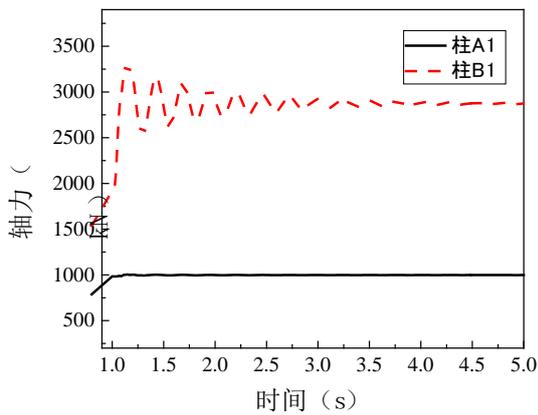


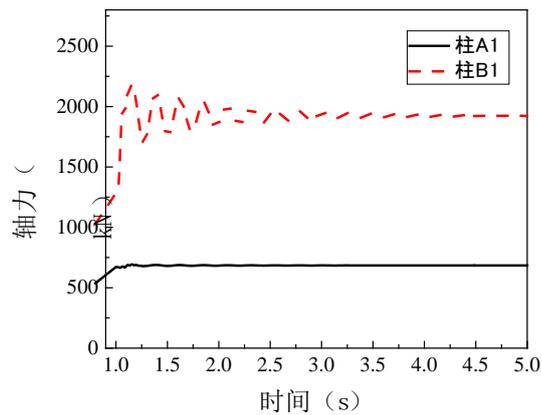
结果表明，在拆除底层中柱 C1 后两榀框架均未发生连续倒塌，且框架梁发生的变形较小，相较于 RC 框架，由于梁柱节点的构造不同，PC1 框架失效点竖向位移振幅更大。

为进一步了解框架拆除构件后内力传递情况，对两榀框架拆除柱后的构件内力变化也进行了分析。在中柱拆除后，结构产生较为均匀的内力重分配，由其相邻竖向构件承担。图 3.10 给出了中柱 C1 拆除后，PC1 框架和 RC 框架底层相邻柱 A1 和 B1 的轴力和弯矩时程曲线，可见此时结构底层两根柱的内力变化较大，与柱 C1 紧邻的柱 B1 承担了大部分的轴力，在 PC1 框架中，在拆除柱构件的瞬间轴力达到了最大值 3300kN，是拆除构件前的 1.72 倍，在 RC 框架中，在拆除柱构件的瞬间轴力达到了最大值 2180kN，是拆除构件前的 1.70 倍，因此在结构设计时需对保证 B1 柱具有足够大的承载力，柱 A1 在拆除构件后轴力基本保持不变，柱 A1 的弯矩变化也比柱 B1 小。

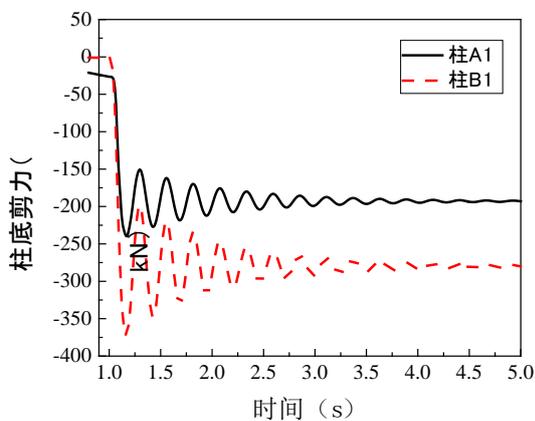
图 3.11 给出了中柱 C1 拆除后，PC1 框架和 RC 框架第二跨各层梁的内力变化曲线，其中提取的梁端弯矩数据为失效点的一端，拆除构件后，底层跟顶层的轴力变化较大，中间层轴向力没有产生较为明显的变化，梁的弯矩变化较为显著。



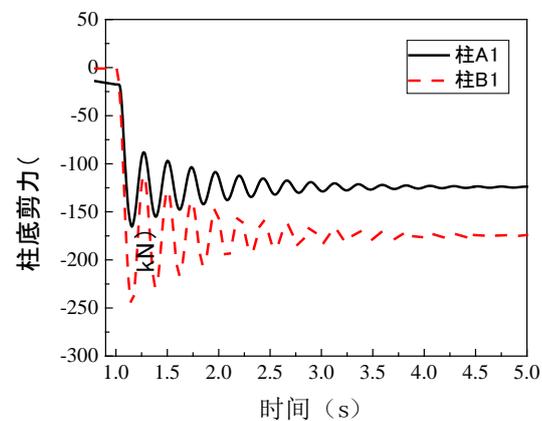
(a) PC1-Frame



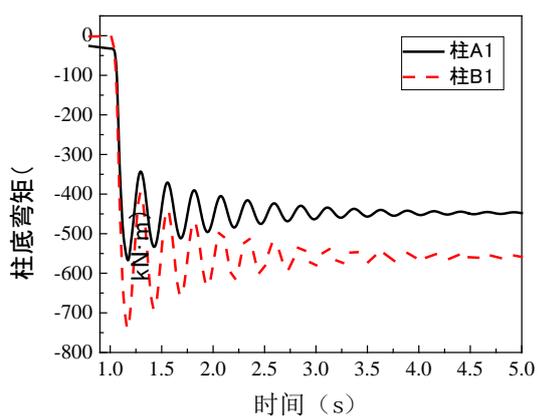
(b) RC-Frame



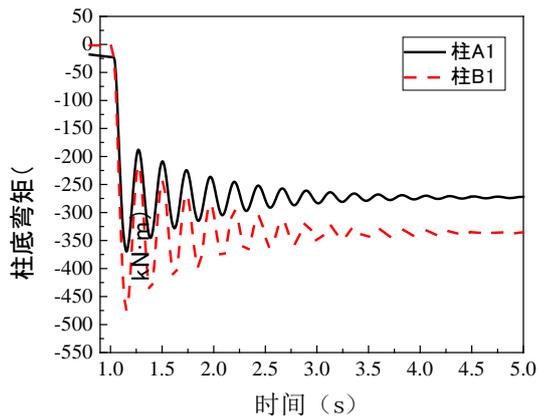
(c) PC1-Frame



(d) RC-Frame

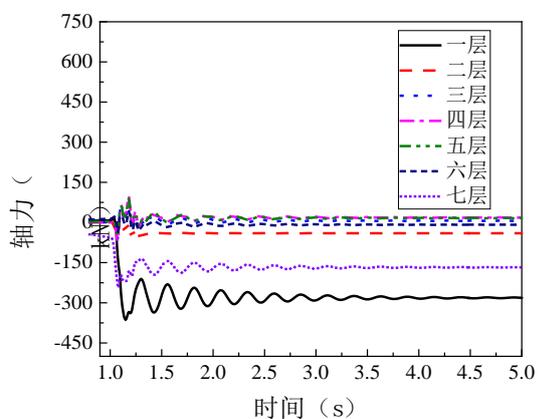


(e) PC1-Frame

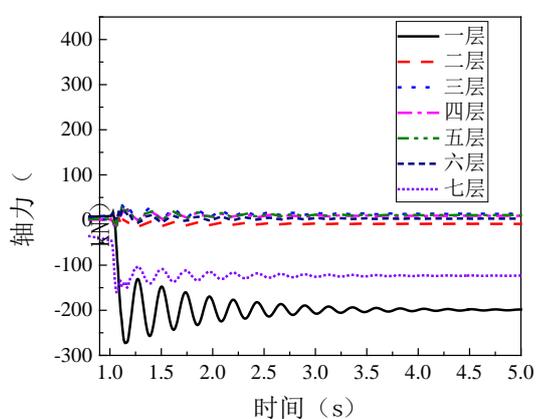


(f) RC-Frame

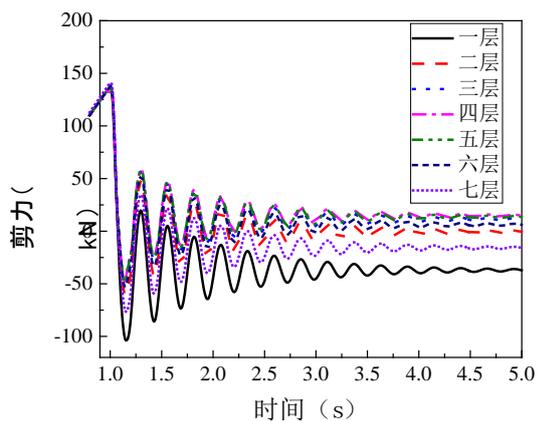
图 3.10 底层柱轴力、剪力和底端弯矩变化曲线



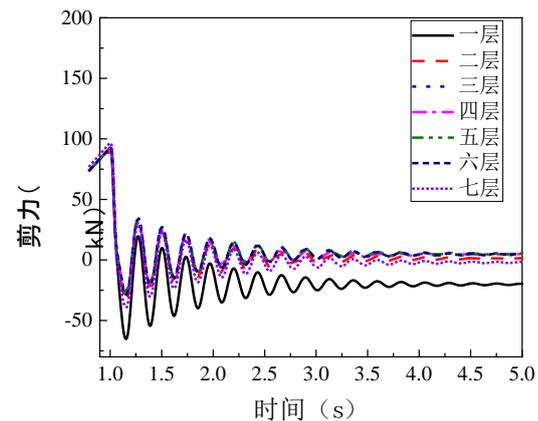
(a) PC1-Frame



(b) RC-Frame



(c) PC1-Frame



(d) RC-Frame

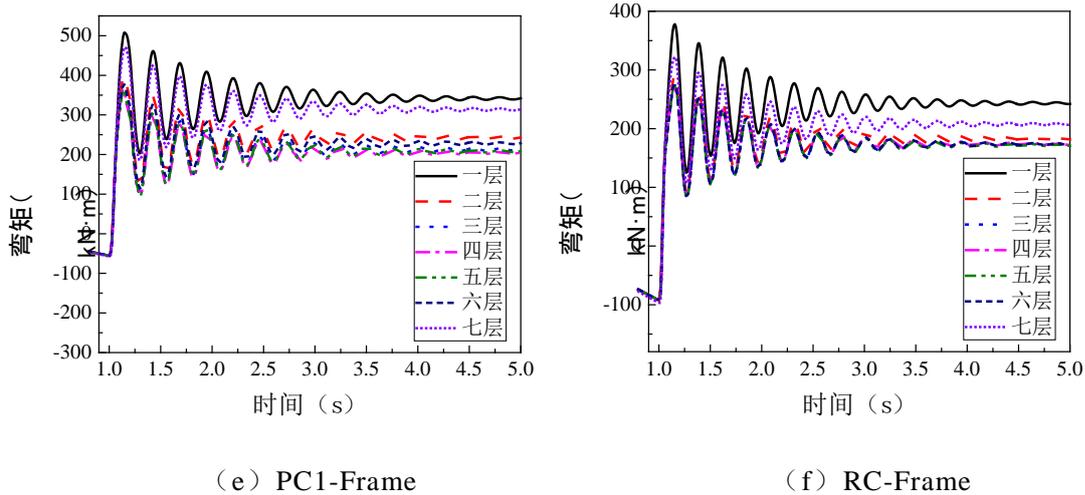


图 3.11 BC 跨各层梁轴力、剪力和弯矩变化曲线

可见在荷载放大系数 α 为 1 时，拆除中柱后 PC1 和 RC 框架结构均未发生倒塌。将 RC 框架结构的荷载放大系数 α 从 1 开始按增大系数 0.2 依次增加，当程序接近不收敛时，将增大系数逐渐变小，直到程序分析不收敛；将 PC1 框架结构的荷载放大系数 α 从 1 开始按 0.1 依次增加，当程序接近不收敛时，将增大系数逐渐变小，直到程序分析不收敛。每次分析时即可以得到荷载放大系数 α 所对应的失效点最大竖向位移，详细数据如表 3.4 所示。

RC 框架在荷载放大系数 α 为 1.72 时和 PC1 框架在荷载放大系数 α 为 1.32 时的失效点位移时程曲线如图 3.12。由图可知，在相应的荷载放大系数下，两榀框架的失效柱对应节点的竖向位移在拆除边柱后迅速单调增大，RC 框架在 2.41s 时位移已达到 1200mm 即为梁跨度的五分之一，认为该结构发生倒塌；PC1 框架结构的失效点则在 2.13s 达到了 1200mm 的竖向位移，下降速率较现浇结构快。

表 3.4 结构位移表

框架类型	荷载放大系数 α	最大动位移 (mm)
RC	1.0	46
	1.2	67
	1.4	96
	1.6	167
	1.7	320
	1.71	381
	1	94
PC1	1.1	118
	1.2	160
	1.3	289
	1.31	334

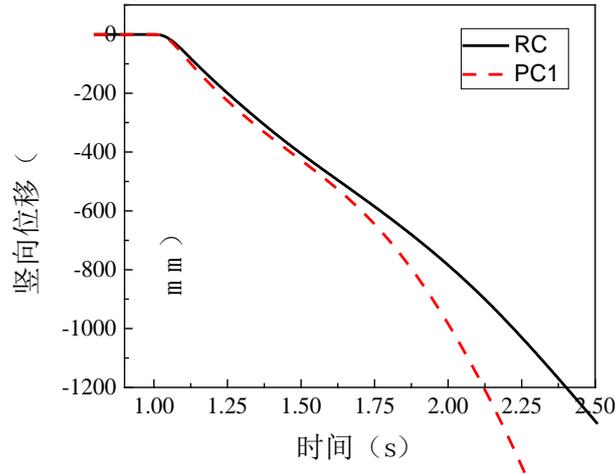


图 3.12 两榀框架结构失效点位移时程曲线

3.3.2 拆除边柱 A1 结果分析

对 PC1-Frame 和 RC-Frame 结构在拆除边柱 A1 后进行非线性动力分析，原结构在荷载放大系数 α 为 1 时的静力荷载下维持 1s，然后瞬间拆除底层柱，动力分析时长设为 7s。由图 3.13 可以看出，两个框架失效点的竖向位移均先快速增大，继而不规则上下波动衰减，大约在 4s 后开始趋于平缓；RC 框架在 1.2s 达到最大位移 53mm，PC1 框架在 1.5s 达到最大位移 115mm。同样在拆除底层边柱 A1 后两榀框架未发生连续倒塌，PC1 框架失效点竖向位移振幅较 RC 框架更大。

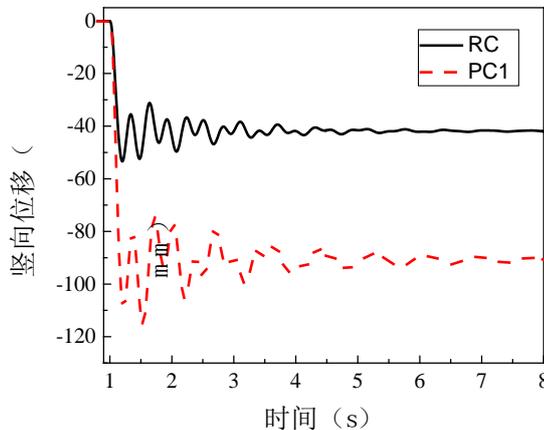


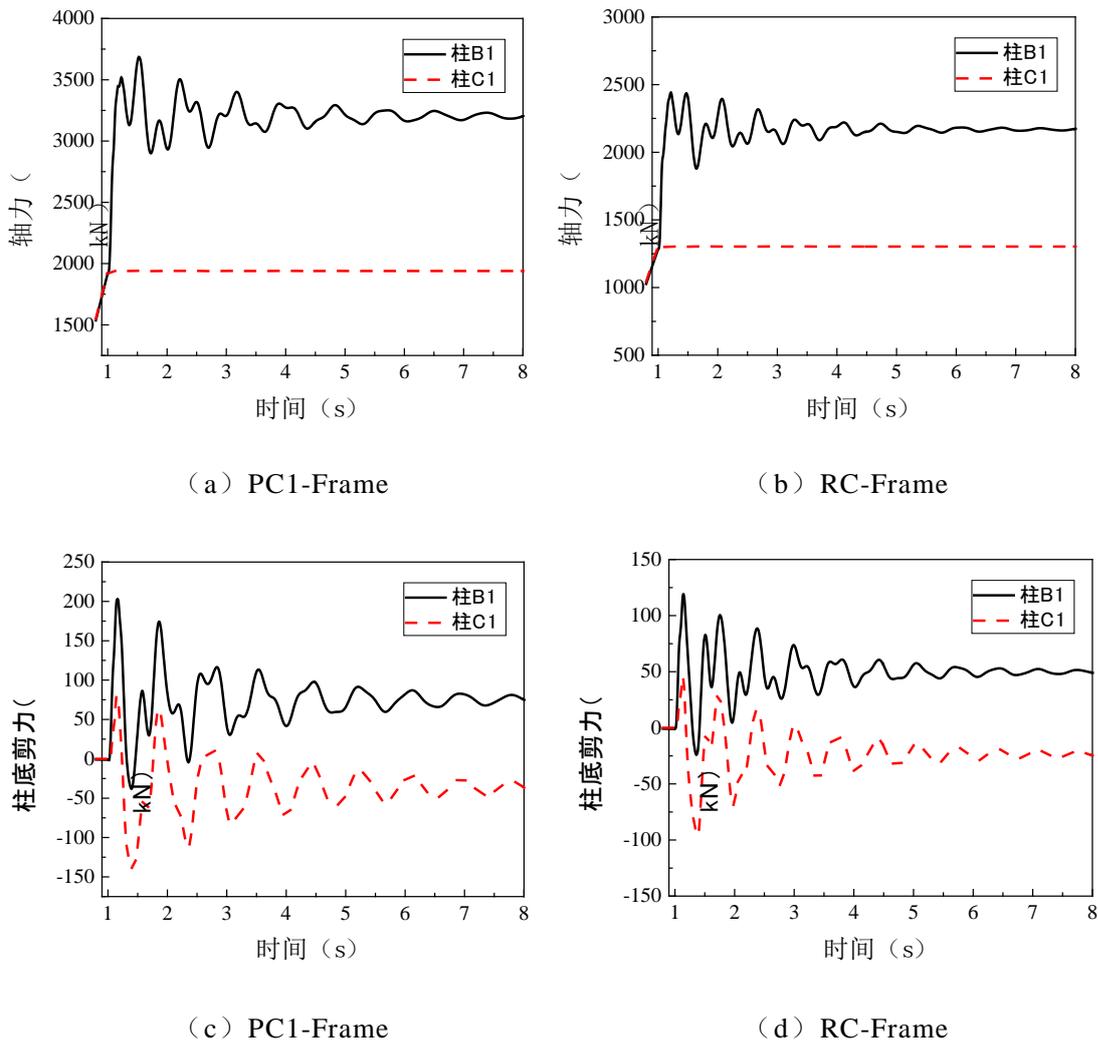
图 3.13 两榀框架结构失效点位移时程曲线

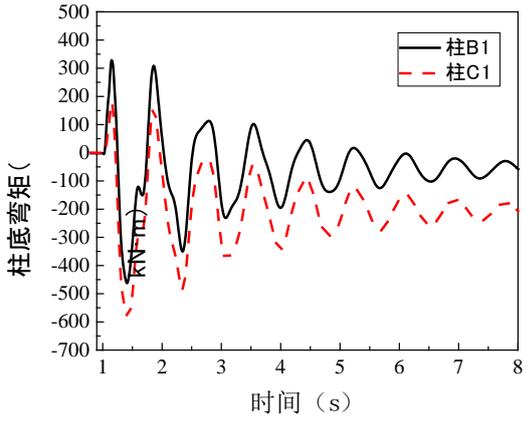
在拆除边柱之前，上部荷载通过梁的剪切作用传递到柱构件，从而产生轴向力，梁因产生弯曲而轴向受拉。拆除边柱后，结构发生几何和刚度突变，边柱附近的构件内力发生突变，结构传力路径也发生变化，由梁传递到边柱的轴力不能向下传递，一层边跨梁成为悬臂梁，弯矩变大，导致梁的轴向力突然变化。图 3.14 给出了边柱 A1 拆除后，PC1 框架和 RC 框架底层相邻柱 B1 和 C1 的轴力和弯矩时程曲线，结构底层两根柱的内力变化较大，与柱 A1 紧邻的柱 B1 承担了大部分

的轴力，PC1 框架中柱 B1 在 1.5s 轴力达到最大值 3686kN，是拆除构件前的 1.92 倍，相较于拆除中柱时的轴力增大了 11.7%，RC 框架中柱 B1 在 1.21s 轴力达到最大值 2441kN，是拆除构件前的 2.11 倍，相较于拆除中柱时的轴力增大了 12.0%，柱 C1 在拆除构件后轴力基本保持不变，柱 C1 弯矩变化也比柱 B1 小。

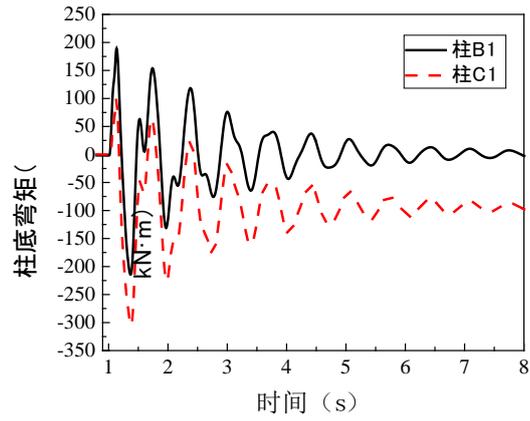
图 3.15 给出了边柱 A1 拆除后，PC1 框架和 RC 框架第一跨各层梁的内力变化曲线，其中提取的梁端弯矩数据为失效点的一端，拆除构件后，底层梁变成受压状态，顶层梁变成受拉状态，中间层轴向力则没有产生较为明显的变化，梁弯矩变化较为显著。从剩余结构整体的响应得知，与中柱失效工况相比，拆除边柱对结构的影响程度较中柱大。

可见在荷载放大系数 α 为 1 时，拆除边柱后 PC1 和 RC 框架结构均未发生倒塌。将 RC 框架结构的荷载放大系数 α 从 1 开始按增大系数 0.2 依次增加，当程序接近不收敛时，将增大系数逐渐变小，直到程序分析不收敛；将 PC1 框架结构的荷载放大系数 α 从 1 开始按 0.1 依次增加，当程序接近不收敛时，将增大系数逐渐变小，直到程序分析不收敛。每次分析时即可以得到荷载放大系数 α 所对应的失效点最大竖向位移，详细数据如表 3.5 所示。



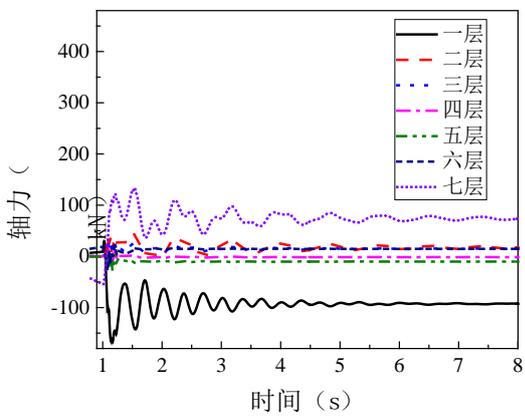


(e) PC1-Frame

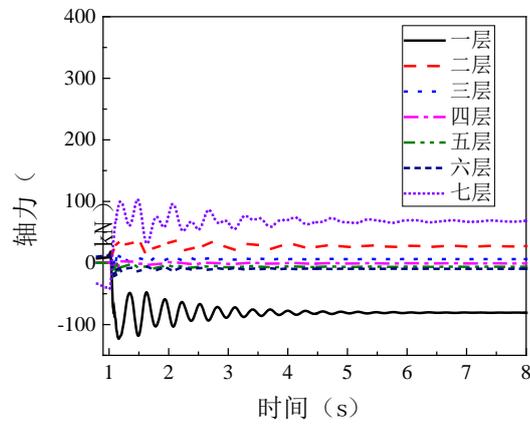


(f) RC-Frame

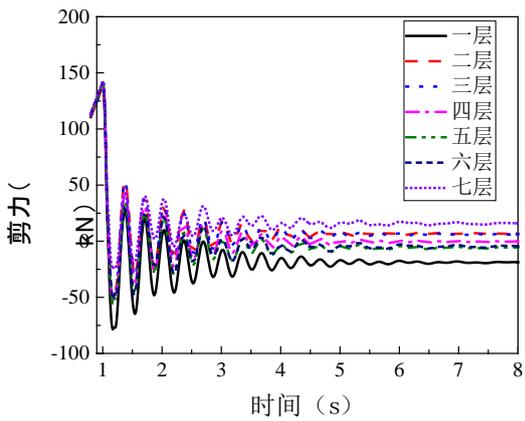
图 3.14 底层柱轴力、剪力和底端弯矩变化曲线



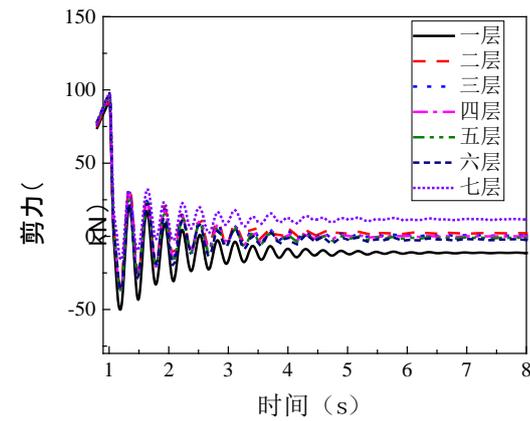
(a) PC1-Frame



(b) RC-Frame



(c) PC1-Frame



(d) RC-Frame

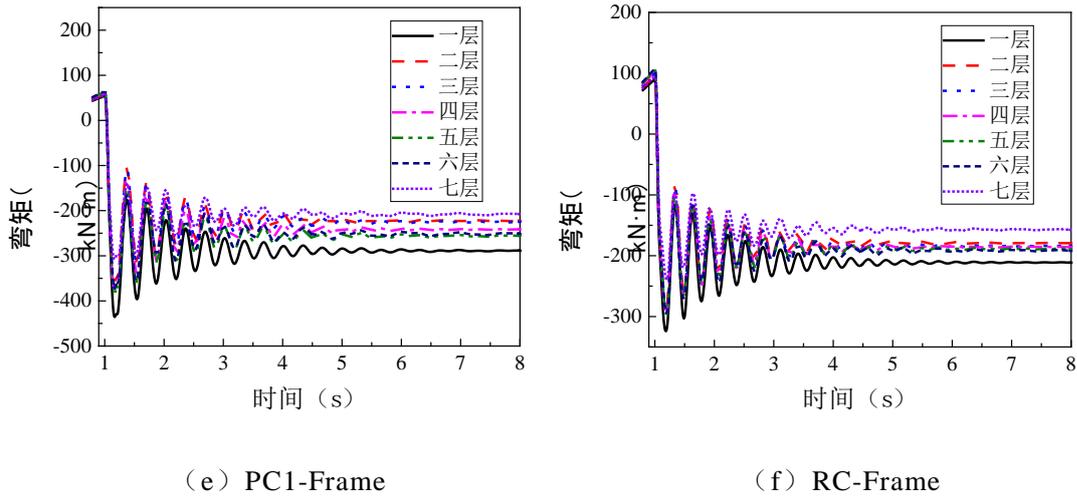


图 3.15 第一跨各层梁轴力、剪力和弯矩变化曲线

RC 框架在荷载放大系数 α 为 1.66 时和 PC1 框架在荷载放大系数 α 为 1.26 时的失效点位移时程曲线如图 3.16。由图可知，在相应的荷载放大系数下，两榀框架的失效柱对应的节点竖向位移在拆除边柱后迅速单调增大，RC 框架在 1.86s 时位移已达到 1200mm 即为梁跨度的五分之一，认为该结构发生倒塌；PC1 框架结构的失效点则在 1.67s 达到了 1200mm 的竖向位移，下降速率较现浇结构快。

表 3.5 结构位移表

框架类型	荷载放大系数 α	最大动位移 (mm)
RC	1.0	53
	1.2	79
	1.4	150
	1.6	438
	1.65	491
PC1	1	115
	1.1	146
	1.25	337

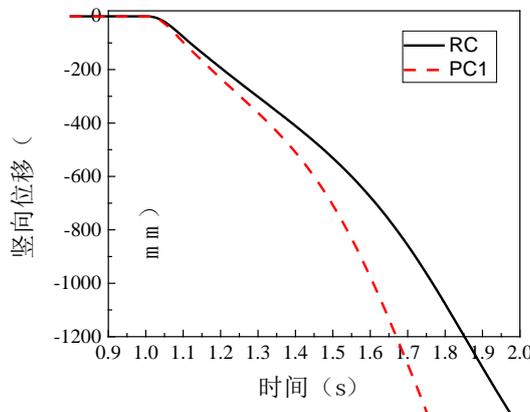


图 3.16 两榀框架结构失效点位移时程曲线

3.4 基于等能量法的简化动力分析

由于非线性动力方法耗时长久并且计算复杂，采用简化的方法来预测结构的动力响应^[97]，如图 3.17 所示，在非线性静力响应的基础上，利用等能量原理确定结构的动力响应，即：

结构的静力荷载抗力 P_S 可表达为失效点竖向位移 x 的函数：

$$P_S = P(x) \quad (3.1)$$

倒塌过程中结构内能 U 满足：

$$U = \int P(x)dx \quad (3.2)$$

当结构有效抵抗倒塌时，重力势能 W 转化的动能要被结构有效耗散，即满足：

$$W = Gx = U \quad (3.3)$$

此时重力荷载 G 即为结构的动力抗力 P_D ，满足：

$$P_D = \frac{1}{x} \int P(x)dx \quad (3.4)$$

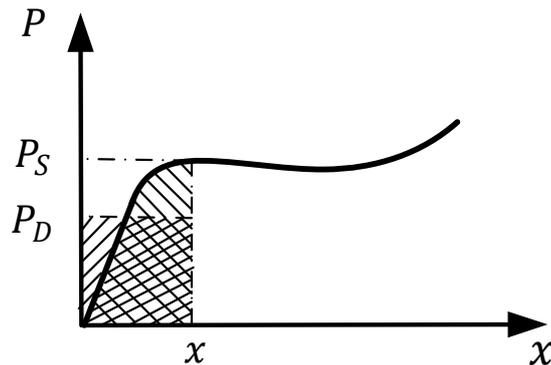


图 3.17 简化动力评估方法

对 RC 和 PC1 框架结构拆除中柱 C1 和边柱 A1 后的静力位移-荷载放大系数曲线进行转换，得到的简化动力响应。将简化动力响应、非线性静力响应以及动力响应进行分析对比，如图 3.18 和图 3.19 所示。通过观察可知，非线性静力分析的结果较为保守，非线性动力响应与简化动力响应分析的趋势大致相同，而非线性动力分析计算效率低，分析过程较为复杂，因此在精度要求不高的情况下可以采用基于能量法的简化非线性动力方法。

在相同的位移下，将非线性动力抗力与非线性静力抗力的比值定义为动力放大系数 DAF^[98]。图 3.20 为拆除中柱 C1 和拆除边柱 A1 后的 PC1 框架和 RC 框架的动力放大系数，可见动力放大系数随着位移的增加逐渐减小，在小变形下动力放大系数较大，DAF 值保持在 2.0 左右，说明当结构处于线性静力分析时，使用 2.0 的 DAF 值是较为合适的，而在大变形阶段的动力放大系数较小甚至小于 1.0，

这是因为利用简化的动力分析方法计算出来的动力荷载放大系数是累积耗能指标，而静力荷载放大系数是当前状态下的指标，并且在此状态下，结构在静态平衡状态下处于“不稳定”状态，静力荷载放大系数最低。在动态平衡中，结构刚刚经历了峰值承载能力，消耗了大量的动能。动力放大系数下降地较为缓慢，导致结构的动力放大系数小于 1。

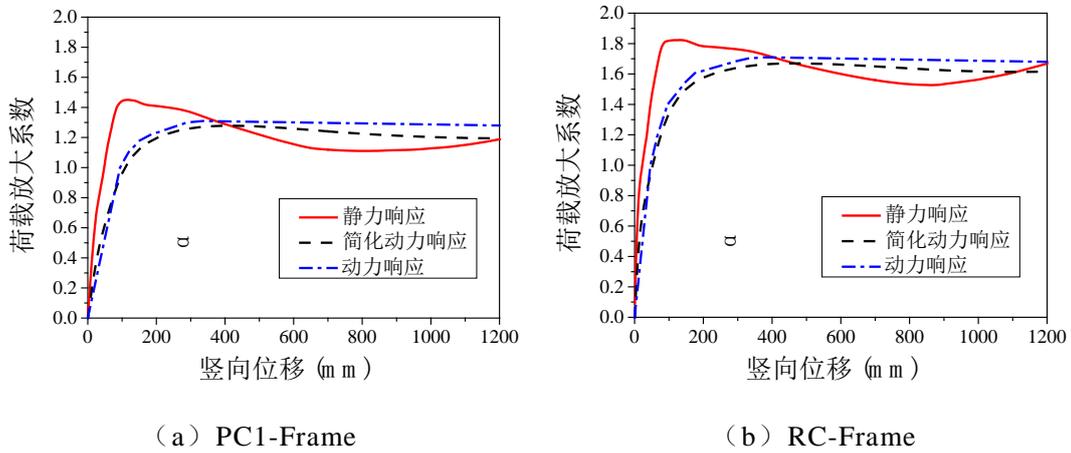


图 3.18 拆除中柱工况下各位移-荷载曲线对比

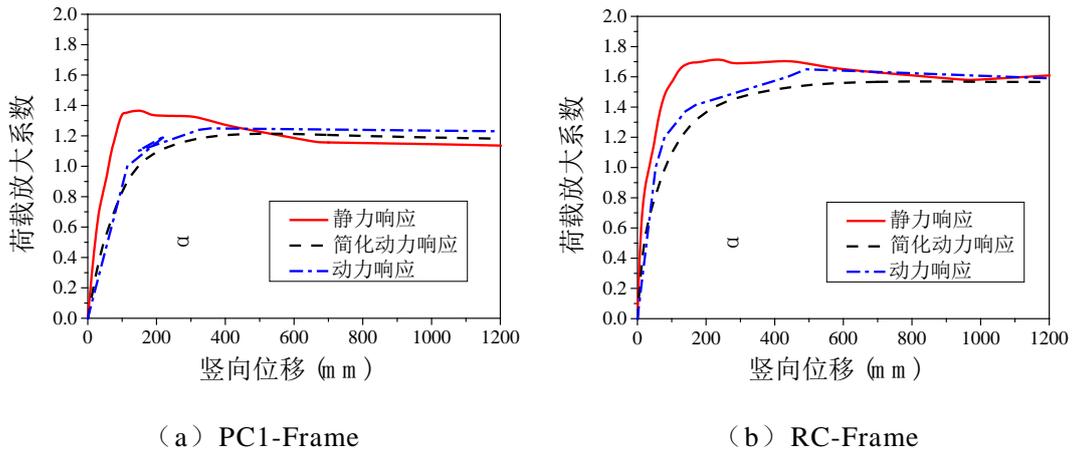


图 3.19 拆除边柱工况下各位移-荷载曲线对比

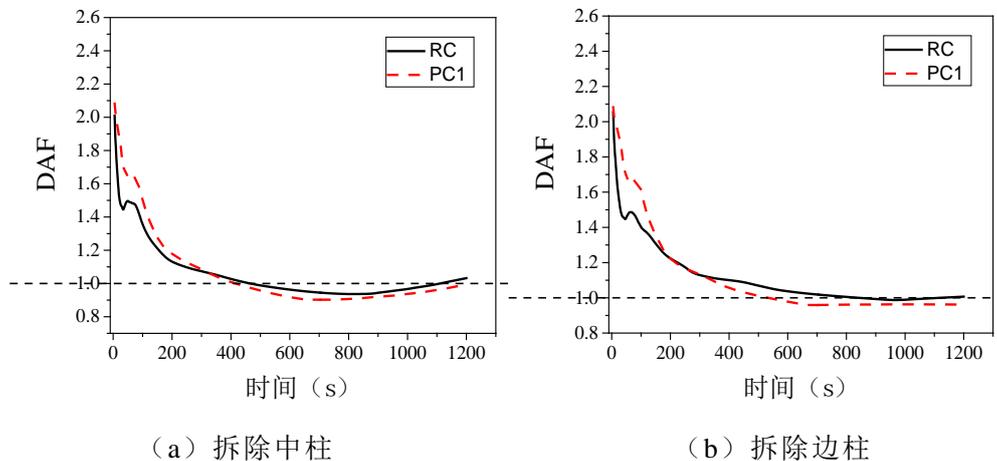


图 3.20 动力放大系数对比

3.5 本章小结

本章在第二章利用OpenSees建立并校验好的装配式PC1试件和装配式PC2试件宏模型的基础上，设计了带有混凝土明/暗牛腿-角形钢板-插梢连接节点的多层全装配式框架结构及与之对比的现浇框架结构。并采用拆除构件法拆除框架底层的中柱和边柱对三种类型的框架结构进行了连续倒塌分析：

(1) 在拆除柱的动力反应分析中，得到了失效点的竖向位移时程曲线和关键梁柱的内力变化曲线。在中柱失效工况下，RC-Frame和PC1-Frame的失效点最大竖向位移分别为46mm和94mm；在边柱失效工况下，RC-Frame和PC1-Frame的失效点最大竖向位移分别为53mm和115mm。说明框架结构在拆边柱后的抗连续倒塌性能低于拆中柱后的抗连续倒塌性能，拆除边柱的倒塌危险性较拆除中柱大，故在结构设计时可适当增加边柱的截面配筋或尺寸。

(2) 在拆除中柱后，PC1-Frame和PC2-Frame在压拱机制的极限承载力分别较RC-Frame低30%和20.5%；在拆除边柱后，PC1-Frame和PC2-Frame在压拱机制的极限承载力分别较RC-Frame低26.9%和22.3%。故RC-Frame的整体抗连续倒塌性能较好，PC2-Frame的整体抗连续倒塌性能其次，PC1-Frame的整体抗连续倒塌性能较差。

(3) 利用基于能量方法的简化非线性动力分析方法对RC和PC1框架在拆除边柱的情况下进行分析，并与非线性静力分析进行对比，得知结构的动力放大系数在进入塑性阶段后而逐渐减小，非线性静力分析的结果较为保守，在精度要求不高的情况下，可以选取简化的非线性动力分析方法。

第4章 全装配式结构非线性抗连续倒塌可靠度分析

工程结构在设计使用时往往最看重的是安全性能，而在设计、施工以及使用过程中由于结构所承受的外部荷载与使用的材料属性等种种不确定性因素也影响着结构的性能。结构的可靠度分析正是为了解决在这个过程中所存在的不确定性问题。而对于复杂的实际工程结构，简单的构件可靠度分析方法无法适用，以寻找失效模式为基础的结构体系可靠度分析方法计算繁琐，工作量大。计算结构体系可靠度利用结构的整体极限状态方程成为了一种新趋势。

本章将简要介绍几种结构可靠度常用计算方法，并介绍了结合成熟的构件可靠度计算方法和相关的变量情形以及上章中提及的 Pushdown 方法结合来近似计算结构系统的整体可靠度方法。该方法可以不用寻找主要失效模式，并且利用结构全局非线性分析，可以考虑到实际的材料本构模型，是一种有效实用的近似方法来解决结构系统可靠性问题。最后，通过利用上章建立的 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 结构模型，分别计算了全装配式结构和现浇结构的完好结构以及损伤结构下抗连续倒塌可靠度。

4.1 结构可靠度理论概述

4.1.1 可靠度概念

结构可靠性是指结构可以满足结构设计时要求的预设功能，而衡量结构可靠性的概率指标称为结构的可靠度。

在结构分析中，材料、荷载和计算模型等都存在不确定性，这些影响结构性能的不确定性参数可以称为随机变量，随机变量又可以根据取值分为离散型随机变量和连续型随机变量。离散型随机变量的重要概率分布有二项式分布和泊松分布，连续型随机变量通常用概率分布函数来了解随机变量的概率特征，常用的有正态分布（Normal distribution），对数正态分布（Lognormal distribution）及极值 I 型分布（Extreme Value I Distribution）。在复杂工程情况下，我们往往很难得知函数的具体分布，通常使用常用的数字特征例如均值、方差和矩来进行判断。

可靠度分析中，结构是否能满足设计的某一个功能要求的状态是由结构的功能函数进行定义的。假定 X_1, X_2, \dots, X_n 为基本随机变量，那么结构的功能函数可以表示为：

$$Z=g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4.1)$$

当 $Z>0$ 时，可以认为结构是可靠的，当 $Z<0$ 时，可以认为结构已失效，其出现小于 0 的概率就可以称为结构的失效概率 P_f ，当 $Z=0$ 时，可以称为结构的极

限状态。

假定结构的极限状态方程为结构抗力 R 和荷载效应 S 两个正态变量组成，其极限状态方程为：

$$Z=R-S=0 \quad (4.2)$$

根据定义可得失效概率 P_f 为：

$$P_f = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_z} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{z-m_z}{\sigma_z}\right)^2\right] dz \quad (4.3)$$

可靠度 P_r 公式为：

$$P_r = \int_0^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_z} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{z-m_z}{\sigma_z}\right)^2\right] dz \quad (4.4)$$

式中 m_z 、 σ_z 为 Z 的均值和标准差。

利用标准化随机变量 y ($m_t=0$, $\sigma_t=1$) 将正态分布 Z (m_z , σ_z) 转化为标准正态分布 Y (0,1)，那么 P_f 为

$$P_f = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-m_z/\sigma_z} \exp\left(-\frac{y^2}{2}\right) dy = \Phi\left(-\frac{m_z}{\sigma_z}\right) \quad (4.5)$$

其中

$$m_z = m_R - m_S, \quad \sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (4.6)$$

引入可靠指标 β ，令

$$\beta = \frac{m_z}{\sigma_z} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (4.7)$$

或

$$\beta = \frac{m_z}{\sigma_z} = \frac{(m_R / m_S) - 1}{\sqrt{(m_R / m_S)^2 V_R^2 + V_S^2}} \quad (4.8)$$

其中

$$V_R = \frac{\sigma_R}{m_R} \quad (4.9)$$

$$V_S = \frac{\sigma_S}{m_S} \quad (4.10)$$

式中 m_R 、 σ_R 为 R 的均值和标准差， m_S 、 σ_S 为 S 的均值和标准差， V_R 和 V_S 分别为 R 和 S 的变异系数。

结合上式可得

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.11)$$

$$P_r = 1 - P_f = 1 - \Phi(-\beta) = \Phi(\beta) \quad (4.12)$$

目前在工程设计上一般使用可靠指标 β 和相应的失效概率 P_f 来衡量结构的可靠度。

4.1.2 不确定性分析的研究方法

由于实际工程的复杂性，通常采用一次二阶矩法、抽样方法（如蒙特卡罗法 Monte Carlo Simulation 和拉丁超立方抽样 Latin hypercube sampling）、响应面法（response surface methodology）和点估计法（point estimate method）等近似计算方法来计算结构的可靠度。

一次二阶矩法也称为一次可靠度方法，是在结构功能函数为线性函数时，利用变量的一阶和二阶矩为特征值计算结构可靠度的方法。而对于非线性的功能函数，可以在均值点或均值点附近进行 Taylor 级数展开并保留一次项。计算时假定随机变量均为正态分布，当随机变量为非正态分布时，可以利用映射变换法和实用分析法等进行处理，变量的相关性可以采用 Hermite 多项式变换、Orthogonal 变换、Winterstein 近似公式等进行处理^[99]。

蒙特卡洛法（MCS）又称统计试验法或随机抽样法，可以对随机变量进行大量的随机抽样，形成大量的变量样本，将样本值进行重复模拟，统计计算结果，根据计算结果中的失效次数来计算结构的失效概率。模拟次数愈多，该方法的计算结果精度愈高。

响应面法（RSM）是用较为简单的显示函数来逐步逼近实际的隐式极限状态函数，简化结构的可靠度计算，该方法的优点在于可以直接应用在确定性结构的分析程序中，使得可靠度计算的工作更简便易行，因此可适用于大型的复杂结构可靠度研究。

点估计法（PEM）最早由 Rosenblueth 于 1975 年提出^[100]，对于单变量函数 $g(X)$ ，Rosenblueth 提出了两点估计法，将随机变量 X 的连续概率密度函数 $f(X)$ 离散为概率分布函数 $P(X)$ 。

$$P(X) = \begin{cases} P(x_i) = P_i & (i=1, 2, \dots, m) \\ P(y) = 0 & (y \neq x_i) \end{cases} \quad (4.13)$$

其中， m 是估计点的个数， x_i 和 P_i 为 X 的估计点和加权系数。

由式(4.13)可以得知单变量函数的统计矩为：

$$E[g^k(X)] = \sum_{i=1}^{Num} P_i g^k(x_i) (i=1, 2, \dots, m) (k=1, 2, \dots) \quad (4.14)$$

对于多变量函数 $g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ ，则有

$$P'(X) = \begin{cases} P'(x_i) = P_i & (i=1, 2, \dots, m) \\ P(y) = 0 & (y \neq x_i) \end{cases} \quad (4.15)$$

$$E[g^k(X)] = \sum_{i=1}^m P_i g^k(x_i) (i=1, 2, \dots, m) (k=1, 2, \dots) \quad (4.16)$$

针对多变量函数，Rosenblueth 提出了 $2n+1$ 点估计法， n 为随机变量的个数， $2n+1$ 为模拟次数，需已知各随机变量的平均值和标准差，选取每一个随机变量的平均值加/减一个标准差对应的点作为估计点，即可计算函数的统计矩。

4.1.3 变量相关情形

当随机变量为相关非正态情形时，为了求解结构的可靠度，需要将相关非正态变量转换为独立的标准正态变量，本文将介绍使用较为广泛的三种方法。

(1) Rosenblatt 变换^[101]

Rosenblatt 变换可以将一组非正态相关随机变量变换成为一组等效的独立正态随机变量。对于 n 维非正态分布的随机变量 $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)^T$ ，假设其联合累积分布函数为 $F_X(x)$ ，一组独立的标准正态变量 $Y = (Y_1, Y_2, \dots, Y_n)^T$ 可以用以下表示：

$$\begin{cases} \Phi(Y_1) = F_{X_1}(X_1) \\ \Phi(Y_2) = F_{X_2|X_1}(X_2|X_1) \\ \dots \\ \Phi(Y_n) = F_{X_n|X_1, X_2, \dots, X_{n-1}}(X_n|X_1, X_2, \dots, X_{n-1}) \end{cases} \quad (4.17)$$

对上式求逆，可得：

$$\begin{cases} Y_1 = \Phi^{-1}[F_{X_1}(X_1)] \\ Y_2 = \Phi^{-1}[F_{X_2|X_1}(X_2|X_1)] \\ \dots \\ Y_n = \Phi^{-1}[F_{X_n|X_1, X_2, \dots, X_{n-1}}(X_n|X_1, X_2, \dots, X_{n-1})] \end{cases} \quad (4.18)$$

式(4.18)即为 Rosenblatt 变换，其逆变换可以用以下方程表示：

$$\begin{cases} X_1 = F_{X_1}^{-1}[\Phi(Y_1)] \\ X_2 = F_{X_2|X_1}^{-1}[\Phi(Y_2)|X_1] \\ \dots \\ X_n = F_{X_n|X_1, X_2, \dots, X_{n-1}}^{-1}[\Phi(Y_n)|X_1, X_2, \dots, X_{n-1}] \end{cases} \quad (4.19)$$

Zhao 和 One 提出了基于此变换的点估计法^[102]，当功能函数用向量来表达时：

$$Y = g(X) \quad (4.20)$$

根据定义可知平均值 μ_g 、第 n 阶中心距 M_{ng} 和统计矩可以表示为：

$$\mu_g = \int g(x) f(x) dx \quad (4.21)$$

$$M_{ng} = \int [g(x) - \mu_g]^n f(x) dx \quad n \geq 2 \quad (4.22)$$

$$\sum_{j=1}^m P_j (x_j - \mu_x)^k = M_{kx} \quad (4.23)$$

通过 Rosenblatt 逆变换, 可以将式(4.21)和式(4.22)写为:

$$\mu_g = \int g[T^{-1}(u)] \varphi_n(u) du \quad (4.24)$$

$$M_{kg} = \int \{g[T^{-1}(u)] - \mu_g\}^k \varphi_n(u) du \quad k \geq 2 \quad (4.25)$$

对于单变量函数, 结合 Hermit 积分, 可以将式(4.23)写为:

$$\int u_k \exp(-\frac{1}{2}u^2) du = \sqrt{2\pi} \sum_{j=1}^m P_j u_j^k \quad (4.26)$$

其中:

$$u_j = \sqrt{2}x_j, P_j = \frac{w_j}{\sqrt{\pi}} \quad (4.27)$$

采用标准正态空间的 5 点估计时, 有:

$$\left. \begin{aligned} u_0 &= 0; P_0 = 8/15 \\ u_{1+} &= u_{1-} = 1.3556262; P_1 = 0.2220759 \\ u_{2+} &= -u_{2-} = 2.8569700; P_2 = 1.12574 \times 10^{-2} \end{aligned} \right\} \quad (4.28)$$

采用标准正态空间的 7 点估计时, 有:

$$\left. \begin{aligned} u_0 &= 0; P_0 = 16/35 \\ u_{1+} &= u_{1-} = 1.1544054; P_1 = 0.2401233 \\ u_{2+} &= -u_{2-} = 2.3667594; P_2 = 3.07571 \times 10^{-2} \\ u_{3+} &= -u_{3-} = 3.7504397; P_3 = 5.48269 \times 10^{-4} \end{aligned} \right\} \quad (4.29)$$

对于多变量函数, 有:

$$Z' = G(X) = \sum_{i=1}^n (G_i - G_\mu) + G_\mu \quad (4.30)$$

$$G_\mu = G(\mu) \quad (4.31)$$

$$G_i = G[T^{-1}(U_i)] \quad (4.32)$$

由于各变量相互独立, 易得均值 μ_G 和方差 σ_G^2 为:

$$\mu_G = \sum_{i=1}^n (\mu_i - G_\mu) + G_\mu \quad (4.33)$$

$$\sigma_G^2 = \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 \quad (4.34)$$

(2) Orthogonal 变换^[63]

Orthogonal 变换可以将一组相关正态随机变量转换为独立正态随机变量，对于相关正态分布的随机变量 $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)^T$ ，假定其协方差矩阵 $C_X = [C_{X_i X_j}]_{n \times n}$ ，设矩阵 A 的各列是 C_X 的规则化特征向量^[103]，作正交变换可得

$$X = AY \quad (4.35)$$

此时 Y 的功能函数为：

$$Z = g_X(X) = g_X(AY) = g_Y(Y) \quad (4.36)$$

又 $A^{-1} = A^T$ ，所以式(4.35)又可写为：

$$Y = A^T X \quad (4.37)$$

根据式(3.57)， Y 的均值 μ_Y 和方差 D_Y 可以写为：

$$\mu_Y = A^T \mu_X \quad (4.38)$$

$$D_Y = A^T C_X A \quad (4.39)$$

(3) Nataf 变换^[64]

Nataf 变换可以在已知随机变量的边缘概率分布函数和相关系数矩阵时，将一组原始变量转换为独立标准正态空间向量。设有 n 维随机变量：

$$X = (X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4.40)$$

标准正态随机向量 $Y = (y_1, y_2, \dots, y_n)$ 可通过等概率转换原则^[64,104]引入：

$$\begin{cases} \psi(y_i) = F_i(x_i) \\ y_i = \psi^{-1}(F_i(x_i)) \end{cases} \quad (4.41)$$

随机向量 X 的联合概率密度函数可以表示为：

$$f_X = f(x_1)f(x_2)\cdots f(x_n) \frac{\phi_n(Y, \rho_0)}{\phi(y_1)\phi(y_2)\cdots\phi(y_n)} \quad (4.42)$$

$$\phi_n(Y, \rho_0) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi)^n \det(\rho_0)}} \exp\left(-\frac{1}{2} Y^T \rho_0 Y\right) \quad (4.43)$$

一般称上述分布模型为 Nataf 分布。

设 ρ 、 ρ_0 分别为 X 、 Y 的相关系数矩阵，联合式(4.42)、式(4.43)和相关系数的定义可得向量 X 、 Y 相关系数之间的关系：

$$\begin{aligned} \rho_{ij} &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i}\right) \left(\frac{x_j - \mu_j}{\sigma_j}\right) f_{x_i x_j}(x_i, x_j) dx_i dx_j \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\frac{F_i^{-1}(\psi(y_i)) - \mu_i}{\sigma_i}\right) \left(\frac{F_j^{-1}(\psi(y_j)) - \mu_j}{\sigma_j}\right) \phi_2(y_i, y_j, \rho_{0ij}) dy_i dy_j \end{aligned} \quad (4.44)$$

又 ρ_0 为对称矩阵，可对其进行 Choleskey 分解得到：

$$\rho_0 = L_0 L_0^T \quad (4.45)$$

利用 L_0 (ρ_0 的下三角阵) 可将 Y 转换为独立的标准正态变量 V ：

$$V = L_0^{-1} Y \quad (4.46)$$

对应的逆变换可写为：

$$Y = L_0 V \quad (4.47)$$

$$X = F^{-1}(\psi(Y)) \quad (4.48)$$

由式(4.47)和式(4.48)可将 Nataf 逆变换写为：

$$X = F^{-1}(\psi(L_0 V)) = N^{-1}(V) \quad (4.49)$$

其中， $N^{-1}(\cdot)$ 表示 Nataf 逆变换。图 4.1 表示了 Nataf 的空间转换过程。

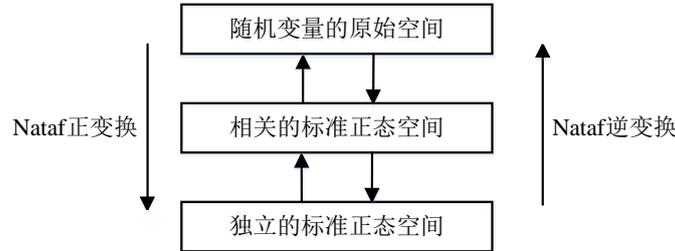


图 4.1 Nataf 变换的意义^[105]

4.1.4 结构整体可靠度

在 4.1.2 中提到的可靠度计算方法严格来说适用于结构的某一构件或截面，结构的真实可靠度需要通过分析结构体系（由多个构件构成）的可靠度^[106]。结构构件跟结构体系亦存在相关关系，大致可以分为三类，即串联体系、并联体系和混联体系。在串联体系中任一构件失效，整个体系便失效，图形表示如图 4.2；在并联体系中，往往需要多个构件的失效才会引起体系的破坏，图形表示如图 4.3；实际上复杂结构往往会有多个破坏模式，每一个破坏模式形成一个并联体系，多个破坏模式可形成一个串联体系，这便是混联体系，如图 4.4 所示。

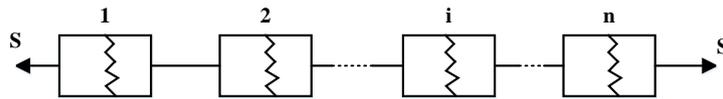


图 4.2 串联体系

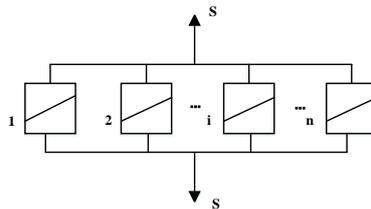


图 4.3 并联体系

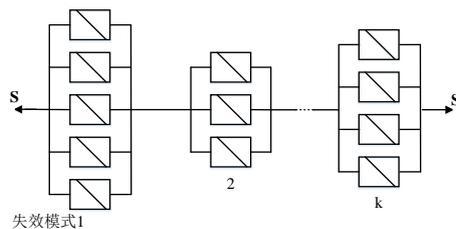


图 4.4 混联体系

在结构体系中要想找出繁多复杂的全部失效模式是一件非常困难的事情，所以提出了主要失效模式的概念，主要寻找对结构可靠度影响较大的失效模式，从而近似计算结构的可靠度。目前寻找主要失效模式的方法主要有以下两种^[107]：

(1) 荷载增量法

将荷载按照比例逐渐增加，直到结构出现足够多的塑性铰，结构即失效，此时即为结构体系的主要失效模式。但只有在结构所受荷载较为简单时，此方法才能生效。

(2) 失效树法

失效树法规定第一阶段是从结构体系的初始状态到出现第一个塑性铰，第二阶段是从第一个塑性铰到第二个塑性铰，依此类推。如果机构中有 n 个塑性铰，就有 n 个阶段对应它们。

寻找主要失效机构的方法为：在原始结构受力的基础上，将 n 个截面的可靠指标从小到大进行排列。先从最小可靠指标所对应的截面进行“纵向搜索”，直到找到第一个机构，然后在该阶段进行“横向分枝”，直到非机构出现。再进行“纵向搜索”，依此类推，直到塑性铰个数达到超静定次数加 1，这便是第一个失效树的搜索全过程。再以第一阶段次最小的可靠指标对应的截面作为第一个塑性铰位置，重复上面的“搜索”过程，完成第二失效树的搜索。

另外，结构体系的可靠度也可以利用蒙特卡罗法进行计算，前提是需知道结构体系的所有主要失效模式及相应的功能函数，使用蒙特卡罗法计算的结果较为精准接近真实值，但计算量非常大，计算较为繁琐，因此在具体复杂的工程项目上适用性较低。计算方法主要是利用随机变量产生 n 次结构样本，进行功能函数值计算，统计功能函数值小于零的样本为 m 个，那么失效概率则为 m 值除以 n 值，并且为了达到所需要的精度， n 值需满足一定的条件。

上述计算结构体系可靠度的方法的计算过程大多较为繁琐，工作量较大，并且很难在实际的复杂工程项目上得以应用。因此极其需要一种简单而又不失准确性的方法来进行结构可靠度的计算。结构的整体可靠度理论方法便是一种利用结构构件可靠度的计算思维递进到体系可靠度计算的高效简便的方法^[108]。

最近，利用结构的整体极限状态方程计算结构体系可靠度成为了一种新趋势。该方法利用结构全局非线性分析，可以考虑到实际的材料本构模型，建立了结构的主要破坏模式，并采用蒙特卡罗算法等随机抽样方法得到了结构极限承载力的统计信息。在此之上建立全局极限状态方程，并且可以通过使用纯熟的构件可靠度近似计算方法（如 FORM 方法等）来近似得到结构系统的可靠性。一方面，该方法免去寻找主要失效模式复杂算法，另外考虑了实际的物质应力-应变关系，因此它是一种有效实用的近似方法来解决结构系统可靠性问题。

4.2 基于随机 Pushdown 法-矩法结构整体抗连续倒塌可靠度分析

基于结构整体可靠度的理念，本文将利用结构极限承载能力与结构所受总荷载之差构建结构的全局功能函数 $Z = g(X)$ ，考虑蒙特卡罗模拟方法的抽样次数量级较大，采用基于 Nataf 变换的点估计法进行影响结构承载能力的随机变量的抽样，以较少的抽样次数达到较为精准的可靠值，将基于 Nataf 变换的点估计法称为改进的点估计法 (IPEM)，将 IPEM 方法与结构的 Pushdown 方法结合，称之为随机 Pushdown 方法^[109]，利用该方法得到结构整体功能函数的统计矩，进而采用 Zhao 和 One 所提出的高阶矩法^[110]计算整体结构的可靠度指标，从而对整体结构的可靠性进行安全评定。

4.2.1 基于 Nataf 变换的点估计法 (IPEM)

为了计算功能函数 $Z = g(X)$ 的统计矩信息，采用 4.1.3 节中提到的 Nataf 变换可以将随机向量 X 进行变换，使之到标准正态空间中^[108]：

$$\mu_Z = \int g(x) f_X(x) dx = \int g[T_N^{-1}(u)] \varphi_n(u) du \quad (4.50)$$

$$\sigma_Z^2 = \int [g(x) - \mu_Z]^2 f_X(x) dx = \int \{g[T_N^{-1}(u)] - \mu_Z\}^2 \varphi_n(u) du \quad (4.51)$$

$$\alpha_{rZ} \sigma_Z^2 = \int [g(x) - \mu_Z]^r f_X(x) dx = \int \{g[T_N^{-1}(u)] - \mu_Z\}^r \varphi_n(u) du \quad (4.52)$$

$r = 3, 4$

式中：

μ_Z —— Z 的均值 (mean)；

σ_Z^2 —— Z 的标准差 (variance)；

α_{3Z} —— Z 的偏度系数 (skewness)；

α_{4Z} —— Z 的峰度系数 (kurtosis)；

$f_X(x)$ —— X 的联合概率密度函数 (joint PDF)；

$\varphi_n(u)$ —— n 维标准正态随机向量的联合概率密度函数；

$T_N(\bullet)$ —— Nataf 变换；

$T_N^{-1}(\bullet)$ —— Nataf 逆变换。

对于单变量函数，Nataf 变换可以退化为等概率变换 $x = F_X^{-1}[\Phi(u)]$ ，那么式 (4.50)、(4.51) 和 (4.52) 可以用标准正态空间中的 Gauss-Hermite 积分来表示^[102,110]：

$$\mu_Z \approx \sum_{j=1}^m P_j g\{F_X^{-1}[\Phi(u_j)]\} \quad (4.53)$$

$$\sigma_Z^2 \approx \sum_{j=1}^m P_j [g\{F_X^{-1}[\Phi(u_j)]\} - \mu_Z]^2 \quad (4.54)$$

$$\alpha_{rZ}\sigma_Z^2 \approx \sum_{j=1}^m P_j [g\{F_X^{-1}[\Phi(u_j)]\} - \mu_Z]^r \quad (4.55)$$

$$r = 3, 4$$

其中：

$$u_j = \sqrt{2}x_j, P_j = \frac{w_j}{\sqrt{\pi}} \quad (4.56)$$

当节点个数为 5 个时，有：

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= 0; w_0 = 0.9453087205 \\ x_{1+} &= -x_{1-} = 2.020182871; w_1 = 0.0199532421 \\ x_{2+} &= -x_{2-} = 0.958572465; w_2 = 0.3936193232 \end{aligned} \right\} \quad (4.57)$$

当节点个数为 7 个时，有：

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= 0; w_0 = 0.8102646176 \\ x_{1+} &= -x_{1-} = 2.651961357; w_1 = 0.0009717812 \\ x_{2+} &= -x_{2-} = 1.673551629; w_2 = 0.0545155828 \\ x_{3+} &= -x_{3-} = 0.816287883; w_3 = 0.4256072526 \end{aligned} \right\} \quad (4.58)$$

对于多变量函数，有：

$$Z \approx g'(X) = \sum_{i=1}^n (Z_i - Z_\mu) + Z_\mu \quad (4.59)$$

$$Z_\mu = g(\mu) = g(\mu_1, \dots, \mu_i, \dots, \mu_n) \quad (4.60)$$

$$Z_i = g[T_N^{-1}(u_i)] = G(u_i) = G(\mu_{\mu 1}, \mu_{\mu 2}, \dots, \mu_{\mu i-1}, \mu_i, \mu_{\mu i+1}, \dots, \mu_{\mu n}) \quad (4.61)$$

根据式(4.59)得前几阶矩的近似值为：

$$\mu_Z \approx \sum_{i=1}^n (\mu_i - Z_\mu) + Z_\mu \quad (4.62)$$

$$\sigma_Z^2 \approx \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 \quad (4.63)$$

$$\alpha_{3Z}\sigma_Z^3 \approx \sum_{i=1}^n \alpha_{3i}\sigma_i^3 \quad (4.64)$$

$$\alpha_{4Z}\sigma_Z^4 \approx \sum_{i=1}^n \alpha_{4i}\sigma_i^4 + 6 \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j>i}^n \sigma_i^2 \sigma_j^2 \quad (4.65)$$

4.2.2 Zhao-One 高阶矩法

采用 Zhao 和 One 于 2001 年提出的矩法对结构进行可靠度指标的计算^[110]。

(1) 二阶矩法

当功能函数 $Z = g(X)$ 符合正态分布时，基于均值 μ_Z 和标准差 σ_Z 的 β 和 P_f 表

示为:

$$\beta_{2M} = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (4.66)$$

$$P_{f2} = \Phi(-\beta_{2M}) \quad (4.67)$$

(2) 三阶矩法

如果前三阶矩即均值、标准差和偏度系数已知, 假定:

$$z_u = \frac{z - \mu_Z}{\sigma_Z} \quad (4.68)$$

遵循三参数对数正态分布, 标准正态随机变量 u 表示为以下函数:

$$u = \frac{\text{sign}(\alpha_{3Z})}{\sqrt{\ln(A)}} \ln\left[\sqrt{A} \left(1 - \frac{z_u}{u_b}\right)\right] \quad (4.69)$$

其中

$$A = 1 + \frac{1}{u_b^2} \quad (4.70)$$

$$u_b = (a+b)^{1/3} + (a-b)^{1/3} - \frac{1}{\alpha_{3Z}} \quad (4.71)$$

$$a = \frac{1}{\alpha_{3Z}} \left(\frac{1}{\alpha_{3Z}^2} + \frac{1}{2} \right) \quad (4.72)$$

$$b = -\frac{1}{2\alpha_{3Z}^2} \sqrt{\alpha_{3Z}^2 + 4} \quad (4.73)$$

β 和 P_f 可以表示为:

$$\beta_{3M} = \frac{-\text{sign}(\alpha_{3Z})}{\sqrt{\ln(A)}} \ln\left[\sqrt{A} \left(1 + \frac{\beta_{2M}}{u_b}\right)\right] \quad (4.74)$$

$$P_{f3} = \Phi(-\beta_{3M}) \quad (4.75)$$

(3) 四阶矩法

如果前四阶矩即均值、标准差、偏度系数和峰度系数已知, 利用 HOMST 原则^[110], 式(4.68)中的标准变量可以表示为:

$$u = \frac{\alpha_{3Z} + 3(\alpha_{4Z} - 1)z_u - \alpha_{3Z}z_u^2}{\sqrt{(5\alpha_{3Z}^2 - 9\alpha_{4Z} + 9)(1 - \alpha_{4Z})}} \quad (4.76)$$

β 和 P_f 可以表示为:

$$\beta_{4M} = \frac{3(\alpha_{4Z} - 1)\beta_{2M} + \alpha_{3Z}(\beta_{2M}^2 - 1)}{\sqrt{(9\alpha_{4Z} - 5\alpha_{3Z}^2 - 9)(\alpha_{4Z} - 1)}} \quad (4.77)$$

$$P_{f4} = \Phi(-\beta_{4M}) \quad (4.78)$$

从式中可以看出, 当 $\alpha_{3Z}=0$ 时, $\beta_{4M} = \beta_{2M}$ 。

或者采用 Edgeworth 扩展, 那么式(4.68)中标准化变量的概率分布函数可以用

以下函数表示：

$$F(z_u) = \Phi(z_u) - \phi(z_u) \left[\frac{1}{6} \alpha_{3Z} H_2(z_u) + \frac{1}{24} (\alpha_{4Z} - 3) H_3(z_u) + \frac{1}{72} \alpha_{3Z}^2 H_5(z_u) \right] \quad (4.79)$$

其中：

$$H_2(x) = x^2 - 1 \quad (4.80)$$

$$H_3(x) = x^3 - 3x \quad (4.81)$$

$$H_5(x) = x^5 - 10x^3 + 15x \quad (4.82)$$

失效概率和可靠指标可表示为另一种形式：

$$P_{f4} = \Phi(-\beta_{2M}) - \phi(\beta_{2M}) \cdot \left[\frac{1}{6} \alpha_{3Z} H_2(-\beta_{2M}) + \frac{1}{24} (\alpha_{4Z} - 3) H_3(-\beta_{2M}) + \frac{1}{72} \alpha_{3Z}^2 H_5(-\beta_{2M}) \right] \quad (4.83)$$

$$\beta_{4M} = -\Phi^{-1}(P_{f4}) \quad (4.84)$$

4.2.3 结构整体抗连续倒塌可靠度分析步骤

结合点估计法、基于 Nataf 变换的点估计法 (IPEM)、随机 Pushdown 法以及 Zhao-One 高阶矩法对结构进行整体抗连续倒塌可靠度分析步骤如图 4.5 所示。

4.3 全装配式框架结构整体抗连续倒塌可靠度分析

4.3.1 极限状态函数及结构样本

本节将利用第三章建立的结构有限元分析模型研究全装配式框架结构及现浇框架结构完好结构和损伤结构的整体抗连续倒塌的可靠度。分别建立结构的整体极限状态函数：

$$Z_u = V_u - DL - LL \quad (4.85)$$

$$Z_r = V_r - DL - LL \quad (4.86)$$

式中：

V_u ——完好结构的承载力；

V_r ——损伤结构的承载力；

DL ——恒荷载；

LL ——活荷载。

由于在结构的 Pushdown 分析中是利用荷载系数 α 来衡量结构的抗连续倒塌承载能力，而结构的承载能力受众多不确定性因素的影响，例如材料参数、几何模型及外界荷载等不确定性参数，将荷载系数表示为基本随机变量 $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)^T$ 的函数，那么 V_u 和 V_r 可以用以下函数表示：

$$V_u = \alpha_u(X)(DL + LL) \quad (4.87)$$

$$V_r = \alpha_r(X)(1.2DL + 0.5LL) \quad (4.88)$$

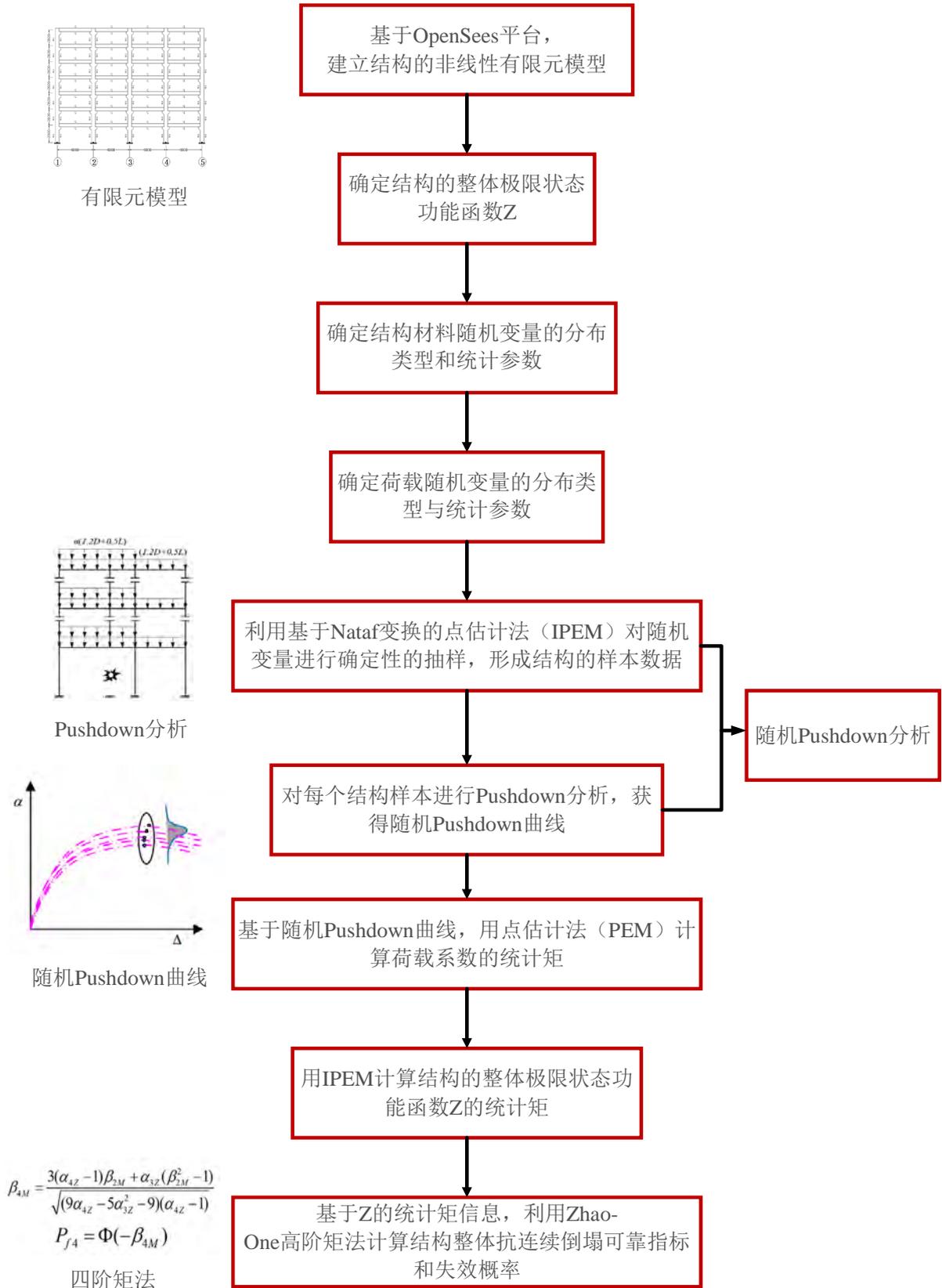


图 4.5 结构整体抗连续倒塌可靠度分析步骤

将上式代入式(4.85)和式(4.86)中，可得：

$$Z_u = g(\alpha_u(X), DL, LL) = \alpha_u(X)(DL + LL) - DL - LL \quad (4.89)$$

$$Z_r = g(\alpha_r(X), DL, LL) = \alpha_r(X)(1.2DL + 0.5LL) - DL - LL \quad (4.90)$$

选取湖南大学结构健康监测团队^[94]研究的不确定参数对结构的影响结果，如图 4.6 所示。

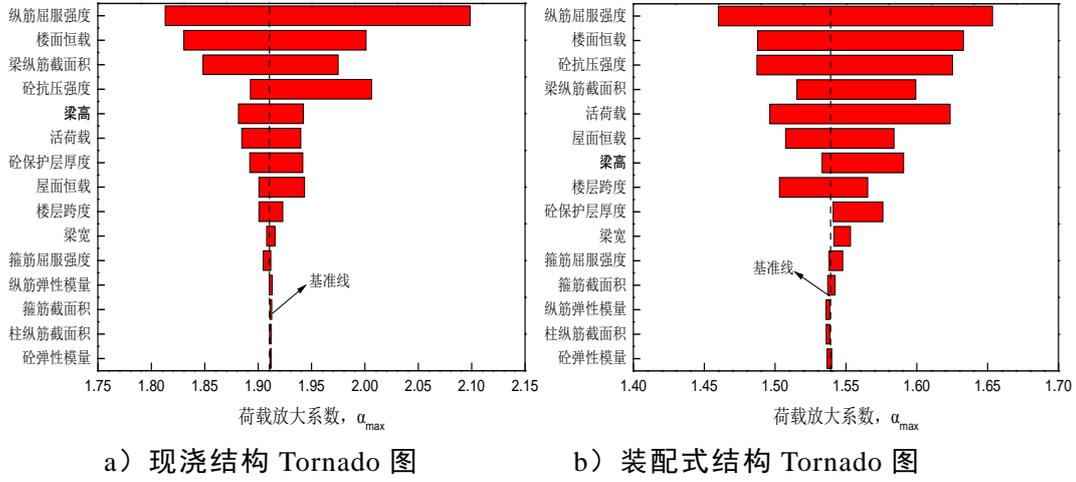


图 4.6 损伤结构不确定性参数的 Tornado 图

本节选取对结构影响较大的随机变量进行分析，将其分布类型和统计参数列于表 4.1 和表 4.2 中。

表 4.1 材料随机变量

随机变量	均值 μ	标准差 σ	变异系数 $\delta = \sigma / \mu$	分布类型
f_c / MPa	23.4	3.042	0.13	Normal
f_y / MPa	452.05	42.04	0.093	Normal
E_s / MPa	2×10^5	6600	0.033	Normal

表 4.2 荷载随机变量

随机变量	均值	标准差	变异系数	分布类型
Dead load (kN/m)	3121	3.121	0.1	Normal
Live load (kN/m)	238	118.86	0.47	Type I largest

利用点估计法按照式(4.56)和式(4.57)进行确定性的抽样，生成结构的样本如表 4.3 所示。

表 4.3 结构样本

样本	随机变量		
	f_c / MPa	f_y / MPa	E_s / MPa
1	23.4	452.05	200000
2	32.1	572.16	218856
3	14.7	331.94	181144
4	27.5	509.04	208948
5	19.3	395.06	191052

4.3.2 完好结构抗连续倒塌可靠度分析

结合结构样本，对 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 进行完好结构的 Pushdown 分析。得到荷载系数 α 的前四阶矩信息，如表 4.4 所示。由表中数据可知，三个框架结构的完好结构均具备良好的抗连续倒塌能力。完整结构下，PC1-Frame 的结构最大承载力比 RC-Frame 低 33.7%，PC2-Frame 的结构最大承载力比 RC-Frame 低 24.2%。

表 4.4 完好结构荷载系数前四阶矩信息

结构类型	平均值	标准差	偏度系数	峰度系数
PC1-Frame	7.0338	0.9480	0.0145	5.0229
PC2-Frame	8.0445	1.0741	0.0448	3.7457
RC-Frame	10.6106	1.4131	0.0523	3.7391

利用 Zhao-One 高阶矩法计算完备结构的可靠度指标和失效概率如表 4.5 所示，不同矩法下完好结构的可靠指标如图 4.7 所示。由数据可知，完整结构具有较大的可靠度指标和较小的失效概率，表明结构均具有较好的抗连续倒塌能力。PC1-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标分别比 RC-Frame 低 12%、4.3% 和 14.8%，PC2-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标比 RC-Frame 低 7.4%、4.9% 和 8.0%。

表 4.5 完好结构可靠度指标和失效概率

结构类型	β_{2M}	P_{f2}	β_{3M}	P_{f3}	β_{4M}	P_{f4}
PC1-Frame	5.21	9.645×10^{-8}	5.07	1.975×10^{-7}	5.24	7.990×10^{-8}
PC2-Frame	5.48	2.106×10^{-8}	5.04	2.297×10^{-7}	5.66	7.741×10^{-9}
RC-Frame	5.92	1.635×10^{-9}	5.30	5.711×10^{-8}	6.15	3.830×10^{-10}

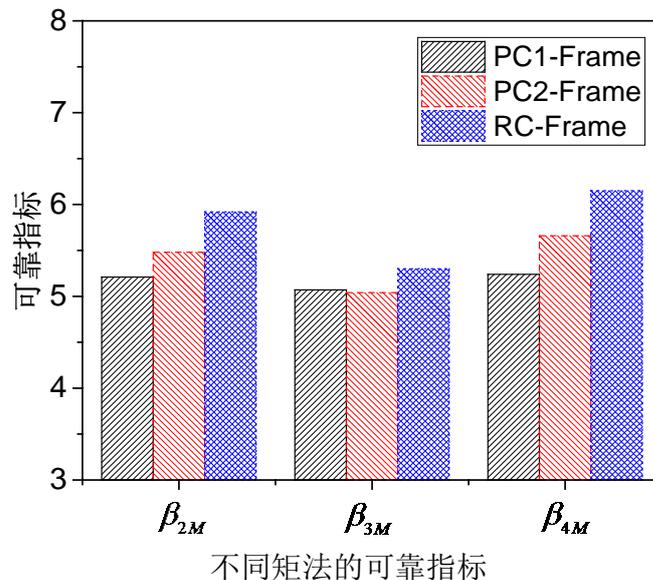


图 4.7 不同矩法下完好结构的可靠指标

4.3.3 损伤结构抗连续倒塌可靠度分析

根据第三章中拆除边柱 A1 和拆除中柱 C1 的结构 Pushdown 分析结果，该节选择拆除边柱 A1 为损伤工况，对 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 三个框架拆除边柱 A1 进行随机 Pushdown 分析，得到其随机 Pushdown 曲线如图 4.8 所示。可见选取的不确定性参数确实对结构性能有较大的影响，三个框架结构的曲线离散程度均较大，并且随着失效点竖向位移的增加，曲线的离散程度也逐渐增大。

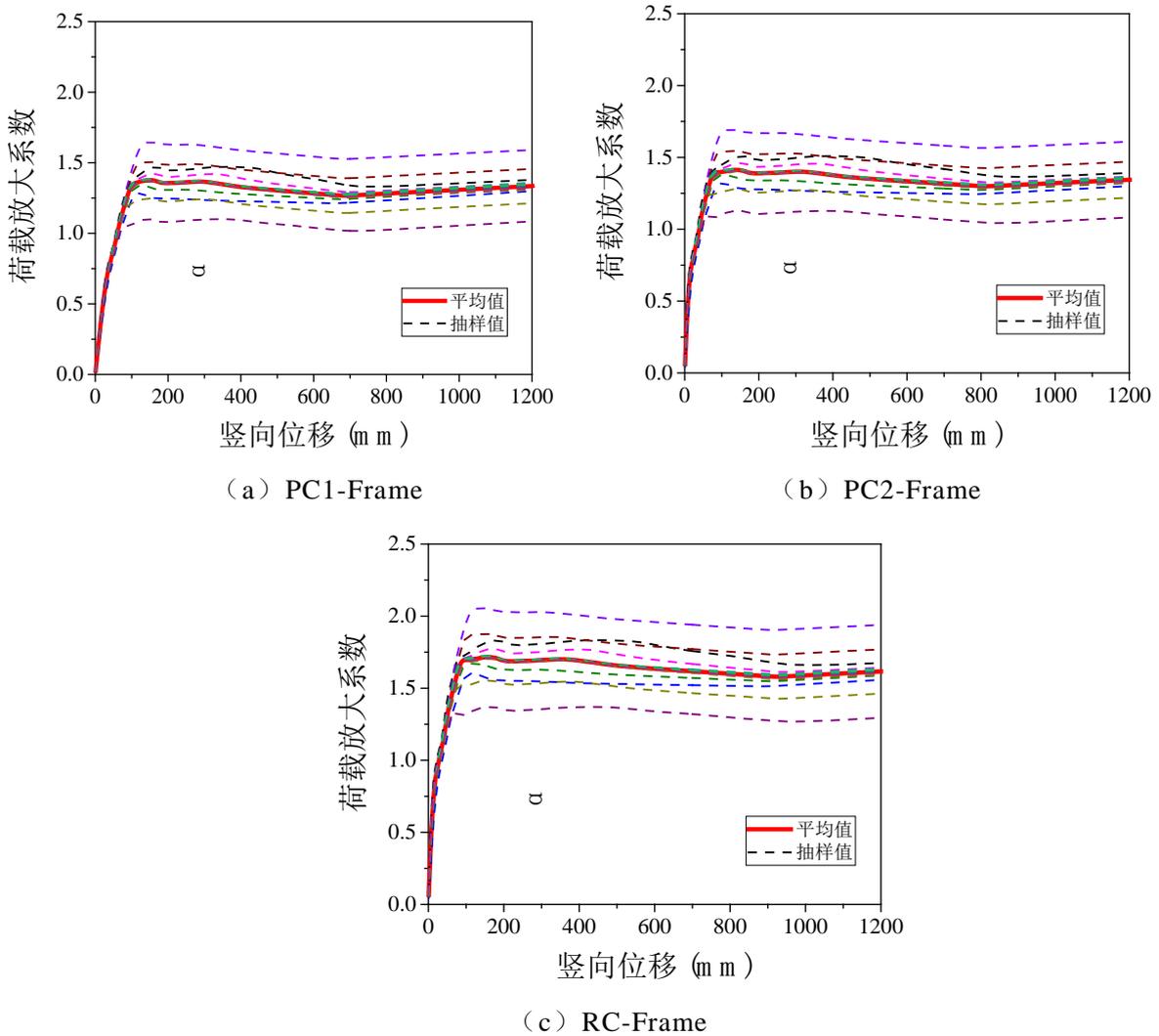


图 4.8 损伤结构随机 Pushdown 曲线

相应的荷载放大系数统计矩列入表 4.6 中。在拆除底层边柱 A1 的工况下，PC1-Frame 的结构最大承载力比 RC-Frame 低 19.3%，PC2-Frame 的结构最大承载力比 RC-Frame 低 17.2%。

利用 Zhao-One 高阶矩法计算损伤结构的可靠度指标和失效概率如表 4.7 所示。不同矩法下损伤结构的可靠指标如图 4.9 所示。不同矩法下（即采用 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠指标）各框架完好结构与损伤结构对比如图 4.10 所示。可知 PC1-Frame 的损伤结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标分别比 RC-Frame 低 42.0%、44.0%

和 19.3%, PC2-Frame 的损伤结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标比 RC-Frame 低 37.5%、40.0%和 12.9%。

表 4.6 损伤结构荷载系数前四阶矩信息

结构类型	平均值	标准差	偏度系数	峰度系数
PC1-Frame	1.3773	0.1155	-0.0915	2.5028
PC2-Frame	1.4128	0.1201	-0.0691	2.4264
RC-Frame	1.7071	0.1432	-0.1805	1.9751

表 4.7 损伤结构可靠度指标和失效概率

结构类型	β_{2M}	P_{f2}	β_{3M}	P_{f3}	β_{4M}	P_{f4}
PC1-Frame	1.16	0.1240	1.16	0.1233	1.13	0.1286
PC2-Frame	1.25	0.1062	1.25	0.1054	1.22	0.1116
RC-Frame	2.00	0.0229	2.07	0.0191	1.40	0.0801

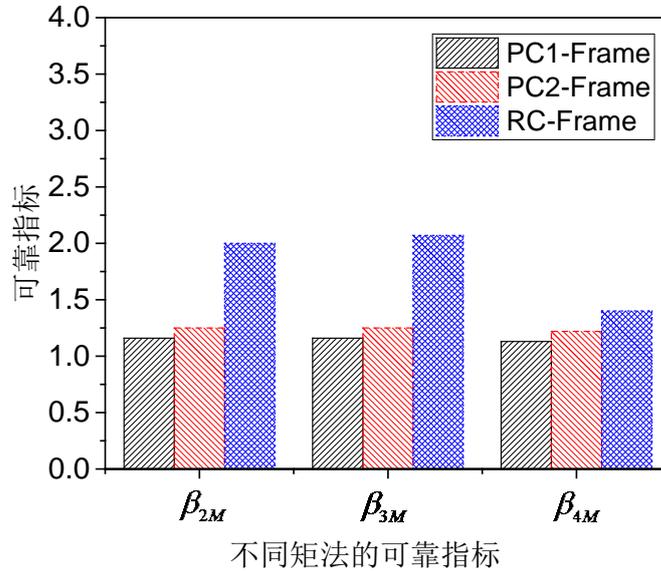
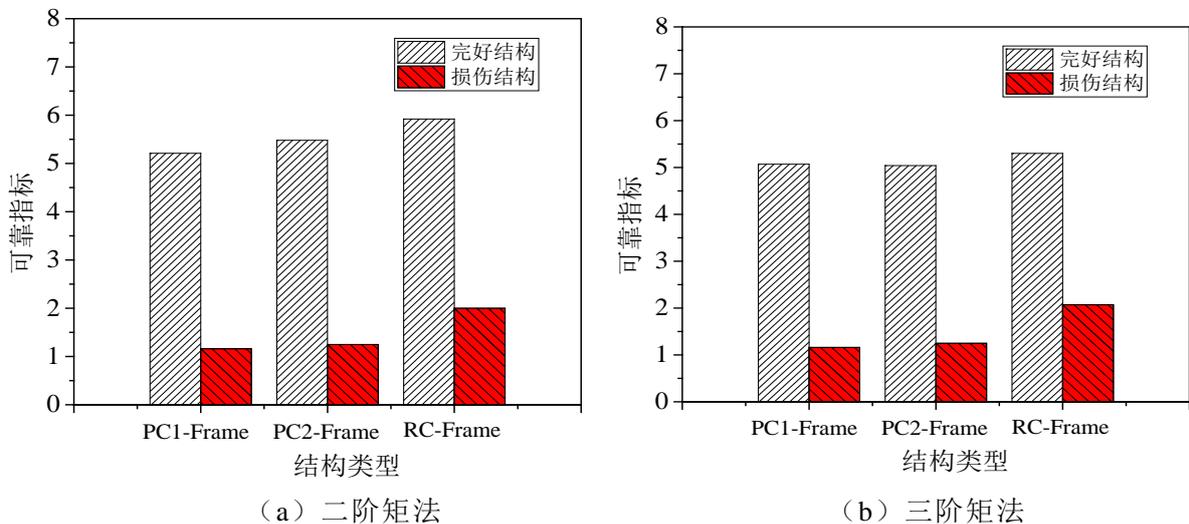
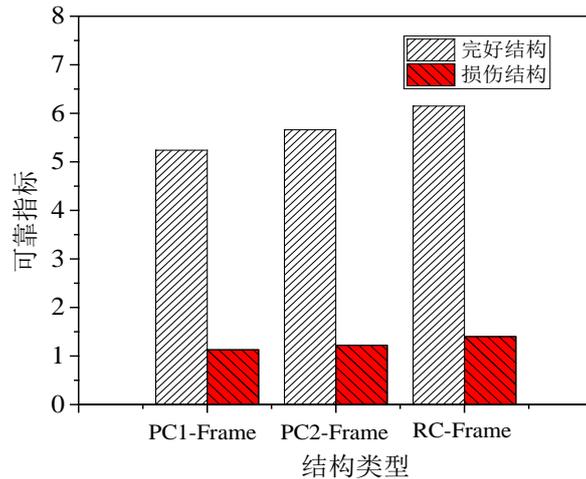


图 4.9 不同矩法下损伤结构的可靠指标





(c) 四阶矩法

图 4.10 不同矩法下各框架完好结构与损伤结构对比图

4.4 本章小结

本章首先阐述了结构可靠度的理论概述，并采用矩法-随机 pushdown 分析方法对第三章建立的混凝土明/暗牛腿-角形钢板-插梢连接节点的多层全装配式框架结构和现浇结构进行了结构的整体可靠度分析，得到了全装配式结构和现浇结构的完整结构和损伤结构的可靠度指标，具体研究内容如下：

(1) 本章首先介绍了可靠度概念及其分析步骤，介绍了常用的构件和结构的可靠度分析方法，并详细介绍了当随机变量为相关非正态情形时，将相关非正态变量转换为独立的标准正态变量的使用较为广泛的方法，针对于传统的结构体系可靠度难以找出失效模式等缺点，详细介绍了利用结构整体可靠度的概念方法来计算结构的可靠度及失效概率。

(2) 利用基于 Nataf 变换的点估计方法以及湖南大学健康监测团队之前对此全装配式结构和现浇结构做的灵敏度分析，选取对结构影响最大的参数进行确定性的抽样，行成结构样本，结合第三章的 pushdown 分析方法，对结构进行 pushdown 分析，得到结构的 pushdown 曲线和极限承载力，继而计算出结构整体极限状态函数的统计矩信息，利用 Zhao 高阶矩法分别计算全装配式框架结构和现浇结构的完整结构和损伤结构的可靠度指标以及失效概率，可知完整结构均具有较大的可靠度指标和较小的失效概率，PC1-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标分别比 RC-Frame 低 12%、4.3% 和 14.8%，PC2-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标比 RC-Frame 低 7.4%、4.9% 和 8.0%；PC1-Frame 的损伤结构可靠度指标分别比 RC-Frame 低 42.0%、44.0% 和 19.3%，PC2-Frame 的损伤结构可靠度指标比 RC-Frame 低 37.5%、40.0% 和 12.9%。

第5章 全装配式框架结构抗连续倒塌鲁棒性分析

结构鲁棒性一直是工程界持续关注的重点问题，结构鲁棒性是指结构在局部破坏后还能维持结构整体稳定性的能力。各国学者也纷纷提出结构鲁棒性的各类评估指标以量化结构的鲁棒性，从各个方面例如结构刚度、所受风险、几何、位移、灵敏度和能量变化等等来描述结构失效后的稳定性。

本章首先阐述了结构鲁棒性的概念，总结了关于结构鲁棒性的量化性指标分析，最后结合第三章的 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Framen 结构的 Pushdown 分析以及第四章中全装配式框架结构和现浇框架结构的可靠度分析对第三章建立的混凝土明/暗牛腿-角形钢板-插梢连接节点的多层全装配式框架结构和现浇结构进行了基于承载力和基于可靠度的鲁棒性指标计算。

5.1 结构鲁棒性及评估指标

Robustness 音译为鲁棒性，解释为鲁棒性/坚固性/健壮性，最初是从系统控制理论中流传开来，表示系统承受外部环境干扰和内部不确定性并保持稳定运行的能力^[111]。在计算机、人类语言、医用生物和控制系统等多个领域都有不同的定义和应用，在结构领域中，鲁棒性可以被认为是结构在受到偶然作用发生损伤后，结构整体仍保持稳定状态不失效的能力。根据近年来国内外学者对于结构鲁棒性的研究^[112,113]，可以将鲁棒性大致分类如图 5.1 所示。

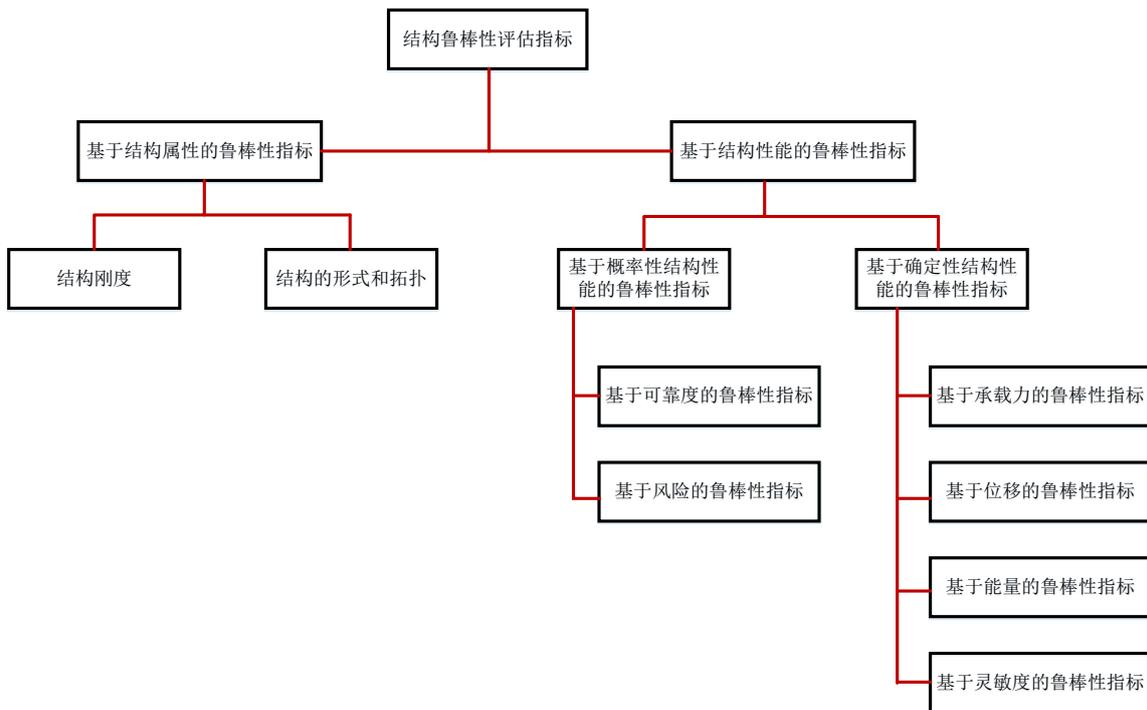


图 5.1 结构鲁棒性评估指标分类

又根据连续性倒塌的定义，可推断鲁棒性跟结构的连续性倒塌问题的关联较大，因此分析结构的鲁棒性指标也是衡量结构是否具备良好的抗连续倒塌的关键因素。

5.1.1 基于结构属性的鲁棒性指标

2003年，Agarwal 等^[114]提出了“结构脆弱性”思路，基于结构的属性例如结构的形式和拓扑关系，将结构体系进行有规则的拆解以模拟结构的失效，以便找到较为薄弱的结构构件，还建立了利用结构的刚度矩阵来判断结构的形式好坏的判定准则（简称为“良构性”）：

$$Q = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n q_i \quad (5.1)$$

式中：

Q ——群集良构度；

N ——群集节点总个数；

q_i ——群集中第 i 个节点的良构性。

2008年，为了测量由局部破坏导致整个结构发生不成比例破坏的可能性，England 等^[115]提出了“潜在危险”的概念，用公式可表示为：

$$H_i = \frac{U_i/U_0}{Q_i/Q_0} \quad (5.4)$$

式中：

U_i/U_0 ——第 i 个损伤事件后结构与完好结构应变能的比值；

Q_i/Q_0 ——第 i 个损伤事件后结构与完好结构良构度的比值；

5.1.2 基于确定性结构性能的鲁棒性指标

5.1.2.1 基于承载力的鲁棒性指标

自 1986 年起，Feng 和 Frangopol 等^[116,117]陆续提出了结构基于承载力的冗余度的四种测量指标，根据吕大刚等^[113]提出的分类，可以将该度量指标衍生到结构鲁棒性的指标。

第一类指标为“储备强度比 RSR”，公式为：

$$RSR = \frac{V_u}{V_d} \quad (5.5)$$

第二类指标为“剩余或损伤强度比 DSR”，公式为：

$$DSR = \frac{V_r}{V_d} \quad (5.6)$$

第三类指标为“剩余影响系数 RIF”，公式为：

$$RIF = \frac{V_r}{V_u} = \frac{DSR}{RSR} \quad (5.7)$$

第四类指标为“强度冗余系数 SRF”，公式为：

$$SRF = \frac{V_u}{V_u - V_r} = \frac{RSR}{RSR - DSR} = \frac{1}{1 - RIF} \quad (5.8)$$

式中：

V_u ——完好结构的承载力；

V_r ——损伤结构的承载力；

V_d ——设计荷载。

在使用上述指标对结构的抗连续倒塌能力进行判别是，准则为：当 $DSR > 1$ ，或 $RIF > 1/RSR$ ，或 $SRF > RSR/(RSR - 1)$ 时，结构在原设计荷载下是安全的，反之结构将发生连续性倒塌，指标越大，结构发生倒塌的概率越小。

5.1.2.2 基于位移的鲁棒性指标

2008 年，Biondini 等^[118]提出了基于结构损伤前后位移比的鲁棒性指标：

$$\rho = \frac{\|s_0\|}{\|s_d\|} \quad (5.9)$$

式中：

s_0 ——完好结构的位移向量；

s_d ——损伤结构的位移向量；

$\|\cdot\|$ ——欧式范数。

5.1.2.3 基于能量的鲁棒性指标

2011 年，吕大刚等^[113]提出了结合方召欣和李惠强^[119,120]于 2007 年提出的指标和基于结构承载力的指标以改进基于能量的鲁棒性指标：

$$I_{rob2} = \frac{E_r}{E_d} \quad (5.11)$$

$$I_{rob3} = \frac{E_r}{E_u} \quad (5.12)$$

$$I_{rob4} = \frac{E_u}{E_u - E_r} \quad (5.13)$$

式中：

I_{rob2} ——剩余能量比；

I_{rob3} ——剩余能量影响系数；

I_{rob4} ——能量冗余系数；

E_u 、 E_d ——破坏极限状态时和达到设计目标状态时的结构耗散能量；

E_r ——损伤结构达到破坏极限状态的耗散能量。

5.1.3 基于概率性结构性能的鲁棒性指标

5.1.3.1 基于可靠度的鲁棒性指标

1987年，Frangopol 和 Curley^[117]根据损伤结构和完好结构的失效概率和可靠度指标来量化结构的鲁棒性，表示为：

$$RI = \frac{P_{fd} - P_{f0}}{P_{f0}} \quad (5.16)$$

$$\beta_{RI} = \frac{\beta_0}{\beta_0 - \beta_d} \quad (5.17)$$

式中：

P_{fd} ——损伤结构失效概率；

P_{f0} ——完好结构失效概率；

β_{RI} ——基于可靠度的鲁棒性指标；

β_0 ——完好结构可靠指标；

β_d ——损伤结构可靠指标。

5.2 全装配式框架结构的鲁棒性评价

基于以上提到的鲁棒性指标，本节将对 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 三个框架进行基于承载力和可靠度的鲁棒性评价。

5.2.1 基于承载力的鲁棒性指标

将基于拆除构件法的 Pushdown 分析结合 5.1.2.1 节中的鲁棒性指标，对结构进行鲁棒性评估的步骤如图 5.2 所示：

对完整和损坏的结构分别进行非线性静力分析，假设各框架中 A 轴线的各层柱（即 A1~A7 柱）依次拆除。设计荷载的荷载系数为 1.1，PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 三个框架的完整结构的荷载系数分别为 7.15、8.06 和 10.64，根据式 (5.5) 计算完整结构的 RSR 指标为 6.50、7.33 和 9.67。根据式 (5.6)、式 (5.7) 和式 (5.8) 计算结构的其他鲁棒性指标。

图 5.3 给出了在拆除 A1、A2、A3、A4、A5、A6、A7 柱工况下损伤结构的 DSR 鲁棒性指标。可以看出，三个框架的工况都满足 DSR 值大于 1，表明结构具有良好的鲁棒性，在各损伤工况下遭遇设计荷载时具有抵抗连续倒塌的能力。移

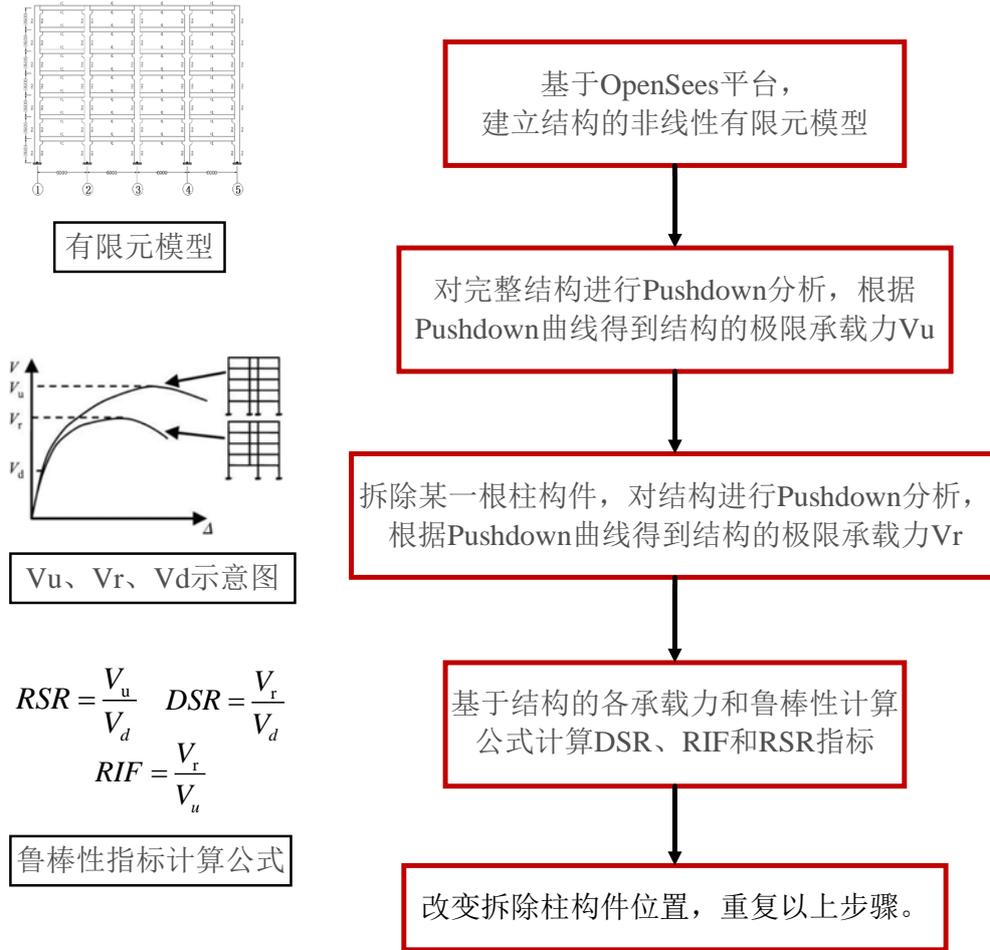
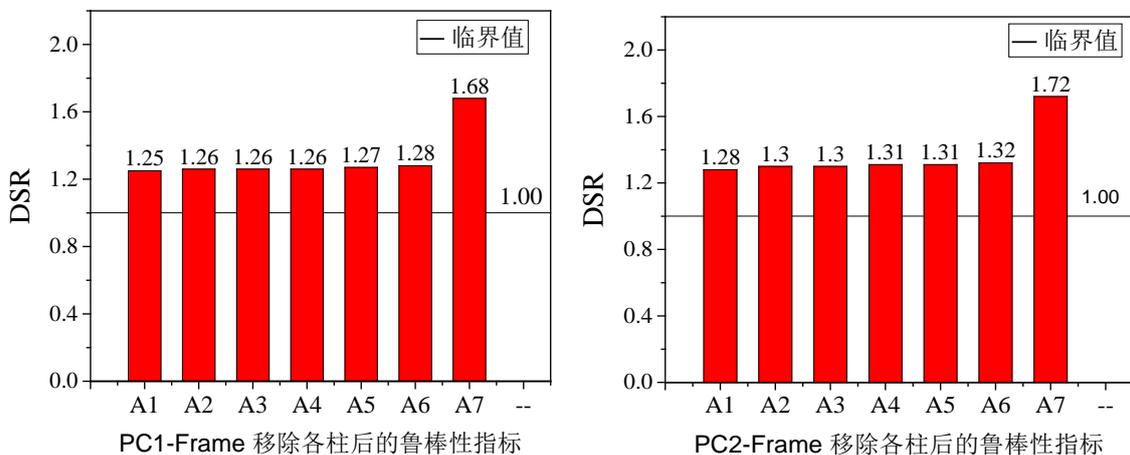


图 5.2 结构鲁棒性计算步骤图

除柱 A1 时, 结构的鲁棒性指标最小, 表明该结构最薄弱的构件即为底层边柱, 移除该柱对结构的整体性能影响最大, 随着移除柱构件的楼层增加, 中间层柱的鲁棒性指标都相差不大, 移除柱 A7 时, 结构的鲁棒性指标最大, 表明移除该柱时结构最不易发生连续倒塌。比较三个框架的移除关键构件 A1 时的鲁棒性指标发现, PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 19.9%, PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 17.9%。



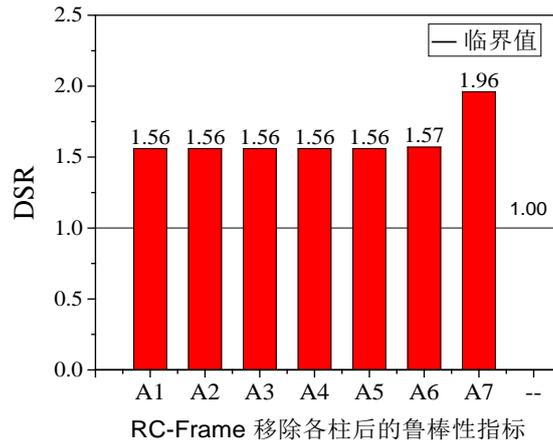
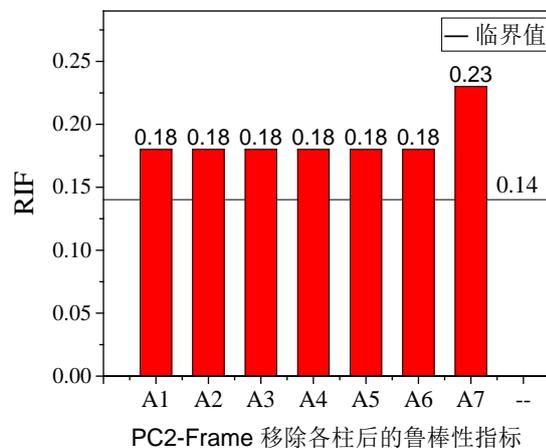
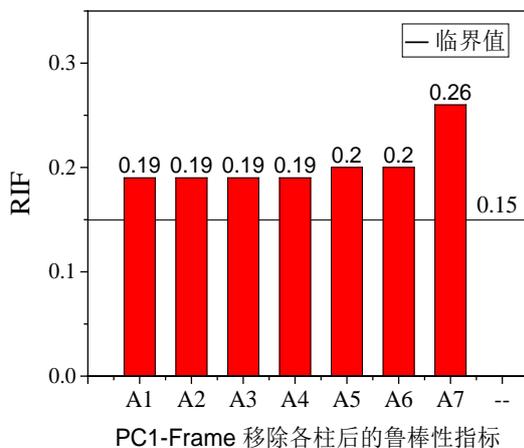


图 5.3 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 的 DSR 指标

图 5.4 给出了在拆除 A1、A2、A3、A4、A5、A6、A7 柱工况下损伤结构的 RIF 鲁棒性指标,PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 的临界值 $1/RSR$ 分别为 0.15、0.14 和 0.1,由图可以看出,三个框架在所有工况下的 RIF 指标都大于临界值 $1/RSR$,对 PC1-Frame 来说,在移除 A1-A4 柱工况下的 RIF 指标相同,在移除 A5-A6 柱时的 RIF 指标相同,移除 A7 时的 RIF 指标最大,表明在该工况下剩余损伤结构的承载力最大;对 PC2-Frame 和 RC-Frame 来说,移除 A1-A6 柱工况下的 RIF 指标相同,移除顶层时的 RIF 指标最大。

图 5.5 给出了在拆除 A1、A2、A3、A4、A5、A6、A7 柱工况下损伤结构的 SRF 鲁棒性指标,PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 的临界值 $1/(1-RIF)$ 分别为 1.18、1.16 和 1.12,由图可以看出,三个框架在所有工况下的 SRF 指标都大于临界值 $1/(1-RIF)$,拆除三个框架的 A1-A6 柱工况下的 SRF 指标都相差不大,移除顶层 A7 柱时的 SRF 指标最大。



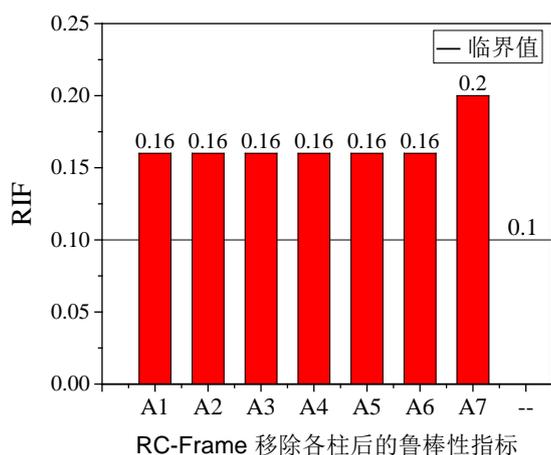


图 5.4 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 的 RIF 指标

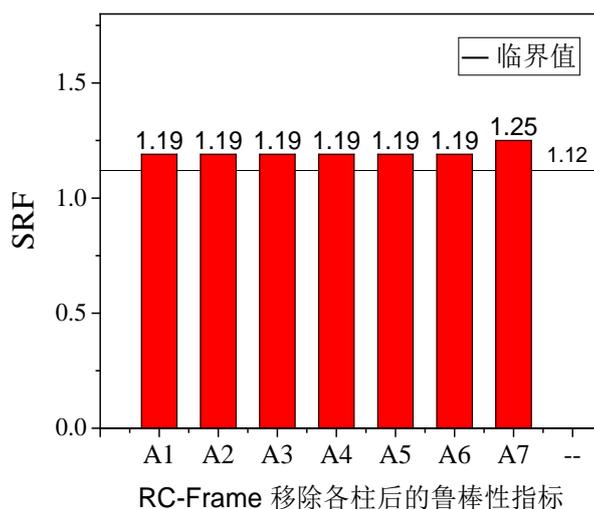
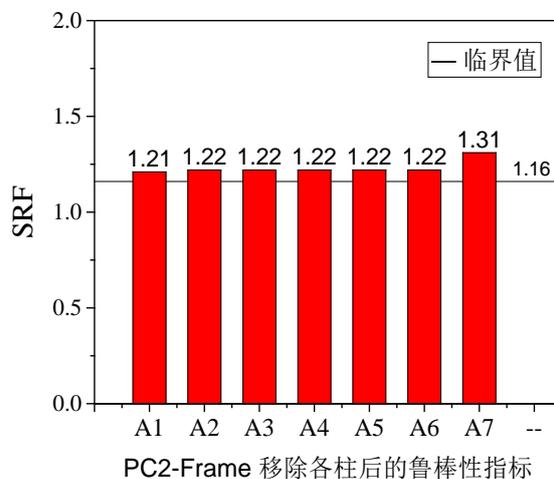
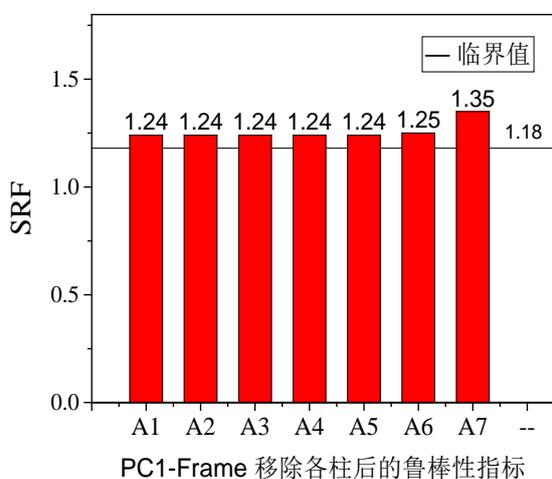


图 5.5 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 的 SRF 指标

图 5.6 给出了在拆除 A1、A2、A3、A4、A5、A6、A7 柱工况下 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 损伤结构的 DSR、RIF 和 SRF 鲁棒性指标的对比图，总

得来说，三个框架在各工况下都不会发生连续倒塌，抗连续倒塌能力的大小依次为 PC1-Frame < PC2-Frame < RC-Frame，利用 DSR 指标对三个框架进行定量的横向比较可以得知，PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 19.9%，PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 17.9%。

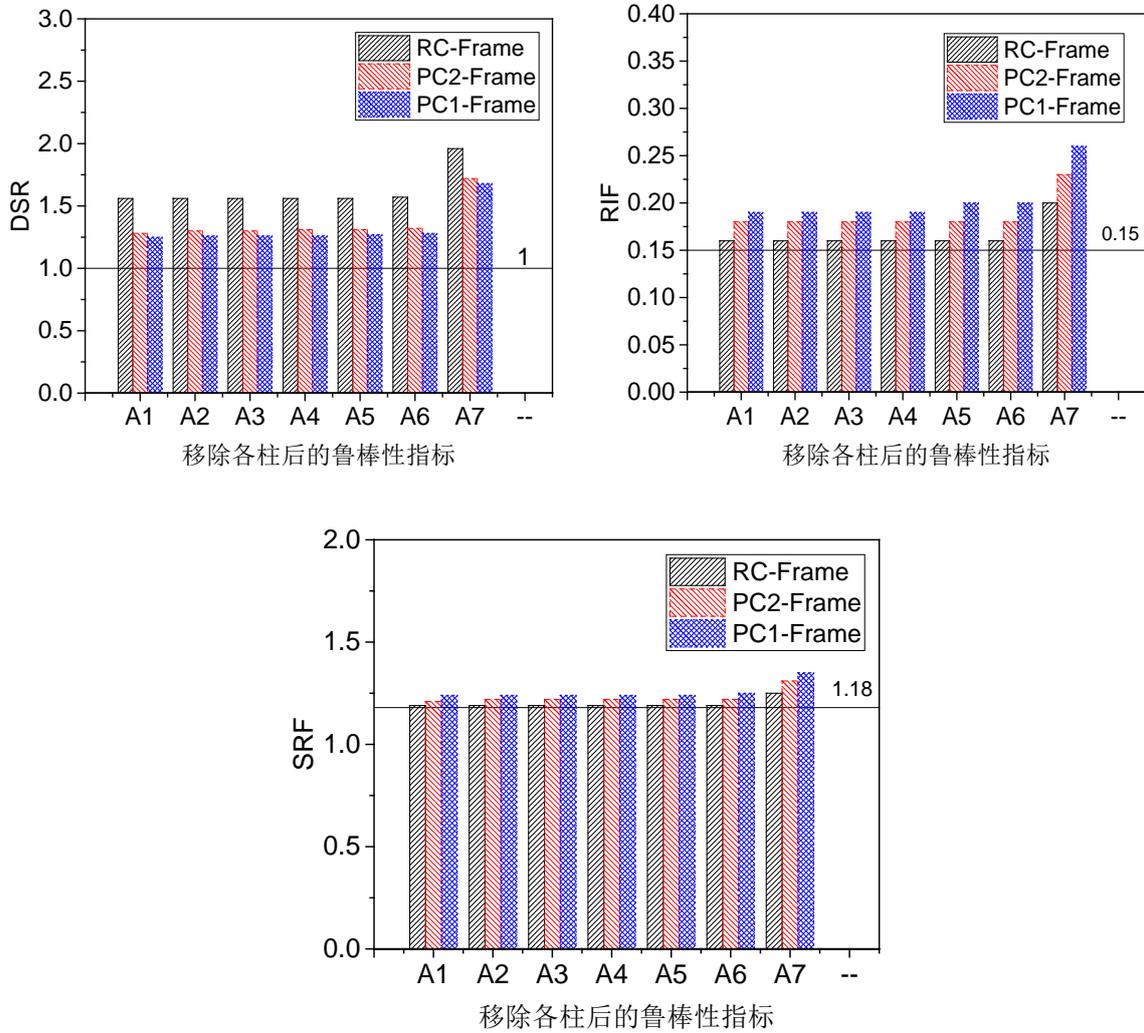


图 5.6 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 鲁棒性指标对比

5.2.2 基于可靠度的鲁棒性指标

利用第四章中的 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 结构可靠度计算中得到的 β 值以及式(5.17)计算各结构在拆除底层柱 A1 时基于可靠度的鲁棒性指标（以式(5.17)中选取的可靠度指标为 β_{2M} 为例）：

对于 PC1-Frame 有：

$$\beta_{RI-PC1} = \frac{\beta_0}{\beta_0 - \beta_d} = \frac{5.21}{5.21 - 1.16} = 1.29$$

对于 PC2-Frame 有：

$$\beta_{RI-PC2} = \frac{\beta_0}{\beta_0 - \beta_d} = \frac{5.48}{5.48 - 1.25} = 1.30$$

对于 RC-Frame 有：

$$\beta_{RI-RC} = \frac{\beta_0}{\beta_0 - \beta_d} = \frac{5.92}{5.92 - 2.00} = 1.51$$

图 5.7 给出了在拆除底层柱 A1 后 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 基于 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 不同可靠度指标的鲁棒性指标。在采用 β_{2M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 14.6%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 13.9%；在采用 β_{3M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 20.7%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 18.9%；在采用 β_{4M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 9.0%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 8.9%。三个框架采用基于可靠度的鲁棒性指标时也均大于 1，因此考虑结构的随机性（不确定性）的结果也表明结构均具备良好的鲁棒性，并且 PC1-Frame 和 PC2-Frame 的鲁棒性指标相差不大，均低于 RC-Frame。

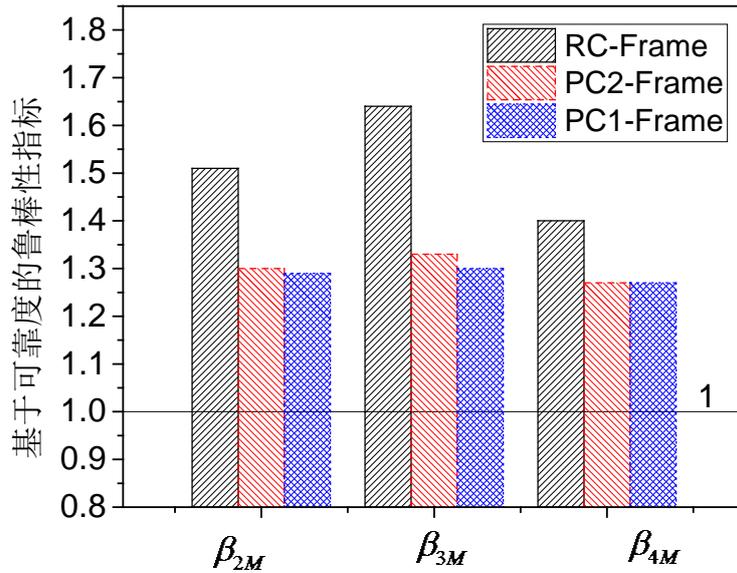


图 5.7 基于可靠度指标的鲁棒性指标对比

5.3 本章小结

本章首先阐述了结构鲁棒性的基本概念，总结了结构鲁棒性指标的分类，并分别对第三章建立的混凝土明/暗牛腿-角形钢板-插梢连接节点的多层全装配式框架结构和现浇结构进行了基于承载力和基于可靠度的鲁棒性指标计算：

(1) 在基于承载力的鲁棒性指标计算当中，对完整和损坏的结构分别进行 Pushdown 分析，按照第三章得到的拆除边柱对结构影响较大的结果，将损失工况定为拆除 A 轴线的各层柱。通过计算得知，三个框架的工况都满足 DSR 值大于 1，

RIF 指标都大于临界值 $1/RSR$ ，SRF 指标都大于临界值 $1/(1-RIF)$ ，表明在各损伤工况下遭遇设计荷载时具有抵抗连续倒塌的能力，具备一定的抗连续倒塌能力。移除底层柱时，结构的鲁棒性指标最小，表明该结构最薄弱的构件即为底层边柱，随着移除柱构件的楼层增加，中间层柱的鲁棒性指标都相差不大，移除柱 A7 时，结构的鲁棒性指标最大，表明移除该柱时结构最不易发生连续倒塌。总得来说，三个框架在各工况下都不会发生连续倒塌，抗连续倒塌能力的大小依次为 $PC1\text{-Frame} < PC2\text{-Frame} < RC\text{-Frame}$ ，利用 DSR 指标对三个框架进行定量的横向比较可以得知，PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 19.9%，PC1-Frame 比 RC-Frame 的 DSR 指标低 17.9%。

(2) 在基于可靠度的鲁棒性指标计算当中，利用第四章中的 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 可靠度的可靠度指标以及鲁棒性指标计算公式分别计算三个框架结构的鲁棒性指标，在采用 β_{2M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 14.6%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 13.9%；在采用 β_{3M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 20.7%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 18.9%；在采用 β_{4M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 9.0%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 8.9%。三个框架采用基于可靠度的鲁棒性指标时均大于 1，PC1-Frame 和 PC2-Frame 的鲁棒性指标相差不大，均低于 RC-Frame。

结论与展望

本文对混凝土明/暗牛腿-角形钢板-插梢连接节点的多层全装配式框架结构和与之对比的现浇框架结构进行了抗连续倒塌能力的研究，利用 OpenSees 有限元软件建立明牛腿-插销杆-角型钢板连接和暗牛腿-插销杆-角型钢板连接的全装配式混凝土框架结构宏模型，并与抗连续倒塌静动载试验试验结果进行对比，校验了有限元建模的正确性。继而建立多层 PC1-Frame、PC2-Frame 和 RC-Frame 结构有限元模型，利用拆除构件法和基于矩法-随机 Pushdown 法的结构整体可靠度分析方法对全装配式框架结构进行抗连续倒塌承载能力、可靠度以及鲁棒性的评估。基于以上研究，得到的结论如下：

(1) 利用 OpenSees 开源软件建立了两个装配式节点宏模型，对节点的材料截面单元等等进行了详细的描述，并具体地计算了模型所需的相关参数，对试件静动力试验全过程进行模拟，得到相应的中柱荷载-位移曲线校验曲线、边节点侧移曲线校验曲线和中柱位移-时间曲线校验曲线。最后将数值模拟结果与框架结构抗连续倒塌静动载试验结果进行了分析对比。结果表明，有限元模拟结果与试验结果数值相差不大，该数值模型可较好地模拟全装配式节点的性能，提出的建模方法可应用于装配式结构的连续倒塌问题研究。

(2) 基于校验好的全装配式节点模型，建立多层全装配式框架结构及与之对比的现浇结构。利用拆除构件法对各结构进行不同工况的拆柱之后的瞬时动力反应分析，在拆除柱的动力反应分析中，得到了失效点的竖向位移时程曲线和关键梁柱的内力变化曲线。在中柱失效工况下，RC-Frame 和 PC1-Frame 的失效点最大竖向位移分别为 46mm 和 94mm；在边柱失效工况下，RC-Frame 和 PC1-Frame 的失效点最大竖向位移分别为 53mm 和 115mm。说明框架结构在拆边柱后的抗连续倒塌性能低于拆中柱后的抗连续倒塌性能，拆除边柱的倒塌危险性较拆除中柱大，故在结构设计时可适当增加边柱的截面配筋或尺寸。

(3) 利用拆除构件法对设计的多层全装配式框架结构和相应的现浇结构进行竖向抗连续倒塌 Pushdown 分析，以进一步了解结构的抗连续倒塌承载极限能力。结果表明在拆除中柱后，PC1-Frame 和 PC2-Frame 在压拱机制的极限承载力分别较 RC-Frame 低 30% 和 20.5%；在拆除边柱后，PC1-Frame 和 PC2-Frame 在压拱机制的极限承载力分别较 RC-Frame 低 26.9% 和 22.3%。故 RC-Frame 的整体抗连续倒塌性能较好，PC2-Frame 的整体抗连续倒塌性能其次，PC1-Frame 的整体抗连续倒塌性能较差。

(4) 结合拆柱的瞬时动力反应分析和竖向抗连续倒塌 Pushdown 分析，利用基于能量方法的简化非线性动力分析方法对 RC 和 PC1 框架在拆除边柱的情况下

进行分析，并与非线性静力 Pushdown 分析进行对比，得知结构的动力放大系数在进入塑性阶段后而逐渐减小，非线性静力分析的结果较为保守，在精度要求不高的情况下，可以选取简化的非线性动力分析方法。

(5) 利用随机 Pushdown 以及矩法计算了全装配式框架结构和现浇结构的完整结构和损伤结构的可靠度指标以及失效概率，结果表明完整结构均具有较大的可靠度指标和较小的失效概率，PC1-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标分别比 RC-Frame 低 12%、4.3% 和 14.8%，PC2-Frame 的完整结构 β_{2M} 、 β_{3M} 、 β_{4M} 可靠度指标比 RC-Frame 低 7.4%、4.9% 和 8.0%；PC1-Frame 的损伤结构可靠度指标分别比 RC-Frame 低 42.0%、44.0% 和 19.3%，PC2-Frame 的损伤结构可靠度指标比 RC-Frame 低 37.5%、40.0% 和 12.9%。

(6) 从承载力和可靠度两方面对结构鲁棒性进行定量的评估，在承载力方面，对完整和损坏的结构分别进行 Pushdown 分析，计算最不利情况 A 轴线各层柱失效时结构的鲁棒性指标。结果表明三个框架的工况都满足 DSR 值大于 1，RIF 指标都大于临界值 $1/RSR$ ，SRF 指标都大于临界值 $1/(1-RIF)$ ，表明在各损伤工况下遭遇设计荷载时具有抵抗连续倒塌的能力，具备一定的抗连续倒塌能力。移除底层柱时，结构的鲁棒性指标最小，表明该结构最薄弱的构件即为底层边柱，随着移除柱构件的楼层增加，中间层柱的鲁棒性指标都相差不大，移除柱 A7 时，结构的鲁棒性指标最大，表明移除该柱时结构最不易发生连续倒塌；在可靠度方面，计算了在不同矩法下各结构的鲁棒性指标。在采用 β_{4M} 指标下，PC1-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 9.0%，PC2-Frame 比 RC-Frame 的鲁棒性指标低 8.9%。三个框架采用基于可靠度的鲁棒性指标时均大于 1，PC1-Frame 和 PC2-Frame 的鲁棒性指标相差不大，且均低于 RC-Frame。

参考文献

- [1] 中华人民共和国国家统计局国家数据 [EB/OL]. /2019-05-07. <http://data.stats.gov.cn/easyquery.html?cn=C01>.
- [2] 建建字第 188 号 [EB/OL]. 建筑工业化发展纲要. 1995-04-06. <http://law.fayi.com.cn/262972.html>.
- [3] 卢家森. 装配整体式混凝土框架实用设计方法[M]. 长沙: 湖南大学出版社, 2016.
- [4] 国务院关于深入推进新型城镇化建设的若干意见[EB/OL]. /2018-12-10. http://www.gov.cn/zhengce/content/2016-02/06/content_5039947.htm.
- [5] 湖南省住房和城乡建设厅关于进一步推动装配式建筑发展有关工作的通知 [EB/OL]. /2019-05-07. <http://www.new-ci.com/bencandy.php?fid=34&aid=6080>.
- [6] Griffiths H, Pugsley A, Saunders O A. Report of the inquiry into the collapse of flats at Ronan Point, Canning Town: presented to the Minister of Housing and Local Government[J]. 1968.
- [7] WG C, PFM S, MA S, 等. The Oklahoma City Bombing: Summary and Recommendations for Multihazard Mitigation[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 1998, 12(3): 100–112.
- [8] Seffen, K.A. Progressive collapse of the world trade center: simple analysis[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2008, 134(2): 125–132.
- [9] 黄祥海. 新型全预制装配式混凝土框架节点的研究[D]. 东南大学, 2006.
- [10] 徐勇. 附加角钢的预应力装配式框架结构抗震性能研究[D]. 华中科技大学, 2017.
- [11] 刘正勇, 应惠清. 装配式混凝土框架结构节点构造方法简介[J]. 施工技术, 2008(s2): 26–29.
- [12] Stone W C , Cheek G S , Stanton J F. Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading[J]. ACI Structural Journal, 1995, 92(2).
- [13] 柳炳康, 施法科, 刘海涛, 等. 反复荷载下预压装配式框架接合部受力性能 [J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2005(01): 71–74.
- [14] Ozturan T. Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames[J]. Pci Journal Prestressed Concrete Institute Journal, 2006, 51: págs. 66-76.
- [15] 陈适才, 闫维明, 王文明, 等. 大型预制混凝土结构梁-柱-叠合板边节点抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(06): 60–67.

- [16] 种迅, 孟少平, 潘其健. 后张预应力预制混凝土框架梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(12): 38–44.
- [17] Choi H K, Choi Y C, Choi C S. Development and testing of precast concrete beam-to-column connections[J]. Engineering Structures, 2013, 56(6): 1820–1835.
- [18] Nzabonimpa J D, Hong W-K, Park S-C. Experimental investigation of dry mechanical beam-column joints for precast concrete based frames: Experimental Investigation of Dry Mechanical Beam-Column Joints[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2016, 26(1): e1302.
- [19] 单奇峰. 装配式框架结构梁柱节点优化设计及抗震性能研究[D]. 东南大学, 2016.
- [20] 周宇凌. 混合装配式预应力混凝土框架节点试验研究[D]. 东南大学, 2016.
- [21] Elsanadedy H M, Almusallam T H, Al-Salloum Y A, 等. Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario[J]. Construction and Building Materials, 2017, 142: 552–571.
- [22] 吴刚, 冯德成. 装配式混凝土框架节点基本性能研究进展[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(2).
- [23] Ellingwood B R. Mitigating Risk from Abnormal Loads and Progressive Collapse[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 315–323.
- [24] 叶列平, 陆新征, 李易, 等. 混凝土框架结构的抗连续性倒塌设计方法[J]. 建筑结构, 2010, 40(02): 1–7.
- [25] Moore D B. The UK and European Regulations for Accidental Actions[J]. American Journal of Medicine, 2003, 113(1): 42–51.
- [26] Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-02) and commentary (ACI 318RM-02) [S]. American Concrete Institute, 2002. .
- [27] General Service Administration (GSA). Alternative path analysis & design design guidelines for progressive collapse resistance[S]. Washington D. C:2013..
- [28] United States Department of Defense (DoD). UFC 4-023-03, Unified Facilities Criteria: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse[S]. Washington D. C:2013.
- [29] 中华人民共和国国家标准. 建筑结构抗倒塌设计规范(CECS 392:2014). 北京: 中国计划出版社, 2014.
- [30] 中华人民共和国国家标准. 建筑结构可靠度设计统一标准(GB50068-2018). 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

- [31] 中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范(GB50010-2010) (2015 版). 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [32] 中华人民共和国国家标准. 高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ3-2010). 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [33] 周健, 崔家春, 周健. 结构抗连续倒塌设计规范和比较[J]. 建筑结构, 2015, 45(23): 98–105.
- [34] ASCE 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures [S]. American Society of Civil Engineers, 2010.
- [35] UFC 4-023-03 Design of buildings to resist progressive collapse [S]. Washington D.C. : Department of Defence, 2013.
- [36] 日本钢结构协会, 美国高层建筑和城市住宅理事会. 高冗余度钢结构倒塌控制设计指南 [M]. 陈以一, 赵宪忠, 译. 上海: 同济大学出版社, 2007.
- [37] Dusenberry D O, Hamburger R O. Practical Means for Energy-Based Analyses of Disproportionate Collapse Potential[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 336–348.
- [38] 易伟建, 何庆锋, 肖岩. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007(05): 104-109+117.
- [39] 陆新征, 李易, 叶列平, 等. 钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌设计方法的研究[J]. 工程力学, 2008(S2 vo 25): 150–157.
- [40] Bao Y, Kunnath S K, El-Tawil S, 等. Macromodel-Based Simulation of Progressive Collapse: RC Frame Structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(7): 1079–1091.
- [41] Khandelwal K, El-Tawil S. Assessment of Progressive Collapse Residual Capacity Using Pushdown Analysis. Structures Congress 2008[C]. Vancouver, British Columbia, Canada: American Society of Civil Engineers, 2008: 1–8.
- [42] Tsai M-H, Lin B-H. Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure[J]. Engineering Structures, 2008, 30(12): 3619–3628.
- [43] Li Y, Lu X, Guan H, 等. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures[J]. Engineering Structures, 2011, 33(10): 2931–2942.
- [44] Santafé Iribarren B, Berke P, Bouillard Ph, 等. Investigation of the influence of design and material parameters in the progressive collapse analysis of RC structures[J]. Engineering Structures, 2011, 33(10): 2805–2820.
- [45] Helmy H, Salem H, Mourad S. Progressive collapse assessment of framed

- reinforced concrete structures according to UFC guidelines for alternative path method[J]. *Engineering Structures*, 2012, 42: 127–141.
- [46] Kai Q, Li B. Dynamic performance of RC beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column—Experimental results[J]. *Engineering Structures*, 2012, 42: 154–167.
- [47] Yu J, Tan K-H. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages[J]. *Engineering Structures*, 2013, 55: 90–106.
- [48] Bao Y, Lew H S, Kunnath S K. Modeling of Reinforced Concrete Assemblies under Column-Removal Scenario[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2014, 140(1): 04013026.
- [49] 于晓辉, 钱凯, 吕大刚. 竖向加载模式对结构连续倒塌 Pushdown 分析的影响[J]. *建筑结构学报*, 2015(S2 vo 36): 126–130.
- [50] Qian K, Li B, Ma J-X. Load-Carrying Mechanism to Resist Progressive Collapse of RC Buildings[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2015, 141(2): 04014107.
- [51] Arshian A H, Morgenthal G, Narayanan S. Influence of modelling strategies on uncertainty propagation in the alternate path mechanism of reinforced concrete framed structures[J]. *Engineering Structures*, 2016, 110: 36–47.
- [52] 于晓辉, 钱凯, 吕大刚. 考虑悬链线效应的钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌能力分析[J]. *建筑结构学报*, 2017, 38(04): 28–34.
- [53] Lu X, Lin K, Li Y, 等. Experimental investigation of RC beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario[J]. *Engineering Structures*, 2017, 149: 91–103.
- [54] Yu X H, Lu D G, Qian K, 等. Uncertainty and Sensitivity Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures Subjected to Column Loss[J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2017, 31(1): 04016069.
- [55] He X-H-C, Yuan X-X, Yi W-J. Irregularity index for quick identification of worst column removal scenarios of RC frame structures[J]. *Engineering Structures*, 2019, 178: 191–205.
- [56] Nimse R B, Joshi D D, Patel P V. Behavior of wet precast beam column connections under progressive collapse scenario: an experimental study[J]. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 2014, 6(4): 149–159.
- [57] Kang S-B, Tan K H. Behaviour of precast concrete beam–column sub-assemblages subject to column removal[J]. *Engineering Structures*, 2015, 93: 85–96.

- [58] Qian K, Li B, Liu Y. Integrity of Precast Concrete Structures to Resist Progressive Collapse. Geotechnical and Structural Engineering Congress 2016[C]. Phoenix, Arizona: American Society of Civil Engineers, 2016: 1976–1986.
- [59] 潘毅, 陈侠辉, 姚蕴艺, 等. 基于抽柱法的无粘结预应力装配式框架结构连续倒塌分析[J]. 工程力学, 2017, 34(12): 162–170.
- [60] Kang S-B, Tan K H. Progressive Collapse Resistance of Precast Concrete Frames with Discontinuous Reinforcement in the Joint[J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(9): 04017090.
- [61] Lin K, Lu X, Li Y, 等. Experimental study of a novel multi-hazard resistant prefabricated concrete frame structure[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018.
- [62] Feng D-C, Wu G, Lu Y. Numerical Investigation on the Progressive Collapse Behavior of Precast Reinforced Concrete Frame Subassemblages[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2018, 32(3): 04018027.
- [63] Rackwitz R, Flessler B. Structural reliability under combined random load sequences[J]. Computers & Structures, 1978, 9(5): 489–494.
- [64] Der Kiureghian A, Liu, Pei - Ling. Structural Reliability under Incomplete Probability Information[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1986, 112(1): 85–104.
- [65] Nowak A S, Zhou J. System reliability models for bridges[J]. Structural Safety, 1990, 7(2): 247–254.
- [66] Sigurdsson G. Probabilistic Collapse Analysis of Jackets[J]. Proc Icosar, 1994, 1.
- [67] Hong H P. An efficient point estimate method for probabilistic analysis[J]. Reliability Engineering & System Safety, 1998, 59(3): 261–267.
- [68] Zhao Y G, Ono T. System Reliability Evaluation of Ductile Frame Structures[J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(6): 678–685.
- [69] Onoufriou T, Forbes V J. Developments in structural system reliability assessments of fixed steel offshore platforms[J]. Reliability Engineering & System Safety, 2001, 71(2): 189–199.
- [70] Li G Q, Li J J. A semi-analytical simulation method for reliability assessments of structural system[J]. Reliability Engineering & System Safety, 2002, 78: 275–281.
- [71] Zhao Y-G, Ang A H-S. System Reliability Assessment by Method of Moments[J].

- Journal of Structural Engineering, 2003, 129(10): 1341–1349.
- [72] 欧进萍, 段忠东. 海洋平台结构安全评定: 理论、方法与应用[M]. 科学出版社, 2003.
- [73] Lu Z, Song J, Song S, 等. Reliability sensitivity by method of moments[J]. Applied Mathematical Modelling, 2010, 34(10): 2860–2871.
- [74] Fang Y, Chen J, Kong F T. Analysis of structural dynamic reliability based on the probability density evolution method[J]. Structural Engineering & Mechanics, 2013, 45(2): 201–209.
- [75] Farag R. Reliability assessment of wall-frame structures[J]. Ain Shams Engineering Journal, 2015, 6(3): S2090447915000155.
- [76] Salimi, Mohammad-Rashid; Yazdani, Azad. Reliability-based fragility analysis of nonlinear structures under the actions of random earthquake loads[J]. Structural Engineering and Mechanics, 2018, 66(1): 75–84.
- [77] Lind N C. A measure of vulnerability and damage tolerance[J]. Reliability Engineering & System Safety, 1995, 48(1): 1–6.
- [78] Pandey P C, Barai S V. Structural Sensitivity as a Measure of Redundancy[J]. Journal of Structural Engineering, 1997, 123(3): 360–364.
- [79] Izzuddin B A, Vlassis A G, Elghazouli A Y, 等. Assessment of progressive collapse in multi-storey buildings[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, 2007, 160(4): 197–205.
- [80] Baker J W, Schubert M, Faber M H. On the assessment of robustness[J]. Structural Safety, 2008, 30(3): 253–267.
- [81] Khandelwal K, El-Tawil S. Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis[J]. Engineering Structures, 2011, 33(9): 2653–2661.
- [82] Fascetti A, Kunnath S K, Nisticò N. Robustness evaluation of RC frame buildings to progressive collapse[J]. Engineering Structures, 2015, 86: 242–249.
- [83] Brunesi E, Nascimbene R, Parisi F, 等. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis[J]. Engineering Structures, 2015, 104: 65–79.
- [84] Bao Y, Main J A, Noh S-Y. Evaluation of Structural Robustness against Column Loss: Methodology and Application to RC Frame Buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(8): 04017066.
- [85] Adam J M, Parisi F, Sagaseta J, 等. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century[J]. Engineering

- Structures, 2018, 173: 122–149.
- [86] Scott, B. D. Stress-strain behavior of concrete by overlapping hoops at low and high strain rates[J]. *Aci Journal*, 1982, 79(1): 13–27.
- [87] Yassin M Y M. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads[D]. California: University of California, Berkeley, 1994.
- [88] Girard C, Bastien J. Finite-Element Bond-Slip Model for Concrete Columns under Cyclic Loads[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(12): 1502–1510.
- [89] Spacone E, Filippou F C, Taucer R F F. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of RC frames: part 1: formulation[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1996, 25(7): 711–725.
- [90] 齐虎. 结构三维非线性分析软件 Opensees 的研究及应用[D]. 中国地震局工程力学研究所, 2008.
- [91] Taucer, Fabio F. A Fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures[M]. University of California, 1991.
- [92] 陈太平. 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌静载试验研究[D]. 湖南大学, 2018.
- [93] 胡翔. 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌动载试验研究[D]. 湖南大学, 2018.
- [94] 彭涵钰. 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌 Pushdown 及灵敏度分析[D]. 湖南大学, 2018.
- [95] Mazzoni S, McKenna F, Scott M H. Open system for earthquake engineering simulation user (OpenSees) Command-Language Manual[M]. 2009.
- [96] Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects[S]. U.S. General Service Administration, 2003.
- [97] Izzuddin B A, Vlassis A G, Elghazouli A Y, 等. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss — Part I: Simplified assessment framework[J]. *Engineering Structures*, 2008, 30(5): 1308–1318.
- [98] 李易, 叶列平, 陆新征. 基于能量方法的 RC 框架结构连续倒塌抗力需求分析 I: 梁机制[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(11): 1–8.
- [99] 马勇. 预压装配式预应力混凝土框架结构在地震作用下的连续倒塌可靠度概率分析[D]. 合肥工业大学, 2017.
- [100] Rosenblueth E. Point estimates for probability moments[J]. *Proceedings of the*

- National Academy of Sciences of the United States of America, 1975, 72(10): 3812–3814.
- [101] Rosenblatt M. Remarks on a Multivariate Transformation[J]. *Annals of Mathematical Statistics*, 1952, 23(3): 470–472.
- [102] Zhao Y-G, Ono T. New Point Estimates for Probability Moments[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2000, 126(4): 433–436.
- [103] 张明. 结构可靠度分析——方法和程序[M]. 科学出版社, 2009.
- [104] Liu P, Kiureghian D. Multivariate distribution models with prescribed marginals and covariances[J]. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 1986, 1(2): 105–112.
- [105] 韩海腾, 高山, 吴晨, et al. 基于 Nataf 变换的电网不确定性多点估计法[J]. *电力系统自动化*, 2015(7):28-34.
- [106] 董聪. 现代结构系统可靠性理论及其应用[M]. 科学出版社, 2001.
- [107] 武清玺. 结构可靠度理论、方法及应用[M]. 科学出版社, 2014.
- [108] 吕大刚, 宋鹏彦, 于晓辉, 等. 基于矩法的结构非线性整体抗震可靠性分析[J]. *建筑结构学报*, 2010(S2 vo 31): 119–124.
- [109] D. G. L, S. S. C, P. Y. S, 等. Robustness Assessment for Progressive Collapse of Framed Structures using Pushdown Analysis Method. *Proceedings of the 4th International Workshop on Reliable Engineering Computing Robust Design – Coping with Hazards, Risk and Uncertainty – REC 2010*[C]. Singapore: Research Publishing Services, 2010: 268–281.
- [110] Zhao Y-G, Ono T. Moment methods for structural reliability[J]. *Structural Safety*, 2001, 23(1): 47–75.
- [111] 黄琳. 稳定性与鲁棒性的理论基础[M]. 科学出版社, 2003.
- [112] Starossek U, Haberland M. Measures of Structural Robustness — Requirements and Applications. *Structures Congress*[C]. 2008.
- [113] 吕大刚, 宋鹏彦, 崔双双, 等. 结构鲁棒性及其评价指标[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(11): 44–54.
- [114] Agarwal J, Blockley D, Woodman N. Vulnerability of structural systems[J]. *Structural Safety*, 2003, 25(3): 263–286.
- [115] England J, Agarwal J, Blockley D. The vulnerability of structures to unforeseen events[M]. 2008.
- [116] Feng Y, Moses F. Optimum design, redundancy and reliability of structural systems[J]. *Computers & Structures*, 1986, 24(2): 239–251.
- [117] Frangopol D M, Curley J P. Effects of Damage and Redundancy on Structural Reliability[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1987, 113(7): 1533–1549.

- [118] Biondini F, Frangopol D M, Restelli S. On Structural Robustness, Redundancy, and Static Indeterminacy. Structures Congress 2008[C]. Vancouver, British Columbia, Canada: American Society of Civil Engineers, 2008: 1–10.
- [119] 方召欣, 李惠强. 基于能量观点的结构安全性与鲁棒性[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(S1): 269–273.
- [120] 方召欣, 李惠强. 结构鲁棒性与风险防控[J]. 工程力学, 2007(S1): 79–82.

致 谢

三年前，怀揣着对千年学府的景仰之情踏入了校园的茵茵绿道。今日回眸一瞥，入学时于东方红广场报道时的身影一闪而过恍如隔世。忆得初入学时的憧憬与喜悦，忆得研究生院楼自习室午后洒下灿黄阳光的充实与幸福，忆得岳麓山山间大雾与云间日出，忆得后湖跑道的蛙叫蝉鸣黑夜与土木工程学院研究生办公室的白炽灯光，再到如今即将毕业时的期盼与怀念。

三年时间，任何踏过的坎如今望去都不顾一提，已在时光里沉淀为经验与阅历，唯望在日后工作生活学习中给自身带来更多思考。除去对新环境的憧憬期待渴望与未知的一丝害怕以外，现在心怀许多感激之情。

惟楚有才于斯为盛，感恩千年学府给予的平台与机会；感谢导师周云教授在课业上给予的指导与监督，亦师亦友，既是学业上的导师，也是人生中的指路人，感谢课题组易伟建教授的悉心指导，愿老师身体健康，感谢师兄师姐胡翔、陈太平、奚树杭、刘蒙的照顾，是你们让我们更快地融入了团队，感谢同门彭涵钰、曾雅丽思、李紫玮、王振生的陪伴，大家相互学习跟鼓励走过了人生的一个重要阶段，感谢同一个研究生办公室龚江伟和周昱同学的关心，在艰难时相互鼓励，在开心时一起庆祝，建立了非常深厚的革命友谊，感谢杨斌和杨丰同学在学习上的帮助，很感激在研究生这个相对狭小的圈子还能与你们相知相识，希望你们一切都好，感谢我的父母一直以来对我的无限包容和理解，支持我的学业，关心我的生活，永远是最坚强的后盾，感谢所有参与答辩和评审的老师，祝各位老师身体健康，工作顺心！

张琴

2019年4月24日于岳麓山下

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文

- [1] 周云, 张琴等. 基于拆除构件法的全装配式框架结构连续倒塌分析. 湖南大学学报(自然科学版)(已录用)