

横向钢筋对钢筋桁架楼承板的影响研究

李宗志¹, 王东¹, 邓成邦², 秦子翔¹

(1. 昆明理工大学建筑工程学院, 云南 昆明 650500; 2. 云南省设计院集团勘察分院, 云南 昆明 650228)

摘要: 钢筋桁架楼承板是一种新兴的楼板体系, 它相比传统的楼板, 具有施工速度快、造价低和不需要临时支撑等优点。由于设计的原因, 在施工中将上部的水平钢筋与植筋连接, 整个建筑楼板的钢筋含量有时会比传统建筑的含钢量还高。结合工程实例利用 ANSYS 软件对钢筋桁架楼承板进行模拟, 对加入横向钢筋的钢筋桁架楼承板进行分析和优化。

关键词: 钢筋桁架; 数值模拟; 优化设计; 横向钢筋

中图分类号: TU392.2

文献标识码: A

文章编号: 1006—7973 (2020) 07—0155—03

1 前言

钢筋桁架楼承板是在第一代非组合压型钢板(开口板)和第二代组合压型钢板(闭口板)的基础上改进而来。此模板是由上弦钢筋、下弦钢筋、腹筋以及支座钢筋组成, 其中一根上弦钢筋和两根下弦钢筋呈三角形布置, 通过腹筋将上、下弦钢筋利用电焊连接到一起, 形成一个结构稳定的小型三角空间桁架, 并在钢筋桁架的两端焊接支座钢筋, 最后, 利用高频电阻点焊将镀锌钢板焊接到三个钢筋桁架下, 成为现有的钢筋桁架模板^[1]。

钢筋桁架的制作是在后台加工场定型加工而成, 可以预制长度。每个钢筋桁架模板通常都含有三个小型钢筋桁架, 在现场施工时, 将在工厂预制好的钢筋桁架模板依次拼接并摆放到设计的位置, 制作上部横向钢筋, 进行钢筋绑扎, 待一切准备工作就绪后浇筑混凝土, 待其达到设计强度后就成为了钢筋桁架楼承板。

钢筋桁架楼承板要比传统现浇板造价节省很多, 主要体现在现场施工方便、钢筋绑扎量相对较少和不需要临时支撑等。钢筋桁架楼承板因钢筋桁架独特的空间造型, 以及镀锌钢板的存在, 使得最大无支撑板跨可以设到 4.8 米, 但是传统的楼承板需要大量的临时支撑, 钢筋桁架楼承板大大节省现场人工和工时, 管理费用和人工费用大大降低^[2]。

2 工程概况

拟建建筑物在某市繆家营村, 地上 32 层, 地下 2 层, 建筑总高度 98.9m; 建筑结构形式为部分框架剪力墙结构, 结构安全等级二级, 设计使用年限为 50 年, 建筑耐火等级为一级, 建筑结构抗震设防类别为丙类, 抗震设防烈度为 7 度。施工完成后, 需要在部分中空位置补板, 设计已在住宅部分中空位置的剪力墙或梁上, 预埋好等边角钢, 通过不锈钢化学锚栓 (M14×160@350), 将等边角钢与墙体连接, 钢筋桁架楼承板模型直接安装在等边角钢上, 其中洞口尺寸 2600×2880mm, 钢筋桁架楼承板的模板型号为 TD3-70, 钢筋桁架的高度 70mm, 钢筋桁架楼承板的高度是 100mm, 钢筋桁

架的上弦钢筋、下弦钢筋、腹筋的直径分别是 10mm、8mm、4.5mm^[3] (如图 1)。

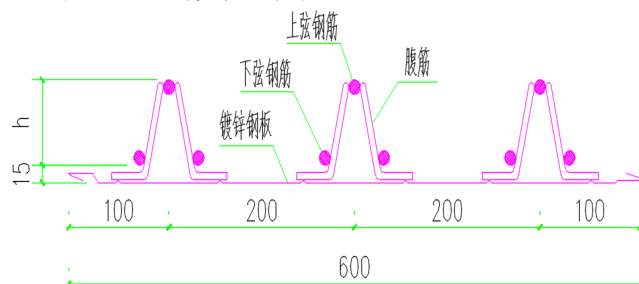


图 1 楼承板大样图

3 研究方案

在钢筋桁架模板的上弦钢筋上垂直绑扎横向钢筋, 使其在空间上形成双层双向的钢筋网络。由于在钢筋桁架楼承板中加入了横向钢筋, 整个建筑楼板的钢筋含量有时会比传统建筑的含钢量还高。运用有限元软件 ANSYS15.0, 分析加入横向钢筋和未加入横向钢筋的钢筋桁架模型, 并进行模型结果的对比, 分析横向钢筋的作用, 以此来达到设计模型最优、造价最省的结果。

4 数值模拟

4.1 单元类型的选取及材料的本构关系

混凝土模拟选用 solid65 单元^[4]。solid65 单元是一种三维的混凝土实体单元, 设置单元后进行单元选项设置, 不考虑混凝土的大变形, 同时考虑应力松弛, 在求解运算时, 可以帮助模型结果收敛。

混凝土标号选用 C30, 混凝土重度为 25KN/m³, 轴心抗压强度设计值 $f_c=14.3\text{Mpa}$, 轴心抗拉强度设计值 $f_t=1.43\text{Mpa}$, 标准值 $f_{tk}=2.01\text{Mpa}$, 弹性模量为 $E_c=3 \times 10^4\text{Mpa}$, 泊松比为 0.2, 混凝土应力应变关系采用多线性等向强化模型 (MISO 模型)^[5]。另外, 混凝土材料的实际参数按照混凝土结构设计规范附录中混凝土单轴受压应力应变曲线来进行计算取值。

在使用阶段用 Link180 单元模拟钢筋桁架, 通过实常数来进行定义钢筋圆截面。采用 HRB400 级钢

筋, 钢筋抗压强度设计值 $f_y' = 360\text{Mpa}$, 轴心抗拉强度设计值 $f_y = 360\text{Mpa}$, 标准值 $f_{yk} = 400\text{Mpa}$, 弹性模量为 $E_c = 2 \times 10^5\text{Mpa}$, 泊松比为 0.3, 钢筋采用双线性等向强化模型 (BISO 模型)。

4.2 模型计算

根据单元类型和材料参数建立好钢筋桁架模型, 在施工阶段钢筋桁架受力包括恒荷载 (湿混凝土的自重 25KN/m^3 、钢筋桁架的自重) 和施工荷载 (2KN/m^2)。施工阶段的边界条件是简支约束, 即一端限制横向、竖向、前后方向的移动, 但是不限制转动, 另一端限制垂直方向的位移。使用阶段的受力荷载包括恒荷载和施工荷载 (2.5KN/m^2), 为了方便理论计算, 使用阶段边界条件同施工阶段相同, 在分析横向钢筋的影响时, 再按照双向板进行数值模拟, 此时边界条件在长度方向上是固端约束, 宽度方向是简支约束。数值模拟的模型尺寸长 \times 宽为 $2600 \times 2880\text{mm}$, 钢筋桁架和混凝土的单元网格都是 50mm , 混凝土采用映射网格划分^[6]。

恒荷载包括钢筋桁架楼承板的自重、面层及吊顶的重量, 其中面层及吊顶的重量取 1.2KN/m^2 , 本文楼承板是建立在厨房等荷载比较大的区域, 活荷载取 2.5KN/m^2 。

在使用阶段的有限元模型中, 为了使钢筋和混凝土共同工作、运动方向一致, 需要让钢筋和混凝土完全粘结, 利用 CEINTF^[7] 命令将混凝土和钢筋桁架单元进行耦合, 并建立约束方程。

理论计算依据《建筑结构静力计算手册》^[8], 采用线弹性分析法, 按单跨简支板进行计算。通过利用挠度计算公式 $f = 5(q_{dk} + \psi q_{lk}) \cdot L_0^4 / 384B$, 其中 q_{dk} 为恒载标准值, q_{lk} 为活荷载标准值, ψ 为准永久值系数, 最终得出模型挠度的理论计算值为 1.962mm 。

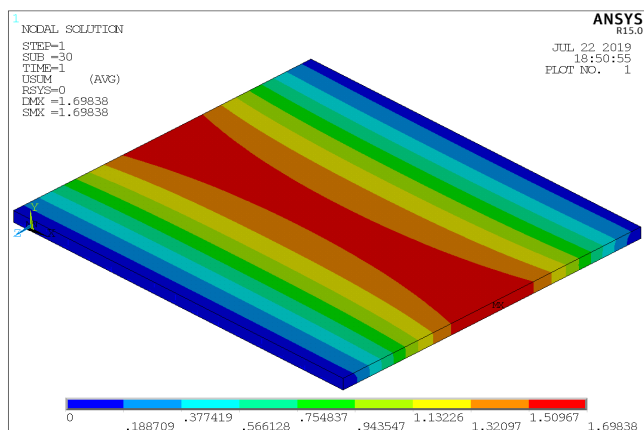


图2 楼板挠度图

通过有限元分析得到楼板挠度图 (如图2), 可以看出, 钢筋桁架楼承板的最大位移出现在跨中处, 最大位移是 1.698mm , 与理论计算的结果 1.962mm 相比, 两者相差不大, 说明 ANSYS 模型的建立和外在条件的施

加满足模型的要求。

虽然数值模拟和理论计算的结果相差不大, 但还是有一定的差距。钢筋桁架的上弦钢筋、下弦钢筋、腹筋通过点焊连接, 在现场施工过程中, 上、下弦钢筋通过腹筋的连接而使三者共同协同作用, 但是, 腹筋直径相比上、下弦钢筋直径而言相对较小, 自身的约束力不足, 在工程现场实际受力中, 无法使三者按照理想的状态一起协同变形, 从而使两者的挠度结果存在一定误差^[9]。

5 上弦钢筋直径对钢筋桁架楼承板的影响分析

使用阶段的钢筋桁架楼承板, 是将钢筋桁架的上弦钢筋和横向钢筋绑扎在一起, 两者垂直绑扎形成上部钢筋, 并且参与工作和混凝土共同承担结构荷载。

利用有限元分析钢筋直径对钢筋桁架楼承板的影响, 保持钢筋桁架的高度和钢筋间距不变, 固定下弦钢筋直径和腹筋直径, 改变上弦钢筋直径的大小, 分析不同钢筋直径所对应的最大挠度结果, 以此来判断上弦钢筋直径变化对楼承板的影响大小。表1为使用阶段不同钢筋直径下的跨中最大挠度统计。

表1 不同上弦钢筋直径下的最大挠度值数据汇总

编号	桁架高度 (mm)	钢筋直径 (mm)			桁架间距 (mm)	最大挠度 (mm)
		上弦	下弦	腹筋		
1	70	6	8	4.5	188	1.76
2	70	8	8	4.5	188	1.73
3	70	10	8	4.5	188	1.70
4	70	12	8	4.5	188	1.65

通过上述表格的数据可以观察到, 在不同上弦钢筋直径的钢筋桁架楼承板有限元分析中, 最大挠度的变化比较小, 并且随着上弦钢筋直径的增大, 最大挠度值呈减小的趋势, 因为上弦钢筋直径增加, 用钢量增大, 整个楼承板的刚度变大, 所以最大挠度变小, 这符合实际的工程经验。通过数据的对比总结出, 上弦钢筋直径的变化对钢筋桁架楼承板的挠度有一定的影响, 但是影响效果比较小。

已有研究表明^[11], 利用有限元优化设计分析, 钢筋桁架高度 70mm 、钢筋桁架间距 178mm 、上弦钢筋截面积、下弦钢筋截面积、腹筋截面积是 28.26mm^2 、 28.26mm^2 、 19.63mm^2 的情形是最优解。将钢筋截面积折合成直径, 上弦钢筋直径、下弦钢筋直径、腹筋直径分别为 6mm 、 6mm 、 2.5mm 。此研究结果是针对使用阶段的情形, 如果将此型号的钢筋桁架在施工阶段使用, 则其承载力、上弦钢筋的稳定验算皆不满足要求。本文研究的上部钢筋 (包括上弦钢筋和横向钢筋), 其上弦钢筋依然采用钢筋桁架楼承板的规范标准, 即上弦钢筋直径取 10mm 。

6 横向钢筋对楼承板影响的有限元分析

钢筋桁架双向楼承板的钢筋布置, 就是在单向钢筋桁架楼承板的基础上, 在上弦钢筋上垂直配置一排通长

的横向钢筋（间距 200mm），使上弦钢筋和横向钢筋绑扎到一起，形成双层双向的钢筋网络布置，即上部钢筋与下弦钢筋呈双层布置^[12]。根据工程设计，横向钢筋采用 Φ10。

图 3 是未加入横向钢筋的应力云图，在图中可以看出钢筋的最大应力值为 80.6N/mm²，最大应力出现在跨中，具体出现在上弦钢筋上，最小应力值出现在腹筋上。图 4 是加入横向钢筋的位移云图，在图中可以看出，钢筋桁架楼承板在均布荷载的作用下，最大位移出现在跨中，最大位移值是 0.58mm，板的四周有约束作用，所以四周的位移是零，这符合结构在力的作用下的位移特点。

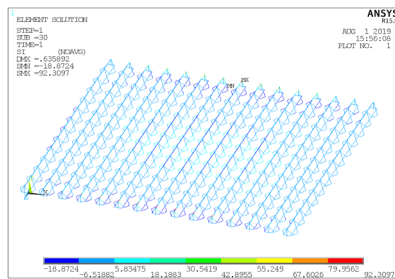


图 3 未加入横向钢筋应力云图

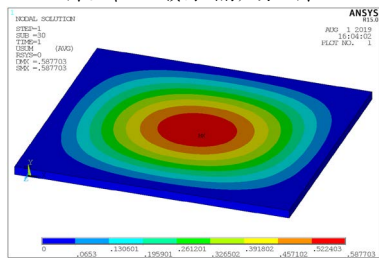


图 4 加入横向钢筋位移云图

表 2 有限元分析数据汇总

	未加入横向钢筋	加入横向钢筋	变化量 (%)
钢筋最大应变	0.403e-3	0.386e-3	-4.22%
钢筋最大应力 (N/mm ²)	80.6	77.23	-4.18%
混凝土最大应力 (N/mm ²)	4.28	4.33	1.17%
混凝土最大挠度 (mm)	0.61	0.58	-4.92%

表 2 是数值模拟的数据汇总。通过此表可以看出，加入横向钢筋的楼承板与未加入横向钢筋的楼承板的应力、应变、挠度变化都比较小。混凝土的最大位移是 0.61mm，加入横向钢筋后位移变化到 0.58mm；混凝土节点等效应力中最大的解的变化量是 1.17%；通过楼承板的位移云图可以看出，楼承板最大位移出现在跨中，并且加入横向钢筋的挠度变化比未加入横向钢筋的楼承板挠度变化要小，符合实际情况的变化规律。

未加入横向钢筋的模型中，钢筋应变的最大值为 $0.403 \times 10^{-4} \text{N/mm}^2$ ，与加入横向钢筋的模型相比，钢筋应变的最大值变化量减少 4.22%；钢筋的等效应力从 80.6 N/mm² 减小到 77.23 N/mm²，与加入横向钢筋的楼承板相比变化量减少 4.18%；通过有限元分析应力云图

和应变云图能够观察到，钢筋的最大应力出现在上弦钢筋上，最小应力值出现在腹筋板底位置处。本模型施加的是均布荷载，不是单纯的在板中间施加集中力，所以板的各个方向都受力，并且应力最大、最小值都是在支座的边缘处。本文模型板的四周都有约束，板的四周承受了很大的弯矩作用，所以应力最大最小值出现在支座处，符合理论分析的情况。

7 结论

钢筋桁架楼承板加入横向钢筋前后的挠度变化、钢筋应力、应变变化都非常小，变化量微乎其微。可以总结出，横向钢筋的加入对于钢筋桁架楼承板的总体影响比较小，由此在实际工程当中，钢筋桁架可按照规范中钢筋桁架构造要求配置。同时，为考虑混凝土的整体性，可以采用直径较小的横向钢筋，建议采用规范的最小值 Φ6@200 即可。

参考文献：

- [1] 李文斌, 杨强跃, 钱磊等. 钢筋桁架混凝土楼板的设计 [J]. 建筑结构, 2006, 36(12): 87-89.
- [2] 赵磊. 自承式钢筋桁架混凝土叠合板设计计算方法研究 [D]. 长沙: 中南大学, 2007.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JG/T 368-2012 钢筋桁架楼承板 [S]. 北京: 冶金工业出版社, 2012.
- [4] 王新敏, 李义强, 许宏伟. ANSYS 结构分析单元与应用 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2011.
- [5] 李立峰, 王连华. ANSYS 土木工程实例详解 [M]. 北京: 人民邮电出版社, 2015.
- [6] 胡宪鑫. 钢筋桁架混凝土楼板受力性能分析 [D]. 郑州: 郑州大学, 2015.
- [7] 龚曙光, 谢桂兰, 黄云清. ANSYS 参数化编程与命令手册 [M]. 北京: 机械工业出版社, 2009.
- [8] 国振喜, 张树义. 建筑结构静力计算手册 [M]. 北京: 机械工业出版社, 2015.
- [9] 何守民. 钢筋桁架组合楼板刚度试验研究 [D]. 合肥: 合肥工业大学, 2013.
- [10] 梁兴文, 史庆轩. 混凝土结构设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [11] 车建萍. 钢筋桁架楼承板优化设计研究 [D]. 合肥: 合肥工业大学, 2014.
- [12] 陈仪. 现浇双向钢筋桁架楼承板受力性能研究试验 [D]. 重庆: 重庆交通大学, 2016.