



# 罗源湾 2×5 万吨级码头前板桩结构变形计算

郑天立

(中国铁建国际集团有限公司, 北京 100855)

**摘要:** 罗源湾 2×5 万吨级泊位采用前板桩高桩码头结构, 这是一种较为复杂的混合结构。为了确保码头结构可靠性, 前板桩结构变形计算采用了空间杆系有限元和平面应变有限元两种方法。介绍了两种计算方法的关键参数取值和前板桩变形计算结果, 并将计算结果与变形实测数据进行了比较, 从而验证了两种计算方法关键参数取值的合理性。

**关键词:** 前板桩高桩码头; 空间杆系; 平面应变; 有限元

中图分类号: U 656.1<sup>111</sup>

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2021)09-0055-05

## Calculation for deformation of frontal sheet piles of 2×50,000 DWT wharf in Luoyuanwan Bay

ZHENG Tian-li

(CCRC International Co., Ltd., Beijing 100855, China)

**Abstract:** The marine structure of 2×50,000 DWT wharf in Luoyuanwan Bay adopts a high piled structure with frontal sheet piles, which is a kind of complicate hybrid structure. In order to guarantee the structure's reliability, space member system and plane strain finite element model is applied for the computing the deformation of the frontal sheet pile. The key parameter values of the two calculation methods and the calculation results of the frontal sheet pile deformation are introduced, and the calculation results are compared with the actual deformation data, which verifies the rationality of the key parameters of the two calculation methods.

**Keywords:** high piled wharf with frontal sheet piles; space member system; plain strain; finite element

## 1 工程概况

### 1.1 地质条件

根据地质勘探资料, 罗源湾港区土质分布不均匀, 地层交错变化较大, 其中②层黏土与③层碎砾石局部地段呈互层状, 标准承载力较低, 仅③层碎砾石、⑤层碎砾石混黏性土及⑦层黏性土混碎砾石标准承载力较高, 但其碎砾石含量差异大, 工程性质不稳定, 且存在淤泥质黏土软弱夹层②<sub>1</sub>、④<sub>1</sub>层及⑥<sub>1</sub>层。

拟建港区地层分布具有如下特点: 1) 表层软土层较厚, 土体呈流塑状, 软土物理力学指标差; 2) 下覆软土层为软硬互层结构, 部分软土层向海侧倾斜, 局部断面较陡。

### 1.2 码头概况

罗源湾是福建省五大深水港湾之一, 水深湾阔, 掩护条件良好<sup>[1]</sup>, 是适宜港口工程开发建设的优质港湾。2005年初, 在毗邻罗源湾北岸狮岐码头(B3泊位)东侧的碧里地区兴建2座5万吨级码头<sup>[2]</sup>(简称2×5万吨级码头)。

为了适应罗源湾北岸地质条件, 设计优选了前板桩高桩码头结构形式(图1)。因该码头结构形式比较独特, 在国内应用较少, 为确保安全, 设计团队做了大量研究论证工作; 在施工阶段进行了桩基和岸坡变形及码头平台位移的监测工作<sup>[3]</sup>, 并在运营期分2个时段<sup>[4-5]</sup>进行时长均为1 a的码头平台位移监测工作。

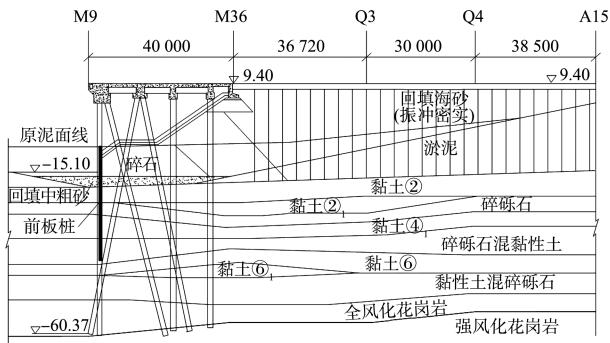


图 1 前板桩高桩码头结构变形计算断面  
(高程: m; 尺寸: mm)

### 1.3 码头结构

码头结构由前置的斜拉前板桩和高桩码头承台组成。为了加强码头岸坡结构的整体稳定性,减少前板桩结构承受的土压力作用,在码头承台范围内进行清淤并回填块石。本工程斜拉前板桩结构既是码头岸坡挡土结构,又是码头承重结构,其结构变形是结构设计关注的重点。

#### 1.3.1 斜拉前板桩结构

斜拉前板桩墙由 CAZ38-700BOX 和 AZ26 型钢板桩组成, CAZ38 型是六边形结构, 刚性较大; AZ26 型是 Z 型结构, 刚性小, 抗变形能力强。采用长短结合的方式, AZ26 型钢板桩桩顶高程为 -8.0 m, 形成板桩墙顶部透空结构; 斜拉桩采用  $\phi 700$  mm 钢管桩, 与 CAZ38 钢板桩间距相同, 为 2.66 m。除了码头排架相对应位置的 CAZ38-700BOX 部分打入强风化花岗岩 1.5 m 以外, 其余板桩和 H 型钢桩打到 -42.5 m 高程, 钢管桩打入强风化岩 1.5 m。施工中的斜拉前板桩结构见图 2。



图 2 施工中的斜拉前板桩结构

#### 1.3.2 高桩承台结构

码头承台宽 33 m, 斜拉前板桩后设置  $\phi 800$  mm 钢管桩叉桩和 2 根  $\phi 800$  mm PHC 混凝土管桩直桩, 纵向排架间距为 7.98 m; 后轨道梁支撑桩采用 PHC  $\phi 800$  mm 打入桩, 纵向间距 3.99 m。

#### 1.3.3 码头结构施工工序

先在码头平台范围进行清淤处理, 将表层流塑状软黏土清除; 然后回填海砂至 -16.35 m 高程, 板桩和钢管桩施打后及时夹桩, 并在板桩墙后抛填碎石和 10~100 kg 中块石, 分级形成 1:1.5 的窄桩台下的抛石斜坡结构; 最后采用大块石或丁砌条石防护坡面, 在斜坡结构顶部设混凝土胸墙, 胸墙顶与码头平台之间铺设简支钢混凝土板。

### 2 前板桩结构变形计算

针对结构变形计算问题, 采用空间杆系有限元模型、用 m 法模拟桩土作用, 计算码头桩基结构构件和前板桩的位移, 并用二维平面应变分析有限元模型对回填岸坡和前板桩位移进行计算校核。两种计算方法的关键参数取值见表 1。

表 1 土体主要计算参数取值

编号	土体	饱和密度/(t·m <sup>-3</sup> )	泊松比	弹性模量/MPa	水平地基反力系数随深度增大的比例系数/(MN·m <sup>-4</sup> )	渗透系数/(cm·s <sup>-1</sup> )	
						水平	竖直
1	淤泥①	1.60	0.40	0.7	2	$8.0 \times 10^{-5}$	$8.0 \times 10^{-5}$
2	黏土②	1.95	0.25	20.0	3	$5.4 \times 10^{-7}$	$3.5 \times 10^{-7}$
3	碎石③	1.80	0.20	40.0	4	$10^{-2}$	$10^{-2}$
4	淤泥质黏土④	1.80	0.33	10.0	2	$5.4 \times 10^{-7}$	$3.5 \times 10^{-7}$
5		1.90	0.20	40.0	4	$10^{-5}$	$10^{-5}$
6	黏土⑥	1.90	0.30	15.0	3	$5.4 \times 10^{-7}$	$3.5 \times 10^{-7}$
7	碎砾石混黏性土⑤	1.90	0.20	40.0	3	$10^{-6}$	$10^{-7}$
8		2.00	0.20	60.0	-	$10^{-5}$	$10^{-5}$
9	黏性土混碎砾石⑦	1.85	0.33	10.0	2	$5.4 \times 10^{-7}$	$3.5 \times 10^{-7}$
10	淤泥质黏土⑥	1.80	0.33	10.0	2	$5.4 \times 10^{-7}$	$3.5 \times 10^{-7}$

续表1

编号	土体	饱和密度/(t·m <sup>-3</sup> )	泊松比	弹性模量/MPa	水平地基反力系数 随深度增大的比例 系数/(MN·m <sup>-4</sup> )	渗透系数/(cm·s <sup>-1</sup> )	
						水平	竖直
11	回填块石及碎石	1.80	0.20	30	6		
12	回填海砂	1.80	0.25	20	—	$10^{-4}$	$10^{-4}$
13	回填开山土石	1.80	0.20	20	—		
14	回填中粗砂	1.80	0.25	30	—		
15	清基残留淤泥	1.60	0.40	0.7	—	$8.5 \times 10^{-7}$	$7.7 \times 10^{-7}$
16	钢板桩	2.00	0.20	7 652	—	—	—
17	斜拉桩					$F = ku$ , $k = 2.47 \times 10^4$ kN·m <sup>-1</sup> ·m <sup>-1</sup>	

注：1. 弹性模量 $E_0$ 和 $m$ 值参数取值部分参考《工程地质手册》<sup>[6-7]</sup>；2. 斜拉桩简化为对钢板桩顶部的弹性约束： $F = ku$ ， $F$ 为斜拉桩轴向拉力， $u$ 为斜拉钢桩长度方向的位移， $k$ 为斜拉桩轴向弹性变形系数。

## 2.1 空间杆系有限元模型

码头结构变形和内力计算采用空间杆系有限元模型，用 $m$ 法模拟桩土之间的作用。该方法适用范围广，适合各种土质和边界条件，参数取值也比较方便。桩土之间相互作用的计算采用竖向弹性地基梁法，计算中将板桩墙入土段的抗力用一系列弹性杆来模拟，弹性杆的弹性系数等于水平反力系数乘以弹性杆的间距及桩的计算宽度。水平地基反力系数计算如下：

$$K = mZ \quad (1)$$

式中： $K$ 为水平地基反力系数(kN/m<sup>3</sup>)； $m$ 为水平地基反力系数随深度增大的比例系数(kN/m<sup>4</sup>)； $Z$ 为计算点的深度(m)。

## 2.2 平面应变分析有限元模型

本工程为典型的挡土结构变形问题，沿挡土结构轴线方向土质变化不大，可以简化为平面应变<sup>[8]</sup>有限元模型进行求解。平面应变有限元计算边界水平方向总长度为184.8 m、竖直方向高度约70 m。

考虑地基土固结的时间效应，按施工工序设置了6种计算工况：1)工况1。地基开挖计算，有限元网格见图3a)。2)工况2。分级回填至高程-5.93 m(回填第1级)，并在钢板桩左侧地基表面施加12.5 kPa的均布荷载，有限元网格见图3b)。3)工况3。分级回填至高程2.22 m(回填第2级)，有限元网格见图3c)。4)工况4。分级回填完毕(至高程9.4 m，回填筑3级)，有限元网格见图3d)。5)工况5。回填土表面施加载荷40 kPa。6)工况6。荷载不变，地基和填土在自重力和上部

荷载作用下固结。工况2~5按历时0.5 a计算；工况6按填筑完成后50 a计算。

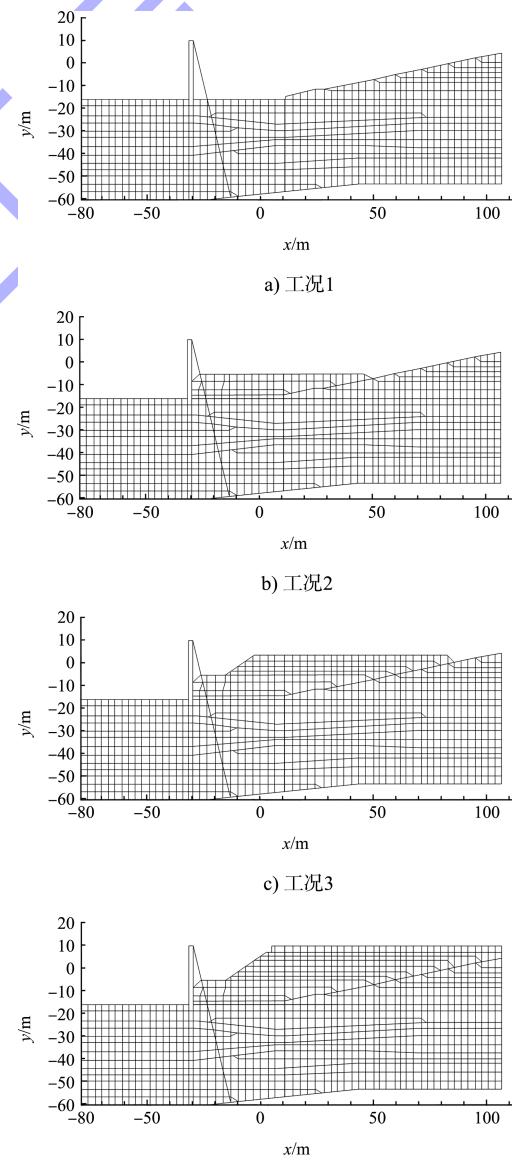


图3 有限元网格

求解平面应变问题通常按地基土完全弹性假设考虑,一般采用线弹性理论将地质勘察报告中的土体压缩模量转化为弹性模量:

$$E_0 = \left(1 - \frac{2v^2}{1-v}\right) E_s \quad (2)$$

式中:  $E_0$  为土体弹性模量;  $E_s$  为土体压缩模量;  $v$  为土体泊松比。

在地基土应力水平较低时,可以采用上述公式计算  $E_0$ 。考虑土的塑性因素,  $E_0$  通常要比  $E_s$  大<sup>[9]</sup>, 在地基土应力水平较高的情况下, 采用式(2)得出的  $E_0$  会导致变形计算结果出现较大误

差。本工程岸壁高度达 24 m, 挡土结构基础应力水平高, 采用过于简化的完全线弹性理论是不合适的<sup>[10]</sup>。在实际计算中, 参考《地质工程手册》, 根据土层分类并考虑是否开挖回填等边界条件选取  $E_0$  值, 见表 1<sup>[11]</sup>。

对原地面(高程 -7.47 ~ 0.15 m)进行开挖, 然后进行了回填, 考虑了开挖回填的影响, 计算过程将(工况 4)之前地基土模量按回弹再压缩模量计算, 即将表 1 中材料编号 2~10 的地基土的弹性模量数值乘以 5, 后续工况用表 1 参数进行计算。

表 2 钢板桩变形计算结果

计算工况	残留淤泥情况	开挖时的回弹	计算参数	钢板桩最大侧移量/mm	地表最大沉降/m
			钢板桩弹性模量/MPa	界面参数 $K_1/10^4$	填筑完毕后 0.5 a 最终沉降量
3-a1-1			3 800	0.5	82
3-a1-2				2.0	81
3-a2-1		考虑	7 652	0.5	79
3-a2-2				2.0	78
3-a3-1			15 300	0.5	76
3-a3-2	无淤泥残留			2.0	75
3-b1-1			3 800	0.5	97
3-b1-2				2.0	96
3-b2-1		不考虑	7 652	0.5	93
3-b2-2				2.0	92
3-b3-1			15 300	0.5	89
3-b3-2				2.0	88
3-c1-1			3 800	0.5	87
3-c1-2				2.0	86
3-c2-1		考虑	7 652	0.5	84
3-c2-2				2.0	83
3-c3-1			15 300	0.5	81
3-c3-2	残留淤泥 20 cm			2.0	80
3-d1-1			3 800	0.5	98
3-d1-2				2.0	97
3-d2-1		不考虑	7 652	0.5	95
3-d2-2				2.0	94
3-d3-1			15 300	0.5	91
3-d3-2				2.0	90

计算过程中对基础残留淤泥的工况进行校核计算。计算结果(表 2)显示, 清淤不彻底对前钢板桩的变形有一定影响, 因此清淤工作的施工控制非常重要; 同时计算过程中对土体弹性模量的敏感性也进行了计算, 当土体弹性模量减少一半时, 板桩位移计算结果增加 85%~90%。

考虑到钢板桩与土的弹性模量相差较大, 在钢板桩与周围土体之间设置了 Goodman 界面单元进行过渡。Goodman 界面单元是一种无厚度四结点单元, 用切向和法向的多个微小弹簧来模拟两种材料接触面之间的相互作用<sup>[12]</sup>。

### 3 前板桩墙变形结果

#### 3.1 计算结果对比

空间杆系有限元模型计算结果显示钢板桩向海侧最大变形为 83.7 mm；在对参数修正后，平面应变有限元模型中，钢板桩侧向位移在 75~87 mm，钢板桩在填筑完毕时变形最大，此后随着土的固结回弹，其变形会有所减小，回弹量为 20 mm 左右，因此板桩结构向海侧最大位移最终为 85.0 mm。可见 2 种有限元模型计算结果非常接近，见图 4。

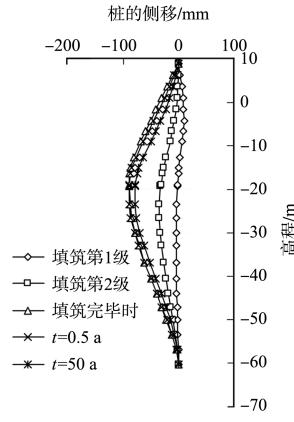


图 4 二维平面应变分析板桩变形曲线

#### 3.2 施工期变形观测结果

在施工期设置测斜管对前板桩和码头岸坡和深层土体水平位移进行观测，前板桩墙变形测点的最大水平位移为 63.1 mm，小于有限元计算结果；监测点的水平位移速率小于 0.1 mm/d。

#### 3.3 码头运营期位移观测结果

码头于 2010 年初开始运营。2012 年 4 月—2013 年 3 月观测期内码头平台 50 个沉降位移观测点测得位移量不显著，累计位移量在 6 mm 以内。

2014 年邻近 B3 泊位进行升级改造，对后方引堤进行了大面积回填处理，填土厚度超过 2 m。2015 年 2 月初进行 3 个月的观测期，期间累计位移量在 3 mm 以内。

### 4 结论

1) 空间杆系有限元模型采用  $m$  法模拟桩土作用，平面应变分析有限元直接建立土体有限元模型，并用 Goodman 界面元模拟桩土作用。两种计算方法本质上均为纯弹性有限元模型，计算得出

的前板桩墙变形结果非常接近，但是均大于现场实测数据，说明  $m$  值和  $E_0$  值的选取有些保守。如果根据实测结果，通过反向试算方法得出参数  $m$  值和  $E_0$  值，就可以为类似工程的计算分析提供更贴近实际的参考值。

2) 在平面应变分析有限元模型中， $E_0$  取值对前板桩结构变形计算结果具有高敏感性，因此应该考虑土体的性质和是否开挖等条件慎重选取。

### 参考文献：

- [1] 交通部天津水运工程科学研究所.福建省罗源湾潮流、波浪及泥沙运动分析研究[R].天津:交通部天津水运工程科学研究所, 1999.
- [2] 中交水运规划设计院有限公司.福州港罗源湾港区碧里作业区 4 号、5 号泊位工程初步设计(变更报告)[R].北京:中交水运规划设计院有限公司, 2008.
- [3] 南京水利科学研究院.福建罗源湾鲁能码头监测总报[R].南京:南京水利科学研究院, 2011.
- [4] 福建省地质工程研究院.罗源湾华能(福建)海港有限公司 4#、5#码头位移沉降监测报表[R].福州:福建省地质工程研究院, 2013.
- [5] 福建省地质工程研究院.华能(福建)海港有限公司碧里作业区 4#、5#泊位码头沉降、位移监测报表[R].福州:福建省地质工程研究院, 2015.
- [6] 《工程地质手册》编写委员会.工程地质手册[M].3 版.北京:中国建筑工业出版社, 1992.
- [7] 中交水运规划设计院有限公司, 中交第三航务工程局有限公司.板桩码头设计与施工规范: JTJ 292—1998[S].北京:人民交通出版社, 1998.
- [8] POTTS D M, ZDRAVKOVIC L. Finite element analysis in geotechnical engineering: theory [M]. London: Thomas Telford, 1996.
- [9] 高大钊, 袁聚云.土质学与土力学[M].北京:人民交通出版社, 2001.
- [10] 李广信.高等土力学[M].北京:清华大学出版社, 2004.
- [11] 清华大学岩土工程研究所.福州港罗源湾港区碧里作业区 4 号、5 号泊位岸坡变形有限元分析[R].北京:清华大学岩土工程研究所, 2005.
- [12] DESAI C S, ZAMAN M M. Thin-layer element for interfaces and joints[J]. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 1984(8): 19-43.