

深厚覆盖层上某核电护岸结构地震响应及稳定性分析*

白秋红, 赵 杰[♣], 王桂萱

(大连大学土木工程技术研究与开发中心, 辽宁 大连 116622)

摘要:以某深厚覆盖层上核电护岸工程为研究对象,介绍了护岸抗震稳定分析的原理和分析方法。采用等价线性法对代表性断面进行有限元动力时程分析,得到SL1和SL2地震动作用下护岸结构的加速度响应、安全系数、液化区分布状况以及震后残余变形。通过分析地基不同土层交界面加速度响应变化来研究深厚覆盖层对加速度峰值的动力放大效应影响。

关键词:深厚覆盖层;等价线性;动力响应;残余变形

中图分类号:TU311 **文献标识码:**A **文章编号:**1000-0666(2017)01-0052-07

0 引言

随着资源的日益匮乏,核电能源成为一种新型能源,凭借安全、清洁且经济高效的优势为我国的能源缺口和环境问题提供了一条重要解决途径(郭勇,郑砚国,2008)。随着我国核电的快速发展,沿海地区符合核电厂标准设计的岩质地基厂址资源日益减少,导致新建核电厂的选址往往无法规避软土地基,为此国内很多规划新建的核电海工护岸结构均坐落于深厚覆盖土地地上。考虑到深厚覆盖层的形成条件不同,地质环境相差较大,且存在分布不规律等因素,造成其结构和级配变化大、物理力学性质不均匀的特点,土性在水平和垂直两个方向存在较大差异。因此,位于深厚覆盖层地基上的核电结构设施必须考虑深厚覆盖层地基对结构抗震性能的影响。

孙锋(2013)利用深厚覆盖层地基具有较强的压缩性以及较小渗透性,会使得结构沉降较大的特点,根据实际地质情况建立模型进行计算分析,得到深厚覆盖软土地基的沉降规律。费康等(2008)等认为采用常规的拟静力方法不能真实反映深厚覆盖层上土石坝的动力特性,应从坝体材料的动力稳定性、永久变形和安全系数时程变化等方面综合评价大坝的稳定性。党发宁和胡再强

(2005)通过对深厚覆盖层上土石坝的三维有限元模型进行动力计算分析,得到土石坝在地震作用下的稳定性以及安全性。赵剑明和温彦锋(2010)在三维非线性有效应力地震反应分析的基础上,针对深厚覆盖层上高土石坝的特点,提出从稳定、变形、防渗体安全等方面对深厚覆盖层上高心墙堆石坝的极限抗震能力的研究方法,对堆石坝进行抗震研究。

本文以坐落在深厚覆盖层上的某沿海核电海工护岸结构为工程背景,采用等价线性法,在SL1和SL2地震动作用下进行核电护岸的动力响应、地下砂土层的液化、残余变形等分析,得出深厚覆盖层上护岸结构动力响应和抗震稳定性等方面的规律。通过分析护岸内部加速度的放大过程研究深厚覆盖层厚度以及复杂土层对加速度峰值的动力放大效应影响。

1 计算分析方法

1.1 等价线性法

护岸结构在深厚覆盖层条件下的地震响应以及稳定性与土的动力特征密切相关。土体复杂的非线性特征随着地震振幅的增大而增大。采用传统的非线性时程分析方法计算复杂、费时较长而且分析参数较多且不容易掌握,因此,

* 收稿日期: 2016-11-01.

基金项目: 辽宁省教育厅资助项目(L2015035)及大连市科技计划项目(2014E13SF145)联合资助.

♣ 通讯作者: 赵杰(1980-),副教授,博士,主要从事地下结构稳定、工程抗震研究.

E-mail: zhaojie_gd@163.com.

本文排除传统方法采用等价线性法(宋建希等, 2016)。等价线性法最大的优点是可以考虑土体在地震作用下的复杂非线性变化, 而且也极大的提高了计算效率。等价线性法中剪切模量和

阻尼比是由等效剪应变振幅来确定, 但是等效剪应变振幅在初始计算中是未知的, 因此需要通过不断迭代来确定等效剪应变幅值, 具体步骤如图1所示。

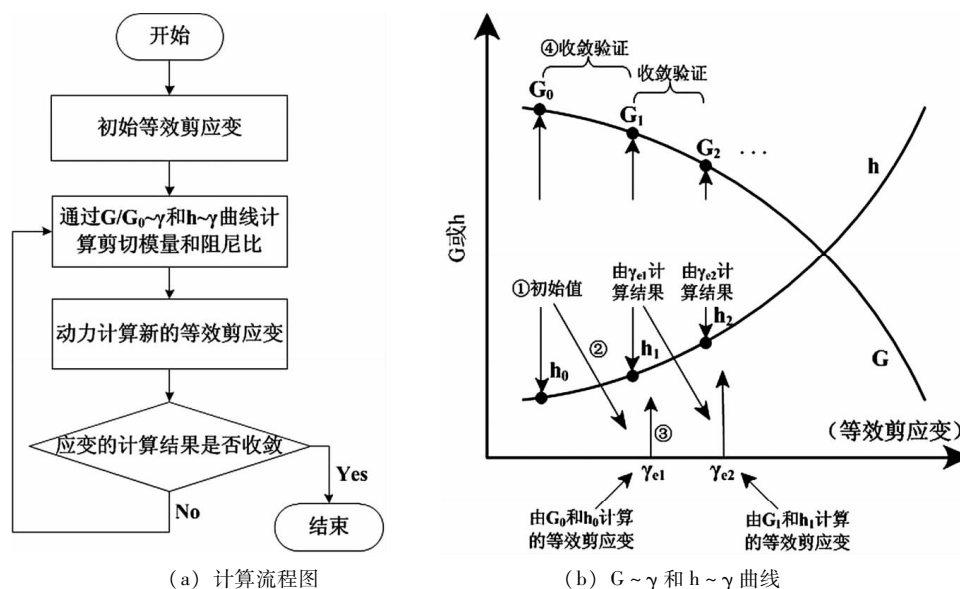


图1 等价线性法计算解析图

Fig. 1 Analytical flow chart of the equivalent linear method

1.2 液化及残余变形分析

在地震反应分析中有效应力法能够求出地震过程中孔隙水压力的增长规律和液化随时间的发展过程, Finn (1981) 等人首先提出在粘弹性模型的基础上进行动力分析, 但分析具有局限性, 仅适用于一维分析, 沈珠江和徐志英 (1981) 把它推广用于二维问题的分析。有效应力动力分析方法的计算结果更为合理更能真实反映出土的特性。本文将整个动力作用过程等分成若干时间段, 每个时间段按 WILSON- θ 法动力计算, 按经验公式得到该时段内各单元的残余变形, 将结果以初应变或初应力的形式进行静力计算, 从而得到结点位移、单元应变的变化。将计算得到的每个时段的应力应变进行叠加从而得到整个过程中的动应力应变和残余变形。

1.3 有限元动力时程分析

考虑地震过程中护岸结构应力的瞬时变化计算出每一时刻护岸结构抗滑稳定安全系数称之为有限元动力时程分析方法, 该法考虑了岩土体材料的不均匀性和非线性。目前我国《核电厂抗震设计规范》(GB50267—97) 和《核电厂海工构筑物设计规范》(NB/T 25002—2011) 均要求针对核电海工构筑物这

类核安全物项必须采用动力时程分析方法进行抗震稳定性评。因此, 在护岸结构动力反应分析中, 利用动力有限元法(田贵川, 何江达, 2010) 通过计算护岸结构在地震过程中每个单元节点的应力分布以及变形状况, 运用每一单元叠加的应力以及变形来评价护岸结构的动力稳定性。并且以最小安全系数作为评价护岸稳定性的标准。

2 算例分析

2.1 工程概况

某核电厂海工构筑物护岸结构, 顶部高程 14.5 m, 堤心石采用开山石填筑, 地基处理采用爆破排淤填石法, 护岸外坡、内坡坡度均为 1:1.5。堤内、外两侧采用抛填块石法护底, 为防止堤前浪底流速的冲刷作用采用柔性地连墙防渗结构。工程场地地基土层由上而下分布如下: 淤泥、粉细砂、中粗砂、粉质粘土、砂质粘土、全风化黑云母花岗岩、强风化黑云母花岗岩、中风化黑云母花岗岩, 属于典型覆盖层较厚厂址地基。

图2所示为护岸结构型式, 从地表到中风化岩层深度高达 80 m 左右。

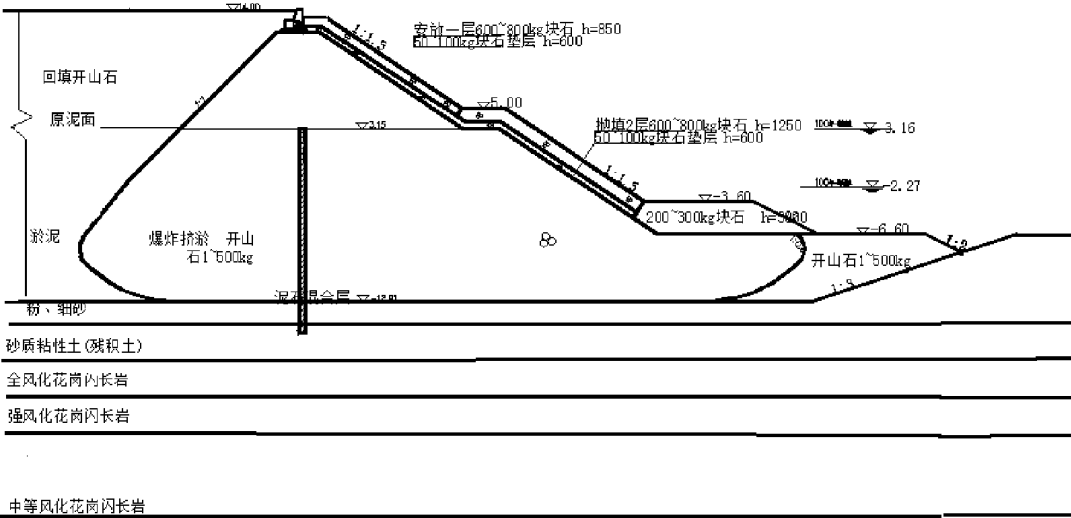


图 2 护岸结构型式和地质断面图

Fig. 2 Revetment profile and geological section

2.2 有限元模型

根据地质资料建立护岸有限元分析模型，计算网格模型如图 3 所示，模型长 400 m，宽 100 m，共 8 893 个单元，9 042 个节点，模型采用等价线性模型，模型左右边界采用粘性边界条件，模拟地基无限辐射阻尼效果，底部边

界固定约束。

2.3 计算输入

2.3.1 计算参数

本次静力计算采用邓肯张模型，模型计算参数如表 1 所示，动力计算采用沈珠江有效应力模型，计算参数如表 2、表 3 所示。

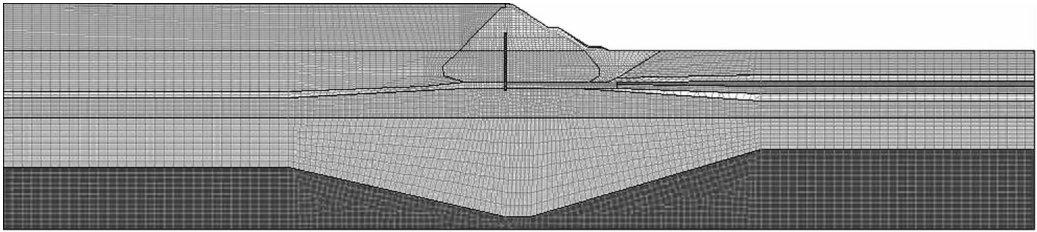


图 3 护岸结构网格模型

Fig. 3 Revetment structure mesh model

表 1 邓肯张模型参数

Tab. 1 Duncan E – B parameters

土体类型	C	φ	K	n	R_f	K_b	m
块石	0.0	42.0	1 000.0	0.80	0.90	750.0	0.15
抛石挤淤开山石	0.0	38.0	1 000.0	0.80	0.90	750.0	0.15
回填开山石	0.0	42.0	1 000.0	0.80	0.90	750.0	0.15
淤泥② ₁	4.1	18.0	28.7	0.63	0.50	15.8	0.86
粉细砂② ₂	0.4	33.3	36.1	1.01	0.36	14.9	1.06
中粗砂③ ₆	10.1	31.7	99.6	0.44	0.53	26.9	0.96
砂质粘性④土④ ₂	52.7	22.2	75.7	0.48	0.43	34.4	0.50
全风化	18.4	32.6	88.6	0.58	0.42	22.3	1.05

表 2 海工构筑物动强度指标、动剪切模量系数 K 和指数 n

土体类型	K	n	C	Φ
块石	1 500.0	0.36	10.6	10.6
抛石挤淤	1 500.0	0.36	2.8	2.8
回填开山石	1 500.0	0.36	16.7	16.7
淤泥② ₁	256.8	1.23	3.5	3.5
粉细砂② ₂	501.2	0.40	19.4	19.4
粉质粘土③ ₂	794.3	0.40	23.5	23.5
中粗砂③ ₆	707.9	0.66	9.7	9.7
砂质粘性土④ ₂	623.4	1.40	4.0	4.0
全风化	477.5	0.77	19.4	19.4

2.3.2 地震波选择

根据中国地震局地球物理研究所完成的该核电厂址地震安全性评价报告，抗震分析采用厂址

表 3 海工构筑物地震残余变形计算参数

土样类型	拟合参数				
	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
全风化土	0.003	0.242	0	0.893	0.288
砂质粘土④ ₂	0.002	0.356	0	0.914	1.080
淤泥② ₁	0.001	0.327	0	1.255	0.325
粉细砂② ₂	0.014	0.876	0	1.013	1.087
中粗砂③ ₆	0.072	0.861	0	0.242	0.572

基岩基准地面地震动时程曲线见图 4，该地震动持时 28 s。SL1 运行安全地震动水平峰值加速度设计值取 0.15 g，竖直方向为 0.1 g，SL2 极限安全地震动水平峰值加速度设计值取 0.3 g，竖向峰值加速度为 0.2 g。

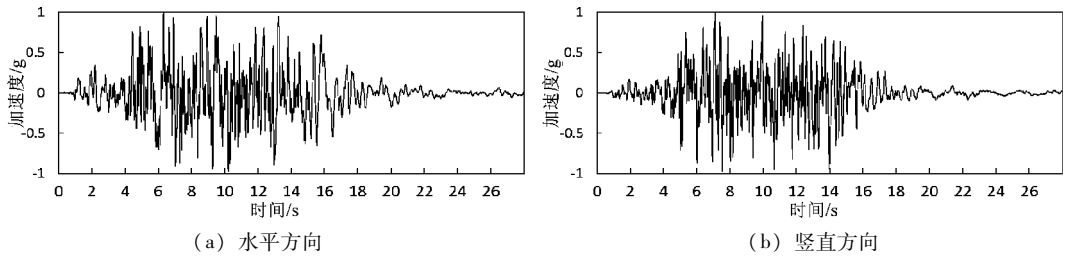


图 4 地震波时程曲线
Fig. 4 Time history curve of the seismic wave

3 结果分析

3.1 地震加速度响应

计算结果初步表明高低水位的变化对地震加速度响应的影响不大，在动力计算分析中不再考虑水位变化的影响。由于护岸结构地基覆盖层较

深、软弱淤泥层较厚等因素使得结构整体刚度较低，因此结构动力放大效应相对减弱。如图 5 所示：SL1 地震动作用下，护岸顶部水平加速度的最大放大倍数为 3.12，竖向加速度的最大放大倍数为 3.21；SL2 地震动作用下，护岸顶部水平加速度的最大放大倍数为 3，竖向加速度的最大放大倍数为 2.57。

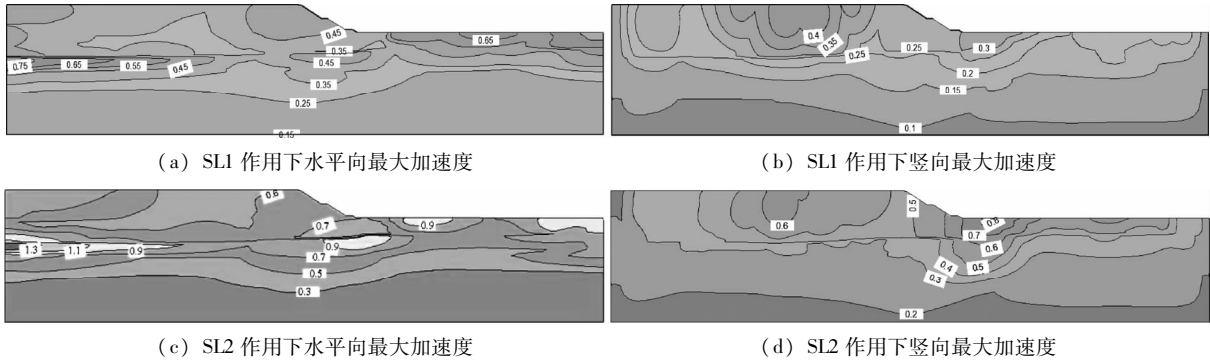


图 5 地震加速度响应
Fig. 5 Seismic acceleration response

为研究护岸内部加速度的放大过程,在相邻土层交界面设监测点,通过监测每土层的加速度放大过程给出峰值加速度变化情况。如图6所示:在土层交界面共设置6个监测点,通过分析计算得到每个监测点的峰值加速度,得到如图6的规律:护岸结构内部加速度总体上自基岩到护岸顶部在水平方向和竖直方向都是随着高程的增加而增大的,由图中可直观形象的看出在-20 m附近有不同程度的降低的,说明深厚软土地基的厚度对应于加速度峰值放大系数可能存在临界值,超过该临界厚度值加速度放大系数会有不同程度的下降,

也可能与在-20 m附近存在粉细砂、中粗砂、粉质粘土和砂质粘土等多种土层有关。计算结果表明,在地表土层的峰值加速度放大系数在1.3~1.8范围内,从地面到护岸顶部放大系数是急剧增大的,水平方向放大系数为3.5,竖直方向为3;随着输入地震动强度的增加,土体表现出的非线性增加,随着地震波频率的增加,因其高频段的能量分布较多,土体滤波效应明显增强。因此,护岸的加速度反应及其分布规律不仅与结构受到的地震动特性有关,也与护岸结构深厚地基土层厚度以及覆盖土层种类复杂有很大关系。

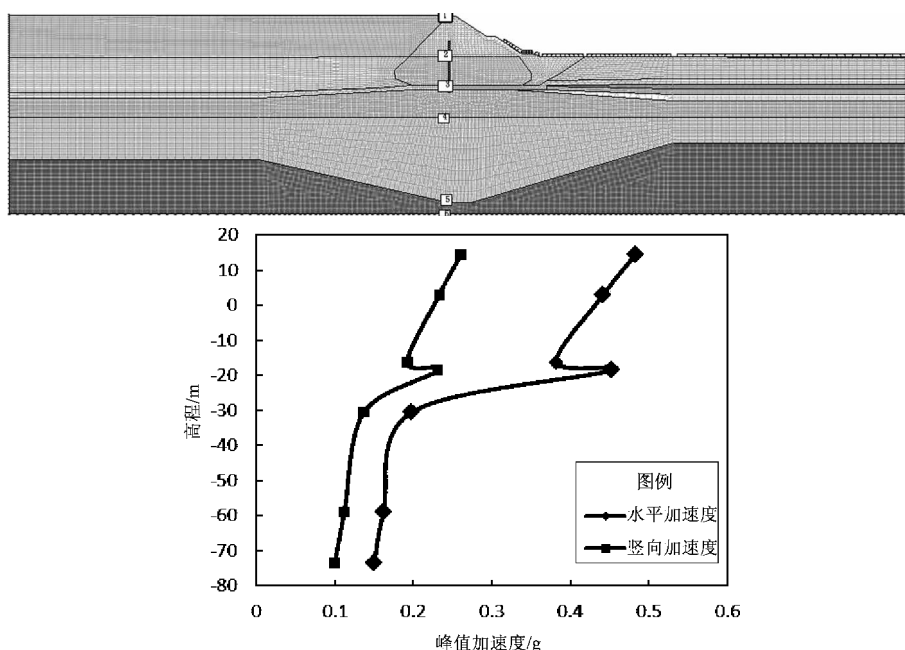


图6 不同高程各点动力响应加速度峰值

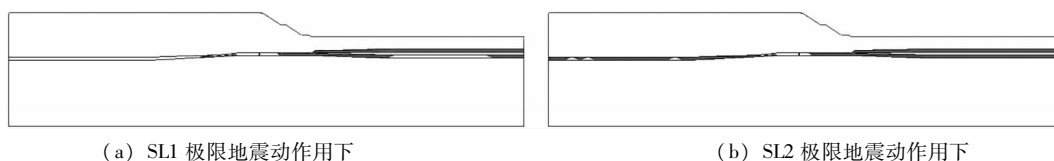
Fig. 6 Peak acceleration value of dynamic response of different elevation points

3.2 地基土层液化及残余变形

图7所示,在SL1地震动作用下,地基砂土层发生轻微的液化;在SL2地震动作用下,地基砂土层液化程度比较严重。总体说来,分布较浅的粉细砂②₂由于液化动剪应力比较小,液化程度较严重;分布较深中粗砂③。液化动剪应力比较大,液化程度较轻微。

图8为护岸结构在不同地震动作用下的永

久变形,由于上部护岸结构地基淤泥层较厚,震后残余变形较大,但下部地基土体硬度较大且多风化岩石残余变形较小,整体护岸结构受深厚覆盖层的影响震后残余变形相对较大。计算得SL1极限地震动作用下最大水平位移为0.658 m,最大竖向位移为0.382 m;在SL2极限地震动作用下最大水平位移为1.350 m,最大竖向位移为0.708 m。



(a) SL1 极限地震动作用下

(b) SL2 极限地震动作用下

图7 断面液化区分布

Fig. 7 The cross-section of liquefied area distribution

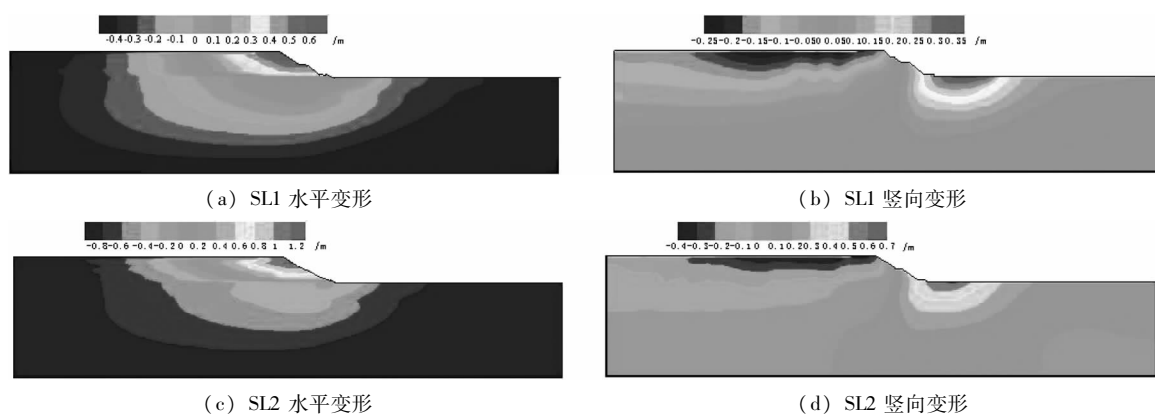


图8 断面地震残余变形分布

Fig. 8 Distribution of residual deformation in cross - section

3.3 动力有限元稳定分析

根据《核电厂抗震设计规范 (GB50267—97)》和《核电厂海工构筑物设计规范》(NB/T 25002—2001) 有关规定, 对海工构筑物按照核安全类物项进行动力有限元计算得到护岸结构的最危险滑动面如图9所示, 通过计算得到在不同地震动作用下的安全系数时程如图10所示

示: 若海工构筑物按照核安全类Ⅱ抗震设计, SL1地震作用下, 最小动力安全系数为1.20, 刚满足规范要求; 若按照核安全Ⅰ类抗震设计, SL2地震作用下, 最小动力安全系数为0.787, 安全系数小于1, 结构相对危险, 需进行必要的加固措施。

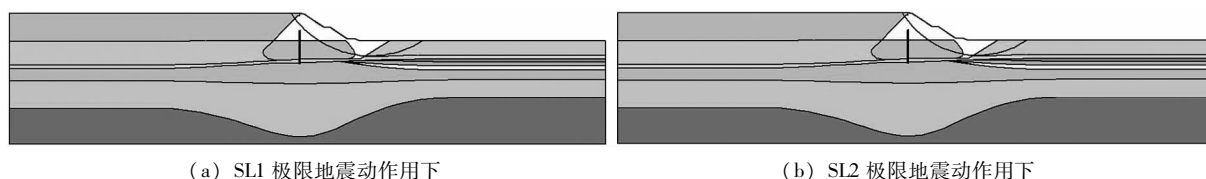


图9 断面最危险滑弧

Fig. 9 The most dangerous cross - section of the arc

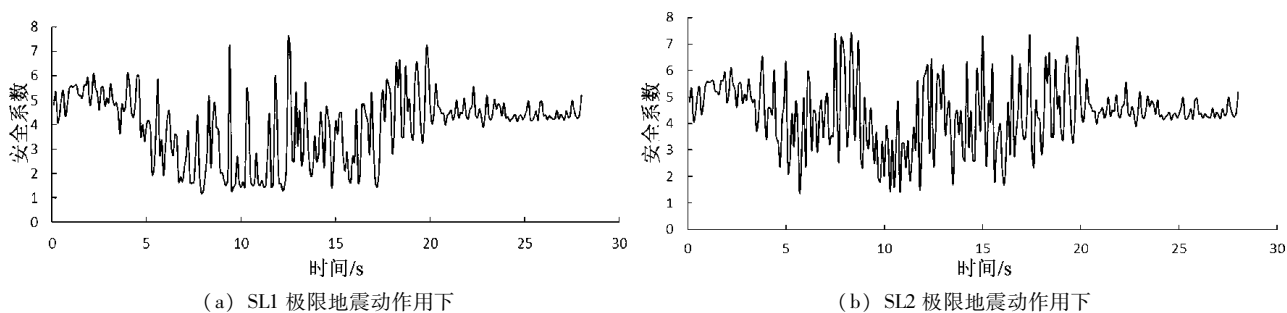


图10 动力安全系数时程曲线

Fig. 10 Time history curve of dynamic safety factor

4 结论

采用等价线性法方法分析, 通过计算分析某深厚覆盖层核电厂护岸结构在SL1和SL2地震动作用下的稳定安全系数、液化区分布以及震后残余

变形得出如下结论:

(1) 护岸结构存在地基覆盖层较深时, 软弱淤泥层较厚等因素使得结构整体刚度较低, 因此护岸结构动力效应相对减弱。

(2) 加速度峰值放大系数在-20 m附近有不同程度的降低, 说明深厚软土地基的厚度对应

于加速度峰值放大系数可能存在临界值,超过该临界厚度值加速度放大系数会有不同程度的下降,也可能与在-20 m 附近存在粉细砂、中粗砂、粉质粘土和砂质粘土等多种土层有关。这种下降趋势的原因不仅与地震动的特性有关,也与护岸结构深厚地基土层厚度以及覆盖土层种类复杂有很大关系。

(3) SL1 地震作用下,场区砂土发生轻微的液化;SL2 地震作用下,场区砂土液化程度为严重。

(4) 由于上部护岸结构地基淤泥层较厚,整体护岸结构震后残余变形相对较大。护岸结构按照核安全类 II 抗震设计,满足规范要求;按照核安全 I 类抗震设计,结构相对危险,需进行必要的加固措施。

参考文献:

- 党发宁,胡再强. 2005. 深厚覆盖层上高土石坝的动力稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报,24(12):2041-2047.
- 费康,朱凯,刘汉龙. 2008. 深厚覆盖层上高土石坝抗震稳定性的三

- 维分析[J]. 扬州大学学报(自然科学版),11(1):74-78.
- 郭勇,郑硯国. 2008. 电力供求、环境保护与核电布局内陆化[J]. 系统工程,27(8):57-61.
- 宋建希,李建波,林皋. 2016. 层状场址自由场动力分析的等价线性法研究[J]. 地震研究,39(1):126-132.
- 孙锋,潘蓉,周群,等. 某核电厂软基海堤地震动力响应规律及工程对策探讨.
- 田贵川,何江达,肖明砾. 2010. 基于动力有限元法的土石坝地震响应及稳定性分析[J]. 四川水力发电,29(1):88-93.
- 徐志英,沈珠江. 1981. 地震液化的有效应力二维动力分析方法[J]. 华东水利学院学报,9(3):1-14.
- 赵剑明,温彦锋. 2010. 深厚覆盖层上高土石坝极限抗震能力分析[J]. 岩土力学,31(1):41-47.
- FINN W D L. 1996. Critical review of dynamic effective stress analysis [C]. Proc. 2nd U. S. Nat. Conf. On Earthquake Engineering, Stanford, 853-867.
- SEED H B, IDRISS I M. 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97(SM9):1249-1273.
- GB50267—97,核电厂抗震设计规范[S].
- NB/T 25002—2001,核电海工构筑物设计规范[S].

Seismic Response and Stability Analysis of a Nuclear Revetment Structure on Deep Overburden

BAI Qihong, ZHAO Jie, WANG Guixuan

(Dalian University Research and Development Center of the Civil Engineering Technology, Dalian 116622, Liaoning, China)

Abstract

To further research the influence of deep overburden layer on seismic response and stability of nuclear power revetment, taking a deep overburden nuclear revetment engineering has been introduced based on the principle and analysis method of seismic stability analysis of revetment. The finite element dynamic time history analysis of representative sections is carried out by equivalent linear method. The acceleration response, safety factor, liquefaction zone distribution and post-earthquake residual deformation of SL1 and SL2 are obtained. Based on the analysis of the acceleration response of different soil layers, the influence of deep overburden on the dynamic amplification effect of the acceleration peak is studied. The results have reference value and guiding significance for similar seismic revetment.

Keywords: deep overburden; equivalent linear; dynamic response; residual deformation; liquefaction