

工程设计中体外预应力筋极限应力取值的建议

刘士林¹ 杜进生²

(1. 中交第一公路勘察设计研究院 西安 710075 2. 北京交通大学 北京 100044)

摘要: 本文首先对国内外有代表性的体外预应力筋极限应力计算方法进行了评述。在此基础上, 建议了新建及加固桥梁工程设计中, 体外预应力筋极限应力计算公式。该公式简单、直观, 既适用于简支梁, 亦适用于连续梁。由于公式中显含预应力筋弹性模量, 所建议公式也可用于非钢材材质的体外预应力结构。

关键词: 体外预应力筋 极限应力 混凝土 桥梁

1. 前言

作为后张预应力混凝土的一个重要分支的体外预应力混凝土结构是指预应力筋位于梁体截面外并通过锚具及转向块来对结构物施加预应力的一种结构体系。目前, 体外预应力在我国新建桥梁中的应用逐渐增多并成为加固既有桥梁的有效方法之一。另外, 随着碳纤维材料生产成本的降低以及配套锚具的开发和完善, 采用碳纤维材料为体外预应力筋的新建桥梁及加固工程亦会逐渐增加。以碳纤维筋作为体外预应力筋, 一方面可以使碳纤维材料的高强、轻质、耐腐蚀及抗疲劳等特性得到充分发挥; 另一方面体外预应力筋与梁体混凝土的无粘结特性, 可以避免或相当程度地减少由混凝土开裂引起碳纤维预应力筋应变突变而可能导致的结构失效问题, 因为碳纤维筋的极限拉应变通常远低于高强钢丝的极限拉应变, 对应变的突然增加比较敏感。

在配有体外预应力筋的结构中, 外荷载作用下体外预应力筋的重心与梁体存在相对移动也即所谓的“二次效应”, 为实际设计工作需要和简化抗弯强度计算, 一般忽略不计体外预应力筋的“二次效应”及转向块处的摩擦力的影响。体外预应力筋通常近似地按体内无粘结预应力筋来处理。与有粘结预应力混凝土结构相比, 体外及无粘结预应力混凝土结构的最大

困难在于: 结构的强度和变形相耦合, 荷载作用下, 由于预应力筋与混凝土之间可以发生滑动, 预应力筋应力增量不能由单个截面的应变相容来确定, 而与结构的变形有关。为获得体外预应力混凝土梁的正截面抗弯强度、必须首先确定体外预应力筋的极限应力。

2. 现有的主要计算公式

尽管现有的体外预应力筋或无粘结预应力筋极限应力计算公式较多, 关于体外预应力筋极限应力取值的研究, 依然比较活跃, 但概括起来, 这些公式大体可分为三类: (1) 粘结折减系数法; (2) 根据截面配筋指标而建立的回归公式; (3) 基于变形或等效塑性区长度的计算方法。

2.1 粘结折减系数法

粘结折减系数法是将最大弯矩截面无粘结筋处混凝土应变乘以折减系数而得到无粘结筋的应变, Baker建议粘结折减系数 Ω_u 取0.1。Naaman等^[1]则进一步将折减系数与构件承受的荷载形式(三分点或跨中一点加载)、加载模式(连续梁加载跨与非加载跨的比)相联系, 即:

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u E_p \varepsilon_{cu} \left[\frac{h_p}{c} - 1 \right] \frac{L_1}{L_2} \leq 0.94 f_{py} (\text{MPa}) \quad (1)$$

当构件承受跨中一点集中荷载时, $\Omega_u = \frac{1.5}{L/h_p}$;

当构件承受三分点荷载或均布荷载时, $\Omega_u = \frac{3}{L/h_p}$ 。

式中, L 为构件的跨长; h_p 为关键截面预应力筋重心至受压截面上缘的距离; f_{ps} 为无粘结预应力筋极限应力; f_{pe} 为预应力筋的有效预应力; L_1 为加载跨的长度; L_2 为相邻锚具间的距离; c 为构件破坏时截面中性轴高度; ε_{cu} 为混凝土的极限压应变, 并取 $\varepsilon_{cu}=0.003$; f_{py} 为预应力筋的名义屈服强度; E_p 为预应力筋的弹性模量。可以看出当构件的跨高比 L/h_p 大于30时, 不管何种荷载作用形式或加载模式, Ω_u 均小于Baker建议的 $\Omega_u=0.1$ 。在用粘结折减系数分析无粘结预应力筋应力变化时, 为得到中性轴高度 c , 需求解截面平衡方程, 计算比较繁琐, 为此Naaman建议在初步设计时, 取无粘结预应力筋极限应力 $f_{ps}=f_{pe}+103(\text{MPa})$ 。另外, 已有研究证明, 在有些情况下, 该方法会高估体外预应力筋的极限应力值。针对桥梁结构所承受的移动交通荷载, 承载能力极限状态下, 实际设计中很难判断该采用跨中一点还是三分点对应的粘结系数, 以及在连续梁中如何计算加载跨的长度 L_1 。粘结折减系数法的初衷是为了简化计算, 使体外及无粘结配筋与有粘结配筋结构的分析相统一。可是, 正是由于体外及无粘结配筋结构的强度与变形相耦合, 要给出一个合理而单一的折减系数值并不容易。Naaman公式曾被AASHTO LRFD 1994年版桥梁规范所采纳, 但AASHTO LRFD 1998年版桥梁规范^[2]已不再使用该式。

2.2 根据截面配筋指标而建立的回归公式

在试验研究基础上, 根据截面配筋指标而建立的回归公式, 最具代表性的当属ACI 318规范^[3]公式及以杜拱辰和陶学康研究工作为基础的《无粘结预应力混凝土结构设计与施工规程》^[4]所建议的公式。ACI 318规范公式为:

$$f_{ps}=f_{pe}+70+\frac{f'_c}{\mu\rho_p} \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

式中, 当跨高比 $L/h_p \leq 35$ 时, $\mu=100$; 当跨高比 $L/h_p > 35$ 时, $\mu=300$; f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度; $\rho_p=A_p/bh_p$, 为预应力筋的配筋率, A_p 为预应力的截面积, b 为梁截面受压缘宽度。

不少学者曾指出ACI 318规范公式的不足, 主要有: 基于单一设计参数 f'_c/ρ_p 的公式与实测的预应力筋极限应力增量 Δf_{ps} 相关性较差; 在跨高比等于35处不连续; 没有考虑有粘结非预应力筋及外荷载作用方式的影响; 对于T形截面或不对称的I形截面, 式(2)的值与所分析截面承受正或负弯矩有关, 这与沿无粘结预应力筋全长预应力筋应力不变的事实相矛盾(不计摩擦力的影响)。

《无粘结预应力混凝土结构设计与施工规程》所建议的公式为:

$$\begin{cases} f_{ps}=f_{pe}+500-770q_0 & \text{当跨高比} \leq 35 \text{时} \\ f_{ps}=f_{pe}+260-380q_0 & \text{当跨高比} > 35 \text{时} \end{cases} \quad (\text{MPa}) \quad (3)$$

式中, $q_0=A_p f_{pe}/bh_p f_{cm}+A_s f_y/bh_p f_{cm} \leq 0.45$; f_{cm} 为混凝土弯曲抗压强度; A_s, f_y 分别为有粘结非预应力筋的面积及屈服强度。配筋指标 q_0 包含有粘结非预应力筋对体外或无粘结预应力筋极限应力的影响, 同时 q_0 与关键截面中性轴高度直接相关。无论是式(1)还是式(2), 均无法考虑预应力筋锚固长度对极限应力的影响, 亦没有区分应用于简支梁及连续梁时的差异; 由于公式中不显含预应力筋的弹性模量, 所以仅适用于以钢材为材质的预应力筋, 不适用于和钢材弹性模量有较大差异的FRP材质的体外或无粘结预应力筋。

2.3 基于变形或等效塑性区长度的计算方法

不同学者的试验研究均表明, 无论是简支梁还是连续梁, 是体外无粘结预应力筋还是体内无粘结预应力筋, 是新建结构还是加固结构, 从构件开始加载至构件破坏, 无粘结预应力筋的应力增量与跨中挠度密切相关, 并基本成正比关系。也正因为如此, 文献^{[5][6]}通过直接分析构件破坏时的极限挠度来确定无粘结预应力筋的极限应力。体外或无粘结预应力筋的极限应力亦可通过构件的等效塑性区长度 L_p 来确定, 假定荷载作用下结构的变形集中在长度为 L_p 的等效塑性区内, 体外预应力筋的应变与关

键截面上相同位置处的混凝土的应变相同。这样如果假定构件失效时混凝土的极限压应变为 ϵ_{cu} , 关键截面的中性轴高度为 c , 相应的曲率 ϕ 则为 ϵ_{cu}/c , 构件失效时关键截面的总转角 $\theta=L_p\epsilon_{cu}/c$, 而预应力筋在 L_p 长度内的总伸长为 $\theta(h_p-c)$, h_p 为无粘结预应力筋重心至截面受压缘的距离。结构破坏时, 体外预应力筋的极限应力增量 Δf_p 则为:

$$\Delta f_{ps} = \frac{E_p \theta (h_p - c)}{L} \quad (4)$$

式中, E_p 为预应力筋的弹性模量; L 为相邻锚具间预应力筋的长度或构件的跨径。

这样, 体外预应力筋的极限应力计算转化为确定等效塑性区长度 L_p 的大小。而等效塑性区长度 L_p 大小的确定有两类模型: 即Harajli^[7]的以荷载作用形式为主要参数的模型和Pannell^[8]的与关键截面中性轴高度相联系的模型。文献^{[9][10]}指出Harajli的等效塑性区长度模型过分强调了荷载作用形式的影响, 而且与试验反算得到的实际等效塑性区长度有较大差异。在Pannell模型中, $L_p = \psi c$, 而 ψ 由试验实测数据反算得出。文献^{[9][10]}根据对现有的国内外试验数据的分析, 进一步证实Pannell模型的合理性, 且 ψ 可取为一常数。文献^[10]取 $\psi = 9.3$, $\epsilon_{cu} = 0.003$ 并建立了显含预应力筋弹性模量的既适用于简支梁桥又适用于连续梁桥的体外及无粘结预应力筋极限应力公式, 即

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pe} + \frac{\psi \epsilon_{cu} E_p (h_p - c_{pe})}{l_e} \\ &= f_{pe} + \frac{0.0279 E_p (h_p - c_{pe})}{l_e} \quad (\text{MPa}) \end{aligned} \quad (5)$$

式中, c_{pe} 为不计无粘结预应力筋应力增量时截面中性轴高度; l_e 为相邻锚具间的距离与结构失效所需的塑性铰数目之比。

最近, Roberts-Wollmann等^[11]介绍了AASHTO LRFD 1998年版桥梁规范及AASHTO 1999年版阶段预制混凝土桥规范^[12]中关于体外预应力筋极限应力公式建立的背景资料。修订后的AASHTO

桥梁规范摒弃了Naaman建议的式(1), 而采用下式来计算体外预应力筋的极限应力:

$$f_{ps} = f_{pe} + 6200 \left(\frac{h_p - c_y}{\lambda_e} \right) \quad (6)$$

式中, c_y 为体外预应力筋达到其屈服强度时的截面中性轴高度; $\lambda_e = L(1 + N/2)$, L 为相邻锚具间的距离, N 为 L 范围内连续梁失效时在中支座处形成的塑性铰数目, 并认为连续梁的中支座截面转动量为跨中截面转动量的一半。

式(6)仍然是以Pannell所提出的等效塑性区长度模型为基础的, 其中, $\psi = 10.5$, $\epsilon_{cu} = 0.003$, $E_p = 19300 \text{ MPa}$; 由于在计算截面中性轴高度时采用了预应力筋的屈服强度而非其实际强度, 导致所计算的中性轴高度较实际的大, 因此对 ψ 、 ϵ_{cu} 、 E_p 三项的积进行适当增加并取值为6200。

3. 建议公式

本文主张建立以Pannell的等效塑性区长度模型为基础的体外预应力筋极限应力计算公式。一方面, 目前美国AASHTO桥梁规范、英国BS8110规范^[13]及加拿大A23.3-94规范^[14]关于体外及无粘结预应力筋极限应力计算公式均以Pannell模型为基础建立的。更主要的是通过对国内外大量试验数据的分析, 发现Pannell模型中的关键参数 ψ 比较稳定, 可以取为常数。文献^[9]分析了88根以国内试验数据为主体的试验梁, ψ 的平均值为10.7。文献^[10]分析了148根以国外试验数据为主体的试验梁, ψ 的平均值为16.1, ψ 值出现的相对频率柱状图如图1所示。本文建议 $\psi = 10$, 构件破坏时混凝土压应变 $\epsilon_{cu} = 0.003$, 预应力筋弹性模量 E_p 以参数形式保留, 以适应非钢材材质体外预应力筋的需要。为简化分析, 在计算截面中性轴高度时, 不计体外预应力筋应力增量时截面中性轴高度的影响。这样, 所建议的体外预应力筋极限应力计算公式为:

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pe} + \frac{\psi \epsilon_{cu} E_p (h_p - c_{pe})}{\lambda_e} \\ &= f_{pe} + \frac{0.03 E_p (h_p - c_{pe})}{\lambda_e} \quad (\text{MPa}) \end{aligned} \quad (7)$$

式中, c_{pe} 为不计无粘结预应力筋应力增量时截面中性轴高度; $\lambda_e = L / (1 + N/2)$, N 为 L 范围内连续梁失效时在中支座处形成的塑性铰数目, 这和式 (6) 的处理方法一样, 因为 Roberts-Wollmann 等^[11] 试验资料表明, 体外预应力连续梁的中支座截面转角约为跨中截面转角的一半。

连续梁中, 跨中截面中性轴高度 c_{pe} 与支座截面的中性轴高度 c_{pe} 通常并不相等, 式 (7) 中所需的 c_{pe} 可采用跨中截面中性轴高度与支座截面中性轴高度的加权平均值或算术平均值。

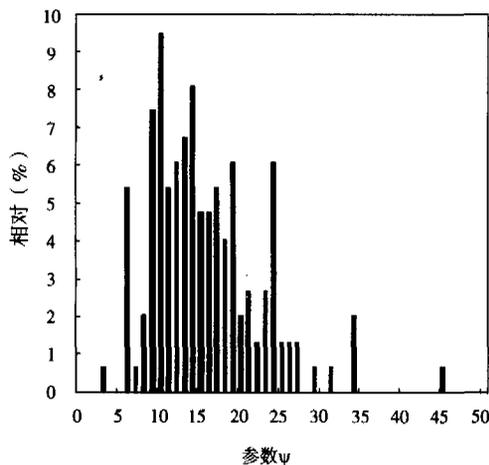


图1 试验梁(总计148根)参数 ψ 值的分布频率柱状图^[10]

4. 结束语

体外及体内无粘结预应力混凝土结构中, 构件的强度和变形相耦合, 荷载作用下, 预应力筋应力增量不能由单个截面的应变相容来确定, 而与结构的变形有关。由于不同研究者在试验研究时所考虑的影响因素有限, 加之不同研究者所采用极限状态标准的差异, 避开结构变形, 单纯依靠对试验结果的统计回归或截取下限值的方法不可能建立起完整统一的体外预应力筋应力变化分析方法。本文所建议的公式, 简单、直观并便于工程设计所使用。另外, Pannell 的模型亦可推广到分析正常使用极限状态下, 体外预应力筋应力的变化、构件截面的应力分析及构件挠度的计算等, 这些内容将另文介绍。

参考文献

- [1] Naaman, A. E., Burns, N., French, C., Gamble, W. L. and Mattock, A. H. Stresses in unbonded prestressing tendons at ultimate: Recommendation. ACI Structure Journal, 2002, 99(4), 518-529.
- [2] AASHTO, 1998. LRFD Bridge Design Specification, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- [3] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary (318R-95). American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1995, 369 pp.
- [4] 《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ/T92-93. 中国计划出版社, 1993年.
- [5] 杜进生, 叶见曙, 赖国麟. 体外预应力加固梁桥后的抗弯强度计算, 华东公路, 1991, No.4, 12-21.
- [6] 杜进生, 刘西拉. 基于结构变形的无粘结预应力筋应力变化研究, 土木工程学报, 2003, 36 (8), 12-19.
- [7] Harajli, M. H. Effect of span-depth ratio on the ultimate steel stress in unbonded prestressed concrete members. ACI Structure Journal, 1990, 87(3), pp.205-312.
- [8] Pannell, F. N. The ultimate moment of resistance of unbonded prestressed concrete beams. Magazine of Concrete Research, 1969, 21(66), pp. 43-54.
- [9] 杜进生, 赖国麟. 无粘结部分预应力混凝土受弯构件正截面抗弯强度计算方法的研究. 桥梁建设, 1997, (3), pp. 13-15.
- [10] Au, F. T. K. and Du, J. S. Prediction of ultimate stress in unbonded prestressing tendons. Magazine of Concrete Research, 2004, 56(1), pp.1-11.
- [11] Roberts-Wollmann, C. L., Kreger, M. E., Rogowsky, D. M. and Breen, J. E. Stresses in External Tendons at Ultimate. ACI Structural Journal, 2005, 102(2), 206-213.
- [12] AASHTO, 1999. Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, 2nd Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- [13] BSI. Structure Use of Concrete BS 8110 - Parts 1, 2 and 3. British Standards Institution, U.K., 1985.
- [14] Design of Concrete Structures (A23.3-94). Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada, 1994.