

地震作用下重力式码头地基液化及变形

韩 石, 贡金鑫, 张艳青

(大连理工大学 海岸及近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要:我国现行码头抗震设计规范采用的单水准抗震设计方法,不能反映不同地震烈度时的抗震性能.采用有限差分软件FLAC 3D,对重力式码头的地震响应和地基状况进行了分析计算,研究重力式码头在不同强度地震作用下地基的超孔隙水压力、超孔隙压比和码头位移,并用国际航运协会码头结构抗震设计指南所规定的性能设计准则进行了评判.计算表明,在强度较小地震作用下,所分析的重力式码头结构和地基的破坏程度较小,不影响结构的正常使用.在较强地震作用下,沉箱底部置换砂超孔隙压比增幅较小,置换砂并未液化;码头陆侧回填土层超孔隙压比增幅较大,回填土层在加速度峰值增加到 $0.2g$ 后,在不同位置发生液化,沉箱水平及竖向位移在加速度峰值出现后急剧增大,最终导致重力式码头结构发生不同程度的破坏.

关 键 词:重力式码头;抗震;液化;超孔隙压比;位移

中图分类号: TU43

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2013)04-0045-10

重力式码头坚固耐久、抗冻抗冰、施工简单、维修费少且能承受较大荷载,在我国港口建设中得到广泛应用.由于重力式码头靠其自身重量维持稳定,因此对地基承载能力要求较高,适用于岩基、砂基及较密实的黏土地基等地质条件.工程实践表明,在地震作用下,若重力式码头设计不当,会发生滑坡、倾覆等严重震害,如1995年1月17日日本兵库县南部发生的7.2级地震使神户港所有港口设施陷于瘫痪,大量的重力式码头出现了巨大沉降、倒塌及滑坡.

地基破坏或液化是重力式码头地震破坏的主要特点,所以地基土的动力分析和液化条件是重力式码头抗震设计的重要研究内容.方云等^[1]通过一系列振动台试验,分析了地震液化条件下重力式码头的变形破坏机理,提出了减小作用于挡土墙上的动土压力并充分填实基底下的砂土以增加重力式码头抗震稳定性的设计建议;刘汉龙等^[2]以应变空间的多重剪切机构塑性模型为本构关系,对沉箱式码头岸壁的破坏机理进行了非线性动力有效应力分析,对码头陆侧易液化土层地基处理的合理范围给出了建议;H. B. Seed等从土液化的应力状态出发,提出了自由场地液化的简化判别方法^[3],很多国外规范中的液化判别方法均是在此方法的基础上发展起来的;A. Casagrande等^[4]从土的液化流动特征方面对液化灾害提出了不同见解,认为工程中的破坏,归根结底表现为过量的位移、变形或应变,而不完全取决于应力条件,问题的核心是防止土体出现具有液化性质的流动破坏,而不在于必须达到初始液化的应力条件.

目前我国水运工程抗震设计规范中重力式码头的设计,仍局限于力的极限平衡方面,而且是重现期为475年的单水准设计^[5].日本的码头设计(包括重力式码头在内)已实现基于位移的抗震设计^[6],并按两水准进行设计.本文采用FLAC 3D软件,对原位场地和重力式码头结构进行了模拟,研究了重力式码头结构在不同强度地震下的有效应力、超孔隙压比及码头结构位移,结合国际航运协会《港口结构抗震设计指南》^[7],从码头地震作用后的残余位移分析了码头结构的破坏程度.

收稿日期: 2012-12-26

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51278081)

作者简介: 韩 石(1982-),男,吉林辽源人,博士,主要从事港口工程抗震设计研究. E-mail: hanshi1998@163.com

1 FLAC 3D 数值分析原理

FLAC 3D 是国际通用的岩土工程专业分析软件,具有强大的计算功能和广泛的模拟能力.采用基于三维显式有限差分的快速拉格朗日法进行数值分析,并应用了离散混合单元模型,可以精确模拟材料的屈服、塑性流动、软化直至大变形,尤其对于材料的弹塑性分析及大变形分析等数值方法有其独到的特点.

1.1 摩尔-库仑模型

FLAC 3D 在进行岩土力学分析时,采用摩尔-库仑模型.这种模型适用于在剪应力下屈服,但剪应力只取决于最大、最小主应力,而第二主应力对屈服不产生影响的松散或胶结的粒状材料.

1.1.1 破坏准则 摩尔-库仑模型破坏包线包括剪切破坏包线和拉伸破坏包线两部分.与剪切破坏相对应的是相关联的流动法则,与拉伸破坏对应的是不相关联的流动法则.

由摩尔-库仑模型在应力空间和 (σ_1, σ_3) 平面内定义的剪切屈服函数为:

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} \quad (1)$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (2)$$

式中: c 为黏聚力; φ 为内摩擦角.

拉伸破坏屈服函数定义为:

$$f_t = \sigma_t - \sigma_3 \quad (3)$$

式中: σ_t 为抗拉强度,材料的抗拉强度最大值为 $\sigma_{t,\max} = \frac{c}{\tan\varphi}$.

1.1.2 本构关系 FLAC 3D 中的非线性本构关系以增量的形式表示,在给定初始应力的条件下,摩尔-库仑模型采用势函数对广义胡克定律进行塑性修正,得到弹塑性材料的本构关系.对于剪切破坏的情况,由对应于非关联的流动法则的剪切势函数 $g_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi$ 导出的本构关系增量形式为:

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_1 + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3) - \lambda_s (\alpha_1 - \alpha_2 N_\varphi) \\ \Delta\sigma_2 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_2 + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3) - \lambda_s \alpha_2 (1 - N_\varphi) \\ \Delta\sigma_3 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_3 + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2) - \lambda_s (-\alpha_1 N_\varphi + \alpha_2) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中: $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$ 为主应力增量; $\Delta\varepsilon_1, \Delta\varepsilon_2, \Delta\varepsilon_3$ 为主应变增量; $\alpha_1 = K + \frac{4}{3}G$ 和 $\alpha_2 = K - \frac{2}{3}G$ 为由体积模量 K 和剪切模量 G 定义的材料常数; λ_s 为与剪切屈服函数有关的待定参数.

对于拉伸破坏的情况,由对应于拉应力破坏的相关联流动法则的势函数 $g_t = -\sigma_3$ 导出的本构关系增量形式为:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_1 + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3) + \lambda_t \alpha_2 \\ \Delta\sigma_2 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_2 + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3) + \lambda_t \alpha_2 \\ \Delta\sigma_3 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_3 + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2) + \lambda_t \alpha_1 \end{aligned} \quad (5)$$

式中: λ_t 为与拉伸屈服函数有关的待定参数.

1.2 土-结构相互作用模型

在重力式码头结构与土的相互作用计算中,建立附着于结构表面的接触面,土体表面为目标面,接触面本构模型采用库仑剪切模型.接触面单元通过接触面节点与土体单元表面建立联系.对于采用库仑剪切模型的接触面单元,存在两种状态:相互接触和相对滑动.根据库仑抗剪强度准则,得到接触面发生相对滑动所需的切向力 $F_{s,\max}$ 为:

$$F_{s,\max} = c_{if}A + \tan\varphi_{if}(F_n - uA) \quad (6)$$

式中: c_{if} 为接触面的黏聚力; A 为接触面节点代表面积; φ_{if} 为接触面的摩擦角; F_n 为接触面法向力; u 为孔压力.

当接触面的切向力小于 $F_{s,\max}$ 时,接触面处于弹性状态;当接触面的切向力等于 $F_{s,\max}$ 时,接触面进入塑性状态.在滑动过程中,剪切力保持不变,但剪切位移会导致有效法向应力增加.

1.3 动孔压力模型

地震作用下,孔隙水压力的变化是土体变形及强度变化的根本原因. FLAC 3D 采用 Finn 应变模型描述孔压力积累的效应. 使用该模型可以进行动力与渗流的耦合分析,能够模拟砂土在动力作用下的孔压积累直至土体液化,其实质是在摩尔-库仑模型的基础上增加了动孔压的上升模式,并假定动孔压的上升与塑性体积应变增量有关.

G. R. Martin 等根据地震时饱和土体积变化的相容条件,建立了一个确定饱和土振动孔隙水压力增量的基本公式^[8]. 假设 E_r 为饱和砂土的回弹模量,每次循环时剪切作用引起的孔隙水压力变化为 Δu ,塑性体积应变增量为 $\Delta \varepsilon_{vd}$,则有:

$$\Delta u = E_r \Delta \varepsilon_{vd} \quad (7)$$

P. M. Byrne^[9]利用 G. R. Martin 和 H. B. Seed 的试验资料,对塑性体积应变增量的计算公式进行了简化,给出下面的计算公式:

$$\Delta \varepsilon_{vd} = \gamma C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \quad (8)$$

式中: γ 为第 N 次循环剪应变幅值; ε_{vd} 为累积体积应变; C_1, C_2 为与砂土相对密度 D_r 和修正标准贯入锤击数 N_1 有关的参数,可按式计算:

$$C_1 = 0.076 D_r^{-2.5} \quad \text{或} \quad C_1 = 8.7 N_1^{-1.25}, \quad C_2 = 0.4 / C_1 \quad (9)$$

孔隙水压力的应变模型可直接与动力分析中的应变幅值联系起来,是目前研究孔隙水压力发展规律的一个重要方向.

1.4 液化判别标准

在数值计算中常采用超孔压比的概念来描述液化. 超孔压比用 $r_u = 1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0}$ 表示,其中 σ'_{m0} 为动力计算前单元的平均有效应力, σ'_m 为动力计算过程中的平均有效应力. 理论上,当 r_u 为 1 时,饱和砂土发生液化,但大量试验数据表明,超孔压比未达到 1 时,饱和砂土即出现液化现象.

本文中,首先采用摩尔-库仑模型进行重力式码头在自重作用下的静力分析,结构达到平衡后,在沉箱底部置换砂及码头陆侧回填土中形成初始应力场. 在此基础上采用 FLAC 3D 中自带的 Finn 模型,进行结构的地震响应分析.

2 重力式码头抗震性能计算

图 1 所示为一重力式码头,左侧为海平面,右侧为回填土,沉箱底部一定范围采用置换砂代替原有的软亚黏土沉积物以满足地基承载力所需. 假定墙后剩余水位与海平面一致.

计算采用长 190 m,高 50 m,厚度方向为 10 m 的模型,模型中有两处可液化土,即沉箱底部置换砂及码头陆侧回填土. 在沉箱与基础之间设置接触面单元模拟两者之间的相互作用. 模型如图 2 所示. 计算中采用的岩土力学参数、流体参数及液化参数见表 1.

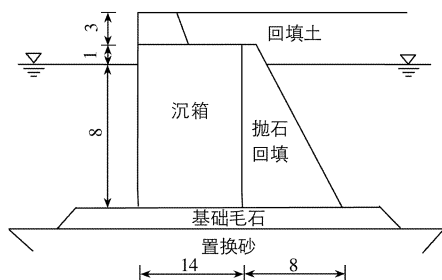


图1 重力式码头结构(单位: m)
Fig. 1 Details of a gravity wharf (unit: m)

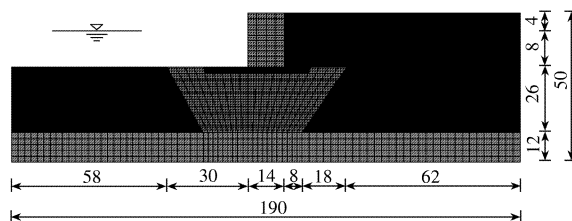


图2 重力式码头计算模型(静力)(单位: m)
Fig. 2 Computation model of a gravity wharf (static) (unit: m)

表 1 岩土力学参数和液化分析采用的流体参数及液化参数

Tab. 1 Geomechanical parameters and fluid and liquefaction parameters for soil liquefaction analysis										
材 料	本构模型	干密度 $\rho_d / (10^3 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3})$	弹性模量 E / MPa	泊松比	黏聚力 C / kPa	内摩擦角/ $(^\circ)$	渗透系数 $K / (\text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$	孔隙率 n	阻尼比 D	液化参数
粉砂	MC	1.95	12	0.3	4.5	34	—	—	—	—
黏土	MC	1.85	16	0.33	41	17	1.0×10^{-6}	0.45	0.05	—
置换砂	MC	1.95	38	0.28	0	38	1.0×10^{-3}	0.45	0.05	$D_r = 25\%$, $C_1 = 2.432$, $C_2 = 0.164$
回填砂土	MC	1.95	38	0.28	0	38	1.0×10^{-3}	0.45	0.05	$D_r = 25\%$, $C_1 = 2.432$, $C_2 = 0.164$
块石	MC	2.05	100	0.25	0	40	1.0×10^{-1}	0.45	0.05	—
沉箱	Elastic	2.50	30×10^3	0.17	0	—	—	—	0.05	—

2.1 静力计算

首先对重力式码头进行自重状态下的土体应力场分析,自重应力状态分析结束后在水-土作用面上施加水压力达到平衡,此时在沉箱底部置换砂及码头陆侧回填土中产生初始应力场. 初始竖向有效应力云图及初始孔压力云图见图 3.

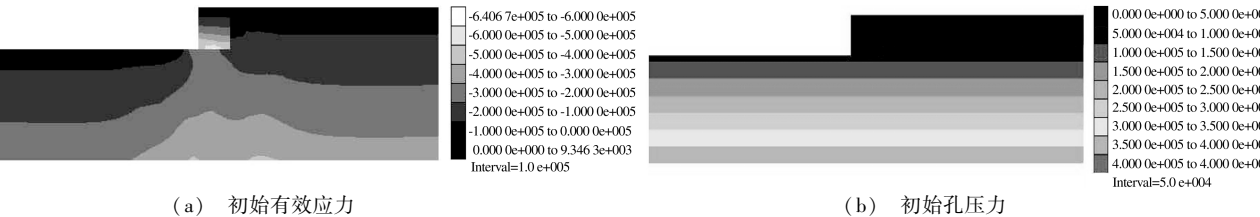


图 3 初始有效应力云图和初始孔压力云图(单位: Pa)

Fig. 3 Initial effective stress nephogram and initial pore pressure nephogram (unit: Pa)

2.2 动力分析

我国水运工程抗震设计规范(JTS 146-2012)^[5]采用重现期为 475 年(50 年设计基准期超越概率为 10%)的设计地震,按建筑规范考虑,相当于设防地震,且仅从力的极限平衡方面进行抗震设计,属于单水准设计;在重现期为 2 000 年(50 年设计基准期超越概率为 2%~3%)的罕遇地震下,码头的性能表现如何,目前尚不得知. 本文参考我国建筑抗震设计规范(GB 50011-2010)^[10]中关于多遇地震、设防地震和罕遇地震作用下时程分析法地面峰值加速度的有关规定,对重力式码头进行时程分析,采用日本阪神地震波,竖向加速度峰值取水平地震加速度峰值的 30%,加载时间 t 为 20 s. 采用 SEISMOSIGNAL 软件通过去直流漂移、经验判别、去倾斜及择优 4 个步骤对地震波进行基线校正,校正后的地震波如图 4 所示.

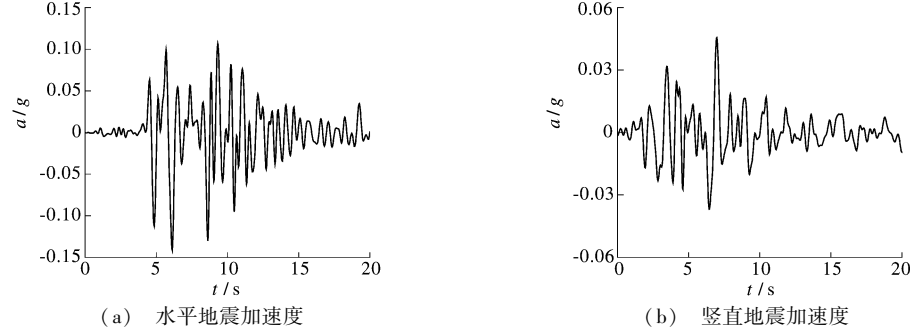


图 4 阪神地震波

Fig. 4 Kobe seismic wave

2.2.1 不同峰值地震波作用下的场地土孔隙水压力 选取水平加速度峰值为 $0.035g, 0.055g, 0.07g, 0.10g, 0.15g, 0.20g, 0.30g, 0.40g, 0.51g$ 和 $0.62g$ 的阪神地震波进行加载,重力式码头动力分析模型如图5所示.为吸收地震过程中地震波在边界上的反射,对计算模型设置了自由场边界.设置自由场边界后,FLAC 3D 程序会自动在模型的四周生成自由场网格,通过主体网格与自由场网格的耦合作用来近似模拟自由场地的地震响应.

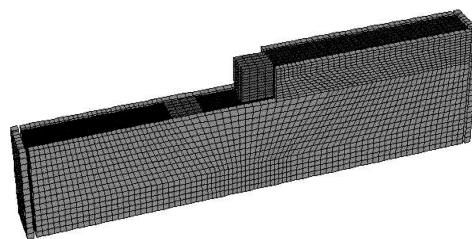


图5 施加自由边界后的模型(动力)

Fig. 5 Model with free boundary (dynamic)

为了判定重力式码头场地的液化情况,计算中对沉箱底部置换砂及码头陆侧回填土的超孔压比进行监测,得出加速度峰值为 $0.035g, 0.055g, 0.07g, 0.10g, 0.15g, 0.20g, 0.30g, 0.40g, 0.51g$ 和 $0.62g$ 时,对应的沉箱底部置换砂的超孔压比最大值分别为 $0.09, 0.10, 0.11, 0.11, 0.16, 0.16, 0.32, 0.38, 0.50$ 和 0.66 .可见,在不同峰值加速度作用下,沉箱底部置换砂的超孔压比均较小,置换砂未液化.

地震结束时码头陆侧回填土超孔压比如表2所示.由表2可见,地震结束时刻,在各峰值加速度的地震作用下,码头陆侧距沉箱32和53m处,回填土超孔压比最大值均不超过0.7,土层未液化; $0.035g, 0.055g, 0.07g, 0.10g$ 和 $0.15g$ 峰值加速度的地震作用下,码头陆侧距沉箱70m处回填土超孔压比未超过0.7,土层未液化; $0.20g, 0.30g, 0.40g, 0.51g$ 和 $0.62g$ 峰值加速度地震作用下,码头陆侧距沉箱70m处回填土部分区域超孔压比超过0.7,土层出现局部液化现象.

表2 地震结束时码头陆侧回填土层超孔压比

Tab. 2 Excessive pore pressure ratio of the backfill soil at landside of the wharf structure acted by earthquake

加速度峰值	距沉箱32 m处		距沉箱53 m处		距沉箱70 m处	
	超孔压比	是否液化	超孔压比	是否液化	超孔压比	是否液化
$0.035g$	$0.13/0.12/0.13^{①}$	否 ^②	$0.10/0.09/0.06$	否	$0.12/0.09/0.04$	否
$0.055g$	$0.21/0.16/0.15$	否	$0.10/0.12/0.07$	否	$0.28/0.19/0.09$	否
$0.07g$	$0.23/0.19/0.13$	否	$0.39/0.18/0.09$	否	$0.38/0.15/0.10$	否
$0.10g$	$0.32/0.20/0.26$	否	$0.39/0.36/0.11$	否	$0.46/0.25/0.09$	否
$0.15g$	$0.32/0.27/0.24$	否	$0.56/0.48/0.25$	否	$0.68/0.51/0.35$	否
$0.20g$	$0.10/0.01/0.17$	否	$0.66/0.50/0.32$	否	$0.76/0.52/0.33$	是/否/否
$0.30g$	$0.07/0.08/0.16$	否	$0.31/0.29/0.30$	否	$0.73/0.69/0.42$	是/否/否
$0.40g$	$0.21/0.14/0.13$	否	$0.33/0.37/0.22$	否	$0.77/0.76/0.61$	是/是/否
$0.51g$	$0.05/0/0.10$	否	$0.20/0.31/0.26$	否	$0.49/0.70/0.67$	否/是/否
$0.62g$	$0/0/0.11$	否	$0.14/0.22/0.17$	否	$0.34/0.55/0.74$	否/否/是

注:试验中埋深4、8和12m共3种情况; $0.13/0.12/0.13^{①}$ 表示埋深4、8和12m时,对应的超孔压比分别为0.13、0.12和0.13;否^②表示埋深4、8和12m,对应超孔压比分别为0.13、0.12和0.13时,均未发生液化;其余类推.

上述分析表明, $0.20g, 0.30g, 0.40g, 0.51g$ 和 $0.62g$ 峰值加速度地震作用下,码头陆侧回填土有局部液化现象出现,码头陆侧与沉箱不同距离和不同埋深处回填土超孔压比时程如图6所示,可见各峰值加速度下码头陆侧回填土超孔压比变化趋势基本一致.地震作用4s后,回填土超孔压比迅速增加,随着地震强度的减小,超孔压比开始回落并逐渐趋于平稳.码头陆侧距沉箱32m处由于临近抛石棱体,排水条件较好,超孔压比较小,土体并未液化.码头陆侧距沉箱53m处超孔压比较32m处明显增大,但尚未达到液化程度.码头陆侧距沉箱70m处超孔压比随地震加速度峰值不同,超孔压比最大值出现的位置不同,随着地震加速度峰值的提高,土体发生液化的顺序为由浅至深;随着深层土体发生液化,其上覆土超孔压比有所回落.

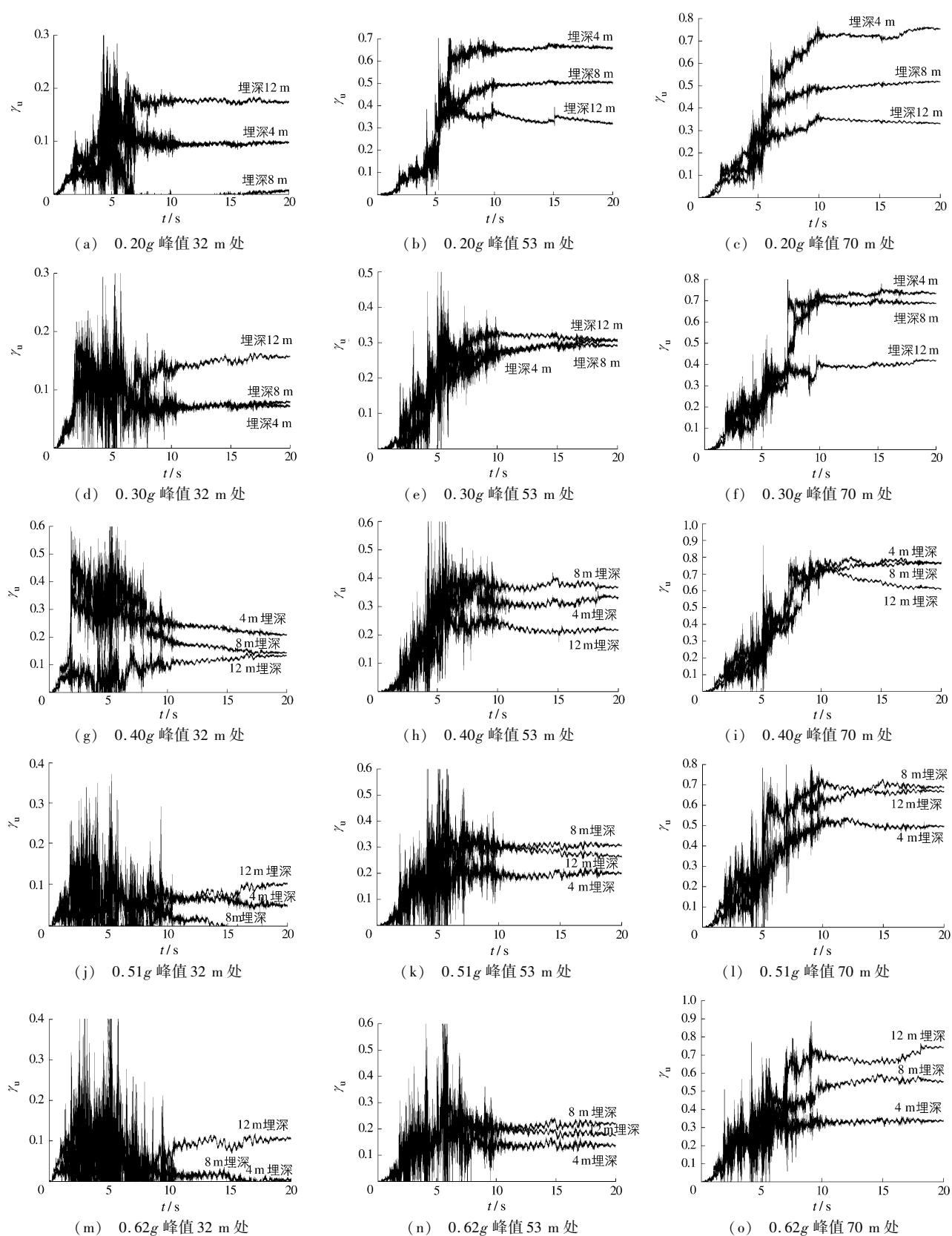


图 6 各峰值加速度作用下码头陆侧回填土不同埋深处超孔压比时程

Fig. 6 Excessive pore pressure ratio time history of the backfill soil at landside of the wharf structure

上述分析表明,重力式码头场地液化发生在码头陆侧回填土区域.由于靠近沉箱侧回填土临近抛石棱体,土体中的孔隙水在地震作用下向抛石棱体中渗流,超孔隙水压力得以消散,超孔压比较小,土体并未液化.回填土中随着埋深增加,覆土压力逐渐增大,码头陆侧回填土中浅层土较深层土易于液化.因此,重力式码头陆侧回填土区域的液化发生顺序为由远及近,由浅至深.图7所示为 $0.62g$ 峰值加速度地震后重力式码头的变形.由图可见,此时重力式码头产生严重滑移及倾斜震害.

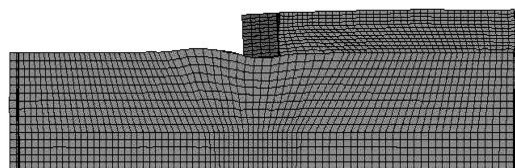


图7 动力计算后的地基变形和结构位移

Fig.7 Structural displacement and ground deformation after dynamic analysis

2.2.2 沉箱结构的位移分析 传统的重力式码头抗震设计方法是赋予码头结构抵抗滑移和倾覆的能力,但实际上码头往往因地基破坏或发生过大变形而不能再使用,这种情况可能距设计中考虑的滑移和倾覆还有很大距离.因此,单从力的平衡极限考虑重力式码头的抗震设计并不完全合理,国外目前已经采用了基于性能的设计方法^[11].近年来世界各国均提出了以不同地震动为水准,以不同破坏程度为目标的性能化设计方法.表3和4分别为国际航运协会《港口工程结构抗震设计指南》^[7]建议的重力式码头破坏准则及结构性能等级划分.

表3 重力式码头破坏准则

Tab.3 Failure criterion of the gravity wharf

结 构	破坏程度	程度Ⅰ:正常使用	程度Ⅱ:可修复	程度Ⅲ:接近倒塌	程度Ⅳ:倒塌
沉箱	倾斜度(d/H)	小于1.5%	1.5%~5%	5%~10%	大于10%
	向海向倾角	小于 3°	$3^\circ \sim 5^\circ$	$5^\circ \sim 8^\circ$	大于 8°

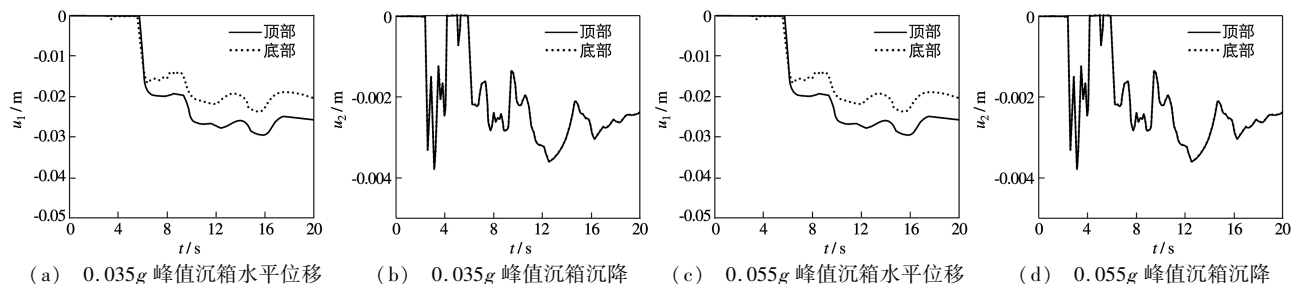
注: d 为沉箱顶部水平位移; H 为沉箱高度.

表4 结构性能等级

Tab.4 Structural performance levels

性能等级	基于抗震效果的定义
S	①地震破坏将造成大量的人员生命和财产损失的关键结构;②修复时,要求能够使用的关键结构;③存放危险品的关键结构;④中断使用时,可能造成地震破坏区严重的经济和社会影响的关键结构
A	主要结构,其破坏严重性略低于等级S①~④的结构,或称结构⑤,即破坏后难于修复的结构
B	除A、C、和S级以外的普通结构
C	小型、容易修复的结构

各峰值加速度的地震作用下沉箱位移时程如图8所示,图中 u_1 表示沉箱水平位移, u_2 表示沉箱沉降.表5为各峰值加速度的地震作用下,地震结束时重力式码头的位移和变形及根据表3判定的破坏程度.由表5可见,在经受未引起重力式码头场地液化的峰值为 $0.035g$, $0.055g$, $0.07g$, $0.10g$ 和 $0.15g$ 地震作用后,重力式的码头破坏程度很小,可正常使用.



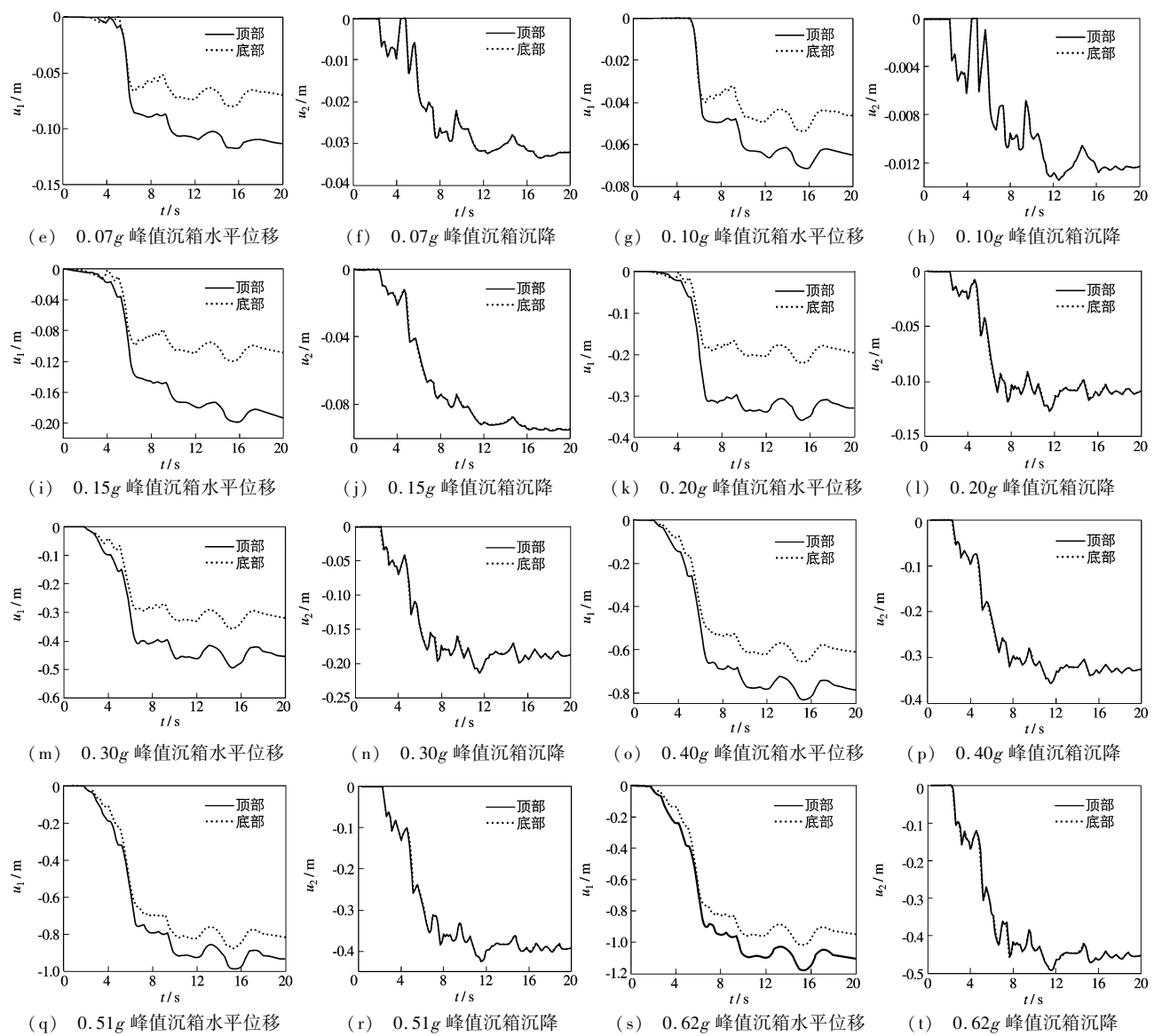


图 8 不同峰值加速度地震波作用下沉箱位移时程

Fig. 8 Caisson displacement time history corresponding to different acceleration peaks

表 5 不同峰值地震结束时重力式码头位移

Tab.5 Gravity wharf displacements corresponding to different acceleration peaks					
加速度峰值	水平位移 u_1 / m	水平滑移 u / m	沉降 u_2 / m	倾斜度 d/H	破坏程度
0.035g	0.026	0.006	0.002	0.2%	程度Ⅰ
0.055g	0.049	0.013	0.008	0.4%	程度Ⅰ
0.070g	0.065	0.019	0.012	0.5%	程度Ⅰ
0.100g	0.114	0.044	0.032	1.0%	程度Ⅰ
0.150g	0.170	0.081	0.091	1.4%	程度Ⅰ
0.200g	0.330	0.130	0.110	2.8%	程度Ⅱ
0.300g	0.450	0.130	0.190	3.8%	程度Ⅱ
0.400g	0.780	0.170	0.330	6.5%	程度Ⅲ
0.510g	0.930	0.120	0.390	7.8%	程度Ⅲ
0.620g	1.100	0.150	0.450	9.2%	程度Ⅲ

在经受可引起重力式码头场地液化的峰值加速度地震作用后,峰值加速度为 $0.20g$ 和 $0.30g$ 时,重力式码头尚可修复;峰值加速度为 $0.40g$, $0.51g$ 和 $0.62g$ 时,重力式码头已经接近倒塌。

图9为国际航运协会《港口工程结构抗震设计指南》^[7] 建议的重力式码头结构性能等级(图中虚线为本文所分析重力式码头不同烈度地震下的变形和位移计算结果)。表4为对不同性能等级结构的要求。由图9可见,虚线位于B级曲线的下侧,因此本文所分析的重力式码头能够保证满足B级结构的性能要求。

3 结 语

从基于性能的抗震设计要求出发,对重力式码头进行了动力时程分析,研究了码头地基的孔隙水压力和变形。分析得出如下结论:

(1) 各峰值加速度地震下,由于沉箱对其底部置换砂的约束,使置换砂中产生较大的初始有效应力,沉箱底部置换砂不易液化。

(2) 在峰值加速度为 $0.20g$, $0.30g$, $0.40g$, $0.51g$ 和 $0.62g$ 的地震作用下,重力式码头结构陆侧回填土有可能发生液化,土层液化的发展为由浅至深,由远及近,设计中应重点考虑。

(3) 对可引起码头场地液化的峰值为 $0.20g$, $0.30g$, $0.40g$, $0.51g$ 和 $0.62g$ 的地震作用下的码头陆侧回填土超孔压比时程及沉箱位移时程的监测发现,在未达到初始液化状态定义中的超孔压比为 1.0 的情况下,地震结束时沉箱部位出现很大的水平位移和沉降,并发生不同程度的倾斜,表明此时码头陆侧回填土已经出现液化现象。

(4) 国际航运协会的港口工程结构抗震设计指南对重力式码头性能化设计的建议,可作为重力式码头在地震作用下性能设计的参考。

参 考 文 献:

- [1] 方云, 东烟郁生, GHALANDARZADEH A, 等. 地震液化条件下重力式码头的变形破坏机理[J]. 中国地质大学学报, 2001, 26(4): 415-418. (FANG Yun, TOWHATA I, GHALANDARZADEH A, et al. Mechanism of deformation and failure of gravity-type quay walls under earthquake liquefaction[J]. Earth Science-Journal of China University of Geosciences, 2001, 26(4): 415-418. (in Chinese))
- [2] 刘汉龙, 井合进, 一井康二. 大型沉箱式码头岸壁地震反应分析[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(2): 26-30. (LIU Han-long, IAI S, ICHII K. Seismic response analysis of large-size caisson quay wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(2): 26-30. (in Chinese))
- [3] SEED H B, BOOKER R. Stabilization of potentially liquefied sand deposits using gravel drains[J]. Journal of Geotechnical Engineering Div JCED, 1976, 102(07): 1-15.
- [4] CASAGRANDE A. Liquefaction and cyclic deformation of sands-A critical review[C]//The 5th Pan-American Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, 1975.
- [5] JTS 146-2012, 水运工程抗震设计规范[S]. (JTS 146-2012, Code of earthquake resistant design for water transport engineering[S]. (in Chinese))
- [6] 日本港湾協会. 港湾の施設の技術上の基準・同解説[S]. 平成19年7月. (Japan Harbour Association. The technical standards for the facilities of the port[S]. 2007. (in Japanese))
- [7] International Navigation Association. Seismic design guidelines for port structures[M]. Netherlands: Balkema Publishers, 2001.
- [8] MARTIN G R, FINN W D L, SEED H B. Fundamentals of liquefaction under cyclic loading[J]. Journal of Geotechnical Engineering Div, 1975, 101(5): 423-438.

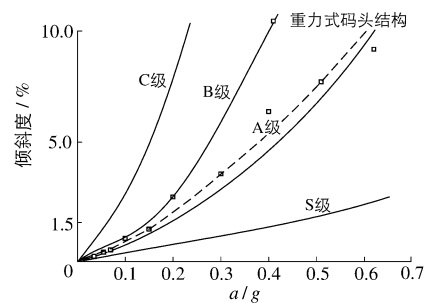


图9 抗震性能评估

Fig.9 Assessment of seismic performance

- [9] BYRNE P M, PARK S S. Seismic liquefaction: centrifuge and numerical modeling[C]//Third International Symposium on FLAC and FLAC3D Numerical Modeling in Geomechanics, Ontario: 2003.
- [10] GB 50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. (GB 50011-2010, Code for seismic design of buildings[S]. (in Chinese))
- [11] 贡金鑫. 港口结构抗震设计方法的发展(2)[J]. 水运工程, 2012(7): 71-76. (GONG Jin-xin. Development of seismic design of harbor structures(2)[J]. Port & Waterway Engineering, 2012(7): 71-76. (in Chinese))

Ground liquefaction and deformation of gravity wharves by action of earthquake

HAN Shi, GONG Jin-xin, ZHANG Yan-qing

(The State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The single-level seismic design method proposed in current seismic design code of wharf structures can not reflect the seismic performance of structures under different seismic intensities. In this paper, the seismic responses of the gravity wharf and ground under different seismic loading are analyzed by using the finite difference software FLAC 3D, and the excessive pore water pressure and excessive pore pressure ratio of ground as well as the pier displacement are predicted. The performance-based design criteria provided in the Seismic Design Guidelines for Port Structures proposed by associations are adopted to estimate the seismic response of the gravity wharf. The gravity wharf structure and ground subjected to small seismic loading damage slightly according to the analysis. For the same gravity wharf structure and ground subjected to stronger seismic loading, the excessive pore pressure ratio of replacement sand at the bottom of a caisson increases with small magnitude, and the replacement sand is not liquefied; the excessive pore pressure ratio of backfill soil at landside of the wharf structure increases remarkably; after peak acceleration it increases to $0.2g$, the backfill soil in different locations is liquefied; and due to the rapid increase of horizontal and vertical displacements, the caissons show damage to different extents.

Key words: gravity wharf; seismic design; liquefaction; excessive pore pressure ratio; displacement

我院主编的国家标准《岩土工程基本术语标准》(报批稿)通过审定

2013 年 4 月 25 至 27 日,水利部国际合作与科技司在北京主持召开了由我院主编的国家标准《岩土工程基本术语标准》(报批稿)审定会,来自水利部、水利部水利水电规划设计总院、水利部发展研究中心、中国水利学会、中国水利水电科学研究院、长江勘测规划设计研究院、黄河勘测规划设计有限公司、中冶建筑研究总院有限公司、中水东北勘测设计研究有限责任公司和南京水利科学研究院等单位的专家和代表 20 多人参加了审定会。

专家组听取了编写组有关标准编制情况的工作汇报,对提交的技术文件和送审稿审查意见处理情况,以及报批稿审定会阶段编制情况进行了认真审查和讨论。专家组一致同意《岩土工程基本术语标准》(报批稿)通过审定,并认为编写组提交的报批稿符合《工程建设国家标准管理办法》的规定和要求,提供的资料齐全、翔实,满足标准报批稿审定会要求;报批稿内容正确无误,满足水利工程建设和生产实践需求,符合国家有关法律法规、方针政策;报批稿主要技术内容成熟可靠、先进合理,满足工作大纲要求;报批稿内容与现行相关标准协调一致,体例格式、文字及英文表达等符合相关规定。

摘自南京水利科学研究院网站