

大型沉箱式码头岸壁地震反应分析*

Seismic response analysis of large-size caisson quay wall

刘汉龙

井合进 一井康二

(河海大学岩土工程研究所, 南京, 210024) (港湾技术研究所, 日本横须贺 239)

文 摘 在 1995 年 1 月 17 日本阪神大地震中, 大量沉箱式码头岸壁遭到严重破坏。为了探讨地震时岸壁的破坏机理, 进行了非线性动力有效应力分析。计算中以应变空间的多重剪切机构塑性模型为本构关系。用神户市港岛地下 32m 深处实测的地震加速度作为输入波形, 同时考虑了地基、结构与流体的相互作用。计算结果表明, 沉箱顶部最大水平残余位移为 3.41m, 最大沉降 1.56m, 沉箱倾斜角为 3.2°。有效应力的预测结果与地震后实测结果基本一致。计算结果还表明, 沉箱背后回填土的液化和沉箱下部置换砂中超静孔隙水压力的升高对沉箱岸壁抗震性能有重要影响。此外, 还探讨了地基处理对地震下沉箱变形的影响。

关键词 沉箱结构, 有效应力分析, 地震液化, 残余变形。

中图法分类 TU 435

作者简介 刘汉龙, 男, 1964 年生, 1986 年毕业于浙江大学, 1994 年在河海大学获博士学位, 现为博士后, 任职河海大学岩土工程研究所, 教授, 从事地震液化后土体稳定性分析的研究。

Liu Hanlong

Susumu Iai Koji Ichii

(Hohai University, Nanjing, 210024) (Port and Harbort Research Institute, Yokosuka, 239 Japan)

Abstract During the 1995 Great Hanshin earthquake, many quay walls of caisson type were damaged in Kobe Port area of Japan. In order to identify the failure mechanism of the caisson quay wall, the effective stress analysis is performed in the paper in which the soil-structure-liquid interaction has been considered. The constitutive model used in this study is a multiple shear mechanism type in strain space and can take into account the effect of rotation of principal stress axis directions. The earthquake accelerograms recorded at a depth of 32m at the Port island during the 1995 Great Hanshin earthquake are used as input bedrock motion. The horizontal and vertical residual displacements on the top of caisson obtained from the numerical calculation are 3.41m and 1.56m, respectively, and the seaward prone angle is 3.2 degree. The computational results are in good agreement with the measured. The analysis also indicates that liquefaction in the reclaimed soil and excess pore water pressure generated in the backfilled sand have a significant effect on the performance of caissons. In addition, the effect of soil improvement on the seismic behavior of caisson is discussed in the paper.

Key words caisson structure, effective stress analysis, seismic liquefaction, residual deformation.

1 前 言

神户港是日本第二大国际港口, 重力式沉箱结构被广泛用于港口码头和挡墙岸壁。1995 年 1 月 17 日凌晨 5 时 46 分, 日本兵库县南部发生了 7.2 级大地震, 这是二战以来遭受破坏最严重的地震之一。在神户港区地面最大地震加速度达到 0.6g, 从而导致大量沉箱岸壁严重破坏。根据地震后调查表明^[1], 沉箱顶部水平残余位移最大达 5m, 平均为 3.5m, 残余沉降为 1~2m, 海侧倾斜角 3°~5°。该沉箱高为 18m, 宽为 12m, 典型受灾剖面如图 1 所示。为了探讨地震作用下大型沉箱岸壁的破坏机理, 在原位勘探和室内试验资料分析的基础上, 本文进行了非线性有效应力数值模拟。*

2 有效应力分析方法

2.1 运动方程

本文中的动力有效应力分析是建立在 Zienkiewicz 两相耦合理论基础上的^[2]。由平衡方程、物理方程、

本构关系和连续方程以及边界条件和初始条件, 形成动力固结方程。为了考虑地基、结构与流体的共同作用, 将海水模拟为不可压缩流体, 根据固体与流体接触面上的平衡和连续条件, 以一个附加的质量矩阵来表示^[3]。有限元离散后的控制方程组可表示为

$$(M + \Delta M) \ddot{U} + CU + \int_V B^T \alpha dv = -MI \ddot{U}_g + T_F \quad (1)$$

式中 U 为构造节点位移向量; M 和 C 分别为质量矩阵和阻尼矩阵; $I \ddot{U}_g$ 为基岩地震加速度向量; $\int_V B^T \alpha dv$

是非线性材料单元的节点力向量; $\Delta M = -\frac{1}{\rho_w} S_F^T H S_F$ 为流体附加质量矩阵; H 为反映流体压力分布的函数矩阵; S_F 为动水压力增量矩阵。

2.2 本构关系

有效应力分析中的本构关系为定义在应变空间中

* 国家自然科学基金(编号: 59579019)和日本 STA Fellowship(编号: 295052)资助项目。

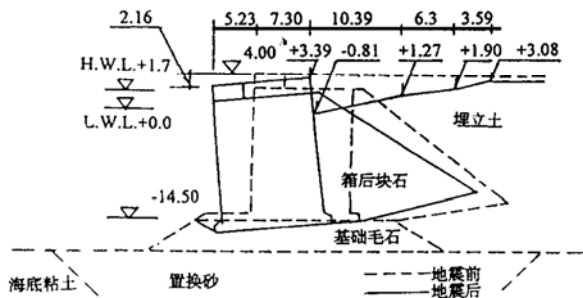


图1 沉箱剖面及受灾状态(单位: m)

Fig. 1 The damage and cross section of a caisson

的多重剪切机构塑性模型^[4], 其有效应力和应变张量表示为

$$\{\sigma\}^T = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xy}\} \quad (2)$$

$$\{\epsilon\}^T = \{\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}\} \quad (3)$$

本构关系的基本形式可表示为

$$\{d\sigma\} = [D](\{d\epsilon\} - \{d\epsilon_p\}) \quad (4)$$

式中

$$[D] = K\{n^{(0)}\}\{n^{(0)}\}^T + \sum_{i=1}^N R_{L/U}^{(i)}\{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T \quad (5)$$

式(4)中 $\{d\epsilon_p\}$ 代表考虑剪胀特性的附加应变增量的矢量, 可由剪胀引起的体积应变增量表示如下

$$\{d\epsilon_p\}^T = \{d\epsilon_p/2, d\epsilon_p/2, 0\} \quad (6)$$

式(5)第一项反映体积变化的机理, 由回弹模量 K 和下式定义的方向矢量 n 表示, 即

$$\{n^{(0)}\}^T = \{1, 1, 0\} \quad (7)$$

第二项反映多重剪切变化的机理, 每一个机理 $i = 1, 2, \dots, N$ 代表一个虚拟的与水平轴成 $\theta_i/2 + \pi/4$ 角度的简单剪切机理。切线剪切模量 $R_{L/U}^{(i)}$ 可通过具有粘滞特性的双曲线应力应变关系求得。式(5)中多重剪切机理方向矢量可表示为

$$\{n^{(i)}\}^T = \{\cos \theta_i, -\cos \theta_i, \sin \theta_i\} \quad (i = 1, 2, \dots, N) \quad (8)$$

$$\text{式中 } \theta_i = (i-1)\Delta\theta \quad (i = 1, 2, \dots, N) \quad (9)$$

$$\Delta\theta = \pi/N \quad (10)$$

图2是多重剪切机构塑性模型示意图, 实线表示的一对圆反映压缩剪切机理, 虚线表示的一对圆反映简单剪切机理。加载和卸载准则根据 $\{n^{(i)}\}^T \{d\epsilon\}$ 的符号分别由每个虚拟简单剪切机理确定。由于多重剪切机理特性, 该模型能够模拟考虑各向异性固结周期特性的主应力轴方向偏转的影响。模型中共有10个参数, 其中反映土的弹性特性的有初始剪切和体积模量 G_0 和 K_a , 反映土的塑性剪切特性的有摩擦角和相变位角及衰减因子 ϕ' , ϕ_p' 和 H_m , 其余5个参数 s_1 , w_1 , p_1 , p_2 和 c_1 则反映土的剪胀特性。所有参数可根据现场波速试验和室内三轴试验结果确定。

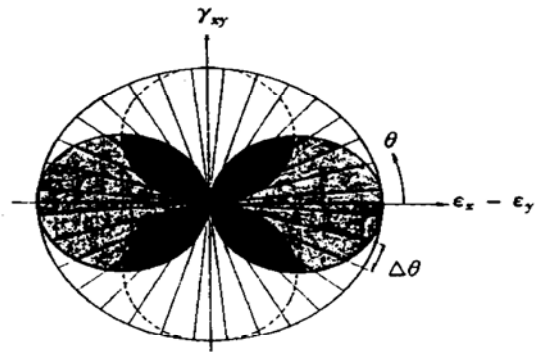


图2 多重剪切机构塑性模型图形示意

Fig. 2 Schematic figure for multiple shear mechanism

3 沉箱岸壁破坏的地震模拟

3.1 有限单元模拟

图3是有限元计算网格, 计有705个结点和684个单元。单元类型计有五种, 其中线性单元模拟沉箱结构, 非线性单元模拟砂和粘土, 流体单元模拟海水, 接触面单元模拟土与结构的相互作用, 流体固体连接单元模拟流体与固体相互作用。在计算领域两侧边界上, 考虑半无限水平地层自由场的地震响应, 通过粘性边界近似地入射到和反射出有限元计算域中。

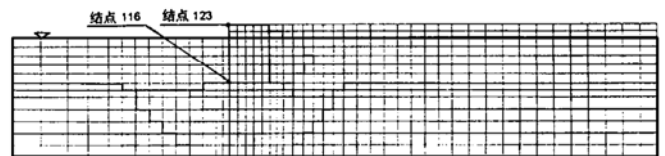


图3 有限单元计算网格

Fig. 3 Finite element mesh

3.2 计算参数

根据现场钻探和波速试验、冻土取样试验以及室内三轴试验确定所需计算参数。图4是室内三轴试验得出的回填土和置换砂的抗液化曲线^[5]。根据抗液化曲线可确定回填土和置换砂的剪胀参数, 其中标定的回填土周期特性如图5所示。计算参数列于表1。

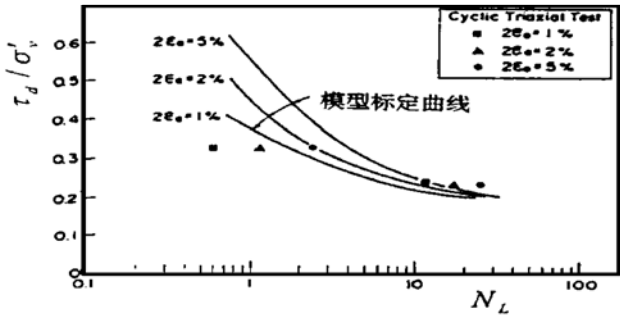
3.3 输入地震波

图6是在1995年1月17日本阪神大地震发生时, 在神户市港岛地下32m深度处记录到的地震加速度^[6]。最大水平和竖向加速度分别为544Gal和200Gal, 本文选择其作为沉箱岸壁动力分析的输入地震波。

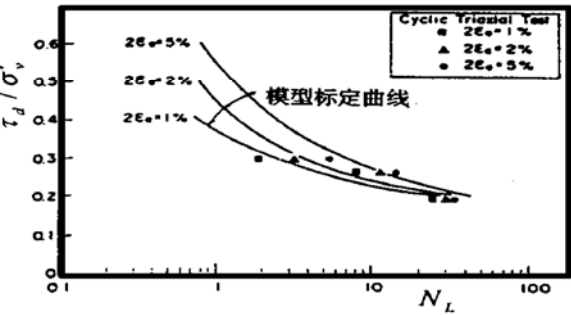
3.4 计算结果

为了模拟地震前初始应力分布, 在动力分析以前, 首先进行静力反应分析。动力数值积分用Wilson θ 法 ($\theta = 1.4$), 时间间隔为0.01s。图7是沉箱岸壁的残余变形分布和时程曲线。由图中可见, 随着地震作用

时间持续, 残余位移渐渐增加直到 15s 后基本稳定于一个固定水平。计算得到沉箱顶部水平残余变形 3.41m, 竖向残余变形为 1.56m, 沉箱的倾斜角为 3.2°, 有限元模拟的结果与地震后实测值基本一致。残余变形的矢量分布见图 8, 由此可见, 沉箱破坏包括基础部分的变形, 其破坏模式不同于沉箱常规分析的滑弧机理, 而与评价基础承载力时假定的圆弧分析机理相近。

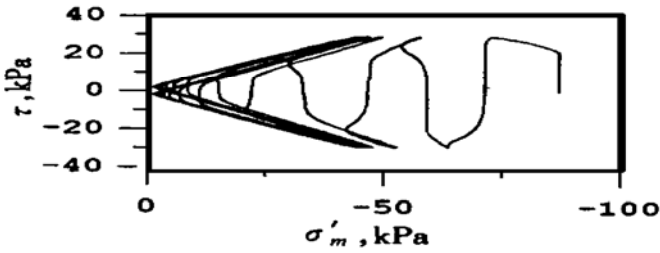


(a) 回填土

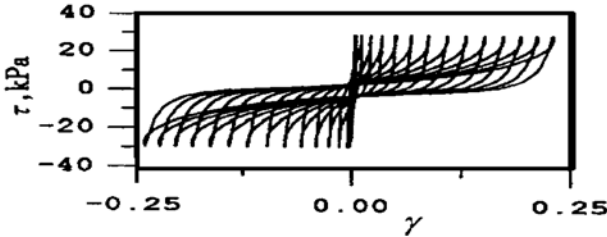


(b) 置换砂

图 4 室内三轴试验得出的抗液化曲线
Fig. 4 Liquefaction resistance curves



(a) 有效应力路径



(b) 应力应变关系

图 5 标定的回填土周期特性

Fig. 5 Computed cyclic behavior of backfilled sand

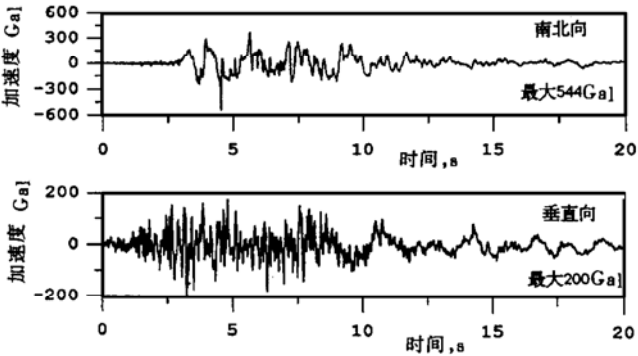


图 6 输入地震波形

Fig. 6 Input earthquake motions

表 1 计算参数

Table 1 Parameters used in calculation

土层	γ (tf/m ³)	G_o (MPa)	K_a (MPa)	σ'_m (kPa)	θ'_f (°)	θ'_f (°)	剪胀参数				
							s_1	w_1	p_1	p_2	c_1
粘土	1.7	73.47	191.76	63	30						
置换砂	1.8	57.15	149.17	106	37	28	0.005,	5.5,	0.6,	0.6,	2.30
回填土	1.8	77.80	203.04	63	36	28	0.005,	6.0,	0.5,	0.8,	2.43
箱后块石	2.0	205.80	573.14	98	40						
基础毛石	2.0	180.00	470.88	98	40						

计算的超静孔隙水压力比用 $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$ 表示, 其中 σ'_m , σ'_{m0} 分别代表当前和初始平均有效应力。计算超静孔隙水压力等值线分布和时程曲线如图 9 所示。由图中可见, 沉箱背后的回填土中超静孔隙水压力比接近于 1.0, 从而表明该回填土已经液化。实际观测资料也表明^[7], 在 1995 年阪神大地震中, 回填土部位出现大量喷砂和喷水液化现象。由图中还可见, 沉箱下的置换砂中超静孔隙水压力比随着时间的持续而增加, 但从未达到一个较高的值, 因而未发生液化, 这

可推测是由于沉箱重力而产生的初始剪应力作用的结果。为了揭示该机理, 图 10 给出了置换砂和回填土中单元地震反应的应力路径。由图可见, 由于初始剪应力影响, 置换砂中应力路径一直在破坏线附近摆动但从未穿过或接近原点。地震后有效应力曾 40% 程度降低, 但最终有效应力大小为 148kPa, 相应剪应力为 96kPa。而在沉箱后的回填土中, 由于液化作用有效应力路径则很快接近于原点, 最终有效应力大小和应剪应力分别为 5kPa 和 2kPa。

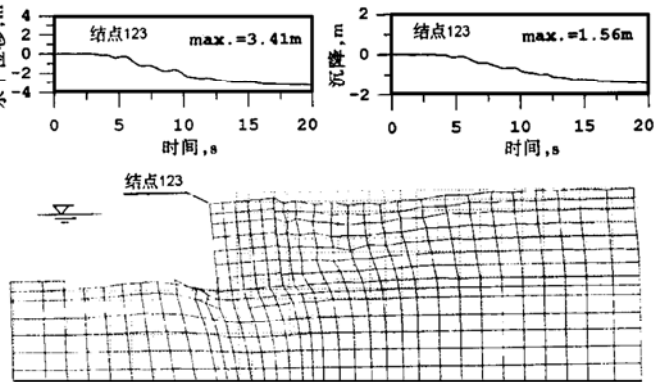


图 7 计算残余变形分布

Fig. 7 Distribution of computed residual deformation

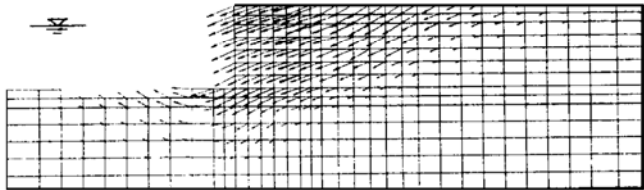


图 8 计算残余变形矢量分布图

Fig. 8 Distribution of computed residual deformation vector

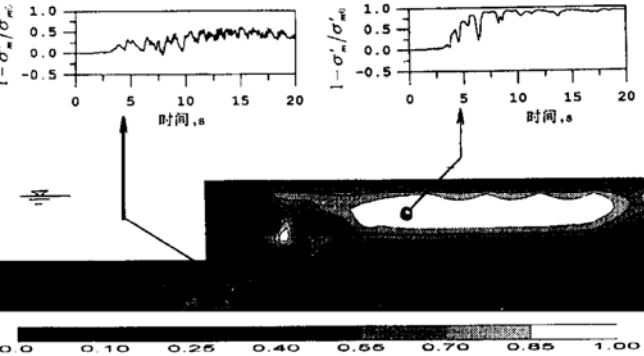
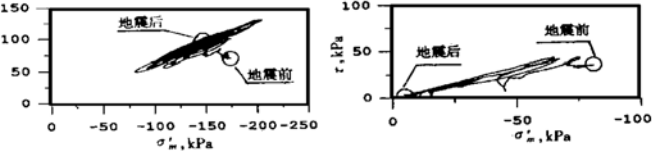


图 9 超静孔隙水压力比等值线分布

Fig. 9 Distribution of computed excess pore water pressure ratio



(a) 置换砂 (b) 回填土

图 10 计算有效应力应力路径

Fig. 10 Predicted effective stress path

4 超静孔隙水压力影响

为了定量评价超静孔隙水压力对沉箱变形的影响,本文引入一个非液化土的模型,即定义沉箱后的回填土和沉箱下的置换砂具有与前述分析同样的特性,但完全失去了剪胀特征。在以下分析中,例 1 定义为前面实际计算事例,例 2 假设沉箱后的回填土和下部的置换砂都是非液化土,例 3 仅假设沉箱后的回填土

是非液化土;例 4 仅假设沉箱下部的置换砂是非液化土。

部分计算结果见表 2。由表中可见,例 2 中主要由地震惯性力引起的沉箱水平和垂直残余位移分别为 1.57m 和 0.64m,沉箱倾斜角为 1.56°。通过与前述例 1 结果相比较可以发现,由于回填土和置换砂中超静孔隙水压力共同作用而引起的沉箱顶部残余变形,大约是由于地震惯性力单独引起的 2.3 倍。由于在例 1 分析中已经显示,地震作用下沉箱后回填土已经液化,因此例 3 计算结果表明,由于回填土的液化作用而引起的沉箱顶部残余变形,是由地震惯性力引起的 1.5~ 1.8 倍。同时还可发现,例 3 中沉箱的倾斜角与例 1 相比降低了 56%,因此回填土的液化对沉箱的倾斜有非常重要的影响。由于置换砂中孔隙水压力而引起沉箱水平和垂直残余位移分别为 2.28m 和 0.82m。

图 11 是例 2 计算得到残余变形矢量分布。通过与图 7 例 1 变形矢量分布相比较可见,由于地震惯性力作用引起的变形主要集中在沉箱的周围,其机理接近于常规惯性力分析。综合本节分析可见,在地震作用下,地基液化以及超静孔隙压力升高,对沉箱变形有重要影响。

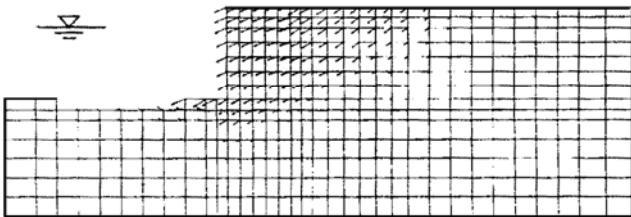


图 11 非液化模型的残余变形矢量分布(例 2)

Fig. 11 Distribution of residual deformation vector (case 2)

表 2 超静孔隙水压力影响计算结果

Table 2 The computed results affected by excess pore water pressure

算例	结点 123 位移(m)		结点 116 位移(m)		倾斜角(°)
	水平	垂直	水平	垂直	
例 1	3.41	1.56	2.42	1.56	3.15
例 2	1.57	0.64	1.08	0.64	1.56
例 3	2.35	1.20	1.91	1.20	1.40
例 4	2.28	0.82	1.42	0.82	2.73

5 地基处理效果分析

坪井英夫等人地震后对港岛回填土现场调查表明^[8],几处经过事先人工地基处理后的码头岸壁破坏程度较小,处理后的回填土也未出现液化现象,标准贯入试验 N 值平均增加 5~ 10 以上。地基处理的方法主要为砂桩挤密法和碎石桩法。为了评价地基处理的效果,本文对地基处理的抗震效用进行了有效应力模

拟。图 12 是地基处理分布, L 是地基处理范围。有限单元计算网格同图 3, 地基处理后计算参数取自文献 [9]。

表 3 给出不同处理范围时的计算结果, 其中 $L = 0$ 为上节例 1, 即没有地基处理的分析结果。由表中可见, 当基处理范围 $L = 19\text{m}$ 时, 沉箱顶部的水平位移降低了 27%, 沉箱倾斜角降低 40%。然而当 L 继续增加到 26m 和 46m 时, 沉箱位移及倾斜角进一步降低的程度已经很小。因此, 地基处理的范围并非越宽越好。井合进等人通过振动台模型的试验研究^[10], 建议沉箱后地基处理的范围为

$$L = H \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) + H \text{tg}30^\circ \tag{11}$$

式中 H 为沉箱高度, φ 为土的内摩擦角。根据式 (11), 当 $H = 18\text{m}$, $\varphi = 36^\circ$ 时可知本文分析的合理范围应为 20m。因此本文有效应力分析结果与模型试验结论基本一致。

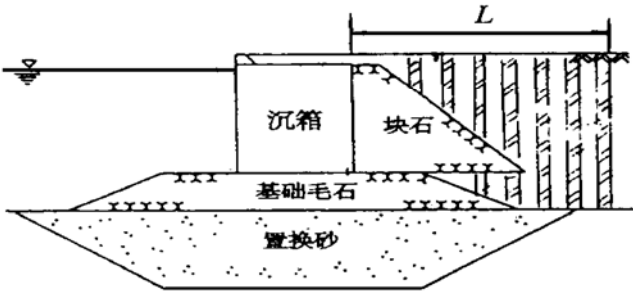


图 12 地基处理范围

Fig. 12 The area of soil improvement

表 3 地基处理效果计算结果

Table 3 Computed result for soil improvement

算例	结点 123 位移(m)		结点 116 位移(m)		倾斜角(°)
	水平	垂直	水平	垂直	
0.00	3.41	1.56	2.42	1.56	3.15
19.0	2.48	1.24	1.99	1.24	1.87
26.0	2.29	1.15	1.72	1.05	1.60
46.0	2.23	1.14	1.71	1.04	1.54

6 结 论

(1) 计算沉箱顶部水平残余位移为 3.41m, 残余沉降为 1.56m, 沉箱海侧倾斜角为 3.2°。有效应力计算结果与震后观测结果基本一致。沉箱破坏模式与评价

基础承载力时假定的圆弧分析机理相近。(2) 在地震作用下, 沉箱后的回填土产生液化, 置换砂中由于初始剪应力作用孔隙水压力比未接近 1.0。由于超静孔隙水压力作用后产生的沉箱顶部位移是地震惯性力产生的 2 倍。在地震作用下, 地基液化以及超静孔隙水压力升高, 对沉箱抗震性能有重要影响。

(3) 沉箱后地基处理对沉箱的抗震变形有影响, 但地基处理存在一个合理的范围。本文有效应力模拟结果与振动台模型试验结论基本一致。

参 考 文 献

1 Inagaki H, Iai S, Sugano T, Yamazaki H, Inatomi T. Performance of caisson type quay walls at Kobe port, Soils and foundations, Special issue. 1996, 119~ 136.

2 Zienkiewicz O C, Bettess P. Soils and other saturated media under transient, dynamic load conditions. Soil mechanics- transient and cyclic loads. Pande & Zienkiewicz eds, John Wiley and Sons, 1982, 1~ 16.

3 Zienkiewicz O C. The finite element method. 3rd edition, McGraw-hill book Co, 1997.

4 Iai S Matsunaga Y, Kameoka T. Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and foundations, 1992, 32(2): 1~ 15.

5 神戸市開発局. 兵庫県南部地震による回填地地盘変状調査(ポートアイランド, 六甲アイランド) 报告书, 1995.

6 神戸大学工学部建設学科土木系. 兵庫県南部地震緊急被害調査报告书(No. 2), 1995.

7 Toru Shibata, Fusao Oka, Yoshio Ozawa. Characteristics of ground deformation due to liquefaction. Soils and foundations. Special issue, 1996(1): 65~ 79.

8 坪井英夫, 高桥嘉树, 原田健二, 新川直利. 兵庫県南部地震における液状化による被害地盘改良工法の効果. 见: 阪神淡路大震災关する学术演讲会论文集, 日本, 1996. 217~ 220.

9 冈下胜彦, 奥国贞雄, 藤田青, 木全宏之. 液状化解析による长大桥ケーソン基础の地震被害原因と推定対策工の有効性検証. 见: 阪神淡路大震災关する学术讲演会论文集, 日本, 1996. 611~ 618.

10 井合进, 小泉胜彦, 仓田荣一. 液状化対策としての地盘締め固め范围. 土と基础, 1991, 39(2): 35~ 40.