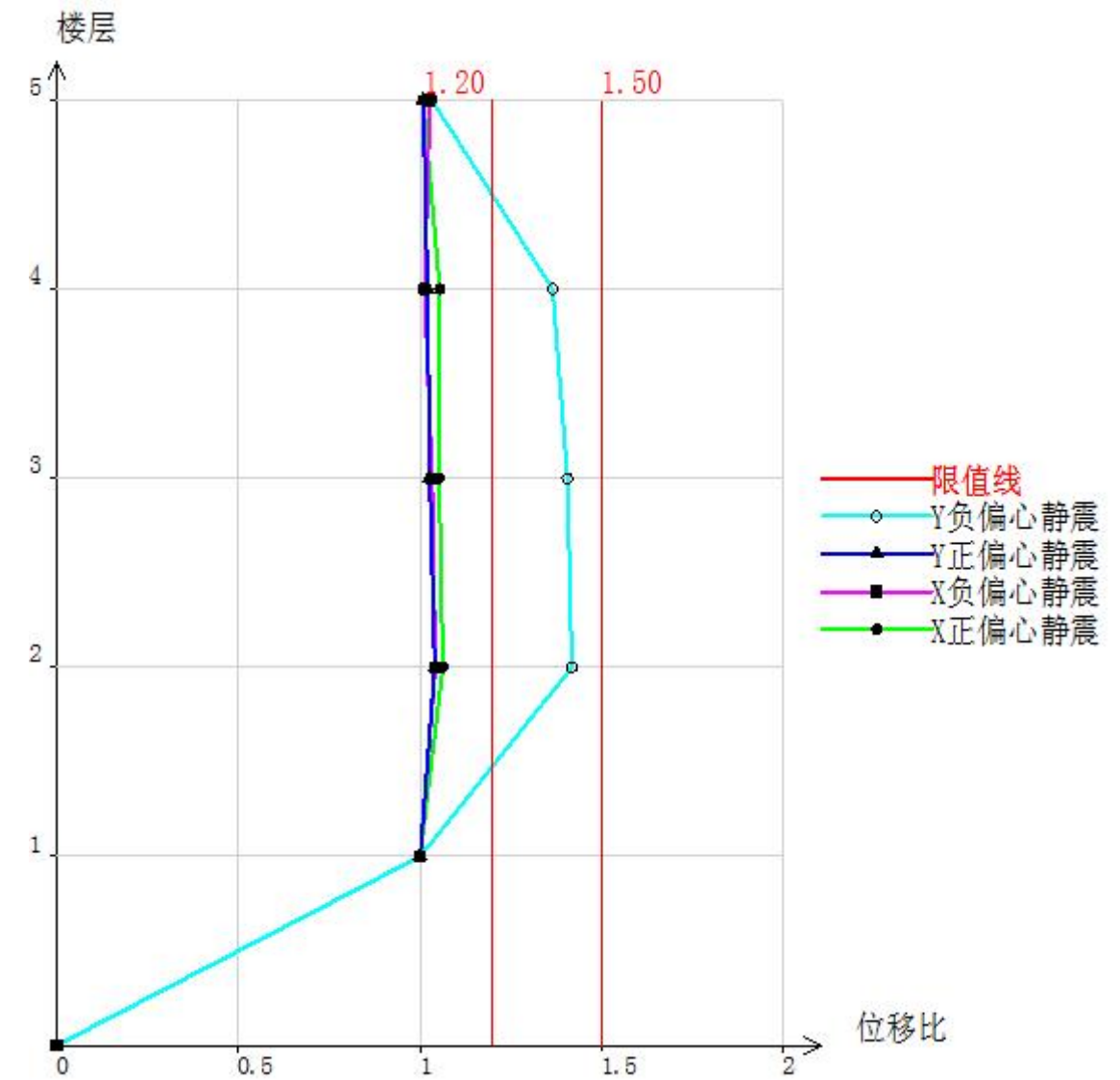


图 13-5 位移比简图

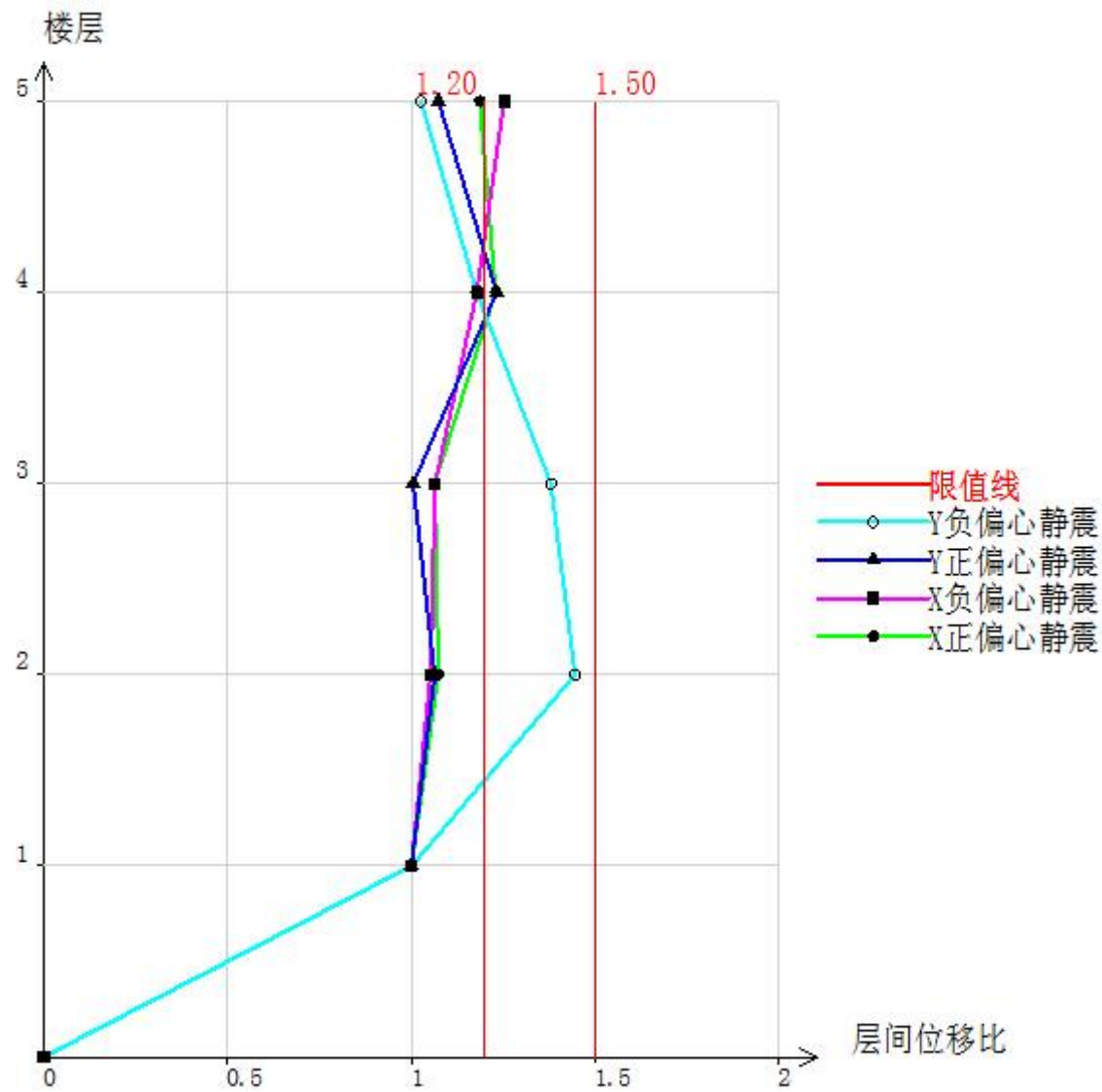


图 13-6 层间位移比简图

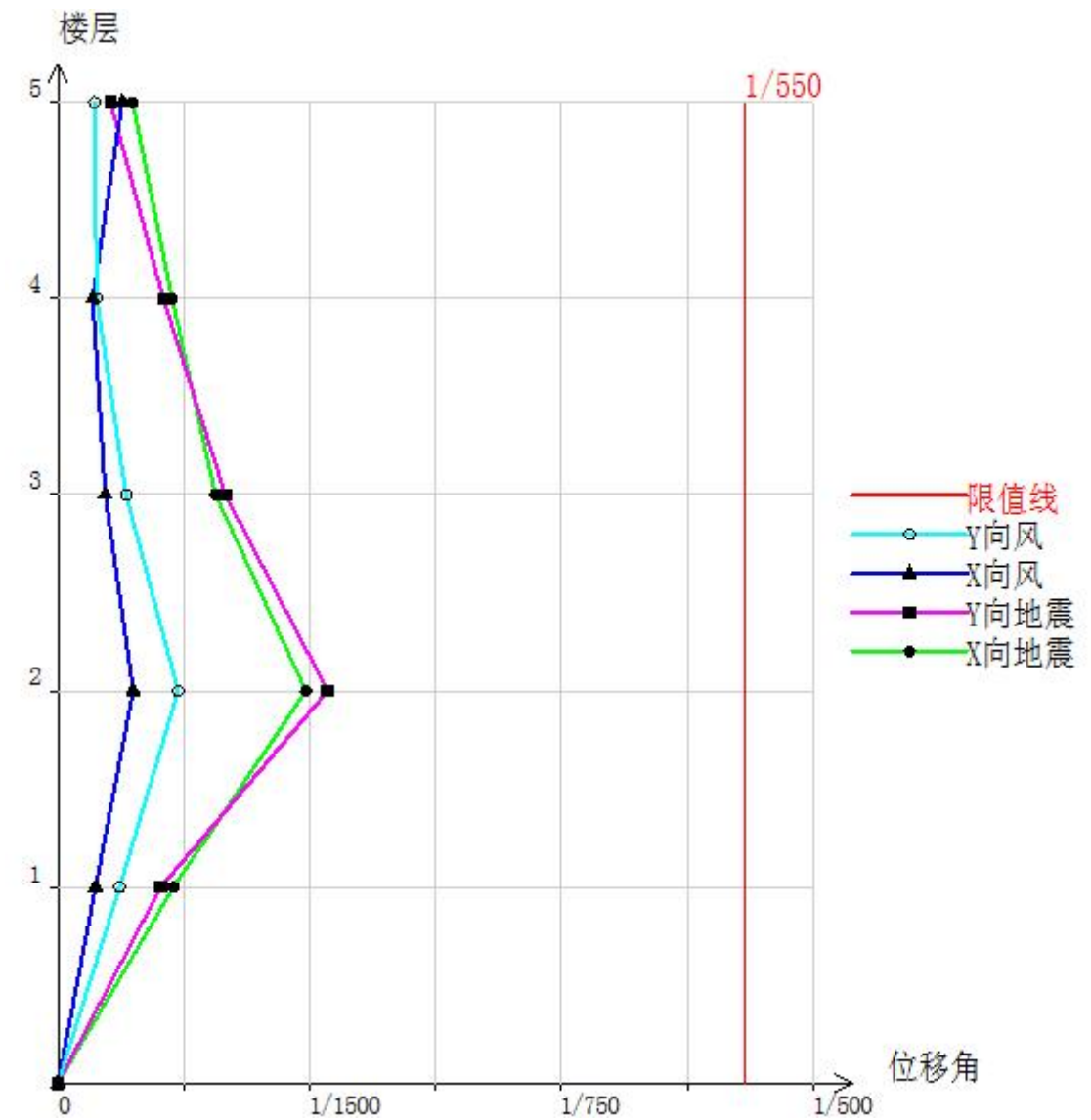


图 13-7 最大层间位移角简图

2. 普通结构楼层位移指标统计(强刚)

根据《高规》3.7.3条规定：对于高度不大于150m的框架结构，按弹性方法计算的风荷载或多遇地震标准值作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于1/550，对于高度不小于250m的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于1/500，结构设定的限值为1/550，结构所有工况下最大层间位移角均满足规范要求。

根据《高规》3.4.5条规定：结构在考虑偶然偏心影响的规定水平地震力作用下，楼层竖向构件最大的水平位移和层间位移，A级高度高层建筑不宜大于该楼层平均值的1.2倍，不应大于

该楼层平均值的 1.5 倍；B 级高度高层建筑、超过 A 级高度的混合结构及复杂高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.4 倍。结构设定的判断扭转不规则的位移比为 1.20，位移比的限值为 1.50，结构不属于扭转不规则。

所有工况下位移比、层间位移比均满足规范要求。

表中位移的单位为(mm)

表 13-11 X 正偏心静震工况的位移

层号	最大位移 (节点号)	平均位移	最大层间位 移	平均层间位 移	位移比	层间位移比
5	5.76(699)	5.72	0.61	0.52	1.01	1.18
4	5.64(580)	5.36	0.95	0.89	1.05	1.07
3	4.69(369)	4.47	1.50	1.44	1.05	1.04
2	3.19(101)	3.03	2.85	2.71	1.05	1.05
1	0.34(26)	0.32	0.34	0.32	1.00	1.00

本工况下全楼最大楼层位移= 5.76（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大位移比 = 1.05（发生在 4 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移比= 1.18（发生在 5 层 1 塔）

表 13-12 X 负偏心静震工况的位移

层号	最大位移 (节点号)	平均位移	最大层间位 移	平均层间位 移	位移比	层间位移比
5	6.07(700)	5.91	0.67	0.54	1.03	1.25
4	5.40(594)	5.34	0.88	0.88	1.01	1.00
3	4.52(383)	4.46	1.46	1.44	1.01	1.02
2	3.06(118)	3.02	2.74	2.71	1.01	1.01
1	0.32(34)	0.32	0.32	0.32	1.00	1.00

本工况下全楼最大楼层位移= 6.07（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大位移比 = 1.03（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移比= 1.25（发生在 5 层 1 塔）

表 13-13 Y 正偏心静震工况的位移

层号	最大位移 (节点号)	平均位移	最大层间位 移	平均层间位 移	位移比	层间位移比
5	4.13(702)	4.10	0.46	0.42	1.01	1.07
4	3.71(620)	3.68	0.84	0.69	1.01	1.22
3	3.11(366)	2.99	0.96	0.96	1.04	1.00
2	2.14(98)	2.03	1.91	1.79	1.06	1.07
1	0.24(23)	0.24	0.24	0.24	1.00	1.00

本工况下全楼最大楼层位移= 4.13（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大位移比 = 1.06（发生在 2 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移比= 1.22（发生在 4 层 1 塔）

表 13-14 Y 负偏心静震工况的位移

层号	最大位移 (节点号)	平均位移	最大层间位 移	平均层间位 移	位移比	层间位移比
5	4.61(699)	4.46	0.45	0.43	1.03	1.03
4	5.27(577)	3.82	0.81	0.68	1.38	1.18
3	4.47(366)	3.14	1.38	1.00	1.42	1.39
2	3.08(98)	2.14	2.74	1.89	1.44	1.45
1	0.34(23)	0.25	0.34	0.25	1.00	1.00

本工况下全楼最大楼层位移= 5.27（发生在 4 层 1 塔）

本工况下全楼最大位移比 = 1.44（发生在 2 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移比= 1.45（发生在 2 层 1 塔）

表 13-15 X 向地震工况的位移

层号	最大位移(节点 号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角 (节点号)
----	---------------	--------	--------	------------------

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
5	5.65(699)	0.61	0.50	1/4893(700)
4	5.60(580)	0.96	0.89	1/3760(580)
3	4.68(369)	1.50	1.43	1/2400(369)
2	3.19(101)	2.85	2.71	1/1576(101)
1	0.34(26)	0.34	0.32	1/4400(26)

本工况下全楼最大楼层位移= 5.65（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/1576（发生在 2 层 1 塔）

表 13-16 Y 向地震工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
5	4.41(699)	0.44	0.41	1/6836(702)
4	5.96(577)	1.04	0.88	1/3476(620)
3	5.06(366)	1.58	1.28	1/2282(366)
2	3.49(98)	3.11	2.42	1/1447(98)
1	0.38(23)	0.38	0.31	1/3934(23)

本工况下全楼最大楼层位移= 5.96（发生在 4 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/1447（发生在 2 层 1 塔）

表 13-17 X 向风工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
5	2.21(700)	0.50	0.43	1/6052(700)
4	1.72(594)	0.30	0.29	1/9999(594)
3	1.41(383)	0.44	0.43	1/8140(383)
2	0.97(118)	0.87	0.86	1/5181(118)
1	0.10(34)	0.10	0.10	1/9999(34)

本工况下全楼最大楼层位移= 2.21（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/5181（发生在 2 层 1 塔）

表 13-18 Y 向风工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
5	2.60(699)	0.29	0.28	1/9999(702)
4	2.65(577)	0.37	0.36	1/9846(577)
3	2.28(366)	0.66	0.55	1/5464(366)
2	1.62(98)	1.44	1.16	1/3119(98)
1	0.18(23)	0.18	0.16	1/8322(23)

本工况下全楼最大楼层位移= 2.65（发生在 4 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/3119（发生在 2 层 1 塔）

表 13-19 X+Y 地震(双向效应)工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
5	5.94(700)	0.66	0.53	1/4550(700)
4	5.73(580)	0.99	0.92	1/3650(580)
3	4.79(369)	1.53	1.49	1/2349(369)
2	3.27(101)	2.92	2.82	1/1540(101)
1	0.35(26)	0.35	0.33	1/4294(26)

本工况下全楼最大楼层位移= 5.94（发生在 5 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/1540（发生在 2 层 1 塔）

表 13-20 Y+X 地震(双向效应)工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
5	4.41(699)	0.44	0.42	1/6766(702)

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
4	5.98(577)	1.05	0.89	1/3415(620)
3	5.08(366)	1.58	1.28	1/2275(366)
2	3.50(98)	3.12	2.43	1/1441(98)
1	0.38(23)	0.38	0.31	1/3919(23)

本工况下全楼最大楼层位移= 5.98（发生在 4 层 1 塔）

本工况下全楼最大层间位移角= 1/1441（发生在 2 层 1 塔）

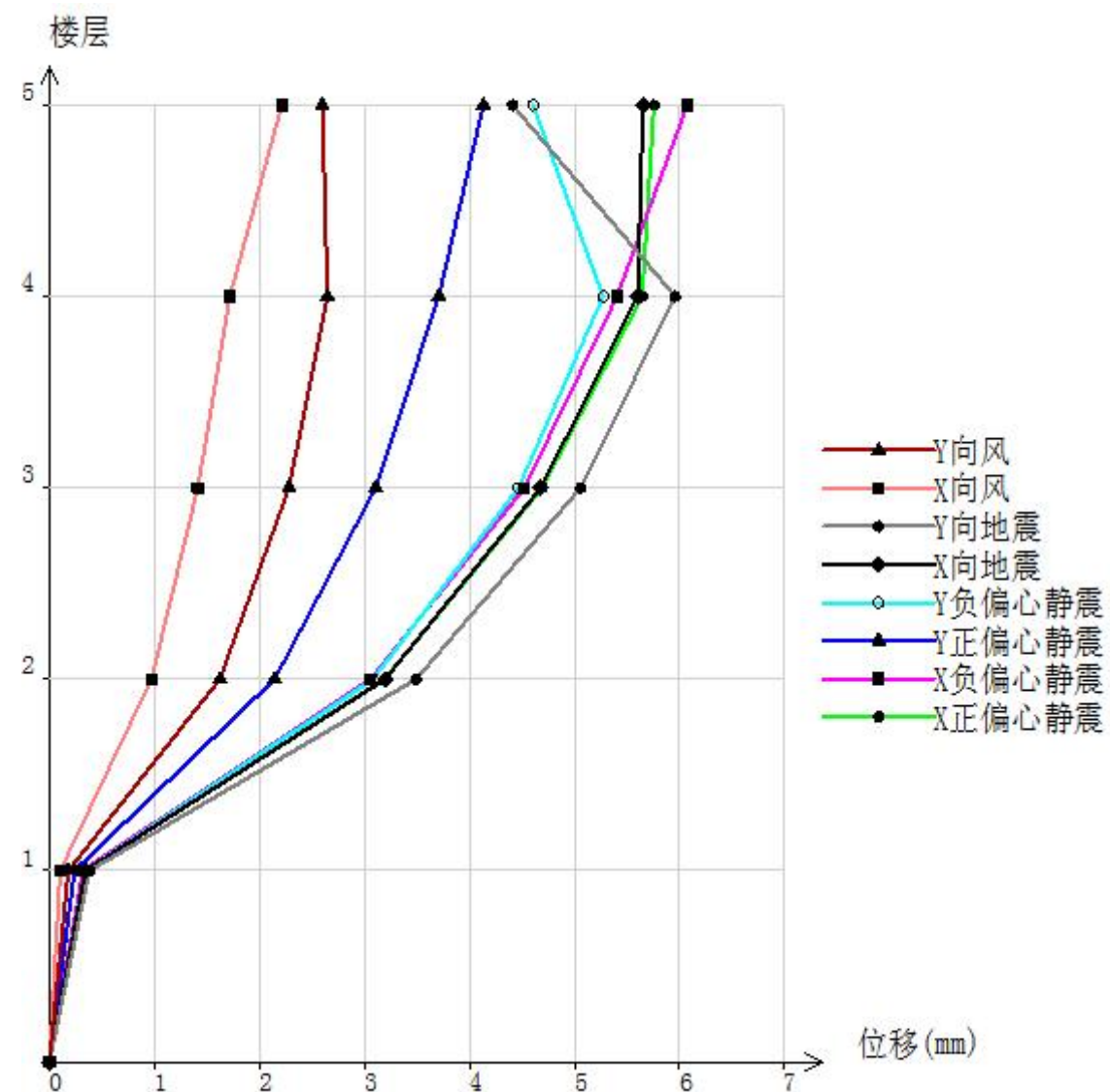


图 13-8 最大位移简图

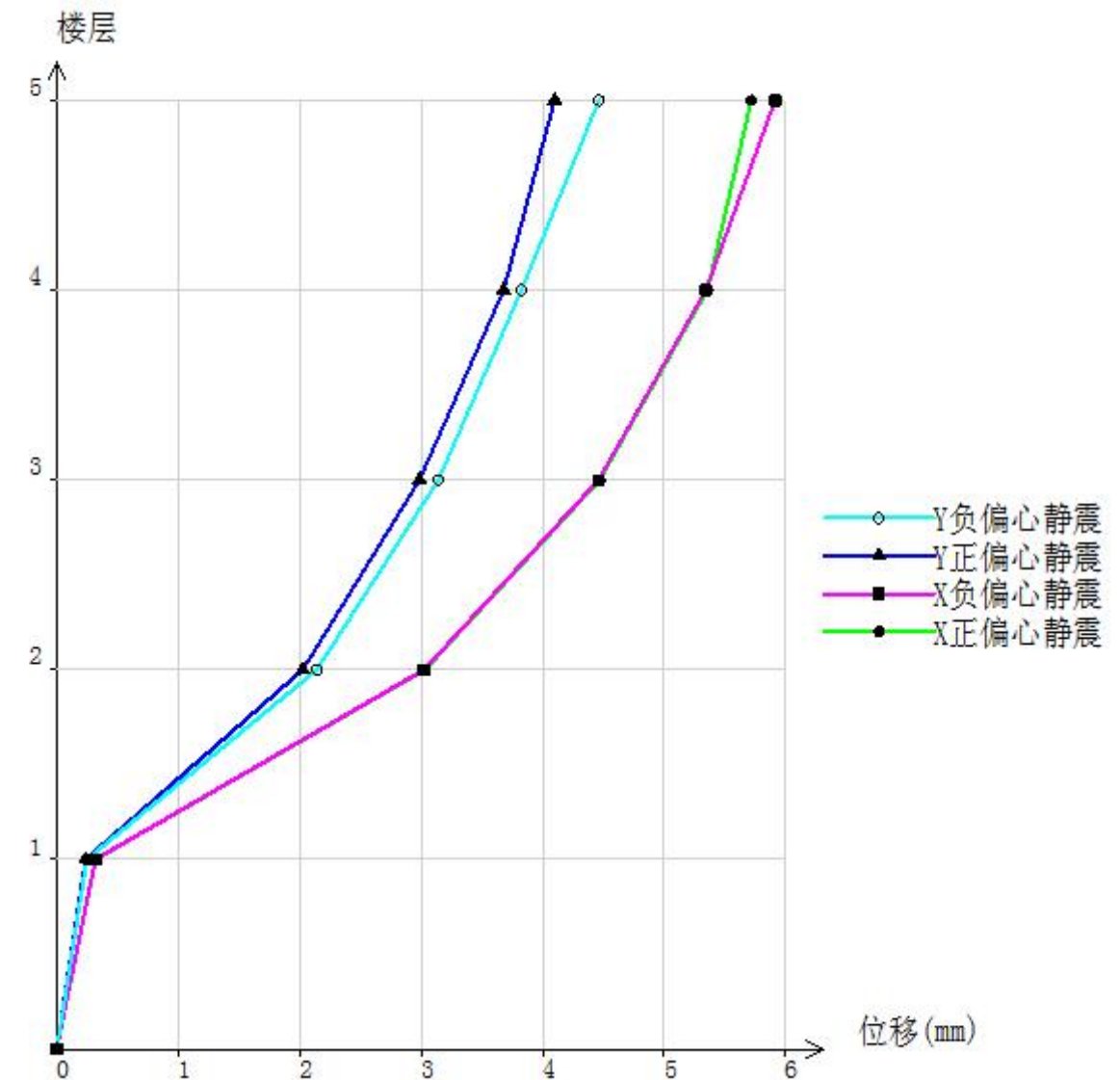


图 13-9 平均位移简图

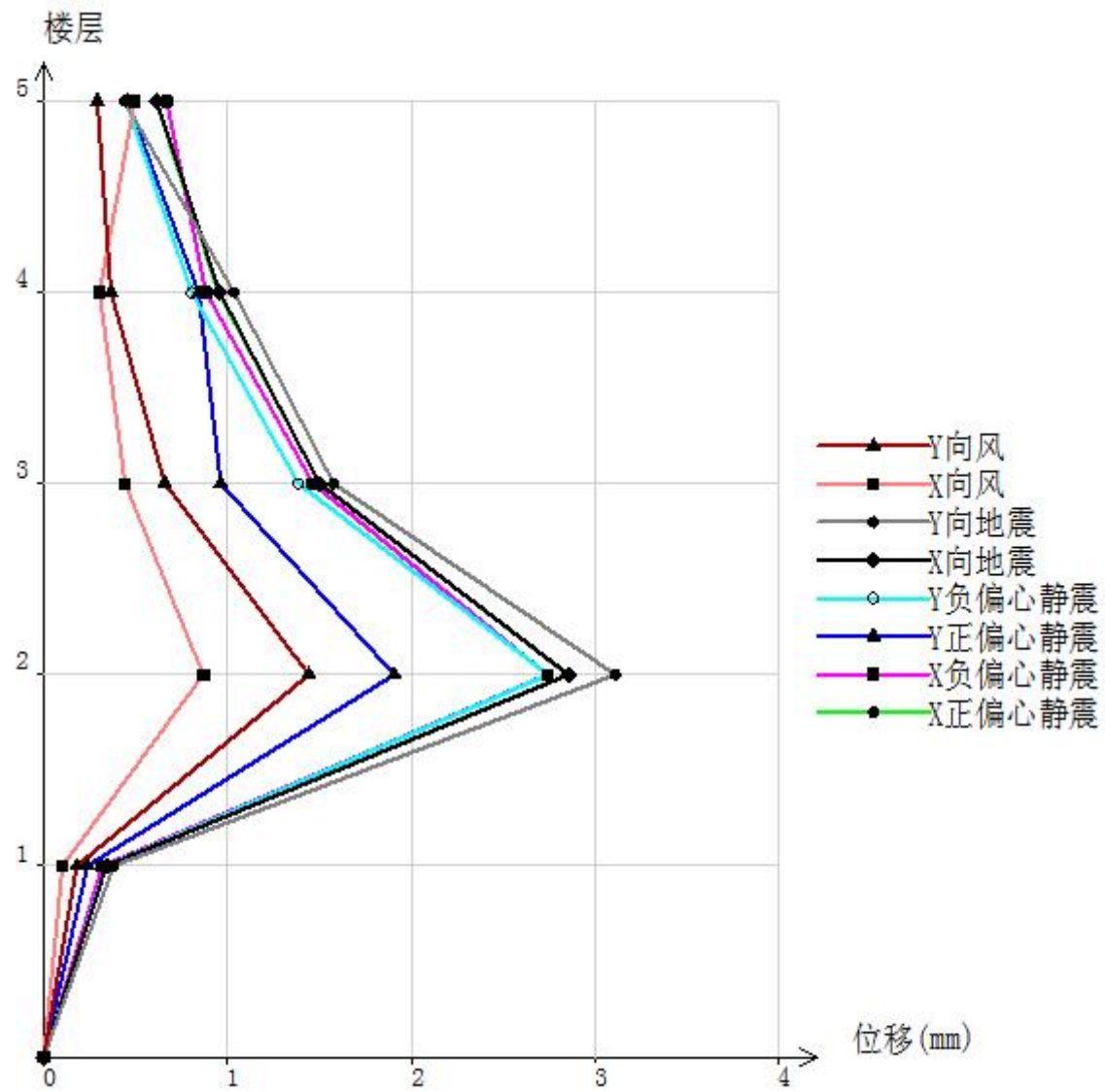


图 13-10 最大层间位移简图

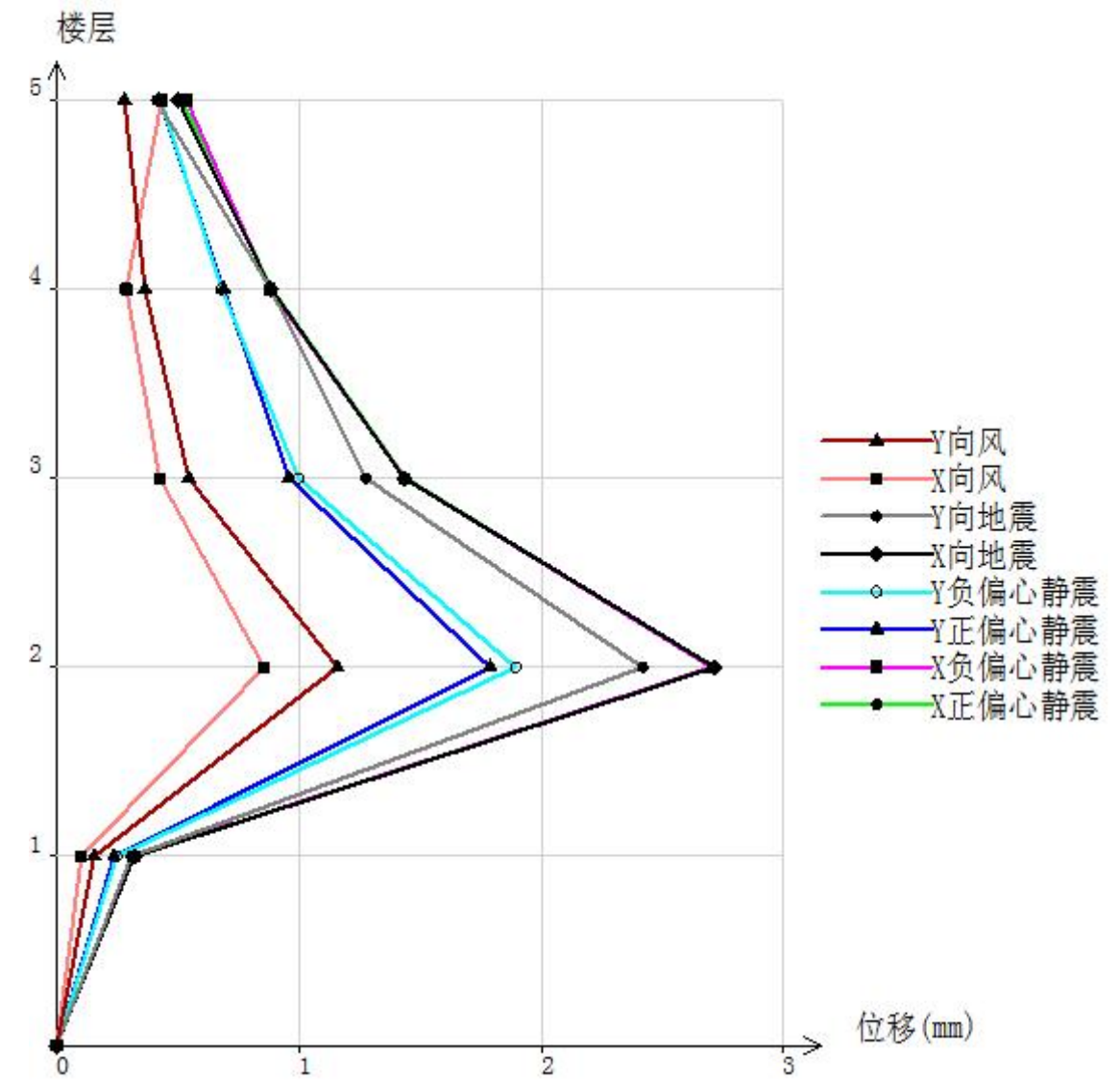
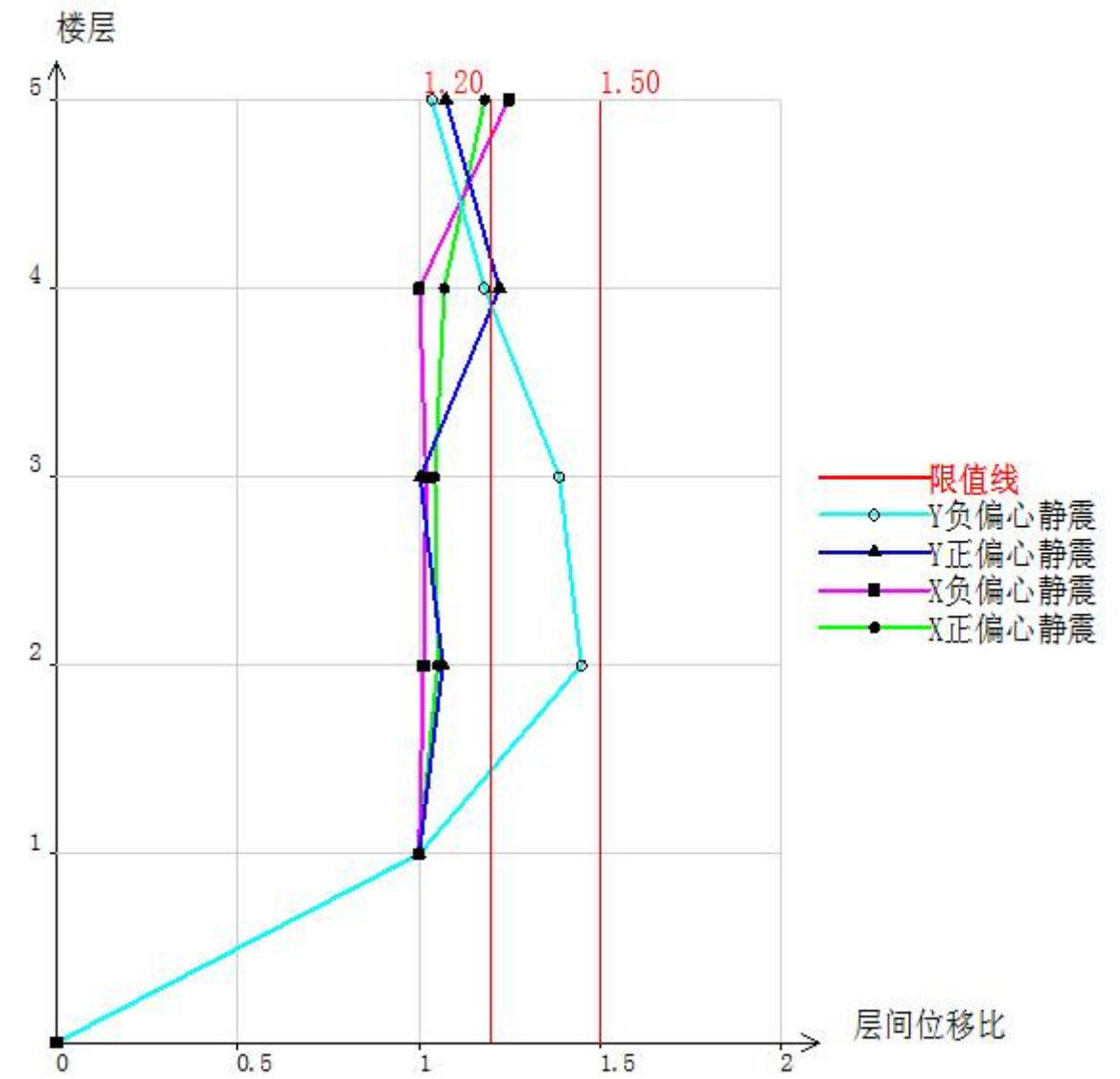
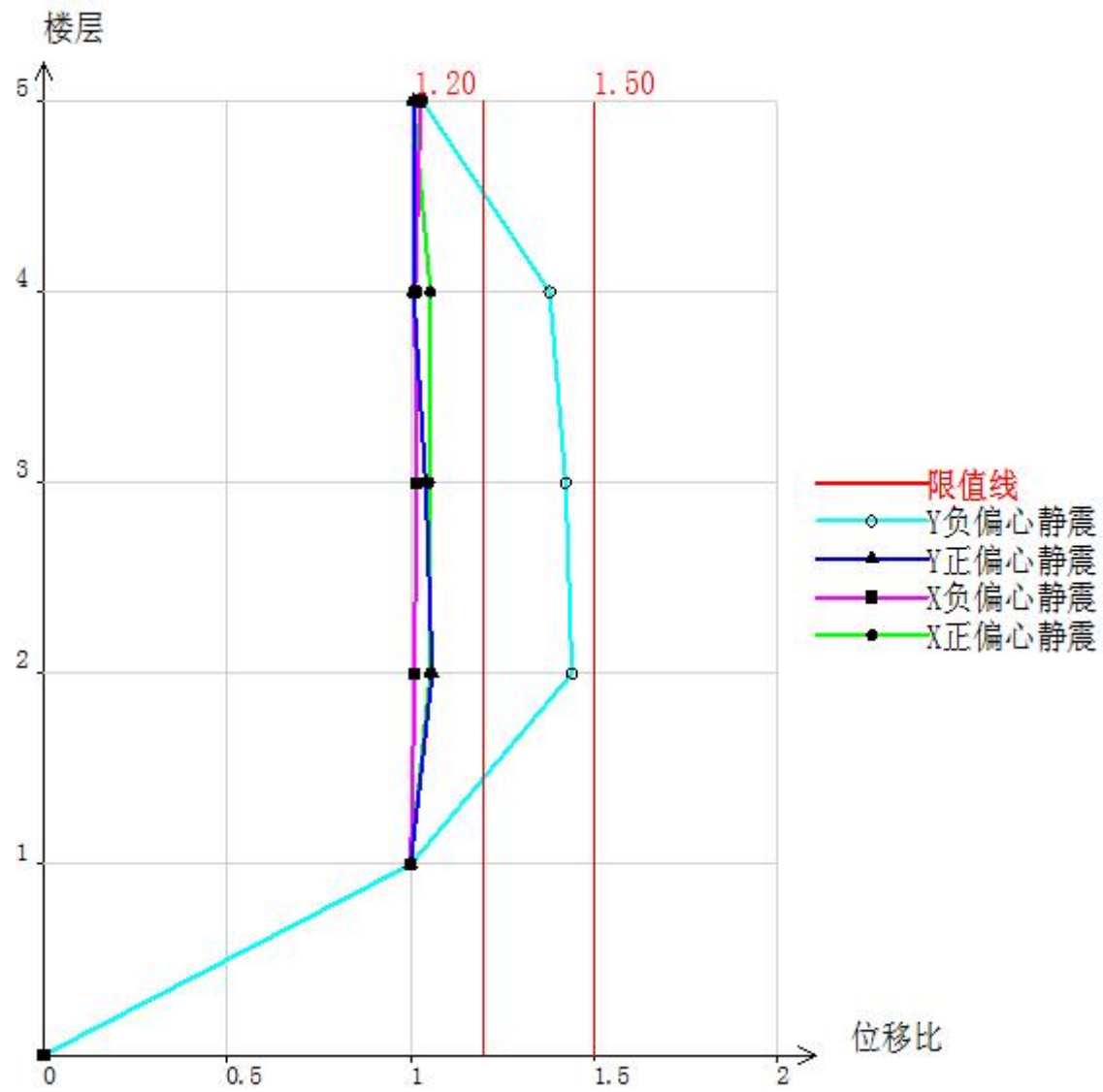


图 13-11 平均层间位移简图



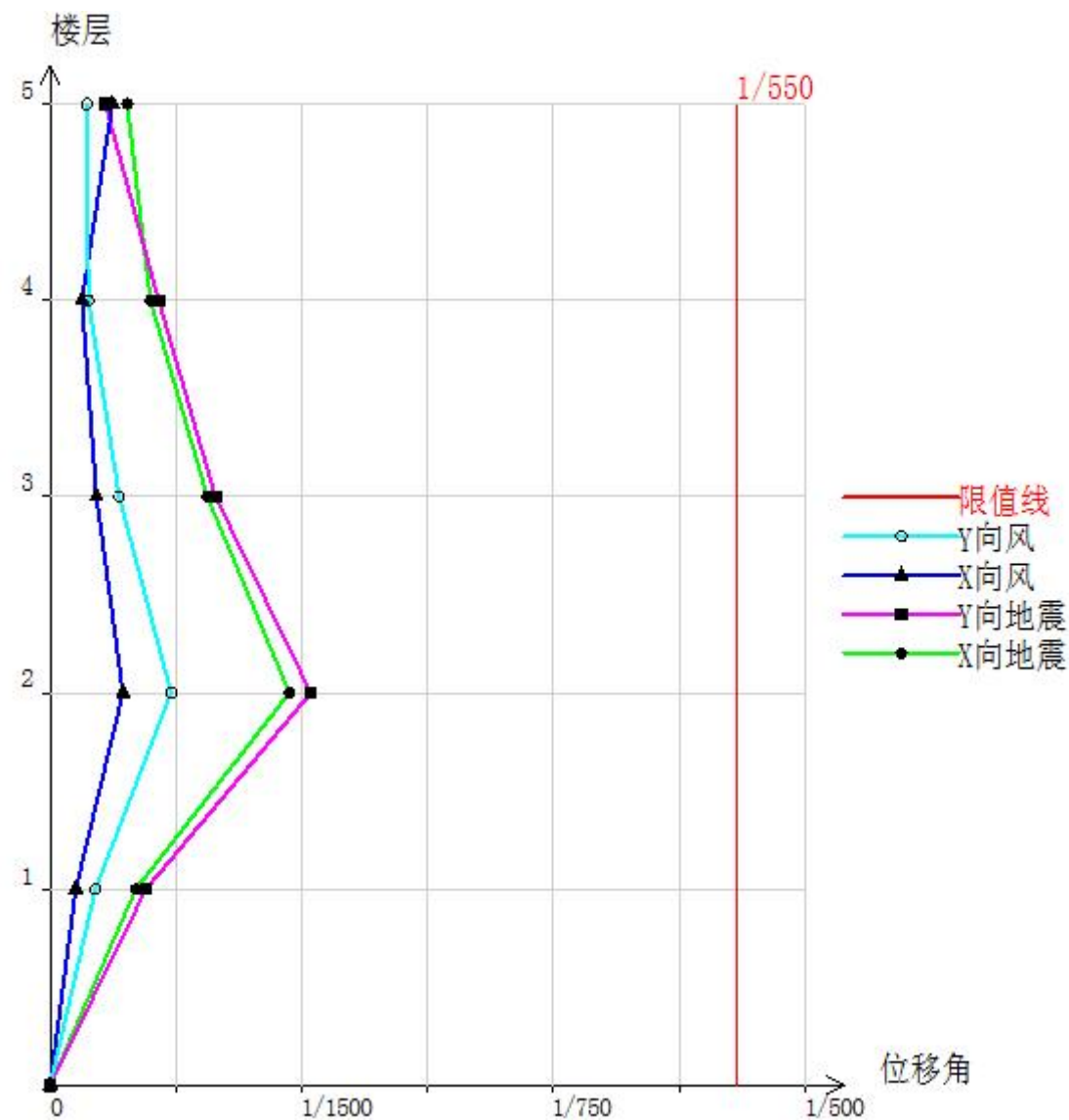


图 13-14 最大层间位移角简图

十四. 结构顶点风振加速度

根据《高规》3.7.6 条：房屋高度不小于 150m 的高层混凝土建筑结构应满足风振舒适度要求。在 10 年一遇的风荷载标准值作用下，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算值对于住宅、公寓不应超过 0.15 m/s²，对于办公、旅馆不应超过 0.25 m/s²。

《高钢规》3.5.5 条规定：房屋高度不小于 150m 的高层民用建筑钢结构在 10 年一遇的风荷载标准值作用下，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算值对于住宅、公寓不应超过 0.20 m/s²，对于办公、旅馆不应超过 0.28 m/s²。

具体的计算方法依据《荷载规范》附录 J。

表 14-1 风振加速度

工况	顺风向	横风向
WX	0.044	0.015
WY	0.082	0.067

十五. 抗倾覆和稳定验算

1. 抗倾覆验算

根据《高规》12.1.7 条，在重力荷载与水平荷载标准值或重力荷载代表值与多遇水平地震标准值共同作用下，高宽比大于 4 的高层建筑，基础底面不宜出现零应力区；高宽比不大于 4 的高层建筑，基础底面与地基之间零应力区面积不应超过基础底面面积的 15%。

结构的抗倾覆验算结果如下：

表 15-1 抗倾覆验算

工况	抗倾覆力矩 Mr (kN. m)	倾覆力矩 Mov (kN. m)	比值 Mr/Mov	零应力区 (%)
EX	2.65e+5	4479.91	59.11	0.00
EY	1.22e+5	4213.28	28.92	0.00
WX	2.73e+5	1445.23	189.00	0.00
WY	1.26e+5	2705.85	46.44	0.00

2. 整体稳定刚重比验算

刚度单位： kN/m

层高单位： m

上部重量单位： kN

表 15-2 整层屈曲模式的刚重比验算[高规 5.4.1-2, 一般用于剪切型结构]

层号	X 向刚度	Y 向刚度	层高	上部重量	X 刚重比	Y 刚重比
5	20181.62	25466.32	3.00	349.40	173.28	218.66

层号	X 向刚度	Y 向刚度	层高	上部重量	X 刚重比	Y 刚重比
4	1.84e+5	1.88e+5	3.60	7217.00	91.60	94.03
3	2.03e+5	2.27e+5	3.60	14893.47	49.03	54.96
2	1.40e+5	1.60e+5	4.50	23381.51	26.90	30.78
1	1.25e+6	1.25e+6	1.50	27338.57	68.48	68.65

该结构最小刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ (26.90, 第 2 层) 不小于 20, 可以不考虑重力二阶效应

该结构最小刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 不小于 10, 能够通过高规 (5.4.4) 的整体稳定验算

3. 二阶效应系数及内力放大

《钢结构标准》GB50017-2017 5.1.6 条规定：框架柱的稳定计算应符合以下规定：结构内力分析可采用一阶线弹性分析或二阶线弹性分析。当二阶效应系数小于 0.1 时，可采用一阶弹性分析；大于 0.1 且小于 0.25 时，宜采用二阶线弹性分析或直接分析；大于 0.25 时，应增大结构的侧移刚度。

结构最大二阶效应系数 (0.04, 2 层 1 塔) 不大于 0.1，结构内力分析可采用一阶弹性分析，结构最大二阶效应系数 (0.04, 2 层 1 塔) 不大于 0.25, 能通过《钢结构标准》GB50017-2017 (5.1.6) 的稳定计算。

θ_x, θ_y : 按《钢结构标准》GB50017-2017 5.1.6 计算的二阶效应系数

刚度单位 : kN/m

层高单位 : m

上部重量单位 : kN

表 15-3 二阶效应系数

层号	X 向刚度	Y 向刚度	层高	上部重量	θ_x	θ_y
5	20181.62	25466.32	3.00	349.40	0.01	0.00
4	1.84e+5	1.88e+5	3.60	7217.00	0.01	0.01
3	2.03e+5	2.27e+5	3.60	14893.47	0.02	0.02
2	1.40e+5	1.60e+5	4.50	23381.51	0.04	0.03
1	1.25e+6	1.25e+6	1.50	27338.57	0.01	0.01

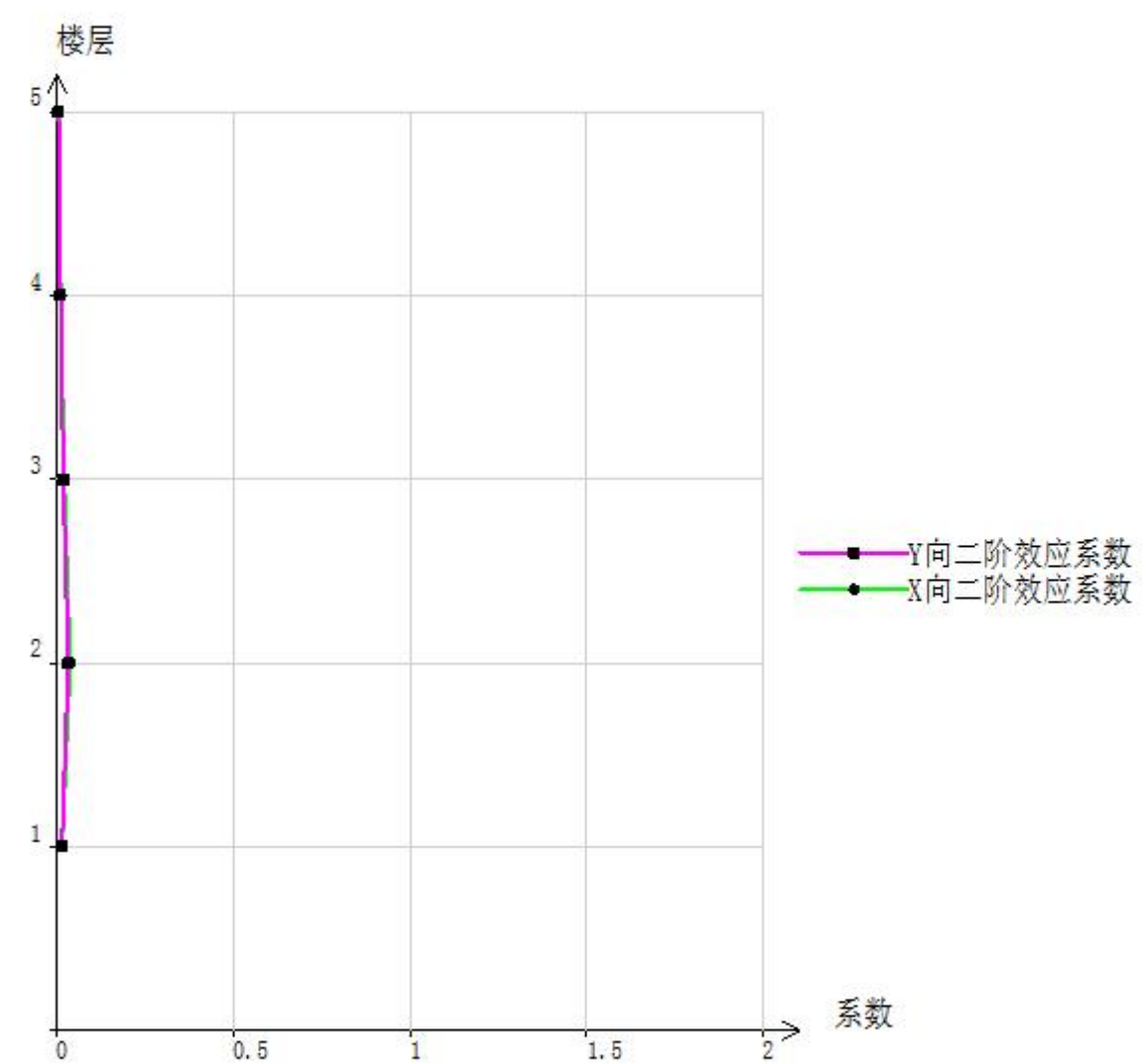
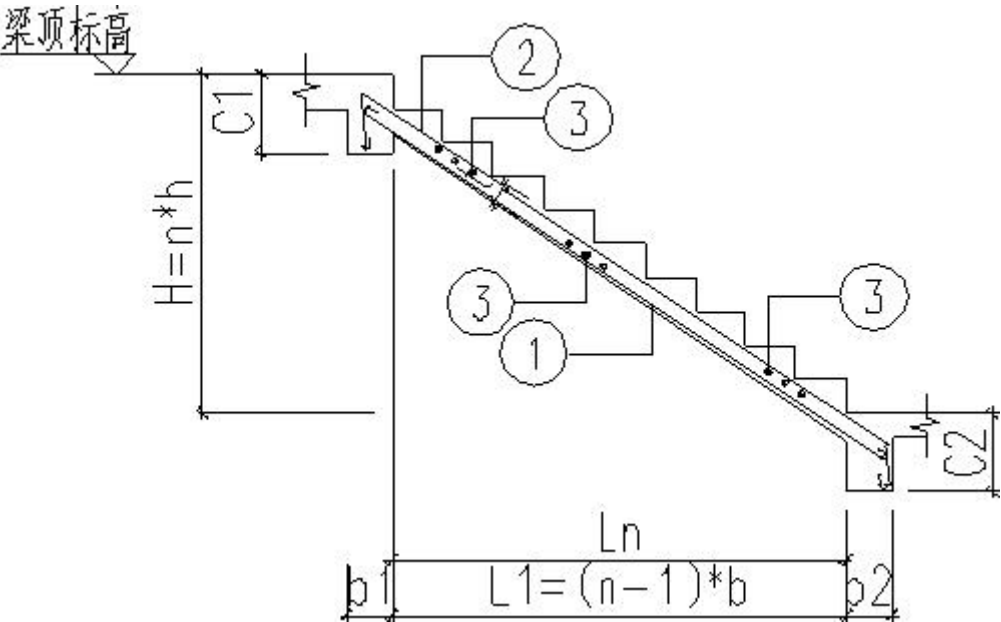


图 15-1 多方向二阶效应系数简图

TB-1 板式楼梯计算书

项目名称_____日 期_____
设计者_____校 对 者_____

- 一、构件编号:TB-1
二、示意图:



三、基本资料:

1. 依据规范:
《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)
《混凝土结构设计规范》GB/T50010—2010 (2024 版)
2. 几何参数:
楼梯净跨: $L_1 = 3780\text{ mm}$ 楼梯高度: $H = 2328\text{ mm}$
梯板厚: $t = 150\text{ mm}$ 踏步数: $n = 15(\text{阶})$
上平台楼梯梁宽度: $b_1 = 200\text{ mm}$
下平台楼梯梁宽度: $b_2 = 200\text{ mm}$
3. 荷载标准值:
可变荷载: $q = 3.50\text{ kN/m}^2$ 面层荷载: $q_m = 1.70\text{ kN/m}^2$
栏杆荷载: $q_f = 0.20\text{ kN/m}$
永久荷载分项系数: $\gamma_G = 1.30$ 可变荷载分项系数: $\gamma_Q = 1.50$
准永久值系数: $\psi_Q = 0.50$
4. 材料信息:
混凝土强度等级: C30 $f_c = 14.30\text{ N/mm}^2$
 $f_t = 1.43\text{ N/mm}^2$ $R_c = 25.0\text{ kN/m}^3$
 $f_{tk} = 2.01\text{ N/mm}^2$ $E_c = 3.00 \times 10^4\text{ N/mm}^2$

钢筋强度等级: HRB400 $f_y = 360\text{ N/mm}^2$
 $E_s = 2.00 \times 10^5\text{ N/mm}^2$
保护层厚度: $c = 25.0\text{ mm}$ $R_s = 20\text{ kN/m}^3$
受拉区纵向钢筋类别: 光面钢筋
梯段板纵筋合力点至近边距离: $a_s = 25.00\text{ mm}$
考虑支座嵌固作用
求配筋时弯矩折减 $\alpha_1 = 0.8$
求裂缝时弯矩折减 $\alpha_2 = 0.8$
求挠度时弯矩折减 $\alpha_3 = 0.8$
考虑踏步系数 $\beta = 0.8$

四、计算过程:

1. 楼梯几何参数:
踏步高度: $h = 0.1552\text{ m}$
踏步宽度: $b = 0.2700\text{ m}$
计算跨度: $L_0 = L_1 + (b_1 + b_2)/2 = 3.78 + (0.20 + 0.20)/2 = 3.98\text{ m}$
梯段板与水平方向夹角余弦值: $\cos\alpha = 0.867$
2. 荷载计算(取 $B = 1\text{ m}$ 宽板带):
(1) 梯段板:
面层: $g_{km} = (B + B \cdot h/b) \cdot q_m = (1 + 1 \cdot 0.16/0.27) \cdot 1.70 = 2.68\text{ kN/m}$
自重: $g_{kt} = R_c \cdot B \cdot (t/\cos\alpha + h/2) = 25 \cdot 1 \cdot (0.15/0.867 + 0.16/2) = 6.27\text{ kN/m}$
抹灰: $g_{ks} = R_s \cdot B \cdot c/\cos\alpha = 20 \cdot 1 \cdot 0.02/0.867 = 0.46\text{ kN/m}$
恒荷标准值: $P_k = g_{km} + g_{kt} + g_{ks} + q_f = 2.68 + 6.27 + 0.46 + 0.20 = 9.60\text{ kN/m}$
恒荷控制:
 $P_n(G) = 1.35 \cdot P_k + \gamma_Q \cdot 0.7 \cdot B \cdot q = 1.35 \cdot 9.60 + 1.50 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 3.50 = 16.64\text{ kN/m}$
活荷控制: $P_n(L) = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot B \cdot q = 1.30 \cdot 9.60 + 1.50 \cdot 1 \cdot 3.50 = 17.74\text{ kN/m}$
荷载设计值: $P_n = \max\{P_n(G), P_n(L)\} = 17.74\text{ kN/m}$
3. 正截面受弯承载力计算:
左端支座反力: $R_l = 35.29\text{ kN}$
右端支座反力: $R_r = 35.29\text{ kN}$
最大弯矩截面距左支座的距离: $L_{max} = 1.99\text{ m}$
最大弯矩截面距左边弯折处的距离: $x = 1.99\text{ m}$
 $M_{max} = R \cdot L_{max} - P_n \cdot x^2/2$
 $= 35.29 \cdot 1.99 - 17.74 \cdot 1.99^2/2$
 $= 35.12\text{ kN} \cdot \text{m}$
考虑支座嵌固折减后的最大弯矩:
 $M_{max}' = \alpha_1 \cdot M_{max} = 0.80 \cdot 35.12 = 28.09\text{ kN} \cdot \text{m}$
相对受压区高度: $\zeta = 0.134820$ 配筋率: $\rho = 0.005355$
纵筋(1号)计算面积: $A_s = 669.42\text{ mm}^2$
支座负筋(2、3号)计算面积: $A_s' = A_s = 669.42\text{ mm}^2$

五、计算结果：（为每米宽板带的配筋）

1. 1 号钢筋计算结果 (跨中)
 计算面积 A_s : 669.42 mm²
 采用方案: ￠12@110
 实配面积: 1028 mm²
2. 2 号钢筋计算结果 (支座)
 计算面积 A_s' : 669.42 mm²
 采用方案: ￠12@110
 实配面积: 1028 mm²
3. 3 号钢筋计算结果
 采用方案: ￠6@250
 实配面积: 113 mm²

六、跨中挠度计算:

M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值

1. 计算永久组合弯距值 M_q :
$$M_q = \alpha_3 * (M_{gk} + M_{qk})$$
$$= \alpha_3 * (q_{gk} + \psi_q * q_{qk}) * L_0^2 / 8$$
$$= 0.80 * (9.60 + 0.50 * 3.500) * 3.98^2 / 8$$
$$= 17.985 \text{ kN}\cdot\text{m}$$
2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}

1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力
$$\sigma_{sq} = M_q / (0.87 * h_0 * A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)}$$
$$= 17.985 * 10^6 / (0.87 * 125 * 1028)$$
$$= 160.851 \text{ N/mm}$$

2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率
矩形截面积: $A_{te} = 0.5 * b * h = 0.5 * 1000 * 150 = 75000 \text{ mm}^2$
$$\rho_{te} = A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)}$$
$$= 1028 / 75000$$
$$= 1.371\%$$

3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ
$$\psi_q = 1.1 - 0.65 * f_{tk} / (\rho_{te} * \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)}$$
$$= 1.1 - 0.65 * 2.01 / (1.371\% * 160.851)$$
$$= 0.508$$

4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E
$$\alpha_E = E_s / E_c$$
$$= 2.00 * 10^5 / (3.00 * 10^4)$$
$$= 6.667$$

5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f
矩形截面， $\gamma_f = 0$

- 6) 计算纵向受拉钢筋配筋率 ρ
$$\rho = A_s / (b * h_0)$$
$$= 1028 / (1000 * 125)$$
$$= 0.823\%$$
- 7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s
$$B_{sq} = E_s * A_s * h_0^2 / [1.15 * \psi_q + 0.2 + 6 * \alpha_E * \rho / (1 + 3.5 * \gamma_f)] \quad \text{混规 (7.2.3-1)}$$
$$= 2.00 * 10^5 * 1028 * 125^2 / [1.15 * 0.508 + 0.2 + 6 * 6.667 * 0.823\% / (1 + 3.5 * 0.0)]$$
$$= 28.877 * 10^2 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$$
3. 计算受弯构件的长期刚度 B

1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ
当 $\rho' = 0$ 时， $\theta = 2.0$ 混规 (7.2.5)

2) 计算受弯构件的长期刚度 B
$$B_q = B_{sq} / \theta \quad \text{混规 (7.2.2-2)}$$
$$= 28.877 / 2.000 * 10^2$$
$$= 14.439 * 10^2 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$$

4. 计算受弯构件挠度
$$f_{maxk} = 5 * \alpha_3 * \beta * (q_{gk} + \psi_q * q_{qk}) * L_0^4 / (384 * B)$$
$$= 5 * 0.80 * 0.80 * (9.60 + 0.5 * 3.500) * 3.98^4 / (384 * 14.439 * 10^2)$$
$$= 16.443 \text{ mm}$$
6. 验算挠度
挠度限值 $f_o = L_0 / 200 = 3.98 / 200 = 19.900 \text{ mm}$
 $f_{maxk} = 16.443 \text{ mm} \leq f_o = 19.900 \text{ mm}$ ，满足规范要求！

七、裂缝宽度验算:

1. 计算准永久组合弯距值 M_q :
$$M_q = \alpha_2 * (M_{gk} + \psi M_{qk})$$
$$= \alpha_2 * (q_{gk} + \psi q_{qk}) * L_0^2 / 8$$
$$= 0.80 * (9.60 + 0.50 * 3.500) * 3.98^2 / 8$$
$$= 17.985 \text{ kN}\cdot\text{m}$$
2. 光面钢筋, 所以取值 $V_i = 0.7$
3. $C = 25$
4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力
$$\sigma_{sq} = M_q / (0.87 * h_0 * A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)}$$
$$= 17.985 * 10^6 / (0.87 * 125.00 * 1028)$$
$$= 160.851 \text{ N/mm}$$
5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率
矩形截面积: $A_{te} = 0.5 * b * h = 0.5 * 1000 * 150 = 75000 \text{ mm}^2$
$$\rho_{te} = A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)}$$
$$= 1028 / 75000$$
$$= 1.371\%$$

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\psi = 1.1 - 0.65 \cdot f_{tk} / (\rho_{te} \cdot \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)}$$
$$= 1.1 - 0.65 \cdot 2.01 / (1.371\% \cdot 160.851)$$
$$= 0.508$$

7. 计算单位面积钢筋根数 n

$$n = 1000 / s$$
$$= 1000 / 110$$
$$= 9$$

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}

$$d_{eq} = (\sum n_i \cdot d_i^2) / (\sum n_i \cdot V_i \cdot d_i)$$
$$= 9 \cdot 12^2 / (9 \cdot 0.7 \cdot 12)$$
$$= 17$$

9. 计算最大裂缝宽度

$$\omega_{max} = \alpha_{cr} \cdot \psi \cdot \sigma_{sq} / E_s \cdot (1.9 \cdot C + 0.08 \cdot d_{eq} / \rho_{te}) \quad \text{混规 (7.1.2-1)}$$
$$= 1.9 \cdot 0.508 \cdot 160.851 / 2.0 \cdot 10^5 \cdot (1.9 \cdot 25 + 0.08 \cdot 17 / 1.371\%)$$
$$= 0.1138 \text{ mm}$$
$$\leq 0.30 \text{ mm, 满足规范要求}$$

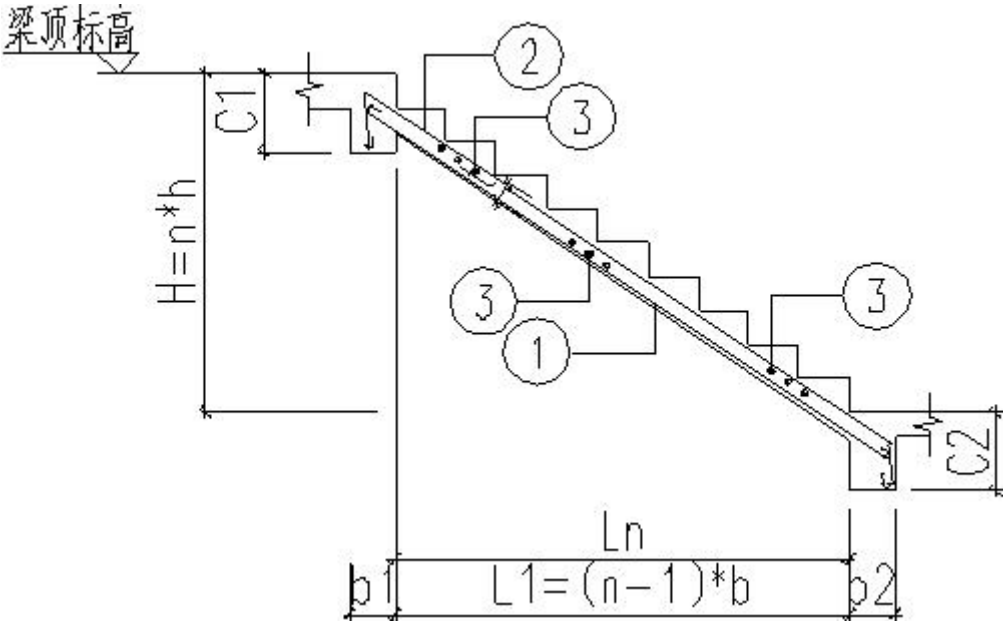
TB-2 板式楼梯计算书

项目名称_____日 期_____

设计者_____校 对 者_____

一、构件编号:TB-2

二、示意图:



三、基本资料:

1. 依据规范:

《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)

《混凝土结构设计规范》GB/T50010—2010 (2024 版)

2. 几何参数:

楼梯净跨: $L_1 = 3510 \text{ mm}$

楼梯高度: $H = 2172 \text{ mm}$

梯板厚: $t = 150 \text{ mm}$

踏步数: $n = 14$ (阶)

上平台楼梯梁宽度: $b_1 = 200 \text{ mm}$

下平台楼梯梁宽度: $b_2 = 200 \text{ mm}$

3. 荷载标准值:

可变荷载: $q = 3.50 \text{ kN/m}^2$

面层荷载: $q_m = 1.70 \text{ kN/m}^2$

栏杆荷载: $q_r = 0.20 \text{ kN/m}$

永久荷载分项系数: $\gamma_G = 1.30$

可变荷载分项系数: $\gamma_Q = 1.50$

准永久值系数: $\psi_q = 0.50$

4. 材料信息:

混凝土强度等级: C30

$f_c = 14.30 \text{ N/mm}^2$

$f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$

$R_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$

$f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 3.00 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$

钢筋强度等级: HRB400

$f_y = 360 \text{ N/mm}^2$

$E_s = 2.00 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

保护层厚度: $c = 25.0 \text{ mm}$

$R_s = 20 \text{ kN/m}^3$

受拉区纵向钢筋类别: 光面钢筋

梯段板纵筋合力点至近边距离: $a_s = 25.00 \text{ mm}$

考虑支座嵌固作用

求配筋时弯矩折减 $\alpha_1 = 0.8$

求裂缝时弯矩折减 $\alpha_2 = 0.8$

求挠度时弯矩折减 $\alpha_3 = 0.8$

考虑踏步系数 $\beta = 0.8$

四、计算过程:

1. 楼梯几何参数:

踏步高度: $h = 0.1551 \text{ m}$

踏步宽度: $b = 0.2700 \text{ m}$

计算跨度: $L_0 = L_1 + (b_1 + b_2) / 2 = 3.51 + (0.20 + 0.20) / 2 = 3.71 \text{ m}$

梯段板与水平方向夹角余弦值: $\cos \alpha = 0.867$

2. 荷载计算 (取 $B = 1 \text{ m}$ 宽板带):

(1) 梯段板:

面层: $g_{km} = (B + B \cdot h / b) \cdot q_m = (1 + 1 \cdot 0.16 / 0.27) \cdot 1.70 = 2.68 \text{ kN/m}$

自重: $g_{kt} = R_c \cdot B \cdot (t / \cos \alpha + h / 2) = 25 \cdot 1 \cdot (0.15 / 0.867 + 0.16 / 2) = 6.26 \text{ kN/m}$

抹灰: $g_{ks} = R_s \cdot B \cdot c / \cos \alpha = 20 \cdot 1 \cdot 0.02 / 0.867 = 0.46 \text{ kN/m}$

恒荷标准值： $P_k = g_{km} + g_{kt} + g_{ks} + q_f = 2.68 + 6.26 + 0.46 + 0.20 = 9.60 \text{ kN/m}$

恒荷控制：

$P_n(G) = 1.35 \times P_k + \gamma_G \times 0.7 \times B \times q = 1.35 \times 9.60 + 1.50 \times 0.7 \times 1 \times 3.50 = 16.64 \text{ kN/m}$

活荷控制： $P_n(L) = \gamma_G \times P_k + \gamma_Q \times B \times q = 1.30 \times 9.60 + 1.50 \times 1 \times 3.50 = 17.73 \text{ kN/m}$

荷载设计值： $P_n = \max\{P_n(G), P_n(L)\} = 17.73 \text{ kN/m}$

3. 正截面受弯承载力计算：

左端支座反力： $R_l = 32.90 \text{ kN}$

右端支座反力： $R_r = 32.90 \text{ kN}$

最大弯矩截面距左支座的距离： $L_{max} = 1.86 \text{ m}$

最大弯矩截面距左边弯折处的距离： $x = 1.86 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{max} &= R_l \times L_{max} - P_n \times x^2 / 2 \\ &= 32.90 \times 1.86 - 17.73 \times 1.86^2 / 2 \\ &= 30.51 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

考虑支座嵌固折减后的最大弯矩：

$$M_{max}' = \alpha_1 \times M_{max} = 0.80 \times 30.51 = 24.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

相对受压区高度： $\zeta = 0.115963$ 配筋率： $\rho = 0.004606$

纵筋(1号)计算面积： $A_s = 575.79 \text{ mm}^2$

支座负筋(2、3号)计算面积： $A_s' = A_s = 575.79 \text{ mm}^2$

五、计算结果：(为每米宽板带的配筋)

1. 1号钢筋计算结果(跨中)

计算面积 A_s ：575.79 mm²

采用方案： $\Phi 10@130$

实配面积：604 mm²

2. 2号钢筋计算结果(支座)

计算面积 A_s' ：575.79 mm²

采用方案： $\Phi 10@130$

实配面积：604 mm²

3. 3号钢筋计算结果

采用方案： $\Phi 6@250$

实配面积：113 mm²

六、跨中挠度计算：

M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值

1. 计算永久组合弯距值 M_q ：

$$\begin{aligned} M_q &= \alpha_3 \times (M_{gk} + M_{qk}) \\ &= \alpha_3 \times (q_{gk} + \psi_q \times q_{qk}) \times L_0^2 / 8 \\ &= 0.80 \times (9.60 + 0.50 \times 3.500) \times 3.71^2 / 8 \\ &= 15.626 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}

1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\begin{aligned} \sigma_{sq} &= M_q / (0.87 \times h_0 \times A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)} \\ &= 15.626 \times 10^6 / (0.87 \times 125 \times 604) \\ &= 237.827 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\begin{aligned} \text{矩形截面: } A_{te} &= 0.5 \times b \times h = 0.5 \times 1000 \times 150 = 75000 \text{ mm}^2 \\ \rho_{te} &= A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)} \\ &= 604 / 75000 \\ &= 0.806\% \end{aligned}$$

3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\begin{aligned} \psi q &= 1.1 - 0.65 \times f_{tk} / (\rho_{te} \times \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)} \\ &= 1.1 - 0.65 \times 2.01 / (0.806\% \times 237.827) \\ &= 0.418 \end{aligned}$$

4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E

$$\begin{aligned} \alpha_E &= E_s / E_c \\ &= 2.00 \times 10^5 / (3.00 \times 10^4) \\ &= 6.667 \end{aligned}$$

5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f

矩形截面， $\gamma_f = 0$

6) 计算纵向受拉钢筋配筋率 ρ

$$\begin{aligned} \rho &= A_s / (b \times h_0) \\ &= 604 / (1000 \times 125) \\ &= 0.483\% \end{aligned}$$

7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s

$$\begin{aligned} B_{sq} &= E_s \times A_s \times h_0^2 / [1.15 \times \psi_q + 0.2 + 6 \times \alpha_E \times \rho / (1 + 3.5 \times \gamma_f)] \quad \text{混规 (7.2.3-1)} \\ &= 2.00 \times 10^5 \times 604 \times 125^2 / [1.15 \times 0.418 + 0.2 + 6 \times 6.667 \times 0.483\% / (1 + 3.5 \times 0.0)] \\ &= 21.600 \times 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

3. 计算受弯构件的长期刚度 B

1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ

当 $\rho' = 0$ 时， $\theta = 2.0$ 混规 (7.2.5)

2) 计算受弯构件的长期刚度 B

$$\begin{aligned} B_q &= B_{sq} / \theta \quad \text{混规 (7.2.2-2)} \\ &= 21.600 / 2.000 \times 10^2 \\ &= 10.800 \times 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

4. 计算受弯构件挠度

$$\begin{aligned} f_{maxk} &= 5 \times \alpha_3 \times \beta^2 \times (q_{gk} + \psi_q \times q_{qk}) \times L_0^4 / (384 \times B) \\ &= 5 \times 0.80 \times 0.80 \times (9.60 + 0.5 \times 3.500) \times 3.71^4 / (384 \times 10.800 \times 10^2) \\ &= 16.595 \text{ mm} \end{aligned}$$

6. 验算挠度

挠度限值 $f_0 = L_0 / 200 = 3.71 / 200 = 18.550 \text{ mm}$

$f_{\max}=16.595\text{mm}\leq f_0=18.550\text{mm}$ ，满足规范要求！

七、裂缝宽度验算：

1. 计算准永久组合弯距值 M_q ：

$$\begin{aligned} M_q &= \alpha_2 * (M_{gk} + \psi M_{qk}) \\ &= \alpha_2 * (q_{gk} + \psi q_{qk}) * L_0^2 / 8 \\ &= 0.80 * (9.60 + 0.50 * 3.500) * 3.71^2 / 8 \\ &= 15.626 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2. 光面钢筋, 所以取值 $V_i=0.7$

3. $C = 25$

4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\begin{aligned} \sigma_{sq} &= M_q / (0.87 * h_0 * A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)} \\ &= 15.626 * 10^6 / (0.87 * 125.00 * 604) \\ &= 237.827 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\begin{aligned} \text{矩形截面积: } A_{te} &= 0.5 * b * h = 0.5 * 1000 * 150 = 75000 \text{ mm}^2 \\ \rho_{te} &= A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)} \\ &= 604 / 75000 \\ &= 0.806\% \end{aligned}$$

因为 $\rho_{te} < 1.000\%$ ，所以取 $\rho_{te} = 1.000\%$

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\begin{aligned} \psi &= 1.1 - 0.65 * f_{tk} / (\rho_{te} * \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)} \\ &= 1.1 - 0.65 * 2.01 / (1.000\% * 237.827) \\ &= 0.551 \end{aligned}$$

7. 计算单位面积钢筋根数 n

$$\begin{aligned} n &= 1000 / s \\ &= 1000 / 130 \\ &= 7 \end{aligned}$$

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}

$$\begin{aligned} d_{eq} &= (\sum n_i * d_i^2) / (\sum n_i * V_i * d_i) \\ &= 7 * 10^2 / (7 * 0.7 * 10) \\ &= 14 \end{aligned}$$

9. 计算最大裂缝宽度

$$\begin{aligned} \omega_{\max} &= \alpha_{cr} * \psi * \sigma_{sq} / E_s * (1.9 * C + 0.08 * d_{eq} / \rho_{te}) \quad \text{混规 (7.1.2-1)} \\ &= 1.9 * 0.551 * 237.827 / 2.0 * 10^5 * (1.9 * 25 + 0.08 * 14 / 1.000\%) \\ &= 0.1984 \text{ mm} \\ &\leq 0.30 \text{ mm, 满足规范要求} \end{aligned}$$

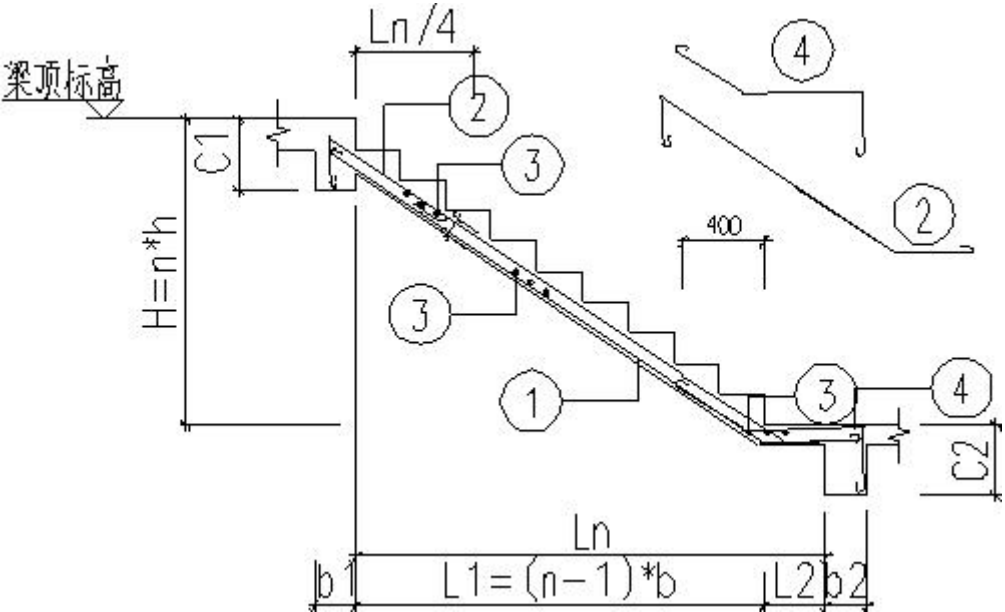
TB-3 板式楼梯计算书

项目名称_____日 期_____

设计者_____校 对 者_____

一、构件编号:TB-3

二、示意图：



三、基本资料：

1. 依据规范：

《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）
《混凝土结构设计规范》GB/T50010—2010（2024 版）

2. 几何参数：

楼梯净跨： $L_1 = 2970 \text{ mm}$ 楼梯高度： $H = 1800 \text{ mm}$
梯板厚： $t = 130 \text{ mm}$ 踏步数： $n = 12$ (阶)
上平台楼梯梁宽度： $b_1 = 200 \text{ mm}$
下平台楼梯梁宽度： $b_2 = 200 \text{ mm}$
下平台宽： $L_2 = 540 \text{ mm}$

3. 荷载标准值：

可变荷载： $q = 3.50 \text{ kN/m}^2$ 面层荷载： $q_m = 1.70 \text{ kN/m}^2$
栏杆荷载： $q_r = 0.20 \text{ kN/m}$
永久荷载分项系数： $\gamma_G = 1.30$ 可变荷载分项系数： $\gamma_Q = 1.50$
准永久值系数： $\psi_q = 0.50$

4. 材料信息：

混凝土强度等级： C30 $f_c = 14.30 \text{ N/mm}^2$
 $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$ $R_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$

$f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 3.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
钢筋强度等级: HRB400 $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$
 $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
保护层厚度: $c = 25.0 \text{ mm}$ $R_s = 20 \text{ kN/m}^3$
受拉区纵向钢筋类别: 光面钢筋
梯段板纵筋合力点至近边距离: $a_s = 25.00 \text{ mm}$
考虑支座嵌固作用
求配筋时弯矩折减 $\alpha_1 = 0.8$
求裂缝时弯矩折减 $\alpha_2 = 0.8$
求挠度时弯矩折减 $\alpha_3 = 0.8$
考虑踏步系数 $\beta = 0.8$

四、计算过程:

1. 楼梯几何参数:

踏步高度: $h = 0.1500 \text{ m}$
踏步宽度: $b = 0.2700 \text{ m}$
计算跨度: $L_0 = L_1 + L_2 + (b_1 + b_2)/2 = 2.97 + 0.54 + (0.20 + 0.20)/2 = 3.71 \text{ m}$
梯段板与水平方向夹角余弦值: $\cos \alpha = 0.874$

2. 荷载计算(取 $B = 1\text{m}$ 宽板带):

(1) 梯段板:

面层: $g_{km} = (B + B \cdot h/b) \cdot q_m = (1 + 1 \cdot 0.15/0.27) \cdot 1.70 = 2.64 \text{ kN/m}$
自重: $g_{kt} = R_c \cdot B \cdot (t/\cos \alpha + h/2) = 25 \cdot 1 \cdot (0.13/0.874 + 0.15/2) = 5.59 \text{ kN/m}$
抹灰: $g_{ks} = R_s \cdot B \cdot c/\cos \alpha = 20 \cdot 1 \cdot 0.02/0.874 = 0.46 \text{ kN/m}$
恒荷标准值: $P_k = g_{km} + g_{kt} + g_{ks} + q_f = 2.64 + 5.59 + 0.46 + 0.20 = 8.89 \text{ kN/m}$
恒荷控制:
 $P_n(G) = 1.35 \cdot P_k + \gamma_G \cdot 0.7 \cdot B \cdot q = 1.35 \cdot 8.89 + 1.50 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 3.50 = 15.68 \text{ kN/m}$
活荷控制: $P_n(L) = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot B \cdot q = 1.30 \cdot 8.89 + 1.50 \cdot 1 \cdot 3.50 = 16.81 \text{ kN/m}$
荷载设计值: $P_n = \max \{ P_n(G), P_n(L) \} = 16.81 \text{ kN/m}$

(2) 平台板:

面层: $g_{km}' = B \cdot q_m = 1 \cdot 1.70 = 1.70 \text{ kN/m}$
自重: $g_{kt}' = R_c \cdot B \cdot t = 25 \cdot 1 \cdot 0.13 = 3.25 \text{ kN/m}$
抹灰: $g_{ks}' = R_s \cdot B \cdot c = 20 \cdot 1 \cdot 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}$
恒荷标准值: $P_k' = g_{km}' + g_{kt}' + g_{ks}' + q_f = 1.70 + 3.25 + 0.40 + 0.20 = 5.55 \text{ kN/m}$
恒荷控制:
 $P_l(G) = 1.35 \cdot P_k' + \gamma_G \cdot 0.7 \cdot B \cdot q = 1.35 \cdot 5.55 + 1.50 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 3.50 = 11.17 \text{ kN/m}$
活荷控制: $P_l(L) = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot B \cdot q = 1.30 \cdot 5.55 + 1.50 \cdot 1 \cdot 3.50 = 12.47 \text{ kN/m}$
荷载设计值: $P_l = \max \{ P_l(G), P_l(L) \} = 12.47 \text{ kN/m}$

3. 正截面受弯承载力计算:

左端支座反力: $R_l = 30.95 \text{ kN}$
右端支座反力: $R_r = 28.65 \text{ kN}$

最大弯矩截面距左支座的距离: $L_{max} = 1.84 \text{ m}$
最大弯矩截面距左边弯折处的距离: $x = 1.84 \text{ m}$
 $M_{max} = R \cdot L_{max} - P_n \cdot x^2/2$
 $= 30.95 \cdot 1.84 - 16.81 \cdot 1.84^2/2$
 $= 28.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$

考虑支座嵌固折减后的最大弯矩:

$M_{max}' = \alpha_i \cdot M_{max} = 0.80 \cdot 28.48 = 22.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$
相对受压区高度: $\zeta = 0.156835$ 配筋率: $\rho = 0.006230$
纵筋(1号)计算面积: $A_s = 654.13 \text{ mm}^2$
支座负筋(2、3号)计算面积: $A_s' = A_s = 654.13 \text{ mm}^2$

五、计算结果:(为每米宽板带的配筋)

1. 1号钢筋计算结果(跨中)

计算面积 A_s : 654.13 mm^2
采用方案: $\Phi 12@100$
实配面积: 1131 mm^2

2. 2号钢筋计算结果(支座)

计算面积 A_s' : 654.13 mm^2
采用方案: $\Phi 12@100$
实配面积: 1131 mm^2

3. 3号钢筋计算结果

采用方案: $\Phi 6@200$
实配面积: 141 mm^2

4. 4号钢筋计算结果

采用方案: $\Phi 12@100$
实配面积: 1131 mm^2

六、跨中挠度计算:

M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值

1. 计算永久组合弯距值 M_q :

$M_q = \alpha_3 \cdot (M_{gk} + M_{qk})$
 $= \alpha_3 \cdot (q_{gk} + \psi_q \cdot q_{qk}) \cdot L_0^2/8$
 $= 0.80 \cdot (8.89 + 0.50 \cdot 3.500) \cdot 3.71^2/8$
 $= 14.652 \text{ kN} \cdot \text{m}$

2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}

1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下, 构件纵向受拉钢筋应力
 $\sigma_{sq} = M_q / (0.87 \cdot h_0 \cdot A_s)$ 混规(7.1.4-3)
 $= 14.652 \cdot 10^6 / (0.87 \cdot 105 \cdot 1131)$
 $= 141.817 \text{ N/mm}$
2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率
矩形截面积: $A_{te} = 0.5 \cdot b \cdot h = 0.5 \cdot 1000 \cdot 130 = 65000 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}\rho_{te} &= A_s/A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)} \\ &= 1131/65000 \\ &= 1.740\%\end{aligned}$$

3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\begin{aligned}\psi q &= 1.1-0.65*f_{tk}/(\rho_{te}*\sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)} \\ &= 1.1-0.65*2.01/(1.740\%*141.817) \\ &= 0.571\end{aligned}$$

4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E

$$\begin{aligned}\alpha_E &= E_s/E_c \\ &= 2.00*10^5/(3.00*10^4) \\ &= 6.667\end{aligned}$$

5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f

$$\text{矩形截面, } \gamma_f = 0$$

6) 计算纵向受拉钢筋配筋率 ρ

$$\begin{aligned}\rho &= A_s/(b*h_0) \\ &= 1131/(1000*105) \\ &= 1.077\%\end{aligned}$$

7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s

$$\begin{aligned}B_{sq} &= E_s A_s h_0^2 / [1.15*\psi q + 0.2 + 6*\alpha_E*\rho/(1+3.5*\gamma_f)] \quad \text{混规 (7.2.3-1)} \\ &= 2.00*10^5*1131*105^2/[1.15*0.571+0.2+6*6.667*1.077\%/(1+3.5*0.0)] \\ &= 19.377*10^2 \text{ kN}\cdot\text{m}^2\end{aligned}$$

3. 计算受弯构件的长期刚度 B

1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ

$$\text{当}\rho'=0\text{时, } \theta=2.0 \quad \text{混规 (7.2.5)}$$

2) 计算受弯构件的长期刚度 B

$$\begin{aligned}B_q &= B_{sq}/\theta \quad \text{混规 (7.2.2-2)} \\ &= 19.377/2.000*10^2 \\ &= 9.689*10^2 \text{ kN}\cdot\text{m}^2\end{aligned}$$

4. 计算受弯构件挠度

$$\begin{aligned}f_{max} &= 5*\alpha_3*\beta*(q_{gk}+\Psi q_{qk})*L_0^4/(384*B) \\ &= 5*0.80*0.80*(8.89+0.5*3.500)*3.71^4/(384*9.689*10^2) \\ &= 17.346 \text{ mm}\end{aligned}$$

6. 验算挠度

$$\text{挠度限值 } f_0=L_0/200=3.71/200=18.550 \text{ mm}$$

$$f_{max}=17.346\text{mm}\leq f_0=18.550\text{mm}, \text{ 满足规范要求!}$$

七、裂缝宽度验算:

1. 计算准永久组合弯距值 M_q :

$$\begin{aligned}M_q &= \alpha_2*(M_{gk}+\psi M_{qk}) \\ &= \alpha_2*(q_{gk} + \psi q_{qk})*L_0^2/8\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}&= 0.80*(8.89 + 0.50*3.500)*3.71^2/8 \\ &= 14.652 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

2. 光面钢筋, 所以取值 $V_i=0.7$

$$3. C = 25$$

4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下, 构件纵向受拉钢筋应力

$$\begin{aligned}\sigma_{sq} &= M_q/(0.87*h_0*A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)} \\ &= 14.652*10^6/(0.87*105.00*1131) \\ &= 141.817 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\text{矩形截面积: } A_{te} = 0.5*b*h = 0.5*1000*130= 65000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{te} &= A_s/A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)} \\ &= 1131/65000 \\ &= 1.740\%\end{aligned}$$

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\begin{aligned}\psi &= 1.1-0.65*f_{tk}/(\rho_{te}*\sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)} \\ &= 1.1-0.65*2.01/(1.740\%*141.817) \\ &= 0.571\end{aligned}$$

7. 计算单位面积钢筋根数 n

$$\begin{aligned}n &= 1000/s \\ &= 1000/100 \\ &= 10\end{aligned}$$

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}

$$\begin{aligned}d_{eq} &= (\sum n_i*d_i^2)/(\sum n_i*V_i*d_i) \\ &= 10*12^2/(10*0.7*12) \\ &= 17\end{aligned}$$

9. 计算最大裂缝宽度

$$\begin{aligned}\omega_{max} &= \alpha_{cr}*\psi*\sigma_{sq}/E_s*(1.9*C+0.08*d_{eq}/\rho_{te}) \quad \text{混规 (7.1.2-1)} \\ &= 1.9*0.571*141.817/2.0*10^5*(1.9*25+0.08*17/1.740\%) \\ &= 0.0966 \text{ mm} \\ &\leq 0.30 \text{ mm, 满足规范要求}\end{aligned}$$

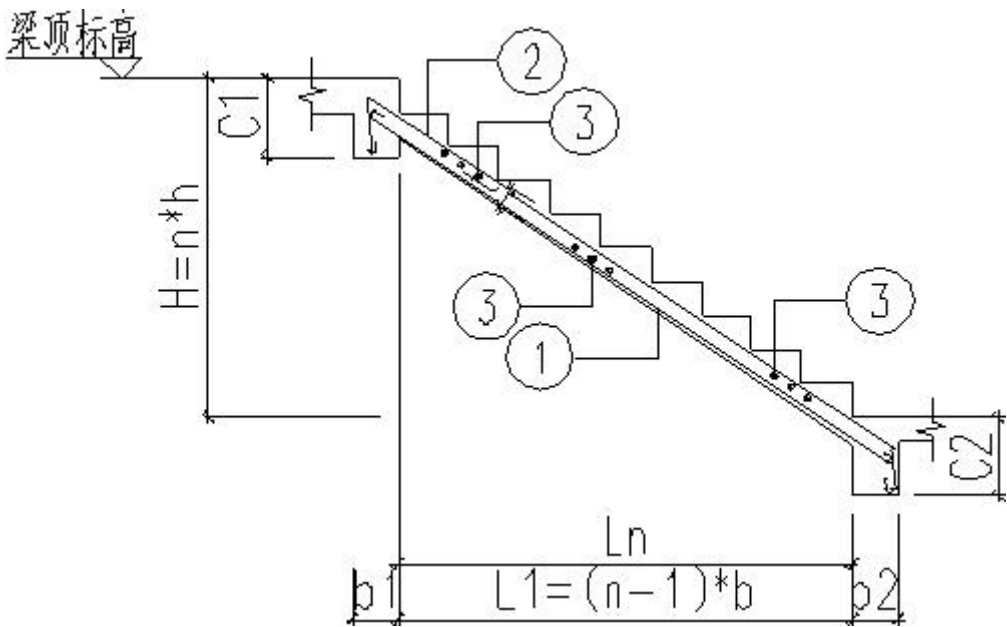
TB-4 板式楼梯计算书

项目名称_____日 期_____

设 计 者_____校 对 者_____

一、构件编号:TB-4

二、示意图:



三、基本资料:

1. 依据规范:

《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)

《混凝土结构设计规范》GB/T50010-2010 (2024 版)

2. 几何参数:

楼梯净跨: $L_1 = 2970 \text{ mm}$ 楼梯高度: $H = 1800 \text{ mm}$
梯板厚: $t = 120 \text{ mm}$ 踏步数: $n = 12$ (阶)
上平台楼梯梁宽度: $b_1 = 200 \text{ mm}$
下平台楼梯梁宽度: $b_2 = 200 \text{ mm}$

3. 荷载标准值:

可变荷载: $q = 3.50 \text{ kN/m}^2$ 面层荷载: $q_m = 1.70 \text{ kN/m}^2$
栏杆荷载: $q_r = 0.20 \text{ kN/m}$
永久荷载分项系数: $\gamma_G = 1.30$ 可变荷载分项系数: $\gamma_Q = 1.50$
准永久值系数: $\psi_Q = 0.50$

4. 材料信息:

混凝土强度等级: C30 $f_c = 14.30 \text{ N/mm}^2$
 $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$ $R_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
 $f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 3.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
钢筋强度等级: HRB400 $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$
 $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
保护层厚度: $c = 25.0 \text{ mm}$ $R_s = 20 \text{ kN/m}^3$
受拉区纵向钢筋类别: 光面钢筋
梯段板纵筋合力点至近边距离: $a_s = 25.00 \text{ mm}$
考虑支座嵌固作用
求配筋时弯矩折减 $\alpha_1 = 0.8$

求裂缝时弯矩折减 $\alpha_2 = 0.8$

求挠度时弯矩折减 $\alpha_3 = 0.8$

考虑踏步系数 $\beta = 0.8$

四、计算过程:

1. 楼梯几何参数:

踏步高度: $h = 0.1500 \text{ m}$
踏步宽度: $b = 0.2700 \text{ m}$
计算跨度: $L_0 = L_1 + (b_1 + b_2) / 2 = 2.97 + (0.20 + 0.20) / 2 = 3.17 \text{ m}$
梯段板与水平方向夹角余弦值: $\cos \alpha = 0.874$

2. 荷载计算 (取 $B = 1 \text{ m}$ 宽板带):

(1) 梯段板:

面层: $g_{km} = (B + B \cdot h / b) \cdot q_m = (1 + 1 \cdot 0.15 / 0.27) \cdot 1.70 = 2.64 \text{ kN/m}$
自重: $g_{kt} = R_c \cdot B \cdot (t / \cos \alpha + h / 2) = 25 \cdot 1 \cdot (0.12 / 0.874 + 0.15 / 2) = 5.31 \text{ kN/m}$
抹灰: $g_{ks} = R_s \cdot B \cdot c / \cos \alpha = 20 \cdot 1 \cdot 0.02 / 0.874 = 0.46 \text{ kN/m}$
恒荷标准值: $P_k = g_{km} + g_{kt} + g_{ks} + q_r = 2.64 + 5.31 + 0.46 + 0.20 = 8.61 \text{ kN/m}$
恒荷控制:
 $P_n(G) = 1.35 \cdot P_k + \gamma_Q \cdot 0.7 \cdot B \cdot q = 1.35 \cdot 8.61 + 1.50 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 3.50 = 15.30 \text{ kN/m}$
活荷控制: $P_n(L) = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot B \cdot q = 1.30 \cdot 8.61 + 1.50 \cdot 1 \cdot 3.50 = 16.44 \text{ kN/m}$
荷载设计值: $P_n = \max \{ P_n(G), P_n(L) \} = 16.44 \text{ kN/m}$

3. 正截面受弯承载力计算:

左端支座反力: $R_l = 26.06 \text{ kN}$
右端支座反力: $R_r = 26.06 \text{ kN}$
最大弯矩截面距左支座的距离: $L_{max} = 1.59 \text{ m}$
最大弯矩截面距左边弯折处的距离: $x = 1.59 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{max} &= R \cdot L_{max} - P_n \cdot x^2 / 2 \\ &= 26.06 \cdot 1.59 - 16.44 \cdot 1.59^2 / 2 \\ &= 20.65 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

考虑支座嵌固折减后的最大弯矩:

$$\begin{aligned} M_{max}' &= \alpha_1 \cdot M_{max} = 0.80 \cdot 20.65 = 16.52 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{相对受压区高度: } \zeta &= 0.137469 \quad \text{配筋率: } \rho = 0.005461 \\ \text{纵筋(1号)计算面积: } A_s &= 518.76 \text{ mm}^2 \\ \text{支座负筋(2、3号)计算面积: } A_s' &= A_s = 518.76 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

五、计算结果: (为每米宽板带的配筋)

1. 1号钢筋计算结果(跨中)

计算面积 A_s : 518.76 mm^2
采用方案: $\Phi 10 @ 100$
实配面积: 785 mm^2

2. 2号钢筋计算结果(支座)

计算面积 A_s' : 518.76 mm^2

采用方案：Φ10@100

实配面积：785 mm²

3.3 号钢筋计算结果

采用方案：Φ6@200

实配面积：141 mm²

六、跨中挠度计算：

M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值

1. 计算永久组合弯距值 M_q：

$$\begin{aligned} M_q &= \alpha_s \cdot (M_{gk} + M_{qk}) \\ &= \alpha_s \cdot (q_{gk} + \psi_q \cdot q_{qk}) \cdot L_0^2 / 8 \\ &= 0.80 \cdot (8.61 + 0.50 \cdot 3.500) \cdot 3.17^2 / 8 \\ &= 10.410 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}

1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\begin{aligned} \sigma_{sq} &= M_q / (0.87 \cdot h_0 \cdot A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)} \\ &= 10.410 \cdot 10^6 / (0.87 \cdot 95 \cdot 785) \\ &= 160.361 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\begin{aligned} \text{矩形截面积: } A_{te} &= 0.5 \cdot b \cdot h = 0.5 \cdot 1000 \cdot 120 = 60000 \text{ mm}^2 \\ \rho_{te} &= A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)} \\ &= 785 / 60000 \\ &= 1.309\% \end{aligned}$$

3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数ψ

$$\begin{aligned} \psi_q &= 1.1 - 0.65 \cdot f_{tk} / (\rho_{te} \cdot \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)} \\ &= 1.1 - 0.65 \cdot 2.01 / (1.309\% \cdot 160.361) \\ &= 0.478 \end{aligned}$$

4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E

$$\begin{aligned} \alpha_E &= E_s / E_c \\ &= 2.00 \cdot 10^5 / (3.00 \cdot 10^4) \\ &= 6.667 \end{aligned}$$

5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f

矩形截面，γ_f = 0

6) 计算纵向受拉钢筋配筋率ρ

$$\begin{aligned} \rho &= A_s / (b \cdot h_0) \\ &= 785 / (1000 \cdot 95) \\ &= 0.827\% \end{aligned}$$

7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s

$$\begin{aligned} B_{sq} &= E_s \cdot A_s \cdot h_0^2 / [1.15 \cdot \psi_q + 0.2 + 6 \cdot \alpha_E \cdot \rho / (1 + 3.5 \cdot \gamma_f)] \quad \text{混规 (7.2.3-1)} \\ &= 2.00 \cdot 10^5 \cdot 785 \cdot 95^2 / [1.15 \cdot 0.478 + 0.2 + 6 \cdot 6.667 \cdot 0.827\% / (1 + 3.5 \cdot 0.0)] \end{aligned}$$

$$= 13.127 \cdot 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

3. 计算受弯构件的长期刚度 B

1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数θ

当ρ'=0时，θ=2.0 混规(7.2.5)

2) 计算受弯构件的长期刚度 B

$$\begin{aligned} B_q &= B_{sq} / \theta \quad \text{混规 (7.2.2-2)} \\ &= 13.127 / 2.000 \cdot 10^2 \\ &= 6.564 \cdot 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

4. 计算受弯构件挠度

$$\begin{aligned} f_{maxk} &= 5 \cdot \alpha_s \cdot \beta \cdot (q_{gk} + \psi_q \cdot q_{qk}) \cdot L_0^4 / (384 \cdot B) \\ &= 5 \cdot 0.80 \cdot 0.80 \cdot (8.61 + 0.5 \cdot 3.500) \cdot 3.17^4 / (384 \cdot 6.564 \cdot 10^2) \\ &= 13.281 \text{ mm} \end{aligned}$$

6. 验算挠度

挠度限值 f_o=L₀/200=3.17/200=15.850 mm

f_{max}=13.281mm≤f_o=15.850mm，满足规范要求！

七、裂缝宽度验算：

1. 计算准永久组合弯距值 M_q：

$$\begin{aligned} M_q &= \alpha_2 \cdot (M_{gk} + \psi M_{qk}) \\ &= \alpha_2 \cdot (q_{gk} + \psi q_{qk}) \cdot L_0^2 / 8 \\ &= 0.80 \cdot (8.61 + 0.50 \cdot 3.500) \cdot 3.17^2 / 8 \\ &= 10.410 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2. 光面钢筋，所以取值 V_i=0.7

3. C = 25

4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\begin{aligned} \sigma_{sq} &= M_q / (0.87 \cdot h_0 \cdot A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)} \\ &= 10.410 \cdot 10^6 / (0.87 \cdot 95.00 \cdot 785) \\ &= 160.361 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\begin{aligned} \text{矩形截面积: } A_{te} &= 0.5 \cdot b \cdot h = 0.5 \cdot 1000 \cdot 120 = 60000 \text{ mm}^2 \\ \rho_{te} &= A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)} \\ &= 785 / 60000 \\ &= 1.309\% \end{aligned}$$

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数ψ

$$\begin{aligned} \psi &= 1.1 - 0.65 \cdot f_{tk} / (\rho_{te} \cdot \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)} \\ &= 1.1 - 0.65 \cdot 2.01 / (1.309\% \cdot 160.361) \\ &= 0.478 \end{aligned}$$

7. 计算单位面积钢筋根数 n

$$\begin{aligned} n &= 1000 / s \\ &= 1000 / 100 \end{aligned}$$

= 10

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}

$d_{eq} = (\sum n_i d_i^2) / (\sum n_i V_i d_i)$

= $10 \times 10^2 / (10 \times 0.7 \times 10)$

= 14

9. 计算最大裂缝宽度

$\omega_{max} = \alpha_{cr} \cdot \psi \cdot \sigma_{sq} / E_s \cdot (1.9 \cdot C + 0.08 \cdot d_{eq} / \rho_{te})$ 混规 (7.1.2-1)

= $1.9 \times 0.478 \times 160.361 / 2.0 \times 10^5 \cdot (1.9 \times 25 + 0.08 \times 14 / 1.309\%)$

= 0.0968 mm

≤ 0.30 mm, 满足规范要求

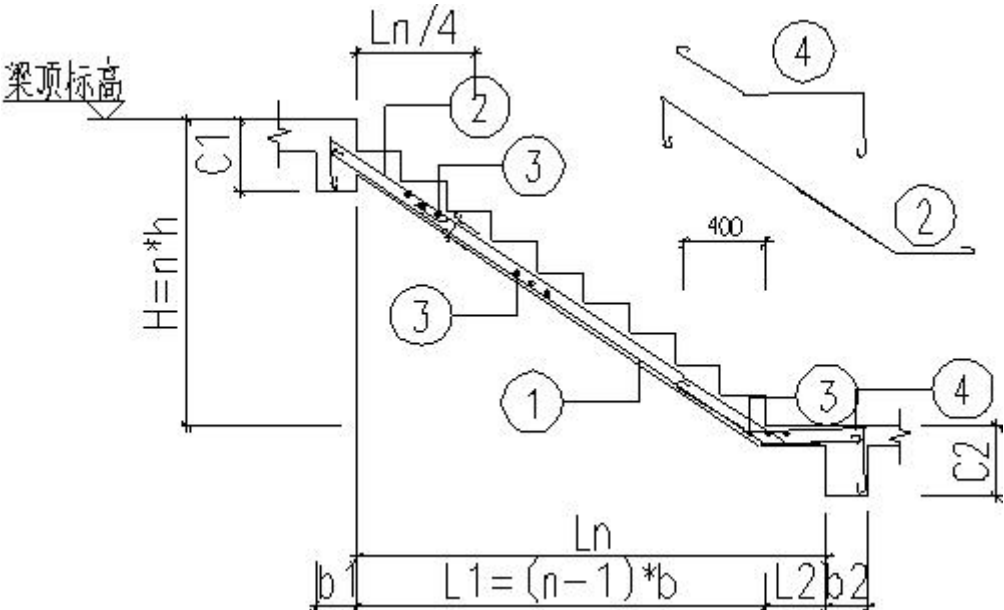
TB-5 板式楼梯计算书

项目名称 _____ 日 期 _____

设计者 _____ 校 对 者 _____

一、构件编号:TB-5

二、示意图:



三、基本资料:

1. 依据规范:

《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)

《混凝土结构设计规范》GB/T50010-2010 (2024 版)

2. 几何参数:

楼梯净跨: $L_1 = 2970$ mm

楼梯高度: $H = 1800$ mm

梯板厚: $t = 150$ mm

踏步数: $n = 12$ (阶)

上平台楼梯梁宽度: $b_1 = 200$ mm

下平台楼梯梁宽度: $b_2 = 200$ mm

下平台宽: $L_2 = 730$ mm

3. 荷载标准值:

可变荷载: $q = 3.50$ kN/m²

面层荷载: $q_m = 1.70$ kN/m²

栏杆荷载: $q_r = 0.20$ kN/m

永久荷载分项系数: $\gamma_G = 1.30$

可变荷载分项系数: $\gamma_Q = 1.50$

准永久值系数: $\psi_Q = 0.50$

4. 材料信息:

混凝土强度等级: C30

$f_c = 14.30$ N/mm²

$f_t = 1.43$ N/mm²

$R_c = 25.0$ kN/m³

$f_{tk} = 2.01$ N/mm²

$E_c = 3.00 \times 10^4$ N/mm²

钢筋强度等级: HRB400

$f_y = 360$ N/mm²

$E_s = 2.00 \times 10^5$ N/mm²

保护层厚度: $c = 25.0$ mm

$R_s = 20$ kN/m³

受拉区纵向钢筋类别: 光面钢筋

梯段板纵筋合力点至近边距离: $a_s = 25.00$ mm

考虑支座嵌固作用

求配筋时弯矩折减 $\alpha_1 = 0.8$

求裂缝时弯矩折减 $\alpha_2 = 0.8$

求挠度时弯矩折减 $\alpha_3 = 0.8$

考虑踏步系数 $\beta = 0.8$

四、计算过程:

1. 楼梯几何参数:

踏步高度: $h = 0.1500$ m

踏步宽度: $b = 0.2700$ m

计算跨度: $L_0 = L_1 + L_2 + (b_1 + b_2) / 2 = 2.97 + 0.73 + (0.20 + 0.20) / 2 = 3.90$ m

梯段板与水平方向夹角余弦值: $\cos \alpha = 0.874$

2. 荷载计算 (取 $B = 1$ m 宽板带):

(1) 梯段板:

面层: $g_{km} = (B + B \cdot h / b) \cdot q_m = (1 + 1 \cdot 0.15 / 0.27) \cdot 1.70 = 2.64$ kN/m

自重: $g_{kt} = R_c \cdot B \cdot (t / \cos \alpha + h / 2) = 25 \cdot 1 \cdot (0.15 / 0.874 + 0.15 / 2) = 6.16$ kN/m

抹灰: $g_{ks} = R_s \cdot B \cdot c / \cos \alpha = 20 \cdot 1 \cdot 0.02 / 0.874 = 0.46$ kN/m

恒荷标准值: $P_k = g_{km} + g_{kt} + g_{ks} + q_r = 2.64 + 6.16 + 0.46 + 0.20 = 9.47$ kN/m

恒荷控制:

$P_n(G) = 1.35 \cdot P_k + \gamma_Q \cdot 0.7 \cdot B \cdot q = 1.35 \cdot 9.47 + 1.50 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 3.50 = 16.46$ kN/m

活荷控制: $P_n(L) = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot B \cdot q = 1.30 \cdot 9.47 + 1.50 \cdot 1 \cdot 3.50 = 17.56$ kN/m

荷载设计值: $P_n = \max \{ P_n(G), P_n(L) \} = 17.56$ kN/m

(2) 平台板:

面层： $g_{km}' = B \cdot q_m = 1 \cdot 1.70 = 1.70 \text{ kN/m}$

自重： $g_{kt}' = R_c \cdot B \cdot t = 25 \cdot 1 \cdot 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}$

抹灰： $g_{ks}' = R_s \cdot B \cdot c = 20 \cdot 1 \cdot 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}$

恒荷标准值： $P_k' = g_{km}' + g_{kt}' + g_{ks}' + q_f = 1.70 + 3.75 + 0.40 + 0.20 = 6.05 \text{ kN/m}$

恒荷控制：

$P_l(G) = 1.35 \cdot P_k' + \gamma_G \cdot 0.7 \cdot B \cdot q = 1.35 \cdot 6.05 + 1.50 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 3.50 = 11.84 \text{ kN/m}$

活荷控制： $P_l(L) = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot B \cdot q = 1.30 \cdot 6.05 + 1.50 \cdot 1 \cdot 3.50 = 13.12 \text{ kN/m}$

荷载设计值： $P_l = \max \{ P_l(G), P_l(L) \} = 13.12 \text{ kN/m}$

3. 正截面受弯承载力计算：

左端支座反力： $R_l = 33.84 \text{ kN}$

右端支座反力： $R_r = 30.94 \text{ kN}$

最大弯矩截面距左支座的距离： $L_{max} = 1.93 \text{ m}$

最大弯矩截面距左边弯折处的距离： $x = 1.93 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{max} &= R_l \cdot L_{max} - P_n \cdot x^2 / 2 \\ &= 33.84 \cdot 1.93 - 17.56 \cdot 1.93^2 / 2 \\ &= 32.62 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

考虑支座嵌固折减后的最大弯矩：

$M_{max}' = \alpha_1 \cdot M_{max} = 0.80 \cdot 32.62 = 26.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$

相对受压区高度： $\zeta = 0.124548$ 配筋率： $\rho = 0.004947$

纵筋(1号)计算面积： $A_s = 618.41 \text{ mm}^2$

支座负筋(2、3号)计算面积： $A_s' = A_s = 618.41 \text{ mm}^2$

五、计算结果：(为每米宽板带的配筋)

1. 1号钢筋计算结果(跨中)

计算面积 A_s ：618.41 mm²

采用方案： $\Phi 12@120$

实配面积：942 mm²

2. 2号钢筋计算结果(支座)

计算面积 A_s' ：618.41 mm²

采用方案： $\Phi 12@120$

实配面积：942 mm²

3. 3号钢筋计算结果

采用方案： $\Phi 6@200$

实配面积：141 mm²

4. 4号钢筋计算结果

采用方案： $\Phi 12@120$

实配面积：942 mm²

六、跨中挠度计算：

M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值

1. 计算永久组合弯距值 M_q ：

$$\begin{aligned} M_q &= \alpha_3 \cdot (M_{gk} + M_{qk}) \\ &= \alpha_3 \cdot (q_{gk} + \psi_q \cdot q_{qk}) \cdot L_0^2 / 8 \\ &= 0.80 \cdot (9.47 + 0.50 \cdot 3.500) \cdot 3.90^2 / 8 \\ &= 17.061 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}

1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\begin{aligned} \sigma_{sq} &= M_q / (0.87 \cdot h_0 \cdot A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)} \\ &= 17.061 \cdot 10^6 / (0.87 \cdot 125 \cdot 942) \\ &= 166.456 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\begin{aligned} \text{矩形截面：} A_{te} &= 0.5 \cdot b \cdot h = 0.5 \cdot 1000 \cdot 150 = 75000 \text{ mm}^2 \\ \rho_{te} &= A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)} \\ &= 942 / 75000 \\ &= 1.257\% \end{aligned}$$

3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\begin{aligned} \psi q &= 1.1 - 0.65 \cdot f_{tk} / (\rho_{te} \cdot \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)} \\ &= 1.1 - 0.65 \cdot 2.01 / (1.257\% \cdot 166.456) \\ &= 0.475 \end{aligned}$$

4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E

$$\begin{aligned} \alpha_E &= E_s / E_c \\ &= 2.00 \cdot 10^5 / (3.00 \cdot 10^4) \\ &= 6.667 \end{aligned}$$

5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f

矩形截面， $\gamma_f = 0$

6) 计算纵向受拉钢筋配筋率 ρ

$$\begin{aligned} \rho &= A_s / (b \cdot h_0) \\ &= 942 / (1000 \cdot 125) \\ &= 0.754\% \end{aligned}$$

7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s

$$\begin{aligned} B_{sq} &= E_s \cdot A_s \cdot h_0^2 / [1.15 \cdot \psi_q + 0.2 + 6 \cdot \alpha_E \cdot \rho / (1 + 3.5 \cdot \gamma_f)] \quad \text{混规 (7.2.3-1)} \\ &= 2.00 \cdot 10^5 \cdot 942 \cdot 125^2 / [1.15 \cdot 0.475 + 0.2 + 6 \cdot 6.667 \cdot 0.754\% / (1 + 3.5 \cdot 0.0)] \\ &= 28.095 \cdot 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

3. 计算受弯构件的长期刚度 B

1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ

当 $\rho' = 0$ 时， $\theta = 2.0$ 混规 (7.2.5)

2) 计算受弯构件的长期刚度 B

$$\begin{aligned} B_q &= B_{sq} / \theta \quad \text{混规 (7.2.2-2)} \\ &= 28.095 / 2.000 \cdot 10^2 \\ &= 14.048 \cdot 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

4. 计算受弯构件挠度

$$f_{\max} = 5 \cdot \alpha_3 \cdot \beta \cdot (q_{gk} + \psi \cdot q_{qk}) \cdot L_0^4 / (384 \cdot B)$$
$$= 5 \cdot 0.80 \cdot 0.80 \cdot (9.47 + 0.5 \cdot 3.500) \cdot 3.90^4 / (384 \cdot 14.048 \cdot 10^2)$$
$$= 15.394 \text{ mm}$$

6. 验算挠度

挠度限值 $f_0 = L_0 / 200 = 3.90 / 200 = 19.500 \text{ mm}$

$f_{\max} = 15.394 \text{ mm} \leq f_0 = 19.500 \text{ mm}$ ，满足规范要求！

七、裂缝宽度验算：

1. 计算准永久组合弯距值 M_q ：

$$M_q = \alpha_2 \cdot (M_{gk} + \psi M_{qk})$$
$$= \alpha_2 \cdot (q_{gk} + \psi q_{qk}) \cdot L_0^2 / 8$$
$$= 0.80 \cdot (9.47 + 0.50 \cdot 3.500) \cdot 3.90^2 / 8$$
$$= 17.061 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. 光面钢筋, 所以取值 $V_i = 0.7$

3. $C = 25$

4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\sigma_{sq} = M_q / (0.87 \cdot h_0 \cdot A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)}$$
$$= 17.061 \cdot 10^6 / (0.87 \cdot 125.00 \cdot 942)$$
$$= 166.456 \text{ N/mm}$$

5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

矩形截面积: $A_{te} = 0.5 \cdot b \cdot h = 0.5 \cdot 1000 \cdot 150 = 75000 \text{ mm}^2$

$$\rho_{te} = A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)}$$
$$= 942 / 75000$$
$$= 1.257\%$$

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\psi = 1.1 - 0.65 \cdot f_{tk} / (\rho_{te} \cdot \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)}$$
$$= 1.1 - 0.65 \cdot 2.01 / (1.257\% \cdot 166.456)$$
$$= 0.475$$

7. 计算单位面积钢筋根数 n

$$n = 1000 / s$$
$$= 1000 / 120$$
$$= 8$$

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}

$$d_{eq} = (\sum n_i \cdot d_i^2) / (\sum n_i \cdot V_i \cdot d_i)$$
$$= 8 \cdot 12^2 / (8 \cdot 0.7 \cdot 12)$$
$$= 17$$

9. 计算最大裂缝宽度

$$\omega_{\max} = \alpha_{cr} \cdot \psi \cdot \sigma_{sq} / E_s \cdot (1.9 \cdot C + 0.08 \cdot d_{eq} / \rho_{te}) \quad \text{混规 (7.1.2-1)}$$
$$= 1.9 \cdot 0.475 \cdot 166.456 / 2.0 \cdot 10^5 \cdot (1.9 \cdot 25 + 0.08 \cdot 17 / 1.257\%)$$

$$= 0.1171 \text{ mm}$$
$$\leq 0.30 \text{ mm}$$
，满足规范要求

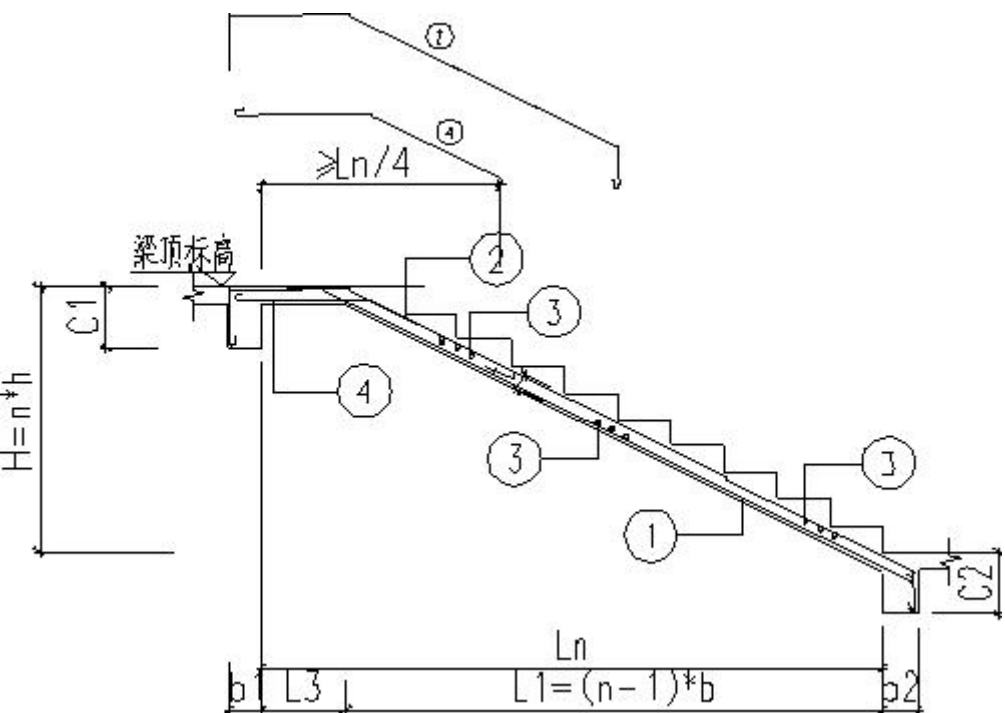
TB-6 板式楼梯计算书

项目名称 _____ 日 期 _____

设 计 者 _____ 校 对 者 _____

一、构件编号: TB-6

二、示意图：



三、基本资料：

1. 依据规范：

《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）
《混凝土结构设计规范》（GB/T50010-2010（2024 版））

2. 几何参数：

楼梯净跨: $L_1 = 2970 \text{ mm}$ 楼梯高度: $H = 1800 \text{ mm}$
梯板厚: $t = 150 \text{ mm}$ 踏步数: $n = 12$ (阶)
上平台楼梯梁宽度: $b_1 = 200 \text{ mm}$
下平台楼梯梁宽度: $b_2 = 200 \text{ mm}$
上平台宽: $L_3 = 730 \text{ mm}$

3. 荷载标准值：

可变荷载: $q = 3.50 \text{ kN/m}^2$ 面层荷载: $q_m = 1.70 \text{ kN/m}^2$
栏杆荷载: $q_f = 0.20 \text{ kN/m}$

永久荷载分项系数： $\gamma_G = 1.30$ 可变荷载分项系数： $\gamma_Q = 1.50$
准永久值系数： $\psi_Q = 0.50$

4. 材料信息：

混凝土强度等级：C30 $f_c = 14.30 \text{ N/mm}^2$
 $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$ $R_c=25.0 \text{ kN/m}^3$
 $f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 3.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
钢筋强度等级：HRB400 $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$
 $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
保护层厚度： $c = 25.0 \text{ mm}$ $R_s=20 \text{ kN/m}^3$
受拉区纵向钢筋类别：光面钢筋
梯段板纵筋合力点至近边距离： $a_s = 25.00 \text{ mm}$
考虑支座嵌固作用
求配筋时弯矩折减 $\alpha_1 = 0.8$
求裂缝时弯矩折减 $\alpha_2 = 0.8$
求挠度时弯矩折减 $\alpha_3 = 0.8$
考虑踏步系数 $\beta = 0.8$

四、计算过程：

1. 楼梯几何参数：

踏步高度： $h = 0.1500 \text{ m}$
踏步宽度： $b = 0.2700 \text{ m}$
计算跨度： $L_0 = L_1 + L_3 + (b_1 + b_2)/2 = 2.97 + 0.73 + (0.20 + 0.20)/2 = 3.90 \text{ m}$
梯段板与水平方向夹角余弦值： $\cos\alpha = 0.874$

2. 荷载计算（取 $B = 1\text{m}$ 宽板带）：

(1) 梯段板：

面层： $g_{km} = (B + B \cdot h/b) \cdot q_m = (1 + 1 \cdot 0.15/0.27) \cdot 1.70 = 2.64 \text{ kN/m}$
自重： $g_{kt} = R_c \cdot B \cdot (t/\cos\alpha + h/2) = 25 \cdot 1 \cdot (0.15/0.874 + 0.15/2) = 6.16 \text{ kN/m}$
抹灰： $g_{ks} = R_s \cdot B \cdot c/\cos\alpha = 20 \cdot 1 \cdot 0.02/0.874 = 0.46 \text{ kN/m}$
恒荷标准值： $P_k = g_{km} + g_{kt} + g_{ks} + q_f = 2.64 + 6.16 + 0.46 + 0.20 = 9.47 \text{ kN/m}$
恒荷控制：
 $P_n(G) = 1.35 \cdot P_k + \gamma_Q \cdot 0.7 \cdot B \cdot q = 1.35 \cdot 9.47 + 1.50 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 3.50 = 16.46 \text{ kN/m}$
活荷控制： $P_n(L) = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot B \cdot q = 1.30 \cdot 9.47 + 1.50 \cdot 1 \cdot 3.50 = 17.56 \text{ kN/m}$
荷载设计值： $P_n = \max\{P_n(G), P_n(L)\} = 17.56 \text{ kN/m}$

(2) 平台板：

面层： $g_{km}' = B \cdot q_m = 1 \cdot 1.70 = 1.70 \text{ kN/m}$
自重： $g_{kt}' = R_c \cdot B \cdot t = 25 \cdot 1 \cdot 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}$
抹灰： $g_{ks}' = R_s \cdot B \cdot c = 20 \cdot 1 \cdot 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}$
恒荷标准值： $P_k' = g_{km}' + g_{kt}' + g_{ks}' + q_f = 1.70 + 3.75 + 0.40 + 0.20 = 6.05 \text{ kN/m}$
恒荷控制：
 $P_l(G) = 1.35 \cdot P_k' + \gamma_Q \cdot 0.7 \cdot B \cdot q = 1.35 \cdot 6.05 + 1.50 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 3.50 = 11.84 \text{ kN/m}$

活荷控制： $P_l(L) = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot B \cdot q = 1.30 \cdot 6.05 + 1.50 \cdot 1 \cdot 3.50 = 13.12 \text{ kN/m}$
荷载设计值： $P_l = \max\{P_l(G), P_l(L)\} = 13.12 \text{ kN/m}$

3. 正截面受弯承载力计算：

左端支座反力： $R_l = 30.94 \text{ kN}$
右端支座反力： $R_r = 33.84 \text{ kN}$
最大弯矩截面距左支座的距离： $L_{max} = 1.97 \text{ m}$
最大弯矩截面距左边弯折处的距离： $x = 1.14 \text{ m}$
 $M_{max} = R \cdot L_{max} - [P_l \cdot L_3 \cdot (x + L_3/2) + P_n \cdot x^2/2]$
 $= 30.94 \cdot 1.97 - [13.12 \cdot 0.83 \cdot (1.14 + 0.83/2) + 17.56 \cdot 1.14^2/2]$
 $= 32.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$

考虑支座嵌固折减后的最大弯矩：

$M_{max}' = \alpha_1 \cdot M_{max} = 0.80 \cdot 32.62 = 26.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$
相对受压区高度： $\zeta = 0.124548$ 配筋率： $\rho = 0.004947$
纵筋(1号)计算面积： $A_s = 618.41 \text{ mm}^2$
支座负筋(2、3号)计算面积： $A_s' = A_s = 618.41 \text{ mm}^2$

五、计算结果：（为每米宽板带的配筋）

1. 1号钢筋计算结果（跨中）

计算面积 A_s ：618.41 mm²
采用方案： $\Phi 12@120$
实配面积：942 mm²

2. 2号钢筋计算结果（支座）

计算面积 A_s' ：618.41 mm²
采用方案： $\Phi 12@120$
实配面积：942 mm²

3. 3号钢筋计算结果

采用方案： $\Phi 6@200$
实配面积：141 mm²

4. 4号钢筋计算结果

采用方案： $\Phi 12@120$
实配面积：942 mm²

六、跨中挠度计算：

M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值

1. 计算永久组合弯距值 M_q ：

$M_q = \alpha_3 \cdot (M_{gk} + M_{qk})$
 $= \alpha_3 \cdot (q_{gk} + \psi_Q \cdot q_{qk}) \cdot L_0^2/8$
 $= 0.80 \cdot (9.47 + 0.50 \cdot 3.500) \cdot 3.90^2/8$
 $= 17.061 \text{ kN} \cdot \text{m}$

2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}

1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\begin{aligned}\sigma_{sq} &= M_q / (0.87 * h_0 * A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)} \\ &= 17.061 * 10^6 / (0.87 * 125 * 942) \\ &= 166.456 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\begin{aligned}\text{矩形截面积: } A_{te} &= 0.5 * b * h = 0.5 * 1000 * 150 = 75000 \text{ mm}^2 \\ \rho_{te} &= A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)} \\ &= 942 / 75000 \\ &= 1.257\%\end{aligned}$$

3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\begin{aligned}\psi q &= 1.1 - 0.65 * f_{tk} / (\rho_{te} * \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)} \\ &= 1.1 - 0.65 * 2.01 / (1.257\% * 166.456) \\ &= 0.475\end{aligned}$$

4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E

$$\begin{aligned}\alpha_E &= E_s / E_c \\ &= 2.00 * 10^5 / (3.00 * 10^4) \\ &= 6.667\end{aligned}$$

5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f

$$\text{矩形截面, } \gamma_f = 0$$

6) 计算纵向受拉钢筋配筋率 ρ

$$\begin{aligned}\rho &= A_s / (b * h_0) \\ &= 942 / (1000 * 125) \\ &= 0.754\%\end{aligned}$$

7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s

$$\begin{aligned}B_{sq} &= E_s * A_s * h_0^2 / [1.15 * \psi q + 0.2 + 6 * \alpha_E * \rho / (1 + 3.5 * \gamma_f)] \quad \text{混规 (7.2.3-1)} \\ &= 2.00 * 10^5 * 942 * 125^2 / [1.15 * 0.475 + 0.2 + 6 * 6.667 * 0.754\% / (1 + 3.5 * 0.0)] \\ &= 28.095 * 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2\end{aligned}$$

3. 计算受弯构件的长期刚度 B

1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ

$$\text{当 } \rho = 0 \text{ 时, } \theta = 2.0 \quad \text{混规 (7.2.5)}$$

2) 计算受弯构件的长期刚度 B

$$\begin{aligned}B_q &= B_{sq} / \theta \quad \text{混规 (7.2.2-2)} \\ &= 28.095 / 2.000 * 10^2 \\ &= 14.048 * 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2\end{aligned}$$

4. 计算受弯构件挠度

$$\begin{aligned}f_{maxk} &= 5 * \alpha_s * \beta * (q_{gk} + \psi q * q_{qk}) * L_0^4 / (384 * B) \\ &= 5 * 0.80 * 0.80 * (9.47 + 0.5 * 3.500) * 3.90^4 / (384 * 14.048 * 10^2) \\ &= 15.394 \text{ mm}\end{aligned}$$

6. 验算挠度

$$\text{挠度限值 } f_0 = L_0 / 200 = 3.90 / 200 = 19.500 \text{ mm}$$

$$f_{maxk} = 15.394 \text{ mm} \leq f_0 = 19.500 \text{ mm}, \text{ 满足规范要求!}$$

七、裂缝宽度验算:

1. 计算准永久组合弯距值 M_q :

$$\begin{aligned}M_q &= \alpha_s * (M_{gk} + \psi M_{qk}) \\ &= \alpha_s * (q_{gk} + \psi q_{qk}) * L_0^2 / 8 \\ &= 0.80 * (9.47 + 0.50 * 3.500) * 3.90^2 / 8 \\ &= 17.061 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

2. 光面钢筋, 所以取值 $V_i = 0.7$

3. $C = 25$

4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下, 构件纵向受拉钢筋应力

$$\begin{aligned}\sigma_{sq} &= M_q / (0.87 * h_0 * A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)} \\ &= 17.061 * 10^6 / (0.87 * 125.00 * 942) \\ &= 166.456 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\begin{aligned}\text{矩形截面积: } A_{te} &= 0.5 * b * h = 0.5 * 1000 * 150 = 75000 \text{ mm}^2 \\ \rho_{te} &= A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)} \\ &= 942 / 75000 \\ &= 1.257\%\end{aligned}$$

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\begin{aligned}\psi &= 1.1 - 0.65 * f_{tk} / (\rho_{te} * \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)} \\ &= 1.1 - 0.65 * 2.01 / (1.257\% * 166.456) \\ &= 0.475\end{aligned}$$

7. 计算单位面积钢筋根数 n

$$\begin{aligned}n &= 1000 / s \\ &= 1000 / 120 \\ &= 8\end{aligned}$$

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}

$$\begin{aligned}d_{eq} &= (\sum n_i * d_i^2) / (\sum n_i * V_i * d_i) \\ &= 8 * 12^2 / (8 * 0.7 * 12) \\ &= 17\end{aligned}$$

9. 计算最大裂缝宽度

$$\begin{aligned}\omega_{max} &= \alpha_{cr} * \psi * \sigma_{sq} / E_s * (1.9 * C + 0.08 * d_{eq} / \rho_{te}) \quad \text{混规 (7.1.2-1)} \\ &= 1.9 * 0.475 * 166.456 / 2.0 * 10^5 * (1.9 * 25 + 0.08 * 17 / 1.257\%) \\ &= 0.1171 \text{ mm} \\ &\leq 0.30 \text{ mm}, \text{ 满足规范要求}\end{aligned}$$