

建筑抗震设计 计算算例

高小旺 易方民 等 编著

中国建筑工业出版社

建筑抗震设计计算算例

高小旺 易方民 等 编著

中国建筑工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

建筑抗震设计计算算例 / 高小旺, 易方民等编著.

北京: 中国建筑工业出版社, 2014. 2

ISBN 978-7-112-16342-7

I. ①建… II. ①高… ②易… III. ①建筑结构-防震设计-设计计算 IV. ①TU352.104

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2014) 第 015812 号

本书根据《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 编写, 系配合规范的计算算例集, 帮助读者更好地使用规范进行设计计算。全书供 14 章, 主要内容包括: 建筑抗震设计的基本要求和抗震设计方法; 多层钢筋混凝土框架结构房屋; 高层钢筋混凝土抗震墙结构房屋; 高层钢筋混凝土框架-抗震墙结构房屋; 多层砌体房屋; 底部框架-抗震墙砌体房屋; 多层和高层钢结构房屋; 单层钢筋混凝土柱厂房; 单层钢结构厂房; 单层砖柱厂房; 大跨度屋盖建筑; 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋; 房屋隔震设计; 消能减震结构设计。

本书供结构设计、抗震设计人员使用, 并可供大中专院校师生参考。

* * *

责任编辑: 郭 栋

责任设计: 李志立

责任校对: 陈晶晶 赵 颖

建筑抗震设计计算算例

高小旺 易方民 等 编著

*

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

北京千辰公司制版

北京建筑工业印刷厂印刷

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 31 1/4 字数: 777 千字

2014 年 11 月第一版 2014 年 11 月第一次印刷

定价: 72.00 元

ISBN 978-7-112-16342-7

(24995)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

前 言

本书为应用《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 及相关设计规范编写的建筑抗震设计算例。建筑抗震设计包括概念设计、结构抗震计算和抗震构造措施；其中，建筑抗震概念设计应贯彻于整个建筑抗震设计的始终。抗震概念设计应包括正确地理解和应用《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 的设防目标、设防标准、抗震设计的基本要求和各类结构抗震设计的一般规定以及构件内力调整的内涵、抗震构造措施等对提高建筑整体抗震性能的作用等。只有建立了良好的建筑抗震设计概念，才能有意识地对所设计工程的结构计算结果进行较仔细分析，对出现的薄弱楼层或部位进行有针对性的调整和采取更合理的抗震构造措施。若建筑抗震设计仅满足能够通过验算，其设计结果很可能存在相对薄弱的楼层或部位；对于存在的薄弱楼层或部位仅采取过分增强而不再进行结构均匀性的分析，很可能会导致在原有薄弱楼层的相邻楼层出现新的薄弱楼层等。因此，正确的抗震设计不应仅满足于通过程序计算，还应运用建筑抗震设计的概念对结构计算结果进行正确的判断和较仔细分析与相应调整，尽量使所设计的建筑结构具有较好的均匀性，以及对可能出现的薄弱楼层和部位采取更合理的构造措施。为了使读者对建筑抗震设计有较全面和整体的了解，本书第1章阐述了建筑抗震设计的基本要求、结构抗震计算方法及抗震设计基本步骤，同时在各章中也介绍了各类建筑抗震设计要点。对于建筑抗震设计的算例，本书重点编写了多层与高层钢筋混凝土结构、砌体结构、底部框架-抗震墙砌体房屋、多层与高层钢结构、单层钢筋混凝土柱厂房、单层砖柱房屋、单层钢结构房屋、配筋混凝土小型砌块抗震墙房屋、大跨屋盖建筑房屋等抗震设计的计算例题和隔震与消能减震结构计算例题。

随着计算机的推广应用，目前的我国建筑结构设计均采用计算机程序来完成。依据计算机程序计算的建筑结构设计大大提高了设计人员的工作效率，但也带来了部分技术人员对于计算结果还不能给予正确的判断和合理使用等方面的问题。抗震设计计算比较复杂，采用手工计算的工作量比较大，但通过对建筑抗震设计的手工计算，可以从中搞清楚一些抗震设计的概念和掌握抗震计算的一些简化方法以及可以清晰地给出抗震设计计算实施的步骤和要点，所以在本书中保留了一些手工计算的算例。这里要说明的是，手工计算所采用的是简化方法，其计算结果与计算机计算结果会有一点的差异，但简化计算结果应该是偏于安全的。

本书第1章由高小旺编写，第2章由张宜磊编写，第3章由刘智星编写，第4章由闫熙臣编写，第5章由高小旺和李辉编写，第6章由李清洋编写，第7章和第9章由易方民编写，第8章由刘佳编写，第10章由高炜编写，第11章由刘昱编写，第12章申克常编写，第13章由苏经宇编写，第14章由高向宇编写；全书由高小旺负责定稿。虽然本书的算例大部分为从实际设计工程中改写而来，但限于作者的水平会出现疏漏和存在不当之处，敬请读者批评指正。

目 录

第1章 建筑抗震设计的基本要求和抗震设计方法	1
1.1 抗震设防目标和标准	1
1.2 抗震设计基本要求	5
1.3 抗震设计的一般要求	17
1.4 地震作用分析抗震设计方法	32
1.5 截面抗震验算	53
1.6 结构抗震变形验算	57
1.7 抗震设计基本步骤	71
第2章 多层钢筋混凝土框架结构房屋	83
2.1 多层钢筋混凝土框架结构抗震设计要点	83
2.2 多层钢筋混凝土框架结构房屋手算例题	99
2.3 多层钢筋混凝土框架结构房屋应用计算机程序算例	115
第3章 高层钢筋混凝土抗震墙结构房屋	122
3.1 高层钢筋混凝土抗震墙结构房屋设计要点	122
3.2 高层钢筋混凝土抗震墙结构房屋算例	142
3.3 框支抗震墙结构房屋算例	151
第4章 高层钢筋混凝土框架-抗震墙结构房屋	160
4.1 高层钢筋混凝土框架-抗震墙结构房屋设计要点	160
4.2 高层钢筋混凝土框架-抗震墙结构房屋算例	167
第5章 多层砌体房屋	178
5.1 多层砌体房屋抗震设计要点	178
5.2 多层砌体房屋抗震设计中的有关问题探讨	197
5.3 多层砖房教学楼房屋算例	202
5.4 多层砖房办公楼房屋算例	216
5.5 多层砖房住宅楼房屋算例	223
5.6 多层砌块办公楼房屋算例	229
第6章 底部框架-抗震墙砌体房屋	234
6.1 底部框架-抗震墙砌体房屋抗震设计要点	234
6.2 底部框架-抗震墙砌体房屋抗震设计中有关问题的探讨	255
6.3 底层框架-抗震墙砌体房屋算例	262
6.4 底部两层框架-抗震墙砖砌体房屋算例	288
6.5 底部框架-抗震墙混凝土砌块砌体房屋算例	292

第7章 多层和高层钢结构房屋	297
7.1 多高层钢结构房屋抗震设计要点	297
7.2 多层钢结构房屋算例	306
7.3 高层钢结构房屋算例	315
第8章 单层钢筋混凝土柱厂房	334
8.1 单层钢筋混凝土柱厂房抗震设计要点	334
8.2 双跨等高单层钢筋混凝土柱厂房算例	351
8.3 双跨不等高单层钢筋混凝土柱厂房算例	357
第9章 单层钢结构厂房	373
9.1 单层钢结构厂房抗震设计要点	373
9.2 单层钢结构厂房算例	376
第10章 单层砖柱厂房	385
10.1 单层砖柱厂房抗震设计要点	385
10.2 单层砖柱厂房算例	392
10.3 单层组合砖柱厂房算例	395
第11章 大跨度屋盖建筑	402
11.1 大跨度屋盖建筑抗震设计要点	402
11.2 钢网架屋盖建筑算例	409
11.3 钢网壳屋盖建筑算例	418
第12章 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋	424
12.1 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震设计要点	424
12.2 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙住宅房屋算例	432
12.3 配筋混凝土砌块抗震墙办公楼房屋算例	438
第13章 房屋隔震设计	448
13.1 房屋隔震设计要点	448
13.2 砌体结构隔震设计算例	456
13.3 框架结构隔震设计算例	462
第14章 消能减震结构设计	469
14.1 消能减震结构设计要点	469
14.2 消能减震结构设计算例	474

第1章 建筑抗震设计的基本要求和抗震设计方法

1.1 抗震设防目标和标准

1.1.1 地震作用的特点

当结构工程师进行建筑抗震设计时，必须了解地震作用的特点、地震作用与其他荷载作用的差异、抗震设防的目标和相应的设防标准等，并深刻理解建筑抗震设计的概念和构造措施的内涵，才能搞好抗震设计。

地震作用有着不同于恒荷载、活荷载和风荷载的一些特点。恒荷载长期作用在建筑结构上；活荷载虽有变动但仍较频繁地持续作用在结构上，风荷载虽然作用的时间短，但出现的次数多。在上述荷载的作用下，结构物应处于弹性状态，结构的内力分析可采用弹性分析方法。

地震作用的随机性表现在地震发生的时间、地点和强度上的不确定性，而且其不确定性的程度远远大于其他荷载，若要求在强烈地震作用下结构物仍基本保持弹性状态工作是很不经济，甚至是不可能的。

地震作用与其他荷载不同的主要区别是地震作用的随机性，地震作用的随机性表现在时间、地点和强度等方面。地震无论在时间、空间和强度上的随机性都是很强的，虽然人类对地震发生的规律进行了长期大量的研究，但是迄今世界各国均还不能作出准确的预报。根据历史的统计，地震的发生有平静期（能量积累）和活跃期（能量释放），对于某一个抗震设防区可以大体划分出平静区和活跃区，但还无法预知哪年或哪年时间段发生地震，当然就更无法预知地震作用的强度大小。我国的地震烈度表分为12度，1~5度为无感至有感地震；6度对建筑物有损坏；7度及以上对建筑物破坏性增大。从发生地震的强度来看，相差1度则地震动加速度相差1倍。在地震发生的地点来看，由于地震发生的迁移性，处在同一断裂带上的不同地区发生地震的可能性都存在。

地震作用不同于其他荷载的特点还有地震是地面远动，不是作用在结构上的荷载，其结构的反应与结构的动力特性、场地和地震波的频谱特性等均有关系，地震作用的这些特点集中反应在结构地震作用的计算方法中。

1.1.2 建筑抗震设防目标

地震作用的特点和强烈的地震作用给人们生命财产造成的严重损失，促进了地震工程和工程抗震领域科学研究的深入发展。在地震发生的机制、地震危险性分析，在模拟地震作用下各类结构抗震性能，在总结大地震的经验教训，在更仔细分析地震作用下结构的弹

性、弹塑性的反应,在更新抗震设计理论和进一步完善抗震设计方法等方面的研究都取得了很大进展。基于一系列的研究成果和从既经济又安全的抗震设防出发,世界各国工程抗震研究者相继提出了地震区的房屋结构或其他工程结构抗震设计应遵循的基本原则。这就是经过抗震设计的房屋结构或工程结构在设计基准期内应达到下列目标:在多遇的“小震”作用下,结构应处于弹性状态,主体结构不应发生破坏;在预期的“中震”(设防烈度)作用下,允许结构进入弹塑性状态,其破坏状态应控制在可以一般修理或无需修理的损坏程度之内;在高于设防烈度的罕遇“大震”作用下,允许结构破坏严重,但应确保结构的整体安全,防止倒塌伤人。

《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 在总则第 1.0.1 条中就明确指出:“按本规范进行设计的建筑,其基本的抗震设防目标是: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;当遭受相对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。使用功能或其他方面有专门要求的建筑,当采用抗震性能化设计时,具有更具体或更高的抗震设防目标。”该抗震设防目标是针对丙类建筑的,规范中的使用功能或其他方面有专门要求的建筑,当采用抗震性能化设计时,具有更具体或更高的抗震设防目标是指进行性能化设计和隔震建筑等,但更高的抗震设防目标大体在什么范围还不够明确。

建筑抗震设防类别是根据建筑破坏造成的人员伤亡、直接和间接经济损失及社会影响的大小;建筑使用功能失效后,对全局的影响范围大小、抗震救灾影响及恢复的难易程度;以及城镇的大小、行业的特点、工矿企业的规模等因素的综合分析确定。从《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223—95 到 GB 50223—2008 均把建筑抗震类别分为甲类、乙类、丙类和丁类四个抗震设防类别,并给出了城市及各行业的甲、乙和丁类建筑的抗震设防要求。但没有明确给出甲、乙和丁类相应的抗震设防目标。该标准给出的各抗震设防类别建筑的抗震设防标准为:

(1) 标准设防类(丙类),应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施和地震作用,达到在遭遇高于当地抗震设防烈度的预估罕遇地震影响时不致倒塌或发生危及生命安全的严重破坏的抗震设防目标。

(2) 重点设防类(乙类),应按高于本地区抗震设防烈度 1 度的要求加强其抗震措施;但抗震设防烈度为 9 度时应按比 9 度更高的要求采取抗震措施;地基基础的抗震措施,应符合有关规定。同时,应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

(3) 特殊设防类(甲类),应按高于本地区抗震设防烈度提高 1 度的要求加强其抗震措施;但抗震设防烈度为 9 度时应按比 9 度更高的要求采取抗震措施。同时,应按批准的地震安全性评价的结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定其地震作用。

(4) 适度设防类(丁类),允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低其抗震措施,但抗震设防烈度为 6 度时不应降低。一般情况下,仍应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

1.1.3 抗震设防标准

建筑的抗震设计,要有一个适当的设防标准。它应根据一个国家的经济力量、科学技

术水平恰当地制订,并随着经济力量的增长和科学水平的提高而逐步提高。随着对地震震害经验总结和抗震技术研究的深入,在抗震设防标准的确定上,更加注重符合地震作用的特点和减轻地震灾害的要求。

日本长期以来在抗震设计中采用0.2为“震度系数”和“容许应力设计方法”。到20世纪60年代后期,抗震工程界的专家指出了其不足之处。经过研究,在日本1981年实施的建筑抗震设计法中提出的所谓的“二次设计法”:即对建筑物在遭遇“震度系数”为0.2的地震作用下,建筑物处于弹性工作状态;在遭遇“震度系数”为1.0的地震作用下,建筑物不应倒塌。

美国1975年SEAOC抗震规范指出,抵御小地震结构不损坏;抵御中等地震结构不坏,非结构构件可有某些损坏,抵御大地震结构不倒塌。

我国1974年版、1978年版《建筑抗震设计规范》的抗震设防要求是,当建筑物遭遇相当于基本烈度地震影响时,建筑物可能有一定破坏,但不能危及人的生命和重要设备的安全,不加修理或稍加修理仍可继续使用。

在抗震设防和抗震设计中,都希望了解在设计基准期内各种不同强度地震发生的可能性以及地震的特性,以便合理地确定抗震设防标准和进行抗震设计。然而地震的发生和地震的特性都不能精确地给出,必须以概率的基础进行推测。建立在用概率(随机过程)方法给出今后若干年内不同强度地震发生可能性的地震危险性方法,自1968年由美国Cornell确立以来,无论在研究还是在应用方面都取得了很大进展。我国不少地震工程研究者对地震危险性分析方法的研究和应用做了大量的工作,取得了很多研究成果。地震危险性分析研究和运用的深入开展,为用概率方法确定抗震设防标准创造了条件。

我国《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89、GB 50011—2001和GB 50011—2010均明确指出:“按本规范设计的建筑,当遭受低于本地区设防烈度的多遇地震影响时,一般不受损或不需修理仍可继续使用;当遭受本地区设防烈度的多遇地震影响时,可能受损,经一般修理或不需修理仍可继续使用;当遭受高于本地区设防烈度的罕遇地震影响时,不至倒塌或发生危及生命的严重破坏。”

建筑抗震规范规定的三个烈度水准的抗震设防要求。这三个烈度水准是依据对我国华北、西北和西南三个地区45个城镇的地震危险性分析结果,运用概率的方法对抗震规范中的“小震”、“抗震设防烈度”与“大震”的概率意义和取值进行了分析并给出了相应的结果。

由于我国在制订GBJ 11—89规范时所采用的是基本烈度区划图,所以需要对基本烈度在50年内的超越概率进行评估。文献[1]在对华北、西北、西南三个地区的潜在震源、各震源的地震活动性、地震传播过程的衰减规律分析的基础上,给出了45个城镇的地震危险性分析结果。文献[2]对我国地震烈度的概率分布进行了检验、拟合,确定我国地震烈度符合极值Ⅲ型分布。这些为对基本烈度进行概率标定和用概率方法确定抗震设计中采用的“小震”、与“大震”提供了条件。通过对45个城镇不同超越概率所对应的烈度与该城镇的基本烈度相比较,计算了相比较差的平均值和标准差。从计算结果上来看,在设计基准期50年内超越概率在0.09~0.16范围内变化时,与基本烈度的标准差变化不大。因此,从工程实际来考虑,可以粗略的认为基本烈度相当于50年内超越概率为10%的烈度。

从概率意义上讲,“小震”应是多遇的地震。由于我国地震烈度的概率分布符合极值

Ⅲ型, 极值分布的众值为其概率密度函数上的峰点, 即发震频度较大的烈度, 在极值分布中此值为众值, 所以, 我们称此地震烈度为众值烈度。从地震烈度的重现期来看, 在设计基准期 50 年的众值烈度的超越概率为 63.2%, 是重现期为 50 年的地震烈度, 也就是说众值烈度为 50 年发生一次的地震烈度, 因此把众值烈度作为一般工业与民用建筑截面抗震设计的“小震”烈度水准是合适的。图 1.1.1 示出了众值烈度的概率意义。

在我国建筑抗震设计和抗震设防中采用抗震设防烈度区划图的前提下, 应给出一般工业与民用建筑抗震设计所采用的“小震”烈度应与设防烈度相联系。基本烈度大体为在 50 年内超越概率为 10% 的地震烈度, 这与世界上一些国家 (如美国、加拿大等) 采用在 50 年内超越概率为 10% 的地震动参数作为一般工业民用建筑的抗震设防标准相一致。因此, 文献 [3] 分别计算了这 45 个城镇在 50 年内超越概率为 10% 的地震烈度与众值烈度 (在 50 年内超越概率为 63.2% 的地震烈度) 之差, 并从这 45 个城镇的总体上计算出其差值的平均值为 $\mu_{\Delta I} = 1.55^\circ$, 标准差为 $\rho_{\Delta I} = 0.169^\circ$ 。这样也可以认为设防烈度与众值烈度差的平均值为 1.55 度, 根据烈度与地震地面峰值加速度的关系, 可得到比设防烈度降低 1.55 度的众值烈度所对应的地面峰值加速度的折减系数为 0.34。

从概率意义上讲, “大震” 应是罕遇的地震, 即应为小概率事件。

众所周知, 地震的发生无论在时间、地点、强度方面都是随机的。已往发生概率小于 5% 的强烈地震作用已多次给人们的生命财产造成了严重灾害。因此, 对于“大震”作用下防止结构倒塌的变形验算, 即第二阶段的抗震设计, 其概率水平应在 50 年内的超越概率小于 5%。为了用随机事件出现的概率大体相同的方法来确定基本烈度 7 度、8 度、9 度地区相应的大震烈度, 文献 [3] 分别计算了超越概率为 5% ~ 0.5% 而基本烈度为 7 度、8 度、9 度地区相应烈度。根据计算结果, 从既安全又经济的抗震效果, 建议基本烈度为 7 度、8 度、9 度的“大震”在设计基准期 50 年内的超越概率为 3% ~ 2%, 为小概率事件。从地震烈度的重现期来看, 在 50 年内的超越概率为 3% ~ 2% 的地震烈度的重现期为 1641 ~ 2475 年, 大体相当于两千年左右重现一次的地震烈度。在这样的大地震作用下, 建筑结构的破坏状态为不倒塌。和图 1.1.2 示出了抗震设计中采用的“小震”、“中震”和“大震”在 50 年内的超越概率。

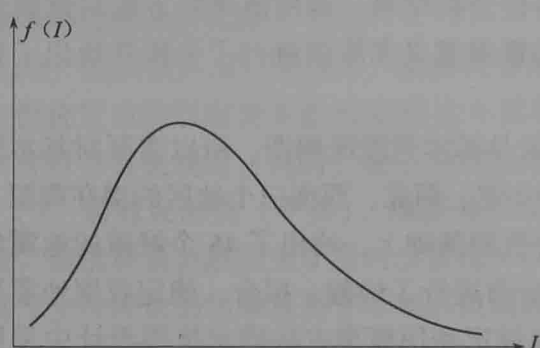


图 1.1.1 众值烈度的概率意义

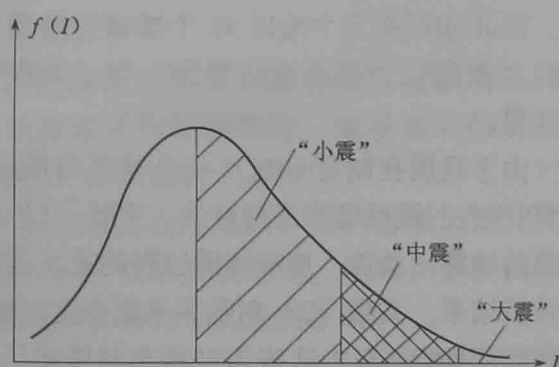


图 1.1.2 “小震”、“中震”和“大震”在 50 年内的超越概率

概括起来说, 我国抗震设计和设防的基础仍是全国地震动参数区划图, 从概率上讲是 50 年内超越概率为 10% 的地震烈度。随着地震危险性分析工作的深入开展, 有可能用地

震危险性区划图代替基本烈度区划,但也要给出在50年内超越概率为10%的地震动参数。在这个意义上讲,对于一般的工业与民用建筑抗震设防和设计的标准时在50年内超越概率为10%的地震烈度(或地震动参数),在截面抗震验算和抗震变形验算中采用的地震作用强度均以设防烈度(在50年内超越概率为10%的地震烈度)为基础,即截面抗震验算采用的地震烈度比相应的设防烈度低1.5度左右,抗震弹塑性变形验算的地震烈度比相应的基本烈度高。高多少,随基本烈度7度、8度和9度区而有所差别。也就是说,建筑抗震规范采用的三个烈度水准:“小震”、“设防烈度地震”和“大震”,其设计方法为二阶段设计和相应的抗震构造措施。按建筑抗震设计规范设计的房屋,将达到三个烈度水准的抗震设防要求。表1.1.1列出了“小震”、“设防烈度地震”和“大震”在设计基准期50年内的超越概率、重现期和 $\alpha_{\max}$ 的取值。

水平地震作用影响系数

表 1.1.1

类别	在设计基准期50年的超越概率	重现期(年)	水平地震影响系数 $\alpha_{\max}$			
			6度	7度	8度	9度
小震	0.632	50	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32
设防烈度地震	0.10	475	0.11	0.23 (0.34)	0.45 (0.68)	0.90
大震	0.03 ~ 0.02	约2000	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

注:括号中的数值分别为设计基本地震加速度0.15g和0.30g的地区。

上述的研究和实际应用都是从地震出现的概率和专家经验判断可冒多大风险而给出的。我国的地震动区划图是基于50年超越概率10%的风险。

1.2 抗震设计基本要求^[4]

地震作用不仅随机性很强,而且也非常复杂。地震作用的复杂性表现在不同的地震区震源机制、断层、地震波的传递和衰减规律的差异,以及地震波有两个水平分量、竖向分量和扭转分量,地震造成对房屋的破坏灾害,不仅与地震的地面峰值加速度有关,而且还与地震波的频谱特性、强震持续时间等因素有密切的关系。

由于地震的不确定性和复杂性,以及结构计算模型的假定与实际情况的差异,使“计算分析”很难完全有效地给出结构的抗震性能的评价,抗震技术人员在总结我国海城、唐山和汶川等大地震的地震灾害经验中发现,从某种意义上说,建筑结构抗震的“概念设计”比单纯的“计算分析”更为重要。建筑结构抗震性能的决定因素是良好的“概念设计”。

1.2.1 地震环境及其对结构抗震的影响

在建筑工程选址规划和方案设计阶段就应考虑到地震危险性,包括场址和场地条件等因素在内对建筑物抗震的不利影响,以使结构方案达到可接受的造价内,满足抗震设计的基本要求,以期取得较好的社会效益和经济效益。

1. 避开抗震危险地段

地震时可能发生崩塌、滑坡、地陷、地裂、泥石流等地段以及震中烈度的发震断裂带可能发生的地表错位的地段,一般称为建筑抗震危险地段。

(1) 发震断层与非发震断层

断层可分为发震断层（或称活动断层）和非发震断层（或称非活动断层）。一般说来，在过去 35000 年以内曾活动过一次，或者在五万年内活动过两次，被认为是发震断层，它具有潜在的地震活动性^[5]。与当地的地震活动性没有成因上联系的一般断层，在地震作用下一般也不会发生新的错动，通常认为是非发震断层。

发震断层突然错动将释放巨大能量，引起地震动。当强烈地震时，断层两侧的相对错动，可能出露于地表，形成地表断裂。1976 年唐山地震，一条北东走向地表断裂，长 8km，水平错动达 1.45m。2008 年汶川大地震，龙门山主断裂带从映秀镇至北川长 200km 断裂贯通，产生垂直和水平位移最大错距 1.6~5m。由此可见，在发震断层附近地表的建筑物将会遭到严重破坏甚至倒塌，显然这种地震危险性在工程场址选择时必须加以考虑。

国内通海 7.7 级地震（1970 年）、海城 7.3 级地震（1975 年）和唐山 7.8 级地震（1976 年）的震害调查资料表明，有相当数量的非活动断层对建筑震害的影响并不明显，位于非活动断裂带上的房屋建筑与断裂带外的房屋建筑，在震中距和场地土条件基本相同的情况下，两者的震害指数大体相同。因此，在工程场址选择时，无需特意远离非活动断层。当然，建筑物具体位置不宜横跨断层和破碎带上，以防万一发生地表错动或不均匀沉降将给建筑物带来危险，造成不必要的损失。

(2) 山崩与滑坡

在强烈地震的作用下，陡峭的山区常易发生巨石滚落、山体崩塌和滑坡等地震灾害。1932 年云南东川地震，大量山石崩塌，阻塞了小江，并于 1966 年再次发生 6.7 级地震时，震中附近一个山头的一侧就崩塌了近 $8 \times 10^5 \text{ m}^3$ 山体。1970 年 5 月秘鲁北部地震，也发生了一次特大的塌方，塌方体以每小时 20~40km 的速度滑移了 18km，以致一个市镇全部被塌方所掩埋，死亡人数近 2 万人之多。1970 年通海 7.7 级地震，丘陵地区山脚下的一个土质缓坡，连同土坡上的几十户人家的整座村庄，向下滑移了 100 多米，土体破裂变形，房屋大量倒塌。1964 年美国阿拉斯加地震，岸边含有薄砂层透镜体的黏土沉积层斜坡，因薄砂层的液化而发生了大面积滑坡，导致土体支离破碎，地面起伏不平。所以，在易发生山崩和滑坡等地段，应视为抗震危险地段，不应在此类地段建造建筑物。

2. 选择抗震有利地段

(1) 局部不利地段

根据我国在乌鲁木齐、东川、邢台、通海、海城和唐山等地的地震震害普查结果所绘制的等震线图，在正常的烈度内，常存在着小面积的高一度或低一度的局部烈度异常区。此外，同一次地震的同一烈度区内位于不同小区的房屋，尽管建筑形式、结构类型和施工质量等情况基本相同，但震害程度却出现较大差异。究其原因，主要是地形和场地条件所造成。

一般来说，位于条状突出的山嘴、孤立的山包和山梁的顶部、高差较大的台地边缘、非岩质的陡坡、河岸和边坡边缘等地段的建筑物，对抗震有不利影响。1966 年云南东川地震，位于河谷较平坦地带的新村，烈度为 8 度，而临近一个孤立山包顶部的硅肺病疗养院，按其破坏程度，烈度不低于 9 度。1970 年通海地震，位于孤立的狭长山梁顶部的房屋，其震害程度所反映出来的烈度，比附近平坦地带的房屋约高出 1 度。图 1.2.1 表示通海地震烈度为 10 度区内房屋震害指数与局部地形的关系，图中实线 A 表示地基土为第三

系风化基岩，虚线 B 表示地基土为较坚硬的黏土。同时，在海城地震时，从位于大石桥盘龙山高差 58m 的两个测点上所测得的强余震加速度峰值记录表明，位于孤突地形上的比坡脚平面上的平均大 1.84 倍。上述现象都充分说明了在孤立山顶地震波将被放大。

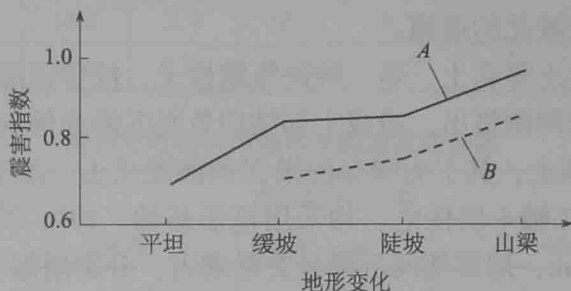


图 1.2.1 房屋震害指数与局部地形的关系曲线

(2) 河岸边坡

在邢台、海城和唐山地震时，不少河岸边坡向河心方向滑移，河岸附近地面出现多条平行于河流方向的裂隙。最远的一条裂隙到边坡脚的水平投影距离 S ，对应一般粉质黏土坡体，约为坡高 h 的 5 倍；对于较软的黏土坡体，约为坡高 h 的 10 倍，如图 1.2.2 所示。河岸上的房屋，常因地面不均匀沉降或地面裂隙穿过而裂成数段。这种河岸滑移对建筑物的危害，靠工程措施来防治是不经济的，一般说来宜采取避开的方案。必须在岸边建筑房屋时，应采取可靠措施增加边坡稳定，以期岸边建筑物的安全。

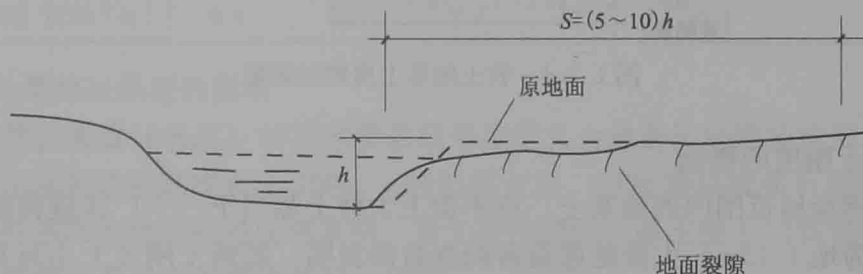


图 1.2.2 河岸地面裂隙的范围

(3) 建筑物不宜建筑于两类不同性质的土层上

研究表明，如果基岩与土覆盖层之间的界面是倾斜的，则对建于其上的结构地震反应将发生明显的影响。因此，在一个场地内，沿水平方向土层类别发生变化时，一幢建筑物不宜跨在两类性质不同的土层上，否则将会危及该建筑物的安全。如果无法避开时，除在分析中考虑到建于不同土层上对结构地震反应的不利影响外，还应采用局部深基础等专门措施，使整个结构的基础埋置于同一土层上，如图 1.2.3 所示。

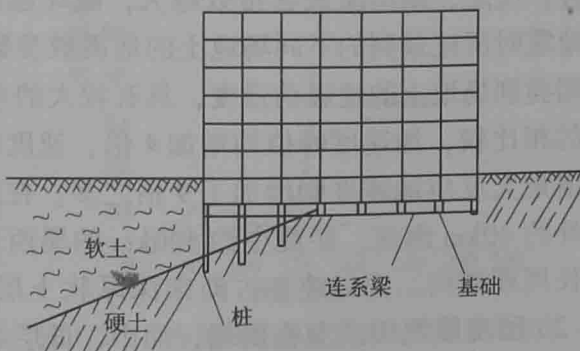


图 1.2.3 横跨两类土层的建筑物

3. 重视场地土条件的影响

(1) 震陷土不能作为天然地基

饱和松散的砂土和粉土，属于可液化土，在强烈地震动作用下，孔隙水压急剧升高，

土颗粒悬浮于空隙水中，从而丧失抗剪承载力，将产生较大的沉陷。土层液化的后果是严重的，将使建筑物下沉、倾斜，地坪下沉或隆起，从而导致上部结构由于地基不均匀沉降而破坏，甚至发生钢筋混凝土桩基础折断、地下竖管弯曲等现象。为此，应采用人工地基，或采用完全消除土层液化的措施。

泥炭、淤泥和淤泥质土等软土，是一种高压缩性土，抗剪强度低。这类软土在强烈地震动下，导致土体向基础两侧挤出，造成上部结构急剧沉降和倾斜。例如，天津塘沽港地区，地表下3~5m为冲填土，其下为深厚的淤泥和淤泥质土，地下水位为1.6m。1974年兴建的16幢3层住宅和7幢4层住宅，均采用筏形基础。1976年唐山地震前，累计沉降量分别为200mm和300mm，地震期间沉降量突然增大，分别增加了150mm和200mm。震后，房屋向一侧倾斜，房屋四周的外地坪地面隆起，如图1.2.4所示。

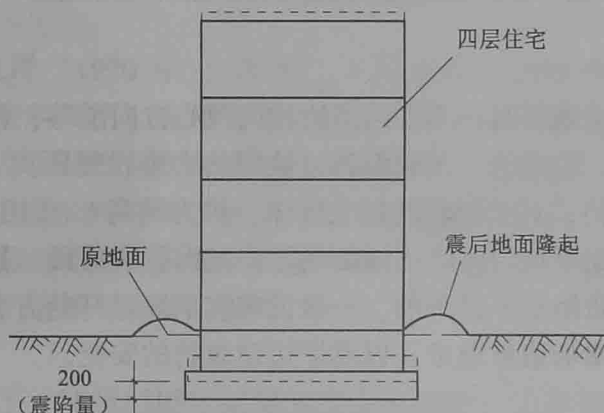


图 1.2.4 软土地基上房屋的震陷

(2) 场地土刚度的影响

场地土是指场地范围内的地基土，在平面上大体上相当于一个厂区或自然村的面积大小，深度一般为地下15m。大量地震震害调查数据表明，场地土刚度大小对其上建筑震害程度有显著影响。场地土刚度，一般以土体的综合剪变模量 G_s 或剪切波速度 v_s 来表述。表1.2.1给出了1975年海城地震现场调查所得到的房屋震害指数 i 与地基土剪变模量 G_s 间的关系。从表1.2.1中的数据表明，地基土剪变模量越大的场地，房屋震害指数越小，破坏越轻；反之，则房屋震害指数越大，破坏越严重。表1.2.2中给出了1985年墨西哥8.1级地震时所记录到的不同场地土的地震动参数。从表1.2.2中实测的地震记录结果表明，不同类别场地土的地震动强度，具有较大的差别。古湖床软土上的地震动参数，与硬土上的相比较，加速度峰值约增加4倍，速度峰值增加5倍，位移峰值增加1.3倍，而反应谱最大反应加速度则增加了9倍之多。在这次墨西哥地震中，震源位于墨西哥西部海岸外约40km海底，距震中约400km的墨西哥城遭受到严重破坏，主要集中在高层建筑和长周期结构，尤以建在古湖床深厚软土层上的高层建筑破坏最为严重，共有164幢6~20层房屋倒塌或濒临倒塌，而中、低层的砌体结构和填充墙框架的破坏比较轻。表1.2.3给出了墨西哥市区不同层数房屋破坏率。墨西哥城的这种特有的破坏现象与当地地质剖面状况和大震作用下这场地震动的长周期特征有密切关系。墨西哥城市中心位于新近代沉积盆地上，土质异常松软，覆层厚度大，这可能是造成高层建筑破坏的重要原因。

海城地震房屋破坏程度与场地土刚度的关系

表 1.2.1

地 名	于官屯 西街	西庙子	感王 小学校	牛庄	于官屯 后街	李家	董家	东拉 拉房
地基土剪变模量 G_s ($\times 10^4$)	14.8	2.8	12.2	9.5	8.7	7.2	6.1	3.7
房屋震害指数 i	0.20	0.38	0.40	0.52	0.65	0.60	0.82	0.92

墨西哥市区不同场地土的地震动参数

表 1.2.2

场地土类别	地震动卓越 周期 (s)	水平地震动参数			结构 (5% 阻尼比) 最大 反应加速度, g
		加速度 (g)	速度 (cm/s)	位移 (cm)	
岩土	<0.5	0.03	9	6	0.12
硬土	≤ 1.0	0.04	10	9	0.10
软硬土过渡区	1.0	0.11	12	7	0.16
软土 ^① (古湖床)	2.0	0.20	61	21	1.02
软土 ^② (古湖床)	3.0 ~ 4.0	0.14	40	22	0.43

① 震害最严重地区, 土的剪切波速 $v_s = 20 \sim 50\text{m/s}$;
② Texcoco 湖附近。

墨西哥市区不同房屋破坏率

表 1.2.3

房屋总层数	1 ~ 2	3 ~ 5	6 ~ 8	9 ~ 12	13 ~ 21	各种层数房屋总和
倒塌 (或严重破坏) 比率 (%)	0.9	1.3	8.4	2.4	10.5	1.4

(3) 场地覆盖层厚度的影响

我国《建筑抗震设计规范》将场地覆盖层厚度定义为地面至坚硬场地顶面的距离, 坚硬场地包括岩土或剪切波速度大于 500m/s 的坚硬土层, 但硬加层或弧石堆等不得作为基岩对待。国内外多次大地震的经验都表明, 对于柔性建筑, 厚土层上的震害重, 薄土层上的震害轻, 直接建于基岩上的震害更轻。1923 年日本关东大地震, 东京都木结构房屋的破坏率, 明显的随冲积层厚度的增加而上升。1967 年委内瑞拉加拉加斯 6.4 级地震时, 同一地区不同覆盖层厚度的土层上的震害有明显差异, 特别是 9 ~ 12 层房屋在厚的冲积土层上的房屋破坏率要高得多。图 1.2.5 表示了 1967 年委内瑞拉加拉加斯地震时房屋破坏率与覆盖土层厚度的关系。从图中的震害调查的统计数据表明, 当土层厚度超过 160m 时, 10 层以上房屋的破坏率显著提高; 10 ~ 14 层房屋的破坏率, 约为薄土层上的 3 倍; 而 14 层以上房屋的破坏率则上升到 8 倍。1968 年和 1970 年菲律宾马尼拉地震中, 不同高度的房屋破坏程度同样随冲积层厚度而明显变化。1976 年唐山地震中, 市区东郊大城山一带基岩露头, 覆盖土层很薄, 尽管位于 10 度地震区内, 但房屋倒塌率仅为 50%, 而相距仅数公里的市区西南郊, 由于覆盖土层厚度高达 500 ~ 800m, 房屋

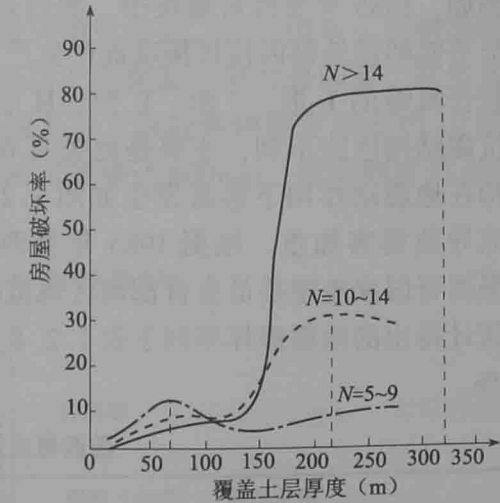


图 1.2.5 房屋破坏率与覆盖土层厚度的关系

倒塌率高达 90% 以上。1976 年我国云南龙陵地震中，盆地外圈花岗岩地基上房屋的倒塌率为 30%；而在盆地中心地带，土层厚度超过 200m，房屋倒塌率比基岩上房屋的倒塌率明显上升，一般为 50%，个别地段上高达 70%。

1.2.2 建筑体型和结构布置的基本原则

1. 简单性

结构的简单性可以保证地震作用具有明确而直接的传递途径，使计算分析模型更易接近实际的受力状态，所得分析结果具有更好的可靠性，据此设计出来的结构的抗震性能更有可靠保证。为了保证结构的简单性，首先应以建筑体型的简单性为前提。国内外多次大地震中都有不少震例表明，凡是建筑体型复杂、不规则，平面上凸出或凹进，立面上高低错落，破坏程度一般都较严重；而建筑体形简单整齐，震害都比较轻。地震区房屋的建筑平面以方形、矩形、圆形为好，正六边形、正八边形、椭圆形、扇形次之，如图 1.2.6 所示。

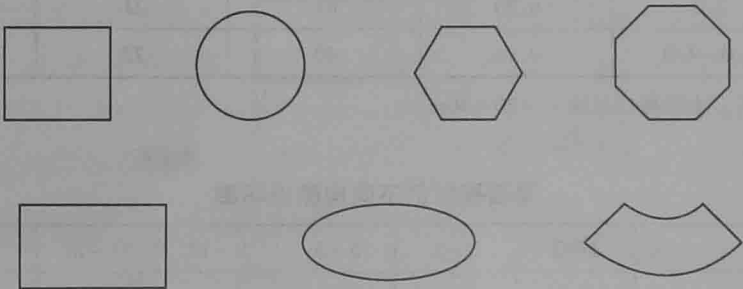


图 1.2.6 简单的建筑平面形状

三角形平面虽也属简单形状，但是，由于它沿主轴方向不都是对称的，在地震动作用下容易发生较强的扭转振动，对抗震不利，因而不是抗震结构的理想平面形状。例如，1985 年墨西哥地震中，墨西哥城内多数具有三角形平面的建筑都因扭转振动而产生严重破坏。此外，带有较长翼缘的 L 形、T 形、U 形、H 形、Y 形等平面也对抗震结构性能不利，主要是此类具有较长翼缘平面的结构在地震动作用下容易发生如图 1.2.7 所示的差异侧移而导致震害加重。根据 1985 年墨西哥地震震害资料，墨西哥国家重建委员会首都地区规范与施工规程会分析了房屋破坏原因，按房屋体形分类统计得出的地震破坏率列于表 1.2.4 中。从表中可见，拐角形建筑的破坏率很高，高达 42%。

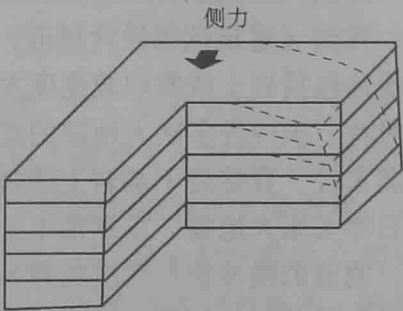


图 1.2.7 L 形建筑的差异侧移

墨西哥地震中房屋的破坏率

表 1.2.4

建筑特征	破坏率 (%)
拐角形建筑	42
刚度明显不对称	15
柔性底层	8
碰撞	15

2. 均匀性

结构的均匀性问题通常存在于竖向布置中, 竖向布置不均匀产生刚度和承载力的突变, 引起竖向抗侧力构件的应力集中或变形集中, 将降低结构抵抗地震的能力, 地震时易发生损坏, 甚至倒塌。

结构的均匀性通常是以结构构件在平面和竖向上均匀分布为主要特征。当结构抗侧力构件布置满足这一要求时, 使地震作用的传递明确而直接, 有助于消除局部应力集中和过早屈服的薄弱部位。在薄弱部位将产生较大的弹塑性变形和高延性要求, 从而可能引起严重破坏, 甚至倒塌。众所周知, 结构抗震性能的好坏, 除取决于整体的承载力、变形和吸收能量能力外, 避免局部的抗震薄弱部位十分重要。某一层或某一构件, 特别是竖向抗侧力, 均有可能成为结构的抗震薄弱部位, 往往是由于刚度突变和屈服强度比突变所造成的。刚度突变一般是由于建筑形体复杂或抗震结构体系在竖向布置上不连续和不均匀性所造成的。由于建筑功能上的需要, 往往在某些楼层处竖向抗侧力构件被截断, 造成竖向抗侧力构件的不连续, 导致传力路线不明确, 从而产生局部应力集中并过早屈服, 形成结构薄弱部位, 最终可能导致严重破坏甚至倒塌。竖向抗侧力构件截面的突变, 也会因刚度和承载力的剧烈变化, 带来局部区域的应力剧增和塑性变形集中的不利影响。

屈服强度比的定义是按实际截面和材料标准强度计算的实际承载力与相应的弹性反应计算值的比值。这个比值是影响弹塑性地震反应的重要参数。实际结构的屈服强度比往往是不均匀的, 如果某楼层或某个竖向抗侧力构件的屈服强度比远低于其他各层或其他竖向抗侧力构件, 出现抗震薄弱部位, 则在地震作用下, 将会过早地屈服而产生较大的弹塑性变形, 需要有高的延性要求。因此, 尽可能从建筑形体和结构布置上, 使刚度和屈服强度变化均匀, 尽量减少形成抗震薄弱部位的可能性, 力求降低弹塑性变形集中的程度, 并采取相应的抗震构造措施, 来提高结构的延性和变形能力。

1971 年美国圣费南多地震, Olive View 医院位于 9 度区, 主楼遭到严重破坏, 它是一幢刚度和强度在底层突变的建筑的典型震例, 其教训值得借鉴。该主楼是 6 层钢筋混凝土房屋, 其剖面图如图 1.2.8 所示。该幢建筑物三层以上为框架-剪力墙体系, 底层和第二层为框架体系, 而第二层有较多的砖隔墙。该结构上、下层的侧向刚度相差约 10 倍。地震后, 上面几层震害比较轻, 而底层严重偏斜, 纵向侧移达 600mm、横向侧移约 600mm, 角柱出现严重的受压酥碎现象。

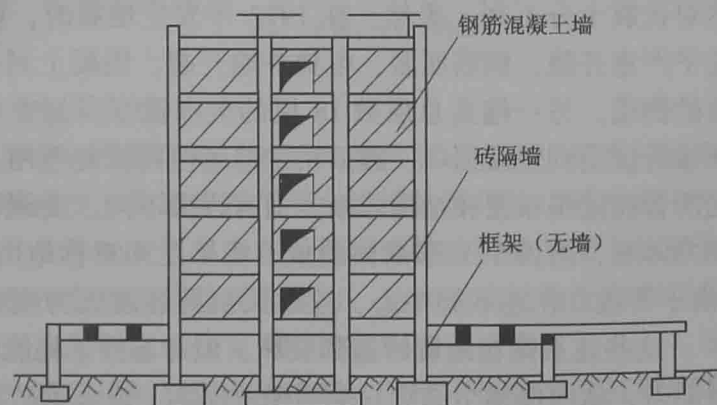


图 1.2.8 Olive View 医院主楼剖面