

某烂尾楼的改造与加层设计

孟宪德

江声述 杨蔚彪 蔡俊坚

(同济大学 土木工程学院 上海 200092) (中国京冶建设工程承包公司(沪) 上海 201206)

[摘要] 烂尾楼项目的设计不同于新项目的设计, 与既有项目的改造和加固设计也有区别。本文介绍了某烂尾楼项目的改造与加层设计, 涉及到原有桩基础的利用、下部结构的加固改造、新旧结合部位的处理和上部加层部分对原钢构件的改造利用等问题。通过对此烂尾楼项目的改造与重建设计的介绍, 得出一些有用的结论, 希望能引起专家学者与设计人员对此类问题足够的重视。

[关键词] 烂尾楼 加固 改造 加层

Alteration and adding-Story Design from One Certain Half-baked Building/ Xiande Meng¹, Shengshu Jiang², Weibiao Yang², Junjian Cai² (1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. China Jingye Construction Engineering Contract Company (Shanghai), Shanghai 201206, China)

Abstract: The design from the half-baked building is not only different from that of a new building, but also different from that of strengthening and alteration. This article discusses a design from one certain half-baked building, which includes reuse of the existing piles, strengthening and alteration of the lower structure, the measures of connection between newly-built and oldly-built, and alteration and reuse of the existing steel member. Some useful results can be deduced from this article. And the intention of this article is to draw more attention of designers and related personnel to such problem.

Key words: half-baked building; strengthening; alteration; adding-story

0 引言与简介

现阶段, 国内大中城市出现了不少烂尾楼项目, 有些在结构上已经施工完毕, 有些尚未施工完毕, 部分烂尾楼在荒弃一段时间后继续施工或者重新设计施工。烂尾楼项目的设计不同于新项目的设计, 与改造和加固也有区别。在改造与重建过程会遇到很多涉及安全与经济的问题, 因此应引起专家学者与设计人员对此类问题足够的重视。本文通过介绍在某烂尾楼项目的改造与重建设计中遇到的问题, 对烂尾楼项目的改造与重建进行了探讨, 希望本文中的一些方法和结果能够为设计人员参考和借用。

此烂尾楼位于上海浦东陆家嘴金融中心, 原为上海新华社信息大厦项目。原设计为一地下1层, 地上32层, 标准层高3.2m, 总高度103.55m的超高层办公楼。结构平面尺寸为65.3×39.15m, 即图1的④至⑩轴和①至⑨轴区域, 基本柱距为8m。结构体系采用混凝土框架+钢框架, 其中4层以下采用混凝土框架, 其上的塔楼部分采用钢框架, 混凝土框架基本截面为900×900mm(柱)和500×800mm(梁), 钢框架基本截面为箱型700×700mm(柱)和H型700×300mm(梁)。基础采用柱下承台灌注桩基础, 在后面给出介绍。

此工程于1989年开工, 在施工完地上三层的混凝土结构后于1994年由于诸多原因停工, 上部

钢构件已经制作完毕。2002年此烂尾楼被收购, 而后进行重新设计。业主希望在已经施工完毕的原结构上进行改造与加层, 并且能够利用原制作完毕的钢构件。

在进行可行性研究后, 新的建筑设计为: 地下1层, 地上25层, 标准层高3.9m, 主体结构总高度为99.7m。利用已建好部分, 但进行一定改造; 在原平面的一侧增加一6m跨; 层高增大, 层数减少, 总高度降低至100m以内; 楼梯、电梯、管道井进行重新布置设计。

调整后的一层结构平面布置如图1所示, 其中扩建的部分在图中采用阴影线示出。高层区塔楼标准层如图2所示, ③、④轴线结构剖面图如图3所示。

1 原设计资料及已施工构件情况简述

现存的原有资料为: 结构计算说明书, 原结构施工图, 地质勘察报告, 沉桩记录与试桩报告, 上部钢构件的制作加工详图。缺少结构施工变更单, 缺少除桩基础外的其他单项工程的验收报告。

原结构为国外结构事务所与国内设计院联合设计。当时依据《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)等规范进行设计, 国内尚没有《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99-98)等规范。在施工图中有几项处理不符合我国的结构设计规范。

现场踏勘发现一些已施工的结构与结构施工

图有不符,如④轴线与⑧轴线交汇处的楼梯移位,如核心区的电梯井尺寸及其混凝土维护墙厚度与施工图不符。

已完成的结构存在不同程度的缺陷,比如部分混凝土柱头有明显的缩颈现象,三层露天楼板存在少量露筋现象。

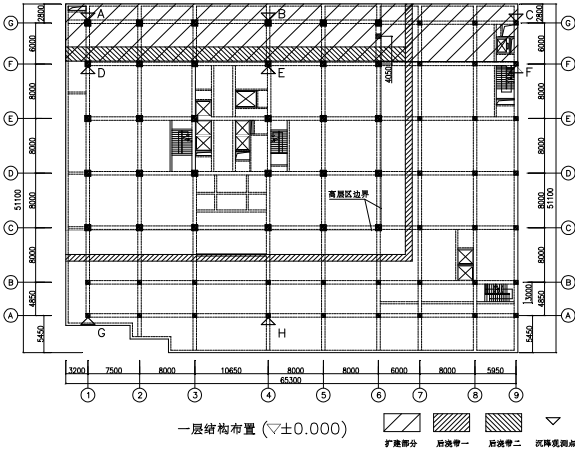


图1 一层结构布置

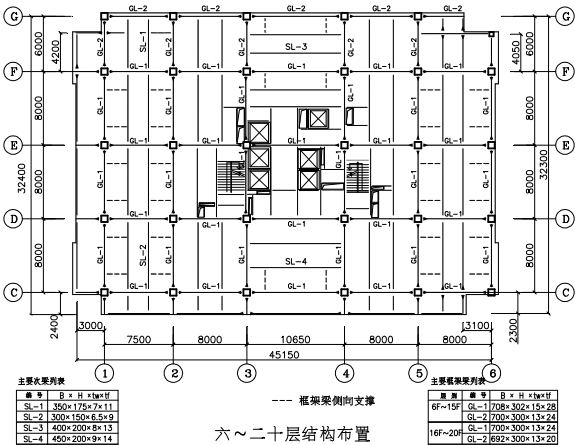


图2 塔楼标准层结构布置

已完成的结构有不同程度的损坏,如三层露天楼板已出现明显裂缝,如三层顶的混凝土柱纵向钢筋伸出部分已经锈蚀,如梁/柱钢构件的现场堆放大部分为露天堆放,部分梁柱构件锈蚀严重。

根据上述情况判断,需对施工完毕的结构和堆放八年之久的钢构件进行检测与鉴定。

原混凝土结构的检测鉴定结果是原结构可作为新结构的一部分继续承载,绝大多数检测项目皆在规范允许范围内,柱的混凝土强度等级折减为C55(原为C60),柱头缩颈部分给予补强。

原混凝土结构的抗震鉴定结果是在参考设计院计算结果基础上绝大多数鉴定项目满足抗震规范,框架梁的箍筋加密区箍筋间距不满足抗震要求,同时少数框架柱的轴压比超限。

钢构件的检测鉴定结果:大部分柱、主梁锈蚀轻微,部分柱接头部位锈蚀严重,大部分连接板锈蚀严重,部分次梁锈蚀严重给予报废。大部分梁柱没有发生堆放变形。

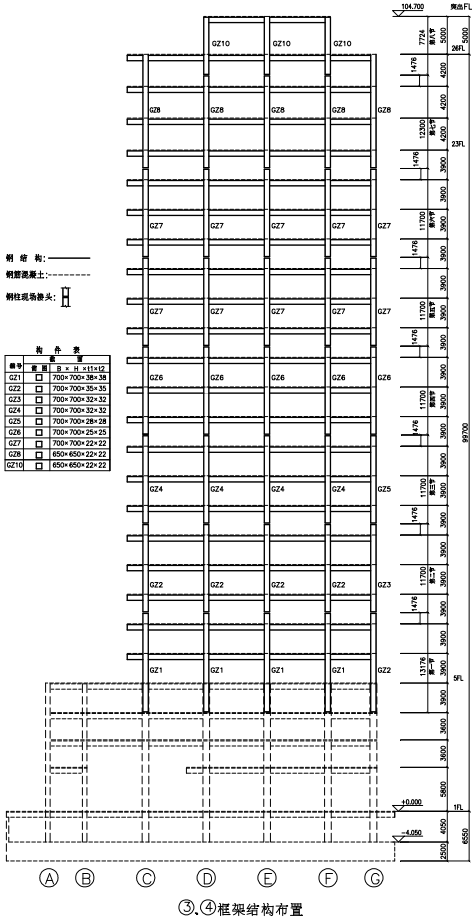


图3 结构剖面图

2 结构分析/设计

参考检测鉴定的结果,按照《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2001)等现行规范进行结构分析/设计。经过分析和多次试算最终确定,加跨区基础仍然采用灌注桩基础,新结构体系仍然采用砼框架+钢框架的形式。

在分析/设计中发现:桩基承载力不足,部分柱轴压比超限,另外新加跨将引起新旧结构的不均匀沉降,因此应设法减轻结构自重。外围维护结构采用玻璃幕墙,内部隔墙皆采用轻质砌块,并且楼板的结构层、饰面层和吊顶尽量轻。

以下给出分析/设计结果:

(1) 结构自身的动力特性。第一(自振周期 2.969s,Y 向)、二(自振周期 2.914s,X 向)振型皆以平动为主,第三振型(自振周期 2.557s)以扭转为主,说明结构的纵横向刚度分布较合理。

(2) 结构轴压比控制。在地下室和一层有少数柱子的轴压比达到 0.81, 如③轴线与○轴线交线处的柱。已经超过规范要求, 需要处理。

(3) 重力二阶效应, 与结构稳定。在结构设计时考虑 P- Δ 效应, 进行近似二阶分析。并且结构的剪重比皆大于 3.1%, 上部钢结构皆大于 4%。满足《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99-98) 内不验算结构整体稳定的条件。

(4) 名义侧向刚度。地震作用下: X 向最大层间位移角为 1/534; Y 向最大层间位移角 1/504。风载作用下: X 向最大层间位移角为 1/795; Y 向最大层间位移角为 1/590。层间位移角皆满足规范的要求。

(5) 原有梁/柱配筋基本满足承载力的要求, 已制作完毕的钢梁柱构件截面能够满足结构承载与刚度的要求。

3 加固与改造设计

3.1 桩基础设计

原结构设计采用柱下承台灌注桩基础, 桩径为 800mm, 桩入土长度为 48m(高层区)与 46m(低层区)。共布桩 183 根, 其中高层区 126 根, 低层区 57 根。承台高度 2500mm, 承台间布置 800×2500mm 和 550×2500mm 的混凝土基础梁。地下室底板布置双层筏板, 底筏板厚 500mm, 底面与承台底平齐, 顶筏板厚 200mm 顶面与承台顶平齐。

原设计按照基桩极限承载力为 6000 kN 进行的设计。《基桩工程竣工报告》给出基桩完成质量良好的结论, 并且根据静载荷试验判定基桩极限承载力为 4500kN, 但当时没有及时补桩, 因此基桩承载力设计值应为 2250kN。现单桩最大反力为 =2697kN, 桩基承载力不足。但是: (A) 根据地质勘察资料的评估, 基桩极限承载力将超过 6000kN; (B) 相邻建筑采用相同桩型相同长度, 基桩极限承载力为 6000kN; (C) 根据调查, 当时静荷载试验试桩时, 有一根锚桩被拔出, 基桩极限承载力是根据锚桩拔出时的数值确定的单桩极限承载力; (D) 此桩基完成已经超过 10 年, 根据文献[1], 容许承载力可提高 20% 以上, 即单桩承载力可超过 5400 kN。在设计中采用基桩极限承载力 5400kN 作为设计限值, 满足要求。

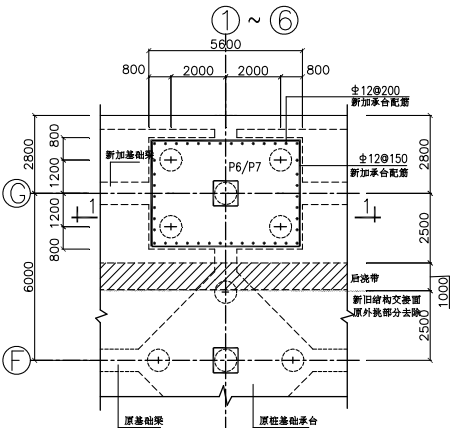
新加桩桩径与长度与原结构桩基础一致。高层区采用柱下 5 根桩基础, 低层区采用柱下 2 根桩。尽量减小新加桩对原有桩的影响, 承台形式尽量与

原结构一致。高层区新加桩承台布置可见图 4。

3.2 新旧结构结合的处理

本工程为整体不设缝结构, 但在施工过程中设置两条后浇带: 后浇带一和后浇带二, 如图 1 所示。后浇带一为裙房低层区与主体塔楼之间的后浇带, 在原结构施工时就已经留设, 在结构封顶后才能封闭; 后浇带二为加跨部分与原结构之间的后浇带, 在裙房施工完毕后根据结构本身的需要和施工现场的情况, 在两部分的沉降基本稳定后给予封闭。

后浇带二的留设位置与封闭时间有些反常规: 首先, 它不是留设于跨度的三分之一位置处, 而是在加跨区的新旧结构结合处, 主要是考虑如果留设位置不在此处的话, 随着施工的进展, 此处仍有开裂的可能, 留设于此处会减小开裂概率和开裂程度; 其次, 封闭时间选择在裙房施工完毕后塔楼钢结构安装之前的合适时间是因为其下的桩基持力层为砂层, 桩基施工完成不久沉降基本稳定, 如果后浇带二不封闭下部新加混凝土结构为单片框架, 在上部结构的施工过程中存在失稳的可能。



P6桩承台配筋详图

图 4 地下室新旧结构的结合处理

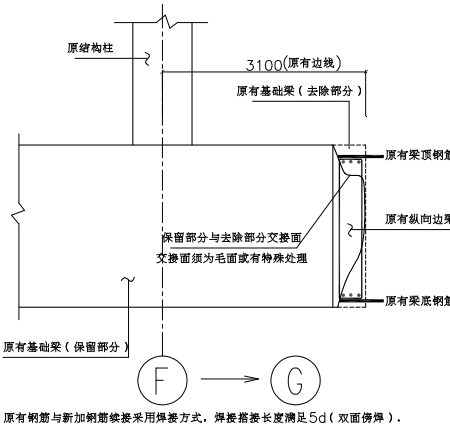


图 5 地下室新旧结构的结合处理

从地下室至地上第三层原结构在加跨区有悬挑长度为 3.1m 和 2.0m 不等的悬挑梁。在基础梁部位此处为原柱下承台和基础梁，基础梁纵筋基本为通长配置，且配筋数量已满足新结构承载要求，在不破坏原承台的基础上，处理措施如图 4 和图 5 所示。其余各层悬挑梁位置处在新结构中为框架梁，将原悬挑梁清除至柱边。加跨框架梁截面同悬挑梁，并且加跨框架梁的纵向钢筋配置直径尽量与悬挑梁中的钢筋直径一致。悬挑梁底部配筋数量对于加跨框架梁存在配筋少量不足，采用植筋的方式解决。

钢柱与混凝土柱的结合层为地上第四层，即此层为型钢混凝土柱过渡层。钢柱截面为 700×700mm 的箱形截面，混凝土柱为 900×900mm 的矩形截面，因此型钢的保护层只有 100mm。规范要求型钢混凝土柱的保护层不宜小于 120mm，并且保护层过小确实会给施工带来麻烦。因此，在混凝土与钢结构的结合层，高层区柱截面变为 1000x1000mm。另外考虑了一系列抗震加固措施，柱箍筋间距设置为通层加密；钢柱与混凝土梁的连接区设置型钢抗剪牛腿，并且在梁纵筋位置设置连接钢板，箱形截面柱内设置内隔板；箱形界面渐变为 H 型交叉截面，并且箱型截面充满与其下钢筋混凝土柱同标号的混凝土，冒出本层楼面约 1m。

3.3 原有混凝土结构的加固处理

原结构箍筋的配置间距不满足抗震规范的要求。按照抗震等级为二级混凝土框架进行箍筋配置，梁的加密区箍筋最小间距为 $\min(h_d/4, 8d, 100)$ ，即为 96mm，但原结构施工图框架梁为 150mm。因此需要进行抗震加固，在不破坏已完成结构的前提下，采取了图 6 所示方法：

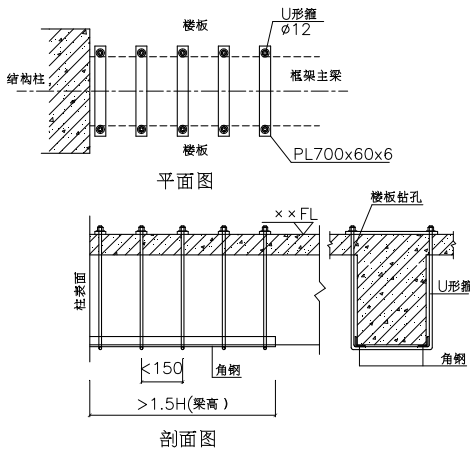


图 6 混凝土梁的抗震加固

少数框架柱轴压比超过抗震规范要求的 0.8，需要进行抗震加固，采用外包混凝土的方法：将原柱截面凿毛，柱截面的四个角部贴 L90×6 的角钢，角钢之间连系-40×4 的钢板条，浇注细实混凝土将原柱截面尺寸增大 120mm。

3.4 原有钢构件的加固改造处理

原已制作完毕的钢柱层高 3.2m，而新结构层高 3.9m，因此如要利用原钢柱存在改造问题。原钢柱每节长 9.6m，即每 3 层一个现场拼接段。原钢柱的改造存在两个方案：(A)在每层中部切开进行接长，在工厂改造完毕后仍然每三层一节；(B)原钢柱不在每层截开，仍然按照原顺序安装，原钢柱附带连接板作废，调整框架梁标高，采用外隔板实现梁柱刚性连接的方式，即柱内原有隔板作废重新在柱外加外隔板。比较方案 (A) 和方案 (B)，方案 (A) 是最优的：如采用外隔板法，原框架梁将进行更大量的改造；外隔板法最适用于大梁小柱型的梁柱连接，而本项目的框架柱截面较大，外隔板的用钢量将比较大；抗震规范要求柱翼缘与腹板之间的焊缝在节点区域应采用坡口熔透焊缝，方案 (B) 不能实现此项要求；现有工艺已经能够保证在工厂焊接时，钢柱切割与接长的几何特性与力学特性。

方案(A)仍然存在问题，规范规定钢柱在框架梁上、下 500mm 范围内翼缘与腹板之间的焊缝应采用坡口全熔透焊缝，而已经加工好的钢柱，框架梁上、下坡口全熔透焊缝长度仅为 200mm。经过专家讨论会，一致认为不再进行加固。

部分次梁 (350×175×7×11) 翼缘的锈蚀程度不满足《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205-2001 第 4.2.5 条第 1 款要求：“当钢材的表面有锈蚀、麻点或划痕等缺陷时，其深度不得大于该钢材厚度负容许偏差值的 1/2；”。并且此次梁截面为按照组合梁设计给出的截面，如继续使用承载力也存在了问题。为节约成本，将此类次梁进行如图 7 所示的加固，即在下翼缘底面贴 6mm 同材质的钢板。

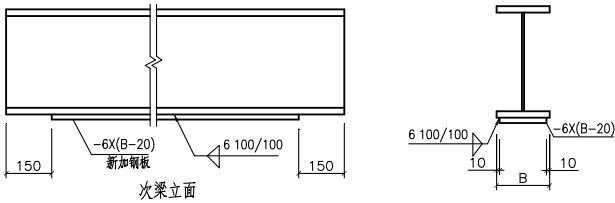
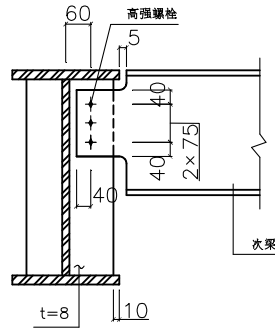


图 7 次梁加固详图

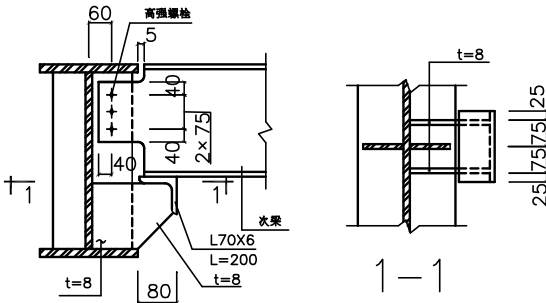
原结构施工图大部分主次梁连接如图 8 所示，节点连接计算表明此连接高强螺栓数目不足，即承

载能力不足。在不能增加螺栓数的情况下，采取了如图 9 所示的补强方案。此方案的优点为不需改动次梁，同时主梁的改动又不多。



次梁截面	高强螺栓
H350X175X7X11	3-M16

图 8 原主次梁连接详图



次梁截面	高强螺栓
H350X175X7X11	3-M16

图 9 原主次梁连接加固详图

4 沉降观测

该结构在原有结构的基础上完成改造与加层，并于 2004 年 5 月完成结构封顶，本项目现已投入使用，并且使用情况良好。

由于本项目的特殊性，因此无论设计方还是施工方都十分关注结构的沉降变化。在施工时与施工完成后进行了多次观测，现列出几次典型时期的沉降观测值，如表 1 所示，表中所列测点见图 1。

5. 结论

在本工程中，由于钢框架占绝大部分层数，并且在设计中起控制作用，因此将此结构划为钢框架结构体系。钢框架结构体系有其独特的优势，但是其抗侧刚度较弱。当结构较高时为限制结构侧移梁柱截面将比较大，因此单位用钢量也较高，本工程统计用钢量约 110kg/m^2 （不含钢筋）。因此当结构较高时，应优先考虑抗侧刚度较大的支撑钢框架或其他混合体系，但本工程不适用此一若采用支撑钢框架核心区的桩基础承载能力将严重不足。

表 1 典型测点累计沉降（单位 mm）

时间 测点	2004-0 1-05	01-18 裙房 施工	05-29 结构 封顶	11-28 装修 完成	05-04- 09 使用
A 点	起始	0	11	14	15
B 点	起始	0	14	20	20
C 点	起始	1	14	18	20
D 点	起始	1	12	12	未测
E 点	起始	0	16	18	未测
F 点	起始	0	14	16	未测
G 点	起始	0	10	12	13
H 点	起始	0	10	11	11

烂尾楼的改造与重建设计大致如下步骤：（1）原有资料的收集与整理，（2）现场勘察，（3）新方案的初步设计，（4）原有结构的检测与鉴定，（5）对检测鉴定结果进行分析和利用，（6）举行专家讨论会，对原有结构存在的问题和新方案可能存在的问题进行探讨，（7）将方案设计具体化。上述过程并不是绝对的，很多时候是交叉进行的。

此类工程在设计过程会遇到很多问题，在涉及到结构安全的问题时应该严格按照规范的规定去实施，另外一些时候应采取灵活措施。密切关注与配合施工进度，预测并解决施工中可能出现的问题，稳妥与快速的处理好不可预测的问题。

参考文献

- [1] 张诚正 房屋加层设计中提高地基容许承载力 20%~40% 的分析与研究 建筑结构 1992. 2
- [2] 唐寿斌 办公楼加固与增层改造设计剖析 建筑结构 1991. 5
- [3] 陶茂之，梅钰，方平 金都大酒店加固加层的结构设计和研究 建筑结构 1996. 11
- [4] 聂兴福 多层框架结构办公楼的加层改造设计 建筑结构 2001. 3
- [5] 崔学宇 枫苑饭店改扩建工程设计与施工 建筑结构 2002. 4

第一作者:

孟宪德 博士研究生

工作单位: 同济大学土木学院

通讯地址: 上海杨浦区密云路 528 弄博士楼 4[#]1002—2 室

邮编: 200092

联系电话: 13816871099(手机);

021-65982926(钢结构教研室)

电子邮箱: mxdl3816871099@126.com