

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2023.04.021

基于 ABAQUS 有限元计算的新型装配式梁 梁节点参数分析

吴东平, 杨志宇, 李成玉

(武汉科技大学 城市建设学院, 湖北 武汉 430065)

摘要:为解决现代化施工过程和运输中受条件限制问题,提出一种采用干式连接的新型装配式混凝土梁梁节点,将短梁拼接成一定长度的整体梁。基于有限元计算和理论计算方法,对其节点核心部位进行参数分析,探究新型节点中高强螺栓规格、钢套筒厚度、钢套筒长度、加劲肋厚度、钢端板厚度等因素对装配式梁构件的承载能力的影响。研究表明,节点形式符合“强节点,弱构件”原则。高强螺栓、钢套筒厚度、钢套筒长度、加劲肋厚度、钢端板厚度等尺寸增加,增加了自身刚度和对相连部位的影响,增强了节点部位的整体刚度,有利于构件承载能力的增加,其中钢套筒厚度与长度的增加对装配梁核心节点处的混凝土起到保护作用。

关键词: 装配式混凝土梁;有限元计算;参数分析;刚度;承载能力

中图分类号: TU378.2

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2023)04—0145—09

Parameter Analysis of a New Prefabricated Beam Node Based on ABAQUS Finite Element Calculations

WU Dongping, YANG Zhiyu, LI Chengyu

(College of City Construction, Wuhan University of Science and Technology, Wuhan, Hubei 430065, China)

Abstract: In order to solve the problems of modern construction process and transportation constraints, a new assembled concrete beam-beam node with dry connection is proposed, in which short beams are spliced into a certain length of integral beam. Based on the finite element calculation and theoretical calculation methods, the core part of the node is analyzed parametrically to investigate the effects of the new node on the load carrying capacity of the assembled beam members, such as the specification of high-strength bolts, thickness of steel sleeves, length of steel sleeves, thickness of stiffening ribs and thickness of steel end plates. The results show that the node form conforms to the principle of "strong nodes, weak members". The increase of high strength bolts, thickness of steel sleeve, length of steel sleeve, thickness of stiffening ribs and thickness of steel end plate increase their own stiffness and influence on connected parts, enhance the overall stiffness of node parts and contribute to the increase of load capacity of members, in which the increase of thickness and length of steel sleeve protects the concrete at the core node of assembled beams.

Keywords: prefabricated concrete beams; finite element calculation; parameter analysis; rigidity; carrying capacity

装配式钢筋混凝土结构是我国提倡建筑结构发展的方向之一,其具有缩短施工工期、降低施工难度和劳动力成本、提高工程建设效率^[1-2]、便于模数化批量生产^[3]等特点。符合我国的可持续发展战

略^[4-6],有利于我国建筑业的发展,有利于实现绿色环保建筑、绿色施工,符合最近提出的碳达峰、碳减排等目标^[7-9]。

在装配式结构中,节点的实用性和高效性是装

收稿日期:2023-03-17

修稿日期:2023-04-21

作者简介:吴东平(1974—),男,博士,副教授,主要从事结构工程方面的工作。E-mail:235659435@qq.com

通讯作者:杨志宇(1999—),男,硕士研究生,研究方向为结构工程。E-mail:313417058@qq.com

系,端板与螺栓接触,端板与端板接触的摩擦系数均为 0.35,接触属性包含法向(硬接触)行为和切向(罚函数)行为。

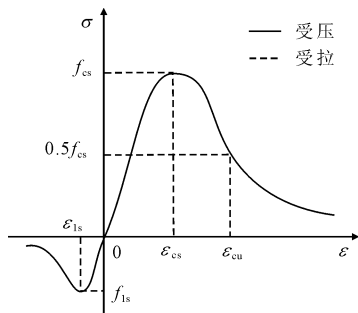


图4 混凝土本构关系

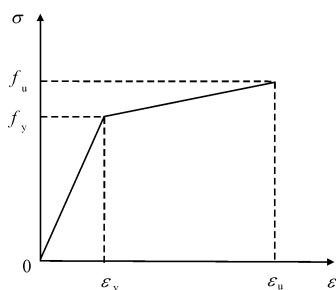


图5 钢材(筋)、螺栓本构关系

3 受力过程

现对尺寸为钢套筒长 70 mm、厚 5 mm,加劲肋厚 10 mm,端板厚度 12 mm,螺栓为 M10.9 规格,直径 14 mm 的试件观察其受力过程。

试件梁为简支梁,一端为固定铰支座,一端为滑动铰支座,为了更好的观察钢套筒的应力与应变,在跨中处施加集中荷载。根据本实验的材料本构模型与实验结果综合对比,以塑性应变大于 0.004 为裂缝开展标准。试验刚开始加载时,试件竖向荷载较小,试验梁混凝土表面无裂缝,此时梁的受力情况相似匀质弹性体梁。正式加载时,随着荷载的增加,当荷载加载至 38.5 kN 时,加劲肋边缘应力开始达到屈服值,钢套筒下方与钢端板连接的角部逐渐达到屈服状态。钢套筒内部混凝土存在紧箍力,下方混凝土开始受压,钢套筒两侧混凝土开始出现裂缝,此时跨中下方钢筋承受拉力,应力逐渐增大至接近屈服值。当荷载继续增加至 46.4 kN 时,节点下方加劲肋与钢端板连接处应力达到屈服值,节点两侧混凝土裂缝区域同时向梁中部和梁两端发展。梁下方受拉钢筋应力值进一步增加,达到屈服状态的受拉纵筋区域向两侧扩展。荷载加至 53.1 kN,上下加

劲肋超一半区域应力超过屈服值,钢套筒与钢端板下方连接角部达到屈服状态区域明显增多,钢套筒筒体部分下方较多区域应力达到屈服值。此时钢套筒内部混凝土下部较多部分被压坏,此时几乎全部由钢套筒受拉,符合钢套筒的应力状态。此时钢端板下方与套筒连接部位发生较明显弯曲变形。荷载增加至 54 kN,此为极限荷载,再次增加位移,荷载-位移曲线即出现下降段。此时加劲肋几乎全部达到屈服状态,钢套筒与钢端板主要是下部区域应力达到屈服值,混凝土裂缝区域受拉钢筋大部分应力达到屈服值。在整个受力过程中钢筋与钢材部分应力最大没有超过极限应力。整个受力破坏过程与传统适筋梁破坏过程接近,整个受力过程符合弱节点弱构件原则。

4 参数分析

4.1 高强螺栓

高强螺栓的连接方式为摩擦型和承压型,本文节点需要采用摩擦型高强螺栓,通过对高强螺栓施加预紧力,防止钢端板发生滑移并通过钢端板之间的摩擦力传递剪力。

本文研究节点位置处于梁跨中位置,受到弯矩和剪力的共同作用,尤其是下排高强螺栓同时承受剪力和拉力作用,其承载能力采用直线相关公式:

$$M = N_1 L_1 + N_2 L_2 + \dots + N_i L_i \quad (1)$$

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1.0 \quad (2)$$

$$N_t = \frac{M y_1}{\sum y_i^2} \leq 0.8P \quad (3)$$

$$N_v = \frac{V}{n} \quad (4)$$

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1.0 \quad (5)$$

式中: y_i 为加载后螺栓中心距加载前初始中心的距离; N_v 、 N_t 分别为某个高强螺栓所承受的剪力和拉力; N_v^b 、 N_t^b 分别为一个高强度螺栓的拉剪、抗拉承载力设计值。

在 ABAQUS 有限元软件中对螺栓变量进行单一变量模拟,具体尺寸见表 1。

图 6 为单一变量的不同螺栓尺寸下的装配梁荷载-位移曲线。螺栓直径分别为 10 mm、12 mm、14 mm、16 mm。从曲线图不难看出,螺栓直径为 10 mm 和 12 mm 时,曲线有一段急剧下降段。根据对应点的应力值可知,此时曲线突降表现为下排螺栓

达到屈服强度导致产生较大的塑性变形以至于被拉断。在螺栓规格未达标前,增加螺栓尺寸对构件的最大承载力影响较大,直径 12 mm 的螺栓极限承载力较 10 mm 螺栓增加了 32.8%。当螺栓直径达到 12 mm 时,再增加螺栓的尺寸对构件的最大承载力影响较小,只增加 1.3%,此时构件承载力的主要影响因素不为螺栓尺寸,具体分析见后文。

表 1 螺栓单一变量尺寸表

试件	套筒厚度 /mm	加劲肋厚度 /mm	端板厚度 /mm	螺栓直径 /mm
D10	6	10	10	10
D12	6	10	10	12
D13	6	10	10	14
D14	6	10	10	16

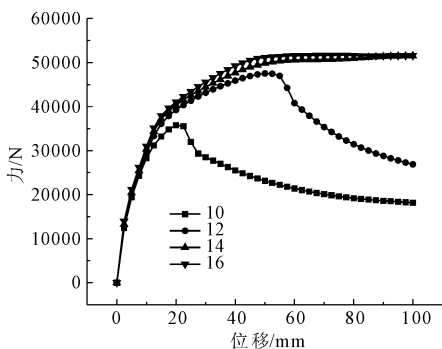


图 6 不同螺栓尺寸下的装配梁荷载-位移曲线

忽略构件变形对其承载力的影响,采用最大承载力的数值,根据上述公式对有限元分析结果进行理论分析。

$D = 12 \text{ mm}$ 时,

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = 1.38 > 1.0 \quad (6)$$

此时螺栓为不安全状态,与曲线显示结果较符合(见图 7)。

$D = 14 \text{ mm}$ 时,

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = 0.997 < 1.0 \quad (7)$$

此时螺栓为安全状态,与曲线显示结果较符合(见图 7)。

然后分别对直径为 12 mm、14 mm 的高强螺栓的最大应力单元输出应力应变曲线,表明直径 12 mm 的螺栓会被拉长而产生破坏,符合上述两种状态。由此可以得出,在此种节点中螺栓必须要满足承载力要求,满足要求后再增加螺栓尺寸性价比不高。

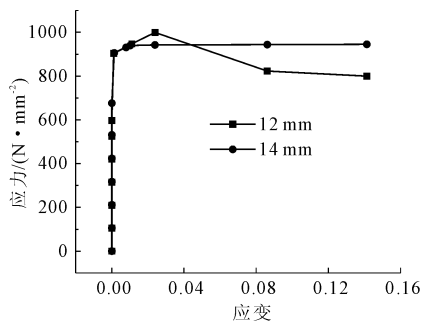


图 7 高强螺栓(12 mm、14 mm)应力-应变曲线

4.2 钢套筒

节点采用钢套筒形式,类似一种外包钢结构,然后将钢套筒底部与钢端板焊接形成整体,本节主要分析钢套筒构件在节点受力中的稳定性。

首先梁端部节点的含钢率 α 要满足要求,选取截面最小的位置进行验算。 $\alpha = \frac{A_s}{A_c}$, A_s 为钢套截面面积, A_c 为混凝土截面面积。为满足规范要求,钢套厚度分别取 3 mm、4 mm、5 mm、6 mm,对应分别为 10%、14%、18%、22%。

关于梁端部节点的约束效应系数 ξ 与杆件延性, $\xi = \alpha \frac{f_y}{f_{ck}}$, f_y 为钢材的屈服强度, f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值。本文中的 ξ 均大于 1.0, ξ 值越大表明在受力过程中,混凝土受到的约束作用就越强,其延性和强度有较大程度增加。此时混凝土受压承载力的提高幅度大于钢套进入塑性阶段后承载力的降低幅度, b 点之后,曲线上扬,形成强化阶段,这也是图 8 中,钢节点未出现传统混凝土梁很明显的下降段的主要原因。

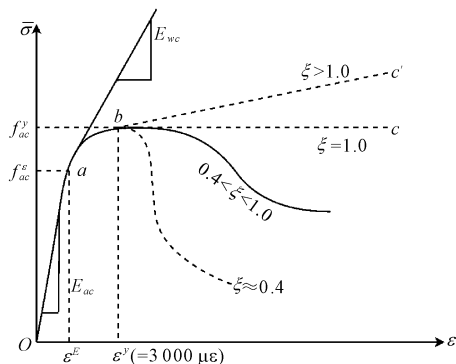


图 8 应力-应变曲线

首先对钢套筒部分进行正截面受弯承载力的计算,本文采用两种方法分别计算。第一种是偏安全的

钢筋混凝土梁计算方法,采用郭军庆等^[14]修正后的混凝土对称配筋梁抗弯计算分析。

当 $0.2h_0 > 2a'_s$ 时

$$A_s = A'_s = \frac{M + 0.2\alpha_1 f_c b h_0 (0.1h_0 - a'_s)}{f_y (h_0 - a'_s)} \quad (8)$$

当 $0.2h_0 \leq 2a'_s$ 时

$$A_s = A'_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a'_s)} \quad (9)$$

式中: h_0 为截面有效高度; a_s, a'_s 为受拉、受压纵筋到截面边缘距离; A_s, A'_s 为受拉、受压纵筋截面面积; f_c 为混凝土轴心抗压强度, f_y 为纵筋抗拉强度, M 为所受弯矩。

第二种采用的是郁晨江等^[15]提出的钢管混凝土抗弯计算分析,并与本文实际情况结合后并优化得:

$$y_c = \frac{2f_y t d}{f_c b + 4f_y t} \quad (10)$$

$$M_u = Bf_y t y_c + Bf_y t (d - y_c) + Bf_y t^2 + f_y t [y_c^2 + (d - y_c)^2] + 0.5f_c y_c^2 \quad (11)$$

式中: f_y 为钢材的屈服强度; f_c 为混凝土轴心抗压强度; t 为钢管筒厚度; d 为钢管筒除去厚度的内部高度; b 为钢管筒除去厚度的内部宽度; B 为钢管筒外部宽度; y_c 为受压区混凝土高度; M_u 为极限承载弯矩。

将钢管筒厚度定为位移变量,分别取 3 mm、4 mm、5 mm、6 mm、7 mm、8 mm,经方法一、二计算后弯矩极限值见表 2。

表 2 弯矩极限值 单位:kN·m

	3 mm	4 mm	5 mm	6 mm	7 mm	8 mm
方法一	23.9	31.6	39.3	46.8	54.3	61.5
方法二	25.1	32.5	39.8	46.9	53.7	60.3

对钢管筒部分进行斜截面受剪承载力的计算,采用余敏等^[16]提出的钢管混凝土斜截面受剪分析,与本文实际情况相结合优化得:

$$V_s = 0.2(1 + \Psi)f_{ck}A_c + 0.6f_y A_s \quad (12)$$

式中: Ψ 为钢管筒混凝土的空心率,本文为 0; f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度; A_c 为混凝土截面面积; A_s 为钢管筒截面面积; f_y 为钢材的屈服强度。

针对钢管厚度分别取 3 mm、4 mm、5 mm、6 mm、7 mm、8 mm,通过上述办法算出受剪极限值分别为 368 kN、467 kN、564 kN、659 kN、753 kN、845 kN。

由于钢套筒与钢端板处为双面角焊缝,需要对焊缝进行强度计算。力平行于焊缝长度时,

$$\frac{N}{h_e \sum l_w} \leq f_f^w \quad (13)$$

力垂直于焊缝长度时,

$$\frac{N}{h_e \sum l_w} \leq \beta_f f_f^w \quad (14)$$

对焊缝在弯矩作用下的受弯计算,

$$\frac{M}{W_w} \leq \beta_f f_f^w \quad (15)$$

对本文中焊缝进行初步计算,最大承受的力为 56.6 kN,最大承受的弯矩为 42.47 kN·m。从极限承载力与弯矩考虑,焊缝强度满足要求。Q355B 钢材角焊缝强度设计值, $f_f^w = 200 \text{ N/mm}^2$,为了与实际实验进行比对,在有限元分析中,对厚度为 5 mm 的钢套筒焊缝部位进行分析,只有钢套筒下端两角部 8.8% 区域应力超过焊缝强度设计值。考虑到混凝土与钢套筒和钢端板存在粘结力,在此结构中认为焊缝符合安全要求。由此得出,本文所提出节点形式,抗剪能力远远高于抗弯能力。通过计算结果与有限元分析结果相比对,极限承载力结果二者相符合,节点强度符合要求,节点处于正常使用状态,满足“强节点,弱构件”原则。

对不同厚度的钢套筒进行有限元模拟分析,得到下图荷载位移曲线。随着套筒厚度的增加,其节点极限承载力也随之增加。钢套筒厚从 3 mm 增加到 8 mm,极限承载力分别相应增加 0.88%、0.92%、2.2%、2.3%、1.2%。说明增加钢套筒的厚度对节点承载力的增加是有利的。

从图 10 应力云图可以看出,随着钢套筒厚度的增加,达到屈服强度的钢材比例在降低,钢套筒整体的应力也在减小。也说明增加钢套筒的厚度对节点承载力的增加是有利的。

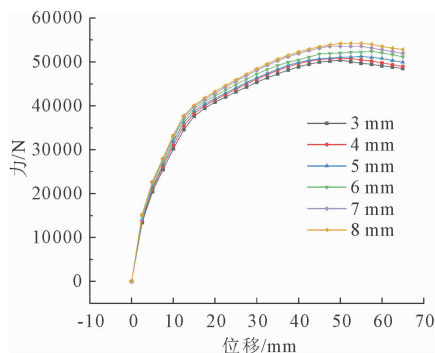


图 9 不同钢套筒厚度荷载位移曲线

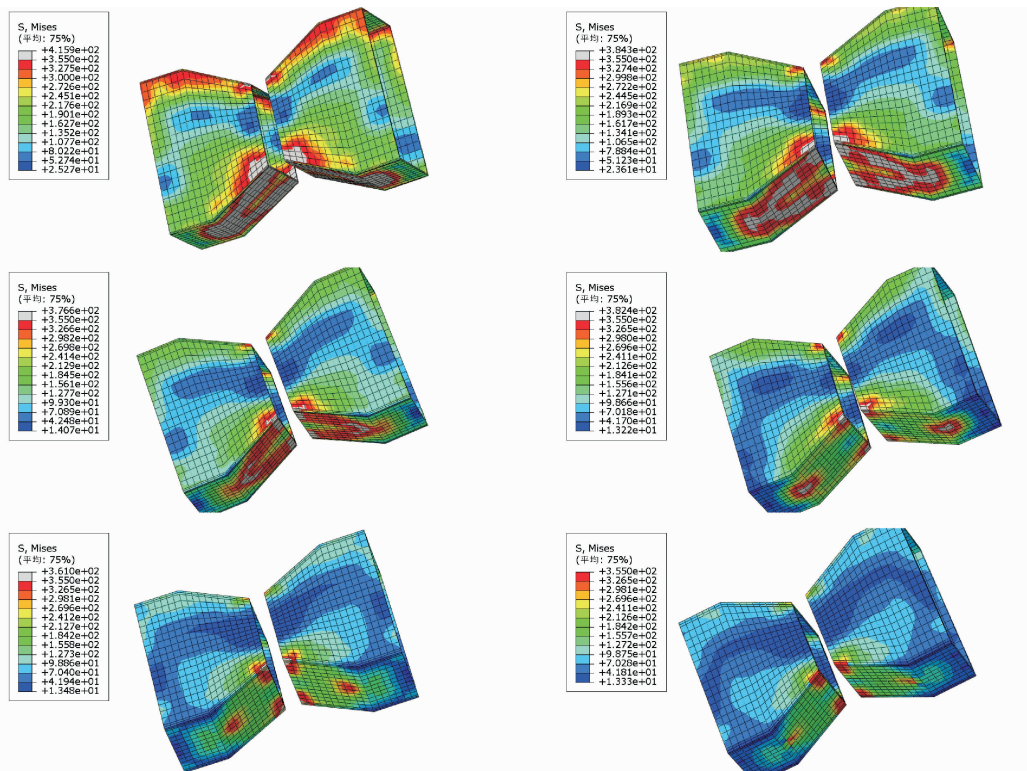


图 10 不同钢套筒厚度应力图

钢管混凝土部分受弯时,弹性阶段时,受压区钢管和混凝土皆承压,钢管混凝土处于弹性工作状态,钢管与混凝土之间的紧箍力不大,受拉区主要由钢管抗拉,内部混凝土对钢管提供竖向约束作用。弹性阶段时,受压区部分钢管的应力超过比例极限,混凝土受压应力增大,受压区的紧箍力变大。在受拉区,随着变形的增长,钢管应力超过比例极限的范围大幅增加。钢管下部即受拉区部分达到屈服应力,紧箍力变大。强化阶段时,随着变形的增加,弯矩增加较缓慢,受压区边缘的钢管最大纤维应力达到屈服点,并逐渐向内部扩展,紧箍力也随之增大。对于钢混组合结构的梁构件而言,其受压塑性损伤对构件承载能力影响较大。通过图 11 塑性损伤云图可知,随着钢套筒的厚度在增加,钢套筒内部的混凝土塑性损伤在随之降低。反映出钢套筒的厚度增加,对其内部混凝土的保护作用是有利的。

4.3 加劲肋与钢套筒

关于节点钢管混凝土部分的承载力在上文已经分析过。钢套筒与钢端板焊接连接,为了增加节点部分钢管混凝土与钢端板的整体刚度,本文在钢套筒与钢端板之间设计一三角形加劲肋。节点部分刚度的增加对承载力的增加肯定是有利的,为了探求加劲肋与承载力之间的具体联系,以获得经济而承

载力也比较强的节点构造,现对组合截面进行分析。表 3 中各字母含义见图 12。

以相同尺寸加劲肋进行计算,随着位置偏离节点中心,其组合截面的整体刚度在变大,其增加率呈现先增大后减小的趋势。加劲肋、钢套筒、混凝土组合结构与钢端板焊接连接处截面的整体刚度最小,因此以此位置截面为研究对象。

经表 3、图 13 综合分析,加劲肋的刚度变化对整体刚度变化的影响最大,有无加劲肋对节点的极限承载能力影响很大,加劲肋厚度为 2 mm 时比无加劲肋时极限承载力增加了 30.35%。当加劲肋厚度达到 8 mm 时,组合截面的整体刚度增加率由最初的 27.65% 降低至 15.11%,极限承载力的增长率由最初的 30.35% 降低至 1.1%。当加劲肋厚度增加至超过 8 mm,组合截面的整体刚度增加率保持在 10% 及以上,其极限承载力增加幅度只有 0.13%。因此当加劲肋厚度达到 8 mm 时,再增加其厚度,其极限承载并没有明显增加。

通过分析钢套筒、加劲肋、钢端板组合结构的应力可知,当加劲肋厚度在 8 mm 及以下时,下方加劲肋几乎全部区域都达到屈服强度,上方加劲肋接近一半达到屈服强度,说明其自身变形较大。当加劲肋厚度继续增加时,上下方加劲肋达到屈服强度的

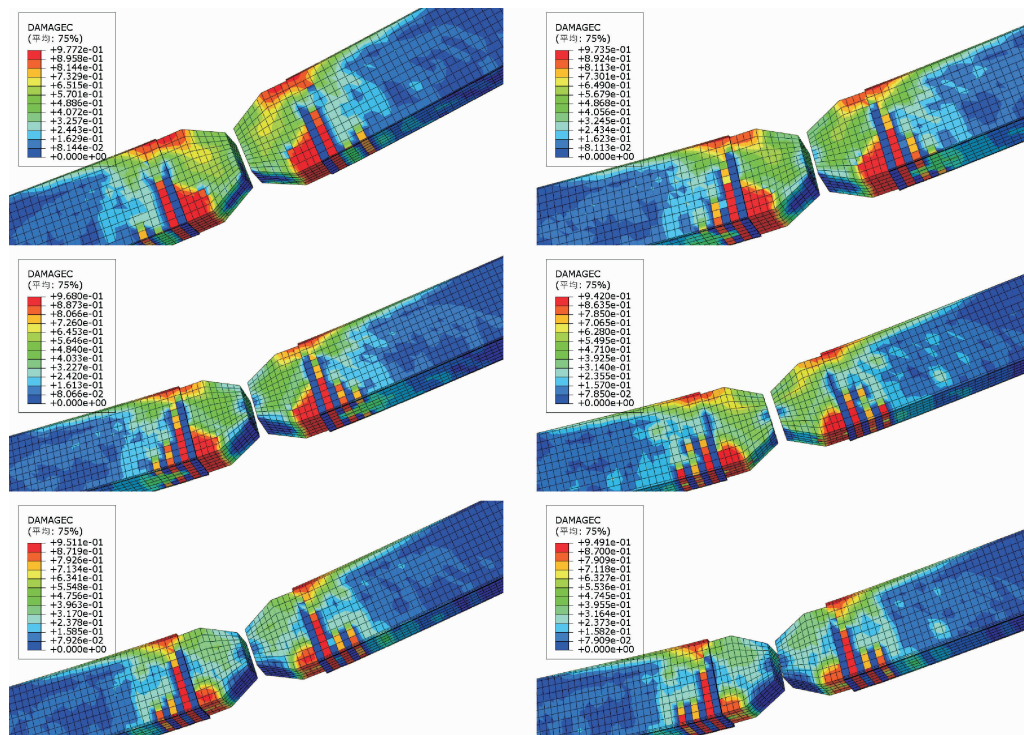


图 11 不同钢套筒厚度节点核心区混凝土受压损伤云图

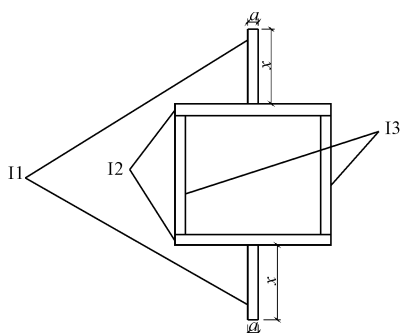


图 12 截面示意图

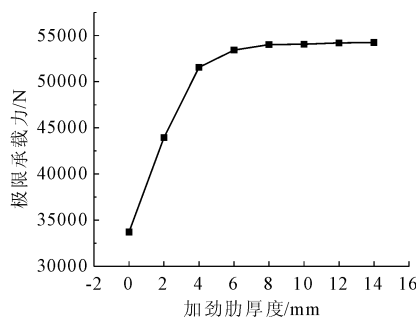


图 13 不同加劲肋厚度构件极限承载力

表 3 不同尺寸的截面刚度

a /mm	x /mm	I_1 /($N \cdot mm^{-1}$)	I_2 /($N \cdot mm^{-1}$)	I_3 /($N \cdot mm^{-1}$)	$I_{混凝土}$ /($N \cdot mm^{-1}$)	$I_{总}$ /($N \cdot mm^{-1}$)	增加率	截面整体刚度 /($\times 10^{12} N \cdot mm^{-1}$)
0	55	0	2345000	6000	15840000	20542000	—	1.44381
2	55	968916	2345000	6000	15840000	22479833	0.121452939	1.84301
4	55	1937833	2345000	6000	15840000	24417666	0.097716924	2.24220
6	55	2906750	2345000	6000	15840000	26355500	0.081741808	2.64139
8	55	3875666	2345000	6000	15840000	28293333	0.070256089	3.04059
10	55	4844583	2345000	6000	15840000	30231166	0.061600472	3.43978

区域明显减少,只存在于边缘区域,直至几乎所有区域都没有达到屈服强度。而加劲肋厚度对节点承载力的影响主要具体体现在对钢端板翘曲的缓解。没有加劲肋时,节点下方钢端板较多区域达到屈服强度并发生明显翘曲。随着加劲肋厚度的增加,钢端

板达到屈服强度的部分逐步减少,其翘曲程度也在逐步减弱。因此,通过增加加劲肋厚度来增加组合截面的整体刚度和减少钢端板的翘曲,以至增强组合结构的刚度和强度,从而有利于构件的承载能力。至于其对钢端板的具体影响在下节具体分析。

4.4 钢端板

通过有限元模拟可知,构件在承载过程中,其节点部位钢端板会发生弯曲翘曲。钢端板发生弯曲翘曲其内在原因为应力达到屈服值,钢端板发生塑性变形,其承载能力降低。钢端板发生弯曲翘曲,会加剧下方高强螺栓的受拉,导致高强螺栓更易达到屈服状态从而被拉断。为了减弱这种不利影响,现对钢端板进行分析。

可以看出,没有加劲肋构造时,端板在 x 方向上产生了较明显的塑性变形, z 方向相对没有较明显的塑性变形。钢端板的宽厚比均在 $1/80 \sim 1/100 \leq t/b \leq 1/5 \sim 1/8$ 范围内。属于薄板范畴,剪切变形与弯曲变形相比可以忽略不计。钢端板在节点受弯变形过程中,由于其可以在 xoz 平面内移动,由于节点部位受弯导致钢端板与钢管混凝土连接部位产生拉应力而发生弯曲变形。为了简化其受力分析,近似将其受力情况视为 xoz 平面内四边自由边,钢端板 xoz 平面在 y 方向受面荷载作用。

钢端板在弯曲翘曲变形中,分别经历弹性阶段、弹塑性阶段。弹性阶段时薄板变形相对厚度而言微小,此时属于薄板小挠度弯曲范畴。在弹塑性阶段薄板变形与厚度同阶,此时属于薄板大挠度弯曲范畴。在弹性阶段,推导出薄板弯曲控制微分方程为:

$$D\nabla^4\omega = q(x,y) \quad (16)$$

在弹塑性阶段,推导出薄板弯曲与应力控制微分方程为:

$$D\nabla^4\omega = t\left(\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2}\frac{\partial^2\omega}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\phi}{\partial y^2}\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2} - 2\frac{\partial^2\phi}{\partial x\partial y}\frac{\partial^2\omega}{\partial x\partial y}\right) + q(x,y) \quad (17)$$

$$D\nabla^4\phi = E\left[\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial x\partial y}\right)^2 - \frac{\partial^2\omega}{\partial x^2}\frac{\partial^2\omega}{\partial y^2}\right] \quad (18)$$

其中
$$\nabla^4 = \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4}{\partial x^2\partial y^2} + \frac{\partial^4}{\partial y^4} \quad (19)$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} \quad (20)$$

式中: D 为薄板的单位宽度的弯曲刚度, μ 为钢材的泊松比。

当我们近似将其受力情况视为 xoz 平面内四边自由边,可采用四边自由支撑薄板的纳维叶解法近似代替分析:

$$\omega = \frac{16q(x,y)}{\pi^6 D} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,2,5,\dots}^{\infty} \frac{\sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}}{mn\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2} \quad (21)$$

上述理论统一表示,当钢端板的厚度增加时,其弯曲刚度减小,在弹性阶段和弹塑性阶段,当其承受荷载相同时,其相应挠度变化减小,相应应力变化减小。

在分析钢套筒与加劲肋对钢端板的影响时,根据构件钢与混凝土组合的具体情况,可将钢套筒与加劲肋视为钢端板的横向加劲肋、纵向加劲肋、短加劲肋。加劲肋改变了钢端板的区隔划分,并且加劲肋在钢端板平面外提供了较大的刚度,对相应的板域形成支承条件,所以钢端板的宽厚比和长宽比应按加劲肋分隔的板区计算。钢端板整体刚度按 $K = \frac{\pi^4 Ed^3}{12(1-\mu^4)L^2}$, 当其宽厚比减小,其板初始刚度随之增大。钢端板在相同荷载下的挠度和应力随之减小。

从已变形应力云图 14 可以看出,随着板厚的增加,钢端板弯曲翘曲变形程度明显降低,钢端板整体应力同时减小。当钢端板厚度达到 12 mm 时,钢端板基本无应力屈服区域。钢端板厚度达到 12 mm 后,再增加板厚,由于其基本无应力屈服,构件的极限承载几乎无明显增加,见图 15。

由于钢端板会发生翘曲弯曲,其厚度不同会对螺栓间接产生影响。端板易翘曲,影响高强螺栓的应力分布,导致高强螺栓更易达到屈服强度而产生较大塑性应变。而从上文可知,螺栓的使用状态对节点的整体刚度和极限承载力有极其重要的影响。

5 结 论

(1) 本文提出的装配式梁-梁节点制作方法简单,预制梁在工厂生产好,运至现场后直接通过螺栓安装即可。无其他凸出部分,对梁周围空间的正常使用不产生任何影响。而且解决了超长梁在运输和现场存放限制问题。

(2) 节点部分刚度、强度满足要求,试件的承载力达到现浇梁的标准。本文节点形式可防止核心区混凝土的破坏,实现了塑性铰外移,并且在受力过程中符合“强节点弱构件”原则,节点的抗弯性能和传递剪力的能力较好。

(3) 参数分析结果表明,高强螺栓规格是否达标对试件能否正常承受荷载作用有较大影响,需保证高强螺栓满足强度要求。钢套筒厚度的增加,对试件极限承载力的增加是有利的,有利于对核心区混凝土起到保护作用。实现了塑性铰外移,钢套筒长度的增加有利于增加钢端板的刚度。

(4) 由于钢套筒为缩口变截面形式,加劲肋规格满足要求对钢套筒上下侧塑型应变,尤其是对钢套筒与钢端板连接的角部的塑型应变影响很大。加劲肋尺寸的增加有利于增加钢端板的刚度,减小其弯曲变形程度。从而增大加劲肋的规格对节点部位的刚度和强度有利,有利于极限承载力的增加。钢端板的变形对螺栓的应力分布与塑性应变有一定的

影响,钢端板厚度增加也有利于增加自身的刚度与强度。节点各部件增加自身刚度与强度的同时,对

所相接触部位也有有利影响,从而增加了节点部位整体的刚度,符合“强节点,弱构件”原则。

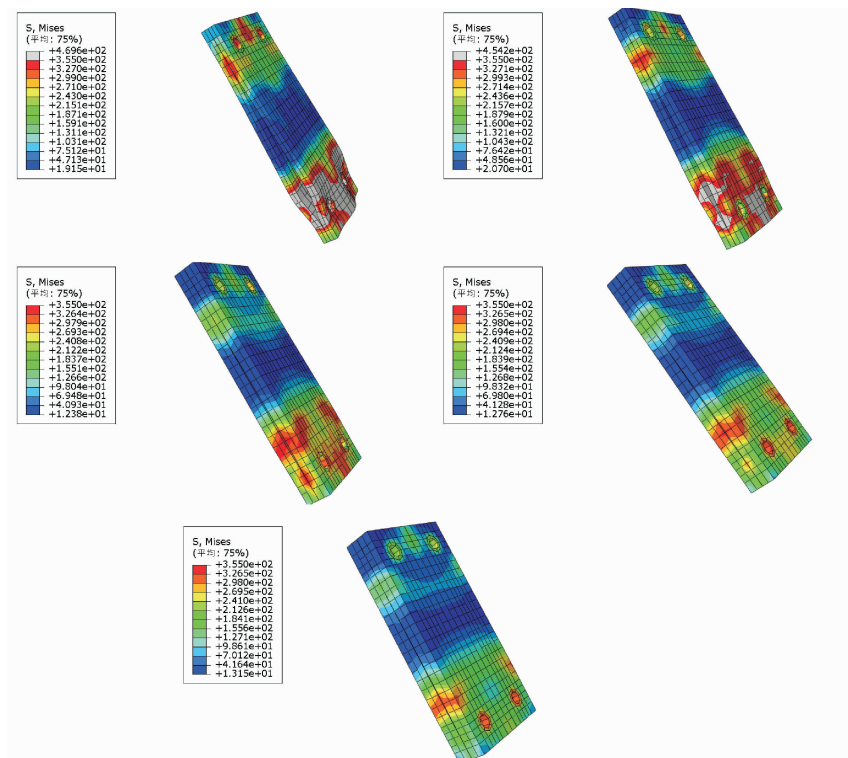


图 14 不同厚度钢端板应力

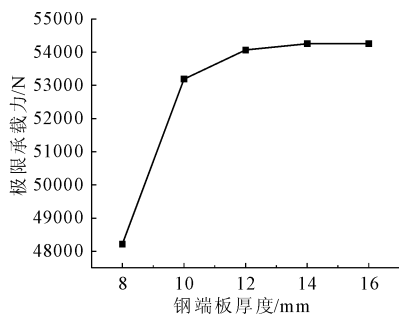


图 15 不同厚度钢端板构件极限承载力

参考文献:

[1] 张津荣. 浅谈建筑装配化发展历程及思考[J]. 江西建材, 2021(5): 11-12.

[2] 黄小坤, 田春雨, 万墨林, 等. 我国装配式混凝土结构的研究与实践[J]. 建筑科学, 2018, 34(9): 50-55.

[3] 陈子康, 周云, 张季超. 装配式混凝土框架结构的研究与应用[J]. 工程抗震与加固改造, 2012, 34(4): 1-11.

[4] Elliott K S. Research and development in precast concrete framed structures[J]. Progress in Structural Engineering & Materials, 2010, 2(4): 405-428.

[5] Zhang Zhuangnan, Zhang Yan. Research status on reinforcement connection form of precast concrete shear wall structure[J]. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2018, 322(4): 1-5.

[6] 叶浩文, 周冲. 装配式建筑的设计加工装配一体化技术[J]. 施工技术, 2018, 46(9): 17-19.

[7] 陈建伟, 闫文赏. 装配式预应力混凝土结构及 CSI 住宅体系研究现状[J]. 世界地震工程, 2017, 33(4): 18-31.

[8] 樊军, 杨嗣信. 关于实现装配式建筑的思考及建议[J]. 建筑技术, 2017, 48(2): 118-122.

[9] 陈东浩. 装配式建筑的规范与发展状况分析[J]. 建筑技术, 2018, 49(S1): 253-254.

[10] 孙明洁. 装配式建筑的发展与设计应用研究[J]. 工程技术研究, 2019, 4(8): 187-189.

[11] 梁云峰. 螺栓连接装配式混凝土梁力学性能研究[D]. 沈阳: 沈阳建筑大学, 2020.

[12] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

[13] 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

[14] 郭军庆, 熊二刚, 杨坤. 混凝土对称配筋梁的抗弯承载力分析与计算[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2011, 31(5): 72-76.

[15] 郁晨江, 张扬, 傅光远, 等. 翼缘非等厚矩形钢管混凝土梁受弯性能研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(9): 120-129.

[16] 余敏, 谢佳新, 查晓雄, 等. 实空心钢管混凝土抗剪承载力统一计算方法[J]. 武汉大学学报(工学版), 2017, 50(6): 829-835.