

# 말뚝으로 지지된 성토지반의 파괴형태

## Failure Modes in Piled Embankments

홍 원 표<sup>\*1</sup>

Hong, Won-Pyo

윤 중 만<sup>\*2</sup>

Yun, Jung-Man

서 문 성<sup>\*3</sup>

Seo, Moon-Sung

---

### Abstract

Model tests were performed to investigate the failure modes in embankments on soft ground supported by piles with cap beams. In the model tests, Jumunjin standard sand was placed on simulated cap beams and soft ground. The cap beams are placed perpendicular to the longitudinal axis of the embankment. The colored sand and the Jumunjin standard sand were placed one after the other above cap beams and soft ground to make lateral stripes with 3 mm thickness in the embankment. The colored sand was prepared by coating the Jumunjin sand with black lead powder.

The photographs illustrate the two characteristic modes of failure in embankments. One is the soil arching failure and the other is the punching shear failure. The failure mode depends on the height of embankment and the space between cap beams. That is, if the embankment is high enough compared with the space between cap beams, it will fail in arching failure. On the other hand if the embankment is relatively low or the space between piles is too wide, it will fail in punching shear failure.

The soil arching develops in embankment as a semicylindrical arch with a thickness equal to the width of the cap beam. And the soil wedge developed above the cap beams remains intact during both arching and punching failures. The boundary of punching shear failure of the displaced soil mass can be defined on the basis of observation of the photographs.

---

\*1 정희원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수

\*2 정희원, 안산공과대학 토목과 전임강사

\*3 정희원, 중앙대학교 대학원 토목공학과 석사과정

## 요 지

성토지지말뚝으로 지지된 연약지반상 성토지반의 파괴형태를 조사하기 위하여 실내모형실험이 실시되었다. 성토지지말뚝은 성토하중의 지지효과를 증대시키기 위하여 줄말뚝의 형태로 설치하였으며 줄말뚝의 두부는 지중보 형태의 말뚝캡보로 서로 연결시켰다. 이 말뚝캡보는 성토지반의 장축방향에 직각이 되도록 연결시켰다. 사용모래로는 주문진 표준사를 사용하였으며 성토지반의 변형거동을 관찰하기 위하여 흑연가루로 채색한 모래층과 원래의 모래층을 서로 3 mm 두께로 번갈아 성토하여 줄무늬를 만들었다. 실험중 촬영한 사진분석으로 부터 성토지반의 파괴형태는 지반아칭파괴와 편칭전단파괴의 두가지임을 알 수 있다. 성토지반내 어떤 파괴형태가 발생할 것인가는 성토고와 말뚝캡보 사이의 간격에 의존함을 알 수 있다. 즉 성토고가 말뚝캡보사이 간격에 비하여 충분히 높으면 지반아칭파괴가 발생되며 그 반대의 경우는 편칭전단파괴가 발생된다. 지반아칭파괴는 말뚝캡보 폭과 같은 두께를 가지는 반원통형 이치형태로 성토지반내에 발생한다. 그리고, 말뚝캡보 위에는 췌기영역이 발생하며 이 췌기영역은 지반아칭파괴나 편칭전단파괴가 발달하는 동안에도 변형되지 않은 상태로 남아있다. 편칭전단파괴시 변형토괴의 경계형상도 실험중 촬영한 사진분석에 근거하여 밝혀질 수 있다.

**Keywords :** Failure mode, Soil arching, Punching shear, Pile, Embankment, Soft ground, Model test, Lateral flow

## 1. 서 론

연약지반상에 성토를 실시하거나 교대, 옹벽 등의 구조물을 축조한 후 뒤채움을 실시할 경우 연약지반에는 편재하중이 작용하게 되어 연약지반의 측방유동이나 활동파괴가 종종 발생하게 된다. 특히 성토를 대단히 빠른 속도로 시공할 경우에는 연약지반에 수평방향응력이 증가하게 되고 이로 인하여 지반의 측방유동과 융기 현상이 발생하게 된다(Peck 등, 1974). 측방유동이 발생하는 지반속에 말뚝기초가 설치되어 있으면 기초말뚝은 지반으로 부터 측방토압을 받게 되며 이로 인하여 말뚝에는 과잉 휨응력, 전단응력, 변위 등으로 인한 문제가 발생하게 된다(홍원표, 1991; De Beer와 Wallays, 1972).

이러한 연약지반의 측방유동현상을 방지하기 위하여 여러가지 대책공법들이 제시되었다(홍원표, 1994). 그 중에서 말뚝을 이용하여 측방유동

을 방지하는 공법인 성토지지말뚝공법은 북유럽과 동남아시아 지역에서 경험적으로 많이 사용되어 오고 있다(Broms와 Wong, 1985).

성토지지말뚝을 이용한 측방유동대책공법의 원리는 연약지반층 아래 견고한 지지층까지 말뚝을 관입하여 지지시킨 후 이들 말뚝위에 성토를 실시하므로써 성토하중을 말뚝으로 전이시키고 연약지반에는 작용하지 않게 하는 공법이다. 이때 말뚝위의 성토지반속에는 지반아칭현상이 발생하여 성토토사가 연약지반에 작용하지 않고 대부분의 성토하중이 말뚝을 통하여 견고한 지지층으로 전달되게 된다. 따라서 연약지반에는 미소한 성토하중만이 전달되게 되어 성토하중으로 인하여 유발되는 연약지반의 측방유동을 억지시킬 수 있는 것이다. 그러나 본 공법은 아직까지 정확한 말뚝의 성토하중 지지기구가 밝혀지지 못한 관계로 합리적인 해석이나 설계가 실시되지 못하고 경험적으로만 사용되고 있는 실

정이다.

따라서, 본 연구에서는 말뚝으로 지지된 성토지반속의 파괴형태를 규명하기 위하여 실내모형 실험을 실시한다. 여기서 말뚝은 성토지지말뚝의 성능을 증대시키기 위하여 일정간격의 줄말뚝형태로 설치하고 이들 줄말뚝의 두부를 말뚝캡보를 사용하여 지중보의 형태로 연결시킨다. 줄말뚝 사이의 연약지반이 하부로 침하되는 현상을 모형실험장치내에서 재현시켜 성토지반파괴가 발생되도록 모형실험을 실시한다. 이 경우 성토고 및 말뚝중심간격을 변화시켜 이들 변화에 따른 성토지반내 파괴형태 변화를 관찰하고자 한다. 또한 이러한 모형실험을 통하여 성토지반속에 발생하는 각종파괴형태의 기하학적형상과 발생과정 등을 자세히 규명하여 보고자 한다.

## 2. 기존연구

연약지반의 측방유동현상으로 인한 구조물의 피해는 일찍이 Franx와 Boonstra(1948), Heyman(1965), Nicu 등(1971)등에 의하여 다양하게 보고된 바 있다. 최근 국내에서도 연약지반상 구조물의 측방이동 피해사례가 적지 않게 보고 되고 있다[홍원표 1994, 홍원표, 조용량, 이재호 1997, 홍원표 등 1995, 1997]. 따라서 이러한 구조물의 측방이동피해가 발생하지 않도록 설계단계에서부터 합리적인 방지대책을 세워야 할 것이다. 최근 합리적인 방지대책으로 성토지지말뚝이 북유럽과 동남아시아에 많이 사용되고 있으며 우리나라에서도 몇번 현장적용을 시도한바 있었다.

성토지지말뚝은 그림 1에서 보는 바와 같이 교대배면성토나 도로용성토 등을 지지할 목적으로 설치한다. 말뚝의 두부는 콘크리트캡을 씌워 그 위에 성토를 함으로서 성토하중을 말뚝기초를 통하여 직접 지지층에 전달하도록 되어 있다. 이 공법은 배면성토의 종단방향 활동방지에 효

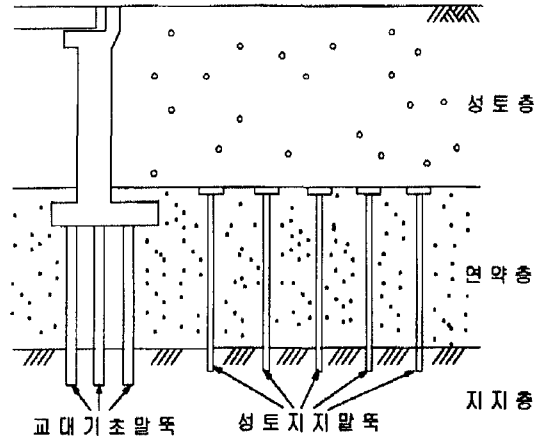


그림 1. 교대배면에 설치된 성토지지말뚝

과적이며 교대배면의 침하를 방지하므로 구조물과 성토지반 사이의 단차를 방지할 수 있다. 또한 저성토의 경우 지반진동에 탁월한 효과가 있다(Brandl, 1997).

성토지지말뚝의 연약지반측방유동방지효과는 크게 두가지로 나눌 수 있다. 첫 번째 효과는 말뚝의 연약지반 보강효과이다. 말뚝이 연약지반을 관통하여 설치되어 있으므로 지반을 강화시키는 효과를 가질 수 있다. 두 번째 효과는 말뚝의 성토하중 전이효과이다. 즉, 성토지지말뚝이 측방유동 지반속에 설치되어 있으므로 말뚝은 지반의 측방유동에 저항을 하는 효과를 가질 수 있다. 말뚝사이의 성토지반내에 발생하는 지반아칭현상으로 연약지반에 작용하던 성토하중이 성토지지말뚝으로 상당히 전이되는 효과를 가질 수 있다.

그림 2는 성토지지말뚝의 효과를 증대시키기 위하여 줄말뚝의 두부를 지중보(tied beam)형태로 연결시킨 도면이다. 이 경우 성토지반내 지반아칭현상은 2차원 변형상태인 평면변형률상태로 발생될 것이다. 이 성토지지말뚝의 평면도와 측면도는 그림 3과 같다.

이러한 성토지지말뚝의 지반아칭현상은 오랜 동안 수 많은 연구자들에 의하여 연구되어 왔다.

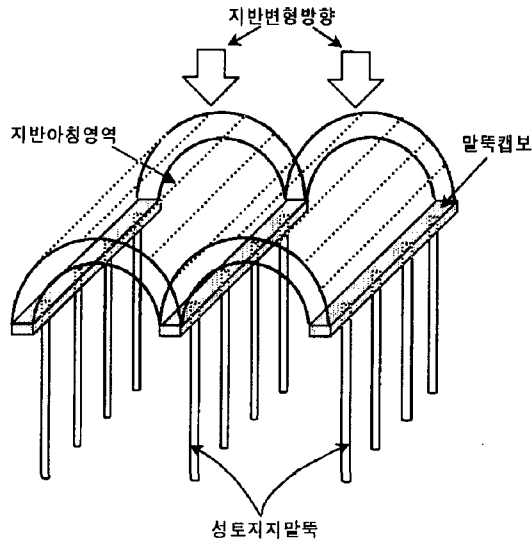


그림 2. 성토지지말뚝상의 지반아칭현상

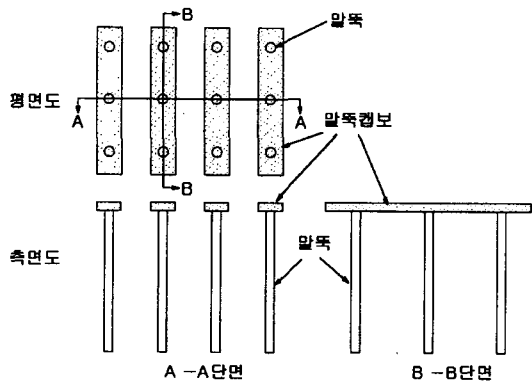


그림 3. 성토지지말뚝의 평면도와 측면도

(Marton 등, 1913). 특히 Terzaghi(1943)는 지반 아칭효과를 흙의 파괴영역에서 주변지역으로의 하중전달이라고 정의했다. 작은 개폐구가 있는 판위에 모래를 넣고 이 개폐구를 하방향으로 조금씩 이동시키면 개폐구에 작용하는 압력은 대단히 감소하는 반면 인접부근의 압력이 증가되는 경향을 보이게 된다. 이러한 현상은 개폐구의 압력이 인접부의 모래로 전달되었음을 보여주는 것이며 이러한 현상을 Terzaghi는 “지반아칭(soil arching)현상”이라 불렀다. Atkinson & Potts (1977)와 Bolton(1986)은 이러한 지반아칭 효과

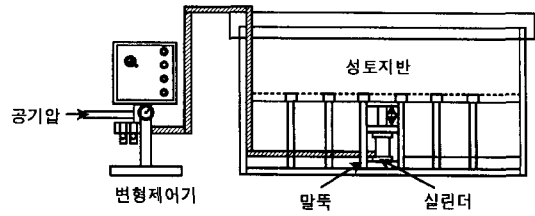


그림 4 모형실험장치 및 지반변형제어장치 계통도

를 터널의 안정효과에 적용시켰다. Koutsableolis 와 Griffiths(1989)는 유한요소법을 사용하여 이러한 개폐구효과를 연구하였으며 Hewlett 와 Randolph(1988)는 성토지지말뚝의 지반아칭효과를 연구하였다. 최근에는 Low 등(1994)이 지반 아칭에 관한 모형실험과 이론해석을 실시한 바 있다.

그러나 아직까지 말뚝으로 지지된 성토지반속에 발생하는 지반아칭에 대하여 정확한 발생기구가 밝혀지지 못하고 있다(Bujang과 Faisal, 1993, 1994). 그 결과 성토지지말뚝공법의 합리적인 거동해석 및 설계가 현재 제대로 이루어지지 못하고 있다. 따라서 말뚝으로 지지된 성토지반속에 발생하는 지반아칭의 발생기구를 먼저 정량적으로 밝히는 것이 선행되어야 할 것이다. 또한 지반아칭효과는 성토지지말뚝뿐 아니라 모든 지반과 구조물사이의 상호작용에 적용할 수 있는 자연현상이기 때문에 이를 정량화하여 실제 구조물에 적용한다면 타 연구개발에도 큰 시너지효과를 가져올 수 있을 것으로 판단된다.

### 3. 모형실험

#### 3.1 모형실험장치

말뚝으로 지지된 성토지반속에 발생하는 지반 파괴형태를 모형실험으로 관찰하기 위하여 그림 4에 도시된 모형실험장치를 제작하였다. 이 모형 실험장치는 모형토조, 모형말뚝 및 지반변형제어

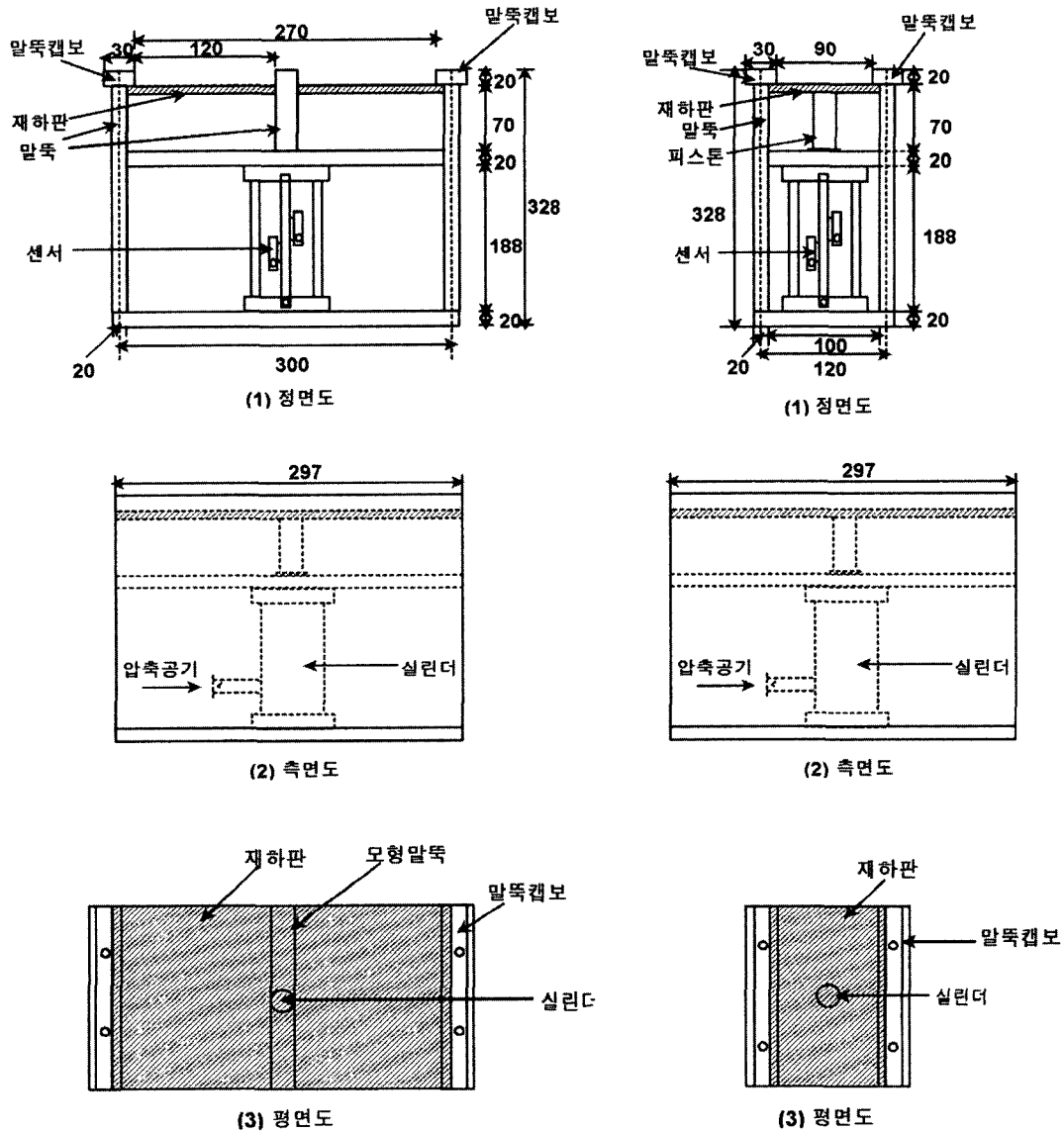


그림 5. 지반변형제어장치 (단위 : mm)

장치의 세부분으로 구성되어 있다.

모형말뚝은 지반아칭효과를 극대화하기 위하여 말뚝과 말뚝을 아크릴캡으로 연결하여 보의 형태로 제작하였으며 말뚝직경은 20 mm이고 말뚝캡의 폭은 30 mm로 하였다. 말뚝재질은 성토 하중에 대하여 충분히 견딜 수 있도록 강제로 제

작하였다. 그림 5(a)는 편칭전단파괴 실험용 장치이고 그림 5(b)는 줄말뚝간 중심간격을 120 mm로 한 지반아칭파괴 실험용 장치이다. 모형말뚝과 지반변형제어장치의 높이는 연약지반의 변형량을 고려하여 328 mm로 제작하였다. 모형토주는 모형말뚝과 지반변형제어장치의 높이, 성

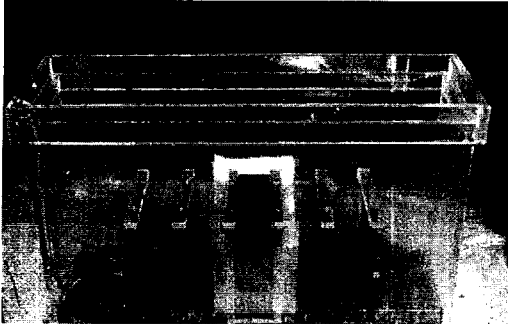


사진 1. 모형토조안에 설치된 지반변형제어장치 및 모형말뚝

토높이, 말뚝캡의 길이 등을 고려하여 폭 30 cm, 길이 100 cm, 높이 64 cm로 제작하였다. 토조와 성토지반사이에서 발생하는 벽면마찰을 제거하기 위하여 벽면에 오일을 바르고 그 위에 얇은 비닐wrap을 부착하였다. 사진 1은 지반아칭 파괴 실험의 경우에 대한 사진으로 모형토조안에는 지반변형제어장치를 중심으로 양옆에 2열의 모형말뚝을 설치할 수 있다.

지반변형제어장치는 성토하중으로 인한 연약 지반의 침하를 모형화할 수 있도록 제작한 장치이다. 본 장치는 크게 말뚝과 실린더 및 변형제어기로 구성되어 있으며 재하판이 부착되어 있는 실린더피스톤은 압축공기압에 의하여 작동된다. 이 재하판은 강제로 제작하였다. 또한 실린더에는 변위량을 감지할 수 있는 센서가 부착되어 있다. 이 센서는 제어장치와 연결되어 있어 연약 지반면에 해당되는 재하판의 변위량을 자유롭게 조절할 수 있게 되어 있다.

지반변형제어장치는 그림 5(a) 및 (b)와 같이 2가지로 제작하였다. 즉 편칭전단파괴 관찰용 지반변형제어장치와 지반아칭파괴 관찰용 지반변형제어장치의 두가지 경우의 장치를 제작하였다. 먼저 지반아칭형상을 관찰하기 위하여 두개의 말뚝열 사이의 성토지반을 변형시키기 위한 제어장치를 그림 5(b)와 같이 제작하였다. 두 번째

표 1. 주문진 표준사의 물리적 특성

체분석	D <sub>10</sub>	0.41
	D <sub>30</sub>	0.52
	D <sub>60</sub>	0.73
	C <sub>u</sub>	1.78
	C <sub>c</sub>	0.9
비중(G <sub>s</sub> )		2.62
최대건조밀도 (g/cm <sup>3</sup> )		1.60
최소건조밀도 (g/cm <sup>3</sup> )		1.40
내부마찰각 (상대밀도 72.8%)		40.2°

로는 지반아칭형상이 발생하지 않는 경우, 즉 말뚝캡보상의 편칭전단파괴형상을 관찰하기 위한 지반변형제어장치를 그림 5(a)와 같이 제작하였다. 이때 가운데 말뚝열을 중심으로 지반변형이 양쪽에서 동시에 발생될 수 있도록 제작하였다.

### 3.2 사용시료

모형실험에서 사용된 성토재료는 주문진표준사를 사용하였다. 주문진표준사의 물성실험결과를 나타내면 표 1과 같다. 표 1에 나타나 있듯이 본 사용시료의 비중은 2.62이며 균등계수와 곡률계수는 각각 1.78 및 0.9 이다. 최대건조단위중량과 최소건조단위중량은 각각 1.60 g/cm<sup>3</sup>과 1.40 g/cm<sup>3</sup>로 나타났다.

예비실험결과 토조속 재하상태하 성토모래의 상대밀도는 약 72.8%이고 단위체적중량은 1.54 g/cm<sup>3</sup>인 것으로 얻어졌다. 따라서 72.8%의 상대밀도를 갖는 공시체를 제작하여 삼축압축시험을 실시한 결과 내부마찰각은 40.2°로 나타났다. 본 삼축시험에 의한 성토모래의 응력-변형을 관계는 그림 6과 같다.

### 3.3 실험계획 및 과정

본 모형실험은 앞서 설명하였듯이 두가지 중

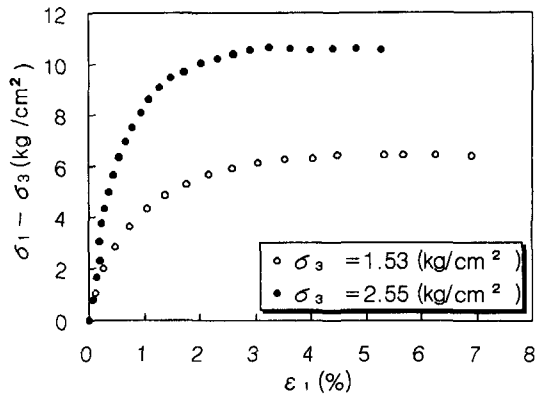


그림 6. 모래시료의 삼축압축시험 결과

류의 지반변형제어장치를 사용하여 실험을 실시한다. 먼저 첫 번째 실험은 지반아칭이 발생하는 경우의 실험으로 두개의 열말뚝 사이에 지반변형제어장치를 넣어 말뚝열 사이의 재하판을 연직하방향으로 이동시키면서 성토지반의 변형거동을 관찰한다. 이 실험에서는 말뚝사이 지반에 변형을 발생시키기 전에 먼저 모래시료의 성토를 충분히 높게 한 후 지반변형실험을 실시한다.

두 번째 실험은 말뚝캡보 상에 발생하는 편칭 파괴형태를 관찰하기 위하여 실시한다. 말뚝열 좌우에 지반변형을 동시에 줄 수 있도록 제작된 변형제어장치와 말뚝을 설치하고 성토고를 낮게 한 후, 말뚝열의 양쪽에서 지반변형이 동시에 발생하도록 지반변형제어장치를 조절한다. 각각의 실험과정은 동일하며 다음과 같이 크게 5단계로 나누어 실시한다.

- ① 지반변형제어장치를 모형토조안에 설치한다.
- ② 모형토조에 모형말뚝을 줄말뚝형태로 설치하고 말뚝하부를 고정시키며 말뚝두부에는 말뚝캡보를 설치한다.
- ③ 말뚝위에 모래와 색사(흑연가루를 입힌 모래)를 약 3mm두께로 반복 성토하여 성토내에 줄무늬가 존재하도록 한다.
- ④ 지반변형제어장치를 이용하여 재하판을 정해진 변위량만큼 연직하방향으로 이동시킨다.

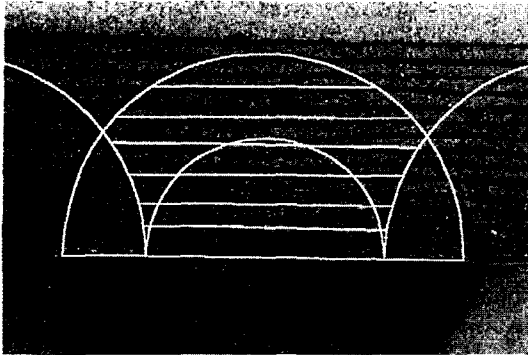
- ⑤ 지반변형에 따른 줄무늬의 변화상태를 사진 촬영으로 관찰한다.

## 4. 실험결과

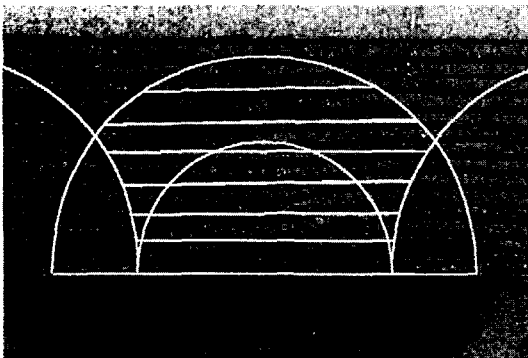
### 4.1 지반아칭 파괴 실험결과

사진 2는 말뚝캡보 사이 재하판의 연직변위량이 5 mm, 10 mm, 60 mm로 발생되었을 때의 성토지반내의 소성변형상태를 관찰한 결과이다. 이때 성토지반내에 지반아칭이 충분히 발달할 수 있도록 모형토조 끝단높이인 60 cm높이까지 성토를 실시하였다.

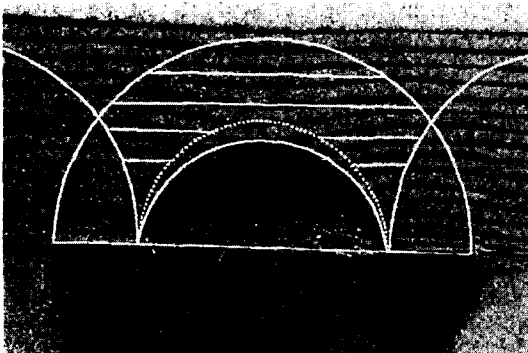
먼저 사진 2(a)는 변형초기단계로서 말뚝캡보 사이 재하판의 연직변위량이 5 mm 발생하였을 때의 성토지반의 변형상태이다. 본 사진에서는 미미하지만 전체적으로 성토지반내에 소성변형영역이 발달하고 있음을 알 수 있다. 사진중에 흰색의 참고선으로 나타낸 외부아칭내의 지반은 말뚝사이 중심방향으로 소성변형하고 있음을 분명하게 알 수 있다. 이 외부아칭은 중심이 말뚝캡보 사이의 중앙에 있으며 말뚝캡보 외측모서리 사이의 거리를 지름으로 하는 반원으로 그릴 수 있다. 그리고 이 말뚝캡보 위에는 지반의 움직임이 거의 없는 췌기영역이 존재하는데 이 췌기영역의 정점은 두 개의 외부아칭이 서로 교차하는 점에 해당된다. 즉 이 영역은 말뚝캡보 좌우의 지반아칭에 의한 영향을 동시에 받으므로 지반변형이 발생되지 않고 췌기모양으로 남아 있는 것으로 생각된다. 한편 사진 2(a)에서 말뚝사이에 흰색의 내부아칭으로 나타낸 영역은 지반 소성변형이 말뚝사이에 더욱 발달한 영역으로 구분할 수 있다. 이 영역은 외부아칭과 동일한 중심을 가지며 말뚝캡보 사이의 순간격을 지름으로 하는 반원으로 표시될 수 있다. 결국, 두개의 원형아칭으로 도시되는 지반아칭은 말뚝캡보



(a) 재하판변위가 5 mm일 때



(b) 재하판변위가 10 mm일 때



(c) 재하판변위가 60 mm일 때  
사진 2. 지반아칭파괴 실험결과

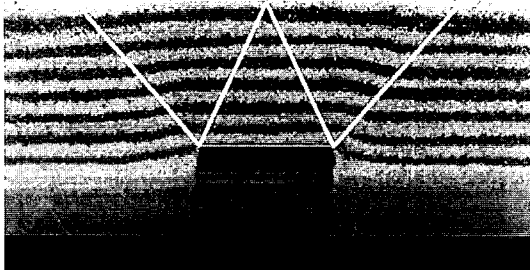
폭과 같은 두께를 가지는 반원통형 아칭형태로 성토지반내에 발생한다.

사진 2(b)는 말뚝캡보 사이 재하판의 연직변위량이 10 mm 발생하였을 경우의 성토지반내 변형상태를 나타낸 것이다. 이때에도 사진 2(a)의 결

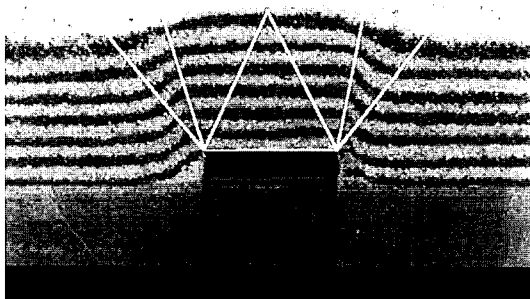
과와 동일한 지반변형형상을 나타내고 있다. 그러나 5 mm 변위시 보다 지반변형거동이 보다 명확하게 말뚝캡 사이의 중심을 향하고 있음을 알 수 있다. 또한 말뚝캡보 상의 췌기영역도 점점 명확하게 나타나고 있으며 여전히 췌기영역내의 지반의 움직임은 거의 없음을 알 수 있다. 이는 지반아칭의 중앙정점부에서는 아칭중심을 향하여 지반의 변형이 발생되나 말뚝캡보쪽으로 가면서 지반내에 전단응력이 발생되어 췌기영역이 자연적으로 발달하는 것으로 생각된다.

마지막으로 사진 2(c)는 60 mm 재하판변위가 발생하였을 경우의 성토지반의 변형상태를 나타낸 것이다. 이 사진에서는 성토지반속에 흰색의 실선으로 표시된 내부아칭 모양의 지반아칭파괴면이 뚜렷하게 발생하였다. 그러나 이 파괴면의 원호중점은 사진 2(a) 및 (b)와는 다르다는 것을 알 수 있다. 즉 파괴면의 원호중점이 말뚝캡보면보다 아래로 이동하였다. 그러나, 이 아칭파괴면의 정점부 색사선은 위로부터 일곱번째 선에 해당하고 있다. 이 일곱번째 색사선은 사진 2(a)와 (b)에서 관찰하면 사진중 원래 흰색점선원으로 표시된 내부아칭의 정점부에 해당된다. 결국, 이 결과는 사진 2(a) 및 (b)에 표시된 내부아칭원이 지반변형과 더불어 사진 2(c)의 흰색실선 내부아칭위치까지 발달하여 아칭파괴에 이르렀음을 의미한다. 따라서, 지반아칭영역은 사진 2(a) 및 (b)에 흰색으로 표시된 실선의 내부아칭선으로 결정될 수 있을 것이다. 또한 상당한 재하판변위가 발생함으로 인해 외부아칭내 소성변형량도 사진 2(a) 및 (b)에서 관찰한 것보다 커졌음을 알 수 있다. 한편 사진 2(c)의 췌기영역은 5 mm와 10 mm 변위에서 보다 뚜렷하게 관찰할 수 있다. 즉 말뚝캡보 위의 췌기내에 있는 색사는 변형되지 않은 상태로 존재하며 이 췌기면을 기준으로 이 영역 외곽의 색사만 변형하고 있음을 알 수 있다.

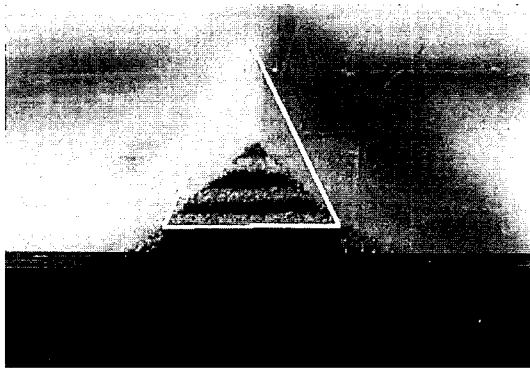




(a) 재하판변위가 5 mm일 때



(b) 재하판변위가 10 mm일 때



(c) 재하판변위가 60mm일 때  
사진 3. 편칭전단파괴 실험결과

사진 2(c)에서 나타난 지반변형형상은 말뚝캡보 사이의 지반변형량이 상당히 커서 말뚝캡보 사이의 지반이 완전히 붕괴된 경우에 발생한 것이다. 그러나 실제지반에서는 말뚝캡보 사이의

지반변형이 사진 2(c)의 경우와 같이 붕괴되지는 않을 것이다. 따라서 지반아칭거동은 말뚝캡보 사이의 재하판변위가 10 mm이내인 사진 2(a) 및 (b)의 결과로 고찰하는 것이 타당할 것이다.

## 4.2 편칭전단파괴 실험결과

사진 3은 말뚝캡보 위에 발생하는 편칭전단파괴형상을 관찰하기 위하여 실시한 실험결과로 말뚝캡보 상부 성토지반의 변형거동을 보여주고 있다. 이 실험에서도 5 mm, 10 mm, 60 mm의 재하판변위시 말뚝캡보 위의 성토지반내 지반변형상태를 관찰할 수 있다.

우선, 사진 3(a)는 재하판변위가 5 mm인 초기단계의 결과이다. 초기단계에서 말뚝캡보를 중심으로 성토지반내 말뚝열 양쪽지반에 소성변형영역이 서서히 나타나기 시작한다. 이 영역이 명확히 나타나지는 않으나 사진중에 흰선으로 표시된 참고선을 기준으로 말뚝캡보 주변에 소성변형이 발달되고 있음은 알 수 있다.

사진 3(b)는 재하판변위가 10 mm인 경우로서 이때에는 5 mm변위에서 관찰한 것보다 명확한 소성변형영역이 보인다. 즉 사진중에 흰선으로 표시된 참고선을 기준으로 관찰하여 보면 말뚝캡보 위의 지반변형은 거의 없으며 삼각형쇄기영역 옆에는 대수나선모양의 소성변형영역이 발달하고 있다. 이 소성변형영역의 외측으로는 지반이 연직하방향으로 이동하는 거동을 보여 색사선이 변하지 않고 있다. 10 mm재하판변위시 말뚝캡보 위의 삼각형쇄기부의 지반변형상태는 사진 2에서 관찰하였던 쇄기와 매우 흡사하다. 즉 말뚝캡보 위의 삼각형쇄기부내 지반은 움직이지 않으며 삼각형쇄기영역과 지반소성변형영역사이에는 대수나선모양의 지반변형이 발달하고 있다.

마지막으로 사진 3(c)는 재하판변위가 60 mm

일때의 성토지반의 파괴형태를 관찰한 결과로서 말뚝캡보 위에는 삼각형 썰기모양의 지반만 남아 있다. 이때 말뚝캡보 위에 발생하는 파괴는 흙의 안식각 정도의 각도를 가지는 이등변삼각형으로 보인다. 그러나 이와 같은 파괴에 이르기 이전에는 사진 3(b)에서 보는 바와 같이 얽은기초의 편칭전단파괴형태를 뒤집어 놓은 것과 유사하고 삼각형썰기의 각도는 사진 3(c)의 각도보다는 훨씬 큼을 알 수 있다. 따라서 말뚝캡보 좌우의 지반이 완전히 하방향으로 이동하게 되면 지반이 존재하였을 경우의 삼각형썰기(사진 3(c) 중에 흰선으로 표시된)내의 일부 모래가 하방향으로 (모래의 안식각을 이루는 모양이 될 때까지) 흘러내림을 알 수 있다. 그러나, 실제지반에서는 말뚝캡보 주변의 지반변형이 사진 3(c)의 경우와 같이 과다하게 발생하지는 않는다. 따라서 편칭전단파괴형태는 사진 3(b)까지의 지반변형시기만으로 관찰함이 바람직하다.

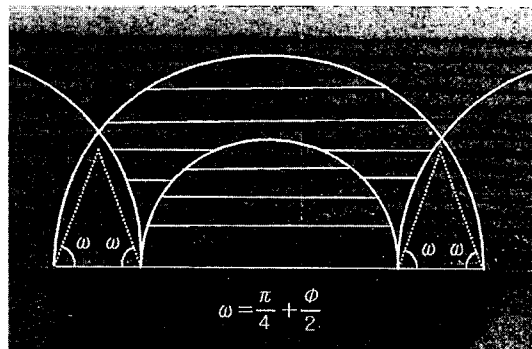
## 5. 성토지반속 파괴형태

모형실험결과 말뚝캡간격에 비하여 성토고가 충분히 높은 경우에는 성토지반속에 지반아칭 파괴현상이 발생되었음을 확인할 수 있었으며, 그 반대의 경우에는 말뚝캡보 위에 편칭전단파괴현상이 발생함을 알 수 있었다. 본 장에서는 이러한 실험결과를 고찰하여 지반아칭영역과 편칭전단파괴영역의 기하학적형상을 고찰하여 보고자 한다.

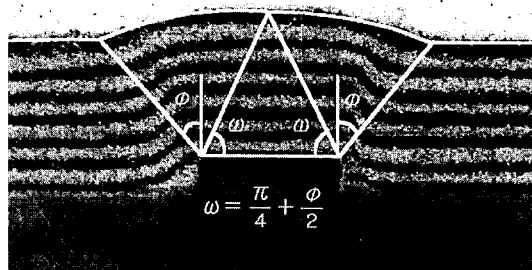
### 5.1 지반아칭 파괴

#### 5.1.1 지반아칭 파괴의 기하학적 형상

사진 2의 실험결과에서 관찰된 바와 같이 말뚝캡보 사이의 지반침하에 의하여 성토지반속에는 지반아칭이 발생함을 알 수 있었다. 사진 2에



(a) 지반아칭파괴현상



(b) 편칭전단파괴현상

사진 4. 성토지반 파괴형태

서 알 수 있었던 지반아칭영역을 다시 자세히 정리하면 사진 4(a)와 같다.

이 사진 4(a)로부터 알 수 있는 지반아칭형상을 도면으로 정리하면 그림 7과 같다. 즉, 말뚝캡보 사이에 말뚝캡보 폭  $b$ 와 같은 두께를 가지는 두개의 반원으로 지반아칭형상을 나타낼 수 있다. 이중 내부아치는 말뚝캡보 사이의 순간격  $d_2$ 를 지름으로 하는 반원으로 나타낼 수 있는 반면 외부아치는 말뚝캡의 외측 모서리 사이의 거리 즉 말뚝캡보 중심간격  $d_1$ 과 말뚝캡보 폭  $b$ 의 합인  $(d_1+b)$ 를 지름으로 하는 반원으로 나타낼 수 있다. 따라서 이들 두아치의 중심  $O$ 는 일치하고 있다.

이러한 지반아칭의 발생은 Hewlet과 Randolph(1988), Low 등(1994)에 의하여서도 언

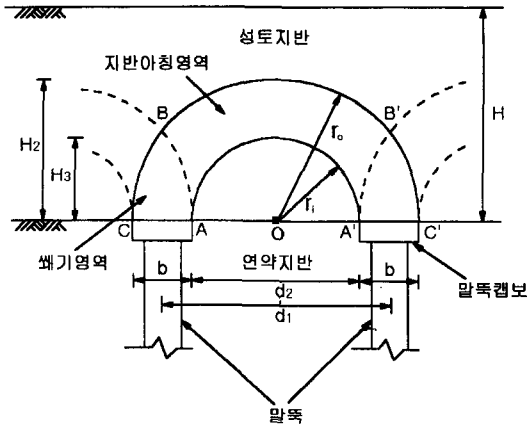


그림 7. 지반아칭의 기하학적 형상

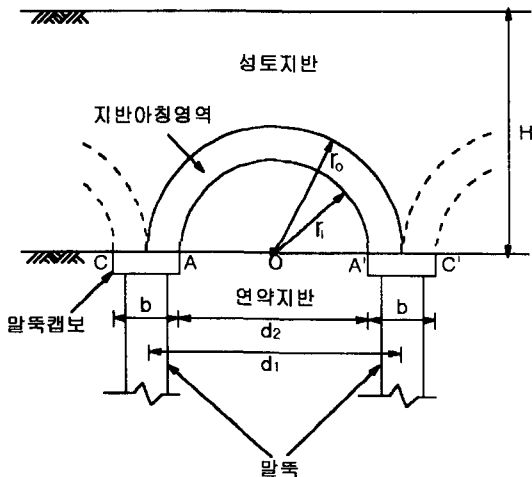


그림 8. Low 등 지반아칭현상(Low 등 1994)

급된 바 있다. 그러나 실제지반아칭형상은 이들 선행연구와 차이가 있음을 발견할 수 있다. 즉, Low 등(1994)은 그림 8에 도시된 바와 같이 역시 두개의 반원으로 지반아칭형상을 생각하였다. 그림 7과 그림 8을 비교하여 보면 내부아치의 모양과 크기는 동일하다. 그러나 외부아치의 크기는 서로 다르다. 즉 Low 등(1994)은 그림 8과 같이 외부아치의 크기를 말뚝캡보의 중심간 거리  $d_1$ 을 지름으로 하는 반원으로 생각하였으나 실제 실험결과에서는 그림 7과 같이 말뚝캡 외측 모서리간 거리 ( $d_1+b$ )를 지름으로 하는 반원으로 밝

혀졌다. 또한 Low 등(1994)은 말뚝캡보 위에 썰기영역이 존재함을 설명하지 않았으나 실험결과에서는 사진 4(a)에 흰색의 점선으로 표시된 바와 같이 말뚝캡보 위에 변형이 발생하지 않는 썰기영역이 존재함을 알 수 있었다.

따라서, 지반아칭영역에서는 아치천정에서부터 ABC혹은 A'B'C'영역부근에 접근하면서 전단응력이 점차 크게 작용하고 있는 것으로 생각된다. 이 썰기영역은 이등변 삼각형모양으로 간주하여 썰기각  $\omega$ 를 실험결과에서 측정하면 약  $70^\circ$ 가 된다. 이 값은  $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ 로 계산된  $65^\circ$ 와 비슷한 값이라 생각된다. 따라서 삼각형 썰기각  $\omega$ 는 대략 식 (1)로 근사시켜 표현할 수 있다.

$$\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (1)$$

### 5.12 지반아칭천정높이

그림 7에서 보는 바와 같이 아칭천정높이는 두 부분으로 나눌 수 있다. 첫째는 내부아치영역의 아칭천정높이  $H_3$ 이고 두번째는 이 영역 외곽의 소성변형영역의 외부아치영역의 천정높이  $H_2$ 이다. 이들 높이  $H_2$ 와  $H_3$ 의 크기는 그림 7로부터 각각 아치반경  $r_i$ 와  $r_o$ 임을 알 수 있다. 또한 말뚝캡보의 순간격을  $d_2$ , 말뚝캡보의 중심간격을  $d_1$ 이라 한다면  $H_2$ 와  $H_3$ 는 각각 식 (2)와 식 (3)의 관계가 있음을 그림 7의 기하학적 형상을 통하여 알 수 있다.

$$H_2 = \frac{d_1 + b}{2} = d_1 - \frac{d_2}{2} \quad (2)$$

$$H_3 = \frac{d_2}{2} \quad (3)$$

실험에서 말뚝캡보의 중심간격  $d_1$ 은 12 cm이고 말뚝캡보의 순간격  $d_2$ 는 9 cm이며 말뚝캡보의 폭  $b$ 가 3 cm이면 식 (2)와 식 (3)에 의하여  $H_2 = 7.5$  cm,  $H_3 = 4.5$  cm로 계산된다. 이 값을 실

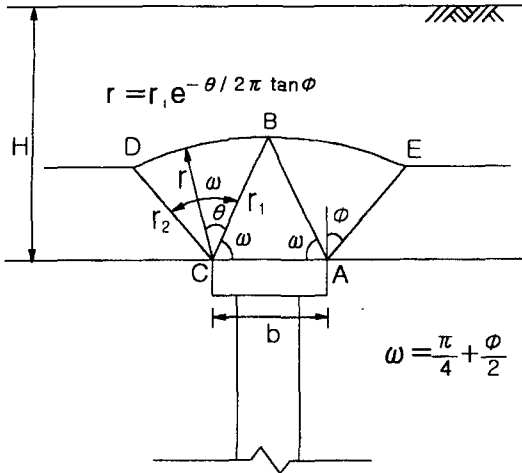


그림 9. 편칭전단파괴의 기하학적 형상

험결과에서 측정하면  $H_2 = 7.2 \text{ cm}$ 와  $H_3 = 4.5 \text{ cm}$ 로 나타났다. 따라서, 실험결과와 산정치가 좋은 일치를 보이고 있음을 알 수 있다.

## 5.2 편칭전단파괴

### 5.2.1 편칭전단파괴의 기하학적 형상

지반아칭실험에서 관찰한 말뚝캡보 상의 삼각형 썰기영역을 사진 4(b)에 흰색의 참고선으로 넣어 도시하면 말뚝캡보 위의 성토지반내에서 발생된 편칭전단파괴의 형상을 정리할 수 있을 것이다. 이 삼각형썰기영역의 썰기각  $\omega$ 는 식 (1)로 부터 모래시료의 내부마찰각과  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ 의 관계가 있음을 알 수 있다. 이 사진의 결과를 도면으로 정리하면 그림 9와 같다. 즉, 말뚝캡보 위에 삼각형썰기영역을 표시하고 이 썰기영역 정점 B에서 최상부색사의 변형형태에 따라 파괴선 BD 및 BE를 그린다.

사진 4(b)로부터  $\angle BCD$  및  $\angle BAE$ 를 측정하면 이 각은 썰기각  $\omega$ 와 대략 일치하고 있다. 그리고 파괴선 BD 및 BE는 대수나선의 형태를 이루고 있어 AB 및 BC길이를  $r_1$ 으로 하고 C점에서 BC선에  $\theta$ 각을 이루는 위치의 반경  $r$ 은 다음

식으로 구할 수 있다.

$$r = r_1 e^{-\frac{\theta}{2\pi} \tan \phi} \quad (4)$$

따라서 길이 AE 및 CD를  $r_2$ 라 하면 이  $r_2$ 는 식 (4)에  $\theta = \omega = (\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ 를 대입하여 다음과 같이 구하여진다.

$$r_2 = r_1 e^{-\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \frac{1}{2\pi} \tan \phi} \quad (5)$$

40.2°의 모래의 내부마찰각과 3.5 cm인  $r_1$ 값을 식 (5)에 대입하면  $r_2$ 는 3.0 cm로 계산된다. 이 값을 실험결과에서 측정하면 3.0 cm가 된다. 따라서, 실험결과와 산정치는 좋은 일치를 보이고 있음을 알 수 있다.

성토지지말뚝의 경우에 발생하는 편칭전단파괴형태와 직접기초의 지지력산정시의 전면전단파괴형태를 비교하면 삼각형썰기형상은 두 경우 모두 동일하게 저변의 사이각이  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ 인 이등변삼각형이 된다. 그러나 대수나선영역의 형상은 두경우가 다르게 나타난다. 즉, 성토지지말뚝의 경우는 식 (4)로  $r$ 값이 결정되고  $\theta$ 값은  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ 까지 만으로 결정되는 반면 직접기초의 전면파괴에서는 이 대수나선영역의  $r$ 값이 식 (6)으로 구하여짐이 다르게 된다. 그리고  $\theta$ 값도 전면파괴의 경우는  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ 가 아니고  $\frac{\pi}{2}$ 까지로 됨이 다른점이라 할 수 있다.

$$r = r_1 e^{\theta \tan \phi} \quad (6)$$

### 5.2.2 편칭전단파괴영역의 작도법

그림 9에 도시된 편칭전단파괴영역은 다음의 순서로 그릴 수 있다.

- 1) 말뚝캡보위에 이등변삼각형 썰기 ABC를 그린다. 저변 썰기각  $\omega$ 는  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ 로 한다.
- 2) 썰기 저변의 모서리 A점과 C점에서 연직축과 내부마찰각  $\phi$ 만큼 각도를 가지도록 말뚝설치

- 위치 외측방향으로 각각 AE 및 CD를 그린다.
- 3) A점 및 C점을 기준으로 췌기정점 B에서 식 (4)에 의한 대수나선을 그려 D점 및 E점을 정한다.

## 6. 결 론

성토지지말뚝으로 지지된 연약지반상 성토지반내의 파괴형태를 관찰하기 위하여 실내모형실험을 실시하였다. 여기서, 성토지지말뚝은 성토하중의 지지효과를 증대시키기 위하여 줄말뚝의 형태로 설치하였으며 줄말뚝의 두부는 지중보 형태의 말뚝캡보로 서로 연결시켰다. 모형실험결과 다음과 같은 사항을 알 수 있었다.

- 1) 연약지반의 침하로 인하여 말뚝캡상의 성토지반내에는 성토고 및 말뚝캡간 간격에 따라 지반 아칭파괴 혹은 편칭전단파괴가 발생된다. 즉, 말뚝캡보 사이의 간격에 비하여 성토고가 충분히 높은 경우는 말뚝캡보 사이 성토지반내에 지반아칭파괴가 발생한다. 그러나 말뚝캡보 사이의 간격이 상대적으로 넓고 성토고가 낮은 경우는 말뚝캡보 위에 편칭전단파괴가 발생된다.
- 2) 지반아칭파괴형상은 말뚝캡보 폭의 두께를 가지는 반원통형 아칭형상으로 두 개의 말뚝캡보 사이에 발달되는 내부아치와 외부아치로 도시된다. 이들 두아치의 중심은 말뚝캡보 상부면을 연결한 선상의 중앙점이 된다. 내부아치는 말뚝캡보의 순간격을 지름으로 하는 반원형태를 이루며 외부아치는 두말뚝캡보의 외측모서리 사이의 거리를 지름으로 하는 반원형태를 이룬다.
- 3) 말뚝캡보 위에는 좌우측 두개의 외부아치의 영향이 중복되는 관계로 지반소성변형이 오히려 발생되지 않는 췌기영역이 존재한다. 이 췌기는 저변의 췌기각이  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$  가 되는

이등변삼각형으로 근사시킬수 있고 편칭전단파괴의 경우에도 발생된다.

- 4) 말뚝캡보위에 편칭전단파괴가 발생할 경우 전단파괴경계선은 말뚝캡보의 두 모서리에서 연직측 외측으로 흙의 내부마찰각만큼의 각도를 이루는 선과 말뚝캡보 위의 삼각형췌기정점에서 좌우로 그려지는 대수나선으로 둘러 싸여있다.

## 감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 지원한 '96 건설교통개발연구개발사업 (R&D/96-0063)에 의하여 실시된 연구의 일부임을 밝히며 동기관에 감사의 뜻을 전하는 바이다. 또한 본 연구의 협동연구기관인 현대건설 기술연구소와 삼보기술단 기술연구소에 대하여는 본 연구의 후속 연구에 많은 도움을 받았음을 밝히는 바이다.

## 참 고 문 헌

1. 洪元杓 (1991), "軟弱地盤속 말뚝基礎의 安定에 관한 問題點", 土地開發技術, 第14號, pp. 34-42.
2. 홍원표 (1994), "수동말뚝", 이진문화사
3. 홍원표, 조성한, 한중근, 전성권 (1995), "연약지반상 교대의 측방이동에 관한 연구", 1995년도 학술발표회 논문집 (III), 대한토목학회, pp. 241-244.
4. 홍원표, 전성권, 이재호, 강승인 (1997), "성토지지말뚝에 의한 교대의 안정해석에 관한 연구", 1997년도 학술발표회 논문집 (II), 대한토목학회, pp. 429-432.
5. 홍원표, 조용량, 이재호 (1997), "측방유동지반상 교대의 안정성에 관한 연구", 1997년도 학술발표회 논문집 (III), 대한토목학회, pp. 309-312.
6. Atkinson, J. H. and Potts, D. M. (1977), "Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil", Geotechnique, London, England, 27 (2), pp. 203-215.
7. Brandl. H. (1997), "Performance of a geogrid-reinforced railway embankment on piles", 14th

- Proc., ICSMFE., Hamburg, pp. 1731-1736.
8. Bolton, M. D. (1986), "The strength and dilatancy of sands", *Geotechnique*, London, England, 36 (1), pp. 65-78.
  9. Broms, B. B. and Wong, I. H. (1985), "Embankment piles", *Soil Improvement Methods, Proc., 3rd International Geotechnical Seminar, Nanyang Technological Institute, Singapore*, pp. 167-178.
  10. Bujang, B. K. H. and Faisal, H. A. (1993), "Pile embankment on soft clay : comparison between model and field performance", *Proc., 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri, Vol. I*, pp. 433-436.
  11. Bujang, B. K. H. and Faisal, H. A. (1994), "The mechanics of piled embankment", *Proc., International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, FHWA., Vol. II*, pp. 1069-1082.
  12. De Beer, E. and Wallays, M. (1972), "Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles", *Proc., 5th ICSMFE., Madrid*, pp. 325-332.
  13. Franx, C. and Boonstra, G. C. (1948), "Horizontal pressure on pile foundation", *Proc., 2nd ICSMFE., Vol. 1*, pp. 131-135.
  14. Hewlett, W. J. and Randolph, M. F. (1988), "Analysis of piled embankments" *Ground Engineering, London, England*, 21 (3), pp. 12-18.
  15. Heyman, L. (1965), "Measurement of the influence of lateral earth pressure on pile foundation", *Proc., 6th ICSMFE., Vol. 2*, pp. 425-429.
  16. Koutsabeloulis, N. C. and Griffiths, G. V. (1989), "Numerical modeling of the trap door problem", *Geotechnique, London, England*, 39 (1), pp. 77-89.
  17. Low, B. K., Tang, S. K. and Choa, V. (1994), "Arching in piled embankments", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE., Vol. 120, No. 11*, pp. 1917-1937.
  18. Marston, A. and Anderson, A. O. (1913), "The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe", *Bulletin 31, Iowa Engineering Station*, pp. 9-35.
  19. Nicu, N. D., Antes, D. R. and Kessier, R. S. (1971), "Field measurement on instrumented piles under an over-pass abutment", *High Res. Rec.*, pp. 345.
  20. Peck, R. B., Hanson, W. E. and Thornburn, T. H. (1974), *Foundation Engineering*, John Wiley & Sons, New York, pp. 301-302.
  21. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York.
- (접수일자 1999. 4. 12)