

预制桥墩节段节点抗剪性能有限元模拟及参数分析

奚 康, 吴威业, 布占宇*

(宁波大学 建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211)

摘要: 鉴于预制节段拼装混凝土桥墩中存在节段-节段接缝, 而接缝(节点)属于受力薄弱环节, 由此对预制拼装桥墩节段节点的抗剪性能进行研究, 设计制作了一组桥墩节段节点抗剪试件进行拟静力加载试验, 并建立三维有限元分析模型, 通过与试验结果的比较, 验证了有限元模拟方法的正确性. 然后利用有限元模型进行了另外2组节段节点抗剪模型加载模拟, 得到了各试件在不同约束应力作用下的剪切力—剪切位移关系曲线以及剪力键在不同受力阶段的开裂形态等结果. 在比较了有限元分析得到的节点抗剪承载力与 AASHTO 规范的计算结果后, 发现 AASHTO 规范公式低估了平接缝与实心截面多剪力键干接缝的抗剪承载力; 同时在高约束应力下, 应适当减小 AASHTO 规范公式中的摩擦系数, 才能与试验结果一致.

关键词: 桥墩节段; 预制施工; 干接缝; 有限元模拟; 抗剪承载力

中图分类号: U443.22

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2018) 05-0067-06

目前国内预制拼装箱梁设计施工技术已取得较多应用, 而预制拼装桥墩还处于应用初级阶段^[1]. 作者曾开展了部分配置碳纤维筋预制桥墩抗震性能的数值模拟研究^[2]. 接缝是预制节段拼装桥墩受力的薄弱环节, 其连接强度直接影响预制拼装桥墩的强度和稳定性^[3]. 国内外学者通过模型试验、有限元模型和断裂力学理论解析等方法对预制拼装箱梁节段节点的抗剪性能进行了研究, 但预制拼装桥墩节段节点的研究还较少见.

国外方面, Buyukozturk 等^[4]进行了 18 组齿状节段接缝的抗剪性能试验研究, 评定了预制拼装桥梁接缝的抗剪强度以及变形状况, 提出了在不同接缝面处理方式下对应的抗剪强度计算公式. Koseki 等^[5]研究发现, 胶接缝在耐久性以及抗剪能力方面比干接缝要好, 但胶接缝相对于干接缝破坏时更为突然, 破坏原因是环氧胶断裂以及混凝土表层脱落. Kaneko 等^[6]根据断裂力学及经典桁架理论提出了适用于节段接缝的简化力学模型, 为节点抗剪强度理论估计提供了一条思路. 由于胶

接缝需要硬化时间, 破坏时呈现脆性特征, 因此在预制节段拼装桥梁结构中, 干接缝被越来越广泛采用^[7]. Foure 等^[8]通过对预制节段试件的抗剪性能试验提出了一个预制节点抗剪强度计算公式, 而该公式还需更多试验数据的进一步验证. 国内方面, Zhou 等^[9]对多键齿接缝试件进行直接剪切试验, 发现多键齿试件中平均每个键齿的抗剪强度要低于单键齿试件的强度, 原因在于预制的初始缺陷使各个键齿不能同时发挥作用, 而环氧胶能减轻这种现象. 袁爱民等^[10]研究了剪力键齿深、齿距对胶接缝抗剪承载力的影响, 认为接缝抗剪承载能力与直剪破坏面面积成正比, 与齿深、齿距无直接关联. Jiang 等^[11]对多键齿干接缝试件进行研究, 认为多键齿试件中键齿并非同步破坏, 而是由上自下逐个破坏, 且通过有限元模拟验证了此结果. 吴威业等^[12]通过拟静力直剪试验研究了 3 组桥墩节段试件的抗剪性能, 发现带剪力键试件的破坏形式为多个阳齿的剪断以及单个阴齿斜裂缝, 而平接缝试件的破坏形式为滑移和接缝面的拉伸裂缝.

收稿日期: 2017-01-10.

宁波大学学报(理工版)网址: <http://journallg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 国家重点研发计划(2017YFC0702900); 浙江省基础公益研究计划工业项目(LGG18E080004).

第一作者: 奚康(1992-), 男, 浙江宁波人, 在读硕士研究生, 主要研究方向: 桥梁抗震. E-mail: 18815274826@163.com

*通信作者: 布占宇(1977-), 男, 山东聊城人, 教授, 主要研究方向: 桥梁抗震. E-mail: buzhanu@nbu.edu.cn

本文设计制作了一组接缝抗剪试件,建立有限元模型,通过与结果对比验证了有限元模型的正确性.然后建立另外4组假想的桥墩节点抗剪试件有限元模型,分析了预制节段拼装混凝土桥墩干接缝直接剪切加载下的破坏机理,得到各试件在不同约束应力下的剪力—相对滑移关系曲线,以及剪力键在不同受力阶段中的开裂形态等结果,为预制桥墩节段节点抗剪性能研究提供参考.

1 有限元模型

1.1 混凝土本构模型

在 ABAQUS 软件中,有混凝土弥散裂缝模型(CSC)和混凝土塑性损伤模型(CDP)的两类混凝土本构模型^[13].本文采用 CDP 模型,假设混凝土破坏原因为拉伸开裂以及压缩破碎.破坏过程主要由 $\tilde{\varepsilon}_{t,pl}$ 和 $\tilde{\varepsilon}_{c,pl}$ 控制, $\tilde{\varepsilon}_{t,pl}$ 为拉伸等效塑性应变, $\tilde{\varepsilon}_{c,pl}$ 为压缩等效塑性应变.当混凝土材料发生损伤破坏后,产生刚度退化,其主要表现形式为拉压屈服强度不同.在拉伸屈服后,材料软化,而压缩屈服后的材料在软化前会有硬化过程,为描述这种刚度退化现象,CDP 模型中拉伸以及压缩采用了不同的损伤因子和刚度折减因子.

由图 1 可知,在未达到破坏应力 σ_{t0} 前,材料为线弹性,而弹性模量 E_0 表示此过程中的力学性能,当材料一旦达到破坏应力,便会产生微裂纹,而当超过破坏应力后,会出现大量裂纹,材料力学性能会发生软化.

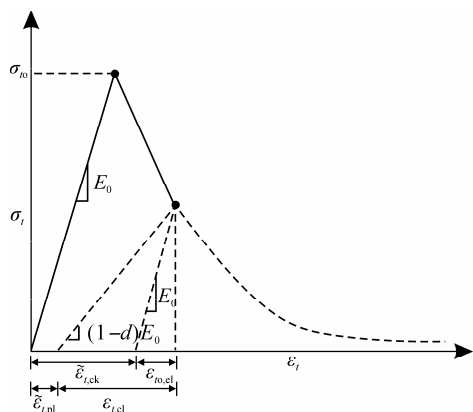


图 1 CDP 模型受拉应力应变关系

从图 2 可知,在没达到破坏应力 σ_{c0} 前,材料是线弹性的,达到破坏应力时,材料屈服,紧接着出现硬化,超过极限应力 σ_{cm} 表现为应变软化.

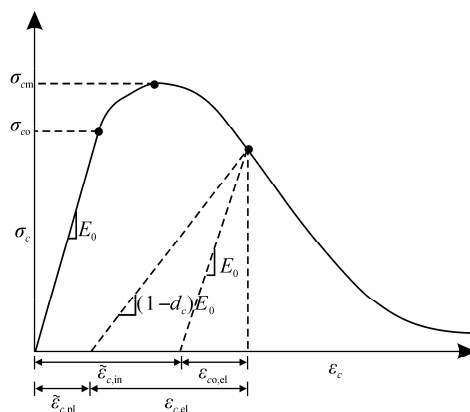


图 2 CDP 模型受压应力应变关系

1.2 初始参数设置

CDP 模型初始参数设置参考文献[14],膨胀角 $\psi = 36^\circ$, 偏心率 $\varepsilon = 0.1$, 粘性参数 $\mu = 0$, $f_{b0}/f_{c0} = 1.16$, $K = 0.666$.

1.3 钢筋本构模型

试件设计中,为保证混凝土在拉、压、剪应力作用下不开裂,在试件内布置抗裂钢筋.为节省计算资源,将钢筋设为弹性材料,屈服强度 $f_y = 300 \text{ MPa}$, 杨氏模量 $E_s = 200 \text{ GPa}$, 泊松比 $\nu = 0.3$.

1.4 节点抗剪试件设计

图 3(a)为预制节段拼装桥墩整体示意图,桥墩节段-节段之间设置有剪力键,方便节段安装时对齐以及提供抗剪力.图 3(b)则为节段接缝面细部构造,所有节段均通过预应力筋张拉连成整体.

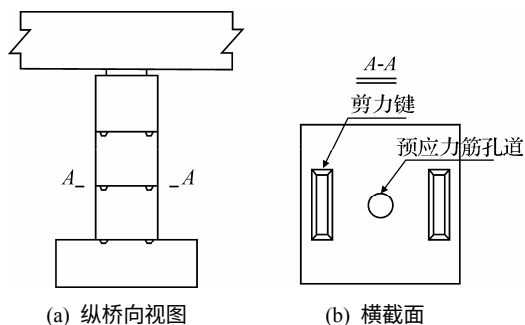


图 3 预制拼装桥墩示意图

设计了 3 组预制拼装桥墩直接剪力加载试验试件,分别为 S1 实心截面双剪力键试件、S2 实心截面四剪力键试件和 S3 实心截面平接缝试件,每个试件分为阳齿部件和阴齿部件两部分,整体尺寸均为 $800 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$ (高 $\times$ 宽 $\times$ 厚),试件构造如图 4(a)所示. S1、S2 接缝布置分别如图 4(b)、(c)所示. S3 外观尺寸与 S1 一致.

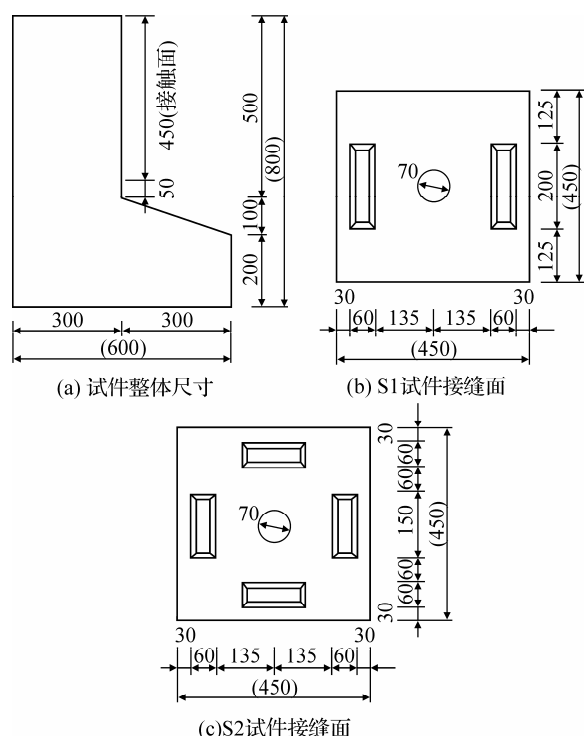


图4 试件整体尺寸及剪力键布置(单位 mm)

1.5 模型建立

如图5所示,利用ABAQUS软件建立试件S1三维有限元模型,混凝土采用C3D8R单元模拟,钢筋采用T3D2单元模拟,用嵌入单元约束方式模拟混凝土单元与钢筋单元相互作用。考虑到试件破坏主要发生在键齿部位,为节约计算资源,对主要部位划分较细网格,而非关键部位划分较粗网格,一对干接缝抗剪试件总单元数约为17000个。

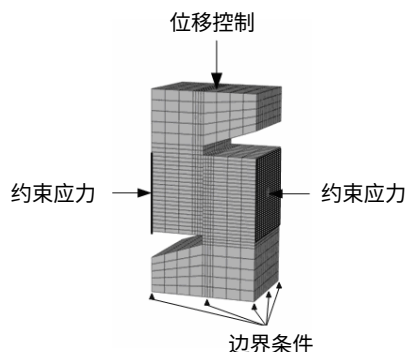


图5 S1试件有限元模型网格划分及边界条件

加载试验分2个步骤进行加载。(1)对模型两侧面加载区域施加约束应力,区域面积为450 mm×450 mm,应力大小分为1 MPa和2 MPa, S1-1表示S1试件1 MPa约束应力的加载工况, S1-2表示S1试件2 MPa约束应力的加载工况。(2)再对阴齿部件

模型顶面中心进行位移加载。约束试件模型底面X、Y、Z3个方向的平动自由度作为边界条件。

2 有限元模拟方法的验证

2.1 试件概况

选取S1实心墩双剪力键接缝试件为研究对象,进行直接剪力加载试验。试件设计混凝土强度为C30,实际测试 f_{cu} 为28.8 MPa。

接触面约束应力由YCW60B-200型穿心式预应力千斤顶测定,装置中设置有压力传感器,用于准确控制所施加的压力。竖向剪力由500 t万能试验机在阴齿部件顶部施加,加载采用位移控制,相对位移一般控制在20 mm以内,或构件发生明显破坏。在阴齿部件顶部与万能试验机间设置压力传感器,用应变仪记录所施加的竖向剪力。试件外表面预埋粗制螺栓及光圆钢筋用于固定百分表,用于测量2个部件接缝处竖向相对滑移。

2.2 有限元结果与试验结果比较

由图6可见,有限元模拟中试件模型的剪切承载力为412 kN,实际试验中剪切承载力为413 kN,有限元模拟结果与实际试验结果误差为0.24%,说明具有较高模拟精度。

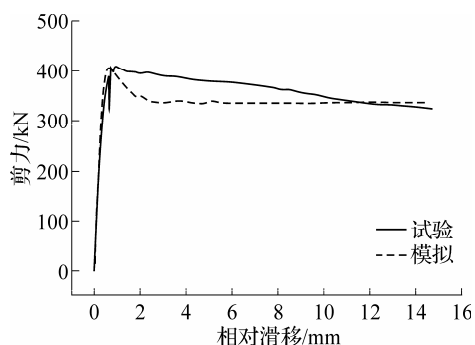


图6 S1-2有限元模型结果与试验结果对比

3 剪切承载力和剪切力—剪切位移曲线

利用上述三维有限元模型模拟3组试件分别受1 MPa和2 MPa约束应力时的接缝直接剪切加载的响应,并将其与AASHTO计算结果比较。

AASHTO节段混凝土桥梁设计与施工指导规范提供的节点抗剪承载力公式如下^[15]。

$$V_a = A_k \sqrt{f'_c} (0.9961 + 0.2048\sigma_n) + 0.6A_{sm}\sigma_n,$$

式中, A_k 为接缝表面键齿根部面积; f'_c 为混凝土

圆柱体抗压强度; σ_n 为接缝约束应力; A_{sm} 为除键齿根部面积以外的光滑接触面积. 公式前半部分表示键齿所提供的抗剪承载力, 后半部分表示摩擦接触面所产生的抗剪承载力.

从表 1 可见, S1 试件在 AASHTO 公式中得到的极限荷载均比有限元模拟结果小, 两者的比值均为 0.91, 公式低估了实心截面双剪力键干接缝节点的极限抗剪强度约 10%. S2 试件在 AASHTO 公式所得极限荷载均比有限元模拟结果小, 两者比值分别为 0.77 和 0.74, 公式低估了该类实心截面四剪力键干接缝抗剪试件的极限抗剪强度约 25%. S3 试件在 AASHTO 公式所得极限荷载与有限元模拟结果的比值均为 0.77, 公式低估了该类实心截面平接缝抗剪试件的极限抗剪强度约 23%.

表 1 有限元模拟结果

试件编号	剪切力峰值(V_u)/kN	剪切位移(d)/mm	AASHTO (V_a)/kN	V_a/V_u
S1-1	270	0.48	245	0.91
S1-2	412	0.70	374	0.91
S2-1	402	0.47	308	0.77
S2-2	596	0.69	442	0.74
S3-1	155	0.50	119	0.77
S3-2	310	0.60	238	0.77

由 S1 的图 7 有限元模拟结果可见. 随着约束应力的增大, 试件剪切承载力也随之增大. 当键齿完全剪切破坏后, 剪切力曲线变得水平, 剪切承载力主要依靠摩擦力提供. 同时, 随约束应力增大, 试件的初始刚度也随着增大, 试件的极限剪切位移也增大, 下降段曲线变得平滑.

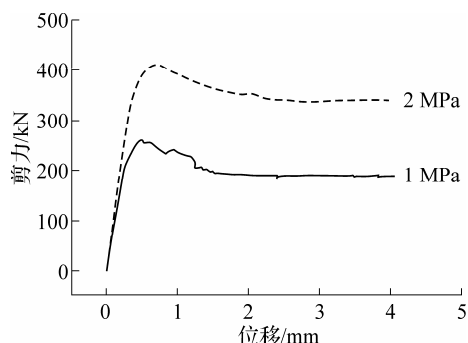
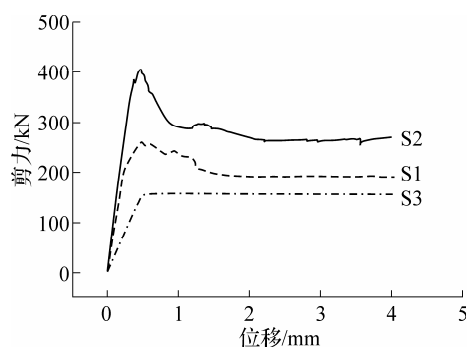


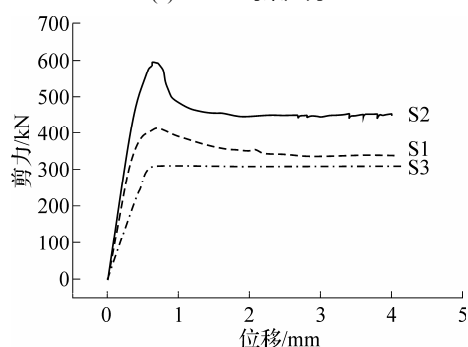
图 7 S1 试件剪力—相对滑移曲线

比较 3 组接缝抗剪试件可以看出(图 8), 随着约束应力增大, 3 组试件抗剪承载力均增大; 在相同约束应力下, 3 组试件抗剪承载力相对大小顺序

未随着约束应力的改变而改变.



(a) 1 MPa 约束应力



(b) 2 MPa 约束应力

图 8 接缝节点剪力—相对滑移曲线

S1、S2 试件的曲线分为上升段、下降段以及水平段. 上升段前半段, 加载曲线呈线性, 随着剪切荷载的不断增大, 剪力键发生开裂, 加载曲线呈现非线性, 在某个开裂状态达到剪切承载力峰值. 剪切荷载再增大时, 加载曲线进入下降段, 剪力键完全剪断后加载曲线进入水平段. 在水平段, 抗剪承载力主要由接触面的摩擦力提供.

S3 试件的曲线只有上升段和水平段. 上升段前半段, 加载曲线呈线性, 承载力主要由接触面的粗糙颗粒的抗剪强度提供. 随着剪切荷载的不断增大, 达到抗剪承载力峰值, 粗糙颗粒发生剪切破坏, 加载曲线进入水平段. 2 个部件之间发生相对滑移, 抗剪承载力主要由接触面的摩擦力提供.

4 节段模型裂缝发展过程

模型分析以试件 S1 为例. 剪切力在 70%左右的极限荷载时, 键齿顶部根部出现了第一道裂缝(图 9(a)); 随着剪切荷载继续增大, 裂缝区域扩大, 并往下发展, 开始延伸到阳齿剪力键上(图 9(b)); 在剪切承载力峰值时, 阳齿剪力键根部开裂延伸到剪力键的底部(图 9(c)); 在加载最终阶段, 阳齿

剪力键根部完全开裂,发生剪切破坏,同时阳齿剪力键根部的接触面发生较大面积的开裂(图9(d)).

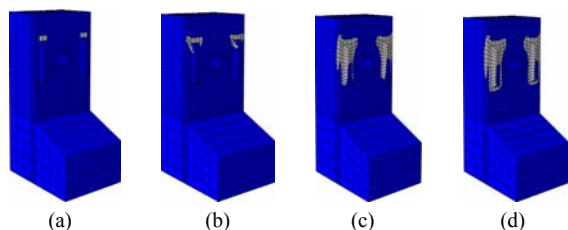


图9 试件S1裂缝发展过程

5 参数分析

对S1试件进行1~5 MPa约束压力下的试验模拟,并与AASHTO公式计算结果进行比较,结果如图10所示.由图可知,约束应力达到3 MPa前,AASHTO计算所得结果略低于有限元模拟所得;约束应力达到3 MPa后,AASHTO公式计算结果与有限元模拟结果几乎一致.为探究该现象,设置有限元模型摩擦系数为0,并且将AASHTO公式中的摩擦系数也取为0,两者比较结果见表2.

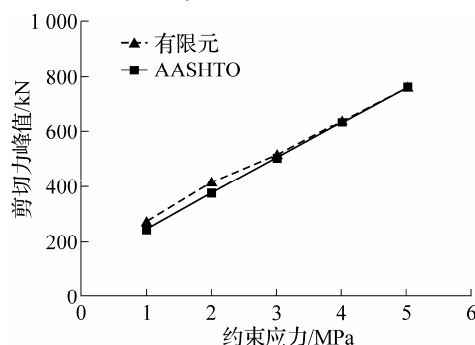


图10 S1试件有限元结果及AASHTO结果对比

表2 S1试件摩擦贡献对比

约束压力/MPa	有限元分析/kN			AASHTO公式/kN		
	有摩擦	无摩擦	摩擦影响	有摩擦	无摩擦	摩擦影响
1	270	186	0.311	245	140	0.428
2	412	202	0.510	374	164	0.561
3	511	213	0.583	503	188	0.626
4	636	222	0.651	631	212	0.664
5	760	231	0.696	760	236	0.689

由表2可知,随着约束应力的增加,有限元模拟中剪切承载力摩擦部分所占比例增大,AASHTO公式中摩擦部分所占比例也增大,两者区别明显.当约束应力只有1 MPa时,AASHTO中摩擦部分所

占比例要大于有限元模拟中摩擦部分所占比例;而当约束应力增加到5 MPa时,AASHTO中摩擦部分所占比例要小于有限元模拟中摩擦部分所占比例.此现象说明,在高约束应力下,有限元模拟中摩擦部分所做抗剪贡献要大于AASHTO公式中所做贡献.如要使AASHTO公式中摩擦部分所做的抗剪贡献增大,则需减小摩擦系数.

从微观上看,混凝土接触面间的摩擦由微小颗粒挤压咬合而产生,随约束应力提高,微小颗粒会由于压力增加而逐渐粉碎,从而导致混凝土接触面趋于光滑,摩擦便会减小,文献[4]中的平接缝试验结果也验证了此现象.因此,当约束应力提高到一定程度时,AASHTO中的摩擦系数应适当降低,才与试验结果一致.

6 结论

(1)AASHTO公式低估了平干接缝剪切试验试件以及实心截面剪力键试件的抗剪承载力.

(2)剪力键试件随约束应力的增大,试件初始刚度增大,剪切承载力增大,极限剪切位移增大,下降段曲线变得光滑.

(3)剪力键试件的剪力—相对滑移曲线可分为上升段、下降段和水平段.剪切承载力对应剪力键开裂极限状态,下降段的结束位置对应剪力键的完全剪断状态,水平段对应滑动摩擦状态.

(4)模拟加载过程中,剪力键顶部率先出现裂缝.随着剪切荷载的不断加大,裂缝区域逐渐向下发展,并且延伸到阳齿剪力键上.到达剪切承载力峰值时,阳齿剪力键根部开裂延伸到剪力键的底部,裂缝完全贯通,导致剪力键的剪切破坏,该破坏过程基本与试验结果相似.

(5)在高约束应力下,混凝土表面的微小颗粒会由于压力的增加而逐渐粉碎,从而导致混凝土接触面趋于光滑,因此,AASHTO公式中的摩擦系数应适当降低,才能与试验结果一致.

参考文献:

- [1] 布占宇,吴威业.预制拼装混凝土桥墩抗震性能拟静力循环加载试验[J].建筑科学与工程学报,2015,32(1):42-50.
- [2] 布占宇.普通钢筋和碳纤维筋对预制节段桥墩抗震性能的影响[J].宁波大学学报(理工版),2012,25(4):75-

- 82.
- [3] 邹琳斌, 姜海波, 危春根, 等. 节段施工混凝土箱梁接缝抗剪性能有限元分析[J]. 工业建筑, 2011, 41(11): 92-95.
- [4] Buyukozturk O, Bakhoun M, Beattie S M. Shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(12):3380-3401.
- [5] Koseki K, Breen J E. Exploratory study of shear strength of joints for precast segmental bridges[R]. Austin: University of Texas at Austin, 1983.
- [6] Kaneko Y, Connor J J, Triantafillou T C, et al. Fracture mechanics approach for failure of concrete shear key. I: Theory[J]. Journal of Structural Engineering, 1993, 119(4):681-700.
- [7] Turmo J, Ramos G, Aparicio A C. Shear strength of match cast dry joints of precast concrete segmental bridges: Proposal for Eurocode 2[J]. Materiales De Construccion, 2006, 56(282):45-52.
- [8] Fouré B, Bouafia Y, Soubret R, et al. Shear test on keyed joints between precast segments[C]. Processing Workshop on Behaviour of External Prestressing in Structures, France, 1993.
- [9] Zhou X M, Mickleborough N, Li Z J. Shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges[J]. ACI Structural Journal, 2005, 102(1):3-11.
- [10] 袁爱民, 何雨, 程磊科, 等. 节段预制桥梁胶接缝剪切性能试验研究[J]. 重庆交通大学学报, 2014, 33(6):22-26.
- [11] Jiang H B, Chen L, Ma Z J, et al. Shear behavior of dry joints with castellated keys in precast concrete segmental bridges[J]. [EB/OL]. [2016-06-22]. <https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0000649>.
- [12] 吴威业, 奚康, 布占宇. 预制桥墩节段节点抗剪性能研究——拟静力试验[J]. 宁波大学学报(理工版), 2017, 30(2):106-111.
- [13] 张劲, 王庆扬, 胡守营, 等. ABAQUS 混凝土塑性损伤模型参数验证[J]. 建筑结构学报, 2008, 38(8):127-130.
- [14] Kmiecik P, Kaminski M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration[J]. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2011, 11(3):623-636.
- [15] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Guide specifications for design and construction of segmental concrete bridges[M]. Washington D C, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2003:9-20.

Finite-element simulation and parametric analysis of shear resistant performance of precast concrete segment column joints

XI Kang, WU Wei-ye, BU Zhan-yu*

(Faculty of Architectural, Civil Engineering and Environment, Ningbo University, Ningbo 315211, China)

Abstract: Precast segmental concrete bridge piers (PSCBP) have segment-segment joints. The concrete is not continuous at these joints, which are weak links under load effect. To study shear performance of PSCBP joints, a group of pier segment joint shear test specimens were designed and fabricated. Then quasi-static test was conducted on the specimens. The three-dimensional finite element model of tested specimen was elaborated and the finite element simulation (FES) was validated through the comparison with the experimental results. Then the loading simulation on two additional joint shear models was carried out with the preceding FE model. The analysis results, such as the shear stress-shear displacement curve and the cracking patterns of shear keys at different loading stages, were derived. Finally the joint shear capacity by FES and that per AASHTO specification were compared. The results show that the AASHTO specification equation underestimated the shear capacity of solid section multiple keyed dry joints and flat dry joints. And when at high confining pressure, the friction coefficient in the AASHTO formula should be reduced in order to make the calculation results to be consistent with the test results.

Key words: pier segment; precast construction; dry joint; finite element simulation; shear capacity

(责任编辑 章践立)