

前 言

1980年2月,笔者应内蒙古自治区力学学会、建筑学会和抗震办公室的邀请,在呼和浩特市讲授“结构抗震动力分析方法”。在讲授过程中,得到了内蒙古自治区力学学会理事长、内蒙古工学院教授李炳威和内蒙古自治区抗震办公室主任崔守义等同志的鼓励与支持。应他们两位同志和听众要求,将讲授材料整理成这本讲义,并适当作了补充。

本讲义共分十章。第一章讲分析方法的发展与作用,是引言。第二章至第四章讲强震地面运动、结构数学模型和运动方程,是结构抗震动力分析的基础。第五、六两章讲简单线性系统的分析方法及反应谱。虽是初等的,但却是基本的分析方法。第七章讲振型迭加法。我国和国外抗震设计规范大多基于这种方法。第八章讲我国及美国抗震设计规范所用计算方法。第九章讲非线性系统的直接动力分析方法,这是目前重要工程设计和研究广泛采用的分析方法。第十章讲能量方法,这是目前正在研究和探索的分析方法。

李炳威教授和崔守义主任以及内蒙古工学院的同志对本讲义的出版多方操劳并给予大力支持,国家建委抗震办公室师云林同志帮助绘制和清理部分原稿,笔者谨志谢忱。

本讲义力求深入浅出,比较系统地介绍结构抗震动力分析的现代方法。供有关设计和科研人员参考。但由于笔者水平限制,又加上时间紧迫,恐难如愿。不妥之处,请读者批评指正。

叶耀先

1980年12月于北京

目 录

前 言

第一章 分析方法的发展与作用	(1)
§ 1.1 分析方法的作用	(1)
§ 1.2 分析方法的发展	(3)
§ 1.3 分析方法的类型	(5)
参考文献	(13)
第二章 强震地面运动	(14)
§ 2.1 地震的成因	(14)
§ 2.2 地震的描述	(15)
§ 2.3 地震对结构的破坏机制	(16)
§ 2.4 强震地面运动特性	(16)
§ 2.5 强震地面运动描述和设计地面运动	(20)
参考文献	(23)
第三章 结构数学模型	(25)
§ 3.1 影响模型选择的因素	(25)
§ 3.2 结构的基本模型	(26)
§ 3.3 刚度的数学表示	(29)
§ 3.4 质量的数学表示	(32)
§ 3.5 扭转效应	(33)
§ 3.6 阻尼的数学表示	(33)
§ 3.7 基础的模型化: 土壤—结构相互作用	(35)
§ 3.8 设备和非结构构件的考虑	(38)
§ 3.9 子结构模型	(38)
§ 3.10 简化模型方法	(39)
§ 3.11 结构构件的滞回性能	(40)
参考文献	(46)
第四章 运动方程	(50)
§ 4.1 结构动力学的困难和离散化方法	(50)
§ 4.2 运动方程的建立方法	(51)
§ 4.3 支承作一维刚体运动时的运动方程	(53)
§ 4.4 支承作三维刚体运动时的运动方程	(59)

§ 4.5 多支承激动时的运动方程	(61)
参考文献	(64)
第五章 简单线性系统分析方法和反应谱	(65)
§ 5.1 地震荷载的概念	(65)
§ 5.2 杜哈曼积分的数值计算	(70)
§ 5.3 计算弹性反应谱的精确法	(73)
§ 5.4 计算弹性反应谱的增量方程数值解法	(77)
§ 5.5 计算弹性反应谱的钮马克方法	(79)
§ 5.6 弹性反应谱特性	(80)
§ 5.7 非弹性反应谱	(83)
参考文献	(85)
第六章 简单非线性系统的近似解析方法	(86)
§ 6.1 谐和激动	(86)
§ 6.2 随机激动	(94)
§ 6.3 各种近似解法的比较	(97)
参考文献	(106)
第七章 振型迭加法	(108)
§ 7.1 概述	(108)
§ 7.2 坐标转换	(110)
§ 7.3 振型迭加时程法计算步骤	(111)
§ 7.4 振型迭加反应谱法计算步骤	(116)
第八章 规范分析方法	(117)
§ 8.1 中国抗震设计规范方法	(117)
§ 8.2 美国应用技术委员会方法	(124)
§ 8.3 日本建筑抗震设计规范方法	(138)
参考文献	(153)
第九章 非线性系统的直接动力分析方法	(154)
§ 9.1 非线性分析的必要性	(154)
§ 9.2 非线性单自由度系统的步步积分法	(157)
§ 9.3 非线性多自由度系统的步步积分法	(162)
§ 9.4 非线性多自由度系统的威尔逊 θ 法	(163)
§ 9.5 多层结构非线性地震反应分析的若干结果	(165)

§ 9.6 延性系数法	(170)
§ 9.7 混合分析法	(172)
参考文献	(173)
第十章 能量方法	(174)
§ 10.1 能量方法的提出和发展	(174)
§ 10.2 豪斯纳方法	(175)
§ 10.3 柯尔钦斯基方法	(182)
§ 10.4 艾巴涅兹方法	(188)
§ 10.5 索立—克里希纳—卡恩德拉方法	(191)
§ 10.6 墨凯维特方法	(197)
§ 10.7 蓄能法	(198)
参考文献	(202)

第一章 分析方法的发展与作用

结构抗震分析是地震工程学的一个重要组成部分。而地震工程学则是研究用各种手段减轻地震灾害的科学,其主要任务是运用现代科学知识,提供破坏性地震地动特性及其对工程(包括房屋建筑、工程设施和设备等)影响的理论、设计和分析方法,从工程设计、城市规划与土地利用以及社会经济等方面提出经济有效的防震抗震措施,以保障各种工程在未来强震中的安全,减少人员伤亡和经济损失及社会混乱。

在讲述结构抗震分析方法之前,了解地震工程学的内容、发展现状与特点,弄清分析方法的发展和作用以及它所解决的问题,显然是必要的。

§ 1.1 地震工程学的内容、发展现状与特点

地震工程学大致涉及下列二个大的方面:

1. **地学** 主要包括:地震活动性,地质构造,强震地面运动和强震地震学,地震区划和小区区划方法,地震危险分析,土壤、局部地质和地形对场地效应的影响,土动力学,土与结构的相互作用等。

2. **建筑和土木工程** 主要包括:地震反应分析和结构抗震设计,结构系统识别,地震反应估计中的实验技术,钢筋混凝土构件和结构在地震作用下的性状,水工、能源和生命线设施的抗震设计,结构的修复与加固等。

3. **规划和社会经济问题** 主要包括:农村和城市规划,灾区临时和永久住宅及应急措施,政府在减轻地震灾害中的作用,地震保险,投资——效益分析和优化,震后重建的社会问题等。

国际地震工程协会于1980年9月8日至13日在土耳其伊斯坦布尔召开了第七届世界地震工程会议,据我国出席该届会议的代表团所写的报告,当前国际上地震工程学的发展大致有以下五个特点:

1. 研究范围有所扩大,并不断向有关学科渗透

早年,地震工程学主要属于土木建筑工程范畴。以后,地学逐渐深入。土木建筑方面,生命线地震工程和结构的抗震加固与修复有明显发展。此外,增添了社会经济问题、规划及土地利用、地震保险等一些新的内容。现在可以说,地震工程学已从古典的土木建筑范畴扩大到从多方面减轻地震灾害的宽广领域。今天,除了结构工程以外,地震学家、地质学家、力学家、建筑师、规划师、机械师、电气工程师、工艺师、保险专家、社会科学家、心理学家、律师、救灾协调人员、政府官员和行政管理人员都关心和参与地震工程的研究活动。实践证明,只有各行各业共同努力,才能研究出经济有效的减轻地震灾害的措施,并使这些措施付诸实施。

2. 在地学方面,强震地面运动和砂土液化颇受重视,地震危险分析方法有所发展。

强震观测和强震地面运动作为地震工程学的科学基础仍然很受重视。重点是研究发展性能好的观测仪器,改进数据处理和分析技术,研究近场(指震源附近场地)地面运动特性及预测,以及布设标准国际观测台阵等。鉴于目前世界上虽已安装了五千多台强震仪,但其中

将近半数布设在美国和日本，有的地区强震仪已达饱和状态，虽已取得了二千多条有用记录，但其中在离开断层带40公里范围取得的最大加速度超过 $0.15g$ 的近场强震记录却为数不多；这样，加强国际协作，在有希望获得强震记录的地区布设标准国际台阵就成了一个重要发展趋向。十九世纪兴起，后来又衰落下去的强震地震学，由于有了可用的近场强震记录，又日益兴旺了起来，它所研究的基本问题是寻求描述近场强震地面运动的最少参数组。

地震危险分析是近年兴旺起来的领域，在方法上普遍从地震出现概率出发，用再现周期来表示，包括下列环节：用宏观烈度或地面运动参数描述地震强度；根据地震地质特征和历史地震分布勾划出震源区；找出地震发生频数与震级的关系；确定各震源区内的最大地震及地震烈度的衰减规律；确定地震发生的概率模型；最后，给出各个地点在一定时期内，在一定概率下的地震强度，并绘出地震危险的等值线圈。目前已经开始注意各个环节的不确定性，把烈度预测延伸到震害预测，研究对象也从一个地点或单项工程推广到分布在较大面积内的工程系统。

3. 在结构方面，房屋建筑仍是主要研究对象，理论分析向纵深发展。

结构抗震是地震工程学的中心内容，目前的研究仍然侧重于抗震设计，动力分析方法，试验设备与结构和模型试验，以及结构与构件的动力性能。研究对象主要是房屋建筑。至于具体结构，则因各国国情而异，但研究最多的是钢筋混凝土结构、砖结构和农村建筑，因为这几种建筑最为普遍，而且最易受到地震毁坏。钢结构和高楼大厦则研究较少。

结构的修复与加固逐渐引起重视，目前主要是通过试验，研究各种抗震加固措施及其效果。

结构理论分析日益走向深入，并力求考虑更多的影响因素。例如，考虑强震地面运动多分量的耦合效应，结构的空腔作用，荷载——重力效应，结构性能的非线性和随机性，以及土与结构、结构与结构、水与结构、地下结构与周围土壤、土与桩基等各种各样的相互。

结构系统识别也在发展，其任务主要是根据输入和输出识别结构体系特性，或者根据输出和结构模型反推输入。它将为扩大强震记录的应用，全面掌握结构的地震效应开辟一条可行的途径。

结构底部隔振和其他消能、减震措施的研究较前活跃。优化设计兴起不久，却有衰落的趋向。

同钢筋混凝土结构有关的研究工作最为活跃。目前着重研究滞回特性及其数学模型，设计方法的改进，破坏机制，以及非结构构件、复杂截面受力和复杂状态的分析等。有限元等各种有效分析方法获得了广泛的应用，并开始通过系统识别研究材料的本构关系。

4. 在土木工程方面，生命线工程的研究频为活跃，水坝及核反应堆抗震研究势头有所减退。

生命线工程主要是指交通、通信、能源和公用设施系统，它由许多环节构成，分布在一个相当大的地域，其价值约占整个城市财富的一半。七十年代以来的几次强震，使生命线系统累迫毁坏，由此而造成一些城市在震后处于瘫痪状态。生命线系统是“面”结构，其分析方法和破坏定义均有别于房屋建筑一类的“点”结构。目前研究的重点是一个区域整个系统的危险性分析方法，各个环节的震害与设计、修复方法以及强震反应观测。

水坝抗震目前主要研究：库水与坝体、地基土壤与坝体的相互作用，地面差动效应，土动力特性，非线性动力分析方法，分缝施工的影响破坏试验等。研究势头减退可能同日、美等国水力资源开发殆尽，遗留问题难度较大等因素有关。

5. 地震的社会经济影响方面的研究，正在萌芽。

近年强震使人们逐步认识到：地震不仅会造成人员伤亡，房屋建筑和各种工程设施的破坏，而且在震后还会引起社会经济方面的混乱。这种混乱既会造成经济损失，也会造成人员伤亡。海域地震震后烧死烧伤和冻死死伤的约占震时伤亡的一半。唐山地震后，由于天津、唐山一些工厂毁坏使全国一些工厂不能正常生产。可见，地震工程学不仅要研究减轻伤亡和工程破坏的措施，而且要研究震后经济损失和社会影响。这种研究是政府制定地震防灾对策的科学基础。目前的研究主要涉及震灾预测、地震时人员反应，地震保险及防灾对策等。

1936年Davis曾经说过：“再也没有什么东西可以比大地震更能推动地震科学的发展”。正是由于大地震和社会需要的推动，地震工程学的领域正在不断扩大，并向多种学科渗透。研究目标指在减少人员伤亡，减少房屋建筑、工程设施和生命线系统的破坏，减少震后社会和经济方面的混乱。这几年，地震工程学虽未发现重大突破，但可以预期，即将进入一个新的阶段。

§ 1.2 分析方法的作用^[1,2]

人类在地震工程方面的实践已有几千年之久，地震区人民积累了丰富的抗震经验。比如，采用结实的木结构建造房屋和高塔，在土坯墙里加上竹筋或木筋等等。但是，地震工程形成一门科学还不到一百年。在这期间，从结构抗震分析来说，最值得称颂的有四件大事：一是地震仪和地震烈度表的出现，二是强震仪投入观测和强震记录的取得，三是设计经验法则的建立，四是有限元法和近代数字计算机的诞生。

上个世纪末出现的地震仪能记录长周期地震波。对这种地震波进行分析可以得到震级、震源及精确发震时间等地震参数。这样，就能对地震作科学的记载，并能勾画各个地区的地震活动性。地震烈度表几乎是和地震仪同时提出的，它不仅把地震学与工程学联系了起来，而且是描绘地震破坏程度的有力工具。

本世纪三十年代出现的强震加速度仪能把强震时地下与地面真实运动以及结构真实反应记录下来，利用这些数据不仅可以研究地面运动空间分布和影响场，为烈度工程标准和小区划分提供依据，而且还可以分析研究地震震害和结构动力特性，验证和发展抗震理论，为抗震设计提供新的经验和基础资料。此外，还可利用近场地面运动记录研究发震机制，确定有关地震参数。因此，强震观测是地震工程学的科学基础。

所谓抗震设计经验法则就是采用建筑物总重量的百分之几作为水平侧力加在建筑物上来进行抗震设计。这种经验法则至今仍然是抗震设计规范的核心。国内外多次强震的实践证明，按这种经验法则设计的结构，绝大多数经受了考验。甚至可以说，因地震引起的按经验法则设计的建筑物的破坏和倒塌的百分率并不比由于其它原因（如施工不良，地基失效或不均匀沉陷等）造成的建筑物的破坏和倒塌的百分率高。

既然经验设计法则如此奏效，为什么改进经验法则，研究精细抗震分析方法却越来越被人们重视？高层建筑、大坝、原子能电站的兴建显然是重要的原因。因为这些工程一旦被地

震破坏，将会造成严重灾难。1940年Biot反应谱的出现，使人们从理论上认识到在地震区取消房屋高度的限制是可能的，但是必须要有更精确的分析方法，否则，人们是不敢兴建高楼大厦和特种工程的。此外，要改进和提高经验法则，也必须加强精细方法的研究。

今天结构地震反应分析用到的概念并不是新的，运动方程及其解法（如振型迭加法和直接积分法等）几十年前就知道了。但这些方法的大量应用和发展只是最近二十多年的事。其所以如此，近代数字计算机和有限元法起了主导的作用。有限元法对任意复杂结构提供了离散化的统一方法，而数字计算机能按程序求解所得的运动方程，这时，可能包括数百甚至数千个自由度。很多过去望尘莫及的复杂问题，今天都能用有限元法借助于数字计算机求解。

精细分析方法的作用如何？它是否也同经验法则一样奏效？研究和实践证明，分析方法并非万能。对于材料和结构性能能够完全掌握的结构，如钢及钢筋混凝土结构，采用精细的分析方法能够获得可靠的结果，因而能指导工程实践。印度对1967年12月11日 Koyna 6.5级地震中一座338英尺高的混凝土重力坝破坏的分析就是一个最有说服力的例子^{11,2}。地震时有一台AR240加速度仪记录到了接近基岩的地面运动（图1.1a）。把这个地面运动记录作为输入对坝进行了分析。分析指出：非溢洪坝应有两道裂缝，一道在水面以上，震后已经见到，另一道在水面以下，震后没有发现。水位下降后，果然在予期的标高发现了另一条裂缝（图1.1b）。而按照分析，溢洪坝不会出现裂缝，实际上也没有发现（图1.1c）。以后，又按照分析结果对坝作了加固（图1.1d）。于是人们相信，即使再来一次Koyna地震，坝身

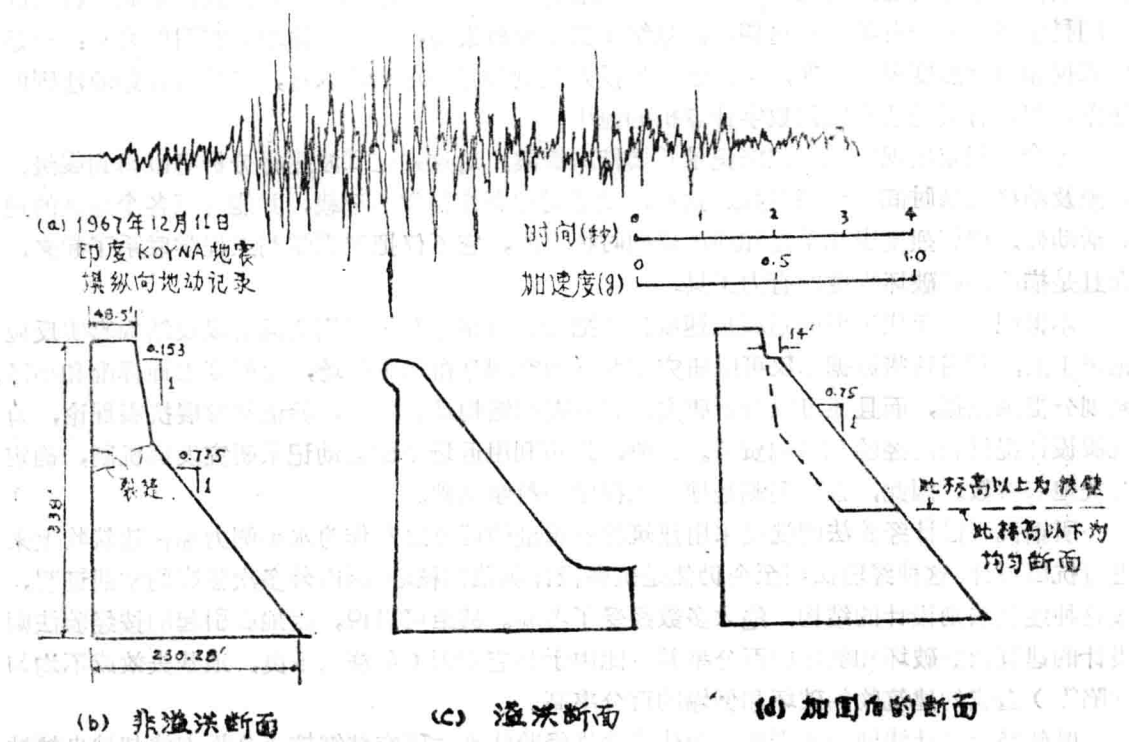


图1.1 印度KOYNA坝强震记录及断面裂缝与加固

将不致出问题。可见,分析方法的效用多么显著!但是,对于土坝、堆石坝及砖石等圬土结构,分析方法并没有这么大的效力,因为其材料性状难于掌握。土坝模型试验指出,在低应变阶段,阻尼比低到1—2%,但是出现很大裂缝以后,阻尼比高达20—30%,而且变化并无规律^[1,8]。所以,对于这类结构,实验分析是极为重要的手段。没有试验数据作为后盾,分析结果的可信度就发生了疑问。国际上用直接动力法所作的非线性分析研究大都是针对钢和钢筋混凝土结构,可能就是这个缘故。

§ 1.3 分析方法的发展

地震工程作为一门科学,虽然还不到一百年,但是近几十年来,其发展速度却是很快的。

十八世纪末到十九世纪初,人们就已经开始在抗震设计中采用经验法则。当时认为房屋是刚性的,地震时,房屋各部分和地面一样地运动。所以,结构在任何时刻的加速度反应均与地面加速度相同。这样,作用在结构上任何一个有质量的地方的地震荷载就是该处质量与地面最大加速度的乘积。这就是一般常说的“静力法”。这种方法直到今天还在沿用。“静力法”对于低矮的刚性结构无疑是正确的,但对于本身是柔性的高层建筑,按静力法设计就不经济,也没有把握。因此,要取消当时规范中对房屋高度的限制,要设计高层建筑就必须研究结构抗震分析的动力方法。

1940年Biot的弹性反应谱理论为结构抗震动力分析方法写下了新的篇章^[1,4]。这个理论至今仍然是我国和世界上许多其它国家抗震设计规范中分析方法的理论基础。但是,按照弹性反应谱理论设计,结构所受到的地震荷载要比当时规范按经验法则规定的地震荷载大得多。例如,把1940年5月18日El Centro地震地面运动记录(最大加速度为0.32g,最大地面速度约为14英寸/秒)输入到一个自振周期约为0.5秒,阻尼在10%以下的结构模型中去,算出的地震底部剪力为 $Q_0 = 0.6W$ 。这里 W 是结构的总重量。而当时美国抗震设计规范规定这类建筑是按 $Q_0 \leq 0.1W$ 设计的。令人惊奇的是按这样小的地震侧力设计的结构却成功地经受了象1940年El Centro那样强烈的地震的袭击。于是,查明弹性反应谱理论与结构实际地震表现之间的差别就成了一个重要的研究课题。

研究表明,有许多原因可以使地震侧力减低。比如,弹性反应谱理论采用自由场地面运动,假定地面是刚性盘体。实际上,结构是建在土层上,结构和周围土壤要发生相互作用。通过修改结构参数或修改地面运动所进行的研究表明,考虑土壤——结构相互作用往往要使结构基本自振周期和有效阻尼增加。周期的增加主要来源于基础土壤的柔性,而阻尼的改变则主要来自因辐射和材料阻尼而引起的土壤能量耗散效应。根据结构特性和所考虑的地面运动,土壤与结构相互作用可以使结构本身的最大地震力增加,减少或者没有影响。但是对于刚性支承结构,土壤与结构相互作用将减少底部剪力和弯矩,因此,在多数情况下,不考虑相互作用是偏于安全的。另一方面,由于基础摆动的影响,弹性支承结构的底部水平位移可能要比底部固定的结构的位移大。但是考虑土壤与结构相互作用,对地震荷载折减不多,不能单纯用它来解释前面所讲的弹性反应谱理论计算结果同实际地震表现之间的差别。

1950年美国伊利诺Illinois大学Pan S.L.的博士论文“延性对简单结构地震反应的影响”

第一个研究了受地震作用的系统的非弹性反应问题。他对受理想地面运动的简单响”^{1.5}，框架的研究表明，塑性能量吸收对减少动力效应有重大影响。

1956年在第一届世界地震工程会议上，日本棚桥谅的“受破坏性地震作用的结构的非弹性振动的研究”^{1.6}，和美国Housner的“抗震结构的极限设计”^{1.7}两篇论文进一步研究非弹性性能对地震反应的影响。前者研究了受理想地面运动的非弹性系统的反应，后者根据能量分析提出了一个设计方法。

1959年，Bycroft, Murphy和Brown 在其“地震屈服谱的电模拟”^[1.8]一文中介绍了对一个实际地震的电模拟研究结果，Sheth R.M.的硕士论文研究了材料非弹性对简单结构反应的影响^[1.9]，Newmark N.M.提出了步步积分法^[1.10]。次年，J.A.Blume 在对 Bycrof, 等人的文章所写的讨论中提出了非弹性系统抗震设计的能量概念^[1.11]。

1960年，Newmark和Veletsos系统地研究了非弹性性能对简单结构地震反应的影响，得到了弹塑性系统的反应谱，并具体提出了在设计中考虑非弹性影响的方法^[1.12]。他们所研究的单自由度系统如图1.2所示。系统受到的地面绝对位移为 u_0 ，质量 m 对地面的相对位移或弹簧变形为 u ，弹簧的弹性刚度为 K ，屈服变形为 u_y ，最大允许变形为 u_m ，屈服抗力为 R_y ，弹簧抗力 R 与变形 u 的关系如图1.3所示。阻尼力假定同 $\dot{u}$ （此处 $\dot{u}$ 表示对时间的一次导数，即 $(\dot{}) = \frac{d()}{dt}$ ）成正比。他们对两个地面运动记录进行了分析：一个是1940年5月18日美国

加州El Centro地震，其南北向加速度记录的总持续时间为29秒，最大加速度为 $0.32g$ （这里 g 为重力加速度），最大速度为13.7英寸/秒，最大位移为8.3英寸，这些最大值分别在动运开始

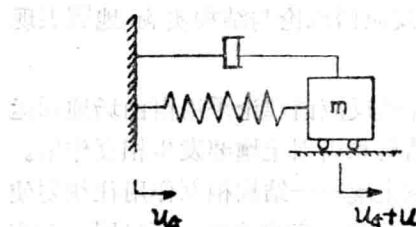


图1.2 单自由度系统

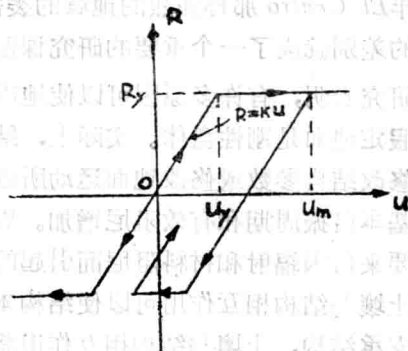


图1.3 抗力—变形关系

后2.1, 1.7和6.2秒达到，另一个是1933年10月2日美国加州Vernon地震，其南 82° 东方向加

速度记录的总持续时间为11秒，最大加速度为0.12g，最大速度为4.6英寸/秒，最大位移为2.2英寸，这些最大值分别发生在运动开始后的1.2，0.7和1.1秒。计算采用Newmark 1959

年提出的步步积分法^[1.10]。分析所得主要结论如下：

1. 弹塑性系统与相应的弹性系统(弹簧刚度及阻尼与弹塑性系统初始刚度及阻尼相同)的最大相对位移接近相等。图1.4为无阻尼自振周期 $T=1.0$ 秒(从弹簧常数 K 算得)临界阻尼比为 $\zeta=0.10$ 的弹性系统及弹塑性系统在El Centro地震作用下的相对位移反应时程曲线。

从图中可以看出，弹性系统最大相对位移为 $u_0=3.28$ 英寸(图1.4a)而 $u_y=\frac{1}{2}u_0=1.64$ 英寸的弹塑性系统最大相对位移也是3.28英寸(图1.4b)，但两者发生在不同时刻。从图1.4b还可看出，屈服计有五次，4次发生在最大反应附近，一次发生在12秒处，以后不再发生屈服。图1.5为 $T=1.0$ 秒 $\zeta=0$ ， $u_y=\frac{1}{3}u_0=0.253$ 英寸的弹塑性系统在Vernon地震作用下的反应时程曲线，最大位移为0.97英寸，比相应弹性系统最大位移 $u_0=3 \times 0.253=0.759$ 英寸约大28%(图1.5b)。从图中还可看到，塑性性状的效应是削平加速度峰值，使其同弹簧所能

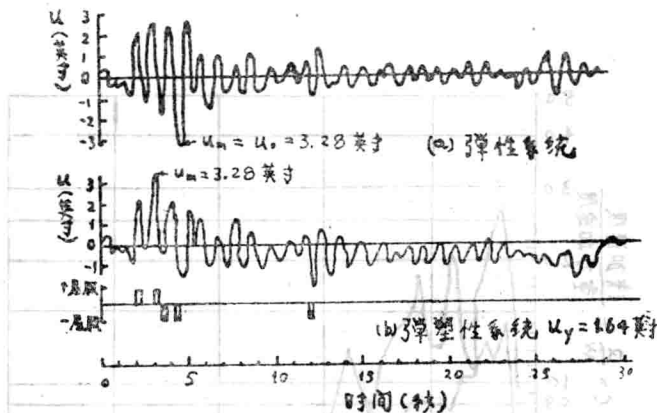


图1.4 $T=1.0$ 秒， $\zeta=0.10$ 的系统在1940年5月18日El Centro地震南北分量作用下的反应时程曲线

承受的最大力相一致。

2. 对于弹性系统，阻尼可明显地减少地震侧力，但即使阻尼大到20%临界阻尼，一个 $T=0.5$ 秒的结构，如果受到1940年El Centro地震作用，仍需按0.45g侧向加速度设计(图1.6)。对于弹塑性系统，即使屈服量不大，也能使地震侧力大为降低。如果把最大允许位移 u_m 与屈服位移 u_y 之比称为“延性系数”(Ductility Factor) μ ，即取：

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}$$

则当 $\mu=1.25$ ，2.0和4.0时，弹塑性系统地震侧力可比相应弹性系统地震侧力分别降低20%，50%和75%(图1.7)。同时，从图1.6和1.7还可看出，临界阻尼从10%增加到20%时，折

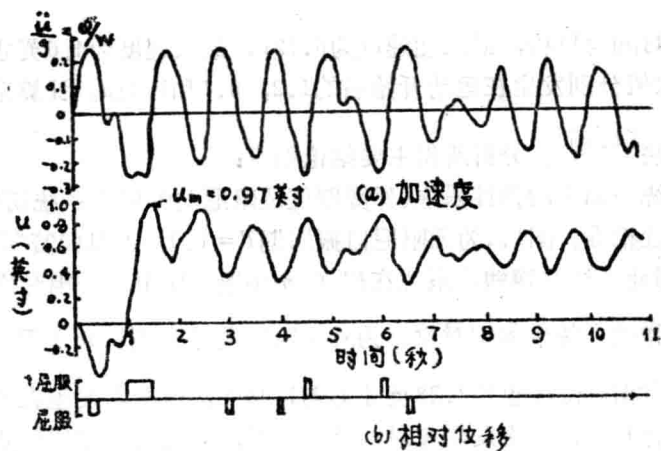


图1.5 $T=0.1$ 秒, $\xi=0$, $u_y = \frac{1}{3}u_0 = 0.253$ 英寸
的弹塑性系统在1933年10月2日地震 $S82^\circ E$ 分量
作用下的反应时程曲线

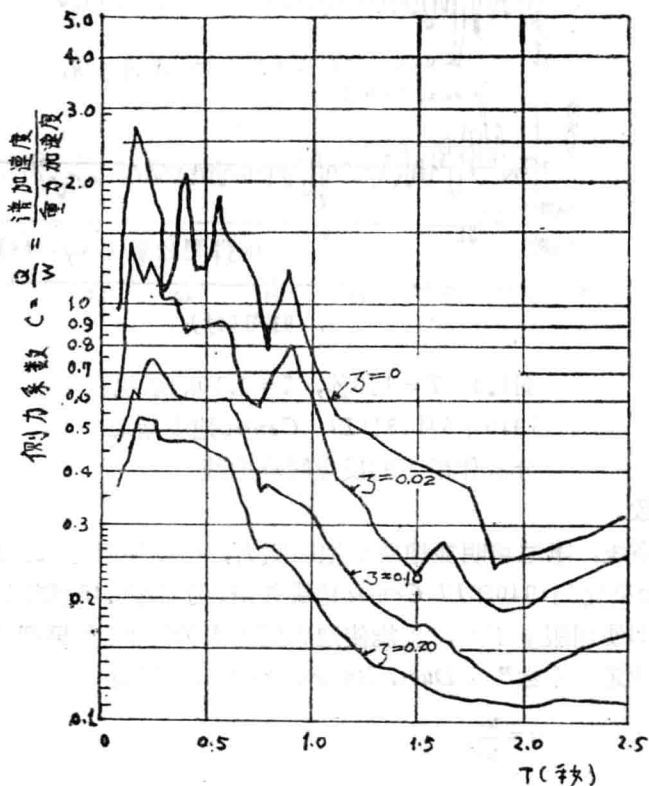


图1.6 弹性系统对El Centro地震的加速度反应谱

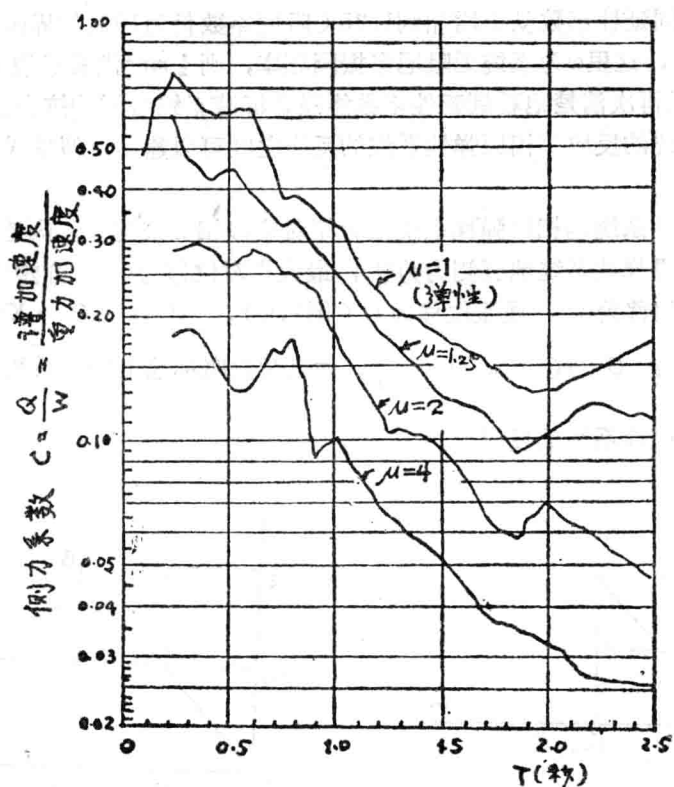


图1.7 10%临界阻尼的弹塑性系统在El Centro地震作用下的加速度反应谱

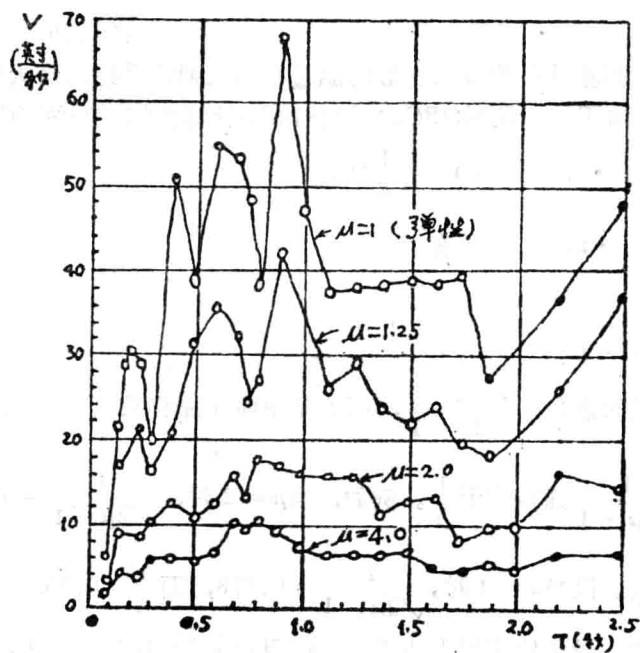


图1.8 无阻尼弹塑性系统在El Centro地震作用下的速度谱

减地震侧力的效果同延性系数从1增加到1.25（阻尼系数仍为10%临界阻尼）时相同。如果定义谱速度 $V = \omega u_y$ ，这里 ω 为系统无阻尼自振圆频率，则 $\frac{1}{2}mv^2$ 代表系统最大可能恢复的应变能。从图1.8可以再次清楚地看到延性系数能显著折减系统所需的抗力。

3. 弹塑性系统的反应与相应弹性系统的反应之间可以建立近似的关系。方法有以下两种：

① 通过弹塑性系统与相应弹性系统最大相对位移相等来建立。因地震侧力与弹性相对位移成正比，故如设弹性系统地震侧力为 Q_E ，最大相对位移为 u_E ，弹塑性系统的地震侧力为 Q_{EP} ，最大相对位移为 u_m ，屈服位移为 u_y （图1.9），则有： $Q_E = Ku_E$ ， $Q_{EP} = Ku_y$ 。因 $u_E = u_m$ ，故有： $Q_E / Q_{EP} = u_y / u_m = \frac{1}{\mu}$ 。如以对数坐标绘出弹性系统反应谱曲线，则将其乘以 $\frac{1}{\mu}$ 就得到弹塑性系统的反应谱。

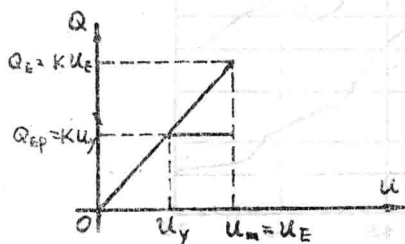


图1.9

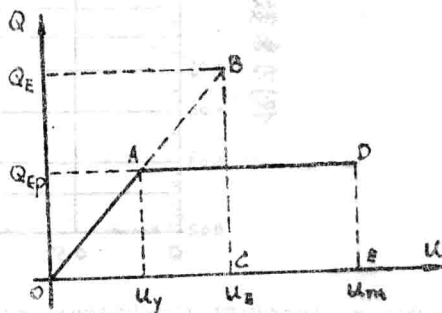


图1.10

② 通过相应于弹塑性系统最大变形的能量与相应弹性系统的最大应变能相等，即图1.10中梯形 $OADE$ 的面积与三角形 OBC 的面积相等来计算弹塑性系统的位移。此时有：

$$\frac{1}{2}Q_{EP} \cdot u_y + Q_{EP} \cdot (u_m - u_y) = \frac{1}{2}Q_E u_E$$

但因 $u_E = \frac{Q}{Q_{EP}} \cdot u_y$ 故有

$$\frac{Q_{EP}}{Q_E} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

即此时，应将弹性反应谱乘以 $\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}$ ，而不是象前面那样乘以 $\frac{1}{\mu}$ 。这第二种方法比第一种

方法保守。因为 $\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}$ 通常大于 $\frac{1}{\mu}$ 。例如，当 $\mu = 2$ 时， $\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} = 0.577$ ，而 $\frac{1}{\mu} = 0.50$ ，

相差15%，还不算大。但当 $\mu = 4$ 时， $\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} = 0.378$ ，而 $\frac{1}{\mu} = 0.25$ ，两者相差50%，就不能忽视了。一般说来，最大位移相等法适用于弱阻尼（ $\xi \leq 5\%$ ）系统，而能量相等法对于

$\xi > 5\%$ 的系统更为合适。

4. 对于大多数结构材料,如钢和钢筋混凝土,结构没有严重损坏的塑性变形大致为弹性极限变形的三倍,即总变形为 $4u_y$, 延性系统数 $\mu = 4$ 。由于少数结构屈服是局部的,并不影响结构总体性质,所以,在抗震设计中,取 $\mu = 4$ 是比较合理的。如果要用更大的延性系数,则应采取措施使结构能发展所要求的塑性变形。

自从1940年Biot反应谱问世以后,在抗震设计中,如何用简便的方法考虑结构材料的非弹性性状的影响一直是地震工程界所奋力追求的目标。经过二十年的努力,到Newmark提出弹塑性反应谱和上述两种应用于设计的建议,才找到了一种比较简易而且可行的方法。这种方法已为一些国家抗震设计规范所取用。但是,这个方法仍然存在着明显的缺陷,即它不能反应局部构件的延性要求(参见第九章§9.6),而建筑物的地震毁坏却往往同局部发生过大的非弹性变形有关。因此,在抗震设计中,如何用简便方法估计结构构件的延性要求仍然是一个悬而未决的课题,有待今后研究解决。

§ 1.4 分析方法的类型

目前结构抗震分析有两种基本上不同的方法:一种是确定性方法(Deterministic Approach);另一种是非确定性方法(Nondeterministic Approach)。在具体情况下,究竟选用那种方法比较合适,主要取决于地面运动和结构系统是如何确定的。如果给定了地面运动的时间历程和结构系统,则不论地面运动是多么地不规则,也可以采用确定性方法进行分析。如果我们不能完全掌握地面运动随时间的变化,而只能在统计的意义上确定地面运动时间历程,即地面运动是随机的,这时就要用非确定性分析方法了。值得指出的是,一般来说,结构的地震反应是用结构位移来表示的。在用确定性分析方法时,有了位移时间历程就可以导出其他的结构反应,如应力、应变及内力等等。但是,在用非确定性分析方法时,就没有这样方便。由于非确定性分析是根据随机地面运动得出结构位移的统计信息,此时,位移时间历程是不确定的,所以不能从位移反应来求应力、应变及内力等其他反应,而只能象求位移反应那样,直接根据随机地面运动分别求出所需反应的统计信息。

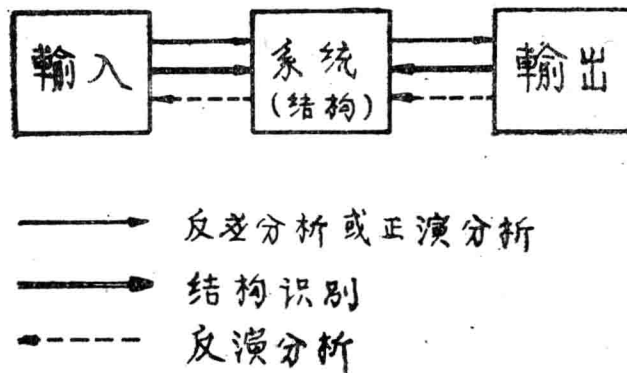


图1.11 结构抗震分析类型示意

我们将着重讲述确定性分析方法，因为目前实用结构抗震分析大都采用这种方法。

结构抗震分析就是一个受地震作用的结构系统，从输入、系统和输出三组数据中的已知部分求出未知部分。根据已知和欲求数据的不同，结构抗震分析大致有三种类型（图1.11）：

1. **反应分析**。就是已知一个结构系统的输入和系统的数学模型及相应参数，求输出。输入通常是地面运动时程曲线，系统数学模型及参数通常是指计算简图，质量、刚度和阻尼等结构动力特性及其沿结构分布，输出通常是结构若干部位一些物理量的反应，如绝对加速度、速度或相对于地面的位移等等。从绝对加速度反应可以求出结构所受的地震荷载。这种方法用的最多，研究也比较深入。由于分析是从输入到输出，所以也可以叫做**正演分析**。

2. **反演分析**。就是已知一个结构系统的数学模型和输出求输入。现有强震记录多数是在覆盖土层上取得的，直接在基岩上取得的记录比较少。要考虑覆盖土层的影响就必需有基岩上的强震运动记录。为此，就要从覆盖土层上的强震地面运动记录反求基岩运动，这是从输出反推输入，所以叫做**反演分析**。

3. **结构识别**。一般是指已知一个结构系统的输入和输出求结构模型参数。对于强震时结构的模型参数我们至今了解很少，因为这些参数一般是通过脉动或微幅激振试验得到的，而结构在微幅振动下和大振幅振动下的模型参数是很不相同的。结构识别把近代系统识别理论用于结构抗震分析，这是充分利用现有强震记录，发展结构抗震理论的一个有力工具。

近年来，结构识别已逐渐形成地震工程学中的一个分支，常称为“系统识别”（*System Identification*）。它的研究范围已不仅包括上面所述的结构识别内容，反演分析及在输入、系统和输出三方面参数之中已知一部分参数而求其余未知参数也都在系统识别之内。

以后，我们将着重讲述地震反应分析。因为，反演分析和结构识别是近年来才提出和发展的抗震分析方法，尚处于研究和探索阶段，离开实际应用还有一段距离。

第一章 参考文献

1.1 Jai Krishna, "Earthquake Engineering Research and Engineering Practice", 《Proceedings of the 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering》, 1979, EERI, P. 1—10.

1.2 Krishan J., Chandrasekaran A.R. and Saini S.S., "Earthquake Stress Analysis of Koyna Dam Monoliths", 《Proc. Fourth Symposium on Earthquake Engineering》, 1970, India.

1.3 Krishna J. and prakash S., "Behaviour of Earth Dam Models under Seismic Loading", 《Proc. third of Symposium on Engineering Earthquake》, Univeristy of Roorkee (India), 1966.

1.4 Biot, M.A., "Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology", Trans. ASCE, Vol. 108, 1943.

1.5 Pan, S.L. "Influence of Ductility on the Response of Simple Structures to Earthquake Motions", Ph. D. Dissertation, Univ. of Illinois, Dept. of Civil Engineering, 1951.

1.6 Tanabashi, R., "Studies on the Nonlinear Vibrations of Structures Subjected to Destructive Earthquakes", proceedings 1956 World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, 1956.

1.7 Housner, G.W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes", Proceedings 1956 World Conference of Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, 1956.

1.8 Bycroft, G.N., Murphy, M.J., and Brown, K.J., "Electrical Analog for Earthquake Yield Spectra", Journal of the Eng. Mech. Div., Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 85, No. EM 4, October, 1959.

1.9 sheth, R. M., "Effect of Inelastic Action on the Response of Simple Structures to Earthquake Motions", M. S. Thesis, Univ. of Illinois, Dept. of Civil Engineering, 1959.

1.10 Newmark, N. M., "A Method of Computation for Structural Dynamics", Journal of the Eng. Mech. Div., Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 85, No EM 3, July, 1959.

1.11 Discussion by John A. Blume, proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. EM 3, June, 1960.

1.12 A. S. Veletsos and N. M. Newmark, "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions", Proceedings of the IIWCEE, Vol. II, PP. 895—912.