



水平荷载下大直径嵌岩桩的承载力特性研究

王建华¹, 陈锦剑¹, 柯 学^{1, 2}

(1. 上海交通大学土木工程系, 上海 200030; 2. 中交第三航务工程勘察设计院有限公司, 上海 200032)

摘 要: 通过某大型码头桩基工程的现场试验结合数值分析研究了水平荷载作用下大直径嵌岩钢管混凝土桩的工作机理。根据桩身变形、内力和地基抗力的测试结果分析了大直径嵌岩桩的水平承载特性、桩岩共同作用性状及套箱填砂对深水嵌岩桩水平承载力的影响。采用有限元方法并考虑桩岩(土)界面在受力后滑动脱开的影响, 对试验结果进行了数值模拟, 并进一步探讨了大直径嵌岩桩的合理嵌岩深度及其主要影响因素。

关键词: 大直径嵌岩桩; 水平承载力; 桩土界面; 静载荷试验; 有限元法

中图分类号: TU 473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2007)08-1194-05

作者简介: 王建华(1959-), 男, 江西南昌人, 教授, 博士生导师, 从事岩土工程方面的教学与研究。E-mail: wjh417@sjtu.edu.cn。

Characteristics of large diameter rock-socketed piles under lateral loads

WANG Jian-hua¹, CHEN Jin-jian¹, KE Xue^{1, 2}

(1. Department of Civil Engineering, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200030, China; 2. The Third Harbor Consultants Co., Ltd., CCCC, Shanghai 200032, China)

Abstract: Behavior of the large diameter rock-socketed CFST piles under lateral loads was studied based on field tests and numerical analysis for piles in harbour engineering. The horizontal capability and deformation of the large diameter rock-socketed piles were analyzed from the measured results of displacement and internal force of piles. The interactive behavior of pile-rock and the influence of backfilled sand on horizontal capability were also discussed. Using FEM and considering the properties of pile-soil interface, the test results were simulated and the reasonable socketed length was studied.

Key words: large diameter rock-socketed piles; horizontal capability; pile-soil interface; load test; FEM

0 引 言

近年来, 在近海工程和海洋平台的基础工程中, 大口径直立桩基得到了较多应用^[1-3]。关于大口径嵌岩桩的承载力研究也日益受到重视, 尤其是水上嵌岩桩在水平荷载作用下的承载力与变形特性。海洋环境条件复杂, 施工工艺多变, 且港口与海洋平台的水平荷载较大, 水上嵌岩桩水平承载的力学机理研究已成为海洋工程建设中的重要研究方向之一。

目前国内外对于嵌岩桩的研究已不少, 但关于水平荷载下大口径嵌岩桩受力机理的研究较少^[4], 对于深海环境下的嵌岩钢管混凝土桩工作性状的研究更少。本文结合马迹山港大型卸船码头桩基现场试验结果和有限元方法研究了水平荷载下大直径嵌岩桩的受力变形机理, 讨论了嵌岩钢管混凝土桩的合理嵌岩深度, 并分析了钢套管和套箱填砂对深水嵌岩桩水平承载力的影响, 本文结果对于工程设计、施工具有重要参考价值。

1 现场试验分析

1.1 现场试验概况

马迹山港卸船码头位于舟山群岛东北马迹山岛南侧海域, 泊位所处海域水深, 波高, 流急, 涌大和工程地基岩土分布变化复杂。为满足停靠 25 万吨级型船舶的水平承载力要求, 基础采用嵌岩钢管混凝土桩, 钢套管直径为 2800 mm, 长 40 m, 嵌岩深度为进入中风化岩 5.2 m。

桩基基本施工过程如下^[3]: 先在海底沉放钢筋混凝土套箱, 在套箱内灌砂; 再在砂内施打 2800 mm 的钢套管, 要求打入强风化层一定深度以达到施工期稳桩的目的; 然后架设钢平台进行嵌岩钻孔, 钻孔结束后吊放钢筋笼并浇筑水下混凝土。

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50679041); 教育部留学归国人员科研启动基金资助项目
收稿日期: 2006-09-25

由于国内港口工程采用大型嵌岩桩基础的实例较少, 而码头泊位设计水平荷载较大, 为确保结构设计安全合理, 进行桩基的水平荷载试验。试桩选在拟建泊位东段的两个排架共 8 根桩, 平面布置如图 1 所示。S3 和 S4 为两根试验桩, M1, M2, M3 和 M4 是水平荷载试验的反力支承桩, C1 和 C2 是水平位移观测的专用基准桩。8 根桩均置于填砂的钢筋混凝土套箱中。S3 和 S4 的水平荷载试验沿着排架轴线方向加载。

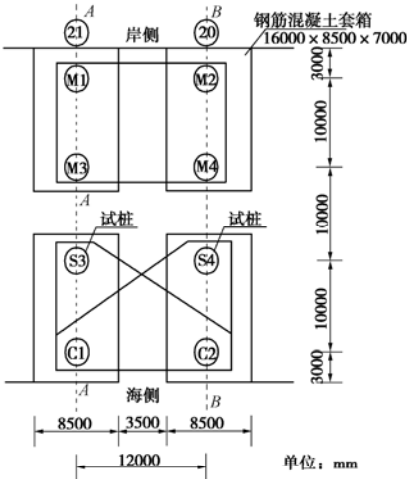


图 1 试桩平面布置图
Fig. 1 Layout of the test piles

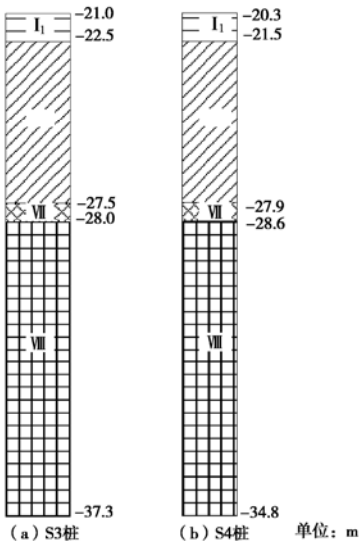


图 2 桩位地质剖面图
Fig. 2 Profile of the foundation

S3 桩以及 S4 桩处的地质剖面图如图 2 所示。S3 桩钢筋混凝土套箱内的填料下部为约 5.0 m 厚的粗砂, 上部为约 1.5 m 厚的碎石。根据勘探报告, 地基可划分为以下 5 层: ①碎石素填土 (I₁), 灰色、饱和、松散, 碎石直径 6~60 mm, 层厚约 1.5 m; ②粗砂素

填土 (I₂), 黄色、饱和、中密, 颗粒较均匀, 层厚为 5.0~8.5 m; ③灰黄色淤泥 (II), 饱和、流塑、夹少量小砂团, 主要分布于锚桩区, 厚度 0.9~2.5 m; ④强风化层 (VII), 灰绿色 (局部灰白色)、湿、坚硬, 原岩为晶屑凝灰岩, 手可捏散, 遇水泥化, 含大量未完全风化的碎石块, 厚度 0.3~1.6 m, 标准贯入击数大于 50; ⑤中等风化层 (VIII), 灰绿色、坚硬, 岩性为晶屑凝灰岩, 节理裂隙发育, 岩芯较破碎, 局部夹有软弱薄层, 分布稳定, 厚度未穿, 层顶标高 -27.5~-31.8 m。

1.2 试验方法

为测试钢管套管嵌岩灌注桩的水平承载力, 进行桩顶自由的单桩水平静荷载试验, 荷载为一个作用在桩顶部 +5.5 m 标高处的集中力, 水平力作用线与桩截面中心的偏心距小于 10 mm。水平荷载试验采用单循环法加卸载, 最大加载量按设计荷载的 1.5 倍考虑, 加载过程根据最大控制值平均分为 10 级。

为比较分析套箱内有填砂和无填砂时嵌岩桩工作性状及合理嵌岩深度, 分别对两根试桩进行不同试验。S3 桩作为套箱内有填砂的试桩, 水平荷载试验时保留施工时的填砂; S4 桩作为套箱内无填砂的试桩, 水平荷载试验前抽去施工时的全部填砂。

试验过程中, 水平荷载用 2000 kN 油压千斤顶加载, 用 1000 kN 压力传感器控制和测定水平荷载 H , 并用油压表读数校核。用 100 mm 量距位移传感器测量桩的水平位移 Y 。在桩身混凝土中预埋测斜管, 在水平荷载试验过程中用测试桩身纵轴线的侧向变形, 同时用布置在试桩中的应变片测试桩身应变与轴力。

1.3 试验结果分析

(1) 桩顶水平位移

S3, S4 桩的水平荷载 H 与其作用点处水平位移 Y 的关系如图 3, 主要特征值如表 1 所示。从图 3 可知, S3, S4 桩的位移变化形态均属正常, 试验荷载和桩顶位移均在设计要求的控制范围内, 卸载回零后的桩顶残余位移也满足设计要求。由图 3 可得到: S3 桩水平临界荷载为 342 kN, 相对应的桩顶水平位移为 35.48 mm。S4 桩水平临界荷载为 312 kN, 相对应的桩顶水平位移为 38.92 mm。

表 1 S3, S4 桩位移测试特征数值表

Table 1 Displacement values of S3 and S4 in tests

桩号	最大荷载 /kN	最大水平 位移/mm	卸荷残余 位移/mm	弹性回复 位移/mm
S3	570	79.22	10.29	68.93
S4	446	68.25	6.61	61.64

(2) 桩身弯矩

桩身弯矩分布可根据各测试截面的应变值计算得到, 结果如图 4 所示, 其中嵌岩段按设计桩径 2600 mm

计算。S3 桩的最大弯矩出现在标高-27 m 附近, 最大值达 17000 kN·m; S4 桩的最大弯矩出现在标高-29 m 附近, 最大值为 15000 kN·m。S3 和 S4 桩最深测试截面在桩底以上 0.5 m 处, 均有弯矩产生, 最大值分别达到 2200 kN·m 和 5500 kN·m。试桩从钢套管下端至中风化岩层顶面 3 m 范围内既是桩身变截面位置, 又是嵌岩段的起始位置, 因此, 桩身所受弯矩较大, 并有应力集中效应。在水平荷载超过临界荷载之后, 这一段桩身混凝土的受拉区出现了微细裂缝。

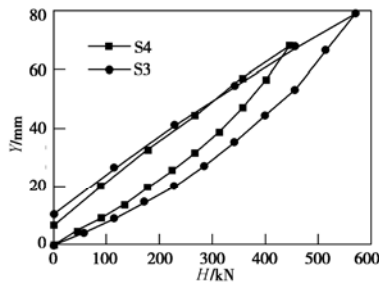


图3 试桩 H-Y 曲线

Fig. 3 H-Y curve of piles

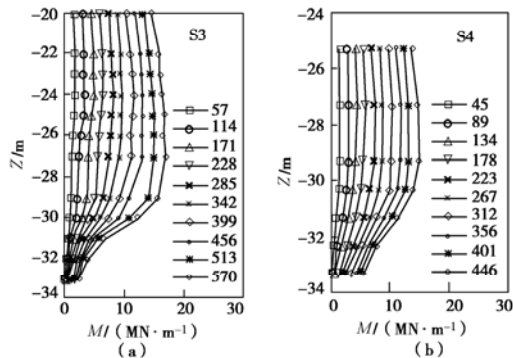


图4 试桩泥面以下测试截面弯矩曲线图

Fig. 4 Moment curves of piles beneath the soil surface

(3) 桩身侧向位移

桩轴线的挠曲位移通过测斜仪来测试, 图5是S3、S4的桩身侧向位移曲线。虽然桩顶位移较大, 由于泥面以上的自由长度很大, 到泥面水平位移已经很小, 特别是进入嵌岩段后侧移更小。在桩底附近, 侧移已近于零并有负值出现, 但量值都很小。实测侧向位移曲线基本反映了S3桩和S4桩在水平力作用下的桩身挠曲变形特征。

(4) 桩侧地基土抗力

泥面以下的桩侧地基抗力 q 根据由应变测试结果得到的弯矩和剪力分布来计算, 结果如图6。S3 桩地基抗力在标高-26 m 以下明显增大, 到-28 m 处达到负向 (与水平力反向) 最大值, 向下则反向递减, 到-30.5 m 附近地基抗力到零值, 再向下则转为正值 (与

水平力同向), 到桩底测试截面达到最大正值 618 kN/m²。S4 桩地基抗力从地面-27.3 m 开始就有较大负值 (与水平力反向), 向下到-29.3 m 标高附近达到最大负值-258 kN/m²。向下则呈负值递减直到桩底。S3 桩的套箱内有填砂, 即桩的入土深度相对较大, 因此在桩端附近出现了反方向的地基抗力。比较 S3 和 S4 有效地基抗力的长度 (地基抗力与水平力反向段的桩长) 基本相同, 在 6 m 左右。

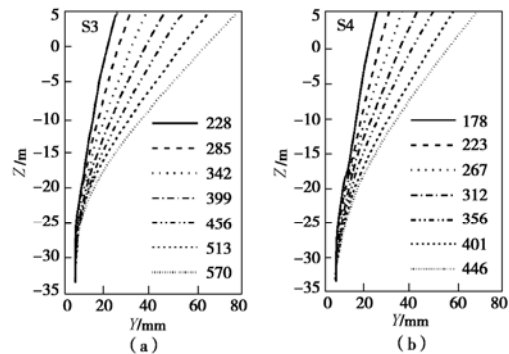


图5 试桩纵轴侧向挠曲位移 Y 曲线图

Fig. 5 Horizontal displacement of test piles

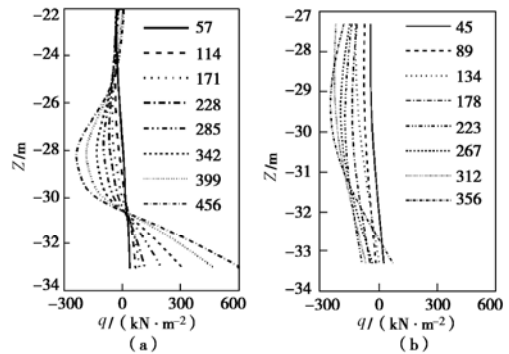
图6 试桩地基抗力 q 分布曲线图

Fig. 6 Distribution of reaction force of pile foundation

(5) 试验小结

中等风化岩层的岩样、岩芯破碎、节理裂隙发育, 上部绿帘石化明显, 并见次生硅化现象。在中等风化岩层位置, S3 桩在临界荷载 (342 kN) 时的弯矩为 1334 kN·m, 最大荷载 (570 kN) 时的弯矩为 2204 kN·m; S4 桩在临界荷载 (312 kN) 和最大荷载 (446 kN) 下的弯矩分别为 3424 kN·m 和 5457 kN·m。因此, 在这种中等风化岩中, 嵌岩深度应适当增加, S3 桩的嵌岩深度建议取 2.5 倍桩径 (6.5 m); S4 桩的嵌岩深度建议取 3.0 倍桩径 (7.8 m)。

S3 桩和 S4 桩相比较, 在荷载水平较低时, 套箱内填砂对减少桩顶水平位移的作用较为明显, 当水平荷载大于临界荷载后, 填砂的作用逐渐减弱。在基本

相同的水平荷载作用时 (S3 桩为 456 kN, S4 桩为 446 kN), S3 桩的桩顶水平位移比 S4 桩减小 28%; S3 桩的最大弯矩比 S4 桩减小 13%, 最大弯矩的位置提高 2 m 左右; 在嵌岩段底端测试截面处, S3 桩的弯矩约为 S4 桩的 30%。因此, 在工作荷载 (为试验最大荷载的 2/3) 下, 套筒内填砂对控制桩顶水平位移和桩身内力均有较好效果。

S3, S4 桩的钢套管与管内钢筋混凝土在水平临界荷载之前具有整体共同作用。当试验荷载超过水平临界荷载之后, 钢套管下端 1~2 m 范围内, 钢套管与管内混凝土的变形不一致, 混凝土在受拉区出现细裂缝, 说明两者之间不能保持共同作用。

2 大直径嵌岩桩的数值分析

为进一步分析大直径嵌岩桩的工作性状, 探讨嵌岩段桩岩共同作用机理, 在上述试验基础上采用三维有限元对桩-岩共同作用问题进行数值分析。

2.1 分析模型

S3 桩的分析模型如图 7, 其中把套筒中填砂简化为砂层, 并把钢套管底面调整到中风化岩层底面, 即标高 -28.35 处。由于模型的对称性, 取整个模型的一半进行建模, 地基长 40 m, 宽 20 m, 深 40 m。

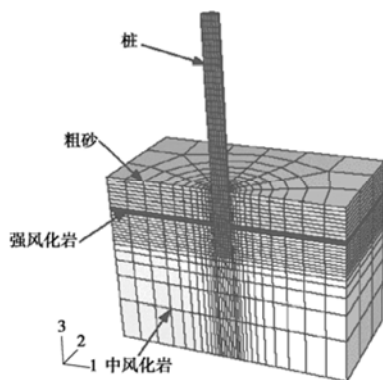


图 7 有限元模型图

Fig. 7 FEM model

材料参数: 考虑到试验加载强度较小, 故考虑桩与岩层、砂都采用线弹性模型。桩芯采用 C40 混凝土, 考虑到钢筋笼的增强效应, 取桩身弹性模量为 39000 MPa, 泊松比 0.2; 钢套管弹性模量取 201000 MPa, 泊松比 0.15; 根据勘察资料并参考相关试验, 粗砂的弹性模量取 80 MPa, 泊松比 0.3; 强风化岩的弹性模量为 1000 MPa, 泊松比 0.2; 中风化岩的弹性模量为 12000 MPa, 泊松比 0.2。

边界条件: 在对称面上施加对称边界条件, 地基底面约束竖向位移, 侧面约束侧向位移。同时在桩与砂以及岩层的界面上设置接触面, 考虑到桩与岩石之

间的接触系数比较大, 故设置摩擦系数为 0.4, 极限摩阻力为 60 kPa。

数值计算与实测加载 342 kN 的结果相比较, 故数值分析的工况一为形成地基初始应力场, 工况二为施加集中荷载, 由于模型的对称性, 只需施加实际荷载的一半, 即 171 kN。

2.2 计算结果分析

图 8 为计算结果与实测结果的对比, 计算有限元计算结果与实测吻合得比较好。对嵌岩段 (即标高 -27.5~-33.5 m 处) 的桩身位移进行比较, 两者有一定误差, 实测微风化岩层顶面位移为 0.42 mm, 计算值为 0.24 mm。计算曲线在标高 -31.2 m 处出现最大负位移 0.05 mm, 实测在标高 -31.5 m 处出现最大负位移, 但位移值达到了 0.12 mm。由于嵌岩桩的施工是采用机械强力打入, 会造成桩边岩石的一定破坏, 这是导致实测结果与计算结果误差在嵌岩段较大的主要原因。此外, 岩层材料参数的选取也是产生误差的一个重要因素。

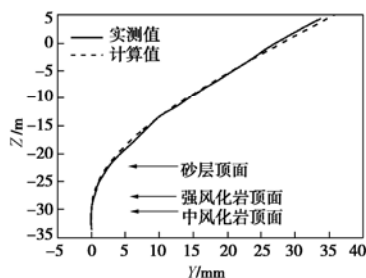


图 8 试桩 S3 桩计算结果比较

Fig. 8 Comparison between the calculated and measured results

2.3 参数分析

S3 桩实际嵌入中风化岩层为 5.2 m, 实测桩底弯矩大于 1 MN·m, 认为有必要加大嵌岩的深度。因此, 分别建立了嵌岩深度为 6.1 m 以及 10 m 的模型进行比较分析。改变嵌岩深度对岩层以上桩身的位移无明显影响, 故仅比较嵌岩部分桩身的位移如表 2 所示。嵌岩深度增加到 6.1 m 后明显减少了桩身位移, 说明嵌岩加深 0.9 m 非常有效, 进一步加深到 10 m 嵌岩, 底部的位移相差不大, 即继续加深嵌岩的效果不明显。因此, 合理的嵌岩深度应在 6.5 m (2.5 倍直径) 左右。

为了分析钢套管的加固作用, 计算了不设钢套管的桩身位移见表 2 和图 9。没有钢套管使桩身在砂层顶面以上部分发生了较大的位移增量, 但嵌岩部分桩身位移与之前相比相差无几, 说明钢套管影响的主要是岩层以上的桩身位移。

此外, 考虑到中风化岩存在强度降低的可能性, 表 2 中还给出了中风化岩层弹性模量降低到 6 GPa 的桩身位移。比较中风化层强度降低后计算得到的桩身

表 2 桩身位移结果比较

		Table 2 Pile displacement under different conditions				
分析类别		桩顶位移 /mm	填砂顶面位移 /mm	强风化岩顶面位移 /mm	中风化岩顶面位移 /mm	桩端位移 /mm
不同嵌岩深度	5.2 m	36.2	2.33	2.35×10^{-1}	0.89×10^{-1}	-4.35×10^{-2}
	6.1 m	35.9	2.24	2.11×10^{-1}	0.75×10^{-1}	-0.79×10^{-2}
	10.0 m	35.9	2.22	1.95×10^{-1}	0.58×10^{-1}	-0.26×10^{-2}
无钢套管		43.6	2.61	2.51×10^{-1}	1.02×10^{-1}	-4.55×10^{-2}
中风化层强度降低		37.1	2.54	3.23×10^{-1}	1.52×10^{-1}	-10.2×10^{-2}

位移曲线与实际模型曲线可以发现，砂层顶面以上桩身位移与实际模型相差不大，而在嵌岩段两者有一定差别。若中风化岩强度降低较为明显，嵌岩 5.2 m 已无法满足设计需求。

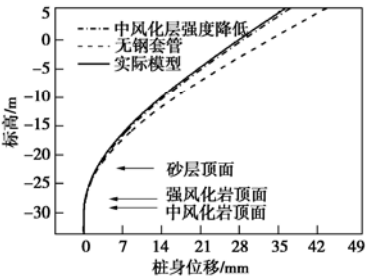


图 9 桩身位移曲线比较

Fig. 9 Analysis of pile displacement curves

3 结 语

(1) 大直径嵌岩桩水平承载主要依靠桩前岩（土）的压缩，嵌岩段承担了大部分水平荷载。岩土交接处（从钢套管下端至中风化岩层顶面的桩身变截面位置）是附加应力集中的地方，该位置的桩身配筋应予以加强。同时在大直径嵌岩桩的施工过程当中，该位置处的岩土体应尽量保持完整，以保证桩身与岩土的接触良好。

(2) 钢套管与钢筋混凝土桩芯在较小水平荷载下具有整体共同作用效应，在超过水平临界荷载之后，钢套管下端 1~2 m 范围内与管内混凝土的变形不一致。在工作荷载下，钢筋混凝土套箱内填砂对于控制桩顶水平位移和桩身内力均有较好效果。

(3) 采用考虑桩土接触特性的有限元分析水平荷载作用下的大直径嵌岩桩工作特性，能较好的反

映实际情况。参数研究表明，嵌岩深度具有临界值，超过临界值对提高嵌岩桩的承载力无明显贡献；钢套管能有效控制岩层以上桩身的位移，但对岩层以下的位移影响不明显；中风化岩可能存在的强度降低会致使岩层内桩身位移显著增大，应引起重视。

参考文献:

[1] 张铁峰. 大管桩嵌岩在海港码头基础工程中的应用[J]. 港口工程, 1995(6): 31 - 35. (ZHANG Tie-feng. Application of large-diameter rock-socketed pile in foundation of port[J]. Harbour Engineering, 1995(6): 31 - 35. (in Chinese))

[2] 曹雪山. 水平荷载作用下的大口径嵌岩桩嵌固特性研究[J]. 中国港湾建设, 1999(4): 14 - 16. (CAO Xue-shan. Studies on socketed character of a large-diameter rock-socketed pile under the action of horizontal loading[J]. China Harbour Engineering, 1999(4): 14 - 16. (in Chinese))

[3] 徐维钧, 顾 巍, 丁 健. 马迹山矿石中转码头 2800 mm 嵌岩桩的施工工艺[J]. 中国港湾建设, 1999(5): 20 - 26. (XU Wei-jun, GU Wei, DING Jian. Construction technology for 2800 mm rock-embedded piles at Majishan Ore Transshipment Terminal[J]. China Harbour Engineering, 1999(5): 20 - 26. (in Chinese))

[4] 劳伟康, 周立运, 王 钊. 大直径柔性钢管嵌岩桩水平承载力试验与理论分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(10): 1770 - 1777. (LAO Wei-kang, ZHOU Li-yun, WANG Zhao. Field test and theoretical analysis on flexible large-diameter rock-socketed steel pipe piles under lateral load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(10): 1770 - 1777. (in Chinese))