



混凝土结构课程设计

——整体式肋梁楼盖

成 绩 : _____

指导教师 : 杜德润

班 级 : 20 土木一班 (序号: 16)

学 生 姓 名 : 胡双俊

设 计 时 间 : 8-15-8-22

中国海洋大学土木工程系

《 混凝土结构课程设计 》审阅表

学生姓名		胡双俊	学号	20090001024	班级	20 土木一班		
评价内容			分值	具体要求			得分	
计 算 书	单向板肋结构体系		10	布置合理，计算简图准确				
	板弹性设计		15	设计内容符合任务要求，计算正确				
	次梁弹性设计		15	设计内容符合任务要求，计算正确				
	板塑性设计		10	设计内容符合任务要求，计算正确				
	次梁塑性设计		10	设计内容符合任务要求，计算正确				
	主梁弹性设计		10	设计内容符合任务要求，计算正确				
	电算内容		5	有验算内容，并与手算结果进行校对				
	双向板肋/井字楼盖 /无梁楼盖等		10	设计内容符合任务要求，计算正确				
图 纸 绘 制	图纸内容		10	图纸绘制符合计算书计算结果，内容完整				
	图纸表达		5	图纸绘制的图框、标注、线型、字体符合制图要求				
具体审阅意见							总分	

授课教师签字：

混凝土结构课程设计

——整体式肋梁楼盖设计任务书

设计某三层轻工厂房车间的楼盖，拟采用整体式钢筋混凝土楼盖。要求进行第二层楼面梁格布置，确定梁、板截面尺寸，计算梁板配筋，并绘制结构施工图。

一、设计目的

混凝土结构设计原理课程教育是教学计划中一个重要的实践性教学环节，对培养和提高学生的基本技能，启发学生对实际结构工作情况的认识和巩固所学的理论知识具有重要作用。

1. 了解钢筋混凝土结构设计的一般程序和内容，为毕业设计以及今后从事实际设计工作奠定初步基础。
2. 复习巩固加深所学的基本构件中受弯构件和钢筋混凝土梁板结构等章节的理论知识。
3. 掌握钢筋混凝土楼盖的一般设计方法，诸如：
 - (1) 进一步理解单向板肋梁楼盖的结构布置、荷载传递途径和计算简图；
 - (2) 掌握弹性理论和塑性理论的设计方法；
 - (3) 掌握内力包络图和抵抗弯矩图的绘制方法；
 - (4) 了解构造设计的重要性，掌握现浇梁板的有关构造要求；
 - (5) 掌握现浇钢筋混凝土结构施工图的表示方法和制图规定；
 - (6) 学习书写结构计算书；
 - (7) 学习运用规范。

二、设计资料

表 1 活荷载标准值

序号	①	②	③
活荷载标准值 (kN/m ²)	4.8	6.3	8.7

1、本建筑为**框架结构**，其中二层结构平面布置如图示（楼梯间在此平面外），柱截面尺寸为 500mm×500mm。按不同用途的车间工业楼面活荷载标准值见表 1，车间内无侵蚀性介质，柱网尺寸见表 2。每位同学按选课序号顺序根据表 3 选取一组数据进行设计。

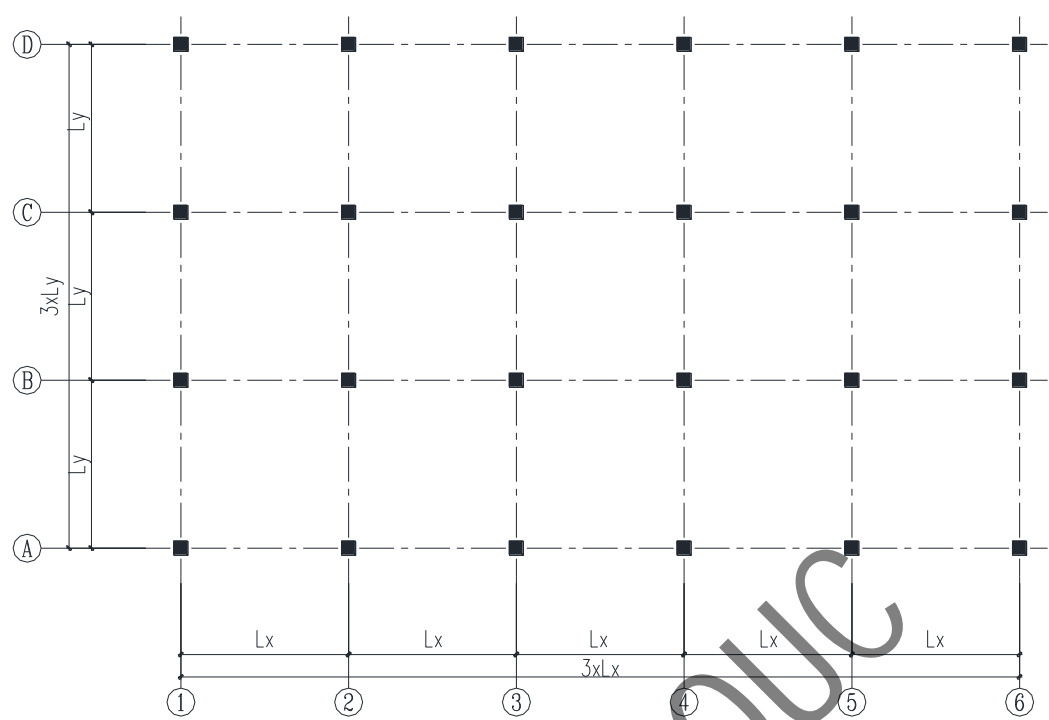


图 1 结构平面及柱网布置图

表 2 柱网尺寸

序号	L_x	L_y
(1)	5100	5100
(2)	5100	5700
(3)	5100	6300
(4)	5100	6900
(5)	5100	7500
(6)	5100	8100
(7)	5700	5700
(8)	5700	6300
(9)	5700	6900
(10)	5700	7500
(11)	5700	7800
(12)	6300	6600
(13)	6300	7200
(14)	6300	7800

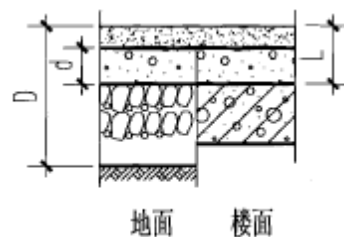
表 3 分组编号

活载序号 选课序号 尺寸序号	①	②	③
(1)	1	2	3
(2)	4	5	6
(3)	7	8	9
(4)	10	11	12
(5)	13	14	15
(6)	16	17	18
(7)	19	20	21
(8)	22	23	24
(9)	25	26	27
(10)	28	29	30
(11)	31	32	33
(12)	34	35	36
(13)	37	38	39
(14)	40	41	42
(15)	43	44	45
(16)	46	47	48
(17)	49	50	51
(18)	52	53	54
(19)	55	56	57
(20)	58	59	60
(21)	61	62	63

说明：活载序号对应值见表 1，尺寸序号对应值见表 2，设计中所用跨度条件和荷载条件根据自己在选课名单里的序号查取。**若选用设计条件，与序号不符，设计成果将不得分。**

2、楼面构造（恒载）

水泥混凝土楼面的面层为水泥豆石面层（楼 3B）



- (1) 30 厚 C20 水泥豆石
- (2) 水泥浆一道（内掺建筑胶）
- (3) 60 厚 LC7.5 轻骨料混凝土

(4) 以上面层自重为 6.27kN/m^2 ((1) + (2) + (3))

(5) 现浇钢筋混凝土楼板 (自算)

(6) 顶棚为 15mm 厚混合砂浆抹灰; 梁用 15mm 厚混合砂浆抹灰。混合砂浆自重为 20kN/m^3 。(自算)

3、结构材料

混凝土: C30

钢筋: 主、次梁受力筋用 HRB400 或 HRB500 级钢筋, 板中受力筋用 HRB400; 其它用 HPB300。

三、设计内容及要求

1. 结构布置 (单向板肋楼盖) (10 分)

柱网尺寸给定, 要求了解确定的原则。

梁格布置, 要求确定主、次梁布置方向及次梁间距。

2. 按弹性理论方法设计楼板, 计算内容包括: 荷载推导、内力计算、内力组合、承载力计算、跨中挠度计算、跨中/支座裂缝计算、钢筋用量计算。(15 分)

3. 按弹性理论方法设计次梁, 计算内容包括: 荷载推导、内力计算、内力组合、承载力计算、跨中挠度计算、跨中/支座裂缝计算、钢筋用量计算。(15 分)

4. 按塑性理论方法设计楼板, 计算内容包括: 内力计算、内力组合、承载力计算、跨中挠度计算、跨中/支座裂缝计算、钢筋用量计算。(10 分)

5. 按塑性理论方法设计次梁, 计算内容包括: 内力计算、内力组合、承载力计算、跨中挠度计算、跨中/支座裂缝计算、钢筋用量计算。(10 分)

6. 按弹性理论方法设计主梁, 计算内容包括: 内力计算、内力组合、承载力计算、跨中挠度计算、跨中/支座裂缝计算、钢筋用量计算。(10 分)

7. 采用结构设计软件或工具箱对手算内容进行复核。(5 分)

8. 按双向板肋楼盖/井字楼盖/无梁楼盖/预应力楼盖设计 (10 分)

8. 提交结构计算书一份, 用 A4 纸, 封面为本任务书封面。要求: 步骤清楚、计算正确、书写工整。

9. 手绘结构施工图 3 张 A3 号图。内容包括: (15 分)

(1) 结构平面布置;

(2) 板、次梁配筋图: (弹性或塑性结果, 图中应说明)

(3) 主梁配筋图;

(4) 板、次梁编制钢筋材料表, 主梁画钢筋分离图;

(5) 必要的施工说明。

要求真正做到施工图深度，交给工地即能付诸于施工。图面必须按“制图标准”规定绘制，要求布图匀称、表达正确、线条清晰、图面整洁。

四、成绩考核及评定

设计成绩根据设计任务的完成情况和完成质量确定，最终考核成绩为设计成绩。

参考资料

1. 国家标准. 房屋建筑制图统一标准 (GB50001-2017) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社. 2017
2. 国家标准. 建筑结构荷载规范 (GB50009-2012) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社. 2012
3. 国家标准. 混凝土结构设计规范 (2015 版) (GB50010-2010) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社. 2015
4. 编写组. 建筑结构静力计算手册 (第二版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社. 1998

混凝土单向板肋梁楼盖课程设计计算书

目录

一、设计资料	9
1.1 基本资料	9
1.2 楼面构造及材料选用	9
1.3 荷载及分项系数	9
二、楼盖的结构平面布置	10
三、板的设计（按塑性理论计算）	11
3.1 荷载计算	11
3.2 计算简图	11
3.3 内力计算及配筋	12
四、次梁设计（按塑性理论计算）	14
4.1 荷载计算	14
4.2 计算简图	14
4.3 内力计算及配筋	14
五、板的设计（按弹性理论计算）	17
5.1 荷载计算	17
5.2 板的计算简图	17
5.3 内力设计值及弯矩包络图	17
5.4 配筋计算及变形验算	18
5.4.1 承载力计算	18
5.4.2 变形验算	19
六、次梁设计（按弹性理论设计）	22
6.1 荷载计算	22
6.2 计算简图	22
6.3 内力设计值及弯矩包络图	22
6.4 配筋计算及变形验算	23

6.4.1 正截面受弯承载力计算	23
6.4.2 斜截面受剪承载力计算	24
七、主梁的设计（按弹性理论设计）	26
7.1 荷载计算	26
7.2 计算简图	26
7.3 内力设计值及弯矩包络图	26
7.4 配筋计算及变形验算	29
7.4.1 正截面受弯承载力计算	29
7.4.2 斜截面受剪承载力计算	31
八、电算校核（使用 PKPM 结构设计软件）	33
8.1 板的校核	33
8.2 次梁的校核	34
8.3 主梁的校核	35
九、双向板设计（使用 PKPM 结构计算软件）	37
9.1 楼盖结构平面布置及截面尺寸确定	37
9.2 PKPM 基本设置	37
9.3 板的设计（按弹性计算方法）	38
9.3.1 计算结果	38
9.4 框架梁的设计（按弹性计算方法）	39
9.4.1 长跨框架梁设计	39
9.4.2 短跨框架梁设计	40
9.5 板的设计（按塑性计算方法）	40
9.5.1 计算结果	40
9.6 框架梁的设计（按塑性计算方法）	41
9.6.1 长跨框架梁设计	41
9.6.2 短跨框架梁设计	42
十、绘制施工图	43

10.1 单向板.....	43
10.1.1 结构平面布置.....	43
10.1.2 板配筋图（按塑性计算结果）.....	43
10.1.3 次梁配筋图（按塑性计算结果）.....	43
10.1.4 主梁配筋图.....	43
10.2 双向板.....	44
参考资料.....	45

BY HUSI-OUC

一、设计资料

1.1 基本资料

本建筑为框架结构，其中二层结构平面布置如下图¹所示（楼梯间在此平面外），柱网尺寸为 $5100\text{mm} \times 8100\text{mm}$ 。

计算时不考虑地震作用，结构环境类别为一类。

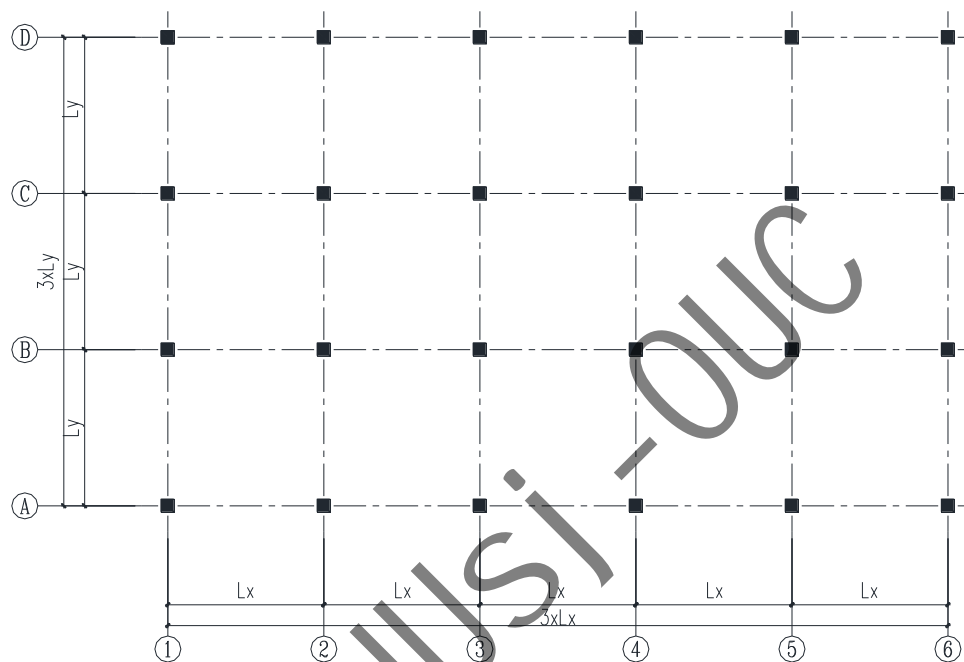


图 1-1 柱网平面布置

1.2 楼面构造及材料选用

(1) 楼面做法：30 厚 C20 水泥豆石；水泥浆一道（内掺建筑胶）60 厚 LC7.5 轻骨料混凝土；现浇钢筋混凝土楼板；顶棚为 15mm 厚混合砂浆抹灰；梁用 15mm 厚混合砂浆抹灰。

(2) 材料：混凝土强度等级采用 C30；次梁受力筋用 HRB400 或 HRB500 级钢筋，板中受力筋用 HRB400；其它用 HPB300。

1.3 荷载及分项系数

活荷载标准值根据任务书选用 $4.8\text{KN}/\text{m}^2$ 。恒载分项系数取 1.3，活载分项系数取 1.5。

¹ 文中所有图片均为矢量图，如有不清晰，可放大查看。

二、楼盖的结构平面布置

主梁横向布置，纵梁沿纵向布置。主梁的跨度为 5.1m，次梁的跨度为 8.1m，主梁每跨内布置一根次梁，板的跨度为 $\frac{5.1}{2} = 2.55m$ ， $\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{8.1}{2.55} = 3.176 > 3$ ，因此按单向板设计。

按跨高比条件，要求板厚 $h \geq \frac{2550}{30} = 85mm$ ，对于工业建筑的楼盖板，要求 $h \geq 70mm$ ，故取板厚 $h = 90mm$ 。

次梁高度截面应满足 $h = l_0 \times \left(\frac{1}{18} \sim \frac{1}{12} \right) = 450 \sim 675mm$ ，可取 $h = 600mm$ ，截面宽度取为 $b = 250mm$ 。

主梁截面高度应满足 $h = l_0 \times \left(\frac{1}{15} \sim \frac{1}{10} \right) = 340 \sim 510mm$ ，考虑到次梁跨度大，而主梁跨度小，故取 $h = 650mm$ ，截面宽度取为 $b = 300mm$ 。

楼盖结构平面布置如下图所示：

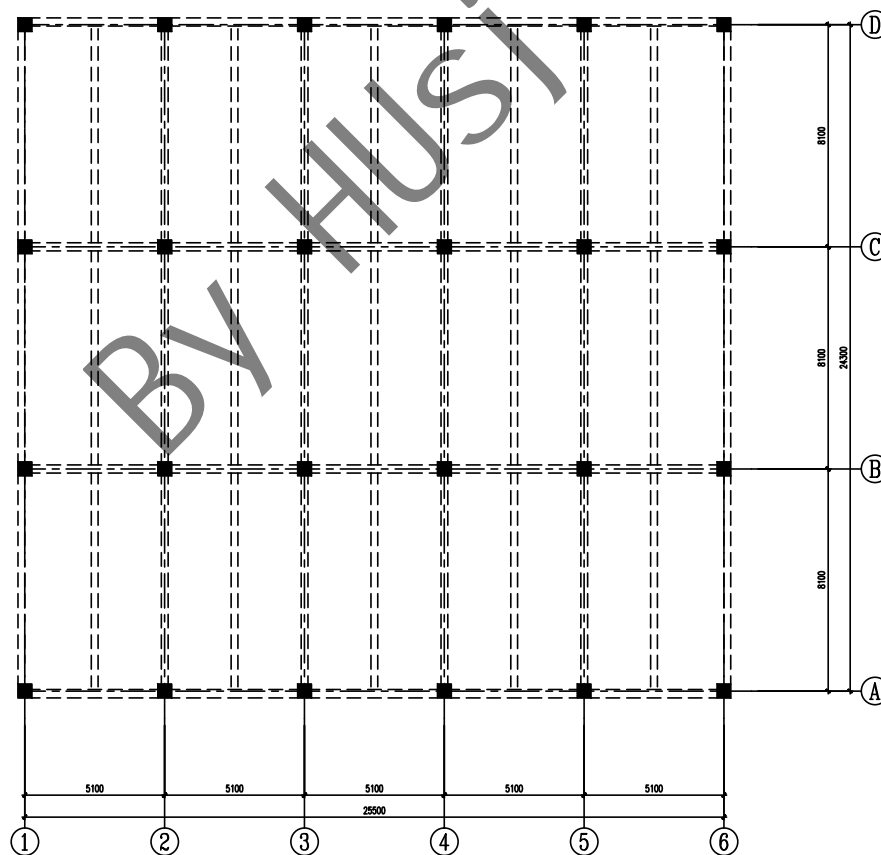


图 2-1 楼盖结构平面布置

三、板的设计（按塑性理论计算）

3.1 荷载计算

板的永久荷载标准值

30 厚 C20 水泥豆石

水泥浆一道（内掺建筑胶）

60 厚 LC7.5 轻骨料混凝土

以上三项面层合计 6.27 KN/m^2

90 厚现浇钢筋混凝土楼板

$0.09 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}^2$

15mm 厚混合砂浆抹灰

$0.015 \times 20 = 0.3 \text{ KN/m}^2$

小计

8.82 KN/m^2

板的可变荷载标准值

4.8 KN/m^2

永久荷载分项系数为 1.3，可变荷载分项系数为 1.5，于是板的

永久荷载设计值

$$g = 8.82 \times 1.3 = 11.466 \text{ KN/m}^2$$

可变荷载设计值

$$q = 4.8 \times 1.5 = 7.2 \text{ KN/m}^2$$

荷载总设计值

$$g + q = 18.67 \text{ KN/m}^2$$

3.2 计算简图

按塑性内力重分布设计，次梁截面为 $250\text{mm} \times 600\text{mm}$ 。板的计算跨度：

$$\text{边跨: } l_{01} = l_n = 2550 - \frac{250}{2} = 2425\text{mm}$$

$$\text{中间跨: } l_{02} = l_n = 2550 - \frac{250}{2} \times 2 = 2300\text{mm}$$

边跨与中间跨相差：

$$\frac{2425 - 2300}{2300} \times 100\% = 5.43\% < 10\%$$

因跨度相差小于 10%，可按等跨连续板计算，对于跨数超过五跨的等截面连续板，其各跨所受荷载相同，且跨度相差不超过 10%，可按五跨等跨连续板计算内力。

取 1m 宽板带作为计算单元，计算简图如下图所示。

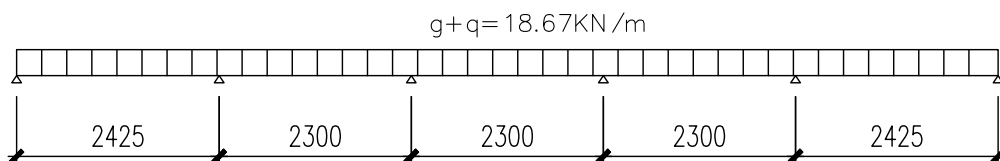


图 3-1 板计算简图

3.3 内力计算及配筋

不考虑拱板作用截面弯矩的折减。由表可查得，板的弯矩系数 α_m 分别为：边支座：-1/16，边跨中：1/14，离端第二支座：-1/11，中跨中：1/16，中间支座：-1/14。故

$$M_A = -(g+q)l_{01}^2/16 = -18.67 \times 2.45^2/16 = -7.0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = (g+q)l_{01}^2/14 = 18.67 \times 2.45^2/14 = 8.0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = -(g+q)l_{01}^2/11 = -18.67 \times 2.45^2/11 = -10.19 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -(g+q)l_{02}^2/14 = -18.67 \times 2.3^2/14 = -7.05 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = M_3 = (g+q)l_{02}^2/16 = 18.67 \times 2.3^2/16 = 6.17 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

环境类别一级，C30 混凝土，板最小保护层厚度 $c=15\text{mm}$ ，假定纵向钢筋直径 d 为 10mm ，板厚 $h=90\text{mm}$ ，则截面有效高度 $h_0 = h - c - \frac{d}{2} = 90 - 15 - 10 = 70\text{mm}$ ，宽 $b=1000\text{mm}$ 。

C30 混凝土， $\alpha_1=1$ ， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ，HRB400 钢筋， $f_y=360\text{N/mm}^2$ 。

根据各跨跨中及支座弯矩可列表计算，如下表所示。

表 3-1 板的配筋计算表

截面	A	1	B
弯矩设计值 $M(\text{KN}\cdot\text{m})$	-7.0	8.0	-10.19
$\alpha_s = M / (a_1 f_c b h_0^2)$	0.100	0.114	0.145
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.105 < 0.35	0.122	0.158 < 0.35
计算配筋 (mm^2) $A_s = \xi b h_0 \alpha_1 f_c / f_y$	293.2	338.0	439.0
实际配筋 (mm^2)	$\Phi 8/10@200$ $A_s = 322\text{mm}^2$	$\Phi 8/10@200$ $A_s = 322\text{mm}^2$	$\Phi 10/12@200$ $A_s = 479\text{mm}^2$

续上表

截面	2	C	3
弯矩设计值 $M(\text{KN}\cdot\text{m})$	6.17	-7.05	6.17

$\alpha_s = M / (a_1 f_c b h_0^2)$	0.088	0.101	0.088
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.092	0.106 < 0.35	0.092
计算配筋 (mm^2) $A_s = \xi b h_0 \alpha_1 f_c / f_y$	256.7	295.5	256.7
实际配筋 (mm^2)	$\Phi 8/10@200$ $A_s = 322\text{mm}^2$	$\Phi 8/10@200$ $A_s = 322\text{mm}^2$	$\Phi 8/10@200$ $A_s = 322\text{mm}^2$

计算结果表明支座截面处 ξ 均小于 ≤ 0.35 ，符合塑性内力重分布的原则。

验算最小配筋率：

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{322}{1000 \times 70} = 0.48\%$$

此值大于 $0.45 f_t / f_y = 0.45 \times 1.43 / 360 = 0.178\%$ ，同时大于 0.2%，满足最小配筋率要求。

板分布筋按照《规范》及任务书相关要求，选用直径为 6mm，HPB300 钢筋作为分布筋，因考虑到荷载形式为均布荷载，选用分布筋间距为 180mm。

$\rho = A_s / bh_0 = 157 / (1000 \times 70) = 0.224\% > 0.15\%$ ，同时满足

$$\frac{A_{s(\text{分布筋})}}{A_{s(\text{受力筋})}} = \frac{157}{479} = 33\% > 15\%。$$

四、次梁设计（按塑性理论计算）

4.1 荷载计算

恒载标准值计算：

板传来永久荷载 $8.82 \times 2.55 = 22.49 \text{ KN/m}$

次梁自重 $0.2 \times (0.6 - 0.09) \times 25 = 2.55 \text{ KN/m}$

次梁粉刷 $0.015 \times (0.6 - 0.09) \times 20 \times 2 = 0.408 \text{ KN/m}$

小计 25.448 KN/m

可变荷载标准值 $4.8 \times 2.55 = 12.24 \text{ KN/m}$

恒荷载分项系数取 1.3，活荷载分项系数取 1.5。于是次梁的：

恒荷载设计值 $g = 25.448 \times 1.3 = 33.08 \text{ KN/m}$

可变荷载设计值 $q = 12.24 \times 1.5 = 18.36 \text{ KN/m}$

荷载总设计值 $g + q = 33.08 + 18.36 = 51.44 \text{ KN/m}$

4.2 计算简图

塑性内力重分布计算时，主梁截面为 $300\text{mm} \times 650\text{mm}$ ，次梁计算跨度：

边跨： $l_{01} = l_n = 8100 - \frac{300}{2} - 50 = 7900\text{mm}$

中间跨： $l_{02} = l_n = 8100 - 300 = 7800\text{mm}$

因边跨与中间跨跨度相差小于 10%，故可按等跨连续梁进行计算，其计算简图如下图所示。

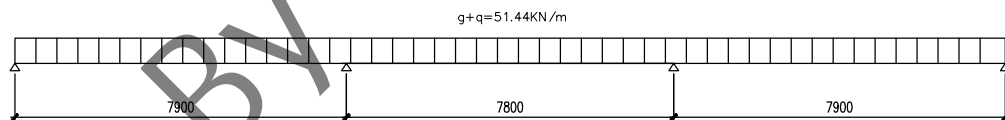


图 4-1 次梁计算简图

4.3 内力计算及配筋

由表可查得弯矩系数和剪力系数。

弯矩设计值：

$$M_A = -(g + q)l_{01}^2 / 24 = -51.44 \times 7.9^2 / 24 = -133.76 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = (g + q)l_{01}^2 / 14 = 51.44 \times 7.9^2 / 14 = 229.31 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = -(g + q)l_{01}^2 / 11 = -51.44 \times 7.9^2 / 11 = -291.85 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = (g + q)l_{02}^2 / 16 = 51.44 \times 7.8^2 / 16 = 195.60 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

剪力设计值：

$$V_A = 0.50(g + q)l_{n1} = 0.50 \times 51.44 \times 7.9 = 203.2 \text{ KN}$$

$$V_{Bl} = 0.50(g + q)l_{n1} = 0.55 \times 51.44 \times 7.9 = 223.5 \text{ KN}$$

$$V_{Br} = 0.55(g + q)l_{n2} = 0.50 \times 51.44 \times 7.8 = 200.6 \text{ KN}$$

(1) 正截面受弯承载力计算

正截面受弯承载力计算时，跨内按 T 型截面计算，由于次梁有效翼缘满足

$$\frac{h_f'}{h_0} = \frac{90}{600 - 40} = 0.16 > 0.1, \text{ 故不需考虑翼缘高度的影响, 因此翼缘宽度}$$

$$b_f' = \min \left\{ \frac{l}{3}, b + s_n \right\} = \min \left\{ \frac{8100}{3}, 300 + 2250 \right\} = 2550 \text{ mm}$$

环境类别为一类，混凝土强度等级 C30，梁的最小保护层厚度为 $c=20\text{mm}$ 。假定箍筋直径为 10mm ，纵向钢筋直径为 20mm ，则单排钢筋时，截面有效高度为 $h_0 = 600 - 20 - 10 - 20/2 = 560\text{mm}$ ，双排钢筋时， $h_0 = 560 - 25 = 535\text{mm}$ 。其中，除支座 B 截面纵向钢筋按双排布置外，其余截面均布置一排。

C30 混凝土， $\alpha_1 = 1$ ， $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ ，HRB400 钢筋， $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$ 。

根据各跨跨中及支座弯矩可列表计算，如下表所示。

表 4-1 次梁弯矩配筋计算表

截面	A	1	B	2
弯矩设计值 $M(\text{KN}\cdot\text{m})$	-133.76	229.31	-291.85	195.6
$\alpha_s = M / (a_1 f_c b h_0^2)$	0.119	0.020	0.285	0.017
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.127 < 0.35	0.020	0.345 < 0.35	0.017
计算配筋 (mm^2) $A_s = \xi b h_0 \alpha_1 f_c / f_y$	708.6	1149.1	1916.3	978.7
实际配筋 (mm^2)	2Φ22 $A_s = 760\text{mm}^2$	3Φ22 $A_s = 1140\text{mm}^2$	4Φ25 $A_s = 1964\text{mm}^2$	3Φ22 $A_s = 1140\text{mm}^2$

计算结果表明支座截面处 ξ 均小于 ≤ 0.35 ，符合塑性内力重分布的原则。

$$\rho = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{760}{250 \times 560} = 0.54\%, \text{ 此值大于 } 0.45 f_t / f_y = 0.45 \times 1.43 / 360 = 0.178\%,$$

同时大于 0.2%，满足最小配筋率要求。

(2) 斜截面受剪承载力计算

斜截面受剪承载力计算包括：截面尺寸校核，腹筋计算和最小配筋率计算。
验算截面尺寸：

$$h_w = h_0 - h_f' = 560 - 90 = 470 \text{ mm}$$

因 $h_w / b = 470 / 250 = 1.88 < 4$ ，截面尺寸按下式验算：

$$0.25 \beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 250 \times 560 = 500.5 \text{ KN} > 223.5 \text{ KN}$$

截面尺寸符合要求。

采用 $\Phi 10$ 双肢箍筋，计算截面在支座 B 左侧截面。由

$$V_u = 0.7 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0, \text{ 可得到箍筋间距:}$$

$$s = \frac{f_{yv} A_{sv} h_0}{V_{Bl} - 0.7 f_t b h_0} = \frac{360 \times 50 \pi \times 535}{223.5 \times 10^3 - 0.7 \times 1.43 \times 250 \times 535} = 337 \text{ mm}$$

调幅后剪力应增强，梁局部范围内将计算的箍筋面积增加 20% 或箍筋间距减小 20%，现调整箍筋间距， $s = 0.8 \times 337 = 270 \text{ mm}$ ，为施工方面，且根据规范要求， $500 < h \leq 800$ 的梁中箍筋最大间距为 250 mm ，采用 $s = 250 \text{ mm}$ 。

验算配筋率下限值：

$$\text{弯矩调幅时要求配筋率下限值为: } 0.3 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.3 \frac{1.43}{360} = 0.12\%$$

$$\text{实际配筋率: } \rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{b s} = \frac{50 \pi}{250 \times 250} = 0.25\% > 0.12\%, \text{ 满足设计要求。}$$

因次梁的腹板高度大于 450 mm ，需在梁侧设置纵向构造筋，每侧纵向构造筋的截面面积不小于腹板面积的 0.1% ，且其间距不大于 200 mm 。现每侧配置

$$2 \Phi 14, \frac{308}{300 \times 560} = 0.18\% > 0.1\%, \text{ 满足要求。}$$

五、板的设计（按弹性理论计算）

5.1 荷载计算

30 厚 C20 水泥豆石

水泥浆一道（内掺建筑胶）

60 厚 LC7.5 轻骨料混凝土

以上三项面层合计 6.27 KN/m^2

90 厚现浇钢筋混凝土楼板

$0.09 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}^2$

15mm 厚混合砂浆抹灰

$0.015 \times 20 = 0.3 \text{ KN/m}^2$

小计

8.82 KN/m^2

板的可变荷载标准值

4.8 KN/m^2

永久荷载分项系数为 1.3，可变荷载分项系数为 1.5，于是板的

永久荷载设计值

$$g = 8.82 \times 1.3 = 11.466 \text{ KN/m}^2$$

可变荷载设计值

$$q = 4.8 \times 1.5 = 7.2 \text{ KN/m}^2$$

荷载总设计值

$$g + q = 18.67 \text{ KN/m}^2$$

采用折算荷载：

$$g' = g + q / 2 = 15.1 \text{ KN/m}^2$$

$$q' = q / 2 = 3.6 \text{ KN/m}^2$$

5.2 板的计算简图

按弹性理论设计，板的计算跨度取支两端支座处转动点之间的距离。因为板两端均与梁整体连接，故板的计算跨度：

$$\text{边跨：} l_0 = 2550 + \frac{250}{2} = 2675 \text{ mm}$$

$$\text{中间跨：} l_0 = 2550 \text{ mm}$$

取 1m 宽板带作为计算单元，板的计算简图如下图所示。

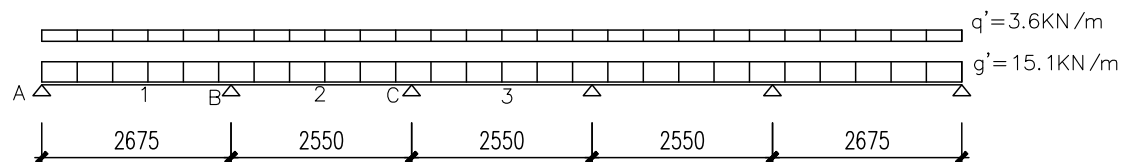


图 5-1 板的计算简图

5.3 内力设计值及弯矩包络图

(1) 弯矩设计值

$M = k_1 g l_0^2 + k_2 q l_0^2$ ，其中 k_1, k_2 可由相关资料查取。于是可得：

$$M_{1,\max} = 0.078 \times 15.1 \times 2.7^2 + 0.1 \times 3.6 \times 2.7^2 = 11.2 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{B,\max} = -0.105 \times 15.1 \times 2.7^2 - 0.119 \times 3.6 \times 2.7^2 = -14.6 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{2,\max} = 0.033 \times 15.1 \times 2.55^2 + 0.079 \times 3.6 \times 2.55^2 = 5.1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{C,\max} = -0.079 \times 15.1 \times 2.55^2 - 0.111 \times 3.6 \times 2.55^2 = -10.3 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{3,\max} = 0.046 \times 15.1 \times 2.55^2 + 0.085 \times 3.6 \times 2.55^2 = 6.5 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

上述所求得弯矩设计值都是指支座中心线的，实际上，正截面受弯承载力和斜截面受弯承载力的控制截面应在支座边缘，内力设计值以支座边缘为准，故调整如下：

$$M_B = M_{B,\max} - V_0 \times \frac{b}{2} = -14.6 + \frac{(15.1+3.6) \times 2.7}{2} \times 0.125 = -11.44 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = M_{C,\max} - V_0 \times \frac{b}{2} = -14.6 + \frac{(15.1+3.6) \times 2.5}{2} \times 0.125 = -7.34 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

(2) 弯矩包络图

根据以上计算，考虑活荷载的不利布置，可绘制弯矩包络图，详细步骤见主梁的弯矩包络图绘制，现直接给出板的弯矩包络图，如下图所示。

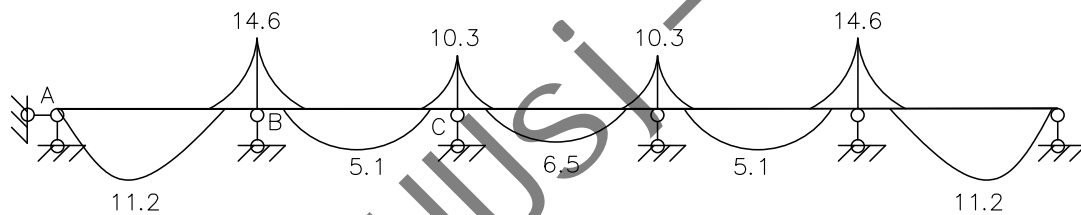


图 5-2 板的弯矩包络图（单位：KN·m）

5.4 配筋计算及变形验算

5.4.1 承载力计算

环境类别一级，C30 混凝土，板最小保护层厚度 $c=15\text{mm}$ ，假定纵向钢筋直径 d 为 10mm ，板厚 $h=90\text{mm}$ ，则截面有效高度 $h_0 = h - c - \frac{d}{2} = 90 - 15 - 10 = 70\text{mm}$ ，宽 $b=1000\text{mm}$ 。

C30 混凝土， $\alpha_1=1$ ， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ，HRB400 钢筋， $f_y=360\text{N/mm}^2$ 。

表 5-1 板配筋计算表

截面	1	B	2
弯矩设计值 $M(\text{KN}\cdot\text{m})$	10	-11.44	5.1

$\alpha_s = M / (a_1 f_c b h_0^2)$	0.143	0.163	0.073
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.155	0.179	0.076
计算配筋 (mm^2) $A_s = \xi b h_0 \alpha_1 f_c / f_y$	430.1	498.7	210.3
实际配筋 (mm^2)	$\Phi 8/10@150$ $A_s = 429\text{mm}^2$	$\Phi 10@150$ $A_s = 523\text{mm}^2$	$\Phi 8@200$ $A_s = 251\text{mm}^2$

续上表

截面	C	3
弯矩设计值 $M(\text{KN}\cdot\text{m})$	-7.34	6.5
$\alpha_s = M / (a_1 f_c b h_0^2)$	0.105	0.093
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.111	0.098
计算配筋 (mm^2) $A_s = \xi b h_0 \alpha_1 f_c / f_y$	308	271.2
实际配筋 (mm^2)	$\Phi 8/10@200$ $A_s = 322\text{mm}^2$	$\Phi 8/10@200$ $A_s = 322\text{mm}^2$

计算结构表明， $\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{251}{1000 \times 70} = 0.39\%$ ，此值大于
 $0.45 f_t / f_y = 0.45 \times 1.43 / 360 = 0.178\%$ ，同时大于 0.2%，满足最小配筋率要求。

板分布筋按照《规范》及任务书相关要求，选用直径为 6mm，HPB300 钢筋作为分布筋，因考虑到荷载形式为均布荷载，选用分布筋间距为 180mm。

$\rho = A_s / bh = 157 / (1000 \times 90) = 0.174\% > 0.15\%$ ，同时满足

$$\frac{A_{s(\text{分布筋})}}{A_{s(\text{受力筋})}} = \frac{157}{639} = 24.5\% > 15\%。$$

5.4.2 变形验算

(1) 挠度验算：

在弹性范围内，可认为连续梁的挠度由恒载和活载线按准永久组合线性叠

加而得，同时，由于第一跨挠度最大，因此只需验算第一跨即可。

由于恒载满布，查表可得 $M_{q1} = 0.078 \times 8.82 \times 2.675^2 = 4.92 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ，又 $h_0 = 70 \text{ mm}$ ，则有：

$$\alpha_E \rho = \frac{E_s}{E_c} \times \frac{A_s}{bh_0} = \frac{2 \times 10^5}{3 \times 10^4} \times \frac{429}{1000 \times 70} = 0.041$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{429}{0.5 \times 1000 \times 90} = 0.009 < 0.01, \text{ 取 } \rho_{te} = 0.01。$$

$$\sigma_{sq} = \frac{M_{q1}}{\eta h_0 A_s} = \frac{4.92 \times 10^6}{0.87 \times 70 \times 429} = 188.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sq}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.01}{0.01 \times 188.3} = 0.406, \text{ 满足 } 0.2 < \psi < 1.0。$$

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f}} = \frac{2 \times 10^5 \times 429 \times 70^2}{1.15 \times 0.406 + 0.2 + 6 \times 0.041} = 1.50 \times 10^{11} \text{ N}\cdot\text{mm}^2$$

$$\text{又 } \theta = 2 - 0.4 \frac{\rho'}{\rho} = 2, \quad B = \frac{B_s}{\theta} = 0.75 \times 10^{11} \text{ N}\cdot\text{mm}^2。$$

$$\text{则 } f_1 = 0.00644 \times \frac{ql^2}{B} = 0.00644 \times \frac{8.82 \times 2.675^2 \times 10^6}{0.75 \times 10^{11}} = 5.42 \text{ mm}。$$

同理可得活载不利布置（第一、三、五跨布置）时，第一跨板的挠度为

$$f_2 = 1.154 \text{ mm}, \text{ 从而 } f_{\text{总}} = f_1 + f_2 = 6.57 \text{ mm} < \frac{2550}{200} = 12.75 \text{ mm}, \text{ 满足要求。}$$

（2）裂缝验算：

考虑活载不利布置后，算出各跨支座和跨中的最大（小）弯矩（准永久值），

根据 $\omega_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} (1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}})$ ，可得各处最大裂缝值，下面以第一跨跨中

为例，计算其裂缝。

$$M_q = 0.078 \times 8.82 \times 2.675^2 + 0.100 \times 0.5 \times 4.8 \times 2.675^2 = 6.64 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\alpha_{cr} = 2.7, \quad \rho_{te} = \frac{A_s}{bh} = \frac{429}{1000 \times 90} = 0.47\%$$

$$d_{eq} / \rho_{te} = 10 / 0.047 = 213 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sq} = \frac{M_{q1}}{\eta h_0 A_s} = \frac{6.64 \times 10^6}{0.87 \times 70 \times 429} = 254.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sq}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.01}{0.047 \times 254.2} = 0.991$$

$$\begin{aligned}\text{则 } \omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} (1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}}) \\ &= 2.7 \times 0.991 \times \frac{254.2}{2 \times 10^5} \times [1.9 \times (15 + 5) + 0.08 \times 213] \\ &= 0.19 \text{ mm}\end{aligned}$$

其余各处裂缝亦可按照上述步骤求解，所得值列表如下：

表 5-2 板各处裂缝大小

截面	1	B	2	C	3
$\omega(\text{mm})$	$0.19 < 0.3$	$0.15 < 0.3$	$0.07 < 0.3$	$0.15 < 0.3$	$0.12 < 0.3$

满足变形要求。

六、次梁设计（按弹性理论设计）

6.1 荷载计算

恒载标准值计算：

板传来永久荷载 $8.82 \times 2.55 = 22.49 \text{ KN/m}$

次梁自重 $0.2 \times (0.6 - 0.09) \times 25 = 2.55 \text{ KN/m}$

次梁粉刷 $0.015 \times (0.6 - 0.09) \times 20 \times 2 = 0.408 \text{ KN/m}$

小计 25.448 KN/m

可变荷载标准值 $4.8 \times 2.55 = 12.24 \text{ KN/m}$

恒荷载分项系数取 1.3，活荷载分项系数取 1.5。于是次梁的：

恒荷载设计值 $g = 25.448 \times 1.3 = 33.08 \text{ KN/m}$

可变荷载设计值 $q = 12.24 \times 1.5 = 18.36 \text{ KN/m}$

荷载总设计值 $g + q = 33.08 + 18.36 = 51.44 \text{ KN/m}$

采取折算荷载：

$$g' = g + \frac{q}{4} = 37.67 \text{ KN/m}$$

$$q' = \frac{3q}{4} = 13.77 \text{ KN/m}$$

6.2 计算简图

按弹性理论设计，次梁的计算跨度取支两端支座处转动点之间的距离。因为次梁两端均与主梁整体连接，故次梁的计算跨度：

边跨： $l_0 = 8100 + 100 = 8200 \text{ mm}$

中间跨： $l_0 = 7800 + 300 = 8100 \text{ mm}$

因边跨与中间跨跨度相差小于 10%，故可按等跨连续梁进行计算，其计算简图如下图所示。

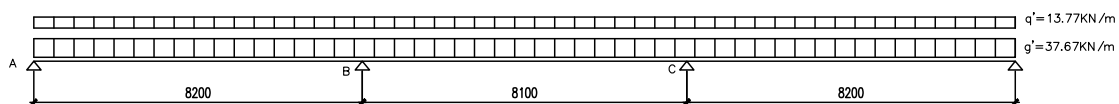


图 6-1 次梁计算简图

6.3 内力设计值及弯矩包络图

(1) 弯矩设计值

$M = k_1 g l_0^2 + k_2 q l_0^2$ ，其中 k_1, k_2 可由相关资料查取。于是可得：

$$M_{1,\max} = 0.08 \times 37.67 \times 8.2^2 + 0.101 \times 13.77 \times 8.2^2 = 296.1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{B,\max} = -0.100 \times 37.67 \times 8.2^2 - 0.117 \times 13.77 \times 8.2^2 = -361.6 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{2,\max} = 0.025 \times 37.67 \times 8.1^2 + 0.075 \times 13.77 \times 8.1^2 = 129.5 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

(2) 剪力设计值

$V = k_3 g l_0 + k_4 q l_0$ ，其中 k_3, k_4 可由相关资料查取。于是可得：

$$V_{A,\max} = 0.4 \times 37.67 \times 8.2 + 0.45 \times 13.77 \times 8.2 = 174.3 \text{ KN}$$

$$V_{Bl,\max} = -0.6 \times 37.67 \times 8.2 - 0.617 \times 13.77 \times 8.2 = -255.00 \text{ KN}$$

$$V_{Br,\max} = 0.5 \times 37.67 \times 8.1 + 0.583 \times 13.77 \times 8.1 = 217.6 \text{ KN}$$

上述所求得的弯矩设计值都是指支座中心线的，实际上，正截面受弯承载力和斜截面受弯承载力的控制截面应在支座边缘，内力设计值以支座边缘为准，故调整如下：

$$M_B = M_{B,\max} - V_0 \times \frac{b}{2} = -361.6 + \frac{(37.67 + 13.77) \times 8.2}{2} \times 0.15 = -334.3 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Bl} = V_{Bl,\max} - (g + q) \times \frac{b}{2} = -255.00 + \frac{37.67 + 13.77}{2} \times 0.15 = -251.1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Br} = V_{Br,\max} - (g + q) \times \frac{b}{2} = 217 - \frac{37.67 + 13.77}{2} \times 0.15 = 213.1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

(2) 弯矩包络图

根据以上计算，考虑活荷载的不利布置，可绘制弯矩包络图，详细步骤见主梁的弯矩包络图绘制，现直接给出次梁的弯矩包络图，如下图所示。

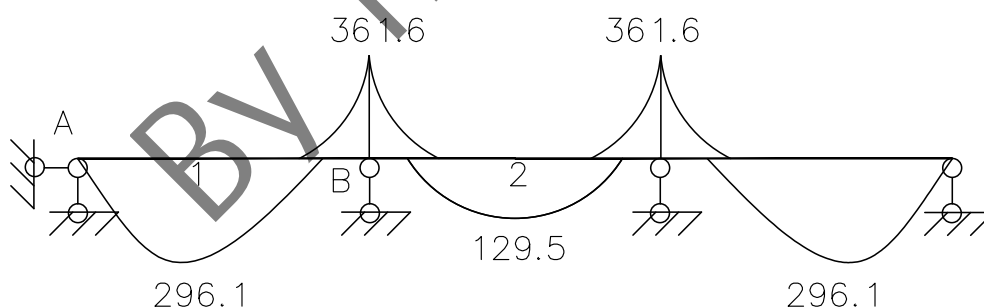


图 6-2 次梁弯矩包络图（单位：KN·m）

6.4 配筋计算及变形验算

6.4.1 正截面受弯承载力计算

正截面受弯承载力计算时，跨内按 T 型截面计算，由于次梁有效翼缘满足

$$\frac{h_f'}{h_0} = \frac{90}{600 - 40} = 0.16 > 0.1, \text{ 故不需考虑翼缘高度的影响，因此翼缘宽度}$$

$$b_f' = \min \left\{ \frac{l}{3}, b + s_n \right\} = \min \left\{ \frac{8100}{3}, 300 + 2250 \right\} = 2550 \text{mm}$$

环境类别为一类，混凝土强度等级 C30，梁的最小保护层厚度为 $c=20\text{mm}$ 。假定箍筋直径为 10mm ，纵向钢筋直径为 20mm ，则单排钢筋时，截面有效高度为 $h_0 = 600 - 20 - 10 - 20/2 = 560\text{mm}$ ，双排钢筋时， $h_0 = 560 - 25 = 535\text{mm}$ 。其中，除支座 B 截面纵向钢筋按双排布置外，其余截面均布置一排钢筋。跨内截面经判别都属于第一类 T 形截面。

C30 混凝土， $\alpha_1 = 1$ ， $f_c = 14.3 \text{N/mm}^2$ ，HRB400 钢筋， $f_y = 360 \text{N/mm}^2$ 。

根据各跨跨中及支座弯矩可列表计算，次梁的变形验算同 5.4.2，现一同并入下表。

表 6-1 次梁配筋计算表

截面	1	B	2
弯矩设计值 $M(\text{KN}\cdot\text{m})$	296.1	-334.3	129.5
$\alpha_s = M / (a_1 f_c b h_0^2)$	0.026	0.327	0.011
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.026	0.411	0.011
计算配筋 (mm^2) $A_s = \xi b h_0 \alpha_1 f_c / f_y$	1488.3	2287.2	646.0
实际配筋 (mm^2) $A_s = 1473\text{mm}^2$	3 Φ 25	5 Φ 25 $A_s = 2454\text{mm}^2$	2 Φ 22 $A_s = 760\text{mm}^2$
挠度 $f(\text{mm})$	$14.69\text{mm} < \frac{8200}{200} = 42\text{mm}$		
最大裂缝宽度 $\omega_{\max}(\text{mm})$	$0.22 < 0.3$	$0.23 < 0.3$	$0.23 < 0.3$

计算结构表明， $\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{760}{250 \times 560} = 0.54\%$ ，此值大于 $0.45 f_t / f_y = 0.45 \times 1.43 / 360 = 0.178\%$ ，且大于 0.2% ，满足最小配筋率要求。同时，最大裂缝宽度和挠度也满足要求。

6.4.2 斜截面受剪承载力计算

斜截面受剪承载力计算包括：截面尺寸校核，腹筋计算和最小配筋率计算。

验算截面尺寸：

$$h_w = h_0 - h_f' = 560 - 90 = 470\text{mm}$$

因 $h_w / b = 470 / 250 = 1.88 < 4$ ，截面尺寸按下式验算：

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 250 \times 560 = 500.5\text{KN} > 251.1\text{KN}$$

截面尺寸符合要求。

采用 $\Phi 10$ 双肢箍筋，计算截面在支座 B 左侧截面。由

$$V_u = 0.7 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0, \text{ 可得到箍筋间距:}$$

$$s = \frac{f_{yv} A_{sv} h_0}{V_{Bl} - 0.7 f_t b h_0} = \frac{360 \times 50\pi \times 535}{251.1 \times 10^3 - 0.7 \times 1.43 \times 250 \times 535} = 258\text{mm}$$

为施工方面，且根据规范要求， $500 < h \leq 800$ 的梁中箍筋最大间距为 250mm ，采用 $s=250\text{mm}$ 。

验证最小配筋率：

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} = \frac{157}{250 \times 250} = 0.25\% > 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.10\%, \text{ 满足要求。}$$

因次梁的腹板高度大于 450mm ，需在梁侧设置纵向构造筋，每侧纵向构造筋的截面面积不小于腹板面积的 0.1% ，且其间距不大于 200mm 。现每侧配置 $2\Phi 14$ ， $\frac{308}{300 \times 560} = 0.18\% > 0.1\%$ ，满足要求。

七、主梁的设计（按弹性理论设计）

7.1 荷载计算

为简化计算，主梁自重亦按集中荷载考虑。

次梁传来的荷载 $25.448 \times 8.1 = 206.1 \text{ KN}$

主梁自重 $0.3 \times (0.65 - 0.09) \times 2.55 \times 25 = 10.7 \text{ KN}$

主梁粉刷 $0.015 \times (0.65 - 0.09) \times 2.55 \times 2 \times 20 = 0.85 \text{ KN}$

小计 216.95 KN

活荷载标准值 $4.8 \times 2.55 \times 8.1 = 99.144 \text{ KN}$

恒荷载分项系数取 1.3，活荷载分项系数取 1.5。于是主梁的：

恒荷载设计值 $G = 216.95 \times 1.3 = 282.0 \text{ KN}$

可变荷载设计值 $Q = 99.144 \times 1.5 = 148.7 \text{ KN}$

荷载总设计值 $G + Q = 282 + 148.7 = 430.7 \text{ KN}$

7.2 计算简图

竖向荷载下主梁内力近似按连续梁计算。按弹性理论设计，计算跨度取支撑中心线之间的距离， $l_0 = 5100 \text{ mm}$ 。主梁的计算简图如下图所示。

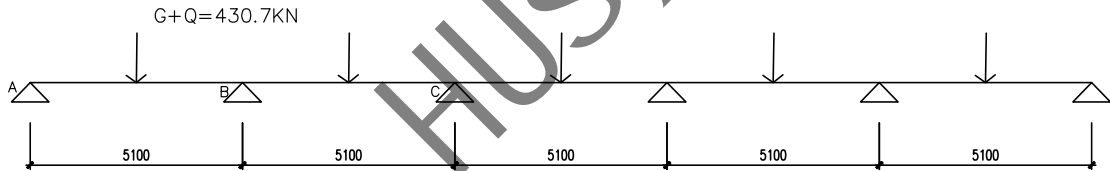


图 7-1 主梁计算简图

7.3 内力设计值及弯矩包络图

(1) 弯矩设计值

$M = k_1 g l_0^2 + k_2 q l_0^2$ ，其中 k_1, k_2 可由相关资料查取。于是可得：

$$M_{1,\max} = 0.171 \times 282 \times 5.1 + 0.221 \times 148.7 \times 5.1 = 413.5 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{B,\max} = -0.158 \times 282 \times 5.1 - 0.179 \times 148.7 \times 5.1 = -363.0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{2,\max} = 0.112 \times 282 \times 5.1 + 0.181 \times 148.7 \times 5.1 = 298.3 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{C,\max} = -0.118 \times 282 \times 5.1 - 0.167 \times 148.7 \times 5.1 = -296.3 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{3,\max} = 0.132 \times 282 \times 5.1 + 0.191 \times 148.7 \times 5.1 = 334.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

(2) 剪力设计值

$$V_{A,\max} = 0.342 \times 282 + 0.421 \times 148.7 = 159.0 \text{ KN}$$

$$V_{Bl,\max} = -0.658 \times 282 - 0.679 \times 148.7 = -286.5 \text{ KN}$$

$$V_{Br,\max} = 0.540 \times 282 + 0.647 \times 148.7 = 248.5 \text{ KN}$$

$$V_{Cl,\max} = -0.460 \times 282 - 0.615 \times 148.7 = 221.2 \text{ KN}$$

$$V_{Cr,\max} = 0.500 \times 282 + 0.637 \times 148.7 = 235.7 \text{ KN}$$

上述所求得的弯矩设计值都是指支座中心线的，实际上，正截面受弯承载力和斜截面受弯承载力的控制截面应在支座边缘，内力设计值以支座边缘为准，故调整如下：

$$M_B = M_{B,\max} - V_0 \times \frac{b}{2} = -363.0 + 215.35 \times 0.25 = -309.2 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = M_{C,\max} - V_0 \times \frac{b}{2} = -296.3 + 215.35 \times 0.25 = -242.5 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

由于主梁上无均布荷载，支座边缘剪力等于支座中心线处剪力，故不需调整。

(3) 弯矩包络图

考虑各跨跨中正弯矩最大和支座负弯矩最大，活荷载布置共有 4 种情况，计算如下：

① M_1 最大，活载在第 1、3、5 跨布置。

查表可知支座弯矩为：

$$M_B = -0.158 \times 282 \times 5.1 - 0.079 \times 148.7 \times 5.1 = -271.98 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -0.118 \times 282 \times 5.1 - 0.059 \times 148.7 \times 5.1 = -214.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第一跨内：以支座弯矩 $M_A = 0$ ， $M_B = -271.98 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $Q = 148.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第一跨跨中处弯矩值为：

$$M_1 = \frac{1}{2}(M_A + M_B) + \frac{1}{4}(G + Q)l_0 = -\frac{271.98}{2} + 549.14 = 431.15 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第二跨内：以支座弯矩 $M_B = -271.98 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $M_C = -214.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第二跨跨中处弯矩值为：

$$M_2 = \frac{1}{2}(M_B + M_C) + \frac{1}{4}Gl_0 = -\frac{271.98 + 214.45}{2} + 359.55 = 116.34 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第三跨内：以支座弯矩 $M_C = -214.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $M_D = -214.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $Q = 148.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第三跨跨中处弯矩值为：

$$M_3 = \frac{1}{2}(M_C + M_D) + \frac{1}{4}(G + Q)l_0 = -\frac{214.45 \times 2}{2} + 549.14 = 334.69 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

② M_B 最大，活载在第 1、2、4 跨布置。

查表可知支座弯矩为：

$$M_B = -0.158 \times 282 \times 5.1 - 0.079 \times 148.7 \times 5.1 = -271.98 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -0.118 \times 282 \times 5.1 - 0.059 \times 148.7 \times 5.1 = -214.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第一跨内：以支座弯矩 $M_A = 0$ ， $M_B = -484.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $Q = 148.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第一跨跨中处弯矩值为：

$$M_1 = \frac{1}{2}(M_A + M_B) + \frac{1}{4}(G + Q)l_0 = -\frac{484.7}{2} + 549.14 = 306.79 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第二跨内：以支座弯矩 $M_B = -484.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $M_C = -193.97 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $Q = 148.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第二跨跨中处弯矩值为：

$$M_2 = \frac{1}{2}(M_B + M_C) + \frac{1}{4}(G + Q)l_0 = -\frac{484.7 + 193.97}{2} + 594.14 = 209.81 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第三跨内：以支座弯矩 $M_C = -193.97 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $M_D = -193.97 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第三跨跨中处弯矩值为：

$$M_3 = \frac{1}{2}(M_C + M_D) + \frac{1}{4}Gl_0 = -\frac{193.97 \times 2}{2} + 359.55 = 165.58 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

③ M_2 最大，活载在第 2、4 跨布置。

查表可知支座弯矩为：

$$M_B = -0.158 \times 282 \times 5.1 - 0.079 \times 148.7 \times 5.1 = -271.98 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -0.118 \times 282 \times 5.1 - 0.059 \times 148.7 \times 5.1 = -214.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第一跨内：以支座弯矩 $M_A = 0$ ， $M_B = -271.98 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第一跨跨中处弯矩值为：

$$M_1 = \frac{1}{2}(M_A + M_B) + \frac{1}{4}Gl_0 = -\frac{271.98}{2} + 359.55 = 215.78 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第二跨内：以支座弯矩 $M_B = -271.98 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $M_C = -214.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $Q = 148.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第二跨跨中处弯矩值为：

$$M_2 = \frac{1}{2}(M_B + M_C) + \frac{1}{4}(G + Q)l_0 = -\frac{271.98 + 214.45}{2} + 549.14 = 298.34 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第三跨内：以支座弯矩 $M_C = -214.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $M_D = -214.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第三跨跨中处弯矩值为：

$$M_3 = \frac{1}{2}(M_C + M_D) + \frac{1}{4}Gl_0 = -\frac{214.45 \times 2}{2} + 359.55 = 145.10 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

④ M_C 最大，活载在第 2、3、5 跨布置。

查表可知支座弯矩为：

$$M_B = -0.158 \times 282 \times 5.1 - 0.052 \times 148.7 \times 5.1 = -266.67 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_c = -0.118 \times 282 \times 5.1 - 0.167 \times 148.7 \times 5.1 = -296.35 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第一跨内：以支座弯矩 $M_A = 0$ ， $M_B = -266.67 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第一跨跨中处弯矩值为：

$$M_1 = \frac{1}{2}(M_A + M_B) + \frac{1}{4}Gl_0 = -\frac{266.67}{2} + 359.55 = 226.22 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第二跨内：以支座弯矩 $M_B = -266.67 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $M_C = -296.35 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $Q = 148.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第二跨跨中处弯矩值为：

$$M_2 = \frac{1}{2}(M_B + M_C) + \frac{1}{4}(G + Q)l_0 = -\frac{266.67 + 296.35}{2} + 549.14 = 267.63 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在第三跨内：以支座弯矩 $M_B = -266.67 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $M_C = -296.35 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的连线为基线，作 $G = 282 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ， $Q = 148.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 的简支梁弯矩图，得第三跨跨中处弯矩值为：

$$M_3 = \frac{1}{2}(M_C + M_D) + \frac{1}{4}(G + Q)l_0 = -\frac{296.35}{2} \times 2 + 549.14 = 252.79 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

根据以上计算数据，绘制弯矩包络图如下图所示。

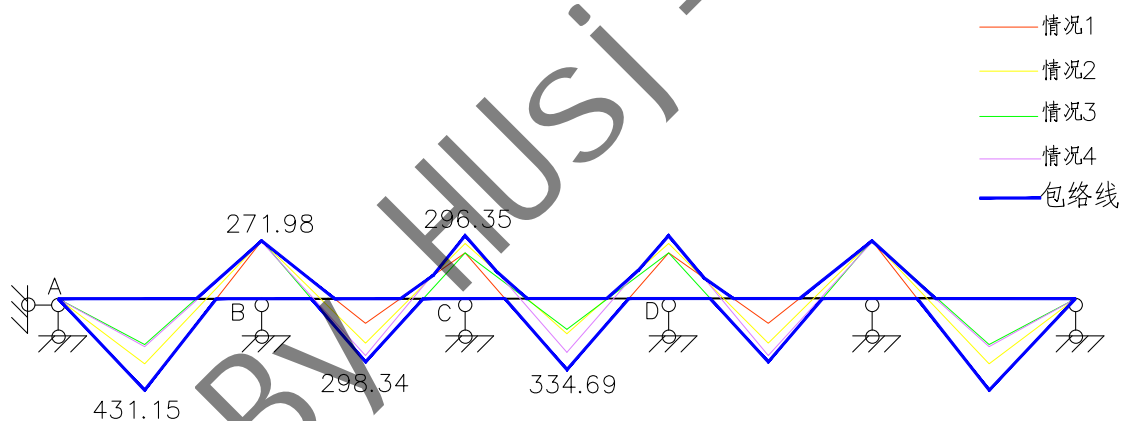


图 7-2 主梁弯矩包络图（单位： $\text{KN}\cdot\text{m}$ ）

7.4 配筋计算及变形验算

7.4.1 正截面受弯承载力计算

正截面受弯承载力计算时，跨内按 T 型截面计算，由于主梁有效翼缘满足

$$\frac{h_f'}{h_0} = \frac{90}{650 - 40} = 0.147 > 0.1, \text{ 故不需考虑翼缘高度的影响, 因此翼缘宽度}$$

$$b_f' = \min \left\{ \frac{l}{3}, b + s_n \right\} = \min \left\{ \frac{5100}{3}, 300 + 7800 \right\} = 1700 \text{ mm}$$

主梁混凝土保护层厚度的要求以及跨内截面有效高度的计算方法同次梁，

即单排钢筋时， $h_0 = 650 - 20 - 10 - 20/2 = 610\text{mm}$ ，双排钢筋时。 $h_0 = 585\text{mm}$ 。支座截面因存在板、次梁、主梁上部钢筋交叉重叠，截面有效高度的计算方法不同。板混凝土保护层厚度 15mm 、板上部纵筋 10mm 、次梁上部纵筋直径 25mm 。假定主梁上部纵筋直径 25mm ，则一排钢筋时，钢筋时 $h_0 = 650 - 15 - 10 - 25 - 25/2 = 588\text{mm}$ ，双排钢筋时， $h_0 = 588 - 25 = 563\text{mm}$ 。

纵向受力筋除第三跨跨中截面和离端第二支座外，其余均为单排。跨内截面经判别都属于第一类 T 形截面。C30 混凝土， $\alpha_1 = 1$ ， $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$ ，HRB400 钢筋， $f_y = 360\text{N/mm}^2$ 。

根据各跨跨中及支座弯矩可列表计算，主梁的变形验算同 5.4.2，现一同并入下表。

表 7-1 主梁配筋计算表

截面	1	B	2
弯矩设计值 $M(\text{KN}\cdot\text{m})$	413.5	-309.2	298.3
$\alpha_s = M / (a_1 f_c b h_0^2)$	0.050	0.208	0.033
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.051	0.236	0.034
计算配筋 (mm^2) $A_s = \xi b h_0 \alpha_1 f_c / f_y$	2014.8	1656.5	1381.5
实际配筋 (mm^2)	4 Φ 25 $A_s = 1964\text{mm}^2$	4 Φ 22 $A_s = 1520\text{mm}^2$	3 Φ 25 $A_s = 1473\text{mm}^2$
挠度 $f(\text{mm})$	$7.58\text{mm} < \frac{5100}{200} = 25.5\text{mm}$		
最大裂缝宽度 $\omega_{\max}(\text{mm})$	0.32>0.3	0.39>0.3	0.40>0.3

续上表

截面	C	3
弯矩设计值 $M(\text{KN}\cdot\text{m})$	-242.5	334.7

$\alpha_s = M / (a_1 f_c b h_0^2)$	0.163	0.037
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.180	0.038
计算配筋 (mm^2) $A_s = \xi b h_0 \alpha_1 f_c / f_y$	1258.6	1553.4
实际配筋 (mm^2)	3 Φ 25 $A_s = 1473\text{mm}^2$	4 Φ 22 $A_s = 1520\text{mm}^2$
挠度 $f(\text{mm})$		
最大裂缝宽度 $w_{\max}(\text{mm})$		
	0.40 > 0.3	0.36 > 0.3

计算结构表明， $\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1473}{300 \times 610} = 0.80\%$ ，此值大于 $0.45 f_t / f_y = 0.45 \times 1.43 / 360 = 0.178\%$ ，且大于 0.2%，满足最小配筋率要求。变形验算中，主梁最大裂缝宽度大于限值，不满足变形要求。

7.4.2 斜截面受剪承载力计算

斜截面受剪承载力计算包括：截面尺寸校核，腹筋计算和最小配筋率计算。验算截面尺寸：

$$h_w = h_0 - h_f' = 610 - 90 = 520\text{mm}$$

因 $h_w / b = 520 / 300 = 1.73 < 4$ ，截面尺寸按下式验算：

$$0.25 \beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 300 \times 610 = 654.2\text{KN} > 286.5\text{KN}$$

截面尺寸符合要求。

采用 $\Phi 10$ 双肢箍筋，计算截面在支座 B 左侧截面。由

$$V_u = 0.7 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0, \text{ 可得到箍筋间距:}$$

$$s = \frac{f_{yv} A_{sv} h_0}{V_{Bl} - 0.7 f_t b h_0} = \frac{360 \times 50 \pi \times 610}{286.5 \times 10^3 - 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 610} = 333\text{mm}$$

为施工方面，且根据规范要求， $500 < h \leq 800$ 的梁中箍筋最大间距为 250mm，采用 $s=250\text{mm}$ 。

验证最小配筋率：

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} = \frac{157}{300 \times 250} = 0.21\% > 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.10\% , \text{ 满足要求。}$$

次梁两侧附加横向钢筋的计算：

次梁传来的集中力 $F_l = 282 + 148.7 = 430.7 \text{ KN}$, $h_1 = 650 - 600 = 50 \text{ mm}$, 附加箍筋布置范围 $s = 2h_1 + 3b = 2 \times 50 + 3 \times 250 = 850 \text{ mm}$ 。取附加箍筋 $\Phi 10 @ 150$, 则在长度 s 内可布置附加箍筋的排数, $m = 850 / 150 + 1 = 7$ 排, 考虑实际情况, 次梁两侧各布置 4 排。则 $m \cdot n f_{yv} A_{sv1} = 8 \times 2 \times 360 \times 78.5 = 452.16 \text{ KN} > F_l$, 满足要求。

因主梁的腹板高度大于 450mm, 需在梁侧设置纵向构造筋, 每侧纵向构造筋的截面面积不小于腹板面积的 0.1%, 且其间距不大于 200mm。现每侧配置 $2\Phi 14$, $\frac{308}{300 \times 610} = 0.34\% > 0.1\%$, 满足要求。

八、电算校核（使用 PKPM 结构设计软件）

8.1 板的校核

利用 PKPM 结构设计软件进行框架结构楼板配筋计算，采用塑性计算方法，现将电算结果与手算结果进行对比校核，列表如下。（手算结果中塑性计算不进行变形验算）

表 8-1 板校核表

	弹性设计结果	塑性设计结果	电算结果
支座 A 弯矩 ($KN\cdot m$)		-7.0	-10.6
支座 A 配筋		$\Phi 8/10@200$	$\Phi 8@100$
支座 A 裂缝 (mm)			0.098
跨段 1 弯矩 ($KN\cdot m$)	10	8	5.8
跨段 1 配筋	$\Phi 8/10@150$	$\Phi 8/10@200$	$\Phi 8@200$
跨段 1 挠度 (mm)	6.57		8.86
跨段 1 裂缝 (mm)	0.19		0.114
支座 B 弯矩 ($KN\cdot m$)	-11.44	-10.19	-9.6
支座 B 配筋	$\Phi 10@150$	$\Phi 10/12@200$	$\Phi 8@100$
支座 B 裂缝 (mm)	0.15		0.098
跨段 2 弯矩 ($KN\cdot m$)	5.1	6.17	5.3
跨段 2 配筋	$\Phi 8@200$	$\Phi 8/10@200$	$\Phi 8@200$
跨段 2 裂缝 (mm)	0.07		0.094
支座 C 弯矩 ($KN\cdot m$)	-7.34	-7.05	-9.3

支座 C 配筋	$\Phi 8/10@200$	$\Phi 8/10@200$	$\Phi 8@100$
支座 C 裂缝 (mm)	0.15		0.074
跨段 3 弯矩 (KN·m)	6.5	6.17	5.3
跨段 3 配筋	$\Phi 8/10@200$	$\Phi 8/10@200$	$\Phi 8@200$
跨段 3 裂缝 (mm)	0.12		0.094

8.2 次梁的校核

次梁和主梁的梁端弯矩条幅系数取 0.85，现将电算结果与手算结果进行对比校核，列表如下。

表 8-2 次梁校核表

	弹性设计结果	塑性设计结果	电算结果
支座 A 弯矩 (KN·m)		-133.76	-66
支座 A 配筋		2 $\Phi 22$	8 $\Phi 20$
支座 A 裂缝 (mm)			0.05
跨段 1 弯矩 (KN·m)	296.1	229.31	272
跨段 1 配筋	3 $\Phi 25$	3 $\Phi 22$	2 $\Phi 20$ +3 $\Phi 22$
跨段 1 挠度 (mm)	14.69		19.5
跨段 1 裂缝 (mm)	0.22		0.18
支座 B 弯矩 (KN·m)	-334.3	-291.85	-358
支座 B 配筋	5 $\Phi 25$	4 $\Phi 25$	8 $\Phi 20$
支座 B 裂缝	0.23		0.14

(mm)			
跨段 2 弯矩 (KN·m)	129.5	195.6	219
跨段 2 配筋	2Φ22	3Φ22	2Φ22+2Φ20
跨段 2 裂缝 (mm)	0.23		0.08

8.3 主梁的校核

主梁为主要受力构件，在使用过程中不能有较大变形，不允许形成塑性铰，故按弹性理论设计。现将电算结果与手算结果进行对比校核，列表如下。

表 8-3 主梁校核表

	弹性设计结果	电算结果
支座 A 弯矩 (KN·m)		-156
支座 A 配筋		2Φ25+2Φ20
支座 A 裂缝 (mm)		0.23
跨段 1 弯矩 (KN·m)	413.5	425
跨段 1 配筋	4Φ25	2Φ20+5Φ22
跨段 1 挠度 (mm)	7.58	4.1
跨段 1 裂缝 (mm)	0.32	0.15
支座 B 弯矩 (KN·m)	-309.2	-306
支座 B 配筋	4Φ22	2Φ25+2Φ20
支座 B 裂缝 (mm)	0.39	0.31
跨段 2 弯矩 (KN·m)	298.3	382
跨段 2 配筋	3Φ25	3Φ25+2Φ22

跨段 2 裂缝 (mm)	0.40	0.15
支座 C 弯矩 (KN·m)	-242.5	-279
支座 C 配筋	3Φ25	3Φ25
支座 C 裂缝 (mm)	0.40	0.32
跨段 3 弯矩 (KN·m)	334.7	391
跨段 3 配筋	4Φ22	5Φ25
跨段 3 裂缝 (mm)	0.36	0.14

九、双向板设计（使用 PKPM 结构计算软件）

9.1 楼盖结构平面布置及截面尺寸确定

1. 截面尺寸的确定

支撑梁截面选用 $300\text{mm} \times 600\text{mm}$ ，板厚取 120mm 。

2. 楼盖的结构平面布置

因楼盖边缘为简支端，中间区格板为固支端，可将整个楼盖分为 A、B、C、D 四种区格板。

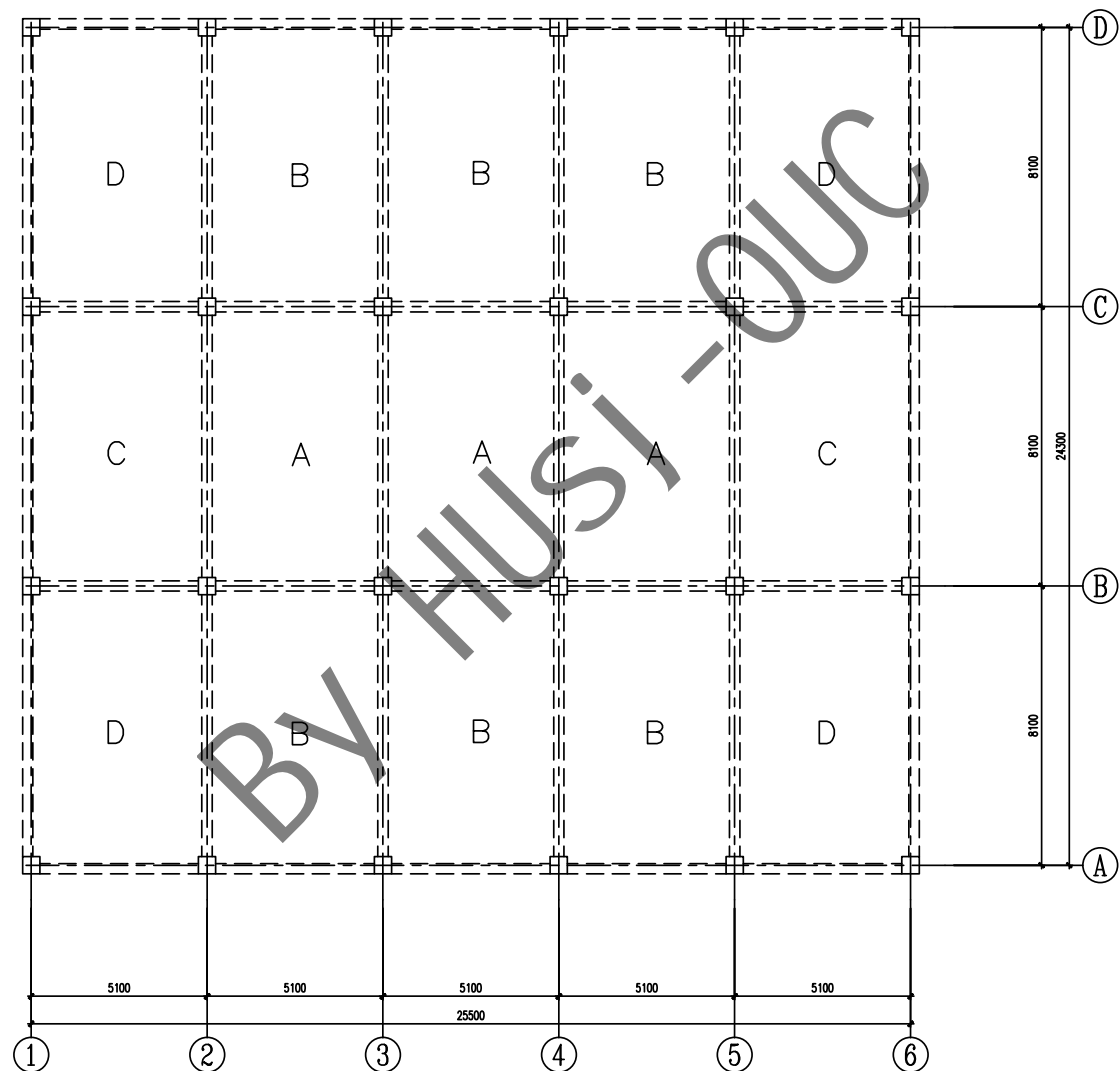


图 9-1 双向板结构平面布置

9.2 PKPM 基本设置

楼面活荷载 $q_k = 4.8 \text{ KN/m}^2$ ，楼面恒荷载（面层） $g_k = 6.57 \text{ KN/m}^2$ ，梁上恒载（不考虑梁上墙，仅粉刷） $= 0.384 \text{ KN/m}^2$ ，不考虑地震作用和风荷载作用，梁、楼板自重均由软件自动计算。梁、板均采用 HRB400 钢筋，混凝土等级采

用 C30。

9.3 板的设计（按弹性计算方法）

9.3.1 计算结果

表 9-1 按弹性理论计算所得弯矩

项目 \ 区格	A	B	C	D
$l_{01}(m)$	5.1	5.1	5.2	5.2
$l_{02}(m)$	8.1	8.2	8.1	8.2
$\frac{l_{01}}{l_{02}}$	0.63	0.62	0.64	0.63
m_1	23.27	24.61	29.13	30.2
m_2	10.48	11.61	15.76	15.92
m_1'	-39.69	-41.18	-52.02	-56.34
m_2'	-29.17	0	-40.56	0
m_1''	-39.69	-41.18	0	0
m_2''	-29.17	-29.19	-40.56	-41.35

截面设计用的弯矩：因楼盖周边有梁与板整浇，故所有区格的跨中弯矩及支座弯矩减少 20%。截面配筋计算结果及实际配给列表如下。

表 9-2 双向板截面配筋

项目 \ 截面			h_0 (mm)	m (KN·m)	A_s (mm ²)	实配钢筋
跨中	A 区格	l_{01} 方向	100	18.62	709.69	Φ12@150
		l_{02} 方向	90	8.38	339.52	Φ10@200
	B 区格	l_{01} 方向	100	19.67	755.39	Φ14@200
		l_{02} 方向	90	9.23	378.36	Φ10@200
	C 区格	l_{01} 方向	100	23.30	914.11	Φ16@200
		l_{02} 方向	90	12.61	524.72	Φ12@200

	D 区格	l_{01} 方向	100	24.16	952.9	$\Phi 16@200$
		l_{02} 方向	90	12.74	530.71	$\Phi 12@200$
支 座	A-A		100	31.75	1322.18	$\Phi 16@100$
	A-B		100	23.34	915.57	$\Phi 16@200$
	A-C		100	41.62	1896.85	$\Phi 16@100$
	C-D		100	33.08	1391.97	$\Phi 14@100$
	B-B		100	32.94	1384.74	$\Phi 18@100$
	B-D		100	45.07	2107	$\Phi 18@100$

电算结果表明,板跨中最大挠度为 92.32mm , 大于限值 $\frac{5100}{200} = 25.5\text{mm}$, 不满足挠度要求,同时板中最大裂缝宽度为 0.149mm , 小于限值 0.3mm , 满足最大裂缝宽度要求。

9.4 框架梁的设计（按弹性计算方法）

9.4.1 长跨框架梁设计

取 A-D 号轴线交②轴线长跨框架梁进行设计,其计算结果已由 PKPM 给出,列表如下:

表 9-3 长跨框架梁配筋明细表

	第一跨	第二跨	第三跨
上部跨中筋	$2\Phi 25$	$2\Phi 25$	$2\Phi 25$
左支座上部筋	$2\Phi 25+2\Phi 20$	$4\Phi 25/3\Phi 22$	$4\Phi 25/3\Phi 22$
右支座上部筋	$4\Phi 25/3\Phi 22$	$4\Phi 25/3\Phi 22$	$2\Phi 25+2\Phi 20$
下部钢筋	$2\Phi 22/5\Phi 25$	$2\Phi 22/4\Phi 25$	$2\Phi 22/5\Phi 25$
箍筋	$\Phi 8@100(2)$	$\Phi 8@100/150(2)$	$\Phi 8@100(2)$

电算结果表明,第一跨最大挠度为 12.7mm , 小于限值 $\frac{8100}{200} = 40.5\text{mm}$, 最大裂缝位于第一跨左支座处,最大裂缝宽度为 0.27mm , 小于限值 0.3mm , 满足变形要求。

9.4.2 短跨框架梁设计

取①-⑥号轴线交 B 轴线短跨框架梁进行设计，其计算结果已由 PKPM 给出，列表如下：

表 9-4 短跨框架梁配筋明细表

	第一跨	第二跨	第三跨	第四跨	第五跨
上部跨中筋	2 Φ 16	2 Φ 16	2 Φ 16	2 Φ 16	2 Φ 16
左支座上部筋	3 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16
右支座上部筋	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	3 Φ 16
下部钢筋	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16
箍筋	Φ 8@100/200 (2)	Φ 8@100/200 (2)	Φ 8@100/200 (2)	Φ 8@100/200 (2)	Φ 8@100/200 (2)

电算结果表明，第一跨最大挠度为 2.6mm，小于限值 $\frac{5100}{200} = 25.5\text{mm}$ ，最大裂缝位于离端第二支座处，最大裂缝宽度为 0.26mm，小于限值 0.3mm，满足变形要求。

9.5 板的设计（按塑性计算方法）

9.5.1 计算结果

表 9-5 按塑性理论所得弯矩

项目 \ 区格	A	B	C	D
$l_{01}(m)$	5.1	5.1	5.2	5.2
$l_{02}(m)$	8.1	8.2	8.1	8.2
$\frac{l_{01}}{l_{02}}$	0.63	0.62	0.64	0.63
m_1	14.42	15.54	19.76	21.96
m_2	5.72	6.01	8.14	8.83
m'_1	-25.96	-27.97	-35.57	-39.52
m'_2	-10.29	0	-14.66	0

m_1''	-25.96	-27.97	0	0
m_2''	-10.29	-10.82	-14.66	-15.89

表 9-6 双向板截面配筋

项目 截面			h_0 (mm)	m (KN·m)	A_s (mm ²)	实配钢筋
跨中	A 区格	l_{01} 方向	100	11.54	423.04	Φ8@100
		l_{02} 方向	90	4.58	240.00	Φ8@200
	B 区格	l_{01} 方向	100	15.54	458.05	Φ8@100
		l_{02} 方向	90	6.01	240.00	Φ8@200
	C 区格	l_{01} 方向	100	19.76	593.04	Φ12@150
		l_{02} 方向	90	8.14	260.83	Φ8@150
	D 区格	l_{01} 方向	100	21.96	665.5	Φ12@150
		l_{02} 方向	90	8.83	283.74	Φ8@150
支座	A-A		100	-20.78	801.76	Φ18@200
	A-B		100	-10.29	915.57	Φ8@150
	A-C		100	-35.57	1155.72	Φ18@200
	C-D		100	-15.89	469.10	Φ8@100
	B-B		100	-27.97	872.71	Φ16@150
	B-D		100	-39.52	1314.95	Φ16@150

电算结果表明，板跨中最大挠度为 111.82mm ，大于限值 $\frac{5100}{200} = 25.5\text{mm}$ ，

不满足挠度要求，同时板中最大裂缝宽度为 0.518mm ，大于限值 0.3mm ，不满足最大裂缝宽度要求。

9.6 框架梁的设计（按塑性计算方法）

9.6.1 长跨框架梁设计

取 A-D 号轴线交②轴线长跨框架梁进行设计，其计算结果已由 PKPM 给出，列表如下：

表 9-7 长跨框架梁配筋明细表

	第一跨	第二跨	第三跨
上部跨中筋	2 Φ 25	2 Φ 25	2 Φ 25
左支座上部筋	2 Φ 25+2 Φ 20	4 Φ 25/3 Φ 22	4 Φ 25/3 Φ 22
右支座上部筋	4 Φ 25/3 Φ 22	4 Φ 25/3 Φ 22	2 Φ 25+2 Φ 20
下部钢筋	2 Φ 22/5 Φ 25	2 Φ 22/5 Φ 25	2 Φ 22/5 Φ 25
箍筋	Φ 8@100 (2)	Φ 8@100 (2)	Φ 8@100 (2)

电算结果表明，第一跨最大挠度为 12.7mm，小于限值 $\frac{8100}{200} = 40.5mm$ ，最大裂缝位于第一跨左支座处，最大裂缝宽度为 0.27mm，小于限值 0.3mm，满足变形要求。

9.6.2 短跨框架梁设计

取①-⑥号轴线交 B 轴线短跨框架梁进行设计，其计算结果已由 PKPM 给出，列表如下：

表 9-8 短跨框架梁配筋明细表

	第一跨	第二跨	第三跨	第四跨	第五跨
上部跨中筋	2 Φ 16	2 Φ 16	2 Φ 16	2 Φ 16	2 Φ 16
左支座上部筋	3 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16
右支座上部筋	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	3 Φ 16
下部钢筋	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16	4 Φ 16
箍筋	Φ 8@100/200 (2)	Φ 8@100/200 (2)	Φ 8@100/200 (2)	Φ 8@100/200 (2)	Φ 8@100/200 (2)

电算结果表明，第一跨最大挠度为 2.6mm，小于限值 $\frac{5100}{200} = 25.5mm$ ，最大裂缝位于离端第二支座处，最大裂缝宽度为 0.26mm，小于限值 0.3mm，满足变形要求。

根据上述电算结果，可以看出，本实例中计算方法从弹性计算调整为塑性计算，对板的配筋和变形影响较大，而对框架梁影响较小。

十、绘制施工图

10.1 单向板

10.1.1 结构平面布置

见设计图纸。

10.1.2 板配筋图（按塑性计算结果）

板配筋采用分离式，板面钢筋从支座伸出长度 $a = \frac{l_n}{4} = \frac{2550}{4} = 638\text{mm}$ ，为施工方面，取 $a = 650\text{mm}$ 。板配筋见设计图纸。

10.1.3 次梁配筋图（按塑性计算结果）

次梁支座截面上部钢筋的第一批截断点要求离支座边 $\frac{l_n}{5} + 20d = \frac{8100}{5} + 20 \times 25 = 2120\text{mm}$ ，现取 2150mm ，切断面积要求小于总面积的二分之一，B 支座切断 $2\Phi 25$ ，满足要求。B 支座第二批切断 $2\Phi 25$ ，离支座边 $\frac{l_n}{3} = \frac{8100}{3} = 2700\text{mm}$ ，剩余两根 $2\Phi 22$ 兼做架立筋。端支座上部钢筋伸入主梁长度 $l_a = \alpha \frac{f_y}{f_t} d = 0.14 \times \frac{360}{1.43} \times 25 = 882\text{mm}$ 。下部钢筋在中间支座的锚固长度 $l_{as} \geq 12d = 300\text{mm}$ 。次梁配筋图见设计图纸。

10.1.4 主梁配筋图

主梁纵向钢筋的弯起和截断需按弯矩包络图和材料抵抗图确定。现以 B 支座为例，绘制包络图和抵抗图如下图所示。

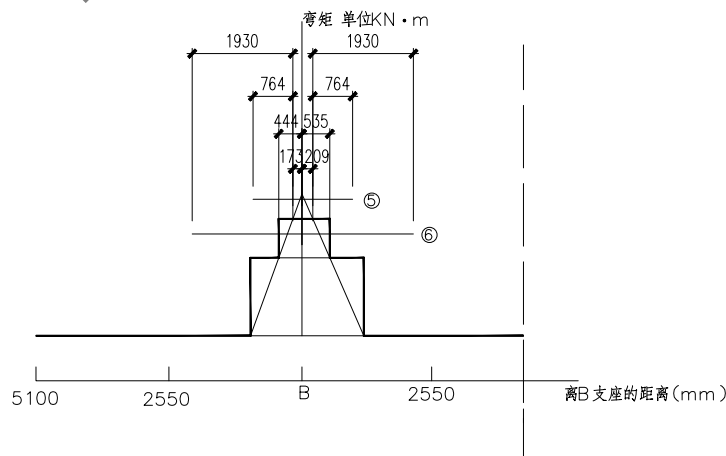


图 10-1 材料抵抗弯矩图

B 支座的④、⑤、⑥号筋分别为 $2\Phi 22$ 、 $1\Phi 22$ 、 $1\Phi 22$ 。第一批拟截断⑤号

筋（1 Φ 22）。截断点离该钢筋不需要点的距离应大于 $1.3h_0(764mm)$ 和 $20d(440mm)$ ，从而截断点离支座中心线距离为 $764+173=937mm$ 。第二批拟截断⑥号筋（1 Φ 22），因截断点位于受拉区，离该钢筋充分利用点的距离应大于 $1.2l_a+1.7h_0=1.2\times 0.14\times \frac{360}{1.43}\times 22+1.7\times 588=1930mm$ ，截断点离该钢筋不需要点的距离同样应大于 $1.3h_0(764mm)$ 和 $20d(440mm)$ 。⑥号筋截断点离支座 B 中心线的距离：按第一个条件时 $1930+173=2003mm$ ，按第二个条件时 $764+444=1208mm$ ，由第一个条件控制。C 支座负筋的截断点可同理确定。主梁配筋图见设计图纸。

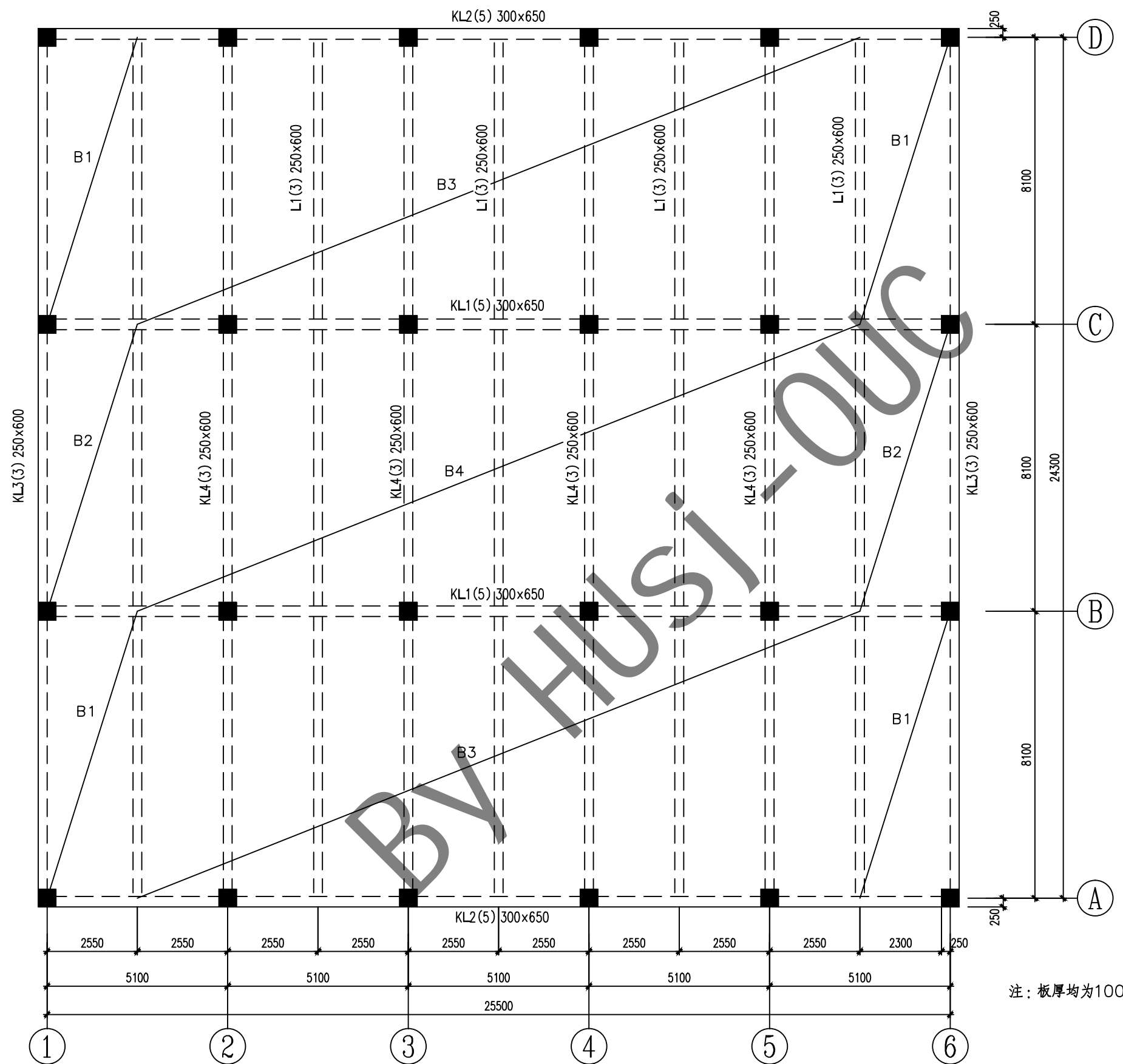
10.2 双向板

双向板和框架梁的配筋均由 PKPM 结构计算软件给出，现整理可得梁、板施工图纸，具体见附录图纸。

参考资料

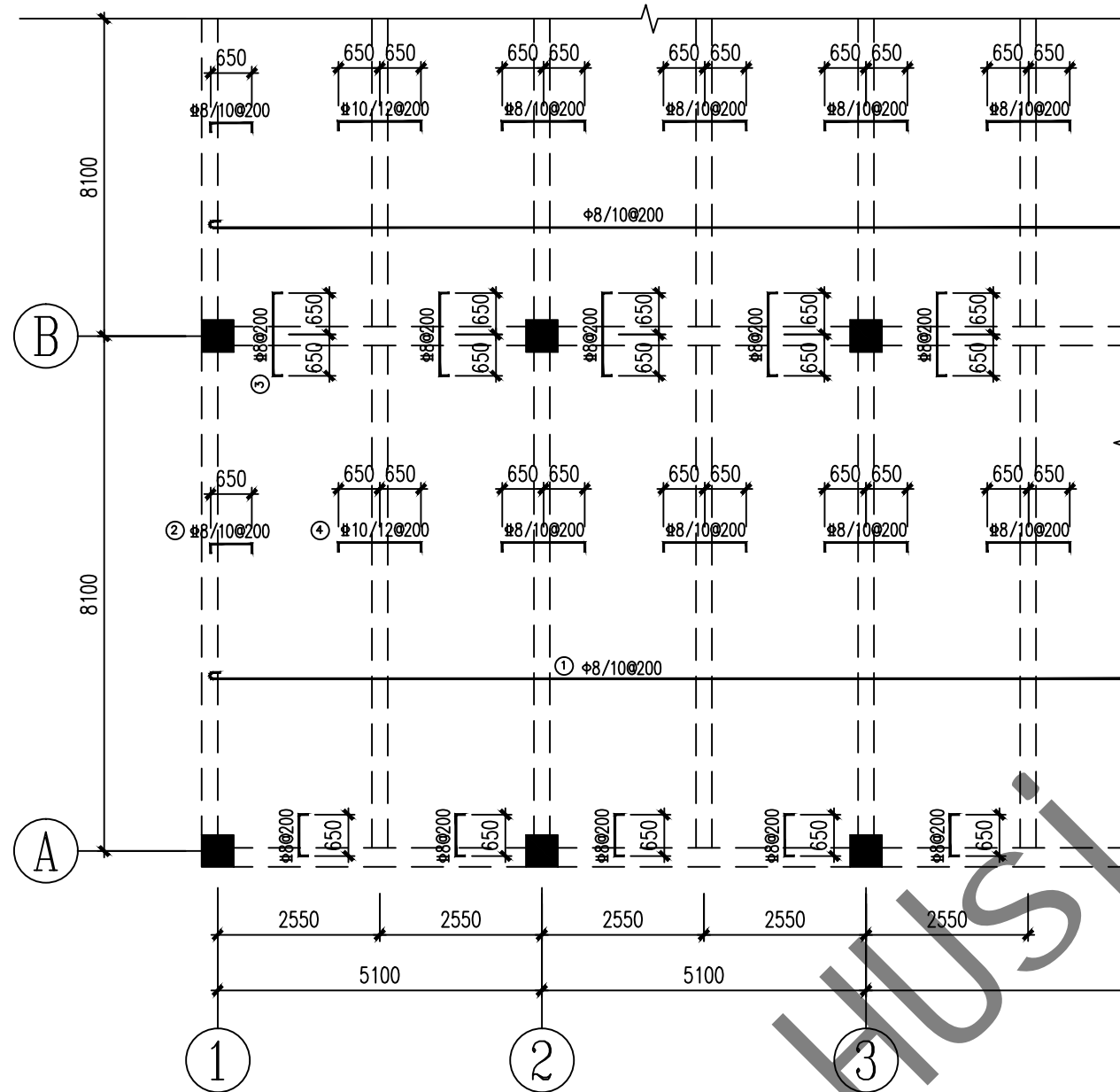
- [1] 混凝土结构设计规范.北京.中国建筑工程出版社.2010
- [2] 建筑结构荷载规范.北京.中国建筑工程出版社.2012
- [3] 梁兴文史庆轩主编.土木工程专业毕业设计指导.北京.科学出版社.2002
- [4] 周果行编著.房屋结构毕业设计指南.北京.中国建筑工程出版社.2004
- [5] 龙驭求等编著.结构力学（上、下册）.北京.高等教育出版社.2018
- [6] 东南大学、天津大学、同济大学等合编.混凝土结构设计原理.北京.中国建筑工程出版社.2016

BY HUSI-OUC



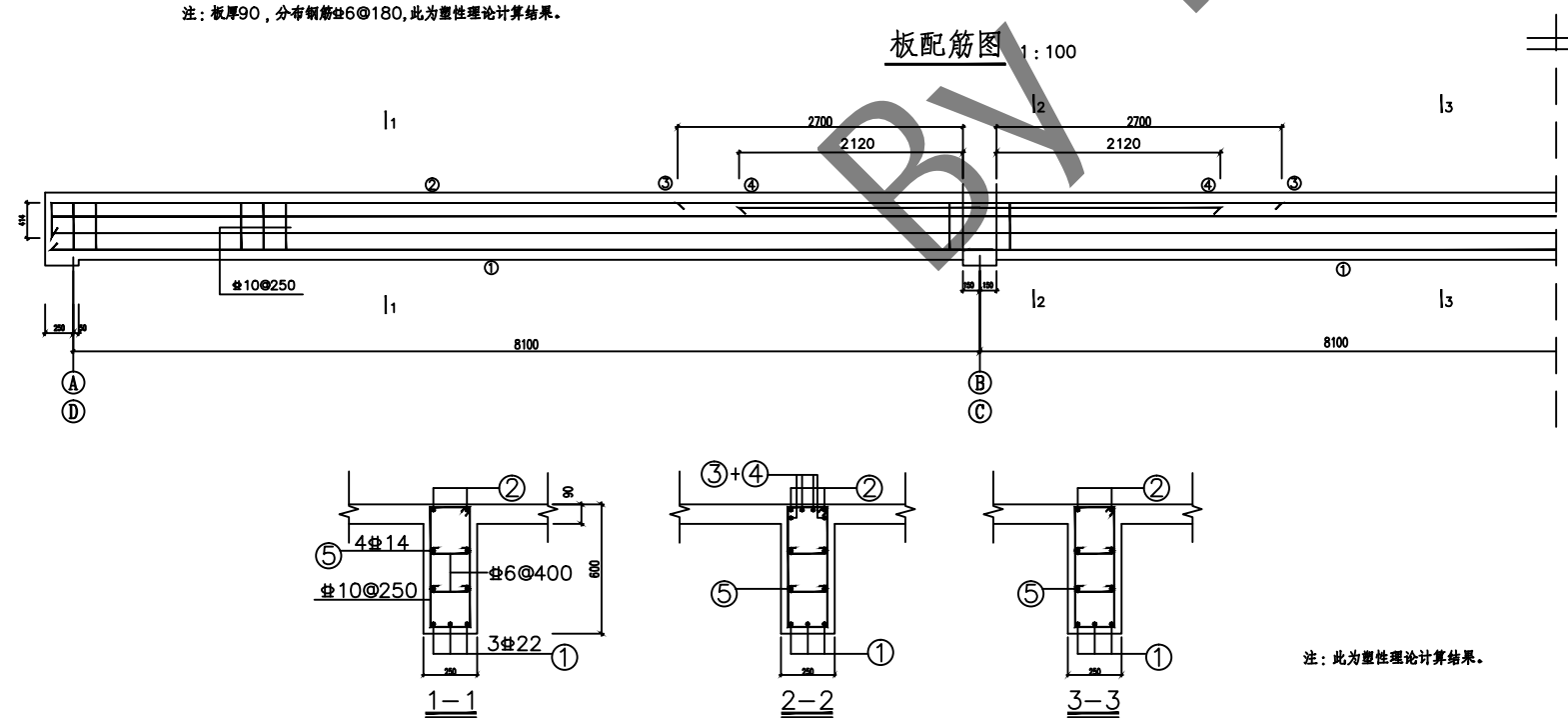
结构平面布置图 1:100

单向板结构平面布置			比例	1:100
			图号	
制图	胡双俊	8.30	中国海洋大学	
审核				



注：板厚90，分布钢筋 $\Phi 6@180$ ，此为塑性理论计算结果。

板配筋图 1:100



注：此为塑性理论计算结果。

次梁配筋图 1:20

板钢筋材料表

序号	钢筋简图	直径和间距	钢筋类别
①		$\Phi 8/10@200$	板底正筋
②		$\Phi 8/10@200$	板面支座负筋
③		$\Phi 8@200$	板面支座构造负筋
④		$\Phi 10/12@200$	板面支座负筋
⑤		$\Phi 6@180$	分布筋

次梁钢筋材料表

序号	规格	钢筋简图	钢筋类别	根数
①	$\Phi 22$		跨中正筋	3
②	$\Phi 22$		梁顶通长筋	2
③	$\Phi 25$		支座截断负筋	4
④	$\Phi 25$		支座截断负筋	4
⑤	$\Phi 14$		腰筋	4
⑥	$\Phi 6$		拉筋	196
⑦	$\Phi 10$		箍筋	98

板和次梁配筋图

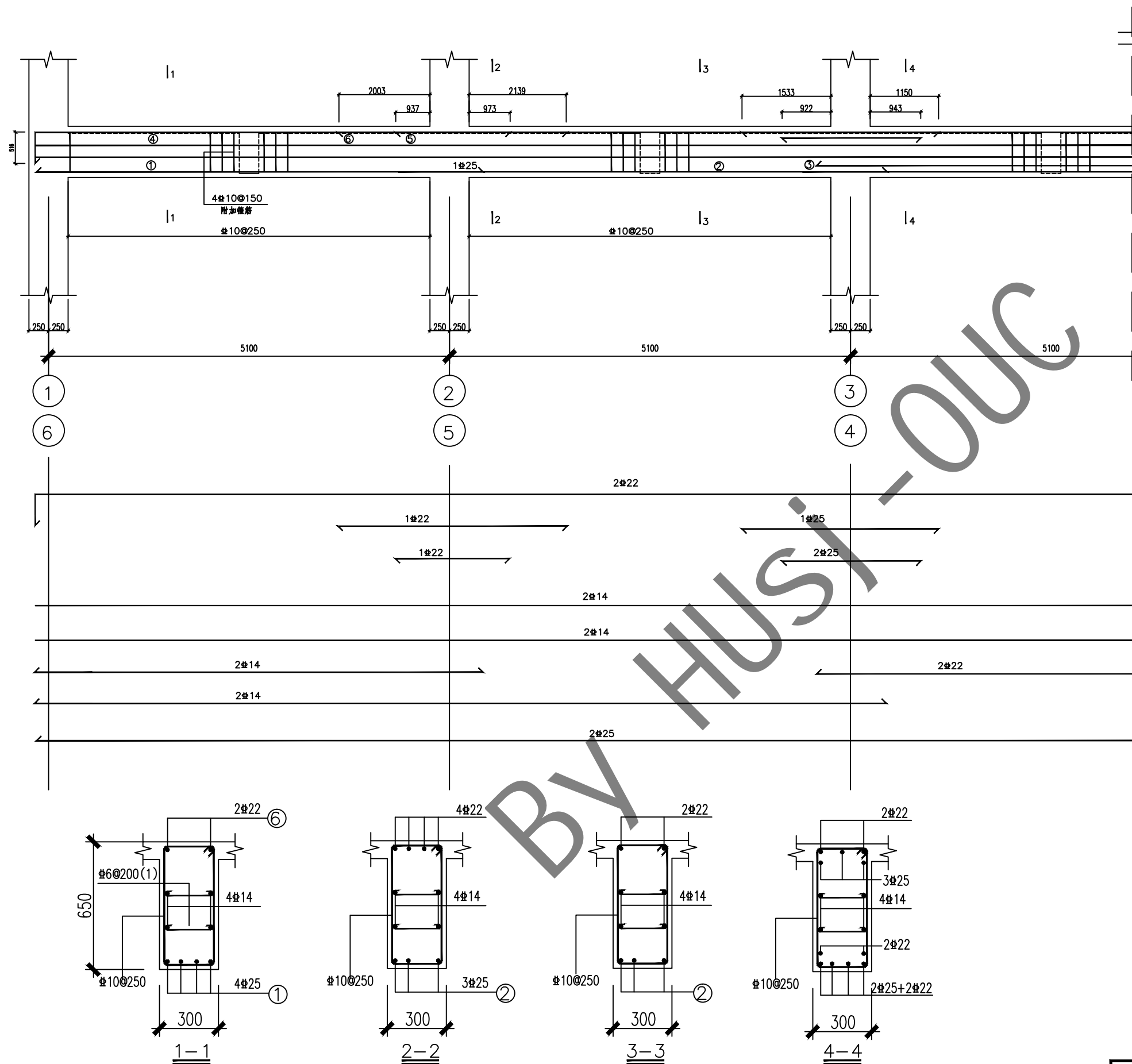
比例
图号

制图
审核

胡双俊

8.30

中国海洋大学

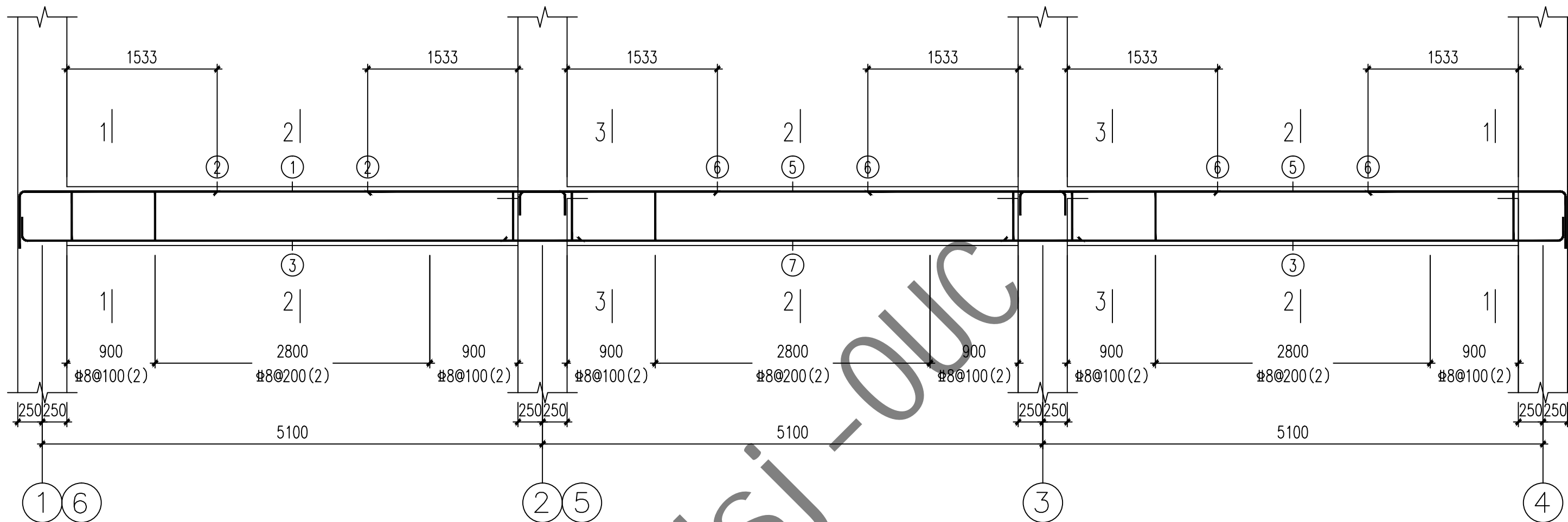


施工说明:

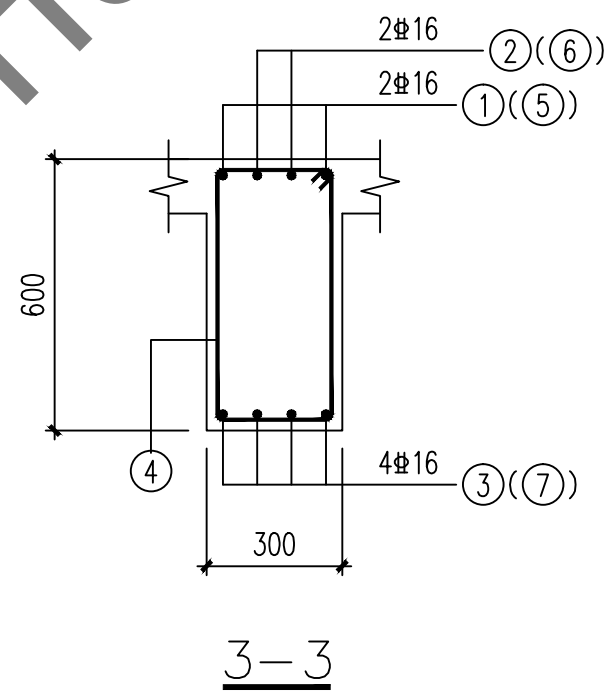
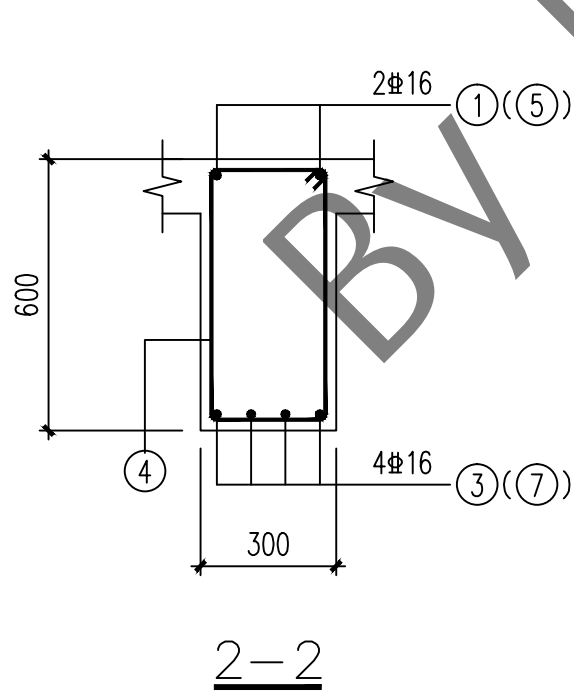
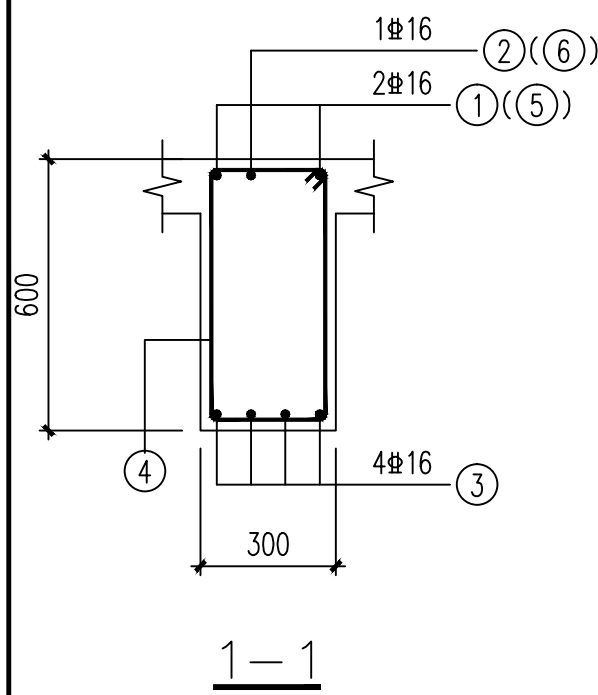
1. 本工程设计使用年限50年, 结构安全等级为2级, 环境类别为一类。
2. 采用下列规范:
 - 1) 《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
 - 2) 《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
3. 荷载取值: 楼面可变荷载标准值为4.8KN/m²。
4. 混凝土强度等级为C30, 梁内和板内受力钢筋均采用HRB400级, 用 Φ 表示。
5. 板纵向钢筋混凝土保护层厚度15mm, 梁最外层钢筋的混凝土保护层厚度20mm。

主梁配筋图 1:20

主梁配筋图			比例	1:20
			图号	
制图	胡双俊	8.30	中国海洋大学	
审核				



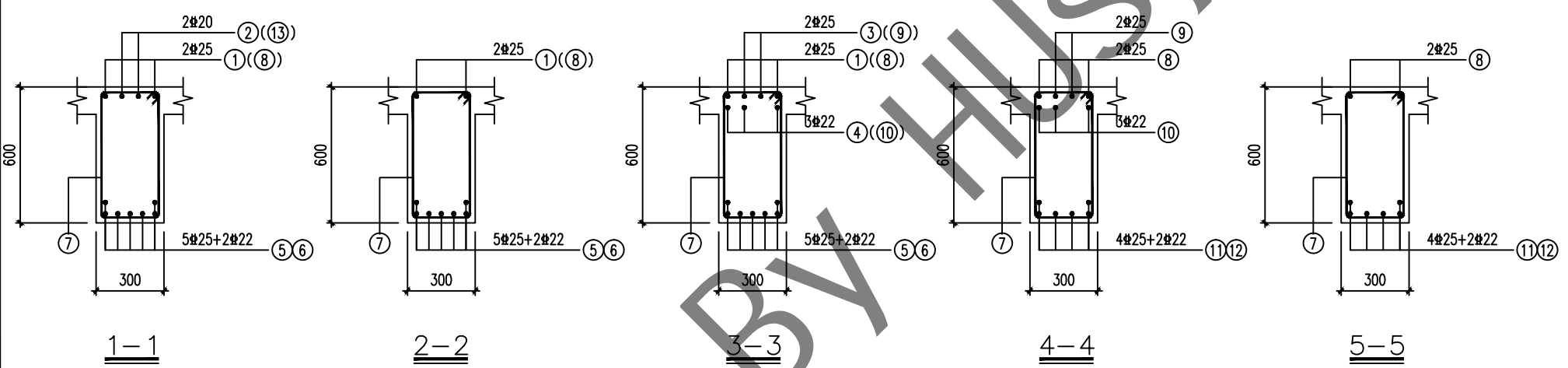
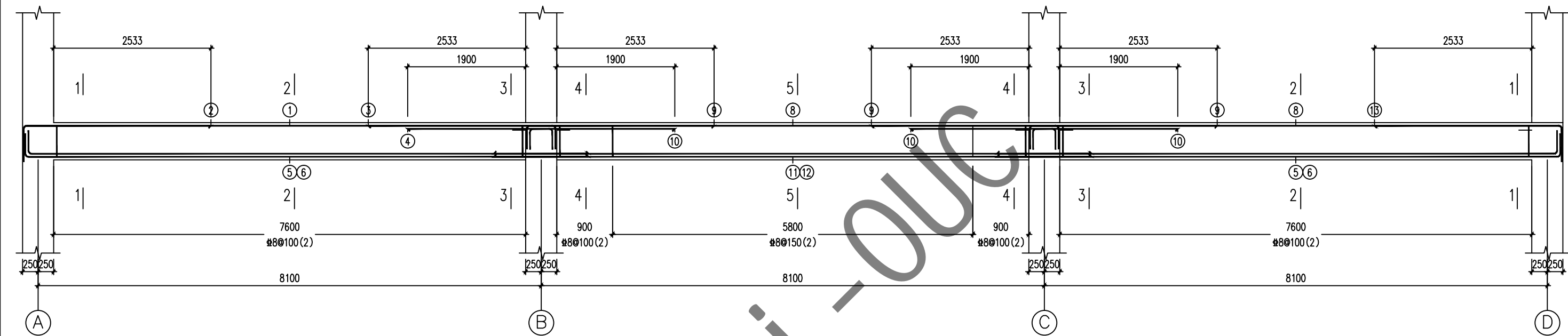
注：此为塑性计算结果



钢筋材料表

编号	钢筋简图	规格	长度	根数	重量
①		16	6720	2	21.2
②		16	2593	3	12.3
③		16	5967	8	75.4
④		8	1832	165	119.4
⑤		16	6040	8	76.3
⑥		16	2253	15	53.4
⑦		16	5894	12	111.8
总重					469.9

短跨框架梁配筋图			比例	1:20
			图号	
制图	胡双俊	8.30	中国海洋大学	
审核				



注：此为塑性计算结果

钢筋材料表

编号	钢筋简图	规格	长度	根数	重量
①		#25	9720	2	74.8
②		#20	3593	2	17.8
③		#25	3593	2	27.7
④		#22	2960	3	26.5
⑤		#25	9466	10	364.5
⑥		#22	9300	4	110.9
⑦		#8	1832	212	153.4
⑧		#25	9310	4	143.4
⑨		#25	3388	6	78.3
⑩		#22	2710	9	72.7
⑪		#25	9622	4	148.2
⑫		#22	9380	2	55.9
⑬		#20	3388	2	16.7
总重					1290.6

长跨框架梁配筋图			比例	1:20
			图号	
制图	胡双俊	8.30	中国海洋大学	
审核				