

摘要

自承式钢筋桁架混凝土叠合板是一种新型的叠合楼盖形式,因为预制构件中有钢筋小桁架的存在,故其在施工阶段的短期刚度比普通的叠合楼盖要大,具有在施工阶段无需模板、板底不加支撑的优良特性,特别适合于钢结构住宅中梁、柱工厂预制,现场安装,快速施工的工业化要求。

笔者在国内外现有叠合式受弯构件刚度计算理论的基础上,根据自承式钢筋桁架混凝土叠合板的截面形式特点,按照预制构件的中和轴与叠合面的相对位置及第一阶段(施工阶段)弯矩值相对其开裂弯矩的大小分为四类,采用不同的公式计算预制构件的短期刚度。在推导出了预制构件的短期刚度之后,研究了叠合构件的受拉钢筋应力,长期刚度,裂缝宽度,受压钢筋所需腹杆支撑间距的计算,以及预制板吊装的验算。从而完成了对自承式钢筋桁架混凝土叠合板作为单向板考虑的全过程的设计理论研究。

通过变化预制板的四个参数,建立十六个有限元模型,研究了预制板厚度、钢筋桁架上下弦钢筋轴心距离、预制板混凝土强度等级及腹杆直径对自承式钢筋桁架混凝土叠合板预制构件短期刚度的影响,并将分析结果与预制构件短期刚度公式进行了验证。

最后通过一个算例演示出自承式钢筋桁架混凝土叠合板作为单向板计算(第一阶段为简支板,第二阶段为连续板)的全过程。编制了简单的计算程序,完成了房屋建筑结构中一些常用跨度的楼板的设计,按照规范的承载力要求和正常使用状态要求,完成了板宽为 600mm 板的各基本跨度的设计计算,并编制成表,方便工程设计中选用。

关键词: 钢筋桁架, 叠合板, 中和轴相对叠合面位置, 短期刚度, 长期刚度, 无支撑

ABSTRACT

Composite slab by steel bar truss and concrete is a new style of floor slab. Because there are the small steel bar trusses in precast member, its short-term rigidity is higher than the normal composite floor slab. This kind of structural system has its advantage and feature that it doesn't need template and temporary construction supports at slab bottom. It is especially fits for factory-prefab beam and pillar in steel structural house, fixing members on spot and the requirement of fast construction.

Based on the existing theories of flexural members in the country and abroad, the author developed different formulas to calculate short-term rigidity of precast member, according to the flow point. 1. Relative location of the neutron-axis and the combined interface of slab; 2. Relative value of the moment in first phase and the cracking moment of the precast slab. After the calculation formula of slab short-term rigidity is found, the author research the calculation of the stress of bottom steel bar, long-term rigidity, the width of crack, the pressed steel bar's length supported by the web member, and the hoist of the precast slab. After these, all design theories of the Composite slab by steel bar truss and concrete calculate as one way slab is found.

Then the influence of several parameters to the short-term rigidity of precast slab is analyzed, such as the thickness of precast slab, the axis distance between the top member and the bottom member, concrete strength, the radius of web member. And compare the FEA result to the theory result.

At last, a design example of composite slab by steel bar truss and concrete as one way slab(simply support slab in first phase, continuous slab in second phase) is present, in order to exhibit the all steps of the design. A little computer program is edit to design the usual span slab in building construction based on the rules of bearing capacity and normal limit state. The usual span slab (600mm width) is completed in chapter 4. The result is list in order to easily choose in the latter design.

Keywords: steel bar truss, composite slab, relative location of the

neutron-axis and the combined interface of slab, short-term rigidity,
long-term rigidity, no support

原创性声明

本人声明，所呈交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知，除了论文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得中南大学或其他单位的学位或证书使用过的材料。与我共同工作的同志对本研究所作的贡献均已在论文中作了明确的说明。

作者签名： 赵磊 日期： 2007 年 5 月 25 日

关于学位论文使用授权说明

本人了解中南大学有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留学位论文，允许学位论文被查阅和借阅；学校可以公布学位论文的全部或部分内容，可以采用复印、缩印或其他手段保存学位论文；学校可根据国家或湖南省有关部门规定送交学位论文。

作者签名： 赵磊 导师签名： 杨建军 日期： 2007 年 5 月 25 日

第一章 绪论

近年来,在国民经济快速发展和我国住房体制发生巨大变化的背景下,国民收入稳步提高,旧的住房分配体制已被打破,新的住房体制已经形成,至 2006 年,我国的人均 GDP 达到 1450 美元左右,住宅建设在近年取得了前所未有的巨大发展,正处在城市化发展和住房消费的上升阶段。据有关部门预测,到 2010 年,我国城镇化水平将达到 40%,2020 年预计为 50%左右,城镇化增长率估计按每年 1.05 个百分点左右的比例增长。照这样的城镇化增长速度,为满足我国城乡居民的居住需求,预计每年需建造住房面积为 15 亿 m^2 。

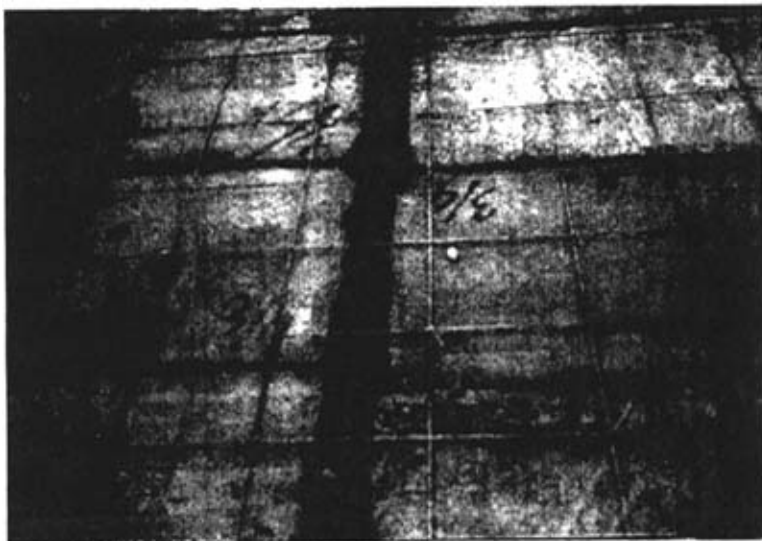
为满足城市化进程快速推进的要求,住宅产业化是一条切实可行的道路,住宅产业化是通过工业化生产方式生产住宅,以提高建设效率,降低建设成本。在住宅产业化这个发展趋势下,钢结构住宅的发展迎来了一个高速发展的契机。钢结构住宅是住宅建筑的一个分支,与砌体结构,混凝土结构,木结构共同构成住宅建筑结构四大体系。它以工业化生产的钢梁、钢柱为骨架,配合可以快速施工的钢—混凝土组合楼板、预制混凝土板或叠合楼板,再辅以新型轻质墙体材料作为围护结构,则可以形成设计标准化、制造工业化、安装机械化的整个装配式结构体系。本文将研究一种可与钢结构住宅快速施工配套的自承式钢筋桁架混凝土叠合楼板,其应用前景广泛,与钢结构体系和普通混凝土结构体系均有着良好的契合度。

1.1 概述

整浇式钢筋混凝土结构是钢筋混凝土结构的最早形式,众所周知,这种结构具有整体性好刚度大的优点,但相应也有很多缺点。例如:费工大、费木料多、施工周期长,生产较难工业化等。因此,人们逐渐将整浇式钢筋混凝土结构发展成装配式钢筋混凝土结构。装配式结构可使建筑构件工业化,制造不受季节限制,能加快施工进度,还可免去大部分施工模板。但这种结构的致命缺点是整体性差,不利于抗震。于是人们想到了结合二者优点的混凝土叠合结构。

混凝土叠合结构,就是将整浇式结构根据其使用和制造时的受力特点改变为预制的单个构件部分和现浇部分,其中预制的单个构件部分在工厂制造,然后将

其运到现场进行装配，预制构件承受施工阶段的荷载，兼起后浇层混凝土的模板作用，再在其上浇筑现浇部分，待现浇部分混凝土达到强度要求后，预制构件和现浇层形成混凝土叠合式整体构件，二者共同承受使用阶段的各种荷载。图 1-1(a) 为 90 年代中期某厂房中汽机房、锅炉房叠合式屋盖的图片。(b) 为除氧煤仓间叠合式楼板现场施工图片。



(a) 汽机房、锅炉房叠合式屋盖的图片



(b) 除氧煤仓间叠合式楼板现场施工图片

图 1-1 某厂房的叠合楼盖现场图片

1.2 混凝土叠合结构的优缺点

按照叠合式结构预制构件在工厂预制,叠合层到工地现浇这种制造工艺的特点,可以看出这种结构的主要优点体现在如下几个方面^{[0a][0b]}:

1) 这种结构的主要受力部分在工厂制造,机械化程度高,专业技术熟练,构件质量高;

2) 预制构件的模板可以重复使用,现浇部分施工时,可以利用预制构件作脚手架和模板,比整体式结构省工省料,还能缩短工期;

3) 可以配合截面各部分的受力情况,利用不同等级和不同成分的混凝土以节省水泥,因为有现浇层的存在,可以做成连续结构,相对纯装配式楼盖可以节省水泥和钢筋用量达到 20%;

4) 混凝土叠合结构中的预制构件,因为体积小,重量轻,运输安装都比较方便,比传统的装配式结构的灵活性和适用性更大;

5) 相对传统的装配式结构,有较好的整体刚度,裂缝控制性能和抗震性能;

6) 与钢结构体系中现有的压型钢板—混凝土组合楼盖相比,既保持了可和钢结构梁柱配合快速施工的要求,又节约了压型钢板的的使用,降低了工程造价。

当然混凝土叠合结构在具有上述优点的同时,也存在一定的缺点。

1) 这种结构进行二次浇注,整个构件由预制构件和叠合层混凝土两种新旧混凝土共同工作,计算复杂,设计工作量大,但是只要对叠合结构的二阶段受力特点有清楚的认识,在加上对规范条文的理解和正确执行,则设计人员可以很好的掌握叠合式受弯构件的设计。

2) 另外叠合构件中新旧混凝土的协同工作的稳定性是人们最为关心的问题,这个问题在经过国内外多年来的大量实验研究后^{[3][4]},已证明通过一定的构造措施,完全可以保证其整体共同工作。若干混凝土叠合式结构的施工实践也完全证明了这一点^{[5][6][7]}。

3) 混凝土叠合结构对施工也有着较高的技术要求,包括预制构件的运输,吊装和现场施工等,但在我国加入 WTO 这样的环境下,建筑企业也必须依靠技术进步,提高从业人员素质才能形成自己的核心竞争力,在严峻的市场经济竞争中成长壮大起来,在这样的背景下,叠合结构在推广过程中遇到的施工问题必将得到解决。

1.3 混凝土叠合结构在国内外的的发展情况

1.3.1 国外的发展情况

国外在 20 世纪 20 年代开始把混凝土叠合结构用在桥梁上^[8], 40 年代开始用在房屋建筑上, 50 年代在建筑上取得较大发展。最初的混凝土叠合结构是钢梁与现浇混凝土板的组合, 也有采用木梁和现浇混凝土板组合的, 以后发展为预制钢筋混凝土构件与现浇板的组合和预应力混凝土构件与现浇板的组合, 近几年的发展趋势是钢—混凝土叠合结构, 以下就这种结构在民用房屋和工业厂房中的应用分别加以介绍。

民用建筑方面: 国外 50 年代用的比较多的是一种工业生产的预应力棒, 在其上浇低强度混凝土, 称为综合结构, 如图 1-2 所示:

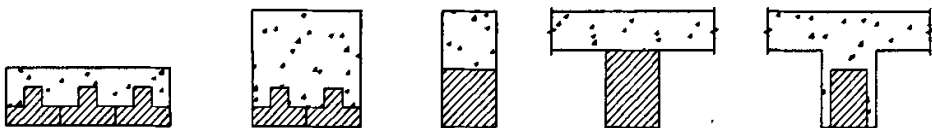


图 1-2 国外 50 年代的综合结构

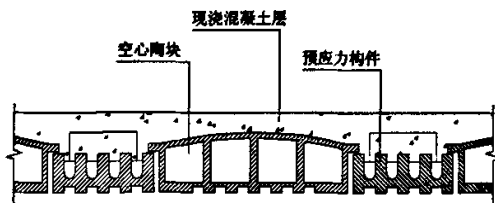


图 1-3 “什塔尔唐”式结构

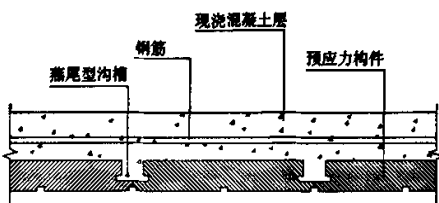


图 1-4 “比藏”式装配式结构

至 70 年代以后, 各个国家根据自己国家的实际情况和生产条件, 均研制出了适合自己国家情况的叠合结构形式。如波兰采用一种称作 DMSZ 式的叠合结构楼面即用预应力小梁做装配式承重构件, 在小梁上搁预制粘土空心砌块, 再在上面浇整体混凝土, 使三者共同工作; 英国在居住房屋、学校医院中广泛采用一种“什塔尔唐”的叠合结构楼面(图 1-3)相对全装配式节约钢材; 还开发出一种“比藏”式预应力混凝土薄板(图 1-4), 其通过燕尾式的沟槽来保证新旧混凝土的结合; 前苏联在成功的将英国的这种预应力薄板应用在其南方地区的抗震结构上^[9]; 法国和德国广泛采用这种预应力薄板制作混凝土叠合式装配整体楼盖, 在叠合面上加剪力钢筋, 并提出了设计施工规程^[10]; 日本熊谷组公司新开发出了一种 PC 叠合板构件(下部板预制, 上面现浇一层), 都取得了良好的应用效果。

工业建筑方面: 国外在 50 年代即开始采用混凝土叠合式整体结构, 60 年代得到较大发展, 70 年代后向着构件定型化、体系化前进。在多层工业厂房楼盖方面, 国外一般采用下述两种型式: 梁板预制再在其上浇整体部分混凝土, 梁预制板全部现浇。

近年来的发展趋势是钢—混凝土叠合结构,是一种由工字钢梁上设置抗剪铆钉,铆钉与有规则的波纹状压型钢板连接,压型钢板上浇注混凝土,形成钢—混凝土叠合结构^[11]。其一般形式如图 1-5,图 1-6 所示。

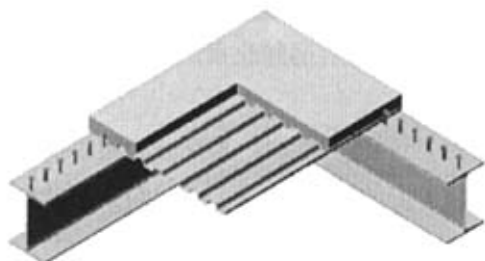


图 1-5 钢—混凝土组合梁盖图

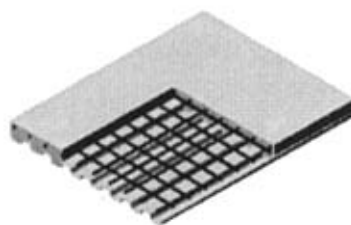


图 1-6 钢—混凝土叠合楼板剖面

1.3.2 国内的发展情况

民用建筑方面:

我国从 1957 年开始生产预应力棒、预应力薄板和双层空心板等装配整体式构件。1961 年同济大学朱伯龙等研制了一种装配整体式密肋楼板,预制部分为 I 字型小梁和薄板,面层为现浇混凝土,天花平顶为预制薄板放在 I 字型小梁下部翼缘上^[12]。国内高层建筑中首先采用混凝土叠合装配式整体结构的是北京民族饭店和北京民航局办公大楼。70 年代我国预应力混凝土预制小梁与现浇板相结合的混凝土叠合式屋面得到发展,先后在天津、浙江、广东等省市建造了一批采用这种结构的房屋,经济效果很好。自 80 年代起,叠合结构开始更多的应用到高层建筑楼盖结构中去,这段时间的项目有北京国际大厦(33 层,高 101m)、西苑饭店(29 层,高 96m)、昆仑饭店(30 层,高 99.9m)、武汉金源世界中心(28 层,高 97.5m)、武汉友谊大厦(33 层,高 105m)等,截止 90 年代中期约有 20 多栋高层建筑采用了叠合结构^[13]。中国建筑技术研究院标准所已编制了预应力叠合板的标准图集,为更广泛的推广这种结构创造了条件。

工业建筑方面:

1959 年一机部一院出版了叠合构件的标准设计图。桂林橡胶工业设计研究院,从 1962 年到 70 年代末,共设计了 40 多个装配整体式多层工业厂房。我国有色冶金多层工业厂房,从 1964 年开始广泛采用装配整体式叠合结构,如熔炼、烧结、电炉、干燥和煤气站等。轻工业部各设计院在设计造纸厂、酒厂、糖

厂等轻工业厂房时,为了满足生产的要求,也广泛采用了装配整体式混凝土叠合结构,积累了丰富的设计经验。

1972 年辽宁工业设计院在设计本溪钢铁公司 120t 氧气顶吹转炉炼钢车间时采用了装配整体式叠合结构;1983 年四川省电力设计院在四川省云阳县和南川县各设计一个 $2 \times 3000\text{KW}$ 的火电厂,结合当地缺乏大型起重设备和缺乏木材的具体情况,采用了叠合结构,取得了很高的经济效益。另外北京,上海各地均有一些实施案例,不一一列举。

90 年代这种结构发展为高效预应力混凝土叠合结构,其充分利用了高强钢丝的优良特性,可产生更优良的经济效益。国内近年还出现了一种新型的叠合结构,是一种由工字钢梁、压型钢板与小型钢筋桁架与现浇混凝土共同形成的资承式钢—混凝土叠合结构,如图 1-7 所示。

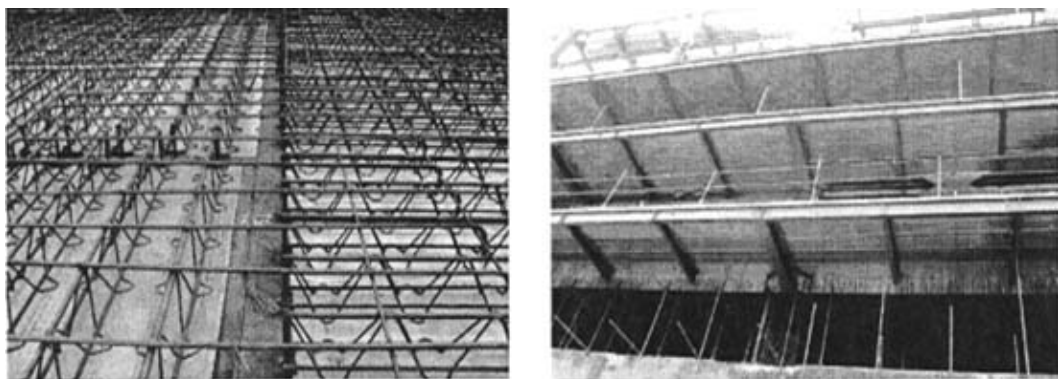


图 1-7 自承式钢—混凝土组合楼盖图

1.4 本文的研究内容、目的和方法

1.4.1 钢筋桁架混凝土叠合板的简介

本文中的自承钢筋桁架混凝土叠合板,用弯折成形的细钢筋将混凝土楼板的上下层钢筋连接起来,组成能够承受荷载的空间小桁架,再结合混凝土预制层,组成一个新型的楼板体系,它能在施工阶段承受湿混凝土现浇层的重量和施工荷载。等现浇层混凝土成型以后,钢筋桁架成为混凝土楼板的上下层配筋,承受后期的各项使用荷载。它特别适用于多层钢结构住宅结构体系中,配合钢结构住宅体系中梁柱在工厂预制,然后到工地现场装配的施工速度快的特点,免支模,免支撑,使建筑构件尽量工厂化,提高了构件质量,节约木材,加快了施工速度。

图 1-8, 1-9 是一个自承式钢筋桁架混凝土预制板的简单图示:

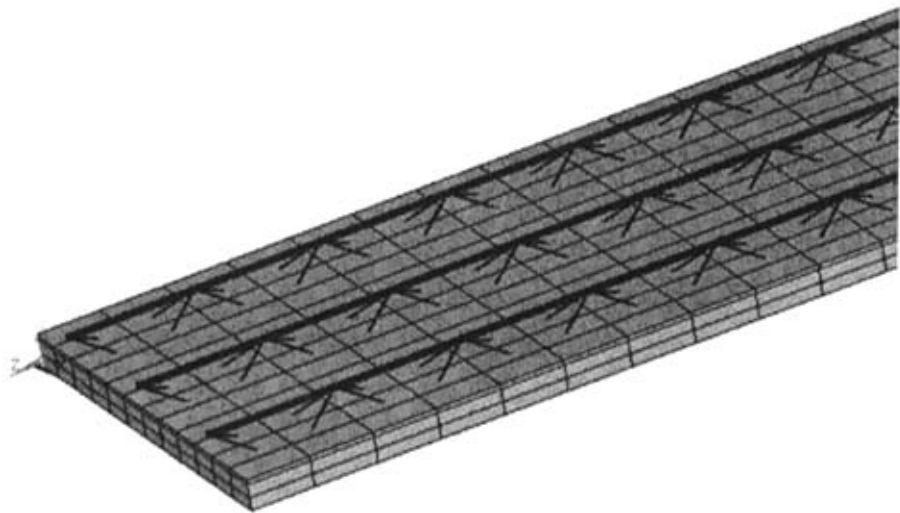


图 1-8 自承式钢筋桁架混凝土预制板的 3D 图

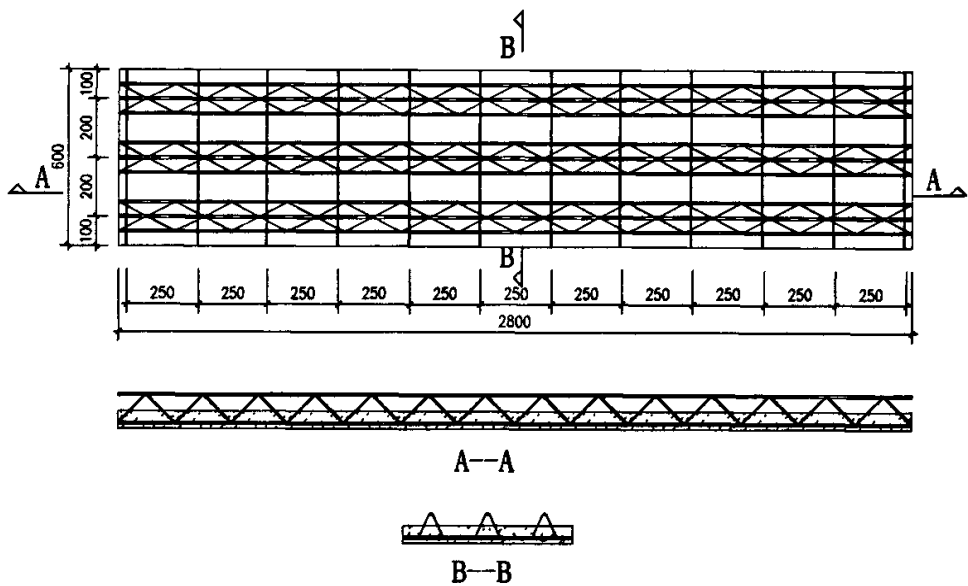


图 1-9 自承式钢筋桁架混凝土预制板的 CAD 简图

自承式钢筋桁架混凝土叠合板与现浇楼板比，节约模板，省去支撑，缩短了工期；与传统装配式结构比，有更好的整体性，更好的抗震性；与压型钢板—混凝土组合楼板相比，节约了压型钢板，因为压型钢板不能完全替代板的下部钢筋，其直接与外部空气接触，存在着锈蚀问题，容易引起结构不安全。另外由于此种

板型有小钢筋桁架中腹杆的存在,使得叠合层与预制层的抗剪连接更为可靠,其二者的共同工作有更好的保证。

1.4.2 研究的目的

自承式钢筋桁架混凝土叠合板是近年才出现的一种新型叠合受弯构件,国内外对此种结构的研究甚少。

其与普通叠合受弯构件的相同之处在于:均为二阶段受力体系,预制板在工厂制造,然后到现场组装并现浇一层混凝土,第一阶段为简支构件,第二阶段可以形成连续构件。从截面受力上讲同样存在“受拉区钢筋应力超前”,“受压区后浇混凝土应变滞后”这样的受力特点。

其不同之处在于:由于有突出叠合面的钢筋小桁架的存在,以前关于预制构件刚度的计算方法变得不太适用,对预制构件刚度的计算存在问题,而刚度计算直接影响到构件应力,挠度,裂缝等的控制。承载能力计算和正常使用状态的验算是结构设计中的基本环节,这必然迫切的要求寻找出一种新的适合于此种新结构的计算方法来完成这个工作。

本文正是希望通过对自承式钢筋桁架混凝土叠合板第一阶段工作情况的研究得出预制构件刚度的合适计算公式,从而完成对这种构件应力,挠度,裂缝的计算工作。

1.4.3 研究的方法

首先在国内外现有叠合式受弯构件刚度计算理论的基础上,根据自承式钢筋桁架混凝土叠合板的截面形式特点,推导出与此种板型相吻合的构件第一阶段的短期刚度计算公式。

再通过有限元建模分析,将模型挠度计算结果与浙江大学“自承式钢筋桁架混凝土叠合板性能研究”这个实验的挠度结果相比较以验证有限元模型的正确性。在与实验进行验证的基础上,通过有限元模型中将各类影响参数进行变化,以研究各参数变化对第一阶段构件短期刚度的影响。从而避免在进行这种足尺组合板实验所需要的巨大经济投入。通过十六个有限元模型研究预制板的板厚、钢筋桁架的上下弦轴心距离、混凝土的强度等级、钢筋桁架腹杆直径这四个参数对预制板短期刚度的影响。

将本文中推导出的理论公式与有限元分析出的数据进行比较,以观察这种计算方法与有限元模拟的误差。在得出构件第一阶段的短期刚度的基础上进行第一

阶段短期挠度计算, 受压钢筋所需腹杆支撑最大间距的计算; 第二阶段钢筋应力计算、长期挠度计算、裂缝宽度计算, 完成将自承式钢筋桁架混凝土叠合板作为单向板计算的全部过程。

文章最后通过一个算例演示出自承式钢筋桁架混凝土叠合板作为单向板计算的全过程, 编制出简单的计算程序, 完成了房屋建筑结构中一些常用跨度的楼板的设计, 按照规范的承载力要求和正常使用状态要求, 完成了板宽为 600mm 板的各基本跨度的设计计算, 并编制成表, 方便工程设计中选用。

第二章 叠合受弯构件计算理论研究

2.1 普通叠合结构施工阶段短期刚度的计算方法

2.1.1 概述

依据钢筋混凝土结构的设计原理,钢筋混凝土构件都是带裂缝工作的,但混凝土是非弹性材料,受力后会发生塑性变形,这与材力中的匀质材料是不同的。对弹性匀质材料而言,其截面抗弯刚度 EI 是常数,由曲率 $\phi = \frac{M}{EI}$ 可知,截面上弯矩与曲率成线性关系。而钢筋混凝土抗弯构件在开裂后,因为有裂缝的存在,其中和轴的高度、受压边缘混凝土应变和受拉钢筋应变会随着截面的位置不同而变化,其 $M-\phi$ 关系会与匀质弹性材料有很大不同。

为了确定一个钢筋混凝土构件的截面刚度及其变化过程,最简单最直接的方法是进行实验,量测其弯矩-曲率曲线^{[14][15]}。图 2-1 是根据试验量测结果绘制的适筋梁的弯矩-平均曲率的典型关系。曲率的增长过程中可看到两个明显的拐点:试件开裂($M > M_{cr}$)后,曲率突增,曲线出现明显转折,斜率迅速减小。不久,裂缝处于平稳发展阶段,曲率的增长率减缓,即曲率斜率增大,形成拐点 A;临近钢筋屈服(M_y)时,曲率加速增长,曲线的斜率再次迅速减小,出现拐点 B。

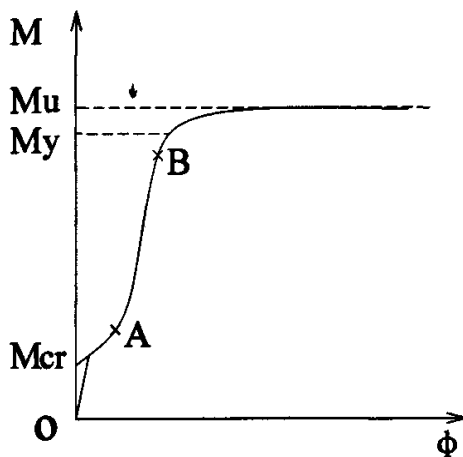


图 2-1 适筋梁的弯矩-平均曲率的典型关系

从理论上讲:混凝土受弯构件的截面弯曲刚度应取为 $M-\phi$ 曲线上相应点处的斜率 $dM/d\phi$,这种做法比较准确,但相当复杂,不便于工程应用,其一般只用于结构受力性能全过程的分析。

在工程实践中,最经常需要解决的问题是:验算构件在使用荷载作用下的挠度值,一般不需要进行变形的全过程分析,因而可采用实用些的计算方法。目前解决问题的办法是,通过一定的理论分析和实验研究,首先确定构件在短期荷载下的刚度 B_s ,然后考虑长期荷载的影响,以计算构件正常使用阶段的挠度。

混凝土叠合式受弯构件的截面刚度也是基于前述概念的前提下进行研究的,所不同的是:叠合结构具有二阶段制造和二次受力的特点,其受力性能与一次受力的同条件下对比梁有较大区别,存在着“钢筋应力超前”“受压叠合层混凝土应变滞后”的现象,其中叠合高度比 $\alpha_h(h_{01}/h_0$,预制构件有效高度与叠合构件有效高度之比)和一次受力时的弯矩比 $\alpha_M(M_{1k}/M_k$,预制构件标准弯矩与叠合构件标准弯矩的比值)对叠合结构的开裂弯矩及使用性能有较大的影响,其两个阶段的截面刚度不同,在第二阶段叠合构件的变形增长较整浇梁小,但两个阶段的变形总量仍大于整浇构件。

对于叠合结构的刚度计算方法,存在着不同的理论和表达式,大体上如下所述:

2.1.2 刚度解析法

此种方法为我国规范^[16]所采用,施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件,应对叠合构件及其预制构件部分分别进行计算。

材料力学中均质弹性梁的推导中应用了三个基本关系:1)静力平衡关系——平衡方程;2)几何关系——平截面假定;3)物理关系——虎克定律。从而建立了均质弹性梁的挠度计算公式:

$$f = \alpha \frac{Ml^2}{B} \quad (2-1)$$

式中 f ——梁跨中最大挠度;

α ——与荷载形式、支承条件有关的参数,如计算承受均布荷载简支梁的跨中挠度时, $\alpha = 5/48$;

M ——梁跨中的最大弯矩;

l ——梁的计算跨度;

B ——梁的截面刚度。

但是,钢筋混凝土梁是由不同材料构成的非均质梁,在构件即将出现裂缝时,受拉区混凝土已进入塑性状态,并且在长期荷载作用下,由于构件上裂缝的开张

以及混凝土徐变等原因, 构件刚度会随荷载增加、时间延长而下降。在混凝土受弯构件中, 其挠度计算仍可用到材料力学中的计算公式, 但构件的刚度不再是常量, 需要考虑刚度随荷载的变化即短期刚度的计算、随时间的变化即长期刚度的计算。

我国规范中关于叠合结构的刚度计算公式:

截面曲率计算简图见图 2-2, 综合考虑均质弹性梁的几何, 物理和静力关系, 得出其变形曲线的曲率公式:

$$1/r_c = \frac{M_s}{B_s} \Rightarrow B_s = \frac{M_s}{1/r_c} \quad (2-2)$$

关于钢筋混凝土叠合构件中预制构件的短期刚度 B_{s1} 可按普通钢筋混凝土构件的公式计算:

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f'}} \quad (2-3)$$

其推导过程

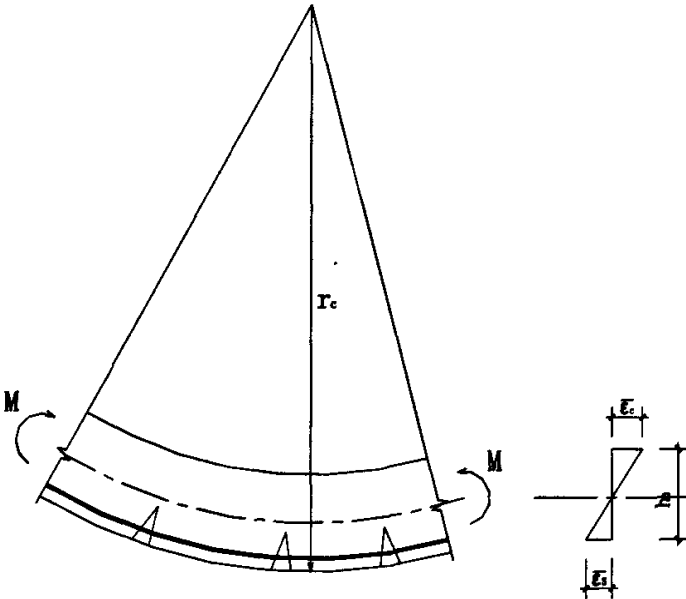


图 2-2 截面曲率计算简图

由平截面假定得:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}}{h_0} \quad (2-4)$$

$$B_s = \frac{M_s}{1/r_c} \Rightarrow B_s = \frac{M_s h_0}{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}} \quad (2-5)$$

对混凝土受压区合力作用点取矩求得：

$$\varepsilon_{sm} = \psi \varepsilon_s = \psi \frac{M_s}{A_s \eta h_0 E_s} \quad (2-6)$$

ψ —受拉钢筋应变不均匀系数；

对受拉钢筋合力作用点取矩求得：

$$\varepsilon_{cm} = \frac{M_s}{\xi b h_0^2 E_c} \quad (2-7)$$

代入前面的计算式：

$$B_s = \frac{M_s h_0}{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}} = \frac{E_s A_s h_0^2}{\frac{\psi}{\eta} + \frac{E_s A_s}{E_c b h_0 \xi}} \quad (2-8)$$

$$\text{令} \quad \rho = \frac{A_s}{b h_0} \quad (2-9)$$

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} \quad (2-10)$$

则有

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{\frac{\psi}{\eta} + \frac{\alpha_E \rho}{\xi}} \quad (2-11)$$

根据实验资料得 η 在(0.83~0.93)之间，近似取 $\eta = 0.87$ ，

平均应变综合系数可按式计算：

$$\frac{\alpha_E \rho}{\xi} = 0.2 + \frac{6 \alpha_E \rho}{1 + 3.5 \gamma_f'} \quad (2-12)$$

从而得到受弯构件的短期刚度计算公式：

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15 \psi + 0.2 + \frac{6 \alpha_E \rho}{1 + 3.5 \gamma_f'}} \quad (2-13)$$

其中 γ_f' 为受压翼缘与腹板有效面积的比值

从公式中可以看出, 此短期刚度公式只考虑了混凝土与纵向受拉钢筋的作用, 认为纵向受压钢筋对刚度影响不大, 计算时不做考虑。

此公式对本文中的自承式钢筋桁架混凝土叠合板预制板不适用, 笔者将在后文中作出比较。

2.1.3 有效惯性矩法

这是根据在钢筋混凝土结构应用的早期中采用匀质弹性材料计算变形的常用方法, 其主要原则是将截面上的钢筋, 按弹性模量比将钢筋换算成混凝土, 从而得到等效的匀质材料换算截面, 从而推导出相应的计算公式。

钢筋混凝土的受弯构件, 在受拉区混凝土裂缝出现前后有不同的换算截面, 需分别进行计算。计算简图参见图 2-3。

(1) 开裂前截面的换算惯性矩

换算截面的惯性矩为

$$I_0 = \frac{b}{3}[x_0^3 + (h - x_0)^3] + (n-1)A_s(h_0 - x_0)^2 \quad (2-14)$$

式中: n ——受拉钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值。

其中受压区高度 x_0 由拉、压区对中和轴的面积矩相等条件求得:

开裂前的截面刚度

$$B_0 = E_0 I_0 \quad (2-15)$$

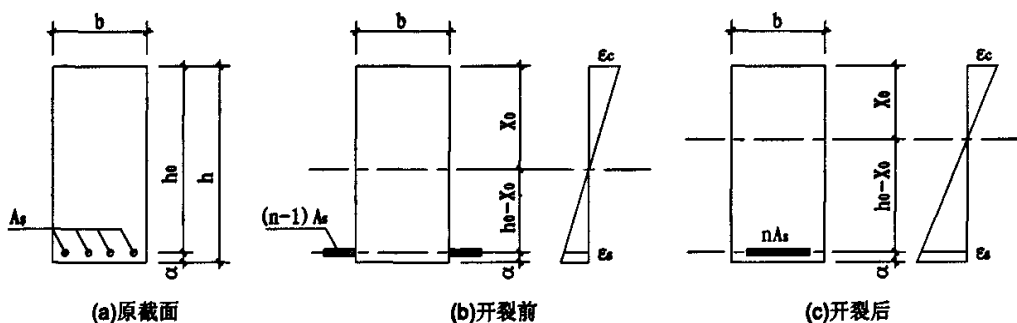


图 2-3 有效惯性矩法计算简图

(2) 裂缝截面的换算惯性矩

构件开裂后, 假设裂缝截面上受拉区混凝土完全退出工作, 只有钢筋承受拉力, 将钢筋的换算面积(nA_s)置于原高度, 得到的换算截面如上图(c)。

裂缝截面的换算惯性矩为:

$$I_{cr} = \frac{b}{3} x_{cr}^3 + nA_s (h_0 - x_{cr})^2 \quad (2-16)$$

裂缝截面的刚度:

$$B_{cr} = E_0 I_{cr} \quad (2-17)$$

这个刚度是沿构件轴线各截面惯性矩的最小值。

(3) 有效惯性矩

钢筋混凝土梁的截面刚度随弯矩值的增大而减小。混凝土开裂前的刚度 B_0 是其上限值; 混凝土受拉开裂后, 受拉区混凝土完全退出工作后的刚度 B_{cr} 是其下限值。据实验证明, 在计算构件变形的使用阶段 ($M/M_u = 0.5 \sim 0.7$) 时, 弯矩--曲率关系比较稳定, 刚度值 B_s 变化幅度比较小, 在工程中可取近似值进行计算。

过去曾有取平均截面刚度的取法:

$$B = 0.625 E_0 I_0 \quad (2-18)$$

而美国的设计规范规定, 计算构件挠度 ($M > M_{cr}$) 时采用截面的有效惯性矩值, 在 I_0 和 I_{cr} 之间进行插值:

$$I_{eff} = \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3 I_0 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_0 \quad (2-19)$$

2.1.4 基于回归分析提出的刚度公式

对于预制部分的刚度计算按文献^[2]分两种情况考虑, 一种情况是预制构件在第一阶段荷载作用下不出现裂缝, 另一种情况是预制构件在第一阶段荷载作用下出现裂缝。

对于第一种情况, 其抗弯刚度采用弹性刚度形式, 考虑混凝土受拉区塑性变形的影响后按下式计算:

$$B_{s1} = 0.85 E_{c1} I_{01} \quad (2-20)$$

式中: B_{s1} ——预制构件截面的短期刚度;

E_{c1} ——预制构件混凝土的弹性模量;

I_{01} ——换算预制构件截面的惯性矩；

对于第二种情况，其抗弯刚度仍采用材料力学计算梁的挠度公式为基础，根据试验数据反算出截面的实际刚度，在以矩形截面短期刚度计算公式回归分析，为了简化计算， B_{s1} 与 $\alpha_{E1}\rho_1$ 采用线性关系，得到刚度公式如下：

$$B_{s1} = (0.025 + 0.28\alpha_{E1}\rho_1)E_{c1}bh_{01}^3 \quad (2-21)$$

式中： B_{s1} ——预制构件截面的短期刚度；

α_{E1} ——纵向受拉钢筋与预制截面混凝土的弹性模量比值；

ρ_1 ——预制构件截面的配筋率。

对于第二阶段叠合截面，也是分两种情况考虑，一种是叠合截面在第二阶段荷载下不出现裂缝，另一种情况是叠合截面在第二阶段荷载作用下出现裂缝。

叠合截面不出现裂缝的短期刚度，采用弹性刚度形式，考虑混凝土受拉区塑性变形的影响按下式计算：

$$B_{s2} \approx 0.85E_{c2}I_0 \quad (2-22)$$

叠合截面带裂缝时的短期刚度计算如下为

$$B_{s2} = \frac{(0.025 + 0.28\alpha_{E2}\rho)E_{c2}bh_0^3}{K} \quad (2-23)$$

式中： K ——关于 $\alpha_{E2}\rho$ 和 β 的一个函数；

β ——二次受力特征系数。

以上刚度公式即是《水工混凝土结构设计规范》(SL/T191-96)^[17]中的钢筋混凝土叠合梁的截面刚度计算公式。其公式相对简洁实用，但由于水工混凝土构件截面尺寸偏大，对变形控制的要求不高，在某些情况下计算精度有所下降。

2.2 自承式钢筋桁架混凝土叠合板预制构件短期刚度的理论分析

2.2.1 钢筋桁架混凝土叠合板受力特点简介

叠合结构根据施工阶段受力的不同，可分为“施工阶段设有可靠支撑的叠合结构”和“施工阶段不设支撑的叠合结构”两类。

“施工阶段设有可靠支撑的叠合结构”是指施工阶段在预制板下设置临时可

靠支撑。设置板底支撑的目的在于：一是防止叠合板因上部施工荷载过于集中，使板断裂坠落；二是叠合板在施工荷载和叠合层湿混凝土自重作用下，会产生一定的挠度，但板与板之间的挠度不会完全一样，而在板底支撑的作用下，板底变形会比较统一，从而使板的平整度比较好。这种叠合板的预制构件在叠合施工阶段不承受荷载，只是将荷载传给临时支撑，待后浇混凝土层达到强度后，再拆除临时支撑，此后预制板与后浇层混凝土共同工作承受荷载。很明显，这种设有可靠支撑的叠合结构的受力情况与普通整浇结构基本相同，故其受力性能也与整浇结构基本相同，这种叠合楼板主要用于预制构件截面受限或施工荷载特别大的情况。

“施工阶段不设支撑的叠合结构”又称为“二阶段受力叠合结构”，即施工阶段在预制板下面不设置施工临时支撑，本文中的自承式钢筋桁架混凝土叠合板因为有钢筋桁架的作用，提高了预制构件的刚度，具有较高的承载力，故可按照“二次受力叠合结构”进行设计。

其内力分两个阶段计算：

1 第一阶段 后浇的叠合层混凝土达到强度设计值之前的阶段。荷载由预制构件承担，预制构件按简支构件计算；荷载包括预制构件自重、叠合层自重以及本阶段的施工活荷载。

2 第二阶段 叠合层混凝土达到强度设计值之后的阶段。叠合构件按整体结构计算；荷载考虑下列两种情况并取最大值：

1) 施工阶段 计入预制构件自重、叠合层混凝土重、面层、吊顶等自重以及本阶段的施工活荷载；

2) 使用阶段 计入预制构件自重、叠合层混凝土重、面层、吊顶等自重以及本阶段的使用活荷载

在第一阶段，预制板处于简支状态；到第二阶段，通过后浇混凝土和支座配置负弯矩钢筋后，形成叠合连续板，甚至也可以在垂直方向考虑合理的构造措施，进行合适的钢筋布置，在浇注叠合层混凝土后形成矩形双向板，从而可以更充分的体现此种叠合结构的优势^{[18][19][20]}。

2.2.2 钢筋桁架混凝土叠合板刚度的研究

我们首先研究构件在短期荷载下的刚度 B_s ，然后在短期刚度的基础上考虑长期荷载作用下混凝土收缩徐变，钢筋与混凝土的滑移等影响，以计算构件在使用阶段的挠度。在湿混凝土未成型之前，给整个构件提供刚度的只有预制构件本身。因钢筋桁架混凝土叠合板中有钢筋桁架的存在，与普通的钢筋混凝土受弯构件有所区别，故需要在参照前一章国内外文献对叠合受弯构件的研究方法的基础

上,结合本文中钢筋桁架混凝土叠合板这种新结构的特点,来研究针对此种新结构的短期刚度计算式的新形式。

首先将叠合受弯构件按开裂后中和轴与叠合面的相对位置将其分为两类,一类为中和轴在叠合面以上,另一类为中和轴在叠合面以下。

再在此基础上按第一阶段受弯矩大小各分为两类:

第一类:比值 h_1/h (预制板厚与叠合后的板厚之比) 较小,中和轴在叠合面以上,而第一阶段弯矩 M_1 也较小,小于预制板的开裂弯矩 M_{cr} ,此时混凝土没有开裂,应力与应变成线性变化,预制构件可以按匀质弹性材料考虑;

第二类:比值 h_1/h 较小,弯矩 M_1 稍大,大于预制板的开裂弯矩 M_{cr} ,预制层混凝土开裂,截面中和轴上移,因为比值 h_1/h 较小,中和轴已经不在预制混凝土层内,即中和轴在叠合面以上,此时按预制层混凝土退出工作进行考虑,认为只有钢筋桁架参与受力;

第三类:比值 h_1/h 较大,中和轴在叠合面以下,弯矩 M_1 较小,小于预制板的开裂弯矩 M_{cr} ;

第四类:比值 h_1/h 较大,弯矩 M_1 也较大,截面中和轴上移,但因为比值 h_1/h 较大,中和轴仍在预制层内,即中和轴在叠合面以下,裂缝截面拉区混凝土的一部分退出工作,但压区混凝土仍参与受压工作,此时将构件按带裂缝的受弯构件考虑。

下面我们分别按这几种情况展开讨论:

第一类 比值 h_1/h 较小,而弯矩 M_1 也较小,小于预制板的开裂弯矩 M_{cr} ,此时需要先定义出预制板的开裂弯矩 M_{cr} 。钢筋混凝土受弯构件的开裂受很多因素的影响,混凝土抗拉强度的离散度较大,在工程中采用近似方法计算开裂弯矩已足够准确。

钢筋混凝土受弯构件临近开裂前,构件的截面保持平截面变形。受拉区的应变值很小,压区应力很接近于三角形,拉区改用名义抗拉强度 f_{tm} ($f_{tm} = \gamma_m \cdot f_t$) 后,用换算截面法计算开裂弯矩。板内的受拉和受压钢筋,按弹性模量比 $n_1 = E_s/E_c$ ($n_2 = E_s/E_c$) 换算成等效面积 $n_1 A_s$ 和 $n_2 A_s$ 后,看作匀质弹性材料计算换算截面面积 A_0 、中和轴位置即受压区高度 x ,以及惯性矩 I_0 。

名义抗拉强度 ($f_{tm} = \gamma_m \cdot f_t$), 式中的 γ_m 称为截面抵抗矩塑性系数,其不仅取决于非线性的应力图,还随截面应变梯度、截面形状、配筋率等因素有关,参照文献^[21]的取值,板厚 $h \in (30 \sim 400)$ mm 时取其值为 1.75。

下图 2-4 为计算简图。

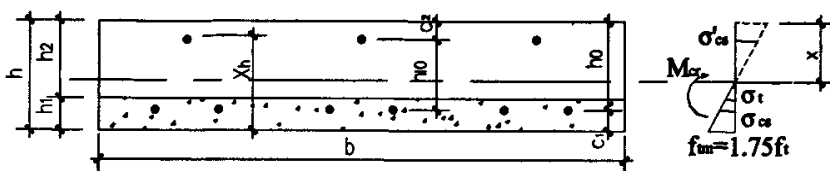


图 2-4 第一类情况计算简图

按截面相对中和轴位置的面积矩为 0 的条件计算受压区高度 x 。

$$b \cdot h_1 \cdot (h - 0.5h_1 - x) + n_2 \cdot A_s \cdot (h_0 - x) = n_1 \cdot A'_s \cdot (x - c_2) \quad (2-24)$$

$$x = \frac{b \cdot h_1 \cdot (h - 0.5 \cdot h_1) + n_1 \cdot A'_s \cdot c_2 + n_2 \cdot A_s \cdot h_0}{b \cdot h_1 + n_1 \cdot A'_s + n_2 \cdot A_s} \quad (2-25)$$

再求开裂弯矩 M_{cr} ：

$$\text{预制板上边换算截面拉应力 } \sigma_t: \sigma_t = \frac{h - x - h_1}{h - x} \cdot f_{cm} \quad (2-26)$$

$$\text{上部钢筋处换算截面压应力 } \sigma'_{cs}: \sigma'_{cs} = \frac{x - c_2}{h - x} \cdot f_{cm} \quad (2-27)$$

$$\text{下部钢筋处换算截面压应力 } \sigma_{cs}: \sigma_{cs} = \frac{h_0 - x}{h - x} \cdot f_{cm} \quad (2-28)$$

将上面的式子代入，整理得：

$$\begin{aligned} M_{cr} = & b \times \sigma_t \times h_1 \times (0.5 \times h_1 + h_2 - x) + b \times \frac{(f_{cm} - \sigma_t)}{2} \times h_1 \times \left(\frac{2h_1}{3} + h_2 - x\right) \\ & + (n_2 - 1) \times A_s \times \sigma_{cs} \times (h_0 - x) + n_1 \times A'_s \times \sigma'_{cs} \times (x - c_2) \end{aligned} \quad (2-29)$$

$$\begin{aligned} M_{cr} = & f_{cm} \times b \times h_1 \times \frac{h - x - h_1}{h - x} \times (0.5 \times h_1 + h_2 - x) + 0.5 \times f_{cm} \times b \times \frac{h_1^2}{h - x} \times \left(\frac{2}{3} h_1 + h_2 - x\right) \\ & + (n_2 - 1) \times A_s \times \frac{(h_0 - x)^2}{h - x} \times f_{cm} + n_1 \times A'_s \times \frac{(x - c_2)^2}{h - x} \times f_{cm} \end{aligned} \quad (2-30)$$

若 $M_1 \leq M_{cr}$ ，则预制板混凝土尚未开裂，可以将其作为匀质弹性材料进行考虑。截面惯性矩计算式为：

$$I_0 = \frac{1}{12} b h_1^3 + b h_1 (h_2 - x + 0.5 h_1)^2 + n_1 A_s' (x - c_2)^2 + (n_2 - 1) A_s (h_0 - x)^2 \quad (2-31)$$

在 M_1 接近 M_{cr} 的时候，混凝土虽然还未开裂，但受拉区混凝土已表现出一定的塑性，抗弯刚度有所下降。通常的做法，偏安全的取混凝土构件的短期刚度为：

$$B_s = 0.85 E_c I_0 \quad (2-32)$$

第二类 比值 h_1/h 较小，弯矩 M_1 稍大，大于预制板的开裂弯矩 M_{cr} ，预制层混凝土开裂，截面中和轴上移，因为比值 h_1/h 较小，所以中和轴已经不在预制混凝土层内，即中和轴在叠合面以上

此处先确定一下比值 h_1/h 的分界。假设预制板的厚度 h_1 比较小，中和轴在叠合面以上，开裂后，不考虑混凝土抗拉的作用，则此时只有上部受压钢筋和下部受拉钢筋组成的钢筋桁架来承受荷载，在此阶段认为钢筋是弹性工作，则中和轴的位置保持不变。

按相对中和轴的面积矩为零的条件求得此时的受压区高度 x ，计算简图见图 2-5。

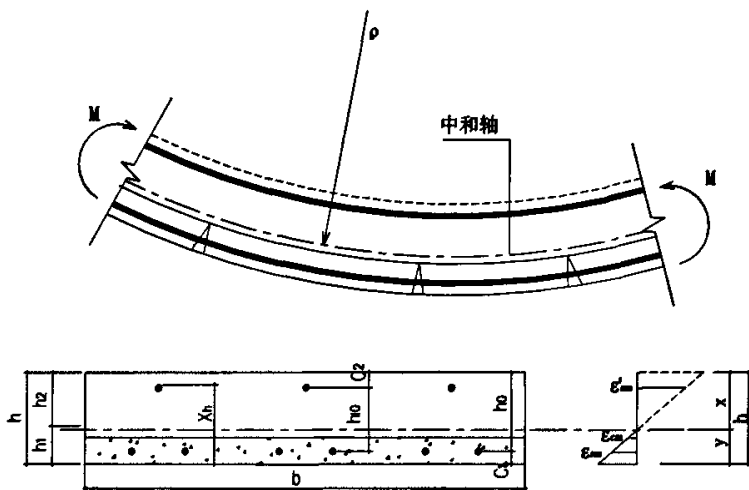


图 2-5 第二类情况计算简图

$$n_1 A_s' (x - c_2) = n_2 A_s (h - x - c_1) \quad (2-33)$$

得出：

$$x = \frac{n_1 A_s' c_2 + n_2 A_s (h - c_1)}{n_1 A_s' + n_2 A_s} \quad (2-34)$$

$$y = h - x \quad (2-35)$$

当预制板厚度 $h_1 \leq h - x$ 时, 受压区最终高度为

$$x = \frac{n_1 A'_s c_2 + n_2 A_s (h - c_1)}{n_1 A'_s + n_2 A_s} \quad (2-36)$$

则此时的刚度可按仅有钢筋小桁架的作用来考虑。截面惯性矩计算式为:

$$I_0 = n_1 A'_s (x - c_2)^2 + n_2 A_s (h_0 - x)^2 \quad (2-37)$$

取预制板的短期刚度为:

$$B_{s1} = E_c I_0 \quad (2-38)$$

此处不乘《混凝土结构设计规范》中叠合板规定的系数 0.85, 是因为此系数是考虑受拉区混凝土塑性引起的抗弯刚度折减, 而在此类情况中, 中和轴在叠合面以上, 开裂后已不考虑受拉区混凝土的作用, 故无需折减。

第三类 比值 h_1/h 较大, 弯矩 M_1 较小, 小于预制板的开裂弯矩 M_{cr} , 中和轴在叠合面以下。图 2-6 为计算简图。

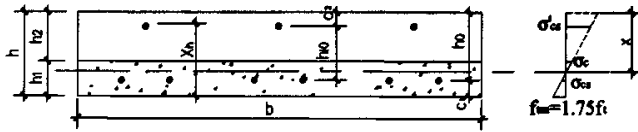


图 2-6 第三类情况计算简图

按相对中和轴的面积矩为零的条件求得此时的受压区高度 x

$$(n_2 - 1) A_s (h_0 - x) + b \frac{(h - x)^2}{2} = n_1 A'_s (x - c_2) + b \frac{(h_1 - h + x)^2}{2} \quad (2-39)$$

$$x = \frac{b \times (h^2 - h_2^2) + 2 \times n_1 \times A'_s \times c_2 + 2 \times n_2 \times A_s \times h_0}{2 \times b \times h + 2 \times n_1 \times A'_s + 2 \times n_2 \times A_s - 2 \times b \times h_2} \quad (2-40)$$

再求开裂弯矩 M_{cr} :

$$\begin{aligned} M_{cr} = & 0.5 * f_{tm} * b * \frac{2(h-x)^2}{3} + (n_2 - 1) * A_s * \frac{(h_0 - x)^2}{h - x} * f_{tm} + \\ & 0.5 * \frac{x - h_2}{h - x} * f_{tm} * b * \frac{2(x - h_2)^2}{3} + n_1 * A'_s * \frac{(x - c_2)^2}{h - x} * f_{tm} \end{aligned} \quad (2-41)$$

若 $M_1 \leq M_{cr}$ ，则预制板混凝土尚未开裂，可以将其作为匀质弹性材料进行考虑。截面惯性矩计算式为：

$$I_0 = \frac{1}{3}b(h-x)^3 + \frac{1}{3}b(x-h_2)^3 + n_1A_s'(x-c_2)^2 + (n_2-1)A_s(h_0-x)^2 \quad (2-42)$$

在 M_1 接近 M_{cr} 的时候，混凝土虽然还未开裂，但受拉区混凝土已表现出一定的塑性，抗弯刚度有所下降。通常的做法，偏安全的取混凝土构件的短期刚度为：

$$B_{s1} = 0.85E_cI_0 \quad (2-43)$$

第四类 比值 h_1/h 较大，弯矩 M_1 也较大，大于预制板的开裂弯矩 M_{cr} ，截面中和轴上移，但因为比值 h_1/h 较大，所以中和轴仍在预制层内，裂缝截面拉区混凝土的一部分退出工作，但压区混凝土仍参与受压工作，此时将构件按带裂缝的受弯构件考虑。

(一) 用换算惯性矩法推导刚度计算公式，图 2-7 为计算简图。

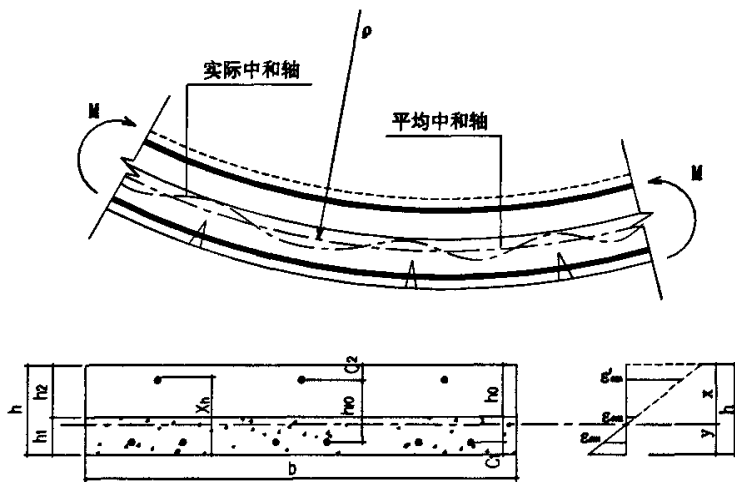


图 2-7 第四类情况计算简图

设中和轴到叠合后截面上边的受压区高度为 x ，则中和轴到预制板底边的距离为 $y = h - x$ 。受压区高度由拉、压区对中和轴的面积矩相等条件确定。在本阶段，混凝土带裂缝工作，假设拉区混凝土完全退出工作，只由拉区钢筋承受拉力，故不考虑受拉区混凝土作用。

$$0.5b(x-h_2)^2 + n_1A_s'(x-c_2) = n_2A_s(h_0-x) \quad (2-44)$$

即 $(0.5b)x^2 + (n_1A_s' + n_2A_s - h_2b)x + 0.5bh_2^2 - n_1A_s'c_2 - n_2A_s h_0 = 0$

$$x = \frac{h_2b - n_1A_s' - n_2A_s + \sqrt{(n_1A_s' + n_2A_s - h_2b)^2 + b^*[2n_1A_s'c_2 + 2n_2A_s h_0 - bh_2^2]}}{b} \quad (2-45)$$

$$\text{令} : y = h - x \quad (2-46)$$

开裂后的换算惯性矩:

从而可得裂缝截面处的换算惯性矩为

$$I_{cr} = n_2 * A_s * (y - c_1)^2 + n_2 * A_s' (x - c_2)^2 + \frac{b^*(x - h_2)^3}{3} \quad (2-47)$$

上式右边中的第三项对惯性矩的影响比较小, 故不考虑受拉区混凝土的塑性引起的抗弯刚度下降。

$$B_{s1} = E_c I_{cr} \quad (2-48)$$

此处不采用当 $M > M_{cr}$ 时截面的有效惯性矩值, 即在 I_0 和 I_{cr} 之间进行插值的做法, 原因是在叠合板结构中, 预制板的厚度本来就很小, 当受拉区混凝土开裂后, 是不考虑这受拉区混凝土作用的, 剩下受压区面积对整个构件惯性矩的影响相对较小, 构件惯性矩的构成大部分由上下部钢筋组成的钢筋小桁架提供, 所以此处采用开裂截面的惯性矩即可。

在第三章中将会对这种方法的理论值与有限元分析的值进行比较, 以考察这种计算方法的可行性。

(二) 用刚度解析法推导刚度计算公式

进入裂缝发展稳定阶段后, 各截面的实际应变分布不再符合平截面假定, 中和轴位置受裂缝的影响成为波浪形。但根据大量的实验表明, 不论截面形状, 配筋率高低, 以及各种受荷情况, 截面的平均应变仍符合线性分布, 这为我们研究此种新结构形式的截面短期刚度提供了思路

构件截面平均刚度的计算 可按文献^{[22][23][24]}中的大致思路。

由材料力学可知匀质弹性受弯构件变形曲线的曲率公式为:

$$1/\rho = \frac{M_s}{B_s} \quad (2-49)$$

整理得:
$$B_s = \frac{M_s}{1/\rho} \quad (2-50)$$

计算简图见图 2-7。

由平截面假定可得:
$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon'_{sm}}{h_0 - C_2} \quad (2-51)$$

$$\varepsilon_{sm} = \psi \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2-52)$$

$$\varepsilon'_{sm} = \frac{\sigma'_s}{E'_s} \quad (2-53)$$

式中: ε_{sm} ——纵向受拉钢筋平均应变;

ε'_{sm} ——纵向受压钢筋平均应变;

ψ ——裂缝间受拉钢筋应变的不均匀系数^[25]。

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_t}{\rho_{te} \sigma_s} \quad (2-54)$$

构件开裂后受压区高度的推导同上, 按截面相对中和轴位置面积矩为零的条件得出:

$$x = \frac{h_2 b - n_1 A_s' - n_2 A_s + \sqrt{(n_1 A_s' + n_2 A_s - h_2 b)^2 + b * [2n_1 A_s' c_2 + 2n_2 A_s h_0 - b h_2^2]}}{b} \quad (2-55)$$

$$y = h - x \quad (2-56)$$

对下部受拉钢筋作用点取矩:

$$M_{As} = n_1 A_s' E_c \varepsilon'_{sm} (h_0 - c_2) + b(h_1 - y) \omega E_c \varepsilon_{cm} \eta \left(\frac{h_1 - y}{2} + y - c_1 \right) \quad (2-57)$$

对上部受压钢筋作用点取矩:

$$M'_{As} = n_2 A_s E_c \varepsilon_{sm} (h_0 - c_2) - b(h_1 - y) \omega E_c \varepsilon_{cm} \eta \left(\frac{h_1 - y}{2} + h_2 - c_2 \right) \quad (2-58)$$

式中: ω ——压区应力图形完整系数;

η ——裂缝截面上的力臂系数。

裂缝截面的力臂系数 η 取值, 普通钢筋混凝土构件取法, 其值约为 $\eta = 0.83 \sim 0.93$, 配筋率高者取低值。

由平截面假定:

$$\frac{\varepsilon'_{sm}}{\varepsilon_{sm}} = \frac{x - c_2}{y - c_1} \quad (2-59)$$

$$\text{令} \quad \alpha = \frac{x - c_2}{y - c_1} \quad (2-60)$$

$$\text{则} \quad \varepsilon'_{sm} = \alpha \varepsilon_{sm} \quad (2-61)$$

式(3-31)/(3-30)得:

$$\frac{M'_{As} - n_2 A_s E_c \varepsilon_{sm} (h_0 - c_2)}{M_{As} - n_1 A_s' E_c \varepsilon'_{sm} (h_0 - c_2)} = \frac{-b(h_1 - y) \omega E_c \varepsilon_{cm} \eta \left(\frac{h_1 - y}{2} + h_2 - c_2 \right)}{b(h_1 - y) \omega E_c \varepsilon_{cm} \eta \left(\frac{h_1 - y}{2} + y - c_1 \right)}$$

$$\text{整理得:} \quad \frac{M'_{As} - n_2 A_s E_c \varepsilon_{sm} (h_0 - c_2)}{M_{As} - n_1 A_s' E_c \varepsilon'_{sm} (h_0 - c_2)} = \frac{-\left(\frac{h_1 - y}{2} + h_2 - c_2 \right)}{\frac{h_1 - y}{2} + y - c_1}$$

$$\text{令} \quad \beta = \frac{-\left(\frac{h_1 - y}{2} + h_2 - c_2 \right)}{\frac{h_1 - y}{2} + y - c_1} \quad (2-62)$$

$$\text{而} \quad M'_{As} = M_{As} = M$$

$$\text{代入上式:} \quad M - n_2 A_s E_c \varepsilon_{sm} (h_0 - c_2) = \beta [M - n_1 A_s' E_c \varepsilon'_{sm} (h_0 - c_2)]$$

$$M(1 - \beta) = \beta [-n_1 A_s' E_c \varepsilon'_{sm} (h_0 - c_2)] + n_2 A_s E_c \varepsilon_{sm} (h_0 - c_2)$$

$$M(1 - \beta) = (n_2 A_s E_c - \alpha \beta n_1 A_s' E_c) (h_0 - c_2) \varepsilon_{sm}$$

$$\text{令} \quad \gamma = (n_2 A_s E_c - \alpha \beta n_1 A_s' E_c) \quad (2-63)$$

$$\text{则:} \quad M = \frac{\gamma (h_0 - c_2) \varepsilon_{sm}}{(1 - \beta)} \quad (2-64)$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon'_{sm}}{h_0 - c_2} = \frac{(1 + \alpha) \varepsilon_{sm}}{h_0 - c_2} \quad (2-65)$$

$$B_s = \frac{M_s}{1/\rho} = \frac{\gamma(h_0 - C_2)^2}{(1+\alpha)(1-\beta)} \quad (2-66)$$

在第三章中也将会对此方法的理论值与有限元分析的值进行比较,以考察这种计算方法的可行性。

2.3 自承式钢筋桁架混凝土叠合板其它方面的理论计算

2.3.1 钢筋桁架混凝土叠合板受力钢筋应力的计算

本文中的钢筋桁架混凝土叠合板是按照“二次受力叠合结构”进行设计。

其内力分两个阶段计算:

1 第一阶段 后浇的叠合层混凝土达到强度设计值之前的阶段。荷载由预制构件承担,预制构件按简支构件计算;荷载包括预制构件自重、叠合层自重以及本阶段的施工活荷载。

2 第二阶段 叠合层混凝土达到强度设计值之后的阶段。叠合构件按整体结构计算;荷载考虑下列两种情况并取最大值:

1) 施工阶段 计入预制构件自重、叠合层自重、面层、吊顶等自重以及本阶段的施工活荷载;

2) 使用阶段 计入预制构件自重、叠合层自重、面层、吊顶等自重以及本阶段的使用活荷载

受力钢筋的应力控制,主要指裂缝出现后,叠合构件裂缝截面受力钢筋的应力计算,叠合结构的特点是叠合前和叠合后的二次受力,叠合前和叠合后的截面应变分别符合平截面假定,对于钢筋混凝土叠合构件,可以按叠合前和叠合后两个阶段的应力和应变图分别计算受力钢筋的应力,然后相加,即可得在总的弯矩作用下的钢筋应力。

计算的基本假定有:(1)假定叠合前后的两个阶段中,构件均已开裂;(2)在裂缝出现后,忽略受拉区混凝土的作用;(3)混凝土换算截面的平截面假定。

在通过上一小节的短期刚度计算后,我们可以运用构件的平截面假定,运用横力弯曲作用下的应力计算公式得出在本阶段荷载作用下的钢筋和混凝土的弯曲应力。

预制构件在施工阶段的弯矩标准值按下列规定取用:

$$M_{1k} = M_{1Gk} + M_{1Qk} \quad (2-67)$$

式中: M_{1Gk} ——预制构件自重、叠合层自重在设计截面产生的弯矩标准值;

M_{1Qk} ——本阶段的施工活荷载在设计截面产生的弯矩标准值。

预制构件换算截面各位置的弯曲正应力计算公式为:

$$\sigma_c = \frac{M_{1k} y}{I_1} \quad (2-68)$$

式中: I_1 ——预制构件的在本阶段受力情况下的惯性矩

再通过钢筋和混凝土弹性模量比换算出在第一阶段荷载作用下纵向受拉钢筋的应力 σ_{s1} 和受压钢筋的应力 σ'_{s1} 。

在第二阶段, 叠和层混凝土达到强度设计值之后, 叠合构件的纵向受力钢筋的应力可按下列公式计算:

$$\sigma_{s2} = \frac{0.5(1 + h_1/h) M_{2s}}{0.87 A_s h_0} \quad (2-69)$$

式中 $0.5(1 + h_1/h)$ 一项, 是二次受力叠合效应系数的作用^[26]。此处按现行规范要求需要复核 M_{1Gk} 是否少于或大于 $0.35 M_{1u}$ 。 M_{1u} 为预制构件正截面受弯承载力设计值。

在普通叠合结构中由于有叠合构件受拉钢筋的“应力超前”现象和后浇混凝土的“受压应变滞后”现象的存在, 所以在叠合板的受力钢筋应力的计算中, 主要由受拉钢筋的应力计算起控制作用。

最终的纵向受拉钢筋应力计算式为:

$$\sigma_s = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} \quad (2-70)$$

2.3.2 钢筋桁架混凝土叠合板斜截面受剪计算

由于板的宽度较大且承受荷载相对较小, 故钢筋混凝土板的破坏一般由受弯来控制, 本文中的板型, 除预制层混凝土自身有一定的抗剪能力外, 还有钢筋桁架腹杆钢筋的存在, 所以, 本文中板的斜截面抗剪, 一般能满足要求, 无须验算。

2.3.3 钢筋桁架混凝土叠合板叠合面受剪计算

文献^{[27][28]}中的试件叠合面作法是在预制层板混凝土振捣完毕后, 板面压平不抹光, 凹凸约为 4~5mm, 叠合面的后浇混凝土是在扫净板面并用清水湿透后再

浇筑, 叠合面上未插钢筋, 也未作其它特殊处理。试件在加载试验过程中, 未发现叠合面有水平裂缝, 试件的垂直裂缝穿越叠合面时, 方向基本不变, 保持垂直方向, 说明这种作法的叠合面能粘结完好, 后浇层与预制板能共同承载。

本文中的钢筋桁架混凝土叠合板在保持自然粗糙面的情况下, 还有钢筋桁架腹杆钢筋的存在, 预制层和叠合层的整体性得到明显提高, 所以其叠合面的受剪承载能力显然比文献^{[22][23]}的作法为高, 另外在文献^[18]中的实验中, 在构件达到均布荷载承载力极限状态下, 跨中板底钢筋拉断, 未出现叠合面的抗剪破坏, 故此类板型的叠合面抗剪可无需验算。

2.3.4 钢筋桁架混凝土叠合板变形计算

平面杆件在荷载作用下的位移由弯曲变形、轴向变形和剪切变形三种变形构成。对于板这种受弯构件来说: 轴向力为 0, 所以无轴向变形; 剪切变形与弯曲变形的比例为 $\frac{3h^2}{10I^2}$, 当板截面高度与板长之比 $\frac{h}{l} = \frac{1}{30}$ 时, 剪切变形与弯曲变形比例达到 $\frac{1}{3000}$, 所以板在荷载下的位移可不考虑轴向变形和剪切变形, 可视为仅由弯矩引起。

二阶段受力叠合构件的变形特点是两阶段的截面抗弯刚度不同, 为了简化叠合构件的长期挠度计算, 可以忽略第一阶段荷载对预制构件的长期影响, 并认为荷载对挠度的长期影响主要发生在叠合完成后的构件上, 从而叠合构件考虑长期影响的挠度可按下列步骤进行。

首先求出预制构件和叠合构件的刚度 B_{s1} 和 B_{s2} , 再按和一般钢筋混凝土受弯构件的类似的方法由 B_{s2} 求叠合构件的长期刚度 B_{L2} 。然后利用 B_{L2} 按结构力学方法求得在在 $M_k = M_{1k} + M_{2k}$ 作用下的长期挠度 f_L 。

值得注意的是: 挠度要求是建筑结构中的正常使用极限状态要求, 其不满足要求的后果在于导致人体感觉上的不舒服, 在短期内不会对生命财产产生直接危害, 因此在挠度及裂缝的荷载效应组合中, 采用的是“标准组合并考虑长期作用影响”。

预制构件的短期刚度 B_{s1} 可按前文中的推导得出。

叠合构件第二阶段的短期刚度 B_{s2} 可按《混凝土结构设计规范》中下列公式计算:

$$B_{s2} = \frac{E_s A_s h_0^2}{0.7 + 0.6 \frac{h_1}{h} + \frac{4.5 \alpha_E \rho}{1 + 3.5 \gamma'_f}} \quad (2-71)$$

式中: α_E — 钢筋弹性模量与叠合层混凝土弹性模量的比值, $\alpha_E = E_s / E_{c2}$;

ρ — 纵向受拉钢筋配筋率;

γ'_f — 受拉翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值, 当构件截面为矩形时此值为 0;

叠合式受弯构件在荷载效应标准组合作用下, 并考虑荷载长期效应组合影响的长期刚度 B_{L2} 的计算类似于一般梁考虑长期效应影响下长期刚度的计算:

$$B_{L2} = \frac{M_k}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1\right) M_{1Gk} + (\theta - 1) M_q + M_k} B_{s2} \quad (2-72)$$

$$M_k = M_{1Gk} + M_{2Gk} + M_{2Qk} \quad (2-73)$$

$$M_q = M_{1Gk} + M_{2Gk} + \psi_q M_{2Qk} \quad (2-74)$$

式中 M_k —— 按荷载效应的标准组合计算的弯矩, 取计算区段内的最大弯矩值;

M_q —— 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩, 取计算区段内的最大弯矩值;

B_{s1} —— 预制构件的短期刚度;

B_{s2} —— 荷载效应的标准组合作用下受弯构件的短期刚度;

θ —— 考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数;

ψ_q —— 第二阶段可变荷载的准永久值系数。

2.3.5 钢筋桁架混凝土叠合板裂缝宽度计算

现行规范规定, 对钢筋混凝土叠合构件应验算裂缝宽度, 按荷载的短期效应组合的影响求得最大裂缝宽度 ω_{\max} , 其不应超过规范规定的允许值。考虑裂缝宽度分布的不均匀性和荷载长期效应组合的影响, 其最大裂缝宽度(mm)可按式:

$$\omega_{\max} = 2.2 \frac{\psi(\sigma_{s1} + \sigma_{s2})}{E_s} (1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{tel}}) \quad (2-75)$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{tel} \sigma_{s1} + \rho_{te} \sigma_{s2}} \quad (2-76)$$

式中: σ_{s1} ——在弯矩 M_{1Gk} 作用下, 预制构件纵向受拉钢筋的应力;

σ_{s2} ——在弯矩 M_{2k} 作用下, 叠合构件纵向受拉钢筋的应力增量;

E_s ——纵向受拉钢筋的弹性模量;

d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径;

ρ_{tel}, ρ_{te} ——按预制构件、叠合构件的有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率;

f_{tk} ——预制构件的混凝土抗拉强度标准值;

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数, 当 $\psi < 0.2$ 时, 取 0.2, 当 $\psi > 1$ 时, 取 1。

2.3.6 预制构件受压钢筋由腹杆提供支撑的长度要求

预制构件中钢筋小桁架由受压钢筋、受拉钢筋、腹杆钢筋共同组成, 其中的受压杆件需考虑压杆稳定的问题^[29]。

$$\text{圆形截面杆件的惯性矩为 } I_x = I_y = \frac{\pi}{64} D^4 \quad (2-77)$$

$$\text{圆形截面杆件的面积为 } A = \frac{\pi}{4} D^2 \quad (2-78)$$

$$\text{回转半径为 } i_x = i_y = \sqrt{\left(\frac{\pi}{64} D^4\right) / \left(\frac{\pi}{4} D^2\right)} = \frac{D}{4} \quad (2-79)$$

按规范查得, 受压构件的容许长细比 $[\lambda]$ 取值为:

主要受压构件的容许长细比 $[\lambda]$ 取为 150; 一般的支撑压杆容许长细比 $[\lambda]$ 取为 200。即上部受压钢筋的容许长细比 $[\lambda]$ 取为 150, 受压腹杆的容许长细比 $[\lambda]$ 取为 200。

上部受压钢筋和受压腹杆均按两端简支的轴心受压构件考虑, 其计算长度系数 $\mu = 1$, 则计算长度 $l_x = l_y = \mu l = l$ 。

在确定了受压钢筋的直径之后, 则需对上部受压钢筋由腹杆提供的支撑长度

l_x, l_y 要求为:

$$\lambda_x = \lambda_y = l_x / i_x = l_y / i_y < [\lambda] = 150 \quad (2-80)$$

$$l_x / (D/4) = l_y / (D/4) < 150 \Rightarrow l_x = l_y < 37.5D \quad (2-81)$$

然后再按照受压钢筋的长细比查出此种截面的稳定系数 φ ，按 $\sigma \leq \varphi f$ 控制受压钢筋的应力值。

在确定了钢筋小桁架的高度之后，即确定了受压腹杆的支撑长度 l_a, l_b ，则需对受压腹杆的直径提出最小直径要求：

$$l_a / (D/4) = l_b / (D/4) < 200 \Rightarrow D > l_a / 50 = l_b / 50 \quad (2-82)$$

因腹杆长度一般较短，故当腹杆直径取到 4mm 时，已足够满足此杆件的长细比要求。

2.3.7 预制构件吊装验算

采用两点起吊，吊点位置为距离两端各 $L/4$ 位置处。则可按两端带悬臂的简支梁计算 (图 2-8)。

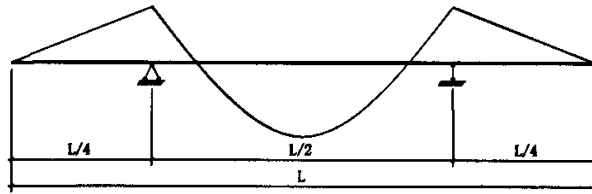


图 2-8 两吊点预制构件计算简图

支座处弯矩为
$$M_k = \frac{1}{32} q b L^2 \quad (2-83)$$

式中 q ——均布荷载(kN/m);

b ——板宽，以 m 计；

L ——跨度(m)。

此弯矩很小，因为有钢筋小桁架上下弦钢筋的存在，故无需验算。

第三章 预制构件有限元分析

3.1 有限元模型的建立

3.1.1 有限元方法简介

在许多实际工程问题中，我们一般不能得到系统的精确解。这要归因于控制微分方程的复杂性或边界条件和初值条件的难以确定性。为解决这个问题，我们需要借助于数值方法来接近。解析解表明了系统在任何点上的精确行为，而数值解只在称为节点的离散点上近似于解析解。任何数值解法的第一步都是离散化。这一过程将系统分为一些子区域和节点^[30]。

数值方法可以分为两大类：有限差分方法和有限元方法^[31]。使用有限差分方法，需要针对每一节点写微分方程，而且用差分方程代替导数。这一过程产生一组线性方程。有限差分方法对于简单问题的求解是易于理解和应用的，但是使用该方法难以解决带有复杂几何条件和复杂边界条件的问题。

相比之下，有限元方法是用公式方法而不是微分方程来建立系统的代数方程组。而且这种方法假设代表每个元素的近似函数是连续。假设元素间的边界是连续的，通过结合各单独的解产生系统的解。

有限元方法是广泛用于求解工程中各类问题的数值方法。应力分析中稳态的、瞬态的、线性的或非线性的问题以及热传导、流体流动和电磁学中的问题都可以用有限元方法进行分析解决。现代有限元方法的起源可以追溯到 20 世纪的早期，当时一些研究者应用离散的等价杆拟合模态的弹性体。

在 20 世纪 50 年代，Boeing 公司采用三角元对机翼建模，大大推动了有限元方法的应用。到 20 世纪 60 年代，研究者开始将有限元方法应用到解决工程中的其他领域，例如热传导和地下渗流等问题。

3.1.2 有限元方法的基本步骤

有限元分析的基本步骤如下：

一) 预处理阶段

- 1、建立有限元模型所需输入的资料，如节点、坐标资料、元素内节点排列次序；
- 2、建立材料特性；
- 3、元素切割的产生；

- 4、应用边界条件;
- 5、施加负荷条件;

二) 解决阶段

- 6、元素刚度矩阵计算 $[K]$;
- 7、系统外力向量的组合 $\{F\}$;
- 8、线性代数方程 $[K]\{U\} = \{F\}$ 的求解;
- 9、通过资料反算法求应力、应变、反作用力等;

三) 后处理阶段

- 10、将解题部分所得到的解答如: 应力、应变、挠度、反力等资料, 通过图形接口以各种不同表示方法把位移图, 应力图等显示出来。

3.1.3 ANSYS 软件介绍

ANSYS 有限元软件包是一个多用途的有限元计算机处理程序, 可以用来求得结构、流体、电力、电磁场及碰撞等问题的解答。它包含了前置处理、解题程序以及后置处理。此套软件具有下列功能:

- 1、基于工程学的理论以及许多数值分析的理论及技术;
- 2、可解决大部分工程上的问题;
- 3、使用相对有效的解题技术;
- 4、以使用者为导向, 易于定义问题;
- 5、完全由问题的定义推得结果;
- 6、有完整且高度技巧的图形表示能力;
- 7、有完整的文件帮助并有完整的例题且经过很多的验证。

有限元模拟分析实际上就是对实际结构进行合理的简化, 然后进行数值分析, 其成功与否主要取决于以下几方面的工作:

- 1、单元类型的选取;
- 2、非线性材料的本构关系;
- 3、各种单元之间的协调;
- 4、荷载的施加;
- 5、非线性求解。

3.1.4 钢筋混凝土模型介绍

混凝土是土木工程中应用最广泛的工程材料,混凝土的分析是大部分土建工程结构分析的基础。下面介绍混凝土的模型处理,本构关系, SOLID65 的单元属性,阐述在 ANSYS 中是如何实现钢筋混凝土构件模拟的。

一) 钢筋混凝土有限元模型根据钢筋的处理方式主要分为三种,即分离式、整体式和组合式模型。

1) 分离式模型。把混凝土和钢筋作为不同的单元来处理,即混凝土和钢筋各自被划分为足够小的单元,两者的刚度矩阵是分开来求解的,考虑到钢筋是一种细长材料,通常可以忽略其横向抗剪强度,因此可以将钢筋作为线单元处理。这样处理,单元数目可大大减小,并且可以避免因钢筋单元划分太细而在钢筋与混凝土的交界处采用过多的过渡单元。钢筋和混凝土之间要考虑粘结和滑移时,可以插入粘结单元来模拟钢筋和混凝土之间的粘结和滑移。此种模型的应用最为广泛。

2) 整体式模型。将钢筋分布于整个单元中,假定混凝土和钢筋粘结良好,并把单元视为连续均匀材料。与分离式不同的是,它求出的是综合了混凝土与钢筋单元的刚度矩阵;与组合式不同之点在于它不是先分别求出混凝土与钢筋对单元刚度的贡献然后再组合,而是一次求得综合的刚度矩阵。

3) 组合式模型。组合式模型又分为两种:一种是分层组合式,在横截面上分为许多混凝土层和若干钢筋层,并对截面的应变作出某些假定,这种组合方式在钢筋混凝土板,壳结构中应用较广;另一种组合方法是采用带钢筋膜的等参单元。

当不考虑混凝土和钢筋二者之间的滑移时,三种模型都可以。就本文而言,因为不考虑钢筋和混凝土之间的滑移,认为混凝土和钢筋粘结很好。所以我们采用混凝土(SOLID65 单元)+钢筋(PIPE20 单元)组成的分离式模型。

二) 本构关系及破坏准则

混凝土本构关系的模型对混凝土结构的非线性分析有重大影响。混凝土的本构关系就是表示在各种外载作用下的混凝土应力应变的响应关系。在建立混凝土本构关系时一般都是基于现有的连续介质力学的本构理论,再结合混凝土的力学特性,确定或者调整本构关系中各种所需的材料参数。通常,混凝土的本构关系可以分为线性弹性、非线性弹性、弹塑性及其他力学理论等四类。其中研究的最多的是非线性弹性和弹塑性本构关系。

本文中的混凝土本构关系采用我国《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002)

建议的表达式,其曲线由上升段和水平段组成,如图 3-1 所示:

当 $\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$ 时:

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] \quad (3-1)$$

当 $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ 时:

$$\sigma_c = f_c \quad (3-2)$$

$$n = 2 - \frac{1}{60} (f_{cu,k} - 50) \quad (3-3)$$

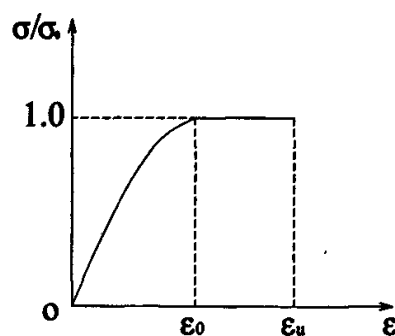


图 3-1 混凝土本构关系

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.5(f_{cu,k} - 50) * 10^{-5} \quad (3-4)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) * 10^{-5} \quad (3-5)$$

式中: σ_c ——混凝土压应变为 ε_c 时的混凝土压应力;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;

ε_0 ——混凝土压应力刚达到 f_c 时的混凝土压应变, 当计算的 ε_0 值小于 0.002 时, 取 0.002;

ε_{cu} ——正截面的混凝土极限压应变, 当处于非均匀受压区时, 按公式

(4.1—5) 计算, 如计算的 ε_{cu} 值大于 0.0033, 取为 0.0033, 当处

于轴心受压时取为 ε_0 ;

$f_{cu,k}$ ——混凝土立方体抗压强度标准值;

n ——系数, 当计算的 n 值大于 2.0 时, 取为 2.0.

混凝土的破坏准则: 混凝土的破坏准则是在实验的基础上, 考虑混凝土的特点求出来的。在经典的强度理论中, 有 Rankine、Tresca、VonMises、莫尔-库仑和 Druck-Prager 等屈服准则^[33], 此外还有 Zienkiewicz-Pande、W.F.Chen、Nilsson 屈服条件。由于古典强度理论中的材料参数多为一个或两个, 很难完全反映混凝土破坏曲面的特征, 所以研究人员结构混凝土的破坏特点, 提出了包含更多参数的破坏准则。多参数模型大多基于强度试验的统计而进行曲线拟合, 有

Bresler-Pister、Willam-Warnke 三参数模型、Ottosen 四参数模型和 Willam-Warnke 五参数模型等。

ANSYS 的 Solid65 单元是专为混凝土、岩石等抗压能力远大于抗拉能力的非均匀材料开发的单元。它可以模拟混凝土中的加强钢筋(或玻璃纤维, 型钢等), 以及材料的拉裂和压溃现象。它是在三维 8 节点等参元 Solid45 的基础上, 增加了针对于混凝土的性能参数和组合式钢筋模型。

Solid65 混凝土屈服及失效准则^{[34][35]}

ANSYS 中的混凝土材料可以预测脆性材料的失效行为, 同时考虑了开裂和压碎失效模拟。多轴应力状态下混凝土的失效准则表达式如下:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (3-6)$$

其中, F 是主应力 ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) 的函数。 S 表示失效面, 是关于主应力及 $f_t, f_c, f_{cb}, f_1, f_2$ 五个参数的函数。五个参数的含义如下:

f_t ——单轴极限抗拉强度;

f_c ——单轴极限抗压强度;

f_{cb} ——等压双轴抗压强度;

σ_h^a ——静水压力

f_1 ——在 σ_h^a 静水压力下的双轴抗压强度;

f_2 ——在 σ_h^a 静水压力下的单轴抗压强度。

Solid65 单元的破坏面为改进的 Willam-Warnke 五参数破坏曲面, 需要上面几个参数来加以定义。需要说明的是 ANSYS 要求输入的是这些参数的绝对值。在缺少多轴实验参数的情况下, ANSYS 只要求输入 f_t 和 f_c , ANSYS 默认为:

$$f_{cb} = 1.2f_c \quad (3-7)$$

$$\sigma_h^a = \sqrt{3}f_c \quad (3-8)$$

$$f_1 = 1.45f_c \quad (3-9)$$

$$f_2 = 1.725f_c \quad (3-10)$$

如果在 ANSYS 中给 f_c 赋一个负值, 则相当于受压破坏不起作用, 只考虑受

拉软化效应。

ANSYS 的 Pipe20 单元是一个可以承受拉、压、弯、扭的线单元，每个节点有六个自由度， 分别是 x,y,z,三个轴向的位移和绕这三个轴的转角。这个单元具有塑性、蠕变、膨胀的性质。

这个单元的输入参数包括两个节点，管的外径和管壁厚， 和各向同性的材料属性。单元的 x 轴为从 i 节点指向 y 节点， y 轴为自动与总坐标 x-y 平面平行， z 轴在与其它两轴垂直的方向。

3.2 本文有限元模型的验证

为了验证本文有限元模型的正确性，为后面的受力性能分析和参数分析作准备，笔者将按照浙江大学关于自承式钢筋桁架混凝土叠合板的试验各参数建立有限元模型，得出在施工阶段的有限元模拟挠度值，与试验值进行对比，从而验证本文中的刚度公式^{[36][37][38]}。

3.2.1 试验情况介绍

试验共分两组，A 组为四块钢筋桁架混凝土叠合板，B 组为两块钢筋桁架混凝土现浇板。本文三取 A 组试件，作为 ANSYS 建模的比照，A 组试件为单跨简支单向叠合板，分两次浇筑，第一次浇筑控制高度 40mm，第二次浇筑控制高度 60mm,试件一共四块，计算长度 $L_0=2.6m$ ，实际浇筑长度 $L=2.8m$ 。A 组试件的性能参数及试件尺寸如下表 3-1 所示：

表 3-1 钢筋桁架混凝土叠合板参数表

编号	预制层参数									叠合层参数		
	f_{c1}	E_{c1}	f_y	E_s	f_y'	E_s'	h_1	L	b	h_2	f_{c2}	E_{c2}
DHB1	11.5	2.27	416	1.71	522	2.14	46	2820	615	68	16.3	2.75
DHB2	11.5	2.27	416	1.71	522	2.14	43	2830	625	65	16.3	2.75
DHB3	11.5	2.27	416	1.71	522	2.14	47	2810	620	66	16.3	2.75
DHB4	11.5	2.27	416	1.71	522	2.14	43	2820	630	66	16.3	2.75

注：(1) 钢筋的性能指标及混凝土的强度单位为(MPa)；

- (2) f_{c1}, f_{c2} ——预制层和叠合层混凝土轴心抗压强度标准值(MPa);
- (3) E_{c1}, E_{c2} ——预制层和叠合层混凝土的弹性模量($\times 10^4 \text{ N/mm}^2$);
- (4) f_y, f_y' ——上部钢筋和下部钢筋的屈服应力平均值(MPa);
- (5) E_s, E_s' ——上部钢筋和下部钢筋的弹性模量($\times 10^4 \text{ N/mm}^2$);
- (6) h_1, h_2 ——预制层和叠合层的板厚(mm);
- (7) b ——叠合板宽度(mm);
- (8) L ——实际浇筑长度(mm)。

3.2.2 ANSYS 模拟试验情况介绍

本文根据以上所述四块叠合板提供的参数,编制命令流对叠合板的施工阶段进行分析计算。研究叠合板在施工阶段的受力及变形情况。建模的主要单元为 Solid65 和 Pipe20^{[39] [40]},其中 Solid65 模拟混凝土, Pipe20 模拟钢筋,整个钢筋混凝土有限元模型采用分离式模型,不考虑钢筋和混凝土的滑移,按共节点的模式来协调钢筋和混凝土的变形。混凝土本构关系采用混凝土结构设计规范(GB50010—2002)中建议的本构关系,钢筋采用双线性随动硬化模型。预制板的有限元模型如下图 3-2 所示^{[41] [42] [43] [44]}。

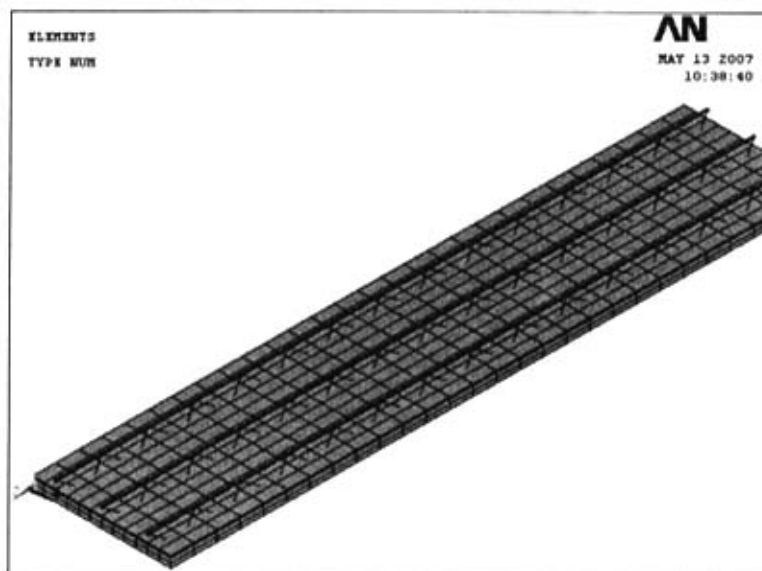
本文中的自承式钢筋桁架混凝土叠合板为“施工阶段不设支撑的叠合结构”又称为“二阶段受力叠合结构”,即施工阶段在预制板下面不设置施工临时支撑,第一阶段的荷载由预制板及钢筋桁架组成的预制构件承受,预制构件按简支构件计算;荷载包括预制构件自重、叠合层混凝土重以及本阶段的施工活荷载。

3.2.3 有限元分析与实验值的比较

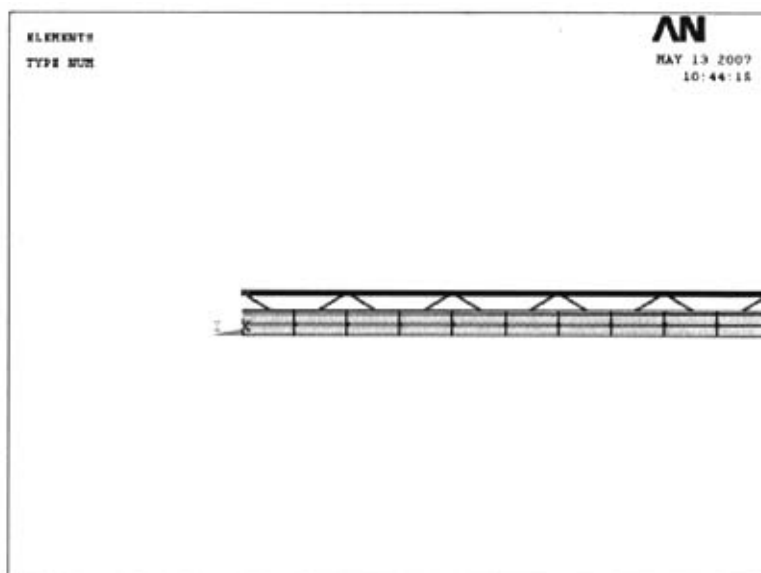
参照浙大试验,按其提供的参数,经过公式计算和 ANSYS 分析,我们得出在施工阶段预制板自重及叠合层湿混凝土共同作用下跨中挠度如表 3-2 中的所示,其中试验中测的挠度值为在叠合层湿混凝土的引起的挠度,即为叠合后的总挠度减去叠合前预制板自身产生的挠度 $f_2 - f_1$ 。从表中可以看出,有限元模型与试验值的误差基本在 10%以内,从而认为此有限元模型是合理的,并可以进一步调整一些参数,来研究这些参数变化对此类板型在施工阶段受力性能的影响。

图 3-3 为预制板在自重及叠合层湿混凝土作用下的弯矩—挠度图,曲线的变化反应了本阶段的受力特点,曲线基本为一个双折线模型,曲线有一个明显的几

何拐点。在第一阶段，构件弯矩 M_1 小于开裂弯矩 M_{cr} ，构件处于弹性工作阶



(a) 预制板的有限元总体模型



(b) 预制板的有限元局部模型

图 3-2 预制板的有限元模型

有限元分析挠度值与实验挠度值的比较见表 3-2:

表 3-2 ANSYS 值与实验值的对比

编号	实验值 (mm)	公式计算值				ANASYS 值			
		跨中挠度 (mm)				跨中挠度 (mm)			
		预制层 f_1	叠合后 f_2	$f_2 - f_1$	误差	预制层 f_1	叠合后 f_2	$f_2 - f_1$	误差
DHB1	5.04	2.18	7.44	5.26	4.37%	1.77	7.29	5.52	9.52%
DHB2	4.26	1.39	6.1	4.71	10.56%	1.75	6.34	4.59	7.75%
DHB3	4.93	1.59	6.38	4.79	-2.84%	2.03	7.46	5.43	10.14%
DHB4	3.91	1.2	5.57	4.37	11.76%	1.63	5.68	4.05	3.58%

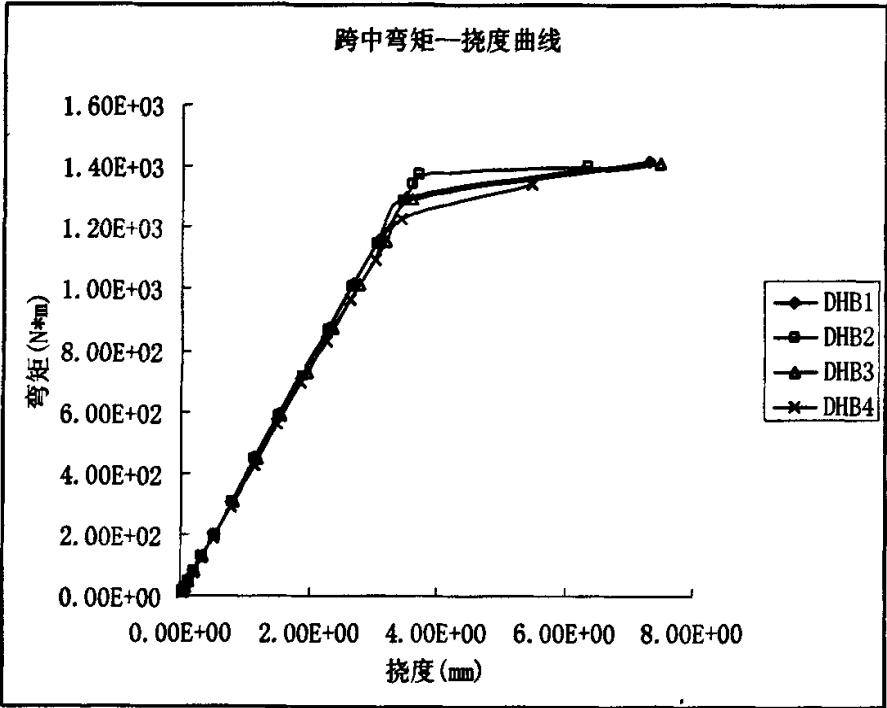


图 3-3 预制板在自重及叠合层混凝土作用下的弯矩—挠度图

段，在这之后有一个明显的几何拐点，这是弯矩 M_1 达到了开裂弯矩 M_{cr} ，此时挠度有一个突变。但是因为此块预制板的板厚比较小，属于开裂后中和轴在叠合面以上的那种情况，且此时的荷载 M_1 超过其开裂荷载 M_{cr} 不多，(裂缝见图 3-4) 所以未见到裂缝处于平稳发展阶段的那段曲线，混凝土预制板拉应力图参见图 3-5。

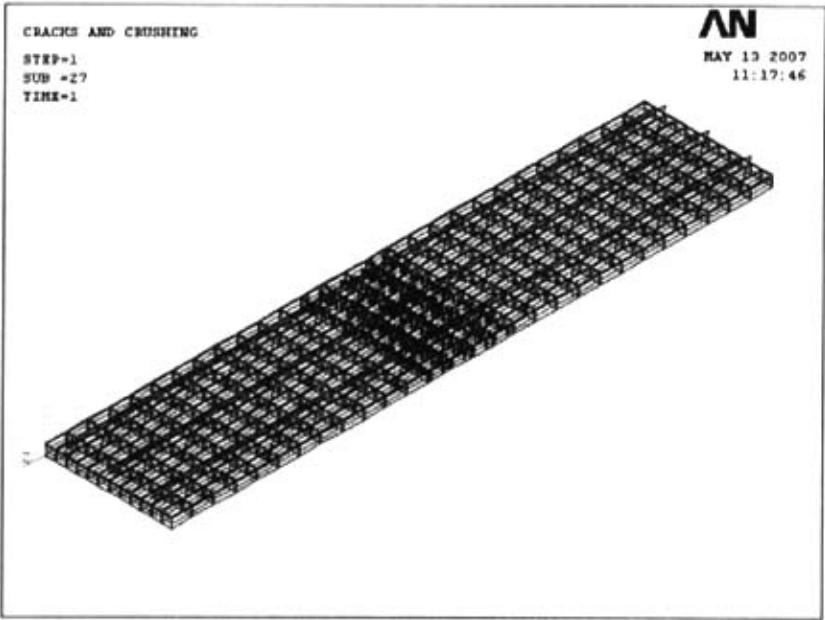


图 3-4 预制板在自重及叠合层湿混凝土作用下裂缝图

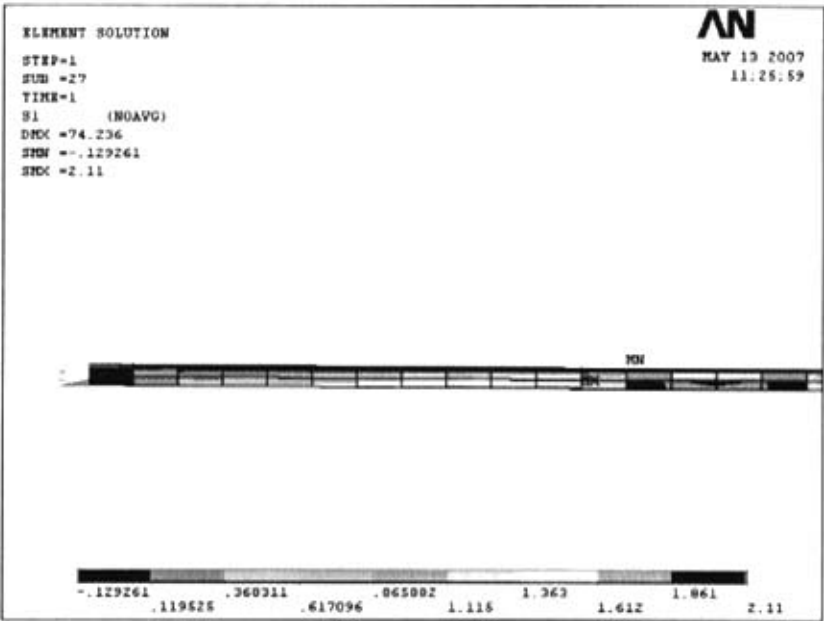


图 3-5 混凝土预制板拉应力图

3.3 预制构件的有限元分析

3.3.1 预制板厚对刚度的影响

参照第三章预制构件短期刚度的计算公式, 确定一个预制板的板厚, 判断构件开裂后中和轴的位置, 看其在叠合面的上面或者是下面, 再分别套用公式进行计算。

本文中的自承式钢筋桁架混凝土叠合板在施工阶段的荷载包括预制构件自重、叠合层混凝土重以及本阶段的施工活荷载。施工活荷载参照文献^{[45] [46] [47] [48]}的建议, 浇注阶段的施工活荷载标准值取为 1.5KN/m^2 的均布荷载。施工时不应在预制板上承受负荷较集中的重型机具, 如果有的话, 应采取有效措施将集中荷载分布到足够大的面积上去, 另外也可在局部设置临时支撑, 使荷载直接通过支撑传至地基。

根据目前民用建筑设计的要求,普通房间的开间为 3.0, 3.3m, 3.6m, 3.9m, 4.2m。我们取最典型的 3.6m 开间的板长进行研究,此种板跨的实际计算长度为板跨度减去支座宽度,支座宽度按 0.2m 考虑,则 3.6m 板跨的计算长度为 3.4m。

下面我们对四块变板厚的自承式钢筋桁架混凝土叠合板在施工阶段的受力性能进行分析, 本批预制板的具体截面尺寸如图 3-7 所示, 上部及下部受力钢筋均采用 HPB235, 钢筋弹模采用 2.14×10^{11} Pa, 预制板混凝土采用 C35, 弹模为 3.15×10^{10} Pa。钢筋桁架高 80mm, 其他截面参数详见表 3-3。

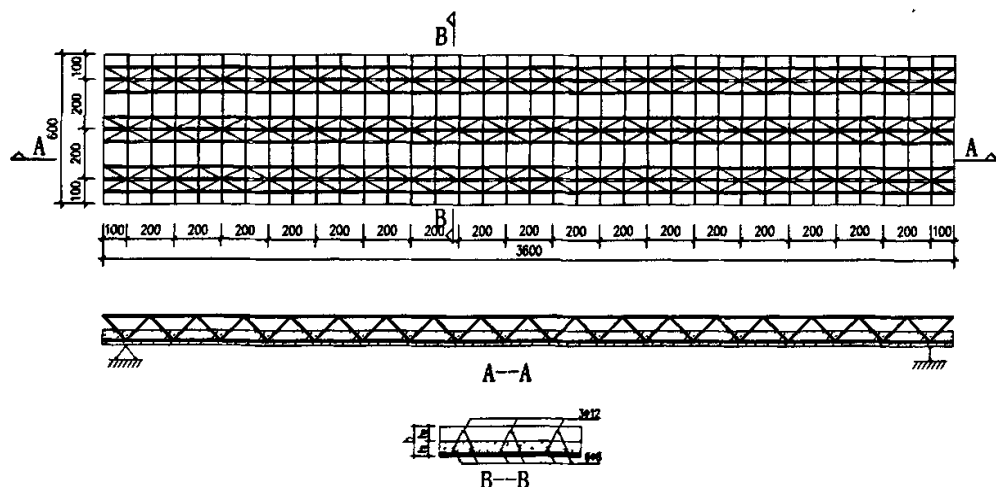


图 3-7 自承式钢筋桁架混凝土叠合板形式

我们取四块板 (BA1~BA4) 进行研究, 四块板的预制层高度分别为 50 mm, 60 mm, 70 mm, 80mm, 其它的参数均相同。图 3-8 为预制构件在本阶段荷载

下(包括预制楼板自重、叠合层湿混凝土重以及本阶段的施工活荷载)的挠度图。

表 3-3 自承式钢筋桁架混凝土叠合板参数表

板 编 号	板跨	计算 跨度	板宽	预制 板厚	叠合 层厚	总厚 度	预制层混 凝土强 度等级	上部 钢 筋面 积	轴心 到 板顶 距离	下部 钢 筋面 积	轴心到 板底距 离	钢筋 桁 架高 度
	L (mm)	L_0 (mm)	b (mm)	h_1 (mm)	h_2 (mm)	h (mm)		A'_s (mm ²)	a'_s (mm)	A_s (mm ²)	a_s (mm)	h_s (mm)
BA1	3600	3400	600	50	70	120	C35	339	20	302	20	80
BA2	3600	3400	600	60	60	120	C35	339	20	302	20	80
BA3	3600	3400	600	70	50	120	C35	339	20	302	20	80
BA4	3600	3400	600	80	40	120	C35	339	20	302	20	80

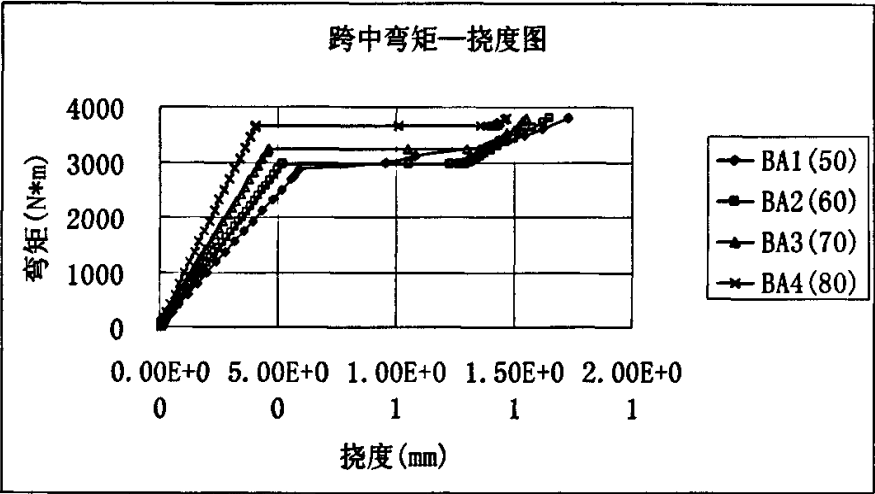


图 3-8 预制构件(变预制板厚)跨中的弯矩—挠度图

从上图的四条曲线变化可以看出此预制构件受力性能的共同之处,这四条曲线均有两个明显的几何拐点,在第一个拐点之前,曲线的荷载与挠度呈很明显的线性关系,挠度增长较慢,这说明此时的刚度是一个定值,混凝土尚未开裂,第一个几何拐点为混凝土构件的开裂点,荷载为开裂荷载,在这个拐点之后,挠度有一个突变,这是混凝土开裂后,受拉区开裂混凝土承受的拉力,在开裂后,全部转移给受拉钢筋,刚度变化很大,导致挠度变化也很大,其后还有一个几何拐点,拐点之后的曲线斜率相对未开裂时小,这是板的裂缝进入了稳定发展阶段。

比较这四条不同的曲线可以看出,随着预制板厚度的增大,各板跨中的挠度

分别为：BA1(17.26mm)，BA2(16.52mm)，BA3(15.51 mm)，BA4(14.67 mm)，后面三块板相对 BA1 的挠度来说：分别降低了 4%，10%及 15%，构件挠度的下降趋势比较明显。构件的开裂弯矩分别为:BA1(1912N*m), BA2(2334N*m)，BA3(2690N*m)，BA4(2904N*m)，后面三块板的开裂弯矩相对于板 BA1 的变化率为：22%，40%和 51%，增大的变化趋势非常明显。

3.3.2 预制板混凝土强度对刚度的影响

本节将考虑预制板混凝土强度对挠度的影响，取四块板（BB1~BB4），其截面参数除混凝土强度变化（从 C20 变到 C50）外，其它均相同，预制板的板厚取 60mm,具体参数见表 3-4。

表 3-4 自承式钢筋桁架混凝土叠合板参数表

板 编 号	板跨	计算 跨度	板宽	预制 板厚	叠合 层厚	总厚 度	预制层混 凝土强 度等级	上部 钢 筋面 积	轴心 到 板顶 距离	下部 钢 筋面 积	轴心到 板底距 离	钢筋 桁 架高 度
	L (mm)	L_0 (mm)	b (mm)	h_1 (mm)	h_2 (mm)	h (mm)		A'_s (mm ²)	a' (mm)	A_s (mm ²)	a_s (mm)	h_s (mm)
BB1	3600	3400	600	60	60	120	C20	339	20	302	20	80
BB2	3600	3400	600	60	60	120	C30	339	20	302	20	80
BB3	3600	3400	600	60	60	120	C40	339	20	302	20	80
BB4	3600	3400	600	60	60	120	C50	339	20	302	20	80

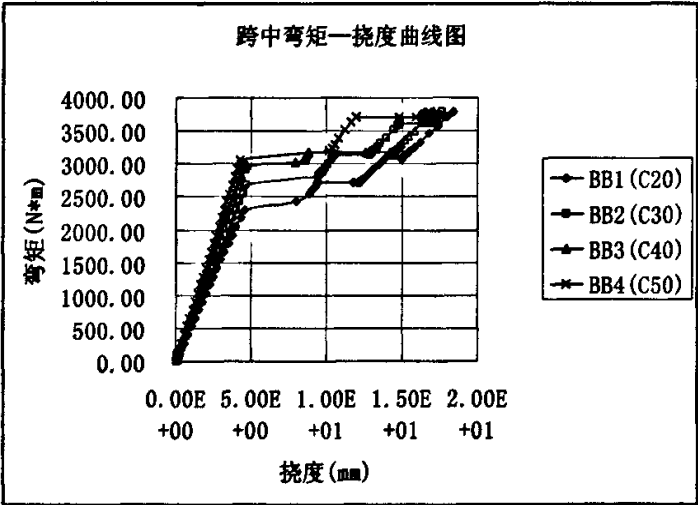


图 3-9 预制构件(变混凝土强度等级)跨中的弯矩—挠度图

从图 3-9 可以看出,在同等截面及荷载大小的条件下,预制板混凝土强度从 BB1 的 C20 变化到 BB4 的 C50,各板的开裂荷载分别为: 1912N*m,2334N*m,2690N*m 和 2904N*m,开裂荷载相对 C20 板的增加比例为 22%, 41%, 52%, 开裂弯矩增加比例较大,这是因为,混凝土强度等级提高后,抗压强度和抗拉强度都提高了,延迟了混凝土的开裂时间,发展也慢些。

各板跨中的挠度分别为:BB1(18.43mm),BB2(17.67 mm) ,BB3(17.12 mm) , BB4(16.75 mm)。相对 BB1 的挠度来说: 分别降低了 4%, 7%及 9%。挠度下降得并不很明显,所以简单的提高混凝土的强度等级并不是提高预制构件刚度的最佳办法。

3.3.3 预制板钢筋桁架高度对刚度的影响

本节将考虑预制板混凝土强度对挠度的影响,取四块板 (BC1~BC4),其截面参数除钢筋桁架高度变化外 (从 70mm 变到 100mm) 外,其它均相同,预制板的板厚取 60mm,具体参数见表 3-5。

表 3-5 自承式钢筋桁架混凝土叠合板参数表

板 编 号	板跨	计算 跨度	板宽	预制 板厚	叠合 层厚	总厚 度	预制层混 凝土强 度等级	上部 钢 筋面 积	轴心 到 板顶 距离	下部 钢 筋面 积	轴心到 板底距 离	钢筋 桁 架高 度
	L (mm)	L_0 (mm)	b (mm)	h_1 (mm)	h_2 (mm)	h (mm)		A' (mm ²)	a' (mm)	A_s (mm ²)	a_s (mm)	h_s (mm)
BC1	3600	3400	600	70	40	110	C35	339	20	302	20	70
BC2	3600	3400	600	70	50	120	C35	339	20	302	20	80
BC3	3600	3400	600	70	60	130	C35	339	20	302	20	90
BC4	3600	3400	600	70	70	140	C35	339	20	302	20	100

从图 3-10 的跨中弯矩—挠度图可以看出:在预制板混凝土同等截面及荷载大小相等的条件下,钢筋桁架高度变化 BC1 的 70mm 变化到 BC4 的 100mm,各板的开裂荷载分别为: 3039N*m,3326N*m,3658N*m 和 4034N*m,开裂荷载相对 BC1 板的增加比例为 9%, 20%, 32%, 开裂弯矩增加比例相对前面两种参数变化来说小些,这是因为,钢筋桁架高度变化后,中和轴的位置相对上移,但混凝

土抗拉强度并没有变化, 所以有增大的趋势, 但变化不是那么明显。

各板跨中的挠度分别为: BC1(19.82mm), BC2(16.02 mm) , BC3(12.98 mm) , BC4(4.37mm)。相对 BC1 的挠度来说: 分别降低了 19%, 35%及 78%。挠度下降非常明显。其中 BC4 的挠度下降达 78%, 这是因为此桁架高度变到 100mm 后, 此块板的开裂弯矩也增大了, 甚至超过了本阶段荷载引起的弯矩值, 板此时还没有开裂, 所以刚度是未开裂时候的刚度。总体来说, 钢筋小桁架高度的增加, 引起中和轴的上移, 相应刚度上升得比较明显, 提高钢筋桁架的高度相对前面两个参数的变化来说, 对预制板刚度的影响显著。

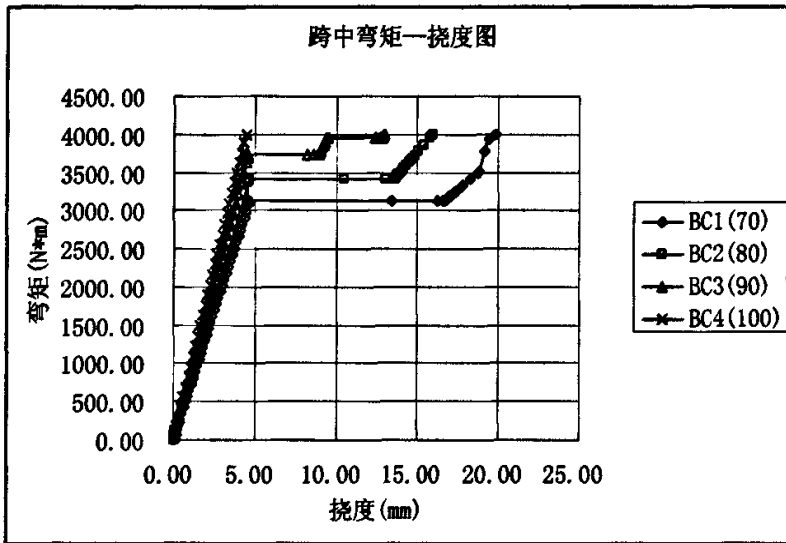


图 3-10 预制构件(变桁架高度)跨中的弯矩—挠度图

3.3.4 预制板桁架腹杆对刚度的影响

本节将考虑预制板钢筋桁架腹杆强度对挠度的影响, 取四块板 (BD1~BD4), 其截面参数除钢筋桁架的腹杆直径变化外 (分别为 4mm, 5mm, 6mm, 8mm,) 外, 其它均相同, 预制板的板厚取 70mm, 钢筋桁架上下弦轴心距离 80mm, 具体参数见表 3-6。

表 3-6 自承式钢筋桁架混凝土叠合板参数表

板 编 号	板跨	计算 跨度	板宽	预制 板厚	叠合 层厚	总厚 度	预制层混 凝土强 度等级	上部 钢 筋面 积	轴心 到 板顶 距离	下部 钢 筋面 积	腹杆 直径	钢筋 桁 架高 度
	L (mm)	L_0 (mm)	b (mm)	h_1 (mm)	h_2 (mm)	h (mm)		A' (mm ²)	a' (mm)	A_s (mm ²)	D_f (mm)	h_s (mm)
BD1	3600	3400	600	70	50	120	C35	339	20	302	4	80
BD2	3600	3400	600	70	50	120	C35	339	20	302	5	80
BD3	3600	3400	600	70	50	120	C35	339	20	302	6	80
BD4	3600	3400	600	70	50	120	C35	339	20	302	8	80

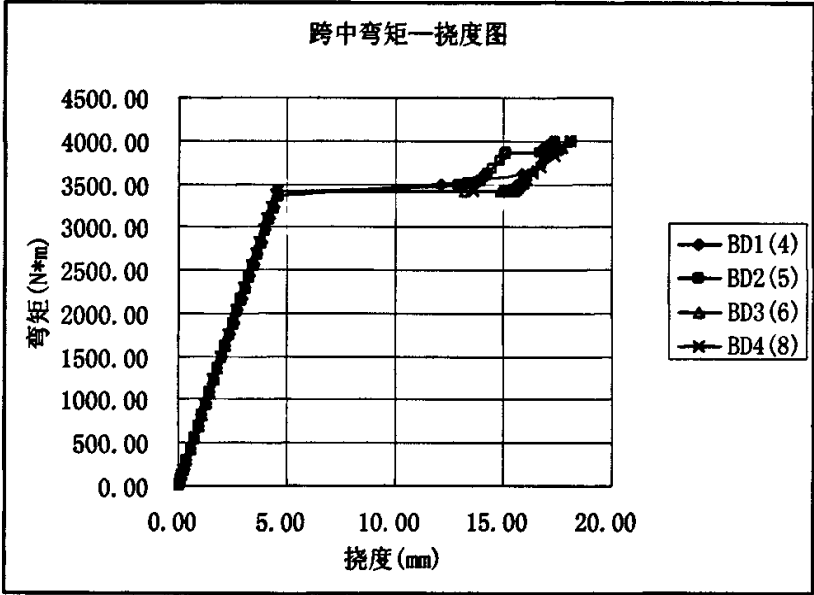


图 3-11 预制构件(变桁架腹杆直径)跨中的弯矩—挠度图

从图 3-11 的跨中弯矩—挠度图可以看出：在预制板混凝土同等截面及荷载大小相等的条件下，钢筋桁架腹杆直径变化 BD1 的 4mm 变化到 BD4 的 8mm，各板的跨中弯矩—挠度曲线基本相同，在板开裂前曲线非常一致，至开裂后挠度变化稍有不同，最大挠度分别为：BD1(18.13mm)，BD2(17.37 mm)，BD3(17.89 mm)，BD4(18.10mm)。相对 BD1 的挠度来说：分别降低了 4%，1%及 1%。挠度变化几乎接近于零，可见桁架腹杆直径的变化对对预制板刚度的影响来说可以

忽略不计。腹杆从受力角度来说,可以参与部分抗剪的作用,这也可以说明,对此种板结构来说,挠度主要是由弯矩引起的,剪力对其挠度的影响很小。

综上所述可以看出:在以上考虑的四种参数中,能明显提高钢筋桁架预制板的短期刚度的因素为:预制板的板厚、钢筋桁架的上下弦轴心距离;提高混凝土的强度等级也能一定程度上起作用;而钢筋桁架腹杆直径的变化对刚度的影响最不明显,在实际工程中,腹杆直径由容许长细比要求控制即可。

3.3.5 上述各种有限元模型与理论计算公式结果的比较

本节将以上各板有限元分析的挠度结果与理论公式推导的结果进行比较分析,比较结果见表 3-7。

从表中十六块板的挠度比较可以看出:中和轴在叠合面以上的六块板中(BA1,BA2,BB1,BB2,BB3,BB4),预制板用换算截面刚度法推导出的挠度理论值与有限元结果均较吻合,除 BB1 外其它板的挠度相对误差值在 7%以内。在中和轴在叠合面以下的是块板中(BA3,BA4,BC1,BC2,BC3,BC4, BD1,BD2,BD3,BD4),除 BC4 预制板没有达到开裂弯矩外,其他九块板均用换算截面法及刚度解析法计算板的挠度,以比较此两种算法的优劣。这九块板用换算截面刚度法推导出的理论值与有限元结果均较吻合,挠度差值在 10%以内,而用刚度解析法推导出来的理论值与有限元结果误差较大,相对误差较大者达到 35%左右。可见,中和轴在叠合面以下的板型中,取换算截面法计算的刚度误差较小,可为工程设计作参考用。而用刚度解析法的计算值误差较大,需要在以后的研究中继续探讨。

综上所述,自承式钢筋桁架混凝土叠合板在施工阶段的短期刚度计算步骤可参照图 3-12,其结果可为此种板型的工程设计做参考。

表 3-7 有限元计算结果与理论推导值得比较

板编号		BA1	BA2	BA3	BA4	BB1	BB2	BB3	BB4
挠度 (mm)	有限元值	17.26	16.52	15.51	14.67	16.51	16.51	16.51	16.51
	换算惯性矩 法理论值	16.51	16.5	16.45	15.83	18.43	17.67	17.12	16.75
	误差	-4.3%	-0.1%	6.1%	7.9%	11.6%	7.0%	3.7%	1.5%
	刚度解析 法理论值	/	/	20.77	19.76	/	/	/	/
	误差	/	/	33.9%	34.7%	/	/	/	/
板编号		BC1	BC2	BC3	BC4	BD1	BD2	BD3	BD4
挠度 (mm)	有限元值	19.82	16.02	12.98	4.37	18.13	17.37	17.89	18.1
	换算惯性矩 法理论值	19.03	16.44	14.1	4.8	16.45	16.45	16.45	16.45
	误差	-4.0%	2.6%	8.6%	9.8%	-9.3%	-5.3%	-8.0%	-9.1%
	刚度解析 法理论值	24.96	20.77	17.42	/	20.77	20.77	20.77	20.77
	误差	25.9%	29.7%	34.2%	/	14.6%	19.6%	16.1%	14.8%

注：“/” 表示此种预制板厚不属于第四种情况（中和轴在叠合面之下，且 $M_1 \geq M_{cr}$ ），故无刚度解析法的计算。

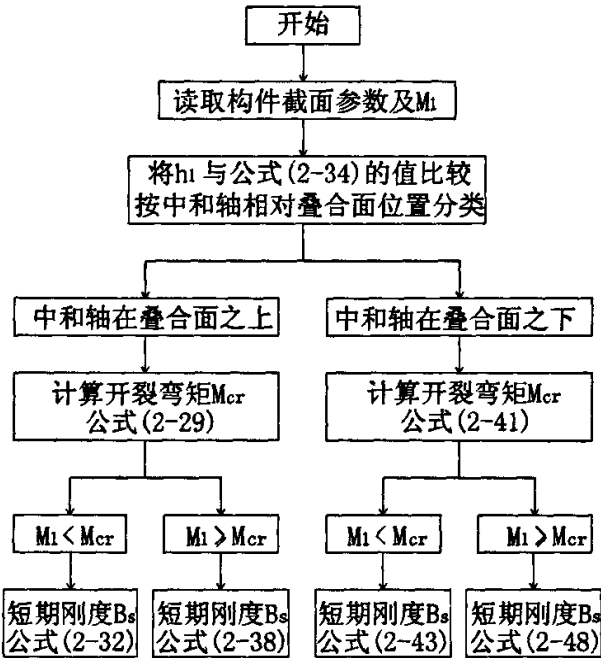


图 3-12 自承式钢筋桁架混凝土叠合板在施工阶段短期刚度计算步骤

第四章 设计算例及各常用跨度设计图表

在以上各章节对钢筋桁架混凝土叠合板结构的研究分析的基础上,本章将首先说明一下此种板型在设计时的一些基本规定,然后结合一个算例来演示此种板型的设计计算步骤。再按这些计算步骤设计一些常用跨度板的截面大小及配筋,列成图表,以便工程设计时选用。

4.1 设计的一般规定

4.1.1 叠合式受弯构件设计规定

施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件,应对叠合构件及其预制构件分别进行计算;预制构件应按受弯构件的规定计算,叠合构件应按叠合式受弯构件计算规定进行计算。

4.1.2 对预制板板厚选取的建议

通过前面几章对钢筋桁架混凝土叠合板受力性能的研究,为了使叠合板在施工阶段有较大的刚度,在设计经济的原则下,一般让混凝土带裂缝工作,而按基本假定,即在混凝土开裂后受拉区混凝土完全退出工作,只由拉区钢筋承受拉力,则预制构件的惯性矩组成不考虑受拉区混凝土作用。当中和轴在叠合面以上时,预制构件的惯性矩仅仅由上下弦钢筋相对中和轴的惯性矩组成。所以,为了满足受弯构件正常使用极限状态的要求,建议采用预制板厚度与叠合板总厚度比值 h_1/h 较大,中和轴在叠合面以下的类型,这样,有一部分混凝土在中和轴之上,处于受压区,可为预制构件提供更多的惯性矩,即整个预制构件有更大的刚度。

4.1.3 内力计算规定

本文中的自承式钢筋桁架混凝土叠合板属于“二阶段受力叠合结构”。即施工阶段在预制板下面不设施工临时支撑,其内力分两个阶段计算:

1 第一阶段 后浇的叠和层混凝土达到强度设计值之前的阶段。荷载由预制构件承担,预制构件按简支构件计算;荷载包括预制构件自重、叠合层自重以及本阶段的施工活荷载(一般取 1.5KN/m^2)。其弯矩和剪力设计值按下列式子选用:

$$M_1 = M_{1G} + M_{1Q} \quad (4-1)$$

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q} \quad (4-2)$$

2 第二阶段 叠合层混凝土达到强度设计值之后的阶段。叠合构件形成叠合连续板，按整体结构计算；荷载考虑下列两种情况并取较大值；

1) 施工阶段 计入预制构件自重、叠合层混凝土重、面层、吊顶等自重以及本阶段的施工活荷载；

2) 使用阶段 计入预制构件自重、叠合层混凝土自重、面层、吊顶等自重以及本阶段的使用活荷载。其弯矩和剪力设计值按下列式子选用；对叠合构件的正弯矩区段

$$M_1 = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \quad (4-3)$$

$$V_1 = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \quad (4-4)$$

对叠合构件的负弯矩区段

$$M_1 = M_{2G} + M_{2Q} \quad (4-5)$$

式中 M_{1G} 、 V_{1G} ——预制层自重、叠合层湿混凝土自重在设计截面产生的弯矩和剪力设计值；

M_{2G} 、 V_{2G} ——第二阶段面层、吊顶等自重在设计截面产生的弯矩和剪力设计值；

M_{1Q} 、 V_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在设计截面产生的弯矩和剪力设计值；

M_{2Q} 、 V_{2Q} ——取本阶段施工活荷载或使用阶段活荷载在设计截面产生的弯矩和剪力设计值的较大值。

4.1.4 叠合面抗剪验算

因板的宽度较大，且承受荷载相对较小，一般能满足斜截面抗剪承载力要求，故一般不需进行抗剪承载力计算。在算例中，我们为较全面的研究此种板的受力性能，将斜截面抗剪也进行了验算。

4.2 设计算例

某钢筋桁架混凝土叠合板的截面尺寸如图 4-1 所示，板跨度为 3.3m，计算跨度取板跨度减去支座宽度，支座宽度取 0.2m，即第一阶段受力时的计算跨度(L_0)

取 3.1m；第二阶段受力时，叠合构件已形成连续超静定结构，取叠合构件的计算跨度为板实际跨度(L)，即取 3.3m。

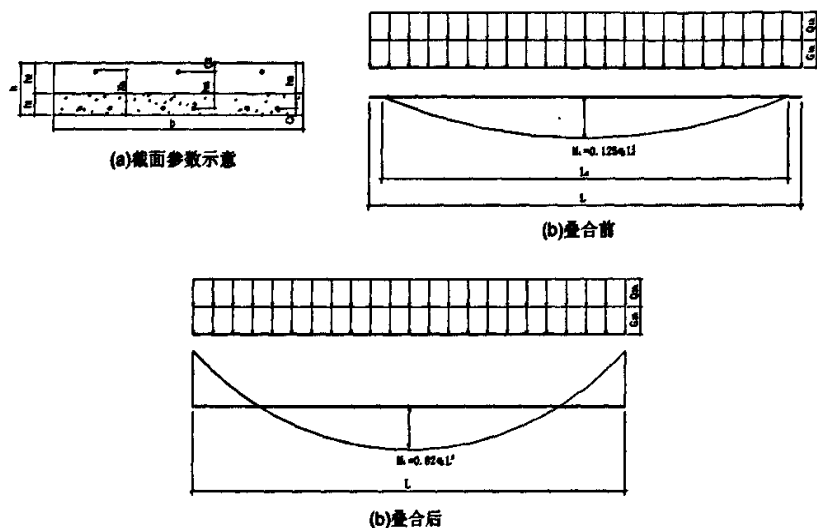


图 4-1 计算图形及截面尺寸

4.2.1 已知截面参数、材料指标及规范规定指标

预制构件参数设定：房屋开间 $L = 3300 \text{ mm}$ ，支座宽度取 200 mm ，板参数中预制层厚度 $h_1 = 70 \text{ mm}$ ，叠合层厚度 $h_2 = 50 \text{ mm}$ ，板总厚度 $h = 120 \text{ mm}$ ，板宽 $b = 600 \text{ mm}$ ，板底边缘到下部受拉钢筋轴心距离 $c_1 = 20 \text{ mm}$ ，板顶边缘到上部受压钢筋轴心距离 $c_2 = 20 \text{ mm}$ ，纵向受力钢筋均采用 HPB235 钢筋，强度设计值 $f_y = 210 \text{ MPa}$ ，弹性模量 $E_s = 214000 \text{ MPa}$ ，纵向受压钢筋采用 $3\phi 12$ ，纵向受拉钢筋采用 $6\phi 8$ ，腹杆钢筋采用 $\phi 4$ ，腹杆间距采用 250 mm ，叠合前预制构件混凝土采用 C35， $f_{c1} = 16.7 \text{ MPa}$ ， $E_{c1} = 31500 \text{ MPa}$ ，叠合层混凝土采用 C25， $f_{c2} = 11.9 \text{ MPa}$ ， $E_{c2} = 28000 \text{ MPa}$ 。

规范设计指标要求：叠合受弯构件在荷载效应标准组合下，纵向受拉钢筋的应力要求 $\sigma_{sk} \leq 0.9f_y$ ，叠合前预制构件及叠合后构件最大裂缝宽度要求

$w_{\max} \leq 0.3 \text{ mm}$, 构件最大挠度要求 $f_L \leq l_0/200$, 结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$, 准永久系数 $\psi_q = 0.4$ ^[49]。

4.2.2 荷载及荷载效应计算

叠合前荷载:

预制板加叠合层湿混凝土自重 $G_{1k} = \rho_1 b h = 25 \times 0.6 \times 0.12 = 1.8 \text{ kN/m}$

施工活荷载 $Q_{1k} = q_1 b = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN/m}$

叠合后荷载:

板底抹灰及楼面层重 $G_{2k} = \rho_2 b h_3 = 20 \times 0.6 \times 0.04 = 0.48 \text{ kN/m}$

使用阶段活荷载 $Q_{2k} = q_2 b = 2.0 \times 0.6 = 1.2 \text{ kN/m}$

计算叠合板施工阶段的恒载及施工活荷载在简支预制构件上引起的弯矩和剪力,

$$M_{1Gk} = \frac{1}{8} G_{1k} L_0^2 = \frac{1}{8} \times 1.8 \times 3.1^2 = 2.162 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1Qk} = \frac{1}{8} Q_{1k} L_0^2 = \frac{1}{8} \times 0.9 \times 3.1^2 = 1.081 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{1Gk} = \frac{1}{2} G_{1k} L_0 = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 3.1 = 2.79 \text{ kN}$$

$$V_{1Qk} = \frac{1}{2} Q_{1k} L_0 = \frac{1}{2} \times 0.9 \times 3.1 = 1.395 \text{ kN}$$

计算叠合后使用阶段的恒载及活荷载在板跨中引起的弯矩和剪力, (为简单起见, 此处将其视为两跨连续板) 弯矩系数按文献^[50]。

$$M_{1Gk} = \frac{1}{8} G_{1k} L_0^2 = \frac{1}{8} \times 1.8 \times 3.1^2 = 2.162 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩 $M_{2Gk} = 0.08 G_{2k} L^2 = 0.08 \times 0.48 \times 3.3^2 = 0.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{2Qk} = 0.08 Q_{2k} L^2 = 0.08 \times 1.2 \times 3.3^2 = 1.045 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

中间支座弯矩 $M'_{2Gk} = -0.1125 G_{2k} L^2 = -0.1125 \times 0.48 \times 3.3^2 = -0.588 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M'_{2Qk} = -0.1125 Q_{2k} L^2 = -0.1125 \times 1.2 \times 3.3^2 = -1.470 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

剪力 $V_{1Qk} = \frac{1}{2} Q_{1k} L_0 = \frac{1}{2} \times 0.9 \times 3.1 = 1.395 \text{ kN}$

$$V_{2Gk} = \frac{1}{2} G_{2k} L = \frac{1}{2} \times 0.48 \times 3.3 = 0.792 \text{ kN}$$

$$V_{2Qk} = \frac{1}{2} Q_{2k} L = \frac{1}{2} \times 1.2 \times 3.3 = 1.98 \text{ kN}$$

4.2.3 判断中和轴相对于叠合面的位置

$$y = h - \frac{n_1 A'_s c_2 + n_2 A_s (h - c_1)}{n_1 A'_s + n_2 A_s} = 120 - \frac{6.794 \times 339 \times 20 + 6.794 \times 302 \times (120 - 20)}{6.794 \times 339 + 6.794 \times 302}$$

$$= 62.3 \text{ mm}$$

$$h_1 = 70 > y$$

故此板中和轴在叠合面以下

$$M_{cr} = 0.5 * f_{tm} * b * \frac{2(h-x)^2}{3} + (n_2 - 1) * A_s * \frac{(h_0 - x)^2}{h - x} * f_{tm} +$$

$$0.5 * \frac{x - h_2}{h - x} * f_{tm} * b * \frac{2(x - h_2)^2}{3} + n_1 * A'_s * \frac{(x - c_2)^2}{h - x} * f_{tm}$$

得出: $M_{cr} = 2.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$

4.2.4 荷载效应标准组合下钢筋应力验算

$$M_{1Gk} = 2.162 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1Gk} < M_{cr}$$

$$M_{1k} = M_{1Gk} + M_{1Qk} = 2.162 + 1.081 = 3.243 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1k} > M_{cr}$$

计算实际的受压区高度

上弦钢筋弹模与预制层混凝土弹模比值 $n_1 = \frac{E'_s}{E_{c1}} = \frac{214000}{31500} = 6.794$

下弦钢筋弹模与预制层混凝土弹模比值 $n_2 = \frac{E'_s}{E_{c1}} = \frac{214000}{31500} = 6.794$

$$x = \frac{h_2 b - n_1 A'_s c_2 - n_2 A_s h_0 + \sqrt{(n_1 A'_s c_2 + n_2 A_s h_0 - h_2 b)^2 + b * [2 n_1 A'_s c_2 + 2 n_2 A_s h_0 - b h_2^2]}}{b}$$

$$= \frac{50 \times 600 - 6.794 \times 339 - 6.794 \times 302}{600}$$

$$+ \frac{\sqrt{(2303 + 2051 - 50 \times 600)^2 + 600 \times (2 \times 2303 \times 20 + 2 \times 2051 \times 100 - 600 \times 50^2)}}{600}$$

$$= 55.56 \text{ mm}$$

$$y = h - x = 120 - 55.56 = 64.44 \text{ mm}$$

构件开裂前的惯性矩计算

$$\begin{aligned} I_0 &= \frac{1}{3} b (h - x)^3 + \frac{1}{3} b (x - h_2)^3 + n_1 A_s' (x - c_2)^2 + (n_2 - 1) A_s (h_0 - x)^2 \\ &= \frac{1}{3} \times 600 \times (120 - 55.56)^3 + \frac{1}{3} \times 600 \times (55.56 - 50)^3 + 2303 \times (55.56 - 20)^2 \\ &\quad + (6.794 - 1) \times 302 \times (100 - 55.56)^2 \\ &= 20282372 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

开裂后的惯性矩计算

$$\begin{aligned} I_{cr} &= n_2 * A_s * (y - c_1)^2 + n_2 * A_s' (x - c_2)^2 + \frac{b * (x - h_2)^3}{3} \\ &= 2051 \times (64.44 - 20)^2 + 2303 \times (55.56 - 20)^2 + \frac{600 \times (55.56 - 50)^2}{3} \\ &= 8826423 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

计算一阶段受拉钢筋应力 σ_{s1} ，受压钢筋应力 σ'_{s1}

$M_{1Gk} < M_{cr}$ 故需计算构件未开裂情况下受拉钢筋轴心到中和轴的距离 x_b

$$\begin{aligned} x &= \frac{b \times (h^2 - h_2^2) + 2 \times n_1 \times A_s' \times c_2 + 2 \times (n_2 - 1) \times A_s \times h_0}{2 \times b \times h + 2 \times n_1 \times A_s' + 2 \times (n_2 - 1) \times A_s - 2 \times b \times h_2} \\ &= \frac{600 \times (120^2 - 50^2) + 2 \times 2303 \times 20 + 2 \times 1750 \times 100}{2 \times 600 \times 120 + 2 \times 2303 + 2 \times 1750 - 2 \times 600 \times 50} = 82.320 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$x_b = h - x - c_1 = 120 - 82.320 - 20 = 17.680 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} = n_2 \frac{M_{1Gk} x_b}{I_0} = 6.794 \times \frac{2.162 \times 10^6 \times 17.680}{20282372} = 12.695 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{s1} = n_1 \frac{M_{1Gk} (x - c_2)}{I_0} = 6.794 \times \frac{2.162 \times 10^6 \times (82.435 - 20)}{20282372} = 45.216 \text{ MPa}$$

受压钢筋长细比 $\lambda = l_x / (D/4) = l_y / (D/4) = 83.3$

查得稳定系数 $\varphi = 0.760$

$$\sigma'_{s1} = 45.216 \text{ MPa} \leq \sigma'_y = 0.760 \times 210 = 159.8 \text{ MPa (ok)}$$

$$M_{1u} = f_y A_s (h_0 - c_1) = 210 \times 302 \times (100 - 20) \times 10^{-6} = 5.073 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.35M_{1u} = 1.775 \text{ kN} \cdot \text{m} < 2.162 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第二阶段荷载产生跨中弯矩:

$$M_{2s} = M_{2Gk} + M_{2Qk} = 0.42 + 1.045 = 1.465 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第二阶段荷载产生中支座弯矩:

$$M_{2s} = M_{2Gk} + M_{2Qk} = -0.588 - 1.470 = -2.058 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{跨中处: } \sigma_{s2} = \frac{0.5(1 + h_1/h)M_{2s}}{0.87A_s h_0} = \frac{0.5 \times (1 + \frac{70}{120}) \times 1.465 \times 10^6}{0.87 \times 302 \times 100} = 45.719 \text{ MPa}$$

$$\text{中间支座处: } \sigma_{s2} = \frac{0.5(1 + h_1/h)M_{2s}}{0.87A'_s h_0} = \frac{0.5 \times (1 + \frac{70}{120}) \times 2.058 \times 10^6}{0.87 \times 302 \times 100} = 55.242 \text{ MPa}$$

跨中应力组合

$$\sigma_{ss} = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} = 12.695 + 45.719 = 58.414 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ss} = 58.414 \text{ MPa} < 0.9f_y = 0.9 \times 210 = 189 \text{ MPa (ok)}$$

中间支座处应力组合

$$\sigma_{ss} = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} = 0 + 55.242 = 55.242 \text{ MPa} < 0.9f_y = 0.9 \times 210 = 189 \text{ MPa (ok)}$$

故应力满足要求

4.2.5 斜截面受剪计算

第一阶段斜截面受剪计算:

$$V_1 = 1.2V_{1Gk} + 1.4V_{1Qk} = 1.2 \times 2.79 + 1.4 \times 1.395 = 5.301 \text{ kN}$$

$$0.07f_{c1}bh_0 = 35.070 \text{ kN} > V_1$$

第二阶段斜截面受剪计算:

$$V_2 = 1.2V_{2Gk} + 1.2V_{2Qk} + 1.4V_{2Qk} = 1.2 \times 2.79 + 1.2 \times 0.792 + 1.4 \times 1.98 = 7.070 \text{ kN}$$

$$0.07f_{c2}bh_0 = 39.984 \text{ kN} > V_2$$

4.2.6 挠度计算

预制构件的挠度计算

$$x = \frac{h_2 b - n_1 A_s' - n_2 A_s + \sqrt{(n_1 A_s' + n_2 A_s - h_2 b)^2 + b^* [2n_1 A_s' c_2 + 2n_2 A_s h_0 - b h_2^2]}}{b}$$

$$x = 55.561 \text{ mm}$$

$$y = h - x = 120 - 55.561 = 64.439 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = n_2 * A_s * (y - c_1)^2 + n_2 * A_s' * (x - c_2)^2 + \frac{b * (x - h_2)^3}{3} = 8826423 \text{ mm}^4$$

$$B_{s1} = E_c I_{cr} = 2.78 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{s1} = \frac{5(M_{1Gk} + M_{1Qk})L_0^2}{48B_{s1}} = \frac{5 \times (2.162 + 1.081) \times 3.1^2 \times 10^{12}}{48 \times 2.78 \times 10^{11}} = 11.68 \text{ mm}$$

$$f_{s1} = 11.68 \text{ mm} < \frac{3100}{200} = 15.5 \text{ mm (ok)}$$

叠合构件的挠度计算

$$\alpha_E = E_s / E_{c2} = \frac{214000}{28000} = 7.643$$

$$\rho = \frac{302}{600 \times 100} = 0.005$$

$$\gamma'_f = 0 \text{ (构件截面为矩形)}$$

$$B_{s2} = \frac{E_s A_s h_0^2}{0.7 + 0.6 \frac{h_1}{h} + \frac{4.5 \alpha_E \rho}{1 + 3.5 \gamma'_f}}$$

$$= \frac{214000 \times 302 \times 100^2}{0.7 + 0.6 \frac{70}{120} + \frac{4.5 \times 7.643 \times 0.005}{1 + 3.5 \times 0}} = 5.37 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$B_{L2} = \frac{M_k}{(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1)M_{1Gk} + (\theta - 1)M_q + M_k} B_{s2}$$

$$M_k = M_{1Gk} + M_{2Gk} + M_{2Qk} = 2.162 + 0.42 + 1.045 = 3.627 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q = M_{1Gk} + M_{2Gk} + \psi_q M_{2Qk} = 2.162 + 0.42 + 0.4 \times 1.045 = 3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\rho' = \frac{339}{600 \times 100} = 0.00565 > \rho = 0.005 \quad \text{取 } \theta = 1.6$$

$$B_{L2} = \frac{3.627}{\left(\frac{5.37 \times 10^{11}}{2.78 \times 10^{11}} - 1\right) \times 2.162 + (1.6 - 1) \times 3 + 3.627} \times 5.37 \times 10^{11} = 2.62 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$f_L = \frac{(G_{1k} + G_{2k} + Q_{2k})L^4}{185B_L} = \frac{(1.8 + 0.48 + 1.2) \times 3.3^4 \times 10^{12}}{185 \times 2.62 \times 10^{11}} = 8.51 \text{ mm}$$

$$f_L = 8.51 \text{ mm} < \frac{3100}{200} = 15.5 \text{ mm (ok)}$$

4.2.7 裂缝宽度计算

预制构件裂缝宽度计算

$$w_{\max} = 2.2 \frac{\psi(\sigma_{s1} + \sigma_{s2})}{E_s} (1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{tel}})$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{tel} \sigma_{s1} + \rho_{te} \sigma_{s1}}$$

$$\rho_{tel} = \frac{A_s}{0.5bh_1} = \frac{302}{0.5 \times 600 \times 70} = 0.0144$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{302}{0.5 \times 600 \times 120} = 0.0084$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.20}{0.0144 \times 12.695 + 0.0084 \times 65.151} = -0.86 < 0.2$$

取 $\psi = 0.2$

$$w_{\max} = 2.2 \frac{0.2(12.695 + 65.151)}{214000} (1.9 \times 20 + 0.08 \frac{8}{0.0144}) = 0.013 \text{ mm}$$

$$w_{\max} = 0.013 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm (ok)}$$

4.2.8 上部受压钢筋所需支撑间距计算

受压钢筋的直径 $D = 12 \text{ mm}$ ，则对上部受压钢筋的支撑长度 l_x, l_y 提出最大支撑间距要求：

$$l_x = l_y < 37.5D = 37.5 \times 12 = 450 \text{ mm}$$

此处实际取 250 mm ，满足要求。

4.3 叠合板常用跨度设计列表:

4.3.1 材料属性及截面参数

纵向受力钢筋均采用 HPB235 钢筋, 强度设计值 $f_y = 210 \text{ MPa}$, 弹性模量 $E_s = 214000 \text{ MPa}$, 纵向钢筋根数及直径随跨度变化, 详见表 4.2 及表 4.3, 叠合前预制构件混凝土采用 C35, $f_{c1} = 16.7 \text{ MPa}$, $E_{c1} = 31500 \text{ MPa}$, 叠合层混凝土采用 C25, $f_{c2} = 11.9 \text{ MPa}$, $E_{c2} = 28000 \text{ MPa}$. 截面布筋形式采用两种(截面 I 和 II), 见图 4-2, 其中板宽 $b = 600 \text{ mm}$, 板底边缘到下部受拉钢筋轴心距离 $c_1 = 20 \text{ mm}$, 板顶边缘到上部受压钢筋轴心距离 $c_2 = 20 \text{ mm}$, 腹杆钢筋采用 $\phi 4$, 腹杆间距采用 250 mm . 叠合前施工活荷载 $Q_{1k} = 1.5 \text{ kN/m}^2$; 使用阶段活荷载 Q_{2k} 取值详见表 4.2 及表 4.3; 板底抹灰和楼面层取 40 mm 厚, 其容重取 20 kN/m^3 .

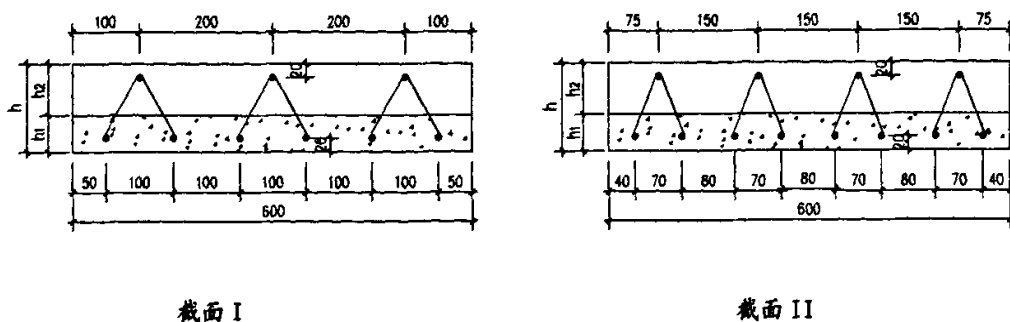


图 4-2 截面布筋形式

4.3.2 内力计算

(1) 施工阶段, 钢筋桁架混凝土预制板按简支构件计算, 板的支座弯矩为 0, 板的跨中弯矩按下式计算:

$$M = \frac{1}{8} q b L_0^2$$

式中 q ——均布荷载(kN/m);

b ——板宽，以 m 计；

L_0 ——计算跨度(m),跨度减去支座宽度，本文中支座宽度以 0.20m 考虑。

(2) 在使用阶段中，叠合连续板在均布荷载作用下，考虑塑性内力重分布的影响，板的跨中支座弯矩按下式计算：

$$M = \alpha q b L_0^2$$

式中 α ——弯矩系数，按表 4-1 取值，表中数据按文献^[31]中的设计原则中查出；

q ——均布荷载(kN/m)；

b ——板宽，以 m 计；

L_0 ——计算跨度(m),跨度减去支座宽度，本文中支座宽度以 0.20m 考虑。

表 4-1 叠合连续板的弯矩系数 α

弯矩位置	端跨弯矩	端跨内支座	中间跨跨中	中间支座
弯矩系数 α	0.08	-0.1125	0.0625	-0.075

4.3.3 各常用跨度板的设计图表

表 6-2 叠合板变跨度设计图表(1)

板编号	Q_{2k}	截面形式	h_1	h_2	h	下部钢筋	上部钢筋	f_{s1}	f_L	$[f]$	σ_{ss}
	(kN/m ²)		(mm)	(mm)	(mm)			(mm)	(mm)	(mm)	MPa
DHB2406	2	I	50	30	80	6 ϕ 8	3 ϕ 10	8.7	6.3	11.0	46.1
	3	I	50	30	80	6 ϕ 8	3 ϕ 10	8.7	7.1	11.0	60.7
	4	I	50	30	80	6 ϕ 8	3 ϕ 10	8.7	7.9	11.0	75.3
	5	I	50	30	80	6 ϕ 8	3 ϕ 10	8.7	8.7	11.0	89.9
	7	I	50	30	80	6 ϕ 8	3 ϕ 10	8.7	10.2	11.0	119.1
DHB2706	2	I	60	30	90	6 ϕ 8	3 ϕ 10	10.1	7.4	12.5	53.7
	3	I	60	30	90	6 ϕ 8	3 ϕ 10	10.1	8.4	12.5	69.9
	4	I	60	30	90	6 ϕ 8	3 ϕ 10	10.1	9.3	12.5	86.2
	5	I	60	30	90	6 ϕ 8	3 ϕ 10	10.1	10.2	12.5	102.4
	7	I	60	30	90	6 ϕ 8	3 ϕ 10	10.1	12.1	12.5	134.9

DHB3006	2	I	60	40	100	6 ϕ 8	3 ϕ 12	11.4	8.4	14.0	57.3
	3	I	60	40	100	6 ϕ 8	3 ϕ 12	11.4	9.5	14.0	74.1
	4	I	60	40	100	6 ϕ 8	3 ϕ 12	11.4	10.5	14.0	90.9
	5	I	60	40	100	6 ϕ 8	3 ϕ 12	11.4	11.5	14.0	107.8
	7	I	60	40	100	6 ϕ 8	3 ϕ 12	11.4	13.5	14.0	141.5
DHB3306	2	I	65	45	110	6 ϕ 8	3 ϕ 12	13.9	10.1	15.5	63.1
	3	I	65	45	110	6 ϕ 8	3 ϕ 12	13.9	11.3	15.5	81.1
	4	I	65	45	110	6 ϕ 8	3 ϕ 12	13.9	12.5	15.5	99.1
	5	I	65	45	110	6 ϕ 8	3 ϕ 12	13.9	13.7	15.5	117.1
	7	I	65	45	110	6 ϕ 10	3 ϕ 12	10.9	11.6	15.5	101.4
DHB3606	2	I	70	50	120	6 ϕ 8	3 ϕ 12	16.8	12.1	17.0	69.1
	3	I	70	50	120	6 ϕ 8	3 ϕ 12	16.8	13.4	17.0	88.3
	4	I	70	50	120	6 ϕ 8	3 ϕ 12	16.8	14.7	17.0	107.5
	5	I	70	50	120	6 ϕ 8	3 ϕ 12	16.8	16.1	17.0	111.4
	7	I	70	50	120	6 ϕ 10	3 ϕ 12	13.3	11.7	17.0	85.3

表 6-3 叠合板变跨度设计图表 (2)

板编号	Q_{2k}	截面形式	h_1	h_2	h	下部钢筋	上部钢筋	f_d	f_L	$[f]$	σ_s
	(kN/m ²)		(mm)	(mm)	(mm)			(mm)	(mm)	(mm)	MPa
DHB3906	2	II	70	50	120	8 ϕ 8	4 ϕ 12	17.8	12.7	18.5	63.6
	3	II	70	50	120	8 ϕ 8	4 ϕ 12	17.8	14.2	18.5	80.5
	4	II	70	50	120	8 ϕ 8	4 ϕ 12	17.8	15.6	18.5	97.5
	5	II	70	50	120	8 ϕ 8	4 ϕ 12	17.8	17.1	18.5	114.4
	7	II	70	50	120	8 ϕ 10	4 ϕ 12	14.0	14.6	18.5	98.9
DHB4206	2	II	75	50	125	8 ϕ 10	4 ϕ 12	17.4	11.9	20.0	50.3
	3	II	75	50	125	8 ϕ 10	4 ϕ 12	17.4	13.1	20.0	62.5
	4	II	75	50	125	8 ϕ 10	4 ϕ 12	17.4	14.4	20.0	74.7
	5	II	75	50	125	8 ϕ 10	4 ϕ 12	17.4	15.7	20.0	86.9
	7	II	75	50	125	8 ϕ 10	4 ϕ 12	17.4	18.1	20.0	111.4
DHB4506	2	II	80	55	135	8 ϕ 10	4 ϕ 12	20.1	13.5	21.5	54.3
	3	II	80	55	135	8 ϕ 10	4 ϕ 12	20.1	14.9	21.5	67
	4	II	80	55	135	8 ϕ 10	4 ϕ 12	20.1	16.3	21.5	79.8
	5	II	80	55	135	8 ϕ 10	4 ϕ 12	20.1	17.6	21.5	92.5
	7	II	80	55	135	8 ϕ 10	4 ϕ 12	20.1	20.2	21.5	117.9

DHB4806	2	II	85	60	145	8 ϕ 10	4 ϕ 12	22.0	14.4	23.0	46.4
	3	II	85	60	145	8 ϕ 10	4 ϕ 12	22.0	15.8	23.0	68.9
	4	II	85	60	145	8 ϕ 10	4 ϕ 12	22.0	17.2	23.0	81.6
	5	II	85	60	145	8 ϕ 10	4 ϕ 12	22.0	18.5	23.0	94.2
	7	II	85	60	145	8 ϕ 10	4 ϕ 12	22.0	21.1	23.0	119.4
DHB5106	2	II	90	65	155	8 ϕ 10	4 ϕ 12	21.9	13.8	24.5	48.4
	3	II	90	65	155	8 ϕ 10	4 ϕ 12	21.9	15.0	24.5	58
	4	II	90	65	155	8 ϕ 10	4 ϕ 12	21.9	16.2	24.5	67.6
	5	II	90	65	155	8 ϕ 10	4 ϕ 12	21.9	17.4	24.5	77.2
	7	II	90	65	155	8 ϕ 10	4 ϕ 12	21.9	19.8	24.5	96.4

注: Q_{2k} ——使用阶段活荷载 (kN/m^2) ;

h_1 ——预制板厚度(mm);

h_2 ——叠合层厚度(mm);

h ——叠合后板总厚度(mm) ;

f_{s1} ——预制板在施工阶段短期挠度(mm) ;

f_L ——叠合板在使用阶段长期挠度(mm);

$[f]$ ——受弯构件的挠度限值(mm) ;

σ_s ——受拉钢筋应力(MPa)。

第五章 结论和展望

5.1 主要结论

在国内外现有叠合式受弯构件刚度计算理论的基础上,根据自承式钢筋桁架混凝土叠合板的截面形式特点,推导出了一种与本文板型相吻合的预制构件第一阶段的短期刚度计算公式。通过建立十六个有限元模型,研究了预制板的板厚、钢筋桁架的上下弦轴心距离、混凝土的强度等级及腹杆直径对自承式钢筋桁架混凝土叠合板预制构件短期刚度的影响。

在得出第一阶段预制构件短期刚度的基础上,完成对叠合构件的钢筋应力、长期挠度、裂缝宽度、上部受压钢筋由腹杆提供的支撑长度要求、受压腹杆钢筋的直径要求以及吊装阶段的验算。从而完成对自承式钢筋桁架混凝土叠合板作为单向板考虑的全过程的设计计算。

总结本文的研究成果,得出以下主要结论:

1. 自承式钢筋桁架混凝土叠合板预制构件需按中和轴与叠合面的相对位置及第一阶段弯矩相对开裂弯矩的大小分为四类,采用不同的短期刚度公式进行计算;

2. 在尽量提高预制构件短期刚度、控制施工阶段挠度的原则上,建议尽量采用中和轴在叠合面之下的这种板型,以提高高压区混凝土对截面刚度的贡献;

3. 对上部受压钢筋由腹杆提供的支撑长度 l_x, l_y 要求为: $l_x = l_y < 37.5D$;受压腹杆钢筋的直径要求: $D > l_x / 50 = l_y / 50$,在本文列举的常用跨度板中,当腹杆直径取到4mm时,基本已满足此类杆件的长细比要求。

4. 预制板的板厚、钢筋桁架的上下弦轴心距离能显著提高预制板的短期刚度;预制板混凝土强度等级提高也能一定程度上起作用;而钢筋桁架腹杆对其影响最不明显;

5. 对跨度为2400mm~5100mm,使用阶段活荷载为 $2\text{kN/m}^2 \sim 7\text{kN/m}^2$ 的自承式钢筋桁架混凝土叠合板进行了设计计算,可以依照本文第四章中设计图表进行截面选择。

5.2 展望

自承式钢筋桁架混凝土叠合板是一种新型的楼板结构,它具有免支模,无支撑,施工速度快的特点。它特别适用于多高层钢结构住宅结构体系中,配合钢结

构住宅体系中梁柱预制，快速装配施工的特点。本文对将自承式钢筋桁架混凝土叠合板作为单向板考虑的设计理论研究进行了探讨。有待研究的方面主要有以下几个方面：

1. 按曲率算法推导的预制构件短期刚度算法误差较大，需进一步研究；
2. 自承式钢筋桁架混凝土叠合板由于按单向板受力计算，跨度较大时，板厚增加较多，使该结构形式的优势减弱，如考虑预制板在叠合后的双向受力效应，则可进一步提高此种板型的优势；
3. 自承式钢筋桁架混凝土叠合板的裂缝研究因为没有匹配的实验可参考，只按现行公式进行了计算，需进一步研究证明其与此种板型的吻合性；

参考文献

- [1] 周旺华. 现代混凝土叠合结构. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [2] 赵顺波. 混凝土叠合结构设计原理和应用. 北京: 中国水利电力出版社, 2001.
- [3] 贺采旭, 许维华. 钢筋混凝土叠合面抗剪强度的试验研究 武汉水利电力学院, 1982.
- [4] Saemal. J. C. and Washa. G. W. Horizontal Shear Connections Between Precast Beams and Cast-in-Plane Slabs. ACI Journal Proc. V61. No 11. 1964 .
- [5] 北京市建筑设计院. 北京市水产公司冷库装配整体式无梁屋盖结构总结. 1973.
- [6] 四川省电力设计院. 叠合结构在小火电工程中的运用. 1985.
- [7] 一机部第一设计院建研室. 单层工业厂房装配整体式屋盖调查报告. 1979.
- [8] Cook J P. Composite Structure Methods. Printed in American. 1976.
- [9] 原湖北建筑工业学院编译. 装配整体式结构编译文集(第7篇). 1978.
- [10] 原西德混凝土和钢筋混凝土结构设计和施工规范 (DIN. 1045. 1972).
- [11] A.Y.Elgazouli, B.A. Izzuddin. Realistic Modeling of Composite and Reinforced Concrete Floor Slabs under Extreme Loading. II: Verification and Application. Journal of Structural Engineering;2004.
- [12] 朱伯龙等. 装配整体式密肋楼板的理论及试验研究. 同济大学科学技术情报站, 1961.
- [13] 周晓芬等. 高效预应力混凝土叠合结构在高层建筑中的应用. 建筑结构, 1997(10).
- [14] 过镇海. 钢筋混凝土原理. 北京: 清华大学出版社, 1999.
- [15] 廖沙. 混凝土叠合构件截面弯矩—曲率关系分析. 工程力学, 1999.
- [16] GB50010-2002 混凝土结构设计规范 [S] 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [17] (SL/T191-96) 水工混凝土结构设计规范 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
- [18] 钱永梅. 混凝土单向薄板叠合矩形板的双向受力效应试验研究. 哈尔滨建筑大学学报, 2002 .
- [19] 钱永梅. 混凝土单向板叠合成矩形板的双向受力效应理论分析. 吉林建筑工程学院学报, 2001.
- [20] 钱永梅. 混凝土单向薄板叠合矩形板的双向受力性能分析. 哈尔滨建筑大

学学报, 2002.

- [21] 李树瑶等. 钢筋混凝土构件抗裂度计算. 钢筋混凝土结构与构造. 中国建筑科学研究院, 1985.
- [22] 南京工学院第五系. 钢筋混凝土受弯构件变形和裂缝的计算. 钢筋混凝土结构研究报告选集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1977.
- [23] 兰宗建等. 钢筋混凝土受弯构件刚度计算公式的改进和简化. 钢筋混凝土结构与构造. 中国建筑科学研究院, 1985.
- [24] 刘轶. 自承式钢筋桁架混凝土叠合板性能研究. [硕士学位论文]. 浙江大学. 2006. 3.
- [25] 兰宗建, 李树瑶等. 钢筋混凝土构件裂缝宽度计算. 钢筋混凝土结构与构造. 中国建筑科学研究院, 1985.
- [26] 中国建筑科学研究院. 钢筋混凝土结构与构造. 85 年设计规范背景资料汇编, 1985.
- [27] 铁道部建厂工程局科研所, 中国建筑科学院结构所. 大开间预应力混凝土叠合式连续板的试验研究. 北京: 1982.
- [28] 叠合连续板结构性能及设计方法专题组. 预应力混凝土叠合连续多孔板的试验研究. 同济大学, 1991.
- [29] 毛德培等. 钢结构. 北京: 中国铁道出版社, 1999.
- [30] Saeed Moaneni. 有限元分析—ANSYS 理论与应用. 北京: 电子工业出版社, 2004.
- [31] 邓建中. 计算方法. 西安: 西安交通大学出版社, 2001.
- [32] 陈忠一等. 电脑辅助工程分析 ANSYS 使用指南. 北京: 中国铁道出版社, 2001.
- [33] 江见鲸, 陆新征等. 混凝土结构有限元分析. 北京: 清华大学出版社, 2005.
- [34] 郝文化等. ANSYS 土木工程应用实例. 北京: 中国水利水电出版社, 2005.
- [35] 徐积善. 强度理论及其应用. 北京: 水利电力出版社, 1981.
- [36] 蒋向荣. 混凝土及预应力叠合式受弯构件的刚度研究. [硕士学位论文]. 武汉理工大学, 2005.
- [37] 李洪波. 新型组合楼盖在竖向均布荷载作用下受力性能研究. [硕士学位论文]. 武汉大学, 2005.
- [38] 李纬华. 压型钢板—混凝土组合楼板有限元分析. [硕士学位论文]. 兰州理工大学, 2004.

- [39] 陆新征, 江见鲸. 利用 ANSYS Solid65 单元分析复杂应力条件下的混凝土结构. 建筑结构, 33(6).
- [40] 江见鲸. 钢筋混凝土结构非线性有限元分析. 西安: 陕西科技出版社, 1994.
- [41] 沈聚敏, 王传志. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析. 北京: 清华大学出版社, 1993.
- [42] 徐秉业, 刘信声. 结构塑性极限分析. 中国建筑出版社, 1985.
- [43] Hillerborg, A .Equilibrium Theory for Reinforced Concrete slabs Betiong. 1956.
- [44] Gvozdev A. the Determination of the value of the Collapse Load for Statically Indeterminate Systems Undergoing Plastic Deformation. International Journal of Mechanical Science, 1960.
- [45] 苗吉军, 顾祥林等. 高层建筑混凝土结构施工活荷载的统计分析. 建筑结构, 第 32 卷第 3 期, 2002. 03.
- [46] Rosowsky D V, Huang Y L, Cheng W F et al. Modeling concrete placement loads during construcral. Strucrural Engineering. Review, 1994, 6(2):71-84.
- [47] Ayoub H, Saeed Karahenas. Survey results for concrete construction live load on newly poured slabs. Journal of Sructural Engineering, 1994, 120(5):1542-1563.
- [48] 佟晓利, 赵国藩. 高层钢筋混凝土结构建筑施工期荷载及调查. 大连理工大学土木系, 1997.
- [49] 建筑结构荷载规范(GB50009-2001) 北京: 建筑工业出版社, 2001.
- [50] 全国通用建筑标准设计 预应力混凝土叠合板 JSJT-93 1987
- [51] ACI Committee435. Proposed Revisions by Committee 435 to ACI Building Code and Commentary Provisions on Deflections. ACI, 1978, 75(6).

致 谢

研究生的三年是短暂的，却是我人生中最难忘的一页。

衷心感谢我的导师杨建军教授。

从论文的选题、资料收集到论文的立论、撰写和完成，均凝聚着导师的精心构思和悉心指导。导师的学术知识渊博，治学严谨求实，工作敬业忘我，生活上平易近人、乐观积极，生活工作中一点一滴的谆谆教诲均使我受益非浅，其治学、为人、处事均是我人生前进方向上清晰的坐标。同时感谢师母陆老师对我生活上的关怀和帮助。

感谢师兄师弟、师姐师妹以及研 2004 级同学在学习生活和论文撰写过程中的支持和帮助。他们真诚的友谊和无私的帮助，是我求学期间美好的回忆。

感谢我的家人，是她们的无私奉献使我有信心和毅力完成了学业。

最后，衷心感谢在百忙之中为本文进行审阅、审评的师长们和各位专家。

赵 磊

2007 年 5 月

读研期间发表论文及参与科研情况

发表论文:

- [1] 圆形外露式刚接柱脚节点锚栓的计算方法 《建筑科技与项目管理》 国防科技大学出版社 2006 年 5 月 (第二作者)
- [2] 梁开裂后刚度对钢筋混凝土板受力性能的影响 《现代建筑施工与项目管理》 吉林科技出版社 2007 年 5 月 (第三作者)
- [3] 现浇钢筋混凝土空心板非线性有限元分析 《铁道科学与工程学报》 2007 年 6 月 (第三作者)