

## 冲击荷载下预制装配式护栏的防撞性能分析\*

於弈铮<sup>1</sup>, 王银辉<sup>1,2</sup>, 罗征<sup>2</sup>

(1.重庆交通大学 土木工程学院, 重庆 400074; 2.浙江大学 宁波理工学院 土木建筑学院, 浙江 宁波 315100)

**摘要:** 针对普通砼护栏无法解决车辆等冲击下损伤过大且碰撞发生时前车轮易卡死在护栏下的问题, 提出新型有自复位功能的预制装配式防撞护栏, 并通过有限元分析研究冲击荷载下装配式护栏的动力响应及能耗规律, 分析不同冲击荷载及不同结构轴压比下护栏的防撞性能。结果表明, 冲击发生时, 该护栏呈现明显的瞬时碰撞和后期二次碰撞 2 个阶段, 整个过程冲击力峰值持续时间较短, 结构刚性位移较大且能量变化平缓; 结构轴压比主要影响冲击时的后期二次碰撞阶段, 较小的轴压比能增大结构的耗能能力并延缓二次碰撞发生时间; 该护栏在冲击荷载下具有良好的防撞性能, 且能满足快速绿色施工的要求。

**关键词:** 交通工程; 新型预制装配式护栏; 防撞性能; 冲击荷载; 结构轴压比

**中图分类号:** U491.5

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1671-2668(2020)01-0040-06

公路桥梁设计速度的提升导致交通安全问题日益显著。而公路桥梁防撞护栏是保证交通安全的重要手段。现有桥梁护栏主要有砼刚性护栏、波形钢护栏和柔性护栏, 其中砼护栏的应用最广泛。传统的砼护栏在车辆冲击后经常出现前轮卡死、车辆无法爬升的情况, 导致车辆损伤严重。因此, 公路桥梁防撞护栏需具有较高的强度和较大的柔度。无粘结预应力结构同时拥有较大的柔度和较高的强度, 其良好的动力性能主要由自重、预应力钢筋和阻尼装置提供。Housner G. W. 解析了摇摆体冲击荷载的动力响应, 得出在冲击荷载下将基础与上部结构分离能减少荷载作用后的残余变形。Mander J. B.、刘笑显等研究发现增加无粘结预应力钢筋能提高桥墩极限水平力的抗力, 并在冲击荷载较大时通过预应力钢筋保证其优越的自复位性能。Pollino M. 等认为在结构接触面设置弹塑性或粘滞性阻尼器能限制结构在冲击荷载下的位移, 防止结构倾覆, 提高结构的耗能能力。该文提出新型有自复位能力的预制装配式防撞护栏, 分析其在冲击荷载作用下的动力响应, 以传统动力研究参数分析方法为基础, 结合大量有限元模拟数据, 得出新型护栏在动力荷载下的结构特点、各参数对动力特性的影响, 并评价其防撞性能。

## 1 自复位预制装配式护栏介绍

自复位预制装配式防撞护栏是将传统的桥面砼护栏进行预制生产, 用预应力的方式加以拼装连接,

在底部增设波形钢腹板阻尼器, 以满足桥梁护栏的自复位性能及快速施工的要求。其结构见图 1。

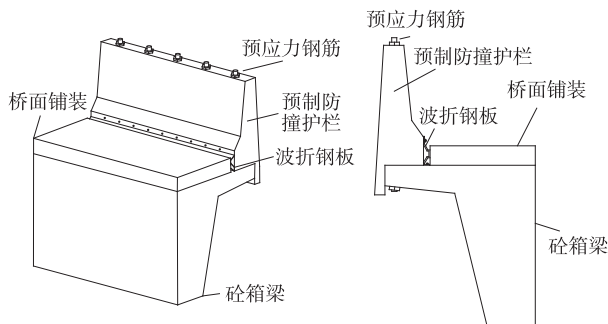


图 1 预制装配式自复位防撞护栏构造示意图

预制防撞护栏与桥梁面板通过剪力销连接; 预应力钢筋竖向穿过防撞护栏及桥梁翼缘板, 两端分别固定于防撞护栏顶部及桥梁翼缘板底部; 波折板一侧安装在防撞护栏正面, 另一侧安装于桥梁翼缘板顶部。

防撞护栏采用底部箱梁拼装完成, 同时在箱梁翼缘板预留剪力销孔洞及预应力孔洞, 预应力孔洞贯穿箱梁翼缘。利用吊机带起预制防撞护栏, 护栏的剪力销与箱梁预留孔洞对齐安装(剪力销的作用, 一是车辆撞击护栏后限制侧向变形, 二是安装定位, 使预应力钢筋能顺利穿入孔洞); 护栏吊装完毕后, 安装全部预应力; 底部螺栓锚固后, 从顶部张拉预应力钢筋, 达到设计值后, 锚固预应力筋; 然后安装波折钢板, 一端螺栓连接在护栏上, 另一端螺栓连

\* 基金项目: 浙江省自然科学基金项目(LY18E08004)

接在箱梁顶部;最后进行桥面铺装施工。

2 建立有限元模型

从较为保守的工程设计角度出发将两侧护栏的约束和剪力销结构作为安全储备,只考虑轴向重力、轴向压力、预应力钢筋、波折钢板的约束。考虑到主要研究内容为防撞护栏在冲击荷载作用下的防撞性能,应用有限元法建模时暂不考虑材料的塑性变形。采用有限元软件 ANSYS/LS DYNA 对护栏进行动力分析,预制装配式防撞护栏和冲击物形式见图 2。普通现浇防撞护栏与预制装配式防撞护栏尺寸相同,去除预应力筋和波折板护栏,防撞护栏与桥面板现浇为整体。

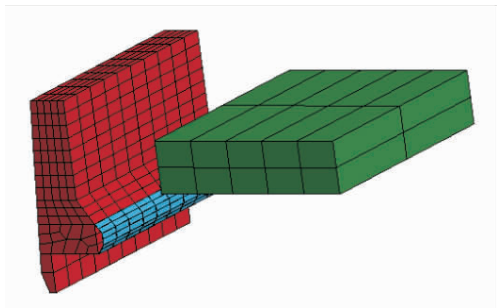


图 2 护栏有限元模型

2.1 护栏模型参数

护栏几何参数见表 1。护栏砼、波折钢板采用弹性材料 \* MAT\_ELASTIC 模拟,材料参数见表 2。波折钢板上缘与砼防撞护栏固接,下缘与桥面板固接。预应力钢筋采用弹簧单元和轴压力模拟,预应力钢筋回弹作用模拟为长度为零的 sprng-Dampr 165 单元,用以连接桥面板和砼护栏,弹簧单元材料为 \* MAT\_SPRING\_ELASTIC,弹簧刚度  $k$  参考钢材弹性模量取为  $2.05 \times 10^5$  N/m。有限元分析过程中变形微小可忽略不计的结构采用刚性体模型,可减少显示动力学的分析时间。因此,模型中桥面板采用 \* MAT\_RIGID 模拟。

表 1 模型的几何参数

构件	长/m	宽/厚/m	高/m
护栏	2	0.500	1.440
波折钢板	2	0.003	0.225

表 2 模型的材料参数

构件	容重/( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	弹性模量/Pa	泊松比
护栏	2 400	$3.00 \times 10^{10}$	0.2
波折钢板	7 850	$2.05 \times 10^{11}$	0.3

2.2 冲击物模型参数

冲击物采用 \* MAT\_RIGID 材料,几何尺寸为  $2 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}$ ,总重 50 t。

2.3 模型设计

自复位装配式防撞护栏属于新型设计结构,分析其防撞性能需进行参数对照分析。主要考虑预应力钢筋轴压比、冲击能量、预应力钢筋密度 3 个参数的影响,建立 9 个对比组(见表 3)。

表 3 各模型的工况参数

组别	轴压比	预应力钢筋间距/m	冲击速度/( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ )
PT	0.10	—	10
ZP-S-S-S	0.05	0.50	5
ZP-L-S-S	0.10	0.50	5
ZP-S-S-M	0.05	0.50	10
ZP-L-S-M	0.10	0.50	10
ZP-S-S-L	0.05	0.50	15
ZP-L-S-L	0.10	0.50	15
ZP-S-M-M	0.05	0.25	10
ZP-L-M-M	0.10	0.25	10

3 冲击荷载下新型护栏的防撞性能

3.1 冲击力响应对比分析

分析模型冲击过程中的冲击力时程,得到防撞护栏在冲击过程中的动力特性。冲击物接触护栏时,冲击力为零,截取从冲击物接触防撞护栏至冲击力为零的时间内冲击力时程,进行新型防撞护栏和普通防撞护栏对比,分析新型防撞护栏的防撞性能。新型防撞护栏 ZP-L-S-M 和普通防撞护栏 PT 的冲击力时程见图 3。

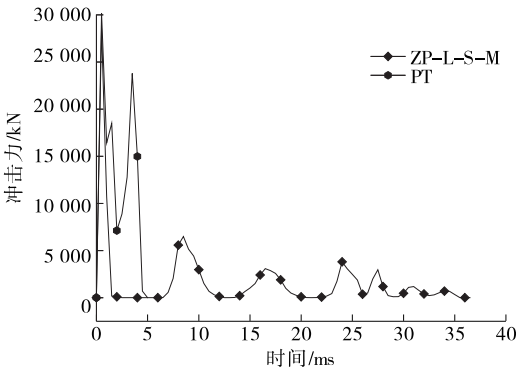


图 3 不同构造护栏的冲击力—时程曲线

由图 3 可知:ZP-L-S-M、PT 模型的冲击力峰值大致相同,都达 30 000 kN,护栏接触冲击物后冲击力迅速达到峰值。ZP-L-S-M 的冲击力在

冲击 1.5 ms 后迅速下降,经过一段时间后出现二次碰撞,冲击力峰值开始震荡,震荡持续 30 ms 后下降为零。PT 在冲击力达到峰值后经过 2 ms 下降到 7 112 kN,经过 1 ms 后达到二次峰值 23 794 kN,经过 2 ms 后降至零。

在相同轴压下,新型防撞护栏的冲击力峰值与普通防撞护栏无较大差异。但普通防撞护栏的冲击力在较长时间内保持较高的值,且二次冲击力峰值较大。而新型防撞护栏的冲击力在出现峰值后迅速下降,并出现二次碰撞,二次碰撞前结构产生充分位移,以保证车辆的爬坡效应,防止车轮卡死,且二次碰撞峰值力较小,对结构的二次损伤较小。

### 3.2 应力响应对比分析

分析冲击力时程曲线,发现冲击物冲击防撞护栏时冲击力最大,结合各时刻的应力云图,得到结构应力最大值也在此时附近出现。通过应力云图,发现普通防撞护栏根部是整个碰撞过程中最易破坏的区域,新型防撞护栏的撞击点、护栏背侧根部及阻尼波折板为应力较大处。提取 PT 防撞护栏下侧正、背两面的主拉应力、主压应力时程(见图 4),新型防撞护栏 ZP-L-S-M 应力较大处的应力时程(见图 5),对比分析其应力响应。

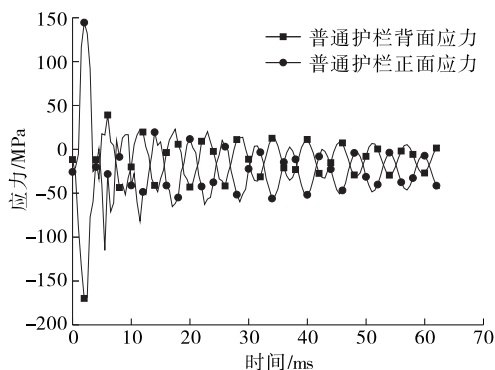


图 4 普通护栏 10 m/s 冲击下危险点应力—时程曲线

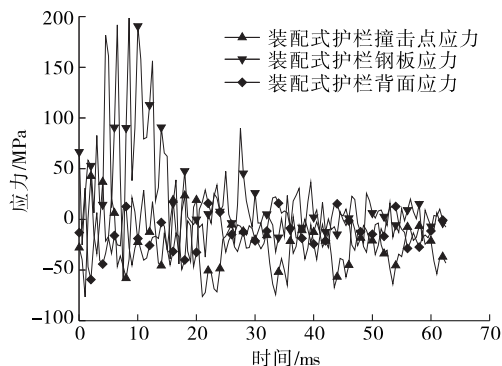


图 5 预制装配式护栏 10 m/s 冲击下危险点应力—时程曲线

由图 4 可知:普通防撞护栏的正面应力在冲击物与护栏碰撞时迅速达到峰值。由于冲击能量较大,冲击力使普通防撞护栏正面的主拉应力达到 150 MPa 左右,在 5 ms 后峰值下降至零,然后应力开始震荡,震荡峰值小于 50 MPa,这部分在实际中主要由护栏中普通钢筋承受。护栏背面主压应力的数值和趋势与正面应力相近。

由图 5 可知:预制装配式护栏撞击点在护栏和冲击物接触后主压应力开始上升,达到 50 MPa 后开始呈周期性变化,周期在 10 ms 左右。护栏背面的应力情况与撞击点处相比较小,且周期较长。结构应力较大处主要为波折钢板,在护栏和冲击物接触后,波折钢板主拉应力迅速上升,在撞击后 5 ms 后达到峰值 200 MPa,在 10 ms 内进行震荡,峰值几乎不变;撞击 20 ms 后峰值降低,在较小应力范围内变化。

对比预制装配式护栏应力时程和冲击力时程,冲击力达到峰值的时间为碰撞后 0.5 ms,此时结构危险点处正应力并未达到峰值。在冲击发生后的 1 ms,护栏的撞击点最先达到应力峰值;在冲击发生后的 2 ms,护栏背面根部的正应力也达到峰值;在冲击发生后的 5 ms,波折钢板的应力达到峰值。应力波的传导存在时间差,撞击开始时由砼护栏承受冲击力,逐渐通过应力波传导至预应力钢筋和波折钢板,由这两部分共同承受冲击力。相较于普通砼护栏,预应力装配式护栏砼部分产生的应力较小,应力最大的撞击点处的应力也仅为普通护栏最大应力的 1/3。

### 3.3 加速度响应对比分析

提取 PT 和 ZP-L-S-M 防撞护栏顶部和冲击点冲击方向的加速度时程(见图 6、图 7),分析结构的振动和应力波传递情况。

由图 6、图 7 可知:1) 普通防撞护栏在经受冲击

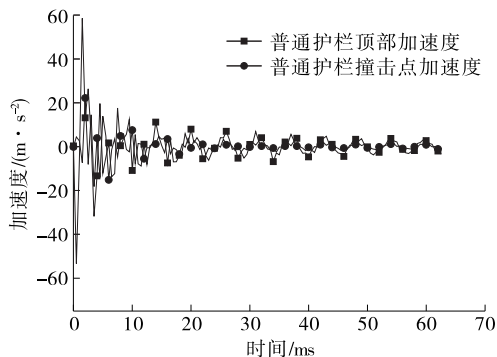


图 6 普通护栏 10 m/s 冲击下加速度—时程曲线

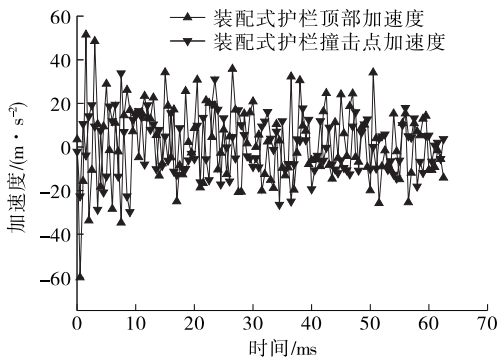


图 7 预应力护栏 10 m/s 冲击下加速度—时程曲线

物冲击的瞬间,护栏的加速度迅速达到峰值,由于护栏结构的惯性作用,桥墩继续摆动,但峰值下降迅速。护栏顶部的加速度峰值远大于冲击点的峰值,这是因为结构刚度较大,且顶端无约束导致应力波传递到顶端较快。2) 新型防撞护栏在经受冲击荷载后,加速度峰值比普通护栏的小,且由于有自复位能力的预应力钢筋和波折钢板,结构冲击点和顶部的加速度峰值衰减较慢,衰减周期较长,结构的冲击能被缓慢消耗。新型防撞护栏顶部和冲击点的加速度峰值几乎相同,表明结构具有一定柔度,撞击位置与顶部整体位移以进行耗能。

### 3.4 位移响应对比分析

提取 ZP-L-S-M 和 PT 防撞护栏顶部冲击方向的位移时程(见图 8),分析护栏结构的耗能和变形情况。

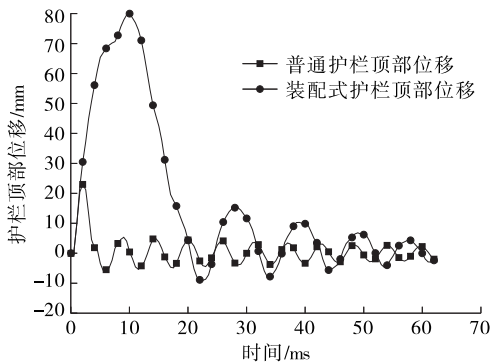


图 8 不同构造护栏 10 m/s 冲击下顶部位移—时程曲线

由图 8 可知:普通防撞护栏在和冲击物接触时位移迅速增大,在 2 ms 内达到峰值 23 mm,3 ms 后迅速下降并开始振荡,振荡峰值在 5 mm 左右。而新型防撞护栏在与冲击物接触时位移上升较慢,峰值较大,在 10 s 后才达到峰值 80 mm,随后的 10 ms 内下降并开始振荡,振荡峰值下降较快,振荡周期较长。

相较于普通砼护栏,新型防撞护栏的柔度更大。相同冲击荷载下,新型防撞护栏能产生更大位移,通过结构变形,减小冲击物的动能。较大的位移能防止出现车辆前轮卡死在护栏下的情况,使车辆通过爬升效应回到正常的行驶方向,减少动能转化为结构变形势能的总量。

### 3.5 能量对比分析

普通防撞护栏和新型防撞护栏的动能和势能时程分别见图 9、图 10。

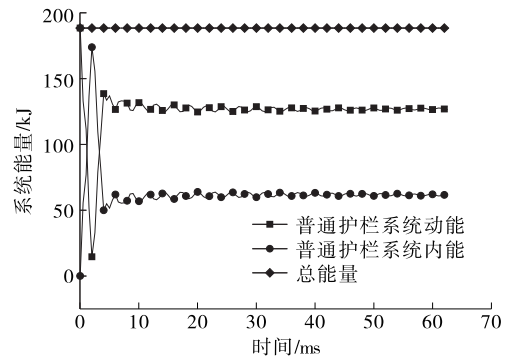


图 9 普通护栏 10 m/s 冲击下系统能量—时程曲线

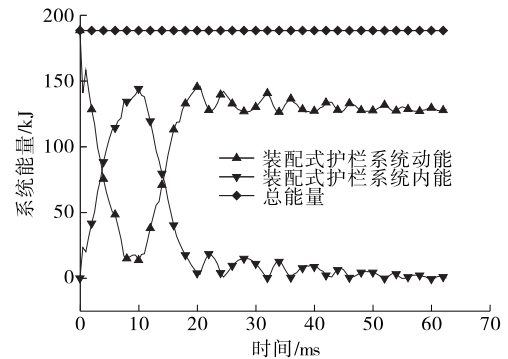


图 10 装配式护栏 10 m/s 冲击下系统能量—时程曲线

由图 9 可知:PT 的初始动能为 188.5 kJ,碰撞后 2 ms 内下降到 14.5 kJ,势能上升迅速;通过 2 ms 后,动能恢复至 135 kJ,势能降低至 53 kJ,其他能量始终较低。而 ZP-L-S-M 在碰撞发生后的 10 ms 内,初始动能由 188.5 kJ 降至 13.7 kJ,势能上升至 148 kJ,部分动能同时转化为结构滑移能;经过 10 ms 后,动能恢复至 135 kJ,势能降至 15 kJ。装配式护栏与普通护栏撞击过程中所吸收的能量近乎相同,但消耗同样的动能,装配式护栏经过 20 ms,普通护栏经过 3 ms。同时装配式护栏在冲击发生时部分动能由滑移能承担,使装配式护栏结构的总势能保持在一个较低的水平,而普通护栏在撞击后就产生一个较大的总势能峰值。相较于普通护栏,装配式护栏对车辆和护栏结构可起到保护作用。



## 4 冲击荷载下新型护栏的防撞性能参数

### 4.1 冲击力—位移参数分析

新型防撞护栏的冲击力峰值与普通护栏相差不大。新型防撞护栏的优势主要在于瞬间减小冲击应力,在较长时间内进行有效耗能,减少护栏结构和车辆结构的损伤。采用护栏底部冲击力—位移进行参数分析,冲击力—位移曲线的下方表示护栏结构所吸收的能量,选取冲击力—位移曲线的主波形进行参数分析,得到不同设计参数及冲击荷载对结构抗冲击性能的影响。

### 4.2 冲击能量对比分析

不同冲击能量采用不同冲击速度进行模拟,分别为 5、10、15 m/s。ZP—S—S—S、ZP—S—S—M、ZP—S—S—L 和 ZP—L—S—S、ZP—L—S—M、ZP—L—S—L 防撞护栏和冲击物分离前的冲击力—位移曲线见图 11、图 12。

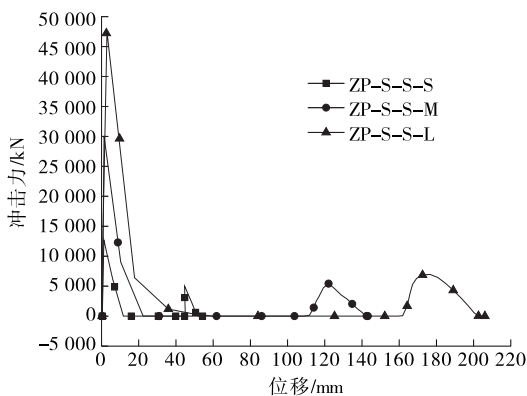


图 11 0.05 轴压比下不同冲击能量的冲击力—位移曲线

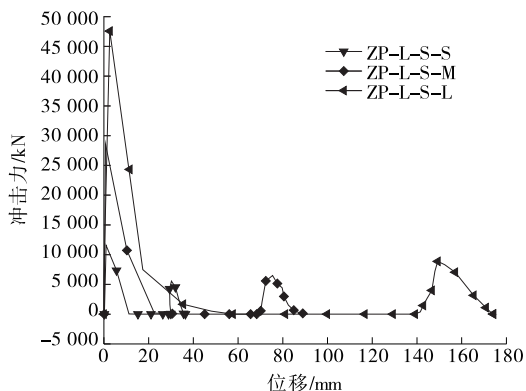


图 12 0.1 轴压比下不同冲击能量的冲击力—位移曲线

由图 11、图 12 可知:ZP—S—S—S、ZP—S—S—M、ZP—S—S—L 模型的初始刚度大致相同,在冲击物与防撞护栏接触后迅速达到峰值,随着位移的继续增加,冲击力下降,整个过程结构位移较小。

经过一段较长的惯性位移后,由于预应力钢筋及阻尼钢板的作用,冲击物和护栏二次接触,产生二次冲击力峰值后结构达到最大位移。ZP—L—S—S、ZP—L—S—M、ZP—L—S—L 的动力响应情况与此基本相同。

通过上述两组数据,发现各组的冲击力峰值大体和冲击物的速度成线性相关。这与冲击动力学中结构弹性阶段冲击力峰值与冲击速度成正比基本相符。考虑到装配式护栏结构主要依靠预应力钢筋和砼结构的重力进行自复位,而预应力钢筋强度较大,正常行车速度下冲击荷载对预应力钢筋产生的应变大部分为弹性应变。对比得到结构横向位移最大位置的位移峰值与冲击物的冲击速度成正相关,即冲击速度越大,结构横向极限位移越大。较大的冲击速度下结构通过增大位移来减少结构应力峰值,达到保护结构的目的。对比冲击力—位移曲线下方的面积,基本与冲击速度成平方关系。因此,该结构对各种大小冲击能量均具有较好的效果。

### 4.3 结构轴压比对比分析

结构轴压比分别取 0.05、0.10。提取 ZP—S—S—M、ZP—L—S—M 和 ZP—S—M—M、ZP—L—M—M 的冲击力—位移曲线(见图 13、图 14),分析结构轴压比对防撞护栏动力性能的影响。

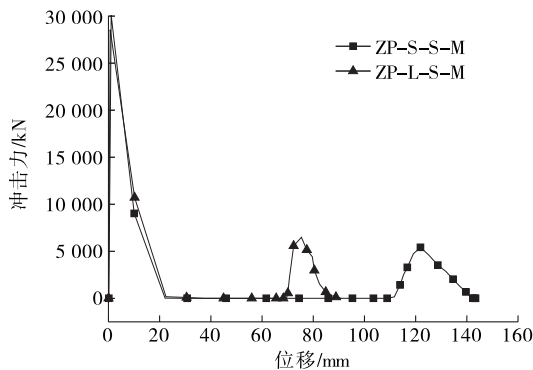


图 13 0.5 m 钢筋密度下不同轴压比的冲击力—位移曲线

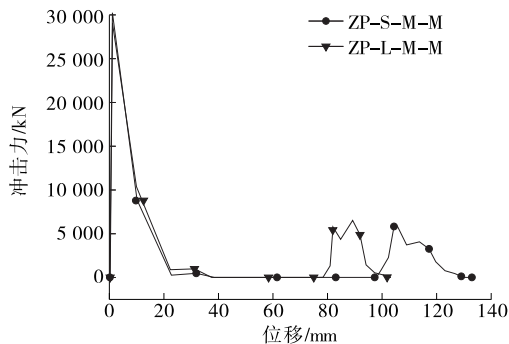


图 14 0.25 m 钢筋密度下不同轴压比的冲击力—位移曲线

由图 13、图 14 可知:大轴压比的 ZP—L—S—M 发生二次冲击时的位移比 P—S—S—M 小 60 mm,二次冲击时冲击力—位移曲线下的面积大近 1 倍。ZP—S—M—M、ZP—L—M—M 与上述结果大致相同。

改变新型防撞护栏结构轴压比能改变护栏的二次刚度。在较大轴压比下,产生第一次冲击力峰值后迅速下降,冲击力恢复至零后位移继续增大,随后产生的二次峰值造成的横向位移比第一次冲击力峰值的小。采用小轴压比的护栏产生的冲击力峰值与大轴压相比几乎无异,但出现二次峰值的位移增大,二次冲击所吸收的冲击物动能为大轴压比的 2 倍,与第一次冲击时所吸收的动能几乎相同。新型防撞护栏对结构轴压较敏感,由于该结构在护栏和桥面板处分离,连接主要采用结构自重、预应力钢筋和钢板阻尼,结构轴压比能增加结构的自重效应和刚度。在较小轴压比下结构通过增大位移来减小瞬间应力,且采用二次接触来消耗冲击物的动能,减少护栏和冲击物的损伤。

## 5 结论

(1) 与普通砼护栏相比,预应力装配式防撞护栏能迅速降低冲击物冲击护栏后的冲击力,同时产生较大位移,提高车辆爬坡效应,保护护栏和车辆。

(2) 在相同冲击下,预应力装配式防撞护栏砼部分的应力比普通砼护栏的小,波折钢板及预应力钢筋的应力较大,但材料强度高且易更换。

(3) 预应力装配式防撞护栏所吸收的冲击物动能与普通砼护栏相近,但它能在较长时间耗散,减少护栏的损伤。

(4) 预应力装配式防撞护栏对各种冲击能量均有作用,较小的结构轴压比下护栏防撞性能较好。

(5) 冲击物接触预应力装配式防撞护栏后,冲击力达到峰值时,护栏砼危险点及波折钢板都未达到峰值,说明应力波在护栏中的传递存在滞后性。且应力波由护栏钢筋砼传递至波折板,在波折板中的传递速度远低于在钢筋砼中的传递速度,即波折板上产生最大应力的时间滞后于钢筋砼。

## 参考文献:

- [1] Housner G W.The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes[J].Bulletin of the Seismological Society of America,1963,53(2).
- [2] Mander J B,Cheng C.Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design[R].Technical Report Nceer,1997.
- [3] 刘笑显.地震作用下无粘结预应力钢筋混凝土桥墩的自复位性能研究[D].上海:同济大学,2018.
- [4] Pollino M,Bruneau M.Bidirectional seismic behavior of controlled rocking four-legged bridge steel truss piers[J].Journal of Structural Engineering,2010,136(12).
- [5] Pollino M,Bruneau M.Seismic testing of a bridge steel truss pier designed for controlled rocking[J].Journal of Structural Engineering,2010,136(12).
- [6] Pollino M,Bruneau M.Seismic retrofit of bridge steel truss piers using a controlled rocking approach[J].Journal of Bridge Engineering,2007,12(5).
- [7] Pollino M,Bruneau M.Dynamic seismic response of controlled rocking bridge steel-truss piers[J].Engineering Structures,2008,30(6).

收稿日期:2019—06—20

\*\*\*\*\*  
(上接第 34 页)

## 6 结语

该文阐述利用 Transmodeler 中 GISDK 与 TS-MAPI 进行二次开发所需的静态数据、动态数据及开发思路,并对不同调控措施下的路况进行分析,评价调控措施的实施效果。由于广州机场高速公路主路的视频点数量有限,部分收费站间的 OD 交通流数据需进行二次推导得到,对其准确性有一定影响;其次,虽然 Transmodeler 4.0 在二次开发可实现的功能和稳定性上比之前的版本有较大幅度提升,但仍然存在一些 bug,导致开发的仿真平台不太稳定。

## 参考文献:

- [1] Transmodeler user's guide[Z].Caliper Inc,2016.
- [2] 刘晓娟.机场高速入口匝道车流控制的算法研究[R].广州:广州市交通运输研究所,2018.
- [3] Transmodeler API user's guide[Z].Caliper Inc,2016.
- [4] Transmodeler GISDK user's guide[Z].Caliper Inc,2016.
- [5] 蒋昊辰.基于 Transmodeler 的城市快速仿真平台设计与实现[D].杭州:浙江大学,2014.

收稿日期:2019—08—13