

深圳市工程建设地方标准

SJG

SJG 125 – 2023

高层建筑混凝土结构抗震性能评价标准

Assessment standard for seismic performance of high-rise
concrete structures

2023-02-16 发布

2023-05-01 实施

深圳市住房和城乡建设局 发布

深圳市工程建设地方标准

高层建筑混凝土结构抗震性能评价标准

Assessment standard for seismic performance of high-rise
concrete structures

SJG 125 - 2023

2023 深 圳

前 言

根据《深圳市住房和建设局关于发布 2020 年深圳市工程建设标准制订修订计划项目的通知》（深建标〔2020〕2 号）的要求，标准编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国内外先进标准，结合深圳市的实际，并在广泛征求意见的基础上，编制了本标准。

本标准主要技术内容是：1.总则；2.术语和符号；3.地震作用及效应分析；4.结构整体抗震性能评价；5.结构构件抗震性能评价。

本标准由深圳市住房和建设局批准发布，由深圳市住房和建设局业务归口并组织哈尔滨工业大学（深圳）负责技术内容的解释。本标准实施过程中如有意见或建议，请寄送哈尔滨工业大学（深圳）（地址：深圳市南山区桃源街道深圳大学城哈尔滨工业大学校区 E 栋，邮编：518055），以供今后修订时参考。

本标准主编单位：哈尔滨工业大学（深圳）

本标准参编单位：深圳中建院建筑科技有限公司

中国建筑科学研究院有限公司

深圳市力鹏工程结构技术有限公司

深圳市建筑设计研究总院有限公司

中国建筑第四工程局有限公司

奥意建筑工程设计有限公司

深圳市建筑科学研究院股份有限公司

深圳大学建筑设计研究院有限公司

悉地国际设计顾问（深圳）有限公司

华阳国际设计集团

深圳华森建筑与工程设计顾问有限公司

本标准主要起草人员：滕 军 李祚华（以下按照姓氏笔画排序）

王传甲 王启文 王 振 吕海霞 刘鹏远

齐一鹤 孙仁范 吴国勤 何春凯 汪四新

张良平 张 剑 张 琳 陈 亮 幸厚冰

单庆飞 韩艳波 黄晨光 彭志涵 葛 磊

本标准主要审查人员：杜修力 李宏男 李爱群 朱宏平 孙占琦

王兴法 唐增洪

本标准主要指导人员：王宝玉 闫冬梅 郑 伟 张 希 刘俊跃

陈天子

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	2
3	地震作用及效应分析	6
3.1	一般规定	6
3.2	地震作用	6
3.3	弹性分析	8
3.4	弹塑性分析	9
4	结构整体抗震性能评价	10
4.1	一般规定	10
4.2	水平位移限值	10
4.3	结构整体稳定性评价	11
5	结构构件抗震性能评价	13
5.1	一般规定	13
5.2	结构性能状态	14
5.3	损伤指标计算	19
5.4	构件性能状态评价	25
附录 A	标准地震作用	30
附录 B	初始等效抗侧刚度简化计算方法	35
附录 C	纤维梁柱单元与分层壳单元、材料本构	37
	本标准用词说明	47
	引用标准名录	48
	条文说明	49

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	2
3	Earthquake Action and Effect Analysis	6
3.1	General Provisions	6
3.2	Earthquake Action	6
3.3	Elastic Analysis	8
3.4	Plastic Analysis	9
4	Overall Seismic Performance Evaluation	10
4.1	General Provisions	10
4.2	Horizontal Displacement Limit	10
4.3	Overall Structural Failure Evaluation	11
5	Seismic Performance Evaluation of Structural Members	13
5.1	General Provisions	13
5.2	Component Performance Status	14
5.3	Damage Index Calculation	19
5.4	Component Performance State Evaluation	25
	Appendix A Standardized Seismic Action	30
	Appendix B Simplified Calculation Method of Elastic Equivalent Stiffness	35
	Appendix C Fiber Beam Column Element, Layered Shell Element and Material Constitutive Model	37
	Explanation of Wording in This Standard	47
	List of Quoted Standards	48
	Addition: Explanation of Provisions	49

1 总 则

1.0.1 为完善深圳重特大地震灾害损失综合评估制度和技术方法体系，提供适用于高层建筑混凝土结构整体及结构构件的抗震性能量化评价方法及指标，做到技术先进、安全适用、确保质量，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于 10 层及 10 层以上的混凝土住宅建筑和房屋高度大于 24m 的其他混凝土高层民用建筑结构整体和构件的抗震性能评价分析。

1.0.3 高层建筑混凝土结构抗震性能评价，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 高层建筑混凝土结构 high-rise concrete structures

10层及10层以上的混凝土住宅建筑和房屋高度大于24m的其他混凝土高层民用建筑。

2.1.2 损伤指标 damage index

反映材料的损伤发展过程并实现混凝土构件材料损伤发展与构件性能状态量化描述的指标。

2.1.3 轴压力系数 coefficient of axial compression

轴向压力标准值与构件全截面面积和混凝土轴心抗压强度标准值乘积的比值。

2.1.4 轴拉力系数 ratio of axial tension force to strength

轴向拉力标准值与构件钢筋面积和钢筋屈服强度标准值乘积的比值。

2.1.5 初始等效刚重比 ratio of initial equivalent lateral stiffness to gravity

结构的初始等效抗侧刚度与重力荷载代表值之比。

2.1.6 等效刚重比退化率 equivalent degradation ratio of lateral stiffness to gravity

初始等效刚重比与瞬时等效刚重比的比值。

2.1.7 瞬时等效刚重比 ratio of instantaneous equivalent lateral stiffness to gravity

结构弹塑性阶段的瞬时等效抗侧刚度与重力荷载代表值之比。

2.1.8 标准地震作用 standardized earthquake action

由地震动引起的，能够反映地震往复、持时、幅值、频谱特性以及结构多阶振型方向、多阶振型相对贡献、内力重分布的标准化等效静力作用。

2.2 符号

2.2.1 作用与效应

G ——结构的重力荷载代表值；

q ——沿结构高度方向倒三角分布荷载的最大值；

V_0 ——水平地震作用标准值下的结构底部剪力；

S_{ai} ——结构第*i*阶模态对应的等效单自由度体系谱加速度；

$S_a^{(k)}$ ——第*k*时刻等效单自由度体系谱加速度；

$S_d^{(k)}$ ——第*k*时刻等效单自由度体系谱位移；

$S_d^{(yield)}$ ——结构屈服时刻等效单自由度体系谱位移；

$y(H)$ ——结构顶点的水平位移；

$y_m(H)$ ——结构顶点的水平弯曲变形；

$y_v(H)$ ——结构顶点的水平剪切变形；

$[\theta_p]$ ——层间位移角限值；

θ_p ——层间弹塑性位移角。

2.2.2 几何参数

A ——构件横截面面积；

A_s ——受拉纵筋截面面积；

A'_s ——受压纵筋截面面积；

A_{sv} ——单根纵向钢筋截面面积；
 b ——截面宽度；
 b_t ——周边框架边腹板的翼缘宽度；
 B ——结构整体宽度；
 B_w ——内筒宽度；
 C_w ——内筒长度；
 h_j ——第 j 层层高；
 h_0 ——截面有效高度；
 H ——结构总高度；
 t_w ——内筒外壁厚度；
 n ——斜交网格跨数；
 θ ——斜柱与水平面的夹角；
 ξ_b ——界限受压区高度；
 χ ——结构高宽比。

2.2.3 材料性能和抗力

d_c ——混凝土单轴受压损伤演化参数；
 d_t ——混凝土单轴受拉损伤演化参数；
 E_c ——混凝土弹性模量；
 E_r ——受压混凝土卸载及再加载的变形模量；
 f_{ck} 、 f_c ——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；
 $f_{c,r}$ ——混凝土单轴抗压强度代表值；
 $f_{t,r}$ ——混凝土单轴抗拉强度代表值；
 $f_{st,r}$ ——钢筋极限强度代表值；
 f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值；
 f_y ——普通钢筋的抗拉强度设计值；
 f_{yk} ——普通钢筋屈服强度标准值；
 K_g ——箍筋对混凝土强度的提高系数；
 Z ——应变软化斜率系数；
 α_c ——混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段的参数值；
 α_t ——混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值；
 ε ——混凝土应变；
 $\varepsilon_{t,r}$ ——与单轴抗拉强度代表值 $f_{t,r}$ 相应的混凝土峰值拉应变；
 $\varepsilon_{c,r}$ ——与单轴抗压强度代表值 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变；
 ε_z ——受压混凝土卸载至零应力点时的残余应变；
 ε_{un} ——受压混凝土从骨架曲线开始卸载时的应变；
 ε_{ca} ——附加应变；
 ε'_{un} ——约束混凝土单轴压应变；
 ε_0 ——约束区混凝土应力峰值对应的压应变；
 ε_{20} ——约束区混凝土应力下降至 20%峰值应力时对应的压应变；
 σ'_c ——约束混凝土单轴压应力；
 σ_{un} ——受压混凝土从骨架曲线开始卸载时的应力；
 ρ ——配筋率；

ρ_s ——箍筋的体积配箍率。

2.2.4 材料性能和抗力

D_{b-bi} ——框架梁弯曲破坏第 i 阶段的损伤值；

$D_{c-0.5h}$ ——弯曲型损伤柱端 0.5 倍截面高度范围内材料损伤的平均值；

$D_{c-0.67h}$ ——弯曲型损伤梁端 0.67 倍截面高度范围内材料损伤的平均值；

$D_{c-0.83h}$ ——柱端 0.83 倍截面高度范围内材料受压损伤的平均值；

D_{c-cor} ——核心区混凝土材料受压损伤的平均值；

D_{cb-bi} ——连梁弯曲破坏第 i 阶段的损伤值；

D_{cb-bsi} ——连梁弯剪破坏第 i 阶段的损伤值；

D_{cb-si} ——连梁剪切破坏第 i 阶段的损伤值；

D_{cc} ——连梁跨中截面中部受压损伤最大值；

\bar{D}_{cco} ——连梁端部截面边缘材料受压损伤平均值；

\bar{D}_{ce} ——连梁端部截面材料受压损伤的平均值；

\bar{D}_{ce0} —— \bar{D}_{ce} 连梁比较严重损坏阶段初始时刻的值；

D_{cfm} ——墙肢端部截面边缘纤维材料受压损伤最大值；

\bar{D}_{cm} ——墙肢截面各材料纤维受压损伤最大值的平均值；

\bar{D}_{cm0} ——墙肢进入比较严重损坏阶段时 \bar{D}_{cm} 的值；

D_{col-bi} ——钢筋混凝土柱弯曲破坏第 i 阶段的损伤值；

$D_{col-bsi}$ ——钢筋混凝土柱弯剪破坏第 i 阶段的损伤值；

D_{col-si} ——钢筋混凝土柱剪切破坏第 i 阶段的损伤值；

D_j ——第 j 层腹板框架柱总侧移刚度；

D_{sc} ——材料纤维受拉应力与混凝土轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 之比；

\bar{D}_{tf} ——连梁边缘材料受拉损伤平均值；

D_{tfs} ——墙肢全截面材料纤维受拉损伤相对面积；

D_{tfs}^f ——轻度损坏阶段结束时刻 D_{tfs} 的值；

D_{srm} ——墙肢钢筋应力比（钢筋应力/屈服应力）最大值；

\bar{D}_{sr} ——墙肢钢筋应力比（钢筋应力/屈服应力）的平均值；

\bar{D}_{sr0} ——墙肢进入比较严重损坏阶段时 \bar{D}_{sr} 的值；

D_{th} ——墙肢边缘材料纤维受拉损伤相对高度；

D_{th}^f ——轻度损坏阶段结束时刻 D_{th} 的值；

D_{w-si} ——剪力墙剪切破坏第 i 阶段的损伤值；

D_{w-bi} ——剪力墙弯曲破坏第 i 阶段的损伤值；

EA ——单根斜交网格柱的轴向刚度；

E_{teq} ——周边框架柱总轴向刚度与周边框架中心线周长的比值；

F ——等效刚重比退化率；

K ——合理配筋情况下，钢筋合力与混凝土界限压力的比值；

K_{deq} ——双重抗侧力体系的等效抗侧刚度；

K_{eq} ——结构的等效抗侧刚度；

K_{sv} ——结构的抗剪刚度；
 K_{sm} ——结构的抗弯刚度；
 K_{sm2} ——外筒框架的抗弯刚度；
 K_{sv2} ——外筒框架的抗剪刚度；
 η ——内外筒抗弯刚度比；
 λ_0 ——初始等效刚重比；
 λ_i ——弹塑性阶段的瞬时等效刚重比；
 γ_1 ——内筒的刚度特征值；
 γ_2 ——外筒的刚度特征值；
 κ ——剪跨比， $\kappa = M / (Vh_0)$ ；
 M ——按照标准值计算的，与剪力 V 相应的弯矩；
 h_0 ——截面有效高度；
 \bar{n} ——轴压力系数， $\bar{n} = N / (f_{ck} A)$ ；
 N ——竖向荷载与地震共同作用下的轴压力标准值；
 R ——折减系数；
 T_g ——特征周期；
 T_0 ——名义剪压比， $T_0 = Q_u / f_{yk} b h_0$ ；
 Q_u ——截面抗弯强度对应的剪力， $Q_u = 2M_u / L$ ；
 L ——构件长度；
 M_u ——截面抗弯强度， $M_u = f_{yk} A_s (h_0 - x / 2)$ ；
 x ——混凝土受压区高度；
 ξ_v ——剪箍比， $\xi_v = Q_u / Q_{kh}$ ；
 Q_{kh} ——抗剪强度， $Q_{kh} = 0.7 f_{ck} b h_0 + \frac{A_{sv} f_{yv}}{s_h} h_0$ ；
 $\mu^{(k)}$ ——第 k 时刻结构延性系数；
 h' ——箍筋肢距；
 s_h ——箍筋间距。

3 地震作用及效应分析

3.1 一般规定

3.1.1 各抗震设防类别高层建筑的地震作用，应符合下列规定：

- 1 甲类建筑：应按批准的地震安全性评价结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定；
- 2 乙、丙类建筑：应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

3.1.2 高层建筑结构的地震作用计算应符合下列规定：

- 1 一般情况下，应至少在两个主轴方向分别计算水平地震作用；有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于 15° 时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用；
- 2 质量与刚度分布明显不对称的结构，应计算双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应计算单向水平地震作用下的扭转影响；
- 3 高层建筑可计入竖向地震作用，高层建筑中的大跨度、长悬臂结构、转换结构设计时应计入竖向地震作用。

3.1.3 高层建筑结构分析模型应根据实际情况确定。所选取的分析模型应能准确地反映结构中各构件的受力情况。

3.1.4 高层建筑结构按空间整体工作计算分析时，结构构件应考虑下列变形：

- 1 梁、柱、墙的弯曲、剪切、轴向、扭转变形；
- 2 当无法保证刚性楼板假设时，板的平面内变形。

3.1.5 体型复杂、结构布置复杂以及 B 级高度高层建筑结构，应采用至少两种不同力学模型的结构分析软件进行整体计算。高层建筑结构分析，可选择空间杆系、空间杆-墙板元、纤维梁柱单元、分层壳单元及其他组合有限元等计算模型。

3.2 地震作用

3.2.1 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按下列式计算：

$$e_i = \pm 0.05 L_i \quad (3.2.1)$$

式中： e_i ——第 i 层质心偏移值（m），各楼层质心偏移方向相同；

L_i ——第 i 层垂直于地震作用方向的建筑物总长度（m）。

3.2.2 计算地震作用时应根据高层建筑结构不同情况，分别采用下列计算方法：

1 高层建筑结构宜采用振型分解反应谱法；对质量和刚度不对称、不均匀以及高度超过 100m 的高层建筑结构应采用考虑扭转耦联振动影响的振型分解反应谱法。

2 当存在下列情况时，7 度抗震设防的高层建筑应采用弹性时程分析法进行多遇地震下的补充计算：

- 1) 甲类高层建筑结构；
- 2) 房屋高度大于 100 米的高层建筑；
- 3) 不符合现行深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98 中第 3.5.2 条~第 3.5.4 条的高层建筑结构有关规定；
- 4) 现行深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98 中第 7 章规定的复杂高层建筑结构；

5) 顶部取消墙、柱而形成空旷空间的结构及顶部有较大钢架或钢桅杆的结构。

3.2.3 计算地震作用时，建筑结构的重力荷载代表值应取永久荷载标准值和可变荷载组合值之和。可变荷载的组合值系数应按下列规定取用：

- 1 楼面活荷载按实际情况计算时取 1.0；
- 2 按等效均布活荷载计算时，藏书库、档案库、库房取 0.8，一般民用建筑取 0.5；
- 3 屋面活荷载不计入。

3.2.4 采用时程分析法进行弹性分析和弹塑性分析时，地震波的数量及相应要求可按现行抗震规范有关规定选用，且宜关注弹性时程和弹塑性时程基底剪力的比值。对于非超限高层建筑，可选用一组人工波。人工波选用时应符合下列规定：

- 1 选用人工波的拟合反应谱与规范反应谱在结构基本周期的谱值差应在 5%以内；
- 2 地震波的持续时间不宜小于 15s，且有效持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的 5 倍和 10s，地震波的时间间距可取 0.01s 或 0.02s；
- 3 地震波的有效峰值可按表 3.2.4 的规定采用；
- 4 采用该组人工波进行弹性时程分析得到的结构基底剪力应与规范反应谱得到的结构基底剪力基本一致；
- 5 选取一组人工模拟波分析时地震波峰值宜乘以系数 1.1。

表 3.2.4 时程分析时输入地震加速度的最大值 (cm/s²)

设防烈度	7 度
多遇地震	35
设防地震	100
罕遇地震	220

3.2.5 建筑结构的抗震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期及阻尼比确定。水平地震影响系数最大值 α_{max} 的选取应符合表 3.2.5-1 的规定。特征周期应根据场地类别和设计地震分组确定，数值选取应符合表 3.2.5-2 的规定；计算罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05s。

表 3.2.5-1 水平地震影响系数最大值 α_{max}

地震水准	7 度
多遇地震	0.08
设防地震	0.23
罕遇地震	0.50

表 3.2.5-2 特征周期值 T_g (s)

设计地震分组 \ 场地类别	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

3.2.6 高层建筑结构地震影响系数曲线（图 3.2.6）的形状参数和阻尼调整应符合下列规定：

1 除专门规定外,钢筋混凝土高层建筑结构阻尼比应取 0.05, 阻尼调整系数 η_2 应取 1.0。形状参数应符合下列规定:

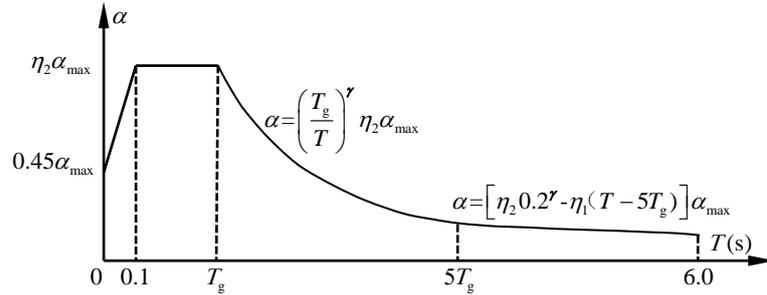


图 3.2.6 地震影响系数曲线

α —地震影响系数; α_{\max} —地震影响系数最大值; T —结构自振周期; T_g —特征周期; γ —衰减指数; η_1 —直线下降段下降斜率调整系数; η_2 —阻尼调整系数

- 1) 直线上升段, 周期应为小于 0.1s 的区段;
- 2) 水平段, 自 0.1s 至特征周期 T_g 的区段, 地震影响系数应取最大值 α_{\max} ;
- 3) 曲线下降段, 自特征周期至 5 倍特征周期的区段, 衰减指数 γ 应取 0.9;
- 4) 直线下降段, 自 5 倍特征周期至 6.0s 的区段, 下降斜率调整系数 η_1 应取 0.02。

2 当建筑结构的阻尼比不等于 0.05 时, 地震影响系数曲线的分段情况应与本条第 1 款相同, 其形状参数和阻尼调整系数 η_2 应符合下列规定:

1) 曲线下降段的衰减指数应按下列公式确定:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \quad (3.2.6-1)$$

式中: γ ——曲线下降段的衰减指数;

ζ ——阻尼比。

2) 直线下降段的下降斜率调整系数应按下列公式确定:

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \zeta}{4 + 32\zeta} \quad (3.2.6-2)$$

式中: η_1 ——直线下降段的斜率调整系数, 小于 0 时应取 0。

3) 阻尼调整系数应按下列公式确定:

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (3.2.6-3)$$

式中: η_2 ——阻尼调整系数, 当 η_2 小于 0.55 时应取 0.55。

3 周期大于 6.0s 的地震影响系数可取 6.0s 时的地震影响系数。当论证依据充分时, 周期大于 6.0s 的地震影响系数 α_{\max} 可按规范反应谱曲线下降, 降低幅值不宜超过 6.0s 时地震影响系数的 10%。

3.2.7 结构静力弹塑性分析宜采用考虑往复作用、地震动持时、振型方向及结构弹塑性的标准地震作用, 其具体实施步骤应符合本标准附录 A 的有关规定。

3.3 弹性分析

3.3.1 多遇地震作用下, 可假定结构与构件处于弹性工作状态, 内力和变形分析可采用线性静力方法或线性动力方法。

3.3.2 考虑扭转影响的结构按扭转耦联振型分解法计算时，各楼层可取两个正交的水平位移和一个转角位移共三个自由度，并应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中第 4.3.10 条的计算地震作用和作用效应有关规定。确有依据时，可采用简化计算方法确定地震作用。

3.3.3 弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

3.4 弹塑性分析

3.4.1 B 级高度的高层建筑混凝土结构、混合结构和深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98 第 7 章规定的复杂高层建筑结构应采用弹性时程分析方法进行补充计算，宜采用弹塑性静力或弹塑性动力分析方法补充计算。

3.4.2 高层建筑混凝土结构进行弹塑性计算分析时，应根据预定的结构抗震性能目标，合理取用钢筋、钢材、混凝土材料的本构关系及相关参数。钢筋和混凝土的本构关系可参考本标准附录 C 的有关规定。

3.4.3 建筑结构的弹塑性分析应符合下列规定：

1 弹塑性分析可根据性能目标所预期的结构弹塑性状态，分别采用增加阻尼的等效线性化方法以及静力或动力非线性分析方法；

2 结构非线性分析模型相对于弹性分析模型可有所简化，二者的动力特性和在多遇地震下结构处于弹性阶段的线性分析结果应基本一致；结构非线性分析模型应计入重力二阶效应、合理确定弹塑性参数，应依据构件的实际截面、配筋等计算承载力；

3 可通过与理想弹性假定计算结果的对比分析，关注构件可能破坏的部位及其弹塑性变形程度。

4 结构整体抗震性能评价

4.1 一般规定

- 4.1.1 高层建筑混凝土结构的整体抗震性能可通过结构整体稳定性评价指标进行评价。
- 4.1.2 高层建筑混凝土结构整体抗震性能评价，应进行结构弹性阶段、弹塑性阶段的变形验算以及结构整体稳定性评价。
- 4.1.3 弹塑性阶段结构整体稳定性评价应采用静力弹塑性分析或动力弹塑性分析方法。静力弹塑性分析可采用符合本标准附录 A 标准地震作用规定的方法，或可采用符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中第 5.5.1 条有关规定的�方法。

4.2 水平位移限值

4.2.1 按弹性方法计算的多遇地震标准值作用下楼层层间最大水平位移与层高之比 $\Delta u/h$ 应符合下列规定：

- 1 高度不大于 150m 的高层建筑， $\Delta u/h$ 不宜大于表 4.2.1 规定的限值；

表 4.2.1 楼层层间最大位移与层高之比的限值

结构体系	$\Delta u/h$ 限值
框架	1/500
板柱-剪力墙、框架剪力墙、斜交网格-核心筒、单外筒框架-核心筒、框架-边筒、斜撑框架-筒体	1/650
剪力墙、一向少墙剪力墙、平面凹凸不规则剪力墙、筒中筒	1/800
除框架结构外的转换层	1/800

注：楼层层间最大层间水平位移 Δu 以楼层竖向构件的最大水平位移差计算，不扣除整体弯曲变形，计算层间位移时不考虑偶然偏心的影响。

- 2 高度不小于 250m 的高层建筑， $\Delta u/h$ 不宜大于 1/500；
- 3 高度在 150m~250m 之间的高层建筑， $\Delta u/h$ 的限值可按本条第 1 款和第 2 款规定的限值线性插值确定。
- 4.2.2 罕遇地震作用下高层结构薄弱层弹塑性变形验算，应符合下列规定：
- 1 下列结构应进行弹塑性变形验算：
- 1) 7 度时楼层屈服强度系数小于 0.5 的框架结构；
 - 2) 甲类建筑；
 - 3) 采用隔震和消能减震设计的结构；
 - 4) 房屋高度大于 150m 的结构。
- 2 下列结构宜进行弹塑性变形验算：
- 1) 7 度时建筑高度大于 100m 且不满足现行广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》DBJ/T 15-92 中第 3.5.2~3.5.5 条相关规定的竖向不规则高层结构；
 - 2) 7 度 III、IV 类场地的乙类建筑结构；
 - 3) 板柱-剪力墙结构。
- 4.2.3 在罕遇地震作用下，高层建筑结构薄弱层（部位）弹塑性变形计算可采用下列方法：
- 1 可采用弹塑性静力或弹塑性动力分析方法；

2 不超过 12 层且层侧向刚度无突变的框架结构，可采用符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中第 5.5.3 条有关规定的简化算法。

4.2.4 结构薄弱层（部位）层间弹塑性位移角应按下列式计算：

$$\theta_p = \frac{\Delta u_p}{h} \leq [\theta_p] \quad (4.2.4)$$

式中： θ_p ——层间弹塑性位移角；

$[\theta_p]$ ——层间弹塑性位移角限值，可按表 4.2.4 的规定选取；对于框架结构，当轴压比小于 0.40 时，可提高 10%；当柱子全高的箍筋构造采用比现行广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》DBJ 15-92 中框架柱箍筋最小配箍特征值大 30%时，可提高 20%，但累积不宜超过 25%；

h ——层高。

表 4.2.4 层间弹塑性位移角限值

结构体系	$[\theta_p]$
框架结构	1/50
框架-剪力墙、框架-核心筒结构、板柱-剪力墙结构、巨型框架-核心筒	1/100
剪力墙结构和筒中筒结构	1/120
除框架结构外的转换层	1/120

4.3 结构整体稳定性评价

4.3.1 弹性阶段稳定性验算应符合下列规定：

1 重力二阶效应的影响应符合下列规定：

- 1) 当结构任一楼层在地震作用下的重力附加弯矩大于初始弯矩的 10%时，应计入重力二阶效应的影响；
- 2) 高层建筑结构的重力二阶效应可采用有限元方法计算，或可对未考虑重力二阶效应的计算结果乘以增大系数近似考虑。

2 在弹性稳定性分析时，结构的初始等效抗侧刚度可按照本标准附录 B 简化计算方法的规定计算。

4.3.2 弹塑性阶段整体稳定性评价宜符合下列规定：

1 结构整体的宏观破坏程度及破坏现象描述宜符合表 4.3.2-1 的规定：

表 4.3.2-1 结构整体宏观破坏程度及破坏现象描述

宏观破坏程度	破坏现象描述
完好、无损坏	个别混凝土耗能构件细微开裂，钢筋未屈服。底层个别主要承力混凝土构件细微开裂，钢筋未屈服
基本完好、轻微损坏	少数混凝土耗能构件开裂，个别混凝土耗能构件钢筋屈服；少数主要承力混凝土构件细微开裂，个别主要承力构件钢筋屈服
轻度损坏	多数混凝土耗能构件不同程度开裂，混凝土耗能构件裂缝扩展至构件边缘，少数耗能构件钢筋屈服；多数主要承力构件开始出现较明显裂缝，少数主要承力构件钢筋屈服
中度损坏	主要承力混凝土构件裂缝明显增加，底部部分主要承力构件钢筋屈服；大多数耗能构件钢筋屈服，部分耗能构件边缘混凝土酥碎剥落，钢筋外露
比较严重损坏	大多数底部主要承力混凝土构件边缘混凝土酥碎剥落，钢筋屈服；部分底部主要承力构件钢筋外露；耗能构件纵筋屈服，混凝土大面积剥落

2 结构整体稳定性评价指标宜符合下列规定：

1) 高层混凝土结构弹塑性分析阶段宜采用等效刚重比退化率作为结构整体稳定性评价指标，等效刚重比退化率宜按下式计算：

$$F = 1 - \frac{\lambda_i}{\lambda_0} \quad (4.3.2-1)$$

式中： F ——等效刚重比退化率；

λ_0 ——初始等效刚重比，剪力墙结构、框架-剪力墙结构、板柱剪力墙结构、筒体结构可参照式(4.3.2-2)计算；框架结构可参照式(4.3.2-3)计算；

λ_i ——弹塑性阶段的瞬时等效刚重比。

$$\lambda_0 = EJ_d / H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (4.3.2-2)$$

$$\lambda_0 = D_i / \left(\sum_{j=i}^n G_j / h_j \right) \quad (4.3.2-3)$$

式中： EJ_d ——结构一个主轴方向的弹性等效抗侧刚度，可按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则，将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度；

H ——房屋高度；

G_i 、 G_j ——分别为第*i*、*j*楼层重力荷载代表值，取永久荷载标准值与楼面可变荷载标准值的组合值；

h_i ——第*i*楼层层高；

D_i ——第*i*层的初始等效抗侧刚度，可取该层剪力与层间位移的比值；

n ——结构计算总层数。

2) 弹塑性阶段的瞬时等效刚重比宜按下式计算：

$$\lambda_i = 0.25 \left[\frac{V_0 H}{G y_i(H)} + 0.42 \right] \quad (4.3.2-4)$$

式中： V_0 ——水平地震作用标准值下的结构底部剪力；

H ——结构总高度；

G ——结构的重力荷载代表值；

$y_i(H)$ ——结构顶点的水平位移，由静力弹塑性分析或弹塑性时程分析得到。

3 结构整体的宏观破坏程度对应的稳定性判别评价指标取值宜符合表 4.3.2-2 规定。

4.3.2-2 不同宏观破坏程度对应的整体稳定性评价指标范围

宏观破坏程度	整体稳定性评价指标 F	继续使用的可能性
完好、无损坏	0~0.10	不需修理即可继续使用
基本完好、轻微损坏	0.10~0.20	稍加修理即可继续使用
轻度损坏	0.20~0.50	一般修理即可继续使用
中度损坏	0.50~0.75	修复或加固后可继续使用
比较严重损坏	≥0.75	需排除大修或拆除重建

5 结构构件抗震性能评价

5.1 一般规定

5.1.1 构件破坏形态应根据构件尺寸、受力特点等进行划分。构件破坏形态可分为弯曲线、弯剪型、剪切型以及拉伸型。

5.1.2 弹塑性时程分析应使用能够考虑材料损伤的精细化分析模型。分析模型应符合下列规定：

1 混凝土的本构模型应考虑材料损伤，计算方法宜符合本标准附录 C 的有关规定；

2 模型单元应采用实体单元、梁纤维单元和分层壳单元，梁纤维单元和分层壳单元的具体使用方法宜符合本标准附录 C 的有关规定。

5.1.3 结构抗震性能目标应综合考虑抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构的特殊性、建造费用、震后损失和修复难易程度等各项因素确定。结构抗震性能目标分为五个等级（A，B，C，D⁺，D），结构抗震性能应按表 5.1.3 的规定分为五个水准（1，2，3，4，5），各性能目标均与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准相对应。

表 5.1.3 结构抗震性能目标

性能水准 地震水准	性能目标				
	A	B	C	D ⁺	D
多遇地震	1	1	1	1	1
设防烈度地震	1	2	3	3	4
罕遇地震	2	3	4	5	5

注：1 D⁺级性能目标相当于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中第 1.0.1 条制定的结构基本抗震设防目标：当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时，主体结构不受损坏或不需修理继续使用；当遭受相当于本地区抗震设防烈度的设防地震影响时，可能发生损坏，但经一般性修理仍可继续使用；当遭受高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时，不致倒塌或发生危及生命的严重破坏；

2 设防烈度地震下性能水准为 1、2 及罕遇地震下性能水准为 2 的结构，可按弹性方法计算，其验算公式不含与抗震等级有关的增大系数及其他的内力增大系数；设防烈度和罕遇地震性能目标为 3 的结构，可按弹性方法计算，连梁等耗能构件刚度采用 0.5 的折减系数；性能目标为 4、5 的结构应采用弹塑性方法计算，验算时应分别控制相关构件的抗震承载力或弹塑性变形，当近似采用等效弹性法时，仅验算构件的抗震承载力；

3 抗震性能目标为 A 的高层建筑，可不进行多遇地震作用计算；

4 当结构抗震性能目标为 C 级时，宜验算超大震作用下结构抗震性能目标水准为 5 的要求，超大震作用按本地区设防烈度提高 1 度时所对应的罕遇地震采用。

5.1.4 结构抗震性能水准可按表 5.1.4 的规定进行宏观判别。

表 5.1.4 各性能水准结构预期的震后性能状况

结构抗震性能水准	宏观破坏程度	损坏部位				继续使用的可能性
		关键构件	重要构件	普通竖向构件	耗能构件	
1	完好、无损坏	无损坏	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可继续使用
2	基本完好、轻微损坏	无损坏	无损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可继续使用
3	轻度损坏	轻微损坏	轻微损坏	轻微损坏	轻度损坏	一般修理后可继续使用
4	中度损坏	轻微损坏，部分轻度损坏	部分轻度损坏	轻度损坏	轻度损坏、部分中度损坏	修复或加固后可继续使用
5	比较严重损坏	中度损坏	中度损坏	中度损坏	中度损坏、部分比较严重损坏	需排险大修或拆除重建

注：1 “关键构件”是指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏；“重要构件”是指罕遇地震下允许出现部分延性屈服的关键构件；“普通竖向构件”是指“关键构件”及“重要构件”之外的竖向构件；“耗能构件”包括框架梁、剪力墙连梁（抗弯耗能）及耗能支撑等；

2 大跨连体结构的连体及其相连的竖向支承构件、大悬挑结构的主要悬挑构件、扭转变形很大部位的竖向（斜向）构件、重要的斜撑构件及相关的水平受拉构件系统、错层柱墙等，视其实际受力状况确定是否定义为结构中的关键构件。

5.2 结构性能状态

5.2.1 剪力墙在压弯剪状态下的破坏形态及性能状态应符合下列规定：

1 墙肢的破坏形态应分为：弯曲型、剪切型；

2 在合理布置边缘约束构件的情况下，墙肢的破坏形态判别应根据墙肢的剪跨比和轴压力系数确定，且应符合表 5.2.1-1 规定；

表 5.2.1-1 剪力墙的破坏形态

剪跨比	轴压力系数					
	≤0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	≥0.6
≤1.4	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型
1.5	弯曲型	弯曲型	弯曲型	剪切型	剪切型	剪切型
1.6	弯曲型	弯曲型	弯曲型	剪切型	剪切型	剪切型
1.7	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯曲型	剪切型	剪切型
1.8	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯曲型	剪切型	剪切型
≥1.9	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯曲型	剪切型

3 墙肢弯曲型破坏时，构件性能状态应符合表 5.2.1-2 规定；

表 5.2.1-2 剪力墙弯曲型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	材料受拉损伤	材料受压损伤
无损坏	墙面仅有少量细微裂纹	为零或接近于零	为零
轻微损坏	端部边缘混凝土出现轻微裂缝但未压碎，墙肢底部出现明显的水平受拉裂缝	底部截面出现明显水平损伤并向周围扩展	为零或接近于零
轻度损坏	端部边缘混凝土受压裂缝进一步发展，水平受拉裂缝向中部开展，钢筋未外露	底部截面水平损伤进一步扩展	底部截面两侧开始出现
中度损坏	墙肢的受拉水平裂缝不断扩展，墙肢底部两侧边缘的混凝土出现酥裂脱落，钢筋外露	损伤沿构件高度继续向中部和上部扩展并开始于端部累积	底部截面两侧不断累积
比较严重损坏	墙面底部截面裂缝贯通，裂缝宽度增大，角部混凝土压碎掉落	损伤的扩展减缓并在端部进一步累积	底部截面边缘出现受压损伤区域并开始向中部扩展

4 墙肢剪切型破坏时，构件性能状态应符合表 5.2.1-3 规定。

表 5.2.1-3 剪力墙剪切型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	材料受拉损伤	材料受压损伤
无损坏	墙面仅有少量细微裂纹	为零或接近于零	为零
轻微损坏	端部边缘混凝土出现裂缝但未压碎	底部截面出现明显水平损伤	为零或接近于零
轻度损坏	端部边缘混凝土受压裂缝进一步发展，墙肢中部出现斜裂缝，钢筋未外露	水平损伤向周围扩展，斜向损伤在中部出现	接近于零
中度损坏	墙肢的受拉水平裂缝和斜裂缝不断扩展，墙肢角部的混凝土酥裂脱落，钢筋外露	损伤沿构件高度向上部和中部扩展，斜向损伤在中部迅速发展	底部截面两侧出现水平向受压损伤，中部出现斜向受压损伤，损伤不断累积
比较严重损坏	水平受拉裂缝停止扩展，斜向受拉裂缝则快速发展，宽度明显增加，角部混凝土酥裂脱落	水平损伤不再扩展，斜向损伤不断扩展累积	受压损伤在底部截面边缘和中部均积累至出现受压失效区域

5.2.2 剪力墙在拉弯剪受力状态下的破坏形态及性能状态应符合下列规定：

1 墙肢的破坏形态应根据墙肢的剪跨比和轴拉力系数分为：弯曲型、剪切型；

2 合理布置边缘约束构件的情况下，其破坏形态判别应根据轴拉力系数和剪跨比确定，且应符合表 5.2.2-1 规定；轴拉力系数应按下列式计算：

$$n_s = \frac{N}{\sum A_{sv} f_{yk}} \quad (5.2.2)$$

式中： N ——施加于墙肢全截面的轴拉力标准值；

A_{sv} ——单根纵向钢筋截面面积；

f_{yk} ——纵向钢筋屈服强度标准值。

表 5.2.2-1 剪力墙的破坏形态

剪跨比	轴拉力系数				
	≤0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
≤1.0	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型
1.2	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型
1.4	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型	弯曲线型
1.6	剪切型	剪切型	剪切型	弯曲线型	弯曲线型
1.8	剪切型	弯曲线型	弯曲线型	弯曲线型	弯曲线型
≥2.0	弯曲线型	弯曲线型	弯曲线型	弯曲线型	弯曲线型

注：当墙肢的轴拉力系数超过 0.5 时，按本标准中第 5.2.6 条构件在受拉状态下的规定评价构件的破坏形态及性能状态。

3 墙肢在拉弯剪受力状态下发生弯曲线型破坏时，构件性能状态应符合表 5.2.2-2 规定；

表 5.2.2-2 剪力墙弯曲线型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	材料受拉损伤	材料受压损伤
无损坏	墙面没有裂缝或产生细微受拉裂缝	底部截面出现水平损伤	为零
轻微损坏	墙面出现少量水平受拉裂缝	底部截面水平损伤迅速向周围扩展，斜向损伤在中部出现	为零或接近于零
轻度损坏	墙肢的受拉水平裂缝不断扩展，墙肢中下部出现斜裂缝	损伤沿构件高度向上部扩展	底部截面两侧出现受压损伤区域
中度损坏	墙面底部截面受拉水平裂缝贯通，裂缝宽度增大	损伤扩展至全截面高度	底部截面边缘受压损伤区域不断累积
比较严重损坏	混凝土大面积脱落，底部区域的钢筋和混凝土失去共同工作的能力，部分钢筋外露断裂	损伤程度不再扩展	受压失效区域扩展至基本贯通

4 墙肢在拉弯剪受力状态下发生剪切型破坏时，构件性能状态应符合表 5.2.2-3 规定。

表 5.2.2-3 剪力墙剪切型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	材料受拉损伤	材料受压损伤
无损坏	墙面没有裂缝或底部墙面产生细微受拉裂缝	底部截面出现水平损伤	为零
轻微损坏	水平受拉裂缝向墙肢中部发展，墙肢出现斜裂缝	底部截面水平损伤向周围扩展，斜向损伤在中部出现	为零或接近于零
轻度损坏	墙肢的受拉水平裂缝和斜裂缝数量增加	损伤沿构件高度迅速向上部扩展	底部截面两侧出现水平向受压损伤，中部出现斜向受压损伤，损伤不断累积
中度损坏	墙肢的受拉水平裂缝和斜裂缝处混凝土受损剥落，裂缝宽度迅速增加	损伤扩展至全截面高度	受压损伤在截面边缘和中部均积累至出现受压失效区域

续表 5.2.2-3

构件性能状态	宏观破坏描述	材料受拉损伤	材料受压损伤
比较严重损坏	局部区域的钢筋和混凝土失去共同工作的能力, 水平受拉贯通裂缝宽度迅速增大	损伤程度不再扩展	受压损伤失效区迅速扩展并贯通

5.2.3 钢筋混凝土柱的破坏形态及性能状态应符合下列规定:

1 钢筋混凝土柱的破坏形态应分为: 弯曲型、弯剪型和剪切型;

2 钢筋混凝土柱的破坏形态应根据剪跨比和轴压力系数确定, 在合理配置纵向钢筋和箍筋的情况下, 其破坏形态判别应符合表 5.2.3-1 规定;

表 5.2.3-1 钢筋混凝土柱的破坏形态

剪跨比	轴压力系数					
	≤0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	≥0.6
≤1.5	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型	剪切型
1.6	弯曲型	弯曲型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型
1.9	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯剪型	弯剪型	弯剪型
2.0	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯剪型	弯剪型	弯剪型
3.0	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯剪型	弯剪型
≥3.1	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯曲型	弯曲型

3 钢筋混凝土柱发生弯曲型破坏时, 构件性能状态应符合表 5.2.3-2 规定;

表 5.2.3-2 钢筋混凝土柱弯曲型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	受压损伤
无损坏	柱仅出现少量细微裂纹, 无破坏	为零或接近于零
轻微损坏	柱端部出现水平裂缝, 端部边缘混凝土受压但未压碎	端部边缘产生受压损伤
轻度损坏	端部边缘混凝土受压裂缝进一步发展, 局部裂缝宽度较宽	端部边缘产生受压损伤进一步扩展
中度损坏	柱端部两侧边缘的混凝土出现脱落, 钢筋外露, 受拉纵筋屈服	不断累积, 迅速增加
比较严重损坏	柱端部截面裂缝贯通, 裂缝宽度增大, 角部混凝土压碎掉落	端部截面边缘出现受压失效区域, 缓慢增加

4 钢筋混凝土柱弯剪型破坏时, 构件性能状态应符合表 5.2.3-3 规定;

表 5.2.3-3 钢筋混凝土柱弯剪型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	受压损伤
无损坏	柱仅出现少量细微裂纹, 无破坏	为零或接近于零
轻微损坏	柱端部出现明显的受拉裂缝, 混凝土保护层未压碎	端部边缘产生受压损伤
轻度损坏	受拉沿斜截面向中部发展, 局部出现明显裂缝	受压损伤沿斜截面扩展
中度损坏	柱端部一定区域斜裂缝不断扩展, 两侧边缘的混凝土出现脱落, 部分钢筋外露	受压损伤沿斜截面贯通, 损伤迅速增长, 边缘材料达到损伤极限值即出现受压失效区
比较严重损坏	柱端部一定区域斜截面裂缝贯通, 裂缝宽度增大, 角部混凝土压碎掉落	受压失效区由边缘沿斜截面扩展, 损伤缓慢增长

5 钢筋混凝土柱剪切型破坏时, 构件性能状态应符合表 5.2.3-4 规定。

表 5.2.3-4 钢筋混凝土柱剪切型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	受压损伤
无损坏	柱仅出现少量细微裂纹，无破坏	为零或接近于零
轻微损坏	端部边缘混凝土未压碎，中部出现细微斜裂缝	损伤由中部产生
轻度损坏	端部边缘混凝土未剥落，中部斜裂缝进一步发展	损伤沿斜截面向两端扩展
中度损坏	端部边缘混凝土出现剥落，钢筋外露，中部斜裂缝宽度继续增大但未贯通	端部边缘混凝土开始出现受压损伤，损伤沿斜截面向两端扩展
比较严重损坏	柱端部一定区域斜截面裂缝贯通，裂缝宽度增大，角部混凝土压碎掉落	受压损伤由中部沿斜截面向两端扩展贯通，中部受压损伤达到极限值

5.2.4 连梁的破坏形态及性能状态应符合下列规定：

- 1 连梁的破坏形态应分为：弯曲型、剪切型和弯剪型；
- 2 连梁的破坏形态应根据剪跨比和名义剪压比确定，且应符合表 5.2.4-1 规定；

表 5.2.4-1 连梁的破坏形态

剪跨比	名义剪压比				
	<0.09	[0.9,0.15)	[0.15,0.2)	[0.2,0.25)	≥0.25
<1.6	弯曲	剪切	剪切	剪切	剪切
1.8	弯曲	弯剪	剪切	剪切	剪切
2.0	弯曲	弯剪	弯剪	剪切	剪切
2.2	弯曲	弯曲	弯剪	弯剪	剪切
剪跨比≥2.4	弯曲	弯曲	弯曲	弯曲	弯曲

3 连梁弯曲型破坏时，构件性能状态应符合表 5.2.4-2 规定；

表 5.2.4-2 连梁弯曲型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	材料受拉损伤	材料受压损伤
无损坏	少量细微裂纹	为零或接近于零	为零
轻微损坏	开始出现水平受拉裂缝	水平损伤从两端出现并迅速扩展至整个边缘	为零或接近于零
轻度损坏	水平受拉裂缝遍布连梁两侧	水平损伤向梁端开展	接近于零
中度损坏	端部两侧边缘的混凝土出现脱落	扩展基本停止，开始在梁端累积	受压损伤在角部出现并不断累积
比较严重损坏	连梁角部混凝土大面积脱落	损伤主要在梁端累积	角部出现受压失效区并不断扩展

4 连梁剪切型破坏时，构件性能状态应符合表 5.2.4-3 规定；

表 5.2.4-3 连梁剪切型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	材料受拉损伤	材料受压损伤
无损坏	少量细微裂纹	为零或接近于零	为零
轻微损坏	水平裂缝从梁端出现，混凝土未压碎	沿梁两侧出现水平受拉损伤	为零或接近于零
轻度损坏	水平裂缝扩展至整个边缘，梁腹出现斜裂缝	梁腹出现受拉损伤	梁腹开始出现轻微受压损伤

续表 5.2.4-3

构件性能状态	宏观破坏描述	材料受拉损伤	材料受压损伤
中度损坏	连梁表面斜裂缝不断延伸，角部混凝土酥裂脱落	梁腹出现的受拉损伤向梁端扩展	梁腹出现受压损伤并不断扩展
比较严重损坏	斜裂缝迅速发展，宽度增加	向两端扩展的同时范围不断扩宽	梁腹受压损伤在一定范围内达到损伤上限

5 连梁弯剪型破坏时，构件性能状态应符合表 5.2.4-4 规定。

表 5.2.4-4 连梁弯剪型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	材料受拉损伤	材料受压损伤
无损坏	少量细微裂纹	为零或接近于零	为零
轻微损坏	水平裂缝从梁端出现	沿梁两侧出现水平受拉损伤	为零或接近于零
轻度损坏	水平裂缝扩展至整个边缘	受拉损伤进一步扩展	接近于零
中度损坏	连梁角部出现较明显的混凝土酥裂脱落，腹部出现斜裂缝	梁边缘水平损伤继续发展，梁腹出现受拉损伤	梁角部出现明显的受压损伤
比较严重损坏	梁腹出现明显的斜裂缝，角部混凝土的酥裂也趋于严重	梁腹受拉损伤向两端延伸，端部水平受拉损伤不断累积	梁腹部出现明显的受压损伤并不断累积

5.2.5 框架梁的破坏形态及性能状态应符合下列规定：

1 框架梁的破坏形态应分为：弯曲型和弯剪型；

2 框架梁的破坏形态应根据框架梁的剪跨比、钢筋与混凝土承载力比值系数 K 值确定，且应符合表 5.2.5-1 的规定；

表 5.2.5-1 框架梁的破坏形态

剪跨比	K 值					
	≤ 0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	≥ 0.6
2.5	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型
3.0	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型
3.5	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型
4.0	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型
4.5	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型
≥ 4.6	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型	弯剪型

其中， K 值为合理配筋情况下，钢筋合力与混凝土界限压力的比值，应按下式计算：

$$K = \frac{f_y (A_s - A'_s)}{f_c b h_0 \xi_b} \quad (5.2.5)$$

式中： f_y ——钢筋抗拉强度设计值；
 A_s ——受拉纵筋截面面积；
 A'_s ——受压纵筋截面面积；
 f_c ——混凝土抗压强度设计值；
 h_0 ——有效截面高度；
 b ——截面宽度；

ζ_b ——界限受压区高度。

- 3 框架梁弯曲型破坏时，构件性能状态应符合表 5.2.5-2 规定；
- 4 弯剪型、剪切型破坏的框架梁应按连梁相应的破坏形态考虑。

表 5.2.5-2 框架梁弯曲型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	端部一定区域受压损伤
无损坏	仅出现少量细微裂纹，无破坏	接近于零
轻微损坏	端部出现水平裂缝	受压损伤由端部边缘产生
轻度损坏	端部出现可见明显的水平裂缝	受压损伤向截面内部扩展
中度损坏	端部边缘的混凝土出现脱落，钢筋外露，受拉纵筋屈服	不断累积，迅速增加
比较严重损坏	端部截面裂缝贯通，裂缝宽度增大，角部混凝土压碎掉落	端部截面边缘出现受压失效区域，缓慢增加

5.2.6 钢筋混凝土结构构件在轴心受拉状态下的破坏形态及性能状态应符合下列规定：

- 1 钢筋混凝土结构构件的破坏形态应为拉伸型；
- 2 钢筋混凝土结构构件拉伸型破坏时，构件性能状态应符合表 5.2.6 规定。

表 5.2.6 结构构件拉伸型破坏时材料损伤状态

构件性能状态	宏观破坏描述	材料受拉损伤	受拉钢筋应力
无损坏	构件表面没有裂缝或产生细微受拉裂缝	在垂直于外力的平面出现损伤	应力水平低于屈服应力
轻微损坏	构件端部出现少量水平受拉裂缝	底部在垂直于外力的平面损伤迅速向周围扩展	局部钢筋应力水平接近屈服应力
轻度损坏	水平受拉裂缝向墙肢中部发展	损伤程条带形沿高度方向扩展至全截面	部分受拉钢筋应力达到屈服应力
中度损坏	水平受拉裂缝扩展至全截面，水平受拉裂缝贯通，裂缝宽度增大	损伤程条带形沿高度方向扩展至全截面，水平受拉损伤贯通	大部分受拉钢筋应力达到屈服应力
比较严重损坏	混凝土大面积脱落，钢筋外露断裂	损伤程度不再扩展	大部分受拉钢筋应力达到极限应力

5.3 损伤指标计算

5.3.1 剪力墙在压弯剪受力状态下的损伤指标应符合下列规定：

- 1 剪力墙弯曲型破坏各阶段墙肢损伤指标（图 5.3.1）应按下式计算：

1) 无损坏阶段：

$$D_{w-b1} = 2D_{th} \quad (5.3.1-1)$$

2) 轻微、轻度损坏阶段：

$$D_{w-b2,3} = \frac{D_{th} - 0.05}{D_{th}^f - 0.05} \times 0.3 + 0.1 \quad (5.3.1-2)$$

3) 中度损坏阶段：

$$D_{w-b4} = \frac{4(D_{cfm} - 0.05)}{15} + 0.4 \quad (5.3.1-3)$$

4) 比较严重损坏阶段：

$$D_{w-b5} = \frac{\bar{D}_{cm} - \bar{D}_{cm0}}{0.8 - \bar{D}_{cm0}} \times 0.3 + 0.6 \quad (5.3.1-4)$$

式中： D_{w-bi} ——剪力墙弯曲型破坏第 i 阶段的损伤值， i 代表不同性能状态；

D_{th} ——墙肢边缘材料纤维受拉损伤相对高度；

D_{th}^f ——轻度损坏阶段结束时刻 D_{th} 的值，其受轴压力系数和剪跨比控制，取值应符合表 5.3.1 的规定；

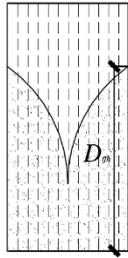
D_{cfm} ——墙肢端部截面边缘纤维材料受压损伤最大值；

\bar{D}_{cm} ——墙肢截面各材料纤维受压损伤最大值的平均值；

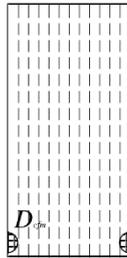
$\bar{D}_{\text{cm}0}$ ——墙肢进入比较严重损伤阶段时 \bar{D}_{cm} 的值。

表 5.3.1 D_{th}^f 的取值

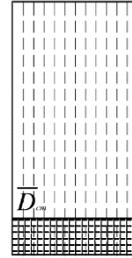
剪跨比	轴压力系数				
	≤ 0.1	0.2	0.3	0.4	≥ 0.5
≤ 1.6	0.6	0.35	0.26	0.22	0.17
(1.6,2.0)	线性插值				
≥ 2.0	0.45	0.25	0.15	0.12	0.10



(a) D_{th}



(b) D_{cfm}



(c) \bar{D}_{cm}

图 5.3.1 剪力墙损伤指标的计算示意图

2 剪切型破坏各阶段墙肢损伤指标应按下列公式计算：

1) 无损坏阶段：

$$D_{\text{w-s}1} = 2D_{\text{th}} \quad (5.3.1-5)$$

2) 轻微、轻度损坏阶段：

$$D_{\text{w-s}2,3} = \frac{D_{\text{th}} - 0.05}{D_{\text{th}}^f - 0.05} \times 0.3 + 0.1 \quad (5.3.1-6)$$

3) 中度、比较严重损坏阶段：

$$D_{\text{w-s}4,5} = \frac{2(D_{\text{cfm}} - 0.05)}{3} + 0.4 \quad (5.3.1-7)$$

式中： $D_{\text{w-s}i}$ ——剪力墙剪切破坏第 i 阶段的损伤值， i 代表不同性能状态。

5.3.2 剪力墙在拉弯剪受力状态下的损伤指标应符合下列规定：

1 剪力墙弯曲型破坏各阶段墙肢损伤指标按下式计算：

1) 无损坏阶段：

$$D_{\text{w-b}1} = 0.2D_{\text{tfs}} \quad (5.3.2-1)$$

2) 轻微、轻度损坏阶段：

$$D_{\text{w-b}2,3} = \frac{D_{\text{tfs}} - 0.2}{D_{\text{tfs}}^f - 0.2} \times 0.15 + 0.1 \quad (5.3.2-2)$$

3) 中度损坏阶段:

$$D_{w-b4} = \frac{(D_{srm} - 0.6)}{2} + 0.4 \quad (5.3.2-3)$$

4) 比较严重损坏阶段:

$$D_{w-b5} = \frac{\bar{D}_{sr} - \bar{D}_{sr0}}{0.9 - \bar{D}_{sr0}} \times 0.7 + 0.6 \quad (5.3.2-4)$$

式中: D_{w-bi} ——剪力墙弯曲破坏第 i 阶段的损伤值, i 代表不同性能状态;

D_{tfs} ——墙肢全截面材料纤维受拉损伤相对面积;

D_{tfs}^f ——轻度损坏阶段结束时刻 D_{tfs} 的值, 其受轴拉力系数和剪跨比控制, 取值应符合表 5.3.2-1 的规定;

D_{srm} ——墙肢钢筋应力比 (钢筋应力/屈服应力) 最大值;

\bar{D}_{sr} ——墙肢钢筋应力比 (钢筋应力/屈服应力) 的平均值;

\bar{D}_{sr0} ——墙肢进入比较严重损伤阶段时 \bar{D}_{sr} 的值。

表 5.3.2-1 D_{tfs}^f 的取值

剪跨比	轴拉力系数				
	≤0.1	0.2	0.3	0.4	≥0.5
≤1.0	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6
(1.0,2.0)	线性插值				
≥2.0	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4

2 剪切型破坏各阶段墙肢损伤指标应按下列式计算:

1) 无损坏阶段:

$$D_{w-s1} = 0.2D_{tfs} \quad (5.3.2-5)$$

2) 轻微、轻度损坏阶段:

$$D_{w-s2,3} = \frac{D_{tfs} - 0.2}{D_{tfs}^f - 0.2} \times 0.15 + 0.1 \quad (5.3.2-6)$$

3) 中度损坏阶段:

$$D_{w-s4} = \frac{2(D_{cfm} - 0.5)}{3} + 0.4 \quad (5.3.2-7)$$

4) 比较严重损坏阶段:

$$D_{w-s5} = \frac{\bar{D}_{cm} - \bar{D}_{cm0}}{1 - \bar{D}_{cm0}} \times 0.3 + 0.6 \quad (5.3.2-8)$$

式中: D_{w-si} ——剪力墙剪切破坏第 i 阶段的损伤值, i 代表不同性能状态;

D_{cfm} ——墙肢端部截面边缘纤维材料受压损伤最大值;

\bar{D}_{cm} ——墙肢截面各材料纤维受压损伤最大值的平均值;

\bar{D}_{cm0} ——墙肢进入比较严重损伤阶段时 \bar{D}_{cm} 的值。

5.3.3 钢筋混凝土柱的损伤指标应符合下列规定:

1 弯曲线破坏各阶段钢筋混凝土柱损伤指标 (图 5.3.3) 应按下列式计算:

1) 无损坏阶段:

$$D_{\text{col-b1}} = 20D_{\text{c-0.5h}} \quad (5.3.3-1)$$

2) 轻微、轻度损坏阶段:

$$D_{\text{col-b2,3}} = \frac{20(D_{\text{c-0.5h}} - 0.005)}{13} + 0.1 \quad (5.3.3-2)$$

3) 中度损坏阶段:

$$D_{\text{col-b4}} = \frac{D_{\text{c-0.5h}} - 0.2}{2} + 0.4 \quad (5.3.3-3)$$

4) 比较严重损坏阶段:

$$D_{\text{col-b5}} = \frac{3(D_{\text{c-0.5h}} - 0.6)}{2} + 0.6 \quad (5.3.3-4)$$

式中: $D_{\text{col-b}i}$ ——钢筋混凝土柱弯曲破坏第 i 阶段的损伤值, i 代表不同性能状态;
 $D_{\text{c-0.5h}}$ ——弯型破坏柱端 0.5 倍截面高度范围内材料损伤的平均值。

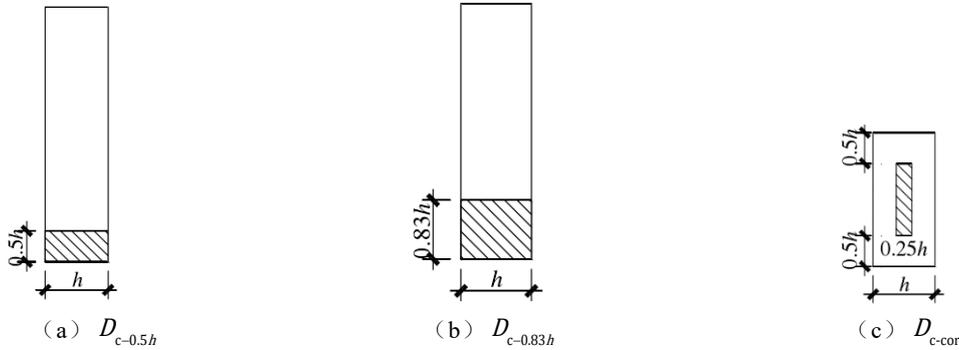


图 5.3.3 钢筋混凝土柱损伤指标的计算示意图
 h —钢筋混凝土柱截面宽度

2 弯剪型破坏各阶段钢筋混凝土柱损伤指标 (图 5.3.3) 应按下列式计算:

1) 无损坏阶段:

$$D_{\text{col-bs1}} = 5D_{\text{c-0.83h}} \quad (5.3.3-5)$$

2) 轻微、轻度损坏阶段:

$$D_{\text{col-bs2,3}} = \frac{30(D_{\text{c-0.83h}} - 0.02)}{43} + 0.1 \quad (5.3.3-6)$$

3) 中度损坏阶段:

$$D_{\text{col-bs4}} = \frac{4(D_{\text{c-0.83h}} - 0.45)}{5} + 0.4 \quad (5.3.3-7)$$

4) 比较严重损坏阶段:

$$D_{\text{col-bs5}} = 3(D_{\text{c-0.83h}} - 0.7) + 0.6 \quad (5.3.3-8)$$

式中: $D_{\text{col-bs}i}$ ——钢筋混凝土柱弯剪破坏第 i 阶段的损伤值, i 代表不同性能状态;
 $D_{\text{c-0.83h}}$ ——柱端 0.83 倍截面高度范围内材料受压损伤的平均值。

3 剪切型破坏各阶段钢筋混凝土柱损伤指标 (图 5.3.3) 应按下列式计算:

1) 无损坏阶段:

$$D_{\text{col-s1}} = 20D_{\text{c-cor}} \quad (5.3.3-9)$$

2) 轻微、轻度、中度损坏阶段:

$$D_{\text{col-s2,3,4}} = \frac{100(D_{\text{c-cor}} - 0.005)}{59} + 0.1 \quad (5.3.3-10)$$

3) 比较严重损坏阶段:

$$D_{\text{col-s5}} = \frac{6(D_{\text{c-cor}} - 0.3)}{7} + 0.6 \quad (5.3.3-11)$$

式中: $D_{\text{col-s}i}$ ——钢筋混凝土柱剪切破坏第 i 阶段的损伤值, i 代表不同性能状态;

$D_{\text{c-cor}}$ ——核心区混凝土材料受压损伤的平均值。

5.3.4 连梁的损伤指标应符合下列规定:

1 弯曲滑移型破坏各阶段连梁损伤指标 (图 5.3.4) 应按下列式计算:

1) 无损坏阶段:

$$D_{\text{cb-b1}} = \bar{D}_{\text{tf}} \quad (5.3.4-1)$$

2) 轻微、轻度损坏阶段:

$$D_{\text{cb-b2,3}} = \frac{\bar{D}_{\text{cco}} + \bar{D}_{\text{tf}} - 0.1}{0.55} \times 0.3 + 0.1 \quad (5.3.4-2)$$

3) 中度损坏阶段:

$$D_{\text{cb-b4}} = \frac{\bar{D}_{\text{cco}} - 0.2}{3} + 0.4 \quad (5.3.4-3)$$

4) 比较严重损坏阶段:

$$D_{\text{cb-b5}} = \frac{\bar{D}_{\text{ce}} - \bar{D}_{\text{ce0}}}{0.6 - \bar{D}_{\text{ce0}}} \times 0.3 + 0.6 \quad (5.3.4-4)$$

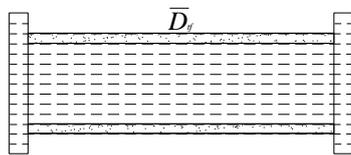
式中: $D_{\text{cb-b}i}$ ——连梁弯曲破坏第 i 阶段的损伤值, i 代表不同性能状态;

\bar{D}_{tf} ——连梁边缘材料受拉损伤平均值, 轻度损伤阶段结束时建议取 0.45;

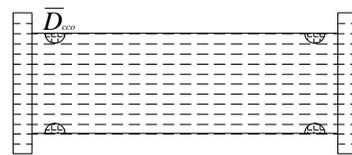
\bar{D}_{cco} ——连梁端部截面边缘材料受压损伤平均值;

\bar{D}_{ce} ——连梁端部截面材料受压损伤的平均值;

\bar{D}_{ce0} —— \bar{D}_{ce} 在连梁在比较严重损坏阶段初始时刻的值。



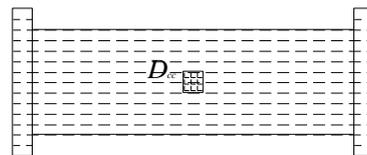
(a) \bar{D}_{tf}



(b) \bar{D}_{cco}



(c) \bar{D}_{ce}



(d) D_{cc}

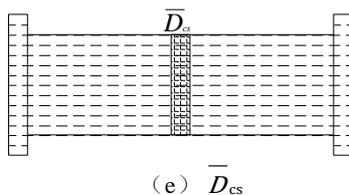


图 5.3.4 连梁损伤指标的计算示意图

2 剪切型破坏各阶段连梁损伤指标（图 5.3.4）应按下式计算：

1) 无损坏阶段：

$$D_{cb-s1} = \bar{D}_{tf} \quad (5.3.4-5)$$

2) 轻微、轻度损坏阶段：

$$D_{cb-s2,3} = \frac{\bar{D}_{tf} - 0.1}{0.35} \times 0.3 + 0.1 \quad (5.3.4-6)$$

3) 中度、比较严重损坏阶段：

$$D_{cb-s4,5} = \frac{50(D_{cc} - 0.01)}{79} + 0.4 \quad (5.3.4-7)$$

式中： D_{cb-si} ——连梁剪切破坏第 i 阶段的损伤值， i 代表不同性能状态；

D_{cc} ——连梁跨中截面中部受压损伤最大值。

3 弯剪型破坏各阶段连梁损伤指标（图 5.3.4）应按下式计算：

1) 无损坏阶段：

$$D_{cb-bs1} = \bar{D}_{tf} \quad (5.3.4-8)$$

2) 轻微、轻度损坏阶段：

$$D_{cb-bs2,3} = \frac{\bar{D}_{cco} + \bar{D}_{tf} - 0.1}{0.55} \times 0.3 + 0.1 \quad (5.3.4-9)$$

3) 中度、比较严重损坏阶段：

$$D_{cb-bs4,5} = \frac{D_{cc} + \bar{D}_{cco} - 0.2}{1.3} \times 0.5 + 0.4 \quad (5.3.4-10)$$

式中： D_{cb-bsi} ——连梁弯剪破坏第 i 阶段的损伤值， i 代表不同损伤状态。

5.3.5 框架梁的损伤指标应符合下列规定：

1 弯曲型破坏各阶段框架梁损伤指标（图 5.3.5）应按下式计算：

1) 无损坏阶段：

$$D_{b-b1} = 5D_{c-0.67h} \quad (5.3.5-1)$$

2) 轻微、轻度损坏阶段：

$$D_{b-b2,3} = \frac{30(D_{c-0.67h} - 0.02)}{11} + 0.1 \quad (5.3.5-2)$$

3) 中度损坏阶段：

$$D_{b-b4} = \frac{20(D_{c-0.67h} - 0.2)}{47} + 0.4 \quad (5.3.5-3)$$

4) 比较严重损坏阶段：

$$D_{b-b5} = \frac{3(D_{c-0.67h} - 0.6)}{2} + 0.6 \quad (5.3.5-4)$$

式中： D_{b-bi} ——框架梁弯曲破坏第 i 阶段的损伤值， i 代表不同性能状态；

$D_{c-0.67h}$ ——弯曲型损伤梁端 0.67 倍截面高度范围内材料损伤的平均值。

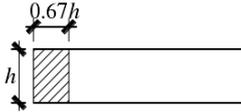


图 5.3.5 框架梁损伤指标 $D_{c-0.67h}$ 的计算示意图
 h -钢筋混凝土梁截面高度

2 弯曲型破坏外的框架梁破坏形态，其指标应按本标准第 5.3.4 条的连梁损伤指标有关规定计算。

5.3.6 钢筋混凝土结构构件在受拉状态下拉伸型破坏损伤指标值应按下式计算：

1 无损坏、轻微、轻度损坏阶段：

$$D_{t-y1,2,3} = 0.4D_{sc} \quad (5.3.6-1)$$

2 中度损坏阶段：

$$D_{t-y4} = \frac{(D_{srm} - 0.6)}{2} + 0.4 \quad (5.3.6-2)$$

3 比较严重损坏阶段：

$$D_{t-y5} = \frac{\bar{D}_{sr} - \bar{D}_{sr0}}{1 - \bar{D}_{sr0}} \times 0.7 + 0.6 \quad (5.3.6-3)$$

式中： D_{t-yi} ——第 i 阶段的损伤值， i 代表不同性能状态；

D_{sc} ——材料纤维受拉应力与混凝土轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 之比；

D_{srm} ——受拉钢筋纤维材料平均应力与屈服应力比；

\bar{D}_{sr} ——受拉钢筋纤维材料平均应力与极限应力比；

\bar{D}_{sr0} ——构件进入比较严重损坏阶段时 \bar{D}_{sr} 的值。

5.4 构件性能状态评价

5.4.1 剪力墙压弯剪受力状态下的性能状态评价应符合下列规定：

1 典型墙肢弯曲型破坏时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.1-1 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.1 条规定；

表 5.4.1-1 墙肢弯曲型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$D_{th} \in [0, 0.05]$	[0, 0.1]
轻微损坏	$[D_{th} = 0.05, D_{cm} = 0.025]$	[0.1, 0.25]
轻度损坏	$D_{cm} \in [0.025, 0.05]$	[0.25, 0.4]
中度损坏	$D_{cm} \in [0.05, 0.8]$	[0.4, 0.6]
比较严重损坏	$[D_{cm} = 0.8, \bar{D}_{cm} = 0.8]$	[0.6, 0.9]

2 典型墙肢剪切型破坏时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.1-2 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.1 条规定；

表 5.4.1-2 墙肢剪切型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$D_{th} \in [0, 0.05]$	[0, 0.1]

续表 5.4.1-2

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
轻微损坏	$[D_{th}=0.05, D_{cm}=0.025]$	[0.1,0.25]
轻度损坏	$D_{cm} \in [0.025, 0.05]$	[0.25,0.4]
中度损坏	$[D_{cm}=0.05, D_{th} \text{ 恒定}]$	[0.4,0.6]
比较严重损坏	$[D_{th} \text{ 恒定}, D_{cm}=0.8]$	[0.6,0.9]

5.4.2 剪力墙拉弯剪受力状态下的性能状态评价应符合下列规定：

1 典型墙弯曲型破坏时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.2-1 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.2 条规定；

表 5.4.2-1 墙肢弯曲型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$D_{fs} \in [0, 0.5]$	[0,0.1]
轻微损坏	$D_{fs} \in [0.5, 0.75]$	[0.1,0.25]
轻度损坏	$D_{fs} \in [0.75, 1]$	[0.25,0.4]
中度损坏	$[D_{fs}=1, D_{srm}=1]$	[0.4,0.6]
比较严重损坏	$[D_{srm}=1, \bar{D}_{sr}=0.9]$	[0.6,0.9]

2 典型墙肢剪切型破坏时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.2-2 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.2 条规定。

表 5.4.2-2 墙肢剪切型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$D_{fs} \in [0, 0.5]$	[0,0.1]
轻微损坏	$D_{fs} \in [0.5, 0.75]$	[0.1,0.25]
轻度损坏	$D_{fs} \in [0.75, 1]$	[0.25,0.4]
中度损坏	$[D_{fs}=1, D_{cm}=0.8]$	[0.4,0.6]
比较严重损坏	$[D_{cm}=0.8, \bar{D}_{cm}=1]$	[0.6,0.9]

5.4.3 钢筋混凝土柱的性能状态评价应符合下列规定：

1 典型钢筋混凝土柱弯曲型破坏过程时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.3-1 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.3 条规定；

表 5.4.3-1 钢筋混凝土柱弯曲型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$D_{c-0.5d} \in [0, 0.005]$	[0,0.1]

续表 5.4.3-1

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
轻微损坏	$D_{c-0.5h} \in [0.005, 0.1025]$	[0.1, 0.25]
轻度损坏	$D_{c-0.5h} \in [0.1025, 0.2]$	[0.25, 0.4]
中度损坏	$D_{c-0.5h} \in [0.2, 0.6]$	[0.4, 0.6]
比较严重损坏	$D_{c-0.5h} \in [0.6, 0.8]$	[0.6, 0.9]

2 典型钢筋混凝土柱弯剪型破坏过程时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.3-2 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.3 条规定；

表 5.4.3-2 钢筋混凝土柱弯剪型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$D_{c-0.83h} \in [0, 0.02]$	[0, 0.1]
轻微损坏	$D_{c-0.83h} \in [0.02, 0.235]$	[0.1, 0.25]
轻度损坏	$D_{c-0.83h} \in [0.235, 0.45]$	[0.25, 0.4]
中度损坏	$D_{c-0.5h} \in [0.45, 0.7]$	[0.4, 0.6]
比较严重损坏	$D_{c-0.5h} \in [0.7, 0.8]$	[0.6, 0.9]

3 典型钢筋混凝土柱剪切型破坏过程时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.3-3 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.3 条规定。

表 5.4.3-3 钢筋混凝土柱剪切型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$D_{c-cor} \in [0, 0.005]$	[0, 0.1]
轻微损坏	$D_{c-cor} \in [0.005, 0.103]$	[0.1, 0.25]
轻度损坏	$D_{c-cor} \in [0.103, 0.202]$	[0.25, 0.4]
中度损坏	$D_{c-cor} \in [0.202, 0.3]$	[0.4, 0.6]
比较严重损坏	$D_{c-cor} \in [0.3, 0.65]$	[0.6, 0.9]

5.4.4 连梁的构件性能状态评价应符合下列规定：

1 典型连梁弯曲型破坏过程时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.4-1 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.4 条规定；

表 5.4.4-1 连梁弯曲型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$\bar{D}_{tf} \in [0, 0.1]$	[0, 0.1]
轻微损坏	$[\bar{D}_{tf} = 0.1, \bar{D}_{co} = 0.1]$	[0.1, 0.25]

续表 5.4.4-1

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
轻度损坏	$\bar{D}_{cco} \in [0.1, 0.2]$	[0.25, 0.4]
中度损坏	$\bar{D}_{cco} \in [0.2, 0.8]$	[0.4, 0.6]
比较严重损坏	$[\bar{D}_{cco} = 0.8, \bar{D}_{ce} = 0.6]$	[0.6, 0.9]

2 典型连梁剪切型破坏过程时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.4-2 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.4 条规定；

表 5.4.4-2 连梁剪切型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$\bar{D}_{tr} \in [0, 0.1]$	[0, 0.1]
轻微损坏	$[\bar{D}_{tr} = 0.1, D_{cc} = 0.005]$	[0.1, 0.25]
轻度损坏	$D_{cc} \in [0.005, 0.01]$	[0.25, 0.4]
中度损坏	$D_{cc} \in [0.01, 0.8]$	[0.4, 0.6]
比较严重损坏	$[D_{cc} = 0.8, \bar{D}_{cs} = 0.25]$	[0.6, 0.9]

3 典型连梁弯剪型破坏过程时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.4-3 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.4 条规定。

表 5.4.4-3 连梁弯剪型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$\bar{D}_{tr} \in [0, 0.1]$	[0, 0.1]
轻微损坏	$[\bar{D}_{tr} = 0.1, \bar{D}_{cco} = 0.1]$	[0.1, 0.25]
轻度损坏	$\bar{D}_{cco} \in [0.1, 0.2]$	[0.25, 0.4]
中度损坏	$[\bar{D}_{cco} = 0.2, D_{cc} = 0.1]$	[0.4, 0.6]
比较严重损坏	$D_{cc} \in [0.1, 0.8]$	[0.6, 0.9]

5.4.5 框架梁的构件性能状态评价应符合下列规定：

1 典型框架梁弯曲型破坏过程时各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.5 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.5 条规定；

表 5.4.5 框架梁弯曲型破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$D_{c-0.67h} \in [0, 0.02]$	[0, 0.1]
轻微损坏	$D_{c-0.67h} \in [0.02, 0.075]$	[0.1, 0.25]
轻度损坏	$D_{c-0.67h} \in [0.075, 0.13]$	[0.25, 0.4]
中度损坏	$D_{c-0.67h} \in [0.13, 0.65]$	[0.4, 0.6]

续表 5.4.5

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
比较严重损坏	$D_{c-0.67h} \in [0.65, 0.8]$	[0.6, 0.9]

2 弯曲型损伤外的其他框架梁破坏形态，其构件性能状态评价应符合本标准第 5.4.4 条的连梁评价方法有关规定。

5.4.6 典型受拉构件拉伸型破坏过程中各性能状态对应的损伤指标应符合表 5.4.6 规定，指标计算应符合本标准第 5.3.6 条的规定。

表 5.4.6 构件延性受拉破坏时各性能状态对应的损伤指标

构件性能状态	材料损伤指标及范围	损伤指标 D 范围
无损坏	$D_{th} \in [0, 0.25]$	[0, 0.1]
轻微损坏	$D_{th} \in [0.25, 0.625]$	[0.1, 0.25]
轻度损坏	$D_{th} \in [0.625, 1]$	[0.25, 0.4]
中度损坏	$[D_{th}=1, D_{srm}=1]$	[0.4, 0.6]
比较严重损坏	$[D_{srm}=1, \bar{D}_{sr}=0.9]$	[0.6, 0.9]

附录 A 标准地震作用

A. 0. 1 地震作用宜适当标准化，标准地震作用为静力作用时，宜反映地震输入的持时、往复作用，以及结构的多阶振型参与和弹塑性内力重分布。

A. 0. 2 标准地震作用宜按照图 A. 0. 2 规定的流程确定及分析。

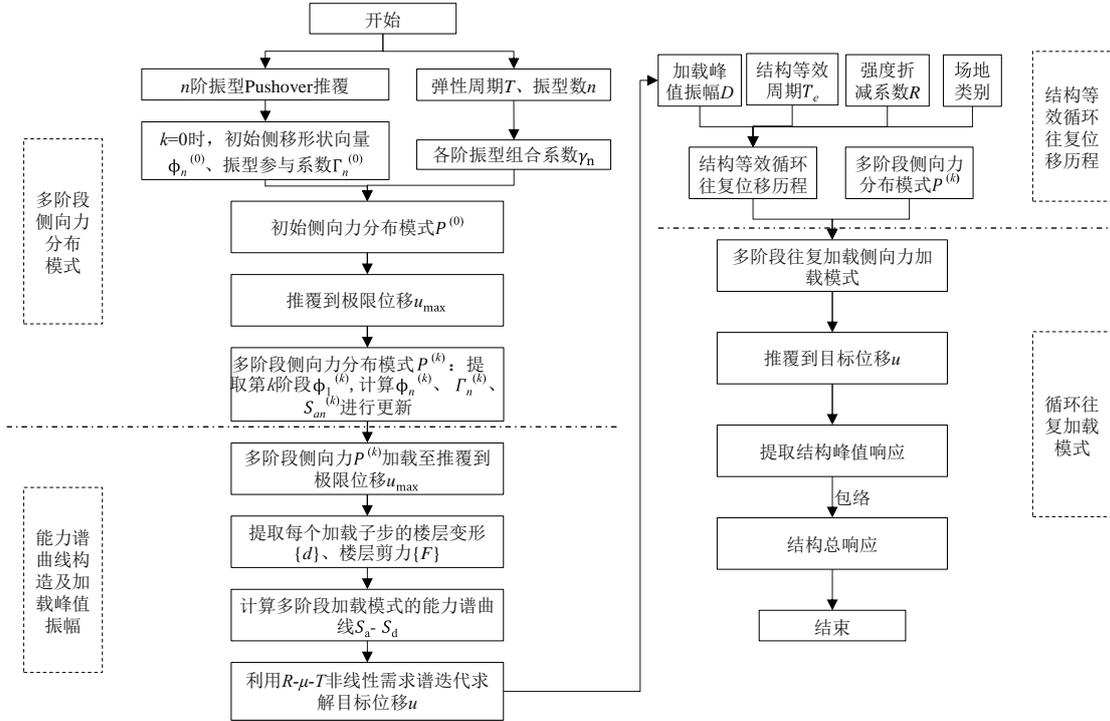


图 A. 0. 2 标准地震作用确定及分析流程

A. 0. 3 多阶段侧向力分布模式应按下列步骤获得：

1 宜采用多阶振型分布力对结构进行单向 Pushover 推覆分析，获得与 n 阶振型对应的每一个加载子步处的侧移形状向量 $\phi_n^{(m)}$ ($k=0$ 时)、计算各阶振型能力谱曲线 S_a-S_d ；

2 基于弹性各阶振型自振周期 T 、振型数 n 确定各阶振型组合系数 γ_n ，根据抗震设防烈度、地震水准、场地类别、设计地震分组确定弹性需求谱，结合能力谱曲线，确定初始阶段 ($k=0$ 时) 结构第 n 阶弹性振型信息 $\Gamma_n^{(0)}$ 、 $\phi_n^{(0)}$ 、 $S_{an}^{(0)}$ 。以取结构同方向三阶振型为例，侧向力分布模式应按下列下式计算：

$$P^{(k)} = \gamma_1 \Gamma_1^{(k)} M \phi_1^{(k)} S_{a1}^{(k)} \pm \gamma_2 \Gamma_2^{(k)} M \phi_2^{(k)} S_{a2}^{(k)} \pm \gamma_3 \Gamma_3^{(k)} M \phi_3^{(k)} S_{a3}^{(k)} \quad (\text{A. 0. 3-1})$$

式中： M ——结构质量矩阵；

S_{ai} ——结构第 i 阶振型对应的等效单自由度体系谱加速度， $i=1, 2, 3, \dots$ 。

分别对结构进行单向推覆，获得不同侧向力分布模式下结构的初始能力曲线；

3 基于能力曲线上结构瞬时刚度变化率确定下一步加载阶段对应的更新阶段 k ，提取该阶段一阶振型侧移形状向量 $\phi_1^{(k)}$ ，求解其余各阶振型侧移形状向量 $\phi_n^{(k)}$ 以及各阶振型对应的振型参与系数 $\Gamma_n^{(k)}$ ，更新侧向力分布模式中 $\Gamma_n^{(k)}$ 、 $\phi_n^{(k)}$ 参数。结构瞬时振型特征参数应按下列下式计算：

$$\Gamma_1^{(k)} = \frac{\phi_1^{(k)T} M \{1\}}{\phi_1^{(k)T} M \phi_1^{(k)}} \quad (\text{A. 0. 3-2})$$

$$\phi_2^{(k)} = \phi_2^{(k-1)} - \frac{\phi_1^{(k)T} M \phi_2^{(k-1)}}{\phi_1^{(k)T} M \phi_1^{(k)}} \phi_1^{(k)} \quad (\text{A. 0. 3-3})$$

$$\Gamma_2^{(k)} = \frac{\phi_2^{(k)T} M \{1\}}{\phi_2^{(k)T} M \phi_2^{(k)}} \quad (\text{A. 0. 3-4})$$

$$\phi_3^{(k)} = \phi_3^{(k-1)} - \frac{\phi_1^{(k)T} M \phi_3^{(k-1)}}{\phi_1^{(k)T} M \phi_1^{(k)}} \phi_1^{(k)} - \frac{\phi_2^{(k)T} M \phi_3^{(k-1)}}{\phi_2^{(k)T} M \phi_2^{(k)}} \phi_2^{(k)} \quad (\text{A. 0. 3-5})$$

$$\Gamma_3^{(k)} = \frac{\phi_3^{(k)T} M \{1\}}{\phi_3^{(k)T} M \phi_3^{(k)}} \quad (\text{A. 0. 3-6})$$

4 各阶振型作用下从初始阶段 ($k=0$ 时) 到更新阶段 k 的能力谱曲线, 利用等效二折线原理, 计算各阶振型对应单自由度体系的等效阻尼比 β_{eff} 和等效周期 T_{eff} , 利用弹塑性需求谱, 求解等效单自由度体系谱加速度值, 更新式 (A. 0. 3-1) 中 $S_{an}^{(k)}$ 参数。 β_{eff} 、 T_{eff} 可按 FEMA440 等效线性化法经验公式选取;

5 基于上述两步确定新的侧向力分布模式, 在上一步加载阶段终点替换新的侧向力分布模式, 继续推覆分析, 直到结构位移达到极限位移。

A. 0. 4 能力谱曲线构造及加载峰值振幅应按下列步骤获得:

1 在每阶段侧向力分布模式更新结束时, 应提取各侧向力分布模式下每一个加载子步的楼层变形 $\{d\}$ 和楼层剪力 $\{F\}$;

2 考虑多阶段自适应的加载模式下结构层间能力谱曲线应按下式计算:

$$S_a^{(k)} = \frac{\{d\}^T \{F\}}{\{d\}^T [M] \{1\}} \quad (\text{A. 0. 4-1})$$

$$S_d^{(k)} = \frac{1}{\Gamma_r} = \frac{\{d\}^T [M] \{d\}}{\{d\}^T [M] \{1\}} \quad (\text{A. 0. 4-2})$$

式中: $S_a^{(k)}$ ——第 k 时刻等效单自由度体系谱加速度;

$S_d^{(k)}$ ——第 k 时刻等效单自由度体系谱位移。

3 与各阶段能力谱曲线相对应的 R - μ - T 需求谱应按下式计算:

$$\mu^{(k)} = \frac{S_d^{(k)}}{S_d^{(\text{yield})}} \quad (\text{A. 0. 4-3})$$

$$R^{(k)} = \begin{cases} 1.35(\mu^{(k)} - 1)^{0.95} \frac{T}{T_0} + 1, T \leq T_0 \\ 1.35(\mu^{(k)} - 1)^{0.95} + 1, T > T_0 \end{cases}, T_0 = 0.75\mu^{0.2}T_g \quad (\text{A. 0. 4-4})$$

式中: $S_d^{(\text{yield})}$ ——结构屈服时等效单自由度体系谱位移;

$\mu^{(k)}$ ——第 k 阶段延性系数;

$R^{(k)}$ ——第 k 阶段强度折减系数;

T_g ——特征周期。

4 应采用结构各阶段目标位移 (性能点) 作为加载峰值振幅, 加载峰值振幅应按图 A. 0. 4 的规定确定。

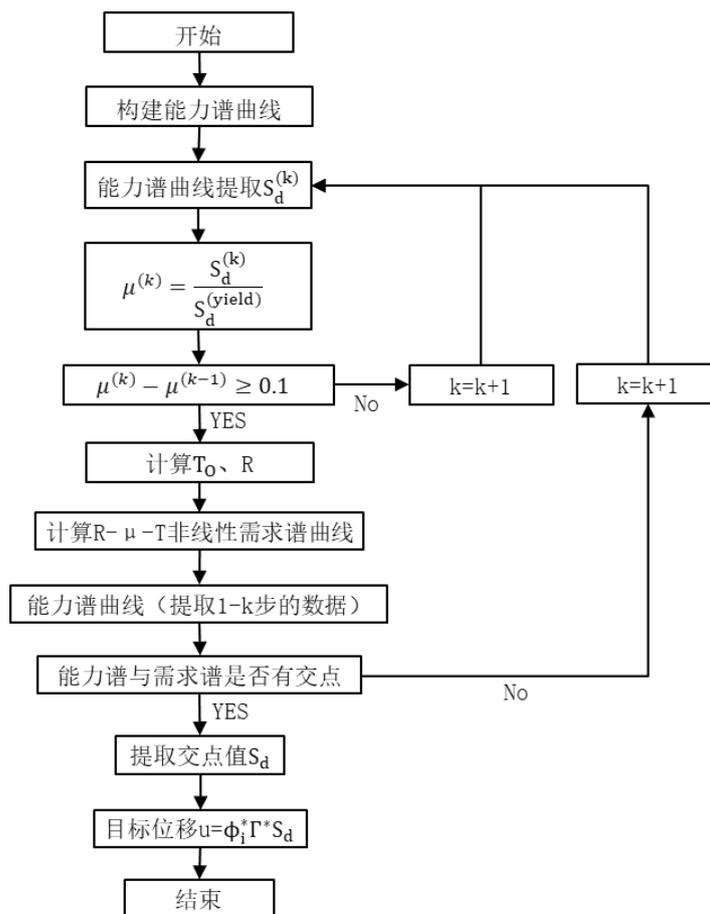


图 A. 0. 4 性能点求解迭代程序流程图

A. 0. 5 结构等效循环往复位移历程应按下列步骤确定：

1 基于等效弹性周期 T_e 、强度折减系数 R 的结构参数特性以及场地类别，宜选取对应的单自由度体系循环往复位移历程，循环往复位移历程应按照表 A. 0. 5 规定计算；

2 往复位移历程中加载峰值振幅应按本标准公式 (A. 0. 4-2) 计算，等效弹性周期 T_e 应按下式计算：

$$T_e = T \sqrt{\frac{K}{K_e}} \quad (\text{A. 0. 5})$$

式中： T ——结构初始自振周期；

K ——结构初始刚度；

K_e ——结构等效刚度，宜采用等效二折线方法计算。

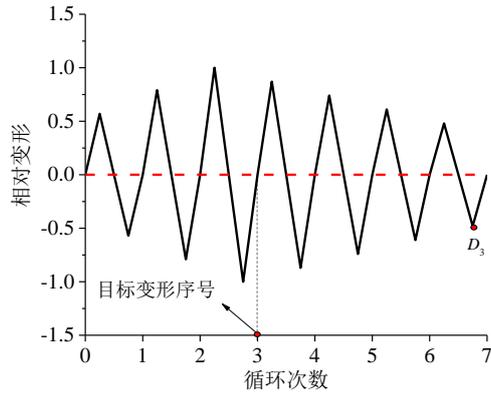


图 A.0.5-1 循环往复加载示意

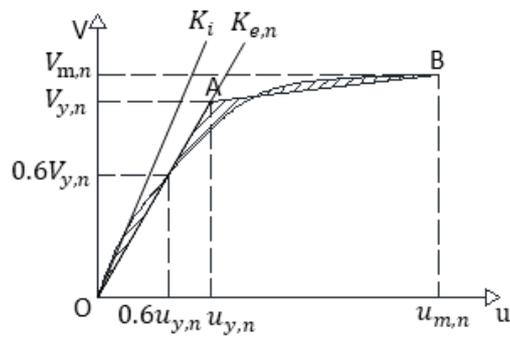


图 A.0.5-2 能力曲线等效二折线图

表 A.0.5 循环往复加载模式关键指标

场地类别	强度	周期	循环次数	峰值振幅位置	最小振幅
I ₁	高强度	中等周期	5	1	0.25
		中长周期	4	1	
		长周期	4	1	
	中等强度	中等周期	10	3	0.35
		中长周期	7	2	
		长周期	6	2	
	低强度	中等周期	13	4	0.5
		中长周期	10	3	
		长周期	8	3	
II	高强度	中等周期	5	2	0.25
		中长周期	4	2	
		长周期	3	2	

续表 A. 0. 5

场地类别	强度	周期	循环次数	峰值振幅位置	最小振幅
II	中等强度	中等周期	9	4	0.35
		中长周期	7	3	
		长周期	6	3	
	低强度	中等周期	13	5	0.5
		中长周期	9	4	
		长周期	7	3	
III	高强度	中等周期	5	3	0.25
		中长周期	3	2	
		长周期	3	3	
	中等强度	中等周期	8	5	0.35
		中长周期	6	3	
		长周期	5	3	
	低强度	中等周期	11	6	0.5
		中长周期	8	4	
		长周期	6	3	

A. 0. 6 循环往复加载模式应符合下列规定：

1 在结构循环往复加载过程中，应根据结构退化程度提取第 k 阶段的 $\Gamma_n^{(k)}$ 、 $\phi_n^{(k)}$ 、 $S_{an}^{(k)}$ 等瞬时特征参数对侧向力分布模式更新，第 $k+1$ 阶段的初始刚度应为第 k 阶段末状态对应的瞬时刚度，应采用更新后的第 $k+1$ 阶段的侧向力分布模式对结构继续循环加载，根据结构刚度退化程度对第 $k+2$ 阶段的侧向力分布模式更新直到循环加载结束；

2 应提取结构在循环往复加载模式下的峰值响应，利用包络原理确定结构最终的峰值响应。

附录 B 初始等效抗侧刚度简化计算方法

B.0.1 高层混凝土结构体系的初始等效侧向刚度的计算，应按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则，将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度，相关数值应按下式计算：

$$K_{eq} = \frac{11qH^4}{120y(H)} \quad (\text{B.0.1-1})$$

$$y(H) = y_v(H) + y_m(H) \quad (\text{B.0.1-2})$$

$$y_v(H) = \frac{qH^3}{3K_{sv}} \quad (\text{B.0.1-3})$$

$$y_m(H) = \frac{11qH^4}{120K_{sm}} \quad (\text{B.0.1-4})$$

式中： q ——沿结构高度方向倒三角分布荷载的最大值；

H ——结构总高度；

$y(H)$ ——结构顶点的水平位移；

$y_v(H)$ ——结构顶点的水平剪切变形；

$y_m(H)$ ——结构顶点的水平弯曲变形；

K_{sv} ——结构的抗剪刚度；

K_{sm} ——结构的抗弯刚度；

K_{eq} ——结构的等效抗侧刚度。

B.0.2 外框架筒的抗弯刚度和抗剪刚度计算方法应按下式计算：

$$K_{sm2} = \frac{Et_{eq} B^2}{2} \left(b_t + \frac{B}{5} \right) \quad (\text{B.0.2-1})$$

$$K_{sv2} = \sum_j D_j h_j \quad (\text{B.0.2-2})$$

式中： Et_{eq} ——周边框架柱总轴向刚度与周边框架中心线周长的比值；

b_t ——结构整体宽度；

B ——周边框架边腹板的翼缘宽度，近似取 $H/16$ ；

K_{sm2} ——外筒框架的抗弯刚度；

D_j ——第 j 层腹板框架柱总侧移刚度；

h_j ——第 j 层层高；

K_{sv2} ——外筒框架的抗剪刚度。

B.0.3 斜交网格外筒抗弯刚度和等效抗侧刚度计算方法应按下式计算：

$$K_{sm} = \frac{4nB^2 EA \sin^3 \theta}{3} \quad (\text{B.0.3-1})$$

$$K_{eq} = \frac{K_{sm}}{1 + \frac{40K_{sm}}{11K_{sv} H^2}} \quad (\text{B.0.3-2})$$

式中： EA ——单根斜交网格柱的轴向刚度；

n ——斜交网格跨数；

θ ——斜柱与水平面的夹角；
 χ ——结构高宽比；
 K_{SM} ——斜交网格筒的抗弯刚度；
 K_{SV} ——斜交网格筒的抗剪刚度。

B. 0. 4 内筒抗弯刚度和抗剪刚度计算方法应按下式计算：

$$K_{SM1} = \frac{0.9E}{12} [(B_w + t_w)(C_w + t_w)^3 - (B_w - t_w)(C_w - t_w)^3] \quad (\text{B. 0. 4-1})$$

$$K_{SV1} = \frac{2EB_w t_w}{3} \quad (\text{B. 0. 4-2})$$

式中： B_w ——内筒宽度；
 C_w ——内筒长度；
 t_w ——内筒外壁厚度。

B. 0. 5 双重抗侧力体系等效抗侧刚度计算方法应按下式计算：

$$K_{deq} = \eta(K_{SM1} + K_{SM2}) / [(1 + \eta)(1 + 3.64\gamma_1)] + (K_{SM1} + K_{SM2}) / [(1 + \eta)(1 + 3.64\gamma_2)] \quad (\text{B. 0. 5-1})$$

$$\gamma_1 = \frac{K_{SM1}}{K_{SV1} H^2} \quad (\text{B. 0. 5-2})$$

$$\gamma_2 = \frac{K_{SM2}}{K_{SV2} H^2} \quad (\text{B. 0. 5-3})$$

$$\eta = \frac{K_{SM1}}{K_{SM2}} \quad (\text{B. 0. 5-4})$$

式中： K_{deq} ——双重抗侧力体系的等效抗侧刚度；
 γ_1 ——内筒的刚度特征值；
 γ_2 ——外筒的刚度特征值；
 η ——内外筒抗弯刚度比。

附录 C 纤维梁柱单元与分层壳单元、材料本构

C.1 纤维梁单元与分层壳单元

C.1.1 钢筋混凝土纤维梁柱单元模型应符合下列规定：

1 对于建筑结构中的梁、柱、剪力墙墙肢边缘构件等构件，可采用刚度法纤维梁柱单元或柔度法纤维梁柱单元进行弹塑性分析。纤维梁柱单元截面应划分为若干混凝土纤维和钢筋纤维以分别模拟混凝土和钢筋材料的力学行为；

2 单元划分可按下列规定执行：

- 1) 对于一般单向受弯的梁构件，可沿构件截面高度方向均匀划分为 4-8 个约束混凝土纤维和对应的钢筋纤维；对于一般双向压或拉弯的柱构件，可沿柱截面两个主轴方向均匀划分为 4-8 个约束混凝土纤维和对应的钢筋纤维；当截面尺寸较大时，宜增加截面的纤维数量；
- 2) 为提高分析效率，可假定梁柱构件中部区域为非塑性发展区，用弹性单元模拟；两端区域为塑形发展区，用纤维单元模拟，长度可取 1.0 倍构件截面长边方向尺寸；
- 3) 采用柔度法纤维梁柱单元模型时，可按构件自然长度划分单元，并可通过增加积分点数量来提高精度；当按照本条第 2 款的方法建立单元时，为避免塑性区截面曲率的集中而产生对收敛的不利影响，单元柔度计算时宜采用 Gauss-Radau 积分，端部积分点权重可取为 0.5 倍单元长边长度；
- 4) 采用刚度法纤维单元模型时，可通过增加单元数量来提高精度；当按照本条第 2 款的方法建立单元时，宜将杆件弹性区域与塑性区域划分为不同单元考虑。

3 本构关系可按下列规定执行：

- 1) 保护层混凝土可采用混凝土单轴本构模型；箍筋约束效应较强的构件宜采用考虑箍筋约束效应的混凝土单轴本构模型；钢筋宜采用考虑屈曲效应的钢筋单轴本构模型；
- 2) 对于连梁等易发生剪切破坏的构件，宜考虑截面的剪切变形，可定义端部剪切单元或者引入混凝土双轴本构；为提高纤维梁柱单元模拟精度，宜考虑纵筋的锚固滑移效应，可定义端部滑移单元或采用修正形式的钢筋单轴本构；
- 3) 当需要提高构件下降段弹塑性行为的模拟精度时，若采用刚度法纤维梁柱单元模型，可沿构件长度方向增加计算单元数，若采用柔度法纤维梁柱单元模型，可增加计算单元的积分点数量。但需要注意单元和积分点敏感性问题的影响，适当延缓混凝土本构的下降段。

C.1.2 钢筋混凝土分层壳单元应符合下列规定：

1 对于剪力墙、连梁构件，可以采用分层壳单元进行模拟。分层壳单元截面应划分为若干混凝土层和钢筋层以模拟不同材料的力学行为。分层壳单元的选择应全面考虑单元协调性、剪切闭锁、膜闭锁以及构造效率等问题，且应能够考虑材料弹塑性的影响；

2 剪力墙单元划分可按下列规定执行：

- 1) 在结构中，空间剪力墙构件可划分为若干平面墙肢，假设其平面外刚度为零（或可赋予一个弹性的面外刚度），可仅考虑其平面内刚度；
- 2) 一般分层壳单元边长不宜超过 2-3m，在关键受力部位，网格密度应适当增加，以保证具有相当计算精度；
- 3) 剪力墙纵向配筋率和横向配筋率一致时，单元内可将该钢筋网划分为一个钢筋层；否则可分别划分为纵向与横向两个钢筋层，以体现两个方向配筋率间的差异；

- 4) 剪力墙两侧保护层混凝土应划分为单元层；钢筋网之间的混凝土应至少划分为 2 个单元层以分别体现的混凝土层的拉、压状态，并可按计算精度需求进一步细分。
- 3 本构关系宜按下列规定执行：
- 1) 混凝土的本构模型应考虑受拉和受压刚度退化和负刚度特性；保护层混凝土可采用混凝土单轴本构模型；其它混凝土层由于处于平面内复杂应力状态中，宜采用混凝土双轴本构模型；
 - 2) 钢筋的本构模型应考虑屈服效应和包辛格效应；钢筋网纵向配筋率和横向配筋率一致且仅设置了一个钢筋层时，该钢筋层宜采用双轴本构模型；若钢筋层按纵横向分别划分为单元层时，相应方向上的钢筋层可采用理想弹塑性双线性滞回本构；
 - 3) 为提高分层壳单元模拟精度，宜考虑纵筋的锚固滑移效应，可定义端部滑移单元或采用修正形式的钢筋单轴本构模型。

C.2 混凝土材料本构

C.2.1 混凝土单轴受拉应力-应变曲线（图 C.2.1）可按下列公式确定：

$$\sigma = (1 - d_t) E_c \varepsilon \quad (\text{C.2.1-1})$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t (1.2 - 0.2x^5) & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t (x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{C.2.1-2})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}} \quad (\text{C.2.1-3})$$

$$\rho_t = \frac{f_{tm}}{E_c \varepsilon_{t,r}} \quad (\text{C.2.1-4})$$

式中： σ ——混凝土应力；

E_c ——混凝土弹性模量；

ε ——混凝土应变；

d_t ——混凝土单轴受拉损伤演化参数；

α_t ——混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值，可按表 C.2.1-1 的规定选用；

$\varepsilon_{t,r}$ ——与单轴抗拉强度代表值 $f_{t,r}$ 相应的混凝土峰值拉应变，可按表 C.2.1-1 的规定选用；

$f_{t,r}$ ——混凝土单轴抗拉强度代表值。

表 C.2.1-1 混凝土单轴受拉应力-应变曲线的参数取值

$f_{t,r}$ (N/mm ²)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
$\varepsilon_{t,r}$ (10 ⁻⁶)	65	81	95	107	118	128	137
α_t	0.31	0.70	1.25	1.95	2.81	3.82	5.00

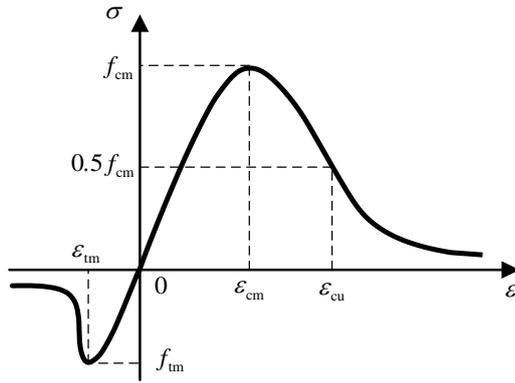


图 C.2.1 混凝土单轴应力-应变曲线

注：混凝土受拉、受压的应力-应变曲线示意图绘于同一坐标系中，但取不同的比例。符号取“受拉为负、受压为正”。

C.2.2 混凝土单轴受压应力-应变曲线（图 C.2.1）可按下列公式确定：

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon \quad (\text{C.2.2-1})$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n-1+x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c(x-1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{C.2.2-2})$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r}} \quad (\text{C.2.2-3})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (\text{C.2.2-4})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,r}} \quad (\text{C.2.2-5})$$

式中： d_c ——混凝土单轴受压损伤演化参数；

α_c ——混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段的参数值，可按表 C.2.2 的规定确定；

$\varepsilon_{c,r}$ ——与单轴抗压强度代表值 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变，可按表 C.2.2 的规定确定；

$f_{c,r}$ ——混凝土单轴抗压强度代表值。

表 C.2.2 混凝土单轴受压应力-应变曲线的参数取值

$f_{t,r}$ (N/mm ²)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$\varepsilon_{t,r}$ (10 ⁻⁶)	1470	1560	1640	1720	1790	1850	1920	1980	2030	2080	2130	2190	2240
α_c	0.74	1.06	1.36	1.65	1.94	2.21	2.48	2.74	3.00	3.25	3.5	3.75	3.99
$\varepsilon_{cu}/\varepsilon_{c,r}$	3.0	2.6	2.3	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7	1.6

注： ε_{cu} 为混凝土极限压应变，其值为应力应变曲线下降段应力等于 $0.5 f_{c,r}$ 时的混凝土压应变。

C.2.3 在重复荷载作用下，受压混凝土卸载及再加载应力路径（图 C.2.3）可按下列公式确定：

$$\sigma = E_r (\varepsilon - \varepsilon_z) \quad (\text{C.2.3-1})$$

$$E_r = \frac{\sigma_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_z} \quad (\text{C.2.3-2})$$

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{un} - \left[\frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_{ca}) \sigma_{un}}{\sigma_{un} + E_c \varepsilon_{ca}} \right] \quad (C.2.3-3)$$

$$\varepsilon_{ca} = \max \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{un}}, \frac{0.09 \varepsilon_{un}}{\varepsilon_c} \right) \sqrt{\varepsilon_c \varepsilon_{un}} \quad (C.2.3-4)$$

- 式中： σ ——受压混凝土的压应力；
 ε ——受压混凝土的压应变；
 E_r ——受压混凝土卸载/再加载的变形模量；
 ε_z ——受压混凝土卸载至零应力点时的残余应变；
 σ_{cn} ——受压混凝土从骨架曲线开始卸载时的应力；
 ε_{un} ——受压混凝土从骨架曲线开始卸载时的应变；
 ε_{ca} ——附加应变；
 ε_c ——混凝土受压峰值应力对应的应变。

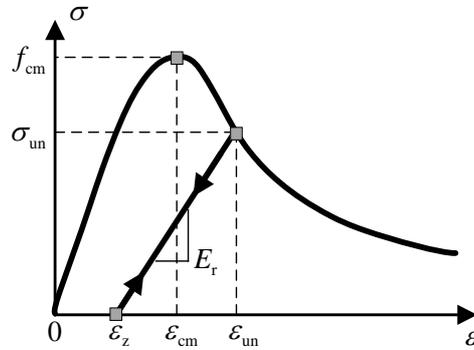


图 C.2.3 重复荷载作用下混凝土应力-应变曲线

C.2.4 约束区混凝土材料本构可符合下列规定：

混凝土约束区骨架曲线可采用 Scott 等修正的 Park-Kent 曲线（图 C.2.4），各参数可按下列公式确定：

- 1) 上升段 ($\varepsilon \leq \varepsilon_0$):

$$\sigma = K_g f_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (C.2.4-1)$$

$$K_g = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{cm}} \quad (C.2.4-2)$$

- 2) 下降段 ($\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20}$):

$$\sigma'_c = K_g f_c \left[1 - Z (\varepsilon'_c - \varepsilon_0) \right] \quad (C.2.4-3)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 f_c}{145 f_c - 1000} + 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002 K} \quad (C.2.4-4)$$

- 3) 平台段 ($\varepsilon_c > \varepsilon_{20}$):

$$\sigma'_c = 0.2K_g f'_c \quad (\text{C. 2. 4-5})$$

式中： σ ——约束区混凝土单轴压应力；
 ε ——约束区混凝土单轴压应变；
 f_c ——非约束区混凝土抗压强度；
 ε_0 ——约束区混凝土峰值应力对应的压应变；
 ε_{20} ——约束区混凝土应力下降至 20%峰值应力时对应的压应变；
 K_g ——箍筋对混凝土强度的提高系数；
 Z ——强度退化段斜率系数；
 f_{yh} ——箍筋的屈服强度；
 ρ_s ——箍筋的体积配箍率；
 h' ——箍筋肢距；
 s_h ——箍筋间距。

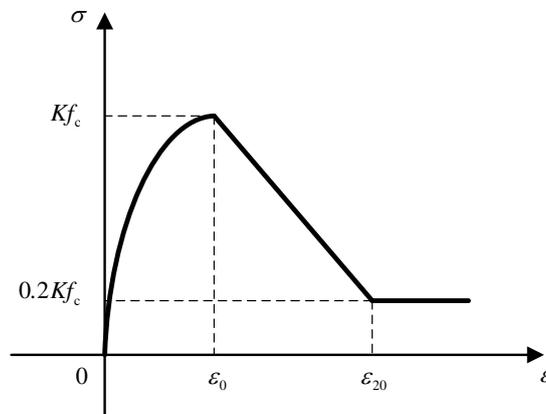


图 C. 2. 4 修正的 Park-Kent 模型

混凝土双轴本构模型可采用现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 附录 C 中第 2.6 节推荐的双轴本构关系。

C. 3 混凝土塑型损伤本构模型

C. 3. 1 在往复荷载作用下，混凝土材料可采用塑性损伤本构关系模型，该模型可以考虑材料在往复荷载作用下的损伤、裂缝开展、裂缝闭合及刚度恢复等行为。

C. 3. 2 混凝土塑性损伤本构关系模型应力-应变曲线、强化变量、屈服准则和流动法则可按下列规定确定：

1 应力-应变关系可按下列公式确定：

$$\sigma = (1-d)\bar{\sigma} \quad (\text{C. 3. 2-1})$$

$$\bar{\sigma} = \mathbf{D}_0^{el} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) \quad (\text{C. 3. 2-2})$$

$$d = 1 - (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad (\text{C. 3. 2-3})$$

$$s_t = 1 - \omega_t r(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) \quad (\text{C. 3. 2-4})$$

$$s_c = 1 - \omega_c (1 - r(\hat{\boldsymbol{\sigma}})) \quad (\text{C. 3. 2-5})$$

$$r(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) = \frac{\sum_{i=1}^3 (\max(\hat{\sigma}_i, 0))}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|} \quad (\text{C. 3. 2-6})$$

式中: $\bar{\sigma}$ ——有效应力;

$\boldsymbol{\varepsilon}^{pl}$ ——塑性应变;

\mathbf{D}_0^{el} ——单元应力-应变的弹性张量;

d ——损伤因子变量;

d_t ——混凝土受拉塑性损伤因子, 与等效塑性拉应变相关;

d_c ——混凝土受压塑性损伤因子, 与等效塑性压应变相关;

ω_t ——表示混凝土应力-应变曲线从受压区过度到受拉区弹性模量恢复程度, 介于 0~1 之间, 一般取 0, 或可根据本构试验确定;

ω_c ——表示混凝土应力-应变曲线从受拉区过度到受压区弹性模量恢复程度, 介于 0~1 之间, 宜取 1, 或可根据本构试验确定;

$\hat{\boldsymbol{\sigma}}$ ——有效主应力, 记为 $[\hat{\sigma}_1 \ \hat{\sigma}_2 \ \hat{\sigma}_3]^T$ (从大到小)。

2 强化变量可按下列公式确定:

以等效塑性应变 $\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}$ 为强化变量, 等效塑性应变 $\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} = [\tilde{\varepsilon}_t^{pl} \ \tilde{\varepsilon}_c^{pl}]^T$ 可按下列公式确定:

$$\dot{\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}}^{pl} = \hat{\mathbf{h}}(\hat{\boldsymbol{\sigma}}, \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) \cdot \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} \quad (\text{C. 3. 2-7})$$

$$\hat{\mathbf{h}}(\hat{\boldsymbol{\sigma}}, \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) = \begin{bmatrix} r(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1-r(\hat{\boldsymbol{\sigma}})) \end{bmatrix} \quad (\text{C. 3. 2-8})$$

式中: $\dot{\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}}^{pl}$ ——等效塑性主应变率, $\dot{\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}}^{pl} = [\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} \ \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}]^T$;

$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}$ ——塑型主应变率, $\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} = [\hat{\varepsilon}_1 \ \hat{\varepsilon}_2 \ \hat{\varepsilon}_3]^T$ 。

3 屈服准则可按下列公式确定:

$$F(\bar{\boldsymbol{\sigma}}, \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{\max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \leq 0 \quad (\text{C. 3. 2-9})$$

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \bar{\boldsymbol{\sigma}} : \mathbf{I} \quad (\text{C. 3. 2-10})$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{\mathbf{S}} : \bar{\mathbf{S}}} \quad (\text{C. 3. 2-11})$$

$$\bar{\mathbf{S}} = \bar{p} \mathbf{I} + \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad (\text{C. 3. 2-12})$$

$$\alpha = \frac{\bar{\sigma}_{b0}/\bar{\sigma}_{c0} - 1}{2\bar{\sigma}_{b0}/\bar{\sigma}_{c0} - 1} \quad (\text{C. 3. 2-13})$$

$$\beta(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (\text{C. 3. 2-14})$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c - 1} \quad (\text{C. 3. 2-15})$$

式中: \bar{p} ——有效静水压力;

\bar{q} ——Mises 等效有效应力;

$\bar{\mathbf{S}}$ ——有效偏应力张量;

\mathbf{I} ——单位矩阵;

$\bar{\sigma}_{b0}/\bar{\sigma}_{c0}$ ——混凝土二维抗压强度与单轴抗压强度之比, 宜取 1.10~1.16;

$\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ ——有效内聚压应力, $\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ 与 $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ 的关系可由混凝土单轴受压应力-应变曲线换算而得;

$\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})$ ——有效内聚拉应力， $\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})$ 与 $\bar{\varepsilon}_t^{pl}$ 的关系可由混凝土单轴受拉应力-应变曲线换算而得；

K_c ——控制屈服面在偏平面上的投影形状的参数，介于 0.5~1.0 之间；取 1.0 时，屈服面在偏平面上的投影为圆形；取 0.5 时，屈服面在偏平面上的投影为三角形；对于正常配筋混凝土，宜取 0.67。

4 流动法则可按下列公式确定：

非关联流动法则可按照下列方法计算：

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (C. 3. 2-16)$$

$$G = \sqrt{(\kappa \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (C. 3. 2-17)$$

式中： κ ——混凝土塑性势函数的偏心距；

λ ——非负的塑型乘数；

ψ ——材料在 p - q 平面内的膨胀角；

σ_{t0} ——单轴受拉强度。

C. 4 钢筋与钢板材料本构关系模型

C. 4. 1 钢筋材料本构宜按下列规定确定：

1 钢筋单调加载的应力-应变本构关系曲线（图 C. 4. 1-1）可按下列规定确定：

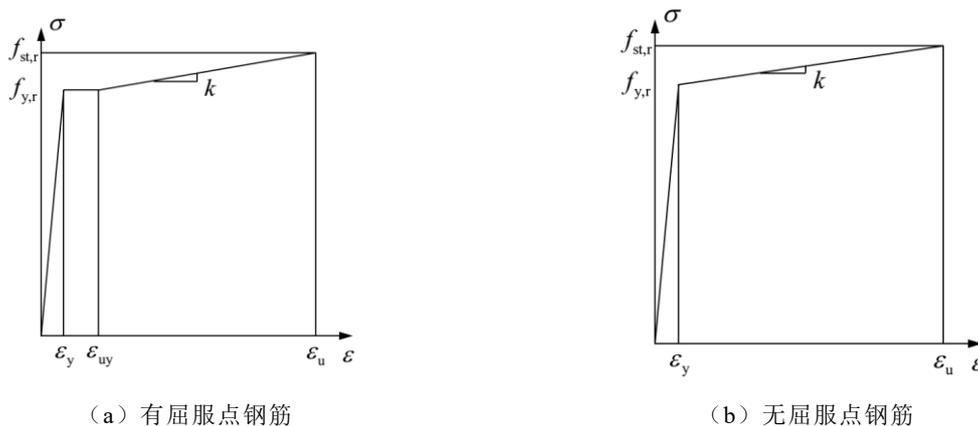


图 C. 4. 1-1 钢筋单调受拉应力应变曲线

1) 有屈服点钢筋：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_{y,r} & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{uy} \\ f_{y,r} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_{uy}) & \varepsilon_{uy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \\ 0 & \varepsilon_s > \varepsilon_u \end{cases} \quad (C. 4. 1-1)$$

2) 无屈服点钢筋：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_{y,r} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_y) & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \\ 0 & \varepsilon_s > \varepsilon_u \end{cases} \quad (C. 4. 1-2)$$

式中： E_s ——钢筋弹性模量；

σ_s ——钢筋应力；

ε_s ——钢筋应变；

$f_{y,r}$ ——钢筋屈服强度代表值；

- $f_{st,r}$ ——钢筋极限强度代表值；
 ε_y ——与 $f_{y,r}$ 对应的钢筋屈服应变，可取 $f_{y,r} / E_s$ ；
 ε_{uy} ——钢筋硬化起点应变；
 ε_u ——与 $f_{st,r}$ 相应的钢筋峰值应变；
 k ——钢筋硬化段斜率， $k = (f_{st,r} - f_{y,r}) / (\varepsilon_u - \varepsilon_{uy})$ 。

2 不考虑屈曲效应的钢筋受压的应力-应变曲线（图 C.4.1-1）可按本标准附录 C.0.5 第一款的规定确定，考虑屈曲效应的钢筋受压的应力-应变曲线（图 C.4.1-2）可按下列公式确定：

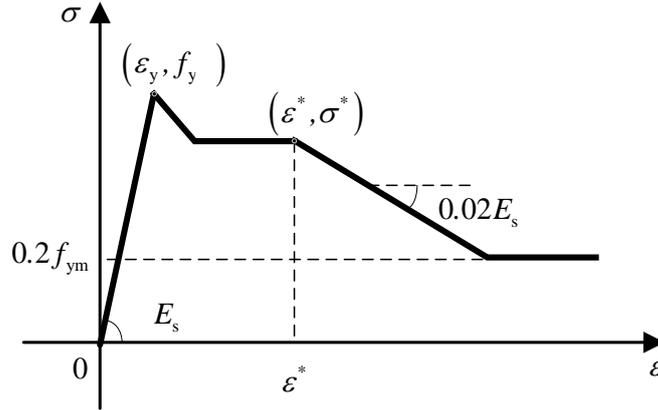


图 C.4.1-2 钢筋受压应力-应变曲线

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ \sigma_l \left[1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_l} \right) \frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon^* - \varepsilon_y} \right] & \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon^* \\ \sigma^* - 0.02E_s (\varepsilon - \varepsilon^*) \geq 0.2f_y & \varepsilon > \varepsilon^* \end{cases} \quad (\text{C.4.1-3})$$

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3 \sqrt{\frac{f_y}{100} \frac{L}{D}} \geq 7.0 \quad (\text{C.4.1-4})$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_l} = \alpha \left(1.1 - 0.016 \sqrt{\frac{f_y}{100} \frac{L}{D}} \right) \quad (\text{C.4.1-5})$$

- 式中： σ_l^* ——未考虑受压屈曲效应时钢筋的应力值；
 ε^* ——转折点应变值；
 σ^* ——应变为 ε^* 时，考虑受压屈曲效应时钢筋的应力值，可按公式（C.4.1-5）确定，且应 $\sigma^* \geq 0.2f_y$ ；
 L/D ——钢筋的长细比；
 α ——计算参数，取值在 0.75~1.0 之间，对于线性硬化模型取 1.0，理想弹塑性模型取 0.75。

3 钢筋反复加载的应力-应变本构曲线（图 C.4.1-3）宜按下列公式确定，或可采用简化的折线形式表达：

$$\sigma_s = E_s (\varepsilon_s - \varepsilon_a) - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \right)^p \left[E_s (\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b \right] \quad (\text{C.4.1-6})$$

$$p = \frac{(E_s - k)(\varepsilon_b - \varepsilon_a)}{E_s (\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b} \quad (\text{C.4.1-7})$$

- 式中： ε_a ——再加载路径起点对应的应变；

σ_b 、 ε_b ——再加载路径终点对应的应力和应变。如再加载方向钢筋未曾屈服过，则 σ_b 、 ε_b 取钢筋初始屈服点的应力和应变。如再加载方向钢筋已经屈服过，则取该方向钢筋历史最大应力和应变。

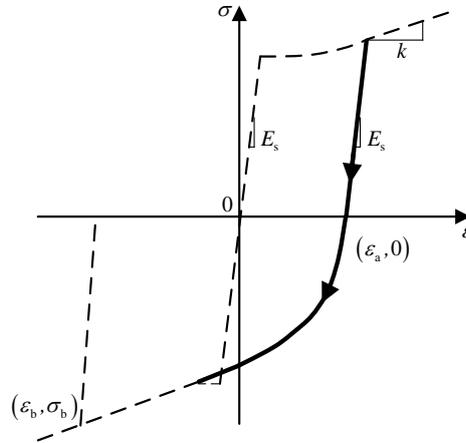


图 C.4.1-3 钢筋反复加载应力-应变曲线

4 钢筋周围混凝土压应变大于混凝土极限压应变后，不应考虑周围混凝土对钢筋的约束作用，应考虑钢筋受压屈曲。钢筋受压失稳后再受拉，当平均拉应变小于等于零时，钢筋弹性模量可取为零；当平均拉应变大于零时，钢筋弹性模量可近似取 E_s 。

C.4.2 剪力墙内嵌钢板时，钢板塑性本构模型应力-应变曲线、屈服准则、流动法则和硬化规则可按下列规定执行：

1 应力-应变关系可按下列公式确定：

$$\sigma = D : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (C.4.2-1)$$

式中： ε^{pl} ——塑性应变；

D ——单元应力-应变的弹性张量。

2 屈服准则可按下列公式确定：

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma^0 \leq 0 \quad (C.4.2-2)$$

$$f(\sigma - \alpha) = \sqrt{\frac{3}{2} (S - \alpha^{dev}) : (S - \alpha^{dev})} \quad (C.4.2-3)$$

$$S = pI + \sigma \quad (C.4.2-4)$$

$$p = -\frac{1}{3} \sigma : I \quad (C.4.2-5)$$

$$\alpha^{dev} = \alpha - \frac{1}{3} (\alpha : I) I \quad (C.4.2-6)$$

式中： σ^0 ——屈服应力；

α ——反应力；

α^{dev} ——反应力 α 的偏张量；

S ——偏应力张量；

I ——单位矩阵。

3 流动法则可按下列公式确定：

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\varepsilon}^{pl} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (C.4.2-7)$$

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \sqrt{\frac{2}{3} \dot{\varepsilon}^{pl} : \dot{\varepsilon}^{pl}} \quad (C.4.2-8)$$

式中： F ——势函数；

$\dot{\varepsilon}^{\text{pl}}$ ——塑性应变率；

$\dot{\bar{\varepsilon}}^{\text{pl}}$ ——等效塑性应变率，通过等效塑性功 $\sigma^0 \dot{\bar{\varepsilon}}^{\text{pl}} = \sigma : \dot{\varepsilon}^{\text{pl}}$ 导出。

4) 硬化准则可按下列公式确定：

$$\dot{a} = C \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - a) \dot{\bar{\varepsilon}}^{\text{pl}} \quad (\text{C. 4. 2-9})$$

式中： C ——运动硬化模量；

σ_0 ——屈服应力，决定了屈服面的大小。

本标准用词说明

- 1 为了便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：
 - 1) 表示很严格，非这样做不可的用词：
正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；
 - 2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：
正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；
 - 3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：
正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；
 - 4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的用词，采用“可”。
- 2 条文中指明应按其他有关的标准执行的写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 2 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 3 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 4 《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ 3
- 5 《高层建筑混凝土结构技术规程》 DBJ/T 15-92
- 6 《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》 DBJ/T 15-151
- 7 《高层建筑混凝土结构技术规程》 SJG 98

深圳市工程建设地方标准

高层建筑混凝土结构抗震性能评价标准

SJG 125 - 2023

条文说明

编制说明

本标准编制系根据深圳市住房和建设局《深圳市住房和建设局关于发布 2020 年深圳市工程建设标准制订修订计划项目（第一批）的通知》（深建标〔2020〕2 号）的要求，由哈尔滨工业大学（深圳）主编，于 2020 年 7 月启动《高层建筑混凝土结构抗震性能评价标准》编制。

本标准的主要特点是：

- （1）提供了系统可量化的结构抗震性能状态判别指标；
- （2）提供了高层建筑混凝土结构初始等效抗侧刚度简化计算方法，用于结构弹性阶段稳定性验算；
- （3）给出了与现行规范“性能水准”匹配的结构整体破坏现象描述，明确了弹塑性阶段瞬时等效刚重比的计算方法，形成了弹塑性阶段结构整体稳定性评价体系；
- （4）根据国家现行规范与钢筋混凝土结构构件（剪力墙、柱、连梁、框架梁）的破坏形态，给出了各破坏形态的分类方法以及性能状态等级划分；
- （5）基于混凝土材料损伤系数，给出了钢筋混凝土结构构件各阶段损伤指标计算方法；
- （6）标定了高层建筑混凝土结构构件各性能状态下损伤状态量化评价指标，并与损伤状态等级划分体系匹配；
- （7）给出了反映结构构件空间力学特性，且与损伤描述相匹配的纤维梁柱单元及分层壳单元分析相关要求；
- （8）提出了可用于结构弹塑性分析的标准地震作用，明确了分析方法和实施步骤。

目 次

1	总则	52
2	术语和符号	53
3	地震作用及效应分析	54
3.1	一般规定	54
3.2	地震作用	55
3.3	弹性分析	56
3.4	弹塑性分析	57
4	结构整体抗震性能评价	58
4.1	一般规定	58
4.2	水平位移限值	58
4.3	结构整体稳定性评价	58
5	结构构件抗震性能评价	59
5.1	一般规定	59
5.2	结构性能状态	59
5.3	损伤指标计算	67
5.4	构件性能状态评价	69
附录 A	标准地震作用	70
附录 B	初始等效抗侧刚度简化计算方法	71
附录 C	纤维梁柱单元与分层壳单元、材料本构	72

1 总 则

1.0.1 我国高层建筑建设规模宏大，建筑高度不断提高，结构形式日益创新。近 10 年我国 200 米以上的高层建筑占全球总量的 50%以上，其中超过 400 米以上的数量显著增多，如京基 100 大厦（441.8 米，高宽比达 10.2）。在高层建筑迅速发展的同时，其抗大震能力面临新的挑战，保障高层结构大震安全已成为城市安全和经济持续发展的国家重大需求。

现行深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98 规定了多遇地震、设防地震和罕遇地震三个地震水准下结构五个抗震性能目标（A、B、C、D⁺、D）和五个抗震性能水准（1、2、3、4、5），并给出了各性能水准下结构预期性能状况的宏观描述，但在具体可量化的结构抗震性能状况评估方面还未形成具有指导性且可实际操作的规范流程。该流程的缺乏致使结构抗震性能状况的判断过于依赖设计经验，且现行规范中刚重比、弹塑性层间位移两个有限的指标难以满足结构抗震性能评价的需求。

本标准所采用的“基于瞬时等效刚重比的整体结构稳定失效判别方法”和“基于多类别构件损伤的结构大震失效评价方法”两项新技术反映了结构大震倒塌的本质原因，可给出现行规范定义的关键构件、重要构件、普通竖向构件和耗能构件量化损伤程度和结构性能状态的量化判别指标，并能与现行“高规”结构抗震性能目标相匹配。两项新技术与现行国家、深圳市规范可有效衔接，且具备较强的可操作性，其科技成果鉴定达到国际领先水平，有必要尽快将该新技术形成规范标准，以更加明确地指导结构抗震设计和性能评价，形成一套系统有效、实际操作性强的高层建筑混凝土结构抗震性能的评价方法。

本标准将成为我国首部可对结构抗震性能水准进行量化判别的标准，是对我国及深圳市建筑结构的抗震性能评估方法的有效补充，具备重要的工程价值和社会意义，同时对于适应深圳市先行示范城市，大力发展以高层结构为特征的基础设施建设速度和规模，提高深圳市建筑业工程设计水平，提升深圳市标准的国内国际影响力有着积极的促进作用。

1.0.2 现行国家规范《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 与深圳市《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98-2021 已有抗震性能设计的要求和分级体系，本标准在此基础上提出了具体的评价措施。

1.0.3 在满足国家及地方规范、规程基本要求的基础上，本标准提供了一个可选择的高层建筑混凝土结构整体和结构构件抗震性能评价的量化方法。

2 术语和符号

本节除对一般高层建筑中的常用术语进行说明外，还针对本标准中出现的一些参数，如轴拉力系数、轴压力系数、瞬时等效刚重比和标准地震作用等进行了说明。

3 地震作用及效应分析

3.1 一般规定

3.1.1 本条与现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中第 4.3.1 的规定一致。本条是高层建筑考虑地震作用时的设防标准，与现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2008 的规定一致。对甲类建筑的地震作用，明确规定如果地震安全性评价结果低于本地区的抗震设防烈度，计算地震作用时应按高于本地区设防烈度的要求进行。对于乙、丙类建筑，规定应按本地区抗震设防烈度计算。

3.1.2 本条与现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中第 4.3.2 的规定一致。某一方向水平地震作用主要由该方向抗侧力构件承担，如该构件带有翼缘，尚应包括翼缘作用。有斜交抗侧力构件的结构，当交角大于 15° 时，应考虑斜交构件方向的地震作用计算。对质量和刚度明显不均匀、不对称的结构应考虑双向地震作用下的扭转影响。

大跨度指跨度大于 24m 的楼盖结构、跨度大于 8m 的转换结构、悬挑长度大于 2m 的悬挑结构。大跨度、长悬臂结构应验算其自身及其支承部位结构的竖向地震效应。

除了 8、9 度外，大跨度、长悬臂结构 7 度 ($0.15g$) 时也应计入竖向地震作用的影响。主要原因是：高层建筑由于高度较高，竖向地震作用效应放大比较明显。

3.1.3 本条与现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中第 5.1.4 条的规定一致。高层建筑结构分析，可选择空间杆系、空间杆-墙板元、纤维梁柱单元、分层壳单元及其他组合有限元等计算模型。

高层建筑结构是复杂的三维空间受力体系，计算分析时应根据结构实际情况，选取能较准确地反映结构中各构件的实际受力情况的力学模型。对于平面和立面布置简单的框架结构、框架-剪力墙结构宜采用空间分析模型，可采用平面框架空间协同模型；对于剪力墙结构、筒体结构和复杂的框架结构、框架-剪力墙结构应采用空间分析模型。目前国内商品化的结构分析软件所采用的力学模型主要有：空间杆系模型、空间杆-薄壁杆系模型、空间杆-墙板元模型及其他组合有限元模型。

3.1.4 本条与现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中第 5.1.6 条的规定一致。高层建筑按空间整体工作计算时，不同计算模型的梁、柱自由度是相同的。梁的弯曲、剪切、扭转变形，当考虑楼板面内变形时还有轴向变形；柱的弯曲、剪切、轴向、扭转变形。当采用空间杆-薄壁杆系模型时，剪力墙自由度考虑弯曲、剪切、轴向、扭转变形和翘曲变形；当采用其他有限元模型分析剪力墙时，剪力墙自由度考虑弯曲、剪切、轴向、扭转变形。

高层结构层数多、重量大，墙、柱的轴向变形影响显著，计算时应考虑。构件内力是与位移向量对应的，与截面设计对应的分别是弯矩、剪力、轴力、扭矩等。

3.1.5 本条与现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中第 5.1.12 条的规定一致。体型复杂、结构布置复杂的高层建筑结构的受力情况复杂，B 级高度高层建筑属于超限高层建筑，采用至少两种不同力学模型的结构分析软件进行整体计算分析，可以相互比较和分析，以保证力学分析结构的可靠性。

3.2 地震作用

3.2.1 本条与现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中第 4.3.3 条的规定一致。本条规定主要是考虑结构地震动力反应过程中可能由于地面扭转运动、结构实际的刚度和质量分布相对计算假定值的偏差，以及在弹塑性反应过程中各抗侧力结构刚度退化程度不同等原因引起的扭转反应增大；特别是目前对地面运动扭转分量的强震实测记录很少，地震作用计算中还不能考虑输入地面运动扭转分量。采用附加偶然偏心作用计算是一种实用方法。美国、新西兰和欧洲等抗震规范都规定计算地震作用时应考虑附加偶然偏心，偶然偏心距的取值多为 $0.05L$ 。对于平面规则（包括对称）的建筑结构需附加偶然偏心；对于平面布置不规则的结构，除其自身已存在的偏心外，还需附加偶然偏心。

本条规定直接取各层质量偶然偏心为 $0.05L_i$ （ L_i 为垂直于地震作用方向的建筑物总长度）来计算单向水平地震作用。实际计算时，可将每层质心沿主轴的同一方向（正向或负向）偏移。

采用底部剪力法计算地震作用时，也应考虑偶然偏心的影响。当计算双向地震作用时，可不考虑偶然偏心的影响，但应与单向地震作用考虑偶然偏心的计算结果进行比较，取不利的情况进行设计。

关于各楼层垂直于地震作用方向的建筑物总长度 L_i 的取值，当楼层平面有局部突出时，可按回转半径相等的原则，简化为无局部突出的规则平面，以近似确定垂直于地震计算方向的建筑物边长 L_i 。如图 1 所示平面，当计算 y 向地震作用时，若 b/B 及 h/H 均不大于 $1/4$ ，可认为是局部突出；此时用于确定偶然偏心的边长可近似按下式计算：

$$L_i = B + \frac{bh}{H} \left(1 + \frac{3b}{B} \right) \quad (1)$$

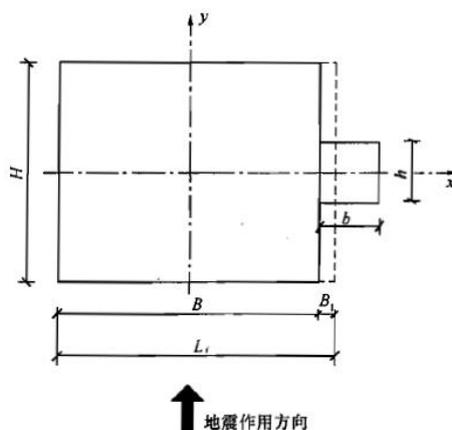


图 1 平面局部突出示例

3.2.2 本条与深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98-2021 中第 4.2.4 的规定一致。不同的结构采用不同的分析方法在各国抗震规范中均有体现，振型分解反应谱法和底部剪力法仍是基本方法。对高层建筑结构主要采用振型分解反应谱法（包括不考虑扭转耦联和考虑扭转耦联两种方式），底部剪力法的应用范围较小。弹性时程分析法作为补充计算方法，在高层建筑结构分析中已得到比较普遍的应用。

本条第 2 款对于需要采用弹性时程分析方法进行补充计算的高层建筑结构作了具体规定，这些结构高度较高或刚度、承载力和质量沿竖向分布不规则或属于特别重要的甲类建筑。

3.2.4 本条与深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98-2021 中第 4.2.10 条的规定一致。“地震波的数量及相应要求可按现行抗震规范有关规定选用”指应符合现行行业标准

《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中的 4.3.5 条和现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 中第 5.1.3 第三款的相关规定。

与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 相比，在选波要求上现行深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98 对非超限结构进行了一定程度的放松，建议选用一组人工波进行弹塑性动力分析，同时将地震波有效持续时间由“不宜小于 15s”修改为“不宜小于 10s”。本标准参照现行深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98，规定对于非超限结构可选用一组人工波进行弹塑性动力分析，但考虑到地震波持时对结构弹塑性阶段损伤累积影响较大，若选取的地震波有效持时较小则会过高估计结构的抗震性能。因此本标准规定对于非超限结构，地震波的持续时间不宜小于 15s，且有效持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的 5 倍和 10s。

有效持续时间为从首次达到该时程曲线最大峰值的 10%那一点算起，到最后一点达到最大峰值的 10%为止。

弹性时程和弹塑性时程基底剪力的比值宜为 4~6。

3.2.5 本条规定了水平地震影响系数最大值和场地特征周期取值。现阶段仍采用抗震设防烈度所对应的水平地震影响系数最大值 α_{\max} ，多遇地震烈度（小震）和预估罕遇地震烈度（大震）分别对应于 50 年设计基准期内超越概率为 63%和 2%~3%的地震烈度。根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度将建筑的场地划分为 I、II、III、IV 四类，其中 I 类分为 I_0 和 I_1 两个亚类，本标准中提及 I 类场地而未专门注明 I_0 或 I_1 的，均包含这两个亚类。具体场地划分见现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 中第 4.1.6 条的有关规定确定。

3.2.6 本标准地震影响系数的曲线与参数取值与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 相同。并参照深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98-2021 补充了周期大于 6.0s 时的地震影响系数取值。

3.3 弹性分析

3.3.1 本条文内容与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 中第 3.6.1 条的规定一致。多遇地震作用下的内力和变形分析是对结构地震反应、截面承载力验算和变形验算最基本的要求。建筑物当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时，主体结构不受损坏或不需修理可继续使用。结构在多遇地震作用下的反应分析的方法、截面抗震验算（按照现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的基本要求），以及层间弹性位移的验算，都是以线弹性理论为基础。因此本条规定，当建筑结构进行多遇地震作用下的内力和变形分析时，可假定结构与构件处于弹性工作状态。

3.3.3 本条文内容与现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中第 4.3.10 条的规定一致。根据强震观测记录的统计分析，两个方向水平地震加速度的最大值不相等，二者之比约为 1:0.85；而且两个方向的最大值不一定发生在同一时刻，因此采用平方和开平方计算两个方向地震作用效应的组合。作用效应包括楼层剪力、弯矩和位移，也包括构件内力，如弯矩、剪力、轴力、扭矩等，和变形。

进行时程分析时，在满足上述要求时，可以保证时程分析结果满足最低安全要求。但时程法计算结果也不宜过大，每条地震波输入的计算结果不宜大于 135%，多条地震波输入的计算结果平均值不大宜于 120%，以体现安全性和经济性的平衡。

3.4 弹塑性分析

3.4.1 本条文内容与现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中第 5.1.13 的规定一致。带加强层的高层建筑结构、带转换层的高层建筑结构、错层结构、连体和立面开洞结构、多塔楼结构、立面较大收进结构等，属于体形复杂的高层建筑结构，其竖向刚度和承载力变化大、受力复杂，易形成薄弱部位；混合结构以及 B 级高度和超 B 级高度的高层建筑结构的房屋高度大、工程经验不多，因此整体计算分析时应从严要求。

3.4.2 混凝土单轴本构关系模型可按本标准附录 A 的规定采用，对箍筋约束效应较强的构件宜考虑箍筋约束效应，可按本标准附录 C.0.3 采用，钢筋与钢材的单轴本构关系模型可按本标准附录 C.0.5 和 C.0.7 采用；钢管混凝土构件、叠合柱中的混凝土部分，宜采用可考虑约束效应的多维混凝土本构关系模型，可按 GB 50010-2010 中附录 C.2.6 推荐的双轴本构关系采用；混凝土二维弹塑性损伤本构关系模型可按本标准附录 C.0.6 采用。

3.4.3 本条文内容与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 中第 3.10.4 条的规定一致。一般情况，应考虑构件在强烈地震下进入弹塑性工作阶段和重力二阶效应。鉴于目前的弹塑性参数、分析软件对构件裂缝的闭合状态和残余变形、结构自身阻尼系数、施工图中构件实际截面、配筋与计算书取值的差异等等的处理，还需要进一步研究和改进，当预期的弹塑性变形不大时，可用等效阻尼等模型简化估算。为了判断弹塑性计算结果的可靠程度，可借助于理想弹性假定的计算结果。

4 结构整体抗震性能评价

4.1 一般规定

4.1.2 对于高层建筑混凝土结构，其弹塑性阶段的二阶效应对结构整体抗倒塌产生重大影响。现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 中第 5 章对于结构的重力二阶效应及结构稳定做了相关规定，本标准在现行规范的基础上，采用弹塑性阶段结构整体稳定性评价指标对高层建筑混凝土结构进行整体抗震性能评价。

4.2 水平位移限值

4.2.1 多遇地震作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比限值按深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98-2021 的相关规定执行。多遇地震作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比限值按广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》DBJ/T 15-92-2013 的相关规定执行。

4.2.2 楼层屈服强度系数为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力与按弹性假定计算的罕遇地震楼层地震剪力的比值。

4.3 结构整体稳定性评价

4.3.2 主要承力构件包含普通竖向构件、重要构件和关键构件。“关键构件”是指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏；“重要构件”是指罕遇地震下允许出现部分延性屈服的关键构件；“普通竖向构件”是指“关键构件”及“重要构件”之外的竖向构件；“耗能构件”包括框架梁、剪力墙连梁（抗弯耗能）及耗能支撑等。

等效刚重比退化率的计算公式为结构在水平作用及自重作用下任意时刻稳定平衡微分方程的数值解。等效刚重比退化率本质上与刚度衰减具有相同的物理意义，其为无量纲量，可通过结构响应直接求得。结合基于刚度衰减的结构整体体系损伤等级划分研究，本标准给出了基于等效刚重比退化率的结构体系损伤等级划分。

5 结构构件抗震性能评价

5.1 一般规定

5.1.2 本标准采用基于混凝土材料损伤指标评价构件损伤状态，该损伤指标与构件的性能状态相关性强，能从本质上解释构件的损伤演化过程。本标准中构件的损伤指标是由材料损伤信息转化得到的，因此应采用考虑损伤发展的混凝土本构模型。

利用纤维单元、分层壳单元建立有限元模型后对结构进行地震作用下的弹塑性时程分析并提取损伤信息，能够在计算中兼顾计算效率和计算精度，克服实体模型分析费时和传统梁单元模型损伤信息缺失的缺点，是评价结构损伤程度的有效途径之一。

5.2 结构性能状态

5.2.1 本标准中构件的宏观破坏描述与现行深圳市地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》SJG 98 保持一致。弹性极限为基本完好和轻微破坏的性能临界点，屈服临界点为轻度破坏和中度损坏性能临界点，承载能力峰值点为中度损坏和比较严重损坏性能临界点。

墙肢平面内的弯曲变形和剪切变形分别引起构件不同的材料损伤，弯曲变形成分引起的损伤即弯曲型损伤，特点为端部出现水平分布的受拉和受压损伤。剪切变形成分引起的损伤即剪切型损伤，特点为中部出现斜向分布的受拉和受压损伤。当弯曲变形引起的损伤成分对构件性能的损伤发展起控制作用时，定义为弯曲型破坏；当剪切变形引起的损伤成分对构件性能的损伤发展起控制作用时，定义为剪切型破坏。当弯曲变形和剪切变形损伤成分相差较小时，定义为弯剪型破坏。

剪跨比、轴压力系数是影响墙肢弯剪变形下破坏形态的主要因素，剪跨比增大、轴压力系数减小、合理的边缘约束构件设置使得墙肢破坏形态向弯曲型发展。

选用 3 组不同剪跨比试验，其中包括剪跨比为 2.0、1.5、1.0 三种情况，具体参数如表 1 所示。不同剪跨比对应的构件破坏状态的数值模拟结果及试验结果如图 2 和图 3 所示。随着剪跨比的增大，墙肢的材料损伤发展特点发生明显改变，损伤随剪跨比增大越来越向端部集中。

表 1 不同剪跨比墙肢设计参数

试件编号	墙肢尺寸(mm) 高×宽×厚	剪跨比	混凝土强度等级	边缘约束构件(mm)	轴压力系数	暗柱纵筋	暗柱配箍
SW2-1	1000×1000×125	1.0	C40	200 (0.2 h_w)	0.3	6Φ10	Φ6@80
SW2-2	1500×1000×125	1.5	C40	200 (0.2 h_w)	0.3	6Φ10	Φ6@80
SW2-3	2000×1000×125	2.0	C40	200 (0.2 h_w)	0.3	6Φ10	Φ6@80

注： h_w 为剪力墙截面长度。



(a) 剪跨比 1.0

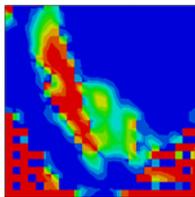


(b) 剪跨比 1.5

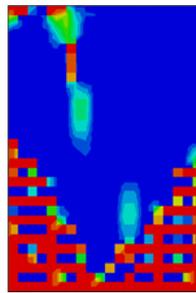


(c) 剪跨比 2.0

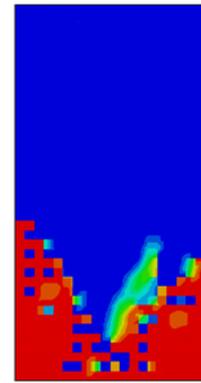
图 2 不同剪跨比试验墙肢损伤状态



(a) 剪跨比 1.0



(b) 剪跨比 1.5



(c) 剪跨比 2.0

图 3 不同剪跨比数值模拟墙肢损伤分布

选用 4 组不同轴压力系数墙肢试验，其中包括轴压力系数为 0.1、0.2、0.3 和 0.4。四种情况具体参数如表 2 所示。四种轴压力系数墙肢对应的数值模拟骨架曲线如图 4 所示。轴压力系数在一定范围内增大，侧向承载力略有提高。由分析结果可知，剪跨比为 1.5 时，轴压力系数为 0.1 的墙肢，当端部截面边缘材料受压损伤达到损伤极限值即出现受压失效区时，墙肢出现明显的斜向受压损伤，且当斜向出现受拉损伤后，墙肢承载能力仍未达到峰值点，破坏形态表现为弯曲线（如图 5 所示）。而对于轴压力系数为 0.4 的墙肢（如图 6 所示），当端部边缘混凝土材料出现受压失效区域时，墙面已经出现明显的斜向受压损伤。构件承载能力在斜向受拉损伤开始迅速发展且边缘受拉损伤分布沿墙肢高度不再扩展时达到峰值点开始下降，破坏形态表现为剪切型。

表 2 不同轴压力系数墙肢设计参数

试件编号	墙肢尺寸(mm) 高×宽×厚	剪跨比	混凝土强度等级	边缘约束构件(mm)	轴压力系数	暗柱纵筋	暗柱配箍
SW1-1	2000×1000×125	2.0	C30	(0.2 h_w)	0.1	6Φ10	Φ6@80
SW1-2	2000×1000×125	2.0	C30	(0.2 h_w)	0.2	6Φ10	Φ6@80
SW1-3	2000×1000×125	2.0	C30	(0.2 h_w)	0.3	6Φ10	Φ6@80
SW1-4	2000×1000×125	2.0	C30	(0.2 h_w)	0.4	6Φ10	Φ6@80

注： h_w 为剪力墙截面长度。

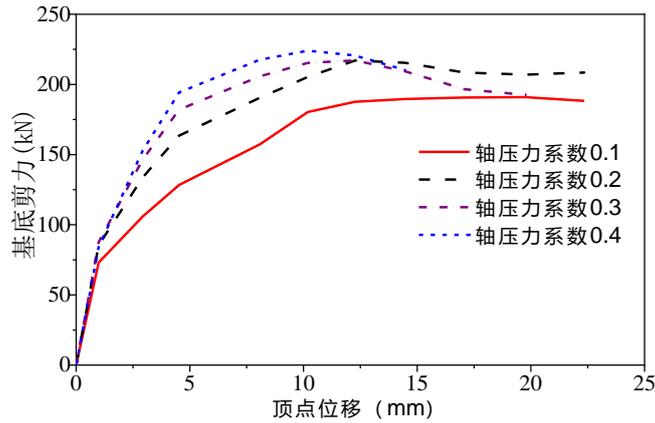
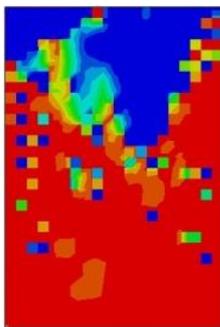
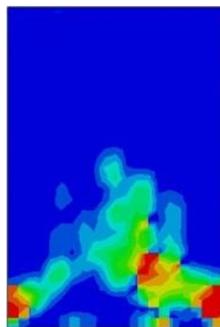


图 4 不同轴压力系数墙肢骨架曲线

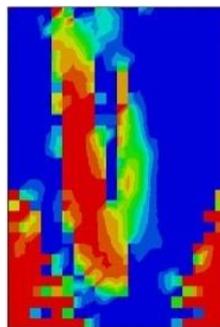


(a) 受拉损伤

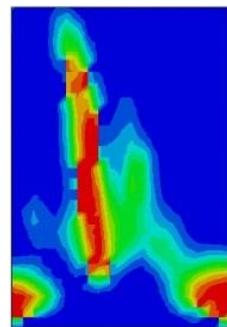


(b) 受压损伤

图 5 轴压力系数为 0.1 时损伤分布



(a) 受拉损伤



(b) 受压损伤

图 6 轴压力系数为 0.4 时损伤分布

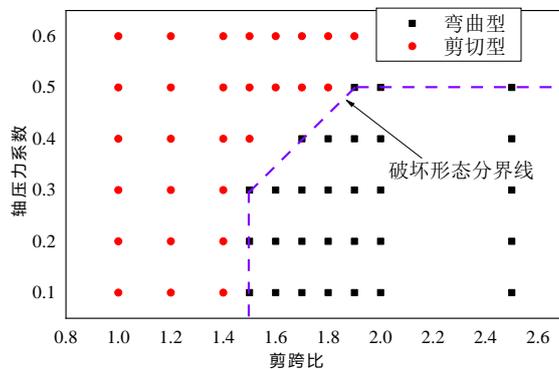


图 7 不同参数对墙肢破坏形态的影响

对已有试验数据和有限元模拟结果的分析表明，剪跨比和轴压力系数是影响墙肢破坏形态的主要因素，不同参数对墙肢破坏形态的影响如图 7 所示。在其他因素不变的情况下，剪跨比增大，弯曲型损伤成分增加，剪跨比减小，剪切型损伤成分增加。在其他因素不变的情况下，轴压力系数减小，弯曲型损伤成分增加。墙肢剪跨比和轴压力系数不在表 5.2.1-1 所列范围时，可按照图 7 破坏形态分界线确定破坏形态。混凝土柱、连梁、框架梁均可按照破坏形态分界线确定破坏形态。

5.2.2 当墙肢的轴拉力系数等于 0.6 时，墙肢全截面由轴向力产生的平均名义拉应力达到混凝土抗拉强度标准值。

5.2.3 已有的试验破坏现象和有限元分析表明，基于材料损伤发展演化过程的 RC 柱破坏形态包括三类：（1）弯曲型：损伤由柱根部出现并在根部一定高度区域内发展累积，图 8 给出弯曲型破坏形态对应的试验现象及 RC 柱损伤分布，试验现象为柱根部混凝土压碎脱落，模拟现象为受压损伤集中在根部，根部纵筋屈服，箍筋未屈服，与试验结果吻合较好；（2）弯剪型：损伤由根部

出现并在根部一定高度区域内沿斜截面发展、累积，图 9 给出弯剪型破坏形态对应的试验现象及数值模拟得到的 RC 柱损伤分布，试验现象为纵筋屈服，根部箍筋屈服，混凝土压碎，模拟结果为受压损伤集中在柱根部，纵筋压屈，箍筋屈服，与试验结果吻合较好；(3) 剪切型：损伤由中部出现沿斜截面向两端发展，图 10 给出剪切型破坏对应的试验现象及数值模拟得到的 RC 柱损伤分布，试验破坏现象为柱中出现明显斜裂缝，箍筋屈服，纵筋未屈服，模拟结果显示拉压损伤均集中于柱中部，斜截面损伤明显，箍筋屈服，与试验结果较吻合。

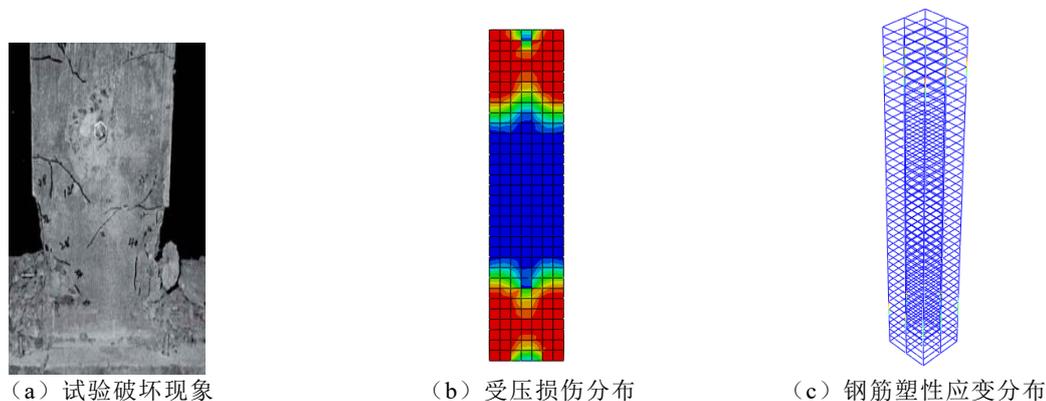


图 8 弯曲型破坏形态对应的 RC 柱损伤状态

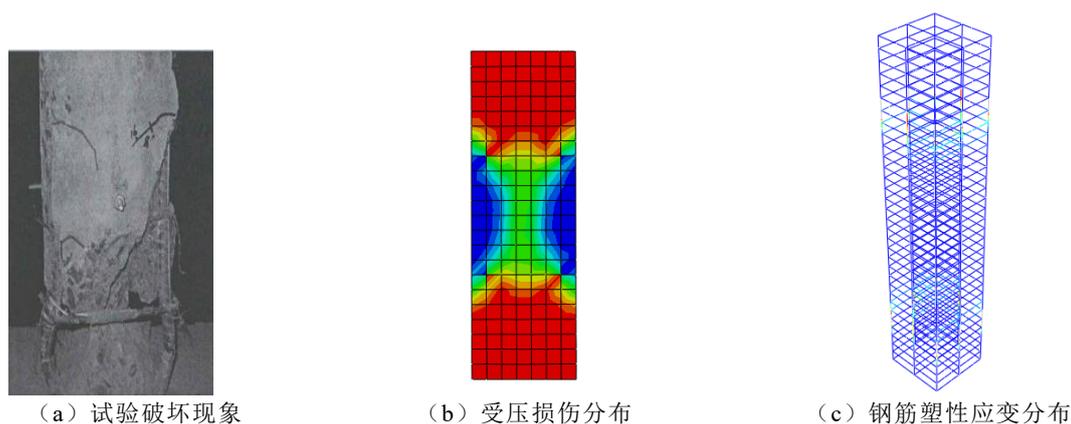


图 9 弯剪型破坏形态对应的柱损伤状态

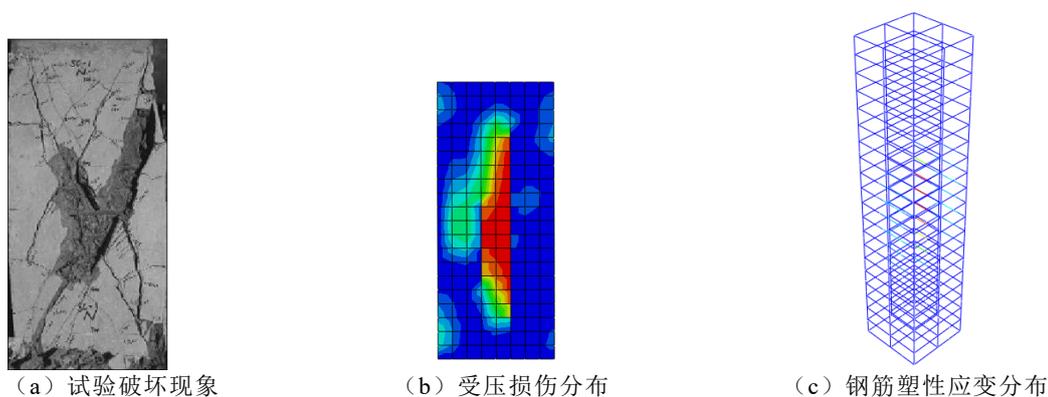


图 10 剪切型破坏形态对应的柱损伤状态

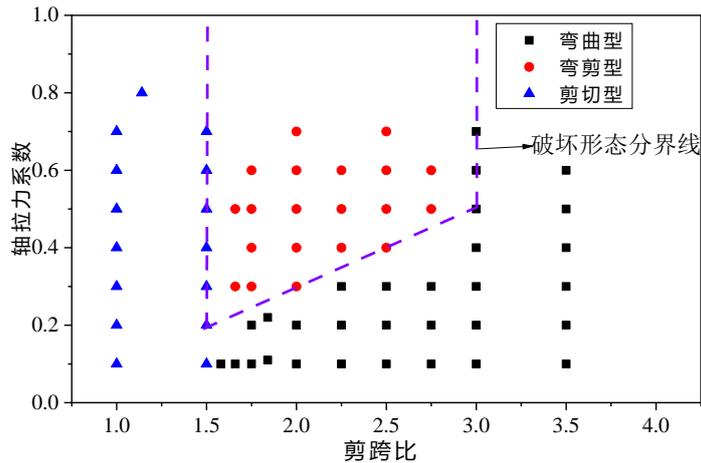


图 11 不同参数对 RC 柱破坏形态的影响

剪跨比和轴压力系数是影响 RC 柱破坏形态的关键因素，经合理设计的 RC 柱，纵筋配筋率和配箍率虽然对损伤出现时刻有一定的影响，但其对 RC 柱破坏形态影响很小，可忽略，剪跨比和轴压力系数对破坏形态的影响如图 11 所示。

5.2.4 弯曲损伤的特点是弯曲产生的水平裂缝早于斜裂缝出现，并很快在端部贯通，斜裂缝的发展不明显，端部错动，混凝土酥裂脱落，导致钢筋失稳构件失效；发生剪切型损伤时斜裂缝先于水平裂缝出现，之后不断扩展加宽，水平裂缝的发展则不明显，梁腹部形成斜向主裂缝导致连梁失效；弯剪型损伤介于前两种之间，斜裂缝与水平裂缝同时分别从梁腹和梁端出现，斜裂缝不断扩展与水平裂缝贯通。

影响连梁抗震性能的主要因素为名义剪压比、剪跨比和剪箍比。尽管剪箍比也会影响连梁的破坏形态，但从材料损伤发展规律分析得到，剪跨比和名义剪压比对不同破坏形态的影响更显著且更具规律性，故以此划分。试验结果及有限元分析表明，连梁的名义剪压比较大时，其变形能力较差，易出现脆性破坏，反之，延性较好。试件 CB03, CB05 和 CB08 的具体参数如表 3 所示，0.06, 0.13 和 0.2 三种名义剪压比连梁对应的数值模拟骨架曲线如图 12 所示。

表 3 不同剪压比连梁各设计参数

试件编号	连梁尺寸(mm) (厚×高×长)	混凝土强度(MPa)	纵筋	屈服强度 (MPa)	剪压比	箍筋	屈服 强度(MPa)	剪箍比
CB03	90×350×500	46.6	4Φ12	306	0.06	Φ6.5@120	325	0.57
CB05	90×350×500	32.4	4Φ12	419	0.13	Φ8@70	285	0.58
CB08	90×350×500	40.7	4Φ16	352	0.2	Φ8@45	285	0.55

试验现象及有限元模拟结果表明，剪跨比是影响连梁抗震性能的重要因素。表 4 给出了剪跨比分别为 1.43 和 3.0 的试件 CB06 和 CB13 的具体参数，两种剪跨比连梁对应的数值模拟骨架曲线如图 13 所示。剪跨比的增加可以明显提高连梁的变形能力，减少连梁发生脆性破坏即剪切破坏的可能。

表 4 不同剪跨比连梁各设计参数

试件编号	连梁尺寸(mm) (厚×高×长)	混凝土强度(MPa)	纵筋	屈服强度 (MPa)	剪压比	箍筋	屈服 强度(MPa)	剪箍比
CB06	90×350×500	34.5	4Φ12	419	0.14	Φ8@90	285	0.73
CB13	90×250×750	32.1	4Φ16	352	0.15	Φ8@75	285	0.72

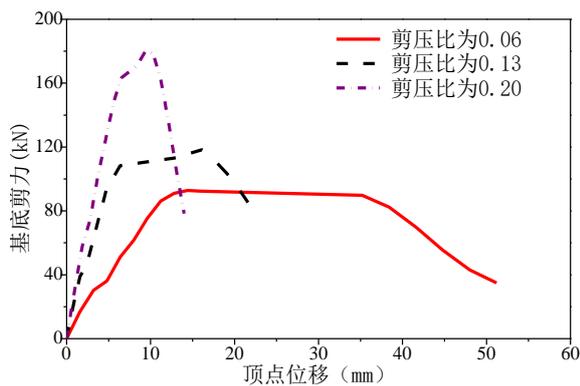


图 12 不同剪压比连梁骨架曲线

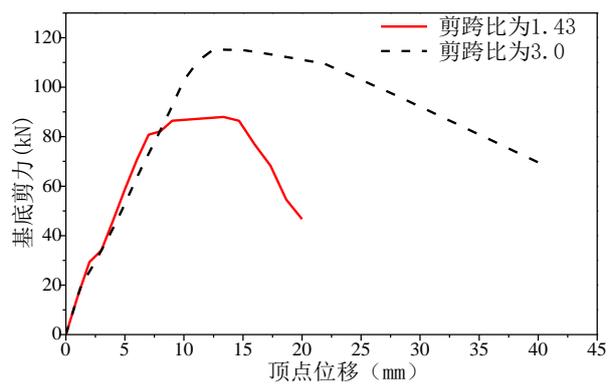


图 13 不同剪跨比连梁骨架曲线

从材料损伤发展规律分析得到剪跨比和名义剪压比对不同破坏形态的影响显著且具规律性，如图 14 所示。近似地用直线划定不同破坏形态的界限，可以得到连梁基于材料损伤信息的破坏形态分类。

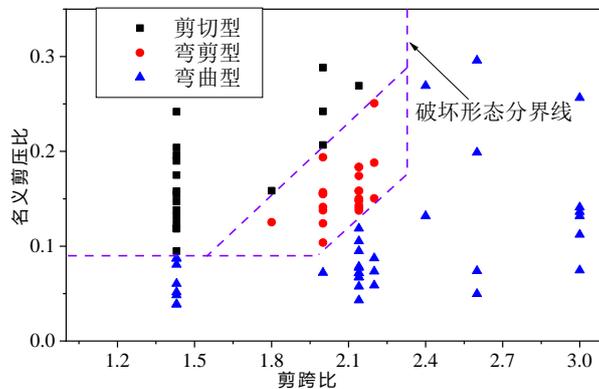


图 14 不同参数对连梁破坏形态的影响

5.2.5 弯曲型损伤对应的框架梁损伤状态的分布为：受压损伤集中在端部，端部纵筋屈服，箍筋未屈服；**弯剪型损伤对应框架梁损伤状态的分布为：**受压损伤集中在梁端部一定区域，斜截面损伤的发展使损伤范围较弯曲型损伤大，纵筋压屈，箍筋屈服。

由于高层建筑混凝土结构柱距较大，框架梁的剪跨比较大，地震作用下框架梁通常发生弯曲型损伤，因此本标准在材料损伤的破坏形态分类基础上，建议选取合适的剪跨比和钢筋与混凝土承载力比值系数 K 值，保证框架梁发生具有足够变形和耗能能力的弯曲型损伤。因此本标准仅针对框架梁弯曲型损伤演化过程的材料损伤发展规律展开说明，并将不满足弯曲型破坏的框架梁应按连梁相应的破坏形态考虑。

影响框架梁抗震性能的主要因素除了剪跨比和纵筋配筋率外，还有一个重要的参数 K 值。本文以试验中框架梁低周往复试验为依据，分析了不同参数对框架梁破坏形态的影响，构件参数如表 5 所示。剪跨比是影响框架梁破坏形态的重要参数，与连梁不同的是，框架梁的剪跨比一般较大，本文设计的梁剪跨比范围为 2~6，从图 15 可以看出剪跨比对框架梁性能影响显著，剪跨比增大，构件延性提高。 K 值表示框架梁在合理配筋情况下，钢筋合力与混凝土界限压力的比值， K 值越大表明弯曲成分越大，构件延性越好，如图 16 所示。纵筋配筋率主要影响框架梁的抗震承载能力，合理的纵筋配筋率对破坏形态的影响相对不明显，如图 17 所示。

表 5 框架梁各设计参数

试件编号	剪跨比	K 值	受拉纵筋	试件编号	剪跨比	K 值	受拉纵筋
FB-1	2	0	2Φ16	FB-22	4	0.2	2Φ40
FB-2	2	0	2Φ20	FB-23	4	0.3	2Φ40
FB-3	2	0	2Φ22	FB-24	4	0.4	2Φ40
FB-4	2	0	2Φ28	FB-25	4	0.5	2Φ40
FB-5	2	0.1	2Φ28	FB-26	4	0.6	2Φ40
FB-6	2	0.2	2Φ28	FB-27	4	0.7	2Φ40
FB-7	2	0.3	2Φ28	FB-28	4	0.8	2Φ40
FB-8	2	0.2	2Φ40	FB-29	6	0	2Φ16
FB-9	2	0.3	2Φ40	FB-30	6	0	2Φ20
FB-10	2	0.4	2Φ40	FB-31	6	0	2Φ22
FB-11	2	0.5	2Φ40	FB-32	6	0	2Φ28
FB-12	2	0.6	2Φ40	FB-33	6	0.1	2Φ28
FB-13	2	0.7	2Φ40	FB-34	6	0.2	2Φ28
FB-14	2	0.8	2Φ40	FB-35	6	0.3	2Φ28
FB-15	4	0	2Φ16	FB-36	6	0.2	2Φ40
FB-16	4	0	2Φ20	FB-37	6	0.3	2Φ40
FB-17	4	0	2Φ22	FB-38	6	0.4	2Φ40
FB-18	4	0	2Φ28	FB-39	6	0.5	2Φ40
FB-19	4	0.1	2Φ28	FB-40	6	0.6	2Φ40
FB-20	4	0.2	2Φ28	FB-41	6	0.7	2Φ40
FB-21	4	0.3	2Φ28	FB-42	6	0.8	2Φ40

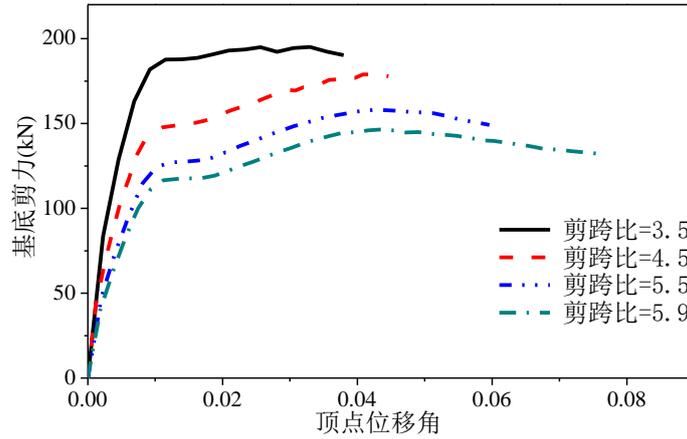


图 15 不同剪跨比框架梁骨架曲线

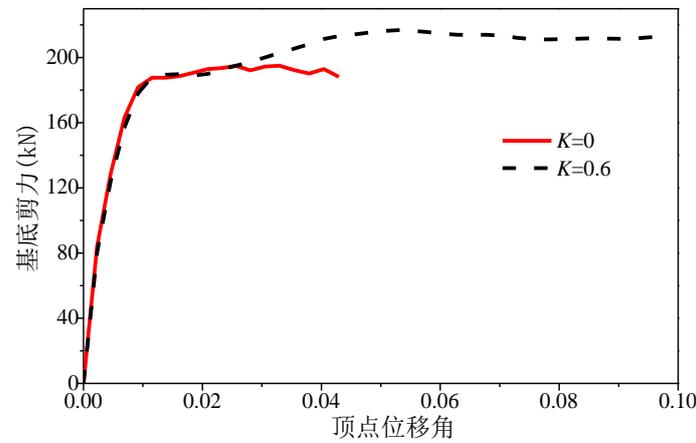


图 16 不同 K 值框架梁骨架曲线

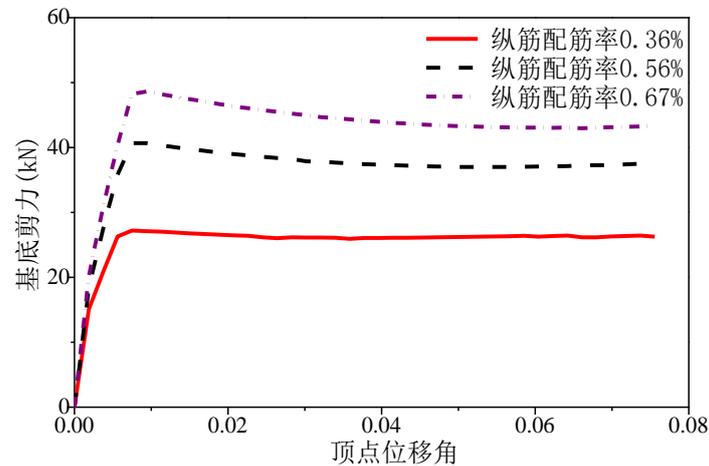


图 17 不同纵筋配筋率框架梁骨架曲线

通过有限元模拟分析框架梁损伤发展演化过程及总结文献试验破坏现象将剪跨比较大的框架梁破坏形态分为弯曲型破坏和弯剪型破坏两类。图 18 给出弯曲型破坏形态对应的框架梁损伤状态的分布，受压损伤集中在端部，端部纵筋屈服，箍筋未屈服，符合弯曲破坏的特点，与试验结果吻合较好。图 19 给出弯剪型破坏形态对应框架梁损伤状态的分布，受压损伤集中在梁端部一定区域，斜截面损伤的发展使损伤范围较弯曲型破坏大，纵筋压屈，箍筋屈服，与试验结果吻合较好。

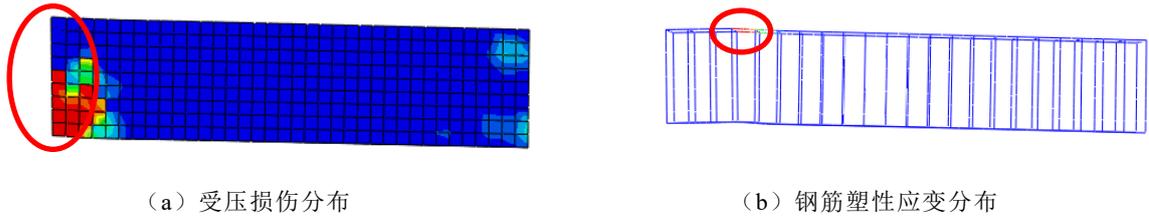


图 18 弯曲型破坏形态对应的框架梁损伤状态



图 19 弯剪型破坏形态对应的框架梁损伤状态

剪跨比和 K 值是影响框架梁失效模式的关键因素，纵筋配筋率对损伤出现时刻有一定的影响，对损伤发展规律对应的失效模式影响不明显，各参数对失效模式的影响如图 20 所示。

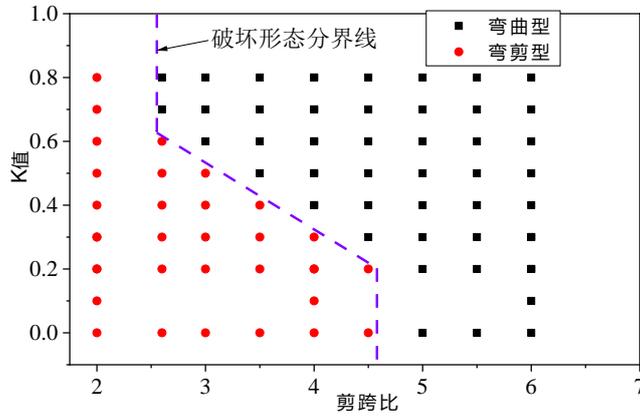


图 20 不同参数对框架梁破坏形态的影响

5.3 损伤指标计算

5.3.1 可近似认为在各阶段内，起控制作用的墙肢损伤指标近似呈线性增长。本标准中损伤指标值的计算，以该值在各阶段内随损伤指标值线性变化为前提。

对于弯曲型破坏，墙肢第一性能阶段由完好到边缘出现受拉损伤，起控制作用的损伤指标为 D_{tn} 。在轻微、轻度损坏阶段内 D_{tn} 不断增大， D_{cfm} 开始出现但处于较小的阶段，因此对该阶段内起控制作用的损伤指标仍为 D_{tn} 。由于轻微与轻度破坏的临界状态不明显，因此轻微、轻度破坏计算指标一致。轻度损坏阶段结束时刻，相同破坏形态的 D_{tn} 值随轴压力系数及剪跨比变化有所差别，如图 21 所示。本标准通过对大量墙肢有限元分析得到轻度损坏阶段结束时刻 D_{tn}^i 的取值，见表 5.3.1。墙肢在中度损坏阶段内， D_{cfm} 的发展和累积是引起墙肢性能退化的原因。在比较严重损坏阶段内，初始时刻 D_{cfm} 已经达到极限值， \bar{D}_{cm} 的累积是引起墙肢性能退化的原因。

对于剪切型破坏，墙肢第一性能阶段由完好到边缘出现受拉损伤起控制作用的损伤指标为 D_{tn} ，在轻微、轻度损坏阶段内 D_{tn} 不断增大，对该阶段内起控制作用的损伤指标仍为 D_{tn} 。中度损坏阶段过后由于脆性破坏，比较严重损坏阶段位移相对较小，因此为了简化计算，中度损坏与比较严重损坏阶段损伤指标表达式一致。

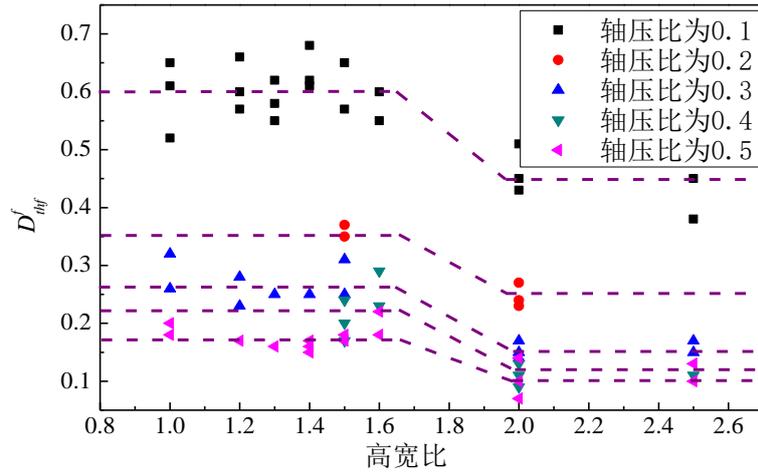


图 21 D_{th}^f 取值与设计参数之间的关系

5.3.3 对 RC 柱弯曲线破坏形态损伤演化过程起控制作用的损伤指标为 $D_{c-0.5h}$ ，经过大量模拟分析并借鉴国内外学者对弯曲线破坏 RC 柱破坏区域的描述，该指标可以较好的反映构件的损伤程度及损伤发展的阶段性变化。如图 22 所示， D_{c-h} 表示为由端部沿柱轴向一倍截面高度范围材料损伤平均值，其他指标意义相同。该范围从小到大损伤值由小变大，当取 0.5 倍截面高度范围时值最大，随后损伤值由大变小。 $D_{c-0.5h}$ 值大小不仅合理反映了构件的损伤程度，且其阶段性变化规律较好的反映了构件性能的阶段性特点。

对于弯剪型损伤指标为 $D_{c-0.83h}$ ，该指标可以较好的反映柱发生弯剪型破坏过程中损伤发展的阶段性变化和构件的损伤程度。如图 23 所示， D_{c-h} 表示为由端部沿柱轴向一倍截面高度范围材料损伤平均值，其他指标意义相同。该范围从小到大损伤值由小变大，当取 0.83 倍截面高度范围时值最大，随后损伤值由大变小， $D_{c-0.83h}$ 取值大小合理反映了构件的损伤程度，且其阶段性变化规律较好的反映了构件性能的阶段性特点。

对于剪切型破坏，对柱性能起控制作用的材料损伤为产生于构件中部并沿斜截面向两端发展的材料损伤。本标准基于材料损伤定义了能够反应构件损伤演化过程各阶段损伤发展及性能退化物理意义的损伤指标 D_{c-cor} 。该指标可以较好的反映柱发生剪切型破坏过程中损伤发展的阶段性变化和构件的损伤程度。

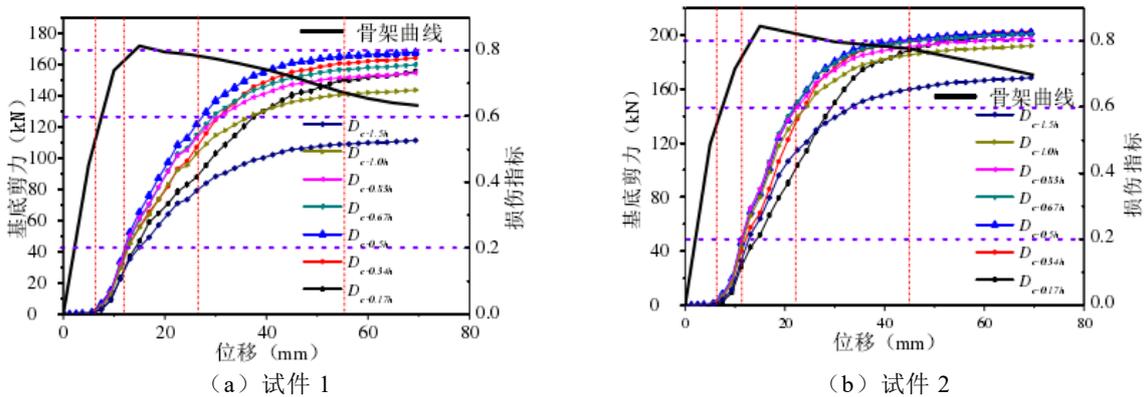


图 22 弯曲线破坏 RC 柱不同损伤指标演化过程

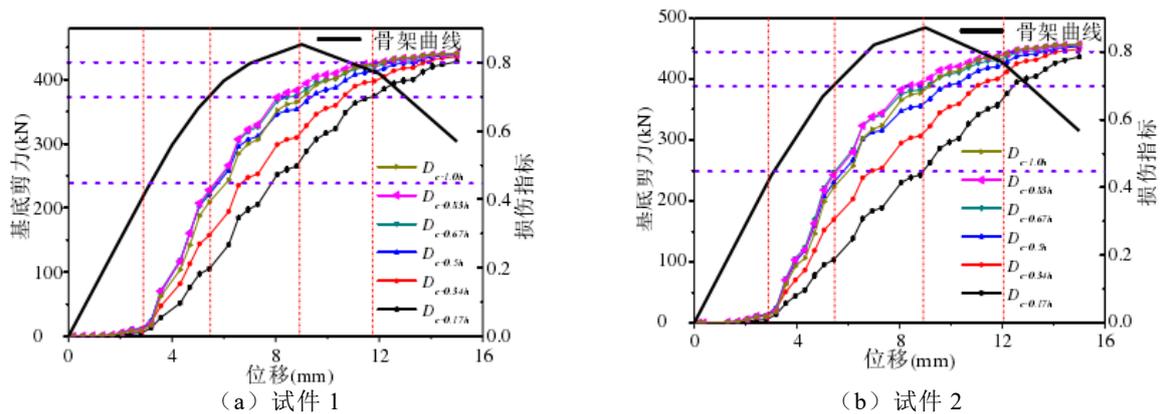


图 23 弯剪型破坏 RC 柱不同损伤指标演化过程

5.3.4 对于连梁弯曲线破坏，第一性能阶段由完好到边缘出现受拉损伤起控制作用的损伤指标为 \bar{D}_{tr} ，连梁在轻微、轻度损坏阶段内 \bar{D}_{tr} 不断增大到某值是保持稳定，此时 \bar{D}_{cco} 开始出现，因此对该阶段其控制作用的损伤指标为 \bar{D}_{tr} 和 \bar{D}_{cco} 。连梁在中度损坏阶段内 \bar{D}_{cco} 的发展和累积是引起连梁性能退化的原因。在比较严重损坏阶段内，初始时刻 \bar{D}_{cco} 已经达到峰值， \bar{D}_{ce} 的累积是引起连梁性能退化的原因。

对于连梁剪切型损伤，第一性能阶段由完好到边缘出现受拉损伤起控制作用的损伤指标为 \bar{D}_{tr} ，连梁在轻微、轻度损坏阶段内 \bar{D}_{tr} 不断增大到某值是保持稳定，此时 D_{cc} 开始出现，此时 D_{cc} 相对 \bar{D}_{tr} 很小，因此对该阶段起控制作用的损伤指标为 \bar{D}_{tr} 。为了安全及简化计算，将剪切型破坏的中度损坏和比较严重损坏阶段计算指标保持一致，该阶段内 D_{cc} 的发展和累积是引起连梁性能退化的原因。

对于连梁弯剪型损伤，第一性能阶段由完好到边缘出现受拉损伤起控制作用的损伤指标为 \bar{D}_{tr} 。连梁在轻微、轻度损坏阶段内 \bar{D}_{tr} 不断增大到某值时保持稳定，此时 \bar{D}_{cco} 开始出现，因此对该阶段其控制作用的损伤指标为 \bar{D}_{tr} 和 \bar{D}_{cco} 。连梁发生弯剪型破坏时，中等损伤和比较严重损伤阶段经历的位移相对较短，为了安全及简化计算，将剪切型破坏的中度损坏和比较严重损坏阶段计算指标保持一致，该阶段内 D_{cc} 、 \bar{D}_{cco} 的发展和累积是引起连梁性能退化的原因。

5.4 构件性能状态评价

本标准基于材料损伤信息定义了构件的损伤指标 D ， D 的取值范围统一为 0~0.9。

附录 A 标准地震作用

本标准推荐的标准地震作用，基于地震动频谱、持时、幅值三大特性，综合考虑基于弹塑性阶段内力重分布的组合侧向分布模式、循环往复位移历程、不同地震水准适用性三方面，对目前弹塑性静力分析方法进行改进，提出基于多阶段振型荷载组合的标准地震作用，反映不同水准地震作用下结构真实响应，完善现有的抗震分析手段，用于结构弹塑性阶段性能评价。

附录 B 初始等效抗侧刚度简化计算方法

本标准提供了部分典型结构的初始等效抗侧刚度简化计算方法，可供设计人员选择使用，与现行的国家和深圳市地方标准并不冲突。

附录 C 纤维梁柱单元与分层壳单元、材料本构

结构抗震性能评价是判断结构是否满足抗震性能目标的科学方法，需要根据小震、中震、大震的各自要求，从材料角度出发，在对构件、结构的性能进行定量弹塑性分析的基础上，预测并控制材料、构件和结构在真实地震作用下的破坏程度。为实现结构性能化评价，需要准确预测结构在地震作用下的损伤发展历程，通过量化指标评估可能的损伤程度。当前，利用纤维梁柱单元、分层壳单元建立有限元模型后对结构进行地震作用下的弹塑性时程分析并提取损伤信息，能够在计算中兼顾计算效率和计算精度，克服实体模型分析费时和传统梁单元模型损伤信息缺失的缺点，是评价结构损伤程度的有效途径之一。