

润扬长江大桥北锚特深基坑支护方案安全系数及破坏模式分析

陆新征¹ 娄鹏¹ 宋二祥¹ 眭峰² 吉林²

(¹清华大学土木工程系 北京 100084) (²润扬长江大桥指挥部 镇江 212002)

摘要 润扬长江大桥北锚特深基坑设计尺寸达 69 m × 50 m × 50 m, 支护方案为嵌岩地连墙加内支撑结构形式。为深入了解该基坑支护方案的安全情况, 并预测其可能的破坏形式, 在模拟施工过程的三维非线性有限元分析的基础上, 通过人为加大土体自重直至支护结构破坏的方法, 对该基坑进行了破坏模拟分析。分析结果表明, 该基坑的破坏将始于支撑的压坏, 进而使地连墙屈服或折断。而在不同开挖深度下, 基坑的破坏形式有所不同, 开挖深度越大, 破坏造成的危害也越大。

关键词 土力学, 深基坑, 三维有限元分析, 破坏模式

分类号 TU 473

文献标识码 A

文章编号 1000-6915(2004)11-1906-06

ANALYSIS ON SAFETY COEFFICIENT AND FAILURE MODEL OF SUPPORT SYSTEM FOR DEEP FOUNDATION PIT OF RUNYANG BRIDGE

Lu Xinzheng¹, Lou Peng¹, Song Erxiang¹, Sui Feng², Ji Lin²

(¹ Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084 China)

(² Headquarters of the Runyang Road Bridge, Zhenjiang 212002 China)

Abstract The size of the north anchor pit of Runyang Bridge is about 69 m × 50 m × 50 m. The support for this pit is concrete diaphragm wall with internal support structure, and the diaphragm wall is embedded into rocks. In order to obtain the safety coefficient and the failure process of this pit, 3D nonlinear finite element analysis is carried out with ANSYS. The excavation process is simulated with the “element dead/active” function of ANSYS. The self-weight of soil in finite element model is increased hypothetically until support structure fails, so that the failure process of support structure can be simulated. Comparing the assumed self-weight of soil with the true value, the safety coefficient of the pit can be obtained. The numerical results show that all the failures of the pit begin with the collapse of the internal support and the failure models are different in various excavation depths. This method can also be applied to the other pits if their support structure is relatively stiff.

Key words soil mechanics, deep foundation pit, 3D finite element analysis, failure model

1 研究背景

润扬长江大桥北锚特深基坑位于长江岸边, 设计尺寸为 69 m × 50 m × 50 m。基坑所在场地地表以下 16 m 为淤泥质土, 地表以下 16 ~ 48 m 为砂

土, 48 m 以下为基岩, 各层土体的基本力学参数见表 1。采用钢筋混凝土地下连续墙加内支撑的基坑支护体系。地下连续墙进入基岩深度平均约为 3 m。从地表以下 2 m 开始, 每隔 4 m 设置一道内支撑, 支撑结构平面布置见图 1。在基坑开挖前, 先完成地下连续墙的施工, 内支撑随挖随撑, 层间间隔周

期为 10~15 d。由于该基坑工程尺寸大, 支护结构空间作用明显, 施工周期长, 环境复杂, 为了深入了解该基坑支护方案安全储备情况, 并预测其可能的破坏形式, 在三维非线性模拟施工过程的有限元分析的基础上, 通过人为加大土体自重直至支护结构破坏的方法, 对该基坑进行了破坏模拟分析。

表 1 土的力学参数

Table 1 Mechanical parameters of soil

土层 编号	土体 性质	土体自重 /kN·m ⁻³	弹性模量 /kPa	泊松 比	c /kPa	j /()	深度 /m
1	淤泥 质土	18 100	3 000	0.35	13	5	0~ - 12
2	淤泥 质土	17 900	8 000	0.3	10	9	- 12~ - 16
3	砂土	19 000	15 000	0.3	5	27	- 16~ - 35
4	砂土	19 000	30 000	0.25	2	30	- 35~ - 48
5	基岩	22 000	2 × 10 ⁶	0.25			

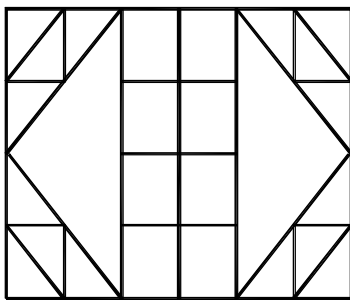


图 1 支撑结构平面布置

Fig.1 Planar arrangement of internal supports

2 研究方法

2.1 计算模型

计算软件采用美国 ANSYS 公司开发的 ANSYS^[1, 2]三维大型有限元计算软件, 使用整体三维非线性土水合算有限元模型^[3-6]。土体采用 20 节点三维实体单元, 钢筋混凝土地连墙采用 8 节点三维板单元, 钢筋混凝土地内支撑为空间梁单元, 计算范围为 3 倍基坑的面积。为了真实地模拟支撑结构和土体之间的共同作用及不同施工方案对支护结构的影响, 笔者使用了 ANSYS 的单元“生死”功能来模拟土体开挖和支护施工。所谓“杀死”单元, 就是将该单元的刚度和质量都乘以一个很小的数,

相当于该单元不再发挥作用。而“激活”单元, 就是让已经“杀死”的单元恢复到它原先的刚度和质量, 这时候的单元既没有初始应变, 也没有初始应力。例如, 本模型中, 地连墙的板单元是附着在土体单元上的, 在土体自重沉降过程中, 地连墙被“杀死”, 对土体自重沉降完全没有影响。而在沉降计算完成后, 则“激活”地连墙单元, 开始发挥作用。这时候它虽然已经有了变形, 但是程序假设其内力为零, 这与工程中的实际情况是相符的。

2.2 岩土参数

岩土采用的是 Drucker-Prager^[7-9]理想弹塑性本构模型, 其各项基本参数同表 1。因为是水土合算分析, 所以将各层土体的泊松比提高至 0.45, 使施加在地连墙上的土水合压力与实测值相接近。

为了解支护结构的破坏过程, 通过增大土体自重(相当于增加土水压力)的方法来增大外荷载。先后计算了以下 3 种虚拟荷载工况:

虚拟荷载工况 A: 岩土自重增大 2 倍

虚拟荷载工况 B: 岩土自重增大 2.2 倍

虚拟荷载工况 C: 岩土自重增大 2.5 倍

由于本基坑的支护结构刚度较大, 作用在支护结构上的荷载与土体自重基本成线性关系, 因此, 这种分析安全储备的方法是合理的。

2.3 混凝土参数

由于是进行安全系数分析, 故材料强度不再乘以分项系数, 而直接使用强度标准值。

地连墙混凝土采用弹塑性材料模型, 根据施工图, 地连墙的屈服弯矩为 5 762 kN·m, 采用等效屈服弯矩的方法, 设定地连墙材料的屈服强度为 25 MPa; 支撑采用弹性-断裂模型, 即当支撑应力高于极限值的时候, 认为该支撑断裂, 退出工作。实际支撑杆件混凝土强度普遍超过 C40, 考虑到受压失稳问题, 支撑的平均长细比为 17, 根据《混凝土结构设计规范》GBJ10-89, 将支撑极限压应力降低至 26 MPa。

2.4 施工过程模拟

在支撑和地连墙没有出现问题的前提下, 施工过程仍按照实际施工过程模拟。当支撑出现破坏时, 则停止开挖, 开始进行破坏分析。每当有一根构件退出工作(有时是几根支撑同时退出工作), 则记为一个“破坏步”, 记录下此时的变形和内力。随着构件逐个退出工作, 便得到了整个基坑的破坏过程。

2.5 基准荷载作用下支护结构的变形和内力

以土体的真实重量为基准荷载，在该荷载作用下，计算得到支撑的最大应力为 13.4 MPa；地连墙最大位移为 8.26 cm， $\dot{A}/H = 1.65\%$ ，地连墙最大应变为 1.04‰，未出现塑性。可见在基准荷载下整个支护结构都是安全的。

3 虚拟荷载工况 A 计算结果

本工况中，土壤自重均被乘以 2，得到的土水合压力约为实际值的 2 倍。

计算得到支撑的最大应力为 25.6 MPa，稍低于极限值 26 MPa；地连墙最大位移为 13.4 cm， $\dot{A}/H = 2.68\%$ ；地连墙最大应变为 2.17‰，其中塑性应变为 0.69‰，位于嵌岩段，参见图 2。可见支撑和地连墙变形都没有问题，而地连墙的嵌固端可能会开裂并超过其屈服弯矩。因为其最大应变仍小于规范规定的混凝土极限压应变 3.3‰，且考虑到有限元分析中难以避免的应力集中问题，笔者认为，在该工况下，整个支护方案仍然是安全的，即其安全系数将略大于 2.0。

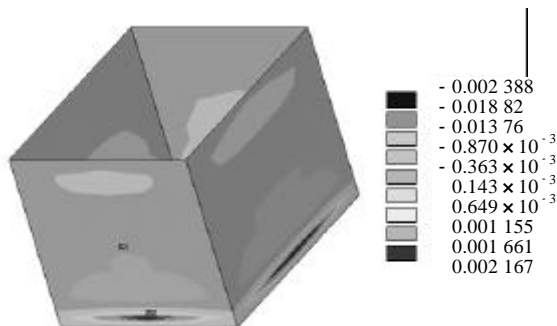


图 2 虚拟荷载工况 A 地连墙应变

Fig.2 Strain in diaphragm wall under assumed load case A

4 虚拟荷载工况 B 计算结果

本工况中，土壤自重均被乘以 2.2，得到的土水合压力约为实际值的 2.2 倍。计算结果表明，该工况下最终支撑将大部分被破坏，地连墙折断，基坑发生整体滑移破坏。

计算结果表明，在开挖最后一层前，支撑最大应力仍然小于 26 MPa，而最后一层开挖完成后，支撑的最大应力为 27.2 MPa，高于极限值 26 MPa；地

连墙最大位移为 14.9 cm， $\dot{A}/H = 3\%$ ；地连墙最大应变为 2.26‰，其中塑性应变为 0.77‰，位于嵌岩段，参见图 3。可见在本工况下，支撑已经达到其极限轴力，在最后一层开挖过程中就可能发生破坏，也说明原支护方案的安全系数在 2.0 ~ 2.2 之间。

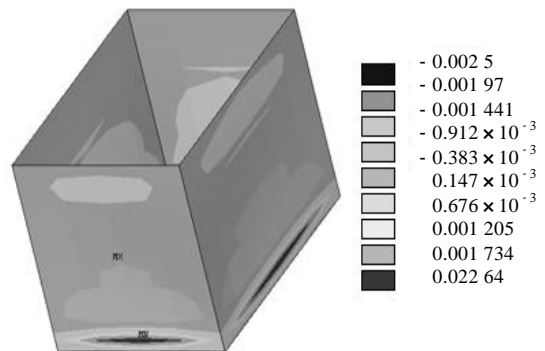


图 3 虚拟荷载工况 B 破坏前地连墙应变

Fig.3 Strain in diaphragm wall before failure under assumed load case B

按 2.3 节中提到的方法让支撑破坏，并逐步记录下其轴力、位移和应变，便可以得到在该情况下整个支护体系破坏的过程。模型中支撑逐步破坏的过程如图 4 所示，为了清晰起见，只显示 1/4 模型，破坏的支撑不再显示。

支撑破坏的基本过程是：受力最大的第 10 层小斜撑最先破坏；破坏的小斜撑的荷载迅速转嫁到同层的大斜撑及相邻各层的斜撑上，造成这些斜撑接连破坏；大量斜撑逐步退出工作，相应的短边的位移也迅速增长；在斜撑退出工作的同时，对撑的轴力也在迅速增长，其中，中间几层对撑的轴力增长最快，随后，中部的对撑压溃退出工作，长边位移迅速增加并超过短边；最后，除第一层和最后一层支撑外，其他各层支撑基本被破坏殆尽。

长边与短边中点的位移发展如图 5 所示，最大位移(长边)达到了 60 cm，且此后有限元分析不再收敛。在实际工程中，达到这样大的位移时土体已经彻底坍塌了，说明计算已经达到了预定的“破坏分析”的要求。这里需要注意的是，因为最先破坏的是斜撑，对撑仍然完好，所以长边的位移一开始增加得并不显著，而且，由于短边位移的迅速增加，使得长边位移还出现了短暂的减小。但是，当对

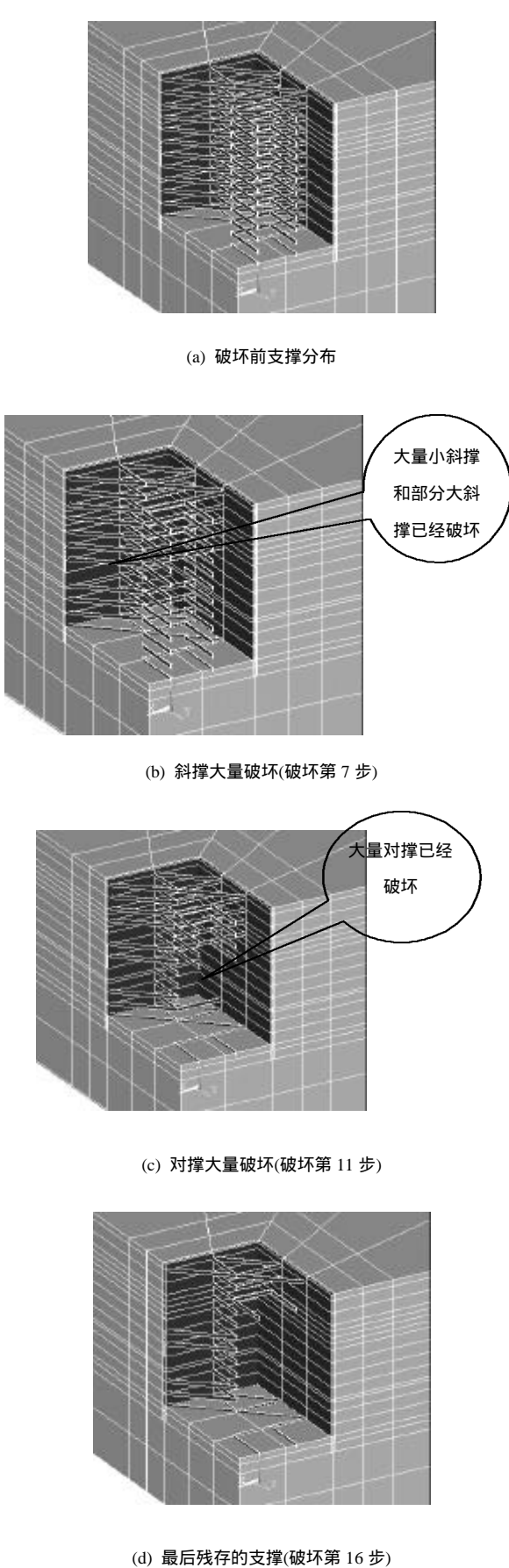


图 4 支撑的破坏过程

Fig.4 Failure process of support structure

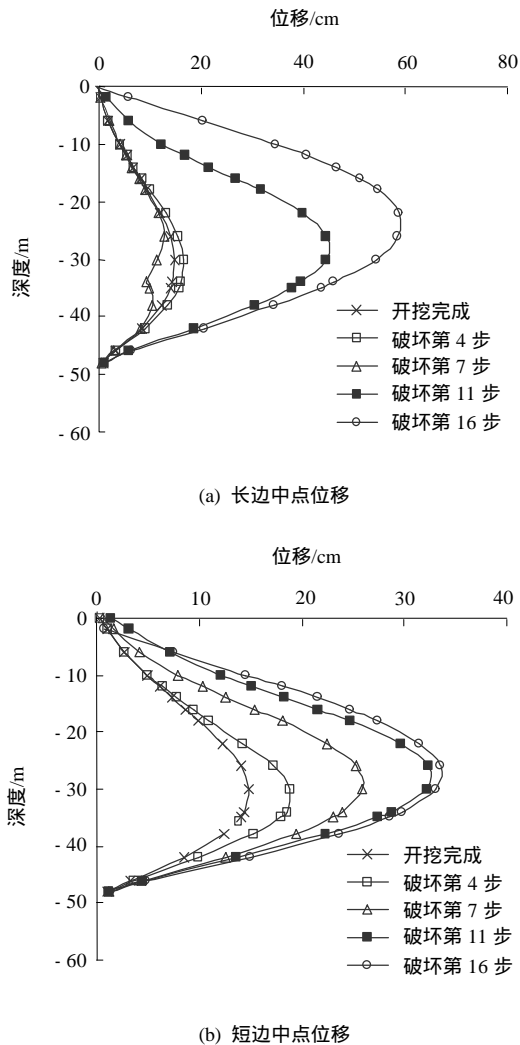


图 5 长、短边中点的位移

Fig.5 Displacements of the middle points of long and short sides

撑开始破坏以后，长边的位移就急剧增大并最终超越短边，而此时短边位移反因受到长边位移的影响而增长趋缓。

最后破坏时地连墙的应变分布如图 6 所示。可以发现，由于中部位移的急剧增加，最大应变已经从底部嵌岩部分转移到了中部最大变形处。最大应变达到了 0.010 9。事实上，这部分地连墙已经因为变形过大而彻底破坏，不能再发挥作用。

土体塑性区分布随破坏过程的变化如图 7 所示。在破坏发生以前，塑性区基本集中在坑底回弹区，后在基坑中部迅速发展，先出现在短边，后出现在长边。最后接近破坏时，在长边形成了一个由基坑中部至地表的塑性滑移带，长边中部以上土体整体失稳破坏。综合整个变形破坏分析，在本工况下，整个基坑破坏的全过程是：

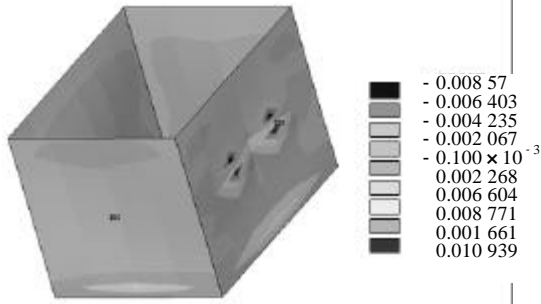


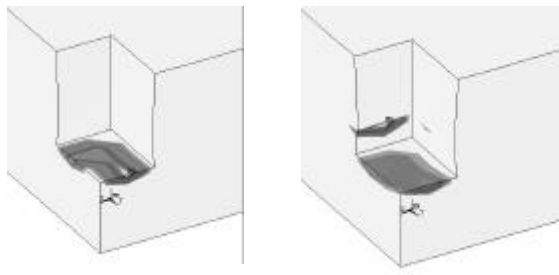
图 6 最终破坏时地连墙应变分布

Fig.6 Strain in diaphragm wall at the end of failure

合压力约为实际值的 2.5 倍。计算结果表明,本工况下基坑在浅层就会发生支撑破坏,但是,由于开挖深度较浅,土水压力差不是很大,最终破坏变形可能会稳定下来。

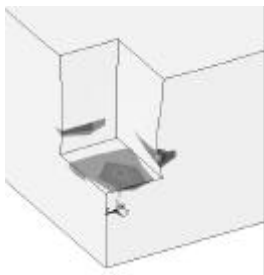
在本工况中,当开挖至第 7 层时,支撑就因为超过极限应力而发生破坏,破坏首先发生在第 5 层单侧的小斜撑上,随后向相邻层发展并使得该侧几乎所有的大斜撑和小斜撑都破坏。但是,由于开挖深度不是很深,加上斜撑破坏释放了土应力,所以最后变形稳定时,另一侧的斜撑只有少数破坏,而对撑几乎完好无损。

随着支撑逐个退出工作,基坑变形也一直在增加。斜撑破坏严重的短边位移从 14.3 cm 增大至 24 cm。而长边因为对撑未被破坏,位移一直在 15.6 ~ 17 cm。长、短边位移发展参见图 8。

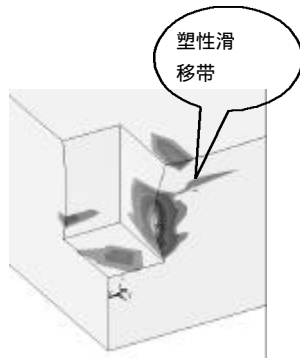


(a) 开挖完成后土体内塑性区分布(最大塑性应变 0.0024)

(b) 短边中部出现塑性区 (最大塑性应变 0.0044)



(c) 长边中部出现塑性区 (最大塑性应变 0.0424)



(d) 基坑中部以上土体整体滑动破坏(最大塑性应变 0.0472)

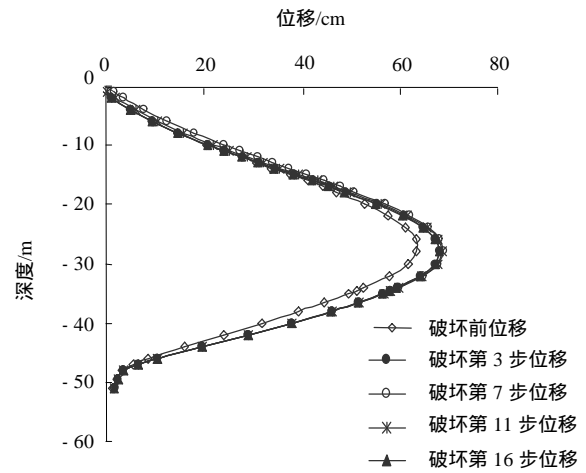
图 7 土体塑性区发展过程

Fig.7 Development of plastic strain in soil

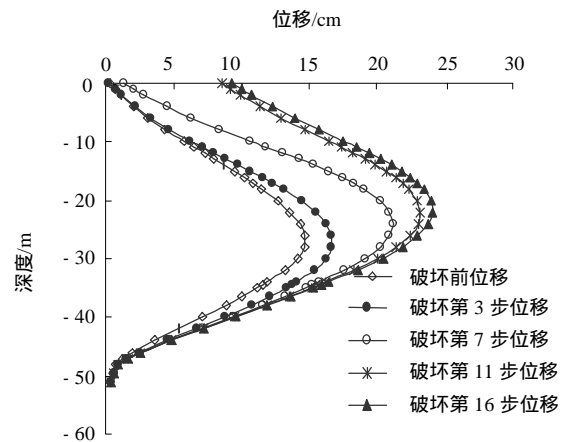
- (1) 支撑首先压溃或失稳;
 - (2) 由于大量支撑破坏,地连墙中部变形不断增大,最终在中部折断;
 - (3) 基坑中部以上土体整体滑动破坏。
- 此外,基坑外侧地表部分土体也因为变形过大而出现塑性区。

5 虚拟荷载工况 C 计算结果

本工况中,土壤自重均被乘以 2.5,得到的土水



(a) 长边中点位移发展



(b) 短边中点位移发展

图 8 长、短边的位移发展

Fig.8 Displacement development of long and short sides

在破坏发生前,地连墙的最大应变为 1.59‰,位于嵌岩段,塑性应变非常小。支撑破坏后变形稳定时,最大应变为 2.25‰,塑性应变约为 1‰,仍然小于混凝土最大压应变 3.3‰。所以,这时地连墙并没有折断,仍然可以发挥挡土作用。

在本工况下,土体内部塑性区始终位于基底的土壤回弹区内,没有像工况 B 那样形成整体滑移带,这也是变形能够最后稳定下来的重要原因。

对比虚拟荷载工况 B 和虚拟荷载工况 C,可以看出,当破坏出现较早的时候,因为坑内还有较多的土体存在,内外压力差不是很大。在部分支撑破坏、土体应力得到释放后,依靠剩余的支撑和地连墙共同作用,位移最后可能趋于稳定。同时,也从另一个侧面说明,随着基坑开挖工作的进行,越往下,发生工况 B 那种支撑连续破坏最终导致基坑整体破坏的可能性就越大,风险也越大。

6 结 论

本文利用三维非线性有限元分析,通过人为加大土体自重的方法分析了润扬大桥北锚特深基坑的安全性及破坏模式,成功地模拟了该基坑可能出现的破坏形式,并得到以下结论:

(1) 该支护体系的安全系数为 2.0~2.2。

(2) 由于该支护体系刚度较大,基坑整体变形相对较小,因此,破坏均首先发生在支撑上,且基本上都是从短边的小斜撑开始。

(3) 由虚拟荷载工况 B 和虚拟荷载工况 C 可知,基坑破坏形式可能有两种。在较浅深度时,破坏将

主要集中在支撑上,地连墙有可能幸免;而在较深深度,因为内外土压力差过大,足以使地连墙折断,基坑周围土体整体滑动,最终整个基坑彻底毁坏。

(4) 由于地连墙底部嵌岩,因此,破坏时坑外土体整体滑动的塑性滑移带将位于基坑的中部。

(5) 该支撑杆件体系设计基本没有赘余杆件,任何一个支撑杆件的破坏都可能引起其他支撑杆件的连锁破坏,并可能导致整个支护体系的失效,支撑的施工应该尽量仔细。

(6) 基坑施工至接近底部时,发生基坑整体破坏的可能性大大增加,因此,施工越往下,越要小心谨慎。

参 考 文 献

- 1 ANSYS 公司北京办事处. ANSYS 分析指南[R]. 北京: ANSYS 公司北京办事处, 1999
- 2 王国强. 实用工程数值模拟技术及其在 ANSYS 上的实践[M]. 西安: 西北工业大学出版社, 2000, 77~114
- 3 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1994
- 4 周景星, 王洪瑾, 虞石民等. 基础工程[M]. 北京: 清华大学出版社, 1996
- 5 龚晓南, 高有潮. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京: 建筑工业出版社, 1998
- 6 孙 钧, 汪炳鑑. 地下结构有限元法分析[M]. 上海: 同济大学出版社, 1988
- 7 龚晓南. 土工计算机分析[M]. 北京: 建筑工业出版社, 2000
- 8 徐秉业, 刘信声. 应用弹塑性力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1995
- 9 陈惠发, 萨里普 A.F. 土木工程材料的本构方程[M]. 余天庆, 王勋文译. 武汉: 华中科技大学出版社, 2001