

漁港施設의 設計 및 施工을 위한

土質定數의 評價 (上)

흙의 物理的 特性과 非排水剪斷強度를 中心으로

金 永 男 <(株) 平原엔지니어링 專務理事, 土質 및 基礎技術士>

1. 서 언

우리나라 연안에는 크고작은 항 포구가 약 2,000여개가 산재해 있다. 이러한 항 포구중 지정어항이 399개이며 이러한 어항은 1966년 수산청 발족에 따라 본격적인 개발이 시작되었다.

어항시설은 크게 기본시설과 기능시설로 나눌 수 있는데 기본시설은 파도를 막아내는 외곽시설과 어선을 안전하게 접안시킬 수 있는 계류시설 및 수역시설이 있으며, 기능시설은 어항보조시설로 볼 수 있는 유통시설과 가공시설등이 있다.

외곽시설은 비교적 수심이 깊은 곳에 설치되는 관계로 지반조건이 대부분 불량하고 계류시설은 수심 3.0m미만의 물양장이 대부분이나 가장 일반적인 구조 양식인 중력식에 적

합한 지반조건이 거의 개발되어 지반이 불량한 지역들이 개발대상이 되고 있다. 또 유통시설과 가공시설등도 바다에 인접한 관계로 대부분이 매립된 연약지반 또는 퇴적토층이 깊게 분포하고 있는 불량한 지반에 설치될 수 밖에 없는 실정이다. 따라서 어항시설과 관련된 지반공학(토질역학 및 기초공학)의 중요성이 점차 증대되고 있다.

어항시설을 개발할 때는 시설규모를 예측하고 자연조건의 조사 및 분석을 한 후 그 결과를 바탕으로 시설물을 계획하고 이를 설치(시공)하는 것이 일반적인 순서일 것이다. 이중 지반공학과 관련된 부분은 지반조사(흔히들 지질조사라고 사용되고 있지만 어항시설의 경우는 협의의 토질조사 또는 광의의 지반조사가 보다 적합한 표현일 것이다.) 및 그 결

과의 분석과 구조물의 토질공학적인 안정성 해석일 것이다.

이중 그 어떤 것이 우선적으로 중요하다고 볼 수는 없지만 지면의 제한성 및 계획과 시공에서 긴요하게 사용되고 있는 점들을 감안하여 본고에서는 "토질정수의 평가"에 대하여 흙의 물리적 특성과 非排水剪斷強度를 중심으로 기술하고자 하며 지반조사, 흙의 압축특성의 평가, 시설물의 설계 및 시공에 관련된 안정성 해석법은 다음 기회로 미루기로 한다.

2. 토질정수의 평가

흙의 공학적 특성은 크게 물리적 특성과 역학적 특성(전단특성 및 壓密특성등)으로 분류할 수 있다. 흙의 물리적 특성은 함수비, 비중, 간극비와 간극률, 포화도, 입도 및 Atterberg Limits 등이 있으며 이 특성중 함수비, 비중 및 Atterberg Limits 등은 흙에 에너지를 가하지 않는 한 원위치 상태에 있을 때와 흐트러진 상태에 있을 때도 변화하지 않는다. 이에 비하여 역학적 특성은 그 상태가 달라질 때마다(즉 위치가 바뀔 때마다) 또는 충격, 가압등의 에너지를 가함에 따라 변화한다.

2.1 흙의 물리적 특성

흙의 물리적 특성은 그 자체의 특성치도 중요하지만 이 특성치로부터 흙의 단위중량 및 역학적 특성(전단강도특성 및

〈표-1〉 흙의 간극률, 간극비 및 단위중량

흙의 종류	흙의 상태	간극률 (%)	간극비	단위중량(t/m³)		
				건조	전체	포화
모래질 자갈	느슨	38~42	0.61~0.72	1.4~1.7	1.8~2.0	1.9~2.1
	촉촉	18~25	0.22~0.33	1.9~2.1	2.0~2.3	2.1~2.4
거친모래, 중간모래	느슨	40~45	0.67~0.82	1.3~1.5	1.6~1.9	1.8~1.9
	촉촉	25~32	0.33~0.47	1.7~1.8	1.8~2.1	2.0~2.1
균질한 가는 모래	느슨	45~48	0.82~0.82	1.4~1.5	1.5~1.9	1.8~1.9
	촉촉	33~36	0.49~0.56	1.7~1.8	1.8~2.1	2.0~2.1
거친실트	느슨	45~55	0.82~1.22	1.3~1.5	1.5~1.9	1.8~1.9
	촉촉	35~40	0.54~0.67	1.6~1.7	1.7~2.1	2.0~2.1
실트	연약	45~50	0.82~1.00	1.3~1.5	1.6~2.0	1.8~2.0
	중간	35~40	0.54~0.67	1.6~1.7	1.7~2.1	2.0~2.1
	경고	30~35	0.43~0.49	1.8~1.9	1.8~1.9	1.8~2.2
塑性이 작은 점토	연약	50~55	1.00~1.22	1.3~1.4	1.5~1.8	1.8~2.0
	중간	35~45	0.54~0.82	1.5~1.8	1.7~2.1	1.9~2.1
	경고	30~35	0.43~0.54	1.8~1.9	1.8~2.2	2.1~2.2
塑性이 큰 점토	연약	60~70	1.50~2.30	0.9~1.5	1.2~1.8	1.4~1.8
	중간	40~55	0.67~1.22	1.5~1.8	1.5~2.0	1.7~2.1
	경고	30~40	0.43~0.67	1.8~2.0	1.7~2.2	1.9~2.3

압밀특성등)을 유추하는데도 중요한 의미가 있다.

〈표-1〉은 여러가지 흙의 간극비, 간극률 및 단위중량의 대표적인 값이다.

흙의 물리적 특성은 역학적 특성과 밀접한 상관관계를 갖고 있다. 예로서 함수비가 30%인 흙의 경우 점성도는 견고(Stiff)내지 대단히 견고(Very Stiff)한 상태인데 반하여 사질토는 느슨(Loose)하거나 아주 느슨(Very Loose)한 상태이다. 따라서 흙의 물리적 특성과 역학적 특성의 일반적인 관계를 이해하고 있으면 토질정수의 평가에 도움이 될 수 있다. 흙

의 물리적 특성을 파악하기 위한 시험은 비교적 간단하고 작은 경비로도 가능할 뿐만 아니라 시험에 소요되는 시간도 짧은 잇점이 있다. 따라서 이러한 간단한 시험을 통하여 흙의 역학적 특성을 파악할 수 있도록 많은 학자들이 연구를 한 바 있다. 이러한 기존의 연구 결과를 소개하면 다음과 같다.

가. 흙의 전단강도와 관련된 몇가지 중요한 일반적인 관계

① Trezaghi 와 Peck에 의하면 자연함수비가 액성한계(Liquid Limit, LL)보다 크면(즉 식(1)의 액성지수가 1.0이상일 경우)

교란될 경우 Viscous Slurry와 같아진다고 한다. 만일 자연함수비가 소성한계(Plastic Limit, PL)보다 작으면(즉 식(1)의 액성지수가(-)값을 가질 경우) 재성형(Remold)이 불가능 하다고 한다.

액성지수(Liquidity Index, LI)는 자연상태의 흙의 함수비에서 액성한계를 뺀값을 액성지수로 나눈값으로 다음 식(1)과 같다.

$$LI = \frac{W_n - PL}{LL - PL} \quad \text{----- (1)}$$

여기서 W_n : 자연 함수비(%)
 PL : 소성한계(%)
 LL : 액성 한계(%)
 (PI = LL-PL)

만일 어떤 흙의 액성지수가 1.0이라면 자연함수비가 액성한계와 같다는 것을 의미한다는 것을 이 식으로부터 쉽게 알 수 있을 것이다.

② Terzaghi 와 Peck에 의하면 액성지수가 1.0에 가까우면 교란되지 않은 점토의 一軸壓縮 강도는 0.3~1.0kg/cm²범위내에 있으며 액성지수가 0에 가까우면 1~5kg/cm²의 범위내에 있다고 한다.

③ Casagrande등에 의하면 액성한계 시험시 25打에 해당되는 흙의 상태일 때의 전단강도는 20~25g/cm²가 된다고 한다.

나. 흙의 압밀특성과 관련된 몇가지 중요한 일반적인 관계

① 정규압밀 점성토의 액성

〈표-2〉 액성한계에 대응되는 대표적인 압밀계수

액 성 한계 (%)	재 압축곡선상의 Cv 하한 값 (cm ² /sec)	교란되지 않은 처녀압축곡선상의 Cv (cm ² /sec)	교란된 시료의 Cv 상한 값 (cm ² /sec)
30	3.5×10^2	5×10^3	1.2×10^3
60	3.5×10^3	1×10^3	3.0×10^4
100	4.0×10^4	2×10^4	1.0×10^4

〈표-3〉 물리적특성과 관련지어진 흙의 압축특성 관계식

관계식 (Equation)	적용범위 (Regions of applicability)
$Cc = 0.007 (LL-7)$	Remolded clays
$Cc = 0.01 W_n$	Chicago clays
$Cc = 1.15 (e_0 - 0.35)$	All clays
$Cc = 0.30 (e_0 - 0.27)$	Inorganic cohesive soil : silt, silty clay, clay
$Cc = 0.0115 W_n$	Organic soils, Peats, organic silt and clay
$Cc = 0.0046(LL-9)$	Brazilian clays
$\hat{C}c = 1.21 + 1.055 (e_0 - 1.87)$	Motley clays from São Paulo city
$Cc = 0.009 (LL-10)$	Normally consolidated clays
$Cc = 0.75 (e_0 - 0.50)$	Soils with low plasticity
$Cc' = 0.208 e_0 + 0.0083$	Chicago clays
$Cc' = 0.156 e_0 + 0.0107$	All clays
Remark	Cc : Compression Index $Cc' = \frac{Cc}{1 + e_0}$ e_0 : Initial Void Ratio W_n : Natural Water Content (%) LL : Liquid Limit (%)

지수는 0.6~1.0 내외이며 過壓密 점성토의 액성지수는 0~0.6정도이다.

② 압밀계수(Coefficient of Consolidation, Cv)는 액성한계가 작을수록 커지는 경향이 있다. 〈표-2〉는 미해군성(NAVFAC)에

서 조사한 액성한계에 따른 대표적인 압밀계수이다.

③ 흙의 압축특성과 물리적특성과 관련지어진 경험적인 많은 자료가 있다. 그중에서 Terzaghi 와 Peck이 제안한 압축지수(Compression Index, Cc)

와 액성한계와의 경험적인 관계식인 $C_c = 0.009(LL-10)$ 이 가장 널리 이용되고 있다.

〈표-3〉은 흙은 물리적 특성과 압축특성과 관련 지어진 관계식 들이다.

다. 有效上載荷重과 비배수 전단강도와의 관계 ($\frac{S_u}{P}$)

점성토의 비배수 전단강도 (Undrained Shear Strength, S_u)는 過載응력 (즉 유효상재하중)에 영향을 받는다. 이러한 관계를 $\frac{S_u}{P}$ 라고 한다.

① Skempton과 Henkel은 $\frac{S_u}{P}$ 를 소성지수와 관련지어 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{S_u}{P} = 0.11 + 0.0037 PI \quad (\text{단 } PI > 10) \quad (2)$$

여기서 PI : 소성지수 (%)

② Hansbo 등은 $\frac{S_u}{P}$ 를 액성한계와 관련지어 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{S_u}{P} = 0.45LL \quad (\text{단 } LL > 40) \quad (3)$$

여기서 LL : 액성한계 (소수점으로 표기된 값을 사용)

그러나 이러한 식들을 사용할 때 Sridharan(1973)등은 저소성의 점성토(Low Plasticity Soil)에서는 $\frac{S_u}{P}$ 가 실제보다 작게 평가된다고 지적한 점이 있음을 주의할 필요가 있다.

이러한 일반적인 관계식을 이용할 때에는 많은 주의와 경험이 필요하다. 여기에서 경험이라고 말하는 것은 단순히 무

슨 일을 해 보았다는 것을 의미하는 것이 아니고 그 일을 행하고 그 행위의 결과를 평가해 보았다는 것을 뜻하며 결과를 평가할 수 있는 충분한 지식을 갖고 있다는 것을 의미하는 것임에 유의할 필요가 있다. 단순히 흙의 물리적 특성만으로 역학적 특성을 직접 산출하여서 사용할 수 있다고 생각하는 사고는 매우 위험한 발상임을 첨언하여 두는 바이다.

2.2. 흙의 비배수 전단강도 특성

斜面の 안정해석등은 전응력 해석법(Total Stress Method)과 유효응력해석법(Effective Stress Method)으로 나누어 생각할 수 있다.

전자는 비배수 강도시험으로 얻은 강도정수를 써서 해석하는 방법이며 간극수압은 고려하지 않는다. 후자는 유효응력으로 얻은 강도정수와 간극수압을 써서 해석하는 방법이다. 강도정수를 정확하게 추정하였다면 전응력 해석 및 유효응력 해석에 쓰일 강도정수가 다르다 하더라도 두 해석 결과는 본질적으로 동일하다.

흙이 구조물의 무게로 말미암아 응력을 받을 때에는 그 흙의 변형이나 전단은 유효응력에 의해서만 지배된다. 따라서 이러한 관점을 고려하여 유효응력 해석법이 가장 이상적인 해석법으로 생각하는 기술자들이 많다.

그러나 실제에 있어서 흙이

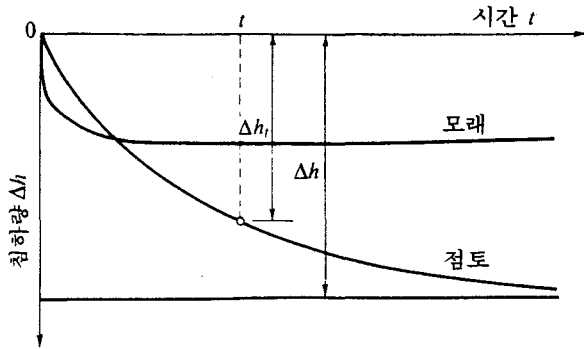
응력을 받았을 때 발생하는 간극수압을 추정하기가 어려우며 또 계산이 복잡하여 전응력해석법이 널리 사용되고 있다.

두 방법중 어느 것을 사용하느냐 하는 것은 전적으로 기술자의 판단에 달려있다. 예를들면 토질구조물의 시공직후의 안정해석은 비배수 강도를 사용하여 전응력으로 해석할 수도 있고, 유효응력으로 표시된 전단강도를 사용하고 시공직후의 간극수압을 추정하여 유효응력으로 해석을 할 수도 있다.

어항시설물이 계획되는 대부분의 지반조건이 연약한 海成 퇴적점성토로 구성되어 있는 관계로 비배수 조건으로 해석되는 경우가 많을 것이며, 따라서 여기에는 점성토의 비배수 전단강도와 사질토의 배수 조건하의 전단강도에 대하여 기술한다.

가. 배수조건 선정

일반적으로 粗粒土(모래, 자갈)위에 載荷하였을 경우 대부분의 침하가 재하와 동시에 발생되며 (즉시 침하) 그 값은 작으나, 세립토(점토, 실트)에 재하하였을 경우 침하는 장기적으로 발생되며 침하량도 크다. 흙의 하중에 의한 침하속도는 재하로 인하여 흙의 간극속에 발생하는 간극수압의消散속도에 의하여 달라진다. 〈그림-1〉은 모래와 점토의 압축곡선을 보여준 것으로 이 두 곡선이 근본적으로 차이가 생



〈그림 - 1〉 모래와 점토의 압축곡선

기는 것은 모래와 점토의 간극비와 투수계수가 각각 다르기 때문이다.

전술한 조립토는 사질토에 대응되는 말이며 세립토는 점성토를 칭하는 말이다.

일반적으로 함수비가 큰 흙은 밀도가 작으며 흙을 파괴시키는데 요하는 하중강도(즉 전단강도)는 작고 변형량도 크다. 사질토에 힘을 가하면 투수성이 크기 때문에 흙속의 물은 단시간내에 빠져 나가서 압축은 단시간내에 끝나며 그 결과 밀도가 커져서 전단강도도 커진다.

이에 반하여 점성토의 경우는 투수성이 낮기 때문에 압축되는데 장시일을 요하며 따라서 압축에 의한 밀도의 증대와 전단강도의 증대에 장시일을 요한다. 따라서 힘을 가한 직후를 생각하면 사질토는 강하지만 점성토는 연약하다고 할 수 있다.

흙은 사질토와 점성토의 2가지

로 대별될 때가 많은데 이의 분류기준으로는 소성지수(Plastic Index, PI)의 값에 의한 것과 200번체 통과량에 의한 것 등이 있다.

현장에서 접하는 흙의 대부분은 조립질과 세립질이 혼합되어 있는 상태이다. 따라서 이러한 흙을 단순하게 사질토(Coarse Grained Soil, Cohesionless Soil) 또는 점성토(Fine Grained Soil, Cohesion Soil)로 분류하기는 어렵다.

건설부 발행 구조물 기초설계 기준(1971) 및 일본항만설계기준(1989)에서는 실용적으로 점토와 실트의 함유량(즉 No. 200체 통과량)이 40% 이상인 때는 점성토로, 점토와 실트의 함유량이 20~40%인 중간 영역의 흙에 대하여는 모래와 점토의 양쪽 성질을 가지는 흙으로 점토와 실트의 함유량이 20% 이하일 때는 사질토로 설계방침을 세울 것을 제안하고 있다. 또 이 기준에서는 점토와

**어항시설물을
계획할 때 세립분의
함량에 따른 배수조건
의 선정은
AASHOTO 분류에서
제안한 No. 200체
통과량 35%를
기준하여 통과율이
35% 보다 적으면
사질토로 분류하고
그 이상이면 점성토로
분류하는 것이
바람직하다고 생각
한다. 또 소성지수가
4이하인 비소성
흙을 사질토로
볼 수 있을 것이다.**

실트의 함유량이 20~40% 인 중간영역에 대해서 안전을 고려하여 비배수 조건으로 해석할 것을 추천하고 있다.

시공속도 (즉 재하속도)와 간극수압의 소산속도에 따라 다를 수는 있겠지만 필자의 의견은 어항시설물을 계획할 때 세립분의 함량에 따른 배수조건 선정은 AASHOTO 분류에서 제안한 No. 200체 통과량 35%를 기준하여 통과율이 35% 보다 적으면 사질토로 분류하고 그 이상이면 점성토로 분류하는 것이 바람직하다고 생각한다. 또 소성지수가 4이하인 비소성 흙을 사질토로 볼 수 있을 것이다.

참고로 사질토와 점성토의 공학적 성질을 열거하면 다음과 같다.

1) 사질토의 공학적 성질

흙의 각 입자는 인력이나 점착력이 없이 중력의 작용을 받아서 서로 접촉되어 있고 하중은 이러한 접촉점을 통해 전달된다.

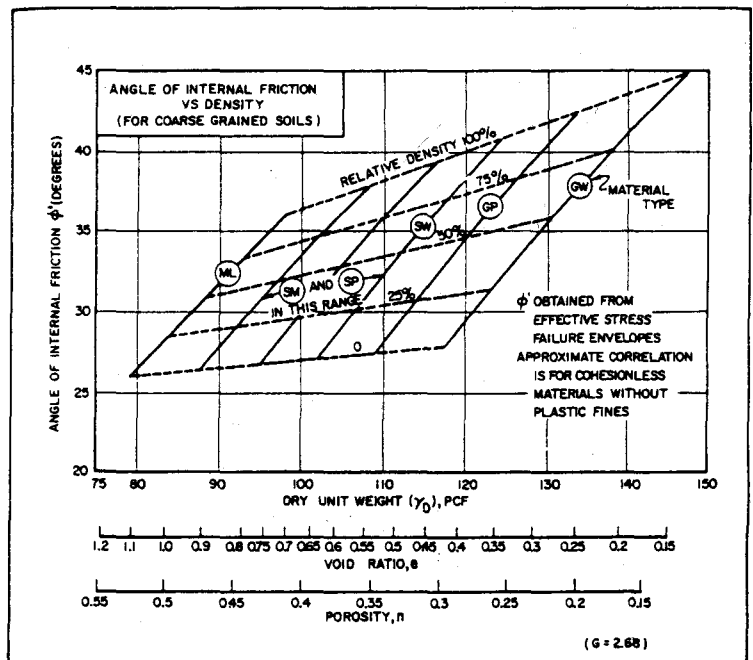
(가) 느슨한 모래를 제외하면 지지력은 크고 침하는 작다. 또 침하는 하중을 가한 직후에 일어난다. 따라서 기초지반토로서는 일반적으로 우수하다.

(나) 전단강도가 크고 다지기 쉬우며, 또 동결 피해도 받지 않으므로 성토 재료로서 가장 우수하다.

(다) 용벽등의 배면토로서 가장 우수한 재료이며 다지기 쉬울 뿐만 아니라 배수하기도

<표-4> 剪斷저항각(ϕ)에 영향을 주는 요소

요 소 (Factor)	영 향 (Effect)
Void Ratio e	$e \uparrow, \phi \downarrow$
Angularity A	$A \uparrow, \phi \uparrow$
Grain Size Distribution	$Cu \uparrow, \phi \uparrow$
Surface Roughness R	$R \uparrow, \phi \uparrow$
Water W	$W \uparrow, \phi \downarrow$ Slightly
Particle Size S	No Effect (with constant e)
Intermediate Principal Stress	$\phi_{ps} \geq \phi_{tx}$ <ul style="list-style-type: none"> ϕ_{ps} : Plane Strain Angle of Internal Friction ϕ_{tx} : Internal Friction from Triaxial Test
Overconsolidation or Prestress	Little Effect



<그림-2> Correlations of Strength Characteristics for Granular Soils

용이하며 횡방향토압도 작게 된다.

(라) 댐, 제방등의 성토 재료로서는 투수성이 크기 때문에 단독으로 사용할 수 없다. 또 지하수위 밑의 사질토를 굴착할 때에는 과대한 배수가 필요하다.

(마) 입자간의 상대적인 변위는 접촉부분의 마찰에 의해 저항되므로 진동하중에 의해서 접촉부분이 느슨해지면 마찰저항이 감소되므로 침하(변위)되기 쉽다.

2) 점성토의 공학적 성질

입자의 단위중량(또는 단위체적)에 비해 표면적이 대단히 크므로 입자 상호간의 거동은 중력의 작용보다도 입자의 비표면적과 밀접한 관계가 있는 전기력의 영향을 더 많이 받는다.

(가) 일반적으로 전단강도가 작다.

(나) 일반적으로 소성이며 압축성이 크다.

(다) 습윤되면 전단강도가 약화된다.

(라) 교란되면 전단강도가 약화된다.

(마) 장기간의 일정한 하중 밑에서 소성변형(Creeps)을 일으킨다. 크리이프는 전단응력이 전단강도의 약 50% 보다도 작을 때에는 일반적으로 무시할 수 있지만 전단응력이 그의 전단강도의 75% 보다도 클 때에는 현저하다.

(바) 건조되면 수축하고 습윤되면 팽창한다. 또한 보통

계절적인 용적변화를 받는다.

(사) 횡방향토압이 크기 때문에 배면토 재료로서는 좋지 않다.

(자) 전단강도가 작고 다지기 힘들기 때문에 성토 재료로서는 좋지 않다.

(차) 실제적으로 불투수성이다.

(카) 점토사면은 滑動 파괴되기 쉽다.

(타) 모세상승고가 높으며 특히 Silt는 동결피해를 입기 쉽다.

나. 사질토의 전단강도
粒狀材 (Granular Material, Cohesionless Material)의 원지반상태의 토질정수를 평가하기 위한 불교란시료 채취 및 실내시험은 극히 어렵고 또 많은 비용이 소요된다. 따라서 현장에서 관입시험(표준관입시험, Cone Penetration Test 등)을 통하여 상대밀도를 추정하고 채취된 시료로 입도분석을 하여 흙의 전단강도를 결정하는 것이 일반적으로 사용되는 방법이다.

<표-5> COMMON PROPERTIES OF COHESIONLESS SOILS

Material	Compactness	D _r , %	N*	γ _{dry} , ** g/cm ³	Void ratio e	Strength*** φ
GW: well-graded gravels, gravel- sand mixtures	Dense	75	90	2.21	0.22	40
	Medium dense	50	55	2.08	0.28	36
	Loose	25	<28	1.97	0.36	32
GP: poorly graded gravels, gravel- sand mixtures	Dense	75	70	2.04	0.33	38
	Medium dense	50	50	1.92	0.39	35
	Loose	25	<20	1.83	0.47	32
SW: well-graded sands, gravelly sands	Dense	75	65	1.89	0.43	37
	Medium dense	50	35	1.79	0.49	34
	Loose	25	<15	1.70	0.57	30
SP: poorly graded sands, gravelly sands	Dense	75	50	1.76	0.52	36
	Medium dense	50	30	1.67	0.60	33
	Loose	25	<10	1.59	0.65	29
SM: silty sands	Dense	75	45	1.65	0.62	35
	Medium dense	50	25	1.55	0.74	32
	Loose	25	<8	1.49	0.80	29
ML: inorganic silts, very fine sands	Dense	75	35	1.49	0.80	33
	Medium dense	50	20	1.41	0.90	31
	Loose	25	<4	1.35	1.0	27

* N is blows per foot of penetration in the SPT. Adjustments for gradation are after Burmister (1982)

** Density given is for G_s = 2.68 (quartz grains)

*** Friction angle φ depends on mineral type, normal stress, and grain angularity as well as D_r and gradation

전술한 바와같이 사질토는 투수계수가 커서 잘 배수되므로 전단저항각은 일반적으로 유효전단저항각을 의미한다.

사질토층의 배수조건하에서의 전단강도(즉 전단저항각, ϕ)에 대하여 Peck, Dunham 및 오자끼(大崎) 등은 N치와 흙의 전단저항각(ϕ)과의 경험적인 관계를 직접 數式으로 제안하고 있다. 그러나 사질토층의 전단저항각(ϕ)은 <표-4>에서 보는 바와같은 요소들에 의해서 영향을 받는다.

따라서 Peck, Dunham 및 오자끼 등의 제안식을 사용할 때는 상당한 주의가 필요하다.

<그림 -2>와 <표-5>는 입도 분포 및 상대밀도와 粒徑의 크기에 따른 사질토층의 전단강도에 대한 경험적인 자료이다.

N치와 사질토의 유효전단저항각(즉 내부마찰각, ϕ)과의 간단한 관계는 여러학자들에 의하여 제시되었는데 대표적인 것은 다음과 같다.

$$\text{Terzaghi와 Peck} : \phi = 0.3N + 27 \text{ ----- (4)}$$

여기서 N : 표준관입시험 결과에서 구한 관입저항치 (N치)

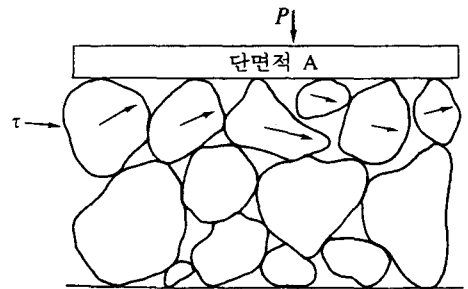
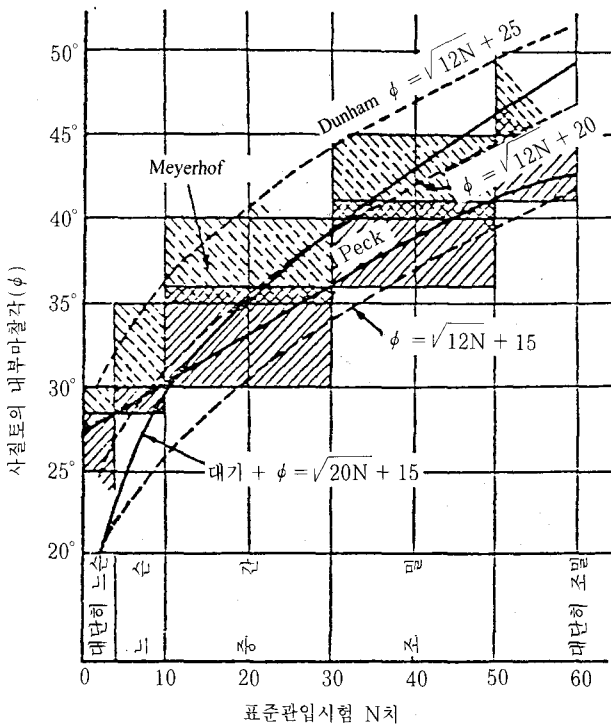
$$\text{Dunham} : \phi = \sqrt{12N + C} \text{ ----- (5)}$$

여기서 입경이 균등한 등근 입자 : C = 15, 입도분포가 양호한 등근입자 또는 입경이 균등한 모난입자 : C = 20, 입도 분포가 양호한 모난입자 : C = 25

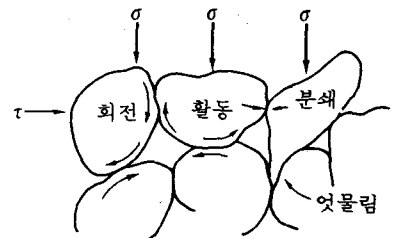
$$\text{오자끼} : \phi = \sqrt{20N + 15} \text{ ----- (6)}$$

Meyerhof는 Terzaghi와 Peck이 제안한 식에서 구한 값보다 주어진 N치에 대해 1°~5° 더 크게 추정하고 있다.

5% 이상의 가는 모래와 실트를 포함하고 있는 입상토

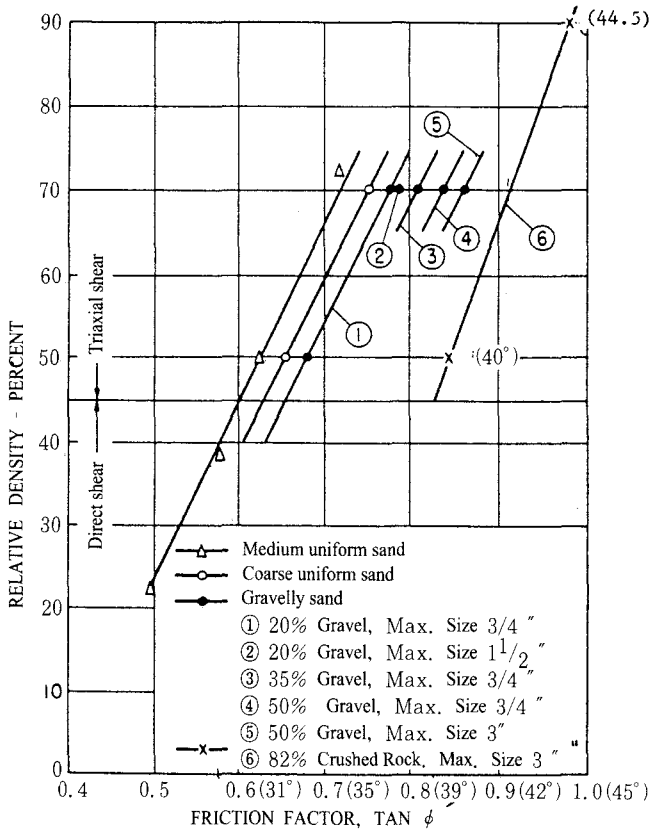


(a) 입자의 변위



(b) 전단에 대한 마찰저항 및 구조적 저항

<그림-4> 粒狀土가 剪斷될때의 舉動



〈그림-5〉 Effect of Relative Density on The Friction Factor for Coarse-grained Soils

〈표-6〉 Approximate Values of ϕ' For Granular Soils as Affected by State of Compaction, Size, Gradation, and Angularity of Grains

Size of grains	State of compaction	Values of ϕ' , deg	
		Rounded grains, uniform gradation	Angular grains, well graded
Medium sand	Very loose	28-30	32-34
	Moderately dense	32-34	36-40
	Very dense	35-38	44-46
Sand and gravel : *	Loose	...	39
	Moderately dense	37	41
	Dense	...	45
	Loose	34	...
Blasted rock fragments	40-55	

* Values interpolated from Holtz and Gibbs, 1956

$\phi = 25 + 0.15 Dr$ --- (7)
 5% 이하의 가는 모래와 실트를 포함하고 있는 입상토

$\phi = 30 + 0.15 Dr$ --- (8)
 여기서 Dr: 백분율로 표시한 상대밀도

그런데 식(4) ~ 식(6)은 대단히 간단하며 사용하기에 아주 편리하지만 과재하중에 대한 수정없이 사용한다면 오차가 클 것이다. N치나 상대밀도는 과재하중(상재압)에 따라 크게 달라지기 때문이다.

〈그림-3〉은 N치와 흙의 내부마찰각과의 경험적인 관계를 직접 수식으로 제안한 오자키, Peck Dunham 등의 N치에 따른 내부마찰각(ϕ)의 크기를 정리한 것이다.

다. 쇄석(Crushed Rock, 捨石)의 전단강도

어항시설물에 흔히 사용되고 있는 사석의 크기는 내사석이 0.015~0.03m³(직경 약 25~30cm) 정도이고 피복석은 0.1~1.0m³(직경 약 45~100cm) 이상이다. 이와같이 입경이 큰 재료의 전단강도를 측정하는 시험은 많은 시간과 경비가 소요되며 일반적으로 경험적인 값을 사용하고 있다. 모래나 자갈과 같이 점성이 없는 흙의 전단강도는 〈그림-4〉에서와 같이 활동마찰(Sliding Friction) 및 회전마찰(Rolling Friction)로 생기는 마찰저항과 엮물림(Interlocking)으로 인한

구조적 저항의 두 성분으로 이루어진다.

느슨하게 투하된 사석의 경우 내부마찰각은 보는 바와 같이 40~55° 정도이며 일본 항만 설계기준등에서는 40°를 사용할 것을 제안하고 있다.

薄層을 다져서 더 큰 사석의 간극사이로 작은 사석들이 켜기처럼 끼어들어가 있을 경우에는 엇물림 효과가 커져 유효 전단저항각은 이보다 훨씬 더 클 것이다.

〈그림 5〉는 미개척국에서 작성된 상대밀도와 흙의 내부마찰각과의 관계를 나타낸 것으로 상대밀도에 따라 사석의 내부마찰각이 40~45° 범위내에 있음을 보여준다. 또 Leonards (1962) 등은 〈표-6〉에서 보는 바와 같이 사석(岩片)의 내부마찰각을 40~55°로 보기도 한다.

다짐이 없는 사석의 간극률은 Sheard(1963) 등에 의하면 18~40% 정도이다. 이 간극률(Porosity)은 사석의 입도분포에 의해서 가장 크게 지배되며 다음은 다짐도(Degree of Compactness)에 의해 지배된다. 사석의 비중(G_s)을 2.7로 가정할 경우 간극률 18~40% 일때의 건조단위중량(γ_d)은 1.6~2.2ton/m³ 정도이며 수중단위중량은 1.0~1.3ton/m³ 정도이다. 〈다음호에 계속〉 ▲

참 고 문 헌

1. Das, Braja M.(1983). Advanced Soil Mechanics, Hemidphere Publishing Corporation, Washington.
2. Lambe, T.W. and Whitman, R. V. (1969). Soil Mechanics, John Wiley and Sons, NewYork.
3. 金翔圭(1991). 토질역학, 청문각, 서울.
4. 金翔圭(1978). 토질역학강좌(Ⅰ), 대한토목학회지, 제 26권 제 1호.
5. 金翔圭(1978). 토질역학강좌(Ⅱ), 대한토목학회지, 제 26권 제 2호.
6. 金翔圭(1983). 토질시험, 동명사, 서울.
7. Clayton, C.R.I, Simons, N.E and Matthews, M.C.(1982). Site Investigation, Granada, Londe.
8. Bowles, J.E.(1979). Physical and Geotechnical Properties of Soils, McGraw-Hill Co., Tokyo.
9. 부산항 건설사무소(1987). 부산항 3단계 개발사업 공사계획 2호 토질조사 (동삼동 가호안) 용역보고서.
10. Leonards, G.A(1962). Foundation Engineering, McGraw-Hill Co., New York.
11. NAVFAC(1982). Design Manual 7.1-Soil Mechanics, NAVFAC DM 7.1, U.S Department of Navy, Washington D.C.
12. Sherad, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.G., and Clevenger, W.A.(1963). Earth and Earth Rock Dams, John Wiley and Sons, New York.
13. U.S. Bureau of Reclamation (1974), Earth Manual, 2nd ed. Denver, co.
14. Holtz, Rovert. and Kovacs, William D.(1981). An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
15. 李鍾珪(1991). 연약지반의 토질조사, 토지개발기술 제 4권 제 2호, 한국토지개발공사.
16. 李在顯(1979). 토질공학, 세진사, 서울.
17. 林炳祚(1989). 기초공학, 야정문화사, 서울.
18. 건설부(1971). 항만설계 기준.
19. 건설부(1971). 구조물 기초설계기준.
20. 건설부(1986). 구조물 기초설계기준.
21. Bowles, J.E (1982). Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Co., Tokyo.
22. Simons, N.E and Menzies, B. K. (1977). A Short Course in Foundation Engineering, Newnes-Butterworths, London.
23. Das, Braja M. (1985). Principles of Geotechnical Engineering, PWS Engineering, U.S.