

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2018.05.018

基于完全耦合理论的涉水边坡地震响应分析

靳聪聪^{1,2}, 迟世春^{1,2}, 聂章博^{1,2}

(1. 大连理工大学 建设工程学部, 辽宁 大连 116024;

2. 大连理工大学 海岸与近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘 要: 基于完全耦合理论和 Pastor – Zienkiewicz – Chan(PZC)弹塑性模型,采用三维弹塑性动力有限元程序 DYNE3WAC 对涉水边坡的地震动响应进行非线性时程动力分析。该分析方法考虑三维涉水边坡的水土耦合作用,因此能够更加准确的描述涉水边坡的地震加速度响应、超静孔压和竖向永久变形等。计算结果表明加速度在涉水边坡先稍微减弱而后逐渐增大,呈现出鞭梢效应,超静孔隙水压力随地震动波动变化并逐渐累积,竖向永久位移的最大值发生在坡顶处,均满足一般规律。通过对时间水位竖向永久变形的三维曲面分析可知,随着水位的增加,涉水边坡在地震作用下的沉降值不断增加,坡顶的大变形极易引起边坡失稳,因此抗震设计时须对此处引起重视。

关键词: 完全耦合理论;PZC 弹塑性模型;DYNE3WAC 程序;涉水边坡

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2018)05—0099—06

Seismic Response Analysis of Hydrous Slope Based on Fully Coupled Theory

JIN Congcong^{1,2} CHI Shichun^{1,2} NIE Zhangbo^{1,2}

(1. Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China;

2. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China)

Abstract: Based on the fully couple theory and the Pastor – Zienkiewicz – Chan(PZC) elasto-plastic model, the seismic dynamic response of the hydrous slope is carried out by using the three-dimensional elastoplastic dynamic finite element program DYNE3WAC. This approach can take into account the soil and water coupling effect of the three-dimensional hydrous slope, hence it can accurately describe the seismic acceleration response, the excess pore water pressure and the vertical permanent deformation of the hydrous slope. The results show that the amplification factor of acceleration from bottom to crest first decreases, then increases and reaches the maximum value at the slope crest, showing a remarkable whiplash effect. The excess pore water pressure accumulates gradually with earthquake, and the maximum value occurs at the crest of the slope and can agree well with the general rule of slope under earthquake shaking. Through three-dimensional surface analysis of the time-water level-vertical permanent deformation, as the increase of the water level the settlement of the hydrous slope increases continuously under the earthquake and the large deformation of the slope is very easy to cause the slope instability. Therefore, more attention should be paid to the seismic design of hydrous slope crest.

Keywords: fully coupled theory; PZC elastic-plasto model; DYNE3WAC program; hydrous slope

为了加速我国中西部地区的经济发展,一大批的水利、交通、能源等基础建设工程陆续开工,相应的工程边坡数量激增。由于这些区域内相当比例工

程边坡位于中、强震地区,加之近些年我国地震活动频度高和强度大,造成了各类工程和自然边坡的破坏,严重危及人民群众生命财产安全。如“5.12”汶

收稿日期:2018-05-20

修稿日期:2018-06-24

基金项目:国家自然科学基金项目(51379029);国家重点研发计划项目(2016YFB0201001)

作者简介:靳聪聪(1987—),男,河南开封人,博士研究生,研究方向为岩土本构及数值分析。E-mail: jincong3623@mail.dlut.edu.cn

通讯作者:迟世春(1964—),男,山东高密人,教授,博士生导师,主要从事土石坝工程研究工作。E-mail: schchi@dlut.edu.cn

川大地震诱发的大型、特大型滑坡达数百处,具有危害的边坡多达 6 000 余处^[1]。与此同时,库水位变化、降雨等外部因素也是诱发滑坡的原因^[2],尤其是位于河流水系丰富区域的涉水边坡在地震作用下更容易产生滑坡。相比结构工程的抗震研究,边坡的抗震研究比较滞后,其中地震作用下边坡的动力响应的研究一直是国内外岩土工程界的研究的难点^[3]。

国内外专家学者对该问题从理论研究、试验模拟到数值分析做了大量深入系统的研究,取得一系列有价值的成果。通过振动台^[4]和动力离心机模拟试验^[5]对边坡动力响应模拟,能够模拟地震荷载下边坡动力响应情况,能够科学合理的对有限元等数值分析结果比对。但是鉴于试验法技术复杂,设备要求高,对于边坡动力响应更多的是采用数值方法进行分析。有限元法是最早应用于岩土边坡动力分析的数值方法,可较好考虑地震荷载作用下的各种地形、边界条件、材料特性等因素的影响^[6-7]。

目前,考虑水土完全耦合作用的弹塑性地震动力分析成为研究岩土工程动力响应的有效方法^[8],该方法可以直接求解永久位移和超静孔隙水压,并能合理分析超静孔压的累计消散过程以及残余变形情况。黄雨等^[9]采用水-土完全耦合理论对地面沉降进行分析。李荣建等^[10]采用基于 Biot 三维固结理论开发的三维有限元程序对 VELACS 试验和原型土坡进行动力分析。本文采用 PZC 弹塑性模型^[11]结合完全耦合理论,通过三维弹塑性动力固结程序 DYNE3WAC^[12-13]对某涉水边坡进行动力响应研究,全面分析该边坡加速度反应、超静孔压、边坡变形,且计算结果满足一般规律,说明该理论的正确性。分析在不同水位工况下涉水边坡受到地震作用时的坡顶永久变形情况,根据水位-时间-坡顶竖向永久变形的三维曲面图可知,随着水位的增加,涉水边坡在地震作用下的沉降值不断增加,坡顶的大变形极易引起边坡失稳,因此抗震设计时须对此处引起重视。

1 完全耦合理论

完全耦合理论是基于 Biot 动力固结方程,考虑土体的变形和液体运动的相互作用,在分析过程中,孔隙水压力的累积和消散与土的变形是完全耦合,并且可以考虑土骨架的非线性、弹塑性等特性。该理论可确定地震条件下孔隙水和土骨架组成的应

力、孔压以及变形的分布。对于包括地震工程在内的大部分中低振动频率的工程问题,可忽略流体相对加速度,包含基本未知量 u 和 p 的饱和土体动力固结控制方程($u-p$ 形式)如下所示:

$$\sigma_{ij,j} - \rho \ddot{u}_i + \rho b_i = 0 \quad (1)$$

$$\alpha \dot{\epsilon}_{ii} + (k_{ij}(-p_{,j} - \rho_f \dot{u}_j + \rho_f b_j))_{,i} + \dot{p}/Q = 0 \quad (2)$$

式中: σ_{ij} 为总应力; ρ 为土体饱和密度; u_i 为土体位移; b_i 为单位质量上的力; α 和 Q 为土体和流体的压缩性相关的系数; ϵ_{ij} 为土体应变; k 为动力渗透系数; p 为孔隙水压力。

采用 Galerkin 加权残量法和分部积分法对式(1)、式(2)微分方程进行离散,得到饱和土动力平衡方程的有限元离散形式。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} + \mathbf{Q}p = \mathbf{f}_u \quad (3)$$

式中: $\mathbf{M} = \int_{\Omega} N_u^T \rho N_u d\Omega$ 为质量矩阵; $\mathbf{K} = \int_{\Omega} B_u^T DB_u d\Omega$

为总体刚度矩阵; $\mathbf{Q} = \int_{\Omega} B_u^T m N_p d\Omega$ 为耦合矩阵; $\mathbf{f}_u = \int_{\Gamma_t} N_u^T \bar{t} d\Gamma + \int_{\Omega} N_u^T \rho b d\Omega$ 为土体荷载向量。

饱和土中的流体有限元离散形式如下:

$$\mathbf{Q}^T \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{S} \dot{p} + \mathbf{H}p = \mathbf{f}_p \quad (4)$$

式中: $\mathbf{S} = \int_{\Omega} N_p^T \frac{1}{Q} N_p d\Omega$ 为压缩矩阵; $\mathbf{H} = \int_{\Omega} (\nabla N_p)^T k (\nabla N_p) d\Omega$ 为流体的渗透矩阵; $\mathbf{f}_p = \int_{\Gamma_q} N_p^T \bar{q} d\Gamma + \int_{\Omega} (\nabla N_p)^T k \rho_f b d\Omega$ 为流体荷载向量。

采用广义 Newmark 法对式(3)、式(4)进行积分,其中对位移 u 采用二阶积分方案,即:

$$\left. \begin{aligned} \ddot{u}_{n+1} &= \ddot{u}_n + \Delta \ddot{u}_n \\ \dot{u}_{n+1} &= \dot{u}_n + \ddot{u}_n \Delta t + \beta_1 \Delta \ddot{u}_n \Delta t \\ u_{n+1} &= u_n + \dot{u}_n \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_n \Delta t^2 + \frac{1}{2} \beta_2 \Delta \ddot{u}_n \Delta t^2 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中: β_1 和 β_2 是积分参数。

对孔压 p 采用一阶积分方案, $t = t_{n+1}$ 时刻的孔压变化率 $\dot{p}_{n+1}$ 和孔压 p_{n+1} 分别按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} \dot{p}_{n+1} &= \dot{p}_n + \Delta \dot{p}_n \\ p_{n+1} &= p_n + \dot{p}_n \Delta t + \bar{\beta}_1 \Delta \dot{p}_n \Delta t \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中: $\bar{\beta}_1$ 为积分参数。

将时间离散方程式(6)、式(7)代入控制方程可得 $\ddot{\mathbf{u}}$ 和 $\dot{\Delta p}$ 为未知量的水土耦合动力有限元方程:

$$\begin{bmatrix} M + Q\beta_1\Delta t + K\beta_2 \frac{\Delta t^2}{2} & -Q\bar{\beta}_1\Delta t \\ -Q^T\beta_1\Delta t & -\bar{\beta}_1/\beta_1(S + H\bar{\beta}_1\Delta t) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{u}_n \\ \Delta \dot{p}_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_{u,n+1} \\ f_{p,n+1} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

式中: β_1 、 β_2 、 $\bar{\beta}_1$ 均为积分参数。

2 PZC 弹塑性本构模型

目前成功应用于土质边坡的动力本构模型还比较少,而 Pastor, Zienkiewicz 和 Chan 基于广义塑性理论建立了著名的 PZC 本构模型已广泛应用于土工抗震中。该模型区别于传统意义上的需假设塑性势面和关联流动法则的塑性理论,该模型无需建立显式的屈服函数和塑性势函数,而是直接确定塑性流动方向和加载方向,并且采用非关联流动法则。根据剪胀比 d_g 和应力比 η 的试验结果发现剪胀方程近似表示为:

$$d_g = (1 + \alpha_g)(M_g - \eta) \quad (8)$$

式中: α_g 和 M_g 为模型参数; η 为应力比; M_g 的表达式为:

$$M_g = \frac{6\sin\phi_c}{3 + \sin\phi_c(1 - \sin3\theta)} \quad (9)$$

式中: ϕ_c 为残余内摩擦角; θ 为罗德角。

PZC 弹塑性本构模型的塑性流动方向如下所示:

$$\begin{aligned} n_{gL} &= \left(\frac{\partial g}{\partial p} \quad \frac{\partial g}{\partial q} \quad \frac{\partial g}{\partial \theta} \right) \\ &= \left(\frac{d_g}{\sqrt{1 + d_g^2}} \quad \frac{1}{\sqrt{1 + d_g^2}} \quad -\frac{1}{2} q M_g \cos 3\theta \right) \end{aligned} \quad (10)$$

该模型的加载方向为:

$$n_f = \left(\frac{d_f}{\sqrt{1 + d_f^2}} \quad \frac{1}{\sqrt{1 + d_f^2}} \quad -\frac{1}{2} q M_f \cos 3\theta \right) \quad (11)$$

$$d_f = (1 + \alpha_f)(M_f - \eta) \quad (12)$$

式中: α_f 和 M_f 为模型参数。

加载时的塑性模量 H_L 表达式如下所示:

$$H_L = H_0 \cdot p' \cdot H_f \cdot (H_v + H_s) \cdot H_{DM} \quad (13)$$

式中, H_0 为模型参数, $H_f = (1 - \eta/\eta_f)^4$ 描述偏应变映射规则, $\eta_f = (1 + 1/\alpha_f)M_f$ 为应力比系数, $H_v = 1 - \eta/M_g$ 描述相变转换线, $H_s = \beta_0\beta_1\exp(-\beta_0\xi)$ 描述剪切退化, β_0 和 β_1 为模型参数, ξ 为塑形等效剪应变累计值 $\xi = \int |d\epsilon_s^p|$, $H_{DM} = (\xi_{\max}/\xi)^{\gamma_{DM}}$ 描述边界面塑性映射规则, γ_{DM} 为模型参数, $\zeta = p'[1 - (\alpha_f/(1 + \alpha_f))(\eta/M_f)]^{-1/\alpha_f}$ 。

卸载时塑性模量如下所示:

$$H_u = \begin{cases} H_{u0} \left(\frac{M_g}{\eta} \right)^{\gamma_u} & \left| \frac{M_g}{\eta} \right| > 1 \\ H_{u0} & \left| \frac{M_g}{\eta} \right| \leq 1 \end{cases} \quad (14)$$

式中: H_{u0} 和 γ_u 为模型参数。

PZC 模型的弹塑性矩阵 D^p 如下所示:

$$D^p = D^e - \frac{D^e \cdot n_{gL/U} \cdot n^T \cdot D^e}{H_{L/U} + n^T \cdot D^e \cdot n_{gL/U}} \quad (15)$$

将公式(15)代入公式(3)后,即可将描述砂土特性较好的 PZC 模型和完全耦合结合,因此将基于完全耦合理论和 PZC 弹塑性本构模型编制的 SWANDYNE II^[14-16] 可以很好的模拟地震作用下的土工结构的动力响应。该程序是国际上著名的动力固结有限元程序,并在三十年中成功应用于地基、土石坝、边坡等土工和水工建筑物的静动力分析中。DYNE3WAC 是 SWANDYNE 程序的三维版,该版本较二维的 SWANDYNE 程序能够更加准确的对土工结构进行动力响应分析。

3 涉水边坡地震动力响应分析

3.1 有限元模型

本文计算采用的概化涉水边坡的断面示意图如图 1 所示,地基为美国国家自然科学基金资助的项目 VELACS 的 $Dr = 60\%$ 的 Nevada 砂地基,厚 8 m。边坡填筑材料也采用 $Dr = 60\%$ 的 Nevada 砂,高度为 10 m。取长 $\times$ 高 = 55 m $\times$ 18 m 的区域为模拟范围,边坡厚为 6 m,坡比为 1:2,坡顶后缘长度为 15 m,设计水位距边坡地基处的水深为 6 m。

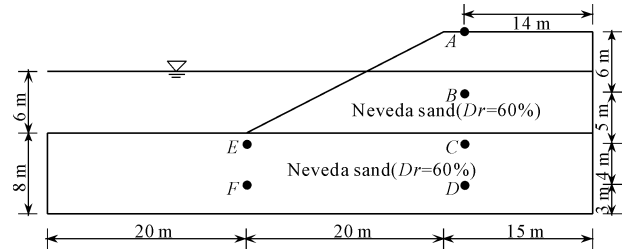


图 1 涉水边坡断面示意图

如图 1 所示,对涉水边坡的 6 个分别位于坡脚点、坡面中点和坡顶点的典型点的加速度、超静孔压、变形等特性进行动力响应分析。对边坡进行有限元网格划分,建立三维有限元网格如图 2 所示,得到单元 2 700 个,其中六面体和楔形单元均采用二

次单元,即角结点同时拥有位移和孔压自由度,边中结点仅有位移自由度,结点数为 8 092 个。

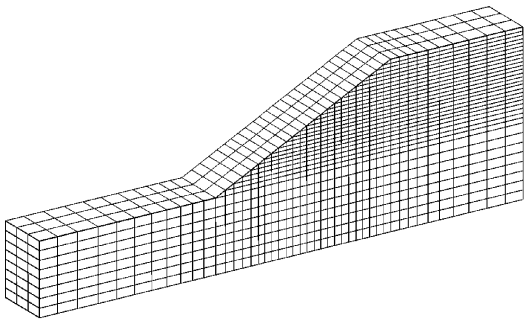


图 2 三维有限元模型

3.2 材料参数及地震动输入

概化边坡采用材料的物性参数,如土粒比重、孔隙比、渗透系数等,如表 1 所示。

表 1 Nevada 砂物性参数

干密度/($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	孔隙比	比重	渗透系数/($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)
1.57	0.661	2.67	5.6×10^{-5}

Nevada 砂进行了单调加载三轴试验和循环荷载试验,以确定其力学参数,采用基于 MATLAB 可视化的参数标定程序 SM2D 来标定 PZC 弹塑性本构模型参数^[13],如表 2 所示。

表 2 PZC 弹塑性模型参数

K_0/kPa	G_0/kPa	M_f	M_g	α_g	α_f	H_0	β_0	β_1	H_{u0}/kPa	γ_u	γ_{DM}	p'/kPa
20	26	1.30	1.32	0.45	0.45	750	4.2	0.2	400	2.0	4.0	4

地震波从底面沿 y 方向输入,输入单向地震波作用于该涉水边坡方向进行水平振动,输入地震波如图 10 所示,其峰值加速度为 $0.198g$,地震波计算时间取 35 s,对应的地震动时程曲线如图 3 所示。

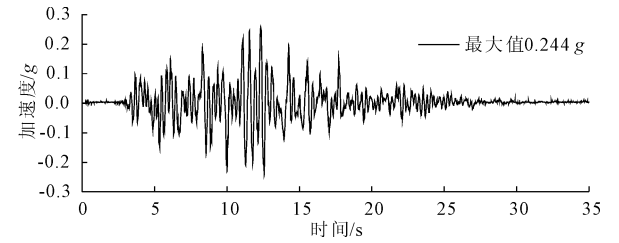


图 3 输入地震动

3.3 涉水边坡动力响应分析

采用基于 DYNE3WAC 动力固结程序对边坡进行动力响应分析,主要对典型土质点的加速度时程、超静孔压、位移响应和坝体的永久变形等情况进行分析。然后考虑不同水位工况下的坝体典型点位移响应,建立时间-水位-位移的三维曲面图,直观的分析水位变化对涉水边坡动力响应的影响。其中图 4 给出了边坡上典型点 A、B、C(如图 1 所示)加速度响应计算结果,从绘制的 3 个典型点的加速度-时程曲线与边坡底部加速度-时程曲线进行对比可知,从底部到 C 点,加速度响应先稍微减弱,即从 $0.244 g$ 降至 $0.215 g$,而后显著变大,到 B 和 A 的加速度峰值分别为 $0.263 g$ 和 $0.297 g$,呈明显的鞭梢效应。

3 个典型点能够较好的描述地震作用下边坡加速度响应规律,反应了在地震过程中,坡体对输入地震波的放大作用,同时又合理体现边坡土体的阻尼

对传输的地震波中的高频部分的滤波效果,符合一般规律。

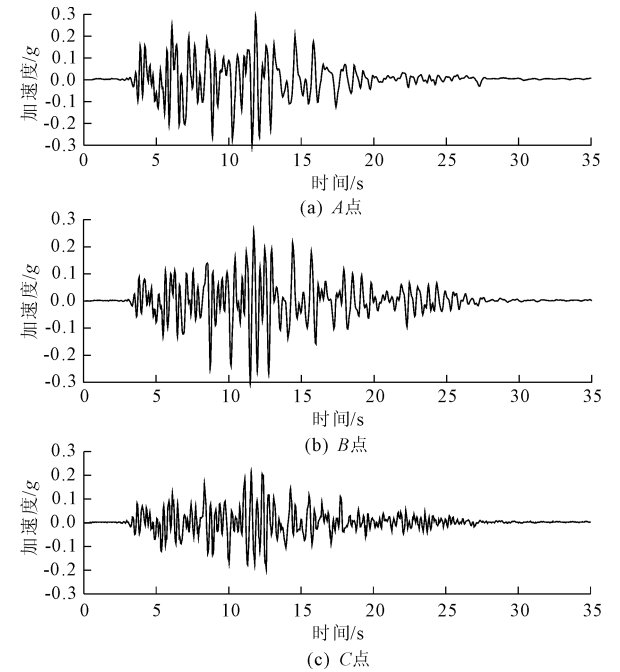


图 4 加速度时程曲线

三维边坡中 B 到 F 的 5 个不同深度处典型点的超静孔隙水压力在地震动作用下的响应如图 5 所示。

由图 5 可知,该处边坡中的 5 处典型土质点的超静孔压时程曲线能够很好的反映出地震作用下的超静孔压扩散的趋势。边坡中部位置(B、C)、边坡中部地基位置(D)和坡脚位置地基中(E、F)的超静孔压峰值分别为 41.3 kPa 、 72.9 kPa 、 87.8 kPa 、

42.9 kPa、63.5 kPa。5 处土质点的位置和超静孔压值能够合理的反映地震作用下的孔压增长情况。地震过程中,随着边坡增高方向,对应典型点的超静孔压不断减小,从 D 点到 C 点再到 B 点,对应的峰值孔压逐渐减小,另外, E 点较 F 点处的峰值孔压也较小。同一高程的典型点,位于右侧的超静孔压增长大于左侧超静孔压增长, C 和 D 点均大于同一高程的左侧的 E 和 F 点的峰值孔压。

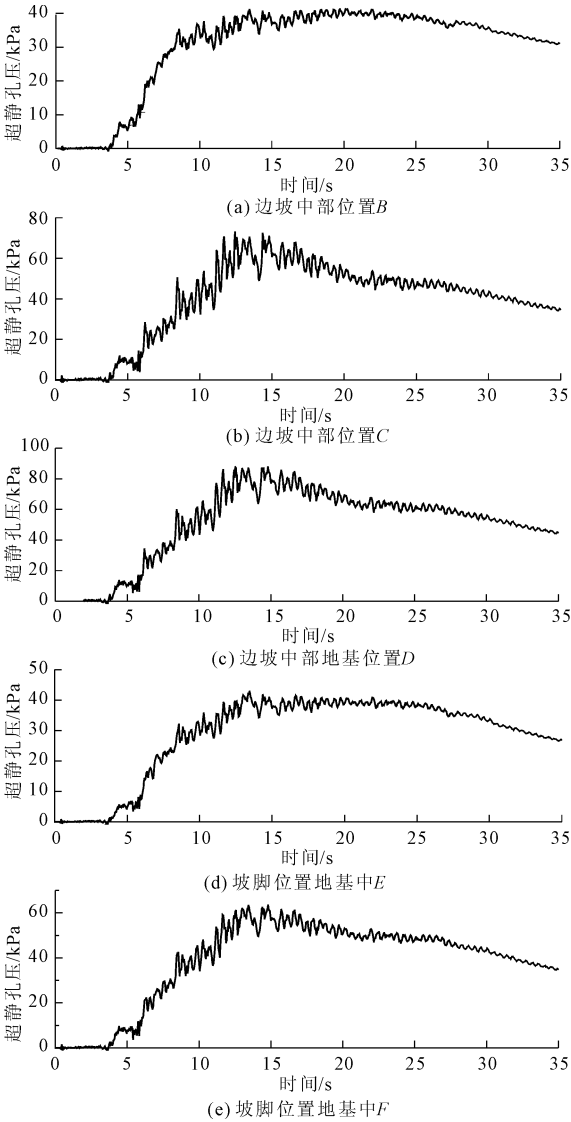


图 5 超静孔压时程曲线

为进一步分析边坡的变形情况,对该处边坡在地震动作用下的竖向永久变形的变化规律进行研究,计算分析时采用向下为正,涉水边坡的竖向沉降等值线如图 6 所示。

图 6 给出了计算得到的边坡地震 35 s 时刻的竖向位移分布,可以看出边坡残余变形符合一般规律,沉降最大值为 0.91 m,位于坡顶处。为了进一步分

析涉水边坡在动力情况下的位移响应情况,图 7 给出了对典型点 A 的位移时程曲线。

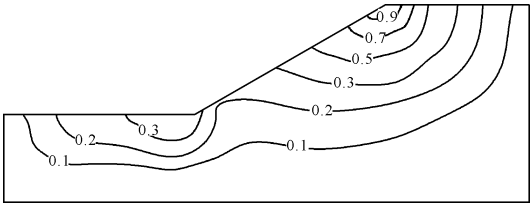


图 6 竖向沉降等值线图(单位:m)

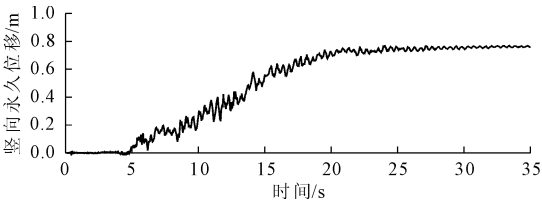


图 7 典型点 A 位移时程曲线

由图 7 可知,在 0~4 s 之间,位移变化幅度很小,主要是因为该时段内的地震动 PGA 较小,随着地震动强度的不断增大变化,边坡典型土质点 A 处对应的竖向永久变形显著增加,25 s 左右达到沉降最大值为 0.91 m。

通过对涉水边坡在设计水位下的动力响应进行分析,为更好的分析边坡在不同水位深度的动力响应,尤其是竖向永久变形的位移时程变化情况。采用 DYNE3WAC 弹塑性动力有限元程序对不同水位的边坡进行动力分析,而后绘制时间-水位-位移的三维曲面图进行进一步的位移时程分析,如图 8 所示。

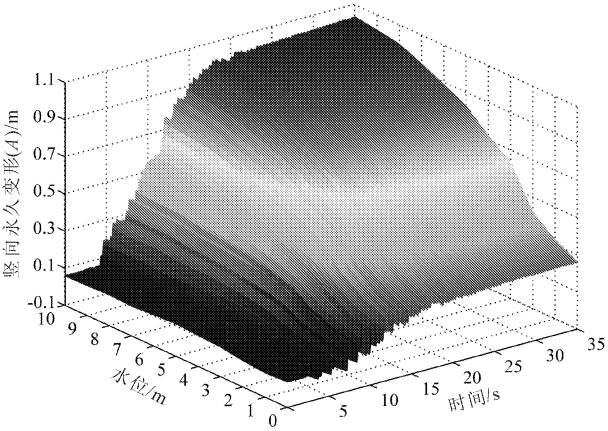


图 8 位移时程三维曲面图

通过图 8 可知,随着水位的升高,边坡永久位移表现出不断增加的趋势。无水时的边坡永久变形仅为 0.31 m,当水位为 10 m 时,边坡永久变形达到 1.22 m。由三维位移时程曲面图 8 可知,水位对涉

水边坡在地震作用下的变形影响是显著的,高水位时的涉水边坡遭遇地震荷载时极易发生大变形破坏,进而引起边坡的失稳,因此需要对高水位时的涉水边坡进行适当的抗震措施。

4 结 语

本文介绍了基于完全耦合的弹塑性动力有限元方法,该方法能够考虑涉水边坡在动力作用下的水土耦合,采用的 PZC 弹塑性本构模型能够描述边坡材料的力学性质。通过有限元程序的分析可知,该处边坡的加速度在涉水边坡先稍微减弱而后逐渐增大,呈现出鞭梢效应,边坡的超静孔隙水压力随地震动变化并逐渐累积,竖向向永久位移的最大值发生在坡顶处。通过对涉水边坡在水位变化的位移时程三维曲面分析可知,随着水位的增加,涉水边坡在地震作用下的沉降值不断增加,坡顶的大变形极易引起边坡失稳,因此在涉水边坡的顶部区域的抗震设计需要重点关注的。

参考文献:

- [1] 李同春,赵兰浩.地震作用下边坡稳定安全度分析与评价[M].南京:河海大学出版社,2016.
- [2] 崔洁.不同库水位升降速度对大坝边坡稳定性的影响研究[J].水利水电技术,2017,48(2):155-159.
- [3] 张旭东.不同地下水位下考虑降雨和蒸发影响的膨胀土路堤稳定性分析[J].水利与建筑工程学报,2016,14(2):212-217.
- [4] 徐令宇,王国新,蔡飞,等.可液化场地地震反应完全耦合动力分析及其验证[J].地震工程与工程振动,2014,1(6):136-144.
- [5] 王丽萍.土质边坡加固机理与安全分析方法研究[D].北京:清华大学,2013.
- [6] 门妮,孙有为,薄景山,等.地震作用下边坡动力响应及影响因素研究[J].世界地震工程,2017,33(3):110-120.
- [7] 黄帅,宋波,牛立超,等.地震作用下动孔隙水压力对边坡永久位移影响的简便计算方法[J].建筑结构学报,2014,35(3):215-221.
- [8] 杨勋,王欢欢,余克勤,等.流-固耦合作用下斜坡式防波堤地震动力响应分析[J].工程力学,2016,33(10):248-256.
- [9] 黄雨,李景琳,陈蔚,等.基于水-土完全耦合的地面沉降计算方法研究[J].土木工程学报,2011(S2):198-201.
- [10] 李荣建,于玉贞,李广信,等.地基液化对边坡稳定影响的动力固结耦合分析[J].西安理工大学学报,2009,25(4):388-393.
- [11] Pastor M, Zienkiewicz O C, Chan A. Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1990,14(3):151-190.
- [12] Chan A H C, Ou J H. 3D Numerical modelling of the wave-induced response around the circular caisson founded on the seabed [C]//ASME. International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Volume 4: Ocean Engineering; Offshore Renewable Energy. 2008:697-704.
- [13] 靳聪聪,顾晓伟.地震作用下饱和土地基的弹塑性动力固结有限元分析[J].水利与建筑工程学报,2018,16(1):183-188,254.
- [14] Li P, Liu G L, Song E X. Research on seismic response of underground structures in saturated foundation [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2014,36(4):843-849.
- [15] Zhao H Y, Jeng D S, Zhang Y, et al. 3D numerical model for wave-induced seabed response around breakwater heads [J]. Geomechanics & Engineering, 2013,5(6):595-611.
- [16] Chen H, Zheng J, Li Q, et al. Response of Pore Pressure and Effective Stress in Seabed to Waves Around a Permeable Submerged Breakwater [C]//ASME 2015, International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering. Volume 1: Offshore Technology, Offshore Geotechnics, 2015: V001T10A013.