

残余位移反应谱的参数影响研究¹

李宇¹⁾ 梁亚东¹⁾ 李琛²⁾

1) 长安大学, 公路学院, 陕西西安 710064

2) 长安大学, 建筑学院, 陕西西安 710061

摘要 从 PEER 强震数据库中选取 4 类场地的 320 条地震动记录作为输入, 采用 BISPEC 程序对非线性单自由度 (SDOF) 体系 (周期 $T=0.05\text{—}5\text{s}$) 进行非线性时程分析, 得到相应的残余位移反应谱 (D_{res}), 进而研究地震动特性和恢复力模型动力参数对 D_{res} 的影响, 得到如下结论: ① D_{res} 谱值随震级和 PGA 的增加而增大; 其他设防烈度的 D_{res} 可由 $PGA_{其他}$ 与 $PGA_{基准}$ 之比调整基准烈度的 D_{res} 得到。② 场地土较硬时, 场地类型对 D_{res} 的影响较小; 场地土较软时, D_{res} 谱值随土质的变软而增大。③ 当位移延性比 μ 较小时, 屈服后刚度比 η 对 D_{res} 的影响可忽略; 但当 μ 较大时, D_{res} 谱值随 η 的增加而减小。另外, D_{res} 谱值还随阻尼比 ζ 的增加而减小。④ 随着 T 或 μ 的增大, D_{res} 谱值均呈递增趋势; 但当 $\mu > 3$ 后, μ 对 D_{res} 谱值的影响有所下降。

关键词: 残余位移反应谱 非线性时程分析 非线性单自由度体系 参数影响

引言

强震过后, 桥梁残余位移如果较大, 将不能继续使用或修复。因此, 日本道路协会《桥梁抗震规范》(Japan Road Association, 1996) 规定进行桥梁抗震设计时, 应考虑残余位移的影响。早在 20 世纪 80 年代, Mahin 等 (1981) 开始关注结构震后的残余位移, 并指出残余位移依赖于结构的恢复力模型。Kawashima 等 (1998) 和 MacRae 等 (1997) 给出残余位移比的定义, 并针对双线性非线性 SDOF 体系, 计算相应的残余位移反应谱。Zatar 等 (2000) 指出采用部分预应力混凝土结构替代全预应力混凝土结构或普通钢筋混凝土结构, 可有效降低结构的残余位移。李芳宝等 (2007) 研究近场具有脉冲地层运动的双线性 SDOF 体系残余位移比谱。李宇 (2010) 也提出了考虑残余位移和土-结构相互作用的桥梁结构基于性能的抗震设计及评估方法。李平等 (2017) 分析软土残余应变的变化规律, 并结合地区震陷经验系数, 提出软土震陷简化计算方法。杜修力等 (2018) 研究地震动峰值位移和峰值速度对地下结构地震反应的影响。上述学者虽对残余位移谱进行研究, 但所选取的地震动记录较少, 所得研究结果并不具有统计意义。因此, 本文选取大量强震记录作为输入, 针对考虑刚度退化且具有不同周期的非线性单自由度 SDOF (SDOF) 体系, 进行非线性时程分析, 以研究地震

1 基金项目 国家自然科学基金资助项目 (51408042); 陕西省自然科学基金基础研究计划面上项目 (2018JM5114); 长安大学中央高校基本科研业务费专项资金资助 (300102219212); 云南省交通运输厅科技项目 (云交科教 (2018) 13号)

[收稿日期] 2019-06-25

[作者简介] 李宇, 男, 生于 1982 年。副教授, 硕士生导师, 博士后。研究方向为桥梁抗震及抗风。E-mail: liyu@chd.edu.cn

动特性和恢复力模型参数对残余位移反应谱的影响。

1 基本理论

当恢复力模型采用双线性恢复力模型时, 屈服后刚度比 η 和位移延性比 μ 可分别定义为:

$$\begin{cases} \eta = k_2 / k_1 \\ \mu = u_{\max} / u_y \end{cases} \quad (1)$$

式中 k_1 、 k_2 分别为初始弹性刚度和屈服后刚度; u_y 、 u_{\max} 分别为屈服位移和最大位移。残余位移最大值 d_{\max} 可表示为 (Kawashima 等, 1998):

$$\begin{cases} d_{\max} = (\mu - 1) \cdot (1 - \eta) u_y & \eta(\mu - 1) < 1 \\ d_{\max} = [(1 - \eta) / \eta] u_y & \eta(\mu - 1) \geq 1 \end{cases} \quad (2)$$

当恢复力模型采用 Takeda 双线性刚度退化模型时, 可基于最大位移相等的条件 ($u_{\max} = \mu_m u_{ym} = \mu u_y$), 将 Takeda 模型转换为等效双线性恢复力模型, 进而计算 d_{\max} (Kawashima 等, 1998)。

对于 Takeda 双线性刚度退化恢复力模型, 存在以下参数关系:

$$\begin{cases} k_{1m} = \frac{F_{ym}}{u_{ym}} \\ k_{2m} = \frac{F_{\max} - F_{ym}}{u_{\max} - u_{ym}} = \frac{F_{um} - F_{ym}}{u_{um} - u_{ym}} \end{cases} \quad (3)$$

式中 k_{1m} 、 k_{2m} 为第一、第二刚度; F_{ym} 、 F_{um} 为屈服力和极限力; u_{ym} 、 u_{um} 为屈服位移和极限位移; η_m 为屈服后刚度比。Takeda 双线性刚度退化模型卸载刚度可表示为:

$$\begin{cases} k'_1 = k_{1m} / \mu_m^\alpha \\ k'_2 = \eta k_1 \end{cases} \quad (4)$$

式中 α 为刚度退化系数, 可取为 0.5。则等效双线性恢复力模型屈服后刚度比 η' 为:

$$\begin{cases} \eta' = \frac{F_{\max}}{2\mu_m u_{ym} k'_1 - F_{\max}} \\ F_{\max} = F_{ym} \{1 + \eta_m (\mu_m - 1)\} \end{cases} \quad (5)$$

等效双线性恢复力模型屈服位移 u'_y 和延性系数 μ' 可表示为:

$$\begin{cases} u'_y = \frac{F_{\max}}{2k'_1} \\ \mu' = \frac{\mu_m u_{ym}}{u'_y} \end{cases} \quad (6)$$

将式 (5)、(6) 代入式 (2) 即可求得采用 Takeda 双线性刚度退化模型时的残余位移最大值 d_{\max} 。在此基础上, 可计算具有不同周期 T 和阻尼比 ζ 的非线性 SDOF 体系残余位移最大值 d_{\max} , 进而得到周期与残余位移最大值 d_{\max} 的关系曲线, 即残余位移反应谱 D_{res} 。

2 强震记录的选取

周锡元等 (2001) 对比了中美抗震规范的场地类型, 如表 1 所示。我国规范的 I 类场地

覆盖美国规范的 A、B 类和部分 C 类场地；我国规范的 II 类场地介于美国规范的 C、D 类场地之间；我国规范的 III 类场地介于美国规范的 D、E 类场地之间；我国规范的 IV 类场地和美国规范的 E 类场地接近。

表 1 抗震规范场地类别的对比
Table 1 Comparison of site conditions

180m·s ⁻¹		360 m·s ⁻¹	760 m·s ⁻¹	1500 m·s ⁻¹	
E	D	C		B	A
	150 m·s ⁻¹	250 m·s ⁻¹	500m·s ⁻¹		
IV	III	II		I	

在此基础上，本文从 PEER 强震数据库中挑选 320 条地震动记录（I—IV 类场地各 80 条，如图 1 所示）。通过 320 条地震动记录统计的放大系数曲线与规范值吻合较好（中华人民共和国铁道部，2006；中华人民共和国交通运输部，2008），即所选取的地震动记录符合要求，如图 2 所示。

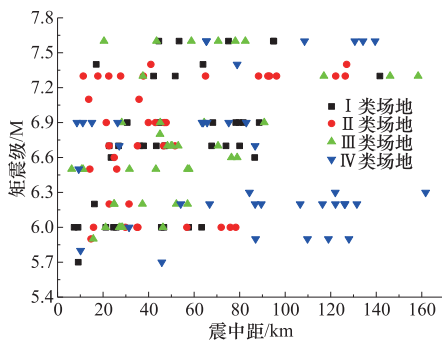


图 1 震级-距离分布

Fig.1 Magnitude-distance

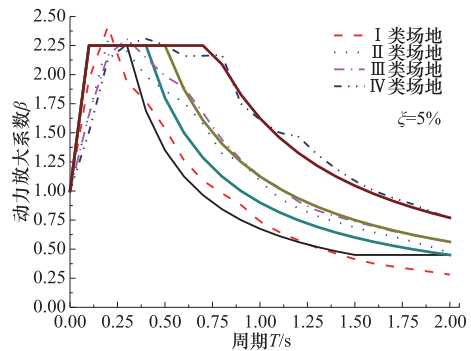


图 2 不同场地的动力放大系数

Fig.2 Comparison of β

3 地震动特性对残余位移反应谱的影响

将 320 条地震动记录的 PGA 调整一致后作为输入，采用 Takeda 刚度退化模型，取 $\zeta=5\%$ 、 $\eta=0.05$ 、 $\mu=1-6$ ，利用 BISPEC (Mahmoud, 2000) 计算 $T=0.05-5s$ 的非线性单自由度体系的残余位移的平均值，计算结果如图 3 所示。

将 320 条地震动记录分为小震（震级为 5.7—6.2，100 条）、中震（震级为 6.3—6.8，80 条）和大震（震级为 6.9—7.6，140 条），由图 3 (a) 可知，当 μ 相同时， D_{res} 的谱值随震级的增大而增大。这是因为震级越大，地震输入能量越大，非线性 SDOF 体系的残余位移相应地增加。

由图 3 (b) 可知，当场地土较硬（I、II 类场地）时，场地类型对 D_{res} 的谱值的影响较小；当场地土较软（III、IV 类场地）时， D_{res} 的谱值随土质的变软而增大。

由图 3 (c) 可知， D_{res} 的谱值随 PGA 增加而增大。另外，若以 7 度 D_{res} 的谱值为准，其他设防烈度（6、8、9 度）的 D_{res} 的谱值为 7 度 D_{res} 的谱值的 0.523、1.810 倍和 3.047 倍，这和 6、8、9 度的 PGA 与 7 度的 PGA 之比近似，即 $PGA_{6度}/PGA_{7度}=0.11g/0.21g=0.524$ ，

$PGA_{8度}/PGA_{7度}=0.38g/0.21g=1.811$, $PGA_{9度}/PGA_{7度}=0.64g/0.21g=3.048$ 。

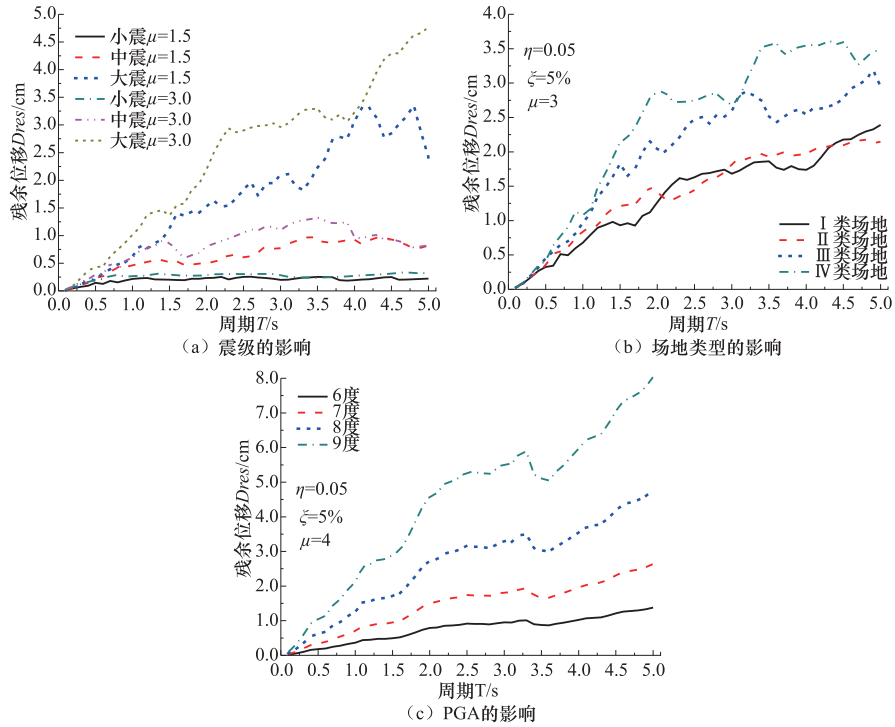


图3 震级、场地土、PGA对 D_{res} 的影响

Fig.3 Effect of MW , site, PGA on D_{res}

4 动力参数对残余位移反应谱的影响

以 I 类场地为例，将 80 条地震动记录的 PGA 调幅为 0.21g 后作为输入，利用 BISPEC (Mahmoud, 2000) 计算不同恢复力模型(双线性模型、Takeda 模型)、不同屈服后刚度比($\eta=0.0$ 、0.025、0.05)、不同阻尼比($\zeta=2\%$ 、5%、10%、14%)、不同位移延性比($\mu=1.0$ —5.0)等情况下非线性 SDOF 体系 ($T=0.05$ —5s) 残余位移的平均值，计算结果如图 4 所示。

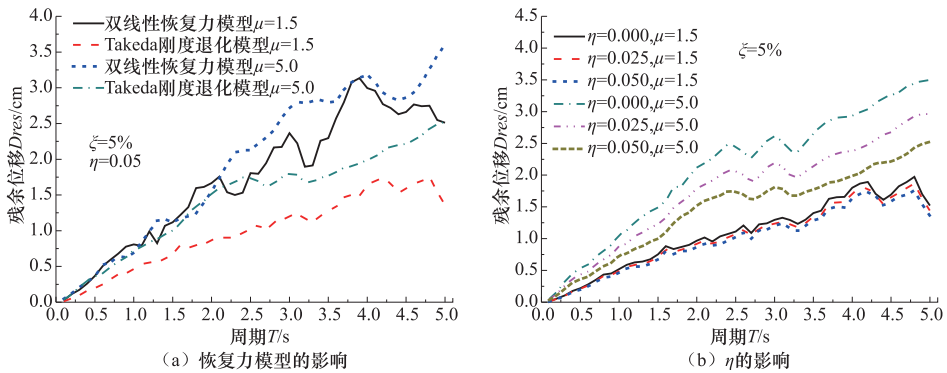


图4 动力参数对 D_{res} 的影响 (一)

Fig.4 Effect of dynamic parameters on D_{res}

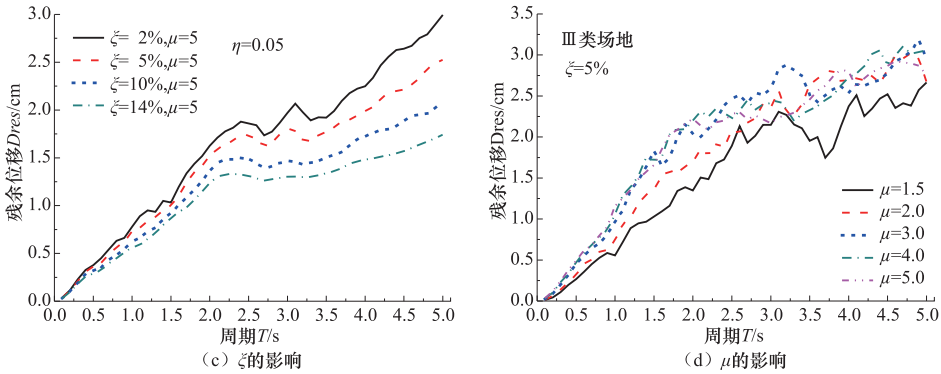


图4 动力参数对 D_{res} 的影响 (二)

Fig.4 Effect of dynamic parameters on D_{res}

由图 4 (a) 可知, Takeda 模型 D_{res} 的谱值小于双线性模型, 其差值随 T 的增加而加剧, 在长周期处尤为明显。由图 4 (b) 可知, 当 μ 较小时, η 对 D_{res} 的谱值的影响可忽略; 但当 μ 较大时, D_{res} 的谱值随 η 的增加而减小。由图 4 (c) 可知, 随着 T 的增加, 不同 ξ 对应的 D_{res} 的谱值均呈递增趋势。而同一 T 对应的 D_{res} 的谱值则随 ξ 的增大而减小。可见, ξ 的增大会使结构阻尼耗能增加, 进而消耗地震能量, 以减小结构的残余位移。由图 4 (d) 可知, 随着 T 或 μ 的增大, D_{res} 的谱值均呈递增趋势。但当 $\mu > 3$ 后, μ 对残余位移的影响有所下降。

5 4 类场地残余位移反应谱的统计

将 320 条地震动记录的 PGA 调幅为 0.21g(罕遇地震下 7 度设防)后作为输入, 采用 Takeda 模型, 取 $\eta=0.05$ 、 $\mu=1.25\text{—}6.0$ 、 $\xi=5\%$, 利用 BISPEC (Mahmoud, 2000) 计算 4 类场地下非线性 SDOF 体系 ($T=0.05\text{—}5\text{s}$) 的残余位移的平均值 (其他设防烈度的 D_{res} 可由 $PGA_{其他}$ 与 $PGA_{基准}$ 之比调整得到)。

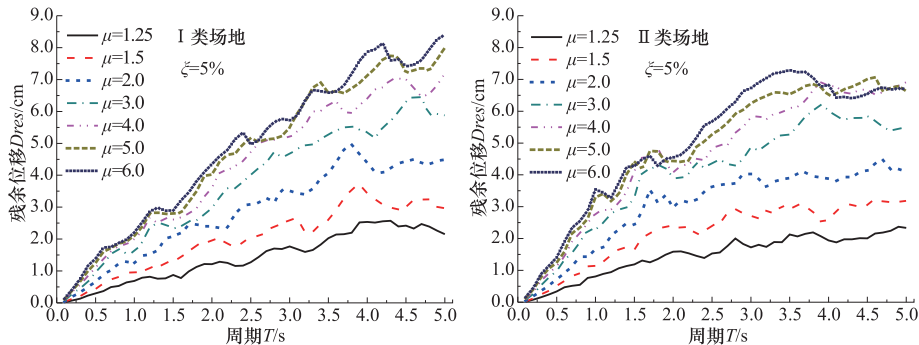
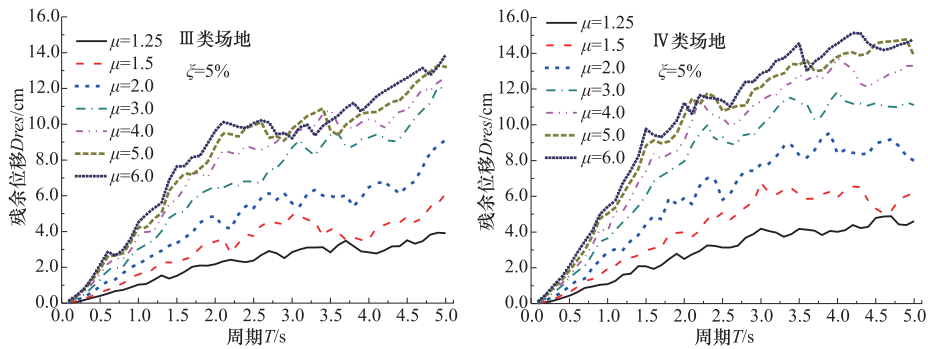


图5 4 类场地的 D_{res} (一)

Fig.5 D_{res} of four site

图5 4类场地的 D_{res} (二)Fig.5 D_{res} of four site

由如图5可知,4类场地的 D_{res} 的谱值均随着 T 或 μ 的增加而增大; II类场地的 D_{res} 的谱值最小,其他场地 D_{res} 的谱值则随着场地类型的变软而增大。

6 结语

本文通过选取大量地震动记录作为输入,对非线性 SDOF 体系的残余位移反应谱进行参数影响研究,得到如下结论:

(1) 震动特性对残余位移反应谱的影响

D_{res} 的谱值随着震级和 PGA 的增大而增大;不同设防烈度的 D_{res} 可由 $PGA_{其他}$ 与 $PGA_{基准}$ 之比调整基准烈度的 D_{res} 得到。另外,场地土较硬时,场地类型对 D_{res} 的谱值的影响较小;场地土较软时, D_{res} 的谱值随土质的变软而增大; II类场地的 D_{res} 的谱值最小。

(2) 动力参数对残余位移反应谱的影响

Takeda 模型 D_{res} 的谱值小于双线性模型,其差值随 T 的增加而加剧,在长周期处尤为明显;当 μ 较小时, η 对 D_{res} 的谱值的影响可忽略,但当 μ 较大时, D_{res} 的谱值随 η 的增加而减小; ζ 的增大会使结构阻尼耗能增加,进而消耗地震能量,以减小结构的残余位移;随着 T 或 μ 的增大, D_{res} 的谱值均呈递增趋势,但当 $\mu > 3$ 后, μ 对残余位移的影响有所下降。

参考文献

- 杜修力,许紫刚,袁雪纯等,2018.地震动峰值位移和峰值速度对地下结构地震反应的影响.震灾防御技术,13(2):293—303.
- 李芳宝,朱晞,2007.近场具有脉冲地层运动的单自由度双线性结构残余位移比谱.中国铁道科学,28(3):49—55.
- 李平,田兆阳,肖瑞杰等,2017.基于三轴试验的软土震陷简化计算方法研究.震灾防御技术,12(1):145—156.
- 李宇,2010.考虑残余位移和土—结构相互作用的桥梁结构基于性能的抗震设计及评估.北京:北京交通大学.
- 中华人民共和国交通运输部,2008.JTG/T B02—01—2008 公路桥梁抗震设计细则.北京:人民交通出版社.
- 中华人民共和国铁道部,2006.GB 50111—2006 铁路工程抗震设计规范.北京:中国计划出版.

- 周锡元, 王国权, 杨润林等, 2001. 1999年9月21日台湾集集地震中不同场地上峰值加速度的衰减特征. 大型复杂结构的关键科学问题及设计理论研究论文集.
- Japan Road Association, 1996. Design specifications of highway bridges, Part V: Seismic design. Tokyo, Japan.
- Kawashima K., MacRae G. A., Hoshikuma J., et al., 1998. Residual displacement response spectrum. Journal of Structural Engineering, **124**(5): 523—530.
- MacRae G. A., Kawashima K., 1997. Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, **26**(77): 701—716.
- Mahin S. A., Bertero V. V., 1981. An evaluation of inelastic seismic response spectra. Journal of the Structural Division, **107**(9): 1777—1795.
- Mahmoud M. Hachem. BISPEC: Interactive Software for the Computation of Unidirectional and Bidirectional Nonlinear Earthquake Spectra[J]. Structures Congress, 2004: 1-12
- Zatar W. A., Mutsuyoshi H., 2000. Reduced residual displacements of partially prestressed concrete bridge piers. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

Parametric Study on the Residual Displacement Spectra

Li Yu¹⁾, Liang Yadong¹⁾ and Li Chen²⁾

1) School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China

2) School of Architecture, Chang'an University, Xi'an 710061, China

Abstract This study obtains the corresponding residual displacement response spectra (Ders) by selecting 320 strong motion records from the PEER as input and adopting the BISPEC software to carry out the nonlinear time-history analysis on the nonlinear Single Degree of Freedom (SDOF) system (period $T=0.05\sim 5s$), and then study the impact of ground motion characteristics and dynamic parameters of the restoring force model. Some results are as follow: 1) The values of the Dres increase with a rise in the earthquake magnitude and PGA. The Dres under other design intensities can be obtained by using the ratio of PGA_{other} to $PGA_{standard}$ to adjust Dres under the standard design intensity. 2) When the soil condition of the site is hard, the effects of the site on Dres are minor; when the soil condition of the site is soft, the values of the Dres increase with the softening of the soil condition of site. 3) When the displacement ductility (μ) is smaller than μ , the effects of the post-yield stiffness ratio (η) on the Dres is negligible, but when μ is larger, the values of the Dres decrease with an increase in η . Meanwhile, the values of the Dres also decrease as the damping ratio (ξ) increases. 4) The values of the Dres show an increasing trend with an increase in the T or μ , but the effects of μ on the Dres decrease when $\mu > 3$.

Key words: Residual displacement spectra; Nonlinear time-history analysis; Nonlinear SDOF system; Parametric study