

基于极限载荷与局部损伤的箱体梁桥冗余度优化计算设计探究

王立勇, 刘莉芬

(中国市政工程中南设计研究总院有限公司, 湖北 武汉 430010)

摘要: 介绍了桥梁设计冗余度概念, 探究了墩梁不同连接方式以及不同损坏形式对箱体梁桥结构安全冗余度的影响。基于分析结果, 提出了考虑预应力箱梁冗余度的一系列系统参数, 可用于混凝土预应力箱体梁桥冗余度优化计算设计和安全度评估。

关键词: 箱体梁桥; 极限载荷; 局部损伤; 冗余度; 优化设计

中图分类号: U448.21

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2020)12-0186-04

0 引言

桥梁体系由各种构件组合构成, 无论构件还是整个桥梁体系的设计都要参考系统所承受的外力影响因素。设计阶段需要考虑局部破坏对整个体系产生的影响, 如果冗余度预留不足, 则未来很可能发生因某些局部损坏导致的结构连续损坏甚至崩塌。桥梁设计的安全生命周期要求一般都很长, 有些甚至要求超过百年。所以在设计阶段, 很有必要采用冗余度理论对结构体系的薄弱部位进行冗余度计算和优化设计, 使结构组件和系统整体均有充裕的冗余度来应对设计寿命期的各种不利因素。

1 桥梁设计冗余度概念及系统参数述要

在预估桥梁系统及构件的安全性和设计冗余度时, 须把握和参考病害及失效演进过程中整个桥梁系统状态的失效发展过程。桥梁结构的损害失效发展特征见图1。图中的 LF_d 为反映基于车辆载荷的系统所能承受的载荷增加值极限状态参数; LF_f 为表征功能失效的参数; LF_u 为反映整个体系抗倾覆能力的参数; LF_1 为反映组件1损坏时功能状况的参数。

在最关键组件损坏后结构仍可以继续承受载荷的能力即为冗余度。借助 LF_1 、 LF_d 、 LF_f 及 LF_u 间的比率计算^[1], 冗余度数值化得以实现和表达, 其重点参数和比率计算关系为:

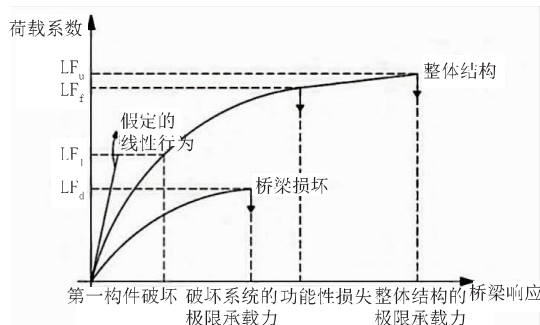


图1 桥梁结构的损害失效发展特征

$$R_u = \frac{LF_u}{LF_1} \quad (1)$$

$$R_f = \frac{LF_f}{LF_1} \quad (2)$$

$$R_d = \frac{LF_d}{LF_1} \quad (3)$$

式中: R_u 为极限工况下桥梁及组件的抗害储能比率; R_f 为结构功能失效条件下的抗害储能比率; R_d 为失效发生时系统结构的抗害储能比率。

借助式(1)~式(3)的计算成果, 关键组件损坏后桥梁系统的载荷承受能力即冗余度便可以得到较好的描述和表达。在设计以及安全检查阶段, 可以引入以下公式进行冗余度计算。

$$\varphi_s \varphi R_n = \sum \gamma_i Q_i \quad (4)$$

式中: Q_i 为 i 的载荷效应; γ_i 为载荷的分项常数; φ 为基于AASHTO LRFD规范的分项抗力常数; φ_s 为系统常数; R_n 为组件承载力。

式(4)计算揭示的系统抗害储能状态, 开始与桥梁系统的结构安全性、冗余度、延性及其互相作用建立了功能关联。除此之外又引入了参数 φ_{su} 和 φ_{sd} , 其中 φ_{sd} 表征损坏阶段的系统强度; φ_{su} 表征在

收稿日期: 2020-05-14

作者简介: 王立勇(1979—), 男, 本科, 高级工程师, 从事道路桥梁工程设计工作。

最重要组件的功能强度被突破后，系统的抗倾覆能力及功能性^[2]。

2 案例桥梁简介

图 2 是我国西南某城市的一处双向 8 车道路桥工程的单向半幅立面结构，呈 2 墩体撑支 3 室预应力箱梁组合形态。桥宽 41.0 m，布置为：0.5 m（护栏）+16.0 m（机动车道）+8.0 m（绿化带）+16.0 m（机动车道）+0.5 m（护栏）=41.0 m。桥长 295 m，孔跨布置为（3×30）m+30 m+50 m+30 m+（3×30）m。上部结构主桥选用 30 m+50 m+30 m 连续钢箱体梁，引桥选用 30 m 跨预应力混凝土现浇连续箱体梁；下部结构选用 U 型台、门式框架墩，基础均选用钻孔灌注桩基础。

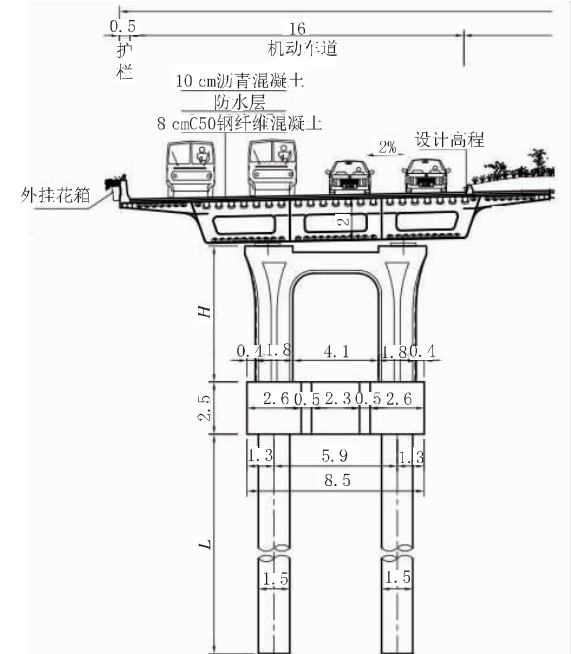


图 2 2 墩体支撑 3 室预应力箱体梁路桥(单位:m)

道路等级为城市 A 级快速路，设计车速主线 80 km/h。桥面宽度 41 m，桥面横坡双向 2%，选用 B 类抗震设计方法，抗震烈度 6 度，按 7 度采取抗震措施，设计地震动峰值加速率为 0.05g，设计寿命 100 a。

范围构造剥蚀地貌，地质构造微弱，节理裂缝发育，局部黏性土填充，不充水，结合程度很差，属硬性结构面。场地内有若干灌溉用沟渠，基本均为干沟，仅在雨后低洼处积水。

混凝土强度取值为 28 MPa；钢筋应力取值为 420 MPa，其极限应力为 620 MPa。预应力钢筋最大应力为 1 860 MPa，屈服应力为 1 586 MPa。各个断面的预应力筋面积为 0.836 1 m²。总的预应力损失计入弹塑性压缩、徐变、收缩及钢筋松弛等要

素后假设为 138 MPa。钢筋选用沿主梁抛物线的线形，所有断面的弯矩－曲率计算都包括了钢束的实际部位。

3 概化模型与冗余度计算

3.1 墩梁连接模型(模型 1)

分析计算借助集成化结构分析和设计系统 SAP2000 进行。基于冗余度分析目标和方便计算，对案例桥型进行墩梁连接(模型 1)和铰结型式(模型 2)概化。其中墩梁连接(模型 1)又细化分成 2 个子模型，分别为梁柱整体接连模型 1，见图 3 (a)；混凝土突破抗压极限和墩顶墩底突破弹塑性极限的双极限突破接连模型 1，见图 3(b)。

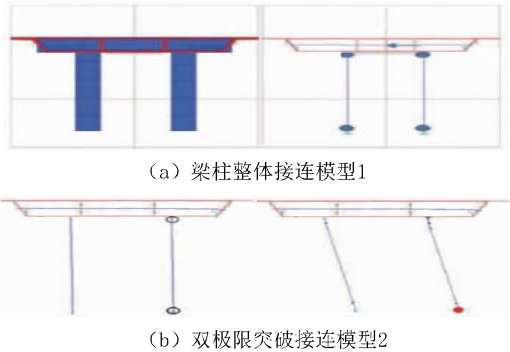


图 3 基于 2 类墩梁连接的模型 1

3.2 铰结模型(模型 2)

墩体与横梁铰接点在横梁及墩顶间，墩顶的扭转刚度以弹塑杆释放。墩断面见图 4，其中深色为混凝土区。承压区混凝土承压到达其抗压极限应变，承拉区混凝土承拉到达其抗压极限应变，桥梁领受 HL93 载荷 20%，双车道配置模拟地震时的交通状态。

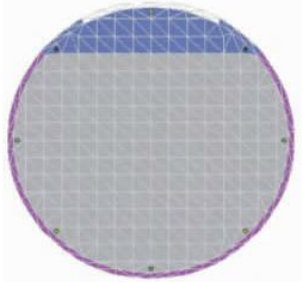


图 4 墩断面(深色为混凝土区)

模型 1 和模型 2 的横向 Pushover 计算结果见图 5。

模型 1 和模型 2 的墩柱横向 Pushover 计算结果揭示，当第 1 个组件到达其承载力极限时，其横向加力 P_1 为 2 272 kN，此时的墩底抗弯承载已达极限状态。由于 Pushover 体系的承载力极限 P_u 为 3 266 kN，则极限工况下，模型 1 的冗余比率 $R_u = 1.44$ ；模型 2 的冗余比率 $R_u = 1.32$ 。

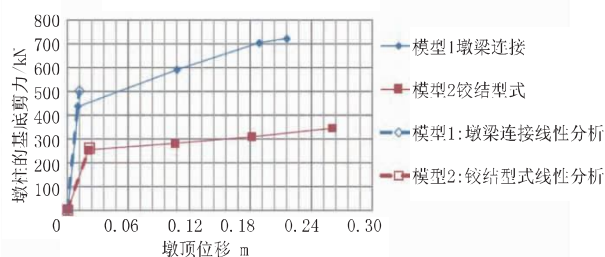


图5 模型1和模型2的墩柱横向Pushover计算结果

由此可知,在极限工况下,模型2的冗余比率较模型1降低了8.3%。

3.3 梁格SAP模型(模型3)

SAP2000系统提供了梁格模型,可以据此计算分析桥梁上下结构的荷载匹配适合性和设计正确性。梁格模型是基于垂向荷载的非线性Push-down计算分析,借助塑性铰理论来模拟计算多箱室箱梁的弯曲、扭转以及纵向刚度。为验证本案例垂向荷载下上部结构的荷载匹配正确性,本研究同时基于非线性模型SAP2000和实体模型Abaqus,对本案例铰结支承的功效状态开展计算分析。选用2列计653 kN的HS-20车辆施加垂向荷载^[3]。所得计算成果见图6。

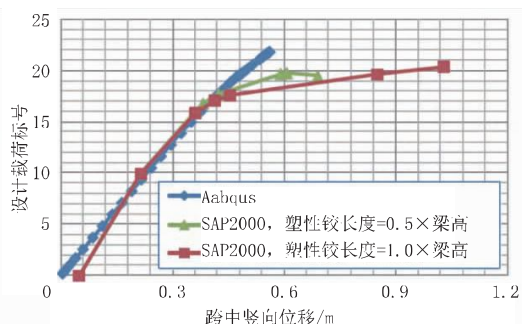


图6 非线性模型SAP2000和实体模型Abaqus计算结果比较

数据和曲线揭示,极限荷载梁格计算结果仅较Abaqus计算结果低了6.6%。表明梁格模型也可以准确预估桥梁荷载损坏。

3.4 单墩损坏模型(模型4)

单一墩体面临重大技术过失或施工重大过失、退化基础遭受重大冲刷或巨大洪水碎片、被轮船或车辆冲撞,均为此类型的损坏结构损坏。移除单一墩体后,对各模型进行墩柱破坏下的竖向Pushdown分析,计算结果见图7。

模型4为墩体仍保持在弹塑区域内,梁体冗余度表现较突出,冗余比率 $R_d=1.32$ 。进行Push-down非线性计算:当参数 LF_d 取19.0时,模型4抵达承载力极限,其冗余比率 $R_d=1.06$ 。

3.5 腹板损坏模型(模型5)

将存在1条腹板钢筋损害定义为模型5。计算

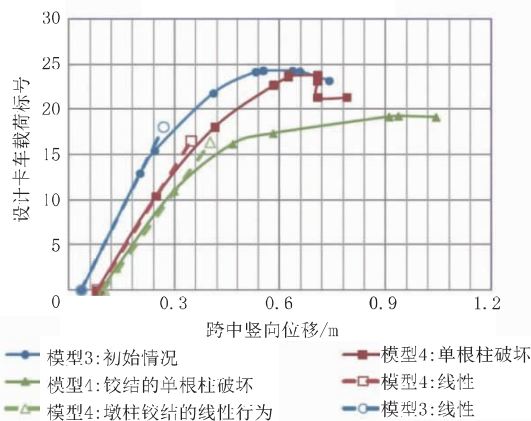


图7 墩柱破坏下各模型竖向Pushdown分析结果

时将纵向抗弯刚度取0值。由于依据HS-20车辆荷载在原结构中的配置,第2条纵梁领受的荷载最大,故本算例以梁格模型第2条梁的损坏来模拟最坏纵梁情况。内梁损坏后,系统发生荷载偏心,此时的外部梁就成为最关键承力构件。箱体梁腹板损坏的Pushdown计算结果见图8。此时反映极限荷载的参数 LF_d 为18.2,系统的冗余比率 $R_d=1.01$ 。

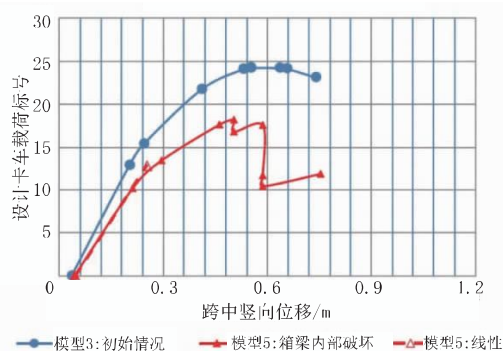


图8 箱体梁腹板损坏的Pushdown分析

4 冗余值与系统参数对比分析

各模型所计算的冗余比率汇总见表1。根据NCHRP研究,若要实现模型整体超载状态下桥梁仍具有足够的冗余度,就要保证 $LF_u/LF \geq 11.30$,而如果是已经发生损害的桥梁,则应把握在 $LF_d/LF_1 \geq 0.5$ 。

表1 各模型所计算的冗余比率汇总

模型	荷载模型	LF_d/LF_1	LF_u/LF_1	P_u/P_1	起始损坏
模型1	横向			1.44	无
模型2	横向			1.32	无
模型3	垂向		1.34		无
模型4	垂向	1.32			单墩
模型5	垂向	1.01			1腹板

冗余比率都是对比第 1 个组件出现损坏时结构的承载能力获得的。

模型 1 的线性 Pushover 计算中,当系统第 1 个组件发生损坏时,墩体底端到达抗弯承载力极限,计算获得其平向载荷 $P_1=2\,272\text{ kN}$;在模型 1 的非线性 Pushover 计算中,该结构的极限承载力 $P_u=3\,266\text{ kN}$ 。在模型 3 的 Pushdown 线性计算中,当 2 列 HS-20 车辆载荷施加在跨中且载荷增至 $LF_1=18.0$ 时,在正弯矩区域发生第 1 个组件损坏;在模型 3 的 Pushover 非线性计算中,反映极限载荷下车辆载荷的参数 $LF_u=24.1$ 。

模型 1 和模型 3 的计算结果显示,该桥领受垂向或者水平超载时,在极限承载能力状态下,冗余度状态均较好。虽然铰结模型要比墩梁连接模型存在 8.3%的降低量,但是仍可保证足够的冗余度。

在垂向载荷下,模型 4 和模型 5 也同样提供了高出最小冗余比率 0.5 的功能状态,显示本案例 3 箱桥满足了 NCHRP 的冗余度标准。但在同等载荷条件下,基于单室箱体梁的计算冗余度就明显不足。

表 2 给出了混凝土箱体梁基于水平载荷的多室及单室箱体梁系统推荐参数值。单墩体屈曲与存在 1 个墩体损坏的双墩体结构按非冗余结构考虑,参考地震或其他水平载荷开展计算,分别取系统常数为 0.85 及 0.75。

表 2 基于水平载荷的多室及单室箱体梁系统推荐参数

计算变量	适用基本条件	推荐参数值
隐患常数 β	地震灾害	$\beta=0.75$
	其他横向载荷	$\beta=0.85$
系统参数 φ_s	非冗余度结构	$\varphi_s=\beta$

表 3 给出了混凝土预应力梁桥基于垂向载荷的典型多室及单室的 φ_{su} 和 φ_{sd} 推荐参数值。在表 3 中,针对 ASHTO LRFD 桥梁设计规范的抗力部分,单箱室箱体梁的系统参数取 0.8,是为了让组件比考虑冗余度设计的结构提供更高的安全水平。然而对于多箱室梁桥,起始整体结构的系统参

数取 $\varphi_s=1.0$ 。对于单条墩体损坏或者腹板损坏的冗余度结构,系统参数 $\varphi_s=1.2$ 。

表 3 基于垂向载荷的箱体梁桥系统 φ_{su} 及 φ_{sd} 推荐参数

整体健康系统		损害阶段状态	
断面类型	φ_{su}	断面类型	φ_{sd}
单箱室梁	0.8	单箱室梁	0.8
多箱室梁	1.2	多箱室梁	1.2

按如下计算可以对系统常数进行修正:

$$\gamma_\varphi=\frac{M_{实际}-M_{u墩}}{M_{实际}-M_{u墩}}, \text{当 } M_{u墩} \geq M_{实际} \geq M_{p墩};$$

$$\gamma_\varphi=\frac{\varphi_{u连接件}}{\varphi_u}, \text{当 } M_{实际} \geq M_{u墩} \text{ 并且 } \varphi_{u连接件} < \varphi_u;$$

$$\gamma_\varphi=1.0, \text{当 } M_{实际} \geq M_{u墩} \text{ 并且 } \varphi_{u连接件} < \varphi_u。$$

式中: φ_u 为最弱墩体的抗弯极限曲率; $M_{p墩}$ 为墩体塑性抗弯承载力; $\varphi_{u连接件}$ 为所有接连组件的抗弯最小极限曲率; $M_{实际}$ 为诸如承台及横梁等接连组件的抗弯承载力,或者接连构造、接头、锚固长度和实际箍筋处的等效弯矩; $M_{u墩}$ 为非线性分析时的墩体极限承载力。

5 结 语

(1)依据 NCHRP 所主张的多箱室冗余度设计需求,本案例在整体健康阶段、单腹板损坏或者单墩损坏条件下,均具有良好冗余度状态。

(2)腹板承受等同载荷下的单箱室梁桥,当结构承受横向载荷时的双墩系统若发生单墩损坏或单墩屈曲状态,则桥梁系统冗余性不足。

(3)本研究提出的预应力箱体梁参考冗余度的一系列系统参数,可用于承受水平或垂向载荷的预应力箱体梁桥尤其是新式多箱室梁桥的工程设计和安全性评估。

参考文献:

[1] 丁锐. 刚性结构构件冗余度研究及应用[D]. 杭州:浙江大学, 2015.
[2] 朱锋,卢钢. 静力弹塑性分析计算双柱墩横向容许位移[J]. 市政技术, 2014(3):74-75,99.
[3] 吴文朋. 考虑不确定性的钢筋混凝土桥梁地震易损性研究[D]. 长沙:湖南大学, 2016.