

· 港 口 ·



美国板桩码头抗震设计方法*

高树飞, 贡金鑫, 李永秋

(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: 论述了美国板桩码头抗震设计的方法, 比较了与我国板桩码头抗震设计方法的差别。分析表明, 美国板桩码头抗震设计与我国抗震设计在地震系数的概念、动土压力计算及其作用点的确定、土中水影响的考虑、板桩墙弯矩和拉杆拉力计算、土参数和安全系数等方面存在差别。

关键词: 板桩码头; 抗震设计; 对比分析

中图分类号: U 656.1⁺12

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2015)04-0055-06

Seismic design of sheet-pile quay in the United States

GAO Shu-fei, GONG Jin-xin, LI Yong-qiu

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

Abstract: This paper introduces the seismic design method of the sheet-pile quay in the United State and clarifies the difference between it and that stipulated in the Chinese code. It is indicated that great differences between the seismic design methods of sheet-pile quay for the two countries lie in the definition of the seismic coefficient, determination of dynamic earth pressure and its position, consideration of water state for the submerged backfill, computation of internal bending moment of sheet-pile wall and pull force of tie rod, as well as the quantification of soil parameters and safety factors.

Keywords: sheet-pile quay; seismic design; comparative analysis

板桩码头是传统的三大码头形式之一, 具有结构简单、材料用量少、施工方便、主要构件可在预制场预制以及大量减少挖填土方量等优点。对于强震区的板桩码头, 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; 特别是水位较高时板桩墙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, 导致地基液化。因此, 板桩结构的抗震设计非常重要。

文献[1]对比分析了我国、美国和日本的板桩码头结构抗震设计方法, 表明 3 国的抗震设计方法存在一定差别。由于篇幅限制, 文献[1]对国外

板桩码头抗震设计方法的介绍不够充分。目前国际上比较认可的码头结构抗震设计方法是美国的方法, 为此本文以美国《海岸挡土结构设计》^[2]为蓝本, 对美国板桩码头的抗震方法做更深入的分析 and 介绍, 以期对我国设计人员做国外项目有所帮助。本文仍是概括性介绍, 详细内容见文献[3]的专门报告。

1 地震系数

美国板桩码头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

收稿日期: 2014-07-17

*基金项目: 交通运输部项目 (JTSBD 2013 02 130)

作者简介: 高树飞 (1989—), 男, 博士研究生, 研究方向为港口工程结构设计与抗震。

一般由业主指定,与抗震设计中对板桩墙的位移控制有关。表 1 为不同位移要求下 k_h 的建议值,适用于深硬土地(地质条件),硬土(如岩石)场地可采用较小的值。设计中 k_v 按正值、0 和负值 3 种情况考虑。表 1 中 A 为峰值地面加速度系数,即峰值地面加速度与重力加速度的比值(峰值加速度系数),该系数与我国 JTS 146—2012《水运工程抗震设计规范》^[4]中地震系数的概念相同,美国地震系数 k_h 按峰值加速度系数 A 和位移限值共同确定。

表 1 地震系数与板桩位移的关系

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

2 地震作用计算

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,沿高度呈三角形分布,静水位处和楔体底部的静(孔隙)水压力分别为:

$$\begin{cases} u_{\text{static}}^{\text{top}} = 0 \\ u_{\text{static}}^{\text{bot}} = \gamma_w H_w \end{cases} \quad (1)$$

式中: γ_w 为水的密度与重力加速度的乘积; H_w 为静水面到土楔底部的距离。

静(孔隙)水压力合力为:

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

2.2 超孔隙水压力

在地震作用下,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可用 $r_u = \Delta u / \sigma'_v$ 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,超孔隙水压力呈线性分布。当 r_u 已知时,地下水位处和土楔底部的超孔隙水压力可按下式计算:

$$u_{\text{shear}}^{\text{top}} = \gamma_t (H - H_w) r_u \quad (3)$$

$$u_{\text{shear}}^{\text{bot}} = [\gamma_t (H - H_w) + (\gamma_t - \gamma_w) H_w] r_u \quad (4)$$

式中: γ_t 为土的总密度与重力加速度的乘积; γ_w 为水的密度; H_w 为水位高度; H 为墙的总高度。

超孔隙水压力垂直作用于墙背,呈梯形分布,合力为:

$$U_{\text{shear}} = \frac{1}{2} (u_{\text{shear}}^{\text{top}} + u_{\text{shear}}^{\text{bot}}) H_w \quad (5)$$

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 动水压力

动水压力按经典的 Westergaard 公式计算。动水压力分布为:

$$P_{wd} = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{y_w H} \quad (6)$$

式中: y_w 为水面下任一点的高度。

动水压力呈抛物线型分布,总动水压力为:

$$P_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \quad (7)$$

P_{wd} 作用于距墙底 $0.4H$ 处。

2.4 动主动土压力

2.4.1 土压力合力

动主动土压力合力 P_{AE} 采用经典的 Mononobe-Okabe 公式计算。合力 P_{AE} 、动主动土压力系数 K_{AE} 、地震惯性角 ψ 及滑动面与水平面的夹角 α_{AE} 计算公式见文献[1]。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。

2.4.2 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,由于土楔体为上大下小的三角形,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 和 Whitman^[5] 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 1),即:

$$\begin{cases} P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \\ \Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} \gamma_t H^2 \end{cases} \quad (8)$$

其中

$$\begin{cases} K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} \\ \Delta K_{AE} = 0.75 k_h \end{cases} \quad (9)$$

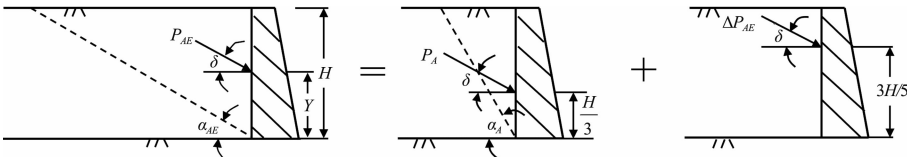


图 1 静主动土压力和动主动土压力增量

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(9)或按 $\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$ 计算 ΔP_{AE} , ΔP_{AE} 的分布按式(10)计算, 作用点在距墙踵 $3H/5$ 处(图 2):

$$\begin{cases} \sigma_{\text{top}} = 1.6 \left(\frac{\Delta P_{AE}}{H} \right) \\ \sigma_{\text{bot}} = 0.4 \left(\frac{\Delta P_{AE}}{H} \right) \end{cases} \quad (10)$$

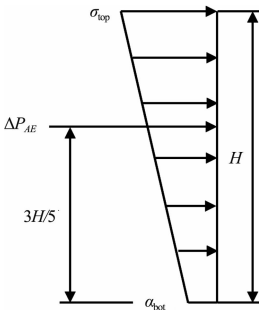


图 2 动主动土压力增量分布

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 $H/3 \sim 3H/5$):

$$Y = \frac{P_A \times (H/3) + \Delta P_{AE} \times (3H/5)}{P_{AE}} \quad (11)$$

2.4.3 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, 两种情况中又分别按结合水和自由水两种情况考虑。结合水和自由水为两种极端情况。低渗透性土按结合水的情况考虑, 渗透系数 $k < 1 \times 10^{-3}$ cm/s, 这种情况下孔隙水与矿物骨架一起移动; 高渗透性土按自由水的情况考虑, $k > 1$ cm/s, 这种情况下孔隙水不与矿物骨架一起移动。表 2 列出了 4 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

孔隙水压力	结合水	自由水
无	1) 按 Mononobe-Okabe 公式计算土骨架产生的压力, 其中 $k_{he1} = \frac{\gamma_t}{\gamma_b} k_h, \psi_{e1} = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_t k_h}{\gamma_b (1 - k_v)} \right]$	1) 按 Mononobe-Okabe 公式计算土骨架产生的压力, 其中 $k_{he2} = \frac{\gamma_d}{\gamma_b} k_h = \frac{G_s}{G_s - 1} k_h, \psi_{e2} = \tan^{-1} \left[\frac{k_{he2}}{(1 - k_v)} \right]$
	2) 根据 γ_w 按式(2)计算土中静水压力	2) 根据 γ_w 按式(2)计算土中静水压力
有	3) 根据 γ_b 和 r_u 按式(5)计算超孔隙水压力	3) 根据 γ_w 按式(7)计算土中动水压力
	1) 按 Mononobe-Okabe 公式计算土骨架产生的压力, 其中 $k_{he3} = \frac{\gamma_t}{\gamma_{e3}} k_h, \psi_{e3} = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_t k_h}{\gamma_{e3} (1 - k_v)} \right]$ $\gamma_{e3} = \gamma_b (1 - r_u), \gamma_{w3} = \gamma_w + \gamma_b r_u$	1) 按 Mononobe-Okabe 公式计算土骨架产生的压力, 其中 $k_{he4} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{e3}} k_h, \gamma_d = \frac{\gamma_t}{1 + w}$
	2) 根据 γ_{w3} 按式(2)计算土中静水压力	2) 根据 γ_{w3} 按式(2)计算土中静水压力
	3) 根据 γ_b 和 r_u 按式(5)计算超孔隙水压力	3) 根据 γ_w 按式(7)计算土中动水压力
		4) 根据 γ_b 和 r_u 按式(5)计算超孔隙水压力

注: γ_b 为土的浮密度与重力加速度的乘积, r_u 为超孔隙水压力系数, γ_{e3} 为土的有效密度与重力加速度的乘积, γ_{w3} 为水的有效密度与重力加速度的乘积, G_s 为土体比重, γ_d 为土的干密度与重力加速度的乘积, w 为土的含水量。

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密度与重力加速度的乘积进行加权来处理, 如对于图 3 所示的情况, 等效密度与重力加速度的乘积 γ_e 为

$$\gamma_e = \left(\frac{h_1}{h}\right)^2 \gamma_1 + \left[1 - \left(\frac{h_1}{h}\right)^2\right] \gamma_2 \quad (12)$$

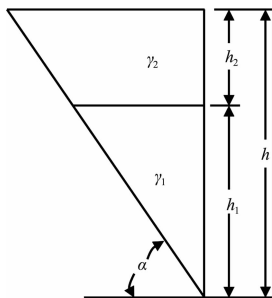


图 3 部分回填土处于水下时土的有效密度与重力加速度的乘积

2.5 动被动土压力

2.5.1 土压力合力和作用点

动被动土压力也采用 Mononobe-Okabe 公式计算, 合力 P_{PE} 、动主动土压力系数 K_{PE} 、地震惯性角 ψ 及滑动面与水平面的夹角 α_{PE} 的计算公式见文献[1]。与动主动土压力类似的情况, 也可采用 Towhata 等^[6]提出的动被动土压力的简化方法。另外, 通过将地震惯性力与土楔重力的合力转动惯性角 ψ 而使合力与重力的方向重合, 可利用已有的动土压力计算图表计算动土压力, 具体见文献[3]。

库伦理论和 Mononobe-Okabe 均假定土的滑动破坏面为平面, 研究表明, 当 $\delta > \phi/2$ (ϕ 和 δ 分别为

土的内摩擦角和墙与土的外摩擦角) 时, 按平面计算得到的土压力误差增大。因此, 建议采用对数螺旋线方法计算静被动土压力和动被动土压力。

与静被动土压力相比, P_{PE} 的作用点随地震系数 k_h 的增加向下移。但由于与整个板桩墙的高度相比, 墙底部到泥面的距离不大, 因此对于小到中等强度的地震 (如 $k_h < 0.1$) 且分析中所有参数采用比较保守值的情况, 近似取 P_{PE} 的作用点在墙前土体约 1/3 高度处。对于强烈地震和采用设计参数取值保守的情况, FS_p (式(15)) 应采用大于 1.2 的值和较低的合力作用点。

2.5.2 土中水状态的考虑

回填土处于水下情况动被动土压力 P_{PE} 的计算与动主动土压力的情况类似。例如, 对于回填土完全处于水下结合水的情况, $r_u = 0$ 时取回填土的有效密度与重力加速度的乘积 γ_b , $r_u > 0$ 时有效密度与重力加速度的乘积为表 2 中 γ_{e3} 。

2.6 码头有堆货荷载情况的土压力

如图 4 所示, 用高度为 $h_s = q_s/\gamma_t$ 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:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \left[1 + \frac{2q_s}{\gamma_t H} \times \frac{\cos \theta}{\cos(\beta - \theta)} \right] \gamma_t (1 - k_v) H^2 \quad (13)$$

P_{AE} 的作用点按下式确定:

$$Y = \frac{P_A Y_{PA} + \Delta P_{AE} \times 0.6(H + h_s)}{P_{AE}} \quad (14)$$

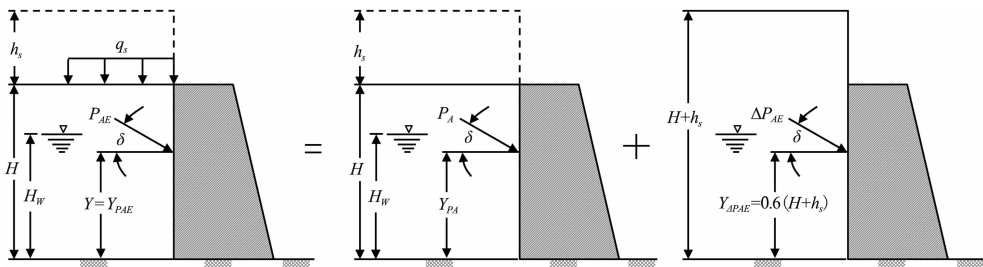


图 4 包括附加荷载的静主动土压力和动主动土压力增量

3 板桩码头抗震设计

3.1 板桩入土深度

美国采用自由土支撑法计算板桩的入土深度、板桩弯矩、拉杆拉力及进行锚碇设计。自由土支撑法假定板桩墙上部受拉杆约束、下部自由, 板桩墙后的主动土楔和被动土楔都达到临界滑动极限, 在土压力、各种水压力和拉杆拉力的作用下, 板桩墙处于稳定平衡状态。对于无孔隙水压力和有孔隙水压力的情况, 分别根据图 5 对拉杆锚碇点的力矩平衡试算确定板桩的入土深度。图中, δ_b 为板桩后土与板桩的有效摩擦角; δ_t 为板桩前土与板桩的有效摩擦角; $U_{static-b}$ 为作用于墙背的总稳态孔隙水压力; $U_{static-t}$ 为泥面下作用于墙前的总稳态孔隙水压力; U_{pool} 为静水压力合力; $U_{inertia}$ 为墙前的动水压力合力, 背离墙方向; $U_{shear-b}$ 为作用于墙背的超孔隙水压力; $U_{shear-t}$ 为泥面下作用于墙前的超孔隙水压力。

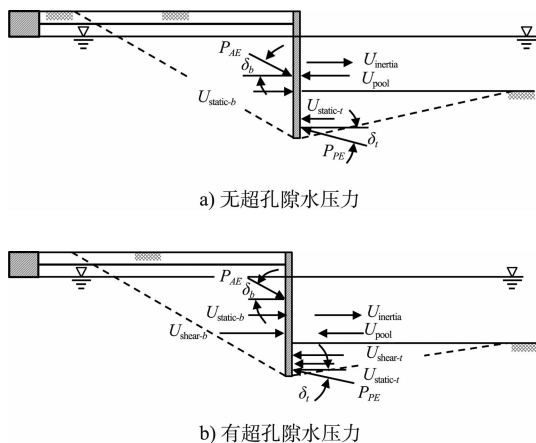


图 5 地震时作用于板桩墙的各种力

分析中利用安全系数 FS_p 按下列公式确定土的设计有效摩擦角和墙-土界面有效摩擦角:

$$\begin{cases} \tan\phi_t = \frac{\tan\phi'}{FS_p} \\ \tan\delta_t = \frac{\tan\delta}{FS_p} \end{cases} \quad (15)$$

静力设计时 FS_p 取 1.5, 抗震设计时 FS_p 最小取 1.2。

3.2 板桩设计弯矩

图 6 所示为地震时板桩墙上各种力的分布。首先确定按自由土支撑法得到的板桩墙最大弯矩 M_{FES} , 考虑板桩的柔性, 对 M_{FES} 乘以弯矩折减系数 r_d 计算板桩的设计最大弯矩 M_{design} , 即

$$M_{design} = r_d M_{FES} \quad (16)$$

另外, $\rho = (H + D)^4 / (EI)$ 为板桩墙单位宽度的柔度系数; D 为板桩的入土深度; E 为板桩的弹性模量; I 为板桩单位宽度的惯性矩。

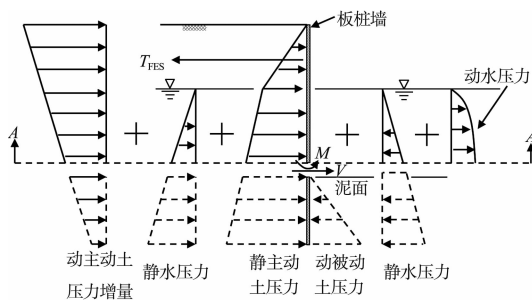


图 6 水平压力分量和作用于板桩上的拉杆拉力

r_d 与 ρ 的关系曲线见文献[1-2], 当板桩沉入在细颗粒土、松散或非常松散的粗颗粒土中时, 不对 M_{FES} 进行折减。

静力设计时, 板桩的容许应力通常取为屈服强度的 50% ~ 65%; 抗震设计时, 容许应力可比静力时的容许应力大 33%。

3.3 拉杆拉力

静力设计时, 单位板桩宽度的设计拉杆力 T_{design} 按下式确定:

$$T_{design} = 1.3 T_{FES} \quad (17)$$

拉杆的容许应力通常取为屈服强度的 40% ~ 60%。对于抗震设计, 建议采用 1.3 的系数。

3.4 锚碇设计

锚碇可采用柔性墙的方法进行抗震设计。对于静荷载的情况, 锚碇设计时的极限拉力取为 $T_{ult-a} = 2.5 T_{FES}$ (单位宽度); 抗震设计时, T_{ult-a} 取为 T_{FES} 。对于细长锚碇取 $\delta = 0^\circ$, 大体积混凝土锚碇取 $\delta \leq \phi/2$ 。

如图 7 所示, 由于大多数锚碇块处于地下水位以上或略高于地下水位, 所以锚碇块两侧无水压。锚碇块大小根据图 7 中竖向和水平力的平衡确定。图中, W 为锚碇块的重力, U_A 为稳态孔隙水压力, P_{AE} 为作用于锚碇的动主动土压力, P_{PE} 为作用于锚碇的动被动土压力。当回填土无超孔隙水压力 ($\Delta U_A = 0$) 时, U_A 等于作用于锚碇的总稳态孔隙水压力。

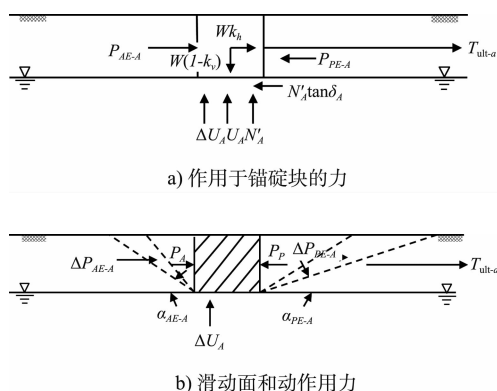


图 7 作用于锚碇上的动荷载 ($\delta = 0^\circ$)

锚碇块与板桩墙之间留有的距离应使地震时板桩墙背后形成的主动破坏面不会与锚碇前形成的被动破坏面相交。最小距离根据板桩墙背后主动滑动面与水平面的夹角 α_{AE} 和锚碇块前被动滑动面与水平面的夹角 α_{PE} 分析确定。

3.5 震后分析

地震发生后, 水下回填土和地基土的剩余超孔隙水压力将会重新分布, 需要验算土中超孔隙水压力再分布过程中挡土墙结构的静力稳定性 (k_h 和 k_v 等于 0)。

4 结论

1) 美国和中国板桩码头抗震设计均采用拟静力法。

2) 美国板桩结构抗震设计中的水平地震系数根据峰值地面加速度系数和规定的板桩位移确

定, 我国规范的水平地震系数为峰值地面加速度系数。

3) 美国和中国板桩码头抗震设计中动土压力的计算方法都是以经典的物部-岡部公式为基础的, 美国的方法考虑了土楔体重心对土压力合力点位置的影响。

4) 计算动土压力时, 美国方法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, 每种情况又分为受限水和自由水两种情况, 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。

5) 美国和中国规范均采用自由土支撑法确定板桩墙的入土深度; 在确定入土深度后, 美国方法在此土压力基础上采用 Rowe 弯矩折减系数考虑板桩墙刚度计算板桩的最大设计弯矩和拉杆拉力, 我国规范则再采用弹性地基梁法确定板桩弯矩和拉杆拉力。

参考文献:

- [1] 张娟, 贡金鑫. 中美日板桩码头设计方法对比[J]. 水运工程, 2010(9): 136-154.
- [2] Ebeling R M, Morrison E E. The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures[R]. Washington, DC, US: US Army Corps of Engineers, 1992.
- [3] 贡金鑫, 高树飞, 李永秋. 中美板桩码头结构抗震设计方法对比[R]. 大连: 大连理工大学, 2014.
- [4] JTS 146—2012 水运工程抗震设计规范[S].
- [5] 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.
- [6] Towhata I, Islam S. Prediction of lateral movement of anchored bulkheads induced by seismic liquefaction[J]. Soils and Foundations, 1987, 27(4): 137-147.

(本文编辑 武亚庆)