

体外预应力混凝土特点及应力增量计算简介

谢应鹏 曾 滨

摘 要 把预应力筋放在梁截面以外的这一结构形式,称体外预应力[Externally Prestressed Concrete(EPC)].近年来在国内外得到迅速发展,目前已较广泛地应用于房屋桥梁设计及加固修补等方面。本文主要介绍 EPC 在国内外的发展状况、结构特点、主要的理论及设计方法,以期能促进体外预应力混凝土更为广泛的应用。

关键词 体外预应力砼(EPC) 体外预应力筋(external cable) 鞍座(deviator)

一、概述

在中国,随着经济的高速发展,大批的房屋桥梁正在兴建之中,但同时由于长时间的使用,相当一部分房屋桥梁面临承载能力不足的问题。处理这样的结构,一是重建,二是修补,由于经济上的原因,后者往往优于前者。而要修补,使用无粘结预应力砼不失为一种好的方法。使用无粘结预应力混凝土,一种是把预应力筋放在梁截面以内,这是我们平常所见到的形式,而另一种则是把预应力筋放在梁截面以外,只通过中间的鞍座及端部的锚固与砼梁相连。由于这种形式具有施工方便,成本低廉等优点,在国外得到了越来越广泛的应用,这种形式在国内同样有着良好的发展前景。

二、体外预应力砼(EPC)的定义及其优缺点

所谓的体外预应力砼,指的是把预应力筋放在梁截面以外,通过两端的锚固与梁相连,通过中间的鞍座防止其偏离。由于其固有的形式,EPC 砼较之普通砼有以下优点:

1. 施工方便。由于预应力筋放在梁截面以外,可以和正常的砼梁一样来浇筑 EPC 梁,用后张拉法对预应力筋进行张拉。可以有效地缩短工期,减少施工时的荷载。

2. 维护修补方便。可以很方便地测试预应力筋的性能及变形程度,根据其状态决定是否需要张拉或更换预应力筋。

3. 可以作为对现存砼梁的修补手段,只需在

梁外加上预应力筋即可。

4. 由于不需预留预应力筋管道在梁截面中,可以减小梁截面大小,节约原材料,减轻自重。

但同时,它也具有以下不可避免的缺点:

1. 防腐蚀、防火性能差。这也是 EPC 长期以来没有得到充分发展的原因。直到近时期高强度聚乙烯的运用,使得预应力筋防腐蚀性性能极大提高,才使这一问题得到解决。但由于防腐剂的运用,提高了预应力筋的成本。

2. 由于预应力筋只通过两端的锚固及中间的鞍座与梁相连,这就对锚固端及鞍座提出了相当高的要求,它必须具有一定的强度,具有较高的抵抗梁中荷载的能力。

3. 在同样条件下,体外预应力砼需要较大的张拉力才能产生同样的预应力。

4. 最终外预应力筋的应力损失情况比普通预应力混凝土严重。

三、EPC 在国外的的发展过程

EPC 具有很长的发展历史。其最早可以追溯到 1936 年,当时德国的 Franz Dischinger 设计了 Aue Bridge,其外预应力筋配置是以桁架形式。随后是 1938 年的 Widenbruck Bridge(德国 Ulrich Finsterwalder 设计)。在法国,1950~1956 年, Henri Lossier 率先设计了 Villeneuve-Saint-George 桥, Cargaret 在 port a Binson 和 Lcan Bia 设计了相似的桥,引进了 EPC 这一形式。但是所

有这些最初的设计并没有带来好的影响,这时由于当时的工艺不能解决钢绞线受腐蚀这一问题,钢绞线的腐蚀往往比较严重。尤其是 Can Bia 桥,由于它把锚固端放在桥底部,允许河水穿过外预应力筋,使得钢绞线腐蚀非常严重,导致最后断裂,只好关闭桥梁。所有这些,都给 EPC 带来了很坏的影响,以致于 60~70 年只有很少的 EPC 结构建成。

进入 70 年代以后,由于高强度钢绞线的使用及防腐性能的提高,极大地促进了 EPC 的发展。1979 年,美国的 Jean Muller 设计的 Long Key Bridge 充分证明了这一形式的优点。随后法国在 SETRA 的促进下,大批的 EPC 建筑物得到兴建。这些建筑的特点是外预应力筋可以拆除。其中较著名的有泰国曼谷的 Second Stage Express System。在日本,除建设 EPC 桥梁(松山自动车道)外,还用于桥梁的补修,如石川县北陆高速公路大庆寺川桥等。近年来,由于 EPC 理论的进一步完善,这一形式的应用更为广泛。

四、理论的发展过程

理论的发展相对滞后于实践的发展,长期以来业内是用计算无粘结预应力混凝土的方法来计

算体外预应力混凝土结构的,直到最近,理论才得到充分的发展,原因在于下面两点:

①外预应力筋属于无粘结预应力筋,相对有粘结预应力筋来说,无粘结预应力筋的分析比较困难,这是因为有粘结预应力筋中预应力筋的应变与其粘结的应变相同,通过截面分析就可以得出预应力筋应力变化,而无粘结预应力筋则不然。如果说有粘结预应力筋是依赖于截面,那么无粘结预应力筋则是依赖于整体的,也就是说只有通过通过对整体的变形分析,依据预应力筋的应变分布是均匀的这一理论,才能得出实际的预应力筋中应力的变化以及预应力筋的最终应力。

②体外预应力筋又与普通的无粘结预应力筋不同。普通无粘结预应力筋的变形与同一位置处梁的变形是一致的。体外预应力筋则有所不同,当梁变形时,除了与梁相连外的 deviator 和端部锚固变形相同外,其余部分是不相同的。这就使得预应力筋产生了第二效应(The Second Effect)。这主要是由于预应力筋的偏心量在不断变化而引起

的。尤其在梁接近破坏时,这一影响更为显著。

上述两个问题,长期困扰着外预应力筋理论的发展,直到“预应力筋总的变形与预应力筋位置相当的混凝土总的变形是相同的”这一假设的提出,体外预应力筋理论才得到长足的进步。

下面主要介绍现在各国关于体外预应力筋的理论以及最近的新发展。

通常计算破坏时预应力筋的应力是如下公式:

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps}$$

其中, f_{ps} : 破坏时预应力筋应力

P_{pe} : 有效应力,即张拉时预应力筋中产生的拉力。

Δf_{ps} : 预应力筋中应力的增加量。

各国不同的公式如下:

①美国 ACI Building Code:

$$f_{ps} = f_{pe} + 105 \text{ MPa}$$

f_{pe} : 有效应力

②加拿大规范

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{5000}{L_e} (d_{ps} - C_y) \leq f_{py}$$

$$c_y = \frac{\Phi_{ps} A_{ps} f_{py} + \Phi_s A_s f_y}{0.85 \Phi_c \beta_1 R'_c b}$$

$\Phi_{ps}, \Phi_s, \Phi_c$: 预应力筋, 受力筋, 砼的抵抗系数

l_e : 预应力筋的跨度

A_{ps} : 预应力筋面积

A_s : 除预应力筋以外受力钢筋的面积

f_{py} : 预应力筋的屈服强度

f_y : 受力筋的屈服强度

d_{ps} : 预应力筋到梁上边缘的距离

③德国规范

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} < f_{py}$$

$$\Delta f_{ps} = E_{ps} \left(\frac{\Delta}{L} \right)$$

$\Delta L = \frac{d_{ps}}{17}$, L 预应力筋距度, 其余各符号意义同前。

④美国规范

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{7000(1 - 1.7 f_{pu} A_{ps} / f_{cu} d_{ps})}{L / d_{ps}}$$

$$f_{ps} \leq 0.7 f_{pu}$$

f_{cu} : 混凝土破坏强度

f_{pu} : 预应力筋破坏强度

⑤Mattok Yamazaki katluala 提出的对 ACI

规范修正公式

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + 1.4 \times \frac{f'_c}{\rho_{ps}} K_{si}$$

$$f_{pc} \leq 0.6 f_{pu}$$

其中 ρ_{ps} : 预应力筋配筋率

f'_c : 砼强度

⑥ Du 和 Tao 通过对试验的分析得出的经验公式

$$f_{ps} = f_{pe} + 786 - 1920 \left(\frac{A_s f_y + A_{ps} f_{pe}}{b d_s f'_c} \right)$$

$$\frac{A_s f_y + A_{ps} f_{pe}}{b d_s f'_c} \leq 0.30$$

$$0.55 f_{py} \leq f_{pe} \leq 0.65 f_{py}$$

$$f_{ps} \leq f_{py}$$

其中 d_s 是砼压边缘到拉筋之间的距离。

⑦ Harajli 和 kanj 通过研究荷载类型及预应力筋跨高比提出以下公式

$$f_{ps} = f_{pe} + \gamma_0 f_{pu} [1.0 + 3.0 \left(\frac{A_{ps} f_{pe} + A_s f_y}{b d_{ps} f'_c} \right)]$$

$$\gamma_0 = \frac{L_1}{L_2} (0.12 + \frac{2.5}{L/d_{ps}})$$

$$\frac{A_{ps} f_{pe} + A_s f_y}{b d_{ps} f'_c} < 0.23$$

L_1 : 荷载跨距 (集中荷载 $L_1 = 0$)

L_2 : 梁总长

⑧ Naaman 和 Alkhairi 通过引进“有粘结预应力筋削减系数” Ω_u , 以研究有粘结预应力方法 (如前述, 依赖于截面) 来研究无粘结预应力筋 (依赖于整体) 提出以下公式

$$f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \Omega_u \epsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps}}{c} - 1 \right)$$

$$\Omega_u = \frac{2.6}{L/d_{ps}} \text{ (集中荷载)}$$

$$= \frac{5.4}{L/d_{ps}} \text{ (两点荷载)}$$

e : 混凝土受压边缘到中和轴距离, 其余符号同前。

但是所有这些理论都没有考虑到外预应力筋偏心距的变化 (第二效应所引起的影响), 日本综合考虑各方面的影响, 提出以下公式。

$$f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \Omega_u \epsilon_{cu} \left(\frac{d_{pu}}{c} - 1 \right) \leq f_{py}$$

$$\Omega_u = 0.0075 + 0.38 \omega + \frac{4 \frac{L_p}{L} (3\omega + 0.625)}{3 + K_0 (L/d_{ps})^{1.5}}$$

$$k_0 = 0.45 (L_p/L)^2 + 0.03$$

$$\omega = \frac{A_{ps} f_{pe} + (A_s + A's) f_{sy}}{b d_{ps} f'_c} \leq 0.25$$

其中 d_{pu} 是破坏时外预应力筋至压边缘的距离。

这公式的优点是考虑了第一效应的影响, 另外, 还得出预应力筋高度变化系数 R_d 以计算最终预应力筋高度的变化。

$$d_{pu} = R_d d_{ps}$$

$$R_d = K_1 + (0.1 - L_1 d_{ps}) S_d / L \leq 1.00$$

$$K_1 = 1 + 0.09 - 0.00035 L / d_{ps} \text{ (集中荷载)}$$

$$R_d = K_1 + (0.125 - 0.0225 L / d_{ps}) S_d / L \leq 1.00$$

$$k_1 = 0.95 + 0.5 \omega - 0.00265 L / d_{ps}$$

$$\text{(两点荷载 } 0 \leq \frac{L_p}{L} \leq 0.333)$$

其中: S_d : deviator 之间距离。

但是这个公式过于复杂, T. Aravinthan 等人在对参数分析的基础上, 提出以下简化公式

$$f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \Omega_u \epsilon_{cu} \left(\frac{d_{pu}}{c} - 1 \right)$$

$\Omega_u = \frac{0.21}{(L/d_{ps})} + 0.04 \left[\frac{A_{ps, int}}{A_{ps, tot}} \right] + 0.04$ (一点集中荷载)

$\Omega_u = \frac{2.31}{(L/d_{ps})} + 0.2 \left[\frac{A_{ps, int}}{A_{ps, tot}} \right] + 0.06$ (两点集中荷载)

$$\rho d_{pu} = R_d d_{ps}$$

$R_d = 1.14 - 0.005 \left[\frac{L}{d_{ps}} \right] - 0.19 \left(\frac{S_d}{L} \right) \leq 1.0$ (一点集中荷载)

$R_d = 1.25 - 0.010 \left[\frac{L}{d_{ps}} \right] - 0.38 \left(\frac{S_d}{L} \right) \leq 1.0$ (两点集中荷载)

$A_{ps, int}$: 有粘结预应力筋面积

$A_{ps, tot}$: 总预应力筋面积

五、实例分析

以三等分加载的体外预应力梁为例进行分析, 等效分析模型见图 1。

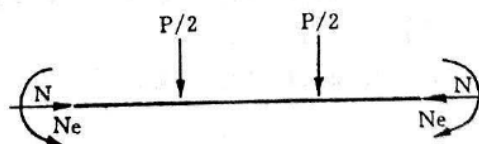


图 1 等效分析模型

(下转第 28 页)

建筑结构的维修与加固、桥梁结构的维修与加固外,还可以应用于大跨度屋盖结构和各种桥梁结构设计。采用体外预应力技术建成的超大跨度的建筑与桥梁结构,与同等跨度的钢结构比较,成本大大降低,耐久性防护水平显著提高,综合经济效益十分显著。

参考文献

- [1]傅温、张玉明、王宏彬,高效预应力混凝土工程技术(现代建筑技术实用丛书),中国民航出版社,北京,1996年
- [2]卓尚木、季直仓、卓尚志编著,钢筋混凝土结构事故分析与加固,中国建筑工业出版社,1997年
- [3]蒋元驹、韩素芳主编,混凝土工程病害与修补加固,海洋出版社,1996年,北京
- [4]刘航、李晨光、白常举,体外预应力加固混凝土框架梁的试验研究,建筑技术,Vol. 30, No. 12, 1999. 12.

(上接第15页)

1. 施工阶段(施加预应力阶段)

体外预应力产生的等效荷载为: $N = f_{pe} A_p$, $M = f_{pe} A_p e$

施工阶段由体外预应力产生的梁的上下缘应力为:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_0} \mu \frac{M}{W}$$

跨中挠度为: $\Delta = \frac{1}{8} E I M l^2$

2. 使用阶段(加载阶段)

需要验算的截面为跨中截面,外力产生的弯矩(主弯矩)为: $\frac{1}{6} P l$

综合弯矩为: $M = \frac{1}{6} P l - N e$

梁的跨中截面上下缘应力为: $\sigma_c = \frac{N}{A_0} \mu \frac{M}{W}$

3. 破坏阶段(强度极限阶段)

梁开裂后,梁内非预应力筋应力会突然增加。随荷载的不断增大,非预应力受拉筋的应力会逐渐加大,直到达到屈服强度,体外预应力筋也会产生应力增量,钢筋屈服后,应变虽然还会增加,但应力不会增加,而裂缝会不断扩大,最后导致受压区混凝土被压脆而产生破坏。

破坏荷载的计算有以下两个方程

$$N + f_y A_s = f_{cm} b x$$

$$N e + f_{cm} b x (h_0 - \frac{x}{2}) = N (h_0 - \frac{h}{2}) + M$$

$$N = A_{ps} f_{ps}$$

4. 结论

考虑体外预应力筋应力增量的影响,通过各种计算方法的比较,它对提高结构极限承载力的浮度在7%—10%。

六、结论

本文主要回顾了体外预应力砼这一新型预应力砼形式在国外的现状以及目前各个国家主要用于体外预应力砼的理论,以促进这一形式在国内的发展。

参考文献

1. Songkiet matnpayont "Flexural Behavior of Externally Prestressed Concrete"
2. Naaman, A. E. "A new Methodology for the Analysis of Beams Prestressed With External of Unbonded Tendons"
3. ACI Committee 318 "Building Code Requirement for Reinforced Concrete (ACI 318-89)". American Concrete Institute Detroit, 1989
4. T. Ararintan, H. Mutsyoshi etc. "Prediction of the Ultimate Flexural Strength of Externally Prestressed PC Beams" JCI, Nagora 1997.