

第 34 章 台湾地区的基坑工程

34.1 台湾基坑工程常见地质介绍

台湾基坑工程主要于台北与高雄两大都会区进行，基坑工程种类除一般建筑基地外，也包括地铁站体开挖，以及大型集会场馆的基坑开挖工程。

本文以下内容即就台湾基坑工程最常遭遇的台北及高雄两大都会区地质环境及特性作一介绍。其中台北盆地典型地质为黏土地层，而高雄地区典型地质为粉土地层，两种地层对基坑工程而言，均具挑战性。

34.1.1 台北盆地黏土地层特性

本节内容主要摘录自文献 1。

台北盆地为一沉积盆地，盆地上部 40~50 m 内大都为疏松之砂性土壤或软弱之黏性土壤所组成，不论结构物基础的选择或施工方式的考虑，俱深受此松软土层工程行为之影响。图 34-1 所示为台北地区之地质构造图，大体而言，台北盆地略呈三角形，盆地北方为大屯山山区，西侧为林口台地，东南方为第三纪沉积岩丘陵地，盆地内沉积物主要受东侧基隆河、南侧新店溪与西南侧大汉溪汇集之淡水河之影响。

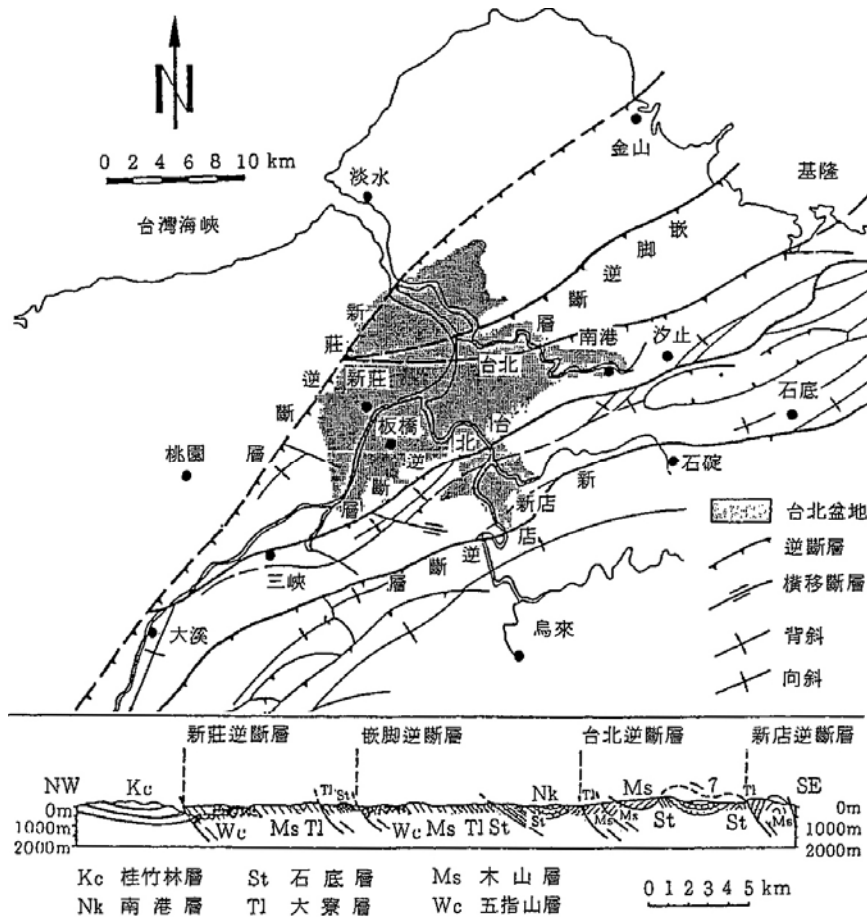


图 34-1 大台北地区地质构造图^[2]

台北盆地中之各土层层次分布大体均匀平缓，为一相当完整湖泊沉积交互层次，愈接近盆地中央各层次厚度愈规则。一般典型之台北盆地松山层次土层为低中塑性之粉土质黏土 (CL-ML

或 CL) 或低中塑性粉土 (ML) 与粉土质砂或砂砾 (SM) 之交互层次^[1]。依其沉积次序, 大致分为松山层第一次层、松山层第二次层、松山层第三次层、松山层第四次层、松山层第五次层、松山层第六次层等六次层。

综合归纳台北盆地各次层之土壤一般指数性质与力学性质试验数据, 及钻探土层资料, 其中, 第六、四、二次层土壤之强度低于第五、三、一次层之土壤强度, 且第四与第二次层形成台北盆地松山层之主要阻水层, 遂造成第四次层以上经常保持一自由含水层面。目前地下水压已不再呈静态分布, 尤其第三次层之砂土层 (深度 20~25 m 间), 其水压泄降更是严重, 且其分布在盆地各地并不尽相同, 此种非常静态分布之水压分布, 将引起基础施工之影响与安全。

Moh & Ou (1979)^[3] 曾针对台北盆地之土壤工程特性, 提出各次层之剪力强度参数、渗透系数、标准贯入试验 N 值等设计参数之建议值, 如表 34-1 所示, 其中, 剪力强度参数系由压密不排水三轴试验所得。此外, Moh & Ou (1979)^[3] 亦针对第六、四与二次层之黏性土壤, 提出土层之体积变化特性, 并列第四与第二次层之过压密比 OCR 值, 如表 34-2 所示, 由表 34-2 可看出若为静态地下水位, 则第四次层为轻微过压密土壤, 但根据近年来量测孔隙水压之结果^[4], 得知第二与第四次层皆为压密进行之持续状态, 亦即该两次层仍在压密过程中。

表 34-1 台北盆地之土壤工程性质^[3]

层次	土壤	厚度	N 值	单位重 (t/m ³)	含水量 (%)	渗透系数 k _v	c (t/m ²)	φ (°)	c' (t/m ²)	φ' (°)
六	黄灰色粉泥质黏土	2-8	3-8	1.93	31.1	0.3-0.8×10 ⁻⁷	7.1	6.5	6.1	9.6
五	灰色粉泥质砂土	2-20	2-26	2.01	24.3	0.5-6.0×10 ⁻⁴	—	—	0	31-35
四	粉泥质黏土	6-29	4-14	1.92	30.8	0.5-2.0×10 ⁻⁷	4.9	14	3.1	26
三	粉泥质砂土	0-19	8-36	2.02	22.9	0.5-2.0×10 ⁻⁴	—	—	0	35
二	粉泥质黏土	0-19	10-20	1.98	25.5	0.3-0.8×10 ⁻⁷	6.4	21	0	34
一	粉泥质砂土	0-15	18-48	2.02	19.5	0.5-6.0×10 ⁻⁴	—	—	0	42

表 34-2 松山层第四与第二次层之最大预压力与 OCR 值^[3]

层次	深度 (m)	最大预压力 P _c (kg/cm ²)	静态孔隙水压		量测之孔隙水压	
			有效覆土压力 σ _{vo} (kg/cm ²)	OCR	有效覆土压力 σ _{vo} (kg/cm ²)	OCR
四	17-18	4.4	1.8	2.4	2.4	1.9
	18-19	3.7	2.0	1.9	3.3	1.1
	19-20	3.2	2.1	1.5	3.4	0.94
二	31-32	4.1	3.2	1.3	5.6	0.73
	32-33	3.4	3.2	1.1	6.1	0.56

综合言之, 台北盆地之各次层土壤皆含有相当数量之粉泥粒, 第六、四、二次层大约为 50%, 第五、三、一次层则为 20%, 以剪力强度参数而言, 一般以第四次层为强度最弱之层次, 且第四次层与第二次层之压缩性相当大, 遂成为台北盆地工程施工须特别考虑之土层。

34.1.2 高雄粉土地层特性

本节内容主要引述自文献 5。

高雄位于台湾西南端, 地貌平坦, 地多低湿, 沼泽、珊瑚礁、潟湖等遍布各地, 沙滩、砂嘴甚为发达, 属年轻之海岸平地, 附近山地系沿海丘陵, 几全为珊瑚礁, 为地壳运动所造成, 其基盘多为砂岩或页岩, 间有砂层、黏土层之处。

高雄市地质大多属第四系中之冲积层，层位平铺，主要地层多为粉质砂土或砂质粉土。高雄市地层可分为楠梓区，左营区，鼓山区，三民区，盐埕区，前金区、新兴区、苓雅区，前镇区，小港区，旗津区等九区，其地层结构及对应土壤之工程特性，详表 34-3~表 34-11 之地层剖面工程特性表。

表 34-3 高雄市楠梓区地层工程特性表^[5]

深度 (m)	0-5		5-10	10-15	15-20	
土壤分类	砂质壤土	泥质黏土	细或粗砂	泥质黏土	砂质壤土	泥质黏土或壤土
自然含水量 (%)	15.7-23.0		23.2	21.6-32.6	23.6-26.8	
比重	2.67-2.70		2.66	2.70	2.68-2.67	
孔隙比	0.63-0.61		0.57-0.56	0.61-0.87	0.56-0.51	
液性限度	—	44.4	—	40.2-41.7	—	
塑性限度	—	25.1	—	21.7-22.3	—	
内摩擦角 (°)	30	—	31-35	—	35	
N 值	4-15		18-20	5-6	18-24	
地下水位	-2.80~-10.00 m					

表 34-4 高雄市左营区地层工程特性表^[5]

深度 (m)	0-5	5-10	10-15	15-20	
土壤分类	砂质壤土	砂质壤土	砂质壤土	砂质壤土	壤土
自然含水量 (%)	31.0-8.9	11.8-16.2	18.8	18.8	23.8
比重	2.67	2.67	2.67	2.67	2.68
孔隙比	0.64-0.31	0.45		0.82	
液性限度	—	—	—	—	
塑性限度	—	—	—	—	
内摩擦角 (°)	32-36	30	35	28	
N 值	2-50	50-18	18-31	31	16
地下水位	-0.50~-1.70 m				

表 34-5 高雄市鼓山区地层工程特性表^[5]

深度 (m)	0-5	5-10	10-15	15-20	
土壤分类	砂质壤土	砂质壤土	砂质壤土	不良级配砂	老钻石
自然含水量 (%)	29.7-31.6	26.0-19.1	28.4	27.9	12
比重	2.70	2.69	2.68	2.65	
孔隙比	0.82-0.78	0.72-0.44	0.85	0.69	
液性限度	44.5-27.8		—	—	
塑性限度	24.5-21.9		—	—	
内摩擦角 (°)	23-25	22-31	23	33	
N 值	6	13	2	3~100	16
地下水位	-1.40~-6.70 m				

表 34-6 高雄市三民区地层工程特性表^[5]

深度 (m)	0-5	5-10	10-15	15-20
土壤分类	黏质沉泥	壤土或砂质壤土	砂质壤土	砂质壤土
自然含水量 (%)	27.5	22.1-30.2	2.25-25.3	
比重	2.69	2.68	2.67	
孔隙比	0.72-0.83	0.72-0.94	0.59-0.78	
液性限度	40.8	—	—	—
塑性限度	25.6	—	—	—
内摩擦角 (°)	—	22-25	28-39	
N 值	4-21			
地下水位	-2.60~-5.50 m			

表 34-7 高雄市盐埕区地层工程特性表^[5]

深度 (m)	0-5	5-10	10-15	15-20
土壤分类	沉泥质砂	沉泥 (含贝壳、腐木)	沉泥质砂	沉泥
自然含水量 (%)	20.0-23.3	30.0	21.4-22.2	33.1
比重	2.67	2.68	2.67	2.68
孔隙比	0.68-0.78	0.77-0.85	0.51-0.65	0.93
液性限度	—	—	—	—
塑性限度	—	—	—	—
内摩擦角 (°)	24-25	27-32	32-35	
N 值	2	4-7	16-30	
地下水位	-0.59~-2.60 m			

表 34-8 高雄市前金区、新兴区、苓雅区地层工程特性表^[5]

深度 (m)	0-5	5-10	10-15	15-20
土壤分类	黏质壤土	砂质壤土	砂质壤土	砂质壤土
自然含水量 (%)	20.0-30.0	20.3-23.2	22.4-29.4	
比重	2.67-2.69	2.67	2.67	2.67
孔隙比	0.50-0.69	0.53-0.60	0.54-0.78	
液性限度	42.0	—	—	—
塑性限度	22.0	—	—	—
内摩擦角 (°)	—	21-32	25-34	
N 值	1-4	3-15		
地下水位	-0.13~-4.50 m			

表 34-9 高雄市前镇区地层工程特性表^[5]

深度 (m)	0-5	5-10	10-15	15-20
土壤分类	泥质壤土或细砂	砂质或黏质壤土	砂质壤土 或泥质黏土	砂质壤土
自然含水量 (%)	10.0-25.9	12.3-29.0	14.0-29.0	21.1-31.8
比重	2.68-2.70	2.68-2.70	2.67-2.72	2.66-2.68
孔隙比	0.52-0.77	0.43-0.78	0.50-0.85	
液性限度	—	—	37.5-43.4	—
塑性限度	—	—	23.6-24.0	—
内摩擦角 (°)	27.6-32.3	28.5-31.6	29.0-35.7	28.8-33.8
N 值	0-8	8-18	5-20	15-28
地下水位	-1.00~-3.50 m			

表 34-10 高雄市小港区地层工程特性表^[5]

深度 (m)	0-5	5-10	10-20	
土壤分类	泥质或黏质壤土	泥质或砂质壤土或粉 土	细砂	
自然含水量 (%)	22.5-23.2	26.7-35.0	24.0-30.6	
比重	2.70	2.67-2.72	2.66	
孔隙比	0.60-0.85		0.75-0.80	0.75-0.73
液性限度	40.3-41.2	—	—	
塑性限度	24.7-28.9	—	—	
内摩擦角 (°)	—	32	33.5	
N 值	6-11	4-17	12.20	
地下水位	-0.30~-2.30 m			

表 34-11 高雄市旗津区地层工程特性表^[5]

深度 (m)	0-5	5-10	10-20	
土壤分类	泥质细砂 (含贝壳)	泥质壤土或细砂	砂质壤土或细砂	
自然含水量 (%)	25.3-107.1	17.2	23.9	
比重	2.67-2.68	2.67-2.72	2.67-2.68	
孔隙比	0.55-0.72	0.51-0.62	0.51-0.71	
液性限度		34.0-37.2		
塑性限度		18.7-21.9		
内摩擦角 (°)	21-39	32-39	22-35.5	
N 值	0-15	17-16	16-29	
地下水位	-0.55~-5.60 m			

此外，李维峰等人（2006）^[6]曾针对高雄典型之粉土地层进行钻探与一系列之试验研究，得该区之粗颗粒多呈角力状堆栈，于土壤受压力后易产生较大变形，细粒料多呈颗粒状，且含量多为长石与石英矿物，与一般土壤细粒料多为黏土矿物不同，其颗粒间凝聚性较小，属易流失成份。由静、动态三轴不排水轴向压缩试验结果（动态三轴试验之不同细粒料含量试体之反复作用次数与反复应力比之关系如图 34-2 所示）显示，其压缩过程中产生之超额孔隙水压皆为正值，展现土体之压缩性且随细粒含量之增加而增加，且抗液化强度不会随细粒料增加而上升，

此与一般石英砂在类似紧密程度与围压下大多为膨胀性行为有相当大之差异，其土壤之剪力强度将随细粒料含量之增加而降低，且具易受扰动之行为特性，受扰动后之土壤强度会明显降低，使得土体丧失原有之强度。再由 Pinhole Test 结果（Pinhole Test 之时间与排水流量之关系图如图 34-3 所示）显示，砂性土壤受其低塑性影响，在高渗流梯度时将无自愈能力而产生管涌，且细粒料受土体中裂缝与渗流梯度影响易随水流于第一时间被携出，因此，当土体生成裂缝时土体因管涌导致之破坏于瞬间发生，而无明显的反应时间。

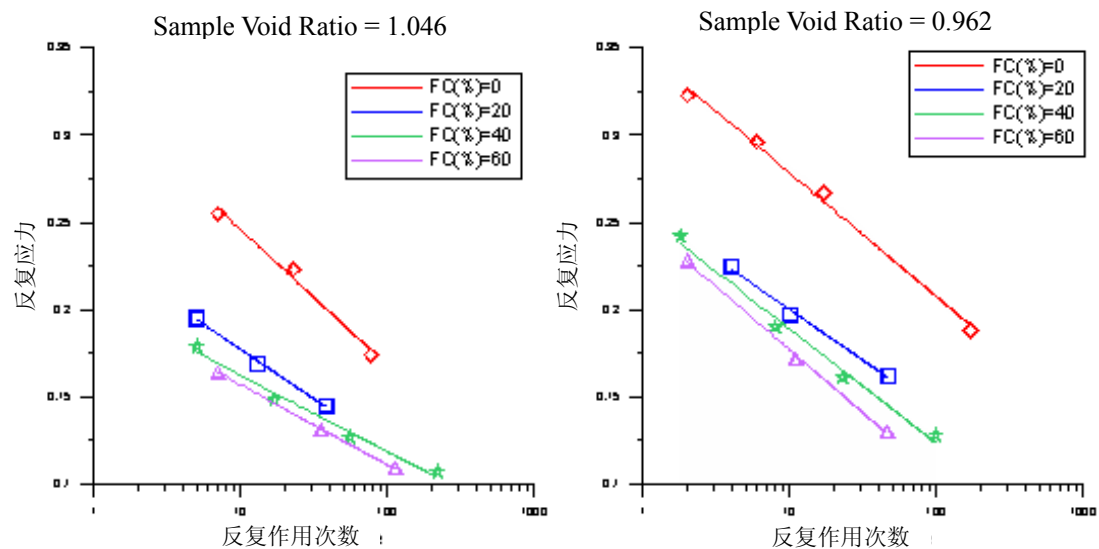
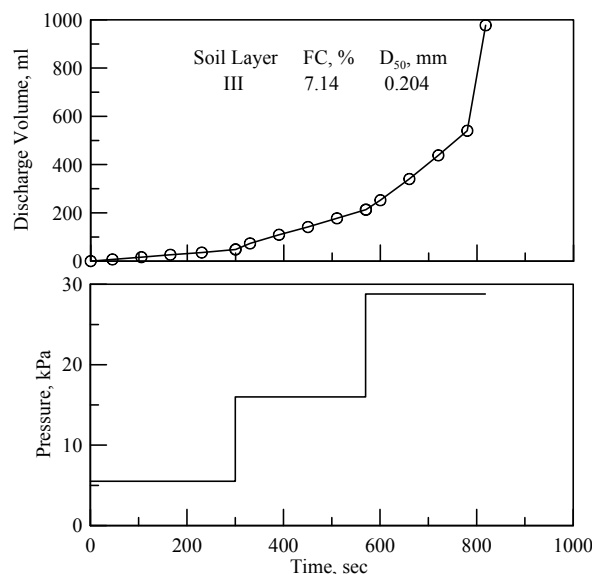
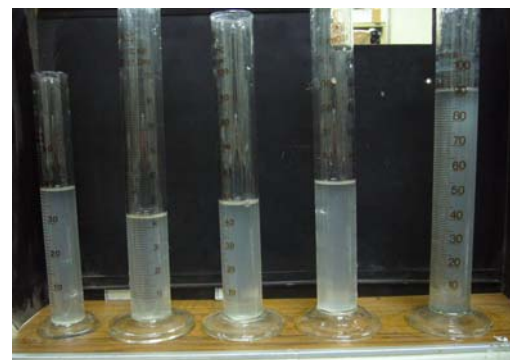


图 34-2 不同细粒料含量试体之反复作用次数与反复应力比之关系^[6]



(a) 时间与排水流量之关系图



(b) 水压为 28.8kPa 排出水相片

图 34-3 高雄地区土壤冲蚀试验结果^[6]

综上所述，该区域土层中含无塑性且高细粒料含量之砂土与粉质土壤，其特性为具易扰动性、高压缩量，及土体破坏发生于瞬间无先前之反应时间，因此，不利于大地工程之施作。

34.1.3 台北与高雄基坑工程常见问题

1. 土层特殊，易受扰动影响而弱化其强度

台北地区土层主要为高含水之软弱粘土，高雄地区土层则以无塑性且高细粒料含量之粉土为主，其土壤强度均易受施工扰动影响而弱化，土壤体积则具高压缩性。因此，易造成挡土结

构之侧向变形量与邻近地表沉陷量增加，稍有不慎即酿成施工灾害。

2. 地下水位高，工区降水、止水不易

台北、高雄两大都会区之地下水位高，水量丰富，基坑工程几乎都会遭遇地下水问题，以致基坑工程发生之各种问题，直接或间接均与地下水有关。

3. 近接施工，邻产保护不易

近年来，台湾地区经济快速成长，人口大量集中至台北、高雄两大都会区，造成建筑物密集及基础开挖深度加深，致基坑工程近接既有结构物，使得因基坑工程造成邻房受损事件频传，而形成严重之公害问题，不但影响工程进度，亦付出相当之社会成本。

4. 基坑工程规模大，设计与施工困难度均增加

由于台湾地区人口大量集中至台北、高雄两大都会区，造成新建工程之规模日益庞大，以基坑工程而言，除开挖范围与开挖深度日渐增加外，基坑特殊形状等皆可能增加其设计与施工之挑战性。

5. 环境影响与控制

基坑工程施工除造成原有地形地貌的改变，其开挖产生之废土与地表裸露皆对地貌造成影响，如遇降雨则易造成土壤冲蚀，使地表径流挟带泥沙进入附近排水渠道，加以施工机具引起之空气与噪音污染，在在对环境造成极大之影响。近年来，台湾地区环保意识抬头，为维持永续发展，都会区之基坑工程对环境维护与控制日益重视，使得基坑工程之设计与施工困难度日益增加。

34.2 台湾常用基坑设计方法介绍

34.2.1 稳定分析与变形分析

本节内容主要引述自文献 7，文献 8 及文献 9。

台湾基坑工程挡土结构之稳定分析，大多依据建筑物基础构造设计规范^[9]建议之方法进行。主要分析项目包括土压力之计算与可能破坏状况之检核。

图 34-4 所示为建筑物基础构造设计规范中建议之深开挖内挤破坏分析法，其建议之安全系数必须大于等于 1.5（详公式 34-1）。图 34-5 为建筑物基础构造设计规范中建议之底面隆起破坏稳定分析方法，其建议之安全系数必须大于等于 1.2（详公式 34-2）。Bjerrum and Eide (1956)认为对于浅开挖（传统上浅开挖定义为开挖宽度 B 大于或等于开挖深度 H ）而言，开挖底面隆起破坏或许可以 Terzaghi 法评估，然而因上层粘土之剪力强度尚未充份发挥前，破坏可能即已产生，而在 Terzaghi 法隆起分析模式中，破坏滑动面假设垂直延伸至地表面，且假设粘土剪力强度完全发挥直至地表，此一假设对于深开挖工程并不真确，因此，提出公式 34-3，其中， N_c 为 Skempton (1951)所提出之承载力系数，为一与开挖规模有关之无因次系数，此系数考虑基础埋入深度之效应，因此，不仅可用于浅基础，亦可应用于深基础。欧章煜等人 (1999)^[7]将上述十个开挖案例进行底部隆起破坏分析，其结果显示规范建议方法之安全系数较接近实际状况。

$$F_s = \frac{F_p L_p + M_s}{F_A L_A} \geq 1.5 \quad (34-1)$$

$$F_s = \frac{X \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} S_u(Xd\theta)}{W \cdot \frac{X}{2}} \geq 1.2 \quad (34-2)$$

$$F_s = \frac{N_c \cdot s_u}{\gamma \cdot H + q_s} \quad (34-3)$$

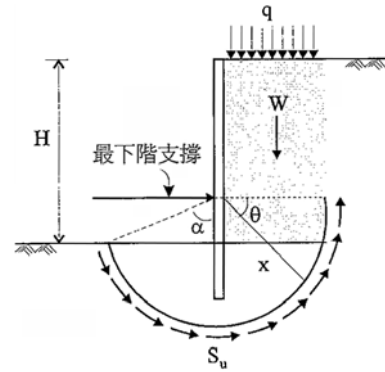
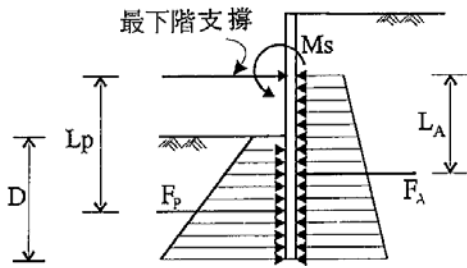


图 34-4 文献 9 建议之内挤破坏检核方法^[9]

图 34-5 文献 9 建议之底部隆起破坏检核方法^[9]

若开挖基地具不透水层（如粘土），且不透水层下方为透水层（如砂、砾石土层）时，则由于透水层具水压力，该不透水层将因此承受上举水压力，此时应检讨该不透水层承受上举力破坏之安全性（详公式 34-4），如图 34-6 所示。若挡土壁下方为透水层，且挡土壁未贯入不透水层，此时可能因开挖侧抽水产生水头差而引致渗流现象，当上涌渗流水之压力大于开挖面底部土壤之有效土重时，渗流水压力会将开挖面之土砂涌举而起，造成破坏，因此，应检讨其抵抗砂涌之安全性（详公式 34-5），分析方法可用渗流解析方式或临界水力坡降解析方式，如图 34-7 所示。

$$F_s = \frac{\sum \gamma_{ii} \cdot h_i}{H_w \cdot \gamma_w} \geq 1.2 \quad (34-4)$$

$$F_s = \frac{2\gamma_{sub} \cdot D}{\gamma_w \cdot \Delta H_w} \geq 1.5 \quad (34-5)$$

or

$$F_s = \frac{\gamma_{sub} \cdot (\Delta H_w + 2D)}{\gamma_w \cdot \Delta H_w} \geq 2.0$$

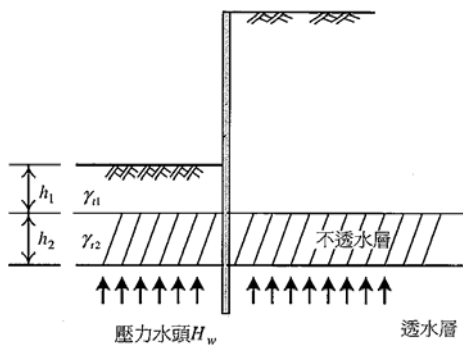


图 34-6 黏土层之上举力破坏分析示意图^[8]

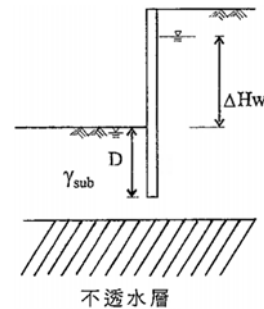


图 34-7 砂土层之砂涌破坏分析示意图^[8]

开挖引致之壁体变形与地表沉陷预测方法有二，一为有限元素法，一为经验法则。在有限元素法方面，理论上若能完整仿真开挖作业，则应能分析出开挖区外之地表沉陷情形，然而，大部份研究结果显示，有限元素法虽在壁体侧向位移分析上可得到理想结果，但地表沉陷之分析结果与实际观测结果仍有一段差异，其原因可能为土壤行为之模拟、分析时输入之土壤参数的择取，及分析方法上仍有许多问题尚待继续研究及解决。经验法则中，较常被使用的有 Peck (1969)所建议在不同性质土层中，地表沉陷量 (δ_v) 与距挡土壁距离 (d) 之关系曲线；Bowles (1986)所建议估计三角槽型沉陷之沉陷量及沉陷影响范围的方法；Clough & O'Rourke (1990)所建议不同地层条件下之地表沉陷剖面包络线等。

Hsieh and Ou (1998)^[10]曾根据力学原理、开挖案例现地观测经验及回归分析方法提出主要影响区 (Primary Influence Zone, PIZ) 及次要影响区 (Secondary Influence Zone, SIZ) 之观念，认为在主要影响区内的沉陷曲线斜率较陡，对建筑物的影响较大，在次要影响区内的沉陷曲线斜率较平缓，对建筑物的影响较小，在次要影响区外可能仍有沉陷发生，但其量已小于实际可查觉的程度且均匀，在一般的情形下，对建筑物的影响已可忽略。其中，主要影响区的范围乃由局部潜在破坏区 (2H, H 为开挖深度) 及整体稳定之潜在破坏区 (B 与 Hf 之小值, B 为开挖宽度, Hf 为没有隆起之虞的土层深度) 之大者决定，但不超过 Hg；次要影响区的范围约等于主要影响区。此外，其研究亦发现，开挖引致之地表沉陷有三角槽及凹槽二种型态，如图 34-8 所示，发生此二种型态地表沉陷之主要原因在于挡土壁的变形量及变形特性，于正常施工情形下，软弱黏土开挖引致之挡土壁变形通常较大且易造成深层位移之型式，因此较容易产生凹槽地表沉陷，而于砂质地盘及坚硬黏土层开挖之挡土壁的变形量较少，一般较易产生三角槽地表沉陷。至于凹槽型地表沉陷剖面之地表最大沉陷位置 (Dm) 和 PIZ 存在相依之关系，建议 Dm 以 0.3PIZ 估计之。

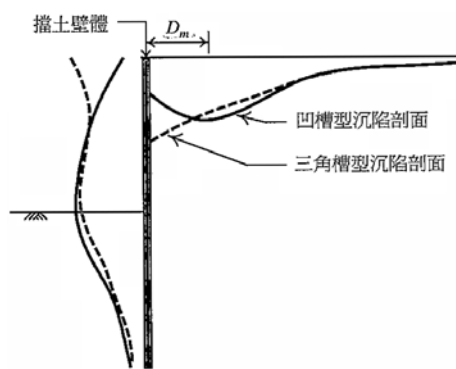


图 34-8 地表沉陷型态示意图^[8]

34.2.2 支撑设计

本节内容主要引述自文献 8。

图 34-9 为常用支撑开挖的挡土结构组件示意图，除了挡土壁外，支撑系统的主要构件包含水平支撑、横挡、斜撑、角撑及中间柱，当开挖外侧土压相当大或是欲增加支撑之间距时，支撑系统可设计成二根并排排列。

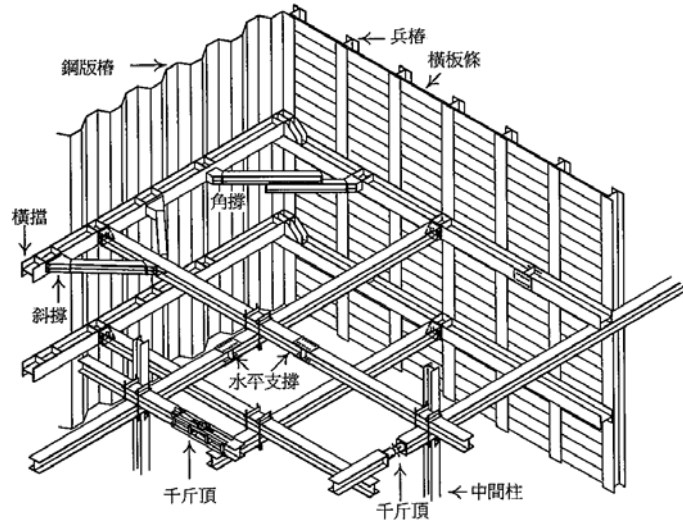


图 34-9 支撑开挖的挡土结构组件示意图^[8]

水平支撑断面受到的应力可分为轴压应力（详公式 34-6）与弯曲应力（详公式 34-7），其中， A 为支撑断面积， N_1 为开挖引致之支撑荷重， N_2 为温度变化引致之支撑荷重， M_1 为支撑自重及材料积载荷重所产生之弯矩， M_2 为中间柱上浮引致支撑之弯矩， S 为断面模数。根据 AISC 规范，支撑的每个断面应力须满足公式 34-8 与公式 34-9，其中， F_a 为支撑容许轴压应力， F_b 为支撑容许弯曲应力，二者皆可直接查询 AISC 规范图表， C_m 为减少因子，其值可取 0.85， $1/(1-f_a/F'_e)$ 为放大因子。

$$f_a = \frac{N_1 + N_2}{A} \quad (34-6)$$

$$f_b = \frac{M_1 + M_2}{S} \quad (34-7)$$

$$\frac{f_a}{F_a} \leq 15\% \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (34-8)$$

$$\frac{f_a}{F_a} > 15\% \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - \frac{f_a}{F'_e}) F_b} \leq 1.0 \quad (34-9)$$

斜撑与角撑（详图 34-10）的作用在不增加支撑的数目下，可有效缩短横挡的跨距，斜撑通常以 45° 角（斜撑与横挡的夹角）对称架设，其设计与水平支撑完全相同（斜撑轴压力详公式 34-10~公式 34-12）。

$$N = p \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right) \frac{1}{\sin \theta_1} \quad (34-10)$$

$$N_1 = p \left(\frac{l_3 + l_4}{2} \right) \frac{1}{\sin \theta_2} \quad (34-11)$$

$$N_2 = p \left(\frac{l_5 + l_6}{2} \right) \frac{1}{\sin \theta_3} \quad (34-12)$$

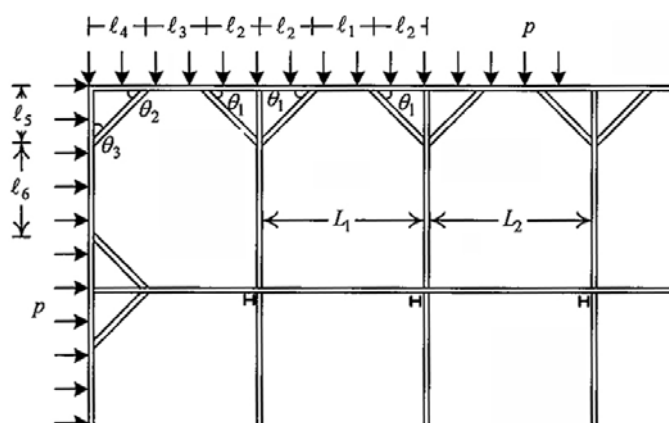


图 34-10 支撑及斜撑之间距与夹角^[8]

横挡 (wale) 又称围令, 其作用为将挡土壁外侧之土压力传递至水平支撑, 分析上可将视土压力直接作用于横挡上, 亦可将有限元素法或弹性基础梁法计算出之支撑荷重转换为单位宽度之土压力, 再将土压力作用于横挡上。横挡除承受土压力外, 亦将承受角撑或斜撑所传递之轴向力, 因其具有充份之侧向支撑, 因此二次弯矩与挫屈之分析可省略。此外, 由于每支横挡之长度有限, 因此横挡必须在现场接合, 其接合部份易形成结构上之弱点, 故接合位置宜设置于承受应力较小之处, 因此, 横挡虽可假设支撑为支点, 以简支梁法或固定端法计算横挡之最大弯矩与最大剪力, 但比较可靠的方式为将接合点设置于距支点 1/4 跨距处计算最大弯矩与最大剪力。

支撑开挖通常会打设中间柱以支承支撑的重量、堆置在支撑上之材料的荷重, 及其它因开挖挡土系统变位所产生的额外荷重。中间柱的打设通常直接将 H 型钢打入土层中, 或以预钻方式将 H 型钢埋入土中或将 H 型钢插入场铸钻掘基桩上。每一中间柱可能承受之轴载重 (P) 包括水平支撑自重与活载重 (P₁)、中间柱顶端至开挖面以上之中间柱自重 (P₂)、水平支撑倾斜压缩力 (P₃)。单排支撑系统之支撑重量对中间柱偏心载重产生之弯矩如公式 34-13, 其中, e_x 为偏心距离。中间柱之挫屈长度须取开挖过程及构筑楼版拆支撑过程中, 所产生之最大无支撑长度, 此外, 由于中间柱可能承受向下之垂直荷重或向上之拉拔力 (水平支撑倾斜所造成), 因此中间柱之入土深度应考虑其垂直支承力与拉拔力, 其分析方式与基桩完全相同, 惟计算柱端承载力时所用之柱端断面面积须用中间柱及其夹土面积, 计算柱表面摩擦阻力时所用的柱身表面积须用中间柱及其夹土之表面积。

$$M = (P_2 + P_3) e_x \quad (34-13)$$

34.2.3 辅助地质改良设计

本节内容主要引述自文献 11。

为降低开挖之风险, 可藉增加挡土结构物之厚度及长度, 或增加支撑之断面及层数来处理, 惟考虑基地大小、施工性、工期及基础沉降量等因素, 有时需辅以地质改良方式来进行深开挖。一般应用于软弱黏土中之地质改良工法有高压喷射桩及机械拌合桩两大类。高压喷射桩如一般常用之 CCP、JSP、RODINJET1 (单重管) 与 JSG、RODINJET2 (双重管) 及 CJG、RODINJET3

(三重管)等;而机械拌合桩(搅拌桩)依所采用之压力可分为:(1)低压搅拌桩:如 CDM、DJM、SMW、PROP 等,与(2)高压搅拌桩:JMM、SWING 等。

目前地质改良之强度设计系以复合材料之观念,改率改良桩与未改良土壤之复合强度。复合土之平均剪力强度(\bar{c})最常采用之计算式如公式 34-14,其中, c_p 为改良桩之剪力强度,一般取(1/4~1/6)qu 值; a_s 为改良率; c_u 为黏土之剪力强度; α 为应变修正系数,一般取 0.5。

$$\bar{c} = c_p \cdot a_s + \alpha \cdot c_u \cdot (1 - a_s) \quad (34-14)$$

一般而言,改良率愈高,挡土结构物之变形量愈小,造成邻损比例也就愈低,但考虑经济效益,只要挡土结构物之变形量控制在 2~3 cm(软弱黏土中),对一般邻近构造物应不致造成损坏。设计时应考虑安全性、经济性 & 当地实作经验等因素,采用适宜之改良率,另过高之改良率也易造成挡土结构物之外挤,因此,一般设计之改良率约在 10%~20%之间。此外,相同之改良率下,使用大桩径大间距,则改良支数减少,工期缩短,较符合经济效益,但小桩径小间距对减少挡土结构物之变形较佳,对未改良土壤之围束作用及对挡土结构之支力点较为显着,然而却也衍生对挡土结构物外挤量较前首为大之问题。

因开挖挡土结构之变形量系随着各阶开挖挡土结构物之变形量累积而成,而为控制挡土结构物之变形量,将改良深度往上提升,确有其必要性,另为增加挖土工率,可考虑提高地质改良之开始深度。至于改良深度应延伸至开挖面以下多深较为合理,则应依地质改良目的决定,若为减少挡土结构物之弯矩、剪力,可考虑将改良深度延伸至开挖面下约 5 m,若再往下延伸,则减少之应力有限,较不合经济效益;若为防止结构物之内挤及隆起,则建议改良深度应至挡土结构物之底部。此外,在检核挡土结构贯入深度时,除依一般内挤及隆起之破坏模式计算挡土结构之安全系数外(滑动面穿过改良桩),另应考虑滑动面沿改良桩间发生之破坏模式。若因基地面积与挡土结构物之深度受限,此时使用地质改良来克服隆起时,改良层之厚度应增加。

改良桩之配置以三角形(梅花桩)之配置优于正方形之配置,另根据许多实例显示,在基地角隅处施作地质改良时,经常造成挡土结构物之角隅处外挤开裂,加以挡土结构之角隅效应造成角隅处变形量较小,故建议于距角隅处约 3~5 m 范围内,可考虑取消地质改良。理论上改良桩外缘与挡土结构物相接最能发挥地质改良减少挡土结构变形之效果,但对采高压力灌浆之高压喷射桩及高压搅拌桩,常会造成挡土结构物之过外挤,甚至产生裂缝,因此,一般实务经验为改良桩体外缘与挡土结构保持适当距离(约 20~30 cm),而藉由高压灌浆束之末端压力将此距离内之土壤予以压实,然而,此适当距离与地层软弱程度及施工厂商施工技术、能力有密切关系。

34.2.4 降水管理设计

本节内容主要引述自文献 8。

降水工法一般系指降低砂质土壤或砾石土地盘之地下水位的工法,一般而言,开挖工程中降低地下水位之目的为保持开挖面干燥、防止渗水漏砂、避免砂涌破坏、避免上举力破坏及避免地下室上浮等。开挖工程常用的降水工法有集水坑或集水沟法、深井法及点井法等,其适用范围说明如图 34-11 所示。随着科技进步,抽水泵浦的性能提高,降水的深度亦随着提高,实际应用的,可单独使用一种方法,亦可二、三种方法并用,可单阶段降水,亦可使用多阶段降水。

土壤種類	平均顆粒尺寸 (mm)	滲透性係數 (m/sec)	適用降水深度						
			4 m	8 m	12 m	16 m	20 m	24 m	28 m
粗礫石 (Coarse gravel)	60 ~ 20	> 1	↑						
中礫石 (Medium gravel)	20 ~ 6	> 1	↑						
細礫石 (Fine gravel)	6 ~ 2	$+10^{-1}$	↑						
粗砂 (Coarse sand)	2 ~ 0.5	$>10^{-2}$	↑						
中砂 (Medium sand)	0.5 ~ 0.2	$>10^{-3}$	↑						
細砂 (Fine sand)	0.2 ~ 0.05	$>10^{-4}$	↑						
粗粉土 (Coarse silt)	0.05 ~ 0.02	$>10^{-5}$	↑						
中粉土 (Medium silt)	0.02 ~ 0.005	$>10^{-6}$	↑						
細粉土 (Fine silt)	0.005 ~ 0.002	$>10^{-7}$	↑						
粘土 (Clays)	< 0.002	$<10^{-7}$	↑						
適用抽水方法			集點真電 水井空滲 坑法點透 法井法	深井抽水法			深輔井抽水 真空+泵浦		

图 34-11 降水工法之适用范围^[8]

分析抽水量与泄降量之平衡方程式所需之水理参数仅为渗透系数 (k)，其可由室内定水头试验、室内变水头试验、经验公式或抽水试验而得，考虑取样土壤扰动、取样试体不能够完全代表现地土壤及现地土层状况复杂等因素，最可靠估计现地土壤渗透性系数的方法为现地抽水试验。

开挖基地必须配置足够的抽水井，使得开挖基地内的地下水位降至开挖面下方，一般而言，地下水位至少需低于开挖面 0.5~1.0 m 以下。合理的泄降影响范围以泄降量等于容许泄降量为条件，计算而得之泄降影响范围，若计算泄降影响范围之目的为考虑泄降量对给水供水影响或计算沉陷量，则可设定容许泄降量小于等于 0.5 m，而若计算影响范围之目的为反算水理参数，则可能须以泄降量等于 0 计算影响范围。降水会造成孔隙水压力减少，及土壤有效应力增加，在砂、砾石土层中，有效应力增加将造成土壤的弹性沉陷；在黏土层中，有效应力的增加则会造成土壤的弹性沉陷与压密沉陷，通常其弹性沉陷量小于压密沉陷量，可不予考虑，而抽水造成之压密沉陷量可以 Terzaghi 单向度压密沉陷公式计算之。

图 34-12(a)所示为连续壁贯入不透水层，因仅在开挖基地内抽水，因此抽水不会影响开挖区外，开挖区外的泄降影响范围为 0，其黏土层的有效应力维持不变，因此不会产生弹性沉陷及压密沉陷；图 34-12 (b)所示为在开挖区外抽水，因此泄降影响范围延伸至开挖区外某段距离，黏土的有效应力因而增加，因此，开挖区外会产生弹性沉陷与压密沉陷；图 34-12 (c)为在不透水层下方（连续壁下方）之砾石层抽水，虽然抽水位置在受限含水层，地下水位不见得会下降，但受限含水层的测压水位下降，黏土层的有效应力增加，因此可能造成弹性沉陷与压密沉陷；图 34-12 (d)的连续壁在透水层，水井的深度小于连续壁深度，因此抽水不会造成开挖区外地下水位的泄降，开挖区外不会产生弹性沉陷与压密沉陷；图 34-12 (e)之水井深度大于连续壁深度，因此泄降影响范围可能延伸至开挖区外某段距离，但由于基地地质为砂土质，因此仅有弹性沉陷，而无压密沉陷。此外，若现地地质状况复杂，砂土层中可能夹杂黏土层，若仍需在开挖区外抽水，可采用复水工法以避免地下水位之泄降，如图 34-13 所示。

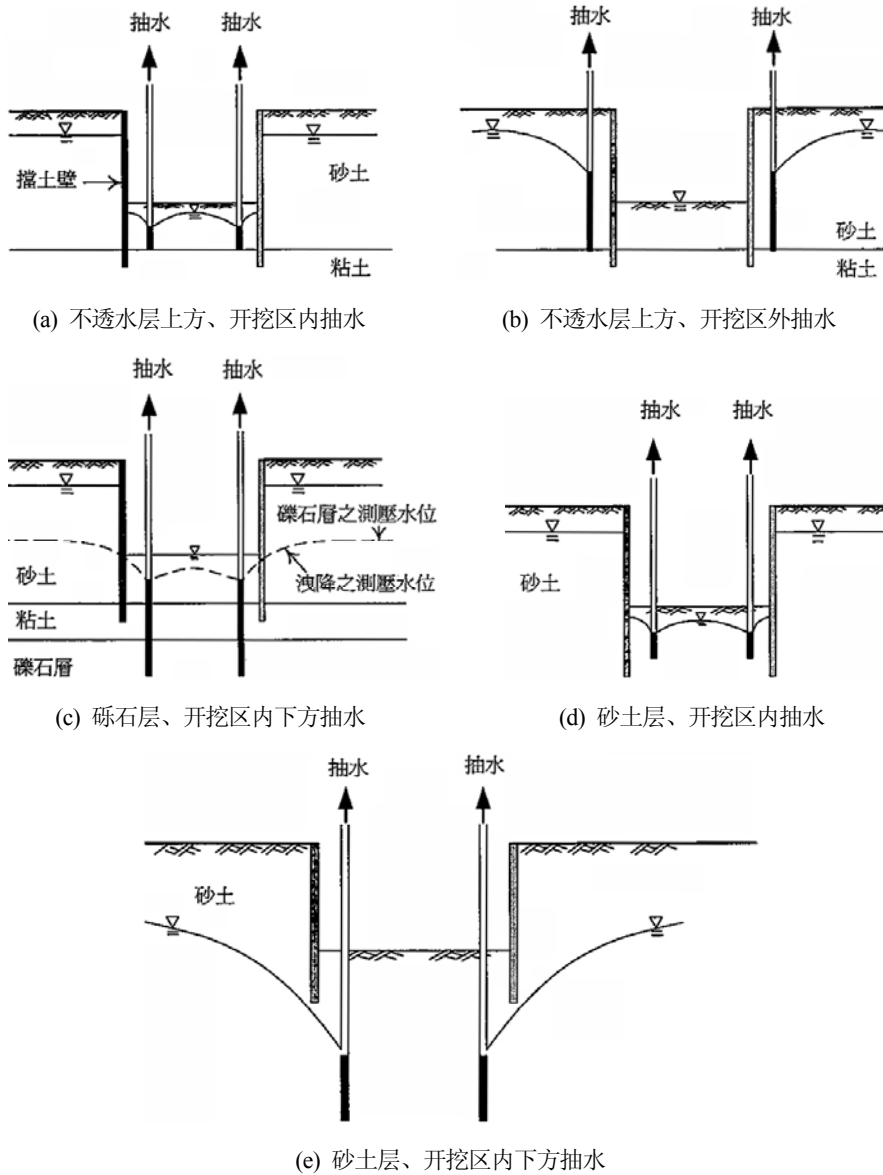


图 34-12 开挖抽水之影响^[8]

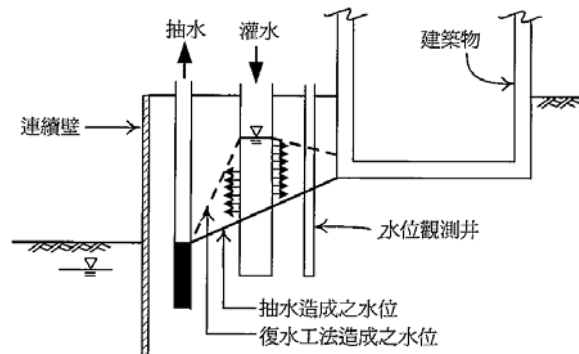


图 34-13 复水工法^[8]

34.2.5 常用分析软件介绍

本节内容主要引述自文献 12 及文献 13。

近二十年来，台湾地区深开挖工程在实务经验上累积了相当多的经验，且在学术研究上亦有极丰硕之成果，而一般进行深开挖挡土支撑设计时，多仰赖数值分析方法模拟开挖、抽水、

支撑架设与预力施加、楼板施筑及拆除支撑等施工步骤，来预测挡土壁体可能产生之变位与地表沉陷，同时依分析结果配置监测系统或进行建物保护之设计。对于所采用之数值分析程序有早期的 WALL4 及 SOIL-STRUCT，到目前的 RIDO、CRISP、FLAC、PLAXIS 及 ABAQUS 等，而在工程上较广为使用的有 RIDO、FLAC 及 ABAQUS 等程序，其中 RIDO 程序是以结构观点将挡土壁体视为一弹性基础梁，而土壤及支撑系统则简化成等值弹簧进行分析，由于参数输入简便、运算速度快，纵使其分析模式之理论依据仍有不清楚之处，然在大地工程界多年来努力的结果，不仅掌握了 RIDO 应用于台湾区深开挖之工程经验，同时对于程序之输入参数敏感度也有相当的了解，因此，RIDO 程序可说是目前采用最为广泛之分析程序。ABAQUS 是以有限元素为基础之分析程序，其可使用之分析模式极广，功能极强，使用者需花较长时间才能了解程序之分析逻辑，同时亦是目前较为昂贵的分析程序，除极特殊之工程问题，大都很少使用；FLAC 程序为有限差分程序，是一针对如岩石隧道开挖、深开挖、边坡分析及压密等大地工程问题而发展的分析程序，由于其分析模式理论颇为明确，又可分析重要或较为复杂的工程，同时对于 RIDO 无法满足工程需求（如地表沉陷、不对称开挖或地层位移等）之分析，采用 FLAC 程序均可迎刃而解，加上目前计算机容量及计算速度的增加，FLAC 程序已逐渐被广泛应用。台湾地区对于深开挖之理论及实务皆有深刻了解，且各都会区仍有大量之深开挖工程待执行之际，实有必要发展适合国内工程特性之本土自有程序取代 RIDO，以消除使用时理论不确定之隐忧，因此有 TORSa 程序之产生。

RIDO 程序系由法国公司 (Robert Fages Logiciels) 于 1983 所发展出来，利用弹塑性平衡 (Elastoplastic Equilibrium) 理论来模拟挡土壁体 (连续壁、钢轨桩... 等) 各阶段开挖时壁体所承受之弯矩、剪力及变形，并可以计算挡土支撑之荷重，其基本之分析式系以墙、土壤、支撑、地锚为单元之有限元素模式，并以弹塑性方式进行运算。程序操作流程如图 34-14 所示，其能模拟深开挖挡土分析中所遭遇的各种情况，其主要功能包括：(1)考虑各土层中地下水压之变化；(2)开挖面外侧超载 (surcharge) 之增加或移除；(3)土层中有效单位重 (apparent soil density) 之修正。(4)挡土壁体可为连续壁、钢版桩或主桩横板条等，挡土支撑可为支撑 (strut) 或地锚 (anchor)；(5)考虑挡土支撑安装、施加预力、及移除之影响；(6)改变土壤参数，以模拟灌浆及回填...等情况。

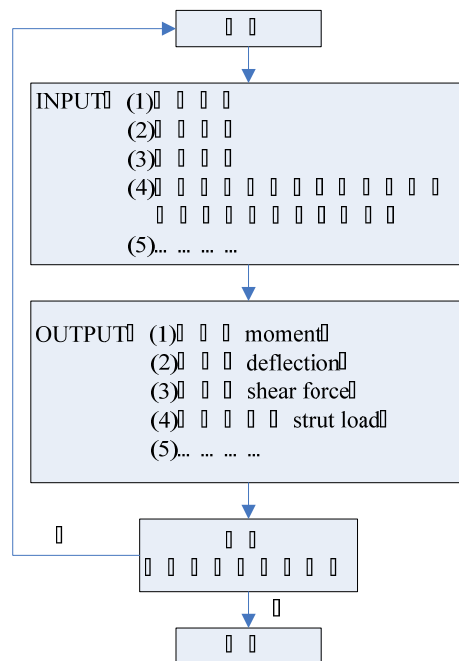


图 34-14 RIDO 程序操作流程^[12]

RIDO 分析模式中土层所需参数分为土壤总单位重 γ_t 、有效单位重 γ' 、主动土压力系数 K_a 、静止土压力系数 K_0 、被动土压力系数 K_p 、凝聚力 c 、土壤摩擦角 ϕ 、主动区壁体—土壤间摩擦角

与土壤摩擦角之比值 $\frac{\delta_a}{\phi}$ 、被动区壁体—土壤间摩擦角与土壤摩擦角之比值 $\frac{\delta_p}{\phi}$ 、水平地盘反力常数项 R_e 及水平地盘反力随土压力 p 或深度变化之斜率 R_p 等，其中水平地盘反力可表示如公式 34-15。其中，一般土壤单位重可由基本物理性质试验求得，强度参数 c 和 ϕ 则因砂性土壤和黏性土壤而有不同，通常砂性土壤以有效应力强度参数进行分析，其强度参数以有效摩擦角为代表

(即 $\phi = \bar{\phi}$)，而有效凝聚力则假设为 0 (即 $c=0$)。黏性土壤因其透水性低且不易评估孔隙水压力，短期行为分析时可以总应力强度参数进行分析，所以其强度参数以不排水剪力强度为代表 (即 $c=S_u$)，并不具有摩擦角 (即 $\phi=0$)。主被动土压力系数 K_a 和 K_p 虽可藉由 Rankine、Coulomb (Das, 1990) 及 Caquot-Kerisel (1948) 所提出的方法计算，但 Rankine 方法因无法考虑挡土墙体与土壤间的摩擦角，所以一般不采用，而 Coulomb 及 Caquot-Kerisel 法求得之 K_a 值差异不大，但 Coulomb 法求得之 K_p 值较高，尤其在高摩擦角与高界面摩擦力之情况下会有严重高估情形发生，使分析结果偏向不保守，所以分析时宜采用 Caquot-Kerisel 法计算 K_p 值。静止土压力系数 K_0 值则采用 Jaky (1944) 所建议计算 (详公式 34-16)，值得一提的是黏土层因采用总应力法分析，所以土壤摩擦角 $\phi=0$ ，而主被动土压力系数皆为 1.0。

$$K_h = R_e + R_p \times p \quad (34-15)$$

$$\text{砂土层 } K_0 = 1 - \sin \bar{\phi}$$

$$\text{黏土层 } K_0 = 0.95 - \sin \bar{\phi} \quad (34-16)$$

分析时砂土层之土壤与连续壁界面摩擦角可取土壤有效摩擦角 $\bar{\phi}$ 折减 1/3~2/3 之值，黏土层则以折减不排水剪力强度 S_u 值考虑，其范围约介于 (1/3~2/3) S_u ，通常砂土层与黏土层之土壤与连续壁界面摩擦力之折减程度皆采 1/2 (谢旭升, 1996)。另外每个土层的地盘反力系数通常都视为常数，所以 $R_p=0$ 而 $R_e=K_h$ ，由于 K_h 并非基本土壤参数，因此不太可能以土壤力学之理论导出，而多倚赖经验公式决定其合理值。依谢旭升(1996)^[14]对 RIDO 分析之经验，砂土层 $K_h = (100\sim150) N (t/m^3)$ ，黏土层 $K_h = (200\sim300) S_u (t/m^3)$ ，但参数之合理性仍须视个案之实际情况进行修正。

RIDO 程序分析时所需之结构参数有挡土壁刚度、支撑刚度与支撑预压力，在开挖过程中连续壁承受弯矩作用时如同钢筋混凝土梁一样有开裂现象，所以分析时挡土壁刚度多会折减为 40%~60%之间，如果壁体刚度不作折减，分析所得之弯矩将高估甚多，而无法配出与现场经验相符之钢筋量 (谢旭升等, 1996)^[14]。同样的考虑支撑架设所造成的施工误差等因素，支撑刚度多乘以一介于 0.4~0.6 之折减系数。

TORSA 系利用平面应变弹塑性平衡理论来模拟挡土壁体各阶段开挖时壁体所承受之弯矩、剪力及变形，并可以计算挡土支撑之荷重，其基本之分析模式系以墙、土壤、支撑等为单元之有限元素模式，考虑土壤之弹塑性行为进行运算。相较于 RIDO 程序，程序本身提供使用者在分析数据输入与输出时之多种方便性包括：(1)对于非连续壁之挡土结构，则直接输入刚度 EI 值。对于水压力之考虑，只要输入抽降水位距离开挖面深度及净水压力分布型式，就能在不同之开

挖阶段，计算作用的净水压力；(2)在施工过程模拟方面，对于型钢支撑的架设，只要输入惯用的架设深度、支数、水平间距、每支预力吨数与型号即可；若为地锚或斜撑，则输入参数与型钢支撑类似，但使用者需自行输入其轴向劲度；对于开挖、楼版结构体与拆支撑的模拟，也都是以原始不需计算的数据，就可在劲度及作用力方面予以合理考虑；(3)在开挖稳定分析方面，计算内挤及隆起之安全系数，以分析挡土结构贯入深度之合理性；(4)全中文化与图形化之输出窗口接口，让使用者一目了然并可随时检视输入参数、分析断面与分析结果之图形展示，达到使用者亲和界面之目的。并藉由程序提供之群组分析与展示，使设计者能快速完成最佳之挡土支撑设计。

TORSA 程序之「基本数据」选项系输入开挖项目之基本参数，包括计划名称、使用者、壁体类型（连续壁或其它型式）、挡土结构材料参数与折减系数、楼板与支撑结构材料参数与折减系数、基地尺寸、地下水位数据与水压分布型式等，如图 34-15 所示：



图 34-15 TORSA 基本数据输入接口^[13]

「土层参数」选项以输入分析所需各土层参数为主，包括地盘改良后之土层参数数据，其输入数据包括土层序号、深度、分类、强度参数、挡土结构与土壤界面参数及地盘反力系数等，部分数值输入字段可由其旁所附之数值调整杆直接微调输入，如图 34-16 所示：



图 34-16 TORSA 土层参数输入接口^[13]

「外力超载」主要针对除开挖所造成对壁体作用力外，因施工过程中所产生之额外作用力之输入，分为水平方向与垂直方向之外力作用，如图 34-17 所示：



图 34-17 TORSA 外力超载输入接口^[13]

施工阶段控制选项中选择该阶段欲仿真之作业，选定仿真作业后即进入阶段显示窗口，选取安装或拆卸支撑后，进一步输入详细之支撑、拆撑内容，如图 34-18 所示；



图 34-18 TORSA 施工阶段输入接口^[13]

图形输出窗口中显示分析结果，包括墙体变形、弯矩与剪力等随深度分布图，如图 34-19 所示。

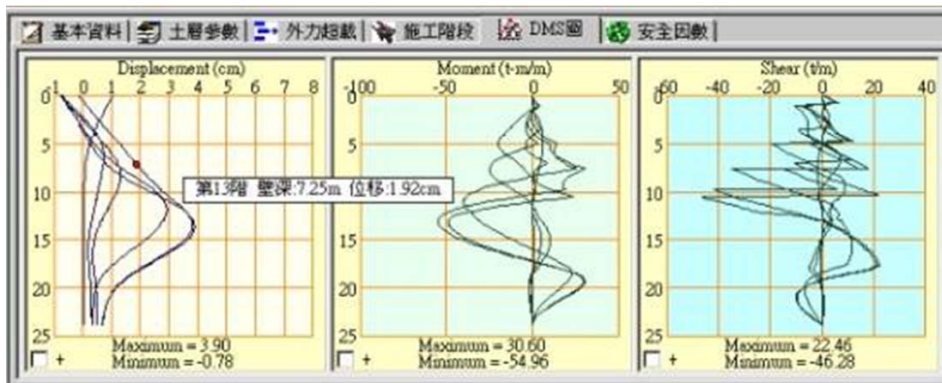


图 34-19 TORSA DMS 图输出接口^[13]

「安全因素分析」系考虑挡土壁体内挤分析与隆起稳定分析等，其分析其连续壁体长度与安全因素之关系。分析中取目前建立之开挖项目输入档案数据，改变其连续壁长度进行计算，求得目前开挖与支撑状况下，稳定安全因素与连续壁体长度、壁体最大变位、最大弯矩与最大剪力之关系，如图 34-20 所示。

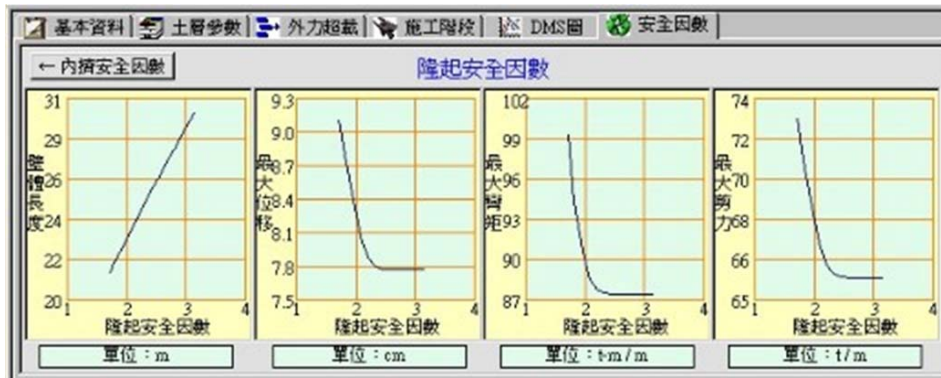


图 34-20 TORS 安全因子输出接口^[13]

34.3 台湾常用基坑施工方法介绍

34.3.1 连续壁施工方法与机具

本节内容主要引述自文献 15，文献 16 及文献 8。

连续壁 (diaphragm wall) 又称为泥浆墙 (slurry wall)，于 1950 年代由意大利正式采用以来，其普及范围逐渐扩大，台湾地区于 1971 年首度引进日本 Tone 钻探公司开发之 BW 工法，1972 年又引进意大利 ICOS 公司所开发之 ICOS 工法，此后，其它工法亦陆续被引进。台北都会区捷运系统之地下连续壁大部份采用日本 Masago 公司所生产的油压式挖掘机具，一般称之为 MHL 工法，其利用挖斗式 Masago 型挖掘连续壁槽沟，如图 34-21 所示。

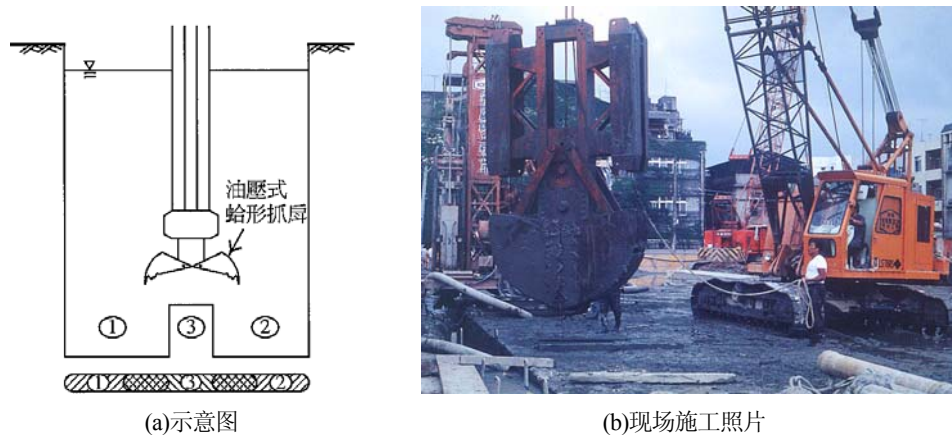


图 34-21 MHL 工法之连续壁槽沟挖掘

表 34-12 为目前台湾地区使用过之地下连续壁机具能力，需注意者在机具之垂直控制能力，ELSE-Kelly 系使用地面之导杆控制其垂直度，因此工程地点地表之处理极为重要，应有合适之承重能力方可保持垂直度，BW 则系利用装置于挖掘机上倾度显示仪，了解挖掘之变化，并利用机具上以油压控制之反力版调整机具之倾度，因此施工前必须仔细检核倾度计及反力版之性能是否正常，MHL 机具亦然，其于无倾度显示仪之蛤形抓斗则无法配合地层状况变化，获得高度垂直之地下连续壁，蛤形抓斗之排土仍可使掘出土块保持整体形式，易于处理后抛弃，但 BW 采用多钻头钻掘式，泥土先经磨碎后，经泥水管以反循环式抽出泥水后，必须配合振筛、离心式分离机等装备处理之。由于各种机具均有其固定之规格与能力极限，并非适用于所有地质情况，因此在施工前亦应就地质、环境、设计条件等选择合适之施工机械，表 34-13 列举目前台湾地区所有之施工机械能力，一般而言，对弃土之处理以抓斗式为佳，对噪音之管制则以 BW 为优，对垂直度之控制，以导杆式为有效，但抓斗与 BW 如配属有倾度仪及倾度校正设备，则亦

可满足高度垂直需求，至于挖掘深度较深者均以吊缆式操作活动性较佳。

表 34-12 台湾地区连续壁施工法^[16]

工法 施工	BW	ICOS	MHL	ELSE-KELLY	ELSE	CASAGRANDE KELLY
壁体构筑 方法	壁状开挖	一定间隔粘挖导 体圆孔、孔与孔 间之土砂利用夹 钳 (clam) 去除	壁球开挖	壁状开挖	壁状开挖	壁状开挖
开挖器具	连动式钻头	蛤形抓痒	吊缆式蛤形抓痒	导杆式蛤形抓痒	铲式抓痒	导杆式蛤形抓痒
开挖作用	旋转式无振动	冲击	油压式挖掘机	冲击或压入	冲击	压入
排土方法	反循环 (吸上)	直接挖掘	直接挖掘	直接挖掘	铲痒挖取	蛤形吊痒
施工壁厚 (m)	0.4~1.2	0.4~0.8	0.5~0.7	0.4~0.8	0.4~1.0	0.4~1.2
挖掘主机 大小(m)	宽 3.0×长 3.5	宽 3.5×长 6.0	宽 2.7×长 7.0	导杆高度配合开 挖深度可达 40m 宽 2.5×长 5.6	导杆配合开挖深 度调整	导杆配合开挖深 度调整
垂直度	1/250 以上	1/70 以上	1/300 以上	1/300 以上	1/200 以上	1/100 以上

表 34-13 连续壁施工机械适用性^[16]

条件 开挖 机 名称	深度			壁厚			黏性土			砂质土			砂砾(尺寸, 公分)			岩层		震 动 及 噪 音	弃 土						
	<20	30-40	40-50	>50	<80	80-100	100-120	>120	软性 N=0-4	中等 N=4-8	硬 N=8-15	极硬 N=15 以上	松散 N=10 以下	中等 N=10-30	密 N=30-50	极密 N=50 以上	<10			10-15	15-20	20-30	>30	软 岩	硬 岩
ICOS	○	△	△	×	○	○	△	×	◎	◎	◎	○	◎	◎	○	△	○	○	○	△	×	×	×	△	○
MHL	○	○	○	○	○	○	△	◎	◎	◎	○	◎	◎	◎	○	○	○	○	○	△	×	×	○	○	○
CASAGRANDE KELLY	○	△	×	×	○	○	△	◎	◎	◎	○	◎	◎	○	△	○	○	○	△	×	×	×	△	○	○
ELSE-KELLY	○	△	×	×	○	○	△	◎	◎	◎	○	◎	◎	◎	○	○	○	○	△	×	×	×	○	○	○
BW	○	○	○	△	○	○	×	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	○	○	○	△	×	△	△	○	△	△
ELSE	○	△	×	×	○	△	×	◎	◎	◎	○	◎	◎	○	○	○	○	○	△	×	△	×	△	○	○

注：◎最适合 ○：适合 △：不太适合 ×：不适合

连续壁体构筑时，先依适合施工条件的长度予以分割成若干单元，每一单元的施工程序，包括导墙施作、槽沟挖掘、吊放钢筋笼及混凝土浇注等阶段，如图 34-22 所示，槽沟挖掘完毕必须清除污泥（底部疏浚），混凝土浇注为槽沟单元之最后施作阶段，乃是利用特密管工法将混凝土浇置于槽沟内而形成连续壁单元壁体。

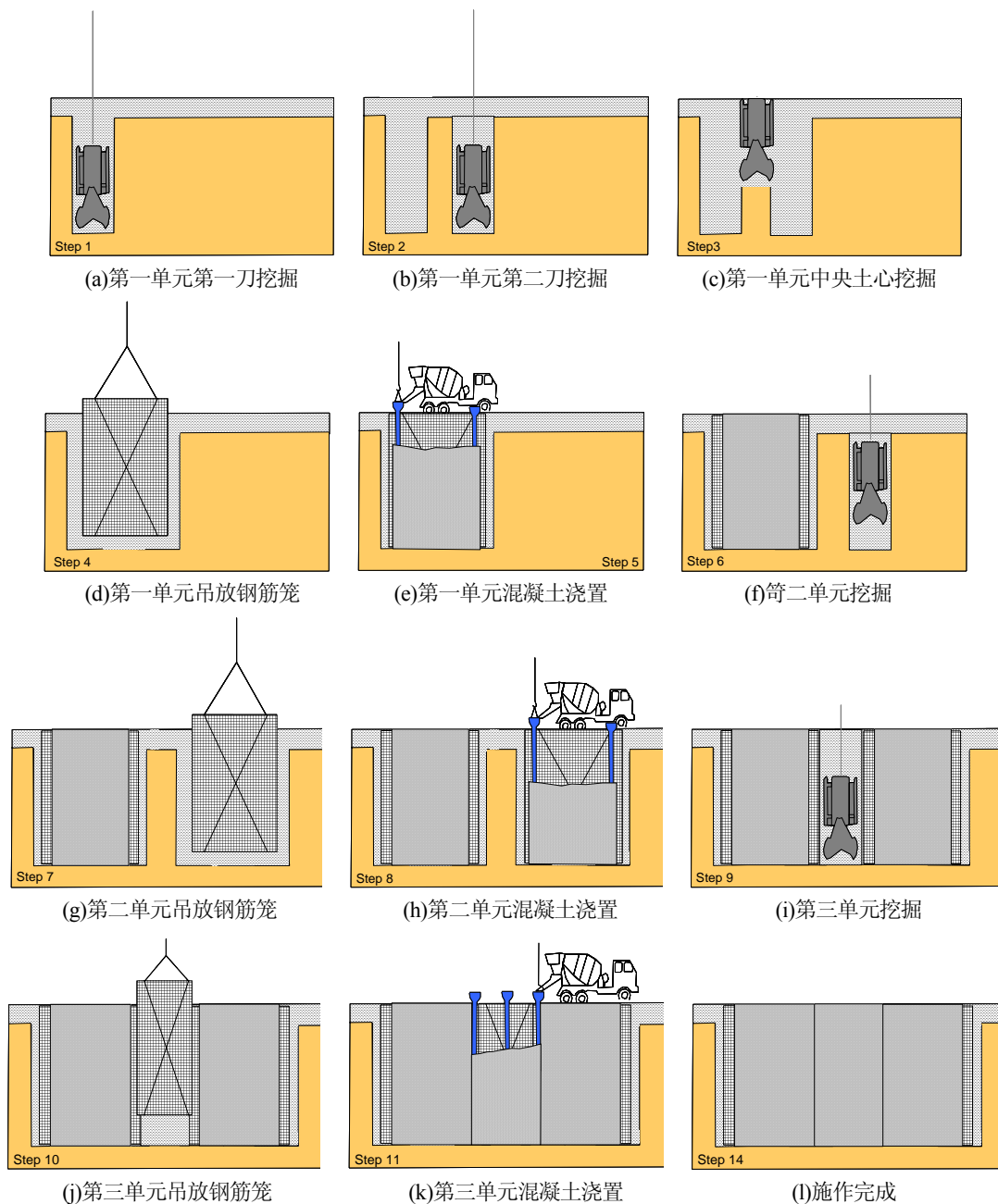


图 34-22 连续壁单一单元施工流程示意图

以 MHL 工法为例，开挖槽沟单元时，为维持挖掘过程之垂直度，依左、右、中，或右、左、中顺序分三个部份挖掘，中央部份最后挖掘。一般而言，左右二部份宽约 2.5 m，中央部份宽约 0.5~2.5 m，先行单元（母单元）的成型壁体长度为 2.5~4.5 m，较后行单元（公单元）的成型壁体长度 4.5~7.5 m 为小，但因先行单元的钢筋笼于二端多出若干长度之配筋，与后行单元衔接，始为完整壁体，因此，实际上先行单元的挖掘长度与后行单元的挖掘长度相当。一般施工情形下，连续壁单元施作须耗时 1~3 天，槽沟单元长度愈长则其所需时间亦愈久。

连续壁由于是一个单元一个单元接续构筑而成，因此单元间的接缝必须谨慎处理以达到水密性或传递弯矩、剪力的功能。台湾地区常用之连续壁施工接缝法有连锁管法及端版法二种，连锁管法的水密性佳，但传递弯矩及剪力之能力不佳，因此类型连续壁仅当临时挡土之用，端版法传递弯矩及剪力之能力佳，因此若连续壁必须当作永久结构体使用，即可采用端版法。图 34-23 所示为连锁管工法，其先行单元之槽沟挖掘完后，将连锁管插入槽沟中，然后吊放钢筋笼

及灌注混凝土，在灌注混凝土 2~3 小时内将连锁管拔除，再进行后行单元之构筑工作。图 34-24 所示之端版法的施工接缝为二单元之间有横向搭接钢筋，将单元结构连接在一起，先行单元的钢筋伸出端版之外，与后行单元的钢筋在搭接部位互相衔接，端版宽度约小于连续壁厚度 3~5 cm，深度约大于连续壁深 30 cm，以便于端尖埋入槽沟底部土中，防止端版横向位移，端版二端装置帆布，以便和端版连成一道围堵混凝土的隔帘，防止灌浆时混凝土漏出挖空部份之槽沟。

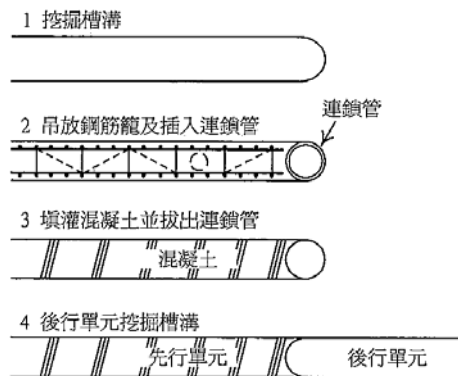


图 34-23 连续壁接头—连锁管法^[8]

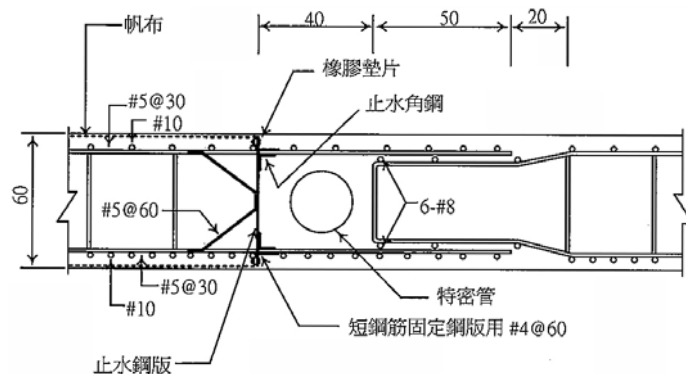


图 34-24 连续壁接头—端版法^[8]

34.3.2 辅助地质改良施工

本节内容主要引述自文献 11 及文献 17。

台湾地区常用或具代表性之搅拌工法包括钻杆灌浆工法、干式搅拌工法 (DJM)、湿式搅拌工法 (CDM)、喷射搅拌工法 (JSG、CJG)、多孔管灌浆工法、双环塞灌浆工法，其施工步骤如图 34-25~图 34-31 所示。现场施工之地质改良桩须达到以下二项要求：(1)改良桩成型及达成设计强度；(2)减少挡土结构物外挤量。

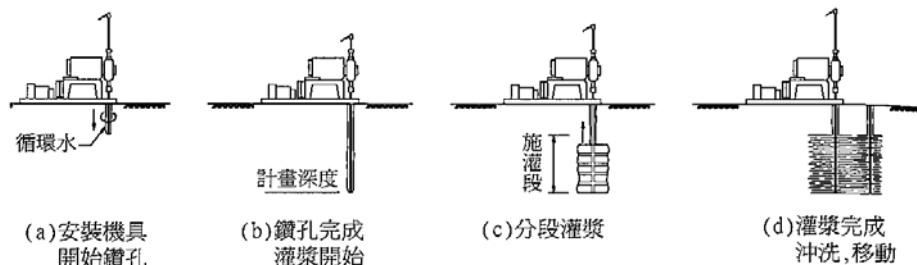


图 34-25 钻杆灌浆工法施工步骤^[17]

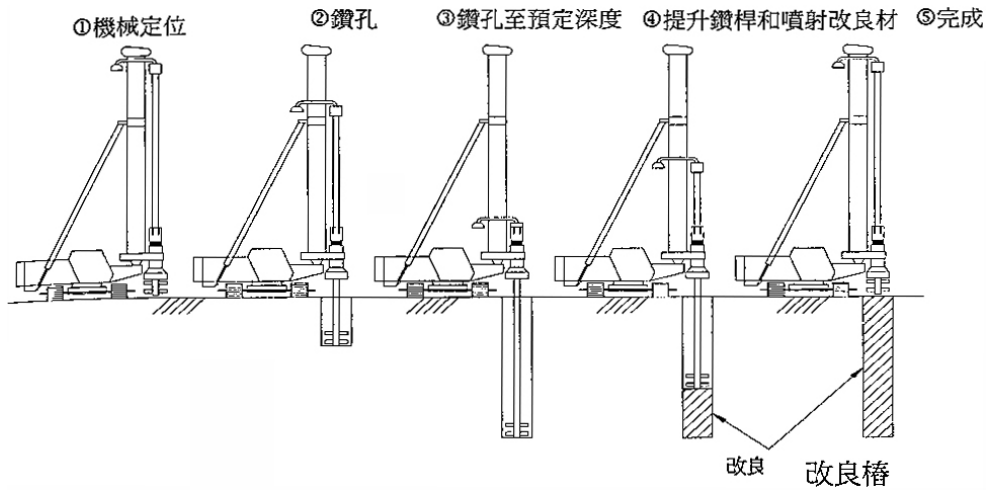


图 34-26 干式搅拌工法 (DJM) 施工步骤^[17]

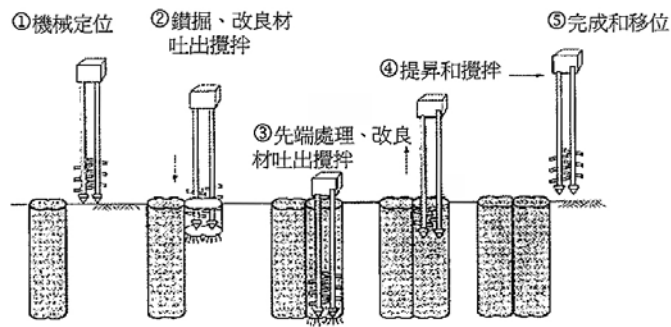


图 34-27 湿式搅拌工法 (CDM) 施工步骤^[17]

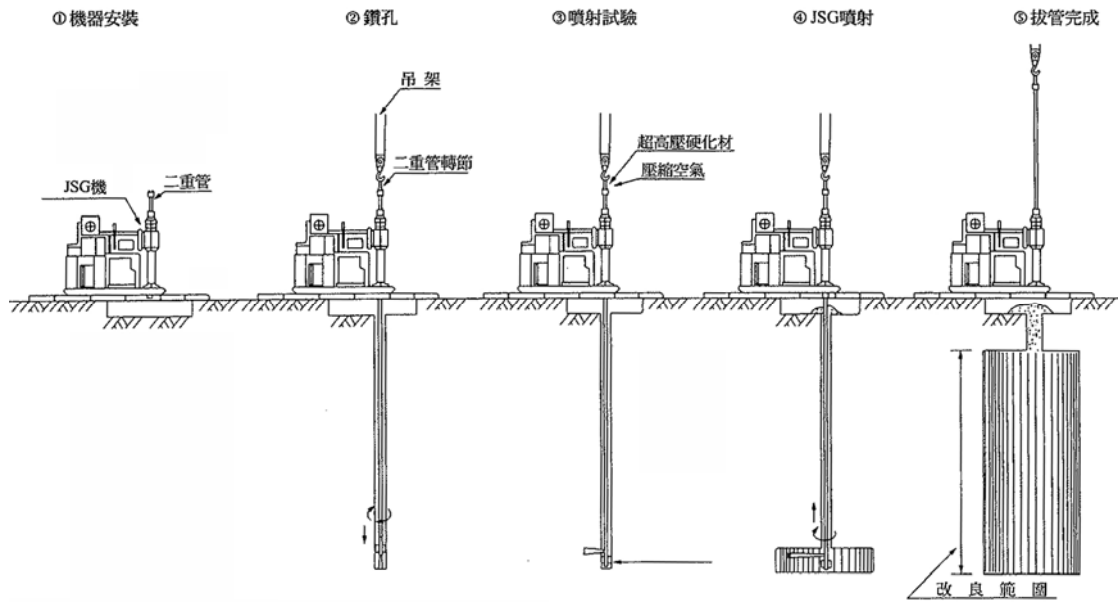


图 34-28 喷射搅拌工法 (JSG) 施工步骤^[17]

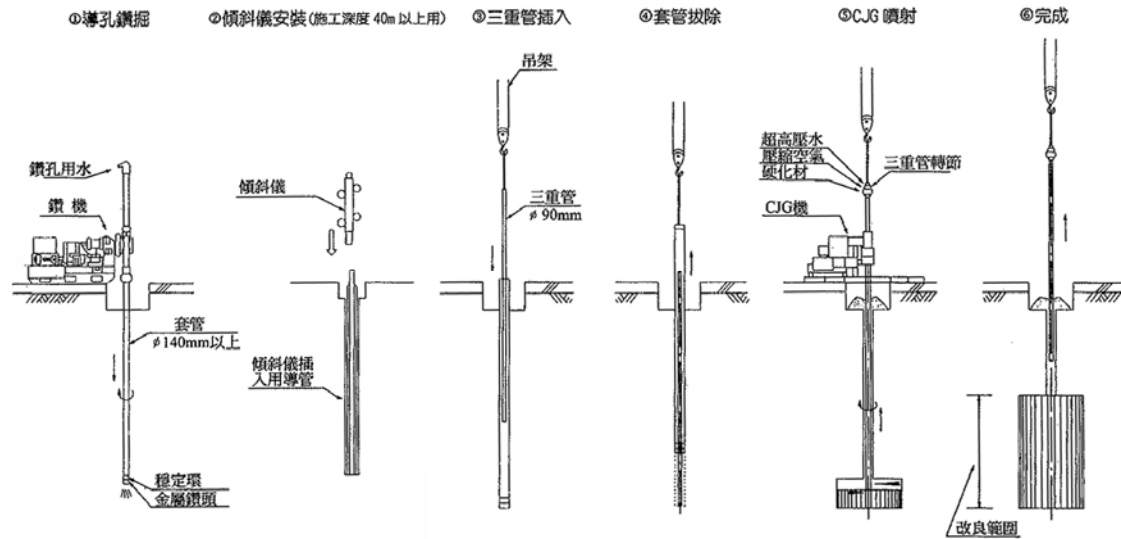


图 34-29 喷射搅拌工法 (CJG) 施工步骤^[17]

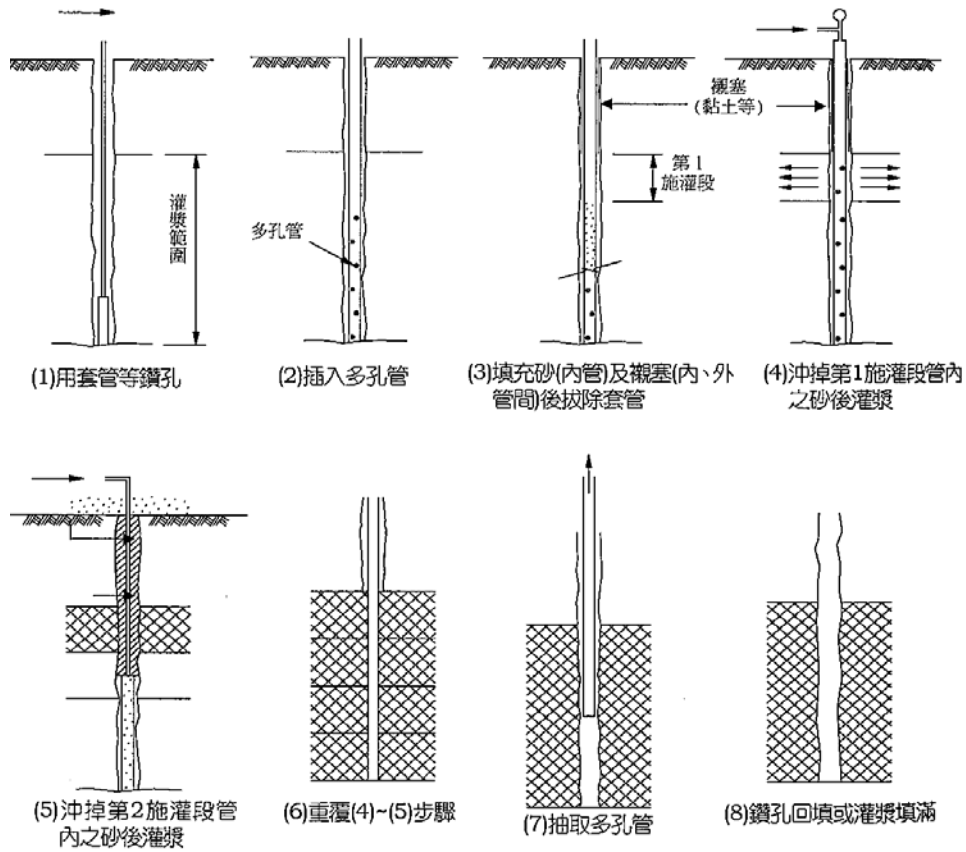


图 34-30 多孔管灌浆工法施工步骤^[17]

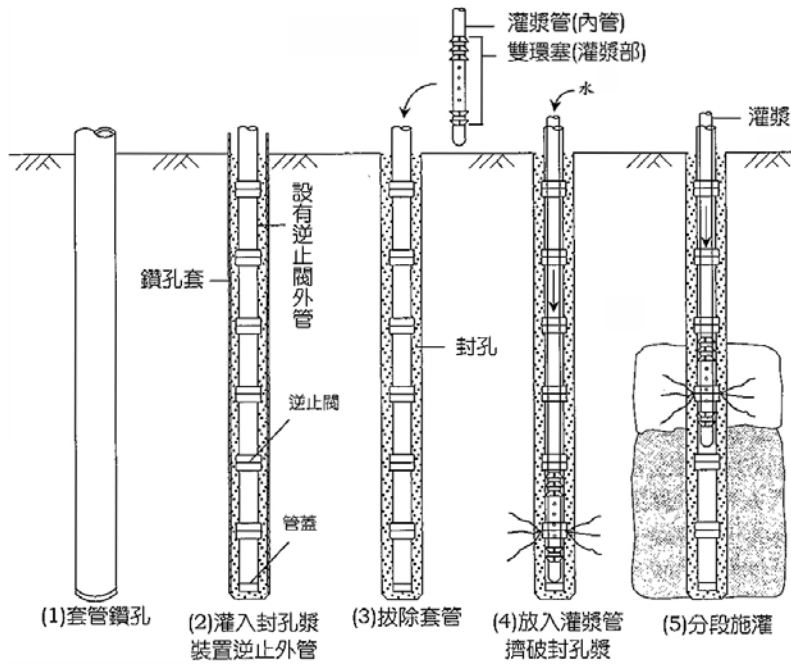


图 34-31 双环塞灌浆工法施工步骤^[17]

影响改良效果之因素大致有土壤性质、土壤含水量、搅拌翼形状、搅拌叶片切割次数（回转数与提升速度）、改良材料之性质与添加量等。日本建设机械化协会（1991）曾对一般常用搅拌翼之形状及叶片之角度进行研究，其结果显示搅拌叶片之倾角以 30° 之改良效果最佳，而与搅拌叶片之形体并无很大的关联，但对同型之搅拌翼之所有叶片而言，叶片数之增加对改良强度则有相当帮助。另外叶片之回转数愈高则愈佳，一般全搅拌工法之机具回转数约 30~50 rpm，对软弱黏土而言，若回转数在 100 rpm 以上，则搅拌效果将更佳。因此，搅拌率可以公式 34-17 评估，其中， T 为叶片之搅拌次数（次/m）， $\sum m$ 为叶片数量， N 为回转数（rpm）， V_e 为上下搅拌之速度（m/min）， E 为搅拌贯入次数（次）， η 为搅拌效率系数，一般取 1。

$$T = \frac{\sum m \times N \times 2E}{V_e} \times \eta \quad (34-17)$$

地质改良施工时造成周边地层变位与原因，随着改良工法而变，但主要原因包括：(1)改良轴贯入时造成之挤压，(2)改良材料投入时体积之增加，(3)改良轴前端改良材料吐出时之压力，(4)水泥浆与土拌合后，未固化前之泥化状态下周围地层增加之土压，(5)灌浆废泥无法顺利排出。因此，因用搅拌工法仍会造成周边地盘之变位，但在不造成挡土结构物过度外挤情况下仍属可接受；而造成过度外挤之原因应归究于废泥无法顺利排出，而于灌浆喷嘴处将高速喷射流之切割及拌合动能，完全转换成高压帮浦之压力头能量，无法达到切割及拌合之功用且推挤周边地层及挡土结构物。

34.3.3 地下水位控管

本节内容主要引述自文献 18 及文献 8。

为因应施工需求，地下室开挖时及结构体施工阶段皆须适度抽降地下水，若无法有效抽降地下水，可能导致地下开挖作业无法进行，或于地下水满地窜流之状况下进行，此时开挖土方含水量大幅提高，除挖掘、载运困难外，亦为弃土场所拒收。此外，某些状况之开挖工程须依赖持续之抽水以避免砂涌或管涌现象，并维持其稳定性。

开挖工程常用之降水工法有集水坑或集水沟法、深井法及点井法等。集水坑法系将渗流入开挖面的地下水，经由重力或自然的方式，导流入设置在开挖面的集水坑内，然后以泵浦抽出开挖区外，如果开挖基地面积相当大或开挖基地为狭长型，则可沿长边方向设置数个集水坑，或设计狭长型集水坑，此即所谓集水沟法，集水坑法或集水沟法属于重力排水之一种，开挖工程上，集水坑法又比集流沟法常用。

如图 34-32 所示，集水坑通常设直于靠近挡土壁，且设置于开挖面低洼处，并于基地内挖掘浅沟，以汇集地下水至集水坑处理排除。集水坑深度一般为 0.6~1.0 m，其侧壁有时需加以保护，以免崩塌而影响集水坑之功能，其常用之保护措施为斜坡式侧壁、木板、铁桶或水泥涵管等。集水坑法为最常用且经济之降水工法，但仅能适用于砂、砾石土等透水层地盘上，由于集水坑底面低于开挖面，因此将缩短开挖区外地下水渗入开挖区之渗流路径，集流坑底之出口水力坡降因而大于开挖面，因此必须谨慎注意，以免砂涌发生于集水坑底面。

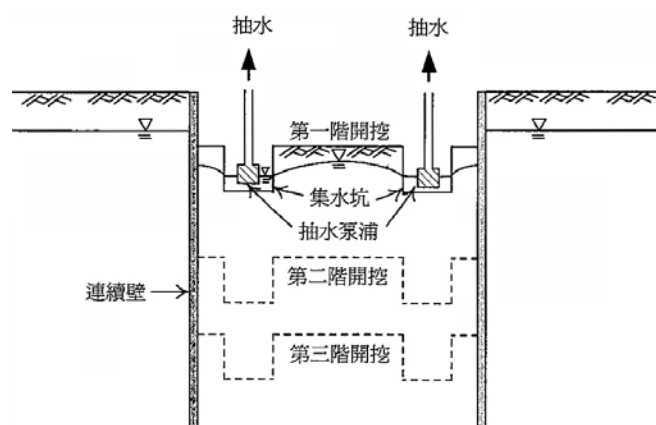


图 34-32 集水坑降水法^[8]

如图 34-33 所示，深井法系在开挖区附近开凿水井，然后利用泵浦抽取水井内之地下水，当水井内地下水位降低，水井附近的地下水在重力作用下流入水井中，因而使得水井周围的地下水位降低，其亦属于重力排水之一种。深水井口径一般在 150~200 mm，如果抽水目的为降低开挖面之水位，以保持开挖面干燥，则深水井深度通常在开挖面下 2.0~5.0 m，以不超过挡土壁深度为原则，且配置在开挖基地四周。依深井所使用的抽水机种类及安排，深井的抽水深度可达 30 m 以上。

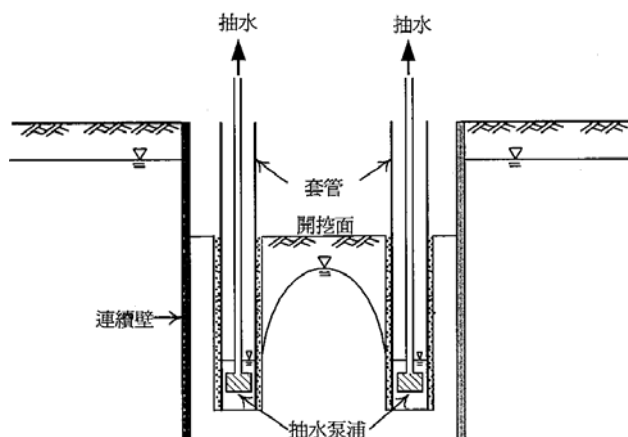


图 34-33 深井降水法^[8]

点井法又称为真空点井法，如图 34-34 所示，系将联结于抽水管的集水点置于小口径井内，以约 0.8~2 m 之间隔排成一系列或长方形，抽水管的上端联结于共同集水管，然后施以真空抽水，使土壤间的孔隙水被抽取排除，地下水位因而下降，因此，点井法属于强制排水法。集水管通

常放置于开挖基地周围，集水点为点井法的主要构造，其长度约 100 cm，外径约 5~7 cm，侧边凿有许多小孔以聚集周围的地下水，大部分集水点之前端有喷水孔，可在凿井时从喷水孔射出强劲水流，以便将集水点贯入地盘，集水点与孔壁间须回填过滤层，以保护集水点不致被堵塞，水井之近地表处可用皂土封住，以增加水井真空度，提高水井效能。点井法不但可用于渗透性高的土壤，亦可用于渗透性低至约 10^{-4} ~ 10^{-5} cm/sec 左右之土壤（如粉土等），理论上，点井法的降水深度可达 10.33 m，但由于水井内无法达到完全真空，且地下水流动时，地下水与土壤、过滤层、集水点侧壁、抽水管壁及集水管壁间会产生摩擦，因而产生水头损失，以致实际上的降水深度仅约为 5~6 m，于细砂或粉质细砂中，降水深度约 3~4 m。因此，当降水深度超过 6 m，可采用多阶段点井降水，亦可采用点井搭配深井降低地下水位。

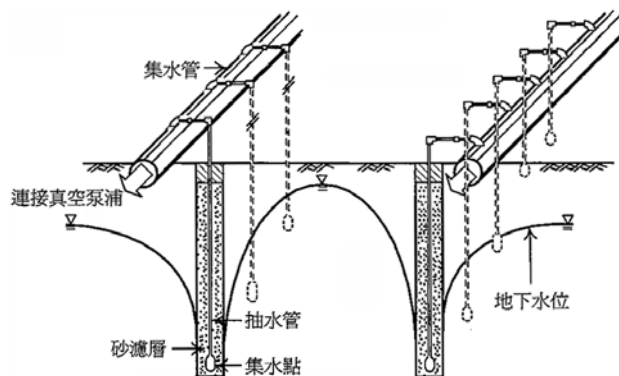


图 34-34 点井降水法^[8]

抽水系统之配置原则即布设足量之深水井及集水坑以适度适量地祛除地下水。目前地下室开挖主要以深水井搭配集水坑构成一抽水系统，大部分地下水以深水井抽除之，而残存之地下水及地表水则由集水坑汇集处理。集水坑之位置及数量须视现场状况调整，基本上配置于基地内低洼处，并挖掘浅沟协助集水；深水井之配置牵涉到井数、井深与沉水马达之马力等问题，宜先估算可能之抽水量，而后依地层及水位高低推算每支抽水井之出水量，并据以决定井数、抽水马达之马力及扬程。

于砂土层中抽水可依理论估算可能之水量，并依计算结果配置深井，以粉土质砂层为例，抽水井于基地内约 20 m 或 600 m² 配置一支，其深度以不超过挡土结构之深度为原则；若砂土层中夹有薄层之粉土质黏土层，其低透水性可有效阻隔开挖区外之地下水，故于基地内进行抽水当不致过度影响基地外侧之水位。由于黏土层之透水性低，位于地下水位下之黏土层含水量常超过 30%，一般抽水井于黏土层中抽不到水，事实上开挖时亦毋须抽水，而雨水、施工用水及少量流出之地下水以集水坑汇集后抽除即可。而特别软弱之黏土含水量高达 40%~50%，灵敏度亦高，经开挖机具滚压扰动后丧失原有强度而呈流体状，但其所含之水份亦无法抽除，仅能于开挖前先做地质改良或于开挖时视状况铺设铁版或竹篱笆改善开挖面之工作性，使开挖作业顺利进行。于砂土层及黏土层交互出现之复合土层中开挖，挡土结构宜贯入开挖面下方之不透水层，以阻绝基地外侧之地下水，以降低抽水系统之负荷，及避免因基地内抽水造成邻近区域之沉陷。此时，所需抽除之地下水量仅为开挖土方含水量之一部份，理论上以集水坑集水抽除即可，但实际上由于集水坑降低水位之速度过慢，因此仍以设置集水井加速抽水为宜。

一般于砾石层中抽水可视砾石层透水性及地势高低，配置深水井或集水坑抽水，若水量较大，则必须配置高能量之抽水系统以满足需求。而岩盘中之地下水一般由岩盘面或破碎风化之节理面渗出、流出或大量涌出，加以因岩盘之出水位置及出水量无法于开挖前预估，因此，一般地层中使用之深水井不适用于岩盘。较佳之处理方式是将漫流之地下水导引至集水坑抽除之。

34.3.4 开挖与支撑

本节内容主要引述自文献 8。

台湾地区常用的开挖工法有全挖工法、支撑开挖工法、岛区工法、地锚工法、逆打工法及分区开挖等等，而以支撑开挖工法最为常用，实际开挖施工时，开挖工法的选择与施工费用、工期要求、邻近基地有无开挖、开挖动线、施工机具、面积大小、邻房现况、邻近基地基础型式等因素有关。

全挖工法有斜坡式及悬臂墙式二种，斜坡式全挖工法（详图 34-35(a)）为不使用挡土壁及支撑之开挖，而将预定开挖基地的外缘挖成斜坡以达成开挖目的。由于全挖工法在挖土时没有支撑妨碍施工，因此开挖深度不深时，其费用低廉，然而当斜坡平缓或开挖深度较深时，边坡所需挖掘之土壤相当多，开挖完成后，边坡处所需要回填土壤亦相当多，因此整体造价不见得有利。悬臂墙式全挖工法（详图 34-35(b)）为利用挡土壁本身劲度达到自立，因而使得开挖在没有支撑等临时措施之妨碍下进行，其建造挡土壁之造价虽较高，但却免除挖掘边坡及回填边坡之土壤，因此整体造价不一定高于斜坡式全挖工法。

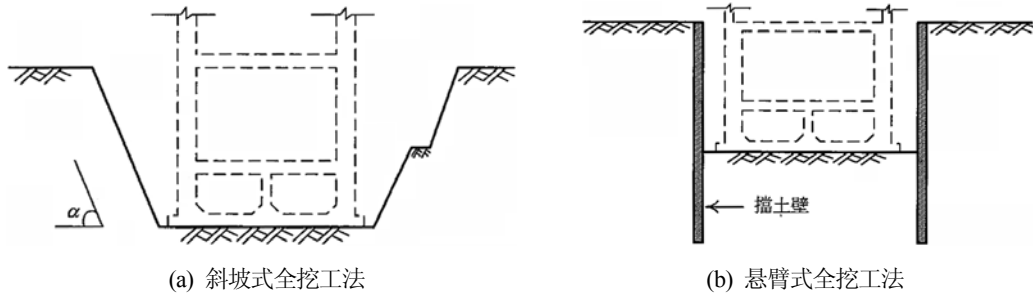


图 34-35 全挖工法示意图^[8]

于相对的挡土壁间设置水平支撑以平衡挡土壁背面土压，称为支撑开挖工法，其为最常用之开挖工法，虽然支撑与中间柱的存在可能妨碍开挖作业之进行，但适用于任何开挖深度与开挖宽度，然而，当开挖宽度增加时，须结合数根支撑，因此，其侧向抵抗力备受质疑。图 34-36 所示为典型水平支撑架构示意图，支撑开挖工法之施工程序包括：(1)开挖区内打设中间柱，(2)进行一阶开挖，(3)开挖面上方安装横挡，架设水平支撑并施加预力，(4)重复步骤(2)~(3)，直至预定开挖深度，(5)构筑建筑物基础，(6)拆除基础上方支撑，(7)构筑楼版，(8)重复步骤(6)~(7)，直至地面层楼版构筑完毕。

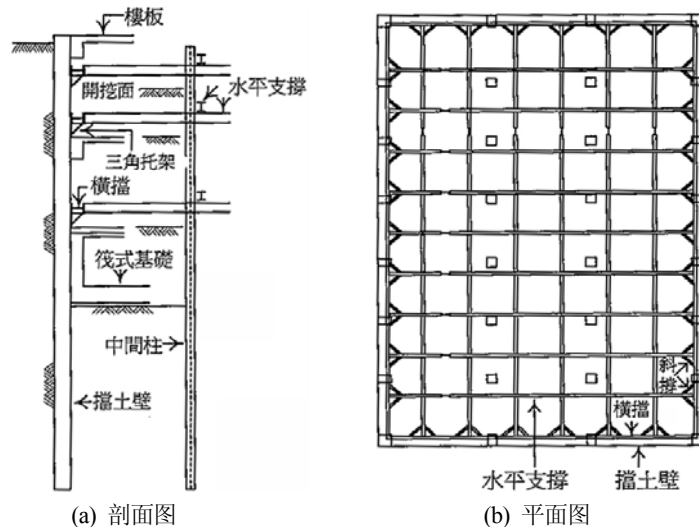


图 34-36 支撑开挖工法示意图^[8]

地锚开挖工法是以地锚取代支撑，以支承挡土壁之侧向力，如图 34-37 所示，其依赖土壤本

身强度提供必要之锚碇，土壤强度愈高则锚碇效果愈佳，反之则效果愈差，由于黏土之强度低，且软弱黏土的潜变会减低锚碇力，因此锚碇端应避免在黏土层，颗粒性土壤的透水性通常相当高，因此在地下水水位高的颗粒土壤地盤施作地锚时，开挖区外的高水压力将使得开挖内侧的钻孔止水作业变得相当困难，稍一不慎，容易产生较大的地表沉陷。地锚工法之开挖施工程序包括：(1)进行第一阶段开挖，(2)地锚钻孔，(3)钢腱插入钻孔，(4)注入灌浆液，(5)施加预应力，锁上锚头，(6)进行第二阶段开挖，(7)重复步骤(2)~(6)，直至预定开挖深度，(8)构筑建筑物基础，(9)逐层构筑基础上方楼版至地面层楼版。

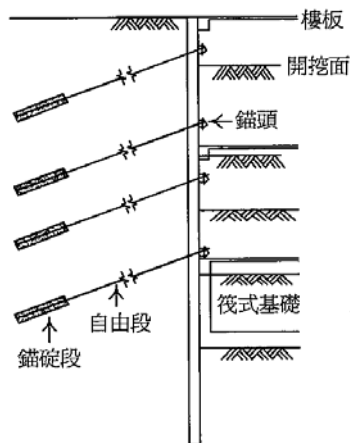


图 34-37 地锚开挖工法示意图^[8]

开挖时保留近挡土壁处之土壤成一坡面，以抵抗开挖外侧的土压力，然后先开挖基地中央区，再构筑中央区之结构体，利用结构体反力架设支撑，再将周围土坡挖除，构筑周围结构体，最后拆除支撑，此种开挖工法称为岛区工法。当开挖深度不深时，支撑可采用斜向支撑方式，一次开挖到底，如图 34-38(a)所示，当开挖深度较大时，土坡的挖除必须采用如支撑开挖工法或地锚工法之施工方式，即边开挖边架支撑，直到预定的开挖深度为止，如图 34-38(b)所示。采用岛区工法之基地必须够大，其施工方法亦须配合主体结构的位置，土坡之宽度与坡度亦须加以检讨，以避免产生滑动破坏，在不会产生滑动破坏状况下，土坡所能提供之被动抵抗亦比正常情况少，使得壁体变形或地表沉陷较大，因此须在开挖前加以分析，以免损及邻产。软弱土壤的被动抵抗在正常状况下已经很小，如在此种地盤采用岛区工法，则可能会产生滑动破坏或过大地表沉陷等问题，因此岛区工法不适合软弱地盤。

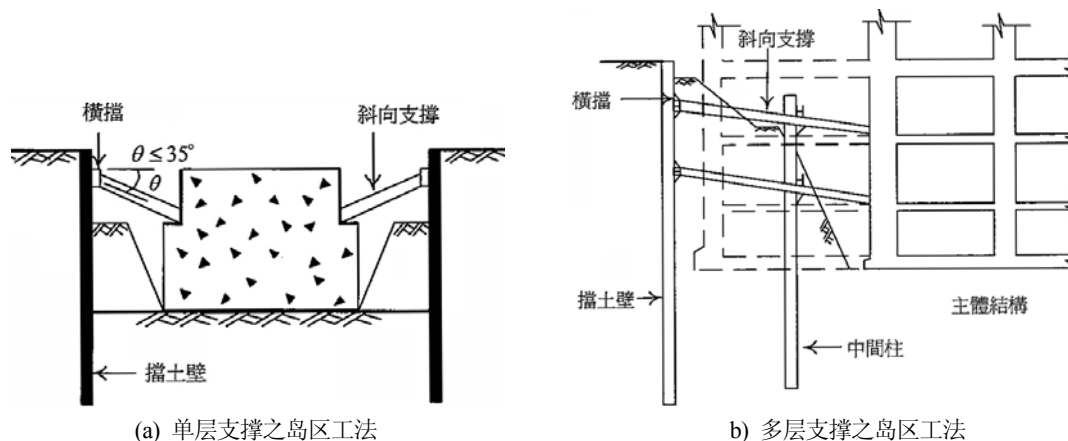


图 34-38 岛区开挖工法示意图^[8]

于支撑开挖工法中，开挖至预定深度后即构筑筏基或基础版，再逐层拆除支撑，逐层构筑楼版，最后完成整个地下结构体的施工，此种地下结构体构筑方式由下往上称之为顺打工法。相对于顺打工法，逆打工法则为每开挖一阶段深度，即组立模板及构筑楼版，以取代支撑工法

之临时钢支撑，平衡挡土壁背面之土压力，因此，当开挖结束时，地下结构体亦构筑完成，此种由上往下构筑地下结构体的方式称为逆打工法，如图 34-39 所示。逆打工法之施工程序包括：(1)构筑挡土壁，(2)施作基桩，于基桩之位置吊放钢骨柱，(3)开挖第一阶段，(4)浇注地下一楼(B1F)楼版，(5)开始进行上部结构之施工，(6)开挖第二阶段，浇注地下二楼(B2F)楼版，(7)重复上述施工步骤，开挖至预定深度，(8)施作基础版、地梁等，完成地下室，(9)上部结构物持续施工至完成。

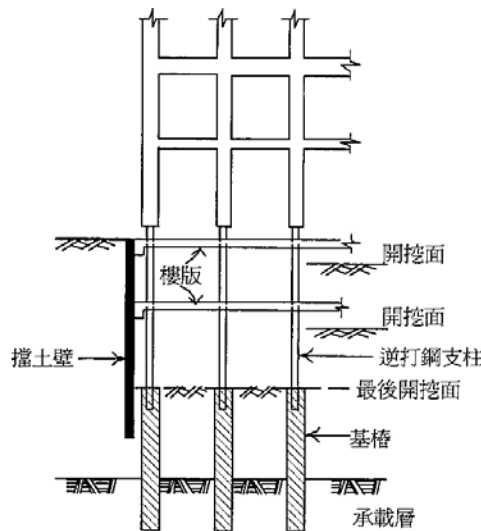


图 34-39 逆打工法示意图^[8]

以连续壁为挡土壁之开挖基地，由于混凝土墙之拱效应影响，连续壁相接之角隅处及近角隅处壁体之变形及地表沉陷均相当小，开挖基地短边的变形量亦较长边为小，分区开挖即采用上述原理，以减少开挖时挡土壁体之变形与地表沉陷。如图 34-40 所示，将开挖基地分为 A、B 二区，先予 A 区开挖一深度而 B 区尚未开挖，此时 A 区相当于一小型开挖基地，因此，a、b 点的变形量较全区开挖为小。A 区开挖完后架设支撑，再进行 B 区之开挖，B 区亦相当于一小型开挖基地，a、b 点之变形量亦较全区开挖时小，B 区支撑架设成往后，即利用相同动作进行下一阶段之开挖，至完成整个开挖作业。

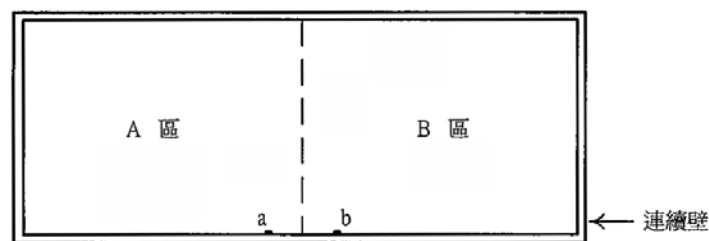


图 34-40 分区开挖示意图^[8]

34.4 工程实例

34.4.1 140 m 直径圆形开挖案例

本节内容主要引述自文献 19 及文献 20。

一、基地概况

高雄捷运大港埔车站为一座地下三层之钢筋混凝土圆形车站，该站施工方法采 LNG 地下储槽工程中所使用之圆形连续壁工法，除内径 140 m 在世界上属于大规模等级之外，位于大都市市区干道十字路口正下方之施工条件亦为同类工程所罕见。本工程之连续壁厚 1.8 m，壁长 60.0

m, 掘削深度 27.0 m。

图 34-41 为本工程站体附近之地质剖面图, 依地质调查之一般物理试验结果 (如表 34-14) 得知, 粉土质细砂质 (SM) 及砂质黏土层 (ML) 之细粒料含有率高, 且 SPT-N 值自地表起至 GL-40 m 附近约 10 左右, 此现象形成一高雄特有之地层, 在挖掘连续壁时易发生沟壁崩落或开挖内部漏水伴随细砂喷出之高风险地质。因考虑开挖底面之隆起对策及开挖内部抽水对周围地盘之影响, 决定连续壁将深入 GL-58 m 以下不透水层, 因此连续壁长定为 60 m。

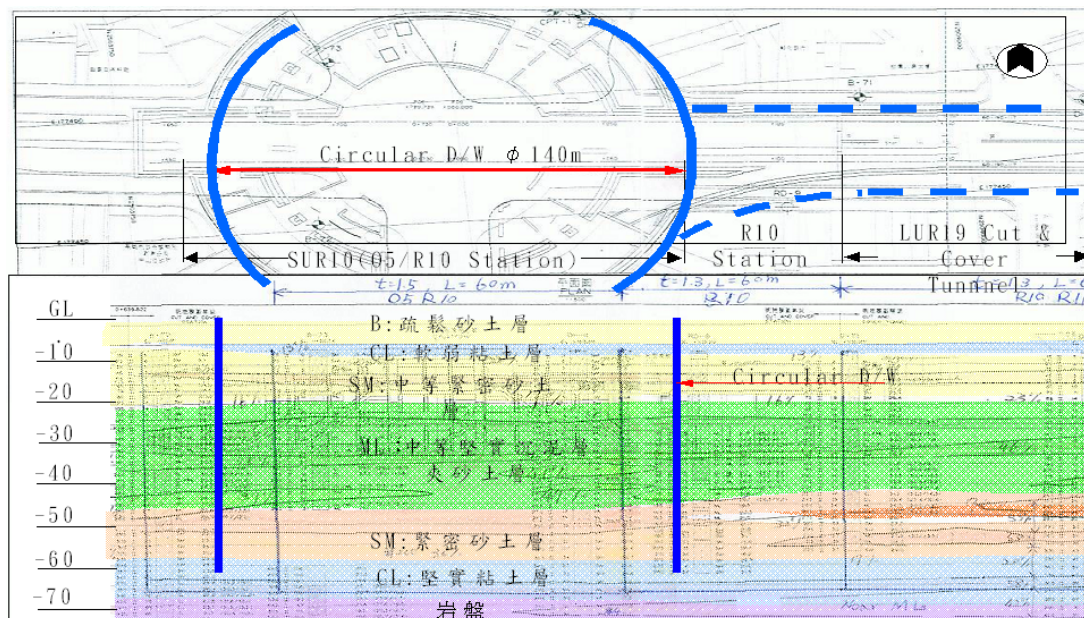


图 34-41 地层剖面图^[20]

表 34-14 地质简化剖面及土工参数一览表^[19]

地层	土壤分类	深度 (m)	平均 N 值	γ_t (kN/m ³)	e	C' (kN/m ²)	ϕ' (degree)	S_u (kN/m ²)	E' (kN/m ²)	k (m/day)
1	SM	6.5	7	19.00	0.75	0	31.7	-	8500	0.340
2	CL	8	5	18.80	0.90	16	34.1	51	9180	0.0086
3	SM	18	13	18.80	0.85	0	31.7	-	14000	0.2065
4	ML	27.5	9	19.50	0.80	6.7	32.3	89.4	16094	0.0111
5	ML	37	11	19.50	0.80	6.7	32.3	118.3	21287	0.0111
6	ML	46.5	14	19.50	0.80	6.7	32.3	147.1	26481	0.0111
7	SM	58.5	33	19.50	0.65	0	35.8	-	28000	0.0979
8	CL	69	85	21.00	0.65	20	34	254	44027	0.0134

二、规划设计过程与考虑

1. 基本规划阶段之 O5/R10 站并非圆形而为复杂之多角形, 由于交会站体平面形状复杂, 且开挖范围达 100m 之广; 若采用传统的施工方法, 必须将施工区域分成几个部份以进行连续壁施工, 另需架设横梁支撑并采用岛式工法进行开挖, 整个站体结构亦需分割施工。

2. 势必面临十字路口处复杂的交通维持计划、邻房保护、施工性以及工期等种种问题。

3. 基本设计阶段着眼于当时日本有许多 LNG 地下储槽工程多采无支撑之圆形连续壁工法进行开挖, 遂实行有丰富实绩之直径 100 m 等级之圆形连续壁建构车站主体。

4. 在圆形连续壁外部周围增设了许多机房、出入口、通风井、及冷却塔等设备, 最后基本

设计变成直径 105 m 圆形连续壁，其外围再以普通连续壁包围，而成为二重连续壁之方案。

5. 于细部设计阶段重新检讨基本设计案，在不变更站体机能之前提下，向业主提议利用内径 140 m 圆形连续壁将外围部份之车站设施全部包含在内，只保留三处直线衔接段及潜盾发进结构体于圆形连续壁完成后再行施工之方案。其不仅能保留当初基本设计阶段采用圆形连续壁之构想—利用无支撑空间进行开挖以提高作业效率，使圆形连续壁的特点发挥极致，并预期可缩短工期约半年。

三、圆形连续壁之施工

本工程圆形连续壁采用水平多轴回转式挖掘机开挖，将先行施工之母单元混凝土直接切割后，再施作公单元之「混凝土切割接合法」，此工法系依圆形连续壁之圆周方向轴压应力而来，由过去施工实迹可知其于各单元间均能达到良好之止水效果。单元间之接合方式则采「切割接合法」（如），其优点包括：(1)单元间不需使用分隔钢板及水平钢筋接合，可使钢筋笼轻便及简化、起重机小型化；(2)采用分隔板接合时，母单元施工后二侧未打设混凝土的部份，一般会发生沟壁崩落或在公单元施工时因单元接合部之施工不良造成漏水等情形，但本工法完全无此危险性，能减低对周边建筑造成之威胁。

本工程之施工除极力回避沟壁崩落之危险性，并减轻对周边建筑之影响外，交通安全之维持亦为重要课题之一，故选用最适合本工程施工条件之单元配置及施工方式，利用开挖幅度 3.2 m 进行 146 单元分割；母单元、公单元分采 1 单元 1 刀之施工方式。此外，土砂分离机之选用以低噪音、低振动为要件，一次处理机为回转鼓轮式之转筒 4 型×2 台；二次处理机则采用螺旋沉淀分离机 MW550 型×2 台，尤其连续壁施工必须在微细砂、粉砂为主之地质中进行，沉淀分离的工作多须仰赖螺旋沉淀分离机，因此特地选用大型且安定性高之二次处理机，以达良好施工效果。而为确保连续壁混凝土之质量，稳定液之质量管理十分重要，在连续壁开挖中使用密度大的稳定液，在置入钢筋笼前将沟壁内稳定液全部替换成密度小、砂成份少之稳定液（良液），实施所谓的「良液替换」，亦即将稳定液之质量管理分成「连续壁开挖中」及「混凝土打设前」二阶段，以贯彻连续壁施工之安全与质量管理。

四、内部开挖

开挖土量约达 340,000 m³ 之圆形连续壁开挖作业始于 2004 年 2 月底，而于 2004 年 8 月顺利开挖至最终开挖底部 GL -27 m，开挖作业大致可分为二阶段。

第一阶段：圆形内部整体挖掘至地下二层（GL -20 m）阶段，为控制对圆形连续壁作用之偏土压，每一挖掘步骤以 3 m 为一单位，而在 GL -13 m 内为将开挖面下方累积之土砂以覆工版上之望远镜式挖土机直接装载于卡车上，在 GL -13~20 m 阶段，则在覆工版上设置 100 t 之履带式起重机，并以 5 m³ 之载物台将土砂装入倾卸卡车。

第二阶段：为开挖地下三层之红线及转辙轨道（GL -20~27 m）阶段，首先至 GL -23.5 m 处先行进行倾斜面开挖，接着打设钢板桩，以其自立式挡土墙开挖至 GL -27 m。

五、开挖监测

依圆形连续壁之设计分析结果，于圆周方向以 45° 为间隔之 8 个方向皆设置监测仪器，其配置如图 34-42 所示，并依设计分析结果，于圆形连续壁内部监测仪器之埋设深度设定为发生最大变位、最大轴力与最大弯矩之深度。图 34-43 为利用设置于圆形连续壁内之倾度管之内角度位置 45°（SID-02）与 180°（SID-05）所观测得之壁体变位量，其变位量约为 15~25 mm，与其细部设计分析值大致相同，观测与分析之最大变位量皆发生于挖掘深度 GL -27 m 之转辙轨道部份（SID-02），约 35 mm；而 GL -20~27 m 在开挖期间之变位增加量约 10 mm，其亦与细部分析值大致相同。圆周方向上之变位量较为零散，隐约可见偏压作用之倾向，但与细部设计之异常时大致相同，相较于地震时之最大变位量 50 mm 则十分微小，更可证明本圆形连续壁设计之妥

切性。

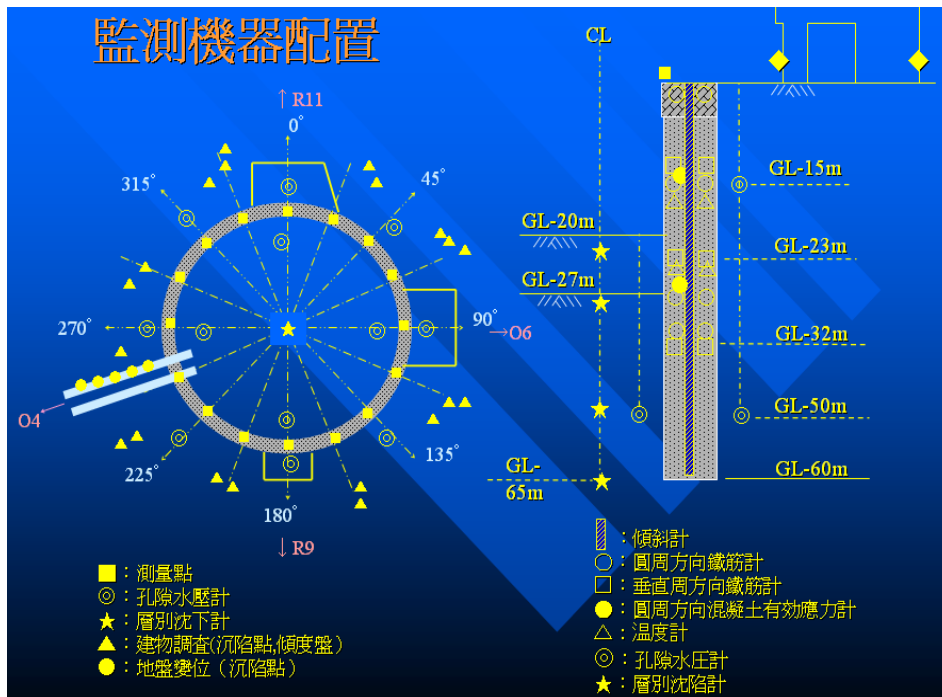
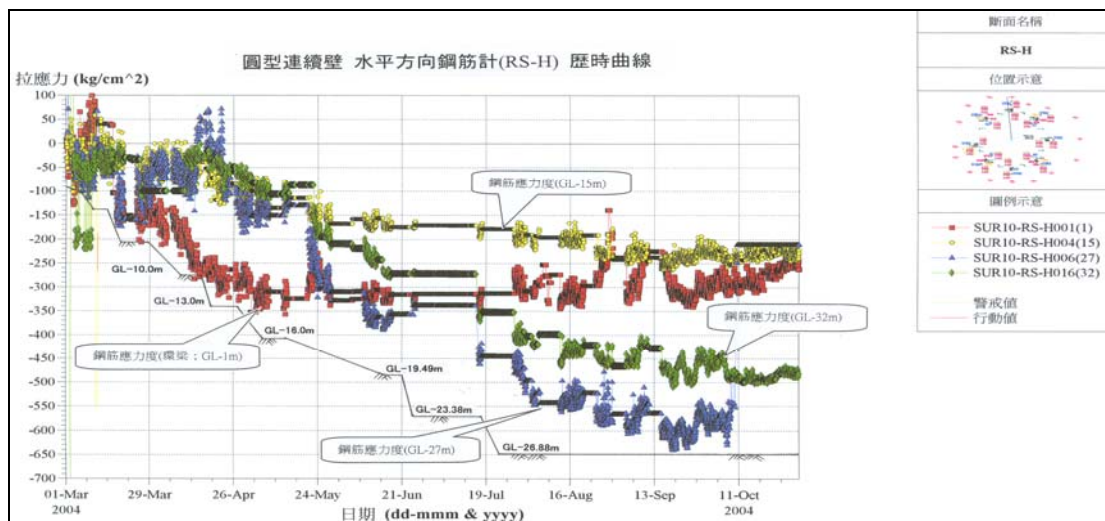
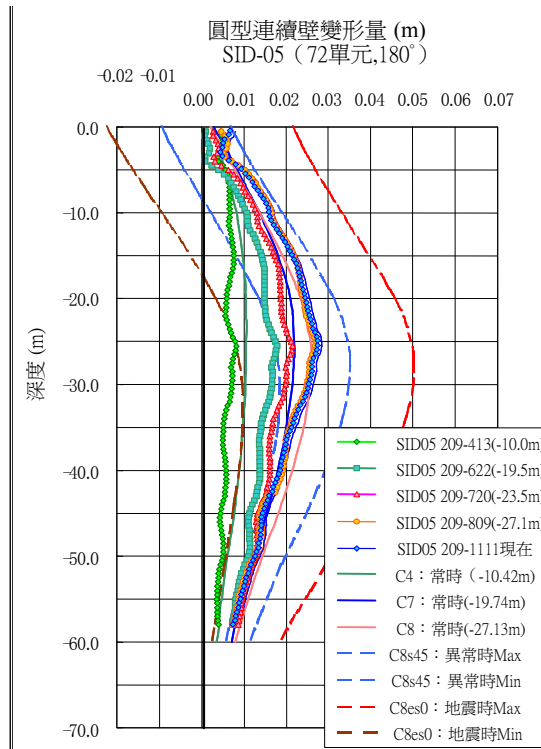


图 34-42 自动化计测系统监测仪器配置图^[20]



(a) 圆形连续壁水平方向钢筋计 (RS-H) 历时曲线



(b) 圓形連續壁變形量 (m) SID-05

圖 34-43 圓形連續壁變形監測結果^[20]

六、工程特性

1. 超薄徑比單元間無鋼筋搭接之圓形連續壁：本工程為都會區內之大範圍深開挖工程，以直徑 140 m 圓形內部無支撐、只有頂部系梁而無中間環梁、單元間無鋼筋搭接、厚 1.8m（超薄徑厚比為 0.013，以往案例約 0.017）、深 60m、混凝土強度 420 kg/cm² 之高强度超薄連續壁設計。本工程有效地活用了 Design-Built 方式，並將在日本 LNG 地下儲槽工程所得之圓形連續壁相關設計、施工技術經驗重現於市區中心之捷運地下站體工程。

2. 不對稱開挖分析：本工程地點位於高雄市中山路與中正路交叉口，四周鄰房 3F~12F 不等，最近距離約 3 m，內部開挖深度由 19.74~27.13 m 不等；分析需考慮地震、溫度、不均勻土壓、水壓、外部荷重及內部施工及不等高程開挖，工程困難度及風險度高於其它位於郊區且對稱開挖之 LNG 地下儲槽工程。

3. 未完成圓形結構體即破除部分連續壁評估：考慮工期，在圓形結構體未完全完成前即需破除部分圓形連續壁，進行直線段結構之銜接及圓形連續壁內潛盾隧道之發進破鏡工作，此為前所未有之作法，分析上要充分預測連續壁之行為以為因應，在管理上要有充分之實時監測與風險管理以為因應。

4. 管制四周之建築行為以降低風險之策略：在捷運工程未完成前因無法限制私人開發申請案，為避免圓形連續壁施工四周影響範圍內有建築申請及開挖施工行為，請捷運局行文建管單位需對影響範圍內之申請案之審查務必慎重，同時擬定一審查標準，比照大眾捷運法之審查辦理，要求申請人依開挖深度、與圓形連續壁之距離提出各項評估要求，藉此減少其它開發行為造成之意外。圓形連續壁影響範圍及警戒區如圖 34-44 所示。

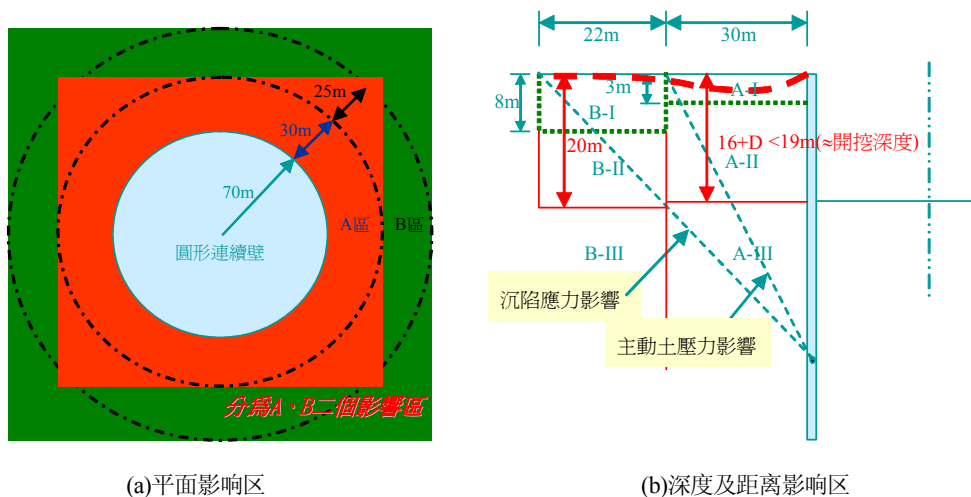


图 34-44 圆形连续壁影响范围及警戒区^[20]

5.引入风险管理机制及自动监测系统：圆形连续壁设计为一极繁复之工作，数据处理量大，考虑之项目繁多，为免疏漏造成设计风险，乃以风险管理之观念列项查核设计上是否有落实各项目之设计需求。施工阶段设置自动监测系统，并订定开挖分阶段检讨程序，每开挖至一阶段必须经业主、审查单位及设计单位依据监测结果共同检讨，认为安全无虞才可进行下一阶段施工。在施工初期，设计单位由监测数据中发现连续壁变形及地下水位异常，经紧急开会检讨系地下水控制不佳超抽所致，经改善抽水计划后，成功地化解一次可能之灾害。

6.善用统包契约之优点：本工程因采用统包契约，业主尊重统包商的专业，施工厂商的技术优势得以充分发挥，设计可以完全依照施工厂商之施工技术量身订作，因此施工对象不明确，造成设计上必须保守考虑的问题不复存在，在工程经济性上可得最大效益，对于高难度之重大工程是为双赢、优良的发包策略，为本工程得以顺利完成之最大原因之一。

七、结论

本工程之施工有效地活用了 Design-Build 方式，并将在日本 LNG 地下储槽工程所得之圆形连续壁相关设计、施工技术经验重现于市区中心之捷运地下站体工程，可说是极为大胆创新之构想，并为高度土木技术之实现成果。

34.4.2 旧有连续壁与新设连续壁结合施工案例

本节内容主要引述自文献 21。

一、基地与地层概况

本案例位于台北市东区，基地东侧紧邻地下一层、地上六层之建物，该建物基础与本案连续壁最近距离约 90 cm，基地东北侧有地下一层、地上六层之建物，并于地界处有一道围墙紧贴基地，其旧建筑物地下室周长为 151.3 m，面积约 1309 m²，基础型式为地下三层之筏式基础，深度约 12.0 m，其旧有挡土结构为 60 cm 厚、24 m 深之连续壁，于建物更新时需予以拆除；新设计建筑物之地下室周长为 153.7 m，面积为 1401 m²，基础型式为地下六层之筏式基础，深度 24.0 m，开挖挡土结构为 120 cm 厚、38.7 m 深之连续壁，新旧建物地下室结构相关位置详图 34-45 所示。基地内另设置三处壁桩，提供逆打施工大楼结构体重量承载之需求，其厚度为 150 cm，长度为 6.5 m，深度为 45 m。

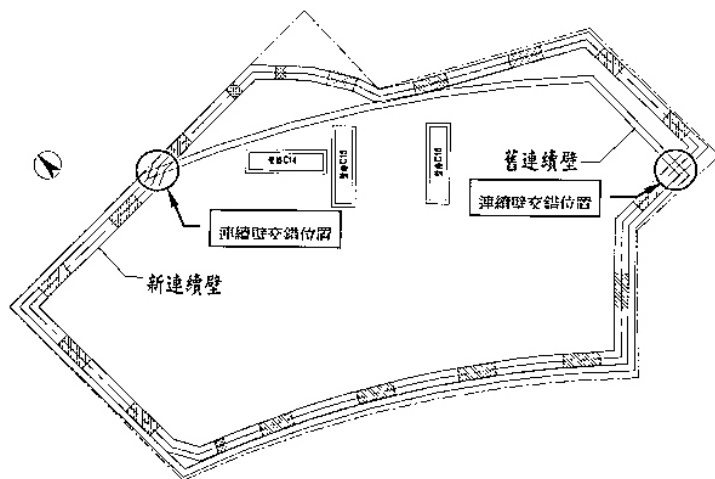


图 34-45 新旧建物地下室结构相关位置图^[21]

依本案例地基钻探资料分析，在连续壁抓掘范围内之土层以粉土质黏土及粉土质砂土为主，在地表下 34.0 m 以下至 37.0 m 左右出现一层红棕色黏土，以下到 51.2 m 则为卵砾石层，各层次土层建议之分析用土层参数简化如表 34-15 所示，依钻探数据显示，本基地之地下水位约位于地表下 3.0 m，钻探结果之基地地层剖面状况如图 34-46 所示。

表 34-15 分析用土层参数简化表^[21]

层次	分布深度	土层	N 值	γ_t (t/m ³)	ω_n (%)	s_u (t/m ²)	\bar{e} (t/m ²)	$\bar{\phi}$ (deg.)	c_c	c_r	E^* (t/m ²)
I	0.0~11.5	SM/SF	3~18(8)	1.99	20.0	—	0	29°	—	—	2400
II	11.5~21.5	CL	1~4(3)	1.76	37.0	4.3~6.0*	0	30°	0.3	0.03	2200~3000
III	21.5~30.4	CL	5~11(7)	1.85	30.6	6.0~7.8*	0	30°	0.25	0.02	3000~3900
IV	30.4~37.0	SM/CL	9~19(14)	1.90	26.0	—	0	32°	—	—	2700~5700
V	37.0~51.2	GW/SM	13~>50(37)	1.99	21.0	—	0	33~40*	—	—	3900~15000
VI	51.2~76.3	CL	13~32(22)	1.92	28.0	14.4~20.8*	0	32°	0.2*	0.02*	7200~10000
VII	76.3~82.1	SM	26~>50(40)	2.03	21.0	—	0	35°	—	—	7800~15000
VIII	82.1~	GW	>50	2.20*	—	—	0	40°	—	—	>15000

注：*为建议值，()为平均值

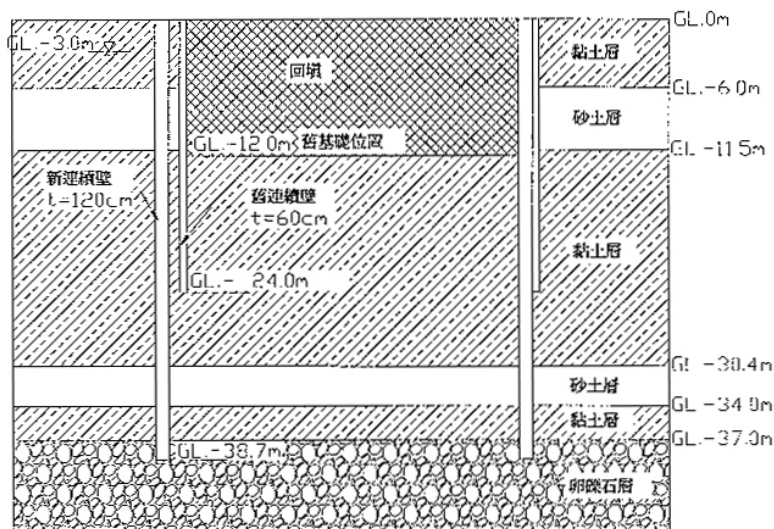


图 34-46 基地地层分布剖面图^[21]

二、工程特性说明

本案例之特殊点说明如下。

1. 新连续壁与旧连续壁位置交错，部份新连续壁紧贴旧连续壁内侧施做，部份新连续壁位于旧连续壁外侧，故新连续壁有二处会与旧连续壁交错，施作新连续壁时，必须先将旧连续壁清除。

2. 浅导沟紧贴邻房施作，故须对邻房及其附属建物（如围墙）进行保护，尤其基地东北侧之围墙，外导墙施作位置已紧贴围墙，故维持围墙稳定为浅导沟施作之重点。

3. 靠圆环侧之旧连续壁呈弧形，新连续壁深导沟施作须考虑旧连续壁单元分割及其转折角，而旧连续壁施作之质量、有无凸出混凝土、有无偏斜都需要在施作深导沟时调查清楚。

4. 由于施作导沟时须将旧地下室梁柱系统打除，故深导沟施作后，旧连续壁已无梁柱系统支撑，因此，结构体打除顺序、深导沟施工顺序、补强之临时性支撑材，及回填材料皆可能对旧连续壁之位移造成影响。

5. 深导沟由基础版开始向上构筑，所以地下室下层梁柱系统会先行破坏，故需考虑到梁柱系统之补强方式，以维持地下室结构之稳定性。

6. 旧地下室回填量大，回填材料多属黏性土，且考虑到可能对导沟造成不良影响，所以无法确实对回填土滚压夯实。在新连续壁施工时，铺面下方连续壁回填土即开始沉陷，对工程上造成不良影响。

三、假设工程施作

(一)浅导沟施作

浅导沟位于旧连续壁外侧，长度约 58.5 m，深度约 1.8~3.0 m，部份位置因有旧大楼之化粪池，故导沟深度较深。导沟开挖前为避免损及邻建物，于邻房侧分别施作微型桩及使用角钢进行保护；部份浅导沟位置因邻房围墙紧贴地界而需予以敲除，以利导沟施作。

(二)深导沟施作

深导沟深度达 12.0 m，约为旧地下室基础深度，施做时先将基础水箱大底敲除后，从基础底板位置往上逐层施做，旧基础破除时梁柱暂不敲除，以维地下室结构之稳定性，俟完成内导墙与基础底板，及各层楼版连结后，再行敲除导沟内之地下室结构梁。导沟内为预防因地下室回填土压力过大导致导墙内挤，故约每 3~6 m 间视新连续壁单元分割位置施作隔舱。同时为避免内导墙垂直方向发生弯曲变形，于内导墙外侧配合旧地下室梁柱系统位置施做加劲扶壁。深导沟之施工示意如图 34-47 所示，施工顺序如图 34.4.8 所示。

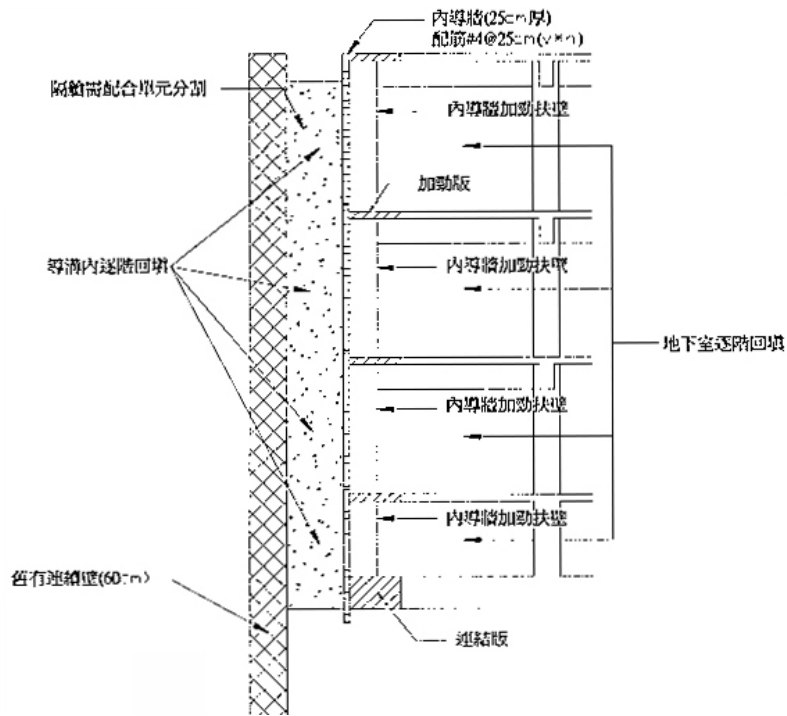
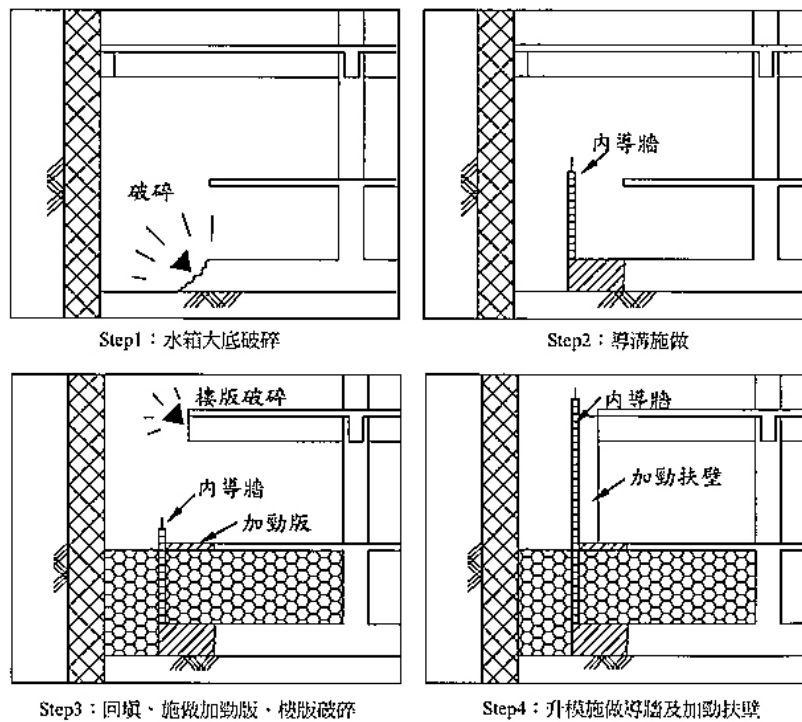


图 34-47 深导沟施工剖面图^[21]



註：重複 Step3 及 Step4 程序由下往上施工。

图 34-48 深导沟施工顺序图^[21]

(三) 新旧连续壁交错位置之处理

新旧连续壁交错位置处，导沟之施作需考虑(1)内侧深导墙与外侧浅导墙连结之精确度，(2)连续壁破除钻掘时不可使导墙受损，以免造成外侧导墙无法连结，或基地内回填土由导墙外滑入导沟内而致抓掘困难，或混凝土逸流至导沟外，因此，新旧连续壁交错位置导沟处理如图 34-49 所示。

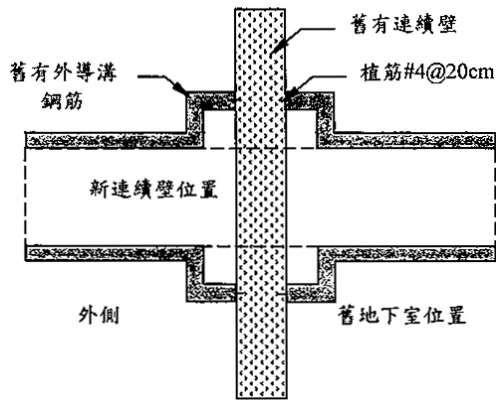


图 34-49 新旧连续壁交错位置导沟处理^[21]

此外，由于连续壁抓掘机具无法破除旧连续壁，本基地采用 RT-200 摇管器，在连续壁抓掘前先行钻除旧连续壁，再回填钻掘孔，并重新施作连续壁导沟。而在 RT-200 钻掘前，为增加钻掘垂直度，须先行施作钻掘导沟，待钻掘完成即回填后，再行施作连续壁导沟。

(四)其它处理措施以 CCP 灌浆及低压灌浆为主

CCP 灌浆施作在新旧连续壁之间，主要为保护新旧连续壁间较薄的土壤不致因连续壁抓掘而崩落；施作在旧连续壁破除钻掘位置附近，主要目的为稳定旧连续壁破除钻掘处附近之地层，避免崩坍。另外，使用 RT-200 进行旧连续壁破除钻掘时，因机具过重导致回填土层下沉，造成铺面下陷，因而于铺面下方连行低压灌浆，以抬升铺面并维持稳定。

四、连续壁工程施工遭遇问题

(一)连续壁施作遭遇问题

抓掘时抓斗碰触到旧连续壁，因旧连续壁较土层坚硬，故在旧连续壁深度内即开始偏斜，但是到深度大于旧连续壁后，其垂直度又恢复正常。

施作深导沟时，旧连续壁面打除过多，造成连续壁抓掘时于导沟底部出现阶梯式槽沟，易造成连续壁抓掘偏斜。

由于旧连续壁外侧凸出混凝土体在施作假设工程时无法先行排除，故在抓掘时遭遇即会造成连续壁偏斜。

连续壁灌浆时出现几次漏浆现象，漏浆单元皆在深导沟施作位置，且在母单元外侧，分析其为钢筋笼吊放时，连续壁钢筋或端版划破母单元帆布所致。

本案例施作之连续壁除深导沟处因漏浆造成灌浆量异常外，其余灌浆量皆在正常范围内，旧连续壁外侧浅导沟处之超音波检测及灌浆量显示并无土壁崩坍之现象，在新旧连续壁交错之单元灌浆量较大，其为受到 RT-200 钻掘扩孔之影响，整体而言，CCP 灌浆已达稳定土壤之效果。

(二)壁桩施作遭遇问题

壁桩施作时，外侧连续壁已施作达 38.7 m 深，依图 34-46 基地地层分布剖面图显示，地表下 30.4~34.0 m 之砂性土壤已由新连续壁所围束，故在施作第一片壁桩时，由于未对此层解压，致基地内地表下 31.0~34.0 m 之砂性土层地下水位已上升至与导沟内水位相等（地表下 0.5 m），而导致壁桩抓掘时之砂性土层崩坍。为避免后续施作之壁桩抓掘发生同样状况，于是施作基地内解压井并进行抽水，后续壁桩抓掘时在同一深度内之土层即未再有坍孔现象。

五、结论

本案例为地下三层之旧建筑物重建，旧地下室深达 12.0 m，在如此深的地下室进行假设工程，首重施工安全性。旧地下室结构之打除极可能破坏原本结构行为之稳定性，造成邻房安全上之顾虑；在进行假设工程时，最需注意的就是旧地下室梁柱系统的打除顺序与补强措施，以

免危及地下室施工之安全及增加楼版稳定性。本案例除深导沟深度达 12.0 m 外，最主要特点为新连续壁必须穿越且破除旧连续壁施作，为前所未有之工程经验，旧连续壁的破碎钻除若有偏斜，在新连续壁施工时可能因而无法进掘；另外，基地内地下室回填深度过深，导致连续壁施作时铺面下陷，亦是困扰施工之因素。

34.5 台湾基坑工程之现状与发展趋势

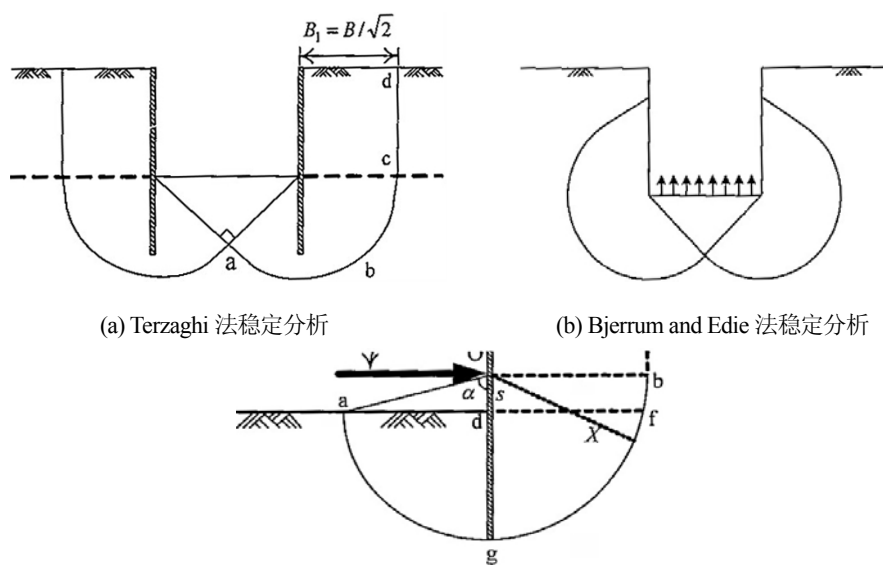
深开挖工程运用于台湾之建筑工程已超过三十年，由早期使用钢轨桩配合木支撑挡土之下一层开挖，演变至今日使用连续壁配合逆打工法超过 30 m 之开挖，其施工技术及其设计方法皆有长足之进步。

34.5.1 理论分析之现状与发展

本节内容主要摘录自文献 22 及文献 23。

深开挖设计之首要目标为避免开挖工程之破坏，因此，设计前必须进行开挖工程稳定分析，而对于人口密集之都市区，则尚须探讨开挖引致之挡土壁变形量与地表沉陷量，以尽可能降低或避免开挖过程中可能发生之邻损事件。而为了开挖结构组件设计之需要，尚须进行挡土壁、支撑、横挡等结构组件之应力分析，其应力分析可采用复杂之有限元素法或弹性基础梁法，然而，上述方式皆有其使用上之限制，致预测之开挖变形量不一正准确，而仍有相当之研究空间。

美国学者对开挖稳定分析之研究主要在于底面隆起破坏，Terzaghi (1943)认为软弱黏土中开挖将产生底面隆起破坏，因而利用承载力观念提出稳定分析方法，其假设开挖面底下土壤之破坏面为圆弧形，破坏面向上延伸至地表（如图 34-50(a)），然而由破坏机制来看，深开挖破坏行为类似深基础，因此，平面破坏面并不会形成。有鉴于此，Bjerrum and Eide (1956)提出底面隆起破坏模式（如图 34-50(b)）。而日本建筑学会及台湾建筑技术规则则假设底面隆起之破坏面为以底撑为圆心之圆弧形破坏面（如图 34-50(c)），分析时忽略底撑上方土体侧边剪力之影响，并取底撑下方、破坏圆弧涵盖部份之挡土壁与土壤为自由体，将挡土结构外开挖面以上土重视为趋动力，圆弧破坏面上之剪力视为抵抗力。日本建筑学会及台湾建筑技术规则均建议抗底面隆起破坏之安全系数宜大于等于 1.2。



(c) 日本建筑学会与台湾建筑技术规则建议之稳定分析

图 34-50 高雄地区土壤冲蚀试验结果

欧洲国家对开挖稳定分析之研究主要集中在探讨开挖内侧被动土压力能否承受外侧土压力

作用，因此分析重点在开挖内外侧之土压力平衡，而较少探讨底面隆起分析，其主要肇因为欧洲都会区土壤为不会发生底面隆起破起之坚硬黏土。日本建筑学会规定土压力平衡安全系数宜大于等于 1.2，台湾建筑技术规则建议土压力平衡安全系数宜大于等于 1.5。

从文献来看，W. Clough 最早使用有限元素法分析深开挖问题，Clough (1969)所发展之 Soil-Struct 程序后来也成为许多学者及设计师之开挖分析工具，然而，其采用之有限元素原理及仿真方式较为简易，且采用之土壤模式为依据室内试验发展而缺乏严谨理论基础之双曲线模式，以致仿真开挖过程中易产生小瑕疵，因此，后来 Clough 等人陆续采用高阶之有限元素法理论与弹塑性理论分析开挖工程，但进展有限。早期 ANSYS、NASTRAN、ADINA、ABAQUS 等一般化程序均内建弹塑性程序，如 Mohr-Coulomb 模式，但由于程序昂贵且使用之土壤模式仍过于简单，无法完全模拟土壤之应力应变行为，因此使用有限。1990 年代英国剑桥大学开始将其所发展之 Cam-clay 理论内建于有限元素程序 CRISP，如今许多欧洲及东南亚国家以 CRISP 作为大地工程及深开挖工程分析之主要工具；大约同时，Cundall 等人 (FLAC, 1992) 以有限差分法撰写 FLAC，由于其不需利用庞大之内存空间，内建许多土壤模式且容许使用者建制其它土壤模式，因而大受研究者与工程师之喜爱。近年来，学者采用荷兰 Delft 大学发展有限法程序为架构，充份利用窗口之输入及输出发展 PLAXIS 程序 (1998)，由于其使用便利，亦很快成为研究者与工程师常用之大地工程分析工具。

上述程序均可能合理地分析或预测开挖引致之挡土壁变形，却无法合理地预测地表沉陷，其造成差异之主要原因为土壤模式无法仿真土壤真实之应力应变行为，如多数土壤模式仅能适用于正常压密黏土，而无法模拟在小应变 (约 10^{-5}) 时，应力应变属弹性行为且具非常高劲度之近地表过压密黏土，而此种土壤变形特性 (小应变行为) 不会影响开挖挡土壁之变形分析，却会影响地表沉陷分析。此外，软弱黏土之潜变对开挖行为之影响亦相当大，且潜变将使得土壤内部之超额孔隙水压力持续增加，并在高应力位阶下导致破坏，而上述问题皆为有限元素开挖分析之待解决问题。

如图 34-51 所示，将开挖过程的挡土壁模拟为一连续梁，挡土壁附近土壤对挡土壁之作用以一系列之温克弹簧表示之，当挡土壁向开挖区挤进，弹簧即承受一小于土壤弹簧容量之力 (即小于被动土压力)，开挖区外作用于挡土壁之土压力即随之逐渐减小 (其值须大于主动土压力)，挡土壁给予适当边界条件后即可以有限元素或有限差分法解得连续梁之应力与变形，此即为弹性基础梁法。依此理论所开发之开挖分析程序包括英国的 FREW 程序，法国的 RIDO 程序，及台湾地区之 TORSO 程序。弹性基础梁法需输入之参数除土壤强度外，尚有与土壤性质、结构性质、荷重面积有关之地盘反力系数，亦即土壤弹簧系数，如开挖区土壤之覆土载重随开挖之进行而减小，将影响土壤之杨氏模数，此时，挡土壁埋入深度逐渐减小，将造成荷重面积逐渐减小，因此，地盘反力系数于开挖过程中不断地变化，而由于地盘反力系数之变化与复杂，目前尚无可靠严谨之解析解，工程上亦大多采用经验公式。

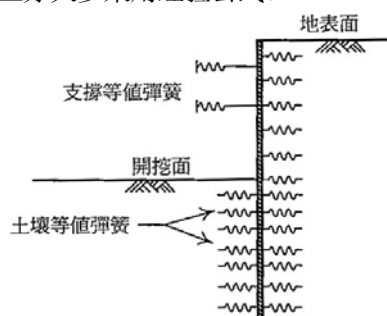


图 34-51 弹性基础梁法

近年来，捷运开挖工程造成之地盘沉陷相当大，甚至超过主体开挖造成之沉陷，加以连续

壁之深度与厚度均远超过过去之记录，及特殊之地质特性可能导致施工弱化其既有之土壤强度并造成周围土壤沉陷，因此，欲模拟连续壁构筑引致之地盘沉陷，除须进行三向度分析外，三向度之土壤模式亦包括土壤潜变效应，因此，连续壁施工引致之地盘沉陷亦为近年来深开挖工程分析之待解决问题。

实务上，一般之深开挖设计采用弹塑性基础梁分析模式，其将三向度之开挖行为简化为单向度之基础梁模式，其分析模式中最为工程界所广为使用者为 Miyoshi 模式 (Miyoshi, 1977)，如使用合理之分析参数，Miyoshi 模式可得合理之设计变位、弯矩及剪力，其中较令设计者困惑之参数包括土壤强度参数及地盘反力系数。土壤在不同应力状态下或排水条件下会表现出不同之行为，所使用之剪力强度参数亦应有所不同，若设计者引用之土壤强度参数为某一种试验之结果，则可能不代表深挖现场之行为，甚而引致开挖之失败。地盘反力系数为另一令设计者困惑之参数，土壤力学将土壤视为复杂之工程材料，其变形行为须分别以多种参数及理论描述，但深开挖设计实务上反而将土壤行为简化为一单一且须仰赖经验判断决定之反力系数。

台湾地区早期之深开挖工程研究主要针对挡土壁体之变形行为，而随着捷运工程之进展，近期之研究则专注于邻近地盘之变位与邻房保护。在历经多年之开挖工程研究努力，及与现场实务做相互之比较确认，学术界对深开挖之行为已有更深入之了解，并以提升开挖工程挡土壁变形量与地表沉陷量之预测与避免为未来发展方向。

34.5.2 施工实务之现状与发展

本节内容主要摘录自文献 23。

早期之深开挖工程因深度不大且对于周遭环境影响要求无特别考虑，故工程祇求不致形成安全问题或酿成公共危害即可，因此，深开挖工程施工方法与挡土工程施工方法几乎是划上等号，使用钢板桩、连续壁、或排桩加上支撑、地锚、或楼板结构等组合即构成所需之工程解答，一切讲求经济、快速，工法亦较为单纯。尔后因工程失败与邻房纠纷层出不穷，加以环保意识高涨、开挖深度大幅增加，及法令规章等加诸工程本身之要求，使得深开挖工程需进一步延伸至减少邻房施工影响、纳入其它工种等，其包括挡土工程、地盘下陷、建物保护、监测系统等，甚或包括地盘改良等辅助性工程。兹说明如下。

1.连续壁工程：连续壁工法自民国 60 年引进台湾，历经三十余年来之经验累积，已然生根并成为熟稔工法，惟目前施工多采用 MASAGO 及 ICOS 工法，早期曾出现之 BW、KELLY、TRENCH CUTTER 机械皆已消失无踪。稳定液的使用亦由皂土类渐转成使用性佳、适用性优之高分子类。使用相同于连续壁工法施作之地中壁与扶壁，亦逐渐被大量应用于软弱黏土层开挖工程，以部份或完全取代地盘改良。然而、工区内同时使用连续壁、地中壁、扶壁时，其扰动软弱土壤之程度乃数倍于仅施作连续壁者。

2.支撑工程：目前台湾地区深开挖工程使用之内支撑工程仍以热轧 H 型钢系统为主。随着开挖深度之逐日增加，H 型钢尺寸亦与日俱增，早期之 H250*250*9*14 mm 尺寸已不复见，目前使用 H458*417*30*50 mm 或更大尺寸之纪录已愈来愈多。而早期每道支撑多为单支型钢或双支型钢排列，今亦已无法应付某些个案，故工程中有出现三支并排或四支组合之情形。中间桩之使用趋势已由早期之租用（工程完成后整支拔除）演变为目前之买断（因中间柱与基础版浇灌成一体，无法拔除）方式，其目的除防止地下水入侵外，亦有避免造成基础版下土壤形成空洞，及因空洞闭合所引致之基础沉陷现象。

3.建物保护：软弱黏土层深开挖工程引致周遭地盘与建物下陷之原因，经由相关研究已逐渐明朗，包括挡土壁施工、深开挖挡土壁变形、土壤潜变等皆属可能因素。对于工程中所采取之因应措施目前仍莫衷一是，但渐有共识之部份包括：须进行建物保护、尽量减少挡土壁开挖变

形、缩短施工工期等。

4.监测系统：引用国外监测仪器应用于深开挖工程已有二十余年之历史，部份监测仪器，如倾斜管、电阻式荷重计等，台湾地区已发展至具制造改良能力，而部份高精密度仪器，如倾度仪、钢筋计及支撑应变计等，目前则仍多仰赖国外仪器厂商制造提供。然而，目前监测系统之执行中仍存在不少缺失。而目前对于监测系统之执行，在便宜挂帅下多采人工测量方式，少有自动计测之例。

参考文献

- [1] 吴伟特. 台北盆地地盘分区土壤之工程特性 [J]. 地工技术. 1988, 22: 5-27.
- [2] 何春荪. 台湾地质概论 [M]. 台北: 中华民国经济部, 1974.
- [3] Moh, Z. C. and Ou, C. D., Engineering Characteristic of Taipei Silt [C], Proceeding of Sixth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore. 1979.
- [4] 欧晋德, 李延恭, 郑在仁. 台北盆地松山层地下水位及水压分布对基础工程影响 [J]. 土木水利. 1983, 10(3) .
- [5] 张益三. 高雄市地层结构及工程特性分析研究 [J]. 地工技术. 1988, 22.
- [6] 利瓦伊峰. 财团法人台湾营建研究院项目研究报告 [R]. 2006.
- [7] 欧章煜, 谢百钧, 唐雨耕. 深开挖的稳定分析与变形分析 [J]. 地工技术. 1999, 76.
- [8] 欧章煜. 深开挖工程分析设计理论与实务 [M]. 台北: 科技图书, 2002.
- [9] 中华民国大地工程学会. 建筑物基础构造设计规范 [M]. 台北: 中华民国大地工程学会, 2001.
- [10] Hsieh, P. G, and Ou, C. Y.. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation [C]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(6): 1004-1017.
- [11] 林永光, 孙一鸿, 吕芳焯, 黄志祥. 浅谈地质改良于软弱黏土中深开挖之应用 [J]. 2000, 78.
- [12] 冀树勇, 陈锦清, 王建智. RIDO 程序之最佳化土层参数之探讨 [J]. 1999, 75.
- [13] 财团法人地工技术基金会网站资料 [EB].
- [14] 谢旭升, 程日晟, 蔡宗鎰, 杨明洲. 连续壁设计分析之实务考虑 [J]. 地工技术. 1996, 53: 35-44.
- [15] 欧晋德. 地下连续壁—施工质量控制及其规范. 地锚与连续壁之设计与施工 [M]. 台北: 地工技术, 2001.
- [16] 李光雄. 台湾区连续壁施工应用现况. 地锚与连续壁之设计与施工 [M]. 台北: 地工技术, 2001.
- [17] 廖洪钧, 陈福胜. 地盘改良设计施工及案例 [M]. 台北: 中华民国大地工程学会]. 2007].
- [18] 谢旭升, 王昆瑞. 地下室开挖地下水之处理 [J]. 地工技术. 1997, 63 期.
- [19] 李正彬, 陈俊融, 洪政丰, 陈大康, 铃木义丈, 多田幸夫, 奥本现, 李淳昌. 高雄捷运大港埔车站工程一直径 140 m 之圆形连续壁之设计与施工 [J]. 地工技术. 2005, 105 期.
- [20] 李淳昌. 高雄捷运美丽岛站连续壁设计 (专题演讲简报数据). 中华民国大地工程学会第七届第一次会员大会专题演讲. 2009.
- [21] 尹衍梁, 许进干, 施绍琪, 林永光, 郭晋荣, 吕芳焯. 突破旧地下室三层及连续壁之大厦更新连续壁施工案例 [J]. 地工技术. 2007, 111 期.
- [22] 欧章煜. 深开挖工程理论分析之发展 [J]. 地工技术. 2004, 100 期.
- [23] 简茂洲、石强、谢旭升. 深开挖工程设计与施工实务 [J]. 地工技术. 2004, 100 期.