

自锚式梁下斜张筒支桥梁破坏模式试验与数值研究

陈孜伟, 陈德伟, 白植舟

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 为研究自锚式梁下斜张筒支桥梁的破坏模式和机理, 进行了 10 m 跨径筒支试验梁的荷载试验与三维有限元精细化模拟分析, 并对斜张索截面面积、撑杆高跨比及主梁的截面形式等参数对破坏模式的影响进行了分析。结果表明, 试验梁破坏模式为梁下斜张索屈服断裂。主梁进入塑性后其抗弯刚度降低, 结构的卸载效率值提升, 使得斜张索索力随外荷载的增长斜率增大, 主梁荷载弯矩随外荷载的增长斜率减小, 而主梁的抵抗弯矩提升较快, 从而产生了上述破坏模式。参数分析表明, 增大索截面面积和降低撑杆高跨比将使得结构发生主梁先压溃而斜张索未屈服的另外一种破坏模式。主梁长细比较大的板梁结构的破坏模式与模型试件相同, 所能承受的最大跨中荷载略低于试验梁, 其材料成本低于工字型梁结构。

关键词: 自锚式梁下斜张桥梁; 模型试验; 破坏机理; 实体有限元; 参数分析

中图分类号: TU317

文献标志码: A

Experimental and Numerical Study on Failure Modes of Under-Deck Cable-Stayed Simply Supported Bridges

CHEN Ziwei, CHEN Dewei, BAI Zhizhou

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to analyze the failure mechanisms, an under-deck cable-stayed simply supported model bridge with a span of 10 m is tested under the action of increasing mid-span load. The failure mechanisms are analyzed by means of both load test and ANSYS finite element analysis. A parameter analysis is performed aiming at the area of cable section, depth-span ratio of strut and section form of the deck. The results show that the failure mode of the model is caused by the fact that the cables break before the deck collapses. According to finite element analysis, when the concrete of the deck enters the plastic state, the flexural rigidity of the deck

decreases and the structure efficiency increases. Since the growth rate of the tensioning force of the cables increases under the increasing mid-span load, the growth rate of the resistance moment in the deck increases and the growth rate of the load moment decreases. Therefore, the failure mode occurs. The results show that the deck collapses before the cables break by increasing the area of cable section and decreasing the depth-span ratio of strut. The failure mode of the structure with slab deck with a higher slenderness ratio is the same as that of the model, but the maximum mid-span load of structure with slab deck is slightly lower than that of the model and its material costs are also lower than that of the model.

Key words: under-deck cable-stayed bridges; model test; failure mechanism; solid finite element; parameter analysis

自锚式梁下斜张桥梁是一种非常规的预应力桥梁^[1], 通常由主梁、竖向撑杆和斜张系统 3 部分组成^[2-4]。斜张索张拉后其竖向分力可以大幅度消除恒载作用下的主梁弯矩, 同时其对主梁的轴向会产生压应力储备, 提高主梁的极限抗弯承载能力。

斜张索及撑杆能减轻结构自重产生的弯矩, 可取消施工支架, 在建筑高度较高且难以搭设支架的地区, 如较宽的河道和山谷, 其应用具有较大优势。Muttoni^[5]研究了撑杆数量对活载作用下主梁弯矩的影响。Ruiz-Teran 等^[6-7]对车载作用下突发索断的梁下斜张桥的动力放大系数及结构内力响应进行了研究。Camara 等^[8]对地震激励下的梁下斜张索对结构动力响应的削减作用进行了研究。Camara 等^[9]对考虑了重车轮胎尺寸、路面粗糙程度及横坡的梁下斜张薄板梁的车桥耦合进行了研究。

虽然该类桥梁在国外已经有了一定的应用, 但对其破坏模式和机理的研究, 鲜见报道。梁下体外预

收稿日期: 2018-03-05

基金项目: 国家自然科学基金(51778466)

第一作者: 陈孜伟(1988—), 男, 博士生, 主要研究方向为索类桥梁结构性能。E-mail: chenziwei19880222@163.com

通信作者: 白植舟(1978—), 男, 讲师, 工学博士, 主要研究方向为桥梁设计与施工控制理论、混凝土延性。E-mail: zzbai@tongji.edu.cn

应力将会对主梁产生轴向压力,且轴向压力随荷载变化而变化,导致其破坏机理具有一定的复杂性.为探讨该类结构的破坏模式和机理,本文以梁下斜张筒支梁为研究对象,基于模型试验和 ANSYS 精细化有限元模型分析方法,对其破坏模式和机理进行研究,并对影响结构破坏模式的参数进行分析,得出了有益的结论.

1 试验模型

将计算跨径为 10 m 的简支梁下斜张桥梁作为研究对象.根据设计经验^[3],取梁高为 0.333 m,撑杆高度为 1.548 m,主梁高跨比为 1/30,撑杆高跨比为 3/20,模型标准截面为工字型截面,如图 1a 所示.

主梁采用 C70 自密实混凝土,重度 22 kN · m⁻³,杨氏弹性模量 3.90 × 10⁴ MPa,轴心抗压强度 49.72 MPa.纵向普通钢筋配筋率为 0.7%,箍筋体

积配筋率为 1.03%,均采用直径为 6mm 的 HRB500 螺纹钢.竖向撑杆采用 Q345 钢材.体内和体外预应力束均采用 1Φs15.2 钢绞线,其屈服强度为 1 920 MPa,其中顶板 4 束、腹板 1 束、底板 2 束,斜张索 2 束.采用后张法两端张拉,在锚固端设置拉压传感器控制其张拉力.采用刚性支撑连续梁法确定初始斜张索力,得出成桥初始索力为 55.00 kN,为屈服索力的 20.46%,成桥初始状态下主梁的最大正应力为 6.81 MPa(图 1 中的 M 点,压应力为正),发生在距离跨中 2.32 m 的底板处,如图 1a 所示.

模型试件主梁共布置 30 个 Bx20-3AA 应变计,其中于 1/3 跨和 2/3 跨支座侧顶板混凝土表面各贴 3 个,于跨中、1/3 跨和 2/3 跨的顶、底板纵向钢筋各绑 8 个;并在主梁 1/4 跨、3/4 跨、1/3 跨及 2/3 跨分别设置 NS-WY06 位移计,在梁端和跨中撑杆下方设置拉杆位移计,如图 1a 所示.

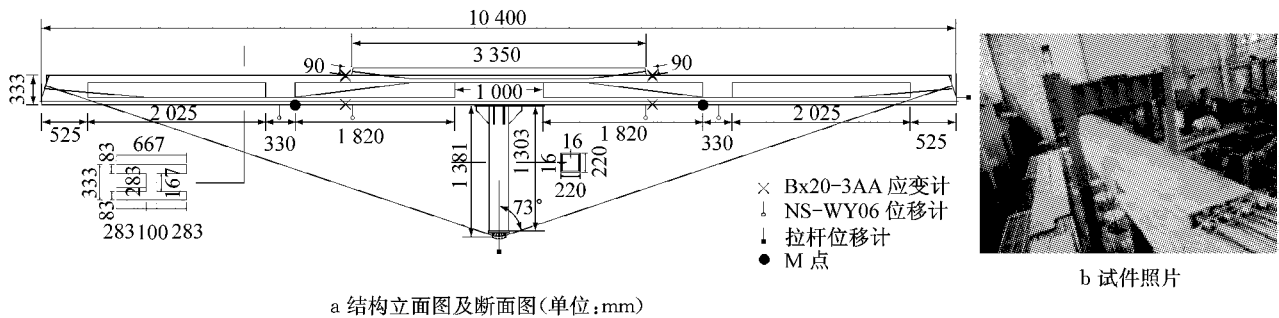


图 1 模型试件
Fig. 1 Test model

主梁养护 28 d 并完成体内、外预应力束张拉后,使用 YC-60 型千斤顶对主梁跨中开始逐级加载,并用 3816 采集仪采集加载过程中的荷载、位移和应变,直至跨中集中荷载达到 386.00 kN.此时梁下斜张索拉应力监测达到 1 806.00 MPa(已接近屈服应力 1 920.00 MPa),终止继续增大跨中集中荷载,并记录裂缝.

加载过程中,当跨中集中荷载增长至 90.12 kN 时,主梁 1/3 截面底板首先出现明显的贯穿底板的横向裂缝,如图 2a 所示;随着荷载的继续增大,裂缝延伸到下翼缘板外侧,如图 2b 所示;之后 1/3 跨断面~1/4 跨断面间底板继续出现横向裂缝,但并没有贯穿桥面板,如图 2c 所示.

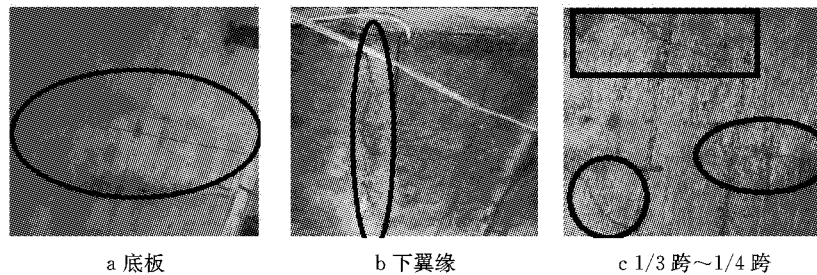


图 2 1/3 跨裂缝
Fig. 2 Cracks in 1/3 span

2 有限元计算及破坏机理分析

考虑对称性,采用 ANSYS 软件建立试验梁的半梁有限元模型,如图 3 所示,对其进行数值模拟.主梁混凝土考虑开裂采用 solid65 单元模拟,普通钢筋以及预应力束采用实体力筋法,用 link180 单元模拟,其中,体内预应力束以及梁下斜张索采用初应变作为施加预应力的方式.钢材的本构关系采用理想弹塑性模型;混凝土的压应力-应变关系采用抛物线上升段和直线段模型;拉应力-应变关系采用单直线模型.全结构共计 4 509 个节点,3 877 个单元(其中实体单元 2 954 个,空间杆单元 923 个).跨中集中荷载按照模型试验中千斤顶钢垫板规格采用 0.2 m×0.4 m 的面荷载加载,每个荷载步加载的荷载值为 30 kN.

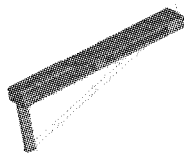


图 3 ANSYS 有限元计算模型
Fig. 3 ANSYS finite element model

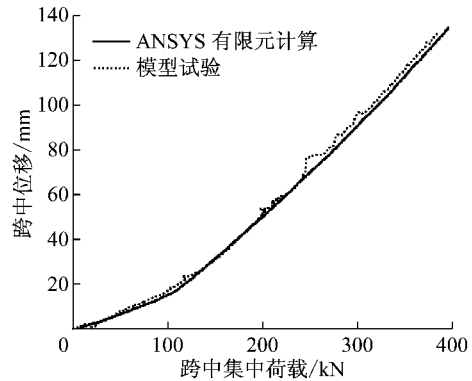
2.1 理论分析与试验结果对比

对比了试验与 ANSYS 有限元计算结果,分别以跨中位移及梁下斜张索索力随跨中集中荷载的变化规律为研究对象,如图 4 所示,得出以下结论:

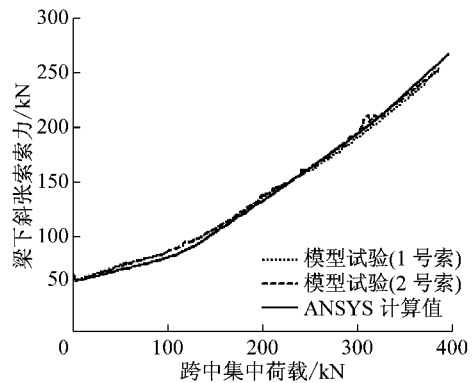
(1)模型试验终止时跨中集中荷载为 386.00 kN,跨中位移为 13.3 cm,ANSYS 有限元计算模型跨中位移为 12.2 cm(396.00 kN 时,最大位移为 13.5 cm),如图 4a 所示.模型试验的力-位移曲线与 ANSYS 有限元计算结果基本吻合.模型试验和 ANSYS 有限元计算的力-位移曲线在跨中集中荷载为 90.00 kN 时有斜率变化,跨中集中荷载为 108.00 kN 时斜率变化更为明显.

(2)试验终止时两束索的索力分别为 252.90 kN 和 252.52 kN,而 ANSYS 有限元计算值为 257.24 kN(396.00 kN 时,最大索力为 265.51 kN),如图 4b 所示,两者斜张索的力-索力曲线基本吻合.当跨中集中荷载达到 90.00 kN 以后,斜张索的索力随集中荷载的变化率开始增大.

模型试验结果和 ANSYS 有限元计算结果表明,当外荷载达到模型试验的最大值 386.00 kN 时,



a 力-位移曲线



b 力-索力曲线

图 4 位移与荷载曲线

Fig. 4 Curves of force-displacement

两者索拉应力分别达到 1 806.42 MPa 和 1 837.43 MPa,已经接近其屈服应力 1 920.00 MPa.此时,主梁 1/3 跨和 2/3 跨临界断面顶板最大压应变测量值分别为 4.88×10^{-4} 和 4.84×10^{-4} ,计算值为 4.90×10^{-4} (混凝土压应变为正),低于峰值应变值 0.002 和极限应变值 0.003,如图 5 所示,混凝土计算压应力为 19.10 MPa.测量和计算均表明,该处底板纵向抗拉钢筋屈服(500.00 MPa),而顶板抗压钢筋未屈服(达 -100.40 MPa),如图 6 所示(钢筋拉应力为正).理论计算与试验测量结果相符.

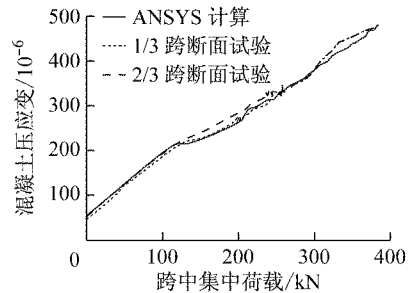


图 5 1/3 跨临界断面顶板混凝土的荷载-应变曲线

Fig. 5 Q-strain curves at top of 1/3 span

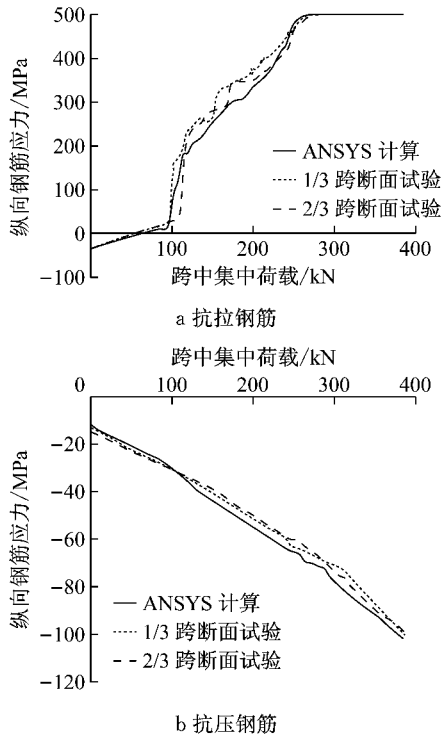


图 6 临界断面纵向钢筋的荷载-应力曲线

Fig. 6 Q-stress curves of longitudinal steel bars in 1/3 span

试验测量与理论计算结果均表明, 试验梁破坏模式为斜张索断裂先于主梁混凝土压溃. 此时, 索力的轴向分力对主梁工字型断面的轴向压应力由初始的 0.43 MPa 增大到 3.02 MPa.

2.2 结构效率值

定义结构效率值 ϕ 为外荷载作用下, 由梁下斜张索系统导致的弯矩卸载量与无斜张系统的弯矩的比值^[10-11]. 在弹性阶段, 对本文模型试件跨中作用集中荷载 Q 时, 结构效率值 ϕ 的解析表达式^[10-11] 为

$$\phi = \frac{1}{1+12\chi} = \frac{1}{1+12\left(\chi_1 + \frac{\chi_1}{\chi_A}\right)} \quad (1)$$

$$\chi_1 = \frac{E_c I_c}{EA_{sc} L^2 \sin^2 \alpha \cos \alpha} \quad (2)$$

$$\chi_A = \frac{E_c A_c}{EA_{sc} \cos^3 \alpha} \quad (3)$$

式(1)~(3)中: E_c 为主梁混凝土弹性模量; I_c 为主梁惯矩; E 为斜张索弹性模量; A_{sc} 为斜张索截面面积; L 为简支梁跨径; A_c 为主梁截面面积; α 为主梁轴线与斜张索轴线夹角. 表 1 列出了模型试件在跨中集中荷载作用下的各内力与外荷载和结构效率值 ϕ 的数学关系.

图 7 给出了模型试件结构效率值 ϕ 与跨中荷载 Q 的关系. 结果表明, 结构效率值 ϕ 随着加载的进行

表 1 模型试件内力与结构效率值 ϕ 的解析关系

Tab. 1 Analytic relation of internal forces and efficiency

结构效率值 ϕ	1/3 跨弯矩 $M_{1/3}$	索力变化量 T_{sc}	主梁轴力变化量 N_{deck}
$\frac{1}{1+12\chi}$	$\frac{1}{6}QL(1-\phi)$	$\frac{Q}{2\sin \alpha}\phi$	$\frac{Q}{2\tan \alpha}\phi$

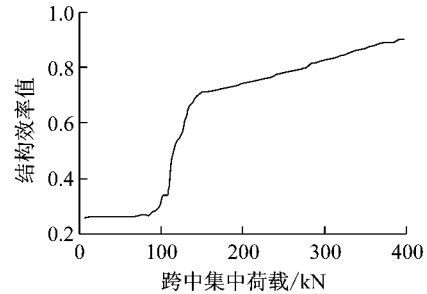


图 7 荷载与结构效率值曲线

Fig. 7 Curve of force-efficiency

由弹性阶段的 0.26 增长至 0.90, 即随着混凝土开裂, 主梁的抗弯刚度降低, 斜张索承担的内力比例迅速提升, 索力对主梁的轴向压应力增大, 而其竖向分力极大地削减了主梁的荷载弯矩.

2.3 破坏机理分析

由试验与 ANSYS 分析可知, 主梁临界断面为 1/3 跨断面, 主梁将最先在 1/3 跨断面发生破坏(混凝土压应变最大).

针对每个荷载步, 将斜张索索力等效为轴向分力和跨中竖向分力, 作用于模型主梁的简支梁, 计算在逐级增大的跨中集中荷载作用下, 1/3 跨断面(临界断面)处的极限抗弯承载能力, 以其作为梁下斜张索的抵抗弯矩, 并与该荷载步下梁下斜张索的荷载弯矩进行对比, 如图 8 所示.

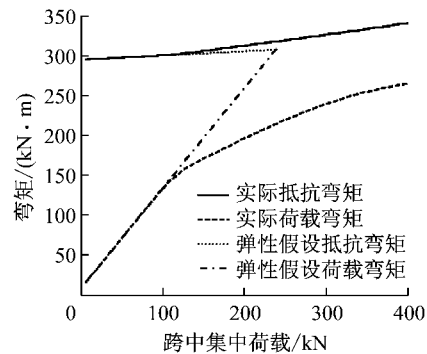


图 8 荷载与 1/3 跨临界断面弯矩

Fig. 8 Curves of Q-moments in 1/3 span

由图 8 可知, 主梁 1/3 跨断面的荷载弯矩随跨中集中荷载的增加而增大, 同时该断面的抵抗弯矩也随外荷载增大. 如 2.2 中所述, 随着混凝土开裂和结构效率值 ϕ 的提升, 索力竖向分力削减了主梁的

荷载弯矩,使其随外荷载增长的斜率降低;索力轴向分力增大了主梁的压应力储备,使抵抗弯矩及其变化斜率均随外荷载增大.在加载后期,主梁抵抗弯矩的增长比其荷载弯矩增长得快,直至斜张索断裂,这两条荷载-弯矩曲线仍不能相交,因此试验梁的破坏模式为斜张索断裂先于主梁混凝土压溃.假设结构始终处于弹性状态,即不考虑混凝土开裂,因此结构效率值在加载中保持初始值不变,主梁临界断面的抵抗弯矩和荷载弯矩增长斜率不随外荷载变化,由图8不难得出,结构的破坏模式为主梁混凝土压溃先于斜张索断裂,结构所能承受的最大跨中集中荷载为240.00 kN,远低于实际值396.00 kN,因此弹性假设下的结构受力状态偏于保守.

3 参数分析

为研究结构效率值 ϕ 对跨中集中荷载作用下梁下斜张桥破坏模式的影响规律,以试验试件为基础,分别单独调整与结构效率值 ϕ 相关的斜张索截面面积和撑杆高跨比,获得调整后结构的破坏模式并进行极限承载能力分析.

3.1 斜张索截面面积对破坏模式的影响

为研究斜张索截面面积对结构破坏模式的影响,通过已经建立的ANSYS有限元模型,调整模型中斜张索面积(初始总索力仍为110.00 kN)进行数值分析.计算获得结构破坏时主梁1/3跨断面(临界断面)的最大荷载弯矩和最大抵抗弯矩,以及加载过程中外荷载与结构效率值 ϕ 之间的关系,如图9所示,得出以下结论:

(1)斜张索截面面积由 $0.25A_{sc}$ 增至 $1.50A_{sc}$ ($A_{sc}=280\text{ mm}^2$),结构的破坏模式为斜张索断裂先于主梁压溃,结构所能承受的最大跨中荷载以及主梁的最大抵抗弯矩和最大荷载弯矩均随索面积增大;索面积为 $1.75A_{sc}$ 时,结构的破坏模式为主梁先压溃而斜张索未屈服.

(2)随着索面积的增大,主梁开裂时的跨中荷载增大.主梁进入塑性后,结构效率值第1个增长区间的斜率随索面积的增大而降低,第1个增长区间与第2个增长区间的拐点(裂缝数量稳定)对应的结构效率值随之增大.其中,索面积为 $0.25A_{sc}$ 的算例中,结构效率值未达到拐点斜张索就已断裂;索面积为 $1.75A_{sc}$ 的算例中,因结构效率值增长斜率较低,索力对主梁抵抗弯矩的增强和荷载弯矩的削减作用不明显,所以产生了主梁压溃先于斜张索屈服的破坏

模式.

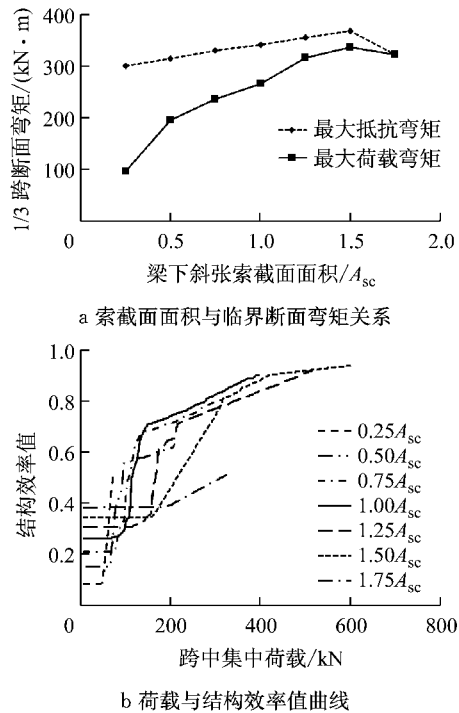


图9 不同索截面面积结构的破坏模式

Fig. 9 Parameter analysis aiming at failure modes of structures with different cable section areas

分析显示,自锚式梁下斜张桥破坏模式和斜张索截面 A_{sc} 相关,当 A_{sc} 面积相对较大时,将产生主梁先压溃的破坏模式,反之,则为斜张索先断裂的破坏模式.

3.2 撑杆高跨比 H/L 对破坏模式的影响

为研究撑杆高跨比 H/L 对结构破坏模式的影响,通过已经建立的ANSYS有限元模型,调整模型中撑杆高跨比进行数值分析.采用刚性支承连续梁法确定其初始索张力,即确保总索力的竖向分力均为64.24 kN.计算获得结构破坏时主梁1/3跨断面(临界断面)的最大荷载弯矩和最大抵抗弯矩,以及加载过程中外荷载与结构效率值 ϕ 之间的关系,如图10所示,得出以下结论:

(1)当撑杆高跨比为0.03(即 $\alpha=3.43^\circ$,梁下斜张索在结构中的作用已接近体内预应力束)时,初始总索力即为屈服索力537.60 kN,开始加载后,斜张索将立即屈服.

(2)撑杆高跨比由0.15增至0.30的算例中,结构的破坏模式为斜张索断裂先于主梁压溃,结构所能承受的最大跨中荷载随撑杆高跨比增大,主梁的最大抵抗弯矩和最大荷载弯矩均随撑杆高跨比增大而减小,前者减小得比后者缓慢;撑杆高跨比为0.05和0.10的算例中,结构的破坏模式为主梁先压溃而

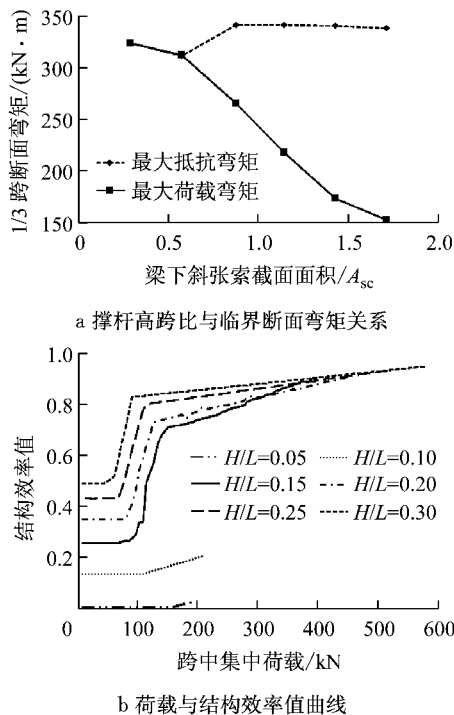


图 10 不同撑杆高跨比结构的破坏模式参数分析

Fig. 10 Parameter analysis aiming at failure modes of structures with different depth-span ratios of strut

斜张索未屈服。

(3)随着撑杆高跨比的增大,主梁开裂时的跨中荷载降低。主梁进入塑性后,结构效率值第 1 个增长区间的斜率随撑杆高跨比的增大而增大,第 1 个增长区间与第 2 个增长区间拐点对应的结构效率值也随之增大。其中,撑杆高跨比为 0.05 和 0.30 的算例中,由于结构的初始效率值较低,且结构效率值增长斜率较低,索力对主梁抵抗弯矩的增强和荷载弯矩的削减作用不明显,所以产生了主梁压溃先于斜张索断裂的破坏模式。

分析显示,自锚式梁下斜张桥梁破坏模式和撑杆高跨比 H/L 相关,当撑杆高跨比 H/L 相对较小时,将产生主梁先压溃的破坏模式;反之,则为斜拉索先断裂的破坏模式。

4 板式主梁结构对比分析

由公式(1)~(3)可知,增大主梁的长细比可以提升结构效率值,可以通过采用梁高较低的板式主梁实现^[10-11]。在跨中集中荷载作用下,主梁截面采用高 0.167 m、宽 0.666 m 的板梁截面,主梁内部普通钢筋仍采用直径 6 mm 的 HRB500 螺纹钢(上、下两侧各 6 根),而体内预应力束采用 2 束 4 Φ s15.2 的

通长直束,分别位于主梁形心轴的左右两侧。板式主梁结构的混凝土用量为模型试件的 70.92%,体内预应力束用量比模型试件多 38.81%,梁下斜张索与模型试件相同,板式主梁结构的材料成本低于工字型梁结构。根据刚性支撑连续梁法,斜张索的初始张拉应力为 75.30 MPa,在斜张索初张力、体内束预张力和自重的共同作用下,在成桥初始状态主梁内部可达到全截面受压的应力状态,最大正应力为 8.48 MPa。

计算结果表明,板式结构的极限跨中荷载为 378.00 kN,基本与试验梁接近,其破坏模式同样为斜张索断裂先于主梁压溃。破坏时主梁跨中混凝土压应变达到最大值 0.000 67,低于极限峰压应变值 0.002 00。

板式主梁结构的跨中集中荷载作用下的荷载-结构效率值曲线如图 11 所示。对比图 11 与图 7 可知,板式主梁初始结构效率值远高于工字型主梁;前者的结构效率值在主梁开裂后的第 1 个增长区间增长得比后者缓慢;前者在第 1 个增长区间和第 2 个增长区间的拐点(裂缝数量稳定)对应的结构效率值大于后者。

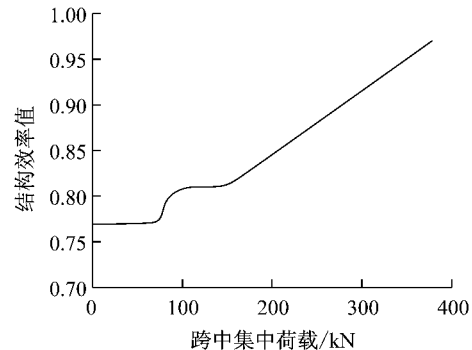


图 11 板式主梁结构的荷载与结构效率值曲线

Fig. 11 Force-efficiency curve of structure with slab deck

板式主梁弹性假设与实际抵抗弯矩和荷载弯矩随跨中荷载的增长规律如图 12 所示。可以得出以下结论:

(1)跨中断面的抵抗弯矩在整个加载过程中都大于对应断面的荷载弯矩,其破坏模式与破坏机理与试验梁相同。在弹性假设下,结构的破坏模式为主梁混凝土压溃先于斜张索断裂,结构所能承受的最大跨中集中荷载为 270.60 kN,低于实际值 378.00 kN,弹性假设下的结构受力状态同样偏于保守。

(2)板式主梁的成桥初始正应力大于工字型主梁,且板梁结构的效率值在主梁进入塑性后增长得比工字型梁结构缓慢。因此,板式主梁 1/3 跨断面的

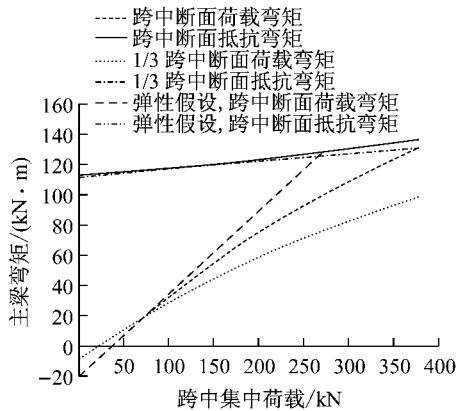


图 12 跨中集中荷载与板梁结构主梁弯矩关系

Fig. 12 Curves of Q -moments in mid span and 1/3 span of structure with slab deck

抵抗弯矩随外荷载的增长曲线相较于工字型主梁更为平缓,而其荷载弯矩的增长曲线更加平滑,两者的增长斜率没有出现明显突变。

5 结论

对自锚式梁下斜张桥梁在逐级增大的跨中集中荷载作用下的结构反应机理进行了模型试验与 ANSYS 有限元分析研究,得到主梁临界断面的抵抗弯矩与荷载弯矩并进行比较,分析了产生试验模型破坏模式的原因,得出了以下主要结论:

(1)结构效率值 ϕ 决定了主梁和斜张索的内力分配关系。随着主梁混凝土进入塑性阶段,结构效率值 ϕ 提高,索力随外荷载的增长斜率提升,与索力轴向分力正相关的抵抗弯矩增长斜率提升,而与索力竖向分力负相关的荷载弯矩增长斜率降低。

(2)试验梁的破坏模式为斜张索断裂先于主梁压溃。在不考虑主梁开裂对结构效率值影响的弹性假设下,结构的破坏模式为主梁压溃先于斜张索断裂,所能承受的最大跨中荷载远低于实际值,根据弹性假设进行设计偏于保守。

(3)自锚式梁下斜张桥梁破坏模式和斜张索索面积与撑杆高跨比相关。当索面积相对较大或撑杆高跨比相对较小时,将产生主梁先压溃的破坏模式;反之,则为斜拉索先断裂的破坏模式。在通常的工程设计范围内,结构的破坏模式均为斜拉索先断裂的

破坏模式。

(4)板式主梁结构的体内预应力束用量多于工字型梁结构,主梁混凝土用量低于工字型梁结构,材料成本低于工字型梁结构。其破坏模式仍为斜张索断裂先于主梁压溃,所能承受的最大跨中集中荷载略低于工字型主梁结构。

参考文献:

- [1] RUIZ-TERAN A M, APARICIO A C. Two new types of bridges: under-deck cable-stayed bridges and combined cable-stayed bridges—the state of art[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2007, 34(8): 1003.
- [2] ETHZ B I. Drei neue flachbrücken in samedan: außergewöhnliche aufgabenstellung für einen wettbewerb[J]. Beton-Und Stahlbetonbau, 2005, 100(3):246.
- [3] RUIZ-TERAN A M. Developments in under-deck and combined cable-stayed bridges [J]. Bridge Engineering, 2010, 163(2):67.
- [4] WERWIGK M. The Glacis Bridge in Ingolstadt, Germany a design and construction[J]. Iabse Symposium Report, 2001, 84(14): 1.
- [5] MUTTONI A. Bridges with under-deck cable staying systems [J]. Stahlbau, 2002, 71(8):592.
- [6] RUIZ-TERAN A M, APARICIO A C. Dynamic amplification factors in cable-stayed structures [J]. Journal of Sound & Vibration, 2007, 300(1): 197.
- [7] RUIZ-TERAN A M, APARICIO A C. Response of under-deck cable-stayed bridges to the accidental breakage of stay cables [J]. Engineering Structures, 2009, 31(7): 1425.
- [8] CAMARA A, RUIZ-TERAN A M, STAFFORD P J. Structural behaviour and design criteria of under-deck cable-stayed bridges subjected to seismic action[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2013, 42(6):891.
- [9] CAMARA A, NGUYEN K, RUIZ-TERAN A M, et al. Serviceability limit state of vibrations in under-deck cable-stayed bridges accounting for vehicle-structure interaction[J]. Engineering Structures, 2014, 61(1): 61.
- [10] RUIZ-TERAN A M, APARICIO A C. Structural behaviour and design criteria of under-deck cable-stayed bridges and combined cable-stayed bridges—part 1: single-span bridges [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2008, 35(9):951.
- [11] 陈孜伟,白植舟,陈德伟.自锚式梁下斜张桥梁的结构效率研究[J].结构工程师,2017,31(4):75.
CHEN Ziwei, BAI Zhizhou, CHEN Dewei. Efficiency of self-anchoring under-deck cable-stayed bridges [J]. Structural Engineers, 2017, 31(4): 75.