

钢纤维混凝土二桩厚承台的试验研究

孙成访¹, 谷 倩², 彭少民²

(1. 东莞理工学院 城市学院, 广东东莞 523106; 2. 武汉理工大学 土木工程与建筑学院, 湖北武汉 430070)

摘要:为了研究钢纤维增强混凝土(SFRC)二桩厚承台的传力机理和破坏模型,以及钢纤维在混凝土二桩厚承台中的作用,对30个混凝土和钢纤维混凝土二桩承台进行了静力加载试验和非线性有限元分析,探讨了钢纤维混凝土二桩厚承台的开裂荷载、极限荷载、裂缝开展、承台内部应变分布、钢筋应力分布等力学性能。结果表明:钢纤维的掺入能有效提高混凝土承台的开裂荷载和极限荷载,阻碍裂缝的发展,降低承台的厚度;钢纤维混凝土二桩厚承台破坏形态为冲切破坏,其传力模型符合拉杆拱模型或桁架模型。提出了基于桁架模型的钢纤维混凝土二桩厚承台承载力设计计算公式,其计算值与试验值吻合较好。该研究成果可为有关规程的编制及实际工程的应用提供参考。

关键词:钢纤维混凝土;二桩厚承台;破坏模型;静载试验;非线性分析;承载力

中图分类号:TU473.1 TU317.1 **文献标志码:**A

Experimental research on steel fiber reinforced concrete two-pile thick caps

SUN Chengfang¹, GU Qian², PENG Shaomin²

(1. City College, Dongguan University of Technology, Dongguan 523106, China;

2. School of Civil Engineering & Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China)

Abstract: In order to study load-transfer mechanism and the failure mode of the steel fiber reinforced concrete (SFRC) two-pile thick caps, and the effect of the steel fiber on reinforced concrete two-pile thick caps, thirty model specimens were tested under static loading and analyzed by nonlinear finite element method. This paper discusses the mechanical behavior such as cracking load, limit load, distribution of strain inside caps and stress of the bars on the bottom of SFRC two-pile caps. The results indicate that steel fiber can increase the cracking load and limit load of the reinforced concrete pile caps, hinder the further growth of cracks, thus the thickness of the reinforced concrete pile caps may be reduced. The failure mode of SFRC two-pile thick caps is punching damage, and the load-transfer mechanism can be explained well by arch-and-tie or truss models. An equation for predicting the bearing capacity of SFRC two-pile thick cap based on truss model is proposed and the calculation results agree well with the experimental results. The research results provide references for compiling the guidelines or codes to guide engineering design practice.

Keywords: steel fiber reinforced concrete; two-pile thick cap; failure model; static test; nonlinear analysis; bearing capacity

基金项目:国家规程《钢纤维混凝土结构设计与施工规程》修订项目,武汉青年科技晨光计划项目(20035002016-30)。

作者简介:孙成访(1970—),女,吉林德惠人,工学博士,副教授。E-mail:sunchengfang@263.net

收稿日期:2008年6月

0 引言

桩基因其承载力高、能减少地基不均匀沉降和抗震性能好等优点,已成为实际工程中广泛采用的基础形式之一。桩基承台起着承上启下的作用,然而,实际工程中经常会设计出一些超厚承台,甚至成为三维尺寸相差无几的块体,使得混凝土钢筋的用量增大,最终导致承台的造价升高。因此,在设计中对承台的设计应予重视。

在工程上,一般将距厚比 $w/h_0 \leq 1$ (其中: w 为桩中心至最近柱边的水平距离, h_0 为承台有效厚度) 的承台称为厚承台^[1]。国内外大量的试验研究和理论分析结果表明,承台的破坏尤其是厚承台的破坏并非以弯曲破坏为主,而是以剪切破坏和冲切破坏为主^[2-8],是典型的脆性破坏。

目前,对厚承台受力机理和破坏模式的认识并不统一,各国规范的设计计算方法也不一致。我国现行的技术法规 JGJ 94—94《建筑桩基技术规范》^[9]、GB 50007—2002《建筑地基基础设计规范》^[10] 与 CECS88: 97《钢筋混凝土承台设计规程》^[11]、美国规范 ACI318-08^[12] 和前苏联规范 СНИП2. 03. 01-84 等,关于桩基承台的设计均是建立在梁板设计理论基础之上的,该设计方法用于厚承台设计是不太合理的。英国规范^[13] 和加拿大规范 CAN3-A23. 3-M84^[14] 关于桩基承台的设计都是以桁架模型(拉压杆模型)为基础进行受力分析的,这一模型较好地反映了承台实际受力的特点,但未考虑承台距厚比、布桩方式和配筋方式对承台受力性能的影响。因此,全面分析和研究厚承台的破坏机理,探索改善承台受力性能、降低承台厚度的有效方法,具有重要的理论意义和工程参考价值。

将钢纤维混凝土复合材料应用于承台,有利于改善承台的受力性能,降低承台的厚度。但是目前应用领先于理论,因此,对钢纤维混凝土桩基承台的破坏机理及其承载力问题的研究具有现实意义。

笔者在武汉理工大学结构实验室进行了钢纤维混凝土二桩、四桩、五桩承台试件的静力加载试验^[7,15]。限于篇幅本文仅介绍了钢纤维混凝土二桩厚承台传力模型和承载力计算以及钢纤维在混凝土承台中的作用。该研究成果已经作为 CECS 38: 92《钢纤维混凝土结构设计与施工规程》^[16] 修订的背景材料,并纳入规程条文,也可为实际工程应用提供参考。

1 试验简介

1.1 试件设计

本次试验共制作 30 个 4 组混凝土和钢纤维混凝土二桩承台模型试件,承台尺寸为 $600\text{mm} \times 250\text{mm} \times h$ (h 分别为 350mm 、 250mm 、 200mm 和 150mm),短柱高 100mm ,短柱与承台整浇。用直径为 100mm 、高 100mm 的钢柱来模拟桩,钢柱与承台试件之间用细砂找平。试件详图见图 1。

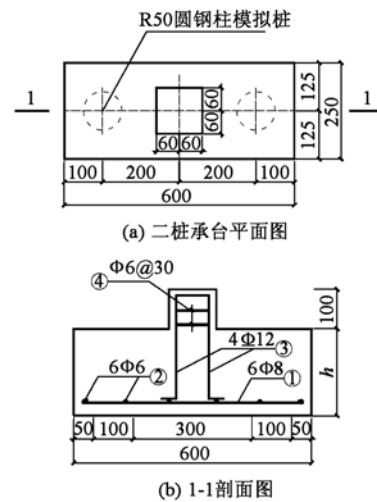


图 1 试件详图

Fig. 1 Detail of test specimens

承台底部钢筋等级为 I 级 (HPB235)。承台混凝土强度等级为 C30,采用 32.5 硅酸盐水泥、中砂、10~20mm 的碎石及剪切型钢纤维(长径比 l_f/d_f 分别为 31、38.6 和 46.6,钢纤维体积率 ρ_f 分别为 0%、0.5%、1.0% 和 1.5%) 机械搅拌浇筑,室外自然养护。承台底部混凝土的保护层厚度 40mm 。试件制作的同时,每批均留有 3 个 $150\text{mm} \times 150\text{mm} \times 150\text{mm}$ 立方体试块以测定实际混凝土立方体抗压强度。试件设计参数见表 1。

1.2 试验方法

整个试验系统由加载装置、应变测量装置和数据采集装置组成。用 YES-500 型压力机量测竖向荷载,用 YJ-25 型静态电阻应变仪测定钢筋和混凝土的应变值。采用逐级加载方式,每级荷载增值为预估破坏荷载的 10%~15%,临近破坏时减半,每级加荷后持荷 4~5min,然后进行观测、读数。试验加载示意如图 2 所示。

1.3 观测内容与测点布置

观测内容:破坏现象、裂缝分布、跨中挠度、混凝土应变、纵向钢筋应变、开裂荷载及极限荷载等。

为了研究承台底部钢筋的受力特征,在承台底

部受力筋上预埋应变片,钢筋应变片布置如图3所示。“x”表示应变片所在位置,数字为应变片编号。

1.4 主要试验结果

1.4.1 试验破坏过程描述

当加载至开裂荷载(一般为 $40\%P_u \sim 50\%P_u$)时,首先在厚承台长边跨中位置出现第一条竖向裂缝。随着荷载的增加,承台挠度不断增大,跨中竖向裂缝向上延伸,在承台长边方向的桩边附近出现竖向裂缝,当荷载达到 $70\%P_u \sim 80\%P_u$ 时,桩边竖向裂缝向柱中心斜向发展成为临界斜裂缝,导致试件脆性破坏。

以试件 CT1-4b 为例来描述试验过程:加载至 450kN 时,在承台长边一侧的跨中位置出现第一条竖向裂缝,当荷载达 550kN 时,承台两侧跨中均先后出现第二、第三条竖向裂缝,试件破坏时只开展到承台高度的 $2/5$ 处,当荷载达到 750kN 时,在承台长边两侧桩边附近对称地出现斜裂缝,随着荷载的增加,竖向裂缝发展比较缓慢,斜裂缝向上、向柱中心快速发

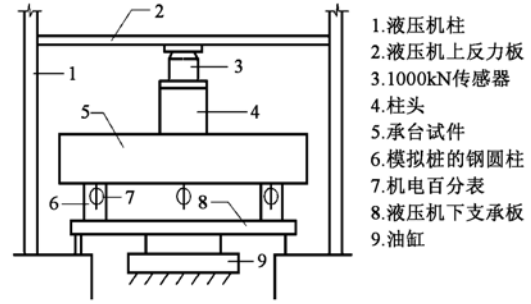


图2 试验装置示意图

Fig.2 Test set-up

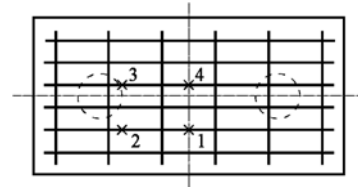


图3 承台底部钢筋应变片布置

Fig.3 Location of strain gauges on bars at the bottom of cap

表1 二桩承台试件设计参数及部分试验实测结果
Table 1 Design parameters and experimental results

试件编号	h/mm	h_0/mm	$\rho_f/\%$	f_y/MPa	$\rho_s/\%$	w/h_0	$f_{cu}/N \cdot mm^{-2}$	P_{cr}/kN	P_u/kN	l_f/d_f	备注
CT1-1a	350	310	0	235	0.42	0.45	39.48	350	685	—	对比试件
CT1-1b	350	310	0	235	0.42	0.45	39.48	350	695	—	对比试件
CT1-2a	350	310	0.5	235	0.42	0.45	39.04	410	720	38.6	—
CT1-2b	350	310	0.5	235	0.42	0.45	39.04	390	710	38.6	—
CT1-3a	350	310	1.0	235	0.42	0.45	39.78	420	778	38.6	—
CT1-3b	350	310	1.0	235	0.42	0.45	39.78	420	780	38.6	—
CT1-4a	350	310	1.5	235	0.42	0.45	36.41	480	890	38.6	—
CT1-4b	350	310	1.5	235	0.42	0.45	36.41	481	900	38.6	—
CT2-1a	250	210	0	235	0.58	0.67	39.48	185	406	—	对比试件
CT2-1b	250	210	0	235	0.58	0.67	39.48	175	410	—	对比试件
CT2-2a	250	210	0.5	235	0.58	0.67	39.04	250	506	38.6	—
CT2-2b	250	210	0.5	235	0.58	0.67	39.04	251	505	38.6	—
CT2-3a	250	210	1.0	235	0.58	0.67	39.78	235	565	38.6	—
CT2-3b	250	210	1.0	235	0.58	0.67	39.78	225	555	38.6	—
CT2-4a	250	210	1.0	235	0.58	0.67	36.47	200	490	31.0	—
CT2-4b	250	210	1.0	235	0.58	0.67	36.47	200	490	31.0	—
CT2-5a	250	210	1.0	235	0.58	0.67	40.90	260	630	46.6	—
CT2-5b	250	210	1.0	235	0.58	0.67	40.90	240	610	46.6	—
CT3-1a	200	160	0	235	0.76	0.88	39.48	110	330	—	对比试件
CT3-1b	200	160	0	235	0.76	0.88	39.48	110	328	—	对比试件
CT3-2a	200	160	0.5	235	0.76	0.88	39.04	125	390	38.6	—
CT3-2b	200	160	0.5	235	0.76	0.88	39.04	135	370	38.6	—
CT3-3a	200	160	1.0	235	0.76	0.88	39.78	140	410	38.6	—
CT3-3b	200	160	1.0	235	0.76	0.88	39.78	140	411	38.6	—
CT4-1a	150	110	0	235	1.09	1.27	39.48	88	292	—	对比试件
CT4-1b	150	110	0	235	1.09	1.27	39.48	92	288	—	对比试件
CT4-2a	150	110	0.5	235	1.09	1.27	39.04	100	290	38.6	—
CT4-2b	150	110	0.5	235	1.09	1.27	39.04	100	289	38.6	—
CT4-3a	150	110	1.0	235	1.09	1.27	39.78	130	310	38.6	—
CT4-3b	150	110	1.0	235	1.09	1.27	39.78	131	311	38.6	—

注: f_{cu} 为混凝土实测立方体抗压强度; h 为承台厚度; w/h_0 为承台的距厚比; ρ_s 为纵向钢筋配筋率; f_y 为纵向钢筋的实测屈服强度; ρ_f 为钢纤维体积率; l_f/d_f 为钢纤维的长径比, 其中 l_f 为钢纤维的长度, d_f 为钢纤维的等效直径; P_{cr} 为试件的开裂荷载; P_u 为试件的极限承载力。

展,此时承台挠度急增,临近破坏荷载(900kN)时斜裂缝宽度很大,试件破坏时伴有一声脆响,百分表、压力表回弹,试件宣告破坏。典型的二桩厚承台裂缝分布形态如图4所示。

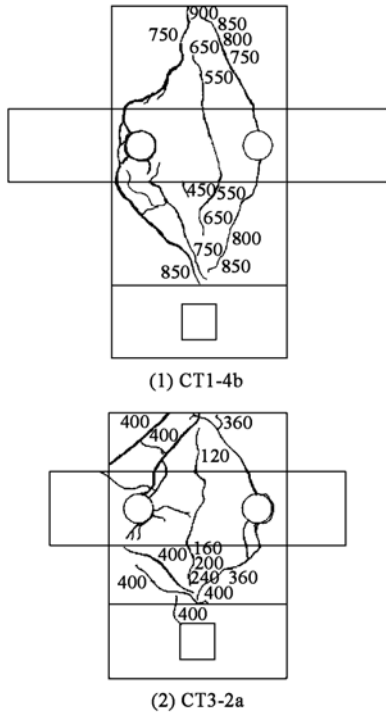


图4 试件裂缝展开示意图

Fig.4 Picture of cracks expansion of specimens

1.4.2 承载力

表1列出了试验所得承台试件开裂荷载值与极限荷载值。开裂荷载是指试件表面肉眼可见的第1条裂缝出现时对应的荷载值。极限荷载取试件完全丧失承载能力,压力机度盘指针回弹时的荷载。

2 试验结果分析

2.1 破坏机理分析

2.1.1 从裂缝分布、破坏形态角度看破坏机理

通过承台试件的裂缝分布形态及破坏过程的综合分析,可以得到以下结论:

(1)承台的破坏形态与一般梁、板已有很大差别,经历了从弯曲、弯剪向冲剪破坏过渡的阶段,其破坏形态随着距厚比、钢纤维掺量及底部纵筋数量的变化而变化;钢纤维混凝土厚承台表现为剪切破坏或桩冲切破坏,没有弯曲破坏的特征。

(2)承台两边的斜裂缝分布比较均匀、对称,并逐步形成拱状曲线,呈现明显的拱作用裂缝。该现象为承台的拉杆拱模型理论提供了试验依据。

2.1.2 二桩承台荷载-挠度($P-\Delta$)曲线

由图5和文献[4]可知,受弯构件(CT4系列)的

跨中 $P-\Delta$ 曲线后期比较平缓,表明薄承台具有相当的延性和后期变形能力,足以形成塑性铰或塑性铰线。厚承台的 $P-\Delta$ 曲线比较陡,没有明显的水平段和下降段,表明承台的延性较差,后期变形能力不足,根本不可能形成塑性铰或塑性铰线,没有弯曲破坏的特征,属于冲剪破坏形态。

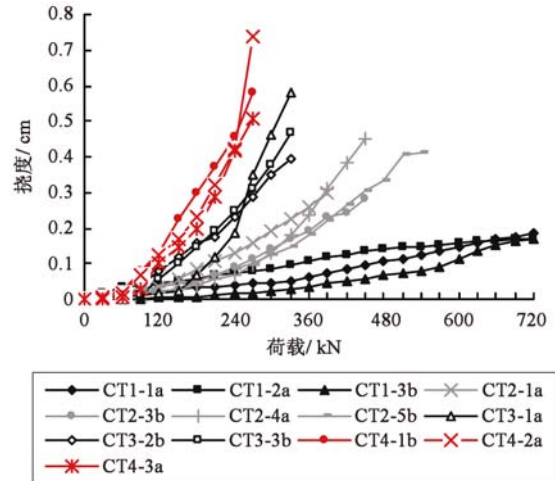


图5 竖向荷载-挠度曲线

Fig.5 Loading-deformation curves

2.1.3 纵向钢筋应力分析($P-\sigma_s$ 曲线)

在试验中测取了承台底部受力钢筋的应变值,用来分析同一方向布置的各根钢筋中点处的应力变化和同一根钢筋中点和桩边处的应力变化情况。

图6、7为典型厚承台试件的荷载-钢筋应力($P-\sigma_s$)关系曲线,经分析可以得出如下结论:

(1)初裂前,钢筋应力(应变)很小,曲线比较平缓,说明加荷初期,承台纵向变形很小,外荷主要由混凝土承担;开裂后,钢筋应力随着荷载的增加而显

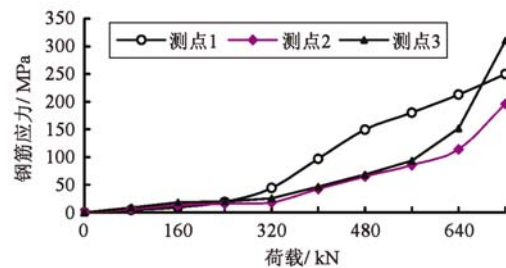


图6 CT1-1a 荷载-钢筋应力关系曲线

Fig.6 Relationship of load-stress of steel bar in CT1-1a

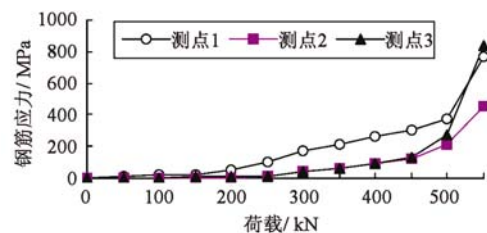


图7 CT2-3b 荷载-钢筋应力关系曲线

Fig.7 Relationship of load-stress of steel bar in CT2-3b

著增加,钢筋承受拉力的作用增强,在加荷后期,钢筋应力的增长速度明显大于荷载的增加速度,部分试件的钢筋很快受拉屈服,但仍有一部分钢筋在承台破坏时仍未屈服。

(2)在桩径范围内沿同一方向布置的钢筋中,中点处(测点1)、桩边处(测点2、3)的应力相差不大,较为接近,受力均匀。由此说明,各根钢筋应力沿长度方向的变化很小,处于同一个数量级,在设计中可以忽略。可见,集中在承台桩径范围内配置的钢筋可以视为拉杆进行工作,这一结论为拉杆拱模型提供了可靠的试验依据。

试验结果表明,钢纤维混凝土二桩厚承台的破坏是由于桩柱连线之间的钢纤维混凝土斜柱的劈拉破坏引起的,即钢纤维混凝土斜柱体的主拉应力大于混凝土的抗拉强度。试验中尚未发现柱边混凝土冲切破坏的试件。由试件破坏时的裂缝分布图、二桩承台 $P-\Delta$ 曲线、 $P-\sigma_s$ 曲线可知,其传力模型符合桁架模型。

2.2 钢纤维在混凝土厚承台中的作用

(1)通过承台试件的裂缝分布和破坏过程分析可以得出:钢纤维的掺入能延缓承台的开裂,限制斜裂缝的开展,改善承台的脆性破坏特征。

(2)从表1和图8可以看出钢纤维在混凝土中的阻裂作用明显,开裂荷载随着钢纤维体积率的增加而不断增加,极限荷载也随着钢纤维体积率的增加得到不同程度地提高。当 $0 \leq \rho_f \leq 1.0\%$ 时, ρ_f 对承台 P_{cr} 影响不大,对较薄承台 ($h = 150\text{mm}, 200\text{mm}$) 基本不产生影响。当 $0 \leq \rho_f \leq 1.5\%$ 时,对厚承台的 P_{cr} 影响较大。由此可见,为了经济有效地延缓承台的开裂,在较薄承台中,钢纤维掺量不宜过大;在厚承台中,钢纤维体积率宜控制在 $0 \sim 1.5\%$ 之间。

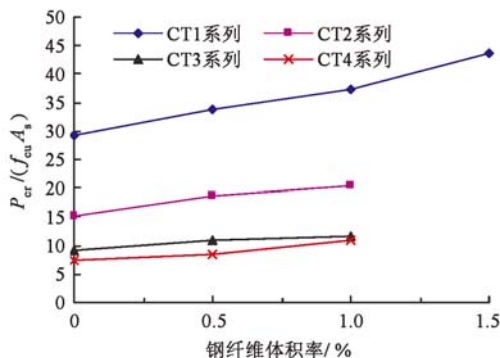


图8 $P_{cr} / (f_{cu} A_s) - \rho_f$ 关系曲线
Fig. 8 Relationship of $P_{cr} / (f_{cu} A_s) - \rho_f$

3 有限元分析

利用有限元分析软件 ANSYS 进行钢纤维混凝土

二桩厚承台三维非线性有限元分析,将计算结果和试验数据进行比较,分析钢纤维混凝土二桩厚承台的受力特性。钢纤维混凝土三维非线性有限元分析所需要的力学模型有:材料的本构模型,破坏准则,钢纤维混凝土的开裂、压碎处理^[17]。

3.1 有限单元划分网格

钢纤维混凝土可用 ANSYS 单元库中的三维实体单元 SOLID65 来模拟,材料属性定义为 concrete 模式,只需将模式中的参数改为钢纤维混凝土的参数即可。钢筋用三维桁架单元 LINK8 来模拟,钢筋和钢纤维混凝土之间的粘结、滑移用弹簧单元 COMBIN14 模拟。以 CT3 系列为例,计算模型如图9所示。

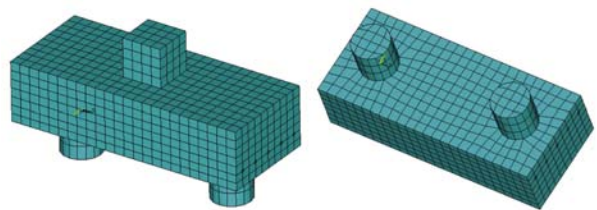


图9 CT3 系列有限元模型
Fig. 9 Finite element model of CT3

3.2 有限元计算结果分析

3.2.1 开裂荷载及破坏荷载

钢纤维混凝土开裂和结构破坏时的荷载实测值和有限元计算值见表2所示。尽管试验值有较大的离散性,但从表中可见,计算值和试验值吻合较好。开裂荷载的计算值和试验值存在差异的主要原因是:在试验中,当观测试件开裂时,捕捉真实开裂荷载是困难的,通常将肉眼可见的前一级荷载视为开裂荷载,还是存在一定的偏差,所以试验所测得的开裂荷载值比实际开裂值要大一些。

表2 承台开裂荷载和极限荷载的计算值与试验值

Table 2 Experimental and analytical results of

P_{cr} and P_u of thick cap

试件 编号	厚度/ mm	$\rho_f /$ %	开裂荷载 P_{cr} / kN		破坏荷载 P_u / kN	
			实测值	计算值	实测值	计算值
CT1-1	350	0	350	320	690	710
CT1-2	350	0.5	400	380	715	720
CT1-3	350	1.0	420	390	778	780
CT1-4	350	1.5	480	450	895	900
CT3-3	200	1.0	140	130	410	430
CT4-1	150	0	90	80	290	310
CT4-2	150	0.5	100	90	290	300
CT4-3	150	1.0	130	110	310	350

注:实测值为每两组试件的平均值。

3.2.2 位移分布

从图10的CT1-2a的荷载-挠度 ($P-\Delta$) 曲线可知,试验值和计算值基本吻合,只是试验值的离散性

稍大一些,而计算值的连续性要好一点。承台开裂后,挠度的增长速度明显加快,由于钢纤维的掺入使得 $P-\Delta$ 曲线转折段较为平滑,试件开裂后不会立即进入破坏状态。

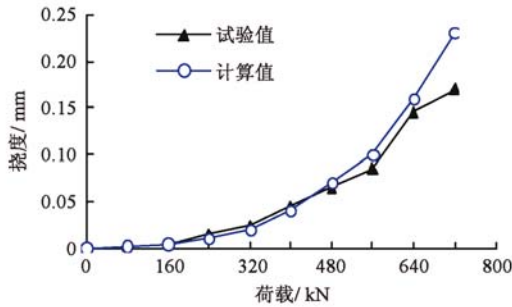


图 10 CT1-2a 的荷载-挠度关系曲线
Fig. 10 Relationship between load and deformation of CT1-2a

3.2.3 破坏荷载下的应力分布

承台纵剖面的最小主应力分布(图 11)表明,厚承台中主压应力流均集中在柱与桩的连线范围内,形成了拉杆拱模型的拱,而且在较厚承台 CT1-2b 中,拱的形状更为明显。主压应力方向均与荷载传递方向一致。同时也可看出,拱内的主压应力值(CT1-2b 约为 2.72MPa,CT3-2a 约为 2.89MPa)均远未达到钢纤维混凝土的极限抗压强度 14.59MPa,说明承台破坏时并不会发生拱被压碎的现象。而拱顶主压应力较大,CT1-2b 已达 11.58MPa,由于 CT1-2b 记录的结果是破坏前一级荷载下的应力值(破坏时大部分应变片已失效而无法读数),实际上破坏值可能更大,说明有可能发生拱顶压碎。

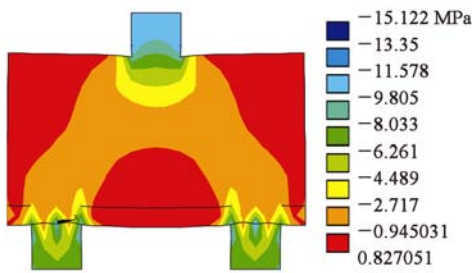


图 11 CT1-2b 最小主应力分布
Fig. 11 Minimum principle stress distribution of CT1-2b

从图 12 的 CT3-2a 的 von Mises 等效应力等值线分布可知,在钢筋处应力明显大于其它区域,而且应力的梯度较小,桩间钢筋沿长度方向变化较小,这说明将底部钢筋看作拉杆是可行的。

3.2.4 裂缝分析

图 13 的裂缝分布图是在 ANSYS 中放大 100 倍后得到的,从图 13 和图 4 可以看出有限元分析结果和试验结果一致,二桩厚承台的裂缝分布主要集中在桩和柱的连线范围内,承台底部中间位置和跨中

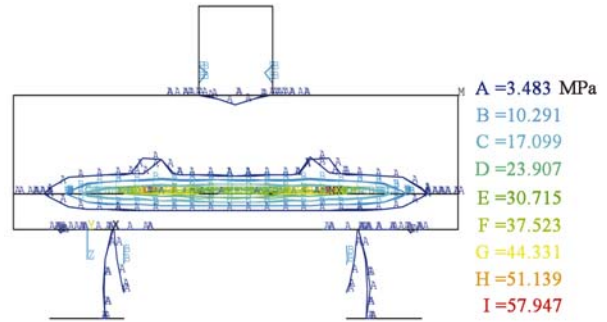


图 12 CT3-2a von Mises 等效应力等值线图
Fig. 12 von Mises stress of CT3-2a

位置也出现了裂缝。由图还可以看出,在承台和桩连接的部位出现了裂缝,这说明在这一部位存在应力集中现象,图 11 的应力云图也证明了这一点。因此,在承台设计时,应该充分考虑这一受力特点,在承台和桩的连接部位采取相应的加强措施。

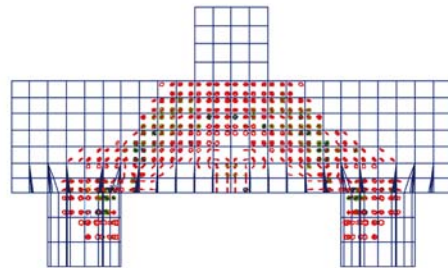


图 13 CT3-2a 的裂缝分布图
Fig. 13 Crack distribution of CT3-2a

有限元分析结果表明:钢纤维的掺入可以延缓厚承台的开裂;主压应力以及破坏斜裂缝的方向均与荷载传递方向一致;二桩厚承台的传力机理为:竖向荷载传递给柱子,再通过柱与桩连线范围内的受压混凝土斜柱向下传递,竖向分力传给桩,水平分力由承台底部桩径范围内的纵向钢筋组成的受拉条带形成的拉杆承受。

4 基于拉杆拱模型的承载力计算

4.1 拉杆拱模型的建立

试验研究和有限元分析结果表明,钢纤维混凝土二桩厚承台的力学模型符合拉杆拱模型,如图 14 所示。

4.2 简化的桁架模型配筋计算

若将拉杆拱模型进一步简化,可视为桁架模型,如图 15 所示。按桁架模型理论,柱和桩连线范围内混凝土形成斜压杆,底部集中在桩径范围内布置的纵向钢筋视为拉杆,故承台底部一个方向钢筋的拉力 T ,可由桁架的静力平衡条件求得(图 16):

$$T = \frac{P_{\max} S}{4h_0} \quad (1)$$

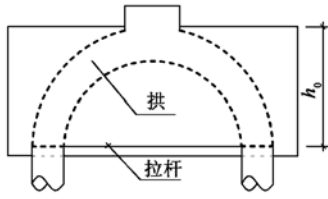


图 14 二桩厚承台拉杆拱模型
Fig. 14 Tie-arch load-transferred model
of two-pile thick cap

式中: P_{\max} 为柱子传来的极限荷载; S 为桩中心距; h_0 为承台有效厚度。

由 $T = f_y A_s$, 并考虑到距厚比和钢纤维的影响, 得出厚承台底部纵向受拉钢筋面积为:

$$A_s = \frac{P_{\max} S}{4f_y h_0 (1 + \beta \lambda_f)} \left(1 - \eta \frac{h_0}{w}\right) \quad (2)$$

式中: β 为统计方法得到的参数, 在试验资料缺乏的情况下, 可偏安全地取 $\beta = 1.0$; λ_f 为钢纤维含量特征值, 即 $\lambda_f = \rho_f l_f / d_f$; η 为统计方法得到的参数, 在目前试验资料缺乏的情况下, 可偏安全地取 $\eta = 0$ 。

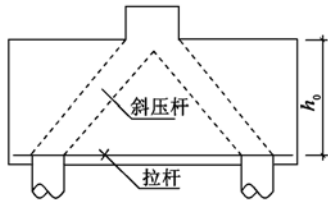


图 15 二桩厚承台桁架模型
Fig. 15 Truss load-transferred model of two-pile thick cap

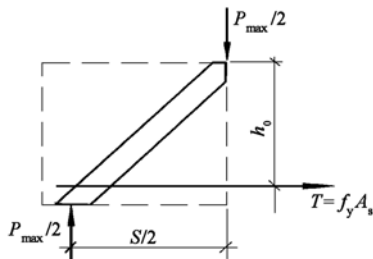


图 16 桁架模型的计算简图
Fig. 16 Simplified diagram of truss model flexural strength

4.3 基于桁架模型的承载力计算

由式(2)可以推导出钢纤维混凝土二桩厚承台的承载力公式为:

$$P'_u = P_{\max} = \frac{4f_y A_s h_0 (1 + \beta \lambda_f)}{S \left(1 - \eta \frac{h_0}{w}\right)} \quad (3)$$

以 CT1 系列为例, 将式(3)计算值与试验值进行对比, 结果见表 3。 P_u 为试验值, P'_u 为公式计算值。 P'_u/P_u 的平均值为 0.984, 均方差为 0.114, 变异系数为 0.121, 试验值与计算值吻合较好。

表 3 式(3)极限荷载计算值与试验实测值

Table 3 Calculated value with formula (3) and experimental results

试件 编号	厚度/ mm	ρ_f / %	试验值 P_u /kN	计算值 P'_u /kN	P'_u/P_u
CT1-1	350	0	690	676	0.980
CT1-2	350	0.5	715	699	0.978
CT1-3	350	1.0	778	771	0.991
CT1-4	350	1.5	895	879	0.982

注: P_u 为每组两个试件的平均值。

5 设计方法及建议

对于距厚比较小的厚承台, 设计时一般宜先按桩冲切承载力验算预估承台有效厚度, 再验算承台是否满足受剪承载力要求, 最后利用公式(2)按桁架模式进行厚承台配筋计算。

试验研究和有限元分析结果均表明, 厚承台的破坏是以斜压杆处产生剪切斜裂缝或由桩冲切引起的劈拉裂缝为标志的。斜裂缝顶部混凝土在拉杆拱中处于三向受压应力状态, 达到极限状态时, 将发生拱顶压碎, 即柱荷载作用下产生的承台顶部局部压碎。因此, 在构造上, 应充分锚固纵向钢筋以便在桩支座处能充分发挥其拉杆作用, 加强柱和承台之间的连接, 防止出现拱顶局部压碎现象。

6 结论

(1) 钢纤维的掺入能有效地提高承台的开裂荷载和极限荷载, 阻碍裂缝的产生和发展, 阻裂效果明显; 钢纤维体积率应控制在 0~1.5% 之间。

(2) 钢纤维混凝土二桩厚承台的延性较差, 后期变形能力不足, 不能形成塑性铰线, 没有受弯构件的特征; 其破坏形态随着承台距厚比 w/h_0 的减小逐渐由“弯剪”向“冲剪”过渡。

(3) 试验研究和有限元分析结果表明, 钢纤维混凝土二桩厚承台的传力模式符合拉杆拱或桁架模型, 以柱与桩连线范围内混凝土斜柱体为斜压杆, 底部集中在桩径范围内布置的纵向钢筋条带为拉杆。

(4) 提出了基于桁架模型的钢纤维混凝土二桩厚承台承载力设计计算公式, 其计算值与试验值吻合较好。

(5) 对于距厚比较小的厚承台, 设计时一般宜先按桩冲切承载力验算预估承台有效厚度, 再验算承台是否满足受剪承载力要求, 最后利用式(2)按桁架模式进行厚承台配筋计算。

参考文献

[1] Gogate B, Sabnis M. Design of thick pile caps[J]. ACI

- Journal, 1980, 77(1): 18-22.
- [2] 季静, 吴仁培. 厚桩承台承载力的试验研究[J]. 华南理工大学学报:自然科学版, 1995, 23(3): 91-97. (JI Jing, WU Renpei. Experiment and research on the bearing capacity of thick pile cap[J]. Journal of South China University of Technology: Natural Science, 1995, 23(3): 91-97. (in Chinese))
- [3] 卢建峰. 桩基承台空间桁架理论设计方法研究[D]. 南京: 东南大学, 2001. (LU Jianfeng. Research on design of pile caps using spatial truss model [D]. Nanjing: Southeast University, 2001. (in Chinese))
- [4] 孙成访, 王敏根, 谷倩, 等. 钢纤维混凝土二桩厚承台冲切、剪切承载力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(1): 107-113. (SUN Chengfang, WANG Mingen, GU Qian, et al. Experimental research on punching and shearing bearing capacity of steel fiber reinforced concrete thick pile cap with two piles[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(1): 107-113. (in Chinese))
- [5] 谷倩. 纤维混凝土桩基承台的试验研究和非线性分析[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2001. (GU Qian. The experimental study and nonlinear analysis for piles cap of steel fiber reinforced concrete[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2001. (in Chinese))
- [6] 吴仁培, 尤汉明, 季静. 三桩厚承台承载力的研究[J]. 建筑结构学报, 1993, 14(1): 63-71. (WU Renpei, YOU Hanming, JI Jing. Research on the bearing capacity of three-pile thick cap[J]. Journal of Building Structures, 1993, 14(1): 63-71. (in Chinese))
- [7] 孙成访. 钢纤维混凝土二桩、五桩厚承台试验研究[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2002. (SUN Chengfang. The experimental study on steel fiber reinforced concrete thick cap with two and five piles[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2001. (in Chinese))
- [8] 郭宏磊. 承台冲切破坏的空间桁架传力机理研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1): 147-156. (GUO Honglei. Spacial strut-and-tie model for punching load transfer mechanism analysis of pile-cap[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(1): 147-156. (in Chinese))
- [9] JGJ 94—94 建筑桩基技术规范[S]. (JGJ 94—94 Technical code for building pile foundations[S]. (in Chinese))
- [10] GB 50007—2002 建筑地基基础设计规范[S]. (GB 50007—2002 Code for design of building foundation [S]. (in Chinese))
- [11] CECS 88:97 钢筋混凝土承台设计规程[S]. (CECS 88:97 Design rule for pile cap with reinforcement concrete[S]. (in Chinese))
- [12] ACI318-08 / ACI318R-08 Building code requirements for structural concrete and commentary[S].
- [13] 姜学诗. 桩基承台设计的桁架法: 原载英国《Reinforced Concrete Design to CP110-Simply Explained》[J]. 建筑结构, 1983(2): 60-62. (JIANG Xueshi. The truss method on pile cap design: First published in "reinforced concrete design to CP110-simply explained" [J]. Building Structure, 1983(2): 60-62. (in Chinese))
- [14] CAN3-A23. 3-M84 Design of concrete structures for buildings [S]. Rexdaie: Canadian Standards Association, 1984.
- [15] 孙成访. 桩基厚承台的试验研究与非线性分析[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2005. (SUN Chengfang. The experimental study and non-linear analysis for thick piles cap [D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2005. (in Chinese))
- [16] CECS 38:92 钢纤维混凝土结构设计与施工规程[S]. (CECS 38:92 Specification for technology of fiber reinforced concrete structures[S]. (in Chinese))
- [17] 陈习子, 孙成访, 彭少民. 钢纤维混凝土五桩承台三维非线性有限元分析[J]. 武汉理工大学学报, 2002, 24(12): 41-44. (CHEN Xizi, SUN Chengfang, PENG Shaomin. The three-dimensional nonlinear finite element analysis for steel fiber reinforced concrete five pile caps [J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2002, 24(12): 41-44. (in Chinese))