

文章编号:0559-9350(2009)05-0623-07

含地下水的回填砂土重力式岸墙地震残余角位移的拟静力计算

王丽艳^{1,2}, 刘汉龙^{1,3}

(1. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 江苏科技大学 土建学院, 江苏 镇江 212003; 3. 河海大学 岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098)

摘要: 引用液化度指标考虑含地下水的回填砂土地震过程中的超静孔隙水压力对墙体运动的影响, 基于 *Mononobe-Okabe* 拟静力法修正考虑液化度的动主动土压力, 根据静力水压力理论近似计算土颗粒里的动水压力。同时考虑了水平与竖向地震载荷, 根据力矩极限平衡确定旋转门槛加速度系数, 采用旋转块体方法计算岸墙主动旋转运动下的地震残余角位移。选用一理想的地震运动特征, 应用该简单预测位移的方法对一算例进行了推算; 并对回填砂土内摩擦角、墙体与土间摩擦角、水平与竖向地震加速度系数、回填土地下水位、墙前自由水位和码头墙宽高比多种参数下对旋转角位移的影响作了详细的定性分析, 得出墙体残余角位移随着回填砂土液化度升高而逐渐增大, 以及当液化度很高时土的内摩擦角和墙体的摩擦将不再起工程作用等有用结论。

关键词: 地震; 含地下水的回填砂; 重力式岸墙; 液化度超静孔隙水压力残余角位移; 拟静力法

中图分类号: TU435 U417.1⁺¹

文献标识码: A

1 研究背景

重力式岸墙作为一种挡土与挡水结构, 一直因为具有整体性好, 抗震性能强, 地基应力较小, 耐久性及适应性强等优点在工程中得到应用; 尤其近年来我国引进国外先进技术, 采用深层水泥搅拌法加固海上软基来探索与尝试建设重力式码头岸墙, 促使重力岸墙在工程中得到广泛应用。岸墙震害实例中有很多回填土没有发生液化, 但是由于内部孔隙水的影响也产生了较大的破坏变形。Zeng^[1]对墙后回填土分别为干燥和饱和状态进行了离心机实验, 测试结果表明了饱和砂土里含有的孔隙水对重力码头岸墙侧向变形影响较大。故在重力式挡墙地震安全设计中, 如何考虑回填砂土在地震过程中的孔隙水对岸墙变形的影响是很重要的研究课题。

刘忠玉等^[2]基于传统的 *Mononobe-Okabe* 拟静力法, 合理考虑了土体孔隙中受限水含量, 推导了动主动土压力强度分布形式, 并对影响参数作了较详细地分析。国际港工结构地震设计规范^[3-4]中提出了 *Mononobe-Okabe* 拟静力法计算动主动土压力, 在提到回填砂土超静孔隙水压力影响时, 指出将土内摩擦角简单折减来考虑其影响。国内外也有些学者已开发了几个经典的有效应力分析程序, 借助动力有限元数值方法考虑超静孔隙水压力对土工构筑物变形的影响, 如孔宪京等^[5]针对液化后变形开发了分析程序, 但目前还在研究中使用, 没有推广; 而且不同的动力有限元计算程序得出的结果也有差别, 程序涉及的参数也太多, 很多还需借助动力试验才能确定关键参数, 掌握起来也较困难。振动台试验是研究孔隙水压力的很好手段, 如邹德高等^[6]通过测试的孔隙水压力研究不同抗震措施下的管线破坏, 但振动台动力试验需要较高的研究经费, 目前只能用作研究, 难推广到一般设计中。

收稿日期: 2008-06-08

基金项目: 国家自然科学基金重点项目资助(50639010); 江苏省青蓝工程创新团队资助项目

作者简介: 王丽艳(1980—), 女, 博士生, 主要从事土动力学与岩土地震工程方面的研究。Email: wly_yzu@163.com

旋转角位移是重力挡墙最可能发生的重要破坏形式, Yasuda 在第二届国际防灾与修复会议上指出地震中构筑物的倾斜变形是以后很重要的研究课题, 尤其是如何简单推求土工结构物的倾斜变形。Zeng 等^[7]提出采用旋转块体法对回填干土中的重力式挡土墙变形进行了理论计算。D. Choudhury 等^[8]在前人的基础上增添了竖向地震载荷的影响、对重力挡土墙被动状态下的旋转位移作了一些拟动力理论研究, 但他们的不足是都没有考虑含有地下水位的回填砂土在地震过程中超静孔隙水压力的发展水平对重力岸墙运动的影响, 而且拟动力法对工程设计者的各方面专业能力要求高, 不方便实际应用。

本文引入液化度概念简洁表达回填砂土中超静孔隙水压力比的发展水平, 简单考虑回填砂土的液化前后整个过程, 将液化度指标应用到作用在墙体上的土压力和孔隙水压力的静力计算式中, 选用旋转块体法初步推导出重力岸墙在主动状态下的地震旋转残余角位移的简单拟静力计算法。

2 计算方法

2.1 液化度概念 动荷作用下砂性土超静孔隙水压力的上升是土强度降低、土体发生软化和岩土结构发生变形的根本因素。为便于工程设计人员的理解与方便应用, 本论文用液化度 E_1 (extent of liquefaction) 概念来衡量超静孔隙水压力比发展水平^[9], 概念定义为

$$E_1 = 1 - \sigma'_v / \sigma'_{v0} = \Delta u / \sigma'_{v0} \quad (1)$$

式中: σ'_v 、 σ'_{v0} 分别为当前和初始平均有效应力; Δu 为孔隙水压力增量。

2.2 计算模型与基本假定 重力码头岸墙背离回填土方向向着墙体上游运动, 产生一定的残余变形。在这主动状态下, 码头岸墙的受力模型如图 1 所示, 回填土对墙体产生地震主动土压力, 码头前自由水体产生的动水压力向也是朝着码头外, 地震惯性力中水平和垂直向地震加速度方向取图 1 所示的典型组合。为了利于问题的分析, 作了如下一些基本假定: (1) 岸墙和支撑它的地基是刚性的, 地震作用下岸墙被视为绕着墙脚趾 O 点向外旋转; (2) 回填土跟着码头墙体向外运动, 即认为墙体不能往回旋转; (3) 暂不考虑岸墙的滑动, 岸墙只作单独的旋转运动; (4) 忽略地震主动土压力方向与墙体质心坐标的变化。

2.3 计算载荷

2.3.1 动主动土压力 将动主动土压力视为随着液化度的增加逐渐减小, 基于拟静力 Mononobe-Okabe 法计算地震作用下墙体上的动主动土压力。为了考虑有地下水时回填砂土地震时的土容重的变化及液化度对墙体运动的影响, 这里引入液化度 E_1 , 概念修正 Mononobe-Okabe 法计算的动主动土压力计算公式, P_{ae} 如式(2)所示, 作用点高度 y 视位于墙体的 $H/3$ 处。

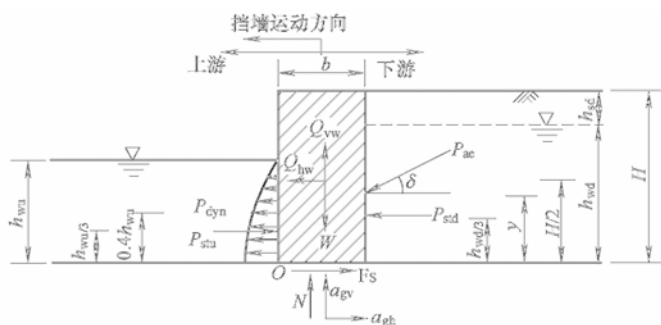


图 1 重力岸墙地震作用下受力分析模型

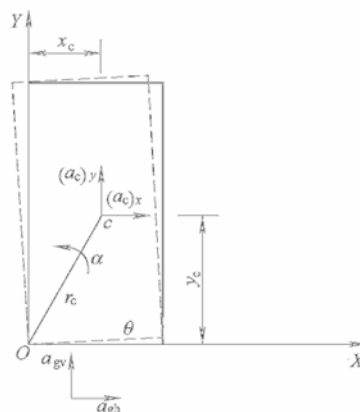


图 2 重力岸墙地震作用下旋转加速度分析模型

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} H^2 \gamma_e (1 - k'_v) \left[1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \right] = \frac{1}{2} K_{ae} H^2 \gamma_e (1 - k'_v) (1 - E_1) \quad (2)$$

式中: k'_v 为修正的竖向地震系数; γ_e 为等效土容重, 计算表达式见式(3)。

动主动侧压力系数 K_{ae} 、修正的地震系数 k_h 与地震角 ψ 计算式见式(3)、式(4)。

$$\gamma_e = \gamma_{wet} \left[1 - \left(\frac{h_{wd}}{H} \right)^2 \right] + \gamma_b \left(\frac{h_{wd}}{H} \right)^2; K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \delta)}{\cos(\delta + \psi)}} \right)^2} \quad (3)$$

$$k'_h = \frac{\frac{1}{2} \gamma_{wet} h_{sd}^2 + \gamma_{wet} h_{wd} h_{sd} + \frac{1}{2} \gamma_{sat} h_{wd}^2}{\frac{1}{2} \gamma_{wet} h_{sd}^2 + \gamma_{wet} h_{wd} h_{sd} + \frac{1}{2} \gamma_b h_{wd}^2} k_h; \psi = \tan^{-1} \left[\frac{k'_h}{1 - k_v} \right] \quad (4)$$

式中： γ_b 为浮容重 ($\gamma_{sat} - \gamma_w$)； γ_{wet} 为湿容重； φ 为水平回填土的内摩擦角； δ 为回填土与墙面的摩擦角； ψ 为地震惯性角，即地震作用时合成加速度与竖直线的交角。

2.3.2 上游水压力计算 因为码头前的自由水体的存在，故作用在墙前静水压力计算式如(5)；地震引起码头前水体震动，作用在码头墙上的动水压力采用 Westergaard 提出的计算式如(6)所示。

$$P_{stu} = \frac{1}{2} \gamma_w h_{wu}^2 \quad (5)$$

$$P_{dyn} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w h_{wu}^2 \quad (6)$$

2.3.3 下游水压力计算 土颗粒里一部分孔隙水受到限制而随土颗粒一起移动，地震过程中不产生孔隙水压力，只产生静水压力 P_{std1} ；只有不受土颗粒约束的自由水才能够产生超静孔隙水压力，对于饱和土颗粒而言就相当于土颗粒的浮容重产生的，该部分孔隙水对墙体产生的超静孔隙水压力叫动水压力 P_{std2} ，但仍用静水压力观念求解，动水压力是随着液化度的升高逐渐增大的，静水压力与动水压力为

$$P_{std1} = \frac{1}{2} \gamma_w h_{wd}^2 \quad (7)$$

$$P_{std2} = \frac{1}{2} (\gamma_e - \gamma_w) E_t H^2 \quad (8)$$

故下游的水压力为：

$$P_{std} = P_{std1} + P_{std2} = \frac{1}{2} \gamma_w h_{wd}^2 + \frac{1}{2} (\gamma_e - \gamma_w) E_t H^2 = \frac{1}{2} \left[\gamma_w \cdot \frac{h_{wd}^2}{H^2} + (\gamma_e - \gamma_w) \cdot E_t \right] H^2 \quad (9)$$

作用在码头墙背上的总水平压力为： $P_{tal} = P_{ae} + P_{std}$ 。由式(11)可以看出，作用在下游的水压力随着液化度逐渐升高。比较式(2)与式(9)，说明作用在墙体上的作用力已从固体土的动土压力逐渐转变为类似流体土的水压力，当液化度为 1.0 时，固体土压力为 0，水压力则看成变为土容重产生的水压力。该简化的算法可近似地考虑回填砂土液化前后对墙体运动的整个行为过程。

2.4 确定旋转门槛加速度系数 k_{tr} 当码头开始倾斜瞬间，旋转弯距与抗倾覆弯距平衡，计算力参见图 1，弯距平衡表达式如下：

$$k_{tr} W \cdot H/2 + P_{ae} \cos \delta \cdot y + P_{dyn} \cdot 0.4 h_{wu} + P_{std} \cdot h_{wd}^2/3 - P_{stu} \cdot h_{wu}^2/3 = (1 - k_v) W \cdot H/2 + P_{ae} \sin \delta \cdot b \quad (10)$$

式中： b 为墙宽； y 为动主动土压力的作用点高度。通过式(10)，可计算出旋转门槛加速度 $a_{tr} = k_{tr} \times g$ 。

2.5 旋转残余位移计算 若地面最大加速度超过旋转门槛值时，重力岸墙发生倾斜。墙体地震时向外旋转的加速度分布如图 2 所示，同时考虑水平向与竖向地震载荷，绕 O 点旋转的运动距方程为：

$$\sum M_o = -y_c (W/g)(a_c)_x + x_c (W/g)(a_c)_y + I_c \alpha \quad (11)$$

式中： M_o 为绕旋转 O 点的弯距； $(a_c)_x$ 和 $(a_c)_y$ 为码头墙的中心加速度 \bar{a}_c 在 X 和 Y 向的分量， I_c 是墙绕质心的极惯性矩， $I_c = bH(b^2 + H^2)(\gamma_w/g)/12$ 。质心 C 加速度为三部分之和：

$$\bar{a}_c = \bar{a}_g + \alpha \times \bar{r}_c - \omega^2 \bar{r}_c \quad (12)$$

式中： \bar{a}_c 为码头墙质心加速度向量； \bar{a}_g 为地基表面加速度向量； \bar{r}_c 为旋转点 O 到质心 C 的距离向量； α 为旋转角加速度； ω 为旋转角速度； a_{gh} 和 a_{gv} 分别为地基表面水平与竖向加速度，分别为 $k_h g$ 和 $k_v g$ 。

质心 C 的水平垂直向的加速度为：

$$(a_c)_x = a_{gh} - \alpha y_c - \omega^2 x_c; \quad (a_c)_y = a_{gv} + \alpha x_c - \omega^2 y_c \quad (13)$$

将式(12)代入到式(11),并由式(10)计算 $\sum M_o$ 得:

$$k_h W \cdot H^2 + P_{ae} \cos \delta \cdot y + P_{dyn} \cdot 0.4 h_{wu} + P_{std} \cdot h_{wd}^2/3 - P_{stu} \cdot h_{wt}^2/3 - (1 - k_v) W \cdot B^2 - P_{ae} \sin \delta \cdot b = (W/g) x_c^2 \alpha + (W/g) y_c^2 \alpha + (W/g) a_{gv} x_c - (W/g) a_{gh} y_c + I_c \alpha \quad (14)$$

根据上式得出旋转角加速度为:

$$\alpha = [k_h W \cdot H^2 + P_{ae} \cos \delta \cdot y + P_{dyn} \cdot 0.4 h_{wu} + P_{std} \cdot h_{wd}^2/3 - P_{stu} \cdot h_{wt}^2/3 - (1 - k_v) W \cdot B^2 - P_{ae} \sin \delta \cdot b + (W/g) a_{gh} y_c - (W/g) a_{gv} x_c] / [(W/g) x_c^2 + (W/g) y_c^2 + I_c] \quad (15)$$

为简单分析问题,拟静力法的计算中假定回填土里的加速度是均匀的且和地基加速度一样,即动主动土压力 P_{ae} 里的地震系数采用地基加速度系数计算。通过对角加速度的时间积分得到旋转角速度,再通过旋转角速度的时间积分得到角位移,计算式分别如下:

$$\omega = \int_0^t \alpha dt; \quad \theta = \int_0^t \omega dt \quad (16)$$

3 算例

一重力式岸墙($H=10m, B=5m, \gamma$ 取 $24kN/m^3$),模型见图1,地下水位在回填土表面 $2.5m$ 以下, $\varphi=30^\circ, \delta=\varphi/2=15^\circ, \gamma_{sat}=20kN/m^3, \gamma_{wet}=18kN/m^3$,取 $h_{wd}^2/H=0.8$,选理想的加速度时程,持时 $0.5s$, a_{gh} 的峰值为 $0.4g$ (相当于9度地震), $k_h=0.5k_v$ 。为简化分析问题,只考虑水平向震动和码头墙的旋转。由于理想化的地震加速度波动,可推出问题的闭合解。

3.1 不同液化度下作用在墙身的压强分布 拟静力法是在计算载荷中简单考虑了液化度的影响,且没有牵涉到时程变化的参数,故这里分析时是将液化度作为一个定性参数进行分析,取 E_1 分别为 $0.1, 0.5$ 和 0.9 来定性分析它对墙体的作用力以及残余位移的影响。根据式(2)和(9)计算作用在墙身的动土压强 p_{ae} 和水压强 p_{std} ,经计算得等效土容重 γ_e 为 $12.4kN/m^3$,地震惯性角 ψ 为 29.83° ,修正的地震系数 k_h 为 0.57 ,动主动侧压力系数 K_{ae} 为 0.71 ,动土压强 p_{ae} 、水压强 p_{std} 以及总压强 p_{tal} 的计算结果见下图3所示,由于是拟静力法,沿墙身的分布形式都为线性分布,空心实线为动土压强,实心实线为流体压强,空心虚线为作用在墙体上的总压强。从图中结果可以看出,随着液化度的升高,动土压强逐渐减小,流体压强是逐渐增大,作用在墙体上的总压强是逐渐增大。 E_1 从 0.1 升高到 0.9 时,总压强增大了 60% 。

3.2 旋转角位移计算 利用上面计算分析方法,取液化度 E_1 为 0.9 时的工况进行时程分析。根据式(10),通过对 k_h 值进行反复试算,推出门槛旋转加速度为 $0.35g$ 。而在 $t=0\sim 0.5s$ 时段, $k_h=k_v=a_{gr}^2/g=0.4$,墙体将旋转,根据式(14)确定角加速度 α 为 $0.26rad/s^2$,因此旋转速度和旋转位移为: $\omega = \omega_{t=0} + \alpha t = 0.26t, \theta = \theta_{t=0} + \omega_{t=0} t + 0.5\alpha t^2 = 0.13t^2$ 。

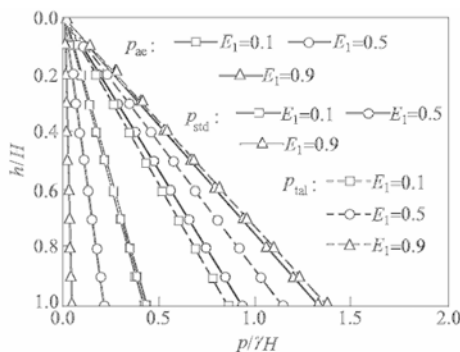


图3 作用在墙体上的压强分布

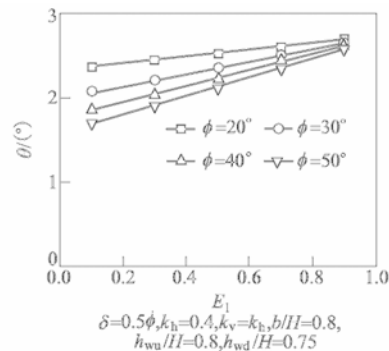


图4 回填砂土内摩擦角的影响

在 $0.5s$ 时, $\omega=0.13rad/s, \theta=0.033rad=1.9^\circ$; $0.5s$ 之后,地震波结束,岸墙的旋转开始减慢,没有了

地震惯性力与运动惯性矩,代入参数计算得 α 为 -0.65rad/s^2 , 旋转速度为: $\omega = \omega_{t=0.5} + \alpha(t-0.5) = 0.13 - 0.65(t-0.5)$ 。

当 ω 为 0 的时候,岸墙旋转停止,停止时刻为 0.7s,最后的旋转位移为: $\theta = \theta_{t=0.5} + \omega_{t=0.5}(t-0.5) + 0.5\alpha(t-0.5)^2 = 0.055\text{rad} = 3.2^\circ$

4 残余角位移的影响参数分析

4.1 回填砂土摩擦角 ϕ 图 4 是 ϕ 分别在 20° 、 30° 、 40° 和 50° 情况下的残余角位移与液化度之间的关系图。由图可以看出,残余角位移随着回填砂土的内摩擦角的增大而逐渐减小,且残余位移变化趋势随着回填土的液化度升高而增大;内摩擦角较大时,回填砂土的液化度对码头的残余位移影响较大。如 $\phi=50^\circ$ 时, E_1 从 0.1 增大到 0.9 时,旋转残余角位移 θ 升高了 54%;对于 $E_1=0.3$ 时, ϕ 从 20° 增大到 50° , 旋转残余位移减少了 30%。但对于所有的不同内摩擦强度下的土体,当 E_1 达到 0.9 时,残余位移趋于低摩擦角产生的数值,表明当回填土达到液化时,土的内摩擦角强度将不再起作用,这也体现了有些学者通过对砂土的内摩擦角强度折减来考虑砂性土体地震过程中的超静孔隙水压力对土工构筑物的影响。

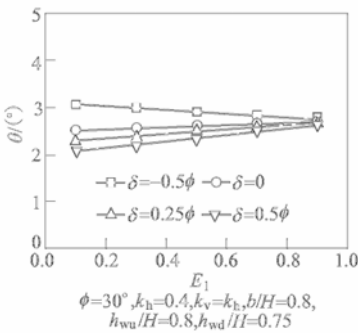


图 5 墙与回填砂土摩擦角的影响

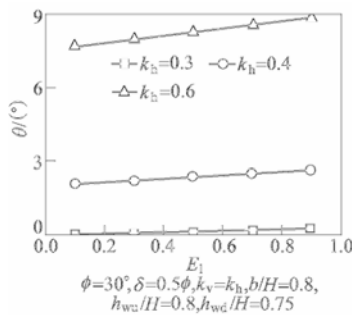


图 6 水平地震系数的影响

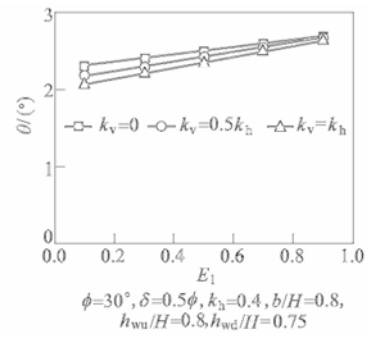


图 7 竖向地震系数的影响

4.2 墙体摩擦角 δ 的影响 图 5 墙体摩擦角 δ 分别在 -0.5ϕ 、 0 、 0.25ϕ 和 0.5ϕ 下的旋转残余位移与液化度之间的关系图。由图可以看出,由于墙体摩擦角参照土的内摩擦角而定,所以旋转角位移与墙摩擦角之间的变化规律类似于回填砂土的内摩擦角变化规律,随着墙体摩擦角的增大,旋转残余位移逐渐减小;残余位移随着液化度升高逐渐有所增加,但当墙摩擦角为负值时,相当于变成了被动土压力作用在墙上,残余位移随着液化度逐渐减小,本文不作详细研究。如 $\delta=-0.5\phi$ 时, E_1 从 0.1 增大到 0.9, 旋转残余位移下降了近 40%;对于 E_1 为 0.3 时, δ 从 -0.5ϕ 增大到 0.5ϕ 时,旋转位移减少了 26%;但当液化度达到 0.9 时,所有墙体摩擦角的残余位移趋于墙摩擦角为 0 时产生的数值,表明当回填土达到液化时,墙体与回填土间的摩擦也将不再起作用。

4.3 水平地震加速度系数 k_h 图 6 是水平地震加速度系数 k_h 分别为 0.3、0.4 和 0.6 情况下旋转残余位移与液化度间关系图。旋转残余角位移随着 k_h 递增而显著增大,当 $E_1=0.3$, $k_h=0.3$ 时,残余旋转位移接近于 0, $k_h=0.6$ 时,残余旋转位移增加到近 9° 。回填土液化度对旋转残余位移的影响随着 k_h 的递增而逐渐减小,如 $k_h=0.4$, E_1 从 0.1 增大到 0.9, 旋转残余位移增加了 28%;当 $k_h=0.6$ 时, E_1 从 0.1 增大到 0.9, 旋转残余位移只下降了 16%。计算结果说明回填土产生的超静孔隙水压力对码头墙体运动的影响随着地基峰值加速度的增加而有些减弱。

4.4 竖向地震加速度系数 k_v 图 7 是竖向地震加速度系数 k_v 分别为 0、 $0.5k_h$ 和 k_h 情况下旋转残余位移与液化度的关系曲线。 k_v 取不同值时,旋转残余位移随液化度的增加而逐渐增大的基本规律一致,且随着 k_v 的增大而逐渐减小。如 $k_v=k_h$, E_1 从 0.1 增大到 0.9 时,旋转残余位移上升了 29%; E_1 为 0.3 时, k_v 从 0 增大到 k_h 时,旋转位移减少了 10%。结果表明,竖向地震系数对残余位移还是有一定的

影响;但不管竖向地震强度的高低,回填土的液化度对码头的残余位移影响还是较大的。

4.5 回填土地下水位 图8是回填土地下水位与墙高之比(h_{wd}/H)分别为0.25、0.50、0.75和1.00(全浸没于水里)工况下的旋转残余位移与液化度的关系曲线。显然,残余位移也是随着液化度的升高而逐渐增大; $h_{wd}/H=0.75$ 时, E_1 从0.1升到0.9时,残余位移增大了28%;回填土完全浸没于水里 $h_{wd}/H=1.0$ 时的液化度对残余位移的影响更显著, E_1 从0.1升到0.9时,残余位移增大了47%; h_{wd}/H 越大,残余旋转位移也越大,且增长幅度也很高,如 $E_1=0.3$ 时, h_{wd}/H 从0.25增长到0.50时, θ 增加了16%; h_{wd}/H 从0.50增长到0.75时, θ 增加了230%; h_{wd}/H 从0.75增长到1.0时, θ 增加了275%。这些表明回填土的地下水位位置对旋转残余位移有着显著的影响,且水位越高,液化度对残余位移的影响越明显,说明了高地下水位对码头的安全是很不利的,也表明了地震中回填砂土的液化度对墙体运动具有重要的影响。

4.6 岸墙前水位 图9是墙前水位与墙高之比(h_{wu}/H)分别为0、0.8与1.0工况下的旋转残余位移与液化度的关系曲线。图中显然看出,不管墙前水位的高低,残余旋转位移随着液化度变化的规律基本一致,随着液化度的升高逐渐增大;且码头前水位越高,残余旋转位移越小,液化度对其的影响也逐渐升高。如 E_1 从0.1增大到0.9时, $h_{wu}/H=0$ 时,残余位移升高了26%; $h_{wu}/H=0.8$ 时,残余位移升高了28%; $h_{wu}/H=1.0$ 时,残余位移升高了31%。当 $E_1=0.3$ 时, h_{wu}/H 从0增加到1.0时,残余位移下降了35%。这些结果表明,墙前高水位对于码头的旋转变形是有利的。

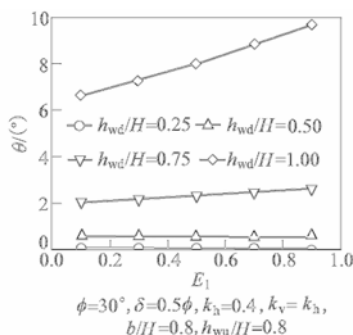


图8 回填土地下水位的影响

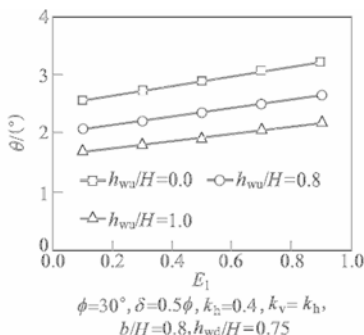


图9 墙前水位的影响

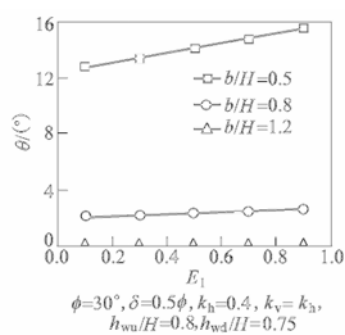


图10 岸墙几何尺寸的影响

4.7 岸墙尺寸 图10是墙体宽高比 b/H 分别在0.5、0.8和1.2工况下的旋转残余位移与液化度间的关系曲线。随着液化度的升高,残余位移逐渐增大;宽高比越小,残余位移越大,旋转位移随着 b/H 的增大迅速减小。当 $b/H=0.5$ 时, E_1 从0.1增大到0.9时, θ 升高了22%;而 $b/H=0.8$ 时, θ 分别升高了28%。当 $E_1=0.3$ 时, b/H 从0.5增大到0.8时,残余位移迅速下降了84%;当 b/H 为1.2时,残余位移几乎为0。结果表明,宽高比较小时码头墙体残余旋转位移较大,回填土液化度对不同宽高比下的岸墙的残余位移具有一定的影响。

4.8 计算法适用性 计算分析中发现,对于 $b/H \geq 1.2$ 时角位移为负值,与基本假定相违背,故该方法不适用于 $b/H \geq 1.2$ 的宽高比很大的宽敞岸墙,工程一般设计中也很少会有如此大的宽敞岸墙,故计算方法具有一般的适用性。

5 结论

本文通过对目前一些研究方法存在的优缺点进行比较,从工程实际应用出发,指出简单预测重力式挡墙地震残余位移的重要性,所作的一些主要工作如下:(1)用液化度指标简单考虑回填砂土地震过程中的超静孔隙水压力发展水平,将作用在墙体上的作用力视为从固体土的动土压力逐渐转变为类似流体土的水压力;(2)基于拟静力 Mononobe-Okabe 法计算随着液化度变化的动土压力,基于静水压力观点计算随着液化度变化的动水压力,同时考虑水平与竖向地震载荷,采用旋转块体法初步推求了重力式岸

墙地震残余角位移的简单计算公式;(3)随着回填砂土液化度升高,墙体残余角位移逐渐增大;当液化度很高时,土的内摩擦角和墙体的摩擦将不再起作用,与其它学者将土强度折减的简单理论一致,体现了高液化度下回填砂土的流体特性;竖向地震系数对残余位移具有一定的影响;高地下水位对墙体的安全很不利的,而墙前高水位对岸墙的旋转变形是有利的;宽高比较小的岸墙残余角位移较大。

参 考 文 献:

- [1] Zeng X. Dynamic centrifuge tests on quay walls[C]// Technical Report CUED/D/SoilMIR251. Cambridge University, England,1992.
- [2] 刘忠玉,闫富有.有地下水时刚性挡土墙的动主动土压力[J].岩土力学,2006,27(4):208—211.
- [3] PIANC, International navigation association. Seismic Design Guidelines for Port Structures [S]. Balkema, 2001.
- [4] Bases for design of structures—seismic actions for designing geotechnical works [S]. ISO, 23469.2005(E).
- [5] 孔宪京,邹德高.基于液化后变形分析方法的地下管线上浮反应研究[J].岩土工程学报,2007,29(8):208—211.
- [6] 邹德高,孔宪京,Ling H I,朱彤.地震时饱和砂土地基中管线上浮机理及抗震措施试验研究[J].岩土工程学报,2002,24(3):208—211.
- [7] Zeng X, Steedman R S. Rotating block method for seismic displacement of gravity walls[J]. J. Geotechn. Geoenviron Eng. ASCE 2000,126(8):709—17.
- [8] Choudhury D, Nimbalkar S S. Seismic rotational displacement of gravity walls by pseudo dynamic method; Passive case [J]. Geotechnique, 2005,55(9):699—702.
- [9] 王丽艳,刘汉龙.用液化度概念评价岩土结构地震液化变形的探讨[J].防灾减灾工程学报,2007,27(4):451—456.

Calculation of seismic angular displacement of gravity quay walls with backfill sand and groundwater

WANG Lijuan^{1,3}, LIU Hanyulong^{1,2}

(1. Key Laboratory for Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China;

3. School of Civil and Architectural Engineering, Jiangsu University of Science and Technology, Zhenjiang 212003, China)

Abstract: The index of liquefaction extent is introduced to consider the effect of excess pore water pressure of backfill sand with groundwater acting on quay walls movement in the process of earthquake. The dynamic active earth pressure is calculated by modified Mononobe-Okabe pseudo-static method and the dynamic water pressure is approximately computed according to the static water pressure. The horizontal and vertical earthquake load are considered simultaneously and the threshold acceleration coefficient is determined by equilibrium of the rotating moment and restoring moment. On this basis, a simple calculation method of seismic angular displacement of gravity quay walls under the action of earthquake is developed by rotating block method. An application example under ideal ground acceleration is given. Furthermore, the effects of parameters such as soil friction angle, wall friction angle, horizontal seismic acceleration coefficient, vertical seismic acceleration coefficient, submergence of backfill, water level in front of the wall as well as the size of the cross section of quay are analyzed.

Key words: earthquake; backfill sand; groundwater; gravity quay; liquefaction extent; excess pore water pressure; residual angular displacement; modified pseudo-static method

(责任编辑:李琳)