

横向地震动下 H 形桥塔损伤过程研究

崔侠侠 王琦

(浙江数智交院科技股份有限公司 杭州 310030)

[摘要] 通过文献查阅,确定采用截面曲率作为主要评价斜拉桥混凝土桥塔的地震损伤状态和损伤指标。选择某斜拉桥为研究背景,建立三维空间动力计算精细化有限元模型,桥塔关键构件采用纤维截面单元,考虑构件进入塑性的力学特性。通过增量动力分析,探讨了桥塔横桥向从屈服到破坏的过程,并应用标定的曲率损伤指标,对桥塔的四种损伤状态进行了评估。

[关键词] 抗震性能;损伤特性;增量动力分析;曲率损伤指标;精细化有限元模型

1 引言

斜拉桥桥塔由于横梁及承台的强大约束作用,在横桥向存在明显的框架效应,导致横向刚度大、地震内力需求大、横梁节点受力复杂。目前我国《公路桥梁抗震设计规范》^[1]要求在偶遇地震作用下,桥塔需基本保持弹性,导致已满足静力需求的桥塔需要增设纵筋来符合偶遇地震需求,而横桥向由于框架效应,横梁的配筋率也要从满足构造要求的 0.8% 提高到 1.5% 左右,甚至需要增加预应力配束。同时,相应塔底弯矩以及水平地震力传递到下部基础,使得对下部基础的抗震要求也相应提高,导致桩基配筋率一般至少要提高至 1.5%~2.0%,甚至需要加桩,而常规情况下这个配筋率仅在 0.6%~1.0% 之间。显然为了满足偶遇地震需求而几乎翻倍钢筋用量对桥塔和群桩基础都是相当不经济的。另一方面,随着强震的不断频发,尤其是对于近断层区域的桥梁结构,有研究表明其遭受的地震冲击是普通远场地震的 2~3 倍^[2,3],意味着即使按现行规范进行抗震设计满足性能目标的桥塔,在遭遇此类强地震作用时依然存在进入塑性的可能,而此时桥塔是基于弹性设计的,并没有像墩柱等延性构件经过潜在塑性铰区的设定和构造措施,一旦进入非线

性损伤阶段,它的塑性耗能机制是不可预知的。焦驰宇^[4]研究表明:一旦桥塔进入非线性后就存在多个潜在塑性铰区,且在不同的地震波作用下,表现出不同的损伤破坏过程。1999 年 Chi-Chi 地震中,即将竣工的集鹿大桥的桥塔遭遇了严重破坏,其桥面以上塔梁连接处桥塔横桥向出现严重的保护层剥落和裂缝延伸现象^[5-7]。因此,研究桥塔在横向地震作用下的结构损伤过程及相关的减震措施尤为重要。

综上,目前斜拉桥 H 形桥塔横桥向地震损坏过程及破坏模式研究成果较少,本文对此做了一定的研究。

2 工程背景及计算模型

2.1 工程背景

为研究斜拉桥 H 形桥塔横向地震下的损伤过程及后期破坏模式,选择某混凝土斜拉桥为研究背景。该桥为中跨钢箱梁,边跨混凝土箱梁的混合梁双塔双索面斜拉桥。跨径布置为 60m+70m+380m+70m+60m=640m。其中,主桥钢箱梁部分全长 520m,混凝土箱梁在主桥两侧分别长 60m,桥面宽 35.5m。全桥采用 4×12 对扇形布置的斜拉索,斜拉索采用直径 7mm 的高强平行钢丝。桥塔为“H”型箱型断面混凝土塔,塔高 91.4m,辅助墩、过渡墩均为混凝土双

收稿日期:2021-01-05

作者简介:崔侠侠(1991-),男,中级工程师,主要从事桥梁设计工作。

柱墩, 见图 1。边跨混凝土箱梁采用 C55 混凝土, 主跨钢箱梁采用 Q345qD 钢材, 桥塔采用 C50 混凝土, 辅助墩和过渡墩采用 C40 混凝土。

全桥纵向设置活动支座, 每个桥塔横向设置两副横向抗风支座, 横向抗风支座采用四氟

滑板橡胶支座。结构抗震设防等级为三级, 具体性能要求: ①小震 (50y10%) 下结构处于弹性状态, 基本不发生损伤; ②大震 (50y2%) 下可发生局部轻微损伤, 不需修复或经简单修复可继续使用。

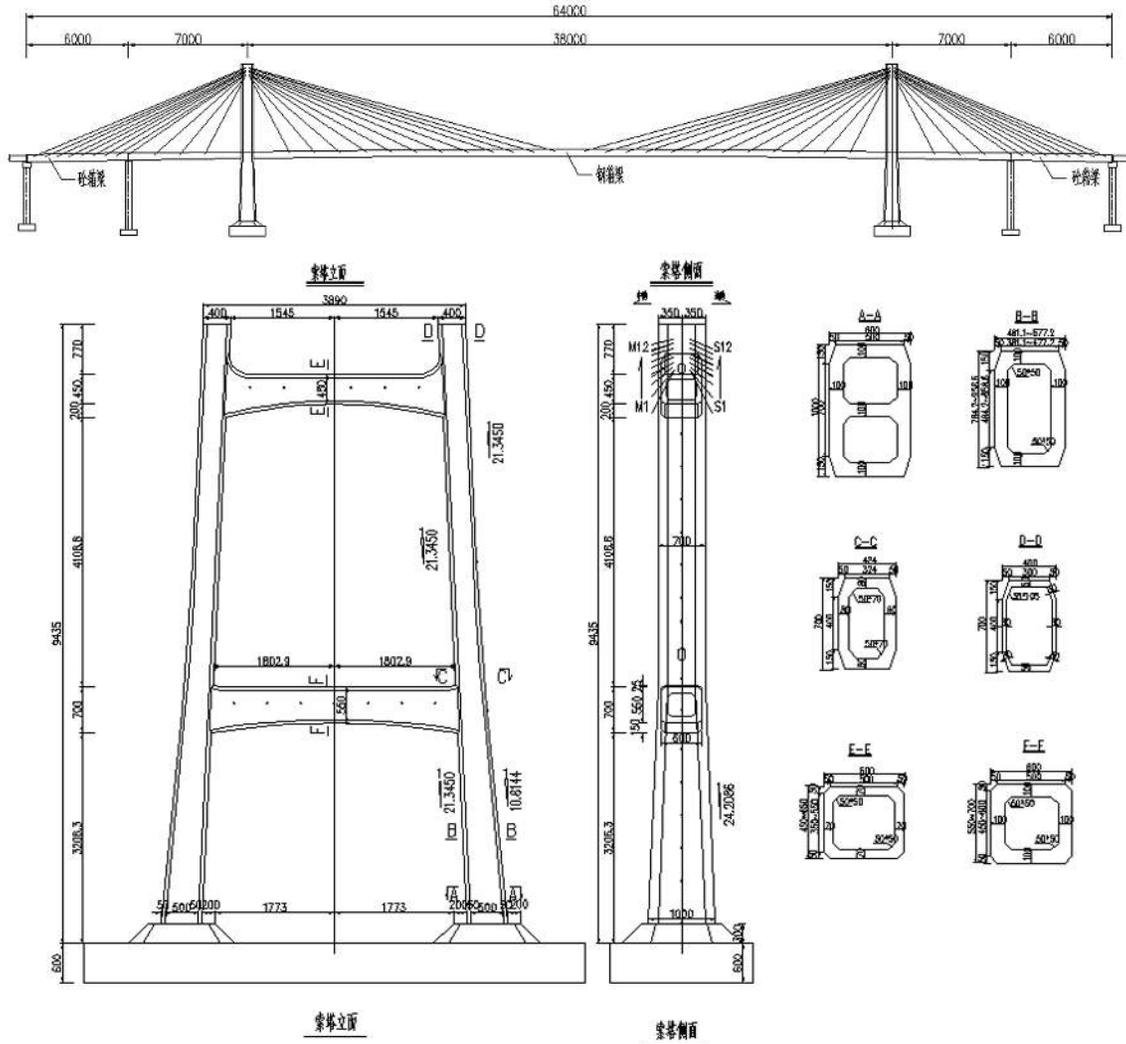


图 1 总体布置及桥塔一般构造图 (单位: cm)

2.2 计算模型

斜拉桥横向易损部位主要集中在桥墩墩底、框架墩顶, 桥塔塔柱顶、底及上、下横梁端部截面位置。为节约计算量, 全桥的关键构件端部建立两个弹塑性纤维梁柱单元, 其他单元均采用弹性单元建立。每个纤维梁柱单元均设置 3 个积分点, 采用变截面中间处截面作为单元的

截面, 见图 2。纤维单元考虑外层非约束混凝土、箍筋包裹的约束混凝土以及纵筋三种材料。分析中钢筋采用的 Giuffré、Menegotto 和 Pinto 等学者提出的修正钢筋滞回变形计算模型, 见图 3; 无约束混凝土和约束混凝土均采用 Mander 模型, 其应力-应变关系见图 4。

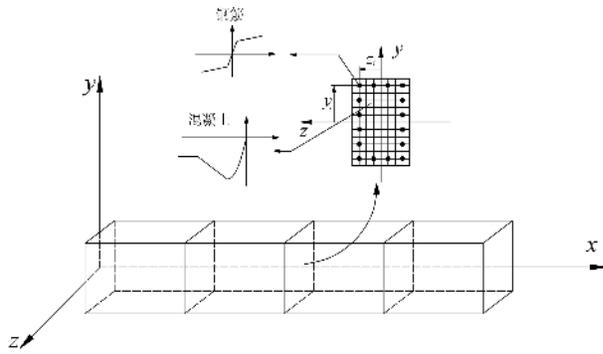


图2 局部坐标系下的纤维截面梁柱单元

2.2.1 钢筋模型

其变形规则为:

$$\tilde{\sigma} = R_s \tilde{\varepsilon} + \frac{(1-R_s)}{(1+\varepsilon^{R_h})^{1/R_h}} \quad (1)$$

$$\begin{cases} \tilde{\sigma} = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \\ \tilde{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} a \\ R_s = \frac{E_{s2}}{E_s} \end{cases} \quad (2)$$

式中: R_s ——应变硬化系数;

E_s 、 E_{s2} ——钢筋初始弹性模量和屈服后的弹性模量;

ε_r 、 σ_r ——反向加载点的应变和应力;

ε_0 、 σ_0 ——延长线上的交点。

2.2.2 约束混凝土和无约束混凝土模型

本文对约束混凝土和无约束混凝土均采用了 Mander 模型,这两种模型是截面 $P-M-\phi$ 专用分析软件 Ucfyber 计算软件中常用的材料模型。其中,无约束混凝土的 Mander 模型可以用连续函数的形式表示为:

$$f_c = \begin{cases} \frac{f_c'(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0}) \cdot r}{r-1+(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})^r} & (0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \\ f_{cu} + (f_{cp} - f_{cu}) \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_{cp} - \varepsilon_{cu})} & (\varepsilon_{cu} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cp}) \end{cases} \quad (3)$$

式中, f_c' 和 ε_{c0} 分别为无约束混凝土的圆柱体抗压强度与相应的压应变 (一般取 $\varepsilon_{c0} = 0.002$); ε_{cu} 为无约束混凝土的极限压应变

(一般取 $\varepsilon_{cu} = 2\varepsilon_{c0} = 0.004$); f_{cu} 为无约束混凝土的极限压应变所对应的强度; ε_{cp} 为无约束混凝土的剥落应变 (一般取 $\varepsilon_{cp} = 0.005$); f_{cp} 为无约束混凝土的剥落应变所对应的强度; $r = E_c / (E_c - E_{sec})$; E_{sec} 为无约束混凝土最大强度值 f_c' 对应的割线模量 $E_{sec} = f_c' / \varepsilon_{c0}$ 。

约束混凝土的 Mander 模型可以用连续函数的形式表示为:

$$f_c = \frac{f_{cc}'(\varepsilon_c / \varepsilon_{cc}) \cdot r}{r-1+(\varepsilon_c / \varepsilon_{cc})^r} \quad (0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu}) \quad (4)$$

式中:

$$\varepsilon_{cc} = [5(\frac{f_{cc}'}{f_c'} - 1) + 1]\varepsilon_{c0} \quad (5)$$

$$r = E_c / (E_c - E_{sec}) \quad (6)$$

式中, f_{cc}' 为约束混凝土的峰值压应力; ε_{cc} 为与 f_{cc}' 对应的压应变; f_c' 和 ε_{c0} 分别为无约束混凝土的圆柱体抗压强度与相应的压应变 (一般取 $\varepsilon_{c0} = 0.002$); ε_c 为约束混凝土的压应变; E_c 为无约束混凝土的弹性模量; E_{sec} 为约束混凝土峰值压应力 f_{cc}' 对应的割线模量, E_c 和 E_{sec} 可按下式计算:

$$E_c = 5000\sqrt{f_c'} \quad (f_c' \text{ 与 } E_c \text{ 的单位为 MPa}) \quad (7)$$

$$E_{sec} = f_{cc}' / \varepsilon_{cc} \quad (8)$$

约束混凝土的峰值压应力 f_{cc}' 和极限压应变 ε_{cu} 主要与截面横向配筋率及横向箍筋的形式有关。

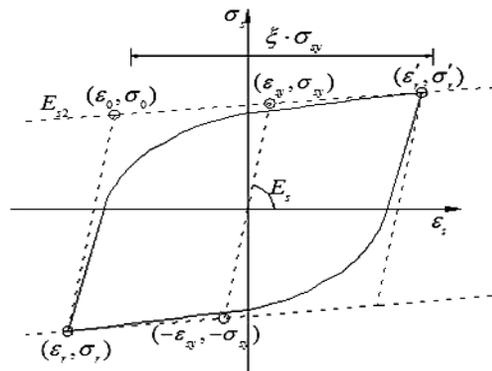


图3 Giuffrè-Menegotto-Pinto 模型

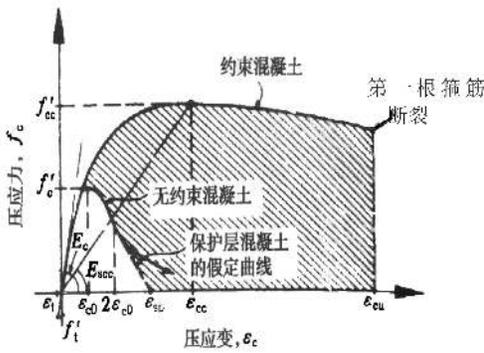


图4 约束/无约束混凝土的应力应变关系

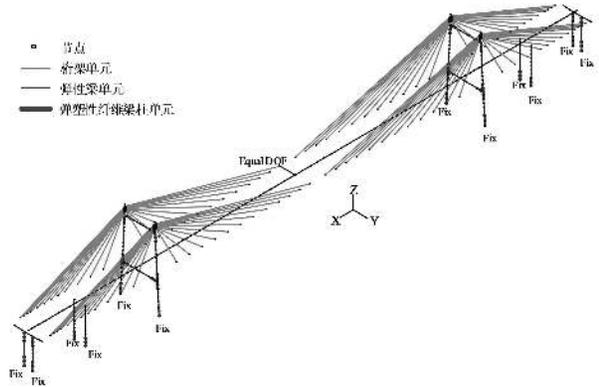


图5 弹塑性主桥模型

2.2.3 全桥有限元模型

由于 OpenSees 程序无法考虑群桩基础弯剪耦合效应，故 OpenSees 有限元模型墩底和塔底均固结约束，不考虑基础的影响。采用考虑 Ernst 公式弹模修正的三维桁架单元来模拟斜拉索。关键构件采用纤维截面单元，次要构件采用弹性梁柱单元以及桁架单元建立，最终主桥精细化有限元模型见图 5。

3 横向地震作用下 H 形桥塔损伤破坏特点

3.1 桥塔损伤状态和损伤指标

量化结构的损伤状态及其判别指标是进行结构分析和判断的基础，目前主要有如下三种：基于强度、变形以及能量损伤状态和损伤指标。参阅文献，桥塔截面的曲率损伤指标可以使用预先确定的混凝土、钢筋的应变水平，通过对截面纤维模型的 $P-M-\phi$ 计算分析得到。采用表 1 中关于不同损伤状态下各种材料应变所对应的截面曲率水平，可以定义桥塔截面的各种损伤状态。

表 1 桥塔截面层次的损伤描述及损伤指标

损伤状态	曲率水平相应的材料应变描述	截面曲率水平
无损伤	最外侧纵筋应变小于名义屈服应变	$\epsilon_s \leq \epsilon_y$ 对应的曲率状态
轻微损伤	纵筋应变小于初始硬化应变且非约束混凝土应变小于 0.004	$\epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ 且 $\epsilon_c \leq 2\epsilon_{c0}$ 对应的曲率状态
中等损伤 (可修复损伤)	纵筋应变小于 0.55 倍极限拉应变，约束混凝土小于 0.75 倍极限压应变	$\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq 0.55\epsilon_{su}$ 且 $2\epsilon_{c0} < \epsilon_c \leq 0.75\epsilon_{ccu}$ 对应的曲率状态
严重损伤 (倒塌控制损伤)	纵筋应变小于极限拉应变，约束混凝土小于极限压应变	$0.55\epsilon_{su} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ 且 $0.75\epsilon_{ccu} < \epsilon_c \leq \epsilon_{ccu}$ 对应的曲率状态
完全损伤	纵筋应变大于极限拉应变，约束混凝土超过极限压应变	$\epsilon_s > \epsilon_{su}$ 或 $\epsilon_c > \epsilon_{ccu}$ 对应的曲率状态

上表中， ϵ_s 代表截面最外侧纵筋的拉应变值； ϵ_c 代表截面最外侧非约束混凝土的压应变值； ϵ_{cc} 代表截面最外侧约束混凝土的压应变值； ϵ_y 代表纵筋的名义屈服应变； ϵ_{sh} 代表纵筋的初始硬化拉应变，常用值为 0.015； ϵ_{su} 代表纵筋的断裂应变，常用值为 0.09； ϵ_{c0} 代表非约束混凝土峰值应力对应的应变，常取为 0.002； ϵ_{ccu} 代表截面最外侧约束混凝土的极限压应变值，可由箍筋的构造细节确定。

3.2 H形桥塔横桥向地震损伤特点

增量动力分析方法 (IDA) 是一种动力参数分析方法, 通过逐级施加地震荷载来研究结构的损伤、破坏过程, 能考虑高阶振型对地震反应的影响。美国学者 Cornell 等提出以结构基本周期对应的谱加速度值作为 IDA 的强度指标可以有效减小结构在多条地震波下地震反应差异。斜拉桥主桥横向第一阶振动出现在总体第四阶, 振动周期 $T_4 = 1.321s$, 振型特征为主梁一阶对称横向振动, 两桥塔同向侧向振动。本文拟采用 $Sa(T_4 = 1.321s, \xi = 3\%)$ 谱加速度作为

强度指标, 从美国太平洋地震工程研究中心的数据库 (<http://peer.berkeley.edu/>) 选取 8 条满足新版公规 II 类场地要求的地震动记录作为本次模型分析使用的地震波, 详细原始地震波见表 2, 对应反应谱曲线见图 6。同时进行强度调整, 设置谱加速度值最低 $0.1g$, 最高 $3.0g$, 详见表 3。地震波等级考虑到加速度峰值 (PGA) 的水平, 通过调整谱值加速度, 得到部分调幅后的 PGA 见表 4, 等级 10 对应 $Sa(T_4) = 3.0g$, 相应最大地震波 $PGA = 4.4975g$, 半飘浮体系斜拉桥阻尼比取 3% 。

表 2 PEER 数据库选取地震波明细

编号	记录序号	地震名	年份	震级	站点	方向	震中距/(km)	PGA/(g)
NO. 1	2951	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	6.20	CHY039	E	81.63	0.1638
NO. 2	2990	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	6.20	CHY107	W	98.67	0.1308
NO. 3	0284	Irpinia, Italy-01	1980	6.90	Auletta	000	33.10	0.1705
NO. 4	0284	Irpinia, Italy-01	1980	6.90	Auletta	090	33.10	0.1696
NO. 5	2714	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	6.20	CHY046	E	38.91	0.2238
NO. 6	0762	LomaPrieta	1989	6.93	Fremont-Mission San Jose	000	54.54	0.1721
NO. 7	3471	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	6.30	TCU075	N	36.04	0.1721
NO. 8	0985	Northridge-01	1994	6.69	LA-Baldwin Hills	090	28.20	0.1893

表 3 IDA 地震强度等级

编号	$Sa(T_4)/(g)$	编号	$Sa(T_4)/(g)$
等级 1	0.1	等级 6	1.2
等级 2	0.3	等级 7	1.5
等级 3	0.5	等级 8	2.0
等级 4	0.8	等级 9	2.5
等级 5	1.0	等级 10	3.0

表 4 部分等级对应地震波 PGA

地震波	PGA/(g)	T_4 对应谱值/(g)	PGA (Sa(T_4)=0.1g)/(g)	PGA (Sa(T_4)=1.0g)/(g)	PGA (Sa(T_4)=3.0g)/(g)
NO. 1	0.1638	0.13644	0.1201	1.2008	3.6025
NO. 2	0.1308	0.16479	0.0794	0.7937	2.3810
NO. 3	0.1705	0.18927	0.0901	0.9009	2.7026
NO. 4	0.1696	0.18697	0.0907	0.9068	2.7205
NO. 5	0.2238	0.16523	0.1354	1.3542	4.0627
NO. 6	0.1721	0.18145	0.0949	0.9486	2.8457
NO. 7	0.1721	0.11481	0.1499	1.4992	4.4975
NO. 8	0.1893	0.16483	0.1149	1.1486	3.4459
平均	0.1740	0.16300	0.1094	1.0941	3.2823

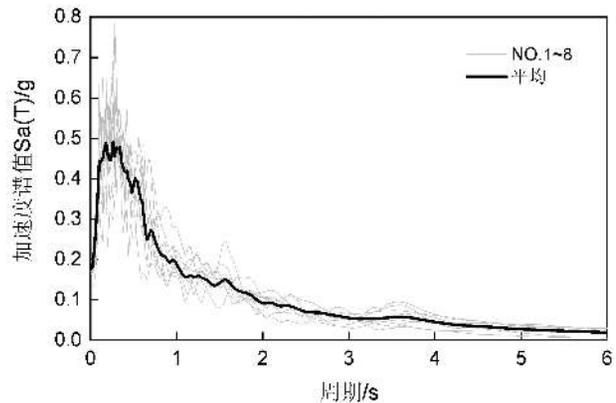


图 6 天然波对应反应谱曲线

3.2.1 关键截面曲率响应分析

一般桥塔损伤状态及其判别指标主要以桥塔关键截面的曲率为准。根据表 1 提出的曲率指标标定方法, 确定桥塔各关键截面进入四种损伤状态的曲率损伤指标见表 5。

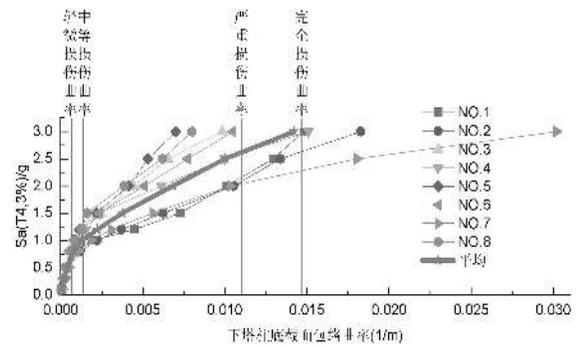
表5 桥塔关键截面曲率损伤指标

关键截面位置	损伤状态			
	轻微损伤 曲率 ρ_1	中等损伤 曲率 ρ_2	严重损伤 曲率 ρ_3	完全损伤 曲率 ρ_4
下塔柱底	0.00067	0.00137	0.01101	0.01468
下塔柱顶	0.00080	0.00167	0.01358	0.01811
中塔柱底	0.00092	0.00192	0.01576	0.02101
中塔柱顶	0.00098	0.00203	0.01677	0.02236
上横梁端	0.00072	0.00141	0.01127	0.01503
下横梁端	0.00062	0.00121	0.00959	0.01279

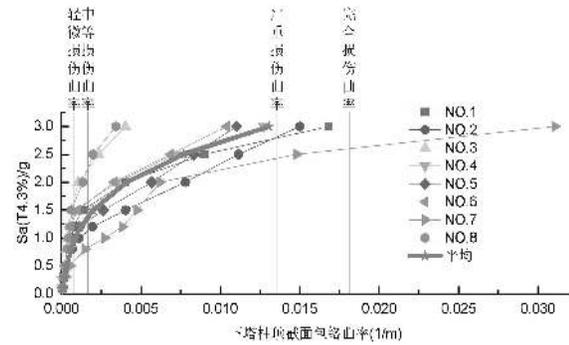
为减小不同地震波导致结构地震响应结果的离散性，以相同地震强度等级下构件截面曲率均值作为分析参数，同时针对部分典型地震波作出分析。

塔柱关键截面包络曲率的 IDA 曲线，见图 7。不同地震波作用下桥塔关键截面的曲率发展情况相似，但 NO.1 地震波作用效应最大，相同强度的地震波作用下，结构的截面曲率需求存在一定的离散性，这反映出地震波特性的不同。塔柱顶、底截面曲率整体随着地震强度增大而增大，在达到轻微损伤曲率之前，截面曲率与地震动强度整体呈现线性关系，此时桥塔处于完全弹性状态。截面轻微损伤曲率到中等损伤曲率发展过程短，截面在达到中等损伤曲率前， $S_a(T_4) - \rho$ 关系仍近似线性关系，但曲线斜率变小，说明结构刚度发生初始退化。从中等损伤曲率到严重损伤曲率发展过程较长，构件刚度进一步退化， $S_a(T_4) - \rho$ 曲线上升坡度进一步变缓。

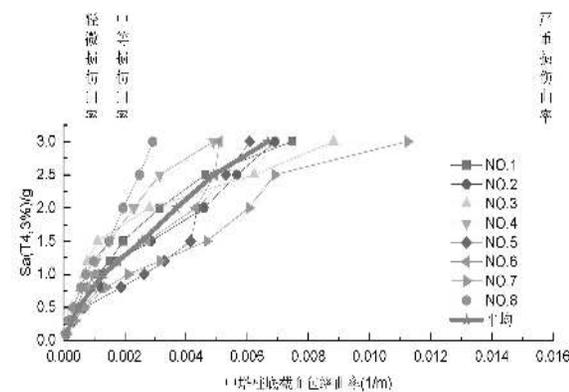
随着地震强度的增加，中塔柱顶截面率先达到严重损伤曲率及完全损伤曲率，其次是下塔柱底截面。当 $S_a(T_4) = 3.0g$ 时，中塔柱顶截面已进入完全损伤曲率，下塔柱底截面接近进入完全损伤曲率，下塔柱顶截面接近进入严重损伤曲率，而中塔柱底截面进入中等损伤曲率，距离进入严重损伤曲率还有较大距离。因此，在横向地震作用下，塔身各个截面曲率发展顺序为：中塔柱顶>下塔柱底>下塔柱顶>中塔柱底。整体来看：对于下塔柱框架部分，底部



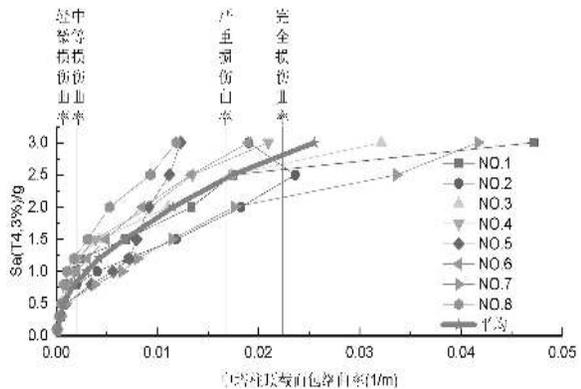
(a) 下塔柱底



(b) 下塔柱顶



(c) 中塔柱底



(d) 中塔柱顶

图7 桥塔关键截面包络曲率 IDA 曲线

与顶部截面达到同一截面损伤曲率指标对应的 $Sa(T_4)$ 地震等级相近，但底部截面地震内力更大，截面曲率发展更快；中塔柱顶部承受全桥拉索的集中拉力，在横向地震作用下，主梁的部分惯性力通过拉索传递到上横梁位置附近，这对于空间索面布置的斜拉桥效果更为明显，同时高耸结构承受动荷载作用时，顶部存在鞭梢效应，从而导致顶部位移及塔柱内力进一步加大。综上，中塔柱顶部截面曲率发展顺序明显早于中塔柱底部截面。

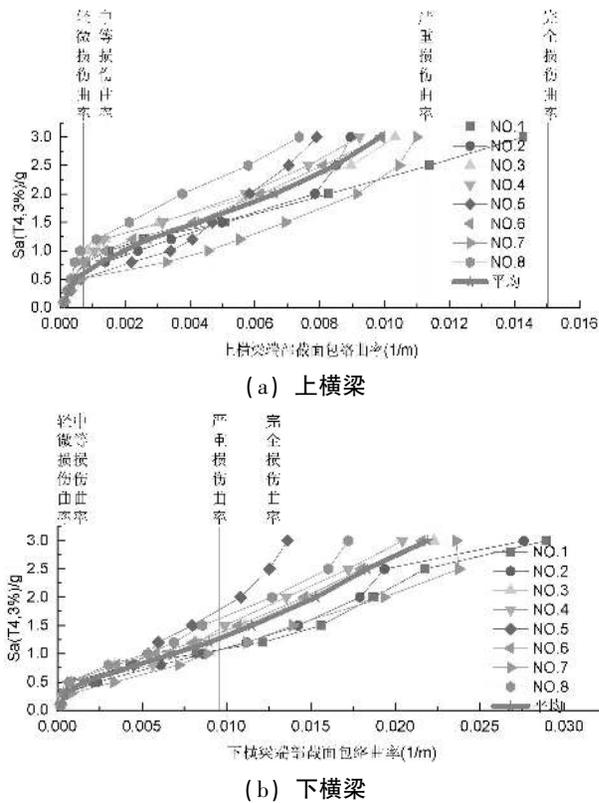


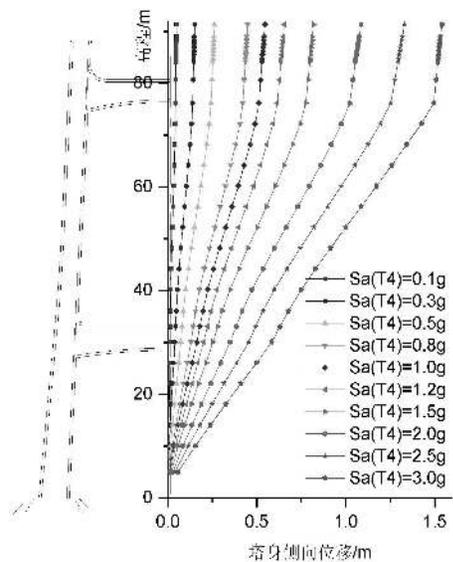
图8 横梁端部截面包络曲率 IDA 曲线

图8为横梁端部截面的包络曲率 IDA 曲线。以8条地震波同级地震强度作用下的构件截面曲率均值为考察基准，可以看出：对于下横梁端部截面，当 $Sa(T_4)$ 分别大于 $1.5g$ 、 $1.2g$ 和 $0.5g$ 时，截面开始达到完全损伤曲率、严重损伤曲率和中等损伤曲率。而对于上横梁端部截面，即使 $Sa(T_4) = 3.0g$ ，构件截面曲率均值仍未达到严重损伤曲率水平，当 $Sa(T_4) > 0.8g$ 时，截面才开始出现中等损伤曲率。本桥为半漂浮体系斜拉桥，下横梁处需要设置塔梁连接

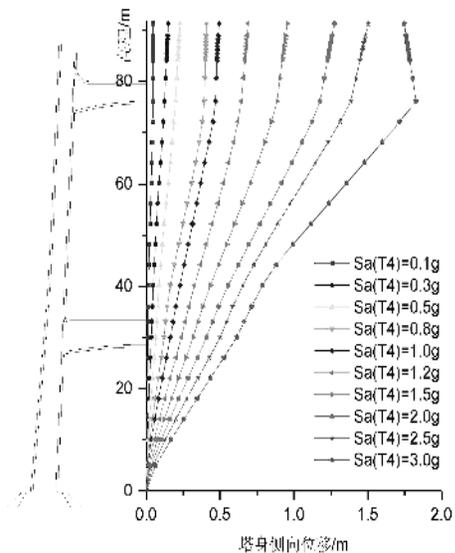
支座，因此下横梁需要按照能力保护构件的思路来设计，使得桥塔下横梁始终处于弹性状态。而分析结果表明上横梁的破坏迟于下横梁，这个是不合理的。因此借鉴建筑结构“强柱弱梁”思维，上横梁可以进一步降低截面强度，弱化横桥向强震作用下的刚度，从而优化桥塔横向内力。

3.2.2 结构位移响应分析

图9为塔身横向包络位移 IDA 曲线。随着地震动强度的增加，桥塔平均侧向位移不断增



(a) 8条地震波均值



(b) No. 1地震波

图9 塔身横向包络位移 IDA 曲线

大,并且增加速率加快,部分构件进入非线性状态,结构整体刚度减弱加速,位移增加加快。当 $S_a(T_4) = 3.0g$ 时,塔顶最大位移为 1.541m,此时桥塔主要由一阶侧向振型控制。其中在 NO.1 地震波 $S_a(T_4) = 3.0g$ 强度作用下,塔顶最大位移为 1.747m,上横梁位置处塔柱最大位移达到 1.827m,此时上塔柱段发生与中塔柱相反位移的趋势,说明 NO.1 地震波激发出桥塔更多高阶振型成分,使得桥塔的侧向位移包络曲线出现与低阶振型形状不同的情况。因此,对于高塔需要考虑高阶振型的影响,结构的易损部位不明确,需要额外考虑其他可能出现塑性铰的部位。

4 结论

本文对一斜拉桥横桥向 H 形桥塔损伤破坏过程进行了研究。依据既定桥塔截面强度损伤状态以及损伤指标,以 OpenSees 数值模拟为研究手段,采用 IDA 方法研究了 H 形桥塔结构的损伤破坏过程,主要得出以下结论:

(1) 根据截面外侧纵筋及非约束/约束混凝土的材料应变水平,确定桥塔截面曲率,并对应 4 个损伤状态:轻微损伤、中等损伤(可修复)、严重损伤(倒塌控制)及完全损伤,可以用于评估桥塔在横向地震作用下的损伤程度。

(2) 通过对传统混凝土横梁 H 形桥塔截面易损性研究,确定各关键截面曲率发展顺序为:下横梁端部>中塔柱顶>下塔柱底>下塔柱顶>上横梁端部>中塔柱底。

参考文献

- [1] JTG/T 2231-01-2020, 公路桥梁抗震设计规范 [S].
- [2] LeeGC. Traveling wave effect on the seismic response of a steel arch bridge subjected to near fault ground motions [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 6 (3): 245-257. [J].
- [3] GoelRK, Chopra AK. Nonlinear analysis of ordinary bridges crossing fault-rupture zones [J]. Journal of Bridge Engineering, 2009, 14 (3): 216-224. [J].
- [4] 焦驰宇. 基于性能的大跨斜拉桥地震易损性分析 [D]. 上海: 同济大学, 2008 [J].
- [5] 李建中, 彭天波. 塔梁连接方式对大跨斜拉桥地震反应的影响 [J]. 振动与冲击, 2009, 28 (10): 179-184.
- [6] Tasaki K, Kosa K, Abe H, et al. Detailed investigation of Ji-Lu Bridge (PC cable-stayed bridge) damaged to the Taiwan Chi-Chi earthquake [J]. プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2003, 12.
- [7] Chang H Y, Kuwamura H. 7 Investigation of Building Damage in Taiwan Earthquake 1999.9.21. : Part 2: Cause and Effect (STRUCTURES) [J]. 日本建築学会関東支部研究報告集, 2000: 25-28.