

SABİT DEFORMASYON HIZLI KONSOLIDASYON

DENEYLERİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Fatih ÖKDEM

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 13 Haziran 1994

Tezin Savunulduğu Tarih : 1 Temmuz 1994

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Hüseyin YILDIRIM

Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. Oğuz TAN

: Doç. Dr. İsmail Hakkı Aksoy

TEMMUZ 1994 C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

ÖNSÖZ

Başta, konu seçiminden itibaren çalışmanın her aşamasında beni yönlendiren ve hoşgörüsünü esirgemeyen saygıdeğer hocam Doç. Dr. Hüseyin Yıldırım 'a, bir çok konuda yardımcı olan Araş. Gör. Recep İyisan 'a, çizimlerde gösterdiği büyük özen ve sabırla Semih Viç 'e ve göstermiş oldukları hoşgöründen dolayı tüm Geoteknik Anabilim Dalı çalışanlarına teşekkürlerimi borç bilirim.

Fatih ÖKDEM

İÇİNDEKİLER

NOTASYON LİSTESİ	v
ÖZET	vii
ABSTRACT	viii
BÖLÜM 1. GİRİŞ	1
BÖLÜM 2. ELE ALINAN KONU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR	3
2.1. Giriş	3
2.2. Killi Zeminlerin Konsolidasyon Davranışları İle İlgili Çalışmalar.	3
2.3. Sonuç	
BÖLÜM 3. KONSOLIDASYON TEORİSİ	21
3.1. Gerekli Varsayımlar ve Konsolidasyonun Diferansiyel Denklemleri	21
3.2. Ödometre Deneyi	23
3.2.1. Deney Aleti ve Prensipleri	23
3.2.2. Oturma - Basınç Eğrileri	24
3.2.3. Konsolidasyon Katsayısının Bulunması	25
3.2.3.1. Karekök Zaman Yöntemi	26
BÖLÜM 4. SABİT DEFORMASYON HIZLI KONSOLIDASYON DENEYİ	27
4.1. Konsolidasyon Denkleminin Çözümü	27
4.1.1. SHK Deneyinde Yapılan Varsayımlar	27
4.1.2. Denklemin Çözümü	27
4.1.3. Ortalama Efektif Gerilmenin Bulunması	30
4.1.4. Değerlendirme Esasları	31
4.2. Deney Aleti	33
4.2.1. Aletin Genel Prensipleri	35
4.2.2. Ölçü Aletlerinin Kalibrasyonu	35
4.3. Deneyin Yapılışı	37
BÖLÜM 5. KULLANILAN MALZEME	38
5.1. Çamur Konsolidasyon Aleti	38
5.2. Kullanılan Malzeme ve Numunelerin Deneye hazırlanması	38
BÖLÜM 6. DENEYSEL ÇALIŞMA	43
6.1. Giriş	43
6.2. Deney Sonuçları	43
6.2.1. Klasik Ödometre Deneyleri	44
6.2.2. SHK Deneyleri	49

BÖLÜM 7. SONUÇLAR	.61
KAYNAKLAR	.63
ÖZGEÇMİŞ	.65



NOTASYON

e	= Boşluk Oranı;
e_o	= Başlangıç Boşluk Oranı;
$\bar{e}$	= Ortalama Boşluk Oranı;
e_B	= Numunenin Tabanındaki Boşluk Oranı;
e_T	= Numunenin Üst Kısımındaki Boşluk Oranı;
C_v	= Konsolidasyon Katsayısı;
k	= Zeminin Permeabilitesi;
k_i	= Deney Başındaki Permeabilite Katsayısı;
$\sigma = p$	= Toplam Basınç;
$\sigma' = p'$	= Efektif Basınç;
u	= Boşluk Suyu Basıncı;
u_b	= SHK Deneyinde Tabanda Oluşan Boşluk Suyu Basıncı;
Δe	= Boşluk Oranı Farkı;
Δu	= Boşluk Suyu Basıncı Farkı;
H	= Numune Yüksekliği;
H_o	= Başlangıç Numune Yüksekliği;
t	= Zaman;
Δt	= Zaman Farkı;
$\Delta \sigma$	= Uygulanan Gerilme Farkı;
ϵ	= Birim Şekil Değiştirme;
γ_w	= Suyun Birim Hacim Ağırlığı;
γ_s	= Dane Birim Hacim Ağırlığı;
$\Delta V/V$	= Hacimsel Deformasyon Oranı;
a_v	= Sıkışma Katsayısı;
m_v	= Hacimsel Sıkışma Katsayısı;
λ	= Taban Boşluk Suyu Basıncının Uygulanan Toplam Gerilmeye Oranı;
R	= Deformasyon Hızı;
c	= Zemin Endeks Özelliğine Bağlı Bir Katsayı;
P_a	= Atmosfer Basıncı;
$p_{pr_{maks}}$	= Arzulanan Maksimum Boşluk Suyu Basıncı Oranı;
z	= Uzay Değişkeni;

- C_c = Sıkışma İndisi;
 U = Konsolidasyon Yüzdesi;
 T_v = Zaman Faktörü;
 t_{90} = U 'nun %90 Olması Durumuna Karşılık Gelen Zaman Değeri;
 A = Numunenin Kesit Alanı;
 r = Ortalama Boşluk Oranı Değişim Hızı;
 V_s = Danelerin Hacmi;
 $g(z)$ = Derinliğe Bağlı Bir Fonksiyon;
 b = Boşluk Oranı ve Derinlikle İlgili Bir Sabit;
 b/r = Boşluk Oranı Değişim Oranı;
 $\bar{\sigma}_1'$ = Ortalama Efektif Düşey Gerilme;
 α = Ortalama Boşluk Suyu Basıncının Numune Tabanındaki Boşluk Suyu Basıncına Oranı;
 σ_1 = Alette Ölçülen Boşluk Suyu Basıncı (u);
 σ_2 = Çevre Basıncı;
 σ_3 = Ters Basıncı;
 σ_4 = Load Cell 'den Okunan Yükün Numune Alanına Bölünmesi ile Elde Edilen Basıncı;
 w = Su muhtevası;
 w_n = Tabii Su Muhtevası;
 w_L = Likit Limit;
 w_p = Plastik Limit;
 I_p = Plastisite İndisi.

ÖZET

Yapılardan dolayı zeminde meydana gelecek oturmaların hesabı zemin mühendisliğinin önemli konularından birisini oluşturmaktadır. Bu nedenle, laboratuvarında tek boyutlu deformasyona maruz bir zeminin oturma miktarını ve hızını tahmin etmek için, 1925 yılında Terzaghi tarafından önerilen ve halen yaygın bir şekilde kullanılan kademeli yüklemeli klasik konsolidasyon deneyleri yapılmaktadır.

Klasik konsolidasyon deneyi; uzun deney süresi, oturma eğrisinin sürekli bir şekilde elde edilememesi, her yük artışı esnasında üniform olmayan gerilme dağılımı, yüksek ve değişebilir deformasyon hızları, suya doygunluk için ters basınç uygulanamayışı gibi dezavantajlara sahiptir. Bu aksaklıkları ortadan kaldırmak ve mümkün olduğunca arazideki şartları uygulayabilmek amacı ile günümüze kadar bir takım yeni deney sistemleri ve analiz yöntemleri geliştirilmiştir.

Bu çalışmada, bu yeni deney yöntemlerinden birisi olan sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deneyi ele alınmış ve belli bir su muhtevasında çamur konsolidometrede suni olarak çökeltilen numuneler üzerinde bir seri sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deneyi yapılmıştır. Deneylerde Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi 'ne göre CH ve ML olan iki tip zemin kullanılmış, farklı deformasyon hızlarında konsolide edilerek, yapılan klasik deneylerle uyumu gözlenmiş ve zeminlerin konsolidasyon karakteristikleri belirlenmeye çalışılmıştır.

CONSTANT RATE OF STRAIN TESTS

ABSTRACT

In nature, the loads applied due to engineering structures such as building, fill, bridges etc. occur settlements in soil layers. When a soil deposit is subjected to an increase in total stress by the construction of a building or an embankment, excess pore water pressures are set up in the soil mass. Since water cannot sustain shear stress, these excess pore water pressures dissipate by water flowing out of the soil. The rate at which this process can occur is controlled principally by the permeability of the soil mass.

For granular soil such as sands, the permeability is relatively high so that excess pore water pressures can dissipate virtually instantaneously, that is, settlement of a structure is generally complete by the end of construction. In contrast, clay soils generally have a very low permeability and therefore the dissipation of excess pore water pressures is a very slow process. Consequently, an engineering structure may continue to undergo settlement for many years after construction is completed.

The dissipation of excess pore water pressures by the outflow of water from the soil is referred to as "consolidation". The conventional method for estimating both the rate and amount of settlement of a compressible soil subjected to one - dimensional strain is to take samples of the soil and perform standard consolidation tests. Estimates of this type are of key importance in the design of engineered structures (selecting a foundation type) and the evaluation of their performance.

The testing procedure of consolidation was first proposed by Terzaghi and has been widely used since 1925. The odometer test is probably the simplest load - deformation experiment conducted in all engineering areas.

In the conventional consolidation test method, a relatively thin cylindrical soil specimen is restrained laterally and loaded axially with total stress increments. Each stress increment is maintained until excess pore water pressures are completely dissipated. According to the Terzaghi theory, as the excess pore water pressure dissipates, the effective stress (stress in the soil structure) increases at the same rate i.e., the sum of the effective stress and the excess pore water pressure is equal to the total externally applied pressure.

During the consolidation process, measurements are made of change in the specimen height and these data are used to determine the relationship between the effective stress and void ratio or strain, and the rate at which consolidation can occur by evaluating the coefficient to consolidation. In addition, time - deformation readings are required to determine the time for completion of primary consolidation and for evaluating the coefficient of consolidation. Since the coefficient of consolidation varies with stress level and load increment (loading and unloading), the load increments with timed readings must be selected with specific reference to the individual project.

The main advantage of the incremental compressibility test is the simplicity of equipment that can be used. The quality of the test will be higher or lower according to the type of equipment used.

To obtain directly applicable test results, the consolidation test should simulate as closely as possible the conditions which exist for an element of the prototype in the field. It is known that the incremental loading consolidation test has several deficiencies including the following ones :

- Long testing time,
- Incomplete definition of compression curve,
- Non - uniform stress state during each increment,
- High and variable rates of strain,
- Difficulties in data interpretation,
- Lack of back pressure saturation.

As researchers became aware of these practical problems associated with traditional incremental odometer tests and electronic measuring and control devices become a practical reality, three new testing methods were developed in a three year period. These new methods are the constant hydraulic gradient test (Lowe, Jones, and Ocrician, 1969), the constant rate of strain test (Smith and Wahls, 1969 and Wissa, Christian, Davis, and Heiberg, 1971), and the constant rate of stress test (Aboshi, Yoshikume, and Maruyama, 1970).

The main subject of our study is the constant rate of strain tests. Prior to the study, review of the previous work, and development of the CRS consolidometer and analysis methods will be briefly reported.

In a paper devoted to a discussion of preconsolidation pressure of sensitive clays, Hamilton and Crawford (1959) made one of the earliest mentions of the constant rate of strain consolidation test. They indicated that this type of test showed promise as a rapid means of determining both the preconsolidation pressure and the void ratio-

effective stress relationship. When compared with conventional tests, the CRS tests showed lower compressibility, but the general shapes of the curves were somewhat similar. Although they realized that some excess pore pressures were developed in the CRS tests, they didn't measure them. The results of such pressures would have been to cause an apparent decrease in compressibility. The range of strain rates in this series varied from 0.15 % per min to 0.005 % per min, but even this large difference did not greatly affect the data. The data for the slower strain rates did show a tendency for closer conformity to the standard test. Observation of the test specimens after they were dried indicated that side friction apparently caused more serious stress variations through the specimens in the standard test than in the CRS test.

Crawford (1964) reported more data from the CRS test. Rather than justifying the test as a rapid procedure, he presented the effect of strain rate as a factor that had been too long ignored in settlement analysis. As a result of the thin sample used in the laboratory, Crawford noted that laboratory consolidation rates are frequently several million times larger than rates experienced in the field. Data from the CRS test appeared quite similar to that of standard tests conducting using different load durations. During this series of tests excess pore pressure were obtained at the base of the sample. The maximum excess pore pressure in the CRS test was approximately 5 % of the applied pressure. Crawford concluded that in the CRS test the consolidation was primarily due to a plastic rather than a hydrodynamic effect. For this reason Crawford classified the compression in the CRS test as being totally secondary compression.

Crawford (1965) reported a further investigation in which the rates of strain varied from 0.133 % per min to 0.0027 % per min, and the maximum excess pore pressure measured at the base of the sample was equal to 15 % of the applied pressure. Pore pressures were measured at the base of the samples throughout the duration of the test and the average effective stress on the sample was calculated by subtracting 1/2 of the excess pore pressure at the base from the total vertical stress. For comparison standard incremental consolidation tests were conducted. From these tests, Crawford concluded that the soil structure had an important time-dependent resistance to compression. Test data showed that the higher the rate of strain, the lower the compressibility or the greater the plastic resistance. He also suggested that the final void ratio for a particular load is mainly dependent on the average rate of compression and not the method by which the load is applied. This was indicated by the marked similarity of results between the incremental tests and the CRS test.

In general agreement with the work done by Crawford was the study conducted on remolded samples and reported by Wahls and DeGodoy. The strain rates in this series of tests varied from 0.23 % per min to 0.053 % per min., and, as was the case in Crawford's studies, pore pressures were measured at the base of the sample. As was the case in Crawford's work, there was an increase in compressibility with decreasing strain rates. When the CRS results were compared with standard test result, Wahls and DeGodoy observed that for the range of strain rates used all of the CRS test

showed more compressibility than the standard test. This is in contrast to Crawford's work.

Smith and Wahls (1969), developed approximate interpretation formulas for CRS tests based on the observed pore water pressure at the impervious sample base, and an assumed pore pressure distribution throughout the sample. Also, the CRS consolidometer first developed by them with the intended purpose of performing quicker consolidation tests. The formulation of the mathematical model for the CRS test is similar to Terzaghi's one dimensional theory. The basic model were obtained by introducing some, but not all of the Terzaghi Assumptions. The assumptions used in their theory were:

1. The soil is both homogeneous and saturated.
2. Both the water and the solids are incompressible relative to the soil skeleton.
3. Darcy's law is valid for flow through the soil.
4. The soil is laterally confined and drainage occurs only in the vertical direction.
5. Both the total and the effective stresses are uniform along a horizontal plane, i.e., stress differentials occur only between different horizontal planes.

Smith and Wahls tested three materials that were an undisturbed Massena clay, a remolded kaolinite, and a remolded calcium montmorillonite and obtain good results until the pore pressures exceeded 50 % of the applied load.

Soon after, Wissa et al. (1971), developed the more general CRS apparatus also with the objective of reducing test time and to provide more continuous data. They elaborated further on the CRS test, examining the transient period in which the base pore pressure is adjusting itself to imposed rate of deformation. The solution includes both the initial transient portion of the test and the steady state conditions. Although the mathematical derivations were based on somewhat different assumptions, they reported similar results.

As for our study, a series of constant rate of strain test have been carried out on samples artificially sedimented in slurry consolidometer in the water content of $w = 250\%$. In tests, two types of soils that are CH and ML according to the Unified Soil Classification System have been used and tried to find out the consolidation characteristics. Fat clay (CH) is gray colored and silt (ML) is red-brown colored. For classification and to obtain index properties of the soils required tests (sieve analysis, atterberg limits etc.) have been made. According to the results of the tests, CH and ML have the following properties,

For CH,

- Liquid limit $LI = 63\%$, plastic limit $PL = 21\%$, plasticity index $PI = 42\%$
- sand = 5 %, silt = 59 %, clay = 36 %.

For ML,

- Liquid limit $LI = 48\%$, plastic limit $PL = 30\%$, plasticity index $PI = 18\%$
- sand = 1 %, silt = 72 %, clay = 27 %.

First of all, the soils were sieved from No.40 ASTM sieve and the passing part was mixed into a slurry at a water content (250 %) above the liquid limit. The soils were sedimented and consolidated to a vertical effective stress of about 1 kg per sq cm in the slurry consolidometer. CH, three times and ML, two times were prepared in the slurry consolidometer. Then, the samples were carefully removed as a block and stored.

Prior to telling the test, it is useful to give general description and some features of the CRS consolidometer. The following items are required for the operation of the odometer:

- The odometer cell including pore pressure transducer in its base.
- Constant pressure application system and its gauges.
- A load frame or loading platform.
- A load cell.
- A dial gauge to measure vertical displacement.
- Trimming equipment including wire saw.
- Silicon grease and wrenches.
- Distilled water.

The apparatus consists of two chambers, a cell chamber and a test specimen chamber, which hydraulically isolated from each other by means of a rolling diaphragm that seals the loading cap to the outer retaining ring. The loading piston uses a rolling diaphragm seal. Top surface drainage from the test specimen occurs through a coarse porous stone located on the underside of the loading cap. There are five valves on the consolidometer: for two back pressure, for two cell pressure and for one pore pressure drainage at the base of the consolidometer.

The soil specimen is loaded by means of a piston head. The clearance between the piston head (loading cap) and the test chamber wall is small in order to apply a uniform displacement to the top surface and to prevent soil from squeezing out during loading. Load may be applied to the piston head by any combination of two mechanisms:

1. By applying an external force to the piston shaft.
2. By applying an hydraulic pressure in the cell chamber. This chamber is isolated from the test chamber by a reinforced rubber membrane (rolling diaphragm). The characteristics of this diaphragm require that the pressure in the cell chamber always be higher than pore water pressure at the top surface of the sample (i.e. the back pressure during the test).

After trimming, the test specimen which is in the stainless steel ring (69.8 mm in diameter and 19.1 mm thick) is placed in the test chamber. Due to the tight fit

between the sample ring and the test chamber it is important that the test chamber and the part of the ring not occupied by the specimen be absolutely free of soil and dirt.

To help remove some of the air within the specimen, a back pressure is applied. After that, the degree of saturation should be checked using the pore pressure parameter C . The loading sequence is not started until the value of C reached at least 0.95. Furthermore, before starting the actual test, a small load should be applied to the piston head by increasing the cell pressure to insure that it is in contact with the soil.

In our tests, the difference between the cell pressure and the back pressure was 0.25 kg per sq cm. The specimens were mounted in the consolidometer and the saturated under back pressure of 4.25 kg per sq cm (this is a general value). They were then loaded to a vertical effective stress approximately 8 kg per sq cm. The strain rates used in tests varied from $8.7 \cdot 10^{-5} \text{ sec}^{-1}$ to $2.2 \cdot 10^{-6} \text{ sec}^{-1}$ and pore pressures were measured at the base of the sample. In addition, incremental loading tests were conducted for comparative purposes.

Twenty seven CRS tests were conducted on the two materials. The whole standard tests have showed more compressibility than for the range of strain rates used all of the CRS test. The general shapes of the void ratio-the effective stress curves are similar.

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Yapılara etkiyen çeşitli yükler temeller aracılığı ile zemine aktarılmaktadır. Yüzeysel temeller (tekil temel, şerit temel, radye temel vb.) ve derin temeller (kazıklı temel, ayak temel, keson temel vb.) olarak iki ana gruba ayrılan temellerin boyutlandırılmasında taşıma gücü, ekonomik olma gibi şartların yanında oturma şartının da sağlanması gerekir. Oturma şartı, kısaca yapıda oturmaların ve oturma farklarının izin verilen sınırlar içinde bulunması olarak tanımlanabilir. Yapının çeşidine (yığma, karkas vb.), temel türüne, yapı malzemesine, zemin cinsine, yapının işlevine vb. bağlı olarak belirlenebilen izin verilebilir oturmalar aşıldığında, yapıda hafiften ağıra değişebilen hasarlar, hatta yıkılmalar meydana gelebilmektedir.

Oturma (çökme, sıkışma, tasman vb.), kısaca yapı temellerinde meydana gelen düşey hareket olarak tanımlanabilir ve zeminlerin oturma bileşenleri de, zemin cinsine ve mühendislik özelliklerine bağlı olarak ani, primer ve sekonder oturma şeklinde üç başlık altında toplanabilir. Kohezyonsuz zeminlerde oturma, yüklemeyi takiben meydana gelirken; kohezyonlu zeminlerde uzun sürede tamamlanmakta ve genel olarak konsolidasyon oturması olarak adlandırılmaktadır. Konsolidasyon oturması, yükleme sonucu zeminde meydana gelen fazla boşluk suyu basıncının düşük permeabilite (geçirimsizlik) nedeni ile uzun sürede dışarı atılması şeklinde tanımlanabilir.

Günümüzde, inşaat mühendisliğinde bu derece öneme sahip olan oturma olayının laboratuvar şartlarında incelenmesi ve zeminlerin oturma ile ilgili mühendislik parametrelerinin belirlenebilmesi amacı ile Terzaghi tarafından geliştirilen konsolidasyon teorisi yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Bu teoriye göre, oturma parametreleri ayrıntılı bir şekilde incelenmekte ve oturma miktarı; basınç artışı, sıkışabilir tabaka kalınlığı ile parametrelere bağlı olarak verilmekte ve oturmanın zamanla değişimi açıklanmaktadır. Buna göre konsolidasyon deneyi kademeli olarak yapılmakta ve her yük kademesinde en az 24 saat beklenmektedir. Ayrıca, buradan bulunan konsolidasyon katsayıları ve bunlara dayanarak hesap edilen oturma süreleri gerçeğe pek uymamaktadır. Özellikle büyük çaplı projelerde çok sayıda deney

yapılması gerektiğinde uzun deney süresi nedeni ile oldukça uzun zamana ihtiyaç duyulmakta ve maliyet artmaktadır.

Bu ve benzeri nedenler araştırmacıları daha hızlı ve güvenilir deney yöntemleri ve sistemleri geliştirmeye yöneltmiştir. 1969 -1971 yılları arasında üç yıllık süre içerisinde temel olarak Terzaghi Konsolidasyon Teorisi 'ne dayanan, sabit deformasyon hızlı, hidrolik eğim kontrollü ve sabit gerilme kontrollü konsolidasyon deney yöntem ve sistemleri geliştirilmiştir.

Bu yeni geliştirilen deney sistemlerinde amaç, arazide zeminin etkisinde bulunduğu gerilme şartlarının laboratuvarında deney numunesine daha iyi yansıtılmasını sağlamaktır. Kohezyonlu zeminler, doğada genellikle tamamen suya doygunudur. Kademeli konsolidasyon sistemlerinin sahip olduğu bu dezavantaj, yeni sistemlerin suya doygunluk için ters basınç uygulamaya imkan tanınması ile ortadan kaldırılmaktadır.

Bu araştırmada, kademeli konsolidasyon sistemine göre birtakım avantajlara sahip olduğu bilinen ve özellikle zeminlerin oturma karakteristiklerinin çok daha kısa bir sürede elde edilmesini sağlayan, sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deney sistem ve yöntemi kullanılmış, uygulanabilirliği araştırılmış ve klasik kademeli yüklemeli konsolidasyon deneyleri ile karşılaştırılması yapılmıştır.

BÖLÜM 2

ELE ALINAN KONU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR

2.1. Giriş

Tabiatta dolgu, bina, köprü vb. mühendislik yapılarından dolayı uygulanan yükler zemin tabakalarında oturma olarak adlandırılan sıkışma meydana getirmektedirler. Bu yükleme koşullarının laboratuvar şartlarında olabildiğince arazideki duruma uygun bir biçimde model edilebilmesi amacıyla temelde Terzaghi (1925) tarafından geliştirilen tek boyutlu konsolidasyon teorisine dayanan bir takım deney yöntemleri geliştirilmiştir. Günümüzde zeminlerin uygulanan yükler altındaki davranış özelliklerinin belirlenebilmesi amacıyla kademeli yüklemeli, sabit deformasyon hızlı (Constant Rate of Strain - CRS), hidrolik eğim kontrollü (Controlled Gradient Consolidation Test - CGT), sabit yükleme hızlı (Constant Rate of Loading - CRL) gibi konsolidasyon deney yöntemleri kullanılmaktadır.

Bu bölümde, yukarıda sözü edilen deney yöntemleri kullanılarak, killi zeminlerin konsolidasyon davranışlarının belirlenebilmesi amacıyla şimdiye kadar yapılmış olan çalışmalar mümkün olduğu kadar gelişme süreci izlenerek kısaca anlatılacaktır.

2.2 Killi Zeminlerin Konsolidasyon Davranışları İle İlgili Çalışmalar

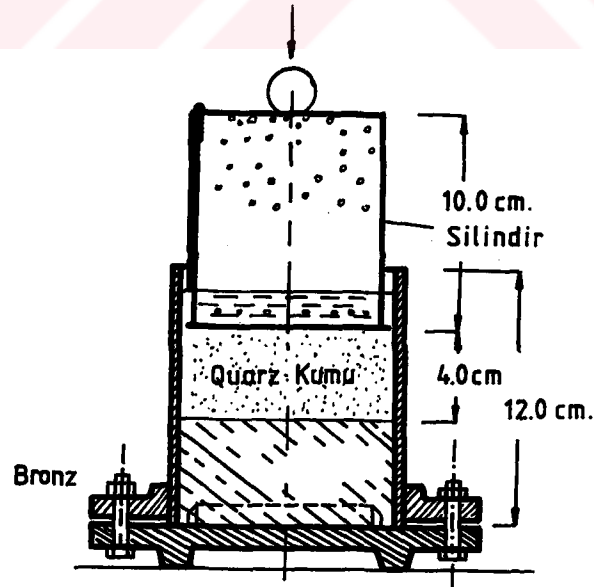
Basınç altında killerde meydana gelen hacim değişikliğini belirlemek amacıyla ilk girişim 1908 yılında Sorby tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada, farklı derinliklerde kil gibi çökeltilerin porozitesi hakkında arazi verilerinden hareket ediliyordu. Çalışmanın tek mahzuru yeraltı su seviyesi altında hidrostatik kaldırma gücünün gözönüne alınmamasıydı.

Bu konuda ilk deneysel çalışma 1910 yılında Frontard tarafından yapılmıştır. Çalışmasında 2" kalınlığında, 14" çapında bir numune kullanmış ve numuneyi delikli tabana sahip olan bir metal kaba yerleştirerek bir piston yardımıyla yüklemiştir. Deneyi kilin kurummasını önlemek amacıyla yüksek nem oranına sahip bir odada

yaparak her basınç artımında dengeye ulaşıncaya dek beklemiş ve sonuçları su muhtevası-basınç grafiği şeklinde sunmuştur. Frontard, deneyde gözlenen en önemli gerçeklerden birinin " oluşan fazla boşluk suyu basıncının sönümlenmesi için uzun süre gerektiği " olduğunu belirtmiş ve küçük kalınlıkta numune kullanılmasına rağmen konsolidasyonun tamamlanması için en az 5 güne ihtiyaç olduğunu göstermiştir.

Bu konuyu araştıran Forchheimer, 1914 de konsolidasyon esnasında kil tabakasının oturmasının itilen suyun hacmine eşit olduğu fikrine dayanan matematiksel bir teori sunmuş ve verilen büyüklükte bir oturma meydana gelmesi için gerekli zamanı belirten bir ifade türetmiştir. Çözümü çok kolay olan bu ifadede sıkışabilirlik ve boşluk suyu basıncı sönümü dikkate alınmamıştır. [1]

Killi zeminlerin oturması hakkında yapılan çalışmalar bu durumda iken Karl Terzaghi, 1925 yılında yayınladığı " Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage " isimli kitabında oturmaların hesabı için bir yöntem önererek konsolidasyon teorisini geliştirmiştir. Terzaghi, teorisinde oturma parametrelerini ayrıntılı olarak incelemiş, oturmanın miktarını basınç artışı, sıkışabilir tabaka kalınlığı ve parametrelere bağlı olarak fonksiyonel bir şekilde vermiş ve oturmanın zamanla değişimini açıklamıştır. Terzaghi 'nin Şekil 2.1 'de görülen araştırmalarını yaptığı ödometre aletinde kademeli yükleme yapılmakta ve günümüzde kullanılan aletlere bir baz oluşturmaktadır.



Şekil 2.1 Terzaghi 'nin İlk Çalışmalarında Kullandığı Ödometre aleti

Bu yöntemde bir zemin numunesi eksenel olarak yüklenirken yanal yönde deplasman yapması önlenir. Numune sabit gerilme artımları ile yüklenir ve yeni yükleme kademesinde bir önceki gerilme artımından dolayı oluşan fazla boşluk suyu basıncının sönmülmesi beklenir. Deney boyunca numune yüksekliğindeki azalma ölçülür ve bu değerler efektif gerilme - boşluk oranı yada deformasyon arasındaki ilişkiyi tanımlayan parametreleri hesaplamak için kullanılırlar ve sıkışmanın hangi oranda meydana geldiğini gösterirler. [2]

Terzaghi 'nin klasik konsolidasyon deneyinde yukarıda da belirtildiği gibi her yük artımından sonra oluşan fazla boşluk suyu basıncının sönmülmesi için zemin cinsine bağlı olarak yaklaşık 24 saat beklenilmektedir. Bunun sonucu olarak konsolidasyon deneyi yaklaşık bir haftada tamamlanmaktadır. Önemli projelerde, sondajlardan elde edilen numunelerin konsolidasyon karakteristiklerinin kısa sürede belirlenmesi gerekebilir. Bu sorun, bilimadamlarını yeni tip konsolidasyon aletleri geliştirmeye itmiştir.

Hamilton ve Crawford (1959), ön konsolidasyon basıncı üzerine yazdıkları bir makalede ilk kez sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deneyinden söz etmişlerdir. Bu tip bir deneyin hem ön konsolidasyon basıncı hemde $e - \sigma'$ ilişkisini saptamada hızlı bir yöntem olabileceğini düşünmüşlerdir. Bunun üzerine yapılan SHK deneyleri klasik deneyle kıyaslandığında daha az sıkışabilirlik göstermiş fakat eğrilerin genel şeklinin benzer olduğu görülmüştür. SHK deneyinin ilk uygulaması olması bakımından Hamilton ve Crawford, deney esnasında fazla boşluk suyu oluştuğunu görmelerine rağmen ölçmemişlerdi. [3]

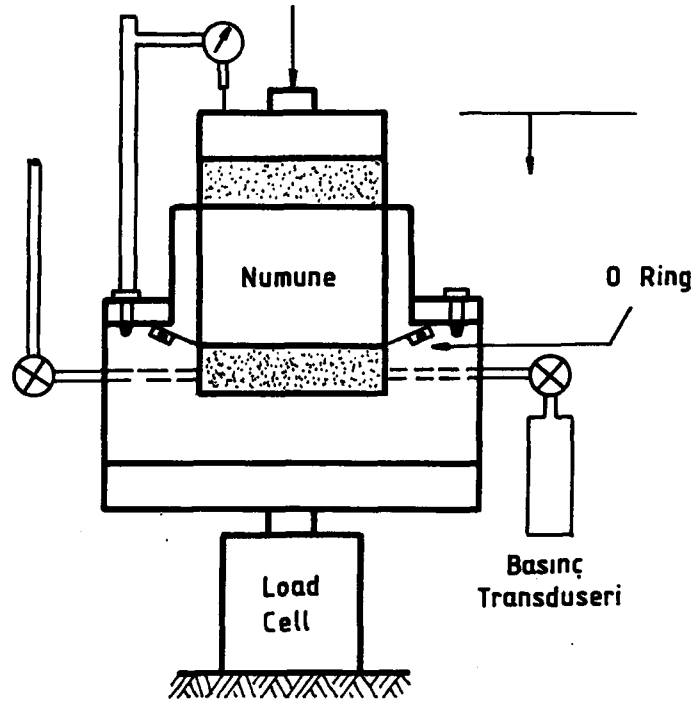
Crawford (1964), SHK deneyinin hızlı bir deney yöntemi olarak doğruluğunu göstermek yerine oturma analizinde uzun süre önem verilmemiş olan deformasyon hızının etkisini incelemiştir. Crawford, laboratuvarında kullanılan ince kalınlıktaki numunenin sonucu olarak laboratuvar konsolidasyon hızlarının arazide meydana gelen hızlardan bir kaç milyon kez daha büyük olduğuna dikkat çekmiş, SHK deneylerinden elde edilen verilerin farklı yük süreleri kullanılarak yapılan klasik deney verilerine oldukça benzer sonuçlar verdiğini gözlemiştir. Bu kez, ilk yaptığı deneylerin aksine tabanda oluşan boşluk suyu basıncını ölçmüştür. Oluşan maksimum fazla boşluk suyu basıncı, uygulanan yükün yaklaşık olarak 5 % 'i idi. Crawford, SHK deneyinde konsolidasyonun hidrodinamik bir etkiden çok plastik bir etkiden dolayı olduğu sonucuna varmış ve bu nedenle oluşan sıkışmayı da sekonder sıkışma olarak nitelendirmiştir. [4]

Schmertmann (1965) tarafından bu makale hakkında yayınlanan bir yorumda, laboratuvardaki sıkışma hızlarının arazidekilerden daha fazla olduğu kabul edilmesine rağmen ön konsolidasyon basıncı ve boşluk oranı - efektif gerilme ilişkisi saptanabilirken konsolidasyon katsayısı C_v ile permeabilite katsayısı k 'nın belirlenememesinin bir dezavantaj olduğu belirtilmiştir. [5]

1965 yılında Crawford, deformasyon hızlarının % 0.133 /dak ile % 0.0027 /dak arasında değiştiği ve numunenin altında ölçülen maksimum fazla boşluk suyu basıncının uygulanan basıncın % 15 'ine eşit olduğu yeni bir araştırma daha yapmıştır. Boşluk suyu basınçları deney boyunca numunenin tabanında ölçülmüş ve numuneye uygulanan ortalama efektif gerilme, toplam düşey gerilmeden tabandaki fazla boşluk suyu basıncının 1/2 'sini çıkararak hesaplanmıştır. Bu arada kıyas amacıyla klasik konsolidasyon deneyleri de yapılmıştır. Crawford, bu deneylerden zemin yapısının sıkışmaya karşı zamana bağlı önemli bir dirence sahip olduğu sonucuna varmış ve deney verileri daha yüksek deformasyon hızlarında daha düşük sıkışabilirlik başka bir deyişle daha büyük plastik direnç göstermiştir. [6]

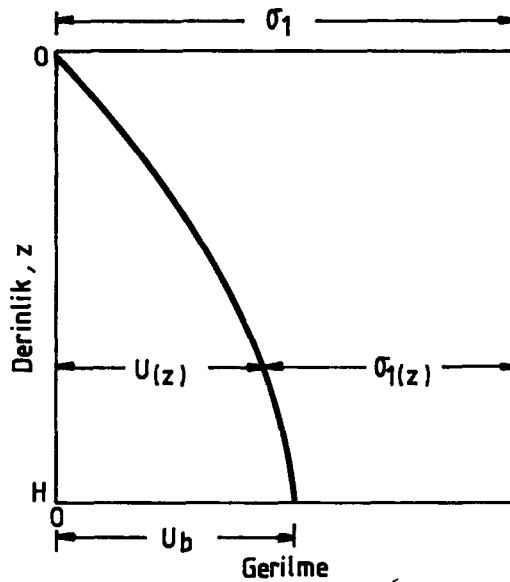
1965 yılında Wahls ve DeGodoy 'un Kuzey Carolina - Durham bölgesinden elde ettikleri yoğrulmuş numunelerde yaptıkları inceleme Crawford 'un yaptığı çalışma ile genel bir uyum göstermiştir. Bu seri deneylerde deformasyon hızları % 23 ile % 0.053/dak arasında değiştirilmiş ve yine Crawford 'un yaptığı gibi tabanda boşluk suyu basınçları ölçülmüştür. Maksimum fazla boşluk suyu basıncının uygulanan basıncın % 15 'i olduğu Crawford 'un ikinci çalışmasına kıyasla Wahls ve DeGodoy bu değer en yavaş deneyler için % 25, en hızlı deneyler için % 75 olduğunu belirtmişlerdir. Burada, yine Crawford 'un çalışmasında olduğu gibi azalan deformasyon hızları ile sıkışabilirlikte bir artma söz konusuydu. SHK deney sonuçları, klasik konsolidasyon deneyi sonuçları ile kıyaslandığında, Wahls ve DeGodoy, bütün SHK deneylerinde kullanılan deformasyon hızları için klasik deneylerden daha fazla sıkışabilirlik meydana geldiğini gözlemişlerdir. Bu ise Crawford 'un yaptığı çalışma ile bir tezat oluşturmaktadır. [7]

Smith ve Wahls (1969), sabit deformasyon hızında tek boyutlu konsolidasyon koşulları için $\sigma' - e$ ve $C_v - e$ ilişkilerini değerlendirmeyi sağlayan, matematik modelinin formülasyonu Terzaghi teorisine benzeyen basit bir teori ve deney aleti geliştirmişlerdir (Şekil 2.2). Bu teoriyi New York bölgesinden elde edilen örselenmemiş Massena kili, yoğrulmuş kalsiyum montmorillonit ve kaolin killeri üzerinde SHK deneylerini analiz etmek için kullanmışlardır. [8]



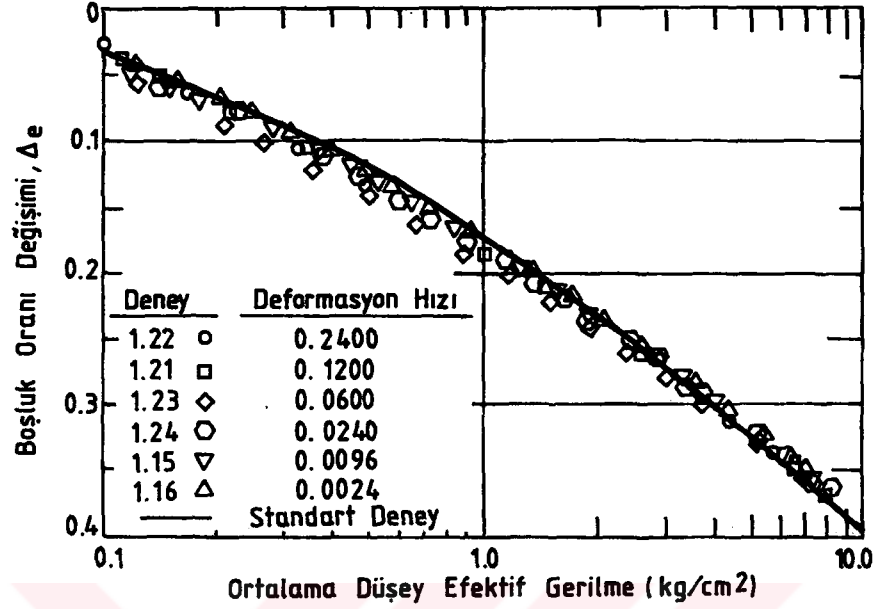
Şekil 2.2 Smith ve Wahls Tarafından Geliştirilen SHK Deney Aleti

Bu teoriye göre, SHK deneylerinde Şekil 2.3 'den de görüldüğü gibi sınır şartları numune üzerinde boşluk suyu basıncı sıfır, numune altında kapalı bir devre oluşturan boşluk suyu basıncı ölçülür. Smith ve Wahls 'un deformasyon oranının sabit olduğu yükleme koşulları altında çözdüğü konsolidasyon denklemi bölüm 4 'de ele alındığından burada ayrıntıya inilmemektedir.

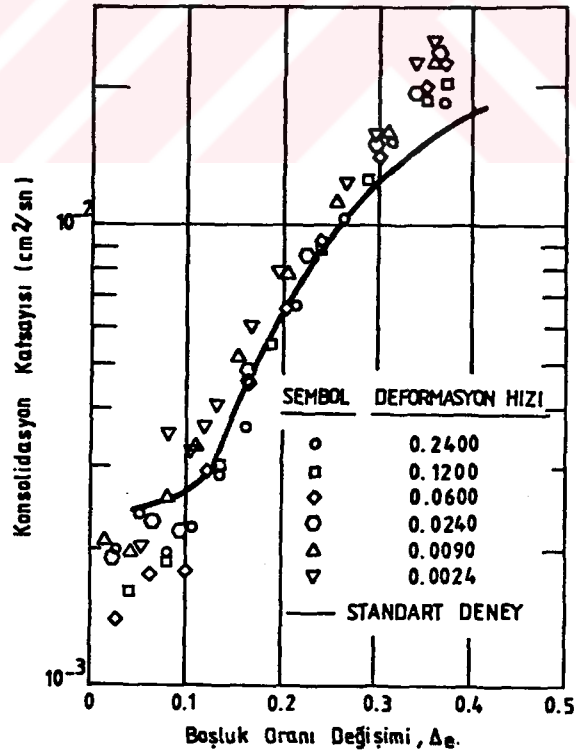


Şekil 2.3 SHK Deneyi Esnasında Herhangi Bir Anda Gerilme Durumu

Şekil 2.4 ve 2.5 de ise Smith ve Wahls 'un kaolin üzerinde yaptıkları deneyler sonucu elde ettikleri boşluk oranı farkı - ortalama efektif gerilme ve konsolidasyon katsayısı - boşluk oranı farkı değişimi görülmektedir.



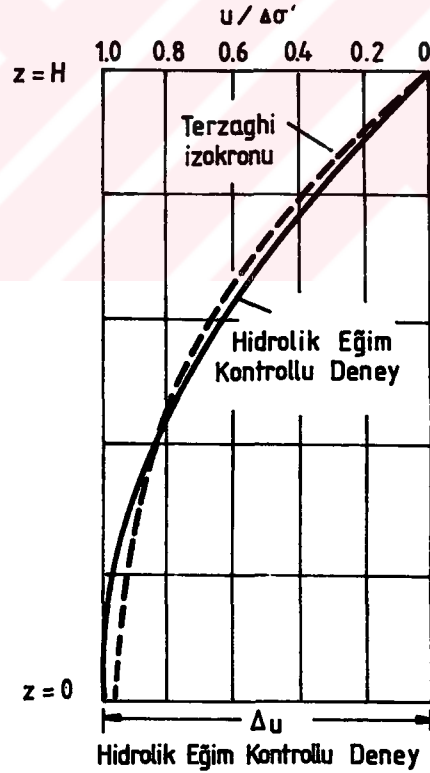
Şekil 2.4 Smith ve Wahls 'un kaolin üzerinde yaptıkları SHK deneylerinde boşluk oranı farkı - ortalama efektif gerilme ilişkisi



Şekil 2.5 Smith ve Wahls 'un kaolin üzerinde yaptıkları SHK deneylerinde boşluk oranı farkı - konsolidasyon katsayısı değişimi

Lowe, Jonas ve Okrician (1969), ilk olarak hidrolik eğim kontrollü deney (CGT) yapmaya imkan veren konsolidasyon aleti ve deney yöntemini geliştirmişlerdir. Burada, numune boyunca mümkün olduğu kadar üniform gerilme koşullarını sağlamak, deney boyunca üniform bir sıkışma oranına sahip olmak ve arazideki gerçek sıkışma hızlarını tahmin edebilmek için farklı yavaş sıkışma hızlarında deney yapabilmek amaçlanmaktaydı. Deney, her zaman kullanılan genel büyüklükte ödometre numunesinde yapılmaktadır. Konsolidometredeki ana farklılıklar ise; ringin alt tabakaya contalanması, sadece yukarıya doğru akışa izin vererek tabanda boşluk suyu basıncı transducer vasıtasıyla ölçülmesi ve numunenin ters basınç uygulamaya imkan veren bir hücre içerisinde olmasıdır. [9]

Numune yüklendiğinde yük uygulama hızı, tabanda boşluk suyu basıncı oluşacak şekilde yönlendirilir. Bu işlem, deney boyunca numune tabanında fazla boşluk suyu basıncını sabit tutmak için yapılmalıdır. Yükleme başlangıcında parabolik boşluk suyu basıncı izokronları gelişinceye dek geçici bir durum söz konusudur. (Şekil 2.6)



Şekil 2.6 CGT Deneyinde Oluşan Parabolik İzokronlar ile Terzaghi İzokronlarının Karşılaştırılması

CGT deneyinden elde edilen veriler Terzaghi Konsolidasyon Teorisi 'ndeki gibi aynı koşullar kullanılarak azaltılabilir. Konsolidasyon katsayısı,

$$C_v = \frac{\Delta\sigma}{\Delta t} \frac{H^2}{2\Delta u} \quad (2.1)$$

eşitliği kullanılarak hesaplanabilir. Burada

$\Delta\sigma$ = uygulanan gerilme farkı,

Δt = zaman farkı,

Δu = boşluk suyu basıncı farkı,

H = numune yüksekliğidir.

Lowe ve grubu, deneylerini Portland, Maine bölgesinden elde edilen bir deniz kili üzerinde yapmışlardır. Ayrıca kıyas amacıyla klasik ödometre deneyleri yapılmıştır. Bulunan sonuçlar, $\varepsilon - \log \sigma'$ eğrileri şeklinde Şekil 2.7 'de sunulmuştur. Yapılan kıyas sonuçları aşağıda maddeler halinde verilmiştir.

1- CGT deneyi, ε (yada e)- $\log \sigma'$ ve $C_v - \log \sigma'$ 'de çok sayıda aynı aralıklı noktanın saptanmasına izin verir. Bu, tasarım ve araştırmalarda detaylı bilgi sağlar.

C_v klasik deneyde olduğu gibi $\sqrt{t}$ yada $\log t$ ile değil basit bir formül kullanarak bulunabilir.

2- CGT deneyi, düşük deformasyon hızlarında yapılabilir. Bu hızlar arazide meydana gelen deformasyon hızlarından daha büyük olmasına rağmen klasik konsolidasyon deneyindeki hızlara oranla arazi hızlarına çok daha yakındır.

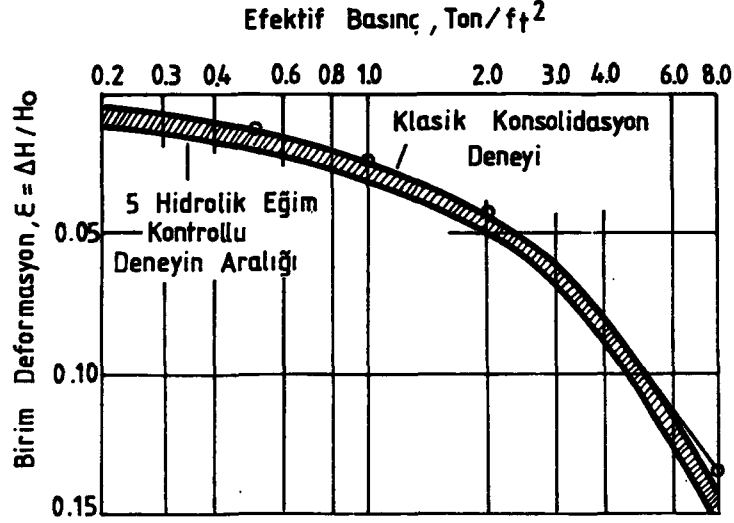
3- Deformasyon hızları, tüm numune boyunca aşağı yukarı üniform olduğu ve sadece deneyin başında ve sonunda değiştiği için CGT deneyi, konsolidasyon teorisi ve oturma analizinde oldukça kullanışlıdır.

4- CGT için deney prosedürü, hem primer hem de sekonder oturma bilgisi elde etmek için düzenlenebilir.

5- CGT deneyinin sonunda numunenin tabanındaki fazla boşluk suyu basıncının sönümlenme hızı, Terzaghi Konsolidasyon Teorisinden hesaplanan hızları yakından izlemektedir.

6- Deney sonunda elde edilen eğrilerden bulunan ön konsolidasyon basıncı Casagrande ve Burmister yöntemlerinden bulunan ön konsolidasyon basıncına yakın değerler verir.

7- CGT deneyinden elde edilen $\varepsilon - \log \sigma'$ eğrisi klasik deneydeki eğriye yakındır.



Şekil 2.7 Hidrolik Eğim Kontrollü Deneyler Sonucu Deformasyon - Efektif Gerilme Değişimi ve Klasik Deneylerle Karşılaştırılması

Wissa, Christian, Davis ve Heiberg, 1971 yılında MIT 'de çok amaçlı bir konsolidasyon aleti geliştirmişler ve sabit deformasyon hızlı konsolidasyon için Smith ve Wahls 'un analiz yönteminden farklı bir yöntem önermişlerdir. Matematik kökeni biraz farklı kabullere dayanan yöntemin çözümü deneyin hem başlangıçtaki geçici durumu hem de geri kalan kararlı kısmı içermektedir. Şekil 2.8 'de görülen konsolidasyon aleti ile numune,

- Ya hücre basıncını arttırarak yada hücre pistonunu bir askı yardımı ile dışarıdan yükleyerek kademeli olarak yüklenebilir.
- Sabit oranda hücre basıncını arttırarak sabit bir gerilme oranında yüklenebilir.
- Sabit deformasyon hızında yüklenebilir.

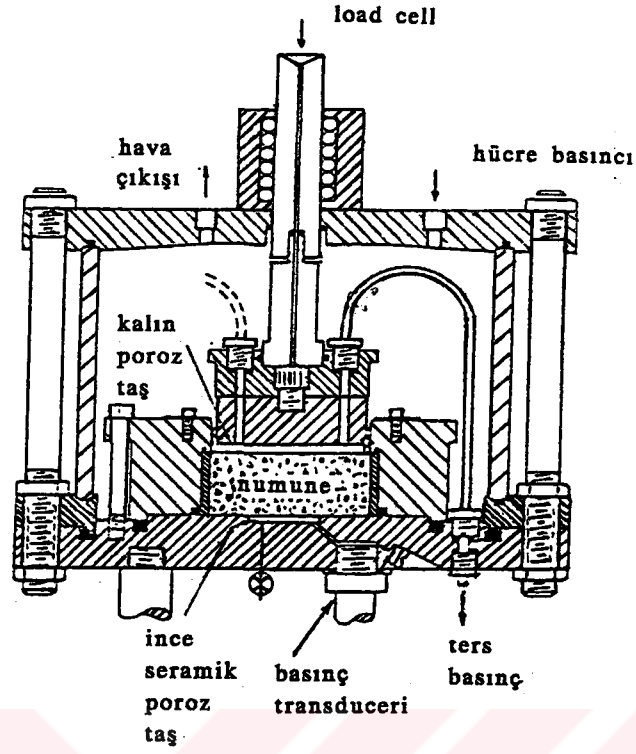
Wissa ve grubu 3 adet SHK ve 1 adet klasik konsolidasyon deneyini suni olarak çöktürülmüş Boston mavi kilinde yapmışlardır. Başlangıç su muhtevaları %36.9 ile %37.6 aralığında değişen deney numuneleri 2.5" çapında ve yaklaşık 0.75" yüksekliğindeki blok numuneden elde edilmiştir. Numunelere Tablo 2.1 'de görülen yükleme programları uygulamışlardır. [10]

Tablo 2.1 Yükleme programları

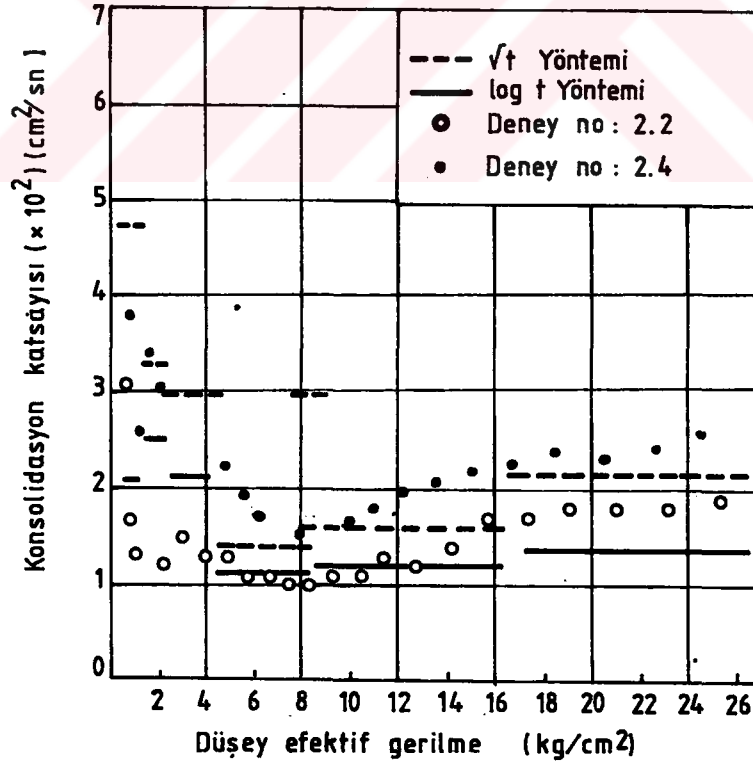
Deney No	Deney Tipi	Def. hızı (sn ⁻¹)	Yükleme programı
2.1	Klasik	Her adım için 24 saat	Bir artımda 0.5 kg/cm ² 'ye boşaltma Birim yük artım oranı kullanarak Yeniden Yükleme
2.2	SHK	1.6*10 ⁻⁶	0.5 kg/cm ² 'ye boşalttıktan sonra 26 kg/cm ² 'ye yeniden yüklemekten önce 24 saat bekleme.
2.3	SHK	8*10 ⁻⁶	Boşaltmasız. 5 kg/cm ² 'de yükleme durdurulup 26 kg/cm ² 'ye yüklemekten önce 24 saat bekleme
2.4	SHK	8*10 ⁻⁶	Deformasyon hızı hariç 2.2 deneyi ile aynı.

Şekil 2.9 da SHK ve klasik deneyden elde edilen konsolidasyon katsayısı - efektif gerilme ve Şekil 2.10 da ise boşluk oranı - efektif gerilme eğrilerinin kıyası görülmektedir. 2.2 ve 2.4 nolu deneyler için uygulanan 26 kg/cm² lik en yüksek toplam düşey gerilme altında tabanda sırasıyla 0.3 kg/cm² ve 1.3 kg/cm² lik maksimum fazla boşluk suyu basınçları oluşmuştur. Bu grup SHK deneylerinde hidrolik eğimler, bundan dolayı klasik deneyde meydana gelen eğimlere kıyasla relatif olarak küçük bulunmuş ancak SHK deneylerinde ölçülen fazla boşluk suyu basınçlarının C_v değerlerinin bu deformasyon hızlarında hesaplanmasına yetecek büyüklükte olduğu gözlenmiştir. Şekil 2.9 'da 1 adet klasik ve 2 adet SHK deneyinden elde edilen konsolidasyon katsayılarının kıyası görülmektedir. Klasik deneylerde C_v değerleri hem logaritma zaman hem karekök zaman yöntemleri ile belirlenirken, SHK deneylerinde hem lineer teori hem de non lineer teori kullanılarak belirlenebilmektedir. Lineer teori ile bulunan C_v değerleri klasik deneyle büyük bir uyum içinde bulunmuş ve SHK deney sonuçları herhangi bir verilen düşey efektif gerilmede C_v değerlerinin deformasyon hızının azalmasıyla arttığını göstermiştir.

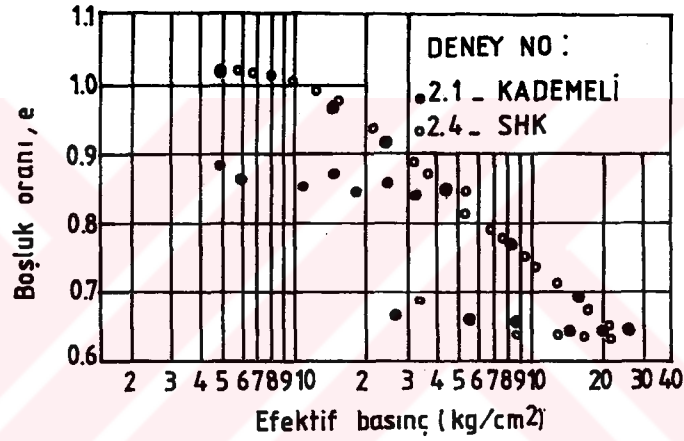
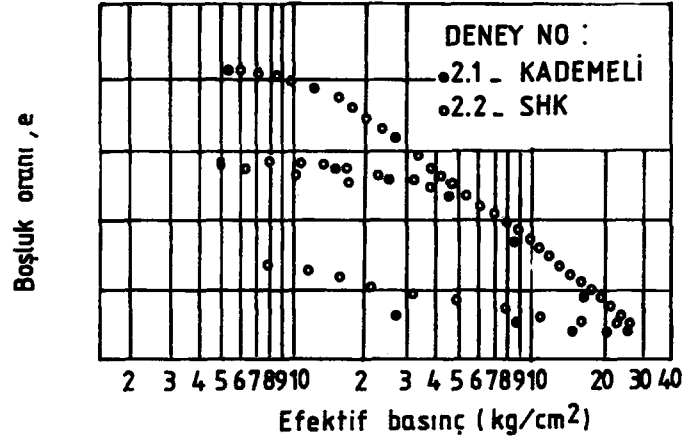
Byrne ve Aoki (1969), deformasyon kontrollu deneylerde tek boyutta oturma hızını tahmin etmek için Terzaghi kabullerinden kaçınarak yeni bir yöntem geliştirmişlerdir. Deneylerde örselenmemiş Haney Kili kullanılmıştır. Byrne ve Aoki, arazi gözlemleri sonucunda, nihai oturmalar makul doğrulukla tahmin edilmesine rağmen oturma hızlarının çok hatalı bulunduğundan hareket etmişler ve oturma hızı tahmininde hata sebebi olarak; deney yapılan numunenin temsili olmayabileceği, drenajın kabul edildiği gibi tek boyutta olmayabileceği ve Terzaghi konsolidasyon teorisi kabullerinin geçerli



Şekil 2.8 MIT 'de Geliştirilen Çok Amaçlı Konsolidasyon Aleti



Şekil 2.9 Wissa ve Grubunun Yaptığı SHK Deneylerinden Bulunan Konsolidasyon Katsayısı - Efektif Gerilme İlişkisi



Şekil 2.10 Wissa ve Grubunun Yaptığı SHK Deneylerinden Bulunan Boşluk Oranı - Etketif Gerilme İlişkisi

olmayabileceği üzerinde durmuşlardır. Özellikle Terzaghi kabullerinin yeterli olmadığı (özellikle yüksek oranda organik malzemeler için) kanısındaydılar ve buradan hareketle arazide oturma hızının temsili numunelerde yapılan deformasyon kontrollü deneylerle tahmin edilebildiği bir yöntem önermişlerdir. [11]

Bu yöntemde herhangi bir zamanda fazla boşluk suyu basıncı için aşağıdaki ifadeyi elde etmişlerdir.

$$u(z) = -\frac{1}{2} \frac{\gamma_w}{k} \frac{\Delta V}{V} (H^2 - z^2) \quad (2.2)$$

$z = 0$ olduğu durumda tabandaki fazla boşluk suyu basıncı,

$$u(b) = -\frac{1}{2} \frac{\gamma_w}{k} \frac{\Delta V}{V} H^2 \quad (2.3)$$

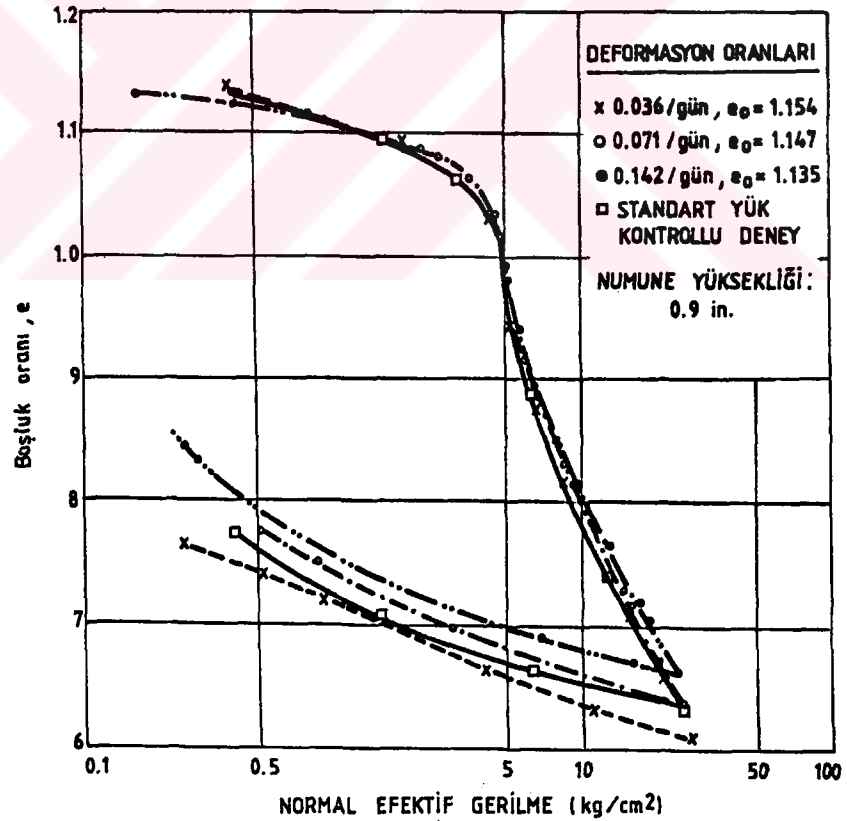
ile ifade edilir. Burada $\frac{\Delta V}{V}$ hacimsel deformasyon oranıdır. Numune tabanında fazla boşluk suyu basıncı ölçülürse 2.3 eşitliği permeabilite katsayısının hesaplanmasına izin verir.

$$k = -\frac{1}{2} \frac{\gamma_w}{u_b} \frac{\Delta V}{V} H^2 \quad (2.4)$$

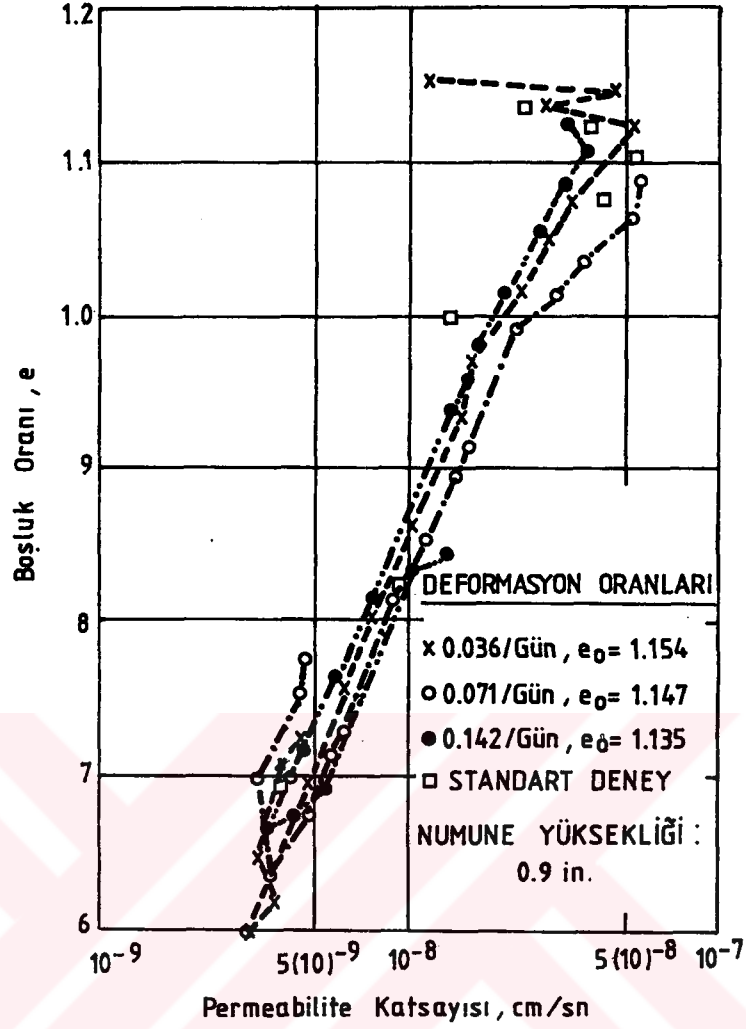
Terzaghi kabulleri yapıldığı takdirde ise C_v ,

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (2.5)$$

eşitliği ile hesaplanabilir. Yine araştırmacılar karşılaştırma amacıyla klasik konsolidasyon deneyleri yapmışlardır. Yapılan deneysel çalışma sonunda elde edilen $e - \sigma'$ ilişkisi Şekil 2.11 'de, $e - k$ değişiminde Şekil 2.12 'de görülmektedir.



Şekil 2.11 Byrne ve Aoki Tarafından Yapılan SHK Deneylerinden Bulunan Boşluk Oranı - Efektif Gerilme İlişkisi



Şekil 2.12 Byrne ve Aoki Tarafından Yapılan SHK Deneylerinden Bulunan Boşluk Oranı - Permeabilite Katsayısı Değişimi

Aboshi, Yoshikumi ve Maruyama 1970 yılında sabit yükleme hızlı konsolidasyon deneyi (CRL) adı verilen yeni tip bir deney tekniği ve analizi sunmuşlardır. Bu teoride permeabilite ve konsolidasyon katsayıları sabit kabul ederek bu durum için,

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) + \left(\frac{d\sigma}{dt} \right) \quad (2.6)$$

eşitliğini elde etmişlerdir. Sabit yükleme hızı için $\frac{d\sigma}{dt}$ bir sabittir ve başlangıç sınır koşulları,

$$u=0; x=0$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 0; x=H$$

$$u=0; t=0$$

dır. Aboshi ve grubu, boşluk suyu basınçlarının ölçülebilmeleri için yeterli büyüklükte olmaları gerektiğini fakat bu büyüklüğün numunedeki efektif gerilmenin üniformluğunu bozmaması gerektiğini ifade etmişlerdir. [12]

Janbu ve Tokheim (1976), numunenin sürekli olarak yüklendiği konsolidasyon deneylerini yorumlamak için bir teori geliştirmişlerdir. Teori, klasik konsolidasyon teorisinde yapılan kabullere benzer kabullere dayanmaktadır. Sürekli konsolidasyon deneyi, sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deneyinden farklıdır; deformasyon hızı deney boyunca artabilir. Bu yüzden deneye boşluk suyu basıncı ve toplam basınç arasındaki istenmeyen yüksek orandan kaçınmak için düşük deformasyon hızında başlanabilir, deney süresi böylece minimuma indirilmiş olur. Bu teori, tüm deney boyunca kabul edilebilir boşluk suyu basıncı oranı elde etmek için deformasyon oranının ayarlanmasına izin verir. Smith ve Wahls (1969), u_b / p oranının 0.5 'i aşmamasını tavsiye etmelerine rağmen, Janbu ve Tokheim 'ın yaptığı deneyler bu oranın 0.8 değerine kadar, sıkışma modülü ve konsolidasyon katsayısı için makul değerler verdiğini göstermiş fakat deneylerinde 0.35 değerini kullanmışlardır. Ayrıca düşük deformasyon oranlarında düşük ön konsolidasyon basıncı elde edileceğini belirtmişlerdir. Deneylerde örselenmemiş Risvollar Kili ve Dora I Kilini kullanmışlar ve kıyas amacıyla da klasik deneyler yapmışlardır. [13]

1981 yılında Janbu, Tokheim ve Senneset aşırı konsolide Risvollar ve normal konsolide Eberg killeri üzerinde sürekli yükleme deneyleri yapmışlardır. Deneylerde son derece otomatikleştirilmiş ve çizimlerin bilgisayar vasıtasıyla alındığı yeni bir alet kullanmışlardır. Taban boşluk suyu basıncının toplam gerilmeye oranı olan λ 'nın sabit tutulduğu deneylerde $\lambda = 0.2-0.3-0.4$ ve 0.5 değerlerinde deneyler yapılmış ve ϵ , M ve C_v 'nin uygulanan λ 'daki değişime rağmen küçük bir dağılım gösterdiğini gözlemiştir. Kıyas amacıyla geniş aralıkta değişen (% 0.6-% 6) deformasyon hızlarında SHK deneyleride yapmışlardır. Bu deneylerden elde edilen deformasyon parametreleri arasındaki farkların çok az olduğunu gözlemiş ve çok düşük deformasyon hızlarının sadece zaman kaybı olduğunu belirtmişlerdir. Ayrıca $\lambda \leq 0.35$ değerinde hem sürekli yükleme konsolidasyon deneyi hem de SHK deneyi için ön konsolidasyon basıncı aynı bulunmuştur. [14]

Umehera ve Zen (1980), sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deney verilerini değerlendirmek için yeni bir yöntem geliştirmişlerdir. Analiz, 1963 yılında Mikasa tarafından geliştirilen sonlu deformasyon konsolidasyon teorisine dayanmaktadır.

Mikasa Teorisi 'nde başlangıç boşluk oranı üniform kabul edildiği için bu teori, sadece kabulün gerçekleşmesi durumunda uygulanabilmektedir. Ayrıca analiz, deney boyunca konsolidasyon katsayısı ve sıkışma indisinin sabit kabul edilmesi gibi iki sınırlayıcı kabule sahiptir. [15]

Armour ve Drnevich (1986), SHK deneyleri için deformasyon hızının seçimine ve deneyin başlangıç aşamalarında konsolidasyon katsayısı için daha makul değerler elde etmeyi amaçlayan rasyonel bir yaklaşım geliştirmişlerdir. Wissa 'nın teorik çalışmasından hareketle permeabilite, likidite indisi ve arzulanan maksimum boşluk suyu basıncı oranının bir fonksiyonu olan deformasyon - hız eşitliğini türetmişlerdir. Yöntemdeki değişiklik, ters basınç uygulamaya imkan sağlayan bir konsolidasyon aletinde permeabilite deneyi yapabilmeyi içerir. Deformasyon hızı için önerilen eşitlik,

$$r = \frac{-c \cdot P_a \cdot k_i}{\gamma_w \cdot H_i^2} \log(1 - ppr_{maks}) \quad (2.7)$$

ile verilir. Burada,

r = deformasyon hızı

c = zemin endeks özelliğine bağlı bir katsayı

P_a = atmosfer basıncı

k_i = deney başındaki permeabilite katsayısı

H_i = başlangıç numune yüksekliği

ppr_{maks} = arzulanan maksimum boşluk basıncı oranıdır.

Konsolidometrede numune üzerinde permeabilite deneyi yapabilmeye deney başında daha güvenli boşluk suyu basıncı ölçümlerinin mümkün hale geldiğini ve bu nedenle ilk aşamalar için C_v değerlerinin daha doğru bulunabileceğini belirtmişlerdir. [16]

Ülkemizde bu konu ile ilgili yapılan çalışmalara gelince, SHK aletinin İ.T.Ü Zemin Mekaniği Laboratuvarında ilk olarak kullanan Özdemir (1979), Uşak kaolini, söğüt ve Beykoz killeri üzerinde çalışmışlardır. [17]

Kaptanoğlu (1984), Soma Termik Santrali inşaat sahasından elde edilen ve belirli su muhtevalarında yoğrularak hazırlanan numuneleri ringlere sıvayarak yerleştirmişler ve bu numuneler üzerinde bir seri klasik ödometre ve SHK deneyleri yapmışlardır. Klasik ödometre deneyleri kıyas amacı ile yapılırken, SHK deneylerinde numuneleri 0.0006 / dak ile 0.004 / dak arasında değişen birim deformasyon hızlarında yüklemişlerdir. [18]

Tuncan (1984), SHK deney aletini kullanarak dinamik yükler altında killerin davranışını incelemişlerdir. İncelemelerinde, 0.5 - 1 - 2 kg/cm² lik devamlı yükler altında dinamik yükler, % 20, % 40, % 60 oranlarında uygulanmış ve 3 - 4 - 5 çevrimli deneyler yapılmıştır. Buna göre maksimum boşluk oranı farkı artan tekrarlı yük şiddeti ile arttığını, tekrarlı yük uygulanmasından sonra nihai boşluk oranının statik deneyden elde edilen orandan daha az olduğunu belirtmişlerdir. [19]

2.3 SONUÇ

Yapılar dolayısı ile zemin tabakalarında meydana gelecek oturmaların hesabında kullanılan hacimsel sıkışma katsayısı ve oturma süresi için gerekli konsolidasyon katsayısının bulunabilmesi amacı ile genellikle alışlagelmiş biçimde ödometre deneyi yapılmaktadır. Terzaghi, 1925 yılında yayınlanan " Erdbau Mechanik " isimli kitabında oturmaların hesabı için yeni bir yöntem önererek konsolidasyon teorisini sunmuştur. Terzaghi, teorisinde oturma parametrelerini ayrıntılı olarak incelemiş, oturma miktarını; basınç artışı, sıkışabilir tabaka kalınlığı ve parametrelere bağlı olarak fonksiyonel bir şekilde vermiş, oturmanın zamanla değişimini incelemiştir.

Laboratuvar şartlarında zemin numunesi üzerinde yapılan deneyin mümkün olduğu kadar arazideki durumu yansıtmayı istenir. Bilindiği gibi klasik konsolidasyon deneyinde kademeli yükleme yapılmakta ve deney süresi yaklaşık iki haftayı içermektedir. Bu nedenler bilimadamlarını yeni tip konsolidasyon aletleri ve analizleri geliştirmeye yöneltmiştir. Özellikle 1969 - 1971 yılları arasında ister deformasyon kontrollu ister gerilme kontrollu olsun sürekli yükleme deney yöntemlerinde büyük aşama kaydedilmiştir. Bu sürekli yükleme deney yöntemleri; sabit deformasyon hızlı konsolidasyon (Smith ve Wahls - 1969, Wissa ve Heiberg - 1971), hidrolik eğim kontrollu konsolidasyon (Lowe, Jonas ve Okrician - 1969) ve sabit yükleme hızlı konsolidasyon (Aboshi, Yoshikumi ve Maruyama - 1970) deneylerini içermektedir.

Klasik konsolidasyon deneyi; uzun deney süresi, oturma eğrisinin tam olarak elde edilememesi, her yük artımı esnasında üniform olmayan gerilme dağılımı, yüksek ve değişebilir deformasyon hızları, veri yorumlamada güçlükler, suya doygunluk için ters basınç uygulanamayışı gibi dezavantajlara sahiptir. Yukarıda sözü edilen sürekli yükleme deney aletleri bu eksiklikleri gidermek amacıyla geliştirilmiş ve klasik deney aletinden üstünlükleri aşağıda sunulmuştur.

- Konsolidasyon hızı ve oturma eğrilerinin sürekli ve çok daha iyi eldesi,
- Ters basınçla suya doyurma,

- Klasik deneye oranla çok daha hızlı deney yapabilme,
- Sürekli yükleme aletlerinin deney boyunca uygulanan deformasyon hızı ve gerilme dağılımını önemli bir şekilde geliştirmeleri,
- Verilerin data acquisition sistemi yardımı ile kolayca toplanabilmesi.

Bu arada sabit deformasyon hızlı konsolidasyon aleti, mekanik olarak daha basit olması ve daha kolay çalışabilmesi bakımından hidrolik eğim kontrollü konsolidasyon deney aletine tercih edilmektedir. SHK da numune sabit deformasyon hızında yüklenirken hidrolik eğim kontrollü deneylerde tabandaki boşluk suyu basıncının uygulanan toplam gerilmeye oranı sabit tutulmakta, sabit yükleme hızlı konsolidasyon deneyinde ise numune gerilme kontrollü olarak yüklenmektedir.



BÖLÜM 3

KONSOLIDASYON TEORİSİ

Pratikte karşılaşılan önemli mühendislik problemlerinden biriside zeminlerin uygulanan yükler altında gösterdiği oturma davranışdır. Zemin içinde suyun hareket edebilme özelliklerinin değişik zeminlerde birbirinden çok farklı olduğu bilinmektedir. Kumlu zeminlerde oturma yük uygulandığı anda meydana gelirken ortaya çıkan oturma ani oturma olarak adlandırılır ve esas olarak elastik olduğu varsayılır.

Killi zeminlerin oturması giderek azalan bir hızla uzun sürede tamamlanır. Konsolidasyona neden olan ilave yükün uygulanması anında konsolidasyon basıncının hemen hemen tamamı boşluk suyu tarafından karşılanır. Bu yüzden işlemin başında konsolidasyon basıncına eşit olan fazla boşluk suyu basıncı zamanla azalır ve efektif gerilme artmaya başlar. Fazla boşluk suyu basıncının tamamen sönümlenmesinden sonra tüm konsolidasyon basıncı daneden daneye iletilen efektif gerilme halini alır. Sabit yük altında kohezyonlu zeminlerin bu uzun süreli sıkışmasına konsolidasyon oturması denir. Görüldüğü gibi zeminlerin sıkışmasının hesaplanmasında gerilme - şekil değiştirme - zaman ilişkilerinin incelenmesi gerekli olmaktadır. Bu ilişkiler deneysel olarak laboratuvarıda ödometre aleti kullanılarak, kuramsal olarak ise konsolidasyon teorisi ile incelenmektedir.

3.1. Gerekli Varsayımlar ve Konsolidasyonun Diferansiyel Denklemleri

Zeminlerde su akımının zemin yapısındaki gerilmelerden bağımsız olduğu kabulü ile bir zemin elemanına giren ve çıkan su ile ilgili süreklilik denklemi ;

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (3.1)$$

şeklinde dir. Konsolidasyon ilerledikçe yükün danelere binmesi sonucu zeminin boşluk hacmi ve su muhtevası azalır. Bu durumda 3.1 eşitliği ile çözüme ulaşmak zor olduğundan teorik çözüm için aşağıdaki varsayımlar kabul edilir ;

Ana varsayımlar:

- 1- Zemin tamamen suya doygunudur.
- 2- Zemin daneleri ve su sıkışmaz.
- 3- Darcy Kanunu geçerlidir.
- 4- Permeabilite her yük kademesinde sabittir.
- 5- Zamana bağımlılık permeabiliteye bağlıdır.

Yardımcı varsayımlar;

- 1- Yanal boy değişimi olmaz.
- 2- Toplam ve efektif gerilmeler herhangi bir düzlemde her noktada aynıdır.
- 3- Efektif gerilmedeki bir artış (Δp) boşluk oranında (Δe) bir azalmaya yol açar ve değişme oranında ($a_v = -\Delta e/\Delta p$) bu gerilme aralığında sabittir.

Yukarıdaki kabuller kullanılarak oturma-zaman ilişkisi aşağıdaki gibi elde edilir ;

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\Delta V}{V} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.2)$$

γ_w = suyun birim hacim ağırlığı

k = permeabilite katsayısı

u = fazla boşluk suyu basıncı

z = uzay değişkeni

e = boşluk oranı

t = zaman

$\frac{\Delta V}{V}$ = hacimsel deformasyon oranı

Bu kabuller, arazide meydana gelen olası çok düşük eğimlerde Darcy Kanunu'nun geçerliliği kabulü hariç son derece makuldur.

Terzaghi'nin katkısı esasen boşluk oranı-efektif gerilme ilişkisinde yatar. Terzaghi, $e - \sigma'$ ilişkisinin karmaşık olduğunu belirtmesine rağmen 3.2 eşitliğinin çözümünü kolaylaştırmak amacıyla küçük bir yük artımı için aşağıda görülen basit ilişkiyi varsaymıştır.

$a_v = e - \sigma'$ eğrisinin eğimi olmak üzere,

$$\partial e = -a_v \partial \sigma' \quad (3.3)$$

Bu kabul iki önemli fikir içermektedir:

- 1- Küçük yük artımları için $e - \sigma'$ arasında lineer bir ilişki vardır.
- 2- Boşluk oranı, zamana yada deformasyon hızına bağlı olmayıp sadece efektif gerilmeye bağlıdır.

Efektif gerilme ifadesi,

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.4)$$

ve 3.3 eşitliği 3.2 'ye katılarak aşağıdaki ifade elde edilir.

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1+e} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} \right) \quad (3.5)$$

Yük kontrollü deneylerde $\frac{\partial \sigma}{\partial t} = 0$ dır. Bu nedenle,

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.6)$$

dir. Terzaghi, ayrıca herhangi bir artım için $\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = C_v$ 'nin sabit olduğunu kabul etmiştir. Bu durumda 3.6 eşitliği

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.7)$$

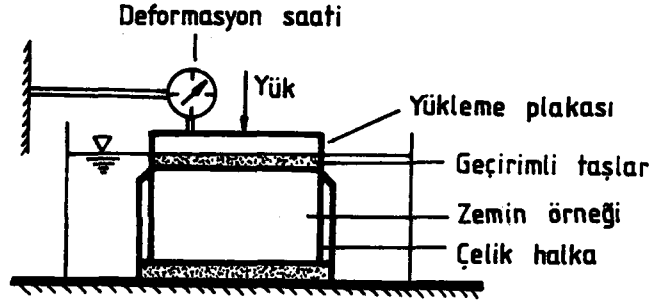
şeklini alır. 3.6 eşitliği ise çözümü iyi bilinen standart ısı eşitliğidir.

3.2. Ödometre Deneyi

Uygulanan yükler altında zemin tabakalarının sıkışmasının genellikle tek doğrultuda (yükleme doğrultusunda) meydana geldiği kabul edilmektedir. Yapılardan zemine aktarılan düşey yükler altında; yatay düzlemler boyunca oluşan sürtünme ve adhezyon kuvvetleri zeminin yatay doğrultuda şekil değiştirmesini sınırlamakta, zemin tabakaları esas olarak düşey doğrultuda sıkışmaktadır. Bu nedenle bu konu üzerindeki deneysel çalışmaların çoğu tek yönlü konsolidasyona izin veren ve ödometre olarak adlandırılan bir alette yapılmaktadır.

3.2.1. Deney Aleti ve Prensipleri

Şekil 3.1 'de görülen ödometre aletinde zemin numunesi rijit bir halka içine yerleştirilmektedir. Numunenin alt ve üst yüzeylerine konan poroz taşlardan zemin içindeki suyun düşey doğrultuda hareketle dışarı çıkması sağlanmakta, uygulanan sabit bir yük altında meydana gelen şekil değiştirmeler hassas bir okuma saati vasıtası ile zamana bağlı olarak sürekli ölçülmektedir. Zemin numunesi alanı sabit kaldığı için boy kısalması ölçümlerinden hacim değişimleri kolaylıkla hesaplanabilmektedir.



Şekil 3.1 Klasik Ödometre Deney Aleti

Deneye başlamadan önce numune ringe yerleştirilip alt ve üst yüzlerine filtre kağıdı ile poroz taşlar koyulduktan sonra hazneye yerleştirilir, deformasyon saati sıfıra ayarlanarak yükleme işlemine geçilir. Yükleme 0.25, 0.50, 1.00, 2.00, 4.00, 8.00,... kg/cm² şeklinde kademeli olarak yapılır. İstenen en büyük gerilme değerine vardıldıktan sonra numune üzerindeki yük yine kademeli olarak (ve her kademede şişme sona erinceye kadar bekleyerek) boşaltılmaktadır. İlk yüklemeden yaklaşık iki dakika sonra numuneye su verilir ve deney süresince numunenin su altında kalması sağlanır. Oturma-zaman eğrisinin hassas bir şekilde çizilebilmesi için okuma aralıkları genel olarak 15 sn., 30sn., 1', 2', 4', 8', 15', 30', 1^h, 2^h, 4^h, 8^h ve 24 saat şeklinde seçilmektedir. Konsolidasyon eğrisi 24 saat okumalarına göre çizilecekse numune yük altında bir gün bekletildikten sonra yeni yük kaademesine geçilir.

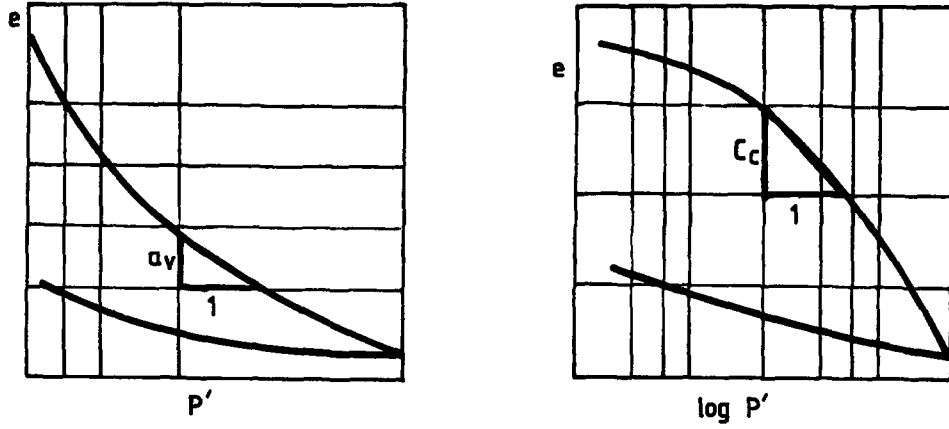
3.2.2. Oturma - Basınç Eğrileri

Ödometre deneyinin sonuçları toplu olarak oturma - basınç eğrileri şeklinde gösterilebilmektedir. (Şekil 3.2a ve 3.2b)

Zeminin sıkışması esas olarak boşluk hacminin azalması sonucu meydana geldiği ve numune alanı sabit kaldığı için boy kısalmasından kolaylıkla boşluk oranı değişimlerini hesaplamak mümkündür. Şekil 3.2a 'da görülen $e - \sigma'$ eğrisinin eğimi sıkışma katsayısı olarak adlandırılmaktadır. Sıkışma katsayısı,

$$a_v = - \frac{e - e_0}{\sigma' - \sigma_0'} \quad (3.8)$$

eşitliği ile hesaplanır.



Şekil 3.2 a ve b Ödometre Deneylerinde Boşluk Oranı - Efektif Gerilme İlişkisi

Hacimsel sıkışma katsayısı ise basıncın birim artışına karşılık gelen birim hacimdeki küçülmeyi gösterir ve sıkışma katsayısını $(1 + e_0)$ değerine bölerek elde edilir.

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (3.9)$$

Şekil 3.2b 'de ise ödometre deney sonuçlarından elde edilen $e - \log \sigma'$ eğrisi görülmektedir. $e - \log \sigma'$ eğrilerinin genel biçimi bütün zeminler için birbirine benzemektedir. Bütün deneysel eğriler önce az eğimli doğrusal bir kısımla başlamakta, belirli bir gerilme seviyesine yaklaştıkça aşağı doğru konkav bir eğri halini almakta, bu gerilme seviyesinden sonra ise eğimi çok daha fazla bir doğrusal kısım ile devam etmektedir. $e - \log \sigma'$ eğrisinin eğiminde sıkışma indisi olarak adlandırılır ve

$$C_c = \frac{e_2 - e_1}{\log \sigma_2' - \log \sigma_1'} = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma_2'}{\sigma_1'}} \quad (3.10)$$

şeklinde bulunur.

3.2.3 Konsolidasyon Katsayısının Bulunması

Kademeli konsolidasyon deneylerinde konsolidasyon katsayıları alışlagelmiş biçimde logaritma zaman ve karekök zaman yöntemleri ile belirlenmektedir. Bu çalışmada klasik

deneylerin C_v leri karekök zaman yöntemi ile belirlendiğinden bu yöntem aşağıda kısaca anlatılmıştır.

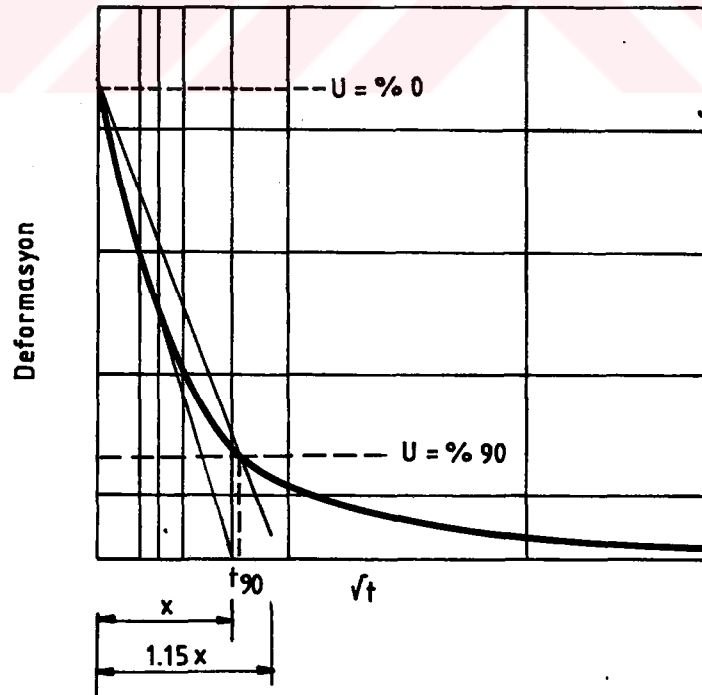
3.2.3.1 Karekök Zaman Yöntemi

Laboratuvarda her yük kademesi için elde edilen değerlerden deformasyon saat okumaları ile zaman arasındaki bağıntı, düşey eksende deformasyon okumaları ve yatay eksende de karekök zaman değerleri yer alacak şekilde çizilir. Eğrinin başlangıç kısmının doğruya yakın olduğu görülür ve bu kısım uzatılarak apsis ve ordinat eksenini ile kesiştirilirse düzeltilmiş başlangıç noktası elde edilir. Orijinden doğrunun apsisi kestiği yere kadar olan uzaklık saptanır ve 1.15 katı alınarak düzeltilmiş başlangıç noktası ile birleştirilir. Bu ikinci doğrunun laboratuvar eğrisini kestiği nokta $U = \% 90$ a karşılık gelir ve buradan t_{90} saptanır (Şekil 3.3).

$U = \% 90$ için $T_v = 0.848$ alınarak

$$C_v = \frac{0.848 * H_d^2}{t_{90}} \quad (3.11)$$

bağıntısı yardımı ile konsolidasyon katsayısı bulunabilir.



Şekil 3.3 Karekök Zaman Yöntemi ile Konsolidasyon Katsayısının Bulunması

BÖLÜM 4

SABİT HIZLI KONSOLIDASYON DENEYİ

Tek boyutlu deformasyona maruz sıkışabilir bir zeminin hem oturma miktarını hemde hızını tahmin etmek için klasik yöntem olan kademeli konsolidasyon deneylerinde boşluk suyu alt ve üstten drene edilmesine karşılık, sabit hızlı konsolidasyon deneylerinde alttan drenaja izin verilmeyerek numune altında boşluk suyu basıncının kapalı bir devre oluşturması sağlanır. SHK deneylerinde deformasyon oranı sabit olarak yükleme yapılır.

4.1 Konsolidasyon Denkleminin Çözümü

Burada Smith ve Wahls (1969) tarafından belli başlangıç kabullerine dayanarak geliştirilen ve ortalama boşluk suyu basıncı ile tabandaki boşluk suyu basıncı arasında bir ilişki türeten matematik model ele alınmıştır. Konsolidasyon denklemi boşluk suyu sınır şartlarına göre çözülmüştür. Terzaghi Konsolidasyon Teorisi 'nde birim deformasyon oranının zamanla değişimi deney gereği sabit olarak alınmıştır.

4.1.1. SHK Deneylerinde Yapılan Varsayımlar

- 1- Zemin tamamen suya doygunudur.
- 2- Su ve daneler zemin iskeleti yanında tamamen sıkışmaz kabul edilir.
- 3- Darcy Kanunu geçerlidir.
- 4- Zemin yanal boy değişimi yapamaz ve yatay bir kesitte her noktada efektif ve toplam gerilme aynıdır.
- 5- Permeabilitenin sıkışabilirliğe oranı sabit olup, konsolidasyon süresi içinde gerilme ve zamandan bağımsızdır.
- 6- Sıkışma katsayısı efektif düşey gerilme ile doğru orantılıdır.

4.1.2. Denklemin Çözümü

Deformasyon hızının sabit olması dolayısıyla birim deformasyon oranının zamanla değişimi sabittir.

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = C = \text{sabit} \quad (4.1)$$

tir. Bu nedenle

$$C_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (4.2)$$

şeklindeki Terzaghi Konsolidasyon Denklemini

$$C_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} = C = \text{sabit} \quad (4.3)$$

haline gelir ve bu durumun çözüme ulaşmayı kolaylaştırdığı söylenebilir.

k = permeabilite katsayısı

e = boşluk oranı

u = boşluk suyu basıncı

t = zaman

γ_w = suyun birim hacim ağırlığı olmak üzere,

3.1 bağıntısı olarak verilen akım süreklilik denkleminde

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (4.4)$$

dir. Bu da,

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (4.5)$$

olarak yazılabilir.

SHK deney prosedürü düşey deformasyon hızının sabit olmasını gerektirir. Aynı zamanda yanal sınırlama nedeniyle hacim değişim hızıda sabit olmalıdır. Buna göre hacim değişim hızı,

$$\frac{dV}{dt} = -RA \quad (4.6)$$

olarak ifade edilebilir. Burada,

R = Zemin üst yüzeyinde sabit deformasyon hızını, A = Kesit alanını göstermektedir. 4.6 eşitliğinden ortalama boşluk oranının zamanla değişim hızıda dolayısıyla sabittir.

$$\frac{d\bar{e}}{dt} = \frac{1}{V_s} \frac{dV}{dt} = \frac{-RA}{V_s} = -r = \text{sabit} \quad (4.7)$$

Burada $\bar{e}$ = ortalama boşluk oranı, V_s = danelerin hacmidir. Buna göre,

$$\bar{e} = \frac{1}{H} \int_0^H e dz \quad (4.8)$$

yazılabilir. 4.7 ve 4.8 eşitliklerinden boşluk oranının her noktada ve zamanda $e(z,t)$ zamanın lineer bir fonksiyonu olmak zorunda olduğu görülebilir. Bu yüzden $g(z) =$ derinliğe bağlı bir fonksiyon ve $e_0 =$ başlangıç boşluk oranı olmak üzere boşluk oranı fonksiyonu,

$$e(z, t) = g(z)t + e_0 \quad (4.9)$$

şeklinde yazılabilir. Eğer 4.9 eşitliğindeki $g(z)$ fonksiyonu bilinseydi 4.5 eşitliği çözülebilirdi. Bu fonksiyonu saptamak pratik olmadığı için lineer bir fonksiyon olduğu varsayılırsa 4.9 eşitliği

$$e = e_0 - rt \left(1 - \frac{b}{r} \left(\frac{z - 0.5H}{H} \right) \right) \quad (4.10)$$

halini alır. Burada b bir sabit olup, boşluk oranının derinlik ve zamanla değişimine bağlıdır. Boyutsuz b/r oranı, boşluk oranının derinlikle değişimini gösterir. Numune tabanında $z = H$ iken 4.10 eşitliği

$$e_B = e_0 - rt \left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{b}{r} \right) \right) \quad (4.11)$$

ye dönüşür. 4.11 eşitliğinde $b/r = 2$ olursa tabandaki boşluk oranının değişmeyeceği, $b/r = 0$ olursa 4.10 eşitliği de boşluk oranının derinlik boyunca üniform olduğunu gösterir. Bu, deneylerde düşünülen relatif olarak küçük deformasyon hızları için gerçekçi değildir. Bu nedenle pratik aralık $0 < b/r < 2$ dir. e 'nin tanımı olarak 4.10 eşitliği kullanılırsa 4.5 'in çözümü z 'ye göre iki kez integre ederek ve

$$u(0, t) = 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial z}(H, t) = 0$$

olan sınır şartlarını uygulayarak bulunabilir.

$b/r = 0$ olması durumunda boşluk suyu basıncı için çözüm,

$$u = \frac{\gamma_w r}{k(1+\bar{e})} \left(Hz - \frac{z^2}{2} \right) \quad (4.12)$$

$$\frac{b}{r} \neq 0 \text{ iken}$$

$$u = \frac{\gamma_w r}{k} * \left(zH \left(\frac{1+e_0-bt}{rt(bt)} \right) + \frac{zr^2}{2rt} - \frac{H(1+e_0)}{rt(bt)} \right) \\ \left(\frac{H(1+e_0)}{bt} \ln(1+e) - z \ln(1+e_B) - \frac{H(1+e_T)}{bt} \ln(1+e_T) \right) \quad (4.13)$$

olarak hesaplanır. Burada e_T ,

$$e_T = e_0 - rt \left(1 + 0.5 \frac{b}{r} \right) \quad (4.14)$$

şeklinde hesaba girmiştir. 4.13 eşitliğinin karmaşıklığından dolayı daha basit bir çözüm elde etmek avantaj sağlar. 4.5 eşitliğinde $(1+e)$ yerine $(1+\bar{e})$ alınırsa bu eşitlik

$$u = \frac{\gamma_w r}{k(1+\bar{e})} \left(Hz - \frac{z^2}{2} \right) - \frac{b}{r} \left(\frac{z^2}{4} - \frac{z^3}{6H} \right) \quad (4.15)$$

haline indirgenir. Burada $\bar{e}$, z 'nin bir bir fonksiyonu değildir.

SHK deneyi esnasında numunenin tabanında ($z=H$) ölçülen boşluk suyu basıncı 4.15 eşitliğinden hareketle

$$u_z = H = u_b = \frac{\gamma_w r H^2}{k(1+\bar{e})} \left(0.5 - \frac{b}{r} \left(\frac{1}{12} \right) \right) \quad (4.16)$$

şeklinde bulunur.

4.1.3. Ortalama Efektif Gerilmenin Bulunması

SHK deney sonuçlarından $e-\sigma'$ ilişkisini elde etmek için deney prosedüründe ölçülen toplam düşey gerilme σ_1 , tabandaki boşluk suyu basıncı u_b ve deformasyon hızını içeren bir ortalama efektif gerilme ifadesi geliştirmek gereklidir. Bu durumda ortalama düşey efektif gerilme, $\bar{\sigma}_1'$

$$\bar{\sigma}_1' = \sigma_1 - \alpha u_b \quad (4.17)$$

olarak ifade edilebilir ve

α = ortalama boşluk suyu basıncı / tabandaki boşluk suyu basıncıdır.

4.15 ve 4.16 eşitliklerinden α ifadesi 'nin bir fonksiyonu olarak geliştirilebilir. Yani,

$$\alpha = \frac{\bar{u}}{u_b} = \frac{\frac{1}{H} \int_0^H u dz}{u_b} = \frac{\frac{1}{3} - \frac{b}{r} \left(\frac{1}{24} \right)}{\frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left(\frac{1}{12} \right)} \quad (4.18)$$

$\frac{b}{r}$ ile α 'nın değişiminin verildiği Tablo 4.1 'den de görüleceği gibi $\frac{b}{r}$ 'nin a üzerine etkisi küçüktür.

Tablo 4.1 b/r ile α 'nın değişimi

b/r	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
α	0.667	0.682	0.700	0.722	0.750

Terzaghi, konsolidasyon katsayısını

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (4.19)$$

şeklinde ifade etmiştir. Boşluk oranı - düşey efektif gerilme ilişkisi gözönüne alınırsa bu ifadede tek bilinmeyen permeabilite katsayısı, k dır. 4.16 eşitliğinden görüldüğü gibi SHK numunesinin tabanındaki boşluk suyu basıncı, deformasyon hızının ve permeabilite katsayısının bir fonksiyonudur. u_b ve r bilinirse ve 4.19 eşitliğinde e yerine $\bar{e}$ koyulursa 4.16 eşitliği k için çözülebilir. Buradan konsolidasyon katsayısı

$$C_v = \frac{rH^2}{a_v u_b} \left[\frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left(\frac{1}{12} \right) \right] \quad (4.20)$$

olarak bulunur.

4.1.4. Değerlendirme Esasları

Deneyde ölçülen büyüklükler; düşey deformasyon, load çell yük okumaları, boşluk suyu basıncı, çevre ve ters basınçlardır. Numunede boşluk suyu basıncı dağılımı; üst kısımda ters basınç, alt kısımda da kapalı devre oluşturan boşluk suyu basıncı nedeni ile trapez şeklindedir. SHK deney prosedürü gereği numunenin üst tarafında boşluk suyu basıncının sıfır olması için, okunan boşluk suyu basıncından ters basınç değeri çıkarılarak trapez gerilme dağılışı üçgen dağılışa geçilmiştir. Şekil 4.1 den de görüleceği gibi

efektif basınç hesabında kullanılacak boşluk suyu basıncı ise boşluk suyu basıncı dağılımının numune yüksekliğinin ortasına karşılık gelen değeri olarak alınır. İlaveten load cell 'den ölçülen yük numune alanına bölünerek hesaba katılmalıdır. Deney esnasında numune üzerine etkiyen basınçlar ise Şekil 4.2' de görülmektedir.

Burada,

$\sigma_1 = u$, alette ölçülen boşluk suyu basıncı,

$\sigma_2 = \text{çevre basıncı}$,

$\sigma_3 = \text{ters basınç}$,

$\sigma_4 = \text{load cell basıncı (F/A)}$

olmak üzere toplam basınç,

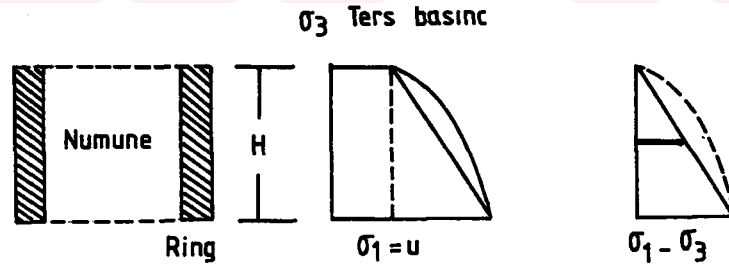
$$\sigma = \sigma_2 + \sigma_4 \quad (4.21)$$

boşluk suyu basıncı,

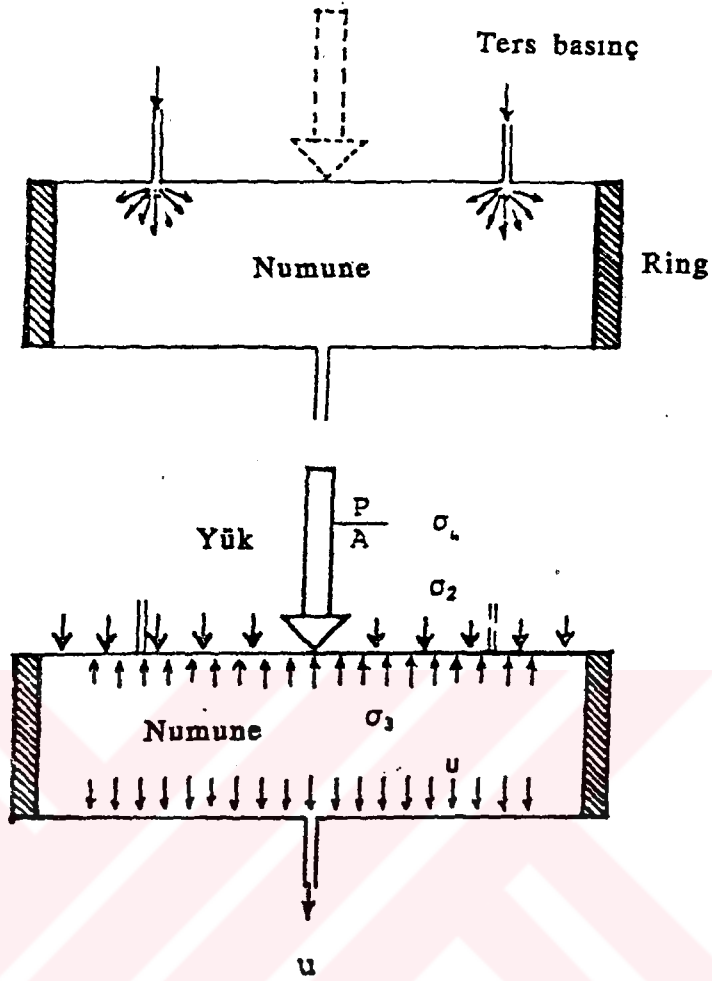
$$u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (4.22)$$

efektif gerilme,

$$\sigma' = \sigma - u = \sigma_2 + \sigma_4 - \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \quad (4.23)$$



Şekil 4.1 SHK Deneylerinde Efektif Basınç Hesabında kullanılan Boşluk Suyu Basıncı Dağılımı



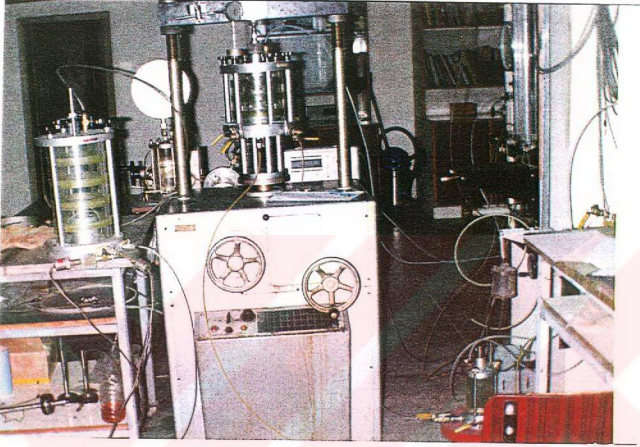
Şekil 4.2 SHK Deneyinde Numuneye Etkiyen Basınçlar

4.2 Deney Aleti

Sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deney aleti esas itibariyle deformasyon hızı önceden programlanabilen bir yükleme ünitesi, numune üzerine ters basınç ve eksenel basınç uygulayıp, boşluk suyu basıncı ölçülebilen bir hücreden ibarettir.

Alet, zemin numunesinin içine konulduğu deney bölümü ve bu bölüm üzerine basınç vermek amacı ile kullanılan şeffaf pleksiglas bir silindirden ibaret çevre bölümünden oluşmaktadır. Şekil 4.3 den de görülebileceği gibi hücre, alt kısmında boşluk suyu vanası, yan taraflarda da ikişer tane ters basınç ve çevre basıncı vanaları olmak üzere

toplam 5 adet vana ile donatılmıştır. hücrenin ortasında numuneye presle eksenel olarak yük uygulayabilen bir şaft vardır. Şaft bir load cell (yük ölçer) ile donatılarak eksenel yükün ölçülmesine imkan vermektedir. Deney esnasında uygulanan basınçlar hassas bir şekilde transdüserler ile okunabilir.



Şekil 4.3 SHK Deney Aleti ve Yükleme Ünitesi

Deney aletinde iki farklı büyüklükte ring kullanılabilir ve bu iki ringe göre iki tip deney bölümü mevcuttur. Paslanmaz çelikten yapılan ringlerin iç cidarları pürüzsüzdür. İki tip numune ringinin karakteristikleri Tablo 4.2 de görülmektedir.

Tablo 4.2 SHK ringleri

	yükseklik (mm)	çap (mm)	ağırlık (gr)	alan (cm ²)	hacim (cm ³)
küçük ring	19.1	69.8	109.4	36.265	73.086
büyük ring	19.1	113.0	160.8	100.287	191.549

Çevre bölümü, deney bölümünden içinde lifler olan bir membran ile ayrılmıştır. Bu zarın nitelikleri çevre bölümündeki basıncın her zaman numunenin üst yüzeyindeki ters basınçtan büyük olmasını gerektirir. Aksi takdirde membran patlayabilir. Deneyde

kullanılan ringe dolayısı ile deney bölümüne bağlı olarak iki farklı membran vardır. Ayrıca load cell 'in bulunduğu şaft içinde bir membran gereklidir. Aletin alt kısmında bulunan ve drenaj kanallarına bağlı helezonik plastik borular yardımıyla numunenin üst tarafında bulunan poroz taştan numuneye ters basınç uygulamak mümkündür.

4.2.1 Aletin Genel Prensipleri

Sabit hızlı konsolidasyon aleti, ödometre aletinden daha ayrıntılı bir yapıya sahiptir. SHK deneyi için Terzaghi konsolidasyon denklemi, birim deformasyon oranının zamanla değişimi sabit olarak çözülmüştür. Bu nedenle deformasyon hızı deney süresince sabit tutulmalıdır. deneylerde kullanılan yükleme ünitesi, deformasyon hızının 4 - 0.00005 mm/dak arasında istenen değere ayarlanmasına olanak tanımaktadır.

SHK denkleminin çözümünde yapılan kabullere göre deneye başlamadan önce numune suya doymun hale getirilmelidir. Doymun hale getirme işleminde hücre zarının patlamaması için çevre basıncı, ters basınçtan bir miktar daha büyük uygulanmalıdır. Bu değer deneylerimizde 0.25 kg/cm^2 olarak seçilmiştir. Ayrıca deney sırasında boşluk suyu basıncının kapalı bir devre oluşturması için tabandaki drenaj vanası deneye başlarken kapatılmalıdır.

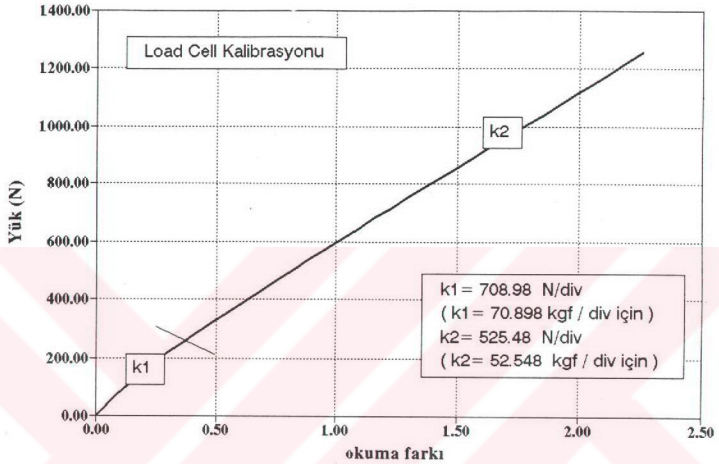
4.2.2 Ölçü Aletlerinin Kalibrasyonu

Sabit hızlı konsolidasyon aletinde deney başında ve deney sırasında ölçülen büyüklükler daha önce belirtildiği gibi

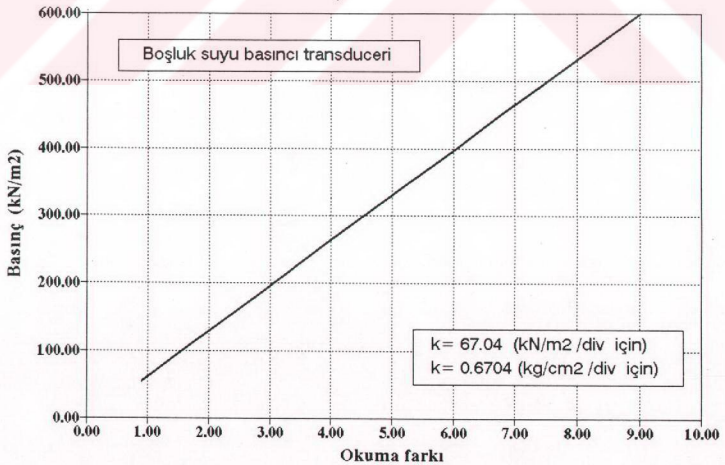
- load cell ile uygulanan eksenel yük,
- çevre basıncı,
- ters basınç,
- boşluk suyu basıncı,
- deformasyondur.

Bu büyüklüklerden çevre basıncı ve ters basıncın ayrı basınç regülatörleri aracılığı ile deney sırasında düşmesi önlenmiş, kompresör ile uygulanan basınçlar basınç saatinden okunmuştur. Deformasyon, 1/100 mm hassasiyetli bir okuma saati, boşluk suyu basıncı bir transdüser, eksenel yükde load cell ile ölçülmüştür.

Transdüser ve load cell kalibrasyonunda uygulanan basınç değerlerine karşılık gelen okumalar dijital okuyucu (RM 2400 indicator) dan alınmıştır. Daha sonra basınç değerlerine karşılık dijital okuyucudan alınan okumaların farkları grafik halinde çizilmiş ve çıkan doğruların eğimleri alınarak kalibrasyon katsayıları bulunmuştur (Şekil 4.4 ve 4.5)



Şekil 4.4 Load Cell kalibrasyonu



Şekil 4.5 Boşluk Suyu Basıncı Transdüseri Kalibrasyonu

SHK deneylerinde deney sırasında okunan basınç değerleri hesaba girerken, herhangi bir anda alınan okuma ile hiç okuma yokken alınan okuma farkı bulunup ilgili basınca ait kalibrasyon katsayısı ile çarpılmalıdır. Eksenel gerilme için ise okuma farkı kalibrasyon katsayısı ile çarpıldıktan sonra numune alanına bölünmelidir.

4.3 Deneyin Yapılışı

Bölüm 5.1 de anlatılacağı gibi çamur konsolidometrede hazırlanan numunelerin ringe yerleştirilmesi sırasında örselenme olmamasına dikkat edilmelidir. Bu amaçla numune ringinin iç cidarı yağlanarak numune alınmış, taşan kısımlar tel testere ile kesilmiştir. Kalan numune, su muhtevasında meydana gelebilecek değişimleri önlemek amacıyla tekrar desikatöre koyulmuştur. Ring + yağ numune ağırlığı belirlenip, ringin alt ve üst kısmına poroz kağıt koyulduktan sonra ringin dış cidarında yağlanarak uygun deney bölümüne yerleştirilir. Bu durumda deney bölümü üç saplama vidası ile hücrenin alt tablasına monte edildikten sonra ters basınç uygulamak amacıyla helezonik tüpler deney bölümünün üst kısmına vidalanır. Hücre bölümü, deney bölümünün üstüne geçirilir ve 6 saplama vidasıyla bu bölüme sıkıca kenetlenir. Alet bu durumda yükleme ünitesine yerleştirilir. Bu arada load cell 'in deney bölümüne tam oturup oturmadığına dikkat edilmelidir. Hücreye su çekilmesinden sonra çevre ve ters basınçlar istenen değere ayarlanır. Burada dikkat edilmesi gereken nokta, basınçlar ayarlanırken hücredeki ters basınç ve çevre basıncı vanaları kapalı tutulmalıdır. Ayrıca çevre basıncının her zaman ters basınçtan büyük olma zorunluluğu vardır.

SHK deneyinde yapılan kabullere göre zemin tamamen suya doygun olmalıdır. Bu amaçla basınç uygulanmasından yaklaşık 24 saat sonra C kontrol yapılarak suya doygunluğun sağlanıp sağlanmadığına bakılmalıdır. Yapılan kontrol sonucu doygunluğun sağlanamadığı görülürse numune suya doyuncaya kadar beklenmelidir. Daha sonra hücrenin altındaki boşluk suyu vanası kapatılıp dijital okuyucudan basınçların gösterdiği değer okunup, yükleme ünitesinde istenen hız seçilerek yüklemeye başlanır. Yapılan çalışmada sürekli olarak küçük ring kullanıldığından büyük ringin kullanılması durumunda ortaya çıkan load cell kapasitesinin aşılması durumu ile karşılaşılmasıdır.

İstenen basınç seviyesine ulaşıldıktan sonra yükleme ünitesi boşaltma yönünde çalıştırılır. Alet tamamen boşaldıktan sonra SHK hücresinin üstünde bulunan hava alma vidası açılarak yanlardaki vanalardan çevre bölümündeki su boşaltılır. Alet sökülüp numune çıkarılır ve su muhtevası ile ortalama yüksekliğin bulunması için gerekli işlemler yapılır.

BÖLÜM 5

KULLANILAN MALZEME

Bu bölümde, sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deneyleri ile kademeli yüklemeli konsolidasyon deneylerinin karşılaştırılması amacı ile blok olarak numune elde etmede kullanılan çamur konsolidometre aleti kısaca anlatılmış ve kullanılan numunelerin özelliklerinden söz edilmiştir.

5.1 Çamur Konsolidasyon Aleti

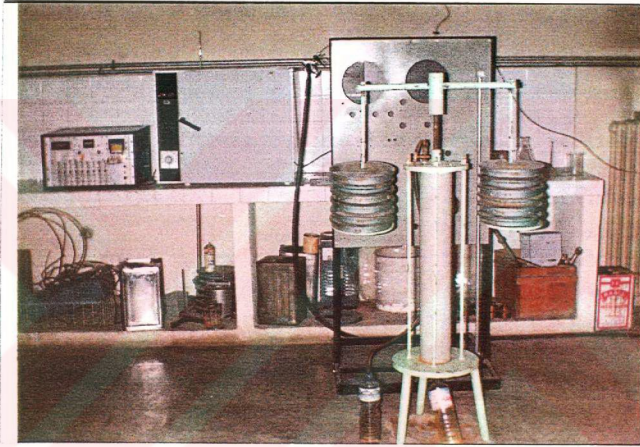
Laboratuvar araştırmaları ve deneyleri için homojen zemin numunesi hazırlamaya yarayan çamur konsolidometre aletinde, numune hazırlama işlemi basit ve tekrarlanabilir olup doğal olarak çökelmiş zeminlerinkine benzer bir yükleme tarihçesi uygulamaya elverişlidir. Numuneler, bir çamurun yanıl deformasyona izin verilmeksizin konsolide edilmesi ile hazırlandığı için farklı tiplerdeki gerilme - deformasyon tarihçelerine sahip olan ve düşük su muhtevalarında yoğunlaşarak hazırlanmış laboratuvar numunelerine nazaran doğal olarak çökelmiş ve konsolide olmuş zeminlere daha iyi benzeşim sağlamaktadır. Ancak laboratuvarda hazırlanmış numunelerin konsolidasyon süresinin binlerce yıl yerine sadece bir kaç gün ve hafta olmasından ve doğal zemin numunelerinin içinde olduğu kimyasal çevre şartlarını laboratuvarda tam anlamı ile oluşturamadığımızdan dolayı doğal numuneler ve laboratuvarda hazırlanmış zemin numuneleri arasında daima farklılıklar beklenmelidir.

Şekil 5.1 de görülen ve bu çalışmada kullanılan çamur konsolidometre aleti basit bir yapıya sahiptir. Çamurun yerleştirildiği boru kısmı PVC den yapılmış olup 12 cm çapında ve yaklaşık 80 cm yüksekliğindedir. İki kefli bir ağırlık asma sistemiyle bağlantılı olan ve boru içerisinde aşağı yukarı hareket edebilen piston yardımıyla numuneye basınç uygulanmakta ve suyun drene olması sağlanmaktadır.

5.2 Kullanılan Malzeme ve Numunelerin Deney Hazırlanması

Bu çalışmada çamur konsolidometre aletinde hazırlanan biri gri renkli kil, diğeri kıvı - kahve renkli silt malzeme içeren iki tür zemin numunesi kullanılmıştır. Numuneler ilk

olarak (0.42 mm elek çaplı) 40 No. lu ASTM eleğinden elenmiş ve elek altında kalan kısım ayrılarak deneylerde kullanılmıştır. Su muhtevası $w = 250\%$ olacak şekilde saf su ile hazırlanan numuneler iyice karıştırılarak çamur konsolidometreye yerleştirilmiştir. Aletin alt kısmına poroz kağıt koyularak suyun drene olması sırasında numune kayıpları önlenmiştir. Deney düzeneği bir kaç gün kendi haline bırakıldıktan sonra her iki kefesinde 10 'ar kg lık ağırlıklar koyulmak suretiyle yüklenmiş ve her yükleme kademesinden sonra suyun drene olabilmesi için bir süre beklenmiştir. Yaklaşık bir aylık süre sonunda toplam 120 kg lık yüke karşılık gelen 1 kg/cm^2 lik basınç değerine erişilmiş ve numune konsolide olmuştur.



Şekil 5.1 Çamur Konsolidasyon Aleti

Çamur konsolidometreden numune çıkarıldıktan sonra diğeri hazırlanıp yerleştirilmiş, böylece sürekli numune hazırlanarak deneylerin aralıksız sürmesi sağlanmıştır. Çıkarılan numuneler desikatöre koyularak su muhtevalarında meydana gelebilecek değişim önlenmiştir. Çamur konsolidometrede kil malzeme (CH) 3 kez, silt malzeme (ML) 2 kez hazırlanmıştır. Tablo 5.1 de numunelerin çamur konsolidometreden çıkarıldıktan sonraki su muhtevaları verilmiştir.

Kullanılan zeminlerin fiziksel özelliklerini belirlemek amacıyla kıvam limitleri, dane birim hacim ağırlığı, elek ve hidrometre analizi deneyleri yapılmıştır. Elek ve hidrometre analizi sonucu bulunan granülometri eğrileri Şekil 5.2 ve 5.3 de, deney sonuçlarında toplu olarak Tablo 5.2 de verilmiştir. Numuneler Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine

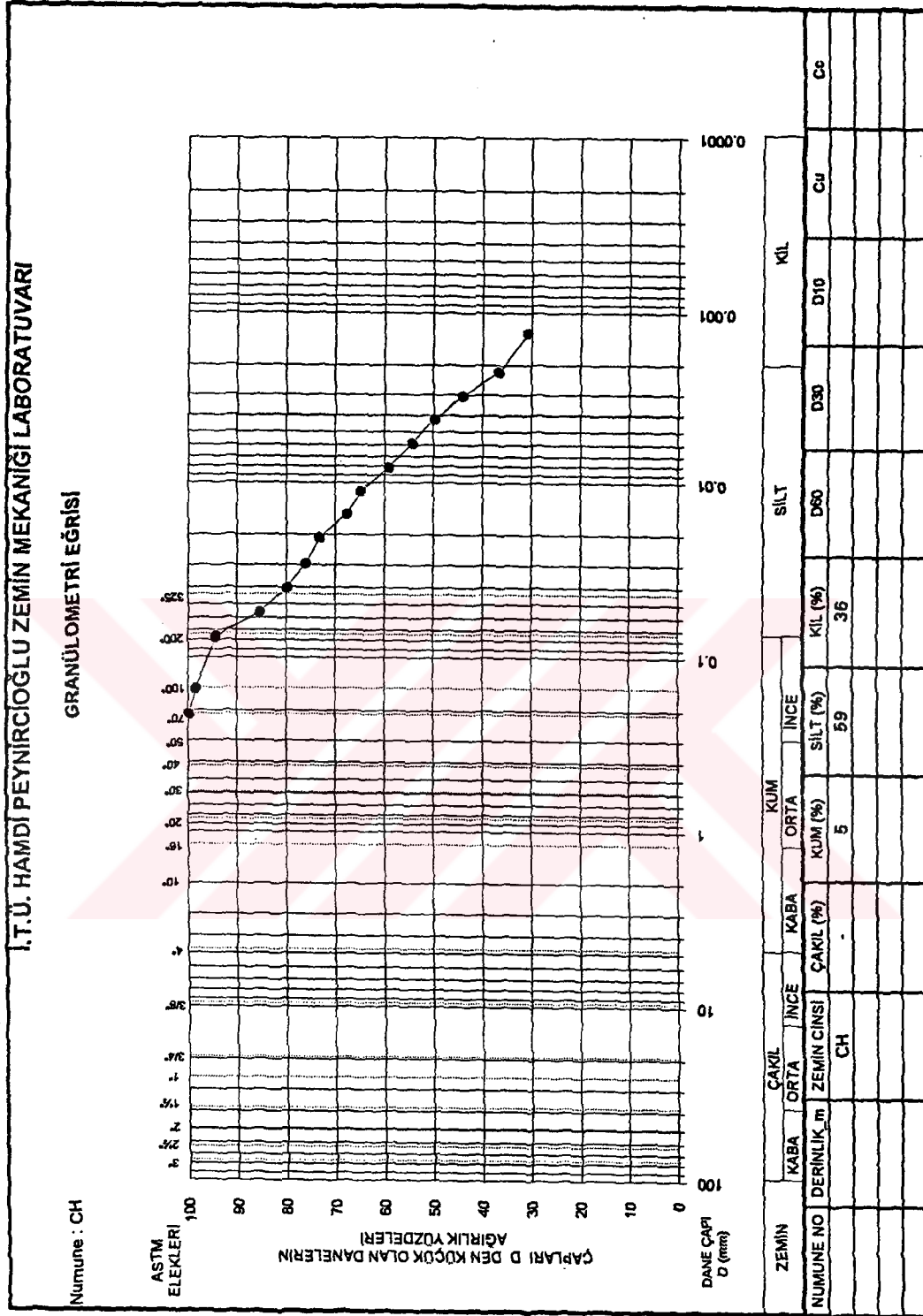
göre değerlendirilmiş ve buna göre gri renkli numune yüksek plastisiteli kil - CH, kırmızı - kahve renkli numune ise düşük plastisiteli silt - ML olarak bulunmuştur.

Tablo 5.1 Çamur Konsolidometreden Çıkarılan Numunelerin Su Muhtevaları

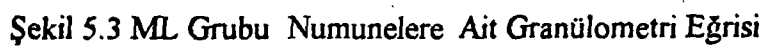
Zemin Cinsi	CH	ML
Su Muhtevası	w (%)	w (%)
1. Kademe	59	52
2. Kademe	60	51
3. Kademe	59	-

Tablo 5.2 Deneylerde Kullanılan Zeminlerin Endeks Özellikleri

Zemin Sınıfı	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	γ _s (kN/m ³)
CH	63	21	42	26.5
ML	48	30	18	27.5



Şekil 5.2 CH Grubu Numunelere Ait Granülometri Eğrisi



BÖLÜM 6

DENEYSEL ÇALIŞMA

6.1. Giriş

Ülkemizde zeminlerin konsolidasyon karakteristiklerinin bulunması amacı ile yaygın olarak kademeli yüklemeli ödometre deneyleri yapılmaktadır. Ödometre deneyinde her yükleme basamağında hacimsel sıkışma katsayısı, m_v ve konsolidasyon katsayısı C_v hesaplanmakta ve bu katsayılar yardımıyla zeminlerin konsolidasyon oturması ile oturmanın zamana göre değişimi hakkında bilgi edinilmektedir. Bilindiği gibi kademeli yüklemeli ödometre deneyi; uzun deney süresi, oturma eğrisinin sürekli bir şekilde elde edilememesi, her yük artışı esnasında üniform olmayan gerilme dağılışı, yüksek ve değişebilir deformasyon hızları ve suya doygunluk için ters basınç uygulanamayışı gibi bir takım kusurları beraberinde getirmektedir. Klasik ödometre ile gerçek anlamda sağlanamayan, doğrudan uygulanabilir deney sonuçları elde etmek için, arazide numunenin içinde bulunduğu ortam şartları mümkün olduğunca konsolidasyon deneyine yansıtılmalıdır. Bu çalışmada, bu amaçla geliştirilmiş olan sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deney aletinde bir seri deney yapılmış ve karşılaştırma amacıyla yapılan kademeli yüklemeli klasik ödometre deneyleri ile uyumu gözlenmiştir.

6.2. Deney Sonuçları

Bölüm 5.2 'de söz edildiği gibi deneylerde bir yüksek plastisiteli kil (CH) ve birde düşük plastisiteli silt (ML) olmak üzere iki tip numune kullanılmıştır. Çamur konsolidometrede CH üç kez (üç ayrı kademe), ML ise iki kez hazırlanmıştır. Daha sonra, çizilen şekiller üzerinde görülebileceği gibi deneyler, ilk rakam numunenin çamur konsolidometrede hazırlandığı kademe sayısını, ikinciside kademedeki yapılan deney sırasını ifade edecek şekilde (CH-2.1 gibi) kodlandırılmıştır. Ayrıca birimler arasında çevrim yapılırken kolaylık olması açısından $1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kN/m}^2$ olarak alınmıştır.

6.2.1. Klasik Ödometre Deneyleri

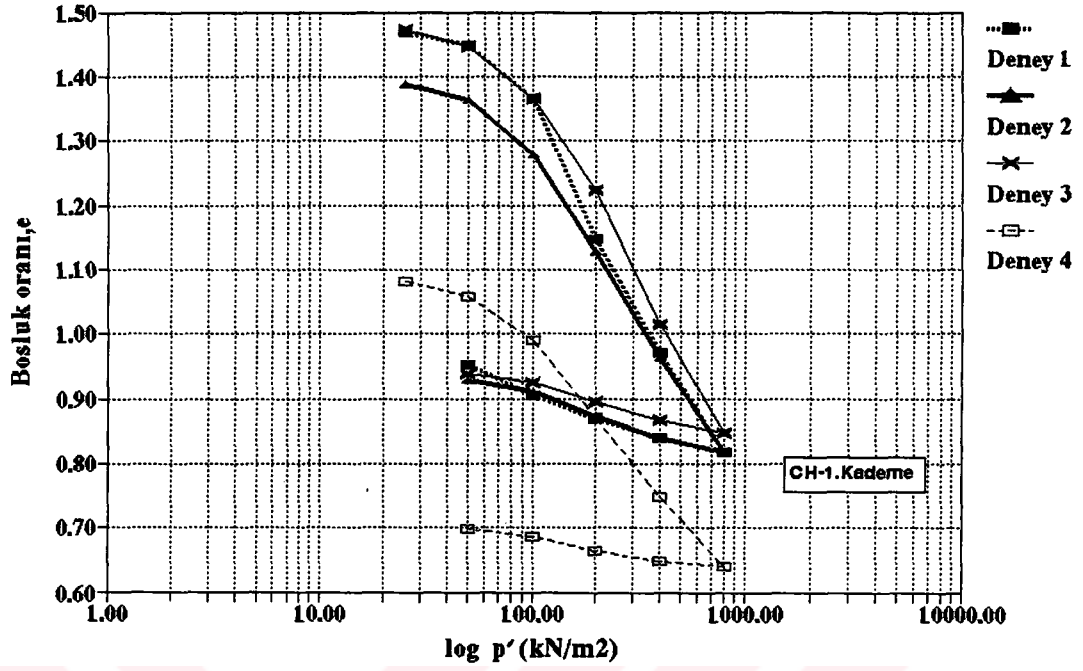
Bu çalışmada, CH ve ML grubu iki malzeme üzerinde dörder adetten toplam sekiz kademeli yüklemeli ödometre deneyi yapılmıştır. CH için yapılan klasik ödometre deneyleri, birinci kademe blok numuneden elde edilmiş ve tümü tek çevrimli olarak yapılmıştır. ML için ise birinci kademe blok numuneden elde edilen 2 ve ikinci kademedan elde edilen 2 numune üzerinde toplam 4 adet ödometre deneyi yapılmıştır. Burada, 2. kademe 2. deneyi (ML-2.2) çift çevrimli olarak yapılmış, ML-1.1 ve ML-1.2 deneyleri 1000 kN/m^2 ye, diğer tüm CH ve ML numuneleri 800 kN/m^2 ye kadar kademeli olarak yüklenmişlerdir. Deneylerde yük, her kademede bir kat artırılarak, 25, 50, 100, 200,400,800 (1000) kN/m^2 şeklinde uygulanmıştır. Klasik deneylerden bulunan bazı zemin özellikleri Tablo 6.1 de verilmiştir.

Tablo 6.1 Ödometre Deneylerine Ait Bazı Özellikleri

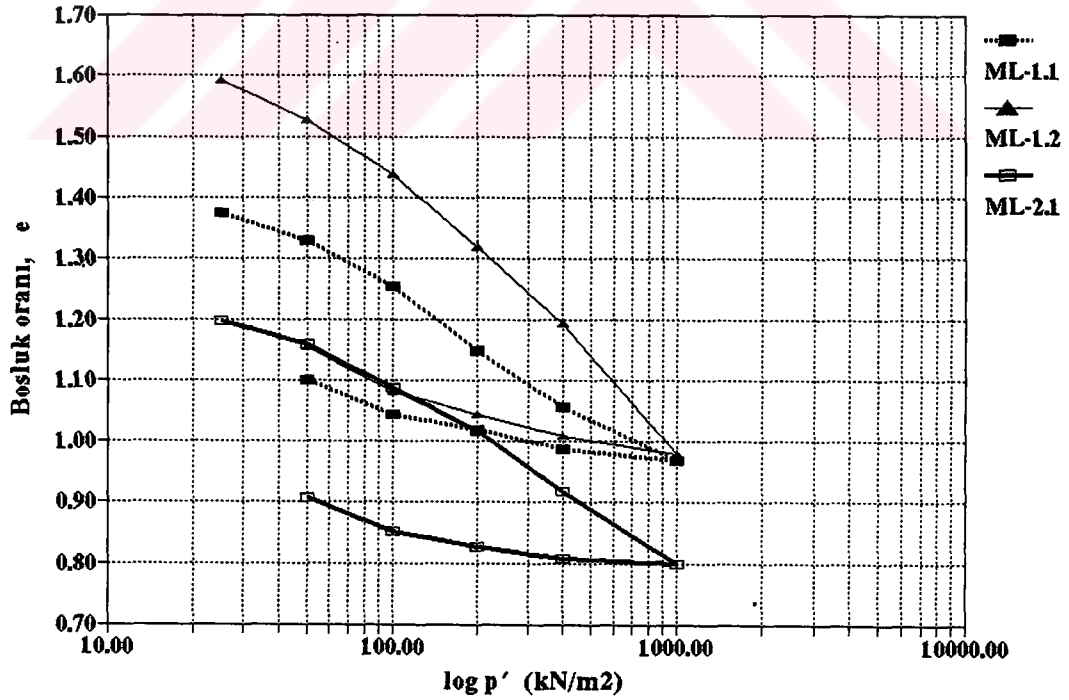
Numune Grubu	Deney No.	Wo (%)	Wn (%)	e_o	Basınç kN/m^2	Çevrim Sayısı
CH	1.1	59	36	1.49	800	1
	1.2	59	36	1.41	800	1
	1.3	59	36	1.50	800	1
	1.4	54	27	1.11	800	1
ML	1.1	52	40	1.41	1000	1
	1.2	52	42	1.71	1000	1
	2.1	51	36	1.22	800	1
	2.2	51	34	1.29	800	2

Klasik ödometre deneyleri sonucunda her basınç kademesinde boşluk oranları hesaplanmış ve elde edilen e -log p' eğrileri CH için Şekil 6.1 de, ML için ise Şekil 6.2 de sunulmuştur. Şekillerden görüleceği gibi, klasik ödometre deneylerinde, numune hazırlamanın etkisinden kaynaklanan başlangıç boşluk oranlarındaki farklılıklar dolayısıyla eğrilerde kaymalar meydana gelmiştir. Kaymalar bir yana bırakılırsa, boşluk oranı - efektif gerilme eğrilerinin gidiş şeklinin oldukça benzer olduğu ve eğimlerinin (C_e) yaklaşık olarak aynı olduğu söylenebilir.

Deney numunelerinin eşdeğer olduğunu ve eğrilerdeki kaymaların başlangıç boşluk oranlarındaki farktan kaynaklandığını göstermek amacı ile çizilen boşluk oranı farkı -



Şekil 6.1 Klasik Ödometre Deneylerinde CH Grubu Numuneler İçin Boşluk Oranı - Efektif Gerilme Değişimi



Şekil 6.2 Klasik Ödometre Deneylerinde ML Grubu Numuneler İçin Boşluk Oranı - Efektif Gerilme Değişimi

efektif gerilme değişimi CH için Şekil 6.3 de ve ML için ise Şekil 6.4 de görülmektedir. Noktalar şekile işaretlendikten sonra aralarında regresyon yapılarak eğri geçirilmiş ve deneylerde kullanılan CH grubu numuneler için regresyon eğrisinin yükleme kısmının denklemi efektif basıncın kg/cm^2 olarak alınması durumunda,

$$\Delta e = 0.105 * p^{0.98} \quad (6.1)$$

şeklinde bulunmuştur. Ayrıca numuneler arasındaki uyumu göstermesi bakımından, korelasyon katsayısı 98 % gibi oldukça yüksek bir değer vermiştir. ML grubu numuneler için ise üç deney arasında yapılan regresyon sonucu yine efektif gerilmenin kg/cm^2 olarak alınması durumunda yükleme kısmının denklemi,

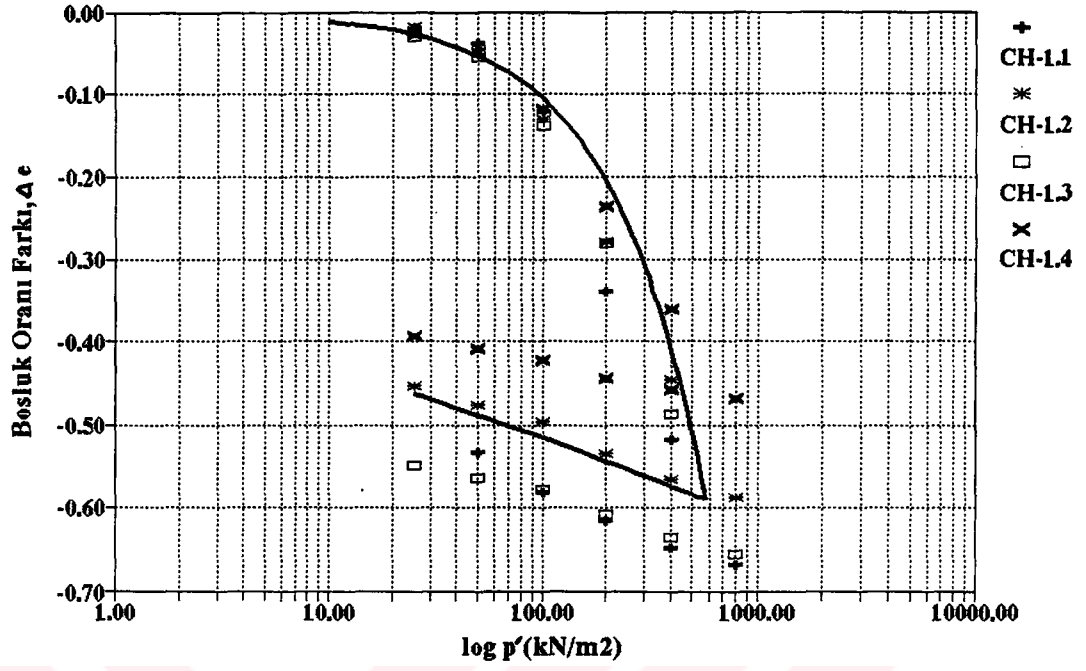
$$\Delta e = 0.117 * p^{0.70} \quad (6.2)$$

olarak elde edilmiştir. Burada da korelasyon katsayısı 96 % olarak bulunmuştur.

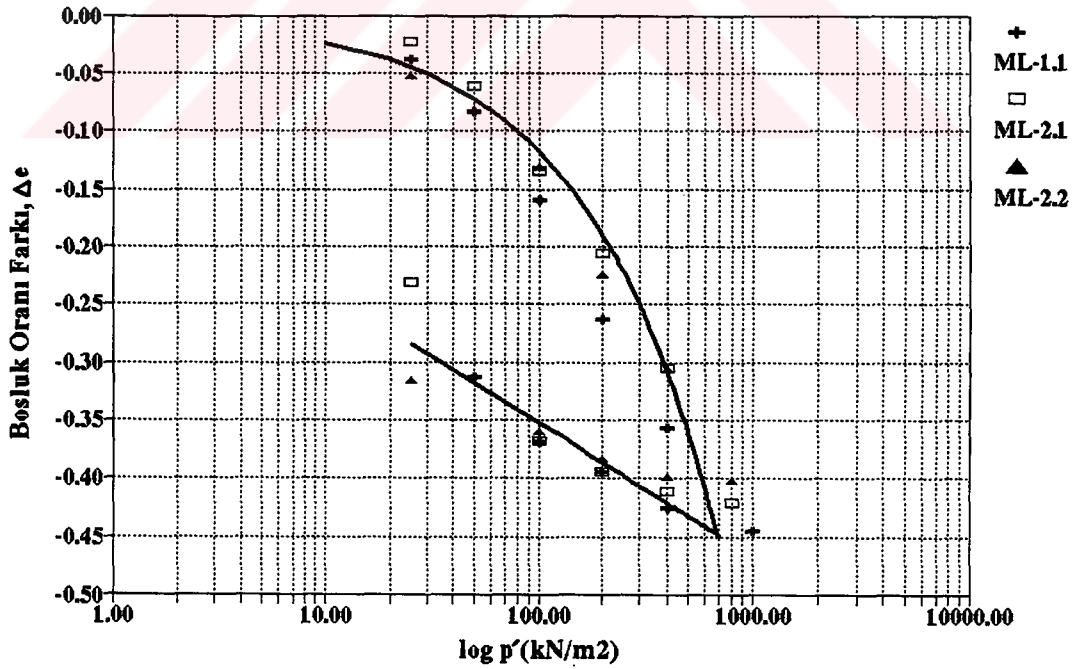
Yapılan klasik ödometre deneyleri sonucu, birim hacimdeki azalmanın birim gerilme artışına oranı olarak tanımlanabilen hacimsel sıkışma katsayıları, m_v , her basınç kademesinde hesaplanmış ve sonuçlar Tablo 6.2 de verilmiştir. Aynı basınç kademelerine karşılık gelen hacimsel sıkışma katsayıları kıyaslandığında ilk basınç kademeleri dışında sonuçların uyum içerisinde olduğu görülmektedir. Tabloda ML-1.1 ve ML-1.2 deneylerinde m_v katsayıları için son değerler 400 - 1000 kN/m^2 aralığına aittir.

Tablo 6.2. Klasik ödometre deneylerine ait hacimsel sıkışma katsayıları

Numune Grubu	Deney No.	Basınç Kademesi (kN/m^2)					
		0-25	25-50	50-100	100-200	200-400	400-800
		m_v katsayıları ($*10^3$) (m^3/kN)					
CH	1.1	3.264	3.060	7.140	10.404	4.590	2.142
	1.2	3.060	4.488	7.650	7.140	4.284	2.040
	1.3	4.998	4.080	7.140	6.528	5.202	2.346
	1.4	5.304	4.284	7.038	6.426	3.570	1.632
ML	1.1	6.528	8.058	6.834	4.896	2.346	0.714
	1.2	18.666	10.404	7.446	5.304	2.958	1.836
	2.1	4.284	7.140	7.140	3.672	2.652	1.632
	2.2	9.588	5.406	4.590	4.590	2.040	1.326



Şekil 6.3 Klasik Ödometre Deneylerinde CH Grubu Numuneler İçin Bosluk Oranı Farkı - Efektif Gerilme ilişkisi



Şekil 6.4 Klasik Ödometre Deneylerinde ML Grubu Numuneler İçin Bosluk Oranı Farkı - Efektif Gerilme ilişkisi

Klasik konsolidasyon deneyleri sonucunda konsolidasyon katsayıları bölüm 3.2.3.1 de anlatıldığı gibi karekök zaman yöntemine göre hesaplanmıştır. Tablo 6.3 de değerleri görülen konsolidasyon katsayıları, ilk basınç kademelerinde yüksek değerler vermiş ve giderek azalan bir seyir göstermiştir yani C_v , sıkışmanın doğal sonucu olarak artan efektif gerilmelerle azalmaktadır. Sonuç olarak CH grubu numunelere ait konsolidasyon katsayıları ile efektif gerilme değişimi çizilmiş ve noktalar arasında regresyon yapılarak eğri geçirilmiştir (Şekil 6.5). CH için karşılaştırma sonucu regresyon eğrisinin denklemi,

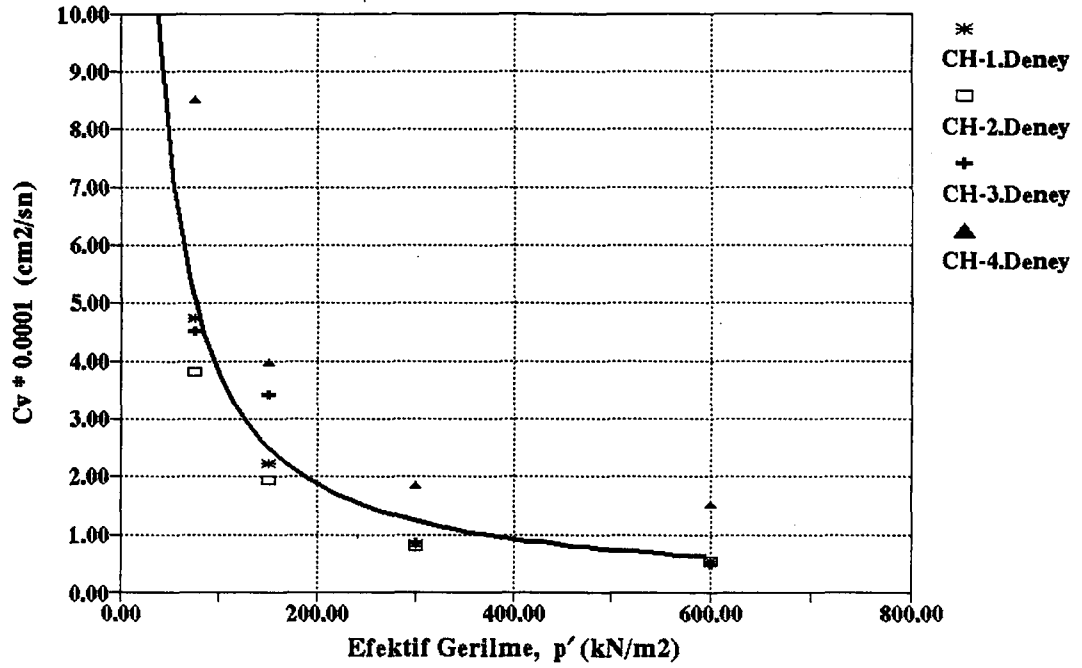
$$C_v = 3.8 * 10^{-4} * \frac{1}{p^{1.013}} \quad (6.3)$$

olarak bulunmuştur. Denkleminde efektif basıncın kg/cm^2 olarak alınması durumunda konsolidasyon katsayısı cm^2/sn cinsinden bulunacaktır. Burada da korelasyon katsayısı 90 % gibi oldukça yüksek bir değer vermiştir.

Tablo 6.3 CH Grubu Numuneler İçin Klasik Ödometre Deneylerinden Bulunan Konsolidasyon Katsayıları

Numune Grubu	Deney No.	Basınç Kademesi (kN/m^2)			
		50-100	100-200	200-400	400-800
		C_v katsayıları (cm^2/sn)			
CH	1.1	$4.74 * 10^{-4}$	$2.23 * 10^{-4}$	$0.84 * 10^{-4}$	$0.55 * 10^{-4}$
	1.2	$3.83 * 10^{-4}$	$1.93 * 10^{-4}$	$0.79 * 10^{-4}$	$0.54 * 10^{-4}$
	1.3	$4.51 * 10^{-4}$	$3.42 * 10^{-4}$	$0.86 * 10^{-4}$	$0.50 * 10^{-4}$
	1.4	$8.52 * 10^{-4}$	$3.96 * 10^{-4}$	$1.85 * 10^{-4}$	$1.53 * 10^{-4}$
ML	1.1	$2.58 * 10^{-3}$	$2.59 * 10^{-3}$	$2.70 * 10^{-3}$	-
	1.2	$2.47 * 10^{-3}$	$2.38 * 10^{-3}$	$2.89 * 10^{-3}$	$2.85 * 10^{-3}$
	2.1	$8.56 * 10^{-3}$	$6.43 * 10^{-3}$	$6.47 * 10^{-3}$	$5.94 * 10^{-3}$
	2.2	-	$6.09 * 10^{-3}$	$4.65 * 10^{-3}$	$4.37 * 10^{-3}$

Tabloda ML-1.1 ve ML-1.2 deneylerinde C_v katsayıları için son değerler 400 - 1000 kN/m^2 aralığına aittir.



Şekil 6.5 Klasik Ödometre Deneylerinde Konsolidasyon Katsayısının Efektif Gerilme İle Değişimi

6.2.2. Sabit Deformasyon Hızlı Konsolidasyon Deneyleri

Bu çalışmada iki tip numune üzerinde $V=0.0025$ mm/dak ile 0.100 mm/dak arasında değişen hızlarda toplam yirmi yedi tane sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deneyi yapılmıştır. Bu durumda deneylerde uygulanan birim deformasyon hızları $2.18 \cdot 10^{-6} \text{ sn}^{-1}$ ile $8.73 \cdot 10^{-5} \text{ sn}^{-1}$ aralığında yer almaktadır. Tüm deneylerde numuneler, konsolidometreye yerleştirildikten sonra çevre basıncı ile ters basınç arasındaki fark 25 kN/m^2 olacak şekilde suya doyurulmuş ve ters basınçlar genel olarak $3.75 - 4.25 \text{ kN/m}^2$ aralığında uygulanmıştır. Ayrıca deneylerde 800 kN/m^2 den daha küçük gerilme seviyelerinde çalışılmıştır.

Bütün SHK deneylerinde düşey deformasyonun yanısıra numune üzerindeki toplam yük bir load cell (yük ölçer) ile ve tabanda oluşan fazla boşluk suyu basıncı da bir transducer aracılığı ile ölçülmüştür. En yüksek gerilmenin uygulandığı anda tabanda oluşan boşluk suyu basıncının uygulanan en yüksek düşey toplam gerilmeye oranının CH grubu numuneler için en hızlı deneylerde 50 , en yavaş deneylerde 9 , ML grubu numuneler için ise en hızlı deneylerde 5 ve en yavaş deneylerde 1 olduğu gözlenmiştir.

Bunun nedeni olarak azalan deformasyon hızları ile boşluk suyunun daha rahat drene olacağı gösterilebilir ve dolayısıyla bu oranda azalmaktadır.

CH için 3.kademenin ilk üç deneyi ve ML için 2. kademenin son iki deneyi dışında bütün SHK deneyleri tek çevrimli olarak yapılmıştır. SHK deneylerine ait bazı özellikler Tablo 6.4 de sunulmuştur.

Yapılan deneyler sonucu elde edilen boşluk oranı - efektif gerilme eğrileri CH için Şekil 6.6 ve 6.7, ML için ise Şekil 6.8 ve 6.9 da görülmektedir. Burada da klasik ödometre deneylerinde karşılaşılan ve başlangıç boşluk oranlarındaki farklılıklardan kaynaklanan kaymalar söz konusudur. Numune hazırlamanın etkisi nedeniyle meydana gelen başlangıç boşluk oranı farkları dışında her iki zemin numunesi içinde eğrilerin gidiş şekli oldukça benzerdir ve eğimleri (C_c) yaklaşık olarak paralellik göstermektedir. Şekil 6.6 ve Şekil 6.8 klasik ödometre ile SHK deneylerinin karşılaştırması şeklinde verilirken tek çevrimli deneyleri içermekte, Şekil 6.7 ve 6.9 ise çift çevrimli deneyleri içermektedir.

Yine numuneler arasındaki uyumu göstermek amacıyla bu kez SHK deneyleri arasında boşluk oranı farkı - efektif gerilme ($\Delta e - \log p'$) değişimi çizilmiştir. Şekil 6.10 dan görülebileceği gibi CH grubu numuneler üzerinde farklı deformasyon hızlarında yapılan 18 SHK deneyi alınmış aralarında regresyon yapılarak eğri geçirilmiştir. Regresyon sonucu korelasyon katsayısının 89 % gibi yüksek bir değer vermesi eşdeğer numuneler ile çalışıldığını göstermesi bakımından güzel bir örnek oluşturmaktadır. Geçirilen regresyon eğrisinin denklemi ise,

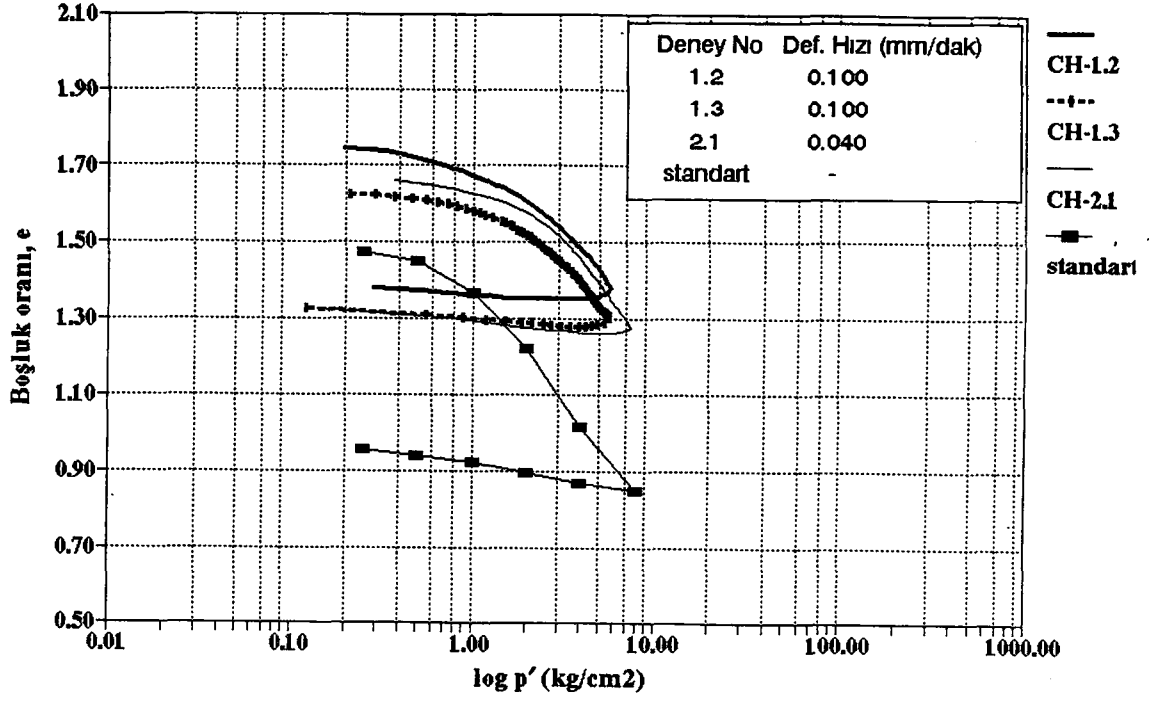
$$\Delta e = 0.060 * p'^{0.88} \quad (6.4)$$

şeklinde bulunmuştur.

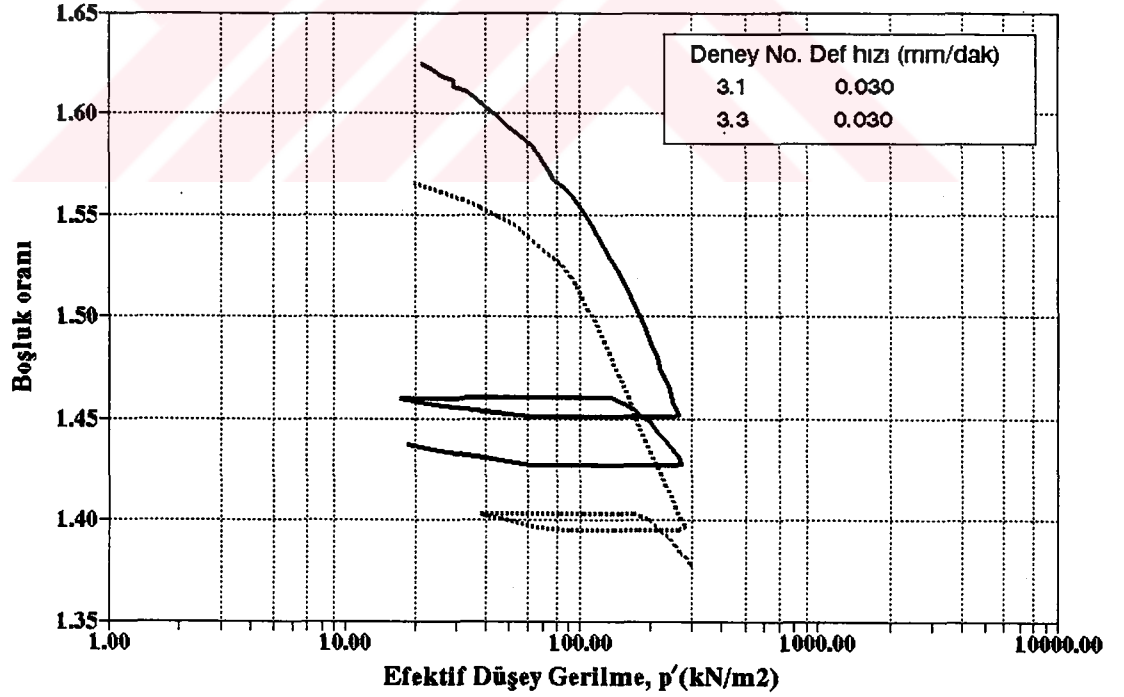
Tablo 6.2 ve Tablo 6.5 de verilen hacimsel sıkışma katsayılarının karşılaştırılması ile daha rahat anlaşılabilceği gibi aynı gerilme seviyeleri dikkate alındığında, SHK deneylerine göre kademeli yüklemeli konsolidasyon deneylerinde numunelerde daha fazla oturma meydana geldiği görülmüştür. Bunun nedeni olarak sabit hızlı konsolidasyon deneyinin hızlı bir deney olması ve deney esnasında tek yönde drenaja izin verilmesi gösterilebilir.

Tablo 6.4 SHK Deneylerine Ait Bazı Özellikler

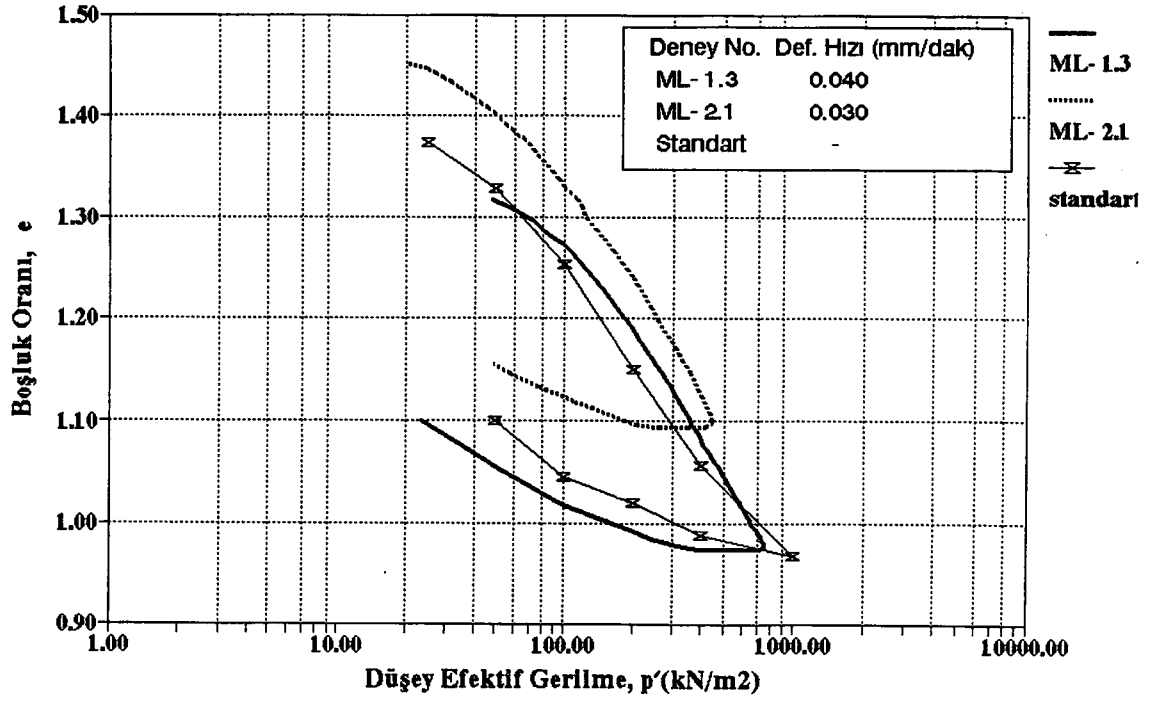
Numune Grubu	Deney No	w _o (%)	w _n (%)	Ters Basınç (kN/m ²)	e _o	p' _{maks} (kN/m ²)	Def. Hızları (mm/dak)	Çev. Sayısı
CH 1. kademe	1.1	59	50	200	1.52	599	0.100	1
	1.2	59	53	175	1.76	582	0.100	1
	1.3	59	50	150	1.65	575	0.100	1
	1.4	59	41	425	1.36	531	0.100	1
	1.5	59	35	425	1.19	292	0.0025	1
	1.6	59	27	375	0.97	722	0.0040	1
CH 2.kademe	2.1	60	50	375	1.66	754	0.040	1
	2.2	60	52	375	1.46	263	0.040	1
	2.3	60	51	425	1.44	262	0.040	1
	2.4	60	45	475	1.30	291	0.040	1
	2.5	60	29	425	0.94	431	0.040	1
	2.6	60	25	325	0.83	464	0.040	1
	2.7	60	37	375	1.15	283	0.040	1
CH 3.kademe	3.1	59	54	425	1.65	272	0.030	2
	3.2	59	53	425	1.53	273	0.030	2
	3.3	59	52	425	1.57	301	0.030	2
	3.4	59	42	425	1.30	317	0.030	1
	3.5	59	35	425	1.11	194	0.0070	1
ML 1.kademe	1.1	52	34	475	0.99	760	0.040	1
	1.2	52	32	375	1.16	754	0.040	1
	1.3	52	40	375	1.32	759	0.040	1
	1.4	52	42	375	1.40	750	0.040	1
ML 2.kademe	2.1	51	42	425	1.46	447	0.030	1
	2.2	51	42	425	1.36	455	0.030	1
	2.3	51	36	425	1.21	479	0.030	1
	2.4	51	35	425	1.23	461	0.030	2
	2.5	51	37	425	1.34	454	0.030	2



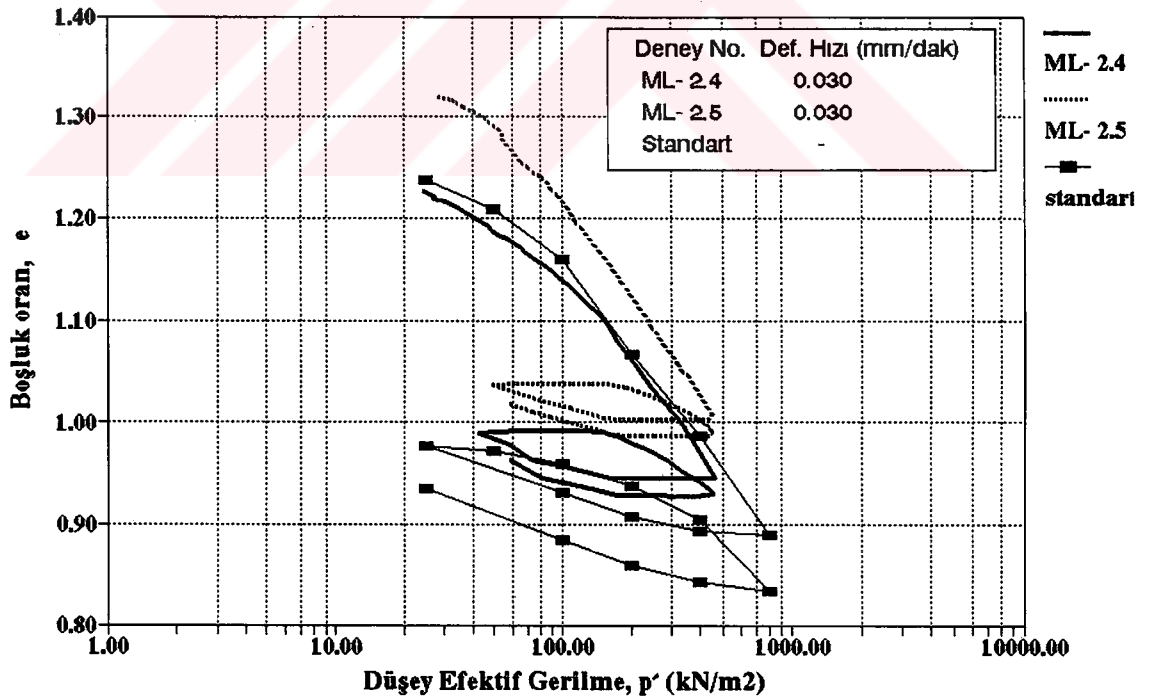
Şekil 6.6 CH İçin Tek Çevrimli SHK Deneylerinden Elde Edilen Boşluk Oranı-Efektif Gerilme İlişkisi ve Klasik Deney ile Karşılaştırılması



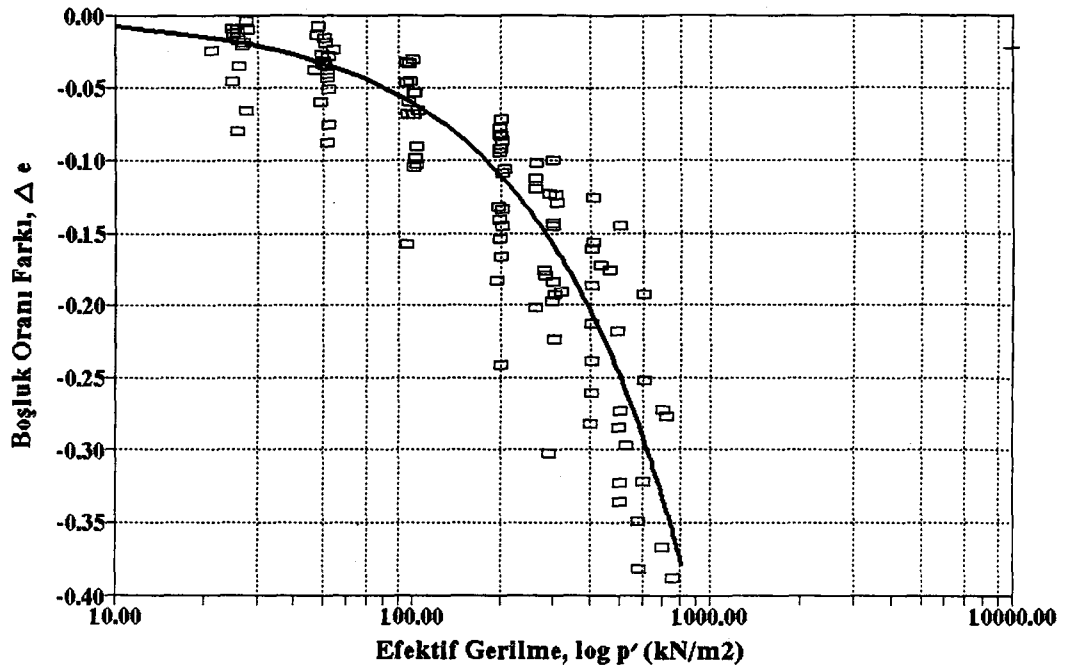
Şekil 6.7 CH İçin Çift Çevrimli SHK Deneylerinden Elde Edilen Boşluk Oranı-Efektif Gerilme İlişkisi



Şekil 6.8 ML İçin Tek Çevrimli SHK Deneylerinden Elde Edilen Boşluk Oranı-Efektif Gerilme İlişkisi ve Klasik Deney ile Karşılaştırılması



Şekil 6.9 ML İçin Çift Çevrimli SHK Deneylerinden Elde Edilen Boşluk Oranı-Efektif Gerilme İlişkisi ve Klasik Deney ile Karşılaştırılması



Şekil 6.10 CH Grubu Numuneler İçin Yapılan Tüm SHK Deneylerinden Elde Edilen Boşluk Oranı Farkı - Efektif Gerilme Eğrisi

SHK deneylerinde konsolidasyon katsayıları 4.20 bağıntısı ile hesaplanmıştır. Buna göre, SHK deneylerinden elde edilen konsolidasyon katsayıları, klasik deneylerden elde edilen değerlere nazaran daha büyük bulunmuş, bunun yanında artan deformasyon hızları ile konsolidasyon katsayılarında arttığı görülmüştür (Şekil 6.11). Bu, klasik deneylerde oturmaların daha fazla meydana geldiği bulgusuna ters düşmekle beraber Smith ve Wahls, bunu boşluk suyu basıncı ölçme sisteminin fleksibilitesine bağlamışlar, fleksibilitenin numune tabanında oluşan boşluk suyu basıncını olduğundan daha küçük gösterebileceğini dolayısıyla daha büyük konsolidasyon katsayıları bulunabileceğini belirtmişlerdir. Yine CH grubuna ait tüm deneylerden bulunan C_v ler arasında regresyon yapılarak Şekil 6.12 de görülen eğri çizilmiştir. Bu durumda regresyon eğrisinin denklemi,

$$C_v = 0.005 * \frac{1}{p^{0.59}} \quad (6.5)$$

olarak bulunmuştur. Korelasyon katsayısı olarak ise 34 % gibi küçük bir değer bulunmuş ve buna geniş aralıkta değişen deformasyon hızlarının neden olduğu düşünülmektedir. SHK deneylerine ait konsolidasyon katsayıları b/r 'nin 0 ve 1 olması durumları için hesaplanmış ve $b/r = 1$ için hesaplanan değerlerin klasik

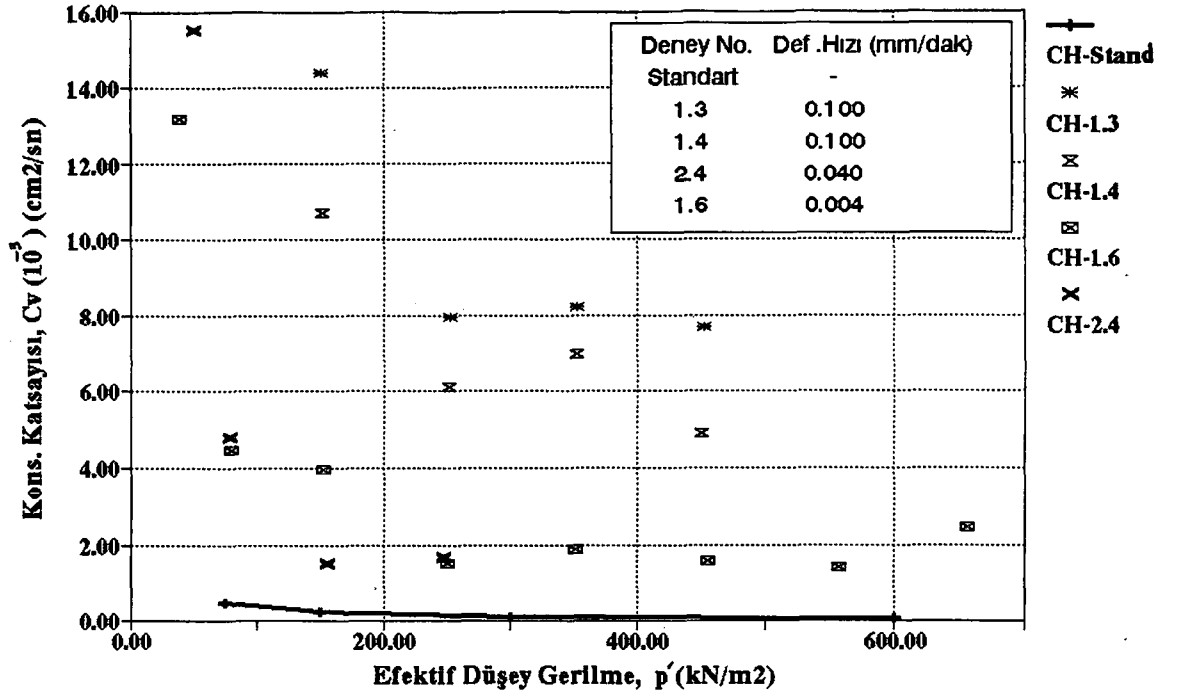
ödometre deneylerinden bulunan değerlere daha yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Tablo 6.6 da $b/r = 1$ için saptanan konsolidasyon katsayıları verilmiştir.

Tablo 6.5 SHK Deneylerine Ait Hacimsel Sıkışma Katsayıları

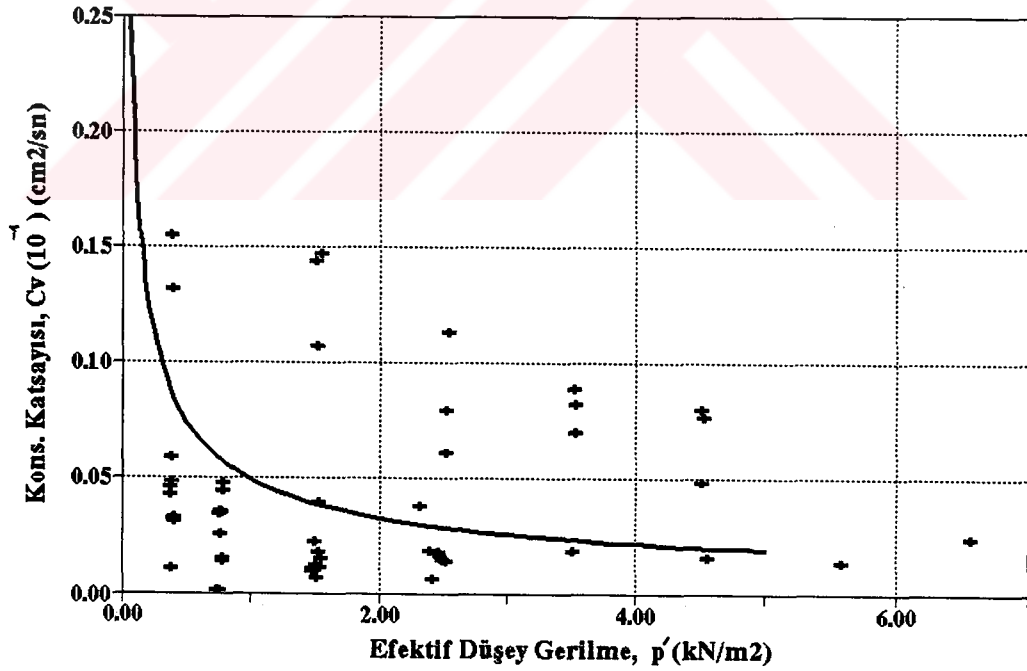
Numune Grubu	Deney No.	Basınç Kademesi (kN/m^2)		
		50-100	100-200	200-400
		m_v katsayıları ($\cdot 10^3$) (m^2/kN)		
CH	1.2	3.468	2.448	2.244
	1.3	1.836	2.346	2.142
	2.5	3.162	2.448	1.938
	2.6	5.508	2.448	1.734
	3.1	2.142	1.734	1.530
	3.2	1.428	1.428	1.122
	3.5	6.732	4.590	3.672
ML	1.3	4.386	4.590	3.264
	2.1	6.936	4.896	3.060
	2.4	5.916	4.182	2.652
	2.5	7.140	5.100	2.856

Tablo 6.6 SHK deneylerine ait konsolidasyon katsayıları

	Deney No.					
	CH-1.2	CH- 1.4	CH-1.6	CH-2.4	CH-2.7	CH-3.4
Basınç kademesi (kN/m^2)	C_v (cm^2/sn)					
0.5 - 1.0	$4.43 \cdot 10^2$	$7.70 \cdot 10^2$	$4.47 \cdot 10^3$	$4.80 \cdot 10^3$	$3.50 \cdot 10^3$	$1.45 \cdot 10^3$
1.0 -2.0	$1.47 \cdot 10^2$	$1.07 \cdot 10^2$	$3.98 \cdot 10^3$	$1.53 \cdot 10^3$	$1.28 \cdot 10^3$	$1.14 \cdot 10^3$
2.0 - 3.0	$1.13 \cdot 10^2$	$6.12 \cdot 10^3$	$1.50 \cdot 10^3$	$1.68 \cdot 10^3$	$6.90 \cdot 10^4$	$1.45 \cdot 10^3$
3.0 - 4.0	$8.84 \cdot 10^3$	$6.98 \cdot 10^3$	$1.87 \cdot 10^3$	-	-	-
4.0 - 5.0	$7.98 \cdot 10^3$	$4.89 \cdot 10^3$	$1.57 \cdot 10^3$	-	-	-

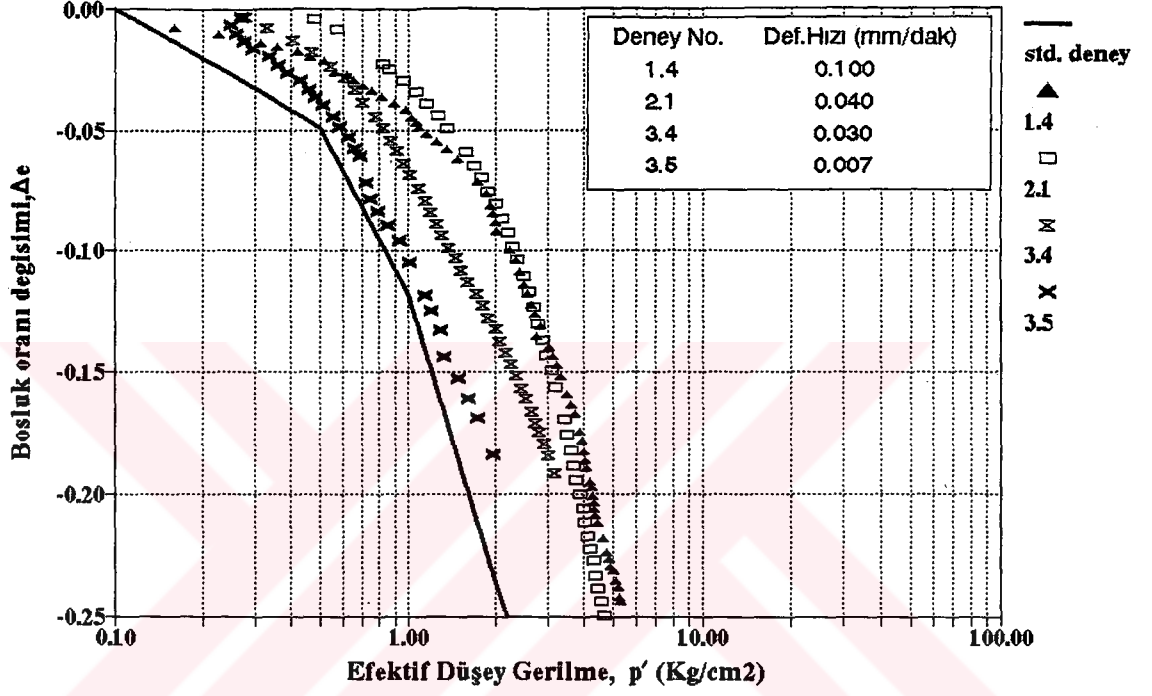


Şekil 6.11 SHK ve Klasik Ödometre Deneylerinden bulunan Konsolidasyon Katsayılarının Karşılaştırılması



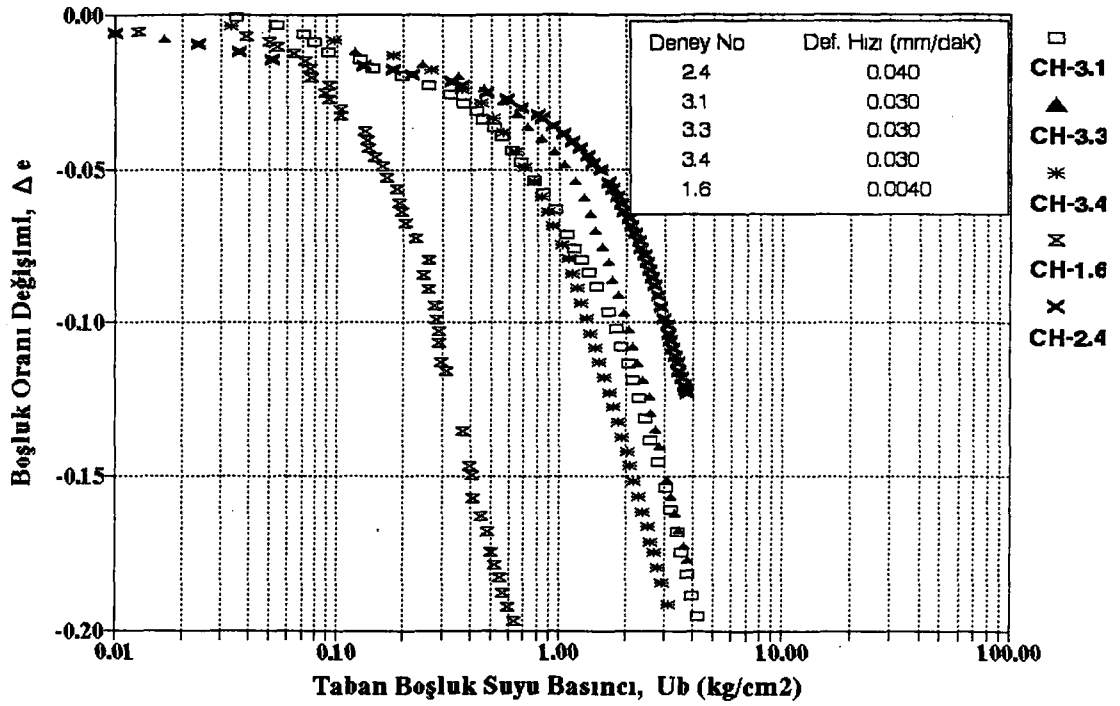
Şekil 6.12 CH Grubu Numuneler için SHK Deneylerinden Bulunan Konsolidasyon Katsayıları Arasındaki Değişim

Şekil 6.13 de ise CH grubu numuneler için boşluk oranı farkı - efektif gerilme ilişkisi ($\Delta e - \sigma'$), kademeli yüklemeli deney ile SHK deneylerinin karşılaştırılması şeklinde sunulmuştur. Görüldüğü gibi büyük deformasyon hızlarında klasik deney eğrisinden sapmalar artmakta, deformasyon hızları azaldıkça klasik deney ile uyum artmaktadır. Deformasyon hızında meydana gelen artış sıkışabilirlikte bir azalma olarak $\Delta e - \sigma'$ ilişkisine yansımaktadır.



Şekil 6.13 CH Numuneleri İçin Farklı Deformasyon Hızlarındaki SHK Deneyleri İle Klasik Deneyler Arasındaki Boşluk Oranı Farkı - Efektif Düşey Gerilme İlişkisi

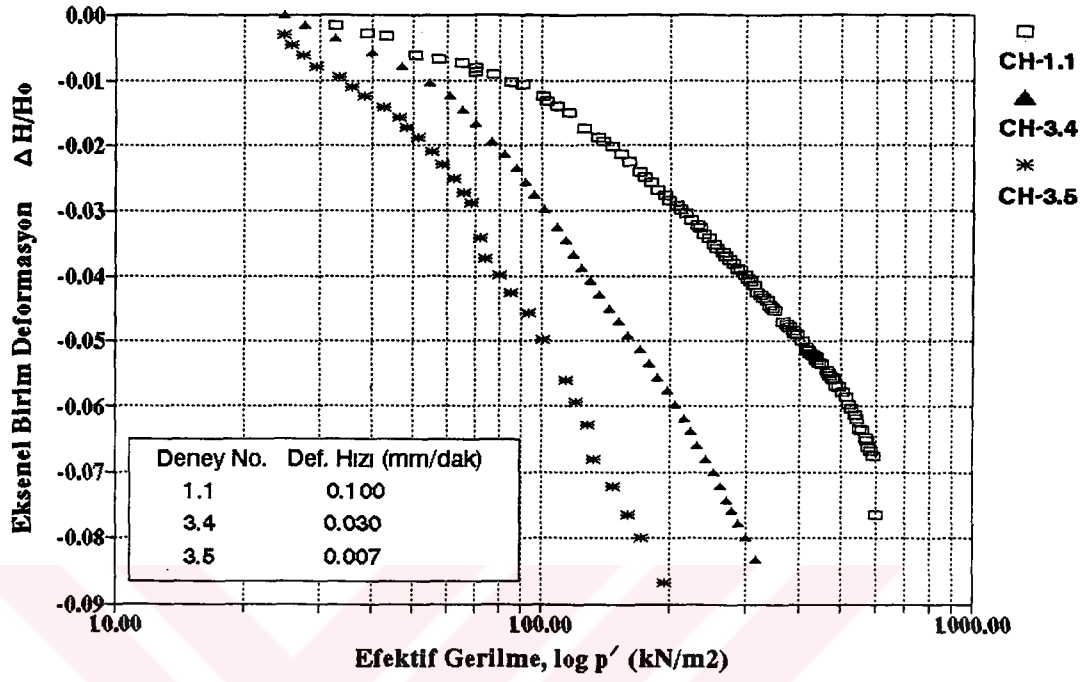
Tabanda oluşan boşluk suyu basıncı üzerine deformasyon hızının etkisi Şekil 6.14 de verilen $\Delta e - u_b$ değişimi ile görülmektedir. Deneylerin başlangıcında taban boşluk suyu basıncındaki ani yükselmeden sonra $\Delta e - u_b$ arasındaki ilişkinin yaklaşık olarak lineer olduğu gözlenmiştir. Buradan hareketle hızlı yüklemenin doğal sonucu olarak büyük deformasyon hızlarında daha büyük taban boşluk suyu basınçları olduğu rahatlıkla söylenebilir. Şekilde aynı hızda yapılan üç deney arasında da çok iyi bir uyum olduğu görülmektedir.



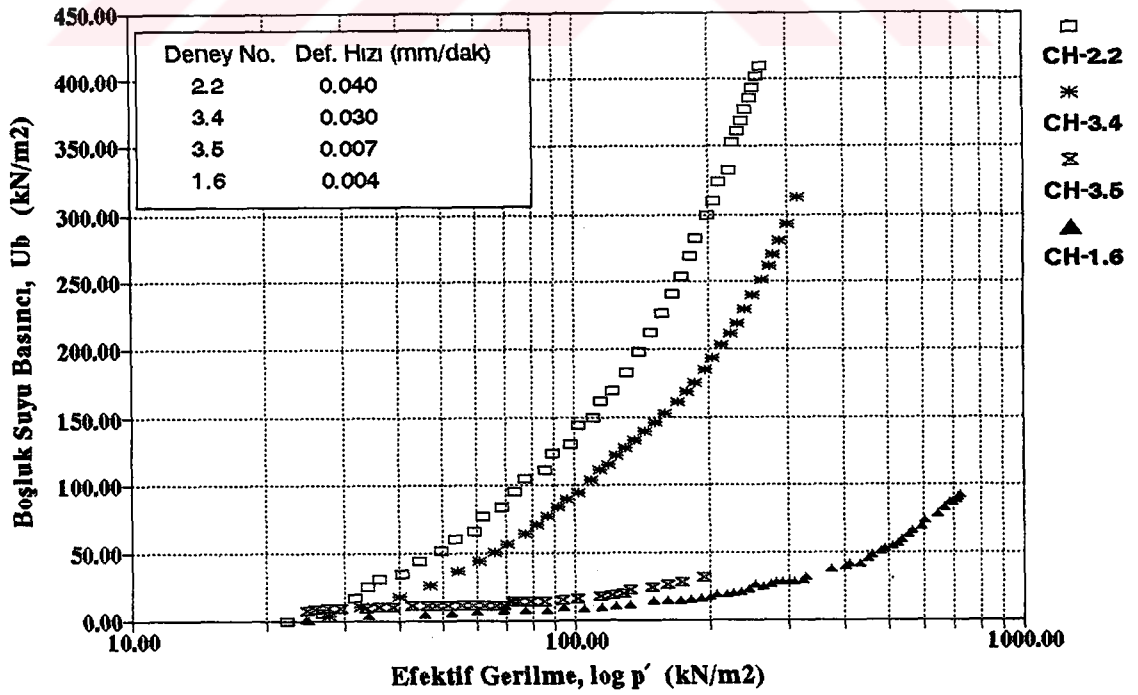
Şekil 6.14 Taban Boşluk Suyu Basıncına Deformasyon Hızının Etkisi

SHK deneylerinde klasik deneylere nazaran daha az oturma görülmesinin yanında düşük deformasyon hızlarında büyük hızlara göre daha fazla oturma gözlenmiştir. Bu durum düşük hızlı deneylerde fazla boşluk suyunun üst drenaj yolu ile daha çabuk sönmülmesi şeklinde açıklanabilir. Şekil 6.15 de farklı deformasyon hızlarında yapılan deneylerin eksenel birim deformasyon - efektif gerilme değişimi verilmiştir ve küçük hızlarda ulaşılan deformasyon miktarlarına yüksek hızlı deneylerde daha yüksek gerilme seviyelerinde ulaşılmıştır. Şekil 6.16 ise yine deformasyon hızı azaldıkça fazla boşluk suyu basıncının daha yavaş oluştuğunu gösteren güzel bir örnektir.

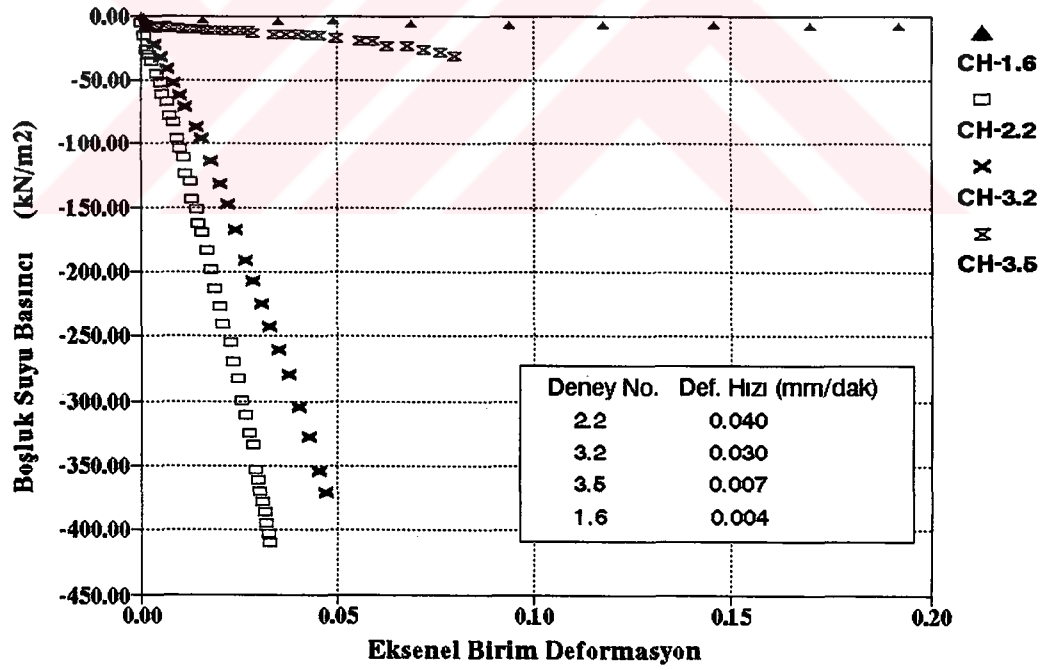
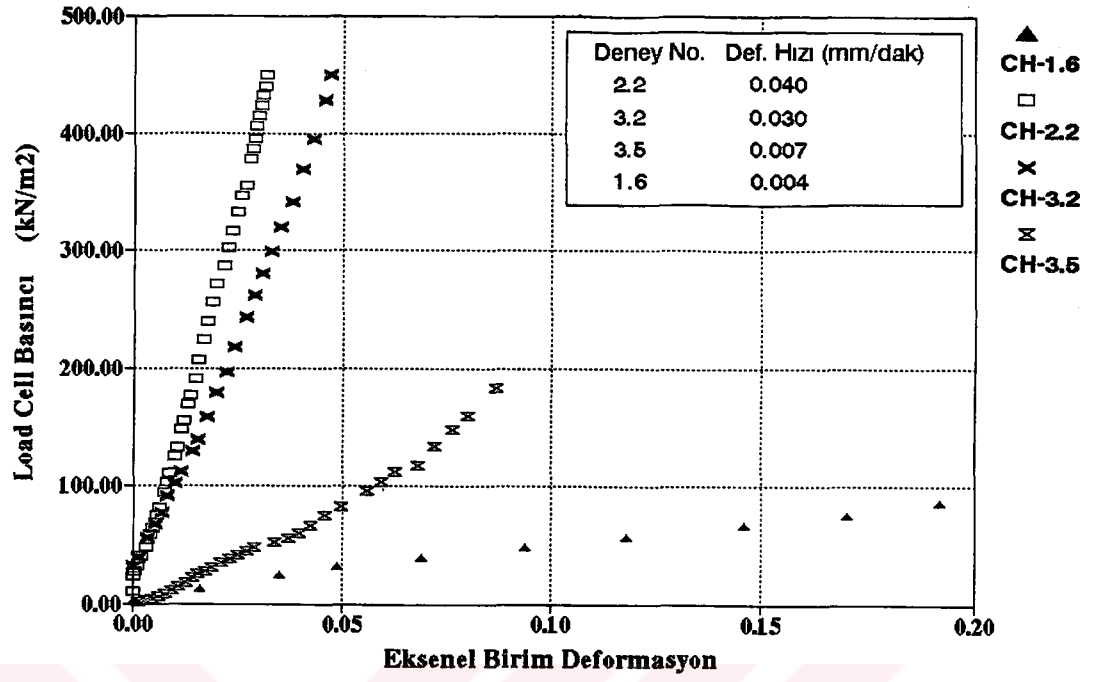
Şekil 6.17 de ise eksenel birim deformasyona karşılık load cell 'den okunan eksenel gerilme ve boşluk suyu basıncı değişimi çizilmiştir. Şekillerde yükleme hızı arttıkça aynı eksenel birim deformasyon değerine karşılık gelen eksenel gerilme değeri artmakta ve dolayısıyla yavaş yükleme sonucu daha düşük boşluk suyu basıncı oluşmaktadır.



Şekil 6.15 CH İçin Farklı Deformasyon hızlarında yapılan Deneylerin Eksenel Birim Deformasyon - Efektif Gerilme Değişimi



Şekil 6.16 Deformasyon Hızına Bağlı Olarak Boşluk Suyu Basıncı değişimi (CH)



Şekil 6.17 Eksenel Birim Deformasyon - Eksenel Gerilme - Boşluk Suyu Basıncı İlişkisi

BÖLÜM 7

SONUÇLAR

Bu araştırmada, zeminlerin konsolidasyon karakteristiklerinin belirlenmesinde geniş kullanım alanına sahip kademeli yüklemeli ödometre deneylerinin sahip olduğu uzun deney süresi, oturma eğrisinin sürekli bir şekilde elde edilememesi, her yük artışı esnasında üniform olmayan gerilme dağılışı, yüksek ve değişebilir deformasyon hızları, suya doygunluk için ters basınç uygulanamayışı gibi dezavantajları ortadan kaldıran ve oturma parametrelerinin çok daha kısa sürede elde edilmesini sağlayan sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deney sistemi ve yöntemi kullanılmış, uygulanabilirliği araştırılmış ve klasik kademeli yüklemeli konsolidasyon deneyleri ile karşılaştırması yapılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda,

1- SHK deneyleri, aynı gerilme seviyeleri dikkate alındığında, düşük deformasyon hızlarında büyük deformasyon hızlarına göre daha fazla oturma göstermiştir. Bunun nedeni olarak, deneylerde çok geniş aralıkta değişen deformasyon hızları kullanılması ve düşük deformasyon hızlı deneylerde fazla boşluk suyu basıncının üst drenaj yolu ile daha rahat drene olması gösterilebilir.

2- SHK deneyleri sonucunda, aynı gerilme seviyeleri dikkate alındığında, klasik ödometre deneylerine oranla daha az oturma meydana geldiği gözlenmiştir.

3- Numune hazırlamanın etkisinden kaynaklanan başlangıç boşluk oranı farkları dışında boşluk oranı - efektif gerilme eğrilerinin gidiş şekli oldukça benzerdir ve eğimleri (C_c) yaklaşık olarak paralellik göstermiştir. Eğrilerde meydana gelen kaymaların başlangıç boşluk oranlarındaki farklardan kaynaklandığını göstermek için CH grubu numuneler için boşluk oranı farkı - efektif gerilme değişimi çizilmiş ve yapılan regresyon sonucunda oldukça yüksek bir korelasyon katsayısı bulunmuştur.

4- Boşluk oranı farkı - efektif gerilme ($\Delta e - \sigma'$) ilişkisinde kademeli yüklemeli deney ile SHK deneylerinin karşılaştırılması sonucu büyük deformasyon hızlarında klasik deney eğrisinden sapmaların artmakta olduğu, deformasyon hızları azaldıkça da klasik deney ile uyumun artmakta olduğu gözlenmiştir.

5- Tabanda oluşan boşluk suyu basıncı ile efektif gerilme ($u_b - \sigma'$) değişimi çizildiğinde ise hızlı yüklemenin sonucu olarak aynı gerilme seviyelerinde deformasyon hızının artması ile boşluk suyu basıncıda artmaktadır.

6- Klasik deneylerden karekök zaman yöntemi ile bulunan konsolidasyon katsayıları arasında büyük uyum görülmüştür. Fakat SHK deneylerinde, Smith ve Wahls tarafından önerilen 4.20 bağıntısı ile bulunan konsolidasyon katsayıları, klasik deneylerden bulunan değerlere oranla daha büyük bulunmuş, bunun yanında artan deformasyon hızları ile konsolidasyon katsayılarının da arttığı görülmüştür. Smith ve Wahls [8], bunu boşluk suyu basıncı ölçme sisteminin fleksibilitesine bağlamışlar, fleksibilitenin numune tabanında oluşan boşluk suyu basıncını olduğundan daha küçük gösterebileceğini dolayısı ile daha büyük konsolidasyon katsayıları bulunabileceği belirtmişlerdir.

Anlaşılabacağı gibi SHK deneyleri, getirdiği bir takım üstünlüklere rağmen klasik deneyden daha karmaşık ve daha dikkat isteyen bir deneydir. Özellikle deneye başlamadan önce numunenin yük alıp almadığı kontrol edilmeli ve load cell ile numunenin teması sağlanmalıdır. Sabit deformasyon hızlı konsolidasyon deneylerinin data acquisition gibi donanımın sağlanması, kullanılan numuneye uygun deformasyon hızı seçilmesi ve deneylerde gerekli özenin gösterilmesi durumunda güvenilir sonuçlar vereceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] BJERRUM, L., CASAGRANDE, A., PECK, R.B., SKEMPTON, A.W., "From Theory To Practice In Soil Mechanics", John Wiley and Sons., April, 1967.
- [2] TERZAGHI, K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons., New York, 1943.
- [3] HAMILTON, J.J., CRAWFORD, C. B., "Improved Determination of Preconsolidation Pressure of a Sensitive Clay", Special Technical Publication, No. 254, pp. 254-270, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1959.
- [4] CRAWFORD, C. B., "Interpretation of the Consolidation Test", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, No. SM5, Proc. Paper 4056, pp. 87-102, September, 1964.
- [5] SCHMERTMANN, J. H., "Discussion of Interpretation of the Consolidation Test", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 91, No. SM2, pp. 131-135, March, 1965.
- [6] CRAWFORD, C. B., "The Resistance of the Soil Structure to Consolidation", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No.2, Ottawa, Canada, May, 1965.
- [7] WAHLS, H. E., DEGODOY, N. S., "Discussion of Interpretation of the Consolidation Test", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 91, No. SM3, pp. 147- 152, May, 1965.
- [8] SMITH, R. E., WAHLS, H. E., "Consolidation Under Constant Rates Of Strain", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM2, pp. 519 - 539, March, 1969.
- [9] LOWE, J., III, JONAS, E., and OBRICIAN, V., "Controlled Gradient Consolidation Test", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. SM1, pp. 77-97, January, 1969.

- [10] WISSA, A. E. Z., CHRISTIAN, J. T., DAVIS, E. H., HEIBERG, S., "Consolidation at Constant Rate of Strain", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM10, pp. 1393 - 1413, October, 1971.
- [11] BYRNE, P. M., AOKI, Y., "The Strain Controlled Consolidation Test", Soil Mechanics Series No. 9, The University of British Colombia, Vancouver, Canada, 1969.
- [12] ABOSHI, H., YOSHIKUMI, H., MARUYAMA, S., "Constant Loading Rate Consolidation Test", Soils and Foundations, Vol. X, No. 1, pp. 43 - 56, March, 1970.
- [13] JANBU, N., TOKHEIM, O., "A Continuous Consolidation Test", Bulletin 9, The Norwegian Institute of Technology, February, 1976.
- [14] JANBU, N., TOKHEIM, O., SENNESET, K., "Consolidation Tests with Continuous Loading", Bulletin 14, The Norwegian Institute of Technology, 1981.
- [15] UMEHERA, Y., ZEN, K., "Constant Rate of Strain Consolidation for Very Soft Clayey Soils", Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, pp. 79 - 95, 1980.
- [16] ARMOUR, D. W., JR., DRNEVICH, V. P., "Improved Techniques for the Constant - Rate - of - Strain Consolidation Test", Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM STP 892, PP. 170 - 183, Philadelphia, 1986.
- [17] ÖZDEMİR, B., "Sabit Hızlı Konsolidasyon", MMLS Tezi, İ.T.Ü., 1979.
- [18] KAPTANOĞLU, Ö., "Konsolidasyon Deney yöntemlerinin Karşılaştırılması", MMLS Tezi, İ.T.Ü., 1984.
- [19] TUNCAN, M., "Determining the Behaviour of Clay Under Repeated Loading Condition Using the CRS Oedometer", MMLS TEZİ, Boğaziçi Üniversitesi, 1984.

ÖZGEÇMİŞ

Yazar 1969 yılında Edirne 'de dünyaya geldi. İlk öğrenimine İstanbul Süleyman Hüsnü Paşa İlkokulu 'nda başlayıp Şükrü Yemenicioğlu İlkokulu 'nda tamamladı. Orta öğrenimini İstanbul Vefa Poyraz Lisesi 'nde tamamlayarak aynı yıl İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazandı. 1991 yılında bu bölümden mezun olduktan sonra aynı yıl içerisinde İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalında yüksek lisans öğrenimine başladı. Halen yüksek lisans öğrenimine devam etmektedir.

