

# SPT의 관입메카니즘과 새로운 이용방법

(The Mechanism of SPT & New Consideration)

서울시 지하철건설본부	최항길
수원대학교	채영수
서울시 지하철건설본부	김만호
대덕공영	정승훈
대원토질	최홍일

## 제1장 N치 · c · $\phi$ 의 새로운 고찰 및 이용법

(New Consideration & Application Methods of N value · c ·  $\phi$ )

☞ 한국지반공학회 지반조사위원회 1998년 봄 학술세미나 참조

## 제2장 표준관입시험의 관입기구와 새로운 이용법

### 2.1 서 론

표준관입시험(이하 SPT로 표기한다)은 공업규격에 “원위치에 있어서 흙의 단단한 정도, 다짐정도의 상대치를 알기위하여 N치를 구하는 관입시험”으로, N치란 KSF 2307에 의하면 “중량 63.5kgf의 함마를 75cm자유낙하시켜 표준관입시험용 샘플라를 30cm 관입시키는데 요하는 타격수”라고 정의하고 있다. 이 규정과 거의 같은 시기에 여러 지침이나 표준 등에 N치를 이용한 기초구조물의 설계법이나 시공법 등에 관한 지침이 생겼으며, 토질조사법으로서의 SPT가 급속히 보급되어 발전하였다.

본래는 시험채취를 목적으로 하여 출발한 SPT가, 해를 거듭할수록 급속히 보급되어 현재에는 지반조사에서 빼놓을 수 없는 시험이 되어 있다. 동시험이 동적 관입 저항치로부터 정적인 지지력을 판정한다고 하는, 기본적으로는 불합리한 일면이 있으면서도 SPT가 급속히 보급된 것은 다른 사운드방법보다 많이 이용되어 지지력이나 변형의 특성치 등과의 공학적인 연결을 위한 비교시험이 많이 이루어진

그림-2-1 지반의 특성

材 料	特 性		特 性	
	強 度	特 性	変 形	特 性
	일축강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	$A \approx \frac{\text{最大値}}{\text{最小値}}$	탄성계수 (kgf/cm <sup>2</sup> )	$B \approx \frac{\text{最大値}}{\text{最小値}}$
鋼	3,400~15,000	4~5	$2.0 \times 10^9$	1
콘크리트	150~700	4~5	$1.5 \times 10^5 \sim 5.0 \times 10^5$	3~4
地 盤	土	0.1~10	5~500	100
	砂 礫	粘着力 $c = 0.02 \sim 0.6$ (内部摩擦角 $\phi = 20 \sim 30$ )	300~3,000	10
	軟 岩	10~100	500~5,000	10

실적과 특히 N치를 측정후, 그 타입된 샘플러속의 흙의 시료를 직접육안으로 관찰할 수 있는 점, 한편 그 시료를 이용하여 입도시험 기타 물리적 정수를 알 수 있는 편리함등이 있기 때문이다. 그러나 이와같은 소위 N치 만능주의의 현상에 대한 비판의 의견도 많이 있다. 이것은 SPT 본래의 목적과는 다르다는 지적외에 N치의 재현성이나 결과의 차이가 크다는 강한 불신, 또한 감정적인 의견도 있다. 자연지반을 구성하는 흙이나 암석은 토목재료로서 오늘날 많이 사용되고 있는 강재나 콘크리트에 비하여 위치에따라 또한 같은 위치에서도 심도에 따라 변화하는 극히 복잡한 재료이다.

예를들면 일반적으로 구조물의 강도와 변형에 관한 재료의 일축강도와 탄성계수(흙의 경우에는 변형계수로 불린다)의 개략적인 범위와, 이것들의 최대치와 최소치의 비를 비교하여 보면 표 2-1과 같이 된다.

이표로부터 보면 자연지반의 강도나 변형의 특성은, 鋼이나 콘크리트 등에 비하여 변형범위가 극히 큰 것을 알 수 있다. 이와같은 사정으로, 광범위하게 시행되는 1차조사나 규모가 그렇게 크지 않는 中小규모 구조물의 설계시공에 필요한 지반 정수를, N치를 이용하여 결정하는 경우가 많게 되는 사유가 된다. 지금부터 현재까지 특히 충분한 검토가 부족하였다고 생각되는 SPT의 이론과 기초적 연구를 주로 거론하며, 또한 최근 산악지대의 고속도로교나 송전철탑의 기초지반의 조사에서는 조사비용의 제약으로부터 환산N치를 300까지로 확대 이용이 시도되고 있는바 이에 대하여도 소개한다.

## 2.2 시험법으로서의 SPT의 위상과 N치의 재현성 및 신뢰성

### 2.2.1 시험법으로서의 SPT의 위상

SPT의 메카니즘은 다음과 같이 생각할 수 있다. 함마를 룯드두부에 (녹킹헤드) 충돌시키는 것에 의하여 룯드에 충격파가 발생한다. 룯드에 발생한 충격파는 룯드내를 하측으로 향하여 전파, 샘플러에 전달되어 결국 지반과의 접촉면에 다다른다. 이 파동은 룯드 선단의 지반을 파괴하며 샘플러는 지반에 관입한다. 이때 파동의 일부는 선단지반의 파괴에 사용되며, 남은 부분은 룯드의 선단으로 부터 반사되어 룯드의 상방향으로 전파한다. 이 반사의 비율은 룯드와 지반의 다이내믹·스티네스(양자의 동적강도에 의하여 결정되는 량)에 의하여 결정된다. 룯드에 남은 파동은 룯드내를 진동하며 위 현상을 반복하면서 감쇠하며 최종적인 관입이 종료하게 된다. 이때의 관입량이 SPT의 1타격에 의한 관입량이 된다. 이 조작이 반복되어 소위 N치의 계측이 이루어 진다.

한편, SPT의 시험법으로서의 위상은 다음과 같이 생각할 수 있다. 금속재료나 고분자재료의 동적강도·변형특성을 엄밀히 조사하는 시험법으로서 흙킨손 봉법이 대개 알려져 있다. 이 방법을 토질 시험법에 적용, 기초실험을 하여 그 고찰결과로부터 보면 SPT는 입력봉만을 사용한 흙킨손 봉법의 변형이라고 말할 수 있다. 이와 같은 점으로부터 SPT는 파동론적으로 뒷받침을 갖는 극히 합리적인 하나의 계측수법으로도 볼 수 있다.

### 2.2.2 N치의 재현성과 신뢰성

N치의 재현성과 신뢰성에 관해서는 많은 연구가 이루어져 토론되고 있다. 그러나 얻어진 결론은 반드시 일치되고 있지 것이 있는 것도 사실이다. 이것은 지반본래의 불균일한 측정오차, 굴착기술, 시험자의 작업의식 등이 복잡하게 얽혀있어서 시험의 목적이 달성될 수 없기때문이라고 볼 수 있다. 이에 대하여 최근 관련된 조사위원회인 『구조물 기초에 있어서 지반정수의 평가에 관한 연구위원회』가 실시한 실험 연구에서는 잘 관리된 시험조작에 의하여 얻어지는 N치는 그 재현성이 극히 좋다는 결론이 얻어지고 있다. 즉, N치에 의한 지반의 강도·변형특성의 평가가 가능하다는 것을 나타내고 있다.

## 2.3 N치(혹은 SPT시험)에 미치는 제요인)

N치와 흙성질의 관련성으로 보아 극히 복잡한 문제를 계통적으로 규명할 경우 N치에 영향을 미친다고 생각되는 요인을 명백하게 하여 그것이 N치의 크기에 어떠한 영향을 미치는가 또한 이것들의 상관관계는 어떻게 되는지에 대하여 정리하여 둘 필요가 있다. N치 혹은 SPT 시험에 미치는 제요인에 대하여 지금까지의 연구를 정리하여 보면 대체로 다음 4개의 항목으로 분류할수 있다.

- (1) 룯드의 지반에 대한 동적관입거동에 의한요인
- (2) SPT실시때의 시험조작에 의한 요인
- (3) 지반 상태에 의한 요인
- (4) 시험의 기록·정리법에 의한 요인

### 2.3.1 룯드의 지반에 대한 동적관입거동에 의한 요인

정적사운드링법에서의 관입현상과 달리, SPT는 동적관입시험인 이유로 파동현상으로서 여러 가지의 문제를 생기게 하여 정역학적인 현상과 다른 현상이 생긴다. 그 때문에 동적인 관입시험을 논하는 경우에 룯드에 의한 지반에서의 동적관입 메카니즘에 대하여 충분한 이해를 필요로 한다. 함마, 가이드봉, 녹킹 헤드, 룯드 카플링 등의 영향은 규정되어있는 것, 혹은 통상 이용되고 있는 것이면 큰 영향을 주지 않는 것이 판명되었다. 룯드 단면적의 영향은 사용하는 룯드 직경의 차이에 따라 발생하는 응력에 시간변화의 차이가 생겨, 룯드선단에서의 지반의 파괴상태가 다른 것이 예측되었다. 따라서 N치도 당연히 다르게 되는데, 이와 지반의 동적 파괴에 대한 메카니즘은 이직도 불명한 점이 많이 남아 있고 단순히 응력파형만에 의하여 그 영향의 대소를 논할 수는 없다.

### 2.3.2 SPT실시때의 시험조작에 의한 요인

보링조작, 슬라임제거, 함마의 낙하방식 등의 기술수준에 관한 것 외에 시험에 응하는 기술자의 마음가짐도 중요한 요인으로 되어 있다. 낙하방식의 차이에 의한 영향은 마찰효율에 의하여 많이 변동한다. 예비시험, 본시험, 후시험의 문제는 타

격관입랑곡선 평가 문제로서 중요하며 그 原點에서의 수치설정방법이 N치에 큰 영향을 준다.

### 2.3.3 지반조건에 관한 요인

지반조건에 관한 요인은 측정심도, 자갈층의 유무, 지하수위, 함수량, 흙의 종류등이 있는데 여기서는 지반상태마다의 특성치를 검출하는 것이 이시험방법의 목적이다.

### 2.3.4 시험의 기록·정리법에 관한 요인

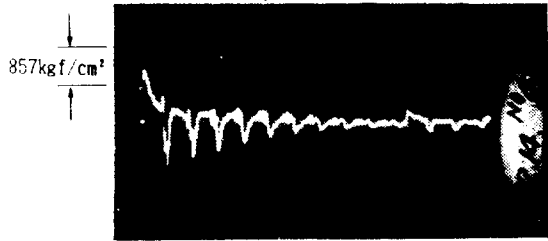
시험의 기록정리법은 n<sup>~</sup>S곡선의 기록, 함마운동의 측정, n<sup>~</sup>S곡선의 정량적 평가, 함마의 리바운드에 관한 사항, n<sup>~</sup>S곡선의 원점등이 있는데 이들의 고찰로부터 SPT에 의한 얻어진 새로운 지반지수를 제안할 수 있다.

## 2.4 표준관입시험의 관입메카니즘에 관한 파동이론적 고찰

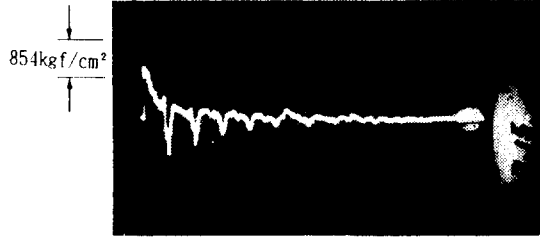
### 2.4.1 기초이론과 기초실험

SPT의 룯드와 같은 일차원 탄성棒의 종방향충격에 대하여는 옛날 부터 많은 연구가 이루어져 왔다. 그중에 특히 St. Venant의 剛體에 의한 종충격 탄성棒의 해법, De. Juhasz 및 H.C.Fischer의 도식해법, Smith, Hirsch등의 말뚝박기에 관한 수치계산법에 의한 해석 및 Hiley의 말뚝타입공식에 의한 해법등이 있다. 이들의 해법은 특수한 조건일 때만 성립한다던지 일반적이 아닌 것이거나 상당히 복잡한 해법, 혹은 이론적으로 불합리한 것도 있었다. 특히 질점계의 충돌이론에 의하여 유도한 Hiley 등의 말뚝타입공식이나 Smith의 수치계산에 의한 해법등은 파동이론적으로 불합리한 점이 있다는 것이 지적되고 있다.

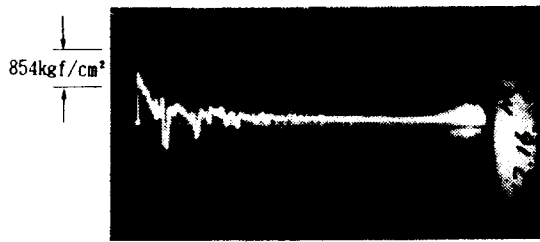
SPT의 이론적 연구의 검증을 실험적으로 시도한 것은 여러 연구가 들에 의하여 이루어져왔다. 일본에서 최초로 행하여진 연구에서 사용된 측정기는 SPT의 고속현상을 정확히 측정할 수 있을 정도로 발달되어 있지 않았다.



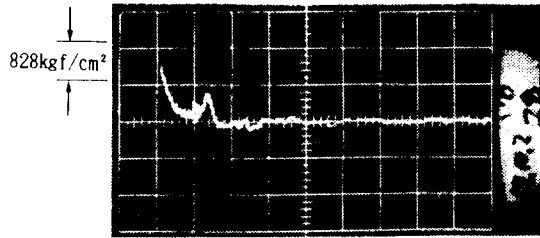
(a) 심도14m, 뚫드길이  $l = 15,94\text{m}$   
 실트질 가는모래, 관입량  $S=4.5\text{ cm}$



(b) 심도15m, 뚫드길이  $l = 16,94\text{m}$   
 실트질 가는모래, 관입량  $S=2.0\text{ cm}$

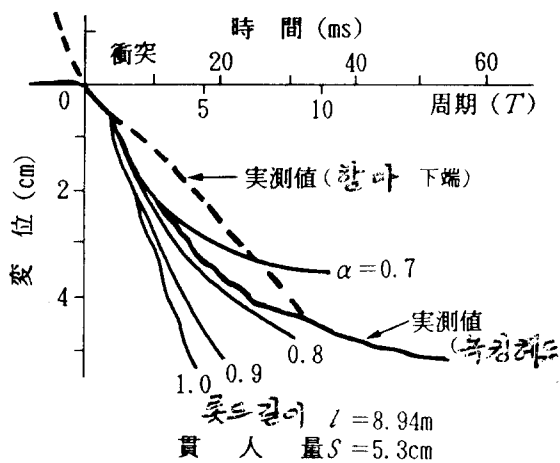


(c) 심도17m, 뚫드길이  $l = 18,94\text{m}$   
 모래자갈, 관입량  $S=1.1\text{ cm}$

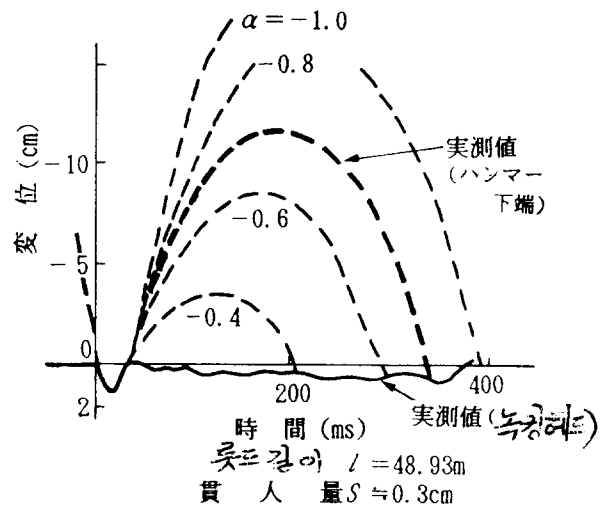


(d) 심도24m, 뚫드길이  $l = 25,94\text{m}$   
 모래질 흙, 관입량  $S=0.3\text{ cm}$

그림-2-2 관입량의 차이에 따른 뚫드 두부의 응력파형의 변화



(a) 느슨한 실트질모래  $N=6$



(b) 단단한 가는모래  $N=101$

그림-2-3 뚫드두부의 고속카메라에 의한 측정결과

그후 좀더 발달된 측정기계에 의하여 SPT에 관한 고속현상을 정확히 측정할 수 있는 방법이 확립되어 이론해석의 실험적 검증이 가능하게 되었다.

그림 2-2는 서로 다른 강도의 지반에서 타격응력의 차이를 나타낸 그림으로서, 선단지반으로 부터 반사파의 차이를 잘 알수 있다. 룯드두부에서 측정된 응력파의 진동 회수는 N치가 작은 지반일수록 많고, 단단한 지반일수록 적어지는 것을 알 수있다. 위결과로부터 룯드선단부에서 측정된 응력파형으로서 선단지반의 영향을 받은 반사파의 중복되는 부분의 응력은, 지반의 강도차이에 의하여 변화하는 것을 알 수 있다.

그림 2-3은 룯드 두부의 움직임을 高速度 카메라에 의하여 관측한 것이다. 그림 2-3(a)는 N치30이하 지반에서의 결과이며, 그림 2-3(b)는 N치30 이상의 단단한 지반에서의 관측결과이다. 양쪽의 관입거동이 크게 다른 것을 알수 있다. 또한 그림속에 표시한 가는 선은 2.4.2에서 제안된 동적관입 모델에 의한 이론치를 함께 표시한 것이다.

## 2.4.2 관입모델

그림 2-4에 표시된 동적관입 모델은 룯드 선단이 탄성체로 지지되어 있다는 경계조건을 주고 St.Venant解를 일반화한 것이다. 觀測波形과 대비하여 볼 때 양자는 잘 일치하는 것을 확인할수 있다.

이와같이 실험결과를 잘 설명할 수 있는 St.Venant의 일반화 해를 이용하여 SPT에 관한 기본적인 고찰을 하면, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- ① SPT와 같은 동적관입시험에서는 St.Venant의 일반해를 이용함에 의하여, 관련된 메카니즘의 이해가 간단하게 된다.
- ② 룯드선단의 경계조건에 변위에 관한 반사계수  $\alpha$ 를 도입한 St.Venant의 일반해에 의한 관입모델은 종래의 해석보다도, 실제의 관입시험에 있어서 룯드의 거동을 보다 잘 설명할 수 있다.
- ③ 변위에 관한 반사계수  $\alpha$ 가 正, 0, 負에 의하여 룯드의 지반에 관한 관입의 거동이 상당히 다른 것을 알았다. 즉  $\alpha > 0$ 일때는 일주기  $T = 2l/c$ 에서 함마와 룯드가 분리되어 함마가 룯드를 따라 가듯이 하강운동을 하며,  $\alpha = 0$ 일때는 함마와 룯드는 떨어지지 않고 충격이 종료할 때까지 연속적인 충격이 계속되고,  $\alpha < 0$  일때

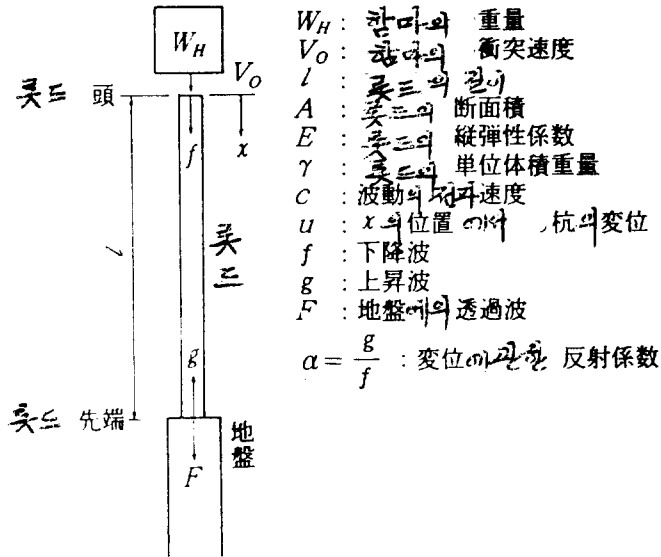


그림-2-4 관입모델(St. Venant解의 一般化)

는 일주기  $T=2l/c$ 이후 반사파에 의하여 함마가 상방향으로 던져지는 듯한 서로 상이한 관입거동을 나타낸다.

④ 이 변위에 관한 반사계수  $\alpha$ 는  $-1 \leq \alpha \leq 1$ 의 범위에 있으며  $\alpha = -1$ 일때는 선단이 固定의 조건이며,  $\alpha = 0$ 는 뮷드와 같은 동적강도 (dynamic stiffness)가 무한히 계속되는 조건이며,  $\alpha = 1$ 은 선단이 자유의 조건이다. 따라서 변위에 관한  $\alpha$ 는 샘플라 선단지반의 모든 조건을 만족하게 된다.

⑤ St.Venant의 일반화해를 기초로 동적 사운딩법의 관입기구를 고찰하면 그 기구가 파동현상이기 때문에 정역학적인 내용과는 판이하고 특이한 현상을 나타내는 것을 알았다.

⑥ 이것은 충격이라고하는 過渡現像에 기인하여 뮷드의 길이와 지반의 강도등 여러 조건에 의하여 관입의 거동이 복잡하게 되기 때문이다. 이러한 의미에서, SPT는 문제점이 있는 사운딩법이라고 말할 수 있다.

⑦ 그러나 그 원리를 바로 이해하고 문제점을 감안하여, 단지 N치만을 활용하는 것이 아니고 타격일회 마다의 관입량, 함마의 상승량이나 첫번째의 충들로부터 두번째까지의 시간량 등을 이용한다면 그것이 St.Venant의 一般化 해석과 연계되어 사운딩법으로서 SPT는 매우 유익한 시험법이 될 가능성이 있다.



## 2.5 에너지에 관한 효율

### 2.5.1 에너지 효율에 관한 두세가지의 정의

함마가 갖는 위치에너지의 몇%가 실제의 관입에 관여할까에 대한 효율을 에너지에 관한 효율로 다음과 같이 정리하며 또한 그림 2-5에 표시한다.

$$\text{마찰효율 } e_1 = \frac{U_1(\text{함마의 낙하시에 가이드봉이나 로프 등의 마찰에 의한 손실을 받은 에너지})}{U_0(\text{함마가 최초로 갖고 있던 위치에너지 } W_{Hh})} \text{-----}(2.1)$$

$$\text{충돌효율 } e_2 = \frac{U_2(\text{실제로 릿드에 전달된 에너지})}{U_1(\text{함마의 낙하시에 가이드봉이나 로프 등의 마찰에 의한 손실을 받은 에너지})} \text{-----}(2.2)$$

$$\text{타격효율 } e_{12} = e_1 \cdot e_2 \frac{U_2(\text{실제로 릿드에 전달된 에너지})}{U_0(\text{함마가 최초로 갖고 있던 위치에너지 } W_{Hh})} \text{-----}(2.3)$$

$$\text{전파효율 } e_3(l) = \frac{U_3(\text{릿드를 전파하는 동안 손실을 받은 에너지})}{U_2(\text{실제로 릿드에 전달된 에너지})} \text{-----}(2.4)$$

여기서  $W_H$ 는 함마의 중량,  $h$ 는 함마의 낙하높이이다

즉, 함마가 갖고 있던 위치에너지  $U_0(=W_Hh)$ 는 낙하시의 함마, 가이드봉, 로프 등의 마찰 때문에, 충돌의 직전에는  $U_1(=e_1W_Hh)$ 으로 감소한다. 이 때의 충돌속도  $v_1$ 는  $v_1 = \sqrt{2e_1gh}$ 이 된다. 충돌시 에너지는 완전하게는 전파되지 않고 (단 릿드는 충분히 길고, 선단으로부터의 반사파에 의하여 릿드와 함마가 분리하는 것은 고려하지 않는다), 실제로 릿드에 전달되는 것은  $U_2(=e_1 \cdot e_2 W_Hh = e_{12}U_0)$ 가

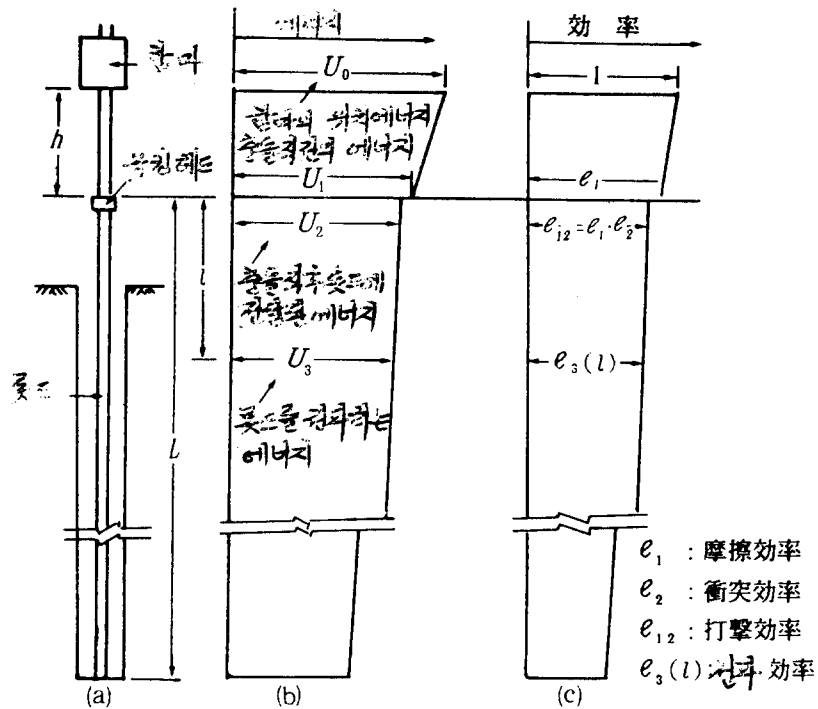


그림-2-5 표준관입시험에서 에너지 효율의 정의

된다. 이 에너지  $U_2$ 는 못드를 전파하는 것과 동시에 감쇄하여 최종적으로 관입에 관여하는 하는 것은  $U_3 (= e_1 \cdot e_2 \cdot e_3(l) W_H \cdot h = e_{12} \cdot e_3(l) U_0)$ 가 된다.

### 2.5.2 실험결과의 해석과 그 고찰

#### (a) $U_1$ 에너지와 마찰효율 $e_1$

실제의 관입시험에 있어서 高度카메라의 해석결과로부터 콘프리를 사용한 낙하 방식일 때  $e_1=0.7\sim 0.8$  (4열), 매우 신중한 낙하방식에 의한 때는  $e_1=0.9\sim 1.0$  (3열)의 계수를 얻었다.

또한 다께나까는  $e_1=0.8$  이상이라는 결과를 얻고 있다.

#### (b) $U_2$ 에너지와 충돌효율 $e_2$

실제로 못드에 전달된 에너지  $U_2$ 는 못드 두부의 게이지로 측정된 응력파형으로부터 구하여지며 충돌효율  $e_2$ 는 (2.2)에서  $U_1$  과의 비로서 측정된다. 응력파형으로부터 에너지를 산출하는 원리는 응력파형을 圖式적분하여 변형에너지를 구하여,

이것을 2배하여 파동의 전 에너지를 산출하는 것이다. 이것은 단면변화가 없는 일차원 탄성봉내에서는 변형에너지와 운동 에너지는 1:1의 비율이 되는것을 이용한 것이다. 콘푸리를 사용한 경우나 신중한 낙하에 의한 경우 어느 쪽도  $e_2 = 0.9$  정도로 된다. 충돌직전에 함마가 갖고 있던 에너지  $U_1$ 은 완전하게 룫드에 전달되지 않고 1~2할은 함마의 횡진동, 충돌시의 열에너지, 소성변형 등으로 변환되는 것으로 생각된다.

(c) 타격효율  $e_{12}=e_1 \cdot e_2$

타격효율은 식(2.3)에 표시되어 있듯이, 실제로 룫드에 전달된 에너지  $U_2$ 와 함마가 최초로 갖고 있던 위치에너지  $U_0$ 와의 비로 나타내며 또한  $e_1$ 과  $e_2$ 를 곱하여도 같은 값이다. (a), (b)의 고찰결과에 의하여 콘푸리를 사용한 경우  $e_{12}=0.63\sim 0.72$ , 신중한 자유낙하에 의한 경우  $e_{12}=0.8\sim 0.9$  정도로 된다. 즉, 룫드에 에너지의 전달량은  $e_{12}U_0$  로된다.

(d)  $U_3$ 에너지 및 전파효율  $e_3$

$U_3$ 는 룫드 하부의 게이지로 측정된 응력파형으로부터 구할수 있다.  $e_3$ 는 룫드 길이의 함수로 생각되므로 룫드 두부와 하부에 붙인 게이지 사이의 룫드 본수를 바꿈에 의하여 여러 가지의 룫드 길이에 대하여 조사할 수 있다. 룫드의 길이에 관한 N치의 보정법에는 여러 가지 방법이 제안되어 있는바, 룫드에 전달된 에너지가 룫드에 전파되는 사이에 감쇄상태를 조사하여 룫드 길이에 관한 N치의 보정을 식(2.5)로 할 것을 제안하고 있다.

$$N=N'(\ell \leq 20m), N=(1.06-0.003 \ell)N' (\ell > 20m) \quad \text{-----}(2.5)$$

여기서 N는 보정 N치, N'는 실측 N치,  $\ell$ 은 룫드길이(m)다. 이것은 룫드의 관입상태가 정상적으로 되는 룫드길이 20m이상에서는, 관입량이 룫드 선단에 전달된 에너지에 비례한다고 가정하고 전파효율  $e_3$ 를 근거로 얻어진 것이다.  $\ell=20m$ 이하에서는, 관입시의 룫드의 거동은 복잡하여 룫드의 길이와 지반의 강도가 민감하게 영향을 미쳐 단순한 보정은 불가능하고, 또한 20m정도까지는 에너지의 감쇄도 적은량이기 때문에 실용적으로는 N치의 보정은 하지 않는 쪽이 좋다. 이 실험결과는 유럽국제토질 공학회에 제출된 관입시험의 표준규격화안과 유럽안의 SPT에 관한 규격안중 JIS의 내용과 크게 다른 점으로, 깊이 15m 이상의 심도에서 룫드의 좌우 흔들림 방지설비를 설치하든지, 외경 54 mm 이상의 강성을 갖는 룫드를 사용하는 등의 제안으로 이론적, 실험적으로 반박하는 내용이다.

## 2.6 타격회수 · 관입량 곡선의 정량적인 평가법

### 2.6.1 문제의 제기

SPT에 의하여 얻어진 타격회수 · 관입량곡선(이하, n-S곡선으로 한다.)의 정리 법에는 지층이 도중에서 변화하는 경우의 N치를 산정 하는 오자키의 방법이 있는데, n-S곡선 그자체의 정량적인 취급방법은 없는 것 같다. 종래, SPT의 결과는 N치라고 하는 단일량만으로서 이용 되고 있는데 많은 타격회수-누계 관입량 곡선을 보면 동일 N치로 평가 되는 지반에서도, n-S곡선에는 차이가 있는 것이 명백하게 나타내고 있다. 샘플라에 의한 지반의 관입저항은 여러 가지의 지반조건에 의하여 좌우되는 것이므로 n-S곡선의 패턴도 지반 고유의 지반 특성치의 변화를 반영하고 있어야 한다.

여러 실측데이터를 관찰하여 n-S곡선을 3가지종류로 분류하였다. 즉 균질 지반에 있어서 샘플라의 관입저항이 증대되는 경우(Type a), 관입저항이 일정한 경우(Type b), 관입저항이 감소하는 경우(Type c)이다.

### 2.6.2 수학기모델의 설정과 측정치에의 적용

많은 실측치를 검토한 결과, Type a 의 것이 가장 많고 이 Type의 n-S곡선을 간단한 수학기모델식(2.6)으로 표시했다. 이것은 관입량의 변화율  $dS/dn$ 가 잉여 관입량  $S_0-S$ 에 비례한다고 가정하여, 초기조건  $n=0, S=0$ 의 조건에서 얻을수 있다.

$$S=S_0(1-e^{-(n-\lambda)}) \quad \text{-----}(2.6)$$

여기서  $S_0$ 를 한계관입량,  $\lambda$ 를 기준타격회수로 정의하고 있다. 도형의 성질을  $S_0, \lambda$ 를 기초로 새로 정의한 지반지수를 그림 2.6에 나타내고 있다. 식(2.6)을 실측치에 적용,  $S_0, \lambda$ 를 결정하게 되는바 이 문제는 비선형 최소 2승법으로 되어 계산기에 의하여 약간의 반복계산을 필요로 한다. 식(2.6)에 의하여  $S=30\text{cm}$ 에 상당하는 타격회수, 소위 N치는식(2.7)로 주어진다.

$$N_s = \lambda \ln\{S_0/(S_0-30)\}, S_0 > 30 \quad \text{-----}(2.7)$$

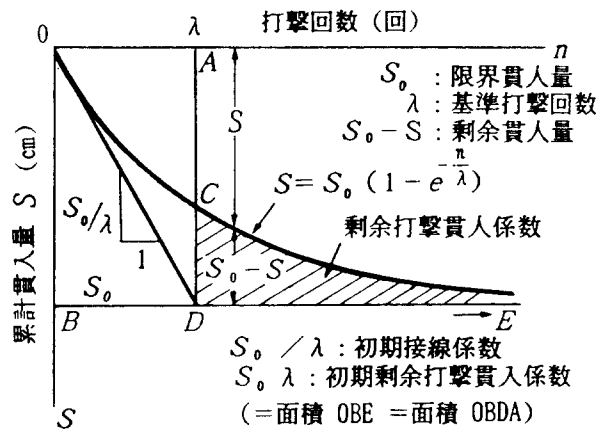


그림-2-6  $n \sim S$  곡선의 수학모델

이 N치는 계산  $N_s$ 치로서 실측 N치와 구별된다.

### 2.6.3 적용예

그림 2.7은 두가지 실측예의 적용을 도식화 한 것으로, 좋은 결과가 얻어지고 있다. 그림중의 1예와 같이 누계관입량이 30cm에 미치지 않는 데이터도 있다. 이것은 매우 중요한 점으로서 SPT의 결과를 반드시 N치만으로 표시하는 것이 타당하지 않다는 것을 나타내고 있다. 또한 N치 50이상에서는  $N_s$ 치쪽이 크게 되는 것이 거의 대부분으로, 종래의 N치 50이상 혹은 단순한 비례계산으로 구한 N치에 의한 지반특성의 평가법 보다는  $N_s$ 에 의한 방법이 더바람직하다고 생각된다.

그림 2.8은 N치 30정도의 서로 다른 지반의  $n-S$ 곡선 4열을 그린 것으로 그림 속의 표에 회귀계수  $S_0$ ,  $\lambda$  등기타 데이터를 정리하고 있다. 지금까지 동일 N치로 평가되고 있던 지반에 있어서도  $n-S$ 곡선의 패턴에는 차이가 있는 것을 알 수 있다. 이것은 샘플라의 관입상태에 따라 차이가 있는 것을 나타내며, 지반의 강도, 변형특성, 입도구성, 밀도 등의 차이가 샘플라에 움직이는 관입저항의 변화로서 반영되고 있다는 것으로 그결과가 주목된다.

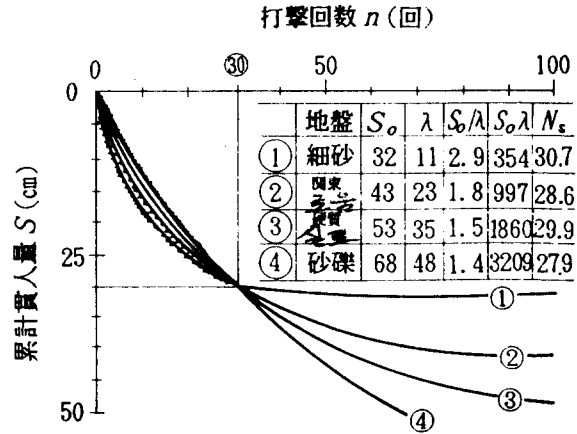
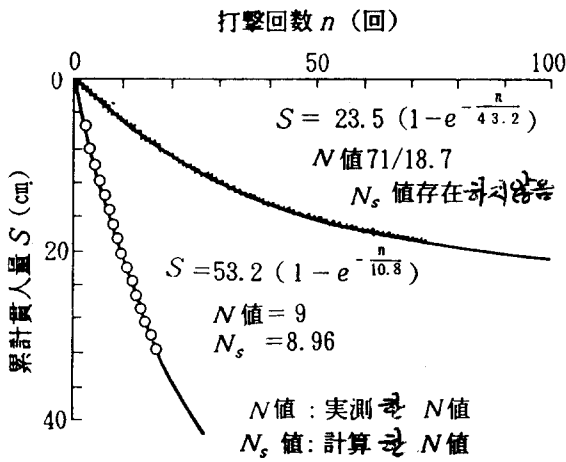


그림-2-7 타격회수 관입량곡선의 해석결과의 예

그림-2-8 동일  $N$ 치에 있어서  $n \sim S$  곡선의 차이

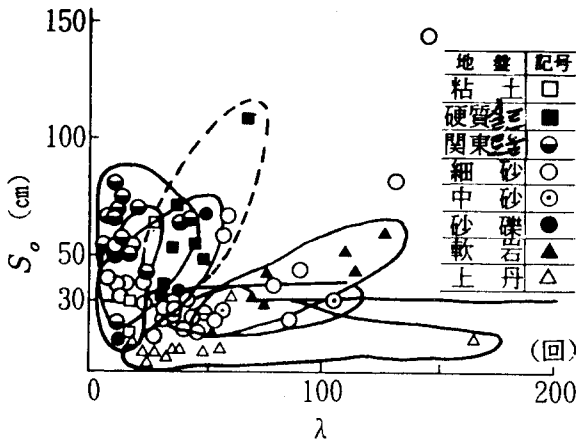


그림-2-9  $S_0 - \lambda$  도

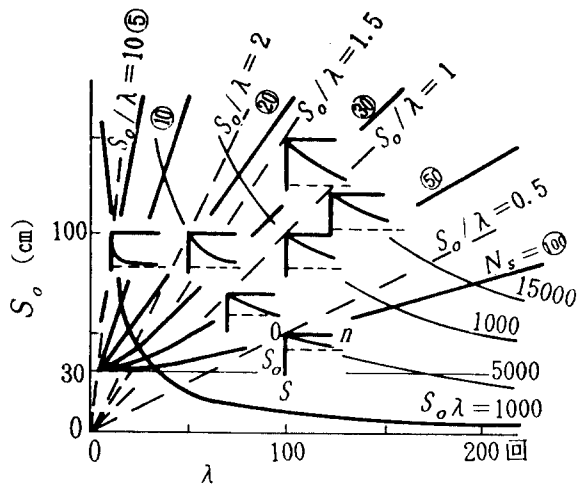


그림-2-10  $S_0 - \lambda$  와  $n \sim S$  곡선

식(2.6)의 수학모델은  $S_0$ 와  $\lambda$ 의 2개의 회귀계수만에 의하여 결정되기 때문에 해석결과는  $S_0 - \lambda$  그림에 플롯트 하면 된다. 이 그림에 플롯트된 점의 위치에 의하여  $n - S$  곡선의 패턴분류가 가능하게 된다. 78가지 예의  $S_0, \lambda$ 의 관계를 플롯트 한 것이 그림 2-9이며, 가는 모래지반을 제외하고 지반이 동일한 것은 원으로 표시하였다. 이 그림으로 부터 지반종류별에 의하여 서로다른 특징이 있는 분포를 나타내는 것을 이해할수 있다.

그림2-10은  $S_0 - \lambda$  그림에 등초기접선계수 선(等 $S_0/\lambda$  선), 등초기 잉여 타격 관입계수선(等 $S_0 \cdot \lambda$  선) 및 등 $N$ 치 선을 파라메타로서 나타내고 있으며, 그림중에는 등

$S_0$ 線, 等 $\lambda$ 線, 等 $S_0/\lambda$ 線, 等 $S_0 \cdot \lambda$ 線상의 각각 대표적인 3개소에서  $S_0 - \lambda$  그림상에 그 위치의 n-S곡선을 나타내고 있다.

동일 N치에서도  $S_0 \cdot \lambda$ 의 조합은 여러 가지로 되기 때문에 n-S 곡선의 모양이 다른 것을 의미한다. 等 $S_0/\lambda$ 線과 等N치線과를 비교하면, 한계관입량  $S_0$ 가 30cm 이하의 단단한 지반의 N치를 종전 대로의 방법으로 표현하는 것이 문제가 있다는 것을 나타내고 있다. 바꾸어 말하면 종래의 N치에 더하여  $S_0/\lambda$ 이나  $S_0 \cdot \lambda$ 을 고려하는 것이 보다 일반성이 있는 표현법이라고 할 수 있다. 본 수법을 이용한 많은 데이터의 해석결과로부터 대략 다음과 같은 결론을 얻고 있다.

①실측된 n-S곡선에 식(2.6)의 적용은 타당한 것으로 판명되어, 앞으로 n-S곡선은 2개의 회귀계수  $S_0$  와  $\lambda$ 에 의하여 정량적으로 취급 하는 것이 가능하게 되었다.

②지금까지, 동일 N치의 지반으로 평가되었던 지반에서도 n-S곡선의 패턴에 차이가 있는 것이 판명되었다.

③극히 단단한 지반에서 종래『N치50이상』으로 평가된 지반에서도, 2점 이상의 기록이 있으면 식(2.6)이 적용되어, 식(2.7)에 의하여 N치는 산정 가능하다. 이 N치는 타절때의 n-S관계로부터 단순히 비례계산한 N치 보다 상당히 큰 수치가 된다.

④또한  $S_0 \leq 30\text{cm}$ 로 되는 경우 소위 N치가 존재하지 않는 지반도 있다.

⑤식(2.6)에 의하여 얻어지는  $S_0$ ,  $\lambda$ ,  $S_0/\lambda$ ,  $S_0 \cdot \lambda$  등은 지반특성치와 밀접한 관계가 있으며 종래 N치와 더불어 지반고유의 지수로서 이용 가능성이 있다.

⑥이상, 기술한 정리방법을 적용함에 있어서 n-S곡선의 원점을 어떻게 취하는가에 따라 그 결과가 다르게 된다. 이것은 주로  $S_0$ 치의 차이에 의한 것이다.

#### 2.6.4 n-S 곡선의 원점 설정에 관한 문제점

일본의 후쿠오카씨는 n-S곡선의 원점설정에 관한 문제점을 다음과 같이 지적하고 있다. 그림2.11은 비교적 단단한 모래층이나 점토층에서, 보링공 바닥의 호트러짐의 범위가 적고 침전물이 거의 없는 경우에 함마를 10~20cm 정도로 낮게하여 1~2회 가볍게 타격하여, 샘플러의 선단을 자연지반 지점까지 닿게하여 얻어진 결

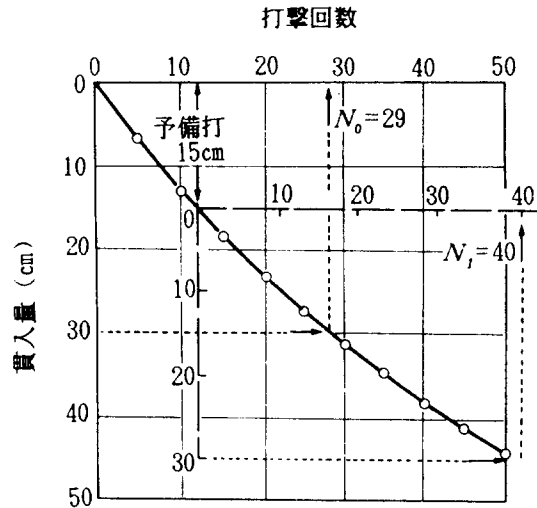


그림-2-11 단단한 모래층에서의 타격회수와 관입량의 관계

과이다. 이 것을 원점으로 하여  $N$ 치를 평가하면  $N_0=29$ 로 되어, JIS의 방법에 의한 당초관입량 15cm를 산정하지 않고 원점을 15cm 지점으로 이동하여  $N$ 치를 평가하면  $N = 40$ 이 되며, 여기서  $N$ 은  $N_0$  보다 38%높은 값이 된다.  $N_1$ 은 설계시 위험측의 수치이며, 그의 실험에 의하면,  $N$ 은  $N_0$ 보다 30~40% 높은 수치가 측정된다는 것이다.

다음은 토층의 종류, 보링공 상태의 차이를 고려하지 않고, 예비타입량을 항상 15cm로 하고 있는 규정에 문제가 있다는 것을 언급한다. 여기서 그림2.11의 데이터를 식(2.6)에 의하여 해석하면, 후꾸오카와 같은 결론이 얻어진다.

즉, 예비타입량을 선택하는 방법(원점 선택법)이  $n$ -S곡선의 평가에 중요한 영향을 미치는 것이 되어, 종래 지적되어 있는  $N$ 치의 불균일성의 주요한 원인이 되는 것을 알수있다.

여기서,  $n$ -S곡선의 본래의 원점을 결정함에 있어서, 후꾸오카가 지적하는 규정에 의한 예비타입 15cm의 문제외에, 슬라임의 유무, 보링공의 흐트러짐의 상태 등의 문제도 고려하는것이 필요하게되어, 주관적인 생각이 들어가지 않는 결정법이 요구되는데, 이미 식2.6을 일반화한 수학 모델을 이용하는 수법이 제안 되고 있다. 이 제안을 발전시키기 위해서는 국제규격 (안)에도 나타나 있듯이 예비타입의 단계로부터 함마의 낙하 높이를 75cm로 하여야 한다.



## 2.7 동적재하시험으로서의 표준관입시험

### 2.7.1 SPT의 현상론적 고찰

그림2.12는 룯드의 관입메카니즘(그림2.3참조)을 모식적으로 나타낸 것이다. 여기서  $H_R$  을함마의 리바운드 높이,  $t_2$  ,  $t_2'$ 를 함마의 2회까지의 충돌시간으로 한다. 그림2.13은 룯드길이  $l=6m$ , 반사계수  $\alpha=-0.5$ 의 경우, 룯드의 변위를 St.Venant의 일반화 해석에 의하여 구한 것이다. 그림 속의 룯드 선단부의 반경  $r$ 의 지반이, 룯드의 리바운드에 반영된 영향범위이다. 충돌로부터  $t_1$  시간후에 룯드 두부의 응력은 0이 되어 타격이 종료, 함마의 리바운드는 윗쪽으로 리바운드 한다. 이 함마의 리바운드 현상은 룯드 선단으로부터 반사되는 압축파에 의하여 이루어지는 것으로 그 리바운드량의 크기는 반사파의 크기에 의존 한다.

그림에 표시된 특성곡선으로부터 알수 있듯이 함마의 리바운드에 선단정보가 반영되는 시간은  $t_i$  의 값이 된다. 지금 지반의 탄성과 속도를  $C_s$  라고하면 선단으로부터 영향범위의 반경  $r=C_s \cdot t_i$  범위의 지반이 영향범위가 된다. 이 예에서  $t_i = 3.53m/sec$ 인 점으로부터  $C_s$ 를  $1000m/sec$ 로 가정하면, 영향이 미치는 반경은  $r = 3.4m$ 가 된다. 그림2.14는 단단한 사질지반에서 실시된 SPT에서 측정된 함마의 리바운드량  $H_R$ 과 공내수평재하시험에 의하여 얻어진 변형계수  $E_p$ 의 관계를 나타낸 것이다. 비교적 좋은 상관관계가 보이며 거의  $E_p=130 H_R$ 이 되는 관계가 얻어진다. 이 지반에서는  $N$ 치가 50이상인 지반인데, 함마의 리바운드를 이용하여  $E_p$ 의 차를 유효하게 검출할수 있는 것을 알수 있다.

### 2.7.2 동적지지력과 동적 바네계수의 산정식

SPT는 룯드 선단지반의 상당히 광범위한 동적재하시험임을 감안하여 2.5에 기술한 St.Venant의 일반화 해석을 기초로 동적지지력과 동적바네계수의 산정식 이 각각 식(2.8), (2.9)로 제시되고 있다. 룯드선단 지반의 동적지지력  $R_d$ 는 룯드와 샘플러의 斷面續化, 선단지반의 유효면적과의 비등을 고려한 보정계수  $a$ 를 고려하여

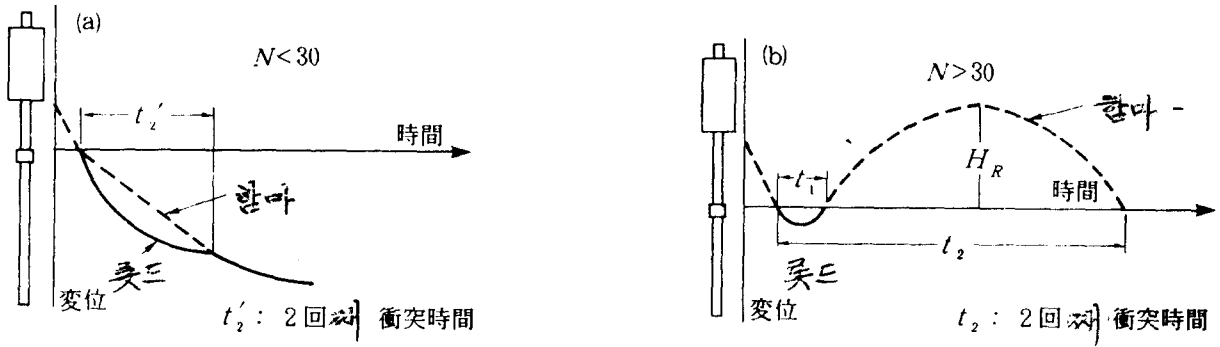


그림-2-12 뭇드두부의 변위모식도( $H_R$ ,  $t_2'$ ,  $t_1'$ 의 정의)

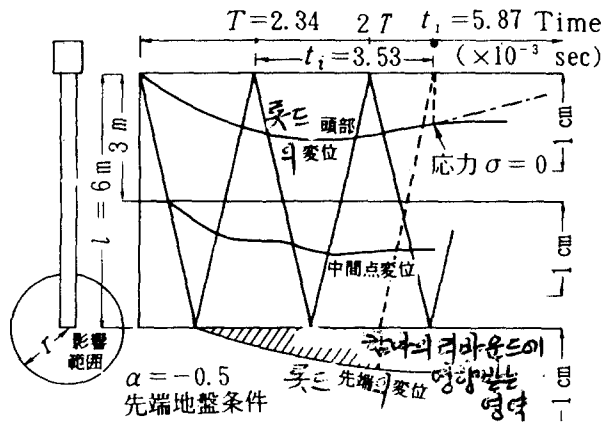


그림-2-13 반사계수  $\alpha = -0.5$ 의 경우 뭇드의 변화 및 2회재의 충돌시간  $t_i$ 의 계산치와 영향범위  $r$

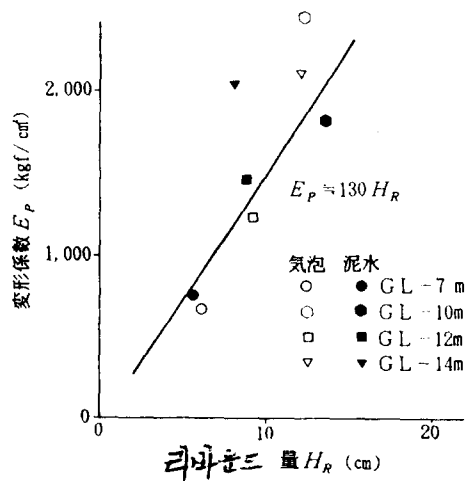


그림-2-14 함마의 리바운드의 높리와 변형계수의 관계

$$R_d = a \frac{AE(1-\alpha)}{2\ell e} u_e, \quad r_d = \frac{R_d}{A'} \quad \text{-----}(2.8)$$

여기서  $R_d$  ; 룯드 선단지반의 동적지지력,  $r_d$  ; 룯드 선단지반의 동적지지력도,  $A$  ; 룯드의 단면적,  $A'$  ; 샘플러의 유효단면적,  
 $E$  ; 룯드의 영계수,  $\ell e$  ; 기준룯드길이( $\approx 14m$ ),  $u_e$  ; 룯드의 기준 변위( $\approx 1cm$ ),  
 $\alpha$  ; 룯드선단에서 변위에 관한 반사계수,  
 $a$  ; 보정계수(파동의 유효진동회수  $n$ 에 의하여 결정된다.)  
 $a = 1/\{n(1+\alpha)+1\}$  ( $n=1\sim 4$ )

또한 룯드의 선단지반의 동적바네계수  $k_d$ 는 식(2.9)로 나타낼수 있다.

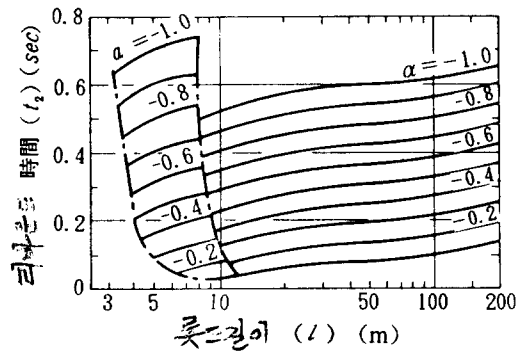
$$k_d = b \frac{AE(1-\alpha)}{2\ell e (1+\alpha - S/ue)} \quad \text{-----}(2.9)$$

여기서,  $S$ 는 1타격에 의한 관입량,  $b$ 는 보정계수, 반사계수  $\alpha$ 는 실측된 함마의 리바운드 높이  $H_R$  혹은 리바운드 시간(함마의 2회째 까지의 충돌시간)  $t_2, t_2'$ 로부터 계산도표(그림2.15)를 이용하여 구할 수가 있다.  $N$ 치 50이상의 단단한 지반에서 SPT와 이와 같은종류의 동적관입시험인 대형관입시험(이하 LPT라 한다.)의 비교실험 예를 소개한다. 그림2.16은 식(2.8)을 이용하여, 양쪽시험기에서 구한 동적 지반지지력도를 표시한 것으로 그결과는 거의 일치하고 있다. 또한 심도 12m 부근의 ●의 표시는 동일지반에서 실시된 심층재하 시험으로 얻어진 정적지반지지력도이다. SPT, LPT로부터 얻은 수치와 잘 일치되어 있는 것을 알수 있다.

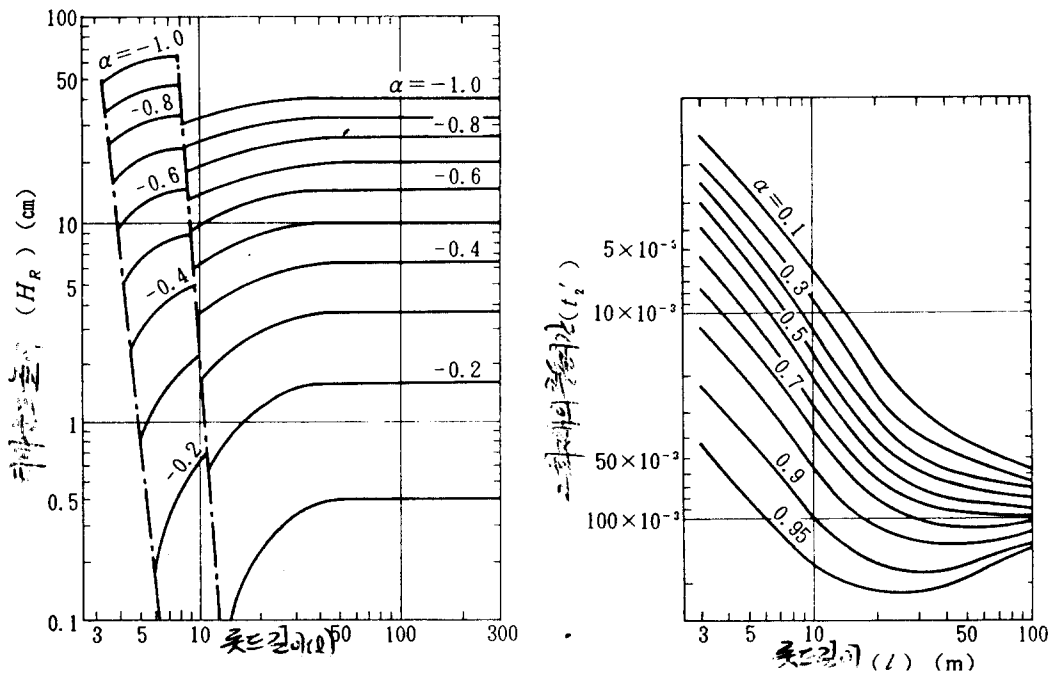
### 2.7.3 단단한 지반에서의 변형계수 산정식

함마의 리바운드 높이의 측정치로부터 지반의 변형계수를 산정하는 방법에 대하여 기술한다. 룯드선단에 달한 파동은 지반과의 경계에서 일부는 반사하고, 일부는 지반에 투과된다. 이 하강파와 상승파의 합이 룯드선단에서의 동적지반 지지력  $R_d$ 와 평형이 된다. 지반에 투과된 파동은 지반하측으로 향하여 전파된다.

지반에 투과된 파동은, 룯드선단으로부터  $1/\eta$ 의 넓이로 방사형태로 지반에 투과

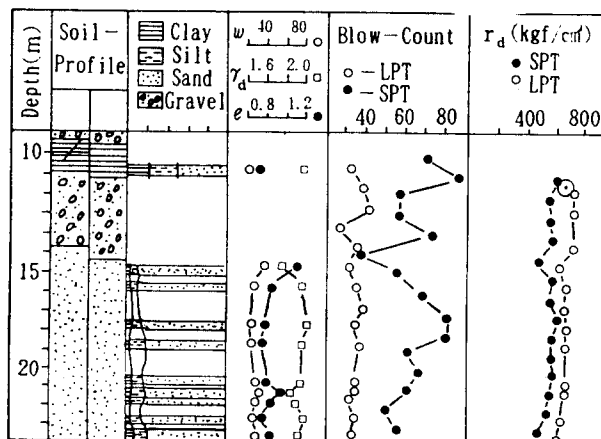


(a) 일 타격의 관입량이 1cm 이하의 경우



(b) 일 타격의 관입량이 1cm 이하의 경우 (c) 일 타격의 관입량이 1cm 이하의 경우

그림-2-15 반사계수  $\alpha$  의 기록그림



○: 深層載荷試驗에 의한 정적的支持力.

그림-2-16 SPT와 LPT 의 비교시험 및 동적시각력과 정적지지력의 비교

한다고 가정하여, 지반의 탄성변형과 지지력의 관계로부터 지반의 변형계수  $E_s$ 의 산정식은 식(2.10)으로 나타낼수있다.

$$E_s = \frac{1}{e} \cdot \frac{2\eta AE(1-\alpha)}{\pi D \ell e (1+\alpha)} \cdot \frac{1}{(3+2\alpha)} \quad \eta=2\text{로하면 } e=1/(3+2\alpha) \quad \text{----- (2.10)}$$

여기서  $\eta$  ; 룯드선단으로부터 응력의 퍼짐을 규정하는 량,  
 $D$  ; 샘플러의 직경,  $A$  ; 룯드의 단면적,  $E$  ; 룯드의 종탄성계수,  $\ell e$  ; 룯드의 기준길이(≒ 14m),

$\alpha$  ; 변위에 관한 반사계수,  $e$  ; 보정계수.  $\eta$ 는 2정도로 하면 좋을 것 같다. 반사계수  $\alpha$ 는 2.7.2에서 언급한바와 같이 그림2.15로부터 역산되어 구할 수 있다.

그림2.17에, 두가지예의 실측치와 식(2.10)에 의한 계산치의 관계를 표시했다. 계산에는  $\eta=2$ ,  $D=5.1\text{cm}$ ,  $A=5.8\text{cm}^2$ ,  $E=2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ ,  $\ell e=1,400\text{cm}$ 로 하고,  $e$  (= 1~4)를 파라미터로 하고 있다.

그림중의 ○표시는 그림2.14에 의한 것으로 단단한 사질지반에서 STP로 측정된 함마의 리바운드 높이  $H_R$ 을 기초로 식(2.10)에 의하여 계산된 변형계수  $E_s$ 와 공내수평재하시험에 의하여 얻어진 변형계수  $E_p$ 의 관계를 나타낸 것이다.

또한, 그림중의 ▲, △표시는 「구조물기초에 있어서 지반정수의 평가에 관한 연구위원회」가 인공 지반(모래, 점토, 세멘트를 혼합하여 작성.  $q_u = 7 \sim 100 \text{kgf/cm}^2$ )에서 실시한 SPT결과로부터 얻은 것이다. ▲표시는 일축압축시험으로 구한 변형계수  $E_{50}$ , △표시는 공내수평재하시험 (KTT)에 의하여 얻어진 변형계수  $E_p$ 이다. 모든 데이터는 계산치의 결과와 좋은 대조를 이루고 있다.

▲, △표시 모두  $e=1$ 로 두고계산한 결과인데 이유는 모델지반이 균일하여 보링공벽이 매끄럽게 되어, 일축압축시험, 공내수평재하 시험 모두다 이상적인 상태에서 시험이 실시되었기 때문이다. 한편, ○표시의 실제 지반에서 실시된 변형계수  $E_p$ 는  $e=3 \sim 4$ 의 범위에 분포한다. 이것은 도로교시방서의 수치 설정방법과 거의 일치한다.

## 2.7.4 일타격당의 관입량 SPT를 기초로한 지지력 산정식

룯드선단지반의 동적극한지지력과 룯드에 발생하는 응력의 평형을 경계조건으로 한 관입모델을 이용하여 1타격당의 관입량  $S$ 로부터 식 (2.11)을 이용한 지반의 관

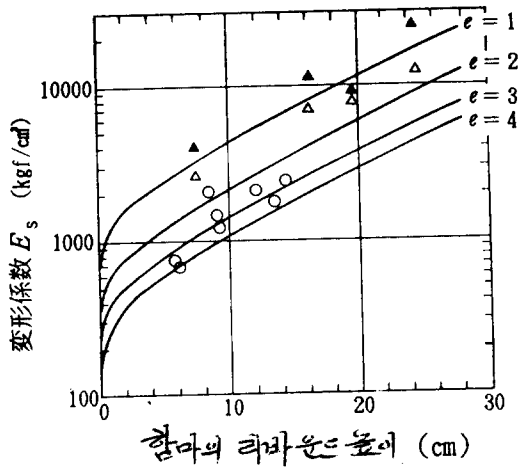


그림-2-17 함마의 리바운드높이와 변형계수의 관계

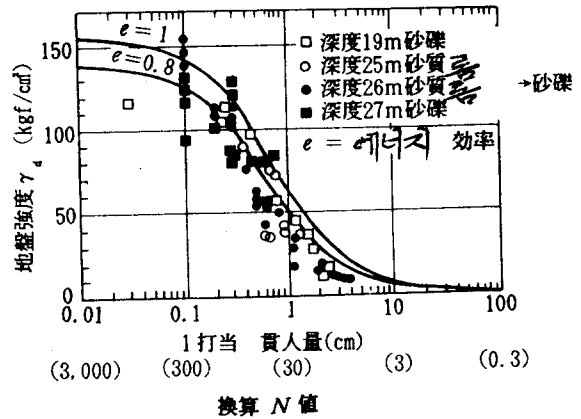


그림-2-18 지반강도의 이론치와 실측치와의 비교

입저항  $\gamma_d$ 을 이론적으로 구할수 있다.

$$U_n = 2U_0 \left( 1 - \frac{n \cdot rd}{\sigma_0} \right) - (2n-1) \frac{rd \cdot l}{mE} \ln \frac{\sigma_0}{n \gamma_d}, \quad S = \sum_{1}^n U_n$$

----- (2.12)

여기서  $U_n$  : n번째의 파동에 대한 룯드의 변위,  $n$  : 파동의 진동회수,  
 $S$  : 1회타격의 최종관입량,  $\gamma_d$  : 지반의 관입저항,  $l$  : 룯드의 길이,  
 $A$  : 룯드의 단면적,  $E$  : 룯드의 종탄성계수,  $\gamma$  : 룯드의 단위체적중량,  
 $W_H$  : 함마의 중량,  $\nu_0$  : 함마의 충돌속도,  $c$  : 룯드내의 탄성과 속도,  
 $U_0 = \nu_0 \cdot l / \text{cm} (= 1 \text{cm})$ ,  $\sigma_0$  : 타격응력의 피크값(=  $\nu_0 E/c$ ),  $m = A \cdot l \cdot \gamma / W_H$ 이다.  
 즉, 식(2.11)로부터 지반의 관입저항  $\gamma_d$ 와 일회 타격의 최종관입량  $S$ ( $N$ 치 상당)가 관련되어 있다.

그림2.18은 이 계산치와 실측치의 관계를 나타낸 것으로 샘플러의 유효단면적의 영향 등을 실제적인 입장에서 보정한 것이다. 또한, 계산치는 타격효율  $e=1$ 과  $0.8$ 의 경우인데. 측정치와 계산치는 그 결과가 거의 대등하게 되어 있다. 비교적 부드러운 지반에서의 사운딩으로는  $N$ 치(관입량)로부터 지반의 강도를 충분한 정확도로 얻어지지 않는 것을 이 그림으로부터 알수 있다. 이와같은 경우에는 타격에

너지를 적게한 소형의 관입시험이 더 유효한 것을 알수있다. 한편 관입량이 적은 지반(예를 들면 0.3mm이하)에서는 지반은 탄성적인 거동을 나타내어 반드시 지반의 파괴강도를 측정 하게 되는 것은 아니다. 즉, 이것은 시험장치가 고유의 능력을 갖는 것을 나타내고 이와같은 지반에서의 파괴강도를 구하기 위하여는 대형 관입시험장치가 필요하게 된다.

## 2.8 SPT에 관한 최근의 화제와 금후의 전망

### 2.8.1 말뚝박기법측 관리식

말뚝의 타입에 관한, 타입말뚝의 동적지지력  $R_d$ 는 식(2.12)로 주어진다.

$$R_d = \frac{AEK}{e_o \ell} + \frac{Nu \ell}{e_f} \quad \text{-----}(2.12)$$

여기서  $R_d$  : 말뚝의 동적지지력,  $A$ ,  $\ell$ ,  $E$  : 말뚝의 단면적, 길이, 영계수,

$K$  : 말뚝 두부에서 측정되는 리바운드량,  $e_o$ ,  $e_f$  : 보정계수

$N$  : 말뚝주면의 평균  $N$ 치,  $U$  : 말뚝의 둘레이다.

식(2.12)의 제1항은 말뚝두부에서 측정된 리바운드 기록을 경계조건으로서, 1차 원파동방정식을 풀어서 얻은 말뚝의 선단지지력이다.

제2항은 타입시에 둔화되었을때의 말뚝주면의 마찰력이다. 이 제1항은 SPT에 의한 동적 지반지지력 산정식(2.8)과 똑같은 산정방법으로 얻어진다. 말뚝의 경우에 본체의 움직임이 크기 때문에, 말뚝의 리바운드 측정으로 확실히 측정할 수 있는데, SPT의 경우에는 룯드의 움직임이 적기 때문에 함마의 움직임을 측정한다.

### 2.8.2 단단한 지반을 대상으로한 SPT의 이용법

최근, 산악지대의 송전선철탑이나 고속도로상의 교량 등에서 기초지반의 조사방법에 대한 재검토가 이루어지고 있다. 고속도로의 교량이나 송전선의 기초는 특수한 일부 대형구조물을 제외하고, 일반적으로 그 규모가 적기 때문에 이들의 지반

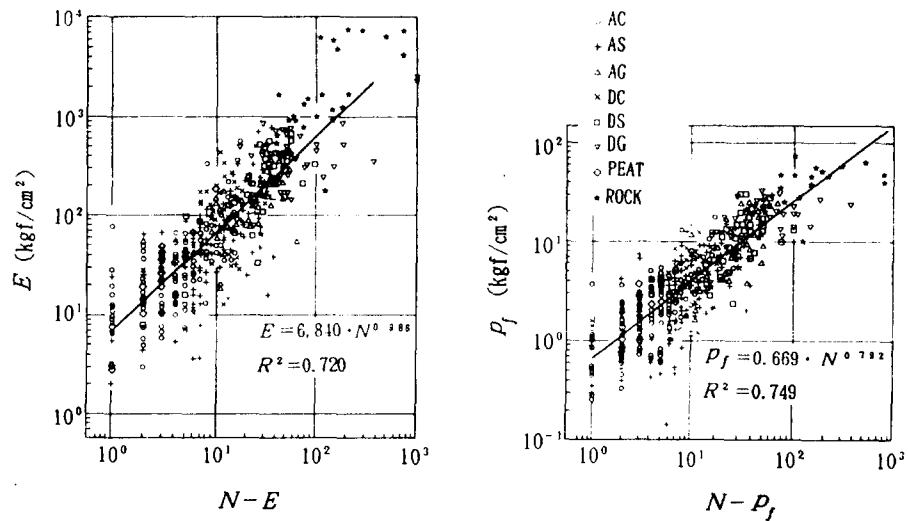


圖 2-19 N치와 변형계수, N치와 항복압력의 관계)

표 2-2 표준관입시험과 정적콘관입시험의 비교

項 目	標準貫入試験	静的コーン貫入試験
探查能力 (kgf/m <sup>2</sup> )	約700*	400
載荷속도 (cm/s)	0~800*	1
載荷時間 (s)	約1/200*	比較的長い
反力装置	なし	あり
試料採取	可能	不可能

注) ※は筆者らの研究によって定量的に判明したものである。

조사방법도 현재의 한정된 간편한 방법을 사용하게 된다. 이 경우, 전국적으로 통일된 조사기계로서, 설계시공상 필요한 지반정수나 지층파악등을 조사하게 된다. 이와같은 조건에서, 최근 산악지대의 조사에서는 SPT의 N치300 (환산 N치=50회 타격시의)까지의 확대이용, 혹은 SPT실시 때의 함마의 리바운드 높이를 측정하여 지반정수를 평가하는 새로운 시도가 이루어지고 있다.

그림2.19는 일반적인 흙에 대하여 실시된 프레스يوم메타로부터 얻어진 변형계수 E, 항복압력 P<sub>f</sub>와 N치(N>50)의 수치에 대하여는 30cm 관입 시의 타격회수로 환산)와의 상관관계를 각각 조사한 것이다. 횡축의 N치는 1000까지의 범위인바 전체적으로 좋은 상관관계를 이루고 있다고 생각된다. 또한, 동경전력회사에서는, 산악지대의 송전선철탑의 조사에서 지반 指標値의 하나로서 N치를 이용하여야 한다는 많



은 조사결과가 보고되고 있다. 지반물성치(점착력 $c$ , 내부마찰각 $\phi$ , 변형 계수  $E$ , 항복압력  $P_y$ , 단위체적중량  $\gamma_t$ )와 N치(환산N치 300까지)와의 상관관계가 조사되고 있다. 그 성과의 일부는 문헌에 소개되고 있기 때문에 참조하길 바란다. 여기서도, N치는 종래부터 이용되고 있는 N치 50이상의 범위에서도 충분히 이용할 수 있는 것이 인정되고 있다.

### 8.3 SPT에 관한 앞으로의 과제

SPT에 관한 앞으로의 과제를 정리하면 다음과 같다.

- ① SPT에는 N치의 측정외에 샘플러 내의 채취시료를 직접 관찰 할수 있는 이점은 있지만 한편 그 시료토의 사진관찰과 같은 객관적인 데이터도 조합시키면, N치의 평가는 보다 정확도가 높게 된다.
- ② 또한, SPT에는 N치나 시료관찰 이외에도 이용가치가 높다. 몇가지의 참고 가능한 지수도 있는 것을 알았다.
- ③ 이러한 새로운 지수에는, JIS에서 규정되어 있으면서도, 일반적으로 실시되고 있지않는 타격·관입량의 관계로부터 얻어진 내용, N치 30 이상의 지반에서 함마의 리바운드높이, 혹은 리바운드 시간(함마의 1회제의 충돌로부터 2회 제의 충돌까지에 필요한시간)등에 의한 결과에 의하여 산출된 지수등이다.
- ④ N치와 함께 앞으로의 새로운 지수에 대한 검토는 지반의 지지력이나 바네정수도 함께 연계된 것도 있다. 한편, 타입말뚝의 지지층에 적정한 근입 깊이의 결정이나 시공성의 판정, 지반분류 등에도 이용할수 있고, SPT의 이용 가치가 한층 높게 될 것이다.
- ⑤ 이러한 새로운 지수에는 뜻도 관입중 극히 짧은 시간내에 나타나는 현상도 있어, 이 측정에는 고도의 기술을 요한다. 따라서 특수한 기술을 필요로 하지 않으면서도 측정할수 있는 자동계측 장치를 개발할 필요가 있다. 이러한 종류의 장치 개발에 있어서는 精度가 있는 것, 측정후의 자동기록까지되는 것과 동시에 현장의 작업조건에 적응할수 있는 것이 요구되고 있다.
- ⑥ SPT의 동적관입 거동이 이론적, 실험적으로 명확히 되었다. 이 SPT의 이론은 기타 소형으로부터 대형까지의 동적관입시험에도 적용할 수 있는 것이다. 따라서, 이것을 이용하여, 동적관입시험의 개량, 측정법등 동적관입시험법전반에 걸쳐서 계통적으로 연구하여 각각의 적용한계를 명확히 하여 조사목적, 그 정도, 규모 등

을 고려한 동적관입시험방법이나 그 선정법 등의 기준 작성에 착수하여야 한다고 생각된다.(표2.2참조)

⑦ 지금까지는 지반 파괴에 대하여는 일체 언급하지 않았었다. 단지, 함마나 룯드 두부의 움직임으로부터 선단지반의 동적저항이나 변형에 관한 정수를 추정하는 것에 지나지 않는다. 앞으로 룯드 선단지반의 모델화와 동시에 지반의 동적강도나 변형정수와 정적정수들과의 관계를 명백히 할 필요가 있다. 그 방법은 종래부터 재료의 고속시험에 이용되고 있는 휴킨스 붐법을 응용한 흙의 동적시험장치를 개발하여 적용하는 것이 유효하다고 생각된다.

⑧ 이상과 같은 SPT에 관한 이론이나 실험결과는 SPT와 동종에서의 시험에서도 같은 관입 메카니즘이라고 인정되는 타입말뚝의 선단지지력의 산정에도 응용될수 있는 것으로, 이들에 대해서는 파동이론에 근거한 말뚝의 동적지지력의 산정식으로서 이미 발표되고, 한편 많은 말뚝의 정적 재하시험과의 관계를 기초로 실용적인 지지력식이 제안되고 있다.

## 제3장 N치의 해석과 적용

### 3.1 서 론

대개 토질조사라고 하면 우리나라에서는 표준관입시험이 실시된다. 또, 이 시험과 동시에 실시된 다른 조사결과로부터 N치의 불균일성이나 물성치와의 연관성을 전혀 검토하지 않고, 단지 기계적으로 데이터를 수집하여, N치와 역학정수의 여러 상관 관계를 구하여 N치로 해석 한다면, 기초에 관한 설계가 모두 가능한 것으로 판단 하고 있다. 그중에서도 N치와 내부마찰각과의 관계는 특히 넓게 이용되고 있으나, 그 근거가 표시되어 있지 않다. 이와 같은 현상은 벌써 오래전 부터 문제시 되어 왔던 것으로 실무적인 면만이 선행되어 본질적인 면에서의 연구가 별로 진전되어 있지 않고 있으나 N치를 바르게 해석하는 연구 도 점차 나타나기 시작했다.

본문에서는 현재 통상적으로 실시되고 있는 조사결과에 어느정도의 불균일성이 있으며, 그것이 어디에 기인 하는가에 대하여 우선 언급한다. 그후, 표준관입 시험은 무엇을 측정 하고 있는가를 관입 메카니즘으로부터 고려, 타격시에 발생하는 간극 수압에 대하여 고찰을 하고 그 결과에 근거하여 흙의 물성치와의 상관 관계를 검토한다. N치와 역학정수와의 관계를 구하기 위해서는, 표준관입시험을 실시할때 엄밀한 측정을 기하고, 오차가 적은 N치를 구하지 않으면 안되는 것은 당연하며, 또한 N치를 관입기구로부터 고려 통일적으로 정의한 수치를 이용하는 것이 필요하다.

### 3.2 N치의 불균일성(호트러짐)

#### 3.2.1 불균일성의 실태현황

표준관입시험은 각국에서 제각기 규격이 정하여져 있지만, 현장작업에 대하여는 통일시키기 어렵기 때문에, 현장기술자의 기능에 따라 그 측정결과인 N치에 많은 오차가 생기는 것은 이미 잘 알려져 있다. 그 예로서 Escario에 의하여 실시된 조사결과를 소개한다. 조사는 30×60m의 부지에 건물을 세우기 위하여 실시 되어, 감독자가 임회하여 얻어진 시험의 결과와 그 이전에 감독자 임회없이 행하여진

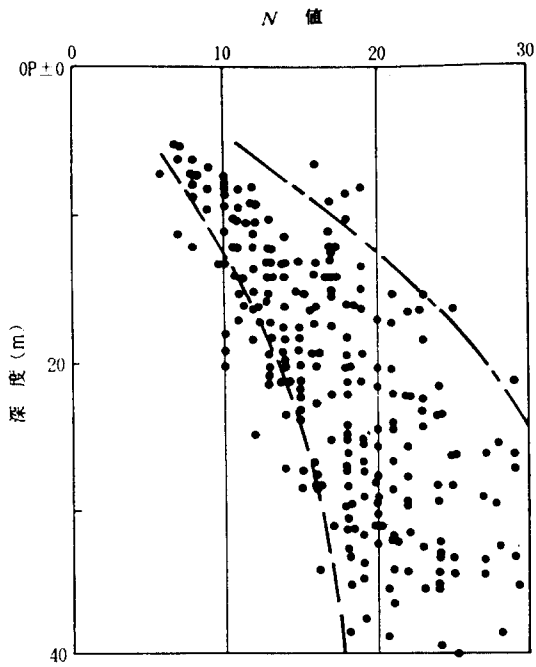
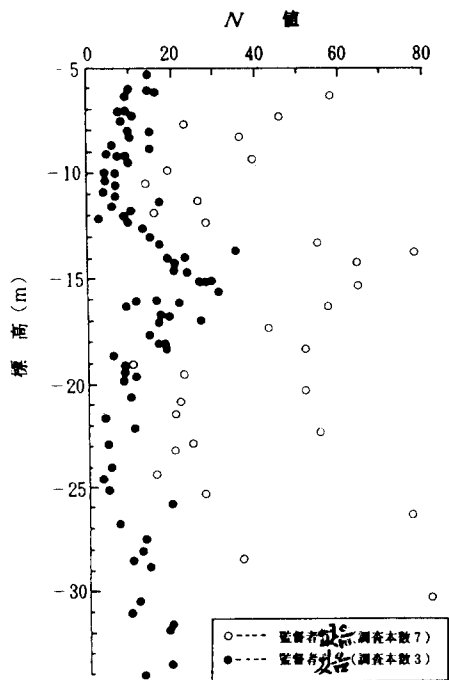


그림-3-1 N치의 호트러짐의 예 그림-3-2 점토층에서의 N치의 심도분포

표-3-1 N치의 크기에 미치는 각종요인

要 因	N 値의 变化範圍
削孔底의 有効応力 (砂)	1. 泥水使用 / 케이싱 + 물 +100% 2. 호트스핀너 / 케이싱 사용으로 ±100% 3. 수동 불충분 76mm/457mm + 50%
打撃 에너지 伝達 (모든 흙)	4. 큰 錘 利用 / 自由落下 +100% 5. 큰 錘 利用 / 自由落下 大 / 小 + 50% 6. 錘의 높이 < 3m + 50% 7. 錘의 높이 9~24m ± 0% 8. 錘의 높이 > 30m + 10% 7. 落下高 誤差 ± 10% 8. A 錘 / NX 錘 ± 10%
샘플러 構造	9. 라이나 박형 샘플러로 - 10% (砂) 라이나 평형 사용 - 30% (銳敏한 粘土)
貫入 間 隔	10. 0~30cm / 15~45cm - 15% (砂) 11. 30~60cm / 15~45cm - 30% (銳敏한 粘土)

시험 결과의 비교를 그림-3.1에 표시하였다. 양자의 결과는, 지반에서 상대적 경향은 비슷하지만 감독자의 입회없이 시험한 결과수치는 감독자가 입회한 시험 결과치의 2~4배가 되어 있다. 일반적으로 N치의 문제점은 잘 알려져 있듯이 N치가 감독자의 입회유무로 이와 같은 차이가 생기는 것은 매우 큰 문제로서 감독자의 입회없이한 조사는 여러가지 부주의 한 조작으로 이루어져 이러한 결과를 초래하

였다고 생각된다. 일본 오오사카의 홍적점토층으로 구성되어 있는 지반에서의 많은 조사결과를 집약하여 보면 그림-3.2와 같이 된다. 이것은 일반적방법인 콘푸리법이 이용되었으며, 상한치는 하한치의 거의 배로 되어 있다. Sanglerat의 「N치의 측정정도는 하한치의 2배정도의 오차가 있다.」고 하는 것과 일치되고 있다. 이 흐트러짐의 요인에 대하여 Schmertmann는 많은 조사결과로부터 표-3.1과 같은 내용을 요약발표하고 있으며, N치의 변동이 100%가 되는 항목도 3개나 있다. 그중에서도 가장 문제가 많은 것이 함마의 낙하법이기에 때문에 다음항에서 상세히 기술한다.

### 3.2.2 낙하법에 의한 흐트러짐

함마의 낙하법에 의한 불균일성은 오래전부터 지적되어 왔으며 각종 낙하법에 의한 비교시험이 많이 실시되었지만, 그결과는 거의 차가 없다는 것이었다. 그 이유는 비교시험이라는 것을 사전에 인지하고 실시되었기 때문에 함마 낙하가 신중하게 이루어진 때문이다.

다음의 예는 동일지반조사에서 매1공마다 지반조사 업자가 달라, 한 업자가 콘푸리법을, 다른 업자가 자동 낙하법을 이용하여 시험한결과의 예로서 점토층에서의 비교결과를 그림-3.3에 표시하였다. N치의 불균일성의 경향은 그림-3.1 과 유사하여 콘푸리법은 감독자 불입회하의 시험결과와 동등하며 흐트러짐의 범위가 넓은데 대하여, 자동낙하법은 콘푸리법의 거의 하한치를 나타내고 있다. 양자의 평균치는 그림에 표시한 바와 같이 콘푸리법쪽이 크다. 이것은 콘푸리법의 타격효율이 적기 때문이며, 콘푸리법에 의한 N치의 불균일성은 지반의 불균일성 보다도 함마의 낙하에너지의 불균일성 때문인 것으로 생각된다.

다음에는 모래자갈 층에서의 자동낙하법과 콘푸리법과의 비교결과를 그림-3.4에 나타낸다. 그 결과는 앞의 점토층의 결과와 같이 자동낙하법쪽이 흐트러짐 범위가 좁고 평균치는 적게 되고 있다. 그러나, 그림에서보면 지반에 따라 어느쪽도 시험결과에 흐트러짐이 상당히 있는 것을 나타내고 있다. 이상과 같이, 함마의 낙하법에 의한 N치의 측정결과의 흐트러짐을 없애기 위해서 국제적으로 시험법을 기준화 하고자 하는 움직임이 벌써부터 있었으며, 그 최종안이 ISOPT-I 에 보고되었다. 그중 가장 특징적인 것은 N치의 보정법 (타격효율 측정법)이 제안된 점이다.

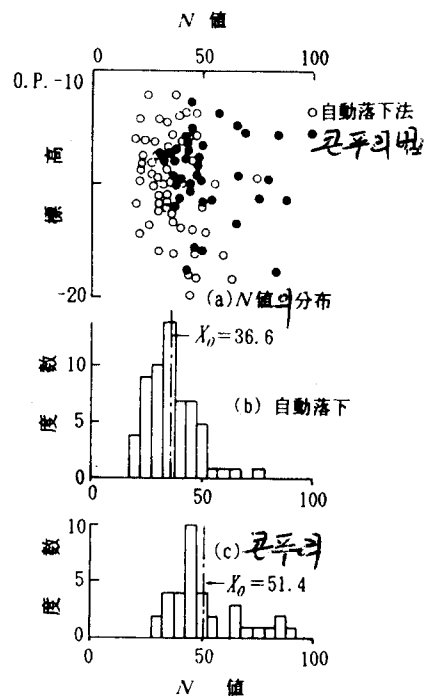
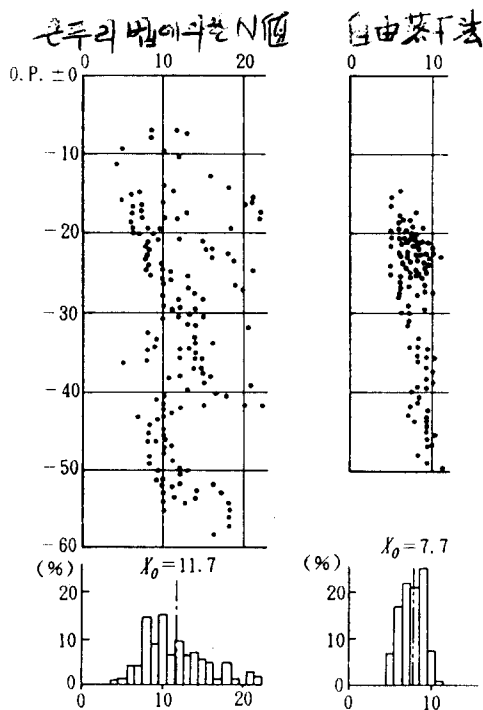


그림-3-3 점토에서의 N치의 호트리짐    그림-3-4 모래 자갈층에서의 N치의 호트리짐

이것은 모든 측정에서 하는 것이 아니고, 「연구적 업무, 혹은 N치의 비교를 엄밀하게 실시하지 않으면 안될때는 에너지를 측정할 것」으로 되어 있다. 이 실시예로서 그림-3-5와 같이 Robertson등이 도너츠형 함마와 셰이프티형 함마를 지반의 심도방향으로 교대로 사용하여 측정한 것이다. 그림중의 수치는 각 측정치의 타격효율을 나타내고 있으며, 셰이프티형 쪽이 효율은 높지만, 그것을 타격효율 55%로 보정하면 비교적 원만한 N치 분포로 된다. 리오테자네이로 제12회 ICSMFE에서의 최종안은 타격 효율을 60%로 보정하도록 되어 있다.

### 3.2.3 지반의 불균일성

표준관입시험의 도중에 지층이 변화하는 경우에는 지층 마다의 N치를 구하도록 되어 있지만, 거의 실시하고 있지 않는 것이 현실이다. 지층이 변화하는 경우의 측정예를 그림-3.6에 표시하였다. 지층은 실트질 모래로부터 모래자갈로 변화하고 있는 데, 그때에 측정된 룯드선단에서의 응력측정결과가 지층경계 가까운 9, 10타

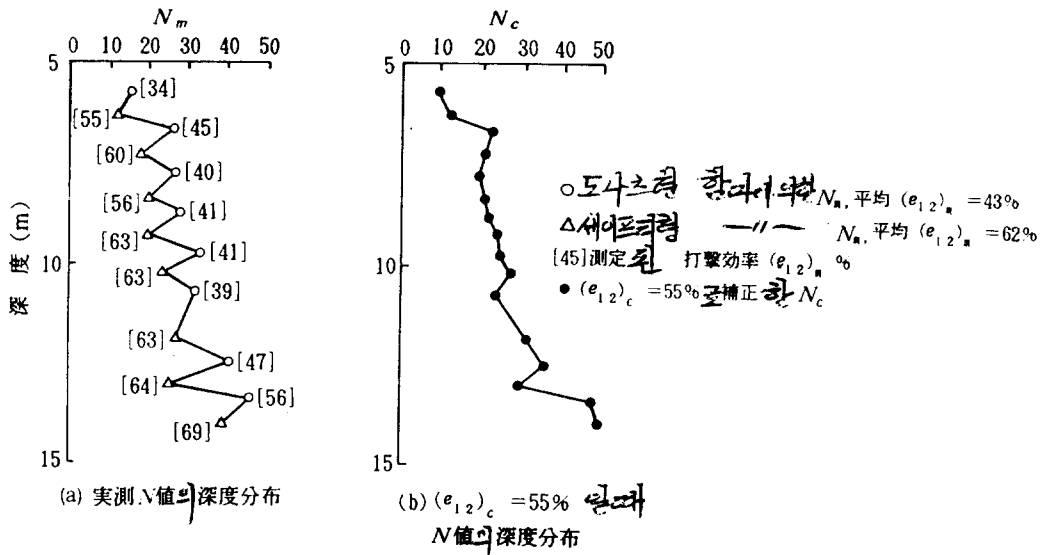
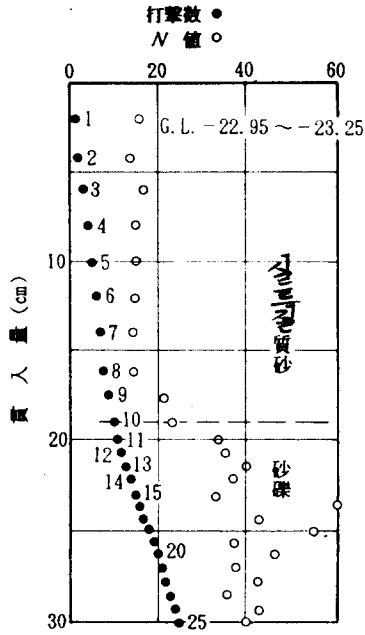


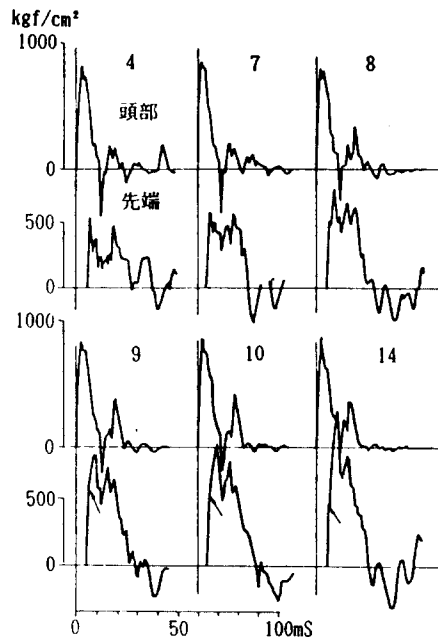
그림-3-5 타격효율의에 차이에 따른 측정N치와 補正N치

재료부터 반사파가 인장으로부터 압축으로 변화하고 있는 것을 알 수 있다. 전체적으로는  $N=25$ 이지만,  $N=17$ 의 실트질모래와  $N=38$ 의 모래자갈 층으로 되어 있어,  $N$ 치가 상당히 다른 지층으로서, 지층을 나누어  $N$ 치를 기재할 필요가 있다. 동일 점토층에서 심도방향의 흐트러짐은 어느 정도인가를 일축강도로 조사하기 위하여 전술한 점토의 표준관입시험실의 실시현장에 근접한 장소에서 조사결과를 그림-3.7에 표시하였다. 일축압축강도는 상당히 흐트러져 있다. 이 흐트러짐은 균열성점토나 경질점토의 특징이며 비배수강도의 평가에는 삼축UU 강도가 바람직하다고 생각되었으며, 이 장소에서의 삼축UU강도는 그림에서 극대치를 나타내고 있다. 과압밀점토의 삼축UU강도의 특성은 그림-3.8에 나타나 있듯이 저압부에서의 강도의 흐트러짐이 보이는 것이 일반적이다. 그림-3.3의 자동낙하법에 의한  $N$ 치의 경향은 그림-3.8과 유사하며 자동낙하법에 의한 점토층의  $N$ 치의 분포는 지반의 흐트러짐을 나타내고 있다. 지금까지 낙하법의 비교시험이 수없이 실시되어 왔다. 그것들은 수평방향으로 균일한 지반이 선정되어 비교시험 결과  $N$ 치의 차는 낙하법의 차이로 생각하여 왔다.

그러나, 藤田는 그 데이터의 재검토를 실시하여, 지반의 흐트러짐에 대하여 연구하였는바, 이에 소개한다. 藤田은 비교 시험의 보링공마다의  $N$ 치의 합계( $\sum N$ )를 조사결과 전체의 평균치( $\sum N$ )로 뺀수치는 시험법의 차이때문이라는점에 착안하여,



(a) 標準貫入試験結果



(b) 棒端 応力測定結果 (數値 打撃回数)

그림-3-6 지층변화시의 룯드응력 측정결과

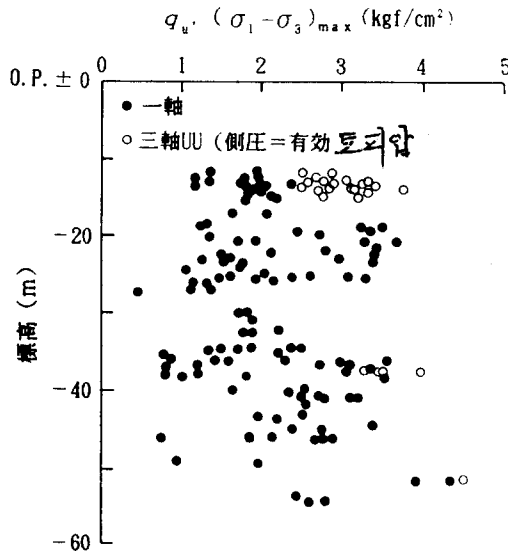


그림-3-7 점토의 압축강도와 심도분포

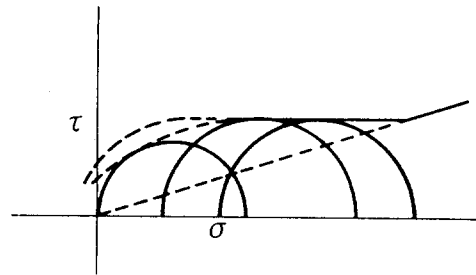


그림-3-8 과압밀점토의 강도

그림-3.9에 정리하였다. 즉, 자동낙하법과 톤비법은 100%이하로, 콘푸리법은 100%이상일 것으로 예상하고 있었는데, 그림-3.9의 결과는 예상과 반대로 시험법에 의한 차는 인정되지 않았으며, 낙하법은  $\sum N$ 에 그다지 영향을 주지 않으며 이 호트러짐에는 다른 원인이 있다는 것을 알았다. 여기서 각 보링공의 동일표고의 N치 차이의 절대치( $\Delta N$ )의 평균치 ( $\bar{\Delta N}$ )을 구하여 그것을 보링공간의 거리(L)로 비교하였다. 그 결과가 그림-3.10과 같이 되어 불균일성과 거리의 관계는



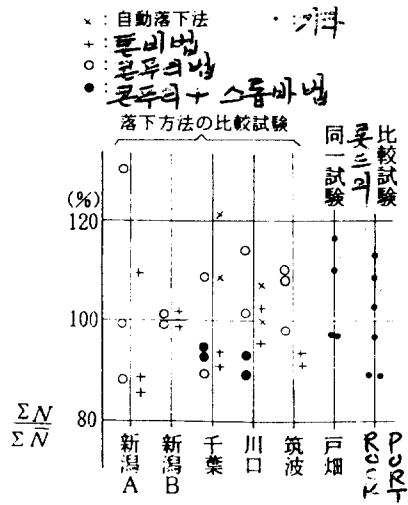


그림-3-9 각 비교시험에 있어서  $\frac{\Sigma N}{\Sigma \bar{N}}$ 의 비교

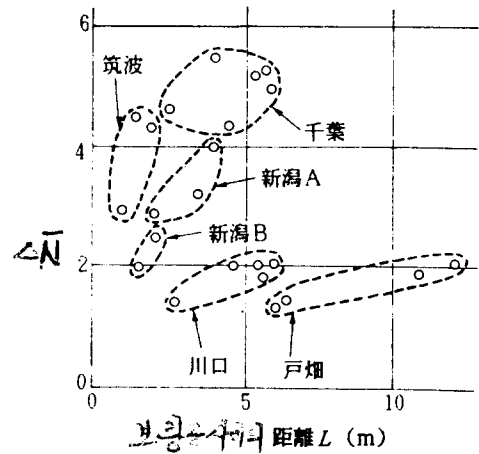


그림-3-10 N차의 평균치( $\Sigma \bar{N}$ )

조사장소 마다에 거의 직선적으로 되어있다. 이 결과로 부터 각 지반에 따른 N치의 차이는 호트러짐의 거리와 함께 크게 된다는 것을 알수 있다. 예로서 L=0에서  $\Delta N=0.68$ 로 되지만, 이것은 N치 측정에 따른 오차이다. 한편, 직선 구배  $\Delta N/L=0.115$ 는 지반의 호트러짐을 의미한다고 말할 수 있다. 이상의 고찰방법으로 보면 그림-3.10의 결과는 각 비교시험을 위하여 선정된 지반을 겨우 수m의 범위에서도 뚜렷한 호트러짐을 나타내고 있다.

### 3.3 관입 메카니즘으로부터 본 흙의 성질

#### 3.3.1 관입기구로부터의 고찰

표준관입시험은 보링 룯드 두부의 녹킹헤드를 중추낙하에 의하여 타격하여, 그 타격에너지에 의하여 룯드 선단의 샘플러를 지반속에 관입시키는 원위치시험이다. 이 때의 룯드 및 샘플러의 거동을 파동 방정식으로 해석할 수 있는 것은 이미 2장에서 상술하였다. 즉, 그림-3.11)에 보식적으로 표시한 바와 같이 중추낙하에 의한 녹킹 헤드의 타격에 의하여 스파이크형의 응력파가 생겨, 그것이 룯드에 전파되어 샘플러에 도달후 선단지반에서 그 응력파가 반사하여 다시 룯드상부에 전파된다. 이 반사파에 지반의 정보가 포함되어 있다. 룯드에서 측정되는 변형파형은 그림-3.12와 같이 입력파와 반사파가 중첩된 것이며, 그 측정예가 그림-3.6에

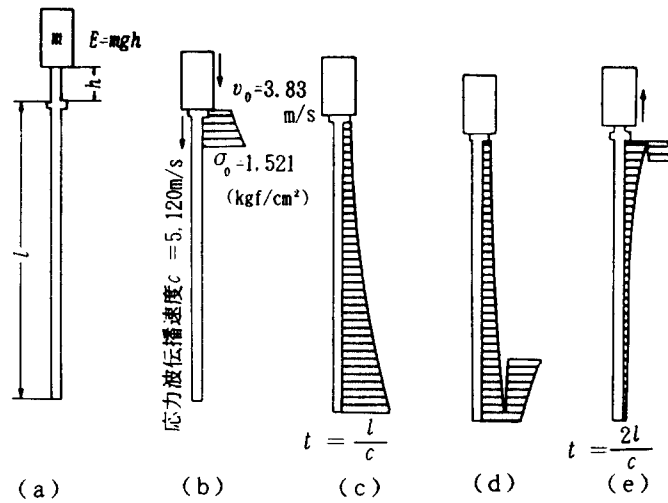


그림-3-11 표준관입시험의 메카니즘(응력전파 메카니즘)

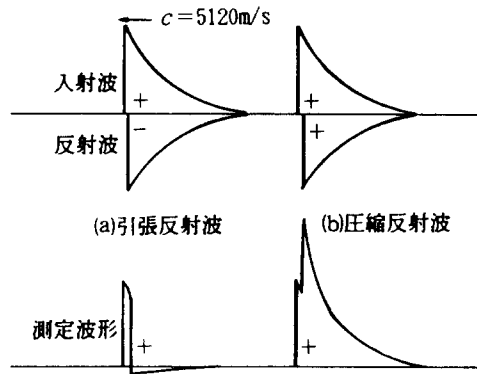


그림-3-12 샘플러 부근의 應力波形

표시되어 있다. 이때 샘플러의 관입은 밀리세컨드단위의 매우 단기간의 거동이기 때문에 지하수위 이하에서는 당연히 비배수조건이며 그림-3.12의 반사파에는 선단 지반에서의 발생간극수압의 영향이 포함되어 있다. 샘플러의 관입량은 룯드에 전파 된다는 응력파와 지반강도에 의하여 결정되기 때문에, 입력파는 조사때마다 항상 같지 않으면 안되는 바 실제로는 전술한 바와 같이 타격상태에 의하여 상당한 차이가 있다. 이 흐트러짐을 없애기 위해서는 전술한 바와 같이 자동낙하 법에 의한 것이 요망되는 바 국제적으로 통일시키기 위하여는 각국의 사정이 있어, 그 통일이 매우 어렵기 때문에 국제토질학회에서는 그림-3.5와 같이 타격 효율을 측정 하여 타격효율 60%일 때의 N치로 보정을 하는 것을 결정 하였다. 표준관입 시험시의 타격에너지는 선단 샘플러에서 그림-3.13(a)와 같이 마찰저항  $F_s$ 와 선단 저항  $F_e$ 에 의하여 지반에 전달된다. 西垣는 점토층에서의 표준관입시험의 샘플러를 정적으로 관입하는 시험의 결과 표-3.2의 결과를 얻어

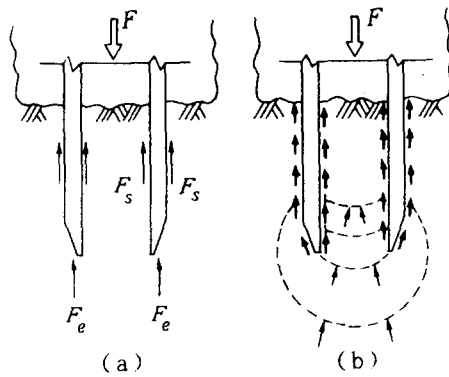


그림-3-13 샘플라의 관입

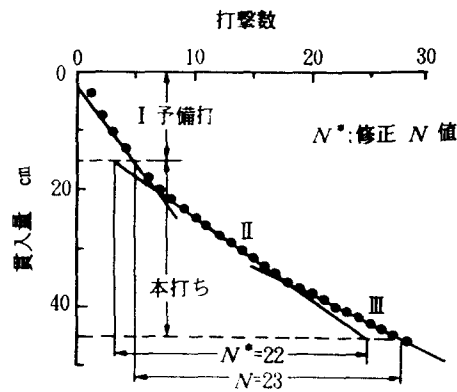


그림-3-14 타격회수와 관입량의 관계

표-3-2 샘플라의 정적관입, 표-3-3 표준관입시험의 샘플라에 작용하는 선단저항과 선단둘레마찰저항의 비율

인발시험 결과

平均載荷速度 (cm/sec)	貫入抵抗 (kgf)	引拔抵抗 (kgf)
0.83	480	420
4.3	560	490
12.5	480	508
30.8*	425 (560)	(526)

\* ( ) 内 40cm 貫入

比 $f_s/q_c$	土 質	先端抵抗	周面摩擦抵抗
1.0%	地下水面下 및 地下水面上 粘土質砂	56%	44%
2.5	粘土質砂	34%	66%
4.0	砂質粘土, 鋭敏比 4	25%	75%
8.0	鋭敏比 4 粘土	14%	86%

관입저항치와 인발저항치는 거의 대등한 점으로부터, 관입저항의 대부분은 관입시의 주변마찰임을 확인하고 있다. 이것은 점토층에서의 시료는 샘플러 선단에서 직접 전단되어 채취율은 거의 100%로 된다. 그러나 보래섬일 흙이 증가하면 선단저항률은 표-3.3과 같이 증가하는데 이 선단저항도 자세히 보면 그림-3.13(b)와 같이 끝부분의 마찰저항에 의한 것으로 이러한 의미에서 사질토에 있어서도 같은 마찰저항 때문인 것으로 볼수 있다. 즉, 보래섬일 모래지반은 그 선단저항이 적기 때문에 샘플러 선단에서 직접 전단되지만, 단단한 모래지반에서는 선단저항이 크기 때문에 타격마다의 관입량이 적고 선단지반에서의 반사파는 압축파로 되어 샘플러의 마찰저항의 전파에 의하여 샘플러 선단 지반에 반복하여 압축응력이 가하여져 국부적인 압축변형을 생기게 하고 지반은 한층 다져져서 결국은 샘플러 선단이 폐쇄하게 된다(그림-3.13(b)).

이 선단에서의 관입기동은 강관말뚝의 타입과 꼭 같다. 따라서 선단폐쇄가 생기지 않는 상태 및 폐쇄되어 버린후에는 양자에 비례관계가 있지만, 선단폐쇄가 생기는 에너지는 샘플러와 강관을 비교하여 볼 때 직경이 상당히 다르기 때문에, 그

림-3.13(b)에서 볼때는 유사한 관계가 성립하지 않는다. 그 때문에 샘플러 선단의 폐쇄로부터 강관선단의 폐쇄를 추정하는 것은 불가능하고 N치로부터 직접 말뚝의 타입중지 추정은 곤란하다고 할 수 있다. 타격수와 관입량과의 관계는 그림-3.14와 같이 아래의 튀어나온 부분의 곡선이 된다. 이 그림은 예비타로부터 타격마다의 관입량을 측정할 예이지만, I의 영역은 슬라임 및 느슨한 지반의 결과로서 예비타의 15cm는 통산 거의 이영역이다. II의 영역에서는 샘플러가 흐트러지지 않은 지반을 전단하면서 관입한다. III의 영역에서 관입량이 줄어드는 것은 샘플러 선단이 점차로 폐쇄되어, 동적 콘관입과 같은 모양의 상태로 되기 때문이다. N치와 역학정수와의 관계를 구하기 위해서는 타격응력과 최대치와 샘플러의 관입 거동이 시종 동일 하지 않으면 안되는데, 전자에 대하여는 중추의 자동낙하법의 채용, 혹은 타격 효율의 보정, 후자에 대하여는 샘플러의 폐쇄가 생기지 않는 그림-3.14의 II의 부분을 타입의 보완에 의하여 구한 N치를 각각 채용함에 따라 N치는 일정한 정의에 따라 구하면 바람직한 결과가 될 수 있다.

### 3.3.2 실험에 의한 확인

관입시의 거동이 비배수인가 아닌가를 확인하기 위해서는, 포화지반에서의 관입시에 간극수압이 발생하는가 아닌가를 확인하여보면 알 수 있다. 실제지반에서의 확인은 곤란하기 때문에 八木이 실시한 실내 실험에서 관입시험 결과에 대하여 이하에 설명한다.

그림-3.15의 실험상의 모델지반에서 콘을 타격관입하였을 때의 간극수압은 그림-3.16과 같이 된다.

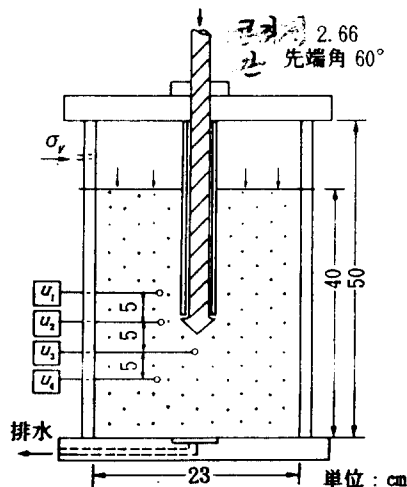


그림-3-15 실험장치의 개요

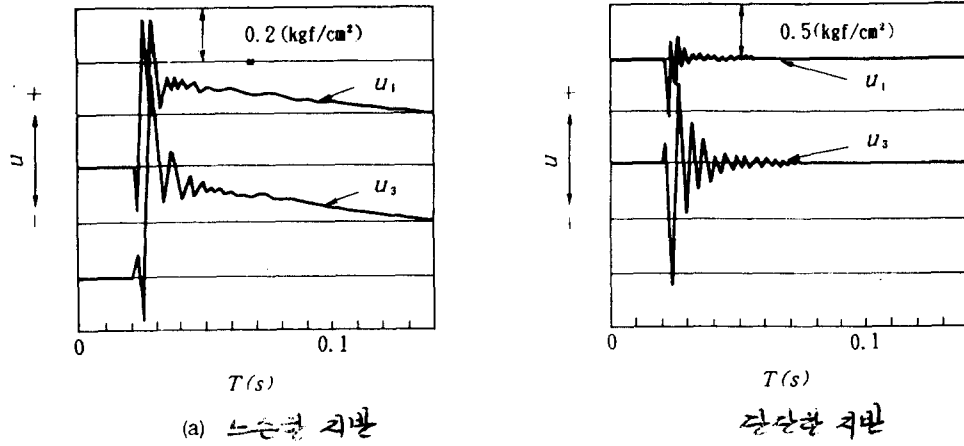


그림-3-16 콘 타격관입시의 간극수압

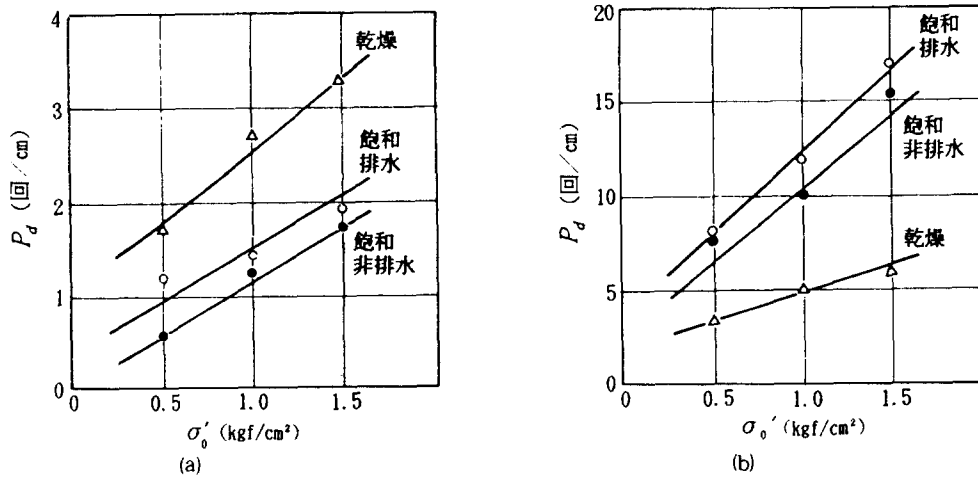


그림-3-17 동적관입저항과 유효상재압의 관계

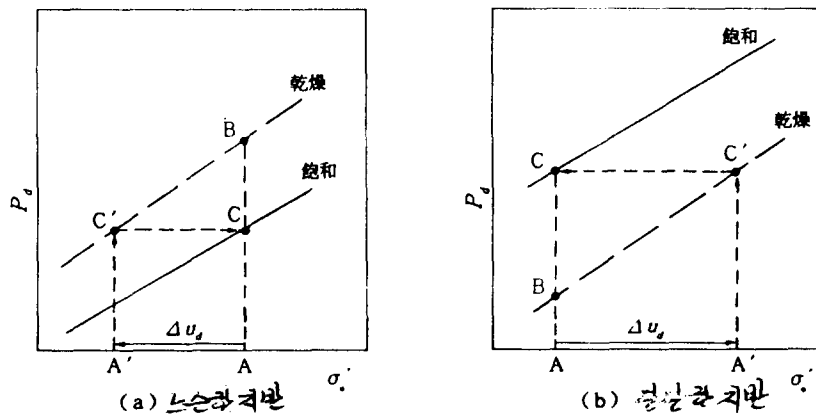


그림-3-18 지반조건의 차이에 의한 동적관입저항의 차이의 개념도

타격직후는 수십~수백Hz의 진폭이 큰 동수압을 보이지만, 0.1초 정도로 감소한다. 느슨한 지반에서는 타격후 큰 正의 과잉간극수압이 발생하고 비배수 상태에서는 잔류수압이 남는데 단단한 지반에서는 타격후 큰 負의 과잉간극수압이 발생하지만 잔류간극수압은 보이지 않는다. 타격시의 간극수압변화는 모래의 다이레이턴시(체적변화)특성을 나타내고 있다고 말할 수 있다. 또 이 시험시의 초기 유효상재압  $\sigma_0'$  과 동적관입저항치  $P_d$ 의 관계는 그림-3.17과 같이 된다. 느슨한 지반 및 단단한 지반의 시험조건은 건조조건과 타격시에 실험 장치 저면으로부터 배수 혹은 비배수의 세가지 조건에서 실험하였다. 그 결과 느슨한 지반에서는 건조상태에서 동적관입저항이 가장 크고 단단한 지반에서는 거꾸로 가장 적다. 모델지반은 초기 간극비가 동일한 경우 포화, 건조의 차이가 있어도 유효상재압이 동등하다면 초기유효응력 상태는 거의 동등하다고 간주하면 동적 관입저항의 차는, 초기간극비와 배수조건의 차이에 의하여 타격시에 발생하는 과잉간극수압이 다르기 때문이다. 즉, 건조조건에서의 동적 관입시의 지반내 유효응력에 비하여 포화된 느슨한 지반에서는 타격시에 발생하는 正의 과잉간극수압이나 잔류수압에 의하여 지반내 유효응력은 감소하고, 그것에 의하여 동적관입저항은 적게 된다. 또 포화된 단단한 지반에서는 타격시에 발생하는 負의 과잉간극수압에 의하여 지반내 유효응력은 건조상태에 비하여 증대하고, 그것에 따라 동적관입 저항은 건조상태에 비하여 상당히 크게된다. 이상의 검토를 실지반에 대하여 고려하면 동적관입저항  $P_d$ 는 타격 시의 유효상재압에 의하여 결정되며 그것들 보식적으로 나타내면 그림-3.18과 같이 된다. 타격시에 발생하는 과잉간극수압  $\Delta U_d$ 는 측정 장소에 따라 다르며, 또한 측면의 극히 한정된 개소에서 발생 하고 있기 때문에 그림-3.18을 정확히 표현하는 것은 곤란한 점이 있다. 이와 같이 포화지반에서 타격시에 발생하는 과잉간극수압이 동적관입 저항치를 크게 변화시키고 있다.

즉, N치는 지반의 유효 상재압 하에서의 비배수 전단강도를 측정하고 있으며, 타격시에 발생하는 간극수압때문에 건조상태 보다도 크게 되기도 하고, 혹은 적게되기도 한다. 이상의 실험은 모델실험이기 때문에 타격 에너지(93kgf·cm)는 표준관입시험의 에너지(4762kgf·cm)의 겨우 2%의 적은 에너지로 실험한 것이기 때문에 관입저항이나 간극수압은 표준관입시험과는 다르지만 N치를 이해함에 있어서는 대단히 중요한 개념이다.

### 3.4 상재압과 N치

#### 3.4.1 실내시험결과

이상 기술한바와 같이 N치는 원위치에 있어서 유효상재압하에서의 비배수 전단강도를 측정하고 있다는 점으로부터, 당연히 상재압의 변화에 의하여 N치가 변화하는 것이 된다. N치가 상재압에 의하여 변화하는 것은 실내시험에 의하여 많은 사람에게 의하여 확인되고 있다.

그중에서도 가장 널리 알려져 있는 것이 Gibbs-Holtz의 그림-3.19의 관계이며, 실선은 건조모래인 경우, 점선과 일점쇄선은 자연 및 가는 모래의 포화상태의 경우인데, 같은 상대밀도에서도 상재압에 의하여 N치가 크게 변화하는 것을 알 수 있다. 그러나 가는모래는 건조와 포화상태에서 상당히 큰 차이가 보이며, 포화시킴에 따라 동일 상대 밀도에서도 N치의 감소가 크다. 그림에서 테르자키 펙의 곡선도 병기 하였는데 건조상태  $\sigma'_0 = 28\text{tf/m}^2$ 의 관계와 가깝다.

八木은 표준모래에서 한 그림-3.17의 결과를  $P_d$ 와  $D_r$ 의 관계에서 재정리하여 그림-3.20에 나타냈다. 이 그림에서  $D_r \geq 55\%$ 에서는 건조와 포화에 따라 N치가 역전되어, 포화 쪽이 N치가 크게 된다는, 八木의 주장이 잘 표현되고 있지만 그림-3.19와는 다른 경향을 나타내고 있다. Gibbs-Holtz가 구한 자연모래에서의 포화상태에서 상재압과 N치의 관계를 보면 그림-3.21(a)와 같이 거의 직선관계가 있으며 Meyerfoh의 제안식(3.1)으로 정리하여 보면

$$N = (a + b\sigma'_0) D_r^2 \quad (3.1)$$

로서, 그림-3.21(b)와 같이 되며 거의 이 관계가 성립하고 있다고 말할 수 있다. 그림-3.21(a)로부터 N치와 심도의 관계를 구하면 그림-3.22와 같이 된다. 藤田는 사전터파기 전후에서의 N치 측정예를 보고 하고 있는데, 그 결과와 그림-3.22을 비교하면, 그림-3.23의 점선으로 표시한 바와 같이 선굴착 전후 모두  $D_r=70\%$ 의 관계가 보이며, 양측의 차이는 굴착에 따른 상재압의 변화에 의한 N치의 차이인 것을 알 수 있다.

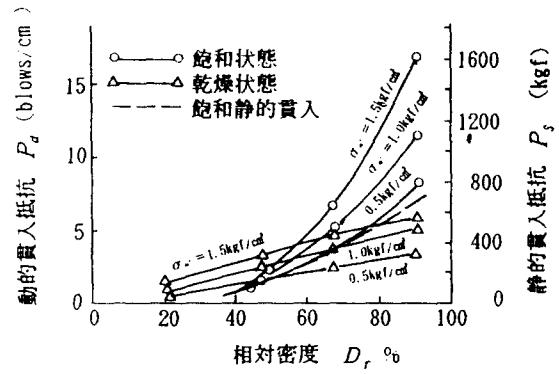
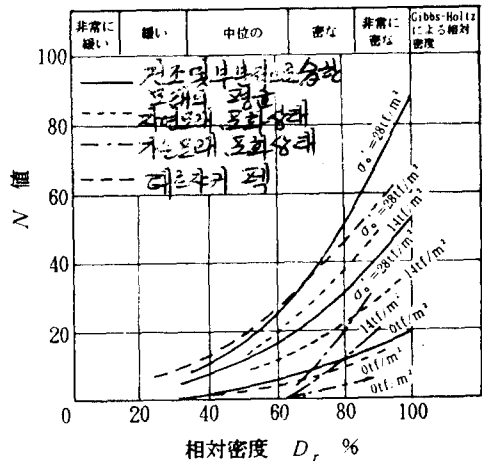


그림-3-19 N치와 상재압과 關係 그림-3-20 동적관입저항과 정적관입저항의 비교  
상대밀도의 관계

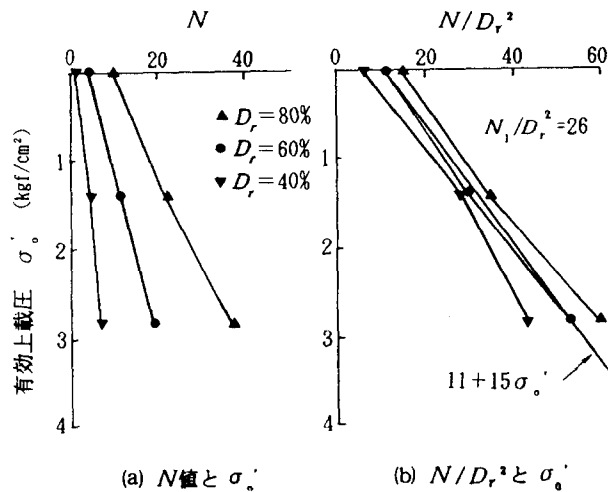


그림-3-21 N치와 상재압의 관계

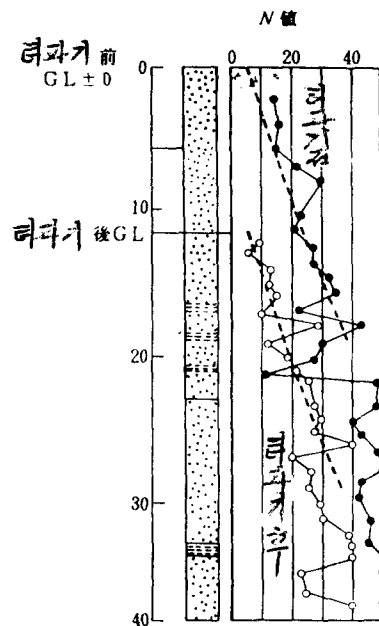
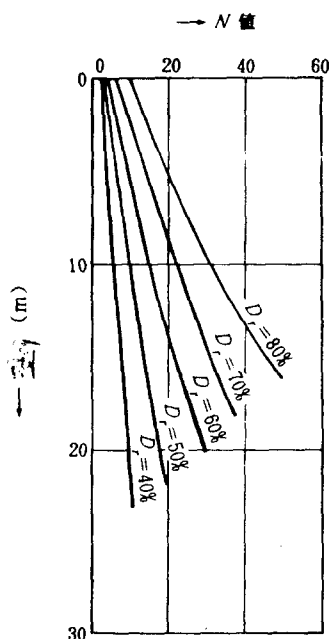


그림-3-22 N치와 심도의 관계 그림-3-23 터파기 전후의 N치의 변화



### 3.4.2 원위치 측정결과

Skempton은 식(3.1)의 관계를 이용하여 원위치에서 측정된 표준 관입시험결과를 정리하여 그림-3.24에 정리하였다. 모두 식(3.1)과 관계가 있으며, 상재압의 증가에 의하여 N치가 증가하고 있다. 또한  $\sigma'_0 = 1\text{kgf/cm}^2$ 에  $N/D_r^2$ 의 수치를  $N_1/D_r^2$ 로 하고, 평균 입경  $D_{50}$ 과의 관계를 구한 즉 그림-3.25와 같이  $D_{50}$ 의 증대와 함께  $N_1/D_r^2$ 는 증가의 경향이 보인다. 단, 과압밀 모래에 대하여는 정규압밀모래와 관계가 멀며 또한 식(3.1)의 계수 b에 대하여도 과압밀의 영향을 받고 있다. 단, 위 내용에서, Skempton은 타격에너지를 60%로 보정을 하고 있다.

### 3.5. 사질토에서의 N치와 흙의 성질

#### 3.5 N치와 $\phi$

N치와 불성치와의 관계에서 가장 많이 이용되고 있는 것이 N치와 모래의 내부마찰각  $\phi$ 의 관계이다. 그러나 이 관계식에 실제지반과 같은 호트러지지 않는 모래지반에 대한 시험결과는 없다. 그 이유중의 하나는 호트러지지 않는 사질토의 시료 채취가 곤란하다는 점에 있다. 필자는 핸드트리밍법으로 굴착현장으로부터 사질토가 완전히 호트러지지 않는 시료를 채취하여 중적모래·홍적모래자갈 및 기타의 19종류에 대하여 삼축압축시험을 실시하여 왔다. 중적모래와 홍적모래 자갈의 CU시험결과의 예로서 그림-3.26에 표시하였다. CU시험을 실시한 이유는 시험시의 간극수압의 측정을 실시함에 의하여 유효응력 정리도 가능하고, 비배수 조건과 배수조건( $\phi' = \phi_d$ 를 가정하는 것에 의하여 가능)의 강도정수를 구하는 것이 가능하기 때문이다. 그림중의 파선으로 표시한 것이 유효응력을 표시한 것이며, 그것들을 물원의 포락선으로  $\phi'$ 를 구하였다. 단, 이그림의 실선으로 표시한 비배수조건의 물원은 압축과정에서 평균주응력의 증가분  $\Delta\sigma_m = (\sigma_1 - \sigma_3)/3$  만큼 물원좌측으로 이동시켜 정리하였다. 이방법으로 정리함에 의하여 압밀비배수 시험결과를 전응력으로 표시한 Mole원의 파괴포락선은 剪斷면상의 직응력과 剪斷 응력의 관계를 표시하면, 삼축CU시험과 定體積 一面剪斷 시험결과는 거의 일치한다. 한편, 호트러지지 않는 시료를 채취한 지반의 N치는 자동낙하, 혹은 감속임회하에 신중히 실시한 콘푸리법의 결과를

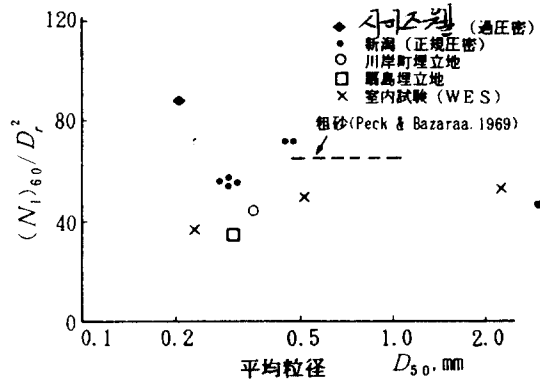
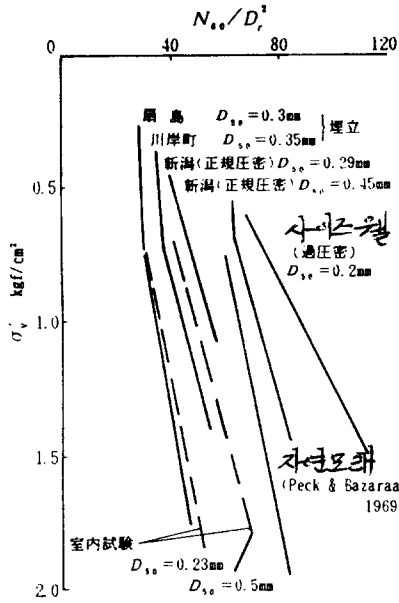


그림-3-24 지반에 있어서  $N/D_r^2$  와의 관계      그림-3-25  $N/D_r^2$  와 평균입경  $D_{50}$  의 관계

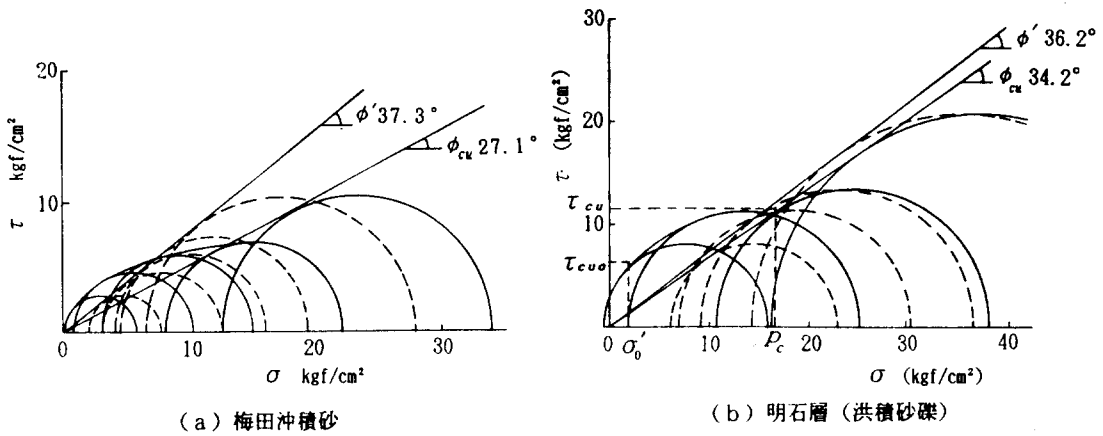


그림-3-26 사질토의 몰의 응력원(평균주응력 일정표시)

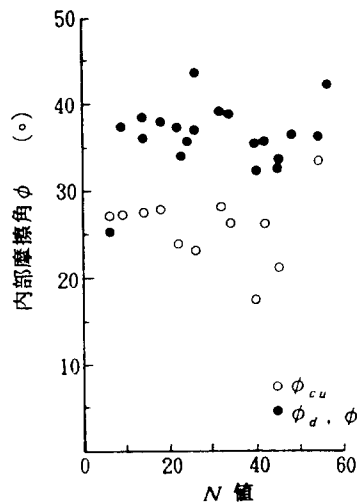


그림-3-27. N치와  $\phi$

이용하여 샘플러 선단이 폐쇄된 경우는 그림-3.14에 근거, 선단폐쇄가 생기지 않는 부분의 연장선으로부터 수정 N치를 구하였다. 그것들의 N치와 삼축압축시험 결과의  $\phi_d$ ,  $\phi'$  및  $\phi_{cu}$  와의 관계를 그림-3.27에 표시한다. 지금까지는, N치가 클수록  $\phi_d$  가 크다고 알려져 있다. 또한 필자도 데이터가 적을 때는 N치와  $\phi$ 의 관계는 大崎의 식에 가깝다고 생각하였으나, 그후 데이터가 축적 되어 그림-3.27에 표시한 바와 같이  $\phi_d$ , 또는  $\phi'$  는  $30\sim 40^\circ$  에 분포 하고, N치와의 상관관계는 인정되지 않는다. 또한  $\phi_{cu}$  도 앞서서와 같이 상관관계는 인정되지 않는다.

### 3.5.2 N치와 전단강도

3.3에서 언급하였듯이 지하수위 이하에서의 N치는, 비배수 상태에서의 관입 인점으로 부터, N치는 지반심도에서의 비배수 전단강도  $\tau_{cu}$  를 측정하고 있다고 볼 수있다. 표준관입시험에서 샘플러가 관입 할 때의 전단면상의 직응력은 명백 하지 않지만, N치 측정심도에서의 전단강도는 현재의 유효토포압에 비례한다고 생각하여 그 전단강도와 N치와의 관계를 구하여 본다. N치를 구한 심도의 유효 토포압  $\sigma_0'$  에서의 비배수 전단강도  $\tau_{cu0}$  를 그림-3.26(b)에 표시한 바와 같이 CU시험 결과로 구하여, N치에 대하여 플롯트 하면 그림-3.28과 같이 2분의 직선 으로 표시된다. 이 선의 중심에서 벗어나 있는 점은 지하수위 이상에서 N치를 측정 한 것이다. 지하수위 이상의 경우는 설사 관입시간이 단시간이라도 샘플러 관입시의 전단에 수반하여 체적변화가 생기기 때문에 배수강도로 간주하지 않으면 안된다. 여기서  $\tau_{cu0}$  의 대신에 배수강도  $\tau_d$  를 취하면 ▲印이 되며, 직선에 놓인다.

그림-3-28의 우측의 직선은 원점을 통과하지 않고, N=28에서  $\tau_{cu0} = 0$ 로 되어 현실과 모순된다.

그림-3.28의 두 개의 그룹을 비교하면, 좌측의 A그래프는  $N < 35$ ,  $\sigma_0 < 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ 의 양조건을 만족하며, 대부분이 가는 모래인 것에 대하여, 우측의 B그래프 는 이들 조건의 모든 것을 만족하고 있지않다. 특히 이 그룹은 모두 충적년대가 오래 되어 지금까지 받은 응력이나 시간효과 등의 영향이 N치를 증가 시켰다고 생각된다. 같은 효과는 당연히 전단강도를 증가시키고 있을 것 같으나, 완전히 호트러지지 않는 시료의 삼축압축시험결과는 그렇게 되어있지 않다. 그 의미를 검토하기

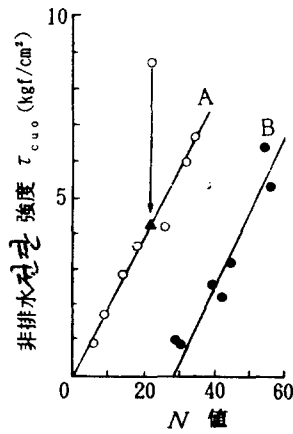


그림-3-28 N치와  $\tau_{cu0}$

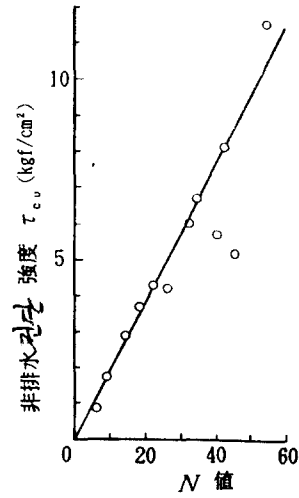


그림-3-29 N치와  $\tau_c$

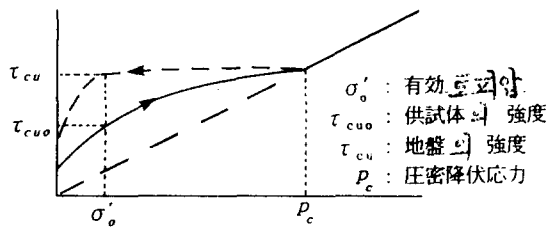
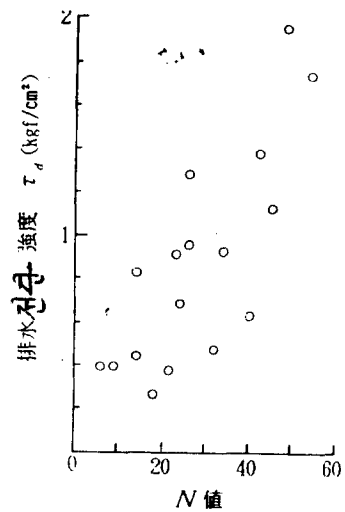


그림-3-30 사질토의 압밀비배수 강도특성      그림-3-31 N치와  $\tau_d$



위하여 다음과 같이 정리하여 보았다. 즉, 사질토에도 압밀 降伏응력  $p_c$  가 존재하기 때문에 이  $p_c$ 를 구속압으로 하는 비배수 전단강도  $\tau_{cu}$  를 그대로 현지반의 전단강도로 보았다. 그 결과는 그림-3.29와 같이 되어 두세개의 호트러짐은 있으나 A, B 그룹과 함께 거의 원점을 통과하는 같은 1본의 직선으로 나타냈다. 이 결과로부터 보면 층적년대가 깊은 B 그룹에 대하여는  $\tau_{cu0}$  의 대신  $\tau_{cu}$  를 취함에 의하여 응력이력 등의 영향을 바르게 평가 할 수 있다. (그림-3.29의 직선에서 벗어난 두점은 큰 자갈을 포함한 지반에서, 샘플라 선단이 자갈에 부딪혀 N치가 과다평가하였을 가능성이 있다)

즉, 현 지반의 강도는 삼축압축시험결과와 다르며, 토피압이  $p_c$  보다 낮아도  $p_c$ 에 대한 비배수 전단강도를 그대로 유지 하고 있다고 생각된다. 그 관계는

그림-3.30과 같이 되어 토피압  $\sigma_0'$  의 지반에서의 비배수 전단강도는  $\tau_{cu}$ 이기 때문에, 굴착 하여 응력이 해방된 후 채취된 시료의 구속압에서의 삼축CU강도는  $\tau_{cu0}$  로 되어  $\tau_{cu}$  보다 상당히 적다. 홍적모래자갈이 현재의 유효토피압 이상의 전구속압(실제의 구속압과 일치하는 경우를 포함)을 받고 있는 것과 유사한 현상이 마사토에서도 확인되고 있다. 즉, 마사토지반의 굴착에 의하여 지반의 P波 속도  $V_p$ 가 변화하지만  $V_p$ 의 감소가 보이는 것은 굴착면으로부터 10m 정도 까지이며, 그 이하심도에서는 굴착전과 변화하고 있지않는 것으로 보고되고 있다. 이것은 굴착면으로부터 10m이하심도는 현재의 유효토피압의 영향을 받지 않고 처음 응력상태에서의 물성치를 나타내고 있는 것을 의미 하고 있다. 따라서 토입자의 구조(밀도를 포함)가 변화하는 것은 유효 응력이 있는 한도이하에서 감소한 경우로, 어느 정도의 유효응력이 있으면 토립자 구조와 그 강도변화는 거의 생기지 않는다고 생각 하여도 좋다.

한편, 배수강도와 의 관계는 어떠한가.  $\tau_{cu}$  와 같이 토피압  $\sigma_0$  의 지반에서의 배수 전단강도  $\tau_d$ 를 유효응력표시의 시험결과로부터 구하여, N치와의 관계로 표시하면 그림-3.31과 같이 되었다. 자료는 상당히 흐트러져 있으나, 일단의 상관관계는 보인다. 지하수위 이상 에서 측정된 결과라면 타격시의 간극수압의 영향을 받지 않기 때문에 이 관계는 직선으로 되어야 되는데, 앞의 그림-3.18과 같이 지반 조건에 의하여 타격시의 간극수압의 크기가 다르기 때문에 그 영향에 의하여 건조상태에 비하여 포화상태의 N치는 증감하기 때문에 그림-3.31 의 흐트러짐은 그 때문이라고 생각된다.

### 3.5.3 N치와 $q_c$

N치와 콘 저항치  $q_c$  와의 관계는 Meyerhof의 식 $q_c=4N$ 의 공식이 가장 유명하며, 많이 응용되고 있다. 이 계수 4는 가는모래, 실트질 모래에 대한 수치로, 그후의 여러 연구에 의하여 이 계수 n은 입경등에 따라 변하는 것이 명백하게 되었다. 그림-3.32는 평균입경  $D_{50}$  과 n의 관계를 표시하고, 입경이 가늘게 될 수록 n이 적게 되는 것을 나타내고 있다. 그림은 많은 연구자의 결과를 정리한 것인데 별로 큰 흐트러짐은 보이지 않는다. 그림속의 실선은 N치의 타격효율을 55%로 보정한 경우의 관계를 나타내고 있다. 이 그림의 관계는 기본적으로는 정적관입저항인  $q_c$  와 동적관입저항인 N치와를 대비하고자 하는데, 모두 관입시의 간극수압의 발생

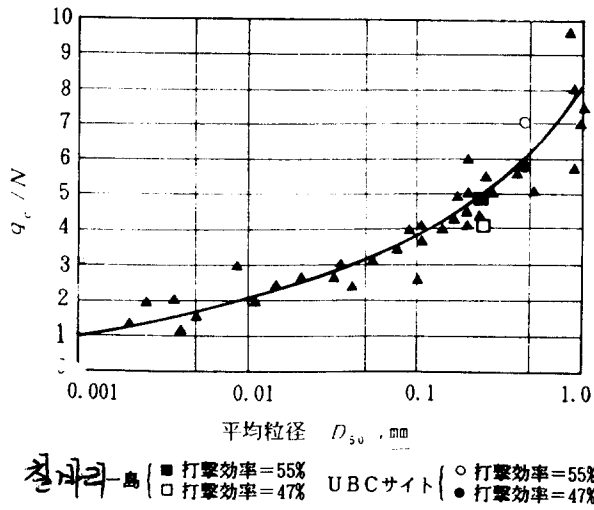


그림-3-32  $q_c/N$  과 평균입경  $D_{50}$ 의 관계

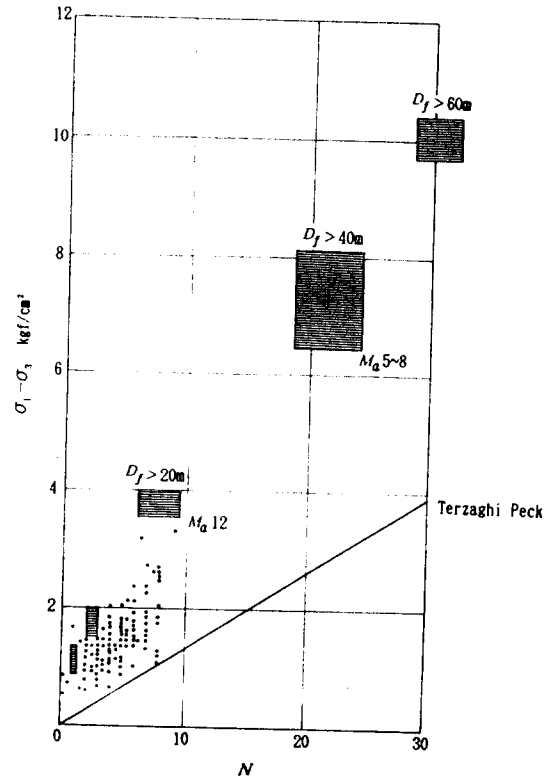


그림-3-33  $N$ 치와  $q_u$ 의 관계

량이 토질에 의하여 다르다는 것을 의미하고 있다. 이 간극수압에 대하여는 여러 가지 불분명한 것이 있기 때문에 계수  $n$ 으로 처리하고자 하는 것에 지나지 않는다. 八木은 3.3.1에서 기술한 표준모래를 이용한 실내모델 실험에 있어서 정적 관입저항  $p_s$ 에 대하여도 실험을 하여, 큰 부근에서 동적관입과 같은 경향으로 간극수압이 발생하고 있는 것을 확인하고 있다. 정적 관입과 동적관입의 비교를 위해서, 양자의 상재압이  $\sigma'_0 = 1\text{kgf/cm}^2$ 로, 건조상태를 기준으로 하기 때문에 동적과 정적의 종축을 같은 스케일로 두고 비교하여 보면 포화상태의 정적과 동적관입저항은 그림-3.20의 파선과 같이 되며  $\sigma'_0 = 1\text{kgf/cm}^2$ 의 동적관입저항 만큼 크게는 되지 않고, 정적관입시의 발생간극수압 쪽이 적다고 말할 수 있다. 이것은 정적관입에 있어서는 입경이 커지면 투수성이 좋기 때문에, 관입시에는 배수되어 발생간극수압은 적은 것으로 해석 되어 그림-3.18로부터 보면 느슨한 지반의 경향을 나타내고 있는 것이 된다.

여기서 점성토의 계수에 대하여 검토하여 본다. 점성토에 있어서 정적관입저항

$q_c$ 와 점착력  $c$ 와의 관계로서,  $q_c=10c$  (kgf/cm<sup>2</sup>)의 관계가 널리 알려져 있는데 후술하는 점성토의  $N$ 치와 일축강도와의 관계  $N = 3q_u$ 를 이용하면,  $q_c = 1.7N$ 의 관계가 구하여져, 그림-3.32의 세립토와 거의 일치한다.

### 3.6 점성토의 $N$ 치와 흙의 성질

#### 3.6.1 $N$ 치와 $q_u$

점성토에서의  $N$ 치의 이용에서 가장 많은 것이 일축강도 $q_u$ 와의 관계이다.  $N$ 치는 비배수 강도를 구하고 있기 때문에 점성토의 일축 강도와의 상관성은 당연하다. Terzghi-Peck의 식  $N= 8q_u$ 가 가장 유명하지만, 이 기초 데이터는 샘플라 내에 채취된 시료를 이용한 일축강도이기 때문에 호트러진 시료의 강도의 관계식이다. 竹中은 오사카의 홍적점토에서의 많은 시험결과로부터 그림-3.33의 관계를 나타내고 있다. 이 그림에서 측정범위로 나타낸 것은 전술한 바와 같이 홍적점토의 일축강도는 상당히 호트러짐이 있기 때문에 실트분이나 모래분이 적은  $I_p > 40\%$ 의 점토에 대하여 지반에서의 강도를 고려하여, 삼축UU강도를, 또한  $N$ 치에 대하여는 정도가 높은 측정 결과를 이용하였기 때문이다. 또한 그림에는 현장에서 실시한 많은 충적점토의 데이터도 병기하고 있지만, 다소 그 경향이 다르다. 그 이유는 항만지구에서 점토의 퇴적은 심도가 깊기 때문에 측정 시의 뭇드가 깊게 되어 그 자중에 의한 영향이 있으며,  $N$ 치가 적게 측정되기 때문이며, 홍적점토와 동일한 관계일 필요는 없다. 홍적점토의 관계식은  $N = 3q_u$ 로 된다. 동경만 주변지반의 측정 결과는  $N = (1\sim5)q_u$ 의 범위에 분포하여 이 계수는 조성지수에 의하여 다르지만, 동경만 주변의 해성점토에서는  $N = 2q_u$ 에 가깝다고 보고 있다. 그러나 전술의 사질토의 비배수 강도와  $N$ 치의 관계도 이들의 관계와 가깝고, 이것은 상당히 흥미있는 것으로 비배수 강도라고 하는 의미에서는 점성토도 사질토도 거의 동일하게 취급할 수 있는 가능성이 있는 것을 의미하고 있다.

#### 3.6.2 기타의 물성치와의 관계

3.5.2에서 기술한 바와 같이  $N$ 치는 지반중의 유효상재압 하에서 비배수 강도를 측정하고 있는 점으로 부터 점성토에 있어서는  $N$ 치를 상당히 유효하게 사용할수

있다. 그러나 그림-3.33에 표시한 바와 같이 중적점토에서 측정되는 N치는 대단히 적기 때문에 그 측정정도가 좋지 않은 점에서 불성치와의 상관관계를 구하여도 그 精度는 낮다. 그 특수한 예로서 예민점토의 N치가 거론된다. 西恒은 예민점토의 분포범위를 구함에 있어서 중적점토에서  $N \approx 0$ 를 기초로 그 범위를 정하고 있다. 그 이유는 예민점토에서는 반복강도가 매우 적고, 표준관입시험시의 타격보다 샘플러 주변의 강도가 극히 저하하여 샘플러 주변의 마찰저항이 적고 그 결과로서  $N \approx 0$ 으로 된다. 그러나 이 예민점토에 있어서도 흐트러지지 않은 상태에서의 강도는 통상의 중적점토와 거의 변하지 않는 강도를 나타내기 때문에 정적강도는 표준관입시험 결과로부터는 구하여 지지 않는다. 즉 동적마찰은 0이지만, 정적마찰은 0이 아니다. 그러나 표-3.3에 표시한 바와 같이 홍적점토의 N치는 마찰저항을 측정하고 있기 때문에 N치는 특수한 흙을 제외하면 마찰저항에 비례하고 있다.

한편 사질토에 있어서 문제가 되는 것은 거의 배수상태이다. 이 때문에 지하수 이상에서 측정된 N치는 지지력 동과의 상관관계가 인정되지만, 지하수 이하에서 측정된 N치는 비배수 상태의 결과이기 때문에 지반조사로서의 하나의 지표로서는 이용되지만 지지력의 설계에 이용하는 것은 불가능하다. 그러나 사질토에 있어서도 동적 문제를 취급할 때는 비배수 상태가 문제가 되기 때문에, 당연한 것 이지만 N치는 중요한 상수로 고려된다. 이러한 의미에서 지진시의 액상화의 판단에는 당연히 사용할 수 있으며 일반적으로도 다용되고 있다.

지진시의 지반의 탄성계수는 상기내용으로 부터 고려하면 점성토·사질토 함께 N치로 부터 추정할 수 있다. 西恒은 점토의 미소변형에 있어서 탄성계수로서의  $E = 480c$ 가 되는 식을 제안하고 있다. 이 식에 그림-3.33의  $N = 3qu$ 의 관계를 대입하여, 정리하면  $G = 27N$ 이 되는 관계가 구하여 진다. 이 관계를 S파속도와 G의 관계식에 대입하면

$$Vs^2 = (1470 \sim 1650) N \quad (\text{단, } \rho_t = 1.8 \sim 1.6 \text{g/cm}^3) \quad \text{-----}(3.2)$$

이 된다. 사질토에 있어서도 그림-3.29에 표시한 바와 같이 N치와 비배수강도  $\tau_{cu}$ 가 점성토와 거의 같은 관계가 있는 것으로 여겨 지기 때문에 같은 방법으로 구하면,



$$Vs^2 = (1370 \sim 1550) N \quad (\text{단, } \rho t = 2.0 \sim 1.7 \text{g/cm}^3) \quad \text{-----}(3.3)$$

이 된다. 이 관계식은 紫田 이 제안하고 있는  $Vs^2 = 1000N$ 이 되는 관계와 유도 방법이 전혀 다름에도 불구하고 거의 동일하다.

### 3. 7 N치의 공학적 의미

이하에 N치의 공학적 의미에 대하여 결론을 지어본다.

1. 표준관입시험은 중추낙하에 의하여 노킹헤드를 타격하여 뭇드속에 스파이크 형의 응력파를 발생시켜, 그것이 샘플라에 전달되었을 때, 샘플라와 지반의 상호작용에 의하여 샘플라가 지반내에 관입됨과 동시에 반대波가 다시 뭇드를 상부에 전달시켜 간다고 하는 메카니즘의 시험방법이다.
2. 이 일련의 현상은 밀리세컨드 단위의 매우 단시간에서 진행하므로 모래지반에서 지하수위 이하에서는 비배수조건(단, 지하수위 이상에서는 배수조건)에서, 샘플라가 지반을 직접 전단하여 관입한다.
3. N치는 동적관입저항이기 때문에 N치로 부터 정적강도를 고려하는 경우에는 샘플라 관입시에 발생하는 간극수압에 대하여 고려하지 않으면 안된다.
4. 단단한 모래지반에서는 관입이 진행됨에 따라 샘플라가 폐쇄되어 관입 메카니즘이 변하기 때문에 N치의 보정이 필요하다.
5. 종래 N치와  $\phi_d$ 와의 대응관계가 고려되어 왔는데 상기와 같은 사질토의 N치는 지하수위 이하에서는 전구속압하에 있어서 비배수 전단강도와 대응된다.
6. 퇴적년대가 오래되고, 한편 현재의 유효토피압이 극단적으로 적지않는 경우는 응력이력 등의 영향 때문에 현재의 유효토피압 보다도 큰 전구속압 하에 있는 경우가 많다. 이때 압밀항복응력  $p_c$ 에 있어서 비배수 전단강도를 취하면 N치와 비배수 전단강도는 같은 직선관계를 나타낸다.
7. N치는 사질토에 있어서 비배수 전단강도와 비례관계가 있는 점으로부터 지진시의 모래지반의 액상화의 판정에는 매우 유효한 지표이다.
8. 점성토의 설계에 대하여는 비배수 전단강도를 필요로 하기 때문에 N치는 좋은 지표가 된다.

9. 점성토, 사질토 모두 비배수상태에서의 탄성계수와는 좋은 상관 관계가 있다.
10.  $N$ 치나  $q_c$  를 고려하여 관입시에 발생하는 간극수압은 그것들을 해석함에 있어 대단히 중요한 요인이며 앞으로의 연구가 기대된다.

이상 기술한 바와 같이 표준관입시험은 공학적으로 매우 유효한 시험이지만 실무면이 선행되는 나머지 문제점이 많은 시험으로 인식 되어 있다. 그러나 최근 겨우 그 본질을 추구하는 연구가 보이게 되었지만,  $N$ 치를 해석함에 있어서 아직 그 연구는 시작에 불과하다. 금후, 더욱 연구가 추진되어 보다  $N$ 치를 명확히 해석 가능하게 되어 그것을 이용하여 바른  $N$ 치 적용이 될 수 있다고 생각된다.

참고문헌: 현재 재정리중으로서 추후개재예정임.