



竖向荷载作用下飘浮体系斜拉桥极限承载能力与失效模式分析

吕文高 何政

ANALYSIS ON ULTIMATE LOAD-CARRYING CAPACITY AND FAILURE MODES OF LONG-SPAN CABLE-STAYED BRIDGES WITH FLOATING SYSTEMS UNDER THE ACTION OF VERTICAL LOADS

L Wen-gao, HE Zheng

在线阅读 View online: <https://doi.org/10.6052/j.issn.1000-4750.2021.03.0159>

您可能感兴趣的其他文章

Articles you may be interested in

摇摆桁架-BRB-钢框架体系地震失效模式与抗震性能分析

Seismic failure modes and seismic behavior analysis of rocking truss-BRB-steel frame systems

工程力学. 2018, 35(S1): 73-79 <https://doi.org/10.6052/j.issn.1000-4750.2017.06.S009>

斜拉桥跨中竖向位移的温度灵敏度系数研究

STUDY ON TEMPERATURE SENSITIVITY COEFFICIENTS OF MID-SPAN VERTICAL DISPLACEMENT OF CABLE-STAYED BRIDGES

工程力学. 2020, 37(6): 148-154 <https://doi.org/10.6052/j.issn.1000-4750.2019.08.0437>

大跨度斜拉桥气弹模型对结构静风响应的反应能力的数值研究

NUMERICAL STUDY OF THE RESPONSIBILITY OF STRUCTURAL AEROSTATIC RESPONSES IN AERO-ELASTIC MODEL TESTS OF LONG-SPAN CABLE-STAYED BRIDGES

工程力学. 2018, 35(3): 79-85 <https://doi.org/10.6052/j.issn.1000-4750.2016.11.0849>

火灾下邻边简支邻边固支双向板极限承载力的能量计算法

AN ENERGY METHOD FOR CALCULATION THE LOAD-CARRYING CAPACITY OF TWO-WAY SLABS WITH TWO EDGES SIMPLY SUPPORTED AND TWO EDGES CLAMPED IN FIRE

工程力学. 2018, 35(8): 67-78,99 <https://doi.org/10.6052/j.issn.1000-4750.2017.04.0266>

锈蚀预应力混凝土梁承载力及破坏模式研究

LOAD BEARING CAPACITY AND FAILURE MODE OF CORRODED PRESTRESSED CONCRETE BEAMS

工程力学. 2020, 37(7): 177-188 <https://doi.org/10.6052/j.issn.1000-4750.2019.08.0503>

温度对斜拉桥跨中竖向位移的作用机理研究

TEMPERATURE EFFECTS ON THE MID-SPAN VERTICAL DISPLACEMENT OF A CABLE-STAYED BRIDGE

工程力学. 2018, 35(8): 46-54 <https://doi.org/10.6052/j.issn.1000-4750.2017.04.0272>



订阅号：面向读者



订阅号：面向作者

扫码关注微信公众号，获得更多资讯信息

文章编号: 1000-4750(2022)05-0145-14

竖向荷载作用下飘浮体系斜拉桥极限 承载能力与失效模式分析

吕文高^{1,2}, 何 政²

(1. 贵州民族大学建筑工程学院, 贵州, 贵阳 550025; 2. 大连理工大学土木工程学院, 辽宁, 大连 116024)

摘 要: 提出采用塑性极限分析法研究竖向荷载作用下大跨飘浮体系斜拉桥的极限承载力和失效模式。基于塑性极限分析的相关假定并结合基本机构证明了该方法应用于斜拉桥失效分析的可行性, 结合飘浮体系单塔斜拉桥推导了极限承载力计算公式并分析对应的失效模式, 通过优化方法-内点法获得斜拉桥塑性极限荷载及其对应失效模式, 并与 OpenSEES 有限元分析结果进行了对比分析。结果表明: 竖向荷载作用下, 主梁在拉索屈服强度较小时为整体性破坏, 反之则为局部性破坏; 相比拉索而言, 主梁屈服强度对斜拉桥破坏的影响则正相反; 拉索锈蚀在降低斜拉桥极限荷载系数的同时也改变其倒塌失效模式; 相比于有限元法, 塑性极限分析法简便且易操作, 可用于研究竖向荷载作用下飘浮体系斜拉桥的极限承载能力与失效模式, 且能够快速有效评估结构参数变化对其失效行为的影响。

关键词: 飘浮体系斜拉桥; 极限承载力与失效模式; 拉索锈蚀; 塑性极限分析; 线性规划

中图分类号: U448.27; U441+.4 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2021.03.0159

ANALYSIS ON ULTIMATE LOAD-CARRYING CAPACITY AND FAILURE MODES OF LONG-SPAN CABLE-STAYED BRIDGES WITH FLOATING SYSTEMS UNDER THE ACTION OF VERTICAL LOADS

LÜ Wen-gao^{1,2}, HE Zheng²

(1. School of Civil Engineering, Guizhou Minzu University, Guiyang, Guizhou 550025, China;

2. School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China)

Abstract: The plastic limit analysis method is proposed to study the ultimate load-carrying capacity and failure modes of long-span cable-stayed bridges with floating systems under the action of vertical loads. Based on the assumptions of the plastic limit analysis and on the elementary mechanisms, the feasibility of the method applied to the failure analysis of cable-stayed bridges was proved. Combined with a single-tower cable-stayed bridge with a floating system, the calculation formula of ultimate load-carrying capacity was derived and the corresponding failure modes are analyzed. The plastic collapse loads and the corresponding failure modes of the cable-stayed bridges were obtained through the interior point method which is an optimization method, and then the comparison analysis of two results respectively from the plastic limit analysis method and the OpenSEES were conducted. The results show that: the girder of cable-stayed bridges subjected to vertical loads presents the characteristic of global failure when the cable's yield strength is relatively small, otherwise it presents the characteristics of local failure. The influence of the girder's yield strength on the failure behavior is just the opposite of those cables. The cable corrosion not only reduces the ultimate load factor of the cable-stayed bridges, but also changes its failure modes. Compared with the FEM, the plastic limit analysis method is simple and easy

收稿日期: 2021-03-03; 修改日期: 2021-06-22

基金项目: 国家自然科学基金项目(52068010); 贵州省科学技术基金资助项目(黔科合基础-ZK[2021] 一般 291); 国家重点基础研究发展计划项目(973 计划)(2013CB036305); 贵州民族大学自然科学类校级基金项目(GZMU[2019]YB28)

通讯作者: 吕文高 (1981—), 男, 河南南阳人, 副教授, 博士, 主要从事桥梁损伤倒塌机理研究 (E-mail: lvwengao-0509@163.com).

作者简介: 何 政 (1971—), 男, 安徽巢湖人, 教授, 博士, 博导, 主要从事结构抗震性能研究 (E-mail: hezheng1971@126.com).

to operate. It can be used to study the ultimate load-carrying capacity and failure modes of cable-stayed bridges subjected to vertical loads and can quickly and effectively evaluate the influence of changes of structural parameters on the failure behavior of bridges.

Key words: cable-stayed bridges with floating systems; ultimate load-carrying capacity and failure modes; cable corrosion; plastic limit analysis; linear programming

大跨斜拉桥以其卓越的跨越能力、优美的外观造型等特点在我国得到广泛的应用^[1-2],进而成为国家重大基础设施(如高速公路及铁路等)的关键节点。近年来,全球范围内极端灾害频发,严重威胁处于重要交通枢纽位置上的大跨斜拉桥的运营,关于大跨度斜拉桥损伤与失效机制的基础研究已成为我国经济社会发展的迫切需求。极端作用下的结构往往出现诸如塑性变形、渐进破坏、整体失稳,直至倒塌等大变形、大位移过程。斜拉桥结构的大位移和局部大应变是结构失效破坏的重要原因之一,其性态往往表现为较强的几何非线性和材料非线性效应。目前尚缺少成熟有效的分析理论和方法,因此,开展大跨度斜拉桥的塑性失效机理研究是非常必要的,同时也是亟待解决的关键问题。

目前,结构的损伤倒塌机理研究主要集中在建筑结构领域^[3-4],桥梁结构特别是斜拉桥的损伤失效机制研究却相对较少。同时,桥梁结构质量主要沿桥跨分布导致其可能的倒塌机制与建筑结构是不同的^[5]。结构的损伤倒塌分析方法主要包括有限元法和塑性极限分析法。首先,有限元法方面主要是通过弹塑性分析得到斜拉桥的倒塌荷载^[6-7]及其构件的损伤失效情况。然而,有限元法要不断的生成整体刚度矩阵并通过迭代求解非线性方程组^[8]来获得结构的响应,求解费事费力^[9]且收敛性问题也比较突出。在拱桥破坏的有限元分析方面,黄盛楠等^[10]采用 MSC.Marc 有限元软件进行了因超载导致的钢筋混凝土连续倒塌过程分析,并用构件重要性评价方法验证分析结果的准确性;彭卫兵等^[11]基于 OpenSEES 平台的实体单元建模进行了圬工拱桥的内力分析和渐进式倒塌过程模拟,结果表明:两者的预测结果一致。在斜拉桥损伤破坏的有限元分析方面,林楷奇等^[12]结合 OpenSEES 和 MSC.Marc 有限元软件建立了主跨 1500 m 的特大跨斜拉桥有限元模型,进而实现了地震灾变及倒塌全过程的模拟,验证了开发的计算单元和模型的可行性与正确性;宗周

红等^[13-14]通过 LS-DYNA 有限元软件建立了大跨度斜拉桥显式积分有限元模型,探究强震作用下大跨度斜拉桥的倒塌破坏模式。其次,塑性极限分析法方面则是基于极限分析的运动学原理研究斜拉桥的失效荷载及破坏模式。该方法由 Kazinczy^[15]在研究梁的极限载荷时提出,可直接建立结构的塑性极限状态与极限载荷之间的关系,无需结构整体刚度矩阵及完整的载荷历史,并结合优化方法获得结构的极限承载力与相应的失效模式。Jirásek 和 Bazant^[16]通过其专著对塑性极限分析法在各建筑结构中的应用进行了系统、全面的梳理与总结,为该方法在其他类型结构中的应用提供了便利。目前,塑性极限分析法主要用于框架结构^[17-18]、梁和柱^[19]及砌体石拱桥结构^[20-23]的极限承载力计算中,如 Brandonisio 等^[24]结合该方法和试验分析研究了砌体门式平面框架的水平抗震能力,可揭示结构倒塌破坏的基本行为,是简单快速评估结构抗倒塌能力的一种方法。Brandonisio 等^[25]通过该方法评估了砌体圆形支承拱的倒塌荷载和塑性铰位置,证明是一个简单可靠的初步分析工具且数值实现容易。Da 等^[26]基于该方法计算了诱发单跨及多跨铁路石拱桥产生纵向和横向倒塌的极限水平加速度,表明塑性极限分析法可用于石拱桥的地震安全初步评估和桥梁的维护管理。近年来,结合各种优化方法的塑性极限分析法被应用于较为复杂框架结构的承载力及倒塌机制分析中^[18,27-29],这进一步扩展了该方法的应用范围。然而,塑性极限分析法在桥梁结构特别是斜拉桥结构中应用很少,仅 Yan 等^[30-31]提出采用该方法研究了支承体系斜拉桥的倒塌荷载,并在此基础上分析其易损性,但文中未详细阐述或证明该方法在斜拉桥结构中的适用性,也未对飘浮体系、控制体系斜拉桥等做进一步研究。拉索锈蚀是斜拉桥运营中的主要危害之一,有些刚建成不久就换索(如德国汉堡的 Kohlbrand Estuary 桥);有些则因锈蚀断索事故造成了严重的社会影响,且花费了巨资更换拉索(如广州海印大桥)。因

此,对于运营中的斜拉桥而言,拉索锈蚀作为突出的问题,是结构性能退化及影响安全服役的重要因素。严重的拉索锈蚀不仅影响其本身的极限强度、伸长率及疲劳强度^[32],还会明显改变斜拉桥结构的整体刚度、变形及承载力^[33],甚至改变失效模式^[34-36]、增加结构的失效风险。由于拉索锈蚀的局部性,目前除了有限元法外,还未有其他有效分析方法能考虑拉索锈蚀对整个斜拉桥结构失效行为的影响。综上所述,塑性极限分析法在大跨斜拉桥结构失效机理的研究中还未得到广泛应用。

结合塑性极限分析方法的原理与优点,本文在文献^[30]研究的基础上尝试将其应用于竖向荷载作用下漂浮体系斜拉桥的极限承载力和失效模式的研究中,进而分析部分拉索锈蚀对整个斜拉桥结构失效行为的影响,完善服役斜拉桥安全评估的理论与方法,为斜拉桥结构的初步设计及其控制措施制定提供重要参考。主要研究内容如下:①计算斜拉桥极限承载力(塑性倒塌荷载);②识别斜拉桥的失效模式;③分析构件损伤(如拉索和主梁)与倒塌荷载及失效模式之间的关联性;④分析拉索锈蚀对斜拉桥极限承载力及失效模式的影响。

1 斜拉桥塑性极限分析理论

1.1 基本假定

研究所采用假定如下:①材料采用理想刚塑性模型;②采用小变形假定,因此变形前后的平衡方程都参照初始构型构建,应变-位移之间的几何关系是线性的;③由于拉索对主梁的足够支承,因此可假定密索体系斜拉桥在达到极限荷载以前不会出现屈曲失效;④假定结构倒塌为稳态过程,可不考虑惯性效应;⑤外荷载同比例增加,符合简单加载条件;⑥假定基本破坏机构范围内所包含的全部拉索都达到屈服。

1.2 塑性倒塌荷载定义

根据塑性极限分析理论的基本假定,可认为斜拉桥结构在稳态倒塌过程中,外载荷功率 $\dot{W}_{\text{ext}}$ 与其所有屈服构件的塑性耗散功率 $\dot{D}_{\text{int}}$ 相等^[16],即:

$$\dot{D}_{\text{int}} = \dot{W}_{\text{ext}} \quad (1)$$

设轴向屈服构件的屈服内力为 $\mathbf{F}$,弯曲屈服构件的塑性弯矩为 $\mathbf{M}$,则所有屈服构件的塑性耗散功率为^[37]:

$$\dot{D}_{\text{int}} = \mathbf{F}^T \dot{\mathbf{e}} + \mathbf{M}^T \dot{\boldsymbol{\theta}} \quad (2)$$

外载荷 $\mathbf{q}$ 功率为:

$$\dot{W}_{\text{ext}} = \lambda \cdot \mathbf{q}^T \boldsymbol{\delta} \quad (3)$$

于是由式(1)可得:

$$\mathbf{F}^T \dot{\mathbf{e}} + \mathbf{M}^T \dot{\boldsymbol{\theta}} = \lambda \cdot \mathbf{q}^T \boldsymbol{\delta} \quad (4)$$

根据斜拉桥倒塌失效时所产生机构场的各虚位移率参数($\boldsymbol{\delta}$ 、 $\dot{\mathbf{e}}$ 和 $\dot{\boldsymbol{\theta}}$)的几何关系和外荷载及外荷载作用下各屈服构件的内力参数($\mathbf{q}$ 、 $\mathbf{F}_q^T$ 和 $\mathbf{M}_q^T$),由虚功率原理可得:

$$\mathbf{q}^T \boldsymbol{\delta} = \mathbf{F}_q^T \dot{\mathbf{e}} + \mathbf{M}_q^T \dot{\boldsymbol{\theta}} \quad (5)$$

将式(5)代入式(4)整理可得:

$$(\mathbf{F}^T - \lambda \cdot \mathbf{F}_q^T) \dot{\mathbf{e}} + (\mathbf{M}^T - \lambda \cdot \mathbf{M}_q^T) \dot{\boldsymbol{\theta}} = 0 \quad (6)$$

式中: $\mathbf{q}$ 为外载荷向量; $\mathbf{F}_q^T$ 和 $\mathbf{M}_q^T$ 分别为外载荷 $\mathbf{q}$ 作用下的轴向屈服构件内力向量和弯曲屈服构件弯矩向量; $\dot{\mathbf{e}}$ 、 $\dot{\boldsymbol{\theta}}$ 和 $\boldsymbol{\delta}$ 分别为各破坏机构场对应的轴向虚位移率向量、虚转角位移率向量和外载荷 $\mathbf{q}$ 作用方向对应的虚位移率向量; λ 为载荷系数。式(6)表明斜拉桥结构的塑性倒塌可理解为存在一个极限载荷系数 λ_u 满足该平衡方程,其中极限载荷系数 λ_u 为所有可能的倒塌载荷系数中的最小值。

1.3 斜拉桥破坏机构

若结构为 r 次超静定结构,且由于塑性极限分析中极限载荷系数 λ 也是待定的,因此,在斜拉桥结构倒塌瞬时共有 $r+1$ 个多余未知量。根据结构力学知识可知, r 次超静定结构要想变成破坏机构,至少需要 $r+1$ 个截面或构件屈服才能使其成为有1个自由度的机构。因此,若要唯一确定结构破坏时的内力,必须在静力平衡方程之外,再增加 $r+1$ 个条件。 $r+1$ 个构件或截面屈服时的内力值已知,这等于在静力平衡方程之外增加了 $r+1$ 个已知条件,此时,结构倒塌破坏时所有的内力和载荷参数都可以完全确定,因此,其破坏机构为完全破坏机构。若在斜拉桥结构内部屈服构件或截面数少于 $r+1$,此时虽然不会产生完全破坏机构,但也能使结构局部成为破坏机构,为不完全破坏机构。对于不完全破坏机构,其载荷系数及内力是唯一确定的,但未变成机构的部分则是不能唯一确定的。由于,塑性极限分析过程中不可能要求结构的全部内力都能唯一确定,因此,完全破坏机构和不完全破坏机构都是允许的。对于斜拉桥破坏机构而言, $r+1$ 个截面屈服包括屈服

拉索和主梁的若干个塑性铰。由于结构的破坏机构往往有很多个,不可能全部进行分析,为此,只需要找出基本机构并通过其组合成为能包含所有破坏机构的情况即可。具体证明如下^[38]:

假定斜拉桥结构某基本破坏机构 k 的破坏机构场为 $\dot{\theta}_i^{(k)}$ 、 $\dot{e}_i^{(k)}$ 和 $\dot{v}_i^{(k)}$, 对应虚功率方程为:

$$\sum_{i=1}^{n_1} F_{yi} \cdot \dot{e}_i^{(k)} + \sum_{i=1}^{n_2} M_{pi} \cdot \dot{\theta}_i^{(k)} = \lambda \cdot \sum_{i=1}^{n_3} q_i \cdot \dot{v}_i^{(k)} \quad (7)$$

基于小位移假设及破坏机构场各虚位移率参数的几何关系,屈服构件轴向虚位移率 $\dot{e}_i^{(k)}$ 与弯曲屈服构件的转角虚位移率 $\dot{\theta}_i^{(k)}$ 的关系可表示为:

$$\dot{e}_i^{(k)} = f[\dot{\theta}_i^{(k)}]$$

将上式代入式 (7), 则有:

$$\sum_{i=1}^{n_1} F_{yi} \cdot f[\dot{\theta}_i^{(k)}] + \sum_{i=1}^{n_2} M_{pi} \cdot \dot{\theta}_i^{(k)} = \lambda \cdot \sum_{i=1}^{n_3} q_i \cdot \dot{v}_i^{(k)} \quad (8)$$

设结构失效对应的破坏机构场为 $\dot{\theta}_i^*$ 和 $\dot{v}_i^*$, 于是根据式 (8) 得对应的平衡方程可表示为:

$$\sum_{i=1}^{n_1} F_{yi} \cdot f[\dot{\theta}_i^*] + \sum_{i=1}^{n_2} M_{pi} \cdot \dot{\theta}_i^* = \lambda \cdot \sum_{i=1}^{n_3} q_i \cdot \dot{v}_i^* \quad (9)$$

由于结构的各基本机构是线性独立的, 因此任何破坏机构都可由基本机构组合而成。设结构最终的失效机构场与各基本机构之间的几何关系可表示为:

$$\begin{aligned} f[\dot{\theta}_i^*] &= \sum_{k=1}^m a_k \cdot f[\dot{\theta}_i^{(k)}], \quad \dot{\theta}_i^* = \sum_{k=1}^m b_k \cdot \dot{\theta}_i^{(k)}, \\ \dot{v}_i^* &= \sum_{k=1}^m c_k \cdot \dot{v}_i^{(k)} \end{aligned} \quad (10)$$

将式 (10) 代入式 (9) 可得:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^{n_1} F_{yi} \cdot \left\{ \sum_{k=1}^m a_k \cdot f[\dot{\theta}_i^{(k)}] \right\} + \sum_{i=1}^{n_2} M_{pi} \cdot \left\{ \sum_{k=1}^m b_k \cdot \dot{\theta}_i^{(k)} \right\} = \\ \lambda \cdot \sum_{i=1}^{n_3} q_i \cdot \left\{ \sum_{k=1}^m c_k \cdot \dot{v}_i^{(k)} \right\} \end{aligned} \quad (11)$$

整理式 (11) 可得:

$$\begin{aligned} \sum_{k=1}^m a_k \cdot \left\{ \sum_{i=1}^{n_1} F_{yi} \cdot f[\dot{\theta}_i^{(k)}] \right\} + \sum_{k=1}^m b_k \cdot \left\{ \sum_{i=1}^{n_2} M_{pi} \cdot \dot{\theta}_i^{(k)} \right\} = \\ \lambda \cdot \sum_{k=1}^m c_k \cdot \left\{ \sum_{i=1}^{n_3} q_i \cdot \dot{v}_i^{(k)} \right\} \end{aligned} \quad (12)$$

式中: F_{yi} 为第 i 个屈服构件的轴力; M_{pi} 为弯曲屈

服构件第 i 个塑性铰的弯矩; q_i 为第 i 个外荷载值; $\dot{\theta}_i$ 、 $\dot{e}_i$ 和 $\dot{v}_i$ 分别为基本机构屈服构件对应的转角虚位移率、轴向虚位移率和外荷载方向虚位移率; $\dot{\theta}_i^*$ 和 $\dot{v}_i^*$ 分别为结构倒塌破坏时其机构场对应的转角虚位移率和外荷载方向虚位移率; n_1 为屈服构件数量; f 为函数; n_2 为塑性铰数量; n_3 为外荷载数量; m 为基本机构数量; a_k 、 b_k 和 c_k 为待定参数, 表示斜拉桥结构最终破坏机构与各基本破坏机构之间的关系。

式 (12) 表明结构最终的破坏机构可由各基本破坏机构的线性叠加而成, 这正是本文基于塑性极限分析法研究斜拉桥竖向荷载作用下极限承载力和失效模式的依据。同时, 根据式 (8) 和式 (12) 可得, 对于任意一个可能破坏机构相应的 F_{yi} 和 M_{pi} , 满足式 (12) 的破坏机构必为真实的破坏机构。一般对于具体的结构和荷载而言, 其独立的基本破坏机构往往是较少且易识别的。上述证明可得, 斜拉桥的破坏机构都可由基本破坏机构组合叠加而成, 因此, 在斜拉桥具体的失效机理分析过程中, 首先, 可基于基本破坏机构组合表示出倒塌破坏机构, 然后, 依据最小能量原理并借助优化方法识别出最小倒塌荷载系数 λ_u 及其对应的失效模式, 即为斜拉桥结构真实的极限承载力及倒塌失效模式。

首先, 飘浮体系斜拉桥的恒载及车辆荷载主要通过拉索传递给索塔, 因此, 相比于支承体系, 飘浮体系斜拉桥拉索受力更为不利; 其次, 飘浮体系斜拉桥拉索长期处于较高应力状态下, 导致其在恶劣环境中更易腐蚀受损; 再者, 相比于支承体系, 飘浮体系的超静定次数相对较低, 冗余度较低, 极端荷载作用下发生破坏的风险较大; 最后, 跨径大、密索体系或在地震地区修建的斜拉桥一般可选飘浮体系斜拉桥。为此, 本文关于斜拉桥结构失效机理的探讨主要集中于飘浮体系。

飘浮体系斜拉桥的上部结构主要由斜拉索、主梁及索塔组成, 斜拉索将索塔和主梁连接起来, 索塔和主梁之间未直接有连接构件, 可认为索塔和主梁是相对独立的构件。由于拉索的柔性支承作用, 主梁相当于多跨连续梁, 索塔相当于悬臂梁, 主梁-拉索和索塔-拉索可分别形成各自的破坏机构, 即为斜拉桥的基本破坏机构, 也可称为梁-拉索型破坏机构。斜拉桥的桥墩与主梁之间

通常为滑动铰支座连接,在考虑桥墩的情况下,竖向荷载作用下塑性铰仍然集中于主梁上,因此,可通过墩-梁-拉索型基本机构考虑桥墩对极限承载力和失效模式的影响。框架结构的基本破坏机构主要包括三种,分别为梁型基本机构、层间侧移型基本机构和节点型基本机构(如图1所示)。

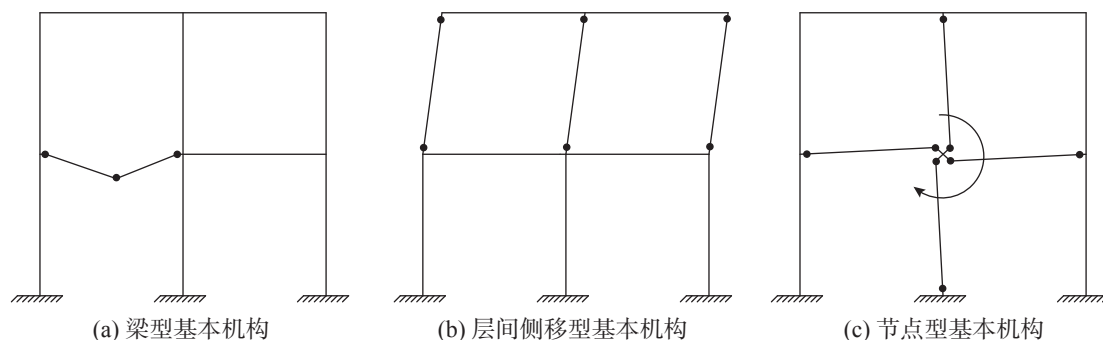


图1 框架结构的基本机构^[39]

Fig. 1 Typical elementary mechanisms of frame structures^[39]

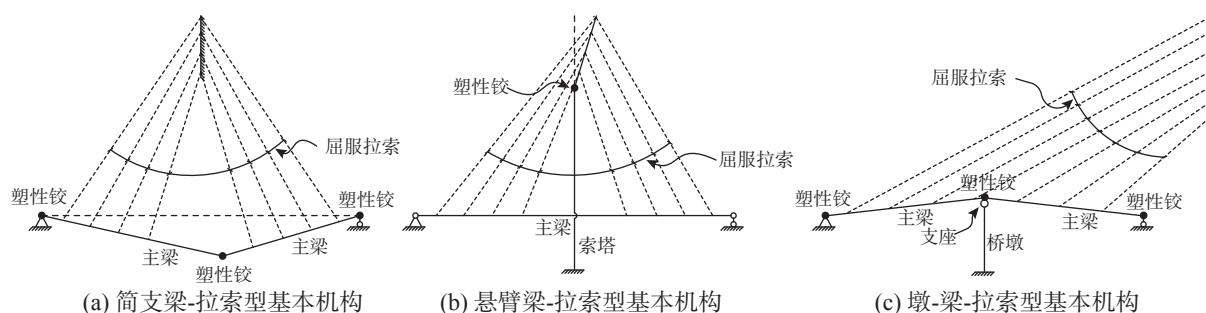


图2 斜拉桥梁-拉索型基本机构

Fig. 2 Elementary mechanisms of cable-stayed bridges with floating systems

1.4 斜拉桥塑性倒塌荷载

根据斜拉桥结构的受力特点(如图3所示),索塔只要出现1个塑性铰就可形成不完全破坏机构,而主梁则需要多个塑性铰才能形成破坏机构。

图4表明飘浮体系斜拉桥索塔处主梁截面为最大轴力处,且有一定的弯矩,因此,根据压弯构件的 $N-M$ 破坏曲线可知,该处截面最易因小偏心受压破坏而形成塑性铰。然而,主梁若要形成不完全破坏机构,需至少形成3个塑性铰。尽管

索塔根部截面的轴力及弯矩等内力都比较大,但由于截面尺寸较大,因此,其塑性铰不一定出现在根部。索塔上部由于两侧拉索的支承作用,塑性铰一般也不会出现在此位置。由此可知,单塔飘浮体系斜拉桥(不考虑桥墩影响)的塑性铰位置可假定为:索塔处主梁截面、左跨度内某处及右跨度内某处,索塔的塑性铰位于索塔最内侧拉索与索塔根部之间某处。根据前面关于塑性铰位置和基本破坏机构的描述,单塔飘浮体系斜拉桥的

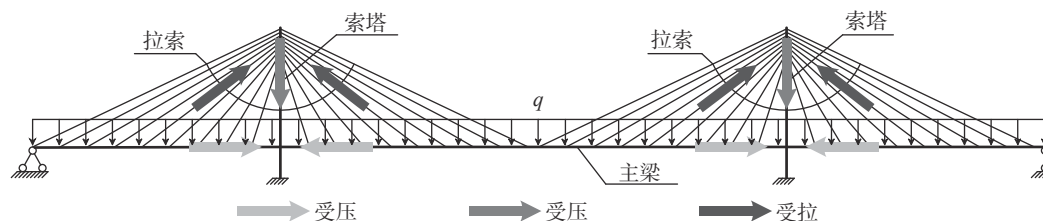


图3 斜拉桥荷载传递特点

Fig. 3 Load transfer characteristics of cable-stayed bridges

组合破坏机构(这里未考虑桥墩的影响)如图5所示,需要注意的是各基本破坏机构内的拉索全部为屈服状态。由于,斜拉索为仅受拉构件,为此,在计算屈服构件的塑性耗能功率时,拉索的轴向虚位移率必为正值,此条件在优化计算结构倒塌荷载及识别倒塌模式时转变为目标函数的约束条件。具体描述如下:

1) 塑性耗散功率

根据假定,斜拉桥塑性倒塌时塑性耗散功率可表示为:

$$\begin{aligned} \dot{D}_{\text{int}} = & \sum_{i=1}^{N_{c1}} f_{cy} A_c(i) \cdot \dot{\epsilon}_i + \sum_{i=1}^{N_{c2}} f_{cy} A_c(i) \cdot \dot{\epsilon}_i + \sum_{i=1}^{N_{c3}} f_{cy} A_c(i) \cdot \dot{\epsilon}_i + \\ & \sum_{i=1}^{N_{c4}} f_{cy} A_c(i) \cdot \dot{\epsilon}_i + f_{gy} Z_g \cdot |\dot{\theta}_{g1}| + f_{gy} Z_g \cdot |\dot{\theta}_{g2}| + \\ & f_{gy} Z_g \cdot |\dot{\theta}_{g3}| + f_{ty} Z_t \cdot |\dot{\theta}_t| \end{aligned} \quad (13)$$

式中: f_{cy} 为斜拉桥拉索屈服强度; f_{gy} 为斜拉桥主梁屈服强度; f_{ty} 为斜拉桥索塔屈服强度; $A_c(i)$ 为斜拉桥第 i 根拉索截面面积; Z_g 为主梁截面塑性模量; Z_t 为索塔截面塑性模量; 索塔及主梁塑性转角虚位移率 $\dot{\theta}_t$ 、 $\dot{\theta}_{g1}$ 、 $\dot{\theta}_{g2}$ 、 $\dot{\theta}_{g3}$ 之间相互独立; N_{c1} 、 N_{c2} 、 N_{c3} 和 N_{c4} 分别为 L_b-l_1 、 l_1 、 l_2 、 L_m-l_2 长度范围内的屈服拉索数量。

主梁各塑性转角虚位移率 $\dot{\theta}_{g1}$ 、 $\dot{\theta}_{g2}$ 、 $\dot{\theta}_{g3}$ 可相互表示为:

$$\dot{\theta}_{g1} = \frac{l_2}{l_1+l_2} \dot{\theta}_{g2}, \quad \dot{\theta}_{g3} = \frac{l_1}{l_1+l_2} \dot{\theta}_{g2} \quad (14)$$

拉索轴向虚位移率 $\dot{\epsilon}_{ci}$ 可表示为:

$$\dot{\epsilon}_{ci} = \begin{cases} h_{2i} \cdot \dot{\theta}_t \cdot \cos(\theta_{ci}), & 0 \leq x_{gi} \leq L_b - l_1 \\ (x_{gi} - L_b + l_1) \cdot \dot{\theta}_{g1} \cdot \sin(\theta_{ci}) + h_{2i} \cdot \dot{\theta}_t \cdot \cos(\theta_{ci}), & L_b - l_1 < x_{gi} \leq L_b \\ (l_2 - x_{gi} + L_b) \cdot \dot{\theta}_{g3} \cdot \sin(\theta_{ci}) - h_{2i} \cdot \dot{\theta}_t \cdot \cos(\theta_{ci}), & L_b < x_{gi} \leq L_b + l_2 \\ -h_{2i} \cdot \dot{\theta}_t \cdot \cos(\theta_{ci}), & L_b + l_2 < x_{gi} \leq L_b + L_m \end{cases} \quad (15)$$

式中: h_{2i} 为索塔破坏范围内 (h_2) 第 i 根拉索结点至塑性转角处的高度; θ_{ci} 为第 i 根拉索的倾角; L_b 为斜拉桥左跨跨度; L_m 为斜拉桥右跨跨度; l_1 和 l_2 分别为左侧和右侧塑性铰与索塔处之间的距离; x_{gi} 为第 i 根拉索与主梁连接结点处的水平坐标。

2) 外荷载功率

外荷载功率为:

$$\dot{W}_{\text{ext}} = \lambda \cdot \dot{W}_{\text{ext}} = \lambda \cdot \frac{q_d \cdot l_1 \cdot l_2}{2} \dot{\theta}_{g2} \quad (16)$$

式中, q_d 为均布荷载值。

3) 倒塌荷载

根据 $\dot{D}_{\text{int}} = \dot{W}_{\text{ext}}$ 可得:

$$\lambda = \frac{2\dot{D}_{\text{int}}}{q_d \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \dot{\theta}_{g2}} \quad (17)$$

因此有:

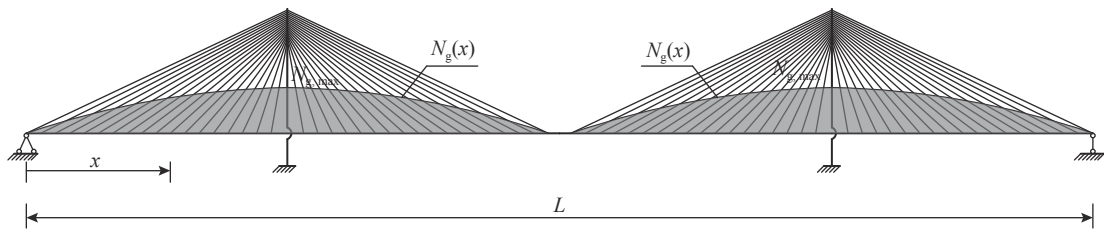


图4 斜拉桥主梁轴力分布 ($N_g(x)$ 为主梁 x 处轴力, $N_{g, \max}$ 为主梁最大轴力)

Fig. 4 Distribution of axial force of girder in cable-stayed bridges ($N_g(x)$ is axial force of girder with position x and $N_{g, \max}$ is the maximum axial force of girder)

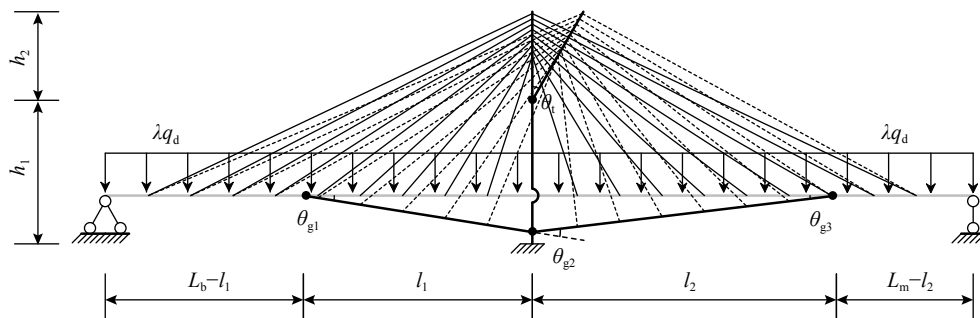


图5 飘浮体系单塔斜拉桥倒塌失效机构

Fig. 5 Collapse mechanism of cable-stayed bridges with floating systems

$$\lambda_u = \min \left[\sum_{i=1}^{N_{c1}} f_{cy} A_c(i) \cdot \dot{e}_{ci} + \sum_{i=1}^{N_{c2}} f_{cy} A_c(i) \cdot \dot{e}_{ci} + \sum_{i=1}^{N_{c3}} f_{cy} A_c(i) \cdot \dot{e}_{ci} + \sum_{i=1}^{N_{c4}} f_{cy} A_c(i) \cdot \dot{e}_{ci} + \left(f_{gy} Z_g \cdot \frac{l_2}{l_1 + l_2} + f_{gy} Z_g + f_{gy} Z_g \cdot \frac{l_1}{l_1 + l_2} \right) |\dot{\theta}_{g2}| + f_{ty} Z_t \cdot |\dot{\theta}_t| \right] \quad (18)$$

满足限定条件:

$$\frac{q_d \cdot l_1 \cdot l_2}{2} \dot{\theta}_{g2} = 1, 0 \leq l_1 \leq L_b, 0 \leq l_2 \leq L_m \quad (19)$$

式中, λ_u 为极限载荷系数, 对应于 λ_u 的 l_1 、 l_2 、 $\dot{\theta}_{g1}$ 、 $\dot{\theta}_{g2}$ 、 $\dot{\theta}_{g3}$ 、 $\dot{\theta}_t$ 及 $\dot{e}_{ci}$ 等组成的机构场即为失效模式。

4) 基于线性规划的失效模式优化识别

单纯形法是线性规划中应用最广泛的经典优化方法, 但随着目标问题约束条件的增加, 该方法的迭代次数也迅速增加, 甚至导致收敛困难, 于是新的优化方法-内点法开始被广泛应用。内点法的基本思想是从可行域内部的一个初始点 (如图 6 的 x_0 点) 出发, 沿着能使目标函数下降最快的方向找到新内点 (如图 6 的 x_1 点), 再从这个新内点出发, 沿着可行方向不断迭代求出后续内点, 直至获得最优解如 (如图 6 所示)。相比较而言, 单纯形法需要搜寻大部分甚至所有可行域的顶点才能收敛 (如图 6 所示), 而内点法是在可行域内部寻优, 迭代次数因约束条件的增加而变化的比较少, 其计算速度和收敛性均优于单纯形法, 且对问题规模不敏感, 适用于大系统的优化。因此, 对于大规模优化问题, 内点法要优于单纯形法。

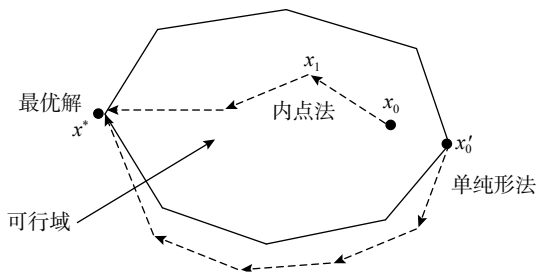


图 6 单纯形法与内点法寻优路径^[41]

Fig. 6 Optimization path of simplex method and interior point method^[41]

内点法基本原理如下: 内点法是从可行域内部的某个可行点出发, 不断迭代寻找最优解。优化过程中, 新内点要始终在可行域内, 为防止其越过边界, 可在约束边界内设置障碍, 即构造罚

函数 (当新内点远离边界时, 惩罚值很小的, 反之则迅速增大惩罚值)。约束边界设置障碍犹如在边界上修筑了一道墙根圆滑的高墙, 使新内点始终落在可行域内, 故将该方法称为“内点法”或“障碍法”。根据其基本原理^[42-43]及本文研究的具体问题, 目标函数及约束条件表示如下:

$$\begin{aligned} \min & \mathbf{C} \mathbf{x} \\ \text{s.t.} & \mathbf{A} \mathbf{x} = \mathbf{b} \\ & \mathbf{x} \geq \mathbf{0} \end{aligned} \quad (20)$$

式中, $\mathbf{C}$ 为目标函数系数行向量, 可表示为:

$$\mathbf{C} = \left\{ f_{cy} A_c(1) \ f_{cy} A_c(2) \ \cdots \ f_{cy} A_c(N_{c1} + N_{c2} + N_{c3} + N_{c4}) \ 2f_{gy} Z_g \ f_{ty} Z_t \right\}$$

$\mathbf{x}$ 为解向量, 可表示为:

$$\mathbf{x}^T = \{ \dot{e}_{c1} \ \dot{e}_{c2} \ \cdots \ \dot{e}_{N_{c1} + N_{c2} + N_{c3} + N_{c4}} \ |\dot{\theta}_{g2}| \ |\dot{\theta}_t| \}$$

$\mathbf{A}$ 为系数矩阵, 可表示为:

$$\mathbf{A} = \begin{Bmatrix} 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & \frac{q_d \cdot l_1 \cdot l_2}{2} & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 \end{Bmatrix}$$

$\mathbf{b}$ 为列向量, 可表示为:

$$\mathbf{b}^T = \{ 0 \ 0 \ \cdots \ 0 \ 1 \ 0 \}$$

上述优化问题可利用内点法 (interior point method) 求解, 首先构造罚函数形式为:

$$\min \varphi(\mathbf{x}, \mu^{(k)}) = \mathbf{c}^T \mathbf{x} - \mu \sum_{j=1}^n x_j$$

$$\text{或 } \min \varphi(\mathbf{x}, \mu^{(k)}) = \mathbf{c}^T \mathbf{x} + \mu \sum_{j=1}^n x_j$$

$$\begin{aligned} \text{s.t.} & \mathbf{A} \mathbf{x} = \mathbf{b} \\ & \mathbf{x} > \mathbf{0} \end{aligned} \quad (21)$$

式中: φ 为目标函数; μ 为惩罚因子, 有 $\mu^{(0)} > \mu^{(1)} > \mu^{(2)} > \cdots > \mu^{(k)} > \mu^{(k+1)} > \cdots > 0$, 即 $\lim_{k \rightarrow \infty} \mu^{(k)} = 0$ 。内点法求解步骤为:

1) 给定初始可行点 $\mathbf{x}^{(0)}$, 收敛精度 $\varepsilon > 0$, 惩罚因子 $\mu > 0$, 比例因子 $l < 1$, 令 $k=0$ 。

2) 以 $\mathbf{x}^{(k)}$ 为初始点, 求 $\varphi(\mathbf{x}, \mu^{(k)})$ 在可行域内的极小点 $\mathbf{x}^*(\mu^{(k)})$ 。

3) 若满足收敛准则, 则 $\mathbf{x}^* = \mathbf{x}^*(\mu^{(k)})$, 停止运算。否则令 $\mu^{(k)} = l\mu^{(k)}$, $k=k+1$ 转向 2)。

由式 (18)~式 (19) 可知, 斜拉桥结构的极限载

荷计算和失效模式识别包含两组参数：其一是破坏机构场中拉索、主梁及索塔塑性铰的各虚位移率参数，如 $\dot{\epsilon}_{ci}$ 、 $\dot{\theta}_{g1}$ 、 $\dot{\theta}_{g2}$ 、 $\dot{\theta}_{g3}$ 及 $\dot{\theta}_t$ ；其二是主梁和索塔的塑性铰位置参数，如 l_1 、 l_2 、 h_1 或 h_2 ，两组参数同时优化很困难。为此，本文结合内点法并采用 MATLAB 编程进行优化，具体步骤为：①在给定的塑性铰位置参数下得到基于该位置参数的最优解；②改变位置参数继续计算，得到多个极限载荷系数 λ ^[44]；③所有载荷系数 λ 的最小值 λ_0 为同时符合两组机构场参数的最优解-斜拉桥结构真实的倒塌载荷，同时与 λ_0 对应的各位置参数及各虚位移率参数所表征的失效机构即为结构的真实倒塌失效模式。

2 算例分析

本文以某大跨度飘浮体系单塔斜拉桥为例，讨论采用塑性极限分析法研究其失效行为的准确性与可行性，并据此分析拉索锈蚀对竖向荷载作用下斜拉桥结构极限承载力和失效模式的影响。

2.1 斜拉桥概述

如图 7 所示，某飘浮体系斜拉桥跨度为 600 m，左右跨均为 300 m，索塔高 175.5 m，拉索沿桥跨对称且等间距布置，主梁与索塔之间无直接连接。

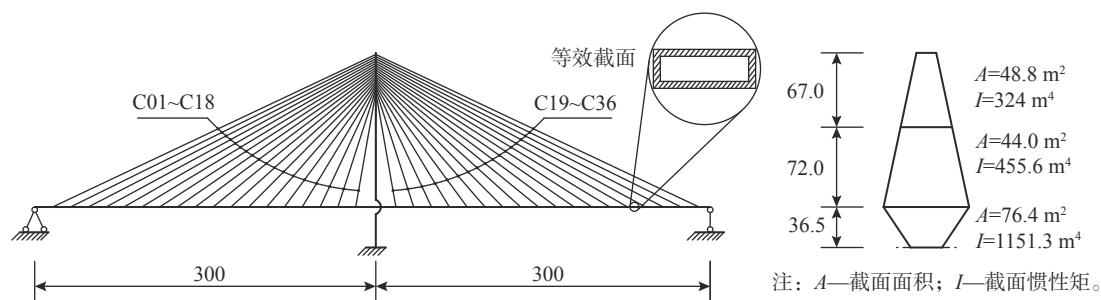


图 7 飘浮体系单塔斜拉桥模型概况 /m

Fig. 7 Introduction of single tower cable-stayed bridge with floating system

为验证方法的准确性与可行性，本文基于 OpenSEES(open system for earthquake engineering simulation) 平台建立斜拉桥二维结构分析模型。该平台综合了截面分析、静力弹塑性分析、动力分析等多种功能，能较好模拟荷载作用下结构的非线性响应。为了更好模拟主梁的塑性铰行为，本文在有限元模型中将零长度单元 (Zero-Length Element) 加入各主梁单元节点之间 (如图 8 所示)。零长度单元的水平方向和竖向自由度均通过耦合 (EqualDOF) 实现，弯曲自由度采用弹簧模拟，其转动刚度等

主梁左端为铰接约束，右端为滑动支座约束。结构材料参数设置为：①主梁：弹性模量为 210 GPa，剪切模量为 80 GPa，泊松比为 0.3，截面面积为 1.0175 m²，塑性模量为 1.1462 m⁴ 及屈服强度为 340 MPa；②拉索：弹性模量为 200 GPa，泊松比为 0.3 及屈服强度为 1500 MPa；③索塔：弹性模量为 33 GPa，剪切模量为 14 GPa，屈服强度为 60 MPa，泊松比为 0.15，各段截面面积及惯性矩如图 7 所示；④竖向恒、活荷载均布于主梁上，为 190 kN/m^[44]。由于本文的主要目的是验证方法在飘浮体系斜拉桥中的适用性，因此参数分析中单根拉索锈蚀考虑为均匀锈蚀，锈蚀率采用假定值。算例中的拉索强度系数为以实际斜拉桥设计时的拉索屈服强度 f_{cy0} 为参考值对塑性极限分析过程中所采用的屈服强度 f_{cy} 进行放大或缩小的比例系数，即拉索强度系数 $=f_{cy}/f_{cy0}$ 。主梁强度系数的定义与拉索强度系数的定义类似，即主梁强度系数 $=f_{gy}/f_{gy0}$ ，其中 f_{gy0} 为实际斜拉桥设计时的主梁屈服强度。后续章节中拉索强度与主梁强度之比是指当主梁强度不变，拉索强度发生变化时，两者的相对比值；主梁强度与拉索强度之比是指当拉索强度不变，主梁强度发生变化时，两者的相对比值。

于主梁的初始转动刚度。当形成塑性铰时，零长度单元的转动刚度为零。索塔的强度和刚度都比较大，一般不产生塑性铰，因此，在有限元分析时索塔采用弹性梁-柱单元。主梁采用弹塑性梁-柱单元，拉索采用桁架单元，主梁及拉索材料均为理想弹塑性模型。采用非线性静力 Push-Down 分析，竖向荷载按比例增加，当计算出现因刚度矩阵奇异不收敛或变形发散时，对应的载荷即为其极限承载力^[45]，对应极限载荷系数为 λ_0 ，失效前的瞬时状态即为倒塌或失效模式。

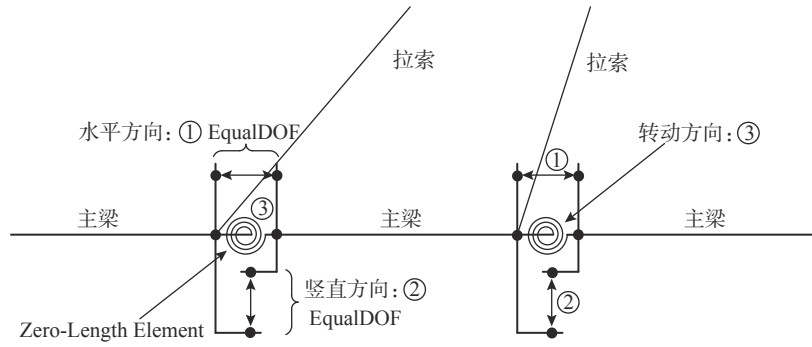


图8 主梁单元节点间的零长度单元

Fig. 8 Zero-Length Element in girder connection

2.2 结果分析与验证

本文首先结合塑性极限分析方法研究斜拉桥拉索强度及主梁强度的变化对其失效行为的影响,并以此验证该分析方法用于竖向荷载作用下飘浮体系斜拉桥失效分析的可行性和准确性。图9(a)给出了飘浮体系单塔斜拉桥极限载荷系数 λ_u 与其失效模式随拉索强度的变化规律。从图中可得,飘浮体系单塔斜拉桥的极限载荷系数 λ_u 随着拉索强度的增加而增加,但其非线性并不十分明显。当拉索强度系数小于0.705,即拉索强度与主梁强度之比相对较小时,斜拉桥主梁呈现出整体性破坏特点,类似于竖向荷载下简支梁的破坏形式,此时主梁塑性铰仅有一个,且位于索塔处主梁截面,索塔未出现塑性铰;当拉索强度系数大于0.705,即拉索强度与主梁强度之比相对较大时,斜拉桥主梁呈现出局部性破坏特点,此时主梁塑性铰有三个,分别位于索塔处、左跨度 L_1 位置处和右跨度 L_2 位置处,同样索塔未出现塑性铰。图9(b)给出了飘浮体系单塔斜拉桥的极限载荷系数 λ_u 与其失效模式随主梁强度的变化规律。从图中可得,飘浮体系单塔斜拉桥的极限载荷系数 λ_u 随主梁强度的增加而增加,且非线性显著。当主梁强度系数小于1.418,即主梁强度与拉索强度之比相对较小时,斜拉桥主梁呈现出局部性破坏特点,此时主梁塑性铰有三个,分别位于索塔处、左跨度 L_1 位置处和右跨度 L_2 位置处,索塔未出现塑性铰;当主梁强度系数大于1.418,即主梁强度与拉索强度之比相对较大时,斜拉桥主梁呈现出整体性破坏特点,类似于竖向荷载下简支梁的破坏形式,此时主梁塑性铰仅有一个,且位于索塔处主梁截面,同样索塔未出现塑性铰。

由图9可得,随着拉索或主梁强度的变化,极限载荷系数 λ_u 都呈现出光滑连续的变化,但塑

性铰位置 L_1 或 L_2 均呈现出台阶式变化,两者之间明显不同,这意味着不同的拉索或主梁强度可能对应于相同的失效模式,同时表明主梁的失效模式的改变是非连续的。但从整体来看,拉索强度或主梁强度的改变都明显改变着飘浮体系斜拉桥的失效模式。另外,图9也表明极限载荷系数 λ_u 的改变要更敏感于拉索强度的变化。

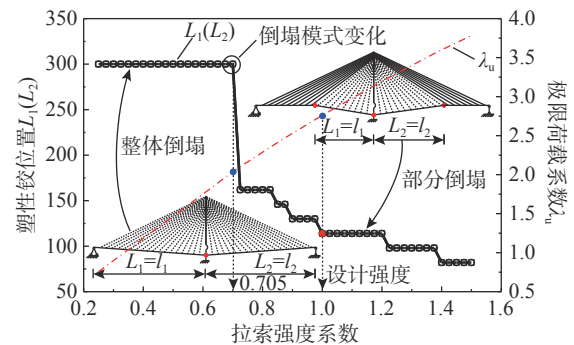
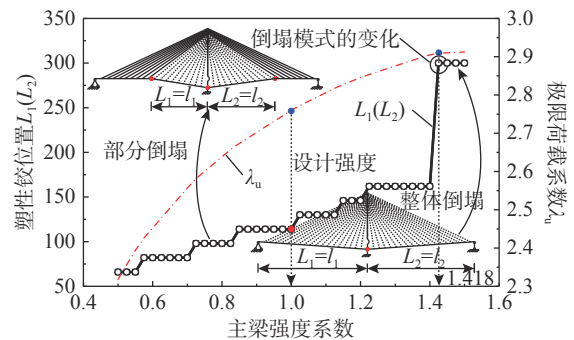
(a) 拉索强度及其对应的塑性铰位置和 λ_u (b) 主梁强度及其对应的塑性铰位置和 λ_u

图9 塑性倒塌机制随拉索及主梁强度的变化(塑性极限分析法)

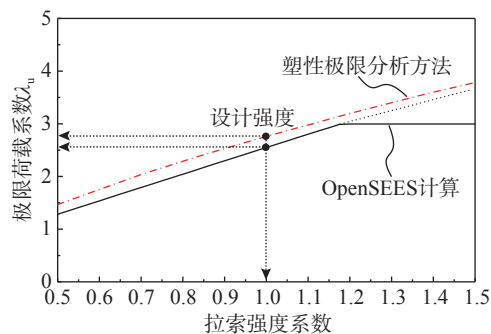
Fig. 9 Variation of plastic collapse mechanism with cable and girder's strength (plastic limit analysis method)

总结图9可得,随着拉索强度的增加或主梁强度的减小,斜拉桥主梁失效呈现出由整体性转变为局部性倒塌失效,这是失效模式类型的重要变化。其主要原因是:当拉索强度较低时,拉索

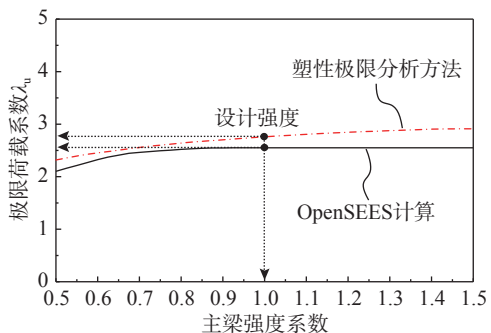
对于主梁的约束限制作用也较小,进而导致主梁呈现出整体性破坏,反之则加强了对主梁的约束限制作用,导致主梁呈现出局部性破坏。根据图9可得,促使斜拉桥失效模式类型改变的正是拉索强度与主梁强度之比,这正说明了斜拉桥失效机理不仅与拉索或主梁强度密切相关,还与两者之比有重要关联。上述分析结论对于斜拉桥的初步设计具有重要的指导意义。在实际的斜拉桥设计中,可通过塑性极限分析法得到拉索与强度之比的临界值(如图9系数0.705或1.418对应的两者的比值),以此在提高斜拉桥抗倒塌能力的同时尽量避免不期望的失效模式的发生。

图10给出了塑性极限分析法与OpenSEES计算结果的对比分析。由图10(a)可知,随着拉索强度的增加,OpenSEES分析得到的极限载荷系数 λ_u 也不断增加,两者的误差范围为4.90%~20.78%,变化趋势基本一致。同样,由图10(b)可知,随着主梁强度的增加,OpenSEES计算结果与塑性极限分析法得到的结果的变化趋势也基本一致,两者的误差范围为3.39%~12.45%。由于简化分析方法是基于塑性极限分析理论中的上限定理得到的,因此,其计算结果通常偏高,这正是图10中塑性极限分析法得到的极限载荷系数高于OpenSEES所得结果的原因。图10表明:随着拉索或主梁强度的增加,OpenSEES计算结果与塑性极限分析法计算结果之间的误差有增加的趋势,特别是图10(a)中OpenSEES计算结果后面出现了平直段,这主要是因为拉索强度较高时,计算中主梁的弹塑性较强进而引起数值收敛困难造成的。图10(b)中,OpenSEES结果后面出现了近似平直段,主要原因是:主梁强度较高,拉索屈服时主梁可能还未出现塑性铰,但数值计算不收敛、结构实际已失效进而导致极限载荷系数 λ_u 不再增加。

以拉索和主梁设计强度为例(即拉索和主梁强度系数为1.0),图11给出了漂浮体系斜拉桥两种方法所得失效响应的对比分析。图11中左侧为塑性极限分析法计算得到破坏结果,右侧先由OpenSEES计算获得结构的弹塑性响应,然后,忽略弹性变形转化为纯塑性的破坏结果。从图11可以看出,两种方法计算所得的极限载荷系数 λ_u 分别为2.76和2.52,误差约为8.7%;塑性铰位置分别为114 m和96 m,误差约为15.8%;屈服拉索数目分别为6对和5对,误差约为16.7%。相比较而言,极限



(a) 拉索强度及其对应的极限载荷系数 λ_u



(b) 主梁强度及其对应的极限载荷系数 λ_u

图10 塑性极限载荷系数 λ_u 对比
(塑性极限分析法与OpenSEES)

Fig. 10 Comparison of plastic ultimate load factor λ_u (plastic limit analysis method and OpenSEES)

载荷系数 λ_u 的误差要小一些。由图11中具体失效行为的对比分析可知,采用塑性极限分析法得到的结果有一定误差,其主要来源有:①方法本身的假定,如认为拉索屈服和塑性铰形成同时发生;②塑性极限分析法未能考虑主梁沿水平方向有限移动的影响;③OpenSEES分析时的数值收敛困难使其计算结果偏小。

图12给出了有限元结果中主梁若干节点的竖向位移(δ_{v-86} 、 δ_{v-206} 及 δ_{v-300} ,86、206及300为节点号,位置如图12所示,以下相同)随载荷系数 λ_q 的变化情况。由图12可得,随 λ_q 的增加, δ_{v-86} 基本呈现线性变化,这是因为该节点位于破坏机构范围以外(图11),未达到屈服状态;随 λ_q 的增加, δ_{v-206} 已呈现非线性增长,主要原因为该节点位于破坏机构范围边缘,已有一定的塑性变形(图11);随 λ_q 的增加, δ_{v-300} 后期变化呈现较强非线性,这是因为该节点位于索塔处(破坏机构范围中间位置),已产生较大的塑性变形(图11)。

图13为有限元结果中与上述节点对应处若干拉索及主梁截面内力随载荷系数 λ_q 的变化情况。由图13可知,14C、15C、16C、17C和18C及右

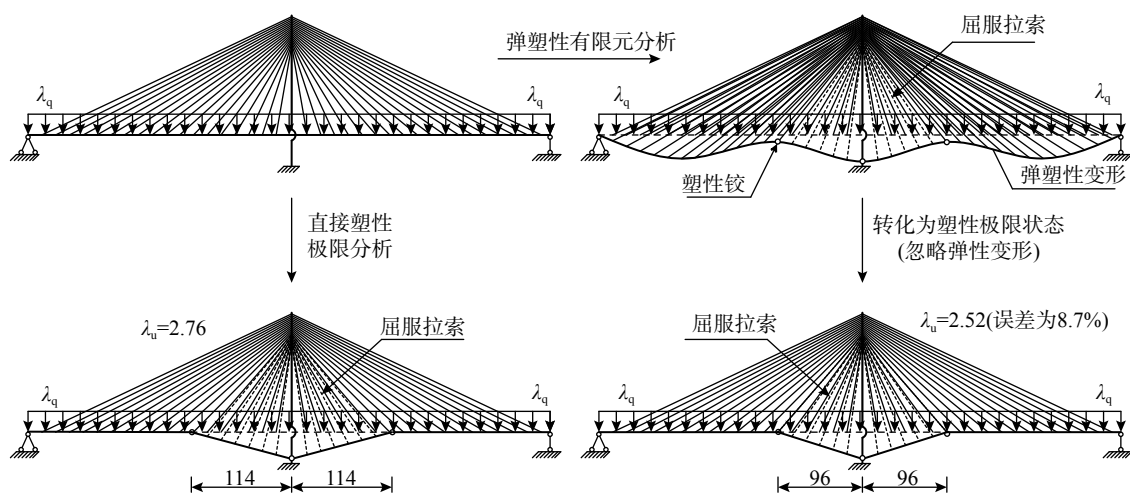
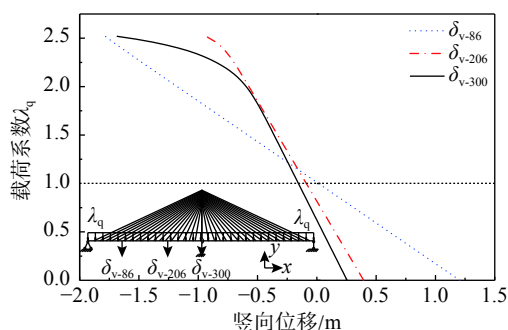
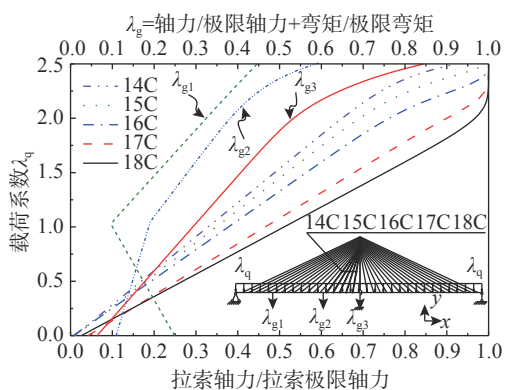


图 11 斜拉桥失效行为对比 (塑性极限分析法与 OpenSEES)

Fig. 11 Comparison of failure behavior of cable-stayed bridge (plastic limit analysis method and OpenSEES)

图 12 主梁节点竖向位移随荷载系数 λ_q 的变化Fig. 12 Variation of vertical displacement of girder with load factor λ_q 图 13 拉索和主梁截面内力随荷载系数 λ_q 的变化Fig. 13 Variation of internal force of cable and girder with load factor λ_q

侧对称位置处的拉索已趋于屈服, 对应位置处的主梁截面的弹塑性变形也不断增加, 这与图 12 的竖向位移变化是相对应的。

图 12 和图 13 表明: 随着荷载系数 λ_q 的增加, 索塔附近区域拉索内力、主梁节点位移、主梁截

面内力都逐渐增加, 离索塔越近, 非线性越明显。当荷载增至一定数值时, 塑性变形及位移都急剧增加, 直至打破结构平衡导致其失效破坏。

2.3 拉索锈蚀影响

上述分析结果表明: 塑性极限分析方法可近似用于研究竖向荷载作用下漂浮体系斜拉桥的塑性倒塌荷载和失效模式。为此, 本文尝试应用该方法分析拉索锈蚀对斜拉桥结构失效机理的影响, 这里主要探讨单根拉索不同锈蚀程度的影响, 拉索锈蚀假定见概述。

图 14(a) 给出了漂浮体系斜拉桥单根拉索不同锈蚀程度对主梁塑性铰位置的影响。图 14(b) 描述了漂浮体系斜拉桥单根拉索不同锈蚀程度对极限荷载系数 λ_u 的影响。由图 14 可知, 对于单根拉索锈蚀而言, 仅有索塔附近至左右跨中间区域的拉索锈蚀对塑性铰的位置有影响, 且随着锈蚀程度的增加, 极限荷载系数 λ_u 逐渐降低, 同时, 能够影响塑性铰位置的拉索分布位置从索塔处逐渐向左右侧扩展至跨中附近。图 14 表明: 跨中至索塔处的拉索锈蚀对极限荷载系数 λ_u 和失效模式的影响较为显著, 且离索塔越近影响越突出, 离索塔越远影响越小, 加之局部破坏时主梁塑性铰也分布于此范围内, 因此, 该范围是导致斜拉桥结构失效破坏的关键区域。

相比弹塑性有限元分析, 塑性极限分析法只考虑结构的极限破坏状态, 且需要考虑较多的假定条件, 因此其结果有一定的误差, 但影响规律是一致的。在有限元弹塑性分析中, 屈服构件或截面是逐渐形成的, 且只有在屈服拉索达到一定

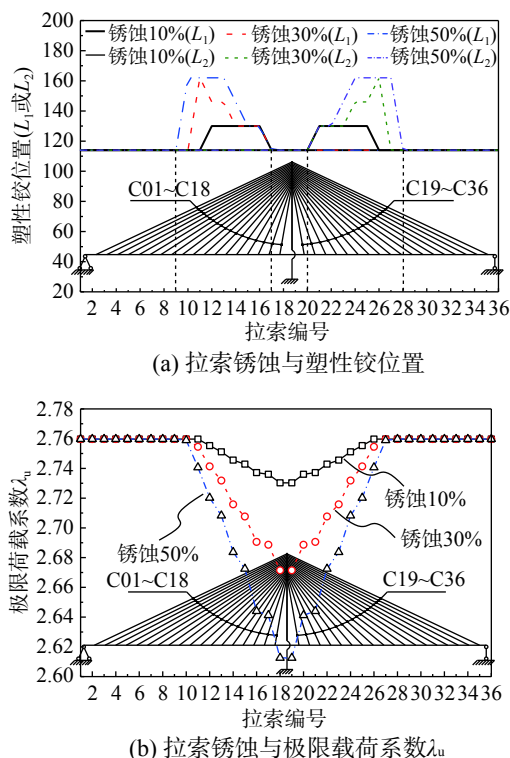


图 14 单根拉索不同锈蚀程度下塑性铰位置及极限荷载系数 λ_u 的变化

Fig. 14 Variation of position of plastic hinges and ultimate load factor λ_u with different corrosion of single cable

数量后, 主梁才可能产生塑性铰, 这与塑性极限分析方法是完全不同的。因此, 在进行对比分析时, 两种方法对应结果的基本变化规律是一致的, 但具体到某一数值上, 误差可能稍大些。

综上所述可得, 塑性极限分析法是一种简化的计算方法, 虽然, 能够快速便利的分析出各设计参数的变化对斜拉桥失效行为的影响, 但误差稍大, 精度较有限元方法低一些。因此, 该方法可用于斜拉桥初步设计阶段, 在快速计算出极限承载力的同时也识别出相应的倒塌模式, 并在此基础上修正相关设计参数, 尽量避免不希望的失效模式的发生。

3 结论

本文基于理论推导和算例分析验证了塑性极限分析方法用于研究竖向荷载作用下大跨度飘浮体系斜拉桥的极限承载力及其失效模式的可行性和适用性, 在此基础上分析了拉索锈蚀对斜拉桥结构失效行为的影响。主要结论如下:

(1) 对于飘浮体系斜拉桥而言, 当拉索强度与主梁强度之比相对较小时, 斜拉桥主梁呈现出整

体性破坏特点, 类似于简支梁的破坏形式; 当拉索强度与主梁强度之比相对较大时, 斜拉桥主梁以局部性破坏为主, 且破坏区域位于索塔附近至跨中范围内。从整体来看, 拉索强度或主梁强度的改变都明显改变着飘浮体系斜拉桥的失效行为, 但极限荷载系数 λ_u 呈现出光滑连续的变化, 而塑性铰位置则呈现出台阶式的非连续变化, 两者之间明显不同。分析结果表明索塔未出现塑性铰破坏, 这符合其结构特点, 同时, 也说明有限元分析时采用弹性梁柱单元是合适的。

(2) 飘浮体系斜拉桥分析结果表明极限荷载系数 λ_u 的改变要更敏感于拉索强度的变化。考虑拉索锈蚀影响的分析表明拉索的锈蚀不仅降低极限荷载系数 λ_u , 还能改变塑性铰的位置, 也即改变着斜拉桥的失效模式。离索塔越近的拉索锈蚀对极限荷载系数 λ_u 及失效模式的影响越显著, 离索塔越远的则影响越小。局部破坏时主梁塑性铰及屈服拉索也多分布于索塔附近至跨中范围内, 因此, 该范围是导致斜拉桥结构倒塌失效的关键区域。

(3) 结果分析表明: 相比于有限元方法, 塑性极限分析法可快速计算出极限荷载系数并识别出倒塌失效模式和关键构件, 为斜拉桥初步设计阶段相关设计参数的修正提供了一种简化、快速及有效的计算方法。

参考文献:

- [1] Karoumi R. Some modeling aspects in the nonlinear finite element analysis of cable supported bridges [J]. *Computers and Structures*, 1999, 71(4): 397 – 412.
- [2] Gimsing N J, Georgakis C T. Cable supported bridges: Concept and design [M]. Chichester, England: John Wiley and Sons, 2011.
- [3] Masoero E, Wittel F K, Herrmann H J, et al. Progressive collapse mechanisms of brittle and ductile framed structures [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2010, 136(8): 987 – 995.
- [4] Le J L, Xue B. Probabilistic analysis of reinforced concrete frame structures against progressive collapse [J]. *Engineering Structures*, 2014, 76: 313 – 323.
- [5] Feng J, Cai J. Progressive collapse of cable-stayed bridges [C]// Second International Conference on Transportation Engineering. Reston VA, ASCE, 2009: 2483 – 2489.
- [6] Seif S P, Dilger W H. Nonlinear analysis and collapse load of p/c cable-stayed bridges [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1990, 116(3): 829 – 849.

- [7] 颜全胜. 大跨度钢斜拉桥极限承载力分析[D]. 长沙: 长沙铁道学院, 1994.
Yan Quansheng. Ultimate load capacity analysis of long span steel cable-stayed bridges [D]. Changsha: Changsha Railway University, 1994. (in Chinese)
- [8] Bergan P G, Søreide T. A comparative study of different numerical solution techniques as applied to a nonlinear structural problem [J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 1973, 2(2): 185 — 201.
- [9] Greco A, Cannizzaro F, Pluchino A. Seismic collapse prediction of frame structures by means of genetic algorithms [J]. *Engineering Structures*, 2017, 143: 152 — 168.
- [10] 黄盛楠, 陆新征, 郑建春, 等. 超载导致钢筋混凝土拱桥倒塌的破坏模拟[J]. *工程力学*, 2012, 29(增刊 2): 122 — 127, 138.
Huang Shengnan, Lu Xinzhen, Zheng Jianchun, et al. Overload-induced progressive collapse simulation for a reinforced concrete arch bridge [J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(Suppl 2): 122 — 127, 138. (in Chinese)
- [11] 彭卫兵, 熊志洪, 潘晓东, 等. 基于OpenSEES的圬工拱桥内力分析及倒塌过程模拟[J]. *工程力学*, 2013, 30(4): 162 — 168.
Peng Weibing, Xiong Zhihong, Pan Xiaodong, et al. The collapse simulation and internal force analysis of a masonry arch bridge based on Opensees [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(4): 162 — 168. (in Chinese)
- [12] 林楷奇, 解琳琳, 陆新征, 等. 基于开源计算程序的特大跨斜拉桥地震灾变及倒塌分析[J]. *工程力学*, 2016, 33(1): 72 — 80.
Lin Kaiqi, Xie Linlin, Lu Xinzhen, et al. Earthquake-Induced Collapse Simulation of a Super Long Span Cable-Stayed Bridge based on an Open Source Fe Program [J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33(1): 72 — 80. (in Chinese)
- [13] 宗周红, 黄学漾, 黎雅乐, 等. 强震作用下斜拉桥模型的倒塌破坏模式[J]. *中国科技论文*, 2016, 11(7): 721 — 727.
Zong Zhouhong, Huang Xueyang, Li Yale, et al. Evaluation of the collapse failure modes of cable-stayed bridge model under strong earthquake excitations [J]. *China Science Paper*, 2016, 11(7): 721 — 727. (in Chinese)
- [14] 宗周红, 黄学漾, 黎雅乐, 等. 强震作用下大跨度斜拉桥倒塌破坏及其控制研究[J]. *桥梁建设*, 2016, 46(1): 24 — 29.
Zong Zhouhong, Huang Xueyang, Li Yale, et al. Study of collapse failure and failure control of long-span cable-stayed bridges under strong earthquake excitations [J]. *Bridge Construction*, 2016, 46(1): 24 — 29. (in Chinese)
- [15] Kazinczy G. Experiments with clamped beams [J]. *Betonszemle*, 1914, 2: 68 — 101.
- [16] Jirásek M, Bazant Z P. Inelastic analysis of structures [M]. New York: John Wiley and Sons, 2002.
- [17] Bousshine L, Chaaba A, De S G. Plastic limit load of plane frames with frictional contact supports [J]. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2002, 44(11): 2189 — 2216.
- [18] Daryan A S, Palizi S. New plastic analysis procedure for collapse prediction of braced frames by means of genetic algorithm [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2020, 146(1): 04019168-1 — 04019168-14.
- [19] Kotelko M. Load-capacity estimation and collapse analysis of thin-walled beams and columns-recent advances [J]. *Thin-Walled Structures*, 2004, 42(2): 153 — 175.
- [20] Caporale A, Luciano R, Rosati L. Limit analysis of masonry arches with externally bonded FRP reinforcements [J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 2006, 196(1): 247 — 260.
- [21] Drosopoulos G A, Stavroulakis G E, Massalas C V. Limit analysis of a single span masonry bridge with unilateral frictional contact interfaces [J]. *Engineering Structures*, 2006, 28(13): 1864 — 1873.
- [22] Giordano A, De L A, Mele E, et al. A simple formula for predicting the horizontal capacity of masonry portal frames [J]. *Engineering Structures*, 2007, 29(9): 2109 — 2123.
- [23] Zampieri P, Faleschini F, Zanini M A, et al. Collapse mechanisms of masonry arches with settled springing [J]. *Engineering Structures*, 2018, 156: 363 — 374.
- [24] Brandonisio G, Mele E, Luca A D. Closed form solution for predicting the horizontal capacity of masonry portal frames through limit analysis and comparison with experimental test results [J]. *Engineering Failure Analysis*, 2015(55): 246 — 270.
- [25] Brandonisio G, Mele E, Luca A D. Limit analysis of masonry circular buttressed arches under horizontal loads [J]. *Meccanica*, 2017(52): 2547 — 2565.
- [26] Da P F, Tecchio G, Zampieri P, et al. Simplified seismic assessment of railway masonry arch bridges by limit analysis [J]. *Structure and Infrastructure Engineering*, 2016, 12(5): 567 — 591.
- [27] Palizi S, Daryan A S. Plastic analysis of braced frames by application of metaheuristic optimization algorithms [J]. *International Journal of Steel Structures*, 2020, 20(4): 1135 — 1150.
- [28] Daryan A S, Palizi S, Farhoudi N. Optimization of plastic analysis of moment frames using modified dolphin echolocation algorithm [J]. *Advances in Structural Engineering*, 2019, 22: 2504 — 2516.
- [29] Palizi S. Seismic collapse prediction of steel structures by means of optimization algorithm [D]. Tehran, Iran: Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, 2018.

- [30] Yan D. Vulnerability assessment of cable-stayed bridges [D]. Hong Kong: Hong Kong University of Science and Technology, 2008.
- [31] Yan D, Chang C C. Vulnerability assessment of single-pylon cable-stayed bridges using plastic limit analysis [J]. *Engineering Structures*, 2010, 32(8): 2049 — 2056.
- [32] 龚帆, 齐盛珂, 邹易清, 等. 锈蚀高强钢丝力学性能退化的试验研究[J]. *工程力学*, 2020, 37(10): 105 — 115.
Gong Fan, Qi Shengke, Zou Yiqing, et al. Experimental study on degradation of mechanical properties of corroded high strength steel wire [J]. *Engineering Mechanics*, 2020, 37(10): 105 — 115. (in Chinese)
- [33] 杨慧, 何浩祥, 闫维明. 锈蚀和疲劳耦合作用下梁桥时变承载力评估[J]. *工程力学*, 2019, 36(2): 165 — 176.
Yang Hui, He Haoxiang, Yan Weiming. Time-varying bearing capacity evaluation of bridge under coupling action of corrosion and fatigue [J]. *Engineering Mechanics*, 2019, 36(2): 165 — 176. (in Chinese)
- [34] Alipour A, Shafei B, Shinozuka M. Performance evaluation of deteriorating highway bridges located in high seismic areas [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2010, 16(5): 597 — 611.
- [35] Chiu C K, Tu F C, Zhuang Y T. Reliability-based design method of suppressing chloride ingress for reinforced concrete buildings located in coastal regions of Taiwan [J]. *Structure and Infrastructure Engineering*, 2016, 12(2): 188 — 207.
- [36] 邢国华, 武名阳, 常召群, 等. 锈蚀预应力混凝土梁承载力及破坏模式研究[J]. *工程力学*, 2020, 37(7): 177 — 188.
Xing Guohua, Wu Mingyang, Chang Zhaoqun, et al. Load bearing capacity and failure mode of corroded prestressed concrete beams [J]. *Engineering Mechanics*, 2020, 37(7): 177 — 188. (in Chinese)
- [37] Charnes A, Lemke C E, Zienkiewicz O C. Virtual work, linear programming and plastic limit analysis [C]// *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. London UK, Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 1959: 251(1264): 110 — 116.
- [38] Dorn William S. On the plastic collapse of structures and linear programming [D]. Pittsburgh: Carnegie Mellon University, 1955.
- [39] Greco A, Cannizzaro F, Pluchino A. Automatic evaluation of plastic collapse conditions for planar frames with vertical irregularities [J]. *Engineering with Computers*, 2019, 35(1): 57 — 73.
- [40] Alwis W A M. Limit analysis using systematically generated mechanisms [J]. *Computers and Structures*, 1988, 28(3): 353 — 359.
- [41] 吴为. 内点法在大型电力系统无功优化中的应用研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2008.
Wu Wei. Application of interior-point theory for reactive power optimization in large power systems [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2008. (in Chinese)
- [42] Luenberger D G, Ye Y. Linear and nonlinear programming [M]. New York: Springer, 2008.
- [43] 郑大素, 江允正. 最优化方法及实用程序[M]. 哈尔滨: 哈尔滨工程大学出版社, 1997.
Zheng Dasu, Jiang Yunzheng. Optimization method and available program [M]. Harbin: Harbin Engineering University Press, 1997. (in Chinese)
- [44] 吕文高. 拉索锈蚀对极端作用下大跨斜拉桥失效行为的非线性影响分析[D]. 大连: 大连理工大学, 2018.
Lü Wengao. Nonlinear impact of cable corrosion on failure behavior of long-span cable-stayed bridges under extreme loads [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2018. (in Chinese)
- [45] Bao Y, Kunnath S, El-Tawil S. Development of reduced structural models for assessment of progressive collapse [C]// *Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*. Reston VA, ASCE, 2009: 1 — 7.