

前 言

《混凝土结构与砌体结构》是土木工程专业的专业课，是一门实践性很强且与现行规范、规程等密切相关的专业课。其设计方法必须通过逐渐熟悉和正确运用我国有关的设计规范和标准来掌握。本书是《混凝土结构设计原理》、《混凝土结构与砌体结构》、《高层结构设计》题库及题解丛书之一。为了全面、系统和重点地掌握混凝土结构与砌体结构的设计方法，提高学生分析问题与解决问题的能力，特编写此书。

本书题量大、内容新颖，并配有全面题解及近年考研试题。题目中有易、中、难三个难度档次，分别考核不同的知识结构和知识层次。题库中有的题目既可了解学生对基本概念、基本理论和基本计算方法的掌握程度，又可了解学生分析问题与解决问题的能力以及对学科前沿知识的理解程度，所有的题目都给出了解题过程和结果，以便理解及自学。为了便于学生报考研究生，本书还选编了水平考试题及西安建筑科技大学近年来的研究生入学考试及复试试题，并给出了题解。

本书由西安建筑科技大学土木学院和长安大学建筑工程学院的部分教师编写。其中第一章由赵歆冬执笔，第二章由李晓莉执笔，第三、四章及研究生入学试题由王社良、苗晓瑜执笔，第五、七章由熊仲明执笔，第六、八章由李红执笔。全书最后由熊仲明修改定稿。

资深教授童岳生先生对全书进行了审阅，并提出了许多宝贵的意见，李晓文教授对本书的出版也提出了许多建议，硕士生霍晓鹏为本书编制了部分插图，西安建筑科技大学土木学院混凝土教研室全体同仁在本书的编写过程中给予了热情的支持和帮助，在此一并表示衷心感谢。

由于编者水平有限以及时间仓促，书中不妥之处，敬请读者批评指正。

编 者

2004年6月

目 录

前 言

第一部分 混凝土与砌体结构题库

第一章	肋梁楼盖设计	3
	一、概念题	3
	二、计算题	6
第二章	单层厂房结构	7
	一、概念题	7
	二、计算题	11
第三章	多层及高层建筑结构设计概论	13
第四章	多层框架结构房屋	17
	一、概念题	17
	二、计算题	20
第五章	砌体构件承载力计算	21
	一、概念题	21
	二、计算题	24
第六章	配筋砌体构件承载力计算	27
	一、概念题	27
	二、计算题	31
第七章	混合结构房屋墙体设计	33
	一、概念题	33
	二、计算题	36
第八章	过梁、墙梁、挑梁及墙体的构造措施	42
	一、概念题	42
	二、计算题	46

第二部分 混凝土与砌体结构题解

第一章	肋梁楼盖设计	51
	一、概念题	51
	二、计算题	55
第二章	单层厂房结构	71
	一、概念题	71

	二、计算题	75
第三章	多层及高层建筑设计概论	81
第四章	多层框架结构房屋	85
	一、概念题	85
	二、计算题	91
第五章	砌体构件承载力计算	97
	一、概念题	97
	二、计算题	100
第六章	配筋砌体构件承载力计算	106
	一、概念题	106
	二、计算题	109
第七章	混合结构房屋墙体设计	116
	一、概念题	116
	二、计算题	124
第八章	过梁、墙梁、挑梁及墙体的构造措施	146
	一、概念题	146
	二、计算题	151

第三部分 模拟试题与研究生入学考试试题及题解

I.	模拟试题	163
	模拟试卷一	163
	模拟试卷二	167
II.	研究生入学考试试题	169
	试题一	169
	试题二	173
III.	模拟试题题解	177
	模拟试卷一答案	177
	模拟试卷二答案	180
IV.	研究生入学考试试题题解	184
	试题一答案	184
	试题二答案	189
	参考文献	194

**混凝土与
砌体结构
题 库**

**第
一
部
分**

第一章 肋梁楼盖设计

学习本章的意义和内容：

通过本章的学习了解钢筋混凝土楼盖结构的结构形式、组成及布置；重点掌握梁板结构的荷载传递；掌握连续梁的内力包络图、塑性铰、内力重分布等概念；熟练掌握单向板肋梁楼盖内力按弹性理论及按考虑塑性内力重分布的计算方法；熟悉单向板肋梁楼盖的截面设计特点、配筋计算方法及配筋构造要求；了解双向板肋梁楼盖的设计方法。

本章习题内容主要涉及：

弹性理论分析法，弯矩调幅法，单向板肋梁楼盖的设计计算，双向板肋梁楼盖的设计计算。

一、概念题

(一) 填空题

1. 双向板上荷载向两个方向传递，长边支承梁承受的荷载为_____分布；短边支承梁承受的荷载为_____分布。
2. 按弹性理论对单向板肋梁楼盖进行计算时，板的折算恒载 g' = _____，折算活荷载 p' = _____。
3. 对结构的极限承载能力进行分析时，需要满足三个条件，即_____、_____和_____。当三个条件都能够满足时，结构分析得到的解就是结构的真实极限荷载。
4. 对结构的极限承载能力进行分析时，满足_____和_____的解称为上限解，上限解求得的荷载值大于真实解；满足_____和_____的解称为下限解，下限解求得的荷载值小于真实解。
5. 在计算钢筋混凝土单向板肋梁楼盖中次梁在其支座处的配筋时，次梁的控制截面位置应取在支座_____处，这是因为_____。
6. 钢筋混凝土超静定结构内力重分布有两个过程，第一过程是由于_____引起的，第二过程是由于_____引起的。
7. 按弹性理论计算连续梁、板的内力时，计算跨度一般取_____之间的距离。按塑性理论计算时，计算跨度一般取_____。

(二) 选择题

1. [] 按单向板进行设计。
 - a. 600mm×3300mm 的预制空心楼板；
 - b. 长短边之比小于 2 的四边固定板；
 - c. 长短边之比等于 1.5，两短边嵌固，两长边简支；

- d. 长短边相等的四边简支板。
2. 对于两跨连续梁, []。
- 活荷载两跨满布时, 各跨跨中正弯矩最大;
 - 活荷载两跨满布时, 各跨跨中负弯矩最大;
 - 活荷载单跨布置时, 中间支座处负弯矩最大;
 - 活荷载单跨布置时, 另一跨跨中负弯矩最大。
3. 多跨连续梁(板)按弹性理论计算, 为求得某跨跨中最大负弯矩, 活荷载应布置在 []。
- 该跨, 然后隔跨布置;
 - 该跨及相邻跨;
 - 所有跨;
 - 该跨左右相邻各跨, 然后隔跨布置。
4. 超静定结构考虑塑性内力重分布计算时, 必须满足 []。
- 变形连续条件;
 - 静力平衡条件;
 - 采用热处理钢筋的限制;
 - 拉区混凝土的应力小于等于混凝土轴心抗拉强度。
5. 条件相同的四边支承双向板, 采用上限解法求得的极限荷载一般要比采用下限解法求得的极限荷载 []。
- 大;
 - 小;
 - 相等;
 - 无法比较。
6. 在确定梁的纵筋弯起点时, 要求抵抗弯矩图不得切入设计弯矩图以内, 即应包在设计弯矩图的外面, 这是为了保证梁的 []。
- 正截面受弯承载力;
 - 斜截面受剪承载力;
 - 受拉钢筋的锚固;
 - 箍筋的强度被充分利用。
7. 在结构的极限承载能力分析中, 正确的叙述是 []。
- 若同时满足极限条件、变形连续条件和平衡条件的解答才是结构的真实极限荷载;
 - 若仅满足极限条件和平衡条件的解答则是结构极限荷载的下限解;
 - 若仅满足变形连续条件和平衡条件的解答则是结构极限荷载的上限解;
 - 若仅满足极限条件和机动条件的解答则是结构极限荷载的上限解。
8. 按弯矩调幅法进行连续梁、板截面的承载能力极限状态计算时, 应遵循下述规定 []。
- 受力钢筋宜采用 I、II 级或 III 级热轧钢筋;
 - 截面的弯矩调幅系数 β 宜超过 0.25;
 - 弯矩调整后的截面受压区相对计算高度 ξ 一般应超过 0.35, 但不应超过 ξ_b ;
 - 按弯矩调幅法计算的连续梁、板, 可适当放宽裂缝宽度的要求。

(三) 判断题

1. 连续梁在各种不利荷载布置情况下, 任一截面的内力均不会超过该截面处内力包络图上的数值。 []

2. 求多跨连续双向板某区格的跨中最大正弯矩时，板上活荷载应按满布考虑。

[]

3. 求多跨连续双向板某区格的板支座最大负弯矩时，板上活荷载应按棋盘式布置。

[]

4. 按塑性理论计算连续梁、板内力时，需满足采用热处理钢筋的限制。

[]

5. 对于四周与梁整浇的多区格双向板楼盖，按弹性理论或塑性理论计算方法得到的所有区格板的弯矩值均可予以减少。

[]

6. 钢筋混凝土四边简支双向板，在荷载作用下不能产生塑性内力重分布。

[]

7. 在四边简支的单向板中，分布钢筋的作用主要为：浇捣混凝土时固定受力钢筋位置；抵抗由于温度变化或混凝土收缩引起的应力；承受板上局部荷载产生的应力；承受沿短边方向的弯矩，分布钢筋一般位于受力钢筋的下方。

[]

8. 按塑性理论计算双向板时，上限解只满足平衡条件、屈服条件，计算结果偏大；下限解只满足机动条件、屈服条件，计算结果偏小。

[]

9. 单向板只布置单向钢筋，双向板需布置双向钢筋。

[]

(四) 问答题

1. 简述现浇肋梁楼盖的组成及荷载传递途径。

2. 说明单向板肋梁楼盖中板、次梁以及主梁的计算简图。

3. 什么是单向板？什么是双向板？两种板是如何区分的？它们的受力特点有何不同？

4. 什么是钢筋混凝土超静定结构的塑性内力重分布？

5. 单向板肋梁楼盖中，板内应配置有哪几种钢筋？

6. 现浇单向板肋梁楼盖按塑性理论计算内力时，板、次梁的计算跨度是如何确定的？

7. 什么叫弯矩调幅法？设计中为什么要控制弯矩调幅值？

8. 使用弯矩调幅法时，应注意哪些问题？

9. 使用弯矩调幅法时，为什么要限制 ξ ？

10. 设计计算连续梁时为什么要考虑活荷载的最不利布置？确定截面内力最不利活荷载布置的原则是什么？

11. 什么是连续梁的内力包络图？如何绘制连续梁的内力包络图？

12. 按塑性理论方法计算结构内力的适用条件是什么？

13. 什么是钢筋混凝土受弯构件塑性铰？影响塑性铰转动能力的因素有哪些？

14. 塑性铰有哪些特点？

15. 简述用机动法计算钢筋混凝土四边固定矩形双向板极限荷载的要点及步骤。

16. 按弹性理论计算肋梁楼盖中板与次梁的内力时，为什么要采用折算荷载？如何折算？

17. 简述钢筋混凝土连续双向板按弹性方法计算跨中最大正弯矩时活荷载的布置方式及计算步骤。

18. 何谓塑性铰线？塑性铰线的分布与哪些因素有关？

19. 双向板肋梁楼盖中梁上的荷载如何确定？

二、计 算 题

1. 图 1-1-1 所示为一端固定另一端铰支梁，跨中作用一集中荷载 P （略去梁的自重），

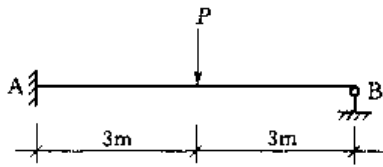


图 1-1-1 梁计算简图

设梁跨中及支座截面的极限弯矩均为 $M_u = 120 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试计算（1）支座出现塑性铰时，梁所承受的极限荷载 P_1 值；（2）梁破坏时的极限荷载 P_u 值；（3）与承受相同荷载 P_u 的弹性分析相比，支座弯矩调幅系数是多少？

2. 某多层工业建筑楼盖平面如图 1-1-2 所示，采用钢筋混凝土现浇单向板肋梁楼盖，楼面活荷载标准值 6.0 kN/m^2 ，楼面面层自重 0.65 kN/m^2 ，楼板底面石灰砂浆抹灰 15 mm 。要求设计此楼盖。

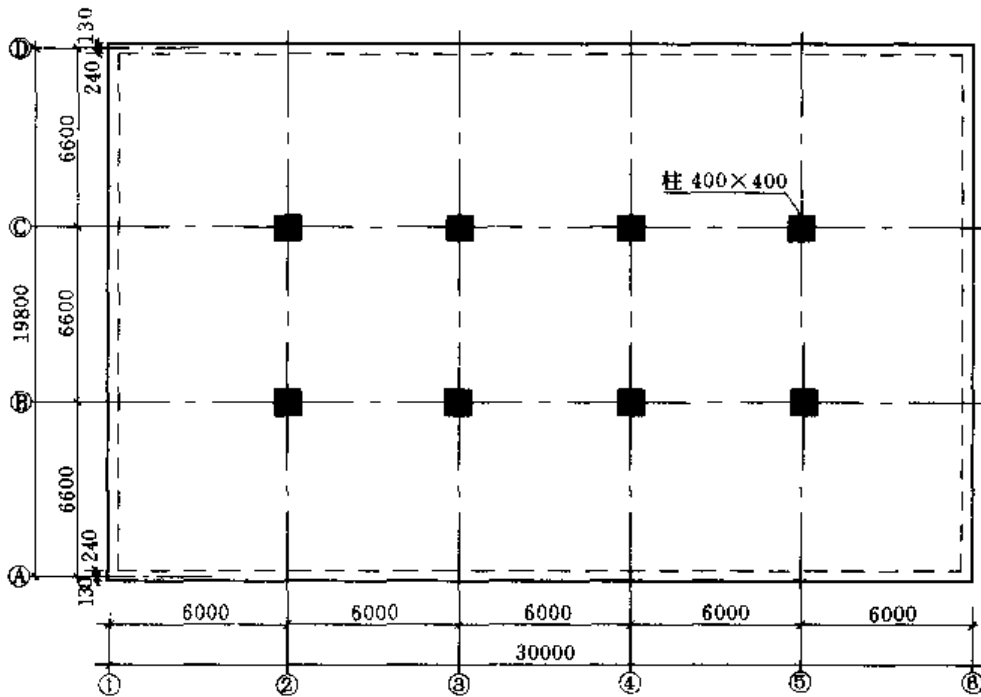


图 1-1-2 楼盖平面布置图（单位：mm）

3. 四边固定双向板如图 1-1-3 所示，承受均布荷载。跨中截面和支座截面单位长度能够承受的弯矩设计值分别为 $m_x = 3.46 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ ， $m'_x = m''_x = 7.42 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ ， $m_y = 5.15 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ ， $m'_y = m''_y = 11.34 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ 。试求该四边固定双向板能够承受的均布荷载设计值。

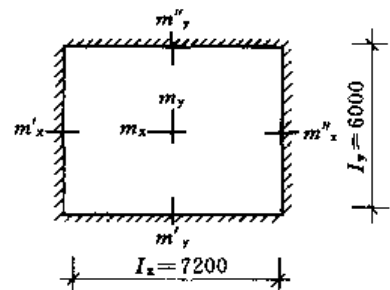


图 1-1-3 四边固定双向板

提示：有关公式为

$$M_x + M_y + \frac{1}{2}(M'_x + M''_x + M'_y + M''_y) = \frac{1}{24} p l_y^2 (3l_x - l_y)$$

第二章 单层厂房结构

学习本章的意义和内容:

工业厂房由于生产性质、工艺流程、机械设备和产品的不同,有单层和多层之分。单层厂房是目前工业建筑中应用范围比较广泛的一种建筑类型,冶金、机械制造和纺织工业等厂房通常采用单层厂房。本章讲述了单层厂房结构的组成及其布置、主要构件选型以及一般单层厂房的设计方法;其中重点讲述了单层厂房排架的内力分析方法、内力组合以及柱、牛腿和基础的受力性能及其设计方法。

本章习题内容主要涉及:

单层厂房结构组成和布置——结构组成,荷载传递,柱网布置,变形缝;支撑作用及布置原则;抗风柱、圈梁、基础梁的作用和布置原则。

排架计算——计算简图,排架荷载(恒荷载、屋面活荷载、吊车荷载、风荷载等)计算,内力计算及组合;考虑厂房整体空间工作时排架的计算要点。

单层厂房柱——截面形式,矩形和I形截面柱的设计,厂房预制柱的吊装验算,牛腿的构造及设计,双肢柱的设计要点。

柱下单独基础——基础的形式及构造,锥形单独基础的设计。

屋架——屋架的截面形式,设计要点;屋架的扶直和吊装验算。

吊车梁——受力特点、型式及构造特点;疲劳性能;吊车梁的设计要点。

节点连接构造及其预埋件设计。

一、概念题

(一) 填空题

1. 单层厂房的屋盖结构分为有檩体系和无檩体系两种。有檩体系屋盖由_____、_____、_____及屋盖支撑组成。无檩体系屋盖由_____、_____及屋盖支撑组成。其中,_____体系是单层厂房中最常用的一种屋盖形式,适用于具有较大吨位吊车或有较大振动的大、中型或重型工业厂房。

2. 当厂房长度或宽度很大时,应设_____缝;厂房的相邻部位地基土差别较大时,应设_____缝;厂房体型复杂或有贴建的房屋和构筑物时,宜设_____缝。

3. 为了减小结构的温度应力,可设置伸缩缝将厂房分成几个温度区段。温度区段的长度取决于_____、_____和结构所处的环境。

4. 对有吊车的厂房,上柱柱间支撑一般设置在_____与屋盖横向水平支撑相对应的柱间,以及_____;下柱柱间支撑一般设置在_____。

5. 当柱间要通行、放置设备或柱距较大而不宜采用柱间交叉支撑时,可采用

_____ 支撑。

6. 基础梁用来承托_____的重量，并将其传至柱基础顶面。基础梁顶面低于室内地面应不小于_____ mm。

7. 天窗架承受_____荷载和_____荷载，并将它们传递给屋架。

8. 单层厂房柱的形式有_____和_____两大类，柱形式的选取由_____控制。

9. _____是单层厂房常用的一种基础形式。

10. 计算排架考虑多台吊车竖向荷载时，对一层吊车单跨厂房的每个排架，参与组合的吊车台数不宜多于_____台；对一层吊车的多跨厂房的每个排架，不宜多于_____台。

11. 考虑多台吊车水平荷载时，对单跨或多跨厂房的每个排架，参与组合的吊车台数不应多于_____台。

12. 等高排架常采用_____法进行内力分析，不等高排架常采用_____法进行内力分析。

13. 由于吊车是移动的，作用在柱上的吊车荷载需利用_____原理进行计算。

14. 单层厂房吊车横向水平荷载在柱上的作用位置为_____。

15. 单层厂房预制柱，在施工吊装阶段，柱的受力情况与_____完全不同，且混凝土的强度等级一般尚达不到_____，故设计时还应进行厂房柱吊装时的_____和_____验算。

16. 单层厂房预制柱吊装时柱的强度等级按要求应不小于设计强度等级的_____%，吊装方式有_____和_____两种。

17. 单层工业厂房柱牛腿的破坏形态主要有弯压破坏、_____和_____。

18. 牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq$ _____ 时，宜设置弯起钢筋，根数不宜少于_____根，直径不宜小于_____ mm。

19. 构件内力分析时，所选的控制截面是指_____的截面。

20. 双肢柱由肢杆、_____和_____组成。

21. 抗风柱外边缘与厂房横向封闭轴线重合，离屋架中心线_____ mm。抗风柱的柱顶标高应低于屋架上弦中心线_____ mm，不使上弦杆受扭；抗风柱变阶处的标高应低于屋架下弦边缘_____ mm，防止屋架产生挠度时与抗风柱相碰。

22. 山墙重量由基础梁承受时，抗风柱可按_____构件进行设计；当山墙重量由连系梁承受时，抗风柱应按_____构件进行设计。

23. 柱下单独基础的底面尺寸应按_____计算确定。

24. 计算钢筋混凝土柱下单独基础的底板配筋时，基础的计算简图为_____。

25. 吊车梁除进行一般的承载能力极限状态及正常使用极限状态的计算外，还需进行_____验算。

26. 预制构件的吊环应采用_____级钢筋制作。当在一个构件上设有 4 个吊环时，设计时应仅取_____个吊环进行计算。

(二) 选择题

1. 下列关于变形缝的描述，[] 是正确的。

- a. 伸缩缝可以兼作沉降缝；
 - b. 伸缩缝应将结构从屋顶至基础完全分开，使缝两边的结构可以自由伸缩，互不影响；
 - c. 凡应设变形缝的厂房，三缝宜合一，并按沉降缝的要求加以处理；
 - d. 防震缝应沿厂房全高设置，基础可不设缝。
2. 下列关于屋架下弦纵向水平支撑的描述，[] 是错误的。
- a. 保证托架上弦的侧向稳定性；
 - b. 必须在厂房的温度区段内全长布置；
 - c. 可将横向集中水平荷载沿纵向分散到其他区域；
 - d. 可加强厂房的空间工作。
3. 屋盖垂直支撑的作用有 []。
- a. 保证屋架在吊装阶段的强度；
 - b. 传递竖向荷载；
 - c. 防止屋架下弦的侧向颤动；
 - d. 保证屋架的空间刚度。
4. 下列说法错误的有 []。
- a. 当圈梁被门窗洞口切断时，应在洞口上部设置一道过梁；
 - b. 当厂房墙体高度较大，或设置有高侧悬墙时，需在墙下布置圈梁；
 - c. 圈梁为现浇钢筋混凝土构件，埋置在墙体内，通过构造钢筋与柱子拉结；
 - d. 在进行围护结构布置时，可以用一种梁兼作圈梁、连系梁、过梁，以简化构造，节约材料。
5. 单层厂房预制柱进行吊装验算时，由于起吊时惯性力的影响，需考虑动力系数，一般取 []。
- a. 1.1；
 - b. 1.2；
 - c. 1.3；
 - d. 1.5。
6. 计算风荷载时，基本风压应 []。
- a. 用 50 年一遇的风压，但不得小于 0.3kN/m^2 ；
 - b. 采用 100 年一遇的风压，但不得小于 0.3kN/m^2 ；
 - c. 采用 50 年一遇的风压，但不得小于 0.25kN/m^2 ；
 - d. 采用 100 年一遇的风压，但不得小于 0.25kN/m^2 。
7. 等高排架在荷载的作用下，各柱的 [] 均相同。
- a. 柱高；
 - b. 内力；
 - c. 柱顶位移；
 - d. 剪力。
8. 等高铰接排架中有 A、B、C 三根柱，其中 B 柱柱间承受水平集中荷载作用，则 []。
- a. 增大 A 柱截面，将减小 C 柱的柱顶剪力；
 - b. 增大 A 柱截面，将减小 A 柱的柱顶剪力；
 - c. 增大 B 柱截面，对 B 柱的柱顶剪力没有影响；
 - d. 增大 B 柱截面，将增大 A、C 柱的柱顶剪力。
9. 关于单层厂房排架柱的内力组合，错误的有 []。
- a. 每次内力组合时，都必须考虑恒荷载产生的内力；
 - b. 在吊车竖向荷载中，同一柱上有同台吊车的 D_{\max} 或 D_{\min} 作用，组合时只能取二

者之一；

c. 风荷载有左吹风和右吹风，组合时只能二者取一；

d. 在同一跨内组合有 T_{max} 时，不一定要有 D_{max} 或 D_{min} 。

10. 在横向荷载作用下，厂房空间作用的影响因素不应包括 []。

a. 山墙的设置； b. 柱间支撑的设置；

c. 屋盖类型； d. 柱间距。

11. 柱下钢筋混凝土单独基础的高度 []。

a. 根据抗冲切承载力计算确定；

b. 根据地基承载力计算确定；

c. 根据基础尺寸的构造要求再通过抗冲切验算确定；

d. 根据基础尺寸的构造要求再通过地基承载力验算确定。

12. 当计算吊车梁及其连接的强度时，吊车竖向荷载应乘以动力系数。对工作级别 $A_1 \sim A_5$ 的软钩吊车，动力系数可取 []。

a. 1.5； b. 1.1； c. 1.05； d. 1.2。

(三) 判断题

1. 厂房的定位轴线均通过柱截面的几何中心。 []

2. 当厂房为多跨等高时，中柱的上柱中心线一般与纵向定位轴线相重合。 []

3. 当厂房相邻两跨不等高时，该处纵向定位轴线一般与该处上柱边缘对高跨的一侧重合。 []

4. 防震缝的宽度取决于抗震设防烈度和防震缝两侧中较高一侧建筑物的高度。 []

5. 屋架上弦横向水平支撑的作用之一，是承受山墙传来的风荷载，并将其传至厂房的纵向柱列。 []

6. 柱间支撑的作用之一，是提高厂房的横向刚度和稳定性，并且将横向地震作用传至基础。 []

7. 钢筋混凝土单层厂房柱截面尺寸，除应满足承载力要求外，还必须保证厂房具有足够的刚度。 []

8. 单层厂房排架计算简图中，柱的计算轴线为柱的几何中心线。当为变截面柱时，柱的计算轴线按上柱的几何中心线确定。 []

9. 厂房屋面积灰荷载应与雪荷载或不上人屋面的均布活荷载两者中的较大值同时考虑。 []

10. 厂房排架设计时，在荷载准永久组合中应考虑吊车荷载。 []

11. 单层厂房柱中牛腿的水平纵向受力钢筋可以兼作弯起钢筋。 []

12. 牛腿的剪跨比 $a/h_0 > 1$ 时，为长牛腿，按悬臂梁进行设计。 []

13. 台阶形基础底板配筋只需按柱与基础交接处的正截面受弯承载力计算确定。 []

14. 对于柱下锥形独立基础，当基础底面落在从柱边所作 45° 线范围内时，表明基础底面满足要求。 []

15. 受力预埋件的锚筋应位于构件的外层主筋内侧。 []

16. 受力预埋件的锚筋可以采用冷加工钢筋。 []

(四) 问答题

1. 装配式钢筋混凝土排架结构单层厂房由哪几部分组成？各自的作用是什么？

2. 单层厂房结构中，有哪些竖向荷载？说明这些竖向荷载的传递路线。

3. 单层厂房屋架下弦横向水平支撑的作用是什么？在温度区段内如何设置？

4. 柱间支撑为什么要设在温度区段的中央或临近中央的柱间？

5. 确定单层工业厂房排架计算简图时采用哪些基本假定？在什么情况下这些假定不能适用？

6. 何谓厂房的整体空间工作？以单层单跨厂房为例，试述在吊车荷载作用下，考虑空间工作时排架内力的计算步骤。

7. 排架柱内力组合时，应进行哪些项目的内力组合？当某控制截面上组合出多组内力时，根据什么原则选出最不利内力？

8. 说明屋架扶直和吊装时的受力特点。

9. 单层厂房抗风柱柱顶与屋架上弦的连接构造有何特点？抗风柱所承受的风荷载以怎样的路径传到地基？

10. 柱下单独基础设计包括哪些内容？

11. 简述吊车荷载的特点。

二、计 算 题

1. 某单层单跨工业厂房，跨度为 18m，柱距 6 m。厂房内设有三台 10t 吊车，吊车工作制级别为 A5，有关参数见表 1-2-1。试计算作用在排架柱上的吊车竖向荷载标准值和横向水平荷载标准值。

表 1-2-1

吊车跨度 L_k (m)	吊车最大宽度 B (m)	大车轮距 K (m)	轨道中心至 端部距离 B_1 (mm)	大车重量 G (t)	小车重量 g (t)	最大轮压 P_{max} (kN)	最小轮压 P_{min} (kN)
16.5	5.55	4.40	230	14.2	3.8	115	25

2. 某双跨等高厂房如图 1-2-1 所示。跨度均为 24m，柱距为 6m，屋顶标高为 16.0m，檐口标高为 14.6m，柱顶标高为 12.3m，厂房无天窗。该厂房位于西安市郊区。试计算作用于排架结构上的风荷载标准值。

3. 一单跨排架结构如图 1-2-2 所示，两柱截面尺寸相同，上柱 $I_u = 21.3 \times 10^8 \text{mm}^4$ ，下柱 $I_l = 195.38 \times 10^8 \text{mm}^4$ 。由吊车竖向荷载在牛腿顶面处产生的弯矩分别为 $M_1 = 462.25 \text{kN} \cdot \text{m}$ ， $M_2 = 110.75 \text{kN} \cdot \text{m}$ ，求排架柱的剪力并绘制弯矩图。

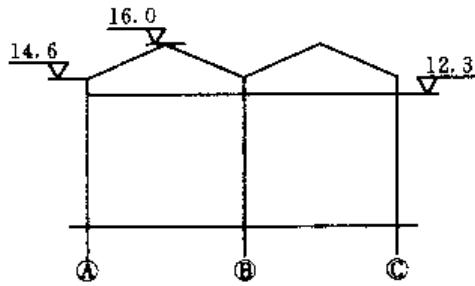


图 1-2-1 厂房示意图

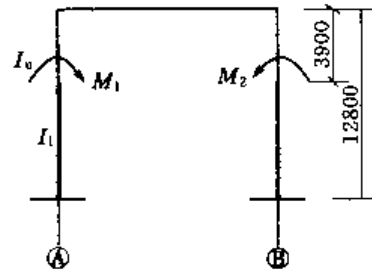


图 1-2-2 排架计算简图

4. 一单层双跨工业厂房的排架计算简图如图 1-2-3 所示。作用在排架柱上的吊车横向水平荷载设计值为 $T_{\max} = 20\text{kN}$ 。试计算该排架结构的内力，并绘出排架柱弯矩图。

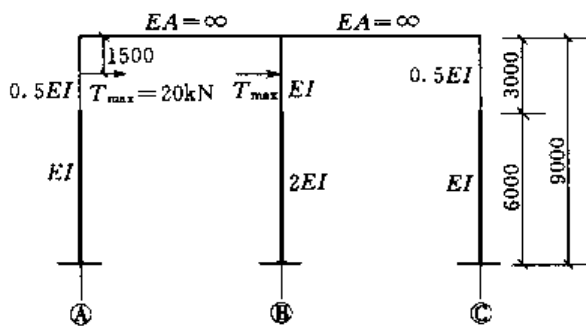


图 1-2-3 排架计算简图

5. 某单层厂房的钢筋混凝土预制柱，吊装时采用翻身吊，吊点设在牛腿下部，如图 1-2-4 所示。起吊时，混凝土达到设计强度等级 (C40) 的 100%。上柱为矩形截面，截面尺寸为 $b \times h = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ，配筋 $A_s = A'_s = 763\text{mm}^2$ (3 Φ 18)；下柱为 I 形截面， $b_t = b'_t = 400\text{mm}$ ， $h = 900\text{mm}$ ， $b = 100\text{mm}$ ， $h_t = h'_t = 150\text{mm}$ ，配筋 $A_s = A'_s = 1018\text{mm}^2$ (4 Φ 18)。牛腿截面宽度 $b = 400\text{mm}$ ，截面高度 $h = 800\text{mm}$ ，下柱边缘到牛腿外边缘的水平长度为 200mm。

$a_s = a'_s = 40\text{mm}$ ，安全等级为二级。要求进行吊装验算。

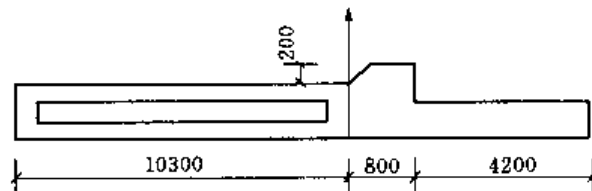


图 1-2-4 预制柱吊装简图 (单位: mm)

6. 根据吊车梁支承位置、截面尺寸及构造要求，初步拟定牛腿尺寸如图 1-2-5 所示。牛腿截面宽度 $b = 400\text{mm}$ ， $a_s = 40\text{mm}$ 。作用于牛腿顶部按荷载标准组合计算的竖向力值为 $F_{vk} = 510\text{kN}$ ，水平力 $F_{hk} = 0$ ；竖向力设计值和水平力设计值分别为 $F_v = 714\text{kN}$ ， $F_h = 0$ 。混凝土强度等级为 C30，牛腿水平纵筋采用 HRB400 级钢筋。要求验算牛腿截面尺寸，并进行承载力计算。

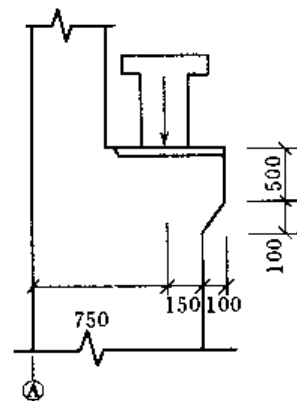


图 1-2-5 牛腿尺寸简图 (单位: mm)

第三章 多层及高层建筑结构设计概论

学习本章的意义和内容:

本章主要介绍现有钢筋混凝土多、高层结构的各种结构形式和每种结构形式的特点及使用范围,初步介绍了多、高层结构的荷载及结构在荷载作用下的内力和变形特点,使读者能够了解多、高层结构的设计特点、结构计算的一般原则以及结构设计的一般要求。

本章习题内容主要涉及:

多层及高层建筑结构常用体系及其特点、适用范围;多层及高层建筑结构平面布置、竖向布置的一般要求;框架结构、剪力墙结构、框架—剪力墙结构各种承重方案的比较;多层及高层结构内力和位移的简化分析计算方法的要点;高层建筑高宽比的限制要求等。

(一) 填空题

1. 高层结构中,影响结构内力、变形以及造价的主要因素是_____。
2. 剪力墙结构中每个独立剪力墙段的高度与长度之比不应小于_____,墙肢截面高度不宜大于_____ m。
3. 7度和8度抗震设计时,短肢剪力墙宜设置_____。
4. 筒中筒结构的高度不宜低于_____ m,高宽比不应小于_____,矩形平面的长宽比不宜大于_____。
5. 高层建筑竖向体型应力求规则、均匀,避免有过大的外挑和内收,避免错层和局部夹层,同一层的楼面应尽量设置在_____处。
6. 框架—剪力墙结构中单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过结构底部总水平剪力的_____。
7. 框架—剪力墙结构中剪力墙宜贯通建筑物全高,且横向和纵向的剪力墙宜_____。
8. 剪力墙结构混凝土强度等级不应低于_____。
9. 框架—剪力墙结构中剪力墙宜贯通建筑物全高,宜避免刚度_____;剪力墙开洞时,洞口宜_____。
10. 剪力墙结构中短肢剪力墙截面厚度不应小于_____。
11. 筒体结构的混凝土强度等级不宜低于_____。

(二) 选择题

1. 我国《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002,以下简称《高层规程》)对民用钢筋混凝土高层建筑的定义是 []。
 - a. 8层以上;
 - b. 8层和8层以上;
 - c. 10层以上;
 - d. 10层及以上或超过28m。
2. 高层建筑结构的受力特点是 []。

- a. 竖向荷载为主要荷载，水平荷载为次要荷载；
 b. 水平荷载为主要荷载，竖向荷载为次要荷载；
 c. 竖向荷载和水平荷载均为主要荷载；
 d. 不一定。
3. 在常用的钢筋混凝土高层结构体系中，抗侧刚度最好的体系是 []。
 a. 框架结构体系； b. 剪力墙结构体系；
 c. 框架—剪力墙结构体系； d. 筒体结构体系。
4. 在 7 度地震区建一幢高度为 70m 的高层写字楼，采用何种结构体系比较好 []。
 a. 框架结构； b. 剪力墙结构；
 c. 框架—剪力墙结构； d. 筒体结构。
5. 对于有抗震设防的高层框架结构和框架—剪力墙结构，其抗侧力结构布置要求为 []。
 a. 应设计为双向抗侧力体系，主体结构可以采用铰接；
 b. 应设计为双向抗侧力体系，主体结构不应采用铰接；
 c. 横向应设计为刚性抗侧力体系，纵向可以采用铰接；
 d. 纵向应设计为刚性抗侧力体系，横向可以采用铰接。
6. 框架结构与剪力墙结构相比较，其特点为 []。
 a. 框架结构的延性和抗侧力性能都比剪力墙结构好；
 b. 框架结构的延性和抗侧力性能都比剪力墙结构差；
 c. 框架结构的延性好，但其抗侧力刚度小；
 d. 框架结构的延性差，但其抗侧力刚度大。
7. 有抗震设防要求的高层建筑结构中，对防震缝设置正确的叙述是 []。
 a. 相邻结构基础存在较大沉降差时，宜减小防震缝的宽度；
 b. 防震缝两侧结构体系不同时，缝宽按较高的房屋高度确定；
 c. 防震缝可以不沿房屋全高设置；
 d. 高层建筑结构中宜调整平面形状和结构布置，避免结构不规则，不设防震缝。
8. 高层现浇剪力墙结构伸缩缝的最大间距是 [] m。
 a. 45； b. 55； c. 60； d. 65。
9. 在剪力墙结构体系中布置剪力墙时，《高层规程》要求单片剪力墙的长度不宜过大，总高度与长度之比不宜小于 2，从结构概念考虑，正确的为 []。
 a. 施工难度较大； b. 为了减小投资成本；
 c. 为了减小施工难度； d. 为了避免脆性剪力破坏。
10. 设防烈度为 8 度的现浇高层框架—剪力墙结构，其横向剪力墙的间距应符合的规定为 []。
 a. $\leq 2.5B$ ，且 $\leq 30\text{m}$ ； b. $\leq 3B$ ，且 $\leq 30\text{m}$ ；
 c. $\leq 3B$ ，且 $\leq 40\text{m}$ ； d. $\leq 4B$ ，且 $\leq 40\text{m}$ 。
11. 在设计筒中筒结构时，正确的叙述为 []。

- a. 矩形平面的长宽比不宜大于 2;
- b. 为了增强立面效果, 空腹筒的开孔率不宜小于 70%;
- c. 结构平面刚度可不均匀, 竖向可有较大高差;
- d. 为满足结构受力要求, 实腹筒的平面面积应尽量地大。

12. 在剪力墙的结构布置时, 不正确的叙述为 []。

- a. 剪力墙门洞口宜上下对齐;
- b. 墙肢的截面高度与其厚度之比不宜小于 3;
- c. 剪力墙可只在一个主轴方向布置;
- d. 较长剪力墙可用楼板或小截面连梁分隔, 且每个墙段的高度与长度之比不应小于 2。

13. 原框架结构中增加了若干榀剪力墙后, 对结构抗震而言下列说法正确的是 []。

- a. 整个结构更安全;
- b. 下部楼层中的框架可能不安全;
- c. 上部楼层中的框架可能不安全;
- d. 整个结构均不安全。

(三) 判断题

1. 一般情况下, 高层建筑的平面外形宜简单、规则、对称。结构布置宜对称、均匀, 尽量使结构抗侧刚度中心、建筑平面形心、建筑物质量中心重合, 以减小扭转。 []

2. 高层结构在水平风荷载和地震作用下, 结构产生的顶点侧移与高度的四次方成正比。 []

3. 高度为 250m 及 250m 以上的建筑, 楼层层间最大位移与层高之比的限值是 1/550。 []

4. 剪力墙结构体系中剪力墙只承受水平荷载。 []

5. 核心筒的刚度除与筒壁厚度有关外, 还与筒的平面尺寸有关, 筒的平面尺寸越大, 抗侧高度愈大。 []

6. 高层结构分析时, 为简化计算, 一般认为楼盖结构在自身平面内刚度无限大。 []

7. 对高层建筑和高耸结构的风荷载, 可以不考虑风压脉动对结构的影响。 []

8. 对于一般不超过 40m, 以剪切变形为主且质量、刚度沿高度分布均匀的高层建筑, 计算地震作用时可采用底部剪力法。 []

9. 单片剪力墙长度不宜过长, 原因是由于墙肢过长会使其刚度剧增, 易发生剪切破坏。 []

10. 框架-剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系, 抗震设计时, 两个主轴方向都应设置框架及剪力墙。 []

11. 高层建筑结构沿竖向的强度和刚度宜下大上小, 逐渐均匀变化。 []

12. 框架-剪力墙结构中剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近、楼梯间、电梯间、平面形状变化及恒载较大的部位, 剪力墙间距不宜过大。 []

13. 框架-剪力墙结构中抗震设计时, 剪力墙各主轴方向的侧向刚度可以相差很大。 []

(四) 问答题

1. 多、高层建筑结构有哪几种结构体系？每种结构体系的优缺点、受力特点和应用范围如何？
2. 为什么要控制高层建筑的高宽比？
3. 结构平面布置和竖向布置中各应考虑哪些问题？应如何处理沉降缝、伸缩缝和防震缝？
4. 框架结构、剪力墙结构各有几种承重方案？各种承重方案的优缺点及应用范围如何？框架—剪力墙结构布置中应注意哪些问题？
5. 多、高层建筑结构设计中要考虑哪些荷载或作用？
6. 在多、高层建筑结构计算中，假定楼盖在自身平面内为绝对刚性有何意义？如果楼盖不满足绝对刚性的假定，计算中应如何考虑？
7. 用简化方法和比较精细的分析方法计算高层建筑结构的内力和位移时，应如何考虑各抗侧力结构的协同工作以及各构件的变形？

第四章 多层框架结构房屋

学习本章的意义和内容:

多层框架结构应用广泛,其受力明确,造价相对较低。本章重点讲述多层框架结构的受力特点、结构布置、侧移计算、竖向荷载以及水平荷载作用下内力的近似计算、框架结构的荷载组合及内力组合、非抗震设计下梁柱的一般构造等内容;本章着重对分层法、反弯点法以及D值法等内容作了重点阐述,对指导建筑工程专业学生完成课程设计及毕业设计有很大的意义,也是其他专业学生以及工程设计人员学习的参考。

本章习题内容主要涉及:

框架结构体系的特点;框架的组成和结构布置;框架结构的荷载及其计算简图;竖向荷载作用下分层法的基本假定及计算;水平荷载作用下反弯点法,D值法的基本概念及计算;框架结构的荷载、内力组合;水平荷载作用下框架结构的侧移及计算等。

一、概念题

(一) 填空题

1. 框架结构的承重方案有_____、_____、_____。
2. 框架结构伸缩缝与沉降缝的宽度一般不小于_____。
3. 框架结构在计算纵向框架和横向框架的内力时,分别按_____进行计算。
4. 框架结构在计算梁的惯性矩时,通常假定截面惯性矩 I 沿轴线不变,对装配式楼盖,取 $I = I_0$, I_0 为矩形截面梁的截面惯性矩;对装配整体式楼盖,中框架 $I =$ _____,边框架 $I =$ _____ ;对现浇楼盖,中框架 $I =$ _____,边框架 $I =$ _____。
5. 框架柱的反弯点位置取决于该柱上下端_____的比值。
6. 框架柱的反弯点高度一般与_____、_____、_____、_____等因素有关。
7. 规范规定,框架梁的弹性层间位移角的限值是_____。
8. 框架梁端负弯矩的调幅系数,对于现浇框架可取_____,装配整体式框架,一般取_____。
9. 用分层法计算框架结构在竖向荷载下的内力时,除底层柱外,其余层柱线刚度乘以_____,相应传递系数为_____。
10. 框架柱的抗侧移刚度与_____、_____、_____等因素有关。

(二) 选择题

1. 现浇框架结构梁柱节点区的混凝土强度等级应该 []。

- a. 低于梁的混凝土强度等级； b. 高于梁的混凝土强度等级；
c. 不低于柱的混凝土强度等级； d. 与梁柱混凝土强度等级无关。
2. 水平荷载作用下每根框架柱所分配到的剪力与 [] 直接有关。
a. 矩形梁截面惯性矩； b. 柱的抗侧移刚度；
c. 梁柱线刚度比； d. 柱的转动刚度。
3. 公式 $\alpha_c = 0.5K / (1+2K)$ 中， K 的物理意义是 []。
a. 矩形梁截面惯性矩； b. 柱的抗侧移刚度；
c. 梁柱线刚度比； d. T形梁截面惯性矩。
4. 采用反弯点法计算内力时，假定反弯点的位置 []。
a. 底层柱在距基础顶面 $2/3$ 处，其余各层在柱中点；
b. 底层柱在距基础顶面 $1/3$ 处，其余各层在柱中点；
c. 底层柱在距基础顶面 $1/4$ 处，其余各层在柱中点；
d. 底层柱在距基础顶面 $1/5$ 处，其余各层在柱中点。
5. 关于框架结构的变形，以下结论正确的是 []
a. 框架结构的整体变形主要呈现为弯曲型；
b. 框架结构的总体弯曲变形主要是由柱的轴向变形引起的；
c. 框架结构的层间变形一般为下小上大；
d. 框架结构的层间位移与柱的线刚度有关，与梁的线刚度无关。
6. 关于框架柱的反弯点，以下结论正确的是 []
a. 上层梁的线刚度增加会导致本层柱反弯点下移；
b. 下层层高增大会导致本层柱反弯点上移；
c. 柱的反弯点位置与柱的楼层位置有关，与结构总层数无关；
d. 柱的反弯点位置与荷载分布形式无关。
7. 对装配整体式楼盖，中框架梁的惯性矩 $I = 1.5I_0$ ，式中 I_0 是指 []。
a. 矩形梁截面惯性矩； b. T形梁截面惯性矩；
c. 矩形梁截面抗弯刚度； d. T形梁截面抗弯刚度。
8. 按 D 值法对框架进行近似计算时，各柱反弯点高度的变化规律是 []。
a. 其他参数不变时，随上层框架梁刚度减小而降低；
b. 其他参数不变时，随上层框架梁刚度减小而升高；
c. 其他参数不变时，随上层层高增大而降低；
d. 其他参数不变时，随下层层高增大而升高。
9. 按 D 值法对框架进行近似计算时，各柱侧向刚度的变化规律是 []。
a. 当柱的线刚度不变时，随框架梁线刚度增加而减少；
b. 当框架梁、柱的线刚度不变时，随层高增加而增加；
c. 当柱的线刚度不变时，随框架梁线刚度增加而增加；
d. 与框架梁的线刚度无关。
10. 一般来说，当框架的层数不多或高宽比不大时，框架结构的侧移曲线以 [] 为主。

- a. 弯曲型; b. 剪切型; c. 弯剪型; d. 弯扭型。

(三) 判断题

1. 与剪力墙结构相比, 框架结构有较强的抵抗侧移的能力。 []
2. 框架结构中, 尽量不设或少设变形缝, 原因是这样可使构造简化、方便施工。 []
3. 所有框架结构在竖向荷载作用下都是无侧移框架。 []
4. 分层法计算所得的节点弯矩之和经常不为零, 原因是由于分层计算单元与实际结构不符带来的误差, 此时可对节点不平衡力矩再作一次分配, 予以修正。 []
5. 分层法将与本层梁相连的柱的远端均近似作为固定端而不转动。 []
6. 当柱的上下端转角不同时, 反弯点偏向转角小的一侧。 []
7. 框架结构的层间位移上大下小, 其位移曲线是弯曲型。 []
8. 框架柱的反弯点高度随上层框架梁刚度减小而降低。 []
9. 我国规范规定, 框架结构弯矩调幅只对竖向荷载作用下的内力进行, 水平荷载作用下的弯矩不调幅, 因此, 调幅应在内力组合之前进行。 []
10. 反弯点法适用于各层结构比较均匀 (各层高度变化不大, 梁的线刚度变化不大), 节点梁柱线刚度比 $\Sigma i_b / \Sigma i_c \geq 3$ 的各层框架。 []
11. D 值法中 $D = \alpha 12i_c / h^2$, α 为反映梁柱线刚度比值对柱侧移刚度的影响系数。 []

(四) 问答题

1. 框架结构体系的特点是什么?
2. 框架结构根据施工方法分哪几类? 各有何特点?
3. 框架结构的柱网布置有什么基本要求?
4. 框架承重布置方案有哪几种? 各有何特点?
5. 框架结构的计算简图如何确定? 其跨度与层高如何取?
6. 框架梁的抗弯刚度如何计算?
7. 框架结构的竖向及水平可变荷载如何考虑? 竖向及水平可变荷载有哪些?
8. 简述竖向荷载作用下框架内力分析的分层法及其基本假定。
9. 简述框架内力分析时分层法的计算步骤及要点。
10. 简述水平荷载作用下框架内力分析的反弯点法及其基本假定。
11. 简述采用 D 值法进行框架内力分析的原因及 D 值的物理意义。
12. 框架内力分析采用 D 值法后柱的反弯点高度如何计算?
13. 框架结构在水平荷载下的变形包括哪几方面?
14. 框架结构计算中梁、柱控制截面如何取?
15. 对于可变荷载效应控制时, 框架结构荷载效应组合的表达式是什么?
16. 框架梁、柱最不利内力组合是怎样确定?
17. 确定框架竖向可变荷载的最不利位置有哪几种方法?
18. 在竖向荷载作用下框架梁端弯矩如何调幅?
19. 框架柱的计算高度如何取?

二、计 算 题

1. 某两层框架荷载及各杆件尺寸如图 1-4-1 所示，括号内的数字代表杆件的相对线刚度值。试用分层法计算各杆件的弯矩并绘制弯矩图。
2. 用反弯点法作如图 1-4-2 所示框架的弯矩图，圆圈内数字为相对线刚度。

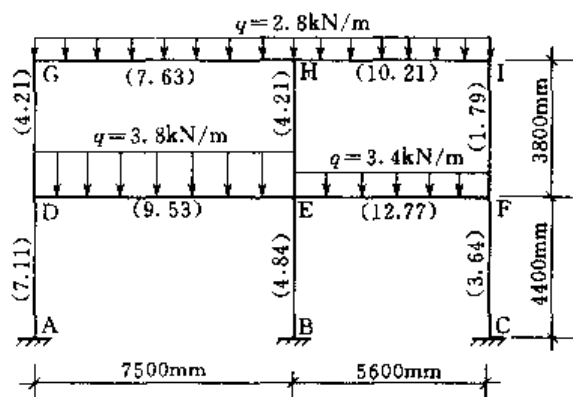


图 1-4-1 框架荷载及各杆件尺寸

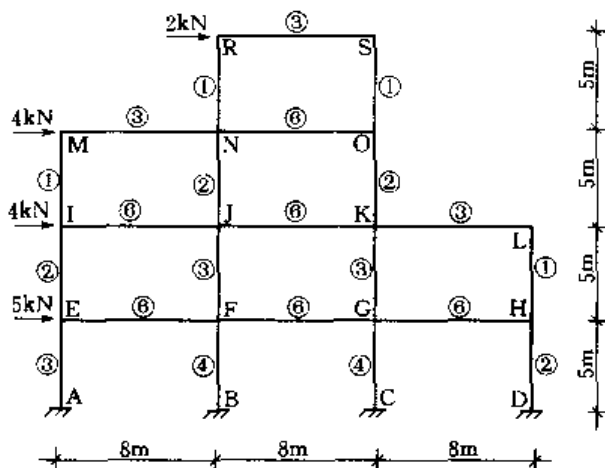


图 1-4-2 框架简图

3. 用 D 值法作框架的弯矩图。如图 1-4-3 所示，已知该框架梁、柱为现浇，楼板为预制，柱截面尺寸为 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ，顶层梁截面尺寸为 $240\text{mm} \times 600\text{mm}$ ，楼层梁截面尺寸为 $240\text{mm} \times 650\text{mm}$ ，走道梁均为 $240\text{mm} \times 400\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C20。

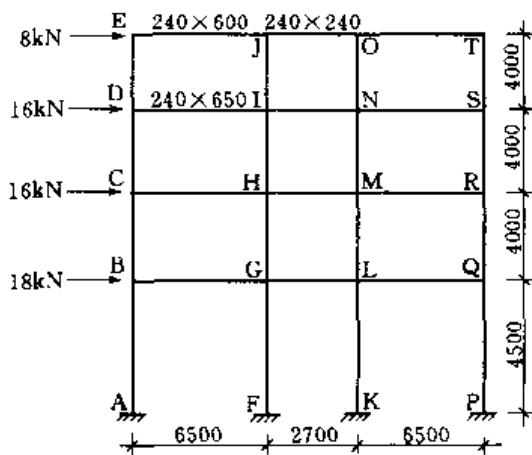


图 1-4-3 框架简图 (单位: mm)

第五章 砌体构件承载力计算

学习本章的意义和内容：

无筋砌体受压构件的破坏形态和影响受压承载力的主要因素，无筋砌体受压构件的承载力计算方法，梁下砌体局部受压承载力和梁下设置刚性垫块时的局部受压承载力验算方法以及有关的构造要求，无筋砌体受弯、受剪以及受拉构件的破坏特征及承载力的计算方法。

通过本章学习可以掌握土木工程中砌体结构构件计算的基本理论，为砌体结构设计奠定基础。

本章习题内容主要涉及：

无筋砌体受压构件承载力的主要因素及承载力计算公式的应用；局部受压构件破坏的类型及公式的应用；砌体受拉、受弯、受剪构件的计算及应用范围。

一、概念题

(一) 填空题

1. 无筋砌体受压构件按高厚比的不同以及荷载作用偏心矩的有无，可分为_____、_____和_____。
2. 在截面尺寸和材料强度等级一定的条件下，在施工质量得到保证的前提下，影响无筋砌体受压承载力的主要因素是_____和_____。
3. 在设计无筋砌体偏心受压构件时，《砌体结构设计规范》(GB50003—2001，以下简称《砌体规范》)对偏心距的限制条件是_____。为了减少轴向力的偏心距，可采用_____或_____等构造措施。
4. 通过对砌体局部受压的试验表明，局部受压可能发生三种破坏，即_____、_____、_____。其中，_____是局部受压的基本破坏形态；_____由于发生突然，在设计中应避免发生，_____仅在砌体材料强度过低时发生。
5. 砌体在局部受压时，由于未直接受压砌体对直接受压砌体的约束作用以及力的扩散作用，使砌体的局部受压强度_____。局部受压强度用_____表示。
6. 对局部抗压强度提高系数 γ 进行限制的目的是_____。
7. 局部受压承载力不满足要求时，一般采用_____的方法，满足设计要求。
8. 当梁端砌体局部受压承载力不足时，与梁整浇的圈梁可作为垫梁。垫梁下砌体的局部受压承载力，可按集中荷载作用下_____计算。
9. 受剪构件承载力计算采用变系数的_____理论。

(二) 选择题

1. 一偏心受压柱，截面尺寸为 $490\text{mm} \times 620\text{mm}$ ，弯矩沿截面长边作用，该柱的最大允许偏心距为 []。

- a. 217mm; b. 186mm; c. 372mm; d. 233mm。

2. 一带壁柱的偏心受压窗间墙，截面尺寸如图 1-5-1 所示，轴向力偏向壁柱一侧，该柱的最大允许偏心距为 []。

- a. 167mm; b. 314mm;
c. 130mm; d. 178mm。

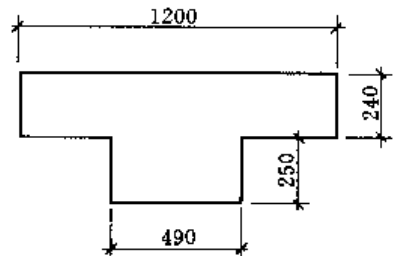


图 1-5-1

3. 一无筋砌体砖柱，截面尺寸为 $370\text{mm} \times 490\text{mm}$ ，柱的计算高度为 3.3m，承受的轴向压力标准值 $N_k = 150\text{kN}$ （其中永久荷载 120kN ，包括砖柱自重），结构的安全等级为二级 ($\gamma_0 = 1.0$)。该柱用 MU10 烧结普通砖和 M5 混合砂浆砌筑，判断该柱最不利轴向力设计值及柱受压承载力关系式中右端项与下列最接近的是 []。

- a. 186.0kN, 240.30kN; b. 184.5kN, 243.90kN;
c. 192.0kN, 211.46kN; d. 204.0kN, 206.71kN。

4. 一小型空心砌块砌体独立柱，截面尺寸为 $400\text{mm} \times 600\text{mm}$ ，柱的计算高度为 3.9m，承受的轴向压力标准值 $N_k = 200\text{kN}$ （其中永久荷载 140kN ，包括砖柱自重），结构的安全等级为二级 ($\gamma_0 = 1.0$)。该柱用 MU10 混凝土小型空心砌块和 Mb5 混合砂浆砌筑，判断该柱最不利轴向力设计值及柱受压承载力关系式中右端项与下列最接近的是 []。

- a. 249kN, 425.7kN; b. 273.0kN, 298.0kN;
c. 256.0kN, 317.0kN; d. 252.0kN, 298.0kN。

5. 一偏心受压柱，截面尺寸为 $490\text{mm} \times 620\text{mm}$ ，柱的计算高度为 5.0m，承受的轴向压力标准值 $N_k = 160\text{kN}$ ，弯矩设计值 $M = 20\text{ kN} \cdot \text{mm}$ （弯矩沿长边方向）。该柱用 MU10 蒸压灰砂普通砖和 M5 水泥砂浆砌筑，判断该柱受压承载力关系式中右端项与下列各项最接近的是 []。

- a. 214.3kN; b. 228.0kN;
c. 192.9kN; d. 205.21kN。

6. 如果条件同题 5，设该柱用 MU10 烧结普通砖和 M2.5 混合砂浆砌筑，判断该柱受压承载力关系式中右端项与下列各项最接近的是 []。

- a. 197.6kN; b. 189.7kN;
c. 218.9kN; d. 228.0kN。

7. 一圆形砖砌水池，壁厚 370mm，采用 MU10 烧结普通砖和 M10 水泥砂浆砌筑，池壁单位高度承受的最大环向拉力设计值为 $N = 55\text{kN}$ ，下列与池壁的受拉承载力最接近的是 []。

- a. 70.3kN; b. 56.2kN;
c. 162.4kN; d. 59.7kN。

8. 一浅型矩形水池，池壁高 1.2m (如图 1-5-2 所示)，采用 MU10 烧结普通砖和 M10 水泥砂浆砌筑，池壁厚 490mm，忽略池壁自重产生的垂直压力。下列与池壁的受弯承载力验算公式左、右两项关系最接近的是 []。

- a. $2.88\text{kN}\cdot\text{mm} < 5.44\text{kN}\cdot\text{mm}$;
- b. $2.88\text{kN}\cdot\text{mm} < 6.80\text{kN}\cdot\text{mm}$;
- c. $3.46\text{kN}\cdot\text{mm} < 6.80\text{kN}\cdot\text{mm}$;
- d. $3.46\text{kN}\cdot\text{mm} < 5.44\text{kN}\cdot\text{mm}$ 。

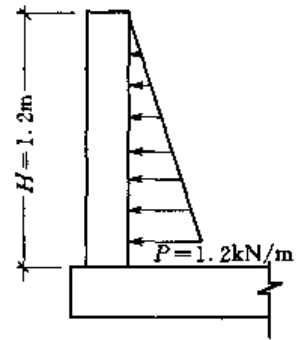


图 1-5-2 水池构造及受力简图

9. 局部受压的说法正确是 []。

- a. 局部抗压强度的提高是因为局部砌体处于三向受力状态;
- b. 局部抗压强度的提高是因为非局部受压面积提供的侧压力和力的扩散的综合影响;
- c. 对未灌实的空心砌块砌体，局部受压强度系数 $\gamma \leq 1.25$;
- d. 对空心砖砌体，局部受压强度系数 $\gamma \leq 1.0$ 。

10. 梁端支承处砌体局部受压承载力应考虑的因素有：[]。

- a. 上部荷载的影响;
- b. 梁端压力设计值产生的支承压力和压应力图形的完善系数;
- c. 局部承压面积;
- d. a、b 及 c。

11. 在进行无筋砌体受压构件的承载力计算时，轴向力的偏心距叙述正确的是 []。

- a. 由荷载标准值产生于构件截面的内力计算求得;
- b. 应由荷载设计值产生于构件截面的内力求得;
- c. 大小不受限制;
- d. 不宜超过 $0.75y$ 。

12. 当墙厚 $\leq 240\text{mm}$ ，梁跨 $\geq 6\text{m}$ 时，从下列构造中选出最佳构造措施 []。

- a. 加大墙厚;
- b. 在梁下的墙体部位加设壁柱;
- c. 在梁下支承面下的砌体设置混凝土垫块;
- d. 同时在梁下支承处设置壁柱和混凝土垫块。

(三) 判断题

- 1. 局部受压强度的提高是因为非局部受压面积提供的侧压力和力的扩散的综合影响。 []
- 2. 砌体构件的承载力与变形计算时，砌体受压构件仅考虑承载力极限状态。 []
- 3. 在轴心受压砌体的块体不产生弯曲应力和剪应力。 []
- 4. 承受永久荷载的受压砌体当荷载达到短期破坏荷载的 $80\% \sim 90\%$ 时，即使荷载不再增加，裂缝也将随时间而不断发展直至砌体破坏。 []

5. 对于多孔砖砌体，局部抗压强度提高系数 $\gamma \leq 1.0$ 。 []
6. 在砌体局部受压承载力计算中，规定砌体局部抗压强度提高系数 γ 上限值的目的是防止出现突然的劈裂破坏。 []
7. 偏心受压短柱与长柱破坏形态是一样的。 []
8. 对于矩形截面在承载力计算高厚比计算时， h 无论时偏心受压还是轴心受压其取值都是长边。 []

(四) 问答题

1. 简述砌体受压时，随着荷载偏心距的变化截面应力变化情况。
2. 影响无筋砌体受压构件承载力的主要因素有哪些？
3. 无筋砌体受压构件对偏心距 e 有何限制，当超过限值时如何处理？
4. 砌体局部受压强度提高的原因是什么？
5. 影响砌体局部抗压强度提高系数 γ 的主要因素是什么？《砌体规范》为什么对 γ 取值给以限制？如何取值？
6. 《砌体规范》对梁端刚性垫块有什么构造要求？
7. 何谓梁端砌体的内拱作用？在什么情况下应考虑内拱作用？
8. 砌体轴心受拉、受弯和受剪构件在工程中应用在哪些方面？

二、计 算 题

1. 一无筋砌体砖柱，截面尺寸为 $490\text{mm} \times 620\text{mm}$ ，采用 MU10 烧结普通砖及 M2.5 水泥砂浆砌筑，柱的计算高度为 5.6m ，柱顶承受轴心压力标准值 $N_k = 189.6\text{kN}$ （其中永久荷载 135kN ，可变荷载 54.6kN ），结构的安全等级为二级 ($\gamma_0 = 1.0$)。试验算核柱截面承载力。

2. 一矩形截面偏心受压柱，截面尺寸 $490\text{mm} \times 620\text{mm}$ ，柱的计算高度为 5m ，承受轴向力设计值 $N = 160\text{kN}$ ，弯矩设计值 $M = 13.55\text{kN} \cdot \text{m}$ （弯矩沿长边方向）。该柱用 MU10 烧结粘土砖和 M5 混合砂浆砌筑，但施工质量控制等级为 C 级。试验算柱的承载力。

3. 一单层单跨无吊车工业厂房窗间墙截面如图 1-5-3，计算高度 $H_0 = 7\text{m}$ ，墙体用 MU10 单排孔混凝土砌块及 Mb7.5 混合砂浆砌筑，灌孔混凝土强度等级 Cb20，混凝土砌块孔洞率 $\delta = 35\%$ ，砌体灌孔率 $\rho = 33\%$ ，承受轴力设计值 $N = 155\text{kN}$ ， $M = 22.44\text{kN} \cdot \text{m}$ ，荷载偏向肋部。试验算该窗间墙。

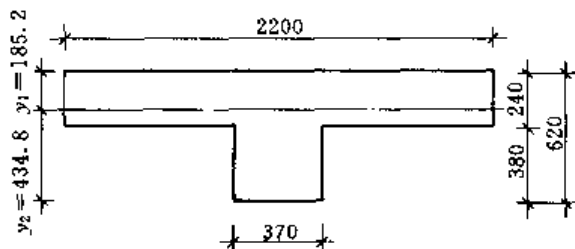


图 1-5-3 厂房窗间墙截面简图 (单位: mm)

4. 一双向偏心受压柱，截面尺寸为 $490\text{mm} \times 620\text{mm}$ (图 1-5-4)，用 MU10 烧结普通砖和 M7.5 混合砂浆砌筑。柱的计算高度为 4.8m ，作用于柱上的轴向压力设计值为 200kN ，沿 b 方向作用的弯矩设计值 M_b 为 $20\text{kN} \cdot \text{m}$ ， h 方向作用的弯矩设计值 M_h 为 $24\text{kN} \cdot \text{m}$ 。试验算该柱的承载力。

5. 一钢筋混凝土简支梁，跨度 5.8m ，截面尺寸为 $b \times h = 200\text{mm} \times 400\text{mm}$ ，梁的支承长度 $a = 240\text{mm}$ ，支承反力 $N_1 = 60\text{kN}$ ，窗间墙截面由上部荷载设计值产生的轴向力 $N_0 = 240\text{kN}$ ，窗间墙截面 $1200\text{mm} \times 370\text{mm}$ ，采用 MU10 砖，M2.5 混合砂浆砌筑，如图 1-5-5。试验算梁端支承处砌体的局部受压承载力。

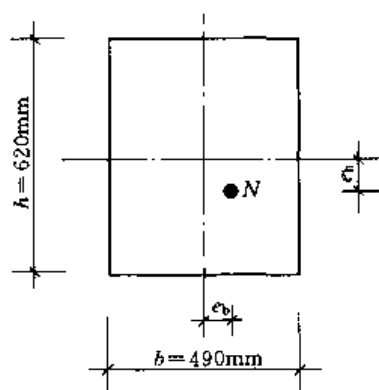


图 1-5-4 截面尺寸及受力简图

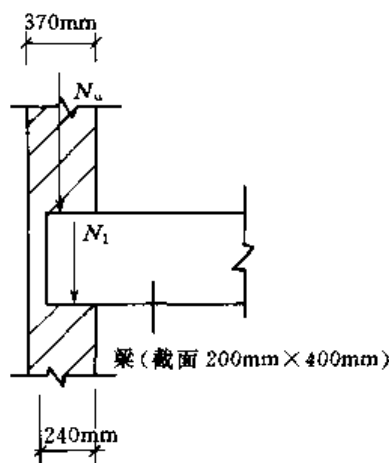


图 1-5-5 梁端支承处受力简图

6. 一混凝土大梁截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 600\text{mm}$ ， $l_0 = 6.5\text{m}$ ，支承于带壁柱的窗间墙上，如图 1-5-6。窗间墙截面上的上部荷载值为 $N_0 = 245\text{kN}$ ， $N_1 = 110\text{kN}$ 。墙体用 MU10 烧结多孔砖、M5 混合砂浆砌筑。经验算，梁端支承处砌体的局部受压承载力不满足要求，试设计混凝土刚性垫块。

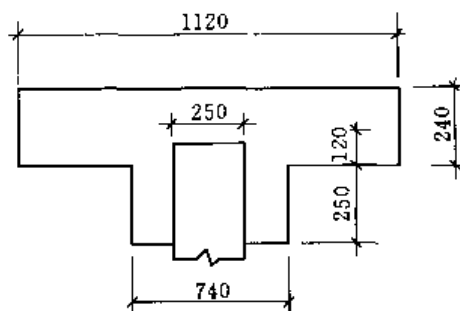


图 1-5-6 大梁及窗间墙构造简图 (单位: mm)

7. 一钢筋混凝土简支梁直接支承在 240mm 厚砖墙的现浇钢筋混凝土圈梁上，圈梁截面尺寸 $b \times h = 240\text{mm} \times 180\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C20，砖墙采用 MU10 烧结普通砖、M5 混合砂浆砌筑。梁支承反力设计值为 $N_1 = 100\text{kN}$ 。圈梁上还作用有 $0.2\text{N}/\text{mm}^2$ 的均布荷载。试验算梁支承处垫梁下砌体的局部受压承载力。

8. 某拱式砖过梁，如图 1-5-7 所示，已知拱式过梁在拱座处的水平推力标准值 $V_k =$

15kN，其中可变荷载产生的推力 12kN，作用在 1—1 截面上由恒载标准值引起的压力 $N_k = 20\text{kN}$ ；过梁宽度为 370mm，窗间墙厚度为 490mm，墙体用 MU10 烧结粘土砖、M5 混合砂浆砌筑。试验算拱座截面 1—1 的受剪承载力。

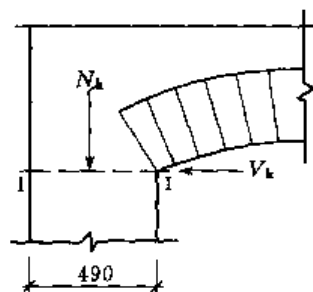


图 1-5-7 拱式砖过梁示意图

第六章 配筋砌体构件承载力计算

学习本章的意义和内容:

本章主要讲述了网状配筋砖砌体受压构件和组合砖砌体受压构件的受力特点、破坏过程、适用范围、构造要求以及承载能力的计算。学习本章必须掌握以下的重点、难点:

(1) 配筋砖砌体(网状配筋砖砌体受压构件、组合砖砌体受压构件)设计计算。

(2) 由于钢筋对砌体横向变形的约束,网状配筋砖砌体受压时砌体处于三向受力状态,从而间接地提高了砌体承担竖向荷载的能力。网状配筋砖砌体的破坏过程也可分为三个阶段,但受力性能和无筋砌体有着本质的区别。网状配筋砖砌体不宜应用于偏心距较大或高厚比较大的场合,为了使构件能充分发挥承载能力,还应符合有关构造要求。

(3) 对于截面尺寸受限制或承受较大偏心距荷载的构件,以及单层砖柱厂房在设防烈度为8度、9度时,宜采用组合砖砌体。满足有关构造要求的组合砖砌体,能保证砌体和面层混凝土(或面层砂浆)之间有良好的整体性和共同工作能力。

(4) 设置构造柱的砖墙与组合砖砌体构件的受力性能较为类似。在影响设置构造柱砖墙承载能力的诸多因素中,构造柱间距的影响最为显著。构造柱的设置和构造等要符合有关构造规定才能充分发挥作用。设置构造柱砖墙采用组合砖砌体轴心受压构件承载能力的计算公式,引入强度系数来反映两者之间的区别。

本章习题内容主要涉及:

网状配筋砖砌体受压构件和组合砖砌体受压构件的受力特点,破坏过程、适用范围,构造要求以及承载力的计算。

一、概念题

(一) 填空题

1. 网状配筋砖砌体,由于钢筋与砂浆以及砂浆层与块材之间的_____作用,使钢筋与砌体共同工作。
2. 网状配筋砖砌体,在竖向荷载作用下,钢筋因砌体的横向变形而_____。由于钢筋比砌体的弹性模量大,变形相对_____,因而可阻止砌体的_____,使砌体处于_____状态。
3. 网状配筋砖砌体能提高砌体的_____。
4. 网状配筋砌体从加载到破坏分为_____个受力阶段,其破坏特征是_____。
5. 当无筋砌体抗压强度不足,且构件截面尺寸受到限制,可采用_____。
6. 在_____以及_____情况下,不宜采用网状配筋砖砌体。
7. 网状配筋砖砌体受压构件承载力公式为_____,其中 φ_n 是_____。

8. 网状配筋砖砌体中的体积配筋率, 不应小于_____, 并不应大于_____。
9. 网状配筋砖砌体, 当采用钢筋网时, 钢筋的直径宜采用_____, 当采用连弯钢筋网时, 钢筋的直径不应大于_____。
10. 网状配筋砖砌体钢筋网中的钢筋的间距, 不应大于_____, 并不应小于_____。
11. 网状配筋砖砌体钢筋网的竖向间距, 不应大于_____, 并不应大于_____。
12. 网状配筋砖砌体所用砂浆强度等级不应低于_____。
13. 网状配筋砖砌体灰缝厚度应保证钢筋上下至少各有_____厚的砂浆层。
14. 常见的组合砖砌体有_____, _____。
15. 当_____, 宜采用砖砌体和钢筋混凝土面层或钢筋砂浆面层组成的组合砖砌体构件。
16. 组合砖砌体构件, 面层混凝土强度等级宜采用_____; 面层水泥砂浆强度等级不宜低于_____; 砌筑砂浆的强度等级不宜低于_____。
17. 组合砖砌体构件, 竖向受力钢筋距砖砌体表面的距离不应小于_____。
18. 组合砖砌体构件, 砂浆面层的厚度, 可采用_____, 当面层厚度大于_____宜采用混凝土。
19. 组合砖砌体构件, 受压钢筋一侧的配筋率, 对混凝土面层, 不宜小于_____, 对砂浆面层, 不宜小于_____. 受拉钢筋的配筋率, 不应小于_____. 竖向受力钢筋的直径不应小于_____, 钢筋的净间距不应小于_____。
20. 当组合砖砌体一侧的竖向受力钢筋多于4根时, 应设置_____。
21. 组合砖砌体偏心受压构件, 当_____时为小偏压; 当_____时为大偏压。
22. 组合砖砌体受压区相对高度的界限值 ξ_b , 对于HPB235级钢筋应取_____, 对于HRB335级钢筋, 应取_____。
23. 组合砖墙的砂浆强度等级不应低于_____, 构造柱的混凝土强度等级不宜低于_____。
24. 构造柱的截面尺寸不宜小于_____, 其厚度不应小于_____。
25. 砖砌体与构造柱的连接处应砌成_____, 并沿墙高每隔_____设 $2\Phi 6$ 拉结钢筋, 且每边伸入墙内不宜小于_____。

(二) 选择题

1. 横向配筋砖砌体所用砂浆强度等级不应低于 []。
 - a. M7.5; b. M5; c. M2.5; d. M0.
2. 对矩形截面 $e/h > 0.17$ 时或偏心距虽未超过截面核心范围, 但构件的高厚比 [] 时, 不宜采用网状配筋砖砌体构件。
 - a. $\beta > 18$; b. $\beta > 16$; c. $\beta > 14$; d. $\beta > 12$.
3. 横向配筋砌体在轴向压力作用下, 钢筋横向受拉, 其横向变形比砌体横向变形 []。
 - a. 一样; b. 小; c. 大; d. 无关.
4. 网状配筋砌体的抗压强度比无筋砌体的抗压强度 []。

- a. 一样; b. 小; c. 大; d. 无关。
5. 横向配筋砌体中, 钢筋与砂浆的粘结力越好, 砌体的强度就越 []。
a. 无关; b. 低; c. 高; d. 一样。
6. 横向配筋砌体与无筋砌体在相同条件下, 第一批裂缝出现的时间 []。
a. 早; b. 一样; c. 晚; d. 两者无关。
7. 网状配筋砌体中的体积配筋率不应小于 []。
a. 0.1%; b. 0.01%; c. 1%; d. 2%。
8. 网状配筋砌体中的体积配筋率不应大于 []。
a. 0.1%; b. 0.01%; c. 1%; d. 2%。
9. 横向配筋砌体, 当采用连弯钢筋网时, 钢筋直径不应大于 []。
a. 6mm; b. 8mm; c. 10mm; d. 12mm。
10. 网状配筋砖砌体中, 钢筋网的钢筋间距, 不应大于 120mm, 并不应小于 []。
a. 50mm; b. 40mm; c. 30mm; d. 20mm。
11. 网状配筋砖砌体中, 钢筋网的竖向间距, 不应大于五皮砖, 并不应大于 []。
a. 400mm; b. 500mm; c. 600mm; d. 700mm。
12. 组合砖砌体构件, 面层混凝土强度等级不宜低于 []。
a. C20; b. C15; c. C10; d. C25。
13. 组合砖砌体构件, 面层水泥砂浆强度等级不宜低于 []。
a. M5; b. M7.5; c. M10; d. M15。
14. 组合砖砌体构件, 砌筑砂浆的强度等级不宜低于 []。
a. M2.5; b. M5; c. M7.5; d. M10。
15. 组合砖砌体构件, 竖向受力钢筋距砖砌体表面的距离不应小于 []。
a. 5mm; b. 6mm; c. 7mm; d. 8mm。
16. 组合砖砌体构件, 当 [], 为小偏心受压构件。
a. $\xi \leq \xi_b$; b. $\xi > \xi_b$; c. $e > h_0$; d. $e \leq h_0$ 。
17. 组合砖砌体, 受压钢筋侧的配筋率, 对砂浆面层不宜小于 []。
a. 0.1%; b. 0.2%; c. 0.3%; d. 0.4%。
18. 组合砖砌体, 受压钢筋一侧的配筋率, 对混凝土面层不宜小于 []。
a. 0.1%; b. 0.2%; c. 0.3%; d. 0.4%。
19. 组合砖墙的砂浆强度等级不应低于 []。
a. M2.5; b. M5; c. M7.5; d. M10。
20. 组合砖墙的构造柱混凝土强度等级不宜低于 []。
a. C10; b. C15; c. C20; d. C25。
21. 组合砖墙砌体结构房屋, 构造柱的间距不宜大于 []。
a. 4m; b. 5m; c. 6m; d. 7m。

(三) 判断题

1. 网状配筋砖砌体的受压承载能力大于同条件下的无筋砖砌体。 []
2. 由于配置了钢筋网片, 在竖向荷载作用下, 钢筋因砌体横向变形而受压。 []

3. 当网状配筋砌体的荷载偏心距较大时，截面上的应力分布不均匀，网状钢筋的作用减小。 []
4. 网状配筋砖砌体的受压承载能力是有限的，它与荷载作用的偏心距和砌体高厚比有关。 []
5. 网状配筋砖砌体的受压破坏特征与无筋砖砌体类似。 []
6. Φ_n 是网状配筋砖砌体受压构件承载力的影响系数，只与高厚比和配筋率有关。 []
7. 在网状配筋砖砌体中 f_y 为钢筋抗拉强度设计值，当 f_y 大于 320MPa 时，仍采用 320MPa。 []
8. 网状配筋砖砌体受压矩形截面构件，沿长边有偏心轴向力，只需要对偏心方向进行承载力计算。 []
9. 当网状配筋砖砌体构件下端与无筋砌体交接时，尚应验算交接处无筋砌体的局部受压承载力。 []
10. 网状配筋砖砌体对所用砂浆的强度等级无要求。 []
11. 当轴向力的偏心距 $e > 0.6y$ 时，宜采用砖砌体和钢筋混凝土面层或钢筋砂浆面层组成的组合砖砌体构件。 []
12. 对于砖墙与组合砌体一同砌筑的 T 形截面构件，可按矩形截面组合砌体计算。其构件高厚比 β 也按矩形截面考虑。 []
13. f_c 为组合砖砌体中混凝土或面层水泥砂浆的轴心抗压强度，砂浆的轴心抗压强度设计值可取为同强度等级混凝土的轴心抗压强度设计值的 70%。 []
14. 组合砖砌体偏心受压构件大小偏压的判别与钢筋混凝土偏心受压构件的判别一样。 []
15. 组合砖墙的施工程序应为先砌墙后浇混凝土构造柱。 []
16. 组合砖墙砌体结构房屋，应在纵横墙交接处，墙端部和较大洞口的洞边设置构造柱，其间距不宜大于 4m。 []
17. 组合砖墙的砂浆强度等级不应低于 M5，构造柱的混凝土强度等级不宜低于 C20。 []
18. 组合砖墙砌体结构房屋应在基础顶面以及有组合墙的楼层处设置现浇钢筋混凝土圈梁。 []

(四) 问答题

1. 网状配筋砖砌体受压构件的受力特点是什么？
2. 网状配筋砌体受压构件的破坏过程及特征是什么？
3. 网状配筋砖砌体受压构件的适用范围是什么？为什么？
4. 为什么网状配筋砖砌体中，网状钢筋的直径宜采用 3~4mm，连弯网时，钢筋直径不应大于 8mm？
5. 为什么网状配筋砖砌体受压构件对配筋率有要求？
6. 为什么网状配筋砖砌体受压构件对所用砂浆有强度要求？
7. 在什么情况宜采用组合砖砌体受压构件？

8. 组合砖砌体受压构件的受压性能是什么？
9. 组合砖砌体有哪些构造要求？
10. 对砖砌体和钢筋混凝土构造柱组合墙砌体结构的房屋，为什么对钢筋混凝土圈梁有较严格的规定？
11. 在砖砌体和钢筋混凝土均设构造柱组合墙中，为什么要限制构造柱的间距？

二、计 算 题

1. 已知一方形截面砖柱，截面尺寸为 $490\text{mm} \times 490\text{mm}$ ，计算高度为 $H_0 = 4.0\text{m}$ ，承受的轴心压力设计值为 $N = 500\text{kN}$ ，采用烧结普通砖 MU10 和混合砂浆 M5， $f = 1.5\text{MPa}$ ，试计算其承载力。因截面尺寸受限制，若承载力不足，可采用网状配筋砌体。

2. 某网状配筋砖柱，截面尺寸为 $370\text{mm} \times 490\text{mm}$ ，柱的计算高度 $H_0 = 4500\text{mm}$ ，采用 MU10 的砖和 M7.5 的水泥砂浆砌筑， $f = 1.69\text{N/mm}^2$ 。网状钢筋采用 $\Phi 4$ 冷拔低碳钢丝， $f_y = 320\text{N/mm}^2$ ，钢丝网格尺寸 $a = 40\text{mm}$ ，钢丝网间距为 $s_n = 325\text{mm}$ ，承受轴向力设计值 $N = 135\text{kN}$ ，沿长边方向作用的弯矩设计值 $M = 6.5\text{kN} \cdot \text{m}$ ，试验算其承载力。

3. 已知一刚性方案房屋中柱采用组合砖砌体，截面尺寸为 $620\text{mm} \times 620\text{mm}$ ，如图 1-6-1 所示，计算高度 $H_0 = 6600\text{mm}$ 。承受的轴向压力设计值为 $N = 1300\text{kN}$ ，组合砖柱采用 MU10 砖，M5 混合砂浆，C20 的混凝土的面层以及 HPB235 的钢筋，试验算其承载力。

4. 已知某无吊车厂房采用组合砖柱，截面尺寸为 $490\text{mm} \times 620\text{mm}$ ，如图 1-6-2 所示，计算高度 $H_0 = 6000\text{mm}$ 。承受的轴向压力设计值为 $N = 380\text{kN}$ ，弯矩设计值为 $M = 180\text{kN} \cdot \text{m}$ ，组合砖柱采用 MU10 砖，M5 混合砂浆，C20 的混凝土面层以及 HPB235 的钢筋，当对称配筋时，求 $A_s = A'_s$ 。

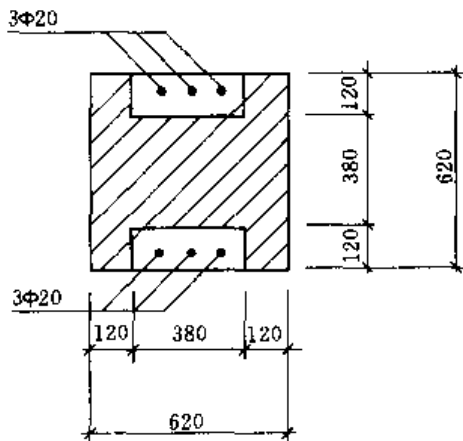


图 1-6-1 砌体截面图 (单位: mm)

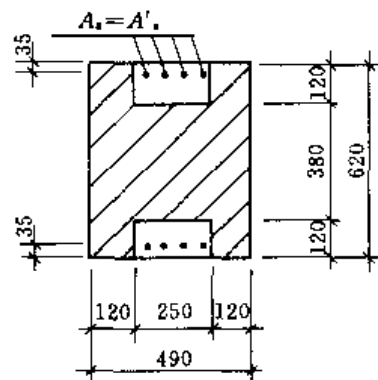


图 1-6-2 砖柱截面图 (单位: mm)

5. 已知某无吊车厂房采用组合砖柱，截面尺寸为 $490\text{mm} \times 620\text{mm}$ ，如图 1-6-3 所示，计算高度 $H_0 = 6000\text{mm}$ 。承受的轴向压力设计值为 $N = 820\text{kN}$ ，弯矩设计值为 $M = 132.5\text{kN} \cdot \text{m}$ ，组合砖柱采用 MU10 砖，M5 混合砂浆，C20 的混凝土的面层以及 HPB235

的钢筋，当对称配筋时，求 $A_s = A'_s$ 。

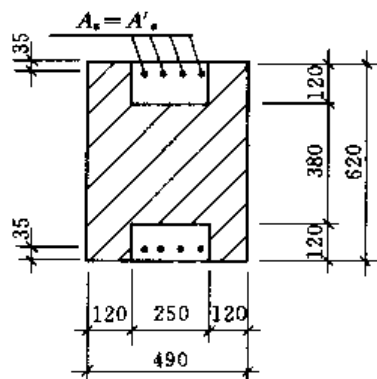


图 1-6-3 砖柱截面图 (单位: mm)

6. 已知某车间组合砖柱，截面尺寸为 $490\text{mm} \times 740\text{mm}$ ，如图 1-6-4 所示，计算高度 $H_0 = 7400\text{mm}$ 。承受的轴向压力设计值为 $N = 350\text{kN}$ ，弯矩设计值为 $M = 100\text{kN} \cdot \text{m}$ ，组合砖柱采用 MU10 砖，M5 混合砂浆，C20 的混凝土面层以及用 HPB235 钢筋的对称配筋， $A_s = A'_s = 462\text{mm}^2$ ，试验算该柱是否安全？

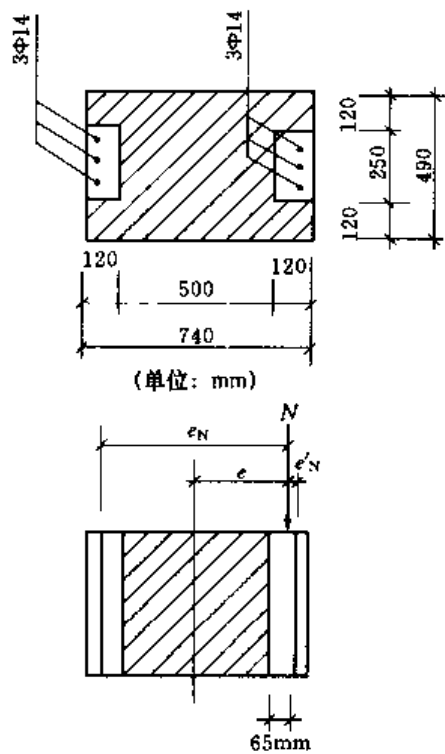


图 1-6-4 砖柱截面简图

第七章 混合结构房屋墙体设计

学习本章的意义和内容：

混合结构房屋的结构布置；混合结构房屋的空间刚度和静力计算方案的确定；墙、柱高厚比验算；单层混合结构房屋的墙体设计；多层混合结构房屋墙体设计，墙体构造要求及防止墙体开裂的措施。通过本章学习可以了解及掌握混合结构房屋设计的有关知识。

本章习题内容主要涉及：

混合结构房屋承重体系的类型、特点及使用范围；混合结构房屋空间工作性质、房屋静力计算方案的划分；墙柱高厚比的计算，单层混合结构房屋的墙体设计；刚性、弹性、刚弹性方案多层混合结构房屋的设计、构造要求和防止墙体开裂的措施。

一、概 念 题

(一) 填空题

1. 混合结构房屋墙体设计的内容和步骤为_____、_____、_____、_____。
2. 混合结构房屋的结构布置方案分为_____、_____、_____、_____、_____。
3. 混合结构房屋根据空间作用大小不同，可分为_____、_____、_____三种静力计算方案。其划分的主要根据是_____、_____。
4. 单层单跨混合结构房屋，在刚性、刚弹性和弹性静力计算方案的计算简图中，排架顶端的水平方向约束情况分别是_____、_____、_____。
5. 在多层混合结构房屋中，多数设计成刚性方案，其计算简图在竖向荷载作用下每层墙、柱视作_____。在水平荷载作用下，墙、柱视作以每层楼盖及屋盖为_____。
6. 对于刚弹性方案多层房屋主要通过各层_____反映房屋的空间工作。在水平风荷载作用下内力可采用二步叠加进行。先按在各层楼盖（屋盖）处为_____分析内力，并求出不动铰支处的水平反力 R ；然后，在各铰支处反向作用_____按有侧移结构分析；最后，叠加这两种状态，即可求得刚弹性方案房屋墙、柱的内力。
7. 墙、柱高厚比验算的目的是_____。验算的基本公式是_____。
8. 地下室墙体计算按_____方案，其计算简图为_____，荷载需要考虑上部墙体传来的、本层楼盖梁传来的、_____及土、水的侧压力。
9. 引起墙体开裂的主要原因是_____。为了防止和减轻墙体的开裂，除了在房屋的适当部位设置沉降和伸缩缝外，还可根据房屋的实际情况采取_____。

(二) 选择题

- 影响砌体结构房屋空间工作性能的主要因素是 []。
 - 房屋结构所用块材和砂浆的强度等级；
 - 外纵墙的高厚比和门窗洞口的开设是否超过规定；
 - 圈梁和构造柱的设置是否满足规范的要求；
 - 房屋屋盖、楼盖的类别和横墙的间距。
- 下列叙述 [] 作为刚性和刚弹性方案的横墙是错误的。
 - 墙体的厚度不宜小于 180mm；
 - 横墙中有洞口时，洞口的水平截面积不应小于其总截面的 50%；
 - 单层房屋横墙的长度不宜小于其高度，多层房屋的横墙长度不宜小于其总高度的 1/2；
 - 如横墙的最大位移小于等于 $H/4000$ ，仍可作为判断静力计算方案的横墙。
- 混合结构房屋的空间性能影响系数 η 反映房屋在荷载作用下的空间作用，即 []。
 - η 值愈大，房屋空间刚度越差；
 - η 值愈大，房屋空间刚度越好；
 - η 值愈小，房屋空间刚度不一定越差；
 - η 值愈小，房屋空间刚度不一定越好。
- 有一装配式楼盖的混合结构房屋，已知其为刚弹性方案，则其横墙间距 s 应为 []。
 - $s < 20\text{m}$ ；
 - $32\text{m} < s \leq 72\text{m}$ ；
 - $s > 48\text{m}$ ；
 - $s > 72\text{m}$ 。
- 下列屋盖和楼盖形式，[] 的刚性方案允许的房屋横墙间距最小。
 - 钢筋混凝土屋盖；
 - 轻钢屋盖；
 - 石棉水泥瓦轻钢屋盖；
 - 木楼盖。
- 在混合结构房屋内力计算时，可根据 [] 判断房屋的静力计算方案。
 - 横墙的间距；
 - 楼（屋）盖的类型；
 - 横墙的间距及楼（屋）盖的类别；
 - 房屋墙体所用材料。
- 下列论述不正确的是 []。
 - 墙、柱的高厚比系指墙、柱的计算高度 H_0 与墙厚或矩形截面柱边长 h 的比值；
 - 墙、柱的允许高厚比值与墙、柱的承载力计算有关；
 - 墙、柱的高厚比验算是砌体结构设计的重要组成部分；
 - 高厚比验算是保证砌体结构构件稳定性的重要构造措施之一。
- 为减少高厚比，满足墙稳定性要求，可采取的措施有 I. 减少横墙间距；II. 降低层高；III. 加大砌体厚度；IV. 提高砂浆强度等级；V. 减少洞口尺寸；VI. 减少荷载；VII. 提高块体强度。以下何者为正确：[]。
 - I、II、III、IV、V；
 - II、III、IV、V、VI；
 - I、II、III、IV、V、VI、VII；
 - III、IV、V、VI、VII。
- 柱允许高厚比 β []。

- a. 随砂浆强度等级的提高而增大； b. 随砂浆强度等级的提高而减小；
c. 与砂浆强度无关； d. 与柱截面无关。
10. 对壁柱间墙的高厚比验算，在计算墙的计算高度 H_0 时，墙长 s 取：[]。
a. 相邻壁柱间的距离； b. 横墙间的距离；
c. 墙体的高度； d. 壁柱墙体高度的 2 倍。
11. 带壁柱墙的高厚比验算公式为 $\beta = \frac{H_0}{h_T} \leq \mu_1 \mu_2 [\beta]$ ，其中 h_T 采用 []。
a. 壁柱的厚度； b. 壁柱和墙厚的平均值；
c. 墙的厚度； d. 带壁柱墙的折算厚度。
12. 某混合结构房屋的山墙高度为 4.1m（取山墙顶和檐口的平均高度），山墙厚 240mm，采用 M2.5 混合砂浆砌筑，其上开有 1.2m 宽，1.5m 高的窗（三扇），山墙的长度为 8.4m。试判断下列对其高厚比的验算，正确的是 []。
a. $\beta = \frac{H_0}{h} = 17.1 < \mu_1 \mu_2 [\beta] = 18.3$ ； b. $\beta = \frac{H_0}{h} = 17.1 < \mu_1 \mu_2 [\beta] = 22.0$ ；
c. $\beta = \frac{H_0}{h} = 17.1 < \mu_1 \mu_2 [\beta] = 20.7$ ； d. $\beta = \frac{H_0}{h} = 17.1 < \mu_1 \mu_2 [\beta] = 21.9$ 。
13. 对多层房屋墙体进行内力分析时，“墙在每层高度范围内可近似视作两端铰结构件”，是对下列荷载适用的：[]。
a. 风荷载； b. 水平地震作用；
c. 竖向荷载； d. 仅对梁的支承反力。
14. 在多层砌体房屋底层中取如下四个截面，a— a 截面，即本层大梁梁底截面；b— b 截面，即较大窗口上皮截面；c— c 截面，即较大窗口下皮截面；d— d 截面，即基础顶面。试问在工程设计中一般应取下述哪组作为验算内力的控制截面？[]
a. a— a 及 b— b 截面； b. a— a 及 c— c 截面；
c. a— a 及 d— d 截面； d. a— a、c— c 及 d— d 截面。
15. 房屋总高为 24m 的刚性方案多层砌体房屋，当满足以下 [] 条件时，就可不必考虑风载的影响。
Ⅰ. 外墙洞口的水平截面不超过全截面的 2/3，且其层高不大于 4m；
Ⅱ. 外墙洞口的水平截面不超过全截面的 1/2；
Ⅲ. 基本风压为 0.5kN/m²，且屋面自重不小于 0.8kN/m²；
Ⅳ. 基本风压为 0.5kN/m²，且屋面自重不大于 0.5kN/m²。
a. Ⅰ、Ⅲ； b. Ⅱ、Ⅲ； c. Ⅰ、Ⅳ； d. Ⅱ、Ⅳ。
16. 对单层房屋带壁柱墙的承载力验算，带壁柱墙的翼缘宽度取 []。
a. $b_f = b + 2H/3$ (b 为壁柱宽度， H 为墙高)，但不大于窗间墙的宽度或相邻壁柱间的距离；
b. 壁柱间的距离；
c. 窗间墙的宽度；
d. 壁柱的宽度。

(三) 判断题

1. 作为刚性和刚弹性方案的横墙的厚度不宜小于 180mm。 []
2. 混合结构房屋的空间性能影响系数愈大, 则房屋空间刚度越大。 []
3. 墙、柱的允许高厚比值与墙、柱的承载力计算有关。 []
4. 柱允许高厚比 $[\beta]$ 随砂浆强度等级的提高而减小。 []
5. 房屋总高为 24m 的刚性方案多层砌体房屋, 当满足外墙洞口的水平截面不超过全截面的 $2/3$, 且其层高不大于 4m, 就可不必考虑风载的影响。 []
6. 进行墙、柱高厚比验算的目的是为了满足墙、柱的承载力的要求。 []
7. 在设计砌体结构房屋, 按照规范要求设置伸缩缝后, 就不会再发生温度变形和砌体干缩变形。 []

(四) 问答题

1. 混合结构承重墙设计包括哪些内容?
2. 根据墙、柱的不同受力情况, 混合结构房屋有哪几种承重体系? 各有什么特点? 适用于何种情况?
3. 什么叫房屋的空间刚度? 房屋的空间性能影响系数的含义是什么? 有哪些主要影响因素?
4. 如何确定房屋的静力计算方案? 在什么情况下, 需对刚性和刚弹性方案房屋的横墙最大水平位移进行验算?
5. 什么叫墙、柱高厚比? 验算的高厚比目的是什么? 影响墙、柱允许高厚比的因素有哪些?
6. 如何进行墙、柱高厚比验算?
7. 多层刚性方案房屋承重墙的计算简图, 为什么假定在楼盖处和基础顶面处为铰接? 对承重横墙, 什么情况下按偏压进行验算?
8. 绘制三层两跨的刚弹性方案房屋在水平荷载作用下的计算简图, 并简述内力计算的过程。
9. 阐述上柔下刚和上刚下柔房屋的静力计算方案。
10. 为了防止或减轻房屋顶层墙体的裂缝, 可采取什么措施?
11. 引起墙体开裂的主要因素是什么?

二、计 算 题

1. 某办公楼平面布置如图 1-7-1 所示, 采用装配式钢筋混凝土楼盖, 砖墙承重。纵墙及横墙厚度均为 240mm, 砖的强度等级为 MU10, 砂浆强度等级 M5。底层墙高 $H=4.5$ (从基础顶面算起)。隔墙厚 120mm。试验算底层各墙高厚比。

2. 某单层单跨无吊车厂房采用装配式无檩体系屋盖如图 1-7-2, 其纵横承重墙采用 MU10 砖。柱距 4.5m, 每开间有 2.0m 宽的窗洞, 车间长 27m。自基础顶面算起墙高 6m, 壁柱为 370mm \times 250mm, 墙厚 240mm, 砂浆强度等级 M7.5。试验算外纵墙和山墙高厚比。

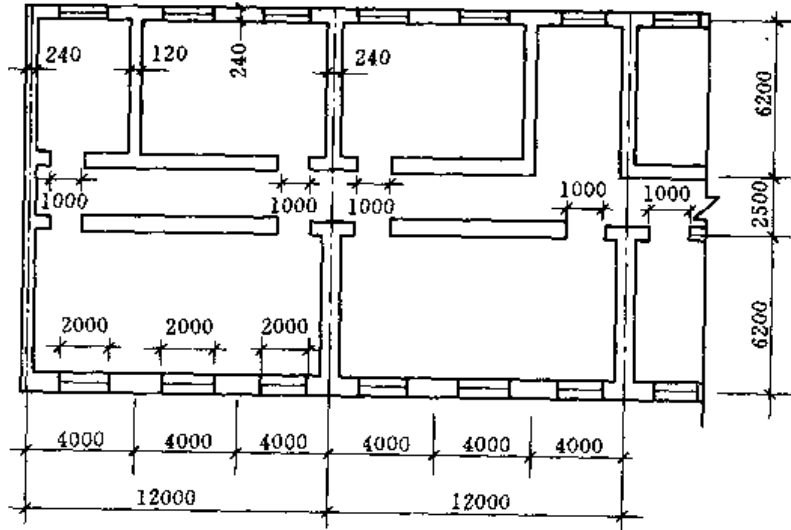


图 1-7-1 某办公楼平面布置 (单位: mm)

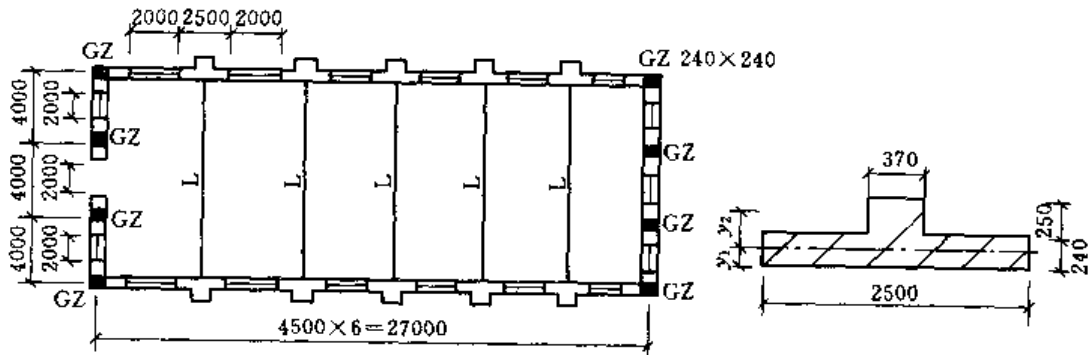


图 1-7-2 装配式无檩体系屋盖平面布置图 (单位: mm)

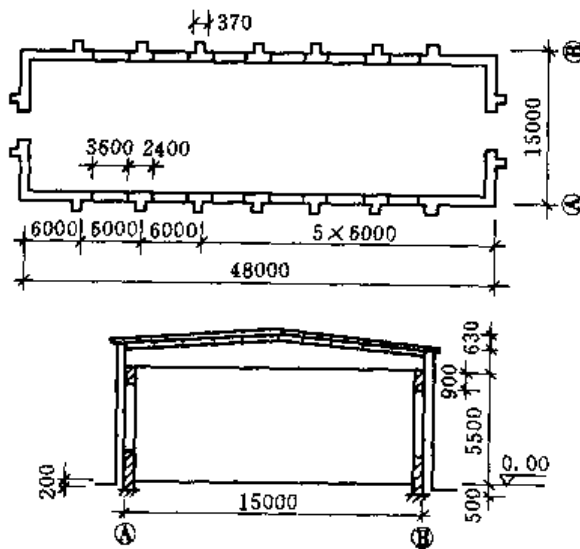


图 1-7-3 某 15m 跨无吊车厂房示意图 (单位: mm)

3. 某无吊车厂房 (图 1-7-3) 长 $8 \times 6\text{m} = 48\text{m}$, 宽 15m , 采用无檩体系装配式钢筋混凝土屋盖, 水平投影面上屋盖恒载为 3.55kN/m^2 (包括屋面梁自重), 屋面活荷载标准值

为 0.7kN/m^2 ，基本风压值为 0.5kN/m^2 ，地面粗糙程度属 B 类。屋面梁的反力中心至纵墙定位轴线的距离为 150mm ，房屋出檐 700mm ，屋面梁支座底面标高为 5.5m ，室外地面标高 -0.2m ，基础顶面标高为 -0.5m ，窗高 3.4m ，墙体用烧结普通砖 MU10 和 M7.5 混合砂浆砌筑，施工质量控制等级为 B 级。

求：

- (1) 判断该单层厂房属于何种静力计算方案。[]
 - a. 刚性方案；
 - b. 刚弹性方案；
 - c. 弹性方案。
- (2) 在对带壁柱墙的强度验算时，下列哪个翼缘宽度取值是正确的。[]
 - a. 4370mm ；
 - b. 2400mm ；
 - c. 600mm 。

(3) A 轴线纵墙的截面如图 1-7-4 所示，计算特征值 $A = 716600$ ， $h_T = 512\text{mm}$ ， $y_1 = 181\text{mm}$ ， $y_2 = 439\text{mm}$ 。试判断下列对 A 轴线纵墙高厚比验算，何项是正确的。[]

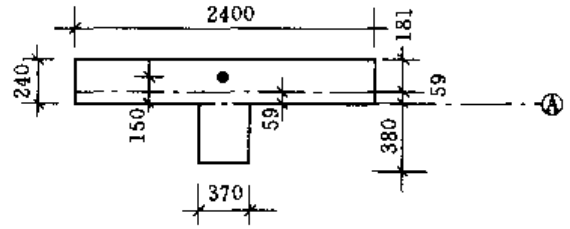


图 1-7-4 A 轴线纵墙的截面尺寸示意图 (单位: mm)

- a. $\frac{H_0}{h_T} = 14.06 \leq \mu_1 \mu_2 [\beta] = 19.76$ ；
- b. $\frac{H_0}{h_T} = 11.67 \leq \mu_1 \mu_2 [\beta] = 26$ ；
- c. $\frac{H_0}{h_T} = 9.81 \leq \mu_1 \mu_2 [\beta] = 19.76$ ；
- d. $\frac{H_0}{h_T} = 31.25 \leq \mu_1 \mu_2 [\beta] = 26$ 。

- (4) 下列对厂房空间性能影响系数的确定正确的是: []
 - a. 不能考虑；
 - b. $\eta = 0.55$ ；
 - c. $\eta = 0.82$ ；
 - d. $\eta = 0$ 。
- (5) 厂房在风荷载作用下，每榀屋架下柱顶集中力标准值 W_k 与下列何项数值相近? []
 - a. 3.51kN ；
 - b. 2.16kN ；
 - c. 1.35kN ；
 - d. 4.91kN 。
- (6) 已知作用于屋盖恒载标准值为 174.66kN ，在屋盖恒载下 A 柱的柱底弯矩标准值下面哪一项是正确的? []
 - a. $-7.95\text{kN}\cdot\text{m}$ ；
 - b. $15.89\text{kN}\cdot\text{m}$ ；
 - c. $31.61\text{kN}\cdot\text{m}$ ；
 - d. $15.81\text{kN}\cdot\text{m}$ 。
- (7) 厂房在风荷载作用下可得柱顶的集中荷载标准值 $W_k = 3.51\text{kN}$ ，迎风面的均布荷载标准值 $q_1 = 2.4\text{kN/m}$ ，背风面的均布荷载标准值 $q_2 = 1.5\text{kN/m}$ ，A 柱由风荷载产生的弯矩标准值下列哪一个是正确的? []
 - a. $31.07\text{kN}\cdot\text{m}$ ；
 - b. $-27.02\text{kN}\cdot\text{m}$ ；
 - c. $22.50\text{kN}\cdot\text{m}$ ；
 - d. $10.54\text{kN}\cdot\text{m}$ 。
- (8) 根据内力组合结果，假定 A 柱基础顶面处内力设计值 $M = 48.91\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $N = 391.51\text{kN}$ 。承载力计算公式 $N \leq \varphi f A$ 的左、右端正确值最接近下列何项数值? []
 - a. $N = 391.51\text{kN} \leq \varphi f A = 497.60\text{kN}$ ；
 - b. $N = 391.51\text{kN} \leq \varphi f A = 412.97\text{kN}$ ；
 - c. $N = 391.51\text{kN} \leq \varphi f A = 396.40\text{kN}$ ；
 - d. $N = 391.51\text{kN} \leq \varphi f A = 556.27\text{kN}$ 。

4. 某五层砖混结构办公楼其平面、剖面见图 1-7-5。图中梁 L-1 截面为 $b_c \times h_c = 200\text{mm} \times 550\text{mm}$ ，梁端伸入墙内 240mm，一层纵墙原为 370mm，2~5 层纵墙厚 240mm，

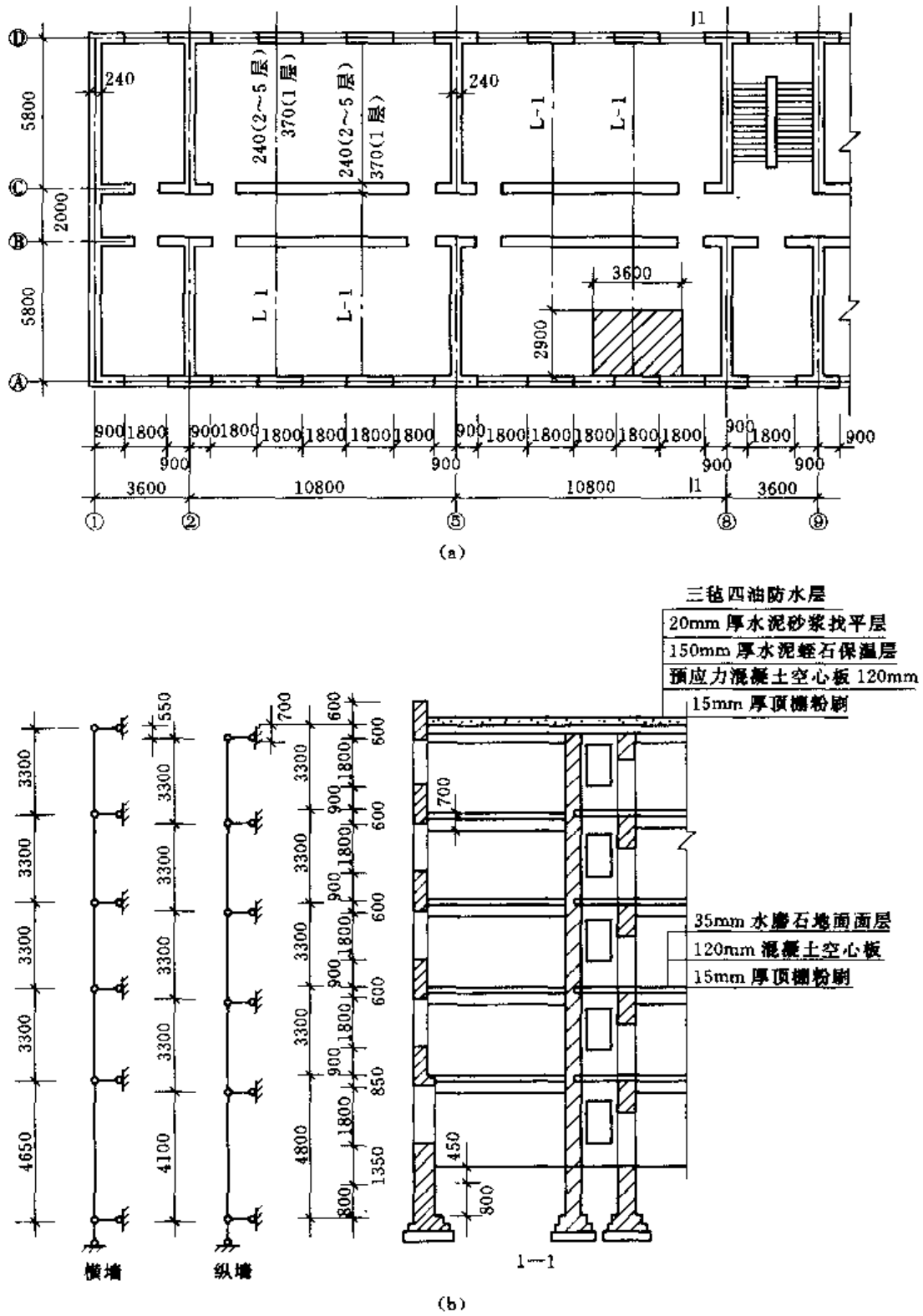


图 1-7-5 某五层砖混结构办公楼的平面、剖面图 (单位: mm)

(a) 平面图; (b) 剖面图

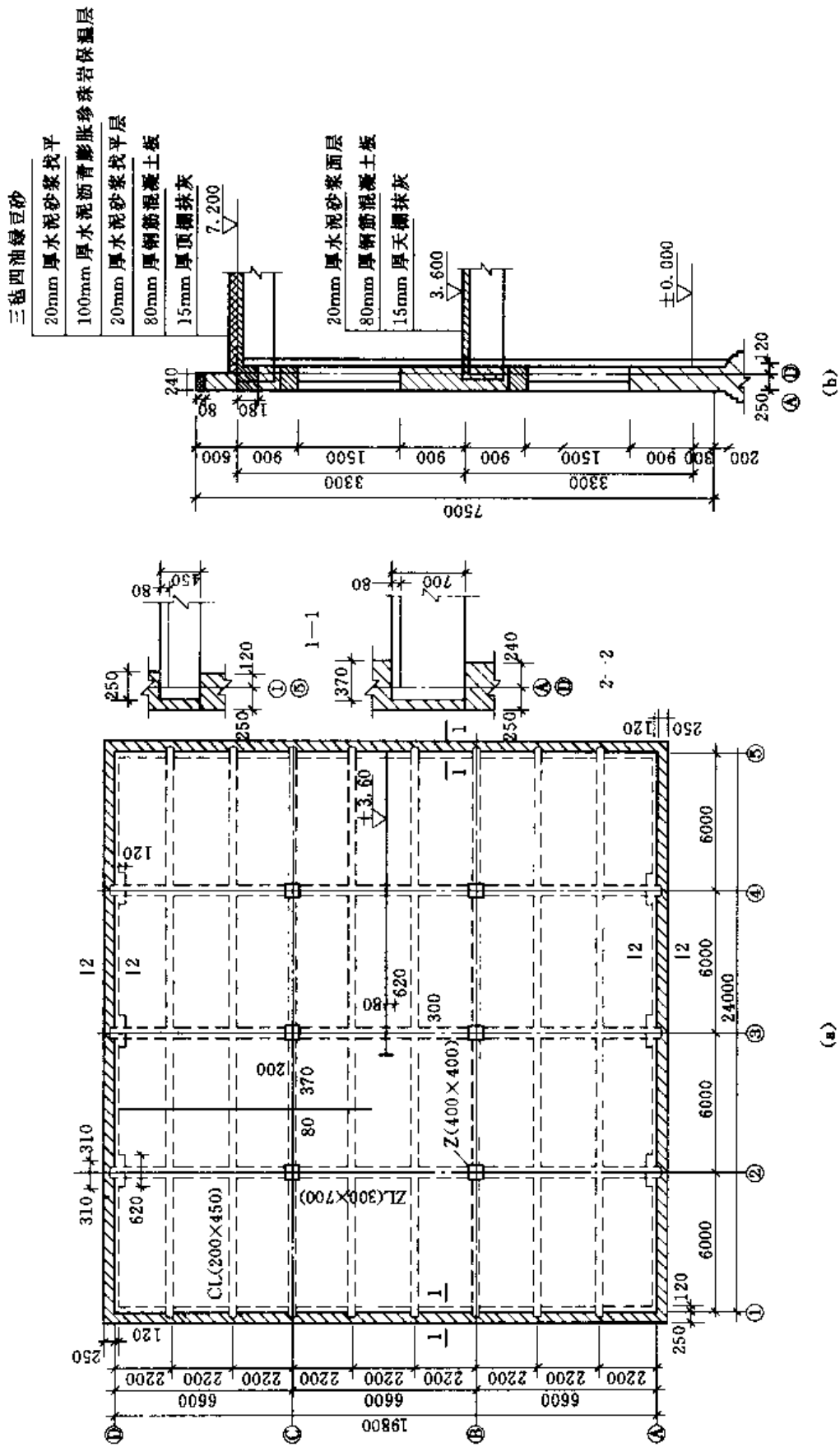


图 1-7-6 现浇单向板肋梁盖结构平面布置图 (单位: mm)
 (a) 平面布置图; (b) 纵墙剖面图

横墙厚均为 240mm。墙体采用双面粉刷并采用 MU10 实心烧结粘土砖，1、2 层采用 M10 混合砂浆砌筑；3、4、5 层采用 M7.5 混合砂浆砌筑。试验算承重墙的承载力。

5. 某二层混合结构房屋（工业用仓库）采用现浇单向板肋梁楼盖，结构平面布置及外纵墙如图 1-7-6 (a)、(b) 所示（楼梯在此平面之外）。墙体采用 MU10 普通粘土砖，M7.5 混合砂浆砌筑。楼面面层为水磨石地面，内墙面及天花板均为 15mm 厚混合砂浆（ 17kN/m^3 ），外墙面为清水墙原浆勾缝。窗户采用普通钢窗（ 0.45kN/m^2 ），其洞口高×宽为 $1500\text{mm}\times 1500\text{mm}$ ，屋面作法如图 1-7-6 (b) 所示。屋面为不上人屋面（活荷载标准值取为 0.5kN/m^2 ），楼面活荷载为 6kN/m^2 ，基本风压值为 0.45kN/m^2 。试验算外纵墙的强度。

6. 某四层办公楼的地下室，其开间尺寸为 3.6m，进深尺寸为 5.7m，均为轴线间距，最高地下水位在地下室基础以下，地下室顶盖大梁尺寸为 $200\text{mm}\times 500\text{mm}$ ，梁底到基础底面的高度为 3260mm，室外地面到梁底的土层厚度为 190mm（如图 1-7-7），地下室墙采用烧结普通砖 MU10 和砂浆 M10 砌筑。墙厚 490mm，20mm 单面水泥砂浆粉刷。上部结构传来的荷载如下：

- (1) 上部荷载由可变荷载控制组合的 $N_u=530\text{kN}$ ；
- (2) 上部荷载由永久荷载控制组合的 $N_u=551.89\text{kN}$ ；
- (3) 第一层地面由可变荷载控制组合的 $N_1=68\text{kN}$ ；
- (4) 第一层地面由永久荷载控制的组合 $N_1=69.11\text{kN}$ ；
- (5) 室外地面活荷载标准值 $P=10\text{kN/m}^2$ 。

试计算墙的承载力。

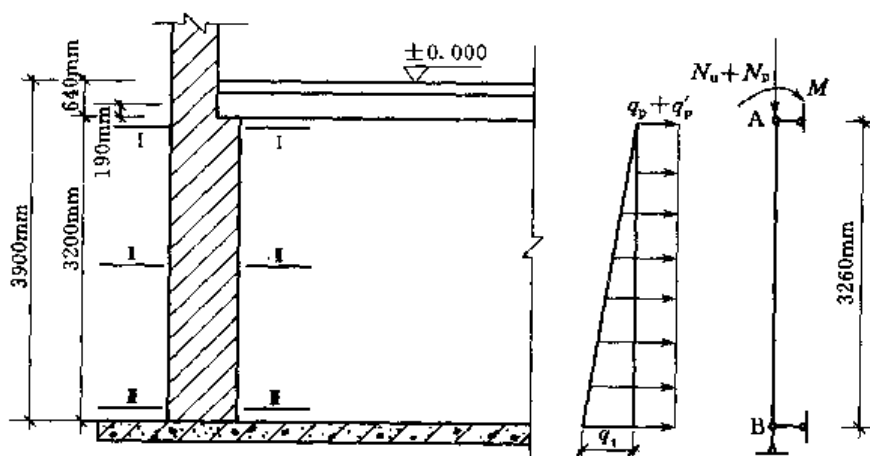


图 1-7-7 某四层办公楼地下室墙计算简图

第八章 过梁、墙梁、挑梁及墙体的构造措施

学习本章的意义和内容：

学生通过学习过梁、墙梁和挑梁的受力特点、破坏过程、构造要求、承载能力的计算，以及墙体的构造措施，应掌握以下的重点、难点：

1. 常用的过梁类型有砖砌平拱、钢筋砖过梁和钢筋混凝土过梁。
2. 由于过梁上墙体的内拱作用，使梁上部分荷载直接传给支座，因此过梁上荷载不全部由过梁来承受，按《砌体结构设计规范》(GB50003—2001)规定取用。
3. 砖砌平拱、钢筋砖过梁的承载能力计算按一般简支梁计算。
4. 墙梁在未出现裂缝前，其受力性能与深梁相似。无洞口墙梁可视为一个带拉杆拱的受力机构；偏开洞口墙梁可视为梁—拱组合受力机构，而且这种受力格局从墙梁开始至破坏也不会发生实质性变化。
5. 墙梁的破坏形态及设计计算。
6. 挑梁的破坏形态及设计计算。
7. 墙体的构造要求。建立正确的设计概念，采用正确的设计方法，正确选择砌体材料，遵循施工规范，保证砌筑质量。

本章习题内容主要涉及：

过梁、墙梁和挑梁的承受特点、破坏过程、构造要求、承载能力计算以及墙体的构造要求。

一、概念题

(一) 填空题

1. 常见的砖过梁类型有_____，_____，_____。
2. 砖砌过梁的跨度，对钢筋砖过梁不应超过_____；砖砌平拱不应超过_____。对有较大振动荷载或可能产生不均匀沉降的房屋，应采用_____过梁。
3. 砖砌过梁截面计算高度内的砂浆不宜低于_____。
4. 砖砌平拱用竖砖砌筑部分的高度不应小于_____。
5. 钢筋砖过梁底面砂浆层处的钢筋，其直径不应小于_____，间距不宜大于_____，钢筋伸入支座砌体内的长度不宜小于_____，砂浆层的厚度不宜小于_____。
6. 过梁上承受的荷载有_____和_____。
7. 对砖和小型砌块砌体，当梁、板下的墙体高度_____时，应计入梁、板传来的

荷载。当梁、板下的墙体高度_____时,可不考虑梁、板荷载。

8. 对砖砌体,当过梁上的墙体高度 $h_w < \frac{l_n}{3}$ 时,墙体荷载应按_____采用。当墙体高度 $h_w \geq \frac{l_n}{3}$ 时,墙体荷载应按_____采用。

9. 对混凝土砌块砌体,当过梁上的墙体高度_____时,墙体荷载应按墙体的均布自重采用。当墙体高度_____时,应按高度为 $\frac{l_n}{2}$ 墙体的均布自重采用。

10. 墙梁可分为_____和_____。

11. 施工阶段托梁上的荷载包括_____, _____及_____。

12. 托梁跨中正截面承载力计算应按_____构件计算。

13. 托梁支座正截面承载力计算应按_____构件计算。

14. 墙梁的托梁斜截面受剪承载力应按_____构件计算。

15. 托梁的混凝土强度等级不应低于_____, 承重墙梁的块体强度等级不应低于_____, 计算高度范围内墙体的砂浆强度等级不应低于_____。

16. 墙梁的计算高度范围内的墙体厚度,对砖砌体不应小于_____, 对混凝土小型砌块砌体不应小于_____。

17. 墙梁的主要破坏形态有_____, _____及_____。

18. 随着托梁高跨比、配筋率和混凝土强度等级的提高,砌体内的拉应力和剪应力_____。

19. 墙梁的托梁跨中截面纵向受力钢筋总配筋率不应小于_____。

20. 挑梁的破坏形态可能有_____, _____及_____。

21. 根据挑梁的受力特点及破坏形态,应进行_____, _____及_____三部分的计算。

22. 挑梁计算倾覆点至墙外边缘的距离,当 $l_1 \geq 2.2h_b$ 时,取 x_0 为_____, 且不大于_____; 当 $l_1 < 2.2h_b$ 时,取 x_0 为_____。

23. 挑梁埋入砌体长度 l_1 与挑出长度 l 之比宜大于_____, 当挑梁上无砌体时, l_1 与 l 之比宜_____。

24. 变形缝包括_____, _____, _____。

25. 由温差和砌体干缩引起的墙体竖向裂缝,应在墙体设置_____缝。

26. 五层及五层以上房屋的墙,以及受振动或层高大于 6m 的墙,砖的强度等级最低为_____, 砌块的强度等级最低为_____, 石材的强度等级最低为_____, 砂浆的强度等级最低为_____。

27. 承重的独立砖柱截面尺寸不应小于_____。

(二) 选择题

1. 对有较大振动荷载或可能产生不均匀沉降的房屋,应采用 []。

- a. 砖砌平拱过梁;
- b. 钢筋砖过梁;
- c. 钢筋混凝土过梁;
- d. 砖砌弧拱过梁。

2. 钢筋砖过梁的跨度,不应超过 []。

- a. 1.5m; b. 2.0m; c. 2.5m; d. 3.0m。
3. 砖砌平拱过梁的跨度，不应超过 []。
- a. 1.5m; b. 1.2m; c. 2.0m; d. 2.5m。
4. 对砖和小型砌块砌体，当梁、板下墙体高度 [] 时，应计入梁、板传来的荷载。
- a. $h_w < l_n$; b. $h_w < \frac{l_n}{3}$; c. $h_w < \frac{l_n}{2}$; d. $h_w > l_n$ 。
5. 对砖砌体，当过梁上的墙体高度 []，应按墙体的均布自重采用。
- a. $h_w < \frac{l_n}{3}$; b. $h_w \geq \frac{l_n}{3}$; c. $h_w < \frac{l_n}{2}$; d. $h_w \geq \frac{l_n}{2}$ 。
6. 对混凝土砌块砌体，当过梁上的墙体高度 []，应按墙体的均布自重采用。
- a. $h_w < \frac{l_n}{3}$; b. $h_w \geq \frac{l_n}{3}$; c. $h_w < \frac{l_n}{2}$; d. $h_w \geq \frac{l_n}{2}$ 。
7. 钢筋砖过梁的截面计算高度，取梁底面以上的墙体高度，但不大于 []。
- a. $\frac{l_n}{2}$; b. $\frac{l_n}{3}$; c. l_n ; d. $2l_n$ 。
8. 砖砌过梁截面计算高度内的砂浆强度等级不宜低于 []。
- a. M2.5; b. M5; c. M10; d. M15。
9. 砖砌平拱用竖砖砌筑部分的高度不应小于 []。
- a. 120mm; b. 370mm; c. 240mm; d. 100mm。
10. 钢筋砖过梁底面砂浆层处的钢筋，其直径不应小于 []。
- a. 5mm; b. 6mm; c. 8mm; d. 4mm。
11. 钢筋砖过梁底面砂浆层处的钢筋，其间距不宜大于 []。
- a. 150mm; b. 240mm; c. 120mm; d. 180mm。
12. 砖砌平拱过梁根据其破坏形态及特征，应在跨中进行 [] 承载力计算。
- a. 正截面受弯; b. 斜截面受剪; c. 受拉; d. 受压。
13. 墙梁计算高度范围内，每跨允许设置 [] 个洞口。
- a. 三个; b. 两个; c. 一个; d. 四个。
14. 托梁跨中截面应按钢筋混凝土 [] 构件计算。
- a. 受弯; b. 偏心受拉; c. 偏心受压; d. 受剪。
15. 托梁的斜截面受剪承载力，应按钢筋混凝土 [] 构件计算。
- a. 受弯; b. 偏心受拉; c. 偏心受压; d. 受剪。
16. 托梁的混凝土强度等级不应低于 []。
- a. C20; b. C25; c. C30; d. C15。
17. 承重墙梁的块体强度等级不应低于 []。
- a. MU10; b. MU7.5; c. MU5; d. MU2.5。
18. 承重墙梁计算高度范围内墙体的砂浆强度等级不应低于 []。
- a. M5; b. M10; c. M2.5; d. M7.5。
19. 挑梁倾覆破坏时，其倾覆点在 []。

- a. 墙边; b. 距墙边 x_0 处;
c. 距墙边 h_0 处; d. 墙厚的 1/2 处。
20. 挑梁埋入砌体长度 l_1 与挑出长度 l 之比, 宜大于 []。
a. 1.2; b. 1.5; c. 1.8; d. 2.0。
21. 若房屋产生不均匀沉降时, 应设置 []。
a. 温度伸缩缝; b. 防震缝; c. 沉降缝。
22. 房屋顶层及女儿墙砂浆强度等级不低于 []。
a. M7.5; b. M5; c. M2.5; d. M10。
23. 女儿墙应设置构造柱, 构造柱间距不宜大于 []。
a. 6m; b. 5m; c. 4m; d. 3m。
24. [] 应设在因温度和收缩变形可能引起应力集中, 砌体产生裂缝可能性最大的地方。
a. 伸缩缝; b. 沉降缝; c. 防震缝。

(三) 判断题

1. 砖砌过梁对振动荷载和地基不均匀沉降比较敏感, 跨度也不宜过大, 当门窗洞口宽度较大时, 应采用钢筋混凝土过梁。 []
2. 钢筋混凝土过梁端部支承长度不宜小于 240mm。 []
3. 砖过梁在荷载作用下, 在靠近支座处出现梯形斜裂缝。 []
4. 过梁上的荷载仅有墙体荷载。 []
5. 无论什么情况, 过梁上的荷载都要考虑梁、板荷载。 []
6. 过梁上全部的砌体的自重都要计入墙体荷载。 []
7. 砖砌平拱过梁须进行跨中正截面受弯承载力和支座斜截面的受剪承载力计算。 []
8. 钢筋砖过梁的截面计算高度, 任何情况下均取过梁底面以上的墙体高度。 []
9. 无洞口的墙梁, 若托梁配筋较强, 砌体相对较弱, 当 $\frac{h_w}{l_0}$ 适中时, 易发生弯曲破坏。 []
10. 如何情况下墙梁的计算高度均取托梁顶面的一层墙高。 []
11. 托梁的剪切破坏一般都发生在墙体剪切破坏之后。 []
12. 托梁跨中正截面承载力计算按钢筋混凝土受弯构件计算。 []
13. 托梁的混凝土强度等级不应低于 C30。 []
14. 承重墙梁的块体强度等级不应低于 MU10。 []
15. 悬挑构件应进行抗覆验算、砌体局压承载力验算以及悬挑构件本身的承载力计算。 []
16. 挑梁承受的最大剪力在离墙边 x_0 处。 []
17. 设置变形缝是防止墙体开裂的有效措施。 []
18. 沉降缝可以作为伸缩缝用。 []
19. 圈梁兼作过梁时, 按圈梁要求即可。 []

20. 设置圈梁可以增强房屋整体刚性，可承受由于不均匀沉降在墙体内产生的附加应力。 []
21. 增大基础梁的刚度，可以防止和减轻房屋底层墙体裂缝。 []
22. 屋面设置保温、隔热层也可减轻房屋顶层的墙体裂缝。 []

(四) 问答题

1. 《砌体结构设计规范》(GB50003—2001) 是如何规定砖砌过梁的适用跨度?
2. 过梁上的荷载如何取?
3. 砖砌过梁的破坏特征是什么?
4. 砖砌过梁的构造要求应符合哪些规定?
5. 什么是墙梁? 举例说明哪些为非承重墙梁, 哪些为承重墙梁。
6. 影响墙梁破坏形态的因素有哪些?
7. 无洞口墙梁的破坏形态有哪几种? 其特点是什么?
8. 有洞口墙梁的破坏形态有哪几种? 其特点是什么?
9. 墙梁的计算荷载如何取值?
10. 墙梁应进行哪几个方面的计算?
11. 对墙梁的材料有哪些构造要求?
12. 挑梁的破坏形态有哪些?
13. 挑梁应进行哪几个方面的计算?
14. 挑梁有哪些构造要求?
15. 为什么要设置沉降缝?
16. 沉降缝一般在什么部位设置?
17. 为什么要设置温度伸缩缝?
18. 为什么要墙体中设置圈梁?
19. 对于一般工业与民用建筑房屋, 设置圈梁有何规定?

二、计 算 题

1. 某房屋端部墙洞口处采用砖砌平拱过梁, 洞口到端部的距离为 1m, 洞口的净宽 $l_n = 1.2\text{m}$, 过梁底处的标高为 +10.00m, 在标高 +10.62m (板底标高) 处有预应力混凝土空心板, 板传到板底标高处的恒载标准值为 16.02kN/mm, 活载标准值为 2.1kN/mm。墙厚为 370mm (墙面自重标准值为 7.78kN/m²), 墙体采用 MU10 的烧结普通砖, M5 的混合砂浆砌筑。试对过梁进行承载力验算。

2. 已知某窗洞净宽 $l_n = 1.2\text{m}$, 墙厚为 240mm, 采用砖砌平拱过梁, 用竖砖砌筑部分的高度为 240mm (过梁的构造高度), 采用 MU10 的烧结普通砖, M5 的混合砂浆砌筑, 过梁以上的墙体高度为 0.6m。求砖砌平拱过梁能承受的均布荷载设计值。

3. 已知某窗洞净宽 $l_n = 1.5\text{m}$, 墙厚为 370mm, 采用钢筋砖过梁, 采用 MU10 的烧结普通砖, M5 的混合砂浆砌筑, 钢筋砖过梁底层配 4 Φ 6 的钢筋 ($f_y = 210\text{kN/mm}^2$, $A_s = 113\text{mm}^2$)。过梁以上的墙体高度为 0.6m。求过梁能承受的均布荷载设计值。

4. 已知某窗洞净宽 $l_n=1.5\text{m}$ ，墙厚为 240mm ，双面粉刷，墙体自重为 $5.24\text{N}/\text{mm}^2$ 。采用钢筋砖过梁，采用 MU10 的烧结普通砖，M5 的混合砂浆砌筑。在离窗口上皮 0.7m 高处作用板传来均布恒荷载标准值 $7\text{kN}/\text{m}$ 、均布活荷载标准值 $4\text{kN}/\text{m}$ ，试设计该过梁。

5. 已知某五层房屋，底层为商店，以上各层为住宅。房屋为刚性方案，开间为 3.3m ，层高除一层外以上各层均为 2.9m ，楼板厚 120mm 。托梁截面尺寸为 $250\text{mm}\times 600\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C30，纵向主筋为 HRB335 级。其他钢筋采用 HPB235 级。砖采用 MU10 烧结普通砖、M5 混合砂浆砌筑。内纵墙一层厚为 370mm （带壁柱）。以上各层厚 240mm ，左边外纵墙厚 370mm （一层内外均带壁柱，以上各层外侧带壁柱）。内纵墙开门处洞宽 1m ，居开间中。外墙窗洞宽 1.8m ，居开间中。楼层圈梁截面高 200mm 。该房屋局部平面、剖面如图 1-8-1 所示。荷载资料为（设计值）：

- 屋盖（包括恒载、活载）—— $7.0\text{kN}/\text{m}^2$ ；
 - 楼盖（包括恒载、活载）—— $6.0\text{kN}/\text{m}^2$ ；
 - 240mm 厚双面抹灰墙体自重—— $6.29\text{kN}/\text{m}^2$ 。
- 试设计此墙梁。

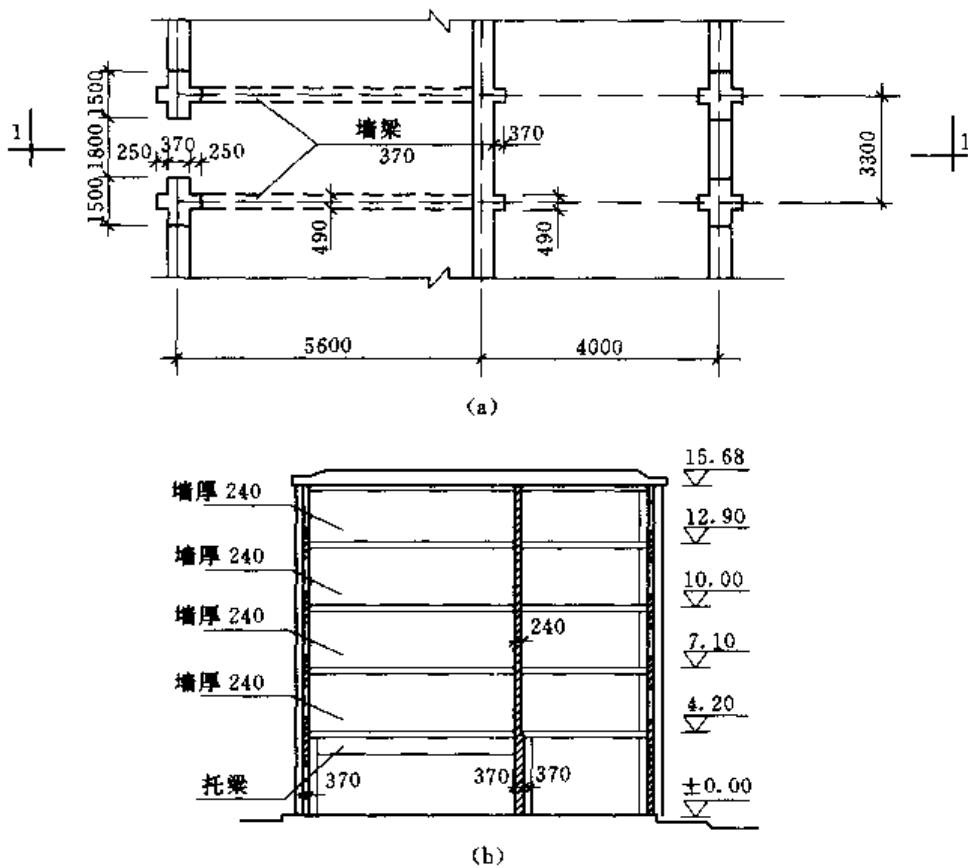


图 1-8-1 房屋局部平面、剖面简图

(a) 局部平面；(b) 剖面 1—1

6. 承托阳台的钢筋混凝土挑梁，埋置于丁字形截面的墙体中，挑出长度 $l=1.2\text{m}$ ，埋入长度 $l=1.6\text{m}$ ，尺寸如图 1-8-2 所示。挑梁混凝土强度等级为 C20，主筋采用

HRB335 级的钢筋，挑梁根部截面尺寸为 $b \times h_b = 240\text{mm} \times 240\text{mm}$ 。挑梁上、下墙厚均为 240mm，挑梁上部墙体高 2.86m，采用 MU10 的普通烧结砖和 M5 的混合砂浆砌筑。挑梁上的荷载标准值为：活荷载 $p_1 = 8.25\text{kN/m}$ ， $p_2 = 4.95\text{kN/m}$ ， $p_3 = 2.31\text{kN/m}$ ；恒荷载 $g_1 = 9.9\text{kN/m}$ ， $g_2 = 10.2\text{kN/m}$ ， $g_3 = 14.7\text{kN/m}$ ，挑梁悬出部分自重 1.2kN/m ，集中力为 $F_k = 4.6\text{kN}$ 。试设计该挑梁。

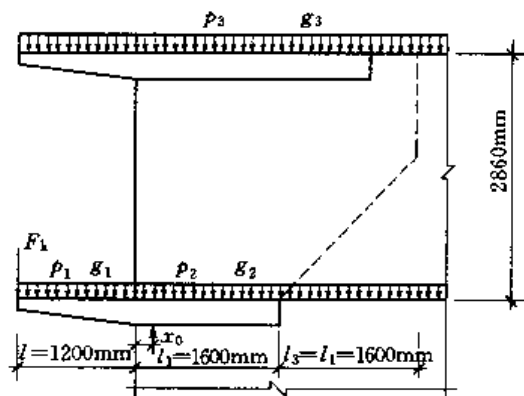


图 1-8-2 挑梁尺寸及受力简图

**混凝土与
砌体结构
题解**

**第二
部
分**

第一章 肋梁楼盖设计

一、概念题

(一) 填空题

1. 梯形, 三角形
2. $g+1/2p$, $1/2p$
3. 极限条件, 机动条件, 平衡条件
4. 机动条件, 平衡条件, 极限条件, 平衡条件
5. 边缘, 支座边缘处次梁内力较大而截面高度较小
6. 裂缝的形成与开展, 塑性铰的形成与转动
7. 支座中心线, 净跨

(二) 选择题

1. [a]
2. [d]
3. [d]
4. [b]
5. [a]
6. [a]
7. [b]
8. [a]

(三) 判断题

1. [✓]
2. [×]
3. [×]
4. [×]
5. [×]
6. [×]
7. [×]
8. [×]
9. [×]

(四) 问答题

1. 现浇肋梁楼盖由板、次梁和主梁组成, 荷载的传递途径为荷载作用到板上, 由板传递到次梁, 由次梁传递到主梁, 由主梁传递到柱或墙, 再由柱或墙传递到基础, 最后由基础传递到地基。

2. 在计算中, 取 1m 宽板作为计算单元, 故板截面宽度 $b=1000\text{mm}$, 为支承在次梁或砖墙上的多跨板, 为简化计算, 将次梁或砖墙作为板的不动铰支座。因此, 多跨板可视为多跨连续梁 (板宽度 $b=1000\text{mm}$)。

按弹性理论分析时, 连续板的跨度取相邻两支座中心间的距离。对于边跨, 当边支座为砖墙时, 取距砖墙边缘一定距离处。因此, 板的计算跨度 l 为

中间跨

$$l = l_c$$

边跨 (边支座为砖墙) $l = l_n + \frac{h}{2} + \frac{b}{2} \leq l_n + \frac{a}{2} + \frac{b}{2}$

其中 l_c 为板支座 (次梁) 轴线间的距离; l_n 为板边跨的净跨; h 为板厚; b 为次梁截面宽度; a 为板支承在砖墙上的长度, 通常为 120mm。

对于等跨连续板 (梁), 当实际跨数超过 5 跨时可按 5 跨计算; 不足 5 跨时, 按实际跨数计算。

次梁也按连续梁分析内力，支承在主梁及砖墙上，主梁或砖墙作为次梁的不动铰支座。

作用在次梁上的荷载为次梁自重，次梁左右两侧各半跨板的自重及板上的活荷载，荷载形式为均布荷载。

次梁的计算跨度：

中间跨

$$l = l_c$$

边跨（边支座为砖墙） $l = l_n + \frac{a}{2} + \frac{b}{2} \leq 1.025l_n + \frac{b}{2}$

其中 l_c 为支座轴线间的距离，次梁的支座为主梁； l_n 为次梁边跨的净跨； b 为主梁截面宽度； a 为次梁在砖墙上的支承长度，通常为 240mm。

主梁的计算简图根据梁与柱的线刚度比确定，一般结构中柱的线刚度较小，对主梁的转动约束不大，可将柱作为主梁的不动铰支座，这时主梁仍可按支承在柱或砖墙上的连续梁分析。当结构中柱的线刚度较大，即节点两侧梁的线刚度之和与节点上下柱的线刚度之和的比值小于 3 时，应考虑柱对主梁转动的约束，此时应按框架进行内力分析。

主梁上作用的荷载为主梁的自重和次梁传来的荷载，次梁传来的荷载为集中荷载，主梁自重为均布荷载，而前一种荷载影响较大，后一种荷载影响较小，因此，可近似地将主梁自重作为集中荷载考虑，其作用点位置及个数与次梁传来集中荷载的相同。

主梁的计算跨度：

中间跨

$$l = l_c$$

边跨（边支座为砖墙） $l = l_n + \frac{a}{2} + \frac{b}{2} \leq 1.025l_n + \frac{b}{2}$

其中 l_c 为支座轴线间的距离，主梁的支座为柱； l_n 为主梁边跨的净跨； b 为柱截面宽度； a 为主梁在砖墙上的支承长度，通常为 370mm。

3. 单向受力，单向弯曲（及剪切）的板为单向板；双向受力，双向弯曲（及剪切）的板为双向板。单向板的受力钢筋单向布置，双向板的受力钢筋双向布置。

两对边支承的板为单向板。对于四边支承的板，当长边与短边长度之比小于或等于 2.0 时，按双向板考虑；当长边与短边长度之比大于 2.0 但小于 3.0 时，宜按双向板考虑，也可按单向板计算，但按沿短边方向受力的单向板计算时，应沿长边方向布置足够数量的构造钢筋；当长边与短边长度之比大于或等于 3.0 时，可按沿短边方向受力的单向板考虑。

4. 在混凝土超静定结构中，当某截面出现塑性铰后，引起结构内力的重新分布，使结构中内力的分布规律与一般力学计算方法得到的内力（弹性理论得到的内力）不同。这种由于塑性铰的形成与开展而造成的超静定结构中的内力重新分布称为钢筋混凝土超静定结构的塑性内力重分布。

5. 单向板肋梁楼盖中，板内应配置有板内受力钢筋和构造钢筋。

板内受力钢筋种类一般采用 HPB235，板中受力钢筋的间距，当板厚 $\leq 150\text{mm}$ 时，不宜大于 200mm，当板厚 $> 150\text{mm}$ 时，不宜大于 1.5h，且不宜大于 250mm。连续板中配筋形式采用分离式配筋或弯起式配筋。

构造钢筋包括：分布钢筋、沿墙处板的上部构造钢筋、主梁处板的上部构造钢筋和板内抗冲切钢筋。

6. 按塑性理论计算连续板、连续梁内力时，计算跨度按表 2-1-1 取用。

表 2-1-1

支 承 情 况	计 算 跨 度	
	梁	板
两端与梁（柱）整体连接	净跨长 l_n	净跨长 l_n
两端支承在砖墙上	$1.05l_n \leq l_n + a$	$l_n + h \leq l_n + a$
一端与梁（柱）整体连接，另一端支承在砖墙上	$1.025l_n \leq l_n + a/2$	$l_n + h/2 \leq l_n + a/2$

注 表中 h 为板的厚度； a 为梁或板在砖墙上的支承长度。

7. 弯矩调幅法就是在弹性理论计算的弯矩包络图基础上，考虑塑性内力重分布，将构件控制截面的弯矩值加以调整。具体计算步骤是：

(1) 按弹性理论方法分析内力；

(2) 以弯矩包络图为基础，考虑结构的塑性内力重分布，按适当比例对弯矩值进行调幅；

(3) 将弯矩调整值加于相应的塑性铰截面，用一般力学方法分析对结构其他截面内力的影响；

(4) 绘制考虑塑性内力重分布的弯矩包络图；

(5) 综合分析，选取连续梁中各控制截面的内力值；

(6) 根据各控制截面的内力值进行配筋计算。

截面弯矩的调整幅度为：

$$\beta = 1 - M_a/M_e$$

式中 β 为弯矩调幅系数； M_a 为调整后的弯矩设计值； M_e 为按弹性方法计算所得的弯矩设计值。

若支座负弯矩调幅过大，则塑性铰形成前只能承受较小的荷载，而在塑性铰形成后还要承受较大的荷载，这就会使塑性铰出现较早，塑性铰产生很大转动，即使在正常使用荷载下也可能产生很大的挠度及裂缝，甚至超过《混凝土结构设计规范》(GB50010—2002) 的允许值，因此应控制弯矩调幅值。

8. 使用弯矩调幅法进行设计计算时，应遵循下列原则：

(1) 受力钢筋宜采用延性较好的钢筋，混凝土强度等级宜在 C20~C45 范围内选用；

(2) 弯矩调整后截面相对受压区高度 $\xi = x/h_0$ 不应超过 0.35，也不宜小于 0.10；

(3) 截面的弯矩调幅系数 β 一般不宜超过 0.25；

(4) 调整后的结构内力必须满足静力平衡条件；

(5) 在内力重分布过程中还应防止其他的局部脆性破坏，如斜截面抗剪破坏及由于钢筋锚固不足而发生的粘结劈裂破坏，应适当增加箍筋，支座负弯矩钢筋在跨中截断时应有足够的延伸长度；

(6) 必须满足正常使用阶段构件变形及裂缝宽度的要求。

9. 因为 ξ 为相对受压区高度, ξ 值的大小直接影响塑性铰的转动能力。 $\xi > \xi_s$ 时为超筋梁, 受压区混凝土先破坏, 不会形成塑性铰。 $\xi < \xi_s$ 时为适筋梁, 可以形成塑性铰。 ξ 值越小, 塑性铰的转动能力越大, 因此要限制 ξ , 一般要求 $\xi \leq 0.35$ 。

10. 活荷载的位置是可以改变的, 活荷载对内力的影响也随着荷载的位置而发生改变。因此, 在设计连续梁时为了确定某一截面的最不利内力, 不仅应考虑作用在结构上的恒载, 还应考虑活荷载的布置位置对计算截面内力的影响, 即如何通过对活荷载的作用位置进行布置, 找到计算截面的最不利内力。因此, 须对活荷载进行不利布置。

求某跨跨中最大正弯矩时, 应在该跨布置活荷载, 然后向其左右, 每隔一跨布置活荷载。

求某跨跨中最大负弯矩 (即最小弯矩) 时, 该跨不应布置活荷载, 而在左右相邻各跨布置活荷载, 然后再隔跨布置。

求某支座最大负弯矩时, 应在该支座左、右两跨布置活荷载, 然后再隔跨布置。

求某支座左、右截面最大剪力时, 其活载布置与求该支座最大负弯矩时的布置相同。在确定端支座最大剪力时, 应在端跨布置活荷载, 然后每隔一跨布置活荷载。

11. 将几种不利荷载组合下的内力图绘制在同一个图上, 形成内力叠合图, 其外包络线形成的图形称为内力包络图。也就是梁各截面可能出现的最不利内力。无论活荷载如何布置, 梁上各截面的内力都不会超过内力包络图上的内力值。由此种内力确定的梁的配筋是安全的。

12. 对于直接承受动力荷载的结构、轻质混凝土结构及其他特种混凝土结构、受侵蚀性气体或液体作用严重的结构及预应力混凝土结构和二次受力的叠合结构不宜采用塑性理论方法计算结构内力。

13. 钢筋混凝土受弯构件塑性铰: 由于受拉钢筋屈服, 发生塑性变形, 从而产生一定的塑性转角。

影响塑性铰转动能力的因素有:

(1) 钢筋的种类, 采用软钢作为受拉钢筋时, 塑性铰的转动能力较大;

(2) 混凝土的极限压应变, 而混凝土的极限压应变除与混凝土强度等级有关外, 箍筋用量多或受压纵筋较多时, 都能增加混凝土的极限压应变;

(3) 在以上条件确定的情况下, 受拉纵筋配筋率对塑性铰的转动能力有决定性的作用。

14. 与理想的铰不同, 塑性铰不是集中在一个截面, 而是具有一定的长度, 称为塑性铰区长度, 只是为了简化认为塑性铰是一个截面; 理想铰不能传递弯矩, 塑性铰能承受弯矩, 为简化考虑, 认为塑性铰所承受的弯矩为定值, 为截面的屈服弯矩, 即考虑为理想弹性; 理想铰可以自由转动, 塑性铰为单向铰, 只能使截面沿弯矩方向发生转动, 反方向不能转动, 塑性铰的转动能力有限, 其转动能力与钢筋种类、受拉纵筋配筋率及混凝土的极限压应变等因素有关。

15. 首先根据板的支承情况假定破坏机构, 根据外功与内功相等建立功能方程, 从多种可能的破坏机构中找出最危险的塑性铰线分布, 求出所能承受的荷载最小值。

16. 在确定板、次梁的计算简图时, 分别将次梁和主梁视为板和次梁的铰支座, 在这

种假定下，板和次梁在支座处可以自由转动，而忽略了次梁和主梁对节点转动的约束作用，这将使计算出的内力和变形与实际情况不符。为此，采用折算荷载的方法来考虑支座的转动约束作用。

采用增大恒载并相应减小活载数值的方法，考虑由于支座约束的存在对连续梁内力的影响。此时的计算荷载称为折算荷载，折算荷载值为：

$$\begin{array}{l} \text{板} \\ \text{次梁} \end{array} \quad \begin{cases} g' = g + \frac{1}{2}p \\ p' = \frac{1}{2}p \end{cases} \quad \begin{cases} g' = g + \frac{1}{4}p \\ p' = \frac{3}{4}p \end{cases}$$

其中 g 、 p 分别为实际的恒载和活载。

17. 为计算某区格板的跨中最大正弯矩，在本区格以及在其左右前后每隔一个区格布置活荷载，形成棋盘式的活荷载布置。有活荷载的区格内荷载为 $g+q$ ，无活荷载的区格内荷载仅为 g 。

将棋盘式荷载分解为两种情况的组合：一种情况为各区格均作用相同的荷载 $g+q/2$ ；另一种情况在各相邻区格分别作用反向荷载 $q/2$ 。两种荷载作用下板的内力相加，即为连续双向板的最后跨中最大正弯矩。查表计算时，第一种荷载情况下的中间区格板，按四边固定板查表；边区格和角区格，其内部支承视为固定，外边支承情况根据具体情况确定，按相应支承情况查表；第二种荷载情况下的中间区格板，四周支承近似视为简支，按四边简支板查表；边区格和角区格，其内部支承视为简支，外边支承情况根据具体情况确定，按相应支承情况查表。

18. 将板上连续出现的塑性铰连在一起而形成的连线称为塑性铰线，也称为屈服线。正弯矩引起正塑性铰线，负弯矩引起负塑性铰线。塑性铰线的基本性能与塑性铰相同。板内塑性铰线的分布与板的平面形状、边界条件、荷载形式以及板内配筋等因素有关。

19. 双向板上的荷载向两个方向传递到板区格四周的支承梁。梁上的荷载可采用近似方法计算：从板区格的四角作 45° 分角线，将每一个区格分成四个板块，将作用在每板块上的荷载传递给支承该板块的梁上。因此，传递到长边梁上的荷载呈梯形分布，传递到短边梁上的荷载呈三角形分布。除此以外，梁还承受梁本身的自重。

二、计 算 题

1. 解：

支座出现塑性铰时，有

$$\frac{3}{16}P_1l = M_u$$

$$P_1 = \frac{16M_u}{3l} = \frac{16 \times 120}{3 \times 6} = 106.7 \text{ kN}$$

故支座出现塑性铰时的荷载 $P_1 = 106.7 \text{ kN}$ 。

梁破坏时跨中出现塑性铰，于是得：

$$\frac{1}{4} P_u l = \frac{1}{2} M_u + M_u$$

$$P_u = \frac{6M_u}{l} = 120 \text{ kN}$$

弹性分析时，支座截面的弯矩为：

$$M_e = \frac{3}{16} P_u l = \frac{3}{16} \times 120 \times 6 = 135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

则弯矩调幅系数为：

$$\beta = \frac{M_e - M_u}{M_e} = \frac{135 - 120}{135} = 11\%$$

2. 解：

楼盖结构平面布置图如图 2-1-1 所示。材料选用：混凝土强度等级 C20 ($f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.1 \text{ N/mm}^2$)，梁中纵向受力钢筋 HRB400 级 ($f_y = 360 \text{ N/mm}^2$)，其他钢筋选用 HPB235 级 ($f_y = 210 \text{ N/mm}^2$)。

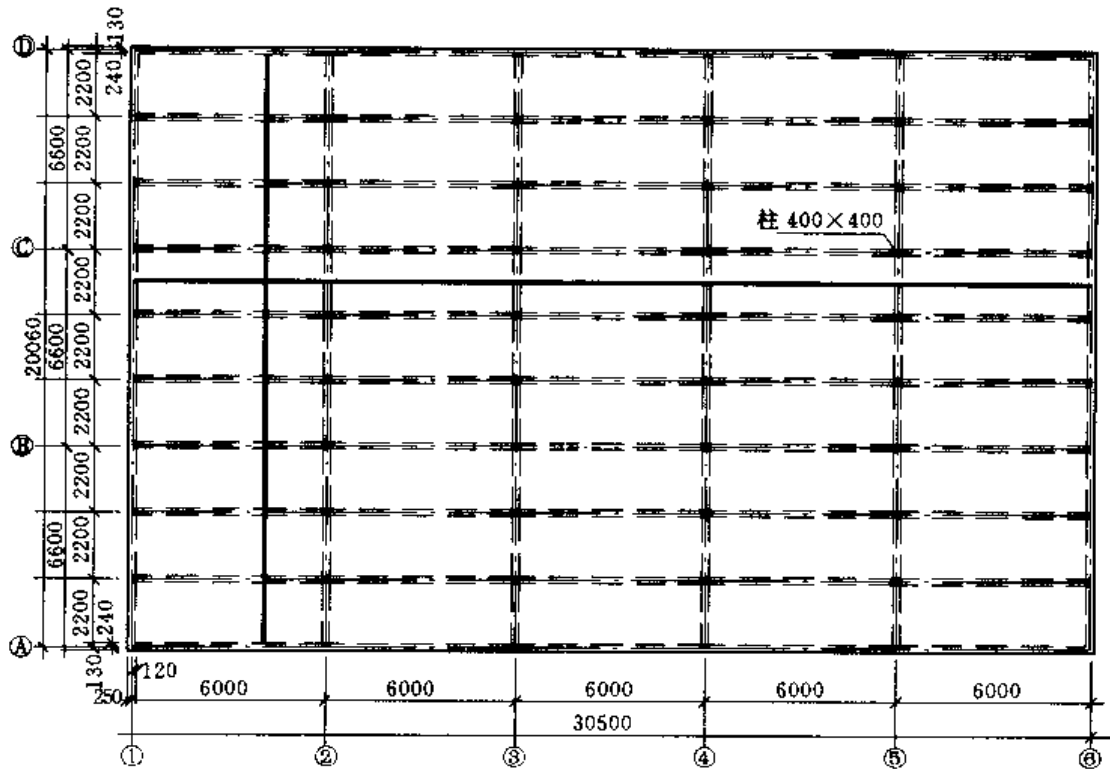


图 2-1-1 楼盖结构平面布置图 (单位: mm)

由于 $l_2/l_1 = 6000/2200 = 2.7 > 2.0$ 且 < 3.0 ，可按沿短边方向受力的单向板计算，沿长边方向布置的构造钢筋适当加强。

(1) 板的设计。

板厚应大于 $l/40 = 2200/40 = 55\text{mm} < 80\text{mm}$ ，取板厚为 80mm 。取 1m 宽板带为计算单元，按考虑塑性内力重分布方法计算。板的几何尺寸及支承情况见图 2-1-2(a)。

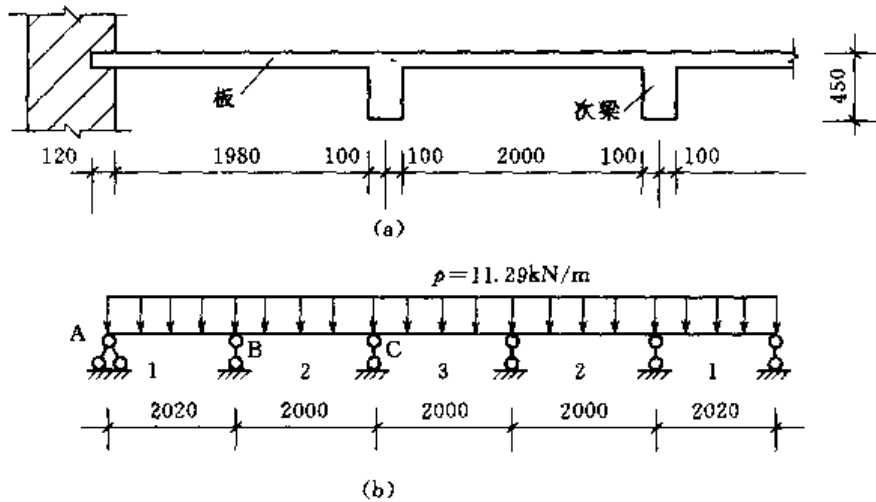


图 2-1-2 板的支承情况及计算简图 (单位: mm)

(a) 板的几何尺寸及支承情况简图; (b) 计算简图

1) 荷载计算。

楼面面层	0.65 kN/m ²
板自重	$25 \times 0.08 = 2.0$ kN/m ²
板底抹灰	$17 \times 0.015 = 0.26$ kN/m ²
恒载	2.91 kN/m ²
活载	6.0 kN/m ²

总荷载设计值:

由可变荷载效应控制的组合:

$$p = (1.2 \times 2.91 + 1.3 \times 6.0) \times 1.0 = 11.29\text{kN/m}^2$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$p = (1.35 \times 2.91 + 1.3 \times 0.7 \times 6.0) \times 1.0 = 9.39\text{kN/m}^2$$

故取总荷载设计值: $p = 11.29\text{ kN/m}^2$

2) 计算简图。

按考虑塑性内力重分布方法计算。

$$\text{次梁截面高度 } h = \left(\frac{1}{18} \sim \frac{1}{12}\right)l = \left(\frac{1}{18} \sim \frac{1}{12}\right) \times 6000 = 333 \sim 500\text{mm}$$

取 $h = 450\text{mm}$

$$b = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right)h = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) \times 450 = 150 \sim 250\text{mm}$$

取 $b=200\text{mm}$

计算跨度:

中间跨: $l_0 = l_n = 2200 - 200 = 2000\text{mm}$

边跨: $l_0 = l_n + h/2 = (2200 - 100 - 120) + 80/2 = 2020\text{mm} < l_n + a/2$
 $= (2200 - 100 - 120) + 120 \times 1/2 = 2040\text{mm}$

故边跨取 $l_0 = 2020\text{mm}$ 。

$$\frac{2020 - 2000}{2000} \times 100\% = 1\% < 10\% \text{ 可按等跨连续板计算。}$$

计算简图如图 2-1-2 (b)。

3) 弯矩计算。

$$M_1 = \frac{1}{11}pl_0^2 = \frac{1}{11} \times 11.29 \times 2.020^2 = 4.19\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = M_3 = \frac{1}{16}pl_0^2 = \frac{1}{16} \times 11.29 \times 2.000^2 = 2.82\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{1}{11}pl_0^2 = -\frac{1}{11} \times 11.29 \times 2.020^2 = -4.19\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = -\frac{1}{14}pl_0^2 = -\frac{1}{14} \times 11.29 \times 2.000^2 = -3.23\text{kN} \cdot \text{m}$$

4) 配筋计算。

板截面有效高度 $h_0 = 80 - 25 = 55\text{mm}$ 。中间板带的内区格四周与梁整体连接,考虑板的拱作用的影响, M_2 、 M_3 和 M_c 降低 20%。计算过程见表 2-1-2。板的平面配筋图见图 2-1-3。

表 2-1-2

截 面	1	B	2, 3	C
$M(\text{kN} \cdot \text{m})$	4.19	-4.19	2.82 (2.26)	-3.23 (2.58)
$\alpha_s = \frac{M}{a_1 f_c b h_0^2}$	0.144	0.144	0.097 (0.078)	0.111 (0.089)
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.156	0.156	0.102 (0.081)	0.118 (0.093)
$A_s = a_1 f_c b h_0 \xi / f_y (\text{mm}^2)$	392	392	256 (203)	296 (234)
实际配筋 (mm^2)	$\Phi 8@125$ ($A_s=402$)	$\Phi 8@125$ ($A_s=402$)	$\Phi 8@125$ ($A_s=402$)	$\Phi 8@125$ ($A_s=402$)

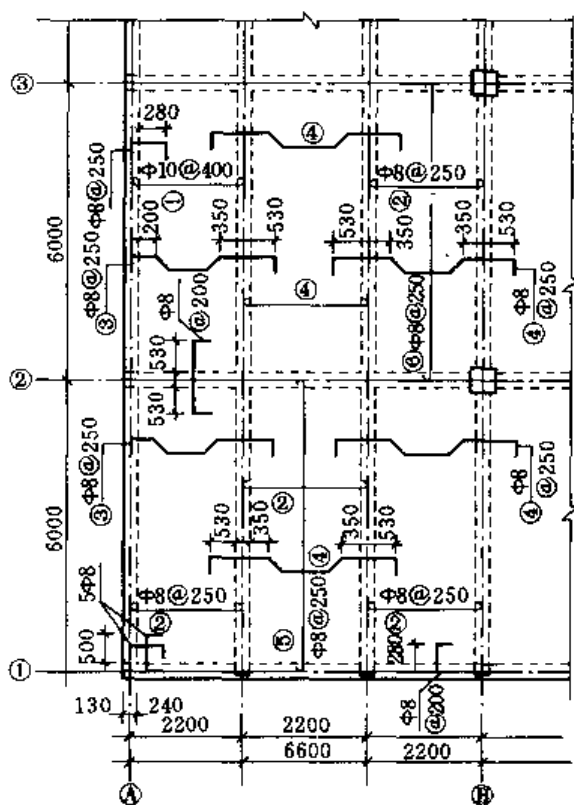


图 2-1-3 板的平面配筋图 (单位: mm)

(2) 次梁的设计。

$$\text{主梁截面高度 } h = \left(\frac{1}{14} \sim \frac{1}{8}\right)l = \left(\frac{1}{14} \sim \frac{1}{8}\right) \times 6600 = 550 \sim 825 \text{ mm}$$

取 $h=650 \text{ mm}$

$$b = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right)h = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) \times 650 = 217 \sim 325 \text{ mm}$$

取 $b=300 \text{ mm}$

次梁的几何尺寸及支承情况见图 2-1-4 (a)。

1) 荷载计算。

板传来荷载	$2.91 \times 2.20 = 6.39 \text{ kN/m}$
-------	--

次梁自重	$25 \times 0.2 \times (0.45 - 0.08) = 1.85 \text{ kN/m}$
------	--

次梁粉刷	$17 \times 0.015 \times (0.45 - 0.08) \times 2 = 0.19 \text{ kN/m}$
------	---

恒载	8.43 kN/m
----	---------------------

活载	$6.0 \times 2.2 = 13.20 \text{ kN/m}$
----	---------------------------------------

总荷载设计值:

由可变荷载效应控制的组合:

$$p = (1.2 \times 8.43 + 1.3 \times 13.20) \times 1.0 = 27.28 \text{ kN/m}$$

由永久荷载效应控制的组合: $p = (1.35 \times 8.43 + 1.3 \times 0.7 \times 13.20) \times 1.0 = 23.39 \text{ kN/m}$

故取总荷载设计值:

$$p = 27.28 \text{ kN/m}$$

2) 计算简图。

按考虑塑性内力重分布方法计算。

计算跨度：

$$\text{中间跨：} \quad l_0 = l_n = 6000 - 300 = 5700\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \text{边跨：} \quad l_0 &= 1.025l_n = 1.025 \times (6000 - 150 - 120) = 5873\text{mm} > l_n + a/2 \\ &= (6000 - 150 - 120) + 240 \times 1/2 = 5850\text{mm} \end{aligned}$$

故边跨取 $l_0 = 5850\text{mm}$ 。

$$\frac{5850 - 5700}{5700} \times 100\% = 2.6\% < 10\%, \text{ 可按等跨连续梁计算。}$$

次梁计算简图如图 2-1-4 (b)。

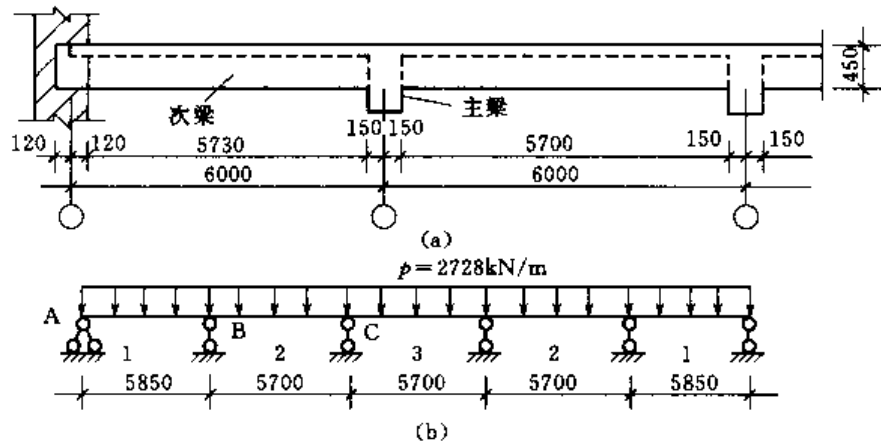


图 2-1-4 次梁的支承情况及计算简图 (单位: mm)

(a) 次梁几何尺寸及支承情况简图; (b) 计算简图

3) 内力计算。

弯矩计算：

$$M_1 = \frac{1}{11} pl_0^2 = \frac{1}{11} \times 27.28 \times 5.850^2 = 84.87\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = M_3 = \frac{1}{16} pl_0^2 = \frac{1}{16} \times 27.28 \times 5.700^2 = 55.40\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{1}{11} pl_0^2 = -\frac{1}{11} \times 27.28 \times 5.850^2 = -84.87\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = -\frac{1}{14} pl_0^2 = -\frac{1}{14} \times 27.28 \times 5.700^2 = -63.31\text{kN} \cdot \text{m}$$

剪力计算：

$$V_{Ain} = 0.45 pl_n = 0.45 \times 27.28 \times 5.730 = 70.34\text{kN}$$

$$V_{Bex} = 0.60 pl_n = 0.60 \times 27.28 \times 5.730 = 93.78\text{kN}$$

$$V_{Bin} = V_{Cex} = V_{Cin} = 0.55 pl_n = 0.55 \times 27.28 \times 5.700 = 85.52\text{kN}$$

4) 配筋计算。

次梁支座处按矩形截面进行正截面受弯承载力计算。

次梁跨中按 T 形截面进行计算。翼缘宽度：

$$b'_f = \frac{1}{3}l_0 = \frac{1}{3} \times 5700 = 1900\text{mm}$$

$$b'_f = b + s_0 = 200 + 2000 = 2200\text{mm}$$

取 $b'_f = 1900\text{mm}$

翼缘厚度 $h'_f = 80\text{mm}$

跨中及支座截面均按一排钢筋考虑，故取 $h_0 = 450 - 40 = 410\text{mm}$ 。

$\alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - h'_f/2) = 1.0 \times 9.6 \times 1900 \times 80 \times (410 - 80/2) = 539.9\text{kN} \cdot \text{m}$ 大于跨中弯矩设计值 M_1, M_2, M_3 ，因此各跨跨中截面均为第一类 T 形截面。

次梁正截面受弯承载力计算见表 2-1-3。

表 2-1-3

截 面	1	B	2, 3	C
$M(\text{kN} \cdot \text{m})$	84.87	-84.87	55.40	-63.31
b 或 b'_f	1900	200	1900	200
$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$	0.027	0.257	0.018	0.191
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.027	0.303	0.018	0.214
$A_s = \alpha_1 f_c b h_0 \xi / f_y (\text{mm}^2)$	568	670	378	474
实际配筋 (mm^2)	3Φ16 ($A_s = 603$)	2Φ18+1Φ16 ($A_s = 710$)	3Φ16 ($A_s = 603$)	3Φ16 ($A_s = 603$)

次梁斜截面受剪承载力计算见表 2-1-4。考虑塑性内力重分布时，箍筋数量应增大 20%，且配箍率 $\rho_{sv} \geq 0.24 f_t / f_{yv} = 0.13\%$ 。

表 2-1-4

截 面	A_{in}	B_{ex}	B_{in}, C_{ex}, C_{in}
V (kN)	70.34	93.78	85.52
$0.25\beta_c f_c b h_0$ (kN)	199.2 > V	199.2 > V	199.2 > V
$0.7 f_t b h_0$ (kN)	63.9 < V	63.9 < V	63.9 < V
$\frac{A_{svl}}{s} = 1.2 \left(\frac{V - 0.7 f_t b h_0}{1.25 f_{yv} h_0} \right)$	0.070	0.328	0.238
实配箍筋 $\frac{A_{sv}}{s}$	双肢Φ8@190 (0.530)	双肢Φ8@190 (0.530)	双肢Φ8@190 (0.530)
配箍率 $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs}$	0.27% > 0.13%	0.27% > 0.13%	0.27% > 0.13%

次梁的 $q/g=13.20/8.43=1.57<3$ ，且跨度相差小于 20%，可按构造要求确定纵向受力钢筋的弯起与截断。次梁配筋图见图 2-1-5。

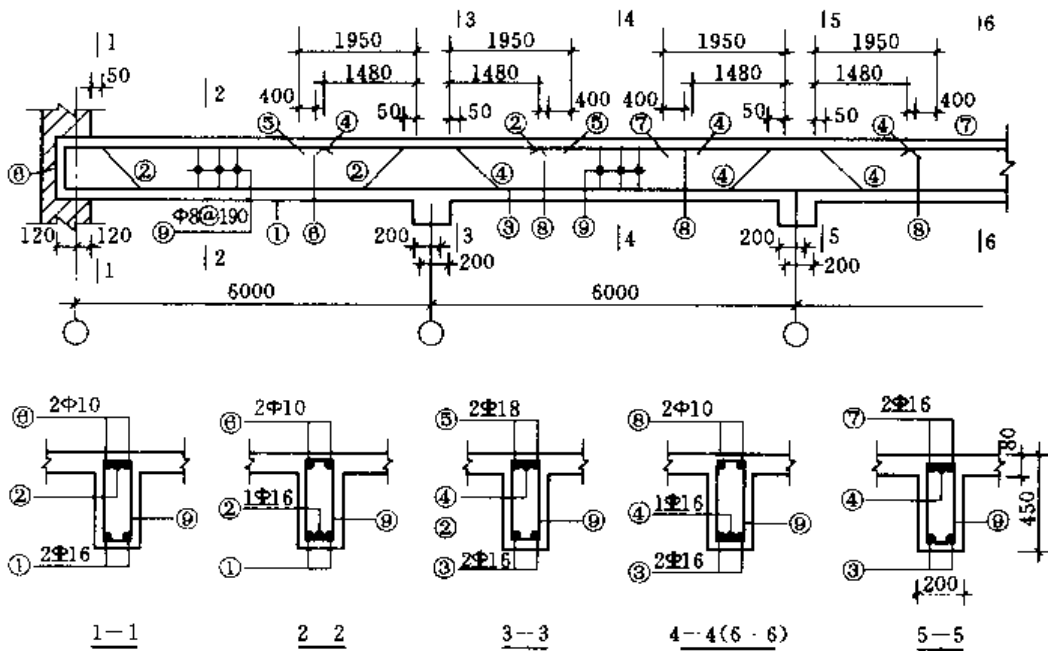


图 2-1-5 次梁配筋图

(3) 主梁的设计:

主梁的内力按弹性理论分析方法计算。设柱截面尺寸为 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ，主梁几何尺寸和支承情况见图 2-1-6 (a)。

1) 荷载计算。

为简化计算，主梁自重按集中荷载考虑。

次梁传来荷载	$8.43 \times 6.0 = 50.58\text{kN}$
主梁自重	$25 \times 0.3 \times (0.65 - 0.08) \times 2.2 = 9.41\text{kN}$
主梁粉刷	$17 \times 0.015 \times (0.65 - 0.08) \times 2.2 \times 2 = 0.64\text{kN}$
恒载	60.63kN
活载	$13.20 \times 6.0 = 79.20\text{kN}$

总荷载设计值:

由可变荷载效应控制的组合:

$$G = 1.2 \times 60.63 = 72.76\text{kN}$$

$$Q = 1.3 \times 79.20 = 102.96\text{kN}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$G = 1.35 \times 60.63 = 81.85\text{kN}$$

$$Q = 1.3 \times 0.7 \times 79.20 = 72.07\text{kN}$$

2) 计算简图。

计算跨度:

中间跨:

$$l_0 = l_c = 6600 \text{ mm}$$

边跨: $l_0 = l_n + a/2 + b/2 = (6600 - 240 - 400/2) + 370/2 + 400/2 = 6545 \text{ mm}$

$$l_0 = 1.025l_n + b/2 = 1.025 \times (6600 - 240 - 400/2) + 400/2 = 6514 \text{ mm}$$

故边跨取 $l_0 = 6514 \text{ mm}$ 。

平均跨度

$$l = (6600 + 6514) / 2 = 6557 \text{ mm}$$

边跨与中间跨的计算跨度相差:

$$\frac{6600 - 6514}{6600} \times 100\% = 1.3\% < 10\%, \text{ 可按等跨连续梁计算。}$$

主梁计算简图如图 2-1-6 (b)。

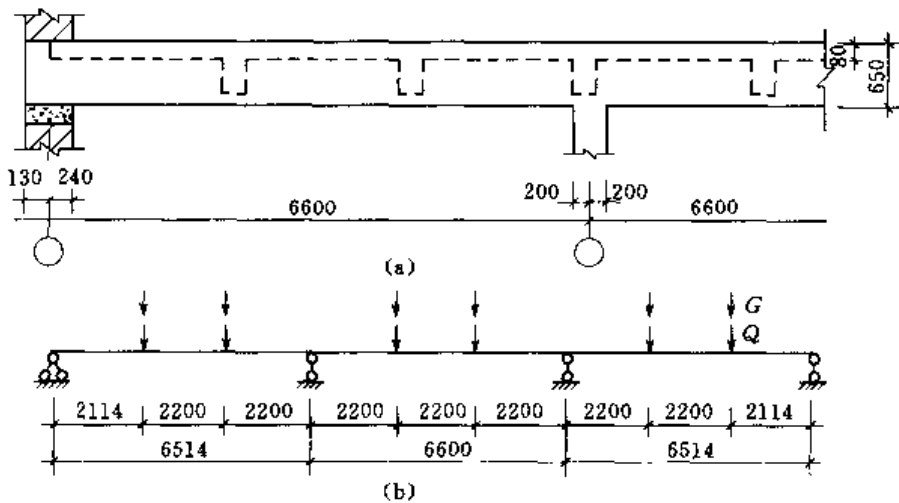


图 2-1-6 主梁计算简图 (单位: mm)

(a) 主梁几何尺寸和支承情况简图; (b) 主梁计算简图

3) 内力计算。

弯矩计算:

$$M = k_1 Gl + k_2 Ql$$

剪力计算:

$$V = k_3 G + k_4 Q$$

①由可变荷载效应控制的组合内力计算:

边跨:

$$Gl = 72.76 \times 6.514 = 473.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ql = 102.96 \times 6.514 = 670.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

中间跨:

$$Gl = 72.76 \times 6.600 = 480.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ql = 102.96 \times 6.600 = 679.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

B 支座:

$$Gl = 72.76 \times 6.557 = 477.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ql = 102.96 \times 6.557 = 675.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

主梁弯矩计算 (可变荷载效应控制组合) 见表 2-1-5, 剪力计算 (可变荷载效应控制组合) 见表 2-1-6。

表 2-1-5

项次	荷载简图	k/M_1	k/M_B	k/M_2	k/M_C
1		$\frac{0.244}{115.65}$	$\frac{-0.267}{-127.38}$	$\frac{0.067}{32.17}$	$\frac{-0.267}{-127.38}$
2		$\frac{0.289}{193.82}$	$\frac{-0.133}{-89.79}$	$\frac{-0.133}{-90.38}$	$\frac{-0.133}{-89.79}$
3		$\frac{-0.044}{-29.51}$	$\frac{-0.133}{-89.79}$	$\frac{0.200}{135.91}$	$\frac{-0.133}{-89.79}$
4		$\frac{0.229}{153.58}$	$\frac{-0.311}{-209.96}$	$\frac{0.170}{115.52}$	$\frac{-0.089}{-60.08}$
5		$\frac{-0.030}{-20.12}$	$\frac{-0.089}{-60.08}$	$\frac{0.170}{115.52}$	$\frac{-0.311}{-209.96}$
①+②	$M_{1max}, M_{2min}, M_{3max}$	309.47	-217.17	-58.21	-217.17
①+③	$M_{1min}, M_{2max}, M_{3min}$	86.14	-217.17	168.08	-217.17
①+④	M_{Bmax}	269.23	-337.34	147.69	-187.46
①+⑤	M_{Cmax}	95.53	-187.46	147.69	-337.34

表 2-1-6

项次	荷载简图	k/V_A	$k/V_{B左}$	$k/V_{B右}$
1		$\frac{0.733}{53.33}$	$\frac{-1.267}{-92.19}$	$\frac{1.000}{72.76}$
2		$\frac{0.866}{89.16}$	$\frac{-1.134}{-116.76}$	$\frac{0}{0}$
4		$\frac{0.689}{70.94}$	$\frac{-1.311}{-134.98}$	$\frac{1.222}{125.82}$
5		$\frac{-0.089}{-9.16}$	$\frac{-0.089}{-9.16}$	$\frac{0.778}{80.10}$
①+②	V_{Amax}, V_{Dmax}	142.49	-208.95	72.76
①+④	V_{Bmax}	124.27	-227.17	198.58
①+⑤	V_{Cmax}	44.17	-101.35	152.86

内力包络图:

将各控制截面的组合弯矩和组合剪力绘于同一坐标轴上,即得到内力叠合图,其外包线即为内力包络图。图 2-1-7 (a)、(b) 分别为主梁的弯矩包络图和剪力包络图。

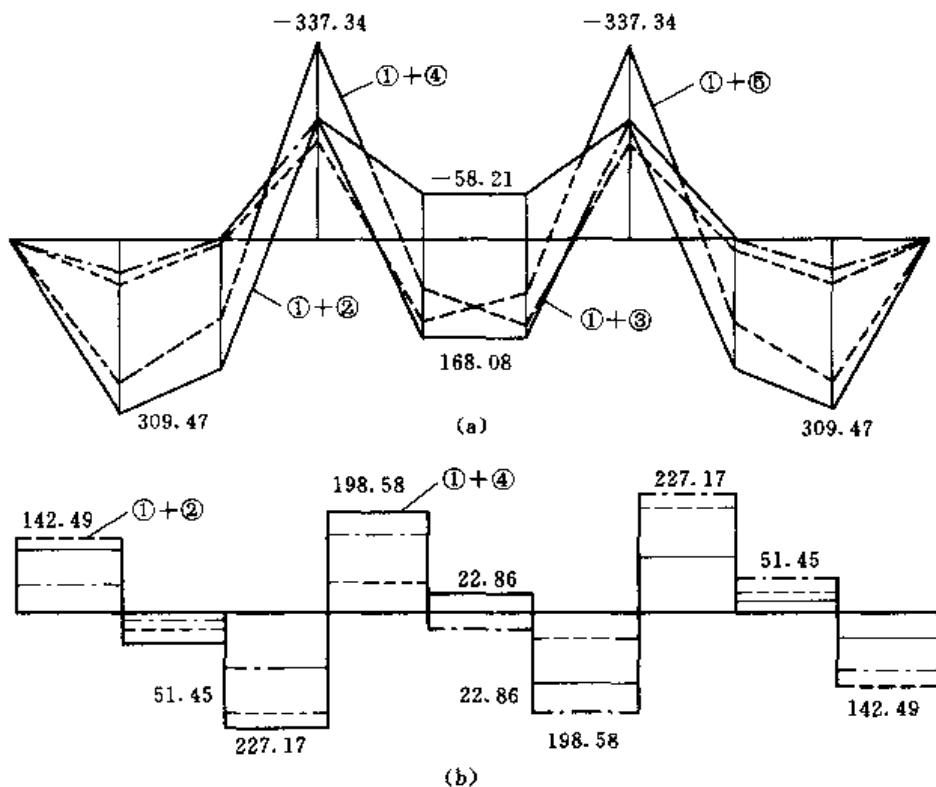


图 2-1-7 主梁弯矩包络图和剪力包络图
(可变荷载效应控制的组合)

(a) 弯矩包络图 (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$); (b) 剪力包络图 (单位: kN)

②由永久荷载效应控制的组合内力计算:

边跨: $Gl=81.85 \times 6.514=533.17\text{kN}\cdot\text{m}$

$Ql=72.07 \times 6.514=469.46\text{kN}\cdot\text{m}$

中间跨: $Gl=81.85 \times 6.600=540.21\text{kN}\cdot\text{m}$

$Ql=72.07 \times 6.600=475.66\text{kN}\cdot\text{m}$

B 支座: $Gl=81.85 \times 6.557=536.69\text{kN}\cdot\text{m}$

$Ql=72.07 \times 6.557=472.56\text{kN}\cdot\text{m}$

主梁弯矩计算见表 2-1-7, 剪力计算见表 2-1-8。

表 2-1-7

项次	荷载简图	k/M_1	k/M_B	k/M_2	k/M_C
1		$\frac{0.244}{130.09}$	$\frac{-0.267}{-143.30}$	$\frac{0.067}{36.19}$	$\frac{-0.267}{-143.30}$
2		$\frac{0.289}{135.67}$	$\frac{-0.133}{-62.85}$	$\frac{-0.133}{-63.26}$	$\frac{-0.133}{-62.85}$

续表

项次	荷载简图	k/M_1	k/M_B	k/M_2	k/M_C
3		$\frac{-0.044}{-20.66}$	$\frac{-0.133}{-62.85}$	$\frac{0.200}{95.13}$	$\frac{-0.133}{-62.85}$
4		$\frac{0.229}{107.51}$	$\frac{-0.311}{-146.97}$	$\frac{0.170}{80.86}$	$\frac{-0.089}{-42.06}$
5		$\frac{-0.030}{-14.08}$	$\frac{-0.089}{-42.06}$	$\frac{0.170}{80.86}$	$\frac{-0.311}{-146.97}$
①+②	$M_{1\max}, M_{2\min}, M_{3\max}$	256.76	-206.15	-27.07	-206.15
①+③	$M_{1\min}, M_{2\max}, M_{3\min}$	150.75	-206.15	131.32	-206.15
①+④	$M_{B\max}$	237.60	-290.27	117.05	-185.36
①+⑤	$M_{C\max}$	144.17	-185.36	117.05	290.27

表 2-1-8

项次	荷载简图	k/V_A	$k/V_{B左}$	$k/V_{B右}$
1		$\frac{0.733}{60.00}$	$\frac{-1.267}{-103.70}$	$\frac{1.000}{81.85}$
2		$\frac{0.866}{62.41}$	$\frac{-1.134}{-81.73}$	$\frac{0}{0}$
4		$\frac{0.689}{49.66}$	$\frac{-1.311}{-94.48}$	$\frac{1.222}{88.07}$
5		$\frac{-0.089}{-6.41}$	$\frac{-0.089}{-6.41}$	$\frac{0.778}{56.07}$
①+②	$V_{A\max}, V_{D\max}$	122.41	-185.43	81.85
①+④	$V_{B\max}$	109.66	-198.18	169.92
①+⑤	$V_{C\max}$	53.59	-110.11	137.92

内力包络图:

将各控制截面的组合弯矩和组合剪力绘于同一坐标轴上,即得到内力叠合图,其外包线即为内力包络图。图 2-1-8 (a) 和 (b) 分别为主梁的弯矩包络图和剪力包络图。

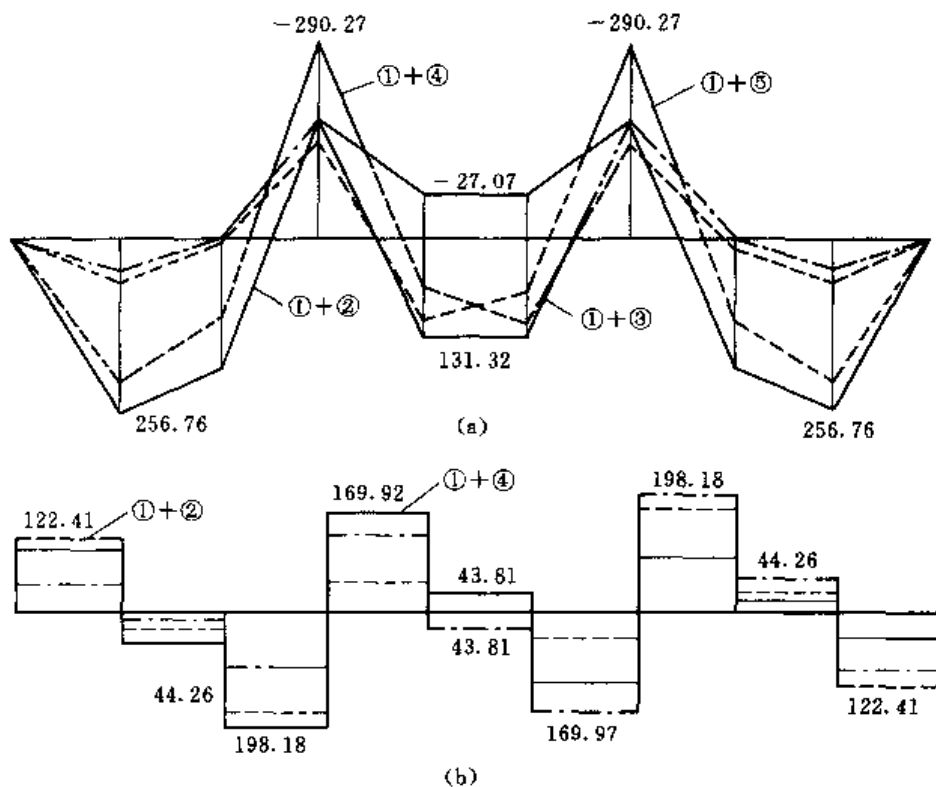


图 2-1-8 主梁弯矩包络图和剪力包络图

(永久荷载效应控制)

(a) 弯矩包络图 (单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$); (b) 剪力包络图 (单位: kN)

4) 配筋计算。

控制截面内力:

弯矩:

边跨跨中: $M_{\max} = 309.47 \text{kN} \cdot \text{m}$

支座 B: $M_{\max} = -337.34 \text{kN} \cdot \text{m}$

中跨跨中: $+M_{\max} = 168.08 \text{kN} \cdot \text{m}$

$-M_{\max} = -58.21 \text{kN} \cdot \text{m}$

剪力:

A 支座: $V_{\max} = 142.49 \text{kN}$

B 支座 (左): $V_{\max} = 227.17 \text{kN}$

B 支座 (右): $V_{\max} = 198.58 \text{kN}$

主梁跨中在正弯矩作用下按 T 形截面进行计算。边跨及中跨的翼缘宽度均按下列两者中的较小者选用:

$$b'_f = \frac{1}{3}l = \frac{1}{3} \times 6514 = 2171 \text{mm}$$

$$b'_f = b + s_0 = 300 + 5700 = 6000 \text{mm}$$

取 $b'_f = 2171 \text{mm}$

翼缘厚度

$$h'_f = 80\text{mm}$$

取

$$h_0 = 650 - 40 = 610\text{mm}$$

$\alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - h'_f/2) = 1.0 \times 9.6 \times 2171 \times 80 \times (610 - 80/2) = 950.38\text{kN}$ 大于跨中弯矩设计值 M_1, M_2 ，因此各跨跨中截面均为第一类 T 形截面。

主梁支座截面及跨中负弯矩作用下的跨中截面按矩形截面进行正截面受弯承载力计算。

取

$$h_0 = 650 - 80 = 570\text{mm}$$

支座边弯矩 $M_B = 337.34 - (72.76 + 102.96) \times 0.4/2 = 302.20\text{kN} \cdot \text{m}$

主梁正截面受弯承载力计算见表 2-1-9。

表 2-1-9

截 面	边跨跨中	支座 B	中跨跨中	
M (kN·m)	309.47	-302.20	168.08	-58.21
b 或 b'_f	2171	300	2171	300
$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$	0.040	0.323	0.022	0.062
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.041	0.405	0.022	0.064
$A_s = \alpha_1 f_c b h_0 \xi / f_y$ (mm ²)	1448	1847	777	292
实际配筋 (mm ²)	2Φ22 (直) 2Φ22 (弯) ($A_s = 1520$)	3Φ20 (直) 2Φ22 + 1Φ20 (弯) ($A_s = 2015$)	2Φ20 (直) 1Φ20 (弯) ($A_s = 943$)	2Φ20 ($A_s = 628$)

主梁斜截面受剪承载力计算见表 2-1-10。

表 2-1-10

截 面	A 支座	B 支座 (左)	B 支座 (右)
V (kN)	142.49	227.17	198.58
$0.25\beta_c f_c b h_0$ (kN)	439.20 > V	410.40 > V	410.40 > V
$0.7 f_t b h_0$ (kN)	140.91 < V	131.67 < V	131.67 < V
箍筋选用	双肢Φ8@200	双肢Φ8@200	双肢Φ8@200
$V_{cs} = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} h_0 \frac{n A_{sv1}}{s}$	221.45	206.93	206.93
$A_{nb} = \frac{V - V_{cs}}{0.8 f_y \sin \alpha_s}$	—	99.39	—
实配钢筋	—	鸭筋 2Φ18 ($A_s = 509$) 双排 1Φ22 ($A_s = 380$)	鸭筋 2Φ18 ($A_s = 509$) 单排 1Φ20 ($A_s = 314$)

由次梁传递给主梁的全部集中荷载设计值：

$$F = 1.2 \times 50.58 + 1.3 \times 79.20 = 163.66\text{kN}$$

主梁内支承次梁处附加横向钢筋面积：

$$A_{sv} = \frac{F}{2 f_y \sin \alpha_s} = \frac{163.66}{2 \times 360 \times \sin 45^\circ} = 321.5\text{mm}^2$$

选用 $2\Phi 12$ 作为吊筋 ($A_{sv}=339\text{mm}^2$)。

5) 主梁纵筋的弯起及截断。

按相同比例将弯矩包络图和抵抗弯矩图绘制在同一坐标图上。制抵抗弯矩图时，弯起钢筋的位置为：弯起点距抗弯承载力充分利用点的距离不小于 $h_0/2$ ，弯起钢筋之间的距离不超过箍筋的最大间距 s_{max} 。同时，在 B 支座处设置抗剪鸭筋，其上弯点距支座边缘的距离为 50mm，从边跨跨中分两次弯起两根钢筋，以承受剪力并满足构造要求。

确定钢筋的截断，首先根据每根钢筋的抗弯承载力与弯矩包络图的交点，确定钢筋的充分利用点和理论截断点；钢筋的实际截断点距钢筋的理论截断点的距离应不小于 h_0 ，且不小于 $20d$ ，且应满足延伸长度（钢筋的实际截断点至充分利用点的距离）的要求，当 $V > 0.7f_t b h_0$ 时， $l_d = 1.2l_a + h_0$ 。以 7 钢筋为例， $l_d = 1.2l_a + h_0 = 1.2 \times \alpha \frac{f_y}{f_t} d + h_0 = 1.2 \times$

$$0.14 \times \frac{360}{1.1} \times 20 + 570 = 1670\text{mm}。$$

主梁配筋图见图 2-1-9。

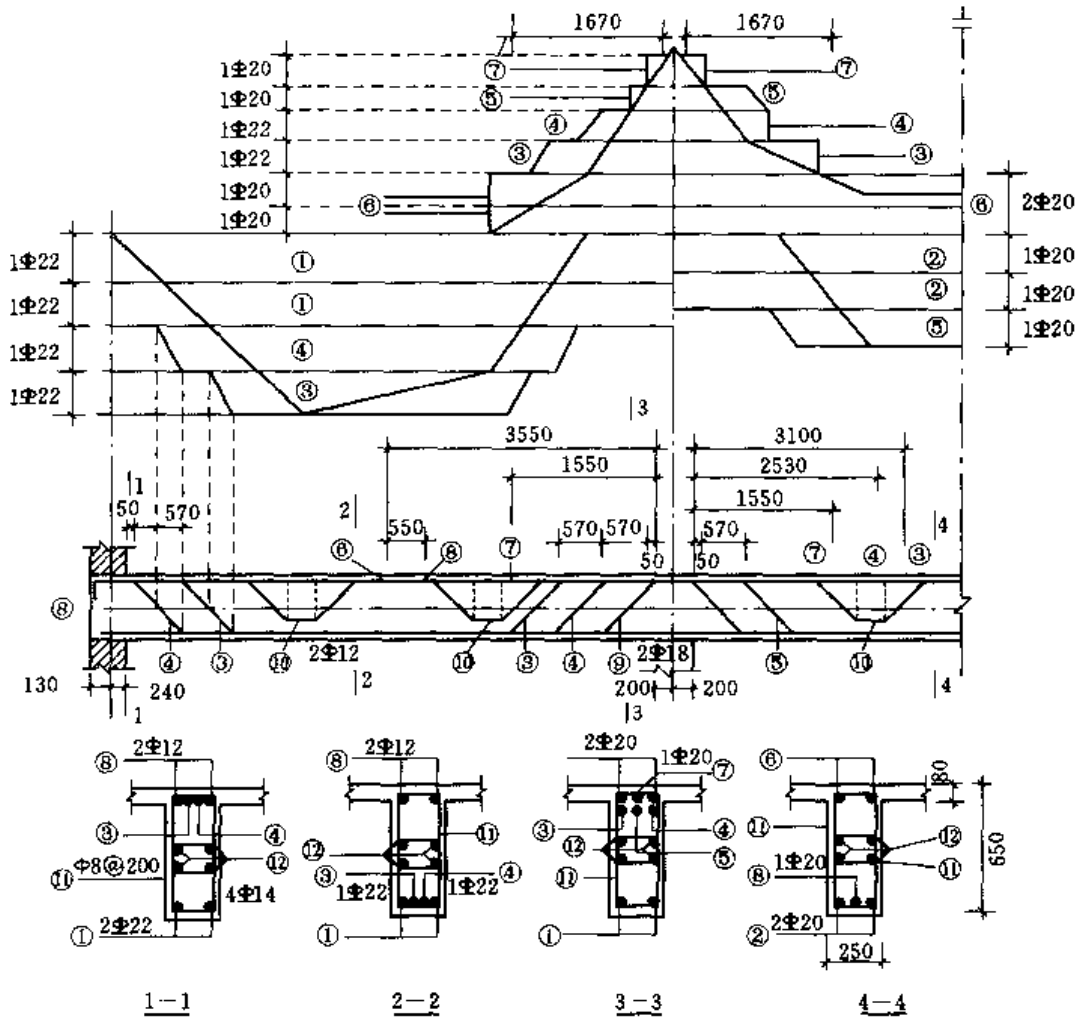


图 2-1-9 主梁配筋图

3. 解:

$$M_x = m_x l_y = 3.46 \times 6 = 20.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_x = M''_x = m'_x l_y = m''_x l_y = 7.42 \times 6 = 44.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = m_y l_x = 5.15 \times 7.2 = 37.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_y = M''_y = m'_y l_x = m''_y l_x = 11.34 \times 7.2 = 81.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$20.76 + 37.08 + \frac{1}{2} \times (44.52 \times 2 + 81.65 \times 2) = \frac{1}{24} \times p \times 6^2 (3 \times 7.2 - 6)$$

$$p = 7.86 \text{ kN/m}^2$$

第二章 单层厂房结构

一、概念题

(一) 填空题

1. 小型屋面板, 檩条, 屋架, 大型屋面板, 屋架, 无檩
2. 伸缩, 沉降, 防震
3. 结构类型, 施工方法
4. 温度区段两端, 温度区段中央或临近中央的柱间, 温度区段中央并与上柱柱间支撑相应的位置
5. 门架式
6. 围护墙体, 50
7. 屋面板传来的竖向荷载, 作用在天窗上的风荷载
8. 单肢柱, 双肢柱, 截面高度 h
9. 柱下单独基础
10. 2, 4
11. 2
12. 剪力分配法, 力法
13. 吊车梁支座反力影响线
14. 吊车梁顶面标高处
15. 使用阶段, 设计强度等级, 承载力, 裂缝宽度
16. 75, 平吊, 翻身吊
17. 斜压破坏, 剪切破坏
18. 0.3, 2, 12
19. 对配筋起控制作用
20. 腹杆, 肩梁
21. 600, 50, 200
22. 变截面受弯, 偏心受压
23. 地基承载力
24. 固定在柱边的倒置悬臂板
25. 疲劳强度
26. HPB235, 3

(二) 选择题

1. [d]
2. [b]
3. [d]
4. [b]
5. [d]
6. [a]
7. [c]
8. [a]
9. [d]
10. [b]
11. [c]
12. [c]

(三) 判断题

1. [×]: 不一定通过柱截面的几何中心。
2. [✓]
3. [×]: 与上柱边缘面对低跨的一侧重合。
4. [×]: 抗震设防烈度和防震缝两侧中较低一侧建筑物的高度。
5. [✓]
6. [×]: 是提高厂房的纵向刚度和稳定性, 并且将纵向地震作用传至基础。
7. [✓]
8. [×]: 上段表示上柱几何中心线, 下段表示下柱几何中心线。
9. [✓]
10. [×]: 不考虑吊车荷载。
11. [×]: 不得兼作弯起钢筋。
12. [✓]
13. [×]: 柱与基础交接处以及基础变阶处。
14. [×]: 基础不会沿柱边发生冲切破坏。
15. [✓]
16. [×]: 严禁采用。

(四) 问答题

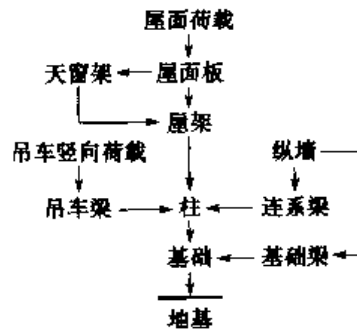
1. (1) 屋盖结构——主要承受屋面上的竖向荷载, 并与厂房柱组成排架结构。
(2) 排架柱——是厂房的主要承重构件。承受屋架、吊车梁及外墙等构件传来的竖向荷载、吊车荷载、风荷载及地震作用等, 并将它们传至基础。
(3) 吊车梁——主要承受吊车传来的竖向荷载及横向或纵向水平荷载, 并将它们及其自重传至基础。
(4) 支撑——其主要作用是加强厂房的空间刚度和整体性, 同时传递山墙风荷载、吊车水平荷载和地震作用等。
(5) 基础——承受柱和基础梁传来的荷载, 并将它们传至地基。
(6) 围护结构——主要承受墙体和构件自重及墙面上的风荷载, 并将它们传递至柱和基础。

2. (1) 厂房结构中竖向荷载包括:

恒载——各种构件、围护结构及固定设备自重;

活载——屋面活载、雪荷载、积灰荷载、吊车荷载等。

(2) 竖向荷载传递路线:



3. 屋架下弦横向水平支撑的作用是将山墙风荷载及纵向水平荷载传至纵向柱列，同时防止屋架下弦的侧向振动。

下弦横向水平支撑应在温度区段两端的第一或第二柱间内设置，并且宜与上弦横向水平支撑设置在同一柱间，以形成空间桁架体系。

4. 这种布置方法，在纵向水平荷载下传力路线较短；且当温度变化时，厂房两端的伸缩变形较小 [图 2-2-1 (a)]，同时厂房纵向构件的伸缩受柱间支撑的约束较小，因而所引起结构的温度应力也较小。

如下柱间支撑布置在温度区段的一端 [图 2-2-1 (b)]，则传力路线较长，同时厂房的伸缩变形也增大一倍。如下柱间支撑布置在温度区段的另一端 [图 2-2-1 (c)]，当温度变化时，由于厂房纵向伸缩受柱间支撑的约束较大，结构不易发生伸缩变形。以上两种布置方法都还会在结构中引起较大的温度应力。

综上所述，柱间支撑应设在温度区段的中央或临近中央的柱间。

5. 确定单层工业厂房排架计算简图时通常采用以下三个计算假定：

- (1) 柱下端与基础顶面刚接；
- (2) 柱上端与排架横梁（屋面梁或屋架）为铰接；
- (3) 横梁为不产生轴向变形的刚性连杆。

以上的假定是有条件的。当地基土质较差、变形较大或有大面积堆载等时，则应考虑基础转动和位移对排架内力的影响。当采用下弦刚度较小的钢筋混凝土组合式屋架或带拉杆的两铰、三铰拱屋架时，应考虑横梁轴向变形对排架内力的影响。

6. 当结构布置或荷载分布不均匀时，厂房中每榀排架或山墙的受力及变形都不是单独的，而是整体相互制约。这种排架与排架、排架与山墙之间的相互制约作用，称为单层厂房结构的整体空间工作。

当考虑厂房整体空间作用时，可按下述步骤计算排架内力：

(1) 先假定排架柱顶无侧移，求出在吊车水平荷载 T_{max} 作用下的柱顶反力 R [图 2-2-2 (a)]。

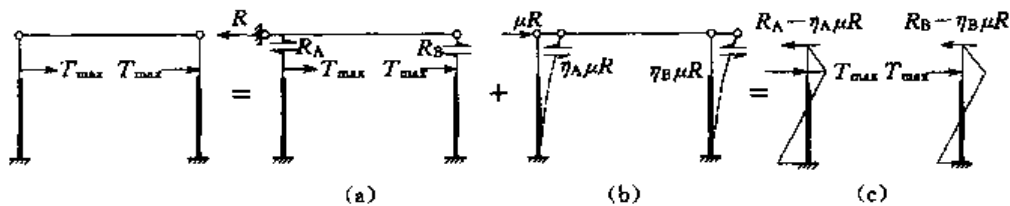


图 2-2-2 考虑空间作用时排架内力分析

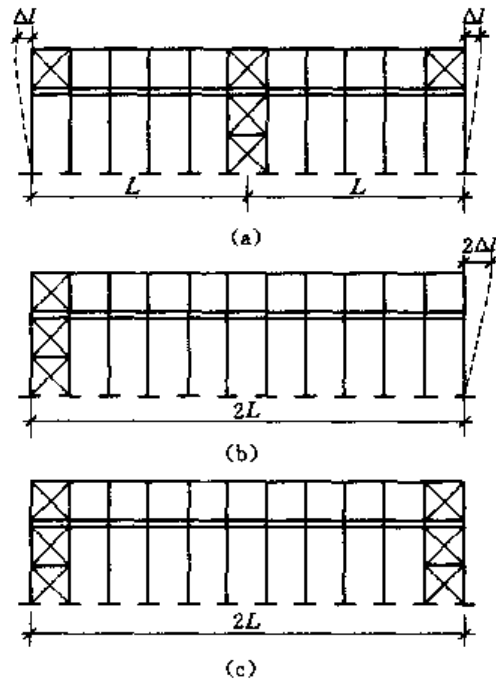


图 2-2-1 柱间支撑与伸缩变形的关系

(2) 将柱顶反力 R 乘以空间作用分配系数 μ , 并将它反方向施加于该榀排架的柱顶, 按剪力分配法求出各柱顶剪力 $\eta_A \mu R, \eta_B \mu R$ [图 2-2-2 (b)]。

(3) 将上述两项计算求得的柱顶剪力叠加, 即为考虑空间作用的柱顶剪力; 根据柱顶剪力及柱上承受的实际荷载, 按静定悬臂柱可求出各柱的内力 [图 2-2-2 (c)]。

7. (1) 排架柱通常进行以下四种不利内力组合:

+ M_{max} 及相应的 N, V ; - M_{max} 及相应的 N, V ;

N_{max} 及相应的 M, V ; N_{min} 及相应的 M, V 。

(2) 柱中通常采用对称配筋, 为了确定控制截面上的最不利内力组合, 需分析对称配筋偏心受压构件截面的弯矩、轴力和钢筋面积的关系, 如图 2-2-3 所示。

1) 根据大小偏压判别条件, 将多组内力划分为大偏心受压组和小偏心受压组。

对于矩形截面

$$N_b = \alpha_1 f_c b \xi_b h_0$$

对于 I 形截面

$$N_b = \alpha_1 f_c [b \xi_b h_0 + (b'_f - b) h'_f]$$

当 $N \leq N_b$ 时, 属于大偏心受压情况;

当 $N > N_b$ 时, 属于小偏心受压情况。

2) 对大偏心受压组, 按照“轴力相差不多时, 弯矩越大越不利; 弯矩相差不多时, 轴力越小越不利”的原则, 选出最不利内力。

3) 对小偏心受压组, 按照“轴力相差不多时, 弯矩越大越不利; 弯矩相差不多时, 轴力越大越不利”的原则, 选出最不利内力。

8. 屋架一般为平卧制作, 施工时先扶直后吊装。

扶直是将屋架绕下弦转起, 使下弦各节点不离地面, 上弦以起吊点为支点, 如图 2-2-4(a) 所示。此时上弦杆在屋架平面外受力最不利, 故扶直验算实际是验算上弦杆在屋架平面外的受弯承载力。扶直验算时, 可近似地将上弦视为一个多跨连续梁, 承受上弦和一半腹杆重力荷载的作用, 且取动力系数为 1.5。

屋架吊装时, 其吊点设在上弦节点处, 如图 2-2-4 (b) 所示。一般假定屋架重力荷载 (取动力系数为 1.5) 作用于下弦节点。在节点荷载及吊绳反力作用下, 按铰接桁架计算杆件轴力。

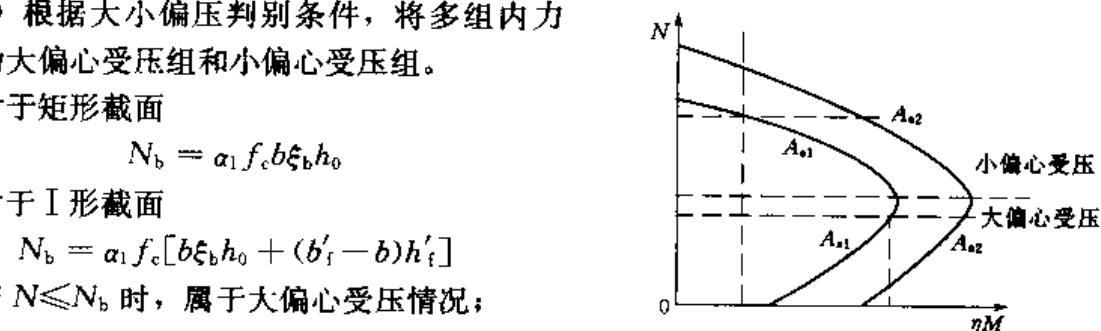


图 2-2-3 偏压截面弯矩、轴力与配筋关系图

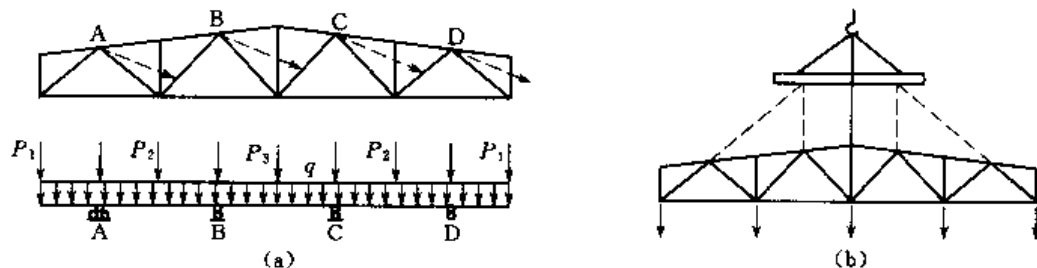


图 2-2-4 屋架扶直和吊装计算简图

9. 抗风柱柱顶与屋架上弦一般采用水平方向有较大刚度、竖直方向可以移动的弹簧板连接。这样，在水平方向，抗风柱与屋架有可靠的连接，可以有效地传递风荷载；在竖直方向，抗风柱和屋架之间有相对位移，以防止抗风柱和屋架沉降不均匀时，对屋架产生不利影响。

抗风柱所承受的风荷载，一部分经抗风柱下端直接传至基础；另一部分经抗风柱上端传至屋盖结构，再传至纵向柱列，最后传至基础。

10. 柱下单独基础设计主要包括以下三方面：

(1) 基础底面尺寸的确定。

基础的底面尺寸根据地基承载力计算确定。

轴心受压时需满足

$$p_k = \frac{N_k + G_k}{A} \leq f_a$$

偏心受压时需满足

$$\frac{p_{k \max} + p_{k \min}}{2} \leq f_a$$

$$p_{k \max} \leq 1.2 f_a$$

(2) 基础高度的确定。

基础高度根据柱与基础交接处或阶形基础变阶处的混凝土抗冲切承载力计算确定。

(3) 基础底板配筋计算。

将基础底面划分成相互没有联系的四个区块，每个区块都视为固定于柱周边的倒置的变截面悬臂板，底板配筋按柱与基础交接处以及基础变阶处的正截面受弯承载力计算确定。

11. (1) 吊车荷载是两组移动的集中荷载，一组是移动的轮压，另一组是移动的吊车横向水平制动力，故需用影响线原理求出各计算截面的最大内力。

(2) 吊车荷载具有冲击和振动作用，因此必须考虑吊车荷载的动力影响。

(3) 吊车荷载是重复荷载。若厂房的使用期限为 50 年，则重级工作制吊车荷载的重复次数可达 $4 \times 10^6 \sim 6 \times 10^6$ 次，中级工作制吊车一般亦可达 2×10^6 次，因此需对吊车梁进行疲劳强度验算。

(4) 吊车荷载对吊车梁产生扭矩，即吊车横向水平制动力和竖向轮压使吊车梁产生扭矩，因此须进行吊车梁的抗扭承载力验算。

二、计 算 题

1. 解：

对于本厂房，计算吊车竖向荷载和横向水平荷载时最多考虑两台吊车。图 2-2-5 是两台 10t 吊车荷载作用下支座反力影响线。

(1) 作用于排架柱上的吊车竖向荷载标准值。

$$\begin{aligned}
 D_{\max} &= P_{\max} \sum y_i \\
 &= 115 \times (1 + 0.808 + 0.267 + 0.075) \\
 &= 247.25 \text{ kN} \\
 D_{\min} &= P_{\min} \sum y_i \\
 &= 25 \times (1 + 0.808 + 0.267 + 0.075) \\
 &= 53.75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

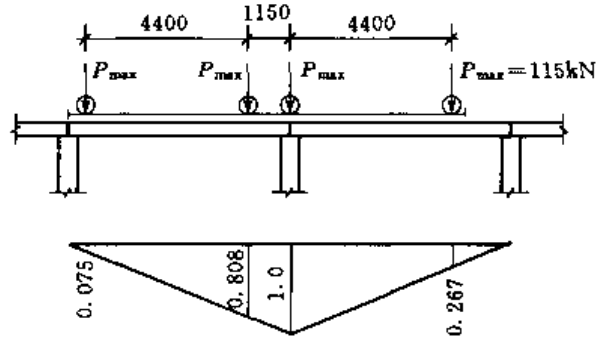


图 2-2-5 吊车荷载作用下支座反力影响线

(2) 作用于排架柱上的吊车横向水平荷载标准值。

当 $Q \leq 10\text{t}$ 时，取横向水平制动力系数 $\alpha = 0.12$ ；则作用于每一个轮子上的吊车横向水平制动力为

$$T = \frac{1}{4} \alpha (Q + g) = \frac{1}{4} \times 0.12 \times (10 + 3.8) = 0.414\text{t} = 4.14 \text{ kN}$$

同时作用于吊车两端每个排架柱上的吊车横向水平荷载标准值为

$$T_{\max} = T \sum y_i = 4.14 \times (1 + 0.808 + 0.267 + 0.075) = 8.90 \text{ kN}$$

2. 解：

西安市重现期为 50 年的基本风压 $w_0 = 0.35 \text{ kN/m}^2$ ；按 B 类地面粗糙度，由荷载规范查得风压高度变化系数 μ_z 为

柱顶 (标高 12.3m)	$\mu_z = 1.06$
檐口 (标高 14.6m)	$\mu_z = 1.13$
屋顶 (标高 16.0m)	$\mu_z = 1.16$

风荷载体型系数 μ_s 如图 2-2-6 (a) 所示；对于单层厂房，高度 $H < 30\text{m}$ 时，取风振系数 $\beta_z = 1$ 。

则作用于排架计算简图 [图 2-2-6 (b)] 上的风荷载标准值为

$$q_{1k} = \mu_z \mu_{s1} \beta_z w_0 B = 1.06 \times 0.8 \times 1 \times 0.35 \times 6 = 1.78 \text{ kN/m}$$

$$q_{2k} = \mu_z \mu_{s2} \beta_z w_0 B = 1.06 \times (-0.4) \times 1 \times 0.35 \times 6 = -0.89 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 F_{wk} &= [(\mu_{s1} + \mu_{s2}) \mu_z h_1 + (\mu_{s3} + \mu_{s4}) \mu_z h_2] \beta_z w_0 B \\
 &= [(0.8 + 0.4) \times 1.13 \times 2.3 + (-0.6 + 0.5) \times 1.16 \times 1.4] \times 1 \times 0.35 \times 6 \\
 &= 6.21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

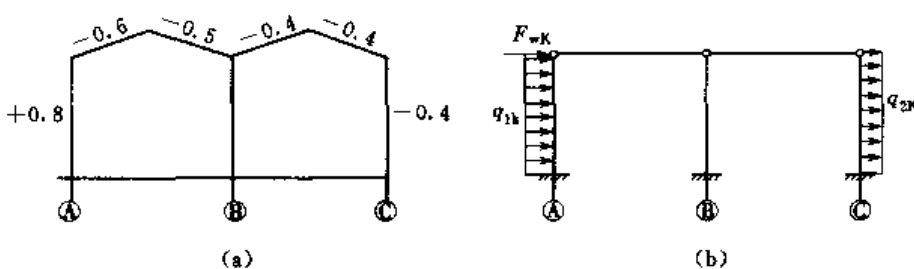


图 2-2-6 风荷载体型系数及排架计算简图

3. 解:

$$n = \frac{I_v}{I_1} = \frac{21.3 \times 10^8}{195.38 \times 10^8} = 0.109$$

$$\lambda = \frac{H_u}{H} = \frac{3900}{12800} = 0.305$$

$$C_{3A} = C_{3B} = \frac{3}{2} \frac{1 - \lambda^2}{1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right)} = 1.104$$

则

$$R_A = -\frac{M_1}{H} C_3 = -\frac{462.25}{12.8} \times 1.104 = -39.87 \text{ kN}$$

$$R_B = \frac{M_2}{H} C_3 = \frac{110.75}{12.8} \times 1.104 = 9.55 \text{ kN}$$

$$R = R_A + R_B = -39.87 + 9.55 = -30.32 \text{ kN}$$

各柱的剪力分配系数 $\eta_A = \eta_B = 0.5$

排架柱顶剪力为

$$V_A = R_A - \eta_A R$$

$$= -39.87 + 0.5 \times 30.32 = -24.71 \text{ kN}$$

$$V_B = R_B - \eta_B R$$

$$= 9.55 + 0.5 \times 30.32 = 24.71 \text{ kN}$$

排架柱的弯矩图如图 2-2-7 所示。

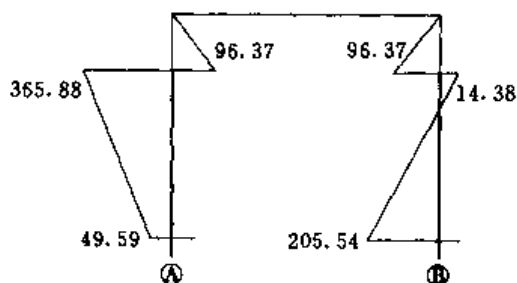


图 2-2-7 排架弯矩图

4. 解:

该厂房为两跨等高排架, 可用剪力分配法进行内力分析。

(1) 计算各柱的剪力分配系数 η 。

$$n = \frac{I_v}{I_1} = 0.5 \quad \lambda = \frac{H_u}{H} = \frac{3000}{9000} = \frac{1}{3}$$

$$C_0 = 3/[1 + \lambda^3(1/n - 1)] = 2.893$$

$$\delta_A = \delta_C = \frac{H^3}{C_0 EI_1} = \frac{H^3}{2.893 \times EI}$$

$$\delta_B = \frac{H^3}{C_0 EI_1} = \frac{H^3}{2.893 \times 2EI}$$

$$\eta_A = \eta_C = \frac{1/\delta_A}{\sum 1/\delta_i} = 1/4 \quad \eta_B = \frac{1/\delta_B}{\sum 1/\delta_i} = 1/2$$

(2) 计算各柱顶反力 R_i 及柱顶不动铰支座总反力 R 。

$$a = \frac{1500}{3000} = 0.5$$

$$C_{5A} = C_{5B} = \frac{2 - 3a\lambda + \lambda^3 \left[\frac{(2+a)(1-a)^2}{n} - (2-3a) \right]}{2 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]} = 0.737$$

$$R_A = R_B = -T_{\max} C_5 = -20 \times 0.737 = -14.74 \text{ kN}$$

则

$$R = R_A + R_B = -14.74 - 14.74 = -29.48 \text{ kN}$$

(3) 计算排架结构内力。

各柱顶剪力为

$$V_A = R_A - \eta_A R = -14.74 + \frac{1}{4} \times 29.48 = -7.37 \text{ kN}$$

$$V_B = R_B - \eta_B R = -14.74 + \frac{1}{2} \times 29.48 = 0$$

$$V_C = -\eta_C R = \frac{1}{4} \times 29.48 = 7.37 \text{ kN}$$

排架各柱的弯矩如图 2-2-8 所示。

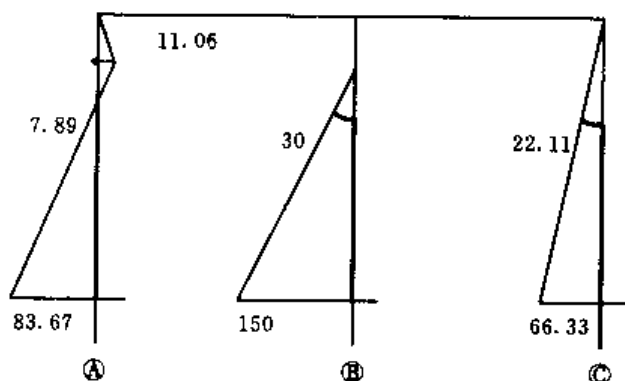


图 2-2-8 排架内力图 (单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$)

5. 解:

吊装验算时的计算简图如图 2-2-9 所示。

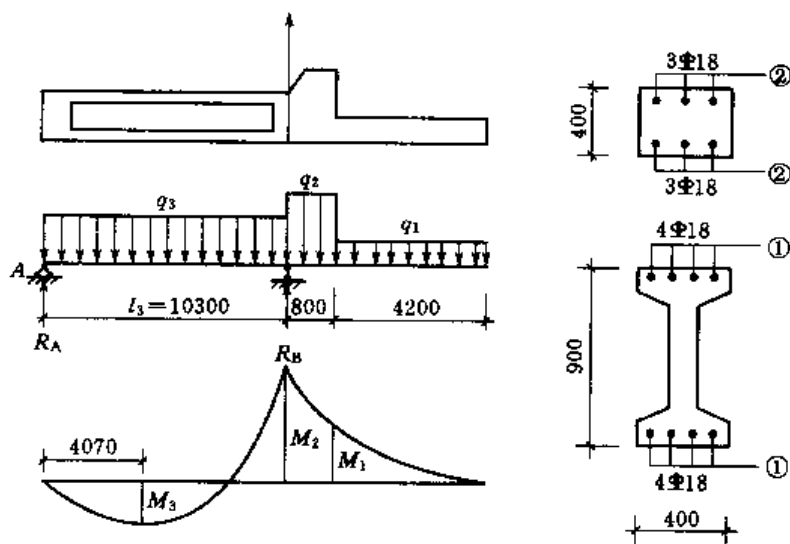


图 2-2-9 柱吊装计算简图 (单位: mm)

(1) 荷载计算。

柱吊装阶段的荷载为柱自身重力荷载, 且应考虑动力系数 $\mu = 1.5$, 即

$$\text{上柱: } q_1 = \mu \gamma_G q_{1k} = 1.5 \times 1.35 \times 25 \times 0.4 \times 0.4 = 8.10 \text{ kN/m}$$

$$\text{牛腿: } q_2 = \mu \gamma_G q_{2k} = 1.5 \times 1.35 \times 25 \times 0.4 \times (0.9 + 0.2) = 22.28 \text{ kN/m}$$

$$\text{下柱: } q_3 = \mu \gamma_G q_{3k} = 1.5 \times 1.35 \times 25 \times 0.1875 = 9.49 \text{ kN/m}$$

(2) 内力计算。

在上述荷载作用下，柱各控制截面的弯矩为

$$M_1 = \frac{1}{2} q_1 H_0^2 = \frac{1}{2} \times 8.10 \times 4.2^2 = 71.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \times 8.10 \times (4.2 + 0.8)^2 + \frac{1}{2} \times (22.28 - 8.10) \times 0.8^2 = 105.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由 $\sum M_B = R_A l_3 + M_2 - \frac{1}{2} q_3 l_3^2 = 0$ ，得

$$R_A = \frac{1}{2} q_3 l_3 - \frac{M_2}{l_3} = \frac{1}{2} \times 9.49 \times 10.30 - \frac{105.79}{10.30} = 38.60 \text{ kN}$$

$$M_3 = R_A x - \frac{1}{2} q_3 x^2$$

令 $\frac{dM_3}{dx} = R_A - q_3 x = 0$ ，得

$$x = R_A / q_3 = 38.60 / 9.49 = 4.07 \text{ m}$$

则下柱段最大弯矩 M_3 为

$$M_3 = 38.60 \times 4.07 - \frac{1}{2} \times 9.49 \times 4.07^2 = 78.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 承载力和裂缝宽度验算。

上柱配筋为 $A_s = A'_s = 763 \text{ mm}^2$ (3 Φ 18)，其受弯承载力验算如下：

$$\begin{aligned} M_u &= f_y A_s (h_0 - a'_s) = 360 \times 763 \times (360 - 40) = 87.90 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 87.90 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_1 = 71.44 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

裂缝宽度验算如下：

$$M_k = 71.44 / 1.35 = 52.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87 h_0 A_s} = \frac{52.92 \times 10^6}{0.87 \times 360 \times 763} = 221.45 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5 b h} = \frac{763}{0.5 \times 400 \times 400} = 0.0095 < 0.01, \text{ 取 } \rho_{te} = 0.01$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.01 \times 221.45} = 0.40$$

$$w_{\max} = a_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right)$$

$$= 2.1 \times 0.40 \times \frac{221.45}{2 \times 10^5} \times \left(1.9 \times 30 + 0.08 \times \frac{18}{0.01} \right)$$

$$= 0.187 \text{ mm} < w_{\lim} = 0.2 \text{ mm}$$

满足要求。

下柱配筋 $A_s = A'_s = 1018 \text{ mm}^2$ (4 Φ 18)，其受弯承载力验算如下：

$$\begin{aligned} M_u &= f_y A_s (h_0 - a'_s) = 360 \times 1018 \times (860 - 40) = 300.51 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 300.51 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_2 = 105.79 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

满足要求。

裂缝宽度验算如下:

$$M_k = 105.79/1.35 = 78.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87h_0A_s} = \frac{78.36 \times 10^6}{0.87 \times 860 \times 1018} = 102.88 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh + (b_f - b)h_f} = \frac{1018}{0.5 \times 100 \times 900 + (400 - 100) \times 150} = 0.0113$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.39}{0.0113 \times 102.88} = -0.24 < 0.2$$

取 $\psi = 0.2$

$$\begin{aligned} w_{max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \\ &= 2.1 \times 0.20 \times \frac{102.88}{2 \times 10^5} \times \left(1.9 \times 30 + 0.08 \times \frac{18}{0.0113} \right) \\ &= 0.040 \text{ mm} < w_{lm} = 0.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

满足要求。

6. 解:

(1) 牛腿截面高度验算。

对支承吊车梁的牛腿, 裂缝控制系数 $\beta = 0.65$, $f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$

$a = -150 + 20 = -130 \text{ mm} < 0$, 取 $a = 0$, 则

$$\begin{aligned} \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} &= 0.65 \times \frac{2.01 \times 400 \times 560}{0.5} \\ &= 585312 \text{ N} = 585.31 \text{ kN} > F_{vk} \end{aligned}$$

故牛腿截面高度满足要求。

(2) 牛腿局部受压承载力验算。

取吊车梁垫板尺寸为 $500 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \frac{F_{vk}}{A} &= \frac{510 \times 10^3}{500 \times 400} = 2.55 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_c \\ &= 0.75 \times 14.3 = 10.73 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

故牛腿截面尺寸满足局部受压承载力要求。

(3) 牛腿配筋计算。

$$a < 0.3h_0, \text{ 取 } a = 0.3h_0 = 0.3 \times 560 = 168 \text{ mm}$$

$$A_s \geq \frac{F_{vk} a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} = \frac{714 \times 10^3 \times 168}{0.85 \times 360 \times 560} = 700 \text{ mm}^2$$

选 $4 \Phi 16$ (804 mm^2)

$$\begin{aligned} A_s &\geq \rho_{min} b h_0 = 0.002 \times 400 \times 560 = 448 \text{ mm}^2 \\ &\leq 0.006 \times 400 \times 560 = 1344 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

故配筋率满足要求。水平箍筋选用 $\Phi 8 @ 100$ 。

第三章 多层及高层建筑设计概论

(一) 填空题

1. 侧向力
2. 2, 8
3. 翼缘
4. 60, 3, 2
5. 在同一标高处
6. 40%
7. 相连
8. C20
9. 上下对齐
10. 200mm
11. C30

(二) 选择题

1. [d]
2. [b]
3. [d]
4. [c]
5. [b]
6. [c]
7. [d]
8. [a]
9. [d]
10. [c]
11. [a]
12. [c]
13. [c]

(三) 判断题

1. [✓]
2. [✓]
3. [×]
4. [×]
5. [✓]
6. [✓]
7. [×]
8. [✓]
9. [✓]
10. [✓]
11. [✓]
12. [✓]
13. [×]

(四) 问答题

1. (1) 框架结构体系的优点是建筑平面布置灵活,能获得较大空间(特别适用于商场、餐厅等),也可以按需要做成小房间;建筑立面容易处理;结构自重较轻;计算理论比较成熟;在一定高度范围内造价较低。框架结构的缺点是侧向刚度小,水平荷载作用下侧移较大。因此,采用框架结构时应注意控制建筑物的高度。现浇钢筋混凝土框架房屋的高度可以控制在60m以下。当设防烈度为7度、8度、9度时,其高度可分别为55m、45m和25m以下。

(2) 剪力墙结构体系房屋的楼板直接支承在墙上,房间墙面平整,特别适用于住宅、宾馆等建筑;剪力墙的承载力和侧向刚度均很大,侧向变形较小。在我国,剪力墙结构房屋的高度控制在140m以下;当设防烈度为7度、8度、9度时,其高度可分别为120m、100m和60m以下。剪力墙结构的缺点是结构自重较大;建筑平面布置局限性较大,较难获得大的建筑空间。

(3) 框架-剪力墙结构体系的特点是以框架为主,并布置一定数量的剪力墙,其中剪力墙承担大部分水平荷载,框架只承担较小一部分。所以框架-剪力墙结构房屋比框架结构房屋的水平承载力和侧向刚度都有所提高,可应用于10~20层的办公楼、科研教学楼、

医院和宾馆等建筑中。在我国，框架—剪力墙结构房屋的高度可应用于 130m 以下；当地震设防烈度为 7 度、8 度、9 度时，其高度宜分别控制在 120m、100m 和 50m 以下。

(4) 筒体结构体系是指由一个或几个筒体作为竖向结构的高层房屋结构体系。筒体结构体系中，用钢筋混凝土剪力墙围成的筒体称为实腹筒；由布置在房屋四周的密排柱与高跨比很大的窗裙梁形成的密柱深梁框架围成的筒体称为框筒。

(5) 框架—筒体结构体系是由若干个框架与筒体共同组成的体系，其中筒体承受水平荷载，框架承受竖向荷载，这种结构兼有框架结构和筒体结构的优点，建筑平面布置灵活，侧向刚度和水平承载力大，应用比较广泛。

(6) 刚臂—芯筒体系是为提高框架—筒体结构的侧向刚度，减小水平荷载下内筒的弯矩和变形，沿高度每隔 20 层左右，在设备层或结构转换层，伸出纵横向刚臂与结构的外圈框架相连，并沿外圈框架设置一层楼高的圈梁或桁架，形成刚臂—芯筒体系。

2. 控制结构高宽比是由于房屋的高宽比愈大，水平荷载作用下的侧移愈大，引起的倾覆作用愈严重。因此，应控制房屋的高宽比 H/B ，避免设计高宽比很大的建筑物。此处 H 是指地面到房屋檐口的高度， B 是建筑物平面短方向的总宽度。《高层规程》规定，高层建筑的高宽比不宜超过表 2-3-1 的限值：

表 2-3-1

结构类型	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6 度, 7 度	8 度	9 度
框架、板柱—剪力墙	5	4	3	2
框架—剪力墙	5	5	4	3
剪力墙	6	6	5	4
筒中筒、框架—核心筒	6	6	5	4

3. 房屋平面宜简单、规则、对称、尽量减少复杂受力和扭转受力。对有抗震设防要求的多、高层建筑，其平面形状以方形、矩形和圆形为最好；不宜采用有较长翼缘的 L 形、T 形、十字形和 Y 形等对抗震不利的平面形状。同时，为满足城市规划等多方面要求，建筑平面不是完全规则、简单时，其有关尺寸应符合有关要求。高层建筑的竖向体型宜规则、均匀，避免有过大的外挑和内收。结构的侧向刚度宜下大上小，逐渐均匀变化，不应采用竖向布置严重不规则的结构。

在结构总体布置中，考虑到沉降、温度变化和体型复杂对结构的不利影响，可用沉降缝、伸缩缝和防震缝将结构分成若干独立的部分。但是设缝后，构造复杂，施工不易，因此高层建筑中尽量不设缝。满足下列要求时，可以不设缝：

(1) 沉降缝。

当采用以下措施后，主体与裙房之间可不设沉降缝：①采用桩基，桩支承在基岩上；或采取减少沉降的有效措施并经计算，沉降差在允许范围内。②主楼与裙房采用不同的基础形式，并宜先施工主楼，后施工裙房，调整土压力使后期沉降基本接近。③地基承载力较高、沉降计算较为可靠时，主楼与裙房的标高预留沉降差，先施工主楼，后施工裙房，使两者最终标高一致。对后两种情况，施工时应在主楼与裙房之间先留出后浇带，待沉降基本稳定后再连为一体。

(2) 伸缩缝。

当采用以下的构造和施工措施时，可增大伸缩缝的间距或不设缝：①在房屋的顶层、底层、山墙和内纵墙端开间等部位提高配筋率。②在屋顶加强保温隔热措施或采用架空通风屋面等。③房屋顶部数层改为刚度较小的结构形式，或顶部设局部温度缝将结构划分为长度较短的区段。④每隔 30~40m 留出施工后浇带，带宽 800~1000mm。

(3) 防震缝。

避免设防震缝的方法有：①优先采用布置简单，突出翼缘长度不大的塔式楼。②采取加强结构整体性的措施，例如加强连接处楼板配筋，避免在连接部位的楼板内开洞，并在连接部位设剪力墙或筒体。

对有抗震设防要求的高层建筑，如需设沉降缝或伸缩缝，其缝宽亦应满足有关要求，并尽可能使三缝合一。

4. (1) 框架结构承重方案。

1) 横向框架承重。

主梁沿房屋横向布置，板和连系梁沿纵向布置。由于竖向荷载主要由横向框架承受，横梁截面高度较大，有利于增加横向刚度，实际应用较多。

2) 纵向框架承重。

主梁沿房屋纵向布置，板和连系梁沿横向布置。这种方案对地基较差的狭长房屋有利，横向连系梁高度较小，有利于楼层净高有效利用，缺点是横向刚度小。

3) 纵横向框架承重。

纵横向都布置承重框架，楼盖采用双向板或并式楼盖，当柱网平面为方形或接近方形时，多采用此种方式。

(2) 剪力墙结构承重方案。

1) 小开间横墙承重。

此方案适用于住宅、旅馆等要求小开间的建筑，可以省去砌筑墙体，但混凝土墙体承载力未充分利用，在 15 层以下建筑中，墙体多为构造配筋，建筑布置不灵活，房屋自重和侧向刚度大，自振周期短，水平地震作用大。

2) 大间距横墙承重。

一般两开间设置一道混凝土承重横墙，楼盖多采用梁式板或无粘结预应力混凝土平板，使用空间大，布置灵活，但楼盖跨度大，用材较多。

3) 大间距纵横墙承重。

横墙布置与 2) 大体相同，楼盖采用现浇混凝土双向板，或横墙间布置一根进深梁，支承与纵墙上，形成纵横向承重。

从使用功能、技术经济指标、结构受力性能等方面看，大间距方案比小间距方案优越，因此，目前趋于采用大进深，大模板，无粘结预应力混凝土楼盖的剪力墙结构体系，以满足多用途和灵活隔断的要求。

(3) 框架—剪力墙结构布置中应注意的问题。

1) 剪力墙的数量。

结构底部剪力墙承担的总弯矩值不应小于总倾覆力矩的 50%，否则，说明剪力墙数

量过少，其受力性能与框架结构相当。但剪力墙数量也不能过多，这样会使地震作用增加，多数地震力被剪力墙吸收，框架作用不明显，造成浪费。

2) 剪力墙的布置原则。

横向剪力墙应均匀布置在结构端部附近，楼电梯间、平面形状变化及恒载较大处，以增强抗扭能力，同时满足规范规定的最大间距要求。纵向剪力墙宜布置在结构单元的中间区段，房屋较长时，不宜集中在两端布置纵向剪力墙。剪力墙宜带边框，并互相连接，贯通建筑物全高。

5. 作用在多、高层建筑上的荷载有竖向荷载和水平荷载。竖向荷载包括永久荷载和可变荷载，水平荷载包括风荷载和水平地震荷载作用。

在高层建筑中，尽管竖向荷载仍对结构设计产生重要影响，水平荷载却起着决定性的作用。随着建筑物高度的增加，水平荷载愈益成为结构设计的控制因素。

6. 计算高层建筑结构的内力和位移时，一般情况下可假定楼盖在自身平面内为绝对刚性，楼盖将各抗侧力结构联成整体而协同工作。按此假定，水平荷载作用下高层建筑中的楼盖只作刚性位移，这时所有抗侧力结构在每一楼盖只有水平位移 μ 、 v ，和扭转角 θ 三个自由度；当结构不发生扭转时，则 $\theta=0$ ；又当只有一个方向的水平荷载作用时，结构在一层楼盖就只有一个方向的水平位移（ μ 或 v ），即只有一个自由度，使结构计算大为简化。

如采用刚性楼盖假定，相应地要在设计中按规定采取保证楼盖整体刚度的构造措施。当楼盖整体刚性较弱、楼盖有大开孔、楼盖有较长的外伸段时，楼盖在自身平面内的变形会使刚度较小的抗侧力结构分配的水平力增大。此时刚性楼盖的假定不适用，计算中宜采用考虑楼盖平面内刚度的计算方法，或对采用楼盖刚度无限大假定计算方法的计算结果进行调整。

7. 用简化方法和比较精细的分析方法计算高层建筑结构的内力和位移时，对于平面布置较为规则的框架结构、框架—剪力墙结构、剪力墙结构可采用平面抗侧力结构的协同工作分析方法，由空间位移协调条件进行水平力的分配；对于平面布置不规则，体型复杂及筒体等空间作用明显的结构，可采用空间杆系、空间杆—墙板元及其他组合有限元等分析方法。采用平面抗侧力结构的协同工作分析方法时，应考虑梁的弯曲变形和剪切变形，对柱、墙应考虑弯曲、剪切和轴向变形；采用空间杆件系统分析时，除上述变形外，对梁、柱、墙均应考虑扭转，墙肢还应考虑截面的翘曲。

无论采用简化方法和比较精细的分析方法，在计算结构竖向荷载下的内力和位移时，柱、墙轴向变形宜考虑施工过程中逐层加载的影响。

第四章 多层框架结构房屋

一、概念题

(一) 填空题

1. 纵向承重, 横向承重, 纵横向承重
2. 50mm
3. 平面框架
4. $1.5I_0$, $1.2I_0$, $2I_0$, $1.5I_0$
5. 转角
6. 结构总层数, 该柱所在层次, 梁柱线刚度比, 侧向荷载分布形式
7. $1/550$
8. $0.8\sim 0.9$, $0.7\sim 0.8$
9. 0.9 , $1/3$
10. 柱的线刚度, 层高, 梁的线刚度

(二) 选择题

1. [c]
2. [b]
3. [c]
4. [a]
5. [b]
6. [a]
7. [a]
8. [b]
9. [c]
10. [b]

(三) 判断题

1. [×]
2. [√]
3. [×]
4. [√]
5. [√]
6. [×]
7. [×]
8. [×]
9. [√]
10. [√]
11. [√]

(四) 问答题

1. 框架结构体系的特点是建筑平面布置灵活, 能根据不同需求获得较大空间, 也可做成小开间房屋; 其建筑立面容易处理、结构自重较轻、计算理论比较成熟、在一定高度范围内造价较低。框架结构是高次超静定结构, 既承受竖向荷载, 又承受侧向作用力, 如风荷载或水平地震作用。框架结构侧向刚度小, 水平荷载作用下侧移较大。因此, 采用框架结构时应注意控制建筑物的高度。现浇钢筋混凝土框架房屋的高度可以控制在 60m 以下。当设防烈度为 7 度、8 度、9 度时, 其高度可分别为 55m、45m 和 25m 以下。

2. 框架结构根据施工方法的不同可分为整体式、装配式和装配整体式三种。

整体式框架又称全现浇框架, 它由现场支模浇筑而成, 整体性好, 抗震能力强。泵送混凝土和组合式钢模板的应用, 改变了现场搅拌、费工费时的缺点, 使整体式框架得到了广泛的应用。

装配式框架的梁、柱等构件均为预制, 施工时把预制的构件吊装就位, 并通过节点进

行连接。这种框架的优点是施工机械化程度高，施工速度快，但整体性较差，抗震性能亦弱，工程应用较少。

装配整体式框架兼有整体式和装配式框架的优点，预制构件在现场吊装就位后，通过在预制梁上浇注叠合层等措施，使框架连成整体。

3. 在平面内，柱轴线在纵横向形成的网格称为柱网。柱网布置的是否合理程度决定框架结构的经济性及合理性。柱网布置时一般考虑以下几方面内容：满足生产工艺和使用功能的要求；满足建筑平面布置的要求；使构件受力合理，同时方便施工。在满足以上各要求的情况下，力求简单明了，降低造价。

4. (1) 横向框架承重方案。横向框架承重方案是在横向设置主梁，在纵向设置连系梁，板支承在横向框架上，楼面竖向荷载传给横向框架主梁。由于横向框架跨数较少，主梁沿横向布置有利于增加房屋横向抗侧移刚度，纵向连系梁截面尺寸较小，这样有利于建筑物的通风和采光。缺点是由于主梁截面尺寸较大，其净空较小。

(2) 纵向框架承重方案。纵向框架承重方案是在纵向上布置框架主梁，在横向布置连系梁。楼面的竖向荷载主要沿纵向传递。横向连系梁尺寸较小，房屋净空较大，房间布置灵活。缺点是房屋的横向刚度较小，同时进深尺寸受到长度的限制。

(3) 纵横向框架承重方案。框架在纵横向均布置主梁。楼板的竖向荷载沿两个方向传递。由于这种方案是沿两个方向传力的，因此两个方向受力均匀，整体性好。

5. (1) 计算单元。在框架体系房屋中，各榀承重框架之间是以连系梁和楼板连系起来的。为了计算方便，把空间框架体系分解成纵向和横向两种平面框架，设计时，通常选一榀或几榀有代表性的框架进行内力分析，以减少计算和设计工作量。

(2) 节点的简化。在现浇框架结构体系中，由于梁和柱的纵向受力钢筋都穿过节点或留有足够的锚固长度，且现浇混凝土整体性和刚度较好，所以，一般将其简化为刚接节点。框架柱与基础一般采用整体现浇混凝土连接，也简化为刚节点。

(3) 跨度与层高。在结构计算简图中，杆件用轴线表示，框架梁的跨度即柱轴线的距离，框架柱的高度取相应的建筑层高，底层层高取基础顶面至第二层楼面的距离。

6. 在计算框架梁截面惯性矩 I 时应考虑到楼板的影响。一般情况下，框架梁跨中截面承受正弯矩，楼板处于受压区，楼板对梁的截面弯曲刚度影响较大；而在框架梁端节点附近，梁承受负弯矩，梁顶楼板受拉，则楼板对框架梁刚度影响较小。为方便设计，通常假定框架梁截面惯性矩 I 沿轴线不变，计算如下：

(1) 对装配式楼盖，取 $I = I_0$ ， I_0 为矩形截面梁的截面惯性矩。

(2) 对装配整体式楼盖，中框架 $I = 1.5I_0$ ，边框架 $I = 1.2I_0$ 。

(3) 对现浇楼盖，中框架 $I = 2.0I_0$ ，边框架 $I = 1.5I_0$ 。

7. 作用在框架结构上的荷载主要有竖向的活荷载，水平的风荷载以及地震作用等。

(1) 楼面活荷载。

楼面的活荷载要根据房屋的建筑功能，由建筑结构荷载规范中标准值确定。但不同楼层活荷载同时满载布置出现的可能性较小，因此在结构设计时，要考虑楼面活荷载的折减。对于住宅、办公楼等建筑的墙、柱、基础则根据计算截面以上楼层的多少取不同的折减系数，见表 2-4-1。

表 2-4-1

墙、柱、基础计算截面以上层数	1	2~3	4~5	6~8	9~20	>20
计算截面以上各楼层活荷载 总和的折减系数	1.0 (0.9)	0.85	0.70	0.65	0.60	0.55

注 当楼面梁的从属面积超过 25mm^2 时, 用括号内的系数。

(2) 风荷载。

多层框架结构的风荷载是主要荷载之一, 一般将风荷载简化成集中力, 作用在框架节点上。

(3) 地震作用。

对于多层框架结构, 一般考虑纵向、横向两种水平地震作用。当房屋的高度不超过 40m , 且质量和刚度沿高度分布比较均匀时, 可采用底部剪力法进行计算水平地震作用, 具体计算详见《建筑抗震设计规范》。

8. 在竖向荷载作用下, 侧移对多层多跨框架的内力的影响较小, 可以近似按无侧移框架进行分析; 另外, 如果在框架的某一层施加竖向荷载, 在整体框架中只有与该层梁相连的上、下层柱内力较大, 而对其他各层梁柱的内力影响均较小, 尤其是当梁的线刚度大于柱的线刚度时, 这一特点更加明显。因此, 可假定作用在某层框架梁上的竖向荷载只对本楼层的梁和相连的框架柱产生弯矩和剪力, 认为对其他楼层的梁柱没有影响。

基于以上分析, 分层法作如下假定: ①在竖向荷载作用下, 多层多跨框架的侧移忽略不计; ②各层梁上的荷载对本层梁及上下相邻的柱有影响, 而对其他各层梁、柱的影响忽略不计。

根据这两个假定, 可将框架的某层梁及其上、下柱作为独立的计算单元分层进行计算。分层计算所得的梁内弯矩即为梁在该荷载作用下的最后弯矩; 而每一柱的柱端弯矩则取上下两层计算所得弯矩之和。在分层法的计算中, 假定各层上下柱的远端为固定端, 而实际上除底层外, 其余各层柱端都是弹性嵌固, 介于铰支和固定约束之间。为了减少计算误差, 除底层柱外, 其他层各柱的线刚度均乘以折减系数 0.9 , 并取相应的传递系数 $1/3$ (底层柱线刚度不折减, 另外传递系数仍为 $1/2$)。由于分层法计算的近似性, 框架节点处的最终弯矩不平衡, 但通常不会很大。如需进一步修正, 可对节点的不平衡弯矩再进行一次分配。

9. 用分层法计算竖向荷载下框架内力的步骤是:

(1) 将多层框架分成若干无侧移的敞口框架, 每层敞口框架包括本层梁及与其相连的上下柱, 梁上的荷载不变。

(2) 计算梁、柱的线刚度, 除底层柱外, 其他各层柱的线刚度应乘以系数 0.9 。

(3) 计算各节点处的弯矩分配系数, 利用无侧移框架的弯矩分配法, 分层计算各个计算单元 (每层横梁及相应的上下柱组成一个计算单元) 的杆端弯矩。计算可从不平衡弯矩较大的节点开始, 一般每个节点分配 $1\sim 2$ 次即可。

(4) 叠加有关杆端弯矩, 得出最后弯矩图 (如节点弯矩不平衡值较大, 可在节点重新分配一次, 但不进行传递)。

(5) 按静力平衡条件求出梁端剪力及跨中弯矩；逐层叠加柱上的竖向荷载（节点集中力、柱的自重）和梁端剪力，求出柱的轴力。

10. 框架结构上的水平荷载有风荷载或地震作用。一般可以简化成作用于框架上的水平节点力。因此，各杆件的弯矩图都是直线，且一般都有一个反弯点。如果能够求出各柱的剪力及反弯点位置后，进行内力计算，则框架的内力图就可很容易的绘出。反弯点法在分析计算时拟定柱的反弯点位置，它适用于各层结构比较均匀（各层高度变化不大，梁的线刚度变化不大），节点梁柱线刚度比 $\Sigma i_b / \Sigma i_c \geq 3$ 的框架。

其基本假定是：

(1) 在求各柱的剪力时，假定各柱上下端都不发生角位移，即认为梁与柱的线刚度之比为无限大。

(2) 在确定各柱反弯点位置时，认为除底层外的其余各层柱，受力后上下两端的转角相等，即除底层柱外，各层框架柱的反弯点位于层高的中点；底层柱的反弯点位于距支座 $2/3$ 层高处。

(3) 梁端弯矩可根据节点平衡条件，并按节点左右梁的线刚度比例进行分配而求得。

11. 反弯点法首先假定梁柱之间的线刚度比为无限大，其次又假定柱的反弯点高度为一定值，使框架结构在侧向荷载作用下计算大大简化；但也同时带来一定误差，首先当梁柱线刚度接近时，特别在高层框架和抗震设计时，梁的线刚度可能小于柱的线刚度，框架节点对柱的约束应为弹性约束，柱的侧移刚度不仅与柱的线刚度和层高有关，而且与梁的线刚度等有关。另外，反弯点位置也与梁柱线刚度比、上下层横梁线刚度比、上下层层高等有关。因此，对反弯点法进行改进，称为改进反弯点法或 D 值法。 D 是指考虑上述因素后，修正后的柱抗侧移刚度。

$$D = \alpha 12 i_c / h^2$$

式中 α ——反映梁柱线刚度比值对柱侧移刚度的影响系数，当框架梁线刚度为无限大时， $\alpha = 1$ 。

12. 采用 D 值法，柱的反弯点位置与反弯点法有所不同。当横梁线刚度与柱线刚度之比不很大时，柱的两端转角相差较大，尤其是最上层和最下几层更是如此，因此其反弯点不一定在柱的中点，它取决于柱上下两端转角：当上端转角不大于下端转角时，反弯点偏于柱下端；反之，则偏于柱上端。

各层反弯点高度可用同一的公式计算：

$$y = (y_0 + y_1 + y_2 + y_3)h$$

(1) 标准反弯点高度比 y_0 。

标准反弯点高度比 y_0 主要考虑柱线刚度比及楼层位置的影响，它可根据梁柱相对线刚度比 k 、框架总层数 m 、该柱所在层数 n 、荷载作用形式等查表获得。 y_0 称为标准反弯点高度，它表示各层梁线刚度相同、各层柱线刚度及层高都相同的规则框架的反弯点位置。

(2) 上下横梁线刚度不同时的修正值 y_1 。

当某层柱上下横梁线刚度不同时，反弯点位置将相对于标准反弯点发生移动。其修正

值为 $y_1 h$ 。 y_1 可根据上下层横梁线刚度比 α_c 及 k 由表查出。对底层柱，当无基础梁时，可不考虑这项修正。

(3) 上下层高变化修正值 y_2 和 y_3 。

当柱所在楼层的上下层高有变化时，反弯点也将偏移标准反弯点位置。若上层较高，反弯点将从标准反弯点上移 $y_2 h$ ；若下层较高，反弯点则向下移动 $y_3 h$ （此时取为 y_3 负值）。 y_2 及 y_3 可由表查得。

对顶层柱不考虑 y_2 的修正项，对底层柱不考虑 y_3 的修正项。

求得各柱的反弯点位置 y 及按柱的抗侧移刚度 D 将楼层剪力分配至各柱后，框架在水平荷载作用下的内力计算与反弯点法完全相同。

13. 框架结构在水平荷载作用下的变形由两部分组成：整体弯曲变形和整体剪切变形。整体弯曲变形是由柱弯曲变形所产生的框架变形量；整体剪切变形是由于梁、柱弯曲变形和截面剪切变形引起的。由于框架结构越靠近底层，柱所受剪力越大，所以越靠近底层，层间侧移越大，其侧移曲线与悬臂梁的剪切变形曲线相一致，故称其侧移曲线为剪切型。一般计算中，只考虑梁柱的弯曲变形，而未考虑由于梁柱轴向变形和截面剪切变形引起的结构侧移，上述计算结果可以满足工程设计的精度要求。

14. 对于框架梁，在水平和竖向力的共同作用下，剪力沿梁轴线是线性变化的（在竖向均布荷载作用下），弯矩则成抛物线形式变化，一般取两梁端和跨间最大弯矩处为控制截面。而对于框架柱，弯矩、轴力和剪力沿柱高是线性变化的，因此取各层柱上、下两端截面为控制截面。框架结构的计算简图是以梁、柱的轴线为基准的，所以框架的内力也相应地计算到轴线的位置，但由于梁、柱本身有一定的尺寸，因此梁端的控制截面取在柱的边缘处，而柱端控制截面取在梁的轴线处。

15. 根据规范规定，由可变荷载控制时，框架计算的荷载效应组合可采用简化方法处理，即对所有可变荷载乘以一个确定的组合系数 ψ ，其表达式为

$$S = \gamma_0 \left(\gamma_G S_{GK} + \psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} S_{Qik} \right)$$

式中 ψ ——简化公式中的可变荷载的组合系数，一般情况取 0.9，当有一个可变荷载时，取 1.0。

16. 最不利内力组合就是指对截面配筋起控制作用的内力组合，对于同一个控制截面可能有好几组最不利内力组合。对于框架梁，梁端和跨间最不利弯矩处为两个主要控制截面。梁端的最大正弯矩组合 $+M_{\max}$ ，用于确定梁端正弯矩钢筋的数量，最大负弯矩组合 $-M_{\min}$ （绝对值最大）用于确定该截面负弯矩钢筋的数量，最大剪力组合 V_{\max} 用于梁端截面受剪承载力的计算。对于跨间最大弯矩处截面的内力组合也是如此。框架柱通常为对称配筋，对于框架柱的最不利内力组合可参照单层工业厂房排架柱的内力组合方式，这样，对于框架结构梁、柱某个控制截面的内力组合有：

梁端截面： $+M_{\max}$ ， $-M_{\min}$ ， V_{\max} ；

梁跨中截面： $+M_{\max}$ ， $-M_{\min}$ ；

柱端截面： $|M|_{\max}$ 及相应的 N, V ；

N_{\max} 及相应的 M, V ；

N_{\min} 及相应的 M, V 。

17. 作用在框架上的可变荷载要考虑其最不利的位置，框架结构某控制截面最不利内力的取得，通常采用以下几种布置可变荷载的方法。

(1) 分跨计算组合法。

该方法是将楼面可变荷载逐跨单独地分别作用在各跨上，然后计算在这一跨荷载作用下框架的内力。因此对于一个多层多跨框架，共有（跨数 \times 层数）种不同的可变荷载布置方式。再根据要求进行内力组合，从而得到控制截面的内力。这种方法的思路比较清晰，但计算量较大，多用于计算机进行框架的内力组合。

(2) 最不利荷载位置法。

为求某一截面的不利内力，可以利用位移影响线的方法，直接确定产生此最不利内力的可变荷载的布置方式。为求梁跨中最大弯矩，凡使该截面产生正向位移的跨间均布置可变荷载。即在该跨布置可变荷载以外，其他各跨的可变荷载应相间布置成棋盘形状。显然该跨间达到最大弯矩时，也正好使其他布置可变荷载的跨间截面弯矩达到最大值。因此，只要进行两次棋盘式布置，就可求得整个框架中所有梁的跨间最大正弯矩。梁端最大负弯矩和柱端弯矩，也可以利用影响线的方法布置竖向可变荷载，从而求出内力。

(3) 满布荷载法。

用以上两种方法求各计算截面的最不利内力，计算工作量较大。而满布荷载法把可变竖向荷载同时作用在框架的所有梁上，即不考虑可变荷载的不利分布，计算工作量大大地简化了。用此须对梁的跨中弯矩乘以 1.1~1.3 的调整系数予以提高。当可变竖向荷载产生的内力远小于永久荷载及水平荷载产生的内力时，此法计算精度较好。经验表明，对楼面活荷载标准值不超过 4.0kN/m^2 的一般工业与民用多层框架结构，此法的计算精度可以满足工程需要。

18. 梁端弯矩调幅就是把竖向荷载作用下的梁端弯矩按一定的比例下调的过程。梁端弯矩的调幅原因有以下几方面：①强柱弱梁是框架结构的基本设计要求，在梁端首先出现塑性铰是允许的；②为了施工方便，也往往希望节点处梁的负弯矩钢筋放的少些；③对于装配整体式框架，可以通过对梁端负弯矩进行调幅的方法，人为地减小梁端负弯矩，减小节点附近梁顶面的配筋量。

设某框架梁 AB 在竖向荷载作用下，梁端的最大负弯矩分别为 M_A, M_B ，梁跨中最大正弯矩为 M_C ，则调幅以后梁端弯矩 M'_A, M'_B 可取：

$$M'_A = \beta M_A$$

$$M'_B = \beta M_B$$

式中 β ——弯矩调幅系数。对于现浇框架，可取 $\beta=0.8\sim 0.9$ ；对于装配整体式框架，可取 $\beta=0.7\sim 0.8$ 。

梁端弯矩调幅后，梁跨中的正弯矩会有所增加，增加后的弯矩可以由该梁的静力平衡条件算出，即调幅后梁端弯矩 M'_A, M'_B 的平均值与跨中最大正弯矩 M'_C 之和应不小于按

简支梁计算的跨中弯矩 M_0 。

$$|(M_A' + M_B')/2| + M_C' \geq M_0$$

梁端弯矩的调幅只对竖向荷载作用下的内力进行，即水平力作用下产生的弯矩不参加调幅。因此，弯矩的调幅应在内力组合之前进行。为了使跨中正钢筋的数量不至于过少，通常在梁截面设计时采用跨中设计弯矩值不应小于按简支梁计算的跨中弯矩值的一半。

19. 柱的计算长度可取柱上两反弯点之间的高度。《混凝土结构设计规范》(GB50010—2002) 规定，对于梁与柱为刚接的钢筋混凝土框架柱，其计算高度按下列规定取用：

(1) 一般多层房屋的钢筋混凝土框架柱。

现浇楼盖：底层柱 $L_0 = 1.0H$

其他层柱 $L_0 = 1.25H$

(这里 H 为柱所在层的框架结构层高)

装配式楼盖：底层柱 $L_0 = 1.25H$

其余各层柱 $L_0 = 1.5H$

(2) 可按无侧移考虑的钢筋混凝土框架结构，如果是非轻质隔墙的多层房屋，当为三跨及三跨以上或为两跨且房屋的总宽度不小于房屋总高度的三分之一时，其各层框架柱的计算长度：

现浇楼盖： $L_0 = 0.7H$

装配式楼盖： $L_0 = 1.0H$

(3) 不设楼板或楼板上开口较大的多层钢筋混凝土框架柱以及无抗侧向力刚性墙体的单跨钢筋混凝土框架柱的计算长度，应根据可靠设计经验或按计算确定。

二、计 算 题

1. 解：

首先将原框架分为两个敞口框架，如图 2-4-1，用弯矩分配法计算这两个敞口框架的杆端弯矩，计算过程见图 2-4-2、图 2-4-3，在计算弯矩分配系数时， DG 、 EH 和 FI 柱的线刚度已乘系数 0.9，这三根柱的传递系数均取 1/3，其他杆件的传递系数均为 1/2。

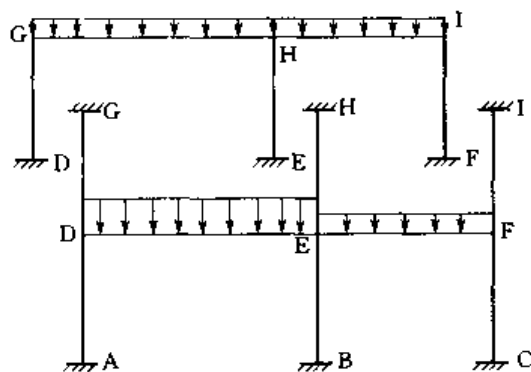


图 2-4-1

下柱 右梁		左梁 下柱 右梁			左梁 下柱	
0.33	0.67	0.35	0.18	0.47	0.86	0.14
-13.13	13.13	-7.32	7.32	-1.37	-0.83	
-1.02	-2.03	-1.05	-2.73	-5.12	-0.51	
4.67	9.48	4.74	-2.56	0.44	0.07	
-0.38	-0.76	-0.39	-1.02	-0.08	0.01	
0.13	0.25	0.13	0.22	0.07	0.01	
-0.06	-0.12	-0.06	-0.16	0.75	-0.75	
0.02	0.01	15.09	-1.50	-13.59	-0.25	
4.82	-4.82					
D	1.61	E	-0.50	F	-0.25	

图 2-4-2

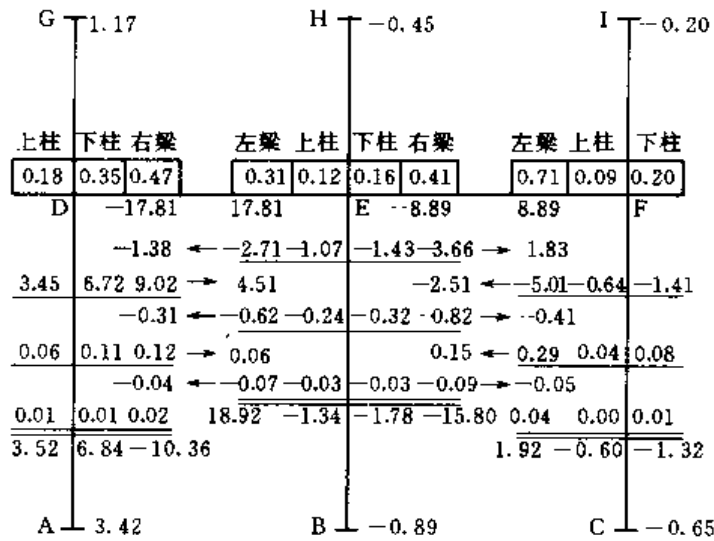


图 2-4-3

根据图 2-4-2、2-4-3 的分配结果，可计算杆端弯矩。例如，对节点 G 而言，由图 2-4-2 得梁端弯矩为 $-4.82\text{kN}\cdot\text{m}$ ，柱端弯矩为 $4.82\text{kN}\cdot\text{m}$ ；而由图 2-4-3 得柱端弯矩为 $1.17\text{kN}\cdot\text{m}$ ；则最后得梁、柱端弯矩分别为 $-4.82\text{kN}\cdot\text{m}$ 和 $4.82 + 1.17 = 5.99\text{kN}\cdot\text{m}$ 。显然节点有不平衡弯矩 $1.17\text{kN}\cdot\text{m}$ 。对此不平衡弯矩再作分配，则梁端弯矩为 $-4.82 + (-1.17) \times 0.67 = -5.60\text{kN}\cdot\text{m}$ ，柱端弯矩为 $5.99 + (-1.17) \times 0.33 = 5.60\text{kN}\cdot\text{m}$ 。对于其他节点如此计算，可得杆端弯矩如图 2-4-4。另外，为了对分层计算的误差大小有所了解，图 2-4-4 还给出了考虑框架侧移时的杆端弯矩(括号内的数值可视为精确值)。经过比较，发现用分层法计算的梁端弯矩误差较小，柱端弯矩误差较大。

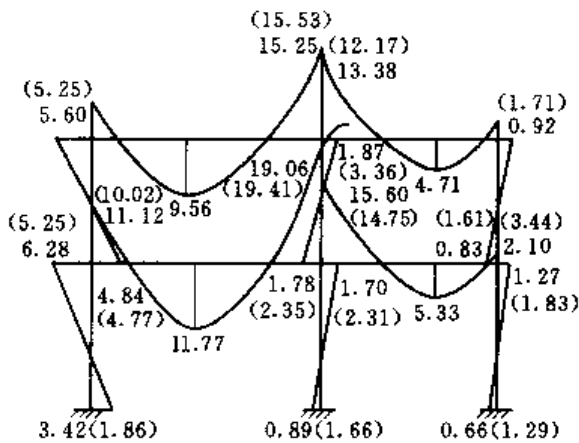


图 2-4-4

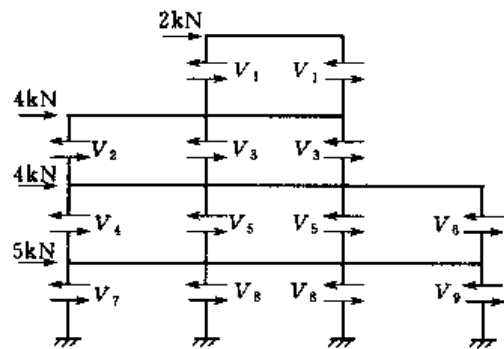


图 2-4-5

2. 解：

设底层柱的反弯点在离底 $2/3$ 柱高度处，其他各层柱的反弯点在柱高中点。在反弯点处将柱切开，隔离体见图 2-4-5。为了绘图方便，本图将各层分别切开求剪力并合成了一个图。

柱的剪力用下式：

$$V = \frac{d_i}{\sum d_i} \Sigma P$$

式中 ΣP ——某反弯点以上所有水平外力作用之和。

顶层柱剪力：

$$V_1 = \frac{1}{1+1} \times 2 = 1\text{kN}$$

第2层柱剪力：

$$V_2 = \frac{1}{1+2+2} \times (2+4) = 1.2\text{kN}$$

第3层柱剪力：

$$V_2 = \frac{1}{1+2+2} \times (2+4) = 1.2\text{kN}$$

$$V_3 = \frac{2}{1+2+2} \times (2+4) = 2.4\text{kN}$$

第2层柱剪力：

$$V_4 = \frac{2}{2+3+3+1} \times (2+4+4) = 2.22\text{kN}$$

$$V_5 = \frac{3}{2+3+3+1} \times 10 = 3.33\text{kN}$$

$$V_6 = \frac{1}{2+3+3+1} \times 10 = 1.11\text{kN}$$

底层柱剪力：

$$V_7 = \frac{3}{3+4+4+2} \times (2+4+4+5) = 3.46\text{kN}$$

$$V_8 = \frac{4}{3+4+4+2} \times 15 = 4.61\text{kN}$$

$$V_9 = \frac{2}{3+4+4+2} \times 15 = 2.31\text{kN}$$

图 2-4-6 是刚架的 M 图。以节点 K 为例，说明柱端和梁端弯矩的计算图 2-4-7。

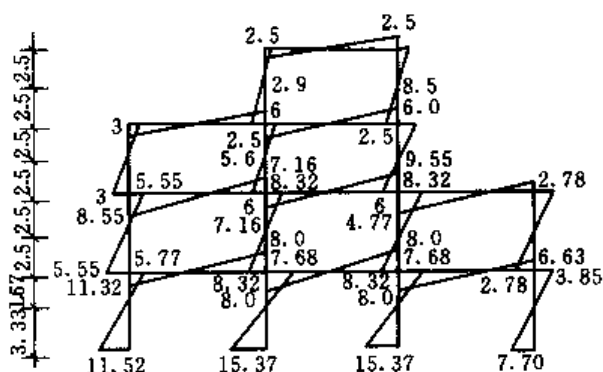


图 2-4-6

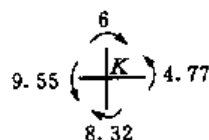


图 2-4-7

柱：

$$M_{KO} = V_3 \times 2.5 = 2.4 \times 2.5 = 6\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{KG} = V_5 \times 2.5 = 3.33 \times 2.5 = 8.32\text{kN} \cdot \text{m}$$

节点不平衡弯矩： $M_{KO} + M_{KG} = -6.0 - 8.32 = -14.32\text{kN} \cdot \text{m}$

梁: $M_{KJ} = \frac{6}{6+3} \times 14.32 = 9.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{KL} = \frac{3}{6+3} \times 14.32 = 4.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3. 解:

(1) 梁柱线刚度计算。

梁柱线刚度计算见表 2-4-2。

表 2-4-2

	截面惯性矩 I (mm^4)	线刚度 $i = \frac{EI}{l}$ ($\text{N} \cdot \text{mm}$)	相对线刚度 i
顶层梁	$\frac{240 \times 600^3}{12} = 4.32 \times 10^9$	$\frac{4.32 \times 10^9}{6500} E = 6.65 \times 10^5 E$	0.787
1~3 层梁	$\frac{240 \times 650^3}{12} = 5.49 \times 10^9$	$\frac{5.49 \times 10^9}{6500} E = 8.45 \times 10^5 E$	1.000
走道梁	$\frac{240 \times 400^3}{12} = 1.28 \times 10^9$	$\frac{1.28 \times 10^9}{2700} E = 4.74 \times 10^5 E$	0.561
2~4 层柱	$\frac{400 \times 400^3}{12} = 2.13 \times 10^9$	$\frac{2.13 \times 10^9}{4000} E = 5.33 \times 10^5 E$	0.631
底层柱		$\frac{2.13 \times 10^9}{4500} E = 4.74 \times 10^5 E$	0.561

(2) 求各柱的剪力值。

各柱剪力值见表 2-4-3。

表 2-4-3

	柱 DE	柱 IJ	柱 NO	柱 ST	
第四层	$K = \frac{1+0.787}{2 \times 0.631} = 1.416$	$K = \frac{2 \times 0.561 + 1 + 0.787}{2 \times 0.631}$	同柱 IJ	同柱 DE	$\Sigma D = 1.200$
	$D = \frac{1.416}{2+1.416} \times 0.631 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$	$= 2.305$			
	$= 0.262 \left(\frac{12}{4^2}\right)$	$= 0.338 \left(\frac{12}{4^2}\right)$	$V = 2.25 \text{ kN}$	$V = 1.75 \text{ kN}$	
	$V = 8 \times \frac{0.262}{1.2} = 1.75 \text{ kN}$	$V = 8 \times \frac{0.338}{1.2} = 2.25 \text{ kN}$			
	柱 CD	柱 HI	柱 MN	柱 RS	
第三层	$K = \frac{1+1}{2 \times 0.631} = 1.585$	$K = \frac{2 \times (1+0.561)}{2 \times 0.631} = 2.474$	同柱 HJ	同柱 CD	$\Sigma D = 1.256$
	$D = \frac{1.585}{2+1.585} \times 0.631 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$	$D = \frac{2.474}{2+2.474} \times 0.631 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$			
	$= 0.279 \left(\frac{12}{4^2}\right)$	$= 0.349 \left(\frac{12}{4^2}\right)$	$V = 6.67 \text{ kN}$	$V = 5.33 \text{ kN}$	
	$V = (8+16) \times \frac{0.279}{1.256} = 5.33 \text{ kN}$	$V = (8+16) \times \frac{0.349}{1.256} = 6.67 \text{ kN}$			

续表

	柱 BC	柱 GH	柱 LM	柱 QR	
第二层	$D=0.279 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $V=(8+16+16) \times \frac{0.279}{1.256}$ $=8.88\text{kN}$	$D=0.349 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $V=(8+16+16) \times \frac{0.349}{1.256}$ $=11.12\text{kN}$	同柱 GH $V=11.12\text{kN}$	同柱 BC $V=8.88\text{kN}$	$\Sigma D=1.256$ $\times \left(\frac{12}{4^2}\right)$
	柱 AB	柱 FG	柱 KL	柱 PQ	
第一层	$\bar{K}=\frac{1}{0.561}=1.783$ $D=\frac{0.5+1.783}{2+1.783} \times 0.560$ $\times \left(\frac{12}{4.5^2}\right)=0.338 \left(\frac{12}{4.5^2}\right)$ $V=(8+16+16+18) \times \frac{0.338}{1.446}$ $=13.57\text{kN}$	$\bar{K}=\frac{1+0.561}{0.561}=2.783$ $D=\frac{0.5+2.783}{2+2.783} \times 0.561$ $\times \left(\frac{12}{4.5^2}\right)$ $=0.385 \left(\frac{12}{4.5^2}\right)$ $V=(8+16+16+18) \times \frac{0.385}{1.446}$ $=15.43\text{kN}$	同柱 FG $V=15.43\text{kN}$	同柱 AB $V=13.57\text{kN}$	$\Sigma D=1.446$ $\times \left(\frac{12}{4.5^2}\right)$

(3) 求各柱反弯点高度 y_h 。

根据总层数 m ，该柱所在层 n ，可以得到标准反弯点系数 y_0 ，再根据上下层横梁线刚度比值及层高变化等因素，可以得到 y_1 、 y_2 、 y_3 ；则各层反弯点高度 $y_h = (y_0 + y_1 + y_2 + y_3) h$ 。各层反弯点高度计算见表 2-4-4。

表 2-4-4

	柱 DE	柱 IJ	柱 NO	柱 ST
第四层	$\bar{K}=1.416$ $y_0=0.37$ $\alpha_1=\frac{0.787}{1}=0.787$ $y_1=0$ $\alpha_3=1$ $y_3=0$ $y=0.37+0+0=0.37$	$\bar{K}=2.305$ $y_0=0.42$ $\alpha_1=\frac{0.787+0.561}{1+0.561}=0.846$ $y_1=0$ $\alpha_3=1$ $y_3=0$ $y=0.42+0+0=0.42$	$y=0.42$	$y=0.37$
	柱 CD	柱 HI	柱 MN	柱 RS
第三层	$\bar{K}=1.585$ $y_0=0.45$ $\alpha_1=1$ $y_1=0$ $\alpha_2=1$ $y_2=0$ $\alpha_3=1$ $y_3=0$ $y=0.45+0+0+0=0.45$	$\bar{K}=2.474$ $y_0=0.47$ $\alpha_1=1$ $y_1=0$ $\alpha_2=1$ $y_2=0$ $\alpha_3=1$ $y_3=0$ $y=0.47+0+0+0=0.47$	$y=0.47$	$y=0.45$
	柱 BC	柱 GH	柱 LM	柱 QR
第二层	$\bar{K}=1.585$ $y_0=0.45$ $\alpha_1=1$ $y_1=0$ $\alpha_2=1$ $y_2=0$ $\alpha_3=1.13$ $y_3=0$ $y=0.45+0+0+0=0.45$	$\bar{K}=2.474$ $y_0=0.47$ $\alpha_1=1$ $y_1=0$ $\alpha_2=1$ $y_2=0$ $\alpha_3=1.13$ $y_3=0$ $y=0.47+0+0+0=0.47$	$y=0.47$	$y=0.45$
	柱 AB	柱 FG	柱 KL	柱 PQ
第一层	$\bar{K}=1.783$ $y_0=0.55$ $\alpha_2=0.889$ $y_2=0$ $y=0.55+0=0.55$	$\bar{K}=2.783$ $y_0=0.55$ $\alpha_2=0.889$ $y_2=0$ $y=0.55+0=0.55$	$y=0.55$	$y=0.55$

(4) 求出柱上下两端弯矩。

上柱 $M_{\text{上}} = V(1-y)h$ ；下柱 $M_{\text{下}} = Vyh$ 。再由节点平衡条件和梁的线刚度比求出各梁端弯矩，即可绘出弯矩图如图 2-4-8。

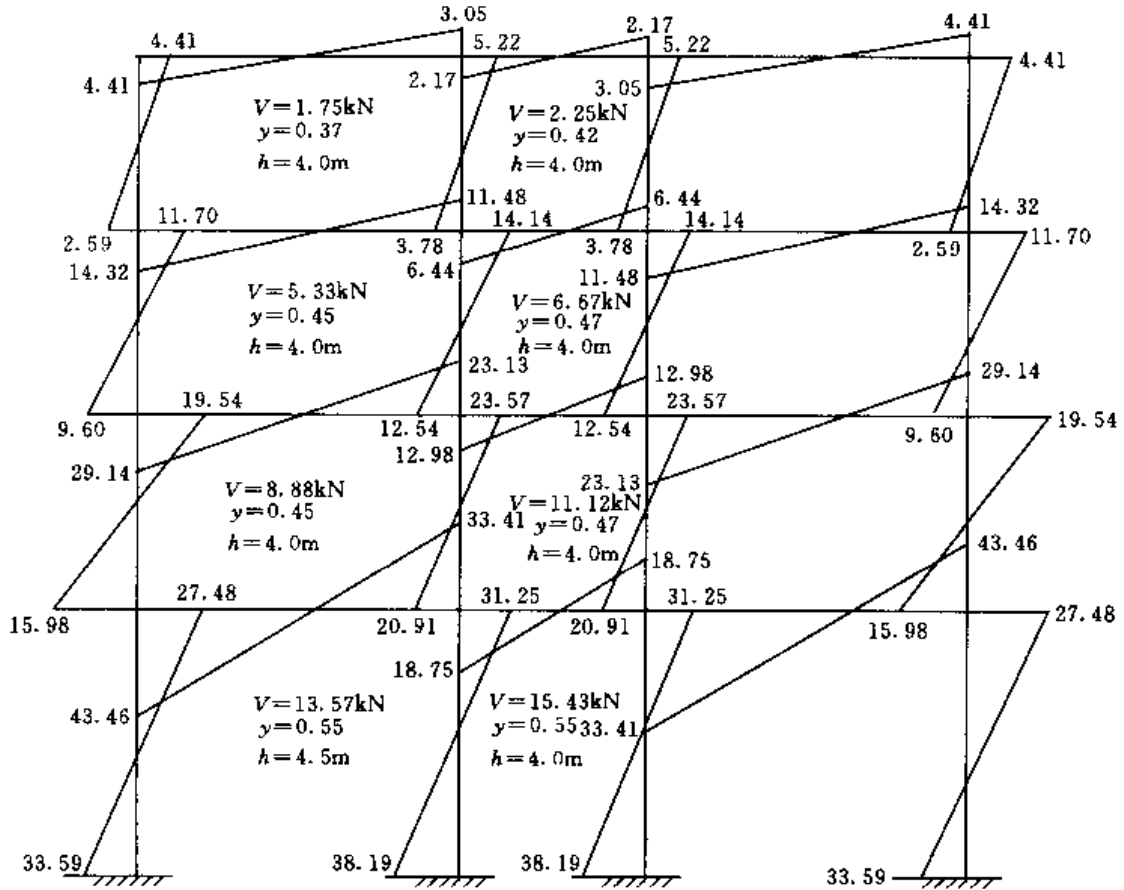


图 2-4-8 框架弯矩图 (单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$)

第五章 砌体构件承载力计算

一、概念题

(一) 填空题

1. 轴心受压短柱, 轴心受压长柱, 偏心受压短柱, 偏心受压长柱
2. 构件的高厚比 β 和相对偏心距 e/h
3. e 不应超过 $0.6y$, 设置中心垫块, 设置缺口垫块
4. 竖向裂缝发展引起的破坏, 劈裂破坏, 直接与垫板接触的砌体的局部破坏, 竖向裂缝发展引起的破坏, 劈裂破坏, 直接与垫板接触的砌体的局部破坏
5. 提高, 局部抗压强度提高系数 γ 乘以砌体抗压强度
6. 为了避免砌体截面较大而局部受压面积过小时引起的劈裂破坏
7. 刚性混凝土垫块
8. 半无限弹性体上的长梁
9. 剪摩

(二) 选择题

1. [b] 2. [d] 3. [c] 4. [c] 5. [c] 6. [b] 7. [b]
8. [d] 9. [b] 10. [d] 11. [b] 12. [d]

(三) 判断题

1. [√] 2. [×] 3. [×] 4. [√] 5. [√] 6. [√] 7. [×]
8. [×]

(四) 问答题

1. 以图 2-5-1 所示的受压短柱构件为例, 随着轴向荷载 N 偏心距的增大, 砌体截面受力特征逐渐变化。当偏心距 $e=0$ 时, 承受轴心压力, 截面压应力均匀分布, 如图 2-5-1 (a) 所示; 当轴向力偏心较小时, 截面应力变得不均匀, 如图 2-5-1 (b) 所示; 偏心距增大后, 远离荷载的截面边缘逐渐出现拉应力, 如图 2-5-1 (c) 所示; 一旦拉应力超过砌体沿通缝的弯曲抗拉强度, 便出现水平裂缝, 且随着荷载的增大, 水平裂缝向荷载偏心方向延伸发展, 如图 2-5-1 (d) 所示, 实际受压截面也随之减少, 最后导致破坏。

2. 除构件截面及砌体强度外, 影响偏心受压短柱受压承载力的主要因素是相对偏心距 e/h_0 , 计算时, 在轴心受压的基础上, 用偏心影响系数 $\varphi_1 (<1.0)$ 综合反映偏心受压的不利影响。

长柱的受压承载力不仅与截面和材料有关, 还要考虑偏心以及高厚比影响。

3. 无筋砌体受压构件偏心距 e 按内力设计值计算, 并不应超过 $0.6y$, y 为截面形心到轴向力所在偏心方向截面边缘的距离; 若 e 超过 $0.6y$, 则宜采用组合砖砌体。

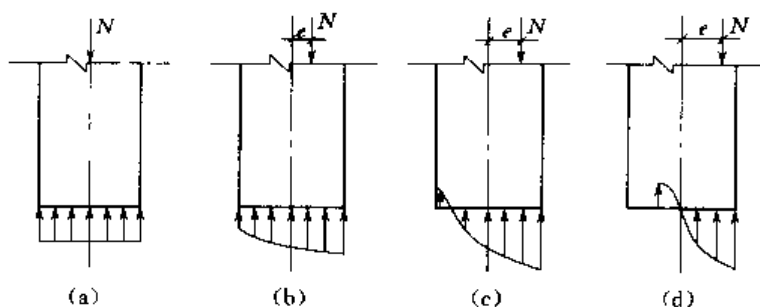


图 2-5-1 受压短柱截面应力分布

(a) 轴心受压；(b) 存在偏心距；(c) 偏心距较大引起拉应力；(d) 形成水平裂缝

4. 砌体局部受压强度提高的原因，是因为直接位于局部受压面积下的砌体横向应变受到周围砌体的约束，故使该处的砌体处于三向或双向受压状态，从而大大提高了局压面积处砌体的抗压强度。

5. 局部受压砌体由于周围砌体的约束作用，使其抗压强度有所提高，提高的程度大小，则取决于四周的约束情况。《砌体结构设计规范》(GB50003—2001) 根据试验结果给出下述计算公式：

$$\gamma = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{A_0}{A_1} - 1}$$

式中 γ ——砌体局部抗压强度提高系数；

A_0 ——局部抗压强度计算面积；

A_1 ——局部受压面积。

由上式可看出， A_0/A_1 越大，局部受压砖砌体抗压强度提高越多。但事实上，当 A_0/A_1 较大，局部压力达到一个较高的数值时，会使周围砌体的横向拉应力达到砌体沿水平方向的抗拉强度，而使砌体沿竖向突然劈裂，产生劈裂破坏。为避免这种情况的发生，《砌体结构设计规范》(GB 50003—2001) 对 γ 值给予限制，结合影响砌体局部抗压强度的计算面积 A_0 (图 2-5-2) 的确定，尚应符合下列规定：

- (1) 在图 2-5-2(a)的情况下， $A_0 = (a+c+h)h$ ， $\gamma \leq 2.5$ 。
- (2) 在图 2-5-2(b)的情况下， $A_0 = (b+2h)h$ ， $\gamma \leq 2.0$ 。
- (3) 在图 2-5-2(c)的情况下， $A_0 = (a+h)h + (b+h_1-h)h_1$ ， $\gamma \leq 1.5$ 。
- (4) 在图 2-5-2(d)的情况下， $A_0 = (a+h)h$ ， $\gamma \leq 1.25$ 。
- (5) 对多孔砖砌体尚应符合 $\gamma \leq 1.5$ 。对混凝土砌块灌孔砌体， $\gamma \leq 1.5$ ；当未灌孔时， $\gamma = 1.0$ 。

6. 梁端下设置刚性垫块，如图 2-5-3 所示。为了防止梁端砌体的局部受压破坏，设置的刚性垫块应当具有足够的刚度才能有效地传递梁端压力。因此，应符合下列要求：

(1) 刚性垫块厚度 t_b 应不小于 180mm，并符合砖的模数，自梁边算起的垫块挑出长度不宜大于垫块高度 t_b 。

(2) 在带壁柱墙的壁柱内设置刚性垫块时，如图 2-5-3 (b) 所示，其计算面积应取

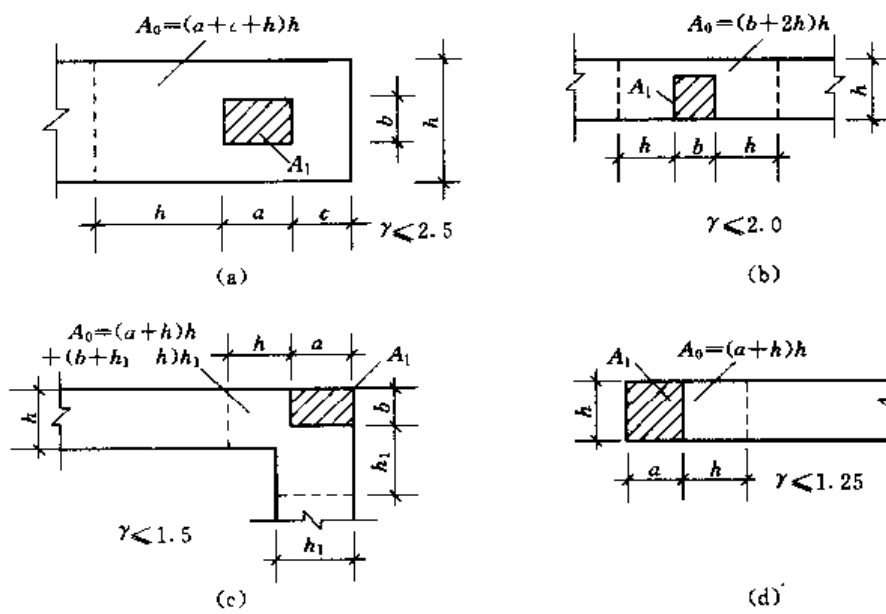


图 2-5-2 影响砌体局部抗压强度的计算面积 A_0

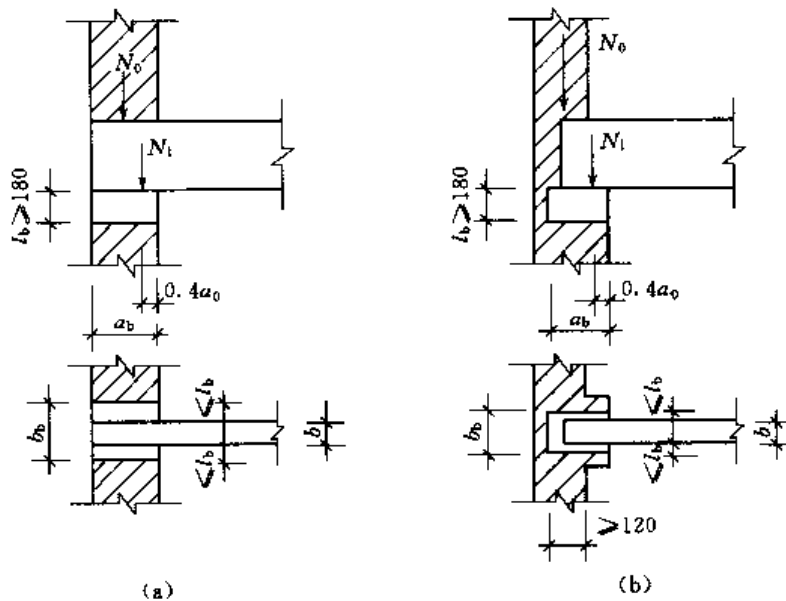


图 2-5-3 梁端下预制刚性垫块示意图

壁柱面积，而不应计算翼缘部分，同时壁柱上垫块伸入翼缘内的长度不应小于 120mm。

(3) 当现浇垫块与梁端整体浇筑时，垫块可在梁高范围内设置，其计算可与设置刚性预制垫块相同。

7. 在混合结构房屋中，钢筋混凝土梁支承于砌体上，砌体支承面受到梁端的局部压力。由于梁受力后发生弯曲变形，梁端发生转动，砌体承受的局部压应力为曲线分布。同时，局部受压砌体上部还可能有由均布荷载生产的压力 N_0 （引起的墙体平均压应力为 σ_0 ），使上部砌体传来的压应力通过拱作用由梁两侧砌体向下传递（图 2-5-4），从而减少了梁端传递的压力。这种内力重分布现象对砌体的局部受压是有利的。同时，上部荷载引

起的压应力 σ_0 的存在和扩散对梁端下部局部受压的砌体起到了横向约束作用，对砌体的局部受压的砌体也是有利的，这种有利影响通过上部荷载折减系数考虑。此外，内拱作用还随 A_0/A_1 值的增大而逐渐增大。当 $A_0/A_1=1$ 时，则不形成“内拱卸荷”；当 A_0/A_1 逐渐增大时，“内拱卸荷”作用随之越来越明显，当 $A_0/A_1>3$ 时，可不考虑上部荷载的影响，取 $\psi=0$ 。

8. 对圆形水池或筒仓，在液体或松散材料的侧压力下，壁内只产生环向拉力时，砌体结构为轴心受拉构件。

在弯矩作用下的砌体，如砖砌平拱过梁和挡土墙等，均属受弯构件，其破坏形态有三种可能：沿齿缝截面破坏、沿砖和竖向灰缝截面破坏或沿通缝截面弯曲受拉而破坏。此外构件端部截面还存在较大的剪力，因此还应进行受剪承载力验算。

无拉杆拱的支座截面处，由于拱的水平推力，将使支座沿水平灰缝受剪。这时除水平剪力外，支座往往还作用有垂直压力。

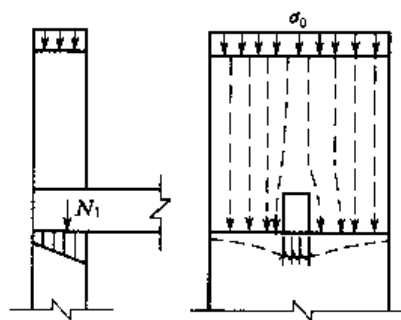


图 2-5-4 梁端砌体的内拱作用

二、计 算 题

1. 解：

由可变荷载控制组合该柱柱底截面：

$$N = 1.2 \times (18 \times 0.49 \times 0.62 \times 5.6 + 135) + 1.4 \times 54.6 = 275.18 \text{ kN}$$

由永久荷载控制组合该柱柱底截面：

$$N = 1.35 \times (18 \times 0.49 \times 0.62 \times 5.6 + 135) + 1.0 \times 54.6 = 278.19 \text{ kN}$$

取该柱底截面上轴向力设计值为 $N=278.19 \text{ kN}$

砖柱高厚比
$$\beta = \gamma_{\beta} \frac{H_0}{h} = 1.0 \times \frac{5.6}{0.49} = 11.43$$

$$\begin{aligned} \varphi &= \frac{1}{1 + 12 \left(\frac{e}{h} + \beta \sqrt{\frac{\alpha}{12}} \right)^2} \\ &= \frac{1}{1 + 12 \times \left(11.43 \times \sqrt{\frac{0.0015}{12}} \right)^2} = 0.836 \end{aligned}$$

根据砖和砂浆的强度等级得砌体轴心抗压强度 $f=1.30 \text{ N/mm}^2$ 。砂浆采用水泥砂浆，取砌体强度设计值的调整系数 $\gamma_a=0.9$

$$\varphi \gamma_a f A = 0.836 \times 0.9 \times 1.3 \times 0.49 \times 0.62 = 297.20 \text{ kN} > 278.19 \text{ kN}, \text{ 该柱安全。}$$

2. 解：

(1) 验算长边方向柱的承载力。

荷载偏心距（按内力设计值计算）：

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13.55 \times 1000}{160} = 84.69 \text{mm} < 0.6y = 0.6 \times 620/2 = 186 \text{mm}$$

$$e/h = \frac{84.69}{620} = 0.137$$

$$\text{高厚比 } \beta = \frac{5.0}{0.62} = 8.07, \text{ 计算可得, } \varphi = 0.618$$

$$A = 490 \times 620 = 303800 \text{mm}^2 = 0.304 \text{m}^2 > 0.3 \text{m}^2$$

由已知得 $f = 1.5 \text{N/mm}^2$, 由于施工质量控制等级为 C 级, 取砌体强度设计值的调整系数 $\gamma_a = 0.89$

$$N_u = \varphi \gamma_a f A = 0.618 \times 0.89 \times 1.5 \times 0.49 \times 0.62 = 250.64 \text{kN} > 160 \text{kN}, \text{ 该柱安全.}$$

(2) 验算短边方向柱的承载力。

由于纵向偏心方向的截面边长 620mm 大于另一方向的边长 490mm, 故还应对较小边长方向按轴心受压进行验算。

$$\text{高厚比 } \beta = \frac{5.0}{0.49} = 10.20, \text{ 计算可得, } \varphi = 0.865$$

$$N_u = \varphi \gamma_a f A = 0.865 \times 0.89 \times 1.5 \times 0.49 \times 0.62 = 350.82 \text{kN} > 160 \text{kN} \text{ 该柱安全.}$$

3. 解:

(1) 截面几何特征。

$$\text{截面面积 } A = 2200 \times 240 + 370 \times 380 = 668600 \text{mm}^2 = 0.67 \text{m}^2 > 0.3 \text{m}^2$$

截面形心位置:

$$y_1 = \frac{2200 \times 240 \times 120 + 370 \times 380 \times (240 + 190)}{668600} = 185.2 \text{mm}$$

$$y_2 = 620 - 185.2 = 434.8 \text{mm}$$

惯性矩:

$$I = \frac{2200 \times 240^3}{12} + 2200 \times 240 \times (185.2 - 120)^2 + \frac{370 \times 380^3}{12} + 370 \times 380 \times \left(434.8 - \frac{380}{2}\right)^2 = 1.49 \times 10^{10} \text{mm}^4$$

$$\text{回转半径 } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1.49 \times 10^{10}}{668600}} = 149.3 \text{mm}$$

$$\text{折算厚度 } h_T = 3.5i = 3.5 \times 149.3 = 522.55 \text{mm}$$

(2) 确定偏心矩。

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22.44 \times 1000}{155} = 144.77 \text{mm} < 0.6y = 0.6 \times 434.8 = 260.88 \text{mm}$$

(3) 确定系数 φ 。

$$e/h_T = \frac{144.77}{522.55} = 0.277$$

$$\text{高厚比 } \beta = \gamma_\beta \frac{H_0}{h_T} = 1.1 \times \frac{7000}{522.55} = 14.74, \text{ 查表, } \varphi = 0.276$$

(4) 承载力计算。

灌孔混凝土面积和砌体毛面积的比值:

$$\alpha = \delta\rho = 0.35 \times 0.33 = 0.116$$

由 MU10 单排孔混凝土砌块及 Mb7.5, 得 $f=2.5\text{N/mm}^2$, Cb20 灌孔混凝土的抗压强度设计值 $f_c=9.6\text{N/mm}^2$ 。即灌孔砌体的抗压强度设计值:

$$f_g = f + 0.6\alpha f_c = 2.67\text{N/mm}^2 < 2f = 5.0\text{N/mm}^2$$

$$N_u = \varphi f A = 0.276 \times 2.67 \times 668600 = 492.70\text{kN} > 155\text{kN} \text{ 该墙安全。}$$

4. 解:

(1) 求偏心距 e_b 、 e_h 。

$$e_b = \frac{M_b}{N} = \frac{20}{200} = 100\text{mm} < 0.25b = 122.5\text{mm}$$

$$e_h = \frac{M_h}{N} = \frac{24}{200} = 120\text{mm} < 0.25h = 155\text{mm}$$

(2) 确定系数 φ_0 。

高厚比
$$\beta = \frac{H_0}{b} = \frac{4.8}{0.49} = 9.8$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{1 + \alpha\beta^2} = \frac{1}{1 + 0.0015 \times 9.8^2} = 0.874$$

$$\begin{aligned} e_{hb} &= \frac{h}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{1}{\varphi_0} - 1} \left(\frac{e_h/h}{e_h/h + e_b/b} \right) \\ &= \frac{620}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{1}{0.874} - 1} \left(\frac{120/620}{120/620 + 100/490} \right) \\ &= 33.1\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{bh} &= \frac{b}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{1}{\varphi_0} - 1} \left(\frac{e_b/b}{e_h/h + e_b/b} \right) \\ &= \frac{490}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{1}{0.874} - 1} \left(\frac{100/490}{120/620 + 100/490} \right) \\ &= 27.6\text{mm} \end{aligned}$$

(3) 求 φ 。

$$\begin{aligned} \varphi &= \frac{1}{1 + 12 \left[\left(\frac{e_b + e_{hb}}{b} \right)^2 + \left(\frac{e_h + e_{bh}}{h} \right)^2 \right]} \\ &= \frac{1}{1 + 12 \left[\left(\frac{e_b + e_{hb}}{b} \right)^2 + \left(\frac{e_h + e_{bh}}{h} \right)^2 \right]} \\ &= \frac{1}{1 + 12 \times \left[\left(\frac{100 + 27.6}{490} \right)^2 + \left(\frac{120 + 33.1}{620} \right)^2 \right]} \\ &= 0.393 \end{aligned}$$

(4) 承载力验算。

由已知条件得砌体抗压强度设计值 $f=1.69\text{MPa}$ 。

$$N_u = \varphi f A = 0.393 \times 1.69 \times 490 \times 620 = 201.80\text{kN} > 200\text{kN} \text{ 满足要求。}$$

5. 解:

梁端有效支承长度。

由 MU10, M2.5 查表, 得 $f=1.30\text{N/mm}^2$

$$a_0 = 10 \sqrt{\frac{h_c}{f}} = 10 \times \sqrt{\frac{400}{1.3}} = 175.41\text{mm}$$

局部受压面积: $A_1 = a_0 b = 175.41 \times 200 = 35082\text{mm}^2$

影响砌体局部抗压强度的计算面积:

$$A_0 = 370 \times (2 \times 370 + 200) = 347800\text{mm}^2$$

$$\frac{A_0}{A_1} = \frac{347800}{35082} = 9.91 > 3.0, \text{ 故取上部荷载折减系数 } \psi = 0.$$

局部抗压强度系数:

$$\gamma = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{A_0}{A_1} - 1} = 1 + 0.35 \times \sqrt{9.91 - 1} = 2.04 > 2$$

取 $\gamma = 2.0$

由于上部荷载 N_0 作用在整个窗间墙上, 则

$$\sigma_0 = \frac{240000}{370 \times 1200} = 0.541\text{N/mm}^2$$

$$N_0 = \sigma_0 A_1 = 0.541 \times 35082 = 18.96\text{kN}$$

$$\eta \gamma A_1 f = 0.7 \times 2 \times 35082 \times 1.3 = 63.85\text{kN} > N_1 = 60\text{kN}$$

6. 解:

设梁端刚性垫块尺寸 $a_b = 370\text{mm}$, $b_b = 490\text{mm}$, $t_b = 180\text{mm}$, 如图 2-5-5 所示。

$$A_b = a_b b_b = 370 \times 490 = 181300\text{mm}^2$$

$$A_0 = 490 \times 740 = 362600\text{mm}^2$$

$$\sigma_0 = \frac{245000}{240 \times 1120 + 250 \times 740} = 0.54\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_0 / f = 0.54 / 1.5 = 0.36, \text{ 查表 } \delta_1 = 5.94$$

$$a_0 = \delta_1 \sqrt{\frac{h_c}{f}} = 5.94 \times \sqrt{\frac{600}{1.5}} = 118.8\text{mm}$$

$$N_0 = \sigma_0 A_b = 0.54 \times 181300 = 97.90\text{kN}$$

$$N_0 + N_1 = 97.9 + 110 = 207.9\text{kN}$$

N_1 对垫块的偏心距:

$$e_1 = \frac{a_b}{2} - 0.4a_0 = \frac{370}{2} - 0.4 \times 118.8 = 117.48\text{mm}$$

由各力对垫块形心轴取矩的平衡条件, 可得

$$(N_0 + N_1)e = N_1 e_1$$

$$e = \frac{110 \times 117.48}{207.9} = 62.16\text{mm}$$

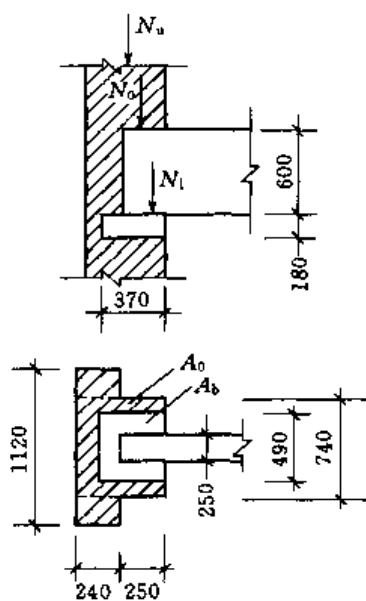


图 2-5-5 局部受压

$\frac{e}{a_b} = \frac{62.16}{370} = 0.168$, 按 $\beta \leq 3$ 的情况计算 φ 值, 得 $\varphi = 0.747$

$$\gamma = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{A_0}{A_b} - 1} = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{362600}{181300} - 1} = 1.35$$

$$\gamma_1 = 0.8\gamma = 1.08 < 2.0$$

垫块下局压承载力按下列公式验算:

$$N_0 + N_1 = 207.9 \text{ kN} < \varphi \gamma_1 A_b f = 0.747 \times 1.08 \times 181300 \times 1.5 = 219.40 \text{ kN}$$

满足要求。

7. 解:

M5 砂浆砖墙砌体的弹性模量:

$$E = 1600f = 1600 \times 1.5 = 2400 \text{ MPa}$$

C20 混凝土的弹性模量:

$$E = 2.55 \times 10^4 \text{ MPa}$$

垫梁的惯性距:

$$I_b = \frac{b_b h_b^3}{12} = \frac{240 \times 180^3}{12} = 1.1664 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

垫梁的折算高度:

$$h_0 = 2 \sqrt[3]{\frac{E_b I_b}{Eh}} = 2 \sqrt[3]{\frac{2.55 \times 10^4 \times 1.1664 \times 10^8}{2.4 \times 10^3 \times 240}} = 347 \text{ mm}$$

砌体局部受压承载力公式:

$$N_0 + N_1 \leq 2.4 \delta_2 f b_b h_0$$

$$N_0 = \pi b_b h_0 \sigma_0 / 2 = 3.14 \times 240 \times 347 \times 0.2 / 2 \times 10^{-3} = 28.1 \text{ kN}$$

$$N_0 + N_1 = 28.1 + 100 = 128.1 \text{ kN} \leq 2.4 \delta_2 f b_b h_0$$

$$= 2.4 \times 0.8 \times 1.5 \times 240 \times 347 \times 10^{-3} = 239.8 \text{ kN}$$

所以安全。

8. 解:

受剪截面面积:

$$A = 370 \times 490 = 181300 \text{ mm}^2 < 0.3 \text{ m}^2$$

(1) 当由可变荷载起控制的情况, 即取 $\gamma_G = 1.2$, $\gamma_Q = 1.4$ 的荷载分项系数组合时, 该墙段的压应力:

$$\sigma_0 = \frac{N}{A} = \frac{1.2 \times 20000}{370 \times 490} = 0.132 \text{ N/mm}^2$$

截面 1-1 受剪承载力调整系数

$$\gamma_s = 0.7 + A = 0.7 + 0.1813 = 0.8813$$

MU10 砌体, M5 砂浆, $f = 1.5 \text{ N/mm}^2$, 砌体抗剪设计值 $f_v = 0.11 \text{ N/mm}^2$

$$\alpha = 0.6, \mu = 0.26 - 0.082 \sigma_0 / f = 0.26 - 0.082 \times 0.132 / 1.5 = 0.253$$

则 $(f_v + \alpha \mu \sigma_0) A = (0.11 \times 0.8813 + 0.6 \times 0.253 \times 0.132) \times 181300 = 21.21 \text{ kN}$

$> V = 1.2 \times 3 + 1.4 \times 12 = 20.4 \text{ kN}$, 满足要求。

(2) 当由永久荷载控制的情况, 即取 $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.0$ 的荷载分项系数组合时, 该墙段的正应力:

$$\sigma_0 = \frac{N}{A} = \frac{1.35 \times 20000}{370 \times 490} = 0.149 \text{N/mm}^2$$

$$f_v = 0.11 \text{N/mm}^2, \alpha = 0.64$$

$$\mu = 0.23 - 0.065\sigma_0/f = 0.23 - 0.065 \times 0.149/1.5 = 0.224$$

$$\begin{aligned} (f_v + \alpha\mu\sigma_0)A &= (0.11 \times 0.8813 + 0.64 \times 0.224 \times 0.149) \times 181300 \\ &= 21.45 \text{kN} \end{aligned}$$

$$> V = 1.35 \times 3 + 1.0 \times 12 = 16.05 \text{kN}, \text{满足要求。}$$

第六章 配筋砌体构件承载力计算

一、概念题

(一) 填空题

1. 粘结
2. 受拉, 小, 横向变形, 三向受压
3. 抗压承载力
4. 三, 破坏是由于部分开裂严重的砖脱落或被压碎, 导致砌体完全破坏
5. 网状配筋砌体
6. 偏心距超过截面核心范围, 对矩形截面 $e/h > 0.17$
偏心距虽未超过核心范围, 但构件高厚比 $\beta > 16$
7. $N \leq \varphi_n f_n A$, 高厚比和配筋率以及轴向力的偏心距对网状配筋砖砌体受压构件承载力的影响系数
8. 0.1%, 1%
9. 3~4mm, 8mm
10. 120mm, 30mm
11. 五皮砖, 400mm
12. M7.5
13. 2mm
14. 砖砌体和钢筋混凝土面层或钢筋砂浆面层的组合砌体构件, 砖砌体和钢筋混凝土构造柱组合墙
15. $e > 0.6y$
16. C20, M10, M7.5
17. 5mm
18. 30~45mm, 45mm
19. 0.2%, 0.1%, 0.1%, 8mm, 30mm
20. 附加箍筋或拉结钢筋
21. $\xi > \xi_b$, $\xi \leq \xi_b$
22. 0.55, 0.425
23. M5, C20
24. 240mm×240mm, 墙厚
25. 马牙槎, 500mm, 600mm

(二) 选择题

1. [a] 2. [b] 3. [b] 4. [c] 5. [c] 6. [c] 7. [a]
8. [c] 9. [b] 10. [c] 11. [a] 12. [a] 13. [c] 14. [c]
15. [a] 16. [b] 17. [a] 18. [b] 19. [b] 20. [c] 21. [a]

(三) 判断题

1. [√] 2. [×] 3. [√] 4. [√] 5. [×] 6. [×] 7. [√]
8. [×] 9. [√] 10. [×] 11. [√] 12. [×] 13. [√] 14. [√]
15. [√] 16. [√] 17. [√] 18. [√]

(四) 问答题

1. 网状配筋是在砌筑砖砌体时将事先制作好的钢筋网片放置在砌体水平灰缝内，由于钢筋和砂浆以及砂浆层和块材之间的粘结作用，使钢筋和砌体共同工作。在竖向荷载作用下，钢筋因砌体的横向变形而受拉，由于钢筋比砌体的弹性模量大，变形相对小，因而可阻止砌体横向变形的发展，使砌体处于三向受压应力状态，从而间接地提高砌体承担竖向荷载的能力，故这种配筋方式也称间接配筋。砖砌体与横向钢筋网的共同工作，可一直维持到砖砌体被压碎。

2. 试验表明，网状配筋砌体的破坏特征可按照裂缝的出现和发展，分为三个受力阶段，但其受力性能与无筋砌体存在着本质上的区别。

第一阶段：在加载的初始阶段个别砖内出现裂缝，所表现的受力特点与无筋砌体相同，但产生第一批裂缝时的荷载约为破坏荷载的60%~75%，较无筋砌体高。

第二阶段：继续增加荷载，裂缝发展很缓慢，纵向裂缝受横向钢筋网的约束，不能沿砌体高度方向形成连续裂缝，仅在横向钢筋网之间形成较小的纵向裂缝和斜裂缝，但裂缝数量较多。此阶段所表现的破坏特征与无筋砌体有较大的不同。

第三阶段：荷载增至极限，部分开裂严重的砖脱落或被压碎，导致砌体完全破坏。此阶段一般不会像无筋砌体那样形成竖向小柱体，砖抗压强度的利用程度较无筋砌体高。

3. 网状配筋砌体的抗压强度较无筋砌体的抗压强度高，因此当砖砌体受压构件的截面尺寸受限制时，可采用网状配筋砌体。但当网状配筋砌体的荷载偏心距较大时，由于截面上的应力分布不均匀，网状钢筋的作用减小，砌体承载能力提高的程度则很有限。因此，下列情况不宜采用网状配筋砖砌体：

- (1) 偏心距超过截面核心范围，对于矩形截面即 $e/h > 0.17$ 时；
- (2) 偏心距虽未超过核心范围，但构件高厚比 $\beta > 16$ 时。

4. 钢筋网砌筑在灰缝砂浆内易锈蚀，因此钢筋不能过细，但钢筋直径增大灰缝则加厚，对砌体受力不利（砌体受压承载力降低），所以网状钢筋的直径宜采用3~4mm，当采用连弯网时，钢筋的直径不应大于8mm。

5. 网状配筋砖砌体的配筋率（按体积比计算），不应小于0.1%，并不应大于1%；钢筋网的间距，不应大于五皮砖，并不应大于400mm。如配筋率过小，砌体强度提高有限；如配筋率过大，砌体强度可能接近砖的强度，从而不能使钢筋的强度得到进一步发挥。施工中常将钢筋网中一根钢筋的末端伸出砌体表而5mm，以便于及时检查钢筋网是否错放或漏放。

6. 网状配筋砖砌体所用的砂浆不应低于 M7.5, 以保证有效地发挥材料的强度并避免钢筋的锈蚀和提高钢筋与砂浆的粘结力。钢筋网应设置在砌体的水平灰缝中, 灰缝厚度应保证钢筋上下至少各有 2mm 厚的砂浆层。

7. 当无筋砌体受压构件的承载能力不满足要求且截面尺寸受到限制或设计不经济时, 或轴向力偏心距 $e > 0.6y$ 时, 以及单层砖柱厂房在设防烈度为 8 度、9 度时, 宜采用砖砌体和钢筋混凝土面层或钢筋砂浆面层组成的砖砌体。

8. 在组合砌体中, 砖砌体吸收混凝土中多余的水分, 使得在组合砌体中结硬的混凝土的强度比在木模或金属模板中结硬的强度高。这种现象在混凝土结硬的早期 (4~10 天内) 特别显著。对于砖砌体与钢筋砂浆面层的组合砌体, 砂浆面层也具有上述类似的特性。

在轴心压力作用下, 组合砌体的第一批裂缝大多出现于砌体和钢筋混凝土 (或钢筋砂浆) 之间的连接处。随着荷载的增加, 砖砌体上逐渐产生竖直方向的裂缝。受两侧的钢筋混凝土 (或钢筋砂浆) 面层的套箍约束作用, 砖砌体上的这种裂缝发展较为缓慢, 开展的宽度也不及无筋砌体。最后, 混凝土 (或砂浆) 面层被压碎, 钢筋被压屈, 组合砌体完全破坏。

9. 组合砖砌体构件的构造应满足以下规定:

(1) 面层混凝土强度等级宜采用 C20。面层水泥砂浆强度等级不宜低于 M10。砌筑砂浆的强度等级不宜低于 M7.5。

(2) 竖向受力钢筋的混凝土保护层厚度, 不应小于表 2-6-1 中的规定。竖向受力钢筋距砖砌体表面的距离不应小于 5mm。

表 2-6-1

	室内正常环境	露天或室内潮湿环境
墙 (mm)	15	25
柱 (mm)	25	35

注 当面层为水泥砂浆时, 对于柱, 保护层厚度可减 5mm。

(3) 砂浆面层的厚度, 可采用 30~45mm。当面层厚度大于 45mm 时, 其面层宜采用混凝土。

(4) 竖向受力钢筋宜采用 HPB235 级钢筋, 对于混凝土面层, 亦可采用 HRB335 级钢筋。受压钢筋一侧的配筋率, 对砂浆面层, 不宜小于 0.1%, 对混凝土面层, 不宜小于 0.2%。受拉钢筋的配筋率, 不应小于 0.1%。竖向受力钢筋的直径, 不应小于 8mm, 钢筋的净间距, 不应小于 30mm。

(5) 箍筋的直径, 不宜小于 4mm 及 0.2 倍的受压钢筋直径, 并不宜大于 6mm。箍筋的间距, 不应大于 20 倍受压钢筋的直径及 500mm, 并不应小于 120mm。

(6) 当组合砖砌体构件一侧的竖向受力钢筋多于 4 根时, 应设附加箍筋或拉结筋。

(7) 对于截面长短边相差较大的构件如墙体等, 应采用穿通墙体的拉结筋作为箍筋, 同时设置水平分布筋。水平分布筋的竖向间距及拉结筋的水平间距, 均不大于 500mm。

(8) 组合砖砌体构件的顶部及底部, 以及牛腿部位, 必须设置钢筋混凝土垫块。竖向受力钢筋伸入垫块的长度, 必须满足锚固要求。

10. 这是因为构造柱与圈梁形成了“弱框架”，砌体受到约束，提高了墙体的承载能力。为了保证构造柱与圈梁形成一种“弱框架”，对墙体产生较大的约束，因而《砌体结构设计规范》对钢筋混凝土圈梁的设置作了较为严格的规定。

11. 这是因为在影响构造柱砖墙承载能力的诸多因素中，柱间距的影响最为显著。理论分析和试验结果表明，对中间柱，它对柱每侧砌体的影响长度约为 1.2m；对边柱，其影响长度为 1m。构造柱的间距为 2m 左右时，柱的作用得到充分发挥。构造柱间距大于 4m 时，它对墙体受压承载力的影响很小。所以要限制构造柱间距，其要求不大于 4m。

二、计 算 题

1. 解：

$$A = 0.49 \times 0.49 = 0.24\text{m}^2 < 0.3\text{m}^2$$

$$\gamma_a = 0.7 + A = 0.7 + 0.24 = 0.94$$

$$\beta = \frac{4}{0.49} = 8, \frac{e}{h} = 0, \text{可查得 } \varphi = 0.91$$

$$N_u = \varphi \gamma_a f A = 0.91 \times 0.94 \times 1.5 \times 0.24 \times 10^3 = 308\text{kN} < N = 500\text{kN}$$

不满足要求。

由于 $\beta = 8 < 16$, $\frac{e}{h} = 0 < 0.17$, 故可以采用网状配筋砌体。

选用 $\Phi 4$ 冷拔低碳钢丝方网格 ($A_s = 12.6\text{mm}^2$, 取 $f_y = 320\text{N/mm}^2$), $s_n = 240\text{mm}$, $a = 50\text{mm} > 30\text{mm}$, 则得配筋率

$$\rho = \frac{2A_s}{as_n} \times 100 = \frac{2 \times 12.6}{50 \times 240} \times 100 = 0.21, \text{配筋率满足构造要求}$$

$$\begin{aligned} f_n &= f + 2 \times \left(1 - \frac{2e}{y}\right) \times \frac{\rho}{100} \times f_y \\ &= 0.94 \times 1.5 + 2 \times (1 - 0) \times \frac{0.21}{100} \times 320 = 2.75\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\varphi_{0n} = \frac{1}{1 + \frac{1 + 3\rho}{667}\beta^2} = \frac{1}{1 + \frac{1 + 3 \times 0.21}{667} \times 8^2} = 0.86$$

$$\begin{aligned} \varphi_n &= \frac{1}{1 + 12 \left[\frac{e}{h} + \sqrt{\frac{1}{12} \left(\frac{1}{\varphi_{0n}} - 1 \right)} \right]^2} \\ &= \frac{1}{1 + 12 \times \left[0 + \sqrt{\frac{1}{12} \times \left(\frac{1}{0.86} - 1 \right)} \right]^2} = 0.86 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_u &= \varphi_n f_n A = 0.86 \times 2.75 \times 0.24 \times 10^3 \\ &= 567.6\text{kN} > N = 500\text{kN} \end{aligned}$$

满足要求。

2. 解：

偏心距 $e = \frac{M}{N} = \frac{6500}{135} = 48.148\text{mm}$

$$\frac{e}{h} = \frac{48.148}{490} = 0.098 < 0.17$$

配筋率 $\rho = \frac{2A_s}{as_n} \times 100 = \frac{2 \times 12.6}{40 \times 325} \times 100 = 0.194$

砖砌体的抗压强度 $f = 1.69\text{N/mm}^2$

采用水泥砂浆砌筑时砌体强度的调整系数为 $\gamma_{a1} = 0.90$

$$A = 0.37 \times 0.49 = 0.1813\text{m}^2 < 0.2\text{m}^2$$

则砌体强度的调整系数为 $\gamma_{a2} = 0.1813 + 0.80 = 0.9813$

$$\begin{aligned} f_n &= \left[\gamma_{a1} f + 2 \left(1 - \frac{2e}{y} \right) \frac{\rho}{100} f_y \right] \gamma_{a2} \\ &= \left[0.9 \times 1.69 + 2 \times \left(1 - \frac{2 \times 48.148}{245} \right) \times \frac{0.194}{100} \times 320 \right] \times 0.9813 \\ &= 2.232 \end{aligned}$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{4500}{490} = 9.184$$

$$\varphi_{0n} = \frac{1}{1 + \frac{1 + 3\rho\beta^2}{667}} = \frac{1}{1 + \frac{1 + 3 \times 0.194}{667} \times 9.184^2} = 0.833$$

$$\begin{aligned} \varphi_n &= \frac{1}{1 + 12 \left[\frac{e}{h} + \sqrt{\frac{1}{12} \left(\frac{1}{\varphi_{0n}} - 1 \right)} \right]^2} \\ &= \frac{1}{1 + 12 \times \left[0.098 + \sqrt{\frac{1}{12} \times \left(\frac{1}{0.833} - 1 \right)} \right]^2} = 0.617 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_0 &= \varphi_n f_n A = 0.617 \times 2.232 \times 0.1813 \times 10^3 \\ &= 249.7\text{kN} > N = 135\text{kN} \end{aligned}$$

满足要求。

沿短边方向按轴心受压进行验算

$$\beta = \frac{H_0}{b} = \frac{4500}{370} = 12.16$$

$$\begin{aligned} \varphi_n &= \varphi_{0n} = \frac{1}{1 + \frac{1 + 3\rho\beta^2}{667}} \\ &= \frac{1}{1 + \frac{1 + 3 \times 0.194}{667} \times 12.16^2} = 0.741 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_n &= \left[\gamma_{a1} f + 2 \left(1 - \frac{2e}{y} \right) \frac{\rho}{100} f_y \right] \gamma_{a2} \\ &= \left[0.9 \times 1.69 + 2 \times (1 - 0) \times \frac{0.194}{100} \times 320 \right] \times 0.9813 = 2.711 \end{aligned}$$

$N_u = \varphi_n f_n A = 0.741 \times 2.711 \times 0.1813 \times 10^3 = 364.2 \text{ kN} > N = 135 \text{ kN}$
 满足要求。

3. 解:

砖砌体的截面面积为

$$A = 620 \times 620 - 2 \times 380 \times 120 = 293200 \text{ mm}^2$$

混凝土的截面面积为

$$A_c = 2 \times 380 \times 120 = 91200 \text{ mm}^2$$

钢筋的截面面积为

$$A'_s = 1884 \text{ mm}^2$$

砖砌体的抗压强度设计值为

$$f = 1.5 \text{ N/mm}^2$$

钢筋的抗压强度设计值为

$$f'_y = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{A'_s}{bh} = \frac{1884}{620 \times 620} = 0.49\%$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{6600}{620} = 10.65$$

查表可得

$$\varphi_{\text{cor}} = 0.917$$

$$\begin{aligned} N_u &= \varphi_{\text{cor}} (fA + f_c A_c + \eta_s f'_y A'_s) \\ &= 0.917 (1.5 \times 293200 + 9.6 \times 91200 + 1.0 \times 210 \times 1884) \\ &= 1568950.3 \text{ N} = 1568.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_u > N = 1300 \text{ kN}$$

满足承载力要求。

4. 解:

砌体的抗压强度设计值为

$$f = 1.5 \text{ N/mm}^2$$

混凝土的轴心抗拉强度设计值为

$$f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2$$

钢筋的抗压强度设计值为

$$f'_y = 210 \text{ N/mm}^2$$

偏心距

$$e = \frac{M}{N} = \frac{180 \times 1000}{380} = 473.68 \text{ mm}$$

高厚比

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{6000}{620} = 9.68$$

附加偏心距

$$e_s = \frac{\beta^2 h}{2200} (1 - 0.022\beta) = \frac{9.68^2 \times 620}{2200} \times (1 - 0.022 \times 9.68) = 20.78 \text{ mm}$$

$$e_N = e + e_s + \left(\frac{h}{2} - a_s \right) = 473.68 + 20.78 + \left(\frac{620}{2} - 35 \right) = 769.46 \text{ mm}$$

$$h_0 = 620 - 35 = 585 \text{ mm}$$

假定为大偏心受压且 $x > 120 \text{ mm}$

砌体的受压面积为 $A' = 490x - 120 \times 250 = 490x - 30000$

混凝土的受压面积为 $A'_c = 120 \times 250 = 30000 \text{ mm}^2$

由 $N = fA' + f_c A'_c$ 求 x

$$380000 = 1.5 \times (490x - 30000) + 9.6 \times 30000$$

解得: $x=186.4\text{mm}$

$120\text{mm} < x < 0.55h_0 = 0.55 \times 585 = 321.8\text{mm}$, 符合假定。

$$\begin{aligned} S_s &= 120 \times 240 \times \left(585 - \frac{120}{2} \right) + (186.4 - 120) \\ &\quad \times 490 \times \left(585 - 120 - \frac{186.4 - 120}{2} \right) \\ &= 29169044.8\text{mm}^3 \end{aligned}$$

$$S_{c,s} = 120 \times 250 \times \left(585 - \frac{120}{2} \right) = 15750000\text{mm}^3$$

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{Ne_N - fS_s - f_c S_{c,s}}{\eta_s f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{380000 \times 769.46 - 1.5 \times 29169044.8 - 9.6 \times 15750000}{1 \times 210 \times (585 - 35)} \\ &= 843.65\text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A'_s}{bh} = \frac{843.65}{490 \times 620} = 0.28\% > 0.2\%$$

每边选用 $2\Phi 16 + 2\Phi 18$ 的钢筋 ($402 + 509 = 911\text{mm}^2$)

短边方向按轴心受压验算

$$A = 490 \times 620 - 2 \times 120 \times 250 = 243800\text{mm}^2$$

$$A_c = 2 \times 120 \times 250 = 60000\text{mm}^2$$

$$A'_s = 2 \times 911 = 1822\text{mm}^2$$

$$\rho = \frac{A'_s}{bh} = \frac{1822}{490 \times 620} = 0.6\%$$

$$\beta = \frac{H_0}{b} = \frac{6000}{490} = 12.24$$

查表得: $\varphi_{\text{com}} = 0.904$

$$\begin{aligned} N_u &= \varphi_{\text{com}} (fA + f_c A_c + \eta_s f'_y A'_s) \\ &= 0.904 (1.5 \times 243800 + 9.6 \times 60000 + 1.0 \times 210 \times 1822) \\ &= 1197185.3\text{N} = 1197.19\text{kN} \end{aligned}$$

$$N_u > N = 380\text{kN}$$

满足承载能力要求。

5. 解:

砌体的抗压强度设计值为 $f = 1.5\text{N/mm}^2$

混凝土的轴心抗拉强度设计值为 $f_c = 9.6\text{N/mm}^2$

钢筋的抗压强度设计值为 $f'_y = 210\text{N/mm}^2$

$$\text{偏心距} \quad e = \frac{M}{N} = \frac{132.5 \times 1000}{820} = 161.54\text{mm}$$

$$\text{高厚比} \quad \beta = \frac{H_0}{h} = \frac{6000}{620} = 9.68$$

附加偏心距

$$e_a = \frac{\beta^2 h}{2200} (1 - 0.022\beta) = \frac{9.68^2 \times 620}{2200} \times (1 - 0.022 \times 9.68) = 20.78\text{mm}$$

$$e_N = e + e_a + \left(\frac{h}{2} - a_s\right) = 161.54 + 20.78 + \left(\frac{620}{2} - 35\right) = 457.32\text{mm}$$

$$h_0 = 620 - 35 = 585\text{mm}$$

假定为小偏心受压且 $x < 500\text{mm}$ (中和轴未进入 A_s 一侧混凝土面层)

砌体的受压面积为 $A' = 490x - 120 \times 250 = 490x - 30000$

混凝土的受压面积为 $A'_c = 120 \times 250 = 30000\text{mm}^2$

$$S_{c,s} = 120 \times 250 \times \left(585 - \frac{120}{2}\right) = 15750000\text{mm}^3$$

$$S_s = 490x \left(585 - \frac{x}{2}\right) - S_{c,s} = 286650x - 245x^2 - 15750000\text{mm}^3$$

由 $N = fA' + f_c A'_c + \eta_s f'_y A'_s - \sigma_s A_s$ 得:

$$820000 = 1.5 \times (490x - 30000) + 9.6 \times 30000 + A'_s \left(210 - 650 + 800 \times \frac{x}{585}\right)$$

$$A'_s = \frac{577000 - 735x}{1.3675x - 440}$$

由 $N e_N = f S_s + f_c S_{c,s} + \eta_s f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$ 得:

$$820000 \times 457.32 = 1.5 \times (286650x - 245x^2 - 15750000) + 9.6 \times 15750000 \\ + 1 \times 210 \times \frac{577000 - 735x}{1.3675x - 440} (585 - 35)$$

整理解得

$$x = 471\text{mm}$$

$0.55h_0 = 0.55 \times 585 = 321.75\text{mm} < x < 500\text{mm}$, 符合假定。

$$A'_s = \frac{577000 - 735 \times 471}{1.3675 \times 471 - 440} = 1180.8\text{mm}^2$$

$$\rho = \frac{A'_s}{bh} = \frac{1180.8}{490 \times 620} = 0.389\% > 0.2\%$$

选用 4 Φ 20 的钢筋 ($A'_s = 1256\text{mm}^2$)

短边方向按轴心受压验算

$$A = 490 \times 620 - 2 \times 120 \times 250 = 243800\text{mm}^2$$

$$A_c = 2 \times 120 \times 250 = 60000\text{mm}^2$$

$$A'_s = 2 \times 1256 = 2512\text{mm}^2$$

$$\rho = \frac{A'_s}{bh} = \frac{2512}{490 \times 620} = 0.827\%$$

$$\beta = \frac{H_0}{b} = \frac{6000}{490} = 12.24$$

查表得:

$$\varphi_{\text{com}} = 0.921$$

$$N_u = \varphi_{\text{com}} (fA + f_c A_c + \eta_s f'_y A'_s)$$

$$= 0.921 (1.5 \times 243800 + 9.6 \times 60000 + 1.0 \times 210 \times 2512)$$

$$= 1475973.4\text{N} = 1476\text{kN}$$

$$N_u > N = 820\text{kN}$$

满足承载能力要求。

6. 解:

砖砌体的截面面积为

$$A = 490 \times 740 - 2 \times 250 \times 120 = 30600\text{mm}^2$$

混凝土的截面面积为

$$A_c = 2 \times 250 \times 120 = 60000\text{mm}^2$$

砌体的抗压强度设计值为 $f = 1.5\text{N/mm}^2$

混凝土的轴心抗拉强度设计值为 $f_c = 9.6\text{N/mm}^2$

钢筋的抗压强度设计值为 $f'_y = 210\text{N/mm}^2$

偏心距
$$e = \frac{M}{N} = \frac{100 \times 1000}{350} = 286\text{mm}$$

高厚比
$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{7400}{740} = 10$$

附加偏心距
$$e_a = \frac{\beta^2 h}{2200} (1 - 0.022\beta) = \frac{10^2 \times 740}{2200} \times (1 - 0.022 \times 10) = 26.2\text{mm}$$

$$e_N = e + e_a + \left(\frac{h}{2} - a_s\right) = 286 + 26.2 + \left(\frac{740}{2} - 35\right) = 647\text{mm}$$

$$e'_N = e + e_a - \left(\frac{h}{2} - a_s\right) = 286 + 26.2 - \left(\frac{740}{2} - 35\right) = -22.8\text{mm}$$

$$h_0 = 740 - 35 = 705\text{mm}$$

假定为大偏心受压且 $x > 120\text{mm}$

$$S_N = 490 \times (x - 120) \left(\frac{x - 120}{2} + 65\right) + 2 \times 120 \times 120 \times 5$$

$$S_{c,N} = 120 \times 250 \times \left(65 - \frac{120}{2}\right) = 150000\text{mm}^3$$

将以上数值代入以下公式

$$fS_N + f_c S_{c,N} + \eta_s f'_y A'_s e'_N - \sigma_s A_s e_N = 0$$

$$1.5 \left[490(x - 120) \left(\frac{x - 120}{2} + 65\right) + 2 \times 120 \times 120 \times 5 \right]$$

$$+ 9.6 \times 150000 + 210 \times 462 \times (-22.8) - 210 \times 462 \times 647 = 0$$

解得 $x = 475\text{mm}$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{475}{705} = 0.67 > \xi_b = 0.55$$

属于小偏心受压，与原假定不符，按小偏心受压计算。

$$\sigma_s = 650 - 800\xi = 650 - 800 \times \frac{x}{705} = 650 - 1.13x$$

代入 $fS_N + f_c S_{c,N} + \eta_s f'_y A'_s e'_N - \sigma_s A_s e_N = 0$ 解得

$$x = 441\text{mm}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{441}{705} = 0.63 > \xi_b = 0.55$$

属于小偏心受压，与假定相符。

$$\begin{aligned}\sigma_s &= 650 - 1.13x = 650 - 1.13 \times 441 = 149.6 \text{ N/mm}^2 \\ N_u &= fA' + f_c A'_c + \eta_s f'_y A'_s - \sigma_s A_s \\ &= 1.5 \times (441 \times 490 - 250 \times 120) + 9.6 \times 250 \times 120 \\ &\quad + 1.0 \times 210 \times 462 - 149.6 \times 462 \\ &= 595040 \text{ N} = 595 \text{ kN} \\ N_u &> N = 350 \text{ kN}\end{aligned}$$

满足承载能力要求。

短边方向按轴心受压验算

$$\begin{aligned}A'_s &= 2 \times 426 = 852 \text{ mm}^2 \\ \rho &= \frac{A'_s}{bh} = \frac{852}{490 \times 740} = 0.25\% \\ \beta &= \frac{H_0}{b} = \frac{7400}{490} = 15.1\end{aligned}$$

查表得： $\varphi_{\text{com}} = 0.783$

$$\begin{aligned}N_u &= \varphi_{\text{com}} (fA + f_c A_c + \eta_s f'_y A'_s) \\ &= 0.783 (1.5 \times 0.3026 + 9.6 \times 0.06 + 1.0 \times 210 \times 852 \times 10^{-6}) \times 10^3 \\ &= 958 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$N_u > N = 350 \text{ kN}$$

满足承载能力要求。

第七章 混合结构房屋墙体设计

一、概念题

(一) 填空题

1. 进行墙体布置, 确定静力计算方案(计算简图), 验算高厚比, 计算墙体的内力并验算其承载力
2. 横墙承重体系, 纵墙承重体系, 纵横墙混合承重体系, 内框架承重体系, 底框架承重体系
3. 刚性方案, 刚弹性方案, 弹性方案, 刚性横墙的间距, 屋盖、楼盖的类型
4. 刚性约束, 弹性约束, 无约束
5. 两端为不动水平铰支的竖向构件, 不动水平铰支的多跨连续梁
6. 空间性能影响系数 η , 无侧移的结构, ηR_i
7. 为了保证墙、柱在施工阶段和使用阶段的稳定性, $\beta = \frac{H_0}{h} \leq \mu_1 \mu_2 [\beta]$
8. 刚性, 两端铰接的竖向构件, 室外地面荷载
9. 温度收缩变形和地基的不均匀沉降, 有效的构造措施

(二) 选择题

1. [d] 2. [b] 3. [a] 4. [b] 5. [c] 6. [c] 7. [b]
8. [a] 9. [a] 10. [a] 11. [d] 12. [a] 13. [c] 14. [a]
15. [a] 16. [a]

(三) 判断题

1. [√] 2. [×] 3. [×] 4. [×] 5. [×] 6. [×] 7. [×]

(四) 问答题

1. 承重墙设计一般包括: 承重墙体的布置、房屋静力计算方案的确定、墙柱高厚比验算、墙柱内力计算及其截面承载力验算。

2. 根据墙、柱的不同受力情况, 混合结构房屋有横墙承重体系、纵墙承重体系、纵横墙承重体系、内框架承重体系和底部框架承重体系。

(1) 横墙承重体系。

房屋的所有开间都设置横墙, 楼板和屋面板沿房屋纵向搁置在横墙上。板传来的竖向荷载全部由横墙承受, 并由横墙传至基础和地基, 纵墙仅承受墙体自重。横墙承重体系的特点是:

1) 横墙是主要的承重墙。纵墙的作用主要是围护、隔断以及与横墙拉结在一起, 保证横墙的侧向稳定。由于纵墙是非承重墙, 对纵墙上设置门、窗洞口的限制较少, 因此,

其外纵墙的立面处理比较灵活；

2) 横墙数量多，间距小，一般为 3~4.5m，同时又有纵墙在纵向拉结，形成良好的空间受力体系，刚度大，整体性好。具有良好的抗风、抗震性能及调整地基的不均匀沉降的能力；

3) 楼盖结构较简单，用材较少，施工较方便，但墙体及基础材料用量较大，且墙体占用房屋的有效空间较多。

横墙承重体系多适用于多层宿舍、住宅、旅馆等居住建筑和由小开间组成的办公楼等。

(2) 纵墙承重体系。

房间的进深相对较小而宽度相对较大时，将楼板沿横向布置，直接放置在纵向承重墙上，或者将楼板沿纵向铺设在大梁上，而大梁搁置在纵向承重墙上。楼面竖向荷载传递路线为：板→梁(或屋面梁)→纵墙→基础→地基。

纵墙承重体系的特点是：

1) 纵墙是主要的承重墙。横墙的设置主要是为了满足房间的使用要求，保证纵墙的侧向稳定和房屋的整体刚度，因而房屋的划分比较灵活，可布置大开间的用房；

2) 由于纵墙承受的荷载较大，在纵墙上设置的门、窗洞口的大小及位置都受到一定的限制；

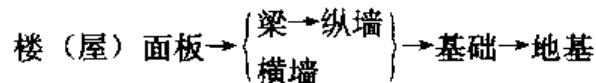
3) 横墙数量较少，房屋的空间刚度不如横墙承重体系，整体性差；

4) 与横墙承重体系相比，楼盖材料用量相对较多，墙体的材料用量较少。

纵墙承重体系适用于使用上要求有较大空间，或开间尺寸有较大变化的房屋，如教学楼、实验楼、办公楼、影剧院、仓库和单层工业厂房等。

(3) 纵横墙承重体系。

当建筑物的功能要求房间的大小变化较多时，为了结构布置的合理性，通常采用纵横墙混合承重体系，其竖向荷载传递路线为：

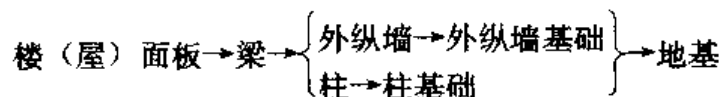


这种承重体系兼有前述两种承重体系的特点，房屋及楼盖平面布置比较灵活，房间可以有较大的空间，且房屋的空间刚度也较好，能更好地满足建筑功能上的要求。

纵横墙承重体系经常用于教学楼、办公楼及医院等建筑中。

(4) 内框架承重体系。

内框架承重体系是在房屋内部设置钢筋混凝土柱，与楼面梁及承重墙(一般为房屋的外纵墙)组成。该结构布置是楼板铺设在梁上，梁支承在外纵墙及内柱上。竖向荷载的传递路线为：



内框架承重体系的特点为：

1) 可使房屋在不增加梁(或板)跨度的条件下，获得较大的使用空间；

2) 钢筋混凝土柱和砖墙的压缩性能不同，柱基础和墙基础的沉降量也不一致，因而

结构容易产生不均匀的竖向变形，使构件产生较大的附加内力，甚至出现裂缝；

3) 与全框架房屋相比，可充分利用外墙的承载力，节约钢筋和水泥，降低房屋的造价；

4) 横墙较少，房屋的空间刚度及整体性较差。

内框架承重体系一般用于层数不多的工业厂房、仓库和商店等需要有较大空间的房屋。

(5) 底部框架承重体系。

民用房屋有时由于使用要求，在底部也可用钢筋混凝土框架结构同时取代内外承重墙，相关部位形成结构转换层，成为底部框架承重方案。竖向荷载的传递路线为：

上部几层梁板荷载→内外墙体→结构转换层→钢筋混凝土梁→柱→基础→地基。

底部框架体系的特点是：

1) 墙和柱都是主要承重构件。以柱代替内外墙体，在使用上可以取得较大的使用空间；

2) 由于底部结构形式的变化，房屋底层比较空旷、横墙间距较大，抗侧刚度发生了明显的变化，成为上部刚度较大，底部刚度较小的多层房屋。但上部刚度与底部刚度的比值不能太大，砌体规范对此有具体要求。

底部框架承重体系适用于底层为商店、展览厅、食堂而上面各层为宿舍、办公室等的房屋。

3. 对于两端设有山墙的单层房屋，在横向水平风荷载作用下，荷载影响不仅是在横向平面排架内传递，而且还通过屋盖平面沿纵向进行传递，这种在房屋空间上的荷载影响的传递，一般称为房屋的空间工作，即房屋组成了空间受力体系。房屋空间作用大小可以用空间性能影响系数 η 表示。其值为考虑空间工作的排架与平面排架两者柱顶水平位移的比值。由理论分析可以得到空间性能影响系数为

$$\eta = \frac{u_s}{u} \leq 1$$

式中 u_s ——空间工作的柱顶水平位移；

u ——平面排架的柱顶水平位移。

房屋的空间工作与房屋的空间刚度有关。房屋的空间刚度取决于横墙的刚度、横墙间的距离以及屋盖或楼盖的水平刚度。横墙刚度、屋盖或楼盖的刚度，是决定空间刚度的基本条件。在横墙满足一定条件及楼盖类型确定时，横墙间距成为影响房屋空间刚度的决定因素。当横墙间距小时，房屋空间刚度大，空间工作性能好。

η 值愈大，表示整体房屋的水平侧移与平面排架的侧移愈接近，即房屋空间作用越小；反之， η 愈小，房屋的水平侧移愈小，房屋的空间作用愈大。因此， η 又称为考虑空间工作后的侧移折减系数。

4. 《砌体结构设计规范》在确定房屋的静力计算方案时，考虑屋盖楼盖刚度和横墙间距两个主要因素，同时对横墙也有一定的要求。按房屋空间刚度（作用）大小，将混合结构房屋的静力计算方案划分为刚性方案、刚弹性方案和弹性方案。

(1) 刚性方案。

当房屋的空间刚度很大时，在水平荷载或不对称竖向荷载作用下，房屋的最大水平位移很小，因而可以忽略房屋水平位移的影响，这类房屋称为刚性房屋。其静力简图是将屋盖、楼盖看做是墙体的不动铰支座，墙、柱内力按支座无侧移的竖向构件进行计算。通过计算分析，当房屋的空间性能影响系数 $\eta < 0.33$ 时，均可按刚性方案计算。

(2) 刚弹性方案。

当房屋的空间刚度在刚性方案与弹性方案房屋之间，在荷载作用下，纵墙顶端水平位移比弹性方案要小，但又不可忽略不计，这类房屋称为刚弹性方案房屋。在静力计算时，根据房屋空间刚度的大小（通常 $\eta = 0.33 \sim 0.77$ ），按考虑空间工作的平面排架或框架计算。其计算方法是把楼盖或屋盖视为平面排架或框架的弹性水平支承。

(3) 弹性方案。

当房屋的空间刚度很差时，在水平荷载或不对称竖向荷载作用下，房屋的最大位移已经接近平面排架或框架的水平位移，这时应按不考虑空间工作的平面排架或框架进行墙、柱内力分析。具有这种受力与变形特点的房屋，称为弹性方案房屋。计算表明，当空间性能影响系数 $\eta > 0.77$ 时，均可按弹性方案计算。

为了保证房屋的刚度，《砌体结构设计规范》规定刚性和刚弹性方案房屋的横墙应符合以下要求：

- (1) 横墙中开有洞口时，洞门的水平截面面积不宜超过横墙截面面积的 50%；
- (2) 横墙的厚度不宜小于 180mm；
- (3) 单层房屋的横墙长度不宜小于其高度，多层房屋的横墙长度不宜小于 $H/2$ (H 为横墙总高度)。

当横墙不能同时符合上述要求时，应对横墙的最大水平位移进行验算。

5. 墙、柱高厚比 $\beta = \frac{H_0}{h}$ ： H_0 为墙、柱计算高度； h 为墙厚或矩形截面柱与 H_0 对应的边长。

墙、柱高厚比验算的目的是为了保证墙、柱在施工阶段和使用阶段的稳定性。验算的基本条件是墙、柱的计算高度 H_0 与墙厚或柱的边长 h 之比应小于《砌体结构设计规范》规定的容许高厚比。

影响允许高厚比的因素：

(1) 砂浆强度等级 M ：砂浆强度直接影响砌体的弹性模量，而砌体弹性模量的大小又直接影响砌体的刚度。所以砂浆强度是影响允许高厚比的重要因素，砂浆强度越高，允许高厚比亦相应增大。

(2) 砌体截面刚度：截面惯性矩较大，稳定性则好。当墙上有门窗洞口削弱时，允许高厚比值降低，可通过修正系数考虑。

(3) 砌体类型：毛石墙比一般砌体墙刚度差，允许高厚比要降低，而组合砌体由于钢筋混凝土的刚度好，允许高厚比可提高。

(4) 构件重要性和房屋使用情况：对次要构件，如自承重墙允许高厚比可以增大，通过修正系数考虑，对于使用时有振动的房屋则应酌情降低。

(5) 构造柱间距及截面：构造柱间距愈小，截面愈大，对墙体的约束越大，因此墙体

稳定性愈好，允许高厚比可提高，也可通过修正系数考虑。

(6) 横墙间距：横墙间距愈小，墙体稳定性和刚度愈好。验算时用改变墙体的计算高度 H_0 来考虑这一因素。

(7) 支承条件：刚性方案房屋的墙柱在楼、屋盖支承处可取为不动铰支座，刚性好，而弹性和刚弹性房屋的墙柱在屋（楼）盖处侧移较大，稳定性差，验算时用改变其计算高度 H_0 来考虑。

6. 进行墙、柱高厚比验算其计算方法如下：

(1) 一般墙、柱高厚比验算： $\beta = H_0/h \leq \mu_1 \mu_2 [\beta]$

(2) 壁柱墙高厚比验算： $\left\{ \begin{array}{l} \text{整片墙：} \beta = H_0/h_T \leq \mu_1 \mu_2 [\beta] \\ \text{壁柱间墙：} \beta = H_0/h \leq \mu_1 \mu_2 [\beta] \end{array} \right.$

(3) 构造柱墙高厚比验算： $\left\{ \begin{array}{l} \text{整片墙：} \beta = H_0/h \leq \mu_1 \mu_2 \mu_c [\beta] \\ \text{构造柱间墙：} \beta = H_0/h \leq \mu_1 \mu_2 [\beta] \end{array} \right.$

7. 对多层民用房屋，由于梁或板伸入墙内搁置，使墙体在楼盖处的连续性受到削弱。在竖向荷载作用下，为了简化计算，忽略墙体的连续性，假定墙体在各层楼盖处均为铰接。另外由于在多层刚性方案房屋中，基础顶面对墙体承载能力起控制作用的內力主要是轴向力，而弯矩对承载能力的影响很小，因而也可以将墙与基础的连接视为铰接，而忽略弯矩的影响。这样，在竖向荷载作用下，刚性方案房屋多跨连续的墙体就可简化为多跨的简支梁（图 2-7-1），分层按简支梁分析墙体內力。

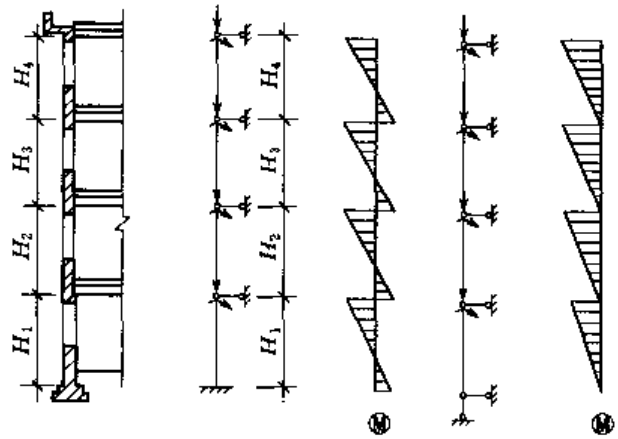


图 2-7-1 多跨简支梁简图

当房屋的开间相同或相差不大，而且楼面活荷载不大时，内横墙两侧由屋盖或楼盖传来的压力相等或接近，内横墙可近似按轴心受压构件进行计算。此时仅需验算各层墙底截面承载力。

如果横墙两侧开间尺寸相差悬殊，或活荷载较大且仅一侧作用有活荷载，均会使横墙承受较大的偏心弯矩，此时，应按偏心受压验算横墙的上部截面。计算偏心弯矩时，楼盖支座反力合力作用点的位置与承重纵墙计算时的规定相同。

8. 图 2-7-2 为三层两跨刚弹性方案房屋在水平荷载作用下的计算简图。

刚弹性方案多层房屋应按考虑空间工作的平面框、排架进行內力分析。与刚弹性方案单层房屋相似，刚弹性方案多层房屋的內力分析可按以下步骤进行（图 2-7-2）：

(1) 在平面计算简图的多层横梁与柱连接处加一水平铰支杆，计算结构在水平荷载作用下无侧移时的內力和各支杆反力 R_i ($i=1, 2, \dots, n$)。

(2) 将支杆反力 R_i 乘以 η ，反向作用框、排架的各横梁处，按有侧移框、排架分析內力。

(3) 将上述两步所得的相应內力叠加，即得荷载作用下框、排架的最终內力。

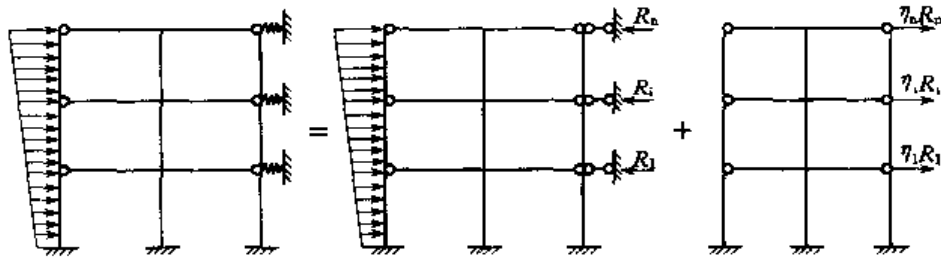


图 2-7-2 多层房屋刚弹性方案计算简图

9. (1) 上柔下刚多层房屋计算方案。

对于顶层为会议室、俱乐部等横墙间距较大，而以下各层为办公楼、宿舍等小开间建筑，顶层只能满足刚弹性方案要求，下面各层的横墙间距则可满足刚性方案要求时，一般称此类房屋为上柔下刚多层房屋。

上柔下刚多层房屋的顶层可近似按单层刚弹性方案房屋进行分析。下面各层仍按刚性方案进行计算，墙、柱截面尺寸应不小于顶层的墙、柱截面尺寸。

(2) 下柔上刚多层房屋的计算原则。

对于底层为商场，上部为住宅的建筑，底层只能满足刚弹性方案要求，上部各层均符合刚性方案要求时，此类房屋称为上刚下柔多层房屋。

由于上面各层刚度都很大，可将其视为不变形的刚体，首先在各层横梁处加设不动铰支座，求出在水平风荷载作用下的不动铰支座的水平支座反力 $R_i (i=1 \sim n, n$ 为层数)，以及底层墙、柱的弯矩。其次按一类屋盖及底层的横墙间距确定空间性能影响系数 η ，将 $\eta \sum_{i=1}^n R_i$ 反向作用于底层楼盖处，求出底层墙、柱的内力。最后将上面两步所得的底层墙、柱弯矩叠加即为风荷载作用下墙、柱的内力见图 2-7-3。

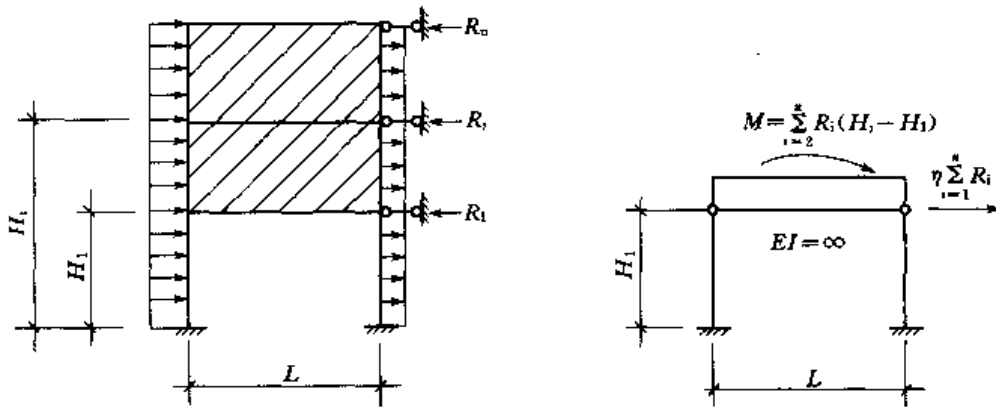


图 2-7-3 上刚下柔多层房屋的计算简图

水平荷载在底层墙、柱顶面引起的弯矩为

$$M = \sum_{i=1}^n R_i (H_i - H_1)$$

水平荷载作用下底层墙、柱的轴力为

$$N = \pm M/L$$

在竖向荷载作用下,当荷载对称时,可按无侧移框架、排架计算内力。

10. 为了防止或减轻房屋顶层墙体的裂缝,可以根据具体情况,采取以下措施:

(1) 屋盖上设置保温层或隔热层,以减小屋盖的温度变形。

(2) 屋面保温(隔热)层或屋面刚性面层及砂浆找平层应设置分隔缝,分隔缝间距不宜大于6m,并与女儿墙隔开,其缝宽不小于30mm。

(3) 采用装配式有檩体系钢筋混凝土屋盖和瓦材屋盖。

(4) 在钢筋混凝土屋面板与墙体圈梁的接触面处设置水平滑动层,滑动层可采用两层油毡夹滑石粉或橡胶片等;对于长纵墙,可只在其两端的2~3个开间内设置,对于横墙可只在其两端各 $l/4$ 范围内设置(l 为横墙长度)。

(5) 顶层屋面板下设置现浇钢筋混凝土圈梁,并沿内外墙拉通,房屋两端圈梁下的墙内宜适当设置水平钢筋。

(6) 顶层挑梁末端下墙体灰缝内设置3道焊接钢筋网片(纵向钢筋不宜少于 $2\Phi 4$,横筋间距不宜大于200mm)或 $2\Phi 6$ 钢筋,钢筋网片或钢筋应自挑梁末端伸入两边墙体不小于1m(图2-7-4)。

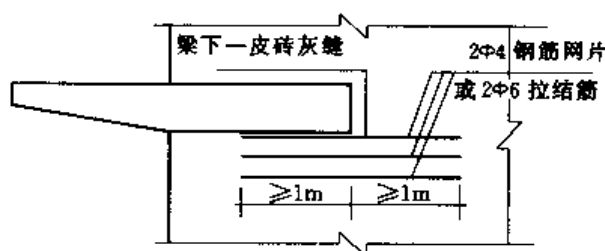


图 2-7-4 顶层挑梁末端钢筋网片或拉结筋

(7) 顶层墙体有门窗等洞口时,在过梁上的水平灰缝内设置2~3道焊接钢筋网片或 $2\Phi 6$ 钢筋,并应伸入过梁两端墙内不小于600mm。

(8) 顶层及女儿墙砂浆强度等级不低于M5。

(9) 女儿墙应设置构造柱,构造柱间距小于等于4m,构造柱应伸至女儿墙顶并与现浇钢筋混凝土压顶整浇在一起。

(10) 顶层端部墙体内适当增设构造柱。

11. 引起砌体结构墙体裂缝的原因很多,除了设计质量、材料质量、砌体强度达不到设计要求等以外,主要原因有两个:一是由于温度和收缩变形引起的墙体裂缝;二是由于地基不均匀沉降产生的墙体裂缝。因此,在进行混合结构房屋设计时,应采取相应的有效措施,防止或减轻墙体裂缝的发生。

(1) 由温度和收缩变形引起的墙体裂缝。

当外界温度变化引起的墙体温度变形受到约束,或由于房屋地下和地上、室内和室外的温度差异而使墙体各部分具有不同的温度变形时,都会在墙体中产生温度应力。

结构构件由于温度变化引起热胀冷缩的变形称为温度变形。对砖砌体房屋,钢筋混凝土和砌体材料的线膨胀系数不同,钢筋混凝土为 $(1.0\sim 1.4)\times 10^{-5}\text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$,砖石砌体为 $(0.5\sim 0.8)\times 10^{-5}\text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ 。在混合结构房屋中,当温度变化时,钢筋混凝土屋盖或楼盖以及

墙体会因为温度变形的相互制约而产生较大的温度应力，而两种材料又是抗拉强度很弱的非匀质材料，所以当构件中产生的拉应力超过其抗拉强度极限值时，裂缝就会出现。这往往是造成墙体开裂的主要原因。这些裂缝一般要经过一个冬夏之后才逐渐稳定，不再继续发展，裂缝的宽度随着温度变化而略有变化。

当室外气温高于房屋施工期间的气温时，钢筋混凝土屋盖，特别是现浇屋盖和有刚性面层的装配式屋盖受热而伸长，其温度变形受到墙体的约束，在屋盖中引起压应力，在墙体中引起拉应力和剪应力。当墙体中的主拉应力或剪应力超过砌体的抗拉或抗剪强度时，就会在墙体中产生斜裂缝和水平裂缝。最常见的裂缝有内、外纵墙和横墙的八字形裂缝，大多集中在房屋顶层的端部如图 2-7-5 (a) 所示；外纵墙在屋盖下缘附近的水平裂缝、包角裂缝如图 2-7-5 (b) 所示；以及沿外纵墙高度方向的裂缝如图 2-7-5 (c)、(d) 所示。

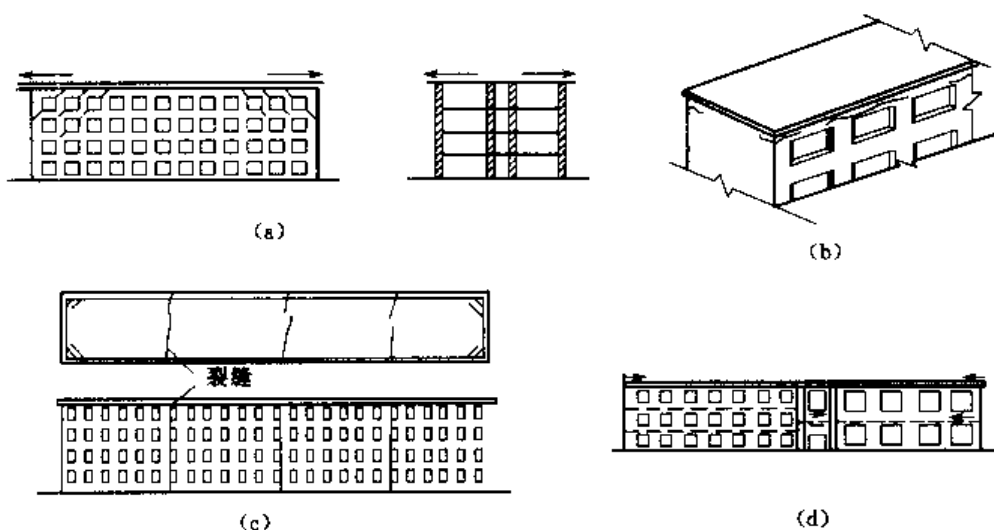


图 2-7-5 常见的砌体裂缝

(a) 门窗洞边正八字斜裂缝；(b) 屋盖下水平裂缝和包角裂缝；(c) 温度变化引起的沿外纵墙高度方向的裂缝；(d) 错层部位出现竖向裂缝

温度降低时，钢筋混凝土屋盖和楼盖产生的温度收缩受到墙体阻碍，在屋盖和楼盖中引起拉应力。当房屋较长，或因现浇钢筋混凝土屋、楼盖已由拉应力产生了贯通裂缝而将屋、楼盖分割为两个或多个区段时，墙体会由于各收缩区段的相反方向的收缩变形而产生竖向裂缝。同理，当房屋错层，且错层部位未设置伸缩缝时，墙体也可能在错层部位出现竖向裂缝。

混凝土内部自由水蒸发所引起体积的减少称干缩变形；混凝土中水和水泥化学作用所引起的体积减少称为凝缩变形，两者的总和称为收缩变形。钢筋混凝土最大的收缩值约为 $(2\sim4)\times 10^{-4}$ ，大部分在凝固初期完成，凝固 10 天后完成约为 1/3，28 天完成 50%。而烧结粘土砖（包括其他材料的烧制品）的干缩很小，且变形完成比较快，在正常温度下的收缩现象不甚明显。但对于砌块砌体房屋，混凝土空心砌块的干缩性大，在形成砌体后还约有 0.02% 的收缩率，使得砌块房屋在下部几层墙体上较易产生裂缝。另外，不同材料和构件的差异变形也会导致墙体开裂，例如楼板错层处常出现的裂缝，框架填充墙或柱

间墙因差异变形出现的裂缝等。

烧结类块材砌体中最常见的是温度裂缝，非烧结类块体（砌块、灰砂砖、粉煤灰砖等）砌体中，同时存在温度和干缩共同引起的裂缝，一般情况是墙体中两种裂缝都有，或因具体条件不同而呈现不同的裂缝现象，其裂缝的发展往往较单一因素更严重。

另外，房屋长度过大时，也可能由于夏季曝晒后骤冷收缩，在外纵墙门窗洞口边缘或块体搭接不良的薄弱部位出现贯通房屋全高的竖向裂缝。

(2) 由地基不均匀沉降引起的墙体裂缝。

当房屋的长高比较大、地基土较软弱，或地基土层分布不均匀、土质差别很大，或房屋高差较大、荷载分布极不均匀时，都可能产生过大的不均匀沉降，使墙体产生附加应力，引起墙体裂缝。房屋发生不均匀沉降后，一般发生弯、剪变形而产生主拉应力，因此裂缝一般为斜向的阶梯形裂缝。斜裂缝大多集中在局部倾斜较大及弯、剪应力较大的部位。当由于地基土软弱且房屋长高比较大或其他原因在房屋中部产生过大沉降时，斜裂缝一般出现在房屋的下部，呈八字形分布。当由于地基土分布或荷载分布不均匀而在房屋的一端产生较大的沉降时，斜裂缝主要集中在沉降变形曲率较大的部位。

二、计 算 题

1. 解：

(1) 确定房屋静力计算方案。

由横墙最大间距 $s=12\text{m}<32\text{m}$ 查表属刚性方案。

(2) 纵墙高厚比验算。

计算高度 $H_0 s=12\text{m}>2H=9\text{m}$ ，由表查得 $H_0=1.0H$

由表查得允许高厚比 $[\beta]=24$

$$\text{又 } \mu_2 = 1 - 0.4 \frac{b_s}{s} = 1 - 0.4 \times \frac{2}{4} = 0.8 > 0.7$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{4.5}{0.24} = 18.75 < \mu_2 [\beta] = 0.8 \times 24 = 19.2, \text{ 满足要求。}$$

(3) 承重横墙高厚比验算。

因 $s=6.2\text{m}$ ， $H=4.5\text{m}<s<2H=9\text{m}$

$$H_0 = 0.4s + 0.2H = 0.4 \times 6.2 + 0.2 \times 4.5 = 3.42\text{m}$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{3420}{240} = 14.25 < \mu_2 [\beta] = 0.8 \times 24 = 19.2, \text{ 满足要求。}$$

(4) 隔墙高厚比验算。

因隔墙上端在砌筑时，一般用斜放立砖顶住楼板，故可按顶端为不动铰支点考虑。设隔墙与纵墙咬槎拉接，则 $s=6.2\text{m}$ ， $2H=9\text{m}>s>H=4.5\text{m}$

由表查得 $H_0=0.4s+0.2H=3.38\text{m}$

隔墙是非承重墙。

$$\mu_1 = 1.2 + \frac{1.5 - 1.2}{240 - 90} \times (240 - 120) = 1.44$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{3380}{120} = 28.16 < \mu_2 [\beta] = 1.44 \times 24 = 34.56$$

2. 解:

(1) 确定静力计算方案及允许高厚比。

该厂房为 1 类屋盖, 查表, 横墙间距 $s=27\text{m} < 32\text{m}$, 属刚性方案。墙的允许高厚比查得 $[\beta] = 26$ 。

(2) 确定带壁柱墙截面的几何特征。

带壁柱墙计算截面翼缘宽度 b_f 为

$$b_f = b + \frac{2}{3}H = 370 + \frac{2}{3} \times 6000 = 4370\text{mm} > \text{窗间墙宽度} = 2500\text{mm}$$

故取 $b_f = 2500\text{mm}$

截面面积 $A = 240 \times 2500 + 370 \times 250 = 692500\text{mm}^2$

形心位置:

$$y_1 = \frac{240 \times 2500 \times 120 + 250 \times 370 \times (240 + 250/2)}{692500} = 152.7\text{mm}$$

$$y_2 = (240 + 250) - 152.7 = 337.3\text{mm}$$

惯性矩:

$$I = \frac{2500}{3} \times 152.7^3 + \frac{2500 - 370}{3} \times (240 - 152.7)^3 + \frac{370}{3} \times 337.3^3$$

$$= 8172.44 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{8172.44 \times 10^6}{692500}} = 108.6\text{mm}$$

$$h_T = 3.5i = 3.5 \times 108.6 = 380.2\text{mm}$$

(3) 验算带壁柱墙高厚比。

$s=27\text{m} > 2H=12\text{m}$, 查表 $H_0 = 1.0H = 1.0 \times 5.4 = 6\text{m}$

$$\mu_2 = 1 - 0.4 \frac{b_2}{s} = 1 - 0.4 \times \frac{2.0}{4.5} = 0.82 > 0.7$$

$$\beta = \frac{H_0}{h_T} = \frac{6000}{380.2} = 15.78 < \mu_2 [\beta] = 0.82 \times 24 = 19.68, \text{ 满足要求。}$$

(4) 验算壁柱间墙高厚比。

$s=4.5 < H=6\text{m}$, 查得 $H_0 = 0.6s = 0.6 \times 4.5 = 2.7\text{m}$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{2700}{240} = 11.25 < \mu_2 [\beta] = 0.8 \times 24 = 19.68, \text{ 满足要求。}$$

(5) 验算山墙高厚比。

1) 整片墙高厚比验算。

山墙截面为厚 240mm 的矩形截面, 但设置了钢筋混凝土构造柱, $\frac{b_c}{l} = \frac{240}{4000} = 0.06 >$

0.05 , $s=12\text{m} = 2H=12\text{m}$, 查表 $H_0 = 0.4s + 0.2H$

$$= 0.4 \times 12 + 0.2 \times 6 = 6\text{m}$$

$$\mu_2 = 1 - 0.4 \frac{b_s}{s} = 1 - 0.4 \times \frac{2}{4} = 0.8 > 0.7$$

$$\mu_c = 1 + \gamma \frac{b_s}{l} = 1 + 1.5 \times 0.06 = 1.09$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{6000}{240} = 25 < \mu_2 \mu_c [\beta] = 0.8 \times 1.09 \times 24 = 20.93, \text{满足要求。}$$

2) 构造柱间墙高厚比验算。

构造柱间距 $S=4\text{m} < H=6\text{m}$, 查表 $H_0=0.6S=0.6 \times 4000=2400$

$$\mu_2 = 1 - 0.4 \frac{b_s}{s} = 1 - 0.4 \times \frac{2}{4} = 0.8 > 0.7$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{2400}{240} = 10 < \mu_2 [\beta] = 0.8 \times 26 = 20.6, \text{满足要求。}$$

3. 解:

(1) 计算方案的确定。

该厂房采用无檩体系钢筋混凝土屋盖, 属第一类, 横墙间距 $s=48\text{m}$, 查表可知, 房屋为刚弹性方案房屋。

答案 (B) 为正确答案。

(2) 翼缘宽度取值的确定。

取一个标准开间 6m 为计算单元, 取窗间墙截面作为带壁柱墙的计算截面, 纵墙高度 $H=5.5+0.5=6\text{m}$ 。

带壁柱墙计算截面翼缘宽度 b_f 为

$$b_f = b + \frac{2}{3} H = 370 + \frac{2}{3} \times 6000 = 4370\text{mm} > \text{窗间墙宽度} = 2400\text{mm}$$

故取 $b_f = 2400\text{mm}$

答案 (B) 为正确答案。

(3) 纵墙高厚比验算的确定。

刚弹性方案, 查表得

$$H_0 = 1.2H = 1.2 \times 6 = 7.2\text{m}$$

查得允许高厚比 $[\beta] = 26$

$$\text{又 } \mu_2 = 1 - 0.4 \frac{b_s}{s} = 1 - 0.4 \times \frac{3600}{6000} = 0.76 > 0.7$$

$$\beta = \frac{H_0}{h_T} = \frac{7200}{512} = 14.06 < \mu_2 [\beta] = 0.76 \times 26 = 19.76, \text{满足要求。}$$

答案 (A) 为正确答案。

(4) 影响系数的确定。

由于该厂房采用无檩体系钢筋混凝土屋盖, 属第一类屋盖, 横墙间距 $s=48\text{m}$, 可确定房屋为刚弹性方案房屋。经查表得 $\eta=0.55$ 。

答案 (B) 为正确答案。

(5) 柱顶集中力标准值 W_K 的确定。

由《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001, 以下简称《荷载规范》) 第 7.1.1—1

条, 可知 $w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0$, 其中基本风压 $w_0 = 0.5 \text{ kN/m}^2$, $\beta_z = 1.0$ 。

μ_z 为风压高度变化系数。计算柱顶屋盖集中风荷载时, μ_z 按柱顶和屋脊的平均高度取值, 即 $H = 0.2 + 5.5 + 1.53/2 = 6.456 \text{ m}$ 。由《荷载规范》第 7.2.1 条, 对建造在中、小城镇, 属 B 类地面粗糙度的厂房 $\mu_z = 1.0$ 。

μ_s 为风荷载体型系数, 根据《荷载规范》表 7.3.1 所确定的厂房风荷载体型系数如图 2-7-6 所示。

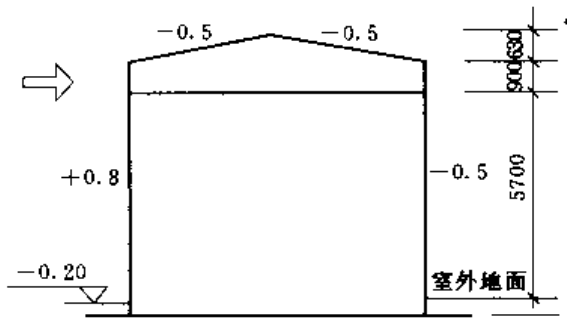


图 2-7-6 厂房风荷载体型系数

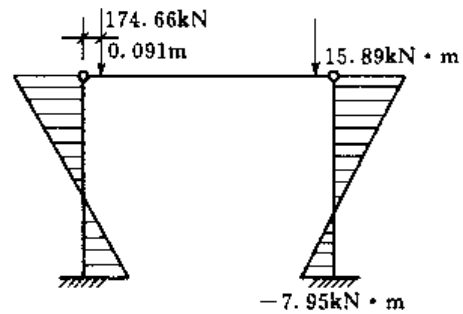


图 2-7-7 屋面恒载作用下排架内力示意图

由此可得柱顶的集中荷载:

$$W_k = (0.8 + 0.5) \times 1.0 \times 0.5 \times 6 \times 0.9 = 3.51 \text{ kN}$$

答案 (A) 为正确答案。

(6) A 柱柱底弯矩标准值的确定。

在屋面恒载作用下 (图 2-7-7) 屋面梁支承反力作用点至截面形心的距离为

$$e = 181 - (240 - 150) = 91 \text{ mm}$$

柱顶偏心弯矩标准值为

$$M = 174.66 \times 0.091 = 15.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由于荷载和排架均匀为对称, 排架无侧移, 可按下端固定、上端不动铰支座的竖杆计算柱底弯矩标准值为

$$M_A = M_B = -M/2 = -7.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

答案 (A) 为正确答案。

(7) A 柱由风荷载产生的弯矩标准值的确定。

在集中荷载标准值 $W_k = 3.51 \text{ kN}$, 迎风面的均布荷载标准值 $q_1 = 2.4 \text{ kN/m}$, 背风面的均布荷载标准值 $q_2 = 1.5 \text{ kN/m}$ 作用下, 利用公式得

左风:

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{\eta WH}{2} + \left(\frac{1}{8} + \frac{3\eta}{16} \right) q_1 H^2 + \frac{3\eta}{16} q_2 H^2 \\ &= \frac{0.55 \times 3.51 \times 6}{2} + \left(\frac{1}{8} + \frac{3 \times 0.55}{16} \right) \times 2.4 \times 6^2 + \frac{3 \times 0.55}{16} \times 1.5 \times 6^2 \\ &= 31.07 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_B = - \left[\frac{\eta WH}{2} + \left(\frac{1}{8} + \frac{3\eta}{16} \right) q_1 H^2 + \frac{3\eta}{16} q_2 H^2 \right]$$

$$= - \left[\frac{0.55 \times 3.51 \times 6}{2} + \left(\frac{1}{8} + \frac{3 \times 0.55}{16} \right) \times 1.5 \times 6^2 + \frac{3 \times 0.55}{16} \times 2.4 \times 6^2 \right]$$

$$= -27.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

右风作用下与左风反对称, 即 $M_A = -27.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_B = 31.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 如图 2-7-8。

答案 (A) 为正确答案。

(8) 计算公式的左、右端正确值的确定。

根据内力组合结果, 选取第 $N = 391.51 \text{ kN}$ 、 $M = 48.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 内力对 A 柱进行受压承载力验算。

$$e = M/N = 48.91/391.51 = 0.125 \text{ m} = 125 \text{ mm}$$

$$e/h_T = 125/512 = 0.244$$

$\beta = \gamma_\beta H_0/h = 1 \times 7.2/512 = 14.06$, M7.5 查《砌体结构设计规范》附表 D.0.1-1 得 $\varphi = 0.341$

$$\varphi A f = 0.341 \times 716600 \times 1.69 = 412.97 \text{ kN} > N = 391.5 \text{ kN}$$

答案 (B) 为正确答案。

4. 解:

(1) 计算单元的选取。

纵墙选开间中心至开间中心的墙段作为计算单元。比较 A、B 轴线墙体受力情况可知, 纵墙承载力由 A 轴线控制, 故选 A 轴线进行计算。横墙选取 1m 宽墙体作为计算单元。

(2) 静力计算方案。

屋盖及楼盖为一类, 最大横墙间距为 10.8m, 可确定房屋为刚性方案。

(3) 荷载计算。

1) 屋面恒载标准值:

三毡四油防水层	0.40 kN/m ²
20mm 厚水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.40 \text{ kN/m}^2$
150mm 厚水泥蛭石保温层	$0.15 \times 6 = 0.90 \text{ kN/m}^2$
120mm 预应力混凝土空心板	1.87 kN/m ²
15mm 天棚抹灰	0.26 kN/m ²
	$\Sigma 3.83 \text{ kN/m}^2$

作用在纵墙上的荷载

板传来的荷载

$$3.83 \times 3.6 \times 2.9 = 39.99 \text{ kN}$$

屋面梁自重 (包括侧面粉刷)

$$25 \times 0.2 \times 0.55 \times 2.9 + 0.26 \times 0.55 \times 2.9 \times 2 = 8.80 \text{ kN}$$

$$\Sigma 48.79 \text{ kN}$$

作用在横墙上的荷载

$$3.83 \times 3.6 \times 1 = 13.79 \text{ kN}$$

2) 屋面活荷载标准值 0.7 kN/m^2 ;

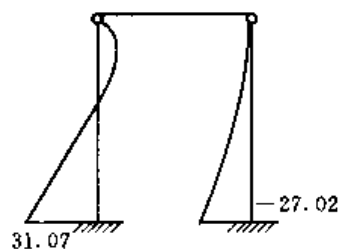


图 2-7-8 风载内力图

(单位: kN·m)

作用在纵墙上的荷载 $0.7 \times 3.6 \times 2.9 = 7.31 \text{ kN}$

作用在横墙上的荷载 $0.7 \times 3.6 \times 1 = 2.52 \text{ kN}$

①屋面大梁传给纵墙荷载的设计值。

可变荷载效应控制的组合：

$$N_{15} = 1.2S_{Gk} + 1.4S_{Qk} = 1.2 \times 48.79 + 1.4 \times 7.31 = 68.78 \text{ kN}$$

永久荷载效应控制的组合：

$$N_{15} = 1.35S_{Gk} + 1.0S_{Qk} = 1.35 \times 48.79 + 7.31 = 73.18 \text{ kN}$$

②屋面荷载传到横墙的荷载设计值。

可变荷载效应控制的组合：

$$N_{G5} = 1.2S_{Gk} + 1.4S_{Qk} = 1.2 \times 13.79 + 1.4 \times 2.52 = 20.08 \text{ kN}$$

永久荷载效应控制的组合：

$$N_{G5} = 1.35S_{Gk} + 1.0S_{Qk} = 1.35 \times 13.79 + 2.52 = 21.14 \text{ kN}$$

3) 楼面恒载标准值。

10mm 水磨石地面面层 0.25 kN/m^2

25mm 水泥砂浆打底 0.50 kN/m^2

120mm 预应力混凝土空心板 1.87 kN/m^2

15mm 天棚抹灰 0.26 kN/m^2

$\Sigma 2.88 \text{ kN/m}^2$

作用在纵墙上的荷载

板传来的荷载 $2.88 \times 3.6 \times 2.9 = 30.07 \text{ kN}$

楼面梁自重 (同屋面梁) 8.80 kN

作用在纵墙上的荷载 $\Sigma 38.87 \text{ kN}$

作用在横墙上的荷载 $2.88 \times 3.6 \times 1 = 10.37 \text{ kN}$

4) 楼面活荷载标准值 2.0 kN/m^2 。

作用在纵墙上的荷载 $2 \times 3.6 \times 2.9 = 20.88 \text{ kN}$

作用在横墙上的荷载 $2 \times 3.6 \times 1 = 7.20 \text{ kN}$

①楼盖大梁传给纵墙荷载的设计值。

可变荷载效应控制的组合：

$$\begin{aligned} N_{14} = N_{13} = N_{12} = N_{11} \\ = 1.2S_{Gk} + 1.4S_{Qk} = 1.2 \times 38.87 + 1.4 \times 20.88 = 75.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

永久荷载效应控制的组合：

$$\begin{aligned} N_{14} = N_{13} = N_{12} = N_{11} = 1.35S_{Gk} + 1.0S_{Qk} \\ = 1.35 \times 38.87 + 20.88 = 73.36 \text{ kN} \end{aligned}$$

②楼盖荷载传到计算横墙的荷载设计值。

可变荷载效应控制的组合：

$$N_{G4} = N_{G3} = N_{G2} = N_{G1}$$

$$=1.2S_{Gk} + 1.4S_{Qk} = 1.2 \times 10.37 + 1.4 \times 7.20 = 22.52\text{kN}$$

永久荷载效应控制的组合:

$$N_{G4} = N_{G3} = N_{G2} = N_{G1} \\ =1.35S_{Gk} + 1.0S_{Qk} = 1.35 \times 10.37 + 7.20 = 21.20\text{kN}$$

5) 墙体自重。

双面粉刷 240mm 厚砖墙自重标准值	5.24 kN/m ²
双面粉刷 370mm 厚砖墙自重标准值	7.62 kN/m ²
塑钢玻璃窗自重标准值	0.40 kN/m ²

女儿墙重 (厚 240mm 高度 600+120 (板厚) =720mm)

$$N_{wk7} = 0.72 \times 3.6 \times 5.24 = 13.58\text{kN}$$

①女儿墙重设计值。

由可变荷载效应控制的组合:

$$N_{w7} = 1.2N_{wk7} = 1.2 \times 13.58 = 16.30\text{ kN}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$N_{w7} = 1.35N_{wk7} = 1.35 \times 13.58 = 18.33\text{kN}$$

女儿墙根部至计算截面 (即进深梁底面) 高度范围内的墙体:

$$N_{wk6} = 0.55 \times 3.6 \times 5.24 = 10.38\text{kN}$$

②上述墙体荷载设计值。

由可变荷载效应控制的组合:

$$N_{w6} = 1.2 N_{wk6} = 1.2 \times 10.38 = 12.46\text{ kN}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$N_{w6} = 1.35 N_{wk6} = 1.35 \times 10.38 = 14.01\text{ kN}$$

计算每层墙体自重时, 应扣除窗口面积, 加上窗自重。2、3、4、5层为 240mm 厚砖墙, 层高 3.3m, 每层墙体重:

$$N_{w2k} = N_{w3k} = N_{w4k} = N_{w5k} = (3.6 \times 3.3 - 1.8 \times 1.8) \\ \times 5.24 + 1.8 \times 1.8 \times 0.4 = 46.57\text{kN}$$

设计值:

由可变荷载效应控制的组合:

$$N_{w2} = N_{w3} = N_{w4} = N_{w5} = 1.2 \times 46.57 = 55.88\text{kN}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$N_{w2} = N_{w3} = N_{w4} = N_{w5} = 1.35 \times 46.57 = 62.87\text{kN}$$

1层为 370 厚墙, 层高 4.1m:

$$N_{w1k} = (3.6 \times 4.1 - 1.8 \times 1.8) \times 7.62 + 1.8 \times 1.8 \times 0.4 = 89.08\text{kN}$$

设计值:

由可变荷载效应控制的组合:

$$N_{w1} = 1.2 N_{w1k} = 1.2 \times 89.08 = 106.90\text{kN}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$N_{w1} = 1.35 N_{w1k} = 1.35 \times 89.08 = 120.26\text{kN}$$

横墙 2~5 层墙体自重:

$$N_{2k} = N_{3k} = N_{4k} = N_{5k} = 5.24 \times 3.3 \times 1 = 17.29 \text{ kN}$$

设计值:

由可变荷载效应控制的组合:

$$N_2 = N_3 = N_4 = N_5 = 1.2 \times 17.29 = 20.75 \text{ kN}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$N_2 = N_3 = N_4 = N_5 = 1.35 \times 17.29 = 23.34 \text{ kN}$$

1 层横墙自重:

$$N_{1k} = 5.24 \times 4.65 \times 1 = 24.37 \text{ kN}$$

由可变荷载效应控制的组合时:

$$N_1 = 1.2 N_{1k} = 1.2 \times 24.37 = 29.24 \text{ kN}$$

由永久荷载效应控制的组合时:

$$N_1 = 1.35 N_{1k} = 1.35 \times 24.37 = 32.90 \text{ kN}$$

(4) 内力分析。

1) 梁端有效支承长度的计算。

屋盖及 2、3、4 层楼盖大梁截面 $b_c \times h_c = 200 \times 550 \text{ mm}^2$, 梁端伸入墙内 240mm, 下设 $b_b \times a_b \times t_b = 240 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ 的刚性垫块, 1 层纵墙为 370mm, 下设 $b_b \times a_b \times t_b = 370 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ 的刚性垫块, 则梁端垫块上表面有效支承长度采用下式计算:

$$a_0 = \delta_1 \sqrt{\frac{h}{f}}$$

外纵墙截面的计算面积为窗间墙的截面面积, 2~5 层 $A = 1.8 \times 0.24 = 0.432 \text{ m}^2$, 1 层 $A = 1.8 \times 0.37 = 0.666 \text{ m}^2$ 。由可变荷载控制组合计算结果见表 2-7-1, 由永久荷载控制的组合计算结果见表 2-7-2。

表 2-7-1

楼 层	5	4	3	2	1
h (mm)	550	550	550	550	550
f (MPa)	1.69	1.69	1.69	1.89	1.89
N_u (kN)	28.76	153.42	285.17	416.92	548.67
σ_0 (N/mm ²)	0.067	0.355	0.660	0.965	0.824
σ_0/f	0.039	0.210	0.391	0.511	0.436
δ_1	5.56	5.72	5.99	6.50	6.16
a_0 (mm)	98.50	103.19	108.06	110.88	105.08

表 2-7-2

楼 层	5	4	3	2	1
h (mm)	550	550	550	550	550
f (MPa)	1.69	1.69	1.69	1.89	1.89
N_u (kN)	32.34	168.39	304.62	440.85	577.08
σ_0 (N/mm ²)	0.075	0.390	0.705	1.021	0.867
σ_0/f	0.044	0.231	0.417	0.540	0.459
δ_1	5.47	5.76	6.08	6.63	6.27
a_0	98.68	103.91	109.68	113.10	106.96

2) 外纵墙控制截面的内力计算。

进深梁所传递荷载对外墙的偏心距 $e = \frac{h}{2} - 0.4a_0$ 。各层 I—I, IV—IV 截面 (I—I 截面位于梁底处, IV—IV 截面位于墙底处) 的内力按可变荷载控制 (表 2-7-3) 和永久荷载控制 (表 2-7-4) 的组合分别列出。

表 2-7-3

楼 层	上层传荷		本层楼盖荷载		截面 I—I		截面 IV—IV
	N_u (kN)	e_2 (mm)	N_1 (kN)	e_1 (mm)	M (kN·mm)	N_I (kN)	N_{IV} (kN)
5	28.76	0	68.78	80.60	5.55	97.54	153.42
4	153.42	0	75.87	78.72	5.97	229.29	285.17
3	285.17	0	75.87	76.78	5.83	361.04	416.92
2	416.92	0	75.87	75.65	5.74	492.79	548.67
1	548.67	-65	75.87	142.97	-24.82	624.54	731.44

注 $N_I = N_u + N_1$; $M = N_u e_2 + N_1 e_1$ (负值表示方向相反); $N_{IV} = N_I + N_w$

表 2-7-4

楼 层	上层传荷		本层楼盖荷载		截面 I—I		截面 IV—IV
	N_u (kN)	e_2 (mm)	N_1 (kN)	e_2 (mm)	M (kN·mm)	N_I (kN)	N_{IV} (kN)
5	32.34	0	73.18	80.53	5.89	105.52	168.39
4	168.39	0	73.36	78.44	5.75	241.75	304.62
3	304.62	0	73.36	76.13	5.59	377.98	440.85
2	440.85	0	73.36	74.76	5.48	514.21	577.08
1	577.08	-65	73.36	142.22	-27.08	650.44	770.70

注 $N_I = N_u + N_1$; $M = N_u e_2 + N_1 e_1$ (负值表示方向相反); $N_{IV} = N_I + N_w$ 。

(5) 墙体承载力验算。

1) 纵墙承载力验算。

承载力验算一般可对截面 I—I 进行, 但多层砖房的底部可能 IV—IV 截面更不利。可变荷载控制的计算结果列于表 2-7-5, 永久荷载控制的列于表 2-7-6 中。

表 2-7-5

计算项目	第 5 层	第 4 层	第 3 层	第 2 层		第 1 层	
				截面 I—I	截面 IV—IV	截面 I—I	截面 IV—IV
M (kN·m)	5.55	5.97	5.83	5.74	0	24.82	0
N (kN)	97.54	229.29	361.04	492.79	548.67	624.54	731.24
e (mm)	56.90	26.04	16.15	11.65	0	39.74	0
h (mm)	240	240	240	240	240	370	370
e/h	0.237	0.109	0.067	0.049	0	0.107	0
$\beta=\gamma_p H_0/h$	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	11.08	11.08
φ	0.353	0.547	0.631	0.670	0.78	0.610	0.845
A (mm ²)	432000	432000	432000	432000	432000	666000	666000
砖 MU	10	10	10	10	10	10	10
砂浆 M	7.5	7.5	7.5	10	10	10	10
f (MPa)	1.69	1.69	1.69	1.89	1.89	1.89	1.89
φAf (kN)	257.72	399.35	460.72	546.80	636.85	767.69	1063.64
$\varphi Af/N$	2.64>1	1.74>1	1.27>1	1.11>1	1.16>1	1.23>1	1.45>1

表 2-7-6

计算项目	第 5 层	第 4 层	第 3 层	第 2 层		第 1 层	
				截面 I—I	截面 IV—IV	截面 I—I	截面 IV—IV
M (kN·m)	5.98	5.75	5.59	5.48	0	27.08	0
N (kN)	105.52	241.75	377.98	514.21	577.08	650.44	770.70
e (mm)	55.82	23.79	14.79	10.66	0	41.63	0
h (mm)	240	240	240	240	240	370	370
e/h	0.233	0.100	0.062	0.044	0	0.113	0
$\beta=\gamma_p H_0/h$	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	11.08	11.08
φ	0.358	0.564	0.642	0.681	0.779	0.600	0.845
A (mm ²)	432000	432000	432000	432000	432000	666000	666000
砖 MU	10	10	10	10	10	10	10
砂浆 M	7.5	7.5	7.5	10	10	10	10
f (MPa)	1.69	1.69	1.69	1.89	1.89	1.89	1.89
φAf (kN)	261.37	411.77	468.71	555.74	636.04	755.24	1063.64
$\varphi Af/N$	2.48>1	1.70>1	1.24>1	1.08>1	1.10>1	1.16>1	1.50>1

2) 横墙内力计算和截面承载力验算。

取 1m 宽墙体作为计算单元, 沿纵向取 3.6m 为受荷宽度, 由于房间开间、荷载均相同, 因此近似按轴压验算。

①3 层 IV—IV 截面处的内力及承载力验算。

由可变荷载控制的组合设计值:

$$N_{3IV} = N_{G5} + N_{G4} + N_{G3} + N_5 + N_4 + N_3 = 20.08 + 22.52 \times 2 + 20.75 \times 3 = 127.37 \text{ kN}$$

由永久荷载控制的组合设计值:

$$N_{3IV} = N_{G5} + N_{G4} + N_{G3} + N_5 + N_4 + N_3 = 21.14 + 21.20 \times 2 + 23.34 \times 3 = 133.56 \text{ kN}$$

取 $N_{3IV} = 133.56 \text{ kN}$

$$s = 5.8 \text{ m}, H < s < 2H, H = 3.3 \text{ m},$$

$$H_0 = 0.4s + 0.2H = 0.4 \times 5.8 + 0.2 \times 3.3 = 2.98 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{2.98}{0.24} = 12.42$$

查表得 $\varphi = 0.812$

$$\varphi Af = 0.812 \times 240 \times 1.69 = 329.35 \text{ kN} > N = 133.56 \text{ kN}$$

满足要求。

②1层IV—IV截面处的内力及承载力验算。

由可变荷载控制的组合设计值:

$$\begin{aligned} N_{1IV} &= N_{3IV} + N_{G2} + N_{G1} + N_2 + N_1 \\ &= 127.37 + 22.52 \times 2 + 20.75 + 29.24 = 222.40 \text{ kN} \end{aligned}$$

由永久荷载控制的组合设计值:

$$\begin{aligned} N_{1IV} &= N_{3IV} + N_{G2} + N_{G1} + N_2 + N_1 \\ &= 133.56 + 21.2 \times 2 + 23.34 + 32.90 = 232.20 \text{ kN} \end{aligned}$$

取 $N = 232.20 \text{ kN}$

$$s = 5.8 \text{ m}, H < s < 2H, H = 4.65 \text{ m},$$

$$H_0 = 0.4s + 0.2H = 0.4 \times 5.8 + 0.2 \times 4.65 = 3.25 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{3.25}{0.24} = 13.54$$

查表得

$$\varphi = 0.782$$

$$\varphi Af = 0.782 \times 370 \times 1.89 = 546.50 \text{ kN} > N = 228.30 \text{ kN}$$

满足要求。

(6) 砌体的局部承压验算。

以上述窗间墙第1层为例,窗间墙截面为 $370 \text{ mm} \times 1800 \text{ mm}$,混凝土梁截面为 $b_c \times h_c = 200 \times 550 \text{ mm}^2$,梁端伸入墙内 240 mm ,根据规范要求,在梁下设 $370 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ (宽 \times 长 \times 厚)的混凝土垫块。根据内力计算,当由可变荷载控制时,本层梁的支座反力为 $N_n = 75.87 \text{ kN}$,墙体的上部荷载 $N_u = 548.67 \text{ kN}$;当由永久荷载控制时,本层梁的支座反力 $N_n = 73.36 \text{ kN}$,墙体的上部荷载 $N_u = 577.08 \text{ kN}$,墙体采用 MU10 烧结普通砖, M10 混合砂浆砌筑。

$$\begin{aligned} A_0 &= (b + 2h)h = (550 + 2 \times 370) \times 370 \\ &= 477300 \text{ mm}^2 < 1800 \times 370 = 666000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

计算垫块上纵向力的偏心距,取 N_n 作用点位于墙内表面 $0.4a_0$ 处。

由可变荷载控制的组合

$$N_0 = \sigma_0 A_b = \frac{548670}{1800 \times 370} \times 370 \times 550 = 167.65 \text{ kN}$$

$$e = \frac{75.87 \times (185 - 0.4 \times 104.35) \times 10^3}{75.87 + 167.65} = 44.63 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{a_b} = \frac{44.63}{370} = 0.121 \text{ 按 } \beta \leq 3 \text{ 查表得 } \varphi = 0.848$$

$$\gamma = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{A_0}{A_b} - 1} = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{477300}{203500} - 1} = 1.406$$

$$\gamma_1 = 0.8\gamma = 1.125$$

垫块下局压承载力按下列公式验算：

$$\begin{aligned} N_0 + N_{11} &= 167.65 + 75.87 = 243.52 \text{ kN} < \varphi \gamma_1 A_b f \\ &= 0.848 \times 1.125 \times 370 \times 550 \times 1.89 = 366.92 \text{ kN} \end{aligned}$$

由永久荷载控制的组合下：

$$N_0 = \sigma_1 A_b = \frac{577080}{1800 \times 370} \times 370 \times 550 = 176.33 \text{ kN}$$

$$e = \frac{73.36 \times (185 - 0.4 \times 106.04)}{73.36 + 176.33} = 41.89 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{a_b} = \frac{41.89}{370} = 0.113 \text{ 按 } \beta \leq 3 \text{ 查表得 } \varphi = 0.864$$

$$\gamma = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{A_0}{A_b} - 1} = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{477300}{203500} - 1} = 1.406$$

$$\gamma_1 = 0.8\gamma = 1.125$$

垫块下局压承载力按下列公式验算：

$$\begin{aligned} N_0 + N_{11} &= 176.33 + 73.36 = 249.69 \text{ kN} < \varphi \gamma_1 A_b f \\ &= 0.864 \times 1.125 \times 370 \times 550 \times 1.89 = 373.85 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

(7) 水平风荷载作用下的承载力计算。

由于第1层计算高度大于4m，故需对底层外墙进行水平风荷载作用下的承载力验算。

第一层墙体在竖向荷载作用下产生的弯矩使外墙皮受拉，在正风压作用下墙面支座处的弯矩也使墙体外皮受拉，所以按正风压进行计算。

地区风压标准值为0.45kN/m²，正风体型系数为0.8，忽略风压沿高度的变化，计算单元的宽度取3.6m，则

$$q = 0.8 \times 0.45 \times 3.6 = 1.30 \text{ kN/m}$$

底层楼层高度为4.1m，所以由风荷载标准值引起的墙体弯矩标准值：

$$M_w = \frac{1}{12} \times 1.30 \times 4.1^2 = 1.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由永久荷载控制的组合，竖向荷载产生的弯矩设计值为27.08kN·m，其中永久荷载、可变荷载产生的弯矩设计值分别为25.48kN·m，1.60kN·m

则 $M = 27.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 650.44 \text{ kN}$

由可变荷载控制的组合，竖向荷载弯矩设计值 $M = 24.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，轴力 $N = 624.54 \text{ kN}$

则 $M=24.82+1.4\times 0.6\times 1.82=26.35\text{kN}\cdot\text{m}$

$N=624.54\text{kN}$

由上可知, $M=27.05\text{kN}\cdot\text{m}$, $N=650.44\text{kN}$ 是不利荷载, 可知其承载力是满足要求的。可见水平荷载的影响是很小的, 也说明表 2-7-6 的规定是足够安全的。

5. 解:

(1) 计算单元和静力计算方案。

楼盖主梁支承在外纵墙上, 取一墙垛为计算单元。

屋盖及楼盖为一类。最大横墙间距为 24m, 由表可确定房屋为刚性方案。此外房屋还满足不计风荷载的各项要求, 因此可仅考虑竖向荷载, 按各层为简支的竖向构件进行计算。

(2) 高厚比验算 (略)。

(3) 荷载计算。

材料自重, 活荷载及有关事项均按《荷载规范》采用。

1) 屋面自重。

三毡四油防水层	0.4kN/m ²
20mm 厚水泥砂浆找平层	0.02×20=0.4kN/m ²
100mm 厚水泥沥青膨胀珍珠岩保温层	0.1×8=0.8kN/m ²
20mm 厚水泥砂浆找平层	0.02×20=0.4kN/m ²
80mm 厚钢筋混凝土板	0.08×25=2.0kN/m ²
15mm 厚 天棚抹灰	0.015×17=0.255kN/m ²

$\Sigma 4.255\text{kN/m}^2$

活荷载 0.5kN/m²

2) 作用在屋面梁上的荷载。

次梁:

板传来的荷载 4.255×2.2=9.36kN/m

屋面次梁自重 25×0.2×(0.45-0.08)=1.85kN/m

屋面次梁侧面粉刷 17×0.015×(0.45-0.08)×2=0.19kN/m

$\Sigma 11.40\text{kN/m}$

板传到次梁活荷载 0.5×2.2=1.1 kN/m

主梁:

次梁传来的荷载 11.40×6=68.4kN

屋面主梁自重 25×0.3×(0.7-0.08)×2.2=10.23kN

屋面主梁侧面粉刷 17×0.015×(0.7-0.08)×2.2×2=0.70kN

$\Sigma 79.33\text{kN}$

传到主梁的活荷载 1.1×6=6.6kN

3) 由屋面主梁传给墙垛的荷载设计值。

由可变荷载控制的组合:

$$N_1 = 1.2G_k + 1.4Q_k = 1.2 \times 0.733 \bullet \times 69.78 + 1.4 \times 0.866 \bullet \times 6.6 = 77.78 \text{ kN}$$

由永久荷载控制的组合:

$$N_1 = 1.35G_k + 1.0Q_k = 1.35 \times 0.733 \times 79.33 + 1.4 \times 0.7 \times 0.866 \times 6.6 = 84.10 \text{ kN}$$

4) 楼面恒载标准值。

20 厚水磨石面层及 20 厚水泥砂浆大底合计 0.65 kN/m²

80mm 厚钢筋混凝土板 0.08 \times 25 = 2.0 kN/m²

15mm 厚天棚抹灰 0.26 kN/m²

 $\Sigma 2.91 \text{ kN/m}^2$

活荷载 6 kN/m²

5) 作用在楼面上的荷载。

次梁:

板传来的荷载 2.91 \times 2.2 = 6.402 \text{ kN/m}

楼面次梁自重 25 \times 0.2 \times (0.45 - 0.08) = 1.85 \text{ kN/m}

楼面次梁侧面粉刷 17 \times 0.015 \times (0.45 - 0.08) \times 2 = 0.19 \text{ kN/m}

恒载

 $\Sigma 8.442 \text{ kN/m}$

板传到次梁活荷载 6 \times 2.2 = 13.2 \text{ kN/m}

主梁:

次梁传来的荷载 8.44 \times 6 = 50.64 \text{ kN}

楼面主梁自重 25 \times 0.3 \times (0.7 - 0.08) \times 2.2 = 10.23 \text{ kN}

楼面主梁侧面粉刷 17 \times 0.015 \times (0.7 - 0.08) \times 2.2 \times 2 = 0.70 \text{ kN}

 $\Sigma 61.57 \text{ kN}$

传到主梁的活荷载 13.2 \times 6 = 79.2 \text{ kN}

6) 由楼面大梁传给墙垛的荷载设计值。

由可变荷载控制的组合:

$$N_2 = 1.2G_k + 1.3Q_k = 1.2 \times 0.733 \times 61.57 + 1.3 \times 0.866 \times 79.2 = 143.32 \text{ kN}$$

由永久荷载控制的组合:

$$N_2 = 1.35G_k + 1.0Q_k = 1.35 \times 0.733 \times 61.57 + 1.3 \times 0.7 \times 0.866 \times 79.2 = 123.34 \text{ kN}$$

7) 墙体自重。

女儿墙重 (厚 240mm, 高度 600mm, 混凝土压顶 80mm 厚):

$$N_{3k} = 25 \times 6.0 \times 0.24 \times 0.08 + 19 \times 6.0 \times (0.6 - 0.08) \times (0.24 + 0.015) = 18.0 \text{ kN}$$

由可变荷载控制组合的设计值 $N_3 = 1.2G_k = 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ kN}$

由永久荷载控制组合的设计值 $N_3 = 1.35G_k = 1.35 \times 18 = 24.3 \text{ kN}$

● 0.733 和 0.866 是计算连续多跨梁反力的系数, 其取值见结构计算手册。

女儿墙根部至计算截面（即主梁底面）高度范围内的墙体：

$$N_{1k} = 25 \times 6.0 \times (0.37 + 0.015) \times 0.18 + 19 \times 6.0 \times (0.37 + 0.015) \times (0.7 - 0.18) \\ = 33.2 \text{ kN}$$

由可变荷载控制组合的设计值 $N_4 = 1.2G_k = 1.2 \times 33.2 = 39.84 \text{ kN}$

由永久荷载控制组合的设计值 $N_4 = 1.35G_k = 1.35 \times 33.2 = 44.82 \text{ kN}$

计算每层墙体自重时，应扣除窗口面积，加上窗自重。墙体厚度考虑内墙抹灰增加 15mm，一并计算，普通钢窗自重按 0.45 kN/m^2 计算。

对二层墙体厚 370mm，计算高度 3.3m，自重标准值为

$$19 \times (0.37 + 0.015) \times (3.3 \times 6 - 1.5 \times 1.5) + 0.12 \times (0.62 + 0.03) \times 3.3 \times 19 + 1.5 \\ \times 1.5 \times 0.45 = 134.18 \text{ kN}$$

由可变荷载控制组合的设计值 $N_2 = 1.2G_k = 1.2 \times 134.18 = 161.01 \text{ kN}$

由永久荷载控制组合的设计值 $N_2 = 1.35G_k = 1.35 \times 134.18 = 181.14 \text{ kN}$

对于一层墙体厚度 370mm，层高 3.1m，其标准值为

$$(0.37 + 0.015) \times (3.1 \times 6 - 1.5 \times 1.5) \times 19 + 1.5 \times 1.5 \times 0.45 + 0.12 \times (0.62 + 0.03) \\ \times 3.1 \times 19 = 125.22 \text{ kN}$$

由可变荷载控制组合的设计值 $N_2 = 1.2G_k = 1.2 \times 125.22 = 150.26 \text{ kN}$

由永久荷载控制组合的设计值 $N_2 = 1.35G_k = 1.35 \times 125.22 = 169.05 \text{ kN}$

(4) 纵墙内力分析。

纵墙受力情况如图 2-7-9 所示。

1) 梁端有效支承长度计算。

楼盖、屋盖主梁截面 $b_c \times h_c = 300 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$ ，梁端在外墙的支承长度为 370mm。

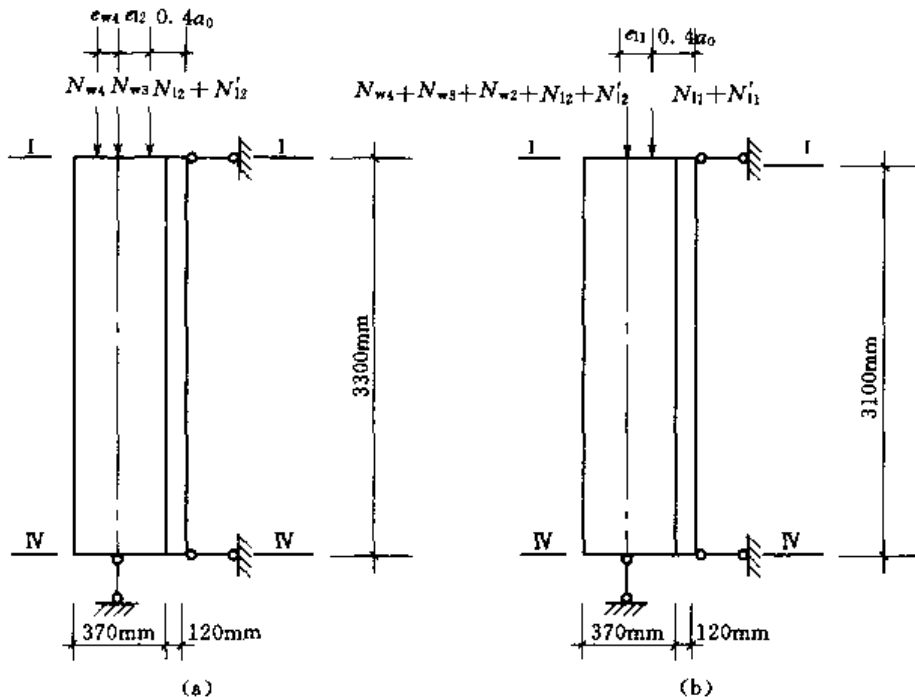


图 2-7-9 纵向墙体计算简图

(a) 二层纵向墙体计算简图；(b) 一层纵向墙体计算简图

下设 $a_b \times b_b \times t_b = 490\text{mm} \times 550\text{mm} \times 180\text{mm}$ 的刚性垫块。一层纵墙为 370mm，梁端垫块上表面有效支承长度采用下式计算：

$$a_0 = \delta_1 \sqrt{\frac{h}{f}}$$

外纵墙的计算面积为窗间墙垛的面积 $A = 370 \times 4500 + 120 \times 620 = 1739400\text{mm}^2$ ，由可变荷载控制及永久荷载控制的组合计算结果见表 2-7-7。

表 2-7-7

项目 \ 组合	可变荷载控制的组合		永久荷载控制的组合	
	2	1	2	1
楼层	2	1	2	1
h (mm)	700	700	700	700
f (mm ²)	1.69	1.69	1.69	1.69
N_0 (kN)	21.6	260.39	24.30	289.54
σ_0 (N/mm ²)	0.0124	0.1497	0.014	0.1665
σ_0/f	0.0074	0.089	0.0083	0.0985
δ_1	5.411	5.534	5.413	5.548
a_0	110.12	112.63	110.17	112.91

2) 纵墙控制截面的内力计算。

墙体在竖向荷载作用下的计算单元特征如图 2-7-10 所示。

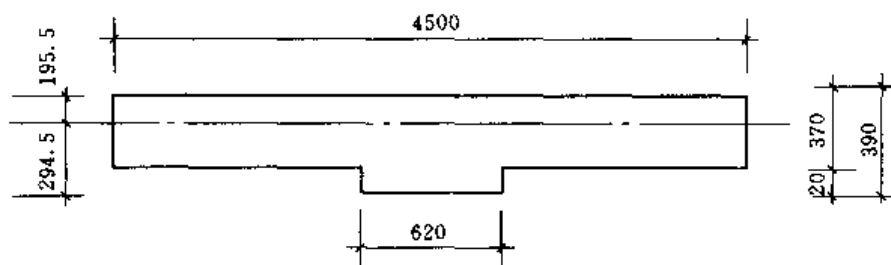


图 2-7-10 墙体计算单元截面图 (单位: mm)

$$y_1 = \frac{370 \times 4500 \times \frac{370}{2} + 620 \times 120 \times 430}{1739400} = 195.5\text{mm}$$

$$y_2 = (370 + 120) - 195.5 = 294.5\text{mm}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times 4500 \times 370^3 + 4500 \times 370 \times 10.5^2 \\ &\quad + \frac{1}{12} \times 620 \times 120^3 + 620 \times 120 \times 234.5^2 \\ &= 23359 \times 10^6\text{mm}^4 \end{aligned}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{224.7 \times 10^8}{1723800}} = 114.2 \text{ mm}^2, h_T = 3.5i = 405.6 \text{ mm}$$

主梁传递荷载对外墙的偏心距 $e = y - 0.4a_0$ 。各层 I—I, IV—IV 截面 (I—I 截面位于梁底处, IV—IV 截面位于墙底处) 的内力按可变荷载控制和由永久荷载控制的组合分别列于表 2-7-8 及表 2-7-9。

表 2-7-8

楼 层	上层传荷		本层楼盖荷载		截面 I—I		截面 IV—IV
	N_0 (kN)	e_2 (mm)	N_1 (kN)	e_1 (mm)	M (kN·m)	N_I (kN)	N_{IV} (kN)
2	21.6 (39.84)	-73	77.78	250.45	17.44	139.22	300.23
1	300.23	(-10.5) 0	143.32	249.45	35.75	443.55	593.81

注 表中 $N_I = N_0 + N_1$, $M = N_0 e_2 + N_1 e_1$ (负值表示方向相反); $N_{IV} = N_I + N_w$

表 2-7-9

楼 层	上层传荷		本层楼盖荷载		截面 I—I		截面 IV—IV
	N_0 (kN)	e_2 (mm)	N_1 (kN)	e_2 (mm)	M (kN·m)	N_I (kN)	N_{IV} (kN)
2	24.3 (44.82)	-75.5	84.10	250.43	18.76	153.12	334.26
1	333.02	(-10.5) 0	123.34	249.34	30.75	457.6	626.65

注 表中 $N_I = N_0 + N_1$; $M = N_0 e_2 + N_1 e_1$ (负值表示方向相反); $N_{IV} = N_I + N_w$

(5) 纵墙承载力计算。

承载力计算一般可只对截面 I—I 进行, 但多层砖房的底部截面可能更不利。计算结果列于表 2-7-10。

表 2-7-10

计算项目	可变荷载控制的组合				永久荷载控制的组合			
	第 2 层		第 1 层		第 2 层		第 1 层	
	截 面 I—I	截 面 IV—IV	截 面 I—I	截 面 IV—IV	截 面 I—I	截 面 IV—IV	截 面 I—I	截 面 IV—IV
M (kN·m)	17.44	0	35.75	0	18.76	0	30.75	0
N (kN)	139.22	300.23	443.55	593.81	153.12	334.26	457.6	626.65
e (mm)	125.27	0	80.60	0	122.52	0	67.20	0
h_T (mm)	405.6	405.6	405.6	405.6	405.6	405.6	405.6	405.6
e/h_T	0.309	0	0.199	0	0.302	0	0.166	0
$\beta = H_0/h$	8.14	8.14	7.64	7.64	8.14	8.14	7.64	7.64
φ	0.343	0.91	0.51	0.92	0.3505	0.9096	0.5687	0.9195
A (mm) ²	1739400	1739400	1739400	1739400	1739400	1739400	1739400	1739400

续表

计算项目	可变荷载控制的组合				永久荷载控制的组合			
	第2层		第1层		第2层		第1层	
	截面 I—I	截面 IV—IV	截面 I—I	截面 IV—IV	截面 I—I	截面 IV—IV	截面 I—I	截面 IV—IV
砖 MU	10	10	10	10	10	10	10	10
砂浆 M	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
f (N/mm ²)	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69
φAf (kN)	1006.69	2673.85	1491.55	2702.95	1030.32	2673.85	1671.74	2702.95
$\varphi Af/N$	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1

(6) 砌体的局部承压。

以上述窗间墙第1层为例，墙垛截面面积为 1739400mm^2 ，混凝土梁截面为 $b_c \times h_c = 300\text{mm} \times 700\text{mm}$ ，主梁支承长度 370mm ，根据规范要求，在梁下设 $490\text{mm} \times 550\text{mm} \times 180\text{mm}$ （宽×长×厚）的混凝土垫块。根据内力计算，当由可变荷载控制时，本层梁的支座反力为 $N_1 = 143.22\text{kN}$ ，墙体的上部荷载 $N_0 = 300.23\text{kN}$ ；当由永久荷载控制时，本层梁的支座反力 $N_1 = 123.34\text{kN}$ ，墙体的上部荷载 $N_0 = 334.36\text{kN}$ 。墙体采用 MU10 实心粘土砖，M7.5 混合砂浆砌筑。

$$A_b = 490 \times 550 = 269500\text{mm}^2$$

$$A_0 = 490 \times 620 = 303800\text{mm}^2$$

垫块上纵向力取 N_1 作用点位于墙内表面 $0.4a_0$ 处。

由可变荷载控制的组合：

$$N_0 = \sigma_0 A_b = \frac{300230}{1739400} \times 269500 = 46.52\text{kN}$$

$$e = \frac{143.32 \times (245 - 0.4 \times 112.63)}{143.32 + 46.52} = 150.95\text{mm}$$

$$\frac{e}{a_b} = \frac{150.95}{490} = 0.308 \text{ 按 } \beta \leq 3 \text{ 查表得 } \varphi = 0.468$$

$$\gamma_1 = 0.8 \left(1 + 0.35 \sqrt{\frac{A_0}{A_b}} - 1 = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{303800}{269500}} - 1 \right) = 0.8 \text{ 取 } \gamma_1 = 1.0$$

垫块下局压承载力按下列公式验算：

$$\begin{aligned} N_0 + N_1 &= 46.52 + 143.32 = 189.84\text{kN} < \varphi \gamma_1 A_b f \\ &= 0.468 \times 490 \times 550 \times 1.69 = 213.15\text{kN} \end{aligned}$$

由永久荷载控制的组合下：

$$N_0 = \sigma_0 A_b = 334.36/1739400 \times 269500 = 51.81\text{kN}$$

$$e = \frac{123.34 \times (245 - 0.4 \times 112.91)}{123.34 + 51.81} = 129.83\text{mm}$$

$$\frac{e}{a_b} = \frac{129.83}{490} = 0.265 \text{ 按 } \beta \leq 3 \text{ 查表得 } \varphi = 0.5427$$

取 $\gamma_1 = 1.0$

垫块下局压承载力按下列公式验算:

$$\begin{aligned} N_0 + N_1 &= 51.81 + 123.34 = 175.15 \text{ kN} < \varphi \gamma_1 A_b f \\ &= 0.5427 \times 1.0 \times 490 \times 550 \times 1.69 = 247.18 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

解:

6. 取一开间为计算单元, 计算简图见第一部分第七章图 1-7-7。墙体采用水泥砂浆 M10 砌筑, 考虑强度折减系数后, 砌体受压强度设计值 $f = 1.89 \times 0.9 = 1.70 \text{ N/mm}^2$ 。

(1) 荷载计算。

1) 土压力 (标准值)。

为计算方便将堆积物换算为粘土, 其当量土层厚度为:

$$H' = \frac{P}{\gamma} = \frac{10}{20} = 0.5 \text{ m}$$

2) 一开间宽度内的土侧压力标准值。

$$q'_p = 20 \times 3.6 \times 0.5 \times \text{tg}^2(45^\circ - 22^\circ/2) = 16.38 \text{ kN/m}$$

$$q_p = 20 \times 3.6 \times 0.19 \times \text{tg}^2(45^\circ - 22^\circ/2) = 6.22 \text{ kN/m}$$

$$q_t = 20 \times 3.6 \times 3.26 \times \text{tg}^2(45^\circ - 22^\circ/2) = 106.79 \text{ kN/m}$$

3) 地下室墙体自重。

$$G = 0.49 \times 19 + 0.02 \times 20 = 9.71 \text{ kN/m}^2$$

(2) 内力计算。

1) 截面 I—I 内力。

由可变荷载效应控制组合的轴向力:

$$N_I = 530 + 68 = 598 \text{ kN}$$

由永久荷载效应控制组合的轴向力:

$$N_I = 551.89 + 69.11 = 621 \text{ kN}$$

$$a_1 = 10 \sqrt{\frac{h_c}{f}} = 10 \sqrt{\frac{500}{1.70}} = 171.50 \text{ mm}$$

$$e_p = \frac{490}{2} - 0.4 \times 171.50 = 176.4 \text{ mm}$$

第一层地面由可变荷载效应控制的弯矩:

$$M = N_p e_p = 68 \times 176.4 = 11995.21 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

第一层地面由永久荷载效应控制的组合:

$$M = N_p e_p = 69.11 \times 176.4 = 12191.0 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

上层墙体与地下室墙轴心偏心距为:

$$e_w = \frac{1}{2} (0.49 - 0.37) = 0.06 \text{ m}$$

上部荷载由可变荷载控制组合产生的弯矩 $M_I = -530 \times 0.06 = -31.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

由永久荷载控制组合产生的弯矩 $M_I = -551.89 \times 0.06 = -33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$

因此, 由可变荷载控制在 I—I 截面引起弯矩 $M_I = 11.995 - 31.8 = -19.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$

由永久荷载控制在 I—I 截面引起弯矩 $M_1 = 12.19 - 33.11 = -20.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$

2) 截面 II—II 内力。

① 土压力为矩形分布荷载时, 支座反力标准值。

$$q_p \text{ 作用时: } R_A = R_B = \frac{1}{2} \times 6.22 \times 3.26 = 10.14 \text{ kN}$$

$$q'_p \text{ 作用时: } R_A = R_B = \frac{1}{2} \times 16.38 \times 3.26 = 26.70 \text{ kN}$$

当可变荷载控制组合时支座反力设计值:

$$R_A = 1.2 \times 10.14 + 1.4 \times 26.7 = 49.55 \text{ kN}$$

当永久荷载控制组合时支座反力设计值:

$$R_A = 1.35 \times 10.14 + 1.0 \times 26.7 = 40.39 \text{ kN}$$

② 土压力为三角形荷载时 ($q_t = 106.79 \text{ kN/m}$), 支座反力标准值。

$$R_A = \frac{1}{6} \times 106.79 \times 3.26 = 58.02 \text{ kN}$$

$$R_B = \frac{1}{3} \times 106.79 \times 3.26 = 116.05 \text{ kN}$$

当可变荷载控制组合时支座反力设计值:

$$R_A = 1.2 \times 58.02 = 69.62 \text{ kN}; R_B = 1.2 \times 116.05 = 139.26 \text{ kN}$$

当永久荷载控制组合时支座反力设计值:

$$R_A = 1.35 \times 58.02 = 78.33 \text{ kN}; R_B = 1.35 \times 116.05 = 156.67 \text{ kN}$$

③ 当 A 端弯矩作用下支座反力设计值。

当可变荷载控制组合时:

$$R_A = -R_B = -\frac{19.81}{3.26} = -6.08 \text{ kN}$$

当永久荷载控制组合时:

$$R_A = -R_B = -\frac{20.92}{3.26} = -6.42 \text{ kN}$$

④ 全部荷载作用下铰支点总反力。

当可变荷载控制组合时:

$$R_A = 49.55 + 69.62 - 6.08 = 113.09 \text{ kN}$$

当永久荷载控制组合时:

$$R_A = 40.39 + 78.33 - 6.42 = 112.3 \text{ kN}$$

⑤ 由可变荷载控制的组合, 地下室墙中任意截面产生的弯矩。

$$M = 113.09y - \frac{1}{2} \times (1.2 \times 6.22 + 1.4 \times 16.38)y^2 - \frac{1}{6} \times 1.2 \times 106.79 \times \frac{y^3}{3.26} + 19.81$$

$$\text{令 } Q = \frac{dM}{dx} = 113.09 - 30.49y - 19.66y^2 = 0$$

解之得: $y = 1.75 \text{ m}$ 即

$$M_{\max} = 113.09 \times 1.75 - \frac{1}{2} \times 30.40 \times 1.75^2 - \frac{1}{6} \times 128.15 \times \frac{1.75^3}{3.26} + 19.81$$

$$=156.01\text{kN}\cdot\text{m}$$

相应的轴力设计值:

$$N_{\text{II}}=530+68+1.2\times 9.71\times 1.75\times 3.6=671.41\text{kN}$$

⑥由永久荷载控制的组合,地下室墙中任意截面产生的弯矩。

$$M=112.3y-\frac{1}{2}\times(1.35\times 6.22+1.0\times 16.38)y^2$$

$$-\frac{1}{6}\times 1.35\times 106.79\times \frac{y^3}{3.26}+20.92$$

求得当 $y=1.76\text{m}$ 时, $M_{\text{max}}=140.01\text{kN}\cdot\text{m}$

相应的轴力设计值:

$$N_{\text{II}}=551.89+69.11+1.35\times 9.71\times 1.76\times 3.6=704.06\text{kN}$$

3) 截面 III—III 内力。

由可变荷载控制的组合:

$$N_{\text{III}}=691.74+(3.26-1.75)\times 1.2\times 9.71\times 3.6=755.08\text{kN}$$

$$M_{\text{III}}=0$$

由永久荷载控制的组合:

$$N_{\text{III}}=727.09+1.35\times 9.71\times (3.26-1.76)\times 3.6=797.86\text{kN}$$

$$M_{\text{III}}=0$$

(3) 地下室墙体承载力验算。

地下室墙体承载力验算结果列于表 2-7-11 (可变荷载控制组合) 和表 2-7-12 (永久荷载控制组合)。

表 2-7-11

计算项目	截 面		
	I—I	II—II	III—III
M (kN·m)	19.81	156.01	0
N (kN)	598	671.41	755.08
e (mm)	33.13	232.36	41.16
h (mm)	490	490	490
H_0 (m)	3.26	3.26	3.26
$\beta=\gamma_{\beta}H_0/h$	6.65	6.65	6.65
φ	0.805	0.320	0.938
A (mm ²)	1764000	1764000	1764000
砖 MU	10	10	10
砂浆 M	10	10	10
f (MPa)	1.89×0.9	1.89×0.9	1.89×0.9
φAf (kN)	2414.64	960.18	2814.53
$\varphi Af/N$	4.04>1	1.43>1	3.73>1

表 2-7-12

计算项目	截 面		
	I—I	II—II	III—III
M (kN·m)	20.92	140.01	0
N (kN)	621	704.06	797.86
e (mm)	33.69	198.86	40.50
h (mm)	490	490	490
H_0 (m)	3.26	3.26	3.26
$\beta=\gamma_{\beta}H_0/h$	6.65	6.65	6.65
φ	0.803	0.267	0.938
A (mm ²)	1764000	1764000	1764000
砖 MU	10	10	10
砂浆 M	10	10	10
f (MPa)	1.89×0.9	1.89×0.9	1.89×0.9
φAf (kN)	2408.04	796.55	2813.91
$\varphi Af/N$	3.88>1	1.13>1	3.53>1

第八章 过梁、墙梁、挑梁及墙体的构造措施

一、概念题

(一) 填空题

1. 钢筋砖过梁, 砖砌平拱, 砖砌弧拱
2. 1.5m, 1.2m, 钢筋混凝土过梁
3. M5
4. 240mm
5. 5mm, 120mm, 240mm, 30mm
6. 墙体荷载, 梁板荷载
7. $h_w < l_n$, $h_w \geq l_n$
8. 墙体的均布自重, 高度为 $l_n/3$ 墙体的均布自重
9. $h_w < \frac{l_n}{2}$, $h_w \geq \frac{l_n}{2}$
10. 承重墙梁, 自承重墙梁
11. 托梁自重及本层楼盖的恒荷载, 本层楼盖的施工荷载, 墙体自重
12. 钢筋混凝土偏心受拉
13. 钢筋混凝土受弯
14. 钢筋混凝土受弯
15. C30, MU10, M10
16. 240mm, 190mm
17. 弯曲破坏, 剪切破坏, 局压破坏
18. 减小
19. 0.6%
20. 倾覆破坏, 挑梁下局压破坏, 挑梁自身受弯或受剪破坏
21. 抗倾覆验算, 承载力计算, 挑梁下砌体局压承载力验算
22. $0.3h_b$, $0.13l_1$, $0.13l_1$
23. 1.2, 2
24. 伸缩缝, 沉降缝, 防震缝
25. 伸缩缝
26. MU10, MU7.5, MU30, M5

27. 240mm×370mm

(二) 选择题

1. [c] 2. [a] 3. [b] 4. [a] 5. [a] 6. [c] 7. [b]
8. [b] 9. [c] 10. [a] 11. [c] 12. [a] 13. [c] 14. [b]
15. [a] 16. [c] 17. [a] 18. [b] 19. [b] 20. [a] 21. [c]
22. [b] 23. [c] 24. [a]

(三) 判断题

1. [√] 2. [√] 3. [√] 4. [×] 5. [×] 6. [×] 7. [√]
8. [×] 9. [×] 10. [×] 11. [√] 12. [×] 13. [√] 14. [√]
15. [√] 16. [×] 17. [√] 18. [√] 19. [×] 20. [√] 21. [√]
22. [√]

(四) 问答题

1. 砖砌过梁的跨度不应超过下列规定：

钢筋砖过梁为 1.5m；砖砌平拱为 1.2m。对有较大振动荷载或可能产生不均匀沉降的房屋，应采用钢筋混凝土过梁。

2. 过梁上的荷载应按下列规定采用：

(1) 梁、板荷载。

对砖和小型砌块砌体，当梁、板下的墙体高度 $h_w < l_n$ 时，应计入梁、板传来的荷载。当梁、板下的墙体高度 $h_w \geq l_n$ 时，可不考虑梁、板传来的荷载。

(2) 墙体荷载。

对砖砌体，当过梁上的墙体高度 $h_w < l_n/3$ 时，应按墙体的均布自重采用。当过梁上的墙体高度 $h_w \geq l_n/3$ 时，应按高度为 $l_n/3$ 墙体的均布自重采用。

对混凝土砌块砌体，当过梁上的墙体高度 $h_w < l_n/2$ 时，应按墙体的均布自重采用。当过梁上的墙体高度 $h_w \geq l_n/2$ 时，应按高度为 $l_n/2$ 墙体的均布自重采用。

3. 砖砌过梁承受荷载后，上部受压、下部受拉，像受弯构件一样地受力。随着荷载的增大，当跨中竖向截面的拉应力或支座斜截面的主拉应力超过砌体的抗拉强度时，将先后在跨中出现竖向裂缝，在靠近支座处出现阶梯斜裂缝。对钢筋砖过梁，过梁下部的拉力将由钢筋承受，对砖砌平拱过梁下部的拉力将由两端砌体提供的推力来平衡，这时过梁像一个三铰拱一样地工作。过梁可能发生三种破坏：

(1) 过梁跨中截面受弯承载力不足而破坏。

(2) 过梁支座附近斜截面因受剪承载力不足，阶梯形斜裂缝不断扩展而破坏。

(3) 过梁支座处水平灰缝因受剪承载力不足而发生支座滑动破坏。

在墙体端部门窗洞口上砖砌弧拱或砖砌平拱最外边的支承墙体有可能发生支座滑动破坏。

4. 砖砌过梁的构造要求应符合下列规定：

(1) 砖砌过梁截面计算高度内的砂浆不宜低于 M5；

(2) 砖砌平拱用竖砖砌筑部分的高度不应小于 240mm；

(3) 钢筋砖过梁底面砂浆层处的钢筋，其直径不应小于 5mm，间距不宜大于

120mm, 钢筋伸入支座砌体内的长度不宜小于 240mm, 砂浆层的厚度不宜小于 30mm。

5. 在钢筋混凝土托梁上砌筑砖墙, 这时托梁同时承托墙体自重及其上的楼盖、屋盖的荷载或其他荷载。墙体不仅作为荷载作用在托梁上, 而且作为结构的一部分与托梁共同工作。钢筋混凝土托梁及其以上计算高度范围内的墙体所组成的组合构件, 称为墙梁。墙梁广泛应用于工业建筑的围护结构中, 如基础梁、连系梁, 称为非承重墙梁。在民用建筑如商店—住宅(下层为商店, 上层为住宅)、饭店—旅馆(下层为饭店, 上层为旅馆)等多层混合结构房屋中, 采用墙梁构件以解决底层为大房间, 上层为小房间的矛盾; 如简支墙梁、框支墙梁、连续墙梁等, 称为承重墙梁。

6. 影响墙梁破坏形态的因素较多, 如墙体高跨比 (h_w/l_0)、托梁高跨比 (h_b/l_0)、砌体强度 (f)、混凝土强度 (f_c)、托梁纵筋配筋率 (ρ)、加荷方式、集中力剪跨比 (α_F/l_0)、墙体开洞情况、有无纵向翼墙等。由于这些因素的不同, 将发生不同的破坏形态。

7. 无洞口墙梁的破坏形态及特点是:

(1) 弯曲破坏。

当托梁配筋较弱, 砌体较强时, 且 h_w/l_0 较小, 则随荷载的增加, 托梁中段垂直裂缝将穿过界面而迅速上升, 最后托梁下部和上部的纵筋先后屈服, 沿跨中垂直截面发生拉弯破坏。这时, 砌体受压区往往只有 3~5 皮砖的高度, 甚至更少, 但在试验中从未观察到受压区砌体沿水平方向被压碎的现象。临近破坏时, 托梁中段受力较均匀, 如同拱的拉杆。因此, 其他截面(如 $l_0/4$ 处)的纵筋也可能先屈服而形成沿斜截面的拉弯破坏。拉弯破坏可看做组合拱的拉杆强度相对于拱肋砌体较弱而发生的破坏。

(2) 剪切破坏。

当托梁配筋较强, 砌体相对较弱时, 且 h_w/l_0 适中, 则由于支座上方砌体出现斜裂缝, 并延伸至托梁而发生砖墙砌体的剪切破坏, 即与拉杆相比, 组合拱的拱肋砌体强度相对较弱而引起的破坏。剪切破坏又可分为几种不同的破坏形态:

1) 斜拉破坏。

由于砌体沿齿缝的抗拉强度不足以抵抗主拉应力而形成沿灰缝阶梯形上升的比较平缓的斜裂缝。这时, 开裂荷载和受剪承载力都较小, 一般当 $h_w/l_0 < 0.4$, 砂浆强度等级较低、或集中力的 α_F/l_0 较大时, 易发生这种破坏。

2) 斜压破坏。

由于砌体斜向抗压强度不足以抵抗主压应力而引起的组合拱肋斜向压坏。这种破坏的特点是: 裂缝陡峭, 倾角达 $55^\circ \sim 60^\circ$ 以上; 裂缝较多且穿过砖和灰缝; 破坏时有被压碎的砌体碎屑。斜压破坏的开裂荷载和受剪承载力均较大。一般当 $h_w/l_0 > 0.4$ 或集中力的 α_F/l_0 (α_F 为集中力至支座的水平距离) 较小时易发生这种破坏。

此外, 在集中荷载作用下, 斜裂缝多出现在支座垫板与荷载作用点的连线上。斜裂缝出现突然, 延伸较长, 有时伴有响声, 开裂不久, 即沿一条上下贯通的主要斜裂缝破坏。开裂荷载和破坏荷载接近, 属于劈裂破坏形态。由于没有预兆, 这种破坏是很危险的。

托梁的剪切破坏仅当墙体较强托梁端部较弱时才发生。破坏截面靠近支座, 斜裂缝较陡, 且上宽下窄。

(3) 局压破坏。

在支座上方砌体中，由于竖向正应力形成较大的应力集中，当其超过砌体的局部抗压强度时，则将产生支座上方较小范围砌体局部压碎现象，称为局压破坏。一般当托梁较强，砌体相对较弱，且 $h_w/l_0 > 0.75$ 时可能发生这种破坏。

此外，由于纵筋锚固不足，支座垫板或加荷垫板的尺寸或刚度较小，均可能引起托梁或砌体的局部破坏。这种破坏可采取相应的构造措施来防止。

8. 有洞口墙梁的破坏形态及特点是：

(1) 弯曲破坏。

托梁在界面剪力及垂直荷载作用下产生弯矩和拉力，沿跨中截面产生弯拉破坏，或加荷至破坏荷载的 60%~80% 时在托梁的门洞内侧截面出现垂直裂缝，最终该处截面形成大偏心受拉破坏，即开洞墙梁的弯曲破坏。

(2) 剪切破坏。

墙体剪切破坏较易表现为外侧墙斜向剪坏；或沿阶梯形斜裂缝面破坏；或门洞上砌体被挤出。当门洞上方作用有集中力时则易发生门顶墙体剪坏。

托梁在拉力、剪力和弯矩联合作用下，可能在门洞处发生斜截面的剪切破坏。

(3) 局压破坏。

砌体的局部受压破坏发生在竖向压应力集中处。一般说来，距门洞较近的一边支座上方的砌体更可能发生这种破坏。

9. 墙梁上的计算荷载应按下列规定采用：

(1) 使用阶段墙梁上的荷载。

1) 承重墙梁。

① 托梁顶面的荷载设计值 Q_1 、 F_1 ，取托梁自重及本层楼盖的恒荷载和活荷载；

② 墙梁顶面的荷载设计值 Q_2 ，取托梁以上各层墙体自重，以及墙梁顶面以上各层楼盖（屋盖）的恒荷载和活荷载；集中荷载可沿作用的跨度近似化为均布荷载。

2) 自承重墙体。

墙梁顶面的荷载设计值 Q_2 ，取托梁自重以及托梁以上墙体自重。

(2) 施工阶段托梁上的荷载。

1) 托梁自重及本层楼盖的恒荷载；

2) 本层楼盖的施工荷载；

3) 墙体自重，可取高度为 $l_{0\max}/3$ 的墙体自重，开洞时尚应按洞口以下实际分布的墙体自重复核； $l_{0\max}$ 为各计算跨度的最大值。

10. 墙梁应分别进行托梁使用阶段正截面承载能力和斜截面受剪承载能力的计算、墙体受剪承载能力和托梁支座上部砌体局压承载能力计算，以及施工阶段托梁承载能力的验算。自承重墙梁可不验算墙体受剪承载能力和砌体局压承载能力。

11. 墙梁对材料的构造要求是：

(1) 托梁的混凝土强度等级不应低于 C30。

(2) 纵向钢筋宜采用 HRB335、HRB400 或 RRB400 级钢筋。

(3) 承重墙梁的块体强度等级不应低于 MU10，计算高度范围内墙体的砂浆强度等级不应低于 M10。

12. 挑梁有三种可能的破坏形态:

- (1) 抗倾覆力矩小于倾覆力矩而使挑梁围绕倾覆点发生倾覆破坏。
- (2) 挑梁下砌体局部受压破坏。
- (3) 挑梁在倾覆点附近正截面受弯破坏或斜截面受剪破坏。

13. 根据埋入砌体中钢筋混凝土挑梁的受力特点和破坏形态, 挑梁应进行抗倾覆验算、承载力计算和挑梁下砌体局部受压承载力验算。

14. 挑梁设计除应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB50010) 的有关规定外, 尚应满足下列要求:

(1) 纵向受力钢筋至少应有 $1/2$ 的钢筋面积伸入梁尾端, 且不少于 $2\Phi 12$ 。其余钢筋伸入支座的长度不应小于 $2l_1/3$ 。

(2) 挑梁埋入砌体长度 l_1 与挑出长度 l 之比宜大于 1.2; 当挑梁上无砌体时, 挑梁埋入砌体长度 l_1 与挑出长度 l 之比宜大于 2。

15. 房屋承受的荷载通过基础传至地基, 地基承受荷载后的压缩变形使房屋沉降。当地基为均匀分布的软土, 而房屋长高比较大时, 或地基土层分布不均匀、土质差别很大时, 或房屋体型复杂或高差较大时, 都有可能产生过大的不均匀沉降, 从而使墙体产生附加应力。当不均匀沉降在墙体内引起的拉应力和剪应力超过砌体的强度时, 就会产生裂缝。墙体裂缝不仅妨碍建筑物的正常使用, 影响美观和耐久性, 而且不均匀沉降不断发展, 裂缝不断扩大, 将会造成严重的后果, 甚至危及结构的安全。

当建筑体型较复杂时, 设置沉降缝是消除由于过大的不均匀沉降对房屋造成危害的有效措施。沉降缝将建筑从屋盖、墙体、楼盖到基础全部断开, 分成若干长高比较小、整体刚度较好的单元, 保证各单元能独立地沉降, 而不致引起墙体裂缝。当高度差异(或荷载差异)较大时, 可将两者隔开一定距离, 如拉开距离后的单元必须连接时, 应采用能自由沉降的连接体或简支、悬挑结构。

16. 建筑物的下列部位宜设置沉降缝:

- (1) 建筑平面的转折部位。
- (2) 高度差异(或荷载差异)处。
- (3) 长高比过大的砌体承重结构或钢筋混凝土框架结构的适当部位。
- (4) 地基土的压缩性有显著差异处。
- (5) 建筑结构(或基础)类型不同处。
- (6) 分期建造房屋的交界处。

17. 当气温变化或材料收缩时, 混合结构房屋的钢筋混凝土屋盖、楼盖和砖墙由于线膨胀系数和收缩率的不同, 将产生各自不同的变形, 必然引起彼此的约束作用而产生应力, 此即所谓约束变形引起的对结构构件的间接作用。当温度升高时, 由于钢筋混凝土温度变形大, 砖砌体温度变形小, 砖墙阻碍屋盖或楼盖的伸长, 必然在屋盖或楼盖中引起压应力和剪应力, 在墙体中引起拉应力和剪应力; 当墙体中的主拉应力超过砌体的抗拉强度时, 将产生斜裂缝。反之, 当温度降低或钢筋混凝土收缩时, 将在砖墙中引起压应力和剪应力, 在屋盖或楼盖中引起拉应力和剪应力; 当主拉应力超过混凝土的抗拉强度时, 在屋盖或楼盖中将出现裂缝。采用钢筋混凝土屋盖的混合结构房屋的顶层墙体常出现裂缝, 如

内外纵墙和横墙的八字裂缝，沿屋盖支承面的水平裂缝和包角裂缝以及女儿墙裂缝等，顶层屋面梁靠外墙端部的斜裂缝，就是由上述原因产生的。

温度和收缩裂缝同样要降低房屋整体刚度，影响建筑物的适用性、耐久性和外形美观。设计时也应妥善布置墙体，采取有效的构造措施，尽可能减少和避免这种裂缝。

设置伸缩缝，将过长的房屋分成几个长度较小的独立伸缩区段是减少温度应力和收缩应力，防止房屋在正常使用条件下由温差和墙体干缩引起的墙体竖向裂缝的有效措施。伸缩缝应设在温度和干缩变形可能引起应力集中，砌体产生裂缝可能性最大的地方。在伸缩缝处只需将墙体断开，而不必将基础断开。

18. 为了增强房屋的整体性和空间刚度，防止由于地基不均匀沉降或较大振动荷载等对房屋引起的不利影响，可在墙中设置钢筋混凝土圈梁或钢筋砖圈梁，圈梁以设置在基础顶面部位和檐口部位的，对抵抗不均匀沉降作用最为有效。当房屋中部沉降较两端为大时，位于基础顶面部位的圈梁作用大；当房屋两端沉降较中部为大时，则位于檐口部位的圈梁作用大。

19. 车间、仓库、食堂等空旷的单层房屋应按下列规定设置圈梁：

(1) 砖砌体房屋，檐口标高为 5m~8m 时，应在檐口标高处设置圈梁一道，檐口标高大于 8m 时，应增加设置数量。

(2) 砌块及料石砌体房屋，檐口标高为 4m~5m 时，应在檐口标高处设置圈梁一道，檐口标高大于 5m 时，应增加设置数量。

对有吊车或振动设备的单层工业厂房，除在檐口或窗顶标高处设置现浇钢筋混凝土圈梁外，尚应增加设置数量。

宿舍、办公楼等多层砌体民用房屋，且层数为 3~4 层时，应在檐口标高处设置圈梁一道。当层数超过 4 层时，应在所有纵横墙上隔层设置。

多层砌体工业房屋，应每层设置现浇钢筋混凝土圈梁。

设置墙梁的多层砌体房屋应在托梁、墙梁顶面和檐口标高处设置钢筋混凝土圈梁，其他楼层处应在所有纵横墙上每层设置。

二、计算题

1. 解：

(1) 荷载及内力计算。

过梁至板底的距离为 $10.62 - 10.00 = 0.62\text{m} < l_n = 1.2\text{m}$

$$\frac{l_n}{3} = \frac{1.2}{3} = 0.4\text{m}$$

$$q = 1.35 \times (16.02 + 7.78 \times 0.4) + 1.4 \times 0.7 \times 2.1 = 27.89\text{kN/m}$$

$$q = 1.2 \times (16.02 + 7.78 \times 0.4) + 1.4 \times 2.1 = 25.9\text{kN/m}$$

取 $q = 27.89\text{kN/m}$

$$\text{过梁弯矩} \quad M = 27.89 \times \frac{1.2^2}{8} = 5.02\text{kN} \cdot \text{m}$$

过梁剪力 $V = 27.89 \times \frac{1.2}{2} = 16.73\text{kN}$

支座压力 $N = 1.35 \times (16.02 + 0.62 \times 7.78) \left(1.0 + \frac{1.2}{2}\right) = 45.02\text{kN}$

$$\sigma_0 = \frac{N}{A} = \frac{45.02 \times 10^3}{370 \times 1000} = 0.122\text{N/mm}^2$$

水平推力 $V_H = \frac{M}{0.76h} = \frac{5.02 \times 10^3}{0.76 \times 620} = 10.65\text{kN}$

(2) 计算参数。

已知 $b=370\text{mm}$, $h=620\text{mm}$ 则

截面抵抗矩为 $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{370 \times 620^2}{6} = 2.37 \times 10^7 \text{mm}^3$

内力臂 $z = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 620}{3} = 413\text{mm}$

强度设计值 $f=1.5\text{N/mm}^2$, $f_v=0.11\text{N/mm}^2$, $f_m=0.23\text{N/mm}^2$

$$\frac{\sigma_0}{f} = \frac{0.122}{1.5} = 0.0813 < 0.8$$

因为 $\gamma_G=1.35$

所以 $\mu = 0.23 - 0.065 \frac{\sigma_0}{f} = 0.23 - 0.065 \times 0.0813 = 0.225$

$$\alpha = 0.64$$

则 $\alpha\mu = 0.64 \times 0.225 = 0.144$

(3) 承载力验算。

受弯构件受弯承载力验算

$$\begin{aligned} M_u &= f_m W = 0.23 \times 2.37 \times 10^7 \\ &= 5451000\text{Nmm} = 5.45\text{kNm} > M = 5.02\text{kNm} \end{aligned}$$

受弯构件受剪承载力验算

$$V_u = f_v b z = 0.11 \times 370 \times 413 \times 10^{-3} = 16.8\text{kN} > V = 16.73\text{kN}$$

洞边墙体水平截面抗剪承载力验算

$$\begin{aligned} (f_v + \alpha\mu\sigma_0)A &= (0.11 + 0.144 \times 0.122) \times 370 \times 1000 \times 10^{-3} \\ &= 47.2\text{kN} > V_H = 10.65\text{kN} \end{aligned}$$

由上可知，砖平拱过梁的受弯、受剪承载力和洞边墙体水平截面抗剪承载力均满足要求。

2. 解：

强度设计值 $f=1.5\text{N/mm}^2$, $f_v=0.11\text{N/mm}^2$, $f_m=0.23\text{N/mm}^2$

由于过梁上墙体的高度为 $0.6\text{m} > h = \frac{l_n}{3} = \frac{1.2}{3} = 0.4\text{m}$ 故取 $h = \frac{l_n}{3}$

(1) 受弯承载力计算。

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{bl_n^2}{54}$$

$$M_u = f_m W$$

$$M = \frac{q_1 l_n^2}{8}$$

$$M = M_u \quad \text{则:} \quad \frac{q_1 l_n^2}{8} = f_m \frac{b l_n^2}{54}$$

$$q_1 = \frac{f_m b l_n^2}{54} \times \frac{8}{l_n^2} = \frac{4}{27} \times 240 \times 0.23 = 8.18 \text{ kN/m}$$

(2) 受剪承载力计算。

$$z = \frac{2h}{3} = \frac{2}{9} l_n$$

$$V_u = f_v b z = \frac{2}{9} f_v b l_n$$

$$V = \frac{q_2 l_n}{2}$$

$$V = V_u \quad \text{则:} \quad \frac{q_2 l_n}{2} = \frac{2}{9} f_v b l_n$$

$$q_2 = \frac{2 f_v b l_n}{9} \times \frac{2}{l_n} = \frac{4}{9} b f_v = \frac{4}{9} \times 240 \times 0.11 = 11.73 \text{ kN/m}$$

故过梁所能承受的均布荷载为 $q = 8.18 \text{ kN/m}$ 。

3. 解:

强度设计值 $f = 1.5 \text{ N/mm}^2$, $f_v = 0.11 \text{ N/mm}^2$, $f_m = 0.23 \text{ N/mm}^2$

由于过梁上墙体的高度为 $0.6 \text{ m} > h = \frac{l_n}{3} = \frac{1.5}{3} = 0.5 \text{ m}$ 故取

$$h = \frac{l_n}{3} = \frac{1500}{3} = 500 \text{ mm}$$

取 $a_s = 15 \text{ mm}$ 则 $h_0 = 500 - 15 = 485 \text{ mm}$

(1) 受弯承载力计算。

$$M_u = 0.85 h_0 f_y A_s$$

$$M = \frac{q_1 l_n^2}{8}$$

$$M = M_u \quad \text{则:} \quad \frac{q_1 l_n^2}{8} = 0.85 h_0 f_y A_s$$

$$q_1 = \frac{0.85 h_0 f_y A_s \times 8}{l_n^2} = \frac{0.85 \times 485 \times 210 \times 113 \times 8}{1500^2}$$

$$= 34.78 \text{ N/mm} = 34.78 \text{ kN/m}$$

(2) 剪承载力计算。

$$z = \frac{2h}{3} = \frac{2}{9} l_n$$

$$V_u = f_v b z = \frac{2}{9} f_v b l_n$$

$$V = \frac{q_2 l_n}{2}$$

$$V = V_u \quad \text{则:} \quad \frac{q_2 l_n}{2} = \frac{2}{9} f_v b l_n$$

$$q_2 = \frac{2 f_v b l_n}{9} \times \frac{2}{l_n} = \frac{4}{9} b f_v = \frac{4}{9} \times 370 \times 0.11 = 18.09 \text{ kN/m}$$

故过梁所能承受的均布荷载为 $q = 18.09 \text{ kN/m}$ 。

4. 解:

(1) 荷载、内力计算。

墙体自重按 $\frac{l_n}{3}$ 的高度取值 $5.24 \times \frac{l_n}{3} = 5.24 \times \frac{1.5}{3} = 2.62 \text{ kN/m}$

板传来的荷载 由于 $h_w = 700 \text{ mm} < l_n = 1500 \text{ mm}$ 故考虑板传来的荷载。

$$q = (2.62 + 7) \times 1.2 + 4 \times 1.4 = 17.14 \text{ kN/m}$$

$$q = (2.62 + 7) \times 1.35 + 4 \times 0.7 \times 1.4 = 16.91 \text{ kN/m} \quad \text{故取 } q = 17.14 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{1}{8} q l_n^2 = \frac{1}{8} \times 17.14 \times 1.5^2 = 4.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = \frac{q l_n}{2} = \frac{17.14 \times 1.5}{2} = 12.86 \text{ kN}$$

(2) 受弯承载力计算。

由于考虑板传来的荷载, 故取过梁的计算高度 $h = 700 \text{ mm}$, 则

$$h_0 = h - a_s = 700 - 15 = 685 \text{ mm}$$

钢筋采用 HPB235 级钢筋, $f_y = 210 \text{ kN/mm}^2$

$$M = M_u = 0.85 h_0 f_y A_s$$

$$A_s = \frac{M}{0.85 h_0 f_y} = \frac{4.82 \times 10^6}{0.85 \times 685 \times 210} = 39.42 \text{ mm}^2$$

选用 2Φ8 的钢筋 ($A_s = 100.5 \text{ mm}^2$)

(3) 受剪承载能力计算。

$$f_v = 0.11 \text{ N/mm}^2$$

$$x = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 700}{3} = 466.7 \text{ mm}$$

$$V_u = f_v b x = 0.11 \times 240 \times 466.7 = 13.44 \text{ kN} > V = 12.68 \text{ kN} \quad \text{满足要求。}$$

5. 解:

(1) 墙梁计算简图及几何参数。

轴跨 $l = 5600 \text{ mm} = 5.6 \text{ m} < 9 \text{ m}$

净跨 $l_n = 5600 - 185 - 250 - 185 = 4980 \text{ mm} = 4.98 \text{ m}$

计算跨度 $1.1 l_n = 1.1 \times 4.98 = 5.48 \text{ m}$

$$l_c = 5.6 \text{ m}$$

计算跨度取两者的小值, 则 $l_0 = 5.48 \text{ m}$

托梁以上墙体总高度 $H = 15.68 + 0.12 - 4.2 = 11.6 \text{ m} < 18 \text{ m}$

墙体的计算高度 $h_w = 7.10 - 0.12 - 4.2 + 0.12 = 2.9 \text{ m} < l_0$

$$\frac{h_w}{l_0} = \frac{2.9}{5.48} = 0.53 > 0.4$$

托梁截面宽度 $b_b = 250\text{mm} = 0.25\text{m}$

托梁截面高度 $h_b = 600\text{mm} = 0.60\text{m}$

墙梁跨中截面计算高度 $H_0 = h_w + 0.5h_b = 2.9 + 0.5 \times 0.6 = 3.2\text{m}$

墙梁的墙体厚度 $h = 240\text{mm} = 0.24\text{m}$

$$\text{翼墙计算宽度 } b_n = \begin{cases} 3.3 - 1.8 = 1.5\text{m} \\ \frac{2}{3} \times 3.3 = 2.2\text{m} \end{cases} \text{ 且应满足 } b_n \leq \begin{cases} 2 \times 3.5h = 2 \times 3.5 \times 0.24 = 1.68\text{m} \\ 2 \times \frac{l_0}{6} = 2 \times \frac{5.48}{6} = 1.83\text{m} \end{cases}$$

故取 $b_n = 1.5\text{m}$

$$h_n = 0.37\text{m}$$

同理 $b_{n2} = 1.68\text{m}$ $h_{n2} = 0.24\text{m}$

计算简图如图 2-8-1 所示。

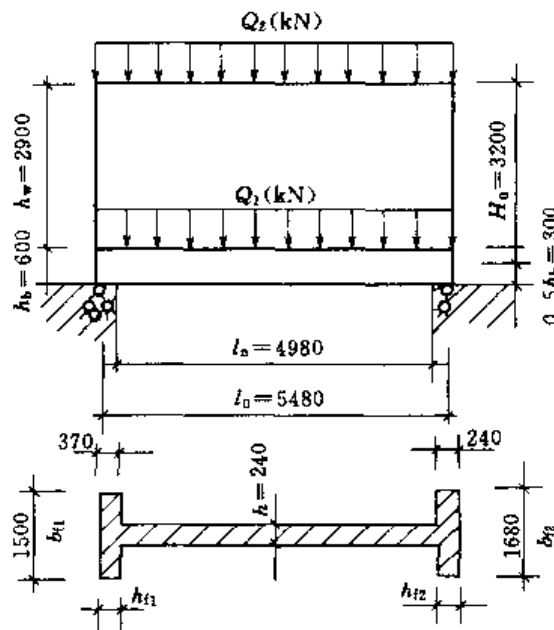


图 2-8-1 墙梁计算简图 (单位: mm)

(2) 墙梁的荷载计算。

使用阶段:

1) 托梁顶面的荷载设计值 Q_1 。

本层楼盖

$$6.0 \times 3.3 = 19.8\text{kN/m}$$

托梁自重

$$1.2 \times [25 \times 0.25 \times 0.6 + 0.34 \times (2 \times 0.6 + 0.25)] = 5.09\text{kN/m}$$

$$Q_1 = 24.89\text{kN/m}$$

2) 墙梁顶面的荷载设计值 Q_2 。

墙梁顶面各层楼盖及屋盖

$$6.0 \times 3.3 \times 3 + 7.0 \times 3.3 \times 1 = 82.5\text{kN/m}$$

墙梁

$$6.29 \times (2.9 - 0.12) \times 4 = 69.94\text{kN/m}$$

$$Q_2 = 82.5 + 69.94 = 152.44\text{kN/m}$$

施工阶段:

为简化计算并偏于安全考虑, 假定施工期间楼面活载等于使用期间楼面活载, 墙体自重取高度为 $\frac{l_0}{3}$ 的墙体, 则作用在托梁上的荷载设计值为

$$q = 6.0 \times 3.3 + \frac{1}{3} \times 5.48 \times 6.29 = 31.29 \text{ kN/m}$$

(3) 墙梁正截面承载力计算。

1) 托梁跨中截面承载力计算。

托梁弯矩 M_b 及轴心拉力 N_{br}

$$M_1 = \frac{Q_1 l_0^2}{8} = \frac{24.89 \times 5.48^2}{8} = 93.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = \frac{Q_2 l_0^2}{8} = \frac{152.44 \times 5.48^2}{8} = 572.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\psi_M = 4.5 - 10 \frac{a}{l_0} = 4.5 \quad (\text{无洞口 } a = 0)$$

$$\alpha_M = \psi_M \left(1.7 \frac{h_b}{l_0} - 0.03 \right) = 4.5 \times \left(1.7 \times \frac{0.6}{5.48} - 0.03 \right) = 0.703$$

$$\eta_N = 0.44 + 2.1 \frac{h_w}{l_0} = 0.44 + 2.1 \times \frac{2.9}{5.48} = 1.55$$

$$M_b = M_1 + \alpha_M M_2 = 93.43 + 0.703 \times 572.23 = 495.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{br} = \eta_N \frac{M_2}{H_0} = 1.55 \times \frac{572.23}{3.2} = 277.17 \text{ kN}$$

2) 托梁按钢筋混凝土偏心受拉构件进行计算。

取 $a_s = a'_s = 60 \text{ mm}$

$$e_0 = \frac{M_b}{N_{br}} = \frac{495.71 \times 10^3}{277.17} = 1788 \text{ mm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - a_s = 300 - 60 = 240 \text{ mm}$$

属于大偏心受拉。

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a_s = 1788 - \frac{600}{2} + 60 = 1548 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 60 = 540 \text{ mm}$$

$$x = x_b = \xi_b h_0 = 0.55 \times 540 = 297 \text{ mm}$$

令

$$A'_s = \frac{N_{br} e - \alpha_1 f_c b x_b \left(h_0 - \frac{x_b}{2} \right)}{f'_y (h_0 - a'_s)}$$

$$= \frac{277.17 \times 10^3 \times 1548 - 1.0 \times 14.3 \times 250 \times 297 \left(540 - \frac{297}{2} \right)}{300 \times (540 - 60)} = 92.876 \text{ mm}^2$$

$$A'_s > \rho_{min} b h = 0.002 \times 250 \times 600 = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x_b + N_{br}}{f_y} + \frac{f'_y A'_s}{f_y}$$

$$= \frac{1.0 \times 14.3 \times 250 \times 297 + 277.17 \times 10^3}{300} + 92.876 = 4556.026 \text{mm}^2$$

选用 8 Φ 28 的钢筋 ($A_s = 4926 \text{mm}^2$)。

(4) 墙梁斜截面受剪承载力计算。

1) 墙体斜截面受剪计算。

MU10 的砖, M5 混合砂浆, $f = 1.5 \text{N/mm}^2$

$$V_2 = Q_2 \frac{l_n}{2} = 152.44 \times \frac{4.98}{2} = 397.58 \text{kN}$$

$$\text{外侧 } \frac{b_{f1}}{h_{f1}} = \frac{1.5}{0.37} = 4.05 \quad \text{按线性插入求得 } \xi_1 = 1.3525$$

$$\text{内侧 } \frac{b_{f2}}{h_{f2}} = \frac{1.68}{0.24} = 7 \quad \xi_1 = 1.5$$

取较小值 $\xi_1 = 1.3525$

由于无洞口 $\xi_2 = 1.0$

$$\begin{aligned} \xi_1 \xi_2 \left(0.2 + \frac{h_b}{l_0} + \frac{h_t}{l_0} \right) f h w &= 1.3525 \times 1.0 \times \left(0.2 + \frac{0.6}{5.48} + \frac{0.2}{5.48} \right) \\ &\quad \times 1.5 \times 0.24 \times 2.9 \times 10^3 = 488.53 \text{kN} \\ V_2 &= 397.58 \text{kN} < 488.53 \text{kN} \end{aligned}$$

满足要求。

2) 托梁梁端受剪承载力。

$$V_{11} = Q_1 \frac{l_n}{2} = 24.89 \times \frac{4.98}{2} = 61.98 \text{kN}$$

$$V_{21} = Q_2 \frac{l_n}{2} = 152.44 \times \frac{4.98}{2} = 379.58 \text{kN}$$

对无洞口墙梁边支座, $\beta = 0.6$

$$V_b = V_{11} + \beta V_{21} = 61.98 + 0.6 \times 379.58 = 289.73 \text{kN}$$

托梁按钢筋混凝土受弯构件进行抗剪计算。

箍筋采用 HPB235 的钢筋, $f_{yv} = 210 \text{N/mm}^2$ 。

复核截面尺寸:

$$\frac{h_0}{b} = \frac{540}{250} = 2.16 < 4$$

$$0.25 f_c b h_0 = 0.25 \times 14.3 \times 250 \times 540 = 482625 \text{N} = 482.625 \text{kN} > V_b = 289.73 \text{kN}$$

截面尺寸满足要求。

仅配箍筋, 则

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V_b - 0.7 f_t b h_0}{1.25 f_{yv} h_0} = \frac{289.73 \times 10^3 - 0.7 \times 1.43 \times 250 \times 540}{1.25 \times 210 \times 540} = 1.091$$

选用直径为 10mm ($A_{sv1} = 78.5 \text{mm}^2$), $n=2$ 的箍筋

$$s = \frac{n A_{sv1}}{1.091} = \frac{2 \times 78.5}{1.091} = 143.9 \text{mm}$$

最后选用箍筋为 $\Phi 10 @ 140$ 。

(5) 托梁支座上部砌体局部承压验算。

$$\xi = 0.25 + 0.08 \frac{b_l}{h} = 0.25 + 0.08 \times \frac{1.5}{0.24} = 0.75$$

$$\xi f h = 0.75 \times 1.5 \times 240 = 270 \text{ kN/m} > Q_2 = 152.44 \text{ kN/m}$$

满足要求。

(6) 施工阶段托梁承载力验算。

$$\text{托梁跨中最大弯矩 } M_{\max} = 31.29 \times \frac{5.48^2}{8} = 117.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{托梁端部最大剪力 } V_{\max} = 31.29 \times \frac{5.48}{2} = 77.91 \text{ kN}$$

按受弯构件验算托梁已配置纵向受力钢筋和箍筋是否满足要求。

由上可知，托梁在拉区已配有选用 8 Φ 28 的钢筋 ($A_s = 4926 \text{ mm}^2$)，箍筋为 Φ 10 @

140 验算是否能承受 M_{\max} 和 V_{\max} 。

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4926}{250 \times 540} = 0.0365$$

$$\rho_{\max} = \alpha_1 \xi_b \frac{f_c}{f_y} = 1.0 \times 0.55 \times \frac{14.3}{210} = 0.0375$$

$\rho < \rho_{\max}$ 则

$$\xi = \rho \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} = 0.0365 \times \frac{210}{1.0 \times 14.3} = 0.536$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5 \xi)$$

$$= 1.0 \times 14.3 \times 250 \times 540^2 \times 0.536 \times (1 - 0.5 \times 0.536)$$

$$= 409015189.4 \text{ N} \cdot \text{mm} = 409.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u > M_{\max} = 117.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$$

$$= 0.7 \times 1.43 \times 250 \times 540 + 1.25 \times 210 \times \frac{2 \times 78.5}{140} \times 540$$

$$= 294097.5 \text{ N} = 294.1 \text{ kN}$$

$$V_u > V_{\max} = 77.91 \text{ kN}$$

故满足要求。

6. 解：

砌体的抗压强度设计值 $f = 1.5 \text{ N/mm}^2$

混凝土的抗压强度设计值 $f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2$

混凝土的抗拉强度设计值 $f_t = 1.1 \text{ N/mm}^2$

(1) 抗倾覆验算。

1) 求 x_0 。

$$l_1 = 1600 \text{ mm} > 2.2 h_b = 2.2 \times 240 = 528 \text{ mm}$$

$$\text{则 } x_0 = 0.3 h_b = 0.3 \times 240 = 72 \text{ mm} < 0.13 l_1 = 0.13 \times 1600 = 208 \text{ mm}$$

取 $x_0 = 72\text{mm}$

2) 计算由 F_k 、 p_1 、 g_1 、挑梁自重荷载设计值产生的倾覆弯矩。

$$\begin{aligned}M_{ov} &= 1.2 \times 4.6 \times (1.2 + 0.072) + \frac{1}{2} \times [1.4 \times 8.25 + 1.2 \\ &\quad \times (9.9 + 1.2)] \times (1.2 + 0.072)^2 \\ &= 27.14\text{kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

3) 计算由本层恒荷载 g_2 、挑梁自重和上层恒载 g_3 以及本层墙体自重产生的抗倾覆力矩。

墙体自重 (不考虑粉刷): $0.24 \times 19 = 4.56\text{kN/m}^2$

$$\begin{aligned}M_r &= 0.8G_r(l_2 - x_0) \\ &= 0.8 \times \left[(10.2 + 1.44) \times \frac{1}{2} \times (1.6 - 0.072)^2 \right. \\ &\quad \left. + 14.7 \times (1.6 + 1.6) \times (1.6 - 0.072) \right] \\ &\quad + 0.8 \left[4.56 \times 2.86 \times 1.6 \times \left(\frac{1}{2} \times 1.6 - 0.072 \right) \right. \\ &\quad \left. + 4.56 \times \frac{1}{2} \times 1.6^2 \times \left(\frac{1}{3} \times 1.6 + 1.6 - 0.072 \right) \right] \\ &\quad + 0.8 \times \left[4.56 \times (2.86 - 1.6) \times 1.6 \times \left(\frac{1}{2} \times 1.6 + 1.6 - 0.072 \right) \right] \\ &= 107.02\text{kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

4) 进行抗倾覆验算。

$M_r = 107.02\text{kN} \cdot \text{m} > M_{ov} = 27.14\text{kN} \cdot \text{m}$, 故满足要求。

(2) 挑梁下砌体的局部受压承载力验算。

$$\begin{aligned}N_1 &= 2R = 2 \times \{ 1.2 \times 4.6 + [1.2 \times (9.9 + 1.2) \\ &\quad + 1.4 \times 8.25] \times (1.2 + 0.072) \} = 74.31\text{kN} \\ \eta f A_1 &= 0.7 \times 1.5 \times 1.5 \times 1.2 \times 240 \times 240 \\ &= 108864\text{N} = 108.64\text{kN}\end{aligned}$$

$N_1 < \eta f A_1$, 故满足要求。

(3) 挑梁承载能力的计算。

$$\begin{aligned}M_{\max} &= M_{ov} = 27.14\text{kN} \cdot \text{m} \\ V_{\max} &= 1.2 \times 4.6 + [1.4 \times 8.25 + 1.2 \times (9.9 + 1.2)] \times 1.2 = 35.36\text{kN}\end{aligned}$$

1) 正截面承载力计算。

$$\begin{aligned}h_{b0} &= 240 - 40 = 200\text{mm} \\ \alpha_s &= \frac{M}{a_1 f_c b h_{b0}^2} = \frac{27140000}{1.0 \times 9.6 \times 240 \times 200^2} = 0.294 \\ \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.294} = 0.358 \\ A_s &= \xi b h_{b0} \frac{a_1 f_c}{f_y} = 0.358 \times 240 \times 200 \times \frac{1.0 \times 9.6}{300} = 549.89\text{mm}^2\end{aligned}$$

选用 3 Φ 16 的钢筋 ($A_s = 603\text{mm}^2$)。

2) 斜截面承载力计算。

$$\begin{aligned}0.25\beta_c f_c b h_{t0} &= 0.25 \times 1.0 \times 9.6 \times 240 \times 200 \\ &= 115200\text{N} = 115.2\text{kN} > V_{\max} = 35.36\text{kN}\end{aligned}$$

截面尺寸满足要求。

$$0.7f_t b h_{t0} = 0.7 \times 1.1 \times 240 \times 200 = 36960\text{N} = 36.96\text{kN} > V_{\max} = 35.36\text{kN}$$

按构造配箍筋，选用 $\Phi 6 @ 200$ 的箍筋

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{svl}}{bs} = \frac{2 \times 28.3}{240 \times 200} = 0.0142$$

$$\rho_{\min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.24 \times \frac{1.1}{210} = 0.00126$$

$\rho_{sv} > \rho_{\min}$ ，满足要求。

**模拟试题与
研究生入学
考试试题及
题解**

第三部分

I. 模 拟 试 题

模拟试卷一

(时间为 2.5 小时)

一、填空题 (每空 1 分, 共 14 分)

1. 确定钢筋混凝土单层厂房排架结构计算简图时, 通常采用以下三条假定: _____, _____, 横梁为不产生轴向变形的刚性连杆。
2. 双向板上荷载向两个方向传递, 长边支承梁承受的荷载为分布; 短边支承梁承受的荷载为_____分布。
3. 对于有吊车的厂房, 上柱柱间支撑一般设置在_____与屋盖横向水平支撑相对应的柱间, 以及_____; 下柱柱间支撑一般设置在_____。
4. 钢筋混凝土柱下独立基础的底板配筋计算简图为_____。
5. 多高层建筑常用的抗侧力结构体系有框架结构、_____、_____和筒体结构等。
6. 采用分层法计算竖向荷载作用下框架内力时, 除底层柱外其他各层柱的线刚度应乘以_____, 并且底层柱和各层梁的传递系数均取 $1/2$, 其他各柱的传递系数改为_____。
7. 混合结构房屋的静力计算方案是根据_____和_____查表确定的。

二、判断改错题 (判断下列叙述是否正确, 认为正确打“√”, 认为错误打“×”, 并将画线部分改为正确。每小题 2 分, 共 16 分)

1. 连续梁在各种不利荷载布置情况下, 任一截面的内力均不会超过该截面处内力包络图上的数值。 []
2. 求多跨连续双向板某区格的跨中最大正弯矩时, 板上活荷载应按满布考虑。 []
3. 屋架上弦横向水平支撑的作用之一, 是承受山墙传来的风荷载, 并将其传至厂房的纵向柱列。 []
4. 单层厂房柱牛腿的水平纵向受力钢筋可以兼作弯起钢筋。 []
5. 对于柱下锥形独立基础, 当基础底面落在从柱边所作 45° 线范围内时, 表明基础不会沿柱边发生冲切破坏。 []
6. 对同一框架柱, 用 D 值法求得的抗侧移刚度比用反弯点法求得的抗侧移刚度值大。 []
7. 在砌体局部受压承载力计算中, 规定砌体局部抗压强度提高系数 γ 上限值的目的

是防止出现突然的劈裂破坏。

[]

8. 竖向荷载作用下, 刚性方案多层混合结构房屋的承重纵墙可简化为两端简支的竖向构件, 是因为在楼(屋)盖处墙体截面被梁、板构件所削弱, 同时也是为了计算的简化。

[]

三、单项选择题 (每小题 2 分, 共 10 分)

- 带壁柱墙的高厚比验算公式为 $\beta = \frac{H_0}{h_T} \leq \mu_1 \mu_2 [\beta]$, 其中 h_T 为 []。
 - 壁柱的厚度;
 - 壁柱和墙厚的平均值;
 - 墙的厚度;
 - 带壁柱墙的折算厚度。
- [] 可按单向板进行设计。
 - 600×3300 的预制空心楼板;
 - 长短边之比小于 2 的四边固定板;
 - 长短边之比等于 1.5, 两短边嵌固, 两长边简支;
 - 长短边相等的四边简支板。
- 单层厂房排架内力组合时, [] 是不正确的。
 - 每次都必须考虑恒荷载产生的内力;
 - 风荷载有左吹风和右吹风, 组合时只能两者取一, 或都不取;
 - 柱上作用有 T_{max} 时, 同时一定有 D_{max} 或 D_{min} ;
 - 当以 N_{max} 进行组合时, 对于 $N=0$ 项不考虑参与组合。
- 对于两跨连续梁 []。
 - 活荷载两跨满布时, 各跨跨中正弯矩最大;
 - 活荷载两跨满布时, 各跨跨中负弯矩最大;
 - 活荷载单跨布置时, 中间支座处负弯矩最大;
 - 活荷载单跨布置时, 另一跨跨中负弯矩最大。
- 以下关于分层法的概念 [] 是错误的。
 - 不考虑框架侧移对内力的影响;
 - 每层梁上的竖向荷载仅对本层梁及与其相连的上、下柱的弯矩和剪力产生影响, 对其他各层梁、柱弯矩和剪力的影响忽略不计;
 - 上层梁上的竖向荷载对其下各层柱的轴力有影响;
 - 按分层计算所得的各层梁、柱弯矩即为该梁该柱的最终弯矩, 不再叠加。

四、简答题 (每小题 5 分, 共 30 分)

- 水平荷载作用下, 框架侧移曲线由哪两部分组成? 各有何特点? 分别由构件的哪种变形产生?
- 柱下单独基础设计都包括哪些内容? 在什么情况下可采用基底净反力? 为什么?
- 混合结构房屋有哪三种静力计算方案? 试以单跨单层混合结构房屋为例, 画出相应的计算简图。

4. 单层厂房结构中, 有哪些竖向荷载? 说明这些竖向荷载的传递路线。

5. 水平荷载作用下框架柱的反弯点位置与哪些因素有关? 为什么底层柱反弯点通常高于柱中点?

6. 什么是钢筋混凝土受弯构件塑性铰? 影响塑性铰转动能力的因素有哪些?

五、计算题 (第 1、2、3 小题必做, 第 4、5 小题任选一题。第 1~5 小题的分数分别为 8 分、8 分、7 分、7 分、7 分, 共 30 分)

1. 某单跨单层工业厂房如图 3-1-1 所示, 作用在排架柱上的吊车横向水平荷载设计值为 $T_{\max} = 20\text{kN}$ 。试计算该排架结构的内力, 并绘出排架柱弯矩图。

提示: 单阶一次超静定柱柱顶反力: $R = C_5 T_{\max}$, $C_{5A} = C_{5B} = 0.7$, 各柱剪力分配系数: $\eta_A = \eta_B = 0.5$ 。

2. 图 3-1-2 为五层钢筋混凝土框架结构, 设第二层边柱的抗侧移刚度为 D , 中柱的抗侧移刚度为 $2D$; 第二层各柱的反弯点高度比 $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 = 0.55$ 。试用 D 值法计算该框架结构第二层各柱的剪力及柱上、下端的弯矩。

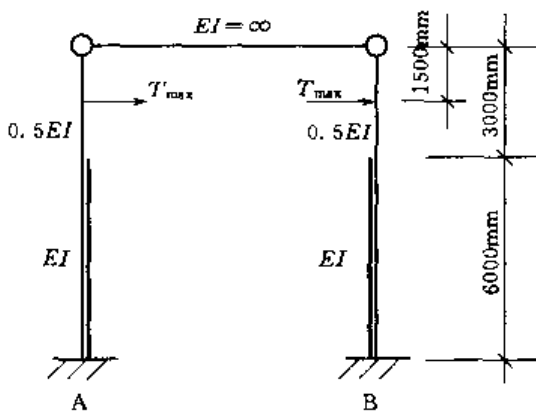


图 3-1-1

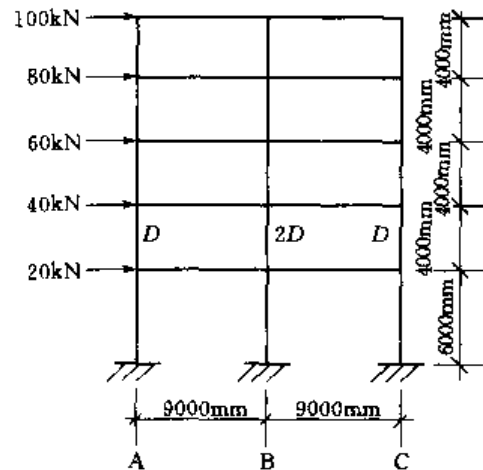


图 3-1-2

3. 截面为 $490\text{mm} \times 620\text{mm}$ 的砖柱, 采用 MU10 级烧结普通砖, M5 级混合砂浆砌筑。柱的计算高度 $H_0 = 4.5\text{m}$, 柱截面承受的轴向力设计值 $N = 204\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 29\text{kN} \cdot \text{m}$, 试验算该柱弯矩作用平面和垂直于弯矩作用平面的受压承载力。

有关数据及公式:

砌体抗压强度设计值 $f = 1.5\text{N}/\text{mm}^2$

当 $A < 0.3\text{m}^2$ 时, 砌体强度设计值调整系数 $\gamma_a = A + 0.7$

计算 φ 时, 高厚比修正系数 $\gamma_\beta = 1.0$

$$\text{当 } \beta \leq 3 \text{ 时, } \varphi = \frac{1}{1 + 12 \left(\frac{e}{h} \right)^2}$$

$$\text{当 } \beta > 3 \text{ 时, } \varphi = \frac{1}{1 + 12 \left[\frac{e}{h} + \beta \sqrt{\frac{\alpha}{12}} \right]^2}, \alpha = 0.0015$$

4. 支承在窗间墙上的钢筋混凝土梁如图 3-1-3 所示, 梁截面尺寸为 $b \times h = 250\text{mm} \times 600\text{mm}$; 窗间墙截面尺寸为 $370\text{mm} \times 1200\text{mm}$; 梁端支承长度为 370mm 。梁端由荷载设计值引起的支承压力 $N_1 = 91\text{kN}$, 上部荷载设计值产生的轴向力为 $N_u = 87\text{kN}$ 。采用 MU10 级烧结普通砖, M5 级混合砂浆砌筑。试验算梁端支承处砌体的局部受压承载力。

有关数据及公式:

$$f = 1.5\text{N/mm}^2 \quad \eta = 0.7$$

$$a_0 = 10\sqrt{\frac{h_c}{f}} \quad A_0 = h(b + 2h) \quad \gamma = 1 + 0.35\sqrt{\frac{A_0}{A_1}} - 1 \leq 2.0$$

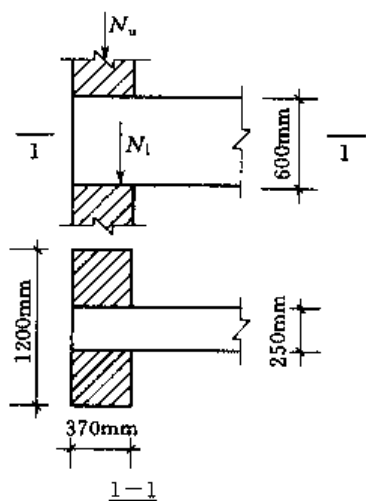


图 3-1-3

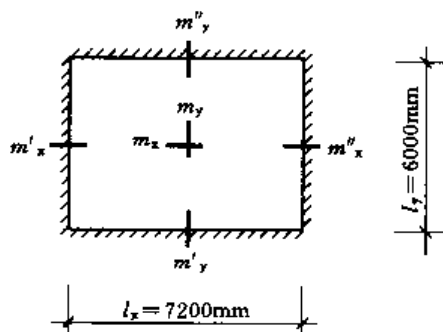


图 3-1-4

5. 四边固定双向板如图 3-1-4 所示, 承受均布荷载。跨中截面和支座截面单位长度能够承受的弯矩设计值分别为 $m_x = 3.46\text{kN} \cdot \text{m/m}$, $m'_x = m''_x = 7.42\text{kN} \cdot \text{m/m}$, $m_y = 5.15\text{kN} \cdot \text{m/m}$, $m'_y = m''_y = 11.34\text{kN} \cdot \text{m/m}$ 。试求该四边固定双向板能够承受的均布荷载设计值。

有关公式为

$$M_x + M_y + \frac{1}{2}(M'_x + M''_x + M'_y + M''_y) = \frac{1}{24}pl_y^2(3l_x - l_y)$$

模拟试卷二

一、名词解释

1. 张拉控制应力 σ_{con}
2. 吊车的最大轮压 P_{max}
3. 柱的抗侧移刚度
4. 砌体的弹性模量

二、填空题

1. 在后张法预应力混凝土构件中，通常采用螺丝锚杆锚具来锚固_____；用 JM12 型锚具来锚固_____。
2. 预应力轴心受拉构件，当混凝土的预压应力为 σ_{pcII} 时，相应的预应力钢筋应力 σ_{pII} ，对先张法 $\sigma_{pII} =$ _____，对后张法 $\sigma_{pII} =$ _____。
3. 确定偏心受压独立基础底面尺寸时，基底应力应满足： p_{max} _____； $(p_{max} + p_{min})/2$ _____。
4. 单层厂房排架柱牛腿的截面高度是由_____控制的；而柱下基础的高度是由_____控制的。
5. 框架结构在水平荷载下的侧移变形是由_____和_____两部分组成的。
6. 判别混合结构房屋静力计算方案的主要依据是_____和_____。

三、判断题

1. 预应力轴心受拉构件，当加荷至消压阶段时，无论是先张法或后张法，其轴向拉力均为 $N_{p0} = \sigma_{pcII} \cdot A$ 。 []
2. 先张法预应力混凝土构件由于混凝土收缩、徐变引起的预应力损失 σ_{l5} 比后张法小。 []
3. 单层厂房排架柱截面尺寸的确定，除应保证有足够的强度外，还必须保证具有足够的刚度。 []
4. 框架结构体系承受竖向荷载的能力较强，而承受水平荷载的能力较弱。 []
5. 当砌体截面上同时受剪又受压时，砌体的抗剪承载力降低。 []
6. 在水平荷载作用下，用 D 值法计算框架柱的抗侧移刚度 D 值，其大小与梁柱结点转角的大小成正比。 []

四、简答题

1. 写出一、二级抗裂预应力轴心受拉构件在使用阶段的抗裂验算公式，并对式中符号加以说明。
2. 简述单层厂房山墙上风荷载的传递路线。

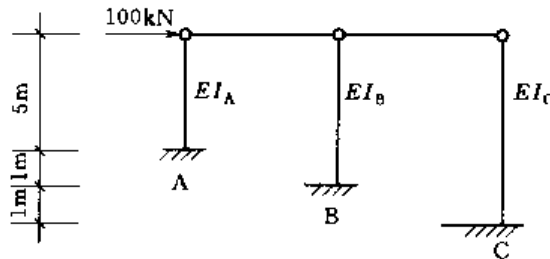
3. 用分层法计算框架在竖向荷载下的内力时，作了哪些基本假定？该方法的计算要点是什么？

4. 为什么砌体的抗压强度远低于块体的抗压强度？

五、计算题

1. 计算图示两跨排架柱的弯矩和剪力，并绘出弯矩图。

提示：单柱的抗剪刚度为 $3EI/H^3$, $I_A = I_C$ $I_B = 2I_A$

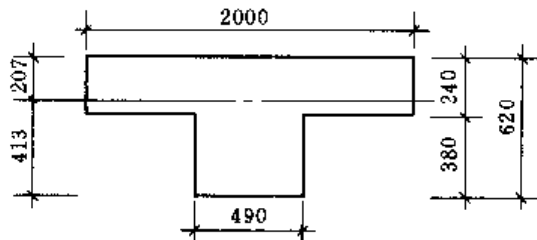


2. 某单层砖柱厂房窗间墙，截面尺寸如图所示。计算高度 $H_0 = 6.6\text{m}$ ，采用 MU10 烧结普通砖，M5 混合砂浆砌筑。已知：承受轴向压力设计值 $N = 320\text{kN}$ ，弯矩设计值 $M = 40\text{kN} \cdot \text{m}$ （弯矩使翼缘受压、壁柱受拉），试验算此截面承载力是否足够？

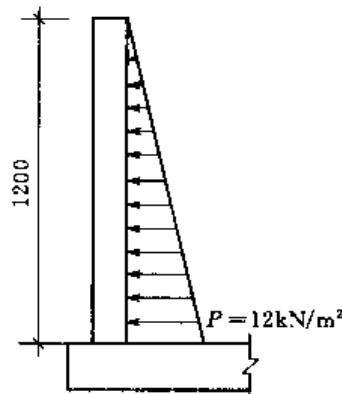
截面形心轴已示于图上，有关数据及公式： $f = 1.50\text{MPa}$ ， $\alpha = 0.0015$ ， $\varphi =$

$$\frac{1}{1 + 12 \left(\frac{e}{h_T} + \beta \sqrt{\frac{\alpha}{12}} \right)}$$

，仅验算弯矩作用平面



3. 一浅而长的矩形水池，池壁高 1.2m，池壁厚 490mm（如图所示），池壁砌体弯曲抗拉强度设计值 $f_m = 0.136\text{MPa}$ ，抗剪强度设计值 $f_v = 0.136\text{N}/\text{mm}^2$ 。忽略池壁自重产生的垂直压力。试验算池壁的承载力。



II. 研究生入学考试试题

试 题 一

西安建筑科技大学

2002 年招收攻读硕士学位研究生入学考试试题

(试题附在考卷内交回) 共 3 页

考试科目: 钢筋混凝土结构

适用专业: 结构工程, 防灾减灾工程及防护工程

一、名词解释 (每题 3 分, 共 15 分)

1. 可变荷载的准永久值
2. 吊车竖向荷载
3. 大偏心受拉构件
4. 轴压比
5. 附加偏心距 e_a 。

二、多项选择题 (每题 1.5 分, 共 15 分)

1. 对于冷拉钢筋来说, 正确的概念应该是: []。
 - a. 钢筋的冷拉只能提高其抗拉屈服强度, 但抗压屈服强度将不能提高;
 - b. 在设计中冷拉钢筋宜作为受压钢筋使用;
 - c. 冷拉钢筋在加工时应该先焊接, 然后才能进行冷拉;
 - d. 钢筋的冷拉既可以提高其抗拉屈服强度, 同时也能提高其抗压屈服强度, 并且塑性性能降低很多。
2. 在结构的极限承载能力分析中, 不正确的概念是: []。
 - a. 若同时满足极限条件、机动条件和平衡条件的解答才是结构的真实极限荷载;
 - b. 若仅满足机动条件和平衡条件的解答则是结构极限荷载的下限解;
 - c. 若仅满足极限条件和平衡条件的解答则是结构极限荷载的上限解;
 - d. 若仅满足极限条件和机动条件的解答则是结构极限荷载的上限解。
3. 分析偏心受压构件的弯矩—轴力关系曲线可知, 控制截面最不利内力选择时的正确概念应该是: []。
 - a. 对于大偏心受压构件, 当轴力 N 值基本不变时, 弯矩 M 值越大所需的纵向钢筋越多;
 - b. 对于大偏心受压构件, 当弯矩 M 值基本不变时, 轴力 N 值越小所需的纵向钢筋越多;
 - c. 对于小偏心受压构件, 当轴力 N 值基本不变时, 弯矩 M 值越大所需的纵向钢

- 筋越多；
- d. 对于小偏心受压构件，当弯矩 M 值基本不变时，轴力 N 值越大所需的纵向钢筋越多。
4. 在设计计算螺旋钢箍轴心受压构件的承载力时，不考虑间接钢筋影响的条件是：[]。
- 长细比 $l_0/d < 12$ (d 为构件圆形截面的直径)；
 - 间接钢筋的换算截面面积 A_{ss0} 小于纵向钢筋全部截面面积的 25%；
 - 按螺旋钢箍轴心受压构件计算的受压承载力小于按普通钢箍轴心受压构件计算的受压承载力；
 - 按螺旋钢箍轴心受压构件计算的受压承载力大于按普通钢箍轴心受压构件计算的受压承载力。
5. 为了保证钢筋混凝土受弯构件的安全性，[]。
- 在设计中应该同时满足其正截面受弯承载力、斜截面受剪承载力和斜截面受弯承载力的要求；
 - 在设计中仅满足其正截面受弯承载力的要求即可；
 - 在设计中只要同时满足其正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力的要求即可；
 - 在满足③的基础上还须满足裂缝宽度和变形验算的要求。
6. 在偏心受压构件中，小偏心受压破坏发生的条件是 []。
- 压力 N 的相对偏心距 $\eta e_i/h_0$ 较大但受拉钢筋 A_s 数量过多；
 - 压力 N 的相对偏心距 $\eta e_i/h_0$ 较大但受拉钢筋 A_s 数量适中；
 - 压力 N 的相对偏心距 $\eta e_i/h_0$ 较小；
 - 压力 N 的相对偏心距 $\eta e_i/h_0$ 较小但受拉钢筋 A_s 数量过多。
7. 单向板肋梁楼盖按弹性理论方法计算连续梁的内力时，其活荷载的不利布置规律为：[]。
- 若需求某跨跨中最大正弯矩时，除了必须在该跨布置活荷载外，还须每隔一跨布置活荷载；
 - 若需求某跨跨中最大负弯矩时，除了必须在该跨布置活荷载外，还须在左、右两相邻跨布置活荷载，然后再隔跨布置活荷载；
 - 若需求某支座截面处最大负弯矩时，应在该支座左、右两跨均不布置活荷载，但应隔跨布置活荷载；
 - 若需求某支座截面处最大剪力时，活荷载的布置方式与 c 相同。
8. 应用弯矩调幅法进行连续梁、板承载能力极限状态计算时，应遵循下述一些规定：[]。
- 受力钢筋宜采用 Φ 、 Φ 级或 Φ 级热轧钢筋；
 - 截面的弯矩调幅系数 β 必须超过 0.25；
 - 弯矩调整后的截面受压区相对计算高度 ξ 一般应超过 0.35；
 - 按弯矩调幅法计算的连续梁、板，必须满足正常使用阶段变形及裂缝宽度的要求，并且在使用阶段不应出现塑性铰。

9. 在水平荷载的作用下, 框架柱的反弯点位置主要与以下哪些因素有关? []。
- 梁柱的线刚度比;
 - 结构的总层数及该柱所在的楼层位置;
 - 上层柱与下层柱的刚度比和配筋率;
 - 上层柱与下层柱的承载能力之比及轴压比。
10. 吊车荷载具有以下一些特点: []。
- 吊车荷载是重复荷载, 因此须对吊车梁进行疲劳承载力验算;
 - 吊车荷载具有冲击和振动作用, 因此在吊车梁设计时须考虑吊车荷载的动力影响;
 - 吊车荷载使吊车梁产生扭矩, 因此须进行吊车梁的抗扭承载力验算;
 - 吊车荷载的特点仅为上述的 a、b、c 三点。

三、填空题 (每空 1 分, 共 20 分)

- 持续作用压应力的的大小是影响混凝土徐变的主要因素之一。当压应力 σ _____ 时, 徐变与应力成正比, 这种情况称为 _____ 徐变。
- 对于钢筋混凝土适筋梁来说, 在受压区配置适当的受压钢筋不仅可以提高其正截面受弯 _____, 而且还可以提高其截面的 _____。
- 最大裂缝宽度等于平均裂缝宽度乘以扩大系数, 这个系数是考虑裂缝宽度的 _____ 以及 _____ 的影响。
- 为了使矩形截面受扭构件的抗扭纵筋和抗扭箍筋在构件破坏时均能达到其屈服强度, 构件中的抗扭纵筋与抗扭箍筋的配筋强度比 ζ 应在一个合理的取值范围内, 即一般应满足 _____ 的条件, 并且 ζ 的最佳取值应为 $\zeta =$ _____。
- 预应力钢筋的应力松弛损失 σ_s 主要与 _____ 和 _____ 有关。
- 在后张法预应力混凝土轴心受拉构件的设计中, 除了应进行使用阶段的承载能力计算和使用阶段的抗裂验算外, 还须进行 _____ 验算和 _____ 验算。
- 天窗架支撑包括上弦横向水平支撑和天窗架间的垂直支撑, 其作用是保证天窗架上弦的 _____, 并将天窗端壁上的 _____ 传递给屋架。
- 按弹性理论计算连续梁、板的内力时, 计算跨度一般取 _____ 之间的距离。按塑性理论计算时, 由于连续梁、板的支座边缘截面形成塑性铰, 故计算跨度应该取 _____ 之间的距离。
- 在高层建筑设计中, 为了保证其安全性, 应对其所有结构构件都进行 _____ 计算。此外, 对于高宽比大于 5 的高层建筑结构, 尚应进行 _____ 验算。
- 在配有箍筋和弯起钢筋梁 (剪压破坏) 的斜截面受剪承载力计算中, 与临界 _____ 相交的箍筋能够达到其抗拉屈服强度, 而弯起钢筋只有在 _____ 时才可能屈服。

四、简答题 (每题 5 分, 共 25 分)

- 一圆形截面混凝土短柱, 承受轴向压力 N 和侧向压应力 σ_r 的作用, 试分析该柱与

无侧向压应力 σ_r 作用而其他条件相同的混凝土受压短柱在受力和变形两个方面有什么不同?

2. 试以热轧 RRB400 钢筋 ($f_y = 360 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$) 为例, 确定钢筋混凝土受弯构件在发生适筋梁和超筋梁界限破坏时的受压区相对计算高度 ξ_b 的值。

3. 试说明最大裂缝宽度计算公式 $w_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right)$ 中各符号的意义, 并说明减小裂缝宽度最有效的措施。

4. 预应力混凝土构件在选用材料 (混凝土和钢筋) 时应考虑什么因素? 材料选用与普通钢筋混凝土构件有什么不同? 为什么?

5. 试说明在钢筋混凝土单层工业厂房中, 作用在山墙上的水平风荷载和吊车纵向制动力是如何传递的?

五、计算题 (第 1 题 13 分, 第 2 题 12 分, 共 25 分)

1. 一钢筋混凝土矩形截面简支梁, 其净跨度 $l_n = 5.3 \text{ m}$, 计算跨度 $l_0 = 5.5 \text{ m}$, 承受均布荷载设计值 q 。梁截面尺寸 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, 混凝土强度等级为 C20 ($f_t = 1.1 \text{ N/mm}^2$, $f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2$), 保护层厚度为 30 mm 。若沿梁全长配置双肢箍筋 $\Phi 6 @ 200$ (HPB235 钢筋, $f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$, $A_{svl} = 28.3 \text{ mm}^2$) 且未设置弯起钢筋, 试根据梁正截面承载力与斜截面承载力相等的条件计算梁所需的纵向受拉钢筋面积 A_s (纵筋采用 HRB335 钢筋, $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$)。

提示: $\rho_{\min} = 0.2\%$ 或 $0.45 \frac{f_t}{f_y}$; $\rho_{sv, \min} = 0.24 f_t / f_{yv}$;

$\xi_b = 0.614$; $\alpha_s = \xi (1 - 0.5\xi)$; $\gamma_s = 1 - 0.5\xi$; $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$ 。

2. 一钢筋混凝土矩形截面柱的截面尺寸 $b \times h = 300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$, 计算长度 $l_0 = 3.0 \text{ m}$, 承受轴向压力设计值 $N = 300 \text{ kN}$, 弯矩设计值 $M = 150 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级为 C20 ($f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2$), 纵筋采用 HRB335 钢筋 ($f_y = 300 \text{ N/mm}^2$)。若已选受压钢筋 A'_s 为 $4 \Phi 20$ ($A'_s = 1256 \text{ mm}^2$, $f'_y = 300 \text{ N/mm}^2$), 且 $a_s = a'_s = 35 \text{ mm}$, 试确定受拉钢筋的面积 A_s 。

提示: $\rho_{\min} = 0.2\%$; $\rho'_{\min} = 0.2\%$; $\rho_{\min} = 0.5\%$; $\xi_b = 0.550$; $\alpha_s = \xi (1 - 0.5\xi)$; $\gamma_s = 1 - 0.5\xi$; $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$ 。

试 题 二

西安建筑科技大学

2003 年招收攻读硕士学位研究生入学复试试题

(试题附在考卷内交回) 共 3 页

考试科目: 钢筋混凝土结构

适用专业: 结构工程, 防灾减灾工程及防护工程

一、名词解释 (每题 3 分, 共 15 分)

1. 被动土压力
2. 荷载组合值系数
3. (受扭构件的) 变角空间桁架模型
4. 平均裂缝间距 l_m
5. (铰接平面排架内力分析的) 剪力分配法

二、多项选择题 (每题 1.5 分, 共 15 分)

1. 某批混凝土经抽样测定后确定其强度等级为 C30, 这说明该批混凝土 []。
 - a. 立方体抗压强度达到 30N/mm^2 的保证率为 95%;
 - b. 立方体抗压强度平均值为 30N/mm^2 , 该值具有 95% 的保证率;
 - c. 立方体抗压强度标准值为 30N/mm^2 , 该值具有 95% 的保证率;
 - d. 立方体抗压强度设计值为 30N/mm^2 , 该值具有 95% 的保证率。
2. 当结构或结构构件出现下列哪些状态之一时, 即可认为超过了其承载能力极限状态? []
 - a. 因过度的塑性变形而不适于继续承载;
 - b. 结构转变为机动体系;
 - c. 影响耐久性的局部损坏;
 - d. 结构或结构的一部分作为刚体失去平衡。
3. 在预应力混凝土结构中对预应力钢筋进行超张拉, 可减少下列哪些预应力损失? []
 - a. σ_{11} ; b. σ_{12} ; c. σ_{13} ; D. σ_{14} 。
4. 一圆形截面钢筋混凝土螺旋箍筋轴心受压构件, 其计算长度 l_0 与直径 d 的比值为 $l_0/d=15$, 间接钢筋的换算截面面积 A_{so} 大于纵向钢筋全部截面面积的 25%。这时, 若按钢筋混凝土螺旋箍筋轴心受压构件计算, 则其承载力 $N=620\text{kN}$; 若按钢筋混凝土普通箍筋轴心受压构件计算, 则其承载力 $N=400\text{kN}$ 。那么, 该构件的承载力最终 []。

- a. 应视为 620kN; b. 应视为 400kN;
c. 应视为 $1.5 \times 400 = 600\text{kN}$; d. 无法确定。
5. 屋架上弦横向水平支撑的作用是 []。
- a. 保证屋架上弦的侧向稳定;
b. 增强屋盖的整体刚度;
c. 防止屋架下弦的侧向振动;
d. 作为山墙抗风柱的柱顶水平支座, 承受由山墙传来的风荷载和其他纵向水平荷载, 并将其传至厂房的纵向柱列。
6. 在单层厂房柱的内力组合中, []。
- a. 如果考虑某跨的 T_{\max} , 则必须考虑该跨的 D_{\max} 或 D_{\min} ;
b. 如果恒载产生的内力与组合目标不一致, 则在内力组合时可不考虑恒载产生的内力;
c. 当以 N_{\min} 为目标进行内力组合时, 风荷载 ($N=0$) 一般应参与组合;
d. 如果多跨厂房内每跨都设有多个吊车, 则各跨的吊车横向水平荷载可同时参与组合。
7. 单向板肋梁楼盖按考虑塑性内力重分布方法计算其内力时, 钢筋混凝土连续梁的破坏标志是: []。
- a. 若发生充分的塑性内力重分布, 则当整个结构变成几何可变体系时才标志着该钢筋混凝土连续梁发生破坏;
b. 若发生不充分的塑性内力重分布, 则当连续梁某跨跨中或支座截面出现第一个塑性铰且其转动量达到或超过该塑性铰的极限转角时, 也标志着该钢筋混凝土连续梁发生破坏;
c. 若发生充分的塑性内力重分布, 则当连续梁某个截面的受拉钢筋屈服时就标志着该钢筋混凝土连续梁发生破坏;
d. 若发生不充分的塑性内力重分布, 则当连续梁某支座截面形成第一个塑性铰且其转动量未达到该塑性铰的极限转角时, 就标志着该钢筋混凝土连续梁发生破坏。
8. 一钢筋混凝土短柱, 作用一轴向压力 N 。过两年后卸去该轴向压力 N , 则 []。
- a. 柱截面中的纵向钢筋与混凝土的应力均为 0;
b. 柱的长度可完全恢复到加荷前的长度;
c. 柱截面中的纵向钢筋受拉而混凝土受压;
d. 柱截面中的纵向钢筋受压而混凝土受拉。
9. 混凝土的收缩变形 []。
- a. 与混凝土的应力大小有关;
b. 随水灰比的减小而减小;
c. 随水泥用量的增加而增加;
d. 随水灰比的减小而增加。
10. 关于钢筋混凝土框架结构在水平荷载作用下的变形, 其正确的结论有: []。

- a. 框架结构在水平荷载作用下的整体变形主要为弯曲型变形；
- b. 框架结构在水平荷载作用下的弯曲变形是由柱的轴向变形引起；
- c. 框架结构在水平荷载作用下的层间变形一般为下大上小；
- d. 框架结构在水平荷载作用下的顶点位移与框架梁的线刚度无关。

三、填空题（每空 1 分，共 20 分）

1. 饱和粘性土的抗剪强度主要有固结排水抗剪强度、_____抗剪强度和_____抗剪强度。
2. 在钢结构中，影响钢梁整体稳定的四个因素分别为跨长、侧向弯曲刚度、_____和_____。
3. 在钢结构中，钢轴心受压构件的失稳形式有整体失稳和局部失稳，而整体失稳可呈_____、_____或_____形式。
4. 按照弹性方法计算多区格双向板的支座最大负弯矩时，为简化计算，可近似将恒载及活荷载满布作用在所有区格上，对于中间区格板按照支承条件为_____单区格板计算所得到的支座负弯矩即为所求。
5. 在预应力混凝土结构中，《规范》规定的预应力钢筋张拉控制应力 σ_{con} 允许值的大小主要与_____和_____有关。
6. 钢筋混凝土矩形截面纯扭构件的受扭承载力由_____和_____两部分组成。
7. 在验算钢筋混凝土受弯构件斜截面受剪承载力时，若不满足截面限制条件，则应_____或_____。
8. 对于裂缝控制等级为二级，即一般要求不出现裂缝的钢筋混凝土构件，按荷载长期效应组合进行计算时，构件受拉边缘混凝土不应_____；而按荷载短期效应组合进行计算时，构件受拉边缘混凝土_____。
9. 框架在水平荷载作用下柱子的抗侧移刚度 $D=_____$ ，在一般情况下它比用反弯点法求得的柱抗侧移刚度_____。
10. 梁的斜拉破坏一般发生在剪跨比_____的情况；梁的斜压破坏一般发生在剪跨比_____的情况。

四、简答题（每题 5 分，共 25 分）

1. 试写出钢筋混凝土矩形截面梁在均布荷载作用下，当仅配箍筋时的受剪承载力计算公式及适用条件的表达式，并说明为什么要有这些适用条件？
2. 钢筋混凝土矩形截面对称配筋与不对称配筋大、小偏心受压构件的判别式有何不同？并简述其承载力计算公式的差异。
3. 当抗风柱仅与屋架上弦连接时，试说明作用在单层厂房山墙上风荷载的传递路线。
4. 简述预应力损失中的锚具损失 σ_{11} 、温差损失 σ_{13} 和松弛损失 σ_{14} 产生的原因及减小措施。
5. 在进行构件的正常使用极限状态验算时，其荷载及材料强度为什么要采用标准值？在进行构件的承载能力极限状态计算时，其荷载及材料强度为什么要采用设计值？标准值

与设计值之间的关系怎样? 有何意义?

五、计算题 (第1题8分, 第2题10分, 第3题7分, 共25分)

1. 一 T 形截面吊车梁, 梁肋宽度 $b=300\text{mm}$, 梁高 $h=700\text{mm}$, 受压翼缘宽度 $b'_f=600\text{mm}$, 受压翼缘高度 $h'_f=120\text{mm}$, 混凝土强度等级采用 C25 ($f_c=11.9\text{N/mm}^2$), 保护层厚度 30mm , 承受弯矩设计值 $M=595\text{kN}\cdot\text{m}$, 试按单筋截面计算该梁所需的纵向受拉钢筋面积 A_s (纵筋采用 HRB335 钢筋, $f_y=300\text{N/mm}^2$)。

提示: $\rho_{\min}=0.2\%$ 或 $0.45\frac{f_t}{f_y}$; $\xi_b=0.550$; $\alpha_s=\xi(1-0.5\xi)$; $\gamma_s=1-0.5\xi$; $\xi=1-\sqrt{1-2\alpha_s}$ 。

2. 一钢筋混凝土矩形截面柱的截面尺寸 $b\times h=350\text{mm}\times 450\text{mm}$, 计算长度 $l_0=3.3\text{m}$, 承受轴向压力设计值 $N=350\text{kN}$, 弯矩设计值 $M=200\text{kN}\cdot\text{m}$, 混凝土强度等级为 C30 ($f_c=14.3\text{N/mm}^2$), 纵筋采用 HRB335 钢筋 ($f_y=f'_y=300\text{N/mm}^2$)。若在受压区已配置 $4\Phi 20$ 的受压钢筋 A'_s ($A'_s=1256\text{mm}^2$), 且 $a_s=a'_s=35\text{mm}$, 试确定受拉钢筋的面积 A_s (可不验算垂直于弯矩作用平面的受压承载力)。

提示: $\rho_{\min}=0.2\%$; $\rho'_{\min}=0.2\%$; $\rho_{\min}=0.5\%$; $\xi_b=0.5$; $\alpha_s=\xi(1-0.5\xi)$;

$\gamma_s=1-0.5\xi$; $\xi=1-\sqrt{1-2\alpha_s}$; $\eta=1+\frac{1}{1400e_i/h_0}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2\xi_1\xi_2$; $\xi_1=\frac{0.5f_cA}{N}\leq 1$;

$\xi_2=1.15-0.01\frac{l_0}{h}\leq 1$ 。

3. 一先张法预应力混凝土轴心受拉构件, 截面尺寸为 $180\text{mm}\times 180\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C40 ($f_t=1.71\text{N/mm}^2$, $f_{tk}=2.39\text{N/mm}^2$, $E_c=3.25\times 10^4\text{N/mm}^2$), 仅配有 4 根直径为 12.7mm 的 1×7 标准型预应力钢绞线束 $4\Phi 12.7$ ($f_{py}=1320\text{N/mm}^2$, $E_s=1.95\times 10^5\text{N/mm}^2$)。已知混凝土中建立的有效预压应力 $\sigma_{pc}=2.31\text{N/mm}^2$, 试求: ①该构件的开裂荷载标准值 $N_{cr}=?$; ②该构件的极限承载力设计值 $N_u=?$; ③当轴向拉力 $N=200\text{kN}$ 时, 最不利截面处的预应力钢筋应力 $\sigma_p=?$

III. 模拟试题题解

模拟试卷一答案

一、填空题

1. 排架柱与基础之间刚接，排架柱与屋架之间铰接
2. 梯形，三角形
3. 温度区段的两端，设有下柱柱间支撑的柱间，温度区段的中央
4. 倒置的变截面悬臂板
5. 剪力墙结构，框架—剪力墙结构
6. 0.9、1/3
7. 屋盖类型，横墙间距

二、判断改错题

1. [√]
2. [×]：求多跨连续双向板某区格的跨中最大正弯矩时，板上活荷载应按棋盘式布置。
3. [√]
4. [×]：单层厂房柱牛腿的水平纵向受力钢筋不可以兼作弯起钢筋。
5. [√]
6. [×]：对同一框架柱，用D值法求得的抗侧移刚度比用反弯点法求得的抗侧移刚度值小。
7. [√]
8. [√]

三、单项选择题

1. [d]
2. [a]
3. [d]
4. [d]
5. [d]

四、简答题

1. (1) 梁、柱弯曲变形产生的侧移：与等截面剪切悬臂柱的剪切变形曲线相似，曲线凹向结构的竖轴，层间侧移是下大上小，为框架的总体剪切变形。由框架梁弯曲变形和柱弯曲变形引起。

(2) 柱轴向变形引起的侧移：与等截面弯曲悬臂柱的弯曲变形曲线相似，曲线凸向结构的竖轴，层间侧移是上大下小，为框架的总体弯曲变形。由框架柱轴向拉伸和轴向压缩

变形引起。

2. (1) 基础底面尺寸的确定：由地基承载力计算确定，采用全反力。

(2) 基础高度的确定：根据柱与基础交接处或基础变阶处的混凝土抗冲切承载力计算确定，采用基底净反力。

(3) 基础底板配筋计算：将基础底板划分为4块，在基底反力的作用下，每一块底板的受力状态犹如倒置的变截面悬臂板，计算时采用净反力。

以上第(2)和(3)项采用基底净反力，即扣除了由基础自重和填土自重所产生的基底反力，是因为基础自重和填土自重所产生的基底反力不会使基础产生冲切破坏和弯曲破坏。

3. 刚性方案、刚弹性方案、弹性方案。

刚性方案：单层单跨铰接排架，柱顶加一不动铰支座。

刚弹性方案：单层单跨铰接排架，柱顶加一弹性铰支座。

弹性方案：单层单跨铰接排架，可以发生侧移。

4. (1) 屋面荷载→屋面板→屋架→排架柱→基础；

或：屋面荷载→屋面板→天窗架→屋架→排架柱→基础。

(2) 吊车荷载→吊车梁→排架柱→基础。

(3) 纵墙→连系梁→排架柱→基础；

或：纵墙→基础梁→基础。

5. 水平荷载作用下框架柱的反弯点位置与梁柱线刚度、结构总层数、该柱所在楼层位置、上层与下层梁线刚度比、上下层层高变化、作用于框架结构的荷载形式有关。

底层柱的下节点与基础刚接，无转角，而上节点在水平荷载作用下会产生转角，即底层柱的上端约束比下端约束弱，故反弯点常在柱中点之上。

6. 钢筋混凝土受弯构件塑性铰：由于受拉钢筋屈服，发生塑性变形，从而产生一定的塑性转角。

影响塑性铰转动能力的因素有：

(1) 钢筋的种类，采用软钢作为受拉钢筋时，塑性铰的转动能力较大；

(2) 混凝土的极限压应变，而混凝土的极限压应变除与混凝土强度等级有关外，箍筋用量多或受压纵筋较多时，都能增加混凝土的极限压应变；

(3) 在以上条件确定的情况下，受拉纵筋配筋率对塑性铰的转动能力有决定性的作用。

五、计算题

1. 解：

排架顶部不动铰总反力： $R=28\text{kN}(\leftarrow)$

柱顶剪力： $V_A=V_B=0$

柱底弯矩： $M_A=150\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $M_B=150\text{kN}\cdot\text{m}$

(左侧受拉为正)

2. 解：

第二层层间剪力： $V_2=280\text{kN}$

柱端剪力: $V_{2A} = 70\text{kN}$, $V_{2B} = 140\text{kN}$, $V_{2C} = 70\text{kN}$;

柱端弯矩: $M_{2A\uparrow} = M_{2C\uparrow} = 126\text{kN}\cdot\text{m}$, $M_{2A\downarrow} = M_{2C\downarrow} = 154\text{kN}\cdot\text{m}$;

$M_{2B\uparrow} = 252\text{kN}\cdot\text{m}$, $M_{2B\downarrow} = 308\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

3. 解:

$A = 0.49 \times 0.62 = 0.304\text{m}^2 > 0.03\text{m}^2$, $\therefore \gamma_s = 1$

弯矩作用平面受压承载力验算:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29 \times 10^6}{204 \times 10^3} = 142\text{mm} < 0.6y = 0.6 \times \frac{620}{2} = 186\text{mm}, \text{满足要求。}$$

$$\beta = \gamma_\beta \frac{H_0}{h} = 1.0 \times \frac{4500}{620} = 7.26 > 3$$

$$\varphi = \frac{1}{1 + 12 \left(\frac{e}{h} + \beta \sqrt{\frac{\alpha}{12}} \right)^2} = \frac{1}{1 + 12 \times \left[\frac{142}{620} + 7.26 \times \sqrt{\frac{0.0015}{12}} \right]^2} = 0.464$$

$N_u = \varphi f A = 0.464 \times 1.0 \times 1.5 \times 490 \times 620 = 211.44\text{kN} > N = 204\text{kN}$, 满足要求。

垂直于弯矩作用平面受压承载力验算:

$$\beta = \gamma_\beta \frac{H_0}{h} = 1.0 \times \frac{4500}{490} = 9.18 > 3$$

$$\varphi = \frac{1}{1 + 12 \left(\frac{e}{h} + \beta \sqrt{\frac{\alpha}{12}} \right)^2} = \frac{1}{1 + \alpha \beta^2} = \frac{1}{1 + 0.0015 \times 9.18^2} = 0.888$$

$N_u = \varphi f A = 0.888 \times 1.0 \times 1.5 \times 490 \times 620 = 404.66\text{kN} > N = 204\text{kN}$, 满足要求。

4. 解:

$$a_0 = 10 \sqrt{\frac{h_c}{f}} = 10 \times \sqrt{\frac{600}{1.5}} = 200\text{mm} < a = 370\text{mm}$$

$$A_1 = a_0 b = 200 \times 250 = 50000\text{mm}^2$$

$$A_0 = h(b + 2h) = 370 \times (250 + 2 \times 370) = 366300\text{mm}^2$$

$$\gamma = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{A_0}{A_1}} - 1 = 1 + 0.35 \times \sqrt{\frac{366300}{50000}} - 1 = 1.88 \leq 2.0$$

$$\frac{A_0}{A_1} = \frac{366300}{50000} = 7.3 > 3, \text{取 } \psi = 0$$

$$\eta f A_1 = 0.7 \times 1.88 \times 1.5 \times 50000 = 98.7\text{kN} > N_1 = 91\text{kN}, \text{满足要求。}$$

5. 解:

$$M_x = m_x l_y = 3.46 \times 6 = 20.76\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M'_x = M''_x = m'_x l_y = m''_x l_y = 7.42 \times 6 = 44.52\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = m_y l_x = 5.15 \times 7.2 = 37.08\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M'_y = M''_y = m'_y l_x = m''_y l_y = 11.34 \times 7.2 = 81.65\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$20.76 + 37.08 + \frac{1}{2} \times (44.52 \times 2 + 81.65 \times 2) = \frac{1}{24} \times p \times 6^2 (3 \times 7.2 - 6)$$

$$p = 7.86\text{kN/m}^2$$

模拟试卷二答案

一、名词解释

1. 张拉控制应力是指张拉钢筋时，张拉设备（千斤顶和油泵）上的压力表所需要达到而加以控制的总张拉力除以预应力钢筋截面面积得出的应力值，以 σ_{con} 表示。
2. 当小车吊有额定最大起重量开到大车一端的极限位置时，这一端的每个大车轮压称为吊车的最大轮压 P_{max} 。
3. 使柱产生单位相对侧移所需的剪力，称为柱的抗侧移刚度。
4. 对除石砌体以外的砌体，取砌体应力 $\sigma=0.43f_m$ 时的割线模量作为砌体的弹性模量 E 。

二、填空题

1. 3~6 直径为 12mm 热处理钢筋束以及 5~6 根 7 股 4mm 钢丝的钢绞线所组成的钢绞线束，粗钢筋，钢丝束
2. $\sigma_{con} - \sigma_l - 2E\sigma_{pcII}$ ， $\sigma_{con} - \sigma_l$
3. $\leq 1.2f$ ， $\leq f$
4. 抗裂，构造要求和冲切承载力
5. 剪切变形，弯曲变形
6. 屋盖或楼盖类型（刚度大小），横墙间距

三、判断改错题

1. [√]
2. [×]：比后张法大
3. [√]
4. [√]
5. [×]：抗剪承载力升高
6. [×]：其大小与梁柱结点转角的大小成反比

四、简答题

1. 正截面裂缝控制验算：
(1) 一级：严格要求不出现裂缝的构件。
在荷载效应的标准组合下应符合下列规定：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0$$

- (2) 二级：一般要求不出现裂缝的构件。
①在荷载效应的标准组合下应符合下列规定：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq f_{tk}$$

②在荷载效应的准永久组合下宜符合下列规定：

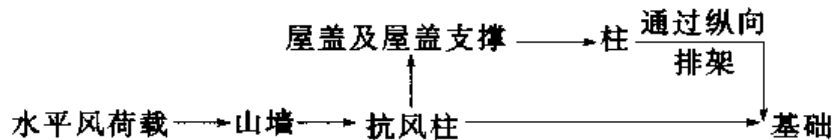
$$\sigma_{sq} - \sigma_{pc} \leq 0$$

其中 σ_{sk}, σ_{sq} ——荷载效应的标准组合、准永久组合下的混凝土法向应力；

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后混凝土的预压应力；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值。

2.



3. 分层法计算框架在竖向荷载下的内力时，作如下假定

(1) 不考虑框架侧移对内力影响。

(2) 每层梁上的荷载仅对本层梁及上下柱的内力产生影响，对于其他各层梁，柱内力的影响可忽略不计。

该方法的计算要点：

①将多层框架沿高度方向分成若干单层无侧移的敞口框架，每个敞口框架包括本层梁和与之相连的上、下层柱。梁上作用的荷载，各层柱高及梁跨度均与原结构相同。

②除底层柱的下端外，其他和柱的柱端应为弹性约束。为便于计算，均将其改为固定端。

③用无侧移框架的计算方法计算各敞口框架的杆端弯矩，由此所得的梁端弯矩即为其最后的弯矩；因每一柱属于上、下两层，所以每一柱端的最终弯矩需将上、下层计算所得的弯矩相加。在上下层柱端弯矩相加后，将引起新的节点不平衡弯矩，如欲进一步修正，可对这些不平衡弯矩再作一次弯矩分配。

④在杆端弯矩求出后，可用静力平衡条件计算梁端剪力及梁中弯矩；由逐层叠加柱上的竖向荷载和梁端剪力，即得柱的轴力。

4. (1) 砌体中单砖处于压，弯，剪复合受力状态。

(2) 砌体中砖与砂浆的交互作用合砖承受水平拉应力。

(3) 竖向灰缝处应力集中使砖处于不利受力状态。

五、计算题

1. 解

由图可知，此两跨排架为等高排架

计算各柱的抗剪刚度及剪力分配系数

A 柱：
$$\frac{3EI}{H_A^3} = \frac{3EI}{5^3}$$

B 柱：
$$\frac{3EI}{H_A^3} = \frac{3EI}{6^3}$$

C 柱：
$$\frac{3EI}{H_A^3} = \frac{3EI}{7^3}$$

$$\eta_A = \frac{\frac{1}{\delta_A}}{\frac{1}{\delta_A} + \frac{1}{\delta_B} + \frac{1}{\delta_C}} = \frac{\frac{3}{5^3}}{\frac{3}{5^3} + \frac{3}{6^3} + \frac{3}{7^3}} = 0.515$$

$$\eta_B = \frac{\frac{1}{\delta_B}}{\frac{1}{\delta_A} + \frac{1}{\delta_B} + \frac{1}{\delta_C}} = \frac{\frac{3}{6^3}}{\frac{3}{5^3} + \frac{3}{6^3} + \frac{3}{7^3}} = 0.298$$

$$\eta_C = \frac{\frac{1}{\delta_C}}{\frac{1}{\delta_A} + \frac{1}{\delta_B} + \frac{1}{\delta_C}} = \frac{\frac{3}{7^3}}{\frac{3}{5^3} + \frac{3}{6^3} + \frac{3}{7^3}} = 0.187$$

故 $V_A = \eta_A F = 0.515 \times 100 \text{kN} = 51.5 \text{kN}$

$V_B = \eta_B F = 0.298 \times 100 \text{kN} = 29.8 \text{kN}$

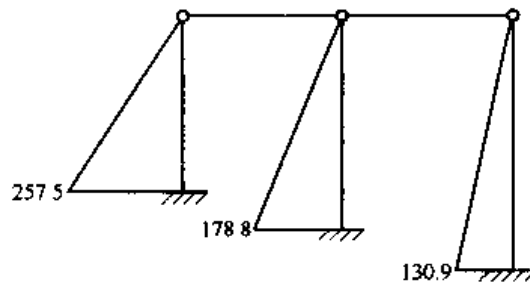
$V_C = \eta_C F = 0.187 \times 100 \text{kN} = 18.7 \text{kN}$

由 $M_i = V_i H_i$ 得

$M_A = V_A H_A = 51.5 \times 5 = 257.5 \text{kN} \cdot \text{m}$

$M_B = V_B H_B = 29.8 \times 6 = 178.8 \text{kN} \cdot \text{m}$

$M_C = V_C H_C = 18.7 \times 7 = 130.9 \text{kN} \cdot \text{m}$



M图 (kN·m)

2. 解:

(1) 截面几何特征。

截面面积 $A = 2000 \times 240 + 380 \times 490 = 666200 \text{ (mm}^2\text{)}$

由题直接可知, 截面重心位置 $y_1 = 207 \text{mm}$, $y_2 = 413 \text{mm}$

截面惯性矩:

$$I = \frac{2000 \times 240^3}{12} + 2000 \times 240 \times (207 - 120)^2 + \frac{490 \times 380^3}{12} + 490 \times 80 \times (413 - 190)^2$$

$$= 174.4 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

截面回转半径:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{174.4 \times 10^8}{66.62 \times 10^4}} = 162 \text{ mm}$$

截面折算厚度:

$$h_T = 3.5i = 3.5 \times 162 = 567 \text{ mm}$$

(2) 截面承载力验算。

$$e = \frac{M}{N} = \frac{40 \times 10^3}{320} = 125\text{mm}$$

$$\approx 0.6y = 0.6 \times 207 = 124.2\text{mm}$$

$$\frac{e}{h_T} = \frac{125}{567} = 0.220 \quad \beta = \frac{H_0}{h_T} = \frac{6.6}{0.567} = 11.64$$

$$\begin{aligned}\varphi &= \frac{1}{1 + 12 \left(\frac{e}{h_T} + \beta \sqrt{\frac{\alpha}{12}} \right)} \\ &= \frac{1}{1 + 12 \times (0.220 + 11.64 \times \sqrt{0.0015/12})^2} \\ &= 0.405\end{aligned}$$

$$\varphi f A = 0.405 \times 1.50 \times 666200 = 404.72\text{kN} > 320\text{kN}$$

所以安全。

3. 解:

沿池壁方向取 1m 宽的竖向板带, 当不考虑池壁自重影响时, 此竖向板带相当一个上端自由, 下端固定、承受三角形水压力的悬臂板。池壁固定端的弯矩设计值及剪力设计值计算 (水荷载分项系数取 1.2)。

$$M = \frac{1}{6} PH^2 = \frac{1}{6} \times 1.2 \times 10 \times 1.2 \times 1.2^2 = 3.64\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V = \frac{1}{2} PH = \frac{1}{2} \times 1.2 \times 12 \times 1.2 = 8.64\text{kN}$$

(1) 受弯承载力验算。

$$f_m W = 0.136 \times \frac{1}{6} \times 1 \times 0.49^2 \times 10^3 = 5.44\text{kN} \cdot \text{m} > M = 3.46\text{kN} \cdot \text{m}$$

故受弯承载力满足要求。

(2) 受剪承载力验算。

$$b \alpha f_v = 1 \times \frac{2}{3} \times 0.49 \times 0.136 \times 10^3 = 44.4\text{kN} > V = 8.64\text{kN}$$

故受剪承载力满足要求。

IV. 研究生入学考试试题题解

试题一答案

西安建筑科技大学 2002 年研究生入学考试试题答案

一、名词解释

1. 可变荷载的准永久值是指在设计基准期内，其超越的总时间约为设计基准期一半的荷载值，即在设计基准期内经常作用的荷载值（接近于永久荷载）。
2. 吊车竖向荷载是指吊车在满载运行时，可能作用在厂房横向排架柱上的最大压力。
3. 当构件上轴向拉力 N 作用于 A_0 合力点及 A'_0 合力点以外时，构件为大偏心受拉构件。
4. 轴压比是指柱组合的轴压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值。
5. 指偏心受压构件轴向压力在偏心方向的附加偏心距，它是由于工程中实际存在着荷载作用位置的不定性、混凝土质量的不均匀性及施工的偏差等因素产生的，其取值为 20mm 和偏心方向截面尺寸的 1/30 两者中的较大值。

二、多项选择题

1. [a] [c]
2. [b] [c] [d]
3. [a] [b] [c] [d]
4. [b] [c]
5. [a]
6. [a] [c]
7. [a]
8. [a] [d]
9. [b]
10. [a] [b] [c]

三、填空题

1. $\leq 0.5 f_c$ ，线性
2. 承载力，延性
3. 裂缝宽度的随机性，荷载长期作用效应组合的影响
4. $0.6 \leq \delta \leq 1.7$ ，1.2
5. 钢筋种类，张拉控制应力
6. 施工阶段混凝土压应力验算，构件端部局部受压承载力验算
7. 侧向稳定，风荷载
8. 支座中心线，两支座塑性铰
9. 承载力，整体稳定性
10. 裂缝，穿过斜裂缝

四、简答题

1. 受力上, 有侧向压力的混凝土短柱由于能有效约束核心混凝土在纵向受压时产生的横向变形, 因而可以显著提高混凝土的抗压强度, 其计算公式可按 $f = f_c + \beta\sigma$ 确定, 并增大其变形能力, 所以受力上比无侧向压力的短柱大; 而且其变形性能也高于无侧向压力的短柱。

$$2. \xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{\varepsilon_{cu} E_s}}$$

其中 $\beta_1 = 0.8$, $\varepsilon_{cu} = 0.0033$, $f_y = 360\text{N/mm}^2$, $E_s = 2.0 \times 10^5\text{N/mm}^2$ 。

故 $\xi_b = 0.518$ 。

3. (1) 公式中各符号的意义。

1) α_{cr} 为构件受力特征系数, 对于钢筋混凝土构件, 轴心受拉构件 $\alpha_{cr} = 2.7$, 偏心受拉构件 $\alpha_{cr} = 2.4$, 受弯和偏心受压构件 $\alpha_{cr} = 2.1$ 。

2) c 为最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离。

3) d_{eq} 为纵向受拉钢筋的等效直径; 按下列公式确定, 即

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i V_i^2 d_i}$$

式中 d_i —— 受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径;

n_i —— 受拉区第 i 种纵向钢筋的根数;

V_i —— 受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特征系数, 对钢筋混凝土构件的带肋钢筋

$V_i = 1.0$, 光面钢筋 $v_i = 0.7$ 。

4) σ_{sk} 为裂缝截面处的纵向钢筋拉应力。

5) ψ 为纵向钢筋应变不均匀系数。

6) ρ_{te} 为按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向钢筋配筋率。

(2) 减小裂缝宽度最有效措施。

1) 降低钢筋应力可增大钢筋用量或增大构件截面尺寸 (对受弯构件增大截面高度)。

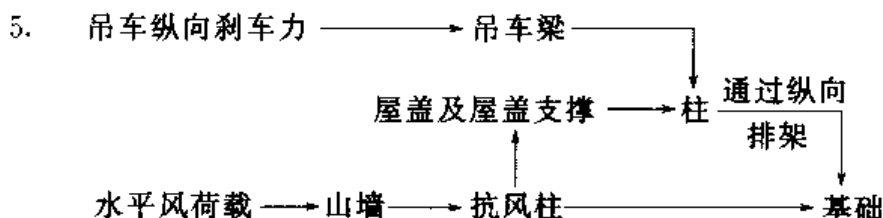
2) 减小 φ , 即可降低钢筋应力或提高混凝土强度等级。

3) 减小裂缝间距 l_{cr} , 当保护层厚度不变时, 宜采用变形钢筋和直径较细的钢筋, 或增加钢筋用量。从经济和实际效果看, 采用较细直径的变形钢筋对减小裂缝宽度有利。

4. 预应力混凝土结构中的钢筋包括预应力钢筋和非预应力钢筋, 预应力钢筋必须具有很高的强度才能有效地提高构件的抗裂能力, 此外, 预应力钢筋还应该具有一定的塑性、良好的可焊性以及用于先张法构件时与混凝土有足够的粘结力。预应力钢筋宜采用预应力钢绞线、消除应力钢丝及热处理钢筋。非预应力钢筋的选用与钢筋混凝土结构中的钢筋相同, 即宜采用 HRB400 级和 HRB335 级钢筋, 也可采用 RRB400 级钢筋。

混凝土等级越高, 能够承受的预压应力也越大, 与钢筋的粘结力也高, 规范规定, 预应力混凝土应采用高强度混凝土等级, 预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C30; 当采用钢绞线、钢丝、热处理钢筋作预应力钢筋时, 混凝土强度等级不宜低于 C40。

预应力混凝土材料可采用高强度材料，而普通混凝土构件不能充分利用高强度材料。这是因为在预应力混凝土构件中，由于预应力钢筋先被预拉，而后在外荷载作用下其拉应力进一步增大，因而预应力钢筋始终处于高拉状态，即能够有效的利用高强度钢筋，而且钢筋的强度高，可以减小所需要的钢筋截面面积。与此同时，应该尽可能采用高强度等级的混凝土，以便与高强度钢筋相配合，获得较经济截面尺寸。



五、计算题

1. 解：

(1) 求均布荷载 q 。

$$h_0 = h - a_s = 500 - 40 = 460\text{mm}$$

$$\rho_{sv, \min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.24 \times \frac{1.1}{210} = 0.0013$$

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{b_s} = \frac{2 \times 28.3}{200 \times 200} = 0.0014 > \rho_{sv, \min} = 0.0013, \text{满足要求。}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \\ &= 0.7 \times 1.1 \times 200 \times 460 + 1.25 \times 210 \times \frac{2 \times 28.3}{200} \times 460 \\ &= 105012\text{N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} < 0.25 \beta_c f_c b h_0 &= 0.25 \times 1 \times 9.6 \times 200 \times 460 \\ &= 220800\text{N} \end{aligned}$$

满足要求。

设梁单位长度上自重标准值为 g ， $V_u = \frac{1}{2}(q+g)l_n$ ，于是得

$$\begin{aligned} g &= \frac{2V_u}{l_n} - q \\ &= \frac{2 \times 105.012}{5.3} - 1.2 \times 0.2 \times 0.5 \times 25 \\ &= 36.627\text{kN/m} \end{aligned}$$

(2) A_s 的计算。

$$\begin{aligned} M &= \frac{1}{8} q l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 36.627 \times 5.5^2 \\ &= 138.50\text{kN/m} \end{aligned}$$

根据已知条件可求得：

$$\begin{aligned} \alpha_s &= \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} \\ &= \frac{138.50}{1.0 \times 9.6 \times 200 \times 460^2} \\ &= 0.341 \\ \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \\ &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.341} \\ &= 0.436 < \xi_b = 0.614 \end{aligned}$$

满足适筋梁的最大配筋率条件。

由此计算钢筋面积 A_s 为：

$$\begin{aligned} A_s &= \alpha_1 f_c b h_0 \xi / f_y \\ &= 1.0 \times 9.6 \times 200 \times 0.436 \times 460 / 300 \\ &= 1283 \text{mm}^2 \end{aligned}$$

选用钢筋 4 Φ 22，实配钢筋面积 $A_s = 1520 \text{mm}^2 > 1283 \text{mm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{1520}{200 \times 500} = 1.52\% > 0.2\%$$

且大于 $0.45 \times \frac{1.1}{300} = 0.165\%$ ，故满足要求。

2. 解：

令 $N = N_u$ ， $M = N_u e_0$

(1) 计算 η 。

判别偏压类型，已知 $a_s = a'_s = 35 \text{mm}$

故 $h_0 = h - a_s = 400 - 35 = 365 \text{mm}$

$l_0/h = 3000/400 = 7.5 > 5$

所以需要考虑二阶弯矩的影响：

$$\begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N} = \frac{150 \times 10^6}{300 \times 10^3} = 500 \text{mm} \\ e_a &= 20 \text{mm} > \frac{h}{30} = 400/30 = 13.33 \text{mm} (\text{取 } e_a = 20 \text{mm}) \\ e_i &= e_0 + e_a = 500 + 20 = 520 \text{mm} \\ \zeta_1 &= 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 9.6 \times 300 \times 400 / (300 \times 10^3) \\ &= 1.92 > 1 \quad (\text{取 } \zeta_1 = 1) \end{aligned}$$

由于 $\frac{l_0}{h} = 7.5 < 15$ ，所以取 $\zeta_2 = 1$ ：

$$\begin{aligned} \eta &= 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \\ &= 1 + \frac{1}{1400 \times 520 / 365} \times 7.5^2 \times 1 \times 1 \end{aligned}$$

$$= 1.028$$

$$\eta e_1 = 1.028 \times 520 = 535\text{mm} > 0.3h_0 (= 0.3 \times 365 = 110\text{mm})$$

按大偏心构件进行计算:

$$e = \eta e_1 + \frac{h}{2} - a_s = 535 + \frac{400}{2} - 35 = 700\text{mm}$$

(2) 计算 A_s 。

$$\alpha_s = \frac{Ne - f'_y A'_s (h_0 - a'_s)}{a_1 f_c b h_0^2}$$

$$= \frac{300 \times 10^3 \times 700 - 300 \times 1256 \times (365 - 35)}{1.0 \times 9.6 \times 300 \times 365^2}$$

$$= 0.223$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$$

$$= 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.223}$$

$$= 0.256 < \xi_b = 0.550$$

$$\xi = 0.256 > \frac{2a'_s}{h_0} = \frac{2 \times 35}{365} = 0.192$$

$$\text{故 } A_s = \frac{a_1 f_c b h_0 \xi + f'_y A'_s - N}{f_y}$$

$$= \frac{1.0 \times 9.6 \times 300 \times 365 \times 0.256 + 300 \times 1256 - 300 \times 10^3}{300}$$

$$= 1153\text{mm}^2$$

$$> A_{s,\min} (= \rho_{\min} b h = 0.002 \times 300 \times 400 = 240\text{mm}^2)$$

选 4 Φ 20, $A_s = 1256\text{mm}^2$ 。

总配筋率:

$$\rho = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{1256 + 1256}{300 \times 400} = 0.021 > 0.005, \text{满足要求。}$$

试题二答案

西安建筑科技大学 2003 年研究生入学考试试题答案

一、名词解释

1. 当挡土墙向土体方向偏移至土体达到极限平衡状态时，作用在墙上的土压力称为被动土压力。

2. 当结构上作用几个可变荷载时，各可变荷载最大值在同一时刻出现的概率较小。若设计中仍采用各荷载效应设计值叠加，则可能造成结构可靠度不一致，因而必须对可变荷载设计值再乘以调整系数，荷载组合值系数就是这种调整的系数。

3. 矩形截面纯扭构件在裂缝充分发展且钢筋应力接近屈服强度时，截面核心混凝土部分退出工作，所以实心截面的钢筋混凝土受扭构件可比拟为一箱形截面构件。此时，具有螺旋形裂缝的混凝土箱壁与抗扭纵筋和箍筋共同组成空间桁架抵抗扭矩。其中抗扭纵筋为空间桁架的弦杆，箍筋为受拉腹杆，被斜裂缝分割的斜向混凝土条件为斜压腹杆。由于受扭构件表面斜裂缝倾角 α 随着沿截面核心周长单位长度内的抗扭纵筋强度与沿构件长度方向单位长度内的单侧抗扭箍筋强度之间的比值 ξ 值的变化而变化，故上述模型称为变角空间桁架模型。

4. 钢筋混凝土构件开裂裂缝的分布与粘结应力传递长度 l 有很大关系，裂缝的分布基本“稳定后”，平均裂缝间距为 $1.5l$ ，其中粘结应力传递长度 l 可由平衡条件求得。

5. 等高排架在顶水平集中力作用下，各柱的剪力按其抗侧刚度进行分配，该法称为剪力分配法。

二、多项选择题

- | | | | |
|----------------|----------------|------------|--------|
| 1. [a] [c] | 2. [a] [b] [d] | 3. [b] [d] | 4. [b] |
| 5. [a] [b] [d] | 6. [a] [c] | 7. [a] [b] | 8. [c] |
| 9. [a] [b] [c] | 10. [b] | | |

三、填空题

1. 不固结不排水，固结不排水
2. 扭转刚度，翘曲刚度
3. 弯曲屈曲，弯扭屈曲，扭转屈曲
4. 四边固定
5. 不同钢种，不同施加预应力方法
6. 混凝土的抗扭作用 T_c ，箍筋与纵筋的抗扭作用 T_s
7. 加大截面尺寸，提高混凝土强度等级
8. 达到承载力极限，可以达到承载力极限

9. $\alpha_c \frac{12i_c}{h^2}$, 小

10. $\lambda > 3$, $\lambda < 1$ 或 $1 < \lambda < 3$ 但截面尺寸过小而腹筋数量过多

四、简答题

1. 当仅配箍筋时, 受剪承载力计算公式为 $V \leq V_u = V_{cs} = 0.7f_c b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$

适用条件为:

(1) 公式的上限为截面尺寸限制条件。

即当 $h_w/b \leq 4$ 时, $V \leq 0.25\beta_c f_c b h_0$; 当 $h_w/b \geq 6$ 时, $V \leq 0.2\beta_c f_c b h_0$; 当 $4 < h_w/b < 6$ 时, $V \leq 0.025 \left(14 - \frac{h_w}{b} \right) \beta_c f_c b h_0$ 。

(2) 公式的下限为构造配筋条件。

$$\rho_{sv, \min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}}$$

当梁承受的剪力较大而截面尺寸较小且箍筋数量又较多时, 梁可能产生斜压破坏, 此时箍筋应力达不到屈服强度, 梁的受剪承载力取决于混凝土的抗压强度 f_c 和梁的截面尺寸。因此, 设计时为防止发生斜压破坏 (或腹板压坏), 同时也是为了限制梁在使用阶段的宽度裂缝, 所以要有截面尺寸的限制; 如果梁内箍筋配置过少, 斜裂缝一出现, 箍筋应力会立即达到屈服强度甚至被拉断, 导致突然发生的斜拉破坏。为了避免这样的破坏, 所以规定了构造配筋条件。

2. 矩形截面非对称配筋大、小偏压判别式: 当取 $\eta e_0 > 0.3h_0$ 时, 可能为大偏心受压, 也可能为小偏心受压, 可先按大偏心受压设计, 求出 x 后, 如果 $x \leq \xi_b h_0$ 时, 说明判别正确, 计算有效; 如果 $x > \xi_b h_0$, 说明判别错误, 应改为按小偏心受压破坏重新计算。当 $\eta e_0 \leq 0.3h_0$ 时, 按小偏心受压设计。

矩形截面对称配筋大、小偏压判别式: 由大偏心受压构件的计算公式可以直接算出 x , 即 $x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b}$, 不论大、小偏心受压构件都可以首先按大偏心受压构件考虑, 通过比较 x 和 $\xi_b h_0$ 来确定。当 $x \leq \xi_b h_0$ 时, 为大偏心受压构件; 当 $x > \xi_b h_0$ 时, 为小偏心受压构件。

不论是对称配筋还是非对称配筋, 承载力基本公式只有两个 $\sum N=0$ 和 $\sum M=0$ 。对于对称配筋, $\sum N=0$ 用于求 x , 求出 x 以后即可求出配筋。但对于非对称配筋, 基本计算公式有两个, 只能求出两个未知数, 但有些情况未知数却有 3 个, 因此就需要给出相应的补充条件。

3. 纵向风荷载 → 山墙 → 抗风柱 → 屋盖及屋盖支撑 → 柱 $\xrightarrow{\text{通过纵向排架}}$ → 基础 → 地基。

4. (1) σ_{l1} : 由于锚具变形和预应力钢筋内缩引起预应力损失, 其减小方法为: ① 尽量少用垫板; ② 采取两端同时张拉的方法。

(2) σ_{l3} : 由于台座的蒸汽养护, 预应力钢筋与台座间形成温差, 使预应力钢筋内部紧张程度降低, 预应力下降。降温时, 混凝土已结硬并于预应力钢筋结成整体, 钢筋应力不

能恢复原值，于是就产生了预应力损失。减小方法为：①采用两阶段升温养护来减小温差损失；②在钢模上张拉预应力钢筋；

(3) σ_{l4} ：先张法当预应力钢筋固定于台座上或后张法当预应力钢筋锚固于构件上时，都可看做钢筋长度基本不变，因而将发生预应力钢筋的应力松弛损失。减小方法为：采取超张拉的方法。

5. 在承载力极限状态计算中，由于其相应的目标可靠指标 $[\beta]$ 值较高，所以采用荷载及材料设计值进行计算；而在正常使用极限状态验算中，由于其不满足时的危害性较承载力极限状态要小一些，故相应的目标可靠指标 $[\beta]$ 值可以适当降低，所以采用荷载及材料标准值进行验算。

荷载分项系数乘以荷载标准值后得荷载设计值，材料强度标准值除以材料分项系数得材料强度设计值。

统计资料表明各类荷载标准值的保证率并不相同，如按荷载标准值设计，将造成结构可靠度的严重差异，并使某些结构的实际可靠度达不到目标可靠度的要求，所以引入荷载分项系数予以调整。对于材料来说为了充分考虑材料的离散性和施工中不可避免的偏差带来的不利影响，对材料强度的标准值除以一个大于 1 的系数即为材料强度设计值。

五、计算题

1. 解：

(1) 判别 T 形截面类型。

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b' h' (h_0 - \frac{h'_1}{2}) &= 1.0 \times 11.9 \times 600 \times 120 \times (700 - 40 - \frac{120}{2}) \\ &= 514.08 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} < M = 595 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

故属第二类 T 形截面。

(2) 计算受拉钢筋面积 A_s 。

$$\begin{aligned} \alpha_s &= \frac{M - \alpha_1 f_c (b'_t - b) h'_t (h_0 - \frac{h'_t}{2})}{\alpha_1 f_c b h_0^2} \\ &= \frac{595 \times 10^6 - 1.0 \times 11.9 \times (600 - 300) \times 120 \times (660 - \frac{120}{2})}{1.0 \times 11.9 \times 300 \times 660^2} \\ &= 0.217 \\ \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \\ &= 0.248 < \xi_b = 0.55 \\ A_s &= \alpha_1 f_c b h_0 \xi / f_y + \alpha_1 f_c (b'_t - b) h'_t / f_y \\ &= 1.0 \times 11.9 \times 300 \times 0.248 \times 660 / 300 \\ &\quad + 1.0 \times 11.9 \times (600 - 300) \times 120 / 300 \\ &= 3376 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

选用 7 Φ 25 ($A_s = 3436 \text{ mm}^2$)。

2. 解：

令 $N=N_u, M=N_u e_0$

(1) 计算 η 。

判别偏压类型, 已知 $a_s = a'_s = 35\text{mm}$

故 $h_0 = h - a_s = 450 - 35 = 415\text{mm}$

$$l_0/h = 3300/400 = 7.33 > 5$$

所以需要考虑二阶弯矩的影响:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{200 \times 10^6}{350 \times 10^3} = 571\text{mm}$$

$$e_s = 20\text{mm} > \frac{h}{30} = 450/30 = 15\text{mm} (\text{取 } e_s = 20\text{mm})$$

$$e_i = e_0 + e_s = 571 + 20 = 591\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \zeta_1 &= 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 14.3 \times 350 \times 450 / (350 \times 10^3) \\ &= 3.218 > 1 \quad (\text{取 } \zeta_1 = 1) \end{aligned}$$

由于 $\frac{l_0}{h} = 7.5 < 15$ (所以取 $\zeta_2 = 1$):

$$\begin{aligned} \eta &= 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \\ &= 1 + \frac{1}{1400 \times 591 / 415} \times 7.33^2 \times 1 \times 1 \\ &= 1.019 \end{aligned}$$

$$\eta e_i = 1.019 \times 591 = 602\text{mm} > 0.3 h_0 (= 0.3 \times 415 = 125\text{mm})$$

按大偏心构件进行计算:

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 602 + \frac{450}{2} - 35 = 792\text{mm}$$

(2) 计算 A_s 。

$$\begin{aligned} \alpha_s &= \frac{Ne - f'_y A'_s (h_0 - a'_s)}{\alpha_1 f_c b h_0^2} \\ &= \frac{350 \times 10^3 \times 792 - 300 \times 1256 \times (415 - 35)}{1.0 \times 14.3 \times 350 \times 415^2} \\ &= 0.155 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \\ &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.155} \\ &= 0.169 < \xi_b = 0.550 \end{aligned}$$

$$\xi = 0.169 > \frac{2a'_s}{h_0} = \frac{2 \times 35}{415} = 0.168$$

故 $A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi + f'_y A'_s - N}{f_y}$

$$\begin{aligned} &= \frac{1.0 \times 14.3 \times 350 \times 415 \times 0.169 + 300 \times 1256 - 350 \times 10^3}{300} \\ &= 1250\text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$> A_{\min} (= \rho_{\min} bh = 0.002 \times 350 \times 450 = 315 \text{mm}^2)$$

选 4 Φ 20, $A_s = 1256 \text{mm}^2$ 。

总配筋率:

$$\rho = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{1256 + 1256}{350 \times 450} = 0.016 > 0.005, \text{ 满足要求。}$$

3. 解:

$$A_p = 4 \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12.7^2 = 508 \text{mm}^2$$

$$A_c = A - A_p - A_s = 180 \times 180 - 508 = 31892 \text{mm}^2$$

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} = \frac{1.95 \times 10^5}{3.25 \times 10^4} = 6$$

$$A_0 = A_c + \alpha_E A_p = 31892 + 6 \times 508 = 34940 \text{mm}^2$$

$$\begin{aligned} N_{cr} &= (\sigma_{pc} + f_{tk}) A_0 \\ &= (2.31 + 2.39) \times 34940 \\ &= 164.218 \text{kN} \end{aligned}$$

$$N_u = f_{py} A_p = 1320 \times 508 = 670.560 \text{kN}$$

由于 $N_{cr} = 164.218 \text{kN} < N = 200 \text{kN}$

因此混凝土已经开裂, 应力均由预应力钢筋承担, 故最不利截面

$$\sigma_p = \frac{N}{A_p} = \frac{200 \times 10^3}{508} = 393.70 \text{N/mm}^2$$

参 考 文 献

- 1 中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范 (GB50010—2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- 2 中华人民共和国国家标准. 建筑结构可靠度设计统一标准 (GB50068—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
- 3 中华人民共和国国家标准. 建筑结构荷载规范 (GB50009—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- 4 中华人民共和国国家标准. 砌体结构设计规范 (GB50003—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- 5 梁兴文, 史庆轩. 混凝土结构设计. 北京: 科学出版社, 2004
- 6 梁兴文, 史庆轩, 童岳生编著. 钢筋混凝土结构设计. 北京: 科学技术文献出版社, 1999
- 7 沈蒲生主编, 梁兴文副主编. 混凝土结构设计. 北京: 高等教育出版社, 2003
- 8 罗福午主编, 方鄂华, 叶知满编著. 混凝土结构及砌体结构 (下册). 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- 9 周克荣, 顾祥林, 苏小卒编著. 混凝土结构设计. 上海: 同济大学出版社, 2001
- 10 许淑芳, 熊仲明, 砌体结构. 北京: 科学出版社, 2004
- 11 东南大学, 郑州工学院编. 砌体结构. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- 12 王社良, 熊仲明主编. 混凝土及砌体结构. 北京: 冶金工业出版社, 2004
- 13 滕智明主编. 混凝土结构及砌体结构学习指导. 北京: 清华大学出版社, 1994
- 14 东南大学, 同济大学, 天津大学合编. 混凝土结构 (下册). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002