

预应力钢-混凝土连续组合梁的非线性有限元分析

陶慕轩^{1,2} 聂建国^{1,2}

(1 清华大学土木工程系 北京 100084 2 清华大学土木工程安全与耐久教育部重点实验室 北京 100084)

摘要:以六根两跨预应力钢-混凝土连续组合梁的系列试验结果为基础,以通用有限元程序MSC.MARC (2005r2)为平台,提出了用于模拟预应力连续组合梁非线性全过程受力行为的精细有限元模型,并给出了单元选取、材料建模以及整体组装的详细过程。有限元分析基于弹塑性本构模型,能充分考虑材料非线性和几何非线性,反映结构受力全过程中预应力筋内力变化、滑移效应、内力重分布、应力分布、曲率分布以及塑性铰形成等复杂特性,深入揭示了预应力连续组合梁的受力机理和特点。模型计算结果和实测结果以及理论分析结果吻合良好,表现出良好的数值特性。文中模型对于预应力连续组合梁的精细化分析具有较高的精度和广泛的适用性,为研究预应力连续组合梁受力性能提供了强有力的工具。

关键词:预应力钢-混凝土连续组合梁 有限元分析 非线性 全过程

引言

钢-混凝土连续组合梁较简支组合梁具有显著的经济性能优势,它能有效地提高承载力、降低结构高度、减小变形^[1-3],因此在建筑和桥梁结构中应用十分广泛。对于普通钢-混凝土连续组合梁,由于中支座混凝土过早开裂导致刚度下降,当跨度或荷载较大时,变形和裂缝宽度可能无法满足正常使用极限状态的要求,此时预应力技术能较好地解决上述问题。

预应力组合梁是在普通组合梁的基础上应用预应力技术发展起来的一种横向承重组合构件,可以通过多种手段在组合梁内形成预应力,其中最常见的方式之一是在普通组合梁的钢梁内布置高强预应力钢丝束,并对其进行张拉,从而使组合梁在承受全部外荷载之前建立起预应力。预应力所产生的内力效应能减小或抵消结构在外荷载作用下产生的效应,从而增大组合梁的弹性工作范围,提高结构的极限承载力,降低结构高度,减轻自重并减小地震作用,改善疲劳和断裂性能,增加强度储备,提高梁的可靠度,推迟混凝土的开裂,延长结构使用寿命等^[1,4]。

自Szilard^[5]于1959年最先提出了能够考虑混

凝土收缩徐变效应的预应力组合梁的分析设计方法后, Hoadly (1965)^[6], Klaiber (1982)^[7], Dunker (1986)^[8], Saadatmanesh (1989)^[9-11], Albrecht (1995)^[12], 宗周红 (2000)^[13], 聂建国 (2007)^[14]等学者陆续对预应力简支组合梁的性能展开系统的试验和理论研究。而对于预应力连续组合梁的研究,从20世纪80年代末才开始 (Troitsky等: 1990^[15]; Dall' Asta等: 1998^[16], 2005^[17]; Ayyub等: 1992^[18,19]; 宗周红等: 2002^[20]; 陈世鸣等: 2005^[21]; 聂建国等: 2002^[22], 2006^[23], 2007^[4], 2009^[24])。至今,预应力连续组合梁的研究多局限于负弯矩区的局部研究,针对全梁的系统的试验及理论研究尚缺乏,已有的计算模型多以自编程序为主,计算的精度和稳定性尚未得到试验的充分验证,有的模型计算结果和试验结果有较大的差别。本文以6根不同参数的两跨预应力连续组合梁的全梁系列试验结果为基础,以通用有限元程序MSC.MARC (2005r2)为平台,提出了用于模拟预应力两跨连续组合梁非线性全过程受力行为的精细有限元模型,模型能充分考虑材料非线性和几何非线性,深入揭示预应力筋内力变化、滑移效应、内力重分布、应力分布、曲率分布以及塑性铰形成等复杂特性,并和实测结果及理论分析结果进行充分对比校核,结果表明该模型具有较高的精度和广泛的适用性。

注:《预应力钢-混凝土连续组合梁的非线性有限元分析》项目获第三届欧维姆预应力技术奖二等奖。本文原载《土木工程学报》2011年第2期

1 有限元模型

1.1 单元选取

组合梁中的钢梁截面主要有工字形和箱形，都由翼缘板和腹板构成，可用MSC.MARC (2005r2) 程序提供的3D-SHELL四节点四边形75号厚壳 (Thick Shell) 单元模拟。

混凝土楼板主要包括两大元素，一个是混凝土，一个是钢筋，两者通过自然粘接协同工作。根据这一特点，可以将混凝土楼板比拟成一个分层壳^[25]，根据实际混凝土和钢筋的位置和尺寸将壳单元沿厚度方向分为若干混凝土层和钢筋层，钢筋层的厚度按实际钢筋的截面积等效。这种模型属于组合式钢筋混凝土模型^[26]，其优点是模型简单，计算效率高，且能精确考虑钢筋的位置，缺点是无法考虑钢筋和混凝土之间的滑移效应。混凝土楼板同样采用3D-SHELL四节点四边形75号厚壳 (Thick Shell) 单元，其分层材料的性质在材料模型中定义，具体内容详见本文2.2节。

预应力钢筋主要承受轴向拉力，根据这一特点，可采用3D-TRUSS两节点9号桁架单元。

栓钉作为柔性剪力连接件，会导致混凝土楼板和钢梁之间发生滑移，滑移效应是预应力连续组合梁的一大重要受力特征，可通过在混凝土板和钢梁之间设置沿梁轴向的非线性弹簧 (Spring) 来模拟。

1.2 材料模型

在MSC.MARC (2005r2) 中，所有材料均采用弹塑性本构模型来定义，屈服面选为von Mises屈服面，强化准则选为随动强化准则，流动法则选为关联流动法则，硬化特征由单轴应力-应变关系得到。由于本文所研究的问题属一维梁弯曲问题，沿梁长方向的正应力在单元应力场中起主导作用。因此，根据经典弹塑性力学理论，对于这类问题有限元方法得到的结构弹塑性行为对材料屈服面的选取不敏感。故本文采用较为简单的von Mises屈服面以提高数值计算的效率是合理的。要完整定义材料的空间应力-应变关系，关键是要定义材料的单轴应力-应变关系以及初始屈服点 (即弹性和弹塑性的分界点)。各种材料的单轴应力-应变关系如图1所示。

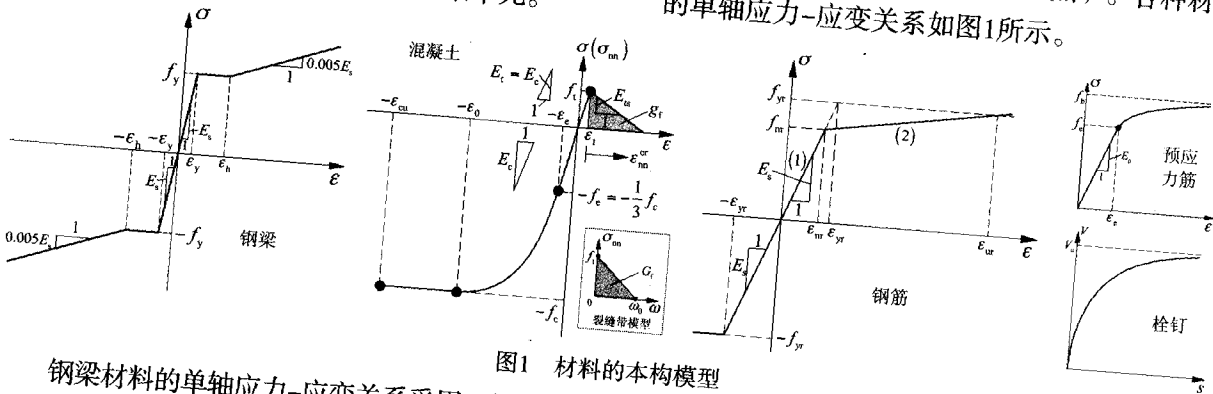


图1 材料的本构模型

钢梁材料的单轴应力-应变关系采用三折线模型，弹性阶段弹性模量 $E_s=2 \times 10^5$ MPa，泊松比取0.3，屈服应力按材性试验结果取平均值，应变达到2.5%时开始强化^[27]，强化模量 $E_t=0.005E_s$ ^[29]。

混凝土材料的单轴受压应力-应变关系采用Rusch曲线^[29]，棱柱体轴心抗压强度 f_c 取为 $0.76f_{cu}$ ^[29]， f_{cu} 为边长150mm立方体抗压强度，由材性试验得到。取 $1/3f_c$ 为弹性极限点 f_e ，即初始屈服点，以此作为弹性和弹塑性的分界点，对应的应变为弹性极限应变 ϵ_e ，或初始屈服应变，弹性模量 $E_c=f_e/\epsilon_e$ ，泊松比取为0.17。材料的峰值压

应变 $\epsilon_0=0.002$ ，极限压应变 $\epsilon_{cu}=0.0035$ 。采用弥散裂缝模型来描述混凝土板的开裂行为。为了降低单元尺寸效应的影响，采用裂缝带模型^[26]，即以应力-裂缝宽度曲线来定义混凝土的受拉软化特征，这里采用线性软化曲线，该曲线下部面积为断裂能 G_f ，欧洲模式规范CEB-FIP MC90给出了具体计算公式^[26]。开裂应力 f_t 取 $0.26f_{cu}^{2/3}$ ^[29]，开裂前的弹性模量 E_t 和受压弹性模量 E_c 相同。开裂后曲线的软化模量 E_{ts} 和下降段曲线下部面积 g_r 相关，而 g_r 又和断裂能 G_f 以及混凝土单元特征尺寸 (可取与裂缝垂直方向的单元平均宽度、...

关: $g_f = G_f / h_c^{[26]}$ 。因此, 由断裂能 G_f 和单元特征尺寸 h_c 可得 g_f 的取值, 再由 g_f 的定义以及开裂应力 f_t 和开裂前弹性模量 E_i 的取值即可算得软化模量 E_{ts} 的取值, 从而唯一定义了混凝土单轴受拉的应力-应变关系。混凝土开裂模型中的另一个重要参数裂面剪力传递系数可按 Rots 等人的建议选取^[30], 也可根据Ⅱ型弯曲断裂的特点近似取为 0.5^[26]。

埋入混凝土的钢筋单轴应力-应变关系按受压钢筋和受拉钢筋分别考虑。对于受压钢筋, 采用理想弹塑性模型, 弹性模量 $E_s = 2 \times 10^5$, f_{yr} 为钢筋的屈服应力。对于处于混凝土受拉区的钢筋, 由于混凝土开裂, 使得埋入混凝土后钢筋的材料模型与单根钢筋的材料模型有所区别, 应当采用和弥散裂缝模型相匹配的平均应力-平均应变关系^[31]。本文采用 Belarbi 和 Hsu^[32] 根据大量试验结果结合理论分析得到的, 并由 Hsu 和 Zhang^[33] 验证过的埋入混凝土中的受拉钢筋的单轴应力-应变关系^[31]:

$$\begin{cases} \sigma = E_s \varepsilon & (\varepsilon \leq \varepsilon_{nr}) \\ \sigma = f_{yr} \left[(0.91 - 2B) + \left(0.02 + 0.25B \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{yr}} \right) \right] & (\varepsilon > \varepsilon_{nr}) \end{cases} \quad (1)$$

式中, 参数 $B = (f_t / f_{yr})^{1.5} / \rho_1$, 其中, ρ_1 为纵向受力钢筋配筋率, 不小于 0.25%。由式 (1) 可以得到, 修正后的钢筋屈服应变 $\varepsilon_{nr} = \varepsilon_{yr} (0.93 - 2B) / (1 - 0.25B)$, 屈服应力 $f_{nr} = E_s \varepsilon_n$, 而当钢筋平均应力达到 f_{yr} 时, 钢筋平均应变 $\varepsilon_{ur} = \varepsilon_{yr} (0.07 + 2B) / (0.25B)$ 。

对于两个方向配筋率不同的钢筋网来说, 可以分别定义两个材料主轴方向正交的正交各向异性材料^[25], 顺钢筋的方向弹性模量取为钢筋的弹性模量, 垂直于此方向的弹性模量取为一个小数。对于两个方向配筋率相同的钢筋网, 可以只设一个钢筋层, 并用各向同性的均质材料模拟即可。

预应力钢筋的单轴应力-应变关系按下式计算^[29]:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} + 0.002 \left(\frac{\sigma}{f_{0.2}} \right)^{13.5} \quad (2)$$

式中, $E_0 = 1.95 \times 10^5$, $f_{0.2} = 0.85 f_b$, f_b 为预应力钢筋的极限应力。

预应力钢筋的初始屈服点取为比例极限

$f_e = 0.75 f_b^{[29]}$, 代入式 (2) 可得初始屈服应变 ε_e , 有限元程序中输入的弹性模量 E_p 应按 f_e / ε_e 计算得到。

栓钉的剪力-滑移曲线表现出明显的非线性特征, 本文采用 Ollgaard 等人于 1971 年提出的栓钉模型^[34]:

$$V = V_u (1 - e^{-ns})^m \quad (3)$$

式中, V 为剪力, s 为滑移, n 和 m 为常数, 本文采用通常的取值: $m = 0.558$, $n = 1 \text{ mm}^{-1}$ 。 V_u 为单个栓钉的极限承载力, 按式 (4) 计算^[14]:

$$V_u = 0.43 A_{us} \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7 A_{us} f_u \quad (4)$$

式中, f_u 为栓钉极限抗拉强度, A_{us} 为栓钉截面积, $E_c = 10^5 / (2.2 + 33/f_u)$, $f_c = 0.76 f_u$ 。

1.3 有限元模型

图 2 所示为预应力连续组合梁的有限元模型示意图。预应力连续组合梁主要由三大部件组成: 钢梁、混凝土楼板以及预应力钢筋, 这三大部件的相互作用决定了预应力连续组合梁复杂的力学特性。本文的 2.1 节和 2.2 节分别介绍了各部件单元的选取和材料模型的建立, 本节将详细介绍这三者之间的关系及其在模型中的实现。

钢梁和混凝土板通过栓钉连接在一起, 协同工作。混凝土板用壳单元模拟, 壳单元在几何上位于混凝土板的中面位置处。设置长度为一半板厚的刚性杆单元来模拟楼板变形的平截面性质, 并以此定义栓钉滑移面的位置, 如图 2 所示。刚性杆单元的一个节点和楼板壳单元共用, 另一个节点与钢梁上翼缘的某一节点在栓钉位置处重合, 每一对重合的节点间设置 X 向非线性弹簧来模拟栓钉行为, 其他方向的平动位移值以及所有的转动位移值均始终保持相同。计算过程中, 弹簧两端节点在 X 方向的位移差即为钢与混凝土之间的滑移量。

预应力钢筋和钢梁之间主要通过锚具和转向块相连。预应力筋锚于组合梁两端的锚板上, 模型中, 可共用预应力筋和锚板的节点, 为避免应力集中的问题, 在模型中可适当加厚锚板, 并将锚板材料设置为线弹性。在梁跨中间钢梁上会设置数个转向块, 以控制预应力筋的线型, 预应力

筋可绕转向块滑动,在模型中,可不考虑预应力筋和转向块之间的摩擦力,认为预应力筋可自由滑动,对计算结果不会造成太大的影响^[17]。在模型中,可在转向块位置处的预应力筋节点和钢梁节点之间设置X向滑动约束来模拟预应力筋沿梁轴向的自由滑动,即释放X方向的位移自由度,约束其他平动和所有转动方向的位移自由度保持一致。

2 试验验证

2.1 试验概况

2003年,聂建国和李绍敬^[22]对两跨预应力钢-混凝土连续组合梁展开系列试验研究,共完成了六根预应力连续组合梁(PCCB-1~PCCB-6)以及一根普通连续组合梁(CCB)的全梁静力试验,六根预应力连续组合梁主要改变的参数有:预应力筋根数、布置形式以及布置位置,试验加载方式为单调两跨同步两点对称加载直至构件破坏。试验布置及梁截面尺寸分别如图3和图4所示,表1给出了7个试件的详细参数。

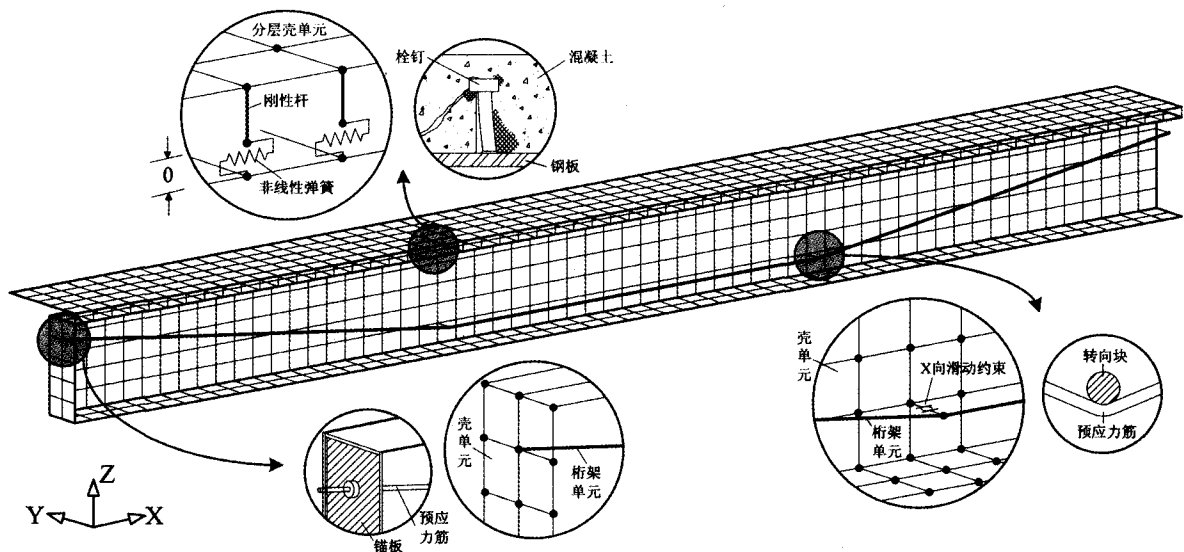


图2 预应力钢-混凝土连续组合梁的有限元模型

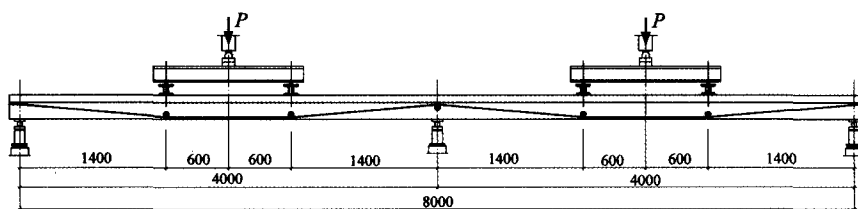


图3 试验布置

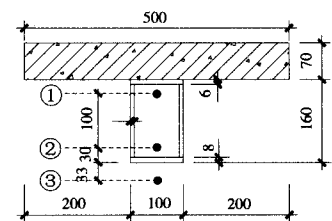


图4 截面尺寸

2.2 有限元模拟和讨论

2.2.1 有限元模型

根据7根试验梁的尺寸和参数按本文第二部分的方法采用通用有限元程序MSC.MARC (2005r2)建立了有限元模型如图5所示。由于沿纵向和横向的几何对称性与荷载对称性,只建立了原梁的1/4模型。根据试验条件,支座的边界条件施加于钢梁下翼缘的相应节点上,荷载施加于加载垫块的表面节点上。有限元模型能同时考虑材料非线性和几何非线性。由于试件均按密实截面设计,有限元模型未考虑负弯矩区钢板稳定的问题。

2.2.2 荷载和变形的关系

图6所示为荷载-跨中挠度P- Δ 有限元计算结果和实测结果的对比情况。其中,实线为实测结果,虚线为用本文模型进行有限元计算的结果,对比情况表明,有限元计算结果与实测结果吻合良好,具有较高的精度。有限元分析和试验表征的极限状态破坏形态都是正负弯矩区组合梁出现塑性铰,两者完全一致。

表1 试件参数

试验参数	试件号						
	CCB	PCCB-1	PCCB-2	PCCB-3	PCCB-4	PCCB-5	PCCB-6
总预加力 T_0 / kN	0	130.62	257.68	133.75	246.44	256.01	259.32
预应力筋根数	0	1	2	1	2	2	2
支座预应力筋位置 (如图4所示)	--	②	②	①	①	③	①
跨中预应力筋位置 (如图4所示)	--	②	②	②	②	③	③
单根预应力筋截面积 A_p / mm ²	--	139	139	139	139	139	139
单排栓钉数量 n_s	2	2	2	2	2	2	2
自边支座1.36m范围内栓钉间距 / mm	60	60	60	60	60	60	60
自中支座2.64m范围内栓钉间距 / mm	80	80	80	80	80	80	80
栓钉直径 d_{ws} / mm	8	8	8	8	8	8	8
楼板横向配筋率 ρ_t / %	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
楼板纵向配筋率 ρ_l / %	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62
混凝土边长150mm立方体抗压强度平均值 f_{cu} / MPa	34.1	29.2	33.2	31.3	30.5	31.3	29.9
钢梁上翼缘屈服强度平均值 $f_{y,t}$ / MPa	249.3	249.3	249.3	249.3	249.3	249.3	249.3
钢梁下翼缘屈服强度平均值 $f_{y,b}$ / MPa	272.3	272.3	272.3	272.3	272.3	272.3	272.3
钢梁腹板屈服强度平均值 $f_{y,w}$ / MPa	287.7	287.7	287.7	287.7	287.7	287.7	287.7
栓钉极限抗拉强度 f_t / MPa	500	500	500	500	500	500	500
纵向钢筋屈服强度平均值 $f_{y,r}$ / MPa	368	368	368	368	368	368	368
预应力筋极限应力 f_b / MPa	1860	1860	1860	1860	1860	1860	1860

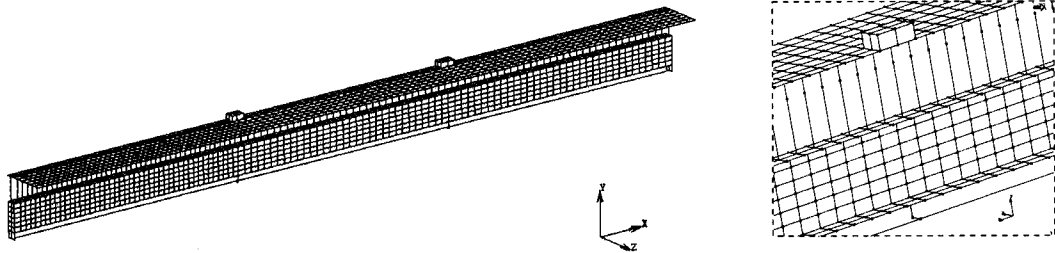
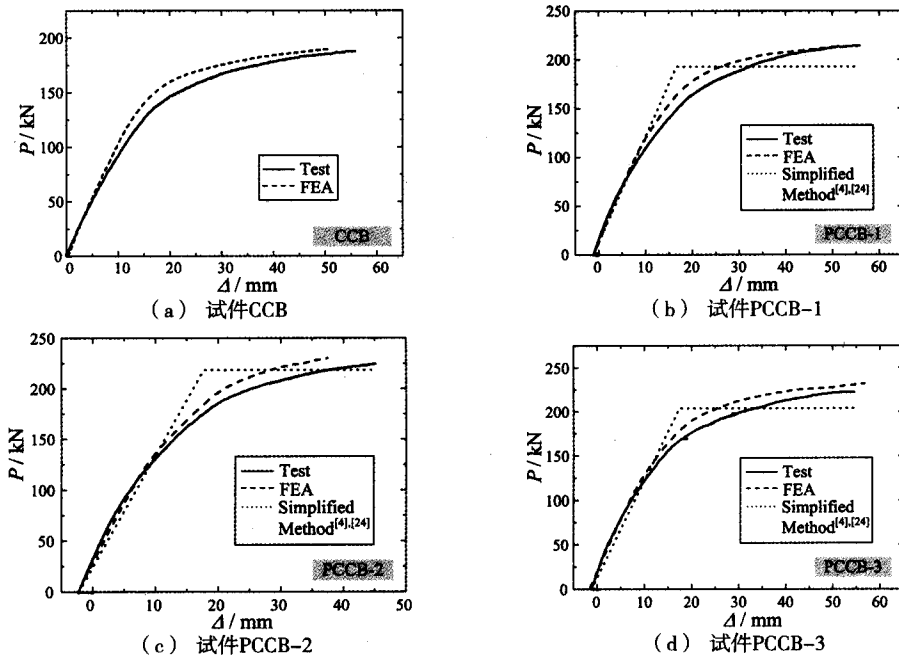


图5 利用MSC.MARC (2005r2) 建立的有限元模型



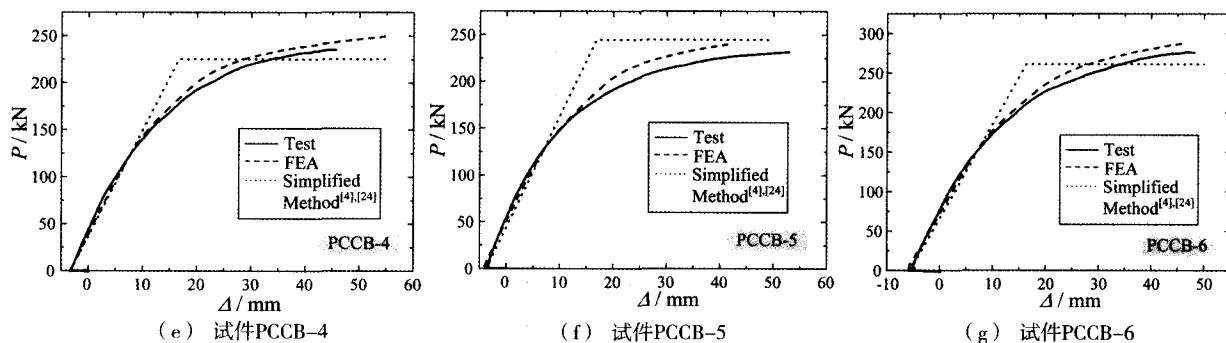


图6 荷载-跨中挠度关系曲线计算和实测结果对比

此外文献[4]和文献[24]分别给出了预应力连续组合梁正常使用状态下的刚度以及极限状态下的承载力计算公式,采用这两个公式,可以粗略地用一个二折线理想弹塑性模型来描述预应力连续组合梁的全过程特性,这里将其作为一种简化方法用点线和实测结果以及有限元计算结果同时画于一个图中,从三者的对比情况可以看到,本文的有限元分析方法以及简化分析方法均能比较准确地预测预应力连续组合梁的使用刚度及其极限承载力。

2.2.3 预应力筋内力和荷载的关系

图7所示为预应力筋内力-荷载T-P关系曲线计算和实测结果对比情况。对比结果表明,本文提出的有限元模型计算结果与实测结果吻合良好,具有较高的精度。

从图7可以看出,在荷载到达极限荷载约80%之前,预应力筋内力随荷载的增加近似线性增加,当荷载水平较高时,预应力筋内力和荷载之间表现出显著的非线性关系。

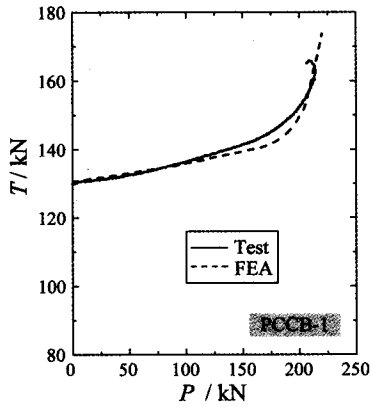
2.2.4 滑移效应

栓钉作为一种柔性剪力连接件,会导致钢梁与混凝土板之间的滑移,这种滑移效应是预应力连续组合梁的一个重要受力特性。试验中,为研究滑移沿梁长的分布规律,采用导杆引伸计实测了不同荷载等级下钢梁与混凝土板之间的滑移分布情况。采用本文的有限元模型能够模拟钢与混凝土之间的滑移效应,图8所示为不同荷载等级下有限元计算滑移量与实测滑移量的对比情况。有限元计算结果和实测结果总体上吻合较好,有限元结果能较好地反映预应力连续组合梁总体的滑移分布规律。由于滑移量的量测本身误差较

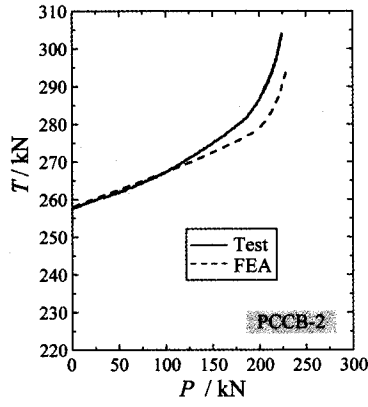
大,因此在局部有限元计算结果和实测结果之间有所差别。

2.2.5 内力重分布特性

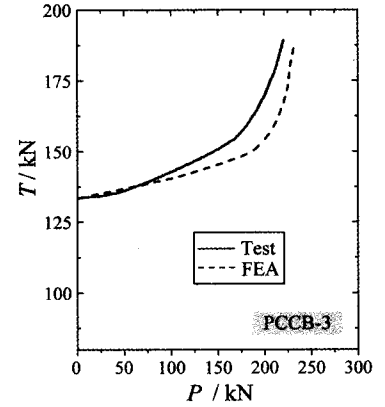
预应力钢-混凝土连续组合梁是一种超静定结构,其内力以及支座反力由组合梁刚度沿梁长的分布决定。当中支座负弯矩区的外荷载弯矩超过了加载前预先建立的消压弯矩时,支座混凝土开裂,刚度降低,内力发生重分布:正弯矩实际承受的弯矩将高于按等刚度梁弹性计算结果,负弯矩实际承受的弯矩将低于按等刚度梁弹性计算结果;同样,中支座反力将低于按等刚度梁弹性计算结果,边支座反力将高于按等刚度梁弹性计算结果。因此,边支座反力以及跨中正弯矩随荷载增加速度不断变快,而中支座反力以及支座负弯矩恰恰相反。图9所示为各试件边支座反力 R_0 、中支座反力 R_1 、跨中正弯矩 $+M$ 以及支座负弯矩 $-M$ 与荷载 P 的关系曲线,表现出明显的非线性特性,和上述规律相一致,体现了预应力连续组合梁的内力重分布特性。有限元模拟结果和实测结果总体上吻合良好,本文提出的有限元方法能较好地预测预应力连续组合梁的内力重分布特性。需要指出的是,由于弯矩值是由支座反力以及外荷载通过平衡条件间接得到的,因此,支座反力的量测误差会在弯矩值中得到放大,从而使个别构件的负弯矩有限元计算值和实测值有一定的差异(PCCB-4和PCCB-6)。从图9中支座负弯矩-外荷载的关系曲线可以清楚地看到,随着外荷载的增加支座负弯矩区首先进入屈服,形成塑性铰,此时连续组合梁尚未破坏,待跨中正弯矩达到极限弯矩时,连续组合梁达到极限承载力,此时支座负弯矩可能已经开始下降,试件PCCB-5就属这种情形。



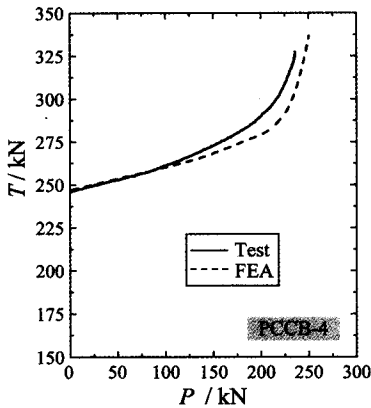
(a) 试件PCCB-1



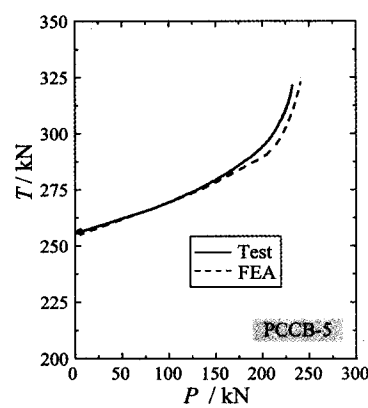
(b) 试件PCCB-2



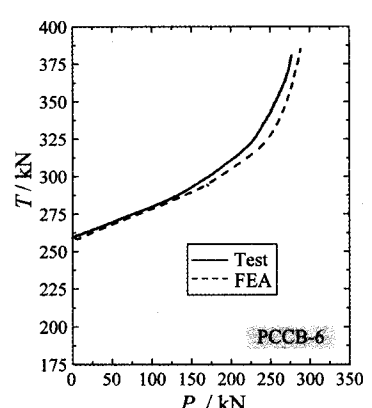
(c) 试件PCCB-3



(d) 试件PCCB-4

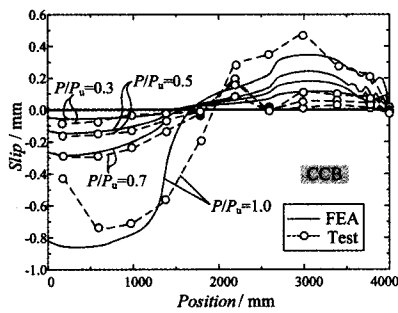


(e) 试件PCCB-5

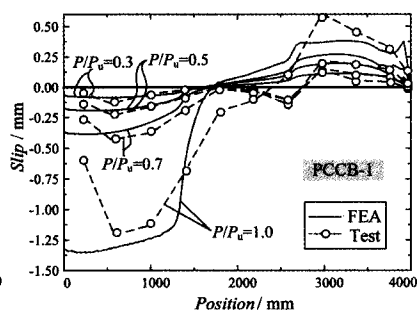


(f) 试件PCCB-6

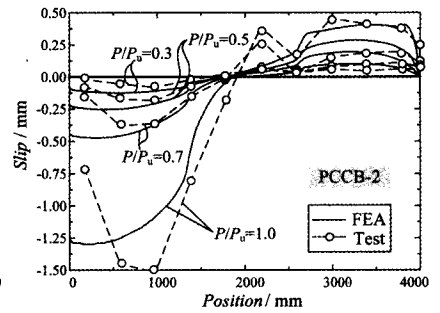
图7 预应力筋内力-荷载关系曲线计算和实测结果对比



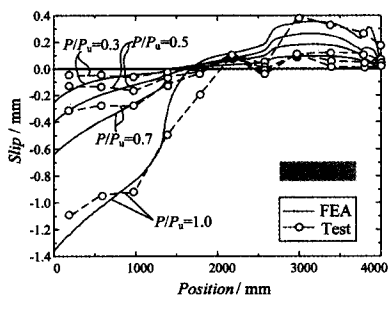
(a) 试件CCB



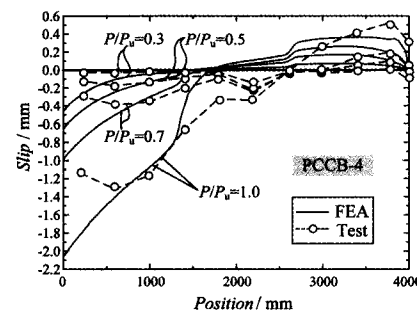
(b) 试件PCCB-1



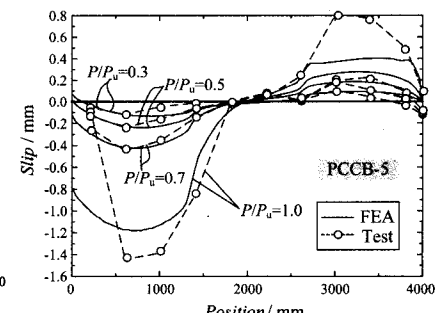
(c) 试件PCCB-2



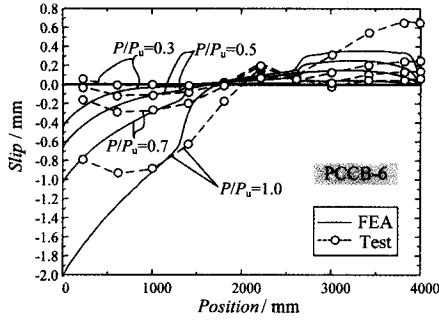
(d) 试件PCCB-3



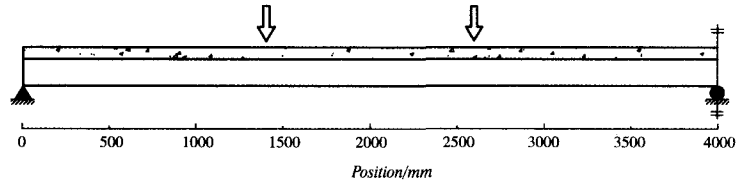
(e) 试件PCCB-4



(f) 试件PCCB-5

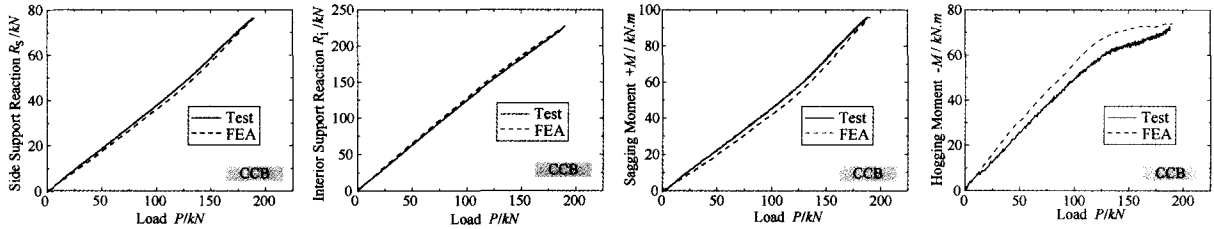


(g) 试件PCCB-6

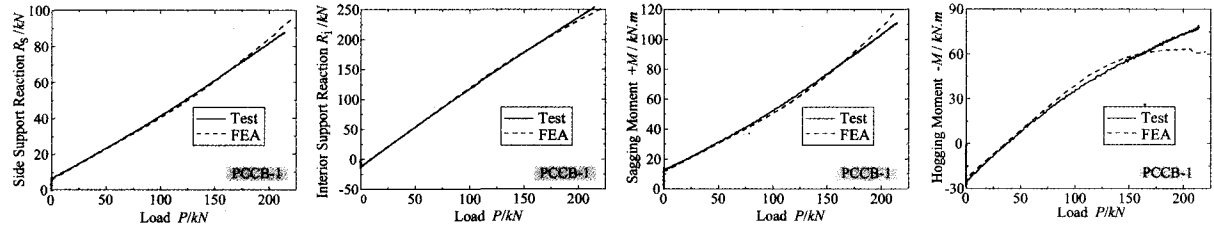


(h) 位置示意图

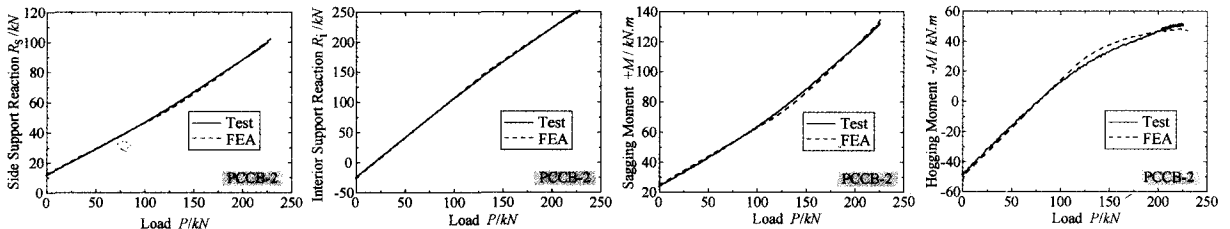
图8 滑移效应计算和实测结果对比



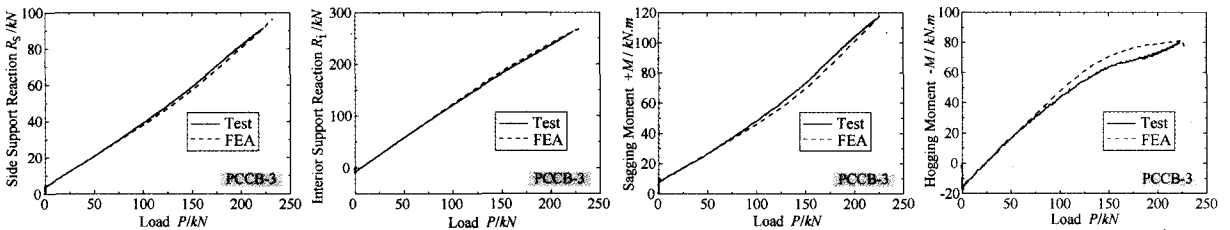
(a) 试件CCB



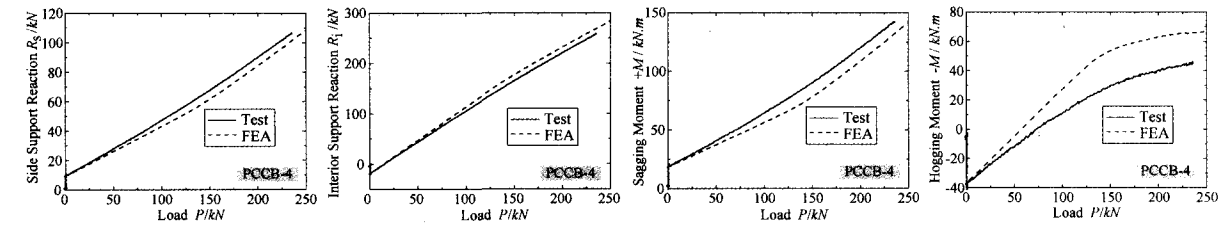
(b) 试件PCCB-1



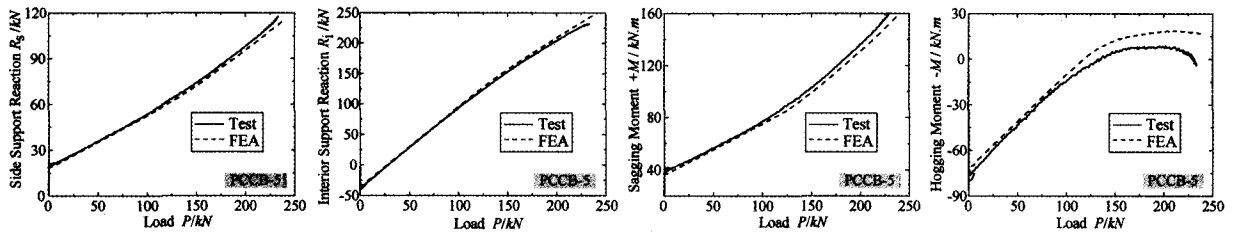
(c) 试件PCCB-2



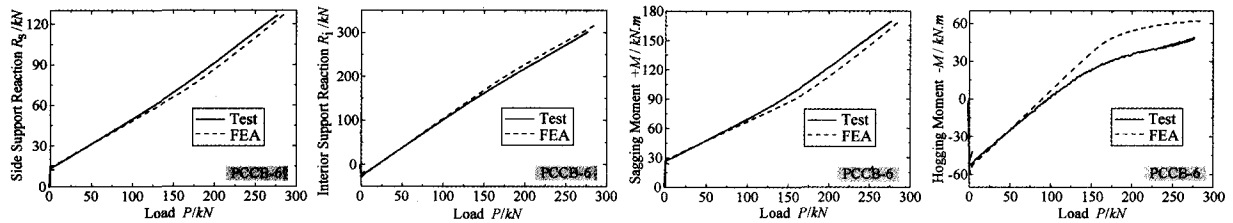
(d) 试件PCCB-3



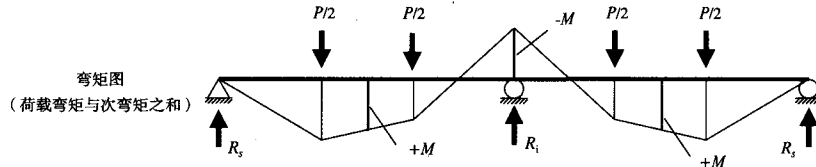
(e) 试件PCCB-4



(f) 试件PCCB-5



(g) 试件PCCB-6



(h) 符号说明

图9 预应力连续组合梁的内力重分布

2.2.6 应力分布规律

本文提出的有限元模型可以模拟组合梁的应力分布特征,从而能更深刻地反映预应力组合梁的受力机理。图10给出了极限状态下钢梁腹板正应力的分布云图,其中黑色实线为中和轴位置。可以采用文献[24]的理论分析的方法得到极限状态下钢梁腹板中和轴位置的理论解,也同样画在了图10中,中和轴的一侧为压区,另一侧为拉区。有限元解和理论解非常吻合,从而相互验证了两种计算结果具有较高的可信度。

由图10的分析结果可以看出,预应力组合梁和普通组合梁的中和轴分布特征有很大的不同。预应力组合梁截面由于同时承受弯矩和轴力,对于每个梁跨来说,两边的支座附近会出现一个纯压区,而跨中区域下部会出现一个拉区,在极限状态下,每跨梁段犹如一个拉杆拱,荷载向两侧分散,并传入支座。预应力组合梁采用拱机制来发挥自身承载能力,而普通组合梁采用梁机制。这也从受力机理的角度进一步解释了为什么预应力组合梁的承载力和刚度会高于普通组合梁。

2.2.7 曲率分布和塑性铰的形成

为了深入研究预应力连续组合梁的受力机理

和破坏形态,可以对有限元分析结果作进一步的处理,从而得到一些有益的结论,加深对结构受力性能的理解,进一步验证模型的可靠性。通过有限元分析,可以得到极限状态下预应力连续组合梁的挠度 f 的分布,根据式(5)所示曲率和挠度的关系对离散的节点竖向位移值进行两次中心差分处理,即可得到承载力极限状态下预应力连续组合梁的曲率分布情况,如图11所示。文献[24]通过理论分析同样可以得到预应力连续组合梁破坏时的曲率分布,和有限元计算结果表示在同一图中。

$$\phi_{(x)} = \frac{d^2 f_{(x)}}{dx^2} \quad (5)$$

由图11可知,有限元结果和理论分析结果^[24]吻合良好。当预应力连续组合梁破坏时,在边支座第一加载点以及中支座处曲率明显增大,形成塑性铰,这一结果也与试验^[22]以及理论分析^[24]的假定相一致。

本文建议的有限元方法以及文献[24]给出的理论分析方法可以作为预应力连续组合梁极限分析强有力的工具。

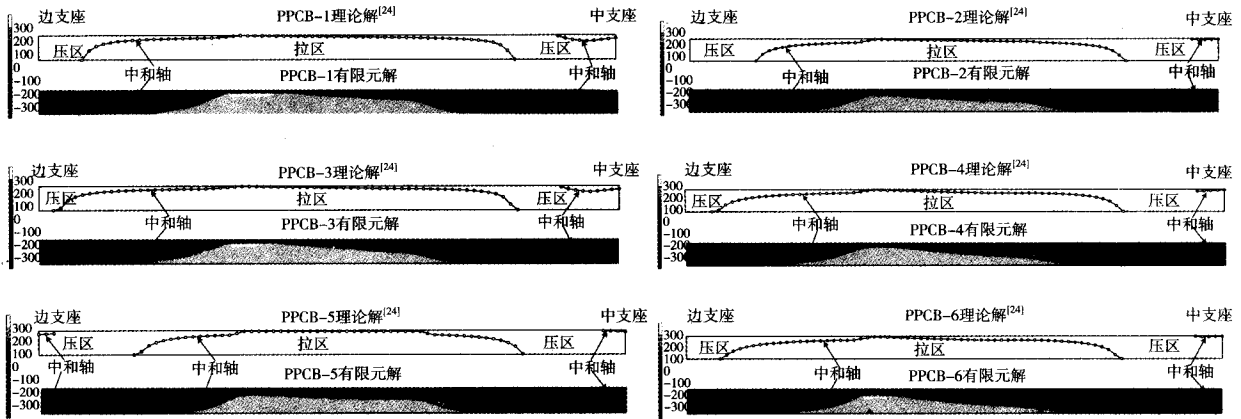


图10 极限状态下钢梁腹板的正应力分布

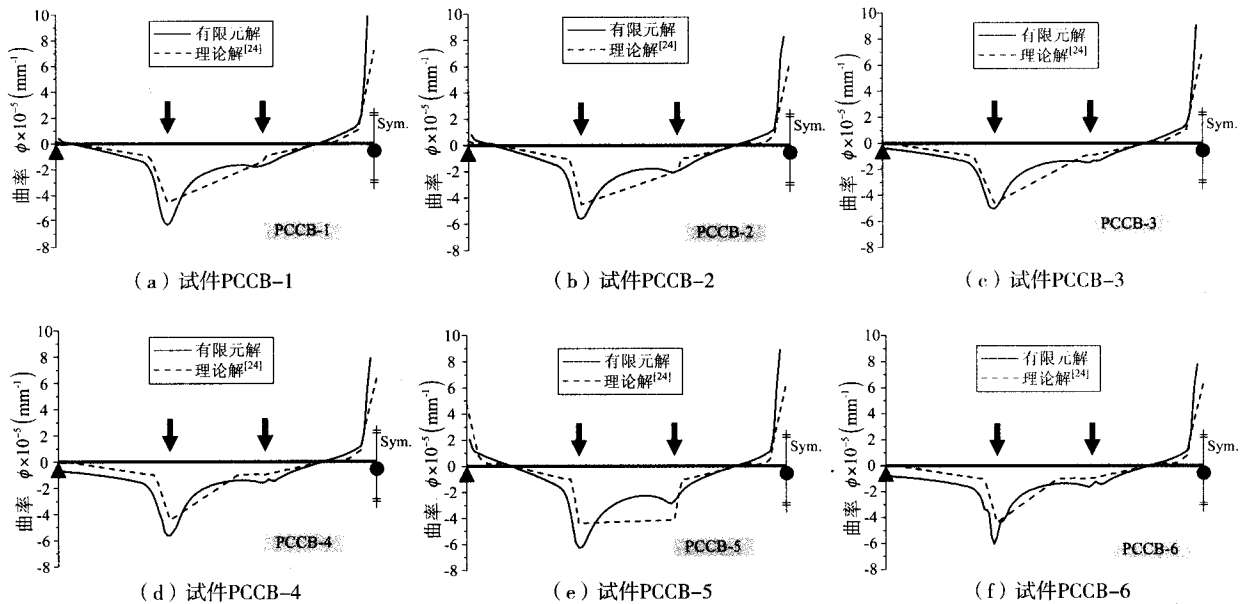


图11 承载力极限状态下的曲率分布

3 结语

预应力组合梁是在普通组合梁的基础上应用预应力技术发展起来的一种横向承重组合构件,通过对普通组合梁施加预应力,能增大组合梁的弹性工作范围,提高结构的极限承载力,降低结构高度,减轻自重并减小地震作用,改善疲劳和断裂性能,增加强度储备,提高梁的可靠度,推迟混凝土的开裂,延长结构使用寿命等。

预应力连续组合梁具有复杂的力学特性,本文以6根不同参数的两跨预应力连续组合梁的系列试验结果为基础,以通用有限元程序 MSC.MARC (2005r2) 为平台,提出了用于模拟预应力连续组合梁非线性全过程受力行为的精细

有限元模型,并对模型中的重要参数进行了详细的讨论。

模型采用基于 von Mises 屈服面,关联流动法则以及随动强化准则的弹塑性本构模型,能充分考虑材料非线性和几何非线性。模型不仅能反映预应力连续组合梁的整体性能,还能对局部效应进行模拟。模型能深入揭示预应力筋内力变化、滑移效应、内力重分布、应力分布、曲率分布和塑性铰形成等复杂特性。模型计算结果和实测结果及理论分析结果进行了充分的对比与校核,结果表明模型用于预应力连续组合梁的精细化分析具有较高的精度和广泛的适用性,表现出良好的数值特性,为研究预应力连续组合梁受力性能提供了强有力的工具。

参考文献

- [1] 聂建国. 钢-混凝土组合梁结构—试验、理论与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2005 (Nie Jianguo. Steel-concrete composite beam structures: Experiment, theory and application [M]. Beijing: Science Press, 2005. (in Chinese))
- [2] 聂建国, 刘明, 叶列平. 钢-混凝土组合结构[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005 (Nie Jianguo, Liu Ming, Ye Lieping. Steel-concrete composite structures[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2005 (in Chinese))
- [3] 聂建国, 陶慕轩, 樊健生等. 钢-混凝土筒支组合梁和连续组合梁的技术经济性能比较[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(增刊2): 197-201 (Nie Jianguo, Tao Muxuan, Fan Jiansheng et al. Technical and economic performance comparison between simply supported and continuous steel-concrete composite beams[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2007, 39(Sup. 2): 197-201 (in Chinese))
- [4] 聂建国, 陶慕轩. 预应力钢-混凝土连续组合梁的变形计算[J]. 土木工程学报, 2007, 40(12): 38-45 (Nie Jianguo, Tao Muxuan. Deformation analysis of prestressed continuous steel-concrete composite beams [J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(12): 38-45 (in Chinese))
- [5] Szilard R. Design of prestressed composite steel structures[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1959, 85(9): 97-124
- [6] Hoadley P G. Behavior of prestressed composite steel beams[J]. Journal of Structure Division, ASCE, 1963, 89(3): 21-34
- [7] Klaiber F W, Dunker K F, Sanders W W. Strengthening of single-span steel-beam bridges[J]. Journal of Structure Division, ASCE, 1982, 108(12): 2766-2780
- [8] Dunker K F, Klaiber F W, Sanders W W. Post-tensioning distribution in composite bridges[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1986, 112(11): 2540-2553
- [9] Saadatmanesh H, Albrecht P, Ayyub B M. Experimental study of prestressed composite beams[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1989, 115(9): 2348-2363
- [10] Saadatmanesh H, Albrecht P, Ayyub B M. Analytical study of prestressed composite beams[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1989, 115(9): 2364-2381
- [11] Saadatmanesh H, Albrecht P, Ayyub B M. Guidelines for flexural design of prestressed composite beams[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1989, 115(11): 2944-2961
- [12] Albrecht P, Li W L, Saadatmanesh H. Fatigue strength of prestressed composite steel-concrete beams[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1995, 121(12): 1850-1856
- [13] 宗周红, 车惠民, 房贞政. 预应力钢-混凝土组合梁有限元非线性分析[J]. 中国公路学报, 2000, 13(2): 48-51 (Zong Zhouhong, Che Huimin, Fang Zhenzheng. Nonlinear analysis of prestressed composite steel-concrete beams by the finite element method[J]. China Journal of Highway and Transport, 2000, 13(2): 48-51 (in Chinese))
- [14] Nie J G, Cai C S, Zhou T R, Li Y. Experimental and analytical study of prestressed steel-concrete composite beams considering slip effect[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 2007, 133(4): 530-540
- [15] Troitsky M S. Prestressed steel bridges theory and design[M]. New York: Van Nostrand Reinhold Company, 1990
- [16] Dall' Asta A, Dezi L. Nonlinear behavior of externally prestressed composite beams: analytical model[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1998, 124(5): 588-597
- [17] Dall' Asta A, Zona A. Finite element model for externally prestressed composite beams with deformable connection[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 2005, 131(5): 706-714
- [18] Ayyub B M, Sohn Y G, Saadatmanesh H. Prestressed composite girders. I: Experimental study for negative moment [J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1992, 118(10): 2743-2762
- [19] Ayyub B M, Sohn Y G, Saadatmanesh H. Prestressed composite girders. II: Analytical study for negative moment[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1992, 118(10): 2763-2783
- [20] 宗周红, 郑则群, 房贞政等. 体外预应力钢-混凝土组合连续梁试验研究[J]. 中国公路学报, 2002, 15(1): 44-49 (Zong Zhouhong, Zheng Zequn, Fang Zhenzheng et al. Experimental study of external prestressed steel-concrete composite continuous beams[J]. China Journal of Highway and Transport, 2002, 15(1): 44-49 (in Chinese))
- [21] 陈世鸣, 孙森泉, 张志彬. 体外预应力钢-混凝土组合梁负弯矩区的承载力研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(11): 14-20 (Chen Shiming, Sun Senquan, Zhang Zhibin. Load carrying capacity of steel-concrete composite beams with external tendons under negative bending[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(11): 105-110 (in Chinese))
- [22] 李绍敬. 预应力及预应力加固钢-混凝土组合梁连续组合梁的试验研究[D]. 硕士学位论文, 北京: 清华大学, 2003 (Li Shaojing. Experimental study on prestressed and prestress reinforced continuous steel-concrete composite beams[D]. Master thesis, Beijing: Tsinghua University, 2003 (in Chinese))
- [23] 聂建国, 温凌燕. 体外预应力加固钢-混凝土连续组合梁的承载力分析[J]. 工程力学, 2006, 23(1): 81-86 (Nie Jianguo, Wen Lingyan. Load-carrying capacity analysis of continuous steel-concrete composite beams strengthened by external prestress [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(1): 81-86 (in Chinese))
- [24] 聂建国, 陶慕轩. 预应力钢-混凝土连续组合梁的承载力分析[J]. 土木工程学报, 2009, 42(4): 38-47 (Nie Jianguo, Tao Muxuan. Load-carrying capacity analysis of prestressed continuous steel-concrete composite beams [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(4): 38-47 (in Chinese))
- [25] 门俊, 陆新征, 宋二祥, 陈肇元. 分层壳模型在剪力墙结构计算中的应用[J]. 防护工程, 2006, 28(3): 9-13 (Men Jun, Lu Xinzheng, Song Erxiang, Chen Zhaoyuan. Application of layered model in analysis of shear wall structures[J]. Protective Engineering, 2006, 28(3): 9-13. (in Chinese))
- [26] 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 Jianjing, Lu Xingzheng, Ye Lieping. Finite element analysis of concrete structures[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2005 (in Chinese))
- [27] 王国周, 翟履谦. 钢结构—原理与设计[M]. 北京: 清华大学出版社, 1993 (Wang Guozhou, Qu Lvqian. Steel structures: Theory and design[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1993 (in Chinese))
- [28] Nie J G, Fan J S, Cai C S. Stiffness and deflection of steel-concrete composite beams under negative bending[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2004, 130(11): 1842-1851
- [29] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003 (Guo Zhenhai, Shi Xudong. Reinforced concrete theory and analysis[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003 (in Chinese))
- [30] Rots J G, Nauta P, Kusters M A, Blaauwendraad J. Smeared crack approach and fracture localization in concrete[J]. HERON, 1985, 30(1)
- [31] Mansour M, Lee J Y, Hsu T T C. Cyclic stress-strain curves of concrete and steel bars in membrane elements[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2001, 127(12): 1402-1411
- [32] Belarbi A, Hsu T T C. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete[J]. ACI Structural Journal, 1994, 91(4): 465-474
- [33] Hsu T T C, Zhang L X. Tension stiffening in reinforced concrete membrane elements[J]. Structural Journal of American Concrete Institute, 1996, 93(1): 108-115
- [34] Ollgaard J G, Slutter R G and Fisher J W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete[J]. AISC Engineering Journal, 1971, 8(2): 495-506