

水平地震作用下高桩码头桩基内力增大系数研究

高树飞, 荆范礼, 冯云芬

Investigation on the increase coefficient of pile foundation internal forces in high-pile wharves under horizontal seismic action

GAO Shufei, JING Fanli, FENG Yunfen

在线阅读 View online: <https://doi.org/10.12170/20231108001>

您可能感兴趣的其他文章

Articles you may be interested in

基于位移的高桩码头地震易损性分析

Seismic vulnerability analysis of pile-supported wharves based on displacement

水利水运工程学报. 2019(3): 76 <https://doi.org/10.16198/j.cnki.1009-640X.2019.03.010>

高桩承台基础波流荷载数值模拟

Numerical simulation of wave-current load on high pile cap foundation

水利水运工程学报. 2023(5): 56 <https://doi.org/10.12170/20220119002>

考虑土体强度空间变异性的单桩水平承载力研究

Study on the horizontal bearing capacity of single pile foundation considering spatial variability of soil strength

水利水运工程学报. 2020(6): 108 <https://doi.org/10.12170/20200424001>

打桩过程互层土中桩基侧摩阻力变化研究

Study on change of friction in pile driving in interlayered soil

水利水运工程学报. 2023(6): 126 <https://doi.org/10.12170/20220625002>

船舶撞击荷载作用下高桩墩的破坏分析

Damage analysis of high-pile cleat under ship's impact load

水利水运工程学报. 2019(2): 25 <https://doi.org/10.16198/j.cnki.1009-640X.2019.02.004>

砂土中钻井船插桩对邻近群桩影响的模型试验

Model tests on effects of spudcan penetration on an adjacent pile group

水利水运工程学报. 2020(3): 75 <https://doi.org/10.12170/20190316001>



扫码进入官网，阅读更多精彩文章

关注微信公众号，获得更多资讯信息

DOI:10.12170/20231108001

高树飞, 荆范礼, 冯云芬. 水平地震作用下高桩码头桩基内力增大系数研究 [J]. 水利水运工程学报, 2024(6): 115-125. (GAO Shufei, JING Fanli, FENG Yunfen. Investigation on the increase coefficient of pile foundation internal forces in high-pile wharves under horizontal seismic action[J]. Hydro-Science and Engineering, 2024(6): 115-125. (in Chinese))

水平地震作用下高桩码头桩基内力增大系数研究

高树飞, 荆范礼, 冯云芬

(聊城大学 建筑工程学院, 山东 聊城 252000)

摘要: 为更加简便地确定高桩码头在双向水平地震作用下的桩基内力, 提出将码头在横向地震作用下的桩基内力乘以增大系数得到总内力的计算方法。为得到增大系数的解析表达式, 将码头实际的离散化桩基等效为连续的桩基, 并考虑双向水平地震惯性力同时作用在码头的 2 个主轴方向, 基于静力平衡条件进行计算式推导。为验证所提出计算式的合理性和准确性, 选取 20 组双向水平地震动记录, 对不同长宽比、偏心率的码头进行时程分析, 确定相应的内力增大系数, 并与计算式的结果进行对比。研究表明, 桩基内力增大系数计算式可以表示为码头长宽比和偏心率的函数, 且具有一定的普遍适用性和计算精度, 可代替复杂双向水平地震作用下的地震反应分析。

关键词: 高桩码头; 水平地震作用; 桩基内力; 增大系数; 扭转效应

中图分类号: U656.1¹³

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2024)06-0115-11

高桩码头对不同土体类型的适应性较强且泊稳条件较好, 因此在港口工程中应用广泛, 是世界各国的主流码头结构型式之一。但地震作用下高桩码头结构的桩基极易遭受破坏, 因此对于强震地区的码头, 抗震设计是结构设计的重点和难点。在抗震设计中, 准确合理地计算地震反应是关键。由于高桩码头在其纵向一般是规则对称的, 因此无论是在地震反应分析还是静力计算时, 常取 1 个排架或者断面建立数值模型进行分析和计算, 以降低建模和计算的复杂性, 即仅考虑单向地震作用的影响。但是, 一般认为地震动包含 3 个平动分量(2 个水平分量、1 个竖向分量)和 3 个转动分量, 由于转动分量在强震观测中一般难以记录, 因此目前地震动记录主要是 3 个平动分量; 而竖向地震动一般对诸如高桩码头之类的低矮建筑物影响不大, 而对大跨和长臂结构影响很大, 因此结构抗震设计应考虑双向水平地震作用(2 个水平分量)的影响。特别是高桩码头, 其岸坡通常是倾斜的, 由此造成码头刚度中心和质量中心存在偏心距, 当地震动沿纵向作用在结构上时会产生扭转效应, 故仅对结构的单个方向(横向或纵向)进行地震反应分析是不够的。

针对双向水平地震作用下结构的地震反应分析, 诸多学者开展了大量研究, 主要分为结构的弹性地震反应和弹塑性地震反应分析。对于结构的弹性地震反应, 考虑到将双向水平地震作用同时作用在结构上的计算较为复杂, 且需要考虑地震波的入射角度^[1], 故部分学者^[2]提出在结构的 2 个主轴方向分别计算单向地震的作用效应, 再将 2 个主轴方向的作用效应按照一定方式进行组合, 这种处理方式已为结构抗震设计规范 and 标准所采纳。目前主要的组合方式有 2 种: 一是将 2 个主轴方向的单向地震作用效应的平方和的方根视为双向水平地震作用下的地震反应^[3], 即常见的平方和方根方法, 这一方法为中国《建筑抗震设计规范》^[4]所采纳; 另一种则是将 2 个主轴方向的单向地震反应按照一定比例进行组合, 通常是一个方向的地震反应加上另一个方向反应的 30%, 该方法为美国土木工程师协会的码头抗震设计规范 ASCE/COPRI 61-14^[5]和

收稿日期: 2023-11-08

基金项目: 山东省自然科学基金资助项目(ZR2024ME140); 聊城大学科研基金资助项目(318012111)

作者简介: 高树飞(1989—), 男, 安徽怀远人, 副教授, 博士, 主要从事港口工程结构抗震研究。

E-mail: gaoshufei@lcu.edu.cn

欧洲规范^[6]所采用。但是,中国《水运工程抗震设计规范》^[7]尚未明确采用何种组合方式确定高桩码头在双向水平地震作用下的作用效应,而且对双向水平地震作用的影响如何处理也无具体条文。对于结构弹塑性地震反应,由于结构已进入塑性状态,一般只对具体结构进行具体分析,并无统一的研究结论。Dutta 等^[8]研究了桩-筏板结构体系在双向水平地震作用下的弹塑性反应特点;李全旺等^[9]研究了地震动方向对钢筋混凝土柱地震反应的影响,并计算了双向水平地震作用下的作用效应相对于单向地震作用效应的增大系数;张宇等^[10]研究了地震动入射角度对框架结构在双向地震作用下位移反应的影响,结果表明入射角度影响较大;Benzoni 等^[11]基于简化的桩基模型确定了双向水平地震作用下,高桩码头的弹塑性位移反应相比于码头横向位移反应的增大系数,并利用时程分析法进行了验证,相关公式为 ASCE/COPRI 61-14 所采用;高树飞等^[12]则是针对中国典型的码头结构尺寸采用非线性时程分析确定了双向水平地震作用下码头弹塑性位移反应相较于横向位移反应的增大系数。对于单向地震作用下的码头反应分析,部分学者^[13-14]研究了结构材料非线性和桩-土相互作用对位移反应的影响。目前基于力的抗震设计方法仍然是计算结构的弹性地震反应(构件内力)进行抗震验算,而基于位移的抗震设计方法则是计算结构的弹塑性位移反应进行抗震性能评估。中国《水运工程抗震设计规范》采用的是基于力的方法,而美国 ASCE/COPRI 61-14 则是采纳了上述两种方法,只是重要性不同的结构采用的设计方法也不同^[15]。

综上所述,直接将双向水平地震作用同时作用在结构上进行反应分析比较复杂,由此不同文献提出了很多解决方法,主要有两种:一是将 2 个主轴方向的单向水平地震作用下的地震反应进行组合;二是将结构 1 个方向的地震反应乘以增大系数得到水平地震作用下的总反应。目前,第二种方法已经在高桩码头弹塑性位移反应中得到应用,但在码头弹性反应(内力)分析中尚未见相关报道^[5,11]。因此,为得到水平地震作用下码头桩基内力相比于横向地震作用下的增大系数,本文构建码头桩基的等效力学模型,并基于静力平衡推导增大系数的解析表达式,对拥有不同长宽比和偏心率的高桩码头进行时程分析,确定相应桩基内力增大系数,并与计算结果进行对比分析,以验证所提公式的合理性和准确性。

1 高桩码头简化力学模型

1.1 桩基内力增大系数

由于高桩码头上部结构的刚度相比于桩基要大得多,而且常采用等效嵌固点法模拟桩-土相互作用,因此每根桩可视为两端固支梁,如图 1 所示。图 1 中 L_u 、 L_s 分别为桩的自由长度和桩的等效嵌固深度, S_h 为桩顶水平力 F 作用下桩顶的位移。对于两端固定的等截面梁,根据文献 [16] 可知,桩顶和桩底剪力 V 和弯矩 M 大小与 S_h 的关系可表示为:

$$V = \frac{12EI}{(L_u + L_s)^3} S_h, \quad M = \frac{6EI}{(L_u + L_s)^2} S_h \quad (1)$$

式中: E 、 I 分别为桩身材料弹性模量和桩截面惯性矩。

当考虑双向水平地震同时作用时,码头会发生扭转,如图 2 所示的全直桩码头,显然角桩的地震反应最大,从最不利角度出发,以角桩作为所有桩基的代表进行内力分析。在如图 2 所示的坐标系下,假定双向水平地震作用在码头上部结构产生的惯性力分别沿码头的纵向(F_{IX})和横向(F_{IY}),在角桩桩顶产生的纵向和横向位移分别为 S_{hX} 和 S_{hY} ,对于图 2 所示的圆桩截面,由式(1)可知,桩截面的内力可表示为:

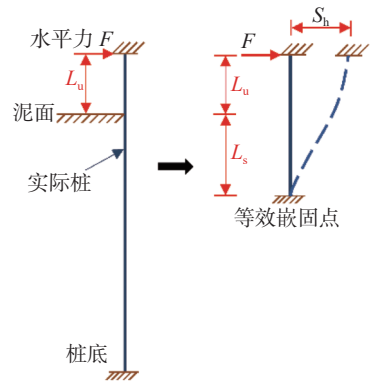


图 1 桩等效嵌固模型

Fig. 1 Equivalent pile fixity model

$$V_X = \frac{12EI}{(L_u + L_s)^3} S_{hX}, \quad M_Y = \frac{6EI}{(L_u + L_s)^2} S_{hX}, \quad V_Y = \frac{12EI}{(L_u + L_s)^3} S_{hY}, \quad M_X = \frac{6EI}{(L_u + L_s)^2} S_{hY} \quad (2)$$

式中: V_X 、 V_Y 和 M_X 、 M_Y 分别为图 2 所示截面坐标系下的截面剪力和弯矩。对于圆桩(轴对称)截面, 截面上的合剪力 V 和合弯矩 M 可由下式确定:

$$V = \sqrt{V_X^2 + V_Y^2} = \frac{12EI}{(L_u + L_s)^3} \sqrt{S_{hX}^2 + S_{hY}^2}, \quad M = \sqrt{M_X^2 + M_Y^2} = \frac{6EI}{(L_u + L_s)^2} \sqrt{S_{hX}^2 + S_{hY}^2} \quad (3)$$

当仅考虑单向地震作用施加在码头横向时(图 3), 近似认为码头上部结构质量和刚度均匀分布, 则各桩顶的位移相同且只有横向位移 $S_{hY,t}$, 则此时桩截面内力为:

$$V_{Y,t} = \frac{12EI}{(L_u + L_s)^3} S_{hY,t}, \quad M_{X,t} = \frac{6EI}{(L_u + L_s)^2} S_{hY,t} \quad (4)$$

式中: $V_{Y,t}$ 、 $M_{X,t}$ 分别为横向地震作用下桩截面的剪力和弯矩。根据以上各式可得双向水平地震同时作用下的桩基内力相比于横向地震作用下内力的增大系数 ψ_F :

$$\psi_F = V/V_{Y,t} = M/M_{X,t} = \sqrt{S_{hX}^2 + S_{hY}^2} / S_{hY,t} \quad (5)$$

上述内力增大系数针对的是桩截面的剪力和弯矩, 对于截面轴力可近似按照码头面单位面积上恒载设计值与活荷载设计值之和乘以该桩的负载面积计算, 桩的负载面积可近似按简支状态计算。

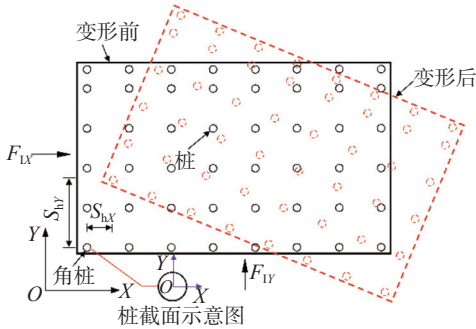


图 2 双向地震作用下的面板变形

Fig. 2 Panel deformation under bidirectional seismic action

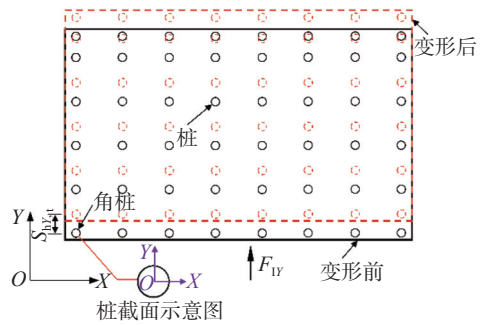


图 3 横向地震作用下的面板变形

Fig. 3 Panel deformation under lateral seismic action

1.2 码头简化力学模型

由上述分析可见, 只需要确定式(5)中的位移 S_{hX} 、 S_{hY} 和 $S_{hY,t}$, 即可确定 ψ_F 的表达式。以图 4 所示的全直桩码头为研究对象, 仅考虑单个码头分段, L_1 为分段长度, B 为宽度, 码头刚度中心和质心分别为点 D 和 C , 二者的间距为偏心距 e , m_w^* 和 k_w^* 分别记为码头沿纵向单位长度的质量和刚度。假定码头质量在纵向和横向均匀分布, 则码头质心在码头宽度的中点; 同时假定在整个分段长度范围内岸坡土体沿纵向无变化, 则码头刚度沿纵向无变化。

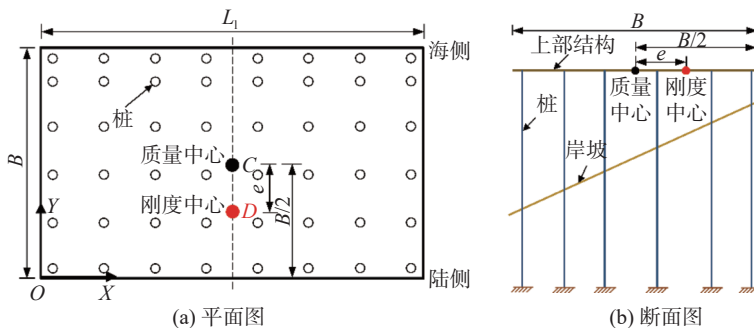


图 4 高桩码头示意图

Fig. 4 Schematic diagram of a high-pile wharf

桩顶位移和码头上部结构的位移一致,且上部结构刚度相比于桩基要大得多,因此可以将码头上部结构视为一个刚片。另外,仅考虑水平地震作用,每根桩基可简化成 2 个弹簧(纵向和横向),则码头结构可视为支承在弹簧上的刚片体系,如图 5 所示。为了得到 ψ_F 的解析表达式,将离散化的桩基进行连续化近似处理,同时采用等效嵌固点法处理桩-土相互作用,且认为在岸坡以下一定范围内土性相同,即各桩的等效嵌固深度相同。图 6 中 φ_s 为岸坡坡角, L_{u0} 为最外侧陆侧桩的自由长度。

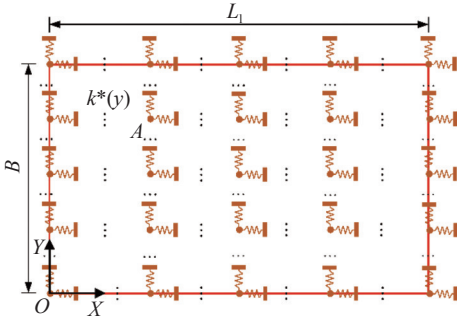


图 5 码头简化学模型

Fig. 5 Simplified mechanical model of the wharf

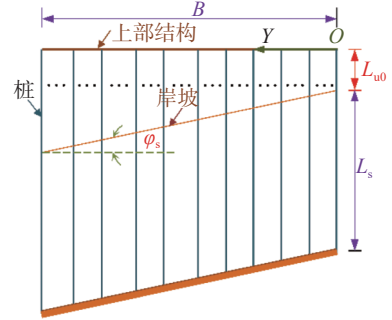


图 6 连续化的桩基

Fig. 6 Continuous piles foundation

如图 6 所示,将桩基连续化后,桩基也被连续化的弹簧所取代,建立如图 5 中所示的固定坐标系,坐标原点 $O(0, 0)$ 在码头陆侧端部,则对任意一点 $A(x, y)$ 处弹簧的横向刚度记为函数 $k^*(y)$,即纵向单位长度范围内码头横向单位宽度刚度是 $k^*(y)$ 。根据图 6, $k^*(y)$ 可按式(β_1 为待定系数)计算:

$$k^*(y) = \frac{\beta_1 EI}{(y \tan \varphi_s + L_{u0} + L_s)^3} \quad (6)$$

由于将码头桩基视为弹性体,而且桩基连续化前后码头整体的刚度保持不变,同时简化学模型的偏心距也和实际码头保持一致,因此上述离散化处理是合理的,即:

$$\int_0^B k^*(y) dy = k_w^* \quad (7)$$

$$e = B/2 - \int_0^B y k^*(y) dy / k_w^* \quad (8)$$

将式(6)代入式(7)后可得

$$\beta_1 = \frac{k_w^*}{EI} \frac{2(L_{u0} + L_s)^2 (B \tan \varphi_s + L_{u0} + L_s)^2}{B^2 \tan \varphi_s + 2B(L_{u0} + L_s)} \quad (9)$$

再将式(6)代入式(8)可得

$$L_{u0} + L_s = (B^2 \tan \varphi_s - 2B \tan \varphi_s) / (4e) \quad (10)$$

由此得到简化学模型中参数 L_{u0} 、 L_s 和 φ_s 的约束方程。

2 桩基内力增大系数计算式推导

2.1 平衡条件

将水平地震作用产生的惯性力 F_{1X} 和 F_{1Y} 同时施加在码头上,发生变形后的结构位置如图 7 所示,变形后点 A 、 C 、 D 的位置分别变为 A' 、 C' 和 D' 。因为已将上部结构视为刚片,所以桩基(弹簧)变形后刚片的位置

置可由变形后上部结构端部点 $O'(x_{O'}, y_{O'})$ 和转角 δ (见图7, 方向以顺时针为正) 得到, 则 A' 、 C' 的坐标可分别表示为: $A'(x_{O'} + y \sin \delta + x \cos \delta, y_{O'} + y \cos \delta - x \sin \delta)$, $C'(x_{O'} + \frac{B}{2} \sin \delta + \frac{L_1}{2} \cos \delta, y_{O'} + \frac{B}{2} \cos \delta - \frac{L_1}{2} \sin \delta)$ 。

结合点 A 和 A' 的位置坐标变化, 且圆桩的纵向和横向弹簧的刚度一致, 则点 A' 处纵向和横向弹簧的受力 f_{sl} 和 f_{st} 可分别表示为:

$$f_{sl} = k^*(y) [(x_{O'} + y \sin \delta + x \cos \delta - x) \cos \delta - (y_{O'} + y \cos \delta - x \sin \delta - y) \sin \delta] dy dx = k^*(y) [(1 - \cos \delta)x + y \sin \delta + x_{O'} \cos \delta - y_{O'} \sin \delta] dy dx$$

(11) Fig. 7 Schematic diagram for force analysis of mechanical model

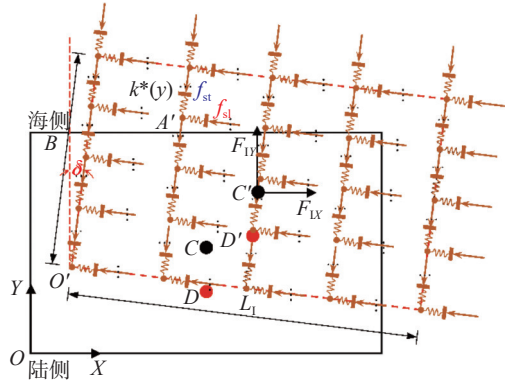


图7 力学模型受力分析示意图

$$f_{st} = k^*(y) [(x_{O'} + y \sin \delta + x \cos \delta - x) \sin \delta + (y_{O'} + y \cos \delta - x \sin \delta - y) \cos \delta] dy dx = k^*(y) [(1 - \cos \delta)y - x \sin \delta + x_{O'} \sin \delta + y_{O'} \cos \delta] dy dx$$

考虑码头结构体系在惯性力作用下处于平衡状态, 由平衡条件可知:

$$\sum F_X = 0, \sum F_Y = 0, \sum M_{O'} = 0$$

将式(11)、(12)代入式(13)可得:

$$F_{IX} - \cos \delta \int_0^{L_1} \left\{ \int_0^B k^*(y) [(1 - \cos \delta)x + y \sin \delta + x_{O'} \cos \delta - y_{O'} \sin \delta] dy \right\} dx - \sin \delta \int_0^{L_1} \left\{ \int_0^B k^*(y) [(1 - \cos \delta)y - x \sin \delta + x_{O'} \sin \delta + y_{O'} \cos \delta] dy \right\} dx = 0$$

$$F_{IY} + \sin \delta \int_0^{L_1} \left\{ \int_0^B k^*(y) [(1 - \cos \delta)x + y \sin \delta + x_{O'} \cos \delta - y_{O'} \sin \delta] dy \right\} dx - \cos \delta \int_0^{L_1} \left\{ \int_0^B k^*(y) [(1 - \cos \delta)y - x \sin \delta + x_{O'} \sin \delta + y_{O'} \cos \delta] dy \right\} dx = 0$$

$$\int_0^{L_1} \left\{ \int_0^B y k^*(y) [(1 - \cos \delta)x + y \sin \delta + x_{O'} \cos \delta - y_{O'} \sin \delta] dy \right\} dx + F_{IY} \left(\frac{B}{2} \sin \delta + \frac{L_1}{2} \cos \delta \right) - \int_0^{L_1} \left\{ \int_0^B x k^*(y) [(1 - \cos \delta)y - x \sin \delta + x_{O'} \sin \delta + y_{O'} \cos \delta] dy \right\} dx - F_{IX} \left(\frac{B}{2} \cos \delta - \frac{L_1}{2} \sin \delta \right) = 0$$

将式(14)、(15)进一步化简可得:

$$x_{O'} = \frac{F_{IX}}{k_w^* L_1} - \left(\frac{B}{2} - e \right) \sin \delta - \frac{L_1}{2} (\cos \delta - 1)$$

$$y_{O'} = \frac{F_{IY}}{k_w^* L_1} + (1 - \cos \delta) \left(\frac{B}{2} - e \right) + \frac{L_1}{2} \sin \delta$$

考虑到码头抗扭刚度较大, 转动一般很小, 故可近似取 $\cos \delta \approx 1$ 、 $\sin \delta \approx \delta$ 。再将式(17)、(18)代入式(16)进一步化简可得:

$$x_{O'} = F_{IX} / (k_w^* L_1) - (B/2 - e) \delta$$

$$y_{O'} = F_{IY} / (k_w^* L_1) + L_1 \delta / 2$$

$$\left[L_1 \int_0^B y^2 k^*(y) dy \right] \delta + \frac{1}{12} k_w^* L_1^3 \delta - \left(\frac{B}{2} - e \right)^2 k_w^* L_1 \delta + F_{IY} e \delta = F_{IX} e$$

将式(6)代入式(21)可得:

$$\left\{ \begin{aligned} \delta &= \frac{F_{IX}e}{\delta_p L_1 + \frac{1}{12} k_w^* L_1^3 - \left(\frac{B}{2} - e\right)^2 k_w^* L_1 + F_{IY}e} \\ \delta_p &= \frac{\beta_1 EI}{\tan^2 \varphi_s} \left[\frac{1}{\tan \varphi_s} \ln \left(\frac{B \tan \varphi_s + L_{u0} + L_s}{L_{u0} + L_s} \right) - \frac{2B}{B \tan \varphi_s + L_{u0} + L_s} \right] + \frac{(L_{u0} + L_s)^2}{\tan^2 \varphi_s} k_w^* \end{aligned} \right. \quad (22)$$

将式(9)、(10)代入式(22)进一步化简可得:

$$\delta_p = \left[\frac{B(B-2e)^2(B+2e)^2}{64e^3} \ln \left(\frac{B+2e}{B-2e} \right) - \frac{(B-2e)^2(B^2+4Be)}{16e^2} \right] k_w^* \quad (23)$$

2.2 桩基内力增大系数计算式

码头角部(点 O')位置与图2中角桩位置差别不大,则角桩顶部位移 S_{hX} 、 S_{hY} 可近似表示为:

$$S_{hX} = x_{O'}, \quad S_{hY} = y_{O'} \quad (24)$$

实际地震动的2个水平分量的峰值地面加速度(即地震动加速度时间过程的绝对最大值, Peak Ground Acceleration, 记为 a_{PGA})不一致,一般在考虑双向水平地震动同时激励时,将作用在码头横向的水平分量的峰值地面加速度取为规范规定的设计值 a_{PGA} ,作用在纵向的分量幅值按比例取为 $r_a a_{PGA}$ ($0 \leq r_a \leq 1$),则作用在码头纵向和横向的惯性力^[7]可分别表示为:

$$F_{IX} = C_a m_w^* L_1 r_a a_{PGA}, \quad F_{IY} = C_a m_w^* L_1 a_{PGA} \quad (25)$$

式中: C_a 为根据码头自振周期由反应谱确定的反应系数,定义为弹性单自由度体系的峰值加速度反应与峰值地面加速度的比值。那么,水平分量仅作用在横向时,考虑码头结构为弹性,则惯性力产生的横向位移为:

$$S_{hY,t} = C_a m_w^* L_1 a_{PGA} / (k_w^* L_1) = C_a m_w^* a_{PGA} / k_w^* \quad (26)$$

将式(24)、(26)代入式(5)可得桩基内力增大系数为:

$$\psi_F = \sqrt{\left[r_a - \frac{r_a k_w^* e (B/2 - e)}{\delta_p + k_w^* L_1^2 / 12 - (B/2 - e)^2 k_w^* + C_a m_w^* a_{PGA} e} \right]^2 + \left[1 + \frac{r_a k_w^* e L_1 / 2}{\delta_p + k_w^* L_1^2 / 12 - (B/2 - e)^2 k_w^* + C_a m_w^* a_{PGA} e} \right]^2} \quad (27)$$

将式(23)代入式(27)进一步化简可得:

$$\left\{ \begin{aligned} \psi_F &= \sqrt{\left[r_a - \frac{32 r_a e^4 (B-2e) k_w^*}{\delta_d k_w^* + 16e^3 L_1^2 k_w^* / 3 + 64 C_a m_w^* a_{PGA} e^4} \right]^2 + \left[1 + \frac{32 r_a e^4 L_1 k_w^*}{\delta_d k_w^* + 16e^3 L_1^2 k_w^* / 3 + 64 C_a m_w^* a_{PGA} e^4} \right]^2} \\ \delta_d &= (B-2e)^2 (B+2e)^2 \left[B \ln \left(\frac{B+2e}{B-2e} \right) - 4e \right] \end{aligned} \right. \quad (28)$$

式(28)的形式过于复杂,须进一步简化,由对数相关知识可得:

$$\ln \left(\frac{B+2e}{B-2e} \right) = \ln \left(\frac{1+2e/B}{1-2e/B} \right) \approx 2 \left[\frac{2e}{B} + \frac{1}{3} \left(\frac{2e}{B} \right)^3 \right] \quad (29)$$

《建筑抗震设计规范》^[4]规定2个水平地震动分量的加速度幅值之比为1:0.85,按此规定,则 $r_a=0.85$ 。由自振周期定义可知码头周期 $T = 2\pi \sqrt{m_w^* / k_w^*}$,将 r_a 和周期表达式及式(29)代入式(28)后化简可得:

$$\psi_F = \sqrt{\left[0.85 - \frac{5.1(e/B)(1-2e/B)}{\left[1 - 4(e/B)^2 \right]^2 + (L_1/B)^2 + \frac{3C_a a_{PGA} e T^2}{\pi^2 B^2}} \right]^2 + \left[1 + \frac{5.1(e/B)(L_1/B)}{\left[1 - 4(e/B)^2 \right]^2 + (L_1/B)^2 + \frac{3C_a a_{PGA} e T^2}{\pi^2 B^2}} \right]^2} \quad (30)$$

简化后得到的式(30)仍然过于复杂,初步判断分母中 $(3C_a a_{PGA} e T^2) / (\pi^2 B^2)$ 在整个分母中所占的比重很小,可将其舍去。那么,式(30)变为:

$$\psi_F = \sqrt{\left[0.85 - \frac{5.1(e/B)(1-2e/B)}{[1-4(e/B)^2]^2 + (L_1/B)^2}\right]^2 + \left[1 + \frac{5.1(e/B)(L_1/B)}{[1-4(e/B)^2]^2 + (L_1/B)^2}\right]^2} \quad (31)$$

为评估将式(30)简化成式(31)所产生的误差, 放大简化带来的不利影响, 将 $(3C_a a_{PGA} e T^2)/(\pi^2 B^2)$ 尽可能取较大值, 同时将 L_1/B 尽可能取较小值。那么, 须将 e/B 取到较大值, 则码头宽度 B 要尽可能取小。对于码头面不设起重设备的码头, 宽度一般较小; 文献 [17] 指出这一类型的码头宽度在 8~12 m 之间, 取较小值 $B=8$ m。另外, 码头分段长度通常大于 30 m, 则近似将 L_1/B 的值取为 3。地震反应谱采用中国《水运工程抗震设计规范》规定的曲线, 则 C_a 可按图 8 确定。鉴于码头自振周期一般很小, 故 T 的取值范围为 0.1~2.0 s, 周期间隔取为 0.1 s。此外, a_{PGA} 分别取 0.1g、0.3g、0.5g, g 为重力加速度。根据以上条件, 分别利用式(30)和(31)计算内力增大系数, 结果分别记为 $\psi_F^{(30)}$ 和 $\psi_F^{(31)}$, 并计算二者的比值, 结果见图 9。从图 9 可看出, $\psi_F^{(31)}/\psi_F^{(30)}$ 随着 $a_{PGA}T$ 的增大而增大, 但即使在 e/B 已经接近 0.5 的情况下, 比值仍然小于 1.025, 说明式(30)简化成式(31)所带来的误差小于 5%, 在可接受的范围之内。

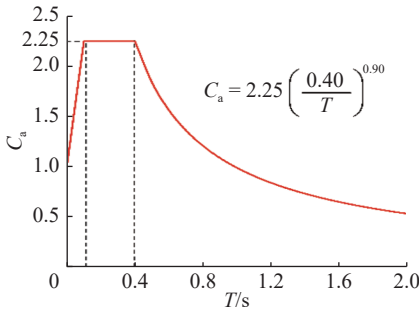


图 8 规范中的反应谱

Fig. 8 Response spectrum in the code

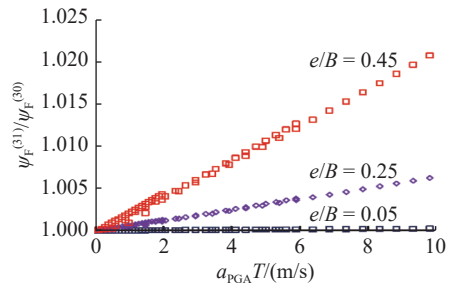


图 9 不同计算公式的结果对比

Fig. 9 Comparison of results from different calculation formulas

经过以上简化后, 增大系数计算式的形式仍较复杂, 鉴于式(31)中 $(e/B)(1-2e/B)$ 较 $(e/B)(L_1/B)$ 偏小, 进一步简化得到最终计算式:

$$\psi_F = 1.3 + \frac{4(e/B)(L_1/B)}{[1-4(e/B)^2]^2 + (L_1/B)^2} \quad (32)$$

式中: 数值 1.3 为 1 和 0.85 的平方和方根; 数值 4 则通过对式(31)的计算结果进行拟合后得到。上述计算式简化的依据是简化前后的计算结果基本一致。图 10 给出了 ψ_F 随码头长宽比 L_1/B 和偏心率 e/B 的变化趋势, 以及式(31)和式(32)的结果。总体而言将式(31)简化成式(32)是可行的, 不仅满足了精度要求, 而且保证了变化趋势的一致性。

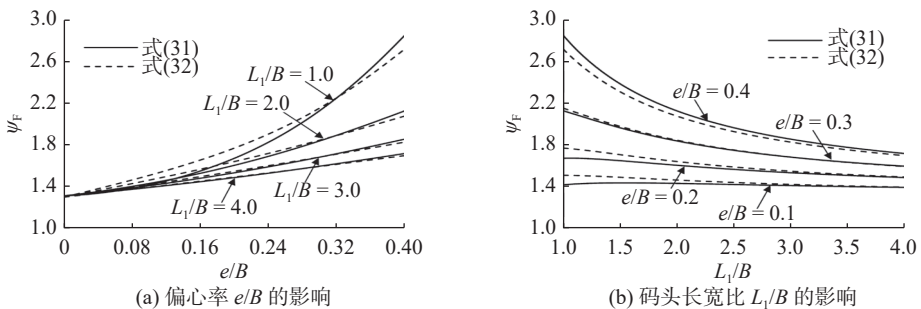


图 10 码头长宽比和偏心率对内力增大系数的影响

Fig. 10 Influence of wharf aspect ratio and eccentricity on internal force increase coefficient

3 案例验证

某码头断面图和平面图分别见图 11 和 12。码头宽度 $B=28.5$ m, 排架间距 6.3 m。除轨道梁外, 所有纵横梁的宽度均是 1.5 m, 轨道梁宽 1.6 m。桩基是钢管桩, 直径 $D=1$ m, 壁厚 24 mm, 钢材是 Q420。为使验证结果更具普适性, 不考虑具体的岸坡土体, 直接以不同的等效嵌固深度来反映土体特性的影响。等效嵌固深度一般在 2~12 倍桩径范围^[18], 故 L_s 分别取 $2D$ 、 $6D$ 和 $10D$ 。采纳中国《码头结构设计规范》^[19] 有关码头分段长度的建议, L_1 分别取 28.2、47.1 和 66.0 m。建立码头弹性有限元模型, 共 9 个。

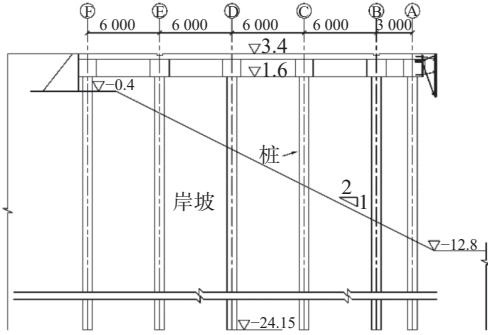


图 11 码头结构断面(单位: 尺寸, mm; 高程, m)

Fig. 11 Cross-sectional diagram of wharf structure (unit: dimensions in mm; elevations in m)

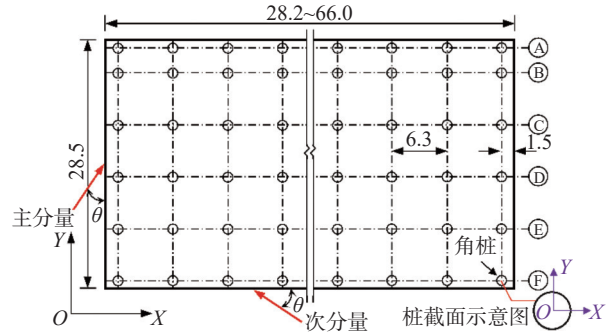


图 12 码头平面图(单位: m)

Fig. 12 Plan view of wharf (unit: m)

3.1 地震动记录

从太平洋地震工程研究中心(美国)强震数据库(PEER Ground Motion Database)中选取 20 组天然的水平地震动记录, 将 a_{PGA} 较大者称为主分量, 较小者则称为次分量, 地震动信息见表 1。计算表中次分量和主分量的加速度幅值之比, 得其范围为 0.68~0.98, 均值为 0.87, 与文献 [4] 采用的 0.85 非常接近。

表 1 地震动记录信息

Tab. 1 Seismic motion record information

编号	地震名称	a_{PGA}/g		编号	地震名称	a_{PGA}/g	
		主分量	次分量			主分量	次分量
1	1989 Loma Prieta	0.102 9	0.089 0	11	1986 N. Palm Springs	0.221 3	0.204 1
2	1989 Loma Prieta	0.084 5	0.078 7	12	1986 N. Palm Springs	0.175 0	0.129 8
3	1989 Loma Prieta	0.075 5	0.072 2	13	1986 N. Palm Springs	0.127 5	0.125 2
4	1989 Loma Prieta	0.111 3	0.107 9	14	1994 Northridge	0.159 0	0.111 6
5	1989 Loma Prieta	0.124 0	0.106 0	15	1994 Northridge	0.138 0	0.123 0
6	1992 Landers	0.108 0	0.106 0	16	1994 Northridge	0.115 7	0.105 7
7	1983 Coalinga-01	0.182 7	0.143 1	17	1994 Northridge	0.045 6	0.039 6
8	1979 Imperial Valley	0.168 3	0.157 1	18	1987 Whittier Narrows	0.038 0	0.031 6
9	1986 N. Palm Springs	0.119 2	0.096 8	19	1987 Whittier Narrows	0.165 3	0.144 0
10	1986 N. Palm Springs	0.104 7	0.095 9	20	1987 Whittier Narrows	0.179 8	0.122 7

3.2 验证步骤

采用时程分析法确定桩基内力。为保持天然地震动分量的真实性, 在时程分析时不进行调幅。由于地震动入射角度对结构反应有较大影响, 在进行双向水平地震动同时激励下的反应分析时(主分量和次分量同时作用在结构上), 变换入射角度 θ , 如图 12 所示, 角度变化的增量为 30° , θ 的范围是 $0^\circ \sim 180^\circ$ 。具体相关验证步骤如下:

(1) 将表 1 中第 $j(j=1\sim 20)$ 组地震动记录的 2 个分量同时施加在码头模型上进行时程分析, 得到某一入

射角度 θ 下 i 时刻角桩桩顶剪力 $V_{X,i,j,\theta}$ 、 $V_{Y,i,j,\theta}$ 和弯矩 $M_{X,i,j,\theta}$ 、 $M_{Y,i,j,\theta}$, 则入射角度 θ 下第 j 组记录在截面上的合剪力 $V_{j,\theta}$ 和合弯矩 $M_{j,\theta}$ 可按式(32)计算:

$$V_{j,\theta} = \max_i \left(\sqrt{V_{X,i,j,\theta}^2 + V_{Y,i,j,\theta}^2} \right), \quad M_{j,\theta} = \max_i \left(\sqrt{M_{X,i,j,\theta}^2 + M_{Y,i,j,\theta}^2} \right) \quad (33)$$

考虑不同的 θ , 则第 j 组记录在桩顶截面产生的最大合剪力 V_j 和合弯矩 M_j 为:

$$V_j = \max_{\theta} (V_{j,\theta}), \quad M_j = \max_{\theta} (M_{j,\theta}) \quad (34)$$

由于陆侧有 2 根角桩, 计算中以内力较大者为准。

(2) 将第 j 组地震动记录的主分量施加在码头横向, 得到整个历程中桩顶截面最大的剪力 $V_{Y,t,j}$ 和弯矩 $M_{X,t,j}$, 按照式(5)可得第 j 组记录下的内力增大系数 $\psi_{F,j}^V$ (剪力) 和 $\psi_{F,j}^M$ (弯矩):

$$\psi_{F,j}^V = V_j / V_{Y,t,j}, \quad \psi_{F,j}^M = M_j / M_{X,t,j} \quad (35)$$

(3) 计算 20 组地震动记录的内力增大系数的均值作为每种工况下的增大系数。即

$$\psi_F^V = \sum_{j=1}^{20} \psi_{F,j}^V / 20, \quad \psi_F^M = \sum_{j=1}^{20} \psi_{F,j}^M / 20 \quad (36)$$

3.3 计算结果与讨论

表 2 给出了 9 种工况下由时程分析确定的内力增大系数结果及按式(32)计算的结果。在使用式(32)时须确定码头偏心距 e , e 为刚度中心 y_R 和质量中心 y_M 的间距, 可按下式计算:

$$e = y_M - y_R = y_M - \sum_{k=1}^N n_k K_k y_k / \sum_{k=1}^N n_k y_k \quad (37)$$

式中: k 为桩基排数, 如图 12 中的 A~F 排, 可以陆侧为起始位置进行编号, 依次是 1~6; N 是总的桩基排数, 对于图 12, $N=6$; n_k 、 K_k 分别是第 k 排内的桩数及桩水平刚度, $K_k = 12EI / L_{M,k}^3$, $L_{M,k}$ 为第 k 排桩的受弯长度, 为桩顶到等效嵌固点的距离; y_k 为第 k 排桩沿横向距陆侧边缘的距离。 y_M 亦是从陆侧边缘起算。按照式(37)计算可得 L_s 分别为 $2D$ 、 $6D$ 和 $10D$ 时, 偏心距 e 分别为 11.49、8.50、6.60 m。

表 2 内力增大系数计算结果
Tab. 2 Calculation results of internal force increase coefficients

L_l/m	ψ_F^V (ψ_F^M) (时程分析)			ψ_F (计算公式)			相对误差/%		
	$L_s=2D$	$L_s=6D$	$L_s=10D$	$L_s=2D$	$L_s=6D$	$L_s=10D$	$L_s=2D$	$L_s=6D$	$L_s=10D$
28.2	2.382 1(2.381 7)	1.928 5(1.919 0)	1.808 2(1.810 7)	2.748 7	2.146 8	1.874 3	15.39	11.32	3.65
47.1	2.136 5(2.138 2)	1.822 9(1.819 9)	1.770 1(1.766 4)	2.233 9	1.926 7	1.757 2	4.56	5.69	0.73
66.0	1.949 5(1.948 9)	1.712 7(1.713 0)	1.674 1(1.674 7)	1.980 8	1.778 2	1.658 7	1.61	3.82	0.92

由表 2 可见, 由时程分析法所得剪力计算结果确定的内力增大系数 ψ_F^V 和由弯矩确定的 ψ_F^M 大小基本一致, 说明二种内力产生的原因一致, 进一步验证了式(5)的合理性。对比表 2 中时程分析法和计算式的结果, 并以时程分析法的结果(剪力)为准确值, 计算相对误差(表 2)。除了在 $L_l=28.2$ m、 $L_s=2D$ 时误差约为 15%, 其他情况大多小于 10%, 误差较大的原因一方面可以归因于计算式的简化, 另一方面也与地震动的不确定性有关。所以, 本研究提出的内力增大系数计算式有较好的准确性。此外, 图 13 给出了时程分析结果和计算式的对比情况, 可见, 时程分析结果随码头偏心率的增大而增大, 随长宽比的增大而减小, 变化趋势与计算的一致, 进而验证了计算式的合理性。由于地震动的不确定性, 不同地震动的内力增大系数差别较大。图 14 即为 $L_l=47.1$ m、 $L_s=10D$ 时 20 组地震记录对应的增大系数频率直方图, 此图很好地反映了地震动的不确定性。因此, 验证结果会受所选取地震动的影响, 但时程分析计算结果已一定程度上验证了所提计算式的准确性和合理性。

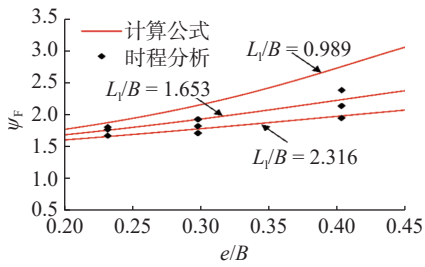


图 13 内力增大系数计算结果对比

Fig. 13 Comparison of calculation results of internal force increase coefficients

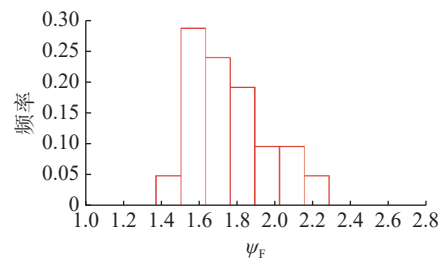


图 14 频率分布直方图

Fig. 14 Frequency distribution histogram

4 结 语

通过构建高桩码头简化力学模型,并考虑将水平地震作用产生的惯性力同时施加在模型上,最后基于力的平衡条件推导得到了桩基内力增大系数计算式,同时采用时程分析法对计算式的准确性和合理性进行了验证。经研究得到以下结论:

(1)水平地震作用下的高桩码头桩基内力(剪力和弯矩)可以通过将横向地震作用下的桩基内力乘以增大系数后确定,该增大系数为码头长宽比和偏心率的函数;相比于排架的横向地震反应,考虑了纵向地震动引起的扭转效应后,桩基内力增大系数大于1,因此,水平地震作用下的码头扭转效应不容忽视。

(2)基于简化力学模型导出的内力增大系数计算式具有一定的普适性,不受码头长宽比和偏心率的限制,适用于平面规则对称的全直桩(圆桩)码头结构;公式计算结果与时程分析法确定的结果吻合度较高,说明公式具有较好的合理性和准确性。

参 考 文 献:

- [1] ATHANATOPOULOU A M. Critical orientation of three correlated seismic components[J]. *Engineering Structures*, 2005, 27(2): 301-312.
- [2] WILSON E L, SUHARWARDY I, HABIBULLAH A. A clarification of the orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis[J]. *Earthquake Spectra*, 1995, 11(4): 659-666.
- [3] PENZIEN J, WATABE M. Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1974, 3(4): 365-373.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (Ministry of Housing and Urban Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB 50011-2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))
- [5] American Society of Civil Engineers. Seismic design of piers and wharves: ASCE/COPRI 61-14[S]. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2014.
- [6] European Committee for Standardization. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings[S]. London: British Standards Institution, 2004.
- [7] 中华人民共和国交通运输部. 水运工程抗震设计规范: JTS 146—2012[S]. 北京: 人民交通出版社, 2012. (Ministry of Transport of the People's Republic of China. Code for seismic design of water transport engineering: JTS 146-2012[S]. Beijing: China Communications Press, 2012. (in Chinese))
- [8] DUTTA S C, SAHA R, HALDAR S. Inelastic seismic behavior of soil-pile raft-structure system under bi-directional ground motion[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, 67: 133-157.
- [9] 李全旺, 樊健生, 聂建国. 地震动方向随机性对结构动力反应的影响[J]. 工程力学, 2010, 27(12): 135-140. (LI Quanwang, FAN Jiansheng, NIE Jianguo. Effect of directional uncertainty of earthquake ground motion on structural responses[J]. *Engineering Mechanics*, 2010, 27(12): 135-140. (in Chinese))
- [10] 张宇, 李全旺, 樊健生. 框架结构在双向地震动作用下的最大结构反应[J]. 工程力学, 2012, 29(11): 129-136. (ZHANG Yu,

- LI Quanwang, FAN Jiansheng. The maximum structural response of structures under bi-directional earthquake ground motions[J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(11): 129-136. (in Chinese))
- [11] BENZONI G, PRIESTLEY M J N. Seismic response of linked marginal wharf segments[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2003, 7(4): 513-539.
- [12] 高树飞, 贡金鑫, 冯云芬. 基于位移的高桩码头抗震设计动力放大系数计算公式[J]. *海洋工程*, 2017, 35(4): 59-68. (GAO Shufei, GONG Jinxin, FENG Yunfen. Dynamic magnification factor equation for displacement-based seismic design method of pile-supported wharves[J]. *The Ocean Engineering*, 2017, 35(4): 59-68. (in Chinese))
- [13] 张安琪, 苏雷, 凌贤长, 等. 高桩码头抗震简化分析方法[J]. *吉林大学学报(地球科学版)*, 2021, 51(5): 1523-1534. (ZHANG Anqi, SU Lei, LING Xianchang, et al. Simplified method for seismic analysis of pile-supported wharf[J]. *Journal of Jilin University (Earth Science Edition)*, 2021, 51(5): 1523-1534. (in Chinese))
- [14] SU L, WAN H P, DONG Y, et al. Seismic fragility assessment of large-scale pile-supported wharf structures considering soil-pile interaction[J]. *Engineering Structures*, 2019, 186: 270-281.
- [15] 高树飞. 基于位移的高桩码头抗震设计方法研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2017. (GAO Shufei. Study on displacement-based seismic design method for pile-supported wharves[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2017. (in Chinese))
- [16] CHOPRA A K. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering[M]. 4th ed. New Jersey: Prentice-Hall Incorporation, 2012: 9-25.
- [17] 韩理安. 港口水工建筑物[M]. 2版. 北京: 人民交通出版社, 2010. (HAN Li'an. Hydraulic structures for port[M]. 2nd ed. Beijing: China Communications Press, 2010. (in Chinese))
- [18] 高树飞, 贡金鑫, 冯云芬. 国内外高桩码头抗震性能和设计方法研究进展II: 桩-土相互作用[J]. *水利水运工程学报*, 2017(1): 57-72. (GAO Shufei, GONG Jinxin, FENG Yunfen. Advances in research on seismic performance and design methods for pile-supported wharves Part II: Pile-soil interaction[J]. *Hydro-Science and Engineering*, 2017(1): 57-72. (in Chinese))
- [19] 中华人民共和国交通运输部. 码头结构设计规范: JTS 167—2018[S]. 北京: 人民交通出版社, 2018. (Ministry of Transport of the People's Republic of China. Design code for wharf structures: JTS 167-2018[S]. Beijing: China Communications Press, 2018. (in Chinese))

Investigation on the increase coefficient of pile foundation internal forces in high-pile wharves under horizontal seismic action

GAO Shufei, JING Fanli, FENG Yunfen

(School of Architecture and Civil Engineering, Liaocheng University, Liaocheng 252000, China)

Abstract: To simplify the determination of pile foundation internal forces in high-pile wharves under bidirectional horizontal seismic action, this study proposes a calculation method whereby the internal forces under lateral seismic action are multiplied by an increase coefficient to obtain the total internal forces. To derive an analytical expression for the increase coefficient, the actual discrete pile foundation of the wharf is approximated as a continuous pile foundation. This approach considers the simultaneous action of bidirectional horizontal seismic inertia forces along the two principal axes of the wharf and is based on the conditions of static equilibrium. To verify the rationality and accuracy of the proposed calculation method, a time history analysis was conducted using 20 sets of bidirectional horizontal seismic records. This analysis considered wharves with different length-to-width ratios and eccentricities to determine the corresponding internal force increase coefficients, which were then compared with the results from the analytical expression. The study indicates that the calculation formula for the internal force increase coefficient can be expressed as a function of the length-to-width ratio and eccentricity of the wharf. This method offers a generally applicable and precise alternative to the complex seismic response analysis under bidirectional horizontal seismic motions.

Key words: high-pile wharves; horizontal seismic motions; pile foundation internal force; increase coefficient; torsional effect