

51
295

-27-

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

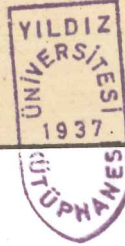
**MİMARLIKTA ZEMİN MÜHENDİSLİĞİ
VERİLERİNİN STRÜKTÜR TASARIMINA
ETKİSİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
MİMAR ATILLA ÖVEN

İSTANBUL 1988

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
GENEL KİTAPLIĞI

Kot : R 151 295
Alındığı Yer : Fen Bil. Ens.
Tarih : 15/6/1989
Fatura :
Fiatı : 9000 TL.
Ayniyat No : 1/15
Kayıt No : 4627771
UDC : 378.242-624.15
Ek :



+

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ



MİMARLIKTA ZEMİN MÜHENDİSLİĞİ
VERİLERİNİN STRÜKTÜR TASARIMINA
ETKİSİ



YÜKSEK LİSANS TEZİ
MİMAR.ATILLA ÖVEN

İSTANBUL 1988



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET

SUMMARY

BÖLÜM

I. GİRİŞ	1
1.1. Sorunun Belirlenmesi	1
1.2. Amaç	3
1.3. Önem	4
1.4. Varsayım	5
1.5. Sınırlar	5
II. LABORATUAR DENEYLERİ VE ZEMİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİNİN SAPTANMASI	6
2.1. İnşaat Mühendisliği Açısından Zemin Cinsleri ve Özellikleri	7
2.1.1. Kaba Daneli Zeminler	7
2.1.2. İnce Daneli Zeminler	9
2.2. Zemin Etüdü	11
2.2.1. Sınıflama Deneyleri	11
2.2.2. Ödometre Deneyi	17
2.2.3. Taşıma Gücü Deneyleri	25
2.3. Zeminin Taşıma Gücünün Belirlenmesi.....	30
III. ZEMİN MÜHENDİSLİĞİ VERİLERİNİN STRÜKTÜR TASARIMINA ETKİSİ	36
3.1. Temel Tasarımında Zemin Mühendisliğinin Rolü	36
3.1.1. Temel Zemininin Temel Tasarımına Etkisi	36
3.2. Temel Zemininin Mimari ve Strüktür Planlamasına Etkisi	60
IV. SONUÇ	72
EKLER	74

A.Laboratuar Deney Sonuçlarına İlişkin Tablolar	75
B.Laboratuar Deney Sonuçlarına İlişkin Şekiller	91

KAYNAKLAR	105
-----------------	-----

ÖZGEÇMİŞ	107
----------------	-----

ÖZET

Yapının taşıyıcı strüktürünün tasarımında, önemli rol oynayan etkenlerden biri, temel zemininin yükler karşısındaki davranışdır. Taşıyıcı strüktür tasarımını gerçekleştirmek ise mimarların görevleri arasında bulunmaktadır. Taşıyıcı strüktür tasarımının başarısı yapı bütünüün başarısını büyük ölçüde etkilemektedir. Ancak mimarların temel zemini ve davranışı hakkındaki teorik bilgileri yetersiz kalmaktadır. Kuşkusuz bu konunun inşaat mühendisliğinin bir uzmanlık dalı olması mimarların bu konuda detaylı bilgilenmesini önlemiştir. Mimarların, zemin mühendisleri ile yapacakları ortak çalışmalarda, yapının taşıyıcı strüktür planlamasında önemli bir faktör olan zemin mühendisliği verilerini tanımaları ve bilmeleri şarttır.

Bu çalışmada temel zeminin yükler karşısındaki davranış özellikleri, zemin mühendisliği (Gecteknik müh.) disiplini içerisinde anlatılmıştır. Alınan deney numuneleri üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmış, bu deney sonuçları hakkında zemin raporu verilerine göre de zemin taşıma gücü ve zeminin strüktür planlamasına etkileri incelenmiştir.

Özellikle gökdelenlerin ve yüksek yapıların gündemdem olduğu Türkiye'de bu konu ayrı bir önem kazanmaktadır. Bu çalışma ile mimarların zemin mühendisliği hakkında yeterli bir bilgilenmeye sahip olmaları amaçlanmıştır. Bunun yanı sıra verilen ayrıntılı zemin raporu inşaat mühendisleri için de bir kaynak oluşturmaktadır.

SUMMARY

The behaviours of the basic foundation ground loads is one of the essential factor in the designing of the supporting structure. The Architects have been charged to perform the supporting structure designs. The success of the supporting structure designing hardly affect the building wholly. However, the theoretical datas about the foundation ground and behaviours of the Architects are not sufficient. Of course architects have been prevented to obtain the detailed datas on that matter since that is covered in the branch of the civil engineering area. Architects have to be informed on the ground engineering datas which are essential factors in the planning of supporting structure of the building in the performances made jointly with the ground engineers.

The characteristics of the foundation ground against loads in this dissertation have been discussed based on the ground engineering (Geotechnics Engineering) disciplines.

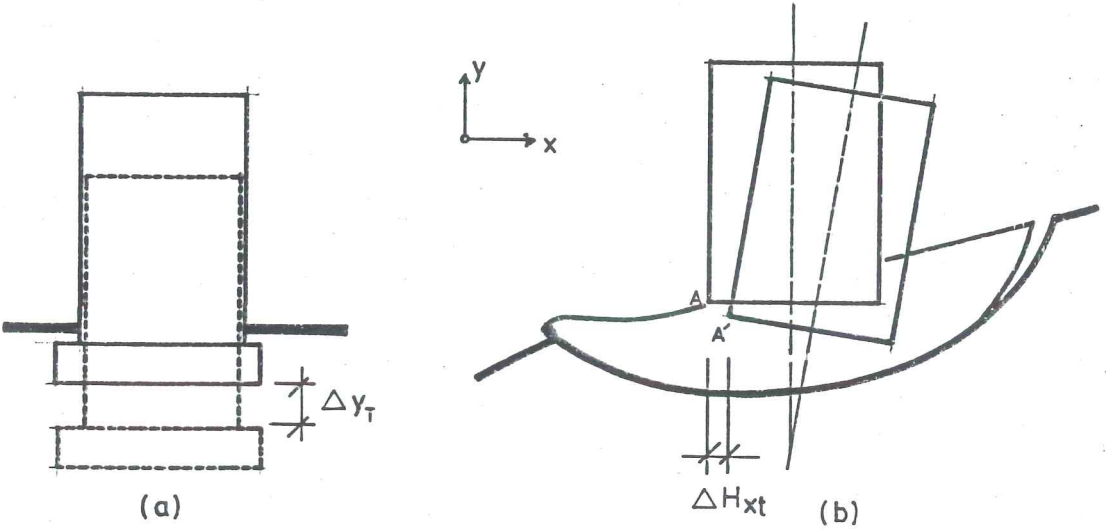
Laboratory examinations on the samples have been performed and foundation bearing capacity according to the foundation report and its affects on the structure planning of the foundation have been discussed.

Particularly, this matter has been gaining more importance in Turkey in which the skyscrapers and higher buildings have been discussed. In this dissertation it is foreseen that the architects will get sufficient datas on ground engineering. Furthermore, given detailed ground report is also a reference for the civil engineers.

BÖLÜM I
GİRİŞ

1.1. Sorunun Belirlenmesi

Yapı yüklerini zemine ileten ve yönlendiren strüktürün, temel zemindeki hareketlerden etkilenmemesi olanaksızdır. Temel zemininde yerçekimi doğrultusunda (düşey) hareketler (oturmalar) olabileceği gibi, eğimli yamaçlarda yanıl hareketlerinde olabileceği gözönüne alınmalıdır. (Şekil 1)



Şekil 1

Zeminin yapısı nedeniyle, yapıda oluşacak hareketler

Bir yapı temeli altında farklı oturmalar ve yamaçtaki kaymalar yapının ekseninin düşey doğrultudan sapmasına, yani dönmesine neden olabilir. (Şekil 2)

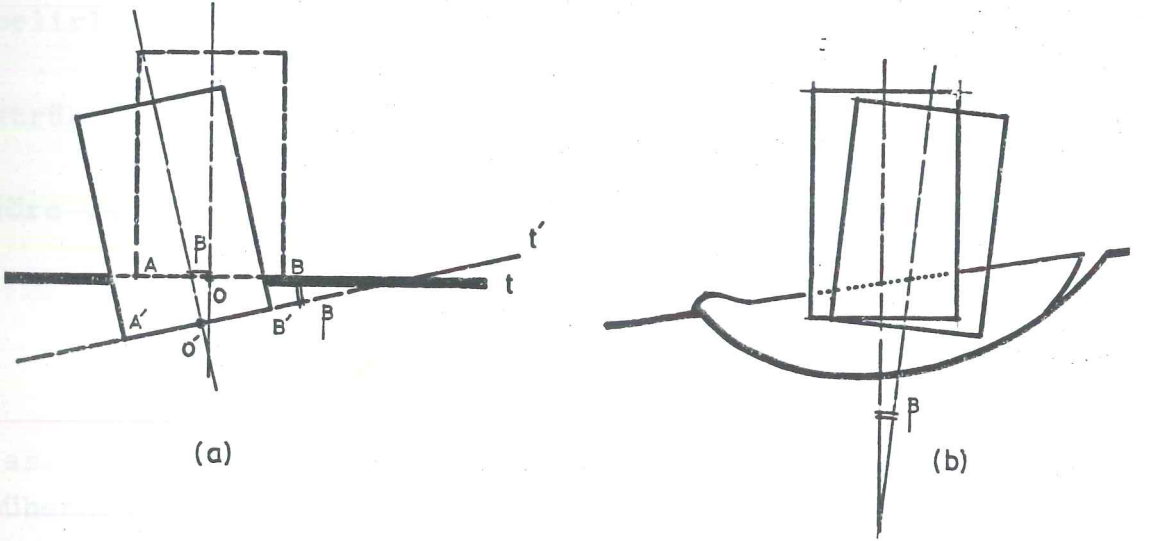
Düsey yatay hareketler ve dönmelerin miktarı

- a) Yapı yüklerinin şiddetine
- b) Zemin cinsine ve davranışına

bağlıdır. Bu miktarların belli değerleri geçmesi yapı strüktürünün stabilitesini bozarlar. Stabilite bozulmuş bir yapıda oluşan zorlamalar çatlamalara ve yıkılmalara neden olur.

Bu gibi olumsuz durumların önceden önlenmesi için, strüktürün belli bir biçim ve büyüklükte tasarlanması gerekir. Önemli olan strüktürün zemin deformasyonları ile uyum sağlayabilecek fleksibilitede olmasıdır.

Sağlıklı bir strüktür tasarımı için zemin mühendisliğinin verilerinden yararlanılması gerekir. Zemin deformasyonlarından soyutlanmış özgür bir strüktür tasarımı düşünmek anlamsızdır.



Şekil 2

Zeminin yapısı nedeniyle, yapıda oluşacak dönmeler.

Zeminin taşıma gücü ile deformasyon yapma mekanizmasının belirlenmesi rasyonel bir strüktür tasarımı için gereklidir. Bu nedenle yapı strüktür tasarımına başlamadan önce, zeminin davranış mekanizmasının zemin mühendisliği yöntemlerine göre belirlenmesi gerekir. Bunun için aşağıda belirtilen çalışmaların yapılması gerekir.

- A) Arazi zemin araştırmaları (Sondaj ve muayene çukurları yardımı ile)
Zemin kesitinin belirlenerek, zemin türlerinin saptanması.
- B) Laboratuvar deneyleri yapılır.
- C) (Deney verilerinin değerlendirilmesi)
- a) Zemin parametrelerinin belirlenmesi (\emptyset , γ , c)
- b) Zemin taşıma gücünün belirlenmesi.
- c) Zemin deformasyon karakteristiklerinin belirlenmesi (Sıkışma indeksi, konsolidasyon katsayıları.)
- d) Eğimi yamaçlarda, şev stabilite analizlerinin yapılması
- D) Yapı yük arazilerine göre yapı temel sisteminin belirlenmesi.
- E) Fleksibl veya rijit temel sistemine göre yapı strüktürünün belirlenmesi.
- F) Temel zemininin davranışlarına ve taşıma gücüne göre yapı yüksekliğinin saptanması.

1.2. Amaç

Bir mimarın mekân tasarımının paralelinde, strüktür tasarımında iyi bilmesi gereklidir. Aksi takdirde inşaat mühendislerince ele alınan konu, hesap bakımından doğru olmasına karşın, detay ve boyut bakımından mimari açıdan sakıncalı olabilir. Karşılıklı işbirliği isteyen bu konuda; mimarın inşaat mühendisinin konu hakkındaki teknik bilgisini, koordinasyonu sağlayacak düzeyde anlayabilmelidir. Bu yapının başarısı açısından şarttır.

Özellikle strüktür plânlamasını etkileyen en önemli Faktörlerden biri olan zemin koşulları, zemin mühendisliğini ilgilendirmektedir. Zemin mühendisliği ise; inşaat mühendisliğinin bir uzmanlık dalıdır.

Bu çalışmada amaç,

- 1.Zemin koşulları nasıl saptanabilir?
- 2.Zemin raporu nasıl hazırlanır?
- 3.Zemin raporunun içerdiği bilgiler nelerdir?
- 4.Sonuçlarının değerlendirilmesi nasıl olur?
- 5.Zemin koşulları strüktür ve tasarımına nasıl etki eder?
- 6.Olumsuz zemin koşulları yapıya nasıl zarar verebilir?
- 7.Olumsuz zemin koşulları nedeniyle oluşacak hasarları önlemek için plânlama ve uygulama aşamalarında ne gibi tedbirler alınması gereklidir?

Sorularına cevap bulmaktır. Bu çalışma mimarların, inşaat mühendisleriyle bu konudaki ortak çalışmalarını için gerekli bilgi düzeyini takviye etmesini de amaçlamaktadır. Ayrıca zemin raporunun nasıl hazırlanması gerektiği konusunda da yetersiz olan kaynaklar, göz önünde bulundurularak mimarların ve inşaat mühendislerinin faydalanabileceği ayrıntılı bir zemin raporu hazırlanması amaçlanmıştır.

1.3.Önem

Bu çalışmada zemin mühendisliğinin ilgi alanı içine giren zeminin yükler karşısında davranışı laboratuvar deneylerine bağlı olarak incelenmiştir. Bu deneyler sonucu ortaya çıkan zemin davranışının strüktür tasarımını nasıl etkilediği anlatılmıştır.

Strüktür plânlamasında, mimarın doğru kararlar verebilmesi, zemin davranışını iyi bilmesi ile mümkündür. Zeminin davranışı ise inşaat mühendisliğinin ilgi alanı içinde olduğu için mimarlar konu ile yakından ilgilenememişlerdir. Çalışma, mimarları bu konuya yaklaştırmak ve derinlemesine bilgilendirmek açısından önem taşımaktadır.

1.4.Varsayım: (Sayıltılar)

Bu çalışmada iki temel sayıltıdan hareket edildi. Bunlardan birincisi strüktür plânlamasında önemli rol oynayan mimarın zeminin davranışı hakkında yeterli bir bilgilenmeye sahip olması gerektiği ikincisi ise zemin mühendisliği hakkında mimarlara yönelik, Türkçe kaynaklara duyulan gereksinimin karşılanamamasıdır.

1.5.Sınırlılıklar

Çalışmada zemin davranışının sadece, mimarlık ana bilim dalını ilgilendiren yapıların strüktür plânlamasına etkisi incelenmiştir. Mühendislik yapılarının strüktür planlamaları bu çalışmanın kapsamı içinde olmamaktadır. Zeminin davranışının strüktür plânlamasına etkide bulunduğu zemin türleri kohezyonlu zeminlerdir. Bu nedenle çalışmada kohezyonlu zeminlerin davranış özelliklerine ve strüktür plânlamalarına etkilerine ağırlık verilmiştir. Laboratuvar deneyleri kohezyonlu zemin numuneleri üzerinde yapılmıştır. Kohezyonsuz zeminler zemin mühendisliği açısından güvenli zeminler olarak bilinirler. Bu tür zeminler zamana bağlı oturmalar yapmadıklarından sadece taşıma gücü bakımından incelenmeleri yeterli olmaktadır. Bu yüzden strüktür planlaması üzerindeki etkileri ihmâl edilebilir.

BÖLÜM II

LABORATUAR DENEYLERİ VE ZEMİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİNİN SAPTANMASI

Arsa zemininden alınan örselenmiş ve örselenmemiş deney numuneleri üzerinde çeşitli laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Yapılacak yapı cinsine uygun olarak, aşağıda belirtilen zemin endeks özellikleri gerekli olacaktır.

1. Atterberg kıvam limitleri
2. Dane birim hacim ağırlığı
3. Tabii birim hacim ağırlığı
4. Porozite, boşluk oranı
5. Granülometri
6. Serbest basınç mukavemeti
7. Su muhtevası
8. Plastisite indisi
9. Likitlilik indisi,

Burada unutulmaması gerekli olan nokta, yapının türüne, büyüklüğüne ve önem derecesine uygun zemin verilerinin ve dolayısı ile deney programının saptanmasıdır. Bu çalışmada, yukarıda belirtilen endeks özelliklerinin yanında zeminin mühendislik özelliklerinden;

1. Kayma mukavemeti
2. Sıkışma özelliğinin (Kompresebilite) belinmesi gereklidir. Bu veriler için saptanacak deney programı;
1. Likit limit (W_L), Plastik limit (W_P), Rötire limiti (W_R) tayini

2. Piknometre deneyi
3. Elek analizi
4. Hidrometre deneyi
5. Ödemetre deneyi
6. Serbest basınç deneyi
7. Üç eksenli basınç deneyinden oluşmaktadır.

2.1. İnşaat Mühendisliği Açısından Zemin Cinsleri ve Özellikleri

Yapının inşaa edileceği arazinin, zemininin yükler karşısındaki davranışını belirleyebilmek için, öncelikle zeminin sınıflandırılması gerekir.

İnşaat mühendisliğinde, zeminler genel olarak üç ana sınıfa ayrılırlar.

1. Kaba daneli zeminler
2. İnce daneli zeminler
3. Organik zeminler

Organik zeminler, içlerinde humus ihtiva ederler. Üzerlerine yapı yapmaya uygun olmayan zeminlerdir. Yüzeyde bulunan organik zeminler, temel zemini açısından uygun olmadıklarından kaldırılırlar.

2.1.1. Kaba Daneli Zeminler

Kaba daneli zeminler, 0.06 mm den küçük boyuttaki danelerin ağırlıkça tutarı % 15 ten fazla olmayan zeminlerdir. Büyüklük bakımından, taştan, çakıl ve kuma kadar değişen kaya parçalarından meydana gelmiştir. Daneler yuvarlak ise, birçok çakıl ve kumu ana minerali kuvarstır. Kaba daneli zeminleri dane boyutlarına göre sınıflayabiliriz.

1. $d > 30$ cm iri kaya
2. $30 > d > 15$ cm küçük kaya
3. $15 \text{ cm} > d > 2$ mm çakıl
4. $2 > d > 0.076$ mm kum

Genel olarak kaba daneli zeminler, hemen bütün kayma mukavemetlerini daneler arası sürtünmeden alırlar. Sürtünme olayını analiz edecek olursak şu sonuçlar ortaya çıkar.

1. Mikroskobik ölçülerde yüzeylerin hemen hepsi pürüzlüdür. Dolayısıyla iki katı cisim arasında değme noktaları, sadece pürüzlü yüzeylerdeki tepecikler arasında olacaktır. Gerçekte değme yüzeyi, görünür değme yüzey alanının çok küçük bir yüzdesidir.

2. Değme noktaları alanı çok küçük olduğundan, bu noktalardaki gerilmeler, malzemenin akma sınırından büyük olacaktır. O halde değme alanı,

$$A_c = N/q_u \quad (1)$$

olmak zorundadır. Burada N , normal kuvvet, q_u ise normal gerilmeler için akma sınırıdır. Normal kuvvetin artması sonucu, değme alanları da artacaktır. Bu alan artması tepeciklerin akması ile olur.

3. Değme noktalarında, yüksek değerlerde gerilmelerin bulunması, bu noktalarda bir yapışma, kaynama olayına yol açar. Örneğin kimyasal bağlar oluşur. Kaba daneli zeminlerde kayma direnci bu noktalar arasındaki yapışma direncinden oluşur. Bu durumda oluşabilecek en büyük kesme kuvveti,

$$T_{\max} = A_c \cdot s \quad (2)$$

olur. Burada s yapışmış A yüzeyindeki kayma mukavemeti değerini göstermektedir. (1) ve (2) nolu ifadelerden,

$$T_{\max} = N \frac{s}{q_u} \quad (3)$$

ifadesi ortaya çıkar. Bu denklemde sürtünme katsayısı,

$$f = s / q_u \quad (4)$$

olarak görülür.

2.1.2. İnce daneli zeminler

İnce daneli zeminler genellikle, 0.06 mm den küçük boyuttaki danelerin ağırlıkça tutarı % 15 ten fazla olan karışık daneli zeminlerdir. (Kumlu kil, kumlu silt, silt, kil, lem, marn gibi...)

Silt, kum ile kil arasında kalan bir zemin türü olup, dane boyutları $0.076 \text{ mm} > d > 0.002 \text{ mm}$ arasındadır. Kil zeminler ise, dane çapı 0.002 mm den küçük olan zeminlerdir. Killer, yapıları gereği yapraklı veya fisürlü olabilirler. Yapraklı killer ince tabakalar halinde oluşur. Her tabaka kil kütlesinden soyulabilir. Fisürlü killer ise, düzensiz bir yapıya sahiptir. Fisürlü killer, katı ve yüksek kohezyon mukavemetine sahiptir. Ancak, örselenme nedeniyle su zemin içine girerek, kili yumuşatabilir.

Üç grup kil minerali bulunmaktadır:

1. Montmorillonit
2. Kaolinit
3. İllit

İri daneli zeminlerde dane şekli, dane dağılımı mühendislik özelliklerine etki ederken, birkaç özel durum dışında suyun davranışa etkisi yoktur. Killerde ise, durum farklıdır. Kil danecikleri, elektro kimyasal olarak aktiftirler. Bir zemin içinde az miktarda kil bulunması mühendislik özelliklerini önemli derecede etkiler.

Montmorillonit grubunda iki silisyum tabakası arasında, bir alüminyum tabakası bulunur. Silikatlar arasında-

ki bağ nispeten zayıf bir bağ olduğundan, araya su ve başka iyonlar girebilir. Çok miktarda su tutarlar ancak suya karşı dayanıksızdırlar. Büyük şişme basınçları gösterirler.

Kaolinit, tabaka yerleşimi birbirini izleyen silisyum ve alüminyum şeklindedir. Burada tabakalar birbirine hidrojen bağları ile birleşmiş olduklarından, bağlar kuvvetlidir.

İllit grubu, montmorillanit gibi bir yapıya sahiptir. Yalnız burada tabakalar, potasyum iyonu ile birbirlerine bağlıdır. Bu bağ oldukça kuvvetli bir bağdır. İllit tabakaları yuğrulma ile kolayca ayrılmazlar.

Killerin yapılarından da anlaşıldığı gibi, her kil danesi elektriksel yükler taşır. Bu elektriksel yük negatif olduğundan, iyonları kendi yüzeylerine ekerler. Bu iyonlar, mineral yüzeyine çekildikleri gibi, aynı zamanda birbirlerinden de uzak olmak isterler. Dolayısı ile konumları, bu iki kuvvetin dengelendiği noktadır. Kil daneciklerinin su ile teması sonucunda, iyonlar su alacak ve hidrasyona uğrayacaktır. Bu durumda, yaklaşık $R = 0,98 A^0$ yarıçapındaki kuru sodyum iyonu, hidrosyon sonunda 7 kata büyür. Hidrasyona uğramış iyonlar, mineral yüzeyindeki iyon tabakasına sığmazlar. İyonlar etraflarındaki su tabakaları ile birlikte, mineral tabakasından dengede olacakları bir noktaya gelirler. Böylece her kil daneciğinin etrafında bir bağlı su tabakası oluşur. Danelerin herbiri negatif yüklü olduklarından, birbirlerine itme kuvveti uygulayacaklardır. Bağlı tabaka kalınlığını da bu itme kuvvetlerinin büyüklüğü saptayacaktır. İtici kuvvetlerden başka, daneler arasında çekici kuvvetler de vardır. Bu kuvvetler, birbirine yakın kütlelerin birbirine uyguladıkları çekim kuvvetleridir. Bu itici ve çekici kuvvetlerin dengelendiği konuma uygun olarak bir dane çatısı oluşur. Böylece daneleri bir sulp cisim halinde tutmaya çalışan bu kuvvetlerden doğan

mukavemete kohezyon diyoruz. Kohezyon mukavemeti, ince daneli zeminler veya içinde kil ya da silt bulunan kaba daneli zeminler için vardır.

Zeminleri, ana bölümlerine göre bu şekilde inceledikten sonra, bu ana bölümlere ait zemin alt gruplarından sözedebiliriz. Bu çalışmada, zemin alt grupları, birleşik zemin sınıflandırması esas alınarak incelenmiştir. Dolayısıyla ile grup sembolleri ve tipik isimleri bu sınıflamaya göre yapılacaktır. Sınıflamanın ve deneylerin nasıl yapılacağı, araştırma kapsamı dışında olduğundan anlatılmayacaktır.

2.2. Zemin Etüdü

Zemin etüdü, 1.50 m, 4.50 m, 12.50 m derinlikten alınan, örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde yapılmıştır. Yapılan deneyleri üç grupta toplayabiliriz.

1. Sınıflama deneyleri
2. Ödometre deneyi
3. Taşıma gücü deneyleri

2.2.1. Sınıflama Deneyleri

Sınıflama deneyleri, konsistans limitleri, piknometre deneyi, elek analizi ve hidrometre deneyinden oluşmuştur. Ek A tablo 1, 2 ve 3 te değişik derinliklerden alınmış örselenmiş zemin numuneleri üzerinde yapılmış olan, konsistans limitleri deney föyleri verilmiştir. Bu deneylerden elde edilen toplu sonuçlar ise Tablo 4 te gösterilmiştir.

Tablo 4.
Konsistans limitleri deney sonuçları

DERİNLİK 1.50 m.		DERİNLİK 4.50 m.		DERİNLİK 12.50 m.	
W_n	% 29	W_n	% 27	W_n	% 21
W_L	% 72	W_L	% 70	W_L	% 66
W_p	% 27.3	W_p	% 27	W_p	% 29
I_p	% 49.7	I_p	% 43	I_p	% 37
I_L	0.034	I_L	0	I_L	- 0.216
I_C	0.865	I_C	1	I_C	1.216

1.50 m ve 4.50 m derinlikten çıkarılan zemin numunelerinin konsistans limitlerinden de anlaşılacağı gibi, birbirine çok yakın zeminler olduklarından, aynı kabul edilmişlerdir. Bu nedenle sadece 1.50 m derinlikteki zemin numunesi üzerinde, mekanik analiz ve ıslak analiz yapılmıştır. Ek a tablo 5 te mekanik ve ıslak analiz deney föyleri verilmiştir. Bu deney sonuçlarına paralel olarak, Ek B şekil 3 de granülometri eğrisi çizilmiştir.

Granülometri sonuçlarından anlaşılacağı gibi danelerin ağırlıkça % 94 ü 200 nolu elek altına geçmiştir. O halde zemin kohezyonlu (ince daneli) bir zemindir. Likit limit (W_L) % 72 olduğundan yüksek plastisitelidir. Likit limit (W_L) ve plastisite indisini (I_p) plastisite kartında değerlendirecek olursak zeminin yüksek plastisiteli kil (CH) olduğu görülür. Birleşik zemin sınıflandırmasında C sembolü killeri, H sembolü ise yüksek plastisiteyi ifade etmektedir.

Zemini bu şekilde sınıflandırdıktan sonra, zeminin yükler karşısında nasıl davranacağını saptayabiliriz. Tablo 6 da, yüksek plastisiteli bir kilin temel zemini açısından en önemli özellikleri verilmiştir.

Tablo 6.

Yüksek plastisiteli kilin özellikleri

Kompresibilite (sıkışma özelliği)	Fazla
Temel zemini olarak güvenilirlik	Az
Permeabilite (su geçirimsizliği)	Yok
Rötre-şişme özelliği	Yüksek

Yüksek plastisiteli killer, pratik olarak geçirimsizdirler. Permeabilite katsayıları, 1.10^{-8} ile 1.10^{-12} m/sn arasında değişir. Bu nedenle zamana bağlı olarak oturma yaparlar. Permeabilite katsayıları çok küçük olduklarından, yüklenmelerinden itibaren çok yavaş olarak sıkışır ve büyük oturmalar yaparlar. Bu özelliklerinden dolayı, kompresibiliteleri fazla olan zeminler olarak adlandırılırlar. Yüksek plastisiteli killerin taşıma güçleri, su muhtevalarına göre değişiklik gösterirler. Su muhtevaları arttıkça, taşıma güçleri de azalır. Bu nedenle kil zeminin doğal su muhtevası (W_n) taşıma gücü açısından büyük önem taşır.

Kazı, titreşim, deprem nedeniyle, oluşacak örselenme sonucunda, kil hassas bir kil ise taşıma gücü önemli bir ölçüde azalabilir. Yeraltı su seviyesinin yükselmesi, ya da dış etkenlerle su alması halinde hacmi artar. Su muhtevasının azalması durumunda da hacmi rötre limitindeki hacmine kadar azalma yapar. Bu temel özelliklerin ışığında, etüdü yapılan zeminin konsistans indisini değerlendirecek olursak, Tablo 7 ve 8 i kullanmamız gerekir.

Tablo 7.

Killerin kıvamı

$I_c > 1$	Katı ya da çok katı
$0 \leq I_c \leq 1$	Plastik kıvam
$I_c < 0$	Zemin çok yumuşak durumdadır.

$I_c = 0.865$ bulunduğundan, Tablo 7 ye göre kilin kıvamı, plastik kıvamdadır. Plastik kıvamı kendi içinde alt gruplara ayıracak olursak, Tablo 8 i kullanarak bu kilin katı plastik kıvamda olduğunu söyleyebiliriz. Kohezyonlu zeminlerin örselenmemiş durumdaki kıvamını bulmak için, serbest basınç mukavemeti ya da standart penetrasyon deneyinden elde edilen darbe sayısından da yararlanılabilir.

Tablo 9 da, serbest basınç mukavemetine ve SPT darbe sayılarına göre kıvamlar verilmiştir.

Tablo 8.
Killerin kıvamı

I_c	KIVAM
0 - 0.25	Çok yumuşak plastik
0.25 - 0.50	Yumuşak plastik
0.50 - 0.75	Orta plastik
0.75 - 1.00	Katı plastik

Tablo 9.
Killerin kıvamı

KIVAM	SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİ	N DARBE SAYISI
Çok yumuşak	$< 0.25 \text{ kg/cm}^2$	0 - 2
Yumuşak	$0.25 - 0.50 \text{ kg/cm}^2$	2 - 4
Orta	$0.50 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$	4 - 8
Katı	$1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$	8 - 15
Çok katı	$2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$	15 - 30
Sert	$> 4.00 \text{ kg/cm}^2$	> 30

Yapılan serbest basınç deneyinden $q_u = 0.66 \text{ kg/cm}^2$ olduğundan, Tablo 9 a göre zeminin kıvamı orta olarak

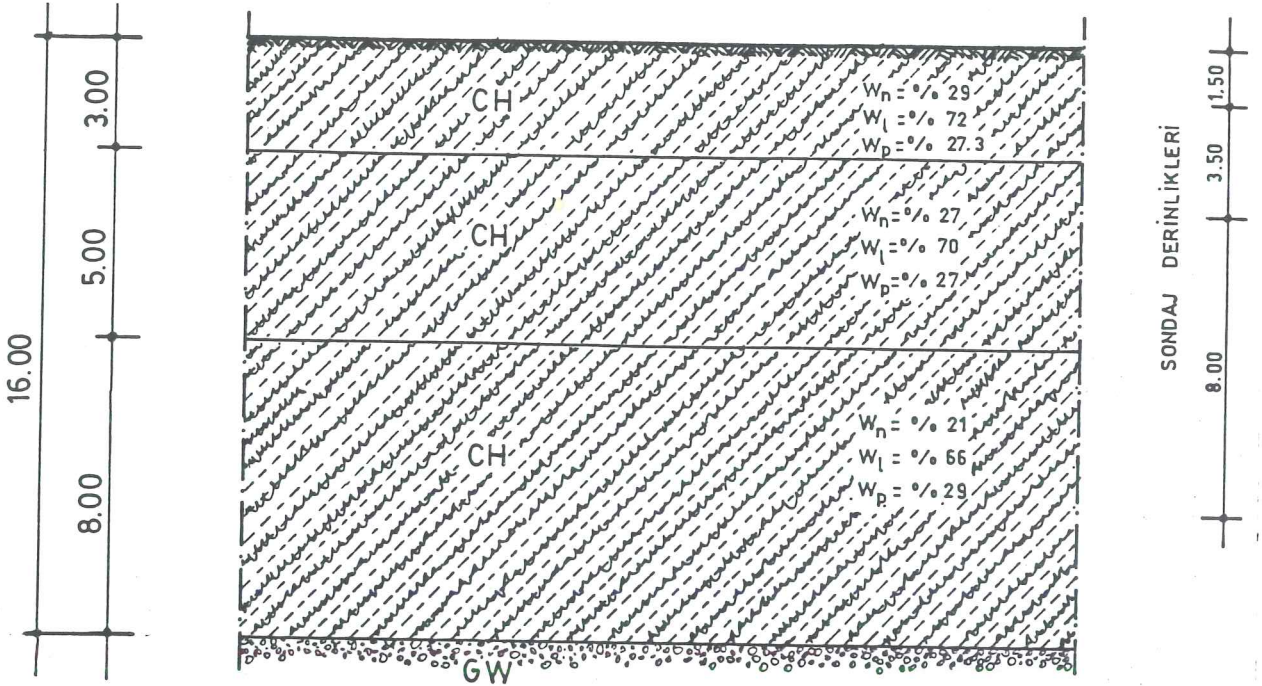
bulunur. Konsistans indisi ve serbest basınç mukavemetine göre etüdü yapılan zemin için, orta plastik ile katı plastik kıvamlar arasındadır, denilebilir.

Yapılan sınıflama ve sondajlar sonucunda zemin profilini yaklaşık olarak saptayabiliriz. Zemin profili Şekil 4 te görülmektedir. Yeraltı su seviyesinin, 12.50 m derinlikten aşağıda olduğu anlaşılmıştır.

Deney sonuçlarından görüldüğü üzere, zemin yüzeyine yaklaştıkça su muhtevası az miktarda artış kaydetmektedir. Derine inildikçe su miktarı azalmaktadır. Eğer yeraltı su seviyesi 12.50 m derinlikte ya da bu derinliğe yakın olsaydı, üst tabakalardaki su muhtevasının, bu derinlikteki su muhtevasından az olması beklenirdi. Oysa, sonuç bunun tersidir. Bunun nedeni de, dış ortam özelliklerinden, (Yağmur, kar, vs..) üst tabakanın etkilenmesidir. Bu yoruma dayanak ta, yeraltı su seviyesinin, 12.50 m den daha derinde olduğunu söyleyebiliriz.

Yeraltı suyunun basınçlı olması durumunda ise aşağıdan yukarıya doğru bir su akımı oluşacağından, permeabilite düşükte olsa, su muhtevasının bir miktar artışı gözlenebilirdi. Bu sonuçlara göre, 10 m ye kadar yapılacak kazılarda, temel çukurundan su boşaltmaya gerek yoktur. Temel çukuru tabanının, kemerlenme tehlikesi yoktur. Bodrum duvarının izolasyonunun sadece kapiler suya karşı yapılması yeterlidir.

İnşa edilecek yapının zeminde oluşturacağı ek gerilme, yeraltı suyunda oluşturacağı akımın, yapı temellerine ve bodrum duvarlarına etkisi ihmal edilebilir, düzeyde olacaktır. Çünkü yapı tabanının oturacağı zemin, yüksek plastisiteli kil olacağından, permeabilitesi çok düşüktür.



Şekil 4. Zemin profili

Yüksek plastisiteli killler, temel zemini olarak, güvenilir özelliklere sahiptir. Taşıma güçleri kolayca değişebilir. Zamana bağlı olarak büyük oturmalar yaparlar. Özellikle zamana bağlı olarak yaptıkları oturmalar, yapıda çatlaklara ve göçmeye neden olurlar. Kohezyonsuz zeminlerin ise hem taşıma güçleri yüksektir, hem de zamana bağlı oturmalar yapmazlar. Bu tür zeminler yüklenir yüklenmez oturmalarını tamamlarlar. Bunun nedeni, permeabilitelerinin yüksek olmasıdır. Killerin permeabilitelelerinin çok düşük olması nedeniyle, yüklendiklerinde; başlangıçta yükün tümünü boşluklarındaki su alır. Bu su, permeabiliteye ve kompresibiliteye bağlı olarak, zeminin boşluklarından dışarı akmaya başlar. Böylece zemin danecikleri yük alır ve zemin sıkışır. Bu olaya zeminin konsolide olması denir. Eğer, yapıda çatlak ve göçmelerin oluşmasını istemiyorsak, yapının tasarımını oluşacak bu oturmaları göz önüne alarak yapmak gerekir. Özellikle killi zeminler için

Önem taşıyan bu oturmaları saptayabilmek için ödometre deneyi yapılmalıdır.

2.2.2. Ödometre deneyi

1.50 m ve 12.50 m derinlikten alınan örselenmemiş zemin numunesi üzerinde ödometre deneyi yapılmıştır. Ek A tablo 10 ve 11 de her iki derinliğe ait deney föyleri verilmiştir. Bu deneyin nasıl yapıldığı bu çalışma içerisinde verilmeyecektir.

Deney sonuçlarının değerlendirilmesi amacı ile her iki deneye ait e-log p (boşluk oranı-logaritmik ekseninde gerilme) eğrileri Ek B şekil 5 ve 6 da verilmiştir. Bu eğriler yardımıyla zeminin önkonsolidasyon basıncı, (P_c) Casagrande yöntemine göre belirlenmiştir.

1.50 m derinlikte yapılan deneyde ön konsolidasyon basıncı 1.70 kg/cm^2 dir. Bu zemin için aşırı konsolide kil denilebilir. Ancak bu durum yorumlanacak olursa, kilin doğal olarak aşırı konsolide olmadığı anlaşılabilir. Çünkü aynı zemin üzerindeki mevcut yapının yıkılması, kilin o derinlikte aşırı konsolide olmasına neden olmuştur.

12.50 m derinlikte zeminin ön konsolidasyon basıncı 2.40 kg/cm^2 olarak belirlenmiştir. Jeolojik efektif basınç 2.473 kg/cm^2 olduğundan, bu zemin için normal konsolide bir kildir, diyebiliriz. Bu eğri yardımıyla, her iki kil türü içinde, muhtelif gerilmeler altında yaklaşık boşluk oranlarını saptayabiliriz.

Ek B şekil 7,8,9,10 ve 11 de 1.50 m derinlikteki kil zeminin çeşitli basınç kademelerindeki sıkışma - logaritmik ekseninde zaman ($\Delta H - \log t$) eğrileri görülmektedir. Ek B şekil 12,13 ve 14 de 12.50 m derinlikteki kil için aynı eğriler, çeşitli basınç kademeleri için verilmiştir.

Bu eğriler yardımıyla, her iki kil için konsolidasyon katsayıları (C_v) saptanmıştır. Konsolidasyon katsayıları, basınç kademelerinden bağımsızdır. Bu nedenle her kil için, bütün kademelere ait konsolidasyon katsayılarının ortalaması alınır.

Bu yöntemle, 1.50 m derinlikteki kil için, konsolidasyon katsayısı (C_v) 3.76×10^{-5} cm²/sn, 12.50 m derinlikteki kil için ise konsolidasyon katsayısı (C_v) 3.71×10^{-4} cm²/sn olarak bulunur. Bu katsayılar yardımıyla yapının ne kadar zaman sonra oturmasını tamamlayacağı hesaplanabilmektedir. İnşaat süresinin sonunda yapının yapacağı toplam oturmanın ne kadarını yapacağını saptamak mümkündür. Özellikle ince yapının oturmalarından dolayı göreceği zararı, inşaat süresini uygun bir şekilde ayarlayarak azaltmak mümkün olabilmektedir.

Ek A tablo 12 ve 13 te ise, oturma hesaplarında kullanılan hacımsal sıkışma katsayıları (m_v) her iki kil zemin için ayrı basınç kademeleri için hesaplanmıştır.

Yapının yapacağı oturmalar, zemin cinsine bağlı olduğu kadar, yapının planlama esaslarına da bağlıdır. Eğer bir yapıda yük aynı olduğu halde, temellerin başka karakterde olması, (yapının belli bir bölümünün radyejeneral, diğer bölümlerinin münferit temellerle taşınması gibi...) yükün üniform bir şekilde dağıtılmaması, üniform olmayan oturmalara yol açar. Örneğin, yapının belli bölümünün, diğer bölümlere göre daha yüksek tutulması, yapının fonksiyonlarından dolayı olası ağır mekânlarla, hafif mekânların dengesiz ve yanlış yerleştirilmesi gibi.... Bu sebepler, yükün üniform bir şekilde dağıtılmasını engelleyici rol oynarlar. Kimi mühendis ve mimarlar ise, bu durum karşısında, üniform taban basıncı elde etmek amacıyla, ağır olan bölümün altındaki temel alanını büyük tutma

yoluna gitmektedirler. Oysa bunun yapının yapacağı üniform olmayan oturmalarla hiçbir etkisi yoktur. Çünkü, eşit taban basıncı olsa bile büyük olan sömel, büyüklüğü oranında yükü daha derindeki tabakalara aktaracağından, küçük sömele göre daha fazla oturacağı açıktır.

Yük dağılımı dengeli olmasına rağmen, temellerin başka karakterde olmasına en güzel örnek, Hindenburg'taki Galda viyadüküdür. Ayaklar sert kile kadar erişen, 7-9.5 m uzunluğunda kazıklar üzerine oturtulmuşlardır. Kanat yapıları da aynı yüke sahip olmalarına rağmen yüzeysel temel üzerine inşaa edilmişlerdir. İncelemelere göre kanat yapıları yumuşak kil üzerinde, 18 cm den 40 cm e varan oturmalar yapmışlardır. Buna nazaran, kazık üzerine inşaa edilen ayaklar 5-10 cm'lik bir oturma yapmışlardır. Bu mertebe farklarının yapıya büyük zararlar vereceği aşikârdır.

Yapının bir kısmının, diğer kısımlarına nazaran daha büyük olan bir temel plakası üzerine oturması da üniform olmayan oturmalarla yol açar.

Yapının bir bölümünün temeli, diğerlerine göre daha derine atılmışsa; örneğin yapının yalnız bir kısmının altında bodrum katı bulunuyorsa üniform olmayan oturmalarla sebebiyet verir.

Eğer bodrum altındaki temellerdeki taban basıncı ile, daha yüzeydeki temellerin taban basıncı birbirine eşitse sıkışabilir tabaka kalınlığı azalacağından, yüzeydeki temeller üzerindeki yapı kısmı, bodrumun üzerinde bulunan yapı kısmına göre fazla oturma yapacaktır. Eğer bodrum altındaki taban basıncı, yüzeydeki temel taban basıncından fazla ise, bu taktirde bodrum katı üzerindeki yapı kısmı, yapının diğer bölümlerine göre fazla oturma yapa-

caktır.

Birinci hal için çözüm, yapıyı derz yaparak bodrumlu bölümden ayırmaktır. İkinci hal için çözüm, yapıyı derz yaparak ayırmak olabilir. Ancak derz yapmak ekonomik olmayacağı için, ikinci bir çözüm yolu, derz yapmadan sorunun halledilmesidir.

Bu çözüm yolunda ana koşul, bodrum ve yüzeyde kalan temel alanlarının birbirine eşit ya da eşite yakın olmasıdır. Ayrıca sıkışabilir tabakanın, hem bodrum hem de yüzeyde bulunan temellerin altında aynı özellikte bulunması koşulu vardır.

Bodrum altındaki taban basıncı ΔP_1 , yüzeydeki temel taban basıncı ΔP_2 olsun.

$$\frac{\Delta P_1}{\Delta P_2} = \eta \leq 2 \quad (5)$$

Bağıntısından bulunacak n katsayısı (6) nolu bağıntıda yerine konarak,

$$H_1 = \frac{H}{\eta} = \quad (6)$$

bodrum katı derinliği (D_f) (7) nolu bağıntı yardımıyla hesaplanabilir.

$$D_f = H - H_1 \quad (7)$$

Bütün bu bağıntıların kullanılabilmesi için, kontrol amacıyla (8) nolu bağıntı verilmiştir. Kontrol bağıntısının kullanılması için ön koşul. D_f derinliğinin aynı zemin tabakası içinde bulunmasıdır. Aksi takdirde bu metod doğru sonuç vermez.

$$H_1 \geq 1.5 B_1 \quad (8)$$

Eğer (8) nolu bağıntıda verilen koşul sağlanıyorsa, Df derinliğine indirilecek bodrum katı, yapıda üniform olmayan oturmaların oluşmamasını derz yapmadan sağlayacaktır. Şekil 15 te yukarıda anlatılan yöntemin büyüklükleri gösterilmiştir. (6) nolu bağıntıda H büyüklüğü, sıkışabilir tabaka kalınlığını, (8) nolu bağıntıda B_1 büyüklüğü, bodrum temel tabanı genişliğini göstermektedir.

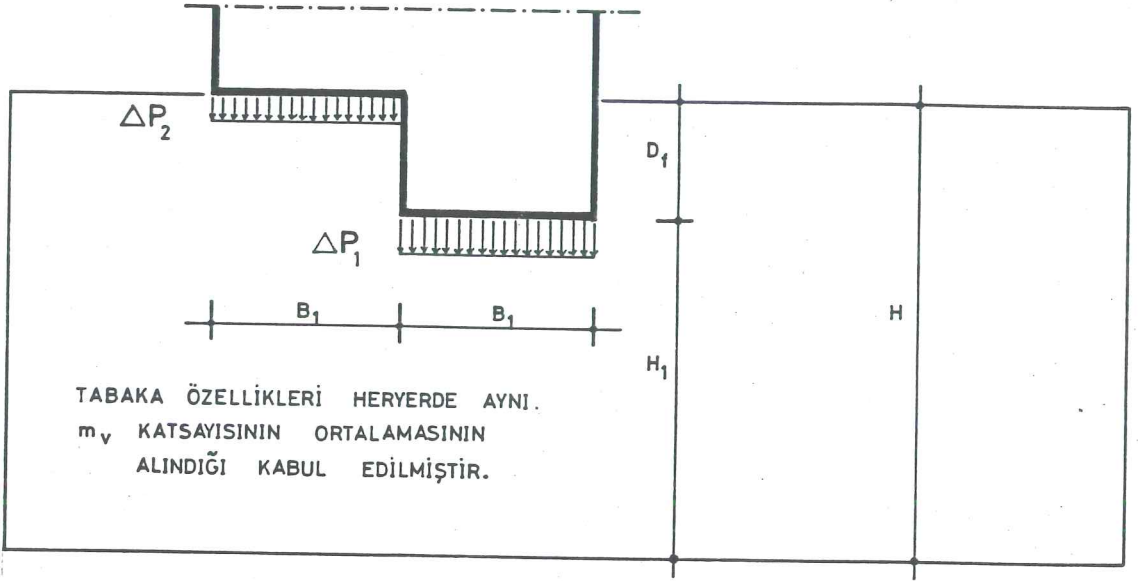
3. hal olarak yüzeydeki temel basıncının, bodrum taban basıncından fazla olmasıdır. Bu durumda, üniform olmayan oturmaları engellemek için yine derzle bu iki yapı bölümü birbirinden ayrılır.

Tekil temeller üzerinde, aynı taban basıncına sahip yapının merkezi üzerinde basınçların birbiri üzerine binmesiyle de üniform olmayan oturmalar oluşabilir. Şekil 16 da gösterildiği gibi basınç dağılışı eğrilerinin $Z = b/2$ kiritik derinliğinde birbirlerini kesmesinden dolayı, yapının merkezi kenarlarına göre fazla oturur. Bu durumda yapı merkezine gelen mekânlar daha hafif olarak tasarlanmalı, temel sisteminde kenar sömeller, ortadaki sömellere göre daha fazla taban basıncı vermelidir.

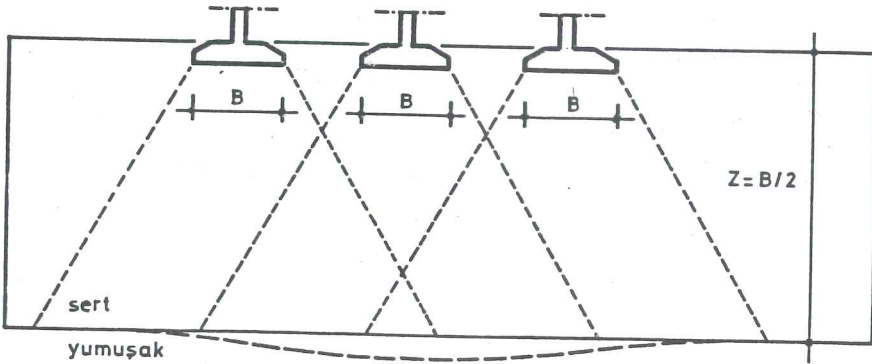
Komşu yapıların da, yapının yapacağı üniform olmayan oturmalarda büyük etkisi vardır. Üniform olmayan bu oturmaların her iki komşu yapıya da zararı vardır.

Mevcut bir yapının yanına bir yapı inşaa edildiğinde, komşu yapı yeni inşaa edilen yapının tarafına doğru oturma yapar. İnşaa edilen yapı ise komşu yapının bulunduğu tarafın tersine doğru bir oturma yapar. Şekil 17 de bu durum gösterilmiştir. Eğer iki komşu yapı aynı anda inşaa ediliyorsa, her iki yapı da birbirlerine doğru oturma yapar-

lar. Her iki durum karşısında da, projelendirme safhasında önlem almak gerekir.



Şekil 15. Bodrum derinliğinin saptanması.

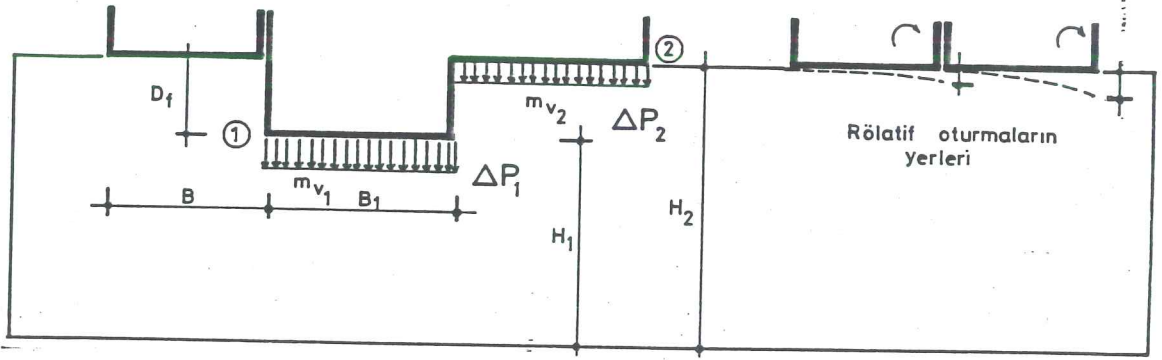


Şekil 16. Basınç yayılışının girişi.

İki komşu yapı aynı anda inşaa edilecekse, komşu kolonların altındaki temel taban basıncı, kenar temellerin taban basıncına oranla ufak tutulmalı, yapının kenarlarına

fazla yük alacak mekânlar yerleştirilmelidir.

Eğer mevcut bir yapının yanına bir yapı yapılacak olursa, zeminin sıkışabilir olması durumunda, yapının iki kenarındaki taban basınçları mümkün olduğunca küçük seçilmelidir. İki kenar üzerinde hafif mekânların bulundurulmasına özen gösterilmeli; ağır mekânlar ortaya getirilerek, ortadaki temeller üzerindeki taban basıncı arttırılmalıdır. Ağır olan bölüm derzle ayrılmalıdır. Derz yapmadan da problemin çözümü mümkün olabilmektedir. Bu metotta temel prensipler bir önce anlatılan metodla aynıdır. Konu bir örnekle anlatılacaktır. Şekil 17. bu metodla ilgilidir.



Şekil 17. Bodrum derinliğinin saptanması.

Eğer (9) ve (10) da verilen oturma miktarları incelenecek olursa,

$$\Delta H_1 = m_{v\text{ort}} \cdot \eta \Delta p_2 \cdot H_1 \quad (9)$$

$$\Delta H_2 = m_{v\text{ort}} \cdot \Delta p_2 \cdot \eta H_1 \quad (10)$$

her iki oturma miktarının da aynı olduğu görülür. Bu denklemlerden çıkarılacak diğer bir sonuçta;

$$\Delta p_1 = \eta \Delta p_2 \quad (11)$$

$$H_2 = \eta H_1 \quad (12)$$

olduğudur. Eski yapı altında zemin daha fazla konsolide olduğu için, 2 nolu kenar, 1 nolu kenara göre az oturacaktır. Şu halde ΔH_2 oturmalarını, ΔH_1 göre ufak tutmamız ge-

rekir. $\Delta H_2 < \Delta H_1$ olması için;

$$Df < H_2 - H_1 \quad (13)$$

$$Df < (n-1)H_1 \quad (14)$$

Bulunan Df derinliğinin ve H_1 derinliklerinin kontrolü yapılmalıdır.

$$Df \geq Z = B/2 \quad (15)$$

$$H_1 \geq B_1 \quad (16)$$

olmalıdır. Eğer (15) te verilen şart sağlanmıyorsa bodrum katı en az B/2 derinliğine kadar indirilmeli ve;

$$B/2H_1 < n-1 \quad (17)$$

(17) bağıntısını sağlayacak biçimde bir η sayısı bulunmalıdır. Taban basıncı;

$$\Delta p_1 \geq \eta \Delta p_2 \quad (18)$$

olacak şekilde ayarlanmalıdır. Burada n katsayısının fazla büyük olmaması istenir. Bu yöntem ancak fazla büyük olmayan yapılar için kullanılabilir. (9) ve (10) bağıntılarındaki m_{Vort} değeri m_{V1} ve m_{V2} katsayılarının aritmetik ortalaması alınarak bulunmuştur.

Fazla yumuşak ve yağlı kil temel zeminleri üzerindeki yapıları yavaş inşaa etmek, zararlı oturmaları önlemek açısından iyi sonuçlar verir. Böylece zeminin bu zaman içerisinde, gerekli oturmayı yapması sağlanır. Fazla oturma yapması beklenen yapılarda, boru ekleri, sıva, prefabrike cephe panelleri, doğramalar, döşeme, duvar, tavan kaplamaları gibi yapı elemanlarını mümkün ölçüde geç takmanın büyük faydası vardır.

Eğer bir yapıda, diğer kısımlarına göre daha ağır kısımlar varsa, ağır kısımların önceden inşaa edilmesi, zararlı oturmaları engellemek açısından faydalıdır. Bu durumda inşaat hızı azalacağından, yapının maliyetinde bir artış olacaktır. Bunun önüne geçmek için daha hafif olan

yapı bölümlerinin altına, sıkışabilir bir malzemedan, yastık dolgu yapılabilir. Böylece hafif bölümlerle, ağır bölümlerin oturmaları birbirine eşitlenmiş olur.

2.2.3. Taşıma gücü deneyleri

Zeminin etüd edilecek önemli problemlerinden birinde, temel zemini olarak taşıma gücüdür. Yapının herhangi bir zemin üzerinde dengede olabilmesi için, zemine aktarılan yükün, zeminin göçme yükünden ufak olması gereklidir. Bir zeminin taşıma gücü şu faktörlere bağlıdır:

1. Temel zemininin göçme mukavemeti
2. Yapının oturduğu taban alanının büyüklüğü
3. Temelin bulunduğu derinlik
4. Yapının aşmaması istenen maksimum oturma miktarı.
5. Yeraltı su seviyesinin durumu

Yapı malzemelerinin mukavemetlerinin tespit edildiği metodlara uygun olarak, zemin numunesinin kırılarak elde edilen taşıma gücünü, belli bir güvenlik sayısına bölerek bir zemin emniyet gerilmesi tespiti son derece sakıncalı durumlar doğurmaktadır. Çünkü yukarıda sıralandığı gibi zeminin taşıma gücü, bir takım kriterlere göre değişiklik arzeder. Örneğin, temel derinliği ve temel alanı ve temel derinliği arttıkça taşıma gücü de o oranda artmaktadır. Özellikle kohezyonlu zeminlerde su muhtevasının değişiminin taşıma gücünü büyük ölçüde etkilediği anlatılmıştı. Bu yüzden yeraltı su seviyesi ve değişimi zeminin taşıma gücü ile yakından ilgilidir.

Ayrıca bulunan zemin taşıma gücünün, oturmalar gözönünde bulundurularak saptanması büyük önem taşır. Zeminin taşıma gücüne göre saptanacak olan taban basıncı değerleriyle, yapı belli oturma değerlerini aşıyorsa; o

zaman bu taşıma gücü kabul edilemez. Bu nedenle zeminin taşıma gücü, hem zemini mukavemeti, hem de gerekli oturma miktarını sağlayacak şekilde bulunmalıdır. Bu nedenlerden dolayı, birinci problem zemin etüdü ile yapının üzerine inşaa edileceği zeminin cins ve özelliklerinin belirlenmesidir.

Taşıma gücünü belirlemek için zemine serbest basınç ve üç eksenli basınç deneyleri uygulanmıştır. Bu deneyler sonucunda kayma mukavemeti parametreleri olan kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (\emptyset) ölçülmüştür.

Bu parametrelerle, yukarıda maddeler halinde verilen diğer parametreler birlikte değerlendirilerek, zemin emniyet gerilmesinin tespit edilmesi mümkün olacaktır. Bu zemin emniyet gerilmesiyle elde edilen temel yükleri ile, hem oturma, hem de taşıma gücü koşulu kendiliğinden yerine getirilmiş olacaktır. Üç eksenli basınç deneyi föyü Ek A tablo 14 te gösterilmiştir. Buna bağlı olarak çizilen Mohr dairesinde, toplam ve efektif gerilmelere göre içsel sürtünme (\emptyset) ve kohezyon mukavemeti (c) saptanmıştır. Ek B şekil 18 ve 19 da nasıl hesaplandıkları gösterilmiştir. Anlaşılacağı üzere deney konsolidasyonlu drenajsız (Cu) olarak yapıldığından, boşluk suyu basınçları da tespit edilmiştir. Konsolidasyonlu drenajsız deneylerde, drenaja izin verilmediğinden; boşluk suyu basınçları bulunabilir. Bu tür deneyler, suya doygun killerde, hızlı yüklemeler sonucunda su muhtevasında, konsolidasyon hızına bağlı bir değişme bekleniyorsa uygulanabilir. Çünkü hızlı yüklemelerde, başlangıçta boşluksuyu basıncında önemli artışlar olur. Fakat zamanla, zeminin konsolidasyon hızına bağlı olarak, suyun boşluklardan çıkmasıyla; zeminde oluşan boşluk suyu basınçları sönmelenir. Böylece, sadece zemin daneleri yük alır. Doğada oluşan bu duruma en uygun deney, konsolidasyonlu drenajsız deneydir. Bu deneyden bulu-

nan, efektif gerilmelere göre bulunan C' ve ϕ' parametreleri hesaplarda kullanılabilir.

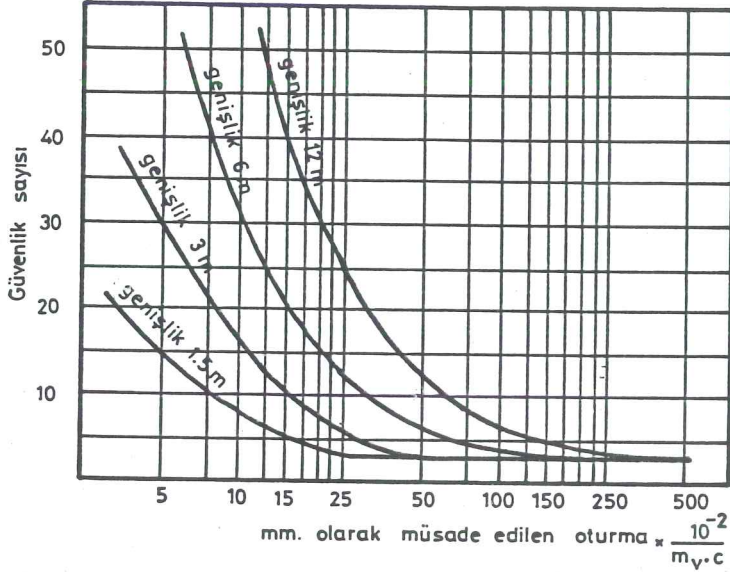
Aynı zemin üzerinde, (1.50 m derinlikte) serbest basınç deneyi uygulanmıştır. Bu deneyde, çevre basıncı sıfırdır. Suyu doygun olarak kabul edilen numune de, ϕ sürtünme açısı sıfırdır. Kayma mukavemeti ve kohezyon, kırılma anında numuneye uygulanan asal gerilmenin yarısıdır. Bu deneyin sakıncası, boşluk basıncının ölçülememesi nedeniyle, efektif gerilmelere göre, kayma mukavemeti parametrelerinin ölçülememesidir. Böylece, görünen kohezyon toplam gerilmelere göre bulunmuş olur. Bu deneyin sonuçları, yaklaşık hesaplamalarda kullanılabilir. Çünkü zeminin boşluklarından suyun dışarı çıkması ile, boşluk suyu basıncının düşmesi ihtimali gözönünde bulundurulmamaktadır. Fakat acil durumlarda, yapıma süresinin kısalığı ve kolayca değerlendirilebildiği için oldukça pratik bir deneydir. Ayrıca üç eksenli deney sonuçlarının kontrolü açısından önemlidir. Serbest basınç deney föyü Ek A tablo 15 te gösterilmiştir. Bu deneye ait sonuçlar Ek B şekil 20 de verilmiştir. Hem üç eksenli basınç hem de serbest basınç deneylerine ilişkin toplu sonuçlar da Tablo 16 da gösterilmiştir.

Tablo 16 Kayma mukavemeti parametreleri

üç eksenli basınç deneyi		serbest basınç deneyi	
ϕ	10°	ϕ	0
c	0.2 kg/cm ²	c	0.3 kg/cm ²
ϕ'	21°	ϕ'	—
c'	0.1 kg/cm ²	c'	—

Zeminin taşıma gücü, zeminin plastik kayma sonucu kırıldığı gerilmedir. Belli bir güvenlik sayısına bölündü-

ğünde, emin taşıma gücü bulunur. Emin taşıma gücü, plastik kayma göçmesi olmadan taşınan gerilmedir. Zemin emniyet gerilmesi ise zararlı oturmalar olmadan taşınan gerilmedir. Zararlı oturmalarla karşı hesaplanacak güvenlik sayısı, taşıma gücüne bölünerek zemin emniyet gerilmesi bulunabilir. Skempton, bu güvenlik sayısının bulunmasını killer üzerinde araştırarak bir yöntem belirlemiştir. Bu yöntemde, hacimsel sıkışma katsayısı (m_v), temel genişliği, kabul edilebilecek oturma miktarı ve kayma mukavemetine göre güvenlik sayılarının saptanabileceği bir grafik (Şekil 21) saptanmıştır.



Şekil 21. Zararlı oturmalarla karşı güvenlik sayısı tespiti.

Bu şekilden bulunacak güvenlik sayısı ile, zararlı oturmalarla karşı tedbir alınmış olur.

Özellikle kurumadan dolayı, su muhtevasında oluşacak değişmeler ile, killi zeminler rötreye yapar. Bu nedenle temeller, su muhtevasınının değişme ihtimalinin az olduğu bir derinliğe kadar indirmek gerekir. Bu derinlik, yaklaşık 2.00 m dir. Çevrede bulunan ağaç, kazı gibi tesirlerle

su muhtevasının azalması ihmal edilmemelidir. Ayrıca, genelde bodrum katına yerleştirilen ısıtma merkezinin, zemin olan etkisi unutulmamalıdır. Soğuk bölgelerde ise, minimum derinlik, donun etkileyebileceği derinlikten fazla olmalıdır. Yurdumuzda Doğu Anadolu bölgesinde bu derinlik, 2.00 m üzerinde olmalıdır.

2.3. Zeminin Taşıma Gücünün Belirlenmesi

Taşıma gücü bakımından temeller, iki ana bölümde incelenirler.

- Sığ temeller
- Derin temeller

Temelin hangi tür olduğunun saptanmasında iki kriter önemlidir.

- Temel derinliği (Df)
- Temel genişliği (B)

$$Df/B \leq 2.5 \quad (18) \quad Df/B > 2.5 \quad (19)$$

amprik bağıntılarına göre temelin derin ya da sığ olduğuna karar verilir. (18) nolu bağıntı sığ temelleri, (19) nolu bağıntı derin temelleri ifade eder. Bu tez konusunda sığ temeller ele alınacak, hesaplanacak taşıma gücü sığ temeller için olacaktır.

Taşıma gücü, temelin göçmeden taşıyabileceği maksimum taban basıncı olmaktadır. Temellerin taşıma gücü, zeminin birim hacim ağırlığı (γ_n), kayma mukavemeti ve deformasyon karakteristikleri gibi mekanik özellikleri yanında, zeminin ilk gerilme durumuna, hidrolik özelliklerine, taban pürüzlülüğüne göre de değişiklik gösterir.

$$Q_d = A \cdot q_d \quad (20)$$

(20) nolu bağıntı sığ temelin göçmeden taşıyabileceği maksimum yükü verir.

$$q_d = q_d - \gamma \cdot Df \quad (21)$$

(21) nolu bağıntı ise, zeminin net taşıma gücü olup, bu değer $G_s = 2.5-3$ arası bir güvenlik sayısına

bölümü emin taşıma gücünü verir.

Sığ temellerde taşıma gücünün hesabı için araştırmacılar, çeşitli bağıntılar geliştirmişlerdir. Bu çalışmada Terzaghi ve Skempton tarafından geliştirilmiş bağıntılara göre zeminin taşıma gücü irdelenecektir. Hesaplarda temel derinliği 2 m., temel genişliği 2 m ve temel cinsinin kare ya da şerit temel olması esası kabul edilecektir.

Terzaghi tarafından verilmiş bağıntıya göre zeminin taşıma gücü;

$$q_d = K_1 \cdot c \cdot N_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + K_2 \cdot N \cdot \gamma \cdot B \cdot \gamma_2 \quad (22)$$

olmaktadır.

Burada, K_1 ve K_2 temel taban şekline bağlı katsayılar, C kohezyon, D_f temel derinliği, B temel genişliği, N_c , N_q , $N \gamma$ taşıma gücü katsayıları, γ_1 , γ_2 sırasıyla temel tabanı üstündeki ve altındaki zeminin birim hacim ağırlığıdır.

Terzaghi'nin suya doygun killerde, ani yükleme durumunda, toplam gerilmelere göre taşıma gücü bağıntısı;

$$q_d = 5.7 \cdot K_1 \cdot C \quad (23)$$

olmaktadır.

Skempton tarafından verilmiş olan bağıntıya göre zeminin taşıma gücü; $D_f/B < 2.5$ olması durumunda,

$$q_d = 5 \cdot c \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right) \cdot \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \quad (24)$$

$D_f/B \geq 2.5$ olması durumunda,

$$q_d = 7.5.c (1+0.2B/L) \quad (25)$$

olmaktadır. Skempton bağıntısı, suya doygun kil-lerde, ani yükleme durumunda, toplam gerilmelere göre yapılan hesaplarda uygun sonuçlar verdiğiinden, serbest basınç deneyinden bulunmuş olan kohezyon mukavemetine göre hesap yapılacaktır.

Tablo 16 da verilmiş olan kayma mukavemeti parametrelerine ve kare temel olma esasına göre Terzaghi bağıntısı uygulanırsa;

$$q_{d_{\text{toplam}}} = 1,2 \times 2 \times 9.6 + 1.85 \times 2 \times 2.7 + 0.4 \times 1.2 \times 2 \times 1.85$$

$$q_{d_{\text{defektif}}} = 1.2 \times 1 \times 17.7 + 1.85 \times 2 \times 7.4 + 0.4 \times 1.2 \times 2 \times 1.85$$

$$q_{d_{\text{kare}}} = 5.7 \times 1.2 \times 3 + 1.85 \times 2$$

Şerit temel olma esasına göre Terzaghi bağıntısı uygulanırsa;

$$q_{d_{\text{toplam}}} = 1 \times 2 \times 9.6 + 1.85 \times 2 \times 2.7 + 0.5 \times 1.2 \times 2 \times 1.35$$

$$q_{d_{\text{defektif}}} = 1 \times 1 \times 17.7 + 1.85 \times 2 \times 7.4 + 0.5 \times 5 \times 2 \times 1.85$$

$$q_{d_{\text{şerit}}} = 5.7 \times 1 \times 3 + 1.85 \times 2$$

Tablo 16 da verilmiş olan kayma mukavemeti parametrelerine göre Skempton bağıntısı uygulanırsa;

$$q_{d_{\text{kare}}} = 5 \times 3 \left(1 + 0.2 \frac{2}{2}\right) \cdot \left(1 + 0.2 \frac{2}{2}\right) + 2 \times 1.85$$

$$q_{d_{\text{şerit}}} = 5 \times 3 \left(1 + 0.2 \frac{2}{2}\right) \cdot \left(1 + 0.2 \frac{2}{\infty}\right) + 2 \times 1.85$$

sonuçları hesaplanır. Bu sonuçlar Tablo 17 de toplu halde verilmiştir.

Tablo 17
Zemin emniyet gerilmelerinin toplu sonuçları

TEMEL CİNSİ	SKEMPTON BAĞINTISI SONUÇLARI (t/m ²)	TERZAGHI BAĞINTISI SONUÇLARI (t/m ²)		
	SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİNE GÖRE	EFEKTİF GERİLMELERE GÖRE	TOPLAM GERİLMELERE GÖRE	SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİNE GÖRE
KARE	25.30	56.02	34.80	24.22
ŞERİT	21.70	54.33	31.40	20.80
ORT.	23.50	55.17	33.10	22.50

Tablo 17 de son satırda bulunan değerler, heriki bağıntıda kare ve şerit temel için bulunan değerlerin ortalaması olmaktadır. Tablodan da görüldüğü üzere, serbest basınç mukavemetine göre bulunan değerler, iki bağıntıda birbirine çok yakındır. Bu nedenle serbest basınç mukavemetine göre zemin emniyet gerilmesi; 23.50 t/m² ile 22.50 t/m² değerlerinin ortalaması olan 23.00 t/m² alınabilir. Hesaplarda emniyetli tarafta kalabilmek için toplam gerilmelere göre olan 33.10 t/m² değeri ile 23.00 t/m² değerlerin ortalaması alınır. Böylece zeminin taşıma gücü 28.05 t/m² bulunur. Emin taşıma gücü ise, zeminin taşıma gücünü $G_s = 2$ olan bir güvenlik sayısına bölerek bulunur. Dolayısıyla ile zeminin emin taşıma gücü 14.00 t/m² olur.

Tablo 18 de DIN 1054 e göre kohezyonlu zeminlerin emniyet gerilmeleri verilmiştir.

Tablo 18.

DIN 1054 e göre kohezyonlu zeminlerin zemin emniyet gerilmeleri

ZEMİN CİNSİ	ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ (kg/cm ²)
ÇAMUR	0.00
YUMUŞAK HAMUR	0.40
KATI HAMUR	1.00
YARI SERT	2.00
SERT	4.00

Eğer ayrıntılı bir zemin raporu hazırlanmamış olsaydı, Tablo 18 den, bir değeri zemin emniyet gerilmesi olarak seçmek sözkonusu olacak idi. Bu tez konusundaki zemin türü, yumuşak hamur ile katı hamur arası bir kıvama sahip olduğundan; zemin emniyet gerilmesi 8.00 t/m² seçilecekti.

(20) nolu bağıntıdan, temele gelecek sabit bir Q_d yükünü emniyetli bir şekilde zemine aktaracak sömel alanı,

$$A = \frac{Q_d}{q_d} \quad (26)$$

olmaktadır. (26) nolu bağıntıda q_d zemin emniyet gerilmesi yerine zemin raporu neticesinde bulunan 14 t/m² değerini yerleştirecek olursak sömel alanı;

$$A_1 = Q_d/14 \quad (27)$$

bulunur. Tablo 18 den bulunan 8.00 t/m² değerindeki zemin emniyet gerilmesi (26) nolu bağıntıya yerleştirilirse sömel alanı;

$$A_2 = Q_d / 8 \quad (28)$$

bulunur. 1 m kalınlıktaki sömel için hesap yapacak olursak;

$$A_2 - A_1 = \frac{6 Q_d}{112} \text{ m}^3 \quad (29)$$

sömel hacminden tassaruf edeceğimiz ortaya çıkar. Bu sonucu yüzde olarak hesapladığımızda;

$$\left(\frac{6 Q_d}{112} \times 100 \right) \div \frac{Q_d}{8} \quad (30)$$

% 42.8 değeri bulunur.

Sonuç olarak, yapının genel maliyetinde önemli bir paya sahip olan temellerin hesabında, zeminin cinsi yanında, yapılacak zemin etüdü büyük ekonomi sağlar. Bu tez konusunda ele alınan zemin ve temel türünde, zemin etüdü; yukarıdaki hesaplardan da anlaşılacağı üzere temellerde % 43 e yaklaşan bir ekonomi sağlamıştır.

BÖLÜM III

ZEMİN MÜHENDİSLİĞİ VERİLERİNİN STRÜKTÜR TASARIMINA ETKİSİ

3.1. Temel Tasarımında Zemin Mühendisliğinin Rolü

Zemin mekaniğinde, zemin türleri kohezyonlu ve kohezyonsuz olmak üzere iki ana sınıfa ayrılmaktadır. Kohezyonsuz zeminlerde yapılacak temellerde, zeminin sadece göçme durumu gözönüne alınarak temel tasarımı yapılmaktadır. Bu tür zeminlerde, oturma problemi yoktur. Yapı için tehlikeli olmayan, ani oturmalar yaparlar.

Kohezyonlu zeminler ise, zemin mekaniği ve temel tasarımı açısından problemlili olan zemin türleridir. Çünkü temel tasarımı;

1. Zamana bağlı büyük oturmalar
2. Yeraltı suyundan etkilenme
3. Göçme mukavemeti

gibi problemlerin tümü birden önemli rol oynamaktadır. Bu nedenle bu tez konusunda, kohezyonlu zeminlerin, temel tasarımı olan etkilerine ağırlık verilmiştir.

3.1.1. Temel Zemininin Temel Tasarımına Etkisi

Kohezyonsuz zeminler olan; çakıllı, kumlu zeminlerde, temellerin boyutlandırılması ve tasarımı, bütünüyle taşıma gücü parametrelerinden, içsel sürtünme açısı (\emptyset) na bağlıdır. Kohezyonsuz zeminlerde, kohezyon mukavemeti (c) olmaması nedeniyle sıfır alınır. Bölüm II de gösteril-

diği üzere içsel sürtünme açısı (\emptyset) Skempton ya da Terzaghi formüllerinden birine uygulanarak zemin emniyet gerilmesi bulunabilir. Bu tür zeminlerde, temel tasarımında tek önemli faktör zemin emniyet gerilmesidir. Bu tür zeminler zamana bağlı oturmalar yapmazlar. Bu nedenle, oturmalara karşı alınacak tedbirler, mimari, strüktür ve temel planlamasına yansımaz.

Yüzeysel temeller, plandaki şekillerine göre aşağıdaki gruplara ayrılır.

1. Ayrık temeller

2. Sürekli temeller

2.1. Duvar altı banketleri

2.2. Tek yönde sürekli temeller

2.3. Izgara temeller

3. Radyejeneral temeller

Kohezyonsuz zeminlerde taşıma gücü, kohezyonlu zeminlere göre fazla olduğundan; temellerin ayrık temel olarak tasarlanması ekonomik ve doğru olur.

Bilindiği üzere; kolon yükü (P), temel alanı (A_t) verildiği zaman, temel tabanı altında oluşacak gerilme;

$$\sigma_t = \frac{P}{A_t} \quad (31)$$

olur. Kohezyonsuz zeminlerde, bu gerilme daha önce hesaplanmış olan zemin emniyet gerilmesini (σ_{zem}) aşmamalıdır. Dolayısı ile temel alanı;

$$A_t = \frac{P}{\sigma_{zem}} \quad (32)$$

bağıntısı ile kolayca bulunabilir. DIN 1054'de 2 m derindeki temel için; zemin emniyet gerilmeleri, ince ve or-

ta kumiçin 3.5 - 6 kg/cm², kaba kum ve çakıl için 4.5-8 kg/cm² arası verilmiştir. Görüldüğü üzere, zemin emniyet gerilmeleri yüksek olduğundan, (32) nolu bağıntıya göre, sabit bir (P) yükü altında, daha küçük bir temel alanı hesaplanacaktır.

Böylece taban alanları, diğer temel türlerine göre en küçük olan ayrıık temellerin, bu tür zeminlerde uygulanması mantıklı olmaktadır. Bu tür zeminlerde uygulanan ayrıık temeller, yapı maliyetinde de büyük ekonomi sağlarlar.

Ayrıık temeller, çok sağlam zeminlerde (iyi derecelenmiş çakıl, kum, kaya gibi...) ya da küçük yüklerin var olduğu durumlarda demirsiz betondan da yapılabilir.

Ayrıık temellerde eksenel yükler fazla olduğu zaman, değişken kesitli, eksenel yükler az olduğu zaman, sabit kesitli yapılıır. Değişken kesitli ayrıık temellerin α eğim açısı zeminin taşıma gücüne göre farklılık gösterir. Eğim açısı 45°60 derece arası değişir. Kötü derecelenmiş kum, çakıl ya da killi kum, killi çakıl gibi kohezif özellikler gösteren zeminlerde eğim açısı 45° yakın olmalıdır. İyi derecelenmiş kum, çakıl, kaya zeminlerde ise eğim açısı 60° olabilmektedir.

Kohezyonlu zeminlerde, sadece zemin emniyet gerilmelerine göre temel tasarımı, doğru sonuçlar vermemektedir. Kil, silt, ya da bu iki tür zeminin bir arada bulunduğu zeminlerde kohezyon mukavemeti (c) önemlidir. Zemin mekaniğinde güvenilmeyen zemin türleridir. Mukavemetleri su muhtevalarına (ω) göre farklılık gösterir. Zamana bağlı olarak konsolidasyon oturmaları yaparlar. Bu nedenle temel tasarımını, zeminin yapacağı oturmaları gözönüne alarak yapmak şarttır.

Aksi halde yapının yapacağı farklı oturmalar hasara ve sonunda yapının göçmesine neden olacaktır. Konsolidasyon oturması nedeniyle, yapıda oluşacak olan oturmaların, belli sınır değerleri geçmemesi gerekir. Bu değerler tablo 19 da verilmiştir.

Tablo 19
Konsolidasyon oturmaları sınır değerleri

TEKİL SÖMELLER	TOPLAM OTURMA (cm)	FARKLI OTURMA (cm)
KİLLER	7.5 cm	4.5 cm
KUMLAR	5.0 cm	3.2 cm
RADYEJENERAL TEMELLER	TOPLAM OTURMA (cm)	FARKLI OTURMA (cm)
KİLLER	12.5 cm	4.5 cm
KUMLAR	7.5 cm	3.2 cm

Kohezyonlu zeminlerde, temel sistemi öncelikle zemin taşıma gücüne göre tasarlanır. Ancak bu yeterli değildir. Tasarlanan temel sisteminin, yapacağı oturmaların tablo 19 daki sınır değerlerini aşp aşmadığı kontrol edilmelidir. Eğer bu değerler aşılyorsa, taban basıncı taşıma gücünü aşmamasına rağmen daha da azaltılmalıdır. Taban basıncının küçülmesi ise temel sisteminin değiştirilmesi ile mümkündür.

Özellikle kohezyonlu zeminlerde, zeminin sıkışma katsayısı temel tasarımında önemli rol oynar. Zeminin sıkışma özelliklerinin bilinmesi gereklidir. Bu da ödometre deney sonuçları ile belirli hale gelir. Bölüm II de yapılan ödometre deney sonuçlarına ve zemin koşullarına uygulanacak bir temel sistemini bu konuya örnek olarak

gösterebiliriz. Şekil 22 de mevcut tabakalaşma, temel türü ve yapı boyutları verilmiştir.

Şerit temele gelen toplam eksenel yük : 1200 t

Kazı ağırlığı : $3.00 \times 1.80 \times 10.00 \times 8.00 = 432$ t

Bir şerit temele gelen kazı ağırlığı : $432/2 = 216$ t

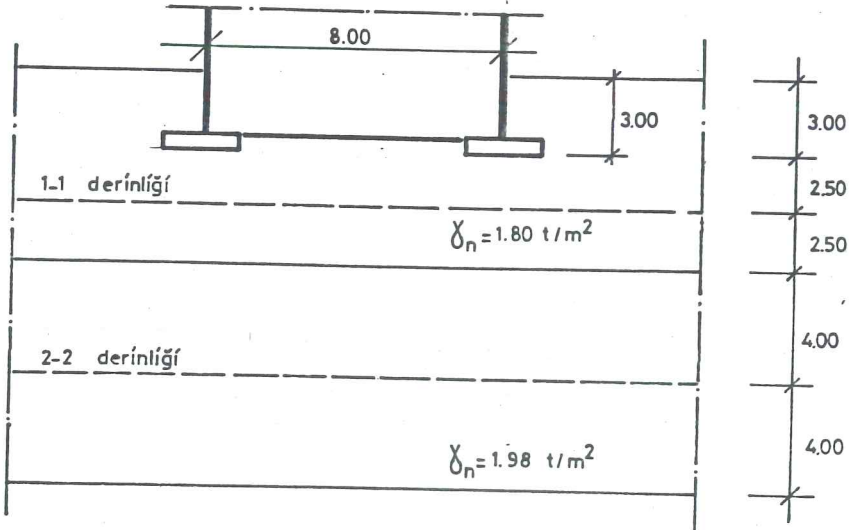
Bir şerit temele gelen net yük : $1200 - 216 = 984$ t

Şerit temel altındaki taban basıncı : $984/28 = 13.7 \text{ t/m}^2$

Görüldüğü üzere, düşünülen temel sistemi bölüm II içerisinde verilen zemin emniyet gerilmesini aşmayan bir taban basıncı vermektedir.

$$13.7 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{zem}} = 14 \text{ t/m}^2$$

Ancak ele alınan zemin türü kohezyonlu olduğu için, temel sisteminin yapacağı oturmaların da irdelenmesi gereklidir. Bu tür zeminlerde, zeminin taşıma gücü, temel tasarımı için gerekli, fakat yeterli değildir.



Şekil 22

Temel ve zemin türü ile ilgili bilgiler.

Şerit temel simetri ekseninde 2.50 m derinlikte düşey gerilme:

$$\text{Düşey gerilme: } \frac{q}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} \sin \beta \cdot \cos \beta + \beta \quad (33)$$

integrali ile hesaplanabilir. β_2 , β_1 ve β_0 açıları Şekil 20 de gösterilmiştir. Şekil 23 den görüleceği üzere, bu özel durumda β_0 , açısı β_1 ve β_2 açılarının toplamından oluşmaktadır. İntegral çözülürse düşey gerilme simetri ekseninde;

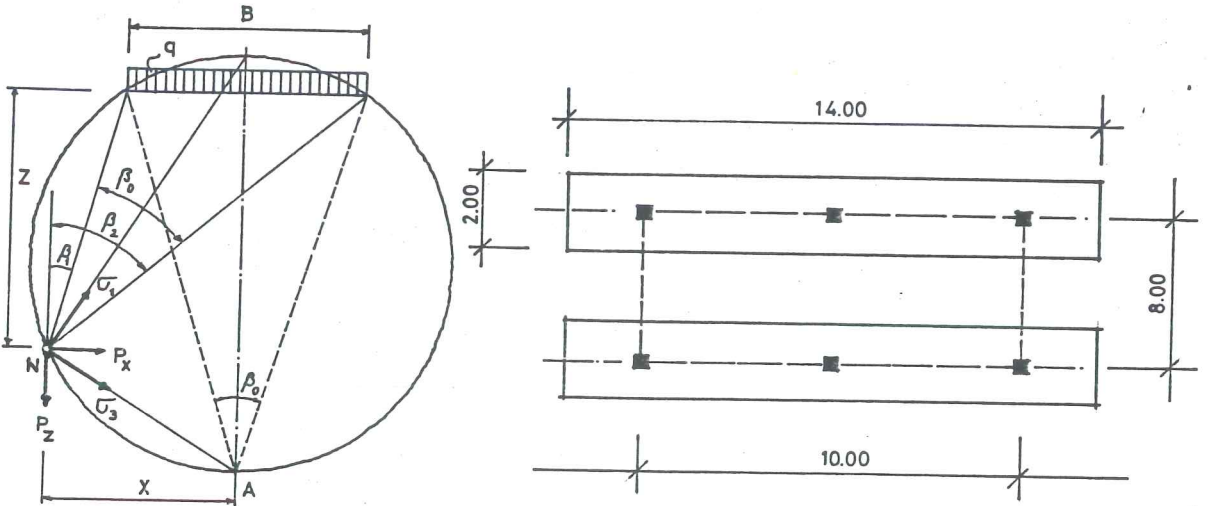
$$P_Z = \sigma_1 = \frac{q}{\pi} (\beta_0 + \sin \beta_0) \quad (34)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Temel genişliği (B) ve derinlik (z) oranına göre düzenlenmiş tablolardan β_0 ve tesir sayısı olarak tanımlanan $1/\pi (\beta_0 + \sin \beta_0)$ değeri alınabilir.

$$B/Z = 2/2.5 \quad \beta_0 = 43^\circ 36'$$

$$B/Z = 2/2.5 \quad 1/\pi (\beta_0 + \sin \beta_0) = 0.462$$

$$P_Z = \sigma_1 = 1.37 \times 0.462 \approx 0.63 \text{ kg/cm}^2 \text{ bulunur.}$$



Şekil 23 Üniorm yüklü bükülebilir şerit temel

Şerit temelin x=1 Z = 2.5 m derinlikte düşey gerilme:

$$P_Z = \frac{q}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} \sin \beta \cdot \cos \beta + \beta \text{ integrali çözümlürse,}$$

$$P_Z = \frac{q}{\pi} (\sin \beta_2 \cdot \cos \beta_2 + \beta_2 - \sin \beta_1 \cdot \cos \beta_1 - \beta_1)$$

$$\beta_1 = 0 \text{ ve } \operatorname{tg} \beta_2 = 2/2.5 \quad \beta_2 = 38^\circ 65'$$

$$\beta_2 = 38^\circ 65' \times \frac{2\pi}{360} = 0.67 \text{ radyan}$$

$$\sin \beta_2 = 0.624 \quad \cos \beta_2 = 0.780$$

$$P_Z = \frac{1.37}{\pi} (0.67 + 0.624 \times 0.780) = 0.504 \text{ kg/cm}^2$$

Şerit temel simetri eksenini üzerinde 9.00 m derinlikte düşey gerilme:

$$B/Z = 2.00/9.00 = 0.222 \quad \beta_0 = 11^\circ 26'$$

$$B/Z = 2.00/9.00 \quad 1/\pi (\beta_0 + \sin \beta_0) = 0.127$$

$$P_Z = 1.37 \times 0.127 = 0.173 \text{ kg/cm}^2$$

Şerit temelin x=1, Z = 9.00 m derinlikte düşey gerilme:

$$\beta_1 = 0 \quad \operatorname{tg} \beta_2 = 2.00/9.00 = 0.218$$

$$\beta_2 = 12^\circ 52'$$

$$\sin \beta_2 = 0.216 \quad \cos \beta_2 = 0.976$$

$$P_Z = \frac{1.37}{\pi} (0.218 + 0.216 \times 0.976) = 0.187 \text{ kg/cm}^2$$

1-1 seviyesinde jeolojik yük:

$$P'_{1-1} = 2.5 \times 1.80 = 4.50 \text{ t/m}^2$$

2-2 seviyesinde jeolojik yük:

$$P'_{2-2} = 4 \times 1.98 + 4.50 = 12.42 \text{ t/m}^2$$

1-1 seviyesinde simetri eksenini altında toplam gerilme:

$$P_{1-1} = 0.450 + 0.63 = 1.08 \text{ kg/cm}^2$$

2-2 seviyesinde simetri eksenini altında toplam gerilme:

$$P_{2-2} = 1.242 + 0.173 = 1.415 \text{ kg/cm}^2$$

1.08 kg/cm² gerilme kademesinde tablo 12 den;

$$m_v \approx 0.0195 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

1.415 kg/cm² gerilme kademesinde tablo 13 den;

$$m_v \approx 0.0175 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

1-1 seviyesinde temelini simetri eksenini altındaki oturma miktarı:

$$\Delta H_{1-1} = 500 \times 0.0195 \times 0.63 = 6.14 \text{ cm}$$

2-2 seviyesinde temelini simetri eksenini altındaki oturma miktarı:

$$\Delta H_{2-2} = 800 \times 0.0175 \times 0.173 = 2.422 \text{ cm}$$

Şerit temelini simetri eksenini altında yapacağı toplam konsolidasyon oturması miktarı:

$$\Delta H = \Delta H_{1-1} + \Delta H_{2-2}$$

$$\Delta H = 6.14 + 2.422 = 8.562 \text{ cm bulunur.}$$

Şerit temelini ani oturma miktarı:

$$\rho_i = q \cdot B \frac{1-\mu^2}{E} \cdot I_p \quad (35)$$

(35) nolu bağıntıda $\mu=0.5$ ve sekant modülü serbest basınç deneyi veya üç eksenli basınç deney sonuçlarından yaklaşık 200 kg/cm^2 alınabilir. Basınç yayıllığı, yatayda 1, düşeyde 2 birim olarak kabul edilirse;

$$q = \frac{984}{4.5 \times 16.5} = 13.25 \text{ t/m}^2$$

$$B = 4.5 \text{ m} \quad L = 16.5 \text{ m} \quad B_1 = 2.25 \text{ m} \quad L_1 = 8.25 \text{ m}$$

$$L_1/B_1 = 3.66 \text{ ve } Z/B_1 = 2.5/2.25 = 1.11 \quad I_p \approx 0.13$$

bulunur.

1-1 seviyesinde ani oturma miktarı:

$$\rho_{1-1} = 1.325 \times 225 \times 0.13 \times \frac{1-0.25}{200} \times 4$$

$$\rho_{1-1} = 0.58 \text{ cm}$$

$$q = \frac{984}{11 \times 23} = 3.88 \text{ t/m}^2$$

$$B = 11 \text{ m} \quad L = 23 \text{ m} \quad B_1 = 5.5 \text{ m} \quad L_1 = 11.5 \text{ m}$$

$$L_1/B_1 \approx 2.09 \quad Z/B_1 = 1.63 \quad I_p = 0.29$$

2-2 seviyesinde ani oturma miktarı:

$$\rho_{2-2} = 0.388 \times 550 \times 0.29 \times \frac{1-0.25}{200} \times 4$$

$$\rho_{2-2} = 0.928 \text{ cm}$$

Toplam ani oturma miktarı:

$$\rho_i = \rho_{1-1} + \rho_{2-2}$$

$$P_i = 0.58 + 0.928 \approx 1.50 \text{ cm bulunur.}$$

Görüldüğü üzere, killi zeminlerin ani oturma miktarları, zamana bağlı olarak yaptıkları oturmalar karşısında; ihmal edilebilir boyutlardadır.

Şerit temel in simetri eksen i üzerinde oluşacak oturma, ani ve konsolidasyon oturmalarının toplamından bulunabilir.

$$8.5 + 1.5 = 10 \text{ cm}$$

1-1 seviyesinde temel ucunda oluşan toplam gerilme;

$$P_{1-1} = 0.504 + 0.450 = 0.954 \text{ kg/cm}^2$$

2-2 seviyesinde temel ucunda oluşan toplam gerilme;

$$P_{2-2} = 0.490 + 1.242 = 1.732 \text{ kg/cm}^2$$

0.954 kg/cm² kademesinde tablo 12 den;

$$m_v \approx 0.0195 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

1.732 kg/cm² kademesinde tablo 13 den;

$$m_v \approx 0.0175 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

1-1 seviyesinde temel ucunda oluşan oturma miktarı:

$$\Delta H_{1-1} = 500 \times 0.0195 \times 0.504 = 4.91 \text{ cm}$$

2-2 seviyesinde temel ucunda oluşan oturma miktarı:

$$\Delta H_{2-2} = 800 \times 0.0175 \times 0.490 = 6.86 \text{ cm}$$

Şerit temel in ucunda yapacağı toplam konsolidasyon oturması miktarı;

$$\Delta H = \Delta H_{1-1} + \Delta H_{2-2}$$

$$\Delta H = 4.91 + 6.86 = 11.77 \text{ cm bulunur.}$$

Görüldüğü üzere ele alınan yük ve zemin durumunda, temel sistemi yanlış olmaktadır. Temel sistemi yapının yüklerini güvenle zemine aktarabilmektedir. Yani temel altında oluşacak gerilmeler, zemin emniyet gerilmesini aşmamaktadır. Ancak yapı, kabuledilebilir oturmaları, aşan oturmalar yapmaktadır. Yapılan hesaplar sonucunda, temel simetri eksenini altında 8.5 cm, temel ucunda ise 11.77 cm varan oturmalar bulunmuştur. Birbirlerine göre olan rölatif oturma ise 3.5 cm olmaktadır. Bu oturmalar araştırma konusu olan kohezyonlu zeminlerde zaman bağılıdır. Dolayısıyla ile oluşacak zarar da zamana bağılı olarak artmakta ve yapıyı göçmeye kadar götürebilmektedir.

Yapının oturmasını tamamlaması için gerekli zaman;
1.50 m derinlikten alınan zeminin laboratuvar deney sonucundan elde edilen konsolidasyon katsayısı;

$$c_v = 3.76 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{sn}$$

12.50 m derinlikten alınan zeminin laboratuvar deney sonucundan elde edilen konsolidasyon katsayısı;

$$c_v = 3.71 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sn}$$

Konsolidasyon katsayıları, basınç kademelerinden bağımsız sabit değerlerdir.

1. Tabakanın oturmasını tamamlama süresi;

Konsolidasyon yüzdesi % 90 $T_v=0.848$

$$T_v = \frac{c_v}{H_d^2} \cdot t \quad (36)$$

$$t_{90} = \frac{0.848 \times 500^2}{3.76 \times 10^{-5}} \approx 181 \text{ sene}$$

2. Tabakanın oturmasını tamamlama süresi;

$$t_{90} = \frac{0.848 \times 800^2}{3.71 \times 10^{-4}} \approx 47 \text{ sene}$$

2. tabaka yapabileceği oturma miktarını tamamladıktan sonra 1.tabakanın yapacağı oturma yüzdesi;

$$T_v = \frac{3.76 \times 10^{-5} \times 47 \text{ yıl}}{500^2} = 0.219$$

Bağıntıda 47 yılın saniye olarak karşılığının kullanılması gereklidir. (1462857143 sn)

$T_v = 0.219$ Konsolidasyon yüzdesi (U) = % 60 bulunur. 1.tabakanın yapabileceği toplam konsolidasyon oturması temel ortasında 6.14 cm dir. Bu değer % 60'ı 4 cm dir. Şu halde 47 yıl sonra, temel simetri eksenini altında, 2. tabaka toplam oturmasını tamamladığında temel;

$$(4.91 \times 0.60) + 6.86 \approx 9.80 \text{ cm'lik bir}$$

oturma oluşacaktır. Rölatif oturma ise 3.30 cm olacaktır. Görüldüğü üzere bu değer, oturmanın son bulunduğu rölatif değere çok yakındır. Sonuç olarak yapı 47 yıl sonra, kabul edilir oturma limit değerlerini aşacaktır. Bunun sonucu olarakta, yapı hasar görecektir ve göçme tehlikesi altında bulunacaktır.

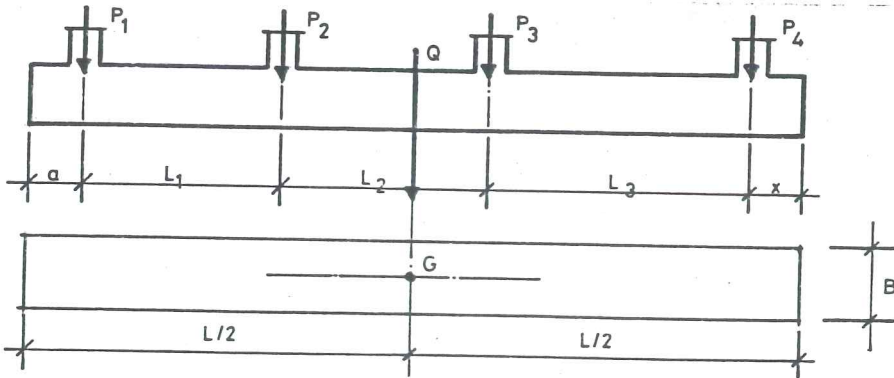
Örnekten anlaşılacağı üzere, kohezyonlu zeminlerde zemin taşıma gücünü aşmayacak temel planlaması yeterli değildir. Oturma kontrolü yapılarak, temelin yapacağı oturma miktarlarının limitleri aşıp aşmadığı kontrol edilmelidir. Eğer bu limitler aşıllıyorsa; taban basıncının azaltılması gereklidir. Bu durumda temel alanı genişletilmelidir. Bu nedenle, kohezif zeminlerde ayırık temeller tehlikeli olmaktadır. Temellerin sürekli ya da ızgara temel olmasında fayda vardır. Yapı yüklerinin fazla olduğu durumlarda, radyejeneral temeller, kohezyonlu zeminler için uygun olmaktadır. Tekil temellerin uygulanamadığı kohezif zeminlerde, ekonomik açıdan en uygun temeller, bir doğrultudaki

sürekli temellerdir. Plak kalınlığı sabit olabildiği gibi, değişken kesitli de olabilir. Üst yapı yüklerinin fazla olması durumunda, zımbalama etkisi önem kazanacağından, plağın değişken kesitli planlanması gereklidir.

Başka önemli bir faktör ise, zararlı oturmalar olan, farklı oturmaların temelde oluşmasını engellemektir. Özellikle kohezyonlu zeminlerde, farklı oturma nedeniyle, yapıda dönmeler oluşmaktadır. Böylece yapının stabilitesi bozulmaktadır.

Özellikle sürekli temellerde, taban basıncının üniform olması gerekmektedir. Bu nedenle, temelin ağırlık merkezi ile, kolon yüklerinin bileşke noktasının çıkışması ilkesi gözönüne alınarak, sürekli temel planlanır.

Bu planlama ilkesi, tamamen zemin koşullarından çıkarılmış bir ilkedir. Çünkü temelin altındaki gerilmeler üniform değilse, fazla gerilmenin olduğu temel bölgesinin, az olanına göre fazla oturma yapacağı açıktır. Oturmanın olduğu zeminler kohezif zeminler olduğu için, bu ilkenin bu tür zeminler için geçerli olduğuda açıktır. (Şekil 24)



Şekil 24

Sürekli temelde üniform taban basıncının elde edilmesi

P_1, P_2 ve P_3, P_4 kolonlarına gelen yüklerin bileşkesi temelin ağırlık merkezi kabul edilir. Böylece bir L boyu bulunur.

$$Q/B.L \leq \sigma_{zem}$$

bağıntısından da temelin B genişliği bulunur. Temelin kenar çıkmaları kenar açıklığının $1/3$ ünü geçmeyecek şekilde planlanmalıdır.

Temelin her iki yanına çıkmanın yapılamadığı durumlarda temel planı trapez yapılarak üniform temel basıncı oluşturulabilir. (Şekil:25)

$$B_1+B_2/2.(L+a+b) = A \quad (37)$$

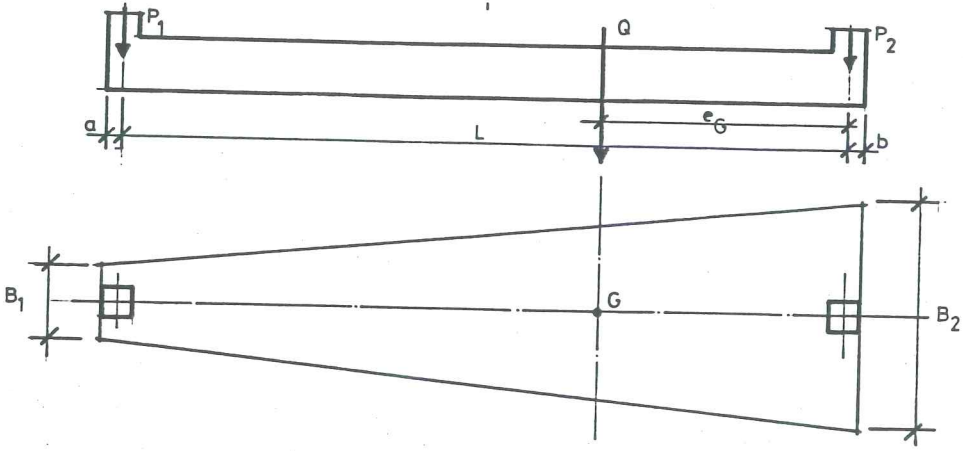
$$(L+a+b)/3.(2B_1+B_2)/(B_1+B_2) = e_g \quad (38)$$

bağıntılarından temelin B_1 ve B_2 boyutları bulunur.

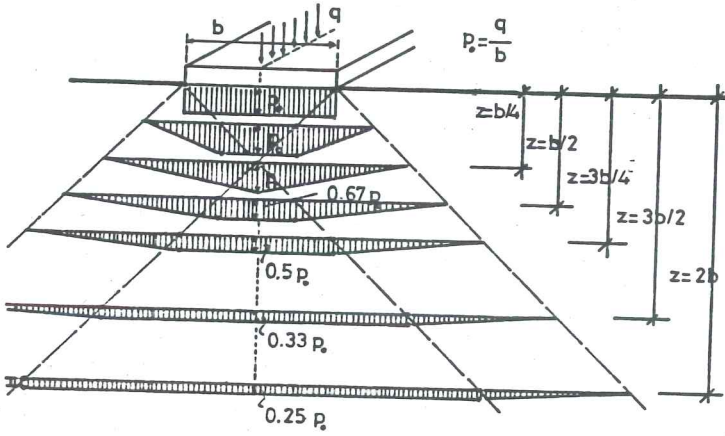
Şekil 26 de şerit bir temel altında basınç dağılışı görülmektedir. Şekilden temel planlaması açısından önemli bir sonuç çıkmaktadır.

$Z = b/4, Z=b/2$ derinliklerinde temelin ortasında oluşacak gerilmeler aynı olup, kenar gerilmelerin iki katı olmaktadır.

Bu derinliklerde, sıkışabilir bir zemin tabakası bulunması durumunda temelin farklı oturmalar yapacağı açıktır. (Oturma hesabının yapıldığı örnek incelenirse, oturma miktarı ile zeminde oluşacak basınç artışının (Δp) doğru orantılı olduğu görülür.)



Şekil 25
Trapez planlı sürekli temel



Şekil 26
Şerit yük alanı altındaki basınç dağılışı

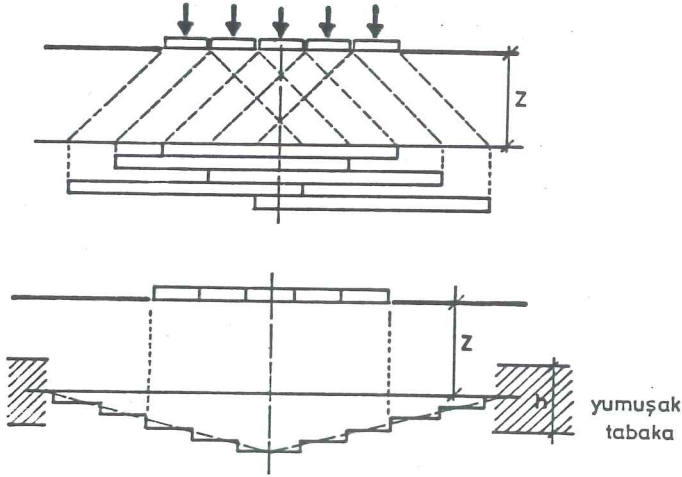
Bu da yapının göçmesi ya da zarar görmesi demektir. $Z=b/2$ kiritik derinliğinden sonra, $Z=3/4 b$ derinliğinde temel ortası ve kenarlı arasındaki gerilmeler eşitlenmeye başlar. Böylece, bu derinlikten sonra mevcut bir

yumuşak tabaka olma durumunda herhangi bir farklı oturmaların oluşmayacağı söylenebilir.

Temel tasarımında başka önemli bir faktörde, temel basınçlarının girişim yapmasıdır. Bu girişim nedeniyle oluşacak farklı oturmalar önlenmelidir. Bu tür oturmaların nasıl olacağını şematik gösterimi şekil 27 de verilmiştir. Temel basınçlarının girişimi 3 şekilde olabilir.

1. Birbirine yakın şerit ya da tekil temel durumunda.
2. Eski bir yapının yanına yeni bir yapının inşaa edilmesi durumunda.
3. İki yapının yanyana aynı zamanda inşaa edilmesi durumunda.

Ancak bu durumlar altında zararlı oturmaların oluşması $Z=b/2$ derinliğine kadar yumuşak bir zemin tabakasının bulunması gereklidir.



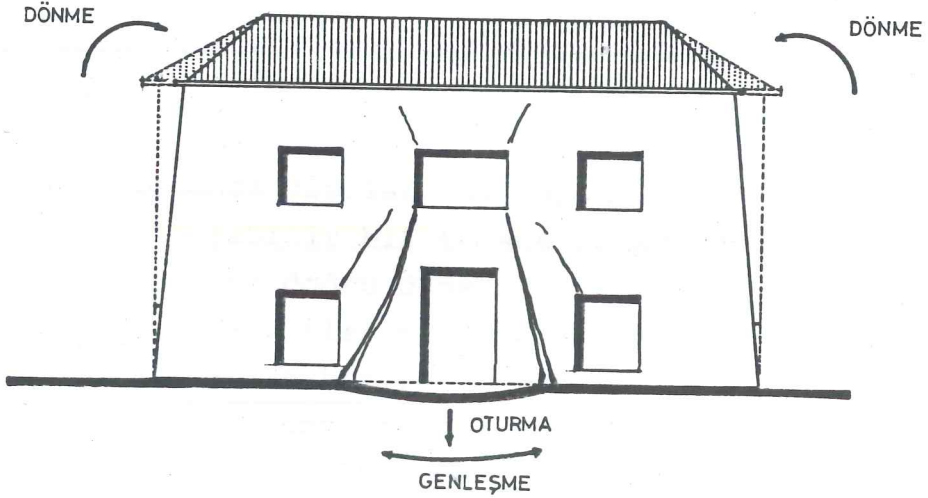
Şekil 27

Basınçların girişimi ile yapıda oluşacak zararlı oturmalar.

1 numaralı durumda, $Z=b/2$ derinliğine kadar sıkılaşabilir bir zemin tabakasının olması durumunda, yapının orta temellerine gelen temel basınçları, kenar temellere göre az tutulmalıdır. Başka bir çözüm yolu ise, orta temellerin bulunduğu bölgeyi derzle ayırmak olabilir.

Şekil 28 de, basınçların girişimi nedeniyle oluşacak kayma çatlakları görülmektedir. Bu durumda yapının orta kısmı kenarlarına göre fazla oturma yapar. Oturma türü, konkav oturma şeklindedir. Yapı, oluşan bu oturmaları izlemek zorundadır. Bu yüzden çatlaklar oluşur. Çatlak, oturma konkav olmasının sebebi ile yapı temellerinden başlayarak çatıya doğru boşlukları keserek ilerler.

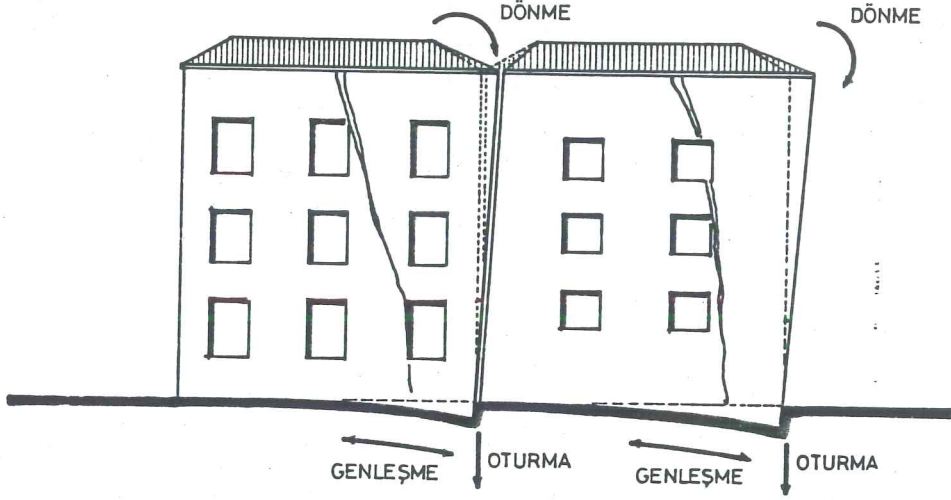
Eğer, eski bir yapının yanına yeni bir yapı yapılıyorsa; aynı durum oluşacaktır. Sonuçta her iki yapı aynı yöne doğru dönme yapacaktır.



Şekil 28

Basınçların girişimi nedeniyle yapıda oluşan hasarlar

Çözüm yolu ise 2. bölümde verilen, bodrum derinliğini ayarlama metodu olabileceği gibi, eski yapıya bitişik temelin taban basıncını, diğer kenar temelin taban basıncına göre küçük seçmek te olabilir. Temel derinliği, eski yapının kritik derinliğinin altına indirilmelidir. (Şekil 29)



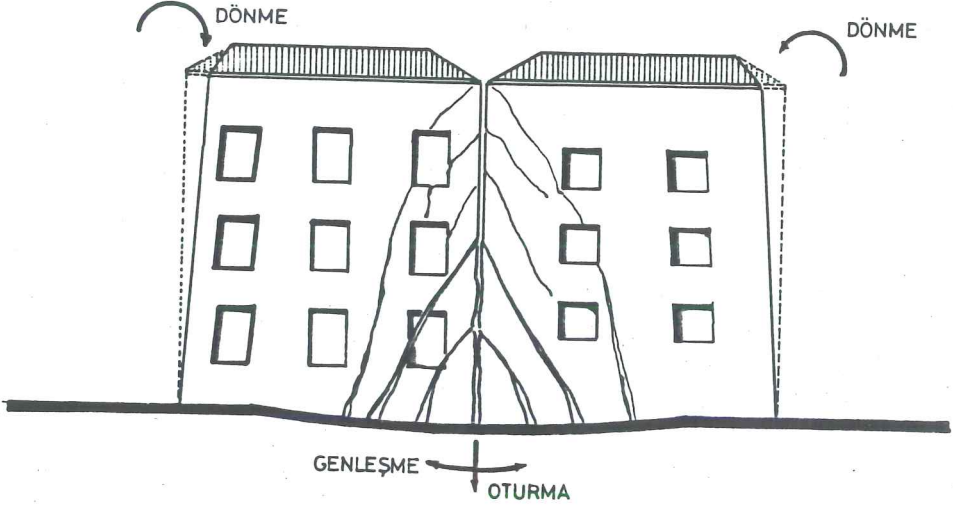
Şekil 29

Eski yapının yanına yapılan yeni yapı ve birbirlerine etkileri

Aynı zamanda yapılan iki yapının, kritik derinlikleri altında sıkışabilir bir tabaka olması durumunda ise, yapılar birbirlerine doğru dönerler. Her iki yapının bitişik kenarlarına doğru ilerleyen kayma çatlakları görülür. Çözüm, her iki yapının birleşim yerleri altındaki temel basınçlarını, kenar temellerin taban basıncına göre az tutmak olabilir. Bir yapının temelini, diğer yapı temelini kritik derinliğinin altına indirmelidir. (Şekil 30)

Yapı için seçilen temel sisteminin de, yapının her yerinde aynı olması gerekmektedir. Yani, yapının bir bölümü tekil temeller, bir bölümü kazık ya da radyejeneral temeller üzerine oturamaz. Bu duruma ilişkin örnek, bölüm

2 de, ödometre deney sonuçları verirken anlatılmıştır. (Galda viyadükü)



Şekil 30

Aynı anda yapılan yapılarda basınçların girişimi ile oluşan etkiler

Bu durumda, sıkışabilir bir zemin tabakası üzerindeki, kazıklı temel ya da radyejeneral temelin taşıdığı yapı bölümü, tekil temellerin taşıdığı yapı bölümüne göre çok daha az bir oturma yapacağı ortadadır. Böylece iki bölüm çatlayarak birbirinden ayrılacaktır. Bu gibi farklı temel sistemlerinin bulunduğu yapı bölümlerini birbirlerinden derzle ayırmak gereklidir. Ancak farklı oturma nedeniyle iki yapı arasında oluşacak kot farkı dikkate alınmalıdır.

Jeolojik sebeplerden dolayı, yapı altında sıkışabilir tabaka kalınlığının değişken olmasından, temel sisteminin farklı oturmalar yaparak zarar görmesine neden olur. Tabaka kalınlığının fazla olduğu yapı bölümleri fazla oturma yapacaktır. Buna karşılık, tabaka kalınlığının az olduğu yere oturan yapı bölümleri az oturma yapar.

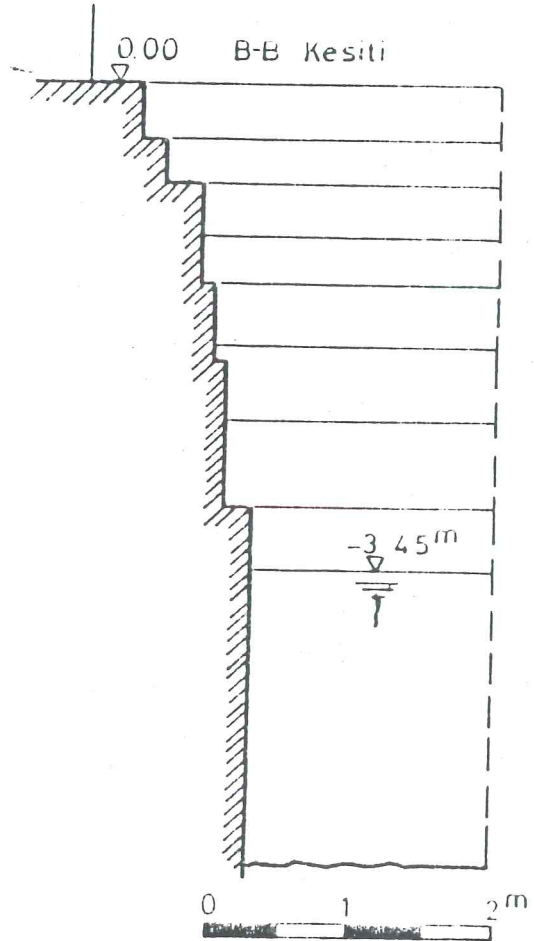
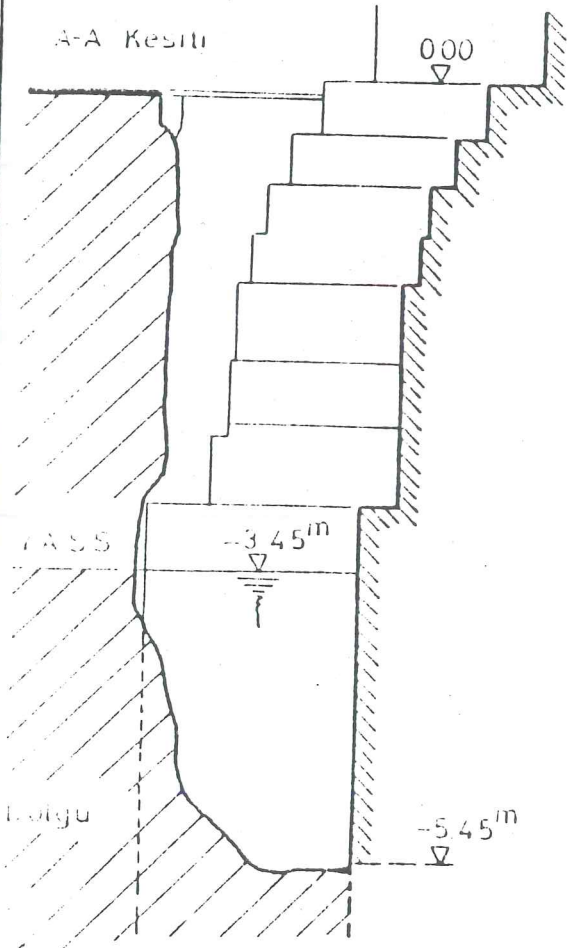
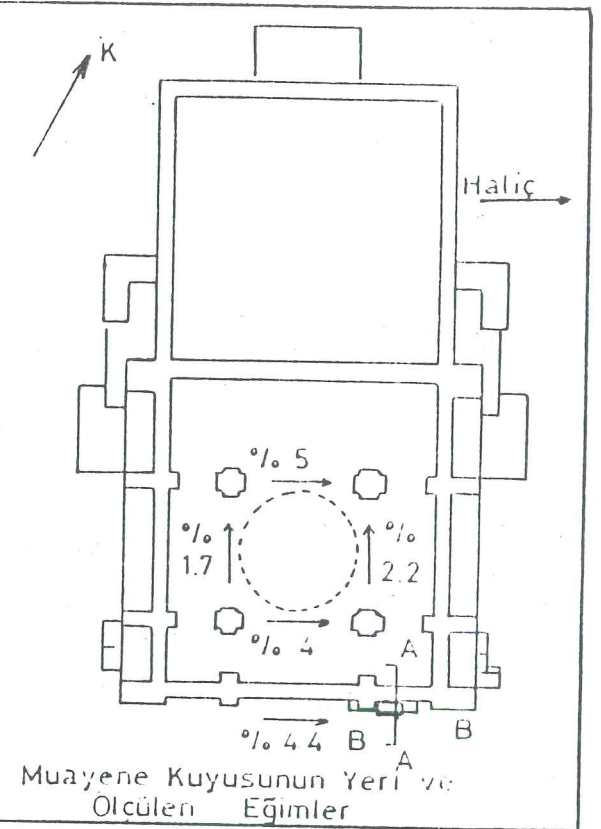
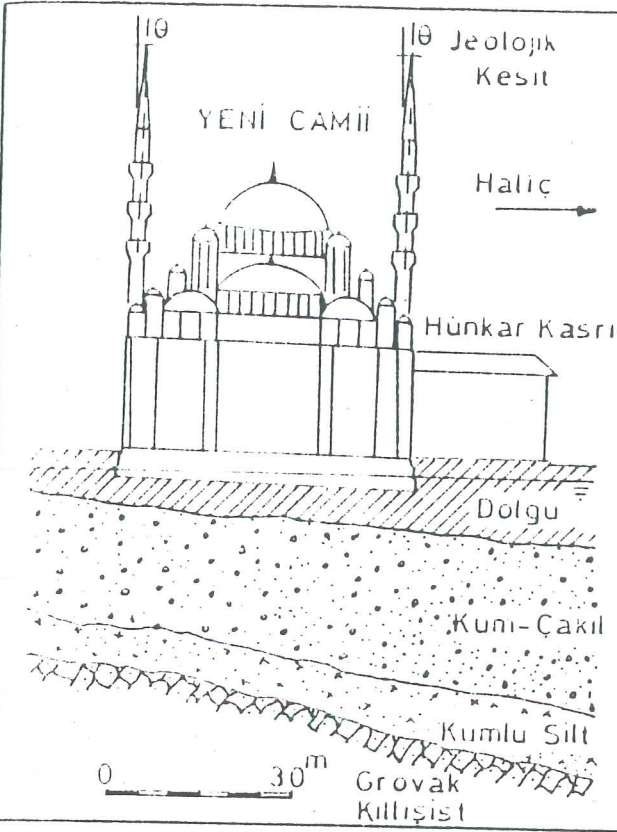
Oturma farkı nedeniyle, yapıda dönme ve çatlaklar oluşacaktır.

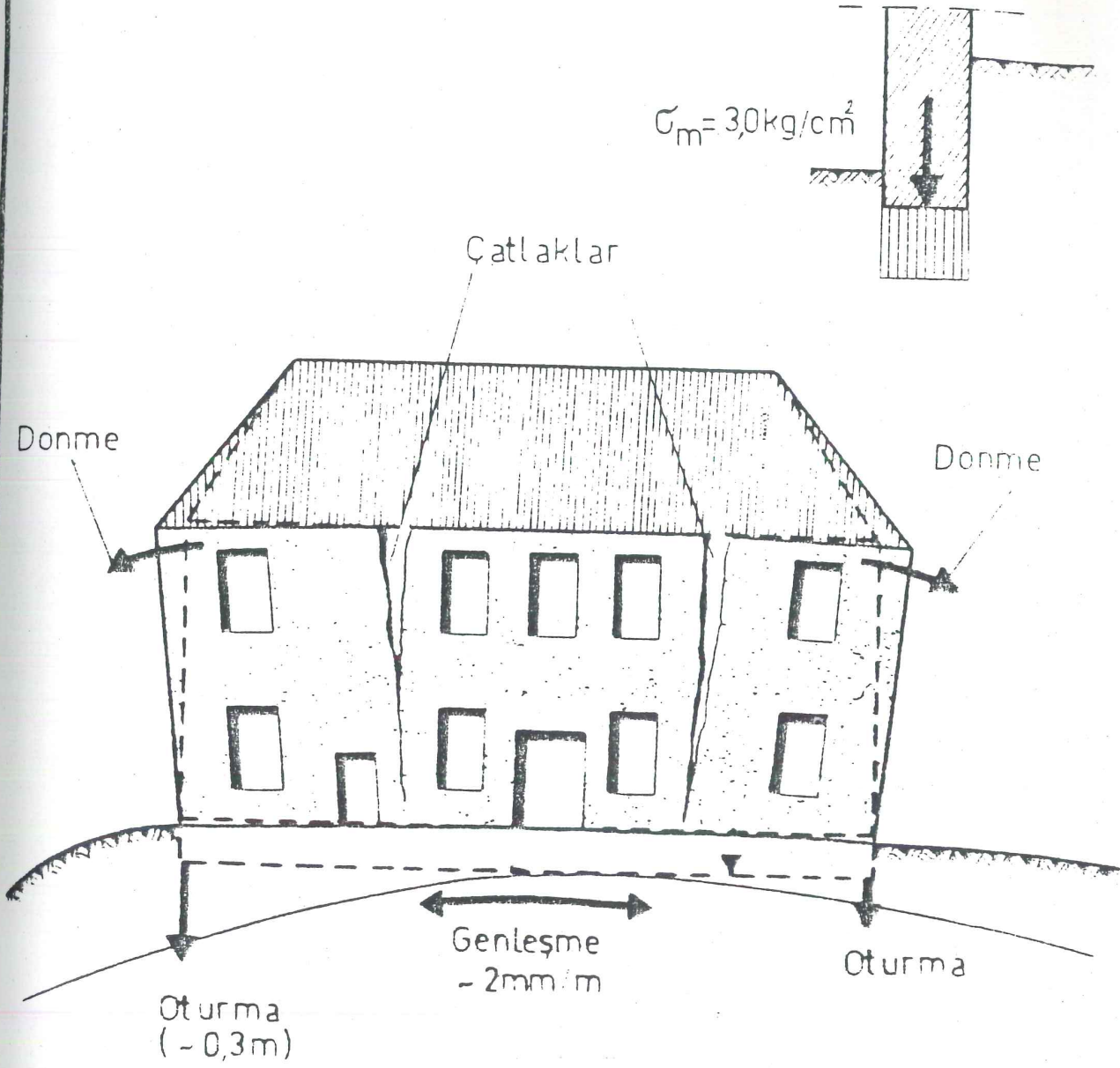
Bu duruma ilişkin örneklerden biri, şekil 31 de verilen Yenicamide oluşan dönmeler, diğeri, şekil 32 de şematik olarak gösterilen Heisingen evinde (Essen) oluşan hasarlardır.

Görüldüğü üzere bu tür inşaatlarda, zemin profilinin bilinmesi çok önemlidir. Önlem olarak yapı temelleri derzle birbirinden ayrılmalıdır. Tabakanın kalın olduğu bölüm konsolide edilir ya da temellerin altına yastık yapılıır.

Şu halde; temel zemini nedeniyle oluşacak zararlı oturmaları önlemek için yapı temellerinin tasarımında aşağıdaki maddelere dikkat edilmelidir:

1. Temellerin taban basınçları mümkün olduğu kadar küçük seçilmeli ve üniform olmalıdır.
2. Temel taban basınçları kritik derinlik sınırına dek birbirleriyle girişim yapmamalıdır.
3. Oturmalara karşı hassas olmayan yapılarda temel sistemi fleksibl olarak tasarlanmalıdır. Yani temeller sık, sık derzlerle birbirinden ayrılmalıdır.
4. Yapının temel sistemi, yapının bütününde aynı olmalıdır.
5. Yapı temellerinin indirildiği derinlik, yapının her yerinde aynı olmalıdır.
6. Yapı temellerinin yapacağı oturmaları hesaplamak, gerekirse bu oturmalar nedeniyle oluşacak ek gerilmelere göre yapı temel sistemini tasarlamalıdır.
7. Killi zeminlerde, özellikle yağlı killerde sıfır sürtünmesi nedeniyle, zeminin yana kaçma durumu





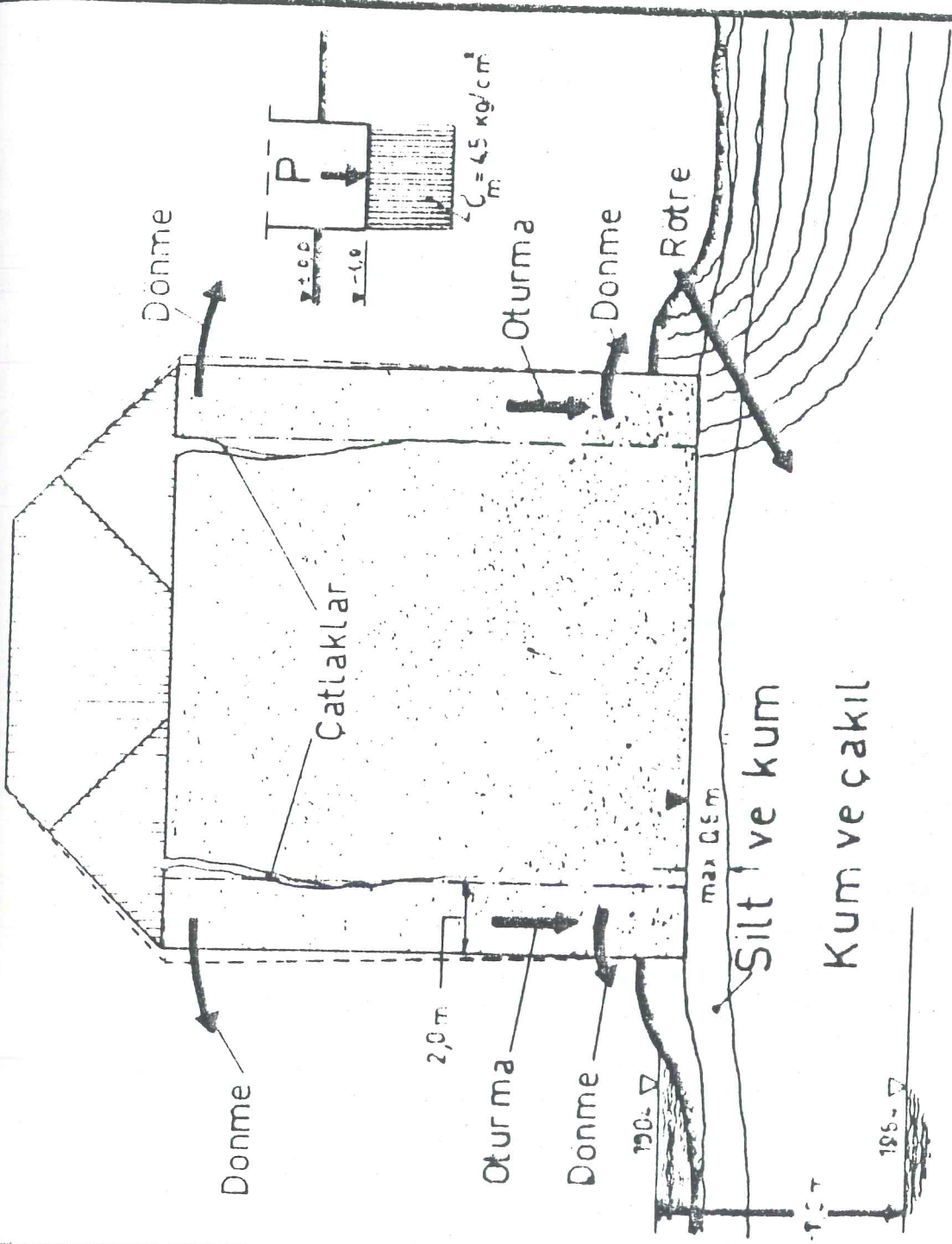
HEISINGEN EVİ (ESSEN)

oluşabilir. Bu nedenle temeller belli bir derinliğe kadar indirilmelidir. Bu derinlik en az 2.00 m olmalıdır. Zeminin yana kaçması ile yapıda oluşan zararlar şekil 33 de gösterilmiştir.

8. Oturmalara karşı hassas yapıların (Su kuleleri, bacalar, silolar, yakıt tankları) temellerini rijit olarak tasarlamalıdır. Bu durumda yapının yapacağı oturmalar üniform olacaktır. Farklı oturmaların oluşmaması nedeniyle, yapıtemeli altındaki üniform olmayan gerilmeleri temelin kendisi karşılamak zorundadır. (Şekil 34)

Yukarıda verilen maddeler uygulandığı halde dahi; yapıda farklı oturmalar önlenemiyorsa aşağıdaki maddeler faydalı olabilir:

1. Temel zemini içinde bulunan sıkışabilir zemin tabakaları uzaklaştırılabilir.
2. Temeller, sağlam zemin tabakasına (Kumlu, çakıllı zemin tabakaları) kadar kazıklı temeller yapılarak indirilebilir.
3. Sıkışabilir zemin tabakaları olan killi, siltli tabakaların su muhtevaları (w_0) azaltılmak yoluyla taşıyıcılıkları arttırılabilir, kompresebiliteleri azaltılabilir. Zeminden elektrik akımı geçirilerek, bu tür zeminlerin suyunu vermesi sağlanabilir.
4. Sıkışabilir zemin tabakaları ön yükleme yapılarak, konsolide edilebilirler. Konsolidasyon oturmasının büyük bir bölümünü yapmış zemin üzerinede yapı inşaa edilebilir.
5. Yapıyı yavaş inşaa etmek ya da yapının ağır bölümlerini önceden yapmak, kohezif zeminlerde iyi sonuçlar verir.
6. Temeller altına yastık yapmak, zararlı oturmaları önlemek açısından faydalıdır. Örneğin taban basınçları-

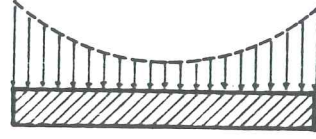


LORSFELD ŞATOSU

nın girişimi için yapılacak yastık türü şekil 35 de gösterilmiştir.



YUMUŞAK ZEMİNLERDE
RİJİT TEMEL PLAKASI
ALTINDAKİ GERİLME



ÇEKME MUKAVEMETİ OLAN
ZEMİNLERDE RİJİT TEMEL PLAKASI
ALTINDAKİ GERİLME

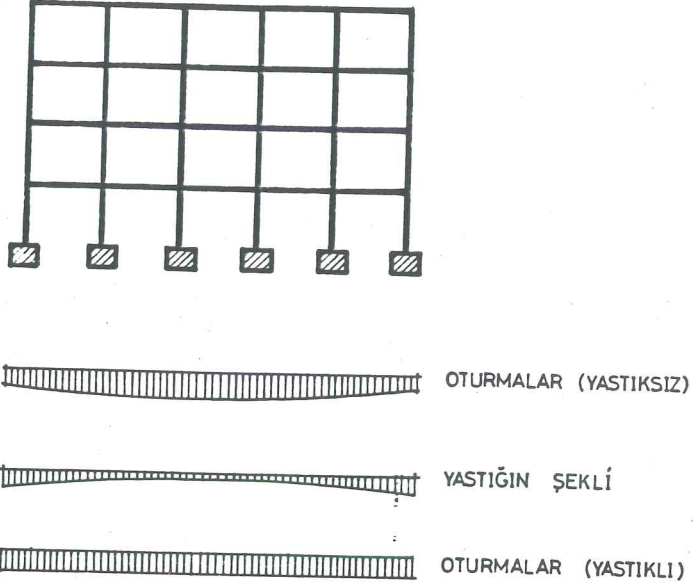
Şekil 34

Üniform oturma yapan rijit temellerde taban gerilmeleri

3.2. Temel Zeminin, Mimari ve Strüktür Planlamasına Etkisi

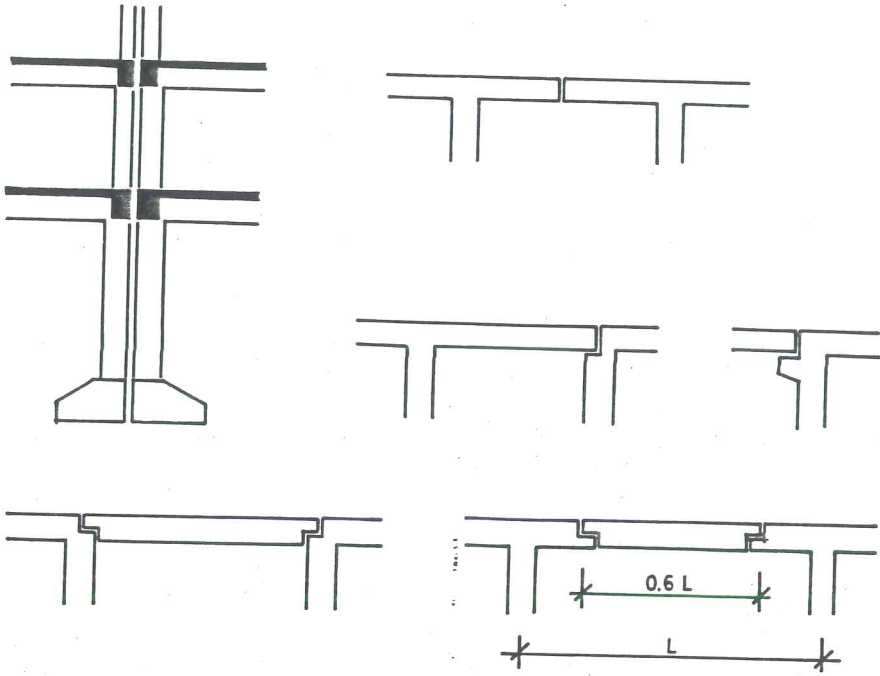
Temel zeminin sıkışabilir olduğu kohezyonlu zeminlerde, sadece doğru bir temel tasarımı ile; oluşacak zararlı oturmaları önlemek mümkün değildir. Yapının mimari planlamasının ve strüktürünün de belli ilkelere uyularak yapılması gereklidir. Bölüm 3.1. de anlatılan oturma nedenleri ve gerekli önlemler bu ilkeleri oluşturur.

Yapının sadece bir bölümünün altına bodrum yapıldığı durumlarda; yapının bodrum üzerindeki bölümü ile, yüzeyde kalan bölümü arasında, belli bir oturma farkı olacaktır. Bu yüzden mimari planlamalarda, bodrum katın bütün bina alanı boyunca indirilmesi gereklidir. Bodrum katın, bina alanının bütünü boyunca indirilmemesi sonucu oluşacak hasar ve farklı oturmalar şekil 36 da verilmiştir.



Şekil 35
Farklı oturmalari önlemek için yapılan yastık
şekli

Ancak, bodrum bütün yapı alanı boyunca indirilemiyorsa; daha derinde kalan bölüm ile yüzede kalan bölüm birbirinden ayrılmalıdır. Bu ayrılma durumu ise, mimari ve strüktür planlamasında derz kavramını oluşturmaktadır. Her ne kadar ısı farklılaşması nedeniyle derz yapılıyorsa da, gerçekte derz yapının farklı oturmalarının oluşturacağı zararları önlemek amacıyla yapılır. Derz aralıkları 30 m aşmayacak biçimde oluşturulmalıdır. Derz genişliği, oturma derzlerinde yapı yüksekliğine bağlı olarak 5-10 cm arası yapılabilir. Planlamanın ilk aşamalarında oturma derzleri düşünülmelidir. Aksi durumda, derzin salonun ortasına gelmesi, merdiven, asansör gibi rijit elemanların kenarda kalması, pahalı ve çirkin çözümlere başvurulması ve benzeri durumlara yol açar.



Şekil 37
Oturma derzi türleri

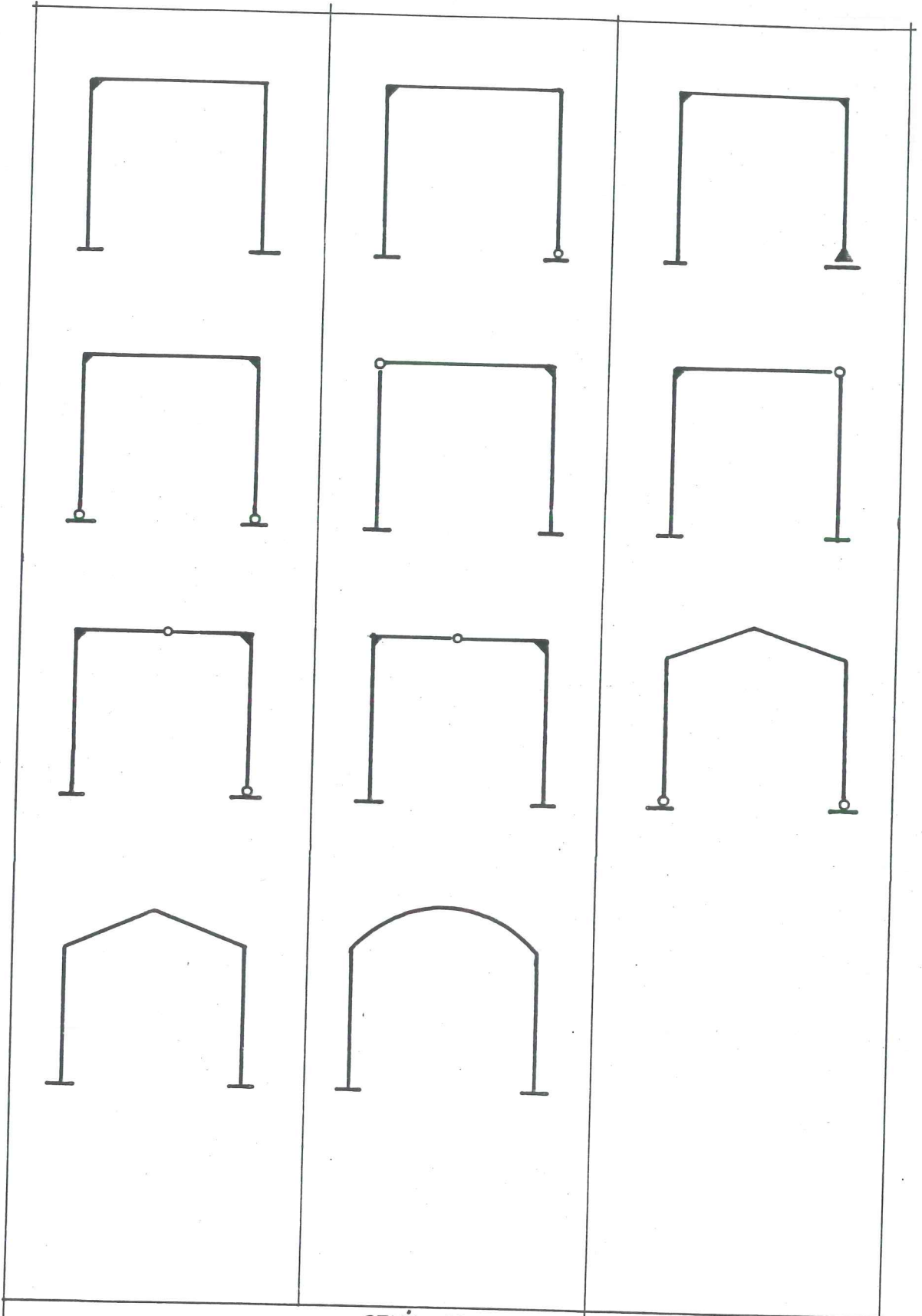
Temel zemini sıkışabilir tabakalardan oluşuyorsa, yapının cinsine göre yapıyı, rijit ya da fleksibl olarak tasarlamak gerekir. Örneğin yüksek bacalar, silolar, eğlence kuleleri, tv kuleleri, yakıt tankları, yüzme havuzları gibi yapılar; derzlerle ayrılması mümkün olmayan yapılardır. Farklı oturmalar yapamazlar. Bu tip yapıların farklı oturmalar yapması; özellikle kule, silo, yakıt tankları için büyük tehlikeler yaratır. Yüzme havuzları ise, çatlaklar ve hasarlar sonucu kullanılmaz duruma gelir. Bu nedenle, bu yapıların; rijitlikleri fazla olacak biçimde tasarlanması gerekmektedir. Taşıyıcı strüktürleri; mesnet çökmesi ve dönmelerinin yaratacağı ek gerilmeleri kendisinin karşılayabileceği hiperstatik sistemler olmalıdır. Rijit yapı türlerine ait strüktür sistemleri Şekil 38 de gösterilmiştir. Rijit yapılarda perde, çekirdek a-

alanları fazla olan yapılardır. Temel sistemleri radyejenel temellerdir. Bu nedenlerden dolayı; yapının boyutları büyüdükçe, etkiyen ek gerilmeler de artar. Sonuç olarak, rijit olarak tasarlanacak yapılar, küçük temel alanı olan yapılardır.

Uzunluğu fazla olan yapıları; farklı oturmalar bekleniyorsa, fleksibl olarak tasarlamalıdır. Yani yapı derzlerle parçalara bölünmelidir. Bu planlama türü, yapının yapacağı farklı oturmaları önleyemez. Ancak yapıda oluşacak hasarları önler. Yapının strüktürünün izostatik olması yapının fleksibilitesini arttıracak gibi, farklı oturma nedeniyle strüktürün ve dolayısı ile yapının hasar görmesini engeller. Mesnet çökmesi ve dönmesine karşı dayanıklı izostatik strüktür tipleri Şekil 39 da verilmiştir.

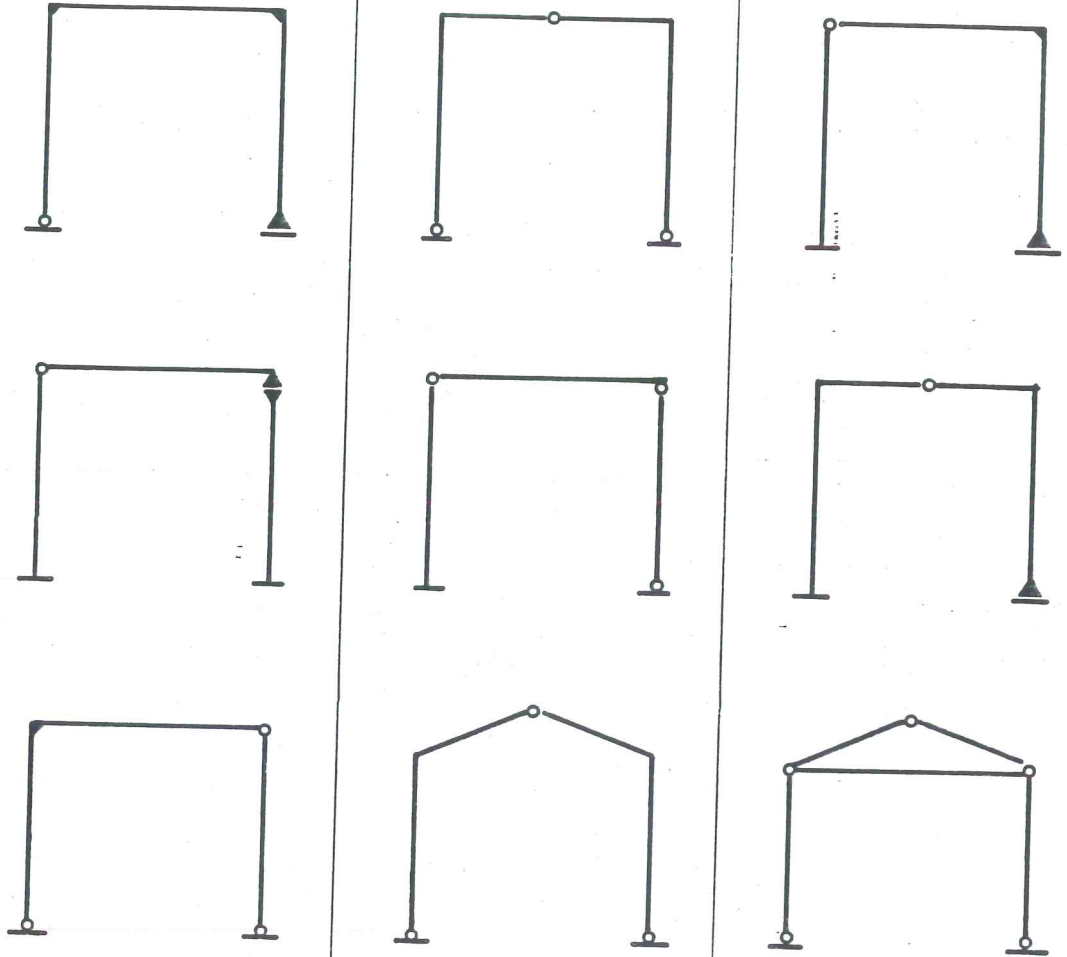
Yapı planlamasında önemli faktörlerden biride, yapı strüktürünün malzemesinin ne olacağıdır. Özellikle farklı oturmaların otuşturacağı ek gerilmeleri, hasır görmeden karşılaması açısından; çelik yapımın, betonarme yapıma karşı büyük üstünlüğü vardır.

Çelik yapılarda gerilmeler, akma sınırına kadar deformasyonlarla lineer bir bağıntı içerisindedir. Farklı oturmaların oluşturacağı ek gerilmeler, çeliğin akma sınırı içinde bulunuyorsa; malzeme uzayarak yeni duruma uyum sağlayabilir. Oysa betonarme yapılarda, artan gerilmeler ile deformasyonlar bir denge kuramazlar. Özellikle açıklıklarına göre yükseklikleri fazla olan betonarme kirişler, ancak 1-2 mm mesnet oturmasına izin vererek, deformasyon yaparlar. Daha fazlası olma durumunda sistem çatlayarak mafsallaşma eğilimi gösterir. Sonuç olarak, çeliğin sünek bir malzeme olması nedeniyle, kohezyonlu zemin üzerine yapılan, yapıların strüktür malzemesi olarak kullanılması iyi sonuçlar verir.



ŞEKİL 38

Rijit yapılarda kullanılabilecek hiperstatik çerçeve türleri



ŞEKİL 39

Fleksibl yapılar da kullanılabilcek izostatik çerçeve türleri

Çelik inşaatın diğer bir avantajı ise, izostatik mesnetlendirmeye ve mafsal oluşturmaya uygun bir malzeme olmasıdır. Betonarme yapımda mafsal oluşturma ve izostatik mesnetlendirme detaylarının uygulanması zor ve pahalı olmaktadır. Betonarme yapımda daha çok rijit yapıların oluşturulmasında kullanılabilecek bir malzemedir. Çelik malzeme ise, strüktürün ve aynı zamanda yapının hafif olmasını sağlayarak, oluşacak oturma miktarlarını azaltır.

Diğer önemli bir konu, zeminin titreşim periyodudur. Özellikle deprem durumunda, yapının hasar görmesinde en önemli faktörlerden biridir. Periyot, bir salınımın her bir devrinin zaman süresidir. Örneğin tek katlı bir yapının salınımı, saniyede 10 defa olur. Periyodu ise, 0.1 saniyedir. Her yapının rijitliğine ve yüksekliğine bağlı olarak bir periyodu vardır. Aynı şekilde zeminin de cinsine bağlı bir periyodu olmaktadır. Örneğin kayalık ve sert zeminlerin periyodu 0.125-0.1 saniye arası değişir. Öte yandan kolay kazılan, yumuşak kil, kum ve dolgu zeminlerin periyodu 0.3-1 saniye arası değişmektedir. Frekanslar, yani 1 saniye içinde yapılan salınım sayıları; sert kayalık zeminlerde, 8 ile 10 arası olurken, yumuşak kil ve dolgu zeminlerde, 1 ile 3 arası olmaktadır.

Bundan elde edilecek sonuç, sert zeminlerin salınımının hızlı, yumuşak zeminlerin ise yavaş olduğudur. Eğer bir yapının salınım periyodu birbirine yakınsa; rezonans olayı oluşur. Yani yapıya gelen kuvvet, her defasında yapının hızının daha da artmasına neden olur. Bu durumda yapı kolayca geçer.

Bir anoloji yapacak olursak; bir salınacağı aynı kuvvetle itmemize rağmen, salınacağın salınımını gitgide arttırmasını örnek gösterebiliriz. Anlaşılacağı üzere, yapı periyodu; zemin periyodundan olabildiğince farklı olmalıdır.

Rezonans olayının sonuçları şaşırtıcı olabilir. Dolgu zemin ya da kil zemin üzerindeki, 8-10 katlı bir yapının periyodu 0.8 ~ 0.6 saniye civarındadır. Yapı yükseldikçe periyot artış gösterir. Tek katlı bir gecekondunun periyodu ise 0.1 sn dolayındadır. Zeminin periyodu, apartmanın periyoduna yakın olduğundan, apartman depreme dayanıklı olarak tasarlansa bile, gecekondudan fazla zarar görebilir.

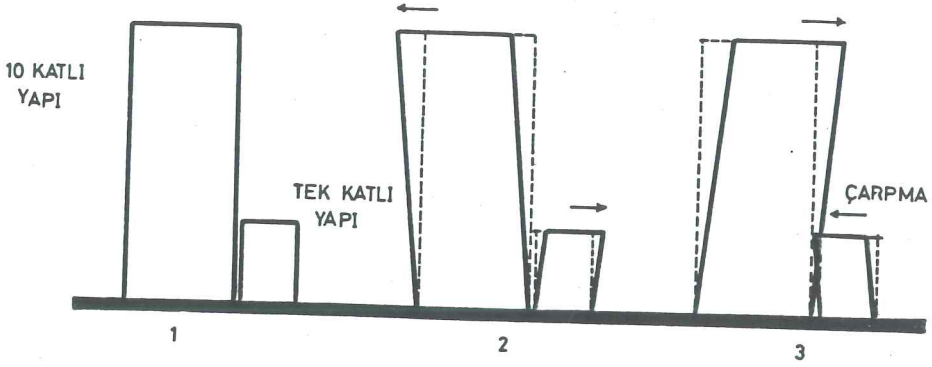
Böylece yumuşak zeminler üzerinde, yüksek yapılar yapmaktan kaçınılmalı ya da titreşim periyodu az olan rijitliği fazla yapılar tercih edilmelidir.

Yüksek ve alçak blokların titreşim periyotları birbirinden farklı olacağından; deprem durumunda, birbirlerine çarparak hasar görmelerini önlemek için, yeterli genişlikte, derz aralığı bırakılmalıdır. Derzlerin araları elastik malzemelerle doldurulmalıdır. Şekil 40 da farklı periyotlu yapıların çarpışma durumları gösterilmiştir.

Unutulmaması gerekli diğer bir konu ise, farklı oturmalar nedeniyle, zarar görmüş bir yapının; deprem durumunda daha az bir dayanım göstereceğidir. Böylece zemin türü ve davranışının önemi bir kez daha ortaya çıkmaktadır.

Sert zeminler üzerine de, yapılacak rijit betonarme perdeli yapılar yerine, yüksek çelik yapılar daha iyi sonuçlar verir. Çelik yapıların periyotları, rijit betonarme yapılara göre fazla olmaktadır. Periyodu uzun olan bu tür yapıların, kısa periyotlu, sert zeminler üzerinde uygun olacakları açıktır.

Kohezyonlu zemin tabakaları nedeniyle mimari ve strüktür planlamasında dikkat edilmesi gerekli noktalar:



Şekil 40

Farklı periyotlu yapıların çarpışması

1. Yapıyı planlama aşamasının başında, oturma derz yerlerinin saptanması gereklidir. Bu saptanma, derzin türü gözönüne alınarak yapılmalıdır.
2. Yapının stürüktürü, ele alınan derz doğrultusunda gelişmelidir.
3. Bodrum derinliği ve bodrum alanı, zemin koşullarına ve yapı fonksiyonlarına bağlı olarak tasarlanmalıdır. Bodrum katın, bütün yapı alanı boyunca indirilmesinde fayda vardır.
4. Bölüm 3.1 de verilen zararlı oturma biçimlerini önlemek amacıyla, bazı temellerin taban basıncı az, bazılarının fazla seçilmesinin gerekli olduğu anlatılmıştır. Buna bağlı olarak, mimari planlamada, yapının bazı bölümlerinde daha hafif mekanların oluşturulması veya bazı bölümlerine daha ağır mekanların yerleştirilmesinin gerekli olacağı, gözönünde bulundurulmalıdır.
5. Özellikle fazla oturmaların beklendiği zeminlerde, yapıyı olabildiğince hafif yapmanın faydası çoktur.

Bu nedenle, planlama aşamasında, seçilen yapı malzemelerinin birim hacim ağırlıklarına dikkat edilmelidir. Özellikle ön yapımlı elemanların oturma problemi olan zeminler üzerindeki yapılarda uygulanması, dikkat gerektirir. Bu tür yapılarda, oturma farklılığı nedeniyle; ek yerlerinin hassaslığı bozulabilir. Bu durumda, zeminin; yapı yapılmadan önce yüklenerek, oturmalarının önemli bir bölümünü yapması sağlanmalıdır.

6. Yapının cinsine ve üstlendiği fonksiyona göre, yapının rijit ya da fleksibl olmasına karar verilmeli, mimari ve strüktür planlaması bu esaslara göre yapılmalıdır. Oturmaların fonksiyonlara zarar vermediği yapılarda, fleksibiliteleri fazla olan tasarımlara gidilmeli; yani izostatik taşıyıcı strüktürler kullanılmalı, yapı parçalara bölünmeli, izostatik mesnetlendirmeler yapılmalıdır. Böylece, yapıda farklı oturma nedeniyle, ek gerilmeler oluşmayacaktır.

7. Oturmaların, yapı fonksiyonlarına zarar verdiği durumlarda yapıyı rijit olarak projelendirmek gereklidir. Yapının taşıyıcı strüktürü perde ve çekirdeklerle oluşturulmalı, temel ve yapı parçalara ayrılmamalı, hiperstatik sistemler strüktürde tercih edilmelidir. Bu yapılara örnek olarak, siloları, akaryakıt tanklarını, yüzme havuzlarını, su kulelerini gösterebiliriz.

8. Çeliğin sünek bir malzeme olması, farklı oturmalar sonucu oluşacak ek gerilmeleri karşılama konusunda faydalı olmaktadır. Çeliğin elastiklik modülünün (E) fazla olması nedeniyle yapı; akma sınırına kadar olan gerilmelerde, strüktüre zarar vermeyen deformasyonlar yapabilir. Betonarmenin böyle bir özelliğinin olmaması, oturma yapan zeminler üzerinde uygulanmalarını, çeliğe göre dezavantajlı kılar. Taşıyıcı strüktürün çelik olması durumunda, mimari planlamanın da, bu strüktürün esaslarına göre yapılması

gerekeceği açıktır.

9. Deprem hasarlarının en önemli nedenlerinden biri, zemin periyotları ile yapı periyotlarının çakışması durumudur. Zemin periyotları, tamamen zeminin cinsine göre farklılık gösterir. Bir deprem ülkesi olan Türkiye'de, zemin periyotlarının tespiti için, zemin araştırması şarttır. Yapı periyotları ise, yapının rijitliğine ve yüksekliğine göre farklılık göstermektedir. Her iki özelliğinde, hem mimari, hem de strüktür planlamasına bir veri olarak katılması gereklidir.

BÖLÜM IV

SONUÇ

Günümüzde, yapıların plânlama, projelendirme ve uygulama aşamalarında rasyonellik, fonksiyonlara uygunluk, maliyet ve süre gibi sınırlılıklar büyük önem taşırlar. Bu sınırlılıklar yapı üretiminde organizasyon kavramını oluşturmuştur. Mimar yapı üretim organizasyonunun genel koordinatörü olmak durumundadır. Bu nedenle kişisel ve keyfi kararlar verdiğinde almış olduğu sorumluluğu yerine getiremez. Çağımızın gereği olarak mimarlık, özgür kararların verildiği bir sanat dalı olmaktan çıkmış, değişik bilim dallarını öz yapısında barındıran ve eserlerini bu bilimlerin doğrultusunda veren bir bilim dalı olmuştur.

Mimarın yapı üretim organizasyonunun koordinatörü olması nedeniyle, mimarlık bilim dalına hizmet veren diğer bilim dalları ile ilgili olması ve konuyu irdeleyecek bilgi düzeyinin bulunması şarttır.

Ancak dört yıllık mimarlık eğitimi süresince mimar, diğer bilim dallarının, bütünü ile koordinasyonu sağlayacak bilgi düzeyini kazanamamaktadır. Böylece üretilen yapılar başarısız olduğu gibi, kimi yapılarında uygulanması mümkün olmamaktadır.

Mimarın karar vermesi gerekli olan, yapıda strüktür tasarımına etki eden en önemli faktörlerden biri zeminin yükler karşısındaki davranışdır. Bu konu ise, inşaat mühendisliği ana bilim dalının, zemin mühendisliği bilim dalının kapsamı içindedir.

Bu çalışmada, zemin davranışının tespiti ve yapı strüktürüne olan tesirleri incelenmiş bulunmaktadır. Bu konunun, mimarlar tarafından; zemin mühendisleriyle yapılan ortak çalışmaları koordine edecek düzeyde bilinmesi gerektiği vurgulanmıştır. Özellikle yüksek yapıların yapımının gündemde olduğu Türkiye'de, zemin davranışının strüktüre olan etkisi, konuya ayrı bir önem kazandırmaktadır.

Zemin davranışının yapı strüktürüne olan etkisinin belirlenebilmesi için;

1. Zemin numunelerinin alınması. (Zemin mühendisliğinin gerektirdiği şartlar içinde)
2. Zemin numuneleri üzerinde gerekli laboratuvar deneylerinin yapılması.
3. Deney sonuçlarının, zemin mühendisliği bilim dalı disiplini içinde değerlendirilmesi.
4. Zemin raporunun hazırlanması.
5. Mimarın, zemin raporu verilerini yorumlayarak; zemin mühendisi ile ortaklaşa, yapıya gelecek olan tesirlerinin irdelenmesi.
6. Yapıya gelecek olumsuz tesirleri giderecek strüktür ve temel plânlamasının yapılması gerekliliği bu çalışmanın sonucu olarak ortaya çıkmaktadır.

EKLER

EK

SAYFA

A. LABORATUAR DENEY SONUÇLARINA İLİŞKİN
TABLOLAR

...75...

B. LABORATUAR DENEY SONUÇLARINA İLİŞKİN
ŞEKİLLER

...91...

EK A

Tablo 1.

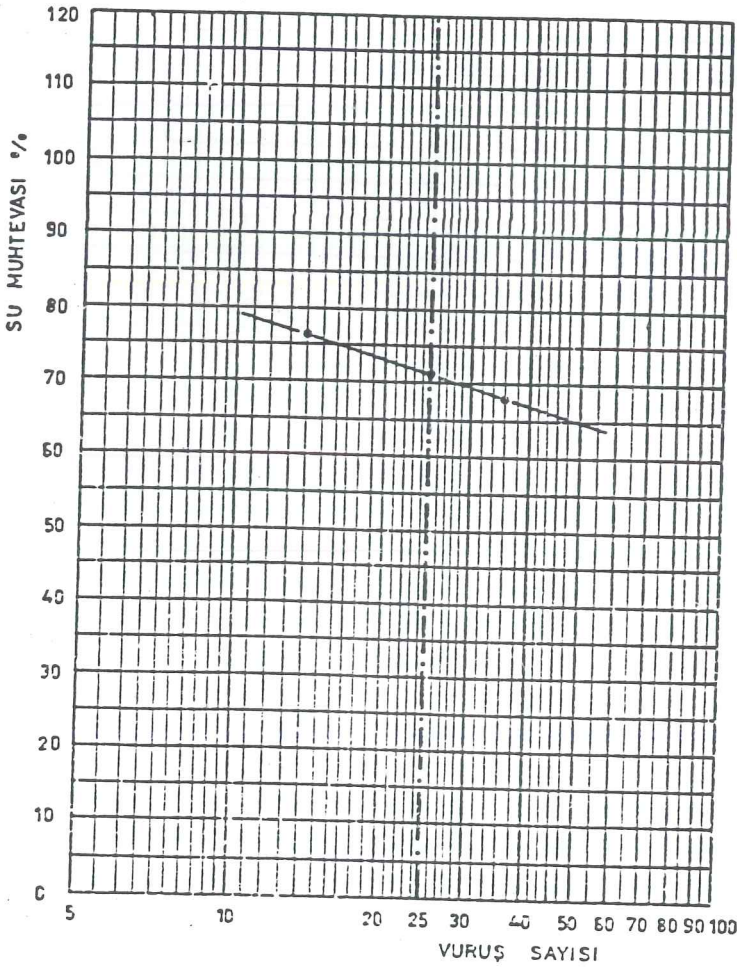
KIVAM LİMITLERİ

DERİNLİK = 1.50 m.

PLASTİK LİMİT	KAP NO	57	6
	ISLAK NUM. TARA	43	48
	KURU NUM. TARA	40	43.6
	SU MİKTARI	3	4.4
	TARA	29.6	30
	KURU ZEMİN	10.4	13.6
	SU MUHTEVASI	28.8	32

SU MUHTEVASI	KAP NO	83
	ISLAK NUM. TARA	75
	KURU NUM. TARA	65
	SU MİKTARI	10
	TARA	30.5
	KURU ZEMİN	34.5
	SU MUHTEVASI	29

LİKİT LİMİT	KAP NO	48	36	83
	VURUŞ SAYISI	36	25	14
	ISLAK NUM. TARA	45	52	42
	KURU NUM. TARA	36.9	45.3	37
	SU MİKTARI	8.1	6.7	5
	TARA	25	36	30.5
	KURU ZEMİN	11.9	9.3	6.5
	SU MUHTEVASI	68	72	76



EK A - devam

Tablo 2.

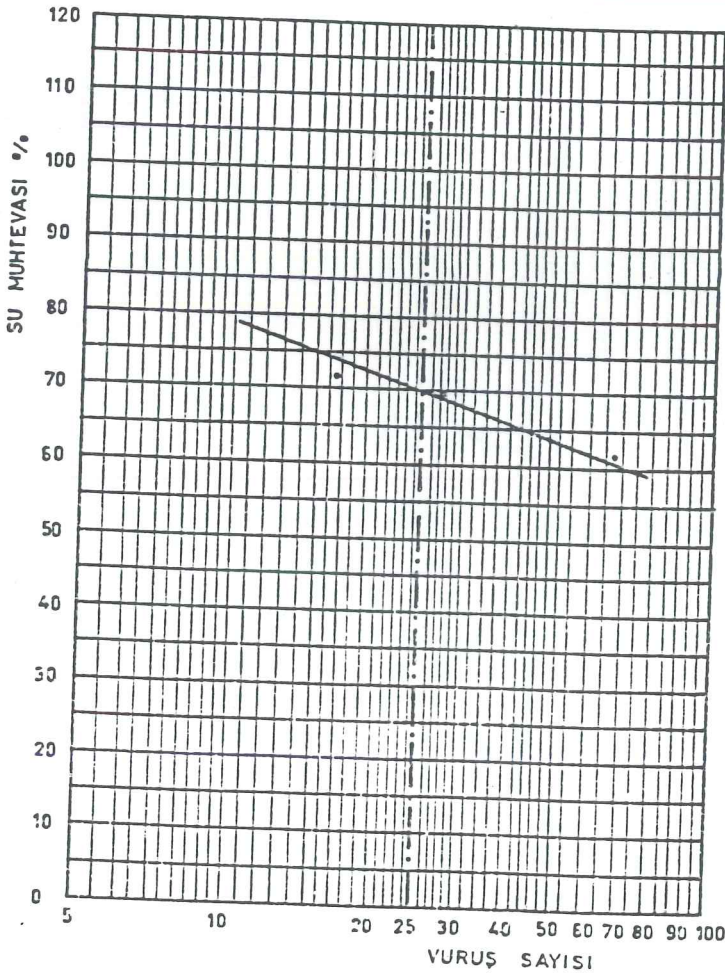
KIVAM LİMITLERİ

DERİNLİK = 4.50 m.

PLASTİK LİMİT	KAP NO	276	288
	ISLAK NUM+TARA	51.2	50.8
	KURU NUM+TARA	47.0	46.7
	SU MİKTARI	4.2	4.1
	TARA	31.2	30.6
	KURU ZEMİN	15.8	16.1
	SU MUHTEVASI	27	25

SU MUHTEVASI	KAP NO	108
	ISLAK NUM+TARA	121.2
	KURU NUM+TARA	102.0
	SU MİKTARI	19.2
	TARA	30.4
	KURU ZEMİN	71.6
	SU MUHTEVASI	27

LİKİT LİMİT	KAP NO	76	126	98
	VURUŞ SAYISI	67	27	17
	ISLAK NUM TARA	57.1	53.1	53.1
	KURU NUM TARA	47.6	43.3	44.0
	SU MİKTARI	9.5	9.8	9.1
	TARA	32.3	29.2	31.3
	KURU ZEMİN	15.3	14.1	12.7
	SU MUHTEVASI	62	70	72



EK A- devam

Tablo 3.

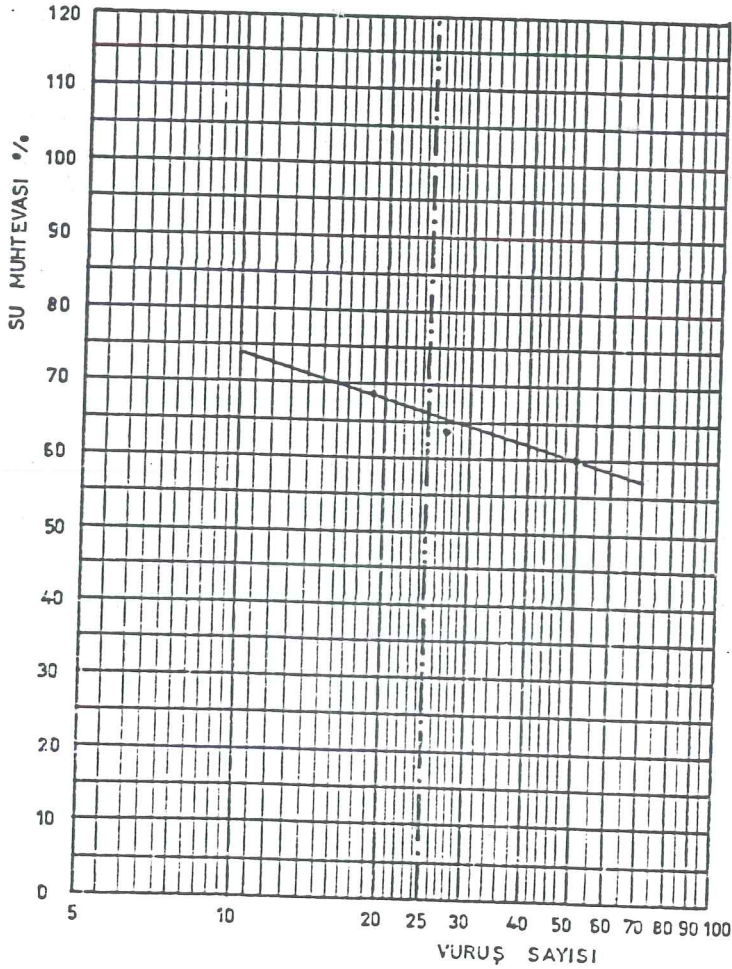
KIVAM LİMİTLERİ

DERİNLİK = 12.50 m.

PLASTİK LİMİT	KAP NO	300	280
	ISLAK NUM. TARA	51.2	51.7
	KURU NUM. TARA	46.1	46.9
	SU MİKTARI	5.1	4.8
	TARA	28.2	30.1
	KURU ZEMİN	17.9	16.8
	SU MUHTEVASI	28	29

SU MUHTEVASI	KAP NO	210
	ISLAK NUM. TARA	62.2
	KURU NUM. TARA	55.0
	SU MİKTARI	7.2
	TARA	20.0
	KURU ZEMİN	35.0
	SU MUHTEVASI	21

LİKİT LİMİT	KAP NO	223	202	214
	VURUŞ SAYISI	50	27	19
	ISLAK NUM. TARA	41.5	44.0	36.0
	KURU NUM. TARA	33.7	35.0	28.2
	SU MİKTARI	7.8	9.0	7.8
	TARA	20.8	21.0	16.7
	KURU ZEMİN	12.9	14.0	11.5
	SU MUHTEVASI	60	64	68



Tablo 5. Mekanik analiz ve ıslak analiz deney f6y6

HİDROMETRE ANALİZİ

DERİNLİK = 1.50 m.

GEÇEN ZAMAN	HİDROMETRE OKUMASI Rh'	$R_h = Rh' \cdot C_m$	DÜŞME YÜKSEKLİĞİ	DANE ÇAPI	ALINAN NUMUNEYE GÖRE YÜZDE
15"	45	43.5	9.15	0.0819	0.87
30"	43	41.5	9.5	0.0590	0.83
1'	42.5	41	9.6	0.0419	0.82
2'	41.5	40	9.7	0.0298	0.80
4'	40.5	39	9.9	0.0213	0.78
8'	39.5	38	10.1	0.0152	0.76
15'	39	37.5	10.15	0.0111	0.75
30'	37.5	36	10.4	0.0079	0.72
1h	37	35.5	10.5	0.0056	0.71
2h	35	34	10.7	0.0040	0.68
3h	34	33	10.9	0.0033	0.66
4h	33	32	11.1	0.0029	0.64
6h	32	31	11.2	0.0023	0.62
24h	28.3	27.3	11.8	0.0012	0.54

ELEK ANALİZİ

ELEK NO	DELİK ÇAPI mm.	ELEĞİN ÜSTÜNDE KALAN gm.	ELEKTEN GEÇEN gm.	ELEKTEN GEÇEN %
18	0.9	1.8	278.2	99
50	0.3	3.9	274.3	97
100	0.152	5	269.3	96
200	0.076	6.9	262.4	94
	0.0590	44.60	219.79	77
	0.0419	2.62	215.16	76.8
	0.0298	5.248	209.92	75
	0.0152	10.496	199.44	71
	0.0079	10.512	188.92	67
	0.0056	2.624	186.30	66
	0.0040	8.05	178.48	64
	0.0033	5.298	173.18	62
	0.0029	5.248	167.93	60
	0.0023	5.248	162.68	58
	0.0012	20.998	141.69	50

NUMUNENİN İLK AĞIRLIĞI	280 gr.
200 NOLU ELEK ALTINA GEÇEN	262.4 gr.
HİDROMETRE İÇİN KULLANILAN	50 gr.

EK A- devam

Tablo 10

ÖDOMETRE DENEY FÖYÜ

DERİNLİK = 1.50 m.
RING NO = ORTA
RING ALANI = 28.26 cm²
H₀ = 23.00 mm.
D₀ = 60.00 mm.
V₀ = 65.00 cm³

SU MUHTEVASI

	Deney başı	Deney sonu
Kap + yaş numune =	61.00 gr.	186.0 gr.
Kap + kuru numune =	53.00 gr.	158.8 gr.
Su miktarı =	8.0 gr.	27.2 gr.
Kap ağırlığı =	27.6 gr.	65.8 gr.
Kuru numune =	25.4 gr.	93.0 gr.
W ₀ , W _n =	% 31	% 29

NUMUNE AĞIRLIĞI

	Deney başı	Deney sonu
Ring + yaş numune =	214.5 gr.	213.5 gr.
Ring ağırlığı =	93.3 gr.	93.3 gr.
Yaş numune =	121.2 gr.	120.2 gr.
Numune hacmi =	65.00 cm ³	59.56 cm ³
γ ₀ , γ _n =	1.86 t/m ³	2.01 t/m ³

EK A -devam

Tablo 10 Ödometre deney föyü [devam]

SIRA NO	KONAN YÜK (kg)	TOPLAM YÜK (kg)	TOPLAM BASINÇ	TARİH	GEÇEN ZAMAN	SIKIŞMA x 0.01mm.
1	+0.642	0.642	0.25	27.5.87		
					15'	51.3
					30'	51.2
					1'	51.2
					2'	51.5
					4'	51.5
					8'	51.5
					15'	51.2
					30'	50.6
					1h	Şişme var.
2	+0.642	1.284	0.50	27.5.87		
					15'	51.2
					30'	51.2
					1'	51.5
					2'	51.8
					4'	52.1
					8'	52.1
					15'	52.5
					30'	52.7
					1h	52.7
					2h	53.0
					18h 30'	53.1
					24h	53.1
3	+2.568	2.568	1.00	28.5.87		
					15'	58.2
					30'	58.9
					1'	59.5
					2'	60.0
					4'	60.9
					8'	61.5
					15'	62.2
					30'	63.0
					1h 6'	64.2
					2h	65.7
					24h	75.0
4	+2.568	5.136	2.00	1.6.87		
					15'	87.0

EK A - devam

Tablo 10 Ödometre deney föyü [devam]

SIRA NO	KONAN YÜK (kg)	TOPLAM YÜK (kg)	TOPLAM BASINÇ	TARİH	GEÇEN ZAMAN	SIKIŞMA × 0.01 mm.
					30"	89.8
					1'	91.0
					2'	92.8
					4'	94.8
					8'	96.0
					15'	98.0
					30'	100.5
					1h	103.7
					3h	111.0
					4h	113.5
					5h 30'	116.0
					24h	125.5
5	+5.136	10.272	4.00	2.6.87		
					15"	147.0
					30"	149.1
					1'	151.8
					2'	153.5
					4'	156.0
					8'	159.1
					15'	162.0
					30'	166.0
					1h	171.8
					2h	178.2
					4h	188.0
					5h	191.5
					24h	209.0
6	+10.272	20.544	8.00	3.6.87		
					15"	232.2
					30"	233.0
					1'	234.2
					2'	235.8
					4'	238.0
					8'	240.8
					15'	243.8
					30'	248.5
					1h	255.0
					5h	280.5
					24h	305.0

EK A - devam

Tablo 11

ÖDOMETRE DENEY FÖYÜ

DERİNLİK = 12.50 m.
RING NO = ORTA
RING ALANI = 19.63 cm²
H₀ = 20.00 mm.
D₀ = 50.00 mm.
V₀ = 39.26 cm³

SU MUHTEVASI

	Deney başı	Deney sonu
Kap + yaş numune =	111.0 gr.	128.5 gr.
Kap + kuru numune =	98.1 gr.	112.8 gr.
Su miktarı =	12.9 gr.	15.7 gr.
Kap ağırlığı =	34.0 gr.	48.2 gr.
Kuru numune =	64.1 gr.	64.6 gr.
W ₀ , W _n =	% 20	% 24

NUMUNE AĞIRLIĞI

	Deney başı	Deney sonu
Ring + yaş numune =	115.0 gr.	118.9 gr.
Ring ağırlığı =	38.2 gr.	38.2 gr.
Yaş numune =	77.8 gr.	80.7 gr.
Numune hacmi =	39.26 cm ³	39.06 cm ³
γ ₀ , γ _n =	1.98 t/m ³	2.06 t/m ³

EK A - devam
Tablo 11 Ödometre deney föyü [devam]

SIRA NO	KONAN YÜK (kg)	TOPLAM YÜK (kg)	TOPLAM BASINÇ	TARİH	GEÇEN ZAMAN	SIKIŞMA × 0.002 mm.
1	+0.642	0.642	0.25	21.5.87		
					15"	36.0
					30"	37.5
					1'	38.8
					2'	39.8
					4'	39.2
					8'	37.5
					15'	31.7
					30'	16.0
2	+1.926	2.568	1.00	22.5.87	0	0.00
					24h	1.00
3	+2.568	5.136	2.00	23.5.87		
					15"	18.8
					30"	21.2
					1'	25.0
					2'	28.5
					4'	33.8
					8'	38.8
					15'	43.0
					30'	49.5
					1h	62.0
					24h	70.0
4	+5.136	10.272	4.00	24.5.87		
					15"	118.0
					30"	126.0
					1'	134.5
					2'	142.8
					4'	152.8
					8'	165.2
					15'	177.4
					30'	190.0
					24h	230.2
5	+10.272	20.544	8.00	26.5.87		
					15'	294.0
					30'	303.0
					1'	313.5

EK A- devam
Tablo 12 Hacimsel sıkışma katsayılarının hesabı

DERİNLİK = 1,50 m

BASINÇ P (kg/cm ²)	BASINÇ KADEMELERİ	NUMUNE KALINLIĞI	KALINLIK DEĞİŞİMİ	SIKIŞMA 0,01*mm.	Δε	BOŞLUK ORANI (ε)	1+ε	$a = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta p}$	$m_v = \frac{a}{1+\epsilon}$
0		23.00							
0.25	+ 0.25	22.494		50.6					
0.50	+ 0.25	22.469	-0.531	53.1	-0.0447	0.892	1.914	0.1788	0.0934
1.00	+ 0.50	22.25	-0.219	75.0	-0.0184	0.874	1.883	0.0368	0.0195
2.00	+ 1.00	21.745	-0.505	125.5	-0.0425	0.831	1.852	0.0425	0.0229
4.00	+ 2.00	20.91	-0.835	209	-0.0703	0.761	1.796	0.0351	0.0195
8.00	+ 4.00	19.95	-0.96	305	-0.0808	0.680	1.720	0.0202	0.0117
16.00	+ 8.00	18.95	-1.00	405	-0.0842	0.596	1.638	0.0105	0.00641
8.00	- 8.00	19.16	+0.21	384	+0.0176	0.614			
4.00	- 4.00	19.487	+0.327	351.3	+0.0275	0.641			
2.00	- 2.00	19.85	+0.363	315	+0.0305	0.672			
1.00	- 1.00	20.172	+0.322	282.8	+0.0271	0.699			
0.50	- 0.50	20.53	+0.358	247	+0.0301	0.729			
0.25	- 0.25	20.74	+0.21	226	+0.0176	0.747			
0	- 0.25	21.07	+0.33	193	+0.0278	0.775			

$$e_n = w_n \times \gamma_s$$

$$e_n = 0.29 \times 2.673$$

$$\Delta e = \frac{1+\epsilon}{H} \times \Delta H$$

$$\Delta e = \frac{1+0.775}{21.07} \times \Delta H$$

EK A - devam
Tablo 13 Hacimsel sıkışma katsayılarının hesabı

DERİNLİK = 12.50m.

BASINÇ P (kg/cm ²)	BASINÇ KADEMELERİ	NUMUNE KALINLIĞI	KALINLIK DEĞİŞİMİ	SIKIŞMA 0.002*mm.	Δe	BOŞLUK ORANI (e)	1+ε̄	a = $\frac{\Delta e}{\Delta p}$	m _v = $\frac{a}{1+\bar{\epsilon}}$
0		20.00							
1.00	+ 1.00	19.998	- 0.002	1.0	- 0.00016	0.653	1.653	0.00016	9.67*10 ⁻⁵
2.00	+ 1.00	19.86	- 0.138	70	- 0.0114	0.642	1.648	0.0114	0.0175
4.00	+ 2.00	19.54	- 0.32	230.2	- 0.0264	0.616	1.629	0.0132	0.0209
8.00	+ 4.00	19.08	- 0.46	460.2	- 0.0380	0.578	1.597	0.0095	0.0159
4.00	- 4.00	19.181	+ 0.101	409.5	+ 0.0083	0.586			
2.00	- 2.00	19.353	+ 0.172	323.5	+ 0.0142	0.600			
1.00	- 1.00	19.502	+ 0.149	249	+ 0.0123	0.612			
0.50	- 0.50	19.654	+ 0.152	173	+ 0.0125	0.625			
0.25	- 0.25	19.90	+ 0.246	50	+ 0.0203	0.645			

$$e_n = w_n \times Y_s$$

$$e_n = 0.24 \times 2.69$$

$$\Delta e = \frac{1+e}{H} \times \Delta H$$

$$\Delta e = \frac{1+0.645}{19.90} \times \Delta H$$

EK A - devam

Tablo 14

Üç eksenli basınç deney föyü

Derinlik	1.50 m.
Çevre basıncı	6 kg/cm ²
Ters basınç	5 kg/cm ²
Konsolidasyon basıncı	1 kg/cm ²
Numune yüksekliği	100.1 mm.
Numune çapı	50.0 mm.
Yük alanı (A ₀)	19.63 cm ²
Ring faktörü	0.0765 kg/div.
Boşluk suyu faktörü	0.07142

DÜŞEY DEPLASMAN		DÜŞEY YÜK		BOŞLUK SUYU		ε ₁	Δσ
OKUMA	mm.	OKUMA	kgf	OKUMA	kg/cm ²	%	kg/cm ²
0.00		0 00		1.200			
20	0.2	29.0	2.218	1.167	0.023	0.20	0.113
50	0.5	57.2	4.38	1.130	0.050	0.50	0.222
100	1.0	78.0	5.97	1.06	0.10	1.0	0.301
200	2.0	115.5	8.81	0.975	0.161	2.0	0.44
400	4.0	160.5	12.28	0.864	0.240	4.0	0.601
600	6.0	191.0	14.61	0.792	0.291	6.0	0.700
800	8.0	215.3	16.47	0.757	0.316	8.0	0.772
1000	10.0	228.1	17.45	0.753	0.319	10.0	0.800
1200	12.0	239.1	18.29	0.752	0.32	12.0	0.820
1400	14.0	248.0	18.97	0.750	0.321	14.0	0.831
1600	16.0	254.2	19.44	0.750	0.321	16.0	0.832
1800	18.0	260.4	19.92	0.752	0.320	18.0	0.832
2000	20.0	266.8	20.41	0.750	0.321	20.0	0.832

EK A - devam

Tablo 14

Üç eksenli basınç deney föyü [devam]

Derinlik	1.50 m.
Çevre basıncı	6 kg/cm ²
Ters basınç	4 kg/cm ²
Konsolidasyon basıncı	2 kg/cm ²
Numune yüksekliği	98.0 mm.
Numune çapı	50.0 mm.
Yük alanı (A ₀)	19.63 cm ²
Ring faktörü	0.0765 kg/div.
Boşluk suyu faktörü	0.07142

DÜŞEY DEPLASMAN		DÜŞEY YÜK		BOŞLUK SUYU		ε ₁	Δσ
OKUMA	mm	OKUMA	kgf	OKUMA	kg/cm ²	%	kg/cm ²
0.00		0.00		3.750			
50	0.5	58.0	4.437	3.589	0.115	0.50	0.225
98	0.98	103.7	7.93	3.328	0.301	1.0	0.40
196	1.96	162.3	12.41	3.092	0.47	2.0	0.62
392	3.92	240.6	18.40	2.823	0.662	4.0	0.90
588	5.88	289.6	22.15	2.658	0.780	6.0	1.061
784	7.84	320.8	24.54	2.543	0.862	8.0	1.150
980	9.8	342.1	26.17	2.462	0.92	10.0	1.20
1176	11.76	360.4	27.57	2.428	0.944	12.0	1.236
1372	13.72	370.6	28.35	2.406	0.96	14.0	1.242
1568	15.68	381.8	29.20	2.42	0.95	16.0	1.25
1764	17.64	397.4	30.40	2.406	0.96	18.0	1.27
1960	19.60	407.3	31.15	2.406	0.96	20.0	1.27

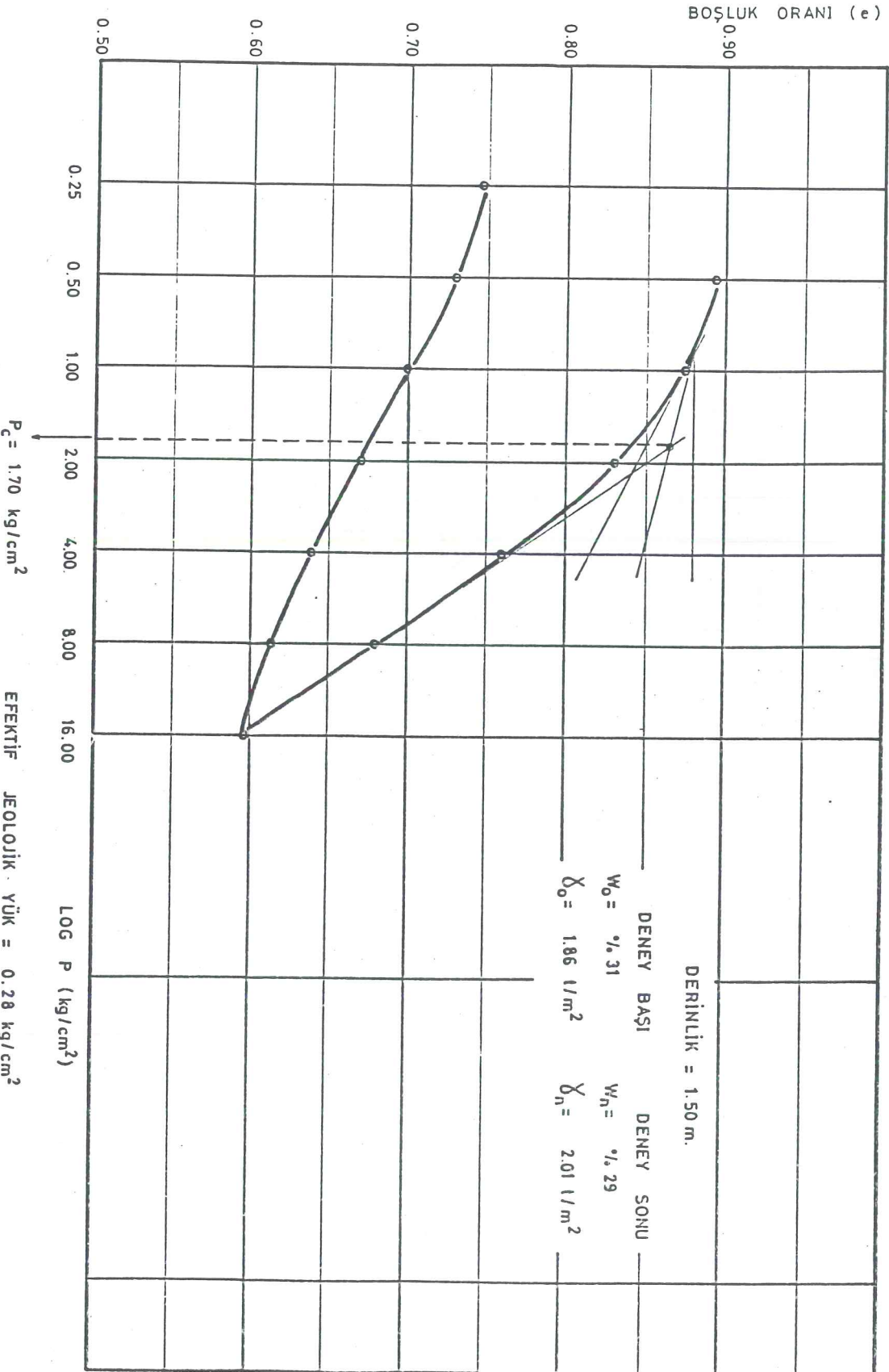
EK - A devam
Tablo 15 Serbest basınç deney föyü

NUMUNE BOYU	NUMUNE ÇAPI	AĞIRLIK	KURU AĞIRLIK	SU MUHTEVASI	TABİİ BİRİM HACİM AĞIRLIĞI
7 65 mm.	3 80 mm.	160 gr.	127.5 gr.	% 25.5	1.85 t/m ³

Düsey yük okuması	Gerilme (σ kg/cm ²)	ΔH (* 0.02mm)	$\Delta H/H$
4	0.0678	30	0.00784
10	0.1684	60	0.01568
15	0.2505	90	0.02352
19	0.3157	110	0.02875
20	0.3314	120	0.03137
24	0.3955	140	0.03660
26	0.4262	160	0.04183
29	0.4727	180	0.04705
30	0.4864	200	0.05228
33	0.5321	220	0.05751
34	0.5452	240	0.06274
37	0.5900	260	0.06797
39	0.6184	280	0.07320
40	0.6306	300	0.07843
41	0.6427	320	0.08366
41.5	0.6469	340	0.0888
41.7	0.6463	360	0.0941
43.0	0.6626	380	0.0993
43.5	0.6564	400	0.1045
43.5	0.6625	420	0.1098
43.7	0.6616	440	0.1150
43.5	0.654	460	0.1202
42	0.628	480	0.1254
39	0.580	500	0.1307

RİNG FAKTÖRÜ	0.194 kg/div
--------------	--------------

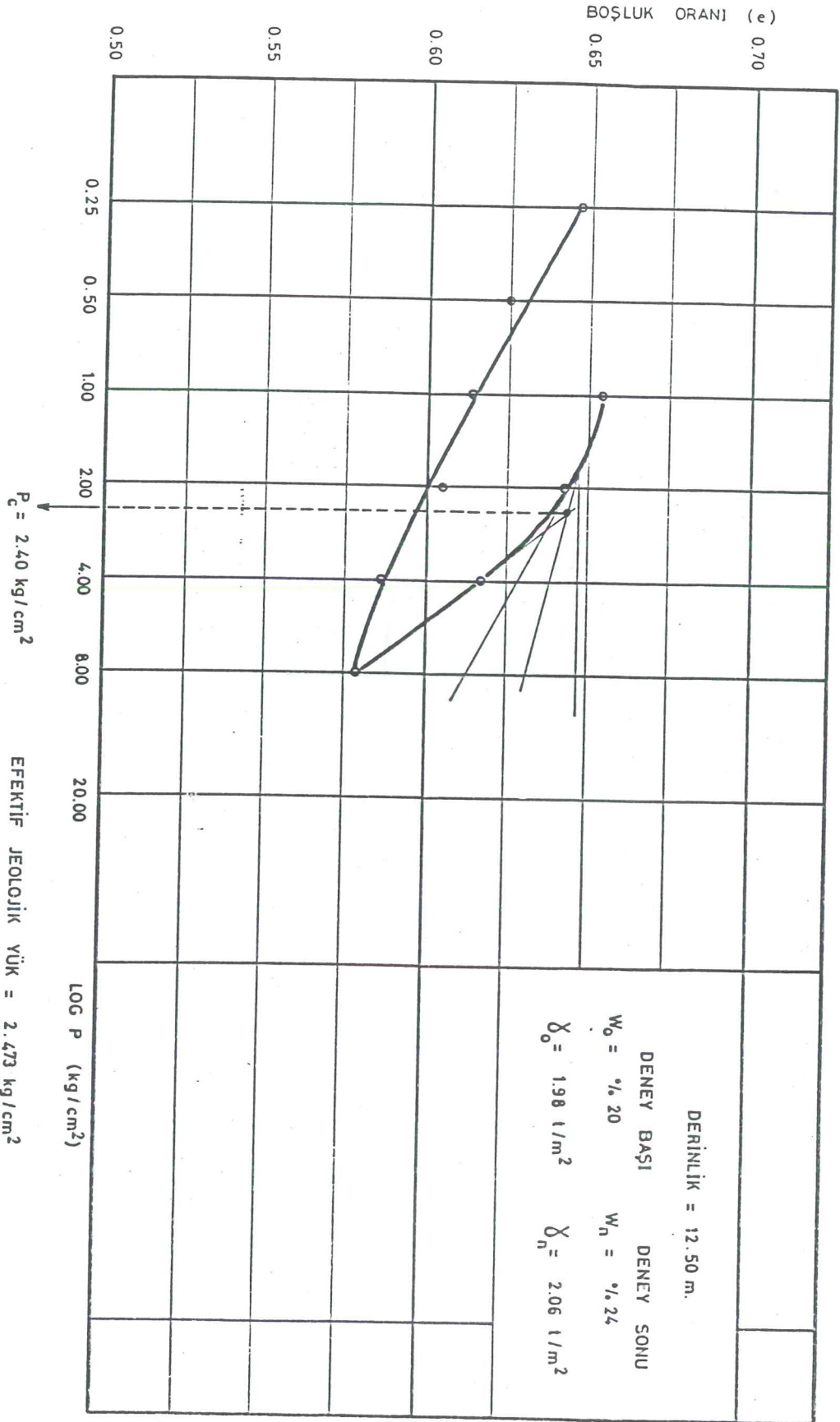
EK B - devam



Şekil 5 log p - e eğrisi

EFEKTİF JELOLOJİK YÜK = 0.28 kg/cm²

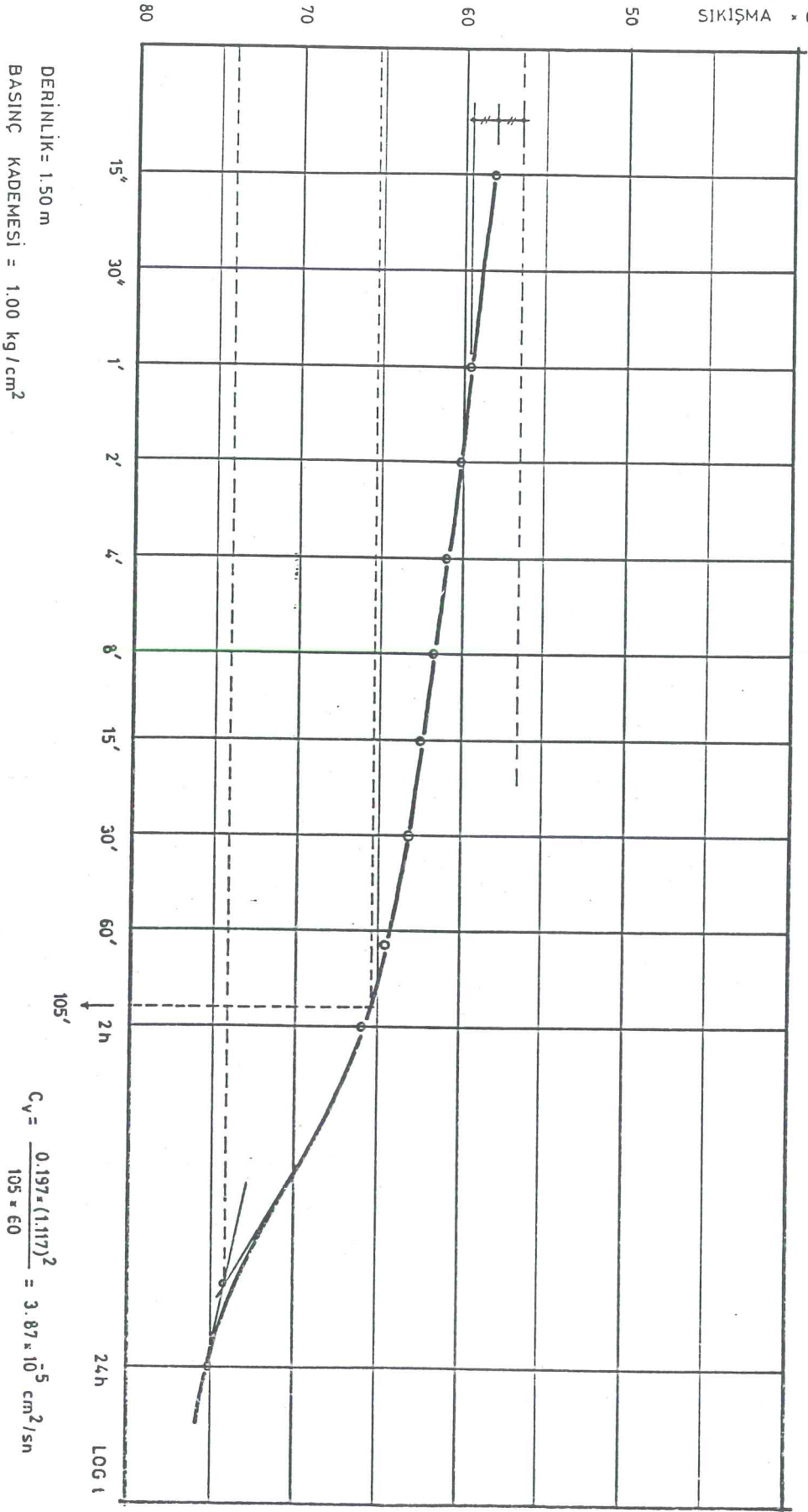
EK B-devam



Şekil 6 log p - e eğrisi

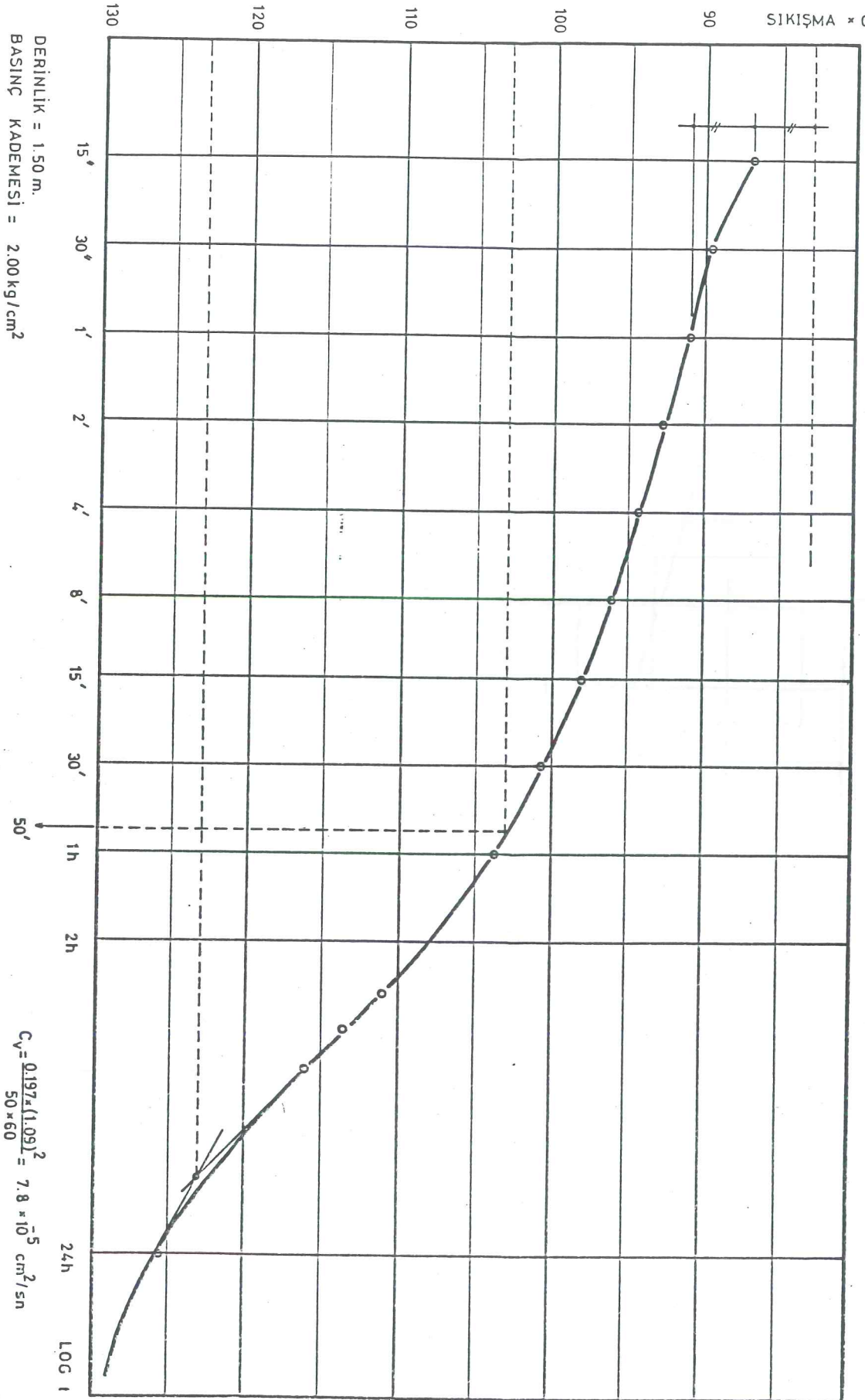
SIKIŞMA × 0.01mm

EK B - devam



Sekil 7 log t - H eğrisi

SIKIŞMA * 0.01 mm.



DERİNLİK = 1.50 m.
 BASINÇ KADEMESİ = 2.00 kg/cm²

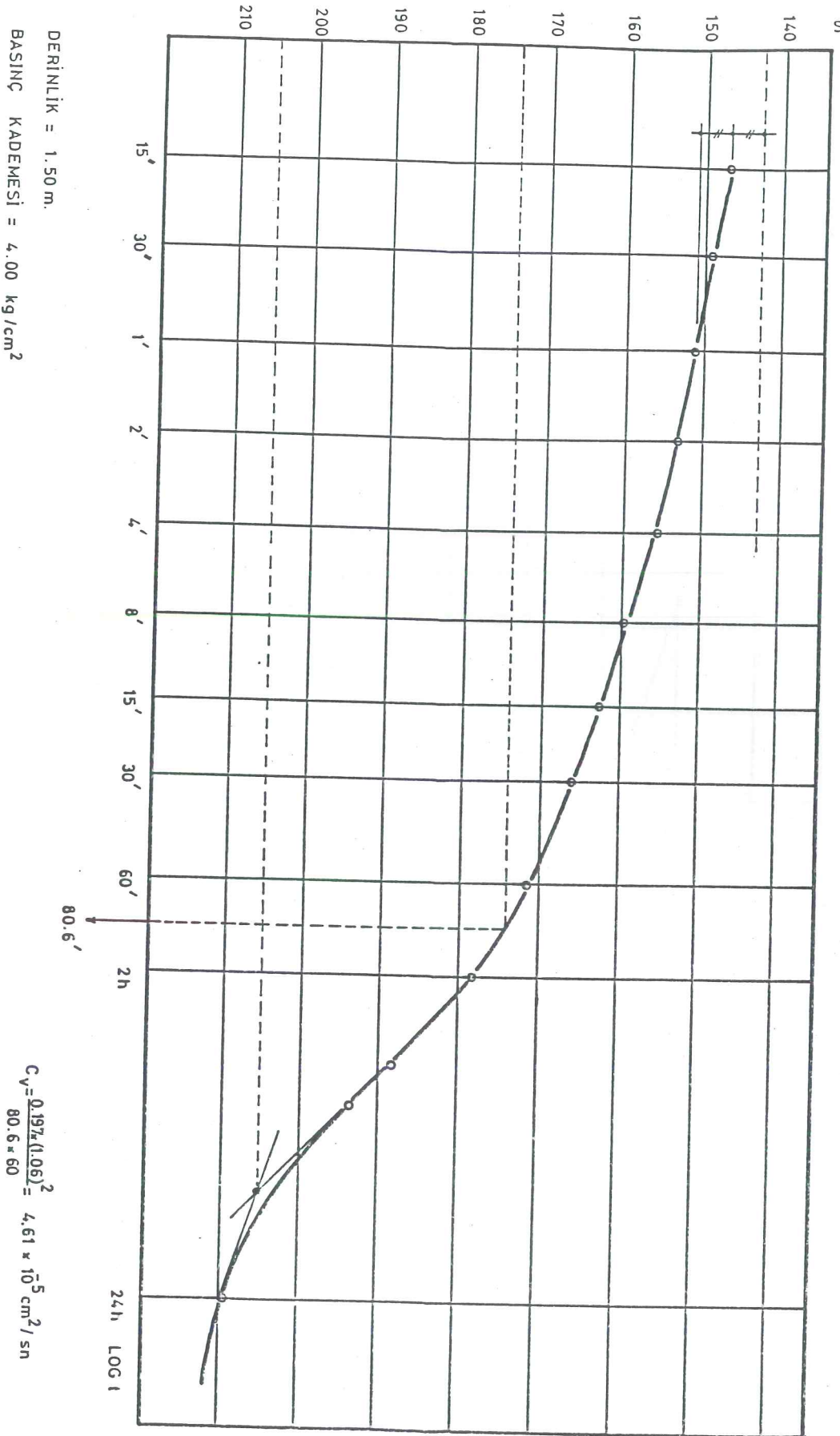
$$C_v = \frac{0.197 \times (1.09)^2}{50 \times 60} = 7.8 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{sn}$$

Şekil 8 log t - H eğrisi

EK B - devam

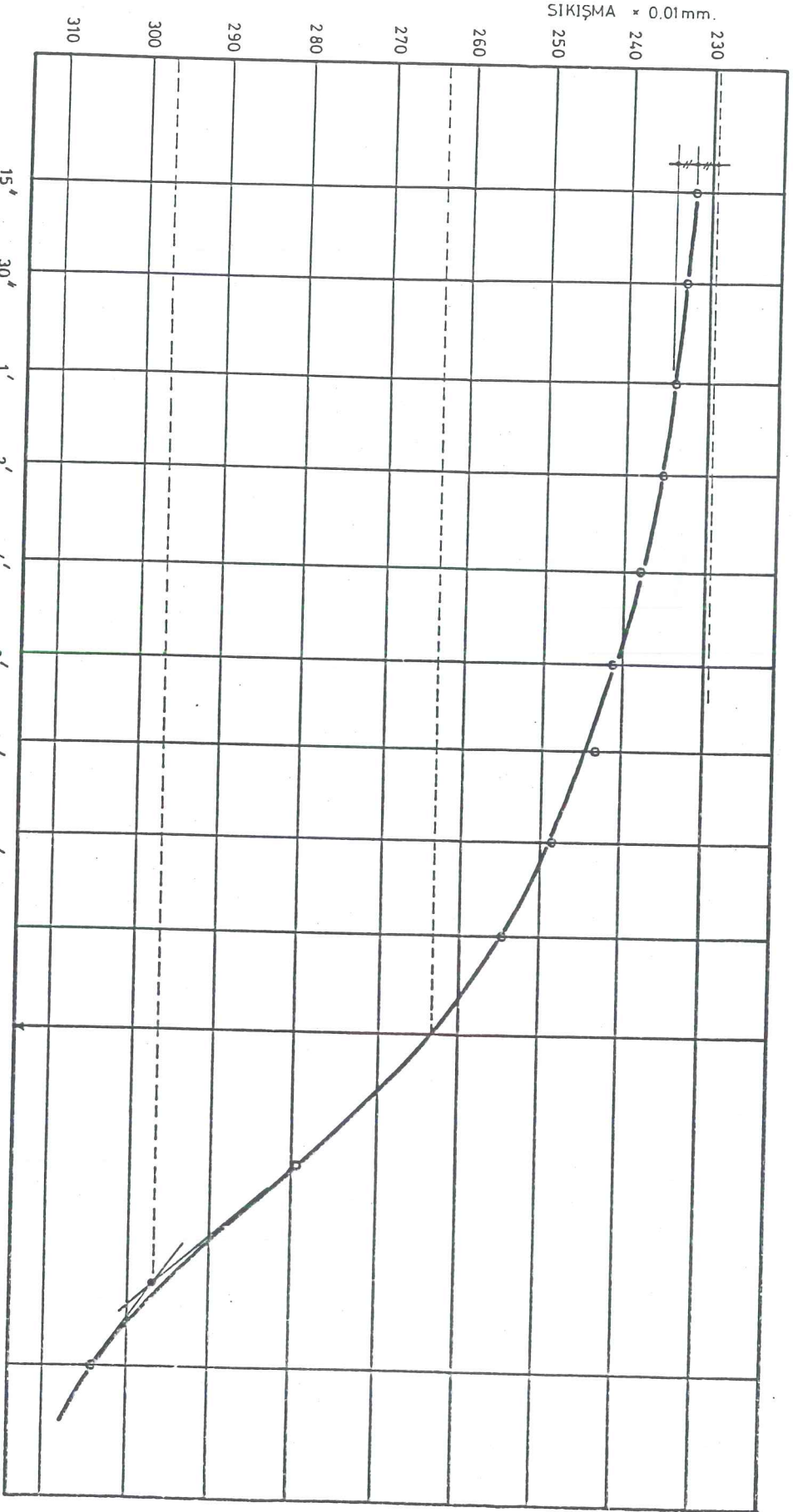
EK B - devam

- 96 -



Şekil 9 log t - H eğrisi

EK B- devam



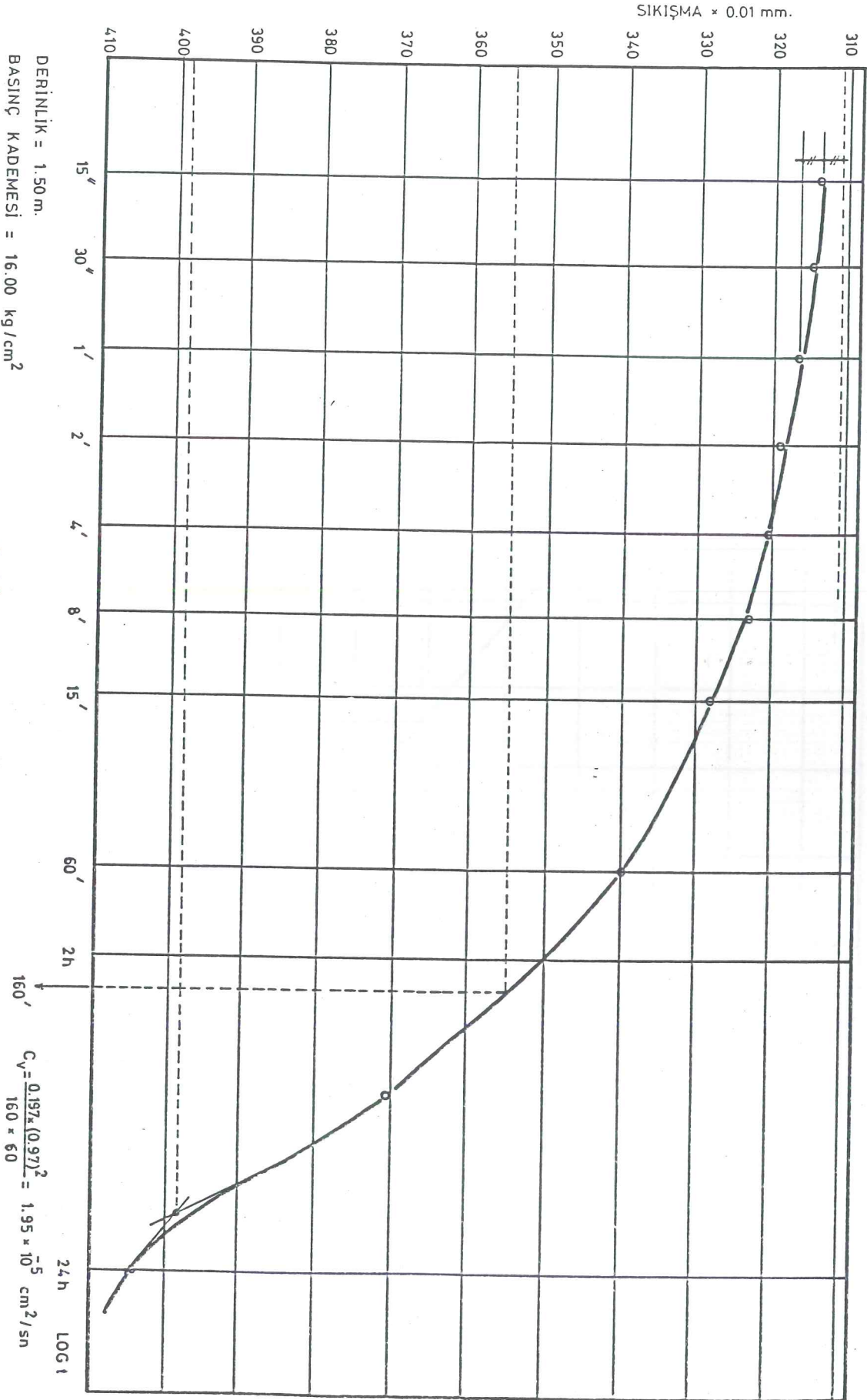
DERİNLİK = 1.50 m.

BASINÇ KADEMESİ = 8.00 kg/cm²

$$C_v = \frac{0.197 \times (1.01 \theta)^2}{120 \times 60} = 2.84 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{sn}$$

Şekil 10 log t - H eğrisi

EK B - devam

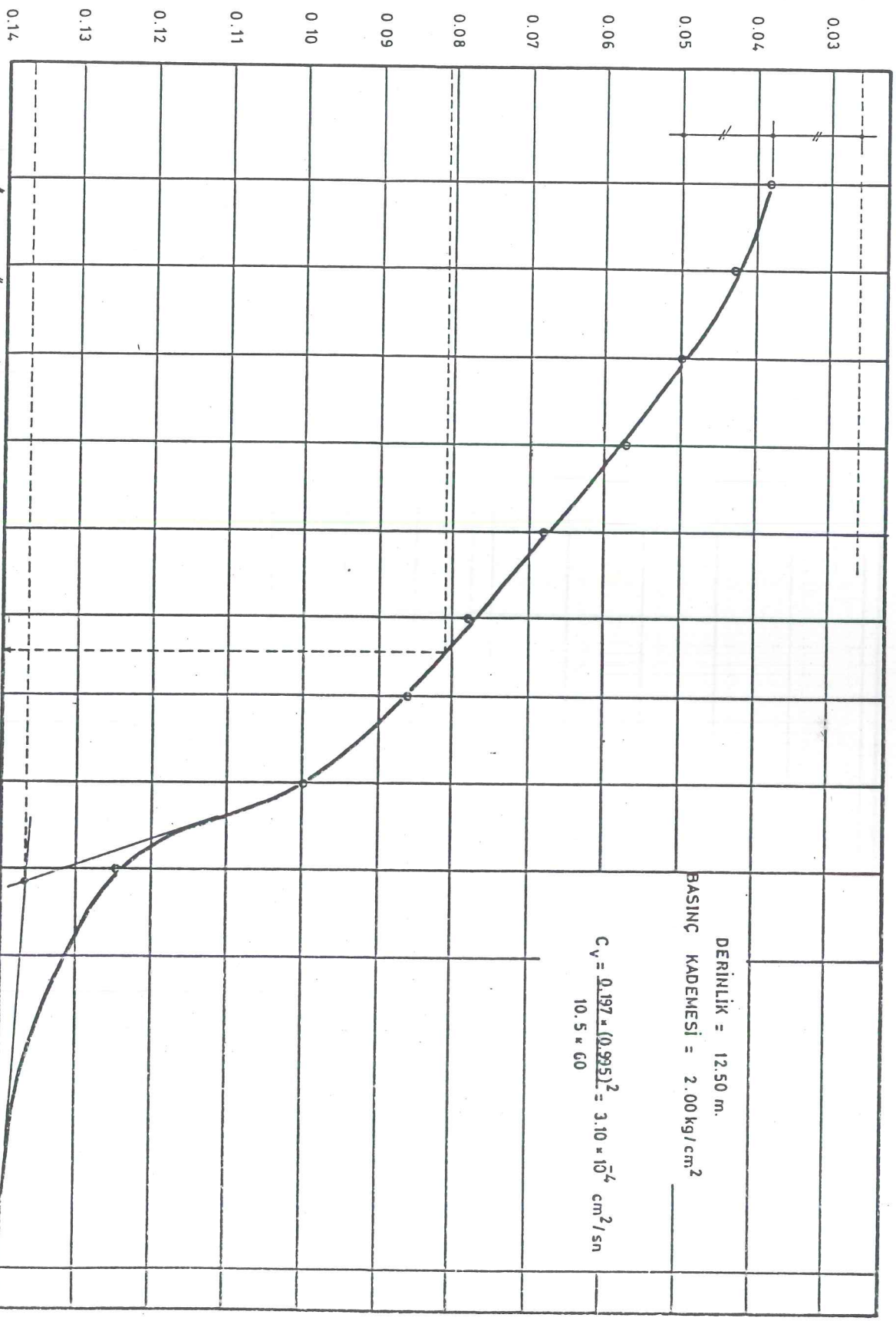


Sekil 11 log t - H eğrisi



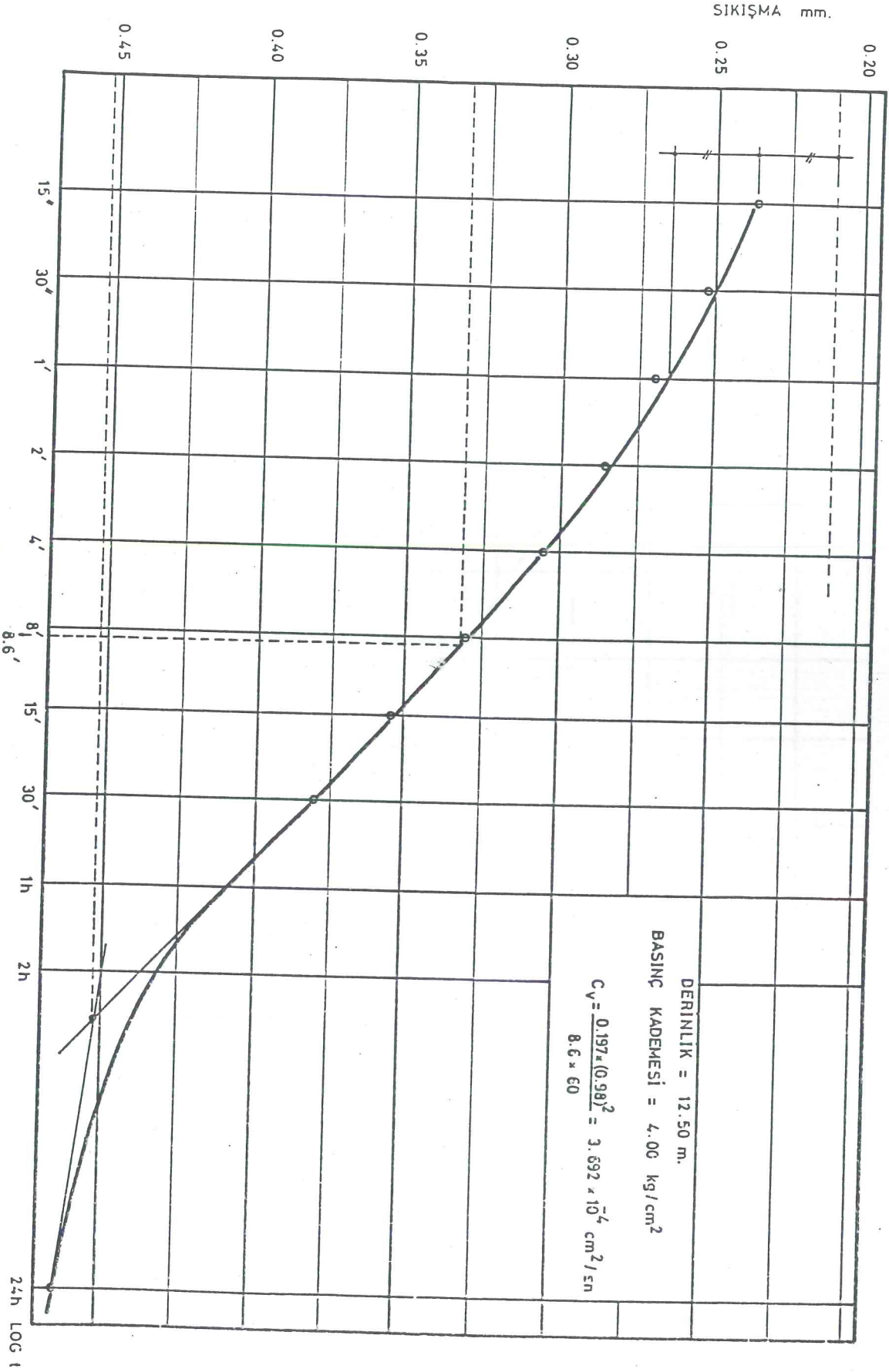
EK B - devam

SIKIŞMA m.m.



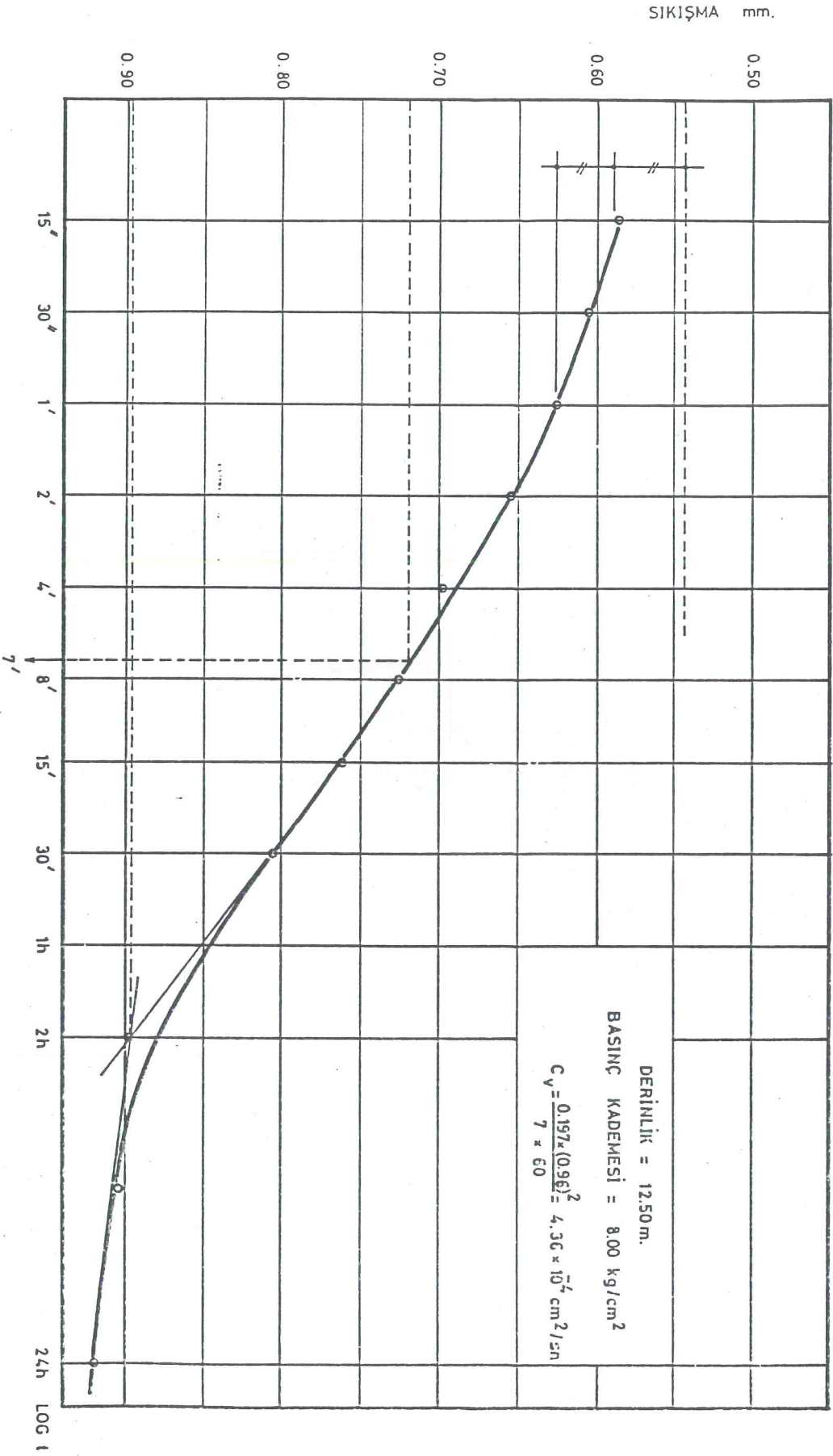
DERİNLİK = 12.50 m.
BASINÇ KADEMESİ = 2.00 kg/cm²

$$C_v = \frac{0.197 \times (0.995)^2}{10.5 \times 60} = 3.10 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sn}$$



Sekil 13 log t - H eğrisi

EK B - devam

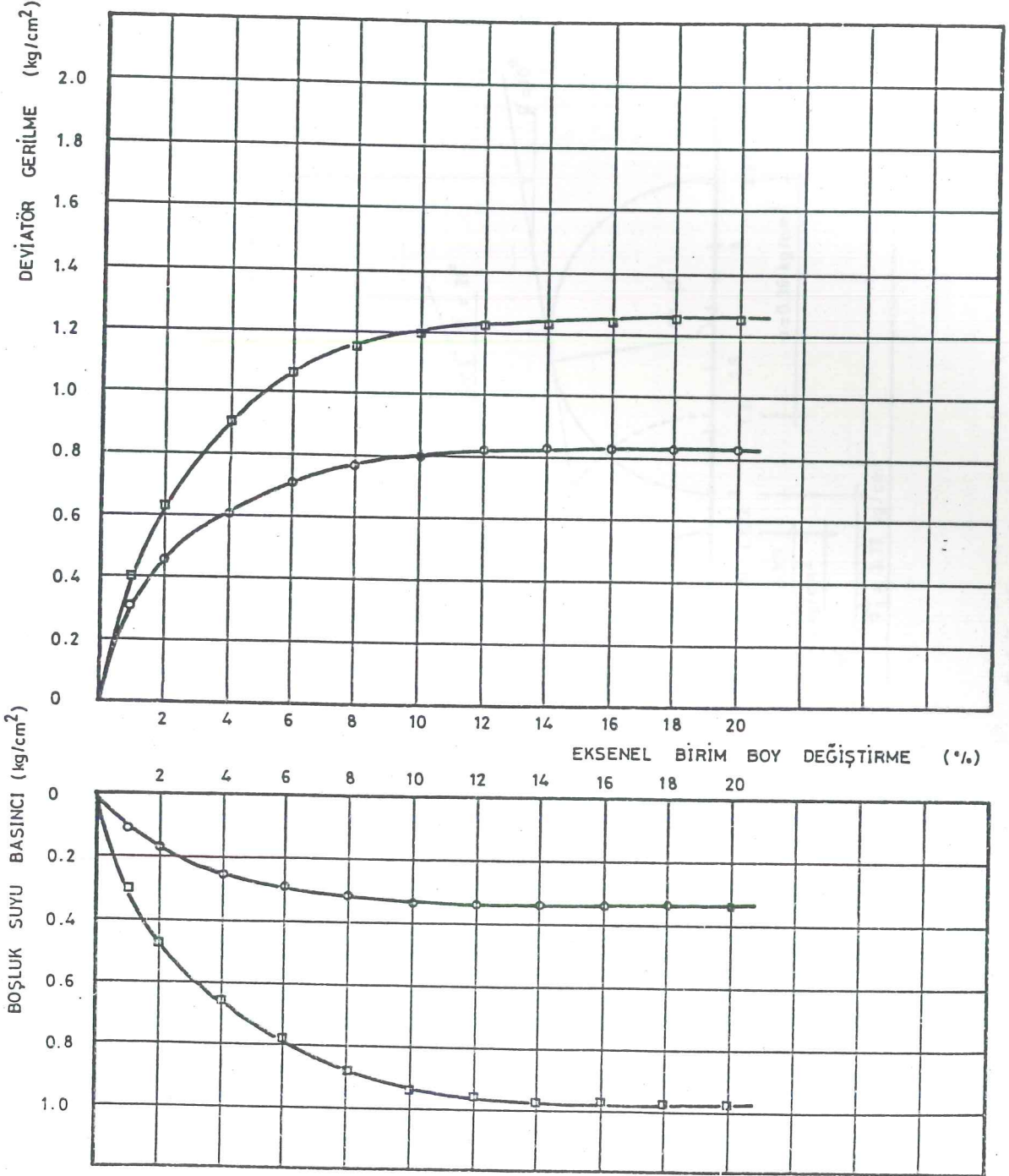


Şekil 14 log t - H eğrisi

EK B - devcm

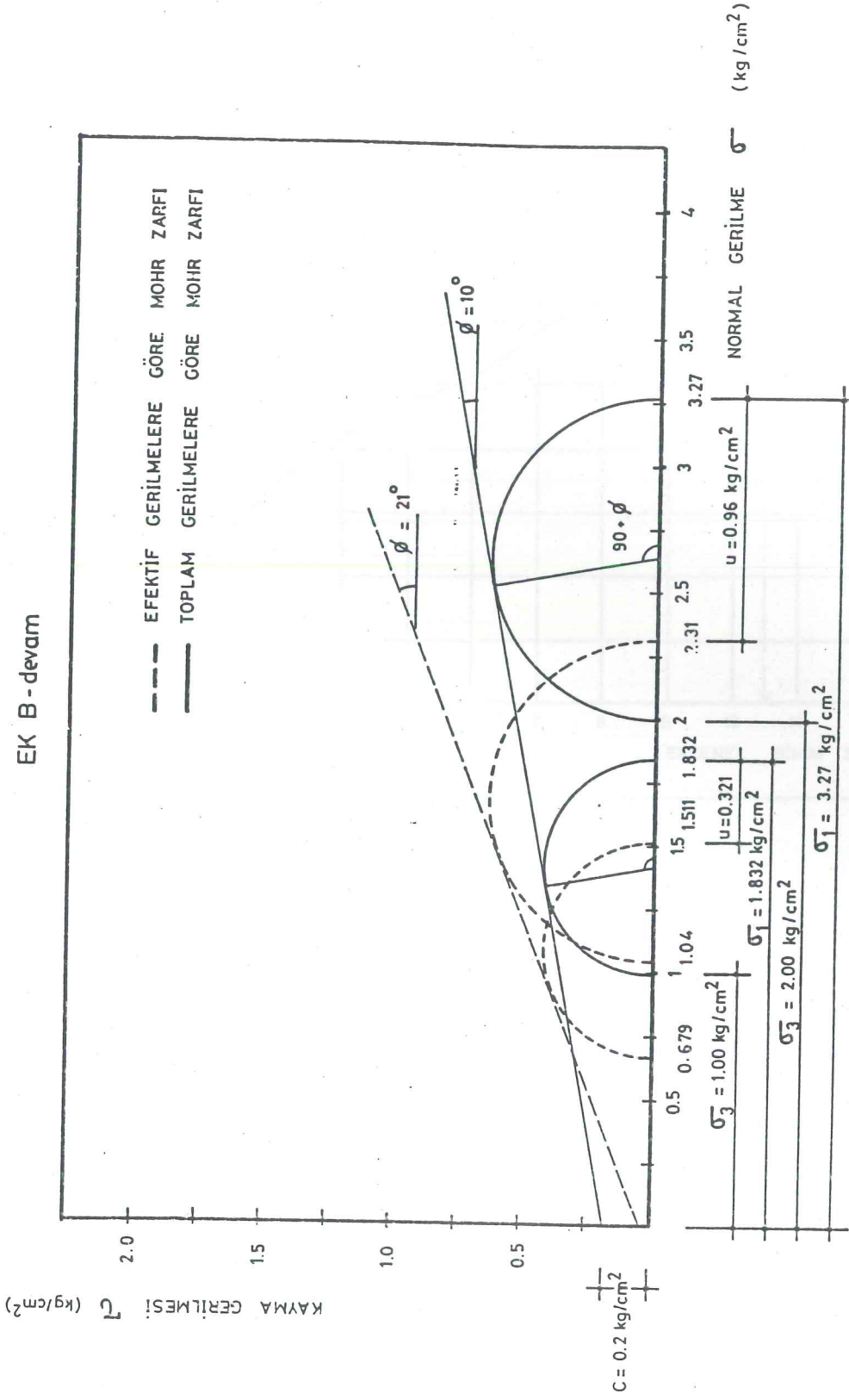
DERİNLİK = 1.50 m

- KONSOLIDASYON BASINCI (σ_c) 1.00 kg/cm²
- KONSOLIDASYON BASINCI (σ_c) 2.00 kg/cm²



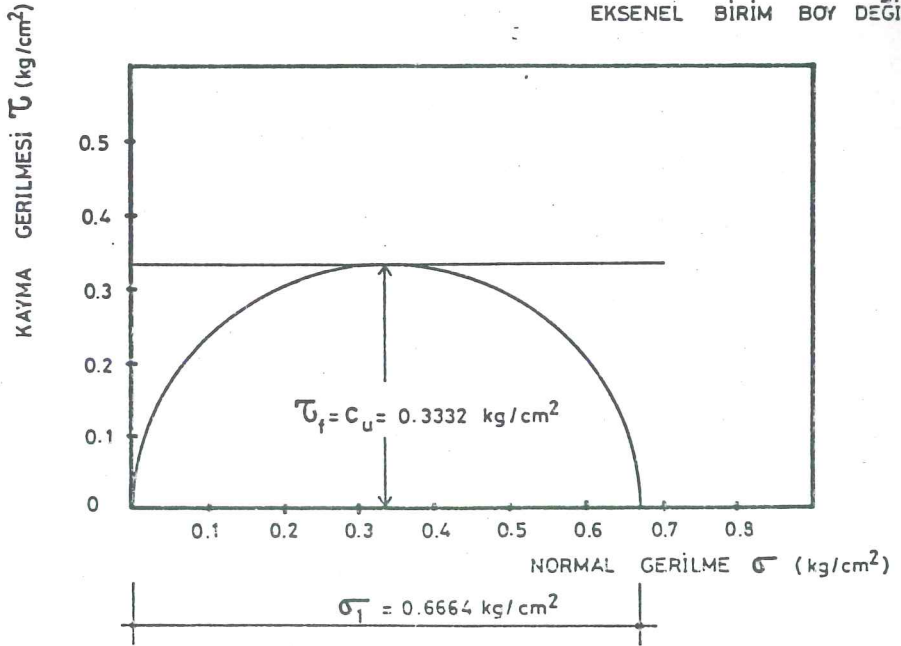
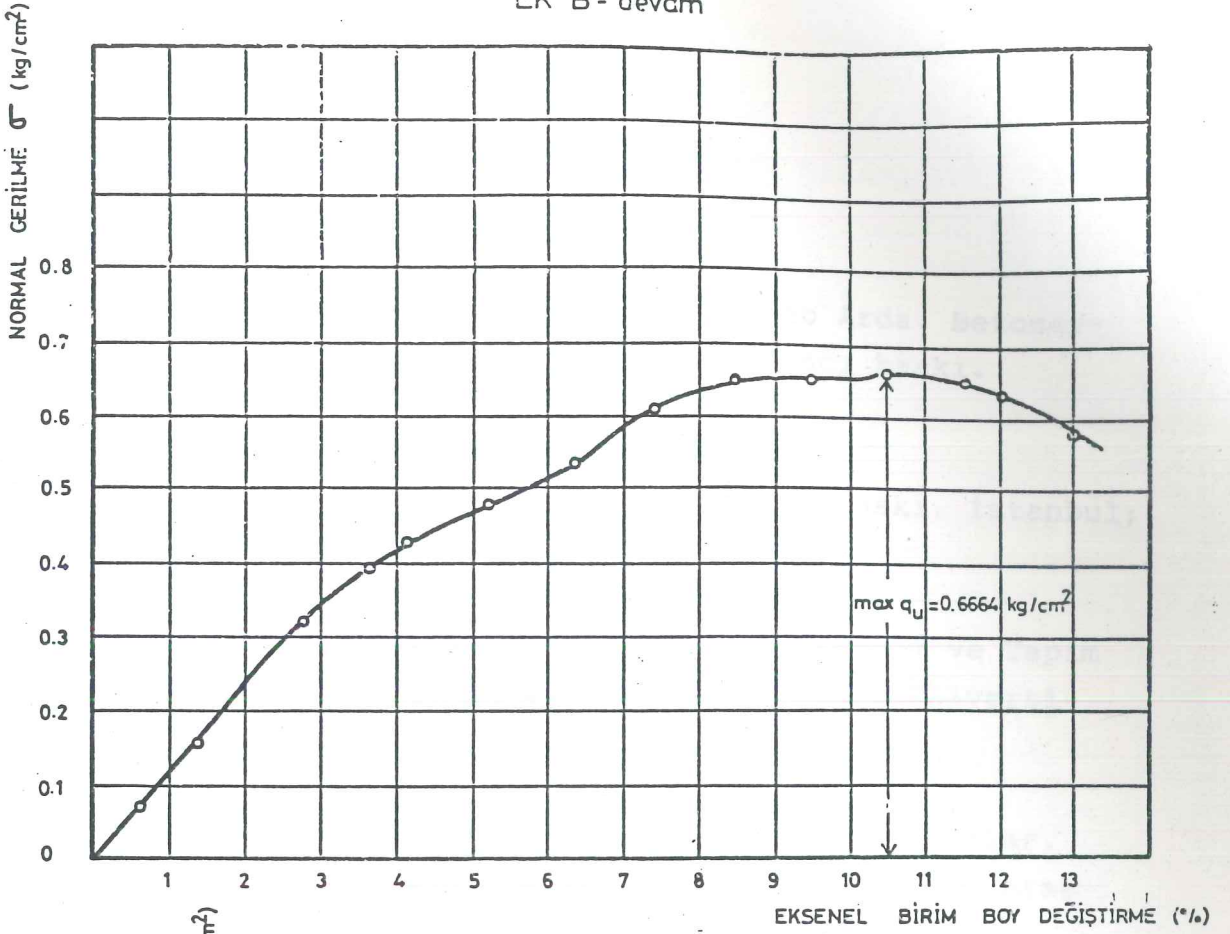
Şekil 18 üç eksenli basınç deney sonuçları

EK B - devam



Şekil 19 Mohr zarfı

EK B - devam



Şekil 20 Serbest basınç deneyi sonuçları

KAYNAKLAR

- Aka, İsmet, Fikret Keskinel ve Tefvik Seno Arda. Betonarmeye Giriş. Gözden geçirilmiş altıncı baskı. İstanbul; Birsan Kitabevi, 1981.
- Betonarme Yapı Elemanları. Beşinci baskı. İstanbul; Birsan Yayınevi, 1983.
- Akdumanlar, Esmâ. "Türkiye'de Çelik Yapı Tasarım ve Yapım sorunları." Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Üniversitesi, 1986.
- Bayülke, Nejat. Depremler ve Depreme Dayanıklı Yapılar. Ankara; T.C. İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, 1978.
- Capper, P.Leonard and W.Fisher Cassie. İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekânîği. Çevirenler: Vahit Kumbasar, Fazıl Kip. Dördüncü baskı. İstanbul; Çağlayan Kitabevi, 1984.
- Çamlıbel, A.Nafiz. Yüzeysel Yapı Temelleri. İstanbul; Birsan Kitabevi, 1985.
- Erdik, Mustafa ve Özal Yüzügüllü. Deprem Mühendisliği Açısından Yapı Dinamiğine Giriş. Ankara; T.C. İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, 1980.

- Gerçek, Cemil. Yapıda Taşıyıcı Sistemler. Ankara; Yaprak Kitabevi, 1979.
- Kany, Manfred. Yüzeysel Temellerin Hesap Metodları. Çeviren; Bingöl Alpman. İstanbul; İstanbul Teknik Üniversitesi Matbaası, 1967.
- Köseoğlu, Sadık. Temeller Statiği ve Konstruksiyonu. Genişletilmiş ve yeniden düzenlemiş üçüncü baskı. İstanbul, 1987.
- Kumbasar, Vahit ve Fazıl Kip. Zemin Mekaniği Problemleri. Dördüncü baskı. İstanbul; Çağlayan Kitabevi, 1985.
- Salvadori, Mario and Robert Heller. Mimarlıkta Taşıyıcı Sistem. Çevirenler; Hasan Karataş ve Bisülay Utku. İkinci baskı. İstanbul; İstanbul Teknik Üniversitesi Mimarlık Fakültesi, 1982.
- Scheiding, Alfred and Franz Kögler. Temel Zemini ve Yapı. Çeviren; Necati Acun. İkinci baskı. İstanbul; İ.T.Ü. Matbaası, 1960.
- Schoklitsch, Armin. Temel İnşaatı. Çeviren; Necati Acun. Genişletilmiş ikinci baskıdan çevrilmiştir. İstanbul; İ.T.Ü. Matbaası, 1982.
- Siegel, Curt. Strukturformen Der Modernen Architektur. München; Verlag Georg D.W. Callwey, 1960.
- Betonarme Binalarda Zelzele Hesabı. Çeviren; Fehiman Tokluoğlu. İstanbul, 1948.

ÖZGEÇMİŞ

(Atilla Öven)

- 29 Kasım 1964 İstanbul'da doğdu.
- 1981 Yalova Lisesi'ni bitirdi.
- 1981 İ.T.Ü. Mimarlık Fakültesine girdi.
- 1985 İ.T.Ü. Mimarlık Fakültesini bitirdi.
- 1985 Yıldız Üniversitesi Mimarlık Ana Bilim
Dalı Yapı Dalı Yüksek Lisans eğitimine
başladı.