

赵世春 著

型钢混凝土组合结构 计算原理



西南交通大学出版社

型钢混凝土 组合结构计算原理

赵世春 著

西南交通大学出版基金资助

西南交通大学出版社

· 成 都 ·

图书在版编目 (CIP) 数据

型钢混凝土组合结构计算原理 / 赵世春著. — 成都:
西南交通大学出版社, 2004.2

ISBN 7-81057-702-6

I. 型... II. 赵... III. 钢筋混凝土结构, 型钢—
结构计算 IV. TU375.01

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2003) 第 092686 号

型钢混凝土组合结构计算原理

赵世春 著

责任编辑	刘莉东
封面设计	肖 勤
出版发行	西南交通大学出版社出版发行 成都二环路北一段 111 号
邮 编	610031
发行部电话	87600564
网 址	http://press.swjtu.edu.cn E-mail: cbsxx@swjtu.edu.cn
印 刷	四川森林印务有限责任公司印刷
开 本	850mm × 1168mm 1/32
印 张	5.3125
字 数	129 千字
版 次	2004 年 2 月第 1 版
印 次	2004 年 2 月第 1 次印刷
书 号	ISBN 7-81057-702-6/TU · 330
定 价	13.80 元

内 容 简 介

本书为作者所进行的型钢混凝土组合结构部分研究成果的总结，全书共十章。内容包括型钢混凝土组合结构的发展历史；采用平截面假定建立型钢混凝土组合构件正截面承载力计算相关方程；根据塑性理论的下限定理分析计算型钢混凝土组合构件承载力的累加方法，用累加方法建立型钢混凝土组合构件正截面承载力和斜截面受剪承载力计算公式；利用现行混凝土结构设计规范有关计算公式，建立型钢混凝土组合梁刚度和裂缝宽度计算公式；采用累加方法分析型钢混凝土组合柱与基础的锚固计算；根据试验结果，分析型钢混凝土组合构件的抗震性能和恢复力特性；最后给出一个工程算例。

本书可供土木工程专业的科技人员和大专院校师生与研究生参考。

序 言

随着国民经济发展，对工程建设也提出新结构体系的要求，型钢混凝土组合结构就是其中之一。它将型钢和钢筋混凝土两种材料组合在一起，共同工作，不但发挥了各自的长处，并且互补各自的不足。这种结构具有较大的延性，抗震性能增强，且利于施工。

我国自 20 世纪 80 年代才开始对型钢混凝土结构进行较系统的研究，进行了系列的试验研究工程，1996 年国家计委工程建设国家标准规范重点科研项目“混凝土结构设计规范第四批科研课题”将“型钢混凝土结构性能及方法”列为研究课题之一，组成专门研究课题组，并负责编写技术规程。2001 年我国颁布了第一部“型钢混凝土组合结构技术规程”。本书著者一直参与有关的科学试验研究工作，及技术规程的编写。

本书内容为著者研究成果的一部分——型钢混凝土组合结构计算方法。任何结构计算都要满足工程设计的实际需要，因此它只能是基于科学试验研究分析的结论，作一定的基本“计算假设”，而提出符合实际的“计算方法”。本书是著者提出的实用计算方法。

本书可供工程设计人员，高校科研人员及研究生教学用。

路湛沁

2003 年夏

目 录

第一章 绪 论	1
第一节 型钢混凝土结构的特点	1
第二节 型钢混凝土结构发展历史	1
第二章 基于平截面假定的正截面承载力计算	11
第一节 基本假定	11
第二节 中和轴位于混凝土截面内的 $N-M$ 相关方程	12
第三节 中和轴位于混凝土截面外的 $N-M$ 相关方程	25
第三章 计算型钢混凝土构件极限承载力的 累加方法	34
第四章 基于累加方法的正截面承载力计算	37
第一节 型钢截面的 N_s-M_s 相关曲线	37
第二节 基于最大累加的正截面承载力计算公式	39
第三节 计算公式的精度	44
第五章 基于累加方法的斜截面受剪承载力计算	48
第一节 型钢构件承载力分析	48
第二节 钢筋混凝土构件受剪承载力分析 ——试验模型	53
第三节 基于试验模型的型钢混凝土构件斜截面 受剪承载力计算	55

第四节	实用简化计算公式	59
第五节	钢筋混凝土受剪承载力分析 ——若林·南模型	64
第六节	基于若林·南模型的型钢混凝土构件 受剪承载力 $N-V$ 相关方程	78
第六章	梁刚度计算	88
第一节	刚度计算方法之一	88
第二节	刚度计算方法之二	92
第七章	裂缝宽度计算方法	96
第一节	计算公式	96
第二节	与试验结果的比较	97
第八章	柱与基础锚固计算	100
第一节	底板下混凝土受弯承载力	101
第二节	地锚螺栓	102
第三节	底板周围的钢筋混凝土	104
第四节	非埋入式连接部位的承载力	107
第九章	抗震性能与恢复力特性	110
第一节	试验研究结果	110
第二节	恢复力模型	124
第三节	累积损伤模型	144
第十章	工程算例	146
参考文献		160

第一章 绪 论

第一节 型钢混凝土结构的特点

型钢混凝土结构是以型钢为钢骨并在型钢周围配置钢筋和浇筑混凝土的埋入式组合结构体系，这种结构体系在日本称之为钢筋混凝土结构（Steel Reinforced Concrete）。在英、美等西方国家称之为混凝土包钢结构（Steel Encased Concrete），在前苏联则称之为劲性钢筋混凝土结构。

由于型钢混凝土结构中的型钢与其外包混凝土结构共同工作，两种材料的强度都能得到充分利用。与钢筋混凝土结构相比，由于内埋了型钢而使构件承载力大为提高，且具有较大的延性，抗震性能好；此外，型钢在施工阶段可作为支架结构。与钢结构相比，由于外包混凝土的约束，可以防止钢构件的局部失稳并提高构件的整体刚度，从而使钢材的强度得以充分利用，节省钢材；外包混凝土还能提高钢构件的耐火性及耐久性。由于型钢混凝土结构具有许多优点，因而在许多国家得到了广泛应用。

第二节 型钢混凝土结构发展历史

一、日本的型钢混凝土结构

（一）起源

日本的型钢混凝土结构是日本所特有的一种结构体系，起源于1910年。当时，从欧洲传入日本的护墙结构（curtain wall

system) 如图 1.1 所示。它是用型钢作为骨架埋入砖石护墙的结构。代替型钢周围的砖石, 用钢筋混凝土外包型钢, 这就是日本的型钢混凝土结构雏形。

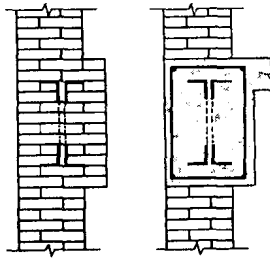


图 1.1 日本型钢混凝土结构雏形

1918 年, 在旧东京海上大楼中 (地上 7 层), 柱及内部大梁的型钢均外包了钢筋混凝土。1921 年设计的日本兴业银行 (地上 7 层、地下 1 层), 其柱及梁的断面构成如图 1.2 所示。外墙主要是砖墙并在必要的地方设置了钢筋混凝土剪力墙。

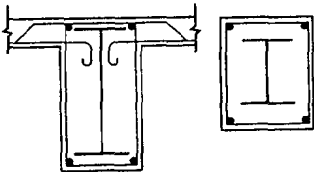


图 1.2 日本兴业银行型钢混凝土结构断面构成

1923 年关东大地震, 东京市已建成的几幢型钢混凝土结构建筑物所受损伤极轻微。因此, 内藤多仲在 1924 年发表的“钢结构震害调查”一文中指出: 层数较多的型钢混凝土结构也具有好的抗震性能且震害极小^[1]。自此以后, 在日本, 6 层以上的建筑物开始广泛采用型钢混凝土结构并逐渐发展成为日本所独特的一种结构体系。

(二) 型钢形式的变迁

图 1.3 给出了 1910—1920 年的日本型钢混凝土结构的变迁情况^[1]。虽然在 1910—1920 年的型钢混凝土结构形成期间使用了实腹型钢, 但在关东大地震后, 为了节省价格高昂的钢材, 采用了

以角钢铆接组合而成的空腹钢骨，这种结构形式在 20 世纪 40 年代末期得到了普及。到 20 世纪 50 年代，由于焊接技术的普及，节点采用钢板焊接而成，而梁柱构件仍以铆接为主。在 20 世纪 60 年代，随着 H 型钢的生产，日本开始使用 H 型钢，节点采用焊接构造。到了 20 世纪 70 年代，型钢混凝土结构中梁柱均采用了 H 型钢作为钢骨，并且由于在高层建筑中广泛使用剪力墙的缘故，柱中钢骨不再采用双向十字形而主要采用单向 H 型钢，这样不仅易于施工，而且也降低了造价。

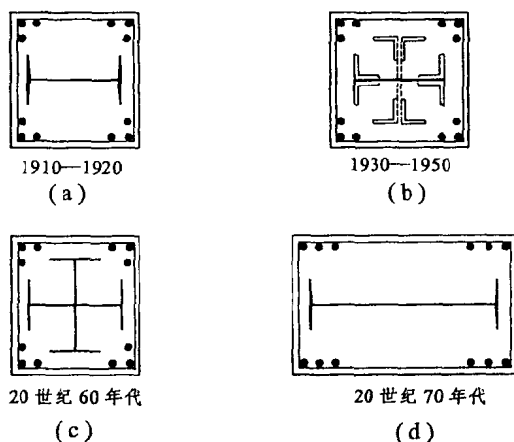


图 1.3 日本型钢混凝土结构中钢骨形式的变化

在日本，型钢混凝土结构中钢材用量随着时代的不同也有很大变化，见图 1.4。图中横轴为钢筋与钢骨用量之和（用单位楼层面积的用量表示），纵轴为钢材中钢骨所占的比例。关东大地震之前，用钢量为 100 kg/m^2 左右（A 区域），其中型钢约占 60%~100%。关东大地震之后，用钢量在 $200\sim300 \text{ kg/m}^2$ 左右（B 区域），其中钢骨约占 30%~80%。进入 20 世纪 30 年代，钢材用量开始减少（C 区域），到 20 世纪 40 年代，用钢量进一步减少到 $100\sim200 \text{ kg/m}^2$ （D 区域）。根据 1982 年的调查（以 1980 和 1981

年所建造的型钢混凝土结构为对象), 用钢量为 $80\sim180\text{ kg/m}^2$ (E 区域), 其中型钢约占 $20\sim50\%$ 。一般来说, 在日本, 型钢混凝土规范制订以前的用钢量变化范围是很大的, 包括从近似于钢骨混凝土到近似于钢筋混凝土的多种多样的结构。在型钢混凝土规范制定以后, 特别是在今天, 型钢混凝土结构的设计计算方法都已定形, 其钢材及型钢用量的变化范围比较小, 平均来说, 用钢量为 120 kg/m^2 , 其中型钢约占 40% 左右。

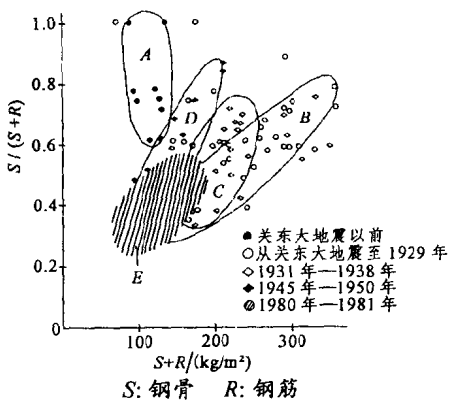


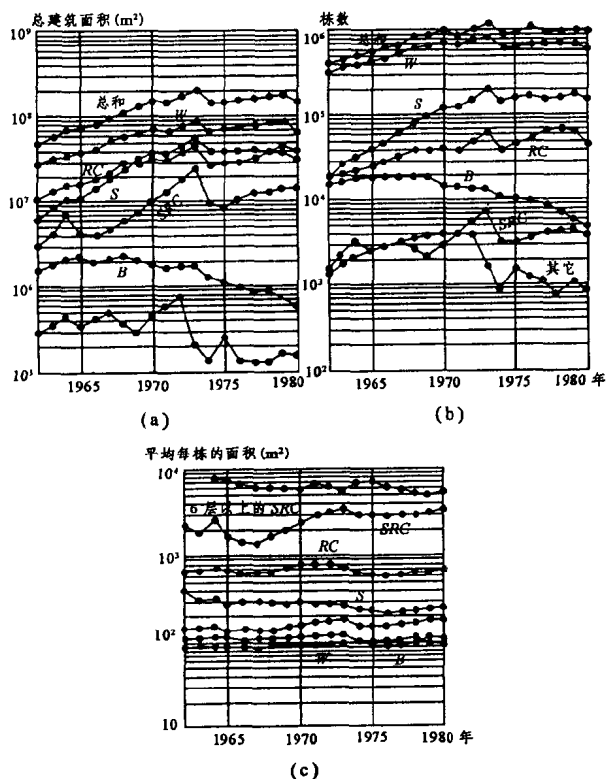
图 1.4 日本型钢混凝土结构中钢材用量变化情况

(三) 建设情况

由于型钢混凝土结构是抗震防火最佳结构的观点已被公认, 因此, 日本的中高层建筑及大型建筑物广泛采用这种结构形式。日本在 1950 年公布了建筑基本法, 作为建筑行政指导方针, 要求 6 层以上建筑物采用型钢混凝土结构。1953 年要求 7 层以上的建筑物采用型钢混凝土结构; 1970 年要求 8 层以上建筑物采用型钢混凝土结构。

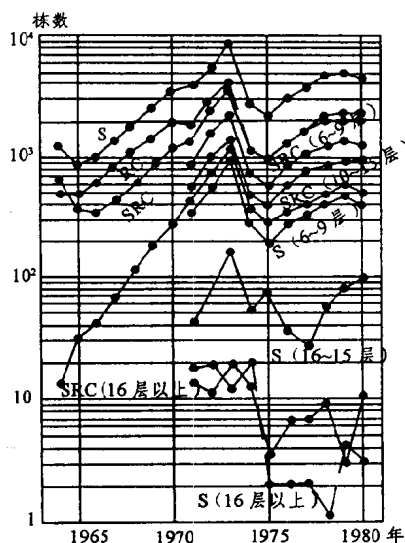
图 1.5 给出了 1962—1980 十九年间日本所建造的各种建筑的结构类别情况。图 1.5 (a) 为总建筑面积, 图 1.5 (b) 为栋数, 图 1.5 (c) 为平均每栋的建筑面积。可以看出, 1976—1980 五年

间, 平均每年建造的各类房屋总面积为 1.6 亿 m^2 , 栋数为 97 万栋。其中型钢混凝土结构为 1300 万 m^2 (占 7.9%), 共 4300 栋 (占 0.4%)。虽然型钢混凝土结构的栋数只占总数的 0.4%, 但建筑面积却占了总面积的 8% 左右。每一栋的建筑规模与其他结构相比是最大的, 平均每栋约为 3000 m^2 。此外, 1978—1980 三年间所建造的 10~15 层的高层建筑, 平均每年为 970 栋。其中型钢混凝土结构为 890 栋, 占总数的 92%。对于 16 层以上的高层建筑, 也较多地采用了型钢混凝土结构 (见图 1.6)。



S: 钢结构; W: 木结构; RC: 钢筋混凝土; B: 砖石结构

图 1.5 日本各种建筑物的结构类别情况



S: 钢结构; W: 木结构; RC: 钢筋混凝土; B: 砖石结构

图 1.6 日本 6 层以上建筑物的结构类别与栋数

(四) 震害情况

日本的型钢混凝土结构在最初形成期间就经受了关东大地震的考验，然而当时的型钢混凝土结构计算方法没有多少试验基础，更不用说抗震计算了。在此之后 55 年间（1923—1977 年）发生地震的地区基本上没有建造型钢混凝土结构物。因此在这段时间内一直没有机会检验按型钢混凝土规范的抗震设计方法所设计的型钢混凝土结构的抗震性能。1978 年 6 月在宫城县地震中，仙台市为主震区，当时仙台市已建有约 300 栋型钢混凝土建筑。这些建筑基本上是根据震度法按静力设计的，高度在 45 m 以下。这次地震的地面最大加速度为：在南北方向的丘陵及软弱地基上为 0.25~0.3 g，坚硬地基上为 0.15~0.18 g；在东西方向上为南北方向的 3/4~4/5。对于这种规模的地震，虽然有的型钢混凝土建筑

中柱子产生了剪切斜裂缝，但总的说来型钢混凝土建筑的主体结构没有受到大的损害。然而，当时有许多钢结构和钢筋混凝土建筑遭到了严重破坏。

（五）设计规范的变迁

型钢混凝土结构在日本是从 1920 年开始广泛应用并开始进行基础性研究。1928—1937 年进行了一些格子形型钢混凝土梁、柱及节点静力试验，但大规模有系统的研究是从 1950 年开始的。1951—1956 年，东京大学生产技术研究所的坪井善胜、若林实研究小组为研究型钢混凝土结构承载力，进行了梁的弯曲、柱子偏压、梁柱剪切、节点以及粘结等各种试验。此外，东京大学工学部的仲威雄、高田周三研究小组进行了足尺寸梁的剪切及节点试验^[2]；梅村魁研究小组进行了柱子偏压试验^[3]。以上研究基本上是以格子形空腹型钢构件为主。以这些研究成果为基础，日本建筑学会于 1958 年制定了以累加强度为基本体系的型钢混凝土设计规范。

型钢混凝土规范制定以后，对型钢混凝土结构的研究也基本告一段落。1960—1970 年 10 年间虽然也个别进行过一些验证性试验，但没有进行系统的研究。日本从 1959 年开始了 H 形型钢的生产，为此，横尾义贯、若林实等进行了 H 形型钢混凝土构件的弯曲、中心及偏心受压、剪切及节点的试验研究^[4]。这些研究证实了当时的型钢混凝土设计规范同样适用于 H 形型钢混凝土结构。

日本在 1963 年对 1958 年制定的型钢混凝土规范进行了第一次修改^[5]。修改后的内容与初版内容基本相同，只是对有关剪力计算条文给出了具体的计算公式，并在柱子部分的说明中给出了钢骨与钢筋为非对称配置时的累加强度计算公式。到了 1970 年，研究的重点是最大强度后的延性及滞回特性等，此时对型钢混凝土的大规模研究又再度兴起。若林实、南宏一研究小组对往复加

载下柱子偏压、剪切及框架结构等进行了系统的研究^[6]。型钢混凝土设计规范在 1975 年进行了大的修改^[7]，修改的主要原因之一是：由于 1968 年十胜近海地震对钢筋混凝土设计规范对剪切设计进行了大幅度修改，因此，型钢混凝土设计规范中的钢筋混凝土部分的剪切设计也必须作相应的修改。为此，日本建筑学会型钢混凝土分会进行了接近于足尺寸的型钢混凝土构件剪切试验。结果表明，在大变形范围内往复加载时，某些形式的型钢混凝土构件会产生脆性破坏，有时会使型钢与混凝土之间的粘结丧失等。以这些试验结果为基础，以确保型钢混凝土构件的延性为目的对型钢混凝土设计规范进行了修改。修改后的规范要求停止使用缺乏延性的格子形型钢混凝土构件并建议使用桁架形式和实腹式型钢。

1981 年日本制定了新的抗震设计法，要求在大地震作用时对中高层建筑物各层的极限强度进行验算。为此，日本建筑学会于 1987 年对型钢混凝土设计规范进行了第三次修订^[8]。修订后的型钢混凝土规范由允许应力设计法和极限状态设计法两部分组成，为此还将钢管混凝土并入了型钢混凝土设计规范中。

二、欧美的型钢混凝土结构

型钢混凝土结构在日本是作为一种结构体系而被广泛采用的，而在欧美各国的情况与日本大不相同。在美国，在钢构件上外包混凝土作为防火层，在此，仅考虑混凝土对刚度的贡献，其柱子如图 1.7 (a) 所示。或将钢构件配置在断面中央并在四周配置钢筋浇筑混凝土形成钢筋混凝土，如图 1.7 (b) 所示。此时考虑钢筋混凝土对承载力的贡献。对于后者，如完全采用钢筋混凝土则可能会更经济一些，故这种埋入式的结构形式在美国使用得不多。图 1.7 (c) 为高层建筑的四周设置了较密的柱子（如筒体结构）时所采用的柱子断面构成一例^[9]。在美国，型钢混凝土柱设计公式最初出现在 1963 年的 ACI318—63 中^[10]，该设计公式考

考虑了混凝土对承载力的贡献。1971 年 ACI318—71 采用了极限状态设计法，相应的型钢混凝土也采用了极限状态设计公式^[11]。在英国，最初仅考虑混凝土的防火作用，1940 年以前不考虑它对刚度及承载力的提高。此后，在长柱稳定性计算中考虑了混凝土的影响。到 1959 年，BS449 才考虑了混凝土对承载力的贡献^[12]。

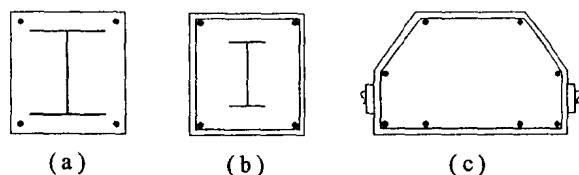


图 1.7 美国的型钢混凝土结构形式

在欧美各国，由于设计用水平力（风荷载及地震荷载）比较小，一般情况下柱子较细长，因此对柱子稳定性的研究较多。以 Stevens 于 1965 年所发表的研究为契机，Bondale^[13]（1966 年），Basu^[16]（1967 年），Roderich、Rogers^[15]（1969 年），Viridi、Dowling^[24]（1973 年）等从 1960 年后半期到 1970 年对型钢混凝土长柱稳定性进行了理论及试验的研究。1979 年四个国际组织（CEB、FIP、ECCS、IABSE）成立了组合结构委员会，于 1981 年出版了《组合结构》模式规程^[17]，其中对型钢混凝土柱给出了较详细的规定和计算方法。

前苏联在二次世界大战后的恢复建设中曾大量使用型钢混凝土结构，并于 1951 年制定了设计规范。该规范是以空腹式型钢的梁柱及框架结构为主要对象，当时没有设置钢筋及箍筋。1978 年苏联混凝土结构研究所编制了“劲性钢筋混凝土结构设计指南 CN3—78”，该规范与 1951 年的规范有较大不同，这次是以实腹型钢为主要内容并强调必须设置纵向钢筋和箍筋。

三、中国的型钢混凝土结构

进入 20 世纪 80 年代后，随着经济的发展，我国开始进行型钢混凝土结构的研究与应用。1986 年国家计委工程建设国家标准规范重点科研项目“混凝土结构设计规范第四批科研课题”中列入了“型钢混凝土结构性能及设计方法”研究课题并成立了研究课题组，进行了一系列的试验研究，研究成果于 1991 年通过了建设部鉴定^[18]。2001 年，我国第一部“型钢混凝土组合结构技术规程”JGJ138—2001 颁布执行^[19]。