

评价土体液化势的能量法

何 广 谏

(大连工学院)

提 要

本文简要地分析了判断土体液化势的标准,即极限平衡条件和液化条件。并指出它们是不同的性质的两个界限,就液化而言应以后者为宜。鉴于目前判断土体液化势的应力分析法存在着某些缺点,故提出了能量分析法。同时为简便起见给出了能量分析的简便法。最后,根据能量分析的简便法确定了1964年6月16日日本新潟(Niigata)地震时,产生液化的重灾区与无液化轻灾区的分界线。显然所得的结果与岸田(Kishida)、贝国(Koizumi)现场调查的分界线以及西特(Seed)简便法分析的结果相当吻合。

一、概 述

饱和砂土受到振动荷载时,土中的颗粒处于运动状态。在振动的作用下砂土骨架一般都有振密的趋势,犹如降低了骨架的刚度,土体内的有效应力发生变化。原来由砂粒骨架承担的部分有效应力 $\Delta\sigma_v'$ 转变为孔隙水压力。随着继续不断地振动,孔隙水又不能及时排出,则土中的有效应力逐渐降低,孔隙水压力不断升高。当孔隙水压力高达一定数量 u_{cr} 时,土体内的应力和强度之间的关系达到极限平衡状态,土体濒于破坏。这种砂土从稳定状态开始进入不稳定状态的界限称为失稳界限,如图1中的a点。此后,若孔隙水压力继续上升至粒间有效应力趋近于零,土的抗剪强度完全消失而产生流动,即所谓液化现象。这种由不稳定状态开始进入液化状态的界限,称为初始液化或液化界限,如图1中的b点。因而在概念上它们是不同的性质的两个界限,不应混淆。

我国水利工程中常以失稳界限判断土的液化势,实质上是验算土的动态稳定性。鉴于地震荷载是短暂的特殊荷载。加以在某些情况下,例如震前土坝中偏应力较大的地方,失稳界限和液化界限往往相距较远,此时亦以失稳界限来判断土的液化势则过于保守。最好除动态稳定分析外,再以液化界限检验土体的液化势,判断能否产生严重破坏的液化现象。

国内外对土的液化问题都进行了大量的研究,目前认为引起土体液化的外因,主要是由基岩竖向传播到土体中的剪切波。基于这样的认识和假设,在判断土的液化势时,即根据所拟定的振动模式和现场的应力条件,试验测定引起饱和砂土试样液化的动剪应力,同时通过分析求出土体中相应点由于

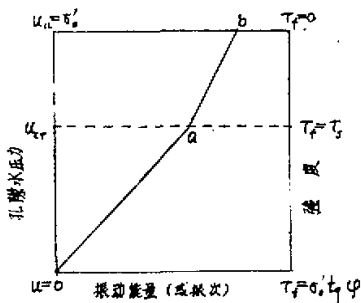


图1 失稳界限与液化界限的形成过程

同时通过分析求出土体中相应点由于

地震而产生的附加平均剪应力,然后将二者进行比较以判断该点的液化势。

这种以应力分析为基础的估算法(以下简称应力法)存在某些缺点,现以振动三轴试验情况为例简要说明如下。

采用应力法判断土的液化势时,对于水平地基来说,是以地基中计算点水平面上的地震剪应力与试样最大剪力截面上的动剪应力相比较如图 2(a)。而判断土坝等土工建筑物的稳定性时,则多以土坝中滑弧面上的地震剪应力与试样极限平衡截面上的动剪应力相比较,如图 2(b)所示。众所周知,虽然是同一单元体但各个不同方向截面上的应力却不同。上述这种比较不同截面上的应力的方法,缺乏可比性,因而不合理的。另外,鉴于应力法的动态模拟比较困难,故目前分析地震荷载下土体的液化势时,一般都近似地仅考虑水平剪切地震波的作用。虽然水平振动是地震的主要振动,对结构的影响也比较大。但近来的地震研究已表明体波在地层内传播时,经过折射和反射形成了各种波的综合。又根据地震观测发现世界上已发生的地震多属浅源地震,震源深度多半集中在 5 km 至 20 km 的范围内。而多数破坏性的地震是属于浅源地震。对于浅源地震而言,大部分震害区要受到面波(例如瑞利波)的强烈影响。这时土体中各点的运动绝非单纯的水平振动,还有垂直振动和摆动等的综合振动。因而分析时只考虑水平剪切振动就不够全面。故在计算场地地震荷载时,最好还能考虑其他的振动作用。而应力法由于应力是矢量,分析中不仅要考虑应力作用的方向还要注意所分析的截面,这将给复杂振动的分析工作带来困难。

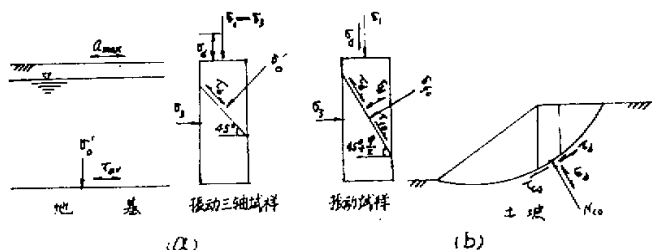


图 2 应力法分析对比的截面

鉴于应力法存在的问题,本文提出了分析土体液化势的另一途径,即能量分析法(以下简称能量法)。

二、评价土体液化势的能量法

不论是地震、风暴或机器引起的振动,都可以认为是由振源振动的能量所激起。例如地震荷载实质上是由震源释放出强大的能量,以振动波的形式向四周传播,物体受到地震荷载的大小,取决于传到物体上振动能量的大小和物体的动力性能。当饱和砂土受到振动能量 E_a 振动时,孔隙水压力即逐渐增加,待达到一定数值 u_{cr} 时土即开始失稳,若孔隙水压力继续升高,达到初始有效应力 σ_0' 时,则进入液化状态如图 1 所示。因此,可以将作用于单位体积砂土中的振动能量 E_a 这样的标量作为衡量标志,避免应力法所存在的问题。

能量法同样是通过试验测定相应于拟定的振动模式和现场应力条件下的单元土体达到失稳或液化界限时的孔隙水压力 u_{cr} 或 u_{IL} , 以及相应的振动能量 E_{ns} 与 E_{nL} 。并估算由于振动(如地震等)在土体中该单元所承受的单位土体振动能量 E_a 。经过对比判断该点是否失稳或液化。

(一)失稳界限和液化界限能量的试验测定

整个试验过程与应力法相同, 只是以振动能量代替振动应力。即试样在模拟现场应力状态 p' , q 及拟定的振动模式下, 以每一周期所承受振动能量的大小代替振动应力来表示振动的强弱。而土单元在每一振动的周期内所承受的总能量可以在试验前率定。例如对于电磁式振动仪来说, 在给定电动势 V 的激励下试样经受的振动能量 E , 可通过置放于试样位置处的应力环显示的机械能来测定。

$$E = \frac{1}{2} \sigma \delta_R = \frac{1}{2} R \delta_R^2$$

根据一系列 V 与 E 的测定, 可以获得 $E-V$ 试验曲线和它们的关系表达式。

$$E = f(V) \quad (1)$$

上式通常可以近似地化为线性关系, 简写为

$$E = \alpha V$$

$$\text{即} \quad E \left(= \frac{1}{2} R \delta_R^2 \right) = \alpha V \quad (2)$$

式中 α ——比例系数,

R ——应力环读数,

σ ——轴向应力,

δ_R ——应力环的变形。

有了 $E-V$ 的关系曲线或式(2), 则试验时就可以由给定的电动势换算出试样所经受的振动能量 E 。

根据分析与试验获知试样达到失稳或液化界限的振动能量 E_{ns} 或 E_{nL} , 都和单元土体振动前所处的应力状态 σ'_{ij} (或 p' 与 q)、相对紧密度 D_r 、土的平均粒径 d_{50} 、振动次数 N 等有关。一般可由下列关系式表达。

$$\left. \begin{aligned} E_{nL}(\text{或} E_{ns}) &= f(\sigma'_{ij}, D_r, d_{50}, N, \dots) \\ \text{或} \quad E_{nL}(\text{或} E_{ns}) &= f(p', q, D_r, d_{50}, N, \dots) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中 σ'_{ij} ——振动前单元土体承受的全部有效应力分量。 i, j 分别为1, 2, 3;

p' ——有效球应力(即有效平均应力)。对于三轴试验情况

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) = \sigma'_m$$

q ——广义应力(亦称应力强度)。 q 与偏应力张量第二不变量 J_2 的关系为

$$q = \sqrt{3J_2}$$

对于三轴试验情况则为

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

实质上, 式(3)是很复杂的关系, 目前还很难给出它的函数表达式。一般都是通过试验直接测定。具体的试验方法和过程与应力法相同。即将被测定的土样按给定的相对紧密度制成试样, 在模拟实际振动模式下经受某一能量的振动, 并量测孔隙水压力与振次的关系。确定出在该振动能量下, 试样孔隙水压力达界限孔隙水压力(u_{IL} 或 u_{cr})时的振次(N_{IL} 或 N_{cr})。此时所对应的振动能量即为界限的振动能量(E_{nL} 或 E_{ns})。通过一系列这样的试验即可测出在某一给定的振动模式和初始应力状态 p' , q (相应于目前习用的固结比与固结压力)以及相对紧密度等条件下, 界限振动能量与振次的试验关系曲线, 如图3所示。通过这些试验曲线就可以估计出该土单元在具体现场条件下的液化界限振动能量 E_{nL} 或失稳界限振动能量 E_{ns} 。

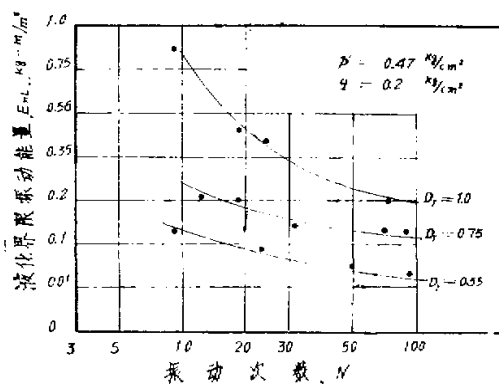


图3 液化界限振动能量与振次的试验关系曲线

(二) 土体中振动能量的估算

一个受干扰力作用的振动体系由于强迫振动所经受的全部能量 E_a , 根据功与能的关系应等于干扰力所作的功 W_F 。例如对于体系中某点即可表示为

$$\text{不考虑阻尼时} \quad T + U = E_a = W_F \quad (4)$$

$$\text{考虑阻尼时} \quad T + U + D = E_a = W_F \quad (5)$$

式中 T ——系统某点因强迫振动所承受的动能;
 U ——系统某点因强迫振动所获得的势能;
 D ——系统某点由于强迫振动所消耗的能量;
 W_F ——干扰力(外力)对该点所作的功。

因此只要求出外力所作的功, 就代表了强迫振动所形成的全部能量。对于随机振动(例如地震)而言, 作用于某点的外力 $F(t)$ 及该点的位移 $r(t)$ 都是随机过程, 因而干扰力在有效作用时间内所作的最大功一般可用黎曼-伊藤积分表示, 并简化为各离散时段外力做功之和。

$$\begin{aligned}
 W_F &= \max_{t \in T} \left(\sum_{j=x}^z \int_{t_0}^t F_j(t) dr_j(t) \right) \\
 &\approx \max_{t_k \in T} \left(\sum_{j=x}^z \sum_{k=1}^n F_j(t_k) \Delta r_j(t_k) \right) \quad (6) \\
 j &= x, y, z; \quad k = 1, 2, \dots, n.
 \end{aligned}$$

若干扰力可转化为等效的简谐形式的外力时, 则式(6)求得的 W_F 可作为一次振动中外力作的最大功。

式(6)中 $F_j(t)$ —— 计算点处 j 方向 t 时刻的干扰力;

$F_j(t_k)$ —— 计算点处 j 方向 t_k 时刻的干扰力;

$dr_j(t)$ —— 计算点处 j 方向位移函数的微分;

$\Delta r_j(t_k)$ —— 计算点处 j 方向 t_k 时刻的位移增量。即

$$\Delta r_j(t_k) = r_j(t_k) - r_j(t_{k-1});$$

T —— 对于随机荷载则为有效干扰力作用的时间; 若为简谐干扰力, T 可为一次振动的时间(周期)。 t_0 为有效时间的初始值。

在外力给定的条件下问题就归结为求体系各点的位移。一般求解的方法简介如下。

有限单元法是分析土体振动反应比较常用而简便的方法。土体各点的运动方程可表示为

$$[M]\{\ddot{r}\} + [C]\{\dot{r}\} + [K]\{r\} = \{F(t)\} \quad (7)$$

式中 $[M], [C], [K]$ —— 分别为系统的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵;

$\{\ddot{r}\}, \{\dot{r}\}, \{r\}$ —— 分别为系统结点的加速度、速度和位移列阵;

$\{F(t)\}$ —— t 时刻结点的外力列阵。对于振动来说, 外力则为各结点处的质量与所受到的振动加速度 $\ddot{R}$ (如地震加速度) 之积。在一般三维振动情况下为

$$\{F(t)\} = -\{M^x\}\ddot{R}^x(t) - \{M^y\}\ddot{R}^y(t) - \{M^z\}\ddot{R}^z(t) \quad (8)$$

其中

$$\{F(t)\} = \begin{Bmatrix} F_1^x(t) \\ F_1^y(t) \\ F_1^z(t) \\ F_2^x(t) \\ F_2^y(t) \\ F_2^z(t) \\ \vdots \\ F_n^x(t) \\ F_n^y(t) \\ F_n^z(t) \end{Bmatrix}; \quad \{M^x\} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ 0 \\ 0 \\ M_2 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ M_n \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}; \quad \{M^y\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ M_1 \\ 0 \\ 0 \\ M_2 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ M_n \\ 0 \end{Bmatrix}; \quad \{M^z\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ M_1 \\ 0 \\ 0 \\ M_2 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \\ M_n \end{Bmatrix};$$

$\ddot{R}^x(t), \ddot{R}^y(t), \ddot{R}^z(t)$ ——分别为 t 时刻在 x, y 和 z 方向的振动加速度。

将式(8)代入式(7)得

$$[M]\{\ddot{r}\} + [C]\{\dot{r}\} + [K]\{r\} = -\{M^x\}\ddot{R}^x(t) - \{M^y\}\ddot{R}^y(t) - \{M^z\}\ddot{R}^z(t) \quad (9)$$

方程(9)即为三维振动下系统的运动方程。其中若 $\ddot{R}^x(t) = 0$ 或 $\ddot{R}^y(t) = 0$ 、 $\ddot{R}^z(t) = 0$ 即分别为二维或一维振动问题的运动方程。方程(9)可分为线性问题与非线性问题进行求解。

1. 线性问题

地震、风浪等荷载所激起的高阶振型分量很小,一般可以忽略不计。例如地震荷载常常只有前几阶最低振型起主要作用,若质量矩阵 $[M]$ 和刚度矩阵 $[K]$ 在振动过程中为常量,而阻尼矩阵取为常用的瑞利阻尼,则矩阵 $[M]$ 、 $[K]$ 和 $[C]$ 都满足主振型的正交性。即

当 $i \neq j$ 时

$$\left. \begin{aligned} \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_j\} &= 0 \\ \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_j\} &= 0 \\ \{\phi_i\}^T [C] \{\phi_j\} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中 ϕ_i, ϕ_j ——分别为第 i 阶和第 j 阶自振振型。

若振动体系的自由度数很低($n \leq 5$)时,则使用行列式方程法、幂法等手算法解频率方程也是很容易的。对于自由度很高的振动体系,可以通过一些标准程序由电算求出全部或部分自振频率。

当自振频率求出后,再采用振型迭加法解方程组(9)是很方便的。此时将各点的位移 $\{r\}$ 代以前几阶最低振型的组合,例如最前的 k 阶。

$$\{r\} = [\phi] \{Y\} \quad (11)$$

其中 $[\phi]$ —— k 列振型自左向右排列的 $n \times k$ 阶矩阵;

$\{Y\}$ —— $y_1, y_2, \dots, y_k$ 自上而下排列构成的列向量,亦称为系统的主座标。是待求的。

将方程组(11)代入方程组(9),同时对每一项都乘以 $[\phi]^T$, 经整理后可分解为 k 个互相独立的单自由度运动方程

$$\ddot{Y}_k + 2\lambda_k \omega_k \dot{Y}_k + \omega_k^2 Y_k = \frac{P_k^*(t)}{M_k^*} \quad (12)$$

$$k = 1, 2, \dots, k$$

式中

$$\left. \begin{aligned} M_k^* &= \{\phi_k\}^T [M] \{\phi_k\} \\ \omega_k^2 M_k^* &= \{\phi_k\}^T [K] \{\phi_k\} \\ 2\lambda_k \omega_k M_k^* &= \{\phi_k\}^T [C] \{\phi_k\} \\ P_k^*(t) &= -\{\phi_k\}^T \{M^x\} \ddot{R}^x(t) - \{\phi_k\}^T \{M^y\} \ddot{R}^y(t) - \{\phi_k\}^T \{M^z\} \ddot{R}^z(t) \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

以上是通过振动加速度分量计算振动力的分量。亦可直接以加速度 $\ddot{R}$ 代入方程组(9)进行计算。根据上述基本方程组很容易解出各单元结点的位移 $\{r\}$ 。

2. 非线性问题

对于质量矩阵 $[M]$ 、刚度矩阵 $[K]$ 或二者皆随时间变化(亦即随应变而变化)的非线性问题, 阻尼矩阵 $[C]$ 需作特殊处理, 因而失去了关于主振型的正交性; 以及对于受到完全随机变化的外力作用等情况, 则很难用振型迭加法解运动方程组(7)。在上述这些情况下可以采用逐步积分法, 例如线性加速度法。将外力作用的时间划分为许多时段, 然后在每一离散时段的端点上算出各结点的状态向量 $(r, \dot{r}, \ddot{r})$ 。线性加速度法即假定在每一时段 Δt 内的加速度为线性变化。

$$\frac{d\ddot{r}}{dt} = \ddot{\ddot{r}} = \frac{\ddot{r}_{t+\Delta t} - \ddot{r}_t}{\Delta t} = b \text{ (常值)} \quad (14)$$

式(14)积分两次可分别得

$$\{\dot{r}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{r}\}_t + \frac{1}{2}(\ddot{r}_t + \ddot{r}_{t+\Delta t})\Delta t \quad (15)$$

$$\{r\}_{t+\Delta t} = \{r\}_t + \Delta t\{\dot{r}\}_t + \frac{\Delta t^2}{6}(2\ddot{r}_t + \ddot{r}_{t+\Delta t}) \quad (16)$$

解式(15), (16)得

$$\{\ddot{r}\}_{t+\Delta t} = \frac{6}{\Delta t^2}(\{r\}_{t+\Delta t} - \{r\}_t) - \frac{6}{\Delta t}\{\dot{r}\}_t - 2\{\ddot{r}\}_t \quad (17)$$

$$\{\dot{r}\}_{t+\Delta t} = \frac{3}{\Delta t}(\{r\}_{t+\Delta t} - \{r\}_t) - 2\{\dot{r}\}_t - \frac{\Delta t}{2}\{\ddot{r}\}_t \quad (18)$$

而 $t + \Delta t$ 时刻的运动方程组为

$$[M]\{\ddot{r}\}_{t+\Delta t} + [C]\{\dot{r}\}_{t+\Delta t} + [K]\{r\}_{t+\Delta t} = \{P\}_{t+\Delta t} \quad (19)$$

将式(17), (18)代入(19)经整理后得

$$[\tilde{K}]\{r\}_{t+\Delta t} = \{\tilde{P}\}_{t+\Delta t} \quad (20)$$

$$\text{式中} \quad [\tilde{K}] = [K] + \frac{3}{\Delta t}[C] + \frac{6}{\Delta t^2}[M] \quad (21)$$

$$\begin{aligned} \{\tilde{P}\}_{t+\Delta t} = \{P\}_{t+\Delta t} + [M] & \left(2\{\ddot{r}\}_t + \frac{6}{\Delta t}\{\dot{r}\}_t + \frac{6}{\Delta t^2}\{r\}_t \right) \\ & + [C] \left(\frac{\Delta t}{2}\{\ddot{r}\}_t + 2\{\dot{r}\}_t + \frac{3}{\Delta t}\{r\}_t \right) \end{aligned} \quad (22)$$

最后归结为按线性方程组(20)进行迭代计算。为使方程的解无条件的保持稳定, 可采

用威尔逊- θ (Wilson- θ)法。即要求加速度在时段 t 至 $t + \tau$ 之间为线性变化, 其中 $\tau = \theta \Delta t \geq 1.37 \Delta t$ 。先根据 t 时刻的状态向量求出 $t + \tau$ 时刻的加速度 $(\ddot{r})_{t+\tau}$, 再通过内插求得 $t + \Delta t$ 时刻的加速度 $(\ddot{r})_{t+\Delta t}$, 并按式(15), (16)计算 $t + \Delta t$ 时刻的速度 $(\dot{r})_{t+\Delta t}$ 及位移 $(r)_{t+\Delta t}$ 。稳定因子 θ 通常取 1.5~2。

系统结点位移 $\{r\}$ 求出后, 即可根据式(6)计算所求结点处, 单位土体在随机干扰力作用的有效时间内或在简谐力的一次振动中的最大振动功 W_F 。并由式(4)或(5)得

$$E_a = W_F \approx \max_{t \in T} \left(\sum_{j=x,y,z} \sum_{k=1}^n f_j(t_k) \Delta r_j(t_k) \right) \quad (23)$$

$$j = x, y, z; \quad k = 1, 2, \dots, n.$$

式中 $f_j(t_k)$ —— t_k 时刻作用于计算点处单位土体上在 j 方向的惯性力。例如 $f_j(t_k) = m \ddot{R}^j(t_k)$, 其中 m 为单位体积土的质量。其他符号同式(6)。

最后再将 E_a 与试验测定的相应条件下计算点处单位土体的界限能量 E_{ns} 或 E_{nL} 按下式进行比较, 判断该点的失稳势或液化势。

随机荷载

$$E_a \begin{cases} < NE_{ns} & \text{稳定} \\ \geq NE_{ns} & \text{不稳定} \end{cases}; \quad E_a \begin{cases} < NE_{nL} & \text{不液化} \\ \geq NE_{nL} & \text{液化} \end{cases} \quad (24)$$

简谐荷载

$$E_a \begin{cases} < E_{ns} & \text{稳定} \\ \geq E_{ns} & \text{不稳定} \end{cases}; \quad E_a \begin{cases} < E_{nL} & \text{不液化} \\ \geq E_{nL} & \text{液化} \end{cases} \quad (25)$$

三、评价土体液化势的简便能量法

为便于在工程中对土体液化势和失稳势进行简便、迅速地估计, 提出了能量分析的简化方法。并根据1964年6月16日日本新潟地震的资料, 估算了该地区液化重灾区与无液化轻灾区的界线。并和岸田、贝国的实际调查资料以及西特简便法分析的情况相比较, 结果是满意的。

简便法主要简化在计算土体的振动能量 E_a 时, 不考虑土的动力特性, 将土视为刚体, 外力做功全部反映为刚体的动能。例如估算基岩上水平土层的地震反应, 即将基岩上的土层作为刚体随基岩一起振动, 因而各点的振动能量相等。对于一次振动的能量 E_a 此时可表示为

$$E_a = 2 \cdot \frac{1}{2} m V_{max}^2 = m V_{max}^2 \quad (26)$$

当缺乏振动速度的记录时亦可由加速度记录近似地估算。对于周期为 T 的单自由度结构, 其谱速度 V 与谱加速度 a 之间具有以下近似的关系。

$$V \approx \frac{T}{2\pi} a \quad (27)$$

通常假定平均地震速度 V 为最大速度 $V_{\max}$ 的65%，则在一次振动中单位土体的动能 E_a 为

$$E_a = mV_{\max}^2 \approx \frac{\gamma}{g} \left(\frac{T}{0.65 \times 2\pi} \cdot a_{\max} \right)^2 \quad (28)$$

式中 m ——单位土体的质量；

γ ——土的容重；

g ——重力加速度。

将式(26)或(28)求得的振动能量 E_a 与相应条件下试样的界限能量 E_{nL} 或 E_{nL} 比较，再按式(24)或(25)判断该处是否稳定或液化。

现以简便法估算1964年6月日本新潟地震液化重灾区与无液化轻灾区的分界线。

以往对于上例是采用应力法分析的，故缺乏现场的地震振动能量和试验测定的界限能量。因而只能按原有资料近似地估算这些能量，再由此求得界限相对紧密度 D_r 。

根据原有资料*估算出20 ft 深处土达完全液化的标准动应力比($D_r = 50\%$)。计算时取 $D_r = 50$ 为 $\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_0} \right)_{L_{50}} \approx 0.18$ ；地震振动一次(一周)的动能为 $E_a \approx 2.34 \text{ ft} \cdot \text{lb}/\text{ft}^3$ 。

该处土达完全液化的条件应是：试样达液化界限的单位动能 E_{nL} 等于现场相应处由于地震所承受的单位动能 E_a 。由此估测出土达完全液化界限的动应力比为

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_0} \right)_{D_r} \approx 0.275$$

而
故

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_0} \right)_{D_r} = \frac{D_r}{50} \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_0} \right)_{L_{50}}$$

$$D_r = \frac{50 \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_0} \right)_{D_r}}{\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_0} \right)_{L_{50}}} \approx 76$$

即土的相对紧密度超过76%时就不会发生完全液化。

根据吉布斯(Gibbs)和霍尔茨(Holtz)提供的标准贯入击数 N (此处单位是每贯入 1 ft 所需的锤击数)、上覆有效压力 σ'_0 以及相对紧密度 D_r 之间的关系得下列数据，即液化区的分界线，

D_r	σ'_0 (t/ft ²)	N
77	0	12
	0.25	14
	0.50	16
	0.75	18
	1.00	22
	1.25	25
	1.50	28

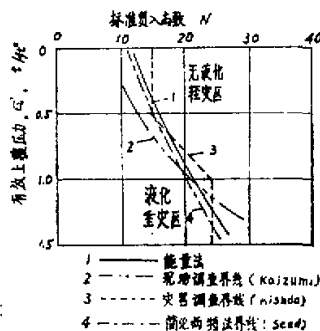


图4 新潟地震时地基液化区与无液化区的分界线

* 详见参考文献[5]、[6]。由于原资料为英制，为便于对比仍采用英制。

如图4中的实线1。为检验能量分析简便法的可靠性程度,同时也将岸田和贝国的实际调查所得的分界线2和3以及西特简便法所算出的结果4一并绘于图4中。可以看出所得结果是满意的。

四、结 束 语

土的振动失稳界限与液化界限是不同范畴的两个界限,不宜相混。我国水利工程中常用极限平衡条件对土坝进行动态分析。这实际上是验算土坝的动态稳定性,由于地震荷载是短暂的特殊荷载,加以在许多条件下例如震前偏应力较大的部位,失稳界限与液化界限相差较大,此时仍以动态稳定分析作为液化分析往往偏于保守。建议除动态稳定分析外,再根据液化界限的条件对坝体进行液化情况分析,判断是否会产生严重破坏的液化现象。

鉴于目前判别土体液化势的应力分析法存在着动态模拟的一些困难,因而提出以能量这类标量为衡量标志的能量法,用能量法来克服应力法的一些缺点是可行的。该法是通过有限单元法求出现场土体在振动下单元结点的位移 $\{r\}$,并由式(23)算出待求结点处单位体积土体的振动能量 E_n ,再与相应条件下试样的界限振动能量 E_{nL} 或 E_{nLL} 进行比较,来判断该处是否失稳或液化。这种动态的能量模拟比动态应力模拟简便而易于处理。尤其是对分析复杂的振动情况(综合振动)更能显示出它的优越性。

根据能量分析的简便法,对1964年6月日本新潟地震液化情况的分析,可以看出即使是能量分析的简便法也具有一定的可靠性。

本文虽对能量分析法的理论、方法作了一定程度的阐述,但仍需结合实际工程问题继续进行分析、计算,以便求得试验结果与实际情况的分析计算数据之间的相关系数,使该法得到进一步的改进和完善。

参 考 文 献

- [1] Seed, H. B. and Lee, K. L., Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM6, 1966, pp. 105~134.
- [2] 汪闻韶, 往返荷载下饱和砂土的强度、液化和破坏问题, 水利学报, 1980年第1期。
- [3] Youd, T. L., Densification and Shear of Sand during Vibration, Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM3, 1970, pp. 863~880.
- [4] Clough, R. W. and Chopra, A. K., Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM2, 1966, pp. 197~211.
- [5] Seed, H. B. and Idriss, I. M., Analysis of Soil Liquefaction Niigata Earthquake, Proc. ASCE, Vol. 93, No. SM3, 1967, pp. 83~108.
- [6] Seed, H. B. and Idriss, I. M., Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM9, 1971, pp. 1249~1273.

Energy Analysis Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential

He Guang-na

(Dalian Institute of Technology)

Abstract

In this paper an analysis of the criteria for evaluating soil liquefaction potential i. e., criteria of limit equilibrium and initial liquefaction is given, and it is pointed out that they are two qualitatively different limits and the latter is better with respect to liquefaction criteria.

Since there are some main defects in the current stress analysis method for evaluating soil liquefaction potential, the energy analysis procedure is proposed and its simplified method is also given here in order to have a simple rapid evaluation.

Finally, the delineation of boundary between zones of liquefaction and no liquefaction in the Niigata earthquake of June 16, 1964, is determined by the simplified method of energy analysis. It may be seen that the boundary determined in this way is in reasonably good agreement with the boundaries determined by Kishda and Koizumi on the basis of field observation and Seed's simplified procedure.