



T/CECS ×××-20××

中国工程建设标准化协会标准

复杂高层建筑混凝土结构抗震设计标准

Standard for seismic design of complex high-rise concrete
structures

（征求意见稿）

××××出版社

中国工程建设标准化协会标准

复杂高层建筑混凝土结构抗震设计标准

Standard for seismic design of complex high-rise concrete structures

主编单位： 中国建筑科学研究院有限公司

批准部门： 中国工程建设标准化协会

施行日期： 20××年××月××日

××××出版社

202X 北 京

前 言

根据中国工程建设标准化协会《关于印发<2022 年第二批协会标准制订、修订计划>的通知》（建标协字[2022]40 号）的要求，标准编制组经广泛调查研究，认真总结工程实践经验，参考有关国内外先进标准，并在广泛征求意见的基础上，制订本标准。

本标准共分为 7 章和 4 个附录，主要技术内容包括：总则、术语和符号、基本规定、地震作用、结构计算分析方法、基于预设屈服模式的抗震性能化设计方法、变形能力设计方法等。

本标准的某些内容可能直接或间接涉及专利，本规程的发布机构不承担识别这些专利的责任。

本标准由中国工程建设标准化协会结构设计基础专业委员会归口管理，由中国建筑科学研究院有限公司负责具体内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请寄送解释单位（地址：北京市北三环东路 30 号；邮政编码：100013）。

主编单位：

参编单位：

主要起草人：

主要审查人：

目 次

1 总 则	8
2 术语和符号	9
2.1 术语.....	9
2.2 符号.....	9
3 基本规定	11
3.1 一般规定.....	11
3.2 复杂高层建筑混凝土结构的判定.....	11
3.3 抗震概念设计.....	11
4 地震作用	13
4.1 一般规定.....	13
4.2 场地影响和地基基础.....	13
4.3 地震影响系数.....	14
4.4 地震动的选取.....	14
5 结构计算分析方法	16
5.1 一般规定.....	16
5.2 分析模型.....	16
5.3 弹性分析.....	18
5.4 等效线性化分析.....	18
5.5 弹塑性分析.....	18
6 基于预设屈服模式的抗震性能化设计方法	20
6.1 一般规定.....	20
6.2 承载力抗震性能化设计方法.....	20
6.3 刚度折减系数和附加阻尼比.....	21
6.4 构件设计方法.....	22
7 变形能力设计方法	24
7.1 一般规定.....	24
7.2 构件延性需求确定方法.....	24
7.3 箍筋设计.....	27
附录 A 地震动加速度记录.....	29
附录 B 混凝土本构模型.....	32
B.1 混凝土单轴本构模型	32
B.2 约束混凝土单轴本构模型	34
B.3 混凝土塑性损伤本构模型	36

附录 C 钢筋、钢材本构模型.....	40
C.1 钢筋、钢材单轴本构模型.....	40
C.2 钢板塑性本构模型.....	41
附录 D 构件刚度折减系数.....	43
D.1 构件刚度折减系数参考值.....	43
D.2 构件刚度折减系数计算方法.....	43
本标准用词说明	47
引用标准名录	48

CONTENTS

1 General provisions	8
2 Terms and symbols	9
2.1 Terms.....	9
2.2 Symbols.....	9
3 Basic requirements.....	11
3.1 General requirements	11
3.2 Identification of complex high-rise concrete structures.....	11
3.3 Conceptual design of earthquake-resistant	11
4 Earthquake action	13
4.1 General requirements	13
4.2 Site effects and Base	13
4.3 Seismic influence coefficient.....	14
4.4 Selection of ground motions	14
5 Structural analysis methods	16
5.1 General requirements	16
5.2 Analysis model.....	166
5.3 Elastic analysis.....	188
5.4 Equivalent linearization analysis	188
5.5 Elasto-Plastic analysis.....	188
6 Performance-based seismic design method of predetermined yield mode.....	20
6.1 General requirements	20
6.2 Strength-Based performance design method	20
6.3 Stiffness reduction factor and additional damping ratio	21
6.4 Component design method	22
7 Design method of deformation capacity	24
7.1 General requirements	24
7.2 Determination method of component ductility demand	24
7.3 Transverse reinforcement design	27
Appendix A Ground motion acceleration records.....	29
Appendix B Concrete constitutive models	32
B.1 Uniaxial constitutive model for concrete	32
B.2 Uniaxial constitutive model for confined concrete	34
B.3 Plastic damage constitutive model for concrete	36
Appendix C Reinforcement and steel constitutive models.....	40
C.1 Uniaxial constitutive model for reinforcement and steel	40
C.2 Plastic constitutive model for steel plates	41
Appendix D Component stiffness reduction factors.....	43

D.1 Reference values for stiffness reduction factors	43
D.2 Calculation methods for stiffness reduction factors.....	43
Explanation of Wording in this standard.....	47
List of quoted standards	48

1 总 则

1.0.1 为了贯彻执行国家有关建筑工程防震减灾的法律法规,使复杂建筑结构设计做到安全适用、技术先进、经济合理,制定本标准。

1.0.2 本标准适用于抗震设防烈度为 6~9 度地区的新建复杂高层建筑混凝土结构的抗震性能化设计,其他不规则的或采用新技术、新体系的高层建筑混凝土结构可参照本标准执行。

1.0.3 复杂高层建筑混凝土结构抗震性能化设计,除应符合本标准的规定外,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 复杂高层建筑混凝土结构 complex high-rise concrete structure

结构高度超过最大适用高度或结构布置特别不规则的高层建筑混凝土结构。

2.1.2 预设屈服模式 predetermined yield mode

在性能化设计中，基于结构体系及构件层面的性能目标，预先设定的结构在预期地震水准作用下的屈服机制。

2.1.3 等效线性化 equivalent linearization

通过选择适当的线性系统参数，如刚度、阻尼等，使线性系统与非线性系统的响应尽可能接近。

2.1.4 变形能力设计 deformation capacity design

通过合理的设计和构造措施，使结构构件具有足够的变形和耗能能力，避免结构构件因无法承受预期发生的变形而失去竖向承载能力，并引发结构倒塌。

2.2 符号

2.2.1 作用效应

S_{Eh} 、 S_{Evk} —— 水平、竖向地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数，根据部分弹塑性分析结果指定构件刚度折减系数及结构阻尼比；

2.2.2 地震和地震动

I —— 地震烈度；

T_g —— 特征周期

2.2.3 计算系数

α —— 水平地震影响系数；

$\alpha_{\max}$ —— 水平地震影响系数最大值

γ_G 、 γ_{Eh} 、 γ_{Ev} —— 作用分项系数

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 复杂高层建筑混凝土结构设计应结合结构重要性和复杂性,进行抗震性能化设计,通过基于预设屈服模式的设计方法和变形能力设计方法控制结构和构件在不同地震水准下的破坏和变形程度。

3.1.2 复杂高层建筑混凝土结构抗震性能化设计,应包括结构体系、关键构件、耗能部位、关键节点等性能化设计内容,且应根据设防标准和建设需求,制定明确的抗震性能目标。

3.2 复杂高层建筑混凝土结构的判定

3.2.1 复杂高层建筑混凝土结构应根据抗震设防烈度、结构类型、结构高度及结构不规则程度综合判定。

3.2.2 当满足下列条件之一时,可判定为复杂高层建筑混凝土结构:

- 1** 结构高度超过国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中钢筋混凝土结构体系的最大适用高度;
- 2** 建筑结构布置符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中所规定的特别不规则情形。

3.3 抗震概念设计

3.3.1 建筑竖向和水平布置符合规则性要求,具有合理的刚度和承载力分布,避免出现薄弱层。

3.3.2 结构体系应符合下列要求:

- 1** 具有明确、合理的竖向荷载、风荷载及地震作用传递途径;
- 2** 具有足够的承载力、稳定性,合适的刚度、必要的变形和耗能能力、合理的屈服机制;
- 3** 宜有多道抗震防线,避免因部分结构或构件的破坏而导致整个结构体系丧失承载能力;
- 4** 对可能出现的薄弱层或软弱层,应采取有效措施予以加强。

3.3.3 结构构件应符合下列要求:

1 同一节点柱的抗弯能力宜大于梁的抗弯能力，使塑性铰首先出现在梁端，避免柱先于梁破坏；

2 构件的抗剪承载力应大于构件抗弯承载力，防止梁、柱和抗震墙底部在弯曲屈服前出现剪切破坏；

3 节点的承载力应高于相连构件的承载力，避免节点区域发生破坏；

4 通过设计使塑性铰出现在合理的位置，便于能量耗散和损伤控制。

3.3.4 通过合理的抗震构造措施，应保证结构构件具有足够的变形能力，防止结构发生脆性破坏。

4 地震作用

4.1 一般规定

4.1.1 高层建筑结构的地震作用，应符合下列规定：

1 一般情况下，应至少按建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。

2 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。

3 复杂高层建筑应计入双向水平地震作用下的扭转影响。

4 8 度及 8 度以上设防烈度时的复杂高层建筑，应计算竖向地震作用。

4.1.2 高层建筑结构应根据不同情况，分别采用下列地震作用计算方法：

1 高层建筑结构的多遇地震作用宜采用振型分解反应谱法；对质量和刚度不对称、不均匀的结构以及高度超过 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 7~9 度抗震设防的复杂高层建筑，应采用弹性时程分析法进行多遇地震下的补充计算。

3 高层建筑结构的设防烈度地震作用或罕遇地震作用计算时，应首先采用弹塑性时程分析确定相应地震水准下构件的刚度折减系数，然后基于刚度折减的等效线性化模型，采用振型分解反应谱法计算构件内力并进行配筋设计。

4 振型分解反应谱法的地震影响系数应符合本标准第 4.3 节的规定

4.1.3 进行结构时程分析时，地震动选取应符合本标准第 4.4 节的规定。

4.2 场地影响和地基基础

4.2.1 选择高层建筑场地时，应避开对抗震不利的地段；当无法避开时，应采取有效措施，使建筑物在地震时不致由于地基失效而破坏，或者产生过量下沉或倾斜。

4.2.2 地基和基础设计应符合下列要求：

1 同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上。

2 同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基；当采用不同基础类型或基础埋深显著不同时，应根据地震时两部分地基基础的沉降差异，在基础、上部结构的相关部位采取相应措施。

3 地基为软弱粘性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时，应根据地震时地基不均匀沉降和其它不利影响，采取相应的措施。

4.3 地震影响系数

4.3.1 建筑结构的地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以及阻尼比确定。其水平地震影响系数最大值应按表 4.3.1-1 采用；特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表 4.3.1-2 采用，计算罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05s。

表 4.3.1-1 水平地震影响系数最大值

地震影响\设防烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32
设防烈度地震	0.12	0.23 (0.34)	0.45 (0.68)	0.90
罕遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

注：括号中数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

表 4.3.1-2 特征周期表 (s)

设计地震分组	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

4.3.2 建筑结构地震影响系数曲线，以及阻尼调整和形状参数应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

4.3.3 对设计使用年限超过 50 年的结构，宜考虑实际需要和可能，经专门研究后对地震作用适当调整。

4.4 地震动的选取

4.4.1 多遇地震、设防烈度地震和罕遇地震时程分析所用地震加速度时程的最大值，可按表 4.4.1 确定。

表 4.4.1 时程分析所用地震加速度时程的最大值 (cm/s²)

地震影响\设防烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35 (55)	70 (110)	140
设防烈度地震	50	100 (150)	200 (300)	400

罕遇地震	125	220 (310)	400 (510)	620
------	-----	-----------	-----------	-----

注：括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

4.4.2 采用时程分析时，地震动输入应符合下列规定：

1 应选用不少于 3 组符合建筑场地类别和设计地震分组的地震加速度时程曲线；宜采用不少于 7 组加速度时程曲线，其中实际强震记录的数量不应少于总数的 2/3；当取 3 组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程法的包络值；当取 7 组及 7 组以上的时程曲线时，计算结果可取时程法的平均值。

2 人工模拟时程曲线，应采用工程场地的设计谱作为目标谱合成的时程，反应谱与目标谱在各周期点上的取值偏差不宜大于 10%；

3 当选取 3 条地震动时，应至少 1 条按附录 A 选取实际强震记录，当选取不少于 7 条地震动时，应至少 2 条按附录 A 选取实际强震记录。

4.4.3 对处于发震断裂两侧 10km 以内的结构，罕遇地震反应分析时应考虑近断层效应的影响，应将地震动加速度时程峰值乘以增大系数，5km 以内宜取 1.5，5km 以外可取不小于 1.25。

4.4.4 采用弹塑性分析进行抗震计算时，地震动输入应符合下列规定：

1 宜采用双向或三向地震动输入；

2 当采用多向地震动输入时，各方向地震加速度峰值比例可按水平主方向：水平次方向：竖向=1:0.85:0.65 进行调整；

3 地震波调幅原则应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

5 结构计算分析方法

5.1 一般规定

5.1.1 复杂高层建筑混凝土结构的抗震性能化设计，宜根据结构的地震水准、结构复杂情况及程度、评判标准及预期破坏等情况，建立弹性或弹塑性分析模型并采用合适的分析方法。

5.1.2 复杂高层建筑混凝土结构的抗震分析，当整体结构总体处于弹性受力状态时可采用弹性分析；当部分构件进入一定程度的非线性，关键构件总体弹性并对关键构件进行承载力复核时可采用等效弹性分析。

5.1.3 结构分析中应采用合适的阻尼参数，并符合以下规定：

- 1 多遇地震下的弹性计算可采用相关规范规定的结构阻尼比。
- 2 罕遇地震下的弹塑性分析可采用瑞利阻尼等阻尼参数，结构阻尼比宜采用多遇地震下的阻尼比。
- 3 罕遇地震下将构件塑性耗能折算到结构等效附加阻尼比中进行等效弹性分析时，等效附加阻尼比可根据结构体系和材料类型在弹性分析阻尼比的基础上附加阻尼比 0.02~0.04。
- 4 设置速度型阻尼器的结构，宜按阻尼器及其支撑构件的实际刚度与耗能参数建模并进行动力分析；当采用静力分析时，应充分论证附加等效阻尼的准确性。

5.1.4 罕遇地震作用下的弹塑性分析中，应以竖向荷载施加完毕后的状态作为初始条件，必要时还应进行施工模拟加载计算。

5.2 分析模型

5.2.1 复杂高层建筑混凝土结构的抗震分析，其计算模型的单元类型、材料特性、构件尺寸、节点构造、边界条件、支座刚度、楼层质量等均应与设计条件相符。

5.2.2 等效线性化分析时，应计入混凝土开裂引起的构件刚度折减影响，变形较大时应同时计入钢筋或钢材进入塑性引起的刚度折减。

5.2.3 弹塑性抗震分析时，应选用考虑材料弹塑性和几何非线性的单元模型：

- 1 弹塑性构件可采用基于材料或基于构件的非线性模型，必要时应与构件的实际非线性性能进行对比验证；
- 2 框架梁、框架柱和支撑可采用纤维模型，框架梁和框架柱也可采用塑性铰

模型；

3 剪力墙可采用非线性分层壳模型，简化分析时也可采用多连杆纤维模型，连梁应合理计算抗弯和抗剪承载力，对跨高比较小的连梁应考虑抗剪与抗弯承载力的耦合影响；

4 巨柱等大尺度构件可采用实体单元或壳元进行模拟，并保持与梁单元或壳单元在连接处变形协调性；

5 钢筋混凝土及组合构件应准确考虑钢筋和型钢的布置，材料应采用合理的本构模型；钢筋混凝土构件宜考虑箍筋约束作用的影响；预应力混凝土构件的预应力筋应符合实际非线性性能，并考虑预应力张拉的影响；

6 混凝土单轴本构模型，不考虑约束效应时，可按本标准第 B.1 节的规定采用，考虑约束效应时，可按本标准第 B.2 节的规定采用；混凝土多轴本构模型可按本标准第 B.3 节的规定采用；钢筋、钢材单轴本构模型可按本标准第 C.1 节的规定采用，多轴本构模型可按本标准第 C.2 节的规定采用；

7 当节点性能明显地影响到结构抗震性能时，应对节点性能进行合理的模拟；

8 消能减震构件、隔震支座应选用能够准确模拟产品非线性受力、滞回性能的单元类型。

5.2.4 弹塑性分析时，速度型阻尼器应按阻尼参数进行直接建模，并考虑支撑长度和截面等子结构的实际刚度和变形影响，且宜采用直接积分法进行动力计算。当采用基于振型分解反应谱法的弹性分析时，其等效阻尼比应进行合理评估。

5.2.5 弹塑性分析时，应结合单元类型与特点，对构件进行合理的单元网格划分，以保证计算精度。

5.2.6 弹性分析时，普通楼层的楼板可采用整层刚性楼板或分块刚性楼板的假定。对于转换层、加强层和桁架弦杆所在楼层，进行结构整体指标计算时宜采用弹性楼板假定；进行构件承载力验算时应采用弹性楼板假定，且宜对弹性楼板刚度进行适当的折减。

5.2.7 弹塑性分析时，普通楼层的楼板可采用弹性壳单元。转换层、加强层楼板、楼板面内刚度明显削弱的楼板、形成细腰形楼板及其他复杂受力区域的楼板应采用弹塑性模型，也可不考虑楼板面内刚度贡献。

5.2.8 复杂结构的弹塑性模型，其质量分布、周期、振型等应与多遇地震弹性分析结果一致，必要时尚应建入地下室。

5.2.9 复杂结构整体抗震分析后，对关键构件和重要节点可采用三维实体单元或

壳体单元进行子结构有限元分析,并保证其边界条件和荷载作用与在结构整体中具有相同的受力状态。

5.3 弹性分析

5.3.1 采用振型分解反应谱法和振型叠加时程分析法进行抗震分析时,选取的振型数量应满足振型参与质量不小于结构总质量的 90%。

5.3.2 多遇地震弹性分析时,可采用构件的弹性刚度进行计算,连梁按相关规范规定考虑适当的刚度折减。

5.4 等效线性化分析

5.4.1 当进行设防地震或罕遇地震作用下构件抗震承载力设计时,可采用等效线性化反应谱分析。

5.4.2 采用等效线性分析法进行抗震计算时,应根据预设屈服模式,对于允许屈服的构件,应综合考虑混凝土开裂和损伤、钢筋或钢材塑性变形等情况,确定构件刚度折减系数。构件刚度折减系数取值可参考本标准附录 B 的有关规定。

5.4.3 采用等效线性分析法进行抗震计算时,可根据弹塑性分析的结果合理确定整体结构非线性耗能产生的等效附加阻尼比,并与结构原有阻尼叠加后作为反应谱分析的阻尼比。

5.4.4 罕遇地震等效线性分析时,不宜考虑楼板对构件的刚度放大作用。

5.5 弹塑性分析

5.5.1 复杂高层建筑混凝土结构宜采用动力时程方法进行弹塑性分析,当采用静力弹塑性推覆分析方法时,应采用多种侧向力分布模式考虑高阶振型的影响并对计算破坏模式的合理性进行充分判断。

5.5.2 动力弹塑性分析可采用瑞利阻尼、等效振型阻尼或其他简化阻尼参数。

5.5.3 动力弹塑性分析时,可采用隐式或显式积分方法进行求解。采用隐式积分法求解时,指定的分析时间步长不宜大于 0.02 s。采用显式积分法求解时,分析时间步长应满足显式计算时的稳定性要求。

5.5.4 动力弹塑性分析时需交换主、次分量的输入方向后再次计算,至少通过两

次计算分别考察两个方向的响应。

5.5.5 动力弹塑性分析的输出结果应包含内力、位移、应力、应变及能量等指标，以及时程曲线、滞回曲线。当需进行较为准确的等效弹性分析作为配筋依据时，弹塑性分析的结果还应提供平均意义上构件刚度退化系数和等效附加阻尼比。

5.5.6 动力弹塑性分析时，应对变形控制模式的构件依据其塑性变形情况进行综合的抗震性能评价，对力控制模式的构件进行承载力评价，并与拟定的抗震性能目标进行比对，以评估整体结构和构件是否满足预期的抗震性能目标。

6 基于预设屈服模式的抗震性能化设计方法

6.1 一般规定

6.1.1 性能目标的选定应满足下列规定：

- 1 应针对不同的地震水准选定结构的性能目标。地震水准至少应包括小震、中震、大震，还可采用需要的指定强度地震。
- 2 根据结构方案的传力特点，在不同地震水准下选用各自适宜的结构屈服模式；
- 3 在指定的地震水准下，结构构件分为预设不屈服构件、指定屈服程度构件、非指定屈服程度构件；
- 4 构件在不同地震水准下的性能目标取决于选定的结构屈服模式及构件分类；
- 5 构件的性能目标包括弹性、不屈服、满足抗剪截面设计要求。预设不屈服构件承载力应满足不屈服或弹性，可屈服耗能构件应满足抗剪截面设计要求。也可指定部分构件的屈服程度。
- 6 结构在罕遇地震作用下应具有足够的变形能力和承载能力，满足现行规范的有关规定。

6.1.2 结构计算应采用符合结构实际受力特性的力学模型，计算中宜结合楼板的设计性能目标，确定是否考虑楼板对结构整体受力的影响。

6.2 承载力抗震性能化设计方法

6.2.1 采用基于预设屈服模式的抗震性能化设计方法时，可按图 6.2.1 所示流程进行设计。

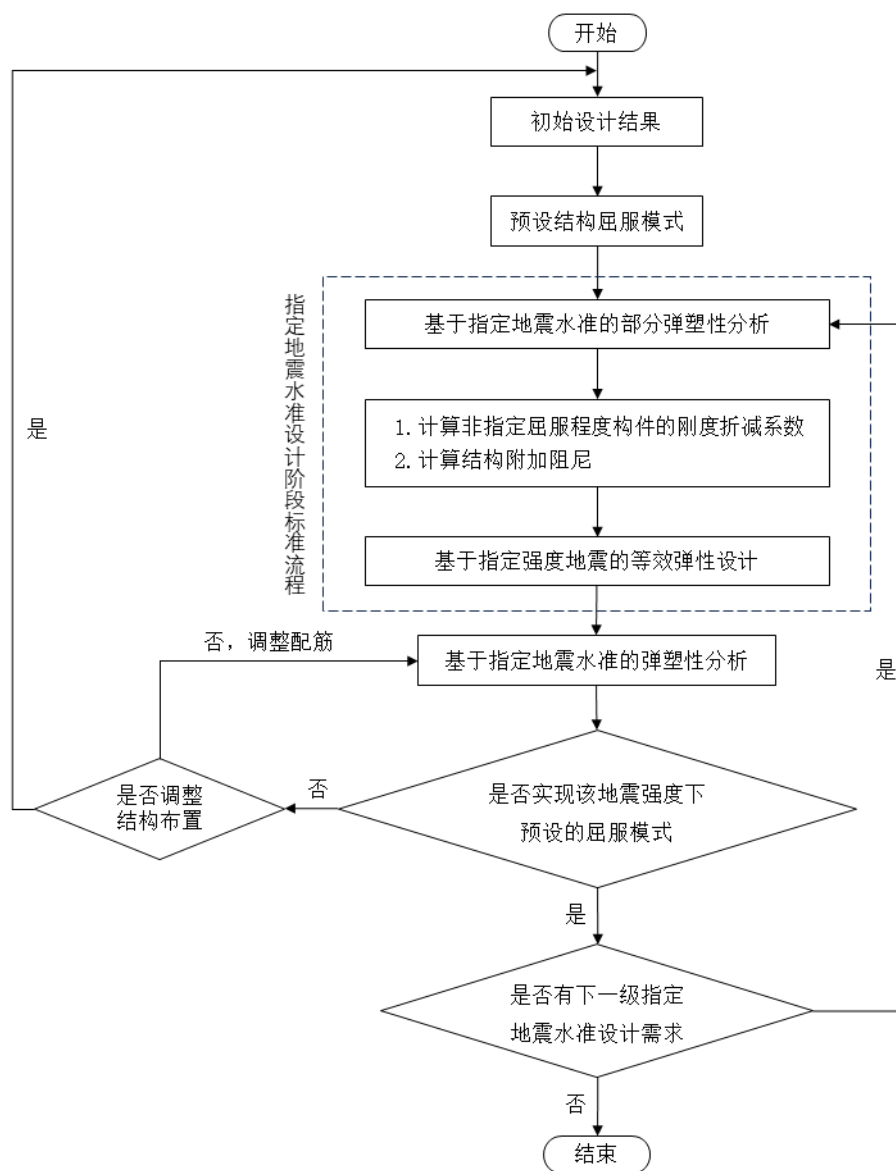


图 6.2.1 设计流程

6.2.2 可根据需要对设计完成后的结构补充弹塑性分析，校核构件的性能目标。

6.3 刚度折减系数和附加阻尼比

6.3.1 指定屈服程度构件的刚度折减系数取值可依据结构类型、屈服模式等因素，采用工程师认可的值，也可参考本标准附录 B.1。

6.3.2 非指定屈服程度构件的刚度折减系数可通过指定强度地震的部分弹塑性分析获得，可参考本标准附录 B.2 公式计算。

6.3.3 构件刚度折减系数取值不宜过小，水平构件不应丧失竖向承载力。

6.3.4 等效弹性分析时，结构附加阻尼比可通过弹塑性分析按下式计算，也可采用能量积分法获得。

$$\xi_a = \frac{E_D}{4\pi E_s} \quad (6.3.4)$$

式中： ξ_a —— 结构附加阻尼比；
 E_D —— 滞回阻尼耗能；
 E_s —— 结构最大应变能。

6.4 构件设计方法

6.4.1 不同抗震性能目标的构件设计方法如下：

1 弹性设计时，构件的抗震承载力应符合式 6.4.4-1 的规定，其中：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (6.4.1-1)$$

式中： S_{Ehk} —— 水平地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数，根据部分弹塑性分析结果指定构件刚度折减系数及结构阻尼比；
 S_{Evk} —— 竖向地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数，根据部分弹塑性分析结果指定构件刚度折减系数及结构阻尼比

2 不屈服设计时，构件的抗震承载力应符合式（6.4.1-2）的规定；水平长悬臂结构和大跨度结构尚应符合式（6.4.1-3）的规定：

$$S_{GE} + S_{Ehk} + 0.4S_{Evk} \leq R_k \quad (6.4.1-2)$$

$$S_{GE} + 0.4S_{Ehk} + S_{Evk} \leq R_k \quad (6.4.1-3)$$

式中： R_k —— 截面承载力标准值，按材料强度标准值计算；
 S_{Ehk} —— 水平地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数，根据部分弹塑性分析结果指定构件刚度折减系数及结构阻尼比；

S_{Evk} —— 竖向地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数，根据部分弹塑性分析结果指定构件刚度折减系数及结构阻尼比。

3 抗剪截面设计时，构件的抗震承载力应符合式（6.4.1-4）的规定，钢-混凝土组合剪力墙的受剪截面应符合式（6.4.1-5）的规定。

$$V_{\text{GE}} + V_{\text{Ek}}^* \leq 0.15 f_{\text{ck}} b h_0 \quad (6.4.1-4)$$

$$(V_{\text{GE}} + V_{\text{Ek}}^*) - (0.25 f_{\text{ak}} A_{\text{a}} + 0.5 * f_{\text{spk}} A_{\text{sp}}) \leq 0.15 f_{\text{ck}} b h_0 \quad (6.4.1-5)$$

式中： V_{GE} —— 重力荷载代表值作用下的构件剪力（N）；
 地震作用标准值的构件剪力（N），不需考虑与抗震等级有关的增大系数，根据部分弹塑性分析结果指定构件刚度折减系数及结构阻尼比；
 V_{Ek}^* —— 有关的增大系数，根据部分弹塑性分析结果指定构件刚度折减系数及结构阻尼比；
 f_{ck} —— 混凝土轴心抗压强度标准值（N/mm²）；
 f_{ak} —— 剪力墙端部暗柱中型钢的强度标准值（N/mm²）；
 A_{a} —— 剪力墙端部暗柱中型钢的截面面积（mm²）；
 f_{spk} —— 剪力墙墙内钢板的强度标准值（N/mm²）；
 A_{sp} —— 横截面面积（mm²）；

6.4.2 指定屈服程度构件、非指定屈服程度构件仍需进行变形能力设计，设计方法可按本标准第 7 章有关规定执行。

7 变形能力设计方法

7.1 一般规定

7.1.1 整体结构除应按本标准第 6 章进行承载力设计外，尚应进行构件变形能力设计。

7.1.2 构件变形能力设计可按下列步骤进行：

- 1 按本标准第 6 章进行承载力设计，计算满足构件正截面和斜截面承载力需求的纵筋和箍筋用量；
- 2 进行预期地震水准下的结构非线性动力时程分析，根据构件变形计算构件延性需求，可考虑构件性能目标对构件延性需求进行放大；
- 3 根据构件变形需求计算潜在塑性铰区变形能力设计箍筋用量，与按斜截面承载力需求确定的箍筋用量取包络，作为构件箍筋用量。

7.2 构件延性需求确定方法

7.2.1 构件延性需求可采用极限变形或延性系数表示，宜采用构件位移角表示。不同受力方向的延性需求应分别计算。

7.2.2 框架梁、框架柱、斜撑等两端固接一维构件的构件位移角可按下列方法计算：

1 若构件两端弯矩异号，可将构件等效为两个悬臂构件，可由构件两端弯矩及坐标插值确定构件反弯点位置，根据有限元形函数计算反弯点位移。对于每个等效悬臂柱，将反弯点和构件端部位移变换到构件端部基于切线定义的局部坐标系中（图 7.2.5），构件两端的位移角可按下列式计算：

$$\theta_t = \frac{\Delta_t}{H_t} = \frac{d_0 - d_t}{H_t} \quad (7.2.2-1)$$

$$\theta_b = \frac{\Delta_b}{H_b} = \frac{d_0 - d_b}{H_b} \quad (7.2.2-2)$$

式中： θ_t, θ_b —— 构件两端位移角；
 d_0 —— 反弯点处的位移；

d_t, d_b —— 构件两端节点位移;
 H_t, H_b —— 两个等效悬臂构件的长度。

2 若构件两端弯矩同号, 构件两端的位移角可按下式计算:

$$\theta_t = \theta_b = \frac{d_t - d_b}{H} \quad (7.2.2-3)$$

式中: θ_t, θ_b —— 构件两端位移角;
 d_t, d_b —— 构件两端节点位移;
 H —— 构件长度。

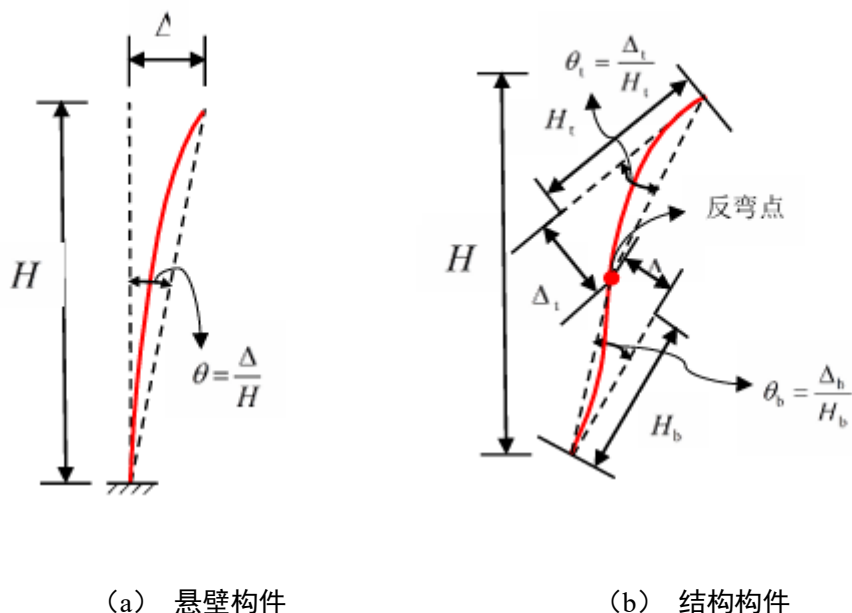


图 7.2.2 柱构件位移角计算示意图

7.2.3 在小变形情况下, 框架梁、框架柱、斜撑等两端固接一维构件的构件位移角可近似按下列方法计算:

1 若柱上、下端节点弯矩异号, 可将构件等效为两个悬臂构件, 可由构件两端弯矩及坐标插值确定构件反弯点位置, 根据有限元形函数计算反弯点位移。构件两端的位移角可按下式计算:

$$\theta_t = \frac{d_0 - d_t}{H_t} - \theta_{t0} \quad (7.2.3-1)$$

$$\theta_b = \frac{d_0 - d_b}{H_b} - \theta_{b0} \quad (7.2.3-2)$$

式中： θ_t, θ_b —— 构件两端位移角；
 d_0 —— 反弯点处的位移；
 d_t, d_b —— 构件两端节点位移；
 H_t, H_b —— 两个等效悬臂构件的长度；
 θ_{t0}, θ_{b0} —— 构件两端转角。

2 若柱上、下端节点弯矩同号，构件两端的位移角可按下式确定：

$$\theta_t = \theta_b = \frac{d_t - d_b}{H} - \theta_{b0} \quad (7.2.3-3)$$

式中： θ_t, θ_b —— 构件两端位移角；
 d_t, d_b —— 构件两端节点位移；
 H —— 构件长度；
 θ_{b0} —— 构件端部转角。

7.2.4 剪力墙构件位移角可按下列方法计算：

$$\theta = \frac{d_t - d_b}{H} - \theta_{b0} \quad (7.2.4)$$

式中： d_t —— L、K 节点位移平均值；
 d_b —— I、J 节点位移平均值；
 θ_{b0} —— I、J 节点竖向位移差与墙宽的比值；
 H —— 墙高。

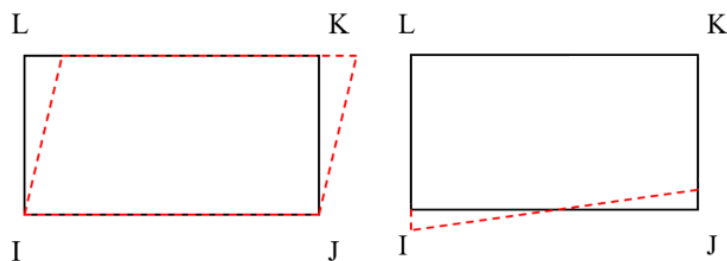


图 7.2.4 剪力墙构件位移角计算示意图

7.2.5 采用非线性动力时程分析方法确定构件位移角需求时，应取全时程位移角绝对值的最大值。

7.2.6 如需将构件损坏程度控制在中度损坏及以下，则可对构件位移角需求进行放大，柱、斜撑位移角需求放大系数可取 1.5；剪力墙位移角需求放大系数可取 1.3；连梁位移角需求放大系数可根据跨高比进行取值，当跨高比大于 5 时，放大系数根据 $1/(50M_p h / EI_0 + 0.25)$ 计算得到，当跨高比小于等于 5 时，取 1.67。

7.3 箍筋设计

7.3.1 钢筋混凝土构件可根据延性需求计算潜在塑性铰区延性箍筋用量，可采用下列配箍特征值经验计算公式确定，但应对结果进行可靠验证。

1 框架柱潜在塑性铰区变形能力设计配箍特征值可按下式确定：

$$\lambda_{sv} = \frac{21.4\theta_u (n + 0.17)}{(1 + 0.05L/d)} - 0.04 \quad (7.3.1-1)$$

式中： λ_{sv} —— 框架柱配箍特征值；

θ_u —— 柱位移角需求；

n —— 设计轴压比；

L —— 剪跨；

d —— 加载方向有效高度（从受压面到受拉钢筋最外层形心的尺寸）。

2 钢筋混凝土框架梁潜在塑性铰区变形能力设计配箍特征值可按下式确定：

$$\lambda_{sv} = \frac{126.7\theta_u (\xi_u + 0.18)}{(L/h + 4.3)} - 0.035 \quad (7.3.1-2)$$

$$\xi_u = \frac{(\rho - \rho')f_y}{k_1 f_c} \quad (7.3.1-3)$$

式中： λ_{sv} —— 框架梁配箍特征值；

θ_u —— 梁位移角需求；

ξ_u —— 相对受压区高度；

L —— 剪跨；

h —— 截面有效高度；

ρ 、 ρ' —— 受拉钢筋和受压钢筋配筋率；
 f_y —— 纵筋屈服强度；
 f_c —— 混凝土受压强度；
 k_1 —— 系数，对强度等级不超过 C50 的混凝土，可取 0.797。

3 钢筋混凝土剪力墙潜在塑性铰区变形能力设计配箍特征值可按式确定：

$$\lambda_{sv} = \frac{323\theta_u (\xi_u + 0.13)}{(L_w / h_w + 1.46)} - 0.06 \quad (7.3.1-4)$$

式中：
 λ_{sv} —— 剪力墙约束边缘构件配箍特征值；
 θ_u —— 剪力墙位移角需求；
 ξ_u —— 相对受压区高度；
 L_w —— 剪力墙高度；
 h_w —— 墙肢截面高度。

4 钢筋混凝土连梁潜在塑性铰区变形能力设计配箍特征值可按式确定：

$$\lambda_{sv} = 75.4\theta_u (\lambda_s / \chi + 0.01) - 0.03 \quad (7.3.1-5)$$

式中：
 λ_{sv} —— 连梁面积配箍特征值；
 θ_u —— 连梁位移角需求；
 λ_s —— 连梁纵筋特征值；
 χ —— 连梁跨高比。

7.3.2 钢筋混凝土构件潜在塑性铰区变形能力设计箍筋用量计算也可采用基于大数据的机器学习方法，但应经过可靠验证。

7.3.3 钢筋混凝土构件除满足本标准对箍筋的规定外，尚应满足现行行业标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中抗震等级为四级的最低构造规定。

附录 A 地震动加速度记录

A.0.1 时程分析时所选用的实际强震记录可参考表 A.0.1 推荐的地震动加速度记录。

表 A.0.1 推荐的强震动加速度记录

结构基本周期 设防烈度地震动强度		T < 0.4 s (刚性结构)	0.4 s ≤ T < 1.55s (刚柔结构)	T ≥ 1.55s (柔性结构)
		地震动记录	地震动记录	地震动记录
	0.05g	R932_360 (II) 1992, San Jacinto - Valley Cemetary, Big Bear-01	R3175_E (II) 1999, TCU049, Chi-Chi_ Taiwan-05	R419_000 (I) 1983, Sulphur Baths (temp), Coalinga-07
		R696_220 (II) 1987, Sun Valley - Sunland, Whittier Narrows-01	R2989_02N (I) 1999, CHY102, Chi-Chi_ Taiwan-05	R1049_190 (III) 1994, Pacific Palisades - Sunset, Northridge-01
		R4213_NS (I) 2004, NIG023, Niigata_ Japan	R999_090 (II) 1994, LA - Obregon Park, Northridge-01	R8627_E (III) 2007, Milpitas Fire Station 4, 40204628
		R587_083 (I) 1987, Matahina Dam, New Zealand-02	R5684_NS (II) 2008, MYGH10, Iwate_ Japan	R4121_090 (II) 2004, Parkfield - Gold Hill 3E, Parkfield-02_ CA
		R412_045 (III) 1983, Pleasant Valley P.P. - yard, Coalinga-05	R8056_W (III) 2011, ADCS, Christchurch_ New Zealand	R4452_000 (II) 1979, Debar - Skupstina Opstine, Montenegro_ Yugoslavia
		R1703_022 (II) 1994, Jensen Filter Plant Administrative Building, Northridge-06	R4227_NS (I) 2004, NIGH10, Niigata_ Japan	R629_000 (II) 1987, LA - Century City CC North, Whittier Narrows-01
		R2509_W (III) 1999, CHY104, Chi- Chi_ Taiwan-03	R3221_N (III) 1999, TCU140, Chi-Chi_ Taiwan-05	R1061_000 (I) 1994, Rancho Palos Verdes - Hawth, Northridge-01
	0.05-0.10g	R4240_EW (III) 2004, TCG009, Niigata_ Japan	R4202_NS (III) 2004, NIG012, Niigata_ Japan	R642_270 (III) 1987, LA - W 70th St, Whittier Narrows-01
		R8771_N (II) 2008, Barre Substation, 14383980	R1102_000 (I) 1995, Chihaya, Kobe_ Japan	R4118_090 (III) 2004, Parkfield - Gold Hill 1W, Parkfield-02_ CA
		R1192_N (II) 1999, CHY023, Chi- Chi_ Taiwan	R2935_N (I) 1999, TTN051, Chi-Chi_ Taiwan-04	R4202_NS (III) 2004, NIG012, Niigata_ Japan
		R1072_360 (II)	R2947_N (III)	R8624_N (II)

		1994, San Marino - SW Academy, Northridge-01	1999, CHY030, Chi-Chi_Taiwan-05	2007, San Jose; Fire Station 10 Northwest; South Monroe St; 2-story; ground level, 40204628
		R1548_E (I) 1999, TCU128, Chi-Chi_Taiwan	R8808_N (II) 2008, Los Angeles Filtration Plant, 14383980	R5807_NS (I) 2008, Yuzama Yokobori, Iwate_Japan
		R403_090 (I) 1983, Sulphur Baths (temp), Coalinga-04	R559_180 (II) 1986, Bishop - LADWP South St, Chalfant Valley-03	R968_090 (II) 1994, Downey - Co Maint Bldg, Northridge-01
		R5676_EW (IV) 2008, MYG017, Iwate_Japan	R8071_E (II) 2011, DFHS, Christchurch_New Zealand	R3185_N (II) 1999, TCU060, Chi-Chi_Taiwan-05
	0.10-0.30g	R1007_005 (II) 1994, Los Angeles - 7-story Univ Hospital (FF), Northridge-01	R2944_N (III) 1999, CHY026, Chi-Chi_Taiwan-05	R4889_NS (II) 2007, Joetsu Otemachi, Chuetsu-oki_Japan
		R5835_360 (III) 2010, Winterhaven - Sheriff Substation, El Mayor-Cucapah_Mexico	R5675_EW (II) 2008, MYG016, Iwate_Japan	R4491_E (II) 2009, Ortucchio, L'Aquila_Italy
		R4515_E (II) 2009, Bazzano, L'Aquila (aftershock 1)_Italy	R1018_015 (II) 1994, La Puente - Rimgrove Av, Northridge-01	R1011_095 (I) 1994, LA - Wonderland Ave, Northridge-01
		R3267_N (III) 1999, CHY027, Chi-Chi_Taiwan-06	R997_058 (II) 1994, LA - N Figueroa St, Northridge-01	R947_172 (II) 1994, Arcadia - Arcadia Av, Northridge-01
		R369_315 (I) 1983, Slack Canyon, Coalinga-01	R5671_EW (II) 2008, MYG012, Iwate_Japan	R3211_N (III) 1999, TCU115, Chi-Chi_Taiwan-05
		R5800_EW (II) 2008, Yokote Masuda Tamati Masu, Iwate_Japan	R980_000 (II) 1994, Huntington Beach - Lake St, Northridge-01	R4213_EW (I) 2004, NIG023, Niigata_Japan
		R3501_E (III) 1999, TCU119, Chi-Chi_Taiwan-06	R4213_NS (I) 2004, NIG023, Niigata_Japan	R921_360 (II) 1992, Palm Springs Airport, Big Bear-01
	0.30-0.40g	R819_X (II) 1991, Oni, Georgia_USSR	R317_315 (III) 1981, Salton Sea Wildlife Refuge, Westmorland	R2959_N (III) 1999, CHY055, Chi-Chi_Taiwan-05
		R968_360 (II) 1994, Downey - Co Maint Bldg, Northridge-01	R8486_E (II) 2004, Hog Canyon, Parkfield-02_CA	R5249_EW (III) 2007, NIG003, Chuetsu-oki_Japan
		R5671_NS (II)	R1012_180 (I)	R949_090 (II)

		2008, MYG012, Iwate_ Japan	1994, LA 00, Northridge- 01	1994, Arleta - Nordhoff Fire Sta, Northridge-01
		R3492_N (I) 1999, TCU105, Chi- Chi_ Taiwan-06	R461_150 (II) 1984, Halls Valley, Morgan Hill	R921_090 (II) 1992, Palm Springs Airport, Big Bear-01
		R757_357 (III) 1989, Dumbarton Bridge West End FF, Loma Prieta	R5062_NS (II) 2007, GNM003, Chuetsu- oki_ Japan	R1075_090 (II) 1994, Santa Barbara - UCSB Goleta, Northridge-01
		R1284_E (I) 1999, HWA035, Chi- Chi_ Taiwan	R4841_EW (I) 2007, Joetsu Yasuzukaku Yasuzuka, Chuetsu-oki_ Japan	R3307_N (I) 1999, CHY086, Chi- Chi_ Taiwan-06
		R5674_EW (III) 2008, MYG015, Iwate_ Japan	R4144_360 (II) 2004, PARKFIELD - UPSAR 08, Parkfield-02_ CA	R3212_E (III) 1999, TCU117, Chi- Chi_ Taiwan-05

注：地震动记录名称中 R 后面的数字表示 NGA-West2 数据库给出的 RSN 编号；“_”后面的表示记录的方向，可以以该方向作为双向或三向地震作用计算的主要输入方向；(I)、(II)、(III)、(IV) 为记录的场地类别，后面以逗号分隔的信息分别为年份、记录台站和地震名称。

附录 B 混凝土本构模型

B.1 混凝土单轴本构模型

B.1.1 混凝土单轴受拉的应力-应变曲线，可按下列公式确定：

$$\sigma = (1 - d_t) E_c \varepsilon \quad (\text{B.1.1-1})$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t (1.2 - 0.2x^5) & (x \leq 1) \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t (x-1)^{1.7} + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (\text{B.1.1-2})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}} \quad (\text{B.1.1-3})$$

$$\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c \varepsilon_{t,r}} \quad (\text{B.1.1-4})$$

式中： α_t —— 混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段参数值，按表 B.1.1 取用；
 $f_{t,r}$ —— 混凝土单轴抗拉强度代表值；
 $\varepsilon_{t,r}$ —— 与单轴抗拉强度代表值 相应的混凝土峰值拉应变，按表 B.1.1 取用；
 d_t —— 混凝土单轴受拉损伤演化参数。

表 B.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

B.1.2 混凝土单轴受压的应力-应变曲线，可按下列公式确定：

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon \quad (\text{B.1.2-1})$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n-1+x^n} & (x \leq 1) \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c (x-1)^2 + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (\text{B.1.2-2})$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r}} \quad (\text{B.1.2-3})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (\text{B.1.2-4})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,r}} \quad (\text{B.1.2-5})$$

式中： α_c —— 混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段参数值，按表 B.1.2 取用；
 $f_{c,r}$ —— 混凝土单轴抗压强度代表值；
 $\varepsilon_{c,r}$ —— 与单轴抗压强度代表值 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变，按表 B.1.2 取用；
 d_c —— 混凝土单轴受压损伤演化参数。

表 B.1.2 混凝土单轴受压应力-应变曲线的参数取值

$f_{c,r}$ (N/mm ²)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$\varepsilon_{c,r}$ (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	3.50	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

B.1.3 在往复荷载作用下，受压混凝土卸载及再加载应力路径可按下列公式确定：

$$\sigma = E_r (\varepsilon - \varepsilon_z) \quad (\text{B.1.3-1})$$

$$E_r = \frac{\sigma_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_z} \quad (\text{B.1.3-2})$$

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_{ca}) \sigma_{un}}{\sigma_{un} + E_c \varepsilon_{ca}} \quad (\text{B.1.3-3})$$

$$\varepsilon_{ca} = \max \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{un}}, \frac{0.09 \varepsilon_{un}}{\varepsilon_c} \right) \sqrt{\varepsilon_c \varepsilon_{un}} \quad (\text{B.1.3-4})$$

式中： ε_z —— 受压混凝土卸载至零应力点时的残余应变；
 E_r —— 混凝土卸载及再加载的变形模量；
 σ_{un} 、 ε_{un} —— 混凝土从受压骨架线开始卸载时的应力和应变；
 ε_{ca} —— 附加应变；
 ε_c —— 混凝土受压峰值应力对应的应变。

B.2 约束混凝土单轴本构模型

B.2.1 计入箍筋对混凝土的约束效应时，核心区混凝土受压应力-应变曲线可按下列公式确定：

$$y = \begin{cases} ax + (3-2a)x^2 + (a-2)x^3 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{(1-0.87\lambda_v^{0.2})T(x-1)^2 + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (\text{B.2.1-1})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{B.2.1-2})$$

$$y = \frac{\sigma}{f_{cc}} \quad (\text{B.2.1-3})$$

$$\lambda_v = \frac{df_{yh}}{f_c} \quad (\text{B.2.1-4})$$

$$f_{cc} = (1 + 1.79\lambda_v) f_{c0} \quad (\text{B.2.1-5})$$

$$\varepsilon_{cc} = (1 + 3.50\lambda_v) \varepsilon_{c0} \quad (\text{B.2.1-6})$$

$$a = 2.4 - 0.01f_{cu} \quad (\text{B.2.1-7})$$

$$T = 0.132f_{cu}^{0.785} - 0.905 \quad (\text{B.2.1-8})$$

- 式中： f_{cc} —— 约束混凝土单轴抗压强度；
 f_{c0} —— 素混凝土单轴抗压强度，可取标准值 f_{ck} ；
 ε_{cc} —— 与约束混凝土单轴抗压强度 f_{cc} 对应的峰值压应变；
 ε_{c0} —— 与素混凝土单轴抗压强度 f_{c0} 对应的峰值压应变；
 a —— 上升段参数；
 T —— 下降段参数；
 λ_v —— 配箍特征值；
 d —— 体积配箍率，按箍筋的里皮计算；
 f_{yh} —— 箍筋的屈服强度；
 f_{cu} —— 混凝土立方体抗压强度。

B.2.2 计入钢管对混凝土的约束效应，圆钢管混凝土核心区混凝土受压应力-应变曲线可按下列公式确定：

$$y = 2x - x^2 \quad (x \leq 1) \quad (\text{B.2.2-1})$$

$$y = \begin{cases} 1 + q(x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \geq 1.12) \\ \frac{x}{\beta(x-1)^2 + x} & (\xi < 1.12) \end{cases} \quad (x > 1) \quad (\text{B.2.2-2})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{B.2.2-3})$$

$$y = \frac{\sigma}{f_{cc}} \quad (\text{B.2.2-4})$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} \quad (\text{B.2.2-5})$$

$$f_{cc} = \left[1 + (-0.054\xi^2 + 0.4\xi) \left(\frac{24}{f'_c} \right)^{0.45} \right] f'_c \quad (\text{B.2.2-6})$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 12.5 f'_c + \left[1400 + 800 \left(\frac{f'_c}{24} - 1 \right) \right] \xi^{0.2} \quad (\text{B.2.2-7})$$

$$q = \frac{\xi^{0.745}}{2 + \xi} \quad (\text{B.2.2-8})$$

$$\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} f_c'^2 \times 3.51 \times 10^{-4} \quad (\text{B.2.2-9})$$

- 式中： f'_c —— 混凝土圆柱体轴心抗压强度，可按表 B.2.2 取用；
 f_{cc} —— 约束混凝土单轴抗压强度；
 ε_{cc} —— 与约束混凝土单轴抗压强度 (f_{cc}) 对应的峰值压应变，单位为微应变；
 ξ —— 钢管混凝土约束效应系数；
 A_s —— 钢管的横截面面积；
 A_c —— 核心混凝土的横截面面积；
 f_y —— 钢材屈服强度；
 f_{ck} —— 混凝土轴心抗压强度标准值；
 q 、 β —— 应力-应变曲线形状控制参数。

表 B.2.2 混凝土圆柱体轴心抗压强度与立方体抗压强度的近似换算关系

强度等级	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
f'_c (N/mm ²)	24	33	41	51	60	70	80

B.2.3 计入钢管对混凝土的约束效应，方、矩形钢管混凝土核心区混凝土受压应

力-应变曲线可按下列公式确定：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta(x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (\text{B.2.3-1})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{B.2.3-2})$$

$$y = \frac{\sigma}{f_{cc}} \quad (\text{B.2.3-3})$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} \quad (\text{B.2.3-4})$$

$$f_{cc} = \left[1 + (-0.0135\xi^2 + 0.1\xi) \left(\frac{24}{f'_c} \right)^{0.45} \right] f'_c \quad (\text{B.2.3-5})$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 12.5 f'_c + \left[1330 + 760 \left(\frac{f'_c}{24} - 1 \right) \right] \xi^{0.2} \quad (\text{B.2.3-6})$$

$$\eta = 1.6 + \frac{1.5}{x} \quad (\text{B.2.3-7})$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}} & (\xi \leq 3.0) \\ \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}(\xi-2)^2} & (\xi > 3.0) \end{cases} \quad (\text{B.2.3-8})$$

- 式中： f'_c —— 混凝土圆柱体轴心抗压强度，可按表 B.2.2 取用；
 f_{cc} —— 约束混凝土单轴抗压强度；
 ε_{cc} —— 与约束混凝土单轴抗压强度（ f_{cc} ）对应的峰值压应变，单位为微应变；
 ξ —— 钢管混凝土约束效应系数；
 A_s —— 钢管的横截面面积；
 A_c —— 核心混凝土的横截面面积；
 f_y —— 钢材屈服强度；
 f_{ck} —— 混凝土轴心抗压强度标准值；
 η 、 β —— 应力-应变曲线形状控制参数。

B.3 混凝土塑性损伤本构模型

B.3.1 在往复荷载作用下，混凝土材料可采用塑性损伤本构模型，模拟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。

B.3.2 混凝土塑性损伤本构模型应力-应变曲线、强化变量、屈服准则和流动法则可按下列规定执行：

1 应力-应变曲线可按下列公式确定：

$$\sigma = (1-d)\bar{\sigma} \quad (\text{B.3.2-1})$$

$$\bar{\sigma} = \mathbf{D}_0^{\text{el}} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{\text{pl}}) \quad (\text{B.3.2-2})$$

$$d = 1 - (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad (\text{B.3.2-3})$$

$$s_t = 1 - \omega_t r(\hat{\sigma}) \quad (\text{B.3.2-4})$$

$$s_c = 1 - \omega_c (1 - r(\hat{\sigma})) \quad (\text{B.3.2-5})$$

$$r(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 (\max(\hat{\sigma}_i, 0))}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|} \quad (\text{B.3.2-6})$$

式中： $\bar{\sigma}$ —— 有效应力；
 $\boldsymbol{\varepsilon}^{\text{pl}}$ —— 塑性应变；
 $\mathbf{D}_0^{\text{el}}$ —— 材料初始弹性张量；
 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渡到受拉区弹性模量恢复程度，介于 0.0~1.0 之间，宜取 0.0；
 ω_c —— 表示混凝土应力-应变曲线从受拉区过渡到受压区弹性模量恢复程度，介于 0.0~1.0 之间，宜取 1.0；
 $\hat{\sigma}$ —— 有效主应力，记为 $[\hat{\sigma}_1 \ \hat{\sigma}_2 \ \hat{\sigma}_3]^T$ （从大到小）。

2 可取等效塑性应变 $\tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}$ 为强化变量，并可按下列公式确定：

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}^{\text{pl}} = \hat{\mathbf{h}}(\hat{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) \cdot \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\text{pl}} \quad (\text{B.3.2-7})$$

$$\hat{\mathbf{h}}(\hat{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) = \begin{bmatrix} r(\hat{\sigma}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1-r(\hat{\sigma})) \end{bmatrix} \quad (\text{B.3.2-8})$$

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

$\hat{\varepsilon}^{\text{pl}}$ —— 塑性主应变率, $\hat{\varepsilon}^{\text{pl}} = [\hat{\varepsilon}_1 \quad \hat{\varepsilon}_2 \quad \hat{\varepsilon}_3]^T$ (从大到小)。

3 屈服准则可按下列公式确定:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) \cdot \max(\hat{\sigma}_1, 0) - \gamma \cdot \max(-\hat{\sigma}_1, 0)) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}) \leq 0 \quad (\text{B.3.2-9})$$

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \bar{\sigma} : I \quad (\text{B.3.2-10})$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{S} : \bar{S}} \quad (\text{B.3.2-11})$$

$$\bar{S} = \bar{p}I + \bar{\sigma} \quad (\text{B.3.2-12})$$

$$\alpha = \frac{\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} - 1}{\frac{2\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} - 1} \quad (\text{B.3.2-13})$$

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}})} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (\text{B.3.2-14})$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c - 1} \quad (\text{B.3.2-15})$$

式中: $\bar{p}$ —— 有效静水压力;

$\bar{q}$ —— Mises 等效有效应力;

$\bar{S}$ —— 有效偏应力张量;

I —— 单位矩阵;

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

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

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

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;

K_c —— 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:

$$\dot{\varepsilon}^{\text{pl}} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (\text{B.3.2-16})$$

$$G = \sqrt{(\kappa \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (\text{B.3.2-17})$$

式中： λ —— 非负的塑性乘数；
 κ —— 混凝土塑性势函数的偏心率；
 ψ —— 材料在 p - q 平面内的膨胀角；
 σ_{t0} —— 单轴受拉强度。

附录 C 钢筋、钢材本构模型

C.1 钢筋、钢材单轴本构模型

C.1.1 钢筋、钢材单轴应力-应变曲线可按下列规定执行：

1 有屈服点时可按下式确定：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & (\varepsilon_s \leq \varepsilon_y) \\ f_{y,r} & (\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{uy}) \\ f_{y,r} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_{uy}) & (\varepsilon_{uy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u) \\ 0 & (\varepsilon_s > \varepsilon_u) \end{cases} \quad (C.1.1-1)$$

2 无屈服点时可按下式确定：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & (\varepsilon_s \leq \varepsilon_y) \\ f_{y,r} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_y) & (\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u) \\ 0 & (\varepsilon_s > \varepsilon_u) \end{cases} \quad (C.1.1-2)$$

式中： σ_s —— 钢筋、钢材应力；
 ε_s —— 钢筋、钢材应变；
 E_s —— 钢筋、钢材弹性模量；
 $f_{y,r}$ —— 钢筋、钢材屈服强度代表值；
 ε_y —— 与 $f_{y,r}$ 对应的钢筋、钢材屈服应变；
 ε_{uy} —— 钢筋、钢材硬化起点应变；
 ε_u —— 钢筋、钢材峰值应变；
 k —— 钢筋、钢材硬化段斜率。

C.1.2 往复荷载作用下，钢筋、钢材单轴应力-应变滞回曲线可采用简化的折线形式表达，宜按下列公式确定：

$$\sigma_s = E_s (\varepsilon_s - \varepsilon_a) - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \right)^p [E_s (\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b] \quad (C.1.2-1)$$

$$p = \frac{(E_s - k)(\varepsilon_b - \varepsilon_a)}{E_s (\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b} \quad (C.1.2-2)$$

式中： ε_a —— 再加载路径起点对应的应变；
再加载路径终点对应的应力和应变；再加载方向钢筋、
钢材未曾屈服，则 σ_b 、 ε_b 取钢筋、钢材初始屈服点的应
 σ_b 、 ε_b —— 力、应变；再加载方向钢筋、钢材曾屈服，则取钢筋、
钢材历史最大应变。

C.2 钢板塑性本构模型

C.2.1 剪力墙内嵌钢板时，钢板可采用金属塑性本构模型。

C.2.2 金属塑性本构模型应力-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-应变曲线可按下式确定：

$$\sigma = D : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (C.2.2-1)$$

式中： ε^{pl} —— 塑性应变；
 D —— 材料弹性张量。

2 屈服准则可按下列公式确定：

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma^0 \leq 0 \quad (C.2.2-2)$$

$$f(\sigma - \alpha) = \sqrt{\frac{3}{2} (S - \alpha^{dev}) : (S - \alpha^{dev})} \quad (C.2.2-3)$$

$$S = pI + \sigma \quad (C.2.2-4)$$

$$p = -\frac{1}{3} \sigma : I \quad (C.2.2-5)$$

$$\alpha^{dev} = \alpha - \frac{1}{3} (\alpha : I) I \quad (C.2.2-6)$$

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；
 p —— 静水压力；
 I —— 单位矩阵。

3 流动法则可按下列公式确定：

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\text{pl}} = \dot{\bar{\varepsilon}}^{\text{pl}} \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (\text{C.2.2-7})$$

$$\dot{\bar{\varepsilon}}^{\text{pl}} = \sqrt{\frac{2}{3} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\text{pl}} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\text{pl}}} \quad (\text{C.2.2-8})$$

式中： F —— 塑性势函数，采用与屈服函数相同的函数；

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

$\dot{\bar{\varepsilon}}^{\text{pl}}$ —— 等效塑性应变率。

4 硬化规则可按下式确定：

$$\dot{\boldsymbol{\alpha}} = C \frac{1}{\sigma_0} (\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\alpha}) \dot{\bar{\varepsilon}}^{\text{pl}} \quad (\text{C.2.2-9})$$

式中： C —— 运动硬化模量；

σ^0 —— 屈服应力，决定了屈服面的大小。

附录 D 构件刚度折减系数

D.1 构件刚度折减系数参考值

D.1.1 采用基于预设屈服模式的抗震性能化设计方法时，指定屈服程度构件刚度折减系数取值可参考下表。

表 D.0.1 混凝土结构刚度折减系数参考值

构件	设防地震			罕遇地震		
	轴向	弯曲	剪切	轴向	弯曲	剪切
剪力墙	1.0	0.75	1.0	1.0	0.35	0.5
连梁	1.0	0.07(L/h)，且不大于 0.3	1.0	1.0	0.07(L/h)，且不大于 0.3	0.4
梁	1.0	0.5	1.0	1.0	0.3	1.0
柱	1.0	0.7	1.0	1.0	0.7	1.0

注：L/h 表示连梁的跨高比

D.2 构件刚度折减系数计算方法

D.2.1 梁、柱及斜撑可根据截面材料的构成将截面划分为混凝土、钢筋或钢材纤维，可根据材料的单轴本构关系计算各纤维的等效刚度，通过积分得到整个截面的等效刚度，可采用下列公式计算：

1 混凝土纤维的刚度折减系数可按如下公式计算：

$$k = \frac{E_r}{E_c} \quad (\text{D.2.1-1})$$

式中：k —— 混凝土纤维的刚度折减系数；

E_r —— 混凝土卸载刚度，受拉时取从拉骨架线卸载的刚度，受压时取从压骨架线卸载的刚度；

E_c —— 初始刚度，取混凝土弹性模量；

2 钢筋、钢材纤维的等效刚度取加载历史最大绝对值应变对应的割线刚度，刚度折减系数可按式计算：

$$k = \frac{\sigma_{un,sk}}{\varepsilon_{un,sk} E_s} \quad (\text{D.2.1-2})$$

式中：k —— 钢筋、钢材纤维的刚度折减系数；

$\varepsilon_{un,sk}$ 、 $\sigma_{un,sk}$ —— 加载历史最大绝对值应变及其对应的应力；

E_s —— 钢筋、钢材的弹性模量。

3 梁、柱及斜撑构件截面刚度折减系数可表示为：

$$CN = \frac{\sum_{i=1}^n k_i E_i A_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i} \quad (D.2.1-6)$$

$$CM_x = \frac{\sum_{i=1}^n k_i E_i A_i y_i y_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i y_i y_i} \quad (D.2.1-7)$$

$$CM_y = \frac{\sum_{i=1}^n k_i E_i A_i x_i x_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i x_i x_i} \quad (D.2.1-8)$$

式中： CN —— 截面轴向刚度折减系数；

CM_x —— 截面绕 x 轴转动的弯曲刚度折减系数；

CM_y —— 截面绕 y 轴转动的弯曲刚度折减系数；

n 截面上纤维总数，包括混凝土纤维、钢筋纤维、钢材纤维；

i 纤维的编号；

(x, y) 纤维的坐标；

A 纤维的面积；

E 纤维的初始弹性模量；

k 纤维刚度折减系数。

D.2.2 剪力墙和楼板可根据截面材料的构成沿厚度方向划分为若干层，可包含混凝土层、钢筋层和钢材层，可根据材料的二维本构模型计算各材料层的等效刚度，进而积分得到构件的等效刚度，可采用下列公式计算：

1 当采用塑性损伤本构时，混凝土层刚度折减系数可按下列公式计算：

$$k = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad (D.2.2-9)$$

$$s_t = 1 - \omega_r(\hat{\sigma}) \quad (D.2.2-10)$$

$$s_c = 1 - \omega_c \left(1 - r(\hat{\sigma}) \right) \quad (D.2.2-11)$$

$$r(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 \left(\max(\hat{\sigma}_i, 0) \right)}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|} \quad (D.2.2-12)$$

- 式中： k —— 混凝土刚度折减系数；
 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渡到受拉区弹性模量恢复程度，介于 0.0~1.0 之间，宜取 0.0；
 ω_c —— 表示混凝土应力-应变曲线从受拉区过渡到受压区弹性模量恢复程度，介于 0.0~1.0 之间，宜取 1.0；
 $\hat{\sigma}$ —— 有效主应力，记为（从大到小）。

2 钢材层的等效刚度取等效塑性应变对应于一维应力-应变关系曲线的割线刚度，刚度折减系数按下式计算：

$$k = \frac{\varepsilon_y + \alpha \bar{\varepsilon}^{pl}}{\varepsilon_y + \bar{\varepsilon}^{pl}} \quad (D.2.2-13)$$

$$\bar{\varepsilon}^{pl} = \int_0^t \dot{\varepsilon}^{pl} dt \quad (D.2.2-14)$$

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \sqrt{\frac{2}{3} \dot{\mathbf{\varepsilon}}^{pl} : \dot{\mathbf{\varepsilon}}^{pl}} \quad (D.2.2-15)$$

- 式中： k —— 钢材刚度折减系数；
 ε_y —— 钢材屈服应变；
 α —— 屈服后刚度比；
 $\bar{\varepsilon}^{pl}$ —— 等效塑性应变，由等效塑性应变率按时间积分而得，为不可逆标量；
 t —— 时间；
 $\dot{\mathbf{\varepsilon}}^{pl}$ —— 塑性应变率。

3 剪力墙和楼板中的钢筋层的等效刚度取加载历史最大绝对值应变对应的割线

刚度，刚度折减系数计算同式 A.1.2-5。

4 剪力墙和楼板的刚度折减系数可表示为：

$$CN = \frac{\sum_{i=1}^n k_i E_i h_i}{\sum_{i=1}^n E_i h_i} \quad (D.2.2-16)$$

$$CM = \frac{\sum_{i=1}^n k_i E_i h_i z_i}{\sum_{i=1}^n E_i h_i z_i} \quad (D.2.2-17)$$

式中： CN —— 壳单元面内刚度折减系数；
 CM —— 壳单元面外抗弯刚度折减系数；
 n —— 截面上混凝土层、钢筋层、钢材层的总分层数；
 i —— 材料层的编号；
 z —— 材料层厚度方向的坐标；
 h —— 材料层的厚度；
 E —— 材料层初始弹性模量；
 k —— 材料层刚度折减系数。

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待,对于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:

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:

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:

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,采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准、规范执行的写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

《建筑抗震设计规范》GB 50011

《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3

《建筑结构抗倒塌设计标准》T/CECS 392

《建筑工程抗震性态设计通则》CECS 160

中国工程建设标准化协会标准

复杂高层建筑混凝土结构抗震设计标准

T/CECS ×××—202×

条文说明

目 次

1	总则	51
4	地震作用	51
4.1	一般规定.....	51
4.2	场地影响和地基基础.....	51
4.3	地震影响系数.....	51
4.4	地震动的选取.....	51
5	结构计算方法	53
5.1	一般规定.....	53
5.2	分析模型.....	57
5.3	弹性分析.....	57
5.4	等效线性化分析.....	57
5.5	弹塑性分析.....	58
6	承载力抗震性能化设计方法	60
6.1	一般规定.....	60
6.2	基于预设屈服模式的抗震性能化设计方法.....	60
7	变形能力设计方法	61
7.1	一般规定.....	61
7.2	构件延性需求确定方法.....	61
7.3	箍筋设计.....	71
附录 A	地震动加速度记录.....	73
附录 B	混凝土本构模型.....	74
附录 C	钢筋、钢材本构模型.....	76

1 总则

1.0.2 基于性能的抗震设计目前已获得我国抗震工程界的普遍认可。当前在我国编制专门的复杂高层建筑混凝土结构抗震设计标准不仅可以解决工程建设中的实际需求，还可以提高我国高层建筑结构的抗震设计水平，减少不必要的材料浪费，具有重大的社会效益与经济效益。

4 地震作用

4.1 一般规定

4.1.1 考虑地震可能来自任意方向，为此要求有斜角抗侧力构件的结构，应考虑对各构件的最不利方向的水平地震作用，一般即与该构件平行的方向。明确角度大于 15° 时，应考虑斜向地震作用。复杂高层建筑高度超限或不规则，需要考虑扭转效应影响，因此规定其地震作用计算时计入双向水平地震作用下的扭转效应。对于较高的高层建筑，竖向地震作用产生的轴力在结构上部是不可忽略的，因此要求 8 度及 8 度以上烈度区的复杂高层建筑考虑竖向地震作用。

4.1.2 多遇地震作用下，结构基本为弹性，可以直接基于弹性模型采用振型分解反应法计算结构构件的内力和变形。设防烈度地震或罕遇地震作用下，结构可能屈服，需要采用等效线性化模型计算结构构件的内力和变形；等效线性化模型中各构件的刚度折减由弹塑性时程分析得到。

4.2 场地影响和地基基础

4.2.2 当高层建筑主楼和裙房不分缝的情况下难以满足，需仔细分析不同地基在地震下变形的差异及上部结构各部分地震反应差异的影响，采取相应措施。

4.3 地震影响系数

4.3.3 对于设计工作年限不同于 50 年的机构，其地震作用需要作适当调整，取值经专门研究提出并按规定的权限批准后确定。当缺乏当地的相关资料时，可参考《建筑工程抗震性态设计通则》附录 A。调整系数的范围大体是：设计工作年限 70 年，取 1.15~1.2；100 年取 1.3~1.4。

4.4 地震动的选取

4.4.2 对于工程结构，特别是大型复杂结构的抗震研究和设计来说，其最重要的任务之一是科学合理地选择设计地震动。为了在现行规范规定的前提下选择这样的设计地震动，谢礼立等在总结了国内外大量强震记录资料和相关研究的基础上，首先提出了最不利设计地震动的概念，并将其延伸到了“地震动按其破坏作用强度的排序”，该成果将地震动破坏强度排序与超越概率相结合，建立了全球实际地震动记录的破坏强度概率排序。在性能化设计中，考虑到不同抗震设计类别的结构需求，在选择设计地震动记录时，针对不同抗震设计类别的结构，本规范推荐了不同风险水平的地震动记录，以满足不同抗震设计类别的需求。

5 结构计算方法

5.1 一般规定

5.1.2 本条中的弹性分析，主要适用于尚未出现钢筋或钢材屈服和混凝土压溃等塑性或不可恢复破坏的情况，但允许混凝土构件出现不同程度的开裂，一般用于多遇地震弹性分析。弹性分析时，可不考虑混凝土开裂引起的刚度折减；但在有充分数据支撑的情况下，建议尽量考虑混凝土开裂引起的适当刚度折减，以更客观准确地反映结构的实际刚度和内力分配。

本条中的等效弹性分析，主要适用于已出现一定程度的钢筋或钢材屈服、或混凝土压应力超过峰值应力，但破坏程度仍较轻微的情况（建议钢筋或钢材的总应变不超过 3 倍屈服应变，混凝土压应变不超过 0.003）。采用等效弹性分析时，应综合考虑混凝土开裂、钢筋屈服等因素对相关构件进行适当的刚度折减。由于等效弹性分析在构件刚度折减方面仍缺乏充分依据，或很难根据实际受力情况来确定具体刚度折减的数值和分布，故建议一般民用建筑工程在罕遇地震下的分析尽量采用弹塑性分析方法。

5.1.3 建筑结构系统的阻尼一般源于结构构件的阻尼效应、土-基础的相互作用、以及非结构构件的耗能影响，并常笼统地称为“结构阻尼”，计算时可通过基于模态的等效阻尼比输入。

ATC 72 和最近的研究出版物（如 Cruz 和 Miranda, 2016 年；Bernal 等人，2015 年）提供了不同建筑的实测数据，并表明高层建筑的阻尼比小于低层建筑。

TBI 规定，多遇地震阻尼比可取 $\xi = \frac{0.20}{\sqrt{H}} \leq 0.05$ （ H 为建筑高度，单位米），罕遇地震阻尼比 $0.025 \leq \xi = \frac{0.20}{\sqrt{H}} \leq 0.05$ 。考虑到我国对整体刚度的计算一般采用弹性刚度，限值的要求比国外要高，因此在计算整体刚度时可以采用较大的等效阻尼比，但在计算构件内力时应按较小值取值。表 1 参考 TBI 的相关规定，给出了多遇地震下结构整体指标计算时的结构阻尼比，供使用时参考。

表 1 多遇地震下结构整体指标计算时的等效阻尼比建议值

建筑高度 (m)	混凝土结构	钢结构	混合结构
≤100	0.05	0.04	0.05
100~200	0.045	0.03	0.045
200~300	0.04	0.02	0.04
300~400	0.035	0.02	0.035
≥400	-	0.02	0.03

罕遇地震下可按多遇地震阻尼比取值,当有依据时可比多遇地震阻尼比略大,不宜小于 0.025,不宜大于 0.05。

当罕遇地震下采用等效弹性分析时,也可依据 Pushover 分析进行塑性变形引起的附加等效阻尼比评估,并建议附加阻尼比不宜超过 0.02~0.04。

设置速度型阻尼器时,宜按阻尼器的具体布置、实际支撑刚度、销轴连接时的间隙、实际耗能参数建模并进行动力分析。评估等效附加阻尼比时,应注意计算参数的设置和等效算法引起的偏差。

5.1.4 复杂高层混凝土结构容易出现不均匀竖向变形,如超高层结构伸臂桁架后装等特殊施工工艺对结构构件内力和变形影响较大,因此应进行施工模拟分析,并作为罕遇地震弹塑性分析的基本条件。

5.2 分析模型

5.2.1 弹性分析模型,应准确反映结构与构件的刚度,必要时应反映节点的半刚性刚度。弹塑性分析模型,除应准确反映构件和节点的刚度外,尚应准确反映其承载力和变形能力,用于动力分析的弹塑性模型尚应合理反映其滞回性能。

5.2.2 钢筋混凝土构件受拉或受弯时,容易在全截面或部分截面受拉,并较早地开裂从而导致刚度退化。开裂引起的刚度折减是真实且普遍的,但构件开裂与构件的轴力状态、配筋率等因素直接相关,也显著受到地震力水平的直接影响,要准确反映或评估这样影响并不容易。我国业内在基于小震的抗震设计时往往不考虑这一影响,但在中、大震抗震计算时需考虑。

本标准基于预设屈服模式的设计方法,在中、大震设计时将普遍采用等效弹性分析,构件因混凝土开裂或钢筋/钢材进入塑性引起的刚度折减,建议采用符合数量规定的地震记录进行动力弹塑性分析,并以此评估构件的等效刚度折减系数。需要指出的是,针对构件的不同受力特征应相应评估其等效刚度折减系数,如梁/柱等以受弯为主的构件重点评估其抗弯刚度折减系数,加强层楼板或某些梁/柱构件可能存在较大的轴拉力,需评估其轴向刚度折减系数,对于采用壳单元的剪力墙除评估平面内的抗弯刚度、轴向刚度外,在必要时还需评估抗剪刚度的折减系数。

在实际工程中,构件刚度折减系数宜结合地震烈度、抗震设防水准和性能目标等因素综合确定。根据相关分析成果与经验,混凝土构件在中震作用下的刚度折减系数可参考以下取值:低区连梁约 0.5~0.6,中高区连梁约 0.3~0.4;底部加强区或其他明显受拉区域的剪力墙约 0.7~0.8,全截面受拉的剪力墙刚度可进一

步折减；框架一支撑或框架一剪力墙结构的框架梁约 0.7~0.8，框架结构的框架梁约 0.4~0.6；框架一支撑或框架一剪力墙结构中，与支撑或剪力墙整体受力的框架柱宜按剪力墙取值，其他框架柱可不折减，框架结构的框架柱可结合轴压比情况取值约 0.6~0.8；加强层等宜开裂的楼板宜取 0.2~0.3，桁架构件承载力验算时宜取零。大震作用下宜采用弹塑性分析方法，当采用等效弹性分析作评估时可进一步折减。

5.2.3 本条对弹塑性模型的材料和单元类型作出相关规定。结构构件的弹塑性力学模型可采用基于材料的模型或基于构件的模型，并应符合下列规定：1) 基于材料的模型应采用材料应力-应变关系的本构模型，动力弹塑性分析时应采用能够考虑反复荷载作用下的滞回本构模型，混凝土材料的本构模型应有下降段；2) 基于构件的模型应采用构件的力-变形模型，包括弯矩-曲率型模型、弯矩-转角模型、剪力-转角模型、剪力-位移模型、轴力-位移模型等，并且应考虑轴力与弯矩的相关性，必要时尚应考虑剪力与轴力、弯矩的相关性，动力弹塑性分析时应采用反复荷载作用下的构件力-变形滞回模型。

本条推荐了梁、柱、墙的非线性单元类型，例如柱、墙、支撑应考虑 P-M-M 的相关性。对于跨高比较小的连梁，容易出现抗剪破坏或者抗剪与抗弯耦合的情况，应能考虑剪力对抗弯的不利影响。

钢管混凝土可考虑混凝土的约束效应；普通混凝土构件也宜考虑箍筋对混凝土受压变形能力的有利影响（完全按素混凝土本构时容易出现过大的失真影响），但不建议考虑箍筋对混凝土承载力的提高影响；钢结构构件当宽厚比较大时容易发生局部失稳，但梁单元采用平截面假定而无法考虑这一不利影响，设计时应避免采用过大的宽厚比或考虑宽厚比的影响。对于钢结构，宜考虑节点域剪切变形影响。

预应力混凝土构件的预应力筋一般采用钢绞线或高强预应力筋，材料本构模型中应反映其实际非线性性能。预应力混凝土梁的梁端预应力筋布置应与实际情况相符。预应力筋的张拉力有助于改善正常使用条件，但也加大了混凝土的压应力并导致构件延性降低，有条件时建议考虑预张力影响，可采用荷载平衡法的方式通过外力施加。

设计人员也应充分意识到当前弹塑性建模与分析方法存在的局限性，比如：纤维单元的抗剪仍按弹性计算，需要单独进行承载力复核，同时在剪压比较大时无法考虑剪力对抗弯承载力的耦合影响，过高估计抗弯承载力；塑性铰单元可以考虑抗剪承载力，但往往也不与正截面承载力耦合；积分壳单元可以考虑抗弯、抗剪的承载力耦合关系，但抗剪承载力一般无法计入分布筋的影响，导致抗剪承

承载力偏低；纤维单元的塑性铰只能出现在沿单元长度方向的积分点位置，单元划分不充分时容易高估单元抗弯承载力；塑性铰单元的塑性铰只能出现在梁端处，无法出现在跨中而无法反应钢结构构件的跨中屈服或弹塑性失稳；纤维单元和积分壳元按平截面假定，无法考虑纵筋屈曲现象，因而高估其延性变形能力；剪力墙采用纤维单元时，两个方向的混凝土纤维是独立受力的，无法考虑承载力的相关性，容易过高估计承载力；钢结构构件不会发生截面局部失稳，因而对较大宽厚比的截面总是高估其延性变形能力。

5.2.4 采用速度型阻尼器的减震结构，应考虑支撑等附属构件的实际刚度和变形影响，否则容易明显地过高估计阻尼器减震效果。动力分析时宜采用直接分析法进行计算，当阻尼器沿楼层高度方向布置不均匀时，应采用直接分析法进行计算。

采用基于振型分解法的时程分析或反应谱计算，由于通常情况下并不考虑阻尼器的等效刚度和传力（非线性的速度阻尼器很难准确考虑这一等效刚度），将导致与阻尼器相邻的实际受力较大的构件并不出现因阻尼器集中设置而产生的附加内力，因此容易忽略相邻构件的较大变形并过高估计阻尼器的减震效果。鉴于上述原因，特别是当阻尼器沿楼层高度方向布置不均匀时，应避免采用强行解耦等基于振型分解的简化算法。验算阻尼器相连构件时应采用基于直接分析法的动力分析结果。

5.2.5 弹性模型重在反映单元刚度，而弹塑性模型更注重反映单元的承载力和变形能力。当采用纤维梁（积分梁）单元模拟框架梁、框架柱时，单个构件的单元划分数量，对于两个积分点的单元不应小于 3 个，对于单个积分点的单元不应少于 6 个（建议对预判容易出现塑性铰的构件端部作进一步细分）；采用壳单元模拟剪力墙时，单元尺寸不宜大于 1m、不应大于 1.5 米。

5.2.6 楼板虽不作为主要抗侧力构件，但对竖向抗侧力构件之间的地震力分配起到重要作用，也为水平抗侧力构件起到稳定作用，建模时应重视具体工程中楼板的作用和建模方法。桁架弦杆所在楼层的楼板起到桁架弦杆的作用，当采用刚性隔板假定时，桁架弦杆层变为无限刚，过高估计其刚度。设置环桁架和伸臂桁架的超高层建筑，相关楼层的楼板内存在很高的剪应力，采用刚性楼板时较明显地改变了结构刚度和动力特性。当连梁采用壳单元模拟时，刚性楼板假定约束了连梁的上缘而导致严重的刚度失真。上述情况在整体计算时宜采用弹性楼板，构件验算时除采用弹性楼板外，建议根据工程经验对楼板刚度进行适当的折减，楼板受剪时的折减系数一般可取 0.2~0.3，楼板受拉时的折减系数应进一步减小甚至取零（复核楼板配筋时折减系数可适当取大值）。

5.2.7 弹塑性分析时，一般楼层的楼板受力相对简单、且应力水平较低，可采用弹性壳单元；实际情况中，楼板可能因混凝土收缩、温度应力等已引起一定程度的开裂，或者在地震中出现轻微开裂或破坏的，也可在弹性壳单元的刚度基础上适当折减。

对于加强层和其他复杂受力区域的楼板，在地震作用下容易破坏，从而改变竖向抗侧力构件之间的地震力分配，弹塑性分析时应考虑类似情况的不利影响，同时暴露出楼板的具体破坏情况，以便采取对应的加强措施。当弹塑性楼板出现不真实的跨度和平面外受力时，还应考虑实际的楼面次梁布置以避免楼板在竖向荷载下首先破坏。

5.2.9 抗震性能化设计时一般采用整体结构模型，对于复杂的子结构或节点应采用更为精细的计算模型，但其边界条件和外部荷载应与其在整体结构中的状态一致，以准确反映其受力情况。子结构或节点的计算模型可适当简化，但应注意内力平衡和边界条件的影响。

5.3 弹性分析

5.3.2 钢筋混凝土构件因为开裂而容易出现一定的刚度折减，欧美国家对混凝土结构的抗震计算往往采用刚度折减系数。本标准综合考虑规范的连贯性等因素，认为多遇地震弹性分析时仍可采用毛截面刚度，并对连梁构件可按相关规范进行刚度折减。框架梁因为楼板的翼缘作用，往往考虑其刚度放大影响，对变形计算时相对更真实，但内力计算和配筋设计时建议不考虑该放大作用，避免梁配筋过大而不易满足强柱弱梁的抗震设计理念，同时也反映楼板受拉时退出工作的实际情况。

5.4 等效线性化分析

5.4.1 本标准推荐的基于预设屈服模式的设计方法，本质上构件设计和配筋仍是依据一种等效线性反应谱分析的内力结果。

5.4.2 本标准采用的等效线性反应谱分析方法与常规弹性反应谱分析的一个重要的区别在于：前者在分析模型中较为细致的考虑了预期发生屈服或开裂的部分构件所带来的刚度退化，提前设置构件折减系数，按照折减后的刚度进行反应谱分析。具体的刚度折减系数应该根据弹塑性分析计算获得。

5.4.3 采用等效线性反应谱分析方法与常规弹性反应谱分析的另外一个重要特征在于：将结构在地震中因发生非线性破坏带来耗能作用等效为附加阻尼比，具

体数字需要通过弹塑性分析结果获得,在后面的等效线性反应谱分析中需要将这个等效附加阻尼比与结构中本来存在的阻尼比叠加在一起,从而形成一个综合的阻尼比。

5.4.4 框架梁因为楼板的翼缘作用,往往考虑其刚度放大影响,对变形计算时相对更真实,但内力计算和配筋设计时建议不考虑该放大作用,避免梁配筋过大而不易满足强柱弱梁的抗震设计理念,同时也反映楼板受拉时退出工作的实际情况。另外楼板在地震中的实际开裂刚度退化也可能对梁的内力计算产生较大影响,特别是一些大跨度连体部分的楼板和弱连接区域的楼板。如果为了安全起见在配筋计算时将这些区域楼板设置为 0 刚度(即不考虑楼板作用),则也可能导致水平杆件的内力结果出现突变,因为楼板的在地震开裂后其面内刚度仍然发挥了较大作用,如果不考虑这种贡献则可能导致杆件内力失真。

5.5 弹塑性分析

5.5.1 由于静力弹塑性分析方法本身存在的一些限制条件,当结构高度较大或者振型特征比较复杂时并非非常适用,推荐采用动力弹塑性分析方法。但由于静力弹塑性分析方法概念相对清晰,计算工作量小,所得结果也相对稳定,仍不失为一种可选择性的方法。为保证结算结果的全面可靠,建议采用多种侧向力的加载模式以考虑高阶振型或复杂振型的影响。

5.5.2 结构阻尼比通常是在各振型基础上假定的,但在弹塑性行为下,结构已没有不变的振型状态,其阻尼比无法在振型基础上进行施加。弹塑性分析模型中常用的阻尼施加方法为瑞利阻尼(基于质量和刚度矩阵的阻尼系数),这种阻尼在弹性分析时导致各振型上的阻尼比不再是一个恒定值,并出现较大的差异。某些软件中还可能允许采用其他阻尼输入方法,但多少都与振型阻尼存在一定的差异。

为控制弹塑性分析时不同阻尼输入方法及其参数取值造成过大的阻尼差异,本标准要求在弹塑性时程分析之前,先在弹性分析模型中采用与弹塑性分析一致的阻尼输入方法及其阻尼参数进行地震响应试算,并与基于振型叠加法的弹性时程进行对比,其基底剪力及最大层间位移角等结果差异宜控制在 5%以内。

使用该阻尼输入方法的弹性时程分析得到的每组地震波对应的地震力和位移,应与基于振型叠加法的弹性时程分析结果基本一致。

5.5.3 时程计算时,原则上不得人为干预计算步长,应由软件根据隐式或显式积分算法的具体要求进行确定。采用隐式积分法时,不应随意放大收敛容差而强迫计算程序完成计算;采用显式积分算法时,当个别构件长度过短而导致计算步长

过小时，可允许局部构件适当增加质量，但每个楼层增加的质量宜控制在 1%以内。显式积分的计算步长一般宜在 $1e-5$ 这个量级，不得随意调整计算时间步长。

另外，实际工程应用中，常在施工加载阶段采用隐式算法，时程分析阶段采用显式算法，在两种方法衔接的时候，需要进行内外力和加速度的平衡校验，否则会在模型中产生额外的冲击导致分析结果失真。

5.5.4 本条规定主要是为了避免在双向地震作用输入计算时，由于输入地震动符号不变导致两次计算的合成输入方向在一个方向上，这将出现局部竖向杆件的轴力最大值无法合理反映，结果响应结果偏低，从而使得设计偏于非保守。

5.5.5 采用动力弹塑性分析方法进行结构抗震性能验算和评价时，需要关注内力、位移、应力、应变及能量等指标，以及相关时程曲线和滞回曲线，这些响应结果可以各组波的结果分别单独考察后给出综合评价。而当需要进行后续的等效非线性分析（反应谱分析）时，弹塑性分析所得到构件刚度退化系数和整个结构的附加阻尼比应该取多组波的平均结果。

5.5.6 弹塑性分析时的构件抗震性能评价是抗震性能化设计的关键内容，有关评价标准和方法可参考《建筑结构抗震性能化设计标准》T/CECA 20024 第 7 章。对于变形控制模式的构件，宜基于应变、曲率或转角等进行延性需求与延性能力之比的延性变形评价，当构件尚未出现塑性时也建议给出承载力评价结果；对于力控制模式的构件应进行承载力评价。变形控制模式的构件中存在弹性分量时，也应补充进行承载力验算。

6 承载力抗震性能化设计方法

6.1 一般规定

6.1.2 是否考虑楼板对结构受力的影响，取决于楼板的损伤程度。如果考虑楼板的影响，设计过程中需分析楼板的受力状态并进行相应的承载力设计。

6.2 基于预设屈服模式的抗震性能化设计方法

6.2.1 本条规定了基于预设屈服模式抗震性能化设计方法的设计流程，关于设计流程图中的重要内容进行以下说明：

1 初始设计结果

初始设计结果可以是基于现行规范满足初步抗震设计要求的设计成果，也可以是其他方法初步满足抗震要求的设计成果。

2 预设结构屈服模式

预设结构的屈服模式，指定不同地震水准下的预设不屈服构件、指定屈服程度构件以及非指定屈服程度构件。

3 指定地震水准设计阶段

I. 将上一阶段的设计成果在指定地震水准下进行部分弹塑性分析，计算非指定屈服程度构件的刚度折减系数和结构附加阻尼比。进行部分弹塑性分析时，预设不屈服构件采用弹性本构模型，刚度不折减，指定屈服程度构件采用弹性本构模型，刚度折减系数取指定值，非指定屈服程度构件采用弹塑性本构模型。

II. 将部分弹塑性分析中得到的可屈服构件的刚度折减系数代入等效弹性模型中，在指定地震水准下进行分析，根据构件分类进行构件的承载力设计。

4 进行指定强度地震的弹塑性分析。根据弹塑性分析结果，校核结构是否实现该地震水准下预设的屈服模式。

5 根据预设的地震水准数重复 3-4 步骤。

基于预设屈服模式的抗震性能化设计方法将结构构件分为预设不屈服构件、指定屈服程度构件和非指定屈服程度构件。预设不屈服构件指在指定强度地震作用下不进入屈服的构件；指定屈服程度构件为在指定强度地震作用下给定刚度折减系数，并期望达到既定屈服程度的构件；非指定屈服程度构件为刚度折减系数通过弹塑性分析计算得到的构件，该类构件仍需满足规范最低性能目标要求。构件类别可由结构工程师结合工程实际情况确定，预设不屈服构件通常为重要性较高的构件。

7 变形能力设计方法

7.1 一般规定

7.1.1 变形能力设计思想的核心是首先保证整体结构具有合理的变形模式和屈服机制，如“强柱弱梁”、“强剪弱弯”等，再通过构造措施实现构件的变形能力。变形能力设计的目标是建立结构整体延性、构件位移延性、截面曲率延性和材料应变延性之间的联系，可通过箍筋约束提高潜在塑性铰区混凝土的极限压应变，进而提高构件延性和整体结构延性。

7.1.2 当结构中存在因初始配箍过小导致变形过大的构件时，可更新配箍进行迭代设计。

7.2 构件延性需求确定方法

7.2.1 延性需求可采用极限变形或延性系数表示，延性系数是极限变形与屈服变形的比值。屈服变形一般定义为受拉钢筋屈服时的变形，极限变形一般定义为承载力降低 10%~20%时的变形，不同的屈服变形定义方式延性系数差别较大。对于构件，变形可为截面曲率、构件位移角、构件挠度等。本标准选择构件位移角作为延性需求是出于以下几点考虑：（1）构件位移角包含弯曲变形和剪切变形，对弯曲控制、弯剪控制和剪切控制的钢筋混凝土柱均适用；（2）构件位移角不依赖屈服位移或屈服曲率的定义；（3）构件位移角是所有试验样本的常规记录；（4）构件位移角与规范中规定的层间位移角限值直接相关，便于工程师从直观上把握。

7.2.2 在小变形情况下，为了减少计算等效悬壁柱切线坐标系及将节点位移转换到切线坐标系的计算量，也可采用构件初始坐标系近似计算构件位移角，但需扣除构件端部转角引起的无害位移角。

7.2.6 《建筑结构抗倒塌设计标准》(T/CECS 392-2021)(下文简称“倒塌标准”)压弯破坏的构件极限转角取承载力下降 15%时对应的转角，对应构件比较严重损坏和严重损坏的界线值；广东省《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》(DBJ/T 15-151-2019)(下文简称“广东性能规程”)构件极限位移角取承载力下降 20%时对应的构件位移角，对应构件比较严重损坏和严重损坏的界线值。《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2010)(下文简称“高规”)规定：结构抗震性能水准为 5(最低性能水准)时，关键构件的损坏程度为中度损坏。因此，需要对竖向承重的关键构件框架柱的极限位移角需求进行放大，使其地震作用下损

坏程度控制在中度损坏及以下。

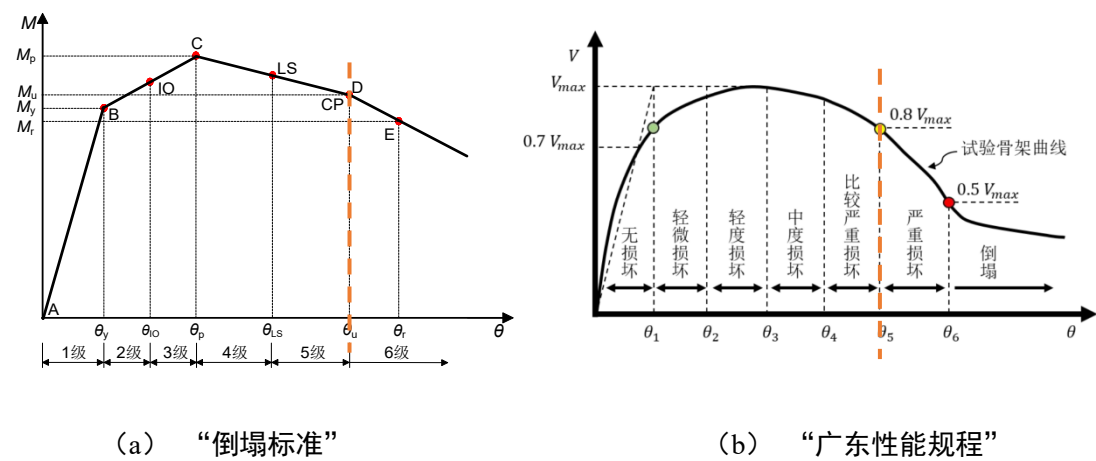


图 1 极限位移角对应的性能等级

根据“倒塌标准”中压弯破坏钢筋混凝土框架柱各损坏等级构件转角限值，计算 θ_u （相当于“高规”比较严重损坏的最大值）与 θ_{LS} （相当于“高规”中度损坏的最大值）的比值，如表 2 所示， θ_u/θ_{LS} 最大值为 1.44。

表 2 压弯破坏钢筋混凝土框架柱转角 θ_p 、 θ_{IO} 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 取值							
抗震等级	轴压比	θ_p/rad	θ_{IO}/rad	θ_{LS}/rad	θ_u/rad	θ_r/rad	θ_u/θ_{LS}
一	≤ 0.3	1.20%	0.90%	1.80%	2.60%	3.40%	1.44
	(0.3, 0.9)	线性插值					
	0.9	1.00%	0.70%	1.70%	2.40%	3.10%	1.41
二	≤ 0.3	1.20%	0.90%	1.60%	2.30%	3.10%	1.44
	(0.3, 1.05)	线性插值					
	1.05	1.00%	0.70%	1.50%	2.10%	2.60%	1.40
三、四	≤ 0.3	1.20%	0.90%	1.50%	2.10%	2.80%	1.40
	(0.3, 1.05)	线性插值					
	1.05	1.00%	0.70%	1.40%	1.90%	2.40%	1.36

根据“广东性能规程”中钢筋混凝土柱弯控和弯剪控情况各损坏等级构件弹性位移角限值计算 θ_5 （相当于“高规”比较严重损坏的最大值）与 θ_4 （相当于“高规”中度损坏的最大值）的比值，如表 3 所示， θ_5/θ_4 最大值为 1.27。

表 3 钢筋混凝土柱损坏等级与位移转角对应关系	
构件参数	损坏等级与位移转角

			1 级	2 级	3 级	4 级	5 级	6 级	5 级/4 级
弯曲损坏	$\bar{n} \leq 0.1$	$\rho_v \leq 0.001$	0.004	0.015	0.022	0.029	0.036	0.042	1.24
		$\rho_v \geq 0.021$	0.004	0.018	0.027	0.037	0.046	0.056	1.24
	$\bar{n} = 0.6$	$\rho_v \leq 0.001$	0.004	0.009	0.011	0.012	0.013	0.014	1.08
		$\rho_v \geq 0.021$	0.004	0.013	0.018	0.022	0.027	0.030	1.23
弯剪损坏	$\bar{n} \leq 0.1$	$m \leq 0.6$	0.003	0.013	0.020	0.026	0.033	0.040	1.27
		$m \geq 1.0$	0.003	0.011	0.016	0.021	0.026	0.028	1.24
	$\bar{n} = 0.6$	$m \leq 0.6$	0.003	0.009	0.011	0.014	0.016	0.018	1.14
		$m \geq 1.0$	0.003	0.008	0.009	0.011	0.012	0.014	1.09

注:

1. 对于表中未列出的构件参数, 可以采用线性插值方法得到相应的位移转角限值;
2. 当构件具有多种可能的破坏形态时, 则采用表中所列的较小值;
3. $\bar{n}$ 为轴压力系数, $\bar{n} > 0.6$ 时, 位移转角限值为表中 $\bar{n} = 0.6$ 时的数值放大 $2.5(1 - \bar{n})$ 倍;
4. ρ_v 为柱箍筋体积配箍率。

需要说明的是, “倒塌标准”和“广东性能规程”中框架柱各损坏等级构件转角或位移角限值均为基于试验数据统计而得, 且考虑了一定的保证率, 而各损坏等级变形限值的比值的保证率是未知的。由于“高规”对各损坏等级变形限值未做规定, 国内尚无统一的标准, 本文未对考虑构件性能目标的构件极限位移角需求放大系数做深入研究, 仅为将框架柱损坏程度控制在中度损坏及以下, 近似将柱位移角需求放大系数取为 1.5。结构工程师可根据具体情况考虑不同的安全储备确定构件极限位移角需求放大系数。

戚永乐在提出相应性能状态下材料应变极限的基础上, 按照我国规范设计了 524 个钢筋混凝土剪力墙构件, 利用有限元分析结果, 结合应变极限进行回归分析, 确定了不同性能水准对应的位移角限值, 见表 4。计算严重破坏与中等破坏对应的位移角比值, 列于表 4 中。

崔济东在戚永乐研究的基础上, 对比美国规范与欧洲规范的性能指标限值, 给出调整后弯控和剪控下 6 个性能水准对应的位移角限值, 见表 5。计算较严重损坏与中等损坏对应的位移角比值, 列于表 5 中。表中“无损坏”性能水准对应的位移角限值为总位移角, 其余水准的位移角限值均为塑性位移角。往复荷载作用下悬臂构件的滞回曲线骨架包络如图 1。

表 4 剪力墙位移角指标限值 (戚永乐)

设计 轴压比	弯剪比	完好	轻微 损坏	轻中等 破坏	中等 破坏	严重 破坏	对应 比值
弯曲破坏							
≤ 0.1	≤ 0.3	0.0025	0.004	0.008	0.015	0.020	1.33
≤ 0.1	≥ 0.6	0.0025	0.003	0.007	0.012	0.018	1.50
≥ 0.25	≤ 0.3	0.0025	0.002	0.005	0.009	0.015	1.67

≥ 0.25	≥ 0.6	0.0025	0.001	0.004	0.007	0.010	1.43
弯剪破坏							
≤ 0.1	≤ 0.3	0.0025	0.003	0.007	0.013	0.018	1.38
≤ 0.1	≥ 0.6	0.0025	0.002	0.005	0.012	0.015	1.25
≥ 0.25	≤ 0.3	0.0025	0.001	0.004	0.008	0.010	1.25
≥ 0.25	≥ 0.6	0.0025	0.001	0.003	0.006	0.008	1.33
剪切破坏							
总位移角		0.003	0.004	0.005	0.006	0.010	1.67

表 5 弯控与剪控下剪力墙位移角指标限值（崔济东）

构件参数			性能水准						对应 比值
			无损坏	轻微 损坏	轻度 损坏	中度 损坏	较严 重损 坏	严重 损坏	
弯曲控制									
n	λ_v	$V/f_{ck}bh_0$							
≤ 0.1	≥ 0.35	≤ 0.02	0.0020	0.006	0.011	0.017	0.021	0.025	1.24
≤ 0.1	≥ 0.35	≥ 0.1	0.0050	0.005	0.01	0.02	0.022	0.024	1.10
≥ 0.4	≥ 0.35	≤ 0.02	0.0010	0.004	0.009	0.013	0.016	0.019	1.23
≥ 0.4	≥ 0.35	≥ 0.1	0.0025	0.004	0.008	0.012	0.017	0.018	1.42
≤ 0.1	≤ 0.05	≤ 0.02	0.0020	0.003	0.006	0.009	0.012	0.014	1.33
≤ 0.1	≤ 0.05	≥ 0.1	0.0065	0.002	0.005	0.007	0.007	0.007	1.00
≥ 0.4	≤ 0.05	≤ 0.02	0.0010	0.002	0.004	0.006	0.008	0.008	1.33
≥ 0.4	≤ 0.05	≥ 0.1	0.0030	0.000	0.000	0.000	0.004	0.004	/
剪切控制									
n	m	ρ							
≤ 0.1	≥ 2.5	≤ 0.015	0.0025	0.003	0.005	0.008	0.010	0.012	1.25
≤ 0.1	≥ 2.5	≥ 0.1	0.0055	0.002	0.003	0.005	0.006	0.007	1.20
$= 0.3$	≥ 2.5	≤ 0.015	0.0025	0.002	0.004	0.006	0.008	0.010	1.33
$= 0.3$	≥ 2.5	≥ 0.1	0.0055	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.00
≤ 0.1	≤ 0.5	≤ 0.015	0.0025	0.004	0.009	0.013	0.017	0.018	1.31
≤ 0.1	≤ 0.5	≥ 0.1	0.0055	0.003	0.005	0.008	0.010	0.010	1.25
$= 0.3$	≤ 0.5	≤ 0.015	0.0025	0.003	0.006	0.009	0.012	0.013	1.33
$= 0.3$	≤ 0.5	≥ 0.1	0.0055	0.001	0.003	0.004	0.005	0.005	1.25

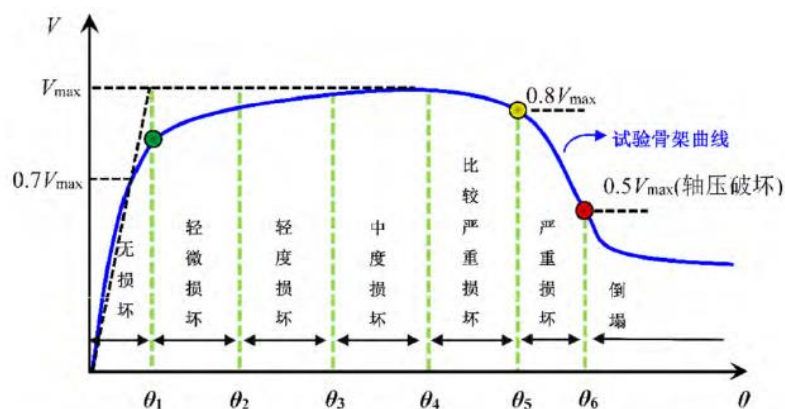


图 7.2.9-2 RC 构件力-位移角曲线及对应性能点

美国既有建筑抗震评估与改造规范（ASCE/SEI 41-23）中对弯控和剪控剪力墙构件规定的变形指标限值见下表 6 和表 7。

表 6 ASCE/SEI 41-23 弯曲控制下剪力墙的塑性转角限值

参数		模拟参数				容许准则			对应 比值	
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	是否 约束 边缘	塑性转角 (rad)		残余 强度 比	塑性区塑性转角(rad) 性能状态				
			a	b		c	IO	LS		CP
≤ 0.1	≤ 0.33	是	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020	1.33	
≤ 0.1	≥ 0.5	是	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015	1.50	
≥ 0.25	≤ 0.33	是	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012	1.33	
≥ 0.25	≥ 0.5	是	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010	2.00	
≤ 0.1	≤ 0.33	否	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015	1.88	
≤ 0.1	≥ 0.5	否	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010	1.67	
≥ 0.25	≤ 0.33	否	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005	1.67	
≥ 0.25	≥ 0.5	否	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004	2.00	

表 7 ASCE/SEI 41-23 剪控剪力墙的塑性转角限值

参数条件	模拟参数					容许准则			对应 比值
	位移角（%）			强度比		总位移角（%）			
						性能水平			
	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>g</i>	<i>c</i>	<i>f</i>	IO	LS	CP	
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0	1.33

$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0	1.33
> 0.05									

“广东性能规程”根据构件破坏形态进行划分的弯控和弯剪控的剪力墙构件变形指标限值见表 8。“抗倒塌标准”构件基于转角的地震损伤等级判别标准如下表 9。其中，压弯破坏的钢筋混凝土结构构件极限转角 θ_u 取为承载力下降 15% 时对应的构件位移角，对应构件比较严重破坏和严重破坏的界线值。压弯破坏的钢筋混凝土剪力墙转角取值见表 10。

表 8 “广东性能规程”剪力墙弹塑性位移角限值

构件参数		构件性能状态						对应 比值
		无损坏	轻微损 坏	轻度损 坏	中度损 坏	比较严重 损坏	严重 损坏	
弯控								
$\bar{n}$	ρ_v							
≤ 0.1	≥ 0.025	0.003	0.011	0.016	0.022	0.025	0.028	1.14
$= 0.4$	≥ 0.025	0.003	0.010	0.013	0.017	0.020	0.022	1.18
≤ 0.1	≤ 0.004	0.003	0.008	0.010	0.011	0.013	0.015	1.18
$= 0.4$	≤ 0.004	0.003	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	1.11
弯剪控								
$\bar{n}$	m							
≤ 0.1	≤ 0.5	0.003	0.010	0.013	0.017	0.020	0.021	1.18
$= 0.3$	≤ 0.5	0.003	0.008	0.011	0.013	0.015	0.016	1.15
≤ 0.1	$= 2.0$	0.003	0.008	0.010	0.011	0.013	0.015	1.18
$= 0.3$	$= 2.0$	0.003	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	1.10

表 9 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件基于转角的地震损伤等级判别标准

损伤等级	损坏程度	判别标准
1 级	无损坏	$\theta \leq \theta_y$
2 级	轻微损坏	$\theta_y \leq \theta \leq \theta_{IO}$
3 级	轻度损坏	$\theta_{IO} \leq \theta \leq \theta_P$
4 级	中度损坏	$\theta_P \leq \theta \leq \theta_{LS}$
5 级	比较严重损坏	$\theta_{LS} \leq \theta \leq \theta_u$
6 级	严重损坏	$\theta > \theta_u$

表 10 压弯破坏钢筋混凝土剪力墙转角取值

骨架线参数	转角/rad
θ_y	0.35%
θ_{IO}	0.50%
θ_P	0.80%

θ_{LS}	1.00%
θ_u	1.30%
θ_r	1.50%

对以上方法中每一类情况下的变形限值指标进行统一计算整理,得到剪力墙极限位移角需求放大系数包络值,如下表 11 所示,各类破坏形态放大系数包络值在 1.18 和 2 之间。

表 11 剪力墙极限位移角需求放大方法系数包络值			
时间	方法来源	破坏控制形式	极限位移角需求放大系数包络值
2012	戚永乐	弯控	1.67
		弯剪控	1.38
		剪控	1.67
2017	崔济东	弯控	1.42
		剪控	1.33
2017	ASCE 41-17	弯控	约束: 2 构造: 2
		剪控	1.33
2019	“广东技术规程”	弯控	1.18
		弯剪控	1.18
2021	“抗倒塌标准”	压弯	1.3

“抗倒塌标准”中极限位移角为承载力下降 15%时对应的构件位移角,对应“高规”和“抗倒塌标准”的构件极限转角。同时,“抗倒塌标准”基于我国学者的理论和试验研究,更适用于实际情况,因此近似取包络值 1.3 作为剪力墙构件极限位移角需求放大系数。此外,上述变形限值基于不同的划分标准,通过试验或验证过的计算模型确定,同时也考虑了一定的安全保证率。然而,不同损坏级别的变形限值比值之间的保证率目前并没有统一的标准。同时,不同破坏控制情况对变形限值也有较大影响。因此,在不同的研究中需进一步考虑更多因素,结合实际情况适当增加安全储备,以确保使用的需求放大系数是具有针对性且合适的。

根据“抗倒塌标准”,钢筋混凝土连梁的相对变形按照跨高比分类给出,见表 12。其中跨高比大于 5 与小于等于 5 的连梁, $(\Delta/L)_u$ 与 $(\Delta/L)_{LS}$ 的比值分别为 $1/(50M_p h/EI_0 + 0.25)$ 和 1.67。

表 12 “抗倒塌标准”钢筋混凝土连梁两端相对变形取值		
骨架线参数	相对转动相对变形/rad	
	跨高比>5	跨高比≤5
$(\Delta/L)_y$	$3M_p h/EI_0$	0.005

$(\Delta/L)_{IO}$	$0.5[(\Delta/L)_y+(\Delta/L)_p]$	0.009
$(\Delta/L)_p$	0.015	0.013
$(\Delta/L)_{LS}$	$0.5[(\Delta/L)_y+(\Delta/L)_p]$	0.015
$(\Delta/L)_u$	0.03	0.025
$(\Delta/L)_r$	0.05	0.034

戚永乐与崔济东关于梁不同性能状态对应的塑性位移角限值见表 13 和表 14。不同破坏形式对应的限值有较大差别。“广东性能规程”钢筋混凝土梁构件变形指标限值取值见表 15。其中弯控与弯剪控对应的比较严重与中度损坏性能状态变形指标限值之比包络值均为 1.26。“抗倒塌标准”给出钢筋混凝土框架梁转角取值与 θ_u/θ_{LS} 的计算值见表 17，包络值为 $1/(50M_p/EI_0+0.25)$ 。

表 13 塑性位移角指标限值（戚永乐）

i 弯曲破坏		完好	轻微 损坏	轻中 等 破坏	中等 破坏	严重 破坏	对应 比值
剪跨比	判定标准						
$\lambda \leq 2$	$m < 0.5$ 且 $m \cdot v < 0.8$	0.003	0.005	0.009	0.016	0.028	1.75
≤ 0.1	$m < 0.5$ 且 $m \cdot v < 1.2$	0.004	0.003	0.007	0.012	0.020	1.67
$2 \leq \lambda \leq 4$	弯曲破坏	0.008	0.003	0.007	0.015	0.025	1.67
ii 弯剪破坏							
弯剪比	名义应力水平						
≤ 0.1	≤ 0.3	0.003	0.010	0.015	0.020	0.025	1.25
≤ 0.1	≥ 0.6	0.003	0.005	0.010	0.015	0.020	1.33
≥ 0.25	≤ 0.3	0.003	0.005	0.010	0.015	0.020	1.33
≥ 0.25	≥ 0.6	0.003	0.003	0.005	0.010	0.015	1.50
iii 剪切破坏		承载力控制					
弯剪比	剪跨比						
≤ 0.7	$\lambda \leq 2$	—	—	—	—	—	0.005
≥ 1.0		—	—	—	—	—	0.003
≤ 0.7	$2 \leq \lambda \leq 4$	—	—	—	—	—	0.007
≥ 1.0		—	—	—	—	—	0.004
≤ 0.7	$\lambda \geq 4$	—	—	—	—	—	0.080
≥ 1.0		—	—	—	—	—	0.005

表 14 钢筋混凝土梁塑性位移角限值（崔济东）

构件参数	性能水准						对应 比值
	无损	轻微	轻度	中度	较严	严重	

			坏	损坏	损坏	损坏	重损坏	损坏	
弯控									
m	λ_v	$V/f_{ck}bh_0$							
≤ 0.2	≥ 0.2	≤ 0.02	0.017	0.013	0.026	0.039	0.052	0.037	1.33
≤ 0.2	≥ 0.2	≥ 0.1	-0.003	0.005	0.011	0.016	0.021	0.021	1.31
≥ 0.8	≥ 0.2	≤ 0.02	0.042	0.020	0.040	0.060	0.080	0.051	1.33
≥ 0.8	≥ 0.2	≥ 0.1	0.021	0.012	0.024	0.037	0.049	0.035	1.32
≤ 0.2	≤ 0.02	≤ 0.02	-0.006	0.003	0.007	0.010	0.014	0.015	1.40
≤ 0.2	≤ 0.02	≥ 0.1	-0.027	-0.004	-0.009	-0.013	-0.017	-0.001	1.31
≥ 0.8	≤ 0.02	≤ 0.02	0.019	0.010	0.021	0.031	0.042	0.029	1.35
≥ 0.8	≤ 0.02	≥ 0.1	-0.002	0.003	0.005	0.008	0.011	0.013	1.38
剪控									
m	ρ_t								
≤ 0.5	≥ 0.008		0.005	0.006	0.011	0.017	0.023	0.022	1.35
≥ 2.5	≥ 0.008		0.005	0.003	0.006	0.008	0.011	0.010	1.38
≤ 0.5	≤ 0.0005		0.005	0.005	0.010	0.015	0.019	0.020	1.27
≥ 2.5	≤ 0.0005		0.005	0.002	0.004	0.006	0.008	0.007	1.33

表 15 ASCE/SEI 41-23 钢筋混凝土梁弹塑性位移角限值

表 15 ACI 318-11 中 11.5.3 节的混凝土梁弯曲性能修正限值									
条件			模拟参数			容许准则			对应 比值
			塑形转角 (rad)		残余强 度比	塑性转角(rad)			
						性能状态			
			a	b	c	IO	LS	CP	
条件 i. 弯曲控制									
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	是否 约束边 缘	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$							
≤0.0	是	≤0.25	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05	2.00
≤0.0	是	≥0.50	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04	2.00
≥0.5	是	≤0.25	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03	1.50
≥0.5	是	≥0.50	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02	1.33
≤0.0	否	≤0.25	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03	1.50
≤0.0	否	≥0.50	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015	1.50
≥0.5	否	≤0.25	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015	1.50
≥0.5	否	≥0.50	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01	2.00
条件 ii. 剪切控制									
箍筋间距≤ $d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02	2
箍筋间距> $d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01	2

条件 iii. 钢筋的锚固或搭接不满足规范要求							
箍筋间距 $\leq d/2$	0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02	2
箍筋间距 $> d/2$	0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01	2
条件 iv. 节点区钢筋不满足规范要求							
	0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03	1.5

表 16 “广东性能规程” 钢筋混凝土梁弹塑性位移角限值

构件参数		构件性能状态						放大系数
		无损坏	轻微损坏	轻度损坏	中度损坏	比较严重损坏	严重损坏	
弯控								
m	ρ_v							
≤ 0.2	≥ 0.012	0.004	0.016	0.024	0.031	0.039	0.044	1.26
≥ 0.8	≥ 0.012	0.004	0.018	0.029	0.039	0.049	0.054	1.26
≤ 0.2	≤ 0.001	0.004	0.010	0.011	0.013	0.014	0.017	1.08
≥ 0.8	≤ 0.001	0.004	0.012	0.016	0.020	0.024	0.029	1.20
弯剪控								
m	ρ_{sv}							
≤ 0.5	≥ 0.008	0.004	0.009	0.014	0.019	0.024	0.026	1.26
≥ 2.5	≥ 0.008	0.004	0.007	0.009	0.012	0.014	0.016	1.17
≤ 0.5	≤ 0.0005	0.004	0.007	0.009	0.012	0.014	0.016	1.17
≥ 2.5	≤ 0.0005	0.004	0.005	0.007	0.008	0.009	0.012	1.13

表 17 “抗倒塌标准” 钢筋混凝土框架梁转角取值

骨架线参数	转角/rad
θ_y	$3M_p h/EI_0$
θ_{Io}	$0.5(\theta_y+\theta_p)$
θ_p	0.015
θ_{LS}	$0.5(\theta_y+\theta_p)$
θ_u	0.03
θ_r	0.05

对以上方法中每一类情况下的变形限值指标进行统一计算整理，得到钢筋混凝土梁极限位移角需求放大系数包络值，如下表 18 所示。与剪力墙相似，梁极限位移角需求放大系数统一采用“抗倒塌标准”对应的系数。

表 18 钢筋混凝土梁极限位移角需求放大方法系数包络值

时间	方法来源	破坏控制形式	极限位移角需求放大系数包络值
2012	戚永乐	弯控	1.75
		弯剪控	1.50
		剪控	—

2017	崔济东	弯控	1.40
		剪控	1.38
2017	ASCE 41-17	弯控	2
		剪控	2
		锚固或搭接不满足要求	2
		节点区钢筋不满足规范要求	1.5
2019	“广东技术规程”	弯控	1.26
		弯剪控	1.26
2021	“抗倒塌标准”	/	$1/(50M_p h/EI_0 + 0.25)$

7.3 箍筋设计

7.3.2 由于构件延性变形能力受轴压比、箍筋用量、箍筋分布和间距、箍筋强度、混凝土强度、剪跨比、纵筋配筋率、截面形状等众多因素影响，且各影响因素相互关联，导致箍筋设计难有准确的计算方法，经验公式结果离散性较大。随着国内外试验数据的丰富及人工智能技术的发展，基于大数据的机器学习方法为钢筋混凝土构件潜在塑性铰区延性箍筋设计提供了可能。以下是两个箍筋智能设计模型，可供参考。

肖从真团队基于 326 个矩形柱和 172 个圆形柱组成的试验数据库（共 498 个样本）训练了钢筋混凝土柱配箍率计算机器学习模型，与经验模型（Watson 模型和 Sheikh 模型）相比，机器学习模型表现出更高的精度和更低的离散性。机器学习模型在测试集上的平均绝对误差为 0.161，而两个经验模型分别为 0.727 和 0.652。机器学习模型在测试集上的误差的标准差为 0.239，而两个经验模型分别为 0.990 和 1.291。机器学习模型在测试集上的安全概率为 55%，可对机器学习模型预测的需求配箍率附加 0.12%，达到 80% 的安全保证率。试验数据库、12 个机器学习模型的 Jupyter Notebook python 代码以及建议的训练好的 XGBoost 模型转换的 C 代码均存储在 GitHub 开源数据库中（<https://github.com/qiaobaojuan/ML-model-for-RC-columns.git>），可供开放下载使用。工程师可以非常方便地将 XGBoost 模型转换的 C 代码集成到抗震设计软件中，用于生产实践。随着试验样本的增多，预测钢筋混凝土柱配箍率的开源机器学习模型可以灵活地利用更多的试验数据，获得更优的性能。

肖从真团队收集了国内外 531 个带有边缘构件的钢筋混凝土剪力墙试件的试验数据，汇编成数据库。以此为基础，筛选出 501 个剪力墙试件，建立了基于

机器学习方法的钢筋混凝土剪力墙边缘构件配箍预测模型,可根据构件延性需求实现智能配箍。与学者设计方法(钱稼茹、辛力、黄志华等)和规范设计方法(中国、美国、欧洲、新西兰规范)中的经验模型相比,该模型在预测精度、稳定性和鲁棒性以及应对异常值的能力方面有相对优势。该模型在测试集上平均绝对百分比误差为 0.662, 优于经验模型(范围在 1-2.5 之间)。模型在测试集上的标准差、加权平均百分比误差分别为 0.005 和 0.246, 经验模型的范围分别为 1.5-2.5 之间、0.75-1.04 之间。该模型在测试集上均方根误差为 0.005, 优于经验模型(范围在 1.7-2.7 之间)。该模型在测试集上的安全概率为 57%, 可对机器学习模型预测的需求配箍率附加 0.24%, 达到 80%的安全保证率。同时, 该模型能够捕捉影响因素与配箍之间的非线性关联, 充分考虑了各影响因素对剪力墙边缘构件配箍的影响。

附录 A 地震动加速度记录

A.0.1 表 A.0.1 中的地震动是谢礼立院士等采用最不利地震动方法，通过计算分析研究从大量地震动记录中确定的，已被《建筑工程抗震性态设计通则》采用。对于工程结构，特别是大型复杂结构的抗震研究和设计，其最重要的任务之一是科学合理的选择设计地震动。谢礼立等在总结了国内外大量强震记录资料和相关研究的基础上，提出了最不利设计地震动的概念，并将其延伸到了“地震动按其破坏作用强度的排序”，该成果将地震动破坏强度排序与超越概率相结合，建立了全球实际地震动记录的破坏强度概率排序，并按照设防烈度和建筑的周期特性，建议了最不利地震动记录列表。谢礼立等比较了考虑和不考虑场地类别的地震动对结构响应大小（破坏势）排序的标准差，研究发现场地类别对地震动的破坏势排序的影响很小，因此在基于地震动破坏势排序选取推荐输入地震动时，可不考虑场地分类。本标准规定在复杂高层建筑抗震设计时，应选择一定比例的最不利地震动记录，以确保设计的安全性。

附录 B 混凝土本构模型

B.2 约束混凝土单轴本构模型

B.2.1 对配筋混凝土，计入箍筋对混凝土的约束效应，核心区混凝土受压应力-应变曲线下降段也可采用三折线来模拟，连接点 $(1.0, 1.0)$ ， $(\frac{\varepsilon_{0.5}}{\varepsilon_{cc}}, 0.5)$ ， $(\frac{\varepsilon_{0.2}}{\varepsilon_{cc}}, 0.2)$ 即可，在 $(\frac{\varepsilon_{0.2}}{\varepsilon_{cc}}, 0.2)$ 以后是水平线。 $\frac{\varepsilon_{0.5}}{\varepsilon_{cc}}$ 与 $\frac{\varepsilon_{0.2}}{\varepsilon_{cc}}$ 可采用下式计算：

$$\frac{\varepsilon_{0.5}}{\varepsilon_{cc}} = 2.34 + 2.49\lambda_v^{0.73} \quad (1)$$

$$\frac{\varepsilon_{0.2}}{\varepsilon_{cc}} = 4.91 + 9.17\lambda_v^{0.76} \quad (2)$$

式中： $\varepsilon_{0.5}$ —— 应力下降至峰值应力的 50%对应的应变；

$\varepsilon_{0.2}$ —— 应力下降至峰值应力的 20%对应的应变。

B.2.2、B.2.3 核心区混凝土受压应力-应变曲线计算公式的适用范围是： $\xi=0.2\sim 5.0$ ， $f_y=200\text{N/mm}^2\sim 700\text{N/mm}^2$ ， $f_{cu}=30\text{N/mm}^2\sim 120\text{N/mm}^2$ ，截面含钢率 $\alpha=0.03\sim 0.20$ ；对于方、矩形钢管混凝土，其截面高宽比 $D/B=1\sim 2$ 。

B.3 混凝土塑性损伤本构模型

B.3.2 塑性损伤因子定义及拉压刚度恢复示意如图 3 所示：

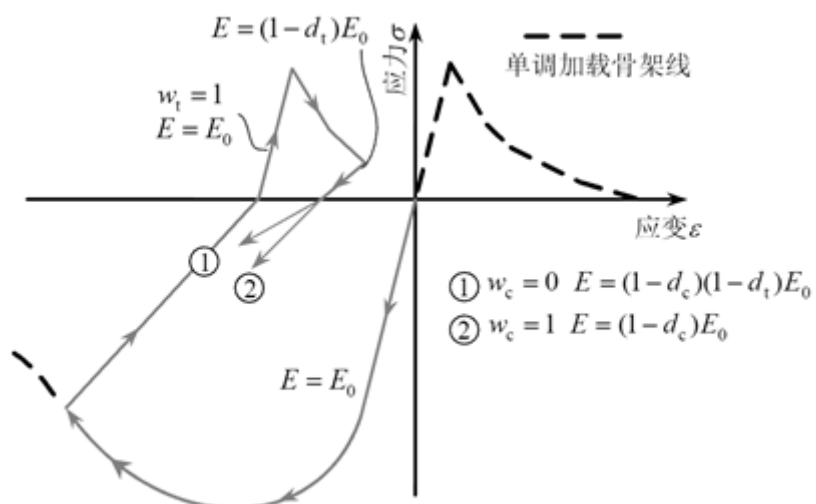


图3 塑性损伤因子定义及拉压刚度恢复示意图

对于平面应力情况，屈服面如图4所示：

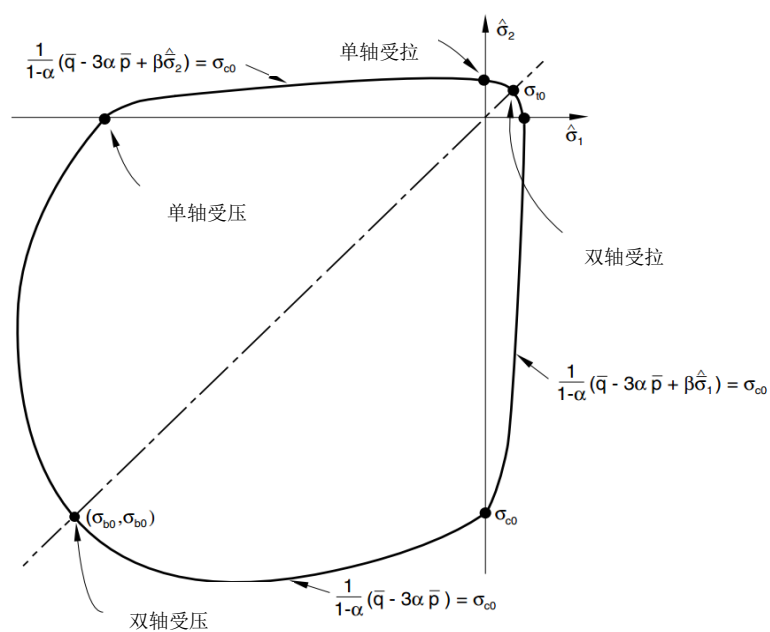


图4 平面应力下混凝土材料的屈服面

附录 C 钢筋、钢材本构模型

C.2 钢板塑性本构模型

C.2.2 钢材的屈服面满足 Mises 屈服函数，进入塑性后钢材的拉压强度发生改变，具有运动硬化特征，采用 Ziegler 运动硬化法则，加卸载无刚度退化。Ziegler 运动硬化法则示意如图 5 所示：

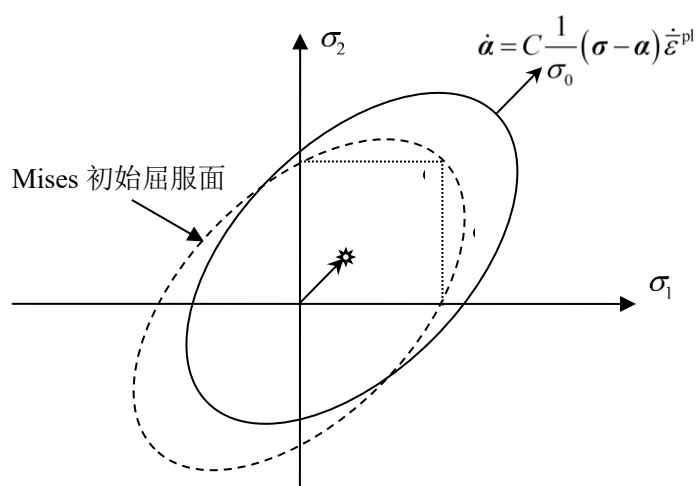


图 5 平面应力下钢材屈服面硬化