

预应力钢 - 混凝土组合双向楼板空间受力的非线性有限元分析*

陆新征 江见鲸

(清华大学 土木工程系 北京 100084)

摘要: 预应力钢 - 混凝土组合梁具有刚度大、承载力高、延性好等特点,因而得到越来越广泛的应用。如将组合梁在平面交叉组成双向楼板体系,预期可以进一步提高其刚度和承载力。为此,利用非线性有限元方法,对预应力钢 - 混凝土组合单向楼板和双向楼板进行了空间受力全过程分析,并通过改变预应力筋配置进行了参数讨论。分析结果表明,相对于钢 - 混凝土组合单向楼板,组合双向楼板的承载力可以提高 133%,刚度可以提高 66%。而施加预应力后,刚度和承载力还可以继续提高。钢 - 混凝土组合双向楼板是一种非常有前途的结构形式。

关键词: 组合结构 双向楼板 预应力 非线性有限元

SPATIAL ANALYSIS OF PRESTRESSED STEEL- CONCRETE COMPOSITE TWO-WAY SLAB WITH NONLINEAR FINITE ELEMENT METHOD

Lu Xinzheng Jiang Jianjing

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University Beijing 100084)

Abstract: Prestressed steel-concrete composite beams have the advantages of large stiffness, high strength and good ductility. And the stiffness and strength of slab can be improved much more if letting the composite beams cross each other to buildup two-way slab. The composite beams are placed under the concrete in one-way or two-way respectively to compare the difference. The place of installing the prestressed cables is also discussed in this paper. The numerical results show that the strength of two-way composite slab can be improved by 133%, while the stiffness can be improved by 66%, which are compared with the one-way slabs. And the strength and stiffness can be improved further if the prestressed cables are installed. It shows that the two-way composite slab is a new structure with a bright future.

Keywords: composite structure two-way slab prestress nonlinear finite element

钢 - 混凝土组合梁具有强度大、承载力高、延性好等优点^[1],如在组合梁上施加预应力,则可以进一步提高其承载力和刚度。在楼板体系中,考虑空间相互作用的普通双向楼板和井字楼盖比单向楼板有更大的承载力和刚度。因此,将组合梁在平面交叉组成双向楼板体系,使两个方向的组合梁在空间共同作用,并适当配置预应力筋,则其承载力和刚度可以得到大幅度的提高。本文通过非线性有限元分析来证明这一点。

1 钢 - 混凝土组合梁有限元类型及相应的本构关系

1.1 有限元类型

由于计算机技术的高速发展和力学研究的不断深入,有限元软件的功能日益强大,可以进行数值模拟分析,从而能够部分或全部代替模型试验。因此,我们利用非线性有限元分析程序对结构进行非线性数值模拟分析。本次分析采用以下几种单元形式:

1) 混凝土单元

混凝土采用文献[2]中提出的整体式混凝土八节点六面体有限元模型。在整体式混凝土八节点六面体有限元模型

中,将钢筋分布于整个单元中,并把单元视为连续均匀材料,求得综合的单元刚度矩阵:

$$[D] = [D_c] + [D_s] \quad (1)$$

$$[K] = B^T [D] B dv \quad (2)$$

式中, $[D_c]$ 为混凝土的应力 - 应变关系矩阵,在开裂前可按一般均质体计算。

分布钢筋的应力 - 应变关系矩阵 $[D_s]$ 可按式(3)求得:

$$[D_s] = E_s \begin{bmatrix} x & & & & & \\ & y & & & & \\ & & z & & & \\ & & & 0 & & \\ & & & & 0 & \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

式中, E_s 为钢筋弹性模量, x, y, z 为沿 x, y, z 方向的配筋

*国家自然科学基金资助项目(批准号:59938180)。

第一作者:陆新征 男 1978年12月出生 博士研究生。

收稿日期:2003-02-20

率。

当混凝土开裂后,混凝土单元使用分布裂缝模型。

2) 型钢单元

型钢采用四节点空间中厚板单元。

3) 预应力钢筋单元

预应力钢筋采用二节点空间链杆单元。

4) 栓钉单元

栓钉单元采用空间二节点弹簧单元。

1.2 本构关系

对不同材料采用不同的本构关系。

1) 混凝土本构关系

混凝土的单轴受压应力 - 应变关系采用过镇海^[3]建议

公式:

$$y = \begin{cases} ax + (3 - 2a)x^2 + (a - 2)x^3 & x \leq 1 \\ \frac{x}{(x - 1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (4)$$

这里 $y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$, $x = \frac{\epsilon}{\epsilon_0}$, σ_0 、 ϵ_0 分别为混凝土峰值应力、应变。

公式中各参数取值为:上升段参数 $a = 2.0$;下降段参数 $= 0.8$;峰值应变 $\epsilon_0 = 0.002$ 。

混凝土的破坏准则采用 Willam-Warnker 的五参数模型^[2],由于公式复杂,在此省略。

2) 钢材本构关系

钢材采用二折线弹塑性强化模型^[3],强化模量 $E_s = 0.01 E_S$, E_S 为钢材初始弹性模量。

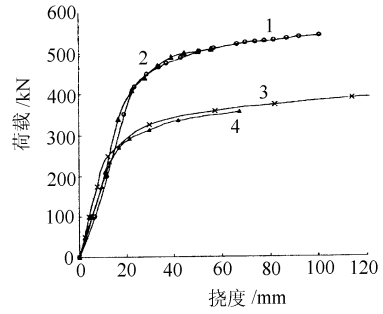
3) 栓钉本构关系

栓钉的轴向刚度为 $K_{sd} = \frac{E_{sd} A_d}{h}$,剪切 - 滑移关系^[4]为 $Q = Q_u (1 - e^{-0.702s})^{0.4}$,这里 $Q_u = 0.5 A_d \sqrt{E_c f_c}$, $A_d f_{du}$, E_{sd} 为栓钉弹性模量, A_d 为栓钉截面积, h 为栓钉长度, s 为滑移量, E_c 、 f_c 为混凝土的弹性模量和抗压强度, f_{du} 为栓钉强度。

1.3 模型验证

为了验证有限元模型的正确性,对宗周红^[5]等人所做试验的预应力组合梁进行了数值分析(分析软件采用 ANSYS)^[6],试件和有限元模型见文献[5],数值分析结果与试验结果对比如图 1 所示,可见本文选取的有限元模型是合理的。

图 1 中还对比了预应力及栓钉滑移对计算结果的影响。



1 - 预应力,有滑移;2 - 无预应力,有滑移;

3 - 无预应力,无滑移;4 - 试验结果

图 1 计算结果与试验结果对比

预应力筋使组合梁的承载力提高了约 51.2%,刚度也有相应提高。而通过对比考虑滑移和不考虑滑移的两条曲线,可以看出,是否考虑栓钉滑移对承载力的影响不大,但是滑移使刚度降低了约 17%。

2 钢 - 混凝土组合双向楼板有限元模型

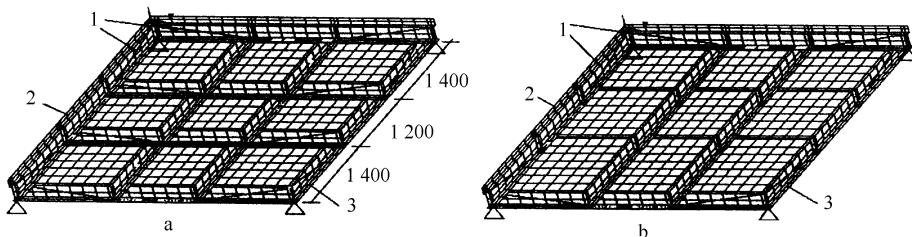
假定某四角点支撑钢 - 混凝土组合楼板如图 2 所示,楼板跨度 4 m × 4 m,受均布压力作用。混凝土层厚度为 90 mm,混凝土抗压强度为 34 MPa,弹性模量为 34 GPa;型钢为 I20a,屈服强度为 330 MPa,弹性模量为 200 GPa;预应力筋为 7 5,屈服强度为 1 687 MPa,弹性模量 200 GPa,预应力筋在梁上布置方式与文献[4]模型相同,为三折线布置;栓钉为 2 16,间距 120。

为进行比较,共设定了 5 种钢梁和预应力筋布置方式:

- 1) 钢梁交叉布置(交点均为刚接),在每根钢梁上张拉预应力(简称双向全预应力);
- 2) 钢梁交叉布置(交点均为刚接),只在圈梁上张拉预应力(简称双向部分预应力);
- 3) 钢梁交叉布置(交点均为刚接),无预应力(简称双向无预应力);
- 4) 钢梁单向布置,在圈梁上张拉预应力(简称单向部分预应力);
- 5) 钢梁单向布置,无预应力(简称单向无预应力)。

2.1 荷载 - 挠度关系

计算得到各种不同布置方案的荷载 - 挠度曲线如图 3 所示。各布置方式相对于单向无预应力方案,其刚度和承载



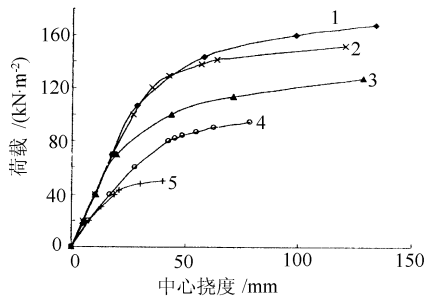
a - 双向楼板;b - 单向楼板

1 - 预应力筋;2 - 混凝土楼板;3 - 型钢

图 2 四角点支撑楼板空间有限元模型

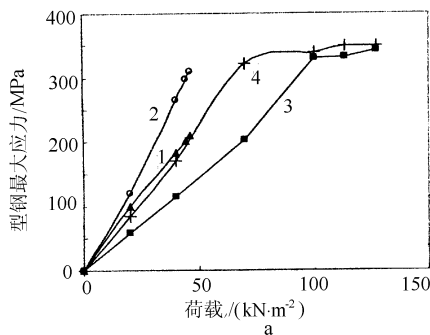
力提高量见表 1。

从计算结果对比可以看出,将普通的单向钢 - 混凝土组合楼板改为双向布置钢梁后,虽然只增加了两根钢梁(用钢量增加了 25%),但其承载力和刚度都得到了很大提高,且由于双向布置使得构件空间受力,承载力提高幅度更大,提高了 1 倍多。从结果对比还可以看出,圈梁刚度和强度对组合双向楼板影响非常大。通过在圈梁上张拉预应力的方法,可以使组合双向楼板的承载力再提高 50%。而在中央分布井字钢梁、张拉预应力对强度和承载力的提高作用不大。



1 - 双向全预应力; 2 - 双向部分预应力; 3 - 双向无预应力;
4 - 单向部分预应力; 5 - 单向无预应力

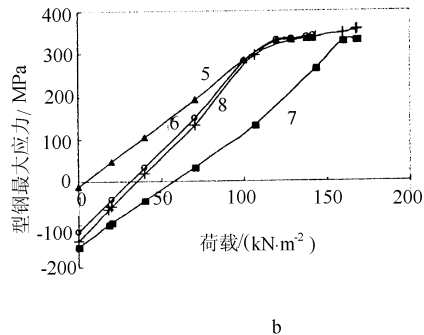
图 3 荷载 - 挠度曲线



a - 单向、双向无预应力工况; b - 双向、全预应力工况

1 - 单向楼板井字梁; 2 - 单向楼板圈梁; 3 - 双向楼板井字梁; 4 - 双向楼板圈梁;
5 - 部分预应力井字梁; 6 - 部分预应力圈梁; 7 - 全预应力井字梁; 8 - 全预应力圈梁

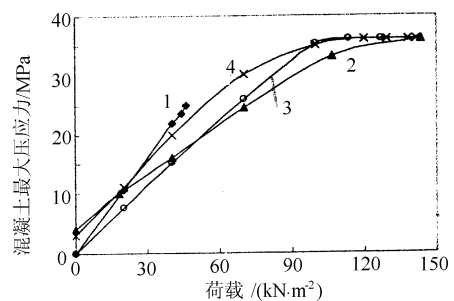
图 4 两种工况下型钢最大应力随荷载变化曲线



由型钢应力变化曲线得到启发,在设计钢 - 混凝土双向组合楼板时,应通过控制圈梁和井字梁的刚度,尽量使两者同时屈服,这样可以充分利用材料,避免结构提早出现刚度下降。

2.3 混凝土应力变化

混凝土内部最大压应力随荷载变化如图 5 所示。从图中可以看出,在钢 - 混凝土双向组合楼板中,由于楼板双向受弯,使得楼板混凝土内部处于两向受压的应力状态,其破坏强度和变形能力都有所增长,在图中则表现为混凝土内最大压应力可以超过混凝土的最大抗压强度,且在此之后,楼板的荷载仍可以继续增长。钢梁的空间作用效果和混凝土极限抗压强度的提高,是双向楼板承载力超过单向楼板 1 倍以上(1.33 倍)的主要原因。



1 - 单向无预应力; 2 - 双向全预应力; 3 - 双向无预应力;
4 - 双向部分预应力

图 5 混凝土最大压应力随荷载变化曲线

表 1 相对提高系数

布置方案	相对刚度	相对承载力
双向全预应力	1.83	3.34
双向部分预应力	1.83	3.22
双向无预应力	1.66	2.33
单向部分预应力	1.01	1.91
单向无预应力	1.00	1.00

2.2 型钢应力变化

型钢下翼缘最大应力随荷载变化如图 4 所示。对比这些曲线可以看出,对于单向无预应力工况情况,圈梁的应力始终比井字梁大很多,当圈梁达到屈服应力后,整个楼盖随之屈服,此时井字梁的承载力还没有充分发挥,材料浪费较大。在双向无预应力工况中,圈梁仍然先于井字梁进入弹塑性阶段,此时楼板刚度开始降低。但是,由于井字梁具有较好的空间相互作用能力,其承载力仍然能够继续增长,甚至在井字梁进入弹塑性阶段后,承载力还可以继续提高。在荷载 - 挠度曲线上表现为,楼盖进入非线性阶段后承载力还可以上升很多。双向部分预应力工况由于圈梁事先被施加了预应力,圈梁的下翼缘受压,使圈梁和井字梁最后几乎同时进入弹塑性阶段,在荷载 - 挠度曲线上表现为线性段较长,屈服拐点明显。双向全预应力工况和双向无预应力工况类似,预应力井字梁刚度贡献没有得到充分发挥。

(下转第 65 页)

2.2 计算步骤

根据 ISO - 834 标准,在柱构件受火试验中,认为柱达到耐火极限的条件是:

$$v > 3H \quad (16a)$$

或

$$v_0 > 0.01H \quad (16b)$$

式中, v 为柱轴向位移的变形速度,mm/min; v_0 为柱轴向位移总量,mm; H 为柱受火高度。火灾下方钢管混凝土柱轴力-挠度关系及耐火极限程度计算框图如图5所示。

2.3 算例

根据图5步骤,本文编写了计算程序 FIRE - 。选取一种组合截面,计算结果如图6所示。主要计算参数为: $l = 2600\text{ mm}$, $f_y = 345\text{ MPa}$, $f_{ck} = 41\text{ MPa}$, $e = 2.6\text{ mm}$ 。

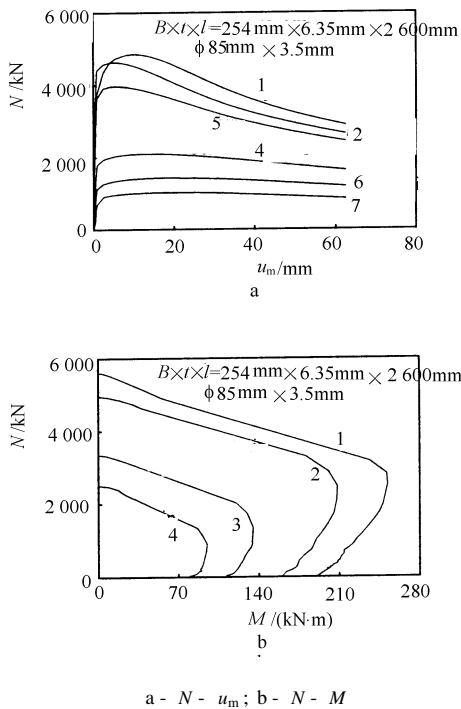


图6 钢管混凝土柱的参数关系曲线

从图6可以看出,随着火灾持续时间的延长,钢管混凝土柱的极限承载力在不断下降。本例的耐火极限大约为48 min。

(上接第59页)

3 结论

本文利用非线性有限元程序,对预应力钢-混凝土双向组合楼板结构体系进行了空间受力分析和参数讨论。分析结果表明,将钢-混凝土组合梁交叉成空间受力体系,可以有效提高结构的刚度和承载力,且承载力提高幅度在1倍以上。而在圈梁内适当施加预应力后,刚度和承载力还可以继续提高。随着大型、高层建筑对结构高度、刚度、承载力的要求日益提高,钢-混凝土组合双向楼板体系将有广阔的应用前景。

内(圆)钢管增强方钢管混凝土偏压柱温度场分析及耐火极限计算——吕天启,等

3 参数对耐火极限的影响^[7]

一般情况下,方钢管混凝土柱截面尺寸越大,其耐火极限越长;随含钢率增大,耐火极限有下降趋势;当长细比($\sqrt{12}l/B$)大于40时,耐火极限随长细比增大而减小;荷载偏心距 e 对耐火极限影响不大;随钢材屈服强度 f_y 或混凝土强度 f_{ck} 的增加,耐火极限有下降趋势;涂刷防火保护层是提高钢管混凝土柱耐火极限的有效方法,随保护层厚度增加,耐火极限将显著增加。

可见,含钢率、钢材屈服强度、混凝土强度和荷载偏心距对方钢管混凝土柱耐火极限影响不大,而截面尺寸、长细比和防火保护层厚度则对耐火极限影响显著。

4 结语

通过有限单元法和数值积分法对内(圆)钢管增强方钢管混凝土偏压柱进行了温度场分析和耐火极限计算。本文的计算结果与文献[7]的有关试验结果相近,说明内(圆)钢管增强方钢管混凝土柱在耐火性能上与单纯方钢管混凝土柱相当。由于承载力可相对提高,因此,内(圆)钢管增强方钢管混凝土柱作为承载构件在工程上的作用是明显的。本文的计算结果可以作为进一步试验和理论研究的基础。

参考文献

- 1 赵国藩,张德娟,黄承逵. 钢管混凝土增强高强混凝土柱的抗震性能研究. 大连理工大学学报,1996,36(6):759~766
- 2 高强与高性能混凝土委员会. 高强混凝土工程应用. 北京:清华大学出版社,1998
- 3 吕天启,赵国藩. 内(圆)钢管增强方钢管混凝土偏压柱极限承载力分析数值方法. 大连理工大学学报,2001,41(5):612~616
- 4 Lie T T. Fire Resistance of Circular Steel Columns Filled with Bar-Reinforced Concrete. Journal of Structural Engineering, 1994, 120: 1489 ~ 1509
- 5 Lie T T, Chabot M. Experimental Studies on the Fire Resistance of Hollow Steel Columns Filled with Plain Concrete. NRC-CNRC Internal Report, 1992(611)
- 6 郭宽良,孔祥谦,陈善年. 计算传热学. 合肥:中国科学技术大学出版社,1988
- 7 韩林海. 钢管混凝土结构. 北京:科学出版社,2000
- 8 王勖成,邵敏. 有限单元法基本原理和数值方法. 北京:清华大学出版社,2001
- 9 Lie T T, Stringer D C. Calculation of the Fire Resistance of Steel Hollow Structural Section Columns Filled with Plain Concrete. J. Civ. Eng., 1994, 21: 382 ~ 385
- 10 Han L H. Fire Resistance of Concrete Filled Steel Tubular Columns. Advances in Structural Engineering, 1998, 2(1): 35 ~ 39

参考文献

- 1 江见鲸. 混凝土结构工程学. 北京:中国建筑工业出版社,1998. 464~467
- 2 江见鲸. 钢筋混凝土结构非线性有限元分析. 西安:陕西科学技术出版社,1984. 91~116
- 3 过镇海. 钢筋混凝土原理. 北京:清华大学出版社,1999. 19~21; 134~135
- 4 Ollgaard J G, Slutter R G, Fisher J W. Shear Strength of Stud Connectors in Light-Weight and Normal-Weight Concrete. Eng. J. AISC, 1971(9): 5~64
- 5 宗周红,车惠民,房贞贞. 预应力钢-混凝土组合梁有限元非线性分析. 中国公路学报,2000,13(2): 48~51
- 6 王国强. 实用工程数值模拟技术及其在ANSYS上的实践. 西安:西北工业大学出版社,2000. 77~114