

往返荷载下饱和砂土的强度、 液化和破坏问题

汪 闻 韶

(水利水电科学研究院)

提 要

饱和砂土在往返荷载作用下的强度、液化和破坏问题关系到对工程安全的估计,乃是近年来在水工建筑物地基和土石坝抗震防震工作中经常探讨的课题。本文对这些问题提出了一些准则和方法,主要认为极限平衡理论可以作为评价饱和砂土在往返荷载作用下开始破坏的准则,而在此基础上提出了相应的试验和分析方法以及区别液化和开始破坏的不同界限。此外,又根据砂土的结构和压缩特性,初步提出了开敞式有效应力动力分析方案,最后并指出了一些尚须研究和重视的问题。

一、强度问题

土强度的测定和确定方法,一般须与所解决问题的具体条件和采用的分析方法相联系。目前大都采用三轴试验技术,参看表1。可以看出,土在往返加荷下试件的破坏标准和强度的表达方式与静力和冲击^[1, 2]加荷下的情况有所差别,因为试件在往返加荷试验中的破坏点很难从应力应变关系曲线上明确找到,同时它的强度还与往返加荷次数有关。

(一) 关于试件破坏标准和试验数据整理的建议 在往返加荷三轴试验中测记的主要变量是轴向应力、轴向应变和孔隙水压力等的过程曲线,参看图5。确定试件破坏点的方法有规定轴向应变值法,参看图6^[3],和极限平衡理论法,参看图7^[4]。后者是笔者从过去很多试验现象中体察得到的^[5, 6, 7, 8, 9],主要依据是饱和土(砂土和壤土)在相当于地震往返荷载作用下的有效应力抗剪强度指标(主要是有效内摩擦角)基本上等于静力试验值,同时试件在达到极限平衡以后孔隙水压力仍有继续上升的现象。因此认为极限平衡理论可以建议作为评定饱和砂土(及非灵敏性壤土)试件开始破坏的准则,比规定应变值法似具有更明确的物理概念。

在往返加荷三轴试验中,由于控制应力条件不同,试件可以产生拉伸破坏或压缩破坏两种情况。这两种不同情况的极限平衡条件如下:

情况 I 拉伸破坏(参看图7a)——其指示函数为

$$\Delta\sigma_1 > \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sin \bar{\phi}_c}; \quad (1)$$

极限平衡公式为

$$\sin \bar{\phi}_c = \frac{-\sigma_1 + \sigma_3 + 4\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_3 - 4\sigma_1 - 2u_0 - 24u_{cr} + 2\bar{C}_c / \tan \bar{\phi}_c}; \quad (2)$$

表 1 土的动静强度的试验方法、破坏标准和表达方式比较

	常规静力三轴压缩试验	冲击三轴试验	往返加荷三轴试验
试验方法	1.不排水轴向加荷 2.固结不排水轴向加荷, (1)等压固结, (2)不等压固结 3.排水轴向加荷	1.不排水轴向冲击 2.固结不排水轴向冲击, 一般采用等压固结	1.不排水轴向往返加荷 2.固结不排水轴向往返加荷, (1)等压固结, (2)不等压固结 3.排水轴向往返加荷
试件破坏标准	1.峰点法(1)主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 与轴向应变 λ_1 关系曲线上的峰值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 点; (2)有效主应力比 $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ 与轴向应变 λ_1 关系曲线上的峰值 $(\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3)_{max}$ 点 2.限定轴向应变 λ_1 值法, 当无明显峰点时采用	1.峰点法, (同左栏) 大都能采用(参看图 1, 3) 2.限定轴向应变 λ_1 值法, 不常采用	1.一般不能采用峰点法 2.限定轴向应变值法: (1)限定轴向总应变(加静偏应力 $\sigma_1 - \sigma_3$ 时的轴向应变 λ_1 与加动应力 $\Delta\sigma_1$ 后轴向附加应变 $\Delta\lambda_1$ 之和); (2)限定轴向动应变 $\Delta\lambda_1$ 3.极限平衡理论(以有效应力抗剪强度为基础, 参见图 7)。
强度表达式	1.试件破坏时的主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 或称压强 2.总应力抗剪强度: (1)强度曲线——试件破坏时总应力摩尔圆包线, $\sigma \sim \tau$ 曲线; (2)强度指标—— ϕ, C 3.有效应力抗剪强度: (1)强度曲线——试件破坏时有效应力摩尔圆包线, $\bar{\sigma} \sim \bar{\tau}$ 曲线; (2)强度指标—— $\bar{\phi}, \bar{C}$	1.试件破坏时的主应力差为 $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$, 或称动压强(参看图 1~4) 2.动压强与静压强之比, 或称动静压强比	1.试件破坏时的往返加荷次数 n_f 与动应力幅关系曲线; (1)轴向动应力幅 $\Delta\sigma_1 \sim n_f$ 关系曲线(参看图 8a); (2)45°面动剪应力幅比 $(\Delta\tau/\bar{\sigma}_0) \sim n_f$ 关系曲线(参见图 8b); (3)破坏面动剪应力幅比 $(\Delta\tau_f/\bar{\sigma}_{f0}) \sim n_f$ 关系曲线(参见图 8c) 2.试件破坏时的动应力幅 $\Delta\sigma_1$ 与静压强之比(参见图 10) 3.总应力抗剪强度: (1)动剪强度曲线(参见图 11); (2)总剪强度曲线(参见图 12); (3)总剪强度指标: ϕ_c, C_c (参见图 13) 4.有效应力抗剪强度 $\bar{\phi}_c, \bar{C}_c$

临界孔隙水压力增量为

$$\Delta u_{cr} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \sin \bar{\Phi}_c} - \frac{\Delta\sigma_1(1 + \sin \bar{\Phi}_c)}{2 \sin \bar{\Phi}_c} - u_0 + \frac{\bar{C}_c}{\tan \bar{\Phi}_c} \quad (3)$$

情况 II 压缩破坏(参看图 7b)——其指示函数为

$$\Delta\sigma_1 \leq \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sin \bar{\Phi}_c}; \quad (4)$$

极限平衡公式为

$$\sin \bar{\Phi}_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3 + \Delta\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_3 + \Delta\sigma_1 - 2u_0 - 2\Delta u_{cr} + 2\bar{C}_c/\tan \bar{\Phi}_c}; \quad (5)$$

临界孔隙水压力增量为

$$\Delta u_{cr} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \sin \bar{\Phi}_c} - \frac{\Delta\sigma_1(1 - \sin \bar{\Phi}_c)}{2 \sin \bar{\Phi}_c} - u_0 + \frac{\bar{C}_c}{\tan \bar{\Phi}_c} \quad (6)$$

以上式中 $\bar{\Phi}_c, \bar{C}_c$ 为土在往返荷载下的有效应力抗剪强度指标内摩擦角和凝聚力(对

于地震作用下的饱和土一般接近静力试验值 $\bar{\Phi}, \bar{C}$, 对于正常固结的粘性土 \bar{C} 接近于零, 对于砂性土 \bar{C} 亦可取零)。

由于试件破坏与往返加荷次数 n 有关, 试验结果可首先把往返加荷前控制条件(σ_1, σ_3, u_0 , 往返加荷前干容重 γ_{di})和往返加荷时控制条件(频率 f 、波型、排水条件)相同的数据整理成动应力幅($\Delta\sigma_1$) $_n$ 与试件开始破坏时的往返加荷次数 n_f 关系曲线, 参看图 8a。也可以整理为以 $\bar{\sigma}_0$ 及 $\tau_0/\bar{\sigma}_0$ (其中 $\tau_0 = (\sigma_1 - \sigma_3)/2, \bar{\sigma}_0 = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 - u_0$)为参变量的($\tau_0/\bar{\sigma}_0$) $_n$ (其中 $\Delta\tau = \Delta\sigma_1/2$)与 n_f 关系曲线, 参看图 8b。上述 $\bar{\sigma}_0, \tau_0$ 和 $\Delta\tau$ 分别为试件 45°斜面上的起始法向有效压力、起始剪应力和动剪应力幅, 参看图 7。

为了求出试件破坏面上的抗剪强度, 还可在图 8b 的基础上整理成以 $\bar{\sigma}_{f0}$ 及 $\tau_{f0}/\bar{\sigma}_{f0}$ 为参变量的($\Delta\tau_f/\bar{\sigma}_{f0}$) $_n$ 与 n_f 关系曲线, 参看图 8c(其中 $\tau_{f0} = \tau_0 \cos \bar{\phi}_c, \bar{\sigma}_{f0} = \bar{\sigma}_0 \pm \tau_0 \sin \bar{\phi}_c$, 正号适用于拉伸破坏, 即情况 I; 负号适用于压缩破坏, 即情况 II; $\Delta\tau_f = \Delta\tau \cos \bar{\phi}_c$)。以上 $\bar{\sigma}_{f0}, \tau_{f0}$ 和 $\Delta\tau_f$ 分别为试件破坏面上的起始法向有效压力、起始剪应力和动剪应力幅, 参看图 7。必须指出, 当 $\tau_{f0}/\bar{\sigma}_{f0} < 0.15$ 时, $\Delta\tau$ 建议按下式计算:

$$\Delta\tau = \left[C_r + (1 - C_r) \frac{\tau_{f0}/\bar{\sigma}_{f0}}{0.15} \right] \left[\frac{1}{\cos \bar{\Phi}_c} - \left(\frac{1}{\cos \bar{\Phi}_c} - 1 \right) \frac{\tau_{f0}/\bar{\sigma}_{f0}}{0.15} \right] \left(\frac{\Delta\tau_0}{\bar{\sigma}_0} \right)_n \bar{\sigma}_0, \quad (7)$$

式中 C_r 为校正系数, 其值一般介于 0.55~0.7 之间^[10], 或用 $C_r = (1 + 2K_0)/3$ 计算, 其中 K_0 为静止侧压力系数。

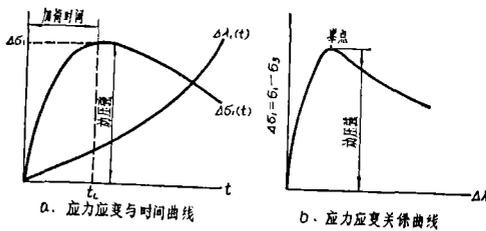


图 1 加荷时间及应力应变曲线示意图

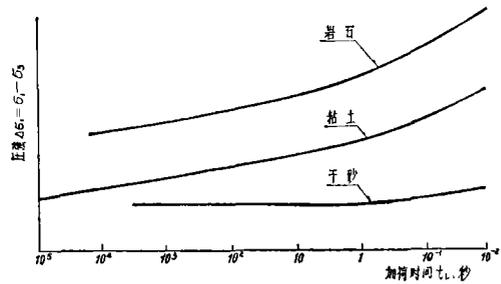


图 2 加荷时间与压强关系曲线示意图

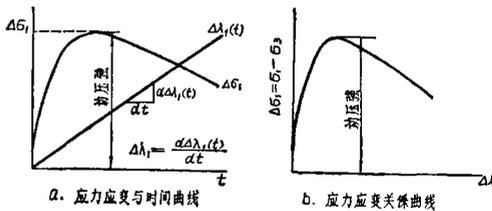


图 3 应变速率及应力应变关系曲线示意图

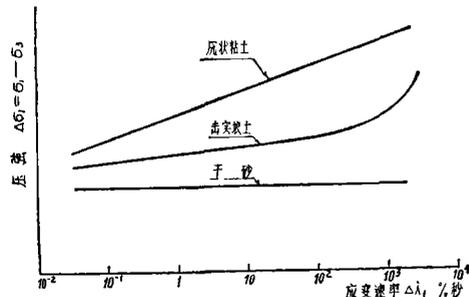


图 4 应变速率与压强关系曲线示意图

(二) 关于强度表达方式的建议

1. 动静压强比: 首先用常规三轴压缩试验确定土的静力压强, 即最大主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 。然后在不同静主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3) < (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 的条件下施加往返应力

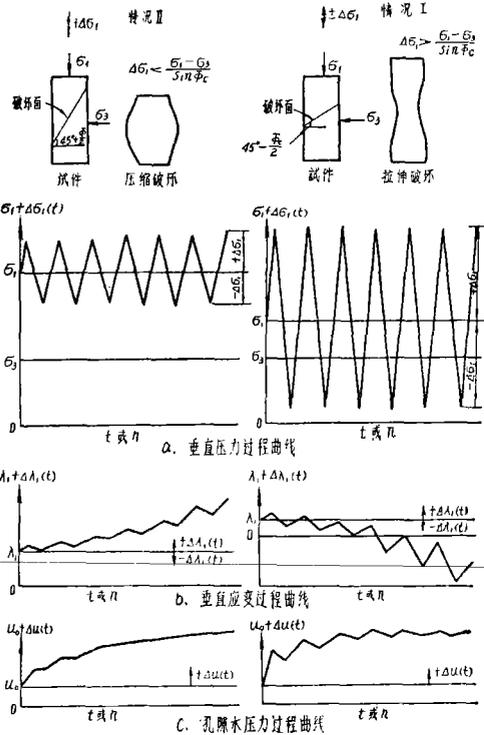


图 5 往返加荷三轴试验记录主要变量示意图

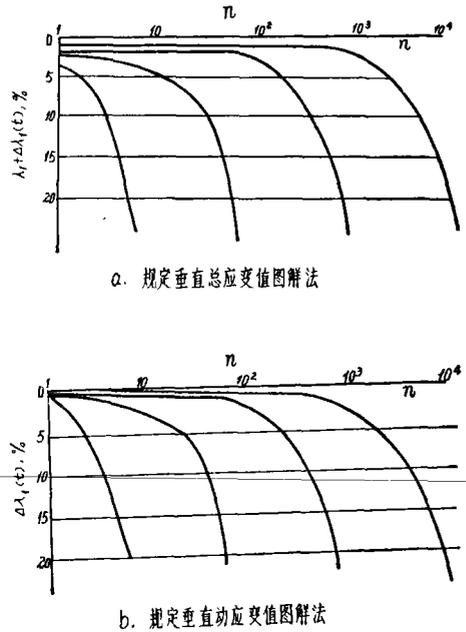


图 6 用规定垂直应变值法推求试件破坏往返加荷次数示意图

$\pm \Delta\sigma_1$, 参看图 9, 直至试件破坏。根据试件破坏时的往返加荷次数 n_f , 可以绘制动静压**强比** $(\Delta\sigma_1 / \text{静压强})$ 与起始主应力差比 $[(\sigma_1 - \sigma_3) / \text{静压强}]$ 关系图, 参看图 10^[3]。

2. 抗剪**强度曲线**: (1) 动剪**强度曲线**——对于在同一往返加荷次数 n_f 破坏的动剪**应力** $(\Delta\tau_f)_n$ 与相应的起始有效法向压力 $\bar{\sigma}_{f0}$ 间可绘出以起始剪**应力比** $\tau_{f0} / \bar{\sigma}_{f0}$ 为参变量的 $(\Delta\tau_f)_n \sim \bar{\sigma}_{f0}$ 动剪**强度曲线**, 参看图 11; (2) 总剪**强度曲线**——与图 11 相似, 也可绘出总剪**应力** τ_{fs} [对于拉伸破坏情况 I, $\tau_{fs} = (\Delta\tau_f)_n - \tau_{f0}$; 对于压缩破坏情况 II, $\tau_{fs} = \tau_{f0} + (\Delta\tau_f)_n$, 参看图 7] 与 $\bar{\sigma}_{f0}$ 间的总剪**强度曲线**, 参看图 12。

必须指出, 上述 $(\Delta\tau_f)_n$ 应根据图 8c 中的 $(\Delta\tau_f / \bar{\sigma}_{f0})_n$ 按下式算出:

$$(\Delta\tau_f)_n = (\Delta\tau_f / \bar{\sigma}_{f0})_n \bar{\sigma}_{f0} \tag{8}$$

3. 抗剪**强度指标**: 与静力抗剪**强度指标** 相似, 若上述总剪**强度曲线** 接近于直线, 即可得出相应的动抗剪**强度指标** ϕ_o, C_r 。若 $C_o = 0$, 则

$$\tan\phi_o = \tau_{f0} / \bar{\sigma}_{f0}, \tag{9}$$

并可进一步绘出 $\phi_o \sim \tau_{f0} / \bar{\sigma}_{f0}$ 关系图, 参看图 13。

4. 有效**应力抗剪强度问题**: 在以上**强度的各种表达方式** 中没有把**孔隙水压力** $\Delta u(t)$ 分离出来, 因此都属于“动”总**应力强度的表达方法**。对于有效**应力抗剪强度** 在往返加荷三轴试验中需通过测定**孔隙水压力** 反算或采用排水试验求得。试验表明饱和土在**地震作用下的有效应力抗剪强度指标** 一般接近于静力试验值^[5, 6]。

二、液化和破坏问题

(一) 概述

由于饱和砂土在往返荷载作用下其颗粒骨架结构有进一步压密的趋向,同时孔隙水又不能及时排出,因而造成孔隙水压力的逐步上升。当孔隙水压力升高到一定数量时,土体内的应力和强度间的关系达到极限平衡状态,土体即开始破坏——亦即开始失去稳定。此后,若孔隙水压力继续上升,直至颗粒间的接触压力(或称土体内的有效压力)接近于零或等于零时,则土体内将发生流动,即所谓液化现象;反之,若孔隙水压力不再继续上升,或虽继续有所上升而没有达到颗粒间接触压力(或称土体内有效压力)接近于零或等于零的程度,则土体在达到极限平衡以后,也可能不出现液化现象。所以,饱和砂土在往返荷载作用过程中,以孔隙水压力的上升为主导,由量变到质变,可以分为三个不同阶段和状态:第一、在达到极限平衡以前,土体处于稳定状态;第二、在达到极限平衡以后,土体进入不稳定状态;第三、当颗粒间的接触压力(或称土体内有效压力)趋近于零或等于零后,土体变为流动状态——即所谓液化。这三个阶段的发展过程和转变速率与饱和砂土的密实程度、起始应力状态、动应力幅以及排水条件和边界条件等都有密切的关系。对于密度低的饱和砂土,在适当的应力状态和动应力幅作用下,以及不利的排水条件和边界条件情况下,从极限平衡发展到液化可以是很快,甚至几乎是瞬间的。在这种情况下,往往不易看清极限平衡和液化这两个不同的界限。从工程安全角度出发,当土体由稳定状态进入不稳定状态或流动状态,都应认为已进入土体不安全的范围。关于达到极限平衡以后的破坏程度和允许限度问题,则与具体工程情况和要求有关,须另作研究和判断,不在本文探讨。

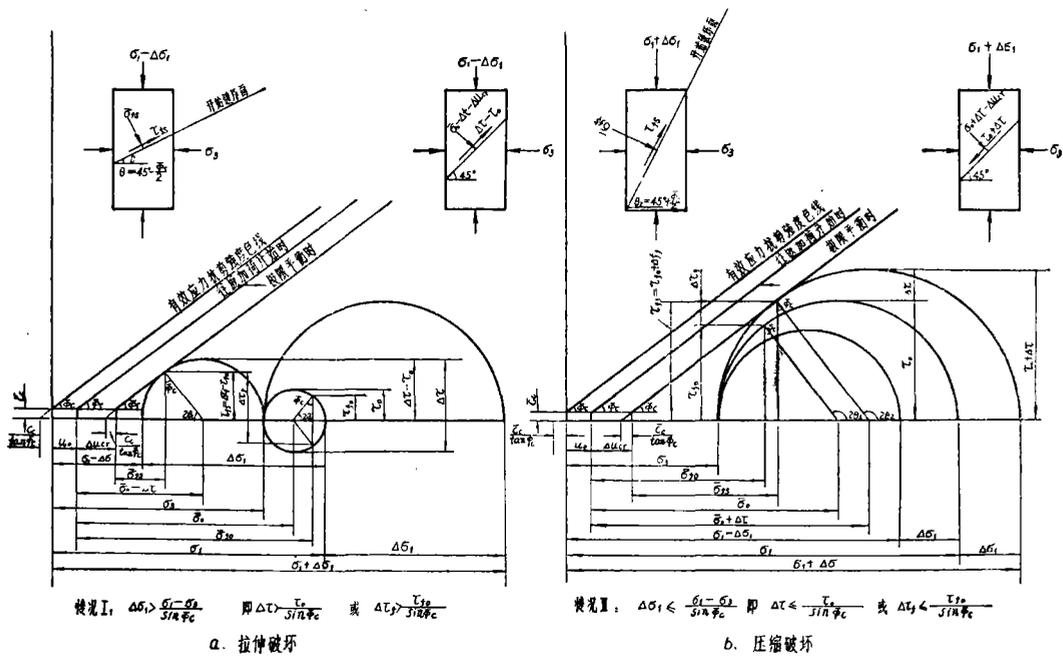


图 7 往返加荷三轴试验中饱和土试件开始破坏时的极限平衡条件示意图

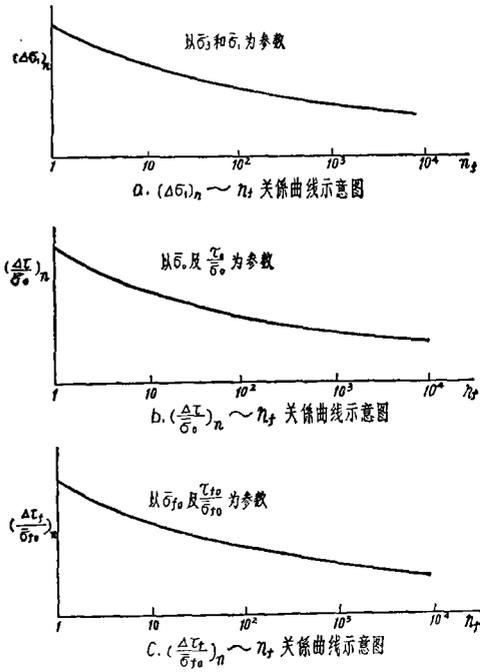


图 8 动力幅与试件达到开始破坏时往返加荷次数 n_f 关系曲线示意图

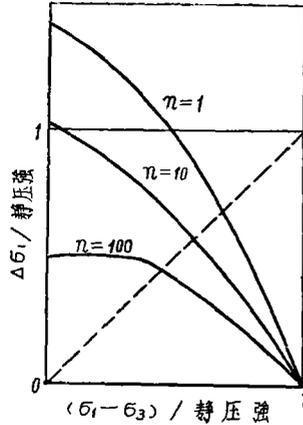


图 10 动静压强比 $(\Delta\sigma_1 / \text{静压强})$ 与起始静压力比 $[(\sigma_1 - \sigma_3) / \text{静压强}]$ 及往返加荷次数 n 关系曲线示意图

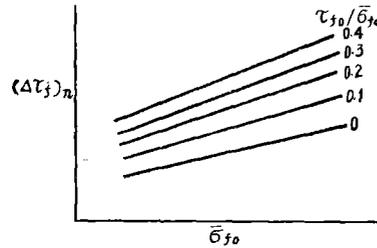


图 11 动剪强度曲线示意图

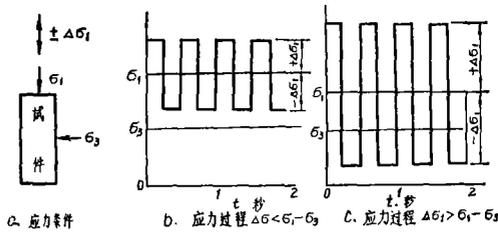


图 9 往返加荷示意图

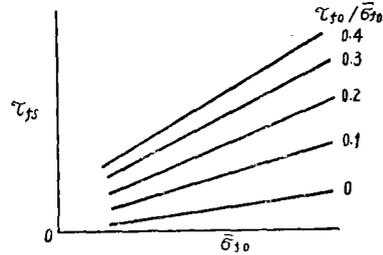


图 12 总剪强度曲线示意图

(二) 关于液化的不同评价准则

1. 以卡萨格兰第 (A. Casagrande) 和卡斯特罗 (G. Castro) 为代表的临界孔隙比论准则^[11, 12, 13]: 这个理论认为, 当饱和砂土的孔隙比大于临界孔隙比时, 它在剪切作用下(包括单向剪切和往返剪切)会发生“无限度”的流动^[14]。临界孔隙比有随着固结压力增大而减少的趋势, 参看图14。相应于临界孔隙比时的砂土相对密度大都较低(一般小于0.5)。

2. 以西特 (H. B. Seed) 等为代表的往返荷载液化准则(有的称为往返活动性)^[15, 16]。

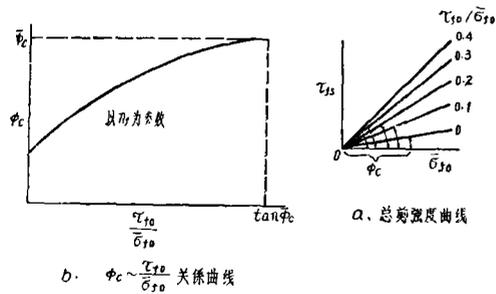


图 13 $\tau_{f0} \sim \bar{\sigma}_{f0}$ 为直线且 $C_c = 0$ 时 ϕ_c 与 $\tau_{f0} / \bar{\sigma}_{f0}$ 关系示意图

^{17, 18, 10]}: 这个理论以饱和砂土在往返荷载作用下孔隙水压力首先出现等于其外压力(三轴试验中的 σ_3 或单剪试验中的垂直压力 σ_v)时作为初始液化(此时试件有明显变形),它的出现不仅与砂土的密度有关,而且与固结压力、主应力比、往返动应力幅以及往返加荷次数等有关。根据这个理论,即使较密的饱和砂土(例如相对密度大于0.7),在适宜的条件下也会出现初始液化,但是变形一般受到剪胀作用的抑制而成为“有限度”的流动^[14, 18]。当其出现初始液化时,饱和砂土的抗剪强度为零。

(三) 关于临界破坏的评价准则

已如前述,饱和砂土在往返荷载作用下,在达到液化之前,必然要经过极限平衡状态,此时饱和砂土将由稳定状态进入不稳定状态。极限平衡理论是土力学中评定土体稳定性常用的准则。由于土体在达到极限平衡以后将进入不稳定状态,因此笔者认为极限平衡理论也可作为评价饱和砂土在往返荷载作用下走向液化过程中由于孔隙水压力上升而达到临界破坏的准则之一。在极限平衡状态时,饱和砂土内部的剪应力等于抗剪强度,此时土体中的抗剪强度一般不等于零,这与液化时抗剪强度必须等于或接近于零的情况不同。

(四) 分析方法

饱和砂土在往返荷载作用下的液化和破坏既与孔隙水压力的变化有关,所以若能准确估计出饱和砂土中孔隙水压力的分布及其变化情况,就可以评价它是否有液化或破坏问题。

早期研究饱和砂土在振动作用下的液化现象时,大都把盛有饱和砂土的矩形槽和圆筒放在振动台上采用不同加速度幅进行振动,然后根据孔隙水压力增长大小来评价其液化程度。1959年起,根据黄文熙教授的建议,水利水电科学研究院开始采用振动三轴试验进行饱和砂土液化问题研究。首先着眼于如何能够比较合理地估计饱和砂土地基和饱和砂土坝在振动作用下孔隙水压力的变化和分布问题,同时探讨了饱和砂土在振动作用下的有效应力抗剪强度指标问题,希望从而能采用有效应力分析方法来估计饱和砂土地基和饱和砂土坝在振动作用下的稳定性^[19, 20, 4, 5, 6, 7, 8, 9]。

1964年阿拉斯加和新泻地震后,西特等开始用三轴仪和单剪仪等进行往返加荷和剪切试验,以往返一定次数使饱和砂土出现初始液化的动剪应力幅小于或大于实际地震在饱和砂土中所产生的等效动剪应力幅来评价是否液化^[21, 10]。这个方法在表观上类似于总应力分析方法,但是一旦达到和超过初始液化后,饱和砂土的抗剪强度即被看作已全部丧失而等于零。

自从1971年西特等提出的《估计土液化可能性简化步骤》^[10]发表以后,在评价地基液化时曾被广泛应用。

1972年后,笔者根据极限平衡原理,把西特等提出的类似于总应力分析方法的初始液化分析方法改变为以极限平衡原理为基础的总应力分析方法^[4]。

国外在采用了一段时间的初始液化分析方法以后,1976年开始已在转向发展有效应力分析方法。笔者也认为初始液化分析方法和总应力分析方法都有一定缺陷,因此很有必要再回到六十年代前期曾考虑过的有效应力分析方法,重新加以完善和发展。

下面是笔者对运用总应力法或有效应力法进行饱和砂土地震稳定性分析的建议,同时也并列了近年常用的初始液化分析方法,以表明其区别。

1. 总应力分析方法(包括初始液化分析方法)

(1) 评价地基饱和砂土地震稳定性及液化的简化方法——水平地震剪切破坏简化估计法(参看图15)^[4]:

水平地面下任一深度饱和砂土的地震剪应力的估计式为

$$\tau_c = 0.65 \frac{a_{max}}{g} r_c \Sigma \gamma \Delta h, \tag{10}$$

式中: a_{max} ——地面最大水平地震加速度;

r_c ——水平地震剪应力随深度折减系数^[10];

γ ——土的实际容重(地下水位以下用饱和容重);

Δh ——土层分层高度。

同一深度饱和砂土的地震总应力抗剪强度的估算式为

$$\tau_s = C_r C_d \left(\frac{\Delta \tau}{\bar{\sigma}_0} \right)_n \Sigma \bar{\gamma} \Delta h, \tag{11}$$

式中: C_r ——往返加荷三轴试验条件校正系数,同前;

C_d ——相对密度校正系数,若砂土试件在往返加荷前的相对密度等于天然相对密度,则 $C_d = 1$, 否则 C_d 可采用天然相对密度与试验相对密度的比值; $(\Delta \tau / \bar{\sigma}_0)_n$ 采用试验值,参看图8b,等效往返加荷次数 n_f 可根据具体情况选取^[10];

$\bar{\gamma}$ ——土的有效容重(地下水以下用浮容重),比较 τ_s 与 τ_c ,即可判断其是否稳定。如 $\tau_s < \tau_c$, 则为不稳定。若 $(\Delta \tau / \bar{\sigma}_0)_n$ 采用根据初始液化确定的试验值,则 $\tau_s \leq \tau_c$ 时饱和砂土的抗剪强度被视为零^[17],即液化。

(2) 评价饱和砂土地基和边坡地震稳定性及液化的一般分析方法:

a. 水平地震剪切破坏一般分析方法——用试件开始破坏面上的起始法向有效压力 $\bar{\sigma}_{f0}$ 、起始剪应力 τ_{f0} 和动剪应力 $\Delta \tau_f$, 分别比拟地基或边坡内任一水平面上任一处在地震前的垂直有效压力 $\bar{\sigma}_{y0}$ 、起始剪应力 τ_{xy0} 和地震产生的附加往返剪应力 $\Delta \tau_{xy0}$, 参看图16。

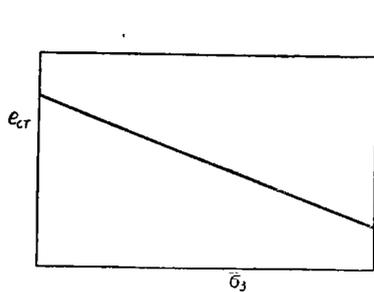


图 14 临界孔隙比 e_{cr} 与有效小主应力 $\bar{\sigma}_3$ 关系示意图

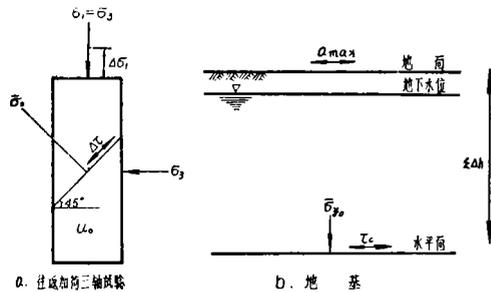


图 15 往返加荷三轴试验与水平地震剪切破坏简化估计法间的近似比拟关系示意图

令
$$\tau_{f0} / \bar{\sigma}_{f0} = \tau_{xy0} / \bar{\sigma}_{y0}, \tag{12}$$

即可定出相应的 $(\Delta \tau_f / \bar{\sigma}_{f0})_n$, 参看图 8c, 而抗地震动剪强度便可以下式估算:

$$\tau_s = (\Delta \tau_f / \bar{\sigma}_{f0})_n \bar{\sigma}_{y0}. \tag{13}$$

比较 τ_s 与 $\Delta \tau_{xy}$, 即可判断其是否稳定。若 $\tau_s < \Delta \tau_{xy}$, 则为不稳定。若 $(\Delta \tau_f / \bar{\sigma}_{f0})_n$ 采用根据初始液化确定的试验值, 则 $\tau_s \leq \Delta \tau_{xy}$ 时, 饱和砂土的抗剪强度被视为零^[22,23], 即液化。

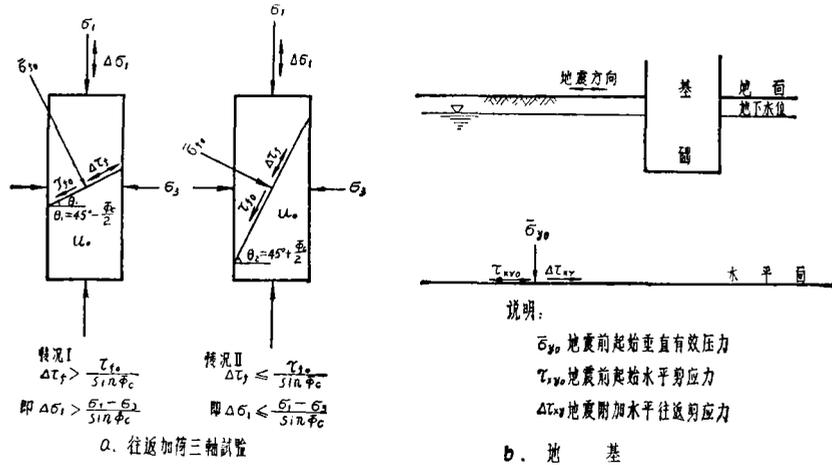


图 16 往返加荷三轴试验与水平地震剪切破坏一般分析方法间的近似比拟关系示意图

b. 地震滑动面分析方法——以试件开始破坏面上的起始法向有效压力 $\bar{\sigma}_f$ 和起始剪应力 τ_f 分别比拟地基或边坡内预期滑动破坏面上任一条块底部在地震前的法向有效压力 \bar{N}_f/l 和剪应力 T_f/l (这里 \bar{N}_f 和 T_f 分别为地震前作用在各条块底部上的总法向有效压力和总切向剪力; l 为各条块底部的截面长度), 参看图 17. 令

$$\tau_f / \bar{\sigma}_f = T_f / \bar{N}_f, \tag{14}$$

即可选定相应的总剪强度 $\tau_{fs} \sim \bar{\sigma}_f$ 曲线, 参看图 12. 根据 $\bar{\sigma}_f = \bar{N}_f/l$ 查出相应的 τ_{fs} . 由此即可运用适宜的地震总应力稳定分析方法估算安全系数.

2. 有效应力分析方法

(1) 封闭式 1958年黄文熙教授^[19]提出的通过固结不排水振动三轴试验估算饱和砂土地基和砂土坝中孔隙水压力的有效应力稳定分析, 由于没有计入在实际饱和砂土体中当孔隙水压力变化时将发生不稳定渗流和孔隙水压力重新调整的问题, 所以这种方法可称为封闭式有效应力分析方法.

若进一步考虑往返加荷次数的因素, 通过固结不排水往返加荷三轴试验, 可将一定相对密度(或干容重)的饱和砂土在封闭状态下发生的孔隙水压力增长值整理为 $(\Delta u / \bar{\sigma}_0)_n$ 与 $\Delta \tau / \bar{\sigma}_0$ 和 $\tau_0 / \bar{\sigma}_0$ 关系图(见图 18b), 或 $(\Delta u / \bar{\sigma}_{f0})_n$ 与 $\Delta \tau_f / \bar{\sigma}_{f0}$ 和 $\tau_{f0} / \bar{\sigma}_{f0}$ 关系图(见图 18c)^[4].

若采用 $(\Delta u / \bar{\sigma}_0)_n$ 与 $\Delta \tau / \bar{\sigma}_0$ 和 $\tau_0 / \bar{\sigma}_0$ 关系图时, 可设想, 只要求出饱和砂土体中各点的 $\bar{\sigma}_0$, τ_0 和 $\Delta \tau$, 则即可从图 18b 中查出相应的 $(\Delta u / \bar{\sigma}_0)_n$, 然后各点在往返加荷 n 次时的孔隙水压力增量 Δu 可以下式计算

$$\Delta u = (\Delta u / \bar{\sigma}_0)_n \bar{\sigma}_0. \tag{15}$$

若采用 $(\Delta u / \bar{\sigma}_{f0})_n$ 与 $\Delta \tau_f / \bar{\sigma}_{f0}$ 和 $\tau_{f0} / \bar{\sigma}_{f0}$ 关系图时, 则有可能设想利用上述水平地震剪切破坏一般分析方法中的 $\bar{\sigma}_{v0}$, τ_{sv0} 和 $\Delta \tau_{xy}$ (参看图 16), 或地震滑动面分析方法中的 \bar{N}_f/l , T_f/l 和 $\Delta T_f/l$ (这里 ΔT_f 为预期滑动面上各条块底部由于地震产生的切向力), 参看图 17.

$$\left. \begin{aligned} \tau_{f0} / \bar{\sigma}_{f0} &= \tau_{sv0} / \bar{\sigma}_{f0}, \text{ 或 } \tau_{f0} / \bar{\sigma}_{f0} = T_f / \bar{N}_f, \\ \Delta \tau_f / \bar{\sigma}_{f0} &= \Delta \tau_{xy} / \bar{\sigma}_{f0}, \text{ 或 } \Delta \tau_f / \bar{\sigma}_{f0} = \Delta T_f / \bar{N}_f, \end{aligned} \right\} \tag{16}$$

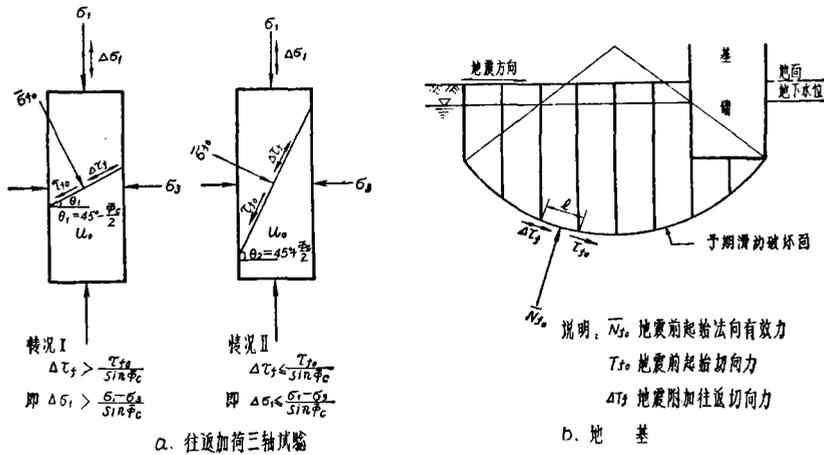
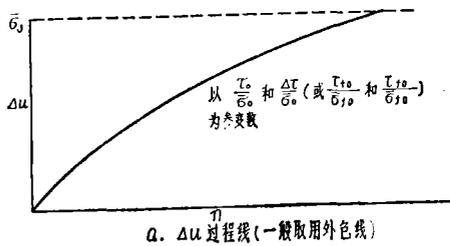


图 17 往返加荷三轴试验与地震总应力分析方法间的近似比拟关系示意图

从而查出相应的 $(\Delta u / \bar{\sigma}_{f_0})_n$, 由地震引起的附加孔隙水压力 Δu 以下式估算:

$$\Delta u = (\Delta u / \bar{\sigma}_{f_0})_n \bar{\sigma}_{y_0}, \text{ 或 } \Delta u = (\Delta u / \bar{\sigma}_{f_0})_n (\bar{N}_{f_0} / l). \quad (17)$$

一旦求出 Δu 在饱和砂土体中或滑动面上的分布情况, 即可运用适当的有效应力分析方法估算其稳定安全系数。



(2) 开敞式 为了解封闭有效应力分析方法中的缺陷, 笔者在 1962 年^[20] 曾根据砂土的压缩和回弹特性, 探讨了饱和砂土在振动作用下孔隙水压力增长的机理, 及其消散和扩散的规律。下面拟稍作介绍, 并进一步加以引伸。

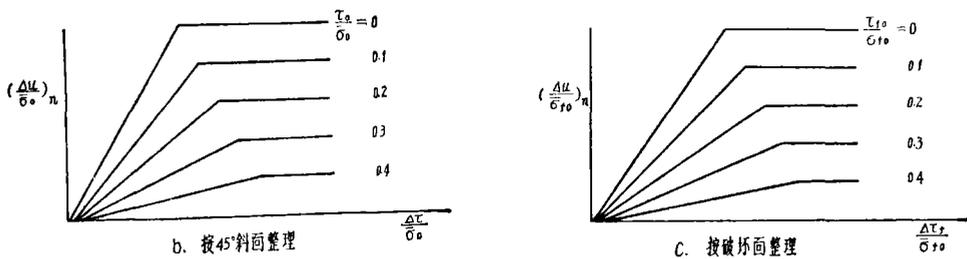


图 18 固结不排水往返加荷三轴试验中封闭孔隙水压力增长值 Δu 示意图

最初研究的是正常固结饱和砂土, 并假定其起始总应力状态保持不变, 则在无剩余回弹时有

$$\frac{\partial n_v}{\partial t} = \alpha \frac{\partial}{\partial t} (u_d - u_d^*), \quad (18)$$

- 式中: n_v —— 饱和砂土的孔隙率;
 α —— 饱和砂土在容许排水时的体积压缩系数 (厘米²/公斤);
 u_d —— 饱和砂土在往返荷载作用过程中产生的孔隙水压力增量 (公斤/厘米²);

u_d^* ——封闭的饱和砂土在往返荷载作用过程中产生的孔隙水压力增量,可根据不同情况采用固结不排水三轴、单剪或扭转等往返加荷试验确定;

t ——往返加荷时间(秒), $t=nT$,其中 T 为往返加荷周期。

在有剩余回弹时,则为

$$\frac{\partial n_v}{\partial t} = \beta \frac{\partial u_d}{\partial t}, \quad (19)$$

式中 β ——饱和砂土在容许排水时的体积回弹系数(厘米²/公斤)。

又因
$$\frac{1}{\gamma_w} \operatorname{div}(k \operatorname{grad} u_d) = \frac{\partial n_v}{\partial t}, \quad (20)^{1)}$$

故前面两个关系式可分别写为

$$\frac{1}{\gamma_w} \operatorname{div}(k \operatorname{grad} u_d) = \alpha \frac{\partial}{\partial t} (u_d - u_d^*) \quad (21)$$

和

$$\frac{1}{\gamma_w} \operatorname{div}(k \operatorname{grad} u_d) = \beta \frac{\partial u_d}{\partial t}, \quad (22)$$

式中: γ_w ——水的容重(公斤/厘米³);

k ——饱和砂土的渗透系数(厘米/秒)。

判别是否有剩余回弹的指示函数为

$$A = \frac{\partial}{\partial t} \left(u_d - \frac{u_d^*}{1 - \frac{\beta}{\alpha}} \right); \quad (23)$$

对于正常固结的饱和砂土,在开始振动后,只要 $A < 0$, 则都属无剩余回弹情况。一旦

$t = t_1, A = 0$, 同时 $t = t_1 + \Delta t, A > 0$, 则将出现剩余回弹。在剩余回弹存在期间 $\int_{t_1}^t A dt > 0$ 。

一旦 $t = t_2, \int_{t_1}^{t_2} A dt = 0$, 同时 $A \leq 0$, 则剩余回弹将重新消失。

今若进一步考虑起始总应力状态发生变化的情况,则上列各式可改写为

$$\frac{1}{\gamma_w} \operatorname{div}(k \operatorname{grad} u_d) = \alpha \frac{\partial}{\partial t} (u_d - \bar{\sigma}_{m_0} - u_d^*), \quad (24)$$

$$\frac{1}{\gamma_w} \operatorname{div}(k \operatorname{grad} u_d) = \beta \frac{\partial}{\partial t} (u_d - \bar{\sigma}_{m_0}), \quad (25)$$

$$A = \frac{\partial}{\partial t} \left(u_d - \bar{\sigma}_{m_0} - \frac{u_d^*}{1 - \frac{\beta}{\alpha}} \right), \quad (26)$$

式中: $\bar{\sigma}_{m_0} = \sigma_{m_0} - u_0$; σ_{m_0} ——每一周期荷载开始时的平均总法向压力,即 $\sigma_{m_0} =$

1) 公式(20)右侧在[20]中相应公式中为 $\frac{1}{1-n_v} \frac{\partial n_v}{\partial t}$, 现改正为 $\frac{\partial n_v}{\partial t}$ 。

$(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ——三个互相垂直的总主应力; u_0 ——地震前的稳态渗流孔隙水压力。

由于以上公式中出现了 $\bar{\sigma}_{m0}$, 必须进行动力分析:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\ddot{U}_g(t), \quad (27)$$

式中: $[M]$ ——质量矩阵; $[C]$ ——粘滞阻尼矩阵; $[K]$ ——非线性刚度矩阵; $\ddot{U}_g(t)$ ——基岩地震加速度; $\{\ddot{X}\}, \{\dot{X}\}, \{X\}$ ——相对于基岩的加速度、速度、位移。

结 束 语

(一) 本文提出的第一个建议是以极限平衡理论作为评定饱和砂土在地震往返荷载作用下开始破坏的准则, 这是从工程稳定安全角度出发的。但是, 对于达到极限平衡以后如何估计其破坏程度和允许限度, 则尚未进行探讨。后者可能是抗震设计中很重要而疑难的问题, 即既允许有超过极限平衡的情况而又不致出现不能接受的工程破坏程度, 如水工建筑物的裂缝、漏水或过大的变形。希望今后在这方面的研究能有更多的进展。

(二) 本文提出的开敞式有效应力分析方法只是很初步的一些构想, 很不完善。若要结合动力分析形成一个可供实际施行的较成熟的方法, 估计在试验技术和计算方法上还有很多需要排除的困难, 或必须采取某些合理的简化。这些也是希望今后能有所进展或改进的课题。但是, 对于笔者最初曾考虑过的饱和砂土在往返加荷作用下孔隙水压力上升、扩散和消散的内部机理和模式的看法, 个人认为可能比目前其它假设较为合理。

(三) 鉴于饱和砂土的地震液化和破坏常常是当今工程抗震工作中很突出的问题, 同时对于这种破坏后果的预测和估计又很难准确, 因此认为今后除了要进一步深入研究其破坏机理和预测分析方法外, 也要在防止措施上着重考虑, 目前有一些可行的有效办法都可以借鉴, 这也是当今国际工程界共同的趋势。

参 考 文 献

- [1] Casagrande, A. and Shannon, W.L., Research on Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soils and Soft Rocks under Transient Loading, *Soil Mechanics Series*, No. 31, Harvard University, 1948; Strength of Soils under Dynamic Loads, Panama Canal—The Sea Level Project, A Symposium, *Proc. of ASCE*, Vol. 74, No. 4, 1948.
- [2] Massachusetts Institute of Technology, The Behavior of soils under Dynamic Loadings, 1952-1954.
- [3] Seed, H.B. and Chan, C.K., Clay Strength under Earthquake Conditions, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of ASCE*, Vol. 92, No. SM2, 1966.
- [4] 水利电力部科学研究所, 山西省朔县神头电厂地基地层Ⅱ₂饱和土地震稳定性试验研究报告. 1974年.
- [5] 汪闻韶, 饱和砂土振动孔隙水压力试验研究. 水利学报, 1962年第2期.
- [6] 汪闻韶, 一个饱和粉质壤土的振动试验. 水利学报, 1965年第1期.
- [7] 汪闻韶、黄锦德, 岳城水库土坝饱和粉质壤土振动试验报告. 水利水电科学研究院印,

- 1965年1月。
- [8] 常亚屏, 振动作用下岳城砂的抗剪强度试验研究. 水利水电科学研究院土工所印, 1965年.
- [9] 水利水电科学研究院, 映秀湾电站初设阶段闸基饱和粉细砂振动液化试验报告. 1965年8月.
- [10] Seed, H. B. and Idriss, E. M., Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of ASCE*, Vol. 97, No. SM9, 1971.
- [11] Casagrande, A. Characteristics of Cohesionless Soil Affecting the Stability of Earth Fills, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Jan., 1936.
- [12] Casagrande, A., On Liquefaction Phenomena, *Geotechnique*, Vol. XXII, No. 3, 1971.
- [13] Castro, G., Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Soils, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of ASCE*, Vol. 101, No. GT6, 1975.
- [14] Youd, T. L., Liquefaction, Flow and Associated Ground Failure, *Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, 1975.
- [15] Seed, H. B. and Lee, K. L., Liquefaction of Saturated Soils during Cyclic Loading, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of ASCE* Vol. 92, No. SM6, 1966.
- [16] Lee, K. L. and Seed, H. B., Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of ASCE*, Vol. 93, No. SML, 1967.
- [17] Peacock, W. H. and Seed, H. B. Sand Liquefaction under Cyclic Loading Simple Shear Conditions, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of ASCE*, Vol. 94, No. SM3, 1968.
- [18] Seed, H. B., Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of ASCE*, Vol. 105, No. GT2, 1979.
- [19] Huang, Wen-Xi, Investigation on Stability of Saturated Sand Foundations and Slopes against Liquefaction, *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. II, 1961.
- [20] 汪闻韶, 饱和砂土振动孔隙水压力扩散和消散问题. 水利水电科学研究院论文集第一集(土工), 1963年; 饱和砂土振动孔隙水压力的产生、扩散和消散, 中国土木工程学会第一届土力学及基础工程学术会议论文选集, 1964年.
- [21] Seed, H. B. and Idriss, I. M., Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of ASCE*, Vol. 93, No. SM3, 1967.
- [22] Seed, H. B., Lee K. L. and Idriss, I. M., Analysis of Sheffield Dam Failure, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of ASCE*, Vol. 95, No. SM6, 1969.
- [23] Seed, H. B., Idriss, I. M., Lee, K. L. and Makdisi F. I., Dynamic Analysis of the Slice in the Lower San Fernando Dam during the Earthquake of February 9, 1971, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of ASCE*, Vol. 101, No. GT9, 1975.

Strength, Liquefaction and Failure of Saturated Sands During Cyclic Loading

Wang Wen-shao

(Water Conservancy & Hydroelectric Power Research Institute)

Abstract

The problem of strength, liquefaction and failure of saturated sands has always been greatly concerned in dealing with the safety of foundations of hydraulic structures and earth or earth-rock dams against earthquake action. This paper gives out some criteria and methods for their evaluation. The theory of limit equilibrium has been used as a criterion to evaluate the incipient failure condition of the saturated sands under cyclic loading and the corresponding laboratory tests and analytical methods are suggested. The distinction between liquefaction and incipient failure has been clarified. Furthermore, a preliminary scheme of open-type effective stress dynamic analysis method is proposed. Finally, the subjects for further investigation are remarked and the importance of preventive measures to avoid liquefaction and failure of saturated sands is emphasized.