

合龙段底板分层破坏抗裂设计方法研究

林海峰¹, 张冬冬², 赵启林²

(1. 江苏省长江公路大桥建设指挥部, 江苏泰州 225321; 2. 解放军理工大学工程兵工程学院, 南京 210007)

[摘要] 针对悬浇预应力混凝土箱梁桥合龙段底板在合龙索张拉过程中经常发生分层破坏的现象, 介绍了混凝土多种破坏准则, 并从理论上指出最大拉应力准则不适用于箱梁桥合龙段的底板抗裂设计, 而应该采用双向应力状态下的混凝土强度破坏准则。选取多座典型破坏桥梁与未发生破坏桥梁为研究对象, 建立了桥梁结构的三维实体有限元模型, 得出合龙段底板预应力管道之间的竖向应力与纵向应力, 进而利用不同混凝土破坏准则分别对典型桥梁的应力状态及安全性做了预测, 并与桥梁实测结果进行了对比, 证明了理论分析的正确性。研究结论可为同类桥梁的抗裂设计提供参考。

[关键词] 桥梁工程; 底板; 有限元法; 破坏准则; 双向应力

[中图分类号] U448.35 **[文献标识码]** A **[文章编号]** 1009-1742(2012)05-0106-07

1 前言

合龙段及其附近底板的分层破坏是悬浇预应力混凝土箱梁桥在施工期内最为普遍的一种破坏形式。传统研究普遍认为因为底板连续束的径向分力导致管道之间混凝土出现拉应力, 尤其当管道之间会面为薄弱面, 竖向拉应力较大, 拉应力超过混凝土抗拉强度时, 在该剖面出现沿横向的上下分层破坏现象。为此, 许多桥梁对径向力导致的竖向拉应力进行了简化计算或者三维有限元计算分析, 但是计算得到的竖向拉应力往往小于混凝土抗拉强度设计值, 这样即使不设置勾筋等普通钢筋, 底板也不会出现横向裂缝, 更不会出现分层破坏现象。

事实上, 许多桥梁还是在跨中连续索张拉过程中出现了严重的分层现象, 究其原因是在设计中没有考虑到底板的特殊受力状态, 没有选择更为合适的混凝土强度破坏准则。事实上, 在底板索张拉过程中, 底板的混凝土不仅受到竖向拉应力作用, 还受到强大纵向压应力作用, 即处于双轴拉/压的应力状态, 因此所采用的最大拉应力准则是不合适的, 而应该采用双向应力状态下的混凝土强度破坏准则。为此, 文章选择多

座发生底板分层破坏以及没有发生分层破坏的典型桥梁作为研究对象, 采用有限元法计算其底板预应力束管道之间的应力状态, 随后将底板计算应力分别带入不同的判别准则中以预测底板出现开裂的可能性, 并在桥梁施工过程中对一些桥梁底板应力状态进行了跟踪监测, 从而判断哪种准则更适合解决底板的分层破坏问题, 进而为底板的抗裂设计提供参考。

2 混凝土强度破坏准则

变截面混凝土箱梁一般都采用全预应力结构, 在1985年与2004年公布的《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》中均对混凝土开裂控制提出了相应的设计计算要求, 但是该类型桥梁出现开裂的概率与严重程度明显高于其他类型的混凝土桥梁, 究其原因, 除了部分施工控制误差等原因外, 与规范所提出的混凝土抗裂设计计算理论不能完全适用于挂篮施工的变截面预应力混凝土箱梁桥也有密切关系。具体地说, 以往的桥涵设计规范更多的是将桥梁结构按受弯构件、受压构件、受拉构件、受扭构件等一维或二维的构件进行应力状态计算, 而构件混凝土的抗裂验算都是基于第一主拉应力准

[收稿日期] 2012-03-12

[基金项目] 江苏省自然科学基金资助项目(BK209467)

[作者简介] 林海峰(1977—), 男, 江苏阜宁人, 高级工程师, 主要从事大跨径桥梁工程建设管理工作; E-mail: linhaifeng99@sina.com

则,即认为混凝土开裂都是混凝土拉应力值超过抗拉强度导致的,混凝土只会发生拉断一种破坏形态。事实上,变截面预应力混凝土箱梁桥有明显的三维空间效应,许多部位的混凝土处于多轴应力状态下,而多轴应力状态下的混凝土不仅拉断破坏形式,而且有柱状压坏、片状劈裂、斜剪破坏、挤压流动等其他破坏形式^[1]。因此,选择合适的混凝土破坏准则对预测混凝土材料承载力有重要影响。

2.1 最大拉应力准则^[2]

最大拉应力准则(maximum tensile stress criterion)是1876年由Rankin提出的,该准则假定:当最大拉应力超过材料的极限值时,认为发生破坏。该准则提出后,大量学者对其适用性进行了研究,已经指出该准则主要适用于承受拉伸和较小压应力下材料破坏

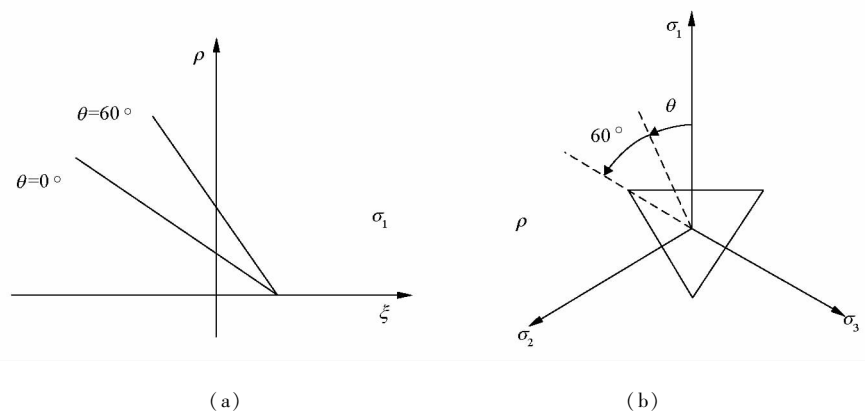


图1 最大拉应力准则(拉断)

Fig.1 Maximum tensile stress criterion (snap)

2.2 双向应力准则

有些钢筋混凝土结构的受力状态可以合理地简化为平面应力状态,它与单轴应力下的情况相差较大,主要分为双轴受压、双轴拉一压、双轴受拉3种情况。大跨度变截面预应力混凝土箱梁桥一般在结构内部施加了较大的纵向和竖向压应力,而由于跨中连续索的径向力、锚固力等作用产生的局部横向与竖向拉应力一般较小,因此该类型桥梁结构并不适合采用最大拉应力强度准则,而适合用双轴应力强度准则来进行抗裂的控制设计。目前,较常用的双轴应力强度准则主要有Kupfer&Gerstle准则与《混凝土结构设计规范》推荐的简化判别准则。

2.2.1 Kupfer & Gerstle 准则^[4]

目前用于描述双轴应力下强度的数学模型有许多,其中以Kupfer&Gerstle准则最为典型,公式形式简单,采用的参数少且精确性较好,至今仍然被广泛采用,其表达式为

的描述^[3],而不符合混凝土在多轴压力作用下的情况。只要当此点上的最大主应力达到简单拉伸实验得出的材料抗拉强度 f'_t 时,就认为混凝土发生脆断,无论通过材料内一点在其他平面上产生的正应力或剪应力如何。根据这一准则确定的破坏面方程为

$$\sigma_1 = f'_t, \sigma_2 = f'_t, \sigma_3 = f'_t \quad (1)$$

式(1)中, $\sigma_i (i = 1, 2, 3)$ 为主应力, $f'_t = n f_t$ (其中 f'_t 为单轴抗拉强度, n 为换算系数, f_t 为由简单拉伸实验得出的材料抗拉强度)。式(1)也可采用 (I_1, J_2, θ) 或 (ρ, ξ, θ) 的形式,其中 I_1 为主应力不变量, J_2 为主应力偏量不变量, ξ, ρ, θ 分别为采用柱坐标系时的静水压力、偏平面应力、相似角。于是得到了如图1所示的垂直于3个主应力轴的3个平面,该平面称为“裂断面”或“拉伸破坏面”。

双轴受压

$$\sigma_{2c} = \frac{1 + 3.65a}{(1 + a)^2} f'_c, \quad \sigma_{1c} = a \sigma_{2c} \quad (2)$$

$$\text{一压一拉 } \sigma_{1c} = (1 - 0.8 \frac{\sigma_2}{f'_c}) f'_t \quad (3)$$

$$\text{二轴受拉 } \sigma_{1c} = \sigma_{2c} = f'_t \quad (4)$$

式(2)~(4)中,系数 $a = \sigma_1 / \sigma_2$; f'_c 和 f'_t 分别为混凝土单轴应力情况下的圆柱体抗压强度和抗拉强度; σ_{1c} 和 σ_{2c} 分别为双轴应力下 σ_1 和 σ_2 方向混凝土的抗拉(压)强度。由式(2)~式(4)可见,当混凝土处于双向压应力作用下时,混凝土抗压强度高于单轴应力下的混凝土抗压强度;当混凝土处于拉一压双向应力作用下时,混凝土抗压与抗拉强度均将下降,其中竖向抗拉能力最低可能只有单向抗拉强度的20%左右;当混凝土处于双向拉应力作用下,混凝土抗拉强度与单轴应力下混凝土抗压强度相当(见图2)。

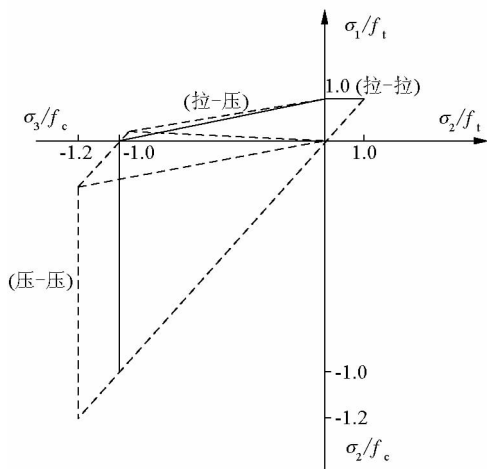


图2 双轴应力下混凝土强度包络图

Fig. 2 Envelopes of concrete strength under biaxial stress

2.2.2 《混凝土结构设计规范》推荐的简化判别准则^[4]

为了使混凝土结构抗裂设计更符合材料的基本特性,我国《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)中不仅新增了混凝土的多轴强度和本构关系,而且将混凝土多轴强度验算进行了简化,便于设计人员进行多轴应力状态下的混凝土抗裂设计。在规范中规定:多轴强度不是按照第一主应力进行验算,而是进行三个或两个主应力的联合验算,即 $|\sigma_i| \leq |f_i| (i = 1, 2, 3)$, 其中, σ_i 是第 i 方向主应力, f_i 是第 i 方向的许用应力, 只有 3 个方向的主应力都满足上式, 结构才是安全的, 对于双轴应力下的 $f_i (i = 1, 2, 3)$, 结合图 3 按照表 1 进行计算。

表 1 二轴强度计算式

Table 1 Biaxial strength formula

折线	应力状态	应力比	计算公式
AB	压—压 ($\sigma_1 = 0$)	$\gamma = \sigma_2/\sigma_3, 0.2 \leq \gamma \leq 1$	$f_3 = -1.2f_c^*$
			$f_2 = -1.2\gamma f_c^*$
BC	压—压 ($\sigma_1 = 0$)	$\gamma = \sigma_2/\sigma_3, 0 \leq \gamma \leq 0.2$	$f_3 = \frac{-1.2}{-1.2-\gamma} f_c^*$
			$f_2 = \gamma f_3$
CD	拉—压 ($\sigma_2 = 0$)	$\gamma = \sigma_1/\sigma_3, -0.05 \leq \gamma$	$f_3 = \frac{-1.2}{-1.2-\gamma} f_c^*$
			$f_1 = \gamma f_3$
DE	拉—压 ($\sigma_2 = 0$)	$\gamma = \sigma_1/\sigma_3, \gamma \leq -0.05$	$f_3 = \frac{-0.96f_t^* f_c^*}{f_t^* - (0.048 + 0.96\gamma)f_c^*}$
			$f_1 = \gamma f_3$
EF	拉—拉 ($\sigma_3 = 0$)	$\gamma = \sigma_2/\sigma_1, 0 \leq \gamma \leq 1$	$f_1 = f_t^*$
			$f_2 = -\gamma f_t^*$

注:主应力 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$; 多轴强度 $f_1 \geq f_2 \geq f_3$; 受拉为正值, 受压为负值(规范中受拉为负值, 受压为正值); f_t^* 和 f_c^* 为混凝土单轴强度

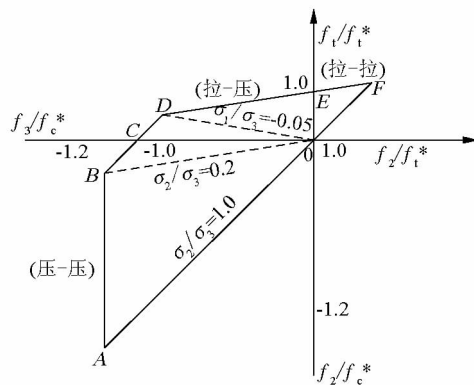


图3 GB 50010—2002 推荐采用的双向应力下混凝土强度包络图

Fig. 3 Envelopes of concrete strength under biaxial stress that the GB 50010—2002 recommends

2.3 现行《桥规》采用准则及其不足^[5]

现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 62—2004)中的箱梁抗裂验算是基于最大拉应力准则的,分为正截面抗裂验算和斜截面抗裂验算。

在进行正截面抗裂设计时,应对正截面混凝土的拉应力进行验算,要求拉应力符合以下要求:

- 1) 对于预制的全预应力混凝土构件,在作用短期效应组合下, $\sigma_{st} \leq 0.85\sigma_{pc} \leq 0$;
- 2) 对于分段浇筑或砂浆接缝的纵向分块构件,在作用短期效应组合下, $\sigma_{st} - 0.80\sigma_{pc} \leq 0$;
- 3) 对于 A 类预应力混凝土构件,在作用短期效应组合下, $\sigma_{st} - \sigma_{pc} \leq 0.7f_{tk}$;
- 4) 对于 A 类预应力混凝土构件,在作用长期效应组合下, $\sigma_{lt} - \sigma_{pc} \leq 0$ 。

其中, σ_{lt} , σ_{st} 分别为作用长期效应组合、作用短期效应组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力,按式(5)计算

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{W_0} \quad \sigma_{lt} = \frac{M_l}{W_0} \quad (5)$$

式(5)中, M_s , M_l 分别为作用短期、长期效应组合计算的弯矩值。

在进行斜截面抗裂设计时,要求对构件斜截面混凝土的主拉应力 σ_{tp} 进行验算,即符合下列要求:

- 1) 对于预制或现场浇筑构件,在作用短期效应组合下, $\sigma_{tp} \leq 0.6f_{tk}$ 或 $\sigma_{tp} \leq 0.4f_{tk}$;
- 2) 对于预制或现场浇筑的 A 类和 B 类预应力混凝土构件,在作用短期效应组合下, $\sigma_{tp} \leq 0.7f_{tk}$ 或 $\sigma_{tp} \leq 0.5f_{tk}$ 。

其中, f_{tk} 为混凝土抗拉强度标准值, 而 f_{tk} 前的系数为表达材料离散性的各种安全保证系数, σ_{tp} 为由作用短期效应组合和预应力共同产生的混凝土主拉应力, 按式(6)计算

$$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (6)$$

式(6)中, σ_{cx} 为在计算主动点的混凝土法向应力; σ_{cy} 为计算主动点竖向压应力; τ 为计算主应力点的混凝土剪应力。

目前的桥梁设计规范在进行受弯构件的抗裂验算时, 按照第一主拉应力进行混凝土抗裂验算本身在理论上就是不完善的。因为根据大量实验已经证明^[1]: 混凝土在双向受压时的极限强度比单向受压强度大, 应力比为 0.5 时增长最大, 约为 22%; 在压—拉情况下, 混凝土抗压强度与抗拉强度都明显下降; 双向受拉时的强度与单向受拉强度基本相同; 所有单向、双向应力状态下实验破坏形式的破坏面均与最大拉应变方向正交, 破坏时拉应变大小是固定的, 但是随受压程度增加而增加, 表明混凝土可承受的非直接受拉应变能力明显大于直接受力受拉应变能力。由此可见, 双向应力状态下混凝土抗拉强度是受另外一个方向压应力影响的, 但是《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 62—2004)中是按照第一主应力小于混凝土

抗拉强度来验算, 如果假定 $\tau = 0$, X 方向应力 σ_{cx} 为拉应力, Y 方向应力 σ_{cy} 为压应力, 则式(6)可以简化成 $\sigma_{tp} = \sigma_{cx}$, 则抗裂控制方程为 $\sigma_{cx} \leq af_{tk}$ 。因而, 在双向应力状态下, 抗裂验算只与 X 方向的拉应力值有关, 而 Y 方向的压应力值 σ_{cy} 无关, 这明显与实验结论是不一致的。

由前述描述与分析可见, 现有桥梁设计规范抗裂设计计算理论是滞后于混凝土基本理论发展的, 因此, 该类型桥梁结构并不适合采用最大拉应力强度准则, 而更适合选用更符合混凝土基本受力特点的双轴应力强度准则来进行抗裂的控制设计。

3 案例分析

为了对前述不同准则在抗裂验算时的有效性进行对比, 本节将选取 8 座典型桥梁实例(其中 4 座为破坏案例, 另外 4 座为没有破坏案例)进行 ANSYS 有限元建模与计算, 分别得到其合龙段底板预应力管道间的竖向拉应力与纵向压应力, 以便进行进一步的安全性预测。

3.1 模型参数

选取的所有典型桥梁均采用变高度单箱单室直腹板截面, 主桥箱梁采用纵、横、竖三向预应力体系, 混凝土标号为 C50, 其他基本参数见表 2。

表 2 典型桥梁的基本参数

Table 2 Basic parameters of the typical bridges

桥梁案例	桥跨布置/m	合龙索配置	跨中断面尺寸	抛物线次数
破坏案例 1 ^[6]	69 + 125 + 2 × 160 + 112	底板 16 束, 每束 25 根	顶宽 16.5 m, 梁高 3 m	1.6 次抛物线
破坏案例 2 ^[7]	120 + 2 × 230 + 120	顶板 6 束, 每束 19 根	顶宽 12.5 m, 底宽 6.5 m, 梁高 4.2 m, 底板厚度 32 cm	1.6 次抛物线
破坏案例 3 ^[8]	47 + 75 + 47	底板 22 束, 每束 19 根	顶宽 17 m, 底宽 8 m, 梁高 2 m, 底板厚度 25 cm	1.5 次抛物线
破坏案例 4 ^[9]	51 + 85 + 51	合龙索 36 束, 每束 12 根	顶宽 16.25 m, 梁高 2.11 m, 底板厚 30 cm	梁底采用圆曲线, 曲线半径 $R = 308.992$ m
秦淮河大桥	64 + 112 + 64	底板 18 束, 每束 25 根 顶板 6 束, 每束 15 根	顶宽 16.75 m, 梁高 2.584 m, 底板厚 32 cm	1.5 次抛物线
泰州大桥夹江桥	87.5 + 3 × 125 + 87.5; 87.5 + 2 × 125 + 87.5	底板 72 束, 每束 19 根 顶板 6 束, 每束 19 根	顶宽 16 m, 梁高 4 m, 底板宽 7 m, 厚 28 cm	距主墩中心 55.5 m 长度内按圆曲线变化, 跨中 5 个梁段按直线布置
九曲河大桥	45 + 3 × 75 + 45	顶板 8 束 12 根, 底板 20 束, 4 束为 14 根/束, 其他为 12 根/束	顶宽 16.9 m, 梁高 2.11 m, 底板厚 25 cm	2 次抛物线
海口路大桥	47.5 + 75 + 47.5	顶板 8 束, 每束 15 根 底板为 22 束, 每束 14 根	顶板宽 22 m; 底板宽 17 m; 梁高 2.1 m, 底板厚度 25 cm	1.6 次抛物线变化

3.2 ANSYS 模型的建立

桥梁三维建模采用大型通用有限元程序 AN-

SYS10.0, 预应力钢束用 LINK8 杆单元, 混凝土用 Solid 65 六面体单元来模拟, 考虑到结构的对称性,

以及施工时荷载的正对称性,为了控制计算规模,选取箱梁中跨的 1/4 结构进行计算。边界条件如下:在切开面均采用对称约束,约束箱梁支座位置节点的全部自由度来模拟梁墩临时固结的情况。预应力钢筋采用实体筋法,由杆单元的初应变来模拟,顶板、腹板钢束的节点与离得最近的混凝土单元节点

耦合;底板预应力钢束节点与混凝土单元共节点。非预应力钢筋对混凝土结构应力的影响,通过 Solid65 实体单元与配筋率相关的实常数来考虑。图 4 是其中建立的破坏案例 4 的 ANSYS 整体模型与合龙段局部模型(由于篇幅限制,其他桥梁的有限元模型未列出)。

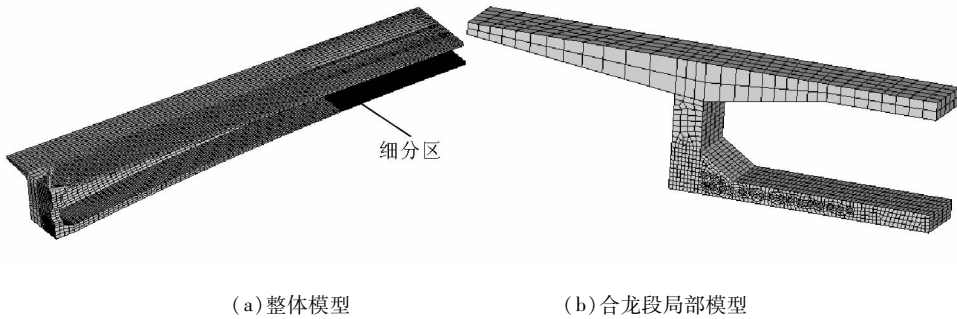


图 4 破坏案例 4 的 ANSYS 整体模型与合龙段局部模型

Fig. 4 The overall ANSYS model and the closure segment's partial ANSYS model of failure case 4

3.3 合龙段底板管道间应力计算结果

考虑到合龙段底板的预应力孔道处横截面是整个底板最薄弱的环节,因此重点考察合龙段底板在预应力孔道中心切面上的应力状态,如图 5 所示。

空间应力结果分析中, X 向指的是横向, Y 向指的是竖向, Z 向指的是纵向,应力正值为拉,负值为压。所有典型桥梁的合龙段预应力管道之间的竖向应力与纵向压应力计算结果见表 3。

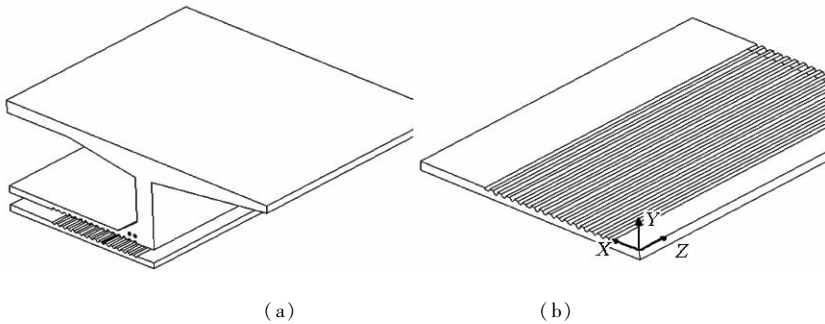


图 5 底板预应力孔道中心处剖面示意图

Fig. 5 Diagram of cross section of the central of pre-stressed tendon at bottom slab

表 3 典型桥梁底板预应力管道之间的应力状态

Table 3 Stress state between pre-stressed tendons of the typical bridges

桥梁案例	管道间 的竖向应力 /MPa	管道间 纵向压应力 /MPa	混凝土抗拉 强度设 计值/MPa	混凝土 抗压强度 设计值/MPa
破坏案例 1	1.56	15.7	1.83	22.4
破坏案例 2	1.6	13	1.83	22.4
破坏案例 3	1.6	13.9	1.83	22.4
破坏案例 4	1.9	15.8	1.83	22.4
秦准河大桥	2.59	12.67	1.83	22.4
泰州大桥夹江桥	0.4	16.7	1.83	22.4
九曲河大桥	1.02	8.14	1.83	22.4
海口路大桥	1.10	8.1	1.83	22.4

3.4 底板分层破坏安全性预测

为了验证在不同准则下的底板抗裂是否安全,本节将前节得到的纵向压应力均值、管道之间最大拉应力值计算结果以及 C50 抗拉强度设计值、标准值(见表 3)分别代入前述《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 62—2004)、Kupfer & Gerstle 准则以及《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)推荐的简化判别准则中的相应计算公式中,分别利用不同准则对底板的安全性进行预测,并与典型桥梁实测破坏结果做了对比。其中,在《桥规》的计算中,C50 混凝土抗压、抗拉强度

标准值分别为 32.4 MPa 与 2.65 MPa, 抗压与抗拉强度设计值分别为 22.4 MPa 与 1.83 MPa。不同准

则下的典型桥梁应力状态计算结果对比见表 4。

表 4 利用不同准则对比典型桥梁应力状态
Table 4 Stress state of the typical bridges under different Criteriaes

桥梁案例	按照桥规最大拉应力的 判别结果	按照 Kupfer & Gerstle 准则的判别结果	按照《混凝土结构设计规范》 的判别结果	实测结果或现象
破坏案例 1	$\sigma_1 = 1.56 < [\sigma] = 1.83$ (安全)	$\sigma_1 = 1.56 > \sigma_{1c} = 0.8$ (不安全)	$ f_3 = 10.04 < 15.7$ $ f_1 = 1.00 < 1.56$ (不安全)	1、2、5 合龙段均出现崩裂现象
破坏案例 2	$\sigma_1 = 1.6 < [\sigma] = 1.83$ (安全)	$\sigma_1 = 1.6 > \sigma_{1c} = 0.98$ (不安全)	$ f_3 = 11.57 < 13$ $ f_1 = 1.42 < 1.6$ (不安全)	第三跨合龙段全部脱空
破坏案例 3	$\sigma_1 = 1.6 < [\sigma] = 1.83$ (安全)	$\sigma_1 = 1.6 > \sigma_{1c} = 0.92$ (不安全)	$ f_3 = 12.19 < 13.9$ $ f_1 = 1.40 < 1.6$ (不安全)	底板发生严重分层破坏
破坏案例 4	$\sigma_1 = 1.9 \approx [\sigma] = 1.83$ (基本安全)	$\sigma_1 = 1.9 > \sigma_{1c} = 0.8$ (不安全)	$ f_3 = 11.79 < 15.8$ $ f_1 = 1.42 < 1.9$ (不安全)	底板发生严重分层破坏
秦淮河大桥	$\sigma_1 = 2.59 > [\sigma] = 1.83$ (不安全)	$\sigma_1 = 2.59 > \sigma_{1c} = 1.0$ (不安全)	$ f_3 = 7.64 < 12.67$ $ f_1 = 1.56 < 2.59$ (不安全)	张拉全部预应力的 2/3 时应变超标, 采取了临时控制措施
泰州大桥夹江桥	$\sigma_1 = 0.4 < [\sigma] = 1.83$ (安全)	$\sigma_1 = 0.4 < \sigma_{1c} = 0.74$ (安全)	$ f_3 = 21.96 > 16.7$ $ f_1 = 0.527 > 0.4$ (安全)	实测应变无超标情况
九曲河大桥	$\sigma_1 = 1.02 < [\sigma] = 1.83$ (安全)	$\sigma_1 = 1.02 < \sigma_{1c} = 1.29$ (安全)	$ f_3 = 11.41 > 8.14$ $ f_1 = 1.429 > 1.02$ (安全)	实测应变无超标情况
海口路大桥	$\sigma_1 = 1.1 < [\sigma] = 1.83$ (安全)	$\sigma_1 = 1.02 < \sigma_{1c} = 1.27$ (安全)	$ f_3 = 11.4 > 8.1$ $ f_1 = 1.429 > 1.1$ (安全)	个别点超标(估计管道局部偏离设计位置), 整体稳定无超标

由表 4 可见, 按照最大拉应力准则进行底板分层抗裂安全性预测时, 8 座桥梁只有一座桥的预测结果与桥梁的设计状态相一致; 而按照拉一压双向应力破坏准则进行预测, 8 座桥梁有 7 座桥梁预测结果与桥梁实测状态是一致的, 因此大跨度变截面预应力混凝土箱梁桥的底板分层破坏更应该采用双向应力强度破坏准则来进行判别。建议按照我国《混凝土结构设计规范》(GB50010—2002) 提出的双轴强度准则进行混凝土抗裂设计。

4 结语

1) 预应力管道之间的竖向拉应力以及底板纵向压应力是导致分层破坏的主要因素, 降低竖向拉应力与纵向压应力值都可以有效降低底板分层破坏的概率, 管道之间的竖向拉应力是受梁体曲率、单索张拉控制力以及管道间距等因素影响, 可以进行局部优化, 降低竖向拉应力值。

2) 底板分层抗裂设计时, 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004) 所采用的最大拉应力准则是不合适的, 应该采用双向

应力状态下的混凝土强度破坏准则, 建议按照我国《混凝土结构设计规范》(GB50010—2002) 提出的双轴强度准则进行混凝土抗裂设计。

3) 虽然预应力混凝土连续梁桥底板崩裂现象在实际工程中常有发生, 但若在设计和施工中注意合理设计合龙段预应力连续索, 同时加强拉结筋、箍筋、防崩定位钢筋等构造钢筋的设置, 预应力混凝土连续梁桥底板崩裂现象是可以有效避免的。

参考文献

- [1] 过镇海. 混凝土的强度和本构关系——原理与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [2] 何政, 欧进萍. 钢筋混凝土结构非线性分析[M]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 2007.
- [3] 卓家寿, 黄丹. 工程材料的本构演绎[M]. 北京: 科学出版社, 2009.
- [4] 中华人民共和国建设部. 混凝土结构设计规范 (GB 50010—2002)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [5] 中华人民共和国交通部. 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 (JTG D62—2004)[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [6] 李贞新, 李小珍, 李俊. 大跨度预应力混凝土连续刚构桥底

板开裂原因分析[J]. 工业建筑,2006,36(12):41-45.

研究[J]. 中外公路,2009,29(5):176-179.

[7] 关翼,张雪松,周莹. 某连续刚构桥底板崩裂的施工误差敏感性分析[J]. 黑龙江科技信息,2010(8):233-235.

[9] 魏乐永,沈旭东,肖汝诚,等. 预应力混凝土连续箱梁底板崩裂破坏的机理及其对策[J]. 结构工程师,2007,23(2):53-57.

[8] 王帝,庞志华. 大跨径预应力箱梁底板混凝土崩裂破坏机理

Study on anti-crack design method for laminating crack at bottom slab in closure segment

Lin Haifeng¹, Zhang Dongdong², Zhao Qilin²

(1. Jiangsu Provincial Yangtze River Highway Bridge Construction Commanding Department, Taizhou, Jiangsu 225321, China; 2. Engineering Institute of Corps of Engineers, PLA University of Science & Technology, Nanjing 210007, China)

[Abstract] According to the phenomenon of laminating crack while tensioning the pre-stressed cables at bottom slab in closure segment for pre-stressed concrete continuous box girder bridges constructed by hanging basket, different failure criterions of concrete are introduced in this paper. It indicates from theory that the failure criteria under biaxial stress is more applicable to anti-crack design than the maximum tensile stress criterion for closure segment of box girder bridges. Based on 8 typical bridges that selected as the research objects, the FEM (finite element method) models are established and the transverse and vertical stress between pre-stressed tendons at bottom slab in closure segment are obtained; the stress state and security of bottom slab under different failure criteria are forecasted and compared with field test data. Finally, the theoretical analysis is proved. The conclusions can be regarded as reference for the anti-crack design of similar bridges.

[Key words] bridge engineering; bottom slab; finite element method; failure criterion; biaxial stress