

混凝土独立基础底板抗拔承载性能试验

秦小亮¹, 李元齐¹, 张哲毅², 蔺靖华²

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 国网四川省电力公司经济技术研究院, 四川 成都 610041)

摘要: 对 16 个不同宽高比、不同斜边坡度的混凝土独立基础底板进行了上拔试验, 研究了此类基础底板的破坏模式与抗拔承载性能。基于试验结果, 对比分析了斜边坡度与宽高比因素对底板抗拔承载力的影响。试验结果表明, 在宽高比、底板尺寸、截面配筋均相同的情况下, 抗拔承载力随斜边坡度的增大而明显降低; 在斜边坡度、基础底板尺寸相同的情况下, 随着宽高比的增大, 抗拔承载力也逐渐降低。研究结果可为混凝土独立基础底板抗拔承载设计方法的提出提供试验基础。

关键词: 混凝土独立基础底板; 抗拔承载力; 大宽高比; 斜边坡度; 上拔试验

中图分类号: TU392.1

文献标志码: A

Experimental Research on Uplift Capacity of Concrete Independent Foundation Slab

QIN Xiaoliang¹, LI Yuanqi¹, ZHANG Zheyi², LIN Jinghua²

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Grid Sichuan Economic Research Institute, Chengdu 610041, China)

Abstract: A total of 16 concrete independent foundation slabs with different width-to-height ratios and hypotenuse slopes were tested under uplift load, and the failure modes and uplift bearing capacities of this type of foundation slab were studied. Based on the test results, the effects of width-to-height ratio and hypotenuse slope on uplift bearing capacity of foundation slab were also analyzed and compared. The experimental results showed that, the uplift bearing capacity decreases obviously with the increase of hypotenuse slope when the width-to-height ratio, the size of slab and steel reinforcement are the same. In addition, the results also showed that when the hypotenuse slope and the size of slab are same, the uplift bearing capacity of foundation slab is gradually reduced with the increase of width-to-height ratio. The results of this study

can provide experimental basis for the concrete independent foundation slab in proposing the design method of uplift capacity.

Key words: concrete independent foundation slab; uplift bearing capacity; large width-to-height ratio; hypotenuse slope; uplift test

随着特高压电网建设步伐的加快, 混凝土独立锥形扩展基础作为输电线路基础的主要形式之一, 已被广泛地应用于输电塔电网建设项目中。

基础抗拔研究的对象分抗拔土体与基础结构本身。在抗拔土体方面, 国内外对承受上拔荷载的扩展基础进行了大量卓有成效的试验与有限元研究^[1-11], 大都集中在分析土体上拔机理、抗拔承载力与变形破坏过程; 在基础结构方面, 乾增珍等^[12]对扩展基础在上拔与水平荷载作用下的变形特性及裂缝发展规律进行了试验研究, 也有学者针对装配式扩展基础的抗拔性能分别进行了现场与室内试验研究^[13-14]。以上研究主要是从土力学角度出发, 对基础上部的覆土进行分析, 很少有从结构角度出发, 对混凝土基础底板本身在上拔荷载作用下的结构破坏形态及截面承载性能进行分析。在实际设计中, 输电线路基础会受到下压力与上拔力的组合作用, 因此需要考虑底板上下部配筋, 《架空输电线路基础设计技术规程: DL/T 5219—2014》^[15]只是给出“钢筋混凝土矩形底板的正截面受拉钢筋一般按单筋矩形截面计算, 其纵向受拉钢筋截面面积可按下压力作用时的配筋公式计算”这一规定, 对于在上拔力作用下的钢筋混凝土锥形扩展基础, 规范并未明确给出上部受拉钢筋的配筋公式, 且已有配筋公式不适用于宽高比超过 2.5 的混凝土扩展基础。目前, 关于锥形扩

收稿日期: 2017-12-02

基金项目: 国家电网科技项目(52199915002M)

第一作者: 秦小亮(1994—), 男, 博士生, 主要研究方向为混凝土基础设计及分析、建筑钢结构设计及分析等。

E-mail: 1510202@tongji.edu.cn

通信作者: 李元齐(1971—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为建筑工业化、混凝土基础设计、大跨度空间结构非线性分析和抗风设计理论、冷弯型钢结构设计理论、钢结构检测与评定技术等。E-mail: liyq@tongji.edu.cn

展基础,尤其是对大宽高比独立基础上拔破坏形式的研究较少,并且行业标准《架空输电线路基础设计技术规程:DL/T 5219—2014》^[15]忽略了斜边坡度、基础宽高比对上拔基础受力形式的影响。

为了研究混凝土锥形扩展基础底板在上拔荷载作用下的抗拔承载性能及破坏模式,采用简化上拔加载模式,对 16 个不同宽高比、不同斜边坡度的基础底板进行室内试验(包括 8 个重复试验),探讨在斜边坡度、宽高比因素的影响下,基础底板上拔承载性能的变化规律。

1 试验概况

1.1 试验目的

研究不同混凝土独立基础底板在上拔荷载作用下的破坏模式和承载性能。

1.2 试件设计

1.2.1 试件设计参数

试验共设计了 16 个试件,其形状示意如图 1 所示。其中,1 代表钢连接件(用于与试验室基座通过螺栓固定连接),2 代表混凝土凸起平台(用于试验分配梁加载使用), L 为基础长度, B 为基础宽度, h 为基础底板高度, b 为短柱边缘处至基础外边缘处的距离, h_1 为基础底板边缘高度, h_2 为混凝土凸起平台高度,宽高比为 b/h 。

1.2.2 试件配筋

设计时按照《架空输电线路基础设计技术规程:DL/T 5219—2014》^[15]中第 7.3 节的相关条文规定进行配筋与验算,底板上下部配筋相同。为了避免试验随机性带来的误差,试件 NJ9~NJ16 设计与 NJ1~NJ8 完全相同,NJ1 配筋如图 2 所示,其余试件配筋图与 NJ1 相似,试件的具体信息见表 1。

1.3 材料性能测试

(1)混凝土材料性能。在浇筑试件时总共分两批次,每批次预留 1 组样品,每组 3 个试块,立方体大小为 $150\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 150\text{ mm}$ 。试件 NJ1~NJ8 为一个批次,NJ9~NJ16 为一个批次。在室内试验室用压力试验机进行加载,测得混凝土立方体的材性试验结果见表 2。为了得到试验时试件的实际强度指标,混凝土试块的龄期与试件保持相同,分别为 42 d 和 37 d。

(2)钢筋力学性能。每种直径的钢筋预留 3 个样品,钢筋牌号为 HRB400,直径为 6 mm,计算面积为 28.27 mm^2 ,在同济大学建筑工程系建筑结构试验

室进行拉伸性能测试,屈服强度均值为 456.5 MPa ,抗拉强度均值为 767.3 MPa ,测得钢筋样品的各力

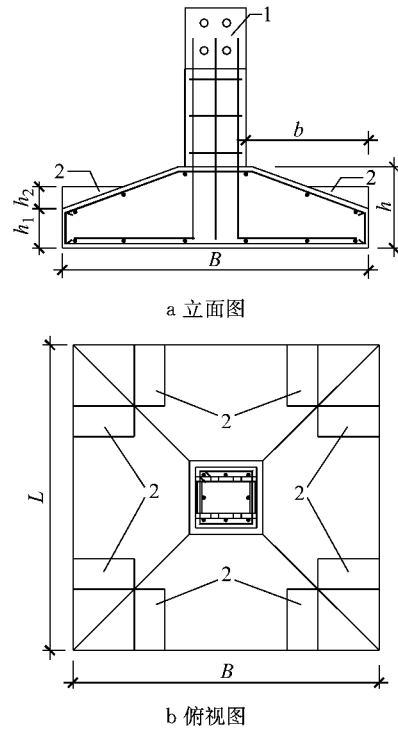


图 1 混凝土独立基础

Fig.1 Concrete independent foundation

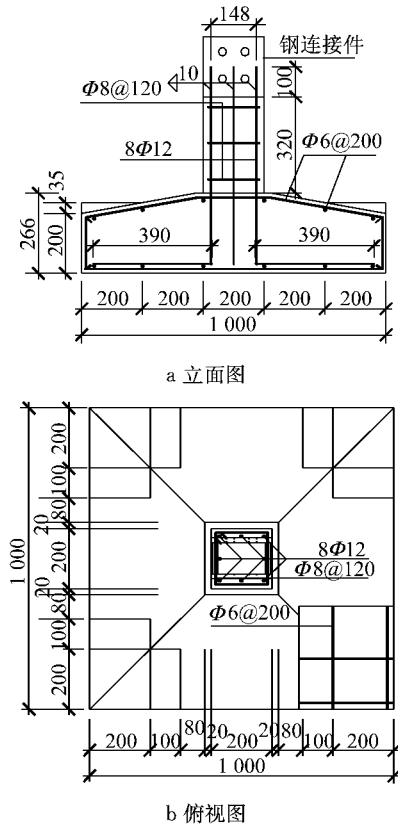


图 2 NJ1 配筋(单位:mm)

Fig.2 Reinforcement of NJ1 (unit: mm)

表 1 试件信息

Tab.1 Details of specimens

编号	宽高比	斜边坡度/(°)	基础长度/mm	基础宽度/mm	基础底板高度/mm	基础底板边缘高度/mm	混凝土凸起平台高度/mm	底板上部配筋 HRB400	底板下部配筋 HRB400	混凝土强度等级
NJ1	1.5	10	1 000	1 000	266	200	35	6@200	6@200	C30
NJ2	1.5	20	1 000	1 000	266	128	73	6@200	6@200	C30
NJ3	1.5	30	1 000	1 000	266	47	115	6@200	6@200	C30
NJ4	2.0	10	1 000	1 000	200	132	35	6@200	6@200	C30
NJ5	2.0	20	1 000	1 000	200	62	73	6@200	6@200	C30
NJ6	2.5	10	1 000	1 000	160	93	35	6@160	6@160	C30
NJ7	3.0	10	1 000	1 000	133	80	35	6@160	6@160	C30
NJ8	4.0	10	1 000	1 000	100	80	10	6@160	6@160	C30
NJ9	1.5	10	1 000	1 000	266	200	35	6@200	6@200	C30
NJ10	1.5	20	1 000	1 000	266	128	73	6@200	6@200	C30
NJ11	1.5	30	1 000	1 000	266	47	115	6@200	6@200	C30
NJ12	2.0	10	1 000	1 000	200	132	35	6@200	6@200	C30
NJ13	2.0	20	1 000	1 000	200	62	73	6@200	6@200	C30
NJ14	2.5	10	1 000	1 000	160	93	35	6@160	6@160	C30
NJ15	3.0	10	1 000	1 000	133	80	35	6@160	6@160	C30
NJ16	4.0	10	1 000	1 000	100	80	10	6@160	6@160	C30

表 2 混凝土试块强度

Tab.2 Strengths of concrete samples

试件编号	养护条件	设计强度等级	龄期/d	承压面积/mm ²	立方体抗压强度标准值/MPa	
					单块值	代表值
NJ1~NJ8	同条件养护	C30	42	22 500	31.1	29.7
					27.5	
					30.4	
NJ9~NJ16	同条件养护	C30	37	22 500	28.6	28.3
					28.6	
					27.8	

学性质指标见表 3。

表 3 钢筋力学性能指标

Tab.3 Indices of mechanical properties of steel reinforcements

序号	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa
1	461.9	760.4
2	468.3	778.4
3	439.3	763.2

1.4 测点布置

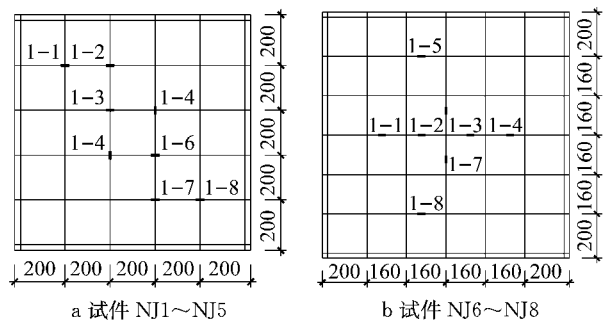
1.4.1 钢筋应变片测点

在基础底板上部受力钢筋上粘贴一定数量的应变片,分别连在静态应变采集仪上,上部应变片的粘贴位置如图 3 所示。

1.4.2 底板变形测点

为了测定试件加载时的变形情况,间接得到基础刚度变化和基础底面受力情况,在基础底板下表面布置 9 个位移计,位移测量系统如图 4 所示。图 5 为底板位移计测点布置图,测点均匀布置在底板中线位置处。其中,1、2、3、4 和 5 号测点间的距离为

240 mm,6、7、3、8 和 9 号测点间的距离也为 240 mm。



a 试件 NJ1~NJ5

b 试件 NJ6~NJ8

图 3 试件钢筋应变片测点布置(单位:mm)

Fig.3 Steel reinforcement strain gauge arrangement for specimens (unit: mm)

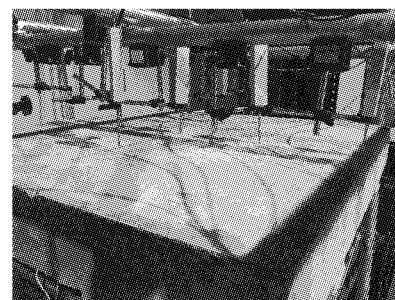


图 4 位移测量系统

Fig.4 System for displacement measuring

1.5 试验装置

试验在同济大学沪西校区结构试验室进行,采用 4 个油缸竖向加载方式模拟基础在上拔力作用下的受力形态,油缸量程选用 200 kN。加载装置主要

包括油缸与分配梁等,试验加载装置如图 6 所示. 图 6b 中,1 为位移计、2 为试件、3a~3d 为混凝土凸起平台、4 为应变片、5 为静态应变采集仪、6a~6c 为分配梁、7a~7c 为压力传感器、8a~8c 为油压千斤顶、9 为基础短柱、10 为垫高基座.

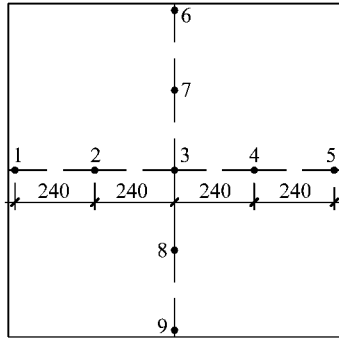
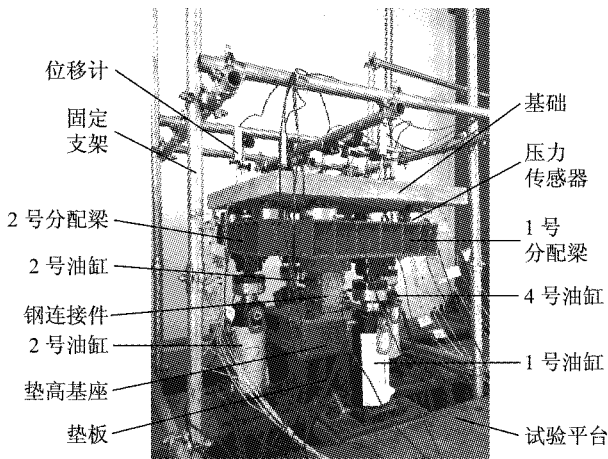
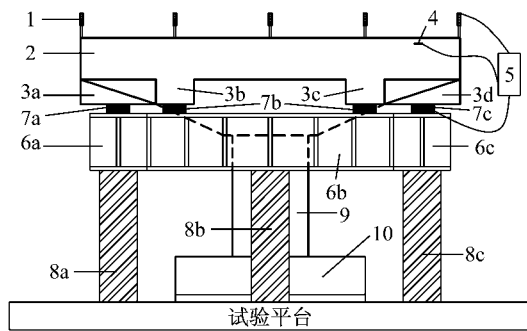


图 5 试件变形测点布置(单位:mm)

Fig.5 Deformation measuring-point arrangement for specimens (unit: mm)



a 加载装置现场图



b 加载简图

图 6 试验装置

Fig.6 Test setup

以往的上拔试验是将基础埋入地基土中,然后在基础顶面施加上拔荷载,此举主要是出于需对基础上的覆土进行上拔变形机理分析而考虑的.一

方面,本研究旨在研究上拔基础底板本身的结构破坏形式、截面受拉钢筋的应力变化规律和监测裂缝开展过程,为下一步找出抵抗截面弯矩的配筋设计方法提供试验基础,并不关心实际弯矩的大小与接触力分布模式;另一方面,本研究对象并非土体,将基础埋入封闭土中,不能观察到基础底板结构本身的裂缝开展状况及破坏过程,而且覆土需要大量的人力及物力,繁琐不经济.因此,采用图 6 所示的简化上拔加载方式代替传统的覆土体系来进行试验研究.实际证明,此方法合理且经济有效,能达到模拟基础底板在上拔力作用下截面受力形态的效果.

首先,将上述制作好的混凝土锥形独立基础倒置,使钢板连接件的孔洞与垫高基座上对应的孔洞位置相互对中,通过螺栓将倒置的混凝土锥形扩展基础与基座相固定.随后,将位移计通过磁性表座固定于搭在地面上的支架上,位移计一端抵住基础底板.按照图 6 的位置关系,将 4 个油缸、4 个分配梁、8 个压力传感器等摆放在相应位置处;然后,缓慢依次升起 4 个油缸,直到分配梁与混凝土凸起平台接近接触为止,在之后的加载过程中,分配梁将以斜侧面上混凝土凸起平台为支点;最后,将应变片、位移计、压力传感器上预留出的导线与静态应变采集仪相连接.

1.6 加载方案

首先预加载(预计最大荷载的 3%~10%),待采集仪工作正常,与预期基本一致后再正式加载.正式加载时,采用逐级递增连续加载模式.在裂缝开展前,按上拔极限荷载的 1/10 逐级加载,每级加载稳定 2~3 min 后进行读数;待出现裂缝后,按极限荷载的 1/20 逐级加载,直至基础不能持荷;在加载过程中,每级加载稳定后进行读数,且尽量保证 4 个千斤顶同步加载.当试件破坏之后,拍照再缓慢卸载.加载模式如图 7 所示,其中 L_s 为各阶段所施加荷载与预估极限荷载之比.

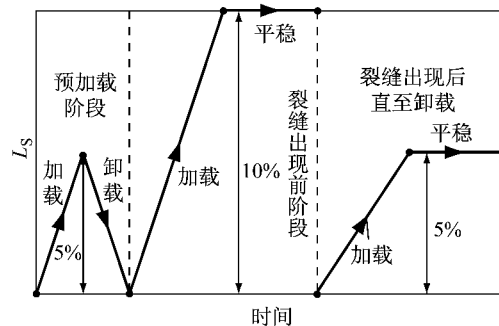


图 7 加载模式

Fig.7 Loading mode

2 试验现象与破坏模式

将试件的破坏模式主要归为弯曲破坏:包括十字形弯曲破坏、井字形弯曲破坏和伴有裂纹环的不

完全弯曲破坏. 弯曲破坏的破坏判断条件为底板上部受拉钢筋屈服,破坏时底板变形能力较好. 试件 NJ1~NJ8 与 NJ9~NJ16 中对应的重复试件的破坏现象基本相同,各试件的破坏特征见表 4.

试件 NJ1 加载初期,无明显开裂痕迹;加载至

表 4 破坏特征

Tab.4 Failure characteristics

试件	裂缝数目/条	极限荷载/kN	破坏模式	试件	裂缝数目/条	极限荷载/kN	破坏模式
NJ1	4	260	十字形弯曲破坏	NJ9	4	242	十字形弯曲破坏
NJ2	4	192	十字形弯曲破坏	NJ10	4	210	十字形弯曲破坏
NJ3	5	155	十字形弯曲破坏	NJ11	5	155	十字形弯曲破坏
NJ4	8	192	井字形弯曲破坏	NJ12	5	180	井字形弯曲破坏
NJ5	8	138	井字形弯曲破坏	NJ13	7	150	井字形弯曲破坏
NJ6	裂纹环状较密集	160	不完全弯曲破坏	NJ14	裂纹环状较密集	124	不完全弯曲破坏
NJ7	8	107	井字形弯曲破坏	NJ15	裂纹环状较密集	124	不完全弯曲破坏
NJ8	裂纹较密集	92	不完全弯曲破坏	NJ16	主裂缝 5 条	86	十字形弯曲破坏

234 kN 时,1 号与 2 号裂缝出现并开裂明显,3 号与 4 号裂缝较细,四者均开展至底板侧面 1/3 处;继续加载至 260 kN,1 号与 2 号裂缝开展至 2~3 mm,基本贯穿整个截面,破坏模式如图 8a 所示. 试件 NJ9 的破坏形态与 NJ1 相似,加载至 236 kN 时,1 号与 2 号裂缝同时开展;继续加载至 242 kN,3 号裂缝出现,此时 2 号裂缝已扩展至底板侧面且宽度明显,破坏模式如图 8b 所示. 试件 NJ1 与 NJ9 的破坏截面均在短柱边缘截面处,表现为十字形弯曲破坏.

试件 NJ2 加载至 174 kN,1、2 和 3 号裂缝突然出现,1 号裂缝宽度为 1.2 mm,2 号与 3 号裂缝均达到 3.0 mm 左右;继续加载,裂缝开展明显;达到极限荷载 192 kN 时,荷载急剧下降,锥形底板挠曲过大,AB 方向受压区混凝土被压碎,1 号与 4 号主裂缝贯穿整个截面,底板一分为二,破坏模式如图 8c 所示. 试件 NJ10 的破坏形态与 NJ1 相似,达到极限荷载 210 kN 时,荷载急速下降,锥形底板挠曲过大,AB 方向受压区混凝土被压碎,主裂缝 2 号与 4 号裂缝贯穿整个截面,底板一分为二,破坏模式如图 8d 所示. 试件 NJ2 与 NJ10 的破坏截面均在短柱边缘截面处,表现为十字形弯曲破坏.

试件 NJ3、NJ11 的破坏模式与 NJ2 相似,破坏模式分别如图 8e、8f 所示. NJ3 的极限荷载为 155 kN,NJ11 的极限荷载为 154 kN,此后荷载均急剧下降.

试件 NJ4 达到极限荷载 192 kN 时,裂纹迅速增宽,荷载急剧下降,锥形底板挠曲过大,导致基础短柱与底板脱离,但是受压区混凝土完好,破坏模式表现为井字形弯曲破坏,如图 8g 所示. 试件 NJ12 加载初期,无明显开裂痕迹;荷载达到 133 kN 时,1 号裂

纹出现;加载至 150 kN 时,2 与 3 号裂纹出现,同时 1 号裂缝已开展至 3.0 mm;继续加载至 171 kN,4 号裂纹出现,此试件并未加载到完全破坏,井字形弯曲破坏的特征较明显,破坏模式如图 8h 所示.

试件 NJ5 加载到 115 kN 时,出现 5 条裂缝,分别为 1、2、3、4 和 5 号裂缝;随后加载到 125 kN 时,1 号裂缝开展明显且已开展到底板侧面 1/2 处,宽度为 3.0 mm;达到极限荷载 138 kN 时,裂纹迅速增宽,此时荷载急剧下降,底板挠曲过大,CD 方向受压区混凝土被压碎,2 号与 5 号主裂缝贯穿整个截面,底板一分为二,破坏模式如图 8i 所示. 试件 NJ13 的破坏过程与 NJ5 相似,极限荷载为 150 kN,破坏模式如图 8j 所示. 两者均表现为井字形弯曲破坏.

试件 NJ6 破坏模式如图 8k 所示,表现为伴有裂纹环的不完全弯曲破坏. 加载初期,无明显开裂痕迹;加载至 86 kN 时,应变片发生突变;继续加载至 135 kN 时,裂纹均较细,无扩展迹象,短柱四周出现一个裂纹环;达到极限荷载 160 kN 时,荷载急速下降,基础短柱与底板脱离,1、2 和 3 号裂缝开展完全但未贯穿整个截面,受压区混凝土完好. 试件 NJ14 的极限荷载为 124 kN,破坏模式与 NJ6 相似,如图 8l 所示.

试件 NJ7 破坏模式如图 8m 所示,表现为井字形弯曲破坏. 加载至 50 kN 时,1 号裂缝出现,随后 2、3 和 4 号裂缝均出现,宽度在 0.3 mm;继续加载,5、6、7 和 8 号裂缝出现;加载至 95 kN 左右时,主裂缝宽度达 2~3 mm,开裂明显且 1 号裂缝扩展到底板侧面 2/3 处;当达到极限荷载 107 kN 时,荷载急速下降,底板挠曲过大,AB 方向受压区混凝土被压碎,2 号与 4 号主裂缝贯穿整个截面,底板一分为二.

试件 NJ15 的极限荷载为 124 kN,破坏时裂缝较密集,表现为伴有裂纹环的不完全弯曲破坏,破坏模式如图 8n 所示。

试件 NJ8 极限荷载为 92 kN,破坏时表面混凝土脱落较严重,裂缝较集中于短柱周围,破坏模式如图 8o 所示。试件 NJ16 破坏模式如图 8p 所示,表现

为十字形弯曲破坏;加载至 47 kN 时,应变片发生突变,1、2、3 和 4 号裂纹出现;随后 5 号裂缝出现;继续加载至 80 kN 时,所有裂纹开展明显达 3.0 mm;达到极限荷载 86 kN 时,荷载急速下降,底板挠曲过大,AB 方向受压区混凝土压碎,主裂缝 1 和 3 号裂缝贯穿整个截面,底板沿 1 和 3 号裂缝一分为二。

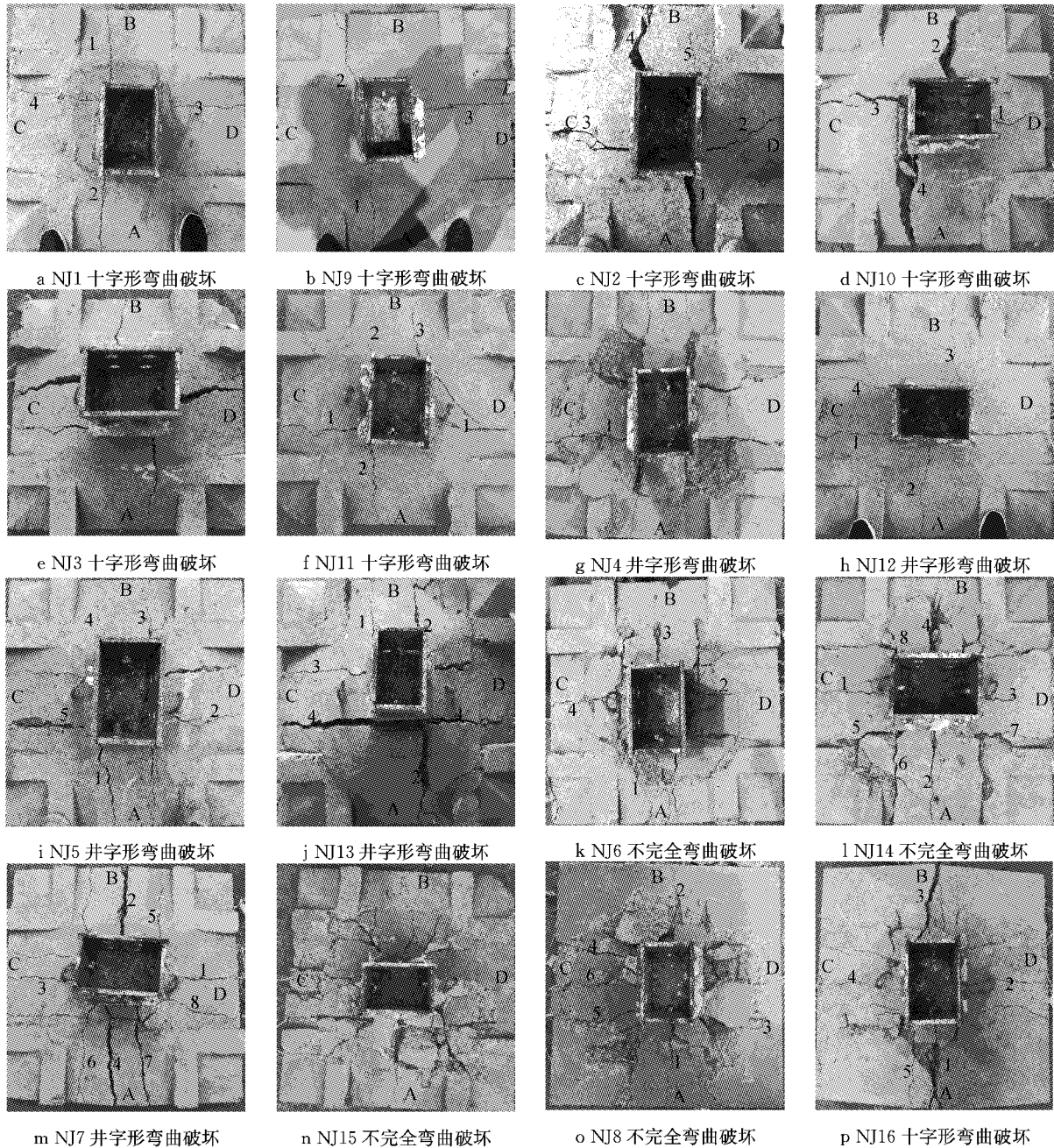


图 8 弯曲破坏

Fig. 8 Bending failure

3 基础底板变形分析

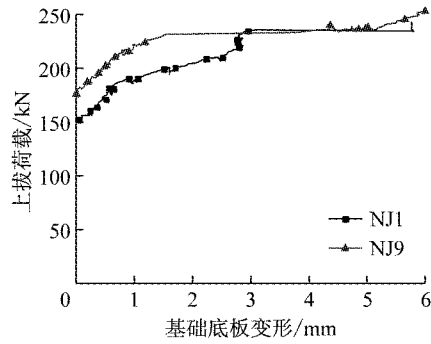
提取基础底板边缘 1 号测点与中间 3 号测点的

位移计读数,取两者之差(边缘和中心的位移差)作为变形值,得出试件的荷载-变形曲线如图 9 所示。试件 NJ1~NJ8 与 NJ9~NJ16 中对应的重复试件的变形曲线基本吻合,对 2 个相同试件的底板变形过

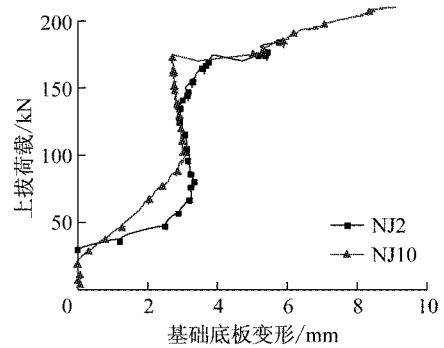
程进行对比分析,详细描述如下。

试件 NJ1 与 NJ9 的荷载-变形曲线如图 9a 所示,曲线共分为三个阶段。对于 NJ1 而言,在第一阶段(150 kN 之前),受拉区混凝土未开裂,基础整体刚

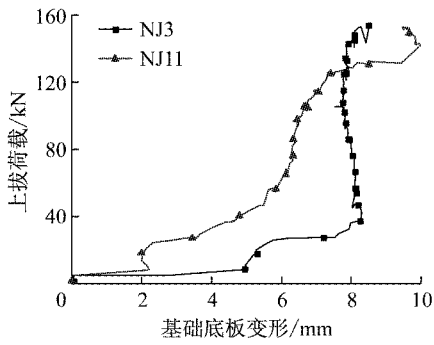
度较大,故变形几乎为零;随着荷载增大,坡面出现裂缝,受拉区混凝土逐渐退出工作,基础整体刚度急剧减小,此时进入基础受力第二阶段,此阶段基础最大变形值为 3 mm;此后钢筋进入屈服阶段,基础变



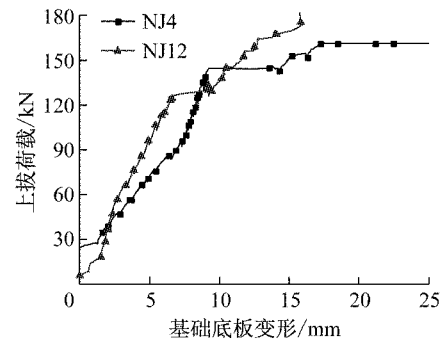
a 试件 NJ1 与 NJ9



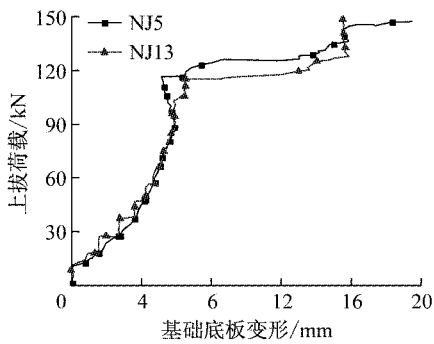
b 试件 NJ2 与 NJ10



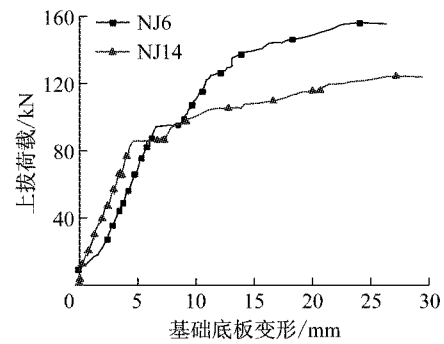
c 试件 NJ3 与 NJ11



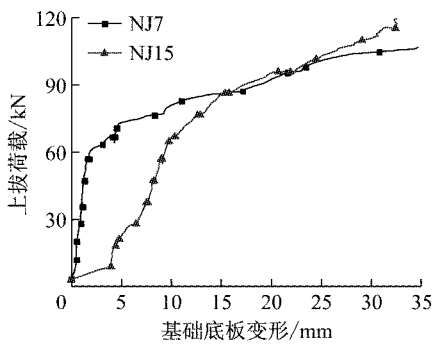
d 试件 NJ4 与 NJ12



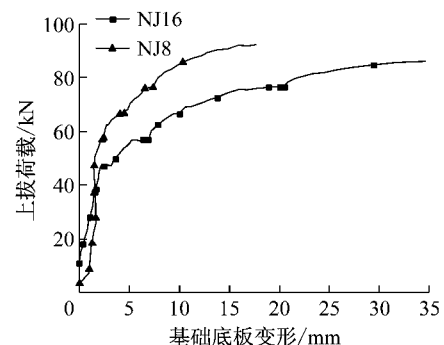
e 试件 NJ5 与 NJ13



f 试件 NJ6 与 NJ14



g 试件 NJ7 与 NJ15



h 试件 NJ8 与 NJ16

图 9 荷载-变形曲线

Fig.9 Load-deformation curve

形呈水平状迅速增大. NJ9 的曲线变化规律与 NJ1 类似, 175 kN 之前变形几乎为零, 236 kN 左右时变形发生突变.

试件 NJ2 与 NJ10 的荷载-变形曲线如图 9b 所示, 两曲线的变化过程较吻合. 对于 NJ2 而言, 在 25 kN 之前, 变形几乎为零; 随着荷载增大, 基础整体刚度急剧减小, 变形缓慢增长至 4 mm; 此后钢筋进入屈服阶段, 基础变形呈水平状迅速增大. 对于 NJ10 而言, 当荷载达到 175 kN 时, 变形发生突变(从 3 mm 迅速增长至 6 mm); 继续加载, 变形迅猛增长, 直至试件破坏.

试件 NJ3 与 NJ11 的荷载-变形曲线如图 9c 所示. 在加载过程中, 由于油缸分油器出油量的差异, 使得 4 个千斤顶有时并非是完全同步同等荷载的加载, 此情况下基础底板会受到力矩的作用, 再加上固定基础顶部的螺栓发生了滑动, 使试件产生了刚体转动, 因此试验结果不理想, 与预期不一致, 这里不对曲线的规律进行分析.

试件 NJ4 与 NJ12 的荷载-变形曲线如图 9d 所示, 两曲线的变化规律相似. 对于 NJ4 而言, 在 26 kN 之前, 变形几乎为零; 随着荷载增大, 曲线呈直线缓慢上升; 当荷载达到 144 kN 时, 变形发生突变; 此后钢筋进入屈服阶段, 变形迅速增大.

试件 NJ5 与 NJ13 的荷载-变形曲线如图 9e 所示, 两曲线的吻合度较高. 对于 NJ5 而言, 在 10 kN 之前, 变形几乎为零; 随着荷载增大, 变形缓慢增长至 5 mm; 当荷载达到 120 kN 左右时, 变形发生突变, 曲线变平缓. 试件 NJ13 在荷载达到 110 kN 左右时, 变形发生突变, 曲线变平缓.

试件 NJ6 与 NJ14 的荷载-变形曲线如图 9f 所示. 对于 NJ6 而言, 在 10 kN 之前, 变形几乎为零; 此后, 曲线呈直线缓慢上升; 当荷载达到 95 kN 时, 曲线出现一个小平台, 钢筋进入屈服阶段; 继续加载, 变形迅猛增长, 直至试件破坏. 试件 NJ14 的曲线变化规律与 NJ6 类似, 前期两者吻合较好, 荷载达到 100 kN 左右时, 曲线近似呈水平增长趋势. 由于试件 NJ14 共产生了 8 条裂缝, 底板上表面破碎较彻底, 使得底板刚度急剧下降, 因此后期变形较 NJ6 大, 使得曲线相差较大.

试件 NJ7 与 NJ15 的荷载-变形曲线如图 9g 所示, 前期两曲线差异有些大, 这是由于试件 NJ7 的 1~4 号裂缝同时出现且均同时开展, 前期底板相对挠曲偏小; 而试件 NJ15 主要是 1 号裂缝开展起控制作用, 1 号位移计正好放在垂直于 1 号裂缝的方向

上, 因此前期测得的底板变形与试件 NJ7 相比偏大. 85 kN 之后两者吻合较好. 对于 NJ7 而言, 在 60 kN 之前, 曲线呈直线缓慢上升; 60 kN 之后, 曲线斜率开始发生变化, 变形迅猛增长, 直至试件破坏; 在极限荷载 107 kN 下, 底板变形达到最大值 30 mm. 试件 NJ15 的曲线变化规律与 NJ7 类似, 在 60 kN 之前, 曲线呈直线缓慢上升; 在 60 kN 之后, 曲线斜率开始发生变化, 变形迅猛增长.

试件 NJ8 与 NJ16 的荷载-变形曲线如图 9h 所示, 前期两曲线吻合较好, 45 kN 之后两者差异较大, 这是由于试件 NJ16 在 40 kN 左右 1、2 号裂缝先出现且之后比 3、4 号裂缝优先开展, 1 号位移计正好放在垂直于 1、2 号裂缝的方向上, 因此后期测得的底板变形较试件 NJ8 大. 对于 NJ8、NJ16 而言, 在 45 kN 之前, 曲线均呈直线缓慢上升且坡度较缓; 50 kN 之后, 曲线斜率开始发生变化, 变形增长较快.

4 钢筋应变分析

选取基础底板最危险截面即基础短柱边缘截面处的钢筋应变值进行分析, 得出试件的荷载-应变曲线如图 10 所示, 试件 NJ1~NJ8 与 NJ9~NJ16 中对应的重复试件的应变曲线基本吻合, 对 2 个相同试件的应变发展过程进行对比分析, 详细描述如下.

图 10a 为试件 NJ1 与 NJ9 的荷载-应变曲线, 从曲线可以看出, 共分为 3 个阶段. 对试件 NJ1 而言, 第一阶段(100 kN 之前), 上部受拉钢筋和混凝土共同承担拉应力, 应力水平较小, 曲线几乎垂直; 随着荷载增大, 板底开始出现裂缝, 进入第二阶段, 此阶段受拉区混凝土逐渐退出工作, 钢筋应力缓慢增大; 当荷载达到 234 kN 时, 进入第三阶段, 此阶段钢筋应变发生突变, 钢筋进入塑性屈服阶段, 此后曲线出现平台, 直至试件破坏. NJ9 的曲线变化规律与 NJ1 类似, 150 kN 之前几乎垂直, 236 kN 左右时应变发生突变.

试件组 NJ2 与 NJ10 直至试件组 NJ8 与 NJ16 的应变曲线特征和 NJ1 与 NJ9 相似, 此处不重复阐述. 试件组 NJ2 与 NJ10 直至试件组 NJ8 与 NJ16 的荷载-应变曲线分别如图 10b~10h 所示.

5 抗拔承载力对比分析

根据基础底板最危险截面(即短柱边缘截面处)的钢筋应变片读数来作为底板抗拔承载力的判断标

准, 总结得出各试件在钢筋屈服时的抗拔承载力值. 将相同试件的承载力取均值, 并做误差分析, 对比分析结果见表 5, 表中 F_i 表示抗拔承载力, \bar{F} 表示抗拔承载力平均值, 即相应行的 F_i 的平均值, 如 NJ1 和

NJ9 的 F_i 取平均值.

从表 5 中数据可看出, 对相同试件而言, 抗拔承载力值很接近, 试验结果可信, 与平均值相对误差范围均小于 5%.

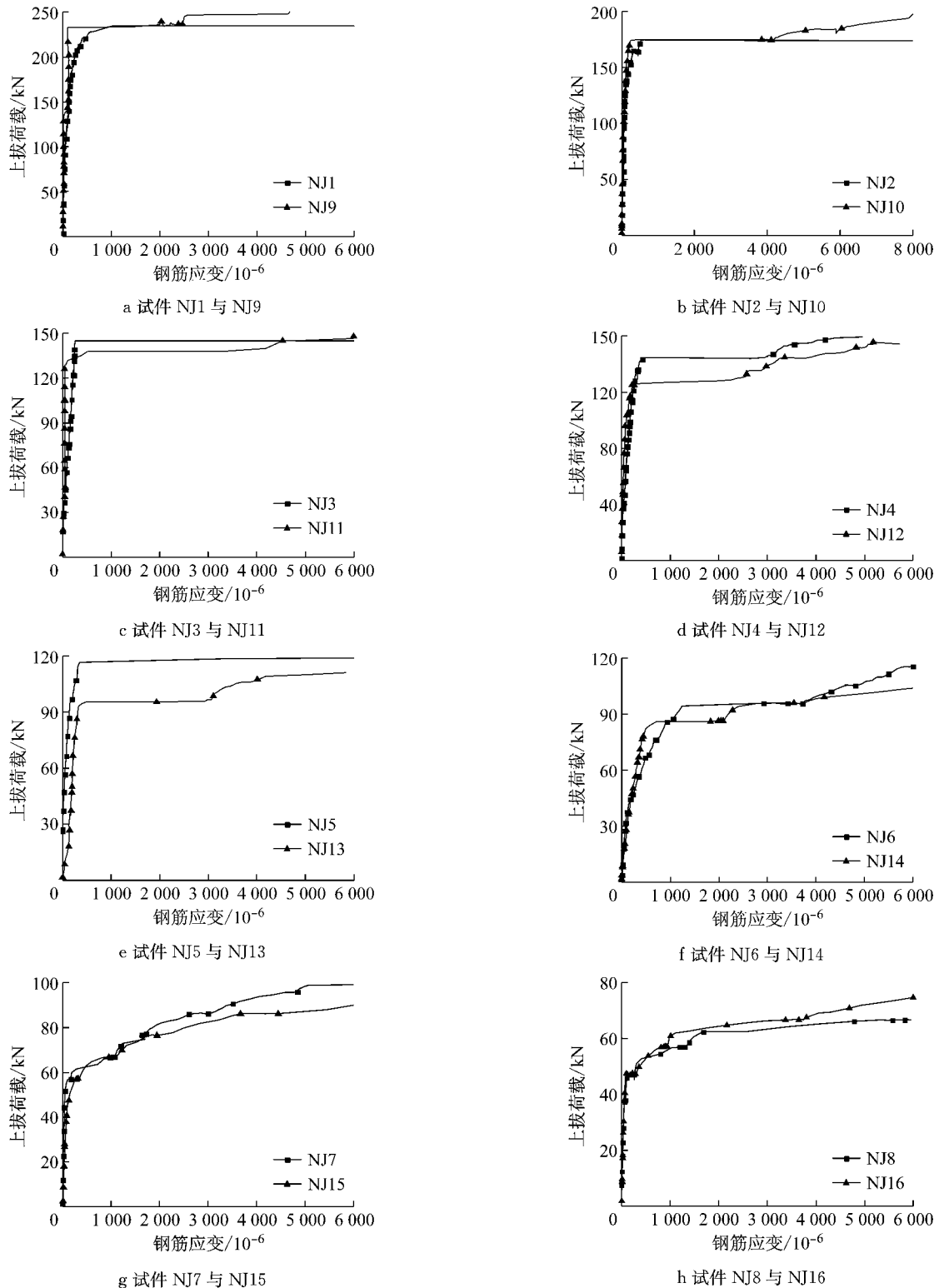


图 10 荷载-应变曲线

Fig.10 Load-strain curve

表 5 抗拔承载力比较

Tab.5 Comparison of uplift bearing capacities

编号	宽高比	斜边坡度/(°)	F_i/kN	$\left \frac{(F_i-\bar{F})}{\bar{F}}\right $	编号	宽高比	斜边坡度/(°)	F_i/kN	$\left \frac{(F_i-\bar{F})}{\bar{F}}\right $
NJ1	1.5	10	234	0.4%	NJ9	1.5	10	236	0.4%
NJ2	1.5	20	174	0.6%	NJ10	1.5	20	175	0
NJ3	1.5	30	145	1.4%	NJ11	1.5	30	140	2.1%
NJ4	2.0	10	144	2.0%	NJ12	2.0	10	150	2.0%
NJ5	2.0	20	118	3.5%	NJ13	2.0	20	110	3.5%
NJ6	2.5	10	95	3.1%	NJ14	2.5	10	100	2.0%
NJ7	3.0	10	80	3.6%	NJ15	3.0	10	85	2.4%
NJ8	4.0	10	63	1.6%	NJ16	4.0	10	60	3.2%

对比 NJ1 与 NJ9、NJ2 与 NJ10、NJ3 与 NJ11 和 NJ4 与 NJ12、NJ5 与 NJ13 的试验结果可以看出,在宽高比、底板尺寸、截面配筋均相同的情况下,随着斜边坡度的增大,抗拔承载力逐渐降低.和试件 NJ1 与 NJ9 相比,试件 NJ2 与 NJ10、NJ3 与 NJ11 的承载力分别降低 25.5%、39.1%.和试件 NJ4 与 NJ12 相比,试件 NJ5 与 NJ13 的承载力降低 22.4%.

对比 NJ1 与 NJ9、NJ4 与 NJ12、NJ6 与 NJ14、NJ7 与 NJ15、NJ8 与 NJ16 和 NJ2 与 NJ10、NJ5 与 NJ13 的试验结果可以看出,在斜边坡度、底板尺寸均相同的情况下,随着宽高比的增大,底板抗拔承载力逐渐降低.和试件 NJ1 与 NJ9 相比,试件 NJ4 与 NJ12、NJ6 与 NJ14、NJ7 与 NJ15、NJ8 与 NJ16 的承载力分别降低 37.4%、58.3%、64.7%、73.6%.和试件 NJ2 与 NJ10 相比,试件 NJ5 与 NJ13 的承载力降低 34.9%.

从以上分析可知,基础受上拔荷载作用时,不宜选取较大斜边坡度的扩展基础;若采用混凝土锥形扩展基础,则需考虑斜边坡度、宽高比对基础底板抗拔承载力影响.

同时,电力行业标准《架空输电线路基础设计技术规程:DL/T 5219—2014》^[15]规定基础底板上部受拉钢筋与下部钢筋采用相同的配筋公式,忽略了斜边坡度等对基础受力形式的影响.试验结果表明,在基础宽高比一定、斜边坡度变化的情况下,根据此配筋公式设计的基础偏于不安全,抗拔承载力随斜边坡度的增大而明显降低.

6 结论及建议

对 16 个不同宽高比、不同斜边坡度的混凝土独立扩展基础底板进行了上拔试验,主要研究了底板在上拔荷载作用下的破坏模式和承载性能,主要结论如下:

(1)破坏模式主要归为弯曲破坏,包括十字形弯

曲破坏、井字形弯曲破坏、伴有裂纹环的不完全弯曲破坏,破坏时底板变形能力较好.

(2)对相同试件而言,抗拔承载力值很接近,试验结果可信,与平均值相对误差范围均小于 5%.

(3)在宽高比、底板尺寸、截面配筋均相同的情况下,随着斜边坡度的增大,抗拔承载力逐渐降低.同时,在斜边坡度、底板尺寸均相同的情况下,随着宽高比的增大,底板抗拔承载力也逐渐降低.因此,实际设计时不宜选取较大斜边坡度的扩展基础,若采用混凝土锥形扩展基础,则需考虑斜边坡度、宽高比对基础底板抗拔承载力的影响.

(4)电力行业标准《架空输电线路基础设计技术规程:DL/T 5219—2014》规定基础底板上部受拉钢筋与下部钢筋采用相同的配筋公式,忽略了斜边坡度等对基础受力形式的影响.在基础宽高比一定、斜边坡度变化的情况下,根据此配筋公式设计的基础偏于不安全,抗拔承载力随斜边坡度的增大而明显降低.

参考文献:

- [1] GIFFELS W C, GRAHAM R E, MOOK J F. Concrete cylinder anchors proved for 345-KV tower line[J]. Electrical World, 1960, 154: 46.
- [2] TURNER E A. Uplift resistance of transmission tower footing [J]. Journal of the Power Division, 1962, 88(2): 17.
- [3] ADAMS J I, HAYES D C. The uplift capacity of shallow foundations[J]. Ontario Hydro Research Quarterly, 1900, 19 (1): 1.
- [4] TRAUTMANN C H, KULHAWY F H. Uplift load-displacement behavior of spread foundations[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 114(114): 168.
- [5] BIRCH A J. The uplift behaviour of a pyramid-shaped foundation in sand [D]. Liverpool: University of Liverpool, 1993.
- [6] DAS B M, SHIN E C, COOK E E. Uplift capacity of horizontal circular anchors in soft clay overlain by dense sand [C] // Proceedings of the Eighth International Offshore and Polar Engineering Conference Canada. Montreal: [s. n.], 1998: 505-509. (下转第 1409 页)