

흙막이 구조물 (VI - 2)

- 널말뚝벽 공법 -

천 식*1
남 순 성*2
고 용 일*3

8. 구획식 방죽(Cellular Cofferdams)

8.1 개요

구획식 방죽은 중력식 옹벽구조로서 일련의 서로 연결된 스트레이트 웹(straight web)의 널말뚝 셀(cell)과 통상 그 셀에 모래나 모래자

갈을 채워서 만들어진 중력식 옹벽구조물이다. 이 연결체는 수압이나 횡토압에 대하여 저항하며, 차수역할도 한다. 구획식 방죽은 일반적으로 셀의 형상과 셀배열에 의해 분류된다. Fig. 8. 1은 구획식 댐의 기본적인 3가지 형태이다.

구획식 방죽은 강널말뚝과 채움재(cell fill), 범(berm)으로 주로 구성되는데, 직경이 큰 셀로 구성된 방죽의 경우에는 판형(flat-type)

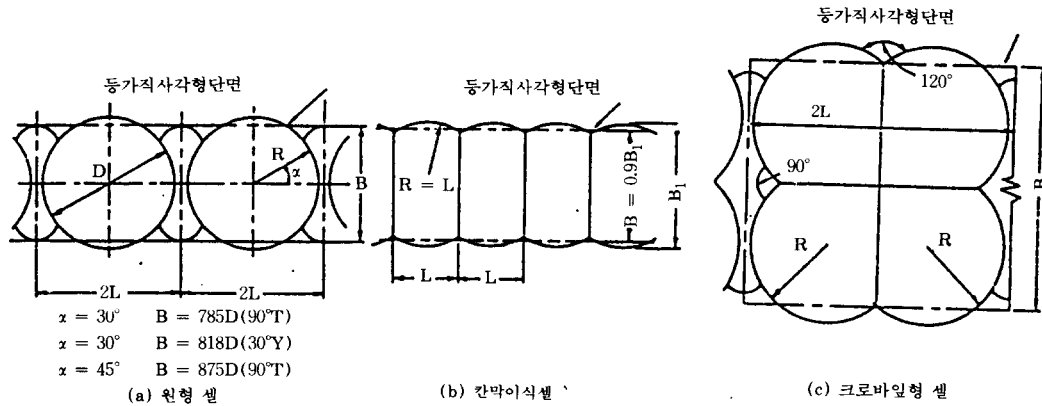


그림 8.1 구획식 방죽

*1 정희원 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수

*2 정희원 동성엔지니어링 이사

*3 정희원 한양대학교 산업과학연구소 연구원

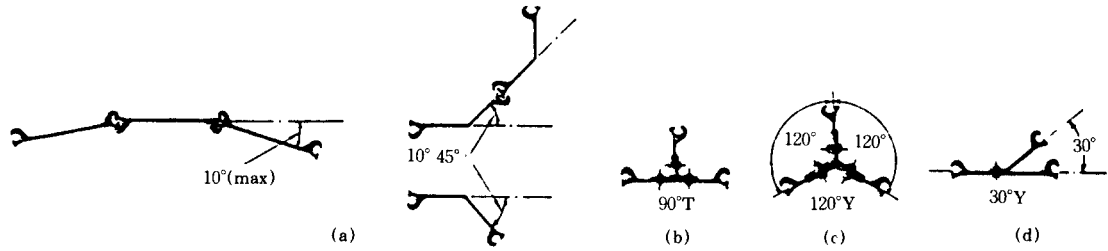


그림 8.2 구획식 방죽에 사용되는 강널말뚝

널말뚝이 이용되며, 직경이 작은 셀에는 큰 각도로 구부러진 모양의 강널말뚝이 사용된다. 판형의 경우 최대허용연결각도가 10°로 제한되고 있다. 구획식 방죽에 사용되는 표준연결방식과 강널말뚝의 형태는 Fig. 8.2와 같다.

8.1.1 원형 타입

이 타입은 지름이 큰 개개의 원형들을 지름이 작은 원호들로서 서로 연결하여 구성된 것이다. 이들 원호는 일반적으로 방죽의 가로축과 30° 또는 45°의 각을 이루는 위치에서 원호와 접하도록 하고 있다. 원형 타입 방죽의 기본적인 형상은 스스로 구조체로서 지지되며 옆의 것과 서로 독립적이다. 또, 다른 형태에 비하여 소요 말뚝이 적은 것이 특징이다.

이 외에도 셀 형태로는 클로버형, 칸막이식 등이 있는데, 이것 들은 수위, 채움재 종류, 허용변위의 크기, 위치 등의 조건에 따라 선택되어 제작된다.

클로버잎 형은 원형셀과 함께 모서리, 앵커 등에 자주 사용된다. 이 타입의 셀은 높은 수두에 저항하기 위하여 큰 직경이 요구 될 때 셀의 유효직경을 줄일 수 있다.

일반적으로 원형셀이 다른 종류의 셀보다 우수한 이유는 다음과 같다.

①한 개의 개체로서 안정하며 건설 즉시 채움재를 채울 수 있다.

②칸막이식셀은 인접 셀내의 흙 높이차가 1~2m를 넘지 않게 동시에 채워야 하는데 그렇지 않을 경우 뒤틀림이 생길 것이다. 그러나

원형 연속벽셀을 사용하면 이를 줄일 수 있다.

③연속벽 셀의 붕괴는 Cofferdam의 파괴인데 반하여, 원형 셀의 붕괴는 일반적으로 부분적이다.

④원형 셀은 형틀(기준대)을 사용하여 쉽게 제작(설치)할 수 있다.

⑤원형 셀은 통상 널말뚝의 소요량이 다른 것에 비해 적다. 그러나 이것은 연속벽의 횡단벽 간격(cross wall spacing)에 따라 다소 달라진다.

8.1.2 셀 채움재(Cell fill)

과도한 양수없이 물을 막아 놓기 위해서는 투수계수를 줄이고, 안정을 위해서는 중량을 증가시킬 목적으로 셀 속을 채운다.

이것은 흙과 물이 섞인 것의 횡압효과에 대해 균형을 유지해야만 하며, 널말뚝 이음새가 그 결과로 걸리는 응력에 의하여 파손되지 않고, 방죽도 파괴되지 않아야 한다.

질량에 관한한 어떠한 흙도 사용할 수 있으며 밀도가 클수록 좋다. 침투성만을 고려한다면, 점성토가 가장 적당한 채움재이다. 이음부의 흙텐션(hoop-tension)에 걸리는 횡력을 최소화 하기 위해서는 내부마찰각이 큰 사질토를 사용한다. 이런 모든 요인을 고려한다면 가장 적당한 셀채움을 할 수 있다. 일반적으로 셀채움재의 품질기준은 다음과 같다.

- ①자유배수를 할 것(투수계수 크게)
- ②내부마찰각이 클 것
- ③No. 200체 통과 물질을 조금만 포함할 것

④쇄굴에 대한 저항성을 가질 것.

셀 채움재가 때때로 현장조건에 따라 위의 기준에 맞지 않게 사용된다. 그러나 채움재가 이들 기준에 가까이 갈수록 널말뚝에 있어서 더욱 경제적인 설계가 된다. 왜냐하면 통상 방죽에서 가장 비싼 부분이기 때문이다. 셀채움은 자주 송수식으로 하는 데, 강바닥의 흙을 빨아들여 펌프로써 파이프 시스템을 이용하여 셀 내에 채운다.

실질적으로 이러한 작업과정에서 강바닥 흙속의 가는 입자가 줄어든다. 물론 가까운 곳에 채움재료가 없을 경우 바지선이나 트럭, 철도 등의 운반기구를 통해 운반한다. 그러나 일반적으로 어떠한 경우라도 채움재는 물아래로 퇴적되게 된다. 따라서 이 효과 때문에 내부마찰각의 산정시 주의 할 필요가 있다. 이런 방법에 의한 퇴적토에서는 내부마찰각이 $30^{\circ} \pm 2^{\circ}$ 를 넘는 경우가 드물다. 만일 만족스러운 배수삼축시험들이 그 흙의 예상 밀도에서 행해지지 않았다면, 설계시 ϕ 는 $28^{\circ} \sim 30^{\circ}$ 로 제한하는 것이 바람직하다. 진동 장비에 의하여 어떤 형태의 다짐이 되었다면 셀 채움 밀도와 ϕ 를 증가시킬 수 있다.

8.1.3 구획식 방죽의 안정 및 설계

구획식 방죽의 해석에는 일반적으로 사용되는 최소한 세가지 방법이 있다.

(1) 소위 Terzaghi의 방법이라고 불리우는 이전의 TVA(tennessee valley authority)방법

(2) Cummings 방법

(3) Hansen 방법

이들 방법중 TVA와 Cummings는 미국과 그 밖의 지역에서 보통 사용된다. Ovesen에 의해 수정된 Hansen방법은 거의 사용되지 않고 있다. 더 많은 방죽이 TVA와 U.S Corps of Engineers에 의해 건설되기 때문에 TVA와 Cummings 방법이 거의 다 사용되나 이 방법 중 어느 것도 이론적으로 완전하지 않다. Hansen 방법이 다른 방법에 비하여 더 복잡하나 그것을 인정할 수 있는 건설 경험과 실적이 적

다. Belz와 Dismuke는 미국에서 사용중인 몇몇 설계방법을 요약하여 발표하였다. 현재 TVA에서는 그들의 방죽설계시에 Cummings 방법을 사용하고 있다.

8.1.4 일반 설계 개념

구획식 방죽은 두 가지의 매우 다른 물질 즉, 강재와 흙으로 구성되어 있는 데, 이것들의 복잡한 상호작용때문에 이론적으로 정확히 설계한다는 것은 매우 어렵다. 셀에 발생하는 응력을 해석적으로 풀기 위하여 다양한 이론들이 제시 되었음에도 불구하고, 현장 설계자들은 대다수 과거의 실적과 경험에 의존하고 있다. 경험이 부족한 설계자가 이론적으로만 정확히 설계하는 것은 오류가 생기거나 위험한 결론으로 가기 쉽다. 따라서 모든 중요한 구획식 널말뚝 구조물에서는 해당 전문 기술자의 충고와 승인을 얻어야 하며, 기초 지반이 복잡하거나 어려운 위치에서의 건설시에는 전문가의 면밀한 검토가 필수적이다.

일반적으로 구획식 방죽의 설계는 앵커식 벽의 그것과 매우 흡사하다. 설계를 시작하기전에 필요한 해당 면적에 대한 현지 지형조사가 완료되어야 하며, 방죽의 높이는 방죽의 사용기간동안 과거 기록에 의한 고수위를 최소한의 최고수위로 하여야 한다. 높은 방죽에 대해서는 지표에서의 상대높이를 줄이기 위하여 Berm을 두도록 한다.

8.1.5 현장조건

현지 지형조사에는 완벽한 지반조사 뿐만 아니라 지표면 상태, 세굴심도 등에 관한 정보를 얻을 수 있도록 면밀히 수행되어야 한다. 시추 조사는 암반선의 구성과 토층상태를 충분히 파악할 수 있도록 암반층까지 실시한다. 실내 시험은 설계시에 재료의 물성 및 특징에 대한 직접적인 정보이며 실제 현장조건에 대한 구조물의 반응이 복잡하기 때문에 실내시험 결과의 사용시에는 현장조건에 부합하도록 각별히 주

의하여야 한다. 현장조건을 보통 실험과정에서 재현하기란 매우 어렵기 때문이다.

8.1.6 등가폭(Equivalent width)

방죽의 높이가 정해지고, 기초지반과 셀채움재의 물리적 성질이 적절하게 결정되고 난 후, 임시로 등가폭 B를 선택한다. 방죽의 등가폭 B는 실제 방죽과 동등한 단면계수를 가진 등가직사각형(equivalent rectangular) 단면의 폭으로 결정된다. 설계목적상, 이것은 등가면적으로 간략히 할수 있다.

등가폭 B =

$$\frac{\text{Area of (main cell + one connecting cell)}}{\text{main cell간의 중심간 거리}} \quad (8.1)$$

TVA방법에 의한 두가지 면적의 사용에 따른 결과 차이가 약 6%에 불과하다는 것을 발견하였다. 원형셀에서 면적에 따른 직경과 등가폭사이의 관계는 다음과 같다.

$$B = 0.785D \text{ for } \alpha = 30^\circ (90^\circ T)$$

[Fig. 8.1(a) 참조]

$$B = 0.818D \text{ for } \alpha = 30^\circ (30^\circ Y)$$

$$B = 0.875D \text{ for } \alpha = 30^\circ (90^\circ T)$$

칸막이식 셀에 대해서는

$$B = \frac{\text{셀에 의해 막혀진 면적}}{\text{(area enclosed by cell)}} \quad (8.2)$$

칸막이 사이의 거리
(distance between diaphragms)

설계목적상 맨앞에서 뒤까지 전체치수의 0.9 배로 할 수 있다.

(Fig. 8. 1(b) 참조)

8.1.7 포화선(Saturation line)

가정된 셀의 안정평가기전에 셀채움내의 포화도에 대한 검토가 반드시 되어야 하는데, 특히 포화선의 위치가 정해져야 한다. 셀내의 포화영역은 여러 가지의 요인에 의하여 영향을 받는데, 말뚝이음 조건, 셀채움재의 투수성, Berm의 설치여부, 말뚝열내부에 있는 수발공(weep hole)의 위치, 갯수 등이다.

일반적으로 자유수표면의 경사 또는 포화선은 채움재의 종류에 따라 Fig.8.3과 같이 가정할 수 있다. 흙범(earth berm)이 설치된 경우에는 포화선이 Berm의 정상부로 연결된다. Berm이 있는 방죽에서는 두 개소의 포화선에 대하여 고려하여야 하는데 Fig. 8. 4에서처럼 더 극한적인 위치로 규정지어야 할 것이다. 우물통 설계시와 마찬가지로 계산의 편의를 위하

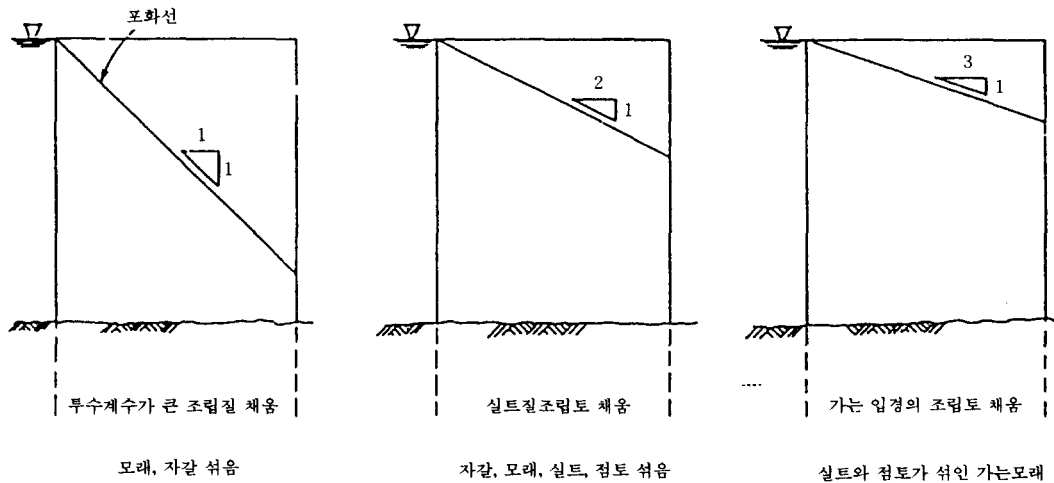


그림 8.3 여러 가지 종류의 흙에서의 추천할만한 포화선

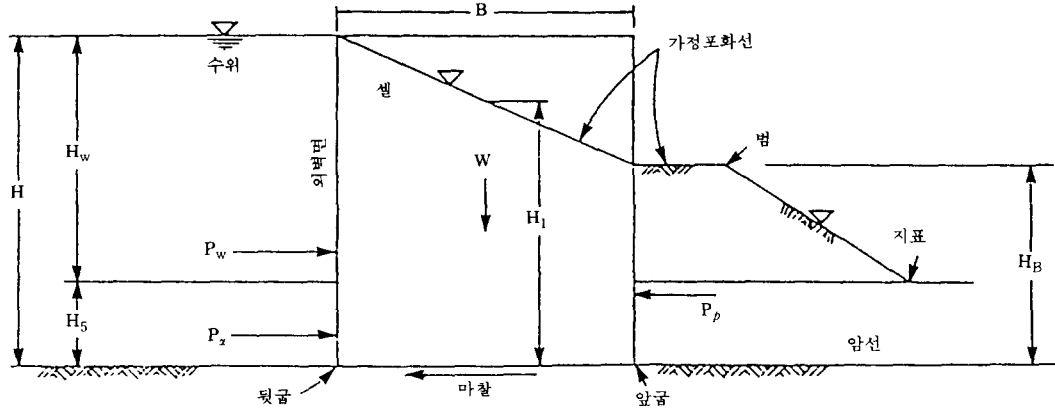


그림 8.4 Berm이 있는 방죽

여 포화선을 수평선으로 가정하는데, 예상되는 포화조건의 평균치를 대표하는 높이에 하나의 수평선을 정한다.

8.2 암반상의 방죽의 안정

구획식 방죽의 안정해석을 위해 기초의 형태에 따라 암반상에 놓인 방죽과 깊은 퇴적토상의 방죽으로 구분하고 있다. 암반상의 구획식방죽은 몇가지 파괴형태에 대하여 해석하여야 한다.

8.2.1 기초에서의 활동

방죽의 수평활동에 대한 안전율은 단위 길이 당에 작용하는 활동력(driving forces)과 잠재 저항력에 의해 구해진다. 방죽은 외측표면에 수평 활동력을 받으며, 방죽과 Berm 바닥에서의 마찰저항력과 내측면에 작용하는 흙의 수평 토압을 받는다.(Fig. 8. 4 참조)

$$\text{활동력} = \text{만수압} + \text{주동토압} \quad (8.3)$$

그런데,

$$\text{만수압 } P_w = \gamma_w H^2 / 2$$

$$\text{주동토압 } P_A = \gamma' K_A H_s^2 / 2 (\text{벽단위 길이 당})$$

여기서 K_A : 주동토압계수

γ' : 방죽 바깥 흙의 수중단위 중량

γ_w : 물의 단위중량

H, H_s : 방죽 및 흙의 높이

H_B : 방죽의 밑바닥에서 범정상까지의 높이

저항력은 셀의 바닥에서의 마찰저항력으로서 다음과 같다.

$$W \tan \delta' = B[\gamma(H - H_1) + \gamma' H_1] \tan \delta' \quad (8.4)$$

여기서,

W : 셀채움재의 유효중량

B : 방죽의 등가폭

γ : 포화선 위의 셀채움재의 단위중량

H : 방죽의 총 높이

H_1 : 포화선의 평균높이

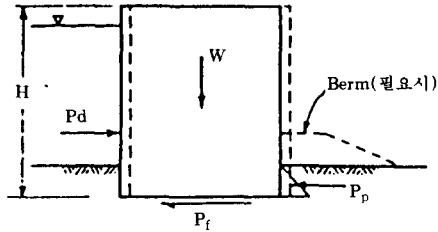
γ' : 셀채움재의 수중 단위중량

$\tan \delta$: 암반상과 셀채움재사이의 마찰계수, 거칠지 않은 부드러운 암반에 대해 0.5

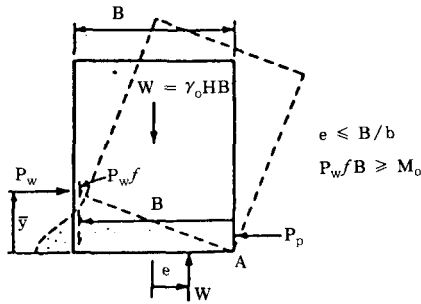
δ' : 다른 종류에 대한 흙의 ϕ 각

암반상의 방죽의 내측 면에 미치는 범과 흙의 수동토압 P_p 는 범의 배면 경사를 고려한 파괴 췌기의 어떤 단면에서도 계산하도록 수정된

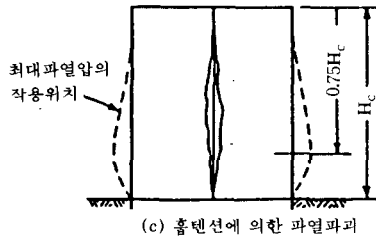
활동썰기(sliding wedge) 이론 혹은 쿨롱 이론에 의해 결정 하도록 한다.



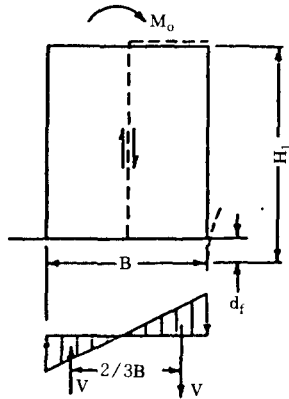
(a) 활동에 대한 저항



(b) 전도에 대한 안정



(c) 흠멘선에 의한 파열파괴



(d) 쉘의 중심선에 따른 전단력

그림 8.5 방축의 안정

이들 이론을 사용하는 이유는 암반에서는 log-spiral형의 활동이 허용되지 않기 때문이다.

활동에 대한 안전율은

$$F.S. = \frac{\text{저항력(resisting force)}}{\text{활동력(driving force)}} = \frac{W \tan \delta' + P_p}{P_p + P_A} \quad (8.5)$$

여기서, P_p : 벽단위 길이당의 내측면상에 범과 흠의 유효 수동토압, 기초에서의 활동에 대한 안전율은 가설구조물인 경우 최소 1.25이며 영구구조물에 대해서는 1.5 이상으로 한다.

8.2.2 널말뚝과 쉘채움재 간의 미끄러짐

구획식방축이 큰 전도력을 받을 때 외측 말뚝이 돌리며 쉘채움재가 유실됨에 따라 파괴가 발생될 수 있다. 그 경우에 외측 널말뚝과 쉘채움재 사이에 미끄러움이 발생한다. 그와같은 파괴에 대한 안전율을 계산하기 위해서 내측 부리(inboard toe) 주위의 모멘트를 합산한다. 외측 널말뚝의 내외부 표면에서의 마찰력과 내측면의 Berm과 흠에서의 유효 수동토압에 의한 것이 마찰저항력이 된다.

쉘 채움재는 말뚝과 함께 들어올려지지 않는다고 가정하기 때문에 쉘의 중량은 저항모멘트에 포함시키지 않는다. 그 결과를 식으로 나타내면

$$F.S. = \frac{\text{저항모멘트(resisting moment due to on outboard piling)}}{\text{활동모멘트(driving moment due to water and soil pressures)}} = \frac{B(p_w + p_A) \tan \delta + p_p H_B / 3}{\frac{1}{3}(p_w H + p_A H_s)} \quad (8.6)$$

표 4. 강널말뚝의 마찰계수(after Navdocks)

강널말뚝의 경우	$\tan\delta$	δ (degree)
깨끗한 모래, 자갈·모래, 혼합, 양입도의 쇄석	0.40	22
깨끗한 모래, 실트섞인 모래·자갈 혼합, 단일경암섞임	0.30	17
실트섞인 모래, 실트(점토)·자갈(모래)혼합	0.25	14
세사섞인 실트, NP의 실트	0.20	11

8.2.3 셀 중심선에서의 전단파괴

Fig. 8.6은 관례적으로 순 전도모멘트(net overturning moment) M 으로 인한 '방죽저면의 응력분포'를 나타내고 있다. 셀 중심선상의 중립면(neutral plane)에서의 총 전단력(total shearing force)는 이 삼각형의 면적과 같다. 따라서

$$Q = \frac{1}{2} \cdot \frac{B}{2} \cdot \frac{6M_0}{B^2} = \frac{2M}{2B} \quad (8.7)$$

여기서,

Q : 방죽 단위 길이당의 총 전단력

M : 방죽 단위 길이당의 순 전도모멘트

$$= \frac{1}{3} [P_w H + p_A H_s - p_B H_B]$$

힘 Q 는 이음부의 마찰과 셀채움재 내부 수직전단에 의하여 저항 되는 것이다. 방죽의 중심선을 따라 셀채움재내에 생기는 수직전단저항력은 수평압에 $\tan\phi$ 를 곱한 것과 같다. 임의

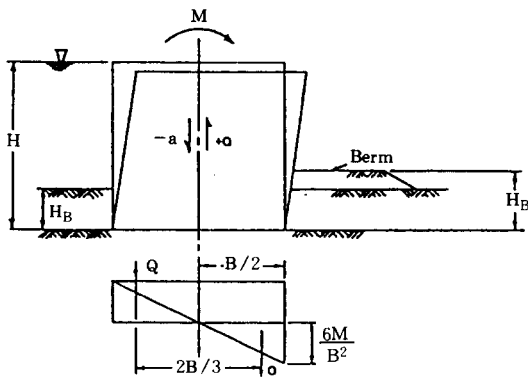


그림 8.6 바닥의 응력분포 가정

의 길이 Z 에서 중립면에 작용하는 수평압은 수직압 γZ 에 토압계수 K 를 곱한 것과 같다. 즉

$$\sigma_h = K\gamma Z \quad (8.8)$$

K 의 값은 주동토압계수 K_A 보다는 크다. Mohr의 응력원으로 부터 다음과 같이 K 값이 주어진다.

$$K = \frac{\cos^2\phi}{2 - \cos^2\phi} \quad (8.9)$$

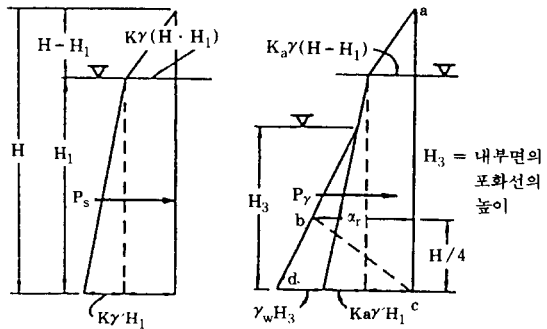
여기서, ϕ = 셀채움재의 내부마찰각

Fig.8.7(a)는 방죽의 중심선에 분포된 수평력을 나타낸다. 방죽단위 길이당의 수평력을 p_s 라 하면,

$$p_s = 0.5K\gamma(H-H_1)^2 + K\gamma(H-H_1)H_1 + 0.5K\gamma H_1^2 \quad (8.10)$$

따라서 방죽길이당의 중심선에서의 총 전단저항력은

$$S = p_s \cdot \tan\phi \text{와 같다.} \quad (8.11)$$



방죽 중심선에서의 수직면

(a)

내부널말뚝

(b)

그림 8.7 수평토압 다이어그램

방죽의 단위길이당의 널말뚝 이음부에서의 마찰저항력은 이음부 인장력에 마찰계수 f 를 곱한 것과 같다.(이음부에서 강재와 강재의 경우, $f = 0.3$)이음부 인장력을 계산하기 위하여, TVA 엔지니어들은 Fig.8.7(b)에서 삼각형 abc에서의 압력합 P_T 를 사용한다. C점에서 수평압을 0으로 줄어든다고 가정하는데, 이는 말뚝 끝이 암반내에 있고, 링 인장력도 줄기 때문이다.

셀의 중심선에서의 총 전단저항력은

$$S_T = p_s \cdot \tan\phi + fp_T \quad (8.12)$$

여기서, $p_T = abc$ 의 면적(Fig 8. 7(b))

파괴에 대한 안전율은

$$F.S. = \frac{S_T}{Q} = \frac{(p_s \tan\phi + fp_T) 2B}{3M} \quad (8.13)$$

≥ 1.25(가설 구조물),
1.5(영구 구조물)

8.2.4 수평 전단(Cummings의 방법)

Cummings는 내부활동이론(Interior sliding theory)이라고 알려진 구획식 방죽 파괴 이론을 제한하였는데, 여기서 기울어짐에 의한 파괴에 저항하는 것은 주로 셀채움재내의 수평 전단력을 통하여 얻어진다는 것이다.

커밍은 모형시험에 근거하여, 단지 아래의 면 AT(바닥에 내부마찰각 ϕ 만큼 기울어진)와 AT 위의 셀 채움재가 서차지로서 작용한다고 결론지었다.

그림에서와 같이 AT 아래의 흙은 수평면 활동으로 파괴되고, 이로인한 외측 널말뚝에 저

항압이 생긴다. 아래의 방정식은 이 압력때문에 생기는 저항모멘트를 계산하는 커밍의 방법을 요약한 것이다.

방정식에서의 변수는 Fig. 8.7에 나타나 있다. 셀의 극한 수평전단 저항력은

$$R = W \tan\phi = \gamma BH \tan\phi \quad (8.14)$$

여기서, $H = a + c$

$$B = c/\tan\phi$$

Fig. 8.8(d)는 이 방정식을 그림으로 나타낸 것이다. 면적은 총 저항력 R 과 같다. 이 다이어그램은 압력 다이어그램과 비슷하게 취급되며, 그것으로부터 바닥에 대한 저항모멘트를 계산할 수 있다. 방죽의 바닥에 대한 벽 단위 폭당 총저항모멘트는 아래와 같다.

$$Mr = R_1 (c/2) + R_2(c/3) \quad (8.15)$$

여기서, $R_1 = ac\gamma$

$$R_2 = c^2\gamma$$

$$\text{따라서 } Mr = \frac{ac^2\gamma}{2} + \frac{c^3\gamma}{3}$$

더욱, 이음마찰(interlock friction) 역시 전단저항력을 제공한다. 수직단위절편에 작용하는 압력에 이음마찰계수 f (coefficient of interlock friction)를 곱하여 계산할 수 있다.

$$\text{이음 마찰력 } F_1 = p_T \times L \times f \quad (8.16)$$

여기서, p_T 와 L 은 앞에서 정의된 것이다.

마찰력 F_1 는 모든 이음매에 똑같이 작용한다고 가정한다. 따라서 개개의 말뚝은 각각의 끝에서 크기가 같고 방향이 반대인 마찰력을 가질 것이다. 이음 인장력으로 인한 기울어짐에 대한 저항 모멘트 M 는 각 말뚝에 작용하는 반

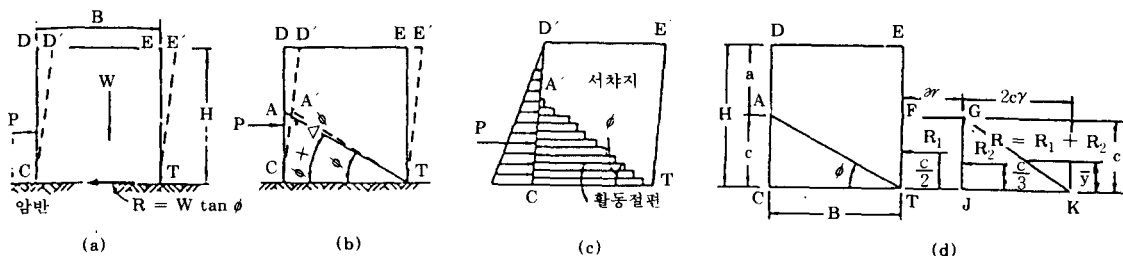


그림 8.8 Cummings의 방법

대방향의 마찰력에 의하여 발생하는 개개의 우력을 합한 결과이다.

따라서 단위 폭당 저항모멘트는 다음과 같다.

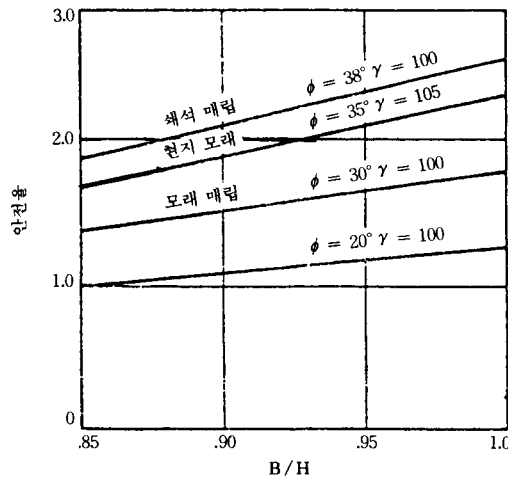
$$M_i = \frac{F_i \cdot B}{L} = p_T \cdot f \cdot B \quad (8.17)$$

L은 Fig.8.1에 나타낸 것이다.

만일 Berm이 사용된다면, Berm의 유효수동 토압에 의한 저항모멘트는 여기에 포함되어야 한다. 따라서 기울어짐(tilting)에 대한 안전율은

$$\begin{aligned} \text{F.S.} &= \frac{\text{저항모멘트}}{\text{활동모멘트}} \\ &= \frac{M_r + M_i + p_p H_b / 3}{(p_w H + p_A H_s) / 3} \end{aligned} \quad (8.18)$$

수평전단법을 사용할 경우, 셀채움재의 다양한 내부마찰각 크기에 따른 기울어짐에 대한 안전율은 Fig.8.9와 같다. 이것은 단지 수압의 영향에 의하여 변화되는 것을 보인 것이다.



B = 방죽의 등가폭 H = 방죽의 높이

그림 8.9 기울어짐에 대한 안전율

8.2.5 이음인장력(Interlock tension)

구획식 방죽에 발생되는 이음부 인장력은 내부 셀압력의 변화에 대한 함수이다. TVA 기술

자들은 보통 최대의 압력이 발생하는 지점은 바닥에서 셀 전체 높이의 1/4지점이라고 가정한다.

내부 널말뚝벽에 분포하는 압력은 Fig.8.7 (b)와 같으며 다음과 같이 쓰인다.

$$\begin{aligned} \sigma_T &= K_A \gamma (H - H_1) + K_A \gamma' \\ &= (H_1 - H/4) + \gamma_w (H_3 - H/4) \end{aligned} \quad (8.19)$$

여기서, K_A : 주동토압계수, Terzaghi는 최소 0.4를 제시하였고,

Navdock은 $K_A = K = \frac{\cos^2 \phi}{2 - \cos^2 \phi}$ 를 사용하고,

물에 의한 매립(hydraulic fill)에 대해서 TVA는 전수압과 함께 Coulomb의 주동토압계수를 사용한다.

주 셀(main cell)에서의 최대 이음인장력(interlock tension)은

$$t = \frac{\sigma_T \times R}{12} \quad (\text{pounds per linear inch}) \quad (8.20)$$

여기서, σ_T : 내부 널말뚝 벽에서의 최대압 (Pounds per foot)

R : 반경 (Feet)

연결부에서의 이음응력(interlock stress)는 대략 다음과 같다.

$$t_{\max} = \frac{\sigma_T \times L \sec \alpha}{12} \quad (\text{pounds per linear inch}) \quad (8.21)$$

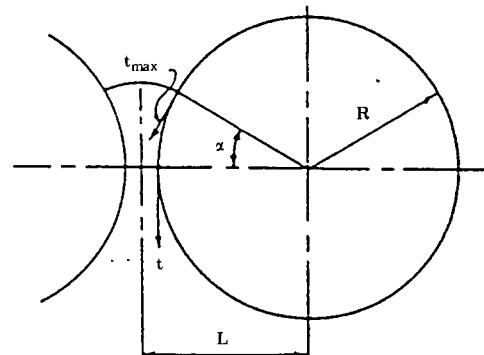


그림 8.10 연결부의 이음응력(Interlock stress at connection)

t_{max} 값은 작은 셀과 큰 셀에 걸리는 링인장력(ring tension)을 힘의 다각형으로 결합시켜 해석하여 구한 정확한 값보다 작은 것이다. 이 음응력(interlock stress)은 아래와 같다. 단위 인치당의 파운드(pli)로 나타내었으며, 스트레이트 웹(straight web) 말뚝일 경우이다.

코넥팅아크(connectiong arcs)사용시 이음인장강도에 관하여는 주어진 값이 없지만, T형 연결에서 실험에 근거하여 단위인치당 4000 lb 보다 적게 최대허용 인장 강도를 설정하였다. 코넥팅아크(connecting arcs)의 뒷채움시 생기는 통 효과(bin effect)는 일반적으로 이음인장 강도를 줄여준다. 그러나 주 셀(main cell)과 코넥팅아크 사이의 연결에서는 충분한 주의가 필요하다. 대규모 셀에서는 90° T형 대신 30° Y형이 종종 사용되는데, 30° Y형은 코넥팅아크에 인장력을 덜 걸리게 하는데 그 이유는 반경이 작기 때문이다.

8.3 깊은 토사 기초지반 상의 방죽

8.3.1 개요

암반상의 방죽에 관하여 앞서 논의 된 많은 사항들이 그대로 깊은 토사층 상에 기초를 둔 구획식 방죽의 설계에도 적용 된다. 이러한 방죽의 안정을 보장하기 위해서는 추가적으로 몇 가지 요구사항들을 만족하여야 한다. 이 사항들을 두가지로 나누면(1) 하부 토사지반의 지지력과 (2)내벽선단에서의 보일링과 파이핑에

대한 안정이다.

일반적으로 깊은 토사지반상의 방죽의 수평 활동은 문제되지 않을 것이나, 내부전단파괴에 대해서는 검토되어야 할 것이다. 하부의 흙은 Fig.8.7(b)에서와 같이 내부벽면에 걸리는 수평력을 줄일 수 있는 충분한 저항력을 일으킬 수도 있고 아닐 수도 있다. 따라서 어떤 설계자들은 P_T 계산에 전체 압력 다이어그램 abcd를 사용하기를 선호한다.

8.3.2 안정

모래지반에 설치된 구획식 방죽의 경우, 셀 내부면과 채움재의 상호 작용에 의해 발생하는 연직방향의 하향 마찰력 F_1 을 막을 수 있는 충분한 깊이로 내부 널말뚝(inboard sheet pile)을 타설하여야 한다. 이 마찰력은 아래와 같이 주어진다.

$$F_1 = p_T \tan \delta \quad (\text{단위길이당 힘}) \quad (8.22)$$

여기서, p_T 는 Fig.8.7(b) 참조

$\tan \delta$: 셀 채움재와 강널말뚝사이의 마찰계수

통상 F_1 적용시 안전율은 1.5면 충분하다.

모래나 점성토 기초지반상의 구획식 방죽에서는 내측벽 선단의 지지층상에 서차지 하중을 부과하게 된다. 따라서 지지층의 지지력에 대한 안전을 평가시에 단위길이당 작용할 수 있는 모든 힘을 다 고려할 수 있어야 한다.

그런 결과 안전율은 다음과 같을 것이다.

표 8.2 이음응력(interlock stress)예

	보증된 값(pli)	제시된 설계값(pli)	안전율
MP-112 and MP-113	12,000	3,000	4*
MP-101 and MP-102	16,000	8,000	2
** MP-103	28,000	14,000	2

*Shallow arch sections subject to straighting

**Available only in uss EX-TEN 50 steel for other grades -inquire

$$F. S. = \frac{c N_c + 0.5(\bar{\gamma} B N_\gamma)}{(6M/B^2) + \bar{\gamma} H} \geq 2 \text{ (조립토),}$$

2.5~3.0(가는 모래) (8.23)

여기서,

N_c 와 N_γ : Terzaghi의 지지력 계수(Fig. 8.11 참조)

$\bar{\gamma}$: 깊이 H 이내의 지지층의 평균유효단위중량

$\bar{\gamma}$: 셀채움재의 평균단위중량

M : 순 전도모멘트(net overturning moment)

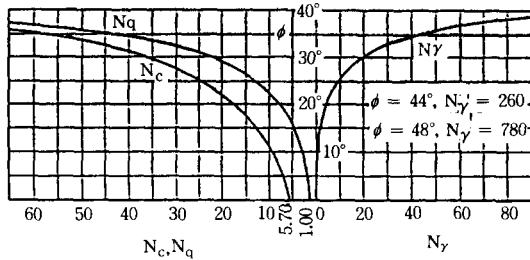


그림 8.11 내부마찰각과 지지력계수와의 관계 (After Terzaghi and Peck)

점성토 지반에서 지반상에 최대방죽높이를 결정하는데 극한지지력을 사용할 수 있다.

$$H = 5.7 \frac{c}{\gamma_e} \quad (8.24)$$

여기서, H : 지표로부터 방죽의 최대높이

c : 점성토의 단위 점착력

γ_e : 셀 채움재의 유효단위중량

만일 최소 안전율이 1.5라면 깊은 점성토에 설치되는 방죽의 최대높이는 다음과 같다.

$$H = 3.8 \frac{c}{\gamma_e} \quad (8.25)$$

기초지반이 연약한 점성토일 경우에는 적은 외부 모멘트에 대해서도 기울어질 수 있으므로 이를 고려하여야 한다. 이 경우 셀내부의 채움재의 전단저항은 무시하고 이음인장강도에 의한 저항모멘트가 셀 중심선에서의 전단파괴에 저항하게 된다.

F.S. =

$$\frac{\Delta p \cdot R \cdot f \cdot (B/L) [(L+0.25B)/(L+0.5B)]}{M} \quad (8.26)$$

여기서, Δp : 내부 널말뚝에 작용하는 압력

차 = $p_r - p_p$

M : 순 전도모멘트

R : 반경

f : 이음부 마찰계수(0.3)

가설구조물인 경우 안전율 1.25, 영구구조인 경우 1.5로 한다.

8.3.3 하부침투(Underseepage)

Fig.8.12는 기초를 모래위에 둔 구획식 방죽의 단면도이다. 이와같은 방죽 설계시 다음 3가지 조건을 만족해야 한다.

- (1) 방죽의 바깥면에 접해있는 모래는 방죽 널말뚝을 부식으로부터 충분히 보호할 수 있어야 한다.
- (2) 수평토압과 수압에 대하여 댐이 충분히 안정하여야 한다.
- (3) 내측벽 선단의 높은 댐 바닥의 침투력을 충분히 지지할 수 있어야 한다.

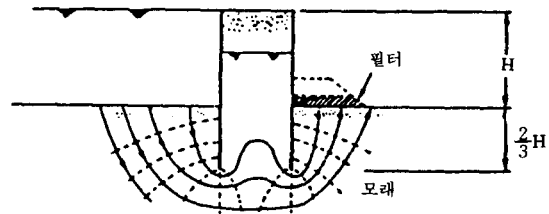


그림 8.12 모래지반상에 설치된 구획식 방죽의 침투 (After Terzaghi)

세번째 조건은 모래의 전단강도를 영으로 하는 보일링 혹은 퀵 샌드 조건(quick condition)으로서 알려져 있다. 즉, 보일링은 내측 열 널말뚝의 땅에 묻힌 부분에서의 내부로 걸리는 모멘트에 대한 모래의 저항력을 제거시켜서 방죽이 내측으로 토폰링(Toppling)파괴가

되도록 할 것이다. 보일링을 방지하는 방법은 두가지가 있는데,

널말뚝을 깊게 박아서 유로를 길게 하는 방법과 위험구역을 Fig.8.12에서 처럼 하중을 가하고, 역필터를 두는 방법이 있다. 필터가 유선망의 형태를 바꾸지는 못하더라도, 그것의 중량이 위험구역의 상향 침투력에 대한 조정역할은 한다. 필터재는 독립적인 두가지 조건을 만족하여야 한다. 첫째는 침투수를 압력이 걸리지 않도록 배수할 정도로 충분히 투수가 잘되어야 하고, 둘째로는 아래 놓인 흙 입자가 올라오지 못할 정도로 공극이 적어야 한다.

모래지반에서의 널말뚝은 일반적으로 방죽의 지표면위 높이의 약 2/3깊이로 향타하거나, 단단한 층에 지지될때까지 향타하는 것이다. 만일 내측면 지표아래로 적어도 H/6까지 수위를 낮춘다면, 근입깊이를 방죽높이의 약 1/2로 줄일 수 있을 것이다.

배수를 하여 안정성을 증가 시키는 방법으로 Well Point나 Deep Well을 내측벽 근처의 셀 아래에 설치하는 것이 종종 사용된다. 이런 방법은 널말뚝 주변장 아래의 방죽지역 안으로 유선을 끌어들이게 된다.

8.3.4 외측면 널말뚝의 인발

조립토에 설치된 널말뚝의 근입심도는 방죽 아래 유선길이의 연장 필요성에 따라 조절된다. 그러나 이때에 방죽의 기울어짐(tilting)에 의한 외측면 널말뚝의 인발(pull-out)에 대하여 충분히 안전하여야 한다. 외측면 말뚝에 전도 모멘트때문에 발생하는 평균 말뚝반력은 다음과 같다.

$$Q_p = \frac{P_w H + p_A H_s - p_p H_B}{3B(1 + B/4L)} \quad (8.27)$$

벽 단위 길이당 말뚝의 극한인발력(ultimate pile pull-out capacity) Q_u 는 말뚝이 박힌 지반의 종류에 따라 달라진다.

점성토의 경우

$$Q_u = C_a \times \text{주면장} \times \text{근입장} \quad (8.28)$$

여기서 C_a 는 다양한 점성값에 대해 표 8.3으

로부터 결정 할 수 있다.

표 8.3 부착력의 개략적인 값

컨시스턴시	점착력, C(PSF)	부착력 C_a (PSF)
매 우 연 약	0 - 250	0 - 250
연 약	250 - 500	250 - 480
중 간 굳 기	500 - 1000	480 - 750
굳 음	1000 - 2000	750 - 950
매 우 굳 음	2000 - 4000	950 - 1300

사질토의 경우

$$Q_u = \frac{1}{2} K_A \gamma_e D^2 \tan \delta \times \text{주면장} \quad (8.29)$$

여기서, K_A : 주동토압계수

D : 근입장

$\tan \delta$: 기초 저면 지반토사와 강재의 마찰계수

γ_e : 기초 저면 지반 흙의 유효 단위중량

안전율은 1.5로서 충분하다. 따라서

$$F.S. = \frac{Q_u}{Q_p} \geq 1.5$$

8.4 Hansen의 이론

J. Brinch Hansen은 방죽의 안정 해석시 파괴면을 단순한 오목하거나 볼록한 상태라는 가정에서 검토하는 방법을 제시하였다. 이 방법에 의하면 알게 근입된 토사지반 상의 방죽은

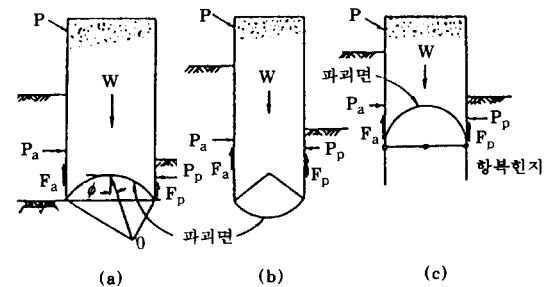


그림 8.13 J. Brinch Hansen의 극한법

Fig.8.13(a)에서 처럼 방죽아래 한 점 주위로 전체 방죽의 회전에 의해 파괴된다는 것이다.

파괴선 아래의 지반은 정지상태에 있는 반면 0점을 중심으로 파괴선 위의 전체토사가 하나의 강체로서 회전한다. 만일 방죽이 길게 설치된 것이면, 파괴면은 Fig.8.12(a)나 (b)처럼 오목하거나 볼록한 것이며, 두가지 가능성은 8.12(c)의 널말뚝의 소성항복의 가능성과 함께 조사하여야 한다. 암반상에 기초를 둔 방죽은 그 파괴면이 오목한 것으로 가정한다.

일반적으로 파괴면을 원형호로서 고려하지만, 편의상 다음과 같은 방정식에 의해 대수나선으로 가정한다.

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (8.30)$$

여기서, θ : 극좌표계에서의 변수
 r_0 : 나선의 초기 반경
 ϕ : 내부마찰각

계산순서는 다음과 같다.

먼저 나선의 위치를 정한다. 그리고 나선상부의 무게를 W , 외력 P , F 를 적당한 토질 특성을 사용하여 계산한다. 전체 방죽의 안정은 극점 0주위에 걸리는 모멘트로서 검토된다. 나선 표면에 걸리는 모든 마찰력은 극점을 향하고 있기 때문에 마찰력들은 모멘트는 일으키지 않는다. 힘 P , P_a 와 F_a 는 전도모멘트를 발생시키는 반면 W , P_p 와 F_p 는 이에 저항하는 모우멘트를 발휘한다. 더 상세한 사항은 J.Brinch Hansen의 저서 "Earth Pressure Calculation"을 참고 바람.

9. 강관널말뚝 기초

9.1 개요

강관널말뚝 기초는 Fig.9.1과 같이 강관널말뚝을 현장에서 원형, 원호형, 장방형 등의 폐쇄된 형태로 조합하여 타설하고, 이음관 내에 몰탈을 충전시키고 두부에 정판(頂版)을 설치하고 강결함으로서 강관 널말뚝 단일개개의 강성

만이 아니라 정통(井筒) 전체로서의 강성을 확보하고 소정의 수평저항, 연직 지지력이 얻어질 수 있게 한 기초구조물이다.

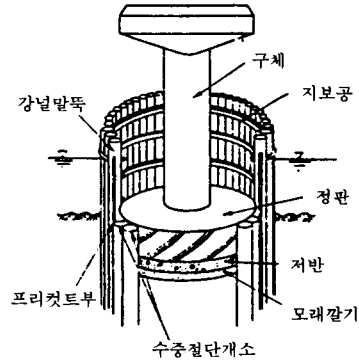


그림 9.1 강관널말뚝 기초(가물막이 겸용 방식)의 개요

강관널말뚝 기초의 특징은 시공상 강관말뚝과 같은 것이지만 설계적으로는 케이슨과 말뚝의 중간적 특징으로는 가물막이 겸용 공법이라는 것이다. 가물막이 공법을 물막이와 같이 수중 시공시에 가설공을 설치하는 공법으로 사용하면 강관널말뚝이 가물막이 벽체와 기초 본체를 겸용하게 되므로 공기가 단축되고 공비가 절약될 뿐만 아니라 가물막이 벽체가 강성이 큰 강관널말뚝으로 구성되어 있기 때문에 근입 깊이를 깊게 할 수 있어 시공시의 안전성이 대단히 높은 등의 장점이 있다.

본 공법의 아이디어는 1930년대 서독에서 Box Pile(H형 강널말뚝)을 이용하여 교량기초나 돌핀 등을 축조한 것이 시초로서, 일본에서는 1960년경 강널말뚝의 한 이용기술로서 도입되었고 1964년 부터 공법 개발이 시작되어 용광로 기초, 교량기초에 처음으로 사용됨으로써 새로운 수중기초로서의 많은 장점이 인정되었다.

9.2 구조 형식

강관널말뚝 기초는 지지형식, 시공방법, 평

면 형상에 따라 여러 가지로 분류된다.

9.3 설계

9.2.1 지지 형식에 의한 분류

(1) 정통형(井筒型)

모든 강관널말뚝을 지지층까지 타설하는 형식으로서 강관널말뚝 기초로서는 가장 일반적인 형식이다.

(2) 각부형(脚付型)

지지층이 깊고 비교적 양호한 중간층이 있는 경우에 사용되는 강관 수량의 약 반은 지지층까지 도달시키고 나머지를 중간층에서 타설하는 형식

9.2.2 시공법에 의한 분류

(1) 가물막이 겸용방식

기초 본체의 강관 널말뚝을 가물막이로 겸용하고 정판(頂版), 구체를 축조한 후 정판천단보다 상부의 가물막이의 강관널말뚝을 절단하여 철거하는 방식(Fig. 9.2(a))

(2) 돌출방식

강관널말뚝을 수면위 혹은 지면위 까지 돌출시켜 그 위에 상판을 구축하는 방식(Fig.9.2(b))

(3) 가물막이 방식

강널말뚝 등을 사용한 가물막이의 내부에 시공하는 방식(Fig.9.2(c))

9.2.3 평면형상에 의한 분류

강널말뚝 기초의 평면형은 원형, 원호형, 장방형의 3종류가 사용된다.

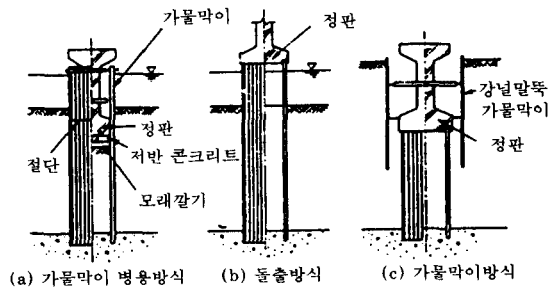


그림 9.2 시공법에 의한 분류

9.3.1 설계 일반

강관널말뚝 기초는 거기에 작용하는 연직하중, 수평하중의 영향에 의해 상부구조의 기능에 장애를 미칠 정도의 과대한 침하, 부등침하, 수평이동, 경사등이 발생하지 않도록 설계한다.

하중 및 하중의 조합은 보통의 교대, 교각의 설계에 준한다. 가물막이 겸용방식 강관널말뚝 기초에 작용하는 토압, 수압은 시공 단계마다의 강관널말뚝의 지지조건, 가물막이 내부의 배수, 굴착에 따른 강관널말뚝의 변형등을 고려한다.

하중 부담은 정통형 강관널말뚝 기초의 경우 연직하중은 정통 저면 및 주변의 지반에, 수평하중은 정통 전면 및 저면 지반에 지지되도록 하고, 각부형 강관 널말뚝 기초의 경우 연직하중은 각부 저면의 지반과 정통부 및 각부의 주변 지반에, 수평하중은 정통부위 및 각부의 전면지반과 각부 저면의 지반에 지지되도록 한다.

통상 설계상의 지반면은 세굴 및 지반면의 저하, 동결융해의 영향, 시공에 의한 지반의 교란 등을 고려한다. 또한 내진 설계상의 지반면은 대개는 평상시의 설계지반면으로 하지만 토질정수를 0으로 하는 토층이 있는 경우에는 그 층의 아래면에 설계지반면을 설정하고 그보다 위에 있는 정판, 강관널말뚝 및 정통 내부의 흙에는 수평진도를 작용시킨다.

9.3.2 기초 본체

강관널말뚝 기초는 통상, 탄성기초 위의 유한길이의 보(beam on elastic foundation)로서 설계하나 정통의 길이와 외경의 비 L/D 가 1보다 작은 경우나 강관 널말뚝 기초의 변형이 큰 경우 등에서는 전단변형이 매우 커지게 되므로 3차원해석, 입체골조해석 또는 무리말뚝 기초로 해석하여 강관널말뚝 기초의 안정 및 구체의 안정성을 검토한다.

강관널말뚝기초의 단면력, 수평변위, 경사각은 강관널말뚝기초를 탄성기초 위의 유한길이를 가진 보로 가정하고 Fig.9.3에 보이는 계산 Model에 의해 구한다.

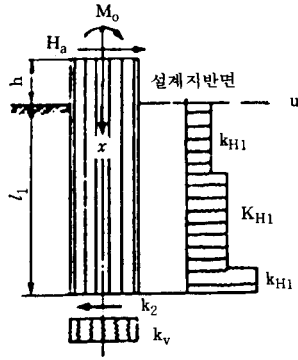


그림 9.3 강관널말뚝 기초의 계산모델

9.3.3 정판 결합부

강관널말뚝 기초의 정판은 강성이 크고 강관널말뚝과는 강결되어 있으므로 일반적으로 구체 하부를 고정단으로 하는 캔틸레버보로 설계하나 정통이 대형인 경우에는 2방향 스라브로 하여 설계하는 것이 합리적이다.

결합부의 설계는 돌출 방식이나 가물막이 방식의 경우는 말뚝기초 경우의 말뚝과 Footing 결합부의 설계에 준해서 설계한다. 가물막이 겸용 방식 경우의 정판과 강관널말뚝의 결합방법은 통상 모멘트 Plate, 전단 Plate 및 Bracket을 강관널말뚝에 덧대는 방법, 강관널말뚝에 철근을 삽입하는 방법등이 있다.

모멘트 Plate의 설계에서 설계 모멘트는 반력의 편심에 의한 것이고 강관널말뚝 두부에 작용하는 구속모멘트 중 큰 쪽의 값으로 설계한다.

전단 Plate의 설계는 정판에 작용하는 연직력이 전단 Plate 단독으로, 더우기 Bracket 단독으로도 지지되는 것으로 설계하는 것이 일반적이다. 전단 Plate는 콘크리트와 Plate 사이의

부착력에 의해 연직반력을 강관널말뚝에 전하도록 설계한다.

Bracket의 설계는 강관널말뚝의 연직반력이 그대로 작용하고, 전단 Plate와의 하중분담이 되지 않는 것으로 설계한다. Bracket은 지압 Plate와 지지단으로 구성되어 있다.

9.3.4 가물막이

가물막이 시의 강관널말뚝에는 토압, 수압등이 작용하고 또한 기초 본체 완성후에는 시공시에 발생한 변위나 응력이 콘크리트 경화에 의해 구속되어 그대로 잔류하게 된다. 따라서 이 잔류응력은 기초 본체 완성후의 외력에 의한 응력에 가산할 필요가 있다. 가물막이에서 발생하는 응력은 그시공순서에 영향을 받므로 시공에 부응하는 설계를 할 필요가 있다.

(1) 가물막이의 설계

강관널말뚝을 탄성지점 및 탄성기초 위의 보로 보아 Fig.9.4에 나타난 계산 model에서 응력, 변형량을 구한다.

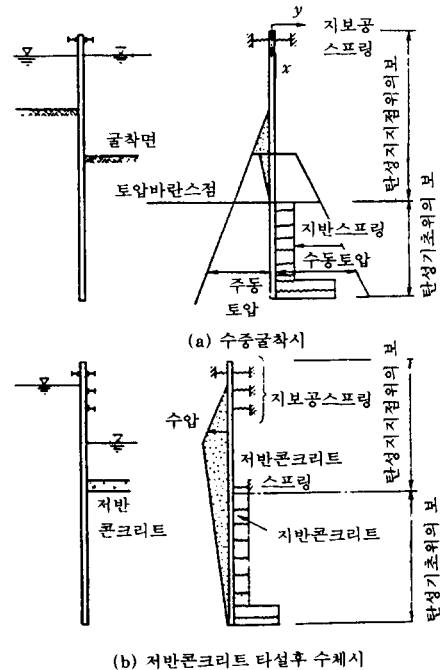


그림 9.4 가물막이 벽의 계산 모델

(2) 지보공의 설계

가물막이 설계에 사용되는 지반 반력 계수 및 지보공, 저반 콘크리트의 스프링 정수는 탄성 스프링으로 보고 구한다.

지보공의 형상으로서 원형, 타원형, 장방형등이 있으나 타원형의 원형부분은 원형부분과 마찬가지로 또한 직선부에 대해서는 통상 트류구조물의 Wale과 Strut의 설계에 준하는 것이 좋다.

9.4. 시공

강관널말뚝 기초의 시공은 폐쇄형 단면을 구성하고 기초로서의 충분한 강성과 가물막이 겸용 방식의 경우에는 내부 굴착시 및 구체 콘크리트 시공시의 물막이벽체로서의 차수성을 얻기 위해 널말뚝을 정밀하게 타입하며 이음부 간격이 정확히 유지되도록 하여야 하고, 말뚝 기초등 다른 기초 형식에 비해서 훨씬 높은 정밀도를 갖도록 한다.

이하에는 강관널말뚝 기초로서 가장 시공 실적이 많은 가물막이 겸용 방식의 시공예에 대해 설명한다. Fig.9.5에 가물막이 겸용 방식의 경우 시공 개요를 나타내고 있다.

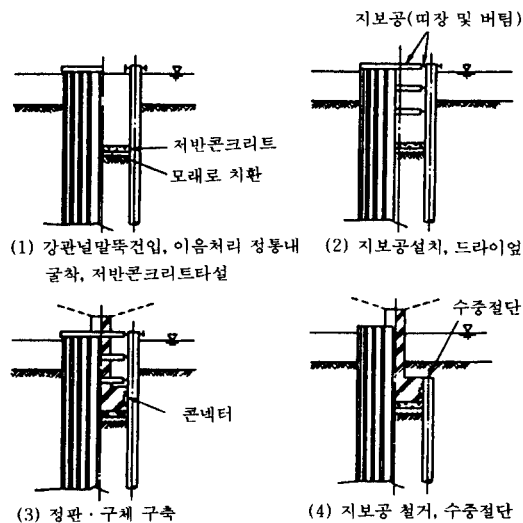


그림 9.5 가물막이 겸용 방식의 경우 시공 개요

9.4.1 준비공

강관 널말뚝 기초의 시공법에는 ①육상시공 ②Station 시공 ③항타선에 의한 시공등이 있는데 그의 선정은 반침대로서의 안정성, 유효 작업범위, 시공성, 경제성 및 공기등을 고려하여 적당한 것을 선정한다.

타입 기준으로는 일반적으로 H형강을 2중으로 배치한 것이 사용된다. 또한 평면적 위치의 차이, 경사, 비틀림 등을 방지하고 정도 높은 강관널말뚝을 타설하기 위해 기준틀 이외에 회전 방지 장치등을 쓰기도 한다.

9.4.2 강관널말뚝의 건입과 타입

강관 널말뚝의 건입은 보통 바이브로 햄머를 이용하고 트랜싯드에 의해 직각의 2방향으로부터 강관널말뚝의 연직도를 확인하며, 올바른 위치에 수정하여 건입한다.

강관널말뚝을 현장용접하는 경우는 건입 폐합위치(높이)를 대개 Stage 위 0.5~1.0m 정도로 하고 있다.

강관널말뚝의 타입에 사용하는 햄머는 디젤 햄머 및 유압햄머, 증기햄머가 일반적이다. 햄머의 선정에 있어서는 이음 저항등에 의해 타입 저항이 커지는 경향이 있는 것을 고려하여 강관 말뚝에 사용하는 것보다 한단계정도 큰 용량의 햄머를 선정한다.

9.4.3 정통내의 건조

강관널말뚝 타설후의 이음부는 3개의 공간으로 구성되므로 기초 본체가 되는 부분에 대해서는 정통부의 강성을 확보하기 위해 몰탈을 또한 가물막이 부분에 쓰이는 점토 몰탈의 시공에 있어서는 수중으로의 몰탈 누출 방지를 위해 이음관 내에 자루같은 형겼을 끼워 넣는다.

가물막이 시에 저반콘크리트는 외측에서 작용하는 하중에 대응하는 지점으로 되고 강관 널말뚝에는 큰 반력이 발생하므로 본관 내부를 햄머 그래브나 어어스 오우거등으로 굴토한 후 속채움콘크리트를 타설하여 보강한다.

정통내의 굴착방식은 수중 굴착과 공기중 굴착으로 대별된다. 대개 연약지반의 수심이 깊고, 수압, 토압을 동시에 가물막이 부분에 작용시켜 강관널말뚝의 변형이 커서 위험한 경우에는 수중 굴착을 하고 저반 콘크리트를 타설하여 튼튼한 지점이 되게 하는 방법이 있다. 지반이 양호하고 큰 지내력이 기대되는 경우에는 공기중 굴착을 행한다.

저반 콘크리트는 가설시 중요한 지점이 되므로 콘크리트가 소요의 강도를 발휘하는 시점을 고려하여 정통내 건조를 개시한다.

지보공은 통상 H형강을 사용하고 정통내 수위를 저하시켜 가면서 상부지보공과 저반콘크리트 사이에 중간지보공을 설치한다. 또한 강관널말뚝과 Wale과의 사이에 채움콘크리트를 충전한다.

9.4.4 정판결합부의 구축과 수중 절단공

정판으로 부터의 하중은 콘넥터를 넣어 강관널말뚝에 전달시키고 정통구조로서의 외력에 저항하는 것이므로 콘넥터의 용접작업은 신중히 행해야 한다.

굴착에 의해 노출된 강관널말뚝 벽 표면의 녹, 부착물 등을 충분히 제거함과 동시에 필요에 따라 가열하는 등 수분의 제거에도 유의한다.

수중 절단법으로는 Disk cutter 절단법, 산소 Arc 절단법, 화염 Jet 절단법 등이 있는데 강관널말뚝의 치수, 시공조건등을 고려하여 선정한다. 강관 본체의 직경이 400~1800mm 정도의 절단이 가능하다. 또한 강관널말뚝의 절단, 철거를 용이하게 하기 위해 강관널말뚝 제조시에 미리 Pre-Cut을 실시하여 두는 것이 일반적이다.

9.4.5 유지, 보수

강관널말뚝 기초는 토중에 시공하는 경우가 많으므로 그 방식법은 사용환경에 따라 콘크리트 피복, 전기방식, 도복장(塗覆裝)등이 쓰이기도 하는데, 대개 부식두께를 고려하여 설계

두께가 더 두꺼운 말뚝을 사용한다.

강관널말뚝 및 강관말뚝이 항시 수중이나 토중에 있는 부분은 부식조사나 방식 처리를 하지 않는 경우 일반적으로 외면 2mm의 부식두께를 고려한다.

간만대(干滿帶), 비말대(飛沫帶)등은 부식이 심한 환경에서 유효한 방식법이다. 콘크리트를 강관널말뚝 기초 외면에 피복하는 경우는 유목(流水)의 충돌, 소형선박의 접촉등에 의해 콘크리트가 떨어져 나가지 않는 구조가 되도록 한다.

도복장으로는 아연계 혹은 타르 에폭시계의 도료, 에폭시 수지계 또는 우레탄계의 중방식(重防食) 도복등이 있지만 도장계의 선정에 있어서는 물체의 충돌에 의한 도복장의 손상의 정도, 유지의 난이도, 공기, 공사비등을 감안하여 결정한다.

항시 수중에 잠겨 있는 강제의 유효한 방식 방법으로서 유전양극법과 외부전원법의 2가지 방식이 있다. 이들의 선택은 구조물의 규모나 유지난이도 등을 고려하여 정한다.

10. 설계 예

현재 토목설계업계에서 널말뚝벽 설계시 대부분 컴퓨터프로그램을 이용하고 있는 바 자주 사용되는 프로그램으로는 FEM, FDM을 이용하여 만들어진 것으로서, 범용 지반해석 프로그램인 MRSOIL, FLAC, ADINA, SUN-VEA, REA, SMAP S2, GEOKST, TAFEM, MISES 3 등이 있으며, 토류벽 해석전용 프로그램으로는 WALLUP, SUNEX, SHP 2 외 여러 종류가 있다. 여기서는 컴퓨터프로그램에 의한 방법의 소개가 곤란하여 수계산에 의한 해석방법을 예로 들어 본것인 데 이것은 United States Steels사의 'Steel Sheet Piling Design Manual'의 설계 예제에서 발췌한 것이다.

예제 1. 사질지반에서의 앵커설치된 널말뚝 설계

1) 설계조건

조립토

자유단 지지방식

2) 벽에 미치는 토압산정

$$P_B(\text{B점에서의 주동토압}) = \gamma_e \cdot H_1 \cdot K_A$$

$$= 110 \times 10 \times 0.28 = 308 \text{ psf.}$$

$$P_{C1}(\text{C점에서의 sand backfill층의 주동토압})$$

$$= p_B + \gamma_e \cdot H_w \cdot K_A$$

$$= 308 + 60 \times 26 \times 0.28 = 308 + 437 = 745 \text{ psf.}$$

$$P_{C2}(\text{C점에서의 원지반층의 주동토압})$$

$$= [\gamma_e H_1 + \gamma_e H_w] K_A'$$

$$= [110 \times 10 + 60 \times 26] \times 0.26 = 692 \text{ psf.}$$

$$p_E = \gamma_e (K_p' - K_A') \cdot D_1 = 65 \times 6.37$$

$$\times D_1 = 414 D_1$$

3) 서차지에 의한 토압산정

$$C\text{점 상부} : p_{sur} = 300 \cdot K_A = 300 \times 0.28 = 84 \text{ psf}$$

$$C\text{점 하부} : p_{sur} = 300 \cdot K_A = 300 \times 0.26 = 78 \text{ psf}$$

4) 선하중에 의한 토압산정

$$m = \frac{K}{H} = \frac{4.0}{36} = 0.111$$

$$p_H = 0.55 Q_L = 0.55 \times 2000 = 1100 \text{ lb}$$

$$p_H \text{의 작용위치} = 0.6H = 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ ft}$$

준설저면으로 부터의 높이이다.(Fig. 10.2 참조)

y의 위치

$$y = \frac{p_{C2}}{\gamma'(K_p' - K_A')} = \frac{692}{65 \times 6.37} = 1.62 \text{ ft}$$

5) 토압산정 결과

$$p_1 = 0.5 \times 10 \times 308 = 1540 \text{ lb}$$

$$p_2 = 26 \times 308 = 8008 \text{ lb}$$

$$p_3 = 0.5 \times 26 \times (745 - 308) = 5681 \text{ lb}$$

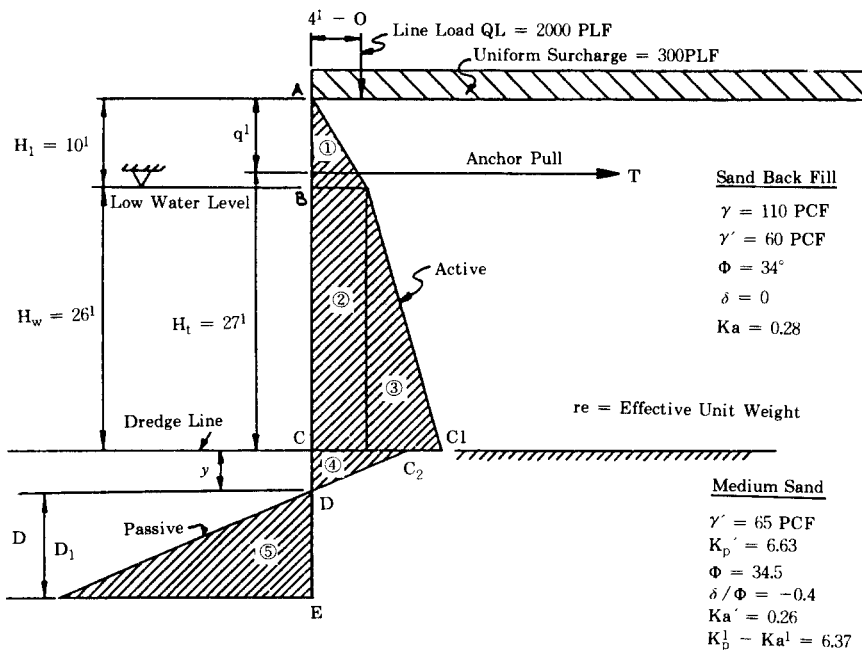


그림 10.1 토압분포도

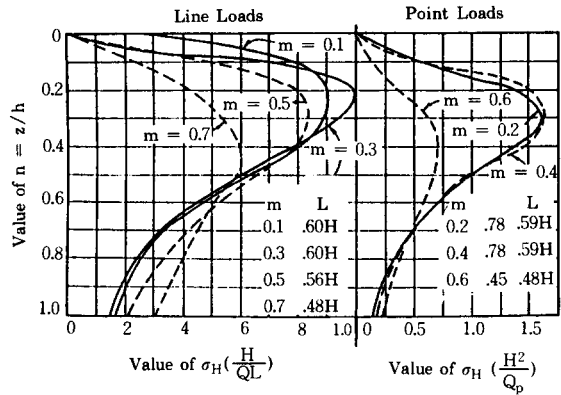


그림 10.2 점·선하중에 의한 수평압(after Navdocks)

$$p_4 = 0.5 \times 692 \times 1.67 = 578 \text{ LB}$$

$$p_{sur} (+C) = 84 \times 36 = 3024 \text{ LB}$$

$$p_{sur} (-C) = 78 \times (D_1 + 1.67) = 78 D_1 + 130$$

$$p_5 = 0.5 \times 414 D_1 \times D_1 = 207 D_1^2$$

6) 근입깊이 산정
 앵커 위치에서 모멘트 평형을 만족하는 D를 구한다.

수 평 하 중 (LB)	팔길이(ft)	모멘트
① 1540	-2.33	-3588
② 8008	+14.0	+112,112
③ 5681	+18.33	+104,133
④ 578	+26.56	+15,930
S _{ur} (+C) 3024	+9.0	+27,216
S _{ur} (-C)	+0.5 × (D ₁ +1.67+27.0)	+3619
78D ₁ + 130		+5940
선하중 1100	+5.4	-(138D ₁ ³ +5935D ₁ ²)
수동토압 207D ₁ ²	-(27+1.67+2D ₁ /3)	

$$\textcircled{5} \sum(+M) = 39D_1^2 + 2236 D_1 + 268.950$$

$$\sum(-M) = 138D_1^2 + 5935 D_1 + 3588$$

$$\sum(+M) = \sum(-M)$$

$$138D_1^3 + 5935 D_1^2 + 3588 = 39D_1^2 + 2236D_1 + 268950$$

혹은 $138D_1^3 + 5896D_1^2 - 2236D_1 = 265.362$
 시행착오법에 의하여 D₁를 풀면
 $D_1 \approx 6.5$
 총근입심도 = 6.5 + 1.67 = 8.17ft
 안전율 1.2~1.4를 적용하여, 근입심도를 D = 11.0ft

7) 타이롯드 인장력 산정
 $T = \text{주동토압} - \text{수동토압}$
 $= 1540 + 8008 + 5681 + 578 + 3024 + 78 \times 6.5 + 130 + 1100 - 207 \times 6.5^2 = 11873 \text{ LB}$

33%의 할증을 보아 T = 16,000 LB를 사용.
 8) 최대 모멘트 산정
 Low Water Level 아래 Xft를 전단력 0인 위치로 하면,

$$11,873 = 1540 + 1100 + 308 \cdot X + 0.5 \times 16.8 \times X^2$$

$$X^2 + 37X - 1100 = 0$$

$$X = 20 \text{ ft}$$

모멘트

$$-1540 \times (20 + 3.33) = -35,900$$

$$\frac{-(308) \times (20)^2}{2} = -61,600$$

$$-0.5 \times 16.8 \times 20^2 \times 20/3 = -61,600$$

$$11873 \times (20 + 1.0) = 249,000$$

$$-1100 \times (20 + 10 + 14.4) = -17,150$$

(서차지에 의한 모멘트는 안전측 계산을 위해서 제외시킨 것임)

최대 모멘트 $M_{max} = 112,000 \text{ ft-LB} = 112 \text{ ft-Kips} = 1340 \text{ in-Kips}$ 허용응력이 32 KSI인 Ex-TEN 50 GRADE STEEL을 사용하면, 소요단면계수 $Z = 1340/32.0 = 42 \text{ in}^3/\text{ft}$

여기서 널말뚝의 유연성에 의한 모멘트 감소 효과를 고려하지 않는다면, "MZ-38 Section (Ex-Ten50) Z = 46.8in³/ft"를 사용할 수 있다.

9) Rowe의 모멘트 감소 이론의 적용
 ① Fig. 10.3의 모멘트 감소 곡선에 상대밀도에 맞는 곡선을 선택한다.

예제 1의 경우 보통 조밀 및 조밀 조립토 곡선에 해당.

②가정한 널말뚝으로부터 $\rho = (H+D)^4 / EI$ 를 계산한다. Fig.10.3로부터 설계모멘트와 최대모멘트비(M_{design} / M_{Max})를 찾아서, 조사된 널말뚝 단면 성능을 참조하여 설계모멘트를 계산한다.

$$\rho = \frac{(H + D)^4}{EI} = \frac{[(36+11) \times 12]^4}{30 \times 10^6 I}$$

$$= \frac{3373}{I}$$

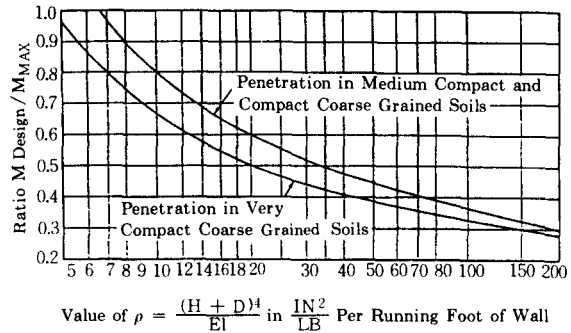


그림 10.3 Rowe의 모멘트 감소 곡선

표 10.1 널말뚝 성능(예)

	말뚝 단면		
널말뚝 종류	MZ-38	MZ-32	MZ-27
단면계수(Z) (in ³ /ft)	46.8	38.3	30.2
단면 2차 모멘트(I) (in ⁴ /ft)	280.8	220.4	184.2
$\rho = 3373 / I$	12.0	15.3	18.3
Ratio(M_{design} / M_{max})	0.73	0.67	0.62
$M_{design} = \text{Ratio}(M_{max}) = \text{Ratio}(1340)$	980	900	833
Stress = M_{design} / Z	$980 / 46.8 = 21.0$	$900 / 38.3 = 23.5$	$833 / 30.2 = 27.6$

Rowe의 모멘트 감소 이론을 적용하면 아래와 같은 종류의 널말뚝을 사용할 수 있다.

MZ-38-Reduction Carbon Grade Steel

$$f_s = 21.0 \text{ ksi} < 25 \text{ ksi}$$

MZ-32-Reduction Carbon Grade Steel

$$f_s = 23.5 \text{ ksi} < 25 \text{ ksi}$$

MZ-27-Ex-TEN 45 Steel

$$f_s = 27.6 \text{ ksi} < 29.0 \text{ ksi}$$

예제 2. 점성토 기반에서의 앵커가 설치된 널말뚝 설계

1) 설계조건

고정단 지지방식

2) 토압산정

$$p_B \text{ ㉠ (B점의 모래매립층에서의 주동토압)}$$

$$= \gamma e(H - H_B) K_a$$

$$= 115 \times 6 \times 0.33 - 6.0 \times 2.5 \times 0.33$$

$$= 278 \text{ PSF}$$

$$p_B \text{ ㉢ (B점의 연약점토층에서의 주동토압)}$$

$$= \gamma e(H - H_B) - 2C$$

$$= 115 \times 6 + 6.0 \times 2.5 - 2 \times 400 =$$

$$40 \text{ PSF}$$

$$p_C \text{ ㉡ (C점의 연약점토층에서의 주동토압)}$$

$$= P_B \text{ ㉢} + \gamma e(H_B)$$

$$= 40 + 65 \times 11.5 = 788 \text{ PSF}$$

$p_C \text{ ㉣ (C점의 Medium soft clay층에서의 주}$

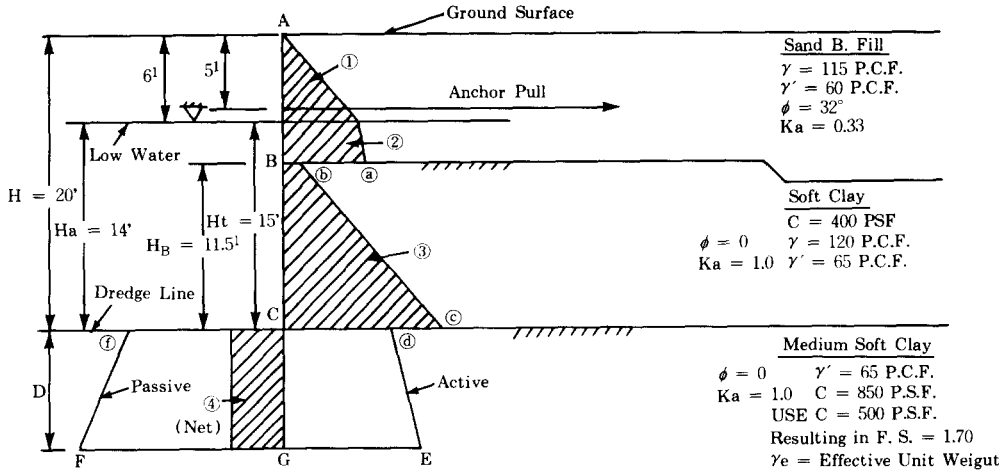


그림 10.4 토압분포도

동토압)

$$= \gamma_e H - 2C = 115 \times 6 + 60 \times 2.5 + 6.5 \times 11.5 - 2 \times 500 = 588 \text{ PSF}$$

$$p_c \text{ (C점의 수동토압)} = 2C = 2 \times 500 = 1000 \text{ PSF}$$

$$p_{c_{net}} = p_c \text{ (f)} - p_c \text{ (d)} = 1000 - 588 = 412 \text{ PSF}$$

3) 토압산정 결과

$$p_1 \text{ (그림의 빗금친 ①부분의 토압력)} = (115 \times 6^2 \times 0.33) / 2 = 684 \text{ LB}$$

$$p_2 = (228 + 278) / 2 \times 2.5 = 633 \text{ LB}$$

$$p_3 = (40 + 788) / 2 \times 11.5 = 4760 \text{ LB}$$

$$p_4 = 412 D$$

정역학적으로 아래 조건들을 만족해야 하므로,

$$\text{①} \sum F_H = p_1 + p_2 + p_3 - p_4 - T = 0$$

② Tie-Rod 주위에서의 모멘트 합이 0이 되어야 한다.

$$\begin{aligned} \sum M_{AP} &= 684 \times 1 - 633 \times (1 + 1.29) \\ &\quad - 4760 \times (15.98 - 5.0) \\ &\quad + 412D \times (D/2 + 15) = 0 \end{aligned}$$

$$D^2 + 30D = 257.4$$

$$\therefore D = 7.0 \text{ ft}$$

Tie-Rod의 인장력

$$T = 6077 - 412 \times 7 = 3193 \text{ LB} \Rightarrow 3200 \text{ LB/ft}$$

4) 설계곡선을 사용한 설계에

예제 2를 준설면상에 Sand backfill이 되었다고 가정하면,

$$\begin{aligned} &\frac{(2qu - \gamma_e H)}{\gamma' K_A H} \\ &= \frac{(2 \times 1700) - (115 \times 6 + 60 \times 14)}{60 \times 0.33 \times 20} \end{aligned}$$

$$= \frac{1870}{396}$$

$$= 4.72$$

$$a = 6/20 = 0.30$$

Fig.10.5의 곡선으로 부터

$$D/H = 0.1, D = 0.1 \times 20 = 2.0 \text{ ft}$$

안전율 1.4를 적용 $D = 2.8 \Rightarrow 3.0 \text{ ft}$ 로 한다.

$$\text{모멘트 비} : \frac{M_{max}}{\gamma' K_A H^3} = 0.07$$

$$\therefore M_{max} = 0.07(\gamma' K_A H^3)$$

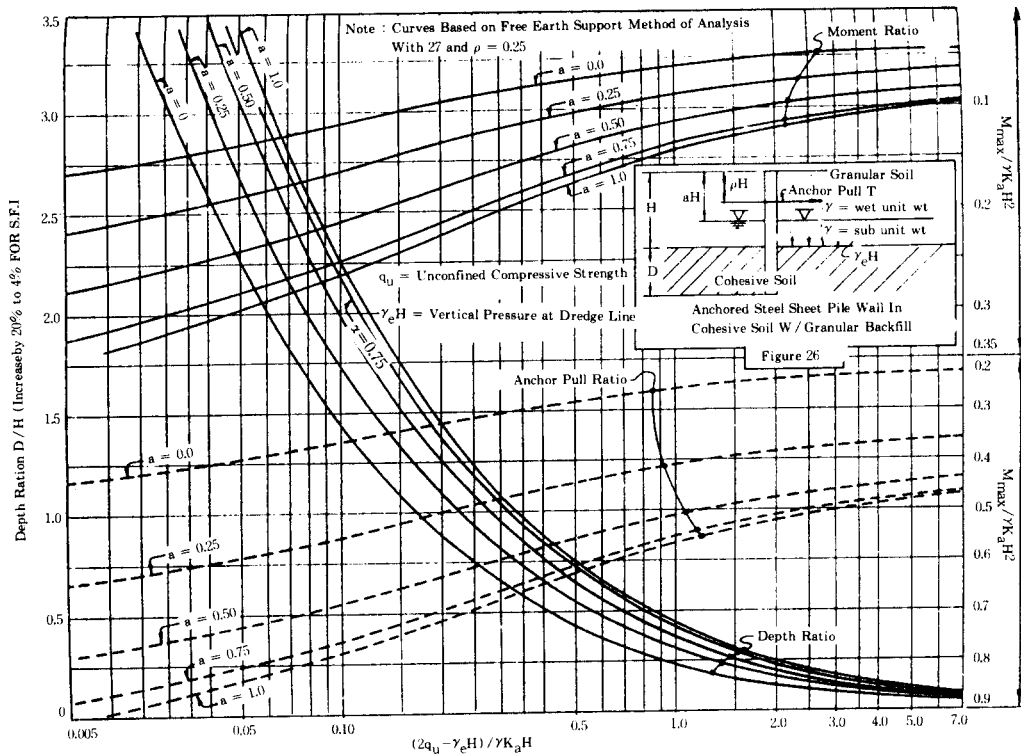


그림 10.5 설계곡선

$$= 0.07 \times 60 \times 0.33 \times 20^3 / 1,000$$

$$= 11.1 \text{ Kips} \cdot \text{ft} / \text{ft} \text{ 당}$$

$$\text{Anchor Pull Ratio} : \frac{T}{\gamma' K_A H^2} = 0.38$$

$$\therefore T = 0.38 \times (\gamma' \times K_A \times H^2)$$

$$= 0.38 \times 60 \times 0.33 \times 20^2 / 1,000$$

$$= 3.01 \text{ Kips} / \text{ft}$$

참고 문헌

1. 石黒健, 白石基雄, 海輪博之, "鋼失板工法(上)·(下)", 山海堂, 平成元年
2. 新日本製鋼株式會社, (1979) "鋼失板マニエアル(設計編), (施工編)"
3. 日本建設機械化協會, (1983) "假說鋼失板施工ハンドブック"
4. 土木學會, "土木工學ハンドブック(第四版)" 技報堂出版, 平成元年
5. 鋼管杭協會, (1986) "鋼管杭の工害對策工法", 山

海堂

6. 江原産業株式會社, (1987) "鋼失板"
7. 兌鋼材産業株式會社, "兌和鋼材 LEASE", 兌和鋼材産業株式會社, "Steel Sheet Pile"
8. 大宇 엔지니어링 技術研究所, (1988) "都心地 굴착공사를 위한 地下假說 構造物的 設計 및 施工 研究"
9. Braja M. Das, (1984) "Principles of Foundation Engineering", Wadsworth, Inc., Belmont, California,
10. Braja M. Das, (1985) "Principles of Geotechnical Engineering", PWS Publishers, Boston, Massachusetts
11. Braja M. Das, (1983) "Advanced Soil Mechanics", McGraw-Hill, Inc.
12. Joseph E. Bowles, (1982) "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill, Inc.,
13. Joseph E. Bowles, (1982) "Foundation Analysis and Design 3rd Edition", McGraw-Hill Inc.
14. United States Steel, (1970) "Steel sheet Piling Design Manual"