

DOI: 10.11779/CJGE201507011

# 基坑悬臂排桩支护局部失效引发连续破坏机理研究

程雪松<sup>1, 2</sup>, 郑 刚<sup>1, 2</sup>, 邓楚涵<sup>1, 2</sup>, 黄天明<sup>1, 2</sup>, 聂东清<sup>1, 2</sup>

(1. 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072; 2. 天津大学土木工程系, 天津 300072)

**摘 要:** 虽然已有很多基坑连续倒塌破坏的工程案例, 局部破坏可能导致的连续垮塌规模和造成的后果也越来越大, 但是由局部破坏发展为大规模连续破坏的机理还少有研究, 也缺乏针对基坑连续破坏的控制方法和设计理论。以排桩支护的长条形基坑为例, 采用显式有限差分法、离散元法及模型试验对局部支护结构失效情况下的基坑进行了模拟, 对基坑土压力的重分布和支护结构受力的变化规律进行了分析和相互对比验证, 初步揭示了连续破坏在基坑长度方向上的传递机理, 提出了荷载传递系数的概念, 即临近破坏第一根桩内力的提高倍数, 并发现其是决定基坑是否发生连续破坏的重要因素。土体强度越高, 荷载传递系数越高。在局部破坏发生之后很短时间内, 未破坏部位土压力和结构受力迅速升高达到最大值。排桩顶设置的连续冠梁可以降低传递系数, 对提高基坑支护结构抗连续破坏能力有重要作用。

**关键词:** 基坑; 排桩; 连续破坏; 有限差分法; 离散元

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)07-1249-15

**作者简介:** 程雪松(1985-), 男, 河北人, 博士后, 从事基坑工程及地下工程稳定性的研究工作。E-mail: cheng\_xuesong@163.com。

## Mechanism of progressive collapse induced by partial failure of cantilever contiguous retaining piles

CHENG Xue-song<sup>1, 2</sup>, ZHENG Gang<sup>1, 2</sup>, DENG Chu-han<sup>1, 2</sup>, HUANG Tian-ming<sup>1, 2</sup>, NIE Dong-qing<sup>1, 2</sup>

(1. MOE Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Department of Civil Engineering,

Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** Although there are many progressive collapse cases of deep excavations and the scale of progressive collapse caused by the initial partial failure of the retaining structures and its consequences are becoming larger and larger, the researches on the mechanism how the partial failure evolves to large-scale progressive collapse are still limited, and the control methods and design theories of progressive collapse haven't been developed. In this study, the long strip excavation with cantilever contiguous retaining piles under partial failure is simulated by the explicit finite difference method, discrete element method and model tests. The redistribution of soil pressures and change of internal forces of the retaining structures are analyzed and compared using the simulated results, and then the transfer mechanism of progressive collapse in the longitudinal direction of the excavation is preliminarily revealed. The concept of load transfer coefficient is raised, which equals to the increment ratio of the internal force of the piles adjacent to the partial failure, and it is found that the load transfer coefficient is a crucial factor which can determine whether or not the progressive collapse can happen. For a retaining structure, the higher the soil strength is, the larger the load transfer coefficient is. When partial failure occurs, soil pressures and internal forces of adjacent intact retaining structures increase rapidly. The continuous top-beam installed on the top of piles can lower the load transfer coefficient, and plays an important role in increasing the capacity of retaining structures to resist progressive collapse.

**Key words:** excavation; contiguous pile; progressive collapse; finite difference method; DEM

## 0 引 言

多高层建筑、地下空间结构、地铁车站及大型地下交通枢纽的建设均会涉及到大面积、大长度深基坑工程。近 20 a 来, 基坑工程的单体规模也不断增大。基坑的深度从 10 m 以内增加至 30 m 以上, 例如上海

地铁 4 号线修复工程基坑深达 41 m。基坑在深度增加

**基金项目:** 国家科技支撑计划课题 (2012BAJ01B02-03); 国家重点基础研究发展计划 (“973” 计划) 项目 (2010CB732106); 中国博士后科学基金项目 (2014M561186)

**收稿日期:** 2014-06-12

的同时,面积也在增大,城市中央商务区等大规模多功能建筑群及大型交通枢纽工程的兴建使得基坑的面积动辄数万至十几万平方米。除了深、大,很多地铁站的基坑的长度也非常可观,甚至可以达到 300~800 m。对于上述如此规模的基坑工程,当其位于建筑物密集的城市中时,一旦发生连续垮塌,破坏程度和规模将非常巨大,后果也十分严重。

近些年国内外,例如新加坡<sup>[1-2]</sup>、杭州<sup>[3-4]</sup>、科隆<sup>[5]</sup>等地,发生了大量重大的基坑垮塌事故,造成了非常严重的损失。根据这些事故发现,基坑的失稳破坏是一个非常复杂的过程,尤其在基坑更深更大、平面形状更不规则、支护结构更复杂的情况下,其破坏可能是由某一种局部破坏引起,进而发展演变为多种破坏模式,可能由局部支护结构破坏或局部土体失稳引起,进而引起周边支护结构直至大范围倒塌,即深基坑的垮塌是一个连续破坏过程<sup>[6-9]</sup>。

在结构工程领域,针对多高层建筑、大跨结构以及桥梁等建构筑物在爆炸、地震、火灾、撞击等突发情况下的连续倒塌研究已经很多<sup>[10-11]</sup>,研究手段也很丰富,包括理论推导、模型试验<sup>[12-14]</sup>及数值模拟等。同时很多国家和地区均对上部结构的抗连续倒塌设计制定了相关的规范和指导性文件<sup>[15-17]</sup>。与结构工程中连续破坏问题的研究已经取得显著的进展相比,目前在岩土工程领域,连续破坏的研究还很少,并且还未引起应有的重视。但事实上,由于多场多体基坑工程的复杂性和不确定性较高,其发生连续破坏事故的可能性、事故导致的损失、所造成的社会影响的广泛性甚至可超过上部结构工程的连续破坏。

即便如此,在大量基坑事故发生后,事故的调查和总结仍然经常会忽略事故的连续破坏机理。实际上,经过深入分析就可以发现,与结构工程中的连续垮塌类似,深基坑工程的很多事故中同样存在着典型的连续破坏现象,例如杭州地铁一号线湘湖站基坑及新加坡 Nicoll Highway 地铁基坑<sup>[6-7]</sup>。而对于这类在垂直于基坑断面方向长度较大的基坑,其垮塌往往在长度方向延续很长的距离,破坏后果非常严重,杭州地铁基坑垮塌长度 70 余米,新加坡地铁基坑的垮塌长达上百米,如图 1 所示。

根据新加坡地铁基坑破坏过程的记录,可以发现,长近百米的基坑垮塌是由局部最薄弱的位置(即 66 kV 电缆通过处地连墙存在缺口的位置<sup>[1]</sup>,如图 2 所示)开始的。事发当天,地连墙缺口处第九道撑(S335)的围檩和支撑首先脱开,并导致此处地连墙发生垮塌,之后在停了 2 min 后,坍塌又开始继续沿基坑长度方向发展<sup>[18]</sup>,直至垮塌至 100 m 之外。

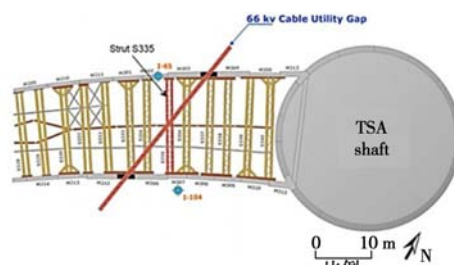


(a) 杭州地铁事故

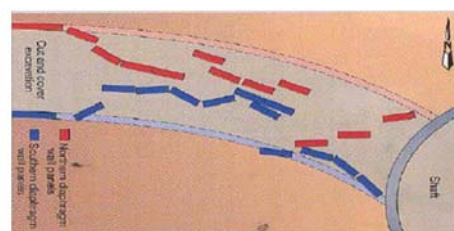
(b) 新加坡地铁事故

图 1 杭州及新加坡地铁事故现场照片

Fig. 1 Photos of excavation collapse of metro stations in Hangzhou and Singapore



(a) 倒塌前基坑支护结构平面图



(b) 垮塌范围及垮塌后墙体位置

图 2 新加坡 Nicoll Highway 地铁基坑坍塌前后平面图

Fig. 2 Plan views of Nicoll Highway metro in Singapore before and after the collapse

由此可见,此基坑垮塌具有明显的连续破坏特征。但是,对于此类长条形基坑在局部垮塌发生后对邻近的支护结构的主动区土压力、支护结构内力、各种稳定安全系数的影响如何,以及局部垮塌如何引起周边支护结构的连续垮塌的机理却不得而知,也未见相关研究。

基坑的连续破坏虽会造成基坑的大规模垮塌,但一些破坏案例表明,支护结构的连续垮塌不一定会沿着基坑长度方向无限制地发展下去,而是可能在垮塌一定范围后终止,例如前述杭州和新加坡的案例,又例如图 3 所示的几个案例。可见,基坑沿长度方向存在连续破坏的自然终止现象,可以推断,连续破坏的终止机理将对连续破坏的控制提供参考和依据,但目前其同样缺乏相关研究。

由以上分析可见,目前的基坑稳定破坏模式(整体稳定破坏、倾覆破坏、坑底隆起破坏、踢脚破坏等)<sup>[9]</sup>显然已经无法反映深基坑连续破坏的特点与机理,同

时也无法为其控制方法的研究提供足够的支撑。因此,有必要对深基坑连续破坏这种重大地下工程灾害的产生与演变机理进行深入研究。只有揭示了局部破坏引发的连续破坏沿基坑深度、宽度、长度方向的传递发展机理、自然终止机理,并建立评价基坑连续倒塌可能性的量化评价指标和评价方法,才能提出基坑支护结构抗连续倒塌的理论和设计方法。



图3 基坑在长度方向上的连续破坏和终止案例

Fig. 3 Photos of excavation collapse cases with natural stop

由于深基坑的连续破坏是一个大变形、非线性、多场耦合的问题,现有的极限平衡法、极限分析法、常规弹塑性有限元法及强度折减法等方法大都最多只能涉及到基坑即将破坏的临界状态,至于破坏开始发生后的发展与演变,这些传统方法就很难模拟和描述了。因此,为了研究深基坑的连续破坏,合理的大变形计算方法与模型试验等连续破坏研究手段也需要探索。

显式有限差分法无论是求解静态问题还是动态问题,均采用差分法求解以牛顿第二定律为基础的运动方程,因此其对动态问题有较好的适用性,具有解决失稳、振动、大变形等问题的能力<sup>[19]</sup>。在利用显式法时,计算时步很小,每一时步的变形也很小,因此可以采用小变形情况下的本构关系,而将每一时步的变形累加起来即可得到大变形。在有限差分数值模型中,网格节点在每一时刻均受到周围合力的作用,即不平衡力,在此作用下,节点发生运动,根据牛顿定律,即可得出其加速度,进而可以求得每一时步的速度和位移增量,还有应变率,然后即可根据本构方程得到应力增量,这样就又可以计算出节点新的不平衡力,进行下一时步的计算。由此可见,显式有限差分法的运算过程接近于实际的物理过程,可以较为真实地反映系统的演化与响应。

离散元颗粒流数值模拟方法同样是一种具备大

变形计算能力的方法,其基于散体介质理论,利用大量颗粒的组合与相互作用来模拟再现各类物体的宏观力学特性,无需借助网格,因此不存在有限元和有限差分等方法中存在的网格畸变问题。同时,离散元颗粒流程序 PFC<sup>3D</sup> 同样采用显式计算,能够反映基坑局部破坏后系统的真实物理响应。

鉴于长条形基坑连续破坏事故的多发性、严重性和典型性,因此首先针对长条形基坑在长度方向上的传递机理进行研究,研究综合运用了显式有限差分法和离散元颗粒流法。本文在前半部分利用有限差分法对排桩支护的长条形基坑在局部支护桩失效情况下的变形和失稳情况进行了模拟,对局部破坏后基坑土压力 and 支护结构内力变化与重分布的规律进行了研究,提出了荷载传递系数的概念,即局部破坏引起未失效结构内力上升的最大倍数,在此基础上分析了局部破坏长度、有无连续冠梁、土质条件及土体强度等因素对破坏传递的影响。

然而在采用显式有限差分法计算时,当基坑局部破坏位置的土体变形过大,计算将因网格畸变而终止。因此在有限差分法计算结果的基础上,采用离散元软件 PFC<sup>3D</sup> 和大型模型试验对基坑局部破坏后土体失稳滑动直至最终稳定的全过程进行了模拟,得到了最终基坑的破坏形态,以及支护结构在局部破坏后的全程受力变化,对有限差分法的结果进行了定性验证与补充。本文初步揭示了基坑沿长度方向上的连续破坏机理,得到了不同条件下的荷载传递系数的变化规律,为基坑连续破坏控制理论和设计方法的研究打下了基础。

## 1 有限差分数值模型及模拟方法

### 1.1 数值模拟模型的建立

为了研究基坑在长度方向上的连续破坏机理,设定所要模拟的基坑为一长条形基坑,在垂直于基坑剖面方向上无限长,基坑宽度假定为 20 m,根据对称性,取基坑宽度的一半进行模拟。如图 4 所示,在有限差分模型中,基坑的长度方向为  $Y$  向,宽度方向为  $X$  向。模型在  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  方向的几何尺寸分别为 40 m×20 m (或 50 m×20 m),在基坑破坏范围比较小时,采用  $Y$  方向为 20 m 的小模型以加快计算速度,在基坑破坏范围比较大时,采用  $Y$  方向为 50 m 的模型以避免边界对模拟造成影响,其中 20 m 的模型单元总数为 96000, 50 m 的模型单元总数为 240000。

基坑开挖完成后的模型及结构如图 4 所示。模型在垂直于  $X$  与  $Y$  方向的 4 个竖直边界面上约束法向位移,在垂直于  $Z$  轴的底部边界上约束  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  三个方

向的位移。另外,下文模拟中基坑初始破坏发生在  $Y$  方向的最左端,因此设定  $Y$  方向的最左侧边界为对称边界,最右侧边界远端为不受影响的边界。根据对称性,冠梁的两端节点约束  $Y$  方向水平位移及绕  $X$  与  $Z$  轴的转动。

## 1.2 土体及结构参数

本研究考虑了两种土质条件,一种为不排水条件下的饱和黏性土(内摩擦角  $\varphi_u=0^\circ$ ),一种为无水条件下的纯砂性土(黏聚力  $c=0$  kPa)。土体均采用莫尔-库仑模型进行模拟。

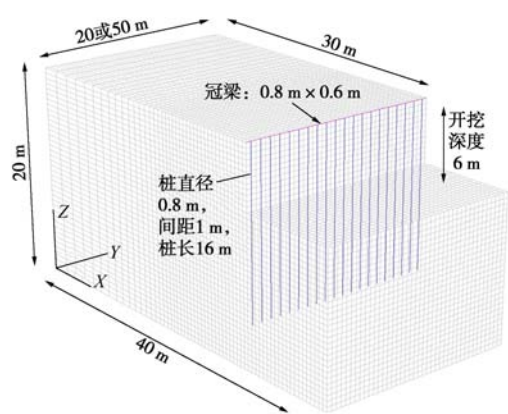


图4 有限差分网格及模型

Fig. 4 Finite difference mesh and model

对于饱和黏性土,考虑其不排水强度  $c_u$  沿埋深线性增加<sup>[20]</sup>,采用了3种土体强度分布模式:

$$\text{分布 1: } c_u = 5 + 2.5z \text{ (kPa)}, \quad (1)$$

$$\text{分布 2: } c_u = 5 + 3.0z \text{ (kPa)}, \quad (2)$$

$$\text{分布 3: } c_u = 5 + 3.5z \text{ (kPa)}, \quad (3)$$

式中,  $z$  为土体深度。剪切模量近似取为 150 倍  $c_u$ <sup>[21]</sup>,同样沿深度线性增加,泊松比取 0.495 来近似考虑不排水条件下土体应变为 0 的状态。由于模拟采用的莫尔-库仑模型,不能很好反映土体在卸载情况下的变形情况,因此在本模型中,为了更真实的反映坑底的回弹情况,依据经验,计算模型实际采用的弹性参数为上述介绍的 3 倍<sup>[22-23]</sup>,以近似作为基坑内土体在卸荷条件下的模量。

对于纯砂性土,内摩擦角分别取  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  三种情况。砂土的弹性模量沿深度线性增加,在 3 种内摩擦角情况下斜率均为  $1.5 \text{ MPa/m}$ <sup>[24]</sup>,泊松比取 0.3。与黏性土中类似,模型中采用的弹性模量为上述介绍的 3 倍。

模型中,支护桩及冠梁均采用线弹性的结构单元模拟,分别为桩单元与梁单元,其几何尺寸如图 4 所示。结构单元均为钢筋混凝土材料,弹性模量近似采用  $30 \text{ GPa}$ ,泊松比采用 0.2。结构桩单元与土体的界面采用可以相对滑移的接触面单元,其剪切破坏符合

Coulomb 破坏准则,切向剪切刚度为  $23 \text{ MPa}$ ,黏聚力取  $10 \text{ kPa}$ ,摩擦角取  $23^\circ$ 。由于桩为结构单元,断面面积可以忽略,因此桩间位置的土很容易流出,与实际情况不符,因此在桩后  $0.5 \text{ m}$ 、地表至埋深  $8 \text{ m}$  的范围内提高土体强度  $50 \text{ kPa}$ ,用来模拟桩体的挡土效应及桩间的喷射混凝土,防止土体从桩间流出。

## 1.3 模拟方法

本次研究用删除支护桩结构的方式来模拟桩体的破坏失效,在实际工程中,局部支护桩有可能会因为设计强度不足、施工质量较差、土体强度降低等原因而折断,失去支护作用,造成局部土体垮塌,进而引发基坑的大范围连续破坏。如图 4 所示,支护桩自左侧开始由左至右依次编为 #1~#20 (或 #50) 桩。计算首先模拟正常开挖,每步开挖  $1.5 \text{ m}$ ,开挖到底后,删除最左侧 1~ $n$  号桩来模拟  $n$  根桩失效,然后分析基坑局部支护结构破坏后的响应。由于模型为对称模型, $n$  根桩失效代表着实际情况的  $2n$  根桩失效。计算过程中暂时不考虑其它桩及冠梁的破坏,重点研究局部破坏后其它结构将会受到的最大影响。

由于删除部分支护桩后,其后主动区土体可能会发生失稳流动的大变形,不会在小变形范围内达到平衡状态,因此模拟采用显式动力模拟,节点质量采用实际的集中质量,而非静态问题中的虚拟质量。计算采用局部阻尼<sup>[19]</sup>。土体的阻尼比与土体的剪应变有关,剪应变较小时,阻尼比约为  $2\% \sim 5\%$ ,但随着剪应变的增大,阻尼比也会不断增大,可达  $30\%$  左右<sup>[25]</sup>。结构的阻尼比一般为  $2\% \sim 10\%$ 。由于模型中部分土体将发生很大的应变,综合考虑近似取整个模型的阻尼比为  $10\%$ 。

## 2 连续破坏传递机理分析

### 2.1 不同局部破坏范围情况下连续破坏传递情况分析

以饱和黏性土强度分布 2,即  $c_u=5+3.0z$  (kPa) 的工况进行不同初始破坏范围情况下的结果分析。在开挖深度为  $6 \text{ m}$  时,基坑水平位移呈典型的悬臂形式,最大水平位移为  $5.60 \text{ cm}$ 。支护桩的最大弯矩为  $291.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

(1) 1 根和 2 根桩失效基坑仍能保持稳定的情况分析

在 1 根桩失效(即删除 #1 桩)和 2 根桩失效(即删除 #1、#2 桩)情况下,经过计算,最终基坑仍能平衡,在此定义不平衡力比例达到  $1 \times 10^{-5}$  以下认为基坑达到平衡。达到稳定后,局部桩失效位置处的土体最大水平位移由  $5.60 \text{ cm}$  分别增加为  $5.74$  和  $6.37 \text{ cm}$ 。

如图 5 所示为 2 根桩失效情况下,基坑主动区地

表下 3 m 处水平面上的  $x$  方向水平应力云图与此平面上的主应力矢量图。由图可见, 在#1、#2 桩失效后, 坑外主动区主应力方向发生偏转, 形成了明显的土拱, 失效桩承担的主动土压力转移至临近桩体, 使得#3~#6 桩后的土压力不同程度的增大。

如图 6 为埋深 3 m 处桩后近似的  $x$  方向土压力(取桩后左右两个单元中心的  $x$  方向应力平均值) 随时间的变化曲线, 负值代表压应力。可以发现, #1、#2 桩失效后, 这两根桩后的土压力很快下降接近为 0, #3~#6 桩后的土压力均有明显上升, 距离局部破坏位置越近, 土压力升高越大。

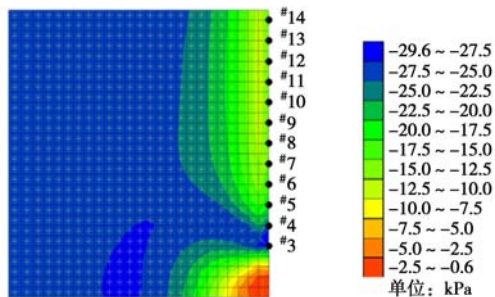


图 5 2 根桩失效时地表下 3 m 平面上  $x$  方向水平应力云图与主应力矢量

Fig. 5 Contours of horizontal stress and vectors of principal stress the plane with depth of 3 m and failure of 2 piles

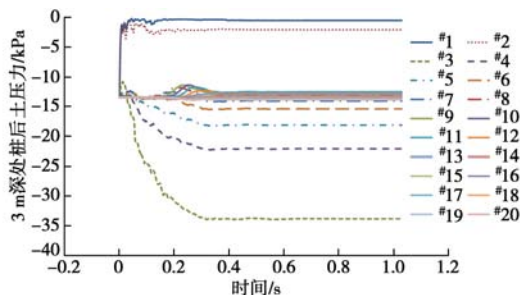


图 6 2 根桩失效情况下 3 m 深处桩后土压力变化曲线

Fig. 6 Curves of soil pressure 3 m in depth with failure of 2 piles behind each pile versus time

由于土压力的转移, 临近未失效支护桩的弯矩相应增加, 距离局部破坏位置最近的桩弯矩增加最大, 随着距离的增加, 弯矩增加量逐渐变小, 如图 7 所示即为 2 根桩失效情况下其它桩的弯矩随时间的变化曲线。在 1 根桩失效情况下, 桩后土压力变化情况和桩身弯矩变化情况与 2 根桩失效时类似, 只是土拱的范围相对较小, 在 1 根和 2 根桩失效情况下临近桩最大弯矩由 291.60 kN·m 分别增加为 322.50 和 386.30 kN·m。

由图 5~7 还可以发现, 2 根桩失效后, 桩后土压力受影响较大的范围约 4 m, 土压力最大增大约 2.51 倍(由 13.4 kPa 增加至 33.7 kPa); 但受影响的桩可达

10 根, 桩的最大弯矩最大仅增大至原弯矩的 1.32 倍(由 291.60 kN·m 增加至 386.30 kN·m)。造成土压力与桩所受影响的范围和程度不一致的原因在于桩顶连续的冠梁。冠梁在 2 根桩失效后,  $x$  方向的剪力和绕  $z$  轴的弯矩分别增加为 37.62 kN 和 125.00 kN·m, 其起到了协调各桩受力的作用。

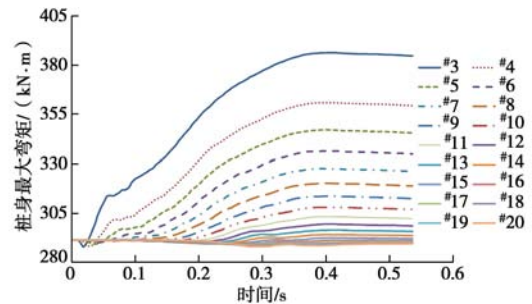


图 7 2 根桩失效情况下其它桩的弯矩变化曲线

Fig. 7 Curves of moment of intact piles with failure of 2 piles versus time

### (2) 3 根桩失效基坑发生失稳的情况分析

在 3 根桩失效后, 经过计算, 失效桩后的土体已经无法平衡, 随着时间的增加, 位移不断增大, 最终由于部分网格畸变而导致计算终止, 此时失稳土体的最大水平位移已经达到 1.89 m, 如图 8 所示。

图 9 为 3 根桩失效后, 埋深 3 m 处桩后近似的土压力随时间的变化曲线。可以发现, 在局部桩失效后极短时间内, 原#1~#3 桩后的土压力即降低接近于 0; 在 0.6 s 内, 临近#4~#7 桩后的土压力逐渐上升, 之后虽然失稳滑动体还将继续滑动, 变形与位移将继续增大, 但是作用在未失效桩上的土压力逐渐稳定, 不再显著变化。

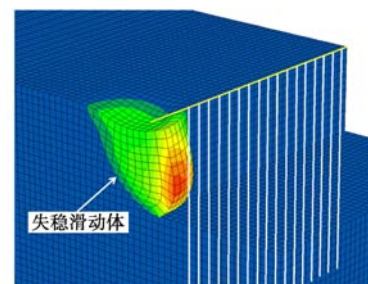


图 8 3 根桩失效情况下网格变形及水平位移云图

Fig. 8 Deformation of mesh and contours of horizontal displacement with failure of 3 piles

图 10 即为计算终止时, 作用在未失效桩上的土压力不再显著变化的阶段, 地表下 3 m 处水平面上的  $x$  方向水平应力云图。虽然桩失效位置处的土体发生失稳滑动, 但与 1 根和 2 根桩失效时基坑能够达到稳定的情况类似, 失稳滑动土体外侧水平面上主应力方向发生偏转, 最大主应力方向平行于失稳滑动体边缘,

形成了一个显着的土拱,使得#4~#7 桩后的  $x$  向土压力大幅增加。

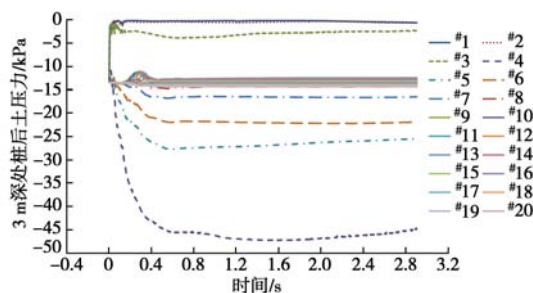


图 9 3 根桩失效情况下 3 m 深处桩后土压力变化曲线

Fig. 9 Curves of soil pressure 3 m in depth with failure of 3 piles behind each pile versus time

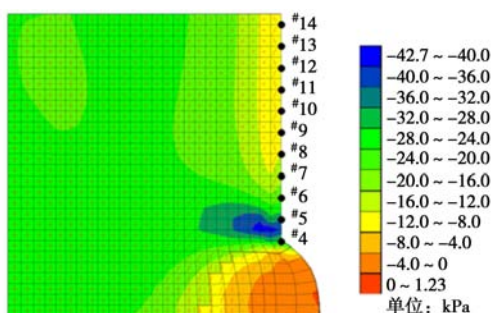


图 10 3 根桩失效时地表下 3 m 平面上  $x$  方向水平应力云图与主应力矢量

Fig. 10 Contours of horizontal stress and vectors of principal stress on plane with depth of 3 m and failure of 3 piles

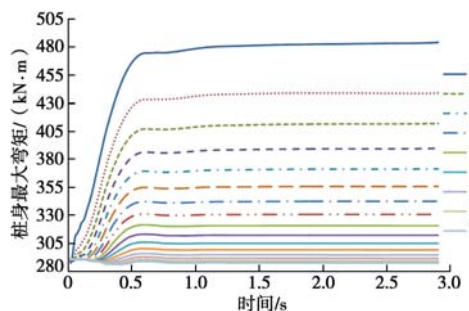


图 11 3 根桩失效情况下其它桩的弯矩变化曲线

Fig. 11 Curves of moment of intact piles with failure of 3 piles versus time

图 11 为 3 根桩失效后,其它桩的最大弯矩变化曲线。由图可以发现,0.6 s 内,临近十几根桩的弯矩不同程度的上升,但之后与土压力的变化类似,虽然基坑还未稳定,但是未失效桩的弯矩趋于稳定,不再明显增加。

图 9~11 均说明基坑破坏部位土体失稳滑动一段时间后,在失稳滑动体内部水平向土压力很小,并且在其周围土体中已经形成较为稳定平衡的土拱,失稳滑动体已经不再对未失稳土体的水平向应力产生大的影响,即使失稳滑动体继续向下滑动,直至最终稳定,

其仅对未失稳滑动部分的竖向应力产生影响。因此,基坑局部支护桩破坏失效对周围土体和结构的影响在很短的时间内便可达到最大,有限差分法可以在失稳滑动土体网格产生畸变前计算得到基坑局部破坏对周边土体与结构产生的最大影响,进行连续破坏传递机理的研究,有关此结论将在第 3 节采用离散元进一步验证。

与前述 1 根和 2 根桩失效的情况类似,3 根桩失效情况下,同样土压力受到影响的范围小(约 4 m),但受到影响的程度大(最大由 13.4 kPa 增加至 44.9 kPa,提高 3.35 倍);而支护桩受到的影响范围大(10 根桩以上),但受到的影响程度较小(临近第一根桩最大弯矩由 291.60 kN·m 增加至 489.30 kN·m,提高 1.68 倍)。这同样是由于连续冠梁起到的内力传递和协调作用,冠梁在 3 根桩失效后, $x$  方向的剪力和绕  $z$  轴的弯矩分别增加为 81.76 kN 和 243.90 kN·m。有关冠梁对连续破坏传递的作用,将在第 2.2 节具体分析。

### (3) 4~30 根桩失效基坑发生失稳的情况分析

当基坑局部破坏逐步扩大,即初始拆除的桩数增多时,失稳滑动体的变形情况、未失效桩后的土压力和弯矩等变化情况仍然与 3 根桩失效时类似。

如图 12 所示为 7 根桩失效情况下部分网格畸变导致计算被迫终止时网格的变形形态,与图 7 中 3 根桩失效时相比失稳滑动体增大,但形状接近。如图 13 所示,4 根桩失效时,#5~#8 桩后土压力在开始阶段不同程度提高,最大提高 3.40 倍(由 13.4 kPa 增加至 45.6 kPa),达到最大值后趋于稳定。又如图 14 及图 15 所示,4 根桩和 7 根桩失效时,未失效桩的弯矩同样在 0.6 s 内不断上升,之后逐渐稳定。

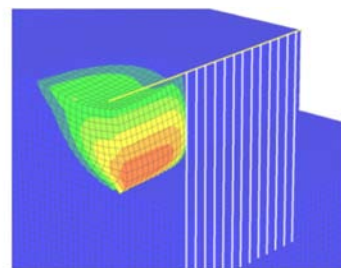


图 12 7 根桩失效情况下网格变形及水平位移云图

Fig. 12 Deformation of mesh and contours of horizontal displacement with failure of 7 piles

同时,对比图 14, 15 可以发现,4 根桩与 7 根桩失效时,虽然基坑局部破坏的范围不同,然而其对临近未失效桩的影响几乎相同。临近破坏的第 1 根桩的最大弯矩均增加至 500 kN·m 左右,第 2 根桩的最大弯矩均增加至 450 kN·m 左右,第 3 根桩的最大弯矩均增加至 420 kN·m 左右,以此类推。另外,不仅 4 根桩与

7根桩失效时未失效桩弯矩变化相同,在4根以上桩失效时,局部破坏对未失效桩及其后土压力的影响均相同。限于篇幅,不再给出所有工况下土压力与桩弯矩随时间变化曲线,可参看图16。

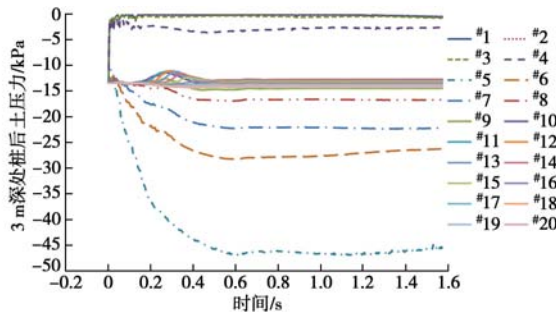


图13 4根桩失效情况下3 m深处桩后土压力变化曲线

Fig. 13 Curves of soil pressure 3 m in depth with failure of 4 piles behind each pile versus time

另外,在图15中,7根桩失效时,#20桩的弯矩略有上升,由此可知,此基坑局部破坏对模型的边界已开始产生影响,因此,在研究更大范围的局部破坏时,采用Y方向为50 m的模型,以避免边界效应,共计算了10,15,20,25,30根桩失效的情况,计算结果与3~7根桩失效时类似,不再赘述。

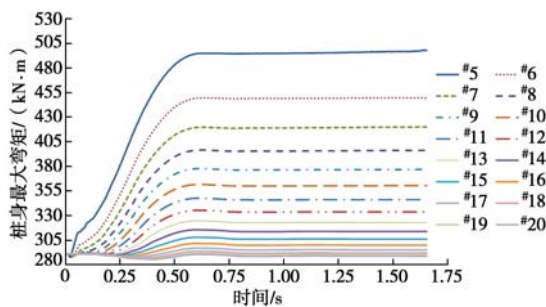


图14 4根桩失效情况下其它桩的弯矩变化曲线

Fig. 14 Curves of moment of intact piles with failure of 4 piles versus time

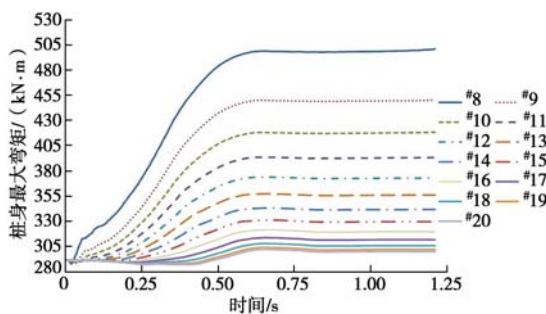


图15 7根桩失效情况下其它桩的弯矩变化曲线

Fig. 15 Curves of moment of intact piles with failure of 7 piles versus time

#### (4)不同局部破坏范围下连续破坏传递对比分析

根据前述分析可知,在基坑局部破坏范围很小时,例如失效1根和2根桩时,基坑仍能保持稳定;破坏范围继续增大,在失效3根和4根桩时,随着破坏范围的增大,失稳滑动体在X,Y方向均逐渐增大,此时失稳滑动体在地表的边界呈圆弧形,如图8所示;当局部破坏范围大到一定程度后,即5根以上桩失效时,失稳滑动体在X方向的长度不再变化,接近于平面应变基坑的失稳滑动体,而在Y方向随着局部破坏范围的增大而增大,此种情况的失稳滑动体如图12所示,其在地表的边界为一条平行于排桩的直线和圆弧形的组合。

与失稳滑动体有类似规律的还包括失稳滑动体以外的水平土压力拱,如图5,10,17所示。1~4根桩失效时,随着失效桩数的增多,土拱在X与Y方向均增大,如图5,10,17(a)所示,并且在水平面上呈圆弧形;在5根以上桩失效时,虽然失效桩数不断增多,然而应力拱仅在Y方向增大,X方向不再变化,如图17(b)~(d)所示,土拱的形状同样为一条平行于排桩的直线和圆弧形的组合,并且平行于失稳滑动体的边缘。另外,由图17可以看出,无论局部破坏范围大小,对作用在未失效桩上土压力在Y方向的影响范围均为4~5 m,最大土压力均为460 kPa左右。

支护桩受力的在局部破坏情况下的变化响应与土压力变化响应相吻合。如图16所示为1~30根桩失效情况下,未失效桩最大弯矩的增大倍数。由图11可见,在基坑局部破坏的范围比较小时(此例为1~4根桩失效时),随着破坏范围的增大,未失效桩所受影响逐渐增大;当局部破坏范围大到一定程度后(5根以上桩失效时),未失效桩所受影响将不再随破坏范围的变化而变化。

在基坑沿长度方向的连续破坏问题中,距基坑局部破坏位置最近的桩所受影响最大,其所受影响的大小决定了连续破坏是否能够继续发展。假定桩的抗弯承载力安全系数为 $K_d$ ,基坑局部破坏使得临近第一桩最大弯矩上升 $I$ 倍,若 $I > K_d$ ,那么连续破坏将不断的进行下去,若 $I < K_d$ ,那么连续破坏将不会发生(假设桩的破坏由弯矩控制)。

定义基坑局部破坏引起的临近第一根未失效桩的最大弯矩增大倍数 $I$ 为荷载(弯矩)传递系数,由以上分析可知,此系数为决定连续破坏的重要因素之一。由图16所示,在此例中,在失效桩数大于4时,最大荷载传递系数为1.73。

实际工程中,当围护桩钢筋达到极限抗拉强度,围护桩将发生过大水平位移和挠曲,甚至断裂,进而必然导致作用在其上的土压力向相邻桩转移。将围护桩受拉钢筋达到极限抗拉强度作为桩退出工作的一种

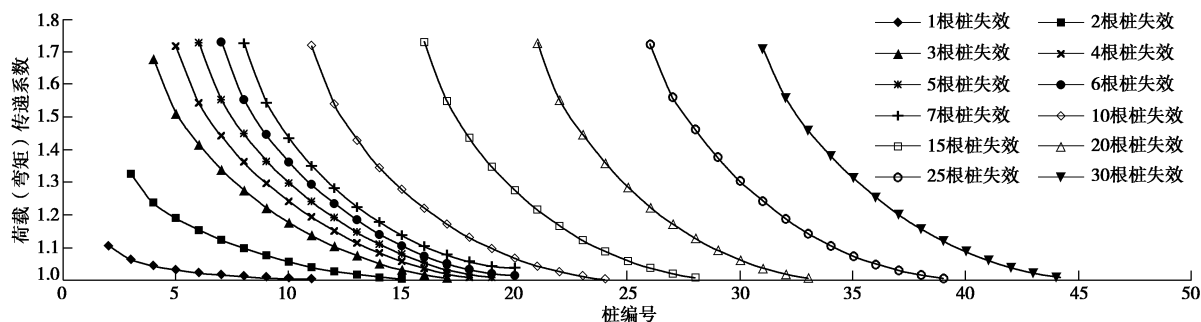


图 16 强度分布 2 时不同局部破坏范围情况下其余桩的荷载(弯矩)传递系数

Fig. 16 Increment ratio of largest moment of intact piles with failure of different numbers of piles for soil distribution 2

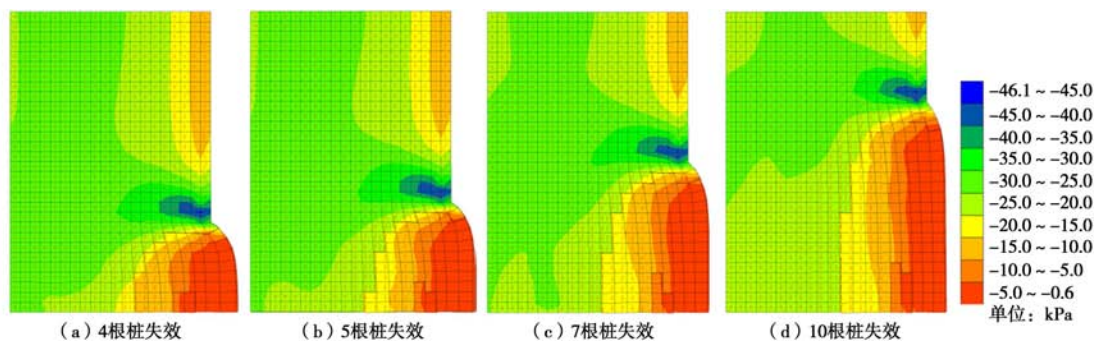
图 17 不同局部破坏范围情况下地表下 3 m 处  $x$  向土压力云图及主应力矢量

Fig. 17 Contours of horizontal stress and vectors of principal stress on plane with depth of 3 m and failure of different numbers of piles

判断标准, 将围护桩受拉钢筋达到抗拉极限强度时的桩身弯矩与围护桩的设计作用弯矩之比作为单桩安全系数  $K_d$ , 则连续破坏是否发生、是否终止取决于破坏过程中的传递系数的动态变化。当  $I > K_d$  时, 就会引发相邻桩的继发破坏, 并进而增大下一根相邻桩的荷载传递系数。

例如, 当围护桩设计时取荷载综合分项系数  $\gamma_F$  为 1.25<sup>[27]</sup>, 基坑为二级基坑, 结构重要性系数  $\gamma_0$  取 1.0, 钢筋极限抗拉强度与抗拉强度设计值之比取为 1.5 (RRB400 钢筋)<sup>[28]</sup>, 则围护桩的单桩安全系数  $K_d$  为 1.875。由图 16 可看出, 无论有几根桩发生破坏, 均为  $I < K_d$ , 不会导致相邻桩破坏。而对于三级基坑, 结构重要性系数  $\gamma_0$  取 0.9 时<sup>[27]</sup>, 那么单桩安全系数  $K_d$  为 1.688, 由图 16 可看出, 当出现 3 根桩退出工作时, 相邻桩  $I$  为 1.678,  $I < K_d$ , 因此不会导致相邻桩破坏, 而当出现 4 根桩退出工作时, 相邻桩  $I$  为 1.714, 就会出现  $I > K_d$  并导致相邻桩发生连续破坏。

## 2.2 有无连续冠梁对破坏传递的影响

对于一个长条形的悬臂型支撑体系, 由于其类似于一个平面应变问题, 因此理想上连续的冠梁受力为 0, 但由 2.1 节中的分析可知, 在基坑发生局部破坏时, 冠梁却对桩结构的受力有重要的影响, 进而会影响基坑连续破坏的发展。为了进一步了解冠梁对于连续破坏的影响, 同样对无冠梁情况下的排桩支护基坑在局部支护桩失效情况下的响应进行了计算。

如图 18 为无冠梁时 4 根桩失效情况下地表下 3 m

平面处各桩所受的主动土压力变化曲线, 由图可见, 距局部破坏最近的桩后土压力增加至 40.26 kPa, 增加倍数 3.07 倍, 较有冠梁时增加的倍数 (3.40) 有所减小, 然而, 与有冠梁时相比, 土压力受影响的范围有所增大, 由 4 m 左右增加至 6~7 m。

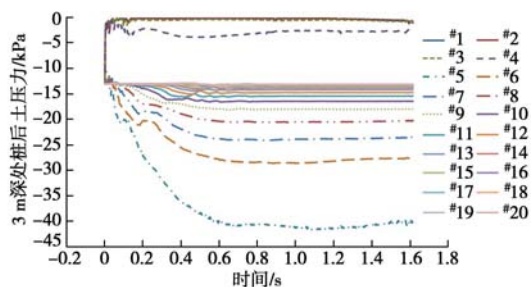


图 18 无冠梁时 4 根桩失效情况下桩后土压力变化曲线

Fig. 18 Curves of soil pressure 3 m in depth with failure of 4 piles behind each pile versus time without top-beam

如图 19 为无冠梁时不同局部破坏范围情况下其余桩的荷载传递系数, 可以发现其与图 16 较为类似, 在 1~4 根桩失效情况下, 随着局部失效范围的增加, 未失效桩所受影响逐渐增加, 当失效桩数大于 4 根后, 未失效桩所受影响将不随局部破坏范围的变化而变化。然而与图 16 中有冠梁的情况相比, 无冠梁时受影响的未失效桩在数量上大为减小, 由 10 根以上减少为 6, 7 根, 但是所受影响程度却大幅增加, 临近第一根桩的最大弯矩提高到约为原作用弯矩的 2.92 倍, 即荷载传递系数  $I$  为 2.92, 远大于有冠梁时的 1.73。

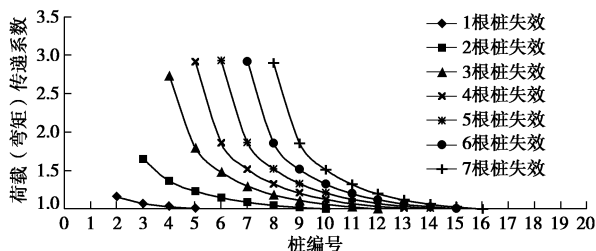


图 19 无冠梁时不同局部破坏范围情况下其余桩的荷载(弯矩)传递系数

Fig. 19 Increment ratio of largest moment of intact piles with failure of different numbers of piles without top-beam

由以上可见,当失效桩数大于4时,桩后土压力受影响及传递系数大于1的范围均为6~7 m。因此总体来讲,失去了冠梁的传力作用,局部破坏情况下,桩的受力变化与土压力的变化趋于一致,某处土压力的变化最终均由其所在位置的桩承担。在结构重要性系数 $\gamma_0$ 取为0.9时,单桩弯矩安全系数 $K_d$ 为1.688,由图19可看出,无冠梁情况,只要有3根桩退出工作就会引发相邻桩的继发破坏。在结构重要性系数 $\gamma_0$ 取1.0时,单桩弯矩安全系数 $K_d$ 为1.875,同样只要有3根桩退出工作就会引发相邻桩的继发破坏。

通过以上分析可知,连续的冠梁起到降低荷载传递系数的作用,对于处于同样情况下的基坑,连续冠梁的存在有可能会避免连续破坏的发生。

同时,对前文算例中,有无冠梁的悬臂围护排桩的对比分析可看出,当假定单桩受弯安全系数为1.688时,分别需要4根和3根桩的初始破坏来诱发相邻桩的继发连续破坏,即触发连续破坏所需的局部破坏桩的数量阈值是不同的。

### 2.3 不同土质条件与土体强度对破坏传递的影响

#### (1) 黏性土不同土体强度情况下的对比

在黏性土强度分布1和分布3,即 $c_u = 5 + 2.5z$  (kPa)和 $c_u = 5 + 3.5z$  (kPa)的工况下,不同局部破坏范围对土压力、结构受力等连续破坏因素影响的规律与前述黏性土强度分布2中类似,但在影响程度上有差别,如图20, 21所示。在强度分布1情况下,1, 2根桩失效时,基坑仍能达到稳定,在失效4根桩以上时,局部破坏范围对未失效桩的影响不再变化,临近第一桩最大弯矩上升约1.47倍,即传递系数为1.47。在强度分布3情况下,由于土体强度提高,1~3根桩失效时,基坑仍能达到稳定,在失效5根桩以上时,局部破坏范围对未失效桩的影响不再变化,临近第一桩最大弯矩上升约2.00倍,即传递系数为2.00。可见,随着土体强度的提高,基坑局部破坏对周边支护结构的影响逐渐增大,荷载传递系数也逐渐增大,如图22所示,传递系数近似随土体强度的提高线性提高。

基于以上分析可知,对于支护结构具有同样的安

全系数的基坑,基坑所在土层的土体强度越高,其在同样程度局部破坏的情况下发生连续破坏的可能性越大。因此当土质条件较好时更应采取防范措施防范局部破坏的发生和提高支护结构的抗连续破坏能力。

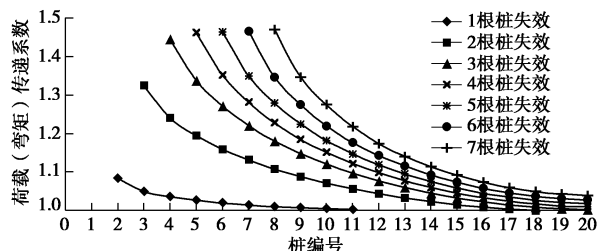


图 20 强度分布1时最大荷载(弯矩)传递系数

Fig. 20 Increment ratio of largest moment of intact piles with failure of different numbers of piles for soil distribution 1

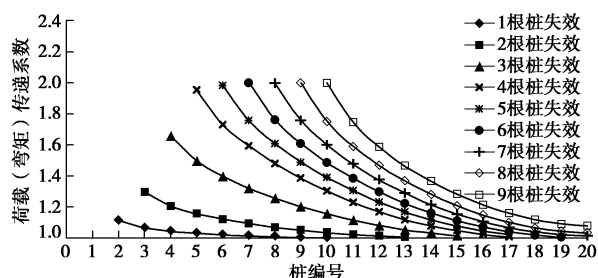


图 21 强度分布3时最大荷载(弯矩)传递系数

Fig. 21 Increment ratio of largest moment of intact piles with failure of different numbers of piles for soil distribution 3

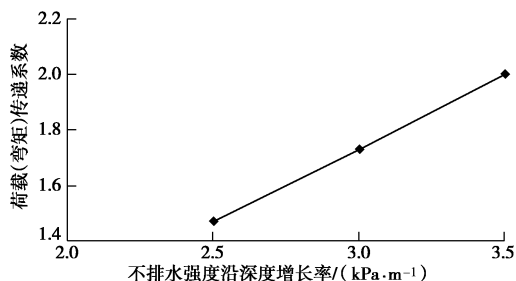


图 22 黏性土中荷载传递系数随土体强度变化曲线

Fig. 22 Curve of transfer coefficient of progressive collapse versus undrained strength of clay

#### (2) 砂性土不同土体强度情况下的对比

对于砂性土来说,由于其自立能力较差,内摩擦角取 $25^\circ$ ,  $30^\circ$ 及 $35^\circ$ 三种情况下,仅有1根桩失效时基坑仍能够保持稳定状态(桩后土体加固在此起到一定作用),在2根桩以上失效时,桩失效位置土体均将失稳滑动。

如图23所示为内摩擦角 $30^\circ$ 时最大荷载(弯矩)传递系数的变化规律,内摩擦角取 $25^\circ$ 及 $35^\circ$ 时规律与图23类似。在1根桩失效情况下,桩身弯矩增大倍数显著低于2根以上桩失效的情况。2~5根桩失效时,由于失稳滑动体及其外侧土拱在X和Y方向均有所增大,需要转移的土压力更大,因此桩身弯矩增大倍数略有提高。在6根以上桩失效时,桩身弯矩增大倍数将不再增加。

同时,与黏性土中的规律类似,在砂性土中荷载传递系数同样随土体强度提高而增大。如图 24 所示,荷载传递系数随土体强度的提高线性提高。

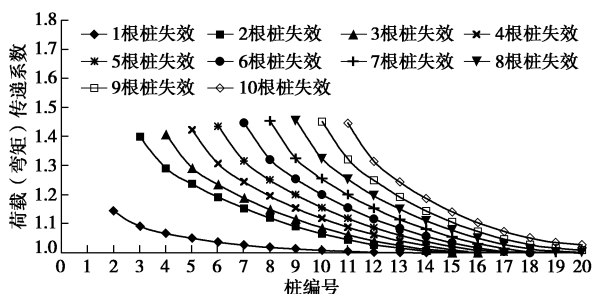


图 23 内摩擦角为  $30^\circ$  时最大荷载(弯矩)传递系数

Fig. 23 Increment ratio of largest moment of intact piles with failure of different numbers of piles for sand with friction angle of  $30^\circ$

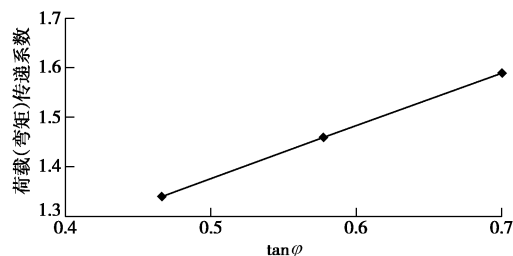


图 24 砂土中荷载传递系数随土体强度变化曲线

Fig. 24 Curve of transfer coefficient of progressive collapse versus soil strength of sand

## 2.4 局部支护桩失效情况下的连续破坏模拟

由前述分析可知,在  $n$  根桩失效情况下,若荷载传递系数  $I$  小于支护桩的抗弯承载力安全系数  $K_d$ ,则局部破坏不会引起相邻桩发生破坏,从而也不会引起连续破坏,这一点前述模拟已可以说明。然而若荷载传递系数  $I$  大于支护桩的安全系数  $K_d$ ,则相邻桩将发生连续不断的破坏,由于在前面的模拟中没有考虑未失效桩的破坏,因此还难以较为直观地表现出连续破坏现象。因此为了进一步验证此结论,在此以前述饱和黏性土强度分布 3 在开挖 6 m 时发生 4 根桩失效时的情况为例,对其进行了连续破坏模拟。

由图 21 所示,4 根桩失效情况下的荷载传递系数  $I$  为 2.0,将支护桩的抗弯承载力安全系数  $K_d$  设为 1.875。饱和黏性土强度分布 3 在开挖 6 m 时桩的弯矩为  $186 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ,则支护桩的极限抗弯承载力为  $348.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。与 1.4 节中的模拟过程类似,在基坑开挖到底后将 #1~#4 桩删除来模拟支护桩局部破坏。在此情况下,随着局部失效部位土体的失稳滑动,主动区土压力发生转移,相邻桩的弯矩将逐渐上升,当达到其极限抗弯承载力时,认为桩断裂失效,将其删除,之后继续计算,以此类推。

图 25 为 4 根桩失效后其它桩的弯矩变化曲线,由图可见,4 根桩失效后,临近数根桩的桩身弯矩迅速

上升,其中 #5 桩弯矩上升最快,并且首先达到极限抗弯强度,从而断裂失效,此时局部失效位置的土体最大水平位移为  $0.14 \text{ m}$ 。#5 桩失效后,其它桩弯矩继续上升,并且上升速率增加,其中 #6 桩首先破坏失效,此时失稳滑动土体的最大水平位移为  $0.28 \text{ m}$ ,如图 26 (a) 所示。在此之后, #7 桩和 #8 桩均相继达到极限抗弯承载力,发生破坏,如图 25 所示,失稳滑动土体的范围与最大变形也在不断增大,如图 26 (b)、(c) 所示。如图 25 所示, #8 桩失效后, #9 桩弯矩迅速上升,即将达到极限抗弯承载力,但此时由于失稳滑动土体变形过大,如图 26 (d) 所示,网格产生畸变,计算被迫终止。但根据已经计算得到的趋势可知,支护桩的连续破坏将按照前述规律不断的进行下去。由此也证实了当荷载传递系数  $I$  大于支护桩的安全系数  $K_d$  时,相邻桩将发生连续不断的破坏,而至于连续破坏在破坏范围达到多大时会产生终止现象以及终止需要什么条件等仍需要更深入研究。

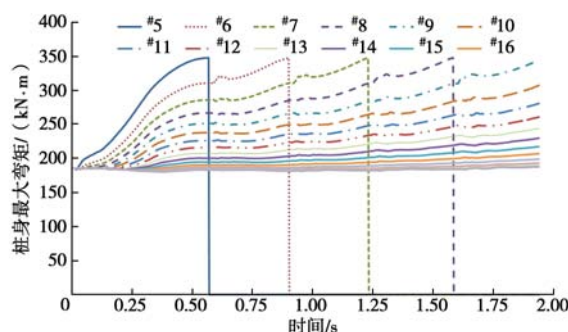


图 25 4 根桩失效情况下其它桩的弯矩变化曲线

Fig. 25 Curves of moment of intact piles with failure of 4 piles versus time

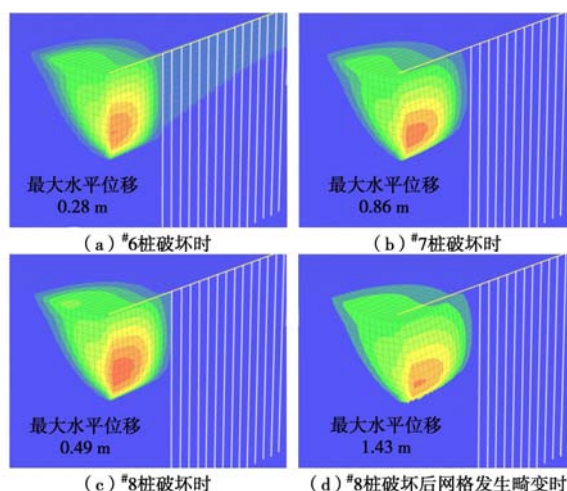


图 26 4 根桩失效情况后不同阶段的网格变形与位移

Fig. 26 Deformation of mesh and contours of horizontal displacement for different stages after failure of 4 piles

## 3 局部破坏后大变形的离散元模拟

当基坑失效桩主动区土体无法保持平衡而发生失

稳滑动时, 采用显式有限差分法可以在土体一定变形范围内进行计算, 反映局部破坏后的响应, 然而由于在土体变形过大时有限差分网格将发生畸变, 从而导致计算无法继续进行。根据前述分析, 计算终止前主动区土压力及支护桩受力已达到最大, 显式有限差分法的计算结果已经能够得出决定连续破坏的响应, 但为了更进一步验证土体完全坍塌后, 前文研究揭示的规律是否仍然成立, 此节和下一节将分别采用离散元和模型试验对有限差分法分析得到的结果的适用性进行了定性校核。

### 3.1 离散元数值模型

离散元模型与有限差分模型几何尺寸相同, 当开挖到底时模型整体如图 27 所示。土体采用均匀的球形颗粒模拟, 为了使模拟更加精确, 在  $X$  方向距离排桩越近, 采用的颗粒越小, 如图 27 所示, 模型在  $X$  方向共分为 7 个区域。区域 1~7 在  $X$  方向的长度分别为 10.5, 3, 2.5, 3.5, 2, 2 m 及 4.5 m。区域 1 和 7 的颗粒直径为 0.259 m, 区域 2 和 6 的颗粒直径为 0.205 m, 区域 3 和 5 的颗粒直径为 0.163 m, 区域 4 的颗粒直径为 0.129 m, 模型共计采用颗粒约 227000 个。模型的 5 个边界均采用刚性墙来模拟, 考虑对称性, 约束冠梁两端颗粒的  $Y$  方向水平位移及绕  $X$  与  $Z$  轴的转动。

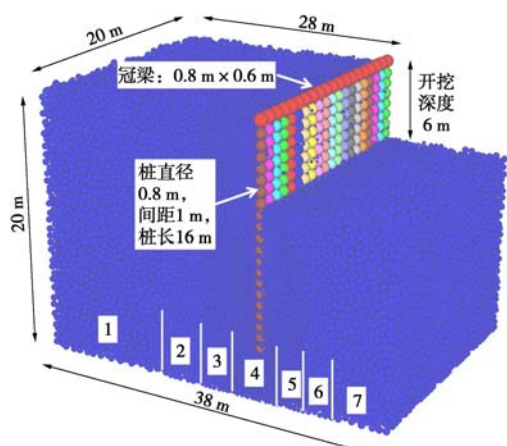


图 27 离散元模型开挖完成后示意图

Fig. 27 DEM model after completion of excavation

#### (1) 土体的离散元参数确定

离散元采用大量颗粒间的相互作用拟合土体的宏观力学行为, 本文采用 PFC<sup>3D</sup> 数值三轴试验来进行土体物理力学参数的标定, 通过不断调整颗粒的微观参数最终得到既定土体宏观参数<sup>[26]</sup>。经过拟合, 确定土颗粒的法向刚度为  $k_n=1.36 \times 10^8$  N/m, 切向刚度为  $k_s=9.06 \times 10^7$  N/m, 内摩擦系数为 1.6, 法向和切向黏结强度均设为 0, 由此对应的土体为纯砂性土, 宏观参数弹性模量约为 60 MPa, 摩擦角约为  $30^\circ$ , 黏聚力近似为 0。

#### (2) 桩体、冠梁的离散元参数确定

PFC<sup>3D</sup> 中, 颗粒与颗粒之间的黏结有两种, 一种为接触黏结 (contact bond), 一种为平行黏结 (parallel bond)。在平行黏结中, 两个颗粒在接触点处有一定的虚拟黏结面积, 接触点既可以承担法向力和切向力, 又可以承担弯矩。因此冠梁和桩的模拟均采用平行黏结。组成桩的颗粒直径为 0.8 m, 由于桩体主要承担弯矩, 因此通过抗弯等效的方式来确定桩体平行黏结的参数<sup>[26]</sup>, 最终确定平行黏结的法向刚度为  $k_n=3.77 \times 10^{10}$  N/m, 切向刚度为  $k_s=1.57 \times 10^{10}$  N/m, 半径比例系数为 1, 由于在模拟过程中不考虑桩体的破坏, 因此将平行黏结的法向黏结强度和切向黏结强度设为一个较大的值, 使其在模拟中不会破坏。组成冠梁的颗粒直径为 1 m, 由于为定性模拟, 冠梁及冠梁与桩的连接点的平行黏结参数近似取桩的平行黏结参数。

#### (3) 离散元分析结果验证

基坑开挖到底后, 支护桩顶的水平位移为 3.52 cm, #1~#20 桩的桩身弯矩如图 28 所示。由图 28 可见, 各桩的弯矩曲线很接近, 最大弯矩平均值为 310.0 kN·m, 但由于土体颗粒存在一定离散性和随机性, 且桩的形状与实际有差别, 因此各桩弯矩无法达到完全一致, 但由于本模拟侧重定性规律研究, 因此此精度可以接受, 更为精确的离散元基坑连续破坏模拟还需更为深入研究。2.3 节中采用有限差分法进行的内摩擦角为  $30^\circ$  的模拟得到的桩顶水平位移为 3.50 cm, 桩身弯矩为 289.2 kN·m, 与离散元结果的差异分别为 0.57% 和 6.71%, 离散元结果与有限差分结果较为接近, 如图 28 中的桩身弯矩。

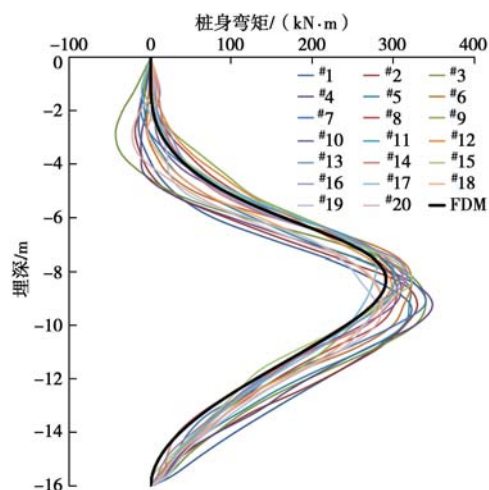


图 28 离散元模型开挖完成后各桩弯矩曲线

Fig. 28 Curves of bending moment for all piles after completion of excavation

### 3.2 局部支护桩失效后的破坏形态及结构响应

与有限差分方法中模拟基坑局部破坏的方法类似, 采用离散元模拟支护桩失效时, 将基坑底以上桩

体删除, 将基坑坑底以下的桩体颗粒之间的平行黏结删除, 使其失去整体作用, 共模拟了 1~7 根桩失效时的情况。

如图 29 所示为 7 根桩失效后土体最终的破坏形态及土体颗粒的最大位移云图。由图 29 可见, 此砂性土基坑在局部桩失效后桩后土体失稳滑动, 在其余支护结构不发生破坏的情况下, 最终形成一个稳定的三维土坡。不同数目的桩失效后最终的稳定土坡形态与图 29 类似。

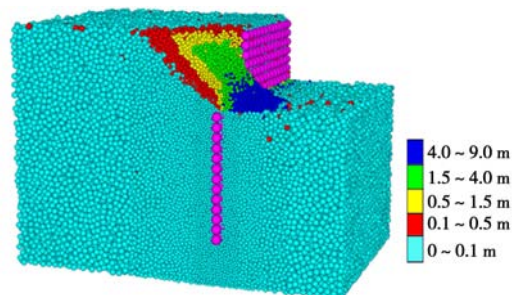


图 29 7 根桩失效情况下基坑最终形态及颗粒总位移云图

Fig. 29 Final state and displacement contours with failure of 7 piles

图 30 为不同数目的桩失效后基坑最终形态的俯视图, 为了清晰地显示破坏后在地面形成的塌陷边界, 此图仅显示了地表至埋深 1 m 范围内的土颗粒。由图可见, 在失效桩数较少时 (1~5 根时), 随着失效桩数的增多, 地面塌陷范围在垂直于围护桩排列方向不断增大, 直至达到 5 根桩以后, 之后桩数继续增加, 地面塌陷宽度在垂直于围护桩排列方向便保持不变。而在沿围护桩排列方向, 地面塌陷范围随着失效桩数的增加不断增大, 但地面塌陷范围轮廓在平面上的形状由圆弧形, 逐渐变为直线与圆弧形的组合。失稳滑动体以外的水平应力拱在失效桩数增多时的变化规律与地面塌陷范围类似, 同时应力拱的大主应力方向平行于地面塌陷的边界, 如图 8 (e) 中的箭头所示。由离散元得到有关失稳滑动体与应力拱的规律与有限差分法一致。

在 7 根桩失效的工况, 基坑局部破坏后对其它未失效桩的弯矩进行了全程监测, 直至失稳滑动的土体最终稳定。如图 31 所示为第 8~12 桩的最大弯矩随时间步的变化曲线, 由图 31 可见, 在局部桩失效后, 其它桩的最大弯矩迅速上升, 并且距失效位置越近, 受力增长越快越多。在 10 万步左右, 桩身弯矩达到最大, 并且基本保持稳定。在 36 万步之后, 临近局部破坏第一根未失效桩, 即 #8 桩桩身弯矩存在一定程度的降低。这是由于这根桩上部位置主动区土体流失引起的卸载效应。由图 29, 30 即可发现, 在局部破坏位置形成稳定的土坡后, #8 桩背后出现明显的土体高度下降和减少。这种卸载效应在土体强度更低及不存在冠

梁的协调作用等情况时更明显, 见 4.3 节中模型试验的结果。由于卸载效应在临近未失效桩受力达到最大值之后出现, 因此其不会对决定连续破坏是否发生的传递系数造成影响, 在此也不再做过多的研究。

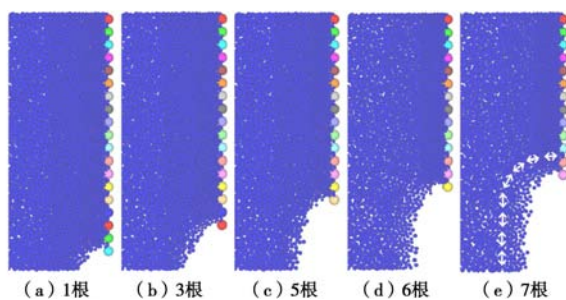


图 30 不同基坑破坏范围情况下地表塌陷区域轮廓

Fig. 30 Plan view of crater on ground surface with failure of different numbers of piles

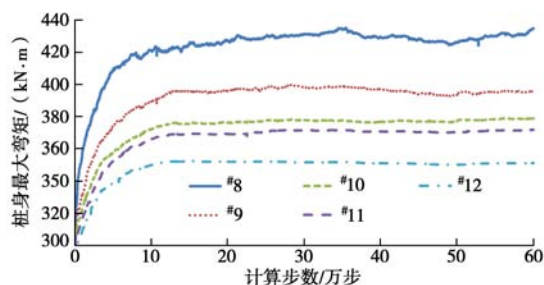


图 31 7 根桩失效情况下其它桩的弯矩变化曲线

Fig. 31 Curves of moment of intact piles with failure of 7 piles versus time

由以上分析可见, 第 2 节中有限差分法的计算虽然不能得到失稳滑动土体最终稳定的状态, 也不能够反映土体失稳流失带来卸载效应, 但其能够计算到未失效结构受力达到最大值的状态, 足以反映基坑局部破坏对未失效结构产生的最大影响, 且比离散元法结果具有更高的精度、稳定性和计算效率, 因此, 显式有限差分法可用于对基坑荷载传递系数的研究。若需采用三维离散元进行更为精确的基坑连续破坏模拟, 需要大幅增加土体颗粒规模, 此时计算效率将大为降低, 同时支护结构, 包括模型桩、冠梁等的模拟也需要更加精细, 因此还需更为深入的研究。

## 4 大型模型试验验证

为了对有限差分法和离散元数值模拟得出的规律进行验证, 设计与前述数值模型类似的模型试验, 并得出了与其结果一致的结论。

### 4.1 模型试验装置与参数

试验采用的模型槽内部尺寸, 即模型土体的尺寸为  $2.50 \text{ m} \times 2.46 \text{ m} \times 1.40 \text{ m}$  (长  $\times$  宽  $\times$  高)。土体选用干细砂, 摩擦角  $\varphi$  为  $33.5^\circ$ , 重度  $\gamma$  为  $1514 \text{ kg/m}^3$ 。模型桩采用 PVC 矩形管模拟, 断面规格为  $60 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}$  (长  $\times$  宽  $\times$  壁厚)。模型基坑采用 40 根密

排无冠梁的悬臂排桩支护, 沿模型宽度方向布置, 支护桩有效长度 1.2 m (模型顶面以上还有一定长度, 但对支护没有作用), 桩间距为 61.5 mm, 开挖深度 60 cm。模型基坑坑内长度 1 m, 坑外长度 1.5 m。靠近对称面的一侧设置两根可以随时在遥控下自行断开失效的支护桩, 即#1, #2 桩, 在此称为可断桩, 断裂面预先设定在基坑坑底处, 即模型顶面下 60 cm。临近这两根可断桩设置 7 根监测桩, 分别为第#3, #4, #6, #8, #11, #16, #23 桩。在监测桩上设置 8 个应变监测断面, 监测桩身弯矩, 并在其主动区一侧地表下 40 cm 处设置一土压力盒, 监测作用于桩上的水平土压力, 试验过程中对这些监测点进行连续不断的实时监测, 采样频率 100 Hz。

#### 4.2 试验过程

基坑总开挖深度 60 cm, 分步开挖, 每步开挖 10 cm。开挖过程中对若干监测点的桩身弯矩、桩顶位移、坑外地表沉降、主动区土压力等进行实时监测。开挖到底至 60 cm, 待桩顶位移与桩身弯矩等稳定后, 控制两根可断桩使其瞬间断开, 整个破坏过程如图 32 所示。土体垮塌完成形成稳定土坡后如图 33 所示。

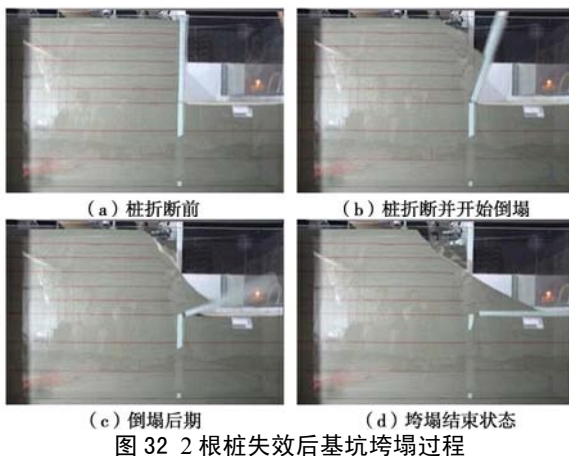


图 32 2 根桩失效后基坑垮塌过程

Fig. 32 Collapse process after failure of 2 piles

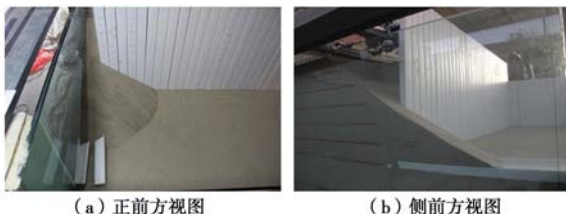


图 33 垮塌完成后形成的稳定土坡

Fig. 33 Steady slope after the collapse

#### 4.3 试验结果分析

如图 34 所示为基坑局部破坏后, 即两根桩瞬间折断后, 整个破坏过程中桩顶以下 40 cm 处监测桩后主动土压力的变化曲线, 基坑突然破坏的时刻为 0。可以发现, 在局部破坏后, 临近局部破坏一定范围内 (约 11 根桩) 的桩后土压力迅速增长, 一定时间后 (约 5 s) 逐渐稳定, 不再变化。距破坏位置越近, 土压力增加

越快越多, #16 桩之后的桩完全不受影响。

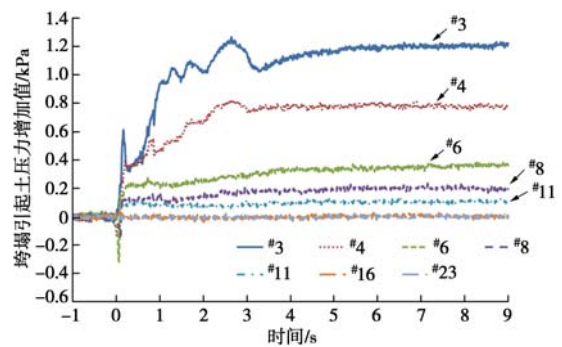


图 34 模型试验中桩顶以下 40 cm 处主动土压力变化曲线

Fig. 34 Curves of soil pressure 40 cm in depth behind some piles versus time in model test

由图 33 可知, 临近局部破坏位置的未失效桩 (#3~#8 桩) 后存在明显的卸载, 其中第#3 桩后土体缺失高度约 30 cm, 原地表下 40 cm 处竖向土压力必然大幅降低, 但是此处的水平土压力仍大幅增长, 并未出现明显的卸载现象, 由此可见局部破坏引起的水平土拱效应非常明显。

如图 35 所示为基坑局部破坏后, 各监测桩桩身最大弯矩增长倍数的变化曲线。由图 35 可见, 在局部破坏后, 临近局部破坏一定范围内的桩 (约 8 根桩) 桩身弯矩瞬间快速增大, 在 0.23 s 内即可达到最大值。达到最大值后, #3, #4 桩, 即临近第 1 根和 2 根桩桩身弯矩缓慢下降了不到 1 s 后开始快速下降, 之后又开始慢速下降, 直至 5, 6 s 后不再变化。这两根桩的弯矩在达到最大值后之所以显著下降便是由于未失效桩后的土体大量失稳流失, 卸载效应较为明显。#6 桩桩身弯矩在达到最大值后稳定了一段时间, 之后略有下降并逐渐稳定, 卸载效应较小。而#8 桩在达到最大值之后便几乎保持稳定, 未表现出卸载效应。

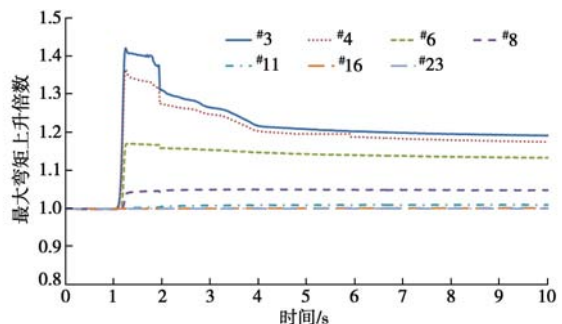


图 35 模型试验中 2 根桩失效情况下其它桩的弯矩变化曲线

Fig. 35 Curves of moment of intact piles with failure of 2 piles versus time in model tests

由于多方面的原因, 例如桩后无止水帷幕、未设置连续冠梁等, 此模型试验中卸载效应相对于前述数值模拟明显。但对于连续破坏研究来说, 局部破坏发生后短时间内邻近桩受力的迅速增加对连续破坏的发生与否更为重要, 在这一点上, 模型试验和数值模拟

所得的结果相同。根据各监测桩的最大弯矩和最终稳定后的弯矩计算所得的荷载传递系数如图 36 所示, 由图可见, 模型试验得出的荷载(弯矩)传递系数也与前述数值模拟得出的规律一致。总体来讲, 此模型试验的结果能够说明前述数值模拟结果的合理性。

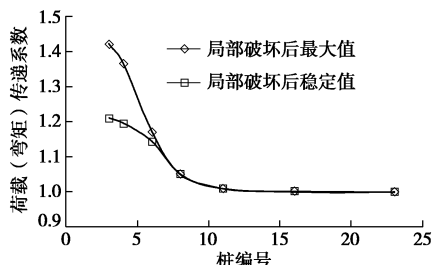


图 36 模型试验中最大荷载(弯矩)传递系数

Fig. 36 Increment ratio of largest moment of intact piles with failure of 2 piles in model tests

## 5 结 论

本文以悬臂排桩支护的长条形基坑为例, 采用显式有限差分法、离散元方法研究了基坑在长度方向上的连续破坏机理, 对基坑局部支护结构失效情况下的土压力转移和支护结构受力变化的情况进行了分析, 并进行了一个较大型的模型试验进行了验证, 得到了如下 6 点结论。

(1) 在基坑支护桩局部失效部位土体发生失稳滑动的初始阶段, 局部破坏位置两侧一定范围内的相邻桩的土压力以及桩身受力急剧增加, 因此, 如局部破坏引起相邻桩内力的升高程度足以导致相邻桩发生连续破坏, 则连续破坏的发生和发展是迅速的, 这与实际工程中的连续破坏都是很快完成是吻合的。

(2) 定义局部破坏前后相邻未失效桩的内力之比为荷载传递系数。当桩的破坏形式为弯曲破坏时, 在基坑沿长度方向的连续破坏问题中, 荷载传递系数、相邻单桩抗弯承载力安全系数的相对大小决定了相邻桩是否会因局部破坏而引起继发连续破坏以及连续破坏发展范围, 并且能够为支护结构抗连续破坏设计提供参考和依据, 是连续破坏研究的重要指标之一。

(3) 对于不同基坑初始局部破坏范围, 例如初始 1, 2, 3... 根桩失效时的情况, 当其较小时, 随着初始局部破坏范围的增大, 相邻桩的土压力及桩身内力随之增大, 荷载(弯矩)传递系数随之增加, 在初始局部破坏范围达到一定值后, 土压力及结构受力所受影响将不再随初始局部破坏范围的变化而变化, 荷载传递系数也将不再变化。

(4) 对于悬臂排桩支护结构, 在基坑发生局部破坏情况下, 当存在连续冠梁时, 与无连续冠梁的排桩相比较, 局部破坏引发的相邻桩发生内力增大的范围更大, 但内力增加幅值减小, 即连续冠梁的存在可

以降低荷载传递系数, 使处于同样局部破坏情况下的基坑降低连续破坏发生的可能性, 对提高基坑支护结构抗连续破坏的能力有重要作用。

(5) 对于荷载传递系数不同的基坑, 触发其发生连续破坏所需的局部破坏桩的数量也不同。荷载传递系数越高, 触发连续破坏所需局部破坏的桩数越少, 也更容易发生连续破坏。

(6) 无论对于砂性土还是黏性土基坑, 荷载传递系数均近似随土体强度的提高线性提高。因此对于支护结构具有同样的安全系数的基坑, 其所在土层的土体强度越高, 其在同样程度局部破坏情况下发生连续破坏的可能性越大。所以当土质条件较好时更应采取措施防范局部破坏的发生和提高支护结构的抗连续破坏能力。

离散元方法可以计算得到基坑支护结构局部破坏情况下的最终状态, 同样可以用于基坑连续破坏机理的研究, 目前本文采用其对显式有限差分法的结果进行了定性验证和补充, 但是本文中离散元得出的结果精度还不够高, 若需得到更精确的结果, 还需进一步的研究。同时, 本文中的模型试验结果很好的验证了数值模拟得到的结论, 说明了模型试验在连续破坏研究中的潜力。

上述结论初步揭示了长条形基坑在长度方向上发生连续破坏的传递机理, 提出了荷载传递系数的概念, 为进一步研究更复杂条件下基坑连续破坏机理打下了基础, 为基坑支护结构抗连续破坏设计提供了参考和依据。

## 参考文献:

- [1] COI. Report of the Committee of Inquiry into the incident at the MRT circle line worksite that led to collapse of Nicoll Highway on 20 April 2004[R]. Singapore: Ministry of Manpower, 2005.
- [2] ARTOLA J. A solution to the braced excavation collapse in Singapore[D]. Boston: Massachusetts Institute of Technology, 2005.
- [3] 李广信, 李学梅. 软黏土地基中基坑稳定分析中的强度指标[J]. 工程勘察, 2010(1): 1-4. (LI Guang-xin, LI Xue-mei. The shear strength in stability analysis of subway pit in soft clay[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2010(1): 1-4. (in Chinese))
- [4] 张旷成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 338-342. (ZHANG Kuang-cheng, LI Ji-min. Accident analysis for ‘08.11.15’ foundation pit collapse of Xianghu Station of Hangzhou metro[J]. Chinese Journal of Geotechnical

- Engineering, 2010, **32**(S1): 338 - 342. (in Chinese))
- [5] HAACK A. Construction of the north-south-metro line in Cologne and the accident on March 3rd, 2009[C]//大会 International Symposium on Social Management Systems (SSMS). 2009, 10.
- [6] ZHENG G, CHENG X S, DIAO Y, et al. Concept and design methodology of redundancy in braced excavation and case histories[J]. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 2011, **42**(3): 13 - 21.
- [7] 郑刚, 程雪松, 刁钰. 基坑垮塌的离散元模拟及冗余度分析[J]. 岩土力学, 2014, **35**(2): 573 - 583. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, DIAO Yu. DEM simulation and redundancy analysis of excavation collapse[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(2): 573 - 583. (in Chinese))
- [8] 郑刚, 程雪松, 张雁. 基坑环梁支撑结构的连续破坏模拟及冗余度研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(1): 105 - 117. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, ZHANG Yan. Progressive collapse simulation and redundancy study of ring-beam supporting structures of excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(1): 105 - 117. (in Chinese))
- [9] 郑刚, 焦莹. 深基坑工程: 设计理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (ZHENG Gang, JIAO Ying. Deep excavation engineering: design theory and engineering applications[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010. (in Chinese))
- [10] STAROSSEK U. Typology of progressive collapse[J]. Engineering Structure, 2007, **29**: 2302 - 2307.
- [11] MARJANISHVILI S M. Progressive analysis procedure for progressive collapse[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2004, **18**(2): 79 - 85.
- [12] MENCHEL K, MASSART T J, RAMMER Y, et al. Comparison and study of different progressive collapse simulation techniques for RC structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2009, **135**(6): 685 - 697.
- [13] VLASSIS A G, IZZUDDIN B A, ELGHAZOULI A Y, et al. Progressive collapse of multi-storey buildings due to failed floor impact[J]. Engineering Structures, 2009, **31**(7): 1522 - 1534.
- [14] MASOERO E, WITTEL F K, HERRMANN H J, et al. Progressive collapse mechanisms of brittle and ductile framed structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2010, **136**(8): 987 - 995.
- [15] Structural use of concrete: Part 1: Code of practice for design and construction[S]. British Standard Institute, 1997.
- [16] European Committee for Standardization. EN19912127: 2006, Eurocode1: Actions on structures. Part 127: General actions accidental actions[S]. Brussels, 2006.
- [17] Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects[S]. US General Service Administration, 2003.
- [18] 肖晓春, 袁金荣, 朱雁飞. 新加坡地铁环线 C824 标段失事原因分析(一)——工程总体情况及事故发生过程[J]. 现代隧道技术, 2009, **46**(5): 66 - 72. (XIAO Xiao-chun, YUAN Jin-rong, ZHU Yan-fei. Causation analysis of the collapse on Singapore MRT Circle Line Lot C824 (Part I)-Project background and process of collapse[J]. Modern Tunneling Technology, 2009, **46**(5): 66 - 72. (in Chinese))
- [19] 寇晓东, 周维垣, 杨若琼. FLAC-3D 进行三峡船闸高边坡稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, **20**(1): 6 - 10. (KOU Xiao-dong, ZHOU Wei-yuan, YANG Ruo-qiong. Stability analysis on the high slopes of three-gorges shiplock using FLAC-3D[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, **20**(1): 6 - 10. (in Chinese))
- [20] LADD C. Stress-strain modulus of clay in undrained shear[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1964(SM5): 103 - 131.
- [21] LADD C C. Stability evaluation during staged construction[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **117**(4): 540 - 615.
- [22] BYRNE P M, CHEUNGA H, YAN L. Soil parameters for deformation analysis of sand masses[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1987, **24**(3): 366 - 376.
- [23] DUNCAN J M, BYRNE P, WONG K S, et al. The strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil masses[R]. Berkeley: University of California, Berkeley, 1980.
- [24] POULOS H G. Analysis of residual stress effects in piles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, **113**(3): 216 - 229.
- [25] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 土的动模量和阻尼比的经验估计[J]. 地震工程与工程振动, 1995, **15**(1): 73 - 84. (CHEN Guo-xing, XIE Jun-fei, ZHANG Ke-xu. The empirical evaluation of soil moduli and damping ratio for dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1995, **15**(1): 73 - 84. (in Chinese))
- [26] Itasca Consulting Group, Inc. PFC<sup>3D</sup> (particle flow code in three dimensions) version 4.0 manual[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc, 2008.
- [27] JGJ120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 2012. (JGJ120—2012 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. 2012. (in Chinese))
- [28] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 2010. (GB 50010—2010 Code for design of concrete structures[S]. 2010. (in Chinese))