

第五届全国岩土力学
数值分析与解析方法讨论会

论 文 集

第二卷

主 编 郑颖人 高大钊 袁建新

执行主编 余诗刚

武汉测绘科技大学出版社

第五届全国岩土力学数值分析与 解析方法讨论会论文集

第二卷

主 编：郑颖人 高大钊 袁建新

执行主编：余诗刚

论文评审委员会：

高大钊	袁建新	沈珠江	包承刚
郑颖人	殷宗泽	俞裕泰	余诗刚

武汉测绘科技大学出版社

(鄂)新登字 14 号

图书在版编目(CIP)数据

第五届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论

会论文集/郑颖人主编

——武汉:武汉测绘科技大学出版社,1994.10

ISBN 7-81030-354-6/T · 57

I. 第…

Ⅰ. 郑…

Ⅲ. 岩土力学—数值—计算方法

Ⅳ. TU 45

武汉测绘科技大学出版社出版发行

(武昌珞喻路 39 号 430070)

武汉水利电力大学印刷厂印刷

1994 年 10 月第 1 版 1994 年 10 月第 1 次印刷

开本:787×1092 毫米 1/16 印张:18.3

字数:456 千字 印数:1~550 册

定价:30.00 元

目 录

同时考虑振幅与频率非平稳的地基随机地震反应分析·····	刘文廷	韩国城	吴再光(341)
一种非均质地基上板土共同作用数值分析方法·····	段继伟	龚晓南	曾国熙(349)
岩土力学中复杂介质极限平衡法·····			阮怀宁(355)
圆形隧道粘弹性围岩力学参数的解析解·····	薛琳		罗有仁(361)
节理岩体加载实验的计算机模拟·····	袁绍国		雷化南(370)
水工有压隧洞温度应力与伸缩缝间距计算·····			蔡晓鸿(374)
加筋土挡墙可靠度的初步分析·····	陈忠达		窦明健(383)
含位移边界条件的塑性问题应力场研究·····	李铀		(389)
模糊神经网络在单桩沉降分析中的应用·····			王建华(394)
可变形饱水土层中的波传播·····	崔杰		门福录(400)
岩土工程目标可靠指标的探讨·····			陈忠达(406)
并列模块式的程序结构在耦合计算中的应用·····	王可钧	张勇慧	谢菁(412)
自适应加密技术在岩土工程中的应用·····			王建华(418)
一种新的单元编号优化算法·····			郑璐石(424)
论最小二乘法应用中的问题·····	刘兴远	姚忠国	方顺兴(428)
用非确定性反演方法预测隧道围岩参数及应变场的最终状态·····	蒋树屏	孙钧	(433)
三峡工程二期围堰塑性混凝土防渗墙应力、位移有限元分析·····			
·····	濮家骝	郁琼华	王世亨(442)
挡灰坝渗流与渗控的计算分析·····	朱岳明	赫健	邹敬东(448)
冲沟岸坡坡度对土堤性态影响的三维数值分析·····	张利民	黄阳才	胡定(459)
大跨度超浅埋地下洞室的静力稳定性分析·····	赵燕明	谢孝忠	郑颖人(465)
三峡工程木鱼槽隧道有限元分析及其结构方案研究·····	李建林		哈秋龄(471)
时序分析预测在链子崖危岩体上的应用·····			潘绍湘(477)
边坡渐进性破坏的蠕变理论分析·····			郭雪菲(485)

小浪底斜心墙堆石坝的应力应变分析·····	沈凤生 杨宗茂 耿 晔 王爱萍(490)
喷混凝土支护对花岗岩残余强度的影响·····	彭守拙(498)
某市住宅楼场区边坡稳定性计算分析与治理设计·····	
·····	卢应发 吕福庆 吴玉山 李小春 邱一平 姚海林(504)
古滑坡稳定性的数值试验研究·····	邵生俊 李 宁 胡再强(512)
单桩复合地基承载力基本值的选取及载荷-沉降曲线的数值分解探讨·····	
·····	袁 群 杨宗茂 王爱萍(518)
程寨沟灰坝加高过程中渗流控制措施的研究·····	汪自力 张俊霞 李 莉(525)
单桩承载力可靠度分析·····	陈晓平 茜平一(530)
有限单元法计算网格的自动生成方法·····	朱岳明 赫 健 邹敬东(536)
隧道在施工过程中各阶段的可靠度分析·····	何 川 李志业 余 健(544)
有限元动力响应分析预测重庆轻轨运行振动对环境的影响·····	
·····	寇 煜 姜广荣 姚正伦(549)
动力固结法加固软土地基·····	冯远兴 叶漫霖 吴西伦 丘建金(555)
在软土地基表层采用抛砂垫层以提高桩基水平承载力的研究·····	叶万灵(559)
超长桩箱(筏)基础设计若干建议·····	董建国 赵锡宏(566)
桩基础小应变动测中的二维效应·····	唐德高 黄小平 李志成 严松源(574)
套管井高能气体压裂试验瞬时应力分析·····	吕康成 韩晓雷(579)
煤层底板突水通道形成过程研究·····	王芝银 李云鹏(585)
基础工程专家系统·····	宋应文(590)
饱和砂土对周期荷载响应的数值方法·····	章根德(600)
广梅汕铁路砂土液化试验段振冲碎石桩处理地基抗震反应分析·····	
·····	李 斌 蒋忠信 张利民(606)
不同边界条件约束对岸坡静力分析的影响·····	李立学 叶柏荣(612)
不同性质顶底板间煤层开采的矿山压力问题·····	王泳嘉 王来贵(617)

同时考虑振幅与频率非平稳的 地基随机地震反应分析

刘文廷

(郑州工学院数力系 450002)

韩国城 吴再光

(大连理工大学土木系 116024)

文摘 相对于振幅强度非平稳模型的研究来讲,对频率成分非平稳模型的研究较少,而将频率成分非平稳地震动模型用于岩土工程进行动力反应计算的就更少了,所以为了着重考察地震动频率非平稳特性对地基地震反应的影响,本文将同时考虑振幅与频率非平稳的地震动模型作为输入,运用作者提出的分段平稳等价线性化之有效应力方法^[1],对一水平成层地基进行了地震反应及液化分析,并与不考虑频率成分非平稳输入下的计算结果进行比较,以说明频率成分非平稳对土层液化势的影响。

1. 前言

自开始强震观察以来,对非平稳地震动的研究主要局限于振幅强度非平稳模型。随着计算机技术的发展和频谱分析技术的运用,对地震动频谱特性的研究日益受到重视,并认识到地震动的频率成分同振幅强度一样具有非平稳特性。这一部分是因为地震动的高频分量传播速度快,较早地到达记录点,而低频分量则与之相反,使地震动后半段的低频分量比前半段多。然而在进行随机振动的分析中,常常忽略地震动的频率成分非平稳特性,这主要是因为随机振动算法的简捷性是建立在输入与输出都假定为平稳过程基础上的,当引入了时间关联的非平稳地震动,使随机振动的频域求解必须退回到时域求解,难度与工作量都大为增加,尤其是对于同时考虑幅值与频率成分非平稳模型输入下的随机地震反应,精确求解更为困难。再者是因为对频率成分非平稳的研究还远落后于对振幅非平稳的研究,这主要是因为简单连续地面运动模型中很难引入频率成分的变化。

美国学者 Papadimitron^[2]采用随机振动近似分析方法计算了简单结构模型在振幅和频率成分非平稳地震作用下的动力反应,结果表明频率成分随时间的变化不仅仅影响非线性软化结构模型的动力反应,而且也显著地影响线性结构的动力反应,两者相比对非线性软化结构的影响要比线性结构要大,这里因为结构软化使结构的自振周期变长,正好和地震动后半段的低频长周期波相对应,增加了低级模态的反应,引起结构更严重的破坏。

土工建筑物都属于强非线性软化结构,到目前为止还没有研究频率成分非平稳对土工结构地震反应的影响。鉴于此,本文以地基为例,采用作者提出的分段平稳等价线性化之有效应力分析方法^[1],对这个问题进行了探讨。

2. 地震动的输入模型

为了反映频率成分的非平稳特性, 很多研究者从不同角度提出了一些描述地震动频率成分非平稳的地震动模型。

Liu^[3]基于 Page^[4]的瞬态功率谱密度提出了一个模型, Carli^[5]基于调频随机过程的概念, 建立了一个瞬态功率谱密度函数。而 Saragoni 和 Hart^[6]通过在时间轴的不同分段上采用不同的功率谱密度函数来实现频率成分的非平稳表示。Klureghian^[7]改进了 Saragoni 和 Hart 的分段非平稳模型, 克服了原模型在时间轴分段处不连续的情况, 提出了在整个时间轴上连续的频率非平稳模型。而 Priestley^[8]提出了由他定义的展开谱模型, 并进一步应用于以后的研究中, 使其展开谱模型得到发展。

上述模型从不同角度模拟了地震动的频率成分非平稳特性, 但存在一个共同的缺点是缺乏模型参数的统计资料, 尤其是缺乏不同场地条件以及其它如震中距、局部地质状态等对模型参数影响的研究。而文[9]弥补了上述不足, 采用调幅函数表示振幅强度的非平稳特性, 引用 Saragoni 和 Hart 提出的分段频率非平稳模型来考虑频率成分的非平稳特性, 是一个同时考虑振幅和频率成分非平稳特性的地震动模型。并由 158 个强震记录统计出该模型的统计参数, 由于该模型简单而且基于大量强震记录, 本文拟采用这下模型。该模型在表示幅值非平稳时采用下式:

$$x_g(t) = \psi(t)x(t) \quad (1)$$

其中 $x_g(t)$ 是模拟的地面加速度过程, $\psi(t)$ 是时间慢变函数, 经推导可表示为双参数三角函数, 其自变量是由持时 t_d 归一化的 t/t_d , 其表达式为:

$$\psi(t) = Z \sin^\alpha \left[\pi \left(\frac{t}{t_d} \right)^\beta \right] \quad (2)$$

式中 α, β 是两个形状参数, Z 表示归一化系数, 定义了地震动的强度。

上式只给出了调幅函数, 还没有涉及地震动的频率非平稳特性。该模型在考虑频率非平稳时, 将地震动时程等分为三段, 分别定义为 t_1, t_2, t_3 , 每一段采用不同的功率谱密度函数 $S'(w, t_i)$, $i=1, 2, 3$, 这样频率非平稳和振幅非平稳可以独立地进行考虑, 最终地面运动的功率谱表达式为:

$$S(w, t_i) = \psi^2(t) \cdot S'(w, t_i) \quad (3)$$

其中的 $S'(w, t_i)$ 是每一分段的功率谱密度函数, 由于模型中地震强度由 $\psi^2(t)$ 项确定, 所以 $S'(w, t_i)$ 的零阶谱矩定义为 1.0 即 $E(X^2(t)) = 1.0$, 而 $S'(w, t_i)$ 只表示频率成分的非平稳特性。这里 $S'(w, t_i)$ 采用了运用广泛的金井谱密度函数:

$$S'(w, t_i) = \frac{1 + 4\xi_{gi}^2 (w/w_{gi})^2}{[1 - (w/w_{gi})^2]^2 + 4\xi_{gi}^2 (w/w_{gi})^2} \cdot S_{oi} \quad (4)$$

其中 w_{gi} , ξ_{gi} 分别是地基的自振频率和阻尼比。这样定义整个模型的参数为地震动强度、 α 、 β 、 ξ_{gi} 和 w_{gi} 。

最后由 158 条水平向强震记录统计出调幅函数 $\psi(t)$ 中的参数 α 、 β 和每个分段功率谱密度函数中的参数 ξ_{gi} 、 w_{gi} 。158 条记录中 96 条属于土层场地地震记录，其余为基岩场地。参数也是按不同场地列表给出的。

3. 分析方法

该方法基于地震动局部平稳的概念^[1]，将非平稳地震动模型用每个小时段的平稳地震动来模拟进一步可用每一小时段的非线性平稳随机地震反应来逼近非平稳随机地震反应，再通过在每个小时段内引入孔压上升的累积损伤模式，近似得到整个时程的非平稳地震反应。下边的要给出整个计算过程：

对于 n 个自由度的非线性系统，在非平稳地震动作用下其运动方程为：

$$[M]\{\ddot{y}\} + f\{\dot{y}, \{y\}\} = -[M]\{J_x\}x_g(t) \quad (5)$$

其中 $f\{\dot{y}, \{y\}\}$ 是与刚度与阻尼有关的非线性项， $\{J_x\}$ 是水平向加速度指示向量， $x_g(t)$ 是非平稳地震动输入，其功率谱为 $S(w, t_j)$ 。将地震动的时程 t_d 分为若干小时段，假定在每个时段中点处的功率谱值作为该时段的平稳功率谱值，如共分 N 段，时段长为 $\Delta t = t_d / N$ ，第 j 时段处的平稳功率谱值为 $S(w, t_j)$ ， $t_j = (j-1/2)\Delta t$ 。这里假定时段是等步长的，由于地震动在整个时程中，不同时段的非平稳特性也有差别，为了减少计算工作量并且提高精度，也可采用不等长的时段进行计算。经上述简化处理后，上述非平稳运动方程就简化为一个平稳输入下的动力方程。

$$[M]\{\ddot{y}\}_j + f\{\dot{y}\}_j, \{y\}_j = -[M]\{J_x\}x_g(t) \quad (6)$$

其中 $x_g(t)$ 的功率谱是平稳的， $\{y\}_j$ 近似表示体系在 t_j 时刻的非线性、非平稳随机地震反应。

对于简化以后的非线性方程，要精确求解是很困难的，在岩土工程中通常采用等价线性化法来近似求解上述方程，即通过迭代过程，找到一个与非线性系统等价的线性系统，等价条件是这个线性系统的刚度与阻尼特性与其剪应变水平是一致的，于是上述方程进一步简化为：

$$[M]\{\ddot{y}\}_j + [C_{eq}]_j\{\dot{y}\}_j + [K_{eq}]_j\{y\}_j = -[M]\{J_x\}x_g(t) \quad (7)$$

对该线性系统，由于土料的高阻尼特性，取线性系统(7)的平稳反应，用文献[10]的方法在频域内求解，得到各种反应量的功率谱及各阶谱矩。在第一次迭代中，式(7)中的 $[C_{eq}]_j$ 、 $[K_{eq}]_j$ 常常取为上一时段迭代收敛后的等价参数 $[C_{eq}]_{j-1}$ 、 $[K_{eq}]_{j-1}$ ，这样会有效地加快 j 时段的收敛。

在迭代过程中，如何选取等价剪应变水平是研究较多的课题，本文采用文[11]提出的直接插值等价线性化法，由于其合理地考虑了剪应变的概率分布，而且运算简

捷, 是一种较理想的方法。其表达式为:

$$r_{eq} = E[r_p]_1 + a(E[r_p]_2 - E[r_p]_1) \quad (8)$$

其中 $E[r_p]_1$ 是剪应变峰值 r_p 服从高斯分布(宽带过程)时的均值, $E[r_p]_2$ 是 r_p 服从瑞利分布(窄带过程)时的均值, a 是 $r(t)$ 过程的带宽参数, (8)式实质上是一个以带宽参数为变量的线性插值过程。

由等价剪应变代入土料动力非线性本构关系使确定了与等价剪应变协调的剪切模量与阻尼比:

$$\begin{cases} G_{eq} = G(r_{eq}) \\ \xi_{eq} = \xi(r_{eq}) \end{cases} \quad (9)$$

至此便构造了每个时段的平稳地震反应计算过程, 为了进一步引入液化累积损伤模式以考虑可液化地基的地震反应, 必须构造有效应力的分析方法。

由于直接将孔压耦合在动力方程中构造并求解 Biot 方程是很困难的, 尤其是在频域。况且孔压模式及其参数问题也没有很好解决。所以在目前岩土随机地震反应分析中所进行的有效应力分析大都采用简化方法, 将随机地震反应与孔压上升分开计算。本文计算中首先通过非线性迭代确定某个时段的地震反应, 再用 Miner 累积损伤理论计算随机地震动在该时段内引起的孔压增量, 并考虑由于孔压上升引起的土层模量的改变。然后进行下一时段的循环, 这样可求出非平稳地震作用下土层反应、孔压和模量等参数随时间的变化过程, 进而判别液化的可能性。可以说这里一种简化了的有效应力分析方法。文[11]给出了按 Miner 累积损伤模式构造的单位时间内的平均损伤:

$$E[d] = E[n] \left(\frac{\sqrt{2} \sigma_\tau}{a \sigma'_0 D_r} \right)^{\frac{1}{b}} \cdot \Gamma \left(1 + \frac{1}{2b} \right) \quad (10)$$

其中 $E[n]$ 是单位时间内剪应力峰值 τ_p 数的期望值, $E[n] = \sigma_\tau / \sigma'_0 / 2\pi$, σ_τ 、 σ'_0 分别是动剪应力及其速度的均方根值, σ'_0 和 D_r 分别是土层中某点的初始围压及相对密度, a 、 b 为液化参数。由此可得出 Δt 时段内孔压平均上升为:

$$E[\Delta u] = E[d] \cdot \Delta t \cdot \sigma'_0 \quad (11)$$

于是本时段末的有效应力为:

$$\sigma_{mi} = \sigma'_0 - \sum_{j=1}^i E[\Delta u]_j \quad (12)$$

4. 考虑幅值与频率非平稳的地基地震反应及液化分析

为了重点考虑地震动频率非平稳对地基地震反应的影响, 本节将以一水平地基为

例, 进行有效应力的分析, 计算时分两种工况, 两种工况都考虑了振幅强度的非平稳特性, 而且采用了相同的时间慢变函数, 但第一种工况不考虑频率的非平稳特性, 而第二种工况则考虑了频率的非平稳特性。以期考察地震动频率非平稳的效应。

该算例是一厚 30m 的地层, 认为地层 30m 以下为比较坚硬的土层, 计算时以地层下 30 米处作为地震动输入基准面, 场地相对密度 D_r 在 45%~85% 之间, 图 1 是表层 15m 内土层的相对密度分布, 网格划分时取单宽土柱, 划分 10 个单元, 除地震输入基准面上两个节点水平竖向均固定外, 所有其它节点均水平自由, 竖向固定, 以模拟水平向的剪切振动。

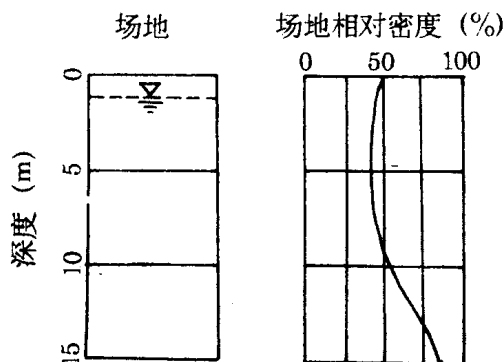


图1 场地表层15m土层相对密度分布

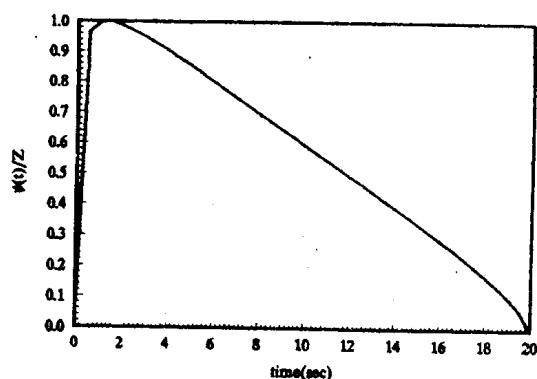


图2 土层场地的调幅函数

对于输入的非平稳地震动, 由于所考察的土层下面仍然是比较坚硬的土层, 所以非平稳模型参数取土层场地的参数, 式(2)中调幅函数的参数 α 、 β 分别取为 $\alpha=0.706$, $\beta=0.250$, 由此给出的调幅函数的形状见图 2, 地震动持时 $t_d=20s$, 由图可见地震动强度基本上是一逐渐衰减的过程。对第一种工况的频谱参数, 由文献可得 $w_g=13.8(\text{rad/s})$, $\xi_g=0.346$ 。对第二种工况, 在 t_1 时段 $w_{g1}=15.172(\text{rad/s})$, $\xi_{g1}=0.343$; t_2 时段, $w_{g2}=11.78(\text{rad/s})$, $\xi_{g2}=0.333$; t_3 时段, $w_{g3}=8.51(\text{rad/s})$, $\xi_{g3}=0.327$ 。峰值加速度为 50gal, 三个时段中 w_g 的变化幅度比 ξ_g 大得多。图 3 是两种工况下输入地震动的频谱特性, 图中 t_d 表示第一种工况即不考虑频率非平稳的情况, 当考虑频率成分非平稳时, 三个时段的地震动频谱特性不同, 反映了地震动低频分量逐渐增加的事实。

土料动力非线性本构关系即式(9), 本文采用 Hardin-Drnevich 双曲线模型描述。其中的参考应变取为 $r_R=2.0 \times 10^{-4}$ 最大阻尼比 $\xi_m=30\%$, G_m 为最大剪切模量, 其与有效围压的关系为:

$$G_m = 69.9 K_{2m} (\sigma'_m)^{\frac{1}{2}} \quad (t/m^2) \quad (13)$$

式中最大剪切模量系数 K_{2m} 取为 50。砂土抗液化强度参数即式(10)中的参数 a 、 b , 按文[1]选为 $a=0.448$, $b=0.1864$ 。

计算时的模态组合取前十阶模态, 振动总历时取为 20 秒, 非平稳计算时时间步长 $\Delta t=0.5$ 秒, 共分 40 个步, 每个步长内动力非线性迭代 4 次, 几乎能保证每个单元动力特性前后两次迭代误差小于 5%。

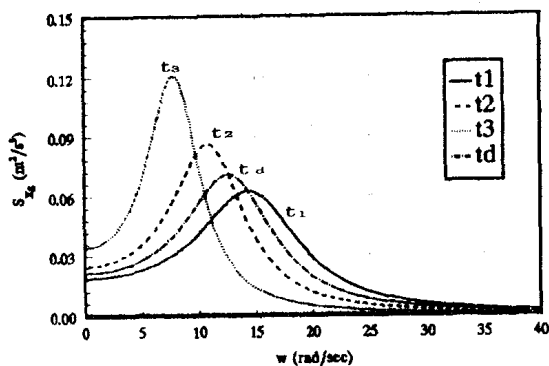


图3 两种工况的输入功率谱

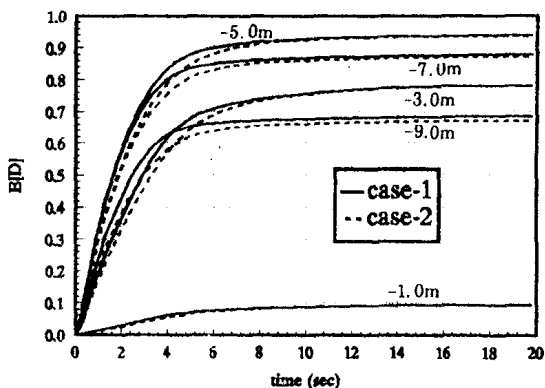


图4 不同高程处平均累积损伤参数 $E(D)$ 历时曲线

通过对两种工况进行计算, 并对计算结果进行比较分析。图 4 是不同高程处的平均累积损伤参数 $E[D]$ 的发展过程线, 显然地表下 3m 至 7m 之间的土层内, 平均累积损伤参数最大, 但在振动结束后仍没有达到液化。地表 9 米以下和地表浅层, 累积损伤参数都比较小。累积损伤过程线的一个共同特点是在 6 秒之内孔压上升较快, 6 秒之后发展很平缓, 这一方面是因为计算采用的调幅函数(图 2)在 6 秒之内平均值大约为最大值的 90%, 而 6 秒后只有 50%。另一方面更重要的原因是前 6 秒产生的孔压使土层模量降低, 改变了整个土层的动力形态, 阻止剪切波向上传播, 使动剪应力反应减小。两种工况相比, 除在前 6 秒内有些差异外, 对最终地震结束后的累积损伤参数影响很小。

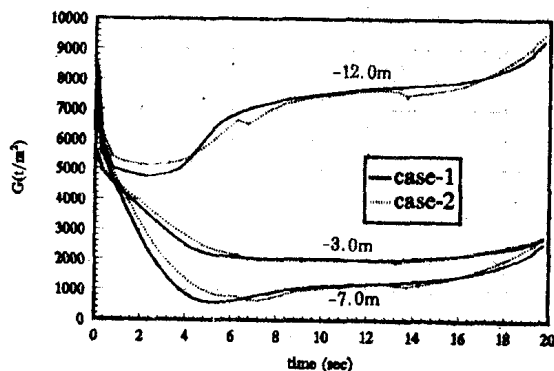


图5 等价动剪切模量的历时曲线

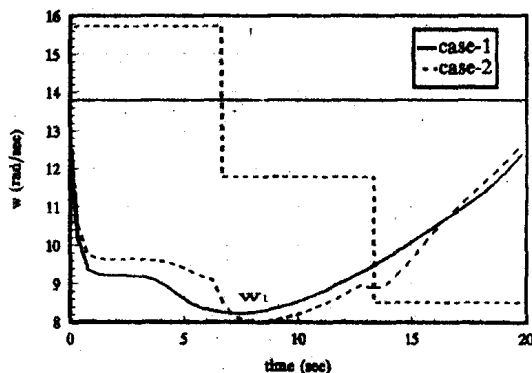


图6 基频及输入地震卓越频率历时曲线

图 5 是土层内三个高程处的等价剪切模量过程曲线, 可见剪切模量主要在 6 秒之内大幅度下降, 与上述孔压过程是一致的, 6 秒之后随着地震动强度的减弱, 模量回升, 尤其是深层土的模量上升幅度大。两种工况相比, t_1 、 t_3 时段内两者有点差异, t_2 时段内十分接近, 这反映了 t_2 时段的谱特性最接近不考虑频率非平稳时的谱特性。

图 6 是地基基频的时程曲线, 可见 6 秒时 w_1 下降到最低点, 随后逐渐回升。为了进一步分析频率非平稳的影响, 图中同时给出两种工况的地震动卓越频率的时程, 可见不论是哪种工况都没有发生共振现象, 除 t_3 时段地震卓越频率比体系基频低以外, 其它都比体系基频高。两种工况相比, 基频的最大差异不超过 10%, 对一般岩土工程问题而言, 可以认为两者没有明显差异。

图 7 是地表和地表以下 10m 处的绝对加速度反应的均方根历时曲线。整个过程

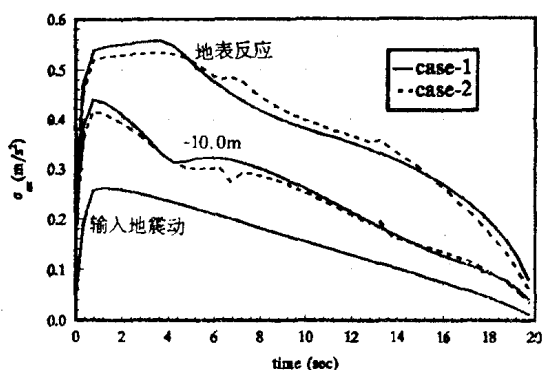


图7 不同高程处绝对加速度均方根历时曲线

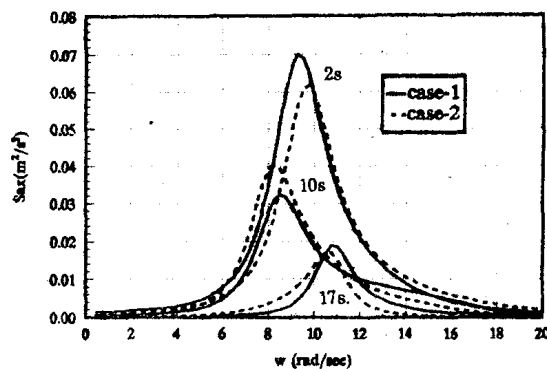


图8 不同时刻地表加速度功率谱函数

与输入地震动强度包线(图 2)是一致的, 而且考虑与不考虑频率成分非平稳对地震反应没有明显影响。图 8 是不同时刻地表绝对加速度反应的功率谱密度函数, 与图 6 相比较可见, 地基基本上都是按第一自振频率振动的。频率非平稳对地表加速度反应功率谱的幅值、卓越频率影响不大。

该算例的结果表明频率非平稳对地震反应没有显著的影响, 分析其原因, 作者认为这有以下几个方面的原因。一方面正如在前言中所述, 频率成份非平稳对软化结构地震反应的影响主要表现在地震动后半段, 即结构软化后基频降低与后半段较低的地震动卓越频率相近, 发生共振。从图 6 可见, 该算例并没有出现共振现象, 使非平稳效应没有表现出来。另一方面对于岩土工程结构, 尤其是地基, 阻尼比较大, 即使发生共振, 也不会显著地影响地基的地震反应。再者由于本文采用的非平稳模型的调幅函数(见图 2)峰值靠前, 在 t_3 时段, 地震动的平均幅值只是峰值的 30%, 再加上孔压上升也会使地基地震反应减小, 使后半段的频率非平稳效应很难表现出来。由此可见频率非平稳对软化结构的影响这个问题, 在得出最后结论之前, 还需要进一步地研究。

5. 结 语

本文采用作者提出分段等价线性化法计算了地基在同时考虑幅值强度和频率成分非平稳特性的地震动输入下的有效应力随机地震反应分析。目的是一方面说明该方法可处理任意非平稳地震动输入模型; 另一方面通过一个算例考察地震动频率成分非平稳对地基地震反应和液化势的影响。

由计算结果表明考察频率非平稳对地基有效应力随机地震反应没有明显的影响, 由于这个问题受非平稳地震动模型, 结构模型及参数等的影响, 不是通过一个算例就可以说明的, 还需进行深入的研究。

参考文献

1. 刘文廷, 韩国城, 吴再光, 土层非平稳随机地震作用下液化分析的分段等价线性化法, 岩土力学与工程的理论与实践, 浙江大学出版社, 1992. 11.

2. Papadimitriou,K. Stochastic characterization of strong ground motion and application of structural response,Ph.d thesis,Cal. Tech. report No.EERC 90-03,1990.
3. Liu,S. C. Evolutionary power spectral density of strong motion earthquake,Bull. Seismol. Soc. Am.,Vol.30,No.3,1970.
4. Page,C.H. Instantaneous power spectra,J. Appl. Phys.,Vol.23,No.1,1952.
5. Carli,F. Nonstationary models of earthquake accelerograms,Proc. Tenth World Conf. Earthquake Eng.,pp.829-834,1992.
6. Saragoni,G.R.,Hart,G.C. Simulation of artificial earthquakes, Earthquake Eng. & Struct. Dyn.,Vol.2,No.3,1974.
7. Klureghian,A.D. An evolutionary models for earthquake ground motion . Structural Safety,6(1989).
8. Priestley,M B. Evolutionary spectra and nonstationary processes,J. R. Statist.Soc., Ser. B,28(2),1965.
9. Tung,T.Y.A.,et al. Statistical parameters of AM and PSD functions for the generation of site-specific strong ground motions,Pro. 10th WCEE,1992.
10. 林家浩. 随机地震响应的确定性算法. 地震工程与工程震动, 5卷1期, 1985.
11. 吴再光. 砂土地震液化的概率分析. 大连工学院学报, 27卷2期, 1988. 6.

Stochastic Seismic Response Analysis of Foundation by Considering both Amplitude and Frequency nonstationary

Liu Wenting

Han Guocheng & Wu Zhaiguang

(Zhengzhou Institute of Tech.)

(Dalian University of Tech.)

Abstract

Compared with the earthquake amplitude nonstationary model, little work is done to frequency nonstationary model, and it is also seldom used to analyse geotechnique problems. So in this paper, in order to inspect the influence of frequency nonstationary on seismic response of foundation, stochastic seismic response and liquefaction analysis is conducted to a soil layers, under the earthquake input considering both amplitude and frequency nonstationary with the segmental stationary equivalent linear effective stress method proposed by the author. At last the result is compared with the result which only consider the amplitude nonstationary.

一种非均质地基上板土共同作用数值分析方法

段继伟

(浙江工业大学土木系, 杭州, 310014)

龚晓南 曾国熙

(浙江大学岩土所, 杭州, 310027)

文 摘 本文提出了一种板土共同作用数值方法, 这种方法适用于层状弹性地基、Gibson 土、横观各向同性地基等三种非均质地基情况。其计算量比直接进行三维有限元分析的计算量小得多。采用迭代法使解题规模扩大。整个计算能在微机上实现。

1. 引 言

关于板土共同作用问题, 用三维有限元法可比较精确地解决。然而, 由于三维分析计算量较大, 于是出现了许多简化方法, 其中有代表性的是 Cheung & Zienkiewicz^[1] 提出的方法。

他们将板按有限元划分网格, 每个板单元除受外荷外, 在单元与土的界面上还受到土的反力。板的有限元方程为

$$[K_0]\{w\} = \{Q\} - [P] \quad (1)$$

式中 $[K_0]$ 为板的刚度矩阵; $\{w\}$ 为板的结点位移向量; $\{Q\}$ 为外荷等效结点力向量; $\{P\}$ 为土的等效结点反力向量。

等效结点反力向量与板的结点位移向量的关系式为

$$\{w\} = [f_s]\{P\} \quad (2)$$

式中 $[f_s]$ — 土的柔度矩阵。对均质弹性地基 $[f_s]$ 可用 Boussinesq 公式求得, 即

$$f_{ij} = \frac{1 - \nu_s^2}{\pi E_s a_0} f_{ij} \quad (2')$$

其中 i) 当 $i = j$ 时, $f_{ii} = \frac{4}{b_0} \int_0^{b_0/2} \int_0^{b_0/2} \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{\xi^2 + \eta^2}}$

ii) 当 $i \neq j$ 时, $f_{ij} = \frac{a_0}{\sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2}}$

a_0, b_0 为板单元的长和宽; E_s, ν_s 为土的弹性模量和泊松比。

将(2)求逆代入(1), 得

$$[K]\{w\} = \{Q\} \quad (3)$$

式中 $[K] = [K_0] + [K_s]$; $[K_s] = [f_s]^{-1}$ — 地基刚度矩阵。

解上式得 $\{w\}$, 将 $\{w\}$ 代入(2)求得 $\{P\}$ 。这就是 Cheung & Zienkiewicz 法。这个方法只能用于均质弹质地基分析。

Chow^[2] 对层状地基上的绝对刚性板进行了分析。他把板单元按面积等效成“圆板单元”, “圆板单元”与地基土形成层状地基土上的圆板—土系统, 用轴对称有限元对该系统求解可得

$[f.]$ 。对绝对刚性板,可令 $\{w\} = \{1, 1, \dots\}^T$,则由式(2)可求得 $\{P\}$,从而得到绝对刚性板—土共同作用解答。

本文提出的方法是上述两种方法的结合及推广,板仍然按有限元划分网格,但 $[f.]$ 用有限元计算,这样不仅可考虑板为绝对刚性板的情况,而且还可考虑柔性板的情况。地基可以是层状弹性地基、Gibson 土、横观各向同性地基等三种非均质弹性地基。为扩大解题规模,在邓学均等^[3]介绍的一种迭代法基础上,提出了一种改进的迭代计算公式。

2. 分析方法

由式(3)可看到,该式与有限元最终得到的离散方程形式上一样。各种方法的差别是由于 $[K]$ 的不同造成的。 $[f.]$ 的确定如下:

令 j 结点上作用一单位荷载,其它结点处荷载为零,即

$$P_j = \delta_{jk} \quad (4)$$

式中 δ_{jk} 为克罗内克符号。

上式代入(2)得 i 结点位移

$$w_i = \bar{w}_i = \sum_{j=1}^n f_{ij} \delta_{jk} = f_{ik} \quad (5)$$

由此可见,当 $P_j = \delta_{jk}$ 时,所求得的位移 $\bar{w}_i$ 就是柔度系数 f_{ik} 。

如图1所示,设围绕 j 结点的面积是 A_j ,在 j 处作用一个单位集中力,其它结点上所受力为零, j 点处的单位集中力近似认为均匀分布在 A_j 内,则集度 $p_j = 1/A_j$ 。如果 A_j 的长宽比接近1,则 A_j 可等效成半径为 r_j ($r_j = \sqrt{A_j/\pi}$)的圆。于是求柔度系数 f_{ij} 就等价于求受竖向均布力作用(分布力在半径为 r_j 的圆形区域内)的地面沉降问题,用轴对称有限元可解。

由有限元得到的地面沉降离散值,用多项式插值(本文用分段二次抛物线插值)可得到地面任一点的沉降,即 $\bar{w}_i$,也即 f_{ij} 。 j 从1变到 n (n 为结点总数),不断求解,可得 $[f.]$ 。如果地基土是均质弹性体,那么 $[f.]$ 直接由式(2)中的 Boussinesq 公式计算,不必进行有限元分析。

表1为均质弹性地基的 f_{ii} 值,表中A情况为由式(2')Boussinesq公式求得的 f_{ii} ,B情况为由本文法得到的 f_{ii} 。由表中可看到,随着单元长宽比增大,相对误差增大,对方形误差最小,所以当单元长宽比较近1时,按本文法得到的柔度系数最好。表2为单元长度比变化时,本文法与 Cheung & Zienkiewicz 法得到的结果比较。由表中可见,当单元长宽比接近1时,两者最接近。

3. 算例分析

算例 I 均质弹性地基上的板

矩形板与土的相对刚度用下式计算

$$K_o = 12\pi \frac{1 - \nu_o^2}{1 - \nu_o^2} \cdot \frac{E_o}{E_s} \cdot \left(\frac{L}{t}\right)^2 \cdot \left(\frac{B}{t}\right) \quad (6)$$

式中 E_o, ν_o —板的弹性模量和泊松比;

E_s, ν_s —土的弹性模量和泊松比;

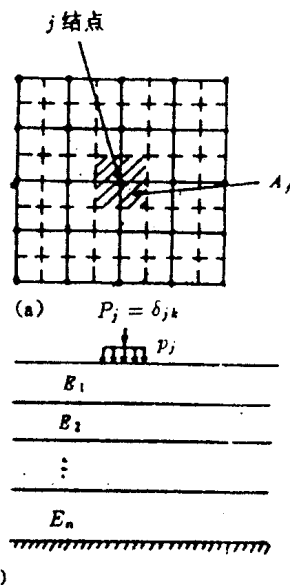


图1 影响系数 f_{ij} 计算模型

表1 本文法与式(2')得到的 f_{ii} 的比较(长宽比变化)

b_o/a_o	2/3	1	2	3	4	5
A	4.265	3.525	2.406	1.867	1.543	1.322
B	4.347	3.545	2.507	2.046	1.772	1.585
相对误差	1.8%	0.56%	4.2%	9.6%	14.8%	26.3%

L, B, t —板的长度、宽度和厚度。

根据 K_0 值的大小,板可分为:①当 $K_0 \leq 10^{-4}$ 时,板可看成完全柔性板;②当 $K_0 > 0.5$ 时,板可看成绝对刚性板;③当 $10^{-4} < K_0 < 0.5$ 时,板可看成是柔性板。

表 3 为绝对刚性方板沉降影响系数随网格细化的收敛情况。由表中可以看到,结果是收敛的,但本文法的收敛方式与 Chow 法有所不同,前者由下向上收敛,后者却由上向下收敛。表 4 为绝对柔性方板中心挠度随网格细化的收敛情况,结果也是收敛的。

算例 I 有刚性土层情况的板土共同作用

如图 2 所示计算模型,要得到类似 Boussinesq 公式的柔度系数计算式较为困难,用本文法却很容易得到 $[f.]$ 。

由图中可看到,当 $K_0 = 0.5$, (绝对刚性方板) 时,本文解与 Brown^[5] 的解一致。

算例 II 层状地基上的板

图 3 为由三层不同模量土形成的层状地基上方形板计算模型示意图。计算参数为 $E_s = 10, \nu_s = 0.49, L = B = 1, t = 2, \nu_c = 0.15, K_0 = 0.5$ (绝对刚性板), $q = P/LB = 100$, 网格为 8×8 。分三种情况计算:

第一种情况: $E_1 = E_s, E_2 = 2E_s, E_3 = 4E_s$ 。

第二种情况: $E_1 = 2E_s, E_2 = E_s,$

$E_3 = 4E_s$ 。

第三种情况: $E_1 = 4E_s, E_2 = 2E_s,$

$E_3 = E_s$ 。

表 5 给出了本文法、Chow 法和叠加法三种方法的比较,由表中可看到,本文法与叠加法较为接近。图 4 和图 5 分别为接触应力和板的弯矩沿方形板中心线的分布。

表 2 长宽比变化,本文法(B 情况)与 Cheung & Zienkiewicz 法(A 情况)解的比较

位移影响系数(I_1) 长宽比		
4 × 4 网格(A)	0.9848	2
4 × 4 网格(B)	1.0577	2
4 × 8 网格(A)	1.0540	1
4 × 8 网格(B)	1.0740	1

$$w = \frac{qB(1 - \nu_s^2)}{E_s} I_1, \quad q \text{—均布外荷载集度}$$

表 3 绝对刚性方板沉降影响系数($K_0 = 0.5$)

网格	本文法		Chow 法
	集中力(I_0) [*]	均布力(I_1) [*]	均布力(I_1) [*]
2 × 2	0.1312	0.6490	0.8971
4 × 4	0.1501	0.7441	0.8778
8 × 8	0.1610	0.8000	0.8703
解析解	0.1732 ^[4]	0.8700 ^[2]	

* 影响系数计算公式:集中力 $w = \frac{P_0(1 - \nu_s^2)}{E_s} I_0$,

P_0 为集中荷载。

表 4 绝对柔性方板受均布力作用下板的中心挠度影响系数 I_1 ($K_0 = 10^{-4}$)

网格	$I_1 (w = \frac{qB(1 - \nu_s^2)}{E_s} I_1)$
2 × 2	1.2153
4 × 4	1.1268
8 × 8	1.1252
解析解 [*]	1.1283

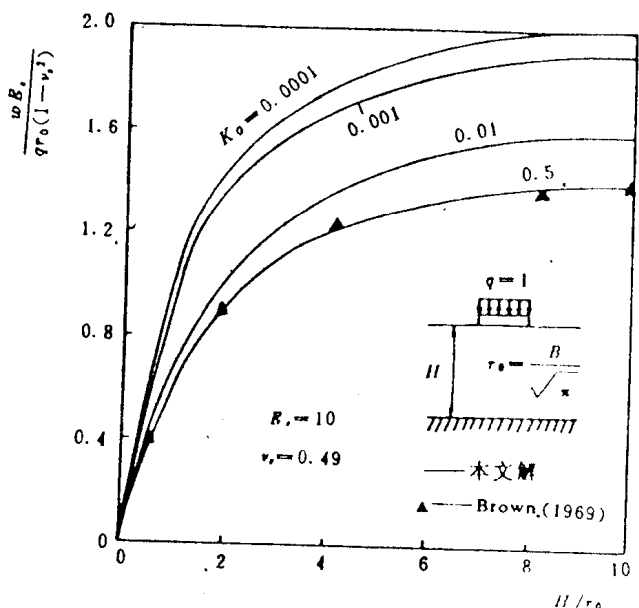


图 2. 土层厚度变化对解的影响

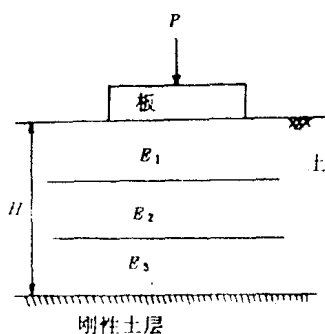


图 3. 层状地基上的方形板

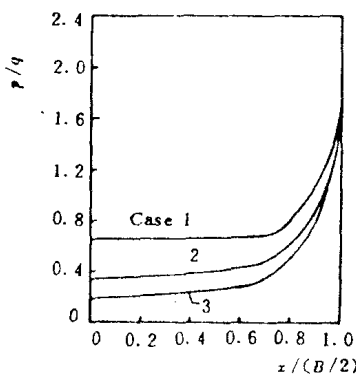


图 4. 层状地基上的方形板沿其中心线的接触应力分布

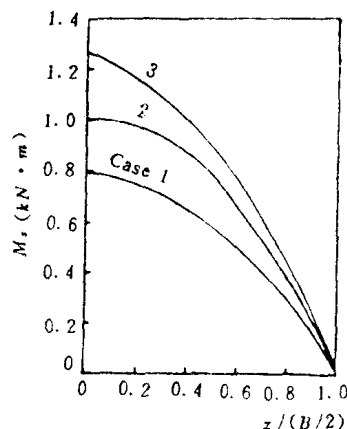


图 5. 层状地基上的方形板沿其中心线的弯矩分布

4. 迭代法

在前面的分析中, 柔度矩阵是满阵, 所以求逆后的刚阵 $[K_c]$ 也是满阵。在式(3)中, 尽管 $[K_c]$ 具有带宽性, 但总刚阵 $[K] = [K_c] + [K_s]$ 仍将是满阵。由满阵直接求解, 会使计算量扩大, 使解题规模缩小, 因此, 为了扩大解题规模, 得寻求一种计算方法。

邓学钧等^[3]介绍了一种迭代法。作者对之进行了改进, 基本思想如下:

(1) 板的刚阵 $[K_c]$ 按一维变带宽存储。

(2) 土的刚阵 $[K_s]$ 可分成如下两个矩阵之和, 即

$$[K_s] = [K_{s1}] + [K_{s2}] \quad (7)$$

式中 $[K_{s1}]$ ——这部分刚阵的带宽与 $[K_c]$ 相同, 在带宽外的元素为零;

$[K_{s2}]$ —— $[K_s]$ 余下的部分。

将上式代入(3)得

$$([K_c] + [K_{s1}])\{w\} = \{Q\} + \{Q_0\} \quad (8)$$

式中 $\{Q_0\} = -[K_{s2}]\{w\}$ ——附加荷载项。

(3) 这种方法的思路是不断调整 $\{Q_0\}$, 最后得到 $\{w\}$, 这一过程由如下迭代式完成:

$$\left. \begin{aligned} \{\bar{w}_m\} &= \theta\{w_m\} + (1 - \theta)\{w_{m-1}\} \\ \{Q_m\} &= -[K_{s2}]\{\bar{w}_m\} \\ [\bar{K}]\{w_{m+1}\} &= \{Q\} + \{Q_m\} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式中 $\{w_{m+1}\}$ 、 $\{w_m\}$ 、 $\{w_{m-1}\}$ ——第 $m+1$ 、第 m 次和第 $m-1$ 次迭代的位移解;

$\{\bar{w}_m\}$ ——第 $\{w_m\}$ 和 $\{w_{m-1}\}$ 作线性插值得到的位移向量;

$\{Q_m\}$ ——第 m 次迭代时的附加荷载向量;

θ ——参数; $[\bar{K}] = [K_c] + [K_{s1}]$ 。

收敛判据为

表 5 位于层状地基上方
形板位移影响系数 I_1

情况	Chow 法	本文法	叠加法
1	0.376	0.368	0.346
2	0.322	0.325	0.358
3	0.269	0.317	0.349