

· 港口 ·



美国重力式结构抗震设计方法*

韩 石, 贡金鑫, 张艳青

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 论述了美国重力式结构抗震设计的方法, 比较了与我国重力式结构抗震设计方法的差别。分析表明, 美国重力式结构抗震设计与我国抗震设计在地震系数的确定、动土压力计算及其土压力作用点的确定、土中水影响的考虑等方面存在差别。

关键词: 重力式结构; 抗震设计; 位移控制; 对比分析

中图分类号: P 315.9; U 656.1+11

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2015)10-0039-07

Seismic design method of gravity retaining structures in the US

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: This paper expounds the seismic design method of gravity retaining structures in the US and analyzes the difference concerning the seismic design method in China and in the US. It reveals that for the seismic design method of gravity retaining structures in Chinese and American code, there exist important differences in the concept of seismic coefficient, calculation of dynamic active earth pressure, determination of earth pressure acting point, and consideration for the effect of water in soil.

Keywords: gravity structure; seismic design; displacement control; comparative analysis

重力式结构具有坚固耐久、抗冻抗冰、施工方便、维修费少且能承受较大荷载等优点, 广泛应用于码头、路堤和桥梁等工程。由于重力式结构靠其自身重力维持稳定, 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。对于强震区的重力式结构, 除承受施工和使用过程中的一般静力作用外, 还要承受地震产生的动土压力、动水压力作用; 特别是水位较高时重力式结构墙身后的回填土处于饱和状态, 强烈的地震作用会产生超孔隙水压力, 导致地基发生液化。因此, 重力式结构的抗震设计非常重要。本文主要介绍了美国《海岸挡土结构设

计》^[1] (美国陆军工程兵部队技术报告 ITL-92-11, 美国海军工程兵部队技术报告 TR-939), 与我国 JTS 146—2012《水运工程抗震设计规范》^[2] 中重力式码头的抗震设计方法进行了简单对比。

1 地震系数

美国重力式结构的抗震设计以拟静力法为主, 必要时辅以动力有限元分析, 采用地震系数描述地震的强度。水平地震系数 k_h 和竖向地震系数 k_v 一般由业主指定, 与抗震设计中对重力式结构的位移控制有关。表 1 为不同位移要求下 k_h 的建议值, 适用于深硬土地。表中 A 为峰值地面加速

收稿日期: 2015-03-23

*基金项目: 交通运输部项目 (JTSBD 2013 02 130)

作者简介: 韩石 (1982—), 男, 博士, 从事港口工程抗震设计研究。

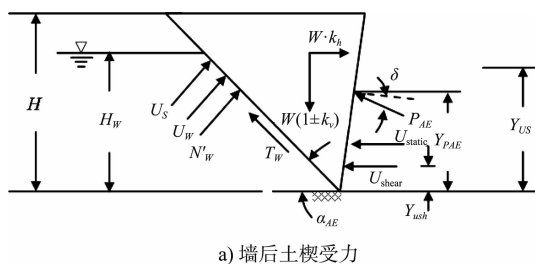
度系数,即峰值地面加速度与重力加速度的比值,该系数与我国 JTS 146—2012《水运工程抗震设计规范》^[2]中地震系数的概念相同,但美国重力式结构抗震设计中并未直接采用 A 作为水平地震系数,而是根据容许位移对其进行修正,这说明了美国地震系数与我国规范中地震系数确定方法的不同。当采用地震系数法进行设计时, k_v 按正值、0 和负值 3 种情况考虑,当计算表明竖向地震系数有重大影响且采用保守的假定对成本影响很大时,应考虑进行更复杂的动力分析;当采用位移控制法进行设计,或对已有结构进行位移分析时,按照 Whitman 和 Liao^[3]的方法, k_v 取为 0。

表 1 地震系数与重力式结构位移的关系

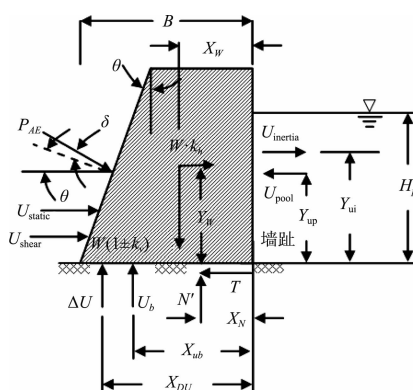
位移	$A = 0.2$	$A = 0.4$
< 1 in. (25 mm)	$k_h = 0.13$	$k_h = 0.30$
< 4 in. (100 mm)	$k_h = 0.10$	$k_h = 0.25$

2 作用计算

按拟静力法设计时,如图 1 所示,墙体除受自身重力和惯性力作用外,还要受到作用于墙前和墙后土楔的力,包括静水压力、动水压力、孔隙水压力、动土压力等力的影响。



a) 墙后土楔受力



b) 重力式结构受力

图 1 重力式结构上的作用力

2.1 惯性力

如图 1 所示,地震作用下,重力式结构水平方向和竖直方向惯性力为墙体自重与地震系数的乘积,按下式计算:

$$P_H = k_h W \quad (1)$$

$$P_V = k_v W \quad (2)$$

式中: W 为墙体自重。

2.2 孔隙水压力

若墙后填土中有地下水存在,则填土中将产生孔隙水压力,孔隙水压力包括静孔隙水压和由地震引起的超孔隙水压力。

2.2.1 静孔隙水压力

静孔隙水压力为土中的水处于静止状态时产生的水平压力。

如图 2 所示,墙背上作用的静孔隙水压力沿高度呈线性分布,静水位处和楔体底部的静孔隙水压力分别为:

$$u_{\text{static}}^{\text{top}} = 0 \quad (3)$$

$$u_{\text{static}}^{\text{bot}} = \rho_w g H_w \quad (4)$$

式中: ρ_w 为水的密度; g 为重力加速度; H_w 为静水面到土楔底部的距离。

沿墙背作用的静孔隙水压力合力及其作用点到墙底的距离为:

$$U_{\text{static}} = \frac{1}{2} \rho_w g H_w^2 \quad (5)$$

$$Y_{\text{ust}} = \frac{1}{3} H_w \quad (6)$$

如图 2 所示,沿墙底作用的静孔隙水压力 U_b 呈梯形分布, U_b 按下式计算:

$$U_b = (U_b)_{\text{rect}} + (U_b)_{\text{triangle}} \quad (7)$$

$$(U_b)_{\text{rect}} = \rho_w g H_w (B - B_e) \quad (8)$$

$$(X_{ub})_{\text{rect}} = B - (B - B_e)/2 \quad (9)$$

$$(U_b)_{\text{triangle}} = \frac{1}{2} \rho_w g H_w B_e \quad (10)$$

$$(X_{ub})_{\text{triangle}} = \frac{2}{3} B_e \quad (11)$$

式中: B 为墙体宽度; B_e 为满足抗倾稳定要求的墙底受压面积。 U_b 的作用点按下式计算:

$$X_{ub} = \frac{(U_b)_{\text{rect}} (X_{ub})_{\text{rect}} + (U_b)_{\text{triangle}} (X_{ub})_{\text{triangle}}}{U_b} \quad (12)$$

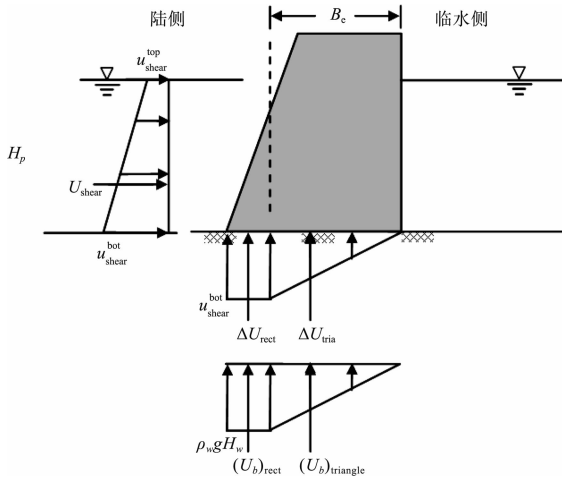


图 2 重力式结构上的孔隙水压力

2.2.2 超孔隙水压力

地震作用下, 饱和土中产生剪应变, 孔隙水压力可能会超过其稳态值而形成超孔隙水压力。由周期振动引起的超孔隙水压力比用 $r_u = \Delta u / \sigma'_v$ 表示, 其中 Δu 为超孔隙水压力, σ'_v 为初始竖向应力。

当 r_u 为常数时, 如图 2 所示, 沿墙背作用的超孔隙水压力呈线性分布, 地下水位处和土楔底部的超孔隙水压力分布可按式计算:

$$u_{\text{shear}}^{\text{top}} = \rho_t g (H - H_w) r_u \quad (13)$$

$$u_{\text{shear}}^{\text{bot}} = [\rho_t g (H - H_w) + (\rho_t - \rho_w) g H_w] r_u \quad (14)$$

式中: ρ_t 为土的总密度; H_w 为水位高度; H 为墙的总高度。

沿墙背作用的超孔隙水压力合力及作用点距墙踵的距离为:

$$U_{\text{shear}} = \frac{1}{2} (u_{\text{shear}}^{\text{top}} + u_{\text{shear}}^{\text{bot}}) H_w \quad (15)$$

$$Y_{\text{ush}} = \frac{u_{\text{shear}}^{\text{top}} H_w (H_w/2) + 0.5 (u_{\text{shear}}^{\text{bot}} - u_{\text{shear}}^{\text{top}}) H_w (H_w/3)}{U_{\text{shear}}} \quad (16)$$

如图 2 所示, 沿墙底作用的动孔隙水压力 ΔU 呈梯形分布, ΔU 按下式计算:

$$\Delta U = \Delta U_{\text{rect}} + \Delta U_{\text{tria}} \quad (17)$$

$$\Delta U_{\text{rect}} = u_{\text{shear}}^{\text{bot}} (B - B_e) \quad (18)$$

$$(X_{\Delta U_r})_{\text{rect}} = B - (B - B_e)/2 \quad (19)$$

$$\Delta U_{\text{tria}} = \frac{1}{2} u_{\text{shear}}^{\text{bot}} B_e \quad (20)$$

$$(X_{\Delta U_t})_{\text{triangle}} = \frac{2}{3} B_e \quad (21)$$

ΔU 的作用点按下式计算:

$$X_{DU} = \frac{\Delta U_{\text{rect}} (X_{\Delta U_r})_{\text{rect}} + (\Delta U)_{\text{triangle}} (X_{\Delta U_t})_{\text{triangle}}}{\Delta U} \quad (22)$$

总孔隙水压力等于静孔隙水压力与超孔隙水压力之和。

2.3 静水压力

墙前静水压力及其作用点到墙底的距离按下式计算:

$$U_{\text{pool}} = \frac{1}{2} \rho_w g H_p \quad (23)$$

$$Y_{\text{up}} = \frac{1}{3} H_p \quad (24)$$

式中: H_p 为静水位高度。

2.4 动水压力

动水压力按经典的 Westergaard 公式^[4] 计算。动水压力分布和总动水压力为:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} k_h \rho_w g \sqrt{y_w H_p} \quad (25)$$

$$P_{wd} = \frac{7}{12} k_h \rho_w g H_p^2 \quad (26)$$

式中: y_w 为水面下任一点的高度。 P_{wd} 作用于距墙底 $0.4 H_p$ 处。

2.5 动主动土压力

2.5.1 土压力合力

动主动土压力合力 P_{AE} 采用经典的 Mononobe-Okabe 公式^[5] 计算。当 $k_h = 0$, $k_v = 0$ 时, 地震角 $\psi = 0$, 动主动土压力公式即退回为静主动土压力公式。

2.5.2 合力作用点

按静力计算时, 可认为主动土压力沿高度呈三角形分布; 对于受地震作用的情况, 由于土楔体为倒三角形, 惯性力在楔体高度一半之上。所以, 仍假设动主动土压力沿高度呈三角形分布是不合理的。Seed 等^[6] 给出了计算竖直挡土墙后干回填土产生的动主动土压力的简化方法。将 P_{AE} 定义为静主动土压力 P_A 与动主动土压力增量 ΔP_{AE} 之和 (图 3), 即:

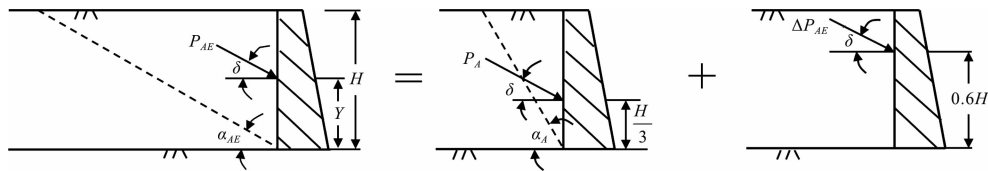


图3 静主动土压力和动主动土压力增量

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (27)$$

$$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} \rho_t g H^2 \quad (28)$$

其中

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} \quad (29)$$

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} k_h \quad (30)$$

根据上述公式, 设计中先计算静主动土压力 P_A , P_A 的作用点在距墙踵 $H/3$ 处; 由式(29)、(30)或按 $\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$ 计算 ΔK_{AE} , ΔP_{AE} 的分布按式(31)、(32)计算, 作用点在距墙踵 $0.6H$ 处(图4):

$$\sigma_{top} = 1.6 \times \frac{\Delta P_{AE}}{H} \quad (31)$$

$$\sigma_{bot} = 0.4 \times \frac{\Delta P_{AE}}{H} \quad (32)$$

P_A 和 ΔP_{AE} 的作用方向均与墙背法线成 δ 角, P_{AE} 的作用高度 Y 按下式计算(变化范围为 $H/3 \sim 0.6H$):

$$Y = \frac{P_A \times \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \times 0.6H}{P_{AE}} \quad (33)$$

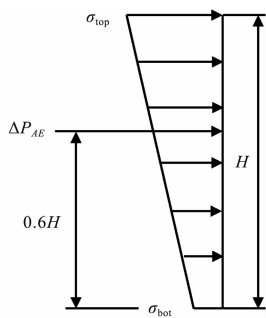


图4 动主动土压力增量分布

2.5.3 土中水状态的考虑

土中水状态的影响分为无超孔隙水压力和有超孔隙水压力两种情况, 表2列出了两种情况下

等效水平地震系数和地震角的计算公式及动土压力、水压力的计算方法。

表2 不同情况土骨架推力、土中水压力的计算

超孔隙水压力	主动土压力系数
无	1) 按 Mononobe-Okabe 公式计算土骨架产生的压力, 其中: $k_{he1} = \frac{\rho_t}{\rho_b} k_h, \psi_{e1} = \tan^{-1} \left[\frac{\rho_t k_h}{\rho_b (1 - k_v)} \right]$ 2) 根据 ρ_w 按式(5)、(6)计算土中静水压力
有 (未液化)	1) 按 Mononobe-Okabe 公式计算土骨架产生的压力, 其中: $k_{he3} = \frac{\rho_t}{\rho_{e3}} k_h, \psi_{e3} = \tan^{-1} \left[\frac{\rho_t k_h}{\rho_{e3} (1 - k_v)} \right]$ $\rho_{e3} = \rho_b (1 - r_u), \rho_{w3} = \rho_w + \rho_b r_u$ 2) 根据 ρ_{w3} 按式(5)、(6)和式(7)计算土中静孔隙水压力 3) 根据 ρ_{w3} 按式(15)和式(17)计算土中超孔隙水压力
液化	按密度为 ρ_t 的流体采用 Westergaard 公式计算: $HF_{static} = \frac{1}{2} \rho_t g H^2, HF_{inertia} = \frac{7}{12} k_h \rho_t g H^2$ 作用点位于墙底以上 $0.4H$ 处

注: ρ_b 为土的浮密度, r_u 为超孔隙水压力系数, ρ_{e3} 为土的等效密度, ρ_{w3} 为水的等效密度。

部分回填土处于水下的情况可按水位以上和水位以下滑动楔体的体积对土体密度进行加权来处理, 如对于图5所示的情况, 等效密度为:

$$\rho_e = \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 \rho_1 + \left[1 - \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 \right] \rho_2 \quad (34)$$

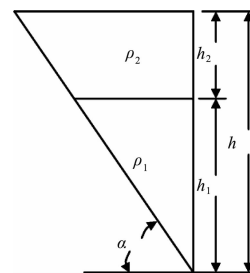


图5 部分回填土处于水下时土的有效密度

2.5.4 重力式结构有堆货荷载情况的土压力

如图 6 所示, 用高度为 $h_s = q_s/(\rho_t g)$ 的附加土层代替均布荷载 q_s , 采用下面修正的 Mononobe-Okabe 公式计算动主动土压力:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \left[1 + \frac{2q_s}{\rho_t g H} \times \frac{\cos\theta}{\cos(\beta - \theta)} \right] \rho_t g (1 - k_v) H^2$$
(35)

P_{AE} 的作用点按下式确定:

$$Y = \frac{P_A \cdot Y_{PA} + \Delta P_{AE} \times 0.6(H + h_s)}{P_{AE}}$$
(36)

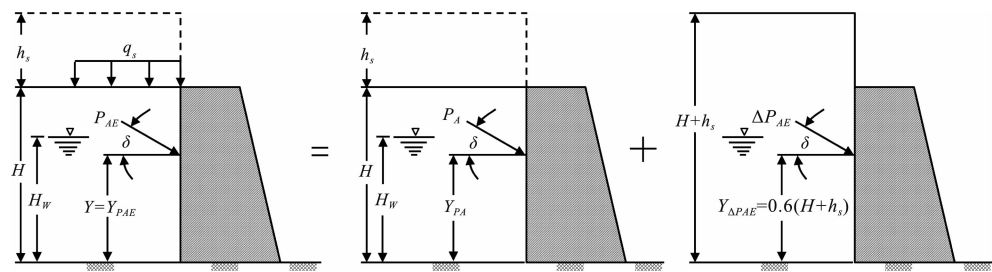


图 6 包括附加荷载的静主动土压力和动主动土压力增量

3 重力式结构抗震设计

美国重力式结构抗震设计有地震系数法和位移控制法两种方法供选择。其中, 地震系数法为采用抗滑安全系数和基底接触面积百分比表示刚性墙体稳定性的传统力学平衡法; 位移控制法则通过容许位移 (与土体达到主动状态时所需的位移值一致) 对结构的控制完成新建结构的抗震设计; 或通过结构地震位移分析, 完成已有结构的位移计算。美国地震中重力式结构可根据墙后土中水的状态分为 4 种情况, 包括干回填土的刚性墙的情况 (第 1 种情况) 和 3 种回填土存在地下水的刚性墙的情况, 后 3 种情况根据超孔隙水压力的大小进行划分。第 2 种情况为回填土不产生超孔隙水压力的情况; 第 4 种情况为回填土的超孔隙水压力达到极限的情况, 回填土完全液化; 第 3 种情况的超孔压介于第 2 情况和第 4 情况之间。

静土压力或动土压力及水压力作用下重力式结构的安全和稳定性分析主要包括以下 3 个方面: 1) 结构的抗滑稳定性; 2) 结构的抗倾稳定性; 3) 岩石地基墙趾处混凝土或岩石的受压承载力。抗倾稳定性可用基础的受压面积百分比 B_e/B (%) 表示, 其中 B_e 为受压面积, B 为墙体底部宽度。最

小静力或动力安全系数和最小受压面积见表 3。

表 3 地震系数法的最小安全系数		
破坏模式	静力安全系数	地震安全系数
滑移	1.5	1.1 ~ 1.2
倾覆	$B_e/B = 100\%$	$B_e/B = 75\%$ (岩石取 50%)
承压能力	3	>2

当墙后土体处于主动状态时, 回填土位移足以使墙踵后土楔的抗剪强度充分发挥。试验结果表明, 回填土的位移与土压力的关系随回填土的相对密度而改变。表 4 给出了各种类型回填土达到主动状态时所需的最小墙体位移。

表 4 土压力达到主动状态时墙顶所需的转动或平动位移	
回填土类型	Y_a/H 的值
密砂	0.001
中密砂	0.002
松散砂	0.004

注: Y_a 为土压力达到主动状态时墙顶所需的转动或平动位移; H 为墙高。

3.1 地震系数法

地震系数法采用传统的力学平衡方法求解结构的安全系数, 使其满足表 3 中设计需求的安全系数, 依此进行重力式结构抗滑和抗倾稳定性设计。重力式结构抗滑和抗倾稳定性计算流程如图 7 所示。

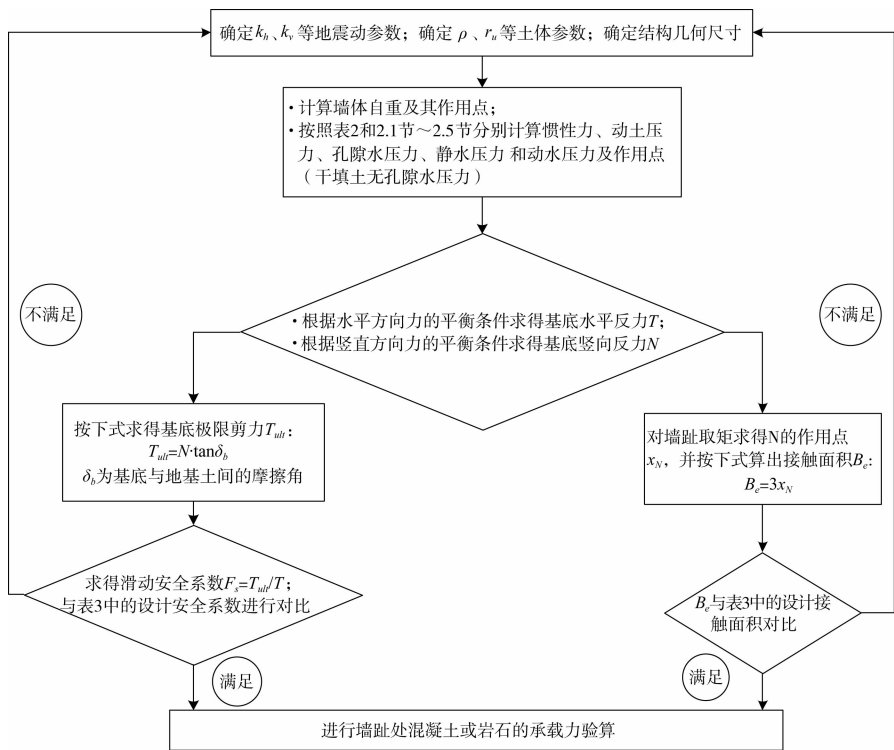


图 7 重力式码头地震系数法计算流程

3.2 位移控制法

对于新建重力式结构，美国除采用上述的地震系数法进行设计外，还给出了位移控制法供设计者选择。位移控制法采用 Whitman 等^[3]的公式计算墙体的滑动临界加速度 N^*g ，滑动临界系数 N^* 按下式计算：

$$N^* = A \left\{ 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \left[\frac{d_r (Ag)}{v^2} \right] \right\} \quad (37)$$

式中： Ag 为墙底加速度 (cm/s^2)； v 为场地平均峰值水平速度 (cm/s)； d_r 为根据表 4 确定的容许永久相对位移 (cm)； g 为重力加速度 (cm/s^2)。

根据上式求得 N^* 后，用 N^* 替代地震作用计算中的 k_h ，对结构进行受力分析，并根据墙体的受力平衡条件（令 $T \leq T_{ult}$ ），得到满足滑移稳定性的墙体最小自重 W 的计算公式：

$$W \geq \frac{(P_{AE})_X - (P_{AE})_Y \tan \delta_b}{\tan \delta_b - N^*} \quad (38)$$

其中： $(P_{AE})_X = P_{AE} \cos(\delta + \theta)$ (39)

$(P_{AE})_Y = P_{AE} \sin(\delta + \theta)$ (40)

最后根据表 3 确定满足抗倾稳定性的墙体几何条件。位移控制法的计算流程见图 8。

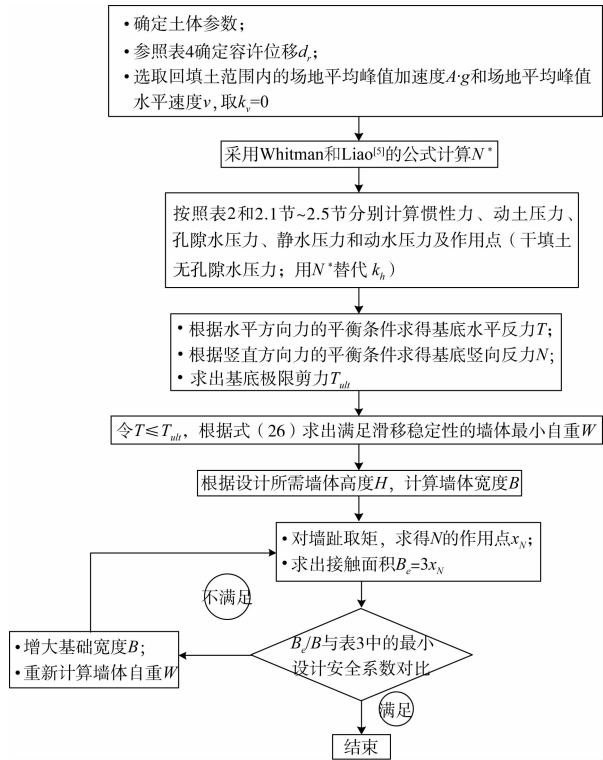


图 8 新建重力式码头位移控制法计算流程

3.3 地震位移分析

对于已有结构，美国采用基于 Newmark 块体滑动理论的滑动位移计算方法，对结构的永久相

对位移进行计算。该方法采用 Whitman 等^[3] 的公式计算永久相对位移 d_r :

$$d_r = \frac{37V^2}{Ag} \exp\left(-9.4 \frac{N^*}{A}\right) \quad (41)$$

该方法需首先假定 N^* 的值, 通过迭代计算不断修改 N^* , 最终找到 $T = T_{ult}$ 时的 N^* 。最后按式(41)求得永久相对位移。地震位移分析的计算流程见图 9。

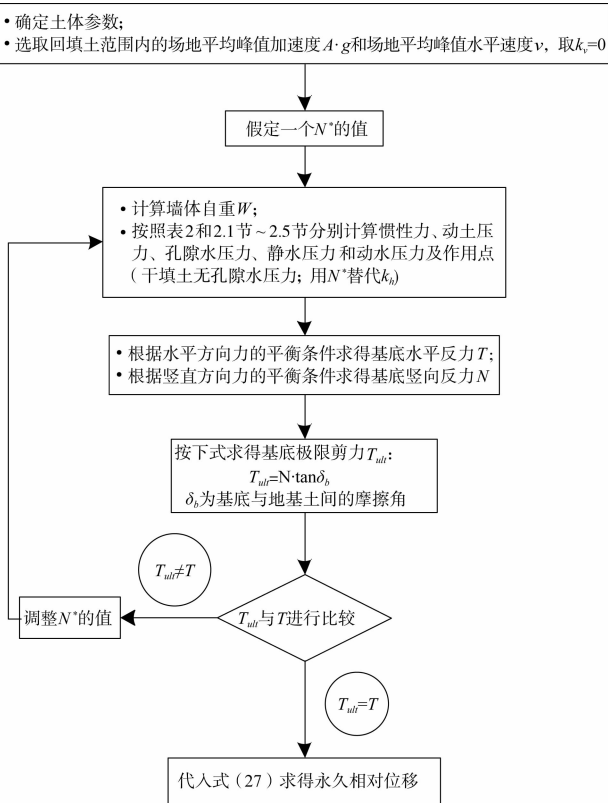


图 9 已有重力式码头位移分析计算流程

美国重力式结构的两种抗震设计方法中, 地震系数法与我国重力式结构抗震设计采用的安全系数法在原理上相同, 均是根据静力平衡条件验算墙体的抗滑和抗倾稳定性; 位移控制法和墙体位移分析法均以 Newmark 块体滑动理论为基础, 根据容许相对位移对结构进行抗滑和抗倾设计, 或根据墙体的平衡条件搜寻滑动临界加速度系数, 进而求得墙体永久相对位移。这种基于位移的设计方法在我国有关重力式结构抗震设计的规范中尚未采用。

4 结论

1) 美国给出了地震系数法和位移控制法两种抗震设计方法供设计者选择, 我国仅采用与美国

地震系数法相似的安全系数法进行设计。美国的水平地震系数根据峰值地面加速度系数和容许位移确定, 我国规范的水平地震系数为峰值地面加速度系数。

2) 美国和我国的动土压力计算方法均以经典的 Mononobe-Okabe 公式为基础, 美国的方法考虑了地震作用下土楔体重心对土压力合力点位置的影响。美国的动土压力计算分为无超孔隙水压力和有超孔隙水压力两种情况考虑土中水的状态, 与我国规范水上土采用土的水上密度、水下土采用土浮密度的方法不同。

3) 美国和我国重力式结构抗震设计均采用拟静力法, 但美国按照回填土中水的状态分为干回填土、水下回填土-不产生超孔隙水压力、水下回填土-产生超孔隙水压力和水下回填土-液化 4 种情况考虑, 前 3 种情况均给出了地震系数法和位移控制法两种设计方法供选择, 由于回填土发生液化时, 土的震后性能较为复杂, 因此第 4 种情况不能采用水下回填土的分析方法, 所以仅给出了地震系数法, 与我国规范未对回填土中水的状态进行详细分类且仅采用安全系数法进行抗震设计的方法不同。

参考文献:

[1] Robert M Ebeling, Ernest E Morrison. The seismic design of waterfront retaining structures[R]. US army technical report ITL-92-11, US navy technical report NCEL TR-939.

[2] JTS 146—2012 水运工程抗震设计规范[S].

[3] Whitman R, Liao S. Seismic design of retaining walls[R]. Miscellaneous Paper GL-85-1, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1985.

[4] Westergaard H. Water Pressure on Dams During Earthquakes[J]. Transactions of ASCE, 1933, 98: 418-433.

[5] Mononobe N, Matsuo H. On the determination of earth pressure during earthquakes[C]. Proc World Engineering Conf, 1929: 177-185.

[6] Seed H B, Whitman R V. Design of earth retaining structures for dynamic loads[C]. Proceedings of the ASCE Specialty Conference: Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, 1970: 103-147.

(本文编辑 武亚庆)