

无粘结预应力混凝土框架的动力分析

汪训流, 陆新征, 叶列平

(清华大学土木工程系 北京 100084)

摘要 现阶段, 无粘结预应力技术得到广泛应用, 深入研究无粘结预应力混凝土结构或构件的抗震性能有着重要的工程意义。动力荷载下, 无粘结预应力混凝土结构或构件的材料和力学行为复杂, 需要借助数值模型加以准确模拟。本文基于杆系结构纤维模型程序, 对三榀无粘结预应力混凝土框架进行了动力荷载下的数值模拟。数值结果表明, 无粘结预应力混凝土框架具有良好的复位性能和较小的滞回耗能能力, 虽然采取加强措施, 地震中无粘结预应力混凝土框架(底层)柱底仍然可能出铰。

关键词 纤维模型 动力荷载 无粘结 预应力 混凝土框架

Abstract: At present, unbonded prestressing technology has been obtained extensive use, and the research to aseismic performance of unbonded prestressed concrete(UPC) structures or members has remarkable significance in engineering practice. Because of the complicated behavior of material and loading, the exact simulation of UPC structures or members under dynamic loads has to utilize numerical model. In this paper, 3 UPC frames have been simulated under dynamic loads with the use of a fiber model program. The numerical results indicate that UPC frames have an excellent recentering property and a small energy-dissipated capacity. And during an earthquake, in spite of taking strengthened measures, there is still a possibility of the occurrence to plastic-hinge in the bottom of UPC frame column (first storey).

Keywords: fiber model; dynamic load; unbonded; prestressed; concrete frame

1 引言

现阶段, 无粘结预应力技术在工程结构中得到广泛应用, 深入研究无粘结预应力混凝土结构或构件的抗震性能有着重要的工程意义。动力荷载下, 无粘结预应力混凝土结构或构件的材料和力学行为复杂, 需要借助数值模型加以准确模拟。本文采用本项研究基于纤维模型开发的预应力混凝土杆系结构及构件的数值分析模型——NAM-PPC, 对三榀无粘结预应力混凝土框架进行了推覆(Push-over)荷载及动力荷载下的数值模拟。数值结果表明, 由于无粘结预应力筋的使用, 无粘结预应力混凝土框架具有良好的复位性能和较小的滞回耗能能力, 虽然采取加强混凝土约束或加强纵向配筋等加强措施, 地震中无粘结预应力混凝土框架(底层)柱底仍然可能出铰。

2 NAM-PPC 简介

2.1 材料本构

利用 NAM-PPC 进行预应力杆系结构或构件的计算分析时, 单元的截面特性由纤维模型确定, 每个纤维均为单轴受力, 并用单轴应力应变关系来描述该纤维材料的特性。

2.1.1 混凝土本构模型

混凝土受压单调加载包络线选取 Légeron&Paultre 模型^[1], 该模型可考虑钢筋混凝土中纵、横向配筋对混凝土约束效应的影响, 程序根据有无配筋自动确定是否为约束混凝土, 并考虑“受拉刚化效应”^[2]和加载卸载时的刚度退化及滞回行为, 同时对往复加载下混凝土拉压过渡区进行模拟, 较好反映了混凝土的复杂受力变形特性。混凝土本构模型如图 1 所示, 需要输入混凝土的峰值应力 σ_{c0}^0 (对应素混凝土)、峰值应变 ε_{c0}^0 (对应素混凝土)、极限压应变 ε_{cu} 、抗拉强度 f_t 、极限拉应变 ε_{tu} 以及弹模参数 E_c 、 E_t 、 E_{min} 和相关配筋指标 (图中 I_{e0} 为混凝土的有效约束指标)。

2.1.2 钢筋本构模型

钢筋本构为通用型本构, 可以描述拉压等强的具有屈服台阶的普通钢筋和拉压不等强的没有屈服台阶

的高强钢筋或钢绞线, 并合理考虑 Bauschinger 效应, 如图 2 所示, 需要输入钢筋硬化起点应变、峰值应变、极限应变与屈服应变的比值 k_1 、 k_2 、 k_3 、峰值应力与屈服强度比值 k_4 、拉压屈服强度之比 k_5 以及钢筋抗拉屈服强度 f_y 、钢筋弹性模量 E_s 。

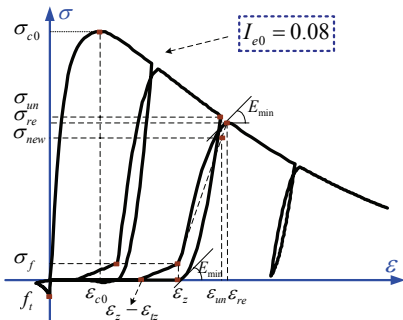
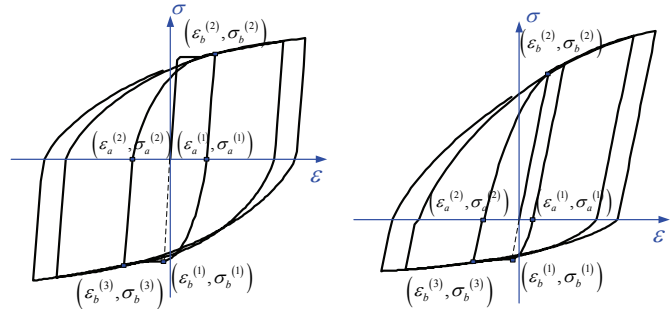


图 1 混凝土应力-应变曲线



(a) 普通钢筋

(b) 硬钢或钢绞线

图 2 钢筋应力-应变曲线

2.2 有限元建模

NAM-PPC 中, 结构构件采用空间梁单元建模, 单元截面特性由纤维模型确定。与普通钢筋混凝土 (RC) 构件不同, 预应力混凝土 (PC) 构件, 特别是无粘结预应力混凝土 (UPC) 构件中的无粘结筋与混凝土之间的界面滑移不可忽略, 故建模时将构件划分成钢筋混凝土 (RC) 和预应力筋 (PPS) 两部分, 两部分均采用梁单元模拟, 其中预应力筋中预应力的施加采用初始应力法, 两部分间的连接通过自由度耦合实现。

考虑在距截面中心某一侧配置面积为 A_p 、偏心距为 e_p 的直线预应力筋的预应力钢筋混凝土构件, 如为多根预应力筋, 则可按照各预应力筋及其偏心距逐个 (或分组) 进行相似处理。分别按钢筋混凝土部分和预应力筋部分独立建模完成后, 将两者之间采用自由度耦合方式进行连接, 形成整体, 如图 3 所示。

图 3 中, 刚臂连接键 L-RA 相应结点的 6 个自由度 (沿三个坐标轴方向的平动自由度和绕三个坐标轴方向的转动自由度) 均进行耦合, 以模拟预应力筋的锚固。耦合连接键 L-CP 相应结点的自由度中, 沿预应力筋纵向 (延伸方向) 的平动自由度, 当模拟无粘结形式时则予以释放以模拟预应力筋的无粘结条件, 当模拟有粘结形式时则根据平截面假定建立约束方程以实现预应力筋与混凝土的粘结; 其他 5 个自由度 (2 个平动自由度、3 个转动自由度), 进行耦合以保证相应自由度同值。对于曲线预应力筋情形, 可采用足够数量的梁单元先将预应力筋分段折线化, 之后即可按照图 3 同样原理进行建模。

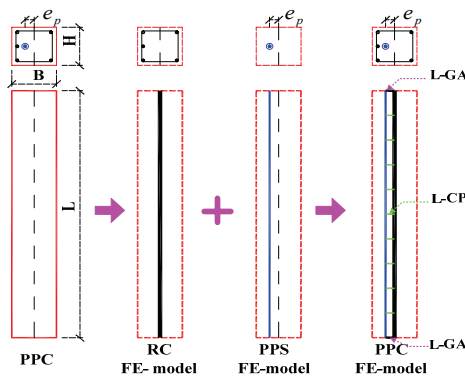


图 3 预应力混凝土 (PPC) 构件的有限元建模

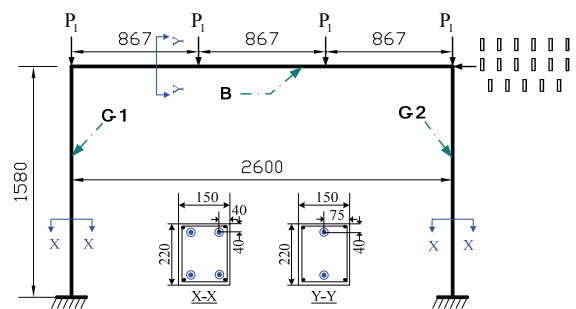


图 4 试件 UB-2 受力示意图 (单位: mm)

3 无粘结预应力混凝土框架的数值模拟

利用所建立的数值分析模型 NAM-PPC, 对文献[3]的无粘结预应力混凝土框架 (UB-2) 及其加强形式 (UB-2-H、UB-2-H) 先后进行了推覆 (Push-over) 分析和动力分析。计算时, 同时采用严格的力和位移收敛准则; 钢筋混凝土部分每个截面划分成 6×30 根混凝土纤维 (沿水平荷载方向为 30 根纤维) 和同普

通纵筋数目相同的普通钢筋纤维; 构件的预应力筋 (PPS) 部分按照不同预应力筋位置归类后按等效预应力筋在其中心用 1 根纤维, 纤维面积即为该等效预应力筋的面积。

框架试件 UB-2 受力简图如图 4 所示, 图 5 为试件 UB-2 基于 NAM-PPC 的拟静力计算结果与试验结果的对比 (详细讨论已另文给出), 验证了数值模型 NAM-PPC 的计算精度。试件材性参数见表 1, 各构件尺寸、配筋参数及轴压力、无粘结筋预加应力大小见表 2。

表 1 框架试件 UB-2 材性参数

| 混凝土参数 | 普通钢筋参数 | 无粘结筋参数 | |
|---|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | | Φ12 | Φ18 |
| $\sigma_{c0}^0 = 37$ 、 $\varepsilon_{c0}^0 = 0.002$ | $k_1 = 4$ 、 $k_2 = 25$ | | |
| $\varepsilon_{cu} = 0.01$ | $k_3 = 40$ 、 $k_4 = 1.5$ | $k_1 = 1$ 、 $k_2 = 40$ | $k_1 = 1$ 、 $k_2 = 40$ |
| $f_t = 3.7$ 、 $\varepsilon_{tu} = 0.001$ | $k_5 = 1$ | $k_3 = 40$ 、 $k_4 = 1.2$ | $k_3 = 40$ 、 $k_4 = 1.3$ |
| $E_c = E_t = 33800$ | $f_y = 245$ | $k_5 = 2.3$ | $k_5 = 1.9$ |
| $E_{min} = 0$ | $E_s = 206000$ | $f_y = 883$ | $f_y = 736$ |
| $a_s = a_s' = 25$ | $f_{yh} = 245$ | $E_s = 200000$ | $E_s = 200000$ |
| $a_p = a_p' = 40$ | $f_{uh} = 363$ | | |

(注: 表 1 中, 长度单位为 mm、强度单位为 MPa、下标中带 h 的为箍筋参数)

表 2 框架试件 UB-2 各构件尺寸、配筋及竖向力、无粘结筋预加应力大小

| 构件编号 | 尺寸 (mm) | 纵筋/配筋率 | | 箍筋 / 体积配箍率 | 无粘结筋有效预加应力(MPa) | | 竖向力 P_1 (kN) |
|------|--------------|-------------|--------------|---------------|-----------------|---------|----------------|
| | | 普通筋 | 无粘结筋 | | 左 (上) 侧 | 右 (下) 侧 | |
| C-1 | 150×220×1580 | 4Φ6 / 0.39% | 4Φ12 / 1.33% | Φ6@80 / 0.90% | 438 | 440 | |
| C-2 | 150×220×1580 | 4Φ6 / 0.39% | 4Φ12 / 1.33% | Φ6@80 / 0.90% | 452 | 450 | 14.1 |
| B | 150×220×2600 | 4Φ6 / 0.39% | 2Φ18 / 1.51% | Φ6@80 / 0.90% | 450 | 443 | |

为比较框架柱的混凝土约束程度及其纵筋强度对框架动力特性的影响, 本文分别对表 3 所列的三榀无粘结预应力混凝土框架进行数值模拟。

表 3 数值模拟情形分类表

| 名称 | 说明 |
|--------|---|
| UB-2 | 原无粘结预应力混凝土框架试件 |
| UB-2-H | 将试件 UB-2 柱子的箍筋加密一倍, 即配箍为 Φ6@40 (长度单位为 mm), 相应体积配箍率等于 1.80% |
| UB-2-L | 将试件 UB-2 柱子的普通纵筋强度提高一倍, 即屈服强度取为 $f_y=490\text{MPa}$ 、 $f_u=735\text{MPa}$ |

3.1 推覆 (Push-over) 模拟

推覆分析时, 推覆作用点见图 4。推覆计算结果见图 6, 由图可见, 每条计算曲线都可明显划分成线弹性、非线性弹性、强化和软化段等部分, 反映了结构受力变化真实过程。图中★为承载力降至峰值承载力 85%时的对应点, 即通常认为的极限点。由图 6 可见, 进行极限分析时, UB-2-H 因框架柱的箍筋加密, 后期承载力明显提高, 曲线下包面积 (曲线与横轴及由极限点引出的牵引线所围面积) 显著增大, 表明极限状态下的耗能能力大幅提高、延性显著增大; UB-2-L 因框架柱纵筋强度提高, 前期承载力增大, 但后期承载力低于 UB-2-H, 极限状态下的耗能能力较 UB-2 有一定程度的提高但明显小于 UB-2-H, 而延性与 UB-2 相当。

比较图 6 各曲线可见, 从同时增加结构的极限承载力和极限状态下的耗能能力两方面考虑, 加强结构

或构件的混凝土约束（即增加横向钢筋的用量）比提高纵筋强度或增加纵筋用量有效得多。

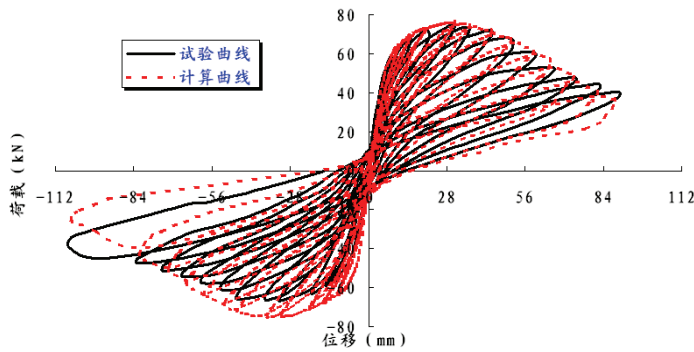


图5 试件 UB-2 拟静力计算结果与试验结果的对比如

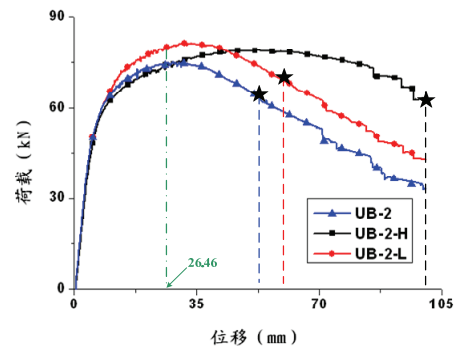


图6 推覆 (Push-over) 模拟结果对比

3.2 动力模拟

采用 EL-Centro NS 地震波对无粘结预应力混凝土框架进行动力模拟。由于框架的尺寸较小、重量较轻，为使其出现一定程度的弹塑性受力变形特性，计算时取地震的峰值加速度为 12000 gal，并控制框架的最大弹塑性层间位移角为 $26.46/1580=1/60 < 1/50$ （规范^[4]对于钢筋混凝土框架的规定值）。比较图 6 的推覆结果可见，在整个动力模拟过程中，框架的最大承载力均小于其峰值承载力（如图 6 的点划线所示），即尚未进入结构的软化段，而且，整个动力模拟过程中，未发生核芯区混凝土压碎及无粘结筋屈服现象。计算中，取框架柱的密度为 2500 kg/m^3 、框架梁的密度为 6000 kg/m^3 （以考虑相关楼板以及可能存在的墙体之自重）。

图 7 为右柱 (C-2) 上端水平位移随时间的变化曲线，由图可见，UB-2-L 的位移幅值最小，UB-2-H 则与 UB-2 的位移幅值相当，主要原因是，地震模拟中框架的受力处于其峰值点之前（如图 6），此时 UB-2-L 的耗能能力最大、而 UB-2-H 则与 UB-2 的耗能能力相当。

表 4 对右柱 (C-2) 上端的正向最大位移、负向最大位移及最终残余位移进行了比较，由表可见，三者的残余位移均不到 1.5 mm，表明处于弹性受力阶段的无粘结预应力筋对结构有很大的复位作用，使得震后的结构处于可修复（或不坏）状态；就位移幅值而言，UB-2-H 最大、UB-2-L 最小；就残余位移而言，UB-2-H 略小于 UB-2，而 UB-2-L 最小，表明框架柱高强纵筋（ $f_y=490\text{MPa}$ 、 $f_u=735\text{MPa}$ ）的使用有利于进一步减小结构的最终残余位移。

图 8 对右柱柱底的弯矩-曲率关系进行了比较，由图可见，三者的滞回曲线整体上均比较捏拢、滞回环狭小，表明地震中无粘结预应力混凝土框架的滞回耗能能力较小（这一点在图 5 的拟静力结果中也能得到反映）。其中，地震初期因框架尚处于弹性或非弹性弹性受力阶段，三者框架柱虽然约束或配筋不同但柱底均表现出相同（相似）的受力变形特性，弯矩-曲率关系相当；地震中后期，经历塑性变形后，UB-2-H 与 UB-2 的柱底弯矩及曲率大小仍然相当，但 UB-2-L 的滞回环变得相对狭小，表明框架柱中高强纵筋（ $f_y=490\text{MPa}$ 、 $f_u=735\text{MPa}$ ）的使用，使得框架的滞回耗能能力进一步减小，但 UB-2-L 因位移反应减小而柱底的最大曲率最小。

利用数值分析模型 NAM-PPC 对结构或构件进行数值模拟时，NAM-PPC 将对保护层混凝土的脱落、核芯区混凝土的压碎、钢筋的受拉屈服以及钢筋的压屈等情况进行记录。表 5 比较了各榀框架保护层混凝土脱落、钢筋受拉屈服以及钢筋压屈的开始时刻，由表可见，采取加强措施后的 UB-2-H、UB-2-L 的保护层混凝土脱落的开始时刻均比 UB-2 推迟；UB-2-L 的框架柱普通纵筋虽然进行了双倍加强（强度提高一倍），但钢筋受拉屈服的开始时刻延迟不多，而钢筋压屈的开始时刻得到较大推迟。

表 4 正向最大位移、负向最大位移、最终残余位移比较（单位：mm）

| 名称 | 正向最大位移 | 负向最大位移 | 最终残余位移 |
|--------|--------|--------|--------|
| UB-2 | 25.65 | -23.13 | 1.30 |
| UB-2-H | 26.46 | -24.31 | 1.22 |
| UB-2-L | 18.41 | -21.76 | 0.92 |

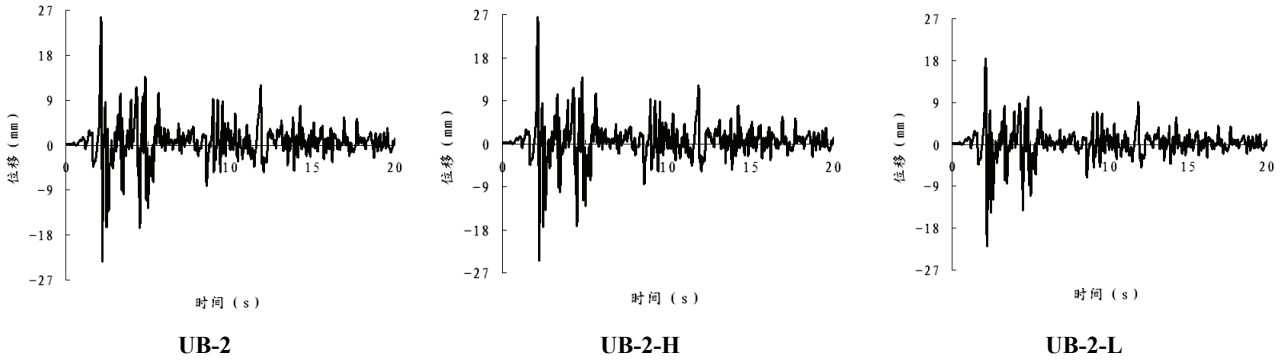


图7 右柱(C-2)上端水平位移随时间的变化

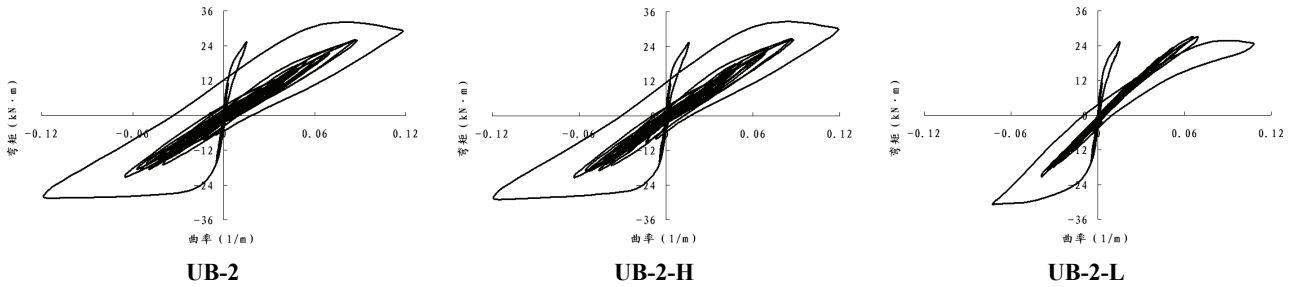


图8 右柱(C-2)柱底弯矩-曲率关系曲线

表5 保护层混凝土脱落、钢筋屈服、钢筋压屈开始时刻比较 (单位: s)

| 名称 | 某处保护层混凝土开始脱落 | 某处钢筋开始受拉屈服 | 某处钢筋开始压屈 |
|--------|--------------|------------|----------|
| UB-2 | 2.10 | 2.10 | 2.10 |
| UB-2-H | 2.12 | 2.10 | 2.10 |
| UB-2-L | 2.12 | 2.12 | 2.24 |

4 结论

本文对三榀无粘结预应力混凝土框架进行了推覆荷载和动力荷载下的数值模拟, 得到如下结论: 一、采取增强混凝土约束的措施(如加密箍筋), 对于提高极限状态下框架结构或构件的承载力和延性, 远比增强纵向配筋(如提高纵筋强度)有效; 二、无粘结预应力筋的使用, 使得框架具有良好的复位性能, 利于震后结构的修复; 三、采用高强钢筋配置框架柱中普通纵筋, 可以进一步减小结构震后残余变形、提高结构的复位性能; 四、无粘结预应力混凝土框架的滞回耗能能力较小, 实际工程中, 应采取措施增强结构的耗能能力; 五、对于无粘结预应力混凝土框架, 虽然采取加强措施(加强混凝土约束或加强纵向配筋等), 但地震中(底层)框架柱底仍然可能出铰。

参考文献

- [1] Légeron, F., and Paultre, P.(2003). "Uniaxial confinement model for normal and high-strength concrete columns," J. Struct. Eng., ASCE, 129(2), 241–252.
- [2] 江见鲸, 陆新征, 叶列平, 混凝土结构有限元分析, 清华大学出版社, 2005
- [3] 苏小卒, 预应力混凝土框架抗震性能研究, 上海科学技术出版社, 1998
- [4] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范 GB50011-2001, 2001