

# 基于数值模拟的既有钢筋砼受弯构件承载力分析

周勇

(长沙理工大学 土木与建筑学院, 湖南 长沙 410004)

**摘要:** 长时间服役的既有钢筋砼结构通常呈带损伤工作状态, 对其承载力进行准确评定是判断其是否具有继续正常服役价值的有效手段。文中以既有钢筋砼受弯构件的破坏性荷载试验为背景, 采用有限元软件对构件进行数值仿真模拟, 阐述了钢筋锈蚀、砼破损、碳化和开裂四类典型损伤在有限元中的模拟方式, 并将综合考虑多种损伤的有限元计算结果与试验结果进行对比, 结果表明两者吻合较好。

**关键词:** 桥梁; 既有钢筋砼受弯构件; 承载力; 钢筋锈蚀; 砼破损; 砼碳化; 砼开裂

**中图分类号:** U445.7

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1671-2668(2017)01-0166-05

桥梁是交通运输系统中的枢纽, 也是国家基础设施投资中的重中之重。目前, 中国有一大批在役的尤其是年代较久远的钢筋砼桥梁常年带病运营。随着病害数量的逐步增多和程度的加重, 这些桥梁或多或少地存在承载力下降、通行能力不足和结构构件受损等问题, 严重的甚至可能发生垮塌事故。对这些桥梁如果全部予以拆除和重建, 不仅耗费人力、物力和财力, 也影响交通, 不经济也不合理。在不拆除既有桥梁结构的前提下, 检定其承载能力以判断其能否继续正常服役或是否需要维修加固使其恢复原有使用功能和承载能力, 是目前公路桥梁管理领域较为可行的管理路线。所以对既有桥梁的承载能力开展试验与理论研究成为当前一项迫在眉睫的紧要任务。但极限承载力的理论分析方法通常较复杂且计算量大, 试验分析方法又需要一定的条件才能实现。鉴于有限元分析软件分析过程的全面性和计算结果的精确性, 该文以某在役钢筋砼构件的破坏性荷载试验为基础, 利用有限元分析软件建立综合考虑多种损伤的仿真分析模型, 研究既有钢筋砼受弯构件的抗弯承载力, 为同类型桥梁的承载力评定及后期维修加固提供参考和依据。

## 1 工程概况

位于湖南宁乡县境内的某装配式 n 形截面简支梁桥始建于 19 世纪 60 年代, 因长期承受超限荷载和自然风化作用, 已无法满足当前的通行要求而决定拆除。

从中选取 3 片跨度均为 8 m 的主梁作为试验对象, 研究损伤作用下钢筋砼构件的受弯性能。试验梁的横截面尺寸和受拉钢筋布置见图 1。

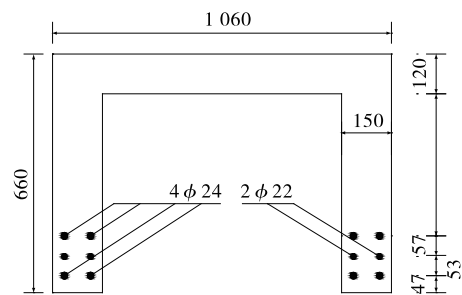


图 1 试验梁的横截面尺寸(单位: mm)

为了分析损伤对构件抗弯承载力的影响, 在进行破坏试验之前对构件的现状进行检测, 3 片梁均未出现开裂和明显的麻面现象, 检测结果见表 1。

表 1 试验梁检测结果

梁号	砼的检测结果			钢筋的检测结果		
	平均碳化深度/mm	抗压强度/MPa	截面缺损率/%	截面锈蚀率/%	平均屈服强度/MPa	
					φ22 mm	φ24 mm
1	20.3	25.0	1.5	1.5	298.7	258.8
2	20.7	20.4	3.0	1.5	292.2	247.7
3	20.3	22.2	0.0	1.5	295.3	252.1

为了模拟构件的实际受力状态,采用严格标定的千斤顶—反力架同步加载系统在试验梁的  $L/3$  和  $L2/3$  两点对称加载,并对构件的试验过程进行全程检测。在荷载作用下,构件弯剪段附近的两侧腹板最早出现较短的斜裂缝,然后纯弯段的两侧腹板也开始出现与受拉主筋垂直的竖向裂缝;随着荷载的逐渐增大,后者的开展速度明显快于前者,其中数条竖向裂缝发展成为主裂缝;此后继续加大荷载,主裂缝的宽度和高度不断增大,并向上延伸使顶板出现贯通的横向裂缝,顶板部位的砼失去抗压能力,整个试验梁宣告破坏(见图 2)。3 片构件的裂缝开展情况和破坏形态十分相似,且均满足适筋梁受弯破坏特点。



图 2 2 号试验梁的破坏情况

试验结束后,对已经破坏的 3 片试验梁通过取芯试压测得砼抗压强度,用酚酞试液测得砼碳化深度,并取其平均值。将试验梁两侧腹板的砼去除得到其中的纵筋以测定其锈蚀率和力学性能。检测结果见表 1。

## 2 有限元模型的建立

### 2.1 初始有限元模型

首先建立不考虑损伤的初始有限元模型,对构件在无损状态和损伤状态下的抗弯性能进行对比。由于钢筋砼结构中两种材料的几何特性和力学性能差异很大,在计算结果中还需分析砼和钢筋的应力、应变及二者之间的粘结作用的变化,根据试验结果,在通用有限元软件中采用直接建模法建立构件的分离式有限元模型,即采用不同的单元分别模拟钢筋和砼。考虑到构件在荷载作用下会发生空间变形,且需模拟砼材料的弹塑性变形特征和受拉开裂、受压破碎的性能,采用三维八节点实体单元 Solid65 分析砼;而钢筋的横截面尺寸远小于砼,且模型中只考虑钢筋的轴向拉压性能,可忽略其横向剪切性能,

故采用三维桁架单元 Link8 分析钢筋;同时为了分析钢筋单元与砼单元之间的粘结性能,在相同坐标的钢筋节点与砼节点之间平行于钢筋方向和垂直于钢筋方向布置 3 个不同刚度、互相垂直的三维非线性弹簧单元 Combin39,用于传递两点之间的法向力和纵向力,在钢筋单元与砼单元之间发生滑移前两者节点重合,即弹簧单元没有实际尺寸。

砼单元的本构关系采用二次抛物线加斜直线的 Hongnestad 模型,该模型可考虑砼在达到峰值应变后抗压性能的退化;为了避免钢筋在进入屈服状态时弹簧单元发生回弹现象而失去作用,钢筋单元的本构关系采用具有强化阶段的二折线模型;弹簧单元的本构关系采用文献[6]中建议的综合考虑了多种因素的分段曲线粘结滑移模型。三者的本构关系曲线见图 3。

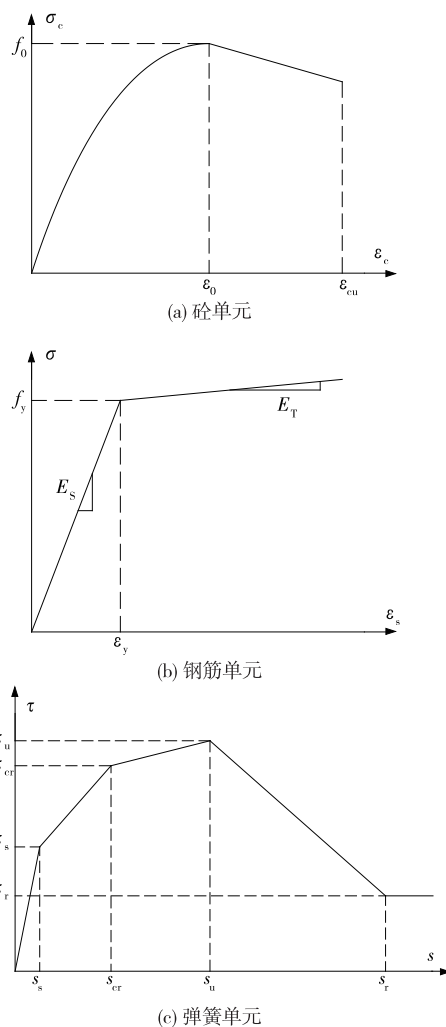


图 3 材料的本构关系曲线

砼的抗压强度按照砼的标号取 25.6 MPa,砼的

抗拉强度按照其与抗压强度的计算式  $f_t = 0.19 \times f_c^{0.75}$  选取,泊松比取 0.166 7,应力—应变曲线中的峰值压应变取 0.002,极限压应变取 0.003 3。由于试验梁的有限元模型为梁结构,为了描述裂缝的开裂和闭合,张开裂缝和闭合裂缝的剪力传递系数分别取为 0.5 和 0.95,拉应力释放系数采用系统默认值。砼的破坏准则采用缺省的 Willam-Wamker 五参数破坏准则,应力—应变关系则采用多线性等向强化模型 MISO 进行模拟。

钢筋的弹性模量取  $2 \times 10^5$  MPa,屈服强度取 240 MPa,泊松比取 0.3。为了帮助收敛,钢筋的应力—应变关系采用双线性等向强化模型 BISO 进行模拟,服从于 Von Mises 屈服准则。

考虑到钢筋砼构件在受弯过程中钢筋与砼之间的滑移主要是顺钢筋方向,垂直于钢筋两个方向的滑移量相对很小,对于垂直于钢筋的两个弹簧单元,在设置其刚度时可取一个大数。

考虑到模型的对称性,创建 1/4 模型以减少计算量和时间消耗,并在模型的三分点处施加集中荷载。为防止模型在加载时支承处和加载处出现应力集中现象而影响计算结果的收敛性和正确性,在两处分别施加弹性垫板使外荷载均匀传到梁上,避免产生应力奇异。施加约束和荷载后的模型见图 4。

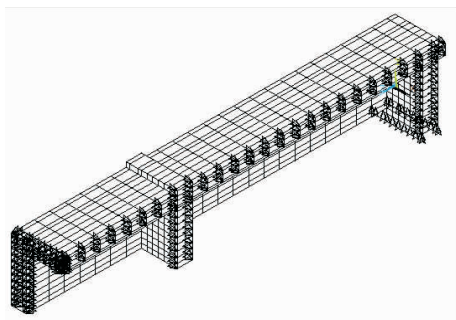


图 4 试验梁初始有限元模型

## 2.2 考虑损伤的有限元模型

### 2.2.1 钢筋锈蚀

当砼的密实性较差时,空气中的二氧化碳及不良介质可渗入砼内部,使砼的酸碱度趋于中性,削弱钢筋外表钝化膜的保护作用,碱性环境受到破坏的钢筋容易产生锈蚀。同时钢筋砼结构所处的环境、保护层厚度及外表的破损和裂缝开展均可不同程度地引发锈蚀病害。

目前研究钢筋锈蚀对结构承载力的影响时主要考虑钢筋有效受力面积减小、钢筋力学性能退化和

钢筋与砼之间的粘结性能发生破坏三方面,但试验对象、外界环境及分析手段等因素的差异导致不同学者在量化钢筋锈蚀的影响时所提出的计算公式存在一定差别。该文的试验梁取自于退役的钢筋砼桥梁,在考虑锈蚀对钢筋有效截面面积削弱时,采用由质量锈蚀率  $\mu$  计算得到的截面锈蚀率  $\eta$  来表征锈蚀后的钢筋截面面积,即:

$$A'_s = (1 - \eta) A_s \quad (1)$$

$$\eta = \begin{cases} \mu & (\mu < 2\%) \\ 0.015 + 0.97\mu & (2\% \leq \mu \leq 10\%) \\ 0.062 + 0.95\mu & (10\% < \mu \leq 20\%) \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $A_s$  为钢筋未锈蚀时的有效截面面积;  $A'_s$  为钢筋锈蚀后的有效截面面积。

在分析钢筋锈蚀引起的钢筋力学性能退化时,采用文献[8]中经旧桥拆除对所得钢筋进行试验而提出的钢筋屈服强度与极限强度随截面锈蚀率变化的关系式:

$$\begin{cases} f_{ys} = \frac{1 - 1.10\eta}{1 - \eta} f_y \\ f_{us} = \frac{1 - 1.12\eta}{1 - \eta} f_u \end{cases} \quad (3)$$

式中:  $f_{ys}$  和  $f_y$  分别为钢筋发生锈蚀后和未发生锈蚀时的屈服强度;  $f_{us}$  和  $f_u$  分别为钢筋发生锈蚀后和未发生锈蚀时的极限强度。

在分析钢筋锈蚀导致的钢筋与砼之间粘结力退化时,通常引入锈蚀钢筋的粘结力降低系数  $\beta$ ,得到锈蚀钢筋与砼之间的粘结力  $\tau$  和未锈蚀钢筋与砼之间的粘结力  $\tau_0$  的关系:

$$\tau = \beta \tau_0 \quad (4)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 56.25\eta - 3.375 \times 10^3 \eta^2 + \\ 5.562 \times 10^4 \eta^3 - 3 \times 10^5 \eta^4 & (\eta \leq 0.07) \\ 0.017 \ 538 \eta^{-1.036 \ 9} & (\eta > 0.07) \end{cases} \quad (5)$$

### 2.2.2 砼缺损

早期修建的钢筋砼桥梁,由于当初所依据的设计标准如荷载等级偏低,加之施工技术的限制及对既有钢筋砼桥梁养护意识的不足,后期运营过程中大部分桥梁在自然环境作用下过早发生较严重的砼老化、磨损等病害。同时车辆超载现象使桥梁处于超负荷状态,车辆行驶过程中的冲击作用即使是正常行驶也会使桥梁出现各种轻重不一的破损现象。

对于受弯作用的钢筋砼构件,砼的缺损会削减构件横截面面积和有效受压面积,使受压区砼提早

破碎,钢筋提前进入塑性状态,进而削弱构件的承载力。当破损病害发展到一定程度时,结构内部的砼与空气的接触面积增大,会加重砼碳化程度,钢筋失去砼的保护而直接暴露于外界环境中,久而久之出现锈蚀病害。

由于砼破损位置、破损量等均具有一定的不确定性,为了使破损病害对构件承载性能的影响以更直观的形式表达出来,采用截面缺损度  $C$  表示砼的缺损程度,其计算公式为:

$$C = S' / S \quad (6)$$

式中:  $S'$  为砼缺损面积;  $S$  为构件横截面面积。

### 2.2.3 砼碳化

钢筋砼结构中的砼碳化是一种无法完全避免的现象。当空气中  $\text{CO}_2$  和  $\text{H}_2\text{O}$  通过砼体中的空隙渗入到内部时,会与砼中水化反应生成的碱性产物发生酸碱中和反应,所生成的中性钙盐体积较大,进而堵塞砼内部空隙,提高砼的密实度和强度。但中性产物同时会削弱钢筋砼构件的延性,且延性降低所带来的负面影响往往大于砼强度提升作用。

当砼碳化率过高时,对于钢筋砼构件,虽然碳化可使梁的抗弯承载力增大,但梁的屈服挠度和极限挠度大幅降低,变形能力锐减,非常容易发生无破坏征兆的脆性破坏,故在实际工程中必须避免。此外,砼的碳化反应往往由外而内进行,未碳化的内部砼体对表面碳化之后收缩的砼体产生约束作用,使结构表面产生收缩裂缝,  $\text{CO}_2$ 、 $\text{H}_2\text{O}$  和其他不良介质更容易侵入砼体内部,甚至影响钢筋的性能,对构件的使用耐久性影响重大。

目前对砼碳化的研究多为分析其对钢筋锈蚀的影响,实际上,砼在碳化后其自身力学性能也会发生变化,最明显的便是其本构关系的改变。为了分析不同砼碳化程度对构件抗弯承载力的影响,采用文献[11]中将试验数据回归分析得到的考虑砼碳化百分率的砼本构关系曲线表达式:

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_0 \left[ 2 \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) - \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right] & (\epsilon \leq \epsilon_0) \\ \sigma_0 \left[ \frac{\epsilon_u - \epsilon}{\epsilon_u - \epsilon_0} + \left( \frac{\epsilon - \epsilon_0}{\epsilon_u - \epsilon_0} \right) (1 - \alpha) \times 0.85 \right] & (\epsilon_0 < \epsilon < \epsilon_u) \end{cases} \quad (7)$$

### 2.2.4 砼开裂

钢筋砼由多种材料共同组成,各材料物理、化学性质的差异导致其工作协同性受到限制,加之砼抗拉能力较弱,在构件的受拉区很容易出现竖向裂缝,

这是无法避免的。通常在设计时就必须对裂缝的发展情况进行预计,并实施相应的控制手段。若裂缝的出现和发展超出设计预计范围,且没有得到有效控制,则称之为裂缝病害。

钢筋砼结构内外温度差异、砼收缩、钢筋锈蚀膨胀及外荷载或次内力的作用均可导致结构在各种部位出现各种形式的裂缝。对于钢筋砼受弯构件,由于砼的抗拉强度较低,受拉区极易出现裂缝,破坏结构的砼保护层,使结构内部尤其是受拉主筋易受到外界环境的影响而出现病害。

由于钢筋砼受弯构件的裂缝多集中在跨中附近的梁底区段,且这些裂缝均为垂直于主筋方向的竖向正裂缝,为了使有限元模型更符合实际受力状况,采用分段阶梯形刚度法有针对性地对裂缝所在区段进行刚度折减,同时根据裂缝统计参数将竖向裂缝损伤进行分级(见表 2)。

表 2 竖向裂缝损伤级别计算值

等级	裂缝平均高度	裂缝平均间距/mm	裂缝平均宽度/mm
1	$1/5h$	250	0.10
2	$2/5h$	250	0.15
3	$2/3h$	150	0.20
4	$3/4h$	100	0.30
5	$>3/4h$	$<100$	$>0.30$

注:  $h$  为构件高度。

## 3 结果分析

对于在役钢筋砼结构,随着服役期的增长,势必会出现各种损伤,且这些损伤往往是彼此关联同时发生。钢筋发生锈蚀后破坏了钢筋与砼之间的协同工作性能,随着锈蚀率的增大,钢筋体积因锈蚀膨胀而逐渐增大,使钢筋锈蚀部位的砼出现裂缝,严重时可导致砼剥落;而砼破损和裂缝的存在削弱了砼对钢筋的保护作用,将砼内部暴露于外界环境中,加快砼的碳化速度;砼的碳化使碳化砼与正常砼之间的力学性能出现差异而发生碳化收缩现象导致裂缝,同时碳化会使砼趋于中性,失去碱性环境保护的钢筋极易发生锈蚀病害。因此,分析既有钢筋砼结构时必须综合考虑这些彼此关联影响的损伤。

根据表 1 所示试验梁状况检测结果,将各种不同程度的损伤同时施加到初始有限元模型中分析其抗弯承载力。表 3 为有限元分析与试验所得抗弯承载力结果对比,图 5 为两者跨中竖向挠度随荷载变化的对比。

表3 有限元分析与试验所得抗弯承载力结果对比

梁号	抗弯承载力试验值/ kN	抗弯承载力有限元分析结果			
		初始模型		损伤模型	
		分析结果/ kN	误差/ %	分析结果/ kN	误差/ %
1	264.0	330.1	25.04	291.1	10.26
2	284.1	330.1	16.19	286.4	0.81
3	291.0	330.1	13.44	289.8	-0.41

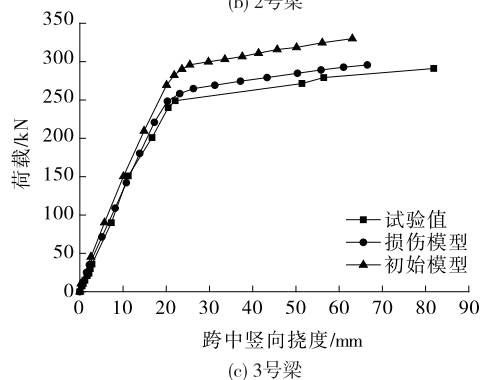
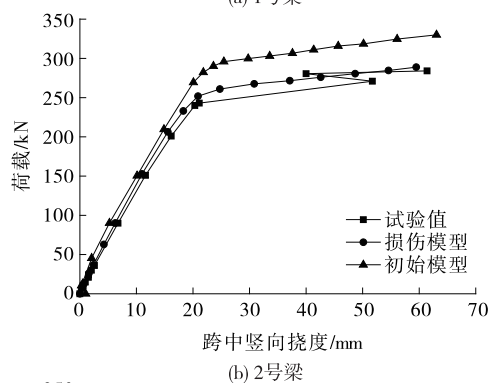
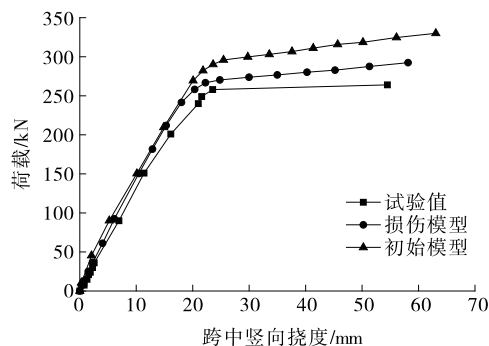


图5 试验梁跨中竖向挠度试验值与计算值随荷载的变化

由表3和图5可知:与初始模型的计算结果相比,综合考虑各种损伤的有限元计算结果与试验结果的吻合度更好,可见在有限元中对模型施加损伤可较好地模拟试验梁的实际状态。在荷载等级较低时,构件受拉区的砼未出现裂缝,挠度增长速度很慢,有限元计算值与试验值非常接近。随着荷载等级的增大,有限元计算值与试验值开始出现误差。可能是由于试验梁的裂缝出现时机与有限元模型相

比更早,导致相同荷载等级下跨中挠度试验值大于计算值。随着荷载进一步增大,构件的受拉主筋陆续屈服,构件开始进入屈服状态,对应的荷载—挠度曲线发生很大变化,构件变形程度明显增大,直到构件因竖向挠度过大而破坏,此时计算值的屈服荷载略大于试验值的屈服荷载。可能是因为在模拟材料损伤时所选取的本构关系和实际有所差别,加之砼复杂的受力特性难以进行精确模拟。但两者曲线的发展趋势一致,且两者的极限抗弯承载力和对应的跨中竖向挠度在合理误差范围内。

#### 4 结论

(1) 在对既有钢筋砼受弯构件进行承载力分析时必须考虑损伤对计算结果的影响。

(2) 对于既有钢筋砼受弯构件,采用有限元模拟手段可较好地模拟构件的损伤状态,所得结果与试验结果较吻合,可为同类桥梁的抗弯承载力分析提供参考。

#### 参考文献:

- [1] 李盛霖.在全国道路运输工作会议上的讲话(摘要)[J].交通标准化,2007(11).
- [2] 韩亮,樊健生.近年国内桥梁垮塌事故分析及思考[J].公路,2013(3).
- [3] 张劲泉,李万恒,任红伟,等.公路旧桥承载力评定方法及工程实例[M].北京:人民交通出版社,2007.
- [4] 钟惠萍,张建仁,于洪波.姜公桥单板破坏性试验研究[J].长沙交通学院学报,2006,22(1).
- [5] 王新敏.ANSYS工程结构数值分析[M].北京:人民交通出版社,2007.
- [6] 徐有邻,沈文都,汪洪.钢筋砼粘结锚固性能的试验研究[J].建筑结构学报,1994,15(3).
- [7] 王雪慧,钟铁毅.混凝土中锈蚀钢筋截面损失率与重量损失率的关系[J].建材技术与应用,2005(1).
- [8] 张克波.锈蚀RC构件力学性能与整桥破坏性试验研究[D].长沙:长沙理工大学,2009.
- [9] D Ngo. Finite element analysis of reinforced concrete beams[J]. Journal of ACI, 1967, 64(3).
- [10] 鲁莉,梁发云,刘祖华.砼碳化后的受压应力—应变关系[J].住宅科技,1999(4).
- [11] 朱伯龙,肖建庄.碳化混凝土的结构性能[J].工业建筑,1998,28(9).
- [12] JTG H10—2009,公路养护技术规范[S].