

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2026.02.006

体外预应力混凝土预制节段梁抗弯性能研究

许满吉^{1,2}, 陈立新^{1,2}

(1. 锡澄中车(无锡)城市轨道交通工程有限公司, 江苏 无锡 214400;
2. 中车智能交通工程技术有限公司, 北京 100071)

摘要: 为明确体外预应力混凝土预制节段梁干接缝抗弯性能与传力机理, 通过 ABAQUS 软件建立体外预应力混凝土预制节段干接缝有限元模型, 再经试验验证所建立模型的准确性, 并通过该模型, 探究了摩擦系数、剪力键相对高度与深度、预应力水平以及体内外配束比等因素, 对于体外预应力预制节段梁干接缝抗弯力学行为的影响规律。结果表明: 接缝摩擦系数对极限承载力影响可忽略, 但高摩擦系数显著降低切向应力峰值, 并抑制界面滑移; 预应力每提升 25%, 极限荷载增长约 20%; 相较于全体外配筋模型, 体内配筋模型抗弯承载力更高, 加载点反力最大值随着相对高度的减小而增大, 为了平衡构造效率与施工可行性, 建议相对高度设计值大于 0.5。

关键词: 体外预应力; 节段桥梁; 有限元; 弯曲性能; 干接缝

中图分类号: TU37

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2026)02-0040-09

Flexural Performance of Externally Prestressed Precast Segmental Concrete Beams

XU Manji^{1,2}, CHEN Lixin^{1,2}

(1. Xicheng-CRRC(Wuxi) Urban Rail Transit Engineering Co., Ltd., Wuxi, Jiangsu 214400, China;
2. CRRC Intelligent Transportation Engineering Technology Co., Ltd., Beijing 100071, China)

Abstract: To clarify the flexural performance and force transfer mechanism of dry joints in externally prestressed concrete prefabricated segmental beams, a finite element model of the dry joints in externally prestressed concrete prefabricated segments was established using ABAQUS software, and the accuracy of the established model was verified through experimental data. Through this model, the influence of factors such as friction coefficient, relative height and depth of shear connectors, prestressing level, and internal and external tendon ratio on the flexural mechanical behavior of dry joints in externally prestressed prefabricated segmental beams was deeply explored. The results indicate that the friction coefficient of the joint has a negligible impact on the ultimate bearing capacity, but a high friction coefficient significantly reduces the peak tangential stress and inhibits interfacial slip. The ultimate load increases by about 20% for every 25% increase in prestressing. Compared to the model with all external tendons, the model with internal tendons has higher flexural bearing capacity. The maximum reaction force at the loading point increases with the decrease in relative height. To balance construction efficiency and feasibility, it is recommended that the design value of relative height should be greater than 0.5.

Keywords: external prestressing; segmental bridges; finite element method; bending properties; dry joint

预制拼装节段混凝土桥梁在现代的混凝土桥梁发展中占据了重要的一部分, 其结构形式是沿着纵桥向将主梁分成若干节段, 所有节段均在工厂预制

加工, 养护至设计强度时运输至指定地点, 最后进行现场吊装拼装, 其优势是施工工期短, 工程质量高^[1]。

收稿日期: 2025-11-09

修稿日期: 2026-01-11

基金项目: 福建省自然科学基金重点项目(2025J02009)

作者简介: 许满吉(1973—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事工程管理方面的工作。E-mail: 353271637@qq.com

为了能够更加快速有效地拼装施工节段梁,许多学者进行了关于节段梁构造设计的受弯性能的分析研究^[2-3]。郑辉等^[4]通过试验研究和有限元分析,研究发现接头的形状也影响了弯曲承载能力。李立峰等^[5]通过体外预应力 UHPC 节段梁的四点弯曲试验,研究了胶接缝节段梁的抗弯性能及其与整体梁的差异。研究表明,UHPC 节段梁破坏主要由环氧树脂胶层失效引起,接缝处几乎无基体裂缝,与传统 NC 梁明显不同。袁爱民等^[6]提出采用燕尾榫局部连接构造。研究表明,燕尾榫连接显著提高了接缝的抗裂能力与极限承载力,使梁体呈现多级破坏特征,增强了延性。赵华等^[7]通过四点弯曲试验研究了预制拼装体外预应力 UHPC 节段薄壁箱梁受弯性能。试验表明,节段梁的破坏主要发生于接缝及附近区域,UHPC 基体几乎无裂缝;接缝形式对极限承载力影响较小,但大齿键能有效抑制接缝张开。

目前,美国、德国、西班牙及日本等国家针对预制拼装混凝土节段梁提出了一些设计条文,但只是在整体梁设计分析方法的基础上做了经验性的折减处理。中国也先后颁布了指导节段梁设计施工的规范条文和技术规程,在《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》^[8](JTG 3362—2018)中也仅

在预应力混凝土梁抗弯极限承载能力计算公式中引入了体外束的有效预应力作用,尚缺乏针对性的设计条款。基于现有规范的缺陷,为探究体外预应力下混凝土预制节段干接缝梁的抗弯性能与传力机理,本文采用非线性有限元软件 ABAQUS 建立体外预应力预制节段混凝土桥梁干接缝模型,再对通过试验验证的模型进行不同剪力键尺寸、预应力大小和配束比的参数分析,以期为体外预应力节段梁的优化设计与规范修订提供理论依据,后续将结合试验数据提出承载力计算的修正公式。

1 有限元分析

1.1 试验概况

本文采用 ABAQUS 软件^[9]模拟体外预应力预制节段梁的弯曲行为。参考姜海波等^[2]研究中测试的一根分段梁进行模拟,以验证数值模型的准确性。姜海波等的试验方案中,分段梁横截面为 T 形的单片梁,其 T 形截面为 0.4 m,宽度为 0.6 m,长度为 3.5 m。试件腹板和顶翼缘的厚度分别为 0.11 和 0.06 m。节段梁具有互锁的干节,每个节点处有四个高度为 0.05 m,宽度为 0.02 m 的键齿。测试梁的几何细节如图 1 所示。

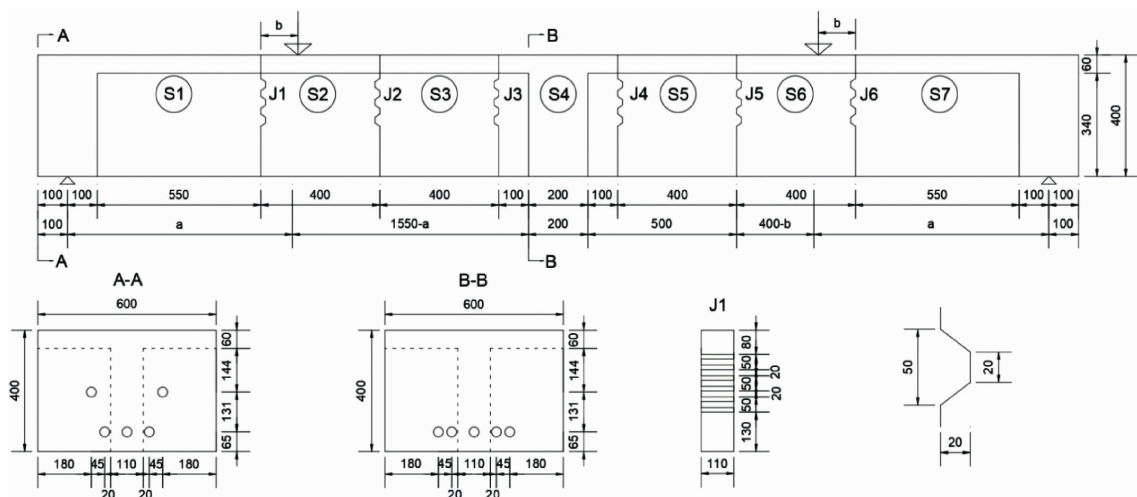


图 1 测试梁的几何细节(单位:mm)

1.2 本构材料模型

在 ABAQUS 中采用的混凝土损伤塑性(CDP)模型用于对混凝土构件进行建模^[10]。CDP 模型能够比较准确模拟混凝土的弹性和塑性行为,CDP 模型的具体参数见表 1。

表 1 混凝土塑性参数表

$\Psi(^{\circ})$	e	f_{t0}/f_{c0}	K	η
40	0.1	1.16	0.66667	0.001

注: Ψ 为膨胀角; e 为势函数偏心率; f_{t0}/f_{c0} 为初始等双轴压缩屈服应力与初始单轴压缩屈服应力之比; K 为张拉子午线上的第二应力不变性与压缩子午线上的比值; η 为粘性系数。

本文 C40 混凝土的单轴受压本构模型采用文献 [7] 提出的应力-应变曲线模型(如图 2 所示),表达式即:

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{P_c n}{n-1+x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{P_c}{a_c(x-1)^2+x} & x > 1 \end{cases} \quad (1)$$

式中: $x = \varepsilon/\varepsilon_{c,r}$,其中 ε 为混凝土的压应变, $\varepsilon_{c,r}$ 为与单轴抗压强度 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变; d_c 为混凝土单轴受压损伤演化参数; a_c 为混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段参数值,其中:

$$P_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r}} \quad (2)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (3)$$

式中: E_c 为混凝土弹性模量。

本文采用文献 [11] 提出的单轴受拉应力-应变表达式(如图 2 所示),表达式即:

$$d_t = \begin{cases} 1 - p_t [1.2 - 0.2x^5] & x \leq 1 \\ 1 - \frac{p_t}{a_t(x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (4)$$

式中: a_t 为混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值; $x = \varepsilon/\varepsilon_{t,r}$,其中 ε 为混凝土的拉应变, $\varepsilon_{t,r}$ 为与单轴抗拉强度 $f_{t,r}$ 相应的混凝土峰值拉应变;其中:

$$p_t = \frac{f_{t,r}}{E_c \varepsilon_{t,r}} \quad (5)$$

式中: $f_{t,r}$ 为混凝土的单轴抗拉强度代表值。

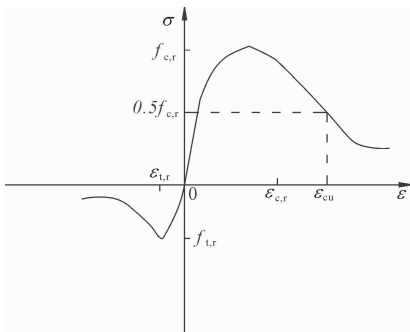


图 2 混凝土单轴应力-应变曲线

试验涉及两种规格的普通钢筋,其性能参数如表 2 所示。

预应力钢筋是悬垂轮廓或直轮廓,钢绞线的直径为 9.5 mm,截面面积为 54.8 mm²,由 7 根直径为 3 mm 的钢丝组成。预应力钢绞线的屈服强度、极限强度为 1 755、1 860 MPa,弹性模量为 1.9 × 10⁵

MPa。体内外预应力设计值为 930 MPa,预应力布置位置见图 1 的 A-A 与 B-B。

表 2 两种钢筋的性能参数

钢筋名称	直径 d/mm	屈服强度 σ_s /MPa	极限强度 σ_b /MPa	弹性模量 E/GPa
R235	8	351	492	210
HRB335	12	402	546	200

1.3 有限元模型单元类型与网格划分

根据试验中的试件 1:1 建模得到的模型由三个节段梁块、钢筋笼、预应力钢筋与钢垫块组成。节段梁块与钢垫块采用的单元类型为三维八节点减缩积分实体单元(C3D8R),其中钢筋笼与预应力钢筋两个均采用双节点线性 3-D 桁架单元(T3D2)来建模,这样的单元类型选取有助于更好地模拟真实试验结果^[12-13]。

本文将接缝区域、加载点区域以及跨中区域经网格调试,在 20 mm 下的网格最为稳定,对计算结果的影响很小,其次节段梁两端的网格尺寸确定为 30 mm。整体网格尺寸划分如图 3 所示^[14]。

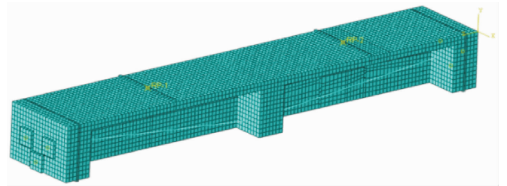


图 3 有限元模型网格划分

1.4 接触类型与边界条件

节段梁块之间的接缝为干接缝类型,采用表面-表面的连接类型,其中法向行为采用硬接触来处理,切向行为采用 Coulomb 接触摩擦模型中的罚函数模拟。接触属性的切向行为和法向行为,其中切向行为采用罚函数模拟,根据研究摩擦系数取 0.6^[15],法向行为采用硬接触的类型;钢筋网采用嵌入(Embed)的接触类型,选取整个模型作为主机区域。

边界条件也采用接近现场试验的方式,将两端设置位移约束的条件,在靠近接缝的一端底面,约束竖向、横桥向以及纵桥向三个方向的位移,在另一端的底面,约束竖向与横桥向的位移^[16-18]。

1.5 有限元模型验证

为了确定有限元模型的正确性,将有限元模拟得到的数据与实际试验得到的结果进行对比,包括中跨的极限挠度、沿梁分布的挠度变化。图 4 显示,

挠度模拟值与试验值在各荷载阶段整体吻合良好。反当试验梁达到极限荷载、支座发生明显下挠破坏时,对应挠度曲线形态异常,导致该阶段模拟结果与试验存在差异,其余工况均保持一致。图 5 展示了桥梁跨中位移随荷载的变化曲线,其中有限元模拟的数据比试验数据更早地进入塑性阶段,但是塑性阶段的数值模拟结果与测试结果十分接近,而弹性阶段由于测试结果没有加上反拱度的数据导致数值模拟的结果在弹性阶段与测试结果有所偏差,在弹性阶段,试验和模拟在达到同样荷载值时的位移相差为 2 mm 左右,符合试验中通过预应力造成的反拱度的值。说明本文所建立的模型是合理的,可以正确模拟体外预应力混凝土预制节段梁抗弯破坏过程。

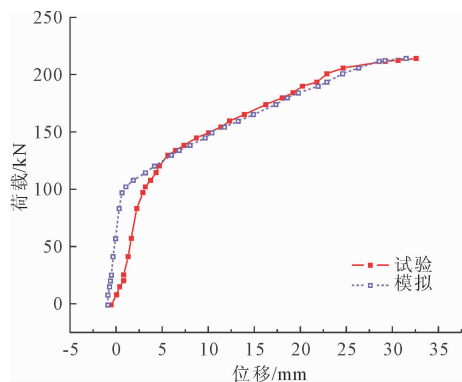


图 5 有限元分析与试验跨中荷载-挠度曲线的比较

2 体外预应力节段梁的弯曲特性

2.1 梁中的应力分布

梁的初始状态云图如图 6 所示,梁的极限状态云图如图 7 所示。从图 6 中得到数值模型节段梁中的主要压应力分布云图。在未施加荷载的状态下,由于预应力的作用,混凝土梁和内部钢筋均处于压缩状态,其中底板的纵向钢筋的压应力相对较大,达到了 13 MPa 左右。从图 7 中可以看出,达到极限状态时的数值模型整体转向了向下承受压应力,而底板的纵向钢筋从一开始的受压状态转变成为受拉状态,距离接缝处越远的节点拉应力的数值更大;顶板的纵向钢筋则是在加载点附近的节点压应力的数值更大,达到 42 MPa 左右。

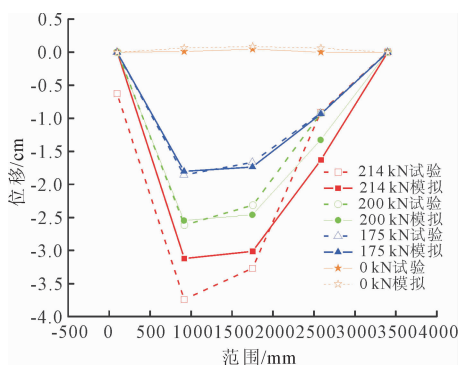


图 4 有限元分析与试验荷载-挠度曲线的比较

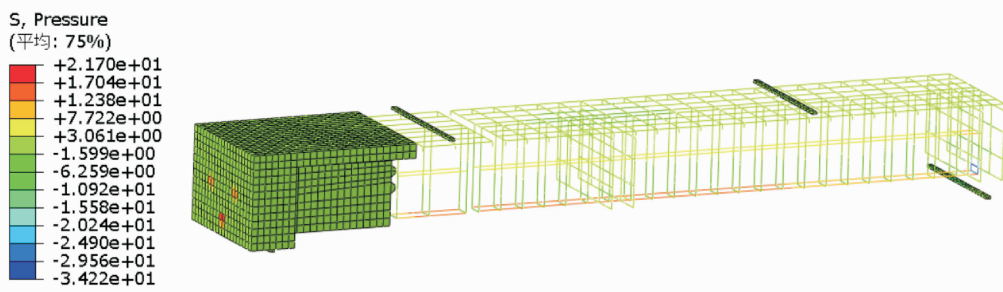


图 6 节段梁初始状态云图(单位:MPa)

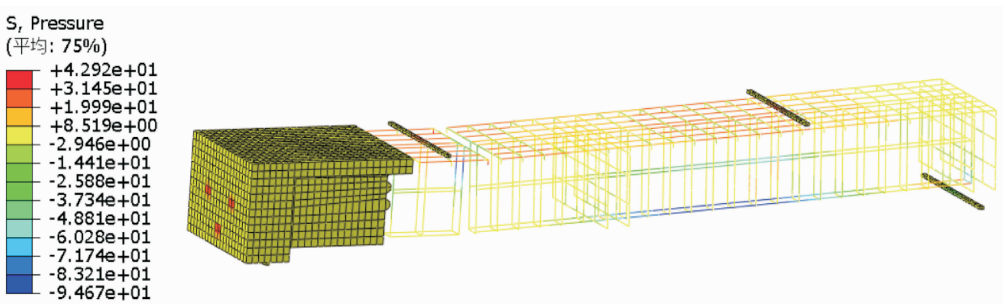


图 7 节段梁极限状态云图(单位:MPa)

2.2 纯弯曲梁截面中的应变

为了测量节段梁在纯弯曲截面中的应变变化,沿截面高度布置的 8 个特征监测点(F1—F8),其空间坐标对应实际工程中的关键构造位置:F1、F2 位于受压区翼缘顶面混凝土保护层内,F3—F8 沿腹板中线分布,特征监测点的布置如图 8 所示。具体测点拓扑关系详见图 8 所示的有限元网格剖分示意图。图 9 展示了模型节段梁在负载下的接缝处应变变化分布,在加载过程中,由于 T 梁上部受到挤压作用,前期由于荷载较小,对混凝土的挤压并没有起到实质性作用,后期的应变急剧增大,并且随着荷载的后期的增大对上部混凝土的挤压作用更加明显因此到后期的荷载增加产生的应变变化更加明显,而接缝位置的底部随着荷载的增加原本贴合的两个面逐渐向后分离,因此图中接缝处底部的混凝土测点应变始终没有变化。

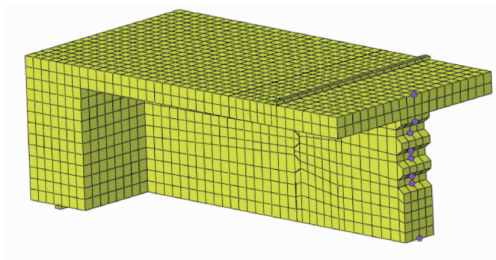


图 8 应变测点位置(跨中标红点处)

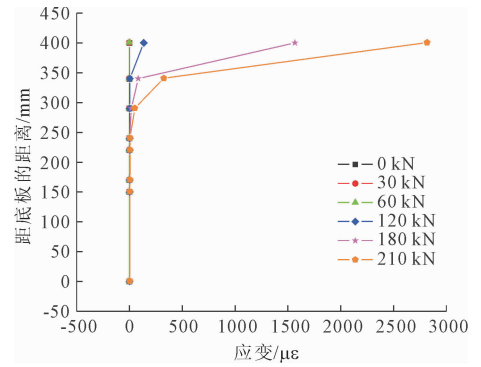


图 9 接缝处应变变化分布

2.3 混凝土破坏模式

模型节段梁的破坏模式如图 10 所示,由图 10(a)可知,在施加荷载前,节段梁因受到预应力的作用,在节段梁两端的锚固区的混凝土达到屈服;图 10(b)为当荷载施加到 80 kN 时,也就是接缝开裂之前,先是中间转向块的锚固区的混凝土发生了破坏,随后接缝开裂产生裂缝,处在接缝处的加载区域由顶部开始产生混凝土破坏,而在另一端的加载区域则是由底部开始从下往上产生破坏;图 10(c)为加载到极限荷载的情况时,由于模型梁的接缝为干接缝,开裂之后底部分离,导致在接缝底部的混凝土不产生屈服破坏,而没有接缝的另一阶段同一荷载位置处因为没有接缝的存在而整体受力,故破坏模式与整体梁的混凝土屈服分布类似,皆为底部混凝土

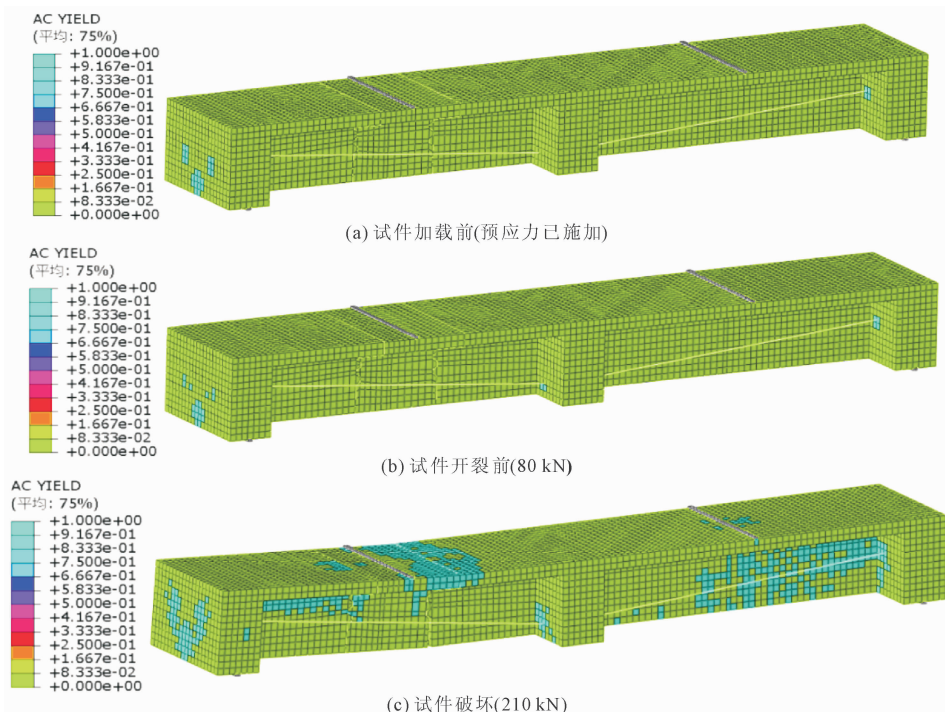


图 10 模型节段梁的破坏模式

土受拉屈服导致开裂,随着裂缝不断向上,上部混凝土也逐渐屈服并发生破坏,说明有接缝的一侧与无接缝的一侧发生的混凝土破坏模式完全不同。

3 弯曲性能参数分析

3.1 摩擦系数

本研究基于基准验证模型,设计了 5 个不同摩擦系数工况的有限元模型进行对比,模型尺寸参数参照第一节的验证模型。参考已有研究成果^[19-21], μ 的取值区间设定为 0.3 至 0.7,旨在揭示摩擦系数变化对梁体抗弯性能的敏感程度。

模拟结果见图 11,结果表明,随着 μ 的增大,模型梁在弹塑性阶段的强化段与软化段曲线变化基本相同,加载点处最大反力值基本相同,由此可以说明,摩擦系数对体外预应力节段梁的抗弯性能影响可以忽略不计。

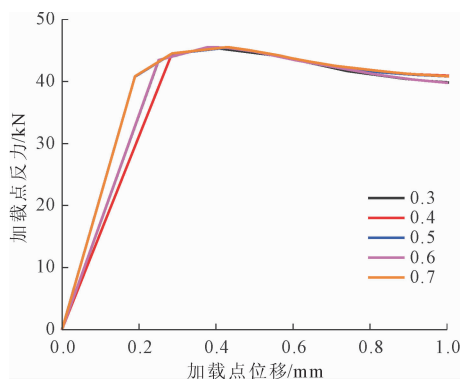


图 11 不同摩擦系数的加载点反力-位移曲线

竖向切向应力云图如图 12 所示。通过对比不同摩擦系数方案下接缝界面的切向应力,随着摩擦系数的提升,接触面滑移方向 (CSHEAR2) 的最大切向应力呈现显著递减趋势。当摩擦系数从 0.3 增至 0.6 时,加载点反力最大状态下切向应力峰值由 0.0059 MPa 降至 0.0050 MPa,降幅达 14.74%。这表明高摩擦系数通过增强界面咬合作用,有效抑制了局部滑移集中现象,促使切向应力向更广泛的接触区域传递,这与 Turmo 等^[22]关于摩擦耗能机制的研究结论一致。

3.2 键块相对高度

为探究剪力键几何特征对结构性能的影响,本节重点分析键块相对高度 h_r 这一参数。该参数定义为单个剪力键的高度占所在接缝所有键块总高度的比例。通过改变键块数量,获取不同的相对高度值。图 13 给出了四种不同的 h_r 的接缝类型。其中分为单键、二键、三键和四键, h_r 分别为 1、1/2、1/3

和 1/4,剪力键的宽度均为 110 mm。

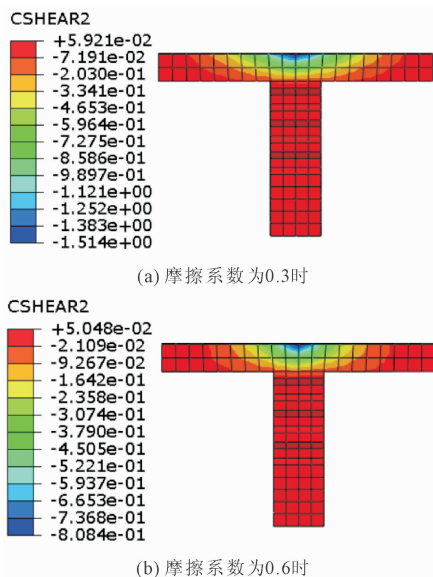


图 12 竖向切向应力云图 (单位:MPa)

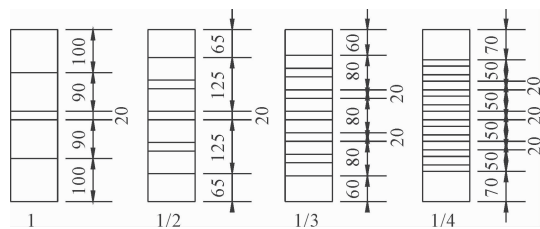


图 13 不同 h_r 的接缝布置形式 (单位:mm)

模拟结果如图 14 所示,相比摩擦系数对抗弯性能的影响,剪力键的相对高度的变化对抗弯性能的影响有着较为明显的变化,加载点反力最大值随着相对高度的减小而增大,随着相对高度从 1 降低到 1/4,反力最大值从 42.48 kN 到 45.44 kN,增幅达 6.51%,这是由于相对高度降低的同时,剪力键数量也增多,接缝界面处的接触面积变大,增强了界面的咬合力,一定程度上减小了界面在竖向的滑移,反映了结构抗弯承载力的提高。为了平衡构造效率与施工可行性,建议相对高度设计值大于 0.5。

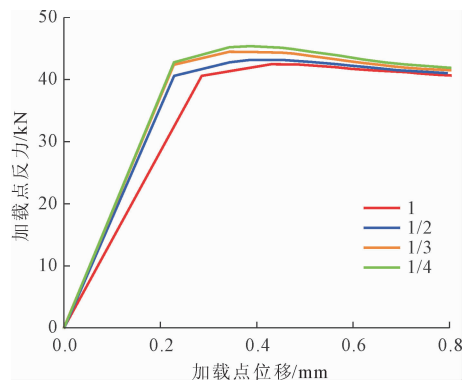


图 14 不同剪力键相对高度加载点反力-位移曲线

3.3 键块深度

针对键块深度的参数分析,本文设置了 20、30、40 和 50 mm 四种不同的键槽深度工况。模拟计算得到的荷载-位移曲线(图 15)显示,键块深度在 20~50 mm 范围内变化时,对梁体的极限承载力影响较为有限。当键块相对深度在 50 mm 以下时对节段梁的抗弯性能影响不大,键块深度从 20 mm 到 50 mm,反力最大值从 45.59 kN 到 44.80 kN,降低了 1.73%,由于当相对深度增大时,剪力键与节段之间接触的滑动界面面积增大导致抗滑能力略微下降,而且深度大于 50 mm 时键块根部压碎风险较大,建议剪力键深度为键高的 20% 左右。但是相对深度过小时,例如小于 20 mm 时,又由于接触面积过小同样导致界面的抗滑能力下降,因此当选取键块相对深度时宜在 20~30 mm 之间。

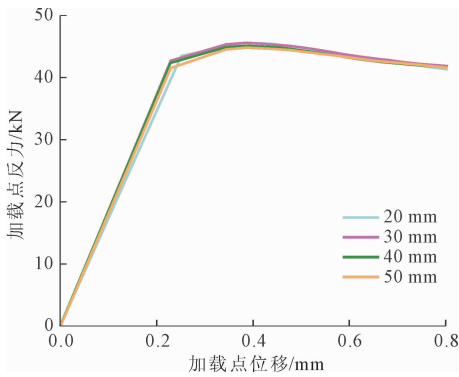


图 15 不同剪力键深度的加载点反力-位移曲线

这一现象可能源于两个关键机制的耦合作用,一是键块深度的增加导致接缝区域刚度分布改变,使得中性轴向受压区偏移加剧,内力臂长度缩短,从而降低了整体的抗弯性能;其次,有限元损伤云图显示,如图 16 在反力最大值时 50 mm 键深的损伤云图在键块根部已经出现破坏,相应的在 20 mm 键块深度情况下还未出现破坏。从图 16 参数分析可以得出结论:键块深度的变化对抗弯承载力的影响很小,可以忽略不计。

3.4 预应力

本节基于现有基础^[23]研究预应力大小影响下的抗弯性能,模型梁的其他参数均保持上节模型的数据,设定基准预应力为 930 MPa,分别模拟了不同预应力下 4 种模型的破坏,预应力大小为 930、1 162、1 395 和 1 627 MPa,这些预应力分别比基准预应力的预应力多 25%,模拟结果如图 17 所示。结果显示当预应力每增加 25%,加载点的极限反力值就增加 20% 左右。从后处理部分提取每个预应

力下的接缝界面纵向位移最终云图可知,当高预应力条件下,接缝界面贴合的更加紧密,产生更大的反拱值,如图 18 所示。

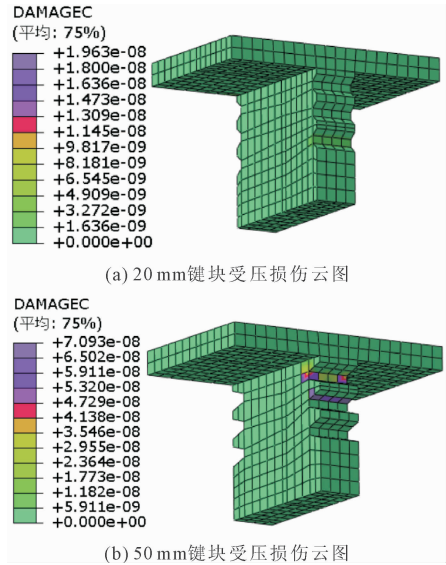


图 16 混凝土受压损伤云图

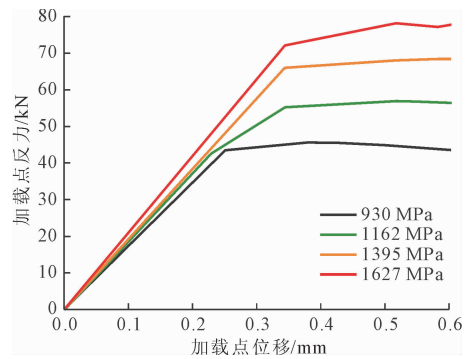


图 17 不同预应力的加载点反力-位移曲线

3.5 配束比

基于李国平^[24-25]和袁爱民^[26]对体内体外混合配束节段梁的受弯性能开展的试验研究,本节将设置三个方案来模拟研究配束比对体外预应力节段梁处在干接缝下的抗弯性能,方案具体如表 3 所示。

表 3 配束方案图

编号	体内	体外	配束比
1	1	2	1:2
2	4	0	4:0
3	0	2	0:2

通过对不同配束比方案的有限元数值模拟分析,如图 19 所示的反力-位移曲线表明:当预应力筋完全配置于混凝土体内时,结构表现出最优抗弯承载性能,其极限反力达到 47.97 kN,相较于方案 3

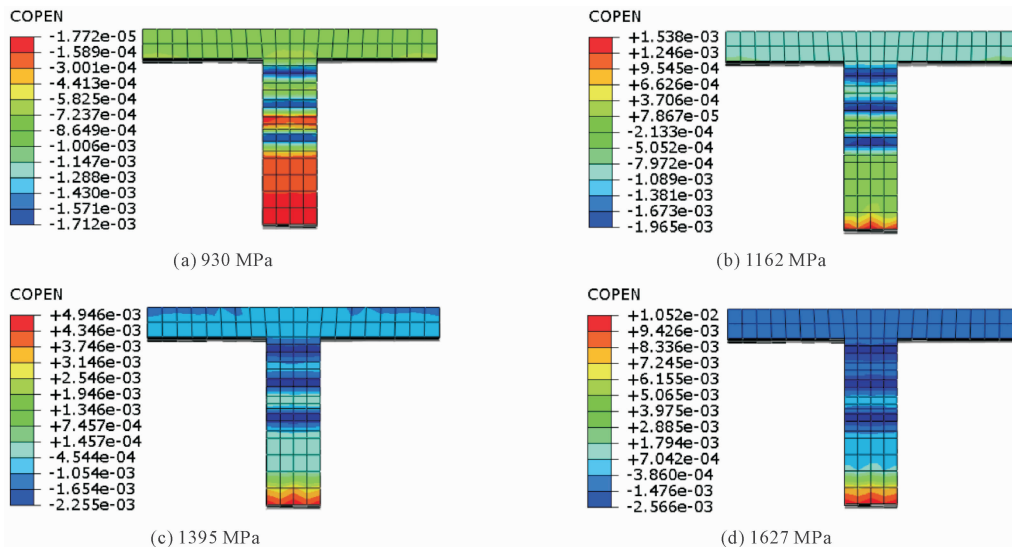


图 18 接缝处最终纵向位移云图

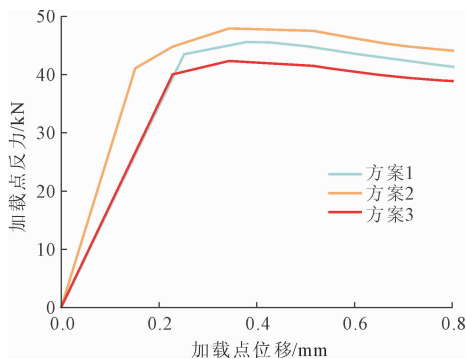


图 19 不同配束比的加载点反力-位移曲线

的 42.35 kN 提升了 11.78%。这一现象可归因于体内筋与混凝土截面的协同变形机制,预应力筋通过直接嵌入混凝土内部形成连续传力路径,显著提升截面抗弯刚度与中性轴稳定性;而全体外配筋因依赖锚固系统传递预应力,在加载过程中易产生钢筋-混凝土界面滑移,导致较大的预应力损失,同时体外筋偏心距引起的二次弯矩效应进一步削弱了截面抗弯效率。方案 1 为体内外混合配筋,则通过体内外筋的互补作用,在承载力与延性间取得平衡,其破坏模式由接缝滑移主导转为截面压溃主导,验证了配筋形式对抗弯失效机理的调控作用。

4 结论

(1) 本文建立的有限元模型模拟得到的荷载-位移曲线和挠度变化等均与试验结果吻合良好。说明本文所建立的模型可以正确模拟体外预应力混凝土预制节段梁抗弯破坏过程。

(2) 当摩擦系数从 0.3 增至 0.6 时,加载点反

力变化较小,可忽略,但切向应力降幅为 14.74%。表明高摩擦系数增强了界面咬合作用,有效抑制了局部滑移集中;随着相对高度从 1 降低到 1/4,加载点反力最大值随着相对高度的减小而增大,增幅达 6.51%,这是由于相对高度降低的同时,剪力键数量也增多,接缝界面处的接触面积变大,增强了界面的咬合力。为了平衡构造效率与施工可行性,建议相对高度设计值大于 0.5。

(3) 键块深度从 20 mm 到 50 mm,加载点反力变化较小,但深度过深时键块根部压碎风险较大,深度过小时,又由于接触面积过小同样导致界面的抗滑能力下降,因此建议键块相对深度时宜在 20~30 mm 之间。

(4) 当预应力每增加 25%,加载点的极限反力值就增加 20% 左右;当预应力筋完全配置于混凝土体内时,结构表现出最优抗弯承载性能,其极限反力达到 47.97 kN,相较于全体外预应力的方案的极限反力 42.35 kN 提升了 11.78%。

参考文献:

- [1] 项贻强,竺盛,赵阳. 快速施工桥梁的研究进展[J]. 中国公路学报, 2018, 31(12): 1-27.
- [2] Jiang Haibo, Cao Qi, Liu Airong, et al. Flexural behavior of precast concrete segmental beams with hybrid tendons and dry joints[J]. Construction and Building Materials, 2016, 110: 1-7.
- [3] 石雪飞,刘志权,胡可. 全体外预应力节段预制拼装连续梁桥承载力足尺模型试验[J]. 中国公路学报, 2018, 31(12): 163-173.
- [4] Zheng Hui, Chen Daixing, Ou Mingfu, et al. Flexural

- behavior of precast UHPC segmental beams with unbonded tendons and epoxy resin joints [J]. *Buildings*, 2023, 13(7):1643.
- [5] 李立峰,毛佳豪,叶 萌,等. 体外预应力 UHPC 节段梁抗弯性能试验研究[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2022, 49(11):67-76.
- [6] 袁爱民,余京浩,李维生,等. 燕尾榫连接接缝的体外预应力预制节段梁受弯性能[J]. *河北大学学报(自然科学版)*, 2025, 45(4):352-360.
- [7] 赵 华,罗 穗,胡俊德,等. 预制拼装 UHPC 节段薄壁箱梁受弯性能[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2026, 53(3):16-25.
- [8] JTG 3362—2018 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2018.
- [9] 闫泽宇. 节段预制拼装 UHPC 胶接缝抗剪性能试验及有限元分析[J]. *公路工程*, 2019, 44(6):228-233.
- [10] 邱 云. 节段预制体外预应力干接缝混凝土梁桥模型试验研究[D]. 广州:广东工业大学,2014.
- [11] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [12] 楼铁炯. 无粘结预应力梁的有限元建模与性能分析研究[D]. 杭州:浙江大学,2005.
- [13] JGJ 92—2004 无粘结预应力混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2005.
- [14] 沈 殷,李国平,陈艾荣. 体外预应力混凝土梁的非线性有限元分析[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2003(7):803-807.
- [15] Gopal A B, Hejazi F, Hafezolghorani M, et al. Shear strength of dry and epoxy joints for ultra-high-performance fiber-reinforced concrete[J]. *ACI Structural Journal*, 2020, 117(1):279-288.
- [16] 郑炜璠. 无粘结预应力混凝土梁的 ABAQUS 有限元模拟[J]. *福建建筑*, 2014(11):51-53, 82.
- [17] Le D T, Pham M T, Hao H. Numerical study on the flexural performance of precast segmental concrete beams with unbonded internal steel tendons [J]. *Construction and Building Materials*, 2020;248:118362.
- [18] Turmo J, Ramos G, Aparicio A. FEM modelling of unbonded post-tensioned segmental beams with dry joints [J]. *Engineering Structures*, 2006, 28(13):1852-1863.
- [19] 张世顺,田 径,陈 东,等. 预制节段 UHPC 梁接缝抗剪性能的有限元模拟[J]. *工程力学*, 2023, 40(6):85-98, 256.
- [20] Voo Y L, Foster S J, Voo C C. Ultrahigh-performance concrete segmental bridge technology: Toward sustainable bridge construction [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2015, 20(8):B5014001.1-B5014001.12.
- [21] Jones L L. Shear test on joints between precast post-tensioned units [I]. *Magazine of Concrete Research*, 1959, 11(31):25-30.
- [22] Turmo J, Ramos G, Aparicio A. FEM study on the structural behaviour of segmental concrete bridges with unbonded prestressing and dry joints: Simply supported bridges [J]. *Engineering Structures*, 2005, 27(11):1652-1661.
- [23] Afefy M H, Abdel-Aziz A M, Kassem M N, et al. Improving flexural performance of post-tensioned pre-cast pre-stressed RC segmental T-beams [J]. *Structures*, 2020, 24:304-316.
- [24] 李国平. 体外预应力混凝土桥梁设计计算方法[D]. 上海:同济大学,2007.
- [25] 李国平,张国泉. 体外预应力混凝土连续梁弯曲性能试验研究[J]. *土木工程学报*, 2007(2):53-57.
- [26] 袁爱民,吴闻秀,孙大松,等. 体内体外混合配束节段预制箱梁受弯性能试验[J]. *长安大学学报(自然科学版)*, 2015, 35(5):73-81, 103.