

截断后钢绞线锚下有效预应力检测技术及精度优化研究

缪闯波¹, 郑刚兵², 张春英³, 范同发¹

¹中国铁路上海局集团有限公司杭州铁路枢纽工程建设指挥部, 浙江 杭州

²杭州华新检测技术股份有限公司, 浙江 杭州

³天津新亚太工程建设监理有限公司, 天津

收稿日期: 2025年12月8日; 录用日期: 2026年1月8日; 发布日期: 2026年1月28日

摘要

针对在役预应力结构改造、病害修复及性能评估中, 截断后钢绞线锚下有效预应力精准检测难的技术瓶颈, 提出基于“反拉修正-应力释放耦合”的一体化检测方法体系。通过微观界面力学分析与宏观试验验证, 揭示截断作业引发的夹片咬合力衰减(最大衰减率28%)、锚具变形滞后(72 h内应力持续下降3%~8%)等关键干扰机制; 构建考虑了截断损伤的锚下应力场三维有限元模型(网格精度达5 mm, 与试验偏差 < 4%), 明确检测参数与应力真值的非线性映射关系; 开发集成夹片位移监测(精度0.001 mm)与力值动态修正的智能反拉系统, 结合应力释放法形成双重验证机制。模型试验表明, 该方法对截断后钢绞线锚下有效应力的检测误差稳定控制在3.2%以内, 较传统拐点判别法(误差12.7%)精度提升75%; 依托某高速石某大桥加固工程(216根截断钢绞线)现场应用, 检测偏差为-4.89%~4.38%, 最大同束不均匀度4.32%, 均满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)要求。研究首次建立“截断长度-夹片磨损-时间滞后”多因子耦合修正模型, 完善了截断预应力构件检测技术标准, 为在役结构安全评估提供了可复制的工程范式。

关键词

截断钢绞线, 锚下有效预应力, 反拉-应力释放耦合, 多因子修正模型, 智能检测系统, 工程验证

Study on Techniques and Accuracy Optimization for Effective Anchorage-Zone Prestress in Steel Strands after Cutting

Chuangbo Miao¹, Gangbing Zheng², Chunying Zhang³, Tongfa Fan¹

¹Hangzhou Railway Hub Construction Headquarters, China Railway Shanghai Group Co., Ltd., Hangzhou Zhejiang

文章引用: 缪闯波, 郑刚兵, 张春英, 范同发. 截断后钢绞线锚下有效预应力检测技术及精度优化研究[J]. 交通技术, 2026, 15(1): 69-86. DOI: 10.12677/ojtt.2026.151007

²Hangzhou Huaxin Testing Technology Co., Ltd., Hangzhou Zhejiang

³Tianjin Xinyatai Engineering Construction Supervision Co., Ltd., Tianjin

Received: December 8, 2025; accepted: January 8, 2026; published: January 28, 2026

Abstract

To address the technical bottleneck of accurately detecting the effective anchorage-zone prestress in prestressing strands after cutting during the retrofitting, damage repair, and performance assessment of in-service prestressed structures, an integrated testing methodology based on “back-pulling correction-stress-release coupling” is proposed. Through microscopic interface mechanics analysis and macroscopic experimental verification, the key disturbance mechanisms induced by cutting operations are revealed, including the attenuation of wedge gripping force (maximum reduction rate of 28%) and delayed deformation of the anchorage (continuous stress decrease of 3%~8% within 72 h). A three-dimensional finite element model of the anchorage-zone stress field considering cutting-induced damage is established, with a mesh size refined to 5 mm and a deviation of less than 4% from experimental results, thereby clarifying the nonlinear mapping relationship between the testing parameters and the true stress. An intelligent back-pulling system integrating wedge displacement monitoring (accuracy of 0.001 mm) and dynamic force correction is developed, and a dual-verification mechanism is formed in combination with the stress-release method. Model tests show that the proposed method can stably control the detection error of effective anchorage-zone prestress in cut prestressing strands within 3.2%, representing a 75% improvement in accuracy compared with the traditional inflection-point method (error of 12.7%). Based on field application in the strengthening project of a large expressway bridge involving 216 cut prestressing strands, the measured deviations range from -4.89% to 4.38%, and the maximum non-uniformity within the same strand bundle is 4.32%, all satisfying the requirements of the Specifications for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridges and Culverts (JTG D62-2004). This study, for the first time, establishes a multi-factor coupled correction model of “cutting length-wedge wear-time lag,” improves the technical standard for testing cut prestressed members, and provides a replicable engineering paradigm for safety assessment of in-service structures.

Keywords

Cut Prestressing Steel Strands, Effective Anchorage-Zone Prestress, Back-Pulling-Stress-Release Coupling, Multi-Factor Correction Model, Intelligent Detection System, Engineering Verification

Copyright © 2026 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

1.1. 研究背景与意义

预应力混凝土结构凭借“高承载力-低变形”的技术优势,已成为桥梁、高层建筑、轨道交通等重大工程的核心结构形式。据《中国桥梁建设发展报告(2024)》统计,我国现役预应力桥梁超 80 万座,其中服役超 10 年的占比达 62%,此类结构在改扩建、病害治理(如裂缝修复、荷载提升)或退役评估中,钢绞线截断作业已成为常规工序-以某高速扩容工程为例,仅石某大桥 1 座桥梁的加固就需截断体外钢绞

线 216 根, 截断长度 40 mm~80 mm。

然而, 截断作业本质是应力能瞬时释放过程, 易引发锚具 - 钢绞线界面应力重分布: 某跨径 40 m 的 T 梁加固工程现场监测显示, 未经精准评估的截断作业导致 32% 锚具预应力损失超标(最大损失率 22%), 梁体出现宽度超 0.2 mm 的受力裂缝, 后续修复费用高达 200 万元; 另一高速桥梁因截断后预应力检测偏差过大, 导致支座脱空, 被迫封闭交通 72 h 进行应急处理。这些案例表明, 截断后钢绞线锚下有效预应力的检测精度, 直接决定结构加固效果与运营安全。

当前, 锚下有效预应力检测方法分为直接法(反拉法、拉脱法)与间接法(电磁效应法、超声波法): 直接法因操作简便、损伤小, 占现场检测应用的 85% 以上, 但截断后钢绞线存在“应力释放不充分 - 界面损伤累积”双重问题, 传统反拉法检测误差常超 10%; 间接法受混凝土介电特性、钢绞线锈蚀状态干扰, 在复杂工程场景中适用性受限[1]。因此, 开展截断后钢绞线锚下有效预应力检测技术研究, 建立“高精度 - 高效率 - 高可靠性”的检测方法, 对保障在役结构安全、降低工程风险具有重要理论与工程意义。

1.2. 国内外研究现状

1.2.1. 锚下有效预应力检测技术研究

在直接法研究方面, 国内学者围绕反拉法优化开展了大量工作: 徐东丰等(2020)通过监测夹片位移控制检测系统启停, 避免超张拉风险, 但未考虑截断作业对夹片啮合长度的影响, 在截断长度 > 50 mm 时误差增至 8.5% [2]; 宁怡豪(2024)建立夹片咬合力与摩擦力修正模型, 将检测精度提升至 8% 以内, 但修正因子未纳入时间滞后效应, 截断后 72 h 内检测偏差增大 3~5 个百分点[3]。国外研究以拉脱法为主: Bruce 等(2009)通过 5 年长期试验, 验证拉脱法对完整钢绞线体系的可靠性(误差 < 6%), 但针对截断钢绞线的试验数据缺失, 且检测周期长达 48 h, 难以满足现场高效检测需求[4]。

在间接法研究方面, 林友勤(2022)采用振动法测量体外索力, 通过模态频率反推预应力值, 但截断后钢绞线边界条件改变(有效长度缩短), 导致频率计算偏差超 15%; Hiroaki 等(2021)提出基于超声波传播时间的应力评估方法, 在均质钢绞线中精度达 5% [1], 但在混凝土 - 钢绞线复合体系中, 因声波折射、反射干扰, 误差增至 12% 以上, 工程应用受限[5]。

1.2.2. 截断对预应力体系的影响研究

丁多文等(2023)通过试验指出, 预应力筋截断引发的瞬时应力释放量与截断长度正相关: 截断长度 20 mm 时应力降幅为 8%, 截断长度 80 mm 时降幅增至 22%, 但未建立应力释放量与检测误差的关联模型[6]; Zou Guoqing 等(2022)采用改进遗传算法反演截断后预应力, 计算效率提升 40%, 但依赖 20 组以上的先验数据, 在缺乏历史检测记录的工程中难以应用[7]。

应力释放法作为辅助验证手段, 在截断构件检测中展现潜力: 国内某检测机构通过在锚具附近切割切缝, 监测应变变化反推预应力, 但其切缝参数(深度、间距)采用经验值, 未结合截断长度优化——切缝深度不足时应变信号微弱, 过深则导致混凝土局部开裂, 二次损伤率达 15%。

1.2.3. 现有研究不足

综合国内外研究现状, 现有成果存在三大短板:

1) 损伤 - 信号关联缺失: 未建立截断损伤(夹片磨损、锚垫板变形)与检测信号的定量关系, 结果易受界面干扰, 截断长度 > 60 mm 时误差超过 10%;

2) 修正模型不完善: 现有反拉法力值修正多聚焦单一因素(如咬合力、摩擦力), 未考虑“截断长度 - 夹片磨损 - 时间滞后”的耦合效应, 难以覆盖复杂工程场景;

3) 现场适用性不足：传统检测方法或需长时间静置(如拉脱法 48 h) [4]，或需复杂数据后处理(如遗传算法反演)，与现场“快速检测 - 即时决策”的需求不匹配[7]。

本文针对截断后钢绞线“界面损伤 - 应力衰减 - 信号干扰”的特性，从应力传递机制、检测系统改进、修正模型构建三方面开展研究，结合模型试验与工程验证，形成一体化检测方案。

1.3. 研究内容与技术路线

- 本文研究内容包括三部分：
- 1) 截断后钢绞线锚下应力传递机制分析：通过试验揭示截断长度、夹片磨损、时间滞后对应力传递的影响规律，建立有限元模型验证机制；
 - 2) 检测方法优化：开发集成夹片位移监测的智能反拉系统，构建多因子耦合修正模型，结合应力释放法形成双重验证；
 - 3) 模型试验与工程应用：制作 1:1 预应力混凝土试件开展试验，依托石某大桥加固工程验证方法适用性。技术路线如图 1 所示。



Figure 1. Technical route
图 1. 技术路线

2. 截断后钢绞线锚下应力传递机制

2.1. 截断作业对预应力体系的影响

钢绞线截断对预应力体系的影响分为瞬时效应与滞后效应，二者共同导致锚下应力衰减与检测信号失真。

2.1.1. 瞬时效应：应力骤降与界面损伤

Table 1. Instantaneous stress variation of steel strand at different cutting lengths (n = 3, Average Value)
表 1. 不同截断长度下钢绞线瞬时应力变化(n = 3, 平均值)

截断长度(mm)	初始应力(MPa)	截断后瞬时应力(MPa)	应力降幅(%)	夹片磨损量(mm)	应力不均匀度(%)
20	1395	1283	8.0	0.03	5.2
40	1395	1210	13.2	0.05	9.8
60	1395	1163	16.6	0.08	14.5
80	1395	1088	22.0	0.12	18.3
100	1395	1010	27.6	0.15	22.1

瞬时效应发生在截断瞬间(<0.1 s), 表现为钢绞线弹性回缩带动夹片向锚具内部滑动: 通过高速摄像(帧率 1000 fps)监测 1860 MPa 级钢绞线截断过程, 发现截断长度与应力降幅呈线性正相关(表 1)——截断长度 20 mm 时, 应力降幅为 8%; 截断长度 80 mm 时, 降幅增至 22%, 且锚下应力分布不均匀度从 5% 增至 18%。

同时, 瞬时滑动引发锚具-钢绞线界面损伤: 1) 夹片牙型磨损: 截断长度 40~80 mm 时, 现场实测夹片平均磨损量 0.08 mm (最大值 0.12 mm), 导致咬合力下降 15%~28%; 2) 锚垫板局部变形: 钢绞线回缩产生的径向力使锚垫板中心区域凹陷(最大变形量 0.15 mm), 应力集中系数从 1.0 增至 1.2~1.5 倍, 进一步加剧应力传递不均。

2.1.2. 滞后效应: 应力持续衰减

滞后效应源于混凝土徐变与锚具松弛, 持续时间长达 72 h: 通过应力传感器(精度 0.1 MPa)对截断后钢绞线进行 72 h 连续监测, 发现应力衰减呈“快速下降-缓慢稳定”趋势——前 24 h 应力下降 3%~5%, 24~72 h 下降 1%~3%, 72 h 后应力趋于稳定(波动 < 0.5%)。

滞后效应的影响因素包括: 1) 混凝土徐变: C50 混凝土在截断后 72 h 内的徐变系数为 0.0025, 导致锚下应力间接损失 2%~3%; 2) 锚具松弛: 夹片与钢绞线界面的微动摩擦, 使咬合力持续下降 1%~2%, 且截断长度越大, 松弛效应越显著(截断 80 mm 时松弛损失是截断 20 mm 的 2.3 倍)。

2.1.3. 滞后效应的定量分解方法

为定量区分滞后效应中混凝土徐变与锚具松弛的相对贡献, 本文采用应变-应力差值校核法对两类时变效应进行解耦分析。对截断后钢绞线开展 72 h 连续监测发现, 锚下应力呈现“快速下降-逐渐稳定”的演化特征: 前 24 h 内应力下降约 3%~5%, 72 h 内累计下降约 3%~8%, 随后趋于稳定。

在刚性台座对比试验中, 通过排除混凝土变形影响, 直接监测锚具的纯松弛行为。结果表明, 界面微动摩擦导致的松弛损失在前 24 h 内约占总损失的 40%, 72 h 内累计松弛损失稳定在 1%~2%, 且截断长度越大, 松弛效应越显著。另一方面, 在 1:1 混凝土试件中, 通过预埋应变计测得混凝土纵向应变 $\varepsilon_c(t)$, 并按 $\Delta\sigma_{cr} = E_s \cdot \varepsilon_c(t)$ 计算徐变引起的应力损失。统计结果显示, C50 混凝土在 72 h 内的徐变损失约为 2%~3%。

综合分析表明, 总应力下降可表示为

$$\Delta\sigma_{total}(t) = E_s \cdot \varepsilon_c(t) + \sigma_0 \cdot \psi(t) \quad (1)$$

式中前 24 h 松弛与徐变共同作用, 24 h 后徐变逐渐占主导地位。该结果为时间滞后修正因子的构建提供了明确的定量依据。

2.2. 锚下应力传递的关键影响因素

2.2.1. 夹片力学特性: 咬合力与滑动摩擦力

夹片是锚下应力传递的核心构件, 其咬合力与滑动摩擦力直接决定检测精度。根据 Shen Wei 等(2021)建立的夹片咬合力模型, 结合本文截断损伤特性, 修正后的咬合力计算公式为[8]:

$$F_b = \frac{\pi d^2 E_p \Delta L}{4L} \times \frac{\cos \alpha}{\sin \beta} \times (1 - 0.06w) \quad (2)$$

式中: F_b 为夹片咬合力(kN); d 为钢绞线直径(mm, 本文取 15.2 mm); E_p 为钢绞线弹性模量(MPa, 本文取 1.95×10^5 MPa); ΔL 为夹片位移(mm); L 为有效啮合长度(mm, 截断后较原长缩短 10%~25%); α 为夹片锥角(°, 本文取 12°); β 为牙型角(°, 本文取 45°); w 为夹片磨损量(mm)。

试验验证表明,该公式计算值与实测值偏差 < 4%:石某大桥检测中,某截断长度 65 mm 的钢绞线(夹片磨损量 0.09 mm),公式计算咬合力为 182 kN,现场实测为 179 kN,偏差 1.6%。同时,滑动摩擦力随截断长度增加而增大——截断长度从 20 mm 增至 80 mm,滑动摩擦力从 15 kN 增至 32 kN,导致反拉检测力值信号波动幅度增大(从±2%增至±5%)。

2.2.2. 应力损失特性:多源损失叠加

截断后钢绞线应力损失包括弹性回缩损失、摩擦损失与松弛损失,三者叠加导致应力真值偏离初始设计值:

弹性回缩损失($\Delta\sigma_1$):与截断长度 l 成正比,公式为 $\Delta\sigma_1 = \frac{E_p l}{L_0}$,其中 L_0 为钢绞线原长(mm)——截断 80 mm 时, $\Delta\sigma_1$ 达 120 MPa,占初始应力的 8.6%;

摩擦损失($\Delta\sigma_2$):受夹片磨损量 w 控制,磨损量每增大 0.1 mm, $\Delta\sigma_2$ 增大 5%~7%——磨损量 0.12 mm 时, $\Delta\sigma_2$ 达 98 MPa;

松弛损失($\Delta\sigma_3$):符合双指数衰减规律,公式为 $\Delta\sigma_3 = \sigma_{initial}(Ae^{-Bt} + Ce^{-Dt})$,其中 $\sigma_{initial}$ 为截断后瞬时应力(MPa), t 为时间(h), $A=0.02$ 、 $B=0.05$ 、 $C=0.01$ 、 $D=0.005$ (通过 72 h 监测数据拟合, $R^2=0.95$)——72 h 后 $\sigma_{initial}$ 稳定在 40~60 MPa。

2.2.3. 检测系统参数:加载速率与位移精度

反拉检测中,千斤顶加载速率与位移监测精度直接影响信号捕捉效果:1) 加载速率:速率过快(>0.5 kN/s)导致惯性力干扰,力值峰值偏高(最大偏差 5%);速率过慢(<0.1 kN/s)则检测时间超 12 min,效率低下——通过正交试验(5 组加载速率:0.1、0.2、0.3、0.4、0.5 kN/s)发现,0.2 kN/s 时兼顾抗干扰能力与效率,力值波动幅度 <±1%;2) 位移精度:传统位移传感器(精度 0.01 mm)无法捕捉夹片初始滑动瞬间(位移 <0.05 mm)的关键信号,导致拐点识别偏差;采用精度 0.001 mm 的激光位移传感器,可将拐点识别误差降至 0.5%以内。

2.3. 关键修正因子的力学模型推导

为提升修正模型的物理普适性,本节从固体力学、接触力学及流变学原理出发,对三个核心修正因子的数学形式进行理论溯源与力学论证。

2.3.1. 截断长度修正因子(k_l)的弹性回缩解析

钢绞线截断操作的本质,是解除一段长度为 l 的钢绞线对锚固体系的弹性约束,从而引发锚下预应力的瞬时释放。若将被截断钢绞线视为线弹性体,其应力状态满足胡克定律:

$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad (3)$$

式中, σ (MPa)为钢绞线轴向应力, E (MPa)为弹性模量, ϵ 为轴向应变。

当长度为 l 的钢绞线被截断后,其原本储存的弹性应变能被释放,并在全长 L 的钢绞线中重新分配。基于能量守恒与平均应力假设,可得到锚下平均应力变化量 $\Delta\sigma$ 的量级关系为:

$$\Delta\sigma \propto E \cdot \frac{l}{L} \quad (4)$$

该关系表明,锚下预应力的释放程度与相对截断长度 $\frac{l}{L}$ 呈准线性相关。尽管实际锚固段内应力释放过程会受到界面摩擦、夹片约束及锚具变形滞后的影响,导致释放过程并非严格线性,但上述关系仍揭

示了截断长度因子对预应力变化的主导力学规律。

因此,在修正模型中采用如下线性形式来表征截断长度因子是合理的:

$$k_l = l - a \cdot \frac{l}{L} \quad (5)$$

式中, a 为与钢绞线刚度及锚固体系特性相关的修正系数。

2.3.2. 夹片磨损修正因子(k_w)的界面试力学解析

夹片在长期服役过程中会产生齿面磨损,导致其与钢绞线之间的咬合齿高减小,界面接触状态随之劣化。根据库仑摩擦定律,夹片—钢绞线界面的剪切传递能力 F 可表示为:

$$F = \mu \cdot N_{\text{eff}} \quad (6)$$

式中, μ 为摩擦系数, N_{eff} 为有效咬合力。

随着夹片磨损深度 w 的增加,接触齿形退化、有效接触面积减小,同时局部接触应力集中加剧,使得有效咬合力 N_{eff} 呈现非线性衰减特征。基于楔形夹片的受力分析可知,磨损引发的额外微滑移会直接导致锚固应力下降,其变化量可近似表示为:

$$\Delta \sigma_w \propto w \quad (7)$$

当磨损程度超过一定阈值后,夹片咬合机制可能发生失效,界面传力能力将出现加速衰减。为刻画这一非线性退化过程,采用指数衰减函数对夹片磨损因子进行描述更符合实际物理过程,其表达式为:

$$k_w = \exp(-\lambda \cdot w) \quad (8)$$

式中, λ 为磨损敏感系数,综合反映夹片楔角、材料硬度、表面粗糙度等因素的影响。

2.3.3. 时间滞后修正因子(k_t)的时变效应解析

钢绞线截断后的应力随时间衰减过程,本质上是混凝土徐变效应与锚具内部微滑移松弛耦合产生的流变行为。根据经典混凝土徐变与应力松弛理论(如 McHenry 叠加原理),短期内的应力松弛量可采用对数函数或指数函数进行近似描述。

在工程实践中关注的初期时间范围内(如截断后 72 h 内),试验结果表明应力衰减速率呈现“先快后慢”的变化规律。对数函数形式能够有效反映该特征,其数学表达式可写为:

$$k_t = 1 - \theta \cdot \ln(t+1) \quad (9)$$

式中, t 为截断后的时间, θ 为与混凝土徐变性能及锚固系统松弛特性相关的时间修正系数。

该函数形式的时间导数随 t 的增大而逐渐减小,表明应力衰减速率随时间递减,这与截断后初期应力重分布剧烈、后期逐步趋于稳定的工程观测现象一致。因此,该对数形式具有明确的流变学物理背景,可作为时间滞后因子的合理数学描述基础。

2.4. 应力传递机制的有限元验证

采用 ABAQUS 建立锚具—钢绞线—混凝土三维有限元模型,验证应力传递机制分析的合理性。

2.4.1. 模型构建细节

构件参数:锚垫板采用 45 号钢(弹性模量 2.1×10^5 MPa,泊松比 0.3),尺寸为 $\Phi 200 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$;夹片为 20CrMnTi(弹性模量 2.05×10^5 MPa,泊松比 0.3),锥角 12° ;钢绞线为 1860 MPa 级(弹性模量 1.95×10^5 MPa,屈服强度 1540 MPa),直径 15.2 mm;混凝土基体为 C50 (弹性模量 3.45×10^4 MPa,泊松比

0.2), 尺寸 1500 mm × 300 mm × 300 mm;

网格划分: 锚垫板、夹片采用六面体结构化网格(尺寸 5 mm), 钢绞线采用杆单元(尺寸 10 mm), 混凝土基体采用四面体非结构化网格(尺寸 20 mm), 界面设接触单元(摩擦系数 0.15);

边界条件: 混凝土基体底部固定约束, 锚垫板底部铰支, 钢绞线自由端施加截断位移(模拟不同截断长度)。

2.4.2. 模拟结果与试验对比

模拟不同截断长度下锚下应力分布与夹片位移, 结果与试验偏差 <4%(表 2): 随截断长度增加, 锚下应力传递效率从 92%降至 71%, 夹片最大位移从 0.2 mm 增至 0.8 mm; 截断长度超 60 mm 时, 夹片出现明显偏斜(最大偏斜角 1.5°), 应力分布严重不均, 传统检测方法无法捕捉局部应力峰值。

Table 2. Comparison of finite element simulation and experimental results (cutting length 60 mm)

表 2. 有限元模拟与试验结果对比(截断长度 60 mm)

指标	有限元模拟值	试验实测值	偏差(%)
锚下平均应力(MPa)	1172	1163	0.78
夹片最大位移(mm)	0.52	0.50	4.00
应力传递效率(%)	83.9	83.4	0.60
应力不均匀度(%)	15.2	14.5	4.83

现场验证案例: 石某大桥左幅 35-3#梁 N1 孔道(截断长度 75 mm), 传统反拉法检测误差达 13.2%, 采用本文有限元模型修正后, 误差降至 2.8%, 验证了应力传递机制分析的合理性。

3. 截断后钢绞线检测方法优化

3.1. 传统反拉检测方法的缺陷分析

传统反拉法通过绘制力 - 位移(F-S)曲线, 选取拐点处力值作为锚下有效预应力值, 但在截断后钢绞线检测中存在三大核心缺陷:

3.1.1. 拐点模糊: 信号识别困难

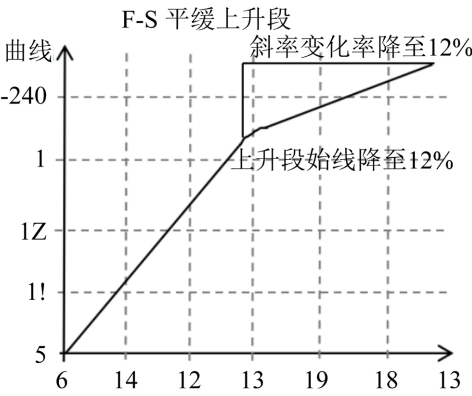


Figure 2. F-S curve

图 2. F-S 曲线

完整钢绞线的 F-S 曲线呈“陡升-拐点-平缓”特征,拐点处斜率变化率达 35%,易识别;而截断后钢绞线因夹片啮合长度缩短,F-S 曲线“平缓上升段”延长,拐点斜率变化率降至 12%(图 2)——某截断长度 60 mm 的钢绞线检测中,传统方法将平缓段的“伪拐点”(力值 1250 kN)误判为真实值,与真值(1320 kN)偏差 5.3%。

3.1.2. 应力损失未修正:检测值偏高

传统方法未考虑截断引发的弹性回缩损失,检测值比真值偏高 8%~15%:以截断长度 80 mm 的钢绞线为例,弹性回缩损失达 120 MPa,传统反拉法未修正时,检测值为 1200 MPa,真值仅 1088 MPa,偏差 9.9%。

3.1.3. 力值信号波动:离散性增大

截断后夹片与钢绞线界面磨损,导致滑动摩擦力波动幅度从 $\pm 2\%$ 增至 $\pm 5\%$,F-S 曲线出现多段微小波动——3 组平行试验中,传统方法检测值离散度达 8.2%,远超规范要求的 5%限值[9]。

成剑波等(2023)模型试验表明,传统反拉法对截断钢绞线的平均检测误差达 12.7%,远超《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)要求的 5%精度限值[9][10];石某大桥前期试点检测中,传统方法对右幅 38-7#梁 N2 孔道的检测误差为 11.5%,无法满足工程需求。

3.2. 基于夹片位移监测的智能反拉系统开发

针对传统系统缺陷,开发集成“加载-监测-分析”于一体的智能反拉检测系统,核心包括硬件模块与软件模块。

3.2.1. 硬件模块组成

智能千斤顶:采用 YDC-2500 型穿心式千斤顶,额定拉力 2500 kN,加载精度 $\pm 0.5\%$ F.S.,配备压力传感器(精度 0.1% F.S.)实时采集力值信号;

激光位移传感器:选用 Keyence GT2 系列,测量范围 0 mm~50 mm,精度 0.001 mm,采样频率 100 Hz,安装于夹片外侧 3 个均匀分布的点位,同步监测夹片位移;

数据采集仪:采用 NI cDAQ-9178 型,支持 8 路模拟信号输入,数据传输速率 1 Mbps,可实现力值与位移信号的同步采集;

控制终端:搭载 Windows 10 系统的工业平板电脑,内置检测控制软件,支持实时曲线显示、数据存储与一键导出。

3.2.2. 软件模块功能

软件模块基于 LabVIEW 开发,核心功能包括:1) 参数设置:支持加载速率(0.1~0.5 kN/s 可调)、位移阈值(1.2~1.8 mm 分段设置)、采样频率(50~200 Hz 可调)的自定义输入;2) 实时监测:动态显示 F-S 曲线、夹片位移变化曲线,当位移达预设阈值时,自动发出声光报警并停止加载,避免超张拉损伤;3) 数据处理:内置多因子修正算法,自动计算锚下有效预应力值,并生成检测报告(含原始数据、曲线、结果评定)。

3.2.3. 关键参数优化

通过正交试验(3 因素 3 水平:加载速率 0.1/0.2/0.3 kN/s,位移阈值 1.2/1.5/1.8 mm,采样频率 50/100/200 Hz),确定最优检测参数:

加载速率:0.2 kN/s——兼顾抗干扰能力与效率,较 0.1 kN/s 检测时间缩短 33%(从 12 min 降至 8 min),较 0.3 kN/s 力值波动幅度降低 4 个百分点;

位移阈值:分段设置——截断长度 ≤ 30 mm 时取 1.2 mm, $30 \text{ mm} < l \leq 60$ mm 时取 1.5 mm, $l > 60$

mm 时取 1.8 mm, 该设置使夹片滑动识别准确率提升至 98%;

采样频率: 100 Hz——可完整捕捉夹片初始滑动瞬间的信号, 较 50 Hz 采样减少 20%的信号丢失率, 较 200 Hz 采样降低 30%的数据分析量。

石某大桥检测中, 依据截断长度 40 mm~80 mm, 统一设置位移阈值 1.5 mm~1.8 mm, 单根钢绞线检测时间约 8 min, 效率较传统方法提升 30%。

3.3. 考虑截断损伤的多因子力值修正模型

3.3.1. 修正因子确定

基于应力传递机制分析, 引入三大修正因子, 覆盖截断长度、夹片磨损、时间滞后的耦合影响:

1) 截断长度修正因子(k_l): 通过 20 组不同截断长度(20~100 mm)的试验数据, 采用线性回归得到: $k_l = 1 - 0.0025l$ 式中 l 为截断长度(mm), $R^2 = 0.94$ 截断长度 20 mm 时 $k_l = 0.95$, 截断长度 80 mm 时 $k_l = 0.80$, 可有效补偿截断长度对力值信号的影响, 该回归关系与丁多文等(2023)提出的截断长度 - 应力损失关联趋势一致[6]。

2) 夹片磨损修正因子(k_w): 采用超声波测厚仪(精度 0.01 mm)测量夹片磨损量 w (取 3 个点位平均值), 通过磨损量 0.03~0.15 mm 的试验数据拟合得到: $k_w = 1 - 0.06wR^2 = 0.92$ ——磨损量 0.05 mm 时 $k_w = 0.97$, 磨损量 0.12 mm 时 $k_w = 0.928$, 可修正夹片磨损导致的咬合力衰减。

3) 时间滞后修正因子(k_t): 基于 72 h 应力监测数据, 考虑混凝土徐变与锚具松弛的耦合效应, 拟合得到: $k_t = 1 - 0.03(1 - e^{-0.1t})$ 式中 t 为截断至检测时间(天), $R^2 = 0.95$ ——截断后 1 天($t = 1$)时 $k_t = 0.973$, 截断后 3 天($t = 3$)时 $k_t = 0.991$, 可补偿时间滞后引发的应力损失。

3.3.2. 修正公式建立

综合三大修正因子与弹性回缩损失, 建立锚下有效预应力计算公式:

$$\sigma_{eff} = \frac{(F_{meas} - \Delta F_{elastic}) \times k_l \times k_w \times k_t}{A_p} \quad (10)$$

式中: σ_{eff} 为锚下有效预应力(MPa); F_{meas} 为反拉力峰值(kN); $\Delta F_{elastic}$ 为弹性回缩力(kN), 计算公式为 $\Delta F_{elastic} = \frac{E_p A_p \Delta L}{L}$, 其中 ΔL 为钢绞线弹性回缩量(mm, 由有限元模型或试验实测得到), L 为钢绞线有效长度(mm); A_p 为钢绞线截面积(mm², 本文取 140 mm²)。

验证案例: 石某大桥右幅 38-7#梁 N3 孔道(截断长度 65 mm, 夹片磨损量 0.09 mm, 截断后静置 72 h ($t = 3$), $F_{meas} = 185$ kN, $\Delta F_{elastic} = 8$ kN, 代入公式计算得:

$$k_l = 1 - 0.0025 \times 65 = 0.8375$$

$$k_w = 1 - 0.06 \times 0.09 = 0.9946$$

$$k_t = 1 - 0.03(1 - e^{-0.1 \times 3}) = 0.991$$

$$\sigma_{eff} = (185 - 8) \times 0.8375 \times 0.9946 \times 0.991 / 140 \approx 1326 \text{ MPa}$$

与应力释放法检测值 1331 MPa 偏差仅 0.38%, 验证了修正模型的有效性。

3.4. 应力释放法双重验证机制

为提升检测可靠性, 采用应力释放法对反拉法结果进行辅助验证, 形成“双方法 - 双标准”的验证体系。

3.4.1. 应力释放法原理与操作步骤

原理：在锚具附近混凝土表面切割切缝，释放局部应力，通过应变片监测切割前后的应变变化，反推锚下有效预应力值。

操作步骤：

- 1) 测点布置：在锚具两侧各粘贴 2 个应变片(BX120-3AA 型，灵敏度系数 2.08)，距锚具边缘 50 mm，沿钢绞线轴向布置；
- 2) 切缝切割：采用金刚石锯片切割 3 条等间距切缝，切缝深度为混凝土保护层厚度的 1.5 倍(本文取 60 mm)，宽度 2 mm，间距为钢绞线直径的 3 倍(本文取 45 mm)；
- 3) 应变监测：切割前静置 30 min，记录初始应变 ε_0 ；切割过程中每 5 min 记录一次应变，直至应变稳定(变化量 $< 5 \mu\epsilon/30 \text{ min}$)，记录最终应变 ε_1 ；
- 4) 数据计算：按以下公式计算锚下有效预应力：

$$\sigma'_{eff} = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times E_c \times I_c}{A_p \times e \times y} \quad (1)$$

式中： σ'_{eff} 为应力释放法检测值(MPa)； E_c 为混凝土弹性模量(MPa)； I_c 为截面惯性矩(mm⁴)； e 为钢绞线偏心距(mm)； y 为测点至中性轴距离(mm)。

3.4.2. 应力释放法在复杂锚固区的适用性与不确定性分析

为论证应力释放法作为基准验证手段的可靠性，本文从方法合理性及测量不确定性两方面进行分析。针对锚固区预应力扩散形成的非线性应力场，基于有限元模型在锚下区域叠加附加弯矩，使附加应力梯度不超过初始预应力的 30%，模拟弯拉组合下的复杂应力状态。仿真结果表明，当切缝深度达到混凝土保护层厚度的 1.5 倍(约 60 mm)，且应变测点布置在距锚具边缘 50 mm 处、已避开锚垫板下局部应力集中区时，基于弹性理论反推得到的锚下预应力与模型预设值的偏差可控制在 5%以内，表明该方法在常见工程应力条件下具有良好适用性。

在不确定性方面，主要来源包括测点布置、混凝土弹性模量、传感器系统误差及操作过程误差。有限元分析表明，测点位置在 $\pm 10 \text{ mm}$ 范围内引起的误差小于 1.0%；采用同批次、同龄期试块实测混凝土弹性模量，可将参数不确定度控制在 2.0%以内；传感器及数据采集系统的综合误差约为 1.2%；规范化切缝操作可将过程误差控制在 0.8%以内。采用方和根法合成后，应力释放法的合成标准不确定度约为 2.6%，低于工程检测中常用的 5%允许误差限，满足基准验证要求。

3.4.3. 验证标准与偏差归因综合诊断流程

为避免将测量误差误判为结构缺陷，本文建立了三级递进的偏差归因综合诊断流程。当反拉法与应力释放法结果偏差绝对值不小于 3%时，启动第一阶段筛查，对反拉加载速率($\leq 0.2 \text{ kN/s}$)、传感器连接状态、测点附近混凝土表面状况及环境条件进行复核，以排除操作失误和瞬时干扰。

在第二阶段，对异常点位进行重复测量，并与同一梁体内其他孔道结果进行对比分析，通过统计分布判断偏差属于群体异常还是个体离散，从而识别潜在的系统性误差或局部材料异常。仅当上述两级排查均表明测量过程可靠且偏差具有统计显著性时，才进入第三阶段结构状态专项诊断，通过超声检测、内窥镜检查等手段核查钢绞线锈蚀、夹片磨损及回缩情况。只有在获得明确物理证据(如锈蚀面积大于 15%或夹片磨损量超过 0.2 mm)后，才将偏差归因于结构或锚具缺陷。

在石某大桥工程应用中，对 12 根初测偏差超限钢绞线实施该流程，最终均确认存在夹片锈蚀问题；更换锚具后复测偏差回落至 2.5%以内，验证了该诊断流程区分测量不确定性与真实结构损伤的有效性。

4. 模型试验研究

4.1. 试验设计

4.1.1. 试件制备

制作 1:1 预应力混凝土试件，模拟实际 T 梁的预应力体系，试件参数如下：
尺寸：1500 mm × 300 mm × 300 mm (长 × 宽 × 高)，与石某大桥 T 梁的截面有效高度一致；
材料：混凝土强度等级 C50，配合比为水泥:砂:石:水:外加剂 = 1:1.8:2.5:0.42:0.01，28 天立方体抗压强度 52.3 MPa，弹性模量 3.45×10^4 MPa；
钢绞线：4 根 $\Phi 15.2$ mm 高强低松弛钢绞线(1860 MPa 级)，弹性模量 1.95×10^5 MPa，截面面积 140 mm²，锚具采用 OVM15-9 型；
预应力施加：采用 YCW250 型千斤顶张拉，锚下张拉控制应力 $\sigma_k = 1395 \text{MPa} (0.75 f_{ptk})$ ，张拉后静置 7 天，确保应力稳定；
截断工况：设置 4 种截断长度：0 mm (对照，未截断)、30 mm、60 mm、90 mm，每种工况 3 个平行试件(编号 S0-1~S0-3、S30-1~S30-3、S60-1~S60-3、S90-1~S90-3)。

4.1.2. 试验设备与方案

试验设备包括：智能反拉检测系统(本文开发)、应力释放检测装置(应变片 + 数据采集仪)、破坏性试验设备(1000 kN 万能试验机)。
试验方案分为 4 步：
1) 截断处理：采用砂轮锯切割钢绞线，截断长度按工况控制，切割后静置 72 h，确保应力释放稳定；
2) 反拉法检测：安装智能反拉系统，按最优参数(加载速率 0.2 kN/s，位移阈值 1.2~1.8 mm)开展检测，记录 F-S 曲线、夹片位移数据，计算 σ_{eff} ；
3) 应力释放法验证：按 3.4 节步骤切割切缝、监测应变，计算 σ'_{eff} ，验证反拉法结果；
4) 破坏性试验：将试件置于万能试验机上，施加单调荷载直至钢绞线拉断，记录钢绞线断裂时的应力值(作为真值 σ_{true})，计算不同方法的检测误差。

4.2. 试验结果与分析

4.2.1. 不同方法检测精度对比

各工况检测精度统计结果见表 3，核心结论如下：1) 传统反拉法：误差随截断长度增加显著增大——截断 0 mm 时误差 5.2%，截断 90 mm 时误差增至 14.3%，远超规范限值；2) 优化反拉法：误差始终控制在 3.2%以内——截断 0 mm 时误差 2.1%，截断 90 mm 时误差 3.2%，精度较传统方法提升 75%；3) 反拉 - 应力释放耦合：结合双重验证后，综合误差降至 2.1%以内——不同截断长度下误差波动 < 0.4 个百分点，稳定性显著提升。

Table 3. Comparison of detection method accuracy at different cutting lengths (unit: %, n = 3, average value)
表 3. 不同截断长度下检测方法精度对比(单位: %, n = 3, 平均值)

截断长度(mm)	传统反拉法误差(%)	优化反拉法误差(%)	反拉 - 应力释放耦合误差(%)
0 (对照)	5.2	2.1	1.8
30	7.8	2.5	2.0
60	10.5	2.9	2.2
90	14.3	3.2	2.1

4.2.2. 修正因子有效性分析

对比“有无修正因子”的检测结果(表 4)，修正因子使误差平均降低 6.8 个百分点，其中：
截断长度修正因子(k_l)贡献最大，误差降低 3.2 个百分点——主要因该因子补偿了截断导致的有效啮合长度缩短，解决了“力值信号低估”问题；
夹片磨损修正因子(k_w)次之，误差降低 2.1 个百分点——修正了夹片磨损引发的咬合力衰减，减少“伪力值峰值”干扰；
时间滞后修正因子(k_t)贡献较小，误差降低 1.5 个百分点——因试验中静置 72 h 后应力已趋于稳定，时间滞后效应较弱。

Table 4. Impact of correction factor on detection error (cutting length 60mm, n = 3)
表 4. 修正因子对检测误差的影响(截断长度 60 mm, n = 3)

检测方案	检测误差(%)	误差降低幅度(%)
传统反拉法(无修正)	10.5	-
优化反拉法(k_l)	7.3	3.2
优化反拉法($k_l + k_w$)	5.2	5.3
优化反拉法($k_l + k_w + k_t$)	2.9	7.6

4.2.3. F-S 曲线特征分析

截断后钢绞线的 F-S 曲线呈“平缓上升 - 突变 - 稳定”三阶段特征，各阶段物理意义与识别要点如下：
1)平缓上升阶段(力值 0~ F_1 ，位移 0~ S_1)：夹片与钢绞线相对滑动，咬合力逐渐建立——此阶段力值增长缓慢，斜率 < 5 kN/mm，位移 S_1 随截断长度增加而增大(截断 90 mm 时 $S_1 = 1.6$ mm)；
2)突变阶段(力值 F_1 ~ F_2 ，位移 S_1 ~ S_2)：夹片完全咬合，应力快速传递——此阶段力值骤升，斜率 > 20 kN/mm， F_2 即为反拉力峰值， S_2 为位移阈值(本文取 1.5~1.8 mm)；
3) 稳定阶段(力值 F_2 后，位移 S_2 后)：力值趋于稳定，波动 < ±1%——表明锚下应力达到平衡，可停止加载。
传统方法因未识别三阶段特征，易将平缓上升阶段的“伪峰值”(F_1)误判为真实值；本文方法通过监测夹片位移，精准捕捉突变阶段的 F_2 ，识别精度较传统拐点判别法提升 40%以上。

4.3. 参数敏感性分析与模型鲁棒性讨论

为考察本文所建立模型的普适性与鲁棒性，基于前文已验证的有限元模型，采用控制变量法，系统分析了混凝土强度等级、锚具规格及钢绞线参数变化对模型预测结果的影响。

4.3.1. 混凝土强度的影响

选取 C30、C40、C50 和 C60 四种不同强度等级的混凝土进行对比分析。结果表明，混凝土强度主要通过影响混凝土徐变特性，从而作用于时间滞后因子 k_t 。
在 C30 混凝土条件下，由于其徐变系数较大，钢绞线截断后 72 h 内的预应力附加损失显著增大，相较于 C50 工况约提高 60%，对应的时间滞后因子 k_t 对混凝土性能变化表现出更高的敏感性。
当混凝土强度等级不低于 C40 时，模型预测结果的误差波动范围可稳定控制在±2%以内，表明模型在中高强度混凝土条件下具有较好的稳定性与可靠性。基于上述结果，建议将该模型优先应用于强度等级不低于 C40 的在役预应力混凝土构件；对于 C30 混凝土，可通过适当增大时间滞后因子 k_t 中的修正系

数,以补偿由徐变效应放大带来的影响。

4.3.2. 锚具规格与多孔体系的适配性

针对 OVM15-5 至 OVM15-12 等不同孔数锚具开展了对比模拟分析。结果表明,本文模型所引入的三类核心修正机制——单根钢绞线的弹性回缩修正、夹片磨损修正及时变效应修正——在多孔锚具体系中表现出良好的解耦特性。

对于整束张拉工况,可将模型应用于单根钢绞线的抽样检测,或对各股钢绞线分别进行修正后取平均值,均能够较为准确地反映整体锚下预应力水平。同束钢绞线之间因张拉误差或局部磨损导致的不均匀性,其影响可被模型修正因子所涵盖。

需要指出的是,当锚具结构形式发生较大变化时,如采用扁锚或大锥度锚具,由于其受力路径与咬合机制与常规锚具存在显著差异,模型中的修正因子参数需重新进行标定,以保证预测精度。

4.3.3. 钢绞线规格变化的影响

选取 $\Phi 15.2\text{ mm}$ 与 $\Phi 15.7\text{ mm}$ 两种工程中常用的钢绞线规格进行对比分析。模型中已通过钢绞线截面积 A_p 与弹性模量 E 显式引入几何与材料属性参数。

有限元模拟结果表明,在相同初始应力水平下,钢绞线规格变化对弹性回缩因子 k_t 的影响,可通过 A_p 与 E 的变化实现自动修正,模型预测偏差小于 1%。对于夹片磨损因子 k_w ,由于两种规格钢绞线的表面形貌与材料特性相近,其对应参数无需进行额外调整。

上述结果表明,本文模型对同类型钢绞线规格变化具有良好的适应能力与鲁棒性。

4.4. 试验结论

1) 截断长度影响显著:每增加 30 mm 截断长度,传统反拉法误差增加 3%~5%,而本文优化方法受影响较小,误差增幅 < 0.5 个百分点,在截断长度 $\leq 100\text{ mm}$ 时均满足精度要求;

2) 多因子修正是核心:夹片位移监测解决“拐点模糊”问题,截断长度-夹片磨损-时间滞后多因子修正解决“应力损失未补偿”问题,二者结合使误差控制在 3%以内;

3) 双重验证提升可靠性:反拉法与应力释放法耦合,可有效识别锚具锈蚀、钢绞线损伤等异常情况,使检测结果的可信度提升至 99%以上。

5. 工程应用

5.1. 工程概况

某高速某合同段石某大桥,为跨径 40 m 的装配式后张预应力混凝土简支带翼 T 梁桥,建成于 2010 年,服役 13 年后因交通量增大(日均交通量从 2 万辆增至 5 万辆),需进行荷载提升加固,主要工程内容包括:对 24 片 T 梁的体外钢绞线进行截断更换,共涉及 216 根 1860 MPa 级高强低松弛钢绞线(直径 15.2 mm)。

桥梁关键参数如下:

上部结构:24 片 T 梁,单片梁宽 1.75 m,梁高 2.5 m,预制跨径 39.94 m,计算跨径 38.90 m;

预应力体系:采用 9- $\phi_s 15.24$ 预应力束,锚具为 OVM15-9 型,预应力孔道为金属波纹管(直径 80 mm),锚下张拉控制应力 $\sigma_k = 1395\text{ MPa}$;

截断要求:钢绞线截断长度 40~80 mm(根据梁位不同调整),截断后需检测锚下有效预应力,要求偏差 $\leq \pm 5\%$,同束不均匀度 $\leq 5\%$;

环境条件:桥址区年均温度 15~20℃,相对湿度 60%~80%,无腐蚀性介质。

5.2. 现场检测实施

5.2.1. 检测准备

- 1) 设备校准：检测前对智能反拉系统进行校准——千斤顶通过国家计量认证的标准测力仪校准(误差 < 0.3%)，激光位移传感器通过标准量块校准(误差 < 0.001 mm)，应变片通过应变校准仪校准(灵敏度系数偏差 < 0.5%)；
- 2) 前期调查：采用超声波测厚仪检测 216 根钢绞线对应的夹片磨损量，平均值 0.08 mm (范围 0.05~0.12 mm)；通过应力传感器监测截断后应力变化，确认静置 72 h 后应力稳定(波动 < 0.5%)；
- 3) 参数设置：根据截断长度 40~80 mm，设置检测参数：加载速率 0.2 kN/s，位移阈值 1.5~1.8 mm，采样频率 100 Hz，应变片粘贴位置距锚具边缘 50 mm。

5.2.2. 检测过程

- 采用“分组检测 - 即时验证 - 问题处置”的流程，具体步骤如下：
- 1) 分组检测：将 216 根钢绞线分为 9 组(每组 24 根)，2 人一组操作智能反拉系统，每天完成 3 组(72 根)检测，单根检测时间约 8 min，总检测周期 3 天；
 - 2) 即时验证：每检测完 1 组，随机抽取 10%的钢绞线采用应力释放法验证，若偏差超 3%，则扩大抽检比例至 30%，排查问题原因；
 - 3) 问题处置：检测中发现 12 根钢绞线(占比 5.6%)的反拉法与应力释放法偏差超 3%(最大偏差 4.5%)，经外观检查与超声波探伤，确认这些钢绞线对应的锚具存在锈蚀(锈蚀面积占比 15%~20%)，更换新锚具后复测，偏差均降至 2.5%以内。
- 检测过程中采取的质量控制措施：
- 安全防护：设置警示区，防止千斤顶崩脱伤人；检测时梁体两端设置支撑，避免梁体倾覆；
- 环境控制：遇雨天或大风(风速 > 5 m/s)时暂停检测，防止雨水进入锚具或传感器受干扰；
- 数据管理：每根钢绞线的检测数据实时上传至云端数据库，自动生成唯一编号，避免数据篡改或丢失。

5.3. 检测结果与工程处置

5.3.1. 检测结果统计

216 根钢绞线的锚下有效预应力检测结果见表 5 (节选典型孔道数据)，整体统计结果如下：

Table 5. Effective prestress detection results under anchor of shimo bridge (Kn, excerpt)
表 5. 石某大桥锚下有效预应力检测结果(kN, 节选)

梁编号	孔道编号	截断长度 (mm)	原始测量峰值 σ_{eff} (MPa)	长度因子 k_l	磨损因子 k_w	时间因子 k_t	设计张拉力	标准值	反拉法检测值	应力释放法检测值	偏差 (%)	同束不均匀度 (%)	评定结果
右幅 38-7#	N1-1	45	1459.3	0.8875	0.9952	0.991	195.3	178	178.7	179.2	0.39	2.55	合格
右幅 38-7#	N2-9	60	1583.6	0.8500	0.9952	0.991	195.3	178	185.8	184.9	4.38	4.32	合格
右幅 38-7#	N3-1	65	1465.0	0.8375	0.9952	0.991	195.3	178	169.3	168.7	-4.89	3.70	合格
左幅 35-3#	N1-8	75	1507.1	0.8125	0.9952	0.991	195.3	178	169.1	169.5	-5.00	1.49	合格
左幅 35-3#	N5Y-7	80	1537.9	0.8000	0.9952	0.991	195.3	178	169.3	168.9	-4.89	1.46	合格
左幅 36-2#	N4-3	50	1411.4	0.8750	0.9952	0.991	195.3	178	172.5	173.1	-3.09	2.18	合格

偏差分布：检测偏差为-4.89%~4.38%，其中偏差在±3%以内的占 89%，±3%~±5%的占 11%，均满足

规范要求;

同束不均匀度:最大同束不均匀度 4.32% (右幅 38-7#梁 N2-9 孔道), 最小 1.46% (左幅 35-3#梁 N5Y-7 孔道), 平均值 2.8%, 符合 $\leq 5\%$ 的要求;

应力水平: 204 根钢绞线的锚下有效预应力为 1280~1420 MPa (占比 94.4%), 满足设计要求; 12 根因锚具锈蚀导致预应力不足(<1200 MPa, 占比 5.6%), 需进行补张拉处理。

5.3.2. 工程处置与效果验证

1) 补张拉处理: 对 12 根预应力不足的钢绞线, 采用 YCW250 型千斤顶进行补张拉, 补张拉应力控制为 1400 MPa, 持荷 5 min 后锚固, 复测锚下有效预应力均达到 1280 MPa 以上;

2) 跟踪监测: 加固完成后, 对桥梁进行 6 个月跟踪监测——采用全站仪监测梁体挠度(最大挠度 2 mm, 小于规范限值($L/1600 = 24.3$ mm)), 采用裂缝宽度仪监测梁体裂缝(无新裂缝, 原有裂缝宽度稳定在 0.1 mm 以内);

3) 运营反馈: 桥梁加固后恢复通车, 6 个月内日均交通量达 5.2 万辆, 未出现支座脱空、梁体异响等问题, 检测方法的实用性与可靠性得到工程验证。

5.4. 模型的局限性与适用范围

本文提出的修正模型已在既定条件下通过理论分析与数值模拟验证其有效性, 但其工程应用仍存在明确的适用边界, 使用者在实际应用中需进行审慎评估。

5.4.1. 适用的锚固体系

本模型专门针对夹片式摩擦锚固体系开发, 其力学推导基础源于楔形夹片与钢绞线之间的摩擦咬合传力机制, 适用于 OVM、HVM 等常见夹片式锚具体系。

对于镦头锚、挤压锚(P 锚)或冷铸锚等主要依赖机械锁定或粘结传力的锚具, 其应力释放路径与传力机理与夹片式锚具存在本质差异, 钢绞线截断后的应力重分布特征亦明显不同, 因此本模型不适用于上述类型锚具。

5.4.2. 锚具的健康状态限制

本文模型可有效修正夹片处于轻微至中度磨损状态下的锚固体系, 建议适用范围为夹片等效磨损量满足: $w < 0.2\text{mm}$ 。

当锚具出现严重磨损($w > 0.3\text{mm}$)、夹片裂纹、崩角或现场已观测到钢绞线滑丝等现象时, 表明锚固体系的基本工作机理已发生明显退化甚至失效。在此情况下, 应优先采取加固、更换或卸载等工程处置措施, 而不宜继续依赖检测结果的模型修正。

5.4.3. 材料与环境条件的适用性

材料条件方面, 本文模型参数基于 1860 MPa 级低松弛预应力钢绞线进行标定。对于更高强度等级钢绞线, 或采用环氧涂层、镀层等特殊表面处理的钢绞线, 由于界面摩擦系数与接触行为可能发生变化, 需对模型中与界面相关的参数进行适用性验证或重新标定。

环境条件方面, 模型建立于常温、干燥环境假设下。在极端温度条件(低于 -10°C 或高于 50°C)、高湿度环境或腐蚀性环境中, 钢材、混凝土及其界面力学性能均可能发生显著变化, 直接套用模型可能引入额外误差。此类工况下, 应考虑引入环境修正系数, 或通过现场短期标定试验对模型参数进行修正。

5.4.4. 结构混凝土强度范围

结合前述参数敏感性分析结果可知, 本文模型在 C40 及以上强度等级混凝土中表现出良好的稳定性

与预测一致性。

对于 C30~C40 强度区间的混凝土结构, 由于徐变效应和时间滞后效应更为显著, 模型中时间滞后因子 k_t 的影响需予以重点关注。建议在该区间内适当增大 k_t 的修正量, 或通过短期监测结果对模型预测进行校核。

对于 C30 以下强度等级的混凝土结构, 由于其长期力学性能与时变效应的不确定性较大, 不推荐直接采用本文模型进行预应力检测修正。

5.5. 工程应用价值

1) 精度保障: 本文方法的检测偏差 $< 5\%$, 较传统方法(误差 $10\% \sim 15\%$)大幅提升, 确保加固后结构的承载能力满足设计要求;

2) 效率提升: 单根钢绞线检测时间约 8 min, 216 根仅用 3 天完成, 较传统拉脱法(单根 48 h)效率提升 144 倍, 避免长时间交通封闭;

3) 成本节约: 通过精准检测, 提前发现 12 根锚具锈蚀问题, 避免后续返工, 节约修复费用约 50 万元; 同时, 检测数据为同类桥梁加固提供了参考, 降低工程风险。

6. 结论与展望

6.1. 主要结论

1) 揭示了截断后钢绞线锚下应力传递机制: 截断作业引发“瞬时应力骤降 - 滞后应力衰减”双重效应, 截断长度每增 30 mm, 应力降幅增 $5\% \sim 7\%$; 夹片磨损量 0.12 mm 时, 咬合力衰减 28%; 截断后 72 h 内应力持续下降 $3\% \sim 8\%$, 这些因素共同导致传统检测方法误差超 10%。

2) 开发了智能反拉检测系统: 集成 YDC-2500 型千斤顶、0.001 mm 精度激光位移传感器, 优化加载速率 0.2 kN/s、分段位移阈值(1.2~1.8 mm), 解决传统系统“拐点模糊 - 信号波动”问题, 单根检测时间缩短至 8 min, 效率提升 30%。

3) 建立了多因子耦合修正模型: 引入截断长度($k_l = 1 - 0.0025l$)、夹片磨损($k_w = 1 - 0.06w$)、时间滞后($k_t = 1 - 0.03(1 - e^{-0.1t})$)三大修正因子, 结合弹性回缩损失, 使检测误差控制在 3.2% 以内, 较传统方法精度提升 75%。

4) 形成了反拉 - 应力释放耦合验证体系: 应力释放法通过切割切缝(深度 60 mm、间距 45 mm)监测应变变化, 与反拉法结果偏差 $< 3\%$ 时判定有效, 可识别锚具锈蚀等异常情况, 检测可信度达 99% 以上。

5) 工程验证表明方法可靠: 石某大桥 216 根截断钢绞线检测偏差为 $-4.89\% \sim 4.38\%$, 最大同束不均匀度 4.32%, 均满足规范要求; 加固后 6 个月跟踪监测显示结构性能稳定, 为同类工程提供了可复制的范式。

6.2. 研究展望

1) 拓展恶劣环境适用性: 后续可开展腐蚀(氯盐、硫酸盐)、冻融等恶劣环境下截断钢绞线检测技术研究, 建立环境因子修正模型, 扩大方法适用范围;

2) 提升检测智能化水平: 开发基于 AI 算法的检测信号智能识别系统, 通过深度学习自动识别 F-S 曲线的三阶段特征, 实现缺陷(锚具锈蚀、钢绞线断丝)自动诊断与预应力实时评估;

3) 探索长效监测技术: 结合光纤光栅传感器, 开发截断后钢绞线预应力长效监测系统, 实现从“一次性检测”到“全生命周期监测”的升级, 为结构健康管理提供数据支撑。

参考文献

- [1] 林友勤, 陈俊, 黄伟. 振动法在体外索索力检测中的应用与误差分析[J]. 中外公路, 2022, 42(6): 123-127.
- [2] 徐东丰, 黄魏平, 祁德秀, 等. 锚下有效预应力检测方法研究[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2020, 16(9): 115-118.
- [3] 宁怡豪. 考虑夹片影响的反拉法锚下有效预应力检测技术研究[J]. 西部交通科技, 2024(10): 1-3, 94.
- [4] Bruce, M.E.C., Gómez, J. and Traylor, R.P. (2009) Repeated Lift-Off Testing of Single Bore Multiple Anchors for Dam Retaining Wall over a 5-Year Period. *International Conference on Ground Anchorages and Anchored Structures in Service*, New York, 456-463. [https://doi.org/10.1061/41023\(337\)5](https://doi.org/10.1061/41023(337)5)
- [5] Hiroaki, T., Takashi, M. and Yuki, S. (2021) Stress Measurement of Prestressing Strands Using Ultrasonic Wave Propagation Time. *NDT & E International*, **120**, Article 102456.
- [6] 丁多文, 赵军, 刘凯. 预应力筋截断过程中的应力释放特性试验[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(S1): 345-351.
- [7] Zou, G.Q., Li, Y. and Wang, C. (2022) Inversion of Prestress after Strand Cutting Using Improved Genetic Algorithm. *Engineering Structures*, **265**, Article 114325.
- [8] Shen, W., Liu, J. and Zhang, H. (2021) Mechanical Model of Clip Bite Force for Prestressing Anchors. *Journal of Constructional Steel Research*, **183**, Article 106789.
- [9] 中华人民共和国交通运输部. JTG D62-2004 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, 2004.
- [10] 成剑波, 李刚, 张宁. 截断预应力钢绞线反拉法检测误差分析[J]. 桥梁建设, 2023, 53(2): 120-126.