

使用状态下预应力混凝土桥梁应力限值分析

刘寅

(重庆建工桥梁工程有限责任公司,重庆 400060)

摘要:以兰樟田大桥为工程背景,运用 ANSYS 进行全过程空间仿真精细化数值分析,并与平面杆系软件对比。结果指出,按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》进行持久状况正常使用极限状态下的抗裂验算时,全预应力混凝土在短期效应组合下正截面可允许出现一定的拉应力 $\sigma_{st} - 0.8\sigma_{pc} \leq 0.1f_{tk}$;结合《混凝土结构设计规范》中混凝土二轴强度的拉-压区间,当拉力较大时,即使压应力水平不高,也有可能超出强度包络造成混凝土破坏。故按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》进行抗压验算时,对于箱梁底板还应补充满足横向正截面压应力限值条件 $\sigma \leq 0.6f_{tk}$ 。

关键词:强度准则;数值分析;空间应力;应力限值

中图分类号:U441.5 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2013)S2-0173-06

Analysis of Stress Limit Value of Prestressed Concrete Bridges under Serviceability States

Liu Yin

(Chongqing Construction Bridge Engineering Company, LTD, Chongqing 400060, P. R. China)

Abstract: Taken Lanzhangtian Bridge as engineering background, used ANSYS to simulate whole construction process refinement of numerical analysis. The results show that the crack resistance check in service ability limit state according to Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridge and Culverts, full prestressed concrete's normal section in the combination for short-term action effects allow certain tensile stress $\sigma_{st} - 0.8\sigma_{pc} \leq 0.1f_{tk}$. Combined with concrete biaxial pull-pressure strength interval in Code for design of concrete structures, when the tension is very large, concrete may also exceed strength envelope and destruct even compressive stress level is low. So according to the Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridge and Culverts, the compressive resistance check of bottom plate should also meet transverse normal section pressure stress limit $\sigma \leq 0.6f_{tk}$.

Key words: strength criterion; numerical analysis; spatial stress; stress limit value

钢筋混凝土梁桥的建造已有近百年历史,经过长期的实践和理论研究,人们对钢筋混凝土结构设计理论的认识已经日渐成熟。连续刚构桥梁更因其施工便利性、建造经济性以及行车舒适性等优点,在我国发展迅猛。但同时也遇到诸多问题,实际运营当中突出表现为顶板、腹板开裂和跨中底板开裂下挠。

国内外对影响混凝土开裂的因素研究很多,也取得了不少成果,但对混凝土箱梁在多向受力情况下的应力限值等问题研究得较少。我国现行的《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》^[1] JTG D62—2004(简称《公预规》)中所给出的混凝土强度均为混凝土在单向受力时的强度指标。实际上,在众多的钢筋混凝土结构中,例如四边支承的钢筋混凝土双向板、双向或三向预应力混凝土桥梁等,混凝土都处于多轴复杂应力状态下。混凝土在复杂应力状态下与单轴应力状态下的强度和变形性能差异很大。《公预规》虽在个

别问题(如局部承压、间接箍筋柱)上考虑了混凝土强度的提高,但对于双向或者三向预应力混凝土桥梁中的混凝土实际强度的取值及其强度储备均未涉及。^[2]

本文以兰樟田大桥为工程背景,真实模拟其施工过程并反映使用状态下病害产生的机理,探究正常使用阶段内力分布规律及正常使用状况下的混凝土应力限值。在此基础上对比中外规范,运用模型解决所关心的内容,参考混凝土本构关系和强度准则,从混凝土应力限值上解决混凝土频繁开裂问题,精细化箱梁各部分应力限值,期望给出一套完整清晰的具有创新和实际意义的混凝土应力限值规定,对我国规范相关规定进行补充和完善。

1 规范应力限值对比

我国《公预规》和《铁路规范》^[3]均对于全预应力构件规定不能出现正截面拉应力(《铁路规范》存在特种超载荷载短

期作用允许出现拉应力),而《美国规范》^[4]并无全预应力与部分预应力构件一说,只对某些具体的部位规定不能出现拉应力。对于允许出现拉应力构件,《公预规》和《铁路规范》以及《美国规范》相比几乎是一样的,《美国规范》比我国规范略严格,但差距极小。从《公预规》条文说明 6.3.1 可看到,其部分预应力混凝土的应力限值较《原公路规范》^[5]要严格,在荷载组合 I 下高出约 20%,在荷载组合 II 或 III 下高出约 40%,但仍高于《美国规范》。《美国规范》中非节段拼装桥梁正常环境下的混凝土拉应力限值为 $0.5\sqrt{f'_c}$,和《铁路规范》允许出现拉应力下的特种超载荷载短期作用相比,意义完全不同,但数值上很接近。

而对于正截面混凝土压应力,《原公路规范》比《公预规》正截面压应力在荷载组合 I 下高出约 10%,在荷载组合 II 或 III 下高出约 25%,差别相当可观。但《公预规》、《铁路规范》和《美国规范》相差无几。中国两个规范均不区分现浇和预制,《美国规范》只有在节段拼装桥的情况下,压应力略低。

2 正常使用极限状态下应力限值分析

依据《公路桥涵设计通用规范》JTGD60—2004^[6],公路桥涵按正常使用极限状态设计时,作用短期效应组合为永久作用标准值效应与可变作用频遇值效应的组合,其效应组合表达式为:

$$S_{sd} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \varphi_{1j} S_{Qjk} \quad (1)$$

具体符号含义参见该规范 4.1.7 款。

2.1 实例分析

兰樟田大桥为 41 省道永嘉沙头至上塘段中楠溪江大桥主桥,为 40 m+70 m+40 m 预应力混凝土连续刚构桥。净桥宽 0.5 m+8 m+0.5 m=9 m,采用公路荷载-II 级,整体升降温 25℃,按全预应力构件计算主桥箱梁 C55 混凝土,桥墩 C30 混凝土,桥面铺装、栏杆采用荷载集度 $q=74$ kN/m;箱梁桥纵向束采用 $\Phi 15.2-12$ 、用 $\Phi 15.2-9$ 、用 $\Phi 15.2-7$ 型,两端张拉,标准强度 $f_{pk}=1860$ MPa,锚下张拉控制应力为 $\sigma=0.72f_{pk}$;竖向预应力钢筋:直径 25 mm 的精轧螺纹粗钢筋,设计张拉吨位为 327.5 kN。

大桥纵桥向节段布置如图 1:

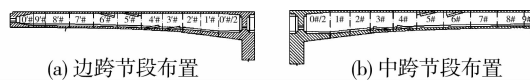


图 1 中跨节段布置

2.2 状态抗裂计算

该桥采用全预应力构件计算并采取分段浇筑施工,参照《公预规》6.3.1 款,预应力混凝土受弯构件进行正截面抗裂验算时,应符合下列要求:

$$\sigma_{sc} - 0.8\sigma_{pk} \leq 0 \quad (2)$$

正截面抗裂性由平面杆系软件计算时,结果如图 2、图 3 所示。

可见短期效应组合下,上缘最小压应力为 0.12 MPa,下缘最小压应力为 0.61 MPa,均未出现拉应力。



图 2 短期效应组合下主梁上缘最大拉应力图

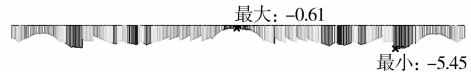


图 3 短期效应组合下主梁下缘最大拉应力图

选取两个在短期效应组合下受力最不利的典型节段:10' # 节段(边支座节段)、9# 节段(中跨合龙段)进行空间局部分析。其中 10' # 节段上缘会出现最小压应力,9# 节段下缘会出现最小压应力。

短期效应组合下最不利组合 10' # 节段正截面应力见图 4。

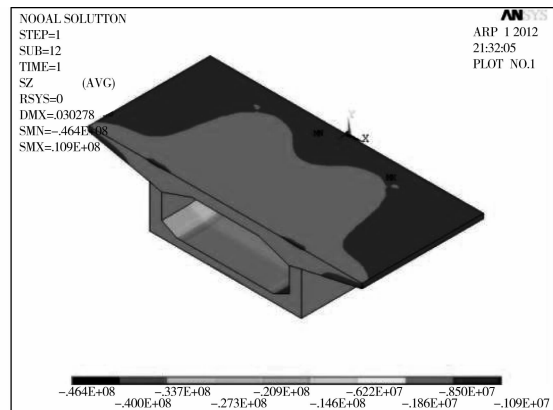


图 4 最不利短期效应组合 10' # 节段正截面应力云图

10' # 节段上缘无拉应力出现。

对于 9# 节段,最不利短期效应组合下,下缘会出现最小压应力,其正截面应力分布见图 5。

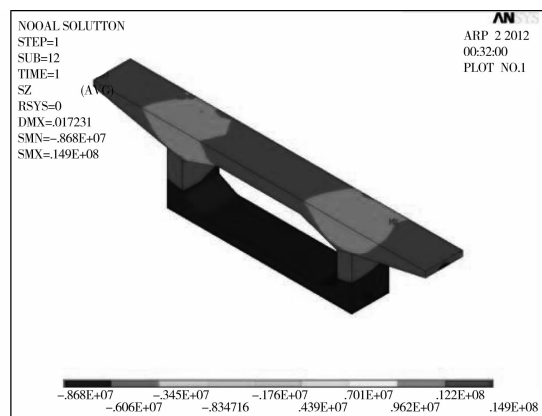


图 5 最不利短期效应组合 9# 节段正截面应力云图

2.3 抗压计算

持久状况下,参照《公预规》7.1.5 款,使用阶段预应力混凝土受弯构件正截面压应力,应符合下列规定:

受压区混凝土的最大压应力:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{kc} + \sigma_{pc} \\ \sigma_{cc} \end{array} \right\} \leq 0.5f_{ck} \quad (3)$$

正截面抗压由平面杆系软件计算时,结果如图 6、图 7 所示。



图 6 持久状况正常使用极限状态主梁正截面压应力图(上缘)



图 7 持久状况正常使用极限状态主梁正截面压应力图(下缘)

从图中可见,标准组合下,上缘最大压应力为 14.91 MPa,下缘最大压应力为 11.82 MPa,均未超过按式(4)计算的压应力限值 17.75 MPa,满足正截面抗压要求。

结合以上平面杆系软件计算结果,笔者选取了主梁在标准组合上下、下缘受力最不利的典型截面:0#、7# 节段进行局部分析。

对于 0# 节段上缘会出现最大压应力,正截面压应力如图 8 所示。

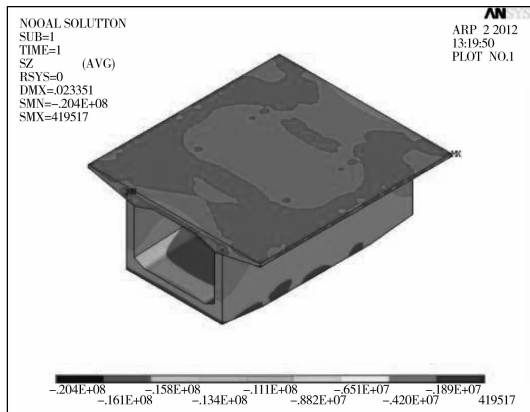


图 8 持久状况标准组合 0# 节段正截面应力云图

对于 7# 节段,最不利标准组合下,下缘会出现最大压应力,正截面压应力见图 9。

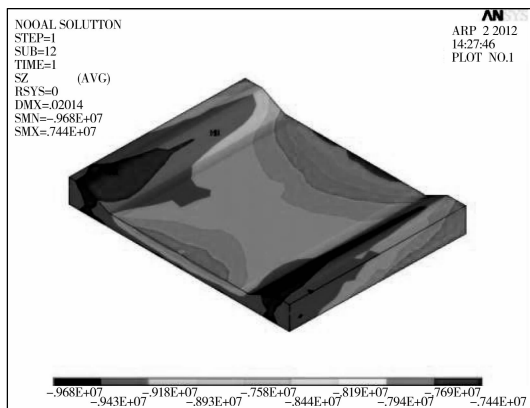


图 9 标准组合下 7# 节段底板正截面应力云图

3 抗裂性分析

设计师在设计中往往参照平面杆系软件计算所得到的结果。但由于剪力滞的存在,极有可能出现区域性应力超出规范规定。

3.1 正截面拉应力

从 ANSYS 模型提取出 10' 节段最不利数据(边支座上缘),将活载效应和温度梯度效应按式(1)进行短期组合,数据整理如图 10。

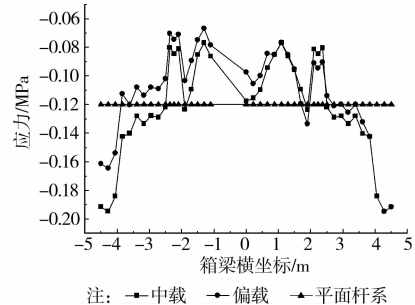


图 10 短期效应组合下 10' 节段上缘正截面拉应力横向分布图

如图,10' 节段上缘由初等梁理论算得压应力为 0.12 MPa,未出现拉应力。而 ANSYS 计算所得的其最大压应力为 0.195 MPa;最小压应力为 0.067 MPa。

对于 9# 节段,从模型提取出最不利数据(为中跨对称轴下缘),按照式(1)进行短期效应组合,数据整理如图 11。

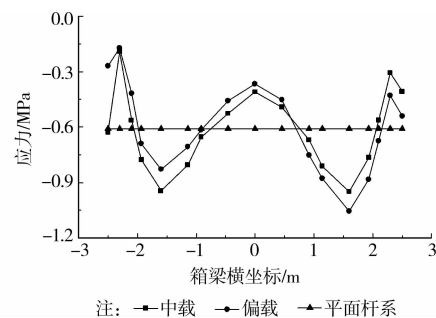


图 11 最不利短期效应组合 9# 节段下缘正截面拉应力横向分布图

由图可知,9# 下缘由初等梁理论算得压应力为 0.61 MPa,未出现拉应力。而由 ANSYS 计算所得的最大压应力为 1.056 MPa;最小压应力为 0.173 MPa。

3.2 正截面压应力

同理对于 0# 节段,从模型提取出最不利活载、温度梯度数据(0# 节段两侧上缘)进行标准组合,数据整理如图 12。

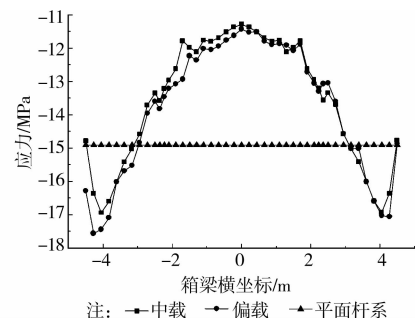


图 12 标准组合 0# 节段上缘正截面压应力横向分布图

由图知,0# 节段上缘由初等梁理论算得压应力为 14.91 MPa。而 ANSYS 计算所得的最大压应力为 17.16 MPa

$< 0.4f_{ck} = 17.75 \text{ MPa}$; 最小压应力为 11.28 MPa

对于 7# 节段, 从模型提取出最不利活载、温度梯度数据 (靠近跨中一侧下缘) 进行标准组合, 数据整理如图 13 所示。

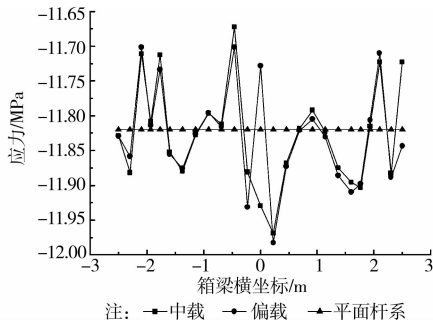


图 13 标准组合 7# 节段下缘正截面压应力横向分布图

由图 13 可知, 7# 节段下缘由初等梁理论算得压应力为 11.82 MPa 。ANSYS 计算所得的最大压应力为 11.97 MPa $< 0.4f_{ck} = 17.75 \text{ MPa}$; 最小压应力为 11.68 MPa 。

3.3 规范应力限值讨论

对于混凝土破坏准则, 国外学者从 20 世纪 60 年代开始研究并得出了简洁适用的公式^[7-13]。《钢筋混凝土原理和分析》^[14]指出, 对于二轴和三轴受压应力状态, 若考虑混凝土抗压强度的提高值, 将大大增加结构的安全度或者可节约大量建筑材料; 在此状态下若不考虑混凝土的实际抗压、抗拉强度而采用单轴强度指标, 将过高地估计结构的承载力或抗裂性, 使结构处于不安全状态。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)^[15]给出的混凝土二轴强度包络如图 14 所示。二轴包络线为 4 折线形, 取值略低于实验结果。各折线段的二轴强度计算式见表 1。

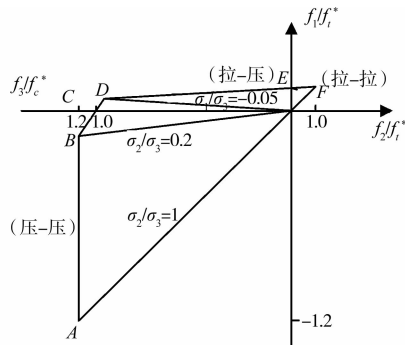


图 14 混凝土二轴强度计算图

表 1 二轴强度计算式

区段	应力状态	应力比	二轴强度计算式
AB	压-压 $\sigma_1 = 0$	$r = \sigma_2/\sigma_3$	$f_3 = -1.2f_c$
		$0.2 \leq r \leq 1$	$f_2 = -1.2rf_c$
BC	压-压 $\sigma_1 = 0$	$r = \sigma_2/\sigma_3$	$f_3 = \frac{1.2}{1.2-r}f_c$
		$0 \leq r \leq 0.2$	$f_2 = \frac{rf_3}{1.2-r}$
CD	拉-压 $\sigma_2 = 0$	$r = \sigma_1/\sigma_3$	$f_3 = -\frac{rf_3}{1.2-r}f_c$
		$-0.05 \leq r \leq 0$	$f_1 = \frac{rf_3}{0.96f_c}$
DE	拉-压 $\sigma_2 = 0$	$r = \sigma_1/\sigma_3$	$f_3 = -\frac{f_c}{f_c - (0.0048 + 0.96r)f_c}$
		$r \leq -0.05$	$f_1 = rf_3$
EF	拉-拉 $\sigma_3 = 0$	$r = \sigma_2/\sigma_1$	$f_1 = f_c$
		$0 \leq r \leq 1$	$f_2 = rf_1$

由图 14 看出, 在压-压区, 混凝土抗压强度能提升 20%, 在拉-拉区, 混凝土抗拉强度无变化。但是在拉-压区, 混凝土强度在拉应力不变的情况下, 是随着混凝土压应力的提高而线性降低的。也就是说在拉应力接近抗拉强度的时候, 无论压应力是什么水平, 即使单轴的抗拉、抗压强度均满足要求, 但在双轴应力下, 混凝土都有可能发生破坏。从细部放大图 15 看出阴影部分为潜在的破坏区域。

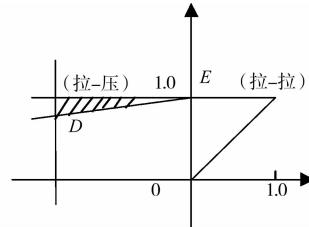


图 15 双轴强度局部放大图

3.4 正截面抗裂

归纳 3.1 节短期效应组合下箱梁正截面抗裂结果如表 2:

由于大跨度预应力混凝土桥梁在箱梁顶板都布置有横向预应力束, 故一般情况下, 预应力混凝土桥梁顶板在使用阶段都处于双向受力的情况, 其横向应力通常可达 6 MPa 左右。从表 2 可见, 抗裂验算时顶板基本上为双向受压构件, 在纵向不出现拉应力或出现拉应力的两种情况下, 其值都非常小; 而对于横向, 其压应力为 $0.15f_c$ (f_c 为对应混凝土抗压强度)。按照《公预规》中要求不允许出现拉应力的要求来看, 混凝土箱梁顶板处于压-压状态; 若实际出现了纵向拉应力, 则混凝土箱梁顶板处于拉-压状态。但由图 15 中拉-压区的 DE 段可知, 当压应力取 $0.18f_c$ 时, 对应的破坏拉应力达到 $0.95f_t$ (f_t 为对应混凝土抗拉强度, 后文同), 对 C55 混凝土来说相当于拉应力要大于 2.52 MPa 才可能发生破坏, 这和实际情况产生的不到 0.1 MPa 的拉应力显然差距很大。当然混凝土破坏和正常使用是不能等同的, 正常使用时除满足功能外, 还不能产生过多裂缝和变形使人产生不安情绪。

而预应力混凝土桥梁箱梁底板跨径沿横向比顶板要小, 且比顶板更厚, 故不设横向预应力束, 因此一般情况下, 预应力混凝土桥梁箱梁底板在使用阶段可认为处于单向受力状态, 横向产生较小的拉应力。

通过以上分析, 笔者认为, 对于预应力混凝土箱梁, 在进行抗裂验算时, 不应该笼统地将箱梁各部位抗裂统一用 $\sigma_x - 0.8\sigma_{pc} \leq 0$ 表示, 因为顶板、底板受力特性不一样, 一个双向受力、一个单向受力, 对于混凝土这种多向受力与单向受力时性能不一样的材料, 不分别考虑是不妥的。

第 1 节提到, 《公预规》正截面拉应力在短期效应组合下, 全预应力构件不出现拉应力, 比铁路规范和美国规范都要严格。对于箱梁底板纵向, 如果能适当放宽不出现拉应力的限制, 让双向受力构件在抗裂时处于混凝土拉-拉状态, 则不会出现在拉-压区混凝土强度降低而出现病害的情况。笔者综合考虑我国铁路规范和美国规范、剪力滞系数、混凝土双轴破坏等因素, 给出以下应力限值供参考:

全预应力混凝土构件, 在作用 (荷载) 短期效应组合下, 分段浇注或砂浆接缝的纵向分块构件底板, 其正截面混凝土

的拉应力应符合:

$$\sigma_{st} - 0.8\sigma_{pk} \leq 0.1f_{tk} \quad (4)$$

其他部位符合:

$$\sigma_{st} - 0.8\sigma_{pk} \leq 0 \quad (5)$$

其中式(4)允许出现小于等于 $0.1f_{tk}$ 的拉应力。而式

(5)适用于横向受压的箱梁顶板等构件,故仍保留《公预规》中规定。

3.5 正截面抗压

归纳 3.2 节箱梁正截面抗压结果如表 3:

表 2 短期效应组合正截面抗裂数据汇总

箱梁部位	截面	平面杆系软件 计算结果/MPa	ANSYS 空间计算结果/MPa		《公预规》 应力限值/MPa
			最大	最小	
上缘	10' #	0.12	0.195	0.067	0
下缘	9 #	0.61	1.056	0.173	

注:压应力为正

表 3 标准组合正截面抗压数据汇总

箱梁部位	截面	平面杆系软件 计算结果/MPa	ANSYS 空间计算结果/MPa		《公预规》 应力限值/MPa
			最大	最小	
上缘	0 #	14.91	17.16	11.28	17.75
下缘	7 #	11.82	11.97	11.68	

注:压应力为正

对于正截面抗压限值,《公预规》与铁路规范、美国规范相差无几。兰樟田大桥最不利持久状况下正截面压应力规范要求且有一定富余的应力储备,情况良好。对于双向受力的顶板,在顺桥向为压应力时,参考 3.2 节,虽然其由空间计算所得的压应力上限已经非常接近抗压应力限值,但因为双轴受压混凝土强度会提高 20% 左右,故按照规范要求是安全的。结合近年来几乎没听说过混凝土桥由混凝土压坏而引起的病害,笔者认为《公预规》对于混凝土正截面抗压的应力限值取值是合理的。

对于横向受拉的箱梁底板来说情况就相对复杂。

大桥靠近跨中合龙段 7 # 节段最不利状况下下缘压应力最大为 11.97 MPa,约占 C55 混凝土抗拉强度 35.5 MPa 的 34%。而永久荷载和活载引起的横向拉应力为 0.75 MPa,如图 16 所示。

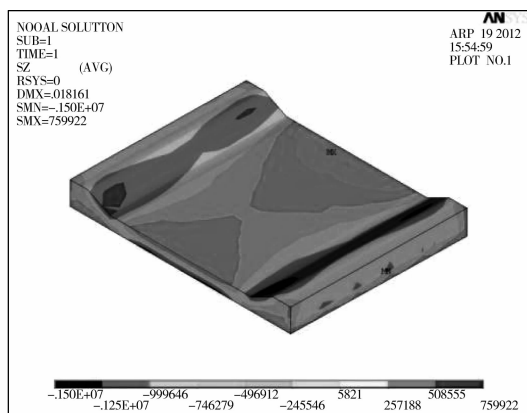


图 16 最不利短期效应组合 7 # 下缘横向应力云图

因此在短期组合下,下缘会产生 1.33 MPa 的拉应力,约占该桥 C55 混凝土抗拉强度 2.74 MPa 的 49%。

由以上分析可知,对于混凝土箱梁底板,在抗压验算时,是典型的拉-压状态结构。结合图 14、图 15 可知,底板此时

都位于潜在的破坏区域,且由表 1 中直线段 DE 可知,当压应力为 $0.4 f_c$ 时,对应拉应力为 $0.85 f_t$ 。

大桥箱梁底板的纵向正压应力在 $0.4 f_c$ 左右,横向正拉应力在 $0.5 f_t$ 左右。此时最不利截面底板双向应力均处于破坏包络线之内,未产生破坏。现在的桥梁设计中虽然也要进行横桥向计算,但也只是保证在单一横向应力下不超过应力限值,并没有考虑空间应力的影响。文献^[16]中提到的桥梁就是因为合龙段纵向应力过大而使箱梁横向产生拉应力并导致纵向开裂。目前《公预规》对箱梁底板合龙束横向效应的计算未作任何说明,美国规范要求验算曲线束的最小半径和孔道间距,同时对变截面箱梁底板构造钢筋的配置做出详细规定^[17]。

这里笔者综合考虑我国铁路规范、美国规范、混凝土双轴强度破坏准则等因素,对箱梁横向拉应力的限值给出以下补充应力限值供参考,以考虑施工等不可抗拒因素带来的影响:

使用阶段预应力混凝土受弯构件正截面压应力,应符合下列规定:

受压区混凝土的最大压应力:

$$\begin{cases} \sigma_{kc} + \sigma_{pt} \\ \sigma_{cc} \end{cases} \leq 0.5 f_{ck} \quad (6)$$

底板还应满足横向正应力:

$$\sigma \leq 0.6 f_{tk} \quad (7)$$

式(7)系数 0.6 的是根据前文所述混凝土拉-压段包络线在压应力取 $0.4 f_3$ 时拉应力对应的比率,并取偏安全数值得到。

4 结论

对持久状况正常使用极限状态中抗裂验算的应力限值进行了优化。混凝土桥梁在抗裂验算时底板横桥向为拉应力,纵向按《公预规》要求不能出现拉应力,但是压应力储备非常低,该条件不易满足。适当地放宽应力限值,使其与铁路规

范和欧美规范相当,允许出现一定的拉应力,这样既能更好地满足条件要求,又不至于使底板处于拉-压的潜在破坏区域,出现不良病害情况。对于横向受压的箱梁顶板,在抗裂验算时使其处于压-压状态,强度不会降低,故可维持《公预规》应力限值不变。

在拉-压区内,若拉力较大,压应力水平即使不高,也有可能超出强度包络造成混凝土破坏。兰樟田大桥最不利截面混凝土箱梁底板在抗压验算时,是典型的拉-压状态的混凝土结构。虽然其双向应力都处于破坏包络线之内,但为最小化施工影响等不可抗因素,满足《公预规》7.1.5 的规定外,笔者认为箱梁底板还应满足横向正应力的补充要求。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国交通部. 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.
- [2] 易建国,陈小琪. 混凝土强度准则在桥梁结构中应用的探讨[J]. 同济大学学报,1999,27(2):160.
- [3] 中华人民共和国铁道部. TB10002.3—2005 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2005.
- [4] American Association of State Highway and Transportation Officials(AASHTO). LRFD bridge design specifications [S]. 4th Ed., Washington, D. C. 2007.
- [5] 中华人民共和国交通部. JTJ 023—85 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,1985.
- [6] 中华人民共和国交通部. JTG D60—2004 公路桥涵设计通用规范[S]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [7] Eeimann H. Kritische Spannungszustände des Betons Bei Mehrachsiger ruhender Kurzzeitbelastung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 175, Berlin, 1965.
- [8] Ottosen N S. A Failure Criterion for Concrete [J]. ASCE, 1977, 103(EM4): 527-535.
- [9] Hsieh S S, Ting E C, Chen W F. An Elastic-Fracture Model for Concrete [C]// Proceeding of 3rd Engineering Mechanics Division, Special Conference ASCE, Austin 1979: 437-440.
- [10] Podgorski J. General Failure Criterion for Isotropic Media [J]. ASCE, 1985, 111(EM2):188-201.
- [11] Mattock H. Shear Transfer in Reinforced Concrete. ACI Feb. 1969:52.
- [12] Willam K J, Warnke E P. Constitutive Models for the Triaxial Behavior of Concrete [J]. IABSE proceeding, 1975, 19:1-30.
- [13] Kotsovos M D. A mathematical description of the strength properties of concrete under generalized stress [J]. Magazine of Concrete Research, 1979,31:151-158.
- [14] 过镇海. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京:清华大学出版社,2006.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50010—2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [16] 唐春霞. 大跨度预应力混凝土连续箱形梁桥抗裂性分析[D]. 上海:同济大学,2006.
- [17] 项贻强,唐国斌,朱汉华. PC 连续箱梁合龙束横向效应[J]. 土木工程与环境工程,2011,33(3):26-30.

(编辑 王秀玲)