

# 有效预应力对大跨 P.C. 桥梁极限承载力的影响研究

吴光宇<sup>1</sup>, 林伟<sup>1</sup>, 汪劲丰<sup>\*2</sup>, 贾益纲<sup>1</sup>, 项贻强<sup>2</sup>

(1. 南昌大学 建筑工程学院, 南昌 330031; 2. 浙江大学 建筑工程学院, 杭州 310027)

**摘要:**采用三维实体退化虚拟层合单元理论探讨了有效预应力对大跨 P.C. 桥梁极限承载力的影响。针对不同的有效预应力水平,以一座典型的预应力混凝土连续刚构桥为例,采用三维精细化有限元模型,对其极限承载力进行了空间分析计算和讨论。分析表明,有效预应力对大跨 P.C. 桥梁极限承载力有较大影响,其中,纵向预应力筋有效预应力与竖向预应力筋有效应力的比例是影响桥梁极限承载力的重要参数。大跨 P.C. 桥梁结构设计时应充分重视这一问题。

**关键词:**大跨预应力混凝土桥梁;有效预应力;极限承载力

**中图分类号:**U441;U448.35 **文献标志码:**A **doi:**10.7511/jslx201303008

## 1 引言

目前,从我国建成的预应力混凝土桥梁情况看,桥梁在施工和运营时常因各种各样的原因导致预应力损失较大或完全失效,从而达不到桥梁设计时的有效预应力。这些因素主要包括如下。

(1) 预应力管道压浆不饱满,甚至未压浆。

(2) 桥面铺装损坏严重,导致箱梁预应力管道内存在积水现象,从而加速预应力束锈蚀,造成预应力钢束面积减小,预应力有较大损失,严重的还会出现预应力钢束锈断;根据以往的经验,保守估计纵向预应力损失约在 10% 以上。

(3) 竖向预应力筋较短,张拉延伸量小,竖向预应力的损失较大或完全失效等。

然而,预应力损失大小(即有效预应力水平的不同)对大跨 P.C. 桥梁极限承载力的影响,目前,则鲜有研究涉及。即过往的研究还主要集中于 P.C. 构件<sup>[1,2]</sup>(受研究对象或计算方法所限,未涉及竖向预应力的损失情况),而未涉及大跨 P.C. 桥梁结构。

另外,针对大跨 P.C. 桥梁结构极限承载力的

分析,由于涉及到几何非线性和材料非线性问题,并与建桥时的施工过程、施工工艺、预应力筋的布置与初始应力状况等有关(存在体系转换,并与成桥内力有关),故其有限元建模所需单元、结点数目多,计算工作量大;采用常规的有限元分析技术(梁、板壳有限单元法<sup>[3-6]</sup>)存在结构(多为箱梁结构)难以精确描述、数值计算困难等问题。

鉴于以上原因,本文针对不同的预应力损失情况,以苏通长江公路大桥辅桥连续刚构桥为背景,采用基于三维实体退化虚拟层合单元理论空间分析方法,对其极限承载力分别进行计算和分析讨论,从而探讨有效预应力对大跨 P.C. 桥梁极限承载力的影响。

## 2 有效预应力对大跨 P.C. 桥梁极限承载力的影响分析

### 2.1 大跨预应力混凝土桥梁极限承载力计算方法

为了顺利正确的完成大跨预应力混凝土桥梁极限承载力的计算,采用建立在三维实体退化虚拟层合单元理论<sup>[7]</sup>基础上同时考虑结构双重非线性的大跨预应力混凝土桥梁结构极限承载力空间分析计算方法及所编制的非线性有限元分析程序进行分析<sup>[8,9]</sup>。

三维实体退化虚拟层合单元理论:实体退化单元是在三维实体等参单元的基础上,通过采用修改弹性系数矩阵和约束相应相对位移的方法,直接引入梁、板壳等各类构件的简化假定而得出的。由于是基于三维实体等参元构造的,因此实体退化单元

收稿日期:2011-12-27;修改稿收到日期:2012-03-16.

基金项目:浙江省自然科学基金(Y1110181);国家自然科学基金(51268044;50968012;51108411)资助项目.

作者简介:吴光宇(1975-),男,副教授,博士;  
林伟(1989-),男,硕士生;  
汪劲丰\*(1976-),男,副教授,博士  
(E-mail: wangjfcg@126.com);  
贾益纲(1959-),男,教授;  
项贻强(1959-),男,教授,博士.

与实体等参元具有相同的网格形状、节点自由度及形函数;又由于引入了梁、板壳等的假定,因此其可与经典梁、板壳单元具有相同的网格尺寸,兼具实体等参元和梁、板壳元的优点。

实体退化单元与实体等参元相比,最大的特点体现在弹性矩阵上,实体等参元的弹性矩阵反映弹性力学空间问题的应力应变关系,而实体退化单元则要通过弹性矩阵来反映不同类型构件的受力特点。现以退化中厚板单元为例,对其弹性矩阵进行介绍。

在单元内任意点建立正交曲线坐标系  $o'x'y'z'$ , 对于中厚板单元,取  $z'$  为板的法线方向。根据中厚板理论的假定:  $\sigma_z \ll \sigma_x, \sigma_z \ll \sigma_y$ , 因此  $\sigma_z$  产生的变形可以忽略不计。引入这一假定之后,弹性应力应变关系可简化为

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda d & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & d_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & d_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中  $d_1 = E/(1 - \mu^2)$ ,  $d_2 = \mu d_1$ ,  $d_3 = E/2(1 + \mu)$ ,  $d = E$ ,  $E$  为杨氏模量,  $\mu$  为泊松比,  $\lambda$  为引入的一个罚系数,在计算刚度矩阵时取一大数,如 1000,从而使对应点的相对挠度为零;在计算应力时,  $\lambda$  取小数,如零或很小数,从而使垂直板壳中面的正应力为零,这样就引入了板壳的基本假定。同理,根据梁、膜等的基本假定可构造出相应的退化单元。知道应力应变关系后,其他的分析工作完全同实体等参元,具体可参见文献[7]。

由于实体退化系列单元形式简单、划一,在单元刚度矩阵的计算时,可采用分块积分技术,通过引入虚拟节点和“虚拟材料区”[7],将单元内部划分为若干个细部区域,形成三维实体退化虚拟层合单元,然后在每个区域上分别进行积分,再叠加。在各个区域,可以是不同的材料,如钢筋、混凝土等;可以具有不同的几何形状,可以具有不同的受力特点,如板、梁等;而且可将空区域作为一独立的分区,只需将该区域材料的各物理力学参数均设为零即可。如此可以大大减少复杂结构的网格数量,明显提高分析效率。

## 2.2 极限承载力分析程序的实现

几何非线性:考虑到三维实体退化单元的构造

特点以及混凝土开裂破坏后将出现各向异性,本文采用完全的 Lagrange 格式(T. L. 法)[10]来进行极限承载力分析。

材料非线性:(1)混凝土材料:本文采用 Ohtani 和 Chen 的多轴强化塑性模型,根据弹塑性增量理论在应变空间中构建三维混凝土本构关系[11]。混凝土开裂采用正交分布裂缝模型模拟[12],在一个积分点可考虑多方向开裂。混凝土的破坏准则采用 Ohtani 和 Chen 三参数强化塑性模型定义的破坏条件,并要求应变达到混凝土极限应变。对于三向开裂混凝土亦视为破坏。(2)钢筋:采用分块积分技术,即将钢筋作为三维实体退化虚拟层合单元中的一个“材料区”,采用三节点一维等参元来描述该单元中任一段钢筋的形态和位移。

数值解法:非线性方程组采用具有常刚度迭代(mN-R 迭代)的增量解法[10]求解。载荷增量步长按“本步刚度参数法”[10,13]自动选择。若混凝土有新的塑性应变增量产生,按“切向预测径向返回子增量法”[10]对本构关系进行积分,以确定新的弹塑性状态。用不平衡力(残余力)准则作为收敛准则,即采用不平衡力的二范数判断是否满足收敛精度。上述具体相关内容可详见文献[9]。

## 2.3 大跨预应力混凝土桥梁极限承载力

### 计算中的关键问题

进行大跨 P. C. 桥极限承载力分析时,从施工过程出发,考虑三维空间预应力效应[14,15]及成桥内力的影响,并正确计及加载历史和材料的累积塑性变形。

本文将从力的平衡方程出发,具体说明计算中考虑上述因素的必要性及其有限元法迭代格式(推导过程中,所使用相关符号具体可参见文献[16])。

在成桥状态,设其占据的区域为  $V_0$ , 外荷载等效节点力矢量为  $f^0$ , 结构内任一点应变矩阵为  $B_0$ , 其成桥应力矢量为  $\sigma_0$ 。以初始成桥状态为参考构形,则用有限元列式表示的力的平衡方程为

$$\int_{V_0} B_0^T \sigma_0 dV_0 = f^0 \quad (2)$$

当在桥梁结构上施加第  $k$  级活载  $f^k$  后,设在其平衡状态,结构内任一点应变矩阵为  $B_k$ , 其应力矢量为  $\sigma_k$ 。采用 T. L. 法,仍以初始成桥状态为参考构形,则用有限元列式表示的力的平衡方程此时为

$$\int_{V_0} B_k^T \sigma_k dV_0 = f^0 + f^k \quad (3)$$

若计算中利用式(3),选用修正的 Newton 法,则可采用如下迭代格式写为

$$\mathbf{K}_T^{k-1} \Delta \mathbf{d}^{k-1,m} = \mathbf{f}^0 + \mathbf{f}^k - \mathbf{f}_s^{k-1,m} \quad (4)$$

式中  $m$  为迭代步,  $\mathbf{f}_s^{k-1,m}$  为第  $m$  迭代步的等效内力节点力,即

$$\mathbf{f}_s^{k-1,m} = \int_{V_0} (\mathbf{B}_k^m)^T \boldsymbol{\sigma}_k^m dV_0 \quad (5)$$

式中  $\Delta \mathbf{d}^{k-1,m}$  为第  $m$  迭代步的位移增量,  $\mathbf{K}_T^{k-1}$  为在桥梁结构上施加第  $k-1$  级活载  $\mathbf{f}^k$  后,其处于平衡状态时的切线刚度矩阵,可按式表达为

$$\int_{V_0} \mathbf{B}_{k-1}^T \boldsymbol{\sigma}_{k-1} dV_0 = \mathbf{f}^0 + \mathbf{f}^{k-1} \quad (6)$$

两边对位移矢量为  $\mathbf{u}$  求导获得

$$\mathbf{K}_T^{k-1} \cdot d\mathbf{u} = \int_{V_0} \mathbf{B}_{k-1}^T d\boldsymbol{\sigma}_{k-1} dV_0 + \int_{V_0} (d\mathbf{B}_{k-1}^T) \boldsymbol{\sigma}_{k-1} dV_0 \quad (7)$$

对于式(7)中右边第一项,注意到有

$$\boldsymbol{\sigma}_{k-1} = \boldsymbol{\sigma}_0 + \Delta \boldsymbol{\sigma}_{k-1} \quad (8)$$

所以  $d\boldsymbol{\sigma}_{k-1} = d\Delta \boldsymbol{\sigma}_{k-1}$  (9)

而  $d\Delta \boldsymbol{\sigma}_{k-1} = \mathbf{D}_T^{k-1} \cdot \mathbf{B}^{k-1} d\mathbf{u}$  (10)

利用式(10)则式(7)中右边第一项变为

$$\begin{aligned} \int_{V_0} \mathbf{B}_{k-1}^T d\boldsymbol{\sigma}_{k-1} dV_0 &= \left( \int_{V_0} \mathbf{B}_{k-1}^T \mathbf{D}_T^{k-1} \mathbf{B}^{k-1} dV_0 \right) d\mathbf{u} \\ &= (\mathbf{K}_L^{k-1} + \mathbf{K}_N^{k-1}) \cdot d\mathbf{u} \end{aligned} \quad (11)$$

式中  $\mathbf{K}_L^{k-1}$  和  $\mathbf{K}_N^{k-1}$  分别为对应于第  $k-1$  级活载  $\mathbf{f}^k$  的小位移和大位移刚度矩阵。式(7)右边第二项可简化为

$$\int_{V_0} (d\mathbf{B}_{k-1}^T) \boldsymbol{\sigma}_{k-1} dV_0 = \mathbf{K}_S^{k-1} \cdot d\mathbf{u} \quad (12)$$

式中  $\mathbf{K}_S^{k-1}$  为对应于第  $k-1$  级活载  $\mathbf{f}^k$  的几何刚度矩阵,也称初应力矩阵,由式(8)和式(12)可知,计算该矩阵时,应力矢量为  $\boldsymbol{\sigma}_{k-1}$  中应包括成桥应力矢量  $\boldsymbol{\sigma}_0$ 。由式(8)和式(12),可得

$$\mathbf{K}_T^{k-1} = \mathbf{K}_L^{k-1} + \mathbf{K}_N^{k-1} + \mathbf{K}_S^{k-1} \quad (13)$$

式(5~13)简要介绍了迭代计算格式(4)的具体计算处理。由式(5,8,12)和式(13)可知,考虑成桥内力(或可称为计及初始内力)的迭代计算格式(4)与一般的 T. L. 法迭代计算格式,在几何刚度矩阵与等效内力节点力计算上有所不同,需要计及成桥应力矢量的影响,其他基本一致。当然式(4)中,外荷载等效节点力矢量尚应计及初始成桥状态的  $\mathbf{f}^0$ 。

利用式(2)和式(8),式(3)尚可变为

$$\int_{V_0} \mathbf{B}_k^T (\boldsymbol{\sigma}_0 + \Delta \boldsymbol{\sigma}_k) dV_0 = \int_{V_0} \mathbf{B}_k^T \boldsymbol{\sigma}_0 dV_0 + \mathbf{f}^k \quad (14)$$

即

$$\int_{V_0} \mathbf{B}_k^T \Delta \boldsymbol{\sigma}_k dV_0 = \int_{V_0} (\mathbf{B}_0^T - \mathbf{B}_k^T) \boldsymbol{\sigma}_0 dV_0 + \mathbf{f}^k \quad (15)$$

从式(15)中,可以得到以下结论。

(1) 对于几何非线性较强的问题,应变矩阵随变形也发生较大变化,即  $\mathbf{B}_0^T$  与  $\mathbf{B}_k^T$  相差较大,式(15)中右边第一项表明此时初始成桥内力  $\boldsymbol{\sigma}_0$  所引起的等效节点力矢量也有较大变化,而不是常数。

(2) 对于材料非线性问题,  $\Delta \boldsymbol{\sigma}_k$  的计算与加载历史密切相关。初始成桥内力  $\boldsymbol{\sigma}_0$  起着推迟或加速材料塑性发展、开裂或破坏的作用,并对弹塑性刚度矩阵  $\mathbf{D}_T$  的计算有重要影响。

(3) 当不考虑几何非线性和材料非线性时,即对于小变形的线弹性问题,式(15)退化为

$$\left( \int_{V_0} \mathbf{B}_k^T \mathbf{D} \mathbf{B}_k dV_0 \right) \cdot \mathbf{u}^k = \mathbf{f}^k \quad (16)$$

即在任何一级活载作用下计算结构位移,可完全不考虑初始成桥内力  $\boldsymbol{\sigma}_0$  的影响,而这与小变形下的线性叠加原理是一致的。

根据以上分析,进一步说明对于大跨度预应力混凝土桥梁极限承载力计算,这一双重非线性较为明显的问题,正确考虑成桥内力及其分布至关重要。这也说明,既然有效预应力对成桥内力及其分布有重要影响,那么其对极限承载力影响亦不可忽略。

## 2.4 工程背景

苏通长江公路大桥位于长江下游,临近长江入海口,连接苏州和南通两地;其辅航道桥采用三跨预应力混凝土连续刚构型式,是苏通长江公路大桥的重要组成部分之一。该辅桥采用 140 m + 268 m + 140 m 的预应力混凝土箱梁结构<sup>[17,18]</sup>。其主要梁设置了纵、横、竖等三向预应力筋,纵、横向预应力筋为钢绞线,竖向预应力筋为  $\Phi 32$  精扎螺纹钢。横向和竖向预应力筋均为直线布置。顶板纵向预应力束同时存在平弯和竖弯,是典型的空间布束;底板纵向预应力束以竖弯为主,但由于梁高的变化,底板预应力束还存在整体的竖向弯曲。该桥主梁采用普通挂篮进行对称悬臂浇筑施工,主梁分块长度为 3 m, 4 m 和 5 m。

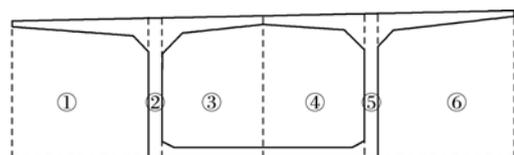


图1 单元横剖划分示意图

Fig. 1 Finite element mesh of cross section

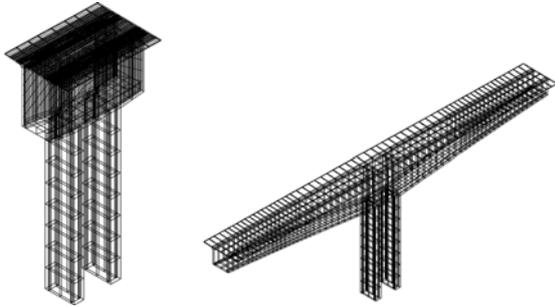


图2 2#块和20#块施工完毕时有限元网格图  
Fig. 2 Finite element mesh of construction stage when block 2# and 20# are finished separately

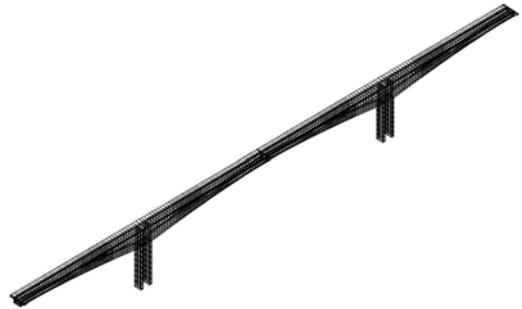


图3 成桥状态有限元网格  
Fig. 3 Finite element mesh of global bridge

### 2.5 有限元计算模型

苏通桥辅桥刚构桥共分成两幅,该两幅桥横向往称,在此选取上游侧的一幅进行仿真分析。根据分段施工的实际情况,采用三维实体退化虚拟层合单元,按照桥梁结构的实际三维尺寸分别建立了各施工阶段的空间仿真分析有限元模型。有限元建模时,以桥轴线向作为  $x$  轴,桥横向作为  $y$  轴,  $z$  轴竖直向上。用 20 节点的三维实体退化虚拟层合板壳单元对该结构进行仿真分析,全桥共划分 1592 个单元,其中主梁 1464 个单元,薄壁墩 128 个单元,节点总数为 12557 个。将各节段的分界处作为单元纵向划分处,对于 5 m、4 m 的节段沿纵向分成两个单元,3 m 节段沿纵向分成一个单元;沿桥横向划分成 6 个单元,如图 1 所示,沿高度分为一个单元。图 2 给出了施工过程其中若干节段的有限元网格图,图 3 所示为成桥时的有限元网格图。

### 2.6 考虑不同的预应力损失的极限承载力分析工况

汽车荷载的横向布置方式为两列车对称布置于顶板中间,两列车相邻轮间的横向距离为 1.3 m,具体如图 4 所示。汽车荷载沿纵向的位置如图 5 所示,这里车辆荷载为汽车一超 20 级。

计算中所采用加载方式,即恒载+两列车对称布置于顶板,中跨跨中截面正弯矩最大。计算中考

虑以下六种预应力损失工况:

- (1) 50%有效竖向预应力设计值,50%有效纵向预应力设计值;简记为(0.5,0.5)。
- (2) 50%有效竖向预应力设计值,70%有效纵向预应力设计值;简记为(0.5,0.7)。
- (3) 50%有效竖向预应力设计值,90%有效纵向预应力设计值;简记为(0.5,0.9)。
- (4) 竖向预应力全部损失,50%有效纵向预应力设计值;简记为(0,0.5)。
- (5) 竖向预应力全部损失,70%有效纵向预应力设计值;简记为(0,0.7)。
- (6) 竖向预应力全部损失,90%有效纵向预应力设计值;简记为(0,0.9)。

这里需要特别指出的是,在图 3 所示的有限元计算模型的基础上,先通过试算,找出结构破坏的关键部位,然后在这些关键部位对单元内部的块进行细划,最后利用更新的有限元模型,重新对该加载方式进行极限承载力分析,以提高计算精度。单元内部的块均采用  $3 \times 3 \times 3 = 27$  个高斯积分点进行计算。

### 2.7 分析结果与讨论

计算中取荷载形式为  $P_{恒载} + \lambda \cdot P_{活载}$ ,其中  $P_{活载}$  为车辆荷载,  $\lambda$  为荷载因子。计算结果如图 6~图 13 所示。

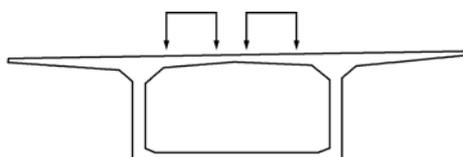


图4 汽车荷载横向布置示意图  
Fig. 4 Vehicle load location of cross section

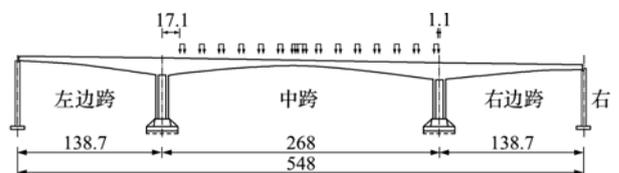


图5 中跨跨中截面正弯矩最大顺桥向布载(单位:m)  
Fig. 5 Vehicle load location along the bridge for mid-span maximum sagging moment of intermediate span(unit:m)

为了叙述方便,本文桥梁的安全系数  $\eta$  采用以下定义:

$$\eta = \frac{P_{\text{恒载}} + \lambda \cdot P_{\text{活载}}}{1.2P_{\text{恒载}} + 1.4P_{\text{活载}}} \quad (17)$$

考虑到车辆活载与恒载分布形式不一致,故无法利用上式计算。本文将恒载  $P_{\text{恒载}}$  与车辆活载  $P_{\text{活载}}$  分别作用于桥梁结构,通过计算(其中,恒载效应已按具体的施工过程、施工工艺来计算,从而能准确地计入成桥内力和预应力效应。图2给出了部分施工段完毕时的有限元网格图),比较其各处的应力大小,近似取  $P_{\text{活载}}/P_{\text{恒载}} = 0.25$ , 则式(17)变为

$$\eta = \frac{1 + \lambda \cdot 0.25}{1.55} \quad (18)$$

以100%有效竖向预应力设计值、100%有效纵向预应力设计值(桥梁设计要求)  $\eta = 2.73$  为标准,则各预应力损失工况下,安全系数的变化在-12.1%~12.1%之间。这说明预应力筋的有效预应力对该桥梁的极限承载力有较大影响。这同时也说明了不同的成桥内力状况对桥梁的极限承载力有较大影响,这与本文2.3节中所论述的观点是一致的。由于以上各安全系数均大于1,说明在所考虑的各种预应力损失情况下,桥梁的安全储备

是足够的。

从计算结果可以看出,预应力的损失将使开裂度下降。但从图6~图13可以看出,极限承载力并没有呈现出类似的变化,不同的预应力损失情况,致使桥梁的破坏特征与破坏形态呈现出明显的不同,极限载荷也有较大的差异。从图10和图13可以看出,较高的有效预应力,也可能造成桥梁极限承载力的下降,甚至如图7所示,出现明显的脆性破坏特征。

从图6~图13可以看出,纵向预应力筋有效预应力与竖向预应力筋有效预应力的比例是影响桥梁极限承载力的重要参数。这一参数的变化,将使纵向预应力筋和竖向预应力筋,随着荷载的增加,在屈服的先后顺序上和屈服时间上发生很大的改变,甚至造成破坏时,在破坏截面附近出现某一方向的钢筋尚未屈服,从而致使桥梁的破坏特征和破坏形态以及极限载荷呈现出很大的差异。这与混凝土结构设计规范(GB50010-2002)在计算受扭构件极限承载力时需引入参数  $\zeta$ -纵筋与箍筋配筋强度比,以控制纵筋和箍筋应力均达到屈服强度是类似的。设计时应充分重视这一问题。

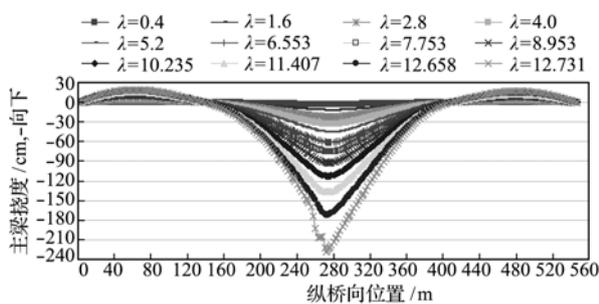


图6 (0.5,0.5)主梁底部中点竖向位移变化图  
Fig. 6 Working condition(0.5,0.5):vertical displacement of the midpoint of box girder bottom

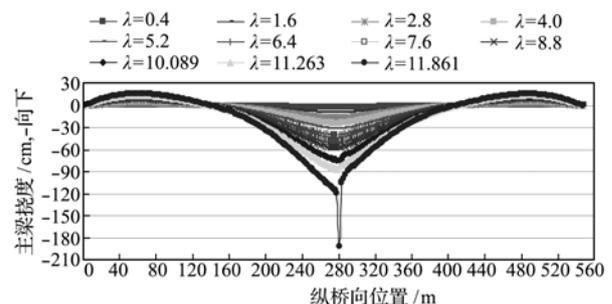


图7 (0.5,0.9)主梁底部中点竖向位移变化图  
Fig. 7 Working condition(0.5,0.9):vertical displacement of the midpoint of box girder bottom

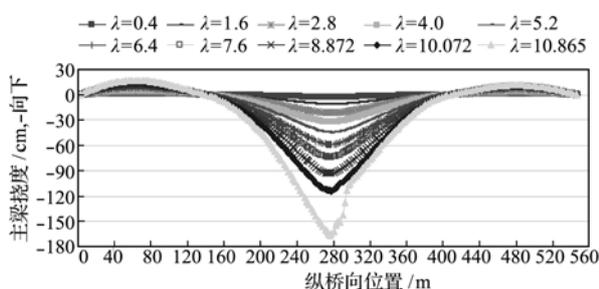


图8 (0,0.5)主梁底部中点竖向位移变化图  
Fig. 8 Working condition(0,0.5):vertical displacement of the midpoint of box girder bottom

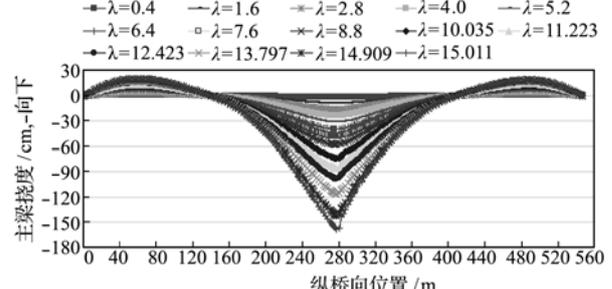


图9 (0,0.9)主梁底部中点竖向位移变化图  
Fig. 9 Working condition(0,0.9):vertical displacement of the midpoint of box girder bottom

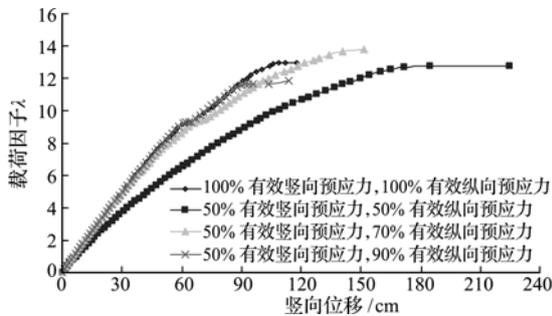


图 10 0.5(0—0.9)  $\lambda$ -中跨跨中截面底部中点竖向位移曲线  
Fig. 10 Working condition 0.5(0—0.9): curve of load factor  $\lambda$ -vertical displacement of mid-span bottom midpoint of intermediate span

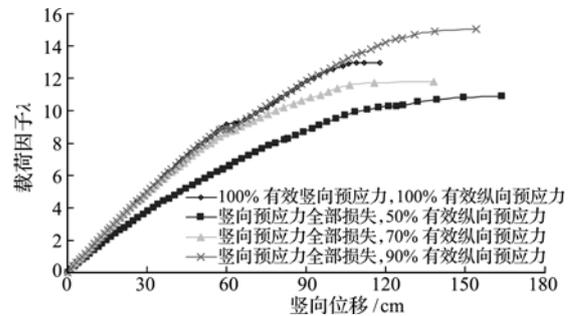


图 11 0(0—0.9)  $\lambda$ -中跨跨中截面底部中点竖向位移曲线  
Fig. 11 Working condition 0(0—0.9): curve of load factor  $\lambda$ -vertical displacement of mid-span bottom midpoint of intermediate span

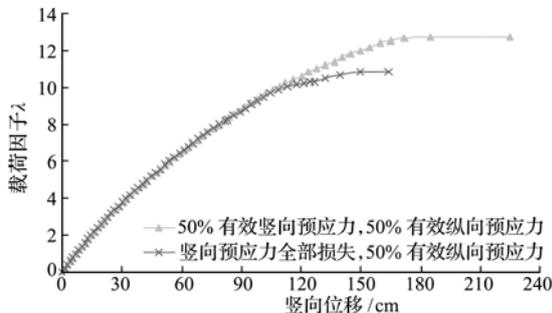


图 12 (0—0.5)0.5  $\lambda$ -中跨跨中截面底部中点竖向位移曲线  
Fig. 12 Working condition (0—0.5)0.5: curve of load factor  $\lambda$ -vertical displacement of mid-span bottom midpoint of intermediate span

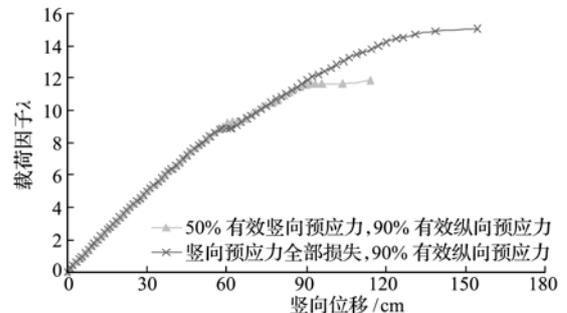


图 13 (0—0.5)0.9  $\lambda$ -中跨跨中截面底部中点竖向位移曲线  
Fig. 13 Working condition (0—0.5)0.9: curve of load factor  $\lambda$ -vertical displacement of mid-span bottom midpoint of intermediate span

### 3 结 论

根据上述分析讨论,可以得到以下结论。

(1) 推导了考虑初始内力的结构极限承载力计算方法的有限元迭代格式,并已编制程序予以实现。

(2) 预应力筋的有效预应力对大跨 P. C. 桥梁的破坏特征、破坏形态和极限承载力有较大影响。较高的有效预应力,也可能造成桥梁极限承载能力的下降。

(3) 考虑施工和运营中的各种预应力损失后,纵向预应力筋有效预应力与竖向预应力筋有效应力的比例是影响桥梁极限承载力的重要参数,设计时应充分重视这一问题。

(4) 本文仅对对称加载工况下的有效预应力对大跨 P. C. 桥梁极限承载力的影响进行了研究,对于更为复杂的偏载情况尚待进一步研究。另外,考虑其他重要因素(如不同的预应力钢筋配置情况等)的有效预应力对大跨 P. C. 桥梁极限承载力的影响亦须进一步研究,以利于桥梁设计工作中准确地把握有效预应力对大跨 P. C. 桥梁极限承载力的

影响程度。

### 参考文献(References):

- [1] 张宇旭. 预应力混凝土构件的极限承载力影响因素分析[J]. 山西建筑, 2012, (5): 49-50. (ZHANG Yu-xu. On analysis of influence elements of ultimate loading capacity in prestressed concrete components [J]. Shanxi Architecture, 2012, (5): 49-50. (in Chinese))
- [2] 张波, 有粘结 PCC 梁极限承载力的非线性分析研究[D]. 南昌大学, 2010. (ZHANG Bo, Nonlinear Analysis on Ultimate Bearing Capacity of Bonded Prestressed Concrete Continuous Beam[D]. Nanchang University; Nanchang University, 2010. (in Chinese))
- [3] Razaqpur A G, Nofal Mostafa, Mirza M S. Nonlinear analysis of prestressed concrete box girder bridges under flexure [J]. *Can J Civ Eng*, 1989, 16(1): 845-853.
- [4] 周世军, 朱 晞. 钢筋混凝土箱梁的非线性有限元分析及模型试验研究[J]. 土木工程学报, 1996, 29(4): 21-30. (ZHOU Shi-jun, ZHU Xi. Nonlinear finite element analysis and model tests of reinforced concrete box girders [J]. *Journal of Civil Engineering*, 1996,

- 29(4):21-30. (in Chinese))
- [5] 段海娟,张其林. 钢筋混凝土曲线箱梁非线性分析的有限段元法[J]. 同济大学学报, 2003, 31(3): 282-286. (DUAN Hai-juan, ZHANG Qi-lin. Finite segment element method for nonlinear analysis of reinforced concrete curved box girder [J]. *Journal of Tongji University*, 2003, 31(3): 282-286. (in Chinese))
- [6] 李国强,刘玉姝. 一种考虑初始缺陷影响的非线性梁单元[J]. 计算力学学报, 2005, 22(1): 69-72. (LI Guo-qiang, LIU Yu-shu. A nonlinear beam element considering initial imperfection [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2005, 22(1): 69-72. (in Chinese))
- [7] 徐 兴,凌道盛. 实体退化单元系列[J]. 固体力学学报(计算力学专辑), 2001, 22(Sup.): 1-12 (Xu Xing, LING Dao-sheng. A series of solid degenerated elements[J]. *Journal of ACTA Mechanica Solid Sinica*, 2001, 22(Sup.): 1-12. (in Chinese))
- [8] 吴光宇,汪劲丰,项贻强,等. 三维实体退化虚拟层合梁单元在钢曲梁极限承载力分析中的应用[J]. 工程力学, 2006, 23(Sup.): 142-148. (WU Guang-yu, WANG Jin-feng, XIANG Yi-qiang, et al. Analysis of ultimate load capacity for steel curved beam using degenerated three-dimensional solid virtual laminated beam element [J]. *Engineering Mechanics*, 2006, 23(Sup.): 142-148. (in Chinese))
- [9] 吴光宇,汪劲丰,项贻强,等. 钢筋混凝土箱形梁极限承载力的计算研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2007, 41(1): 161-165 (WU Guang-yu, WANG Jin-feng, XIANG Yi-qiang, et al. Computation of ultimate capacity for reinforced concrete box girders [J]. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 2007, 41(1): 161-165. (in Chinese))
- [10] 王勖成,邵 敏. 有限元法基本原理与数值方法[M]. 北京:清华大学出版社, 1995. (WANG Xu-cheng, SHAO Min. *Basic Theory of Finite Element Method and its Numerical Method* [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1995. (in Chinese))
- [11] 陈惠发, A F 萨里普(余天庆,王勖文,刘西拉,等译). 混凝土和土的本构方程[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2004. (CHEN Hui-fa, Salub A F. *Constitutive Equations for Materials of Concrete and Soil* [M]. YU Tian-qing, WANG Xun-wen, LIU Xi-la, et al. Translation. Beijing: China Architecture and Building Press, 2004. (in Chinese))
- [12] 江见鲸,陆新征,叶列平. 混凝土结构有限元分析[M]. 北京:清华大学出版社, 2005. (JIANG Jian-jing, LU Xin-zheng, YE Lie-ping. *Finite Element Analysis of Concrete Structures* [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2005. (in Chinese))
- [13] Bergan P G, Holand I, Söreide T H. Use of current stiffness parameter in solution of nonlinear problems [J]. *Energy Methods in Finite Element Analysis*, John Wiley & Sons, 1979, 265-282.
- [14] 汪劲丰,吴光宇,项贻强,等. 预应力混凝土桥梁结构非线性仿真研究[J]. 计算力学学报, 2010, 27(5): 895-901. (WANG Jin-feng, WU Guang-yu, XIANG Yi-qiang, et al. Study on the nonlinear simulation of prestressed concrete bridge [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2010, 27(5): 895-901. (in Chinese))
- [15] 汪劲丰,项贻强,徐 兴. 桥梁空间分析中预应力效应分析方法研究[J]. 计算力学学报, 2007, 24(4): 459-463. (WANG Jin-feng, XIANG Yi-qiang, YE Gui-ru, XU Xing. Study on method of simulating spatial effect of prestressing force in bridge [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2007, 24(4): 459-463. (in Chinese))
- [16] 殷有泉. 固体力学非线性有限元引论[M]. 北京:北京大学出版社, 清华大学出版社, 1987. (YIN You-quan. *Nonlinear Finite Element Introduction of Solid Mechanics* [M]. Beijing: Beijing University Press, Tsinghua University Press, 1987. (in Chinese))
- [17] 中交公路规划设计院苏通大桥设计组. 苏通大桥辅桥连续刚构桥设计图[R]. 2003, 11. (The design working team of Sutong Yangtse River Highway Bridge. The design papers for the secondary navigable span (which is a continuous rigid frame bridge) of Sutong Yangtse River Highway Bridge [R]. China Highway Planning and Design Institute (HPDI) Consultants, Inc, 2003. (in Chinese))
- [18] 汪劲丰. 大跨 P. C. 桥梁结构仿真分析研究[R]. 浙江大学博士后研究工作报告, 2005. (WANG Jin-feng. Study on simulation analysis of Long-span prestressed concrete bridge structure [R]. Post-Doctoral Work Report, Zhejiang University, 2005. (in Chinese))

## Influence of effective prestress on ultimate bearing capacity for large-span prestressed concrete bridge

WU Guang-yu<sup>1</sup>, LIN Wei<sup>1</sup>, WANG Jin-feng<sup>\*2</sup>, JIA Yi-gang<sup>1</sup>, XIANG Yi-qiang<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Nanchang University, Nanchang 330031, China;

2. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China)

**Abstract:** Based on degenerated three-dimension solid virtual laminated element theory, the influence of effective prestress on ultimate bearing capacity for large-span prestressed concrete bridge is explored. According to various level of effective prestress, the ultimate bearing capacity for a classical prestressed concrete continuous rigid frame bridge is spatial analyzed and discussed by three-dimension detailed finite element model. Analysis results show the influence of effective prestress on ultimate bearing capacity for large-span prestressed concrete bridge is great. Among them, the ratio of the effective prestress of longitudinal prestressing reinforcement and vertical prestressing reinforcement is the important factor that affect the ultimate bearing capacity of bridge. The structure design of large-span prestressed concrete bridge should think highly of the influence.

**Key words:** large-span prestressed concrete bridge; effective prestress; ultimate bearing capacity

~~~~~  
(上接第 361 页)

## Algorithm for the unsteady aerodynamic loads of high-speed trains under stochastic winds

YU Meng-ge<sup>\*</sup>, ZHANG Ji-ye, ZHANG Wei-hua

(Traction Power State Key Laboratory, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

**Abstract:** The fluctuating winds of a moving point shifting with trains are calculated in this paper based on Cooper theory and harmonic superposition method. And the characteristic of power spectral density of fluctuating winds is analyzed. An algorithm is proposed to calculate the unsteady aerodynamic loads of high-speed trains under side-winds based on the algorithm of calculating cross wind forces of high-speed trains. The force statistics under side stochastic winds and the peak factors of aerodynamic loads are analyzed using this algorithm. The results show that, when the wind angle is close to 90, the dimensionless power spectrum is moving to a higher frequency range. The wind angle has little effect on the fluctuating wind. At each wind angle, the ratio of load standard deviation to mean load depends only on the side slip angle. The peak factors of the side force and roll moment are the same, and the peak factors of the yaw moment and pitch moment are also the same.

**Key words:** fluctuating winds; unsteady aerodynamic forces; power spectral density; wind angle; peak factor