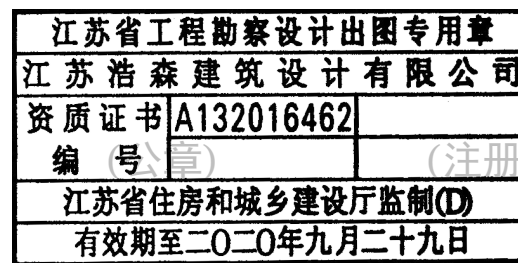


工程设计计算书

建设单位：常州市武进区横林中心小学
项目名称：横林中心小学冯仲云教育基地
子项目名称：教育基地
工程编号：2020-307
设计编号：0220-006-1
专 业：结 构



计算人：刘佳 日期：2020.04
校对人：白云霄 日期：2020.04
审核人：张青松 日期：2020.04

第 1 分册/共 1 册

目 录

- 1. 结构荷载信息 1
- 2. 结构总信息 2-5
- 3. 荷载平面 6-7
- 4. 板配筋平面 8-9
- 5. 构件截面简图 10-11
- 6. 梁柱配筋 12-15
- 7. 基础计算文件 16-22
- 8. 楼梯计算文件 23-27

工 程 设 计 计 算 书

计算内容	荷载计算	日 期													
设计人		页 数													
计算内容、简图、依据： 一．计算依据： 二．计算内容： 1. 楼面均布荷载 (1) 办公	计算过程： 1. 建筑作业图及用料说明 2. 设备专业所提资料 3. 建筑结构荷载规范 50 厚面层 1.0 20 厚水泥砂浆 0.4 板底抹灰 0.2 _____ g _k = 2.0KN/m ² (板自重模型自动计算) q _k =2.0KN/m ² (2) 报告厅 50 厚面层 1.0 20 厚水泥砂浆 0.4 板底抹灰 0.2 _____ g _k = 2.0KN/m ² (板自重模型自动计算) q _k =3.5KN/m ² (2). 公共疏散楼梯 <table><tr><td>板 厚</td><td>120</td></tr><tr><td>板自重</td><td>3.0</td></tr><tr><td>踏步自重</td><td>2.5</td></tr><tr><td>10 厚地砖</td><td>0.2</td></tr><tr><td>30 厚砂浆</td><td>0.6</td></tr><tr><td>板底抹灰</td><td>0.2</td></tr></table> 水平投影荷载 g _k = g/cos{arctg(161/260)} g _k = 8.0KN/m ² q _k = 3.5KN/m ²			板 厚	120	板自重	3.0	踏步自重	2.5	10 厚地砖	0.2	30 厚砂浆	0.6	板底抹灰	0.2
板 厚	120														
板自重	3.0														
踏步自重	2.5														
10 厚地砖	0.2														
30 厚砂浆	0.6														
板底抹灰	0.2														

注：校对请用红色做标记；审核请用蓝色做标记；审定请用黑色做标记。

工 程 设 计 计 算 书

计算内容	荷载计算	日 期	
设计人		页 数	
计算内容、简图、依据： 2. 屋 面 (1). 保温平屋面	计算过程： 50 厚刚防层 1.3 30 厚挤塑保温板 0.1 1.2 厚三元乙丙防水卷材 0.1 20 厚水泥砂浆找平 0.4 平均 80 厚 MLC 找坡 1.6 沥青隔气层 0.3 板底抹灰 0.2 $g_k=4.0\text{KN/m}^2$ (板自重模型自动计算) $q_k=0.5\text{KN/m}^2$ (不上人) 3. 梁上线荷载 (1) . 外墙 (蒸压加气混凝土砌块，容重 7.0KN/m^3) 200 厚面密度： 2.2KN/m^2 ； 干挂石材应另外考虑： 1.0KN/m^2 (2). 内墙 (蒸压加气混凝土砌块，容重 7.0KN/m^3) 200 厚面密度： 2.2KN/m^2 100 厚面密度： 1.5KN/m (3). 玻璃幕墙 面密度： 0.5KN/m^2 (不包括钢结构自重)； (4). 轻质栏杆 每延米： 1.5KN/m 。 板上隔墙荷载部分： 当板上隔墙为固定隔墙时，考虑为板上均布恒荷载，等于板上隔墙总重量除以楼板面积； 当板上隔墙为非固定隔墙时，取隔墙每延米自重的 1/3 作为楼面活荷载的附加值计入，且不小于 1KN/m^2 。		

注：校对请用红色做标记；审核请用蓝色做标记；审定请用黑色做标记。

3	1	-0.44	4.85	-94.99
2	1	0.04	-0.96	23.02
1	1	0.28	-0.44	20.69

振型 10 的地震力				
Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
4	1	-1.96	3.29	-64.72
3	1	15.22	-1.66	311.25
2	1	-52.57	-11.07	-693.49
1	1	207.13	57.11	2607.14

振型 11 的地震力				
Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
4	1	-0.09	-0.71	21.70
3	1	4.59	-2.57	-188.56
2	1	-19.06	15.45	568.91
1	1	77.56	-71.31	-2404.42

振型 12 的地震力				
Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
4	1	0.03	-0.36	2.70
3	1	0.00	1.25	-21.79
2	1	-0.23	-3.50	59.45
1	1	1.07	14.65	-206.93

各振型作用下 X 方向的基底剪力	
振型号	剪力(kN)
1	462.98
2	1450.76
3	233.19
4	67.21
5	34.96
6	1.08
7	7.31
8	0.13
9	0.24
10	167.82
11	63.00
12	0.88

X 向地震作用参与振型的有效质量系数	
振型号	有效质量系数(%)
1	21.35
2	66.16
3	9.59
4	1.38
5	0.72
6	0.03
7	0.06
8	0.00
9	0.00
10	0.51
11	0.19
12	0.00

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	底部剪力法 X 向的地震力			

Floor	Tower	Fx (kN)	Vx (分塔剪重比) (整层剪重比)	Mx (kN-m)	Static Fx (kN)
(注意: 下面分塔输出的剪重比不适合于上连多塔结构)					
4	1	151.98	151.98(9.07%) (9.07%)	562.32	144.59
3	1	1079.91	1225.45(7.84%) (7.84%)	5935.30	933.38
2	1	803.30	1969.58(6.73%) (6.73%)	16485.40	595.04
1	1	289.52	2038.65(5.79%) (5.79%)	22345.68	91.02

抗震规范(5.2.5)条要求的 X 向楼层最小剪重比 = 1.60%	
X 向地震作用下结构主振型的周期 = 0.6858	
X 方向的有效质量系数: 100.00%	
=====	

仅考虑 Y 向地震时的地震力				
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 (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	61.37	73.58	331.57
3	1	431.56	762.97	5891.02
2	1	298.39	555.41	4577.99
1	1	21.88	36.39	384.14

振型 2 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	-66.16	47.81	-116.35
3	1	-497.71	326.87	-2001.50

2	1	-349.94	218.44	-1447.86
1	1	-25.53	15.07	-123.96

振型 3 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	4.81	19.57	-235.75
3	1	67.38	40.45	-4020.60
2	1	53.28	10.26	-3056.63
1	1	3.79	1.36	-259.37

振型 4 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	-22.61	-4.72	-37.20
3	1	-54.08	-45.51	-663.04
2	1	105.94	69.06	890.40
1	1	12.88	7.58	139.54

振型 5 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	23.94	-13.51	-108.86
3	1	63.69	-104.91	-1179.85
2	1	-120.34	163.79	943.21
1	1	-14.50	18.41	148.60

振型 6 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	-1.89	-13.96	152.00
3	1	-8.48	-22.59	1344.77
2	1	14.00	52.37	-2391.25
1	1	1.29	6.65	-368.02

振型 7 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	0.53	0.00	-1.51
3	1	-0.90	-0.01	0.43
2	1	0.43	0.01	-0.44
1	1	0.08	0.00	-0.02

振型 8 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	0.64	2.10	53.96
3	1	-0.82	-2.39	-40.70
2	1	0.19	0.31	8.70
1	1	0.16	0.18	6.82

振型 9 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	-0.79	8.45	-59.83
3	1	0.95	-10.32	202.20
2	1	-0.09	2.03	-49.01
1	1	-0.59	0.94	-44.05

振型 10 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	-0.56	0.94	-18.38
3	1	4.32	-0.47	88.41
2	1	-14.93	-3.15	-196.97
1	1	58.83	16.22	740.51

振型 11 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	0.08	0.66	-20.36
3	1	-4.31	2.41	176.96
2	1	17.89	-14.50	-533.91
1	1	-72.79	66.92	2256.51

振型 12 的地震力				
Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
4	1	0.44	-4.95	36.82
3	1	0.06	17.02	-296.60
2	1	-3.08	-47.63	809.19
1	1	14.61	199.42	-2816.61

各振型作用下 Y 方向的基底剪力	
振型号	剪力(kN)
1	1428.35
2	608.19
3	71.63
4	26.41
5	63.78
6	22.48
7	0.00
8	0.20
9	1.11
10	13.54
11	55.49
12	163.86

Y 向地震作用参与振型的有效质量系数	
振型号	有效质量系数(%)

1	66.08
2	27.87
3	3.01
4	0.57
5	1.38
6	0.48
7	0.00
8	0.00
9	0.00
10	0.03
11	0.13
12	0.45

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	底部剪力法 Y 向的地震力			

Floor	Tower	Fy (kN)	Vy (分塔剪重比) (整层剪重比)	My (kN-m)	Static Fy (kN)
(注意: 下面分塔输出的剪重比不适合于上连多塔结构)					
4	1	133.45	133.45(7.97%) (7.97%)	493.77	143.03
3	1	1115.03	1246.84(7.97%) (7.97%)	5974.91	923.33
2	1	820.08	2011.54(6.88%) (6.88%)	16766.62	588.63
1	1	260.43	2075.07(5.89%) (5.89%)	22742.18	90.04

抗震规范(5.2.5)条要求的 Y 向楼层最小剪重比 = 1.60%	
Y 向地震作用下结构主振型的周期 = 0.6941	
Y 方向的有效质量系数: 100.00%	

**以上结果是在地震外力 CQC 下的统计结果

=====各楼层地震剪力系数调整情况 [抗震规范(5.2.5)验算]=====

层号	塔号	X 向调整系数	Y 向调整系数
1	1	1.000	1.000
2	1	1.000	1.000
3	1	1.000	1.000
4	1	1.000	1.000

公司名称:		SATWE 位移输出文件 SATWE2010 V5.1.1 中文版 (2019 年 12 月 16 日 9 时 12 分) 文件名: WDI.SP.OUT	
工程名称:	设计人:	计算日期: 2020/05/08	
工程代号:	校核人:	计算时间: 09:48:58	

所有位移的单位为毫米

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)	节点的最大竖向位移						
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 方向的有层位移角占总位移角的百分比						
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-Di sp, Y-Di sp, Z-Di sp	节点 X,Y,Z 方向的位移						

=== 工况 1 === X 方向地震作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Max-Dx/h		
4	1	420	10.47	9.94	3700.		
		417	0.74	0.72	1/5022.	99.9%	1.00
3	1	242	9.72	9.10	4400.		
		242	2.69	2.50	1/1635.	78.5%	2.21
2	1	130	7.04	6.61	5400.		
		130	5.87	5.51	1/ 919.	62.2%	2.22
1	1	44	1.17	1.10	2900.		
		44	1.17	1.10	1/2479.	98.4%	0.53

X 方向最大层间位移角: 1/ 919. (第 2 层第 1 塔)

=== 工况 2 === X 双向地震作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Max-Dx/h		
4	1	420	10.50	9.98	3700.		
		417	0.74	0.72	1/5012.	99.9%	1.00
3	1	242	9.74	9.15	4400.		
		242	2.70	2.51	1/1630.	78.5%	2.21
2	1	130	7.06	6.64	5400.		
		130	5.89	5.54	1/ 917.	62.2%	2.22

1	1	44	1.17	1.11	2900.		
		44	1.17	1.11	1/2473.	98.4%	0.53

X 方向最大层间位移角: 1/ 917. (第 2 层第 1 塔)

=== 工况 3 === X+ 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
4	1	420	10.64	9.99	3700.		
		394	0.74	0.72	1/5029.	99.9%	1.00
3	1	242	9.87	9.12	4400.		
		242	2.73	2.51	1/1609.	78.4%	2.21
2	1	130	7.15	6.62	5400.		
		130	5.96	5.52	1/ 905.	62.1%	2.22
1	1	44	1.19	1.10	2900.		
		44	1.19	1.10	1/2443.	98.1%	0.53

X 方向最大层间位移角: 1/ 905. (第 2 层第 1 塔)

=== 工况 4 === X- 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
4	1	420	10.30	9.90	3700.		
		417	0.74	0.72	1/5011.	99.9%	1.00
3	1	242	9.57	9.09	4400.		
		242	2.65	2.50	1/1662.	78.7%	2.21
2	1	130	6.93	6.60	5400.		
		130	5.78	5.50	1/ 934.	62.3%	2.22
1	1	44	1.15	1.10	2900.		
		44	1.15	1.10	1/2516.	98.7%	0.53

X 方向最大层间位移角: 1/ 934. (第 2 层第 1 塔)

=== 工况 5 === Y 方向地震作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
4	1	463	10.31	9.37	3700.		
		393	0.38	0.32	1/9677.	99.9%	1.00
3	1	387	11.58	9.82	4400.		
		387	3.23	2.84	1/1360.	67.8%	5.60
2	1	218	8.38	7.00	5400.		
		218	7.08	5.92	1/ 762.	64.6%	2.48
1	1	107	1.29	1.08	2900.		
		107	1.29	1.08	1/2241.	96.9%	0.50

Y 方向最大层间位移角: 1/ 762. (第 2 层第 1 塔)

=== 工况 6 === Y 双向地震作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
4	1	463	10.35	9.85	3700.		
		396	0.42	0.34	1/8802.	99.9%	1.00
3	1	387	12.15	10.56	4400.		
		387	3.40	3.05	1/1296.	64.7%	5.56
2	1	218	8.78	7.54	5400.		
		218	7.42	6.38	1/ 728.	61.9%	2.46
1	1	107	1.36	1.17	2900.		
		107	1.36	1.17	1/2133.	93.1%	0.51

Y 方向最大层间位移角: 1/ 728. (第 2 层第 1 塔)

=== 工况 7 === Y+ 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
4	1	463	10.94	8.75	3700.		
		415	0.33	0.31	1/9999.	99.9%	1.00
3	1	387	13.59	9.93	4400.		
		387	3.81	2.87	1/1153.	67.1%	5.88
2	1	218	9.80	7.08	5400.		
		218	8.29	5.99	1/ 652.	64.3%	2.49
1	1	107	1.52	1.09	2900.		
		107	1.52	1.09	1/1910.	95.4%	0.50

Y 方向最大层间位移角: 1/ 652. (第 2 层第 1 塔)

=== 工况 8 === Y- 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
4	1	393	10.34	10.01	3700.		
		396	0.46	0.34	1/7975.	99.9%	1.00
3	1	231	9.88	9.67	4400.		
		231	2.97	2.80	1/1481.	69.0%	5.34
2	1	218	6.96	6.85	5400.		
		218	5.89	5.80	1/ 917.	65.6%	2.47
1	1	34	1.08	1.06	2900.		
		34	1.08	1.06	1/2693.	99.5%	0.51

Y 方向最大层间位移角: 1/ 917. (第 2 层第 1 塔)

=== 工况 9 === X 方向风荷载作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
4	1	420	1.01	1.00	1.01	3700.		
		396	0.19	0.18	1.07	1/9999.	6.8%	1.00
3	1	242	0.84	0.81	1.03	4400.		
		242	0.24	0.23	1.04	1/9999.	73.9%	0.82
2	1	130	0.60	0.59	1.03	5400.		
		130	0.50	0.49	1.03	1/9999.	63.3%	1.50
1	1	44	0.10	0.10	1.00	2900.		
		44	0.10	0.10	1.00	1/9999.	99.4%	0.43

X 方向最大层间位移角: 1/9999. (第 4 层第 1 塔)

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.03(第 3 层第 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.07(第 4 层第 1 塔)

=== 工况 10 === Y 方向风荷载作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
4	1	393	3.51	3.23	1.09	3700.		
		396	0.29	0.25	1.18	1/9999.	99.9%	1.00
3	1	231	3.22	2.84	1.13	4400.		
		231	0.98	0.82	1.20	1/4483.	70.3%	2.18
2	1	118	2.24	2.02	1.11	5400.		
		118	1.90	1.71	1.11	1/2845.	66.6%	2.10
1	1	34	0.34	0.31	1.00	2900.		
		34	0.34	0.31	1.00	1/8422.	99.9%	0.47

Y 方向最大层间位移角: 1/2845. (第 2 层第 1 塔)

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.13(第 3 层第 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.20(第 3 层第 1 塔)

=== 工况 11 === 竖向恒载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Z) Max-Dz
4	1	457	-2.09
3	1	302	-22.05
2	1	214	-15.01
1	1	76	-13.66

=== 工况 12 === 竖向活载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Z) Max-Dz
4	1	439	-0.49
3	1	380	-0.94
2	1	214	-2.73
1	1	70	-0.10

=== 工况 13 === 斜交抗侧力 X0(-5.2 度) 方向地震作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
4	1	397	10.63	10.04	3700.		
		394	0.74	0.72	1/5015.	99.9%	1.00
3	1	242	9.93	9.17	4400.		
		242	2.76	2.52	1/1594.	78.3%	2.22
2	1	130	7.18	6.65	5400.		
		130	5.99	5.55	1/ 901.	62.2%	2.22
1	1	44	1.19	1.11	2900.		
		44	1.19	1.11	1/2434.	98.5%	0.53

X 方向最大层间位移角: 1/ 901. (第 2 层第 1 塔)

=== 工况 14 === 斜交抗侧力 Y0(84.8 度) 方向地震作用下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
4	1	463	10.37	9.31	3700.		
		395	0.39	0.32	1/9597.	99.9%	1.00
3	1	387	11.88	9.87	4400.		
		387	3.32	2.85	1/1327.	67.4%	5.59
2	1	218	8.58	7.04	5400.		
		218	7.26	5.95	1/ 744.	64.1%	2.48
1	1	107	1.33	1.09	2900.		
		107	1.33	1.09	1/2185.	95.9%	0.50

Y 方向最大层间位移角: 1/ 744. (第 2 层第 1 塔)

=== 工况 15 === X 方向地震作用规定水平力下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h
4	1	420	10.02	9.84	1.02	3700.
		396	0.75	0.73	1.03	
3	1	242	9.29	9.04	1.03	4400.
		242	2.57	2.49	1.03	
2	1	130	6.72	6.55	1.03	5400.
		130	5.60	5.46	1.03	
1	1	44	1.12	1.09	1.00	2900.
		44	1.12	1.09	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.03(第 3 层第 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.03(第 3 层第 1 塔)

=== 工况 16 === X+偶然偏心地震作用规定水平力下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h
4	1	420	10.19	9.89	1.03	3700.
		417	0.74	0.73	1.02	
3	1	242	9.44	9.06	1.04	4400.
		242	2.61	2.49	1.05	
2	1	130	6.83	6.56	1.04	5400.
		130	5.69	5.47	1.04	
1	1	44	1.14	1.09	1.00	2900.
		44	1.14	1.09	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.04(第 3 层第 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.05(第 3 层第 1 塔)

=== 工况 17 === X-偶然偏心地震作用规定水平力下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h
4	1	420	9.85	9.79	1.01	3700.
		396	0.76	0.73	1.04	
3	1	242	9.13	9.03	1.01	4400.
		242	2.52	2.48	1.02	
2	1	130	6.61	6.54	1.01	5400.
		130	5.51	5.45	1.01	
1	1	44	1.10	1.09	1.00	2900.
		44	1.10	1.09	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.01(第 3 层第 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.04(第 4 层第 1 塔)

=== 工况 18 === Y 方向地震作用规定水平力下的楼层最大位移(强刚模型)

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h
4	1	463	9.95	9.65	1.03	3700.
		393	0.41	0.33	1.25	
3	1	387	10.14	9.54	1.06	4400.
		387	2.82	2.76	1.02	
2	1	218	7.32	6.79	1.08	5400.
		218	6.19	5.74	1.08	
1	1	107	1.13	1.05	1.00	2900.
		107	1.13	1.05	1.00	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.08(第 2 层第 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.25(第 4 层第 1 塔)

=== 工况 19 === Y+偶然偏心地震作用规定水平力下的楼层最大位移(强刚模型)

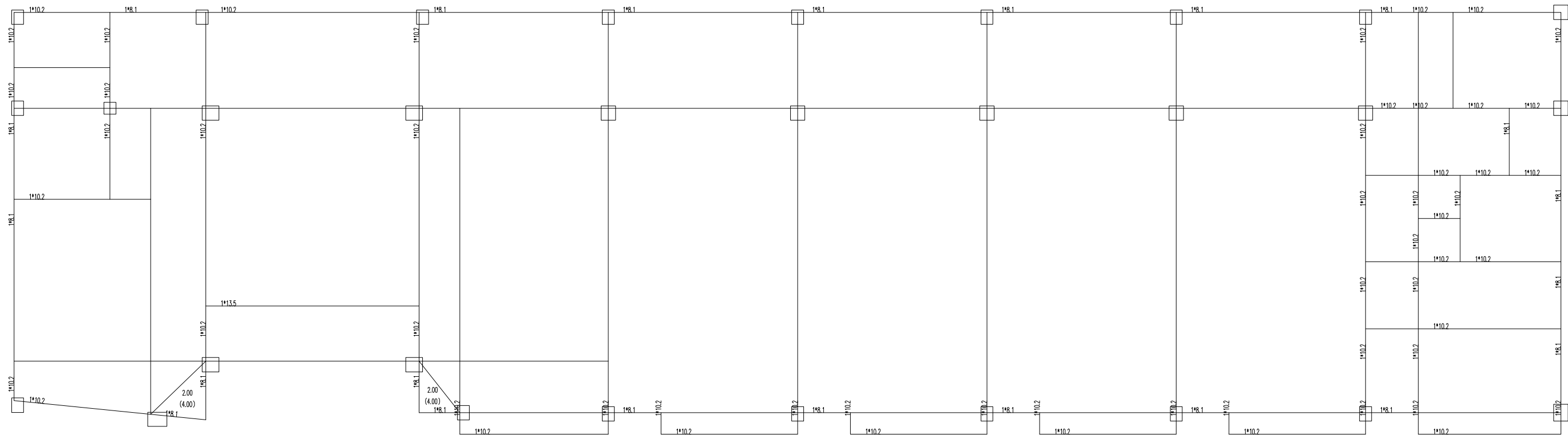
Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h
4	1	463	10.58	8.98	1.18	3700.
		415	0.33	0.31	1.07	
3	1	387	12.19	9.62	1.27	4400.
		387	3.42	2.78	1.23	
2	1	218	8.77	6.85	1.28	5400.
		218	7.42	5.79	1.28	
1	1	107	1.35	1.06	1.00	2900.
		107	1.35	1.06	1.00	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.28(第 2 层第 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.28(第 2 层第 1 塔)

=== 工况 20 === Y-偶然偏心地震作用规定水平力下的楼层最大位移(强刚模型)

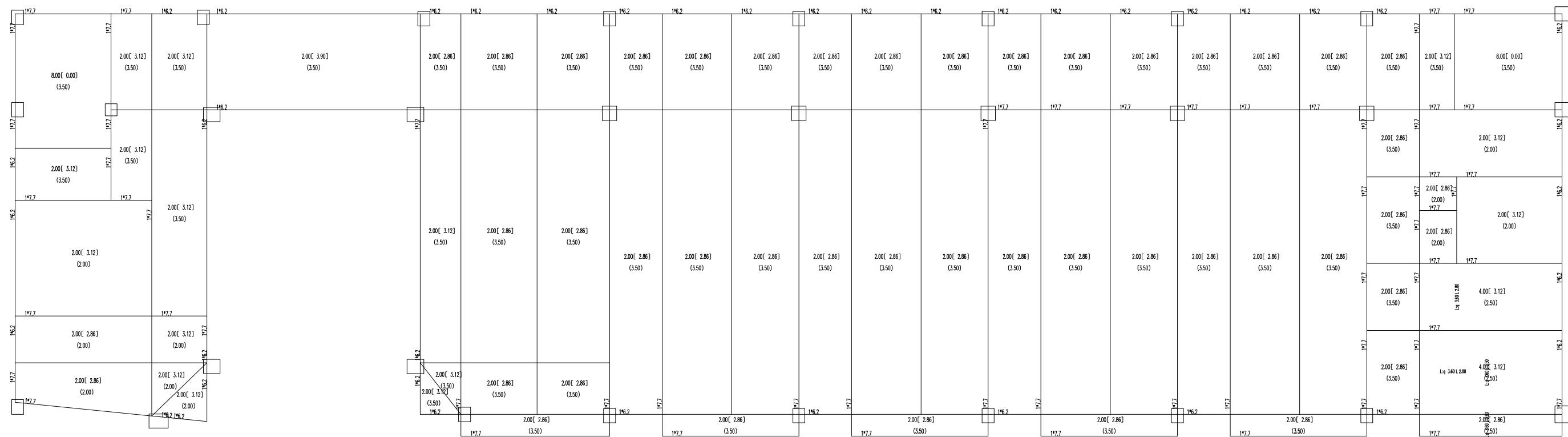
Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h
4	1	393	11.32	10.32	1.10	3700.
		396	0.50	0.34	1.15	
3	1	231	10.82	9.46	1.14	4400.
		231	3.23	2.73	1.18	
2	1	118	7.59	6.73	1.13	5400.
		118	6.41	5.69	1.13	
1	1	34	1.18	1.04	1.00	2900.
		34	1.18	1.04	1.00	



第 1 层梁柱节点输入及楼面荷载平面图

[单位: kN/m²]

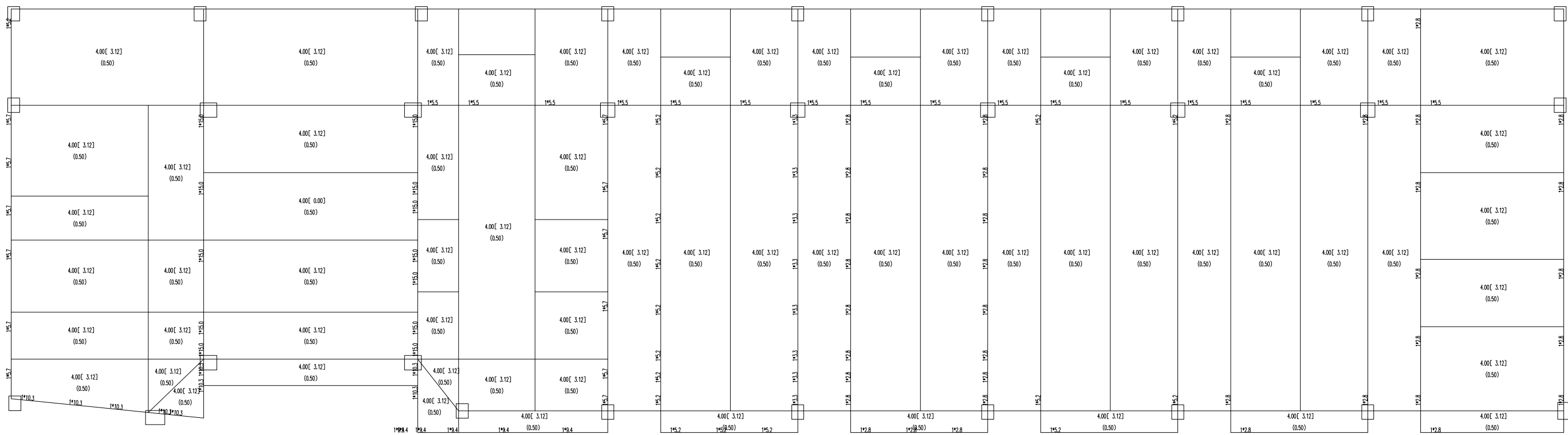
(活荷载值) [板自重] < 人防荷载 > (楼梯荷载)



第 2 层梁柱节点输入及楼面荷载平面图

[单位: kN/m²]

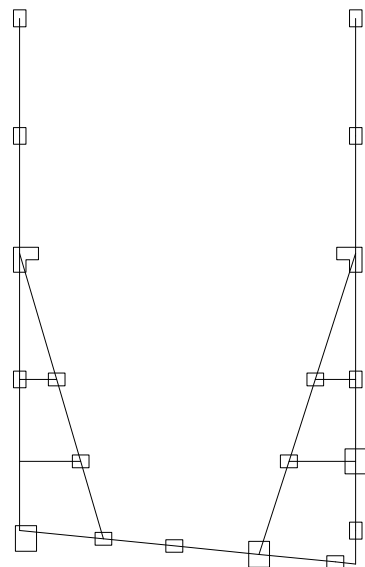
(活荷载值) [板自重] < 人防荷载 > (楼梯荷载)



第 3 层梁柱节点输入及楼面荷载平面图

[单位: kN/m²]

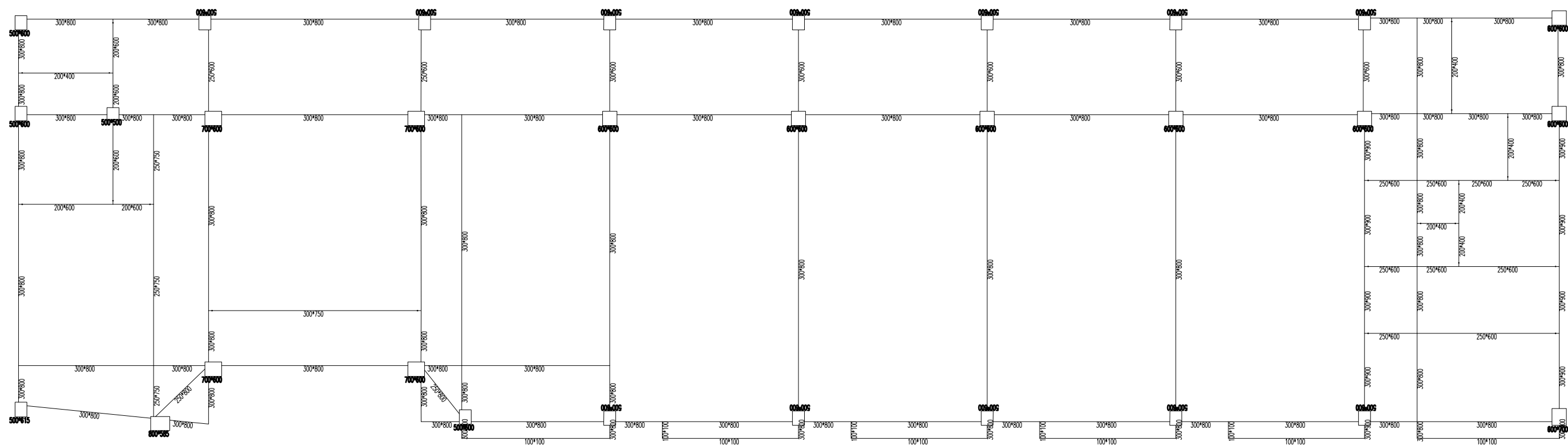
(活荷载值) [恒自重] < 人防荷载 > (楼梯荷载)



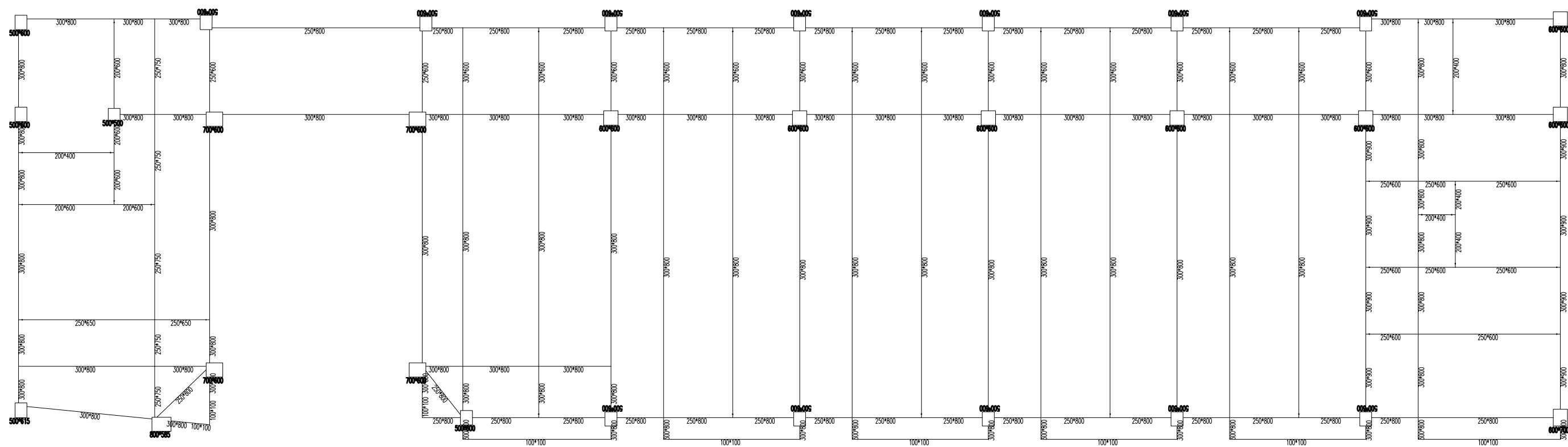
第 4 层梁、墙柱节点输入及楼面荷载平面图

[单位: kN/m²]

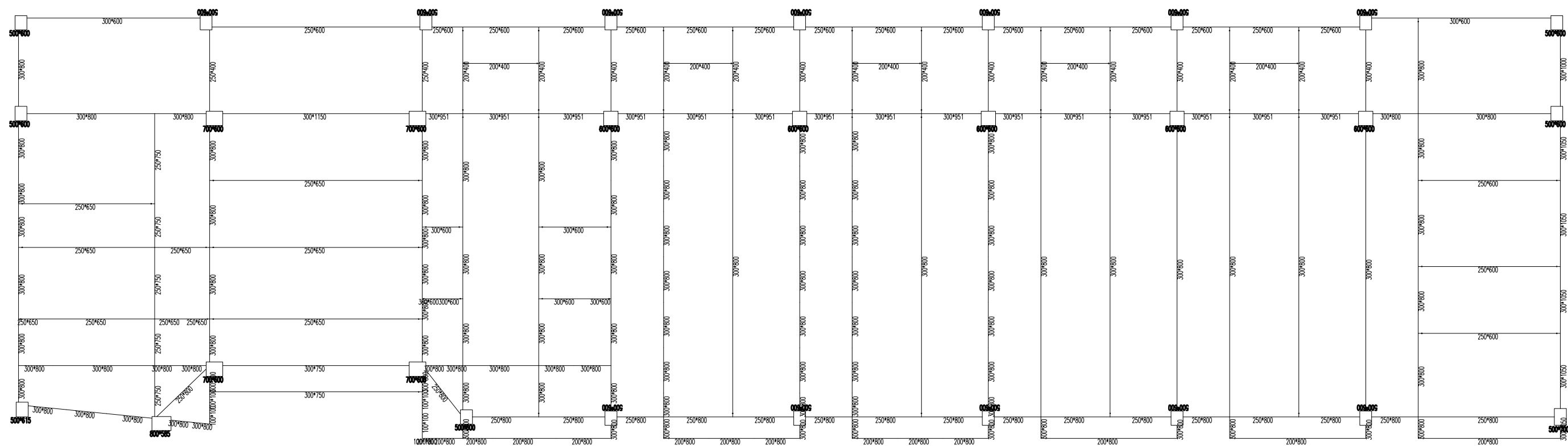
(活荷载值) [恒自重] < 人防荷载 > (楼梯荷载)



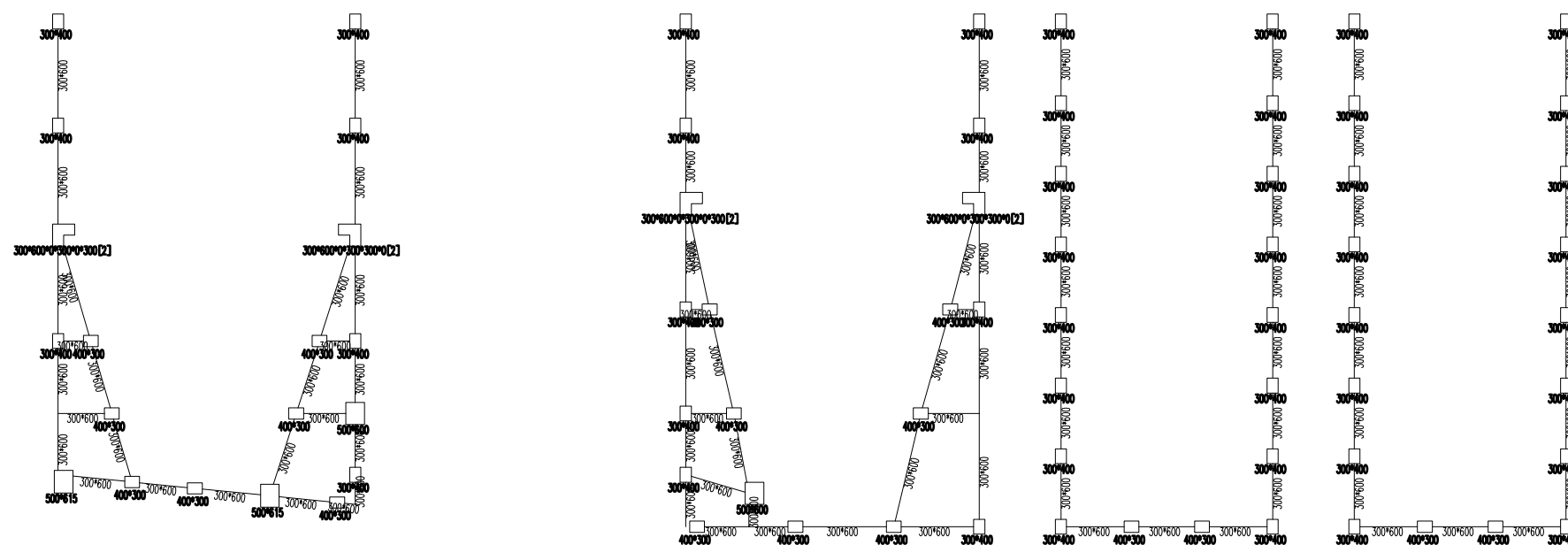
第 1 层设计模型构件编号简图



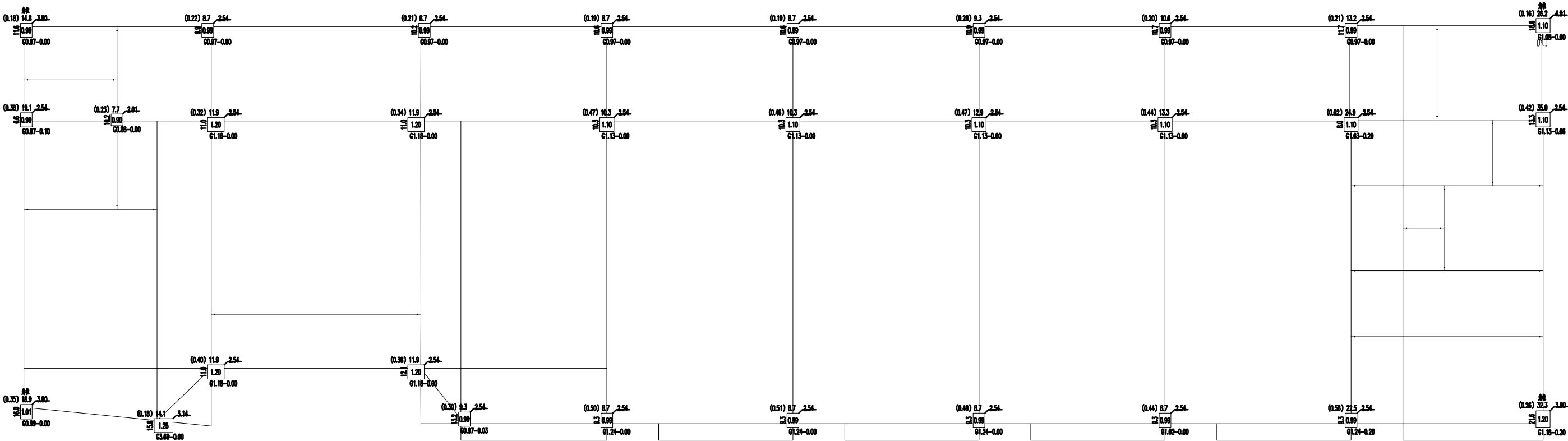
第 2 层设计模型构件编号简图



第 3 层设计模型构件编号简图



第 4 层设计模型构件编号简图



第 1 层混凝土构件配筋及制件示意图。下页提供详细计算力数据(单位: cm*cm)

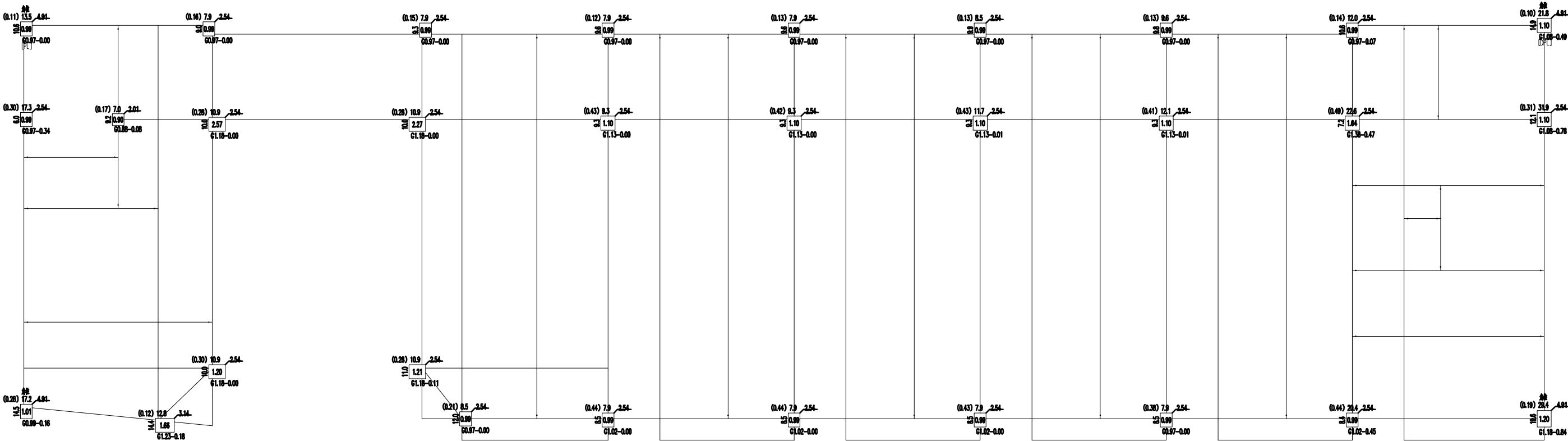
本图: 层高 = 2900 (mm) 梁截面 = 120 柱截面 = 30 支墩截面 = 0

墙截面 = 0 墙截面 = 0 墙截面 = 0

混凝土强度等级: 见 C30 板(含支墩) C30

主梁截面: 见 360 板(含支墩) 360

(白色箭头为制件力值, DPL 代表大梁, VPL 代表小梁, PL 代表大\小梁制件力)



第 2 层混凝土构件配筋及制件示意图。下页提供详细计算力数据(单位: cm*cm)

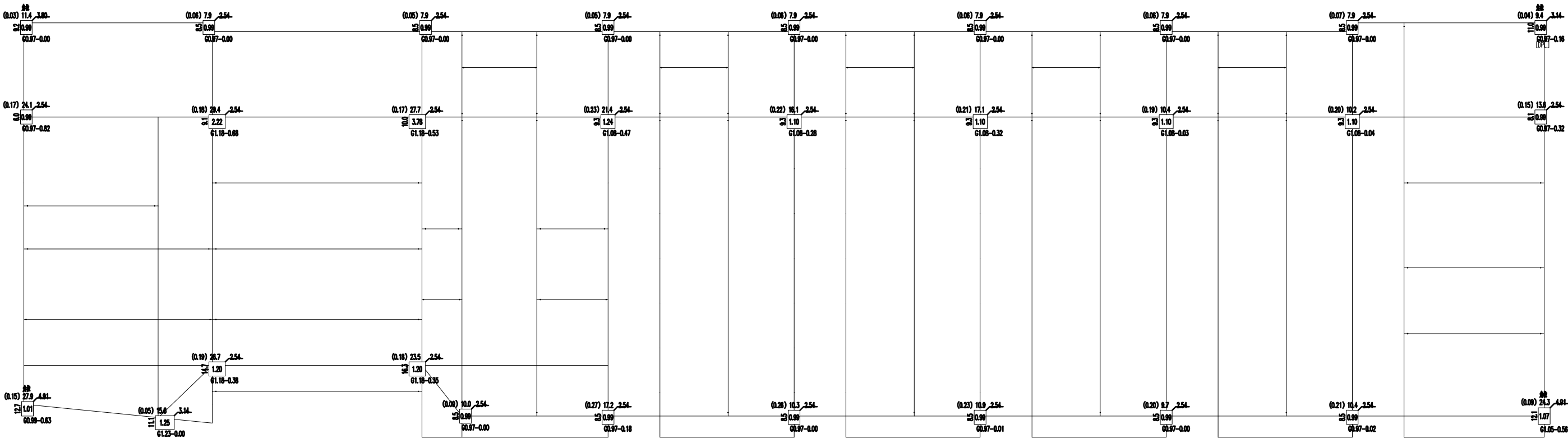
本图: 层高 = 5400 (mm) 梁截面 = 175 柱截面 = 30 支墩截面 = 0

墙截面 = 0 墙截面 = 0 墙截面 = 0

混凝土强度等级: 见 C30 板(含支墩) C30

主梁截面: 见 360 板(含支墩) 360

(白色箭头为制件力值, DPL 代表大梁, VPL 代表小梁, PL 代表大\小梁制件力)



第 3 层梁端上部弯矩和端部剪力分布图(单位:cm*cm)

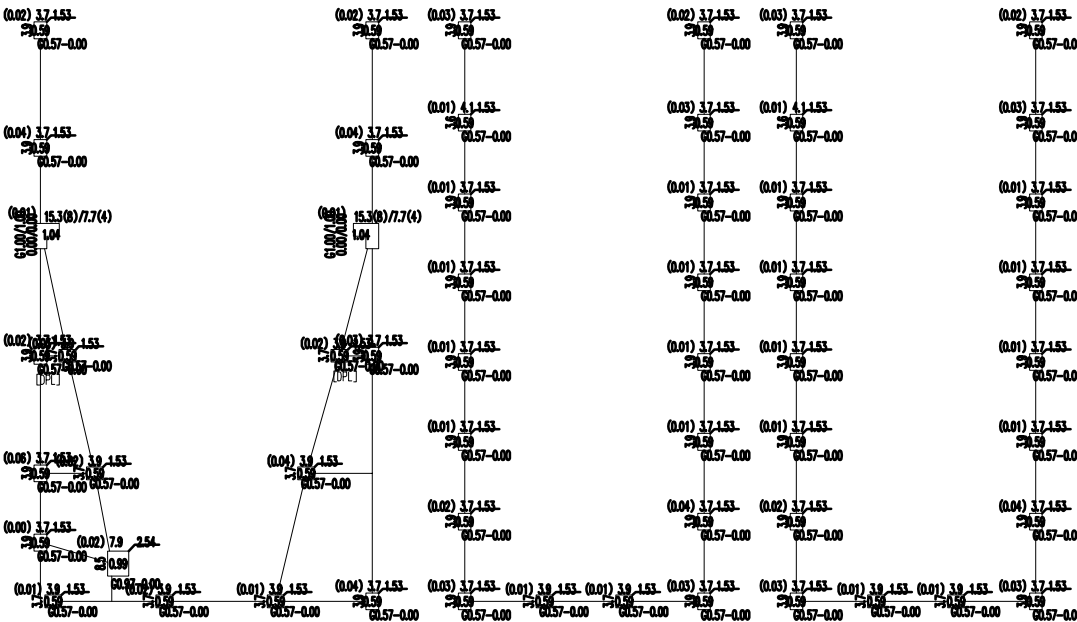
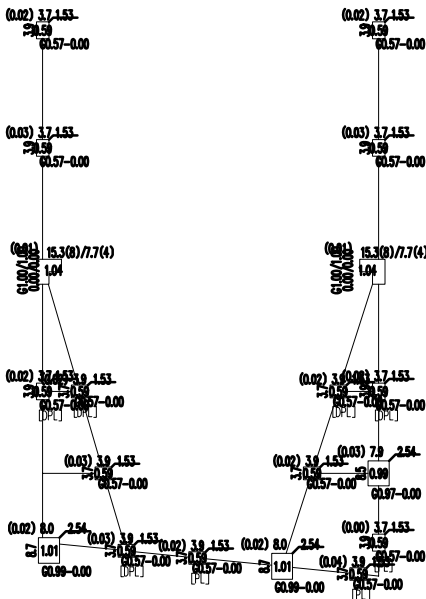
本图: 层数 = 4400 (mm) 梁高 = 221 柱高 = 29 支路长度 = 0

轴力 = 0 轴力系数 = 0 轴力系数 = 0

轴力系数 = 0 轴力系数 = 0 轴力系数 = 0

轴力系数 = 0 轴力系数 = 0 轴力系数 = 0

(轴力系数为负数时, DPL 为负值, DPL 为正值时, DPL 为正值, DPL 为正值时, DPL 为正值)



第 4 层梁端上部弯矩和端部剪力分布图(单位:cm*cm)

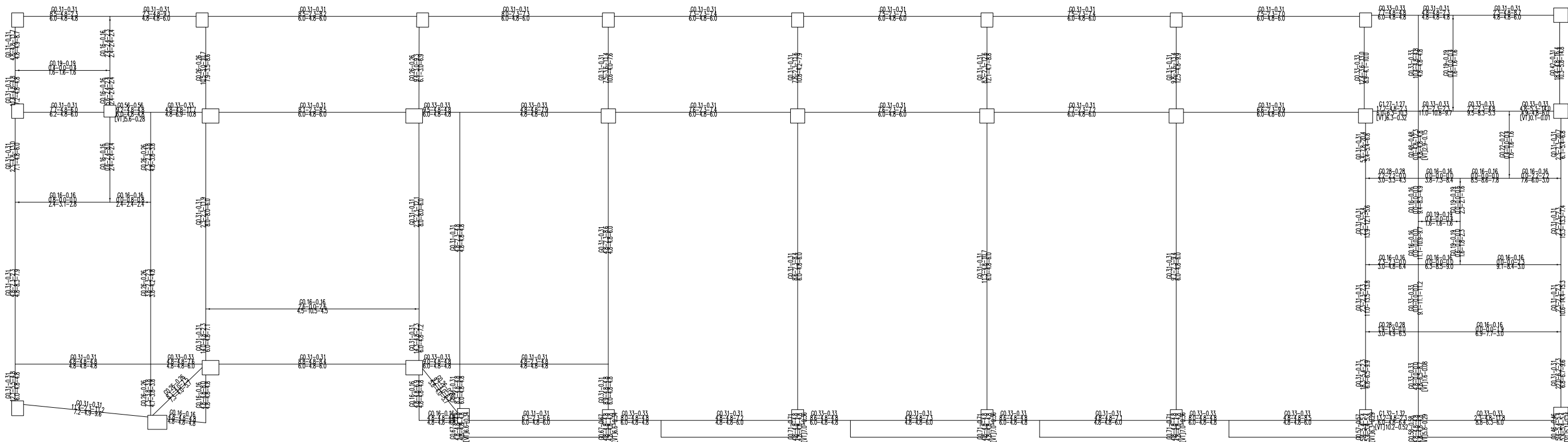
本图: 层数 = 4400 (mm) 梁高 = 221 柱高 = 29 支路长度 = 0

轴力 = 0 轴力系数 = 0 轴力系数 = 0

轴力系数 = 0 轴力系数 = 0 轴力系数 = 0

轴力系数 = 0 轴力系数 = 0 轴力系数 = 0

(轴力系数为负数时, DPL 为负值, DPL 为正值时, DPL 为正值, DPL 为正值时, DPL 为正值)



第 1 层板底上杆件配筋及制作详图(单位:cm*cm)

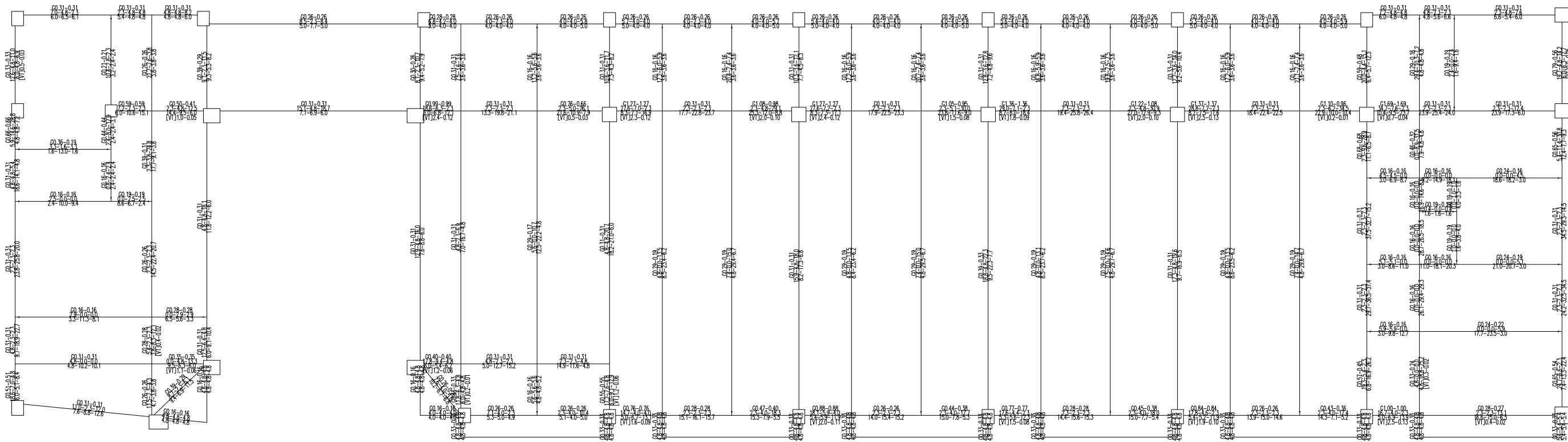
本图: 层高 = 2900 (mm) 梁截面 = 120 柱截面 = 30 支墩截面 = 0

墙截面 = 0 墙柱截面 = 0 墙梁截面 = 0

现浇上板厚度: 厚 C30 板(含光面) C30

主梁截面: 厚 360 板(含光面) 360

(白色虚线为板底受力筋, DPL 代表大直径, DPL 代表小直径, DPL 代表小直径, DPL 代表小直径)



第 2 层板底上杆件配筋及制作详图(单位:cm*cm)

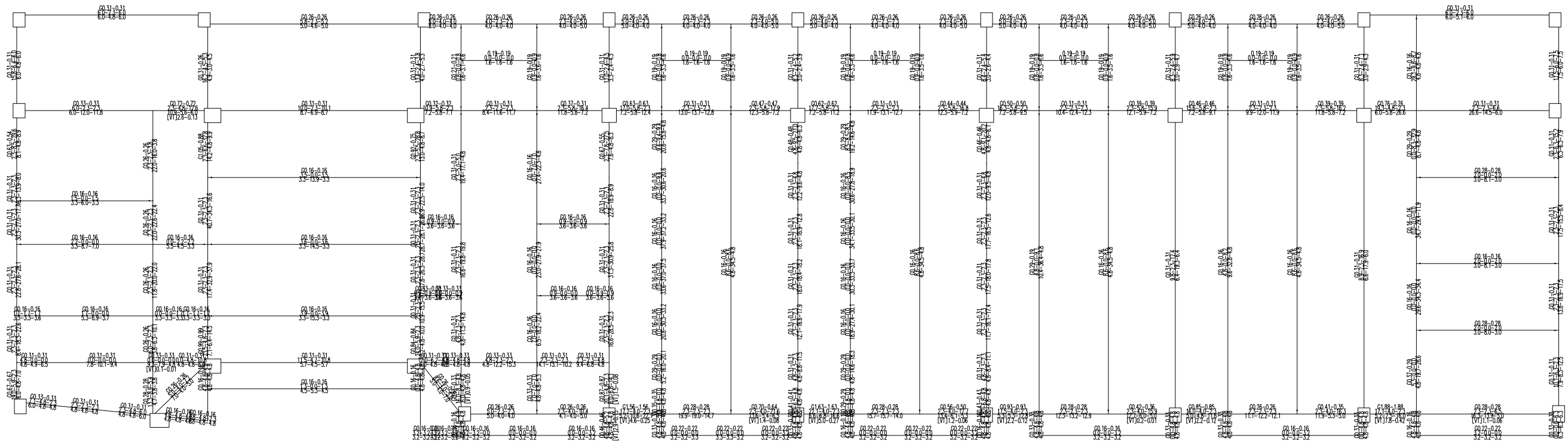
本图: 层高 = 5400 (mm) 梁截面 = 175 柱截面 = 30 支墩截面 = 0

墙截面 = 0 墙柱截面 = 0 墙梁截面 = 0

现浇上板厚度: 厚 C30 板(含光面) C30

主梁截面: 厚 360 板(含光面) 360

(白色虚线为板底受力筋, DPL 代表大直径, DPL 代表小直径, DPL 代表小直径, DPL 代表小直径)



第3层混凝土构件配筋及钢构件应力比,下翼缘稳定验算应力简图(单位:cm*cm)

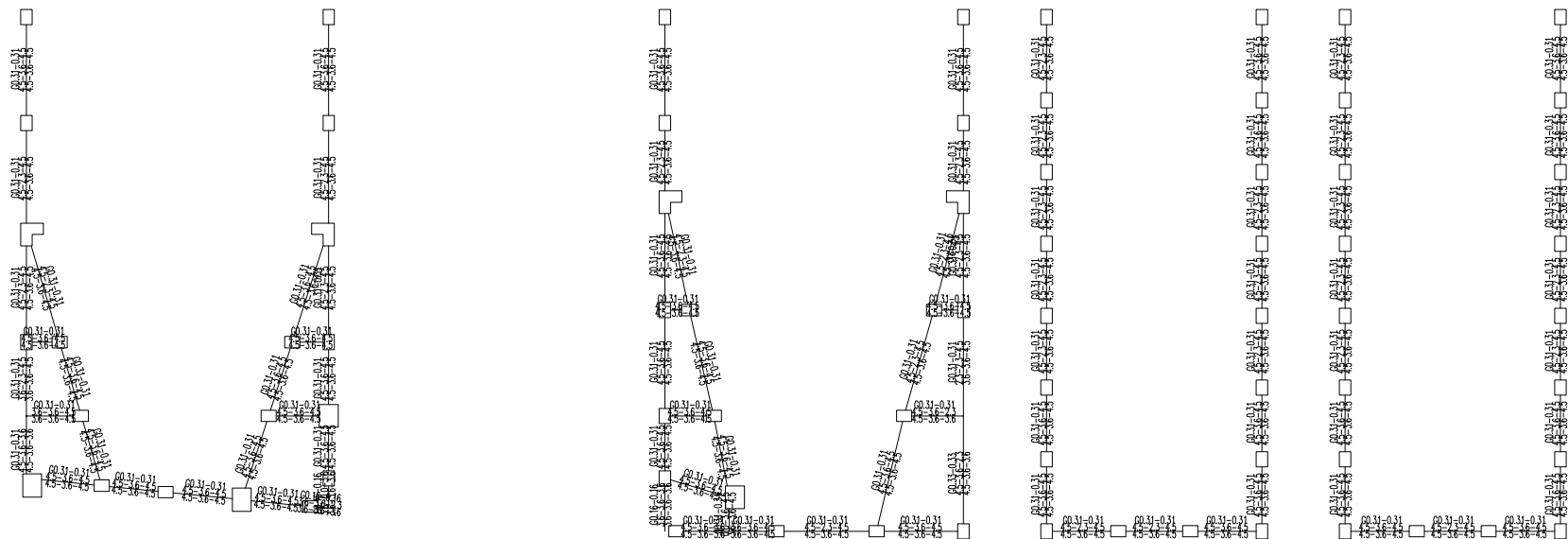
本段 总高 = 4400 (mm) 墩总数 = 221 柱总数 = 29 支墩总数 = 0

堆芯数 = 0 堆柱芯数 = 0 堆源芯数 = 0

混凝土强度等级: 梁 C30 柱(含支杆) C30

主筋保護 梁 360 柱(含支腳) 360

(白色墙体为短肢剪力墙, DFL代表大震抗, XFL代表小震抗, PL代表大\小震抗并容)



第 4 题 用瓦楞土做件和晴天时受光力。下列数据表测算和力面积(单位: $\text{cm}^2 \cdot \text{cm}$)

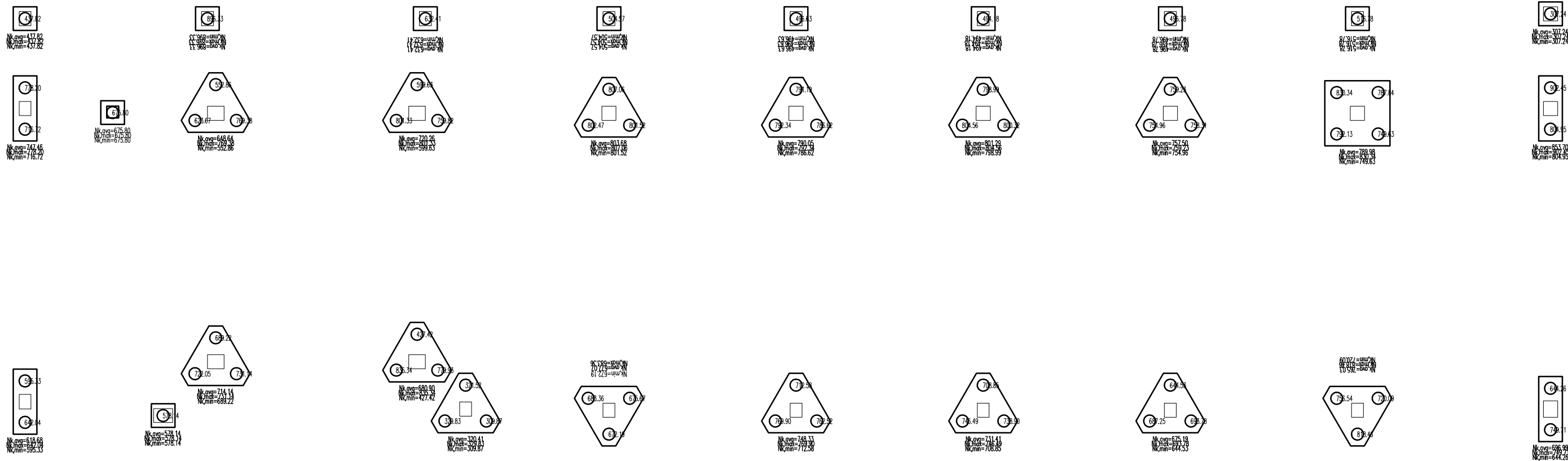
本表: 测速 = 3700 (rpm) 测压数 = 67 总压数 = 74 故障数 = 0

零均值 = 0 单位均值 = 0 标准均值 = 0

取土规格: 厚 C30 垫(扩大墩) C50

主編陳曉 頁360 創(十七世)300

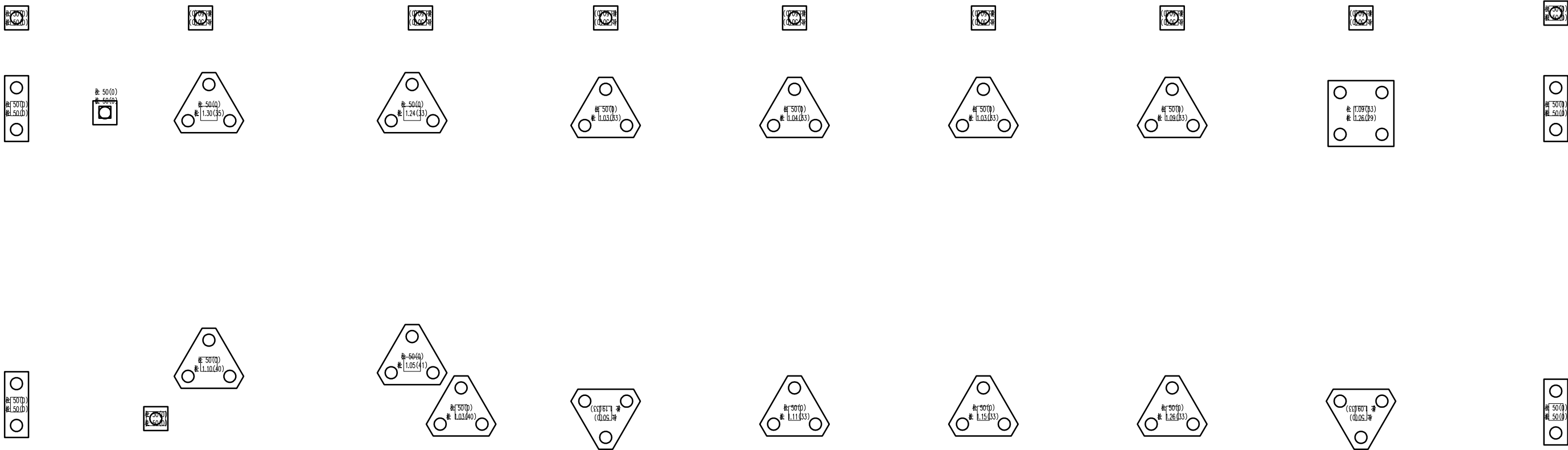
Copyright Clearance Center, Inc. 222 Rosewood Drive, Danvers, MA 01923. For those organizations that have been granted a photocopy licence by CCC, a separate system of payment has been arranged. The fee code for users of the Transactional Reporting Service is 0898-0201/96 \$09.00.



反力图

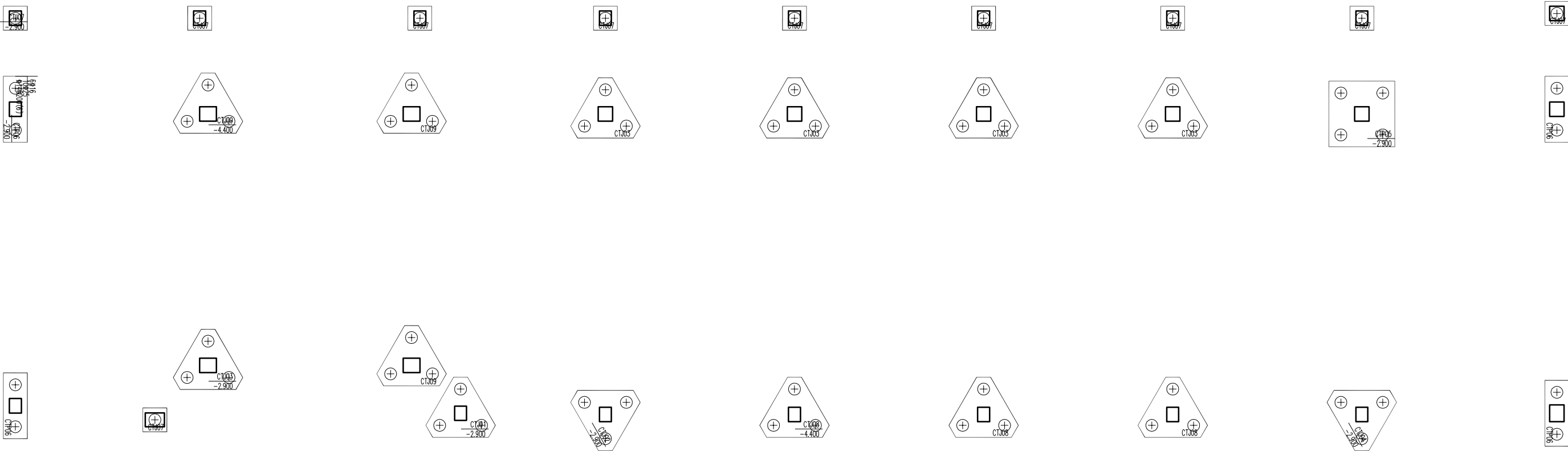
标准组合: 1.00恒+1.00活

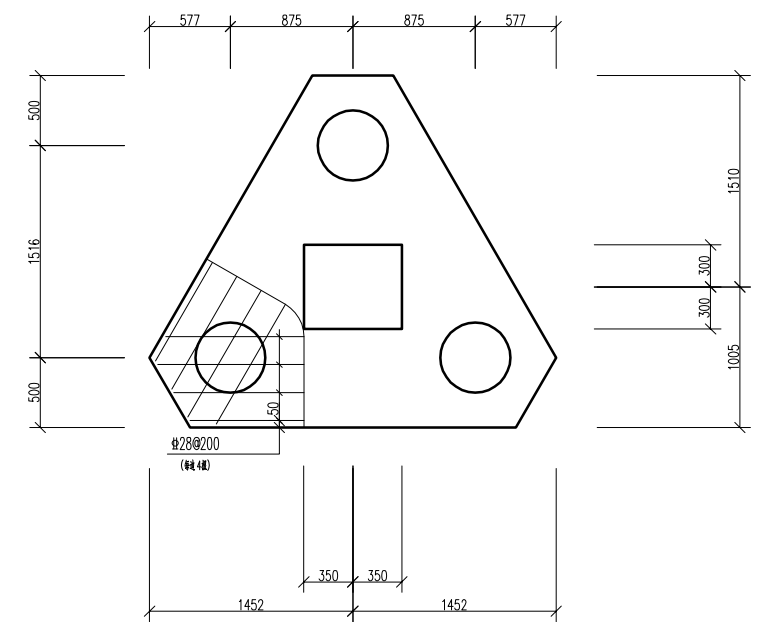
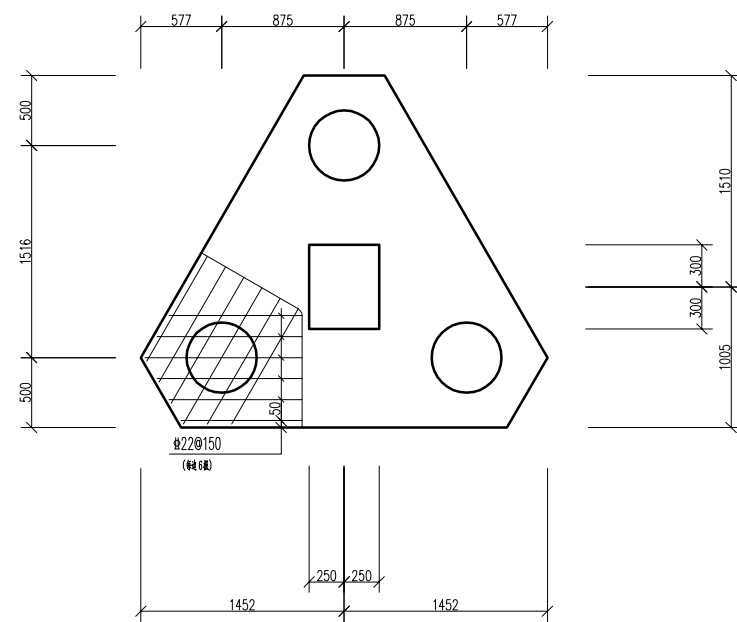
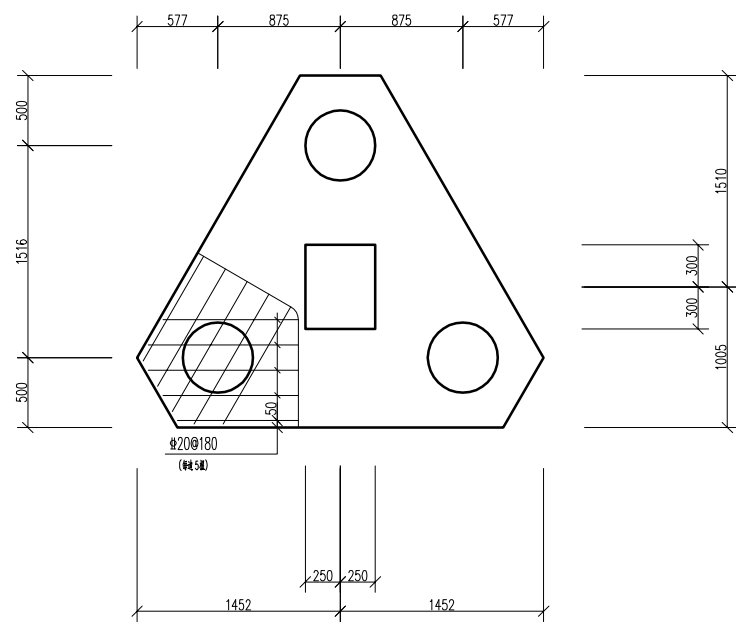
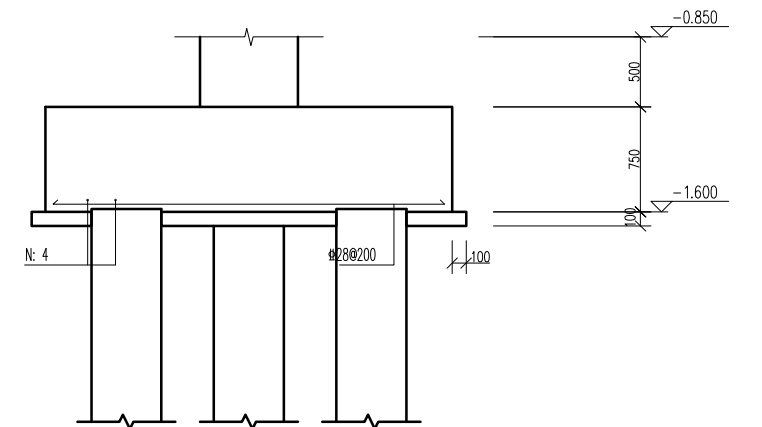
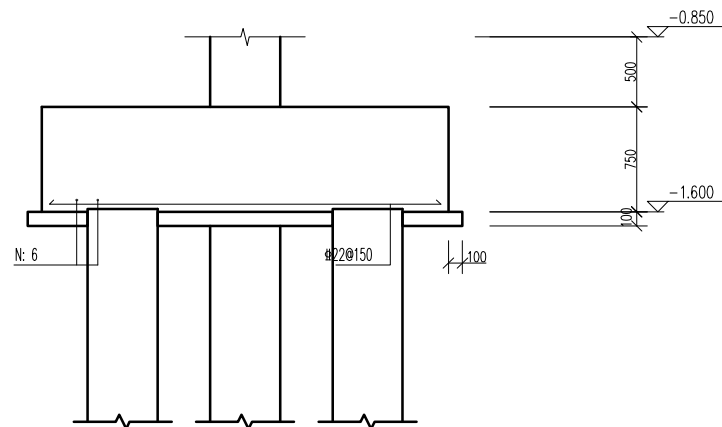
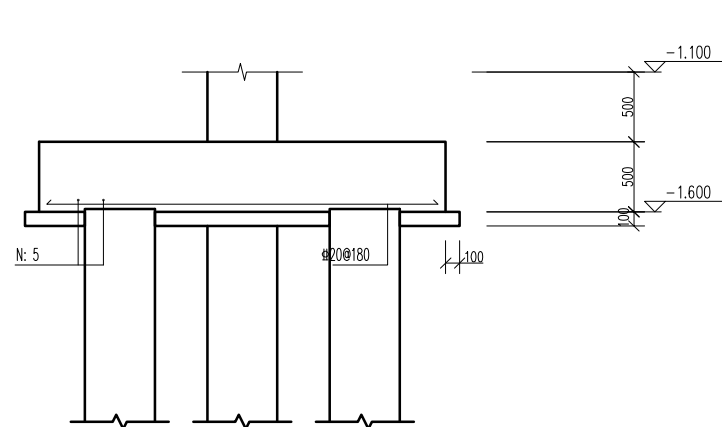
- 说明:
- 1、板单元中间的值为土的反力值(kPa), 桩上的值为桩的反力值(KN)。
 - 2、云图等值线为桩竖向反力结果。
 - 3、△表示柱或墙支座, 上面的数值表示支座反力, 向上为正。
 - 4、当显示桩水平反力时, 数字由上到下依次表示桩顶水平力 F_x , F_y , 单位KN。



桩承台、独立基础冲切验算结果

说明：图中数字表示冲切系数，小于1时超限显红，括号中数字为对应荷载组合。

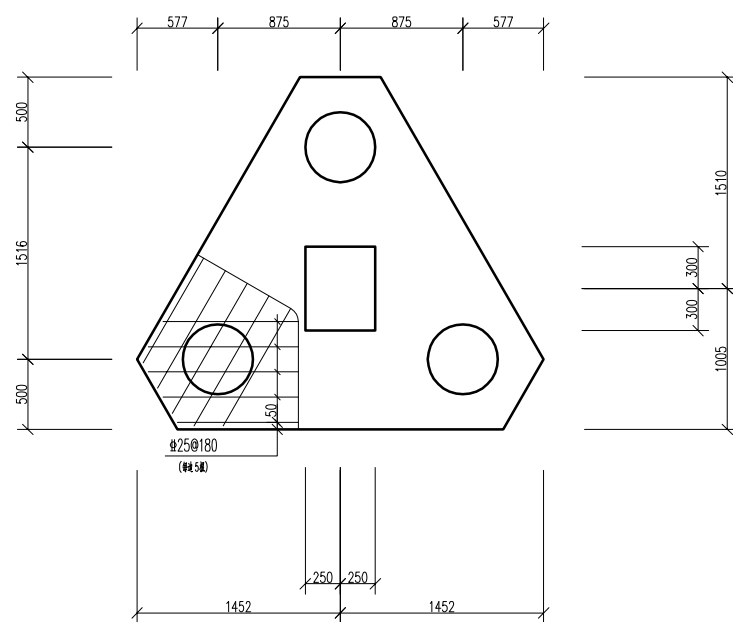
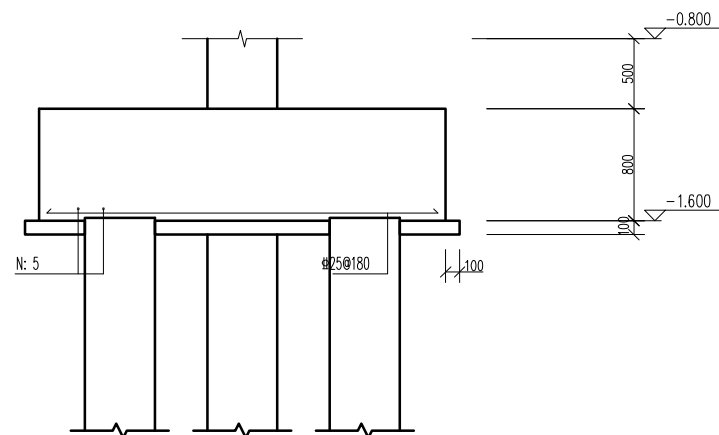




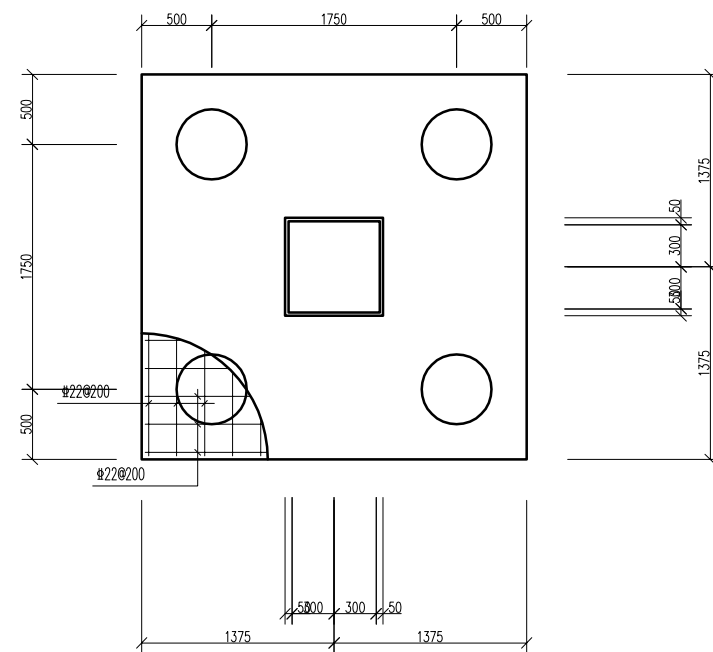
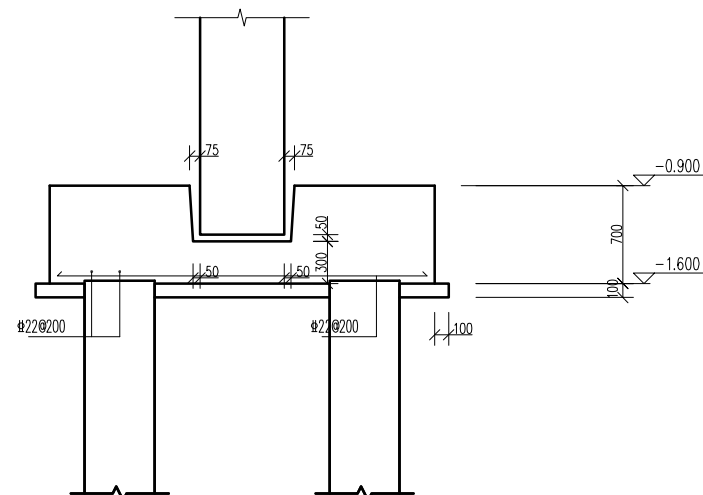
CTJ01

CTJ02

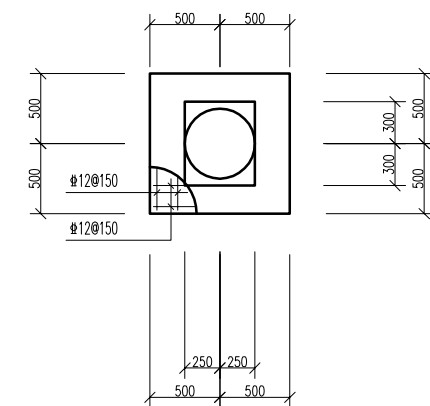
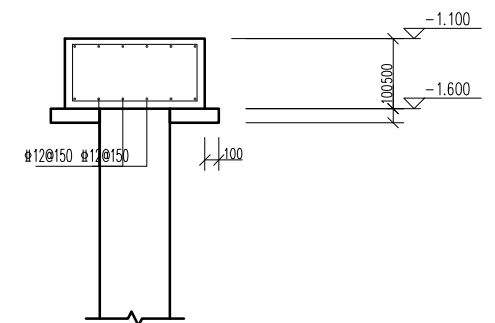
CTJ03



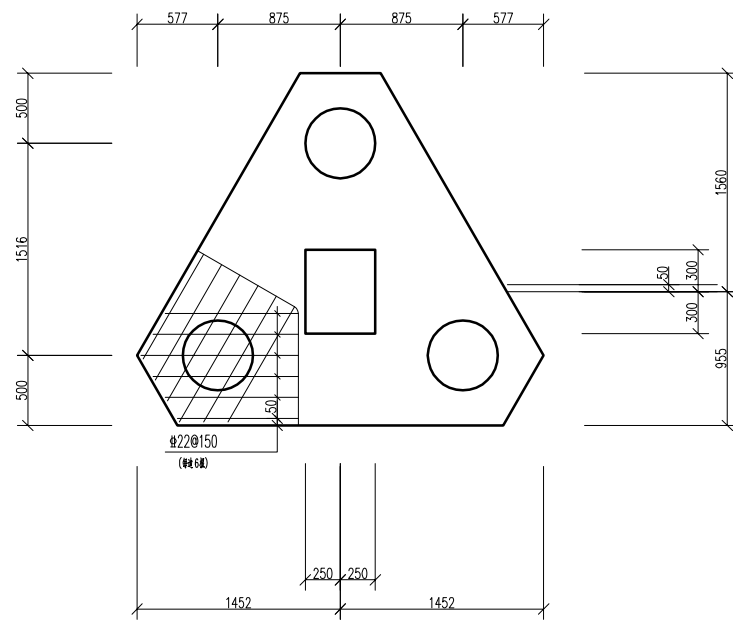
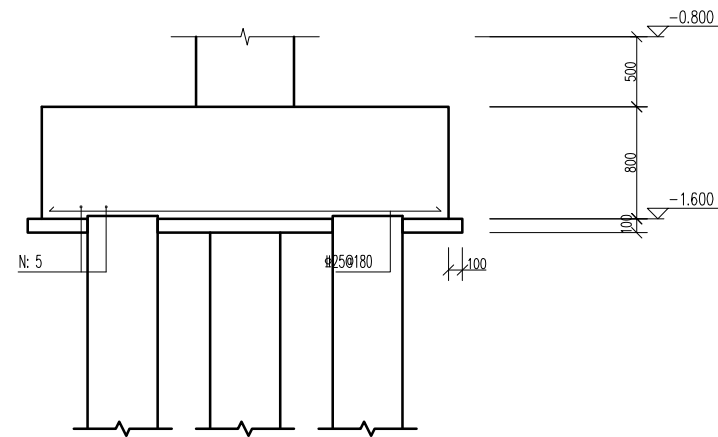
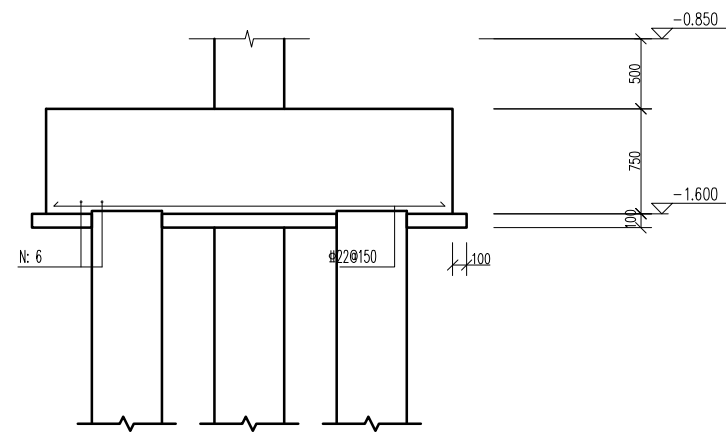
CTJ04



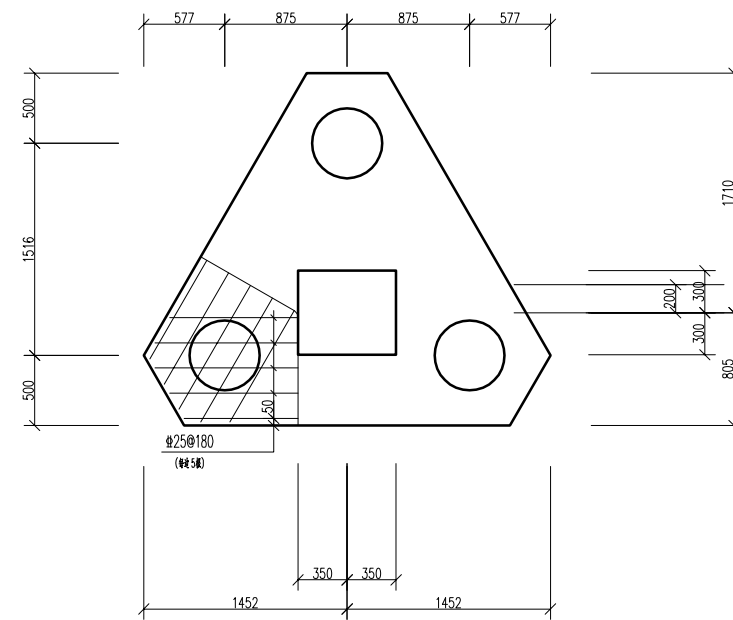
CTP05



CTJ07



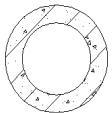
CTJ08



CTJ09

1号孔 （1-1’ 剖面）

桩外径 d=	500	mm	桩内径 d1=	300	mm
桩端进入持力层深度 hb=	5.74	m	桩端土塞效应系数 λ p=	0.8000	
桩净截面积 Aj=	0.1257	m ²	桩敞口面积 Apl=	0.0707	m ²
桩周长=	1.5708	m	Aj + λ pApl=	0.1822	m ²



层号	土 层	土层底标高(m)	平均值 Qc(Mpa)	Qpa (kPa)	Qsia (kPa)	计算厚度 li(m)	桩径d(mm)	up*Qsia*li(kN)	Qpa*Ap (kN)	
	桩顶标高	-0.45								
2.1	淤泥质粉质粘土	-1.41			10	0.91	500	14.29		
2.2	粉质黏土	-2.71			30	1.30	500	61.26		
2.3	粉砂夹粉土	-2.71			19	0.00	500	0.00		
3	粉质黏土夹粉土	-4.51			25	1.80	500	70.69		
4	粉质黏土	-8.41			35	3.90	500	214.41		
5	粉质黏土	-12.71			42	4.30	500	283.69		
6	桩底标高	-18.45		2200	50	5.74	500	450.82	400.87	
	桩长	18.00m								
单桩竖向承载力特征值:		Ra(kN)=qpa*Ap+∑upqsiali =				400.87		+	1095.16	= 1496.03

2号孔 （1-1’ 剖面）

桩外径 d=	500	mm	桩内径 d1=	300	mm
桩端进入持力层深度 hb=	5.92	m	桩端土塞效应系数 λ p=	0.8000	
桩净截面积 Aj=	0.1257	m ²	桩敞口面积 Apl=	0.0707	m ²
桩周长=	1.5708	m	Aj + λ pApl=	0.1822	m ²

层号	土 层	土层底标高(m)	平均值 Qc(Mpa)	Qpa (kPa)	Qsia (kPa)	计算厚度 li(m)	桩径d(mm)	up*Qsia*li(kN)	Qpa*Ap (kN)	
	桩顶标高	-0.45								
2.1	淤泥质粉质粘土	-2.03			10	1.53	500	24.03		
2.2	粉质黏土	-3.23			30	1.20	500	56.55		
2.3	粉砂夹粉土	-3.23			19	0.00	500	0.00		
3	粉质黏土夹粉土	-4.93			25	1.70	500	66.76		
4	粉质黏土	-8.43			35	3.50	500	192.42		
5	粉质黏土	-12.53			42	4.10	500	270.49		
6	桩底标高	-18.45		2200	50	5.92	500	464.96	400.87	
	桩长	18.00m								
单桩竖向承载力特征值:		Ra(kN)=qpa*Ap+∑upqsiali =				400.87		+	1075.21	= 1476.08

3号孔 （1-1’ 剖面）

桩外径 d=	500	mm	桩内径 d1=	300	mm
桩端进入持力层深度 hb=	5.54	m	桩端土塞效应系数 λ p=	0.8000	
桩净截面积 Aj=	0.1257	m ²	桩敞口面积 Apl=	0.0707	m ²
桩周长=	1.5708	m	Aj + λ pApl=	0.1822	m ²

层号	土 层	土层底标高(m)	平均值 Qc(Mpa)	Qpa (kPa)	Qsia (kPa)	计算厚度 li(m)	桩径d(mm)	up*Qsia*li(kN)	Qpa*Ap (kN)	
	桩顶标高	-0.45								
2.1	淤泥质粉质粘土	-6.01			10	5.51	500	86.55		
2.2	粉质黏土	-8.21			30	2.20	500	103.67		
2.3	粉砂夹粉土	-8.21			19	0.00	500	0.00		
3	粉质黏土夹粉土	-8.21			25	0.00	500	0.00		
4	粉质黏土	-8.21			35	0.00	500	0.00		
5	粉质黏土	-12.91			42	4.70	500	310.07		
6	桩底标高	-18.45		2200	50	5.54	500	435.11	400.87	
	桩长	18.00m								
单桩竖向承载力特征值:		Ra(kN)=qpa*Ap+∑upqsiali =				400.87		+	935.41	= 1336.28

5号孔 （2-2’ 剖面）

桩外径 d=	500	mm	桩内径 d1=	300	mm
桩端进入持力层深度 hb=	3.72	m	桩端土塞效应系数 λ p=	0.8000	
桩净截面积 Aj=	0.1257	m ²	桩敞口面积 Apl=	0.0707	m ²
桩周长=	1.5708	m	Aj + λ pApl=	0.1822	m ²

层号	土 层	土层底标高(m)	平均值 Qc(Mpa)	Qpa (kPa)	Qsia (kPa)	计算厚度 li(m)	桩径 d(mm)	up*Qsia*li(kN)	Qpa*Ap (kN)	
	桩顶标高	-0.45								
2.1	淤泥质粉质粘土	-0.45			10	-0.05	500	-0.79		
2.2	粉质黏土	-2.63			30	2.18	500	102.73		
2.3	粉砂夹粉土	-2.63			19	0.00	500	0.00		
3	粉质黏土夹粉土	-4.33			25	1.70	500	66.76		
4	粉质黏土	-7.93			35	3.60	500	197.92		
5	粉质黏土	-11.73			42	3.80	500	250.70		
6	桩底标高	-15.45		2200	50	3.72	500	292.17	400.87	
	桩长	15.00m								
单桩竖向承载力特征值:		Ra(kN)=qpa*Ap+∑upqsiali =				400.87		+	909.49	= 1310.36

6号孔 （2-2’ 剖面）

桩外径 d=	500	mm	桩内径 d1=	300	mm
桩端进入持力层深度 hb=	6.74	m	桩端土塞效应系数 λ p=	0.8000	
桩净截面积 Aj=	0.1257	m ²	桩敞口面积 Apl=	0.0707	m ²
桩周长=	1.5708	m	Aj + λ pApl=	0.1822	m ²

层号	土 层	土层底标高(m)	平均值 Qc(Mpa)	Qpa (kPa)	Qsia (kPa)	计算厚度 li(m)	桩径 d(mm)	up*Qsia*li(kN)	Qpa*Ap (kN)	
	桩顶标高	-0.45								
2.1	淤泥质粉质粘土	-2.31			10	1.81	500	28.43		
2.2	粉质黏土	-3.81			30	1.50	500	70.69		
2.3	粉砂夹粉土	-3.81			19	0.00	500	0.00		
3	粉质黏土夹粉土	-4.31			25	0.50	500	19.63		
4	粉质黏土	-7.81			35	3.50	500	192.42		
5	粉质黏土	-11.71			42	3.90	500	257.30		
6	桩底标高	-18.45		2200	50	6.74	500	529.36	400.87	
	桩长	18.00m								
单桩竖向承载力特征值:		Ra(kN)=qpa*Ap+∑upqsiali =				400.87		+	1097.83	= 1498.70

7号孔 （2-2’ 剖面）

桩外径 d=	500	mm	桩内径 d1=	300	mm
桩端进入持力层深度 hb=	5.94	m	桩端土塞效应系数 λ p=	0.8000	
桩净截面积 Aj=	0.1257	m ²	桩敞口面积 Apl=	0.0707	m ²
桩周长=	1.5708	m	Aj + λ pApl=	0.1822	m ²

层号	土 层	土层底标高(m)	平均值 Qc(Mpa)	Qpa (kPa)	Qsia (kPa)	计算厚度 li(m)	桩径 d(mm)	up*Qsia*li(kN)	Qpa*Ap (kN)	
	桩顶标高	-0.45								
2.1	淤泥质粉质粘土	-6.91			10	6.41	500	100.69		
2.2	粉质黏土	-8.21			30	1.30	500	61.26		
2.3	粉砂夹粉土	-8.21			19	0.00	500	0.00		
3	粉质黏土夹粉土	-8.21			25	0.00	500	0.00		
4	粉质黏土	-8.21			35	0.00	500	0.00		
5	粉质黏土	-12.51			42	4.30	500	283.69		
6	桩底标高	-18.45		2200	50	5.94	500	466.53	400.87	
	桩长	18.00m								
单桩竖向承载力特征值:		Ra(kN)=qpa*Ap+∑upqsiali =				400.87		+	912.16	= 1313.03

B3号孔 （1-1’ 剖面）

桩外径 d=	500	mm	桩内径 d1=	300	mm
桩端进入持力层深度 hb=	4.66	m	桩端土塞效应系数 λ p=	0.8000	
桩净截面积 Aj=	0.1257	m ²	桩敞口面积 Apl=	0.0707	m ²
桩周长=	1.5708	m	Aj + λ pApl=	0.1822	m ²

层号	土 层	土层底标高(m)	平均值	Qpa (kPa)	Qsia (kPa)	计算厚度 li(m)	桩径d(mm)	up*Qsia*li(kN)	Qpa*Ap (kN)	
			Qc(Mpa)							
	桩顶标高	-0.45								
2.1	淤泥质粉质粘土	-6.89			10	6.39	500	100.37		
2.2	粉质黏土	-20.99			30	14.10	500	664.45		
2.3	粉砂夹粉土	-15.29			19	-5.70	500	-170.12		
3	粉质黏土夹粉土	-15.29			25	0.00	500	0.00		
4	粉质黏土	-15.29			35	0.00	500	0.00		
5	粉质黏土	-15.29			42	0.00	500	0.00		
6	黏土	-17.79			50	2.50	500	196.35		
7	桩底标高	-22.45		1600	38	4.66	500	278.16	291.54	
	桩长	22.00m								
单桩竖向承载力特征值:		Ra(kN)=qpa*Ap+∑upqsiali =				291.54		+	1069.21	= 1360.75

4号孔 （1-1’ 剖面）

桩外径 d=	500	mm	桩内径 d1=	300	mm
桩端进入持力层深度 hb=	4.55	m	桩端土塞效应系数 λ p=	0.8000	
桩净截面积 Aj=	0.1257	m ²	桩敞口面积 Apl=	0.0707	m ²
桩周长=	1.5708	m	Aj + λ pApl=	0.1822	m ²

层号	土 层	土层底标高(m)	平均值	Qpa (kPa)	Qsia (kPa)	计算厚度 li(m)	桩径d(mm)	up*Qsia*li(kN)	Qpa*Ap (kN)	
			Qc(Mpa)							
	桩顶标高	-0.45								
2.1	淤泥质粉质粘土	-8.50			10	8.00	500	125.66		
2.2	粉质黏土	-11.70			30	3.20	500	150.80		
2.3	粉砂夹粉土	-15.80			19	4.10	500	122.36		
3	粉质黏土夹粉土	-15.80			25	0.00	500	0.00		
4	粉质黏土	-15.80			35	0.00	500	0.00		
5	粉质黏土	-15.80			42	0.00	500	0.00		
6	黏土	-17.90			50	2.10	500	164.93		
7	桩底标高	-22.45		1600	38	4.55	500	271.59	291.54	
	桩长	22.00m								
单桩竖向承载力特征值:		Ra(kN)=qpa*Ap+∑upqsiali =				291.54		+	835.35	= 1126.89

B7号孔 （2-2’ 剖面）

桩外径 d=	500	mm	桩内径 d1=	300	mm
桩端进入持力层深度 hb=	4.78	m	桩端土塞效应系数 λ p=	0.8000	
桩净截面积 Aj=	0.1257	m ²	桩敞口面积 Apl=	0.0707	m ²
桩周长=	1.5708	m	Aj + λ pApl=	0.1822	m ²

层号	土 层	土层底标高(m)	平均值	Qpa (kPa)	Qsia (kPa)	计算厚度 li(m)	桩径 d(mm)	up*Qsia*li(kN)	Qpa*Ap (kN)	
			Qc(Mpa)							
	桩顶标高	-0.45								
2.1	淤泥质粉质粘土	-8.57			10	8.07	500	126.76		
2.2	粉质黏土	-11.07			30	2.50	500	117.81		
2.3	粉砂夹粉土	-17.67			19	6.60	500	196.98		
3	粉质黏土夹粉土	-17.67			25	0.00	500	0.00		
4	粉质黏土	-17.67			35	0.00	500	0.00		
5	粉质黏土	-17.67			42	0.00	500	0.00		
6	黏土	-17.67			50	0.00	500	0.00		
7	桩底标高	-22.45		1600	38	4.78	500	285.32	291.54	
	桩长	22.00m								
单桩竖向承载力特征值:		Ra(kN)=qpa*Ap+∑upqsiali =				291.54		+	726.87	= 1018.41

8号孔 （2-2’ 剖面）

桩外径 d=	500	mm	桩内径 d1=	300	mm
桩端进入持力层深度 hb=	4.63	m	桩端土塞效应系数 λ p=	0.8000	
桩净截面积 Aj=	0.1257	m ²	桩敞口面积 Apl=	0.0707	m ²
桩周长=	1.5708	m	Aj + λ pApl=	0.1822	m ²

层号	土 层	土层底标高(m)	平均值	Qpa (kPa)	Qsia (kPa)	计算厚度 li(m)	桩径 d(mm)	up*Qsia*li(kN)	Qpa*Ap (kN)	
			Qc(Mpa)							
	桩顶标高	-0.45								
2.1	淤泥质粉质粘土	-8.72			10	8.22	500	129.12		
2.2	粉质黏土	-11.22			30	2.50	500	117.81		
2.3	粉砂夹粉土	-17.82			19	6.60	500	196.98		
3	粉质黏土夹粉土	-17.82			25	0.00	500	0.00		
4	粉质黏土	-17.82			35	0.00	500	0.00		
5	粉质黏土	-17.82			42	0.00	500	0.00		
6	黏土	-17.82			50	0.00	500	0.00		
7	桩底标高	-22.45		1600	38	4.63	500	276.37	291.54	
	桩长	22.00m								
单桩竖向承载力特征值:		Ra(kN)=qpa*Ap+∑upqsiali =				291.54		+	720.27	= 1011.81

板式楼梯计算

楼梯一

板编号：AT1

混凝土强度等级C 30

斜板弯矩计算

(梯梁高度≥h+t/cosa= 284.16 mm)

b*h(mm)	300	150	踏步数m= 11	活载q= 3.5
高端水平长la=(mm)	0		踏步段水平净长lb=b*m= 3300	tga= 0.500
低端水平长lc=(mm)	0		净跨ln=la+lb+lc=(mm) 3300	cosa= 0.894
板厚t=(1/25-1/30)ln	132	110.0 mm	取板厚t= 120 mm	

荷载输入	a: 花岗岩面层	g1=(b+h)*g/b	1.800	面层荷载g= 1.2
	b: 三角形踏步	g2=b*h*25/2/b	1.875	
	c: 斜板	g3=t*25/cosa	3.354	
	d: 板底抹灰	g4=0.4/cosa	0.447	
	小计:	g=	7.476	kN/m²

活载控制: 1.3; 1.5	14.969 kN/m²		
恒载控制: 1.35; 0.98	13.523 kN/m²	p取大值=	14.969 kN/m²
	lo=1.05*ln= 3465 mm		
弯矩M=p*lo²/10=	17.972	弯矩M=p*lo²/8=	22.465

弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
1000	120	100	1.43	14.3	360	22.465

结果

as=M/(afc*b*ho^2)=	0.157	SQRT (1-2as) =	0.828129
ξ =1-SQRT(1-2as)=	0.172	<	ξ b= 0.518
As= ξ *afc*bho/fy=	682.71	mm²	As*1.1= 750.98 mm²
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.683 %	取φ 10-110	As= 714 mm²
			配筋率 ρ = 0.71 %
配筋率 ρ max=	2.058 %		配筋率 ρ min= 0.2 %

中间休息平台

	平台板厚t= 170 mm	计算长度lo 0 mm
荷载输入	a: 花岗岩面层	g1= 1.200
	b: 砼平板	g2=t*25 4.250
	c: 板底抹灰	g3= 0.40
	小计:	g= 5.850 kN/m²
活载控制: 1.3; 1.5	12.855 kN/m²	
恒载控制: 1.35; 0.98	11.3275 kN/m²	p取大值= 12.855 kN/m²
弯矩M=p*ln²/10=	0.000	弯矩M=p*ln²/8= 0.000 kN.m

中间休息平台弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
1000	170	150	1.43	14.3	360	0.000

结果

as=M/(afc*b*ho^2)=	0.000	SQRT (1-2as) =	1
ξ =1-SQRT(1-2as)=	0.000	<	ξ b= 0.518
As= ξ *afc*bho/fy=	0.00	mm²	As*1.1= 0.00 mm²
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.000 %	取φ 8-200	As= 251 mm²
			配筋率 ρ = 0.17 %
配筋率 ρ max=	2.06 %		配筋率 ρ min= 0.20 %

中间平台梁

b*h(mm)	200	400	计算长度lo 4000 mm
荷载输入	a: 梁自重	g1=25*b*(h-t)	1.150
	b: 梁侧粉刷	g2=0.4*(h-t)*2	0.184
	c: 平台板传来	g3=g*lo/2	0.000
	d: 斜板传来	g4=g*ln/2	12.336
	小计:	g=	13.670 kN/m
	活载:	q=q*(ln+lo)/2	5.775 kN/m

活载控制: 1.3; 1.5	26.4334 kN/m		
恒载控制: 1.35; 0.98	24.1139 kN/m	p取大值=	26.433397 kN/m
弯矩M=p*lo²/8=	52.867	梁端剪力V=p*lo/2=	52.867 kN

弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
200	400	365	1.43	14.3	360	52.867

结果

as=M/(afc*b*ho^2)=	0.139	SQRT (1-2as) =	0.8500007
ξ =1-SQRT(1-2as)=	0.150	<	ξ b= 0.518
As= ξ *afc*bho/fy=	434.96	mm²	As*1.1= 478.45 mm²
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.596 %	取φ 20	As= 942 mm²
			配筋率 ρ = 1.29 %
配筋率 ρ max=	2.06 %		配筋率 ρ min= 0.20 %

剪力配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	fc(N/mm²)	fyv(N/mm²)	V(kN)
200	400	365	1.43	14.3	360	52.867

结果

0.25bc*fc*b*ho=	260.975	>	52.86679376	截面满足	(V=<0.25bc*fc*b*ho)
0.7ft*b*ho=	73.073	(V=<0.7*ftbho+fyv*Asvho/s)		s=(mm)	200
V<0.7*ftbho, 按构造配箍筋				取Asv=	101
配箍率 ρ sv=Asv/(bs)=	0.25%	>		最小配箍率 ρ svmin=0.28ft/fyv=	0.11%

2#楼梯

板编号：AT1

混凝土强度等级C 30

斜板弯矩计算

(梯梁高度≥h+t/cosa= 261.80 mm)

b*h(mm)	300	150	踏步数m= 7	活载q= 3.5
高端水平长la=(mm)	0		踏步段水平净长lb=b*m= 2100	tga= 0.500
低端水平长lc=(mm)	0		净跨ln=la+lb+lc=(mm) 2100	cosa= 0.894
板厚t=(1/25-1/30)ln	84	70.0 mm	取板厚t= 100 mm	

荷载输入	a: 花岗岩面层	g1=(b+h)*g/b	1.800	面层荷载g= 1.2
	b: 三角形踏步	g2=b*h*25/2/b	1.875	
	c: 斜板	g3=t*25/cosa	2.795	
	d: 板底抹灰	g4=0.4/cosa	0.447	
	小计:	g=	6.917	kN/m²

活载控制: 1.3; 1.5	14.242 kN/m²		
恒载控制: 1.35; 0.98	12.768 kN/m²	p取大值=	14.242 kN/m²
lo=1.05*ln=	2205 mm		
弯矩M=p*lo²/10=	6.925 kN.m	弯矩M=p*lo²/8=	8.656 kN.m

弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
1000	100	80	1.43	14.3	360	8.656

结果

as=M/(afc*b*ho^2)=	0.095	SQRT (1-2as) =	0.9004671
ξ =1-SQRT(1-2as)=	0.100	ξ b=	0.518
As= ξ *afc*bho/fy=	316.29 mm²	As*1.1=	347.92 mm²
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.395 %	取	8-150
		As=	335 mm²
		配筋率 ρ =	0.42 %
配筋率 ρ max=	2.058 %	配筋率 ρ min=	0.2 %

中间休息平台

	平台板厚t= 100 mm	计算长度lo	2200 mm
荷载输入	a: 花岗岩面层	g1=	1.200
	b: 砼平板	g2=t*25	2.500
	c: 板底抹灰	g3=	0.40
	小计:	g=	4.100 kN/m²

活载控制: 1.3; 1.5	10.58 kN/m²		
恒载控制: 1.35; 0.98	8.965 kN/m²	p取大值=	10.58 kN/m²
弯矩M=p*ln²/10=	5.121 kN.m	弯矩M=p*ln²/8=	6.401 kN.m

中间休息平台弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
1000	100	80	1.43	14.3	360	6.401

结果

as=M/(afc*b*ho^2)=	0.070	SQRT (1-2as) =	0.9274267
ξ =1-SQRT(1-2as)=	0.073	ξ b=	0.518
As= ξ *afc*bho/fy=	230.62 mm²	As*1.1=	253.68 mm²
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.288 %	取	8-200
		As=	251 mm²
		配筋率 ρ =	0.31 %
配筋率 ρ max=	2.06 %	配筋率 ρ min=	0.20 %

中间平台梁

b*h(mm)	200	400	计算长度lo	4000 mm
荷载输入	a: 梁自重	g1=25*b*(h-t)	1.500	
	b: 梁侧粉刷	g2=0.4*(h-t)*2	0.24	
	c: 平台板传来	g3=g*lo/2	4.510	
	d: 斜板传来	q4=q*ln/2	7.263	
	小计:	g=	13.513 kN/m	
	活载:	q=q*(ln+lo)/2	7.525 kN/m	

活载控制: 1.3; 1.5	28.8546 kN/m		
恒载控制: 1.35; 0.98	25.6173 kN/m	p取大值=	28.854613 kN/m
弯矩M=p*lo²/8=	57.709 kN.m	梁端剪力V=p*lo/2=	57.709 kN

弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
200	400	365	1.43	14.3	360	57.709

结果

as=M/(afc*b*ho^2)=	0.151	SQRT (1-2as) =	0.834915
ξ =1-SQRT(1-2as)=	0.165	ξ b=	0.518
As= ξ *afc*bho/fy=	478.70 mm²	As*1.1=	526.57 mm²
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.656 %	取	3Φ16
		As=	603 mm²
		配筋率 ρ =	0.83 %
配筋率 ρ max=	2.06 %	配筋率 ρ min=	0.20 %

剪力配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	fc(N/mm²)	fyv(N/mm²)	V(kN)
200	400	365	1.43	14.3	360	57.709

结果

0.25bc*fc*b*ho=	260.975	>	57.70922509	截面满足	(V=<0.25bc*fc*b*ho)
0.7ft*b*ho=	73.073	(V=<0.7*ftbho+fyv*Asvho/s)		s=(mm)	200
V<0.7*ftbho, 按构造配箍筋				取Asv=	101
配箍率 ρ sv=Asv/(bs)=	0.25%	>		最小配箍率 ρ svmin=0.28ft/fyv=	0.11%

板编号：ATb1 混凝土强度等级C 30

斜板弯矩计算

(梯梁高度≥h+t/cosa= 261.80 mm)

b*h(mm)	300	150	踏步数m= 9	活载q= 3.5
高端水平长la=(mm)	0		踏步段水平净长lb=b*m= 2700	tga= 0.500
低端水平长lc=(mm)	0		净跨ln=la+lb+lc=(mm) 2700	cosa= 0.894
板厚t=(1/25-1/30)ln	108	90.0 mm	取板厚t= 100 mm	

荷载输入	a: 花岗岩面层	g1=(b+h)*g/b	1.800	面层荷载g= 1.2
	b: 三角形踏步	g2=b*h*25/2/b	1.875	
	c: 斜板	g3=t*25/cosa	2.795	
	d: 板底抹灰	g4=0.4/cosa	0.447	
	小计:	g=	6.917	kN/m²

活载控制: 1.3; 1.5	14.242 kN/m²		
恒载控制: 1.35; 0.98	12.768 kN/m²	p取大值=	14.242 kN/m²
	lo=1.05*ln= 2835 mm		
弯矩M=p*lo²/10=	11.447 kN.m	弯矩M=p*lo²/8=	14.309 kN.m

弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
1000	100	80	1.43	14.3	360	14.309

结果	as=M/(afc*b*ho²)= 0.156	SQRT (1-2as) = 0.8290407	
	ξ =1-SQRT(1-2as)= 0.171	<	ξ b= 0.518
	As= ξ *afc*bho/fy= 543.27 mm²	As*1.1= 597.60 mm²	
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.679 %	取Φ 10-140	As= 561 mm²
			配筋率 ρ = 0.70 %
配筋率 ρ max=	2.058 %		配筋率 ρ min= 0.2 %

中间休息平台

	平台板厚t= 100 mm	计算长度lo 2950 mm
荷载输入	a: 花岗岩面层	g1= 1.200
	b: 砼平板	g2=t*25 2.500
	c: 板底抹灰	g3= 0.40
	小计:	g= 4.100 kN/m²
活载控制: 1.3; 1.5	10.58 kN/m²	
恒载控制: 1.35; 0.98	8.965 kN/m²	p取大值= 10.58 kN/m²
弯矩M=p*ln²/10=	9.207 kN.m	弯矩M=p*ln²/8= 11.509 kN.m

中间休息平台弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
1000	100	80	1.43	14.3	360	11.509

结果	as=M/(afc*b*ho²)= 0.126	SQRT (1-2as) = 0.8651537	
	ξ =1-SQRT(1-2as)= 0.135	<	ξ b= 0.518
	As= ξ *afc*bho/fy= 428.51 mm²	As*1.1= 471.36 mm²	
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.536 %	取Φ 8-100	As= 501 mm²
			配筋率 ρ = 0.63 %
配筋率 ρ max=	2.06 %		配筋率 ρ min= 0.20 %

中间平台梁

b*h(mm)	200	400	计算长度lo 4000 mm
荷载输入	a: 梁自重	g1=25*b*(h-t)	1.500
	b: 梁侧粉刷	g2=0.4*(h-t)*2	0.24
	c: 平台板传来	g3=g*lo/2	6.048
	d: 斜板传来	g4=g*ln/2	9.338
	小计:	g=	17.126 kN/m
	活载:	q=q*(ln+lo)/2	9.888 kN/m

活载控制: 1.3; 1.5	37.0949 kN/m		
恒载控制: 1.35; 0.98	32.8097 kN/m	p取大值= 37.094859 kN/m	
弯矩M=p*lo²/8=	74.190 kN.m	梁端剪力V=p*lo/2=	74.190 kN

弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
200	400	365	1.43	14.3	360	74.190

结果	as=M/(afc*b*ho²)= 0.195	SQRT (1-2as) = 0.7813941	
	ξ =1-SQRT(1-2as)= 0.219	<	ξ b= 0.518
	As= ξ *afc*bho/fy= 633.90 mm²	As*1.1= 697.29 mm²	
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.868 %	取3Φ 18	As= 785 mm²
			配筋率 ρ = 1.08 %
配筋率 ρ max=	2.06 %		配筋率 ρ min= 0.20 %

剪力配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	fc(N/mm²)	fyv(N/mm²)	V(kN)
200	400	365	1.43	14.3	360	74.190

结果	0.25bc*fc*b*ho= 260.975	>	74.18971797	截面满足	(V=<0.25bc*fc*b*ho)
0.7ft*b*ho=	73.073	(V=<0.7*ftbho+fyv*Asvho/s)		s=(mm)	200
V>0.7*ftbho, 按计算配箍筋		Asv=(mm²)	2	取Asv=	101
配箍率 ρ sv=Asv/(bs)=	0.25%	>		最小配箍率 ρ svmin=0.28ft/fyv=	0.11%

板编号：BT1 混凝土强度等级C 30

斜板弯矩计算

(梯梁高度≥h+t/cosa= 272.98 mm)

b*h(mm)	300	150	踏步数m= 8	活载q= 3.5
高端水平长la=(mm)	0		踏步段水平净长lb=b*m= 2400	tga= 0.500
低端水平长lc=(mm)	600		净跨ln=la+lb+lc=(mm) 3000	cosa= 0.894
板厚t=(1/25-1/30)ln	120	100.0 mm	取板厚t=	110 mm

荷载输入	a: 花岗岩面层	g1=(b+h)*g/b	1.800	面层荷载g= 1.2
	b: 三角形踏步	g2=b*h*25/2/b	1.875	
	c: 斜板	g3=t*25/cosa	3.075	
	d: 板底抹灰	g4=0.4/cosa	0.447	
	小计:	g=	7.197	kN/m²

活载控制: 1.3; 1.5	14.606 kN/m²		
恒载控制: 1.35; 0.98	13.146 kN/m²	p取大值=	14.606 kN/m²
	lo=1.05*ln= 3150 mm		
弯矩M=p*lo²/10=	14.493 kN.m	弯矩M=p*lo²/8=	18.116 kN.m

弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
1000	110	90	1.43	14.3	360	18.116

结果	as=M/(afc*b*ho^2)= 0.156	SQRT (1-2as) = 0.8289752	
	ξ =1-SQRT(1-2as)= 0.171	<	ξ b= 0.518
	As= ξ *afc*bho/fy= 611.41 mm²	As*1.1= 672.55 mm²	
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.679 %	取Φ 10-120	As= 654 mm²
			配筋率 ρ = 0.73 %
配筋率 ρ max=	2.058 %		配筋率 ρ min= 0.2 %

中间休息平台

	平台板厚t= 100 mm	计算长度lo 2950 mm
荷载输入	a: 花岗岩面层	g1= 1.200
	b: 砼平板	g2=t*25 2.500
	c: 板底抹灰	g3= 0.40
	小计:	g= 4.100 kN/m²
活载控制: 1.3; 1.5	10.58 kN/m²	
恒载控制: 1.35; 0.98	8.965 kN/m²	p取大值= 10.58 kN/m²
弯矩M=p*ln²/10=	9.207 kN.m	弯矩M=p*ln²/8= 11.509 kN.m

中间休息平台弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
1000	100	80	1.43	14.3	360	11.509

结果	as=M/(afc*b*ho^2)= 0.126	SQRT (1-2as) = 0.8651537	
	ξ =1-SQRT(1-2as)= 0.135	<	ξ b= 0.518
	As= ξ *afc*bho/fy= 428.51 mm²	As*1.1= 471.36 mm²	
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.536 %	取Φ 8-100	As= 503 mm²
			配筋率 ρ = 0.63 %
配筋率 ρ max=	2.06 %		配筋率 ρ min= 0.20 %

中间平台梁

b*h(mm)	200	400	计算长度lo 4000 mm
荷载输入	a: 梁自重	g1=25*b*(h-t) 1.500	
	b: 梁侧粉刷	g2=0.4*(h-t)*2 0.24	
	c: 平台板传来	g3=g*lo/2 6.048	
	d: 斜板传来	g4=g*ln/2 10.795	
	小计:	g= 18.583 kN/m	
	活载:	q=q*(ln+lo)/2 10.413 kN/m	

活载控制: 1.3; 1.5	39.7763 kN/m		
恒载控制: 1.35; 0.98	35.2909 kN/m	p取大值= 39.776274 kN/m	
弯矩M=p*lo²/8=	79.553 kN.m	梁端剪力V=p*lo/2=	79.553 kN

弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
200	400	365	1.43	14.3	360	79.553

结果	as=M/(afc*b*ho^2)= 0.209	SQRT (1-2as) = 0.7631691	
	ξ =1-SQRT(1-2as)= 0.237	<	ξ b= 0.518
	As= ξ *afc*bho/fy= 686.74 mm²	As*1.1= 755.42 mm²	
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.941 %	取3Φ 18	As= 783 mm²
			配筋率 ρ = 1.07 %
配筋率 ρ max=	2.06 %		配筋率 ρ min= 0.20 %

剪力配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	fc(N/mm²)	fyv(N/mm²)	V(kN)
200	400	365	1.43	14.3	360	79.553

结果	0.25bc*fc*b*ho= 260.975	>	79.55254755	截面满足 (V=<0.25bc*fc*b*ho)
0.7ft*b*ho=	73.073	(V=<0.7*ftbho+fyv*Asvho/s)		s=(mm) 200
V>0.7*ftbho, 按计算配箍筋	Asv=(mm²) 10			取Asv= 101
配箍率 ρ sv=Asv/(bs)=	0.25%	>		最小配箍率 ρ svmin=0.28ft/fyv= 0.11%

板编号：AT2 混凝土强度等级C 30

斜板弯矩计算

(梯梁高度≥h+t/cosa= 261.80 mm)

b*h(mm)	300	150	踏步数m= 8	活载q= 3.5
高端水平长la=(mm)	0		踏步段水平净长lb=b*m= 2400	tga= 0.500
低端水平长lc=(mm)	0		净跨ln=la+lb+lc=(mm) 2400	cosa= 0.894
板厚t=(1/25-1/30)ln	96	80.0 mm	取板厚t= 100 mm	

荷载输入	a: 花岗岩面层	g1=(b+h)*g/b	1.800	面层荷载g= 1.2
	b: 三角形踏步	g2=b*h*25/2/b	1.875	
	c: 斜板	g3=t*25/cosa	2.795	
	d: 板底抹灰	g4=0.4/cosa	0.447	
	小计:	g=	6.917	kN/m²

活载控制: 1.3; 1.5	14.242 kN/m²		
恒载控制: 1.35; 0.98	12.768 kN/m²	p取大值=	14.242 kN/m²
lo=1.05*ln=	2520 mm		
弯矩M=p*lo²/10=	9.045 kN.m	弯矩M=p*lo²/8=	11.306 kN.m

弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
1000	100	80	1.43	14.3	360	11.306

结果				
as=M/(afc*b*ho^2)=	0.124	SQRT (1-2as) =	0.8677184	
ξ =1-SQRT(1-2as)=	0.132	<	ξ b= 0.518	
As= ξ *afc*bho/fy=	420.36 mm²	As*1.1=	462.40 mm²	
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.525 %	取	10-140	As= 561 mm²
		配筋率 ρ =	0.70 %	
配筋率 ρ max=	2.058 %	配筋率 ρ min=	0.2 %	

中间休息平台

	平台板厚t= 100 mm	计算长度lo	2000 mm
荷载输入	a: 花岗岩面层	g1=	1.200
	b: 砼平板	g2=t*25	2.500
	c: 板底抹灰	g3=	0.40
	小计:	g=	4.100 kN/m²

活载控制: 1.3; 1.5	10.58 kN/m²		
恒载控制: 1.35; 0.98	8.965 kN/m²	p取大值=	10.58 kN/m²
弯矩M=p*ln²/10=	4.232 kN.m	弯矩M=p*ln²/8=	5.290 kN.m

中间休息平台弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
1000	100	80	1.43	14.3	360	5.290

结果				
as=M/(afc*b*ho^2)=	0.058	SQRT (1-2as) =	0.9404238	
ξ =1-SQRT(1-2as)=	0.060	<	ξ b= 0.518	
As= ξ *afc*bho/fy=	189.32 mm²	As*1.1=	208.25 mm²	
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.237 %	取	8-200	As= 251 mm²
		配筋率 ρ =	0.31 %	
配筋率 ρ max=	2.06 %	配筋率 ρ min=	0.20 %	

中间平台梁

b*h(mm)	200	400	计算长度lo	4000 mm
荷载输入	a: 梁自重	g1=25*b*(h-t)	1.500	
	b: 梁侧粉刷	g2=0.4*(h-t)*2	0.24	
	c: 平台板传来	g3=g*lo/2	4.100	
	d: 斜板传来	g4=g*ln/2	8.301	
	小计:	g=	14.141 kN/m	
	活载:	q=q*(ln+lo)/2	7.700 kN/m	

活载控制: 1.3; 1.5	29.933 kN/m		
恒载控制: 1.35; 0.98	26.636 kN/m	p取大值=	29.932986 kN/m
弯矩M=p*lo²/8=	59.866 kN.m	梁端剪力V=p*lo/2=	59.866 kN

弯矩配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	afc(N/mm²)	fy(N/mm²)	M(kN.m)
200	400	365	1.43	14.3	360	59.866

结果				
as=M/(afc*b*ho^2)=	0.157	SQRT (1-2as) =	0.8281077	
ξ =1-SQRT(1-2as)=	0.172	<	ξ b= 0.518	
As= ξ *afc*bho/fy=	498.44 mm²	As*1.1=	548.28 mm²	
配筋率p= ξ *(afc/fy)%	0.683 %	取	3Φ16	As= 603 mm²
		配筋率 ρ =	0.83 %	
配筋率 ρ max=	2.06 %	配筋率 ρ min=	0.20 %	

剪力配筋

b(mm)	h(mm)	ho(mm)	ft(N/mm²)	fc(N/mm²)	fyv(N/mm²)	V(kN)
200	400	365	1.43	14.3	360	59.866

结果				
0.25bc*fc*b*ho=	260.975	>	59.86597153	截面满足 (V=<0.25bc*fc*b*ho)
0.7ft*b*ho=	73.073	(V=<0.7*ftbho+fyv*Asvho/s)		s=(mm) 200
V<0.7*ftbho, 按构造配箍筋				取Asv= 101
配箍率 ρ sv=Asv/(bs)=	0.25%	>	最小配箍率 ρ svmin=0.28ft/fyv=	0.11%