

力学参考资料(八)

国外工程抗震

科技文献出版社重庆分社

国外工程抗震

中国科学技术情报研究所重庆分所	编辑
科学技术文献出版社重庆分社	出版

重庆市市中区胜利路91号

新华书店重庆发行所	发行
陕西省宝鸡市人民印刷厂	印刷

开本:787×1092毫米1/16 印张:16¹/₂; 字数:41万

1978年7月第一版 1978年7月第一次印刷

印数: 5100

书号:151.6·299

定价:1.70元

目 录

抗震设计的现状和问题	(1)
苏联房屋抗震研究综述	(6)
现代结构抗震分析中的计算技术	(11)
结构物的防震设计与免震设计	(41)
动力抗震设计方法	(48)
地震对地基和基础的影响	(66)
地震荷载作用下地基承载力的计算方法	(106)
土质地基的弹性对结构横向振动的影响	(109)
地震条件下桩基础在沉陷性土上的应用	(112)
建筑物基础与地基土振动差别的近似估计	(115)
土壤-结构相互作用的试验研究	(119)
结构-基础体系的地震有限单元分析	(141)
关于地下结构物地震反应分析的考察	(149)
地下结构单元的地震分析	(159)
木结构建筑与地震	(166)
装配式建筑与地震	(175)
砌体建筑与地震	(185)
确定房屋自振周期的经验公式	(189)
预应力混凝土——一种新的抗震材料	(193)
新丰根坝 (动力) 结构模型试验	(198)
供填筑坝抗震设计用的动力试验	(205)

拱坝的振动试验和分析.....	(215)
混凝土重力坝动力分析的数学模型.....	(223)
桥梁下部工程振动试验及其分析.....	(230)
日本东京大学生产技术研究所中的抗震结构研究.....	(249)
预应力混凝土大跨桥“浜名大桥”的抗震设计和振动试验.....	(256)

抗震设计的现状和问题

伯野元彦

1. 震度法

过去,通常用震度法进行土木结构物的抗震设计。这种方法,如图1所示。在设结构物为刚体的场合,当地基因地震而发生加速度为 $\ddot{f}(t)$ 的运动时,根据力学规律可知,在结构物的各种单元中作用有和地基加速度 $\ddot{f}(t)$ 方向相反的加速度 $-\ddot{f}(t)$

所以,如果假设结构物各部分的密度为 ρ ,作用于该部分的地震力就为 $-\rho\ddot{f}(t)$ 。如果,想求作用于结构物重心上的地震力,那末在设结构物的质量为 M 时,则该地震力就等于 $-M\ddot{f}(t)$ 。即,同地震加速度波形一样的波动力作用在结构物的重心处。在这样假设下,如果结构物地震时的破坏是在每部分产生的应力超过某一限度时发生的话,就可通过 $-M\ddot{f}(t)$ 的最大值,即地震加速度的最大值在每部分产生的应力是否在容许应力以下,来检验该结构物的抗震性。从上述理由出发,震度法就是一种在结构物上水平地或垂直地静态施加以与最大地震力相当的力来研究抗震性的方法。设计震度值,比如0.2或0.25,表示了施加力与自重之比率,即施加力的加速度对重力加速度之比。

采用这一方法,实际上抗震设计就容易进行。因为,按此方法,地震载荷变成为同其它载荷、固定载荷、活动载荷完全一样的静载荷,从而可方便地根据以前的结构力学来进行应力计算。

但是,用这个方法,并不能解决所有问题。

近几年来,产生着各种各样的问题。这

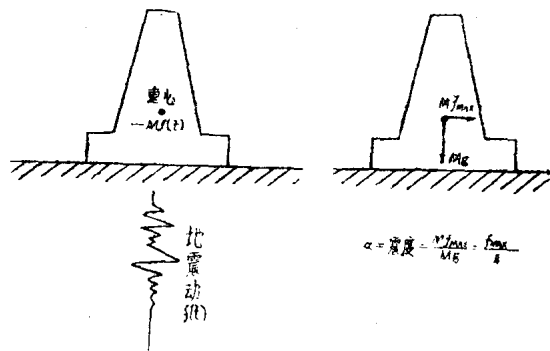


图1 震度法的说明

些问题可列举如下:

①随着结构物大型化,结构单元往往用预应力混凝土来制作,这时结构物看作是柔性的,从而结构物在地震时就发生了与地震动不相同的运动。

②如果以公路为例,由于有由工作性能决定需要用直线线路的情况,所以这时必须经过以前避免通过的山谷,以及松软地基等,随之而来,也就出现了高桥墩、松软地基的基础等从前没有过的结构的问题。

③结构物的建设空间达到地下,对以前空中的结构物所考虑的方法正被迫加以修正。

④随着地震观测精度增高,地震知识丰富起来,例如,圣·费尔南多地震记录到超过1个重力加速度的加速度,而且,根据该地的大坝无损坏的经验,实际地震的加速度不是比从前所考虑的值大吗,而且,在这个加速度时仍存在不受破坏的情况,不是说明地震时的破坏不只是由于加速度引起的吗,如此等等都成了问题。

以上各种问题是可能正确把握对象本

质，也可能首次进行力学处理过这样一类问题。

2. 地震反应

如前所述，现在建设的许多结构物均为柔性的，这样一来，很多结构物的固有周期长于0.3秒，与地震的周期成份（大于0.1秒）相比，就不一定短，其结果，地震时进行与地基运动相对应的运动的物体几乎没有，这种说法也可能并不算过分吧！

对于这样的结构物，已经不可能采用震度法。而必须知道地震时结构物以那种何种方式振动（反应），以进行设计，使此时产生的应力不超过许可应力。

(1) 多自由度系统的振动响应

若打算研究一下怎样将力学应用于这一问题，则最终归结为通过解力学平衡条件方程式，来求出结构物的振动反应。为简单起见，设结构物为单自由度的，如果设质量为 m ，振动阻尼系数为 c ，弹簧系数为 R ，则由下述平衡方程：

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Rx = 0$$

$$+ [地震力] * = 0 \quad (1)$$

$$m\ddot{f}(t)$$

就可确定结构物的振动。由于增加了第一项、第二项，所以与静态情况下的不同。另外，在不看成是单自由度系统的所谓复杂结构物的情形，经过适当的模型化，方程式（1）也只不过成为多元联立方程组而已。

这个方程式，在地震力 $m\ddot{f}(t)$ 为复杂波形的情形下从前不能求解，但是由于电子计算机的出现，一下子就解决了。

图2列出一例。图2表示了这样求出关门桥门司一边的主塔桥墩对1962年4月23日在钏路方面记录下来的地震的反应振动位移。

使用上述的力学基本方法，就可知道地震时在结构物内有怎样的应力产生。

〔问题点〕

要说利用此方法完成了抗震分析，那就不对了。存在的问题是地震输入问题和破坏问题。若看一下振动方程式（1），就会明白地震力 $m\ddot{f}(t)$ 大大左右了结构物的振动。如果决定了建设场地，就可预想对该地发生影响的地震好发地域，即所谓震源。而且，建设场地地基影响的程度也可以考虑进

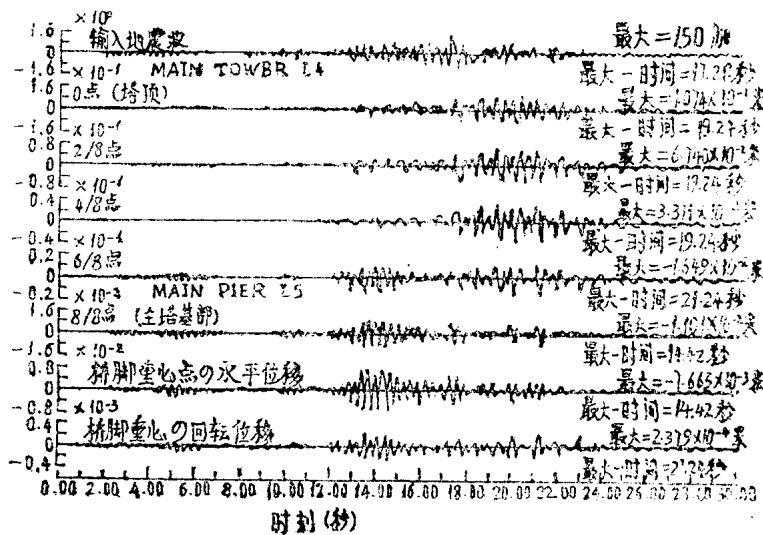


图2 由地震引起关门桥的计算振动位移

*原为 $m\ddot{f}(t)$ ，疑为 $m\ddot{f}(t)$ 之误，译注。

去。但是，关于震源破坏机理是否可完全预计到，地表面软弱层的影响，在大地震时与小地震情形下是否不很大等等，许多疑问都存在着。最终所能得到的基本结论是，要用当地的地震观测求得地震输入的性质。但观测某地的地震，是非常不容易的事，由于地震突入其来，不能像观测台风那样，事先如期望那样地来安置计量仪器。

照此道理，由于不容易有合适的输入地震波，所以将来在大地震发生时，判定这一结构物安全与否是很困难的。

另一个问题是破坏的问题。在新泻地震中，地基发生液化式的破坏而使人震惊，这种现象在过去的地震中也是经常碰到过的。

但是，引起这种大规模的破坏是没有预见到的。由于结构物在地震时如此受害所造成的破坏性结局，所以就不能只用弹性范围内的振动应力来检验结构物的抗震性。当然，弹性反应是可能在容许应力以内的，但是，通常计算此反应所用的地震波形以及最大加速度，一直是以几乎不发生震害的地震记录，或者以远离震害地的地方的记录作为基础，所以比实际有震害地震中相应波形和最大加速度小，性质也有所不同，因而可以想像在大地震的情形，弹性反应值要大得多。根据种种理由，今后，贯彻弹性反应设计的思想是困难的。

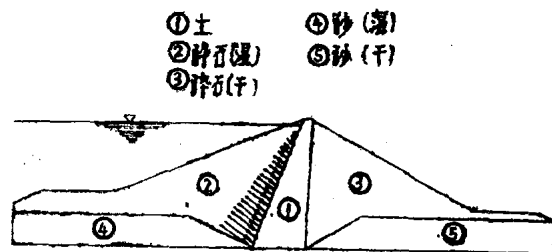
为克服这一点，不是弹性力学办得到的，而必须研究包含破坏的力学体系。现在正处于开展室内实验，以弄清动态破坏现象的阶段。

(2) 有限元素法的应用

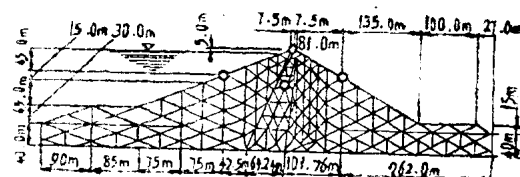
适用于结构力学的富有成果的有限元素法，当然也可应用于动力学的领域，目前正在扩展这个领域。特别是，在能看作二维的物体，如坝，包括周围地基的结构物基础等的振动解析中可以采用。就以坝的解析而言，以前，理论解为凭借于楔形弹性体

的解，或者忽略上下方向的位移求出完全剪切振动的解等等，现在，是用有限元素法代替了。

图3(a)、(b)、(c)是渡边所作计算的例子。对图3(a)的土石坝作单元分割成图3(b)的形式，考虑到材料的非线性，求出地震时如(c)那样的坝体内主应力分布。这样，根据特殊的解析方法的研究，甚至以前认为不能解的力学问题也成为可能了。



(a) 计算中所用土石坝材料的种类 (渡边)



(b) 计算中所用到的有限单元分割



(c) 由エルセントロ地震引起土石坝内主应力分布

图3 土石坝的振动反应计算实例

〔问题点〕

在这种情况下也不能说是完全没有问题或疑问了。由图3可知，处理的范围是有限的，而且，那里的边界条件，在计算时是如何考虑呢？

实际上,在坝的下方和侧方地基无限广延。实际地震时,地的震动从下方来,入射到坝,在使坝振动的同时,相当大一部分能量沿下方或侧方传走。但是,计算时,由于下方或侧方边界条件的选取,上部地震能量不向下方传递。例如,如用单一弹簧支承,能量就被贮藏在弹簧中,不会传向下方;如用提供阻尼的减震器支承,来自下方的地震波不可能向上方通过,这些情况就相当难办。

3.地震输入

(1) 采用断层力学模型的地震运动的计算

为了详细知道结构物在地震时怎样振动,必须了解振动方程式的地震输入的波形本身。因此,大量搜集迄今为止的以往的地震记录,或确定出统计最大值、振动周期等性质,或采用过去的地震记录本身。只是在最近,地震的原因是断层这一点为许多学者所承认,从而可根据在无限弹性体或半无限弹性体中发生断层的力学模型,计算出远离破坏面的地方的地震动。这是一种应用了弹性理论中的“位错力学”的方法。力学模型建立方法如下:

①由地表可能出现的断层,地面上下以及水平方向的永久位移,地震后余震的震源分布等,来决定断层面的大小、位置及剪切量。

②适当假定断层剪切始末所需时间、剪切破坏在断层面上的传播速度,破坏或者从断层面的端部开始、或者从内部开始向两侧传播等。实地记录的地震动同根据上述假定计算的地震动进行比较,以波形最相似的震动作为该地震震源的破坏机理。

③根据以上决定的断层模型,能够计算其它各地的地震动。

图4为金森所作的取鸟地震(1943年 $M=7.4$)的例子,图4(a)表示地表出现

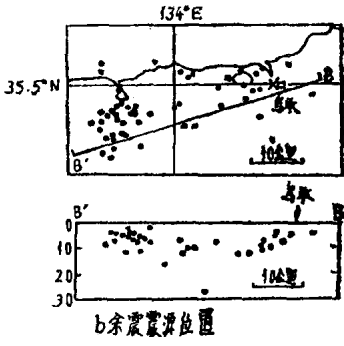
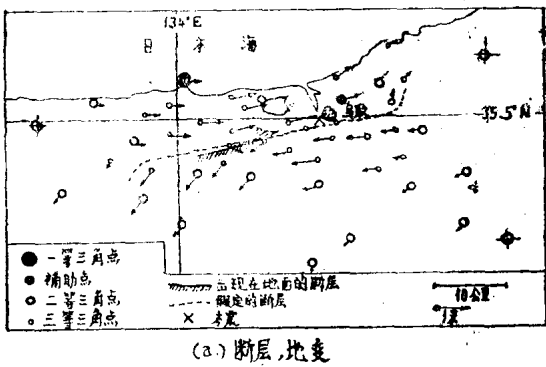


图4 取鸟地震(1943年)的概况

的断层的位置及永久位移矢量,图4(b)表示余震震源位置。由这些,决定断层面的大小为长33公里、深13公里的右横剪切断层,并假定断层面的剪切量随时间的变化,有图5所示那样简单函数关系,把在断层面

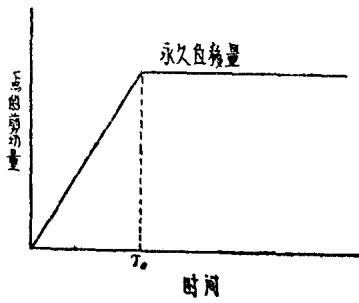


图5 断层面的剪切的时间变化

中的剪切破坏进行速度作各式各样变更而算出地震动。计算结果同观测波形的比较示于图6。这样,作为取鸟地震的震源参数,在图6上同观测波形有比较良好一致的破坏进行速度为2.3公里/秒,破坏形式决定了初期龟裂在断层面中央发生。最近,已确定了大部分灾害地震的这些震源参数,此外,对将

来会发生地震的震源模型也在考虑到地区性的情况下作了设想，决定了要来袭击的地震波。

〔问题点〕

这里所说的计算方法和振动计算，在考察我们的土木房屋时不是没有缺点的。现在的情况是缺点多。缺点在于，由于震源剪切破坏使用了图5所示的那种简单模型，而得到了周期长达几秒至几十秒的计算振动。

为了分析结构物的抗震性，小于几秒的短周期地震波在考察结构物固有周期的情形中是重要的。

实际破坏时，破坏进行速度千变万化。含有较多短周期成分的过程虽然可以预想到，但其正确程度，现在还未完全搞清楚。这里也可想到，由于不能正确把握现象，力学的适用范围看来要受限制。

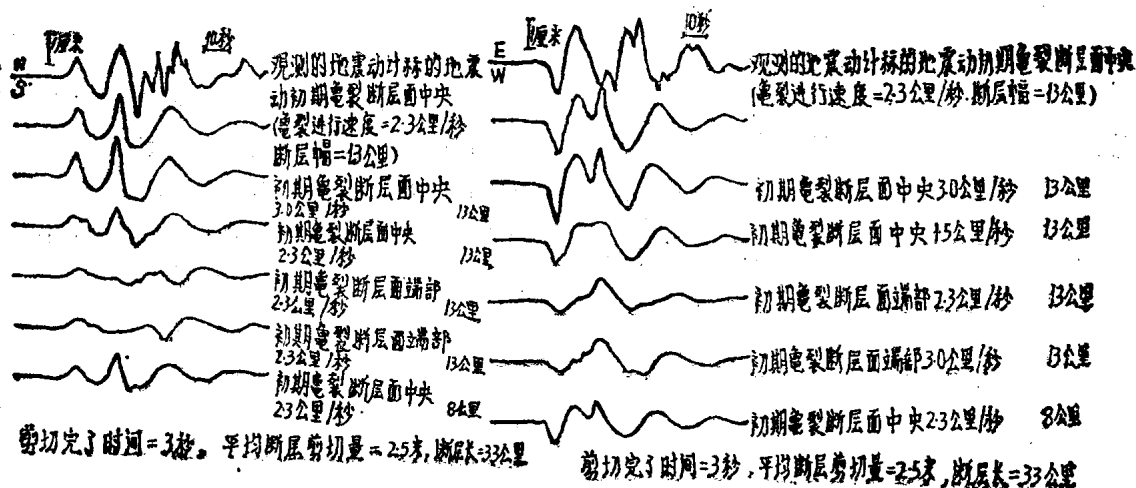


图6

参考文献

1) 土木学会编：地震応答と解析，P225，1973

2) 渡辺启行：有限要素法によるロック・フイル・ダムの非弾性振动解析，电力中央研究所・技术第2研究所报告No.7 1009，1971年11月

3) Hiroo Kanamori: Determination of Effective Tectonic Stress Associated with Earthquake Faulting. The Tottori Earthquake of 1943, Phys. Earth Planet. Interiors, Vol. 5, PP.426~434, 1972.

(译自《土木学会志》，1975，Vol.60.No.8)

苏联房屋抗震研究综述

李鸿猷 陈安析 曾子祥*

苏联在第九个五年计划期间(1968~1973年)加强了房屋抗震研究。现将至1975年的研究状况作一些简要介绍。

颁行地震区建筑物设计

规范—(СНП II—A·12—69)

设防标准只要求确保主体结构的完整性,避免建筑物整体或局部坍塌,在不危及人员安全及贵重设备时,允许个别结构构件可受损坏。

地基土按抗震性划分为三类。岩石、半岩石属第Ⅰ类,其他土主要按地下水位深度分类。粘土、亚粘土、砂土和亚砂土, $h>8$ 米属第Ⅱ类; $h<4$ 米属第Ⅲ类。特别密实的单一基土, $h>15$ 米属第Ⅰ类; $6<h<10$ 米属第Ⅱ类; $h<3$ 米属第Ⅲ类。 h 在上述范围之间,则应结合地形、地层构造、

风化程度、断层距离等因素定类。地震烈度按地基土抗震类别调整:对7~9度地震区,Ⅰ类地基降低1度考虑;Ⅲ类地基应提高1度考虑。

规定结构设计应考虑地震力可能来自任何方向,一般要分别考虑纵、横方向水平地震力。抗震验算不应降低屋面荷载,不必考虑风荷载、设备动力作用、软钩吊车横向制动力及气温影响。仅在计算竖向地震力时,才考虑小车重量及吊车起重量30%。

地震荷载计算公式形式($S_{iP} = K_c \beta_i \eta_{iR} Q_R$)未变,但动力系数 β_i 及振型影响系数 η_{iR} 有新规定与修改。改 $\beta_i = 0.9/T_i$ 为 $\beta_i = 1/T_i$ 。规定框架柱长细比 ≥ 25 时 β_i 值应乘1.5;长细比 ≤ 15 时 β_i 值不增减,中间按插入法取值。确定地下室楼面标高处水平地震力,规定取 $\beta_i \eta_{iR} = 1$ 。砖墙承重的房屋, $\beta_i \eta_{iR}$ 规定值的变更情况如表1所示。

$\beta_i \eta_{iR}$ 规定值变更情况

表1

楼数层 $\beta_i \eta_{iR}$ 值 层次	1	2	3	4	5
第一层	3 (3.8)	1.8 (2.7)	1.3 (1.9)	1 (1.3)	0.8 (1.0)
第二层	/	3.6 (3.8)	2.6 (3.3)	2 (2.4)	1.6 (1.8)
第三层	/	/	3.9 (3.8)	3 (3.2)	2.5 (2.5)
第四层	/	/	/	4 (3.4)	3.3 (2.9)
第五层	/	/	/	/	4.1 (3.0)
备 注	未带括号的数值是(СНП II—A·12—69)规定值; 带有括号的数值是旧规范规定值。				

*本文系由李鸿猷同志执笔。

规定砖石结构应按水平向和竖向地震力同时作用验算。计算烈度为7.8度的地区，竖向地震荷载取为竖向静荷载的15%；对于9度地区取为30%。竖向地震荷载作用方向（向上或向下）应按构件最不利受力情况确定。

墙、墙板及其与框架的锚固之局部地震荷载计算，按相应所考虑的结构标高处 $\beta_{v1}\eta_{1n}$ 乘积进行，但不得小于2。

规范考虑到了地震荷载作用的短暂性，因之而规定了附加工作条件系数如表2所示。

考虑地震荷载短暂性的
附加工作条件系数 表2

结构验算类别	附加工作条件系数
钢、木结构强度计算	1.4
普通和预应力混凝土及钢筋混凝土偏心受压计算	1.2
砖石结构偏心受压计算	
砖石结构受剪、受拉计算	1.0
细长比大于100的钢及钢筋混凝土压杆及压杆件稳定计算	
焊接接头强度计算	

规范对8.9度地区的医院和小学，限制不超过三层；对7、8、9度地区的砖墙承重房屋，限制层高不超过6、5、4米，同时不超过墙厚12倍。砌体抗震性能按沿通缝的法向标准抗拉强度分为三等。对砖石墙壁最大中距限制更严，如表3所示。

砖石墙壁最大中距限制值（米） 表3

砌体等级	计算地震烈度		
	7	8	9
I	18 (25)	15 (20)	12 (16)
II	15 (20)	12 (16)	9 (12)
III	12 (16)	9 (12)	/
备 注	带括号数值是旧规范限制值。		

对层数 $n > 5$ 的房屋，规定地震荷载应乘以系数 $1 + 0.1(n-5)$ ，但不大于1.4；对大板建筑及整体混凝土墙板建筑，地震荷载应乘以系数 $1 + 0.06(n-5)$ ，但不大于1.3；对梁下净高 ≤ 8 米、跨度 ≤ 18 米的单层厂房排架，地震荷载规定应乘以0.8。

规范估计地震荷载的方法考虑了地基的运动和结构的变形，其动力系数与振型影响系数精度较高，但仍只限于弹性变形体系适用。

人工激震实测与模型试验配合

67年就对距离土方大爆破现场约800米的6幢房屋进行过振动测试，尔后，亚美尼亚、喀什、塔什干、梯比利斯等地，也都以爆破或其他方法激震，实测过房屋振动特征，并配合模型试验进行研究。研究结果表明：

- (1) 估计房屋自振周期时，应考虑地基实际柔性特征、非承重结构（隔墙、吊挂之墙板、楼梯等）的刚度、装配式结构的连接等，对计算前提条件应进行必要修正；
- (2) 楼盖对房屋振型有很大影响，对于平面狭长的房屋尤其如此；
- (3) 即使是平面对称的房屋在微震作用下，也有扭转振动，应引起足够重视。

建立工程抗震观测站，
考察真实地震条件下房屋
的振动过程

至73年，全苏范围已建立80个工程抗震观测站。为了建站方案定型化，还对台站仪表装备与使用制定了一些规程。工作特别顺利的是阿拉木图和杜善勃台站，他们还编著了台站人员培训教材。各工程抗震观测站的全部测试资料由中央建筑结构科研所统管，台站组织和技术指导工作由该单位负责。台站任务是记录房屋和构筑物在实际地震作用

下的位移、速度和加速度。建站直接目的，是要取得建造在不同烈度地震区和不同土质条件下的房屋和构筑物经受地震作用时的大量资料。所得资料可用于以下四个主要方面：

(1) 用于确定实际地震荷载值(作其原始资料)；

(2) 用于校核理论研究的正确性和建立结构在地震荷载作用下的计算方法；

(3) 用作建立结构和材料试验研究方法的基础；

(4) 为比较形式和结构体系不同的房屋之抗震性能提供原始数据。

发展非弹性体系抗震理论，有根据地减小结构地震作用力

实际地震条件下，结构构件、节点与接头通常是在非弹性范围工作(此时结构中甚至可能产生了裂缝)。分析结构体系应力状态如果考虑了实际变形情况，与按弹性分析相比就能大大减小结构的地震作用力。苏联对结构材料实际工作状态的研究已较重视，指出：在分析结构体系应力状态中，必须考虑实际的非弹性影响程度，而不是假设一定影响程度仍将结构视为弹性体系进行分析。苏联尽管在非弹性体系地震作用理论计算方面有点成就，但至今尚未在设计实践上有所进展。理论与实践有距离，不仅是因为要同时考虑变形的非线性过程和地基运动的实际记录资料，在计算上有很大困难，而且还因为在许多情况下要选取相当有根据的《应力-应变》试验曲线是十分复杂的。比如砖石结构，表征变形规律的曲线形状和定量特征，事实上不仅取决于应力状态形式，而且还与其受力时间长短有关。长期承受较大压应力作用的砌体，出现裂缝时塑性变形能力就要降低，卸荷之后，只要在其极限强度应力范围内，其变形几乎按线性规律变化。砌

体当由轴心受压转到偏心受压或受弯时，其应力和变形关系也会产生显著变化。

发展非弹性体系抗震理论及其实用计算方法尽管具有很大意义，但对弹性体系仍应足够注意。因有很多在特殊条件下工作的结构(如原子反应堆、有爆炸危险的设备等)不允许出现非弹性变形。

对抗震结构极限状态的研究十分重要。抗震结构达到极限状态的标准与结构性质有关，特别是与结构塑性变形能力有关。塑性变形造成应力重分配，使受载较大的承重构件把应力调到受载较小的构件上。在这方面，苏联只完成了一些钢结构研究工作，还没有解决在钢筋混凝土结构中应用的问题。例如对弯矩、纵向力和剪力共同作用的情况，还给不出按极限状态计算的方法。框架柱无论在地震荷载、风荷载或吊车荷载作用下，都是属于这类计算，其特点不仅是荷载具有动力特征，而且其应力变号性看来特别重要。框架节点区中部的强度计算问题，苏联至今仍未完全解决，正在塔什干进行试验研究。

研究空间体系计算法，考虑利用结构强度储备

苏联地震区广泛采用了钢筋混凝土框架，正拟出版《计算和构造指南》，其中将介绍房屋按空间体系的计算方法。这种计算方法考虑实际地震振动时要估计地基的运动。与此相关的问题是如何选取实际的加速度。就每一幢房屋而言，无论是当地的震源或远地的震源引起的地震，看来需要考虑的绝不是一个加速度，而是两个或几个计算加速度。在选择计算加速度方面，美国哈乌斯列尔等人提出了一套标准加速度，按地震烈度和地基土特征分组。苏联则是采用根据统计分析得出的计算加速度，并认为设计重要结构时应有仪器记录资料，且用以绘出谱曲线作为设计依据。

苏联在考虑房屋空间工作的基础上,强调指出,拟制计算方法要考虑利用结构强度储备。现行计算方法都还没有考虑这个问题。苏联正在拟制新的地震烈度表和地震分区图,新烈度表对所有规定的地震烈度,相应的位移、速度和加速度值都有所提高。

重视统计法的应用,加强地震波传播理论研究

不运用统计法,研究地震力或极限状态就很困难。各国对抗震结构极限状态的评价至今作得很少,其实就是涉及统计理论问题,即涉及到在动力作用下处于随机过程的材料的强度统计理论,过去对此重视不够,苏联现已开始重视。

研究结构在各种可能的地基运动条件下之工作状态是必需的。仪测数据表明:同一次地震时地表运动的谱曲线是很不相同的,这反映了局部有岩石的地质条件的影响。例如,在含水的软弱地基情况下,出现长周期振动现象的可能性要比坚硬岩石地基大很多。在不同地震条件下地基运动的谱曲线也可能不同。若不加强地震波传播理论的研究,对地震荷载的确定或对用在某种地基与地震条件下的结构构造处理,都很困难而无把握。苏联近年在地震区建造了不少高层建筑和平面狭长的建筑,因此引起了对地震波传播理论的重视,着重研究地震波由震源传到结构上不同高度和长度之各部分时的传播规律。研究表明:如果考虑地震波实际传播速度,这与采用不考虑波动过程确定的速度相比,则有可能大大改变结构应力状态。

推广大板建筑,发展屋盒结构

苏联在60年代初开始在地震区修建大板建筑,1966年第一次受到塔什干地震考验,最近几年在地震区(包括9度地区)修建的

大板建筑已高达九层。在研究方面,曾大规模进行过大板房屋空间受力模型试验和多次震害调查。目前正着重研究墙板在纵向力和剪力共同作用下的强度和变形。

自1970年以来,苏联詹布尔城等地发生过三次7级以上的地震。震后调查发现:按地震烈度7~8度考虑的五层大板房屋,经受规定烈度的地震力作用后无明显破坏,仅门窗洞口转角及墙体接缝局部区段出现有细微裂缝,即使不修理也不影响使用。1970年3月和5月,加兹尔居民村遭受两次8级左右的地震,该村有30多幢两层的及1幢四层的大板房屋,设计未按抗震考虑,受震后只有四幢(两层者)全部倒塌,其余的只墙体接缝开裂、墙板震裂破坏、墙板与楼板出现很大位移。研究结果表明:在烈度7、8度地震区修建四、五层的大板建筑,既经济又有把握;五层以下大板建筑可以经受烈度9度的地震。

大板建筑单位面积用钢量,在非地震区,九层者与五层者相比实际并未增多;在9度地震区,则约增40%。

日本搞过五层大板建筑足尺试验,研究在水平荷载作用下破坏的情况。保加利亚和意大利研究过连接墙板的接头。苏联的研究和他们的研究结果很一致。

为了减轻大板建筑自重,苏联曾在地震区采用轻质混凝土墙板(如陶粒混凝土、珍珠岩混凝土墙板等),比重混凝土墙板可减轻重量23%左右。

所谓屋盒结构,就是用尺寸达房屋开间之大的单个钢筋混凝土盒子装配而成的结构。首次采用屋盒结构的是索契所建的一幢医院,高达四层,屋盒材料是陶粒混凝土。这种建筑比类似的大板建筑轻1/3~1/2。苏联近年正在继续研究其抗震性能,并准备出版设计规程。研究中心摆在喀什,在那里曾进行足尺试验。试验表明:用空间盒式构件建造的房屋,甚至在烈度9度的地震情况下也具有足够的强度储备。对这类房屋的理论

研究,目前还是将它视为弹性体系,分析它在竖向荷载和水平荷载作用下考虑空间工作的应力状态,采用的是有限单元法。

研究新构造方案,探索 高散能结构体系

近年在苏联,有一些据说能适应地震特点的构造方案新建议。其中突出的是И.И.高尔津布拉特,他建议体系不设支撑,在变形过程中能适应地震作用。这种结构经济指标很好,现正对其理论及构造处理进行研究,并已搞出试验性房屋设计。

对于高散能结构体系,苏联已研究各种形式滚动与摆动支承体系、悬挂结构及所谓自调谐体系。B·B·纳金提出的自调谐体系在苏联正受重视,他建议房屋第一层(或最初几层)框架设置专制隔板和支撑系统,使之具有很大刚度,隔板、支撑同框架采用高强度联结,以使房屋上部分产生的惯性力相对地小。当荷载超过抵御能力时,联结先被破坏,第一层框架即摆脱刚性隔板约束,在水平方向则带柔性,从而增大房屋固有振动周期,在振动周期较短的地震下,即可引出共振范围之外。如果在振动周期较大的地震下,这种底层刚强(联接尚未破坏)的房屋,对地基的振动则很少产生反应。这种自调谐体系与一般刚性体系相比,在各种地震条件下承受的惯性力都比较小。克里米亚已建成第一幢这种体系的九层试验性房屋,对其动力特征的测定,还在继续进行。

设法提高砖石结构抗震性能

现有砖石结构抗震性能很差,地震时最易遭到破坏。由于它是已普遍采用的一种结构,因此对提高其抗震性能的研究还是相当必要。近年苏联也重视这方面的研究,其研

究的主要项目是:

(1) 综合结构(即用钢筋混凝土圈梁增强的砌体)的承压能力;

(2) 配筋砖石结构在纵向力与剪力共同作用下的强度;

(3) 预应力砌体及其受力特征;

(4) 外层用钢丝网水泥增强的砌体及其受力特征;

(5) 砌体粘接的改善及其强度研究;

(6) 手工砌筑转向工业化安装问题。

苏联提倡采用振动砖砌块和墙板(装配式制品),目前已设计出适用于7~9度地震区的五层砖砌块建筑。对砌筑砂浆的试验研究表明:掺一定聚合附加剂或水玻璃溶液,可提高砌体的整体性。

探讨地震危险问题

探讨地震危险问题时,应考虑结构出现这种或那种极限状态的可能性及出现各种地震作用情况的概率。对仓库和高层建筑的研究应有所不同。苏联研究认为:如果最初的破坏(百年一遇)完全不危险,那末,以后的倒塌则是不允许的。

苏联现行规范(СНП II-A·12-69)对重要性不同的房屋和构筑物地震危险的区分是很有限的,未用任何定量标准充实其规定条文。对于破坏会引起人员伤亡的结构,缺乏充分必要的资料,对地震危险性至今尚作不出估计和规定。

参考文献

[1] 苏联规范(СНП II-A·12-69)

[2] 苏联《Жилищное Строительство》1974年第10期第8~10页。

[3] 苏联《Строительная Механика и Расчет Сооружений》1975年第4期第8~13页。

现代结构抗震分析中的计算技术

中国科学院工程力学研究所刘贞荣

前言

近代结构分析中的计算技术，大体上有两个内容：一是有限单元法的研究；二是如何配合电子计算机的使用问题。

在抗震计算分析方面，从六十年代中期开始⁽¹⁾，已累积了不少经验，开创了许多新途径，特别是分析的方法和程序的组织。

这篇材料的第一章，从工程角度出发，介绍了有限单元理论研究（误差与收敛问题）的现状和发展；第二章比较详尽地阐述了当前结构抗震分析的方法；第三章扼要总结了各种方法在程序中的使用经验。重点在于直接积分方法，以及矩阵处理。第二章文末附有两则程序（FORTRAN IV），藉以说明图论原理在矩阵处理中的作用。

（一）误差与收敛问题的研究

1. 误差含义

结构分析误差可分两大类⁽²⁾：一为截断误差，或离散化误差，是有限单元法本身形成的累积性误差，有一定物理含义。有限单元法或差分法中所遇到的稳定性问题⁽³⁾，即导源于截断误差。另一类为舍入误差、或计算误差，是计算过程中引起的数字差异，计算误差的大小、以及它对解的收敛性的影响，常常又与计算方法联系在一起。所以，在研究误差与收敛问题时，都把后面一个因素撇开，单独考虑离散化的影响。近年，在结构抗震分析中流行一种直接积分法，因所采用的积分算子不同，也会带来不同的积分

误差，当然，这仍然属于计算误差的范畴。

截断误差的物理含义，可以从结构动力学的观点来解释。我们知道，一个构筑物的动力性能，都可从它的频谱特征表现出来。

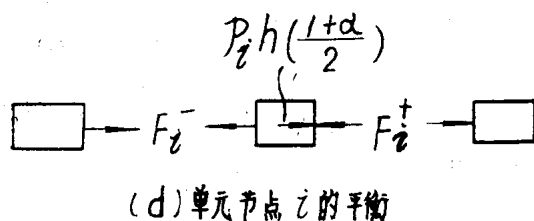
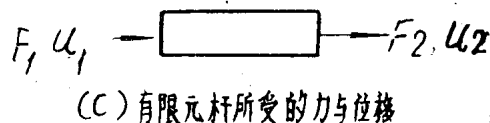
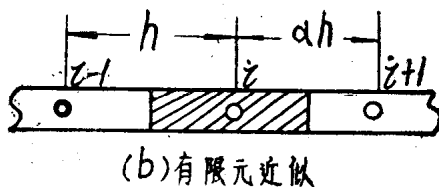
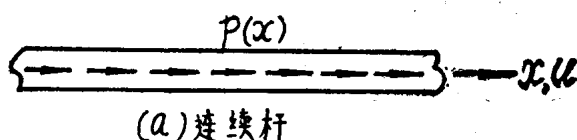


图1 连续杆的有限元表示

连续介质体系的频谱范围，是从某个低频（基本频率）开始，直至无穷大。如果把它作为若干个别的单元来考虑，即相当于把它的高频部份去掉了，也就是改变了它的频谱范围；从低频到某个高频为止。这个高频就叫截断频率；由此而带来的分析误差，就叫截断误差。很明显，截断误差是与单元大小和单元特性有关的。

误差大小有不同的量级。下面用一个简单的一维问题来说明截断误差的数学含义⁽⁴⁾。

图1(a)表示一个在均匀轴向荷载作用下的连续杆。现用有限单元近似分析,并取 $\langle i-1, i \rangle$ 和 $\langle i, i+1 \rangle$ 两个单元作为考虑对象,其长度分别为 h 和 αh ,如图(b)所示。这里, α 表示任意系数, $(i-1)$, i , 和 $(i+1)$ 均为单元节点。单元 $\langle i-1, i \rangle$ 的力与变形关系为

$$\begin{Bmatrix} F_{i-1} \\ F_i \end{Bmatrix} = K \begin{Bmatrix} \delta_{i-1} \\ \delta_i \end{Bmatrix}$$

与此相应的刚度矩阵为

$$K = \frac{EA}{h} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

(A 为杆横断面积)

如是,便可立出节点 i 的平衡方程,

$$\begin{aligned} \frac{EA}{h} (-u_{i-1} + u_i) + \frac{EA}{\alpha h} (u_i - u_{i+1}) \\ = \frac{P_i h (1 + \alpha)}{2} \end{aligned} \quad (1.1)$$

这里, P_i 表示节点 i 的荷载(如图(d)所示)。

当 $h \rightarrow 0$ 时,用台劳级数将式中的 u_{i-1} 和 u_{i+1} 在 u_i 点展开并去掉下标 i ,即得

$$\begin{aligned} u'' - \frac{h}{3} (1 - \alpha) u''' + \frac{h^2}{12} \frac{(1 + \alpha^3)}{(1 + \alpha)} \\ u^{iv} + \dots + \frac{P}{EA} = 0 \end{aligned} \quad (1.2)$$

上式左端如只取首尾两项,将变成

$$u'' + \frac{P}{EA} = 0$$

这正是一维杆未分割之前的力学控制方程。由此可见,用有限单元近似之后,原来的控制方程变了,新生出来的这些项

$$\begin{aligned} -\frac{h}{3} (1 - \alpha) u''' + \\ \frac{h^2 (1 + \alpha^3)}{12 (1 + \alpha)} u^{iv} + \dots \end{aligned} \quad (1.3)$$

就反映出截断误差的存在。既然力学控制方程变了,所以,不管用多么准确的方法求

解,结果仍然免不了误差的出现。因此说截断误差是根本性的。

(1.3)式表示的截断误差都是 h 的乘幂。其中,乘幂最小的一项叫主要截断误差,它的 h 乘幂,就是截断误差的量级。显然,这个例题中的误差量级是 h 。如果系数 $\alpha = 1$,量级即上升为 h^2 ,也就是说等间隔划分单元,可以得到较好的近似效果。这里也可以说明,为什么在平面问题中,等边三角形单元要比斜三角形单元好些,虽然在直观上我们早已有了这种认识。

2. 研究现况

研究有限元法的误差与收敛问题,一般都从位移法或虚功原理出发,这样,可使处理简单一些。收敛问题,最初在1965、1968年的两次美国空军结构矩阵分析会议上有过几次热烈的讨论。争论的焦点是:选择单元座标函数(或称形态函数)应当满足什么条件才能保证解的收敛性。一派(以P.W.克劳夫为代表)认为“相容性”(Compatibility)是问题的关键所在。所谓相容,就是要保持单元内和单元交界线上的位移和法向导数的连续性^[5];另一派(以Q.C.辛克维齐为代表)持相反意见,认为“完全性”(Completeness)才是重要的。所谓完全,就是所选择的形态函数能使单元内的应变达到均匀状态^[6]。与此同时,欧洲一位应用数学家^[7],根据泛函分析中的极限收敛原则,从理论上肯定了“完全性”是促使有限元解趋于收敛的充分条件。文献^[4]也有相应的结论:单元内位移场的连续性要求,既不是收敛的必要条件,也不是充分条件。所以,理论上的探讨,似乎已经告了一个段落。重要的是在工程实践中,对于有限元分析结果的可靠程度,应该如何鉴定?

目前,对于有限元近似结果的估计,大致有以下三种途径:

目前,对于有限元近似结果的估计,大致有以下三种途径:

(1) 利用已有精确解的类似问题,按同样步骤,比较验算。

(2) 先用粗网格,后用细网格,看结

果是否趋于收敛。

(3) 作模型试验, 进行比较。

第1、第3两种途径, 都各有缺点: 比较验算, 并非独立校核, 既然单元力学模型和计算过程没有变, 即令验算满意, 也不能保证原解是可靠的; 模型试验要有一定技术要求, 同时也不经济。所以, 采用第二种途径的人最多。但是, 问题仍然存在。试问, 缩小单元网格的同时, 还要保证哪些条件才能导致正确方向的收敛呢? 因为收敛也会有不正确的结果。1973年, G.R. 古柏^[8]总结了七十年代初期的研究成果, 提出影响收敛的几个重要因素, 要点如下:

(1) 高阶单元(使用中间节点)的作用——在一定荷载条件作用下, 有限元近似所形成的位移场 $\tilde{u}$, 与原来连续介质所具有的位移场 u 是不一样的。从虚功原理出发, 可以导致下述结论: 有限元体系是否收敛, 在于 $\tilde{u}$ 、 u 两个位移场所产生的应变能, 是否在单元划分很细的时候, 能够无限地接近。设若 $\tilde{u}$ 是由 n 阶多项式组成的。现按台劳原理, 将 u 展开成幂级数, $\tilde{u}-u$ 的误差量级, 即可表示为 h^{n+1} , 其相应各阶导数的精确度, 将逐渐降低。例如 $\tilde{u}-u$ 的一阶导数的误差量级为 h^n , 二阶导数为 h^{n-1} 等等。如果应变能仅包含位移的一阶导数, 只要不等式 $n \geq 1$ 能够成立, 则 $\tilde{u}-u$ 的应变能, 将随单元网格的逐渐缩小而趋近于零。就是说, 单元座标函数, 至少要满足线性关系才能保证解的收敛性。一维问题如此; 二、三维问题可以照样类推。所以, 座标函数如取一次曲线, 应变能误差量级即为 h^2 , 二次曲线即为 h^4 ……等等。总之, 高阶单元(即高阶多项式的座标函数)可以导致更好的收敛。下面算例可供说明。

图2表示在端点集中荷载作用下的一个悬臂梁, 要用三角形单元计算端点挠曲。单元座标函数分别取为一次, 二次和三次曲线(从下至上三种情况)。图下数值表示用位移法算出的结果。根据B.F. 代文比克^[9]关

于位移法与力法两种模型收敛情况的比较研究, 知道位移法计算的结果, 总是偏低于精确解的。因此, $\delta = 4.03 \times 10^{-3}$ 是最好的一种情况。就是说, 高阶单元可以加速解的收敛性。

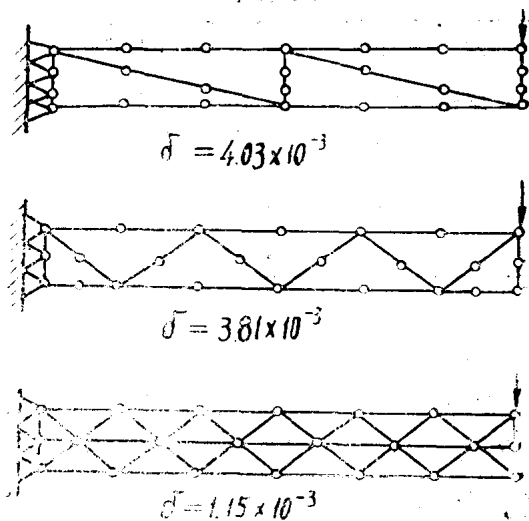


图2 悬臂梁端点挠曲

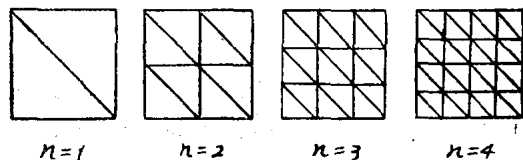
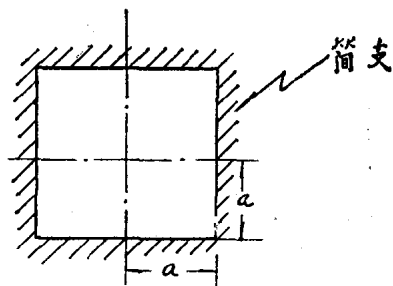


图4 三角形单元收敛性比较

(2) 高阶多项式的完全性——关于多项式座标函数中, 项数取舍对于收敛性的影响问题, 六十年代中期, R.W. 克劳夫^[10]就作过试算比较。研究对象是四面简支的正方形薄板(见图3), 承受均布荷载 q , 使用三角形单元求板的中心挠度。已知解的理论值为 $(443qa^4/Eh^3) \times 10^4$, h 为板厚, E