

JIANZHU

JIEGOU

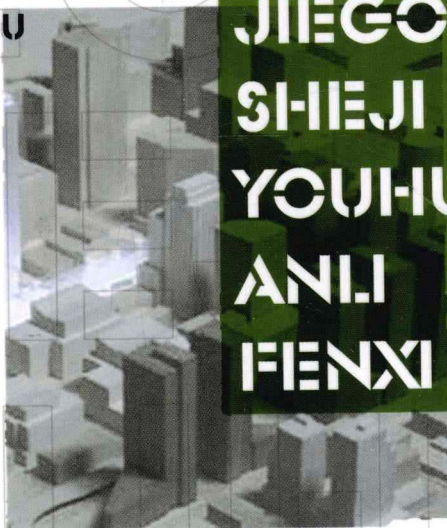
SHIJI

YOUHUA

ANJI 建:

FENXI

JIANZHU
JIEGOU
SHIJI
YOUHUA
ANJI
FENXI



建筑结构设计优化 案例分析

孙芳垂 汪祖培 冯康曾 编著

中国建筑工业出版社

JIANZHU

JIEGOU

SHIJI

YOUHUA

ANLI

建学丛书之八

建筑结构设计优化 案例分析

FENXI

孙芳垂 汪祖培 冯康曾 编著

中国建筑工业出版社

图书在版编目(CIP)数据

建筑结构设计优化案例分析 / 孙芳垂等编著. — 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.11

(建学丛书之八)

ISBN 978-7-112-12674-3

I. ①建… II. ①孙… III. ①建筑结构—结构设计
IV. ①TU318

中国版本图书馆CIP数据核字(2010)第226961号

责任编辑: 王 跃 陈 桦

责任设计: 张 虹

责任校对: 赵 颖 姜小莲

建学丛书之八

建筑结构设计优化案例分析

孙芳垂 汪祖培 冯康曾 编著

*

中国建筑工业出版社出版、发行(北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

北京嘉泰利德公司制版

北京中科印刷有限公司印刷

*

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 10 $\frac{1}{2}$ 字数: 262千字

2011年3月第一版 2011年3月第一次印刷

定价: 32.00元

ISBN 978-7-112-12674-3

(19958)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

将优化进行到底

张钦楠

若干年前，一批有志之士，在某一基金会的支持下，试图在城市规划、建筑设计、工程设计诸领域内，以人工智能及专家系统为基础，建立一套寻求最佳方案的数学模型，但最后由于问题的高度复杂性（多目标、多因素、多约束条件……）而未能如愿。然而他们的这一良好愿望却始终在设计界梦寐以求的理想。

早在 1968 年，后来荣获诺贝尔经济学奖的美国 H.A. Simon 教授在麻省理工学院作了题为《人工科学》的系列报告，后来以同名书籍出版。在书中，他指出：

近 300 年来，自然科学有了很大的发展，它的作用是解释客观世界，然而，“我们如今生活的世界，与其说是自然界，还不如说是人造界或人工界”。他认为应当建立一种人工科学，也就是“创造人工物的设计科学”。这是一种“在智力上硬性的、分析性的、可形式化的、可教授的”科学。Simon 本人，就因为在经济组织中，提出了一套“有限理性”的决策过程而在 1978 年获得诺贝尔经济学奖。

新中国成立 60 多年来，我们进行了规模宏大的经济与社会建设，取得了巨大的成就，也同时耗费了巨大的资源。这些耗费，有的是必要的，但也不可否认，其中存在着巨大的浪费。这种浪费的存在，有的是出自缺乏经验和相关的知识；也有的是由于政策上的片面与失误；更有的是出自对豪华与虚荣的追求。撇开那些在主观动机和政策上的因素，我们仍必须承认在建设实践中，我们面前还存在一个巨大的未知领域，需要通过总结建设经验、集中专家智慧、建立相应的人工科学来取得相对优化的效果。

孙芳垂大师从事建筑与工程设计的时间与我们共和国的年龄相近。在多年的设计实践中，他依靠崇高的职业道德精神，始终追求设计的优化，不断总结经验，不断积累知识，因而在完成一系列优秀设计的同时，也建立了系统的优化设计的方法学。事实证明，优化设计，与其把重点放在建立数学模型，不如放在积累成功解决问题的案例，从中总结解决实际问题的专家系统和建立相应的案例库（事实上，在医学界，案例的启发已成为医学的财富）。孙大师十分重视组织设计人员总结和积累经验，并且不断扩大他的合作面，尽量吸取同业专家的经验。他的这些努力成果，不仅为解决具体的设计难题提供重要启示，而且在方法学上也闯出一条现实有效的道路。

我衷心希望孙大师的经验能得到工程界和教育界的重视，为我们建立新的设计方法学和人工科学方面开拓新的思路。

前言

1949 年我就开始房屋建筑结构设计职业生涯，至今已有 60 余年。

20 世纪 50 年代初大规模的经济建设不仅需要人才，更需要组织健全的机构。1952 年我有幸进入建筑工程部下属的北京工业建筑设计院工作，由久经战争和解放考验的老干部领导、资深及年轻有为的技术干部担任院室的技术领导，还有健全而完善的制度。初期还有前苏联专家作为顾问咨询指导，和现在对比看起来是“机构庞大，管理重叠，层次复杂”。但是“多快好省”建设思想深入人心，任何管理都不应该使多快好省有所缺失，一项设计就拿施工图而言，必须经过三校一审，三校的校有自校、他校、组长校，再到主任工程师审，最后经技术室验收出图发行，重点工程的初步设计要经过院技委会讨论，才能定案的。

每年都有优秀设计的评审，各室申报项目由技术室初评，转各室交叉评审，技术室再将意见综合后交技委会讨论，各室也有介绍解释的机会，各室都是以非常认真的态度去应对，这关系到各室的声誉。院技委会的评审极其严格，力求评出优秀设计，示范于众起到榜样作用。

对我们结构专业而言，好省是评比的重点，常常因为好而带来省，省是有技术经济指标可比的，如果指标不好，或者说水平不高，或者说节省意识不强，而这一点套上“贪污和浪费是极大的犯罪”，那就不是一般问题了。

文革前国家建设的成就很大程度上依靠我们那一代设计管理理念，严格严谨。贯彻多快好省的方针，起了一定的作用。

在史无前例的文化大革命中，这一切都无端地被废除，也都是在批判资产阶级专政的前提下被否定的。在那一段时间内，正常的生产秩序保证质量的措施都荡然无存，我们长期在那种严格严谨的治学精神下成长的人非常不习惯这种情况，任何缺少检查监督的工作都不可能万无一失的保证工作的质量。

改革开放，拨乱反正，然而在设计行业一些单位监督检查制度的建立还不是那么见效，我们自己的工作本着小心谨慎的加强自律来保证质量，再一次期待层层把关，似乎是不太可能。

1982 年我和几位工程师在德国（当时是西德）一家享有盛名的事务所考察学习三个月，它是一个结构专业事务所，从业人员不过 100 人，有四个工作室，平均 20 人左右，都是独立经营，谁的项目谁负责，我问一位负责的工程师如何保证质量，他说在西德主持设计的单位只负责到出图为止，由另一家设计单位负责审核、配合施工、现场监理等工作直到验收等后续工作。在我看来真不可思议，这位工程师回答我不会有问题，双方经常沟通，以规范为判定正确与否的标准，超越规范协商为定，不会产生矛盾影响质量和进度。我们也有资格承担另外单位的工程设计出图后的后续工作，这种模式给了我深刻的印象。

然而像我们 1950 年代那种审核审查审定模式和西德交叉审查模式，在我们开放的高速发展的环境下是行不通的。

随着改革开放的进程，大小小小房地产开发商如雨后春笋，以各种方式和手段争夺市场，抢夺商机为获得最大利益，不顾质量偷工减料形成豆腐渣工程造成隐患，成为社会上最为关注

事件之一。

建设部颁布审图规定也是很及时的，避免设计人员违反规范强制性条文起了作用。但由于审查权限仅限于遵守不遵守强制性条文，对于合理、节约种种提高设计水平一概不审。但实际上建筑工程避免安全隐患是一个重要问题，而在工程上另一个较为普遍问题则是钱花的不是地方，可以省钱的地方，反而多花钱了。

近年来我感到有一种动态，一是开发商通过各种关系找到我们对他们实施的项目请我们优化；二是开发商有意和我们建立合作伙伴的关系，先后有四家，分别是黄山瑞祺、山东鲁能、中粮地产、中国希格玛有限公司，特别是鲁能他们有长期合作的设计单位承担他们的设计，希望我们为这些设计作一次例行优化，实际上包含了设计审查，我们先后做了多次，都取得了良好的效果。而且更期盼我们为他们进行项目设计，同样也将受另一家审查优化，这是非常好的策略，他们也深知欲速则不达，其实多点时间多一个优化过程，对施工质量进度及设计节约都有很大的好处。

我们从中看到一个迹象，开发商及业主自觉自愿也希望他们的工程得到另一家可信的单位予以审查优化，以达到消除隐患达到节约的目的，应该说这是一个好的迹象，是主动要求而不是被动的受审。

从这两年经历过的事例来看，有如下几种情况：

1. 开发商委托他人咨询审查，凡是知名度较高的设计单位的工程师，抵触不接受的情况较多，有个别以措辞严重、带威胁性的口气拒绝，也不乏其人；

2. 凡是同意愿意和我们沟通的，我们以极为诚恳的态度说明问题的实质，多数还是接受，同时也建立了良好的关系；

3. 我们在优化其他单位的工程，不管对方用什么理由和什么态度反对或接受，开发商最后想以另请高明来承担任务，我们则是坚决不同意这种借机与人争夺市场、抢夺饭碗的后果；

4. 我们单位接受优化任务时，特别告诫负责优化的工程师，必须先做好对自己的定位，别以为自己天生就高人一等，一定要以虚心、学习的态度对待受优化的工程，实事求是对待所发现的问题，真正的问题要以理服人，智者千虑，难免有失，理解他人出现失误是在“难免”的情况下发生的，问题就比较好沟通和解决，所以在优化的过程中，对我们的工程师业务素质、分析问题的能力也是提高的过程，处理好优化最后可以取得三赢（设计方、优化方、开发商）的结果。

多年来我们对优化工作情有独钟，感到有意义，又觉得非常重要，特别是有机会与同行交流，因为会给开发商带来经济效益，不管哪一方都会非常重视，为此我公司在董事长启示下萌生了将我们公司的工程师经历过的优化项目汇编成册，不仅供内部交流更企盼得到同行批评指正，对我们的工作都是一种激励。

孙芳垂

2010年5月4日

目 录

第 1 章	地基基础	001
1.1	固执己见	001
1.2	两例建筑筏基设计分析	003
1.3	某高层塔楼工程两次地基基础选型分析	005
1.4	多选择优	008
1.5	回头是岸	011
1.6	低级错误, 有错就改	013
1.7	沿袭传统与引进新技术	017
1.8	通过论证, 确定优选	019
1.9	PHC 管桩→RC 空心方桩→PHC 管桩	023
1.10	论证抗拔锚杆的必要性	028
1.11	抗拔桩	032
1.12	有用则留, 多余则舍	035
1.13	仔细分析, 优化潜力无处不在	037
1.14	条形基础与联合基础——10t/日长网纸机基础设计探讨	042
1.15	及时应变, 求得成效	044
1.16	地基反力分布宜近不宜远	049
1.17	问题在哪里?	051
1.18	天然地基与桩基对比案例	054
第 2 章	楼盖选型	056
2.1	RC 梁板楼盖与 PC 无梁楼盖	056
2.2	有梁体系与无梁体系	060
2.3	井字梁与主次梁	062
2.4	地下人防车库设计	065
2.5	物流仓库集卡车专用坡道优化设计	071
2.6	新型块体内模空心楼盖	074
2.7	因地制宜, 质优取胜	079
2.8	节材——建筑绿色重要组成部分	084
2.9	一根连续次梁的计算启示	087
2.10	钢管混凝土柱与钢骨混凝土柱——青岛乾豪国际广场结构框架柱的 优化过程	089
2.11	某钢结构工程加固	092
第 3 章	增层改造	097
3.1	迎难而上	097

3.2	上门审查	101
3.3	一份报告	103
3.4	3 + 2	104
第 4 章	特种结构	106
4.1	回避矛盾	106
4.2	好钢用在刀刃上	108
4.3	迎接挑战	110
4.4	PHC 管桩抗剪	112
4.5	“不在其位，难谋其政”	114
第 5 章	结构面临建筑型式的挑战	115
5.1	建筑结构完美结合	115
5.2	体型复杂，难题较多	117
5.3	建筑结构结合，简化受力	121
5.4	力求概念设计完美	126
5.5	四边工程——传统的三边工程加边优化	131
第 6 章	结构构造	136
6.1	一个心病	136
6.2	箍筋优化潜力	138
6.3	构造细节影响材料节约	140
6.4	控制地下室混凝土外墙裂缝的几点意见	142
6.5	非正交梁支座配筋	144
第 7 章	其他	146
7.1	安全——优化重中之重（汶川地震的启示）	146
7.2	改造加固，细节尤为重要	148
第 8 章	补遗	151
8.1	第一节课	151
8.2	态度决定一切	153
第 9 章	专家点评	154
9.1	多一些优化思考	154
9.2	鼓励优化，不留遗憾	156
编后记		157
本书编写人员		159

第 1 章 地基基础

1.1 固执己见

1) 背景

1987 年上级领导要求我所在的院派一个工作组到下属基层单位，关注下一项工程的进展情况。

这是一座专业综合业务楼，由 9~11 层主楼及 3~4 层专用技术楼组成，总面积不超过 25000~26000m²，1980 年 7 月底全部出图。但直至 1985 年 8 月才开始进行桩基工程，1986 年元月完成桩基施工，完工后进行桩基质量检测，发现有少数桩质量有问题，设计方提出加固方案，与业主方、基建办存在分歧，在我们到达时仍处在停工状态。这已是桩基施工完之后一年多了，停工对于重点项目来说无疑是一个严重问题。

既然问题出在桩的质量问题上，我们就关注这方面的情况。

2) 地质

从下面所附的一个钻孔柱状图可以看出地质还是比较复杂的，基岩埋藏较深。

人工填土→黏土(1)→淤泥(1)→黏土(2)→淤泥(2)→黏土(3)→淤泥(3)→轻Ⅱ黏土→黏土(4)→淤泥(4)→坡积Ⅲ黏土→残积粉质黏土→基岩。

到基岩已是第 13 层了，基岩以细粒花岗岩为主，也有花岗斑岩，其深度可达地坪以下 30m，其强风化程度都较小，大部分为中等风化，勘察单位建议以中等风化基岩作为桩尖持力层，考虑到基岩变化坡度大，桩尖嵌入中等风化 0.5~2.0m 为好，并建议用钻孔灌注桩(图 1.1-1)。

由于地质复杂岩面起伏大，原则上要求桩尖落在中等风化层，实际上有的桩落在强风化层，总桩数为 483 根，桩径有 $\phi 1000$ 、 $\phi 800$ 、 $\phi 600$ 三种，所占比例分别为 23.2%、57.1% 及 25.7%。在 20 世纪 80 年代采用钻孔灌注桩为数不多，但在这里也是合适的。为何是这三种桩径是由当时的决策背景决定的，从眼下的技术水平、科技发展钻孔灌注桩多年的工程实践及其研

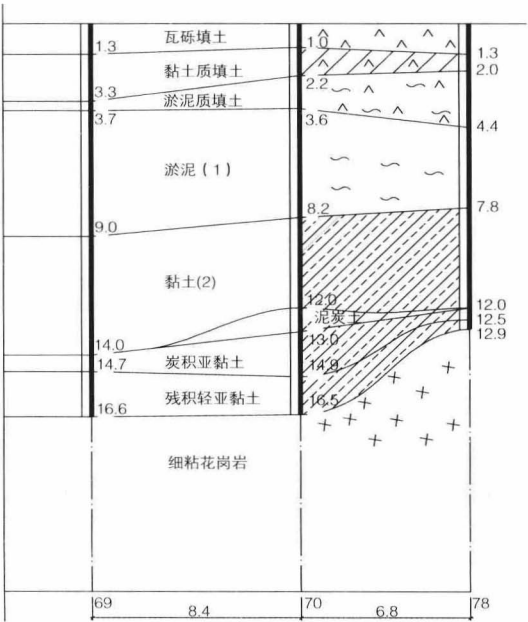


图 1.1-1 地质剖面图

究成果，显然对这样一项工程其桩数不会有这么多（图 1.1-2）。

3) 检验

这项工程的桩质量的检验工作是做得比较到位，有数家检测单位介入这项工程，用了不同方法作为检测手段，有钻孔取芯、水电效应法、静载试验等，其效果还是比较好的。

综合判断，有严重问题的还有三种情况，桩基持力层落在全风化岩上；桩尖沉渣厚度超过规定；有断桩的情况，较为严重的有 40、82、199、233、234、243、332、383、424、438、349、350、352、357 等桩，其所在位置见图 1.1-2。

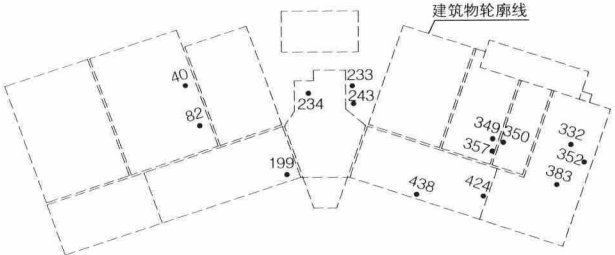


图 1.1-2 桩位图

4) 分歧

按说检验出来的问题，虽然程度十分严重，但所占比例还是很少的，然而正是这些质量问题建设单位和设计单位在如何处理上产生严重分歧。当时设计单位要将桩承台改为整体筏板，建设单位不同意这一措施，双方僵持不下，工程停建有一年之久。

正是这一年多的停工，引起各方关注，我们才有机会奉命去关注一下，我们诚心希望我们的关注能协助问题的解决。

从 1987 年 4 月 19~22 日，我们在当地只停了 4 天，去了现场，看到了建设单位保存的岩芯样本，看看设计图纸（主要是桩基设计），重点关注质量不好的桩的位置，估算了各种类型桩的承载能力。我们算得的结果出乎我的意料，在保证安全的条件下，桩的承载能力仅用了 50%，因此我们认定只需要简单的个别的处理，就可以将问题解决了，这是我碰到的最不是问题的问题，而且设计人最应该心中有数。

5) 意见

我们向建设单位提出我们对处理这个问题的建议：

（1）根据质量不合格的桩所在位置，在计算桩基及承台时，不考虑它的存在来验算桩的承载力及承台受力。

（2）有一两处没有它的存在，不能保证安全时，采取补桩措施。

6) 结果

建设单位将我们的处理意见和设计单位沟通，事后我听说他们根本不同意我们提出的意见，他们之间矛盾、分歧加大了，最终不可调和，在不得已的情况下建设单位与设计单位终止了设计合同。

这个结果是最不愿意看到的，为什么矛盾激化的程度这么深，显然矛盾、分歧由来已久，这个问题只是诱发剂，一触即发而已。

7) 结论

事情过去 20 多年了，到今日我写优化案例，仍然把它当做首例介绍出来，我希望读者看到这个案例，稍微思考一下，“我碰到这个问题将如何应对呢？”

复杂问题简单处理最为有效，充分利用条件，不使矛盾激化，把握时机退几步下个台阶，冷静反思，把问题解决了，对所有人的身心健康都有好处，对事业都有利。

（本节撰稿人：孙芳垂）

1.2 两例建筑筏基设计分析

工程实践表明在建筑结构设计领域,地基基础选型与设计常富有挑战性,这种挑战性不仅表现在大型或复杂建筑型式的工程上,而且在常规工程中也能表现出来。在北方地区带地下室的多层或高层建筑工程,一般多采用天然(复合)地基、筏形(箱形)基础。但在这类工程中也能发现某些地基基础设计与场地地质条件或工程结构特征并不匹配的案例,因而显著增加了基础材料用量。下面将结合工程案例分析阐述其中的原因。

1) 案例 1

20 世纪 90 年代末,我公司承担沈阳房地产交易中心工程的结构设计任务,地上 19 层、局部 21 层,建筑檐口高度 81.8m。地下 2 层、地下室埋深 -13.0m,建筑面积 73000m²,为钢筋混凝土框架-剪力墙结构体系。柱网尺寸为(9.0m+12.0m+18.0m+12.0m+9.0m)×9.0m。采用天然地基筏板基础。地基持力层为⑤层砾砂层,地基承载力标准值 400kPa。筏板厚度为 1500mm 及 800mm。

在同城市同期建设的另一建筑 A,地上 24 层、地下 2 层,柱网尺寸 9.0m×8.4m。地基持力层同为⑤层砾砂层,采用天然地基含暗梁的筏板基础,筏板厚度 2500mm。

上述两幢高层建筑的建筑规模相当,基础持力层均为同一砾砂土层。同为天然地基筏板基础。但基础材料用量却有显著差别,建筑 A 混凝土及钢材用量分别为沈阳房地产交易中心工程筏板基础用量的 1.67 倍及 1.89 倍。

筏板基础材料用量出现悬殊差别的原因在于关于筏板受力理念的差异。

我们认为作为建筑地基的岩土可分为岩石、碎石土、砂土、粉土、黏性土人工地基,随着各类土层地基抗力(强度和刚度)的差异,使得它们适用规范规定的程度也各不相同。坚硬岩石地基,因石质刚强地基刚度可视为无穷大,在承受竖向荷载作用时将不产生变形。显然规范关于基底反力按直线分布或视为均布的规定,并不适用于此类地基。

碎石类及砾、粗、中砂类土层,因具有高承载力和低变形的特点,规范规定的基底反力按直线分布或视为均布的理念,已不能反映筏基的受力特征。碎石类等土层在承载和抗变形方面具有较强的抗力,作用在底板上的荷载在持力层产生变形的同时,通过竖向构件下的底板面积已直接传递于地基,明显弱化了通过地基变形协调,让全部底板共同承受荷载并传于地基的作用。因此底板抗弯计算时,基底反力不按直线分布或视为均布,而是按竖向构件实际压力分布取值。沈阳房地产交易中心工程筏板基础就是按这种理念进行设计的。由于这种理念反映了筏板基础实际受力状态,因而取得了明显的技术经济效益。

2) 案例 2

某建筑 B 地上 8 层住宅楼。建筑高度 24.2m,无地下室,为钢筋混凝土剪力墙结构。采用粉喷桩处理地基,处理后复合地基竖向承载力特征值 $f_k \geq 220\text{kPa}$ 。

本工程采用梁板式筏基。筏板厚度 450mm,筏板底标高 -2.40m,基础梁截面 400mm×700mm,基础梁按倒楼盖结构布置。

接到本工程结构施工图,我们认为建筑平面布置规则、对称,属常规的多层板式住宅建筑。对基础沉降无特别要求。且复合地基承载力较高,又无地下室。对本工程采用梁板式筏基的必要性产生质疑,因此萌生了对基础选型的思考。

根据剪力墙布置状况,楼层荷载作用于剪力墙为线形或集中分布,为采用条形基础和独立基础创造了条件。楼层荷载通过剪力墙已直接传递于地基,传力路线是最短的,而且对基础传力孰轻孰重一目了然,为设计人合理设计提供了依据。筏式基础受力则是通过地基变形协调,使筏板承受了

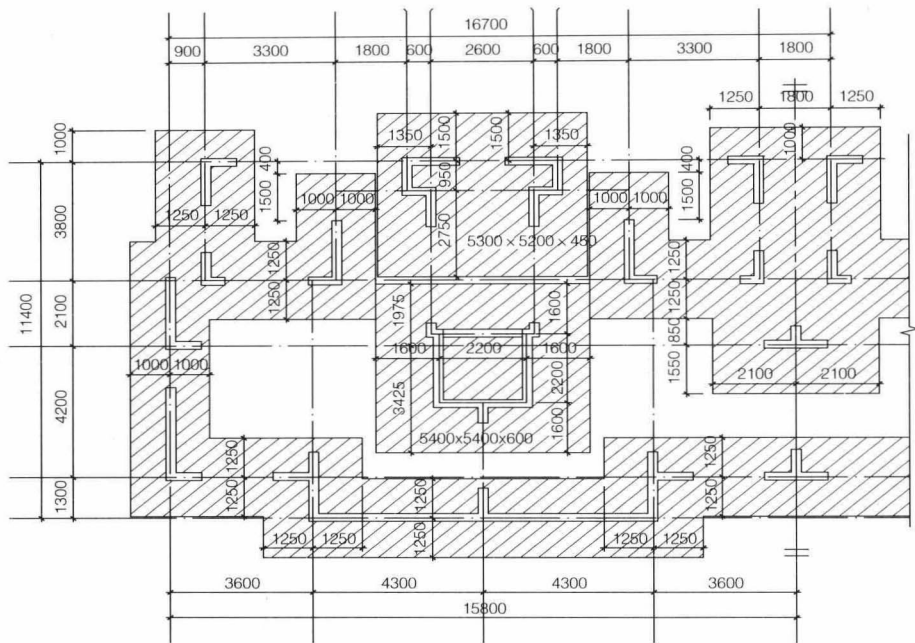


图 1.2-1 条基 + 独基方案

部分竖向荷载，是基础受力的二次效应。为了满足筏式基础倒楼盖计算模型的要求，必须设置若干基础梁，延长了传力路线，必然将增加材料用量。为此，考虑了一个条基 + 独基设计方案（图 1.2-1），并对两种基础型式进行了材料用量的估算。

条基和独基厚度除注明者外均为 450mm，基础底标高 -2.40m。为了加强结构整体性，在剪力墙洞口处均设置了与剪力墙同厚度的连梁，连梁顶面标高 -0.50m。沿条基长度方向，在剪力墙底部设置了截面为 400mm×700mm（含基础厚度）通长垫梁，加强条基支座的刚度。

两种基础型式相比，地基与基础的承载力都能满足要求。估计条基 + 独基的最终沉降要比筏基大一些。由于复合地基已提高了地基的质量，基础沉降将能满足要求。因此这种复合型基础的安全性是毋庸置疑的。由于该基础传力最直接、传力路线最短，与筏式基础相比，有明显的经济效益，估算混凝土和钢材的设计用量分别约为筏式基础的 80% 及 65% 左右。

20 世纪 80 年代以来，随着高层建筑兴建，筏式基础在工程中得到较广泛的应用。筏式基础的受力特征也得到了充分展示，对具有工程实践经验的结构工程师而言，对规范关于筏基基底压力按直线分布或视为均布的规定，都将会产生或深或浅的质疑。我们期待规范能进一步完善筏基基底压力分布的理念，使计算模型能有区别地基本符合硬、软土层的实际受力状态。提高筏式基础设计的合理性，为减少筏基材料用量创造条件。

基础选型必须与结构体系相匹配。对于无地下室的多层剪力墙结构体系，如剪力墙截面属于墙肢较短或是短肢剪力墙结构，要慎用筏式基础。因为此类剪力墙布置后必将使筏板出现整块面积较大的平板区，势必需要布置若干基础梁，使筏基形成倒楼盖受力。这样就延长了传力路线，必将增加筏基材料用量。

（本节撰稿人：汪祖培）

1.3 某高层塔楼工程两次地基基础选型分析

1) 背景

某高层塔楼工程,总建筑面积 100000m²,由两幢相邻塔楼及连体裙房组成。平面尺寸约为 130m×80m。地下 3 层,地上 38 层,裙房 4 层,地上建筑高度 138m。为剪力墙结构,天然地基、箱形基础。裙房为框架结构,天然地基、带双向肋梁筏基。箱基及筏基埋深均为 -16m。持力层为 ⑧层粉质黏土层,地基承载力标准值为 180kPa。设计采用地基承载力标准值 720kPa。箱基底板厚 1500mm,顶板厚 400mm,隔墙厚 800mm,高度为 8.97m。裙房筏板厚 1000mm。肋梁最大截面为 1000mm×2800mm。

1993 年 10 月开发商老总带着图纸和地质勘察报告到我公司,咨询对该工程地基基础设计的意见。我们研究分析了相关资料后,认为该工程采用天然地基箱形基础方案,在地基基础选型方面存在明显的缺失,不仅加大了基础材料的用量,浪费了地下室的建筑面积,而且建成后因过大的基础沉降,恐有影响工程安全和正常使用的隐患。如改用大直径扩底墩基础,将主体结构荷载直接传至抗力(强度及刚度)较大的深埋地基,完全可以避免原地基基础方案的上述弊病,取得明显的技术经济效益,保证工程安全和正常使用,并建议由原设计单位修改设计。但开发商欣赏我公司的工作态度,又首肯我们关于地基基础选型的理念,仍然表达了邀请我公司承担基础修改任务的意向。经开发商与原设计单位沟通,原设计单位在与我公司多次交流后,同意修改并作了分工:我公司负责基础设计,原设计单位负责地下室相应的设计修改工作。1994 年 3 月我公司提交了扩底墩基础施工图纸。同年完成了全部扩底墩基础的施工任务,取得了预期的技术经济效果,得到了有关单位的好评。

2) 天然地基箱形基础方案的缺失

(1) 原设计要求地基承载力标准值为 720kPa,却选择了地基承载力标准值为 180kPa 的 ⑧层粉质黏土为持力层,箱基底板压力为地基强度的 4 倍,虽然可以通过宽度、深度修正使地基承载力满足强度要求。但地基的压缩模量并不能得到相应的提高。因而不可避免的将会出现超常规较大的基础沉降量。地质勘察报告指出,估算塔楼建筑基础沉降值为 230mm,大于国标《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89)规定的高层建筑基础平均沉降量 200mm。

裙房筏板基础与塔楼箱形基础埋深均为 -16.0m。开挖的土方压力已大于筏板基础底板压力,因而筏板基础的沉降量应是很小的。箱形基础与筏板基础之间必将出现较大的差异沉降值。原设计在塔楼与裙房之间未设置沉降缝,而是设置了数条自基础底板至屋顶贯通的后浇带,设计要求在混凝土浇灌后 20 天或两个月后逐层浇灌后浇带。因而塔楼与裙房仍呈整体相连,两者之间的沉降差必将使裙房结构出现变形,影响建筑的正常使用。

(2) 原设计地下室 3 层,箱形基础占该层建筑面积 55% 左右,庞大的箱形基础不仅限制了该层的使用功能,浪费了地下室 3 层的建筑面积,而且由于箱基是以较低抗力的地基硬抗理念的产物,必然加大了材料用量,增加了工程投资。

综上所述,原设计选择的地基持力层及基础型式都是欠妥的。在选型方面主要表现了涉及安全、合理及经济等方面的缺失,但并未引起设计人员的重视,也未进行妥善处理。

3) 扩底墩基础

扩底墩基础设计依据的地质勘察文件,选择 ⑫层中粗砂土层为扩底墩的持力层,并要求墩身在 ⑦层、⑧层、⑨层、⑩层土层中各设置一组树根桩,目的在于提高单墩地基承载力以满足设计要求。场地地质剖面见图 1.3-1。

扩底墩加树根桩的竖向承载力标准值计算公式为:

$$P = A_1 \cdot f_k + \sum A_{zi} \cdot f_{ki} + 2\pi R \sum h_{1i} \cdot f_{zi}$$

式中 P ——扩底墩加树根桩竖向承载力标准值(kN);

- A_1 ——扩底墩底面积 (m^2);
- f_k ——扩底墩端阻力标准值 (kPa);
- A_{zi} ——树根桩底面积 (m^2);
- f_{ki} ——树根桩端阻力标准值 (kPa);
- R ——树根桩外圆 (虚) 半径 (m);
- h_1 ——每节树根桩 (或土层厚度) 高度 (m);
- f_{zi} ——各层土的侧阻力标准值 (kPa)。

勘察文件规定当基础沉降控制在 15mm 以内, 扩底直径不大于 3.0m, 墩身位于⑦~⑫土层内, 以⑫层中粗砂层为墩底持力层, 不同树根桩型的四种墩型扩底墩综合地基承载力标准值, 分别为 1400kPa、1300kPa、1200kPa 及 800kPa, 当扩底墩直径小于 3.0m 时, 第四种墩型 (不设置树根桩) 地基承载力可超过 800kPa。

本工程共布置了钢筋混凝土扩底墩 336 根, 扩底墩外形尺寸如下:

- 墩身直径: 900mm、1100mm、1200mm;
- 扩底直径: 2000mm、2400mm、3000mm (扩底直径 3000mm 的有 238 根, 占 70.8%);
- 墩身高度: 平均 11m 左右。

承台板厚 1500mm, 地下室底板厚 300mm, 框架柱底连系梁截面 400mm×600mm~400mm×800mm, 墩基详图见图 1.3-2。

4) 扩底墩基础技术经济效益

(1) 改善地基受力状态, 减少地基变形量, 确保了工程安全和正常使用。

扩底墩基础将主体结构荷载直接传至⑫中粗砂层及⑬卵石层, 该基础持力层及下卧层的抗力 (地基强度及刚度) 远比箱基持力层及下卧层大得多。同时扩底墩墩身设置了 4 层树根桩后, 将原墩底土层受压产生的大变形而改为墩身各层土均受荷载作用, 所产生的内应力均较小, 应变亦小, 其结果是提高了墩基承载力, 减少了基础沉降变形。勘察文件预估沉降限值为 15mm。本工程扩底墩人工开挖后, 大部分扩底墩均设置在卵石层上, 实际的墩底持力层条件优于勘察文件选择的持力层。所以设置树根桩的扩底墩基础与原设计箱基方案相比, 根本改善了地基受力状态, 大幅度降低了基础沉

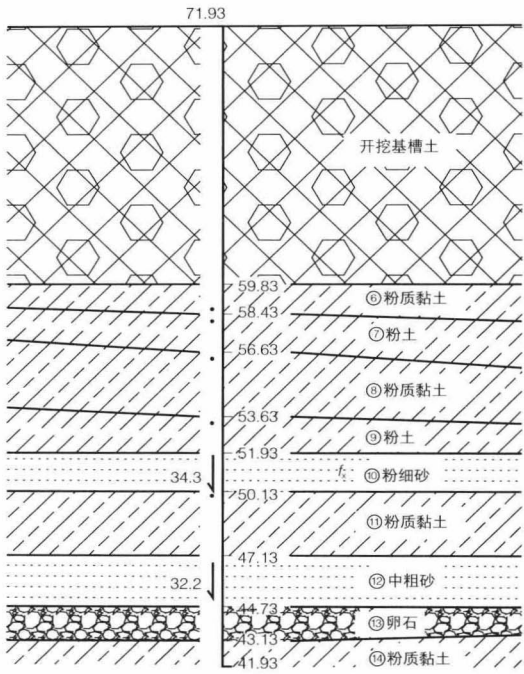


图 1.3-1 场地地质剖面

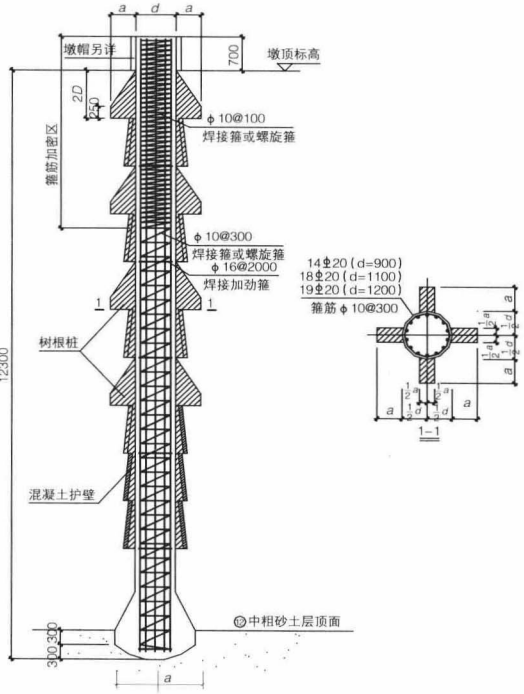


图 1.3-2 墩基详图

贬值，消除了沉降差值引发裙房结构变形的不利隐患，确保了工程安全和正常使用。

(2) 节省了材料用量，减少了投资，两种基础型式概算材料用量及投资见表 1.3-1。两者相比，扩底墩基础方案混凝土及钢材用量分别减少了 25000m³ 及 1500t。节省投资 2220 万元，取得了可观的经济效益。

两种基础型式概算材料用量及投资表 表 1.3-1

基础型式 \ 项目	混凝土 (m ³)	钢材 (t)	投资 (万元)
箱基及双向肋梁筏基	38660	2873	4404.11
扩底墩 (包括墩、承台板、底板、连系梁)	13290 (34.3%)	1400 (48.7%)	2182.15 (49.5%)

(3) 地下室增加了商业用房及车位，为业主扩大了经营面积，增加了经济效益。

原设计地下室 3 层，箱形基础占面积 55% 左右，限制了该层的使用功能。改为扩底墩基础后，取消了箱基，增加了使用面积。为此，我公司向建设单位提供了地下室建筑咨询设计方案，将地下一层改为地下商场、游戏场，增加商业面积 7000m² 左右。地下 2 层及 3 层主要改做汽车库，共布置了 265 个车位，改善了存车条件。为建设单位今后带来了显著经济效益。

5) 思考

我公司承担本工程修改基础设计工作取得圆满成功，首先在于开发商和原设计单位认同扩底墩基础的受力理念，预期的技术经济效益对他们都有明显的吸引力。这是三方合作共同完成修改工作的思想基础。开发商为了促成此项修改设计工作，对原设计单位采取了尊重、包容的态度，不仅没有考虑他们的责任，而且在修改设计费用上给予支持。调动了原设计单位参与修改工作的积极性。在开发商和原设计单位的沟通下，原设计单位结构工程师和我们经过多次交流，对扩底墩基础方案受力理念、设计构造都取得了共识。并赞同由我公司负责扩底墩基础的设计工作，他们这种对工程负责、不计个人得失、采取合作的态度是难能可贵的，也是促成圆满完成任务的关键因素。

为了满足承载力的要求，勘察单位在本工程中推荐采用设置树根桩的扩底墩基础。这在 20 世纪 90 年代还是一项创新技术。本工程实践表明设置树根桩的扩底墩基础有效提高了地基承载力，这种复合型的新技术，为扩底墩承受重载提供了技术保证，提升了扩底墩基础的使用范围。

(本节撰稿人：汪祖培)

1.4 多选择优

1) 工程情况

本工程是我公司一个创作室负责设计的一所高等院校中的一座现代教育中心，6 层框架结构，柱网横向为 7.5m，纵向为 3.5~11.2m，其 1 层平面图及剖面图如图 1.4-1 所示。

地基持力层为消除液化的碎石桩复合地基， $f_k = 160\text{kPa}$ ，地基基础选择了十字交叉梁条基方案如图 1.4-2 (a)，基础梁高度选定为 1.7m，中间跨采用联合条基，有现成十字交叉条形地基梁计算程序，原则上方案无可非议。

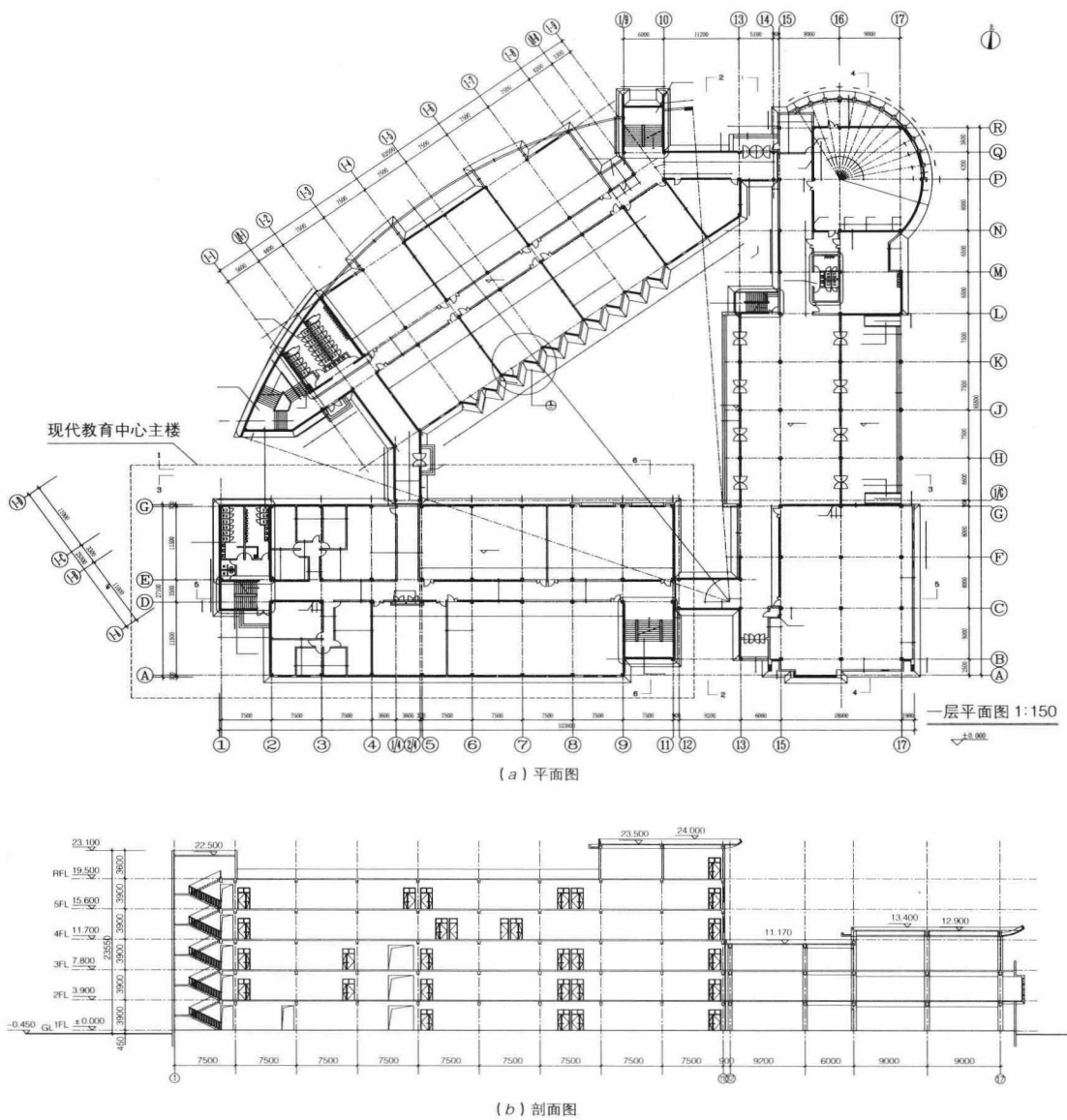


图 1.4-1 1 层平面图及剖面图

2) 内部评议

在内部工程评议时，项目主管认为设计虽合法也合理，但经济效果则是一个问题，因此项目主管提出了另三种可行且较为经济的做法：

(1) 地基反力仅沿短向柱网直线分布，长向只设置一根拉梁，如图 1.4-2 (b) 所示；

(2) 地基反力块状集中分布 如图 1.4-2 (c) 所示；

(3) 地基反力条块结合分布，如图 1.4-2 (d) 所示。

基本上地基反力分布可如图 1.4-2 (a) ~ 图 1.4-2 (d) 4 种情况，从本工程看，内外柱除角柱外，内柱边柱荷载分别为：内柱为 4260kN，边柱为 4320kN。

以最简便的内力计算看看地基梁所承受的弯矩情况，见表 1.4-1。

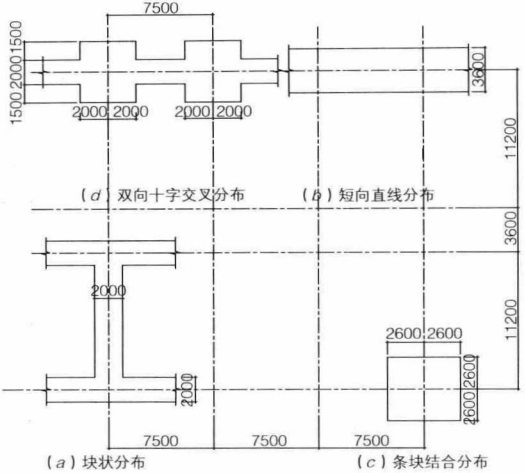


图 1.4-2 地基反力不同型式的分布图

地基梁所承受的弯矩情况		
表 1.4-1		
地基反力分布情况	短向 $L_1 = 7500$	长向 $L_2 = 11200$
图 1.4-2 (a) 双向十字梁条基 反力简图 $q = 2 \times 160$ $= 320 \text{ kN/m}$	$q = 320 \text{ kN/m}$ $q = 320 \text{ kN/m}$ $1125 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $1125 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$q = 320 \text{ kN/m}$ $q = 320 \text{ kN/m}$ $4235 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $3373 \text{ kN} \cdot \text{m}$
图 1.4-2 (b) 短向直线分布 反力简图 $q = 3.6 \times 160$ $= 576 \text{ kN/m}$ $\pm M = 1/16 q L^2$	$q = 576 \text{ kN/m}$ $q = 576 \text{ kN/m}$ $-2025 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $2025 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
图 1.4-2 (c) 块状分布 反力简图 $q = 5.2 \times 160$ $= 832 \text{ kN/m}$ $\pm M = 1/4 q a^2$	$q = 832 \text{ kN/m}$ $q = 832 \text{ kN/m}$ $a = 2600$ $a = 2600$ $-1406 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $1406 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
图 1.4-2 (d) 条块结合分布 反力简图 $\pm M = 1/16 q L^2$ $+ 1/4 q a^2$	$q_1 = 800 \text{ kN/m}$ $q_2 = 320 \text{ kN/m}$ $q_1 = 800 \text{ kN/m}$ $a = 2600$ $a = 2600$ $-1605 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $1605 \text{ kN} \cdot \text{m}$	

显然从图 1.4-2 (c) 可以看出块状分布对地基梁所产生的弯矩最小，所以在持力层土质坚硬的情况下采用这样的地基反力分布弯矩就是最小的。