

档案号:_____



工程设计资质证书编号: A144007371、A244007378
工程勘察资质证书编号: B244007378

工程计算书

专业: ☐ 建筑 ☒ 结构 ☐ 给排水 ☐ 电气 ☐ 暖通
☐ 边坡 ☐ 基坑支护

工程名称: 茂名广港码头2#宿舍楼工程

建设单位: 茂名广港码头有限公司

业务号: 23-939

设计阶段: ☐ 初步设计 ☒ 施工图

设计: 杨于健 杨于健

校核: 黄扬湛 黄扬湛

专业负责人: 黄扬湛 黄扬湛

审核: 汤华 汤华

2025 年 03 月

共 1 册

第 1 册

计算书索引:

2#宿舍楼计算书

- 1) 结构计算总信息
- 2) 桩竖向承载力验算 (地震组合、非地震组合)
- 3) 承台5ZJ3、5ZJ3a、5ZJ4、5ZJ4a、5ZJ5、5ZJ5a、5ZJ6验算
- 4) 承台受剪、冲切、局压验算
- 5) 单桩竖向承载力特征值计算书
- 6) 上部结构荷载简图
- 7) 构件截面、梁板柱配筋及轴压比
- 8) 剪力墙偏拉验算
- 9) 屋面层、屋顶层裂缝验算

-----			施工模拟加载层步长:	1
			考虑填充墙刚度:	否
总信息文件			采用通用规范:	是
-----			计算控制信息	
			水平力与整体坐标夹角:	0.00
			连梁按墙元计算控制跨高比:	5.00
			连梁材料强度默认同墙:	是
			墙元细分最大控制长度(m):	1.00
			板元细分最大控制长度(m):	1.00
			短墙肢自动加密:	是
			弹性板荷载计算方式:	有限元计算
			膜单元类型:	改进膜元(NQ6Star)
			考虑梁端刚域:	是
			考虑柱端刚域:	否
			是否输出节点位移:	否
			墙梁跨中节点作为刚性楼板从节点:	是
			结构计算时考虑楼梯刚度:	否
			梁与弹性板变形协调:	是
			弹性板与梁协调时考虑梁向下相对偏移:	否
			梁墙自重扣除与柱重叠部分:	否
			楼板自重扣除与梁墙重叠部分:	否
			刚性楼板假定 :	整体指标计算采用强刚, 其它计算非强刚
			地下室楼板强制采用刚性楼板假定:	否
			是否自动划分多塔:	否
			地震内力按全楼弹性板 6 计算:	否
			计算现浇空心板:	否
			增加计算连梁刚度不折减模型下的地震位移:	否
			门式刚架按平面框架方式计算:	否
			自动计算现浇板自重:	是
			刚度系数	
			竖向荷载作用下:	
			梁刚度放大系数按 2010《混凝土规范》5.2.4 条取值:	是
			梁刚度放大系数上限:	2.00
			边梁刚度放大系数上限:	1.50
			地震作用下:	
			连梁刚度折减系数:	0.70
			风荷载作用下:	
			连梁刚度折减系数:	1.00
			二阶效应信息	

设计参数输出				

结构总体信息				
结构体系:	框剪结构			
结构材料信息:	钢筋混凝土			
结构所在地区:	全国			
地下室层数:	1			
嵌固端所在层号(层顶嵌固):	1			
与基础相连构件最大底标高(m):	-0.050			
裙房层数:	0			
转换层所在层号:	0			
加强层所在层号:	0			
竖向荷载计算信息:	施工模拟三			
风荷载计算信息:	一般计算方式			
地震力计算信息:	计算水平地震作用			
是否计算吊车荷载:	否			
是否计算人防荷载:	否			
是否考虑预应力等效荷载工况:	否			
是否生成绘等值线用数据:	否			
是否计算温度荷载:	否			
竖向荷载砼墙轴向刚度考虑徐变收缩影响:	否			
是否生成传给基础的刚度:	是			
凝聚局部楼层刚度时考虑的底部层数 (0 表示全部楼层) :	0			
上部结构计算考虑基础结构:	否			

是否考虑 P-Delt 效应:		否								
分析求解信息										
启用并行求解器:		是								
使用 cpu 核心数量(0 为自动):		-2								
设定内存(MB,0 为自动):		0								
自定义控制参数:										
求解器类型:		Pardiso Couple								
加载步骤数量:		1								
迭代次数[0,100]:		30								
位移控制:		是								
位移控制精度:		0.0010								
荷载控制:		是								
荷载控制精度:		0.0010								
风荷载信息										
使用指定风荷载数据:		否								
多方向风角度:		45,135,225,315								
执行规范:		GB50009-2012								
地面粗糙程度 :		A								
修正后的基本风压 (kN/m2):		0.70								
结构 X 向基本周期 (秒) :		1.37								
结构 Y 向基本周期 (秒) :		1.25								
风荷载计算用阻尼比 :		0.050								
承载力设计时的风荷载效应放大系数:		1.0								
考虑顺风向风振:		是								
舒适度验算用基本风压 (kN/m2):		0.45								
舒适度验算用阻尼比 :		0.020								
水平风荷载体型分段数:		1								
风	分段号	最高层号	X 迎风	X 背风	X 侧风	X 挡风	Y 迎风	Y 背风	Y 侧风	Y 挡
	1	11	0.80	-0.60	-0.70	1.00	0.80	-0.60	-0.70	1.00
	自动计算结构宽深:		是							
	考虑横向风振:		是							
	截面形状 :		矩形							
	X 向角沿尺寸(m) :		0.000							
	Y 向角沿尺寸(m) :		0.000							
	考虑扭转风振:		是							
	结构一阶扭转周期(s) :		4.00							
	地震信息									
阻尼比确定方法:		全楼统一								

结构的阻尼比:	0.050
按地震动区划图 GB18306-2015 计算:	否
设计地震分组:	—
地震烈度:	7 (0.1g)
场地类别:	II
特征周期:	0.35
周期折减系数:	0.75
特征值分析类型:	Ritz 向量法
振型数确定方式:	用户定义
用户定义振型数:	30
按主振型确定地震内力符号:	否
框架的抗震等级:	3
钢框架的抗震等级:	2
剪力墙的抗震等级:	2
抗震构造措施的抗震等级:	不改变
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
地下一层以下抗震构造措施抗震等级逐层降级及抗震措施 4 级:	是
是否考虑偶然偏心:	是
X 向偶然偏心值:	0.05
Y 向偶然偏心值:	0.05
偶然偏心计算方法:	等效扭矩法(传统法)
是否考虑双向地震扭转效应:	是
自动计算最不利地震方向的作用:	是
斜交抗侧力构件方向的附加地震数:	1
斜交抗侧力构件方向的附加地震角度:	45
活荷重力荷载代表值组合系数:	0.50
使用自定义地震影响系数曲线:	否
地震影响系数最大值:	0.080
罕遇地震影响系数最大值:	0.500
地震作用放大方法:	全楼统一
全楼地震力放大系数:	1.00
地震计算时不考虑地下室以下的结构质量:	否
时域显式随机模拟法	
执行时域显式随机模拟法:	否
性能设计信息	
是否考虑性能设计:	否
性能设计包络信息	
按照抗规方法进行性能包络设计:	否

隔震减震

设计信息

是否按规范进行剪重比调整:	是	
是否扭转效应明显:	否	
是否自动计算动位移比例系数:	是	
梁端弯矩调幅系数:	0.85	
框架梁调幅后不小于简支梁跨中弯矩的倍数:	0.50	
非框架梁调幅后不小于简支梁跨中弯矩的倍数:	0.33	
梁扭矩折减系数:	0.40	
实配钢筋超配系数:	1.15	
按层刚度比判断薄弱层方法:	高规和抗规从严	
底部嵌固楼层刚度比执行《高规》3.5.2-2:	否	
自动对层间受剪承载力突变形成的薄弱层放大调整:	是	
自动根据层间受剪承载力比值调整配筋:	是	
目标系数:	0.80	
是否转换层指定为薄弱层:	是	
薄弱层地震内力放大系数:	1.25	
强制指定的薄弱层层号:	0	
与柱相连的框架梁端 M、V 不调整:	否	
0.2V0 调整分段数:	2	
分段号	起始层号	终止层号
1	1	1
2	2	10
0.2V0 调整规则:	min(0.20V0,1.50Vfmax)	
0.2V0 调整时楼层剪力最小倍数:	0.20	
0.2V0 调整时各层框架剪力最大值的倍数:	1.50	
0.2V0 调整上限:	5.00	
框支柱调整上限:	5.00	
支撑按柱设计临界角:	20	
按竖向构件内力统计层地震剪力:	否	
位移角小于此值时, 位移比设置为 1:	0.00020	
剪力墙承担全部地震剪力:	否	
零应力区验算时底面尺寸确定方式:	质心到最近边距离的 2 倍	
考虑双向地震时内力调整方式:	先考虑双向地震再调整	
剪力墙端柱的面外剪力统计到框架部分:	否	
转换结构构件（三、四级）水平地震作用效应放大系数:	1.00	

活荷载信息

柱、墙活荷载是否折减:	否
按建模菜单“房间属性”计算活荷载折减系数:	否
考虑活荷不利布置的最高层号:	1

梁活荷载内力放大系数:	1.00
楼面梁活荷载折减:	不折减

构件设计信息

柱配筋计算原则:	单偏压
连梁按对称配筋设计:	否
抗震设计的框架梁端配筋考虑受压钢筋:	是
矩形混凝土梁按 T 形梁配筋:	否
按简化方法计算柱剪跨比（Hn/2h0）:	否
墙柱配筋设计考虑端柱:	否
墙柱配筋设计考虑翼缘墙:	否
异形柱配筋计算只考虑固定钢筋:	否
与剪力墙面外相连的梁按框架梁设计:	是
铰接时按非框架梁设计:	否
验算一级抗震墙施工缝:	否
受弯构件按压弯设计控制轴压比:	0.40
梁端配筋内力取值位置(0-节点, 1-支座边):	0.00
不计算地震作用时按重力荷载代表值计算柱轴压比:	否
框架柱的轴压比限值按框架结构采用:	否
梁保护层厚度 (mm):	35
柱保护层厚度 (mm):	35
型钢混凝土构件设计依据:	《组合结构设计规范》JGJ138-2016
执行《高钢规》JGJ99-2015:	是
按叠合柱设计的叠合比:	0.00
剪力墙构造边缘构件的设计执行高规 7.2.16-4:	否
构造边缘构件尺寸设计依据:	《高规》JGJ3-2010 第 7.2.16 条
约束边缘构件尺寸依据《广东高规》设计:	否
按边缘构件轮廓计算配筋:	否
底部加强区全部设为约束边缘构件:	否
面外梁下生成暗柱边缘构件:	全都生成
归入阴影区的 $\lambda/2$ 区最大长度:	0
边缘构件合并距离 (mm):	300
短肢边缘构件合并距离 (mm):	600
边缘构件尺寸取整模数 (mm):	10
钢构件截面净毛面积比:	0.85
X 向钢柱计算长度是否按有侧移计算:	是
Y 向钢柱计算长度是否按有侧移计算:	是
按《钢标》自动判断强弱支撑:	否
门刚规范用 GB51022-2015:	是
执行门规 GB51022 附录 A:	是
执行门规 GB51022 附录 A.0.8:	否
门刚构件按宽厚比等级控制局部稳定:	否

执行《钢结构设计标准》(GB50017-2017):	是
按宽厚比等级控制局部稳定:	是
截面宽厚比等级:	S3
支撑杆件截面宽厚比等级:	S3
组合梁截面宽厚比等级:	S2
按钢标 6.2.7 验算梁下翼缘稳定:	是
冷弯薄壁构件考虑冷弯效应:	是
施工阶段验算组合类别:	标准组合
组合梁施工荷载(kN/m2):	1.5
钢梁按压弯设计控制轴压比:	0.10
防火验算	
进行承载力法防火验算:	否
包络设计	
是否分塔与整体分别计算, 并取大:	否
自动取框架和框架-抗震墙模型计算大值:	否
是否与其它模型进行包络取大:	否
鉴定加固	
是否鉴定加固:	否
装配式	
是否是装配式结构:	否
安全鉴定	
是否进行安全鉴定:	否
材料信息	
混凝土容重 (kN/m3):	25.00
砌体容重 (kN/m3):	22.00
钢材容重 (kN/m3):	78.00
轻骨料混凝土容重 (kN/m3):	18.50
轻骨料混凝土密度等级:	1800
梁箍筋间距 (mm):	100
柱箍筋间距 (mm):	100
墙水平分布筋最大间距 (mm):	200
墙竖向分布筋最小配筋率 (%):	0.25
墙水平分布筋最小配筋率 (%):	0.25
结构底部单独指定墙竖向分布筋配筋率的层号:	0
结构底部单独指定层的墙竖向分布配筋率:	0.60
钢筋强度	
HRB400 钢筋强度设计值 (N/mm2) :	360

地下室信息	
土的水平抗力系数的比例系数(MN/m4):	-1.00
扣除地面以下几层回填土约束:	0
外墙分布筋保护层厚度:	35(mm)
回填土容重 (kN/m3):	18.00
回填土侧压力系数:	0.76
室外地平标高 (m):	-0.35
地下水位标高 (m):	-0.20
室外地面附加荷载 (kN/m2):	0.00
基础水工况组合方式:	包络
按《地下结构抗震设计标准》GBT 51336-2018 设计:	否
地下室侧土约束施加方式:	顶板双向弹簧
按反应位移法计算地下结构的地震作用:	否

荷载组合	
采用自定义组合:	是
使用建模自定义组合模板:	否
结构重要性系数:	1.00
执行《建筑结构可靠性设计统一标准》:	是
刚重比按 1.3 恒+1.5 活计算:	否
恒载分项系数:	1.30
活载分项系数:	1.50
活荷载组合值系数:	0.70
活荷载频遇值系数:	0.60
活荷载准永久值系数:	0.50
考虑结构设计使用年限的活荷载调整系数:	1.00
风荷载分项系数:	1.50
风荷载组合值系数:	0.60
风荷载频遇值系数:	0.40
风荷载是否参与地震组合:	是
重力荷载分项系数:	1.30
水平地震力分项系数:	1.40

楼层属性

层号	塔号	属性
11	1	标准层 8
10	1	标准层 7
9	1	标准层 6

8	1	标准层 5
7	1	标准层 5
6	1	标准层 5
5	1	标准层 5
4	1	标准层 4 约束边缘构件层
3	1	标准层 3 底部加强区 约束边缘构件层
2	1	标准层 2 底部加强区 约束边缘构件层
1	1	标准层 9 地下 1 层 约束边缘构件层

塔属性

塔号 1					
结构体系:			框剪结构		
结构 X 向基本周期 (秒) :			1.37		
结构 Y 向基本周期 (秒) :			1.25		
水平风荷载体型分段数:			1		
分段号	最高层号	挡风系数	迎风面系数	背风面系数	侧风面系数
1	11	1.00	0.80	-0.60	-0.70
0.2V0 调整分段数:			2		
分段号	起始层号	终止层号			
1	1	1			
2	2	10			
0.2V0 调整时楼层剪力最小倍数:			0.20		
0.2V0 调整时各层框架剪力最大值的倍数:			1.50		

各层质量、质心坐标, 层质量比

层号	塔号	质心 X	质心 Y	质心 Z	恒载质量	活载质量	活载质量	附加质
量	质量比	(m)	(m)	(m)	(t)	(t)	(不折减)(t)	(t)
11	1	15.016	-14.984	34.500	706.2	67.5	134.9	0.0
0.55								
10	1	12.357	-17.046	30.350	1248.9	159.0	317.9	0.0
1.19								
9	1	12.826	-16.990	27.150	1091.3	94.8	189.6	0.0
0.99								
8	1	12.821	-16.969	23.950	1100.5	95.4	190.7	0.0
1.00								

7	1	12.823	-16.969	20.750	1100.1	95.3	190.6	0.0
1.00								
6	1	12.823	-16.969	17.550	1100.1	95.3	190.6	0.0
1.00								
5	1	12.823	-16.969	14.350	1100.1	95.3	190.6	0.0
1.00								
4	1	12.832	-16.963	11.150	1101.9	95.3	190.6	0.0
1.00								
3	1	12.834	-16.935	7.950	1100.5	95.3	190.6	0.0
0.93								
2	1	12.961	-16.857	4.750	1190.5	95.3	190.6	0.0
0.96								
1	1	12.368	-17.042	-0.050	1103.7	239.1	478.3	0.0
1.00								

合计	--	--	--	11943.9	1227.5	2454.9	0.0
----	----	----	----	---------	--------	--------	-----

活载总质量 (t):	1227.471
恒载总质量 (t):	11943.871
附加总质量 (t):	0.000
结构总质量 (t):	13171.342
恒载产生的总质量包括结构自重和外加恒载	
活载质量 = 活荷载重力荷载代表值系数*活载等效质量	
总质量 = 恒载质量+活载质量+附加质量	

各层构件数量、构件材料和层高

层号	塔号	梁数	柱数	支撑数	墙数	层高(m)	累计高度(m)
11	1	269	23	0	15	4.150	38.700
10	1	143	19	0	20	3.200	34.550
9	1	260	19	0	20	3.200	31.350
8	1	260	19	0	20	3.200	28.150
7	1	258	19	0	20	3.200	24.950
6	1	258	19	0	20	3.200	21.750
5	1	258	19	0	20	3.200	18.550
4	1	258	19	0	20	3.200	15.350
3	1	258	19	0	20	3.200	12.150
2	1	251	19	0	20	4.800	8.950
1	1	131	19	0	21	4.150	4.150

保护层：

层号	塔号	梁保护层(mm)	柱保护层(mm)	墙保护层(mm)
11	1	35	35	15
10	1	35	35	15
9	1	35	35	15
8	1	35	35	15
7	1	35	35	15
6	1	35	35	15
5	1	35	35	15
4	1	35	35	15
3	1	35	35	15
2	1	35	35	15
1	1	35	35	35
1	1	---	---	15

混凝土构件：

层号	塔号	梁数 (混凝土/主筋)	柱数 (混凝土/主筋)	支撑数 (混凝土/主筋)	墙数 (混凝土/主筋)
11	1	267(C30/360)	23(C30/360)	---	15(C30/360)
11	1	2(C35/360)	---	---	---
10	1	143(C30/360)	19(C30/360)	---	20(C30/360)
9	1	260(C30/360)	19(C30/360)	---	20(C30/360)
8	1	260(C30/360)	10(C35/360)	---	20(C30/360)
8	1	---	9(C30/360)	---	---
7	1	258(C30/360)	10(C35/360)	---	20(C30/360)
7	1	---	9(C30/360)	---	---
6	1	258(C30/360)	10(C35/360)	---	20(C30/360)
6	1	---	9(C40/360)	---	---
5	1	253(C30/360)	10(C35/360)	---	20(C35/360)
5	1	5(C35/360)	9(C45/360)	---	---
4	1	253(C30/360)	9(C40/360)	---	20(C40/360)
4	1	5(C40/360)	10(C45/360)	---	---
3	1	253(C30/360)	9(C45/360)	---	20(C45/360)
3	1	5(C45/360)	10(C50/360)	---	---
2	1	246(C30/360)	19(C50/360)	---	20(C50/360)

2	1	5(C50/360)	---	---	---
1	1	122(C30/360)	19(C50/360)	---	21(C50/360)
1	1	9(C50/360)	---	---	---

箍筋（墙分布筋）：

层号	塔号	梁数 (箍筋)	柱数 (箍筋)	支撑数 (箍筋)	墙数 (水平/竖向)	边缘构件 (箍筋)
11	1	269(360)	23(360)	---	15(360/360)	(360)
10	1	143(360)	19(360)	---	20(360/360)	(360)
9	1	260(360)	19(360)	---	20(360/360)	(360)
8	1	260(360)	19(360)	---	20(360/360)	(360)
7	1	258(360)	19(360)	---	20(360/360)	(360)
6	1	258(360)	19(360)	---	20(360/360)	(360)
5	1	258(360)	19(360)	---	20(360/360)	(360)
4	1	258(360)	19(360)	---	20(360/360)	(360)
3	1	258(360)	19(360)	---	20(360/360)	(360)
2	1	251(360)	19(360)	---	20(360/360)	(360)
1	1	131(360)	19(360)	---	21(360/360)	(360)

X、Y 方向剪力墙截面面积

层号	塔号	X 向墙截面积(m2)	Y 向墙截面积(m2)
11	1	2.525	3.690
10	1	3.715	4.780
9	1	3.715	4.780
8	1	3.715	4.780
7	1	3.715	4.780
6	1	3.715	4.780
5	1	3.715	4.780
4	1	3.715	4.780
3	1	3.715	4.780
2	1	4.480	5.163
1	1	4.480	5.163

RJX3, RJY3, RJZ3: 结构总体坐标系中塔的侧移刚度和扭转刚度(地震剪力与地震层间位移的比)

Floor No. 1	Tower No. 1			
Xstif=	13.9492(m)	Ystif=	-21.4421(m)	Alf = 45.0000(Degree)
Xmass=	12.3678(m)	Ymass=	-17.0418(m)	Gmass(重力荷载代表值)= 1581.9489(1342.8208)(t)
Eex =	0.1925	Eey =	0.0747	
Ratx =	1.0000	Raty =	1.0000	
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00				
Ratx1=	49.4326	Raty1=	557.8716	
Ratx2=	22.3069	Raty2=	244.0951	
RJX1 = 1.6245E+007(kN/m) RJY1 = 1.8658E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)				
RJX3 = 6.2968E+007(kN/m) RJY3 = 7.6525E+008(kN/m) RJZ3 = 3.1986E+009(kN*m/Rad)				

Floor No. 2	Tower No. 1			
Xstif=	14.1242(m)	Ystif=	-21.4723(m)	Alf = 45.0000(Degree)
Xmass=	12.9606(m)	Ymass=	-16.8570(m)	Gmass(重力荷载代表值)= 1381.1213(1285.8135)(t)
Eex =	0.1951	Eey =	0.0548	
Ratx =	0.8468	Raty =	0.8475	
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00				
Ratx1=	1.3704	Raty1=	1.4241	
Ratx2=	1.5996	Raty2=	1.6614	
RJX1 = 1.3756E+007(kN/m) RJY1 = 1.5811E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)				
RJX3 = 1.6270E+006(kN/m) RJY3 = 1.8070E+006(kN/m) RJZ3 = 2.2524E+009(kN*m/Rad)				

Floor No. 3	Tower No. 1			
Xstif=	14.0994(m)	Ystif=	-22.3385(m)	Alf = 45.0000(Degree)
Xmass=	12.8344(m)	Ymass=	-16.9351(m)	Gmass(重力荷载代表值)= 1291.1046(1195.8060)(t)
Eex =	0.2244	Eey =	0.0594	
Ratx =	1.3312	Raty =	1.4501	
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00				
Ratx1=	1.6065	Raty1=	1.6509	
Ratx2=	1.2951	Raty2=	1.3214	
RJX1 = 1.8312E+007(kN/m) RJY1 = 2.2928E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)				
RJX3 = 1.6953E+006(kN/m) RJY3 = 1.8127E+006(kN/m) RJZ3 = 5.2107E+009(kN*m/Rad)				

Floor No. 4	Tower No. 1			
Xstif=	14.1263(m)	Ystif=	-22.3316(m)	Alf = 45.0000(Degree)
Xmass=	12.8323(m)	Ymass=	-16.9626(m)	Gmass(重力荷载代表值)= 1292.5046(1197.2061)(t)
Eex =	0.2232	Eey =	0.0608	
Ratx =	0.9690	Raty =	0.9690	
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00				
Ratx1=	1.5034	Raty1=	1.5203	

Ratx2= 1.2406 Raty2= 1.2532
RJX1 = 1.7745E+007(kN/m) RJY1 = 2.2216E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 1.4545E+006(kN/m) RJY3 = 1.5243E+006(kN/m) RJZ3 = 5.0598E+009(kN*m/Rad)

Floor No. 5	Tower No. 1			
Xstif=	14.0766(m)	Ystif=	-22.3384(m)	Alf = 45.0000(Degree)
Xmass=	12.8233(m)	Ymass=	-16.9688(m)	Gmass(重力荷载代表值)= 1290.7388(1195.4402)(t)
Eex =	0.2230	Eey =	0.0587	
Ratx =	0.9557	Raty =	0.9520	
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00				
Ratx1=	1.4442	Raty1=	1.4439	
Ratx2=	1.2059	Raty2=	1.2092	
RJX1 = 1.6960E+007(kN/m) RJY1 = 2.1149E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)				
RJX3 = 1.3026E+006(kN/m) RJY3 = 1.3515E+006(kN/m) RJZ3 = 4.9038E+009(kN*m/Rad)				

Floor No. 6	Tower No. 1			
Xstif=	14.0589(m)	Ystif=	-22.2945(m)	Alf = 45.0000(Degree)
Xmass=	12.8233(m)	Ymass=	-16.9688(m)	Gmass(重力荷载代表值)= 1290.7388(1195.4402)(t)
Eex =	0.2217	Eey =	0.0580	
Ratx =	0.9555	Raty =	0.9546	
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00				
Ratx1=	1.4305	Raty1=	1.4198	
Ratx2=	1.1853	Raty2=	1.1828	
RJX1 = 1.6206E+007(kN/m) RJY1 = 2.0190E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)				
RJX3 = 1.2002E+006(kN/m) RJY3 = 1.2418E+006(kN/m) RJZ3 = 4.7030E+009(kN*m/Rad)				

Floor No. 7	Tower No. 1			
Xstif=	14.0556(m)	Ystif=	-22.3492(m)	Alf = 45.0000(Degree)
Xmass=	12.8233(m)	Ymass=	-16.9688(m)	Gmass(重力荷载代表值)= 1290.7388(1195.4402)(t)
Eex =	0.2237	Eey =	0.0578	
Ratx =	0.9938	Raty =	0.9950	
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00				
Ratx1=	1.5025	Raty1=	1.4717	
Ratx2=	1.1826	Raty2=	1.1766	
RJX1 = 1.6106E+007(kN/m) RJY1 = 2.0090E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)				
RJX3 = 1.1251E+006(kN/m) RJY3 = 1.1666E+006(kN/m) RJZ3 = 4.6874E+009(kN*m/Rad)				

Floor No. 8	Tower No. 1			
Xstif=	14.0556(m)	Ystif=	-22.3467(m)	Alf = 45.0000(Degree)
Xmass=	12.8210(m)	Ymass=	-16.9689(m)	Gmass(重力荷载代表值)= 1291.2136(1195.8551)(t)
Eex =	0.2236	Eey =	0.0579	
Ratx =	1.0000	Raty =	1.0000	

薄弱层地震剪力放大系数= 1.00

Ratx1= 1.5664 Raty1= 1.5553

Ratx2= 1.2183 Raty2= 1.2097

RJX1 = 1.6106E+007(kN/m) RJY1 = 2.0090E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)

RJX3 = 1.0572E+006(kN/m) RJY3 = 1.1016E+006(kN/m) RJZ3 = 4.6876E+009(kN*m/Rad)

Floor No. 9 Tower No. 1

Xstif= 14.1153(m) Ystif= -22.3490(m) Alf = 45.0000(Degree)

Xmass= 12.8261(m) Ymass= -16.9902(m) Gmass(重力荷载代表值)= 1280.8374(1186.0565)(t)

Eex = 0.2229 Eey = 0.0603

Ratx = 0.9963 Raty = 0.9970

薄弱层地震剪力放大系数= 1.00

Ratx1= 1.7503 Raty1= 1.6827

Ratx2= 1.3613 Raty2= 1.3088

RJX1 = 1.6046E+007(kN/m) RJY1 = 2.0029E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)

RJX3 = 9.6414E+005(kN/m) RJY3 = 1.0118E+006(kN/m) RJZ3 = 4.6712E+009(kN*m/Rad)

Floor No. 10 Tower No. 1

Xstif= 13.9446(m) Ystif= -22.2443(m) Alf = 45.0000(Degree)

Xmass= 12.3567(m) Ymass= -17.0458(m) Gmass(重力荷载代表值)= 1566.7545(1407.8024)(t)

Eex = 0.2175 Eey = 0.0761

Ratx = 1.0000 Raty = 1.0000

薄弱层地震剪力放大系数= 1.00

Ratx1= 3.7298 Raty1= 3.6015

Ratx2= 2.2369 Raty2= 2.1599

RJX1 = 1.6046E+007(kN/m) RJY1 = 2.0029E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)

RJX3 = 7.8694E+005(kN/m) RJY3 = 8.5901E+005(kN/m) RJZ3 = 4.7217E+009(kN*m/Rad)

Floor No. 11 Tower No. 1

Xstif= 16.2313(m) Ystif= -18.5619(m) Alf = 45.0000(Degree)

Xmass= 15.0164(m) Ymass= -14.9843(m) Gmass(重 力 荷 载 代 表 值)= 841.1106(773.6603)(t)

Eex = 0.1331 Eey = 0.0507

Ratx = 0.5165 Raty = 0.5808

薄弱层地震剪力放大系数= 1.00

Ratx1= 1.0000 Raty1= 1.0000

Ratx2= 1.0000 Raty2= 1.0000

RJX1 = 8.2876E+006(kN/m) RJY1 = 1.1633E+007(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)

RJX3 = 3.0141E+005(kN/m) RJY3 = 3.4074E+005(kN/m) RJZ3 = 2.3867E+009(kN*m/Rad)

X 方向最小刚度比: 1.0000(11 层 1 塔)

Y 方向最小刚度比: 1.0000(11 层 1 塔)

=====

===

地下室楼层侧向刚度比验算（剪切刚度）

=====

===

地下室层号: 1 塔号: 1

X 方向地下一层剪切刚度=1.6245E+007 X 方向地上一层剪切刚度=1.3756E+007 X 方向刚度比= 1.1809

Y 方向地下一层剪切刚度=1.8658E+007 Y 方向地上一层剪切刚度=1.5811E+007 Y 方向刚度比= 1.1800

结构整体抗倾覆验算				

	抗倾覆力矩 Mr	倾覆力矩 Mov	比值 Mr/Mov	零应力区(%)
层号: 1 塔号: 1				
X 向风	1.922E+006	8.574E+004	22.42	0.00
Y 向风	2.286E+006	7.094E+004	32.22	0.00
X 地震	1.853E+006	8.733E+004	21.22	0.00
Y 地震	2.204E+006	9.138E+004	24.11	0.00

结构整体稳定验算

地震:

层号: 2 塔号: 1

X 向刚重比 Ejd/GH**2= 6.915

Y 向刚重比 Ejd/GH**2= 7.609

该结构刚重比 Ejd/GH**2 大于 1.4，能够通过《高规》5.4.4 条的整体稳定验算

该结构刚重比 Ejd/GH**2 大于 2.7，满足《高规》5.4.1，可以不考虑重力二阶效应

风荷载:

层号: 2 塔号: 1

X 向刚重比 EJd/GH**2= 7.671
Y 向刚重比 EJd/GH**2= 7.784
该结构刚重比 EJd/GH**2 大于 1.4，能够通过《高规》5.4.4 条的整体稳定验算
该结构刚重比 EJd/GH**2 大于 2.7，满足《高规》5.4.1，可以不考虑重力二阶效应

结构抗震验算

本工程如下楼层进行了 0.2V0 调整：

层号	塔号	X 向调整系数	Y 向调整系数
10	1	1.259	1.559
9	1	1.158	1.429
8	1	1.049	1.284
7	1	1.000	1.192
6	1	1.000	1.089
5	1	1.000	1.085
4	1	1.000	1.040
3	1	1.000	1.120
2	1	1.874	2.112
1	1	1.500	1.500

风振舒适度验算

塔号： 1

按《荷载规范》附录 J 计算：
X 向顺风向顶点最大加速度(m/s2) = 0.099
X 向横风向顶点最大加速度(m/s2) = 0.061
Y 向顺风向顶点最大加速度(m/s2) = 0.081
Y 向横风向顶点最大加速度(m/s2) = 0.065

内外力平衡验算

说明：
恒、活荷载指本层及以上楼层恒、活荷载总值
风荷载指本层及以上楼层风荷载总值

注意：
软件按构件所属楼层号统计该层内力，而外力是其上全部楼层的叠加结果
对于地下室部分及存在越层构件、多层构件接地等情况可能会导致内外力统计结果不平衡，不会影响其它设计结果

1、恒、活荷载作用下轴力平衡验算(kN):

层号	塔号	恒载	恒载下轴力	活载	活载下轴力
11	1	7062.1	7061.9	1349.0	1348.9
10	1	19550.6	19550.4	4528.0	4527.9
9	1	30463.4	30463.2	6423.7	6423.6
8	1	41468.3	41468.2	8330.8	8330.7
7	1	52469.7	52469.6	10236.8	10236.7
6	1	63471.2	63471.0	12142.8	12142.7
5	1	74472.6	74472.4	14048.8	14048.6
4	1	85491.6	85491.5	15954.7	15954.6
3	1	96496.7	96496.5	17860.7	17860.6
2	1	108401.8	108401.4	19766.9	19766.7
1	1	119438.7	119438.4	24549.4	24549.2

2、风荷载作用下剪力平衡验算(kN):

层号	塔号	X 向风荷载	X 向楼层剪力	Y 向风荷载	Y 向楼层剪力
11	1	512.2	512.2	424.0	424.0
10	1	880.7	880.7	728.9	728.9
9	1	1229.2	1229.2	1017.4	1017.4
8	1	1557.8	1557.8	1289.3	1289.3
7	1	1866.4	1866.4	1544.6	1544.6
6	1	2154.2	2154.2	1782.7	1782.7
5	1	2420.2	2420.2	2002.8	2002.8
4	1	2662.5	2662.5	2203.2	2203.2
3	1	2877.8	2877.8	2381.3	2381.3
2	1	3154.0	3154.1	2609.5	2609.5
1	1	3154.0	-3686.9	2609.5	-3575.9

楼层抗剪承载力验算

Ratio_X,Ratio_Y: 表示本层与上一层的承载力之比

层号	塔号	X 向承载力	Y 向承载力	Ratio_X	Ratio_Y
11	1	6.2190E+003	7.6710E+003	1.00	1.00
10	1	1.0228E+004	1.1741E+004	1.64	1.53
9	1	1.1608E+004	1.2902E+004	1.13	1.10
8	1	1.2927E+004	1.4132E+004	1.11	1.10
7	1	1.4127E+004	1.5164E+004	1.09	1.07
6	1	1.5468E+004	1.6541E+004	1.09	1.09
5	1	1.6931E+004	1.8122E+004	1.09	1.10
4	1	1.8832E+004	2.0341E+004	1.11	1.12
3	1	2.0753E+004	2.2055E+004	1.10	1.08
2	1	1.7447E+004	1.8731E+004	0.84	0.85
1	1	2.0432E+004	2.2139E+004	1.17	1.18

周期、地震力与振型输出文件

考虑扭转耦联时的振动周期(秒)、X,Y 方向的平动系数、扭转系数

振型号	周期	转角	平动系数(X+Y)	扭转系数(Z)(强制刚性楼板模型)
1	1.2697	10.71	0.96(0.93+0.03)	0.04
2	1.2232	101.13	1.00(0.04+0.96)	0.00
3	1.0187	19.36	0.05(0.04+0.01)	0.95
4	0.3677	8.14	0.94(0.92+0.02)	0.06
5	0.3428	98.95	1.00(0.02+0.97)	0.00
6	0.2752	19.82	0.07(0.06+0.01)	0.93
7	0.1820	7.29	0.94(0.93+0.02)	0.06
8	0.1643	98.22	0.99(0.02+0.97)	0.01
9	0.1294	21.89	0.07(0.06+0.01)	0.93
10	0.1215	164.51	0.87(0.80+0.07)	0.13
11	0.1129	6.88	0.94(0.92+0.02)	0.06
12	0.1007	98.56	0.99(0.02+0.97)	0.01
13	0.0801	7.53	0.66(0.65+0.02)	0.34
14	0.0780	18.02	0.33(0.27+0.06)	0.67
15	0.0758	136.32	0.53(0.26+0.28)	0.47
16	0.0698	98.85	0.99(0.02+0.96)	0.01
17	0.0594	5.99	0.91(0.90+0.01)	0.09
18	0.0542	37.41	0.11(0.07+0.04)	0.89
19	0.0514	98.79	0.97(0.02+0.95)	0.03
20	0.0467	5.62	0.92(0.91+0.01)	0.08
21	0.0403	91.10	0.52(0.08+0.44)	0.48
22	0.0397	101.36	0.69(0.15+0.54)	0.31
23	0.0380	7.02	0.81(0.75+0.06)	0.19
24	0.0333	108.49	0.90(0.63+0.27)	0.10
25	0.0328	100.03	0.91(0.16+0.75)	0.09
26	0.0308	28.57	0.57(0.42+0.15)	0.43
27	0.0283	99.10	0.98(0.03+0.95)	0.02
28	0.0256	79.92	0.29(0.06+0.22)	0.71
29	0.0255	90.77	0.48(0.03+0.45)	0.52
30	0.0216	26.73	0.12(0.09+0.02)	0.88

地震作用最大的方向 = 2.727°

振型号	周期	转角	平动系数(X+Y)	扭转系数(Z)
-----	----	----	-----------	---------

1	1.2706	11.36	0.96(0.93+0.04)	0.04
2	1.2242	101.90	1.00(0.04+0.95)	0.00
3	1.0218	24.74	0.04(0.03+0.01)	0.96
4	0.3696	6.69	0.94(0.93+0.01)	0.06
5	0.3442	97.69	0.99(0.02+0.97)	0.01
6	0.2791	22.99	0.07(0.06+0.02)	0.93
7	0.1935	173.27	0.96(0.93+0.03)	0.04
8	0.1766	88.77	0.96(0.19+0.76)	0.04
9	0.1720	48.76	0.87(0.64+0.23)	0.13
10	0.1582	95.47	0.94(0.03+0.90)	0.06
11	0.1402	40.89	0.59(0.50+0.09)	0.41
12	0.1328	149.95	0.85(0.54+0.31)	0.15
13	0.1291	32.41	0.78(0.46+0.32)	0.22
14	0.1212	20.52	0.67(0.51+0.17)	0.33
15	0.1108	54.48	0.88(0.30+0.58)	0.12
16	0.1075	30.17	0.81(0.40+0.41)	0.19
17	0.1062	1.86	0.68(0.38+0.30)	0.32
18	0.0988	66.44	0.77(0.16+0.61)	0.23
19	0.0922	147.48	0.85(0.57+0.28)	0.15
20	0.0863	20.36	0.80(0.33+0.47)	0.20
21	0.0755	40.30	0.82(0.52+0.30)	0.18
22	0.0694	108.20	0.93(0.35+0.57)	0.07
23	0.0650	96.38	0.76(0.39+0.37)	0.24
24	0.0630	167.31	0.85(0.71+0.14)	0.15
25	0.0526	68.37	0.79(0.26+0.53)	0.21
26	0.0503	132.13	0.84(0.42+0.43)	0.16
27	0.0391	3.75	0.67(0.53+0.14)	0.33
28	0.0373	94.30	0.70(0.21+0.49)	0.30
29	0.0297	79.04	0.83(0.08+0.75)	0.17
30	0.0246	146.60	0.43(0.22+0.21)	0.57

(Z 向扭转质量系数只在强制刚性板下有意义，对于非强制刚性板下的计算结果仅供参考)

振型号	X向平动质量系数%(sum)	Y向平动质量系数%(sum)	Z向扭转质量系数%(sum)(强制刚性楼板模型)
1	72.91(72.91)	2.64(2.64)	3.30(3.30)
2	2.92(75.83)	75.22(77.85)	0.10(3.40)
3	2.85(78.69)	0.34(78.20)	73.97(77.37)
4	11.94(90.62)	0.24(78.44)	1.00(78.37)
5	0.33(90.95)	12.87(91.31)	0.00(78.37)
6	1.00(91.95)	0.10(91.41)	13.43(91.80)
7	3.99(95.94)	0.07(91.47)	0.18(91.98)
8	0.09(96.03)	4.34(95.82)	0.06(92.04)
9	0.29(96.32)	0.03(95.85)	4.23(96.27)

10	0.66(96.98)	0.04(95.88)	0.18(96.45)	17	0.24(98.18)	0.07(96.58)	0.17(87.86)
11	1.37(98.35)	0.05(95.94)	0.08(96.53)	18	0.11(98.28)	0.65(97.23)	0.48(88.34)
12	0.04(98.39)	1.81(97.74)	0.01(96.54)	19	0.65(98.94)	0.47(97.70)	0.09(88.43)
13	0.31(98.70)	0.00(97.75)	0.65(97.18)	20	0.01(98.94)	0.03(97.72)	0.70(89.13)
14	0.59(99.29)	0.14(97.88)	1.19(98.37)	21	0.29(99.23)	0.34(98.06)	0.28(89.41)
15	0.00(99.29)	0.11(97.99)	0.00(98.37)	22	0.11(99.34)	0.40(98.46)	0.09(89.50)
16	0.02(99.32)	0.87(98.86)	0.08(98.45)	23	0.05(99.39)	0.14(98.60)	0.34(89.84)
17	0.28(99.59)	0.00(98.86)	0.15(98.60)	24	0.21(99.60)	0.03(98.63)	0.11(89.95)
18	0.09(99.69)	0.04(98.90)	0.66(99.27)	25	0.10(99.70)	0.29(98.93)	0.15(90.10)
19	0.02(99.70)	0.40(99.30)	0.00(99.27)	26	0.15(99.85)	0.17(99.09)	0.01(90.11)
20	0.13(99.84)	0.00(99.30)	0.02(99.29)	27	0.11(99.96)	0.13(99.23)	0.44(90.55)
21	0.02(99.86)	0.12(99.42)	0.11(99.40)	28	0.02(99.98)	0.67(99.90)	0.00(90.55)
22	0.05(99.91)	0.08(99.50)	0.15(99.55)	29	0.00(99.98)	0.09(100.00)	0.04(90.59)
23	0.03(99.94)	0.00(99.50)	0.10(99.65)	30	0.01(100.00)	0.00(100.00)	0.03(90.62)
24	0.03(99.97)	0.01(99.51)	0.00(99.65)				
25	0.00(99.97)	0.07(99.58)	0.01(99.67)				
26	0.02(99.99)	0.00(99.58)	0.06(99.73)				
27	0.00(99.99)	0.04(99.62)	0.00(99.73)				
28	0.01(100.00)	0.09(99.72)	0.13(99.86)				
29	0.00(100.00)	0.28(100.00)	0.02(99.88)				
30	0.00(100.00)	0.00(100.00)	0.03(99.90)				

X 向平动振型参与质量系数总计: 100.00%
Y 向平动振型参与质量系数总计: 100.00%

振型号	X 向平动质量系数%(sum)	Y 向平动质量系数%(sum)	Z 向扭转质量系数%(sum)
1	72.87(72.87)	2.95(2.95)	2.42(2.42)
2	3.33(76.20)	74.71(77.67)	0.14(2.56)
3	2.50(78.70)	0.52(78.18)	57.13(59.68)
4	11.95(90.65)	0.17(78.36)	1.56(61.25)
5	0.23(90.88)	12.82(91.17)	0.04(61.29)
6	0.91(91.79)	0.12(91.29)	24.11(85.40)
7	3.27(95.06)	0.04(91.33)	0.00(85.40)
8	0.01(95.07)	2.16(93.49)	0.00(85.41)
9	0.42(95.48)	0.58(94.07)	0.06(85.46)
10	0.01(95.50)	1.16(95.22)	0.01(85.47)
11	0.19(95.68)	0.12(95.35)	0.02(85.49)
12	1.23(96.91)	0.57(95.91)	0.02(85.51)
13	0.38(97.29)	0.15(96.06)	0.03(85.54)
14	0.13(97.42)	0.02(96.08)	1.19(86.72)
15	0.10(97.52)	0.11(96.19)	0.36(87.08)
16	0.42(97.93)	0.32(96.51)	0.61(87.69)

X 向平动振型参与质量系数总计: 100.00%
Y 向平动振型参与质量系数总计: 100.00%
第 1 扭转周期(1.0187)/第 1 平动周期(1.2697) = 0.80

地震作用最大的方向 = 3.081°

振型号	阻尼比
1	0.050
2	0.050
3	0.050
4	0.050
5	0.050
6	0.050
7	0.050
8	0.050
9	0.050
10	0.050
11	0.050
12	0.050
13	0.050
14	0.050
15	0.050
16	0.050
17	0.050
18	0.050
19	0.050
20	0.050

21	0.050
22	0.050
23	0.050
24	0.050
25	0.050
26	0.050
27	0.050
28	0.050
29	0.050
30	0.050

仅考虑 X 向地震作用时的地震力(采用非强制刚性楼板假定模型计算结果)

Floor：层号

Tower：塔号

F-x-x：X 方向的耦联地震力在 X 方向的分量

F-x-y：X 方向的耦联地震力在 Y 方向的分量

F-x-t：X 方向的耦联地震力的扭矩

振型 1 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	335.23	60.85	-61.41
10	1	542.45	113.13	-1832.17
9	1	418.43	85.20	-1349.52
8	1	377.46	76.94	-1233.44
7	1	327.81	66.80	-1088.84
6	1	273.96	55.74	-925.19
5	1	217.36	44.05	-747.26
4	1	160.35	32.24	-561.64
3	1	104.95	20.83	-375.56
2	1	59.05	11.37	-219.35
1	1	0.75	0.03	-0.00

振型 2 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	15.54	-73.96	3.43
10	1	26.03	-123.21	101.74
9	1	19.97	-94.78	74.39
8	1	17.94	-85.29	67.12

7	1	15.52	-73.82	58.32
6	1	12.92	-61.37	48.51
5	1	10.21	-48.30	38.01
4	1	7.49	-35.21	27.41
3	1	4.88	-22.64	17.08
2	1	2.73	-12.38	8.93
1	1	0.04	-0.02	-0.00

振型 3 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	8.98	13.49	71.98
10	1	26.58	6.91	2162.79
9	1	19.58	7.65	1548.56
8	1	16.95	6.67	1376.53
7	1	14.16	5.63	1180.96
6	1	11.33	4.56	974.34
5	1	8.55	3.50	762.34
4	1	5.93	2.51	553.68
3	1	3.55	1.60	355.71
2	1	1.72	0.95	197.82
1	1	0.08	-0.01	-0.00

振型 4 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-396.82	-33.76	84.55
10	1	-358.22	-53.49	1442.28
9	1	-103.28	-18.04	328.61
8	1	90.51	7.62	-460.76
7	1	254.82	29.68	-1125.46
6	1	366.68	45.04	-1572.92
5	1	410.48	51.36	-1740.72
4	1	384.29	48.24	-1622.25
3	1	297.95	37.11	-1257.40
2	1	188.59	22.68	-806.27
1	1	3.00	0.08	0.00

振型 5 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-8.46	54.71	-1.50

10	1	-6.23	52.27	-88.38
9	1	-1.45	15.19	-36.08
8	1	2.12	-13.22	-0.06
7	1	5.09	-37.20	31.18
6	1	7.04	-53.35	53.57
5	1	7.72	-59.35	63.61
4	1	7.14	-54.98	60.62
3	1	5.49	-41.92	46.43
2	1	3.45	-25.85	28.56
1	1	0.07	-0.04	-0.00

振型 6 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-20.05	-20.13	-75.35
10	1	-26.39	-2.05	-1523.65
9	1	-8.27	1.09	-292.84
8	1	5.95	5.12	563.79
7	1	18.13	8.14	1261.31
6	1	26.45	9.77	1710.76
5	1	29.67	9.92	1856.15
4	1	27.56	8.77	1699.95
3	1	20.88	6.54	1294.54
2	1	12.57	4.37	816.47
1	1	0.59	-0.03	-0.00

振型 7 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	234.00	-36.70	-44.69
10	1	-33.23	25.95	29.31
9	1	-141.50	22.00	476.27
8	1	-178.68	15.24	649.80
7	1	-132.68	4.69	521.87
6	1	-27.39	-6.34	164.60
5	1	90.92	-14.49	-258.09
4	1	172.17	-17.71	-565.31
3	1	185.00	-15.66	-635.52
2	1	139.63	-10.77	-498.70
1	1	3.30	0.01	-0.00

振型 8 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-0.01	8.45	2.91
10	1	0.08	-1.81	-42.57
9	1	-0.11	-4.98	-24.03
8	1	-0.16	-5.97	-10.23
7	1	-0.12	-4.24	3.27
6	1	-0.00	-0.63	13.67
5	1	0.15	3.30	19.09
4	1	0.26	5.89	19.34
3	1	0.27	6.15	15.51
2	1	0.19	4.53	10.24
1	1	0.01	0.01	0.00

振型 9 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	10.87	30.85	-1.54
10	1	23.32	2.05	240.89
9	1	-5.24	-18.02	334.57
8	1	-24.39	-27.56	350.13
7	1	-28.05	-22.82	220.50
6	1	-16.15	-6.97	-9.30
5	1	4.20	12.39	-249.74
4	1	22.12	26.28	-404.51
3	1	28.86	28.92	-414.61
2	1	23.73	21.62	-310.13
1	1	0.53	0.06	0.00

振型 10 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	1.65	-4.91	-8.75
10	1	-1.24	-3.62	-16.11
9	1	-0.85	3.00	-36.36
8	1	-0.61	6.74	-39.92
7	1	-0.17	6.55	-26.49
6	1	0.29	2.87	-1.60
5	1	0.59	-2.34	24.93
4	1	0.66	-6.46	42.27
3	1	0.54	-7.58	43.78
2	1	0.33	-5.86	32.65

1	1	0.03	-0.01	0.00
---	---	------	-------	------

振型 11 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	7.00	4.54	-75.20
10	1	1.00	4.93	-181.24
9	1	-2.47	-2.80	-397.52
8	1	-7.52	-7.36	-440.78
7	1	-8.40	-7.81	-287.08
6	1	-4.26	-3.95	-13.21
5	1	2.86	2.26	264.97
4	1	9.10	7.58	437.24
3	1	11.14	9.34	446.23
2	1	8.74	7.60	332.75
1	1	0.72	-0.00	0.00

振型 12 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-70.11	21.36	210.68
10	1	113.55	-72.38	-410.13
9	1	56.18	-13.97	-375.30
8	1	-18.79	34.97	-228.57
7	1	-78.63	56.85	24.18
6	1	-82.91	42.09	213.64
5	1	-28.96	1.19	241.41
4	1	45.41	-40.42	135.68
3	1	90.58	-59.02	4.74
2	1	85.47	-49.90	-60.56
1	1	4.73	-0.10	-0.00

振型 13 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-7.06	-4.45	-47.21
10	1	18.61	15.44	33.53
9	1	10.53	3.14	-401.98
8	1	-6.73	-8.25	-515.38
7	1	-20.18	-13.74	-363.96
6	1	-19.72	-10.31	-55.99
5	1	-4.89	-0.05	258.99

4	1	14.39	10.76	450.69
3	1	25.39	15.75	461.23
2	1	23.04	13.57	342.36
1	1	1.86	0.01	0.00

振型 14 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-18.99	-8.41	-66.98
10	1	10.96	7.78	-254.30
9	1	18.48	5.85	41.79
8	1	10.08	1.39	288.18
7	1	-5.79	-3.42	370.13
6	1	-15.77	-5.25	237.69
5	1	-12.59	-3.03	-45.38
4	1	-0.02	1.20	-324.29
3	1	11.20	4.21	-445.75
2	1	13.57	4.09	-381.07
1	1	0.58	0.03	0.00

振型 15 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-2.27	-5.71	32.37
10	1	3.26	7.35	191.20
9	1	2.73	5.36	-22.01
8	1	0.34	-0.31	-142.96
7	1	-3.12	-5.84	-168.23
6	1	-4.37	-6.63	-98.77
5	1	-2.40	-2.67	27.85
4	1	1.87	3.30	134.01
3	1	5.01	7.17	169.72
2	1	5.26	6.97	142.73
1	1	2.25	-0.01	-0.00

振型 16 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-11.01	-27.88	-110.48
10	1	-11.39	26.93	-252.68
9	1	20.06	24.89	-146.81
8	1	25.18	7.05	24.08

7	1	4.99	-16.86	220.81
6	1	-19.93	-28.25	286.80
5	1	-25.05	-16.50	125.19
4	1	-7.50	8.33	-150.86
3	1	15.70	26.54	-344.43
2	1	26.19	26.86	-353.04
1	1	18.36	0.12	-0.00

振型 17 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	5.77	10.26	45.55
10	1	-3.53	-9.01	139.49
9	1	-7.71	-9.45	106.32
8	1	-2.47	-3.29	10.28
7	1	5.50	5.81	-96.97
6	1	8.04	10.41	-134.06
5	1	2.41	6.37	-69.61
4	1	-5.77	-2.77	43.33
3	1	-8.83	-9.68	118.98
2	1	-2.78	-9.98	120.98
1	1	29.99	-0.04	0.00

振型 18 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-4.68	-15.95	99.96
10	1	0.57	9.97	198.28
9	1	5.56	18.02	26.28
8	1	7.02	9.44	-121.83
7	1	-0.42	-8.70	-156.76
6	1	-8.57	-19.44	-83.71
5	1	-8.70	-13.76	31.32
4	1	0.03	3.65	107.02
3	1	9.11	18.21	115.08
2	1	10.67	20.01	87.73
1	1	-1.87	0.03	-0.00

振型 19 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	5.77	30.00	-13.85

10	1	-53.03	-3.46	503.81
9	1	19.18	-39.66	102.37
8	1	60.80	-33.03	-260.96
7	1	29.06	7.82	-320.39
6	1	-38.64	41.98	-77.22
5	1	-64.86	37.01	179.46
4	1	-19.36	-1.45	204.61
3	1	47.57	-37.90	55.02
2	1	70.13	-44.81	-63.19
1	1	-5.10	-0.11	-0.00

振型 20 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	1.65	0.11	12.38
10	1	-1.67	-0.78	-16.70
9	1	-2.02	-0.13	-38.79
8	1	0.25	1.06	-31.15
7	1	2.39	1.10	5.05
6	1	1.22	-0.86	48.16
5	1	-1.28	-1.27	49.99
4	1	-1.54	-0.34	-1.24
3	1	0.08	1.00	-47.04
2	1	1.36	1.01	-63.11
1	1	0.01	0.07	0.00

振型 21 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	19.23	10.12	-47.63
10	1	-21.65	-30.29	154.75
9	1	-22.66	2.75	332.15
8	1	10.77	25.23	111.90
7	1	30.91	16.56	-192.98
6	1	6.95	-10.40	-248.69
5	1	-26.70	-27.32	-63.07
4	1	-23.91	-11.72	138.53
3	1	13.39	17.09	115.45
2	1	35.45	30.62	32.74
1	1	-1.03	-0.13	0.00

振型 22 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	1.64	-15.20	9.54
10	1	5.09	26.10	-31.35
9	1	-9.99	8.04	109.94
8	1	-5.97	-15.70	86.29
7	1	10.20	-18.22	-55.94
6	1	8.40	0.44	-107.08
5	1	-7.15	19.46	-46.74
4	1	-11.74	12.98	46.68
3	1	2.84	-10.09	79.12
2	1	14.73	-22.60	26.07
1	1	-0.29	0.06	0.00

振型 23 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-7.97	3.18	-28.73
10	1	14.88	-0.22	13.93
9	1	1.29	-9.76	134.07
8	1	-11.43	0.84	109.23
7	1	-1.30	11.49	-96.87
6	1	7.29	0.90	-165.22
5	1	-0.51	-7.86	-39.78
4	1	-5.43	-5.95	52.05
3	1	-0.04	4.88	109.71
2	1	6.83	7.95	59.29
1	1	-0.10	0.48	-0.00

振型 24 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-7.02	-3.32	1.04
10	1	20.88	-1.73	-301.24
9	1	-7.43	12.22	-29.16
8	1	-23.06	1.39	241.75
7	1	6.54	-13.73	94.65
6	1	29.71	-2.59	-190.44
5	1	-6.86	8.60	-53.19
4	1	-29.70	6.23	102.46
3	1	-0.34	-3.72	15.20
2	1	32.25	-8.59	-49.69

1	1	-0.61	-0.32	0.00
---	---	-------	-------	------

振型 25 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	2.95	-3.59	29.15
10	1	-7.60	14.16	-149.51
9	1	4.61	-6.68	-194.06
8	1	2.61	-16.75	34.52
7	1	-7.50	5.17	260.53
6	1	4.82	21.63	51.05
5	1	10.62	-3.97	-207.68
4	1	-14.42	-21.49	-3.52
3	1	-7.26	-2.21	69.54
2	1	17.84	25.13	-16.97
1	1	-0.23	-0.46	0.00

振型 26 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	2.24	7.82	2.48
10	1	-10.39	-18.24	65.13
9	1	11.06	0.46	-162.58
8	1	5.21	19.69	-78.20
7	1	-16.16	2.59	231.64
6	1	2.51	-23.13	113.33
5	1	21.07	-1.92	-271.49
4	1	-17.74	22.68	-67.24
3	1	-14.85	3.20	176.90
2	1	26.56	-23.03	33.73
1	1	-0.28	0.03	-0.00

振型 27 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-1.72	-1.27	-10.75
10	1	5.22	-0.17	138.73
9	1	-4.92	4.76	105.89
8	1	1.23	-0.70	-128.97
7	1	4.16	-7.21	-155.47
6	1	-10.24	2.62	195.62
5	1	6.13	8.91	110.38

4	1	12.35	-9.13	-344.44
3	1	-29.30	-2.31	93.47
2	1	23.69	7.12	204.06
1	1	-0.19	4.47	-0.00

振型 28 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	-0.23	-0.85	0.32
10	1	1.14	3.11	-7.24
9	1	-1.34	-2.20	17.04
8	1	-0.16	-2.83	-5.18
7	1	1.46	3.70	-32.65
6	1	-1.50	2.19	20.78
5	1	0.27	-6.43	45.23
4	1	2.77	2.24	-45.13
3	1	-5.50	5.02	-18.69
2	1	4.17	-5.49	32.45
1	1	-0.04	-4.80	0.00

振型 29 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	0.07	-0.18	0.92
10	1	0.05	1.27	-18.29
9	1	-0.20	-1.68	-0.67
8	1	-0.28	-0.64	9.17
7	1	0.39	2.64	-7.52
6	1	0.25	-0.97	-6.55
5	1	-0.52	-2.90	28.67
4	1	0.85	5.61	3.28
3	1	-1.42	-5.39	-43.17
2	1	1.05	2.79	22.29
1	1	-0.01	0.54	0.00

振型 30 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
11	1	0.55	0.70	1.34
10	1	-1.79	-1.80	-29.03
9	1	1.79	0.75	-19.92
8	1	-0.38	1.44	38.51

7	1	-1.03	-1.51	16.28
6	1	2.18	-0.40	-70.95
5	1	-2.87	2.47	46.39
4	1	3.76	-3.33	81.90
3	1	-4.52	2.86	-179.32
2	1	3.09	-1.57	131.82
1	1	-0.01	0.11	-0.00

各振型作用下 X 方向的基底剪力

层号:	1	塔号:	1
	振型号	X 向剪力(kN)	
	1	2817.81	
	2	133.27	
	3	117.42	
	4	1138.00	
	5	21.97	
	6	87.09	
	7	311.52	
	8	0.56	
	9	39.79	
	10	1.22	
	11	17.91	
	12	116.53	
	13	35.23	
	14	11.73	
	15	8.56	
	16	35.61	
	17	20.60	
	18	8.72	
	19	51.51	
	20	0.47	
	21	20.74	
	22	7.76	
	23	3.53	
	24	14.36	
	25	6.44	
	26	9.23	
	27	6.40	
	28	1.04	
	29	0.23	
	30	0.78	

各层 X 方向的作用力(CQC)

Floor : 层号

Tower : 塔号

Fx : X 向地震作用下结构的地震反应力

Vx : X 向地震作用下结构的楼层剪力

Mx : X 向地震作用下结构的弯矩

Static Fx: 静力法 X 向的地震力(基本周期取质量系数最大对应的周期)

Floor	Tower	Fx	Vx (分塔剪重比)	Mx	Static Fx
		(kN)	(kN)	(kN-m)	(kN)
11	1	586.50	586.50(7.581%)	2433.99	359.66
10	1	693.59	1217.91(5.583%)	6244.32	584.27
9	1	482.05	1621.91(4.816%)	11301.33	446.65
8	1	457.30	1929.16(4.227%)	17240.17	404.37
7	1	472.17	2182.47(3.790%)	23829.43	358.28
6	1	494.45	2416.38(3.475%)	30963.25	312.33
5	1	501.27	2646.99(3.248%)	38622.88	266.38
4	1	481.81	2870.84(3.071%)	46825.34	220.75
3	1	422.54	3066.64(2.909%)	55569.23	174.53
2	1	330.19	3212.55(2.716%)	69529.83	138.24
1	1	50.16	3216.95(2.442%)	82029.04	0.00

按规范要求的 X 向楼层最小剪重比 = 1.60%

仅考虑 Y 向地震作用时的地震力(采用非强制刚性楼板假定模型计算结果)

Floor : 层号

Tower : 塔号

F-y-x : Y 方向的耦联地震力在 X 方向的分量

F-y-y : Y 方向的耦联地震力在 Y 方向的分量

F-y-t : Y 方向的耦联地震力的扭矩

振型 1 的地震力

Floor	Tower	F-y-x	F-y-y	F-y-t
		(kN)	(kN)	(kN-m)
11	1	67.48	12.25	-12.36
10	1	109.18	22.77	-368.78
9	1	84.22	17.15	-271.63
8	1	75.98	15.49	-248.27
7	1	65.98	13.45	-219.16
6	1	55.14	11.22	-186.22

5	1	43.75	8.87	-150.41
4	1	32.27	6.49	-113.05
3	1	21.12	4.19	-75.59
2	1	11.89	2.29	-44.15
1	1	0.15	0.01	-0.00

振型 2 的地震力

Floor	Tower	F-y-x	F-y-y	F-y-t
		(kN)	(kN)	(kN-m)
11	1	-73.59	350.19	-16.25
10	1	-123.23	583.35	-481.72
9	1	-94.54	448.75	-352.20
8	1	-84.93	403.83	-317.78
7	1	-73.48	349.50	-276.13
6	1	-61.18	290.57	-229.69
5	1	-48.34	228.71	-179.98
4	1	-35.48	166.73	-129.77
3	1	-23.10	107.18	-80.87
2	1	-12.92	58.62	-42.27
1	1	-0.19	0.09	0.00

振型 3 的地震力

Floor	Tower	F-y-x	F-y-y	F-y-t
		(kN)	(kN)	(kN-m)
11	1	4.09	6.14	32.77
10	1	12.11	3.14	984.80
9	1	8.92	3.48	705.12
8	1	7.72	3.04	626.78
7	1	6.45	2.56	537.73
6	1	5.16	2.07	443.65
5	1	3.89	1.59	347.12
4	1	2.70	1.15	252.11
3	1	1.62	0.73	161.97
2	1	0.78	0.43	90.07
1	1	0.04	-0.00	-0.00

振型 4 的地震力

Floor	Tower	F-y-x	F-y-y	F-y-t
		(kN)	(kN)	(kN-m)
11	1	-47.60	-4.05	10.14
10	1	-42.97	-6.42	173.01
9	1	-12.39	-2.16	39.42

8	1	10.86	0.91	-55.27
7	1	30.57	3.56	-135.01
6	1	43.99	5.40	-188.68
5	1	49.24	6.16	-208.81
4	1	46.10	5.79	-194.60
3	1	35.74	4.45	-150.83
2	1	22.62	2.72	-96.72
1	1	0.36	0.01	0.00

振型 5 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	63.04	-407.85	11.22
10	1	46.46	-389.64	658.88
9	1	10.84	-113.25	268.94
8	1	-15.79	98.56	0.45
7	1	-37.92	277.35	-232.44
6	1	-52.45	397.73	-399.35
5	1	-57.57	442.40	-474.21
4	1	-53.21	409.83	-451.93
3	1	-40.90	312.51	-346.09
2	1	-25.69	192.70	-212.94
1	1	-0.55	0.33	0.00

振型 6 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-7.26	-7.28	-27.27
10	1	-9.55	-0.74	-551.45
9	1	-2.99	0.39	-105.99
8	1	2.15	1.85	204.05
7	1	6.56	2.95	456.50
6	1	9.57	3.54	619.17
5	1	10.74	3.59	671.80
4	1	9.97	3.18	615.26
3	1	7.56	2.37	468.53
2	1	4.55	1.58	295.51
1	1	0.21	-0.01	-0.00

振型 7 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
-------	-------	---------------	---------------	-----------------

11	1	-25.38	3.98	4.85
10	1	3.60	-2.82	-3.18
9	1	15.35	-2.39	-51.66
8	1	19.38	-1.65	-70.48
7	1	14.39	-0.51	-56.61
6	1	2.97	0.69	-17.85
5	1	-9.86	1.57	27.99
4	1	-18.67	1.92	61.32
3	1	-20.07	1.70	68.93
2	1	-15.15	1.17	54.09
1	1	-0.36	-0.00	0.00

振型 8 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-0.14	162.46	55.91
10	1	1.57	-34.74	-818.42
9	1	-2.16	-95.74	-461.99
8	1	-3.08	-114.82	-196.67
7	1	-2.36	-81.61	62.78
6	1	-0.05	-12.15	262.73
5	1	2.89	63.47	366.98
4	1	5.01	113.25	371.79
3	1	5.19	118.24	298.11
2	1	3.63	87.02	196.92
1	1	0.20	0.16	0.00

振型 9 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	12.78	36.29	-1.82
10	1	27.43	2.41	283.32
9	1	-6.17	-21.20	393.49
8	1	-28.69	-32.42	411.80
7	1	-32.98	-26.84	259.34
6	1	-19.00	-8.20	-10.94
5	1	4.94	14.57	-293.72
4	1	26.01	30.91	-475.75
3	1	33.94	34.01	-487.63
2	1	27.91	25.43	-364.75
1	1	0.62	0.07	0.00

振型 10 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-15.70	46.63	83.06
10	1	11.74	34.36	152.98
9	1	8.07	-28.45	345.29
8	1	5.81	-63.99	379.13
7	1	1.64	-62.17	251.56
6	1	-2.71	-27.28	15.22
5	1	-5.59	22.22	-236.78
4	1	-6.29	61.31	-401.42
3	1	-5.10	71.98	-415.73
2	1	-3.16	55.68	-310.06
1	1	-0.33	0.13	-0.00

振型 11 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	5.61	3.64	-60.20
10	1	0.80	3.95	-145.08
9	1	-1.98	-2.24	-318.21
8	1	-6.02	-5.89	-352.84
7	1	-6.72	-6.25	-229.80
6	1	-3.41	-3.16	-10.57
5	1	2.29	1.81	212.10
4	1	7.28	6.07	350.00
3	1	8.91	7.48	357.20
2	1	7.00	6.09	266.36
1	1	0.58	-0.00	0.00

振型 12 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	47.73	-14.54	-143.43
10	1	-77.31	49.28	279.22
9	1	-38.25	9.51	255.51
8	1	12.79	-23.80	155.61
7	1	53.53	-38.70	-16.46
6	1	56.45	-28.65	-145.45
5	1	19.72	-0.81	-164.35
4	1	-30.91	27.52	-92.37
3	1	-61.67	40.18	-3.23

2	1	-58.19	33.97	41.23
1	1	-3.22	0.07	0.00

振型 13 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-4.38	-2.76	-29.30
10	1	11.55	9.58	20.81
9	1	6.53	1.95	-249.50
8	1	-4.18	-5.12	-319.88
7	1	-12.52	-8.53	-225.90
6	1	-12.24	-6.40	-34.75
5	1	-3.03	-0.03	160.75
4	1	8.93	6.68	279.73
3	1	15.76	9.78	286.27
2	1	14.30	8.42	212.49
1	1	1.16	0.01	0.00

振型 14 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-7.19	-3.19	-25.37
10	1	4.15	2.94	-96.31
9	1	7.00	2.22	15.82
8	1	3.82	0.53	109.14
7	1	-2.19	-1.30	140.17
6	1	-5.97	-1.99	90.01
5	1	-4.77	-1.15	-17.19
4	1	-0.01	0.45	-122.81
3	1	4.24	1.59	-168.81
2	1	5.14	1.55	-144.32
1	1	0.22	0.01	0.00

振型 15 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-2.38	-6.00	34.00
10	1	3.43	7.72	200.81
9	1	2.87	5.63	-23.11
8	1	0.36	-0.33	-150.14
7	1	-3.28	-6.13	-176.68
6	1	-4.59	-6.96	-103.73

5	1	-2.52	-2.81	29.25
4	1	1.96	3.47	140.74
3	1	5.27	7.53	178.25
2	1	5.53	7.33	149.91
1	1	2.36	-0.01	-0.00

振型 16 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-9.66	-24.44	-96.87
10	1	-9.99	23.61	-221.53
9	1	17.59	21.82	-128.71
8	1	22.08	6.18	21.12
7	1	4.38	-14.79	193.59
6	1	-17.47	-24.77	251.45
5	1	-21.96	-14.47	109.76
4	1	-6.58	7.30	-132.26
3	1	13.76	23.27	-301.98
2	1	22.96	23.55	-309.52
1	1	16.09	0.10	-0.00

振型 17 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-3.18	-5.66	-25.13
10	1	1.95	4.97	-76.97
9	1	4.26	5.21	-58.67
8	1	1.36	1.82	-5.67
7	1	-3.03	-3.21	53.51
6	1	-4.44	-5.75	73.97
5	1	-1.33	-3.51	38.41
4	1	3.18	1.53	-23.91
3	1	4.87	5.34	-65.65
2	1	1.53	5.51	-66.75
1	1	-16.55	0.02	-0.00

振型 18 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-11.53	-39.28	246.19
10	1	1.40	24.55	488.38
9	1	13.69	44.39	64.73

8	1	17.30	23.25	-300.07
7	1	-1.04	-21.43	-386.12
6	1	-21.10	-47.87	-206.17
5	1	-21.43	-33.88	77.14
4	1	0.09	8.99	263.60
3	1	22.43	44.85	283.46
2	1	26.28	49.29	216.08
1	1	-4.59	0.06	-0.00

振型 19 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-4.88	-25.40	11.73
10	1	44.89	2.93	-426.50
9	1	-16.23	33.58	-86.66
8	1	-51.47	27.96	220.92
7	1	-24.60	-6.62	271.23
6	1	32.71	-35.54	65.37
5	1	54.91	-31.33	-151.92
4	1	16.39	1.23	-173.22
3	1	-40.27	32.09	-46.58
2	1	-59.37	37.93	53.49
1	1	4.32	0.09	0.00

振型 20 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	3.37	0.23	25.28
10	1	-3.40	-1.60	-34.08
9	1	-4.13	-0.26	-79.17
8	1	0.52	2.16	-63.57
7	1	4.89	2.25	10.32
6	1	2.48	-1.75	98.30
5	1	-2.61	-2.59	102.03
4	1	-3.13	-0.70	-2.53
3	1	0.17	2.03	-96.02
2	1	2.77	2.05	-128.82
1	1	0.02	0.14	0.00

振型 21 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
-------	-------	---------------	---------------	-----------------

11	1	20.88	10.99	-51.72
10	1	-23.52	-32.90	168.06
9	1	-24.61	2.98	360.73
8	1	11.70	27.40	121.53
7	1	33.57	17.99	-209.58
6	1	7.55	-11.30	-270.08
5	1	-29.00	-29.67	-68.50
4	1	-25.96	-12.72	150.45
3	1	14.54	18.56	125.39
2	1	38.50	33.25	35.56
1	1	-1.12	-0.14	0.00

振型 22 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-3.11	28.84	-18.10
10	1	-9.66	-49.52	59.48
9	1	18.94	-15.26	-208.57
8	1	11.33	29.78	-163.71
7	1	-19.34	34.56	106.12
6	1	-15.93	-0.84	203.14
5	1	13.56	-36.91	88.67
4	1	22.27	-24.63	-88.56
3	1	-5.38	19.14	-150.10
2	1	-27.95	42.88	-49.45
1	1	0.56	-0.12	-0.00

振型 23 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-13.34	5.32	-48.10
10	1	24.92	-0.36	23.33
9	1	2.16	-16.35	224.48
8	1	-19.14	1.40	182.88
7	1	-2.17	19.23	-162.20
6	1	12.21	1.50	-276.64
5	1	-0.85	-13.16	-66.60
4	1	-9.09	-9.96	87.15
3	1	-0.06	8.17	183.69
2	1	11.44	13.31	99.27
1	1	-0.16	0.80	-0.00

振型 24 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	2.73	1.29	-0.41
10	1	-8.12	0.67	117.11
9	1	2.89	-4.75	11.34
8	1	8.96	-0.54	-93.98
7	1	-2.54	5.34	-36.80
6	1	-11.55	1.01	74.03
5	1	2.67	-3.34	20.68
4	1	11.55	-2.42	-39.83
3	1	0.13	1.45	-5.91
2	1	-12.54	3.34	19.32
1	1	0.24	0.13	-0.00

振型 25 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	5.02	-6.10	49.49
10	1	-12.91	24.05	-253.88
9	1	7.83	-11.35	-329.52
8	1	4.43	-28.44	58.61
7	1	-12.74	8.77	442.39
6	1	8.18	36.72	86.68
5	1	18.04	-6.75	-352.64
4	1	-24.49	-36.49	-5.97
3	1	-12.33	-3.75	118.08
2	1	30.29	42.68	-28.82
1	1	-0.39	-0.78	0.00

振型 26 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-2.39	-8.34	-2.65
10	1	11.08	19.45	-69.45
9	1	-11.79	-0.49	173.34
8	1	-5.55	-21.00	83.37
7	1	17.23	-2.76	-246.97
6	1	-2.68	24.66	-120.84
5	1	-22.47	2.05	289.46
4	1	18.91	-24.18	71.69
3	1	15.83	-3.41	-188.60

2	1	-28.32	24.55	-35.97
1	1	0.30	-0.03	0.00

振型 27 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-1.90	-1.40	-11.90
10	1	5.77	-0.19	153.54
9	1	-5.45	5.26	117.19
8	1	1.36	-0.78	-142.74
7	1	4.60	-7.98	-172.06
6	1	-11.33	2.90	216.50
5	1	6.79	9.86	122.16
4	1	13.66	-10.11	-381.21
3	1	-32.43	-2.56	103.45
2	1	26.22	7.88	225.84
1	1	-0.21	4.95	-0.00

振型 28 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	1.42	5.22	-1.96
10	1	-6.97	-19.00	44.31
9	1	8.20	13.43	-104.21
8	1	1.00	17.30	31.68
7	1	-8.93	-22.61	199.73
6	1	9.19	-13.38	-127.10
5	1	-1.66	39.31	-276.64
4	1	-16.93	-13.72	276.03
3	1	33.62	-30.69	114.29
2	1	-25.51	33.56	-198.46
1	1	0.23	29.33	-0.00

振型 29 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	0.35	-0.85	4.33
10	1	0.25	6.02	-86.46
9	1	-0.92	-7.92	-3.17
8	1	-1.35	-3.05	43.32
7	1	1.85	12.46	-35.52
6	1	1.18	-4.57	-30.96

5	1	-2.44	-13.71	135.50
4	1	4.00	26.52	15.53
3	1	-6.73	-25.47	-204.04
2	1	4.96	13.17	105.34
1	1	-0.05	2.57	0.00

振型 30 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
11	1	-0.19	-0.25	-0.47
10	1	0.63	0.63	10.25
9	1	-0.63	-0.26	7.03
8	1	0.14	-0.51	-13.60
7	1	0.36	0.53	-5.75
6	1	-0.77	0.14	25.06
5	1	1.01	-0.87	-16.38
4	1	-1.33	1.17	-28.92
3	1	1.60	-1.01	63.32
2	1	-1.09	0.55	-46.55
1	1	0.00	-0.04	0.00

各振型作用下 Y 方向的基底剪力

层号:	1	塔号:	1
	振型号	Y 向剪力(kN)	
	1	114.16	
	2	2987.52	
	3	24.34	
	4	16.38	
	5	1220.67	
	6	11.41	
	7	3.67	
	8	205.53	
	9	55.04	
	10	110.42	
	11	11.48	
	12	54.01	
	13	13.57	
	14	1.68	
	15	9.45	
	16	27.37	
	17	6.27	
	18	52.92	

19	36.91	4	1	1.000	1.000	2870.84	3015.81
20	1.97	5	1	1.000	1.000	2646.99	2779.05
21	24.46	6	1	1.000	1.000	2416.38	2535.53
22	27.92	7	1	1.000	1.000	2182.47	2291.15
23	9.90	8	1	1.000	1.000	1929.16	2026.74
24	2.17	9	1	1.000	1.000	1621.91	1703.38
25	18.56	10	1	1.000	1.000	1217.91	1274.93
26	10.50	11	1	1.000	1.000	586.50	594.48
27	7.84						
28	38.75						
29	5.17						
30	0.10						

各层 Y 方向的作用力(CQC)

Floor : 层号

Tower : 塔号

Fy : Y 向地震作用下结构的地震反应力

Vy : Y 向地震作用下结构的楼层剪力

My : Y 向地震作用下结构的弯矩

Static Fy: 静力法 Y 向的地震力(基本周期取质量系数最大对应的周期)

Floor	Tower	Fy (kN)	Vy (分塔剪重比) (kN)	My (kN-m)	Static Fy (kN)
11	1	594.48	594.48(7.684%)	2467.08	371.90
10	1	730.84	1274.93(5.844%)	6474.32	604.16
9	1	505.39	1703.38(5.058%)	11802.25	461.85
8	1	478.49	2026.74(4.441%)	18055.06	418.14
7	1	493.54	2291.15(3.979%)	24983.60	370.48
6	1	520.74	2535.53(3.646%)	32473.71	322.96
5	1	528.94	2779.05(3.410%)	40510.37	275.44
4	1	500.11	3015.81(3.227%)	49119.15	228.27
3	1	423.09	3218.13(3.052%)	58298.42	180.47
2	1	318.74	3361.77(2.842%)	72938.55	142.94
1	1	34.00	3362.42(2.553%)	86029.60	0.00

按规范要求的 Y 向楼层最小剪重比 = 1.60%

=====各楼层地震剪力系数调整情况=====

层号	塔号	X 向调整系数	Y 向调整系数	调整后 X 向剪力	调整后 Y 向剪力
2	1	1.000	1.000	3212.55	3361.77
3	1	1.000	1.000	3066.64	3218.13

位移输出文件

采用强制刚性楼板假定模型计算结果

单位 : mm

Floor : 层号

Tower : 塔号

Jmax : 最大位移对应的节点号

JmaxD : 最大层间位移对应的节点号

Max-(Z) : Z 方向的节点最大位移

h : 层高

Max-(X), Max-(Y) : X,Y 方向的节点最大位移

Ave-(X), Ave-(Y) : X,Y 方向的层平均位移

Max-Dx , Max-Dy : X,Y 方向的最大层间位移

Ave-Dx , Ave-Dy : X,Y 方向的平均层间位移

Ratio-(X),Ratio-(Y): 最大位移与层平均位移的比值

Ratio-Dx,Ratio-Dy : 最大层间位移与平均层间位移的比值

Max-Dx/h, Max-Dy/h : X,Y 方向的最大层间位移角

DxR/Dx,DyR/Dy : X,Y 方向的有害位移角占总位移角的百分比例

Ratio_AX,Ratio_AY : 本层位移角与上层位移角的 1.3 倍及上三层平均位移角的 1.2 倍的比值的大者

X-Disp, Y-Disp, Z-Disp:节点 X,Y,Z 方向的位移

=== 工况 31 === X 方向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h			
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX	
11	1	11000018	21.06	17.75	4150			
		11000018	2.15	1.86	1/1934	4.30%	1.00	
10	1	10000018	19.08	16.02	3200			
		10000002	1.74	1.51	1/1835	8.20%	0.80	
9	1	9000002	17.48	14.61	3200			
		9000002	1.93	1.66	1/1654	8.38%	0.92	
8	1	8000002	15.68	13.05	3200			
		8000018	2.11	1.79	1/1520	6.35%	0.96	
7	1	7000018	13.69	11.33	3200			
		7000018	2.25	1.90	1/1423	3.77%	0.96	
6	1	6000002	11.52	9.49	3200			
		6000018	2.35	1.97	1/1364	0.82%	0.92	
5	1	5000002	9.23	7.56	3200			

4	1	5000018	2.38	1.98	1/1343	2.95%	0.88
		4000018	6.88	5.60	3200		
3	1	4000018	2.33	1.92	1/1375	8.33%	0.82
		3000002	4.56	3.69	3200		
2	1	3000018	2.15	1.76	1/1488	27.14%	0.75
		2000002	2.41	1.93	4800		
1	1	2000018	2.41	1.93	1/1990	97.01%	0.57
		1000063	0.48	0.24	4150		
		1000063	0.48	0.24	1/8698	100.00%	0.02

X 向最大层间位移角: 1/1343 (5 层 1 塔)

=== 工况 32 === X 双向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h			
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX	
11	1	11000018	21.14	17.89	4150			
		11000018	2.15	1.87	1/1926	4.28%	1.00	
10	1	10000002	19.15	16.14	3200			
		10000002	1.75	1.52	1/1829	8.27%	0.80	
9	1	9000018	17.54	14.72	3200			
		9000002	1.94	1.67	1/1648	8.37%	0.92	
8	1	8000002	15.73	13.15	3200			
		8000002	2.11	1.81	1/1515	6.34%	0.96	
7	1	7000018	13.74	11.43	3200			
		7000018	2.26	1.92	1/1417	3.77%	0.96	
6	1	6000002	11.56	9.57	3200			
		6000002	2.36	1.99	1/1359	0.82%	0.92	
5	1	5000002	9.26	7.62	3200			
		5000002	2.39	2.00	1/1338	2.94%	0.88	
4	1	4000018	6.90	5.64	3200			
		4000002	2.34	1.94	1/1370	8.33%	0.82	
3	1	3000018	4.58	3.72	3200			
		3000018	2.16	1.77	1/1483	27.15%	0.75	
2	1	2000018	2.42	1.95	4800			
		2000018	2.42	1.93	1/1982	96.99%	0.57	
1	1	1000061	0.48	0.24	4150			
		1000061	0.48	0.24	1/8619	100.00%	0.02	

X 向最大层间位移角: 1/1338 (5 层 1 塔)

=== 工况 26 === X+ 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h			
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx				
11	1	11000002	19.62	18.08	4150			
		11000002	2.00	1.90	1/2071	4.51%	1.00	
10	1	10000018	17.77	16.30	3200			
		10000002	1.62	1.54	1/1971	9.56%	0.80	
9	1	9000002	16.28	14.85	3200			
		9000002	1.80	1.70	1/1777	8.19%	0.93	
8	1	8000018	14.60	13.25	3200			
		8000018	1.96	1.83	1/1633	6.22%	0.97	
7	1	7000002	12.75	11.51	3200			
		7000002	2.09	1.94	1/1528	3.64%	0.96	
6	1	6000018	10.74	9.63	3200			
		6000002	2.18	2.01	1/1465	0.69%	0.92	
5	1	5000002	8.60	7.66	3200			
		5000002	2.22	2.02	1/1442	3.10%	0.88	
4	1	4000018	6.41	5.67	3200			
		4000018	2.17	1.95	1/1475	8.48%	0.82	
3	1	3000002	4.25	3.73	3200			
		3000018	2.01	1.78	1/1596	27.39%	0.75	
2	1	2000018	2.25	1.95	4800			
		2000018	2.25	1.86	1/2132	96.95%	0.56	
1	1	1000061	0.48	0.24	4150			
		1000061	0.48	0.24	1/8598	100.00%	0.02	

X 向最大层间位移角： 1/1442 (5 层 1 塔)

=== 工况 27 === X- 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h			
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx				
11	1	11000018	22.51	17.45	4150			
		11000018	2.29	1.82	1/1813	4.08%	1.00	
10	1	10000018	20.40	15.75	3200			
		10000002	1.86	1.47	1/1717	6.86%	0.80	
9	1	9000002	18.68	14.38	3200			
		9000018	2.07	1.63	1/1547	8.57%	0.91	
8	1	8000002	16.75	12.85	3200			

7	1	8000002	2.25	1.76	1/1422	6.48%	0.96	
		7000002	14.62	11.17	3200			
6	1	7000018	2.41	1.87	1/1330	3.89%	0.96	
		6000018	12.31	9.37	3200			
5	1	6000002	2.51	1.94	1/1276	0.95%	0.93	
		5000018	9.85	7.47	3200			
4	1	5000018	2.55	1.95	1/1257	2.80%	0.88	
		4000018	7.34	5.53	3200			
3	1	4000018	2.49	1.89	1/1287	8.18%	0.83	
		3000018	4.87	3.65	3200			
2	1	3000002	2.29	1.74	1/1394	26.89%	0.75	
		2000018	2.57	1.92	4800			
1	1	2000018	2.57	1.92	1/1865	97.06%	0.57	
		1000063	0.47	0.24	4150			
		1000063	0.47	0.24	1/8801	100.00%	0.02	

X 向最大层间位移角： 1/1257 (5 层 1 塔)

=== 工况 33 === Y 方向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h			
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy				
11	1	11000053	18.71	17.73	4150			
		11000001	1.85	1.77	1/2248	9.53%	1.00	
10	1	10000062	16.99	16.07	3200			
		10000062	1.55	1.48	1/2066	12.78%	0.84	
9	1	9000072	15.54	14.68	3200			
		9000072	1.75	1.66	1/1831	9.17%	0.98	
8	1	8000001	13.88	13.10	3200			
		8000072	1.91	1.81	1/1675	6.90%	1.01	
7	1	7000072	12.06	11.36	3200			
		7000001	2.05	1.94	1/1565	4.00%	0.98	
6	1	6000072	10.07	9.48	3200			
		6000001	2.13	2.01	1/1502	0.54%	0.93	
5	1	5000072	7.98	7.50	3200			
		5000072	2.14	2.02	1/1492	3.94%	0.88	
4	1	4000001	5.86	5.50	3200			
		4000001	2.06	1.94	1/1551	10.22%	0.81	
3	1	3000072	3.80	3.57	3200			
		3000001	1.85	1.74	1/1726	29.98%	0.73	
2	1	2000001	1.95	1.83	4800			

1	1	2000072	1.95	1.83	1/2461	99.73%	0.54
		1000063	0.05	0.02	4150		
		1000063	0.05	0.02	1/9999	100.00%	0.00

Y 向最大层间位移角： 1/1492 （5 层 1 塔）

=== 工况 34 === Y 双向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
11	1	11000053	18.97	18.18	4150		
		11000053	1.87	1.81	1/2215	9.00%	1.00
10	1	10000001	17.22	16.48	3200		
		10000062	1.57	1.52	1/2037	12.78%	0.84
9	1	9000001	15.75	15.05	3200		
		9000072	1.77	1.71	1/1806	9.11%	0.98
8	1	8000001	14.08	13.44	3200		
		8000072	1.94	1.86	1/1653	6.88%	1.01
7	1	7000001	12.23	11.66	3200		
		7000072	2.07	1.98	1/1544	4.00%	0.98
6	1	6000072	10.22	9.74	3200		
		6000072	2.16	2.06	1/1482	0.57%	0.93
5	1	5000001	8.11	7.71	3200		
		5000001	2.17	2.07	1/1472	3.89%	0.88
4	1	4000072	5.95	5.66	3200		
		4000001	2.09	1.99	1/1528	10.15%	0.81
3	1	3000001	3.87	3.68	3200		
		3000001	1.88	1.79	1/1699	29.83%	0.73
2	1	2000072	1.99	1.89	4800		
		2000072	1.99	1.89	1/2416	99.65%	0.54
1	1	1000063	0.06	0.03	4150		
		1000063	0.06	0.03	1/9999	100.00%	0.00

Y 向最大层间位移角： 1/1472 （5 层 1 塔）

=== 工况 28 === Y+ 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
11	1	11000004	18.38	18.08	4150		

10	1	11000050	1.87	1.81	1/2223	8.02%	1.00
		10000059	16.62	16.38	3200		
9	1	10000059	1.56	1.51	1/2050	12.30%	0.83
		9000069	15.14	14.95	3200		
8	1	9000069	1.74	1.70	1/1840	9.07%	0.97
		8000069	13.49	13.35	3200		
7	1	8000004	1.89	1.85	1/1696	6.88%	1.00
		7000069	11.68	11.57	3200		
6	1	7000069	2.00	1.97	1/1596	3.98%	0.98
		6000069	9.73	9.65	3200		
5	1	6000069	2.07	2.05	1/1542	0.53%	0.93
		5000069	7.69	7.64	3200		
4	1	5000069	2.08	2.06	1/1541	3.94%	0.88
		4000004	5.63	5.60	3200		
3	1	4000004	1.99	1.97	1/1611	10.23%	0.81
		3000069	3.65	3.63	3200		
2	1	3000069	1.78	1.77	1/1798	29.99%	0.73
		2000004	1.87	1.86	4800		
1	1	2000004	1.87	1.85	1/2562	99.73%	0.54
		1000063	0.05	0.02	4150		
		1000063	0.05	0.02	1/9999	100.00%	0.00

Y 向最大层间位移角： 1/1541 （5 层 1 塔）

=== 工况 29 === Y- 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
11	1	11000053	19.65	17.38	4150		
		11000001	1.94	1.73	1/2135	11.07%	1.00
10	1	10000062	17.84	15.76	3200		
		10000001	1.63	1.45	1/1963	13.26%	0.85
9	1	9000072	16.31	14.40	3200		
		9000072	1.84	1.63	1/1742	9.26%	0.99
8	1	8000001	14.57	12.85	3200		
		8000072	2.01	1.78	1/1595	6.91%	1.02
7	1	7000072	12.65	11.15	3200		
		7000072	2.15	1.90	1/1490	4.02%	0.98
6	1	6000001	10.57	9.31	3200		
		6000072	2.24	1.97	1/1432	0.56%	0.93
5	1	5000001	8.37	7.37	3200		

4	1	5000001	2.25	1.98	1/1423	3.93%	0.88
		4000001	6.14	5.40	3200		
3	1	4000001	2.16	1.90	1/1479	10.21%	0.81
		3000072	3.99	3.50	3200		
2	1	3000072	1.94	1.71	1/1646	29.97%	0.73
		2000001	2.05	1.80	4800		
1	1	2000072	2.05	1.80	1/2344	99.73%	0.54
		1000063	0.05	0.02	4150		
		1000063	0.05	0.02	1/9999	100.00%	0.00

Y 向最大层间位移角： 1/1423 (5 层 1 塔)

=== 工况 37 === 最不利地震方向 2.72657 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Max-Dx/h		
11	1	11000001	21.21	17.82	4150		
		11000001	2.16	1.87	1/1922	4.43%	1.00
10	1	10000001	19.22	16.08	3200		
		10000001	1.75	1.51	1/1824	8.22%	0.80
9	1	9000001	17.61	14.67	3200		
		9000001	1.95	1.67	1/1643	8.40%	0.92
8	1	8000001	15.79	13.10	3200		
		8000001	2.12	1.80	1/1510	6.35%	0.96
7	1	7000001	13.79	11.38	3200		
		7000001	2.27	1.91	1/1412	3.77%	0.96
6	1	6000001	11.61	9.54	3200		
		6000001	2.36	1.98	1/1354	0.83%	0.92
5	1	5000001	9.30	7.60	3200		
		5000001	2.40	1.99	1/1333	2.94%	0.88
4	1	4000001	6.93	5.62	3200		
		4000001	2.35	1.93	1/1364	8.31%	0.82
3	1	3000001	4.60	3.70	3200		
		3000001	2.17	1.76	1/1477	27.12%	0.75
2	1	2000001	2.43	1.94	4800		
		2000001	2.43	1.94	1/1973	97.02%	0.57
1	1	1000061	0.48	0.24	4150		
		1000061	0.48	0.24	1/8712	100.00%	0.02

X 向最大层间位移角： 1/1333 (5 层 1 塔)

=== 工况 35 === 地震方向 45 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Max-Dx/h		
11	1	11000001	20.97	18.10	4150		
		11000001	2.06	1.81	1/2015	8.36%	1.00
10	1	10000001	19.06	16.40	3200		
		10000001	1.70	1.50	1/1878	10.75%	0.83
9	1	9000001	17.48	14.99	3200		
		9000001	1.92	1.67	1/1670	9.28%	0.96
8	1	8000001	15.68	13.41	3200		
		8000001	2.10	1.83	1/1523	6.95%	1.00
7	1	7000001	13.68	11.66	3200		
		7000001	2.26	1.95	1/1417	4.12%	0.98
6	1	6000001	11.50	9.76	3200		
		6000001	2.36	2.03	1/1354	0.85%	0.93
5	1	5000001	9.18	7.76	3200		
		5000001	2.40	2.05	1/1334	3.34%	0.88
4	1	4000001	6.81	5.73	3200		
		4000001	2.34	1.98	1/1370	9.17%	0.82
3	1	3000001	4.48	3.75	3200		
		3000001	2.14	1.80	1/1497	28.34%	0.74
2	1	2000001	2.35	1.95	4800		
		2000001	2.35	1.95	1/2045	98.34%	0.55
1	1	1000061	0.25	0.13	4150		
		1000061	0.25	0.13	1/9999	100.00%	0.01

X 向最大层间位移角： 1/1334 (5 层 1 塔)

=== 工况 38 === 最不利地震方向 92.7266 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Max-Dy/h		
11	1	11000006	18.73	17.81	4150		
		11000006	1.85	1.78	1/2243	9.41%	1.00
10	1	10000006	17.00	16.15	3200		
		10000006	1.55	1.49	1/2062	12.75%	0.84
9	1	9000006	15.55	14.74	3200		
		9000006	1.75	1.67	1/1828	9.14%	0.98
8	1	8000006	13.89	13.16	3200		

7	1	8000006	1.91	1.82	1/1673	6.88%	1.01
		7000006	12.06	11.41	3200		
6	1	7000006	2.05	1.95	1/1563	3.98%	0.98
		6000006	10.08	9.52	3200		
5	1	6000006	2.13	2.02	1/1501	0.53%	0.93
		5000006	7.98	7.54	3200		
4	1	5000006	2.15	2.03	1/1491	3.95%	0.88
		4000006	5.86	5.53	3200		
3	1	4000006	2.06	1.95	1/1550	10.23%	0.81
		3000006	3.80	3.59	3200		
2	1	3000006	1.85	1.75	1/1726	29.99%	0.73
		2000006	1.95	1.84	4800		
1	1	2000006	1.95	1.84	1/2462	99.72%	0.54
		1000063	0.05	0.02	4150		
		1000063	0.05	0.02	1/9999	100.00%	0.00

Y 向最大层间位移角： 1/1491 (5 层 1 塔)

=== 工况 36 === 地震方向 135 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h			
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY	
11	1	11000002	19.76	17.96	4150			
		11000002	1.98	1.82	1/2094	5.88%	1.00	
10	1	10000002	17.91	16.25	3200			
		10000002	1.63	1.50	1/1959	10.63%	0.81	
9	1	9000002	16.38	14.84	3200			
		9000002	1.82	1.67	1/1759	8.81%	0.95	
8	1	8000002	14.67	13.25	3200			
		8000002	1.98	1.82	1/1612	6.69%	0.99	
7	1	7000002	12.77	11.51	3200			
		7000002	2.12	1.94	1/1508	3.89%	0.97	
6	1	6000002	10.72	9.62	3200			
		6000002	2.21	2.02	1/1446	0.58%	0.93	
5	1	5000002	8.55	7.64	3200			
		5000002	2.24	2.03	1/1429	3.63%	0.88	
4	1	4000002	6.33	5.63	3200			
		4000002	2.17	1.96	1/1473	9.55%	0.82	
3	1	3000002	4.17	3.68	3200			
		3000002	1.99	1.77	1/1611	28.94%	0.74	
2	1	2000002	2.18	1.91	4800			

1	1	2000002	2.18	1.86	1/2199	98.25%	0.55
		1000063	0.28	0.14	4150		
		1000063	0.28	0.14	1/9999	100.00%	0.01

Y 向最大层间位移角： 1/1429 (5 层 1 塔)

=== 工况 4 === +X 方向风荷载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h			
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx	Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX	
11	1	11000065	19.29	17.16	1.12	4150			
		11000033	2.72	2.04	1.34	1/1525	0.80%	1.00	
10	1	10000006	17.26	15.46	1.12	3200			
		10000006	1.59	1.38	1.16	1/2010	12.49%	0.76	
9	1	9000006	15.67	14.08	1.11	3200			
		9000140	1.73	1.51	1.15	1/1849	9.20%	0.93	
8	1	8000006	13.95	12.58	1.11	3200			
		8000140	1.88	1.65	1.14	1/1705	7.78%	0.98	
7	1	7000006	12.08	10.93	1.10	3200			
		7000140	2.01	1.77	1.13	1/1596	5.12%	0.99	
6	1	6000006	10.08	9.17	1.10	3200			
		6000140	2.09	1.86	1.12	1/1531	1.82%	0.95	
5	1	5000006	7.99	7.31	1.09	3200			
		5000140	2.10	1.89	1.11	1/1522	2.42%	0.90	
4	1	4000006	5.89	5.42	1.09	3200			
		4000006	2.03	1.84	1.10	1/1573	7.83%	0.84	
3	1	3000006	3.86	3.58	1.08	3200			
		3000006	1.86	1.70	1.09	1/1722	26.48%	0.76	
2	1	2000044	2.02	1.88	1.07	4800			
		2000044	2.02	1.74	1.16	1/2379	97.05%	0.58	
1	1	1000061	0.44	0.22	1.00	4150			
		1000061	0.44	0.22	1.00	1/9443	100.00%	0.02	

X 向最大层间位移角： 1/1522 (5 层 1 塔)

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.12 (11 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.34 (11 层 1 塔)

=== 工况 12 === +X 方向风荷载作用下横风向风振的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h			
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy	Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY	

11	1	11000023	9.51	9.23	1.03	4150		
		11000023	1.22	1.02	1.20	1/3403	4.24%	1.00
10	1	10000001	8.56	8.34	1.03	3200		
		10000001	0.71	0.70	1.01	1/4489	12.85%	0.80
9	1	9000001	7.85	7.63	1.03	3200		
		9000072	0.81	0.79	1.02	1/3969	10.97%	0.96
8	1	8000006	7.04	6.84	1.03	3200		
		8000074	0.90	0.88	1.02	1/3572	9.29%	1.01
7	1	7000006	6.15	5.97	1.03	3200		
		7000072	0.98	0.96	1.02	1/3263	6.35%	1.01
6	1	6000006	5.16	5.01	1.03	3200		
		6000001	1.04	1.02	1.03	1/3063	2.55%	0.97
5	1	5000006	4.12	3.99	1.03	3200		
		5000072	1.07	1.04	1.03	1/2982	2.28%	0.92
4	1	4000006	3.05	2.95	1.03	3200		
		4000001	1.05	1.02	1.03	1/3046	8.68%	0.84
3	1	3000006	2.00	1.93	1.04	3200		
		3000006	0.96	0.93	1.04	1/3324	28.28%	0.76
2	1	2000006	1.04	1.00	1.04	4800		
		2000006	1.04	1.00	1.04	1/4628	99.68%	0.56
1	1	1000063	0.03	0.02	1.00	4150		
		1000063	0.03	0.02	1.00	1/9999	0.00%	0.00

Y 向最大层间位移角： 1/2982 （5 层 1 塔）

Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.04 （2 层 1 塔）

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.20 （11 层 1 塔）

=== 工况 5 === -X 方向风荷载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h		
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx			
11	1	11000065	19.29	17.16	1.12	4150		
		11000033	2.72	2.04	1.34	1/1525	0.80%	1.00
10	1	10000006	17.26	15.46	1.12	3200		
		10000006	1.59	1.38	1.16	1/2010	12.49%	0.76
9	1	9000006	15.67	14.08	1.11	3200		
		9000140	1.73	1.51	1.15	1/1849	9.20%	0.93
8	1	8000006	13.95	12.58	1.11	3200		
		8000140	1.88	1.65	1.14	1/1705	7.78%	0.98
7	1	7000006	12.08	10.93	1.10	3200		

6	1	7000140	2.01	1.77	1.13	1/1596	5.12%	0.99
		6000006	10.08	9.17	1.10	3200		
5	1	6000140	2.09	1.86	1.12	1/1531	1.82%	0.95
		5000006	7.99	7.31	1.09	3200		
4	1	5000140	2.10	1.89	1.11	1/1522	2.42%	0.90
		4000006	5.89	5.42	1.09	3200		
3	1	4000006	2.03	1.84	1.10	1/1573	7.83%	0.84
		3000006	3.86	3.58	1.08	3200		
2	1	3000006	1.86	1.70	1.09	1/1722	26.48%	0.76
		2000044	2.02	1.88	1.07	4800		
1	1	2000044	2.02	1.74	1.16	1/2379	97.05%	0.58
		1000061	0.44	0.22	1.00	4150		
		1000061	0.44	0.22	1.00	1/9443	100.00%	0.02

X 向最大层间位移角： 1/1522 （5 层 1 塔）

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.12 （11 层 1 塔）

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.34 （11 层 1 塔）

=== 工况 13 === -X 方向风荷载作用下横风向风振的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h		
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy			
11	1	11000023	9.51	9.23	1.03	4150		
		11000023	1.22	1.02	1.20	1/3403	4.24%	1.00
10	1	10000001	8.56	8.34	1.03	3200		
		10000001	0.71	0.70	1.01	1/4489	12.85%	0.80
9	1	9000001	7.85	7.63	1.03	3200		
		9000072	0.81	0.79	1.02	1/3969	10.97%	0.96
8	1	8000006	7.04	6.84	1.03	3200		
		8000074	0.90	0.88	1.02	1/3572	9.29%	1.01
7	1	7000006	6.15	5.97	1.03	3200		
		7000072	0.98	0.96	1.02	1/3263	6.35%	1.01
6	1	6000006	5.16	5.01	1.03	3200		
		6000001	1.04	1.02	1.03	1/3063	2.55%	0.97
5	1	5000006	4.12	3.99	1.03	3200		
		5000072	1.07	1.04	1.03	1/2982	2.28%	0.92
4	1	4000006	3.05	2.95	1.03	3200		
		4000001	1.05	1.02	1.03	1/3046	8.68%	0.84
3	1	3000006	2.00	1.93	1.04	3200		
		3000006	0.96	0.93	1.04	1/3324	28.28%	0.76
2	1	2000006	1.04	1.00	1.04	4800		

		2000006	1.04	1.00	1.04	1/4628	99.68%	0.56
1	1	1000063	0.03	0.02	1.00	4150		
		1000063	0.03	0.02	1.00	1/9999	0.00%	0.00

Y 向最大层间位移角： 1/2982 (5 层 1 塔)
Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.04 (2 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.20 (11 层 1 塔)

=== 工况 6 === +Y 方向风荷载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h			
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy	Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY	
11	1	11000004	15.60	13.67	1.14	4150			
		11000023	1.86	1.47	1.27	1/2229	1.18%	1.00	
10	1	10000004	14.16	12.40	1.14	3200			
		10000002	1.21	1.07	1.14	1/2638	11.35%	0.78	
9	1	9000069	12.95	11.34	1.14	3200			
		9000069	1.36	1.20	1.14	1/2355	10.11%	0.93	
8	1	8000069	11.59	10.14	1.14	3200			
		8000069	1.51	1.32	1.14	1/2125	8.57%	0.99	
7	1	7000004	10.08	8.82	1.14	3200			
		7000004	1.64	1.44	1.14	1/1953	5.62%	1.00	
6	1	6000069	8.45	7.38	1.14	3200			
		6000004	1.73	1.52	1.14	1/1847	1.85%	0.96	
5	1	5000004	6.71	5.87	1.14	3200			
		5000004	1.77	1.55	1.14	1/1813	2.91%	0.90	
4	1	4000002	4.95	4.32	1.15	3200			
		4000002	1.72	1.50	1.14	1/1864	9.28%	0.83	
3	1	3000004	3.24	2.82	1.15	3200			
		3000002	1.56	1.37	1.15	1/2045	28.83%	0.75	
2	1	2000004	1.68	1.46	1.15	4800			
		2000069	1.68	1.45	1.16	1/2857	99.70%	0.55	
1	1	1000063	0.04	0.02	1.00	4150			
		1000063	0.04	0.02	1.00	1/9999	0.00%	0.00	

Y 向最大层间位移角： 1/1813 (5 层 1 塔)
Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.15 (2 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.27 (11 层 1 塔)

=== 工况 14 === +Y 方向风荷载作用下横风向风振的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h			
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx	Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX	
11	1	11000002	9.62	9.05	1.06	4150			
		11000033	1.36	1.08	1.26	1/3045	0.19%	1.00	
10	1	10000002	8.73	8.16	1.07	3200			
		10000060	0.72	0.71	1.01	1/4445	10.74%	0.77	
9	1	9000018	8.02	7.45	1.08	3200			
		9000018	0.79	0.78	1.02	1/4030	10.02%	0.92	
8	1	8000018	7.22	6.67	1.08	3200			
		8000018	0.89	0.85	1.04	1/3613	8.54%	0.98	
7	1	7000018	6.34	5.82	1.09	3200			
		7000018	0.97	0.93	1.05	1/3286	5.87%	0.99	
6	1	6000018	5.37	4.89	1.10	3200			
		6000002	1.04	0.98	1.07	1/3067	2.56%	0.96	
5	1	5000018	4.32	3.91	1.11	3200			
		5000002	1.08	1.00	1.08	1/2957	1.66%	0.91	
4	1	4000018	3.24	2.91	1.11	3200			
		4000002	1.08	0.98	1.10	1/2972	7.07%	0.85	
3	1	3000018	2.17	1.93	1.12	3200			
		3000002	1.01	0.91	1.11	1/3163	25.52%	0.77	
2	1	2000018	1.16	1.02	1.14	4800			
		2000018	1.16	0.97	1.19	1/4137	97.16%	0.59	
1	1	1000061	0.24	0.12	1.00	4150			
		1000061	0.24	0.12	1.00	1/9999	100.00%	0.02	

X 向最大层间位移角： 1/2957 (5 层 1 塔)
X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.14 (2 层 1 塔)
X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.26 (11 层 1 塔)

=== 工况 7 === -Y 方向风荷载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h			
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy	Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY	
11	1	11000004	15.60	13.67	1.14	4150			
		11000023	1.86	1.47	1.27	1/2229	1.18%	1.00	
10	1	10000004	14.16	12.40	1.14	3200			
		10000002	1.21	1.07	1.14	1/2638	11.35%	0.78	
9	1	9000069	12.95	11.34	1.14	3200			
		9000069	1.36	1.20	1.14	1/2355	10.11%	0.93	
8	1	8000069	11.59	10.14	1.14	3200			

7	1	8000069	1.51	1.32	1.14	1/2125	8.57%	0.99
		7000004	10.08	8.82	1.14	3200		
6	1	7000004	1.64	1.44	1.14	1/1953	5.62%	1.00
		6000069	8.45	7.38	1.14	3200		
5	1	6000004	1.73	1.52	1.14	1/1847	1.85%	0.96
		5000004	6.71	5.87	1.14	3200		
4	1	5000004	1.77	1.55	1.14	1/1813	2.91%	0.90
		4000002	4.95	4.32	1.15	3200		
3	1	4000002	1.72	1.50	1.14	1/1864	9.28%	0.83
		3000004	3.24	2.82	1.15	3200		
2	1	3000002	1.56	1.37	1.15	1/2045	28.83%	0.75
		2000004	1.68	1.46	1.15	4800		
1	1	2000069	1.68	1.45	1.16	1/2857	99.70%	0.55
		1000063	0.04	0.02	1.00	4150		
		1000063	0.04	0.02	1.00	1/9999	0.00%	0.00

Y 向最大层间位移角： 1/1813 (5 层 1 塔)

Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.15 (2 层 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.27 (11 层 1 塔)

=== 工况 15 === -Y 方向风荷载作用下横风向风振的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h		
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx			
11	1	11000002	9.62	9.05	1.06	4150		
		11000033	1.36	1.08	1.26	1/3045	0.19%	1.00
10	1	10000002	8.73	8.16	1.07	3200		
		10000060	0.72	0.71	1.01	1/4445	10.74%	0.77
9	1	9000018	8.02	7.45	1.08	3200		
		9000018	0.79	0.78	1.02	1/4030	10.02%	0.92
8	1	8000018	7.22	6.67	1.08	3200		
		8000018	0.89	0.85	1.04	1/3613	8.54%	0.98
7	1	7000018	6.34	5.82	1.09	3200		
		7000018	0.97	0.93	1.05	1/3286	5.87%	0.99
6	1	6000018	5.37	4.89	1.10	3200		
		6000002	1.04	0.98	1.07	1/3067	2.56%	0.96
5	1	5000018	4.32	3.91	1.11	3200		
		5000002	1.08	1.00	1.08	1/2957	1.66%	0.91
4	1	4000018	3.24	2.91	1.11	3200		
		4000002	1.08	0.98	1.10	1/2972	7.07%	0.85
3	1	3000018	2.17	1.93	1.12	3200		

2	1	3000002	1.01	0.91	1.11	1/3163	25.52%	0.77
		2000018	1.16	1.02	1.14	4800		
1	1	2000018	1.16	0.97	1.19	1/4137	97.16%	0.59
		1000061	0.24	0.12	1.00	4150		
		1000061	0.24	0.12	1.00	1/9999	100.00%	0.02

X 向最大层间位移角： 1/2957 (5 层 1 塔)

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.14 (2 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.26 (11 层 1 塔)

=== 工况 8 === 风荷载方向 45 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h		
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx			
11	1	11000001	15.60	14.84	1.05	4150		
		11000032	1.82	1.59	1.15	1/2276	2.43%	1.00
10	1	10000001	14.24	13.44	1.06	3200		
		10000001	1.16	1.15	1.01	1/2758	11.41%	0.79
9	1	9000001	13.08	12.29	1.06	3200		
		9000001	1.31	1.28	1.02	1/2434	10.18%	0.94
8	1	8000001	11.77	11.01	1.07	3200		
		8000001	1.47	1.41	1.04	1/2183	8.54%	0.99
7	1	7000001	10.30	9.59	1.07	3200		
		7000001	1.61	1.54	1.05	1/1986	5.68%	1.00
6	1	6000001	8.69	8.05	1.08	3200		
		6000001	1.72	1.63	1.06	1/1860	2.13%	0.96
5	1	5000001	6.97	6.43	1.08	3200		
		5000001	1.78	1.66	1.07	1/1801	2.34%	0.91
4	1	4000001	5.19	4.76	1.09	3200		
		4000001	1.75	1.63	1.08	1/1826	8.18%	0.84
3	1	3000001	3.44	3.14	1.10	3200		
		3000001	1.62	1.49	1.09	1/1970	27.13%	0.76
2	1	2000001	1.82	1.65	1.10	4800		
		2000001	1.82	1.61	1.13	1/2644	98.38%	0.57
1	1	1000063	0.21	0.11	1.00	4150		
		1000063	0.21	0.11	1.00	1/9999	100.00%	0.01

X 向最大层间位移角： 1/1801 (5 层 1 塔)

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.10 (2 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.15 (11 层 1 塔)

=== 工况 9 === 风荷载方向 135 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h			
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx				
11	1	11000014	21.65	20.86	1.04	4150			
		11000033	2.69	2.29	1.17	1/1545	0.52%	1.00	
10	1	10000060	19.50	18.84	1.04	3200			
		10000064	1.65	1.63	1.02	1/1936	11.48%	0.77	
9	1	9000002	17.88	17.20	1.04	3200			
		9000139	1.82	1.81	1.00	1/1762	9.96%	0.93	
8	1	8000002	16.08	15.39	1.04	3200			
		8000070	2.02	1.99	1.01	1/1586	8.33%	0.99	
7	1	7000002	14.06	13.40	1.05	3200			
		7000002	2.21	2.16	1.02	1/1447	5.51%	0.99	
6	1	6000002	11.85	11.24	1.05	3200			
		6000002	2.36	2.29	1.03	1/1354	1.94%	0.95	
5	1	5000002	9.49	8.95	1.06	3200			
		5000002	2.44	2.33	1.04	1/1314	2.60%	0.90	
4	1	4000070	7.06	6.62	1.07	3200			
		4000002	2.40	2.28	1.05	1/1332	8.50%	0.84	
3	1	3000070	4.68	4.35	1.08	3200			
		3000002	2.22	2.09	1.06	1/1439	27.49%	0.75	
2	1	2000018	2.47	2.27	1.09	4800			
		2000018	2.47	2.18	1.13	1/1945	98.35%	0.56	
1	1	1000063	0.30	0.15	1.00	4150			
		1000063	0.30	0.15	1.00	1/9999	100.00%	0.01	

X 向最大层间位移角： 1/1314 (5 层 1 塔)

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.09 (2 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.17 (11 层 1 塔)

=== 工况 10 === 风荷载方向 225 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h			
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx				
11	1	11000001	15.60	14.84	1.05	4150			
		11000032	1.82	1.59	1.15	1/2276	2.43%	1.00	
10	1	10000001	14.24	13.44	1.06	3200			
		10000001	1.16	1.15	1.01	1/2758	11.41%	0.79	
9	1	9000001	13.08	12.29	1.06	3200			

8	1	9000001	1.31	1.28	1.02	1/2434	10.18%	0.94	
		8000001	11.77	11.01	1.07	3200			
7	1	8000001	1.47	1.41	1.04	1/2183	8.54%	0.99	
		7000001	10.30	9.59	1.07	3200			
6	1	7000001	1.61	1.54	1.05	1/1986	5.68%	1.00	
		6000001	8.69	8.05	1.08	3200			
5	1	6000001	1.72	1.63	1.06	1/1860	2.13%	0.96	
		5000001	6.97	6.43	1.08	3200			
4	1	5000001	1.78	1.66	1.07	1/1801	2.34%	0.91	
		4000001	5.19	4.76	1.09	3200			
3	1	4000001	1.75	1.63	1.08	1/1826	8.18%	0.84	
		3000001	3.44	3.14	1.10	3200			
2	1	3000001	1.62	1.49	1.09	1/1970	27.13%	0.76	
		2000001	1.82	1.65	1.10	4800			
1	1	2000001	1.82	1.61	1.13	1/2644	98.38%	0.57	
		1000063	0.21	0.11	1.00	4150			
		1000063	0.21	0.11	1.00	1/9999	100.00%	0.01	

X 向最大层间位移角： 1/1801 (5 层 1 塔)

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.10 (2 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.15 (11 层 1 塔)

=== 工况 11 === 风荷载方向 315 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h			
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx				
11	1	11000014	21.65	20.86	1.04	4150			
		11000033	2.69	2.29	1.17	1/1545	0.52%	1.00	
10	1	10000060	19.50	18.84	1.04	3200			
		10000064	1.65	1.63	1.02	1/1936	11.48%	0.77	
9	1	9000002	17.88	17.20	1.04	3200			
		9000139	1.82	1.81	1.00	1/1762	9.96%	0.93	
8	1	8000002	16.08	15.39	1.04	3200			
		8000070	2.02	1.99	1.01	1/1586	8.33%	0.99	
7	1	7000002	14.06	13.40	1.05	3200			
		7000002	2.21	2.16	1.02	1/1447	5.51%	0.99	
6	1	6000002	11.85	11.24	1.05	3200			
		6000002	2.36	2.29	1.03	1/1354	1.94%	0.95	
5	1	5000002	9.49	8.95	1.06	3200			
		5000002	2.44	2.33	1.04	1/1314	2.60%	0.90	
4	1	4000070	7.06	6.62	1.07	3200			

3	1	4000002	2.40	2.28	1.05	1/1332	8.50%	0.84
		3000070	4.68	4.35	1.08	3200		
2	1	3000002	2.22	2.09	1.06	1/1439	27.49%	0.75
		2000018	2.47	2.27	1.09	4800		
1	1	2000018	2.47	2.18	1.13	1/1945	98.35%	0.56
		1000063	0.30	0.15	1.00	4150		
		1000063	0.30	0.15	1.00	1/9999	100.00%	0.01

X 向最大层间位移角： 1/1314 （5 层 1 塔）
X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.09 （2 层 1 塔）
X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.17 （11 层 1 塔）

=== 工况 30 === 竖向恒载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Z)
11	1	11000081	-10.21
10	1	10000021	-4.96
9	1	9000090	-9.18
8	1	8000090	-10.71
7	1	7000090	-11.20
6	1	6000089	-11.33
5	1	5000089	-11.27
4	1	4000089	-10.49
3	1	3000089	-10.15
2	1	2000129	-9.14
1	1	1000074	-5.67

=== 工况 1 === 竖向活载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Z)
11	1	11000184	-5.47
10	1	10000115	-4.24
9	1	9000090	-2.84
8	1	8000090	-2.87
7	1	7000090	-2.76
6	1	6000090	-2.61
5	1	5000090	-2.45
4	1	4000090	-2.21
3	1	3000090	-2.07
2	1	2000090	-1.80

1	1	1000074	-2.99
---	---	---------	-------

=== 工况 20 === X 方向规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h
11	1	11000018	20.83	19.35	1.08	4150
		11000018	2.11	2.05	1.03	
10	1	10000002	18.72	17.30	1.08	3200
		10000002	1.69	1.64	1.03	
9	1	9000018	17.03	15.66	1.09	3200
		9000002	1.87	1.79	1.05	
8	1	8000002	15.16	13.87	1.09	3200
		8000018	2.02	1.91	1.06	
7	1	7000002	13.14	11.96	1.10	3200
		7000018	2.15	2.02	1.07	
6	1	6000002	10.99	9.94	1.10	3200
		6000002	2.24	2.08	1.08	
5	1	5000002	8.75	7.87	1.11	3200
		5000018	2.26	2.08	1.09	
4	1	4000002	6.48	5.79	1.12	3200
		4000018	2.20	2.00	1.10	
3	1	3000002	4.28	3.79	1.13	3200
		3000002	2.02	1.81	1.12	
2	1	2000018	2.26	1.98	1.14	4800
		2000018	2.26	1.89	1.20	
1	1	1000061	0.45	0.22	1.00	4150
		1000061	0.45	0.22	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.14 （2 层 1 塔）
X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.20 （2 层 1 塔）

=== 工况 21 === X+ 偶然偏心规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h
11	1	11000029	20.25	19.75	1.03	4150
		11000029	2.26	2.11	1.07	
10	1	10000077	17.99	17.64	1.02	3200
		10000077	1.80	1.68	1.07	

9	1	9000140	16.19	15.96	1.01	3200
		9000006	1.94	1.83	1.06	
8	1	8000006	14.25	14.13	1.01	3200
		8000006	2.05	1.96	1.05	
7	1	7000140	12.20	12.17	1.00	3200
		7000006	2.13	2.06	1.04	
6	1	6000002	10.15	10.11	1.00	3200
		6000140	2.17	2.12	1.02	
5	1	5000018	8.09	7.99	1.01	3200
		5000140	2.14	2.11	1.01	
4	1	4000018	6.00	5.88	1.02	3200
		4000002	2.03	2.03	1.00	
3	1	3000002	3.96	3.85	1.03	3200
		3000002	1.87	1.84	1.02	
2	1	2000002	2.09	2.00	1.04	4800
		2000002	2.09	1.82	1.15	
1	1	1000063	0.45	0.23	1.00	4150
		1000063	0.45	0.23	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.04 (2 层 1 塔)
X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.15 (2 层 1 塔)

=== 工况 22 === X- 偶然偏心规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx	
11	1	11000002	22.43	18.95	1.18	4150
		11000002	2.27	2.00	1.14	
10	1	10000002	20.15	16.96	1.19	3200
		10000002	1.82	1.59	1.14	
9	1	9000018	18.33	15.36	1.19	3200
		9000018	2.01	1.74	1.16	
8	1	8000002	16.32	13.62	1.20	3200
		8000018	2.18	1.87	1.17	
7	1	7000018	14.14	11.75	1.20	3200
		7000018	2.32	1.97	1.18	
6	1	6000018	11.82	9.78	1.21	3200
		6000018	2.41	2.03	1.19	
5	1	5000002	9.41	7.74	1.21	3200
		5000002	2.44	2.04	1.20	
4	1	4000018	6.97	5.71	1.22	3200

3	1	4000018	2.37	1.96	1.21	3200
		3000002	4.60	3.74	1.23	
2	1	3000018	2.18	1.79	1.22	4800
		2000002	2.43	1.96	1.24	
1	1	2000018	2.43	1.96	1.24	4150
		1000061	0.44	0.22	1.00	
		1000061	0.44	0.22	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.24 (2 层 1 塔)
X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.24 (2 层 1 塔)

=== 工况 23 === Y 方向规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy	
11	1	11000053	19.85	19.48	1.02	4150
		11000053	1.97	1.96	1.00	
10	1	10000001	17.88	17.52	1.02	3200
		10000001	1.63	1.63	1.00	
9	1	9000001	16.25	15.89	1.02	3200
		9000001	1.83	1.81	1.01	
8	1	8000072	14.43	14.09	1.02	3200
		8000001	1.98	1.96	1.01	
7	1	7000001	12.45	12.13	1.03	3200
		7000072	2.11	2.07	1.02	
6	1	6000072	10.33	10.05	1.03	3200
		6000072	2.19	2.14	1.02	
5	1	5000001	8.14	7.91	1.03	3200
		5000072	2.19	2.14	1.03	
4	1	4000072	5.95	5.77	1.03	3200
		4000072	2.10	2.04	1.03	
3	1	3000072	3.85	3.73	1.03	3200
		3000072	1.88	1.82	1.03	
2	1	2000001	1.97	1.91	1.03	4800
		2000001	1.97	1.91	1.03	
1	1	1000063	0.04	0.02	1.00	4150
		1000063	0.04	0.02	1.00	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.03 (2 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.03 (2 层 1 塔)

=== 工况 24 === Y+ 偶然偏心规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h
11	1	11000004	20.90	19.87	1.05	4150
		11000050	2.15	2.01	1.07	
10	1	10000004	18.75	17.86	1.05	3200
		10000059	1.78	1.66	1.07	
9	1	9000004	16.97	16.20	1.05	3200
		9000004	1.96	1.85	1.06	
8	1	8000069	15.01	14.35	1.05	3200
		8000069	2.11	2.00	1.06	
7	1	7000004	12.89	12.36	1.04	3200
		7000004	2.23	2.12	1.05	
6	1	6000004	10.67	10.24	1.04	3200
		6000069	2.29	2.18	1.05	
5	1	5000004	8.38	8.06	1.04	3200
		5000069	2.27	2.18	1.04	
4	1	4000069	6.11	5.88	1.04	3200
		4000069	2.16	2.08	1.04	
3	1	3000069	3.94	3.80	1.04	3200
		3000069	1.93	1.86	1.04	
2	1	2000069	2.02	1.94	1.04	4800
		2000069	2.02	1.93	1.05	
1	1	1000063	0.04	0.02	1.00	4150
		1000063	0.04	0.02	1.00	

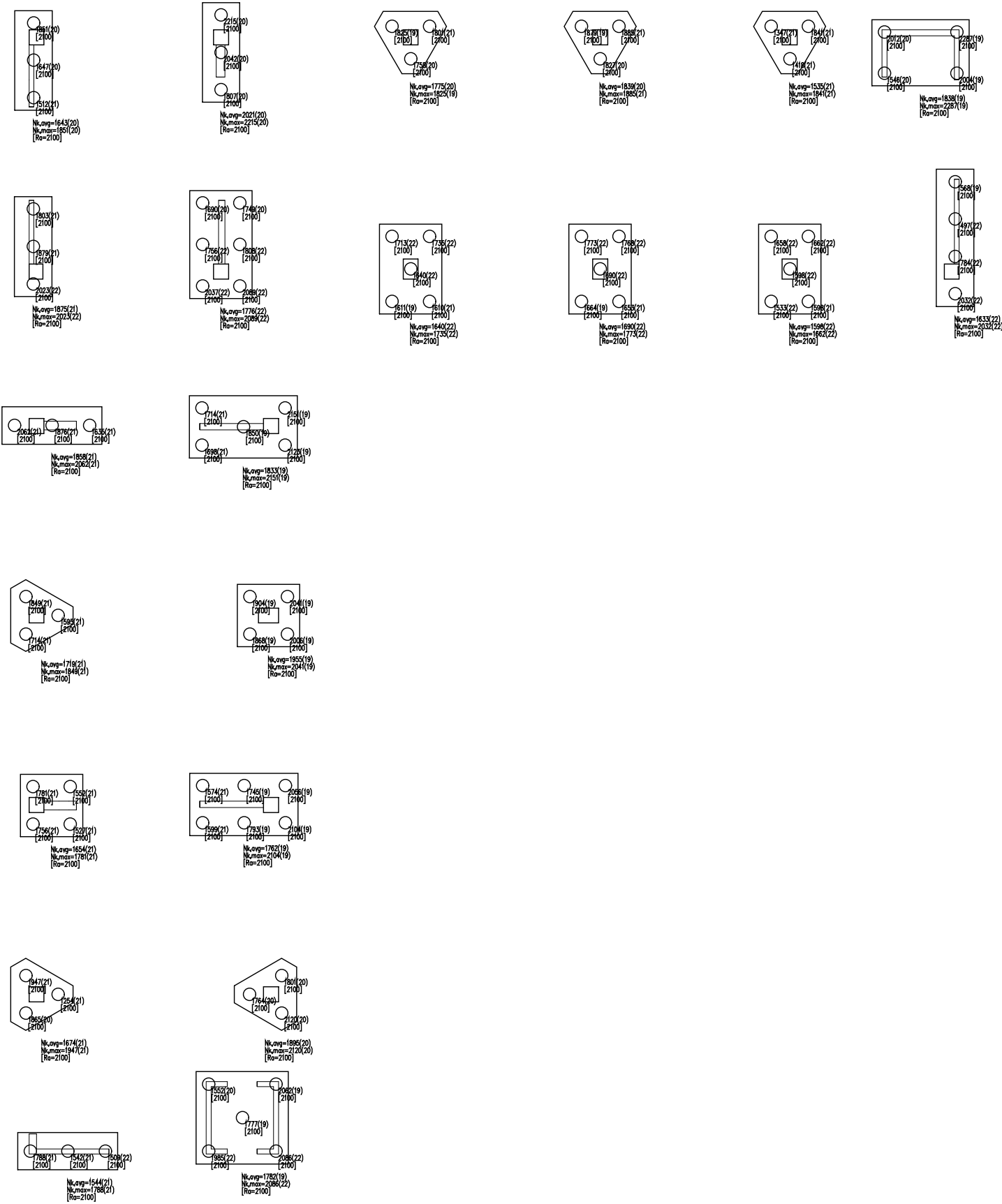
Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.05 (11 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.07 (11 层 1 塔)

=== 工况 25 === Y- 偶然偏心规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h
11	1	11000001	20.88	19.10	1.09	4150
		11000053	2.08	1.92	1.08	
10	1	10000001	18.80	17.18	1.09	3200
		10000062	1.72	1.59	1.08	
9	1	9000001	17.08	15.59	1.10	3200
		9000072	1.92	1.77	1.09	

8	1	8000001	15.16	13.82	1.10	3200
		8000072	2.09	1.92	1.09	
7	1	7000001	13.07	11.90	1.10	3200
		7000001	2.22	2.03	1.09	
6	1	6000001	10.85	9.87	1.10	3200
		6000072	2.30	2.10	1.09	
5	1	5000072	8.55	7.77	1.10	3200
		5000072	2.30	2.10	1.10	
4	1	4000072	6.25	5.67	1.10	3200
		4000072	2.21	2.01	1.10	
3	1	3000001	4.04	3.66	1.10	3200
		3000001	1.97	1.79	1.10	
2	1	2000072	2.07	1.87	1.10	4800
		2000001	2.07	1.87	1.10	
1	1	1000063	0.04	0.02	1.00	4150
		1000063	0.04	0.02	1.00	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.10 (2 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.10 (2 层 1 塔)



桩竖向承载力验算结果(单位: kN)

地震组合：当 $N_{k,avg}>1.25R_a$ 或 $N_{k,max}>1.5R_a$ 显红色

[承台桩] 标注平均桩反力 $N_{k,avg}$ 、最大桩反力 $N_{k,max}$ 、竖向承载力特征值 R_a (括号中为对应组号)

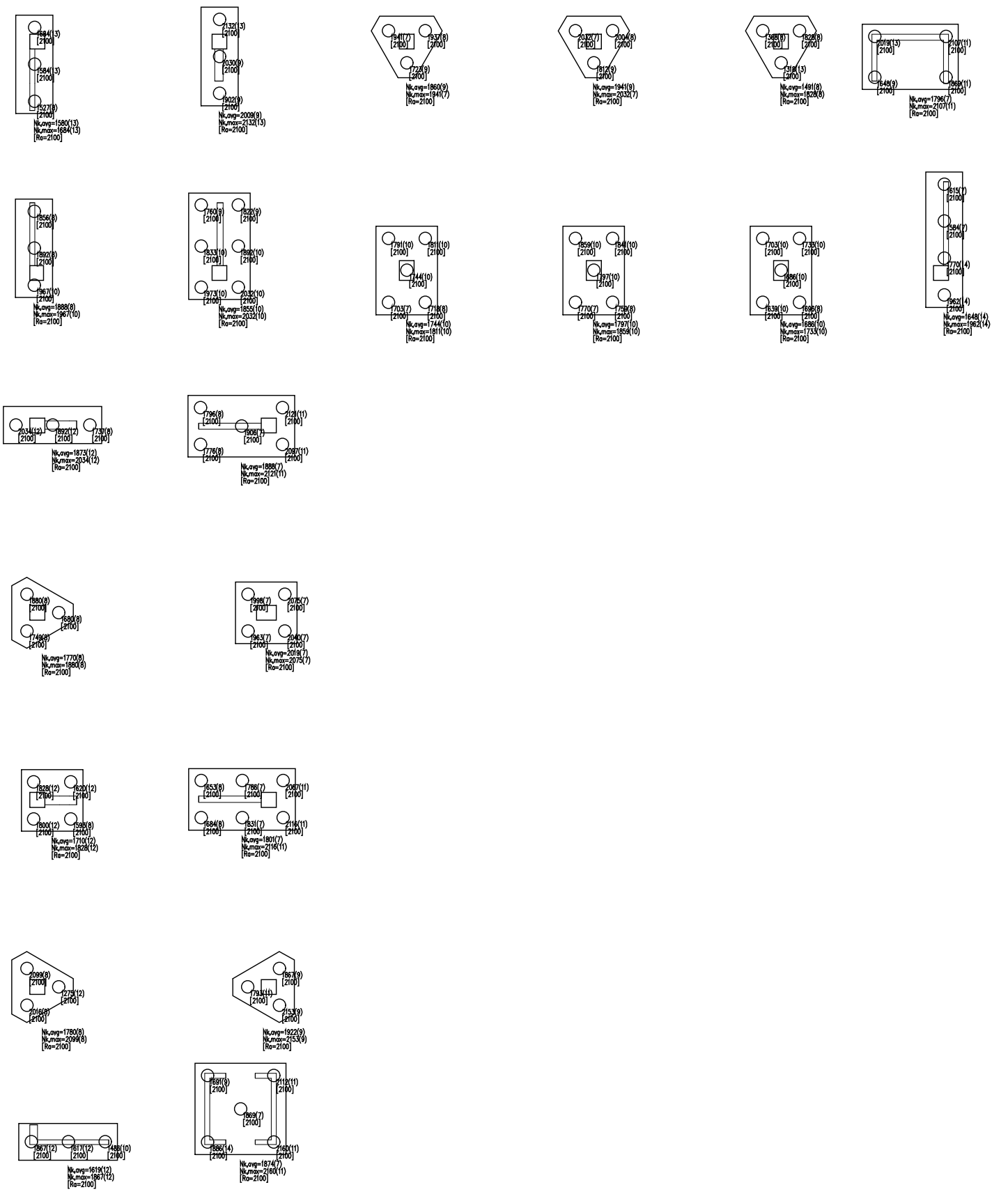
[非承台桩] 标注最大桩反力 $N_{k,max}$ 、竖向承载力特征值 R_a (括号中为对应组号)

以下按全部桩输出 $\Sigma R_a/\Sigma N_k$ 的最不利值及对应组号, ΣR_a 为桩竖向承载力特征值之和, ΣN_k 为桩反力标准值之和

筏板、地基梁和多柱墙承台, 最不利组合 22, $\Sigma R_a/\Sigma N_k= 1.35$, $\Sigma N_k= 76307\text{ kN}$, $\Sigma R_a= 102900\text{ kN}$

单柱承台, 最不利组合 21, $\Sigma R_a/\Sigma N_k= 1.29$, $\Sigma N_k= 60375\text{ kN}$, $\Sigma R_a= 77700\text{ kN}$

全部桩, 最不利组合 22, $\Sigma R_a/\Sigma N_k= 1.34$, $\Sigma N_k= 135249\text{ kN}$, $\Sigma R_a= 180600\text{ kN}$



桩竖向承载力验算结果(单位: kN)

非地震组合： 当Nk,avg>Ra 或 Nk,max>1.2Ra显红色

[承台桩] 标注平均桩反力Nk,avg、最大桩反力Nk,max、竖向承载力特征值Ra (括号中为对应组合号)

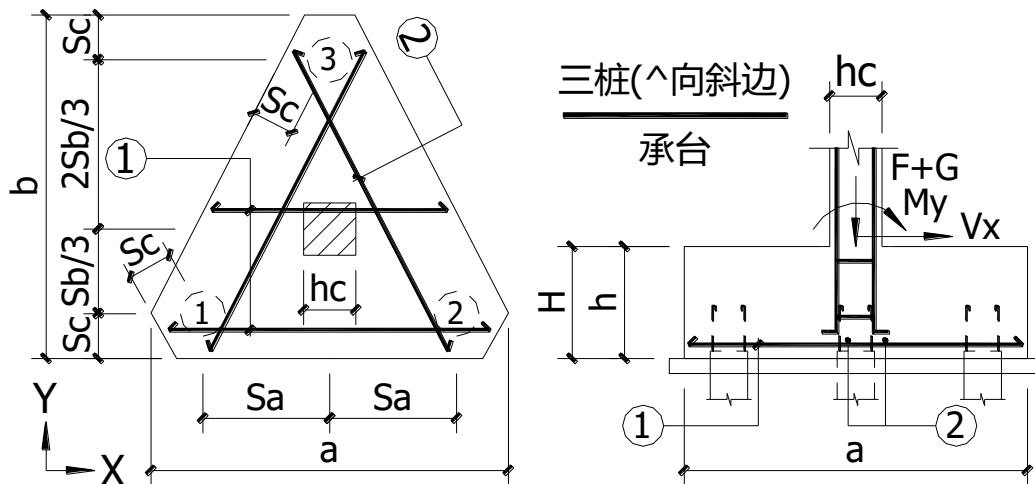
[非承台桩] 标注最大桩反力Nk,max、竖向承载力特征值Ra (括号中为对应组合号)

以下按全部桩输出ΣRa/ΣNk的最不利值及对应组合号，ΣRa为桩竖向承载力特征值之和，ΣNk为桩反力标准值之和

筏板、地基梁和多柱墙承台，最不利组合 10，ΣRa/ΣNk= 1.25，ΣNk= 82426 kN，ΣRa= 102900 kN

单柱承台，最不利组合 8，ΣRa/ΣNk= 1.20，ΣNk= 65017 kN，ΣRa= 77700 kN

全部桩，最不利组合 10，ΣRa/ΣNk= 1.23，ΣNk= 146887 kN，ΣRa= 180600 kN



3 柱下独立承台：5ZJ3

3.1 工程名称：茂名广州港

3.2 基本资料

3.2.1 承台类型：三桩（ \wedge 向斜边）承台，圆桩直径 $d = 500\text{mm}$ ，按桩承载力验算截面

3.2.2 桩列间距 $S_a = 750\text{mm}$ ，桩行间距 $S_b = 1300\text{mm}$ ，承台边缘至桩中心距离 $S_c = 500\text{mm}$

3.2.3 承台根部高度 $H = 1400\text{mm}$ ，承台端部高度 $h = 1400\text{mm}$

3.2.4 柱截面高度 $h_c = 600\text{mm}$ （X 方向），柱截面宽度 $b_c = 600\text{mm}$ （Y 方向）

3.2.5 单桩竖向承载力特征值 $R_a = 2100\text{kN}$ ，桩中心最小间距为 1.5m ， $3d$ （ d —— 圆桩直径或方桩边长）

3.2.6 混凝土强度等级为 C35， $f_c = 16.72\text{N/mm}^2$ ， $f_t = 1.575\text{N/mm}^2$

3.2.7 钢筋抗拉强度设计值 $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ；纵筋合力点至截面近边边缘的距离 $a_s = 110\text{mm}$

3.2.8 纵筋的最小配筋率 $\rho_{\min} = 0.15\%$

3.2.9 永久荷载的分项系数，当作用效应对结构不利时，取 $\gamma_G = 1.3$ ；当有利时，取 $\gamma_G' = 1.0$

3.2.10 承台自重及承台上的土重

基础混凝土的容重 $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ ；基础顶面以上土的重度 $\gamma_s = 18\text{kN/m}^3$ ，

顶面上覆土厚度 $d_s = 1\text{m}$

$a = 2 * (577 + S_a) = 2 * (577 + 750) = 2655\text{mm}$ ； $b = 2S_c + S_b = 2 * 500 + 1300 = 2300\text{mm}$

承台底部底面积 $A_b = 4.525 - 0.145 - 2 * 0.144 = 4.092\text{m}^2$

承台体积 $V_c = A_b * H = 4.092 * 1.4 = 5.729\text{m}^3$

承台自重标准值 $G_k'' = \gamma_c * V_c = 25 * 5.729 = 143.2\text{kN}$

承台上的土重标准值 $G_k' = \gamma_s (A_b - b_c * h_c) * d_s = 18 * (4.092 - 0.6 * 0.6) * 1 =$

67.2kN

承台自重及其上土自重标准值 $G_k = G_k'' + G_k' = 143.2 + 67.2 = 210.4\text{kN}$

基础自重及其上的土重的基本组合值 $G = \gamma_G \cdot G_k$ ，当作用效应对结构不利、有利时，分别取：

$$G = 1.3 \cdot 210.4 = 273.5\text{kN}; G' = 1 \cdot 210.4 = 210.4\text{kN}$$

3.2.11 圆桩换算截面边宽 $b_p = 0.8d = 0.8 \cdot 500 = 400\text{mm}$

3.2.12 设计时执行的规范：

《混凝土结构设计规范》（GB 50010—2010），以下简称“混凝土规范”

《建筑桩基技术规范》（JGJ 94—2008），以下简称“桩基规范”

《钢筋混凝土承台设计规程》（CECS 88:97），以下简称“承台规程”

3.3 基础底面控制内力

N_k 、 F_k ----- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础顶面的竖向力值（kN）；

V_{xk} 、 V_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础顶面的剪力值（kN）；

M_{xk}' 、 M_{yk}' --- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础顶面的弯矩值（kN·m）；

M_{xk} 、 M_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的弯矩值（kN·m）；

$$M_{xk} = M_{xk}' - V_{yk} \cdot H, \quad M_{yk} = M_{yk}' + V_{xk} \cdot H$$

N 、 F ----- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础顶面的竖向力值（kN）；

V_x' 、 V_y' --- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础顶面的剪力值（kN）；

M_x' 、 M_y' --- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础顶面的弯矩值（kN·m）；

M_x 、 M_y ----- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础底面的弯矩值（kN·m）；

$$M_x = M_x' - V_y \cdot H, \quad M_y = M_y' + V_x \cdot H$$

3.3.1 相应于荷载效应标准组合时，基础底面控制内力

3.3.1.1 柱号：0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$N_k = 6089.6; M_{xk}' = 0.0, M_{yk}' = 0.0; V_{xk} = 0.0, V_{yk} = 0.0$$

$$F_k = 6089.6; M_{xk} = 0.0, M_{yk} = 0.0$$

3.3.2 相应于荷载效应基本组合时，基础底面控制内力

3.3.2.1 柱号：0、 D_{con} 、无地震作用组合

$$N = 8221.0; M_x' = 0.0, M_y' = 0.0; V_x = 0.0, V_y = 0.0$$

$$F = 8221.0; M_x = 0.0, M_y = 0.0$$

3.4 相应于荷载效应标准组合时，轴心荷载作用下任一单桩的竖向力

$$Q_k = (F_k + G_k) / n \quad (\text{桩基规范式 5.1.1-1})$$

3.4.1 柱号：0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$Q_k = (6089.6 + 210.4) / 3 = 2100.0\text{kN} \leq R_a = 2100\text{kN}$$

3.5 相应于荷载效应基本组合时，不计承台及其上填土自重，单桩平均净反力 $N_j = F / n$

3.5.1 柱号：0、 D_{con} 、无地震作用组合 $N_j = 8221 / 3 = 2740.3\text{kN}$

3.6 柱对承台的冲切计算

$$F_1 \leq [\beta_{0x}(2b_c + a_{0y1} + a_{0y2}) + (\beta_{0y1} + \beta_{0y2})(h_c + a_{0x})]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

(参照承台规程 4.2.1-2)

3.6.1 X 方向上从柱边至桩边的水平距离:

$$a_{0x} = S_a - 0.5(b_p + h_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 600) = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{0x} = a_{0x} / h_0 = 250 / (1400 - 110) = 0.1938 < 0.25, \text{取 } \lambda_{0x} = 0.25,$$

$$a_{0x} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1290 = 323\text{mm}$$

$$\beta_{0x} = 0.84 / (\lambda_{0x} + 0.2) = 0.84 / (0.25 + 0.2) = 1.8667$$

3.6.2 Y 方向上(上边)柱边至最近桩边的水平距离:

$$a_{0y1} = 2S_b / 3 - (b_c + b_p) / 2 = 2 \times 1300 / 3 - (600 + 400) / 2 = 367\text{mm}$$

$$\lambda_{0y1} = a_{0y1} / h_0 = 367 / (1400 - 110) = 0.2842$$

$$\beta_{0y1} = 0.84 / (\lambda_{0y1} + 0.2) = 0.84 / (0.2842 + 0.2) = 1.7347$$

3.6.3 Y 方向上(下边)柱边至最近桩边的水平距离:

$$a_{0y2} = S_b / 3 - (b_c + b_p) / 2 = 1300 / 3 - (600 + 400) / 2 = -67\text{mm}$$

$$\lambda_{0y2} = a_{0y2} / h_0 = -67 / (1400 - 110) = -0.0517 < 0.25, \text{取 } \lambda_{0y2} = 0.25,$$

$$a_{0y2} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1290 = 323\text{mm}$$

$$\beta_{0y2} = 0.84 / (\lambda_{0y2} + 0.2) = 0.84 / (0.25 + 0.2) = 1.8667$$

3.6.4 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后,相应于荷载效应基本组合时的作用在冲切破坏锥体上的冲切力设计值

$$F_1 = 8221.0\text{kN}$$

$$R_{cq} = [\beta_{0x}(2b_c + a_{0y1} + a_{0y2}) + (\beta_{0y1} + \beta_{0y2})(h_c + a_{0x})]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

$$= [1.8667 \times (2 \times 0.6 + 0.367 + 0.323) + (1.7347 + 1.8667) \times (0.6 + 0.323)] \times 0.95 \times 1575 \times 1.29 \\ = 13215.6\text{kN} \geq F_1 = 8221.0\text{kN}, \text{满足要求。}$$

3.7 顶部角桩对承台的冲切计算

$$N_1 \leq \beta_{12}(2c_2 + a_{12}) \cdot \text{tg}(\theta_2 / 2) \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.8-6})$$

3.7.1 $\theta_2 = 2 \cdot \arctg(S_a / S_b) = 2 \cdot \arctg(750 / 1300) = 60^\circ$

$$a_{12} = (2S_b / 3 - 0.5b_p - 0.5b_c) \cdot \cos(\theta_2 / 2) = (2 \times 1300 / 3 - 400 / 2 - 600 / 2) \cdot \cos 30^\circ \\ = 318\text{mm}$$

$$\lambda_{12} = a_{12} / h_0 = 318 / (1400 - 110) = 0.2462 < 0.25, \text{取 } \lambda_{12} = 0.25,$$

$$a_{12} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1290 = 323\text{mm}$$

$$\beta_{12} = 0.56 / (\lambda_{12} + 0.2) = 0.56 / (0.25 + 0.2) = 1.2444$$

3.7.2 从顶部角桩内边缘至承台外边缘的距离:

$$c_2 = S_c \cdot \text{ctg}(\theta_2 / 2) + 0.5b_p \cdot \cos(\theta_2 / 2) = 500 \cdot \text{ctg} 30^\circ + 400 / 2 \cdot \cos 30^\circ = \\ 1040\text{mm}$$

3.7.3 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后,相应于荷载效应基本组合时的角桩桩顶的竖向力设计值

$$N_1 = N_3 = 2740.3\text{kN}$$

$$R_{cq} = \beta_{12}(2c_2 + a_{12}) \cdot \text{tg}(\theta_2 / 2) \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \\ = 1.2444 \times (2 \times 1.04 + 0.323) \cdot \text{tg} 30^\circ \times 0.95 \times 1575 \times 1.29 \\ = 3328.1\text{kN} \geq 1.1N_1 = 3014.4\text{kN}, \text{满足要求。}$$

3.8 底部角桩对承台的冲切计算

$$N_1 \leq \beta_{11}(2c_1 + a_{11}) \cdot \tan(\theta_1 / 2) \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.8-4})$$

3.8.1 $\theta_1 = \arctg(S_b / S_a) = \arctg(1300/750) = 60^\circ$

$$a_{11} = S_a - 0.5b_p - 0.5b_c = 750 - 400/2 - 600/2 = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{11} = a_{11} / h_0 = 250 / (1400 - 110) = 0.1938 < 0.25, \text{取 } \lambda_{11} = 0.25,$$

$$a_{11} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1290 = 323\text{mm}$$

$$\beta_{11} = 0.56 / (\lambda_{11} + 0.2) = 0.56 / (0.25 + 0.2) = 1.2444$$

3.8.2 从底部角桩内边缘至承台外边缘的距离:

$$\begin{aligned} c_1 &= [S_c + S_c / \sin(\theta_2 / 2) + S_b] \cdot \tan\theta_1 - S_a + 0.5b_p \\ &= [500 + 500 / \sin(60^\circ / 2) + 1300] \cdot \tan 60^\circ - 750 + 400/2 = 1066\text{mm} \end{aligned}$$

3.8.3 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的角桩桩顶的竖向力设计值

$$N_1 = \max\{N_1, N_2\} = 2740.3\text{kN}$$

$$\begin{aligned} R_{cq} &= \beta_{11}(2c_1 + a_{11}) \cdot \tan(\theta_1 / 2) \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \\ &= 1.2444 \times (2 \times 1.066 + 0.323) \times \tan 30^\circ \times 0.95 \times 1575 \times 1.29 \\ &= 3403.4\text{kN} \geq 1.1N_1 = 3014.4\text{kN}, \text{满足要求。} \end{aligned}$$

3.9 X 向斜截面受剪承载力计算(下边)

$$V \leq \beta_{hs} \cdot \alpha \cdot f_t \cdot b_0 \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.10-1})$$

3.9.1 Y 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_y = S_b / 3 - 0.5(b_c + b_p) = 433 - 0.5 \times (600 + 400) = -67\text{mm}$$

$$\lambda_y = a_y / h_0 = -67 / (1400 - 110) = -0.0517 < 0.25, \text{取 } \lambda_y = 0.25$$

$$\alpha_y = 1.75 / (\lambda_y + 1.0) = 1.75 / (0.25 + 1.0) = 1.4000$$

3.9.2 柱上边缘计算宽度 b_{x0}

$$S_b / 3 + S_c - 500 = 1300/3 + 500 - 500 = 433\text{mm} > 0.5b_c = 300\text{mm}$$

$$b_{x0} = 2[289 + (2S_b / 3 + S_c + 0.5b_c) \cdot S_a / S_b] = 2501\text{mm}$$

3.9.3 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

V_x = 扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$N_1 + N_2 = 5480.7\text{kN}$$

$$\begin{aligned} R_{vx} &= \beta_{hs} \cdot \alpha_y \cdot f_t \cdot b_{x0} \cdot h_0 = 0.8874 \times 1.4 \times 1575 \times 2.501 \times 1.29 \\ &= 6310.5\text{kN} \geq V_x = 5480.7\text{kN}, \text{满足要求。} \end{aligned}$$

3.10 X 向斜截面受剪承载力计算(上边、柱边)

3.10.1 Y 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_y = 2S_b / 3 - 0.5(b_c + b_p) = 867 - 0.5 \times (600 + 400) = 367\text{mm}$$

$$\lambda_y = a_y / h_0 = 367 / (1400 - 110) = 0.2842$$

$$\alpha_y = 1.75 / (\lambda_y + 1.0) = 1.75 / (0.2842 + 1.0) = 1.3627$$

3.10.2 柱下边缘计算宽度 b_{x0}

$$b_{x0} = 2[289 + (2S_b / 3 + S_c - 0.5b_c) \cdot S_a / S_b] = 1808\text{mm}$$

3.10.3 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_x = N_3 = 2740.3\text{kN}$$

$$R_{vx} = \beta_{hs} \cdot \alpha_y \cdot f_t \cdot b_{x0} \cdot h_0 = 0.8874 \cdot 1.3627 \cdot 1575 \cdot 1.808 \cdot 1.29 \\ = 4441.7\text{kN} \geq V_x = 2740.3\text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

3.11 X 向斜截面受剪承载力计算（上边、桩边、等效 $b_c = 1333\text{mm}$ ）

3.11.1 Y 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离：

$$a_y = 2S_b / 3 - 0.5(b_c + b_p) = 867 - 0.5 \cdot (1333 + 400) = 0\text{mm}$$

$$\lambda_y = a_y / h_0 = 0 / (1400 - 110) = 0.0000 < 0.25, \text{ 取 } \lambda_y = 0.25$$

$$\alpha_y = 1.75 / (\lambda_y + 1.0) = 1.75 / (0.25 + 1.0) = 1.4000$$

3.11.2 柱下边缘计算宽度 b_{x0}

$$b_{x0} = 2[289 + (2S_b / 3 + S_c - 0.5b_c) \cdot S_a / S_b] = 1385\text{mm}$$

3.11.3 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后，相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_x = N_3 = 2740.3\text{kN}$$

$$R_{vx} = \beta_{hs} \cdot \alpha_y \cdot f_t \cdot b_{x0} \cdot h_0 = 0.8874 \cdot 1.4 \cdot 1575 \cdot 1.385 \cdot 1.29 \\ = 3495.7\text{kN} \geq V_x = 2740.3\text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

3.12 Y 向斜截面受剪承载力计算

3.12.1 X 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离：

$$a_x = S_a - 0.5(h_c + b_p) = 750 - 0.5 \cdot (600 + 400) = 250\text{mm}$$

$$\lambda_x = a_x / h_0 = 250 / (1400 - 110) = 0.1938 < 0.25, \text{ 取 } \lambda_x = 0.25$$

$$\alpha_x = 1.75 / (\lambda_x + 1.0) = 1.75 / (0.25 + 1.0) = 1.4000$$

3.12.2 柱左右两边边缘计算宽度 b_{y0}

$$b_{y0} = b - (0.5h_c - 289) \cdot S_b / S_a = 2281\text{mm}$$

3.12.3 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后，相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_y = \max\{N_1, N_2\} = 2740.3\text{kN}$$

$$R_{vy} = \beta_{hs} \cdot \alpha_x \cdot f_t \cdot b_{y0} \cdot h_0 = 0.8874 \cdot 1.4 \cdot 1575 \cdot 2.281 \cdot 1.29 \\ = 5755.1\text{kN} \geq V_y = 2740.3\text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

3.13 由承台形心到承台底边的距离范围内板带的弯矩设计值

$$M_2 = N_{\max} [\alpha \cdot s - 0.75c_2 / (4 - \alpha^2)^{0.5}] / 3 \quad (\text{桩基规范 5.9.2-5})$$

3.13.1 桩距 $s = (S_a^2 + S_b^2)^{0.5} = (0.75^2 + 1.3^2)^{0.5} = 1.501\text{m}$

$$\text{桩距 } s_d = 2S_a = 2 \cdot 0.75 = 1.500\text{m}$$

$$\text{短向桩距与长向桩距之比 } \alpha = s_d / s = 1.5 / 1.501 = 0.9994$$

3.13.2 由承台形心到承台底边的距离 $B_2 = S_b / 3 + S_c = 0.933\text{m}$

3.13.3 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_2 = 2740.3 \cdot [1.5 - 0.75 \cdot 0.6 / (4 - 0.9994^2)^{0.5}] / 3 = 1132.9\text{kN} \cdot \text{m}$$

3.14 由承台形心到承台两腰的距离范围内板带的弯矩设计值

$$M_1 = N_{\max} [s - 0.75c_1 / (4 - \alpha^2)^{0.5}] / 3 \quad (\text{桩基规范 5.9.2-4})$$

$$\text{由承台形心到承台两腰的距离 } B_1 = (S_a / s) \cdot 2S_b / 3 + S_c = 0.933\text{m}$$

3.14.1 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_1 = 2740.3 \cdot [1.501 - 0.75 \cdot 0.6 / (4 - 0.9994^2)^{0.5}] / 3 = 1133.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.15 配筋计算

3.15.1 Y 轴方向配筋计算 (①号筋)

3.15.1.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_1 = M_2 = 1132.9 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_{sx} = 2495 \text{ mm}^2 \quad (x = 58 \text{ mm}), \quad a_s = 110 \text{ mm},$$

相对受压区高度 $\xi = 0.045$, 配筋率 $\rho = 0.207\%$; ①号筋: 8 Φ 20@110 ($A_s = 2513$)

3.15.2 X 轴方向配筋计算 (②号筋)

3.15.2.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{II} = M_1 = 1133.6 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_{sy} = 2542 \text{ mm}^2 \quad (x = 59 \text{ mm}), \quad a_s = 132 \text{ mm},$$

相对受压区高度 $\xi = 0.046$, 配筋率 $\rho = 0.215\%$; ②号筋: 9 Φ 20@110 ($A_s = 2827$)

3.16 柱下局部受压承载力计算

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = b_c \cdot h_c = 360000 \text{ mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = (b_x + 2c_x)(b_y + 2c_y)$$

$$c_x = \text{Min}\{C_x, b_x, b_y\} = \text{Min}\{1027, 600, 600\} = 600 \text{ mm}$$

$$c_y = \text{Min}\{C_y, b_x, b_y\} = \text{Min}\{850, 600, 600\} = 600 \text{ mm}$$

$$A_b = (600 + 2 \cdot 600) \cdot (600 + 2 \cdot 600) = 3240000 \text{ mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (3.24 / 0.36)^{0.5} = 3.0000$$

3.16.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合, 局部荷载设计值 $F_1 = 8221.0 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} R_j &= \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \cdot 3 \cdot 0.85 \cdot 16720 \cdot 0.36 \\ &= 15349.0 \text{ kN} \geq F_1 = 8221.0 \text{ kN}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

3.17 角桩局部受压承载力计算

$$F_1 \leq \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l \quad (\text{混凝土规范式 D.5.1-1})$$

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = n d^2 / 4 = 196350 \text{ mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = n(d + 2c)^2 / 4$$

$$c = \text{Min}\{C_x, C_y, d\} = \text{Min}\{250, 250, 500\} = 250 \text{ mm}$$

$$A_b = n \cdot (500 + 2 \cdot 250)^2 / 4 = 785398 \text{ mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (0.7854 / 0.1963)^{0.5} = 2.0000$$

3.17.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$\text{局部荷载设计值 } F_1 = N_{\max} + G / n = 2740.3 + 273.5 / 3 = 2831.5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_{pj} &= \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot 16720 \cdot 0.1963 \\ &= 5581.0 \text{ kN} \geq F_1 = 2831.5 \text{ kN}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

3.18 结果汇总

3.18.1 相应于荷载效应标准组合时, 轴心荷载作用下, 柱号: 0、N_{kmax}、无地震作用组合,

$$\text{有桩最大反力: } Q_k = 2100.0 \text{ kN} \leq R_a = 2100 \text{ kN}$$

3.18.2 相应于荷载效应基本组合时, 轴心荷载作用下, 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组

合,

有桩最大净反力: $N_j = 2740.3\text{kN}$

3.18.3 柱对承台的冲切计算: 满足要求。

3.18.4 角桩对承台的冲切计算: 满足要求。

3.18.5 斜截面受剪承载力计算: 满足要求。

3.18.6 正截面受弯承载力计算:

3.18.6.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$M_I = M_2 = 1132.9\text{kN}\cdot\text{m}$, $A_{sx} = 2495\text{mm}^2$ ($x = 58\text{mm}$), $a_s = 110\text{mm}$,

相对受压区高度 $\xi = 0.045$, 配筋率 $\rho = 0.207\%$; ①号筋: $8\Phi 20@110$ ($A_s = 2513$)

3.18.6.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$M_{II} = M_1 = 1133.6\text{kN}\cdot\text{m}$, $A_{sy} = 2542\text{mm}^2$ ($x = 59\text{mm}$), $a_s = 132\text{mm}$,

相对受压区高度 $\xi = 0.046$, 配筋率 $\rho = 0.215\%$; ②号筋: $9\Phi 20@110$ ($A_s = 2827$)

3.18.7 柱下局部受压承载力计算: 满足要求。

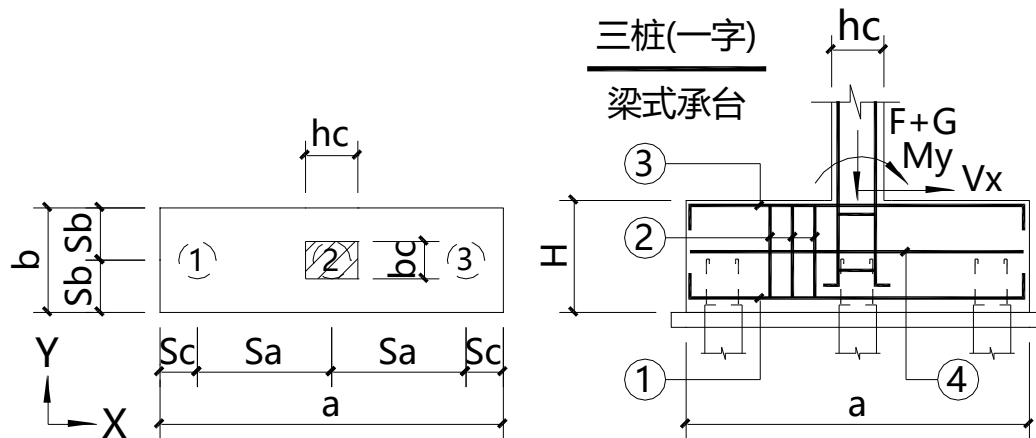
3.18.8 角桩局部受压承载力计算: 满足要求。

3.19 桩基承台平面整体表示方法的集中标注内容

CTj3, 1400 $\triangle 8\Phi 20@110+9\Phi 20@110\times 2/\Phi 10@200$

【MorGain 结构快速设计软件 V2021.04.2599.36414303.MID138】 2024-02-04
14:46:04

<http://www.MorGain.com>



3 柱下独立承台：5ZJ3a

3.1 工程名称：茂名广州港

3.2 基本资料

3.2.1 承台类型：三桩梁式承台，圆桩直径 $d = 500\text{mm}$ ，按桩承载力验算截面

3.2.2 桩中心距 $S_a = 1500\text{mm}$ ，承台边距 $S_b = 750\text{mm}$ ，承台边缘至桩中心距离 $S_c = 500\text{mm}$

3.2.3 承台根部高度 $H = 1400\text{mm}$ ，承台端部高度 $h = 1400\text{mm}$

3.2.4 柱截面高度 $h_c = 1500\text{mm}$ （X 方向），柱截面宽度 $b_c = 350\text{mm}$ （Y 方向）

3.2.5 单桩竖向承载力特征值 $R_a = 2100\text{kN}$ ，桩中心最小间距为 1.5m ， $3d$
（ d — 圆桩直径或方桩边长）

3.2.6 混凝土强度等级为 C35， $f_c = 16.72\text{N/mm}^2$ ， $f_t = 1.575\text{N/mm}^2$

3.2.7 钢筋抗拉强度设计值 $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ；纵筋合力点至截面近边边缘的距离 $a_s = 110\text{mm}$ ；

箍筋抗拉强度设计值 $f_{yv} = 360\text{N/mm}^2$

3.2.8 纵筋的最小配筋率 $\rho_{\min} = 0.197\%$

3.2.9 永久荷载的分项系数，当作用效应对结构不利时，取 $\gamma_G = 1.3$ ；当有利时，取 $\gamma_G' = 1.0$

3.2.10 承台自重及承台上的土重

基础混凝土的容重 $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ ；基础顶面以上土的重度 $\gamma_s = 18\text{kN/m}^3$ ，

顶面上覆土厚度 $d_s = 1\text{m}$

$a = 2(S_c + S_a) = 2 \times (500 + 1500) = 4000\text{mm}$ ； $b = 2S_b = 2 \times 750 = 1500\text{mm}$

承台底部底面积 $A_b = a \cdot b = 4 \times 1.5 = 6\text{m}^2$

承台体积 $V_c = A_b \cdot H = 6 \times 1.4 = 8.4\text{m}^3$

承台自重标准值 $G_k'' = \gamma_c \cdot V_c = 25 \times 8.4 = 210.0\text{kN}$

承台上的土重标准值 $G_k' = \gamma_s(A_b - b_c \cdot h_c) \cdot d_s = 18 \times (6 - 0.35 \times 1.5) \times 1 = 98.6\text{kN}$

承台自重及其上土自重标准值 $G_k = G_k'' + G_k' = 210 + 98.6 = 308.6\text{kN}$

基础自重及其上的土重的基本组合值 $G = \gamma_G \cdot G_k$ ，当作用效应对结构不利、有利时，分别取：

$$G = 1.3 \times 308.6 = 401.1 \text{ kN}; G' = 1 \times 308.6 = 308.6 \text{ kN}$$

3.2.11 圆桩换算截面边宽 $b_p = 0.8d = 0.8 \times 500 = 400 \text{ mm}$

3.2.12 设计时执行的规范：

《混凝土结构设计规范》（GB 50010—2010），以下简称“混凝土规范”

《建筑桩基技术规范》（JGJ 94—2008），以下简称“桩基规范”

《钢筋混凝土承台设计规程》（CECS 88:97），以下简称“承台规程”

3.3 基础底面控制内力

N_k 、 F_k ----- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础顶面的竖向力值（kN）；

V_{xk} 、 V_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础顶面的剪力值（kN）；

M_{xk}' 、 M_{yk}' --- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础顶面的弯矩值（kN·m）；

M_{xk} 、 M_{yk} ---- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的弯矩值（kN·m）；

$$M_{xk} = M_{xk}' - V_{yk} \cdot H, M_{yk} = M_{yk}' + V_{xk} \cdot H$$

N 、 F ----- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础顶面的竖向力值（kN）；

V_x' 、 V_y' --- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础顶面的剪力值（kN）；

M_x' 、 M_y' --- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础顶面的弯矩值（kN·m）；

M_x 、 M_y ----- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础底面的弯矩值（kN·m）；

$$M_x = M_x' - V_y' \cdot H, M_y = M_y' + V_x' \cdot H$$

3.3.1 相应于荷载效应标准组合时，基础底面控制内力

3.3.1.1 柱号：0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$N_k = 5991.4; M_{xk}' = 0.0, M_{yk}' = 0.0; V_{xk} = 0.0, V_{yk} = 0.0$$

$$F_k = 5991.4; M_{xk} = 0.0, M_{yk} = 0.0$$

3.3.2 相应于荷载效应基本组合时，基础底面控制内力

3.3.2.1 柱号：0、 D_{con} 、无地震作用组合

$$N = 8088.5; M_x' = 0.0, M_y' = 0.0; V_x = 0.0, V_y = 0.0$$

$$F = 8088.5; M_x = 0.0, M_y = 0.0$$

3.4 相应于荷载效应标准组合时，轴心荷载作用下任一单桩的竖向力

$$Q_k = (F_k + G_k) / n \quad (\text{桩基规范式 5.1.1-1})$$

3.4.1 柱号：0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$Q_k = (5991.4 + 308.6) / 3 = 2100.0 \text{ kN} \leq R_a = 2100 \text{ kN}$$

3.5 相应于荷载效应基本组合时，不计承台及其上填土自重，单桩平均净反力 $N_j = F / n$

3.5.1 柱号：0、 D_{con} 、无地震作用组合 $N_j = 8088.5 / 3 = 2696.2 \text{ kN}$

3.6 Y 向斜截面受剪承载力计算

$$V \leq \beta_{hs} \cdot \alpha \cdot f_t \cdot b_0 \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.10-1})$$

3.6.1 X 方向上从最外排桩内边缘至最近柱边的水平距离：

$$a_{x1} = 0.5(a - h_c - b_p) - S_c = (4000 - 1500 - 400) / 2 - 500 = 550 \text{ mm}$$

3.6.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值 $V_y = \text{Max}\{N_1,$

$$N_3\} = 2696.2\text{kN}$$

$$3.6.2.1 \quad 0.7f_t \cdot b \cdot h_0 = 0.7 \cdot 1575 \cdot 1.5 \cdot 1.29 = 2132.8\text{kN} < V_y = 2696.2\text{kN}$$

当 $V_y > 0.7f_t \cdot b \cdot h_0$ 、 $h > 800\text{mm}$ 构造要求:

$$\text{最小配箍面积 } A_{svy, \min} = \rho_{sv, \min} \cdot b \cdot s = 0.0015 \cdot 1500 \cdot 1000 = 2250.0\text{mm}^2$$

$$\text{箍筋最小直径 } D_{\min} = 8\text{mm}, \text{ 箍筋最大间距 } s_{\max} = 300\text{mm}$$

3.6.2.2 对集中荷载作用下的深受弯构件, 其斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

$$V_y \leq 1.75f_t \cdot b \cdot h_0 / (\lambda_x + 1) + (l_0/h - 2) / 3 \cdot f_{yv} \cdot A_{svy} / s_v \cdot h_0 \\ + (5 - l_0/h) / 6 \cdot f_{yh} \cdot A_{sh} / s_v \cdot h_0$$

跨高比 $l_0/h \leq 2.0$, 取 $\lambda_x = 0.25$

$$R_{vy} = 1.75f_t \cdot b \cdot h_0 / (\lambda_x + 1) = 1.75 \cdot 1575 \cdot 1.5 \cdot 1.29 / (0.25 + 1) \\ = 4265.6\text{kN} \geq V_y = 2696.2\text{kN}, \text{ 仅需按构造配箍}$$

3.6.2.3 每延米 $A_{svy, \min} = 2250.0\text{mm}^2$, 箍筋最小直径 $\Phi 8$, 最大间距 @300

$$A_{sh, \min} / s_v = 3.000\text{mm}, \text{ 当 } s_v = h \text{ 时}, A_{sh} = 4200.0\text{mm}^2$$

3.7 Y 轴方向柱边的弯矩设计值 (绕 Y 轴)

$$\text{柱左边缘 } M_{yL} = N_1[0.5(a - h_c) - S_c]$$

$$\text{柱右边缘 } M_{yR} = N_3[0.5(a - h_c) - S_c]$$

3.7.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{yL} = 2696.2 \cdot 0.75 = 2022.1\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yR} = 2696.2 \cdot 0.75 = 2022.1\text{kN} \cdot \text{m}$$

3.8 配筋计算

3.8.1 Y 轴方向配筋计算 (①号筋)

3.8.1.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$M_I = \text{Max}\{M_{yL}, M_{yR}\} = \text{Max}\{2022.1, 2022.1\} = 2022.1\text{kN} \cdot \text{m}$, 按深受弯构件计算 (计算跨度

$$l_0 = 1265\text{mm}), A_{sx} = 7401\text{mm}^2 \quad (x = 252\text{mm}), \quad a_s = 140\text{mm},$$

相对受压区高度 $\xi = 0.200$, 配筋率 $\rho = 0.392\%$; ①号筋: 16 $\Phi 25@90$ ($A_s = 7854$)

3.9 柱下局部受压承载力计算

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = b_c \cdot h_c = 525000\text{mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = (b_x + 2c_x)(b_y + 2c_y)$$

$$c_x = \text{Min}\{C_x, b_x, b_y\} = \text{Min}\{1250, 1500, 350\} = 350\text{mm}$$

$$c_y = \text{Min}\{C_y, b_x, b_y\} = \text{Min}\{575, 1500, 350\} = 350\text{mm}$$

$$A_b = (1500 + 2 \cdot 350) \cdot (350 + 2 \cdot 350) = 2310000\text{mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (2.31 / 0.525)^{0.5} = 2.0976$$

3.9.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合, 局部荷载设计值 $F_1 = 8088.5\text{kN}$

$$R_j = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \cdot 2.0976 \cdot 0.85 \cdot 16720 \cdot 0.525$$

$$= 15651.0\text{kN} \geq F_1 = 8088.5\text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

3.10 角桩局部受压承载力计算

$$F_1 \leq \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l \quad (\text{混凝土规范式 D.5.1-1})$$

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = n d^2 / 4 = 196350\text{mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = n(d + 2c)^2 / 4$$

$$c = \text{Min}\{C_x, C_y, d\} = \text{Min}\{250, 500, 500\} = 250\text{mm}$$

$$A_b = n \cdot (500 + 2 \cdot 250)^2 / 4 = 785398\text{mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (0.7854 / 0.1963)^{0.5} = 2.0000$$

3.10.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$\text{局部荷载设计值 } F_1 = N_{\max} + G / n = 2696.2 + 401.1 / 3 = 2829.9\text{kN}$$

$$R_{pj} = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot 16720 \cdot 0.1963$$

$$= 5581.0\text{kN} \geq F_1 = 2829.9\text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

3.11 结果汇总

3.11.1 相应于荷载效应标准组合时, 轴心荷载作用下, 柱号: 0、N_{kmax}、无地震作用组合,

$$\text{有桩最大反力: } Q_k = 2100.0\text{kN} \leq R_a = 2100\text{kN}$$

3.11.2 相应于荷载效应基本组合时, 轴心荷载作用下, 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合,

$$\text{有桩最大净反力: } N_j = 2696.2\text{kN}$$

3.11.3 柱对承台的冲切计算: 不需要验算。

3.11.4 角桩对承台的冲切计算: 不需要验算。

3.11.5 斜截面受剪承载力计算: 满足要求。

3.11.6 正截面受弯承载力计算:

3.11.6.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_I = \text{Max}\{M_{yL}, M_{yR}\} = \text{Max}\{2022.1, 2022.1\} = 2022.1\text{kN} \cdot \text{m}, \text{ 按深受弯构件计算 (计算跨度}$$

$$l_0 = 1265\text{mm}), A_{sx} = 7401\text{mm}^2 \quad (x = 252\text{mm}), a_s = 140\text{mm},$$

$$\text{相对受压区高度 } \xi = 0.200, \text{ 配筋率 } \rho = 0.392\%; \text{ ① 号筋: } 16 \Phi 25 @ 90 \quad (A_s = 7854)$$

3.11.7 柱下局部受压承载力计算: 满足要求。

3.11.8 角桩局部受压承载力计算: 满足要求。

3.12 桩基承台平面整体表示方法的集中标注内容

$$\text{CTj3, 1400} \quad \text{B: X: } \Phi 25 @ 90 \quad \text{Y: } \Phi 10 @ 200$$

<http://www.MorGain.com>

承台自重及其上土自重标准值 $G_k = G_k'' + G_k' = 203.1 + 106 = 309.1 \text{ kN}$

基础自重及其上的土重的基本组合值 $G = \gamma_G \cdot G_k$, 当作用效应对结构不利、有利时, 分别取:

$$G = 1.3 \times 309.1 = 401.9 \text{ kN}; G' = 1 \times 309.1 = 309.1 \text{ kN}$$

34.2.11 圆桩换算截面边宽 $b_p = 0.8d = 0.8 \times 500 = 400 \text{ mm}$

34.2.12 设计时执行的规范:

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010), 以下简称“混凝土规范”

《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008), 以下简称“桩基规范”

《钢筋混凝土承台设计规程》(CECS 88:97), 以下简称“承台规程”

34.3 基础底面控制内力

N_k 、 F_k ----- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的竖向力值 (kN);

V_{xk} 、 V_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的剪力值 (kN);

M_{xk}' 、 M_{yk}' --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的弯矩值 (kN·m);

M_{xk} 、 M_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础底面的弯矩值 (kN·m);

$$M_{xk} = M_{xk}' - V_{yk} \cdot H, \quad M_{yk} = M_{yk}' + V_{xk} \cdot H$$

N 、 F ----- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的竖向力值 (kN);

V_x' 、 V_y' --- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的剪力值 (kN);

M_x' 、 M_y' --- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的弯矩值 (kN·m);

M_x 、 M_y ----- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础底面的弯矩值 (kN·m);

$$M_x = M_x' - V_y \cdot H, \quad M_y = M_y' + V_x \cdot H$$

34.3.1 相应于荷载效应标准组合时, 基础底面控制内力

34.3.1.1 柱号: 0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$N_k = 8090.9; M_{xk}' = 0.0, M_{yk}' = 0.0; V_{xk} = 0.0, V_{yk} = 0.0$$

$$F_k = 8090.9; M_{xk} = 0.0, M_{yk} = 0.0$$

34.3.2 相应于荷载效应基本组合时, 基础底面控制内力

34.3.2.1 柱号: 0、 D_{con} 、无地震作用组合

$$N = 10922.7; M_x' = 0.0, M_y' = 0.0; V_x = 0.0, V_y = 0.0$$

$$F = 10922.7; M_x = 0.0, M_y = 0.0$$

34.4 相应于荷载效应标准组合时, 轴心荷载作用下任一单桩的竖向力

$$Q_k = (F_k + G_k) / n \quad (\text{桩基规范式 5.1.1-1})$$

34.4.1 柱号: 0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$Q_k = (8090.9 + 309.1) / 4 = 2100.0 \text{ kN} \leq R_a = 2100 \text{ kN}$$

34.5 相应于荷载效应基本组合时, 不计承台及其上填土自重, 单桩平均净反力 $N_j = F / n$

34.5.1 柱号: 0、 D_{con} 、无地震作用组合 $N_j = 10922.7 / 4 = 2730.7 \text{ kN}$

34.6 柱对承台的冲切计算

$$F_l \leq 2[\beta_{0x}(b_c + a_{0y}) + \beta_{0y}(h_c + a_{0x})] \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.7-4})$$

34.6.1 X 方向上从柱边至桩边的水平距离:

$$a_{0x} = 0.5S_a - 0.5(b_p + h_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 600) = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{0x} = a_{0x} / h_0 = 250 / (1300 - 110) = 0.2101 < 0.25, \text{取 } \lambda_{0x} = 0.25,$$

$$a_{0x} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1190 = 298\text{mm}$$

$$\beta_{0x} = 0.84 / (\lambda_{0x} + 0.2) = 0.84 / (0.25 + 0.2) = 1.8667$$

34.6.2 Y 方向上从柱边至桩边的水平距离:

$$a_{0y} = 0.5S_b - 0.5(b_p + b_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 600) = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{0y} = a_{0y} / h_0 = 250 / (1300 - 110) = 0.2101 < 0.25, \text{取 } \lambda_{0y} = 0.25,$$

$$a_{0y} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1190 = 298\text{mm}$$

$$\beta_{0y} = 0.84 / (\lambda_{0y} + 0.2) = 0.84 / (0.25 + 0.2) = 1.8667$$

34.6.3 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的作用在冲切破坏锥体上的冲切力设计值

$$F_l = 10922.7\text{kN}$$

$$R_{cq} = 2[\beta_{0x}(b_c + a_{0y}) + \beta_{0y}(h_c + a_{0x})]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

$$= 2 \times [1.8667 \times (0.6 + 0.298) + 1.8667 \times (0.6 + 0.298)] \times 0.9583 \times 1575 \times 1.19$$

$$= 12033.5\text{kN} \geq F_l = 10922.7\text{kN}, \text{满足要求。}$$

34.7 角桩对承台的冲切计算

$$N_l \leq [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.8-1})$$

34.7.1 X 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1x} = 0.5S_a - 0.5(b_p + h_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 600) = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 250 / (1300 - 110) = 0.2101 < 0.25, \text{取 } \lambda_{1x} = 0.25,$$

$$a_{1x} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1190 = 298\text{mm}$$

$$\beta_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56 / (0.25 + 0.2) = 1.2444$$

34.7.2 Y 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1y} = 0.5S_b - 0.5(b_p + b_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 600) = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{1y} = a_{1y} / h_0 = 250 / (1300 - 110) = 0.2101 < 0.25, \text{取 } \lambda_{1y} = 0.25,$$

$$a_{1y} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1190 = 298\text{mm}$$

$$\beta_{1y} = 0.56 / (\lambda_{1y} + 0.2) = 0.56 / (0.25 + 0.2) = 1.2444$$

34.7.3 从角桩内边缘至承台外边缘的距离: $c_1 = c_2 = S_c + 0.5b_p = 500 + 400/2 = 700\text{mm}$

34.7.4 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的角桩桩顶的竖向力设计值

$$N_l = N_{\max} = 2730.7\text{kN}$$

$$R_{cq} = [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

$$= [1.2444 \times (0.7 + 0.298/2) + 1.2444 \times (0.7 + 0.298/2)] \times 0.9583 \times 1575 \times 1.19$$

$$= 3793.3\text{kN} \geq 1.1N_l = 3003.7\text{kN}, \text{满足要求。}$$

34.8 角桩对承台的冲切计算 (第二冲切破坏锥体)

34.8.1 X 方向上从桩内边缘至最远柱边的水平距离:

$$a_{1x} = 0.5S_a - 0.5(b_p - h_c) = 750 - 0.5 \times (400 - 600) = 850\text{mm}$$

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 850 / (1300 - 110) = 0.7143$$

$$\beta_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56 / (0.7143 + 0.2) = 0.6125$$

34.8.2 Y 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1y} = 0.5S_b - 0.5(b_p + b_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 600) = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{1y} = a_{1y} / h_0 = 250 / (1300 - 110) = 0.2101 < 0.25, \text{取 } \lambda_{1y} = 0.25,$$

$$a_{1y} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1190 = 298\text{mm}$$

$$\beta_{1y} = 0.56 / (\lambda_{1y} + 0.2) = 0.56 / (0.25 + 0.2) = 1.2444$$

34.8.3 从角桩内边缘至承台外边缘的距离: $c_1 = c_2 = S_c + 0.5b_p = 500 + 400/2 = 700\text{mm}$

34.8.4 对桩基规范式 5.9.8-1 求导, 可得当 $a_{1x} = 715\text{mm}$ 时为最不利位置, 重新计算 β_{1x} :

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 715 / (1300 - 110) = 0.6012$$

$$\beta_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56 / (0.6012 + 0.2) = 0.6990$$

34.8.5 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的角桩桩顶的竖向力设计值

$$N_l = N_{\max} = 2730.7\text{kN}$$

$$\begin{aligned} R_{cq} &= [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \\ &= [0.699 \times (0.7 + 0.298/2) + 1.2444 \times (0.7 + 0.715/2)] \times 0.9583 \times 1575 \times 1.19 \\ &= 3428.9\text{kN} \geq N_l = 2730.7\text{kN}, \text{满足要求。} \end{aligned}$$

34.9 Y 向斜截面受剪承载力计算

$$V \leq \beta_{hs} \cdot \alpha \cdot f_t \cdot b_0 \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.10-1})$$

34.9.1 X 方向上从最外排桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{x1} = 0.5(a - h_c - b_p) - S_c = (2500 - 600 - 400)/2 - 500 = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{x1} = a_{x1} / h_0 = 250 / (1300 - 110) = 0.2101 < 0.25, \text{取 } \lambda_{x1} = 0.25$$

$$\alpha_{x1} = 1.75 / (\lambda_{x1} + 1.0) = 1.75 / (0.25 + 1.0) = 1.4000$$

34.9.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_y = \max\{N_1 + N_3, N_2 + N_4\} = 5461.3\text{kN}$$

$$\begin{aligned} R_{vy} &= \beta_{hs} \cdot \alpha_x \cdot f_t \cdot b_{y0} \cdot h_0 = 0.9055 \times 1.4 \times 1575 \times 2.5 \times 1.19 \\ &= 5938.4\text{kN} \geq V_y = 5461.3\text{kN}, \text{满足要求。} \end{aligned}$$

34.10 X 向斜截面受剪承载力计算

34.10.1 Y 方向上从最外排桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{y1} = 0.5(b - b_c - b_p) - S_c = (2500 - 600 - 400)/2 - 500 = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{y1} = a_{y1} / h_0 = 250 / (1300 - 110) = 0.2101 < 0.25, \text{取 } \lambda_{y1} = 0.25$$

$$\alpha_{y1} = 1.75 / (\lambda_{y1} + 1.0) = 1.75 / (0.25 + 1.0) = 1.4000$$

34.10.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_y = \max\{N_1 + N_2, N_3 + N_4\} = 5461.3\text{kN}$$

$$\begin{aligned} R_{vx} &= \beta_{hs} \cdot \alpha_y \cdot f_t \cdot b_{x0} \cdot h_0 = 0.9055 \times 1.4 \times 1575 \times 2.5 \times 1.19 \\ &= 5938.4\text{kN} \geq V_x = 5461.3\text{kN}, \text{满足要求。} \end{aligned}$$

34.11 Y 轴方向柱边的弯矩设计值 (绕 Y 轴)

$$\text{柱左边缘 } M_{yL} = (N_1 + N_3) [0.5(a - h_c) - S_c]$$

$$\text{柱右边缘 } M_{yR} = (N_2 + N_4) [0.5(a - h_c) - S_c]$$

34.11.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{yL} = (2730.7 + 2730.7) \times 0.45 = 2457.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yR} = (2730.7 + 2730.7) \times 0.45 = 2457.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

34.12 X 轴方向柱边的弯矩设计值 (绕 X 轴)

$$\text{柱下边缘 } M_{xD} = (N_1 + N_2) [0.5(b - b_c) - S_c]$$

$$\text{柱上边缘 } M_{xU} = (N_3 + N_4) [0.5(b - b_c) - S_c]$$

34.12.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{xD} = (2730.7 + 2730.7) \times 0.45 = 2457.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{xU} = (2730.7 + 2730.7) \times 0.45 = 2457.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

34.13 配筋计算

34.13.1 Y 轴方向配筋计算 (①号筋)

34.13.1.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_I = \text{Max}\{M_{yL}, M_{yR}\} = \text{Max}\{2457.6, 2457.6\} = 2457.6 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$A_{sx} = 5861 \text{ mm}^2 \quad (x = 50 \text{ mm}), \quad a_s = 110 \text{ mm}, \quad \text{相对受压区高度 } \xi = 0.042,$$

$$\text{配筋率 } \rho = 0.197\%; \text{ ①号筋: } 25 \Phi 18 @ 100 \quad (A_s = 6362)$$

34.13.2 X 轴方向配筋计算 (②号筋)

34.13.2.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{II} = \text{Max}\{M_{xD}, M_{xU}\} = \text{Max}\{2457.6, 2457.6\} = 2457.6 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$A_{sy} = 5966 \text{ mm}^2 \quad (x = 51 \text{ mm}), \quad a_s = 130 \text{ mm}, \quad \text{相对受压区高度 } \xi = 0.044,$$

$$\text{配筋率 } \rho = 0.204\%; \text{ ②号筋: } 25 \Phi 18 @ 100 \quad (A_s = 6362)$$

34.14 柱下局部受压承载力计算

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = b_c \cdot h_c = 360000 \text{ mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = (b_x + 2c_x)(b_y + 2c_y)$$

$$c_x = \text{Min}\{C_x, b_x, b_y\} = \text{Min}\{950, 600, 600\} = 600 \text{ mm}$$

$$c_y = \text{Min}\{C_y, b_x, b_y\} = \text{Min}\{950, 600, 600\} = 600 \text{ mm}$$

$$A_b = (600 + 2 \times 600) \times (600 + 2 \times 600) = 3240000 \text{ mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (3.24 / 0.36)^{0.5} = 3.0000$$

34.14.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合, 局部荷载设计值 $F_1 = 10922.7 \text{ kN}$

$$R_j = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \times 3 \times 0.85 \times 16720 \times 0.36$$

$$= 15349.0 \text{ kN} \geq F_1 = 10922.7 \text{ kN}, \text{ 满足要求。}$$

34.15 角桩局部受压承载力计算

$$F_l \leq \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l \quad (\text{混凝土规范式 D.5.1-1})$$

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = n d^2 / 4 = 196350 \text{ mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = n(d + 2c)^2 / 4$$

$$c = \text{Min}\{C_x, C_y, d\} = \text{Min}\{250, 250, 500\} = 250 \text{ mm}$$

$$A_b = n \times (500 + 2 \times 250)^2 / 4 = 785398 \text{ mm}^2$$

混凝土局部受压时的强度提高系数 $\beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (0.7854/0.1963)^{0.5} = 2.0000$

34.15.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

局部荷载设计值 $F_l = N_{\max} + G / n = 2730.7 + 401.9/4 = 2831.1\text{kN}$

$R_{pj} = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot 16720 \cdot 0.1963$
 $= 5581.0\text{kN} \geq F_l = 2831.1\text{kN}$, 满足要求。

34.16 结果汇总

34.16.1 相应于荷载效应标准组合时, 轴心荷载作用下, 柱号: 0、N_{kmax}、无地震作用组合,

有桩最大反力: $Q_k = 2100.0\text{kN} \leq R_a = 2100\text{kN}$

34.16.2 相应于荷载效应基本组合时, 轴心荷载作用下, 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合,

有桩最大净反力: $N_j = 2730.7\text{kN}$

34.16.3 柱对承台的冲切计算: 满足要求。

34.16.4 角桩对承台的冲切计算: 满足要求。

34.16.5 斜截面受剪承载力计算: 满足要求。

34.16.6 正截面受弯承载力计算:

34.16.6.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$M_I = \max\{M_{yL}, M_{yR}\} = \max\{2457.6, 2457.6\} = 2457.6\text{kN} \cdot \text{m}$,
 $A_{sx} = 5861\text{mm}^2$ ($x = 50\text{mm}$), $a_s = 110\text{mm}$, 相对受压区高度 $\xi = 0.042$,
配筋率 $\rho = 0.197\%$; ①号筋: 25 Φ 18@100 ($A_s = 6362$)

34.16.6.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

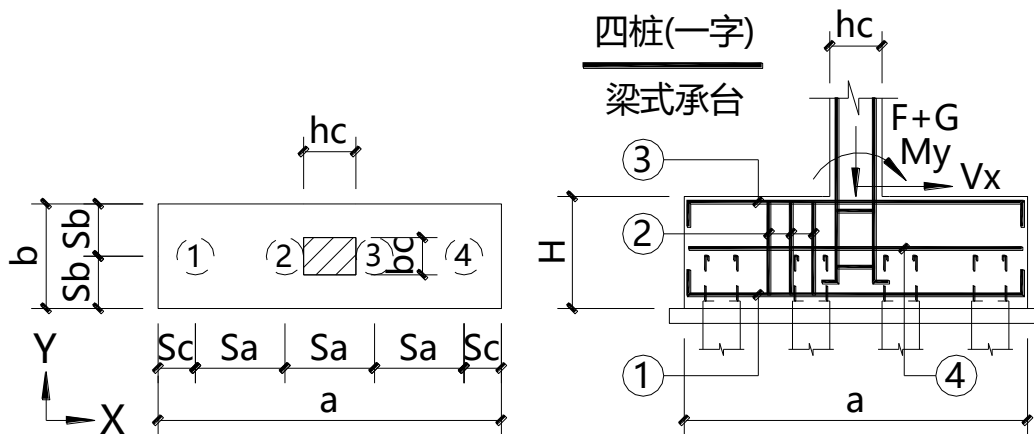
$M_{II} = \max\{M_{xD}, M_{xU}\} = \max\{2457.6, 2457.6\} = 2457.6\text{kN} \cdot \text{m}$,
 $A_{sy} = 5966\text{mm}^2$ ($x = 51\text{mm}$), $a_s = 130\text{mm}$, 相对受压区高度 $\xi = 0.044$,
配筋率 $\rho = 0.204\%$; ②号筋: 25 Φ 18@100 ($A_s = 6362$)

34.16.7 柱下局部受压承载力计算: 满足要求。

34.16.8 角桩局部受压承载力计算: 满足要求。

34.17 桩基承台平面整体表示方法的集中标注内容

CTj34, 1300 B: X: Φ 18@100 Y: Φ 18@100



4 柱下独立承台：5ZJ4a

4.1 工程名称：茂名广州港

4.2 基本资料

4.2.1 承台类型：四桩梁式承台，圆桩直径 $d = 500\text{mm}$ ，按桩承载力验算截面

4.2.2 桩中心距 $S_a = 1500\text{mm}$ ，承台边距 $S_b = 750\text{mm}$ ，承台边缘至桩中心距离 $S_c = 500\text{mm}$

4.2.3 承台根部高度 $H = 1400\text{mm}$ ，承台端部高度 $h = 1400\text{mm}$

4.2.4 柱截面高度 $h_c = 3000\text{mm}$ （X 方向），柱截面宽度 $b_c = 200\text{mm}$ （Y 方向）

4.2.5 单桩竖向承载力特征值 $R_a = 2100\text{kN}$ ，桩中心最小间距为 1.5m ， $3d$
（ d — 圆桩直径或方桩边长）

4.2.6 混凝土强度等级为 C35， $f_c = 16.72\text{N/mm}^2$ ， $f_t = 1.575\text{N/mm}^2$

4.2.7 钢筋抗拉强度设计值 $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ；纵筋合力点至截面近边边缘的距离 $a_s = 110\text{mm}$ ；

箍筋抗拉强度设计值 $f_{yv} = 360\text{N/mm}^2$

4.2.8 纵筋的最小配筋率 $\rho_{\min} = 0.197\%$

4.2.9 永久荷载的分项系数，当作用效应对结构不利时，取 $\gamma_G = 1.3$ ；当有利时，取 $\gamma_G' = 1.0$

4.2.10 承台自重及承台上的土重

基础混凝土的容重 $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ ；基础顶面以上土的重度 $\gamma_s = 18\text{kN/m}^3$ ，

顶面上覆土厚度 $d_s = 1\text{m}$

$a = 2S_c + 3S_a = 2 \times 500 + 3 \times 1500 = 5500\text{mm}$ ； $b = 2S_b = 2 \times 750 = 1500\text{mm}$

承台底部底面积 $A_b = a \cdot b = 5.5 \times 1.5 = 8.25\text{m}^2$

承台体积 $V_c = A_b \cdot H = 8.25 \times 1.4 = 11.55\text{m}^3$

承台自重标准值 $G_k'' = \gamma_c \cdot V_c = 25 \times 11.55 = 288.8\text{kN}$

承台上的土重标准值 $G_k' = \gamma_s (A_b - b_c \cdot h_c) \cdot d_s = 18 \times (8.25 - 0.2 \times 3) \times 1 = 137.7\text{kN}$

承台自重及其上土自重标准值 $G_k = G_k'' + G_k' = 288.8 + 137.7 = 426.5\text{kN}$

基础自重及其上的土重的基本组合值 $G = \gamma_G \cdot G_k$ ，当作用效应对结构不利、有利时，分别取：

$$G = 1.3 \times 426.5 = 554.4 \text{ kN}; G' = 1 \times 426.5 = 426.5 \text{ kN}$$

4.2.11 圆桩换算截面边宽 $b_p = 0.8d = 0.8 \times 500 = 400 \text{ mm}$

4.2.12 设计时执行的规范：

《混凝土结构设计规范》（GB 50010—2010），以下简称“混凝土规范”

《建筑桩基技术规范》（JGJ 94—2008），以下简称“桩基规范”

《钢筋混凝土承台设计规程》（CECS 88:97），以下简称“承台规程”

4.3 基础底面控制内力

N_k 、 F_k ----- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础顶面的竖向力值（kN）；

V_{xk} 、 V_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础顶面的剪力值（kN）；

M_{xk}' 、 M_{yk}' --- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础顶面的弯矩值（kN·m）；

M_{xk} 、 M_{yk} ---- 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的弯矩值（kN·m）；

$$M_{xk} = M_{xk}' - V_{yk} \cdot H, M_{yk} = M_{yk}' + V_{xk} \cdot H$$

N 、 F ----- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础顶面的竖向力值（kN）；

V_x' 、 V_y' --- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础顶面的剪力值（kN）；

M_x' 、 M_y' --- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础顶面的弯矩值（kN·m）；

M_x 、 M_y ---- 相应于荷载效应基本组合时，作用于基础底面的弯矩值（kN·m）；

$$M_x = M_x' - V_y' \cdot H, M_y = M_y' + V_x' \cdot H$$

4.3.1 相应于荷载效应标准组合时，基础底面控制内力

4.3.1.1 柱号：0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$N_k = 7973.5; M_{xk}' = 0.0, M_{yk}' = 0.0; V_{xk} = 0.0, V_{yk} = 0.0$$

$$F_k = 7973.5; M_{xk} = 0.0, M_{yk} = 0.0$$

4.3.2 相应于荷载效应基本组合时，基础底面控制内力

4.3.2.1 柱号：0、 D_{con} 、无地震作用组合

$$N = 10764.3; M_x' = 0.0, M_y' = 0.0; V_x = 0.0, V_y = 0.0$$

$$F = 10764.3; M_x = 0.0, M_y = 0.0$$

4.4 相应于荷载效应标准组合时，轴心荷载作用下任一单桩的竖向力

$$Q_k = (F_k + G_k) / n \quad (\text{桩基规范式 5.1.1-1})$$

4.4.1 柱号：0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$Q_k = (7973.5 + 426.5) / 4 = 2100.0 \text{ kN} \leq R_a = 2100 \text{ kN}$$

4.5 相应于荷载效应基本组合时，不计承台及其上填土自重，单桩平均净反力 $N_j = F / n$

4.5.1 柱号：0、 D_{con} 、无地震作用组合 $N_j = 10764.3 / 4 = 2691.1 \text{ kN}$

4.6 Y 向斜截面受剪承载力计算

$$V \leq \beta_{hs} \cdot \alpha \cdot f_t \cdot b_0 \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.10-1})$$

4.6.1 X 方向上从最外排桩内边缘至最近柱边的水平距离：

$$a_{x1} = 0.5(a - h_c - b_p) - S_c = (5500 - 3000 - 400) / 2 - 500 = 550 \text{ mm}$$

4.6.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值 $V_y = \text{Max}\{N_1,$

$$N_4\} = 2691.1\text{kN}$$

$$4.6.2.1 \quad 0.7f_t \cdot b \cdot h_0 = 0.7 \cdot 1575 \cdot 1.5 \cdot 1.29 = 2132.8\text{kN} < V_y = 2691.1\text{kN}$$

当 $V_y > 0.7f_t \cdot b \cdot h_0$ 、 $h > 800\text{mm}$ 构造要求:

$$\text{最小配箍面积 } A_{svy, \min} = \rho_{sv, \min} \cdot b \cdot s = 0.0015 \cdot 1500 \cdot 1000 = 2250.0\text{mm}^2$$

$$\text{箍筋最小直径 } D_{\min} = 8\text{mm}, \text{ 箍筋最大间距 } s_{\max} = 300\text{mm}$$

4.6.2.2 对集中荷载作用下的深受弯构件, 其斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

$$V_y \leq 1.75f_t \cdot b \cdot h_0 / (\lambda_x + 1) + (l_0/h - 2) / 3 \cdot f_{yv} \cdot A_{svy} / s_h \cdot h_0 \\ + (5 - l_0/h) / 6 \cdot f_{yh} \cdot A_{sh} / s_v \cdot h_0$$

跨高比 $l_0/h \leq 2.0$, 取 $\lambda_x = 0.25$

$$R_{vy} = 1.75f_t \cdot b \cdot h_0 / (\lambda_x + 1) = 1.75 \cdot 1575 \cdot 1.5 \cdot 1.29 / (0.25 + 1) \\ = 4265.6\text{kN} \geq V_y = 2691.1\text{kN}, \text{ 仅需按构造配箍}$$

4.6.2.3 每延米 $A_{svy, \min} = 2250.0\text{mm}^2$, 箍筋最小直径 $\Phi 8$, 最大间距 $@300$

$$A_{sh, \min} / s_v = 3.000\text{mm}, \text{ 当 } s_v = h \text{ 时}, A_{sh} = 4200.0\text{mm}^2$$

4.7 Y 轴方向柱边的弯矩设计值 (绕 Y 轴)

$$\text{柱左边缘 } M_{yL} = N_1[0.5(a - h_c) - S_c]$$

$$\text{柱右边缘 } M_{yR} = N_4[0.5(a - h_c) - S_c]$$

4.7.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{yL} = 2691.1 \cdot 0.75 = 2018.3\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yR} = 2691.1 \cdot 0.75 = 2018.3\text{kN} \cdot \text{m}$$

4.8 配筋计算

4.8.1 Y 轴方向配筋计算 (①号筋)

4.8.1.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$M_I = \text{Max}\{M_{yL}, M_{yR}\} = \text{Max}\{2018.3, 2018.3\} = 2018.3\text{kN} \cdot \text{m}$, 按深受弯构件计算 (计算跨度

$$l_0 = 1265\text{mm}), A_{sx} = 7387\text{mm}^2 \quad (x = 252\text{mm}), \quad a_s = 140\text{mm},$$

相对受压区高度 $\xi = 0.200$, 配筋率 $\rho = 0.391\%$; ①号筋: $16\Phi 25@90$ ($A_s = 7854$)

4.9 柱下局部受压承载力计算

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = b_c \cdot h_c = 600000\text{mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = (b_x + 2c_x)(b_y + 2c_y)$$

$$c_x = \text{Min}\{C_x, b_x, b_y\} = \text{Min}\{1250, 3000, 200\} = 200\text{mm}$$

$$c_y = \text{Min}\{C_y, b_x, b_y\} = \text{Min}\{650, 3000, 200\} = 200\text{mm}$$

$$A_b = (3000 + 2 \cdot 200) \cdot (200 + 2 \cdot 200) = 2040000\text{mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (2.04 / 0.6)^{0.5} = 1.8439$$

4.9.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合, 局部荷载设计值 $F_1 = 10764.3\text{kN}$

$$R_j = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \cdot 1.8439 \cdot 0.85 \cdot 16720 \cdot 0.6 \\ = 15723.4\text{kN} \geq F_1 = 10764.3\text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

4.10 角桩局部受压承载力计算

$$F_l \leq \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l \quad (\text{混凝土规范式 D.5.1-1})$$

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = \pi d^2 / 4 = 196350 \text{mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = \pi(d + 2c)^2 / 4$$

$$c = \text{Min}\{C_x, C_y, d\} = \text{Min}\{250, 500, 500\} = 250 \text{mm}$$

$$A_b = \pi \cdot (500 + 2 \cdot 250)^2 / 4 = 785398 \text{mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (0.7854 / 0.1963)^{0.5} =$$

2.0000

4.10.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$\text{局部荷载设计值 } F_l = N_{\max} + G / n = 2691.1 + 554.4 / 4 = 2829.7 \text{kN}$$

$$R_{pj} = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot 16720 \cdot 0.1963$$

$$= 5581.0 \text{kN} \geq F_l = 2829.7 \text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

4.11 结果汇总

4.11.1 相应于荷载效应标准组合时, 轴心荷载作用下, 柱号: 0、N_{kmax}、无地震作用组合,

$$\text{有桩最大反力: } Q_k = 2100.0 \text{kN} \leq R_a = 2100 \text{kN}$$

4.11.2 相应于荷载效应基本组合时, 轴心荷载作用下, 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合,

$$\text{有桩最大净反力: } N_j = 2691.1 \text{kN}$$

4.11.3 柱对承台的冲切计算: 不需要验算。

4.11.4 角桩对承台的冲切计算: 不需要验算。

4.11.5 斜截面受剪承载力计算: 满足要求。

4.11.6 正截面受弯承载力计算:

4.11.6.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_l = \text{Max}\{M_{yl}, M_{yR}\} = \text{Max}\{2018.3, 2018.3\} = 2018.3 \text{kN} \cdot \text{m}, \text{ 按深受弯构件计算 (计算跨度}$$

$$l_0 = 1265 \text{mm}), A_{sx} = 7387 \text{mm}^2 (x = 252 \text{mm}), a_s = 140 \text{mm},$$

$$\text{相对受压区高度 } \xi = 0.200, \text{ 配筋率 } \rho = 0.391\%; \text{ ① 号筋: } 16 \Phi 25 @ 90 (A_s = 7854)$$

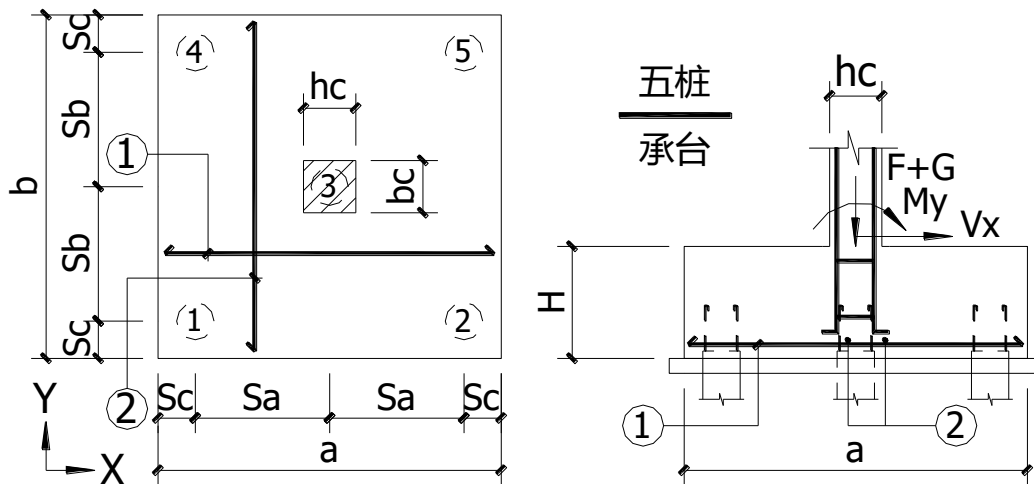
4.11.7 柱下局部受压承载力计算: 满足要求。

4.11.8 角桩局部受压承载力计算: 满足要求。

4.12 桩基承台平面整体表示方法的集中标注内容

CTj4, 1400 B: X: $\Phi 25 @ 90$ Y: $\Phi 10 @ 200$

<http://www.MorGain.com>



5 柱下独立承台：5ZJ5

5.1 工程名称：茂名广州港

5.2 基本资料

5.2.1 承台类型：五桩承台，圆桩直径 $d = 500\text{mm}$ ，按桩承载力验算截面

5.2.2 桩列间距 $S_a = 750\text{mm}$ ，桩行间距 $S_b = 1299\text{mm}$ ，承台边缘至桩中心距离 $S_c = 500\text{mm}$

5.2.3 承台根部高度 $H = 1600\text{mm}$ ，承台端部高度 $h = 1600\text{mm}$

5.2.4 柱截面高度 $h_c = 600\text{mm}$ （X 方向），柱截面宽度 $b_c = 600\text{mm}$ （Y 方向）

5.2.5 单桩竖向承载力特征值 $R_a = 2100\text{kN}$ ，桩中心最小间距为 1.5m ， $3d$
（ d — 圆桩直径或方桩边长）

5.2.6 混凝土强度等级为 C35， $f_c = 16.72\text{N/mm}^2$ ， $f_t = 1.575\text{N/mm}^2$

5.2.7 钢筋抗拉强度设计值 $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ；纵筋合力点至截面近边边缘的距离 $a_s = 110\text{mm}$

5.2.8 纵筋的最小配筋率 $\rho_{\min} = 0.15\%$

5.2.9 永久荷载的分项系数，当作用效应对结构不利时，取 $\gamma_G = 1.3$ ；当有利时，取 $\gamma_G' = 1.0$

5.2.10 承台自重及承台上的土重

基础混凝土的容重 $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ ；基础顶面以上土的重度 $\gamma_s = 18\text{kN/m}^3$ ，

顶面上覆土厚度 $d_s = 1\text{m}$

$a = 2(S_c + S_a) = 2 \times (500 + 750) = 2500\text{mm}$ ； $b = 2(S_c + S_b) = 2 \times (500 + 1299) = 3598\text{mm}$

承台底部底面积 $A_b = a \cdot b = 2.5 \times 3.598 = 8.995\text{m}^2$

承台体积 $V_c = A_b \cdot H = 8.995 \times 1.6 = 14.392\text{m}^3$

承台自重标准值 $G_k'' = \gamma_c \cdot V_c = 25 \times 14.392 = 359.8\text{kN}$

承台上的土重标准值 $G_k' = \gamma_s(A_b - b_c \cdot h_c) \cdot d_s = 18 \times (8.995 - 0.6 \times 0.6) \times 1 = 155.4\text{kN}$

承台自重及其上土自重标准值 $G_k = G_k'' + G_k' = 359.8 + 155.4 = 515.2 \text{ kN}$

基础自重及其上的土重的基本组合值 $G = \gamma_G \cdot G_k$, 当作用效应对结构不利、有利时, 分别取:

$$G = 1.3 \times 515.2 = 669.8 \text{ kN}; G' = 1 \times 515.2 = 515.2 \text{ kN}$$

5.2.11 圆桩换算截面边宽 $b_p = 0.8d = 0.8 \times 500 = 400 \text{ mm}$

5.2.12 设计时执行的规范:

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010), 以下简称“混凝土规范”

《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008), 以下简称“桩基规范”

《钢筋混凝土承台设计规程》(CECS 88:97), 以下简称“承台规程”

5.3 基础底面控制内力

N_k 、 F_k ----- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的竖向力值 (kN);

V_{xk} 、 V_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的剪力值 (kN);

M_{xk}' 、 M_{yk}' --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的弯矩值 (kN·m);

M_{xk} 、 M_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础底面的弯矩值 (kN·m);

$$M_{xk} = M_{xk}' - V_{yk} \cdot H, \quad M_{yk} = M_{yk}' + V_{xk} \cdot H$$

N 、 F ----- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的竖向力值 (kN);

V_x' 、 V_y' --- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的剪力值 (kN);

M_x' 、 M_y' --- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的弯矩值 (kN·m);

M_x 、 M_y ----- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础底面的弯矩值 (kN·m);

$$M_x = M_x' - V_y' \cdot H, \quad M_y = M_y' + V_x' \cdot H$$

5.3.1 相应于荷载效应标准组合时, 基础底面控制内力

5.3.1.1 柱号: 0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$N_k = 9984.8; M_{xk}' = 0.0, M_{yk}' = 0.0; V_{xk} = 0.0, V_{yk} = 0.0$$

$$F_k = 9984.8; M_{xk} = 0.0, M_{yk} = 0.0$$

5.3.2 相应于荷载效应基本组合时, 基础底面控制内力

5.3.2.1 柱号: 0、 D_{con} 、无地震作用组合

$$N = 13479.4; M_x' = 0.0, M_y' = 0.0; V_x = 0.0, V_y = 0.0$$

$$F = 13479.4; M_x = 0.0, M_y = 0.0$$

5.4 相应于荷载效应标准组合时, 轴心荷载作用下任一单桩的竖向力

$$Q_k = (F_k + G_k) / n \quad (\text{桩基规范式 } 5.1.1-1)$$

5.4.1 柱号: 0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$Q_k = (9984.8 + 515.2) / 5 = 2100.0 \text{ kN} \leq R_a = 2100 \text{ kN}$$

5.5 相应于荷载效应基本组合时, 不计承台及其上填土自重, 单桩平均净反力 $N_j = F / n$

5.5.1 柱号: 0、 D_{con} 、无地震作用组合 $N_j = 13479.4 / 5 = 2695.9 \text{ kN}$

5.6 柱对承台的冲切计算

$$F_l \leq 2[\beta_{0x}(b_c + a_{0y}) + \beta_{0y}(h_c + a_{0x})] \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 } 5.9.7-4)$$

5.6.1 X 方向上从柱边至桩边的水平距离:

$$a_{0x} = S_a - 0.5(b_p + h_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 600) = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{0x} = a_{0x} / h_0 = 250 / (1600 - 110) = 0.1678 < 0.25, \text{取 } \lambda_{0x} = 0.25,$$

$$a_{0x} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1490 = 373\text{mm}$$

$$\beta_{0x} = 0.84 / (\lambda_{0x} + 0.2) = 0.84 / (0.25 + 0.2) = 1.8667$$

5.6.2 Y 方向上从柱边至桩边的水平距离:

$$a_{0y} = S_b - 0.5(b_p + b_c) = 1299 - 0.5 \times (400 + 600) = 799\text{mm}$$

$$\lambda_{0y} = a_{0y} / h_0 = 799 / (1600 - 110) = 0.5362$$

$$\beta_{0y} = 0.84 / (\lambda_{0y} + 0.2) = 0.84 / (0.5362 + 0.2) = 1.1409$$

5.6.3 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的作用在冲切破坏锥体上的冲切力设计值

$$F_l = F - \sum N_i = 13479.4 - 2695.9 = 10783.6\text{kN}$$

$$R_{cq} = 2[\beta_{0x}(b_c + a_{0y}) + \beta_{0y}(h_c + a_{0x})]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

$$= 2 \times [1.8667 \times (0.6 + 0.799) + 1.1409 \times (0.6 + 0.373)] \times 0.9333 \times 1575 \times 1.49$$

$$= 16296.0\text{kN} \geq F_l = 10783.6\text{kN}, \text{满足要求。}$$

5.7 角桩对承台的冲切计算

$$N_l \leq [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 } 5.9.8-1)$$

5.7.1 X 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1x} = S_a - 0.5(b_p + h_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 600) = 250\text{mm}$$

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 250 / (1600 - 110) = 0.1678 < 0.25, \text{取 } \lambda_{1x} = 0.25,$$

$$a_{1x} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1490 = 373\text{mm}$$

$$\beta_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56 / (0.25 + 0.2) = 1.2444$$

5.7.2 Y 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1y} = S_b - 0.5(b_p + b_c) = 1299 - 0.5 \times (400 + 600) = 799\text{mm}$$

$$\lambda_{1y} = a_{1y} / h_0 = 799 / (1600 - 110) = 0.5362$$

$$\beta_{1y} = 0.56 / (\lambda_{1y} + 0.2) = 0.56 / (0.5362 + 0.2) = 0.7606$$

5.7.3 从角桩内边缘至承台外边缘的距离: $c_1 = c_2 = S_c + 0.5b_p = 500 + 400/2 = 700\text{mm}$

5.7.4 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的角桩桩顶的竖向力设计值

$$N_l = N_{\max} = 2695.9\text{kN}$$

$$R_{cq} = [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

$$= [1.2444 \times (0.7 + 0.799/2) + 0.7606 \times (0.7 + 0.373/2)] \times 0.9333 \times 1575 \times 1.49$$

$$= 4472.2\text{kN} \geq 1.1N_l = 2965.5\text{kN}, \text{满足要求。}$$

5.8 角桩对承台的冲切计算 (第二冲切破坏锥体)

5.8.1 X 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1x} = S_a - 0.5(b_p - h_c) = 750 - 0.5 \times (400 - 600) = 850\text{mm}$$

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 850 / (1600 - 110) = 0.5705$$

$$\beta_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56 / (0.5705 + 0.2) = 0.7268$$

5.8.2 Y 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1y} = S_b - 0.5(b_p + b_c) = 1299 - 0.5 \times (400 + 600) = 799 \text{ mm}$$

$$\lambda_{1y} = a_{1y} / h_0 = 799 / (1600 - 110) = 0.5362$$

$$\beta_{1y} = 0.56 / (\lambda_{1y} + 0.2) = 0.56 / (0.5362 + 0.2) = 0.7606$$

5.8.3 从角桩内边缘至承台外边缘的距离: $c_1 = c_2 = S_c + 0.5b_p = 500 + 400/2 = 700 \text{ mm}$

5.8.4 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的角桩桩顶的竖向力设计值

$$N_l = N_{\max} = 2695.9 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_{cq} &= [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)] \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \\ &= [0.7268 \times (0.7 + 0.799/2) + 0.7606 \times (0.7 + 0.85/2)] \times 0.9333 \times 1575 \times 1.49 \\ &= 3623.7 \text{ kN} \geq N_l = 2695.9 \text{ kN}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

5.9 Y 向斜截面受剪承载力计算

$$V \leq \beta_{hs} \cdot \alpha \cdot f_t \cdot b_0 \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 } 5.9.10-1)$$

5.9.1 X 方向上从最外排桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{x1} = 0.5(a - h_c - b_p) - S_c = (2500 - 600 - 400)/2 - 500 = 250 \text{ mm}$$

$$\lambda_{x1} = a_{x1} / h_0 = 250 / (1600 - 110) = 0.1678 < 0.25, \text{ 取 } \lambda_{x1} = 0.25$$

$$\alpha_{x1} = 1.75 / (\lambda_{x1} + 1.0) = 1.75 / (0.25 + 1.0) = 1.4000$$

5.9.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_y = \max\{N_1 + N_4, N_2 + N_5\} = 5391.8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_{vy} &= \beta_{hs} \cdot \alpha_x \cdot f_t \cdot b_{y0} \cdot h_0 = 0.856 \times 1.4 \times 1575 \times 3.598 \times 1.49 \\ &= 10116.2 \text{ kN} \geq V_y = 5391.8 \text{ kN}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

5.10 X 向斜截面受剪承载力计算

5.10.1 Y 方向上从最外排桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{y1} = 0.5(b - b_c - b_p) - S_c = (3598 - 600 - 400)/2 - 500 = 799 \text{ mm}$$

$$\lambda_{y1} = a_{y1} / h_0 = 799 / (1600 - 110) = 0.5362$$

$$\alpha_{y1} = 1.75 / (\lambda_{y1} + 1.0) = 1.75 / (0.5362 + 1.0) = 1.1391$$

5.10.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_y = \max\{N_1 + N_2, N_4 + N_5\} = 5391.8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_{vx} &= \beta_{hs} \cdot \alpha_y \cdot f_t \cdot b_{x0} \cdot h_0 = 0.856 \times 1.1391 \times 1575 \times 2.5 \times 1.49 \\ &= 5719.4 \text{ kN} \geq V_x = 5391.8 \text{ kN}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

5.11 Y 轴方向柱边的弯矩设计值 (绕 Y 轴)

$$\text{柱左边缘 } M_{yL} = (N_1 + N_4) [0.5(a - h_c) - S_c]$$

$$\text{柱右边缘 } M_{yR} = (N_2 + N_5) [0.5(a - h_c) - S_c]$$

5.11.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{yL} = (2695.9 + 2695.9) \times 0.45 = 2426.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yR} = (2695.9 + 2695.9) \times 0.45 = 2426.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.12 X 轴方向柱边的弯矩设计值（绕 X 轴）

$$\text{柱下边缘 } M_{xD} = (N_1 + N_2)[0.5(b - b_c) - S_c]$$

$$\text{柱上边缘 } M_{xU} = (N_4 + N_5)[0.5(b - b_c) - S_c]$$

5.12.1 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{xD} = (2695.9 + 2695.9) \times 0.999 = 5386.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{xU} = (2695.9 + 2695.9) \times 0.999 = 5386.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.13 配筋计算

5.13.1 Y 轴方向配筋计算（①号筋）

5.13.1.1 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_I = \text{Max}\{M_{yL}, M_{yR}\} = \text{Max}\{2426.3, 2426.3\} = 2426.3 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$A_{sx} = 4565 \text{ mm}^2 \quad (x = 27 \text{ mm}), \quad a_s = 110 \text{ mm}, \quad \text{相对受压区高度 } \xi = 0.018,$$

$$\text{配筋率 } \rho = 0.085\%; \quad \rho_{\min} = 0.15\%, \quad A_{sx, \min} = 8635 \text{ mm}^2;$$

$$\text{①号筋: } 35 \Phi 18 @ 100 \quad (A_s = 8906)$$

5.13.2 X 轴方向配筋计算（②号筋）

5.13.2.1 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{II} = \text{Max}\{M_{xD}, M_{xU}\} = \text{Max}\{5386.4, 5386.4\} = 5386.4 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$A_{sy} = 10517 \text{ mm}^2 \quad (x = 91 \text{ mm}), \quad a_s = 132 \text{ mm}, \quad \text{相对受压区高度 } \xi = 0.062,$$

$$\text{配筋率 } \rho = 0.287\%; \quad \text{②号筋: } 22 \Phi 25 @ 110 \quad (A_s = 10799)$$

5.14 柱下局部受压承载力计算

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = b_c \cdot h_c = 360000 \text{ mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = (b_x + 2c_x)(b_y + 2c_y)$$

$$c_x = \text{Min}\{C_x, b_x, b_y\} = \text{Min}\{950, 600, 600\} = 600 \text{ mm}$$

$$c_y = \text{Min}\{C_y, b_x, b_y\} = \text{Min}\{1499, 600, 600\} = 600 \text{ mm}$$

$$A_b = (600 + 2 \times 600) \times (600 + 2 \times 600) = 3240000 \text{ mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (3.24 / 0.36)^{0.5} = 3.0000$$

5.14.1 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合，局部荷载设计值 $F_1 = 13479.4 \text{ kN}$

$$R_j = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \times 3 \times 0.85 \times 16720 \times 0.36$$

$$= 15349.0 \text{ kN} \geq F_1 = 13479.4 \text{ kN}, \text{ 满足要求。}$$

5.15 角桩局部受压承载力计算

$$F_1 \leq \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l \quad (\text{混凝土规范式 D.5.1-1})$$

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = n d^2 / 4 = 196350 \text{ mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = n(d + 2c)^2 / 4$$

$$c = \text{Min}\{C_x, C_y, d\} = \text{Min}\{250, 250, 500\} = 250 \text{ mm}$$

$$A_b = n \cdot (500 + 2 \times 250)^2 / 4 = 785398 \text{ mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (0.7854 / 0.1963)^{0.5} =$$

$$2.0000$$

5.15.1 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

$$\text{局部荷载设计值 } F_1 = N_{\max} + G / n = 2695.9 + 669.8 / 5 = 2829.8 \text{ kN}$$

$$R_{pj} = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \times 2 \times 0.85 \times 16720 \times 0.1963$$

$$= 5581.0 \text{ kN} \geq F_1 = 2829.8 \text{ kN}, \text{ 满足要求。}$$

5.16 结果汇总

5.16.1 相应于荷载效应标准组合时，轴心荷载作用下，柱号：0、 N_{kmax} 、无地震作用组合，

有桩最大反力： $Q_k = 2100.0kN \leq R_a = 2100kN$

5.16.2 相应于荷载效应基本组合时，轴心荷载作用下，柱号：0、 D_{con} 、无地震作用组合，

有桩最大净反力： $N_j = 2695.9kN$

5.16.3 柱对承台的冲切计算：满足要求。

5.16.4 角桩对承台的冲切计算：满足要求。

5.16.5 斜截面受剪承载力计算：满足要求。

5.16.6 正截面受弯承载力计算：

5.16.6.1 柱号：0、 D_{con} 、无地震作用组合

$M_I = \max\{M_{yL}, M_{yR}\} = \max\{2426.3, 2426.3\} = 2426.3kN \cdot m$,

$A_{sx} = 4565mm^2$ ($x = 27mm$)， $a_s = 110mm$ ，相对受压区高度 $\xi = 0.018$ ，

配筋率 $\rho = 0.085\%$ ； $\rho_{min} = 0.15\%$ ， $A_{sx,min} = 8635mm^2$ ；

① 号筋：35 $\Phi 18@100$ ($A_s = 8906$)

5.16.6.2 柱号：0、 D_{con} 、无地震作用组合

$M_{II} = \max\{M_{xD}, M_{xU}\} = \max\{5386.4, 5386.4\} = 5386.4kN \cdot m$ ，

$A_{sy} = 10517mm^2$ ($x = 91mm$)， $a_s = 132mm$ ，相对受压区高度 $\xi = 0.062$ ，

配筋率 $\rho = 0.287\%$ ；② 号筋：22 $\Phi 25@110$ ($A_s = 10799$)

5.16.7 柱下局部受压承载力计算：满足要求。

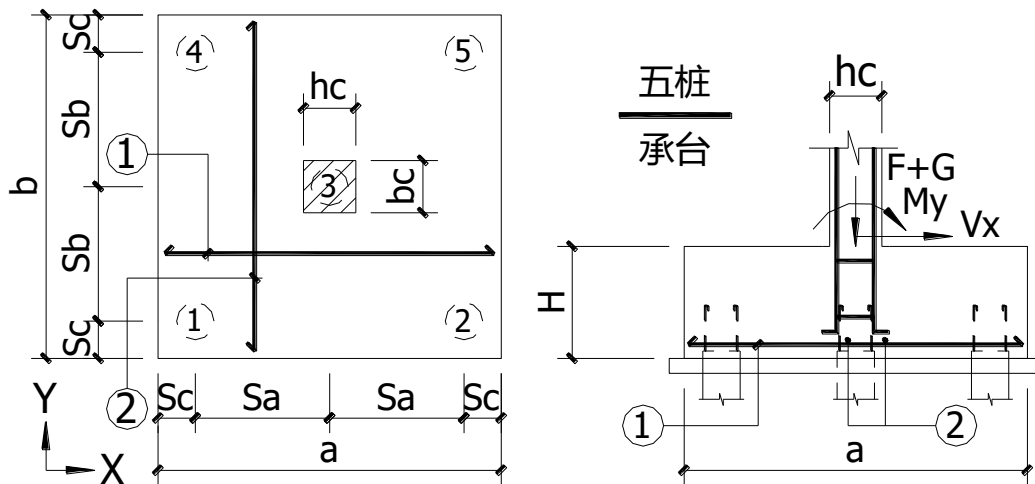
5.16.8 角桩局部受压承载力计算：满足要求。

5.17 桩基承台平面整体表示方法的集中标注内容

CTj5, 1600 B: X: $\Phi 18@100$ Y: $\Phi 25@110$

【MorGain 结构快速设计软件 V2021.04.2599.36414303.MID138】 2024-02-04 15:15:17

<http://www.MorGain.com>



5 柱下独立承台：5ZJ5a

5.1 工程名称：茂名广州港

5.2 基本资料

5.2.1 承台类型：五桩承台，圆桩直径 $d = 500\text{mm}$ ，按桩承载力验算截面

5.2.2 桩列间距 $S_a = 750\text{mm}$ ，桩行间距 $S_b = 1665\text{mm}$ ，承台边缘至桩中心距离 $S_c = 500\text{mm}$

5.2.3 承台根部高度 $H = 1600\text{mm}$ ，承台端部高度 $h = 1600\text{mm}$

5.2.4 柱截面高度 $h_c = 250\text{mm}$ （X 方向），柱截面宽度 $b_c = 3300\text{mm}$ （Y 方向）

5.2.5 单桩竖向承载力特征值 $R_a = 2100\text{kN}$ ，桩中心最小间距为 1.5m ， $3d$
（ d — 圆桩直径或方桩边长）

5.2.6 混凝土强度等级为 C35， $f_c = 16.72\text{N/mm}^2$ ， $f_t = 1.575\text{N/mm}^2$

5.2.7 钢筋抗拉强度设计值 $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ；纵筋合力点至截面近边边缘的距离 $a_s = 110\text{mm}$

5.2.8 纵筋的最小配筋率 $\rho_{\min} = 0.15\%$

5.2.9 永久荷载的分项系数，当作用效应对结构不利时，取 $\gamma_G = 1.3$ ；当有利时，取 $\gamma_G' = 1.0$

5.2.10 承台自重及承台上的土重

基础混凝土的容重 $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ ；基础顶面以上土的重度 $\gamma_s = 18\text{kN/m}^3$ ，

顶面上覆土厚度 $d_s = 1\text{m}$

$a = 2(S_c + S_a) = 2 \times (500 + 750) = 2500\text{mm}$ ； $b = 2(S_c + S_b) = 2 \times (500 + 1665) = 4330\text{mm}$

承台底部底面积 $A_b = a \cdot b = 2.5 \times 4.33 = 10.825\text{m}^2$

承台体积 $V_c = A_b \cdot H = 10.825 \times 1.6 = 17.32\text{m}^3$

承台自重标准值 $G_k'' = \gamma_c \cdot V_c = 25 \times 17.32 = 433.0\text{kN}$

承台上的土重标准值 $G_k' = \gamma_s(A_b - b_c \cdot h_c) \cdot d_s = 18 \times (10.825 - 3.3 \times 0.25) \times 1 = 180.0\text{kN}$

承台自重及其上土自重标准值 $G_k = G_k'' + G_k' = 433 + 180 = 613.0 \text{ kN}$

基础自重及其上的土重的基本组合值 $G = \gamma_G \cdot G_k$, 当作用效应对结构不利、有利时, 分别取:

$$G = 1.3 \cdot 613 = 796.9 \text{ kN}; G' = 1 \cdot 613 = 613.0 \text{ kN}$$

5.2.11 圆桩换算截面边宽 $b_p = 0.8d = 0.8 \cdot 500 = 400 \text{ mm}$

5.2.12 设计时执行的规范:

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010), 以下简称“混凝土规范”

《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008), 以下简称“桩基规范”

《钢筋混凝土承台设计规程》(CECS 88:97), 以下简称“承台规程”

5.3 基础底面控制内力

N_k 、 F_k ----- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的竖向力值 (kN);

V_{xk} 、 V_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的剪力值 (kN);

M_{xk}' 、 M_{yk}' --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的弯矩值 (kN·m);

M_{xk} 、 M_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础底面的弯矩值 (kN·m);

$$M_{xk} = M_{xk}' - V_{yk} \cdot H, \quad M_{yk} = M_{yk}' + V_{xk} \cdot H$$

N 、 F ----- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的竖向力值 (kN);

V_x' 、 V_y' --- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的剪力值 (kN);

M_x' 、 M_y' --- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的弯矩值 (kN·m);

M_x 、 M_y ----- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础底面的弯矩值 (kN·m);

$$M_x = M_x' - V_y' \cdot H, \quad M_y = M_y' + V_x' \cdot H$$

5.3.1 相应于荷载效应标准组合时, 基础底面控制内力

5.3.1.1 柱号: 0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$N_k = 9887.0; M_{xk}' = 0.0, M_{yk}' = 0.0; V_{xk} = 0.0, V_{yk} = 0.0$$

$$F_k = 9887.0; M_{xk} = 0.0, M_{yk} = 0.0$$

5.3.2 相应于荷载效应基本组合时, 基础底面控制内力

5.3.2.1 柱号: 0、 D_{con} 、无地震作用组合

$$N = 13347.4; M_x' = 0.0, M_y' = 0.0; V_x = 0.0, V_y = 0.0$$

$$F = 13347.4; M_x = 0.0, M_y = 0.0$$

5.4 相应于荷载效应标准组合时, 轴心荷载作用下任一单桩的竖向力

$$Q_k = (F_k + G_k) / n \quad (\text{桩基规范式 5.1.1-1})$$

5.4.1 柱号: 0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$Q_k = (9887 + 613) / 5 = 2100.0 \text{ kN} \leq R_a = 2100 \text{ kN}$$

5.5 相应于荷载效应基本组合时, 不计承台及其上填土自重, 单桩平均净反力 $N_j = F / n$

5.5.1 柱号: 0、 D_{con} 、无地震作用组合 $N_j = 13347.4 / 5 = 2669.5 \text{ kN}$

5.6 柱对承台的冲切计算

$$F_l \leq 2[\beta_{0x}(b_c + a_{0y}) + \beta_{0y}(h_c + a_{0x})] \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.7-4})$$

5.6.1 X 方向上从柱边至桩边的水平距离:

$$a_{0x} = S_a - 0.5(b_p + h_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 250) = 425\text{mm}$$

$$\lambda_{0x} = a_{0x} / h_0 = 425 / (1600 - 110) = 0.2852$$

$$\beta_{0x} = 0.84 / (\lambda_{0x} + 0.2) = 0.84 / (0.2852 + 0.2) = 1.7311$$

5.6.2 Y 方向上从柱边至桩边的水平距离:

$$a_{0y} = S_b - 0.5(b_p + h_c) = 1665 - 0.5 \times (400 + 3300) = -185\text{mm} < 0$$

$$\lambda_{0y} = a_{0y} / h_0 = -185 / (1600 - 110) = -0.1242 < 0.25, \text{取 } \lambda_{0y} = 0.25,$$

$$a_{0y} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1490 = 373\text{mm}$$

$$\beta_{0y} = 0.84 / (\lambda_{0y} + 0.2) = 0.84 / (0.25 + 0.2) = 1.8667$$

5.6.3 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后,相应于荷载效应基本组合时的作用在冲切破坏锥体上的冲切力设计值

$$F_l = F - \sum N_i = 13347.4 - 2669.5 = 10678.0\text{kN}$$

$$\begin{aligned} R_{cq} &= 2[\beta_{0x}(b_c + a_{0y}) + \beta_{0y}(h_c + a_{0x})]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \\ &= 2 \times [1.7311 \times (3.3 + 0.373) + 1.8667 \times (0.25 + 0.425)] \times 0.9333 \times 1575 \times 1.49 \\ &= 33360.6\text{kN} \geq F_l = 10678.0\text{kN}, \text{满足要求。} \end{aligned}$$

5.7 角桩对承台的冲切计算

$$N_l \leq [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 } 5.9.8-1)$$

5.7.1 X 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1x} = S_a - 0.5(b_p + h_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 250) = 425\text{mm}$$

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 425 / (1600 - 110) = 0.2852$$

$$\beta_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56 / (0.2852 + 0.2) = 1.1541$$

5.7.2 Y 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1y} = S_b - 0.5(b_p + h_c) = 1665 - 0.5 \times (400 + 3300) = -185\text{mm} < 0$$

$$\lambda_{1y} = a_{1y} / h_0 = -185 / (1600 - 110) = -0.1242 < 0.25, \text{取 } \lambda_{1y} = 0.25,$$

$$a_{1y} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1490 = 373\text{mm}$$

$$\beta_{1y} = 0.56 / (\lambda_{1y} + 0.2) = 0.56 / (0.25 + 0.2) = 1.2444$$

5.7.3 从角桩内边缘至承台外边缘的距离: $c_1 = c_2 = S_c + 0.5b_p = 500 + 400/2 = 700\text{mm}$

5.7.4 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后,相应于荷载效应基本组合时的角桩桩顶的竖向力设计值

$$N_l = N_{\max} = 2669.5\text{kN}$$

$$\begin{aligned} R_{cq} &= [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \\ &= [1.1541 \times (0.7 + 0.373/2) + 1.2444 \times (0.7 + 0.425/2)] \times 0.9333 \times 1575 \times 1.49 \\ &= 4726.2\text{kN} \geq 1.1N_l = 2936.4\text{kN}, \text{满足要求。} \end{aligned}$$

5.8 角桩对承台的冲切计算(第二冲切破坏锥体)

5.8.1 X 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1x} = S_a - 0.5(b_p + h_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 250) = 425\text{mm}$$

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 425 / (1600 - 110) = 0.2852$$

$$\beta_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56 / (0.2852 + 0.2) = 1.1541$$

5.8.2 Y 方向上从桩内边缘至最远柱边的水平距离:

$$a_{1y} = S_b - 0.5(b_p - b_c) = 1665 - 0.5 \times (400 - 3300) = 3115 \text{ mm}$$

$$\lambda_{1y} = a_{1y} / h_0 = 3115 / (1600 - 110) = 2.0906 > 1.0, \text{ 取 } \lambda_{1y} = 1.0,$$

$$a_{1y} = h_0 = 1490 \text{ mm}$$

$$\beta_{1y} = 0.56 / (\lambda_{1y} + 0.2) = 0.56 / (1 + 0.2) = 0.4667$$

5.8.3 从角桩内边缘至承台外边缘的距离: $c_1 = c_2 = S_c + 0.5b_p = 500 + 400/2 = 700 \text{ mm}$

5.8.4 对桩基规范式 5.9.8-1 求导, 可得当 $a_{1y} = 851 \text{ mm}$ 时为最不利位置, 重新计算 β_{1y} :

$$\lambda_{1y} = a_{1y} / h_0 = 851 / (1600 - 110) = 0.5709$$

$$\beta_{1y} = 0.56 / (\lambda_{1y} + 0.2) = 0.56 / (0.5709 + 0.2) = 0.7264$$

5.8.5 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的角桩桩顶的竖向力设计值

$$N_l = N_{\max} = 2669.5 \text{ kN}$$

$$R_{cq} = [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

$$= [1.1541 \times (0.7 + 0.851/2) + 0.7264 \times (0.7 + 0.425/2)] \times 0.9333 \times 1575 \times 1.49$$

$$= 4295.3 \text{ kN} \geq N_l = 2669.5 \text{ kN}, \text{ 满足要求。}$$

5.9 Y 向斜截面受剪承载力计算

$$V \leq \beta_{hs} \cdot \alpha \cdot f_t \cdot b_0 \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 } 5.9.10-1)$$

5.9.1 X 方向上从最外排桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{x1} = 0.5(a - h_c - b_p) - S_c = (2500 - 250 - 400) / 2 - 500 = 425 \text{ mm}$$

$$\lambda_{x1} = a_{x1} / h_0 = 425 / (1600 - 110) = 0.2852$$

$$\alpha_{x1} = 1.75 / (\lambda_{x1} + 1.0) = 1.75 / (0.2852 + 1.0) = 1.3616$$

5.9.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_y = \max\{N_1 + N_4, N_2 + N_5\} = 5339.0 \text{ kN}$$

$$R_{vy} = \beta_{hs} \cdot \alpha_x \cdot f_t \cdot b_{y0} \cdot h_0 = 0.856 \times 1.3616 \times 1575 \times 4.33 \times 1.49$$

$$= 11840.6 \text{ kN} \geq V_y = 5339.0 \text{ kN}, \text{ 满足要求。}$$

5.10 X 向斜截面受剪承载力计算

5.10.1 Y 方向上从最外排桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{y1} = 0.5(b - b_c - b_p) - S_c = (4330 - 3300 - 400) / 2 - 500 = -185 \text{ mm}$$

$$\lambda_{y1} = a_{y1} / h_0 = -185 / (1600 - 110) = -0.1242 < 0.25, \text{ 取 } \lambda_{y1} = 0.25$$

$$\alpha_{y1} = 1.75 / (\lambda_{y1} + 1.0) = 1.75 / (0.25 + 1.0) = 1.4000$$

5.10.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_x = \max\{N_1 + N_2, N_4 + N_5\} = 5339.0 \text{ kN}$$

$$R_{vx} = \beta_{hs} \cdot \alpha_y \cdot f_t \cdot b_{x0} \cdot h_0 = 0.856 \times 1.4 \times 1575 \times 2.5 \times 1.49$$

$$= 7029.1 \text{ kN} \geq V_x = 5339.0 \text{ kN}, \text{ 满足要求。}$$

5.11 Y 轴方向柱边的弯矩设计值 (绕 Y 轴)

$$\text{柱左边缘 } M_{yL} = (N_1 + N_4) [0.5(a - h_c) - S_c]$$

$$\text{柱右边缘 } M_{yR} = (N_2 + N_5) [0.5(a - h_c) - S_c]$$

5.11.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{yL} = (2669.5 + 2669.5) \times 0.625 = 3336.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yR} = (2669.5 + 2669.5) \times 0.625 = 3336.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.12 X 轴方向柱边的弯矩设计值 (绕 X 轴)

$$\text{柱下边缘 } M_{xD} = (N_1 + N_2) [0.5(b - b_c) - S_c]$$

$$\text{柱上边缘 } M_{xU} = (N_4 + N_5) [0.5(b - b_c) - S_c]$$

5.12.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{xD} = (2669.5 + 2669.5) \times 0.015 = 80.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{xU} = (2669.5 + 2669.5) \times 0.015 = 80.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.13 配筋计算

5.13.1 Y 轴方向配筋计算 (①号筋)

5.13.1.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_I = \text{Max}\{M_{yL}, M_{yR}\} = \text{Max}\{3336.9, 3336.9\} = 3336.9 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$A_{sx} = 6287 \text{ mm}^2 \quad (x = 31 \text{ mm}), \quad a_s = 110 \text{ mm}, \quad \text{相对受压区高度 } \xi = 0.021,$$

$$\text{配筋率 } \rho = 0.097\%; \quad \rho_{\min} = 0.15\%, \quad A_{sx, \min} = 10392 \text{ mm}^2;$$

$$\text{①号筋: } 43 \Phi 18 @ 100 \quad (A_s = 10942)$$

5.13.2 X 轴方向配筋计算 (②号筋)

5.13.2.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{II} = \text{Max}\{M_{xD}, M_{xU}\} = \text{Max}\{80.1, 80.1\} = 80.1 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_{sy} = 152 \text{ mm}^2 \quad (x = 1 \text{ mm}),$$

$$a_s = 132 \text{ mm}, \quad \text{相对受压区高度 } \xi = 0.001, \quad \text{配筋率 } \rho = 0.004\%; \quad \rho_{\min} = 0.15\%,$$

$$A_{sy, \min} = 6000 \text{ mm}^2; \quad \text{②号筋: } 25 \Phi 18 @ 100 \quad (A_s = 6362)$$

5.14 柱下局部受压承载力计算

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = b_c \cdot h_c = 825000 \text{ mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = (b_x + 2c_x)(b_y + 2c_y)$$

$$c_x = \text{Min}\{C_x, b_x, b_y\} = \text{Min}\{1125, 250, 3300\} = 250 \text{ mm}$$

$$c_y = \text{Min}\{C_y, b_x, b_y\} = \text{Min}\{515, 250, 3300\} = 250 \text{ mm}$$

$$A_b = (250 + 2 \times 250) \times (3300 + 2 \times 250) = 2850000 \text{ mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (2.85 / 0.825)^{0.5} =$$

$$1.8586$$

5.14.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合, 局部荷载设计值 $F_1 = 13347.4 \text{ kN}$

$$R_j = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \times 1.8586 \times 0.85 \times 16720 \times 0.825$$

$$= 21792.4 \text{ kN} \geq F_1 = 13347.4 \text{ kN}, \quad \text{满足要求。}$$

5.15 角桩局部受压承载力计算

$$F_1 \leq \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l \quad (\text{混凝土规范式 D.5.1-1})$$

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = n d^2 / 4 = 196350 \text{ mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = n(d + 2c)^2 / 4$$

$$c = \text{Min}\{C_x, C_y, d\} = \text{Min}\{250, 250, 500\} = 250 \text{ mm}$$

$$A_b = n \times (500 + 2 \times 250)^2 / 4 = 785398 \text{ mm}^2$$

混凝土局部受压时的强度提高系数 $\beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (0.7854/0.1963)^{0.5} = 2.0000$

5.15.1 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

局部荷载设计值 $F_l = N_{\max} + G / n = 2669.5 + 796.9/5 = 2828.9\text{kN}$

$R_{pj} = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot 16720 \cdot 0.1963$
 $= 5581.0\text{kN} \geq F_l = 2828.9\text{kN}$, 满足要求。

5.16 结果汇总

5.16.1 相应于荷载效应标准组合时, 轴心荷载作用下, 柱号：0、N_{kmax}、无地震作用组合,

有桩最大反力: $Q_k = 2100.0\text{kN} \leq R_a = 2100\text{kN}$

5.16.2 相应于荷载效应基本组合时, 轴心荷载作用下, 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合,

有桩最大净反力: $N_j = 2669.5\text{kN}$

5.16.3 柱对承台的冲切计算: 满足要求。

5.16.4 角桩对承台的冲切计算: 满足要求。

5.16.5 斜截面受剪承载力计算: 满足要求。

5.16.6 正截面受弯承载力计算:

5.16.6.1 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

$M_I = \max\{M_{yL}, M_{yR}\} = \max\{3336.9, 3336.9\} = 3336.9\text{kN} \cdot \text{m}$,
 $A_{sx} = 6287\text{mm}^2$ ($x = 31\text{mm}$), $a_s = 110\text{mm}$, 相对受压区高度 $\xi = 0.021$,
配筋率 $\rho = 0.097\%$; $\rho_{\min} = 0.15\%$, $A_{sx, \min} = 10392\text{mm}^2$;
① 号筋: 43 $\Phi 18@100$ ($A_s = 10942$)

5.16.6.2 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

$M_{II} = \max\{M_{xL}, M_{xU}\} = \max\{80.1, 80.1\} = 80.1\text{kN} \cdot \text{m}$, $A_{sy} = 152\text{mm}^2$ ($x = 1\text{mm}$),
 $a_s = 132\text{mm}$, 相对受压区高度 $\xi = 0.001$, 配筋率 $\rho = 0.004\%$; $\rho_{\min} = 0.15\%$,
 $A_{sy, \min} = 6000\text{mm}^2$; ② 号筋: 25 $\Phi 18@100$ ($A_s = 6362$)

5.16.7 柱下局部受压承载力计算: 满足要求。

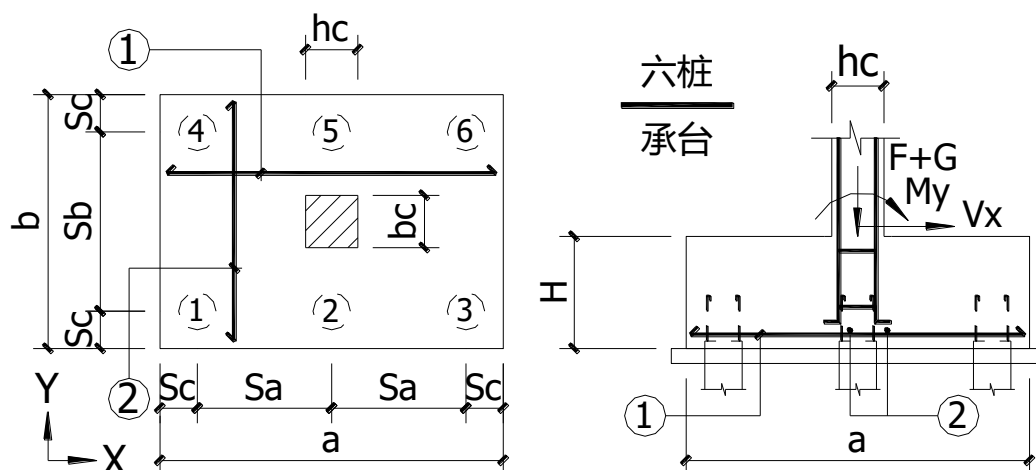
5.16.8 角桩局部受压承载力计算: 满足要求。

5.17 桩基承台平面整体表示方法的集中标注内容

CTj5, 1600 B: X: $\Phi 18@100$ Y: $\Phi 18@100$

【MorGain 结构快速设计软件 V2021.04.2599.36414303.MID138】 2024-02-04
15:24:40

<http://www.MorGain.com>



6 柱下独立承台：5ZJ6

6.1 工程名称：茂名广州港

6.2 基本资料

6.2.1 承台类型：六桩承台，圆桩直径 $d = 500\text{mm}$ ，按桩承载力验算截面

6.2.2 桩列间距 $S_a = 1665\text{mm}$ ，桩行间距 $S_b = 1500\text{mm}$ ，承台边缘至桩中心距离 $S_c = 500\text{mm}$

6.2.3 承台根部高度 $H = 1400\text{mm}$ ，承台端部高度 $h = 1400\text{mm}$

6.2.4 柱截面高度 $h_c = 2600\text{mm}$ （X 方向），柱截面宽度 $b_c = 250\text{mm}$ （Y 方向）

6.2.5 单桩竖向承载力特征值 $R_a = 2100\text{kN}$ ，桩中心最小间距为 1.5m ， $3d$
（ d — 圆桩直径或方桩边长）

6.2.6 混凝土强度等级为 C35， $f_c = 16.72\text{N/mm}^2$ ， $f_t = 1.575\text{N/mm}^2$

6.2.7 钢筋抗拉强度设计值 $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ；纵筋合力点至截面近边边缘的距离 $a_s = 110\text{mm}$

6.2.8 纵筋的最小配筋率 $\rho_{\min} = 0.15\%$

6.2.9 永久荷载的分项系数，当作用效应对结构不利时，取 $\gamma_G = 1.3$ ；当有利时，取 $\gamma_G' = 1.0$

6.2.10 承台自重及承台上的土重

基础混凝土的容重 $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ ；基础顶面以上土的重度 $\gamma_s = 18\text{kN/m}^3$ ，

顶面上覆土厚度 $d_s = 1\text{m}$

$a = 2(S_c + S_a) = 2 \times (500 + 1665) = 4330\text{mm}$ ； $b = 2S_c + S_b = 2 \times 500 + 1500 = 2500\text{mm}$

承台底部底面积 $A_b = a \cdot b = 4.33 \times 2.5 = 10.825\text{m}^2$

承台体积 $V_c = A_b \cdot H = 10.825 \times 1.4 = 15.155\text{m}^3$

承台自重标准值 $G_k'' = \gamma_c \cdot V_c = 25 \times 15.155 = 378.9\text{kN}$

承台上的土重标准值 $G_k' = \gamma_s(A_b - b_c \cdot h_c) \cdot d_s = 18 \times (10.825 - 0.25 \times 2.6) \times 1 = 183.2\text{kN}$

承台自重及其上土自重标准值 $G_k = G_k'' + G_k' = 378.9 + 183.2 = 562.0 \text{ kN}$

基础自重及其上的土重的基本组合值 $G = \gamma_G \cdot G_k$, 当作用效应对结构不利、有利时, 分别取:

$$G = 1.3 \cdot 562 = 730.6 \text{ kN}; G' = 1 \cdot 562 = 562.0 \text{ kN}$$

6.2.11 圆桩换算截面边宽 $b_p = 0.8d = 0.8 \cdot 500 = 400 \text{ mm}$

6.2.12 设计时执行的规范:

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010), 以下简称“混凝土规范”

《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008), 以下简称“桩基规范”

《钢筋混凝土承台设计规程》(CECS 88:97), 以下简称“承台规程”

6.3 基础底面控制内力

N_k 、 F_k ----- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的竖向力值 (kN);

V_{xk} 、 V_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的剪力值 (kN);

M_{xk}' 、 M_{yk}' --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础顶面的弯矩值 (kN·m);

M_{xk} 、 M_{yk} --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础底面的弯矩值 (kN·m);

$$M_{xk} = M_{xk}' - V_{yk} \cdot H, \quad M_{yk} = M_{yk}' + V_{xk} \cdot H$$

N 、 F ----- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的竖向力值 (kN);

V_x' 、 V_y' --- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的剪力值 (kN);

M_x' 、 M_y' --- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础顶面的弯矩值 (kN·m);

M_x 、 M_y ----- 相应于荷载效应基本组合时, 作用于基础底面的弯矩值 (kN·m);

$$M_x = M_x' - V_y' \cdot H, \quad M_y = M_y' + V_x' \cdot H$$

6.3.1 相应于荷载效应标准组合时, 基础底面控制内力

6.3.1.1 柱号: 0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$N_k = 12038.0; M_{xk}' = 0.0, M_{yk}' = 0.0; V_{xk} = 0.0, V_{yk} = 0.0$$

$$F_k = 12038.0; M_{xk} = 0.0, M_{yk} = 0.0$$

6.3.2 相应于荷载效应基本组合时, 基础底面控制内力

6.3.2.1 柱号: 0、 D_{con} 、无地震作用组合

$$N = 16251.3; M_x' = 0.0, M_y' = 0.0; V_x = 0.0, V_y = 0.0$$

$$F = 16251.3; M_x = 0.0, M_y = 0.0$$

6.4 相应于荷载效应标准组合时, 轴心荷载作用下任一单桩的竖向力

$$Q_k = (F_k + G_k) / n \quad (\text{桩基规范式 5.1.1-1})$$

6.4.1 柱号: 0、 $N_{k\max}$ 、无地震作用组合

$$Q_k = (12038 + 562) / 6 = 2100.0 \text{ kN} \leq R_a = 2100 \text{ kN}$$

6.5 相应于荷载效应基本组合时, 不计承台及其上填土自重, 单桩平均净反力 $N_j = F / n$

6.5.1 柱号: 0、 D_{con} 、无地震作用组合 $N_j = 16251.3 / 6 = 2708.5 \text{ kN}$

6.6 柱对承台的冲切计算

$$F_l \leq 2[\beta_{0x}(b_c + a_{0y}) + \beta_{0y}(h_c + a_{0x})] \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.7-4})$$

6.6.1 X 方向上从柱边至桩边的水平距离:

$$a_{0x} = S_a - 0.5(b_p + h_c) = 1665 - 0.5 \times (400 + 2600) = 165\text{mm}$$

$$\lambda_{0x} = a_{0x} / h_0 = 165 / (1400 - 110) = 0.1279 < 0.25, \text{取 } \lambda_{0x} = 0.25,$$

$$a_{0x} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1290 = 323\text{mm}$$

$$\beta_{0x} = 0.84 / (\lambda_{0x} + 0.2) = 0.84 / (0.25 + 0.2) = 1.8667$$

6.6.2 Y 方向上从柱边至桩边的水平距离:

$$a_{0y} = 0.5S_b - 0.5(b_p + b_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 250) = 425\text{mm}$$

$$\lambda_{0y} = a_{0y} / h_0 = 425 / (1400 - 110) = 0.3295$$

$$\beta_{0y} = 0.84 / (\lambda_{0y} + 0.2) = 0.84 / (0.3295 + 0.2) = 1.5865$$

6.6.3 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的作用在冲切破坏锥体上的冲切力设计值

$$F_l = 16251.3\text{kN}$$

$$R_{cq} = 2[\beta_{0x}(b_c + a_{0y}) + \beta_{0y}(h_c + a_{0x})]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

$$= 2 \times [1.8667 \times (0.25 + 0.425) + 1.5865 \times (2.6 + 0.323)] \times 0.95 \times 1575 \times 1.29$$

$$= 22757.0\text{kN} \geq F_l = 16251.3\text{kN}, \text{满足要求。}$$

6.7 角桩对承台的冲切计算

$$N_l \leq [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 } 5.9.8-1)$$

6.7.1 X 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1x} = S_a - 0.5(b_p + h_c) = 1665 - 0.5 \times (400 + 2600) = 165\text{mm}$$

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 165 / (1400 - 110) = 0.1279 < 0.25, \text{取 } \lambda_{1x} = 0.25,$$

$$a_{1x} = 0.25h_0 = 0.25 \times 1290 = 323\text{mm}$$

$$\beta_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56 / (0.25 + 0.2) = 1.2444$$

6.7.2 Y 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1y} = 0.5S_b - 0.5(b_p + b_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 250) = 425\text{mm}$$

$$\lambda_{1y} = a_{1y} / h_0 = 425 / (1400 - 110) = 0.3295$$

$$\beta_{1y} = 0.56 / (\lambda_{1y} + 0.2) = 0.56 / (0.3295 + 0.2) = 1.0577$$

6.7.3 从角桩内边缘至承台外边缘的距离: $c_1 = c_2 = S_c + 0.5b_p = 500 + 400/2 = 700\text{mm}$

6.7.4 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的角桩桩顶的竖向力设计值

$$N_l = N_{\max} = 2708.5\text{kN}$$

$$R_{cq} = [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

$$= [1.2444 \times (0.7 + 0.425/2) + 1.0577 \times (0.7 + 0.323/2)] \times 0.95 \times 1575 \times 1.29$$

$$= 3949.0\text{kN} \geq 1.1N_l = 2979.4\text{kN}, \text{满足要求。}$$

6.8 角桩对承台的冲切计算 (第二冲切破坏锥体)

6.8.1 X 方向上从桩内边缘至最远柱边的水平距离:

$$a_{1x} = S_a - 0.5(b_p - h_c) = 1665 - 0.5 \times (400 - 2600) = 2765\text{mm}$$

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 2765 / (1400 - 110) = 2.1434 > 1.0, \text{取 } \lambda_{1x} = 1.0,$$

$$a_{1x} = h_0 = 1290\text{mm}$$

$$\beta_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56 / (1 + 0.2) = 0.4667$$

6.8.2 Y 方向上从桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{1y} = 0.5S_b - 0.5(b_p + b_c) = 750 - 0.5 \times (400 + 250) = 425\text{mm}$$

$$\lambda_{1y} = a_{1y} / h_0 = 425 / (1400 - 110) = 0.3295$$

$$\beta_{1y} = 0.56 / (\lambda_{1y} + 0.2) = 0.56 / (0.3295 + 0.2) = 1.0577$$

6.8.3 从角桩内边缘至承台外边缘的距离: $c_1 = c_2 = S_c + 0.5b_p = 500 + 400/2 = 700\text{mm}$

6.8.4 对桩基规范式 5.9.8-1 求导, 可得当 $a_{1x} = 858\text{mm}$ 时为最不利位置, 重新计算 β_{1x} :

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 858 / (1400 - 110) = 0.6655$$

$$\beta_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56 / (0.6655 + 0.2) = 0.6470$$

6.8.5 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的角桩桩顶的竖向力设计值

$$N_l = N_{\max} = 2708.5\text{kN}$$

$$\begin{aligned} R_{cq} &= [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y} / 2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x} / 2)]\beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \\ &= [0.647 \times (0.7 + 0.425/2) + 1.0577 \times (0.7 + 0.858/2)] \times 0.95 \times 1575 \times 1.29 \\ &= 3444.1\text{kN} \geq N_l = 2708.5\text{kN}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

6.9 Y 向斜截面受剪承载力计算

$$V \leq \beta_{hs} \cdot \alpha \cdot f_t \cdot b_0 \cdot h_0 \quad (\text{桩基规范式 5.9.10-1})$$

6.9.1 X 方向上从最外排桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{x1} = 0.5(a - h_c - b_p) - S_c = (4330 - 2600 - 400) / 2 - 500 = 165\text{mm}$$

$$\lambda_{x1} = a_{x1} / h_0 = 165 / (1400 - 110) = 0.1279 < 0.25, \text{ 取 } \lambda_{x1} = 0.25$$

$$\alpha_{x1} = 1.75 / (\lambda_{x1} + 1.0) = 1.75 / (0.25 + 1.0) = 1.4000$$

6.9.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_y = \max\{N_1 + N_4, N_3 + N_6\} = 5417.1\text{kN}$$

$$\begin{aligned} R_{vy} &= \beta_{hs} \cdot \alpha_x \cdot f_t \cdot b_{y0} \cdot h_0 = 0.8874 \times 1.4 \times 1575 \times 2.5 \times 1.29 \\ &= 6308.8\text{kN} \geq V_y = 5417.1\text{kN}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

6.10 X 向斜截面受剪承载力计算

6.10.1 Y 方向上从最外排桩内边缘至最近柱边的水平距离:

$$a_{y1} = 0.5(b - b_c - b_p) - S_c = (2500 - 250 - 400) / 2 - 500 = 425\text{mm}$$

$$\lambda_{y1} = a_{y1} / h_0 = 425 / (1400 - 110) = 0.3295$$

$$\alpha_{y1} = 1.75 / (\lambda_{y1} + 1.0) = 1.75 / (0.3295 + 1.0) = 1.3163$$

6.10.2 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

扣除承台及其上填土自重后, 相应于荷载效应基本组合时的最大剪力设计值

$$V_x = \max\{N_1 + N_2 + N_3, N_4 + N_5 + N_6\} = 8125.6\text{kN}$$

$$\begin{aligned} R_{vx} &= \beta_{hs} \cdot \alpha_y \cdot f_t \cdot b_{x0} \cdot h_0 = 0.8874 \times 1.3163 \times 1575 \times 4.33 \times 1.29 \\ &= 10273.8\text{kN} \geq V_x = 8125.6\text{kN}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

6.11 Y 轴方向柱边的弯矩设计值 (绕 Y 轴)

$$\text{柱左边缘 } M_{yL} = (N_1 + N_4) [0.5(a - h_c) - S_c]$$

$$\text{柱右边缘 } M_{yR} = (N_3 + N_6) [0.5(a - h_c) - S_c]$$

6.11.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{yL} = (2708.5 + 2708.5) \times 0.365 = 1977.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yR} = (2708.5 + 2708.5) \times 0.365 = 1977.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6.12 X 轴方向柱边的弯矩设计值 (绕 X 轴)

$$\text{柱下边缘 } M_{xD} = (N_1 + N_2 + N_3) [0.5(b - b_c) - S_c]$$

$$\text{柱上边缘 } M_{xU} = (N_4 + N_5 + N_6) [0.5(b - b_c) - S_c]$$

6.12.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{xD} = (2708.5 + 2708.5 + 2708.5) \times 0.625 = 5078.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{xU} = (2708.5 + 2708.5 + 2708.5) \times 0.625 = 5078.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6.13 配筋计算

6.13.1 Y 轴方向配筋计算 (①号筋)

6.13.1.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_I = \text{Max}\{M_{yL}, M_{yR}\} = \text{Max}\{1977.2, 1977.2\} = 1977.2 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$A_{sx} = 4320 \text{ mm}^2 \quad (x = 37 \text{ mm}), \quad a_s = 110 \text{ mm}, \quad \text{相对受压区高度 } \xi = 0.029,$$

$$\text{配筋率 } \rho = 0.134\%; \quad \rho_{\min} = 0.15\%, \quad A_{sx, \min} = 5250 \text{ mm}^2;$$

$$\text{①号筋: } 22 \Phi 18 @ 110 \quad (A_s = 5598)$$

6.13.2 X 轴方向配筋计算 (②号筋)

6.13.2.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合

$$M_{II} = \text{Max}\{M_{xD}, M_{xU}\} = \text{Max}\{5078.5, 5078.5\} = 5078.5 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$A_{sy} = 11379 \text{ mm}^2 \quad (x = 57 \text{ mm}), \quad a_s = 132 \text{ mm}, \quad \text{相对受压区高度 } \xi = 0.045,$$

$$\text{配筋率 } \rho = 0.207\%; \quad \text{②号筋: } 39 \Phi 20 @ 110 \quad (A_s = 12252)$$

6.14 柱下局部受压承载力计算

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = b_c \cdot h_c = 650000 \text{ mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = (b_x + 2c_x)(b_y + 2c_y)$$

$$c_x = \text{Min}\{C_x, b_x, b_y\} = \text{Min}\{865, 2600, 250\} = 250 \text{ mm}$$

$$c_y = \text{Min}\{C_y, b_x, b_y\} = \text{Min}\{1125, 2600, 250\} = 250 \text{ mm}$$

$$A_b = (2600 + 2 \times 250) \times (250 + 2 \times 250) = 2325000 \text{ mm}^2$$

$$\text{混凝土局部受压时的强度提高系数 } \beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (2.325 / 0.65)^{0.5} =$$

$$1.8913$$

6.14.1 柱号: 0、D_{con}、无地震作用组合, 局部荷载设计值 $F_1 = 16251.3 \text{ kN}$

$$R_j = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \times 1.8913 \times 0.85 \times 16720 \times 0.65$$

$$= 17471.2 \text{ kN} \geq F_1 = 16251.3 \text{ kN}, \text{ 满足要求。}$$

6.15 角桩局部受压承载力计算

$$F_1 \leq \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l \quad (\text{混凝土规范式 D.5.1-1})$$

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = n d^2 / 4 = 196350 \text{ mm}^2$$

$$\text{局部受压的计算底面积按下式计算: } A_b = n(d + 2c)^2 / 4$$

$$c = \text{Min}\{C_x, C_y, d\} = \text{Min}\{250, 250, 500\} = 250 \text{ mm}$$

$$A_b = n \times (500 + 2 \times 250)^2 / 4 = 785398 \text{ mm}^2$$

混凝土局部受压时的强度提高系数 $\beta_l = (A_b / A_l)^{0.5} = (0.7854/0.1963)^{0.5} = 2.0000$

6.15.1 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

局部荷载设计值 $F_l = N_{\max} + G / n = 2708.5 + 730.6/6 = 2830.3\text{kN}$

$R_{pj} = \omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot 16720 \cdot 0.1963$
 $= 5581.0\text{kN} \geq F_l = 2830.3\text{kN}$ ，满足要求。

6.16 结果汇总

6.16.1 相应于荷载效应标准组合时，轴心荷载作用下，柱号：0、N_{kmax}、无地震作用组合，

有桩最大反力： $Q_k = 2100.0\text{kN} \leq R_a = 2100\text{kN}$

6.16.2 相应于荷载效应基本组合时，轴心荷载作用下，柱号：0、D_{con}、无地震作用组合，

有桩最大净反力： $N_j = 2708.5\text{kN}$

6.16.3 柱对承台的冲切计算：满足要求。

6.16.4 角桩对承台的冲切计算：满足要求。

6.16.5 斜截面受剪承载力计算：满足要求。

6.16.6 正截面受弯承载力计算：

6.16.6.1 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

$M_I = \text{Max}\{M_{yL}, M_{yR}\} = \text{Max}\{1977.2, 1977.2\} = 1977.2\text{kN} \cdot \text{m}$ ，

$A_{sx} = 4320\text{mm}^2$ ($x = 37\text{mm}$)， $a_s = 110\text{mm}$ ，相对受压区高度 $\xi = 0.029$ ，

配筋率 $\rho = 0.134\%$ ； $\rho_{\min} = 0.15\%$ ， $A_{sx, \min} = 5250\text{mm}^2$ ；

①号筋：22 Φ 18@110 ($A_s = 5598$)

6.16.6.2 柱号：0、D_{con}、无地震作用组合

$M_{II} = \text{Max}\{M_{xL}, M_{xU}\} = \text{Max}\{5078.5, 5078.5\} = 5078.5\text{kN} \cdot \text{m}$ ，

$A_{sy} = 11379\text{mm}^2$ ($x = 57\text{mm}$)， $a_s = 132\text{mm}$ ，相对受压区高度 $\xi = 0.045$ ，

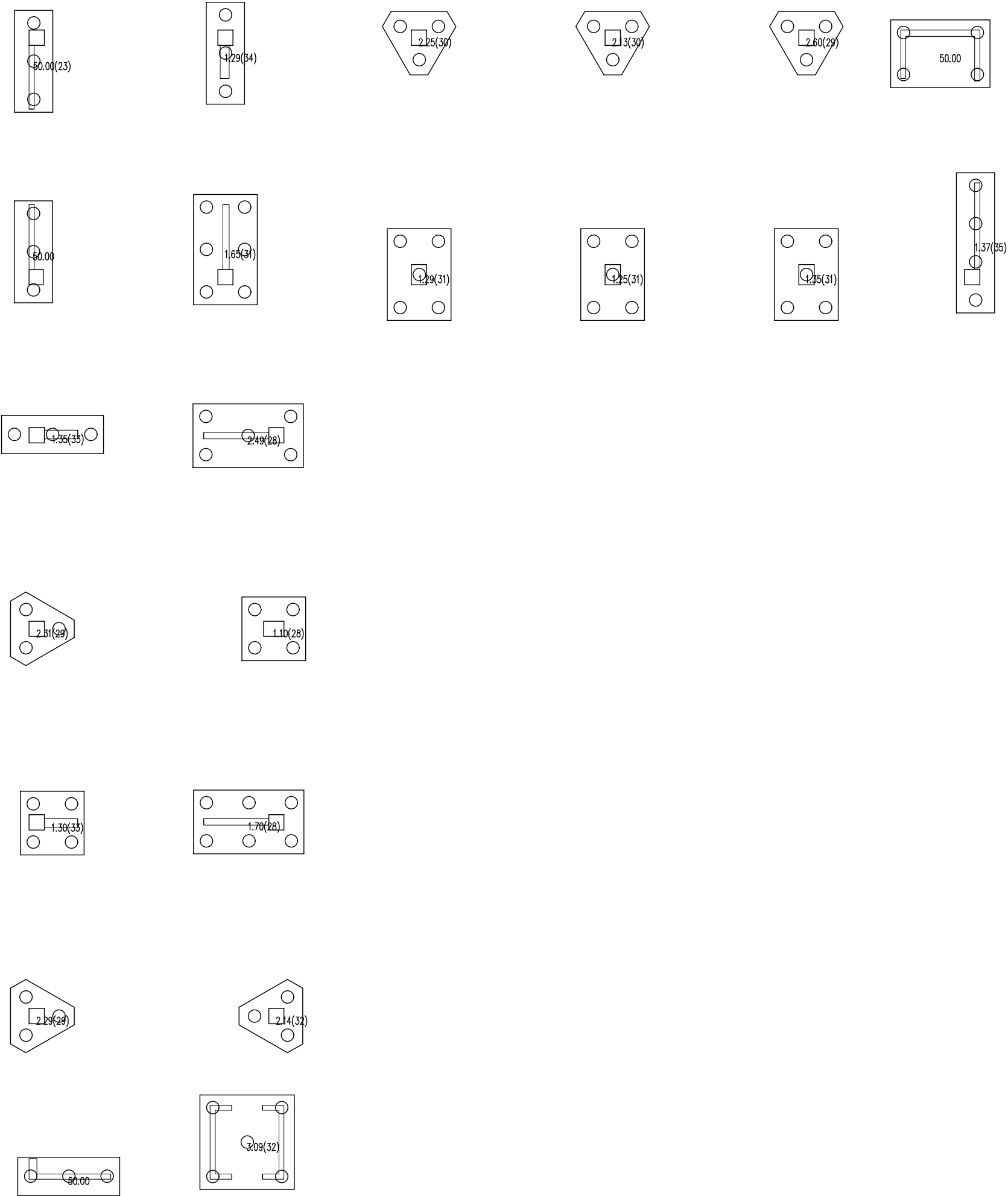
配筋率 $\rho = 0.207\%$ ；②号筋：39 Φ 20@110 ($A_s = 12252$)

6.16.7 柱下局部受压承载力计算：满足要求。

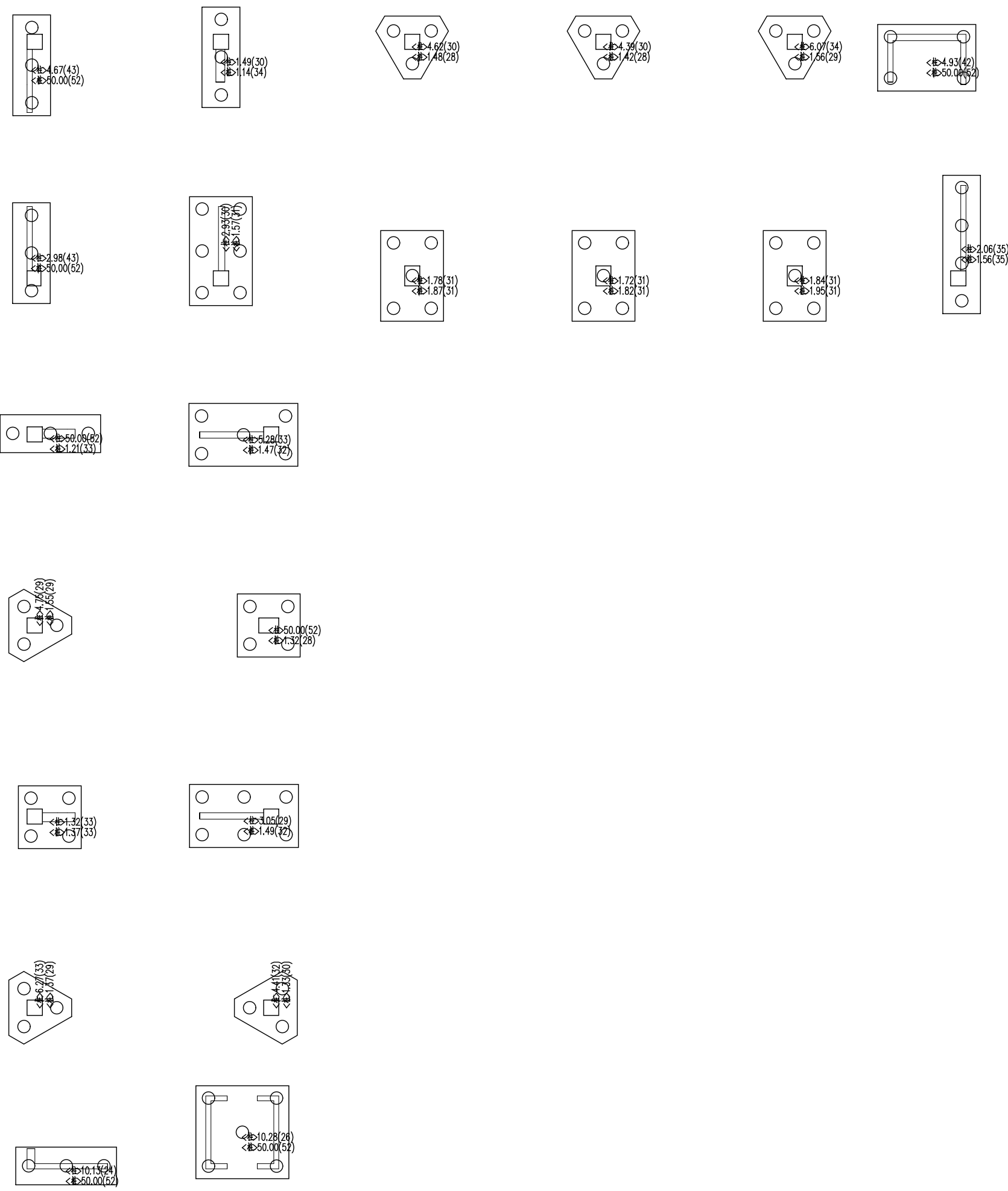
6.16.8 角桩局部受压承载力计算：满足要求。

6.17 桩基承台平面整体表示方法的集中标注内容

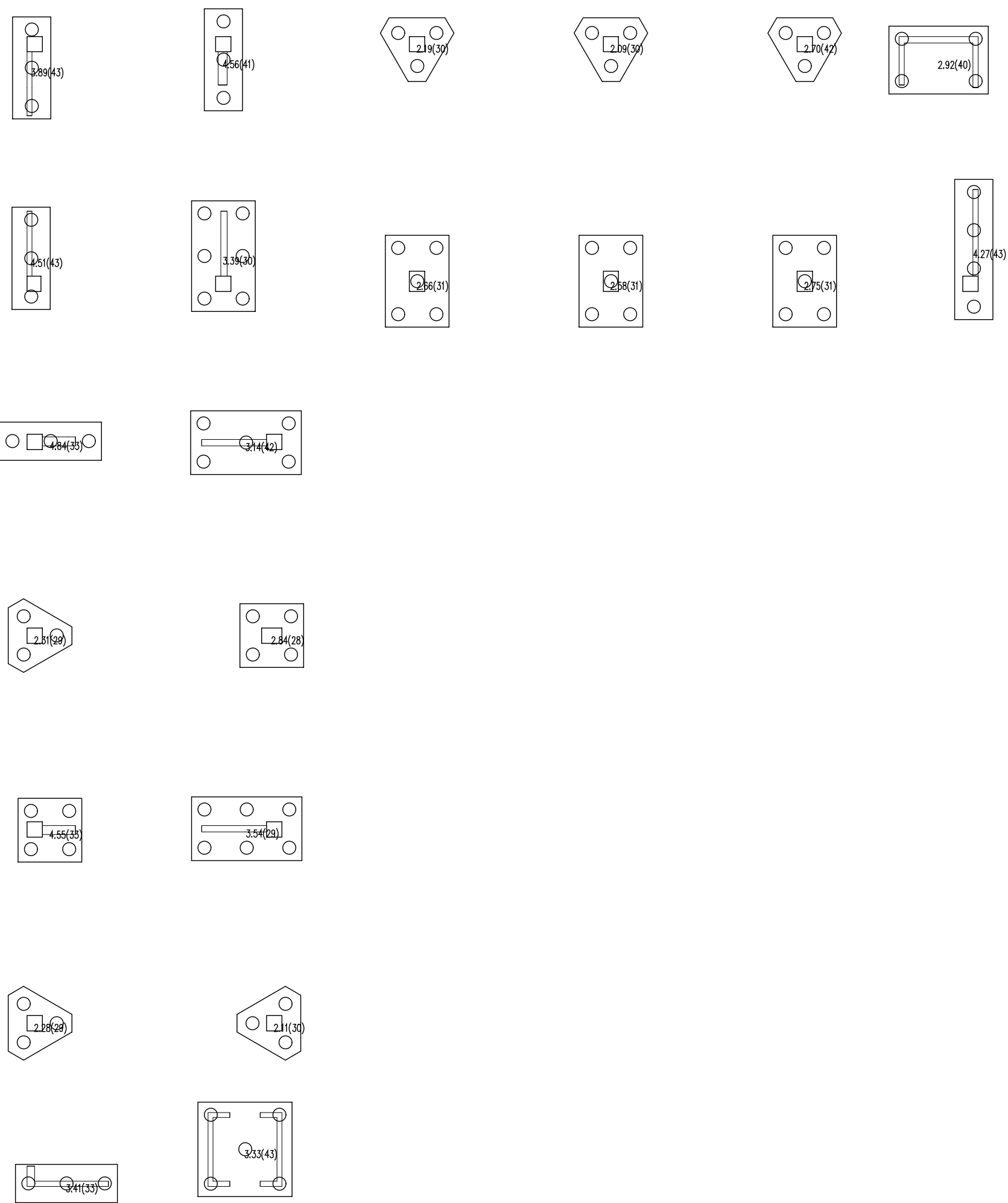
CTj6, 1400 B: X: Φ 18@110 Y: Φ 20@110



桩承台、独立基础、墙下条基、倒T形地基梁的受剪验算结果
R/S — 抗剪承载力/设计剪力, <1.0时显红色



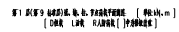
桩承台、独立基础、墙下条基的冲切验算结果
R/S — 抗冲切承载力/冲切力, <1.0时显红色



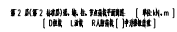
桩承台、独立基础、墙下条基的局部受压验算结果

R/S<1.0时显红色(需修改模型), R/S>=1.0且R/S<1.6时显黄色(需配间接钢筋), R/S>=1.6显白色(按素混凝土计算可满足要求)

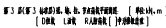
工程名称	茂名广州港 预应力管桩单桩抗压、抗拔承载力特征值计算														
设计规范	静压预制混凝土桩基础技术规范DBJ/T 15-94-2013														
设计依据	岩土工程勘察报告														
计算公式	抗压：Ra=ε _p q _{pa} A _p +U _p Σ q _{sia} L _i ； fc>1.35Ra/(ψ _c A)														



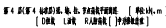
资产	年初数(2)期末数	年初数(2)期末数
流动资产	2005.00	
流动资产	1405.96	4762.86
应收账款	0.00	0.00
流动资产		
流动资产	3807.75	0.00
流动资产	141.37	0.00
流动资产	0.00	0.00
流动资产	0.00	0.00
流动资产	3949.12	0.00



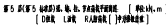
项目	2016年12月31日	2015年12月31日
流动资产	2769.77	
非流动资产	1964.67	1913.58
资产	4.00	0.00
负债		
所有者权益	3635.36	0.00
负债	84.00	0.00
所有者权益	0.00	0.00
资产总计	0.00	0.00
负债总计	3719.36	0.00



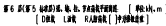
	2019 年 12 月 31 日	2018 年 12 月 31 日
流动资产	2169.77	
非流动资产	1964.67	1913.58
负债	0.00	0.00
所有者权益		
实收资本	3504.87	0.00
资本公积	84.00	0.00
盈余公积	0.00	0.00
未分配利润	0.00	0.00
所有者权益合计	3588.87	0.00



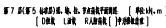
	年初(1)期末	年初(1)期末
流动资产	2169.77	
非流动资产	1964.67	1913.58
负债	0.00	0.00
所有者权益		
实收资本	3518.87	0.00
资本公积	84.00	0.00
盈余公积	0.00	0.00
未分配利润	0.00	0.00
所有者权益合计	3602.87	0.00



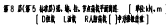
	加德(2) 前次	加德(2) 前次
折旧费	2108.77	
修理费	1964.67	191.58
运费	0.00	0.00
分租费		
水	3518.87	0.00
电	84.00	0.00
热	0.00	0.00
卫生		0.00
分租分付	3602.87	0.00



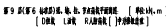
	实际(1)元	实际(2)元
折旧费	2169.77	
修理费	1964.67	1913.58
大修	0.00	0.00
小修费		
水	3518.87	0.00
电	84.00	0.00
油	0.00	0.00
汽油	0.00	0.00
小计	3602.87	0.00



	年初(1)期末	年初(1)期末
流动资产	2169.77	
非流动资产	1964.67	1913.58
负债	0.00	0.00
所有者权益		
实收资本	3518.87	0.00
资本公积	84.00	0.00
盈余公积	0.00	0.00
未分配利润	0.00	0.00
所有者权益合计	3602.87	0.00



	加税(2)前	加税(2)后
折旧费	2108.77	
修理费	1964.67	191.58
工资	0.00	0.00
分期付款		
共	3518.87	0.00
税	84.00	0.00
扣	0.00	0.00
折	0.00	0.00
分期付款	3602.87	0.00

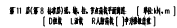


	2016 年 12 月 31 日	2015 年 12 月 31 日
流动资产	2169.77	
非流动资产	1943.71	1903.10
长期资产	0.00	0.00
非流动资产		
长期资产	3473.04	0.00
长期资产	84.00	0.00
长期资产	0.00	0.00
长期资产	0.00	0.00
长期资产	3557.04	0.00

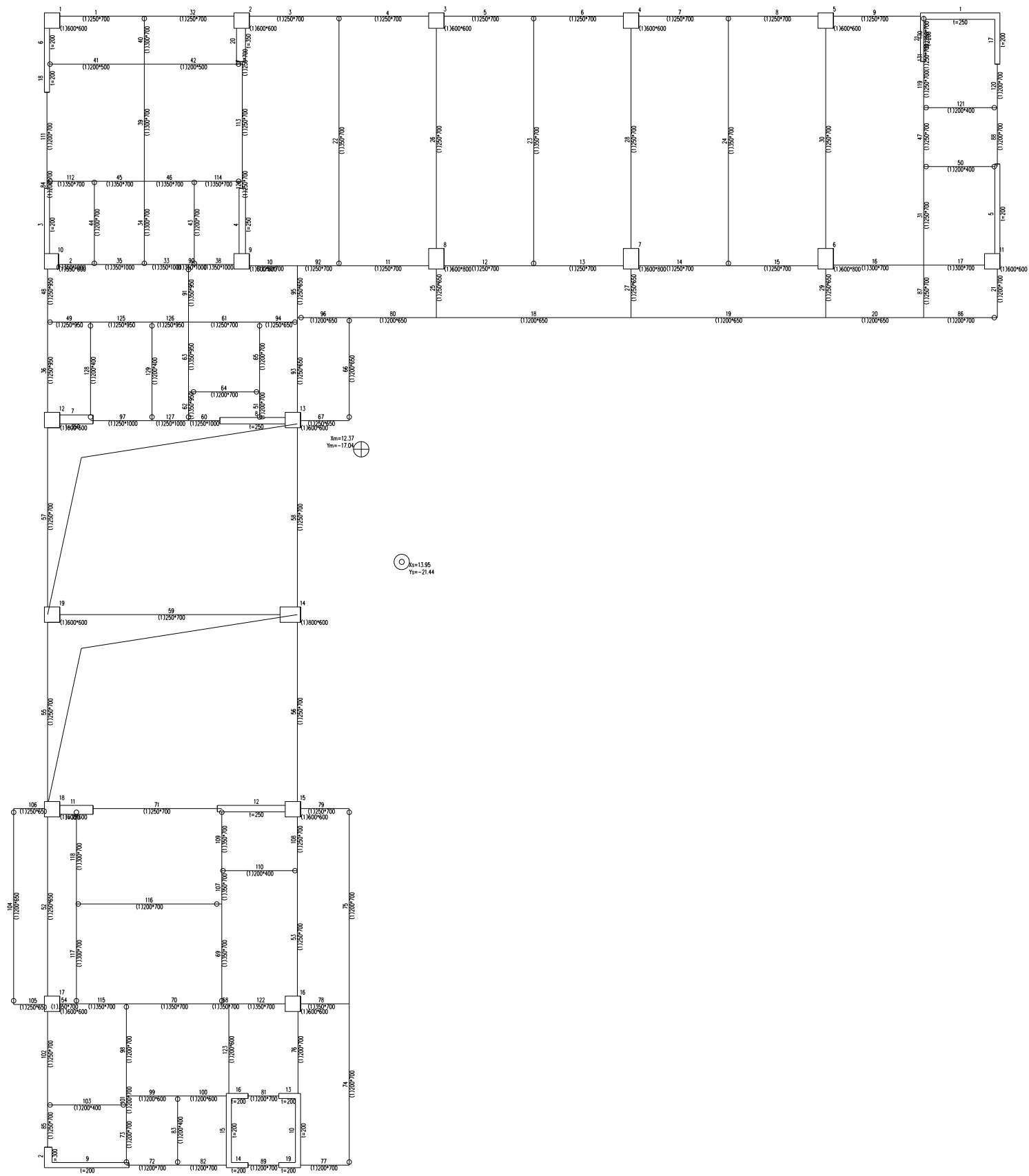


图 10 剖面 7 轴至 10 轴，A、B、C 轴至 10 轴，（单位：mm）
（注：1. 剖面 7 轴至 10 轴，A、B、C 轴至 10 轴，（单位：mm）

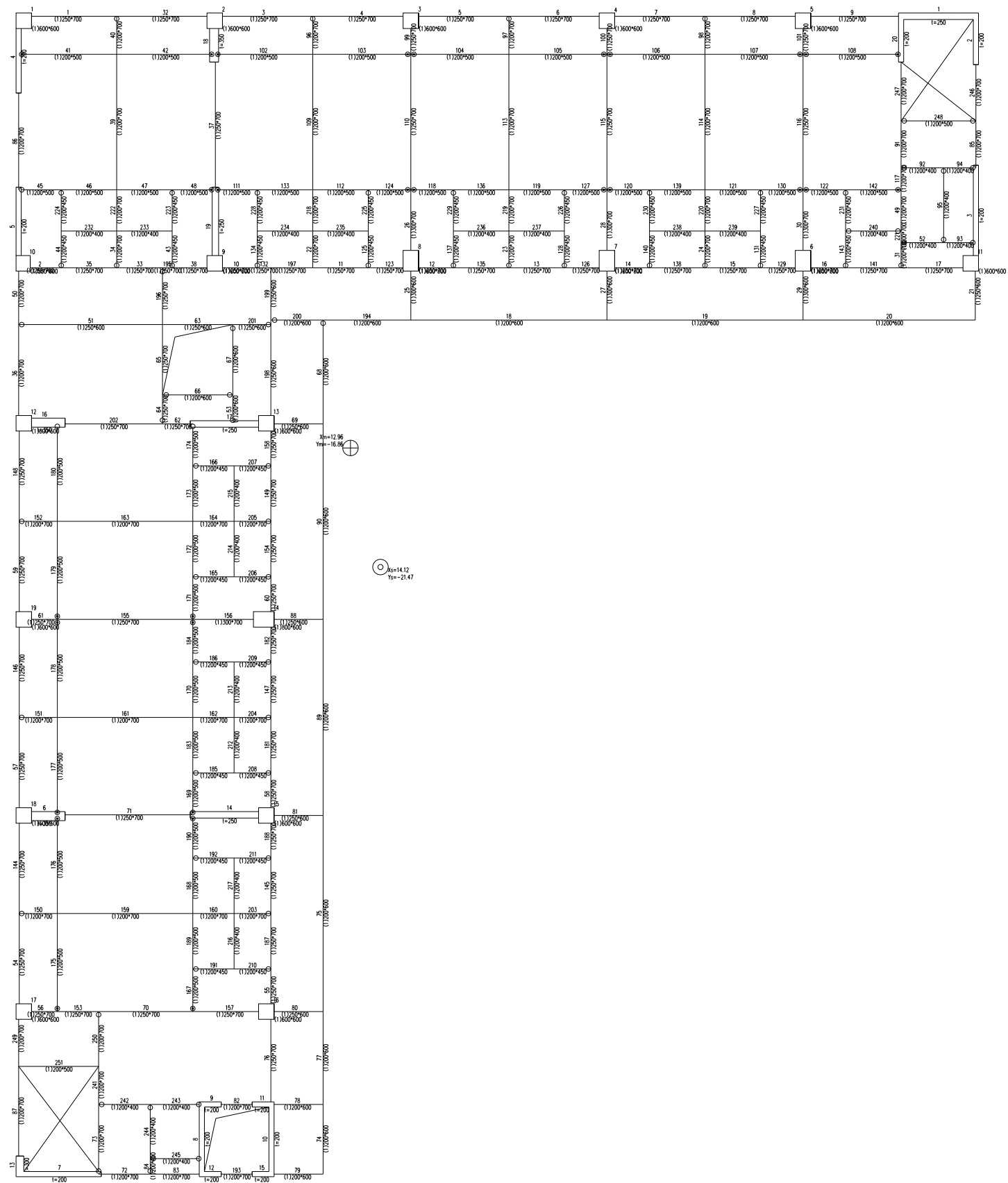
图 10 剖面 7 轴至 10 轴，A、B、C 轴至 10 轴，（单位：mm）			
剖面名称	剖面 7 轴至 10 轴	剖面 8 轴至 10 轴	剖面 9 轴至 10 轴
剖面名称	4782.18	3181.90	0.00
剖面名称	0.00	0.00	0.00
剖面名称	1504.06	0.00	0.00
剖面名称	0.00	0.00	0.00
剖面名称	0.00	0.00	0.00
剖面名称	400.00	0.00	0.00
剖面名称	1887.19	0.00	0.00



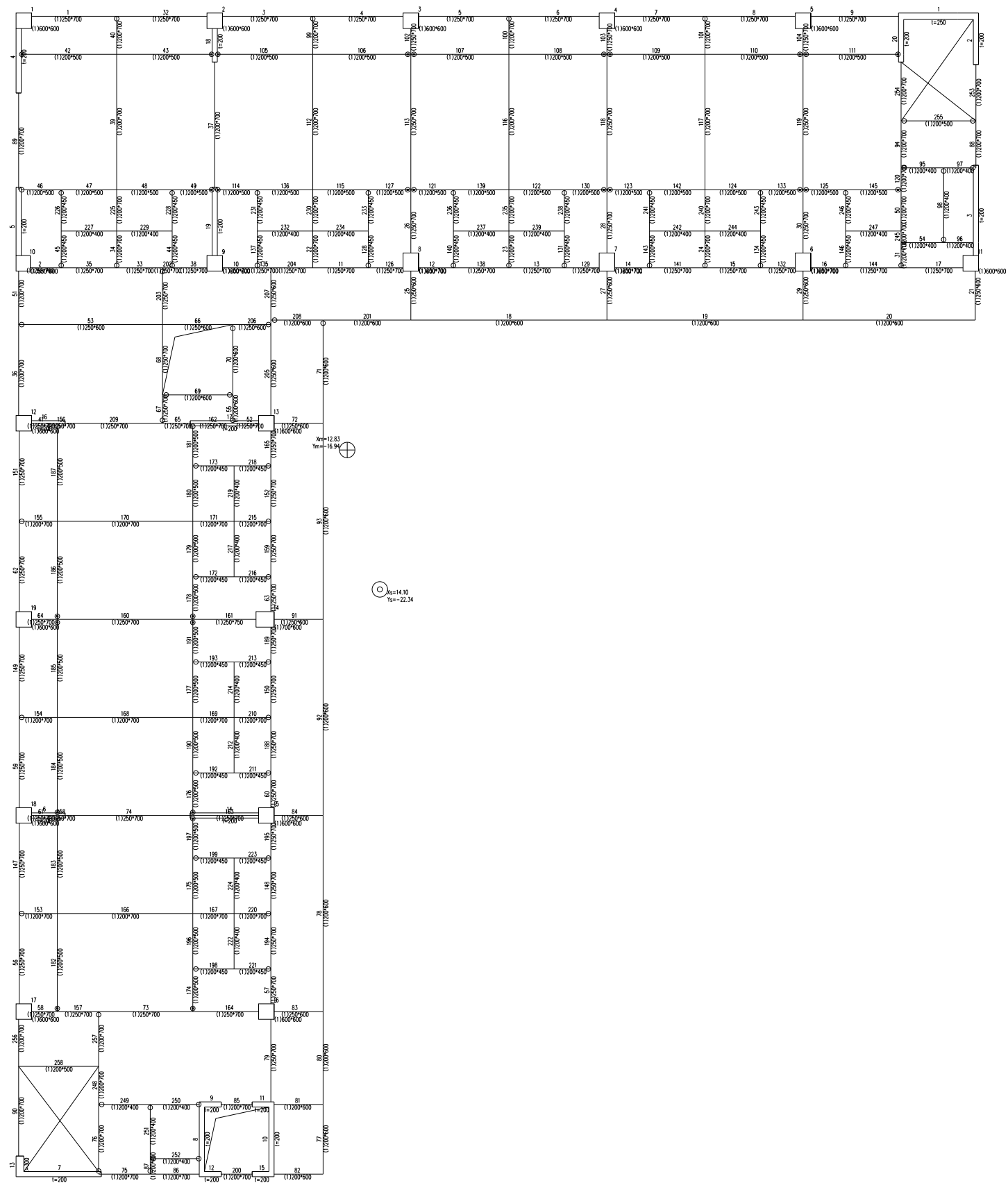
	加东(2) 加东	加东(2) 加东
销售收入	1204.06	
销售成本	1616.80	1327.89
毛利	0.00	0.00
分单数量		
共	262.77	0.00
每	39.50	0.00
扣	0.00	0.00
平头	0.00	0.00
分单合计	302.27	0.00



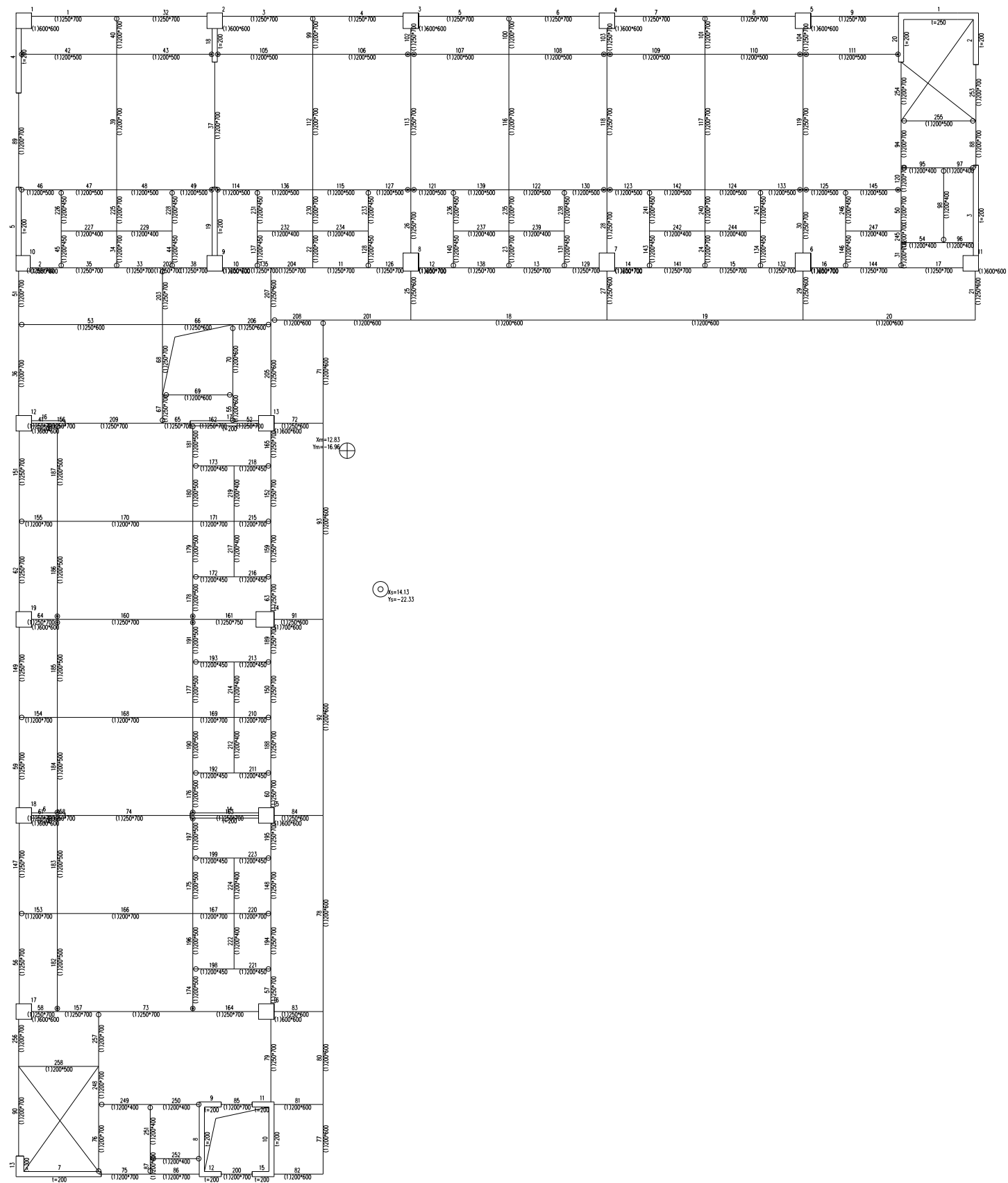
第 1 层(标准层9 地下1层 约束边缘构件层) 柱作编号视图



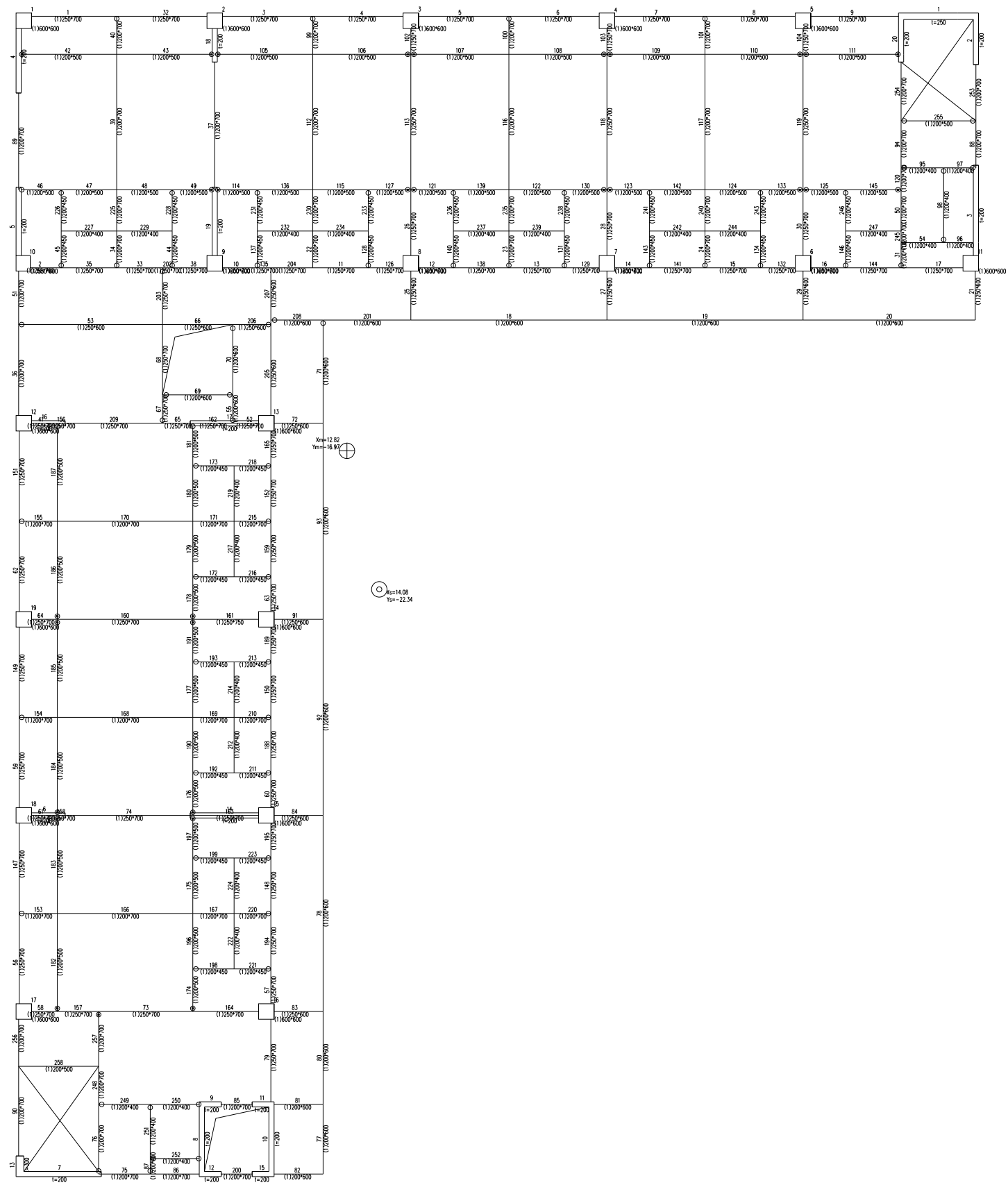
第 2 层(标准层2 底部加强区 约束边缘构件层) 构件编号侧图



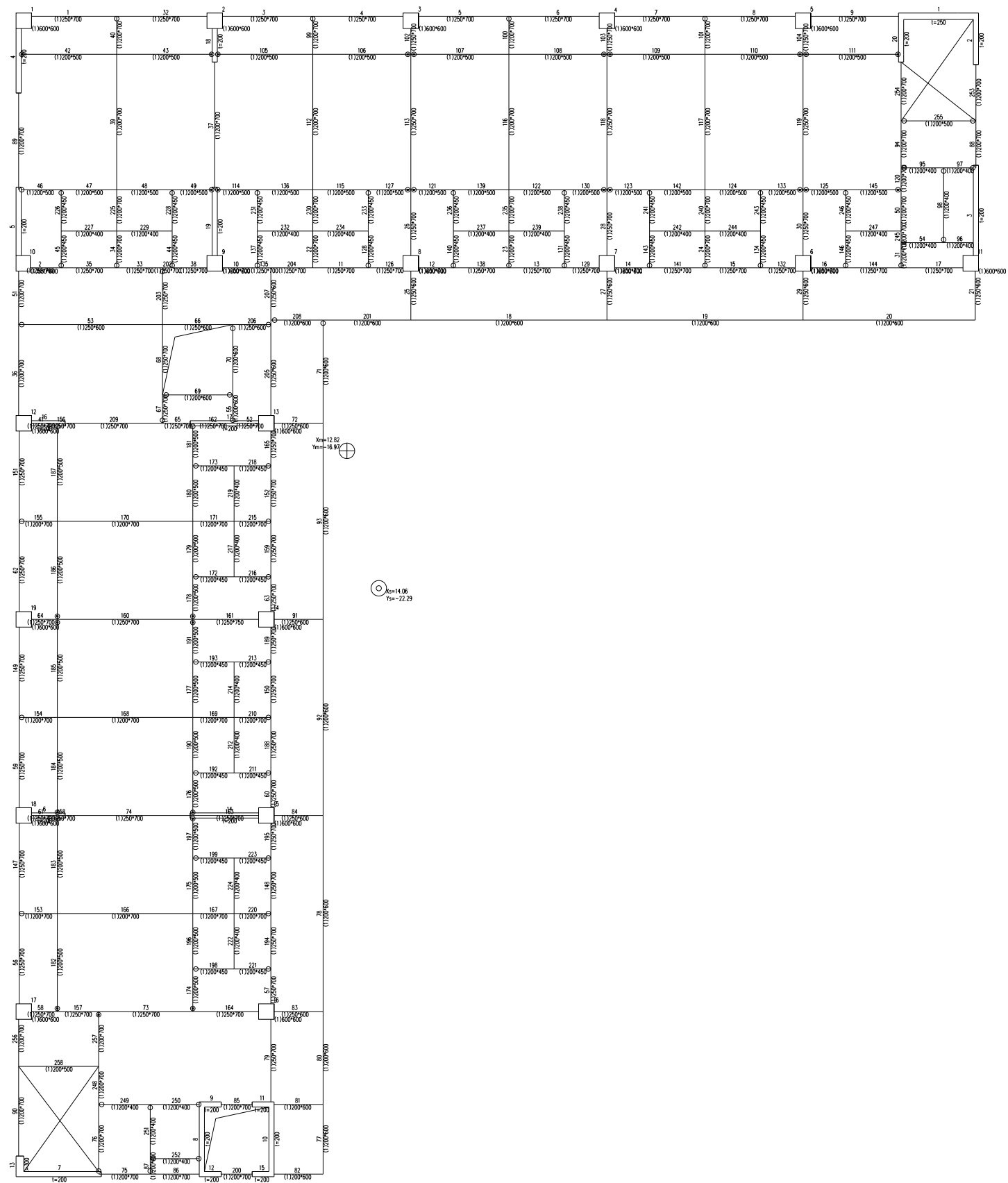
第 3 层(标准层3 底部加强区 约束边缘构件层) 构件编号侧图



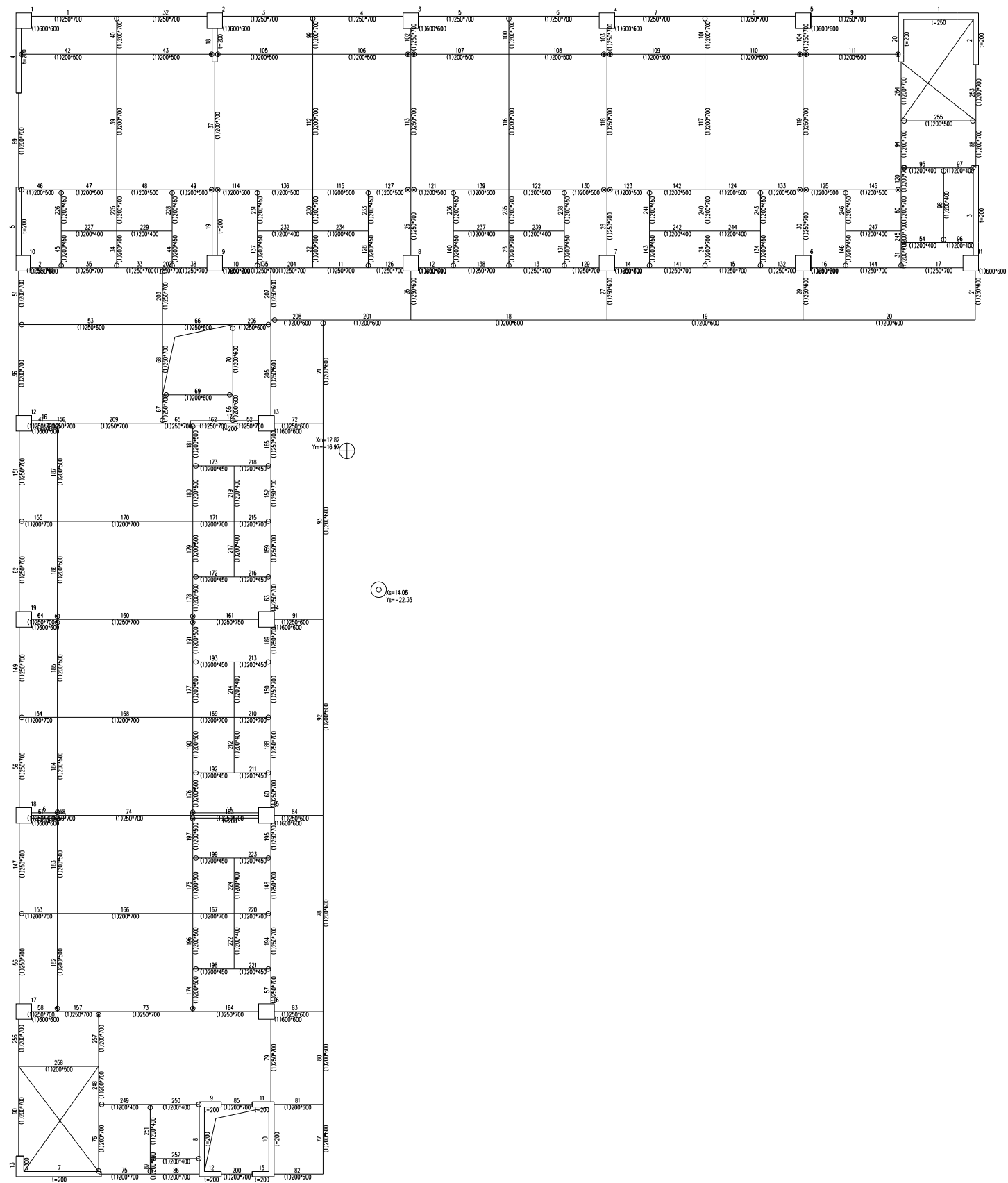
第 4 层(标准层4 约束迹线构件层) 构件编号图



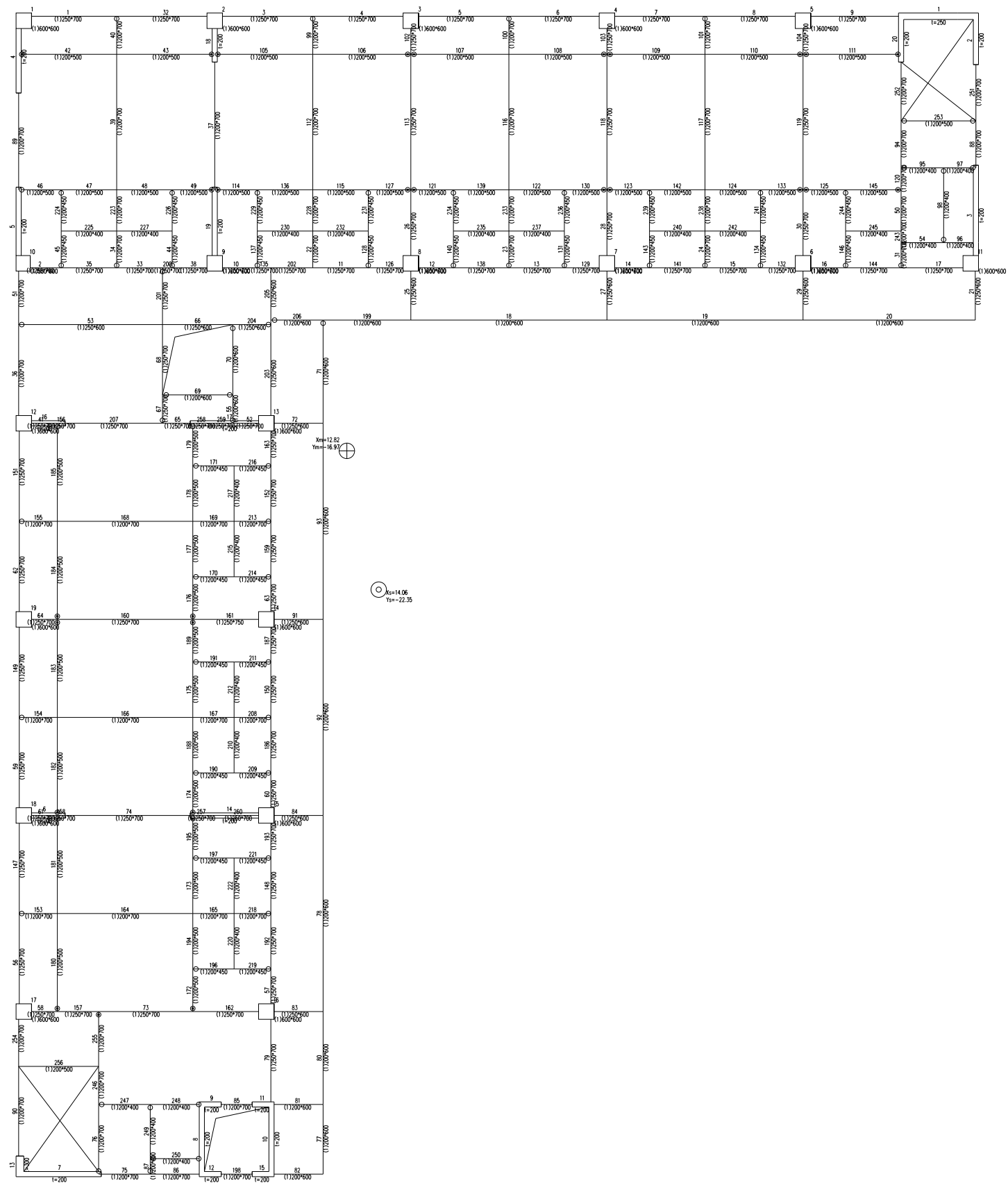
第 5 层(标准层5) 构件编号图



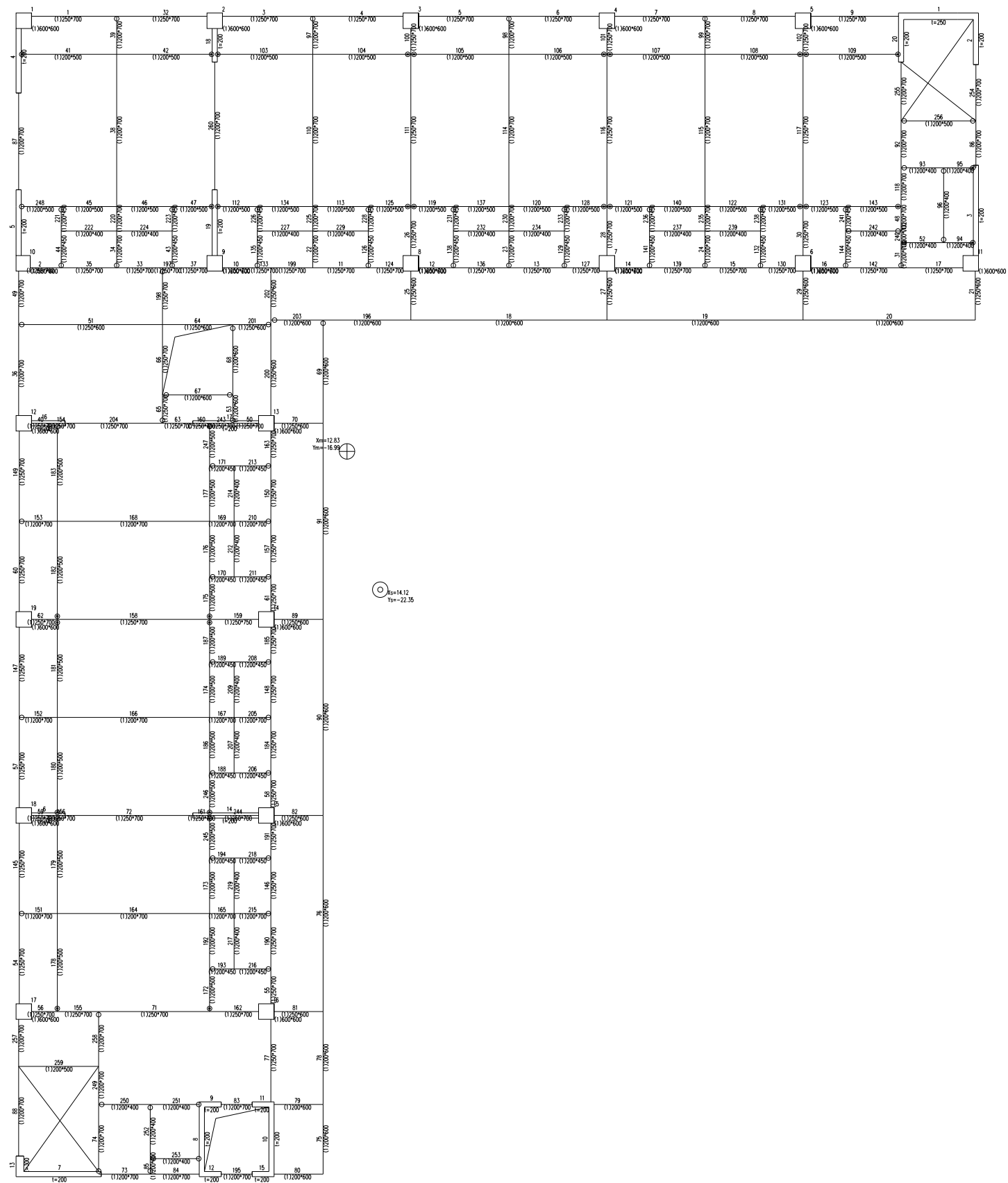
第 6 层(标准层5) 构件编号图



第 7 层 (标准层5) 构件编号图

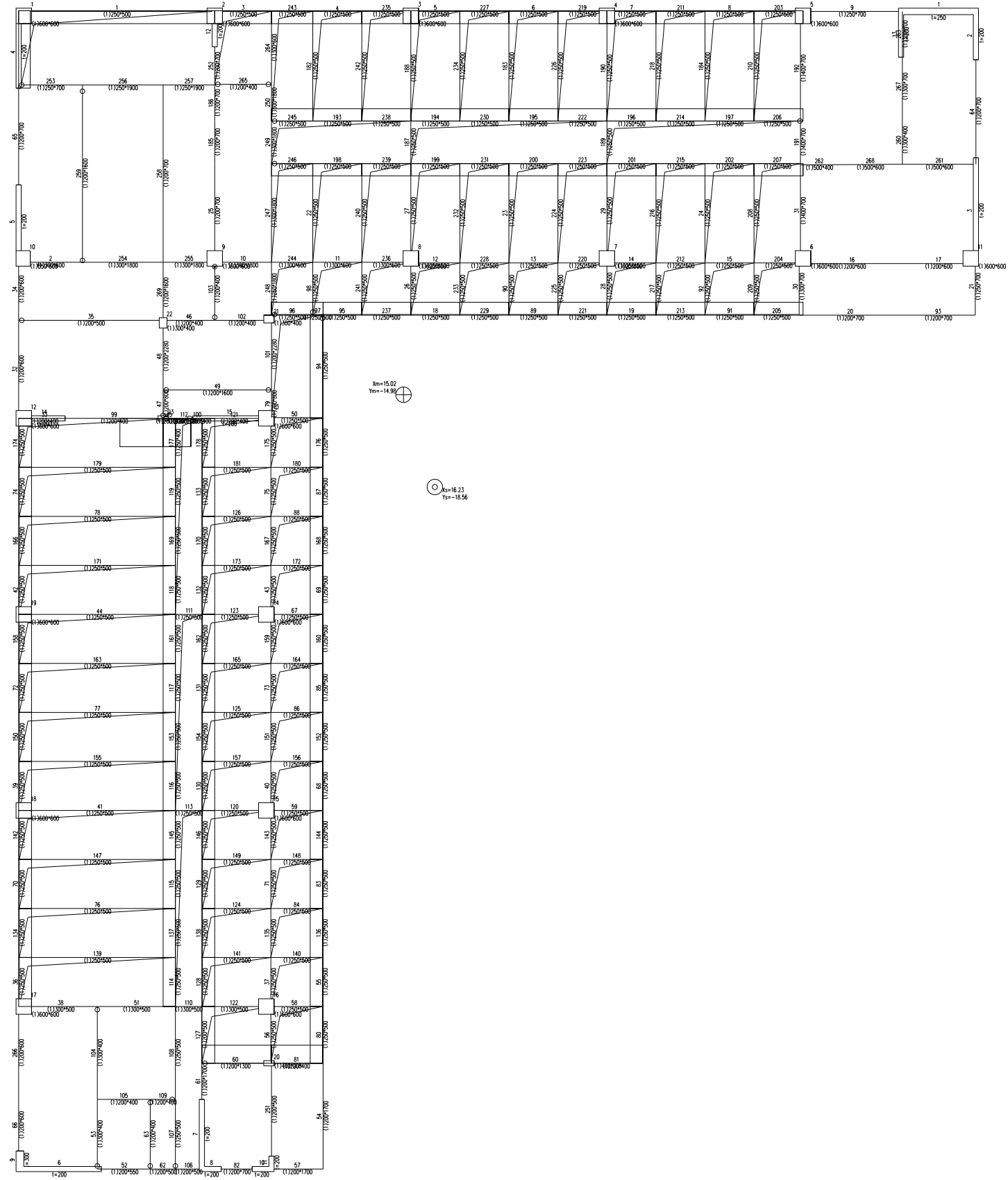


第 8 层(标准层5) 构件编号图

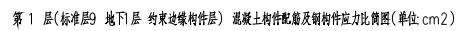


第 9 层(标准层6) 构件编号图





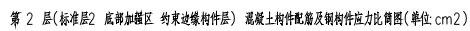
第 11 层(标准层B) 构件编号图



混凝土强度等级: 梁C_b=C30,C50 柱C_c=C50 墙C_w=C50

箍筋(分布筋)强度 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

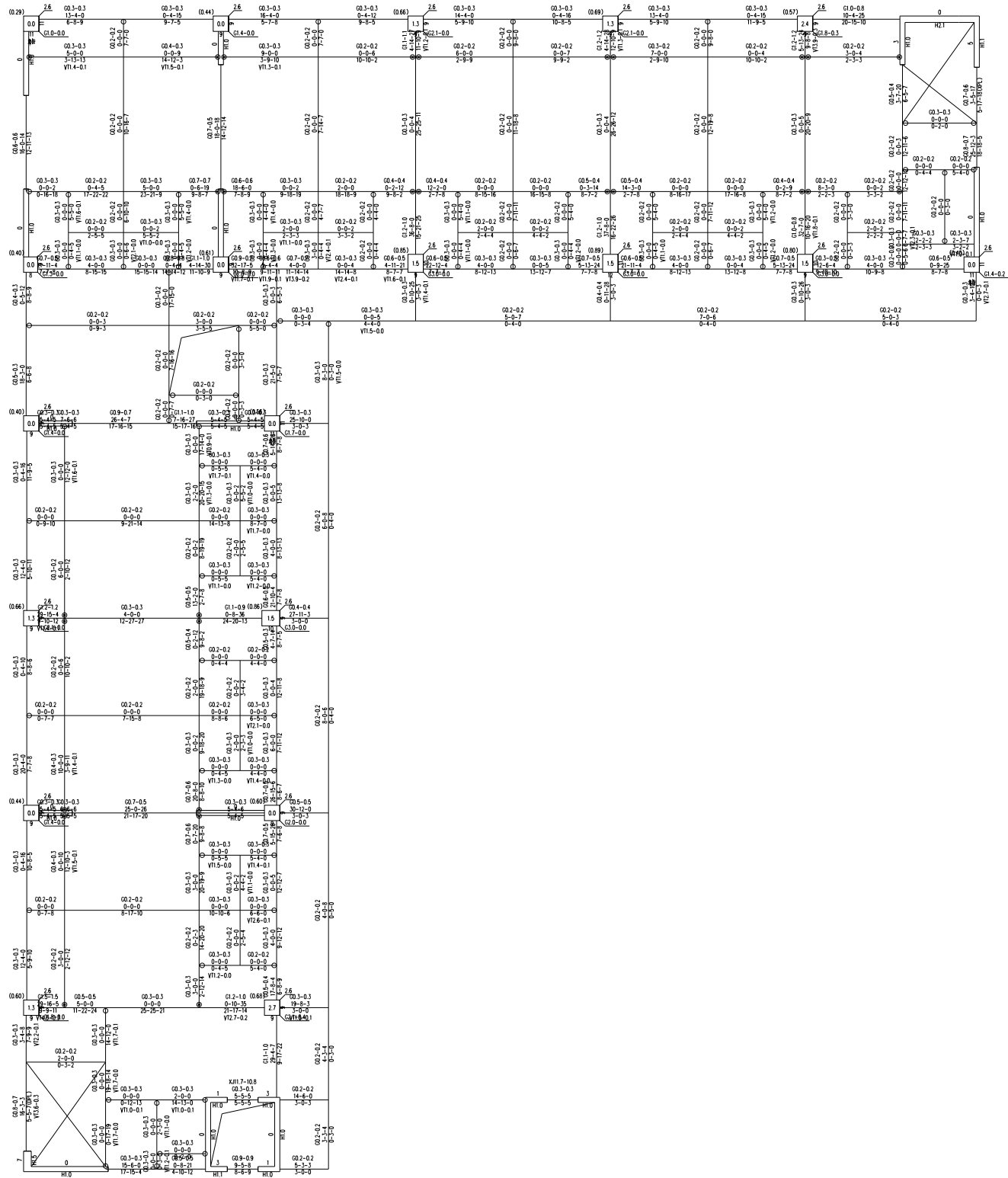
墙水平分布筋间距=200(mm),墙竖向分布筋配筋率=0.3%



混凝土强度等级: 梁C_b=C30,C50 柱C_c=C50 墙C_w=C50

箍筋(分布筋)强度 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

墙水平分布筋间距=200(mm),墙竖向分布筋配筋率=0.3%



第 3 层(标准层3)底部加强区 约束边缘构件图 混凝土构件配筋及明构件应力比图(单位:cm²)

层高=3200(mm) 梁总长=258 柱总长=19 墙总长=20

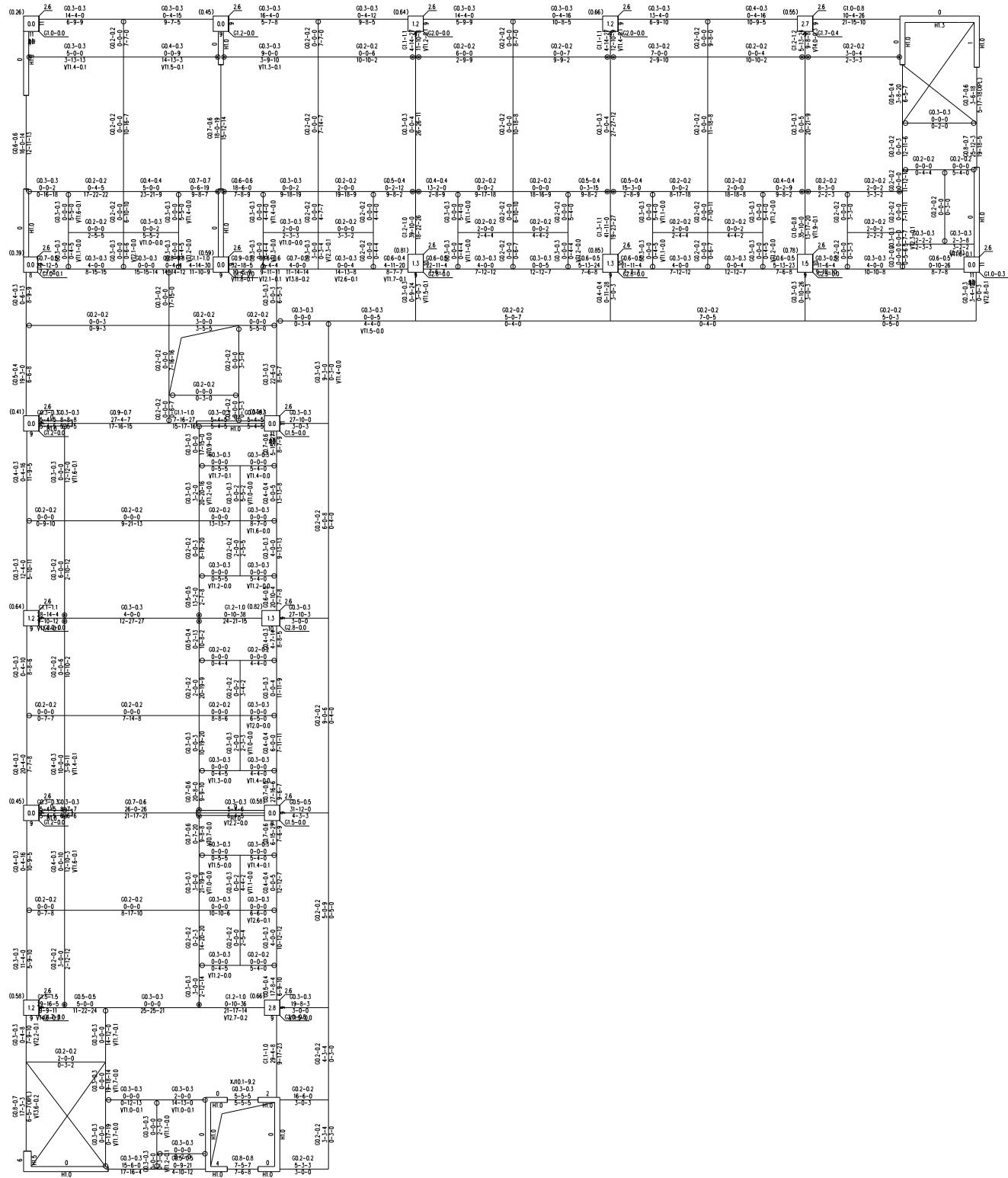
混凝土强度等级: 梁Cb=C30,C45 柱Cc=C45,C50 墙Cw=C45

主筋锚固: 梁LB=360 柱LC=360 墙LW=360

锚固(分布筋)锚固: 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

锚固间距(mm): 梁=100 柱=100

墙水平分布筋间距=200(mm),墙竖向分布筋配筋率=0.3%



第 4 层(标准层4 约束边缘构件层) 混凝土构件配筋及锚固详图(单位: cm2)

层高=3200(mm) 梁总长=258 柱总长=19 墙总长=20

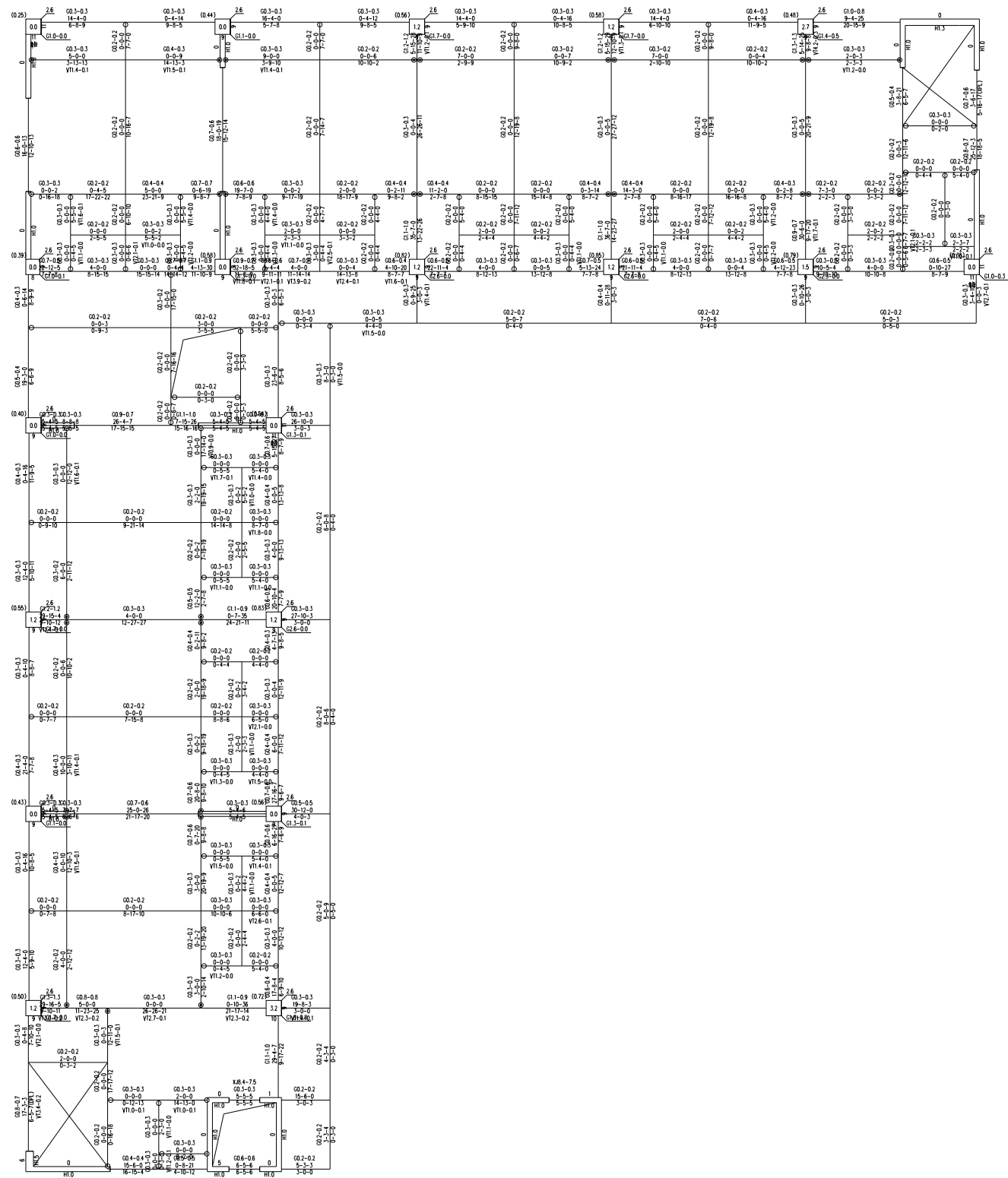
混凝土强度等级: 梁Cb=C30,C40 柱Cc=C40,C45 墙Cw=C40

主筋锚固: 梁La=360 柱La=360 墙La=360

箍筋(分布筋)锚固: 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

锚固间距(mm): 梁=100 柱=100

墙水平分布筋间距=200(mm), 墙竖向分布筋配筋率=0.3%



第 5 层(标准层5) 混凝土构件配筋及锚固详图(单位: cm²)

层高=3200(mm) 梁总长=258 柱总长=19 墙总长=20

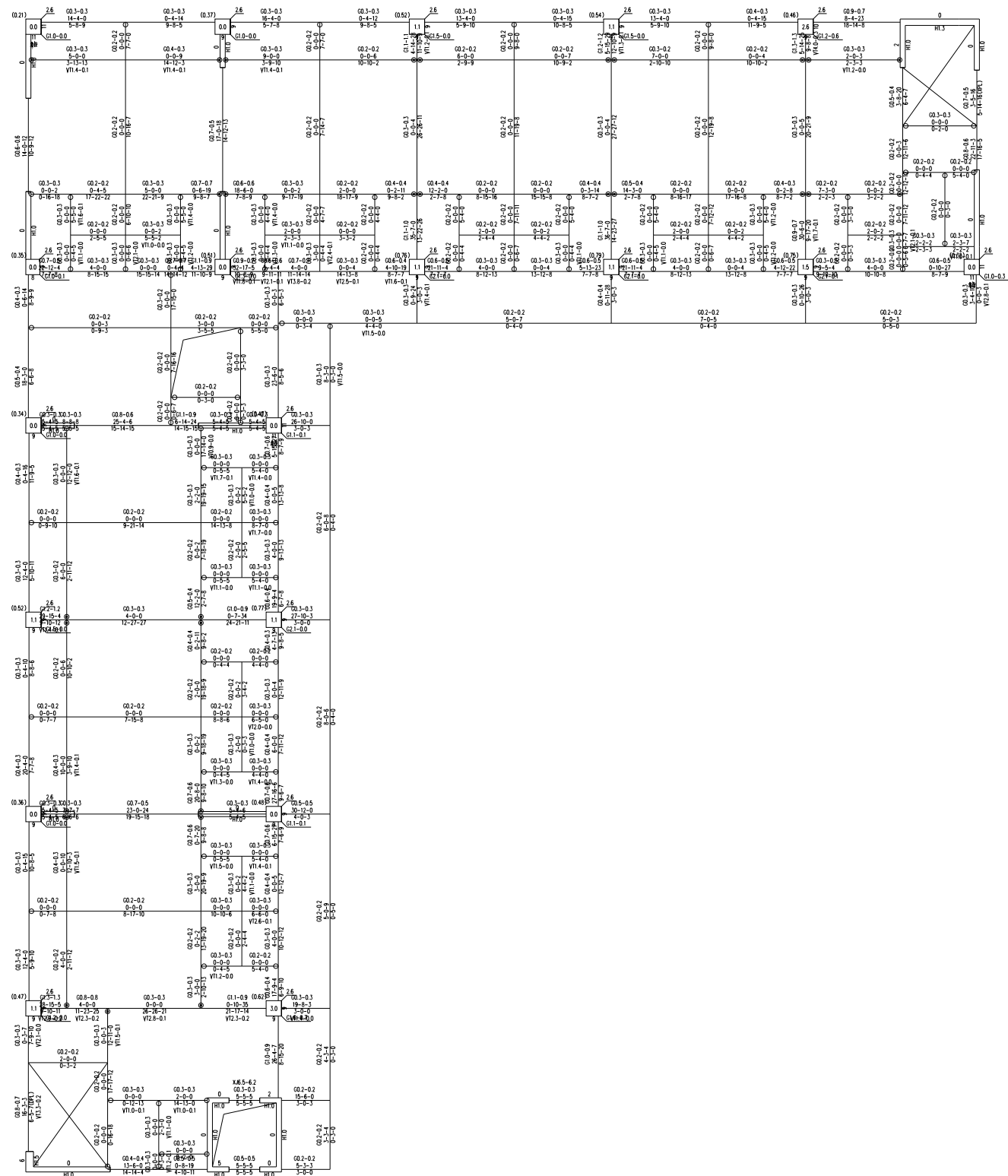
混凝土强度等级: 梁Cb=C30,C35 柱Cc=C35,C45 墙Cw=C35

主筋锚固: 梁La=360 柱La=360 墙La=360

箍筋(分布筋)锚固: 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

锚固间距(mm): 梁=100 柱=100

墙水平分布筋间距=200(mm), 墙竖向分布筋配筋率=0.3%



第 6 层(标准层5) 混凝土构件配筋及锚固件应力比图(单位: cm²)

层高=3200(mm) 梁总长=258 柱总长=19 墙总长=20

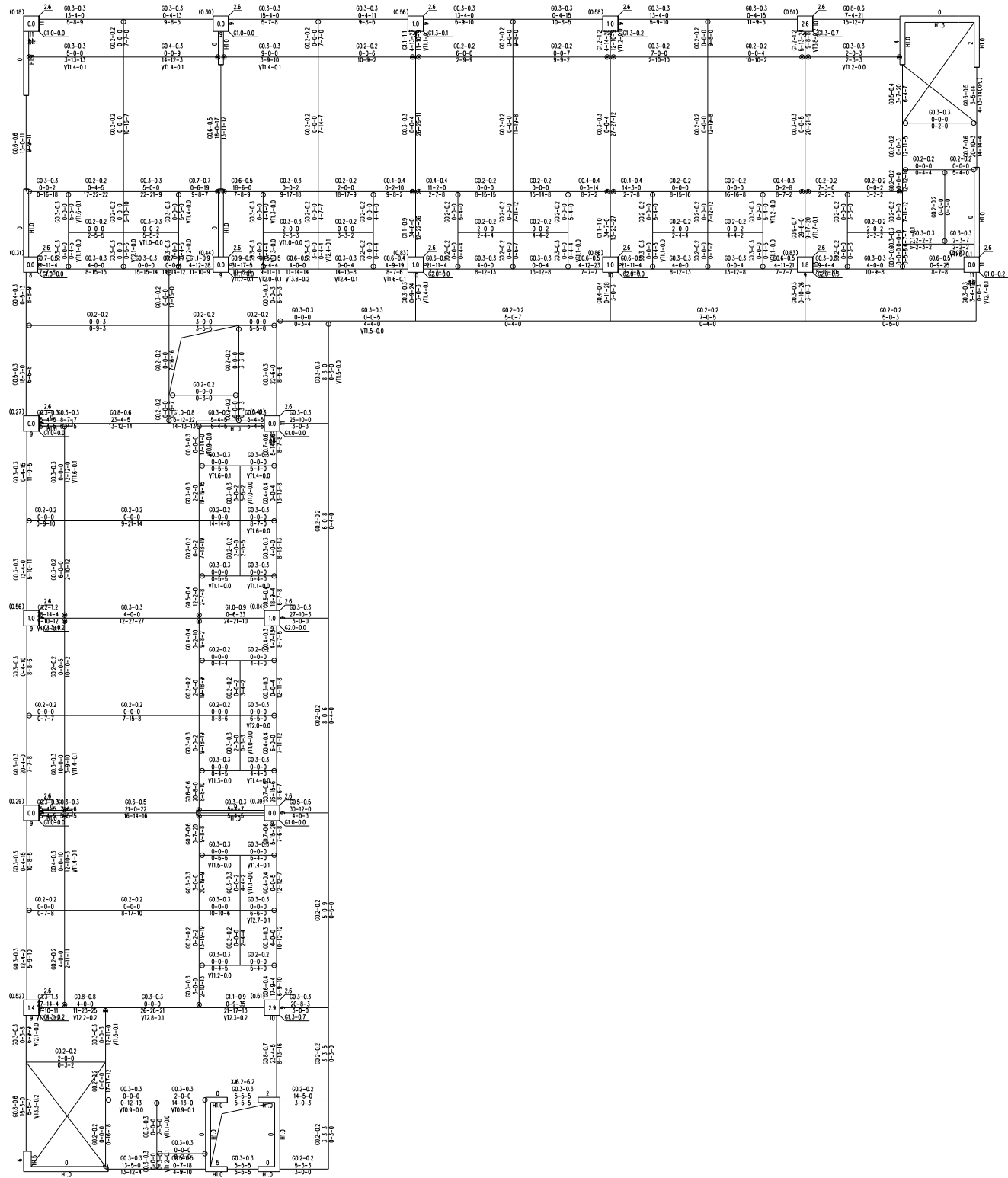
混凝土强度等级: 梁C30 柱C35,C40 墙C30

主筋锚固: 梁LB=360 柱LC=360 墙LW=360

锚固(分布筋)长度: 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

锚固间距(mm): 梁=100 柱=100

墙水平分布筋间距=200(mm), 墙竖向分布筋配筋率=0.3%



第 7 层(标准层5) 混凝土构件配筋及锚固件应力比图(单位: cm²)

层高=3200(mm) 梁总长=258 柱总长=19 墙总长=20

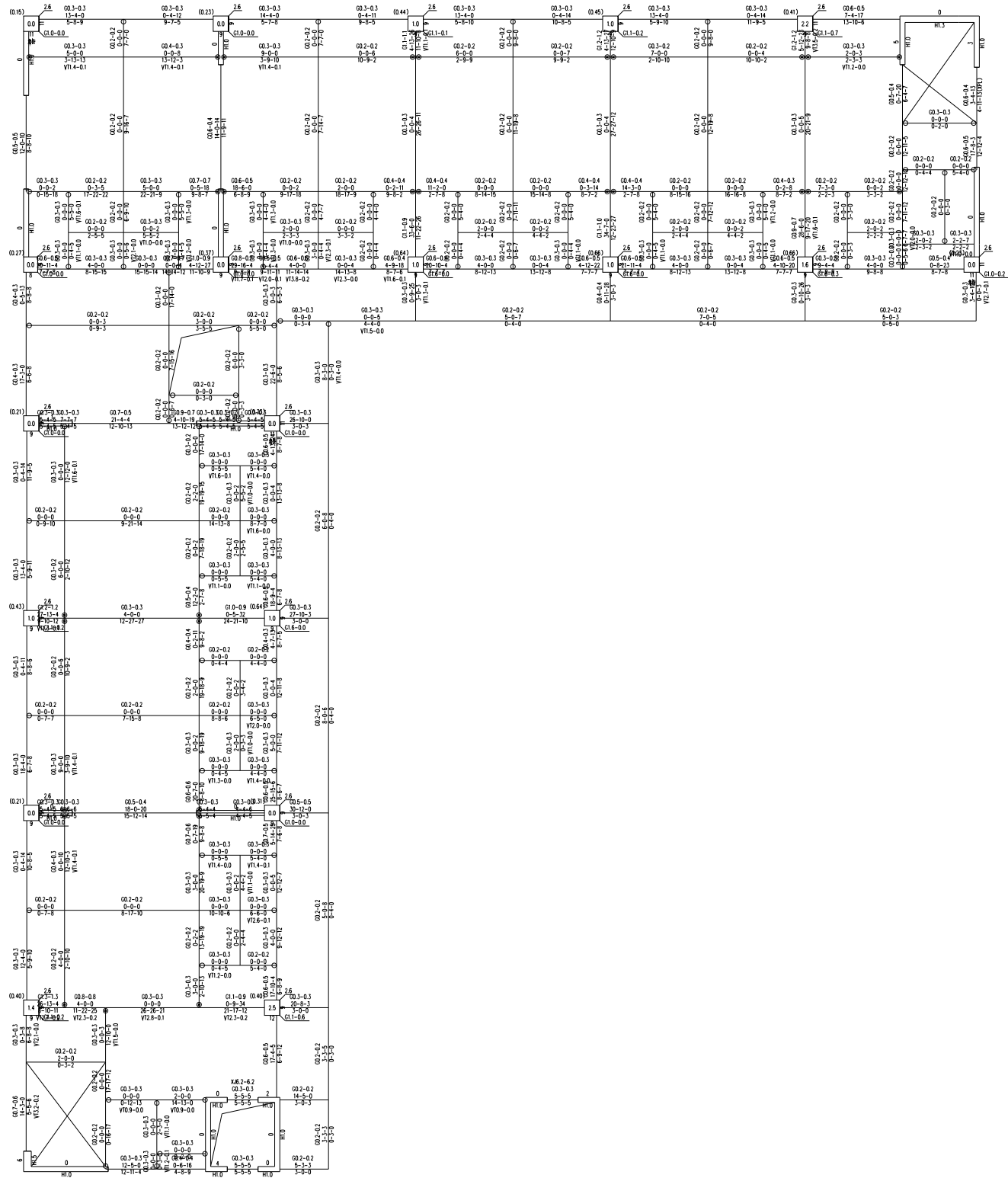
混凝土强度等级: 梁C_b=C30 柱C_c=C35,C30 墙C_w=C30

主筋锚固: 梁L_a=360 柱L_c=360 墙L_w=360

锚固(分布筋)长度: 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

锚固间距(mm): 梁=100 柱=100

墙水平分布筋间距=200(mm), 墙竖向分布筋配筋率=0.3%



第 8 层(标准层5) 混凝土构件配筋及锚固件应力比图(单位: cm²)

层高=3200(mm) 梁总长=260 柱总长=19 墙总长=20

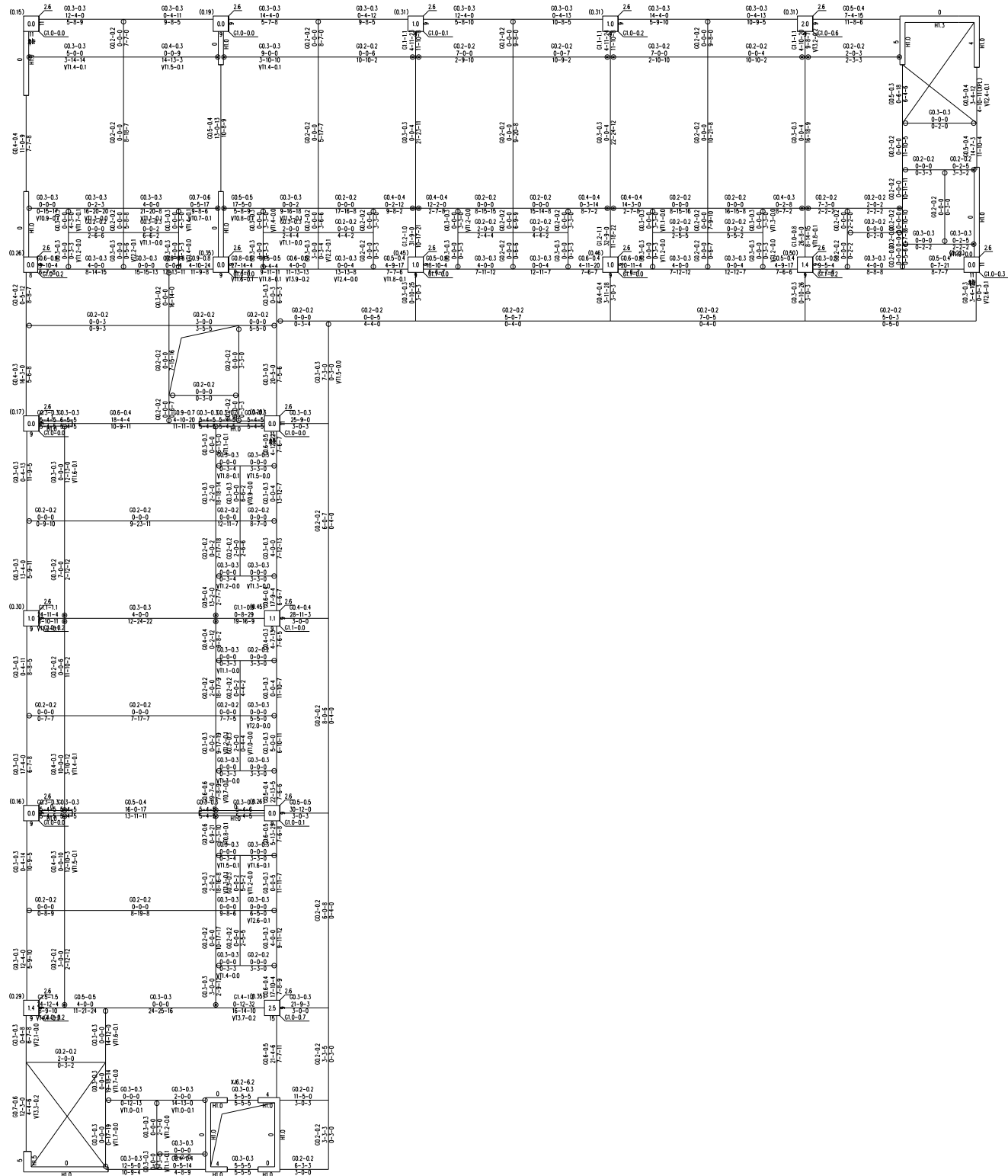
混凝土强度等级: 梁C= C30 柱C= C35,C30 墙C= C30

主筋锚固: 梁IB=360 柱IC=360 墙IW=360

箍筋(分布筋)锚固: 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

锚固间距(mm): 梁=100 柱=100

墙水平分布筋间距=200(mm), 墙竖向分布筋配筋率=0.3%



第 9 层(标准层6) 混凝土构件配筋及锚固件应力比图(单位: cm²)

层高=3200(mm) 梁总长=260 柱总长=19 墙总长=20

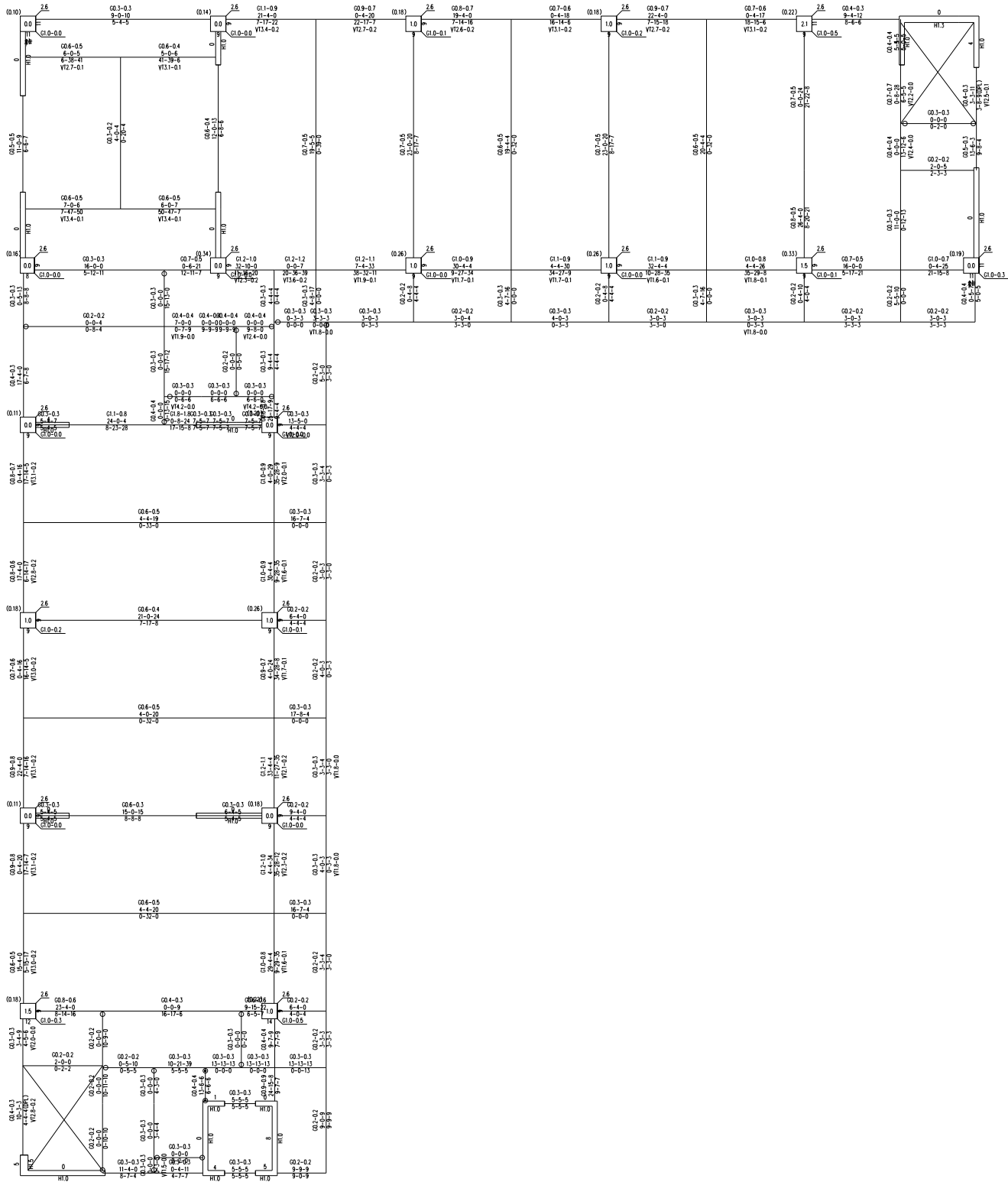
混凝土强度等级: 梁Cb=C30 柱Cc=C30 墙Cw=C30

主筋锚固: 梁lB=360 柱lC=360 墙lW=360

锚固(分布筋)长度: 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

锚固间距(mm): 梁=100 柱=100

墙水平分布筋间距=200(mm), 墙竖向分布筋配筋率=0.3%



第 10 层(标准层) 混凝土构件配筋及锚固特征应力比图(单位: cm²)

层高=3200(mm) 梁总数=143 柱总数=19 墙柱总数=20

混凝土强度等级: 梁C_b=C30 柱C_c=C30 墙C_w=C30

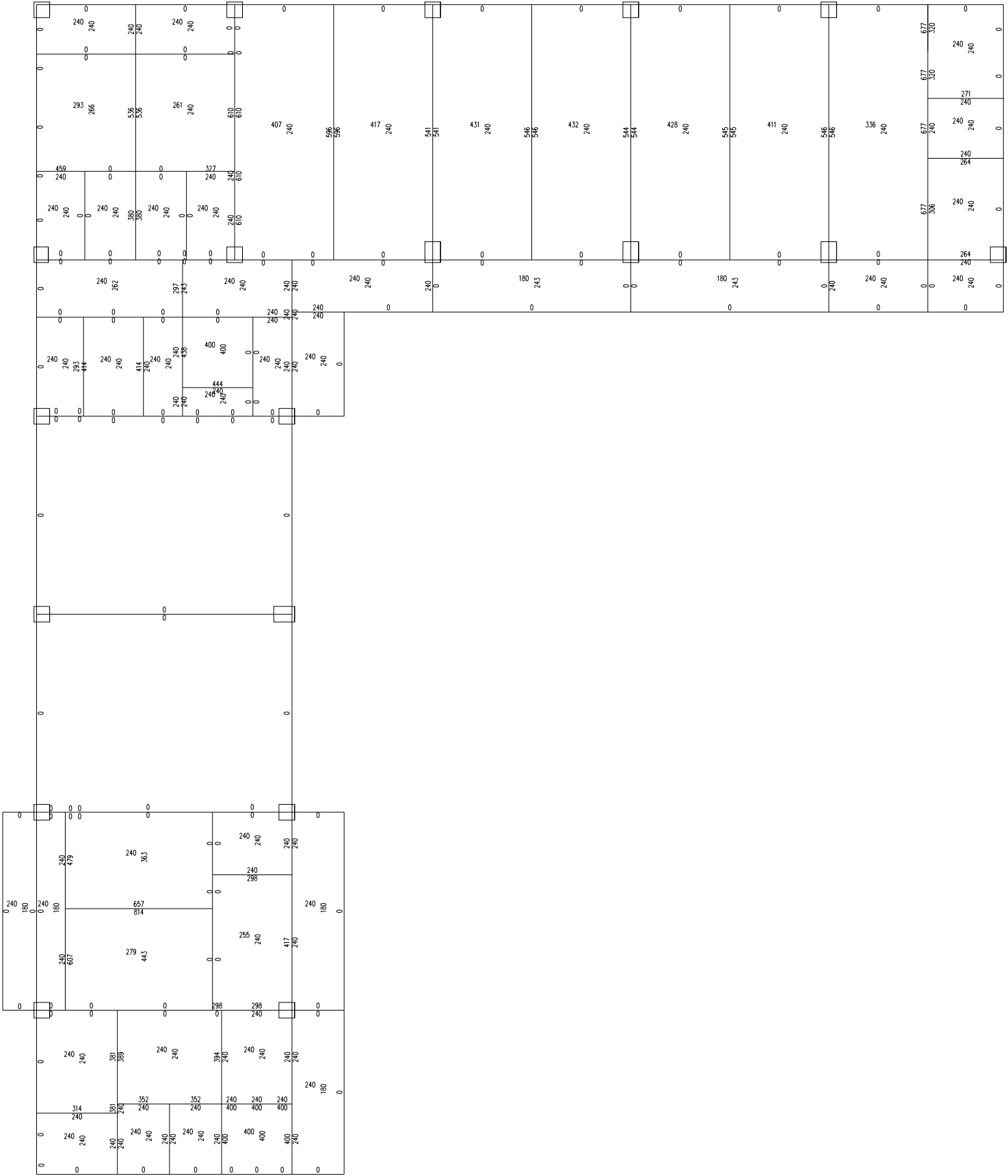
主筋锚固: 梁F_b=360 柱F_c=360 墙F_w=360

箍筋(分布筋)锚固: 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100

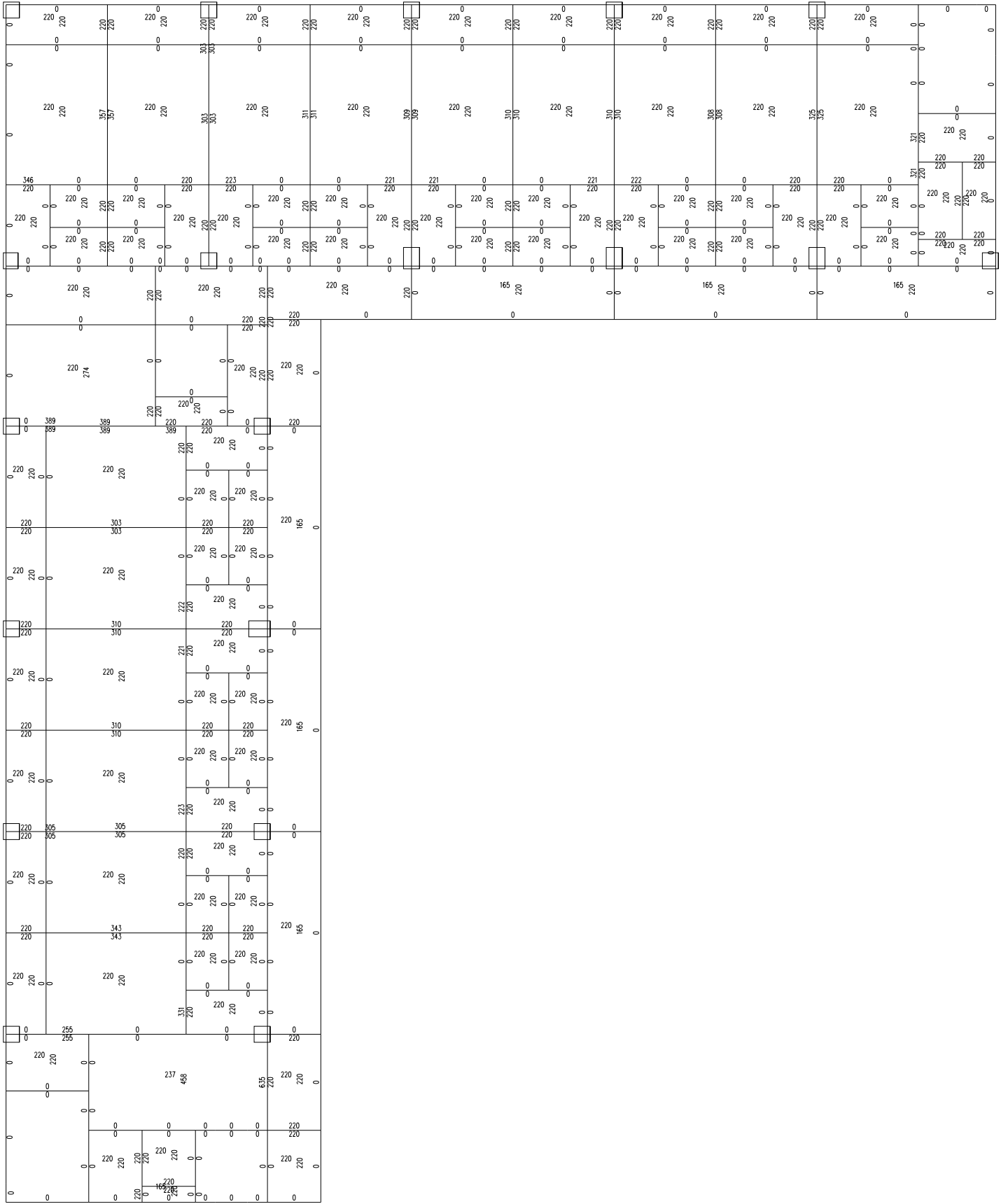
墙水平分布筋间距=200(mm), 墙竖向分布筋配筋率=0.3%

墙水平分布筋间距=200(mm),墙竖向分布筋配筋率=0.3%



钢筋强度等级: HRB400, 砼强度等级C30

第1层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



钢筋强度等级: HRB400, 砼强度等级C30

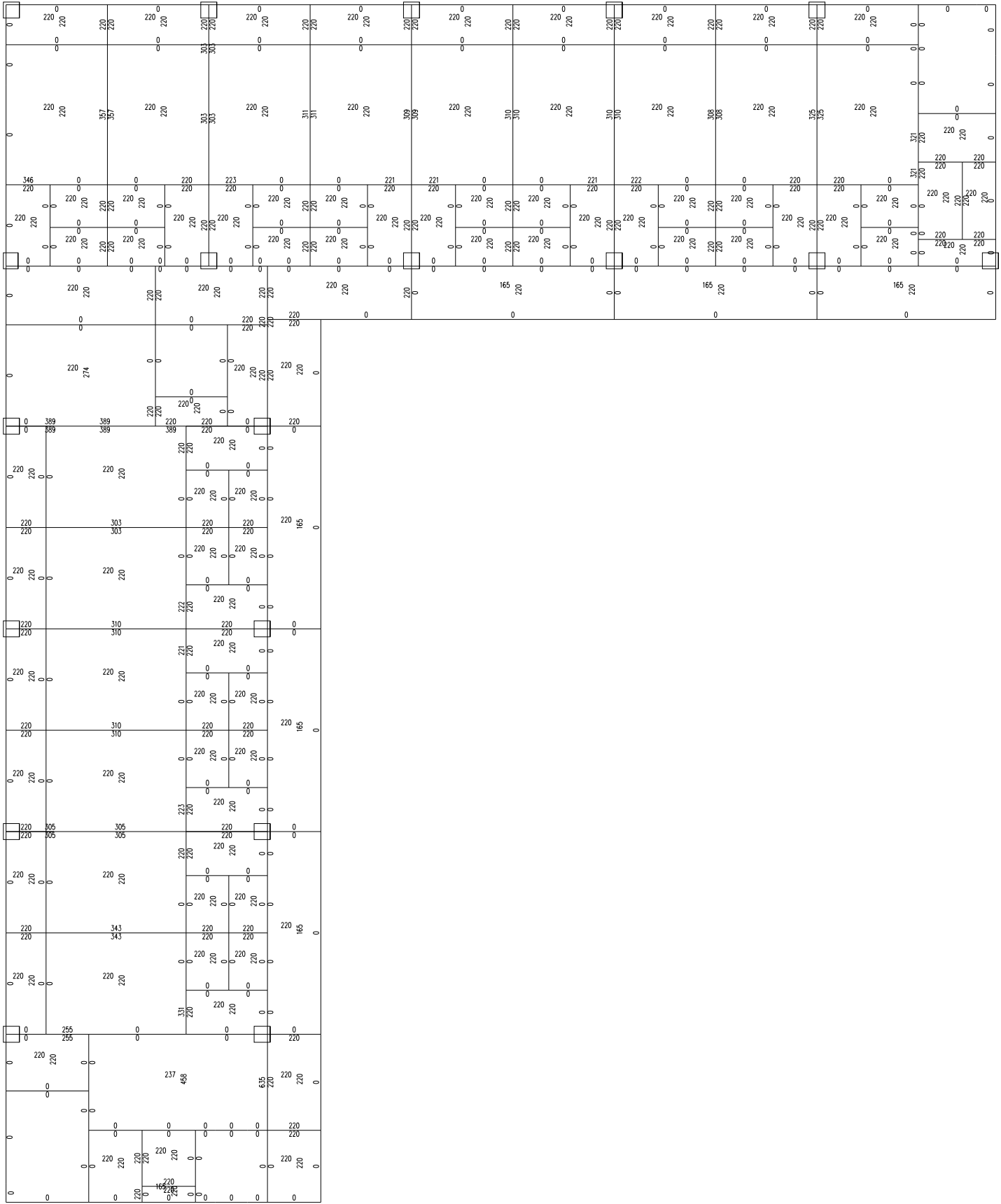
第2层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)

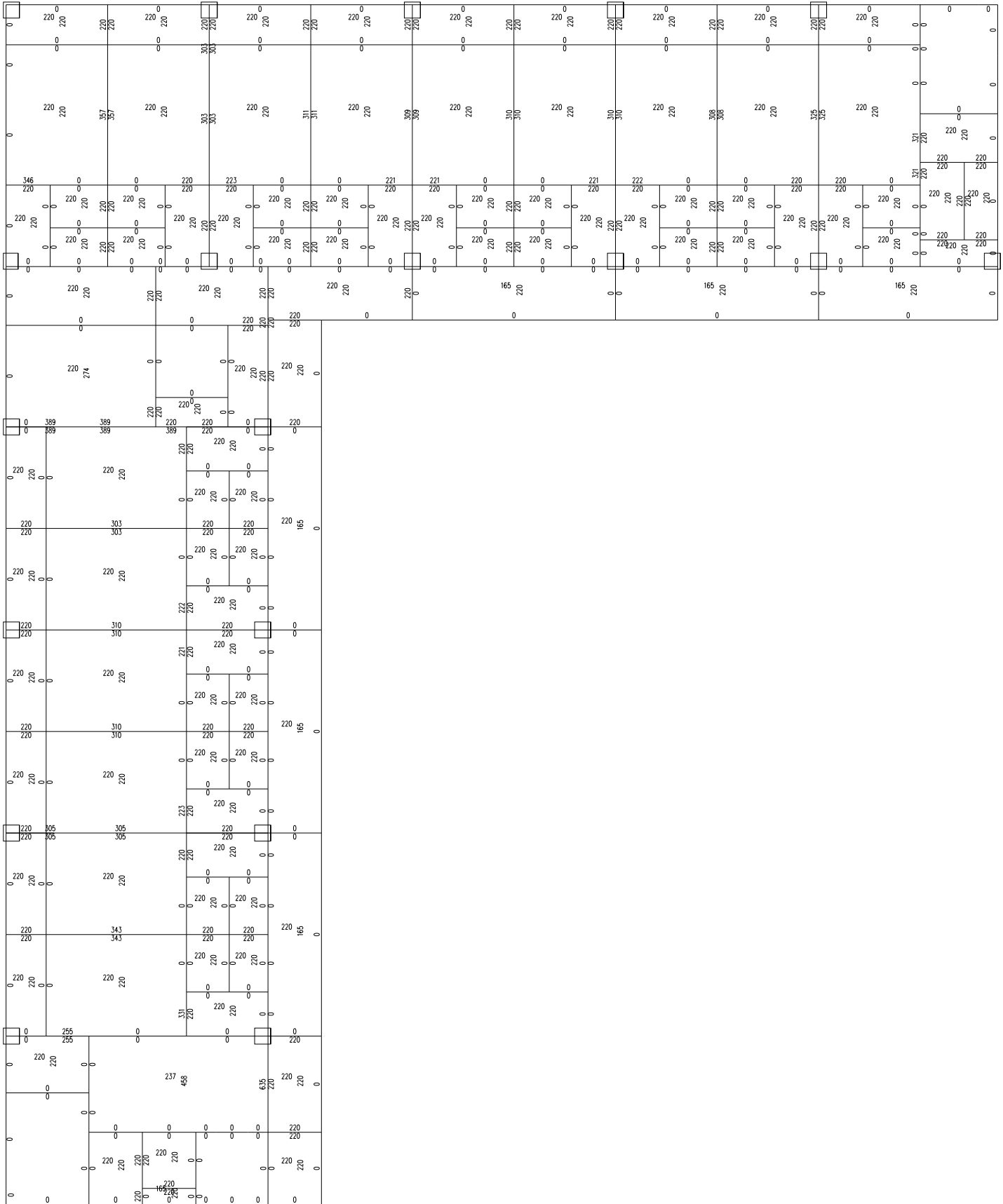


第3层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



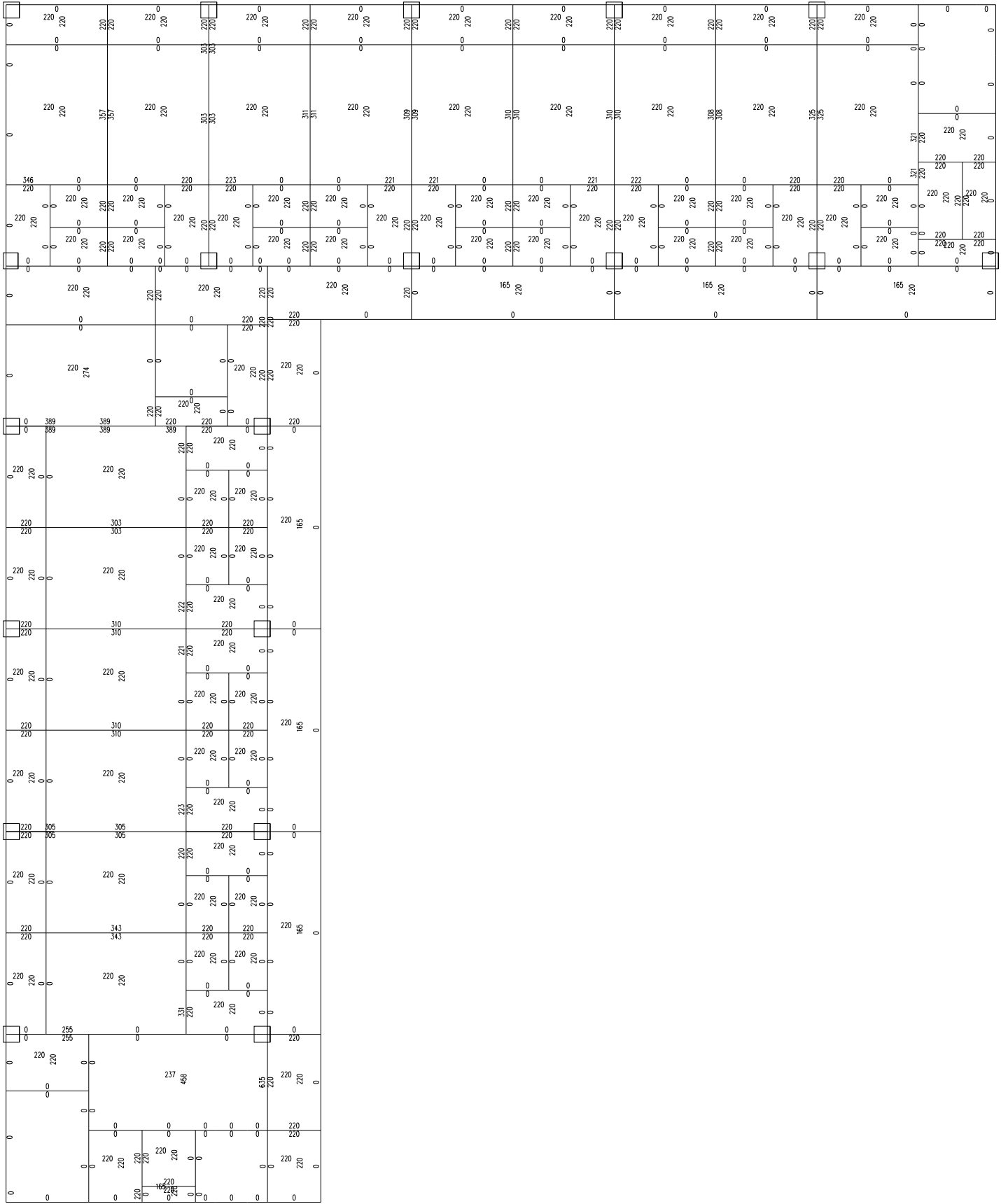
第4层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)





钢筋强度等级：HRB400, 砼强度等级C30

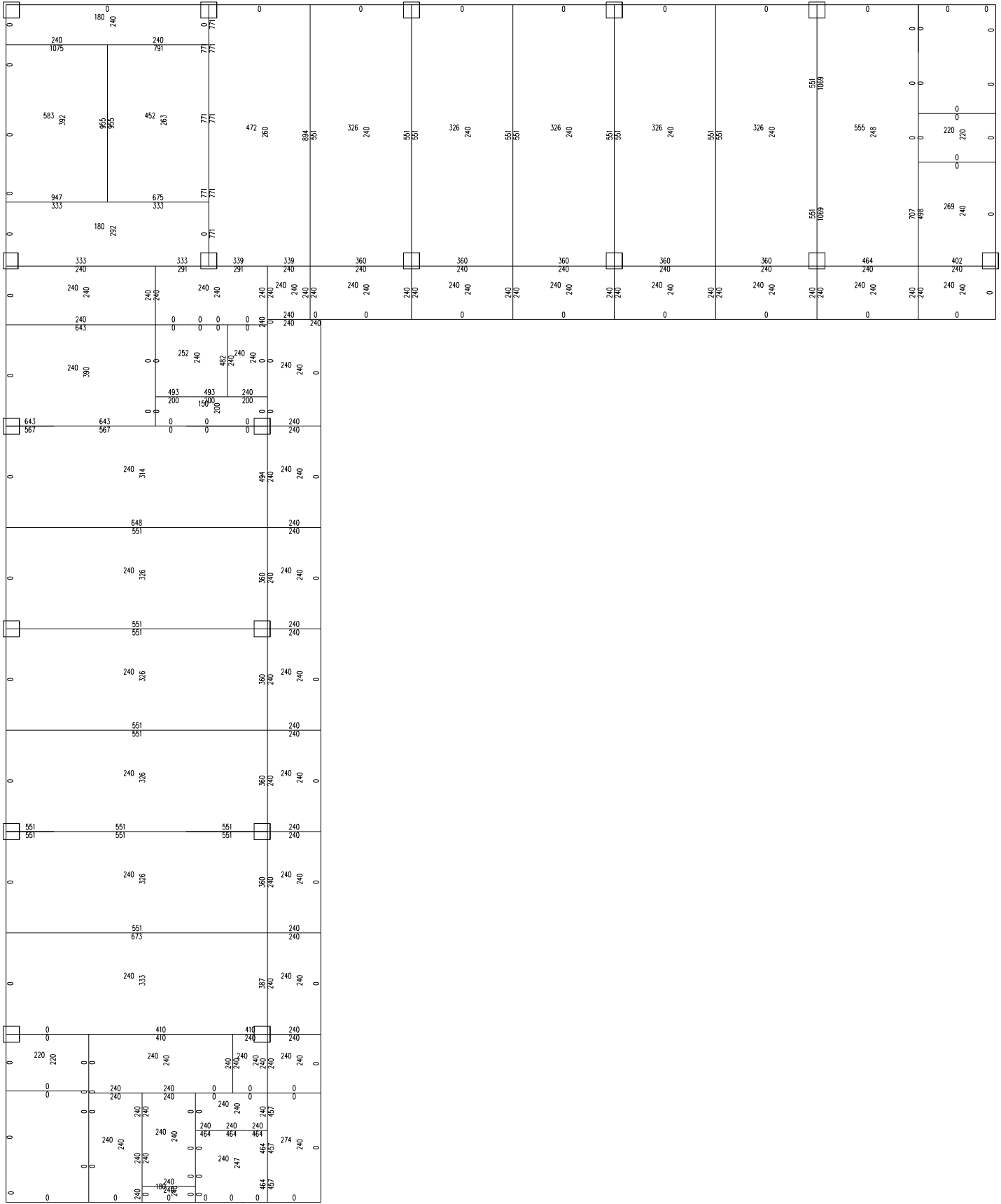
第6层现浇板计算钢筋面积图 （单位：平方毫米/米）



第8层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



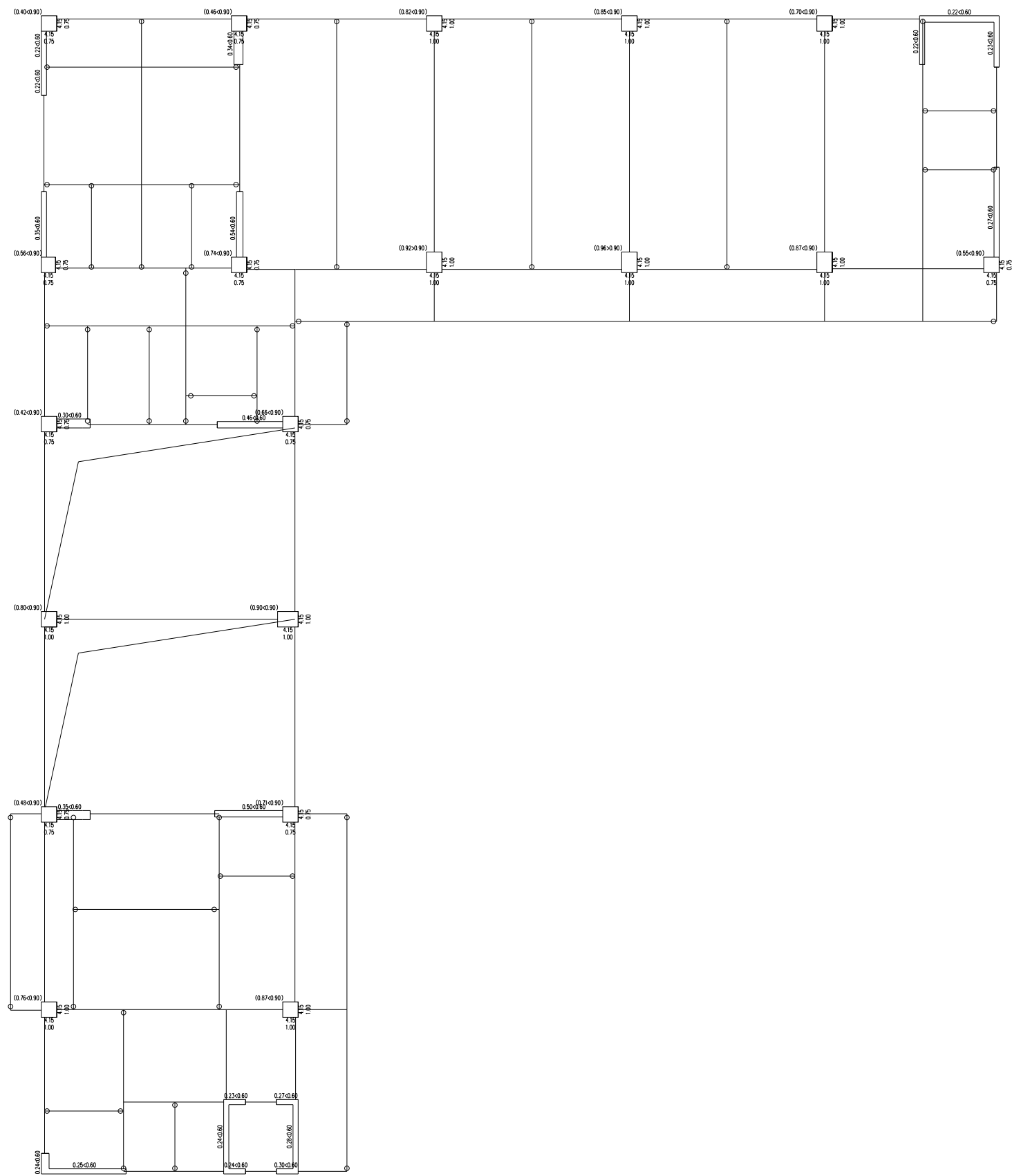
第9层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



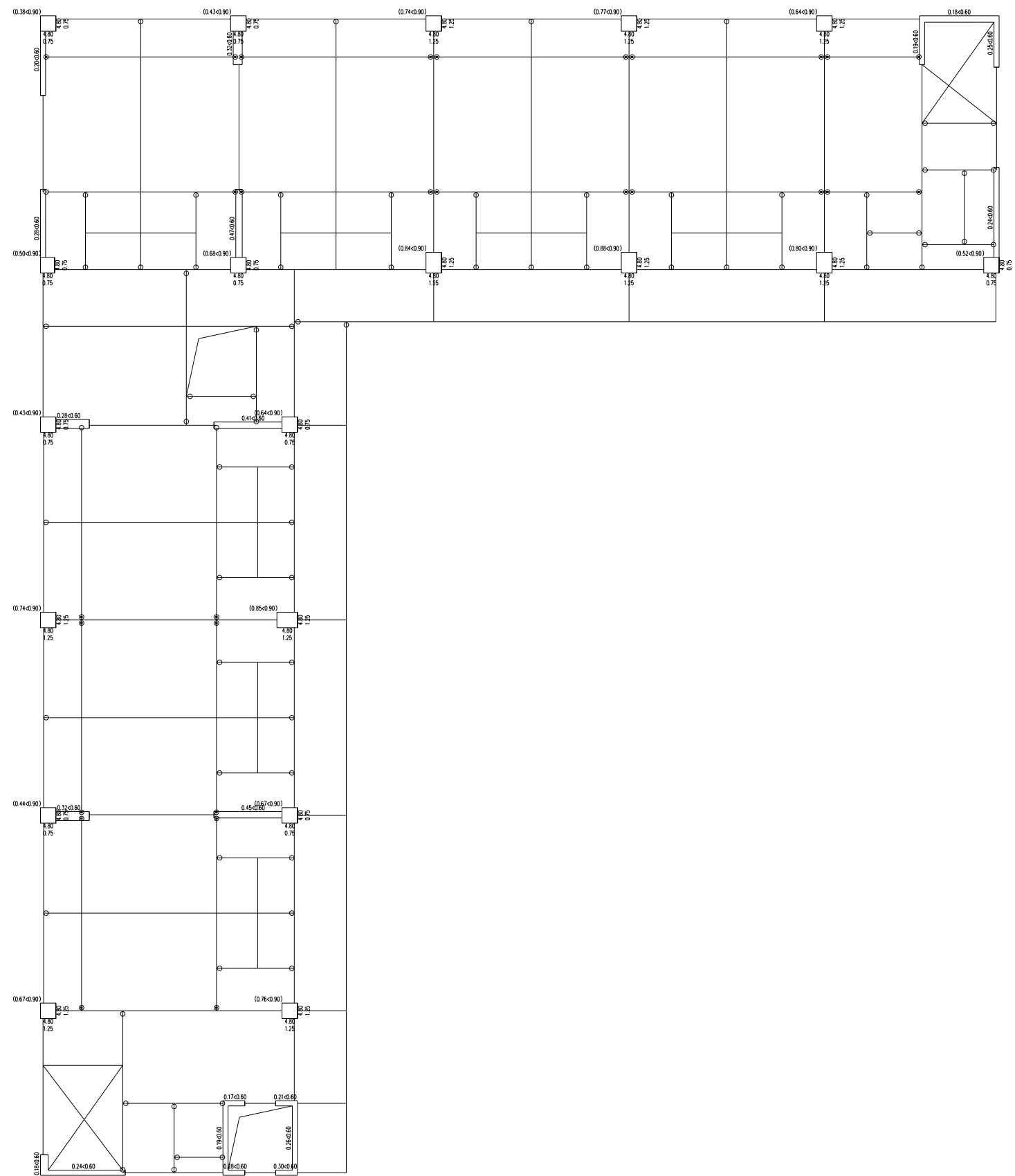
钢筋强度等级: HRB400, 砼强度等级C30

第10层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)

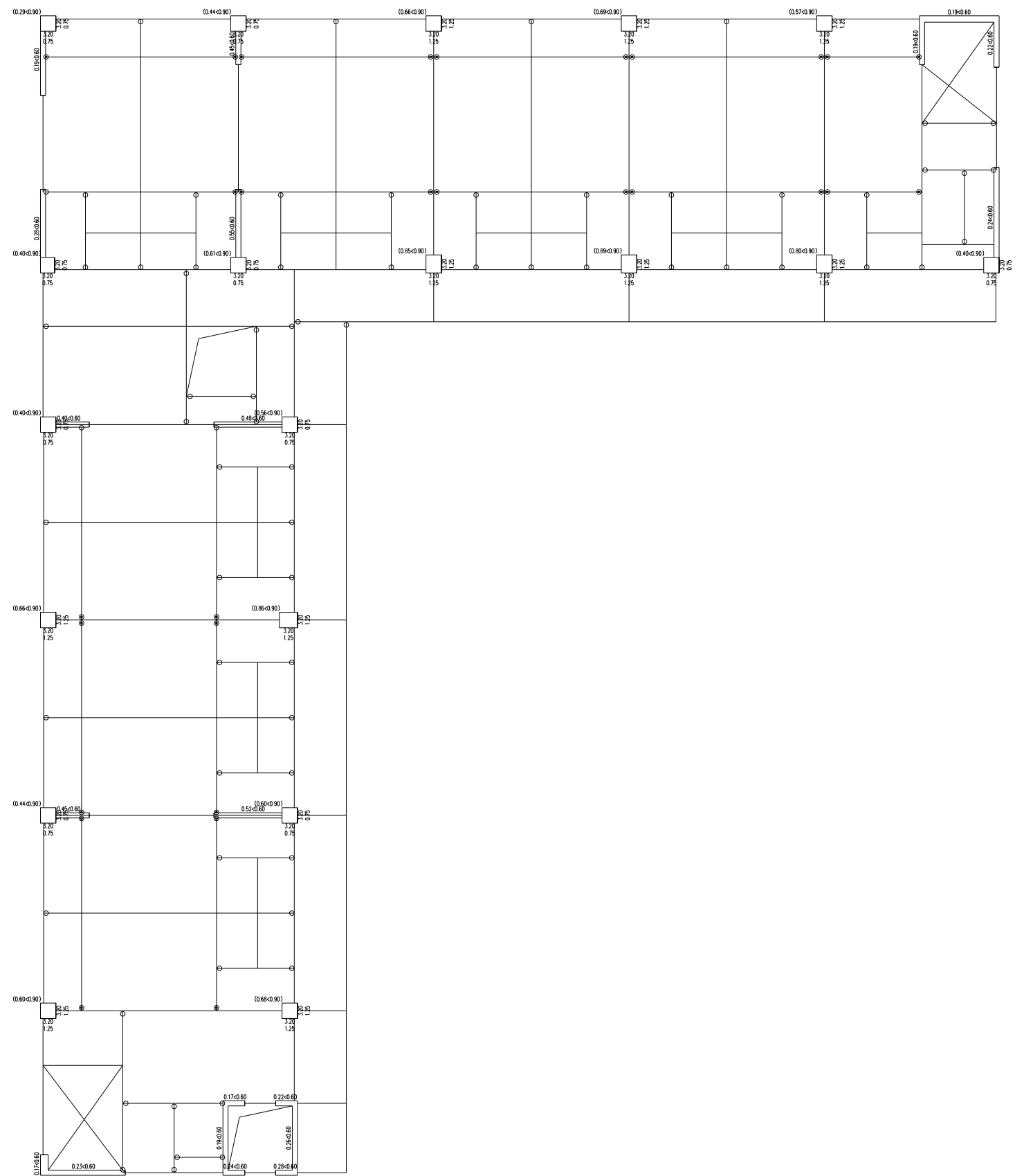
第11层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



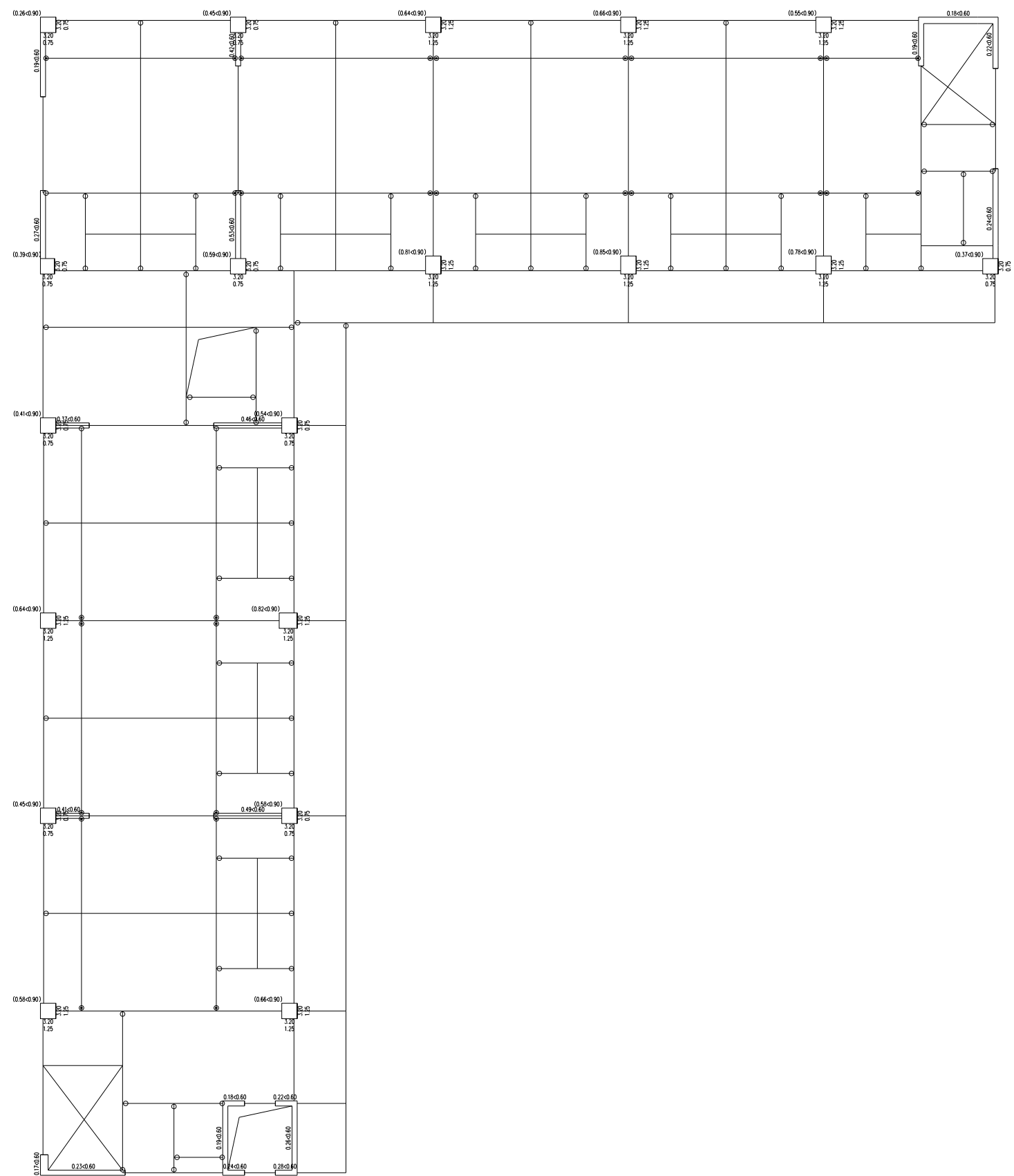
第 1 层(标准层) 地下1层 约束边缘构件层) 柱、墙轴压比与长度系数侧图



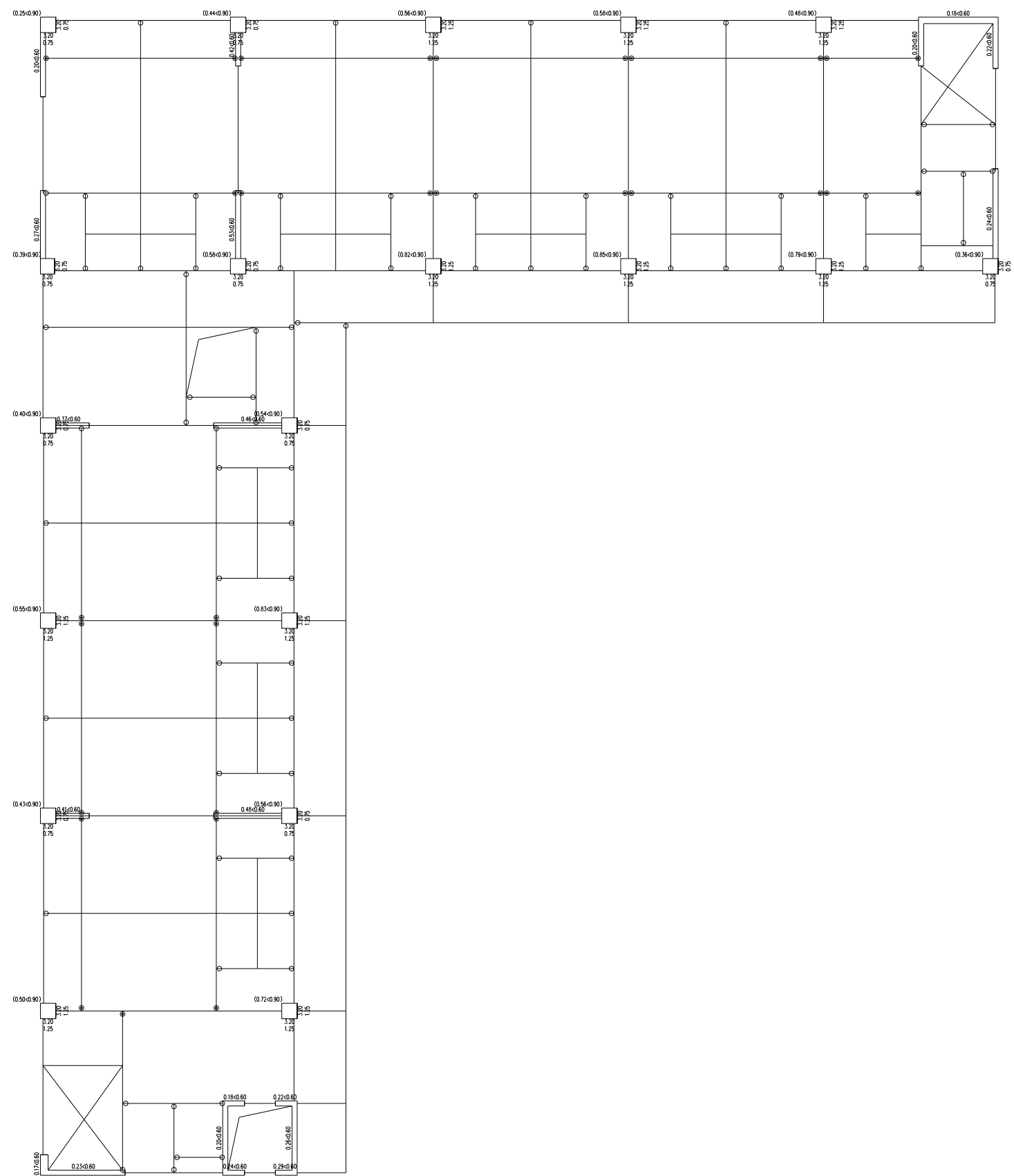
第 2 层(标准层2 底部加强区 约束边缘构件层) 柱、墙轴压比与长度系数图



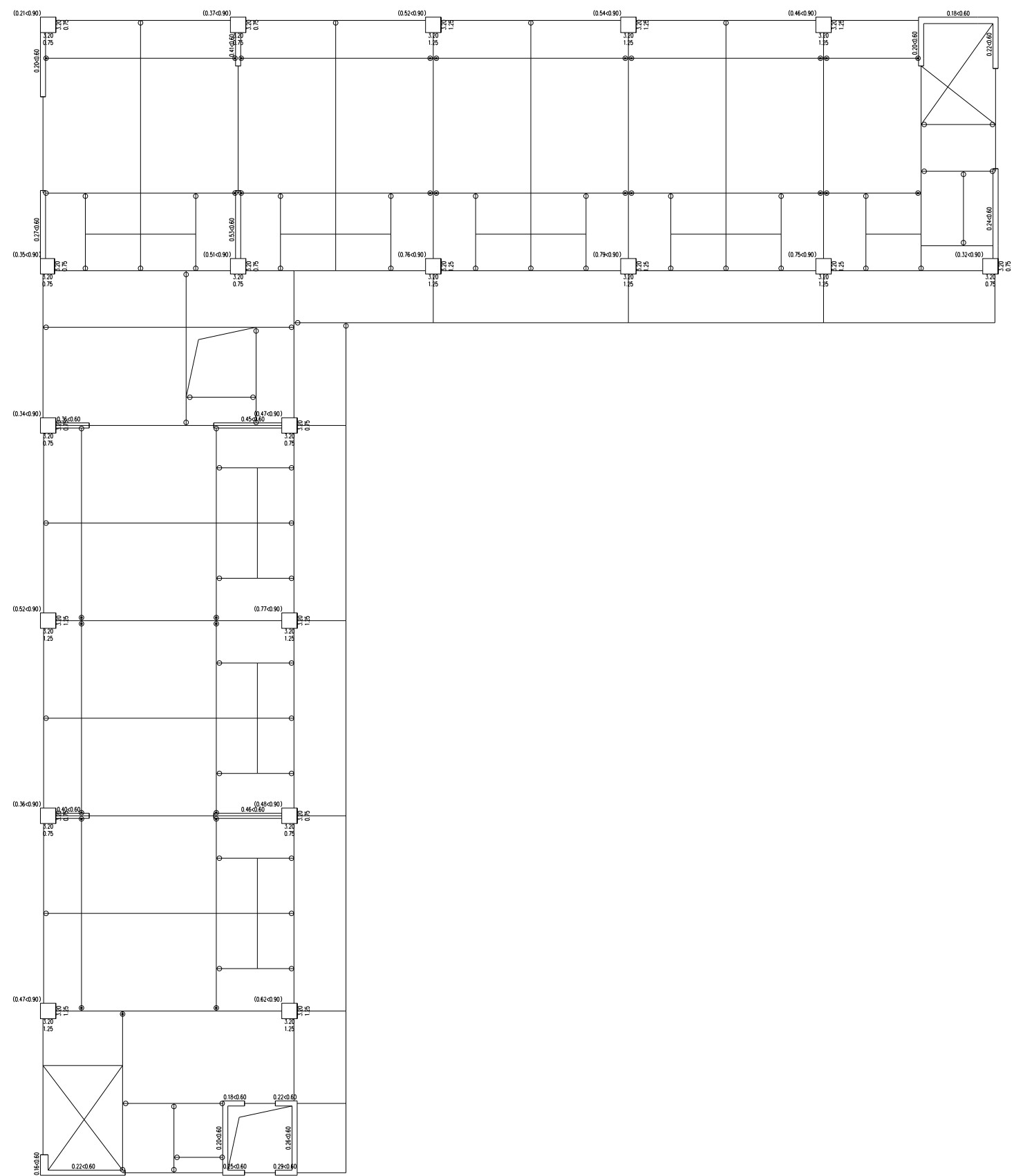
第 3 层(标准层3 底部加强区 约束边缘构件层) 柱、墙轴压比与长度系数图



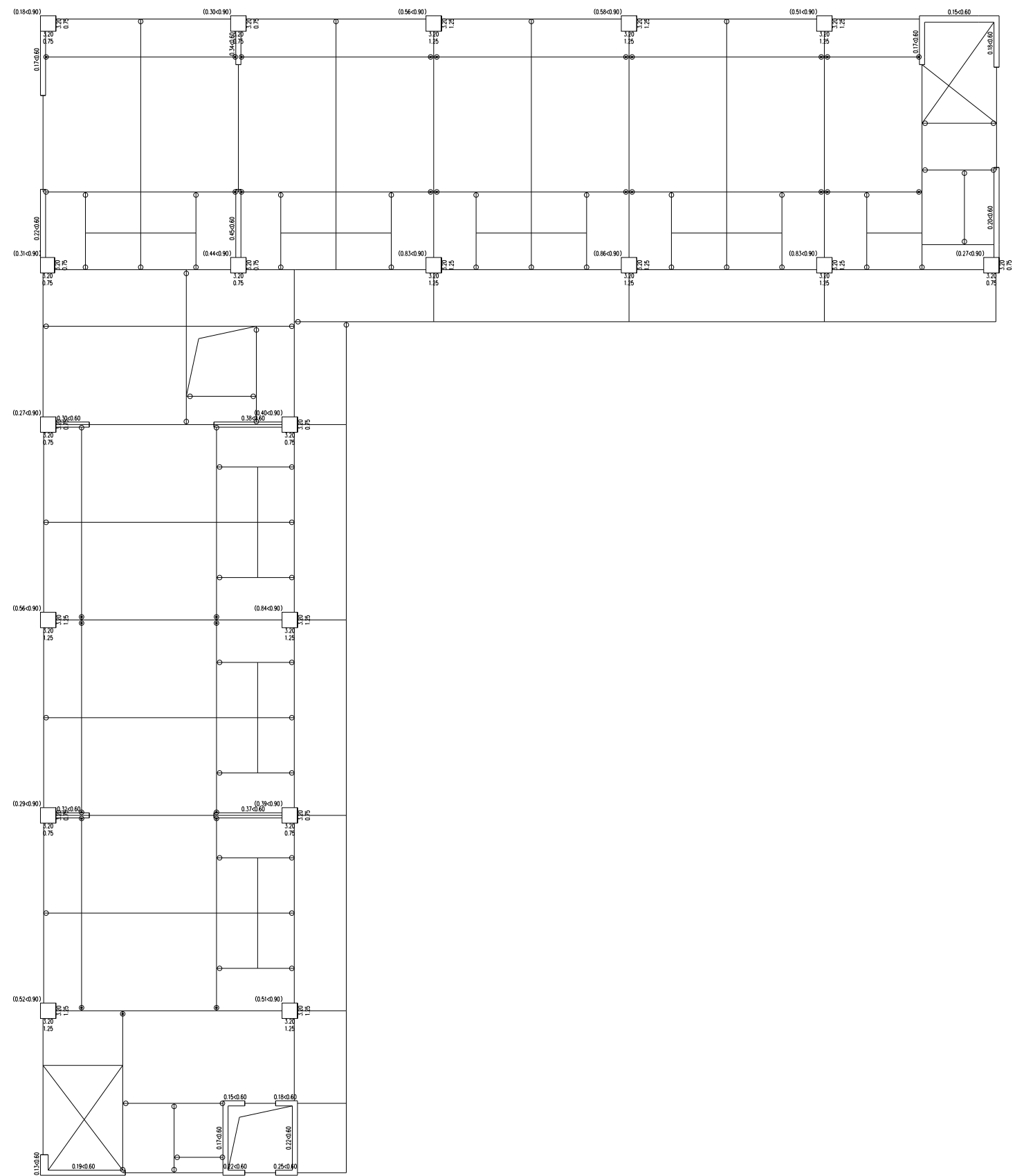
第 4 层(标准层4 约束边缘构件层) 柱、墙轴压比与长度系数简图



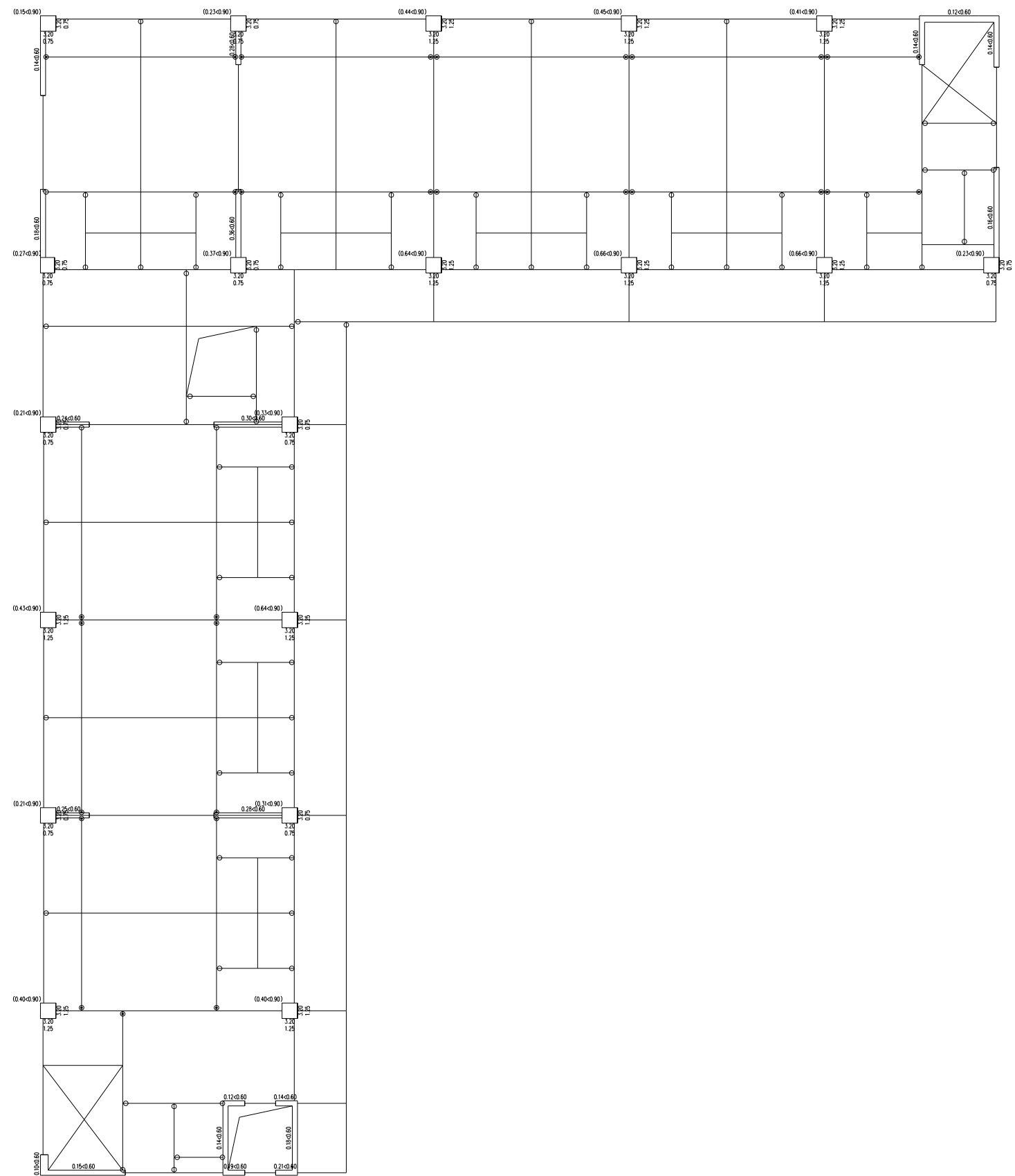
第 5 层(标准层5) 柱、墙轴压比与长度系数图



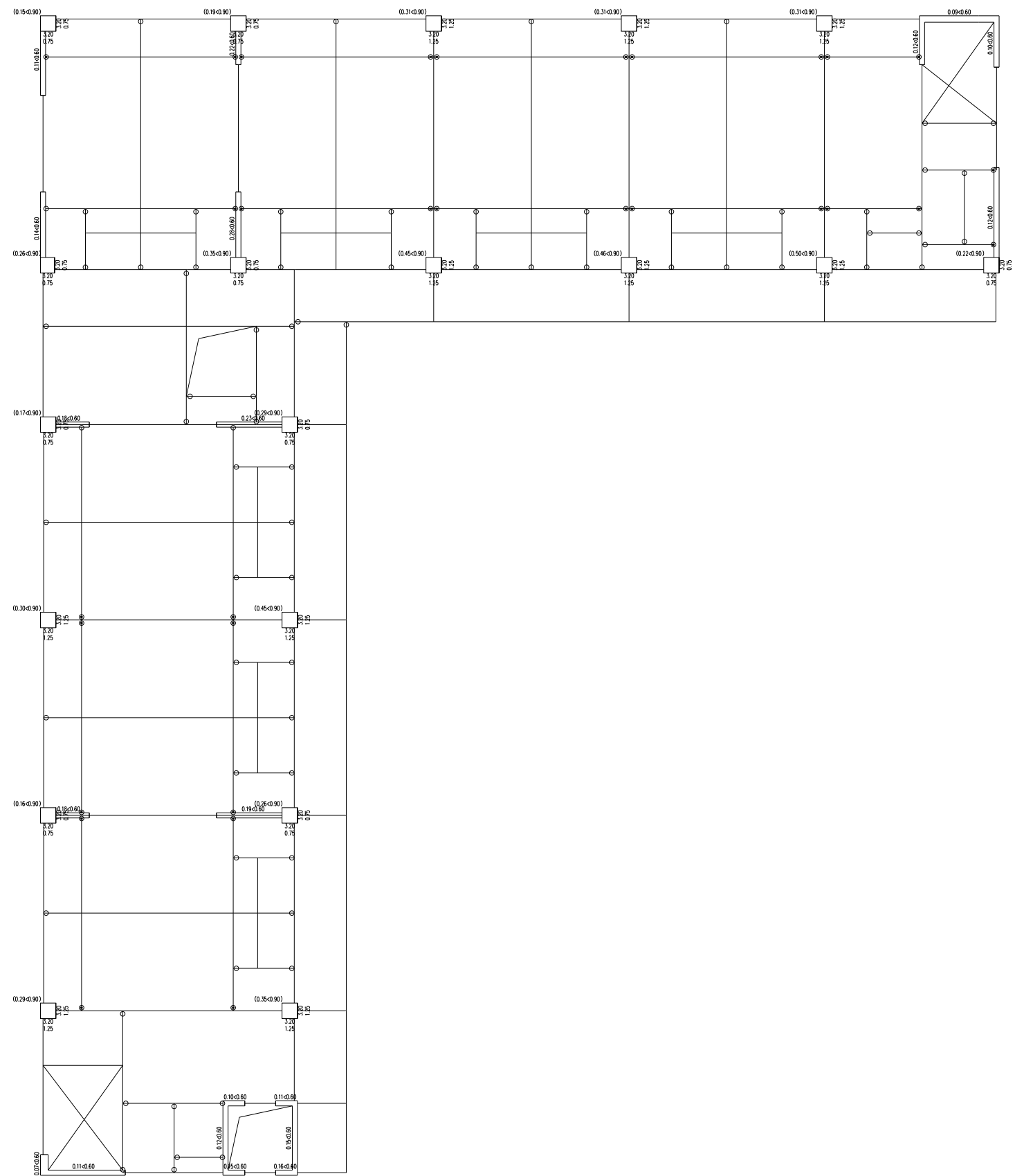
第 6 层(标准层5) 柱、墙轴压比与长度系数简图



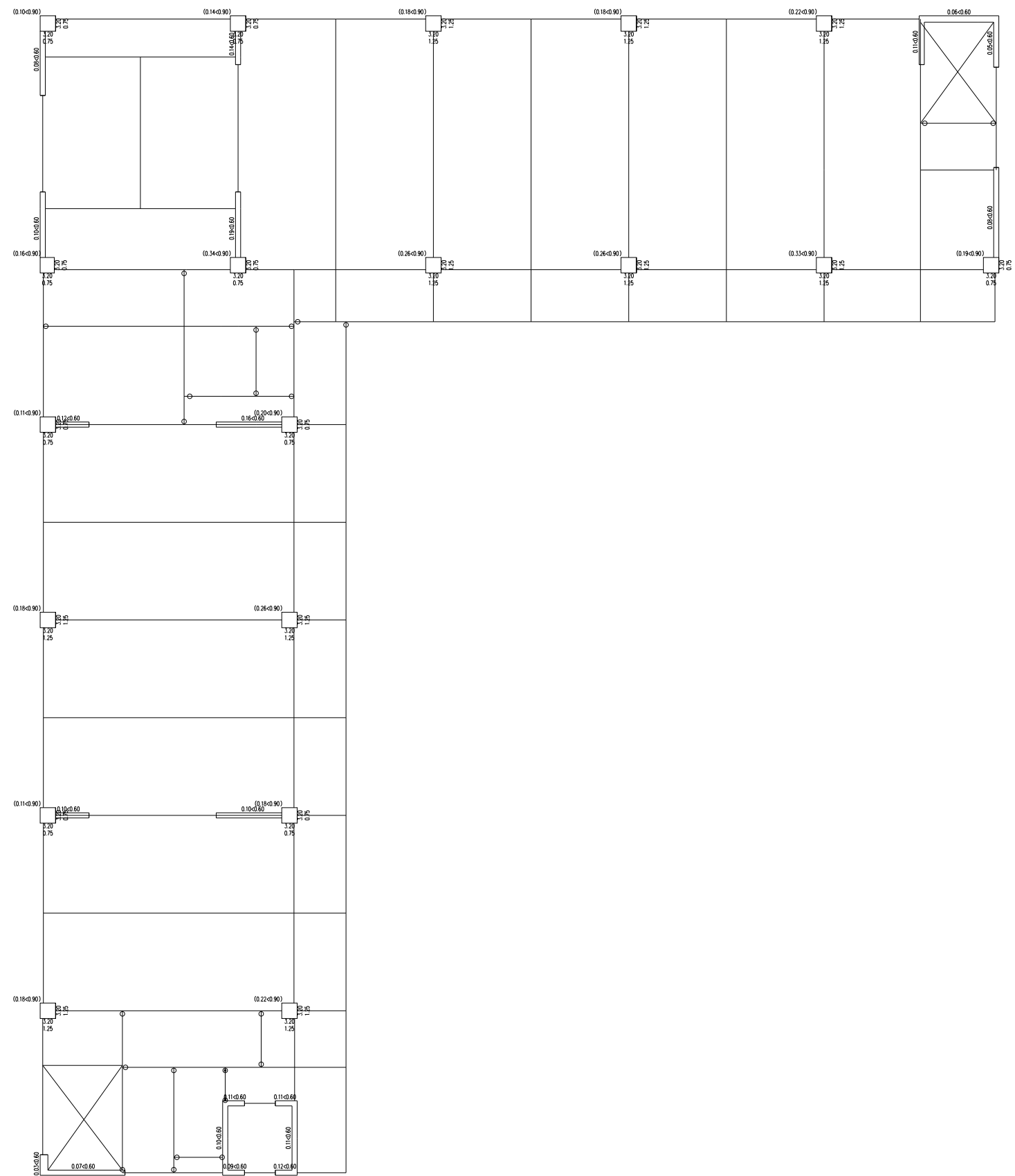
第 7 层(标准层5) 柱、墙轴压比与长度系数简图



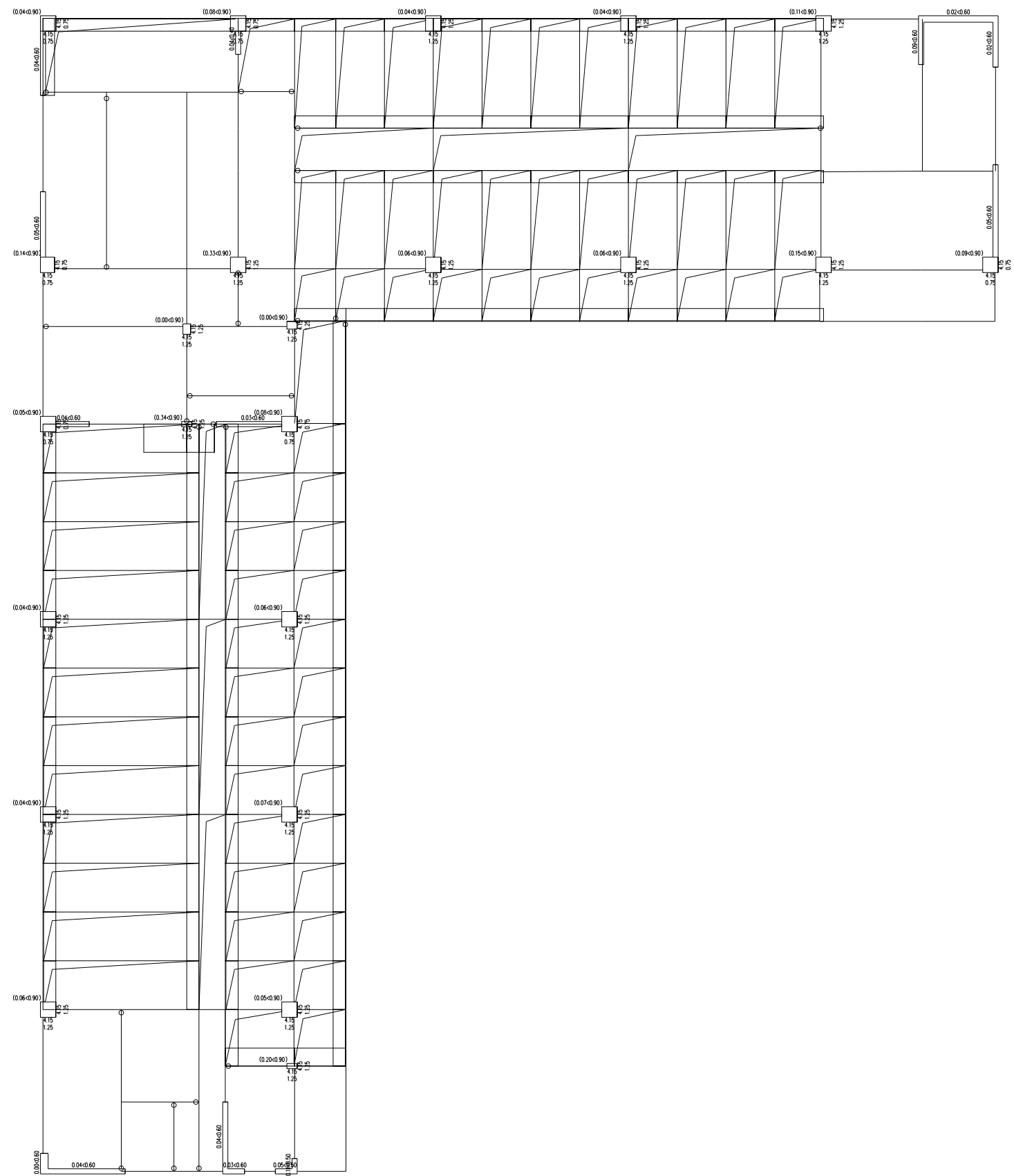
第 8 层(标准层5) 柱、墙轴压比与长度系数图



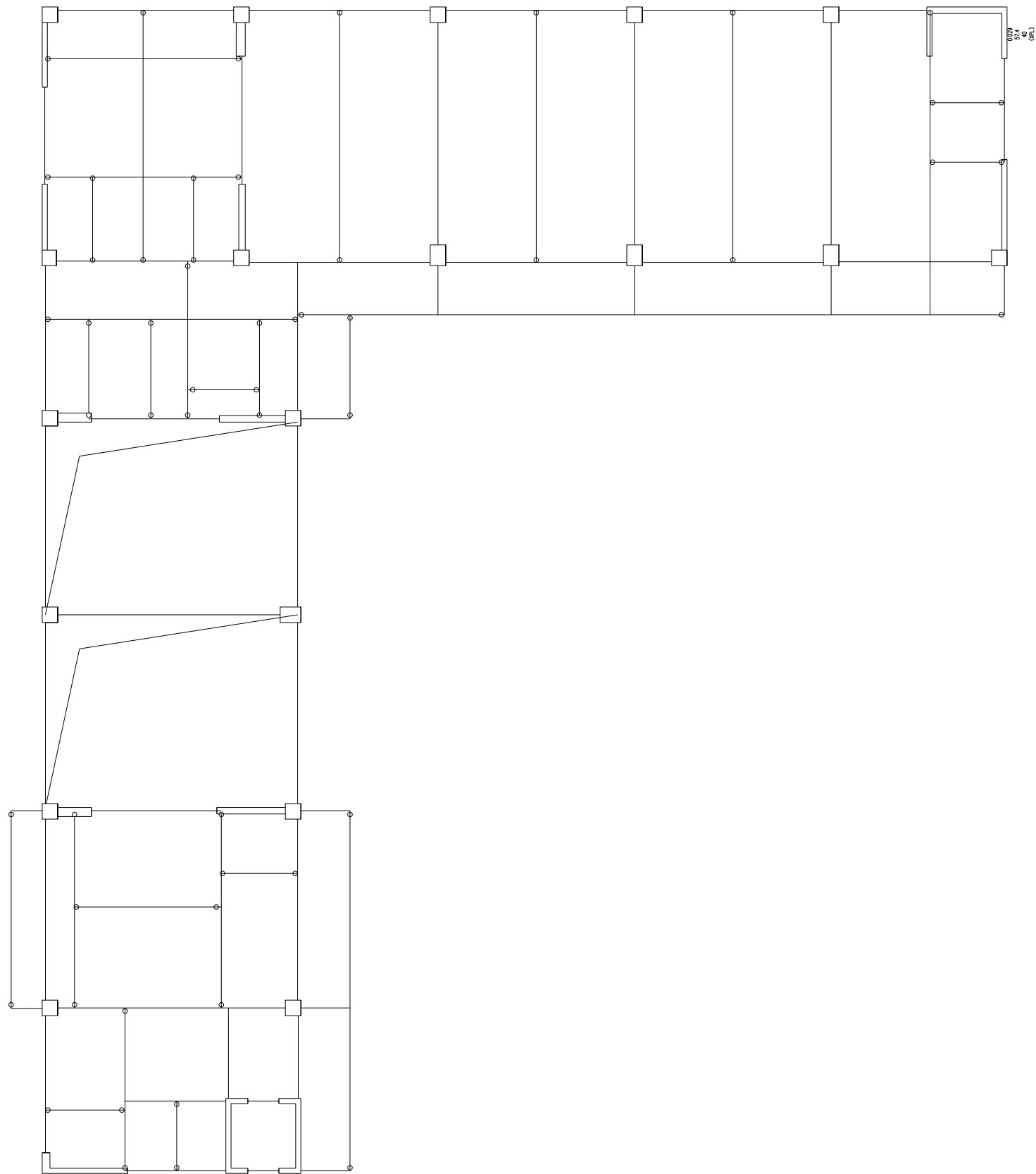
第 9 层(标准层6) 柱、墙轴压比与长度系数图



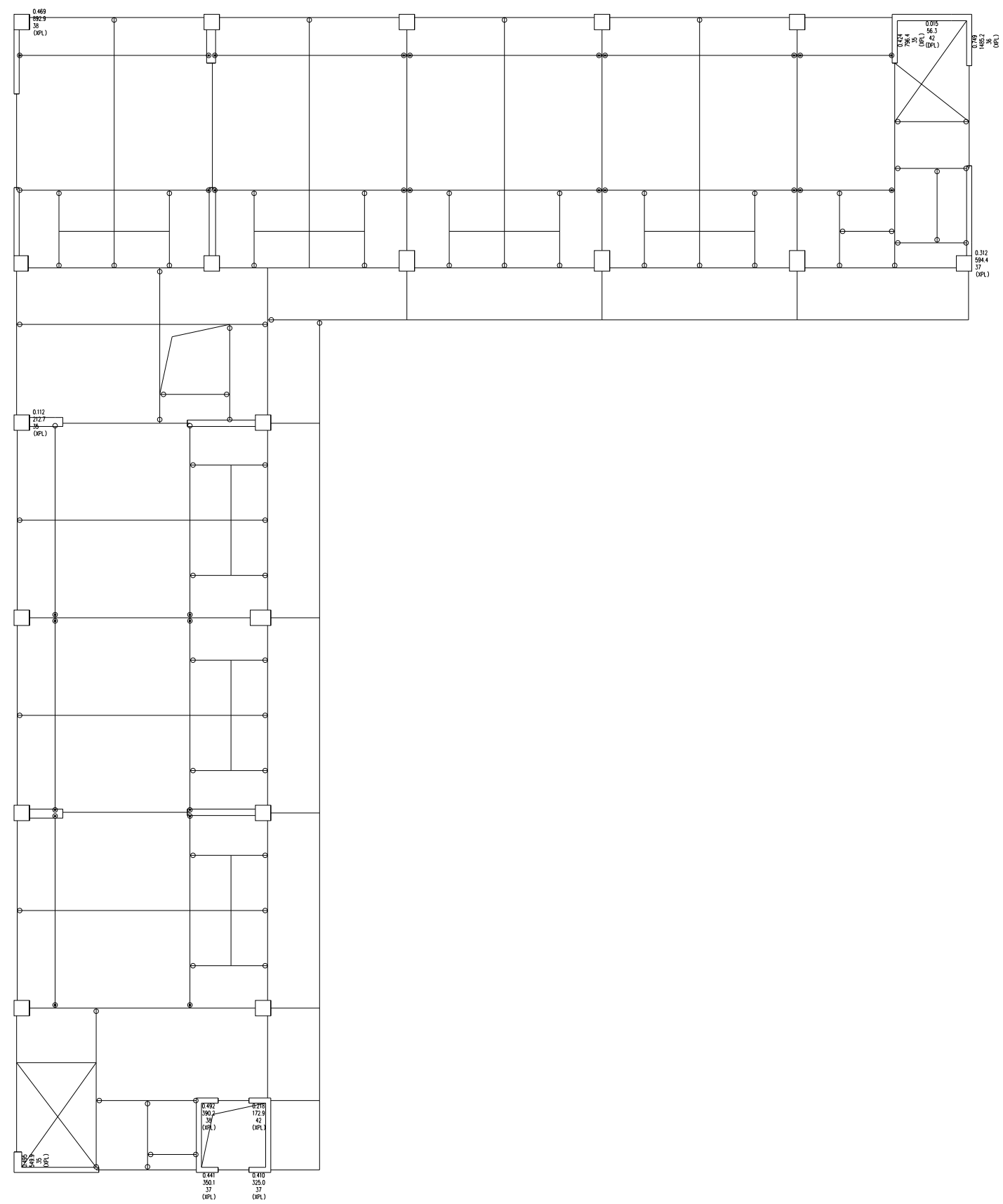
第 10 层(标准层7) 柱、墙轴压比与长度系数简图



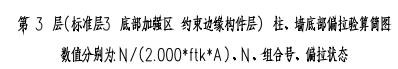
第 11 层(标准层8)柱、墙轴压比与长度系数图

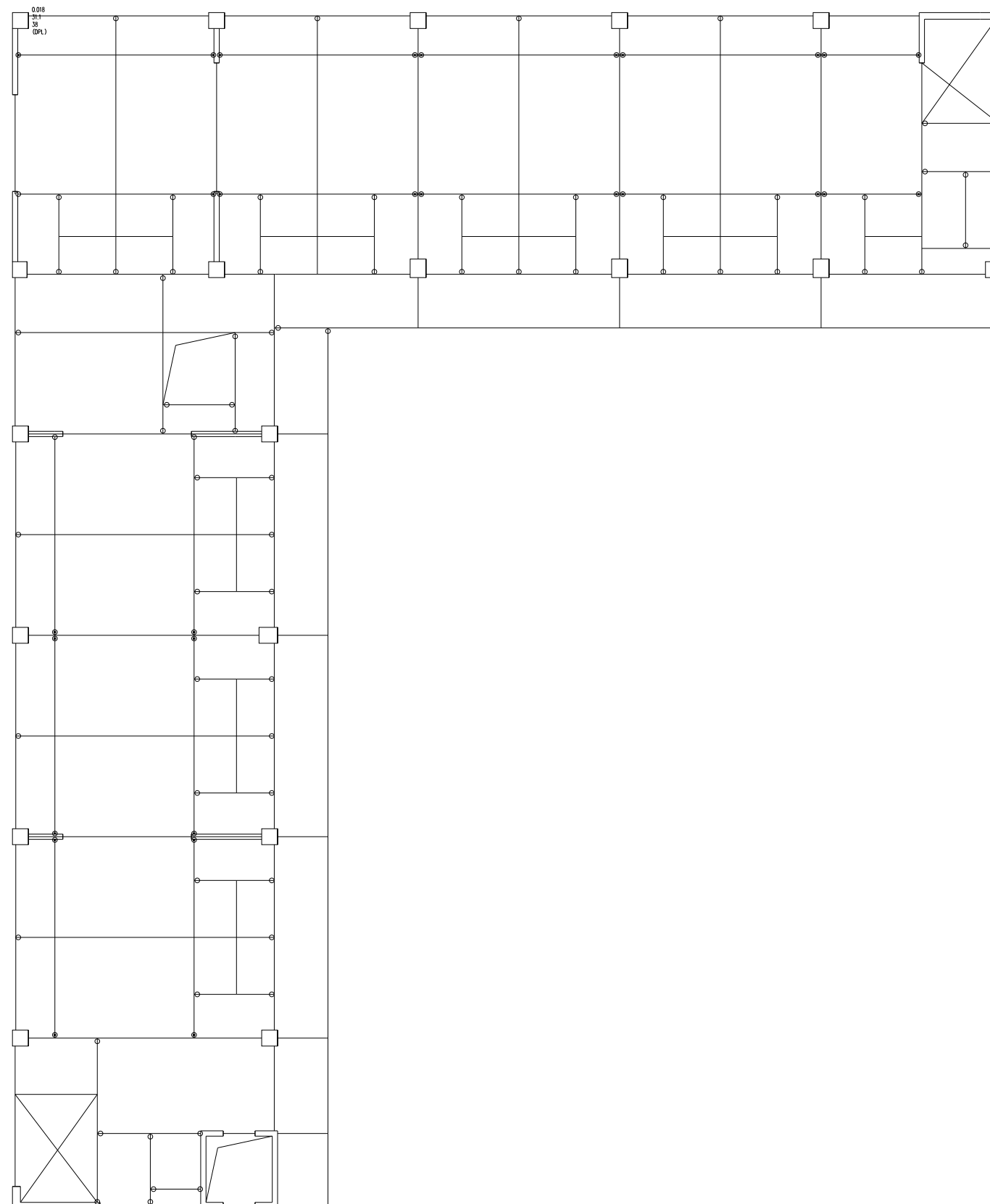


第 1 层(标准层9 地下1层 约束边缘构件层) 柱、墙底部配筋详图
数值分别为 $N/(2.000 \times f_t k \times A)$ 、N、组合号、偏拉状态

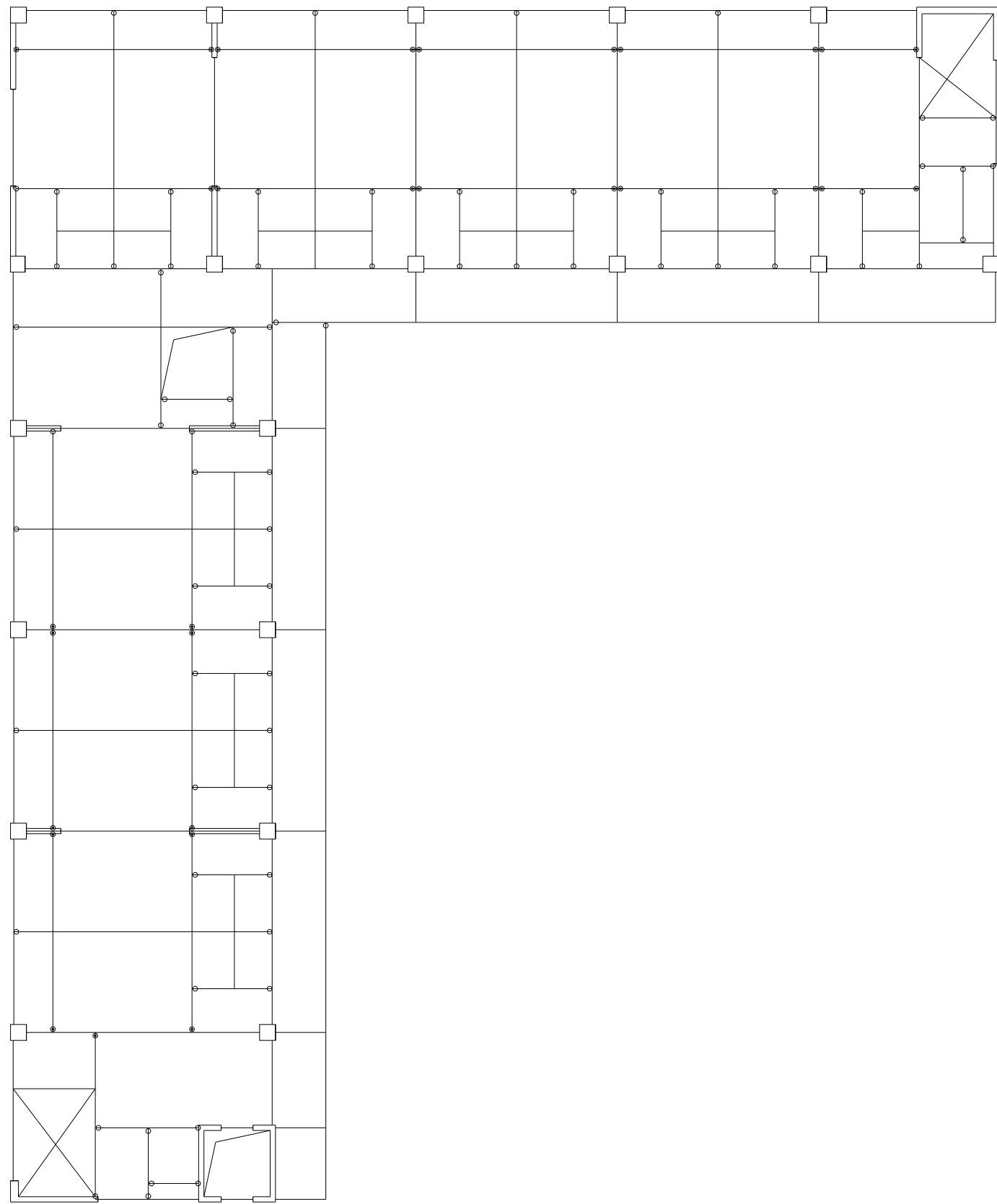


第 2 层(标准层2 底部加锚区 约束边缘构件区) 柱、墙底部锚拉验算图
数值分别为 $N / (2.000 \cdot f_{tk} \cdot A)$ 、N、组合号、锚拉状态

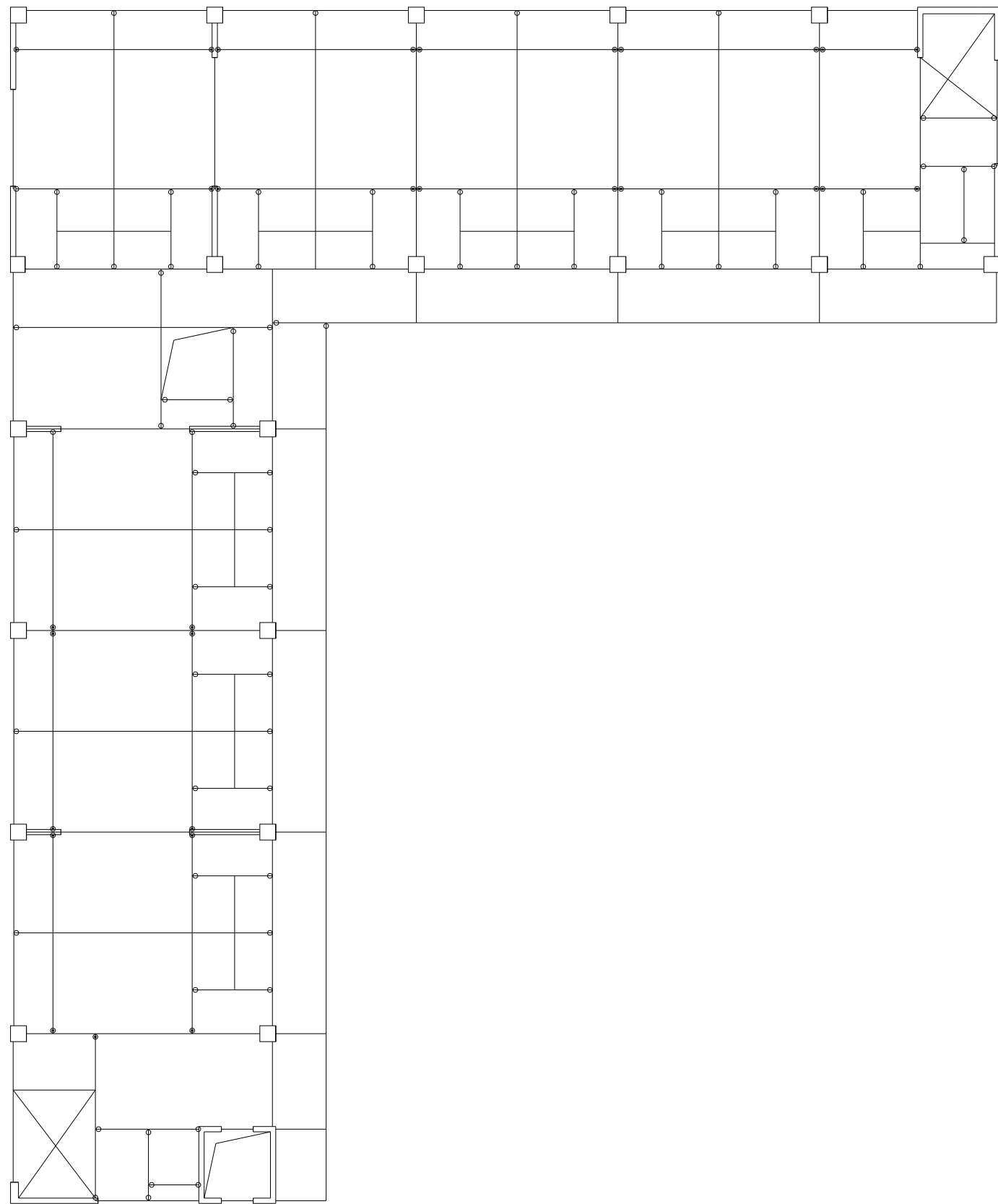




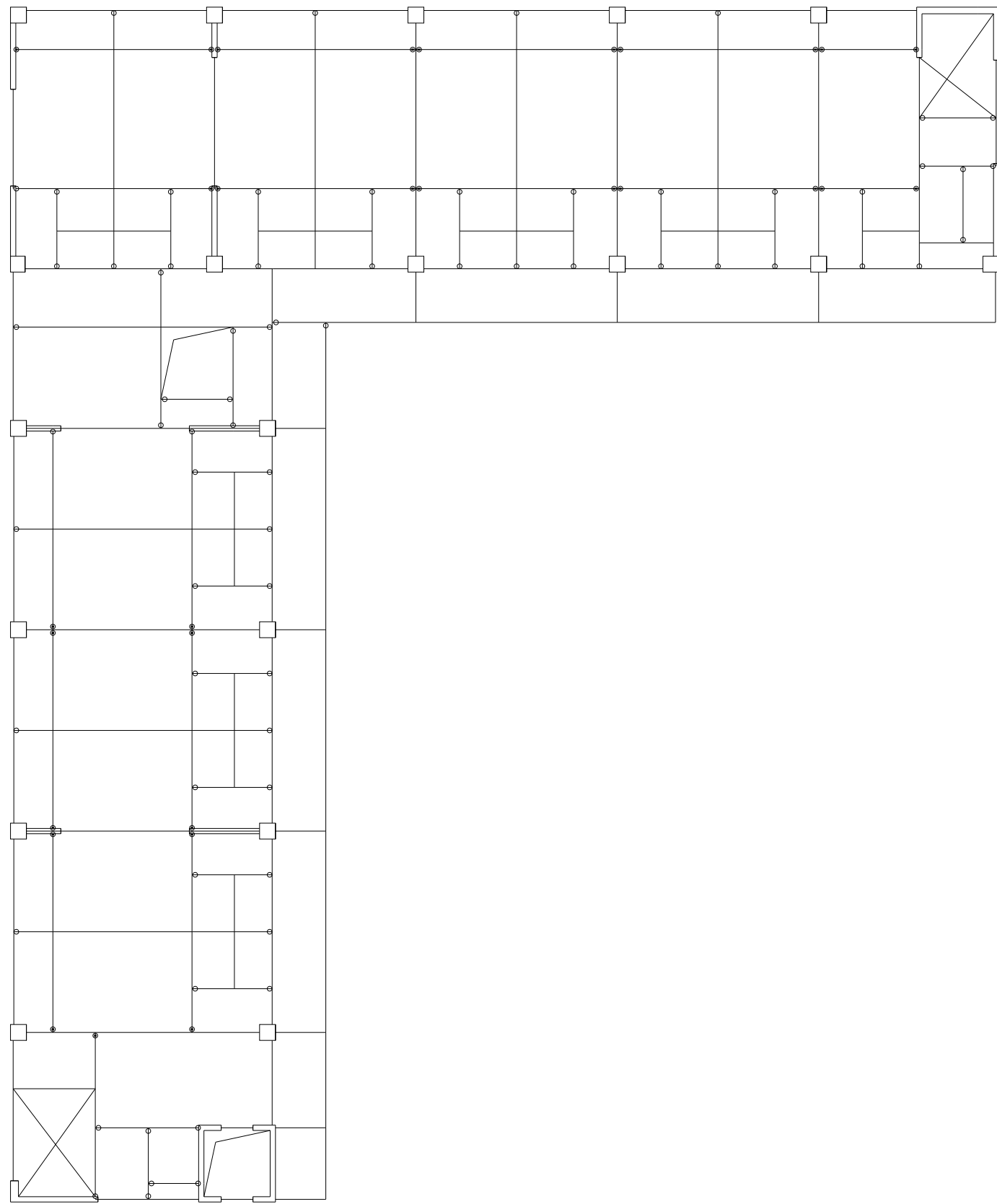
第 4 层(标准层4 约束边缘构件层) 柱、墙底部端拉筋图
数值分别为 $N/(2.000*fk*A)$ 、N、组合号、端拉状态



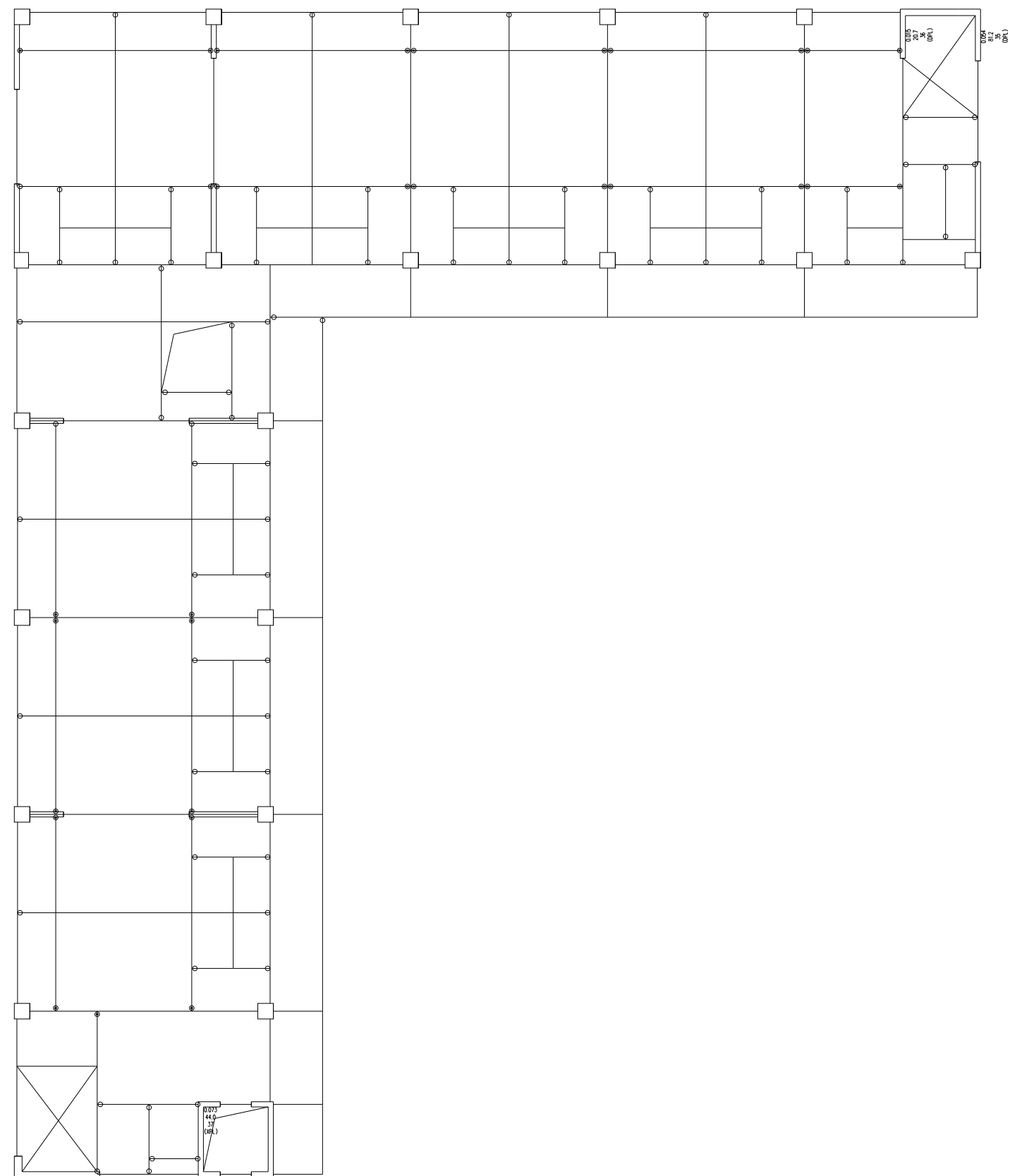
第 5 层(标准层5) 柱、墙底部锚拉验算图
数值分别为 $N/(2.000 \cdot f_t k \cdot A)$ 、 N 、组合号、锚拉状态



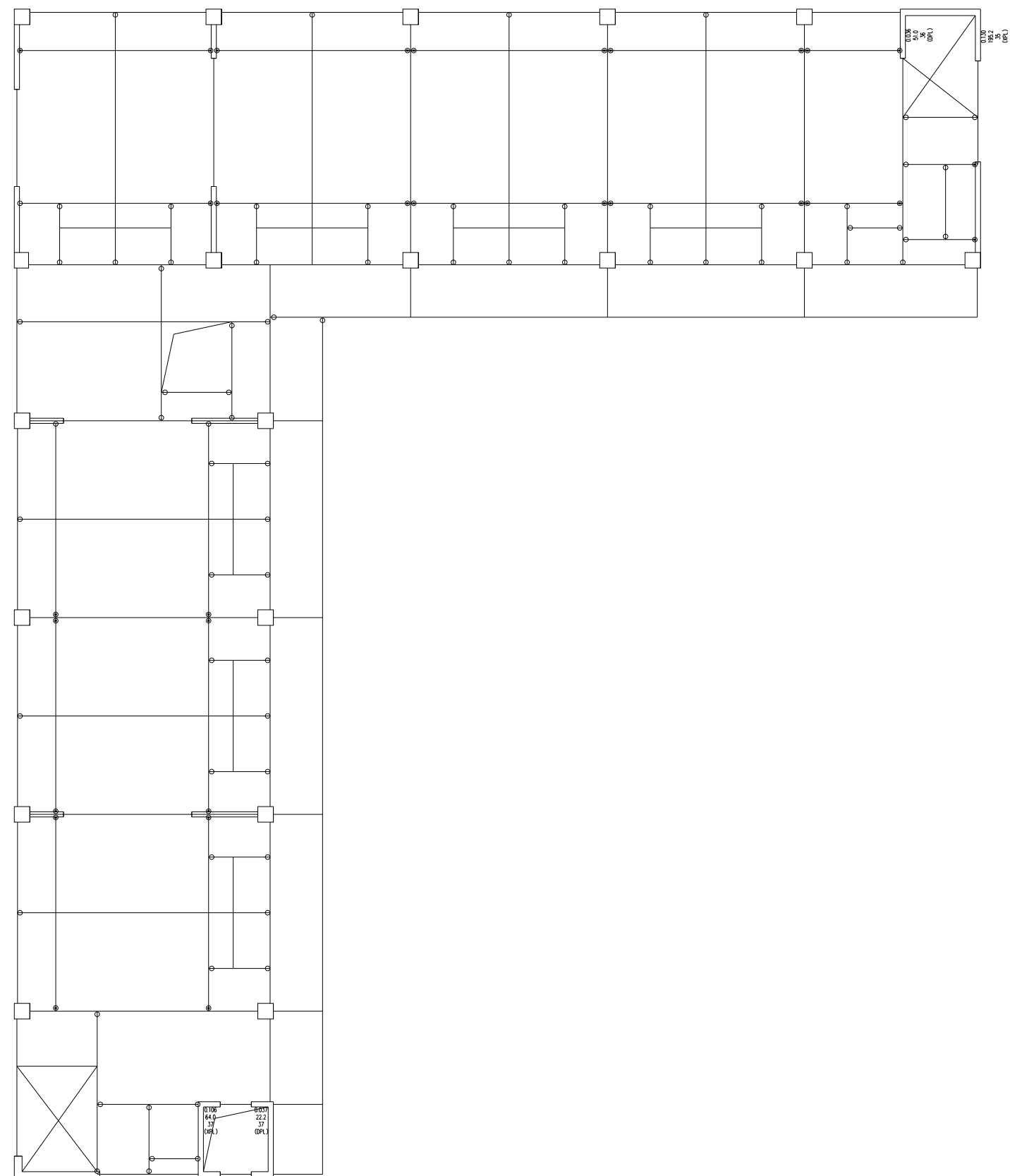
第 6 层(标准层5) 柱、墙底部锚拉验算图
数值分别为 $N/(2.000 \cdot f_t k \cdot A)$ 、 N 、组合号、锚拉状态



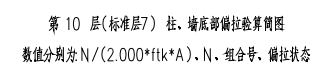
第 7 层(标准层5) 柱、墙底部锚拉验算图
数值分别为 $N/(2.000 \cdot f_t k \cdot A)$ 、 N 、组合号、锚拉状态



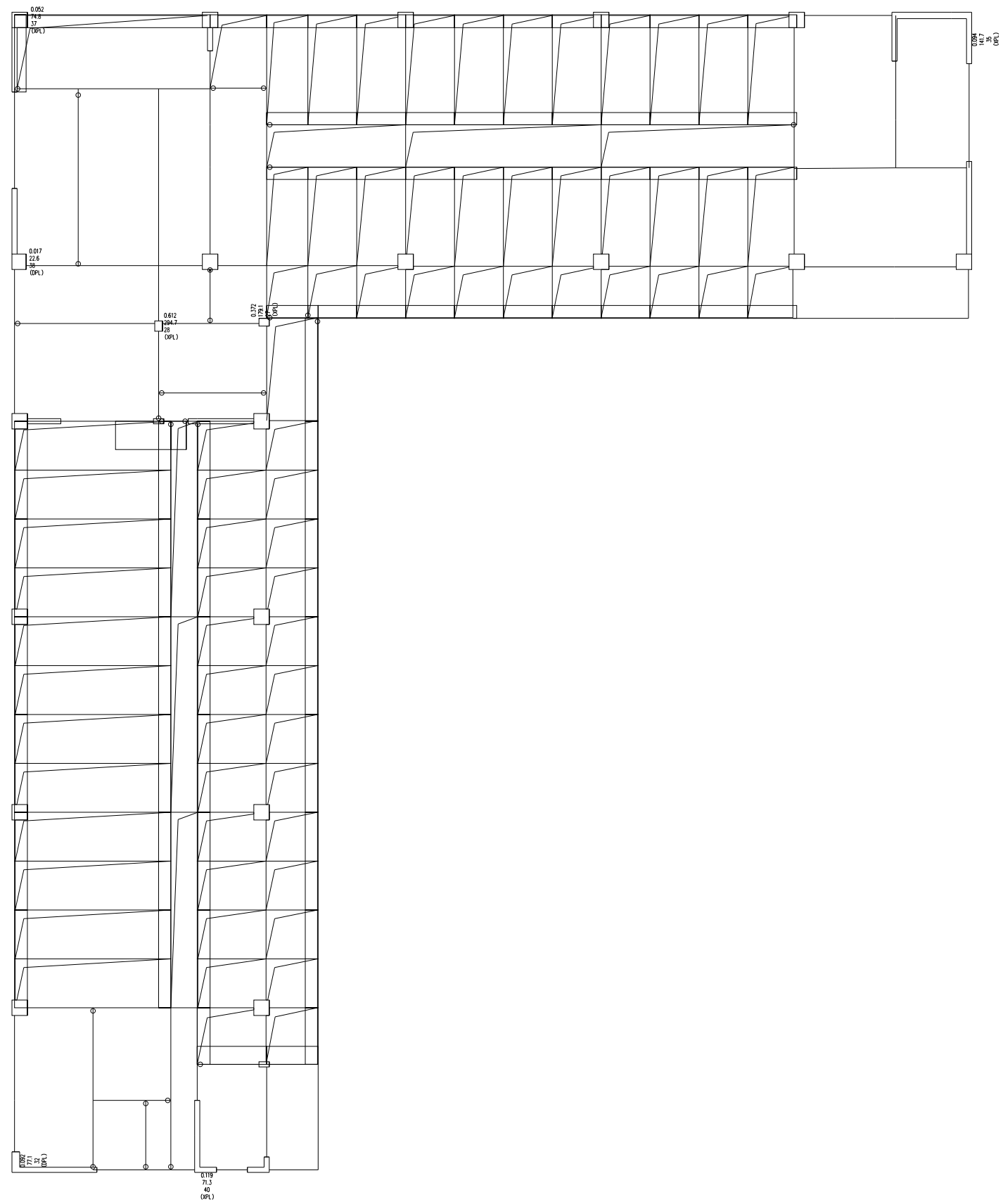
第 8 层(标准层5) 柱、墙底部锚拉验算图
数值分别为 $N / (2.000 \times f_t k \times A)$ 、N、组合号、锚拉状态



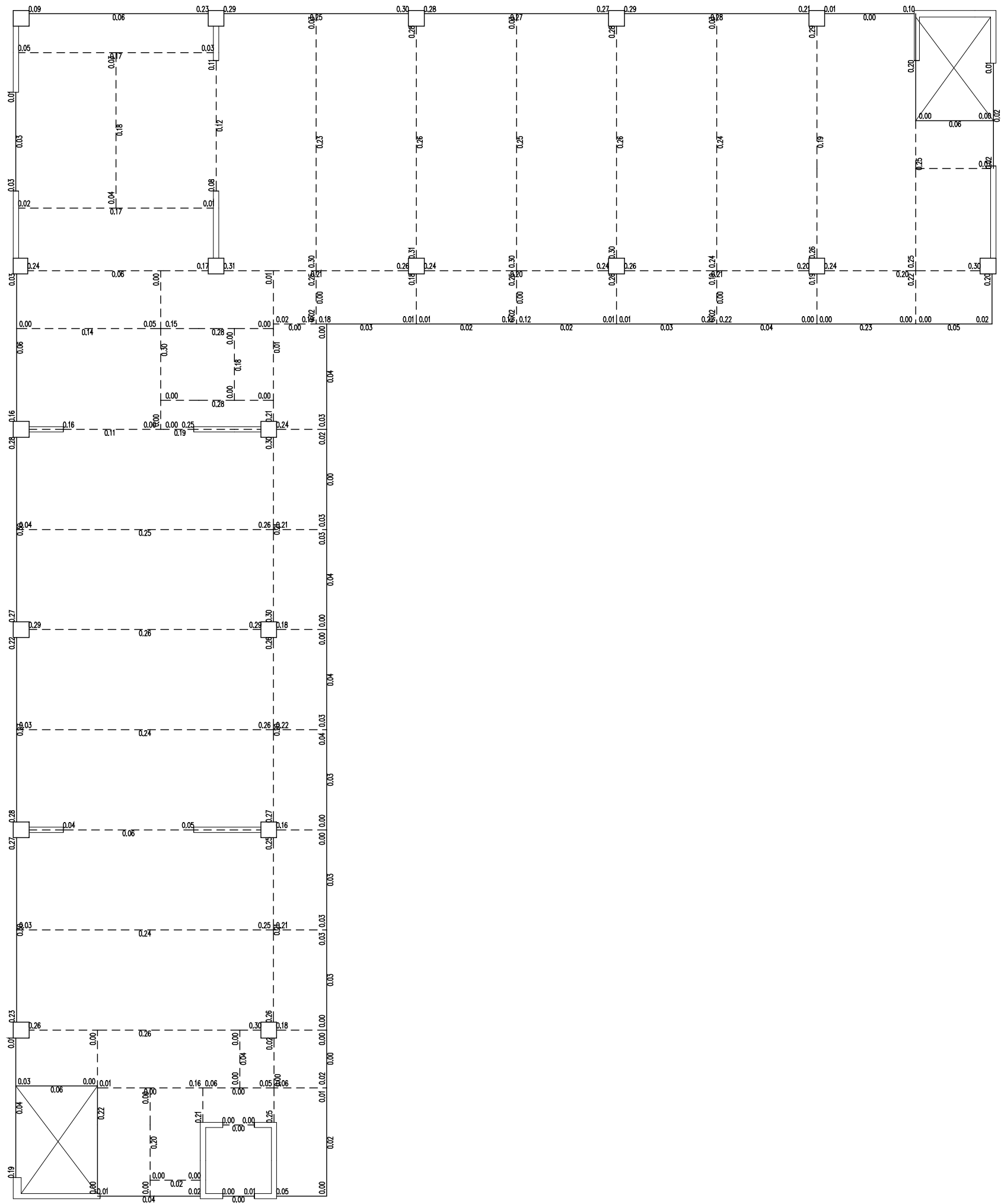
第 9 层(标准层6) 柱、墙底部锚拉配筋图
数值分别为 $N / (2.000 \times f_k \times A)$ 、N、组合号、锚拉状态



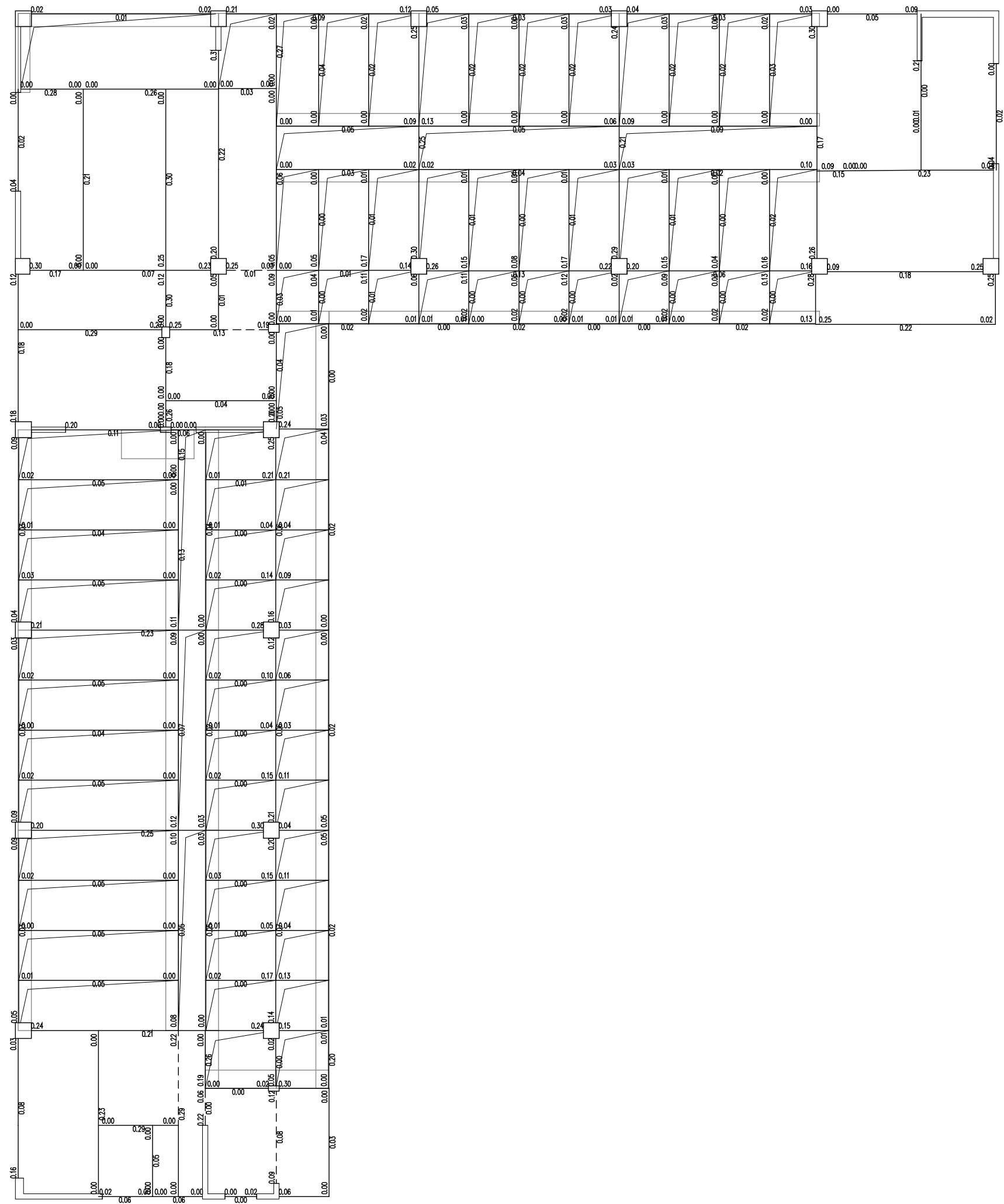
第 10 层(标准层7)柱、墙底部偏拉验算简图
数值分别为 $N/(2.000 \cdot f_t k \cdot A)$ 、 N 、组合号、偏拉状态



第 11 层(标准层8) 柱、墙底部偏拉弯矩图
数值分别为 $N/(2.000 \times f_{tk} \times A)$ 、N、组合号、偏拉状态



屋面层板裂缝图(单位:mm)



屋架层板梁裂缝图(单位:mm)