



(12) 发明专利

(10) 授权公告号 CN 110175426 B

(45) 授权公告日 2022.06.14

(21) 申请号 201910474897.4

E01D 19/04 (2006.01)

(22) 申请日 2019.05.31

(56) 对比文件

(65) 同一申请的已公布的文献号
申请公布号 CN 110175426 A

CN 107577866 A, 2018.01.12

CN 103966947 A, 2014.08.06

CN 102953329 A, 2013.03.06

JP 2017089146 A, 2017.05.25

(43) 申请公布日 2019.08.27

(73) 专利权人 中铁二院工程集团有限责任公司
地址 610031 四川省成都市通锦路三号

审查员 黄琦

(72) 发明人 董俊 杨国静 曾永平 陈克坚
刘力维 庞林 郑晓龙 陶奇
苏延文 徐昕宇 周川江 颜永逸

(74) 专利代理机构 四川力久律师事务所 51221
专利代理师 范文苑

(51) Int. Cl.

G06F 30/13 (2020.01)

G06F 30/23 (2020.01)

权利要求书3页 说明书11页 附图7页

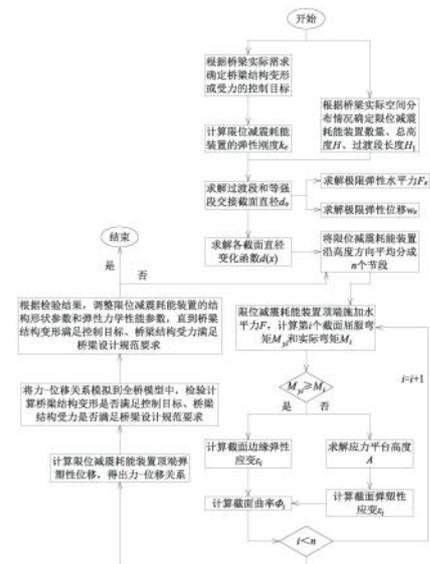
(54) 发明名称

铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置设计方法

(57) 摘要

本发明公开了一种铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置设计方法,包括根据桥梁实际需求确定桥梁结构变形和受力的控制目标的步骤;包括计算限位减震耗能装置的结构形状参数和弹性力学性能参数的步骤;包括根据结构形状参数和弹性力学性能参数计算限位减震耗能装置的力-位移关系的步骤;包括将力-位移关系模拟到全桥模型中,检验计算桥梁结构变形是否满足控制目标、桥梁结构受力是否满足桥梁设计规范要求;包括根据检验结果,调整限位减震耗能装置的结构形状参数和弹性力学性能参数,直到桥梁结构变形满足控制目标、桥梁结构受力满足桥梁设计规范要求。该设计方法算法计算精度高、速度快,适应工程实际应用的要求。

CN 110175426 B



1. 一种铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置设计方法,其特征在于,

包括根据桥梁实际需求确定桥梁结构变形和受力的控制目标的步骤;

包括计算限位减震耗能装置(1)的结构形状参数和弹性力学性能参数的步骤;

根据桥梁实际空间分布情况,初步计算确定所述限位减震耗能装置(1)的数量和每个所述限位减震耗能装置(1)总高度H和过渡段(11)长度 H_1 ,同时,计算每个所述限位减震耗能装置(1)的弹性刚度 k_e ;

计算所述过渡段(11)和等强段(12)交接截面直径 d_0 ,交接截面直径 d_0 的值通过公式

$$k_e = \frac{F}{w} = \frac{5E\pi d_0^4}{192H_1^{4/3}H^{5/3} - 32H_1^3} \text{ 反算确定, } E \text{ 表示弹性模量;}$$

计算所述限位减震耗能装置(1)所能承受的极限弹性水平力 F_e ,极限弹性位移 w_e ,各截面直径变化函数 $d(x)$;

$$\text{极限弹性水平力 } F_e \text{ 的值通过公式 } \sigma_s = \frac{F_e H_1 d_0 / 2}{\pi d_0^4 / 64} = \frac{32 F_e H_1}{\pi d_0^3} \Rightarrow F_e = \frac{\sigma_s \pi d_0^3}{32 H_1} \text{ 反算确定,}$$

σ_s 为钢材屈服应力;

$$\begin{aligned} \text{极限弹性位移 } w_e \text{ 的值通过公式} \\ w_e = \frac{F_e}{k_e} = \frac{\pi d_0^3 \sigma_s}{32 H_1} \times \frac{192 H_1^{4/3} H^{5/3} - 32 H_1^3}{5 E \pi d_0^4} \\ = \sigma_s \frac{6 H_1^{1/3} H^{5/3} - H_1^2}{5 E d_0} \end{aligned} \text{ 确定;}$$

包括根据所述结构形状参数和所述弹性力学性能参数计算所述限位减震耗能装置(1)的力-位移关系的步骤;

包括将所述力-位移关系模拟到全桥模型中,检验计算所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标、桥梁结构受力是否满足桥梁设计规范要求步骤;

包括根据所述检验结果,调整所述限位减震耗能装置(1)的结构形状参数和弹性力学性能参数,直到所述桥梁结构变形满足所述控制目标、桥梁结构受力满足桥梁设计规范要求的步骤。

2. 根据权利要求1所述的设计方法,其特征在于,包括以下步骤:

步骤一、根据桥梁实际需求确定桥梁结构变形或受力的控制目标;

步骤二、计算每个所述限位减震耗能装置(1)的弹性刚度 k_e ;计算所述过渡段(11)和等强段(12)交接截面直径 d_0 ;计算所述限位减震耗能装置(1)所能承受的极限弹性水平力 F_e ,极限弹性位移 w_e ,各截面直径变化函数 $d(x)$;

步骤三、将所述限位减震耗能装置(1)沿高度方向平均分成n个节段,计算所述限位减震耗能装置(1)顶端施加水平力F时,第i个节段截面的屈服弯矩 M_{yi} 和实际弯矩 M_i , $i=1,2,3,\dots,n$;

步骤四、若第i个节段截面的屈服弯矩 M_{yi} 大于或者等于其实际弯矩 M_i ,则计算截面边缘弹性应变 ϵ_i ,得到第i个节段截面曲率 ϕ_i ,若第i个节段截面的屈服弯矩 M_{yi} 小于其实际弯矩 M_i ,则计算应力平台高度A,计算截面弹塑性应变 ϵ_i ,得到第i个节段截面曲率 ϕ_i ;

步骤五、利用所有节段截面曲率 ϕ_i 计算所述限位减震耗能装置(1)顶端弹塑性位移w,

从而得出所述力-位移关系；

步骤六、将所述力-位移关系模拟到全桥模型中，检验计算所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标、桥梁结构受力是否满足桥梁设计规范要求；

步骤七、根据所述检验结果，调整所述限位减震耗能装置(1)的结构形状参数和弹性力学性能参数，直到所述桥梁结构变形满足所述控制目标、桥梁结构受力满足桥梁设计规范要求。

3. 根据权利要求2所述的设计方法，其特征在于，所述步骤二中各截面直径变化函数d(x)通过以下公式确定：

$$d(x) = \begin{cases} 2d_o/3 + d_o x/3/H_1 & 0 \leq x \leq H_1 \\ d_o x^{1/3}/H_1^{1/3} & H_1 \leq x \leq H \end{cases}$$

4. 根据权利要求2-3任一项所述的设计方法，其特征在于，所述步骤七中所述限位减震耗能装置(1)顶端弹塑性位移w通过以下公式确定：

$$\begin{aligned} w &= \phi_1 t^2 + (\phi_1 + \phi_2) t^2 + (\phi_1 + \phi_2 + \phi_3) t^2 + \\ &\quad \dots + (\phi_1 + \phi_2 + \dots + \phi_i) t^2 \\ &= \sum_{i=1}^n (n+1-i) \phi_i t^2 \end{aligned}$$

, t为将所述限位减震耗能装置(1)在高度方向

上划分n个小节段的单个节段长度。

5. 根据权利要求1所述的设计方法，其特征在于，包括以下步骤：

步骤1、根据桥梁实际需求确定桥梁结构变形或受力的控制目标；

步骤2、计算所述限位减震耗能装置(1)的结构形状参数和弹性力学性能参数；

步骤3、根据所述结构形状参数和所述弹性力学性能参数计算所述限位减震耗能装置(1)的力-位移关系；

步骤4、将所述力-位移关系模拟到全桥模型中，检验计算在各种正常运营荷载工况下所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标，

当所述桥梁结构变形的计算值不满足列车荷载作用下所述桥梁结构变形的限值时，增加所述限位减震耗能装置(1)的初始弹性刚度 k_e 的值，重复所述步骤2-3，重新检验计算所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标，

当所述桥梁结构变形的计算值满足列车荷载作用下所述桥梁结构变形的限值时，进行下一步；

步骤5、检验计算所述桥梁结构受力是否满足桥梁设计规范要求，即在各种正常运营荷载工况下，计算桥梁结构的内力和变形是否满足规范的受力要求，

如果不满足，降低所述限位减震耗能装置(1)的初始弹性刚度 k_e 的值，重复所述步骤2-4，重新检验计算所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标，桥梁结构的内力和变形是否满足规范的受力要求，

如果满足，进行下一步；

步骤6、检验计算在恒载加地震荷载工况下所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标和所述桥梁结构受力是否满足桥梁设计规范要求，

所述桥梁结构变形需要满足所述限位减震耗能装置(1)的地震变形小于桥梁支座地震容许变形,且所述限位减震耗能装置(1)的极限变形大于所述桥梁支座地震容许变形和桥梁实际地震需求变形两者中的最大值,

如果所述限位减震耗能装置(1)的极限变形小于或者等于所述桥梁支座地震容许变形和实际地震需求变形两者中的最大值,减小每个所述限位减震耗能装置(1)的初始弹性刚度 k_0 的值,同时增加所述限位减震耗能装置(1)的数量保证整体弹性刚度和之前一致,

如果所述限位减震耗能装置(1)的极限变形满足要求,但所述桥梁结构受力不满足桥梁设计规范要求,增加所述限位减震耗能装置(1)的整体弹性刚度。

6. 根据权利要求5所述的设计方法,其特征在于,所述步骤4中通过增加所述限位减震耗能装置(1)的数量或者增加所述限位减震耗能装置(1)的截面尺寸来增加所述限位减震耗能装置(1)的初始弹性刚度 k_0 的值。

7. 根据权利要求5所述的设计方法,其特征在于,所述步骤5中通过减少所述限位减震耗能装置(1)的数量或者降低所述限位减震耗能装置(1)的截面尺寸来降低所述限位减震耗能装置(1)的初始弹性刚度 k_0 的值。

8. 根据权利要求5所述的设计方法,其特征在于,所述步骤6中通过增加每个所述限位减震耗能装置(1)高度或者减小每个所述限位减震耗能装置(1)截面尺寸来减小每个所述限位减震耗能装置(1)的初始弹性刚度 k_0 的值。

9. 根据权利要求5-8任一项所述的设计方法,其特征在于,所述步骤6中通过增加所述限位减震耗能装置(1)的数量或者增大每个所述限位减震耗能装置(1)的初始弹性刚度和屈服刚度来增加所述限位减震耗能装置(1)的整体弹性刚度。

铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置设计方法

技术领域

[0001] 本发明涉及桥梁减震领域,特别涉及一种铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置设计方法。

背景技术

[0002] 现有大跨度桥梁(跨度大于或者等于100m)通常采用粘滞阻尼器对桥梁进行减震耗能,但粘滞阻尼器造价非常昂贵,并且随着粘滞阻尼器使用年限的增长,其内部油缸往往还要泄漏,需要定期保养更换,一旦粘滞阻尼器油缸内油量减少或者没有,将导致粘滞阻尼器不能起到抗震耗能作用,更换阻尼器的间接费用也非常昂贵;金属阻尼器造价相对粘滞阻尼器造价便宜得多,但金属阻尼器通常应用于小跨度桥梁或者房屋建筑物中,现有的金属阻尼器无法满足大跨度桥梁正常运营状态下对桥梁变形位移的限制,因而需要设计一种用于大跨度桥梁的新型减震耗能装置,既能满足正常运营状态下桥梁变形位移的限制,又能在地震情况下充分减震耗能。

发明内容

[0003] 本发明的目的在于克服现有技术中所存在的现有大跨度铁路桥梁缺乏满足正常运营状态下桥梁变形位移的限制,又能在地震情况下充分减震耗能,且经济实用的阻尼器的上述不足,提供一种铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置设计方法。

[0004] 为了实现上述发明目的,本发明提供了以下技术方案:

[0005] 本发明采用金属高延性钢材质的阻尼器作为铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置,优选软钢材质,其结构形式采用典型的悬臂梁结构形式,为了使所述限位减震耗能装置在各方向上限位和减震性能相同,选取圆形作为所述限位减震耗能装置的截面形式。

[0006] 为了使所述限位减震耗能装置在地震作用下具有良好的延性变形能力,滞回耗能曲线饱满,耗能能力更强,本发明采用了等强度梁设计原则设计所述限位减震耗能装置截面尺寸参数,采用该原则设计的所述限位减震耗能装置可使大部分截面同时进入屈服状态,最大程度增加延性变形能力;但采用等强度梁设计时,存在所述限位减震耗能装置顶端截面直径为零的问题,因此为解决该问题,如图1所示,在所述限位减震耗能装置顶端区域截面直径按线性变换设计,称该区域为过渡段,其余部分为等强段,图中H表示所述限位减震耗能装置高度, H_1 表示所述过渡段长度, d_0 表示所述过渡段和所述等强段交接截面直径, $d(x)$ 表示距离顶端长度为x的截面直径。

[0007] 一种铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置设计方法,

[0008] 包括根据桥梁实际需求确定桥梁结构变形和受力的控制目标的步骤;

[0009] 所述控制目标包括:在外荷载作用下(如列车牵引、制动荷载,风荷载)桥梁主梁发生梁端位移;限位减震耗能装置约束作用产生的温度次内力和温度变形不影响桥梁结构安全和行车安全;正常运营荷载作用下所述限位减震耗能装置保持弹性状态不出现塑性;地震荷载作用下,所述限位减震耗能装置滞回耗能曲线饱满,桥梁结构受力状态满足规范要

求,所述限位减震耗能装置具有良好的减震耗能能力等中的一种或多种;

[0010] 包括计算限位减震耗能装置的结构形状参数和弹性力学性能参数的步骤;

[0011] 所述结构形状参数包括:所述限位减震耗能装置的总高度、过渡段长度、各截面直径;所述弹性力学性能参数包括所述限位减震耗能装置的屈服前刚度、极限弹性力、极限弹性位移、屈服力、屈服位移、极限力、极限位移、屈服后刚度;

[0012] 包括根据所述结构形状参数和所述弹性力学性能参数计算所述限位减震耗能装置的力-位移关系的步骤;

[0013] 包括将所述力-位移关系模拟到全桥模型中,检验计算所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标、桥梁结构受力是否满足桥梁设计规范要求的步骤;

[0014] 包括根据所述检验结果,调整所述限位减震耗能装置的结构形状参数和弹性力学性能参数,直到所述桥梁结构变形满足所述控制目标、桥梁结构受力满足桥梁设计规范要求的步骤。

[0015] 优选地,利用有限元软件建立所述全桥模型。

[0016] 优选地,所述有限元软件包括Midas/Civil、CSI Bridge、OpenSees。

[0017] 优选地,该设计方法,包括以下步骤:

[0018] 步骤一、根据桥梁实际需求确定桥梁结构变形或受力的控制目标。

[0019] 步骤二、根据桥梁实际空间分布情况,初步计算确定所述限位减震耗能装置的数量和每个所述限位减震耗能装置总高度 H 和过渡段长度 H_1 ,同时,计算每个所述限位减震耗能装置的弹性刚度 k_e 。

[0020] 所述限位减震耗能装置的数量根据桥梁实际空间分布情况以及设计经验初步确定。

[0021] 所述限位减震耗能装置总高度 H 考虑主梁及主梁下部结构(桥墩、拱肋横梁等结构)的实际空间,以及所述限位减震耗能装置与主梁及主梁下部结构连接结构大小和空间情况,确定所述限位减震耗能装置总高度 H 的值, H_1 取 H 的10%-20%。

[0022] 每个所述限位减震耗能装置的弹性刚度 k_e 根据高速列车过桥时在桥上引起的最大牵引力、制动力以及所述限位减震耗能装置的数量来确定。

[0023] 步骤三、计算所述过渡段和等强段交接截面直径 d_0 。

[0024] 按照等强度梁设计原则可知,所述限位减震耗能装置各截面同时发生屈服,则所述限位减震耗能装置顶端在水平荷载 F 作用下,各截面外侧同时达到最大应力,各截面最大弯曲应力为:

$$[0025] \quad \sigma_{\max}(x) = \frac{32Fx}{\pi d^3(x)} \quad (1)$$

[0026] 式中, $\sigma_{\max}(x)$ 表示最大弯曲应力, F 表示顶端水平力, x 表示距离顶端的长度, $d(x)$ 表示截面直径。

[0027] 按照等强度梁设计原则,则所述限位减震耗能装置各截面直径变化函数可由式(1)求解得到:

$$[0028] \quad d(x) = \begin{cases} 2d_o/3 + d_o x/3/H_1 & 0 \leq x \leq H_1 \\ d_o x^{1/3}/H_1^{1/3} & H_1 \leq x \leq H \end{cases} \quad (2)$$

[0029] 本发明所述限位减震耗能装置为悬臂梁受力模式,所述限位减震耗能装置在顶部水平力F作用下,其变形及内力分布如图2a和图2b所示,图中w表示所述限位减震耗能装置顶部水平位移,M表示所述限位减震耗能装置截面弯矩。

[0030] 当所述限位减震耗能装置处于弹性状态时,由结构力学计算理论,可求解出所述限位减震耗能装置在F作用下顶端水平位移w为:

$$[0031] \quad w = \sum \int \frac{M_o(x)M(x)}{EI(x)} dx \quad (3)$$

[0032] 式中, $M_o(x)$ 表示单位荷载作用下距顶端长度为x的截面承受的弯矩值, $M(x)$ 表示水平力F作用下距顶端长度为x的截面承受的弯矩值,即 $M_o(x) = x$ 、 $M(x) = Fx$,E表示弹性模量,I(x)表示截面惯性矩,由于所述限位减震耗能装置的截面为圆形,故 $I(x) = \pi d(x)^4/64$ 。

[0033] 将所述限位减震耗能装置各截面直径变化函数即式(2)代入式(3),求解积分函数可得:

$$[0034] \quad \begin{aligned} w &= \frac{1}{E\pi} \left(\int_0^{H_1} \frac{Fx^2}{(2d_o/3 + d_o x/3/H_1)^4/64} dx + \int_{H_1}^H \frac{Fx^2}{(d_o x^{1/3}/H_1^{1/3})^4/64} dx \right) \\ &= \frac{64F}{E\pi d_o^4} \left(3^4 \int_0^{H_1} \frac{x^2}{(2+x/H_1)^4} dx + H_1^{4/3} \int_{H_1}^H x^{2/3} dx \right) \\ &= \frac{64F \times 81}{E\pi d_o^4} \times \frac{H_1^3}{162} + \frac{64FH_1^{4/3}}{E\pi d_o^4} \times \frac{3}{5} (H^{5/3} - H_1^{5/3}) \\ &= \frac{192FH_1^{4/3}H^{5/3} - 32FH_1^3}{5E\pi d_o^4} \end{aligned} \quad (4)$$

[0035] 因此由式(4)可得所述限位减震耗能装置的弹性刚度 k_e 为:

$$[0036] \quad k_e = \frac{F}{w} = \frac{5E\pi d_o^4}{192H_1^{4/3}H^{5/3} - 32H_1^3} \quad (5)$$

[0037] 由式(5)可得出交接截面直径 d_o 的值。

[0038] 步骤四、计算所述限位减震耗能装置所能承受的极限弹性水平力 F_e ,极限弹性位移 w_e ,求解各截面直径变化函数d(x)。

[0039] 本发明所述限位减震耗能装置采用金属高延性钢材质,假设钢材屈服应力为 σ_s ,所述限位减震耗能装置所能承受的极限弹性水平力为 F_e ,当所述限位减震耗能装置处于弹性状态时,各截面外侧应力相等,取 $x=H_1$ 处截面为研究对象,将 σ_s 、 d_o 带入式(1)便可反算极限弹性水平力 F_e :

$$[0040] \quad \sigma_s = \frac{F_e H_1 d_o / 2}{\pi d_o^4 / 64} = \frac{32F_e H_1}{\pi d_o^3} \Rightarrow F_e = \frac{\sigma_s \pi d_o^3}{32H_1} \quad (6)$$

[0041] 则由式(5)和式(6)可得所述限位减震耗能装置的极限弹性位移 w_e 为:

$$\begin{aligned}
 [0042] \quad w_e &= \frac{F_e}{k_e} = \frac{\pi d_o^3 \sigma_s}{32 H_1} \times \frac{192 H_1^{4/3} H^{5/3} - 32 H_1^3}{5 E \pi d_o^4} \\
 &= \sigma_s \frac{6 H_1^{1/3} H^{5/3} - H_1^2}{5 E d_o}
 \end{aligned} \tag{7}$$

[0043] 根据 d_o 的值、 H 的值、 H_1 的值、 σ_s 的值以及式(6)、式(7)和式(2)可分别求解极限弹性水平力 F_e 、极限弹性位移 w_e 和截面直径变化函数 $d(x)$ 。

[0044] 步骤五、将所述限位减震耗能装置沿高度方向平均分成 n 个节段,计算所述限位减震耗能装置顶端施加水平力 F 时,第 i 个节段截面的屈服弯矩 M_{yi} 和实际弯矩 M_i , $i=1、2、3、\dots、n$ 。

[0045] 为计算所述限位减震耗能装置的力-位移关系,根据结构力学、材料力学、弹塑性力学计算理论,结合所述限位减震耗能装置的实际情况,对所述限位减震耗能装置的力学计算模式做如下假设:①各截面服从平截面假定;②仅考虑纯弯状态;③材料各向同性。

[0046] 本发明所述限位减震耗能装置是高延性钢材质结构件,其材料的特性直接影响着所述限位减震耗能装置的力学行为,因所述限位减震耗能装置在使用中主要受力范围是在钢材应力平台段,故理论计算时采用理想弹塑性钢材模型。

[0047] 当所述限位减震耗能装置顶端所受水平力 F 超过 F_e 时,所述限位减震耗能装置截面部分范围会进入弹塑性状态,此时截面应力分布情况如图3所示,图中截面高度为 d ,塑性段高度为 A ,弹性段高度为 B ,由弹塑性理论可知,所述限位减震耗能装置的水平位移 w 可按下式计算:

$$[0048] \quad EI \frac{d^2 w}{dx^2} = \begin{cases} -M(x) & \text{弹性段} \\ -M_u / B(I(x) / 2S_o) \operatorname{sgn} M & \text{弹塑性段} \end{cases} \tag{8}$$

[0049] 式中, $M(x)$ 表示距顶端长度为 x 的截面弯矩, $I(x)$ 表示距顶端长度为 x 的截面惯性矩, E 表示弹性模量, M_u 表示极限弯矩, S_o 表示半截面对中性轴的静矩, B 表示弹性段高度。

[0050] 所述限位减震耗能装置弹塑性变形计算方法如下:先求解各截面弯矩分布及应力分布状态,确定截面弹性和弹塑性段构件计算长度,再结合边界条件及所述限位减震耗能装置连续变形条件,建立所述限位减震耗能装置的变形微分方程组,运用数值分析法求解微分方程组,即可计算得到任意水平力 F 对应的所述限位减震耗能装置弹塑性变形。

[0051] 上述方法计算过程十分繁琐,不便于工程应用,考虑到实际应用中更关注所述限位减震耗能装置的力-顶部位移的本构关系,故提出一种简化计算方法。

[0052] 已知所述限位减震耗能装置高 H ,如图4所示,将所述限位减震耗能装置在高度方向上划分 n 个小节段,单个节段长度为 t ,单个节段纯弯变形图如图5所示。

[0053] 假设第 i 个节段中所有截面直径、曲率相同,第 i 个节段截面直径为 d_i ,在所述限位减震耗能装置顶部施加水平力 F ,可得到第 i 个节段截面弯矩 M_i ,以及截面边缘应变 ε_i ,则根据平截面假定,可得到第 i 个节段截面曲率 ϕ_i :

$$[0054] \quad \frac{t(1+\varepsilon)}{t(1-\varepsilon)} = \frac{R+d_i/2}{R-d_i/2} \Rightarrow 4\varepsilon = 2d_i/R \Rightarrow \phi_i = 2\varepsilon_i/d_i \tag{9}$$

[0055] 步骤六、若第 i 个节段截面的屈服弯矩 M_{yi} 大于或者等于其实际弯矩 M_i ,则计算截面

边缘弹性应变 ε_i ,得到第i个节段截面曲率 ϕ_i ,若第i个节段截面的屈服弯矩 M_{yi} 小于其实际弯矩 M_i ,则计算应力平台高度A,计算截面弹塑性应变 ε_i ,得到第i个节段截面曲率 ϕ_i 。

$$[0056] \quad \sigma_{\max}(x) = \frac{M_y \times d(x)/2}{I_y} \quad (10)$$

[0057] 通过式(10)可计算第i个节段截面的屈服弯矩 M_{yi} 。

[0058] 各截面的应变 ε_i 计算如下式:

$$[0059] \quad \varepsilon = Md/2EI \text{ 弹性} \quad (11)$$

$$[0060] \quad \varepsilon = d\varepsilon_s / (d-2A) \text{ 弹塑性} \quad (12)$$

[0061] 式中,M表示截面弯矩,E表示弹性模量,I表示截面惯性矩,d表示截面直径, ε_s 表示屈服应变,A表示塑性段高度。

[0062] 步骤七、利用所有节段截面曲率 ϕ_i 计算所述限位减震耗能装置顶端弹塑性位移w,从而得出所述力-位移关系。

[0063] 利用高等数学中的对面积的曲面积分计算方法近似求解积分方程 $w = \iint \phi_i(x) dx$,便可得到所述限位减震耗能装置顶部位移:

$$[0064] \quad \begin{aligned} w &= \phi_1 t^2 + (\phi_1 + \phi_2) t^2 + (\phi_1 + \phi_2 + \phi_3) t^2 + \\ &\quad \dots + (\phi_1 + \phi_2 + \dots + \phi_i) t^2 \\ &= \sum_{i=1}^n (n+1-i) \phi_i t^2 \end{aligned} \quad (13)$$

[0065] 利用上述简化计算方法,便可计算出任意等截面、变截面的所述限位减震耗能装置的弹塑性位移,从而得出所述力-位移关系。

[0066] 步骤八、将所述力-位移关系模拟到全桥模型中,检验计算所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标、桥梁结构受力是否满足桥梁设计规范要求。

[0067] 步骤九、根据所述检验结果,调整所述限位减震耗能装置的结构形状参数和弹性力学性能参数,直到所述桥梁结构变形满足所述控制目标、桥梁结构受力满足桥梁设计规范要求。

[0068] 进一步优选地,根据所述力-位移关系绘制所述限位减震耗能装置的力-位移骨架曲线。

[0069] 优选地,该设计方法,包括以下步骤:

[0070] 步骤1、根据桥梁实际需求确定桥梁结构变形或受力的控制目标;

[0071] 步骤2、计算所述限位减震耗能装置的结构形状参数和弹性力学性能参数;

[0072] 步骤3、根据所述结构形状参数和所述弹性力学性能参数计算所述限位减震耗能装置的力-位移关系;

[0073] 步骤4、将所述力-位移关系模拟到全桥模型中,检验计算在各种正常运营荷载工况下所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标,

[0074] 当所述桥梁结构变形的计算值不满足列车荷载作用下所述桥梁结构变形的限值时,这表明设计所述限位减震耗能装置的限位刚度较小,此时可以直接增加所述限位减震耗能装置的初始弹性刚度 k_e 的值,重复所述步骤2-3,重新检验计算所述桥梁结构变形是否

满足所述控制目标，

[0075] 当所述桥梁结构变形的计算值满足列车荷载作用下所述桥梁结构变形的限值时，进行下一步；

[0076] 步骤5、检验计算所述桥梁结构受力是否满足桥梁设计规范要求，即在各种正常运营荷载工况下，计算桥梁结构的内力和变形是否满足规范的受力要求，

[0077] 如果不满足，降低所述限位减震耗能装置的初始弹性刚度 k_e 的值，重复所述步骤2-4，重新检验计算所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标，桥梁结构的内力和变形是否满足规范的受力要求，

[0078] 如果满足，进行下一步；

[0079] 步骤6、检验计算在恒载加地震荷载工况下所述桥梁结构变形是否满足所述控制目标和所述桥梁结构受力是否满足桥梁设计规范要求，

[0080] 所述桥梁结构变形需要满足所述限位减震耗能装置的地震变形小于桥梁支座地震容许变形，且所述限位减震耗能装置的极限变形大于所述桥梁支座地震容许变形和桥梁实际地震需求变形两者中的最大值，这样才能很好的发挥所述限位减震耗能装置的地震耗能能力，

[0081] 如果所述限位减震耗能装置的极限变形小于或者等于所述桥梁支座地震容许变形和实际地震需求变形两者中的最大值，那么需要对所述限位减震耗能装置进行调整，减小每个所述限位减震耗能装置的初始弹性刚度 k_e 的值，同时增加所述限位减震耗能装置的数量保证整体弹性刚度和之前一致，

[0082] 如果所述限位减震耗能装置的极限变形满足要求，但所述桥梁结构受力不满足桥梁设计规范要求，说明所述限位减震耗能装置耗能不足，需要提高所述限位减震耗能装置的耗能能力，增加所述限位减震耗能装置的整体弹性刚度，使得所述限位减震耗能装置能够耗散更多的地震能量，减少桥梁结构受力，以满足桥梁设计规范要求。

[0083] 进一步优选地，所述桥梁结构变形为梁端位移。

[0084] 进一步优选地，所述步骤4和所述步骤5中所述正常运营荷载工况为最不利荷载工况。

[0085] 进一步优选地，所述最不利荷载工况包括恒载+温度荷载、恒载+列车荷载+温度荷载等正常运营荷载工况。

[0086] 进一步优选地，所述步骤4中通过增加所述限位减震耗能装置的数量或者增加所述限位减震耗能装置的截面尺寸来增加所述限位减震耗能装置的初始弹性刚度 k_e 的值。

[0087] 进一步优选地，所述步骤5中通过减少所述限位减震耗能装置的数量或者降低所述限位减震耗能装置的截面尺寸来降低所述限位减震耗能装置的初始弹性刚度 k_e 的值。

[0088] 进一步优选地，所述步骤6中所述限位减震耗能装置的地震变形包括所述限位减震耗能装置的地震位移。

[0089] 进一步优选地，所述步骤6中所述桥梁支座地震容许变形包括所述桥梁支座地震容许位移。

[0090] 进一步优选地，所述步骤6中所述限位减震耗能装置的极限变形包括所述限位减震耗能装置的极限位移。

[0091] 进一步优选地，所述步骤6中所述桥梁实际地震需求变形包括桥梁实际地震需求

位移。

[0092] 进一步优选地,所述步骤6中通过增加每个所述限位减震耗能装置高度或者减小每个所述限位减震耗能装置截面尺寸来减小每个所述限位减震耗能装置的初始弹性刚度 k_e 的值。

[0093] 进一步优选地,所述步骤6中通过增加所述限位减震耗能装置的数量或者增大每个所述限位减震耗能装置的初始弹性刚度和屈服刚度(即增大每个所述限位减震耗能装置的截面尺寸)来增加所述限位减震耗能装置的整体弹性刚度。

[0094] 优选地,根据上述设计方法和桥梁的相关设计规范,利用MATLAB软件的GUI技术,编制大跨度铁路桥梁弹塑性金属限位减震装置设计软件,通过输入相关参数即可计算出所述限位减震装置的相关力学参数。

[0095] 综上所述,由于采用了上述技术方案,本发明的有益效果是:

[0096] 1、建立了铁路桥梁弹塑性金属限位减震装置设计方法并提出了所述限位减震装置的具体构造措施,该设计方法详细推导了所述限位减震耗能装置的弹性、弹塑性力学计算公式,分析了所述限位减震耗能装置的力学性能,以及分析了所述限位减震耗能装置对大桥的抗震性能的影响;

[0097] 2、运用本发明所述的一种铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置设计方法,建立了所述限位减震耗能装置的简化设计方法,算法计算精度高、速度快,适应工程实际应用的要求;

[0098] 3、运用本发明所述的一种铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置设计方法,利用有限元法对所述限位减震耗能装置力学性能及其对桥梁的抗震性能进行了分析,分析结果表明所述限位减震耗能装置能很好的限制梁端位移,满足高铁对行车舒适性和安全性的要求,在地震作用下所述限位减震耗能装置可有效耗散地震能量,降低大跨桥梁梁端位移约20%,减震效果明显。

附图说明

[0099] 图1为本发明所述的铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置的结构示意图;

[0100] 图2a为所述限位减震耗能装置在顶部水平力F作用下的变形示意图;

[0101] 图2b为所述限位减震耗能装置在顶部水平力F作用下的内力分布示意图;

[0102] 图3为弹塑性状态的所述限位减震耗能装置的截面应力分布示意图;

[0103] 图4为所述限位减震耗能装置力学性能计算模型示意图;

[0104] 图5为所述限位减震耗能装置单个节段变形示意图;

[0105] 图6为本发明所述的铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置的设计方法的流程示意图;

[0106] 图7为实施例中全桥结构示意图;

[0107] 图8为实施例中所述限位减震耗能装置设置位置示意图;

[0108] 图9为图8的I-I剖视图;

[0109] 图10为实施例中所述限位减震耗能装置的力-位移骨架曲线;

[0110] 图11a为实施例中在罕遇地震1作用下仅设置支座与同时设置支座和所述限位减震耗能装置两种工况下的梁端位移时程曲线;

[0111] 图11b为实施例中在罕遇地震1作用下仅设置支座与同时设置支座和所述限位减震耗能装置两种工况下的拱脚下弦杆应力时程曲线；

[0112] 图12a为实施例中在罕遇地震1作用下所述限位减震耗能装置的滞回耗能曲线；

[0113] 图12b为实施例中在罕遇地震3作用下所述限位减震耗能装置的滞回耗能曲线。

[0114] 图中标记:1-限位减震耗能装置,11-过渡段,12-等强段,2-拱肋,21-拱肋横梁,3-主梁。

具体实施方式

[0115] 下面结合试验例及具体实施方式对本发明作进一步的详细描述。但不应将此理解为本发明上述主题的范围仅限于以下的实施例,凡基于本发明内容所实现的技术均属于本发明的范围。

[0116] 实施例

[0117] 大跨度中承式混凝土平行拱桥,主桥桥跨为30m+296m+30m,采用半漂浮体系,桥上线路为双线,全桥共计16对吊杆,主拱基础采用竖桩+斜桩,采用ZK荷载形式,温度荷载整体升降温按照30度计算,主梁3采用钢混结合梁,箱型断面形式,梁高2.5m,横梁与纵梁等高,支座处横梁为箱型断面,主梁3钢梁采用Q345qD、Q345qE钢材,主梁3桥面板采用C50混凝土,桥址处地震烈度为8度0.2g。

[0118] 利用Midas/Civil建立全桥模型,如图7所示,采用梁单元模拟主梁3、拱肋2钢管,采用板单元模拟混凝土桥面,拱肋2外包混凝土采用板单元模拟,考虑自重、二期恒载及列车荷载等,桩基础采用6个弹簧单元进行等效模拟。

[0119] 由于该桥梁全桥采用半漂浮体系,纵向约束较弱,为保证高速列车行车的舒适性与安全性,需要设计限位减震耗能装置1;在综合考虑轨道变形、行车平顺性、桥梁结构受力合理性等因素前提下,确定所述限位减震耗能装置1的设计控制目标为:所述限位减震耗能装置1能够保证在列车牵引力或制动力作用下,大桥梁端位移不超过5mm,因所述限位减震耗能装置1约束作用产生的温度次内力和温度变形不影响桥梁结构安全和行车安全,正常运营荷载作用下,所述限位减震耗能装置1保持弹性状态,不出现塑性,所述限位减震耗能装置1具有良好的减震耗能能力。

[0120] 该桥梁对应的高速列车牵引、制动力荷载设计参数如表1所示。

[0121] 表1、列车牵引、制动力参数表

[0122]

型号	列车长度(m)	最大牵引力(kN)	最大制动力(kN)
CRH380AL	403	520	455

[0123] 由上述表1数据计算可知,高速列车过桥时在桥上引起的最大牵引力、制动力为460kN,梁端位移按5mm控制,则所述限位减震耗能装置1的总的水平弹性刚度需要92kN/mm,考虑到所述限位减震耗能装置1制造误差、施工偏差、材料特性误差等因素,预留25%的富余量来设计所述限位减震耗能装置1的水平弹性刚度为110.4kN/mm。

[0124] 根据该桥梁拱肋横梁21空间分布情况,在该桥梁每个拱肋横梁21上设计布置了8个所述限位减震耗能装置1,全桥共布置16个,单个所述限位减震耗能装置1水平弹性刚度为7.2kN/mm,所述限位减震耗能装置1在单个拱肋横梁21上立面和平面布置形式分别如图8和图9所示。

[0125] 将单个所述限位减震耗能装置1水平弹性刚度模拟到全桥模型中,利用Midas软件分析各运营工况下所述限位减震耗能装置1的内力和变形情况,计算结果如表2所示。

[0126] 表2、各种最不利荷载工况下所述限位减震耗能装置内力、变形计算结果表

工况	拱肋横梁位置	横梁承受的最大力 (kN)	单个所述限位减震耗能装置最大水平力 (kN)	所述限位减震耗能装置最大位移 (mm)	梁端位移 (mm)
列车牵引制动力工况	小里程端	229.9	28.7	4	4.17
	大里程端	229.9	28.7	4	
整体升温工况	小里程端	1498.3	187.3	26	-27.3
	大里程端	-1498.3	-187.3	-26	
整体降温工况	小里程端	-1263	-157.9	-21.9	35.4
	大里程端	1263	157.9	21.9	
列车牵引制动力+ZK最不利工况	小里程端	360.9	45.1	6.3	13.8
	大里程端	527.4	65.9	9.2	
整体升温+梯度升温+牵引+ZK	小里程端	1921.8	240.2	33.4	57.3
	大里程端	-1033.5	-129.2	-17.9	
整体降温+梯度降温+牵引+ZK	小里程端	-933.4	-116.7	-16.2	50
	大里程端	1821.7	227.7	31.6	

[0127] 由上述表2分析可知,列车牵引制动力作用下,该桥梁的梁端位移4.17mm,这说明所述限位减震耗能装置1水平弹性刚度按7.2kN/mm设计可以控制梁端位移,满足设计要求,该桥梁正常运营状态各种最不利工况下所述限位减震耗能装置1最大水平力为240kN,为保证所述限位减震耗能装置1在运营期间处于弹性状态,故将所述限位减震耗能装置1的极限弹性荷载设计为240kN,即 $F_e = 240\text{kN}$ 。

[0128] 此外,根据该桥梁的设计图纸可知拱肋横梁21顶面与主梁3底面净空3m,经综合考虑后(所述限位减震耗能装置1与拱肋横梁21和主梁3的连接构件的尺寸及安装空间等因素),本桥采用的所述限位减震耗能装置1总高度设计为 $H = 2.5\text{m}$,过渡段长度取 $H_1 = 416\text{mm}$ 。

[0129] 因此,确定了所述限位减震耗能装置1的基本设计参数为弹性刚度 $k_e = 7.2\text{kN/mm}$,极限弹性荷载 $F_e = 240\text{kN}$,高度 $H = 2.5\text{m}$,过渡段长度 $H_1 = 0.416\text{m}$,所述限位减震耗能装置1的数量为16个,运用上述式(5)即可求解所述限位减震耗能装置1的所述过渡段11和所述等强段12交接截面直径 d_0 的值。

[0130] 在求得交接截面直径 d_0 的值后,运用上述式(6)可求解所述限位减震耗能装置1的极限弹性水平力 F_e 的值,运用上述式(7)可求解所述限位减震耗能装置1的极限弹性位移 w_e 的值,运用上述式(2)可得出所述限位减震耗能装置1的截面直径变化函数为:

$$[0132] \quad d(x) = \begin{cases} 104 + 0.125x & (0 \leq x \leq 416 \text{mm}) \\ 20.897 \times x^{1/3} & (416 \text{mm} \leq x \leq 2500 \text{mm}) \end{cases}$$

[0133] 在求得截面直径变化函数 $d(x)$ 后,运用上述式(8)、式(9)、式(10)、式(11)、式(12)和式(13)可计算出任意等截面、变截面的所述限位减震耗能装置1的弹塑性位移。

[0134] 单个所述限位减震耗能装置1的力学参数计算结果如表3所示。

[0135] 表3、单个所述限位减震耗能装置的力学参数表

	极限弹性荷载 F_e (kN)	极限弹性位移 w_e (mm)	屈服荷载 F (kN)	屈服位移 U_y (mm)
[0136]	287.4	39.9	470.4	66.03
	弹性刚度 K_u (kN/mm)	屈服后刚度 K_d (kN/mm)	极限荷载 (kN)	极限位移 (mm)
[0137]	7.17	0.062	482.8	264.1

[0138] 所述限位减震耗能装置1的力-位移骨架曲线如图10所示。

[0139] 结合表2和表3分析,列车牵引制动力工况下梁端位移4.17mm小于控制目标的5mm,各种最不利荷载工况下单个所述限位减震耗能装置1的最大水平荷载均小于单个所述限位减震耗能装置1的屈服荷载,各种最不利荷载工况下单个所述限位减震耗能装置1的最大位移均小于单个所述限位减震耗能装置1的屈服位移,满足桥梁设计规范要求。

[0140] 所述限位减震耗能装置1已经模拟到全桥模型中,再将地震波模拟到全桥模型中,地震波输入按照地震安评报告提供的9条地震动进行时程分析(多遇、设计、罕遇地震各3条),考虑纵向地震动输入,主要分析设计、罕遇地震作用下所述限位减震耗能装置1对大桥抗震性能的影响。

[0141] 如图11a和图11b所示,在罕遇地震动作用下,该桥梁仅设置支座、同时设置支座和所述限位减震耗能装置1两种工况下的梁端位移、拱脚下弦杆应力时程曲线,由图11a分析可知,相较于无所述限位减震耗能装置1的桥梁,设置所述限位减震耗能装置1可显著降低拱桥的梁端位移,无所述限位减震耗能装置1工况下桥梁梁端位移为354mm,采用上述设计的所述限位减震耗能装置1后,梁端位移下降到263mm,位移减小25.7%,由图11b分析可知,两种工况下,拱脚下弦杆应力差异较小,有所述限位减震耗能装置1下应力为111.5MPa,无所述限位减震耗能装置1下应力为108.2MPa,这表明所述限位减震耗能装置1在不增加主拱圈应力前提下,可有效限制主梁3的位移。

[0142] 表4、设计、罕遇地震作用下梁端位移、拱圈弦杆应力、拱肋横梁21弯矩及其减震率结果表

[0143]

地震波	梁端位移 (mm)				拱圈弦杆应力 (MPa)				拱肋横梁弯矩 (kN·m)		
	有装置	无装置	减震率	支座容许位移	有装置	无装置	减震率	容许应力	有装置	无装置	减震率
设计1	143.5	187.5	23.5%	210	87.6	84.0	-4.3%	265	20540	19887	-3.3%
设计2	139.5	165.3	15.6%	210	92.7	89.1	-4.0%	265	20094	19652	-2.2%
设计3	130.7	158.5	17.5%	210	85.9	87.4	1.7%	265	19871	19580	-1.5%
罕遇1	263.0	354.3	25.7%	210	111.5	108.2	-3.0%	265	21981	21206	-3.7%
罕遇2	187.0	334.0	14.0%	210	118.6	111.6	-6.3%	265	21089	20760	-1.6%
罕遇3	300.6	348.8	13.8%	210	112.8	107.7	-4.8%	265	20984	20655	-1.6%

[0144] 如表4所示,在设计、罕遇地震作用下,梁端位移、拱圈弦杆应力、拱肋横梁弯矩及其减震率结果,如图12a和12b所示,在罕遇地震1和罕遇地震3作用下所述限位减震耗能装置1的滞回耗能曲线,分析可知,利用本发明所述的铁路桥梁弹塑性金属限位减震耗能装置的设计方法所设计的所述限位减震耗能装置1,可使主梁3梁端位移在设计、罕遇地震下减震率达20%左右,而主拱圈弦杆应力与拱肋横梁21内力均无明显增加,这充分表明所述限位减震耗能装置1较好地耗散了地震能量,可以有效的降低大桥主梁3位移,起到限位作用,对大跨度铁路桥梁适应性良好。

[0145] 以上所述仅为本发明的较佳实施例而已,并不用以限制本发明,凡在本发明的精神和原则之内所作的任何修改、等同替换和改进等,均应包含在本发明的保护范围之内。

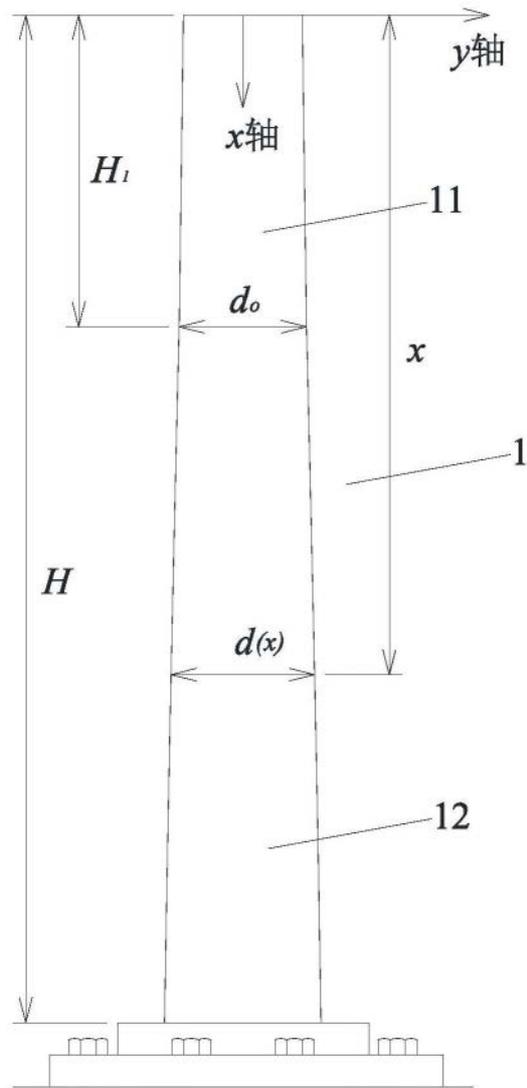


图1

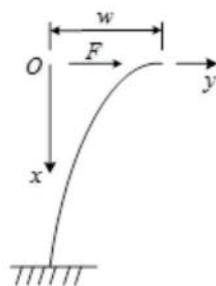


图2a

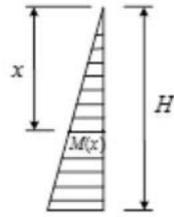


图2b

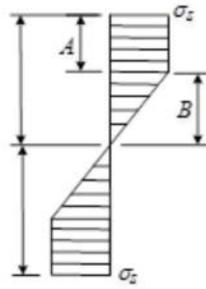


图3

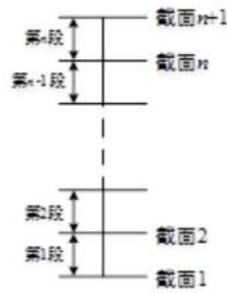


图4

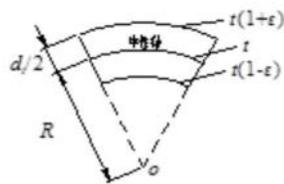


图5

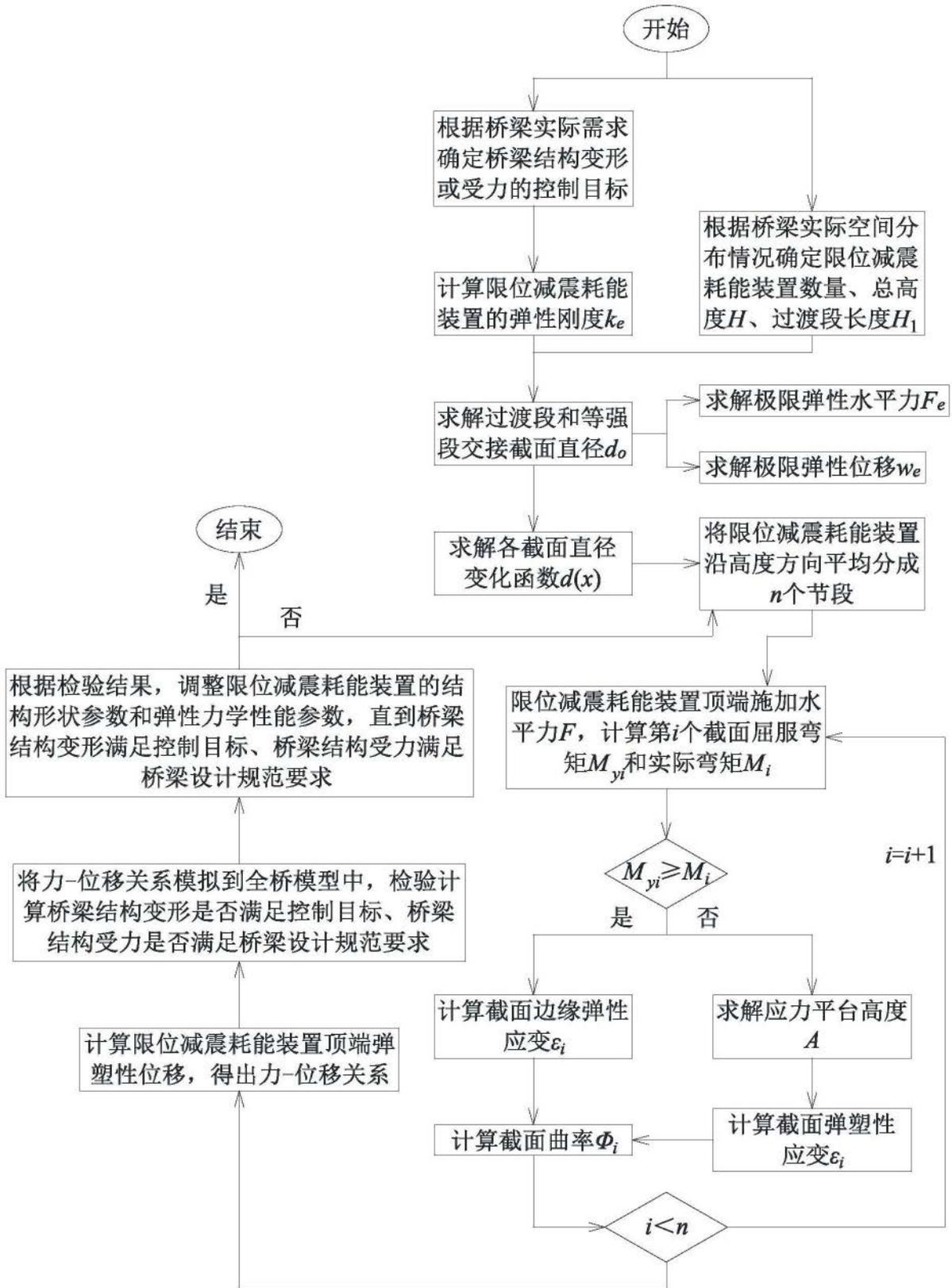


图6

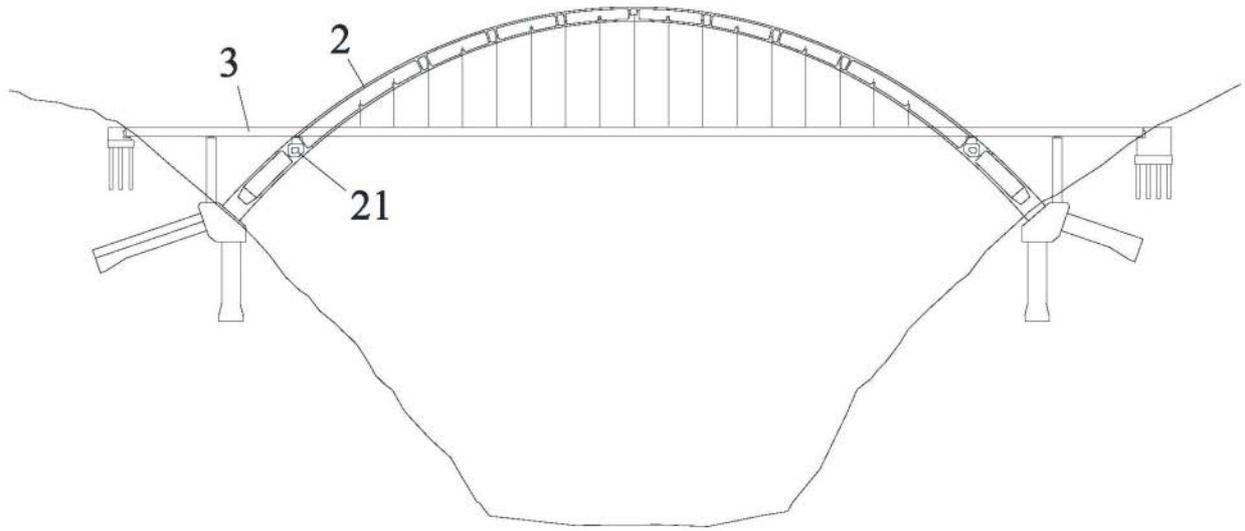


图7

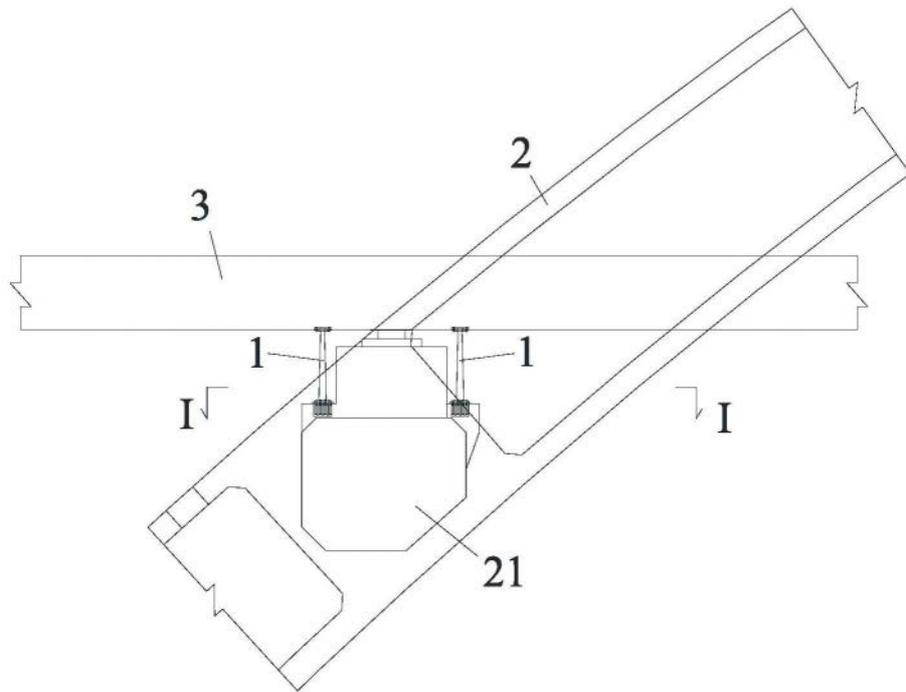


图8

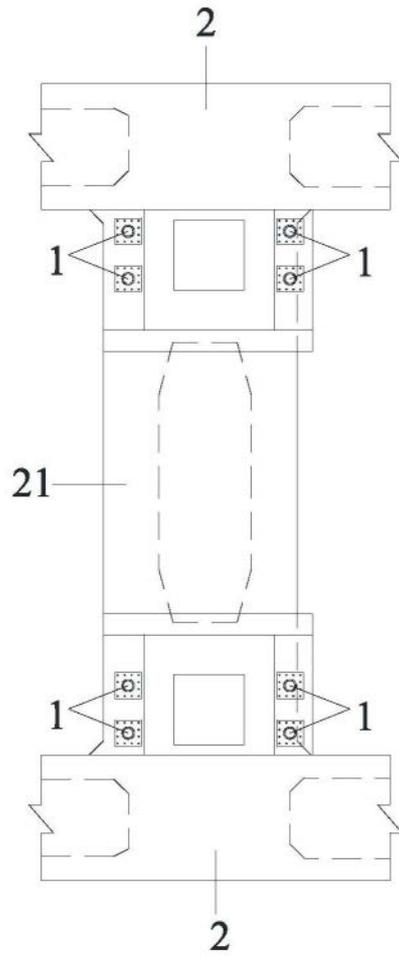


图9

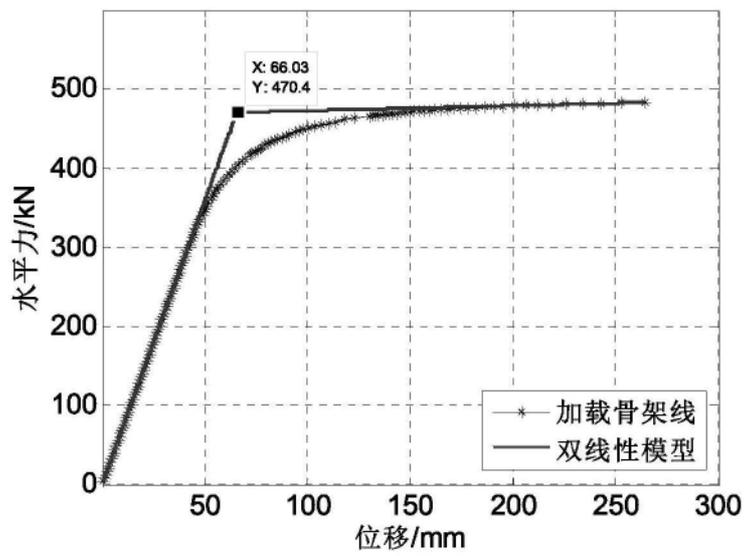


图10

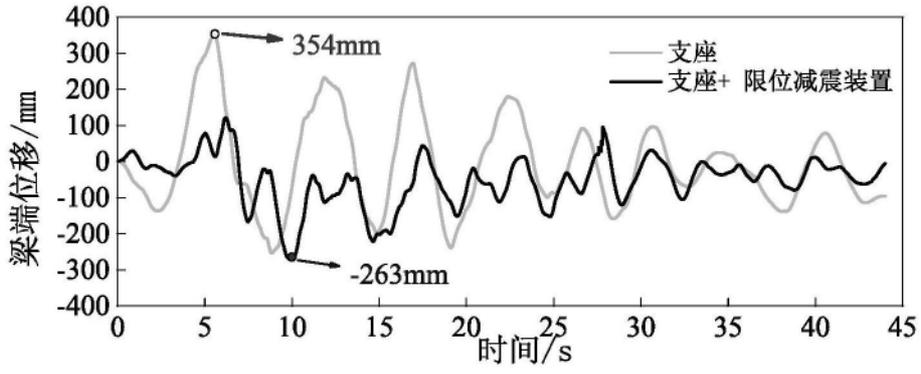


图11a

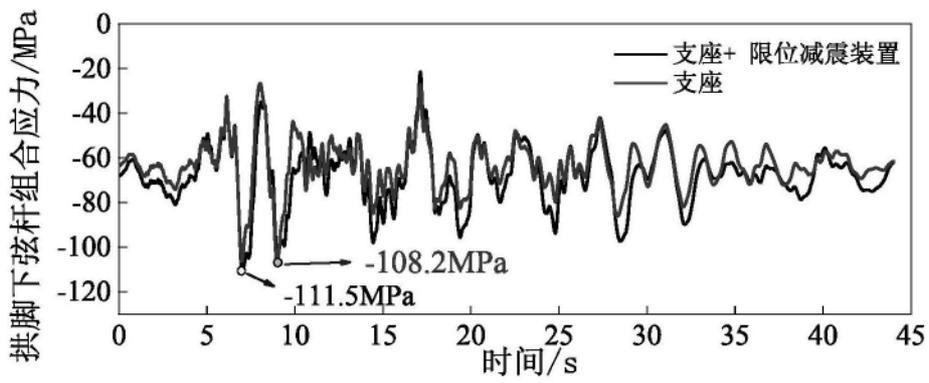


图11b

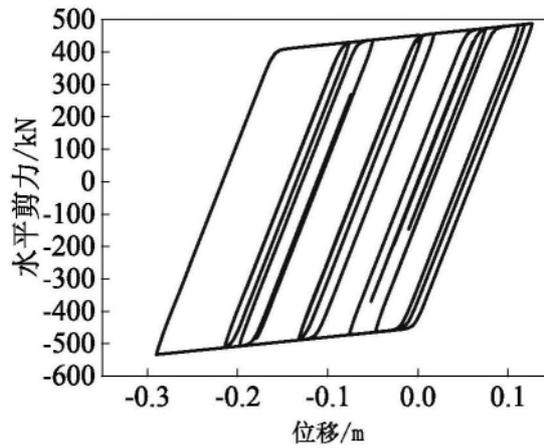


图12a

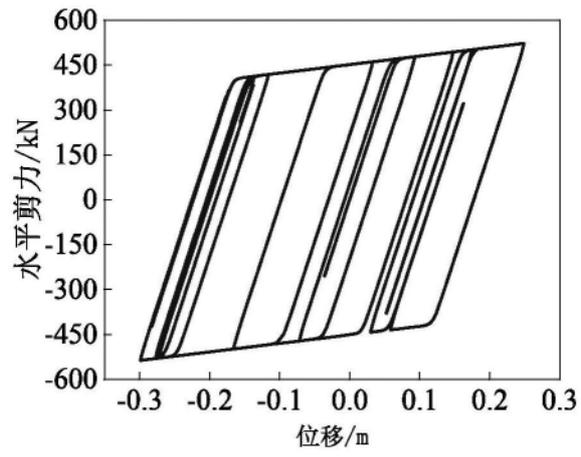


图12b