

建筑科学研究报告

REPORT OF BUILDING RESEARCH

1984

No.1-3

钢管混凝土柱的性能和强度计算

Behaviour and Ultimate Strength of Concrete-Filled
Steel Tubular Columns

中国建筑科学研究院

CHINA ACADEMY OF BUILDING RESEARCH



提 要

本报告包括五篇论文。

第一篇论文报导了57根轴心受压钢管混凝土短柱($L/D \leq 4$)的试验结果。试验的主要参数为套箍指标、加载方式(图1)和试件高度。试验表明,加载方式和试件高度对短柱承载能力的影响不明显。

文中探讨了钢管混凝土轴压短柱的工作机理。用A. A. Gvozdev教授的极限平衡法推导了短柱极限强度的计算公式。基本假设为:①核芯混凝土处于三向受压应力状态,钢管处于纵压—环拉的双向应力状态,②三向受压下混凝土的强度条件用经验方程(3)描述,③钢管服从Von Mises屈服条件(6)。经用本文的和文献上的试验结果对建议的公式(25)和(26)进行校核,实测值与计算值符合良好。

第二篇论文论述了26根长细比(L/D)从3到50的钢管混凝土长柱轴心受压的试验结果。试验表明,这种柱子的承载能力随长细比的增大而显著下降。文中论述了求解中长柱承载能力在理论上所遇到的若干困难。根据试验数据,提出了计算长细比影响的强度折减系数 φ_1 的经验公式(3)。在 $L/D \leq 50$ 的范围内,该公式与本文的试验结果和文献上的试验结果都符合良好。

第三篇论文讨论了51根钢管混凝土偏压柱的试验结果,其柱端偏心率(e_0/r_0)从0到1.3,长细比(L/D)从4到22。试验表明,钢管混凝土柱的极限强度随偏心率和长细比的增加而显著降低。极限承载能力的总折减系数可表达为由于长细比影响的折减系数 φ_1 和由于偏心率影响的折减系数 φ_0 的乘积。前一个系数 φ_1 可用第二篇论文所建议的公式(3)进行计算,而后一系数 φ_0 则建议用经验公式(6)和(10)进行计算。经用极限分析理论的定理证明和用实验结果校核,该公式是合理的,与本文的和文献上的试验结果都很接近。

第四篇论文报导了2根钢管混凝土梁的抗弯试验结果。文中提出了计算钢管混凝土抗弯强度的简化近似公式(3),并用试验结果对之作了校核。

最后一篇论文为在上述四篇论文结果的基础上提出的钢管混凝土结构设计方法的建议。

Behaviour and Ultimate Strength of Concrete -Filled Steel Tubular Columns

Institute of Building Structures

Abstract

This report is divided into 5 papers.

The first paper presents the test results of 57 concentrically-loaded short columns ($L/D \leq 4$). The main experimental parameters are the degree of confinement, the loading condition (Fig. 1) and the slenderness ratio. The tests show that both the influences of loading conditions and slenderness ratio on the ultimate strength of short columns are not pronounced.

A working mechanism of short concrete-filled steel tubular columns is presented. Limit equilibrium method due to prof. A. A. Gvozdev is used to derive formula for the ultimate strength of short columns. The basic assumptions are: ① the concrete core is stressed triaxially and the steel tube biaxially, ② the triaxial failure criterion of concrete is illustrated by empirical equation (3) and ③ the yield of steel tube is stated by Von Mises criterion in the form of equation (6). The proposed formulas (25) and (26) are verified by the test results introduced in this paper and available in literature, where L/D was less than 4. Good agreement is obtained between the experiments and the predictions.

The second paper describes the test results of 26 concentrically-loaded long concrete-filled steel tubular columns with slenderness ratio (L/D) varying from 3 to 50. Tests show that due to the increase of slenderness ratio, the strength of these columns is significantly reduced. Some of the troubles met in theoretical limit analysis of the columns with medium slenderness ratio are presented. Based on the test data an empirical formula (3) for predicting the strength reduction factor φ_1 is proposed. It is seen that for $L/D \leq 50$ the proposed formula is generally in good agreement with the present test results and the test results available in literature.

The third paper deals with the test results of 51 eccentrically-loaded concrete-filled steel tubular columns with end eccentricity ratio (e_0/r_0) varying from 0 to 1.3 and slenderness ratio (L/D) from 4 to 22. Tests

show that with the increase of slenderness ratio and eccentricity ratio, the ultimate strength of these columns is significantly reduced. It is found that the global strength reduction factor of the column can be expressed as a product of reduction factor due to slenderness ratio φ_1 and that of due to eccentricity ratio φ_e . The former reduction factor φ_1 can be estimated by the formula (3) as proposed in the second paper. For predicting the latter reduction factor φ_e , the empirical formulas (6) and (10) are presented. It is verified by the theorem of limit analysis theory and by the experiment that the proposed formulas are rational and very close to both the present test results and the test results available in literature.

The fourth paper shows the test results of 2 concrete-filled steel tubes with bending. A simple approximate formula (3) for estimating the flexural strength of concrete-filled steel tubes is proposed and compared with the experimental results.

The last paper is recommendations for the design of concrete-filled steel tubular columns based on the previous four papers in this report.

- (15)
 (16)
 (17)
 (18)
 (19)
 (20)
 (21)
 (22)
 (23)
 (24)
 (25)
 (26)
 (27)
 (28)
 (29)
 (30)
 (31)
 (32)
 (33)
 (34)
 (35)
 (36)
 (37)
 (38)
 (39)
 (40)
 (41)
 (42)
 (43)
 (44)
 (45)
 (46)
 (47)
 (48)
 (49)
 (50)
 (51)
 (52)
 (53)
 (54)
 (55)
 (56)
 (57)
 (58)
 (59)
 (60)
 (61)
 (62)
 (63)
 (64)
 (65)
 (66)
 (67)
 (68)
 (69)
 (70)
 (71)
 (72)
 (73)
 (74)
 (75)
 (76)
 (77)
 (78)
 (79)
 (80)
 (81)
 (82)
 (83)
 (84)
 (85)
 (86)
 (87)
 (88)
 (89)
 (90)
 (91)
 (92)
 (93)
 (94)
 (95)
 (96)
 (97)
 (98)
 (99)
 (100)

目 录

符号

I、钢管混凝土短柱的基本性能 和强度计算的研究.....

.....蔡绍怀 焦占栓 (1)	
一、前言..... (1)	
二、试验概况..... (2)	
三、试验结果分析..... (7)	
四、钢管混凝土的工作机理..... (11)	
五、强度计算..... (15)	
六、结论..... (23)	
参考文献..... (23)	

II、钢管混凝土长柱的性能和强度计算 的研究.....

.....蔡绍怀 顾万黎 (24)	
一、前言..... (24)	
二、试验概况..... (25)	
三、试验结果分析..... (27)	
四、长柱的极限强度计算..... (33)	
五、结论..... (36)	
参考文献..... (36)	

III、钢管混凝土偏压柱的性能和强度计算的研究.....

.....蔡绍怀 邸小坛 (37)	
一、前言..... (37)	
二、试验概况..... (37)	
三、试验结果分析..... (42)	
四、偏压柱的强度计算..... (44)	
五、结论..... (49)	
参考文献..... (50)	

IV、钢管混凝土抗弯强度的试验研究.....蔡绍怀 顾万黎 (51)

一、引言..... (51)	
二、试验概况..... (51)	
三、试验结果分析..... (52)	
四、极限抗弯强度计算..... (53)	
参考文献..... (54)	

V、钢管混凝土结构设计建议.....套箍混凝土结构研究组	(54)
一、前言.....	(54)
二、符号.....	(55)
三、材料及限值.....	(55)
四、计算.....	(55)
五、构造.....	(56)
六、计算示例.....	(56)

BEHAVIOUR AND ULTIMATE STRENGTH OF CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR COLUMNS

NOTATION

I. BEHAVIOUR AND ULTIMATE STRENGTH OF SHORT CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR COLUMNS

.....Cai Shaohuai, Jiao Zhanshuan (1)	
1. Introduction	(1)
2. Outline of the Test	(2)
3. Test Results	(7)
4. Mechanism of Concrete-filled Steel Tubular Co- lumns	(11)
5. Ultimate Strength of Short Columns	(15)
6. Conclusions	(23)
References	(23)

II. BEHAVIOUR AND ULTIMATE STRENGTH OF LONG CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR COLUMNS

..... Cai Shaohuai, Gu Wanli (24)	
1. Introduction	(24)
2. Outline of the Test	(25)
3. Test Results	(27)
4. Ultimate Strength of Long Columns	(33)
5. Conclusions	(36)
References	(36)

III. BEHAVIOUR AND ULTIMATE STRENGTH OF EC- CENTRICALLY-LOADED CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR COLUMNS

.....Cai Shaohuai, Di Xiaotan (37)	
--------------------------------------	--

1. Introduction.....	(37)
2. Outline of the Test.....	(37)
3. Test Results.....	(42)
4. Ultimate Strength of Eccentrically-loaded Columns	(44)
5. Conclusions.....	(49)
References.....	(50)

IV、 FLEXURAL STRENGTH OF CONCRETE-FILLED STEEL TUBES.....Cai Shaohuai, Gu Wanli (51)	
1. Introduction.....	(51)
2. Outline of the Test.....	(51)
3. Test Results.....	(52)
4. Flexural Strength of Concrete-filled Steel Tubes	(53)
References.....	(54)

V、 RECOMMENDATIONS FOR THE DESIGN OF CON- CRETE-FILLED STEEL TUBULAR COLUMNS.....	
.....Research Group of Confined concrete structures (54)	
1. Introduction.....	(54)
2. Notation.....	(55)
3. Materials and Limitations.....	(55)
4. Design.....	(55)
5. Connections.....	(56)
6. Examples.....	(56)

I、钢管混凝土短柱的基本性能和强度计算的研究

中国建筑科学研究院结构研究所 蔡绍怀 焦占栓

一、前言

在工程建设中,最大限度地节约钢、木、水泥“三材”,是建筑工作者长期的重要任务。过去我国的建筑结构改革,多着重于:(1)改进结构形式,减轻结构自重;(2)研制新的结构材料,以满足现代建筑对设计与施工所提出的一系列新的要求。今后虽然还可在这些方面继续努力,但尚可从利用现有的建筑材料,创造性能更优越、具有更多功能的组合材料和结构构件,以达到进一步减轻结构自重、节约“三材”和简化施工安装工艺的目的。钢管混凝土就是这样一种由普通混凝土填入薄壁钢管内而形成的组合材料。

钢管混凝土在本质上属于套箍混凝土。它除具有一般套箍混凝土的强度高、重量轻、塑性好、耐疲劳等优点外,还具有以下一些独特的优点:

- (1) 钢管本身就是模板。因而浇灌混凝土时,可省去支模、拆模的工料。
- (2) 钢管本身就是钢筋。根据受力条件不同,兼有纵向钢筋(受拉和受压)和横向箍筋的作用。制作钢管远比制作钢筋骨架省工省料,而且便于浇灌混凝土。
- (3) 钢管本身又是劲性承重骨架。在施工阶段可起劲性钢筋骨架的作用,其焊接工作量远比一般型钢骨架为少,从而可简化施工安装工艺、节省脚手架、缩短工期。

在结构的受压杆件中,采用钢管混凝土代替钢筋混凝土和结构钢,可大幅度地节省“三材”和减轻结构自重,使传统结构的性能大为改善,尤其是在高层、大跨、重载和抗震的建筑结构中,能更好地满足设计和施工的一系列要求。

理论分析和工程实践都表明,钢管混凝土与结构钢相比,在保持自重相近的条件下,可节省钢材约百分之五十,焊接工作量可大幅度减少;与普通钢筋混凝土相比,在保持钢材用量相近的条件下,构件截面面积可减小约一半,混凝土和水泥用量以及结构自重也相应减少约百分之五十。

在土木建筑工程中应用钢管混凝土结构已有很长的历史。它和螺旋箍筋混凝土结构几乎同时出现。早在本世纪初,美国就在一些单层和多层房屋建筑中采用了称为“Lally Column”的钢管混凝土柱^[1]。三十年代末,苏联曾用钢管混凝土建造了跨度101m的公路拱桥^[2]和跨度140m的铁路桥^[3,4]。大约从六十年代以来,钢管混凝土结构日益受到重视,苏联、西欧、北美和日本等都越来越多地在厂房建筑、高层建筑和特种工程结构中加以应用。

我国从1959年开始研究钢管混凝土的基本性能和应用^[5]。六十年代首先将钢管混

混凝土柱用于北京地铁车站工程,以后又相继在冶金、造船、电力等部门的单层厂房和重型构架中得到成功的应用。目前正致力于探索在多层和高层建筑中的应用。

在现代土木建筑工程中,因地制宜地采用钢管混凝土结构,无疑是一种进步现象。钢管混凝土在技术上经济上的优越性,已愈益受到人们的重视,有着广阔的应用前景。

钢管混凝土的应力状态和破坏过程,远比一般螺旋箍筋混凝土复杂。关于钢管混凝土的破坏机理和强度计算方法,国际上至今众说纷纭。国内近年来对此问题的研究亦很活跃[6,7,8,9,10]。为了加深对钢管混凝土力学行为的认识,并在此基础上提出便于设计人员应用的强度计算方法,以促进钢管混凝土结构的推广,中国建筑科学研究院结构所在1980年到1983年期间作了一系列钢管混凝土短柱、长柱、偏心受压柱的试验研究。本文将扼要地报导其中短柱部分的研究成果。

二、试验概况

试验自1980年7月开始,到1982年9月结束,共进行了57根钢管混凝土短柱试验。试验的主要参数为套箍指标、加载方式和试件高度。详细数据如表1所列。试验用的钢管和混凝土如表2和表3所列。

试件的加载方式分A、B、C三种,如图1所示。A式加载:荷载借钢质压头直接施加于核芯混凝土,(压头直径比钢管内径小2mm),钢管不直接承受纵向荷载。

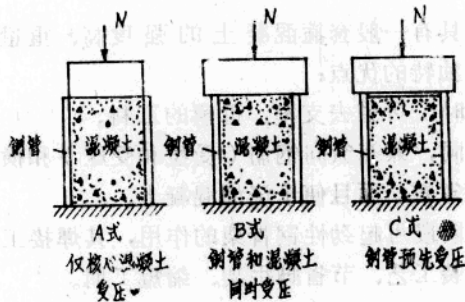


图1. 试件加载方式

混凝土从试件顶部灌入钢管,用插入式震捣棒捣实。对于A式加载的试件,于浇灌混凝土之前,在钢管内表面涂以机油,以消除钢管与混凝土接触面的粘结力。

全部试件都在中国建筑科学研究院结构所大型结构试验室的500t和1000t油压长柱试验机上进行。采取分级加载,每级荷载为预计极限荷载的 $\frac{1}{10}$ 。于每级加载后记录仪表读数,持载3~5分钟后再进行下一级加载。当荷载达到大约0.6倍极限荷载以后,每级加载减为极限荷载的 $\frac{1}{15} \sim \frac{1}{20}$ 。临近极限荷载前,级差更小。最后徐徐连续加载。当荷载达到最大值(极限值),试验机压力表指针开始回转以后,仍继续向千斤顶油缸送油,并不断记录仪表读数和相应的荷载值,直至试件变形已达相当大,荷载——变形曲线已呈现明显的下降段时才停止试验。绝大多数试件都是单调加载,只对个别试件作了反复加载。总的试验时间一般为一个小时左右。

鉴于以往文献报导的试验研究,极少测出包括上升段和下降段的荷载——纵向变形

表 1

钢管混凝土短柱试件及试验结果一览表

组别	试件号	钢管尺寸 D×t×L mm	长细比 L/D	混凝土试块 强度 R_{10} kgf/cm ²	钢材屈服 强度 f_s kgf/cm ²	套箍指标 Φ	加载方式 (见图 1)	极限承载力 Nu			ε^* %	试验目的
								实测值 tf.	计算值 按公式(26) tf.	实测值 计算值		
1	G-21	273×8×1100	4	354		1.623		569.0	545.8	1.043	7.63	
	G-32	273×8×1100	4	124		4.600		412.0	562.7	0.890	6.20	
	G-33	273×8×1100	4	124	3130	4.600	B	392.0	462.7	0.847	5.30	
	G-56	273×8×1100	4	478		1.200		530.0	591.0	0.897	2.40	
	G-57	273×8×1100	4	478		1.200		540.0	591.0	0.914	2.30	
2	G-34	204×2×880	4.4	124		1.120		109.0	88.2	1.240	5.20	
	G-35	204×2×880	4.4	124		1.120		106.0	88.2	1.200	—	
	G-46	204×2×840	4.1	341	2400	0.405	B	132.0	136.0	0.970	0.90	观察套箍指
	G-50	204×2×840	4.1	470		0.295		167.0	164.3	1.096	1.63	标对柱极限
	G-51	204×2×840	4.1	478		0.294		172.5	165.0	1.039	0.77	强度的影响
3	G-38	96×5×410	4.3	124		11.870		93.0	124.7	0.746	7.00	
	G-39	96×5×454	4.7	124		11.870		86.0	121.7	0.690	6.33	
	G-44	96×5×450	4.7	341		4.310		106.5	133.7	0.800	6.66	
	G-45	96×5×450	4.7	341	4190	4.310	B	119.0	133.7	0.890	8.89	
	G-48	96×5×400	4.2	470		3.135		120.0	138.9	0.864	6.00	
4	G-49	96×5×400	4.2	470		3.135		119.5	138.9	0.860	7.25	
	G-58	96×5×400	4.2	470		3.135		109.5	138.9	2.788	6.50	
	G-59	96×5×405	4.2	470		3.135		114.5	138.9	0.820	6.20	
	G-36	121×12×500	4.1	124		19.230		246.5	253.0	0.974	15.00	
	G-37	121×12×500	4.1	124	3000	19.230	B	242.0	253.0	0.957	14.73	
3	G-42	121×12×500	4.1	341		6.980		255.0	264.3	0.960	12.33	

续表 1

组别	试件号	钢管尺寸 $D \times t \times L$ mm	长细比 L/D	混凝土抗压强度 R_s kgf/cm^2	钢材屈服强度 f_s kgf/cm^2	套箍指标 Φ	加载方式 (见图1)	极限承载力 N_u			ε_s^* %	试验目的
								实测值 tf.	计算值 按公式(26) tf.	实测值 计算值		
5	G-1	166×5×660	4	320		1.654	B	178.0	184.4	0.965	3.52	观察加载方式对柱极限强度的影响 (薄钢管)
	G-2	166×5×660	4	320	2800	1.654	B	173.0	184.4	0.938	3.60	
	G-3	166×5×660	4	320		1.654	A	174.0	184.4	0.943	3.85	
	G-4	166×5×660	4	320		1.654	C	177.0	184.4	0.960	4.30	
6	G-12	166×5×660	4	354		1.494	B	190.0	189.0	1.005	2.92	
	G-13	166×5×660	4	354		1.494	A	197.2	189.0	1.043	3.79	
	G-14	166×5×660	4	354		1.494	A	192.5	189.0	1.018	2.79	
	G-15	166×5×660	4	354		1.494	B	191.0	189.0	1.010	6.44	
	G-16	166×5×660	4	354		1.494	B	173.0	189.0	0.915	1.69	
	G-22	166×5×660	4	354	2800	1.494	B	177.0	189.0	0.937	3.31	
	G-23	166×5×660	4	354		1.494	B	207.0	189.0	1.095	1.87	
	G-24	166×5×660	4	354		1.494	A	185.0	189.0	0.979	1.40	
	G-26	166×5×660	4	354		1.494	A	189.0	189.0	0.952	2.25	
	G-29	166×5×660	4	354		1.494	B	215.0	189.0	1.138	2.02	
7	G-30	166×5×660	4	354		1.494	A	171.5	189.0	0.907	2.50	同上 (厚钢管)
	G-40	121×12×500	4.1	124		19.230	A	228.0	253.0	0.901	17.89	
	G-41	121×12×500	4.1	124		19.230	B	238.0	253.0	0.941	16.56	
	G-43	121×12×500	4.1	341	3000	6.980	B	247.0	264.3	0.934	10.50	
	G-47	121×12×500	4.1	341		6.980	A	206.0	264.3	0.779	9.69	
	G-52	121×12×500	4.1	478		4.990	B	264.0	271.3	0.973	11.00	
	G-53	121×12×500	4.1	478		4.990	A	191.0	271.3	0.704	10.60	

续表 1

组别	试件号	钢管尺寸 D×t×L mm	长细比 L/D	混凝土试块 强度 R ₂₀ kgf/cm ²	钢材屈服 强度 f _s kgf/cm ²	套箍指标 Φ	加载方式 (见图 1)	极限承载力 Nu				ε* %	试验目的
								实测值 tf.	计算值 按公式(26) tf.	实测值 计算值			
8	G-7	166×5×350	2.1	354		1.494		182.0	189.0	0.963	4.4		
	G-8	166×5×350	2.1	354		1.494		208.0	189.0	1.100	2.48		
	G-9	166×5×500	3	354	2800	1.494	B	204.0	189.0	1.079	2.60		
	G-10	166×5×500	3	354		1.494		208.5	189.0	1.103	2.61		
	G-11	166×5×660	4	354		1.494		201.5	189.0	1.066	2.17		
	G-18	166×5×1100	6.6	354		1.494		202.5	189.0	1.071	1.89	观察试件高度对柱极限强度的影响	
9	G-64	320×7×260	0.8	540		0.631		807.0	629.1	1.283	2.90		
	G-65	320×7×440	1.4	540	2550	0.631	B	602.0	629.1	0.957	2.17		
	G-66	320×7×520	1.6	540		0.631		601.0	629.1	0.955	2.16		
	G-67	320×7×520	1.6	540		0.631		651.0	629.1	1.035	2.34		
10	G-60	121×12×200	1.65	93.5		25.67	B	276.0	251.5	1.097	16.10	观察粗短厚	
	G-61	121×12×200	1.65	93.5		25.67	A	240.0	251.5	0.954	29.50	壁管试件的	
	G-62	121×12×200	1.65	160	3000	14.89	B	280.0	255.0	1.098	15.59	性能	
	G-63	121×12×200	1.65	160		14.89	B	290.0	255.0	1.137	15.80		
11	G-68	两根 320×7×260 的试件叠置	1.6	540	2550	0.631	B	609.0	629.1	0.698	2.16	观察核芯混凝土的裂缝	

试验用钢管一览表

表 2

序号	钢管规格 外径(D)×壁厚(t) mm	D/t	钢管截面 面积As cm ²	核心混凝土 截面 面积Ac cm ²	钢管屈服 极限 fs kgf/cm ²	钢管强度 极限 f _B kgf/cm ²	钢管延 伸率 δ %	$\mu_r = \frac{A_s}{A_c}$	管 型
1	204×2	102	12.69	314.20	2400	3640	14	4.04	焊接管
2	320×7	46	68.85	735.40	2550	3420	—	9.36	"
3	273×8	34	66.60	518.75	3130	4390	24.3	12.84	"
4	166×5	33	25.29	191.13	2800	4000	30	13.23	"
5	96×5	19	14.30	58.10	4190	5520	20.3	24.61	无缝管
6	121×12	10	41.10	73.90	3000	4275	19.5	55.61	"

试验用混凝土一览表

表 3

序号	混凝土 盘号	浇灌日期	水泥品种 及用量	骨料规格	配合比(重量) 水泥:砂:碎石	水灰比 W/C
1	1	1980.7.7	325#矿渣水泥 450kg/m ³	5~16mm 碎石, 粗砂	1:1.33:2.71	0.4
2	2	1980.11.21	同 上	5~18mm 碎石, 粗砂	同上,另有外加剂 乙醇胺 0.03%, NaCl 0.5%	0.4
3	3	1981.4.25	325#矿渣水泥 464kg/m ³	5~8 mm 碎石, 粗砂	1:1.47:2.39	0.42
4	4	1981.8.22	325#矿渣水泥 257kg/m ³	5~20mm 碎石, 粗砂	1:3.22:4.44	0.7
5	5	1981.8.29	325#矿渣水泥 452kg/m ³	5~18mm 碎石, 粗砂	1:1.335:2.71	0.42
6	6	1981.9.5	525#水泥 543kg/m ³	5~18mm 碎石, 粗砂	1:1.03:2.19	0.35
7	7	1981.9.7.	同 上	同 上	同 上	同上
8	11	1981.11.7	425#普通水泥	5~18mm 碎石, 粗砂	1:1.58:2.94	
9	12	1982.3.30	325#矿渣水泥 500kg/m ³	5~18mm 碎石, 粗砂	1:1.16:2.36	0.38

关系全曲线,以致对钢管混凝土力学行为的认识受到相当大的局限,因此在我们的试验中对此给予了特别的注意,采用了以下两种量测方法:

(1) 在试件两侧对称布置两只大量程的位移计,直接支顶在试验机的上下传力板上,量测试件全高范围内的平均纵向变形。

(2) 在试验机上下传力板之间联以细弦线并牵引缠绕于试验机压力指示盘的联动杆滚筒上,用座标纸连续自动绘出荷载——纵向位移全曲线(位移放大比例为1:4)。

此外,用电阻应变片量测了试件钢管表面的纵向和环向应变,用百分表量测了试件的径向变形。

试验装置及仪表布置如图2所示。

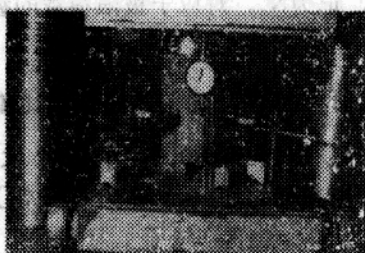
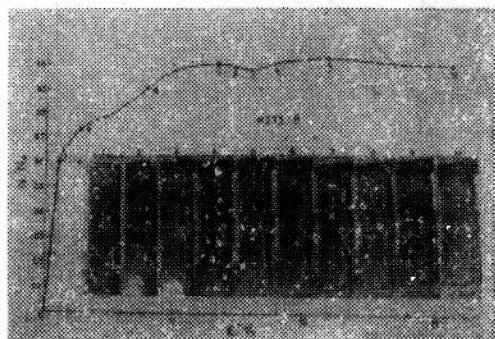


图2 试验装置及仪表布置

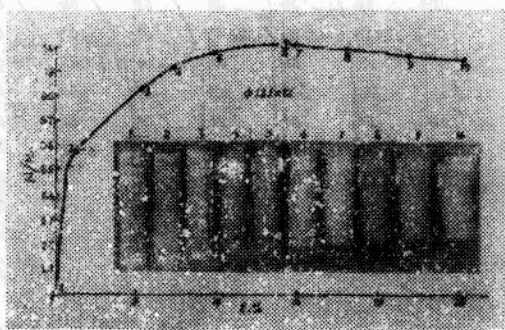
三、试验结果分析

(一) $N-\epsilon_1$ 曲线和极限荷载

图3为在钢管混凝土短柱试验过程中连续拍摄的照片及相应的 $N-\epsilon_1$ 曲线。照片的编号和 $N-\epsilon_1$ 曲线上的点号一一对应。从中可以看出，钢管混凝土短柱具有很大的韧性。



(a) 试件G-32



(b) 试件G-37

图3 钢管混凝土短柱试验的连续照片

典型的 $N-\epsilon_1$ 曲线如图4所示。在较低的荷载阶段，即图中的OAB段，大致为直线，仅在A点处，斜率略有变化。当荷载增长至B点，钢管表面出现吕德尔斯滑移斜线（图5）。此后， $N-\epsilon_1$ 曲线即明显偏离其初始的直线，直至C点，荷载达到最大值， $\frac{dN}{d\epsilon_1} = 0$ 。之后， $N-\epsilon_1$ 曲线逐渐下降。在C点以前，试件变形均匀，外形鼓而不曲。超过C点以后，试件外形即开始明显鼓曲。此时，如试验继续进行，则荷载随变形的增加而下降到D点以后，又开始回升，直至新的峰点E而再次下降。此时，试件外形已严重皱曲。

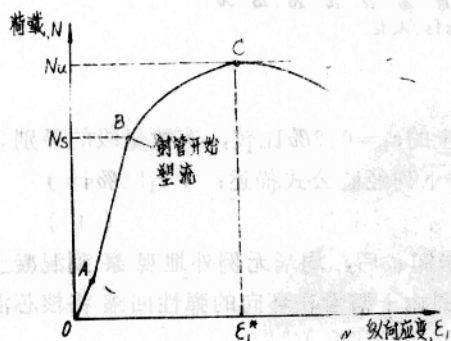


图4 典型的 $N-\epsilon_1$ 曲线



图5 钢管表面的吕德尔斯滑移斜线

对应于图 4 中B点的荷载, 我们定义为初始屈服荷载, 记为 N_s 。对应于C点的荷载我们定义为钢管混凝土的极限荷载或极限承载能力, 记为 N_u 。对应于极限荷载的纵向应变值定义为极限应变, 记为 ϵ_1^* 。

试验结果表明, $N-\epsilon_1$ 曲线的几何形状与套箍指标 $\Phi = \frac{A_s f_s}{A_c f_c}$ 的关系密切。比值 N_s/N_u 随套箍指标的不同而有差异。套箍指标较高者, N_s/N_u 大约为0.6, 中等者大约为0.8, 较低者大约为0.9(图 6)。极限应变 ϵ_1^* 随套箍指标的增大而增大(图 7), 在

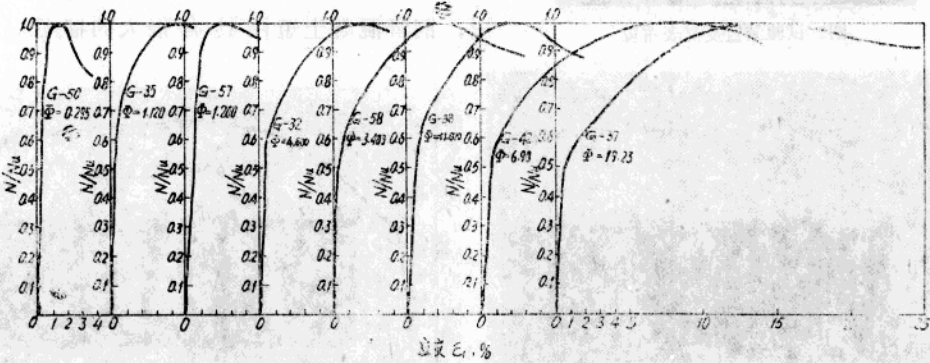


图6 套箍指标对 $N-\epsilon_1$ 曲线形状的影响

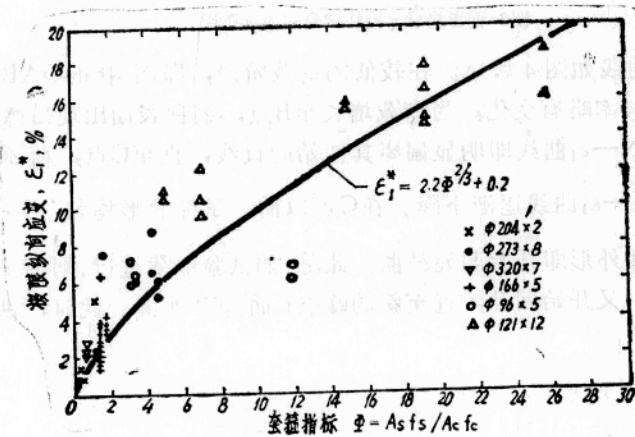


图7 $\epsilon_1^* - \Phi$ 关系

我们的试验中, 达到0.8%到18%, 与普通混凝土的 $\epsilon_1 = 0.2\%$ 比较, 有数量级的差别。 ϵ_1^* 与 Φ 的关系, 根据我们的试验结果, 大致可用下列经验公式描述: (ϵ_1 以%计)

$$\epsilon_1^* = 2.2\Phi^{2/3} + 0.2 \quad (1)$$

所有B式加载和C式加载的试件, 于试验完毕卸载后, 均毫无例外地观察到混凝土端面高出钢管端面约0.5~1mm不等。看来, 这是由于钢管在环向的弹性回缩将核芯混凝土挤出的结果。

特别粗短的厚壁钢管混凝土柱(第10组试件), 其力学行为和破坏过程别具特点。

在受载过程中，其纵向压缩和侧向鼓胀都很均匀。A式加载者，压头深陷管内，外形呈腰鼓形。B式加载者，呈葫芦形（图8）。N— ϵ_1 曲线始终保持上升而无峰值点（图9），但曲线具有前期的下弯段和后期的上弯段。上弯段的出现，可能是由于试件很粗短，管壁较厚，纵向弯曲效应完全被消除，因钢材硬化和钢管压皱而发生的材料强化和几何强化得以充分发展所致。在这种情况下，我们取 $\frac{d^2N}{d\epsilon_1^2} = 0$ 的N— ϵ_1 曲线反弯点所对应的荷载作为极限荷载，看来是比较合理的。显然，该点将比无强化时的最大荷载点C（图4）略低。A式加载的试件，于高压阶段有清水从下端流出。B式加载者，则于卸载后观察到端部混凝土很润湿，混凝土端面高出钢管端面约0.5mm。用手触摸，可感到钢管发烫。

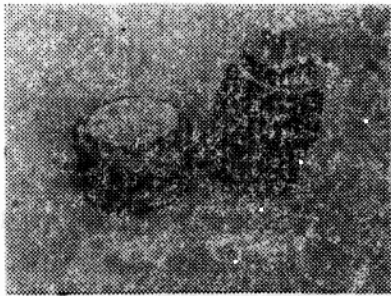


图8 粗短厚壁管试件试验后的外形

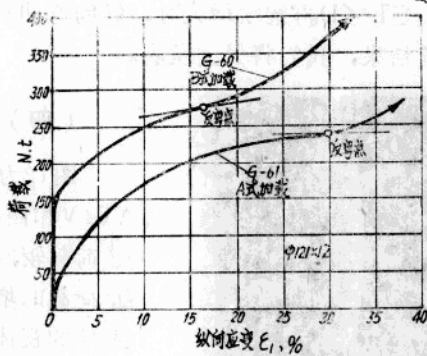


图9 粗短厚壁钢管混凝土柱的N— ϵ_1 曲线

（二）加载方式的影响

图10为第5、6、7组试件的N— ϵ_1 图。从中可以看出，加载方式对试件变形性能的影响较明显。在低应力阶段，即钢管未达初始屈服以前，A式加载的纵向变形较B式加载者为大。但随着荷载的增长，差异逐渐缩减，当达到极限荷载时，二者的差异已不明显。A式加载的极限应变 ϵ_1^* 稍大于B式加载者，平均约大7%。

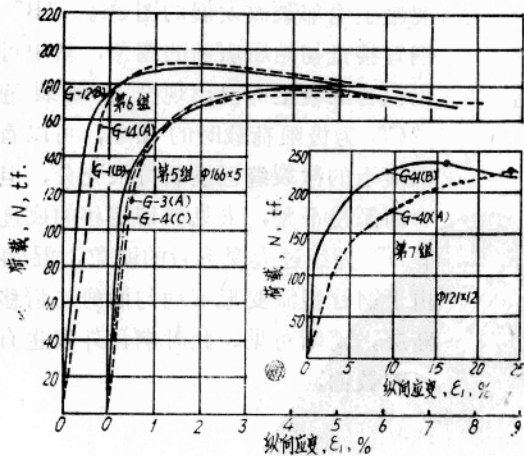


图10 不同加载方式的N— ϵ_1 曲线

从图10和表1的试验结果可以看出，三种加载方式的极限承载能力，几乎没有差别。第6组试件的极限荷载，B式加载的和A式加载的平均相差仅约3%，前者比后者稍大。第7组试件，除G—47和G—53两个试件因在荷载后期发生弯曲，强度有所降低，应予排除外，对比G—40和G—41，也可以看出，两种加载方式的极限荷载也只相差4%。

文献〔11、12〕的作者做过A、B两种加载方式的对比试验，文献〔13〕作过A、C两种加载方式的对比