

58113

**YIYADÜK TEMELLERİNİN YERLEŞİMİNE ETKİ EDEN JEOLojİK VE
JEOTEKNİK FAKTÖRLERİN İNCELENMESİ**

NİLDA ACAR

Ç.Ü

**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
JEOLojİ MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**ADANA
EKİM-1996**

ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
JEOLOJİ MÜHENDİSLİĞİ
ANABİLİM DALI

ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
ARAŞTIRMA FONU
Proje No: FBE-9467

VİYADÜK TEMELLERİNİN YERLEŞİMİNE ETKİ EDEN JEOLojİK VE
JEOTEKNİK FAKTÖRLERİN İNCELENMESİ

THE INVESTIGATION OF GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL FACTORS
THAT AFFECT THE INSTALLATION OF VIADUCT FOUNDATIONS

Proje Yöneticisi: Prof.Dr. Aziz ERTUNÇ
Yardımcı Araştırmacı: Nilda ACAR

Çukurova Üniversitesi Araştırma Fonu desteği ile yapılan bu proje Ç.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalında Nilda ACAR'ın Master Tezi olarak kabul edilmiştir.

ADANA
EKİM-1996

Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürlüğü'ne,

Bu çalışma, jürimiz tarafından JEOLJİ MÜHENDİSLİĞİ Anabilim Dalında
YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak kabul edilmiştir.

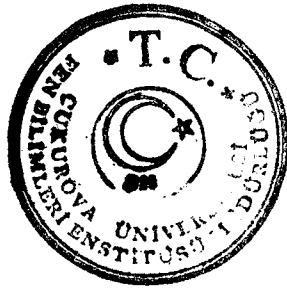

Başkan: Prof. Dr. Aziz ERTUNÇ

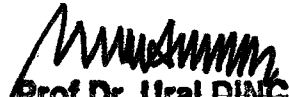

Üye: Doç. Dr. Atike NAZİK


Üye: Yrd. Doç. Dr. Şaziye ABACI

Kod No: 1196

Yukarıdaki imzaların, adı geçen öğretim üyelerine ait olduğunu onaylıyorum.




Prof. Dr. Ural DİNÇ
Enstitü Müdürü

İÇİNDEKİLER

	<u>sayfa no</u>
İÇİNDEKİLER.....	I
ŞEKİL LİSTESİ.....	III
ÇİZELGE LİSTESİ.....	IV
RESİM LİSTESİ.....	V
ÖZ.....	VI
ABSTRACT.....	VII
1. GİRİŞ.....	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	4
3. MATERYAL ve METOD.....	9
3.1. Materyal.....	9
3.2. Metod.....	9
4. ARAŞTIRMA BULGULARI.....	12
4.1. Kaya Temellerinde Jeoteknik Tasarım.....	12
4.1.1. Tasarım Kriterleri.....	12
4.1.2. Jeolojik Tanımlamalar.....	13
4.2. Viyadük-4' ün Jeolojik ve Jeoteknik Yönden İncelenmesi.....	16
4.2.1 Genel Jeoloji.....	19
4.2.1.1. Horu Formasyonu (Dhm).....	19
4.2.1.2. Kuvaterner Çökelleri.....	19
4.3. Hidrojeoloji.....	24
4.4. Yapısal Jeoloji.....	24
4.5. Depremsellik.....	30
4.6. Kayadaki Temellerin Oturması.....	30
4.6.1. Jeomekanik Model.....	30
4.6.2. Oturma Hesaplamaları.....	35
4.7. Kaya Temellerinin Taşıma Kapasitesi.....	37
4.7.1. Taşıma Kapasitesinin Modellenmesi.....	38
4.7.2. Mukavemet Parametreleri.....	41
4.8. Kaya Yüzeyi Üzerinde Taşınan Temeller.....	44
4.9. Kaya İçine Soketlenmiş Temeller.....	45
4.9.1. Yük İletme Mekanizmaları.....	45
4.9.2 Taşıma Kapasitesi ve Oturma.....	47
4.9.3. Elastik Yük Transferi.....	47
4.9.4. Temel Bağlanma Mukavemeti.....	49
4.9.5. Elastik Sürtünmeli Yük Transferi.....	49
4.9.6. Tasarım Seçenekleri.....	51
4.10. Temel Projelendirilme Çalışmaları.....	53
4.10.1. V-4 Viyadüğü İçin Temel Seçeneklerinin İncelenmesi.....	54
4.10.2. Temel Önerileri.....	55
4.11. Taşıma Kapasiteleri.....	55

	<u>sayfa no</u>
4.11.1. I. Grup Yapılar İçin Taşıma Kapasitesi Hesaplamaları	57
4.11.2. Köprü Yükleri	59
4.12. Kazık Başlıkları	60
4.13. Yamaç Stabilitesi	60
4.13.1. AB1 L/R	61
4.13.2. Orta Ayak 9, 10 ve Kenar Ayak 11(Her iki taşıyolu için)	62
4.13.3. Toprak Yamaçların Yapısal Yüklerle Değerlendirilmesi	63
4.13.4. Ankrajlar	63
4.13.5. Kazı Ayrıntıları	65
5. SONUÇLAR	67
ÖZET	69
SUMMARY	70
KAYNAKLAR	71
TEŞEKKÜR	75
ÖZGEÇMİŞ	76
EKLER	77



ŞEKİL LİSTESİ

	<u>sayfa no</u>
ŞEKİL 1 Çalışma alanının yer bulduru haritası ve V-4 viyadüğünün konumu	2
ŞEKİL 2 Eklemlili kayadaki kaya emniyet gerilmesi (Peck ve arkadaşları, 1974).....	15
ŞEKİL 3 ISRM (1978) ve Martin ve Hencher (1984)'in temel alınarak hazırlandığı kaya kütlesi ayrışma derecesi (Acar, 1996).	15
ŞEKİL 4 Çalışma alanının basitleştirilmiş jeoloji haritası (MTA, 1975)	20
ŞEKİL 5 Çalışma alanının genelleştirilmiş stratigrafik dikme kesiti	21
ŞEKİL 6 Çalışma alanını karakterize eden tipik jeolojik enine kesitler.	23
ŞEKİL 7 Çalışma alanının tektonik durumu	25
ŞEKİL 8 Metakuvarsitlerdeki hakim süreksizliklerin eş alan aşağı yarıküre stereografik projeksiyonu	28
ŞEKİL 9 Tehlikeli bölge analizi	29
ŞEKİL 10 Kaya Kütlesi Modeli (Kulhawy, 1978).	32
ŞEKİL 11 Modül indirgeme faktörü ve süreksizlik aralığı arasındaki ilişki (Kulhawy, 1978).....	32
ŞEKİL 12 RQD ve süreksizliklerin sayısı arasındaki ilişki (Kulhawy, 1978).....	34
ŞEKİL 13 Modül indirgeme faktörü ve RQD arasındaki ilişki (Kulhawy,1978)	34
ŞEKİL 14 Taşıma kapasitesi yenilme modelleri.....	39
ŞEKİL 15 Süreksizlik aralığı için düzeltme faktörü (Bisnoi, 1968).	42
ŞEKİL 16 Kaya kütlesi içine soketlenmiş temel (Kulhawy, 1987).....	46
ŞEKİL 17 Bağlanmış bir temel çukuru için oturma düzeltmesi.....	48
ŞEKİL 18 Bağlanmamış bir temel çukuru için oturma düzeltmesi	48
ŞEKİL 19 Elastik bir kaya soketindeki yük dağılımı (Pells ve Turner, 1979)	50
ŞEKİL 20 Kaya temellerinin bağlanma mukavemeti (Horvath ve Kenney, 1979) (eksenel olarak yüklenmiş doğrusal şaftlar için)	50
ŞEKİL 21 $\phi=70^\circ$ olan elastik-sürtünmeli bir kaya temeli içerisindeki yük dağılımı	52
ŞEKİL 22 $\phi=30^\circ$ olan elastik-sürtünmeli bir kaya temeli içerisindeki yük dağılımı	52

ÇİZELGE LİSTESİ

	<u>sayfa no</u>
ÇİZELGE 1 Çalışma programı	11
ÇİZELGE 2 Çalışma alanının yıllık ortalama yağış miktarları	24
ÇİZELGE 3 Viyadük-4 için süreksizlik araştırması sonuçları.....	27
ÇİZELGE 4 Kayaç özelliklerinin tipik aralıkları.....	35
ÇİZELGE 5 Viyadük-4 temelleri için hesaplanan oturma miktarları	37
ÇİZELGE 6 Mukavemet parametrelerinin önerilen tasarım değerleri	44
ÇİZELGE 7 Viyadük-4 yapılarının formasyonlara göre gruplandırılması.....	57
ÇİZELGE 8 Presiyometre deneyinden elde edilen P_L^* ve E_p değerleri.....	57
ÇİZELGE 9 Viyadük-4 için PAL ve EQ koşullarında ayaklarla taşınan en fazla köprü yükleri	59
ÇİZELGE 10 Dhm üzerindeki yamaç molozu için yapılan duraylılık analizi sonuçları (Dairesel).....	60
ÇİZELGE 11 Dhm üzerindeki yamaç molozu için yapılan duraylılık analizi sonuçları (Düzlemsel)	61

RESİM LİSTESİ

	<u><i>sayfa no</i></u>
RESİM 1 İnceleme konusu olan Viyadük-4'ün genel görünüşü.....	17
RESİM 2 Viyadük-4' te AB11-R sağ kenar ayağı ve orta ayaklar.....	18
RESİM 3 Ankraj uygulamasının gerçekleştirildiği metakuvarsitler.....	64



ÖZ

Bu çalışmada, öncelikle farklı araştırmacıların kayada açılmış temeller için geliştirmiş olduğu oturma ve taşıma kapasitesi ile ilgili teorik yaklaşımları incelenmiştir. Daha sonra da TAG (Tarsus-Adana-Gaziantep) Otoyolu'nun III. Kesimindeki Kızlaç Köyü'nün 1.5 Km batısında yer alan Km 207+000-207+500 istasyonları arasındaki Viyadük-4 köprü yapısı temelleri inceleme konusu olarak seçilmiştir.

Toplam 22 tane temelden oluşan Viyadük-4 köprü yapısı için yapılan temel ve yamaç stabilitesi analizlerinden derin, soketli ve sömel temel olmak üzere 3 çeşit temel çalışmasının yapılması tasarlanmıştır. Temellerdeki oturma çok küçük miktarda hesaplanırken, özellikle yamaç molozunun bulunduğu alanlarda stabilite sorunları gündeme gelmiştir. Bu nedenle çalışma sahasında yer alan ve temeller için itici bir kuvvet oluşturan yamaç molozunun kaldırılması projedeki ilk aşama olmuştur.

ABSTRACT

This research based on theoretical and practical approaches of the rock foundations, was carried out for the settlement and bearing capacity of rocks. The practical approaches were applied to the super structure located in the third section of TAG (Tarsus-Adana-Gaziantep) Motorway, called as Viaduct-4 constructed between Km 207+000 and Km 207+500, 1.5 Km the west of the Kızlaç Village.

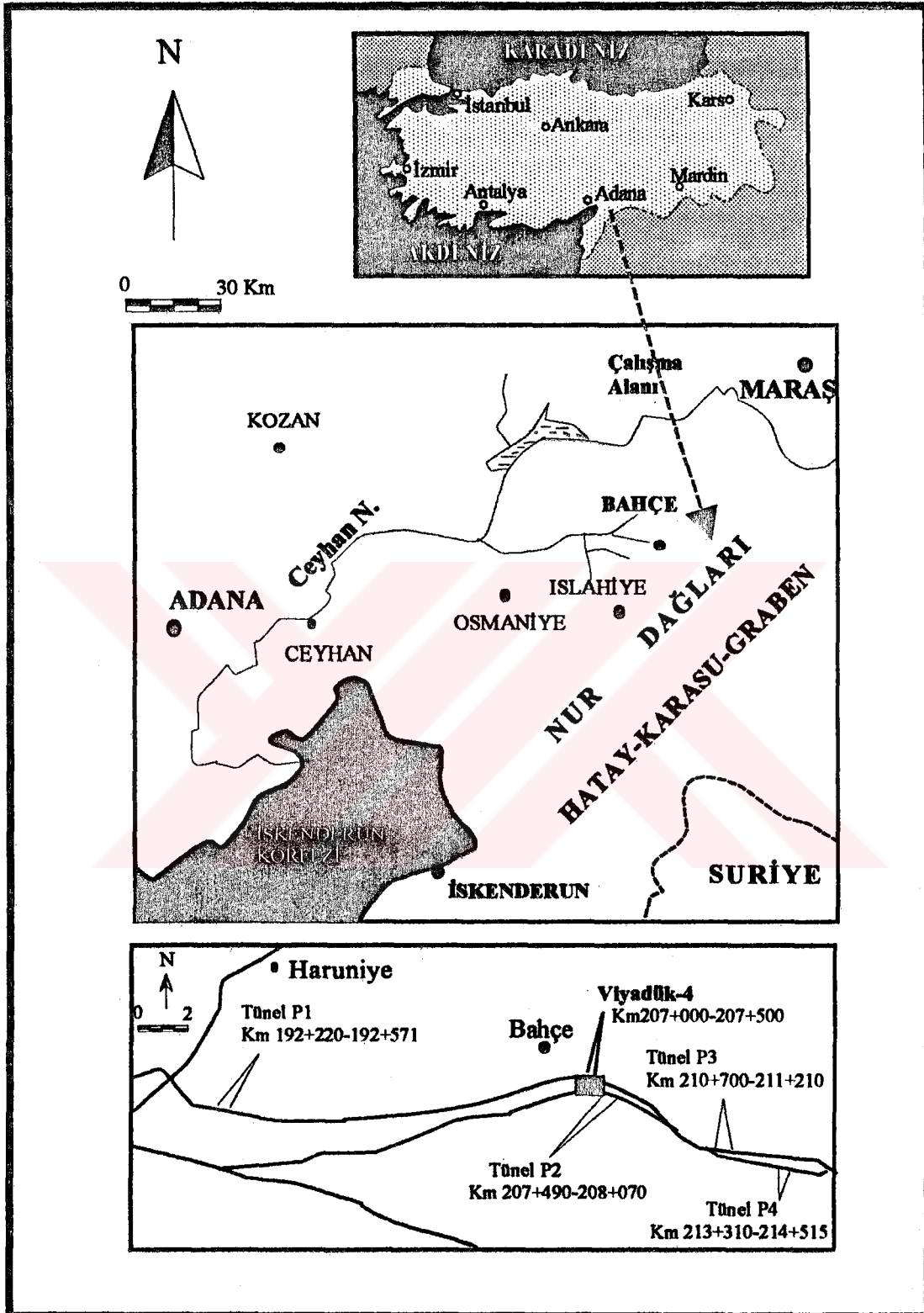
These foundation projects that were deep, socketed and simple foundations were designed for the twenty two piers of Viaduct-4. The settlement was calculated in minor amount. However, slopes of rock talus indicated instability problems where coarse materials acted as the disturbing forces on the foundations. Therefore the first stage in the project was removing the talus in the study area.

1. GİRİŞ

Bu çalışma, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı olarak Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalında Master Tezi olarak hazırlanmıştır. Çalışmanın amacı, Bahçe ile Kömürler ilçesi arasındaki Kızlaç Köyü'nün 1.5 Km batısında yer alan TAG (Tarsus-Adana-Gaziantep) Otoyolu' nun III. Kesimi Nur Dağı kesişiminde Km 207+000-207+500 istasyonları arasındaki metakuvarsitler üzerine inşa edilen Viyadük-4 köprü yapısı temellerini, temel tasarımında önemli bir yer tutan jeolojik ve jeoteknik faktörleri dikkate alarak yamaç duraylılığı, oturma ve taşıma kapasitesi yönünden incelemektir (Şekil 1).

Ulaşım, enerji ve yerleşim yeri ihtiyacını karşılamak için günümüzde yapılan yapıların boyutları ve ağırlıkları giderek artmaktadır. Bu da yerkabuğunun sadece yüzeye yakın kesimlerinin değil aynı zamanda daha derin bölgelerinin de kullanılmasını gerektirmekte ve bu bölgeler büyük dış yüklere maruz kalmaktadırlar.

Yüzeyden derine inildikçe genellikle ayrıışmış zeminler yerlerini '*kaya*' adını verdiğimiz daha sağlam zeminlere bırakmaktadır. Kayaların çoğu zeminlere göre daha dayanıklı ve serttirler. Bununla birlikte örneğin bir gökdelen veya viyadük temelinden dolayı olan büyük yükler orta dayanımlı kayalarda bile maruz kalınan büyük basınçlar nedeniyle taşıma kapasitesi yaklaşımında mühendisin dikkatli bir şekilde tasarım yapmasını gerektirir. Eğer kaya sağlam değilse özellikle bazı tebeşirler, killi şeyller, kolayca parçalanabilen kumtaşları, tüfler ya da çok gözenekli kireçtaşları gibi kayanın doğal olarak zayıf olması veya kayanın oyuk, yeraltısuyu, ileri derecede kırılanmış süreksizlikler içermesi ve ayrıışmış olması durumunda kısmen büyük deformasyonlar oluşabilmektedir. Bu nedenle viyadük temelleri gibi derin temellerin yerleştirilmesinde jeolojik faktörlerin önemi tartışılmazdır.



SEKİL 1 Çalışma alanının yer bulduru haritası ve V-4 Viyadüğünün konumu.

Viyadük temelleri sadece anakayanın su ve zemini boyunca inşa edilen temeller gerektirmez. Aynı zamanda kaya şev stabilitesi analizlerinin temel mühendisliği çalışmasının bir parçası haline gelmesi durumunda destekler yerleştirmeyi de gerektirir. Bu nedenle kayacın dayanımına göre temel tipini seçmek ve gerekli destek sistemlerini kullanmak temel tasarımındaki ikinci önemli konudur.

Kısacası mühendislik çalışmalarının önemli bir bölümünü oluşturan kayaların temel olabilme sorununu çözebilmek için dış yükleri azaltmaya çalışmak ve kayacın dayanım gücünü destekler yardımı ile arttırmaya çalışmak gerekir. Bu da çok iyi bir jeolojik etüdü ve sonucunda da kaya temeli için uygun bir jeoteknik çalışmayı gerektirir.

Bölge oldukça engebeli bir morfolojiye, yüksek bir topoğrafyaya ve anakaya geniş alan kaplayan bir yamaç molozu örtüsüne sahip olduğu için TAG (Tarsus-Adana-Gaziantep) Otoyolu'nda Nur Dağları mevkiini çok sayıda yarma, viyadük ve tünel yapılarıyla geçme gereği duyulmuştur.

Bölge, Akdeniz ve kısmen Güneydoğu Anadolu İklim özelliklerine sahip olup yazları sıcak ve yarı nemli, kışları ılık ve yağışlı geçmektedir. Yeraltı suyu bakımından zengin olmayan bölgede çok ender olarak su kaynaklarına rastlamak mümkündür. Yörenin genel bitki örtüsünü makiler, küçük meyve ağaçları ve kısmen de çam ağaçları oluşturmaktadır.

Çalışma alanında en yakın yerleşim merkezleri, Kızlaç Köyü ve Bahçe ilçesidir. Bölgedeki ulaşım E-26 Karayolu ve buna bağlı kasaba ve köy yolları aracılığı ile sağlanmaktadır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Önceki çalışmalar bu incelemede iki aşamayı kapsamaktadır; kaya temellerini içeren teorik çalışmalar ve çalışma sahası ile ilgili jeolojik ve jeoteknik çalışmalar.

Konuyla ilgili teorik çalışmalar aşağıda özetlenmiştir:

BISNOI (1968), Düşey süreksizlik boyunca iletilen gerilmelerin küçük olduğunu farzederek geniş aralıklı eklemlerde oluşan çatlama problemini dairesel bir temel için araştırmış, ve her bir süreksizlik aralığı için bir düzeltme faktörü sunmuştur.

PECK ve ark. (1974), Temel tasarımı için bir yaklaşım yöntemi olan amprik kurallara dair yararlı bilgiler sunmuşlar, RQD ve kabul edilebilir dokanak gerilmesi arasında amprik bir korelasyon belirlemişlerdir.

POULOS ve DAVIS (1974), Bağlanmamış bir temel çukuru için çözüm önermişlerdir.

ROSENBERG ve JOURNEAUX (1976), Kayada açılmış temellerin avaraj bağlanma mukavemetini incelemişlerdir.

KULHAWY (1978), Kulhawy, kaya malzemesi özelliklerini ve süreksizlikleri inceleyerek kaya kütlesi özelliklerini belirlemede jeomekanik bir model kullanımını önermiştir.

KULHAWY ve INGRAFFEA (1978), Kaya temellerinin oturma hesaplamaları ile ilgili anizotropik çözümlerin kullanılmasına dair çalışmalar yapmışlardır.

SOWERS (1979), Bir çok olası taşıma kapasitesi için yenilme modelleri önermiştir. Aynı zamanda kaya-temel arasındaki dokanak problemlerine dair yöntemler sunmuştur.

PELLS ve TURNER (1979), Taban mukavemeti olmaksızın temellerin oturmasını değerlendirmek için sonlu eleman analizi incelemeleri yapmışlardır.

MEIGH ve WOLSKI (1979), Kayada açılmış temellerin avaraj bağlanma mukavemetine dair çalışmalar yapmışlardır.

HORVATH ve KENNEY (1979), Kaya temellerinin bağlanma mukavemetini eksenel olarak yüklenmiş silindirik şaftlar için hesaplamışlardır.

KULHAWY ve GOODMAN (1980), Yük transferinin sadece sürtünme aracılığı ile olması durumundaki yük transferi değerlendirilmesi için basit bir elastik-sürtünmeli model önermiştir. Bu incelemeyi $\phi=30^0$ ve $\phi=70^0$ olan içsel sürtünme açıları için yapmışlardır.

POULOUS ve DAVIS (1980), Kabarma bölgelerindeki temel bağlanma mukavemetinin indirgenmesine dair çalışmalar yapmışlardır.

PEASE ve KULHAWY (1984), Yük iletme mekanizmalarını değerlendirmek için iterasyonlara dayanan bir temel makaslama gerilmesi-hareket (t-z) analizi yaklaşımı önermişlerdir.

HORVATH (1984), Gözenekli ve zayıf kayadaki temel çukuru davranışının iyileştirilmesine dair yöntemler sunmuşlardır.

Çalışma alanı çeşitli tarihlerde bir çok araştırmacı tarafından jeolojik olarak incelenmiştir. Bunlar;

KETİN (1966), Güneydoğu Anadolu'da, Amanos Dağları da dahil üç yöresinde Kambriyen'i inceleyen Ketin, Amanoslar'da Kambriyen'i formasyon mertebesinde ayırtlamıştır.

ATAN (1969), Hassa ile Kırıkhan arasındaki alanda Prekambriyen yaşta kabul ettiği bir alandan itibaren Paleozoyik, Mesozoyik ve Senozoyik'i ayrı formasyonlar halinde incelemiştir. Ceyhan'da ve Eğribucak'ta fosilsiz altere birimlerin grovak, kuvarsit ve hornflensten oluştuğunu ve 500 m kalınlıktaki bu birimin transgresif olarak Orta Kambriyen çökellerini örttüğünü belirtmiştir. Atan'a göre, Amanos Dağlarının yapısı genel olarak antiklinal ve senklinallerden oluşmaktadır. Antiklinal ve senklinal kanatlarındaki tabakalar KD-GB doğrultusundadır. Hüroniyen, Kaledoniyen, Post Triyas, Ante Albiyen arası tektonik hareketler, Subhersiniyen (Alp), Laruniyen (Alp) fazlarında çeşitli kıvrımlar tespit edilmiştir. İnceleme sahasındaki fay zonları Maraş-Islahiye-Lübnan arasında uzanan kırık hatları ile yakından ilgilidir. Bölgede esas fay hatları genel olarak GB-KD yönünde uzanıp bu yer değiştirme (dislokasyon) hatlarını verevine kesen tali kırıklar sık olarak görülür.

ARPAT ve ŞAROĞLU (1975), Doğu Anadolu Fay Zonu'nun Ölü Deniz Fay Zonu ile birleştiğini, Doğu Anadolu Fay Zonu'nun Gölbaşı-Türkoğlu arasında, Gölbaşı dolaylarında eğim atımlı, Türkoğlu'na doğru doğrultu atım özelliği gösterdiğini işaret ederler. Ayrıca yazarlar Maraş-Antakya arasında pek çok sayıda normal eğim atımlı genç fayların var olduğunu ve Antakya ile Maraş arasında çukur alanın iki yanından normal eğim atımlı faylarla sınırlanmış genç bir graben özelliği gösterdiğini ileri sürmüşlerdir.

YALÇIN (1980), Bahçe-Islahiye ve Türkoğlu arası batısında ofiyolitik kayalar diğer birimler üzerine itilmişlerdir. Doğuda ise bu kayalar ofiyolit topluluğu üzerinde yer alırlar. Bu sonuç Amanos Dağları'ndaki çökel kayaların iki ofiyolit kütlesi içerisinde sıkışmış bir sürüklenim dilimi olduğu izlenimi vermektedir. Buna karşın özellikle harita alanı güneyinde derlenmiş bazı veriler Amanos Dağları'nın ofiyolitik kayaların içinde değilde altında bulunduğunu düşündürmektedir. Kambriyen'den Silüriyen sonuna kadar duraylı şelf niteliğini korumuştur. Bu evreye kadar küçük epirojenik hareketlerin dışında önemli tektonik olaylar meydana gelmemiştir. Silüriyen sonrasında Devoniyen tabanındaki belirgin açılı diskordansın kaynağı olasılıkla Takonik orojenez fazı

kıvrımlanmasıdır. Devoniyen sonrası Permo-Triyas öncesinde bölge yeni bir kıvrımlanma fazı geçirmiştir. Amanoslar'da ofiyolit topluluğu kayaçlarının çoğu birincil niteliğini korumuş büyük itki dilimleri halinde yerleştikleri ve çökel istifinin Arabistan Levhası'nın kuzey uzantısı olduğu sonucuna varmıştır.

ÖNALAN (1986), Amanos Dağları'ndaki Alt Paleozoyik çökellerinin ortamlarını ve Paleocoğrafik evrimini incelemiştir. Amanoslar'da Alt Paleozoyik'ten Devoniyen'e kadar olan çökellerde herhangi bir diskordansa rastlanmadığını ve kanıt olarak çökel prizmasının gayet düzenli olarak birbirini izlediğini ileri sürmüştür. Afrika-Arabistan Levhası'nın Anadolu'ya doğru uzantısı üzerinde çoğunlukla duraylı bir şelfte oluşan bu çökellerin, zaman zaman epirojenik hareketlerden etkilendiklerini ve bunların bir sonucu olarak da çökelme ortamlarının bazen derinleşmekte bazen sığlaşmakta olduğunu hatta karasal çökellere geçtiğini ve sonraki evrelerde tekrar derinleştiğini açıklamaya çalışır. Amanoslar'da enaz üç transgresyon. iki regresyon varlığını savunmaktadır.

DEMİRKOL (1988), Türkoğlu (Kahramanmaraş) güneybatısında yeralan Amanos Dağları'nın stratigrafisini ve yapısal jeolojisini incelemiştir. İnceleme alanında bulunan Paleozoyik istifi ve bunların üzerindeki Mesozoyik ve Senozoyik istifleri tanıtmıştır. Duraylı şelf istifinden sonra Takonik orojenez fazı ile bir kıvrımlanma geçirdiğini, Triyas ve Mesozoyik sonrası iki farklı kıvrımlanmanın meydana geldiğini belirtir. İnceleme alanında K ve KB'da bilinen ofiyolitlerin tektonik yerleşimli olduğunu ve Amanoslar'ın bugünkü morfolojisinin düşey faylarla geliştiğini belirtir. Allohton olan Koçali karmaşığı çalışma alanının (Bahçe-Türkoğlu arası) K ve KB kesiminde bulunur. Kuzey taraftakiler diğer birimlerin sık sık tekrarlandığı ekaylı yapı ve sürüklenim dilimleri şeklindedir, yani tektoniktir. Kuzeybatı ve batıdakiler ise diğer kayaçlar üzerine itilmişlerdir. Doğuda ise çökel kayaçlar Koçali Karmaşığı üzerinde yer almaktadır. Amanos Dağları'nın bugünkü konumu düşey faylarla kazanılmıştır. Çok genç olan bu kırık sistemleri Ölü Deniz Fay Hattı'nın bir uzantısıdır.

KARIG ve KOZLU (1990), Maraş ilinin Paleosen-Neosen sonu evrimini incelemişlerdir.

YETİŞ ve ark. (1991), Bahçe-İndere alanında Amanos Dağları'nın Alt Paleozoyik stratigrafisini yeniden değerlendirmişler ve İndere dolayında yaygın özellikleri bulunan Koruk formasyonunun bazı dolomitleşme özelliklerini ortaya koymaya çalışmışlardır.

TEKFEN (1992), TAG (Tarsus-Adana-Gaziantep) Otoyolu'nun III. Kesimindeki Km 207+000-207+500 istasyonları arasındaki Viyadük-4 köprü yapısının jeolojisini ve mühendislik jeolojisini çalışmışlardır.



3. MATERİYAL ve METOD

3.1. Materyal

Viyadük-4 sanat yapısı, Türkiye'nin güneyinde Kozan N37-d2 paftasıdır. TAG otoyolu'nun III. Kesiminde Km 207+000-207+500 istasyonları arasında yapılmakta olan Viyadük-4 köprü yapısı, Bahçe ile Kömürler ilçesi arasındaki Kızlaç Köyü'nün 1.5 Km batısında yer almaktadır.

Çalışma alanındaki süreksizliklerde yapılan mühendislik jeolojisi ve jeoteknik amaçlı incelemelerde; Brunton pusulası, jeolog çekici, Schmidt çekici, şeritmetre, çakı ve 30 cm'lik cetvel ve bilgisayar gibi materyaller birlikte kullanılmıştır.

3.2. Metod

Bu çalışmaya öncelikle ilgili kaynakların taranmasını içeren *büro çalışmaları* ile başlanılmıştır. Temel stabilitesiyle ilgili çalışmaların teorik ve uygulamalı değerlendirmesi yapılmıştır. Viyadük-4 ile ilgili olarak daha önce yapılan genel jeoloji ve jeoteknik raporlar derlenmiştir. Yapılan incelemelerde özellikle Viyadük-4 köprü yapısı temellerinde görülen birimlere ait jeoteknik raporlar değerlendirilmiştir.

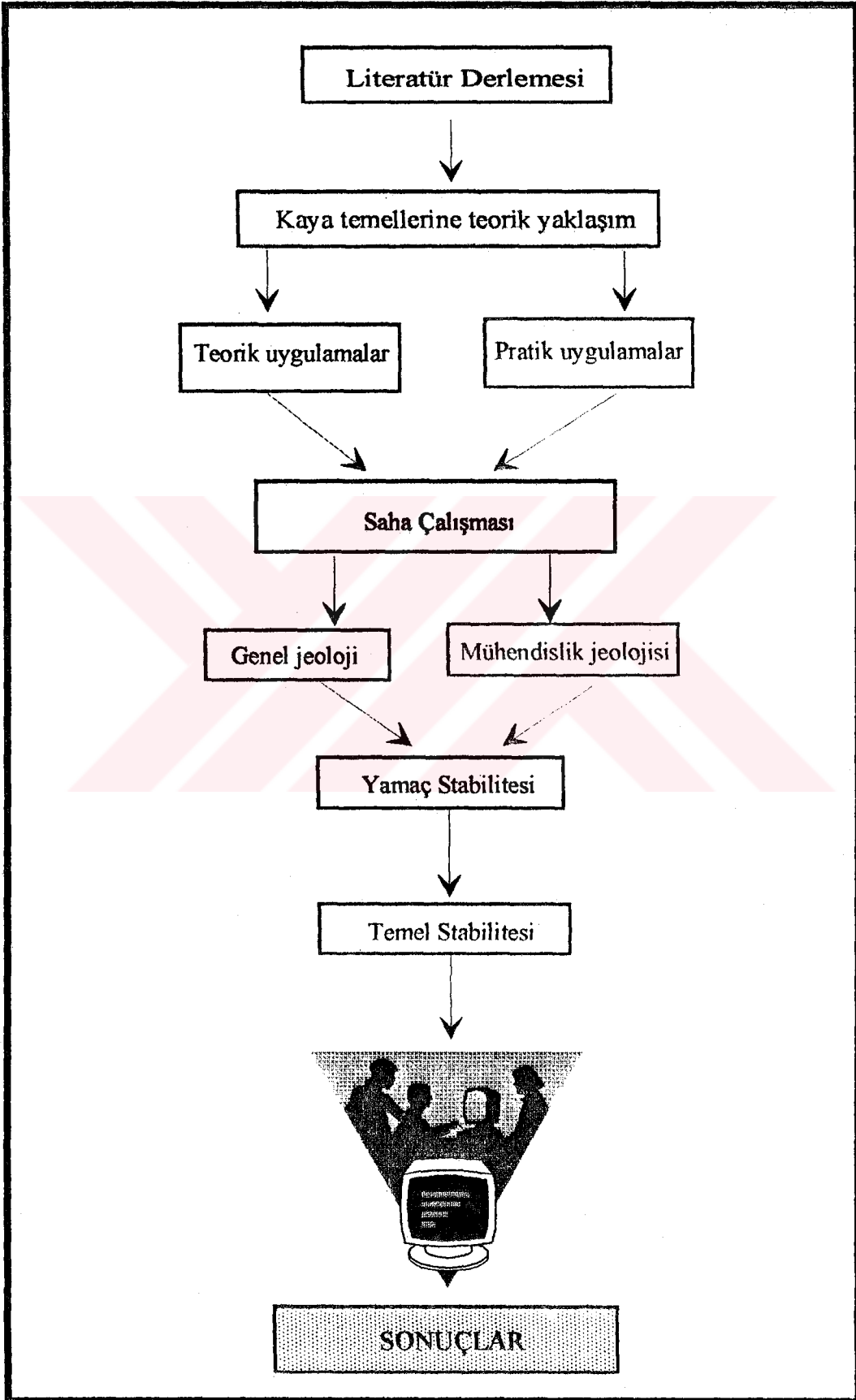
Saha çalışmalarında, mevcut kaya malzemesinin tipi, süreksizliklerin geometriksel dağılımı, büyüklüğü ve sıklığı, yeraltı su tablasının konumu ve kayacın mühendislik özellikleri yerinde ölçümlerle tanımlanmış, kaya kütlelerinin özellikleri ortaya koyulmuştur. Yüksek binalar, büyük köprüler ve barajlar, enerji tesisleri vb. gibi özel ve büyük yapılar için uygulanacak tasarım modelleri teorikten pratiğe uygulanmaya çalışılmıştır. Bu nedenle çoğunlukla düşey ve eğimli sondajlar, ayrıntılı jeolojik harita, sondaj çukuru içinde belli derinliklerde ve sondaj çukurunu enine kesen ölçümler vb. bu çalışma kapsamında incelenmiştir. Kayada yapılan çok sayıdaki laboratuvar deneyleri ve yerinde (in-situ) deneyler kaya kütlelerinin deformasyon özellikleri ve mukavemetini ölçmek için

olanaklar dahilinde yapılmıştır. Kaya kütlesi mukavemet parametreleri presiyometre deney sonuçlarından elde edilmiştir. Anakayanın taşıma kapasitesi ve oturma hesaplamaları bu özellikler doğrultusunda gerçekleştirilmiştir. Elde edilen veriler ile birlikte kaya kütlesinin mekanik özellikleri belirlenmeye çalışılmıştır.

Kaya kütlesinin jeolojik model olarak oluşturulduktan sonra, kaya temelleri stabilitesi, yamaç stabilitesi de göz önüne alınarak çalışma alanında yer alan viyadük ayaklarına uygulanmıştır.

Elde edilen verilerin hemen hemen hepsi bilgisayara aktarıldıktan sonra veri tabanı oluşturulmuştur. Çizelge 1’de bu araştırmaya ait çalışma programı verilmiştir.



CİZELGE 1 Çalışma programı.

4. ARAŞTIRMA BULGULARI

4.1. Kaya Temellerinde Jeoteknik Tasarım

Bütün mühendislik malzemeleri arasında tasarım mühendisine farklı yaklaşımlar sunmasına olanak veren kaya kütleleri, içerdiği değişkenlerden dolayı karmaşık bir yapıya sahiptir. Kaya temellerinin tasarımı son yıllara kadar genelde ampirik yöntemlerle gerçekleştirilmekteydi. Son 10 yıl içinde tasarımlar, gelişen teknolojik olanaklarla birlikte analitik ıslah yöntemleri ile yeni bir boyut kazanmıştır.

Bu araştırmanın ilk aşamasında, kaya kütlesi içinde yer alacak yapı temellerinin projelendirilmesi için pratik tasarım yöntemlerine yaklaşım üzerinde durulacaktır.

4.1.1. Tasarım Kriterleri

Zemin içinde yer alacak temellerde olduğu gibi uygun stabilite, deformasyon sınırları ve maliyet kriterleri ilk aşamada kayaçlarda da göz önüne alınır. Kaya ve zemin temelleri arasındaki başlıca farklılık, kaya kütlelerinin, büyük ölçüde değişken olabilmesi ve buna bağlı olarak bölge jeolojisini tam olarak bilmeyen bir mühendisi şaşırtabilmesidir. Bu değişkenlik sadece *kaya malzemesi* ile ilgili değil aynı zamanda kaya kütlesini boydan boya kaplayan *süreksizlikler* ile ilgili olmasından dolayı kaya kütlesi tanımlamasını çoğunlukla zorlaştırır.

Pratikte bazı yapısal limit faktörleri özellikle iyi kayadaki temel tasarım yöntemini nihayetinde kontrol edebilir. Kaya kütlelerinin bir çoğu oldukça *yüksek mukavemet*, *düşük konsolidasyon* ve olumsuz *süreksizliklerin yokluğu* ile tanımlanır. Böyle olumlu kaya kütleleri ile karşılaşıldığı zaman yapısal tasarım faktörleri temel büyüklüğünü kontrol edebilir. Örneğin, minimum temel büyüklüğü sadece kolon ya da kolon temel büyüklüğü aracılığı ile ifade edilir. Bu durumda en basit veya kolayca yapılmış bir temel kullanılabilir. *Betonun emniyet gerilmesinin* kaya kütlesininkinden daha az olması durumu da başka bir örnektir. Beton tasarım kriterleri daha geniş bir temel büyüklüğü gerektirir. Bu durumda daha yüksek beton mukavemetinin kullanımı için

temel boyutunun mümkün olduğu kadar uygun olması için bir çaba sarfedilmesine dikkat edilmelidir.

İyi kaliteli kaya kütlelerinin dışında, bu çalışmanın daha sonraki kısımlarında bahsedileceği gibi herhangi bir yapım sınırlamaları olmaması durumunda normalde jeoteknik parametreler tasarımı kontrol eder. Jeoteknik tasarım yaklaşımının nasıl olacağı da daha sonraki bir sorudur. Kulhawy (1987)'nin belirttiği gibi, dört farklı genel yaklaşım uygulanabilir:

- a. Tam ölçekli yükleme deneyleri
- b. Yapı kod kriterleri
- c. Amprik kurallar
- d. Analitik yöntemler

Bu yaklaşımların seçimi projenin içeriği ve mühendisin tecrübesine bağlıdır. Bunlardan birinin seçilmesi ve uygulamaya konması her zaman tek başına olumlu sonuç vermeyebilir. Örneğin, amprik kurallar tek bir alternatif sunar ve bazı kısıtlamalar içerir. Şekil 2'de sunulan grafikte Peck ve arkadaşları (1974), RQD ve kayacın emniyet gerilmesi arasında amprik bir korelasyon belirlemiştir. Bu korelasyon sıkı ya da yaklaşık 2.50 cm'den küçük açıklığa sahip süreksizlik içeren sağlam kaya kütleleri için geliştirilmiştir. Peck ve arkadaşları (1974) bu tasarım değerleri ile birlikte temel oturmasının 13 mm'yi aşmaması gerektiğini ileri sürmüştür. Bununla birlikte oturmalar bu grafikten doğrudan hesaplanamaz. Özellikle viyadük gibi, derin temel uygulamasına sahip projelerde, bu yöntemin yetersiz kalacağı açıktır.

4.1.2. Jeolojik Tanımlamalar

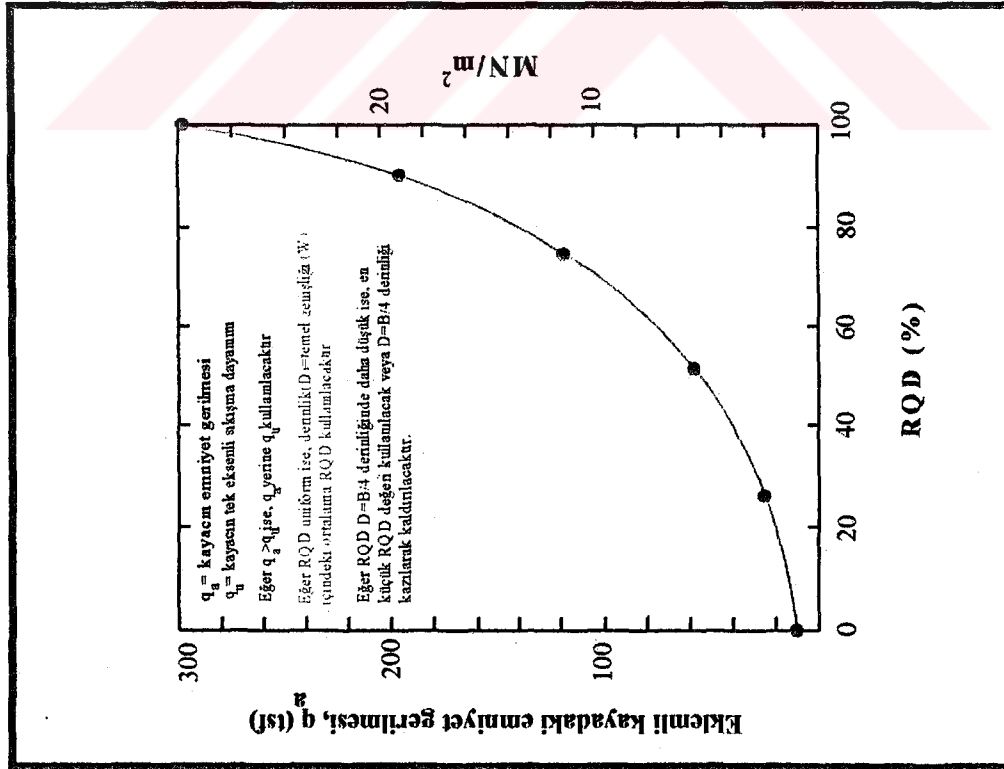
Tasarım yöntemi hangi tipte olursa olsun, ilk aşamada kaya kütlelerinin jeolojik açıdan tanımlaması ilk koşuldur. Kaya kütleleri genelde homojen bir yapıya sahip değildirler. Eklemler, tabakalar, faylar ve tabakalanma yüzeyleri gibi doğal olarak oluşmuş süreksizlikler bu durumun en büyük nedenleridir. Bu yüzden kaya malzemelerinin fiziksel özelliklerinde büyük farklılıklar gözlenebilir. Kaya malzemeleri,

anizotropik, doğrusal olmayan ve gerilmeye bağlı mühendislik özelliklerine sahip olabilir. Süreksizlikler yumuşak ve ayrıışmıştan, sert ve ayrıışmamışa kadar belli aralıklarda sınıflandırılabilirler. Süreksizliklerin aralıkları ve davranışları önemli bir şekilde değişebilir. Sonuçta kaya kütlesindeki, hem süreksizliklerin hem de malzemenin tanımlanması ortaya konmalıdır. Bu özellikler kaya kütlesinin deformasyon ve mukavemet özelliklerini önemli oranda etkilerler.

Tanımlama çalışmaları esnasında, tasarımı önemli ölçüde etkileyecek özel jeolojik sorunlar belirlenmelidir. *Ayrıışma, kimyasal etkiler, çözücü etkiler, krip, sübsidans ve yapıların çökmesi* bu sorunlara örnek olarak verebilir.

Bu sorunlardan *ayrıışma* kısmen diğer sorunların toplamının bir göstergesi olabilir. Ayrıışma, iklimin daha nemli ve sıcak olması durumunda önemi daha da artacak bir faktördür. Üsteki kalıntı bir zemin ile alttaki ayrıışmamış kayaç arasında ayrıışma değişimi kademeli olarak Şekil 3’de verilmiştir (Acar, 1996). Aşırı durumlarda bu ayrıışma zonu 50 m. derinliğe kadar uzanabilir (Martin ve Hencher, 1984). Bu geçiş zonu içerisinde kaya parçacıklı zeminden bir zemin matriksi içerisindeki kaya bloklarına, ayrıışmış süreksizlik zonlu kayaya kadar dereceli bir sınıflama oluşur. Derinlikle birlikte olan bu değişkenlik etüt boyunca tasarım yöntemini (örneğin, zemin gibi mi yoksa kaya gibi mi olacağını) ve arazi yapım çalışmalarına etkisini kontrol edebilmesinden dolayı dikkatlice belirlenmelidir.

Gözönünde bulundurulması gereken önemli bir jeolojik problem de *yapısal yükler altında kayaçtaki boşlukların (özellikle gözeneklerin) sıkışması* olasılığıdır. Bu durum genç, yumuşak, karbonatlı kayaçlarla volkanik küller ve kolayca parçalanabilen tüflerde sık sık ortaya çıkar. Zayıf çimentolu ve gözenekli yapılarda aşırı basınç çimento yapısını bozabilir ya da gözenek arası dokuları ezebilir. Bu da ani bir çökmeye neden olur. Bu çeşit kayaçlar ya önceden çöktürülmeli ya da temel basıncı kayaçtaki bu fiziksel özellikleri etkilemeyecek düzeyde tasarlanmalıdır.



SEKİL 2 Eklemlili kayadaki kaya emniyet gerilmesi (Peck ve diğerleri, 1974).

Derece	TANIMLAMA	Schmidt Çekiçi sertlik değeri	TERİM
VI	Bütün kaya malzemesi çijillikliğini kaybederek zemine dönüşmüştür. Kaya kitle yapısı ve malzeme bütünlüğü değişmiştir. Hazine büyük değişiklikler oluşurken, zemin fazla tasıranmıştır. Kayanın mineralojisi tamamen değişmiştir.	Schmidt çekiçi uygulaması yapılamaz	KALINTI ZEMİN
V	Bütün kaya malzemesi bozulmuş ve parçalanarak zemine dönüşmüştür. Orijinal kaya kütlesi hala genel olarak sağlanabilir şekilde korunmuştur. Kaya yüzeyine basıldığında çekiçi kolaylıkla çentik alınabilir. Su içinde kolaylıkla dağılır.	Okuma alınamaz	TAMAMEN AYRIŞMIŞ KAYA
IV	Kaya malzemesinin yarılarından fazlası bozulmuş veya parçalanarak zemine dönüşmüştür. Taze veya rengi değişmiş kaya yer yer veya bloklar halinde görülür. İn kaya parçaları elle kırılabilir. Çekiçi kaya yüzeyine basıldığında, suya düşmez. Çekiçi parçalanması mukavemeti genelde 250 kg/cm ² den büyüktür.	0 - 25	YÜKSEK DERECEDE AYRIŞMIŞ KAYA
III	Kaya malzemesinin yarılarından az bozulmuş veya parçalanarak zemine dönüşmüştür. Taze veya rengi değişmiş kaya yer yer veya bloklar halinde görülür. Kaya malzemesi gevrek olmayıp, yaklaşık 55 mm çapına sahip kayalar numunesi elde edilebilir.	25 - 45	ORTA DERECEDE AYRIŞMIŞ KAYA
II	Renk değişimi, kaya malzemesinin veya siltlenmiş yüzeylerinin ayrışma göstergesidir. Bütün kaya malzemesinin ayrışma sonucu rengi değişmiş olabilir. Mukavemet değeri taze kayadaki değerine yaklaşıktır. Kayalar numunesini kırma için taze fida çekiçi darbesi gerektirir.	> 45	AZ AYRIŞMIŞ KAYA
I	Kaya malzemesinde ayrışmaya ilişkin bir belirti gözlenmez. Esas siltlenmiş yüzeylerinde hafif renk değişimi olabilir. Yüzey mostralarda resimlenmesi zordur.		TAZE KAYA

SEKİL 3 ISRM (1978) ve Martin ve Hencher (1984)'in tenel alınarak hazırladığı kaya kütlesi ayrışma derecesi (Acar, 1996).

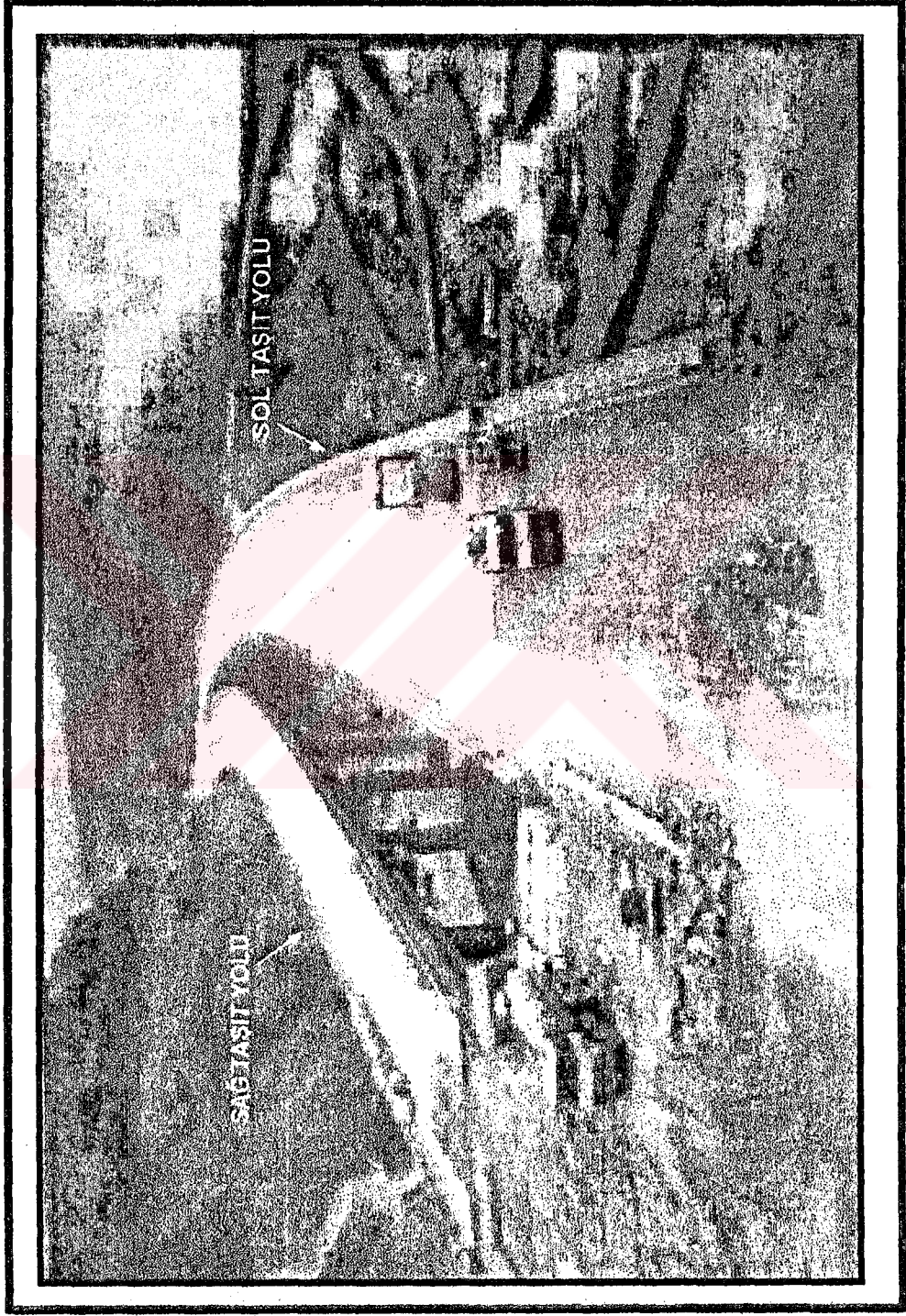
4.2. Viyadük-4' ün Jeolojik ve Jeoteknik Yönden İncelenmesi

Çalışma sahası olarak seçilen TAG otoyolunun Bahçe kısmında yer alan Viyadük-4 ve yakın civarında, arazi çalışmalarına, 1994 yılı yaz aylarında başlanmış olup, 1995 yılı Haziran ayına kadar devam edilmiştir. Daha önce yapılmış olan çalışmalardan derlenen bilgilerin ışığı altında çalışılan alanın genel jeolojisi arazide incelenmiştir. Çalışma alanı daha çok mühendislik jeolojisi ve kaya mekaniği açısından incelenmiş olup, çalışmalara bu yönde devam edilmiştir. Özellikle otoyollarda ki büyük sanat yapılarından sayılan viyadüklerin tasarımına jeoteknik açıdan yaklaşmıştır.

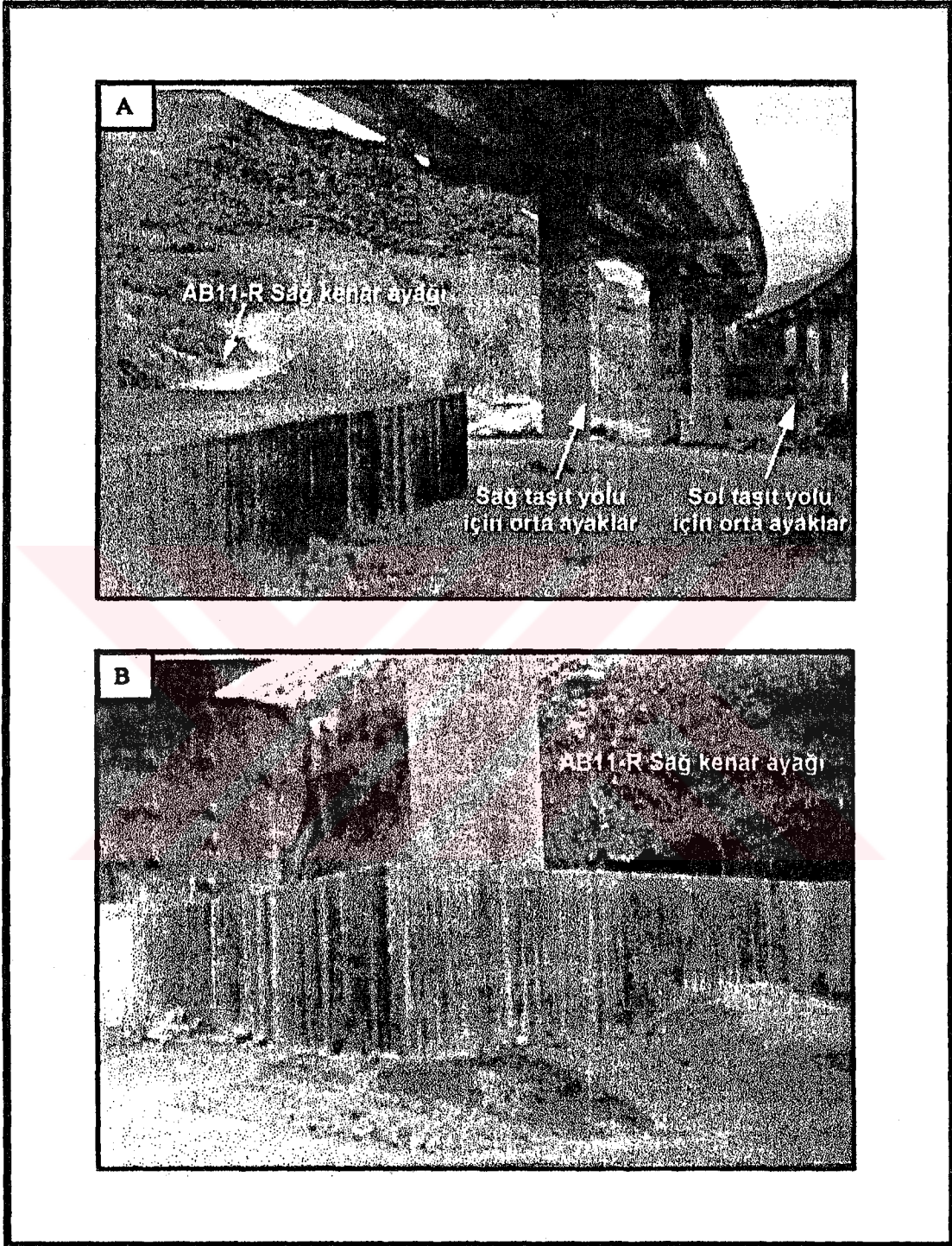
Viyadük-4 köprü yapısı, hem sağ taşıt yolu hem de sol taşıt yolu için olmak üzere toplam 22 tane ayaktan oluşmaktadır (Ek 1, Resim 1);

- Sağ taşıt yolu için 1. kenar ayak :AB1-R
- Sol taşıt yolu için 1. kenar ayak :AB1-L
- Sağ taşıt yolu için orta ayaklar : P2-R, P3-R, P4-R, P5-R, P6-R, P7-R, P8-R, P9-R ve P10-R (Resim 2)
- Sol taşıt yolu için orta ayaklar : P2-L, P3-L, P4-L, P5-L, P6-L, P7-L, P8-L, P9-L ve P10-L (Resim 2)
- Sağ taşıt yolu için 2. kenar ayak : AB11-R (Resim 2)
- Sol taşıt yolu için 2. kenar ayak : AB11-L

Viyadük-4 alanındaki yeraltı koşulları değişik noktalarda değişik durumlar göstermektedir. Bazı lokasyonlarda anakaya yüzlek vermekte bazı lokasyonlarda anakaya sığ derinlikte bulunmakta, bazılarında ise kalınlığı 10 m.'yi geçen toprak örtü altında bulunmaktadır. Vadiyi dolduran malzeme yoğun-çok yoğun killi, milli, kumlu çakıl ve blok olarak tanımlanabilir. Anakaya baskın olarak metakuarsitden oluşmuş olup sağ taşıt yolu boyunca AB1 kenar ayak lokasyonunda yüzlek vermekte ve AB11, orta ayak 2 ve 10 lokasyonlarında ise bazı yerlerde sığ derinlikte bazı yerlerde çok derinlerde yer almaktadır. Bu nedenle P10R orta ayağı için projelendirme hem kaya hem yamaç molozu için yapılmıştır.



Resim 1 İnceleme konusu olan Viyadük-4'ün genel görünüşü.



Resim 2 Viyadük-4'te AB11-R sağ kenar ayağı (A ve B) ve orta ayaklar (A).

4.2.1 Genel Jeoloji

Jeolojik haritada gösterildiği gibi (Şekil 4) çalışma alanında yaşlıdan gence Paleozoyik yaşlı Horu formasyonu (Dhm) ve Kuvaterner yaşlı alüvyon (Qa), yamaç molozu (Qy), kolüvyon (Qc) yer almaktadır. Bu birimler Şekil 5’de verilen stratigrafik dikme kesitte özet olarak tanımlanmıştır.

4.2.1.1. Horu Formasyonu (Dhm)

Yılmaz (1992)’e göre, Devoniyen yaşlı Horu Formasyonu’nuna (Dhm) ait metakırıntılılar çalışma alanında hakim birim olarak görülmektedir.

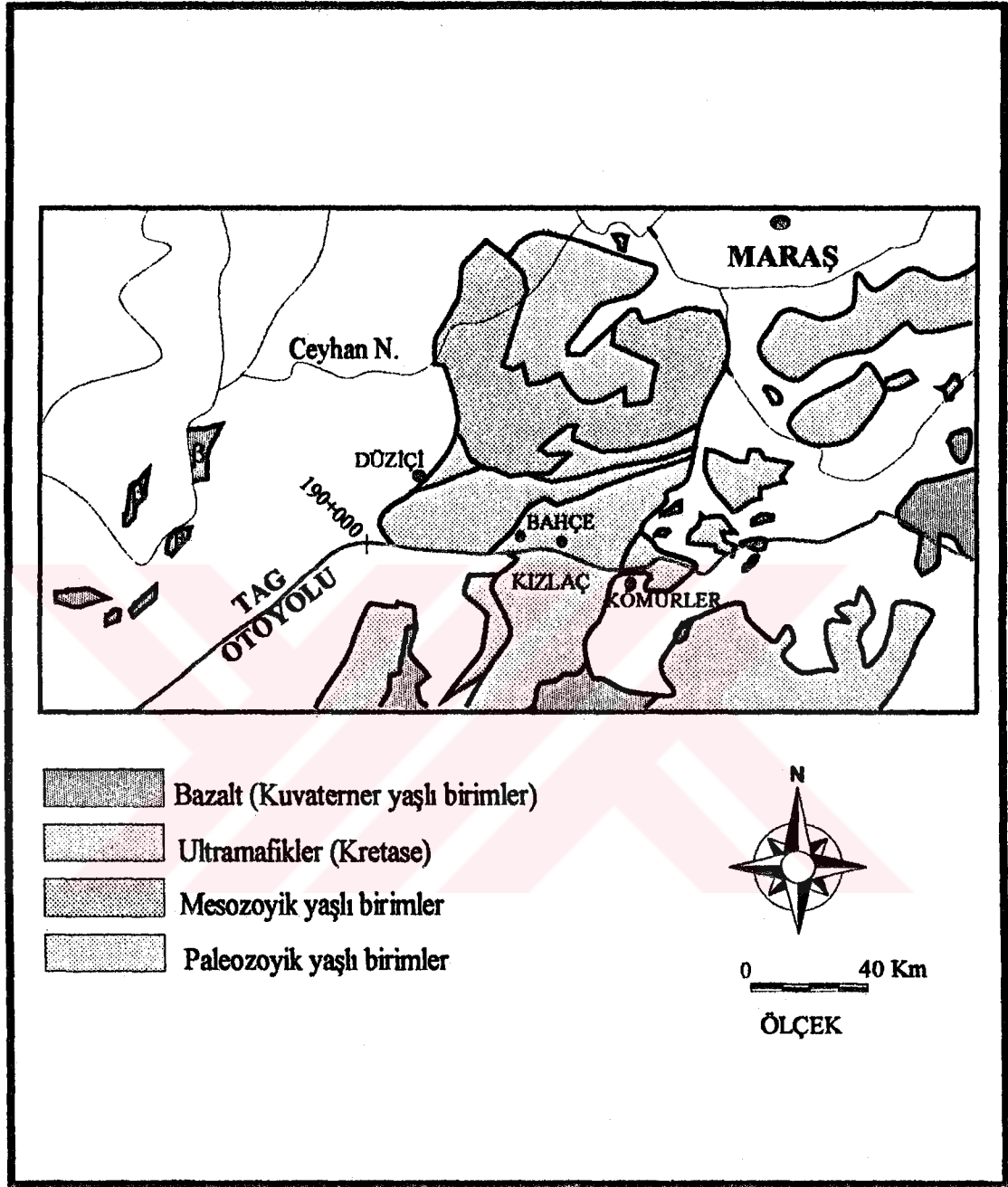
Horu formasyonu (Dhm), genelde metakuvarsit, metakumtaşı, metasilttaşı ve metakonglomera ardalanmasından oluşan genelde dayanımlı metakırıntılıların hakim olduğu bir birimdir. Fakat çalışma alanında yaygın olarak metakuvarsit tabakaları yer almaktadır. Bu birim arazide koyu kahverenkli olarak gözlenmektedir. Taze yüzlelerde siyah renklidir. Yüzeyde yapraklanmalı fakat alt seviyelerde masiftir.

4.2.1.2. Kuvaterner Çökelleri

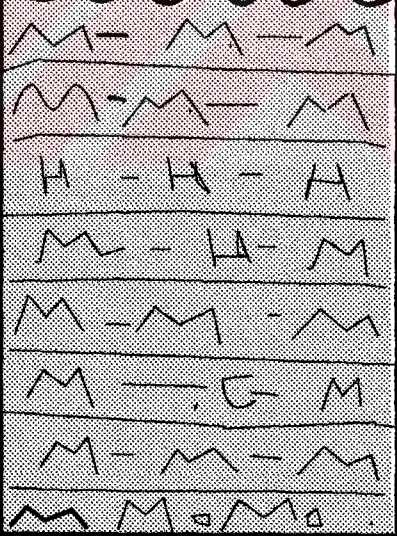
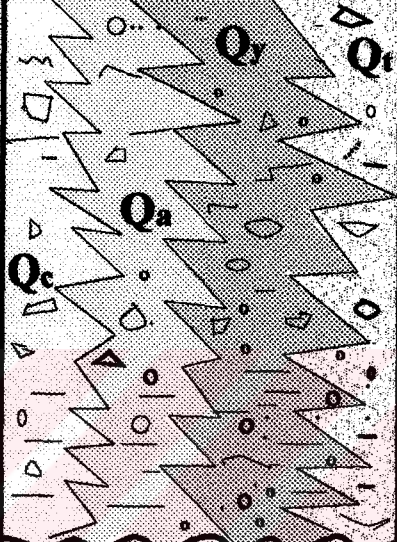
Çalışma sahası içerisinde yaygın olarak yer alan Kuvaterner yaşlı birimler mühendislik özelliklerine göre tanımlanmıştır. *Yamaç molozu (Qy)*, *kolüvyon (Qc)*, *alüvyon (Qa)* ve *seki çökelleri (Qt)* olarak birimler haritalanmıştır.

Çalışma alanındaki yamaç molozu, kil oranı silte göre daha yüksek olan, tane boyutları birbirinden tamamen farklı, köşeli-yarı köşeli bir yapı sunan, Horu formasyonuna ait metasilttaşı ve metakumtaşından kopan parça ve değişik blok boyutları sunmaktadır.

Yamaç molozunun kalınlığı dağ yamaçlarında çok değişkendir. Bununla birlikte yamaç topuğunda oldukça kalınlaşmaktadır. Yamaç molozu kalınlığındaki bu değişim alttaki kaya seviyelerinin erozyona karşı gösterdiği farklı dirençten kaynaklanmaktadır.



SEKİL 4 Çalışma alanının basitleştirilmiş jeoloji haritası (MTA, 1975'den derleme).

Üst Sistem	Sistem	Formasyon	Litoloji	Açıklama
PALEOZOYİK	DEVONİYEN	Horu fm. (Dhm)		Koyu kahverengi renkli, genelde dayanımlı olan metakuvarsit, metakumtaşı ve metakonglomera'dan oluşan metakumtuhların hakim olduğu bir birimdir.
	KUVATERNER	Kuvaterner Çökelleri		Kolüvyon (Qc), Gevşek, pekişmemiş değişken bileşenli taneler Altüvyon (Qa), Dere kenarı ve vadi tabanlarındaki iri-ince malzeme Yamaç molozu (Qy), Daha dayanımlı, köşeli, yarı köşeli yamaç tabanındaki kaya parçaları Seki çökelleri (Qt), ince malzeme ile zayıfça pekişmiş ve çimentolanmış dere ve akıntı birikintileri

SEKİL 5 Çalışma alanının genelleştirilmiş stratigrafik dikme kesiti
(Yılmaz, 1992' den değiştirilerek alınmıştır).

Yamaç molozu, alüvyon ve metakuvarsitler arasındaki ilişkiler Şekil 6'daki jeolojik enkesitlerde verilmiştir. Bu kesitlerin ölçeğinin getirdiği kısıtlamalar nedeniyle Yamaç molozu kalınlığındaki yerel değişiklikler kesitlere yansıtılamamıştır.

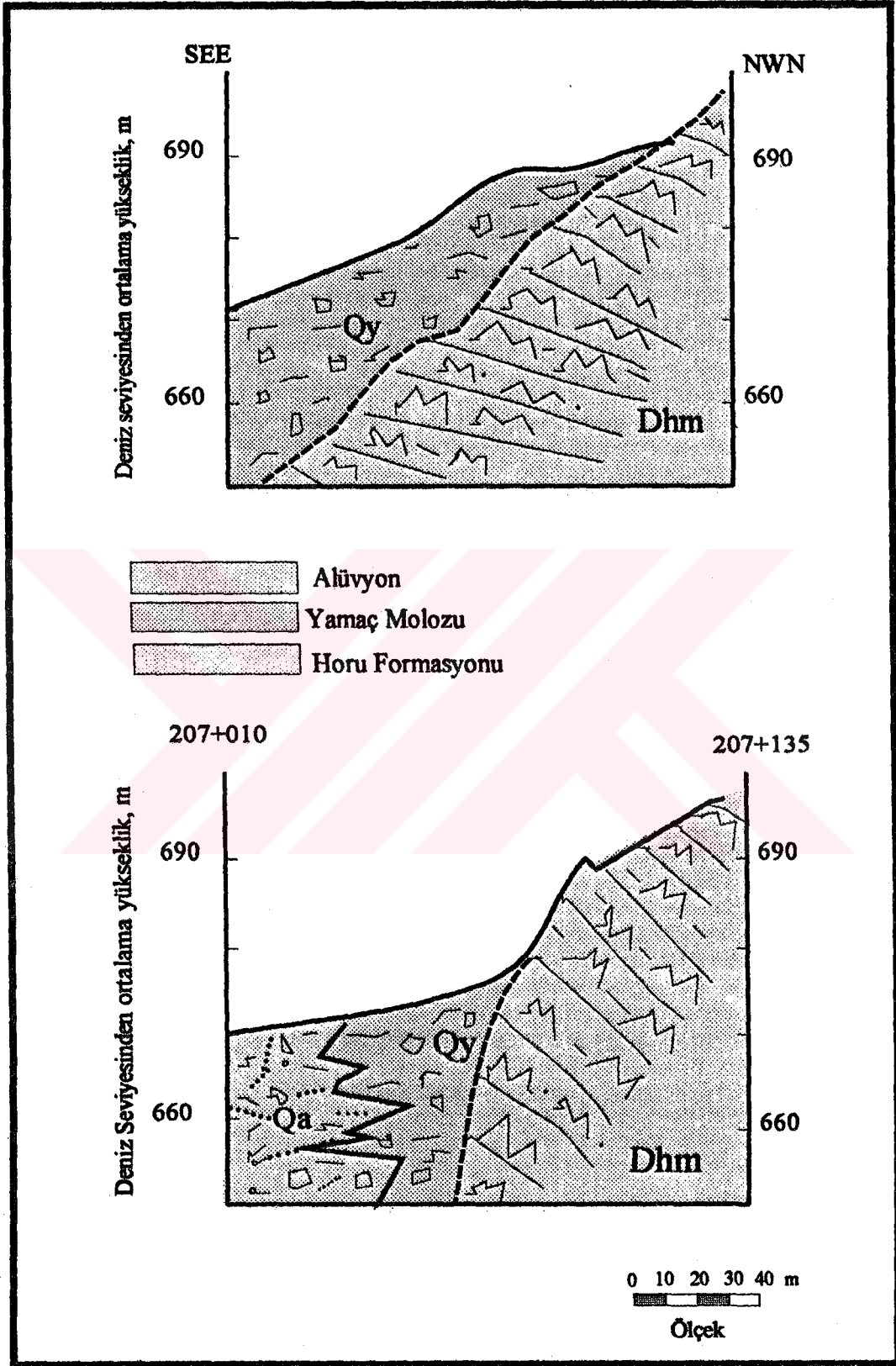
Yamaç molozu, gevşek-orta sıkı, köşeli GM-SC malzeme ile temsil edilmektedir. Bunlar yamaç yukarısında yüzlek veren metakuvarsitlerden türemiştir. Yamaç molozu sellenme düzlüğü kenarında alüvyon ile girişim yapmaktadır. Yamaç yukarısında bitki kökleri ile desteklenen yamaç molozu, var olan doğal topografyada duraylı haldedir.

Yoğun bitki örtüsü ve yamaç molozunun üst geçirgen tabakası sellenmeyi engellemektedir. Viyadük yakınındaki Horu deresi yol boyu akmaktadır. Fakat nehir yatağı çalışma alanında sellenme düzlüğünün 5 m altındadır.

Alüvyon, çalışma alanında derelerin yanlarında bulunan tane boyutları çok iriden çok inceye kadar değişen güncel malzemelerdir. Alüvyon esas olarak gevşek-yoğun GW-SW malzemedir. Çapı 50 cm'yi geçen bazı bloklarda gözlenebilmektedir. Hemen hemen bütün taneler metakuvarsitlerden türemiş olup, kalınlığı 40 m civarındadır. Yoğun yağış sonrası tüm sular yamaç molozu içine sızmakta ve ince taneli toprakları yıkamaktadır.

Kolüvyon, yamaçlarda ve yamaç eteklerinde yerçekimi ve yüzey akması sonucu biriken güncel çökellerdir. Genellikle gevşek, değişik tane boyutlu, iyi pekişmemiş özelliktedir.

Seki çökelleri ise, Pleyistosen'de ve daha öncesinde oluşmuş çökeller olup Holosen yaşlı dereler tarafından kesilmiş ince malzeme ile zayıfça çimentolanmış ve az pekişmiş malzemelerdir. Diğer Kuvaterner birimlerinden ayrılan en önemli özelliği ince malzeme ile zayıf çimentolanmış ve az pekişmiş olmasıdır.



SEKİL 6 Çalışma alanını karakterize eden tipik jeolojik enine kesitler.

4.3. Hidrojeoloji

Viyadük-4 civarında yapılan araştırma sondajlarında herhangi bir suya rastlanmamıştır. Normal meteorolojik koşullar altındaki viyadük temeli derinliğinde sabit ve sürekli su seviyesi yoktur.

Anakaya içerisinde değişik sondaj kuyularında farklı derinliklerde yapılan kaya kütlesi geçirgenliği testlerinde (Lugeon basınçlı su testleri) genel olarak geçirgenliğin 10 ile 12 cm/sn limitleri arasında çıktığı gözlemlenmiştir. 10 cm/sn yaklaşık 1 Lugeon'a eşit olup akış hızı 30 lt/dakika ile 225 lt/dakika arasında değişmektedir.

Bahçe Meteoroloji İstasyonundan alınan yağış kayıtlarına göre son 10 yıldaki durum Çizelge 2'de verilmiştir. Bu verilerde görüldüğü gibi kış aylarındaki yüksek yağış miktarı yeraltı su tablasını yeterince yükseltmemiştir.

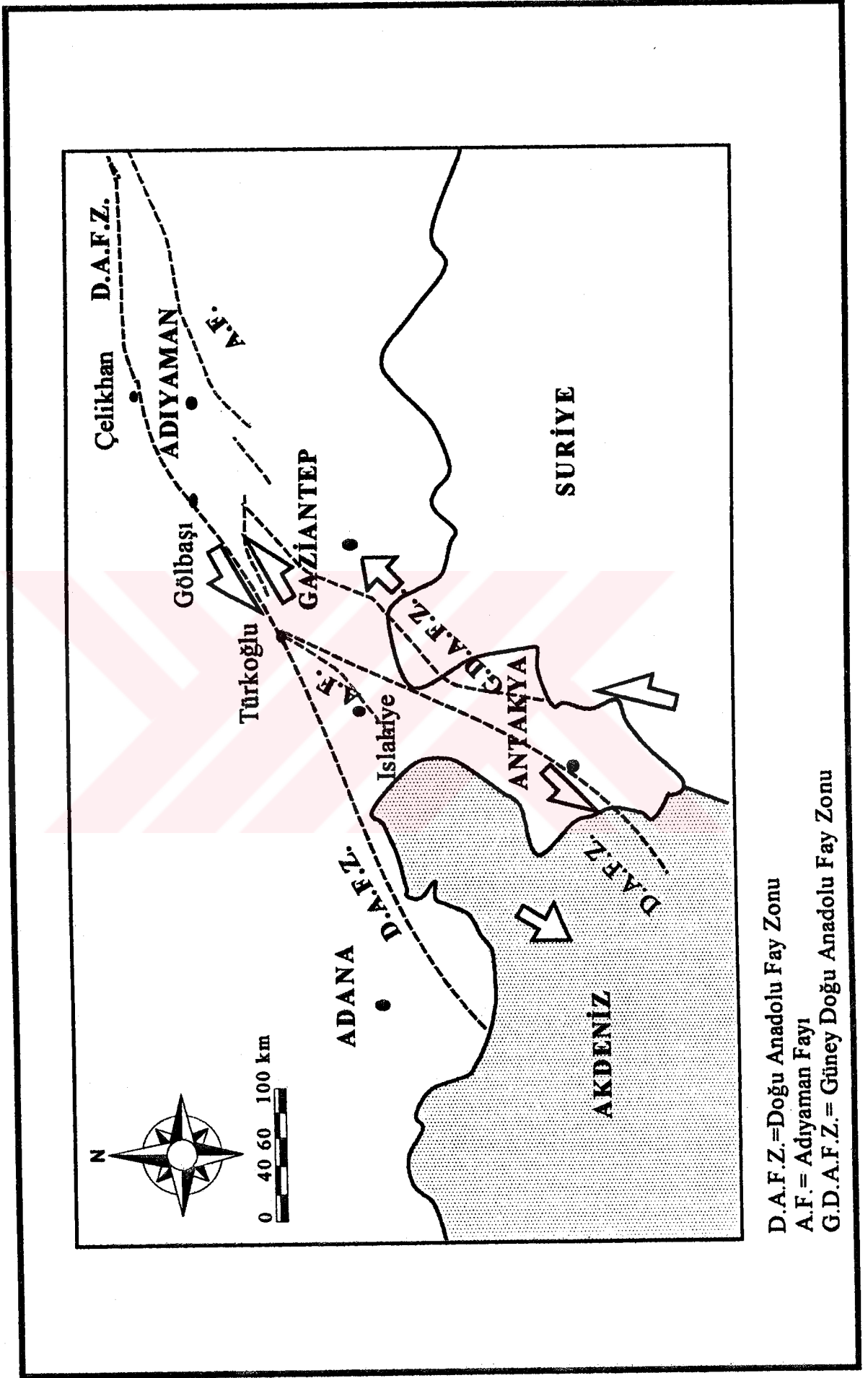
ÇİZELGE 2 Çalışma alanının yıllık ortalama yağış miktarları

OCAK	ŞUBAT	MART	NİSAN	MAYIS	HAZİRAN
131.9	96.5	126.4	90.9	93.7	53.0
10.9	9.8	12.0	9.1	6.6	3.7
TEMMUZ	AĞUSTOS	EYLÜL	EKİM	KASIM	ARALIK
8.0	18.3	24.4	43.7	62.6	120.8
1.3	1.1	2.5	5.2	6.1	9.3

Yıllık ortalama maksimum yağış: 150.1 lt/m² Yıllık ortalama minimum yağış: 6.4 lt/ m²

4.4. Yapısal Jeoloji

Tarsus-Adana-Gaziantep arasında yapımı halen devam etmekte olan otoyolun Km 207 + 000 - Km 207 + 500 arasında kalan çalışma alanı, Kuvaterner çökellerinin yanında Paleozoyik yaşlı kaya formasyonlarını da içeren bir Amanos tektonik birimidir. Bölgenin tektonik oluşumu Şekil 7'de görüldüğü gibidir (Karig ve Kozlu, 1990).



Metakumtaşlarının yönelimi $296^{\circ}/32^{\circ}$ (eğim yönü/eğim) olarak ölçülmüş olup iyi gelişmiş tabakalanma yapıları gösterir. Herbir tabakanın kalınlığı 5cm ile 2m arasında değişir. Şistozit metasilttaşının dilinim düzlemleri metakumtaşlarının tabakalanma düzlemlerine paraleldir, eğim açıları da yaklaşık olarak eşittir. Dilinim aralığı birkaç mm'den birkaç cm'ye kadar değişir.

Çalışma alanındaki hakim eklem modeli basit ve iki takım içerir. Her iki eklem takımının eğimi çok dik olup doğrultuları da daima birbirine diktir. Metakumtaşı ve metasilttaşı tabakaları içerisindeki eklem aralıkları tabakanın kalınlığına bağlı olarak 10 cm'den 2-3 m'ye kadar değişir. Eklem sıklığı her takım için 1-3 arasındadır. Eklem düzlemleri düzlemseldir. Sadece bazı kısımlarında kıvrılma görülür.

Güzergah üç önemli fay zonunu geniş açı ile kesmektedir (Şekil 7). Faylar, fay killeri ve tamamen bozuşmuş volkanik daykları içermektedir. Km 208+420-Km 208+490 ile Km 208+620-Km 208+675 arasında bulunan aktif heyelanlar fay kökenlidir.

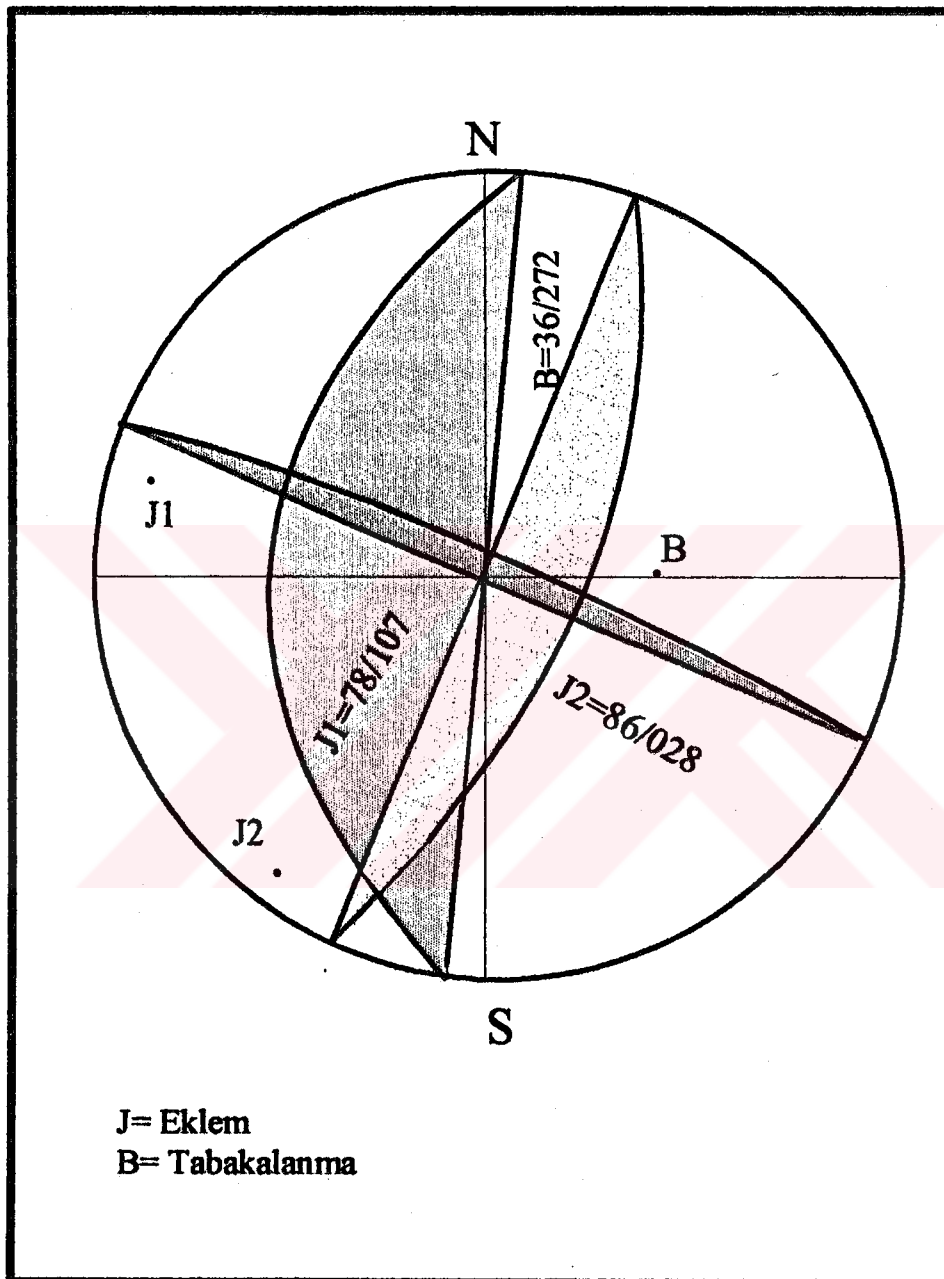
Süreksizlik araştırmalarının sonuçları Çizelge 3'de verilmiştir. Süreksizlik araştırmalarına göre anakaya yüzeyi olan metakuvarsit sağlam kaya olmakla birlikte, süreksizlikler nedeniyle orta kalite kaya kütlesi özelliğine sahiptir. Çalışma alanında yer alan Viyadük-4'ün doğu ucundaki Tünel 2'nin batı girişindeki 30 m'den yüksek olan yarma için yapılan stereografik izdüşüm ve tehlikeli bölge incelemeleri Şekil 8 ve 9'da verilmiştir. Buna göre küçük ölçekli kama tipi kaymalar dışında bir kayma beklenmemektedir. Burada yamaç molozunun kalınlığı yer yer 10 m'ye kadar ulaşmaktadır. Yamaç molozu orta-iyi kalite metakuvarsit üzerine duraysız bir örtü durumundadır.

Metakuvarsitin ϕ değeri 25° - 40° , c değeri ise 40-250 kPa arasında değişmektedir. Özgül ağırlığı 2.6 civarındadır. Kuru ve yaş yoğunlukları ise sırasıyla 24 ve 24.5 kN/m³ civarındadır.

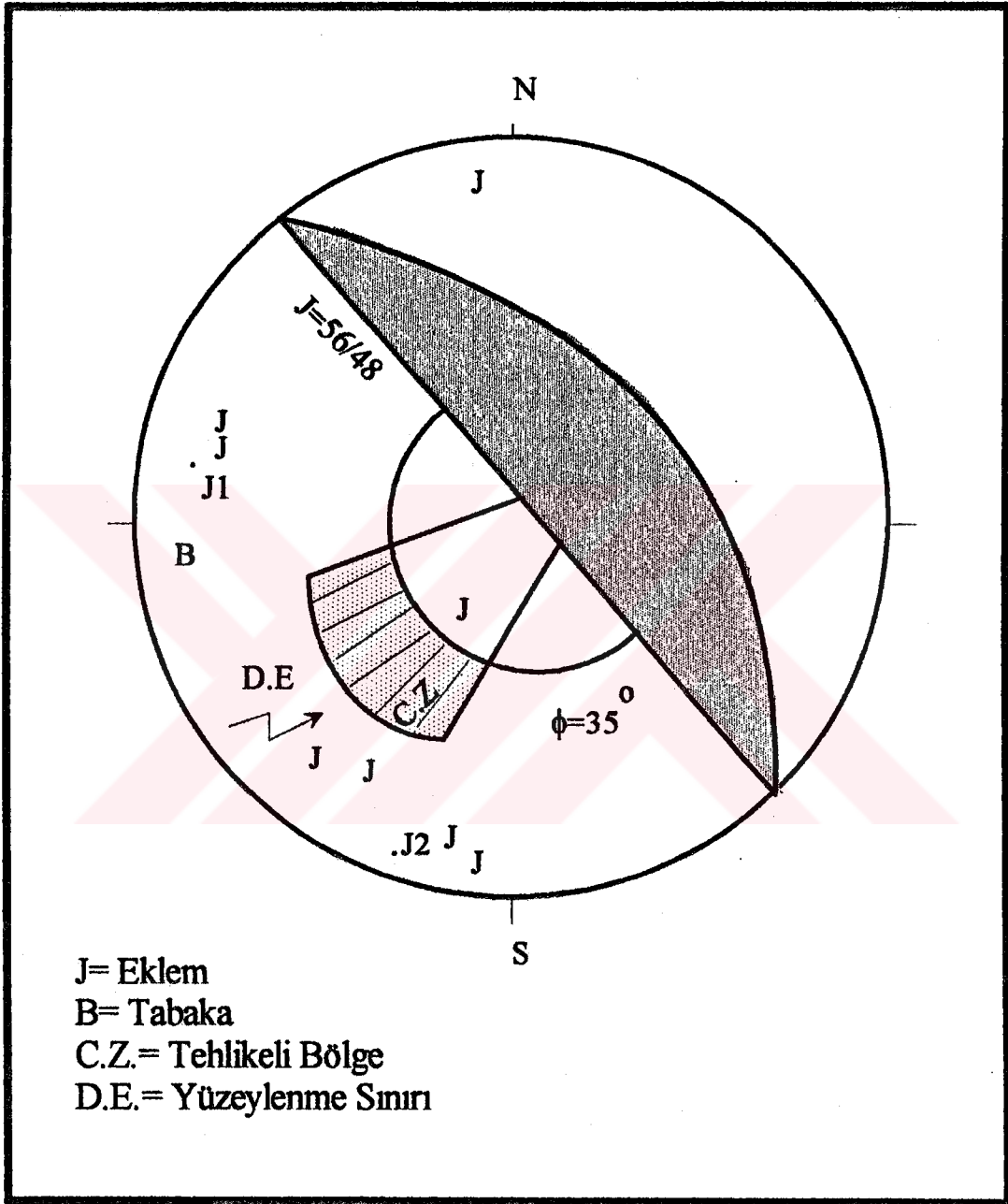
CİZELGE 3 Metakuvarsitler için süreksizlik araştırmaları sonuçları

SÜREKSİZLİK TANIMLAMASI											KAYAÇ/EKLEM DOLGU TANIMLAMASI				
İstasyon	Türü	Eğim	Eğim Yönü	Aralık (cm)	Ağırlık (cm)	pürüzlülük	Şekil	Dayanımılık	Su Durumu	Dolgu	Türü	Dayanımılık	Ayrışma	Çözünme	JN
KM 207 + 200	B	22	281	40	0	3	3	8	0	0	Dhm	9	4.5	0	3
	B	76	88	100	0	2	2.5	7.5	0	0	Dhm	8	3.5	0	4
	B	33	299	45	0	2.5	3	7.5	0	0	Dhm	9	4.5	0.1	5
	B	35	275	50	0	3	3	8	0	0	Dhm	9.5	5	0	3
	J	83	236	150	0	2.5	3	8	0	0	Dhm	9	4	0	4
	J	80	174	95	0	2	2.5	7.5	0	0	Dhm	8.5	3.5	0.2	4
	J	75	111	125	0	3	3	8	0	0	Dhm	9	4	0	4
	J	84	24	100	0	3	3.5	8	0	0	Dhm	9	4	0	4
	J	76	109	55	0	2.5	3	7.5	0	0	Dhm	8	3.5	0.1	4
	J	82	26	150	0	3.5	4	8.5	0	0	Dhm	9.5	5	0	3
207 + 500	J	74	49	80	0	2.5	3.5	8	0	0	Dhm	9	4	0	4
	J	89	211	120	0	3	3.5	8	0	0	Dhm	9.5	4.5	0	3
	J	37	273	75	0	2.5	3	8	0	0	Dhm	9	4.5	0	4
	J	24	21	100	0	3	3	8	0	0	Dhm	9	4.5	0	4
	J	82	104	50	0	2	2.5	7	0	0	Dhm	8	4.5	0	4
	J	69	38	120	0	3	3	8	0	0	Dhm	9	4.5	0	4
	J	79	321	60	0	2.5	3	7.5	0	0	Dhm	8.5	4	0	4

J= Eklem B= Tabakalanma JN=Eklem sayısı sıralaması Dh=Metakuvarsit



SEKİL 8 Metakuvarsitlerdeki hakim süreksizliklerin eş alan aşağı yarıküre stereografik projeksiyonu



SEKİL 9 Tehlikeli bölge analizi.

4.5. Depremsellik

Çalışma alanında son 85 yıl içerisinde maksimum büyüklüğü $M= 6.5$ (Richter ölçeği) olan en az iki deprem kaydı yapılmıştır. Bu nedenle 100 yıllık periyot içerisinde bu büyüklükte bir deprem olma olasılığı 3 olarak hesaplanmıştır.

Erdik ve diğ. (1985)'e göre bölgede 225 yıllık periyot içerisinde deprem şiddetinin olasılığı $I=7-7.5$ (MSK ölçeği)' dir. PGA (taban kayası maksimum yatay ivmesi) $0.3g$ 'den büyük olmalıdır. Diğer bir deyişle 200 yıllık periyot için risk hesapları $M=7.4$ ve PGA en az $0.5g$ ' dir.

$M=7.4$ şiddeti $I>9$ 'a karşılık gelmekte olup bu şiddetteki depremlerde binalarda önemli hasar ve jeolojik kütle hareketleri beklenebilir. Bu nedenle Viyadük 2, 7 ve 9 gibi Viyadük-4 de 0.49 taban kaya ivmesine göre projelendirilmiştir. Bu kuvvetler normal proje standartlarına uygun olarak toprak işleri için % 50 azaltılmış, ankraj projeleri için % 50 arttırılmıştır.

Deprem kırıkları, bu bölgede son 90 yıl içinde yalnız iki olay göstermektedir. Bununla birlikte bölgenin karmaşık jeolojik yapısı nedeniyle yüksek deprem riski gözönüne alınmış ve taban kaya ivmesi yüksek tutulmuştur.

4.6. Kayadaki Temellerin Oturması

Zeminlerdeki temeller gibi kayadaki temellerin oturması da normalde tasarımı kontrol eder. Bununla beraber kaya temeli modellemesinde, kayanın doğal süreksizliklerinin ve kaya malzemesinin göz önüne alınması gereklidir.

4.6.1. Jeomekanik Model

Kulhawy (1978), süreksizlikler ve kaya malzemesine ait özelliklerden kaya kütlesi özelliklerini belirleyebilmek için jeoteknik bir modelin kullanımını önermiştir. Genelde bu model üç ortagonal süreksizlik takımının durumunu gözönünde bulundurur.

Şekil 10’da gösterildiği gibi bu çalışmada anakaya olarak tanımlanan metakuvarsitler bu yöntemle uygun olarak ilk aşamada modellenmiştir. Süreksizlikler normal sertlik K_n , makaslama sertliği K_s ve ortalama süreksizlik açıklığı S ile tanımlanırken kaya malzemesi Young modülü E_r ve Poission oranı ν_r (ve bunu takiben makaslama modülü G_r)’ ye göre belirlenmiştir.. Anizotropik kaya malzemesi özellikleri de asal düzlem özelliklerinin durumu ile süreksizlik yüzeylerinin durumu uyduğu sürece kullanılmıştır. Bu model için Duncan ve Goodman (1968) tarafından verilen ortotropik kütlenin özellikleri aşağıdaki gibidir.

$$E_i = \left(\frac{1}{E_r} + \frac{1}{S_i K_{ni}} \right)^{-1} \quad (1)$$

$$G_{ij} = \left(\frac{1}{G_r} + \frac{1}{S_i K_{si}} + \frac{1}{S_j K_{sj}} \right)^{-1} \quad (2)$$

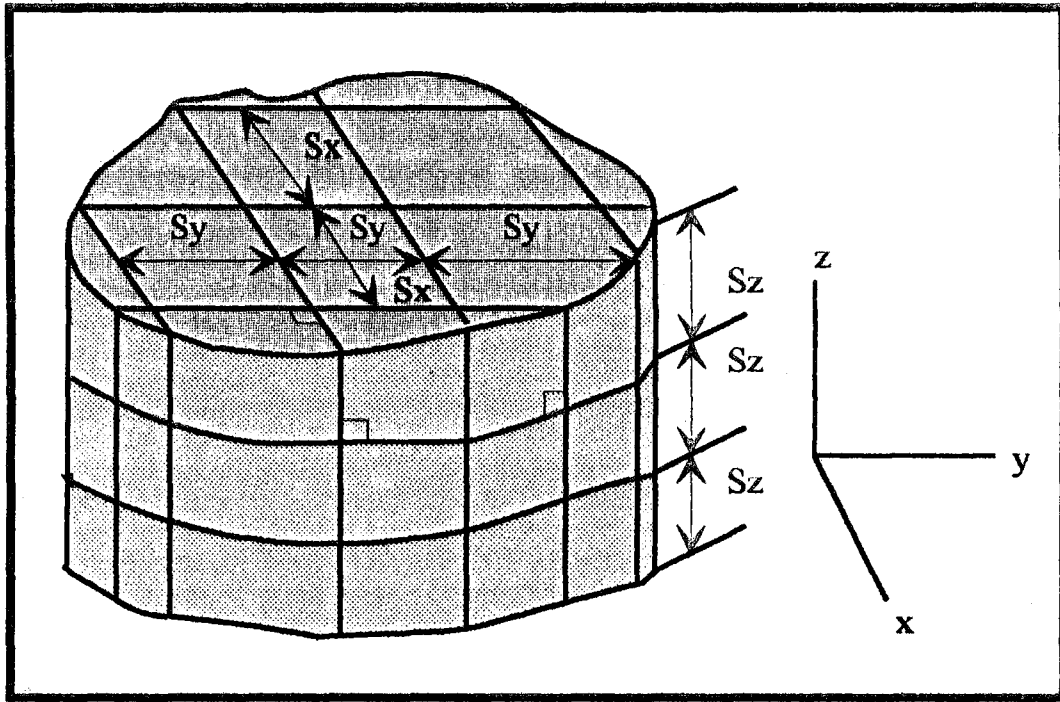
$$\nu_{ij} = \nu_{ik} = \nu_r \frac{E_i}{E_r} \quad (3)$$

Bu eşitlikler, $i=x, y, z, j=y, z, x$,ve $k=z, x, y$ içindir. Ayrıca bu eşitlikler kaya kütlesinin elastik özelliklerini tamamen tanımlar (Şekil 10).

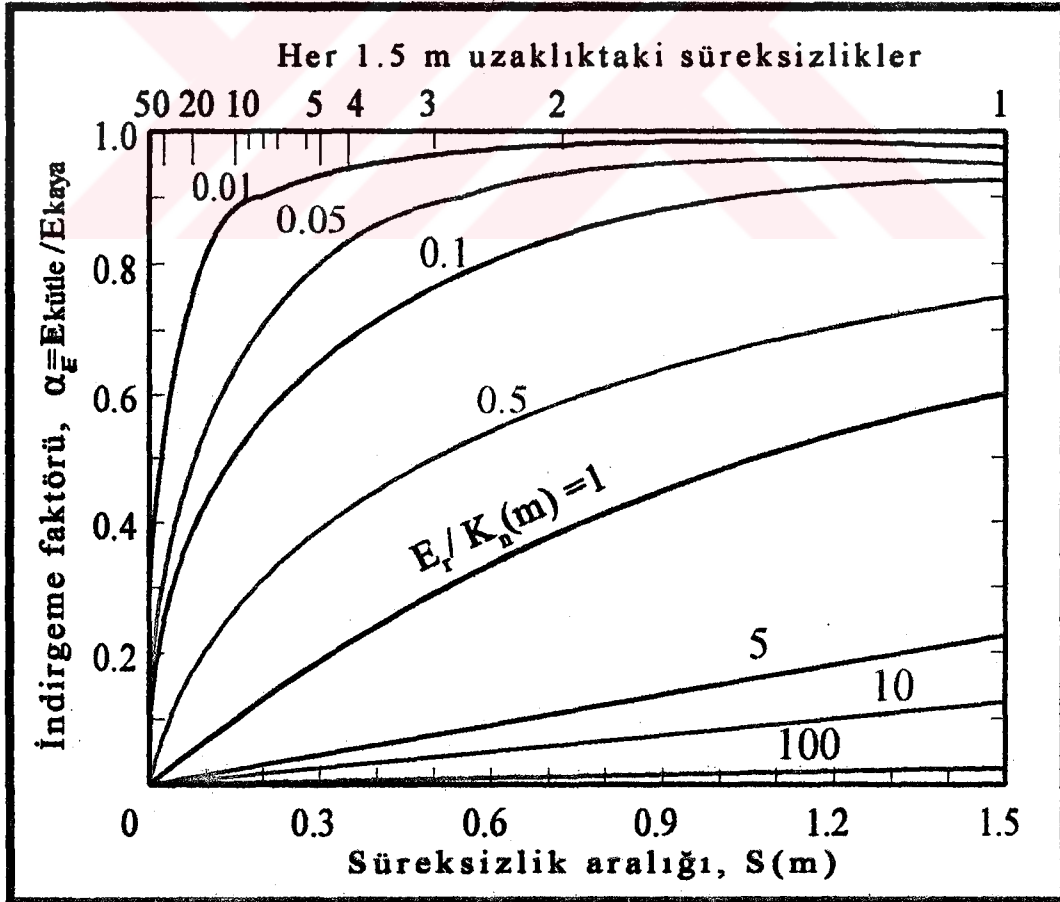
Mühendislikteki uygulama açısından, kaya kütlesinin elastik modülünün kaya malzemesinin elastik modülüne olan oranı olarak tanımlanan *modül indirgeme faktörü* α_E kullanılabilir. Buna göre eşitlik (1) yeniden yazılacak olursa;

$$\alpha_E = \frac{E_i}{E_r} = \left(1 + \frac{E_r}{S_i + K_{ni}} \right)^{-1} \quad (4)$$

Bu ilişki Şekil 11’de gösterilmiştir. Şekil 11’e göre yumuşak süreksizlikler küçük α_E değerlerine ve büyük E_r/K_n oranına sahiptir.



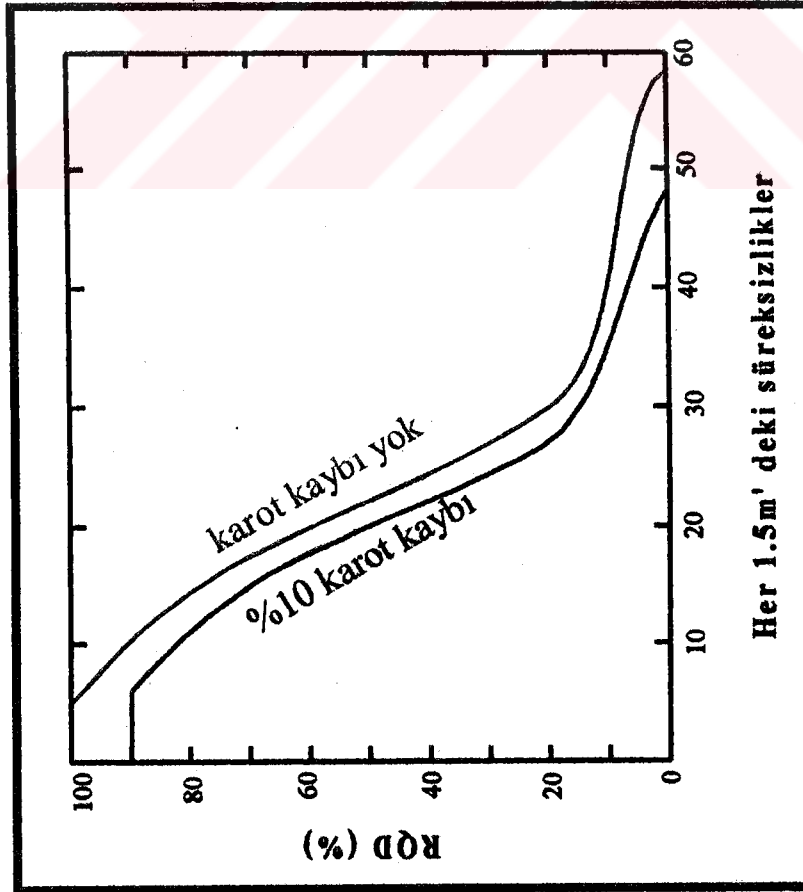
SEKİL 10 Kaya kütlesi modeli (Kulhawy, 1978).



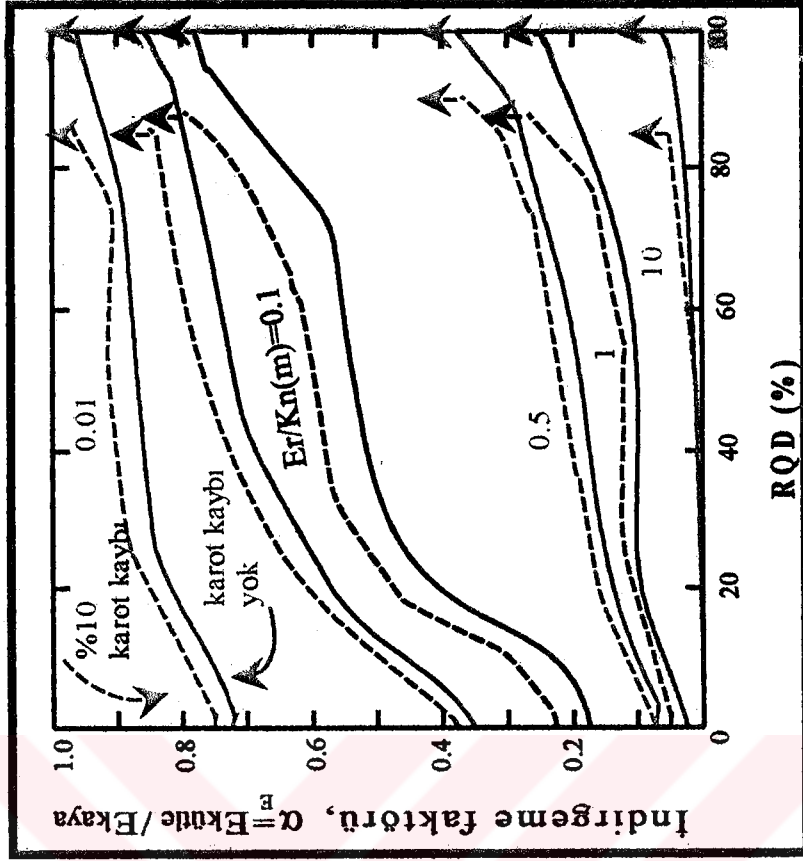
SEKİL 11 Modül indirgeme faktörü ve süreksizlik aralığı arasındaki ilişki (Kulhawy, 1978)

Ortalama süreksizlik aralığını doğrudan elde etmek kolay değildir ve pratikte bu değerin yerine RQD değerleri de kullanılmaktadır. Kulhawy (1978) fiziksel bir model kullanarak pratikte genel bir ölçümle RQD'nin, her 1.5 m'lik toplam karot uzunluğunda bulunan süreksizlik sayısı ile ilişkili olabildiğini göstermiştir. Bu ilişki Şekil 12'de gösterilmektedir. İstatistiksel ya da gelişmiş güzel sayıda varsayımlar kullanmak suretiyle yapılan ve literatürde yer alan diğer modeller de genelde bu yaklaşımı doğrulamaktadır. Şekil 11 ve 12'nin birleşimi sonucunda α_E 'yi E_r/K_n 'nin bir fonksiyonu olarak RQD'ye bağlayan ilişki Şekil 13'de gösterilmiştir.

Bu model, süreksizlik takımları için yeterli jeolojik verilerin mevcut olduğu zaman olumlu sonuçlar verir. Eğer veriler x ve y süreksizliklerini yeter derecede tanımlamak için elverişli değilse bu model sadece z değerine göre basitleştirilmelidir. Bir çok kaya kütlelerinde S_z genelde S_x ya da S_y 'den daha küçüktür ve oturmayı kontrol etme eğilimindedir. Bu yaklaşım S_z ve K_{nz} parametrelerinin temel alındığı izotropik bir kaya kütlelerinde uygulandığı zaman oturmanın üst sınırı için ılımlı bir değer elde edilir. İyi fiziksel özellikli verilere de gerek vardır. Bu veriler strainlerin hesaplanacağı ve arazide uygulanabilecek efektif gerilme aralıklarının göz önüne alındığı deneylerden elde edilmelidir. Eğer tam ölçekli yükleme testleri ya da arazi deformasyon deneylerine yapılırsa, α_E arazi deneylerinden elde edilen E'nin sağlam karotlar üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinden elde edilen E'ye bölünmesi sonucunda kolayca tanımlanabilir. Arazi ve laboratuvar deneyleri çok sınırlı olduğu zaman Çizelge 4'de verilen değerlerden yararlanılabilir. Mühendis ilk tahmin olarak $E_r/K_n=1$ m olarak ortalama bir değer seçebilir. Bu ortalama değer % 70'den küçük RQD için $\alpha_E \approx 0.1$ olurken, α_E doğrusal bir artışla % 100 RQD değeri için 0.6 değerini alır.



SEKİL 12 RQD ve süreksizliklerin sayısı arasındaki ilişki (Kulhawy, 1978).



SEKİL 13 Modül indirgeme faktörü ve süreksizlik aralığı arasındaki ilişki (Kulhawy, 1978)

ÇİZELGE 4 Kayaç özelliklerinin tipik aralıkları (Kulhawy, 1978).

Özellik	Değersayısı	Maksimum	Minimum	Ortalama
Elastisite Modülü, E_r (GN/m ²)	261	111.6	0.006	34.6
Poisson oranı, ν_r	138	0.46	0.02	0.20
Normal stiffness, K_n (GN/m ³)	12	67.6	0.24	13.0
Makaslanma stiffnessi, K_s (GN/m ³)	167	31.6	0.01	2.82
Aynı kayaç için K_n/K_s	12	83.0	0.84	17.8
Aynı kayaç için E_r/K_n (m)	9	4.23	0.21	1.22

4.6.2. Oturma Hesaplamaları

Kaya kütlesi tanımlandıktan sonra ikinci aşamada oturma hesaplamaları yapılmıştır. Verilerin sınırlı (sadece düşey karot ya da z yönü hakkında bilgi varsa) olması durumunda aşağıdaki eşitlik kullanılarak ρ oturması hesaplanmıştır (Kulhawy, 1987);

$$\rho = \frac{P(1 - \nu_m^2)}{\beta_z E_m A^{0.5}} \quad (5)$$

Bu eşitlikte,

P = Uygulanan yük

ν_m = Kaya kütlesi için Poission oranı (eşitlik 3'deki ν_{ij})

E_m = Kaya kütlesi için Young modülü (eşitlik 1'deki E_i)

A = Temel alanı

β_z = Şekil ve rijidite faktörü

Çizelge 4'den tipik olarak ν_r değerlerinin düşük, ν_m değerlerinin daha düşük olacağı görülmektedir. Daireselden B genişliğindeki L uzunluklu köşeli temellerde Poisson oranının 3'e kadar değiştiği durumlarda gerek esnek gerekse rijit temel kullanılması durumunda β_z değeri, kullanılan yaklaşıma göre %5'lik bir değişiklik

yaklaşık 1.1 değerini aldığı görülmüştür. Tipik v_m ve β_z değerlerini kullanarak eşitlik 5 aşağıdaki şekilde de verilebilir.

$$\rho \approx \frac{0.9P}{E_m A^{0.5}} = \frac{0.9P}{\alpha_E E_r A^{0.5}} \quad (6)$$

Bu eşitlikten de görüleceği gibi α_E değerinin önemi büyüktür. Fakat buradaki yaklaşım kaya kütlelerinin izotropik olacağı üzerinedir. Daha önceden bahsedildiği gibi, bu yaklaşımla oturmanın üst sınırı için değerler hesaplanabilir. Eğer daha detaylı jeolojik ve fiziksel veriler mevcut ise daha genel anizotropik çözümlerin kullanılması mümkündür (Kulhawy, 1978; Kulhawy ve Ingraffea, 1978).

Bu çözümlerle kaya kütlelerinin zamana bağlı önemli oturmalar göstermediği kabul edilmiştir. Bunun nedeni kripi karşı duyarlı kaya malzemeleri veya yumuşak ve kalın süreksizliklerdir. Bu özel durumlarda ise elastik oturmalar yukarıdaki gibi hesaplanırken, konsolidasyon ve ikincil oturmalar, alışılmış zemin mekaniği yöntemleri aracılığı ile tahmin edilmesi mümkündür.

Kazıklı temel uygulamalarında oturmalar Baguelin ve diğ. (1978) kullanılarak hesaplanmıştır.

$$\rho = \frac{q_L^*}{9E_m} \left[2B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha \lambda_c \right] \quad (7)$$

q_L^* = Net ortalama taşıma kapasitesi

E_m =Elastisite modülü

B_0 =Referans genişlik, genellikle 60 cm'dir.

B =Temelin genişliği

λ_d ve λ_c =Temelin uzunluğunun genişliğine bağlı olduğu şekil faktörleri

Çakıldaki kazıklar için etki alanı standart 4D:1Y alınmış ve oturmalar kazık tabanında hesaplanmıştır. Uygulama yükleri PAL koşulundakine eşittir.

$L= 10$ m.

$$B=16.65 \text{ m.} \quad \lambda_d=1.12 \quad \lambda_c=1.10$$

Buna göre;

$$q_L^* = \frac{41200}{16.65^2} = 149 \text{ kPa} \quad E_{m(11-30)} = 48000 \text{ kPa}$$

$$B_0=0.6 \text{ m.} \quad B=16.65 \text{ m.} \quad \rho = 1/3 E_m/p_L^* > 10 \text{ olduğu için}$$

oturma (ρ);

$$\rho = \frac{149}{9 \times 48000} \left[2 \times 0.6 \left(1.12 \times \frac{16.65}{0.6} \right)^{1/3} + \frac{1}{3} \times 1.10 \times 16.65 \right] = 0.0034 \text{ m}$$

$\rho=3 \text{ mm}$ kabul edebiliriz. Burada;

Buna göre 3 grup temel için yukarıdaki şekilde hesaplanan oturma miktarları aşağıdaki çizelgede özetlenmiştir.

ÇİZELGE 5 Viyadük-4 temelleri için hesaplanan oturma miktarları

YAPI	MALZEME TİPİ	OTURMA
Grup1 (Bir kazık grubu, L=10m)	Milli çakıl ve blok	3 mm
Grup2 (2 m soketli kazık)	Sığ derinlikte metakuvarsit	ihmal edilebilir
Grup3 sömel temel	metakuvarsit R L	ihmal edilebilir 2.6 mm

Yukarıdaki hesaplardan yapılar arası en fazla farklı oturmanın 3 mm civarında olacağı anlaşılmaktadır.

4.7. Kaya Temellerinin Taşıma Kapasitesi

Kaya kütlelerinin taşıma kapasitesi, temelin emniyet derecesini değerlendirerek hesaplanmıştır. *Oturma kriterleri* çoğunlukla tasarımı kontrol etmesine rağmen özellikle sert kayada *taşıma kapasitesinin* önemi artar. Kaya kütlesi yine jeolojik verilere dayanarak tanımlanmıştır.

4.7.1. Taşıma Kapasitesinin Modellenmesi

Sowers (1979) Şekil 14'de görüldüğü gibi birçok olası *taşıma kapasitesi yenilme modelleri* önermiştir. Jeolojik verilere dayanarak bu modellerden biri muhtemel arazi davranışına örnek olarak seçilebilir. Zayıf bir tabaka üzerindeki kalın rijit bir tabaka için yenilme, *bükülme* aracılığı ile oluşabilir (Şekil 14d). Bükülme mukavemeti, kaya malzemesinin tek eksenli çekme dayanımının yaklaşık iki katıdır. Birçok kaya malzemesi için tek eksenli çekme dayanımı, tek eksenli sıkıştırma dayanımının % 5-10'u civarındadır. Zayıf bir tabaka üzerindeki ince rijit bir tabaka için yenilme, kaya malzemesinin çekme yenilmesi kontrolü altında yapının hemen altında belli bir alanda *kopma* (zımbalanma-punching) yoluyla oluşabilir (Şekil 14e). Gerek bükülme gerekse kopma yenilmelerinin her ikisinde de yenilme, ilk önce alttaki tabaka içinde başlar. Bu ilk yenilme, herhangi bir yenilme mekanizmasının kontrolü altında gerçekleşir.

Açık düşey eklemlerde yenilme, kaya sütunlarının tek eksenli sıkışması sonucu oluşmaktadır (Şekil 14a). Bu durumda *nihai taşıma kapasitesi* (q_{ult}), Mohr-Coulomb teorisine göre aşağıdaki şekilde açıklanabilir;

$$q_{ult} = q_u = 2.c.\tan(45 + \phi/2) \quad (8)$$

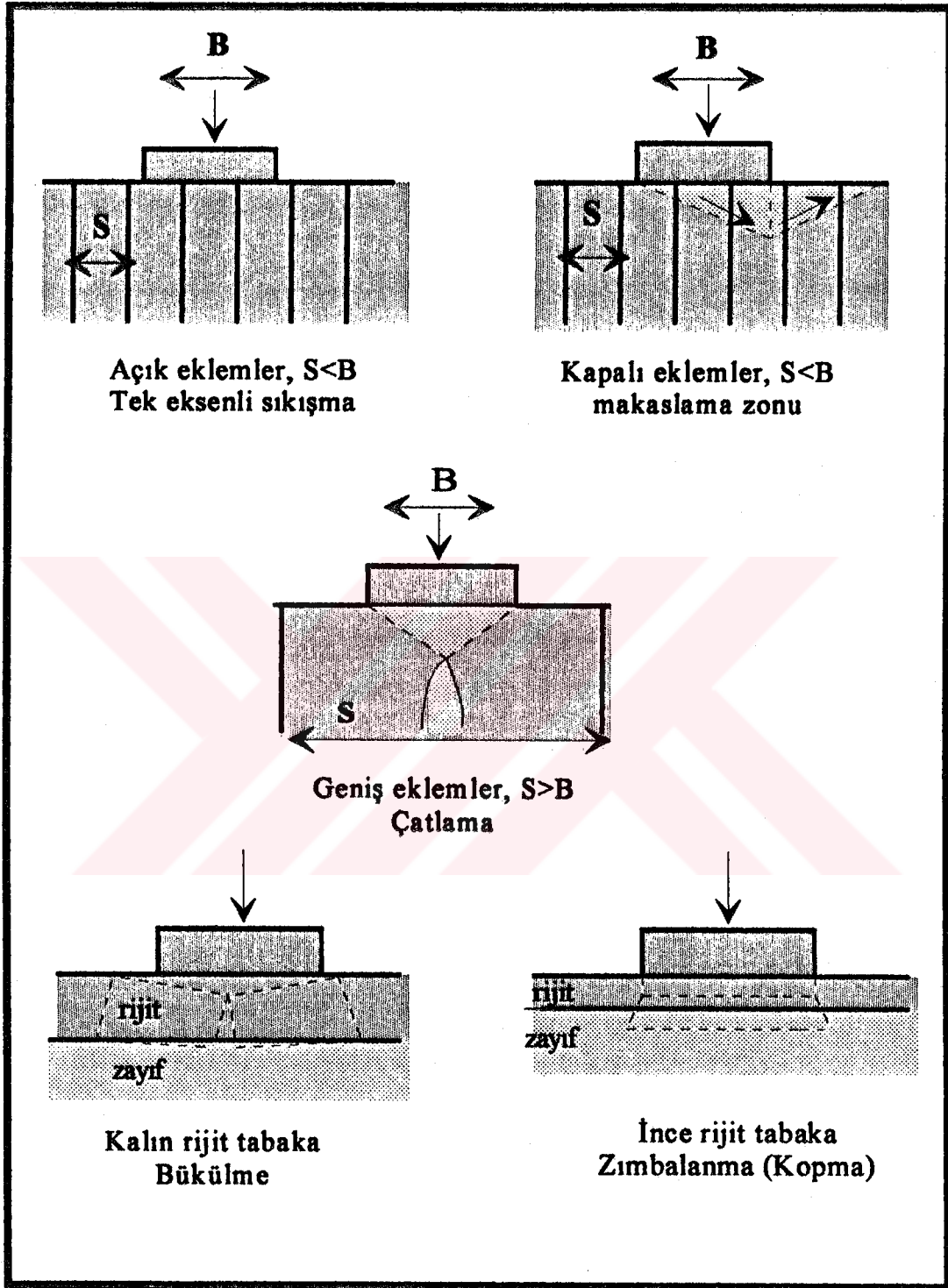
q_u = tek eksenli sıkışma dayanımı

c = kohezyon

ϕ = içsel sürtünme açısı

Kapalı eklemler için Şekil 14b'de görüldüğü gibi kama şeklinde genel bir makaslama zonu gelişir. Bu durum için *nihai taşıma kapasitesi* (q_{ult}) Bell çözümü olarak aşağıdaki açıklama ile verilir (Kulhawy ve arkadaşları, 1983) ve model çalışma sahasına uygulanmıştır;

$$q_{ult} = cN_c \xi_c + \frac{B\gamma}{2} N_\gamma \xi_\gamma + \gamma DN_q \xi_q \quad (9)$$



SEKİL 14 Taşma kapasitesi yenilme modelleri (Sowers, 1979).

Bu eşitlikte;

B	=	Temel genişliği
D	=	Temel derinliği
γ	=	Kaya kütlelerinin efektif birim hacim ağırlığı
N_c , N_γ ve N_q	=	Taşıma kapasitesi faktörleri
ξ_c , ξ_γ ve ξ_q	=	Eğim, derinlik, şekil vb için düzeltme faktörlerini temsil eden ortak ifadeler

Kaya yüzeyi üzerindeki bir temel için, $D=0$ 'dır. Eğer temel kaya içine oturtulursa γDN_q ifadesi normalde cN_c ifadesine göre çok küçük olur. Benzer olarak $B\gamma N_\gamma / 2$ ifadesi de buna göre çok küçüktür. Bu sebeplerden dolayı genel ve ılımlı bir tasarım hesaplaması aşağıdaki eşitliğe göre yapılmalıdır (Kulhawy, 1987);

$$q_{ult} \approx cN_c \xi_c \quad (10)$$

Bell çözümü için N_c , aşağıdaki eşitliklerle hesaplanabilir;

$$N_c = 2N_\phi^{0.5} (N_\phi + 1) \quad (11)$$

$$N_\phi = \tan^2 (45 + \phi / 2) \quad (12)$$

Rijit bir kaya kütleli, düşey konsantrik yük, yatay zemin yüzeyi ve $D=0$ durumunda ξ_c için aşağıdaki eşitlik çıkarılabilir;

$$\xi_c = 1 + (B/L)(N_q/N_c) \quad (13)$$

Temel genişliğinin(B) temel uzunluğuna (L) oranının bir fonksiyonu olarak ve

$$N_q / N_c = \frac{N_\phi^{3/2}}{2(N_\phi^2 + 1)} \quad (14)$$

olacaktır.

Geniş aralıklı eklemlerde kırılma, neticede genel bir yenilmeye sonuçlanan temel altındaki **çatlama** ile oluşur. Bishnoi (1968), düşey süreksizlik boyunca iletilen gerilmenin küçük olduğunu kabul ederek dairesel bir temel için nihai taşıma kapasitesini aşağıdaki eşitlik ile açıklamıştır:

$$q_{ult} = J \cdot c \cdot N_{cr} \quad (15)$$

J = Şekil 15' de verilen düzeltme faktörü ve

N_{cr} = Taşıma kapasitesi faktörü

Kare temeller için (15) nolu eşitlik 0.85 ile çarpılır. Goodman (1980), az çok daha ılımlı olan bir tahmin yapmıştır ve düşey süreksizlikler boyunca herhangi bir gerilmenin iletilmediği durumu dikkate almıştır. Bu durum için kabul edilen taşıma kapasitesi faktörü;

$$N_{cr} = \frac{2N_{\phi}^{0.5}}{N_{\phi} - 1} \left[N_{\phi} \left(\frac{S}{B} \right)^{(1 - 1/N_{\phi})} - 1 \right] \quad (16)$$

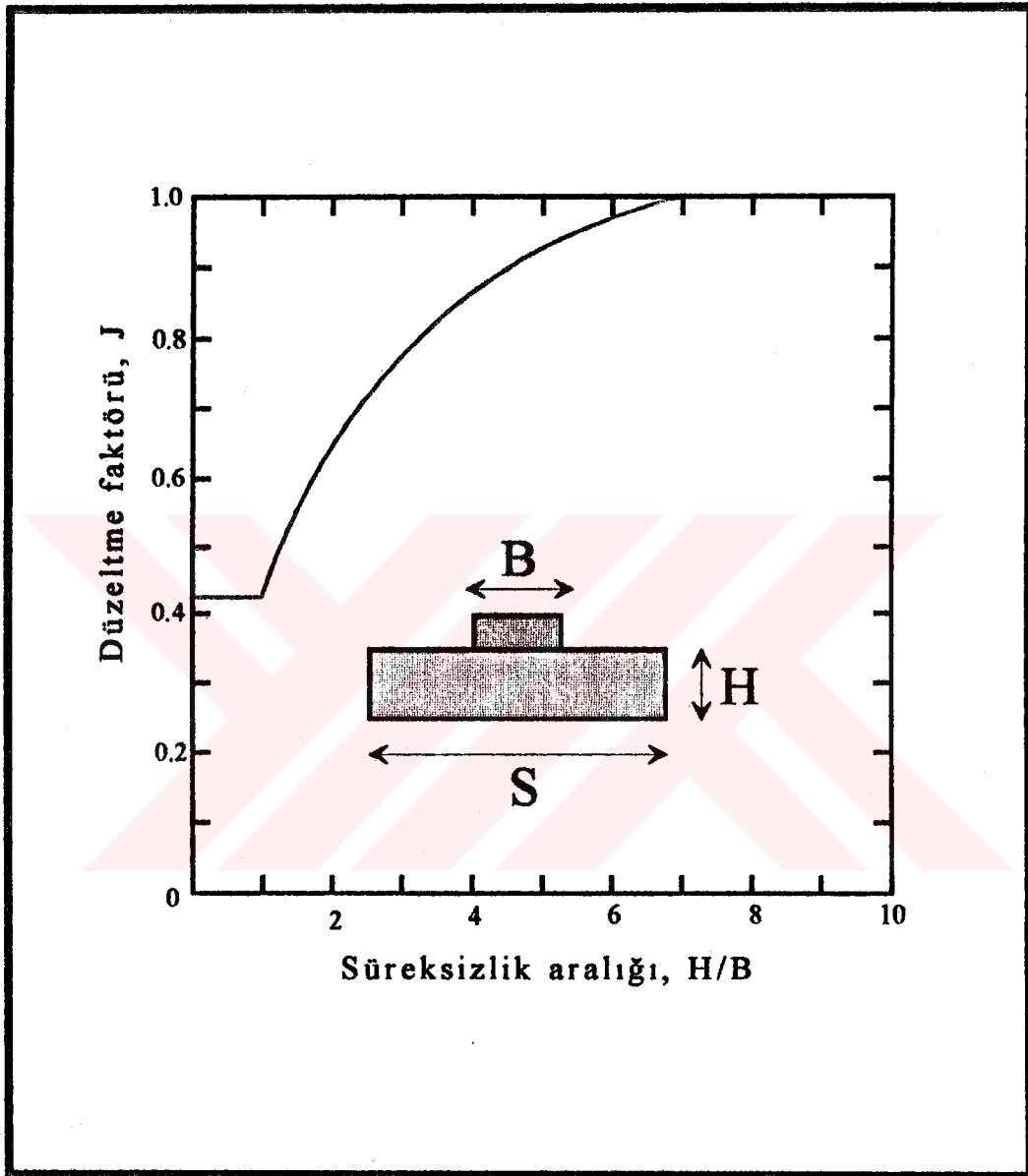
Eşitlik 16'nın oluşumu böyle limit sınırlarda güvenli olacaktır. Çatlamalar ilerleyip genel bir yenilmeye neden olduğu için kırılma v şeklinde gelişir ve üst sınırı temsil eder. Süreksizlik aralığı arttığı için kaya kütlesi açık düşey eklem modeline daha çok benzer. Burada $q_{ult} = q_u$ alt sınırı verir. Bu nedenle çatlama modeli için uygulanabilir limitler;

$$q_u < JcN_{cr} < JcN_c \quad (17)$$

Açık eklem, kapalı eklem ya da geniş eklem modelinin kullanılıp kullanılmayacağını değerlendirmek için yeterli jeolojik veriler yoksa bir $q_{ult} = q_u$ alt sınırı ılımlı olacak bir şekilde seçilebileceği düşünülmüştür.

4.7.2. Mukavemet Parametreleri

Taşıma kapasitesi değerlendirilmelerinde, kullanılan kaya kütlesi mukavemet parametrelerinin önemi büyüktür. Aşağı yukarı aynı şekilde **kaya kütlesi modülü** ve **sıkışması** kaya malzemesinden (süreksizlik içermeyen) daha düşüktür. Dolayısı ile mukavemet de daha düşüktür.



SEKİL 15 Süreksizlik aralığı için düzeltme faktörü (Bisnoi, 1968).

Bununla birlikte süreksizliğin birbirine kenetlenmesi ve pürüzlülüğü nedeniyle mukavemetteki azalma modüldeki kadar büyük değildir. Heuze (1980), numune boyutu artarken içerilen süreksizlik sayısında artması ile tek eksenli basınç dayanımının azalmasına dair mevcut verilerin bir derlemesini sunmuştur. Bu veriler, kaya kütlelerinin tek eksenli basınç dayanımının kaya malzemesine oranla yaklaşık %25-100'lik bir aralıkta olduğunu açıklamıştır. İlk yaklaşım olarak RQD'nin %70'den az olması durumunda indirgeme faktörü için 1/3 değeri uygundur. %70'in üzerindeki bir RQD için indirgeme faktörü % 100'lük bir RQD değerinde 0.8 olacak şekilde doğrusal bir artış göstermektedir.

Kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) için ilişkiler az çok farklıdır. Sert kaya malzemesinde düşük normal gerilmelerde çoğunlukla 60° - 70° 'ye ulaşan bir içsel sürtünme açısı elde edilmiştir. Bu durum için eşitlik 8'deki Mohr-Coulomb kriterleri kullanılarak $c \approx 0.1 q_u$ tanımlaması yapılmıştır. Çok eklemlili kaya kütlelerinde (düşük RQD'li) içsel sürtünme açısı (ϕ), tipik olarak kaya malzemesinin kalıntı içsel sürtünme açısı olan yaklaşık 30° 'ye kadar azalmaktadır (Kulhawy, 1987). Mikalı veya diğer yumuşak levhamsı minerallerin bulunması durumunda, içsel sürtünme açısının yaklaşık 20° 'ye düşmesi beklenebilir. Bununla beraber tipik olarak içsel sürtünme açısının 30° olması durumu ve bir 1/3 'lük q_u indirgeme faktörü için $c \approx 0.1 q_u$ eşitliği geçerliliğini korumuştur.

Yukarıda bahsedilenler Çizelge 6'da verilen önerilmiş tasarım değerlerini gösterir. Bu değerler arazi etüt ve deneylerinin sınırlı olduğu durumlarda, önceki bölümlerde anlatılan uygun küçük yapılar için kullanılmalıdır. Daha büyük ve özel yapılar için uygun in-situ (yerinde) deney sonuçları gerekli olacaktır.

CİZELGE 6 Mukavemet parametrelerinin önerilen tasarım değerleri (Kulhawy, 1978).

<i>RQD</i> (%)	<i>Kaya kütlesi özellikleri</i>		
	<i>Tek eksenli sıkışma dayanımı</i>	<i>Kohezyon</i>	<i>Sürtünme açısı</i>
0-70	0.33q _u	0.1q _u	30°
70-100	0.33-0.8q _u	0.1q _u	30°-60°

q_u= Sağlam kaya karotunun tek eksenli basınç dayanımı

4.8. Kaya Yüzeyi Üzerinde Taşınan Temeller

Kaya kütlesi yüzeyi üzerinde doğrudan taşınan temeller için kaya kütlesinin oturması yukarıda bahsedilen prensiplere göre hesaplanmıştır. Temelin yapısal üyesinin elastik sıkışması için $(yük \times yükseklik) / (Alan \times temel modülü)$ oranı kullanılmıştır. Bu değer daha sonra toplam oturmayı elde etmek için kaya kütlesinin oturmasına eklenmiştir.

Nihai taşıma kapasitesi daha önceden özetlendiği gibi hesaplanıp ve kayacın emniyetli gerilmesini elde etmek için uygun bir güvenlik katsayısı uygulanmıştır. Tipik güvenlik katsayısı değerleri yapının türüne ve jeolojik verilerin kalitesine ve miktarına bağlı olarak 2-4 arasında değişmiştir. Tasarımı, oturma kriterleri kontrol ederse gerçek güvenlik katsayısı daha büyük olabilir.

Zeminde negatif yüzeysel sürtünme oluşması dışında, kaya üzerindeki temellerin tasarımında zemin örtüsü ihmal edilmiştir. Bu düşünce kaya kütlesinin normalde üzerindeki zeminden daha sert ve dayanıklı olmasından dolayı akla yatkındır. Bununla beraber çok derin bir zemin örtü ile birlikte zemin tarafından sağlanan yan direnci hesaba katmak uygun olabilir.

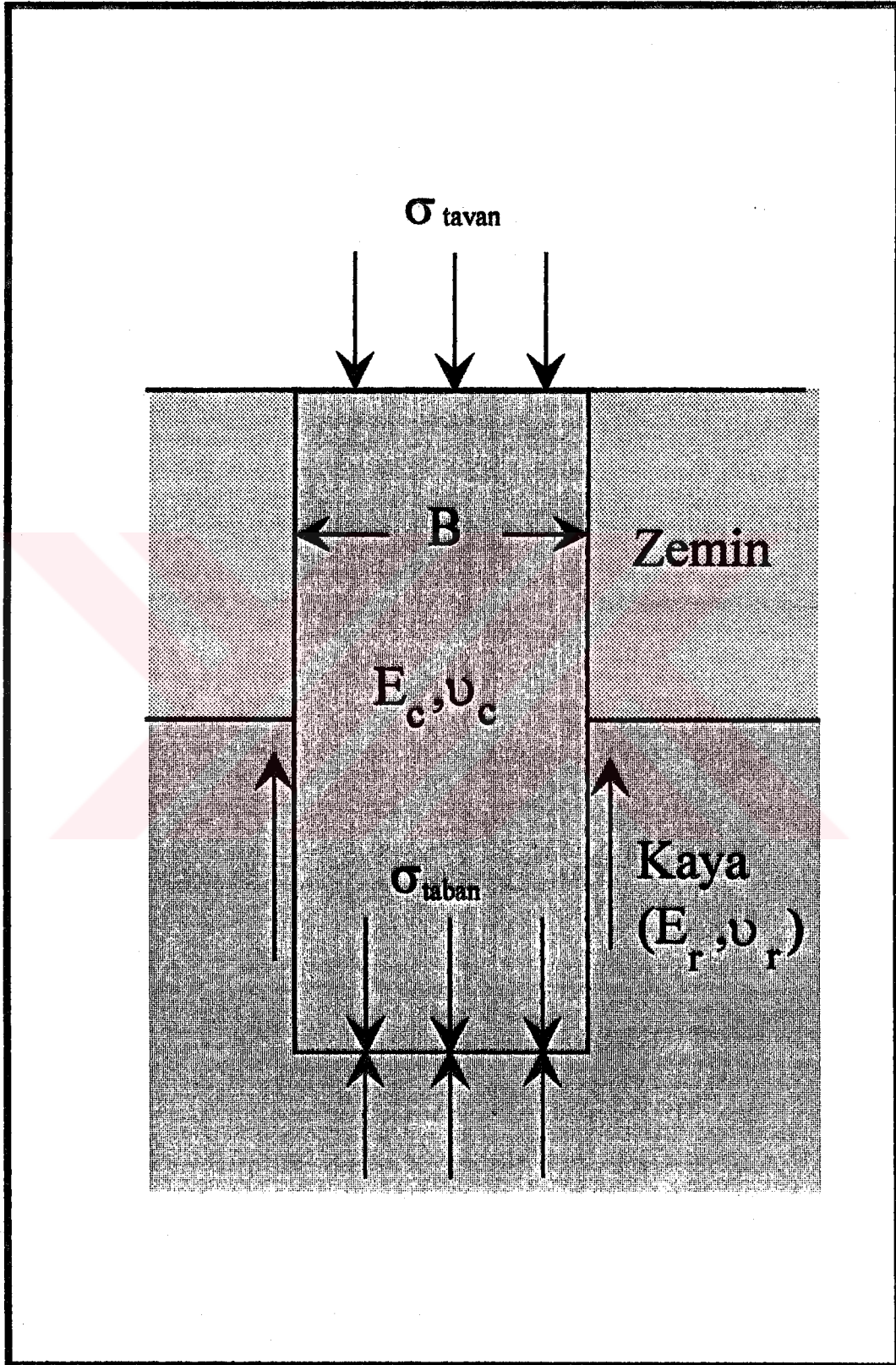
4.9. Kaya İçine Soketlenmiş Temeller

Kaya kütlesinin yüzeyinin kötü kalitede olduğu durumlarda, viyadük ayaklarının temelleri Şekil 16' da gösterildiği gibi kaya kütlesi içerisine soketlenmiştir.

Çok yaygın olarak silindirik delgi şaftı kullanılmıştır. Bu çeşit temeller için üst uçta uygulanan gerilme (σ_{tavan}) çukur uzunluğu boyunca olan yanal direnç ve alt uçdaki doğrudan taşımının bir birleşimi suretiyle desteklenir. Destek üstteki zemin içerisindeki yanal direnç aracılığı ile de sağlanır. Fakat daha önce de belirtildiği gibi bu normalde ihmal edilecek kadar küçüktür.

4.9.1. Yük İletme Mekanizmaları

Kaya içerisine soketlenmiş bir temel yerleştirildiği zaman, destek soket duvarının ve tabanının her ikisi aracılığı ile sağlanır. Fakat yük dağılımı temel çukuru geometrisi, kaya kütlesi relatif sertliği, temel betonunun relatif sertliği, çukur pürüzlülüğü, çukur direnci ve temelin oturmasının bir fonksiyonudur. Tipik olarak 10 mm'ye kadar çıkan küçük deplasmanlarda kaya-temel sistemi aslında elastik bir davranış içerisinde ve yük transferi elastik çözümlerden hesaplanabilir. 10 mm'nin üzerindeki deplasmanlarda soket bağlantısı kırılmaya başlar, kaya ve temel arasında relatif hareket oluşur. Bu esnada, kaya-temel arasındaki dokanak direnci azalmaya başlar ve tabana daha fazla yük iletilir. Devam eden deplasmanlarla, bağlanma tamamen koparak dokanak direnci kalıntı bir değere düşer ve daha fazla yük tabana iletilir. Bu ilerleme 20-30 mm'ye ulaşınca, dokanaklar boyunca tamamen kalıntı değer elde edilir. Taban ucuna iletilecek ilave yükler yeni deplasmanlara neden olur. Fakat bu deplasmanlar soket çapı ile ilişkili olarak en fazla soket çapının % 5-10 ile sınırlıdır.



SEKİL 16 Kaya kütlesi içine soketlenmiş temel (Kulhawy, 1987).

4.9.2. Taşıma Kapasitesi ve Oturma

Tabanın oturma kapasitesi, daha önceki bölümlerde değinilen kayadaki temellerin taşıma kapasitesi hesaplamalarındaki gibi hesaplanmıştır. Çukur derinliğinin fazla olması nedeniyle, eşitlik (9)'daki $\gamma DN_q \xi_q$ ifadesinin göz önüne alınması uygun gibi görünsede, aynı eşitlikte yer alan $cN_c \xi_c$ ifadesine göre daha küçük bir değerde olacağından ihmal edilmiştir.

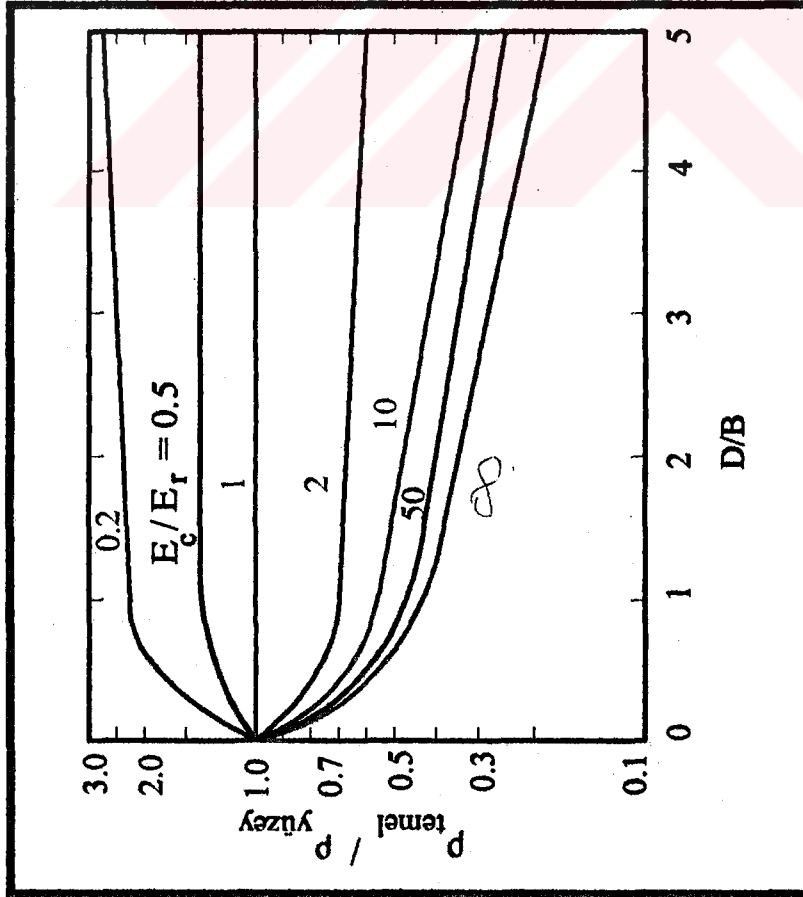
Temel oturması kaya yüzeyi üzerindeki temellerin oturmasına benzer bir yolla da hesaplanabilir. Bununla birlikte oturmalar, temelin kaya içine açılması nedeni ile azalmaktadır. Pells ve Turner (1979) bu problemi, küçük deplasmana sahip bir socketin başlangıç elastik davranışı için mükemmel bağlanmış bir çukur durumuna sonlu elemanlar analizi uygulayarak çözmüşlerdir. Şekil 17 Pells ve Turner çözümüne dayanan uygun oturma düzeltmelerini göstermektedir.

Diğer bir problem de temel tamamen bağlanmadığı zaman ortaya çıkar. Bu durumda yarı-elastik rijit dairesel bir levha için Poulos ve Davis (1974) çözümü uygulanmıştır. Bu çözüm için düzeltme faktörü Şekil 18'de verilmektedir.

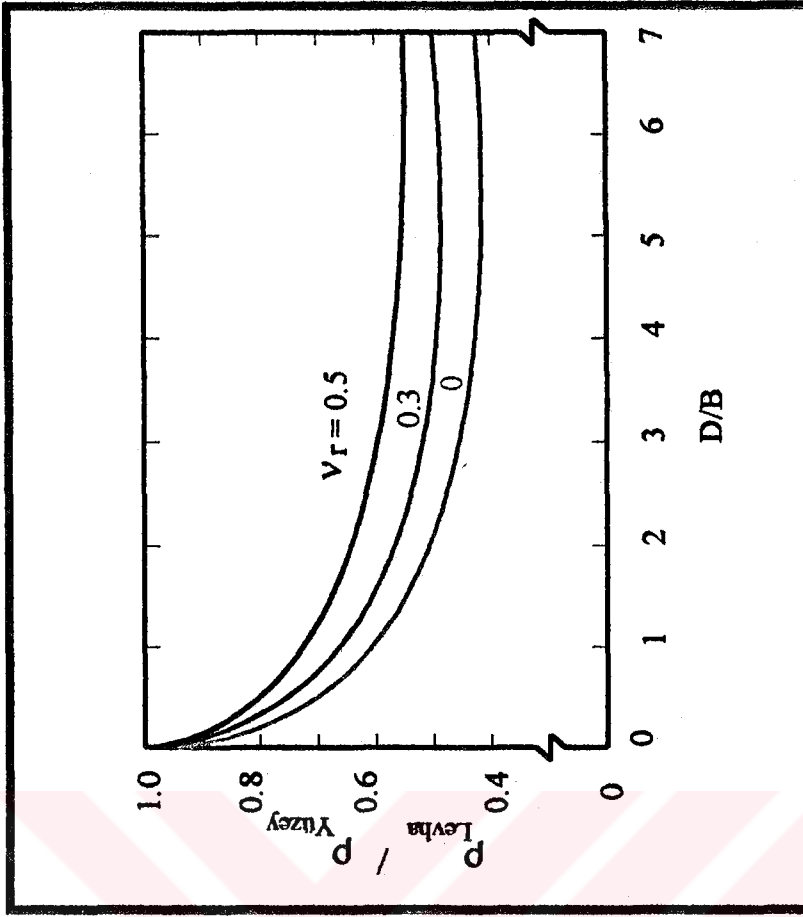
Daha önceden belirtilen kalıntı safhalar ve arada kalan durumlar için bu iki çözümün arasında bir çözüm uygulanmış ve bunlar karşılaştırmalarla tahmin edilmiştir.

4.9.3. Elastik Yük Transferi

Elastik yük transferi herhangi bir bağlanma kopmasından önce oluşur ve Pells ve Turner (1979) bu probleme sonlu elemanlar analizi ile yaklaşmışlardır (Şekil 19). Şekil 19'da da görüleceği gibi, derinliğin artması ile yük transferi de artar. Bu esnada, yanıl dirence karşı transfer edilen yükün büyük bir kısmı için çok küçük bir temel derinliği gereklidir.



ŞEKİL 17 Bağlanmış bir temel çukuru için oturma düzeltmesi (Pells ve Turner, 1979).



ŞEKİL 18 Bağlanmamış bir temel çukuru için oturma düzeltmesi (Poulos ve Davis, 1974).

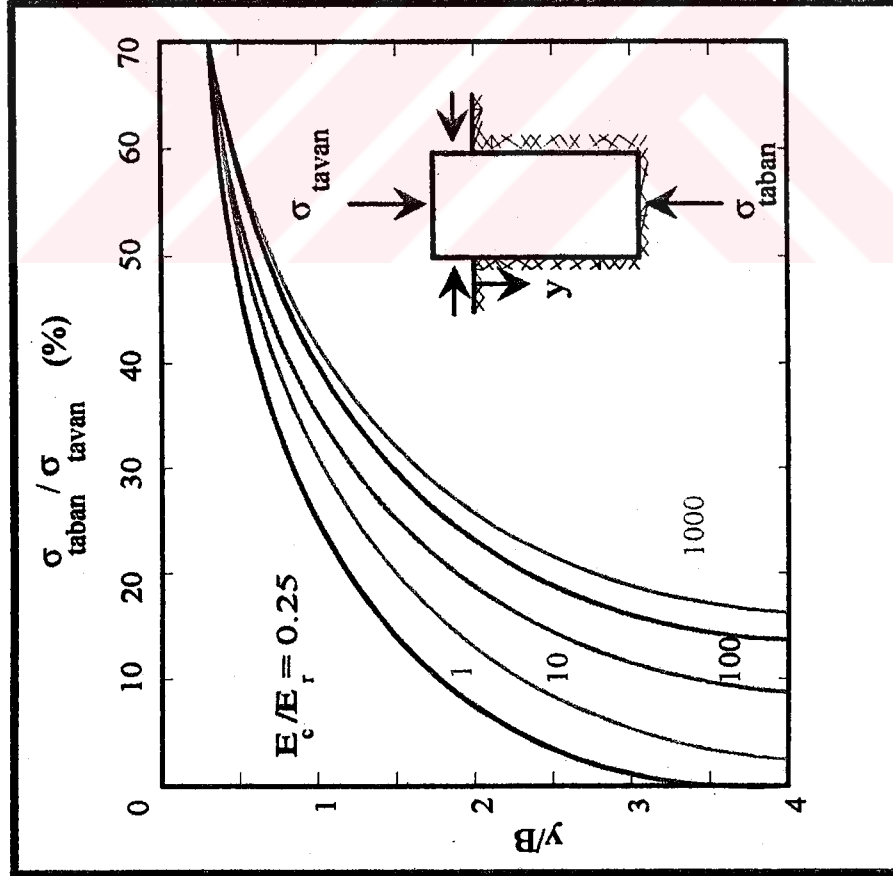
Eğer hesaplanan deplasmanlar 10 mm'den küçük ve bağlanmada kopma henüz oluşmadıysa tasarım için Şekil 19 kullanılabilir. Bununla birlikte bu durum, çukur davranışının arada kalan ve kalıntı safhaları için uygun değildir (Kulhawy, 1987).

4.9.4. Temel Bağlanma Mukavemeti

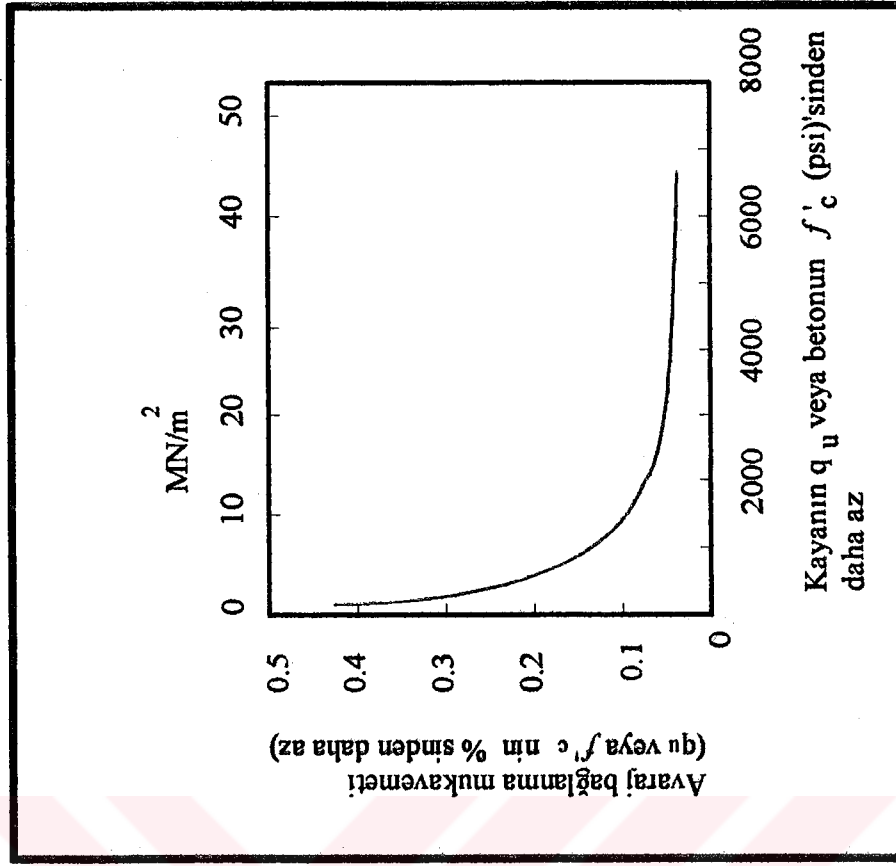
Çok sayıdaki çalışmalar (Rosenberg ve Journeaux, 1976; Meigh ve Wolski, 1979) kayada açılmış temellerin ortalama bağlanma mukavemetini tartışmışlardır. Bu mukavemet betonun (f'_c) veya kaya malzemesinin (q_u) tek eksenli basınç dayanımından daha küçüktür. Şekil 20 Horvath ve Kenney (1979) tarafından önerilen ilişkiyi göstermektedir. Kullanılan verilerin az çok dağınıklık göstermesi ve verilerin yorumu az çok farklı olmasına rağmen, elde edilen ilişkinin yorumu oldukça açıktır. Kaya malzemesi betondan daha dayanıklı olduğu zaman ($q_u > f'_c$) , ortalama bağlanma mukavemeti (yaklaşık $0.05f'_c$) beton tarafından yönlendirilir. Bununla birlikte kaya malzemesinin betondan daha zayıf olması durumunda, ortalama bağlanma mukavemeti kademeli olarak, q_u değeri küçüldükçe, q_u 'dan daha büyük bir değere ulaşır. Daha zayıf kayalar için ($q_u < 5 \text{ MN/m}^2$) Şekil 20 dikkate alındığında, $0.15q_u$ 'dan büyük ortalama bağlanma mukavemeti değerleri, sadece yükleme deneyi onayı, lokal deneyim veya uygun bir yerinde deney programı esnasında kullanılabileceği ortaya çıkar.

4.9.5. Elastik Sürtünmeli Yük Transferi

Soket bağlanmasının kopması ve yük transferinin sadece sürtünme aracılığı ile olduğu esnada, yük transferinin değerlendirmesine bir yöntem sağlamak için Kulhawy ve Goodman (1980) basit bir elastik sürtünmeli model önermiştir. Bu model, sınırsız kalınlığa sahip silindir içinde eksenel sıkıştırma yükü altında genişleyen elastik bir şafta dayandırılır. Bu ikisi arasında sürtünme ile kontrol edilen dokanak vardır.



SEKİL 19 Elastik bir kaya soketindeki yük dağılımı (Pells ve Turner, 1979)



SEKİL 20 Kaya temellerinin bağlanma mukavemeti (Horvath ve Kenney, 1979)

ve Q aşağıdaki şekilde verilir;

$$Q = \frac{\nu_c}{(1 - \nu_c) + (1 + \nu_m)E_c / E_m} \quad (18)$$

ν_c = Betonun Poission oranı

ν_m = Kaya kütlesinin Poission oranı

E_c = Beton modülü

E_m = Kaya kütlesi modülü

Kohezyonsuz bir dokanak için makul bir yaklaşımda eşitlik 18 sadeleştirilebilir.

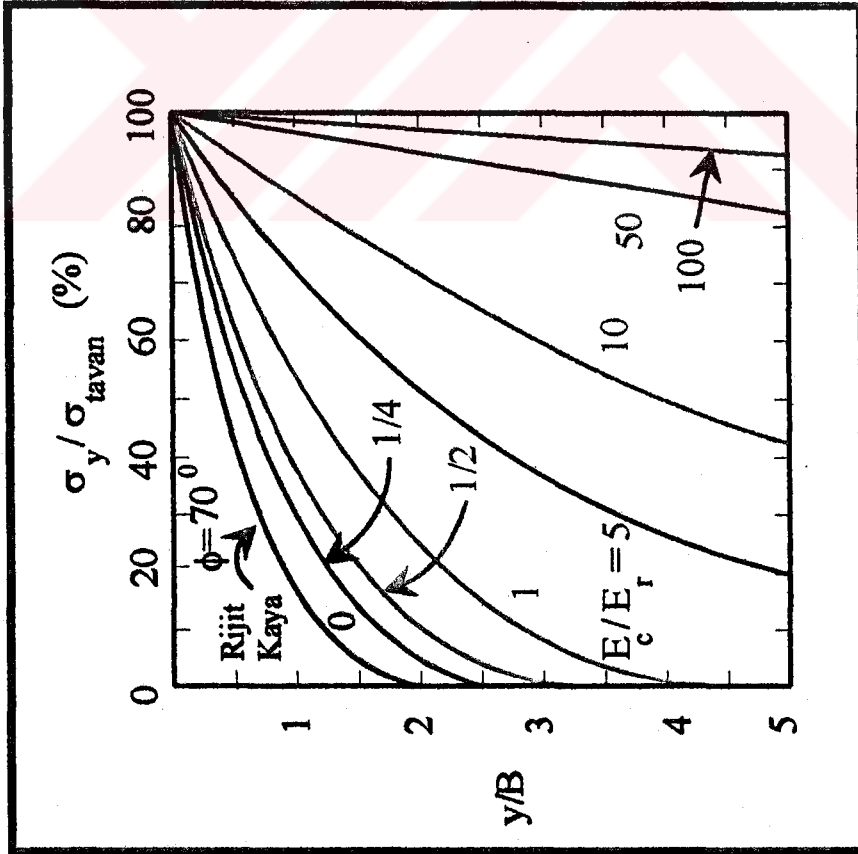
$$\frac{\sigma_y}{\sigma_{\text{tavan}}} = \exp(-4y Q \tan \phi / B) \quad (19)$$

Şekil 21 bu ilişkiyi, bağlanmış bir soket durumunda yüksek bir ϕ değeri olan $\phi=70^\circ$ için göstermektedir. Bu yaklaşımın doğruluğu, Şekil 17 ve 21 ile desteklenmektedir.

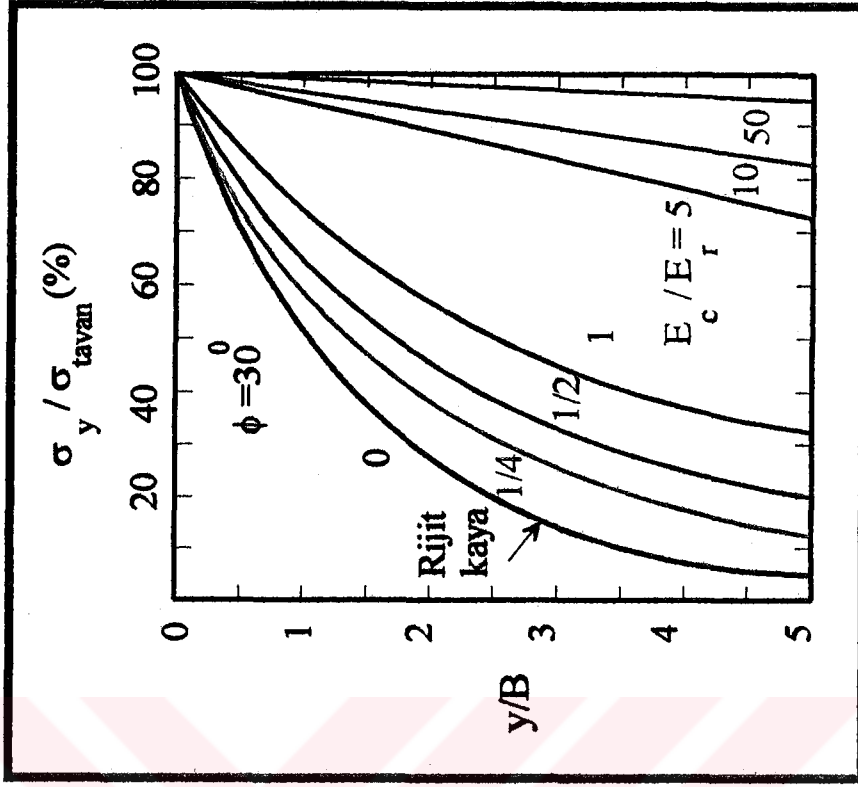
Bu modelin sırasıyla elastikten ara aşamaya ve ara aşamadan kalıntı aşamasına değişen ilk değeri, soketteki yük transferini belirlemektedir. Bu değer ϕ 'nin azaltılması ile bulunabilir. Şekil 22 daha önceden belirtildiği gibi tipik bir kalıntı değer olan $\phi=30^\circ$ için yük dağılımını göstermektedir. Şekil 21 ve 22'den görülebildiği gibi ϕ 'nin azalması ile daha fazla bir yük tabana iletilmektedir.

4.9.6. Tasarım Seçenekleri

Yukarıdaki nedenlere dayanarak iki önemli tasarım seçeneğinin varlığı açıktır. İlk olarak mühendis yük dağılımını değerlendirmek için Şekil 19 ve ortalama mukavemet için Şekil 20'yi kullanarak elastik bir davranış gösteren bir temel çukuru tasarlayabilir. İkinci olarak da mühendis bağlanma kırılmasına ve ara-kalıntı davranışına dayanan soketlenmiş tasarımı Şekil 22'yi kullanarak yapabilir. İkinci tasarım yaklaşımı, limit oturma kriterleri ve tabandaki taşıma kapasitesine bağlıdır.



SEKİL 21 $\phi = 70^\circ$ olan elastik-sürtünmeli bir kaya temeli içerisindeki yük dağılımı (Kulhawy ve Goodman, 1980)



SEKİL 22 $\phi = 30^\circ$ olan elastik-sürtünmeli bir kaya temeli içerisindeki yük dağılımı (Kulhawy ve Goodman, 1980)

4.10. Temel Projelendirilme Çalışmaları

Yamaç duraylılığı ve nehir erozyonu gözönüne alınarak Viyadük-4' ün aşağıdaki lokasyonları için temel tipleri belirlenmiştir.

Nehir erozyonu etkisinde kalan lokasyonlar: Sol P7, P8, P9 orta ayakları

Yamaç duraylılığına konu olan lokasyonlar:

Dik kaya yüzeyi - sol, P2 orta ayağı ve kenar ayak AB 11

-sağ, P2, P10, AB 11

Dik kolüvyon yamacı -sol, P9, P10

-sağ, P9, P10

Yukarıda belirtilen temel lokasyonları, ya farklı oturmanın kontrol edilmesi gerektiği dik kaya dokanakları ya da iyileştirme önlemleri gerektiren dik kolüvyon yamaçları tarafından kontrol edilmektedir. Sömel temel seçeneği AB11sol/sağ (L/R) kenar ayakları ve P10 sağ (R) orta ayak için düşünülmüş fakat aşağıdaki nedenlerle kabul edilmemiştir.

- a) İnşaat Sorunları
- b) Çok değişken kaya derinliği
- c) Ekonomi

Çok değişken kaya derinliği ortaya orta ayak ya da kenar ayak yüksekliğini arttırmakla kayaya ulaşamama sorununu ortaya çıkarmakta ve artan yamaç molozu ve kolüvyon derinliği ile destek önlemlerinin inşasını zorlaştırmaktadır. Her iki durum da önemli bir sorun yaratmaktadır. Öncelikle artan sütun ya da kenar ayak yüksekliği yapıdaki momentleri aşırı arttırmaktadır. Dahası artan yüklerle yapının artan toprak kuvvetlerine karşı koyması gerekmektedir. Her iki durumda ekonomik olarak kabul edilmeyecek düzeyde bir yapının inşasını gerektirmektedir. Kenar ayaklar özelinde yüksekliğin 5 m artması gerekebilir. Bu da yapı maliyetini artan toprak basınçları nedeni ile önemli miktarda yükseltir. Dahası yapıda yaratılan yanal kesme ve momentler ekonomik olmayan limitlere yükselir.

Sömel temel kazılarının inşaat riskleri nedeniyle kabul edilmemesi yanında, bu tip temellerin ekonomik açıdan da uygun olmadığı saptanmıştır. Bu nedenlerle tek pratik çözümün uygun ankraj veya plaka ile kayaya tutturularak yapının enine hareketinin önlendiği kazıklı temeller olduğu sonucuna varılmıştır. Bu çözümde kazık ve ankraj uzunlukları gerçekte karşılaşılan duruma göre uyarlanabileceğinden anakaya derinliğindeki birkaç metre oynama kritik olmayacaktır. Dahası bu ankraj ya da kazık boylarındaki küçük değişimler, kazık başlığı sabit kalacağı ve yamaç molozu derinliği destek gerektirmeyeceği için inşaat riskini arttırmayacaktır.

Bütün diğer lokasyonlarda sömel temeller yoğun alüvyonal toprağa ve AB1 L/R ‘ de kayaya oturacaktır. Bununla birlikte kaya etkisi (ve olası farklı oturma) nedeniyle yüksek depremsellik tehlikesi, bölgedeki faylarla birlikte düşünüldüğünde bütün temellerin sağlam kütleyle ankrajlanması tercih edilmelidir. Bunu gerçekleştirmek için temeller ya anakaya üzerine oturtulmalı veya gerilmeleri derin toprak kütleline ileten kazık grupları kullanılmalıdır. Standart 1.65 m kazıklar kullanılması uygun görülmüştür.

Yüklerin kazıklardan kayaya anında iletilmesi projelerinde kullanılan toprak ve kaya parametreleri presiyometre deney sonuçlarından elde edilmiştir. Fakat uzun dönem yamaç duraylılığı incelemelerinde kullanılan daha tutucu değerler ya dairesel kesme deney sonuçlarından veya Kızlaç bölgesindeki duraysız alanlarda gerçekleştirilen geri analiz sonuçlarından elde edilmiştir. Sonuç olarak bir grup parametre tamamen yerinde, gömülü koşullarda diğer bir grup parametre ise aşırı gerilme potansiyeli ve serbest yüzey olan kesimlerde kullanılmıştır.

4.10.1. V-4 Viyadüğü İçin Temel Seçeneklerinin İncelenmesi

Toplam duraylılık kontrol edilip yeterli bulunduğundan sonra çakıl üzerine inşaa edilecek olan sömel temellerin taşıma kapasitesi presiyometre deney sonuçlarından elde edilmiştir. Bu hesaplarda sellenme etkisiyle çakıl zeminde oluşabilecek gevşemeyi karşılamak için % 30 azaltma uygulanmıştır.

Milli, killi çakıl ve blok çökellerinden elde edilen limit basınç ($p1^*$) değerleri 1300-2700 kPa arasında değişmektedir. Bu ise teorik olarak her iki taşıt yolundaki P10 orta ayağında, sömel temellerde yüksek taşıma kapasitesi vermektedir. Bununla birlikte yüksek deprem riski ve bölgedeki fayların varlığı **derin temel** seçeneğini haklı kılmaktadır. Bu derin temel projelerinde 1.65 m çaplı kazıklar kullanılmıştır. Bu kazıklar el kazısı veya iri blokla karşılaşılması durumunda (muhtemelen 1-2 m) keski (chiselling) kazısı ile yerleştirilmelidir. Kenar ayak AB1 lokasyonunda çok sağlam metakuarsit yüzlek vermektedir. Bu durumda ise kazıklı temel pratik olmamakta, **sömel temeller** önerilmektedir.

Sondajlarda tanımlanan kaya koşulları yetersiz sondaj teknolojisi nedeniyle gerçek durumu yansıtmamaktadır. Sondaj kaya tanımları yüzey koşulları ile karşılaştırıldığında çift tüplü karotiyerle yapılan delgilerde kaya kalitesinin olduğundan daha düşük çıktığı anlaşılmaktadır. Sondaj tutanaklarındaki bu noksanlık temel projelerinde gözönüne alınmıştır.

4.10.2. Temel Önerileri

Takip edilen genel projelendirme işlemleri sonucunda, AB1 kenar ayağı hariç bütün orta ve kenar ayak temelleri kazıklı temel şeklinde projelendirilmiştir. AB11 L ve R temellerinde ise kayaya oturan sömel temel önerilmektedir.

Bu viyadük temelleri 3 gruba ayrılmış ve presiyometre deney sonuçlarını kullanarak projelendirilmiştir. Grup 1 alüvyonal topraktaki derin temelleri, Grup 2 eğimli anakaya yüzeyine uzanan kazıklı temelleri, Grup 3 ise kayaya basamaklı olarak oturan sömel temelleri içermektedir.

4.11. Taşıma Kapasiteleri

Grup 1: Her iki taşıtyolundaki 3'den 9'a kadar olan (P3-9 arası, 9 dahil) orta ayakları ve sol taşıt yolu üzerindeki orta ayak10 (P10).

Bu yapılar kalınlığı 25 m'yi geçen alüvyon içinde temellendirilmekte olup kazıklı temeller önerilmektedir.

Q_{PAL} , Q_{TRANS} , Q_{EQ} ve Q_{UPLIFT} yük koşullarındaki proje basınçları için kazık uzunluklarını vermektedir. Kazık başlığı alt tabanından kazık uzunluğunu en az 10 m almak gerektiği düşünülmektedir. Bu uzunluk öncelikle olası erozyon ve sapmaya karşı yüksek güvenlik katsayısı sağlamak için ve diğer ayakların masif kayaya oturması nedeniyle seçilmiştir.

Grup 2: Her iki taşıt yolundaki 2 nolu, sağ taşıtyolundaki 10 nolu orta ayaklar ve her iki taşıtyolundaki kenar ayak 11 bu gruba dahildir. Bir ankraj sistemi geliştirilerek yanal kesme kuvvetleri karşılanmıştır.

Kaya ile sığ derinlikte karşılaşılması mümkün olup kazıklar iyi kayaya en az 2.0 m soketlenecektir. Kenar ayaklarda yüzdeki ankrajlarla desteklenen kaya üzerindeki zemine dayanmaksızın sıkışma durumundaki kazık kapasitesi yalnızca kayadaki destekten elde edilmektedir. Bununla birlikte gerek olması halinde kaldırmaya karşı koyacak toprak mevcuttur.

P10R 'de kaya eğimi oldukça diktir ve kazık çakma sistemi gerek kazıkların kayaya 2.0 m soketlenmesi durumu ve gerek toprağa çakılma durumu için tasarlanmıştır. Bu ikinci durum için dik eğimli kaya yüzeyi kazıkların altına indirilmiştir ve hesaplar gerekli kapasitelerin yine de sağlandığını göstermektedir. Bununla birlikte kazıkların toprak içinde olması durumunda hesaplar oturma farkını minimuma indirmek için kazıkların minimum 11 m ile 22 m arasında değişen, aynı uzunlukta olması gerektiğini göstermektedir. Gerilmelerin kuzeyde kıyı seviyesinin altına aktarılmasını sağlamak amacıyla en kısa kazık uzunluğu 11 m veya kaya içine 2 m olarak saptanmıştır.

Grup 3: Heriki taşıtyolundaki 1 no'lu kenar ayak ve bütün kanat duvarları

Çizelge 7’de Viyadük-4’ü oluşturan çeşitli alt yapıların yerleştirilecekleri formasyonlara göre gruplandırılmaları gösterilmektedir.

ÇİZELGE 7 Viyadük-4 yapılarının formasyonlara göre gruplandırılması

FORMASYON	YAPI	GRUP
Çakıl	P3’den P9’a kadar(9 dahil) ve sol taşıt yolu üzerindeki P10	1
Metakuvarsit üzerinde çakıl	P2, sağ taşıt yolu üzerindeki P10 ve AB 11	2
Metakuvarsit	AB 1	3

4.11.1. I. Grup Yapılar İçin Taşıma Kapasitesi Hesaplamaları

Net limit basınç P_L^* ve presiyometre modülü E_p ‘nin presiyometre deneyinden elde edilen sonuçları Çizelge 8’de görülmektedir.

ÇİZELGE 8 Presiyometre deneyinden elde edilen P_L^* ve E_p değerleri.

DERİNLİK (m)	P_L^*	E_p (kPa)
2	1580	3500
4	1860	37890
6	2140	40780
8	2420	43670
10	2700	47560
≥12	2700	48000

13 m. x 13 m. olan kazık başlığı kullanılmış olup

B= 1.65 m. (kazık çapı)

D= 3.5 m. (Temel derinliği)

$$A = 2.138 \text{ m}^2$$

$$L = 10 \text{ m. (Kazık uzunluğu)}$$

Uç taşıma gücü,

$$D = 3.5 + 10 = 13.5 \text{ m.}$$

$$D/B = 13.5/1.65 = 8.2$$

$$P_L^* = \sqrt[3]{2420 \times 2700 \times 2700 \times \%70} \rightarrow \text{Fazlayana indirgeme faktörü}$$

$$P_L^* = 1822 \text{ kPa bulunur.}$$

$$q_L^* = k P_L^* \quad (21)$$

formülünde; q_L^* = Net ortalama taşıma kapasitesi ve k = Taşıma kapasitesi faktörü olmak üzere,

$$q_L^* = 5.3 \times 1822 \text{ 'den } q_L^* = 9.656 \text{ kPa bulunur.}$$

Kazıklardaki uç dayanım ise;

$$P_{uç} = q_L^* \times A \quad (22)$$

formülünden

$$P_{uç} = 9.656 \times 2.138 \text{ m}^2 = 20.646 \text{ kN şeklindedir.}$$

Yan direnç şu şekilde hesaplanır;

$$F_L = 82 \text{ kPa} \quad P_s = 82 \times \pi \times 1.65 \times 10 \text{ m.} = 4.248 \text{ kN olarak bulunur.}$$

Kabul edilen kazık yükleri;

$$P_{PAL} = \frac{20.646}{3} + \frac{4.248}{2} = 9.007 \text{ kN} \quad P_{TRANS} = 1.25 \times 9.007 = 11.260 \text{ kN}$$

$$P_{EQ} = 1.33 \times 9.007 = 11.980 \text{ kN} \quad P_{PAL \text{ KALDIRMA}} = \frac{4.248}{2} = 2.124 \text{ kN}$$

$$P_{EQ \text{ KALDIRMA}} = 2.124 \times 1.33 = 2.824 \text{ kN hesaplanmıştır.}$$

Benzer şekilde net limit basıncı 3300 kPa'nın üzerinde olan metakuarsit için de hesaplamalar yapılmış ve sömel temel kullanılması önerilmiştir. Hesaplanan net müsaade edilen taşıma kapasiteleri:

	AB1-SağTaşıtyolu	AB1- Sol Taşıtyolu
q_{PAL}	1762 kPa	3219 kPa
q_{TRANS}	2203 kPa	4042 kPa
q_{EQ}	2343 kPa	4281 kPa

4.11.2. Köprü Yükleri

Çizelge 9’da, Viyadük-4 için PAL ve EQ koşullarında ayaklarla taşınan en fazla gerilmeleri (yükleri) özetlemektedir. Orta ayak yükleri plastik mafsallı-multi spektral incelemelerden elde edilmiş ve kenar ayak yükleri plastik olmayan mafsallarda çalışma gerilmeleri incelemelerinden alınmıştır.

En fazla deprem momenti orta ayaklar için 178800 kN/m olup, buna karşılık gelen en fazla dikey yük 38960 kN’dur. Bu momentin 9’lu kazık grubuna dağılımı kazık başına en fazla 10290 kN basınç sağlar ve kaldırma kuvveti 1631 kN olur. Kenar ayaklardaki yükler çizelgede gösterildiği gibidir.

ÇİZELGE 9 Viyadük-4 için PAL ve EQ koşullarında ayaklarla taşınan en fazla köprü yükleri

Yük Koşulu	Orta Ayaklar (9 kazıklı grup ve 5 m) P(kN)	Kenar Ayak II P (kN)		Kenar Ayak I (kN/m)	
		SağT.Y	sol T.Y.	SağT.Y	SolT.Y.
PAL	4913	7962	3200	130/418	42/86
EQ	-1631/ 10290	-3640/ 14710	3494	0/1171	0/329

-- = Kaldırma, + =EQ koşullarında yapıdaki toplam kesme, kN cinsinden

4.12. Kazık Başlıkları

Özellikle AB1 ve AB11 'de çok sağlam kayanın sığ derinlikte bulunması nedeniyle aşağıda belirtilen noktalar tercih edilmelidir.

- Sömel temeller AB1 'de mümkün olduğunca sığ derinliğe oturtulmalıdır.
- AB11'de kazık başlığı yüzeye ya da mümkün olduğunca yüzeye yakın inşaa edilmelidir. Böylelikle en fazla kaldırma gelişebilir.
- Kayaya 1-2 m'den daha fazla girmenin pratik olmayacağı düşünülmektedir.

4.13. Yamaç Stabilitesi

Viyadük alanındaki yukarı ve aşağı yamaçların stabilitesi incelenmiş ve aşağıda tartışılan olası duraysızlıklar belirlenmiştir. Öncelikle Janbu'ya göre yeraltısuyunun olmadığı koşullarda dairesel kayma incelenmiş, daha sonra da aynı yamaç deprem durumu için analiz edilmiştir. İkinci olarak da yeraltısuyunun olması halindeki yamaç duraylılığı incelenmiş ve bu durum için de deprem olması halindeki yamaç stabilitesi analizi yapılmıştır (Ek 2). Elde edilen güvenlik katsayısı sonuçları aşağıdaki çizelgede verilmektedir.

ÇİZELGE 10 Dhm üzerindeki yamaç molozu için yapılan duraylılık analizi sonuçları (Dairesel)

Ortam Koşulları	Güvenlik Katsayısı
Kuru-Depremsiz	1.533
Kuru-Depremli	1.028
Yas var-Depremsiz	0.785
Yas var-Depremli	0.525

Aynı yamaç Janbuya göre olan düzlemsel analiz ile de incelenmiştir (Ek 3). Bu analiz sonuçları da Çizelge 11’ de görülmektedir.

ÇİZELGE 11 Dh m üzerindeki yamaç molozu için yapılan duraylılık analizi sonuçları (Düzlemsel)

Ortam Koşulları	Güvenlik Katsayısı
Kuru-Depremsiz	1.970
Kuru-Depremli	1.270
Yas var-Depremsiz	1.005
Yas var-Depremli	0.645

Yukarıda elde edilen sonuçlar metakuvarsitin (Dhm) en düşük kohezyon (c) ve en düşük içsel sürtünme açısı (ϕ) değerleri için elde edilmiştir. Metakuvarsitin c’si 40-250 kPa ϕ ’si 25° - 40° arasında değişmektedir. Bu değerlerin yüksek olanları kullanıldığında güvenlik katsayısının da yükseldiği görülmüştür.

Deprem koşullarında (0.2 g) 1.1 ‘den daha yüksek ve statik koşullarda 1.5 ‘den daha yüksek güvenlik katsayısının yeterli olduğu düşünülmüştür.

4.13.1. AB1 L/R

AB1 civarında yapılan bütün yamaç duraylılığı incelemeleri olumlu sonuç vermiştir. Bu yamaçların kritik olmadığı saptanmıştır. Bu temel ayaklarının ikisi de sağlam kaya içerisine tutturulmuştur. Gözlenen seyrek fissürler ayaklarda kayma düzlemi oluşturmak için yeterli değildir. Bu durumda duraylılık analizleri gerekmemektedir. Şev akışı kenar ayak seçeneği de düşünülmüş olup teorik olarak duraylı bulunmuştur. Bununla birlikte, dolgu boyunca akışın düzensiz şekli nedeni estetik nedenler ve ters kenar ayak çakıştırması sebebi ile dik duvarlı kenar ayak kullanılması önerilmektedir.

4.13.2 Orta Ayak 9, 10 ve Kenar Ayak 11(Her iki taşıyolu için)

Sahanın doğu ucunda yamaç molozu birikimi oldukça fazla olup, yapıların yamaç yukarısına epey uzanmaktadır. Buradaki ana sorunlardan bir tanesi yamaç molozu kalınlığının sondajlarla tam olarak belirlenememesidir. Tünel-2 girişi ve viyadük alanında yapılan çalışmalardan elde edilen anakaya derinliklerinde önemli miktarda değişiklik bulunmaktadır. Bu durumun anakaya sınırının çok düzensiz oluşundan kaynaklandığı düşünülmektedir. Bir çok kesitte düşünülen anakaya sınırı gösterilmiş olmasına karşın bunların tamamen doğru olduğunu düşünmemek gerekir. Bu nedenle bu bölgedeki herhangi bir projede özellikle yamaç molozu kalınlığının arttığı T2 batı girişinde, proje arazide karşılaşılan gerçek koşullara göre uyarlanabilecek biçimde hazırlanmalıdır.

T2 giriş alanı-viyadük sınırında, yani kenar ayakların yukarısında hemen batısında, yukarı yamaçdaki molozun duraylılığını sağlanmalıdır. Yamaç molozu kalınlığı değişken olsa da ve büyük yüzen bloklar içerse de aşağı yamaçların duraylılığı sağlanarak bunların viyadük temellerine ek yük getirmesi önlenmelidir.

Çeşitli seçenekler düşünüldükten sonra seçilen projenin temel özellikleri aşağıda verilmiştir.

- a) Yamaç molozlarının stratejik bir noktada tutulması
- b) Aşağıdaki viyadük temellerini saran kolüvyona etki eden itici kuvvet oluşturabilecek olan yamaç molozunu bu çizginin altından kaldırmak
- c) Bütün yatay deprem kuvvetlerine karşı koyacak olan ankrajları yerleştirerek toprak yamaçlara ek kuvvet gelmesini engellemek. Dikey kuvvetler doğrudan kazıklarla taşınacaktır.

Viyadük için düşünülen temel tipi seçenekleri kazık grubu sistemi, kazıklı sistem ve kayaya derin kazıdır. Güzergahı korumak yamaç molozunun bloklu yapısı nedeniyle çok zor olacağından kazık grubu seçeneği iptal edilmiştir. Kazıklı sistem ve derin kazı seçeneği ekonomik açıdan da incelenmiş olup kazık sisteminin derin kazıdan daha ucuz olduğu anlaşılmıştır. Dahası derin kazılarda kenar ayak veya orta ayak yukarısındaki

yamaç molozunun duraysızlığı tehlikesi bulunmaktadır. Bu nedenle derin kazı seçeneği hem ekonomik hem de teknik açıdan uygulanabilir değildir.

4.13.3. Toprak Yamaçların Yapısal Yüklerle değerlendirilmesi

Viyadük-4 alanında yamaçlara ek yükler eklenmediği için bu projede bütün yapısal dikey yükler kayaya doğrudan kazıklarla taşınacak ve ankrajlar yatay kuvvetleri karşılayacaktır. P2 sol/sağ ve P10 sağ orta ayaklarında yatay kuvvetleri karşılamak için kablo ankraji ve AB11 'de kablo ankraji ile birlikte kesme plakası kullanılacaktır.

4.13.4. Ankrajlar

Bunlar yüksek akma dayanımlı yüksek karbon gevi dişli çubuklar, yüksek dayanımlı yüksek karbon dişli çubuklar (UTS 1080 ve 1230 N/mm²) ve 7 telli süper düşük gevşemeli halatlardır (Resim 3). Şartname piyasada bulunan diğer halat tiplerinin kullanılmasını engellemektedir.

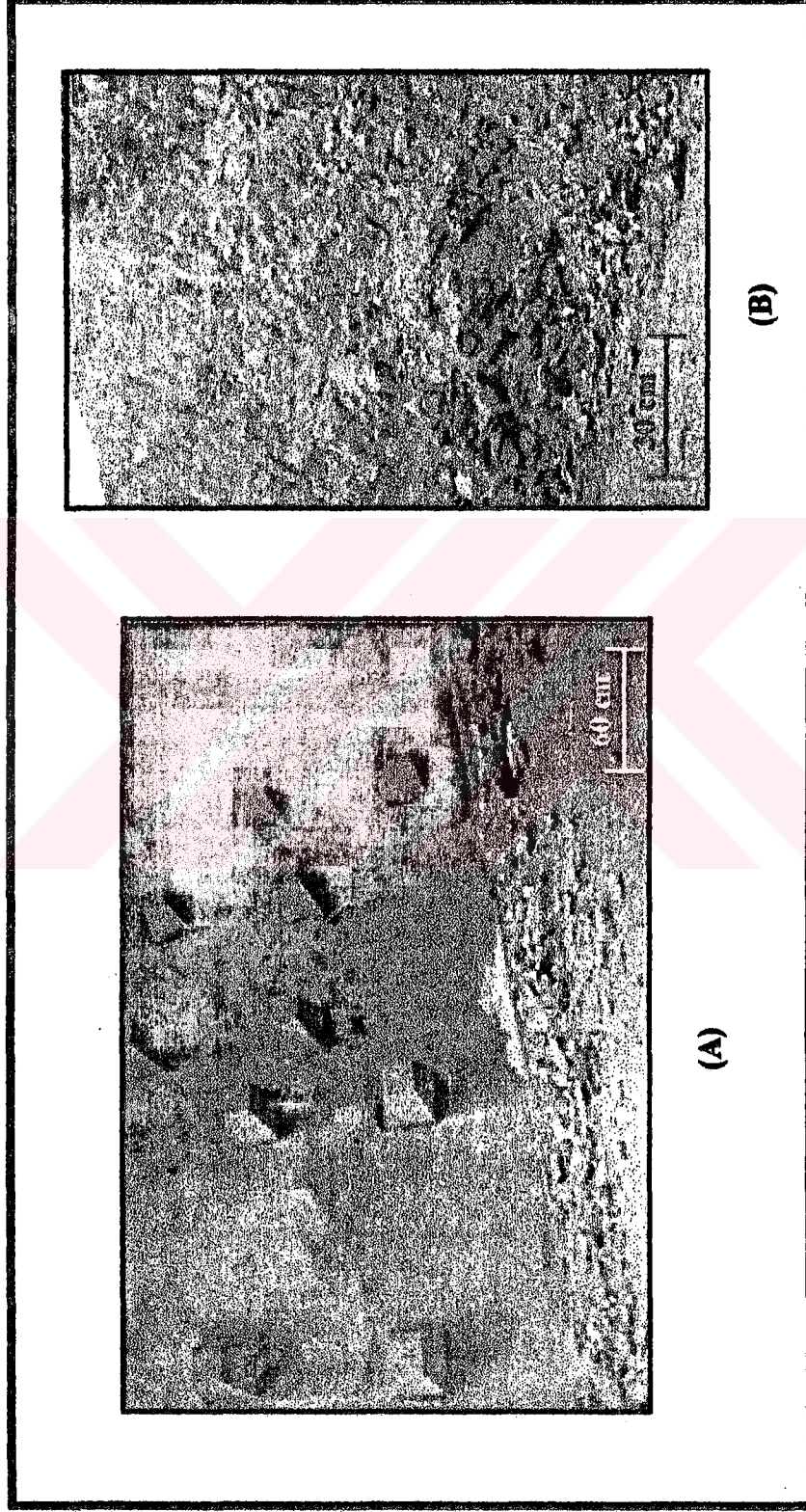
Aşağıda belirtilen proje standartları da belirlenmiş ve kullanılmıştır:

- 1) Püskürtme beton destekli yamaçlarda aşağıda listesi verilen gerilmesiz, kapsülsüz ankrajlar 40 mPa dayanımlı betonla birlikte kullanılmıştır.
- 2) Viyadük yapısının bir parçasını oluşturan ankrajlar için, kapsüllü ankrajlar 40 mPa dayanımlı beton ve 40 mm halatı kaplaması ile birlikte kullanılmıştır.
- 3) Boşluk veya parçalı kaya belirtilen yerlerde 6 m'den uzun eğik ve dik mikro kazık kullanılan yerlerde az kaplama ve basınçlı enjeksiyon uygulanmıştır.
- 4) Enjeksiyonlu halatlar için nervür dişliden itibaren en az örtü veya en fazla halat çapı aşağıda verilmiştir.

KAPSÜLSÜZ

mm

38.5	kayada basınç enjeksiyonlu dik halatlar için
45	kayada basınçsız harçlı dik halatlar için
48.5	toprakta basınç enjeksiyonlu dik halatlar için



Resim 3 Ankraj (A) uygulamasının gerçekleştirildiği metakuarsitler (B).

- | | |
|----|---|
| 55 | toprakta basınçsız harçlı dik halatlar için |
| 45 | kayada basınç enjeksiyonlu eğik halatlar için |
| 55 | toprakta basınç enjeksiyonlu eğik halatlar için |
| 55 | kayada basınçsız harçlı eğik kısa halatlar için |
| 65 | toprakta basınçsız harçlı eğik kısa halatlar için |

KAPSÜLLÜ KAPLAMA

Kaplama halatlarda sondaj çapı halat çapından en az 4 kat fazla olmalı ve oluklu plastik kaplama kalınlığı en az 40 mm olmalıdır.

Kavrama tertibatı kullanılmış ise en az kuyu çapı elde etmek için kaplama bu tertibatın üstüne uygulanmalıdır.

- 5) 20 MPa püskürtme beton ACI 506-66 standartına ya da diğer uygun kodlu standarta göre uygulanmalı ve karışımın ıslah harmanlama olması tercih edilmelidir.
- 6) En uygun kaliteyi sağlamak için ankraj çubukları yataydan 15°-30° eğimli olmalıdır.

4.13.5. Kazı Ayrıntıları

AB11 sol kenar ayağında uygulanan geçici kazı yöntemi, bitmiş yarmanın 100 mm dışında dik ön çatlatma sistemidir. Bu durumda püskürtme beton yüzeyi ve ankraj kullanmak olanaklı olacaktır. Kayanın sağlam olmasına ve pürüzlü süreksizlikler içermesine karşın bu durumu ihtiyatla değerlendirmek gerekmektedir. Çünkü:

- a) Kaya yüzeyi değişken ve çok eğimli
- b) Doğal ve patlatma nedenleri ile yerel folyasyon süreksizlikleri ve kaya plakaları oluşması olasıdır.

Bu sistem eğimli yamaçlara göre daha çok tercih edilmelidir. Çünkü bu sistem kaya derinliğinin önceden belirlenmesine olanak sağlar ve projede bulunan dik basamakları

en iyi koruyacak sistemdir. Çok az miktarda 2 m tipik aralıklı 236 kN UTS Grad. 60 ankrajlar kullanılmıştır. Çok özel süreksizliklerin bulunması durumunda bu plan biraz değiştirilebilir. Verilen püskürtme betonu ve geçici ankrajlar bu durumda kısıtlı küçük olasılıklara karşı bir önlem olarak değerlendirilmelidir. Kazık başlığı ve kesme plakası arasındaki dik yarma için yüksek seviyeden yapılacak bir düşey yarma tekrar sağlanmıştır. Bu uygulama ankraj plakası altındaki kazı/patlatma nedeniyle zayıflayabilecek veya bir ön yarma kullanılmadığı taktirde hasar görebilecek kayanın köşesini korumak için sağlanmıştır. Bu önlem ayrıca inşaata da yardımcı olacak ve kütle betonda köşenin şekillendirilmesinde aşırı kalıp kullanılma gereksinimini ortadan kaldıracaktır. Dar alanlarda ankrajların uzunluğu 2 m’de tutularak el aletleri ile yerleştirilmesi sağlanmıştır. Kritik basamak oluşumları için (ankor kuvvetleri ile en alt düzeyde gerilenler için) kontrollü dikey patlatmadan kaynaklanabilecek fazla zararı engellemek için kesin yüzey kazılarında kırıcılar kullanılmalıdır. Duraylılık nedeni ile inşaat en üst seviyedeki temel yamacının en üstünden başlamalı ve aşamalı olarak aşağıya doğru devam etmelidir.

Bütün alan hemen hemen tamamen pürüzlü süreksizlikler içeren masif kayadan oluşmuş olmasına rağmen bütün kazılar yakından izlenmeli ve ek destek önlemlerinin gerekip gerekmediği belirlenmelidir.

5. SONUÇLAR

Bahçe ile Kömürler ilçesi arasındaki Kızlaç Köyü'nün 1.5 Km batısında yer alan TAG (Tarsus-Adana-Gaziantep) Otoyolu'nun III. Kesimi Nur Dağları kesişiminde Km 207+000-207+500 istasyonları arasında yer alan Viyadük-4 köprü yapısı temelleri için yapılan jeolojik ve jeoteknik çalışmalardan aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir;

1) Kaya temelleri için yapılmış teorik çalışmaların pratik bir uygulaması yapılarak, farklı yöntemler bu araştırma kapsamında tartışılmıştır.

2) Çalışma sahası olarak seçilen TAG Otoyolu'nun Km 207+000-207+500 istasyonları arasının jeolojisi daha önce yapılmış olan çalışmalardan derlenerek arazide incelenmiştir.

3) Viyadük-4 temellerinin yerleştiği ana kaya yüzeyi Paleozoyik yaşlı Horu formasyonunun metakuvarsit tabakaları olup, Kuvaterner çökelleri ile yaygın olarak örtülü durumdadır.

4) Viyadük-4 sanat yapısı temelleri hem sağ taşıt yolu hem de sol taşıt yolu için olmak üzere toplam 22 tane köprü ayağından oluşmaktadır. Bunlardan 4 tanesi kenar ayakları, 18 tanesi de orta ayakları içermektedir.

5) Yapılan taşıma kapasitesi ve oturma hesaplamaları modelleştirilerek değerlendirilmiştir.

6) Viyadük-4 köprü yapısı temelleri başlıca 3 grupta projelendirilmiştir. 1. grup temeller altüvyon içerisine açılan derin temelleri, 2. grup temeller kaya içerisine soketlenen temelleri, 3. grup temeller ise doğrudan kayaya oturan temelleri içermektedir.

7) 2. grup temeller için gerilmelerin kuzeydeki kıyı seviyesinin altına aktarılmasını sağlamak amacıyla en kısa kazık uzunluğunun 11 m. veya kayaya 2 m. soketlenmesinin yeterli olduğu görülmüştür.

8) Yapılan oturma hesaplamaları sonuçlarına göre 3 mm' den fazla bir oturma beklenmemektedir.

9) Viyadük-4 için yapılan yamaç stabilitesi analizlerinden deprem koşullarında (0.2 g) 1.1 'den daha yüksek ve statik koşullarda 1.5 'den daha yüksek güvenlik katsayısının yeterli olduğu düşünülmüştür. Çalışma alanında yaygın olarak yer alan yamaç molozunun orta ayak temellerini saran kolüvyona itici bir kuvvet oluşturmaması için kaldırılması gerekmektedir.

10) Bütün yatay deprem kuvvetlerine karşı koymak için ankraj yerleştirilmesi, böylece toprak yamaçlara ek yük gelmesinin engellenmesi gerekmektedir. Dikey kuvvetler ise doğrudan kazıklarla taşınmaktadır.



ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada Adana iline bağlı Bahçe ile Kömürler ilçesi arasındaki Kızlaç Köyü'nün 1.5 Km batısında yer alan TAG (Tarsus-Adana-Gaziantep) Otoyolu'nun III. Kesimi Nur Dağı kesişiminde Km 207+000-207+500 istasyonları arasındaki metakuvarsitler üzerine inşa edilen Viyadük-4 köprü yapısı temellerini, temel tasarımında önemli bir yer tutan jeolojik ve jeoteknik faktörleri dikkate alarak yamaç duraylılığı, oturma ve taşıma kapasitesi yönünden incelenmiştir.

Jeoteknik tasarımda kaya temellerinin gerek teoride gerekse pratikte zemin temellerine göre farklılıklar göstermesi, analitik ve ampirik açıdan ele alınarak yapılan incelemesinde jeolojik faktörlerin temel tasarımlarını etkilediği çok açıktır.

Çalışma sahası olarak belirlenen alanda elde edilen verilere göre temel tasarımlarının yapıldığı bu çalışmada, otoyollarda büyük sanat yapısı olarak kabul edilen viyadük gibi inşaat projelerinin temellerinin yerleşeceği alanda yamaç molozu ve anakaya litolojisine göre üç ana temel grubu belirlenmiştir. Bunlar sırasıyla, yüzeysel olarak kabul edeceğimiz, sömel temel, derin temel olarak da kazıklı ve soketli temellerdir. Bu temel tasarımlarında, kayacın deformasyon ve mukavemet parametreleri kullanılmıştır.

Temellerdeki oturma çok küçük miktarda hesaplanırken, özellikle yamaç molozunun yer aldığı alanlarda stabilite sorunu gündeme gelmiştir. Yapılacak temel yapılarının özellikle yamaç hareketlerinden korunması için ıslah yöntemleri kısaca bu araştırmada ele alınmıştır. Ana kayadaki süreksizliklerin kontrolü altında gelişecek deplasmanlar için ankraj uygulaması bu inceleme kapsamında tartışılmıştır.

SUMMARY

This research was completed as M.Sc. Thesis and the foundation design and selection of foundation type including geological and geotechnical factors were investigated. The theoretical approaches were applied to the Viaduct-4 located in the third section of TAG (Tarsus-Adana-Gaziantep) Motorway and in the 1.5 Km the west of Kızlaç Village between Bahçe and Kömürlü in Adana province. Slope stability, settlement and bearing capacity were taken into account in the study.

Geological factors were the case of the main causes of the rock foundation designs in both theoretical and practical stages so that various approaches compared to the soil foundations was considered.

In the study areas simple shallow, deep and socketed foundations were decided for the super structures and the rock talus and bedrock litology played an important role the selection of foundation type. Deformation and strength parameters of bedrock and rock talus were defined and used in the design. Settlement of foundation was calculated in minor amount where slope stability problems were caused by rock talus. Remedial works of unstable slopes were therefore considered in the study.

KAYNAKLAR

- ACAR, A. (1996) *Kaya Mekaniği Ders Notları* (yayınlanmamış).
- ARPAT, E., ve ŞAROĞLU, F., (1975), *Türkiye'deki Bazı Önemli Genç Tektonik Olaylar*, Türkiye Jeol. Kur. Bült., c.18, s.1, 91-101.
- ATAN, O.R., (1969), *Eğribucak-Karacaören (Hassa) Ceylanlı-Dazevleri (Kırıkhan) arasındaki Amanos Dağlarının Jeolojisi*, MTA Yayınları, No:139, 85s., Ankara, (1969).
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F., SHIELDS, D. H., (1978), *The Pressuremeter and Foundation Engineering*, Series on Soil and Rock Mechanics, No:4, First Edition, Trans Tech Publications, Germany.
- BISNOI, B.L., (1968), *Bearing Capacity of a Closely Jointed Rock*, Ph.D Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- DEMİRKOL, C., (1988), *Türkoğlu (K.Maraş) Batısında Yeralan Amanos Dağları'nın Stratigrafisi, Yapısal Özellikleri ve Jeoteknik Evrimi*, MTA Derg., 108s.
- DUMAN, T. Y., (1993), *Tarsus-Adana-Gaziantep Otoyolu (TAG) Tünel 2-Tünel 4 Arasının Mühendislik Jeolojisi*, Ç.Ü. Fen Bil. Ens. Jeo. Müh. Yük. Lis. Tezi, Adana.
- DUNCAN, J.M., ve GOODMAN; R.E., (1968), *Finite Element Analyses of Slopes in Jointed Rock*, Contract Report S-68-3, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- ERDİK, M., DOYURAN, V., AKKAŞ, N., and GÜLKAN, P. (1985). *A probabilistic assessment of the seismic hazard in Turkey*. Tectonophysics, V.117, 295-344.
- GOODMAN, R.E., (1980), *Introduction to Rock Mechanics*, Willey, New York (1980).

- HEUZE, F.E., (1980), *Scale Effects in The Determination of Strenght and Deformability*, Rock Mech., 12, 167-192.
- HORVATH; R.G., and KENNEY, T.C., (1979), *Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Piers*, Proc. Symp. Deep Found., ASCE, New York, 182-214.
- HORVATH, R.G., KENNEY, T.C., and KOZICKI, P., (1984), *Methods of Improving The Performance of Drilled Piers in Weak Rock*, Can. Geot. J., 20, 4, 758-772.
- KARIG D. E.and KOZLU H. (1990), *Late Paleocene-Neocene Of The Evolution Triple Junction Region Neocene Maraş*, Jrnl, geol. Soc., R.147, 1023-1034.
- KETİN, İ., (1966), *Güneydoğu Anadolu'nun Kambriyen Teşekkülleri ve Bunların Doğu İran Kambriyeni ile Mukayesesi*, MTA Derg. No.66, Ankara.
- KULHAWY, F.H., (1978), *Geomechanical Model For Rock Foundation Settlement*, J. Geot. Engng Div. ASCE, 104, GT2, 211-227.
- KULHAWY, F.H., and INGRAFFEA , A.R., (1978), *Geomechanical Model For Settlement of Long Dams on Discontinuous Rock Masses*, Proc. ISRM Symp. Rock Mech. Dam Found., Rio de Janerio, 1, III.115-III.128.
- KULHAWY, F.H., and GOODMAN, R.E., (1980), *Design of Foundations on Discontinuous Rock*, Proc. Int. Conf. Struct. Found. Rock (Ed. by Pells, P.J.N.), Balkema, Rotterdam, 1, 209-220.
- KULHAWY, F.H., TRAUTMANN, C.H., BEECH, J.F., O'ROURKE, T.D., McGUIRE, W., WOOD, W.A., and CAPANO, C., (1983), *Transmission Line Structure Foundations For Uplift Compression Loading*, Report EL-2870, Electric Power Research Institute, Palo Alto.
- MARTIN, R.P., and HENCHER, R., S. (1984), *Principles for description and classification of weathered rocks for engineering purposes*. Proceedings of the

- Twentieth Regional Society on Site Investigation Practice, Assessing BS 5930, pp. 304-318.
- MTA, (1975), *1/500000 Ölçekli Türkiye Jeoloji Haritası*, Maden Tetkik Arama Genel Müd., Ankara.
- MEIGH, A.C., and WOLSKI, W., (1979), *Design Parameters For Weak Rocks*, Proc. 5th. Europ. Conf. Soil Mech. Found. Engng., Brighton, 5, 59-79.
- ÖNALAN, M., (1986), *Amanos Dağlarındaki Alt Paleozoyik Çökellerinin Çökelim Ortamları ve Bölgenin Paleocoğrafik Evrimi*, Türkiye Jeol. Kur. Bült., 49-64.
- PEASE, K.A., and KULHAWY, F.H., (1984), *Behaviour of Rock Sockets and Anchors*, Proc. 25th. U.S. Symp. Rock Mech. Eed. by Dowding, C.H., and Singh, M.M.), AIME, New York, 883-890.
- PECK, R.B., HANSON, W.E., and THORBURN, T.H., (1974), *Foundation Engineering*, 2nd. edn., Wiley, New York.
- PELLS, P.J.N., and TURNER, R.M., (1979), *Elastic Solutions For The Design and Analysis of Rock-Socketed Piles*, Can. Geot. J., 16, 3, 481-487.
- POULOS, H.G., and DAVIS, E.H., (1974), *Elastic Solutions For Soil and Rock Mechanics*, Wiley, New York.
- POULOS, H.G., and DAVIS, E.H., (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, Wiley, New York.
- ROSENBERG, P., and JOURNEAUX, N.L. (1976), *Friction and End Bearing Tests on Bedrock For High Capacity Socket Design*, Can. Geot. J., 13, 2, 324-333.
- SOWERS, G.F., (1979), *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 4th. Edn., Macmillan, New York.

- TEKFEN, (1992), *TAG (Tarsus-Adana-Gaziantep) Otoyolu Km 207+000-207+500 İstasyonları Arasının Jeoteknik Raporu*, Adana.
- YALÇIN, N., (1980), *Amanosların Litolojik Karakterleri ve Güneydoğu Anadolu'nun Tektonik Evrimdeki Anlamı*, Türkiye Jeol. Kur. Bült., c.23, s.21-30.
- YETİŞ, C., SEARL, A., HAALAM, A., (1989), *İndere (Bahçe-Adana) Dolayının Stratigrafisi ve Paleozoik Kuvarsitleri ile Dolomitlerinin Jeoteknik Özelliklerinin araştırılması*, Ç.Ü. Araştırma Fonu (MMF 88-4) 40s.
- YILMAZER, İ., and DEMİRKOL, C., (1992), *About The Geology of Nur Mountain Range (NRM)*, Geosound; Yerbilimleri Ç.Ü., Turkey, p.313-314.



TEŞEKKÜR

Beni master öğrencisi olarak kabul edip, bu tezin gerçekleştirilmesinde yardımlarını esirgemeyip, her türlü destek ve olanağı sağlayan kıymetli hocam *Sayın Prof. Dr. Aziz ERTUNÇ*'a çok teşekkür ederim.

Tez çalışmalarımın her aşamasında her türlü destek ve yardımını esirgemeyen, kaya mekaniği konusundaki değerli bilgilerinden yararlanmamı sağlayan *Sayın Öğr. Gör. Altay ACAR*'a teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Ayrıca arazi çalışmaları sırasında yardımlarını esirgemeyen Jeoloji mühendisi *Sayın Haldun KAHYAOĞLU*'na ve Tekfen şantiyesinde çalışmama izin verdikleri için de *Sayın Nurettin KAPLAN*'a teşekkürlerimi sunarım.



ÖZGEÇMİŞ

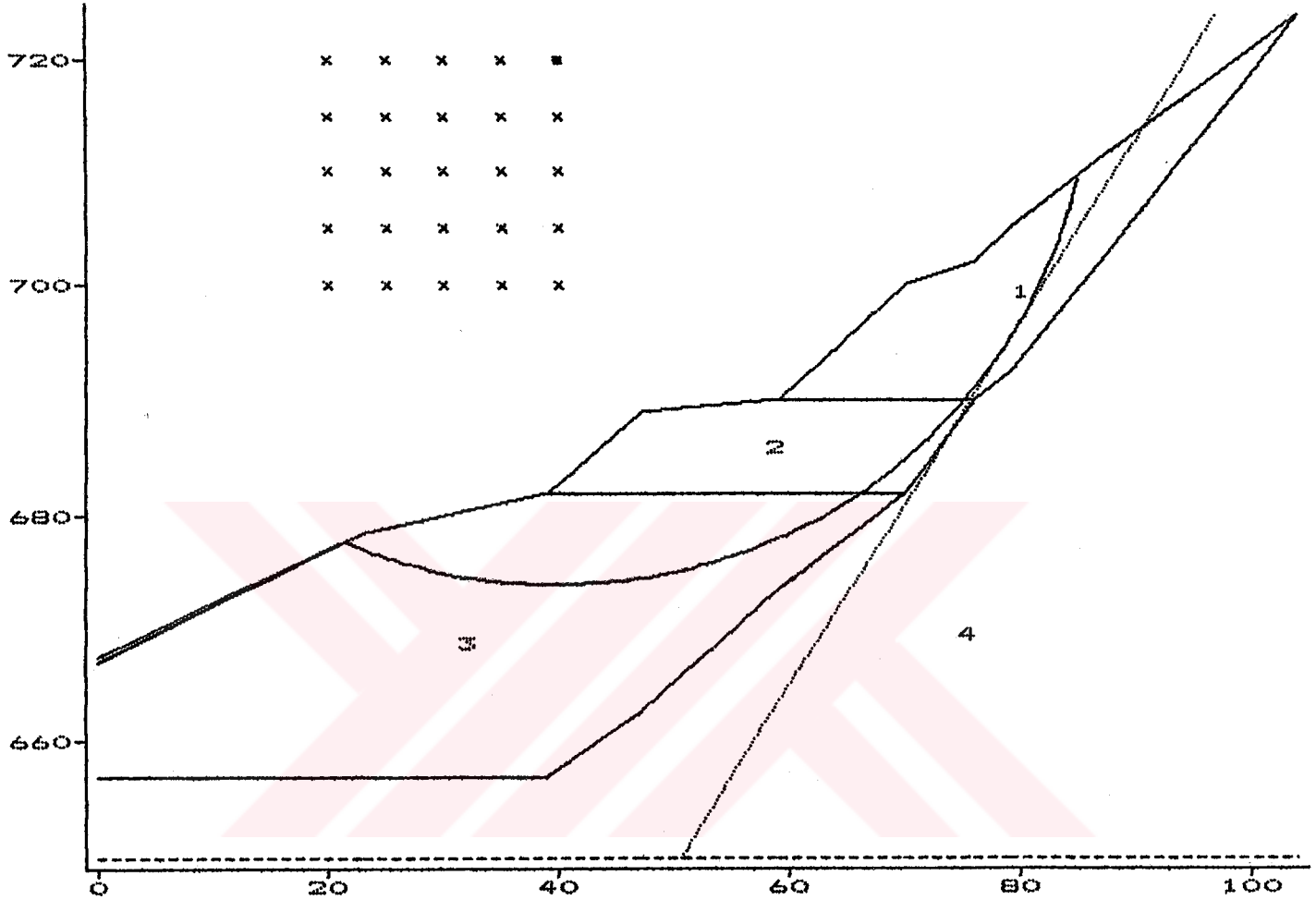
19.06.1971 tarihinde Adana'da doğdum. İlk ve orta öğrenimimi Adana'da tamamladım. 1992 tarihinde Çukurova Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü'nden mezun oldum. Aynı yıl MTA Doğu Akdeniz Bölge Müdürlüğü'nde Jeoloji Mühendisi olarak göreve başladım. Aynı zamanda Çukurova Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü'nde yüksek lisans öğrenimime devam ettim. Halen MTA'daki görevimi sürdürmekteyim.





EKLER

Units: KN,M



Scale = 1 : 606

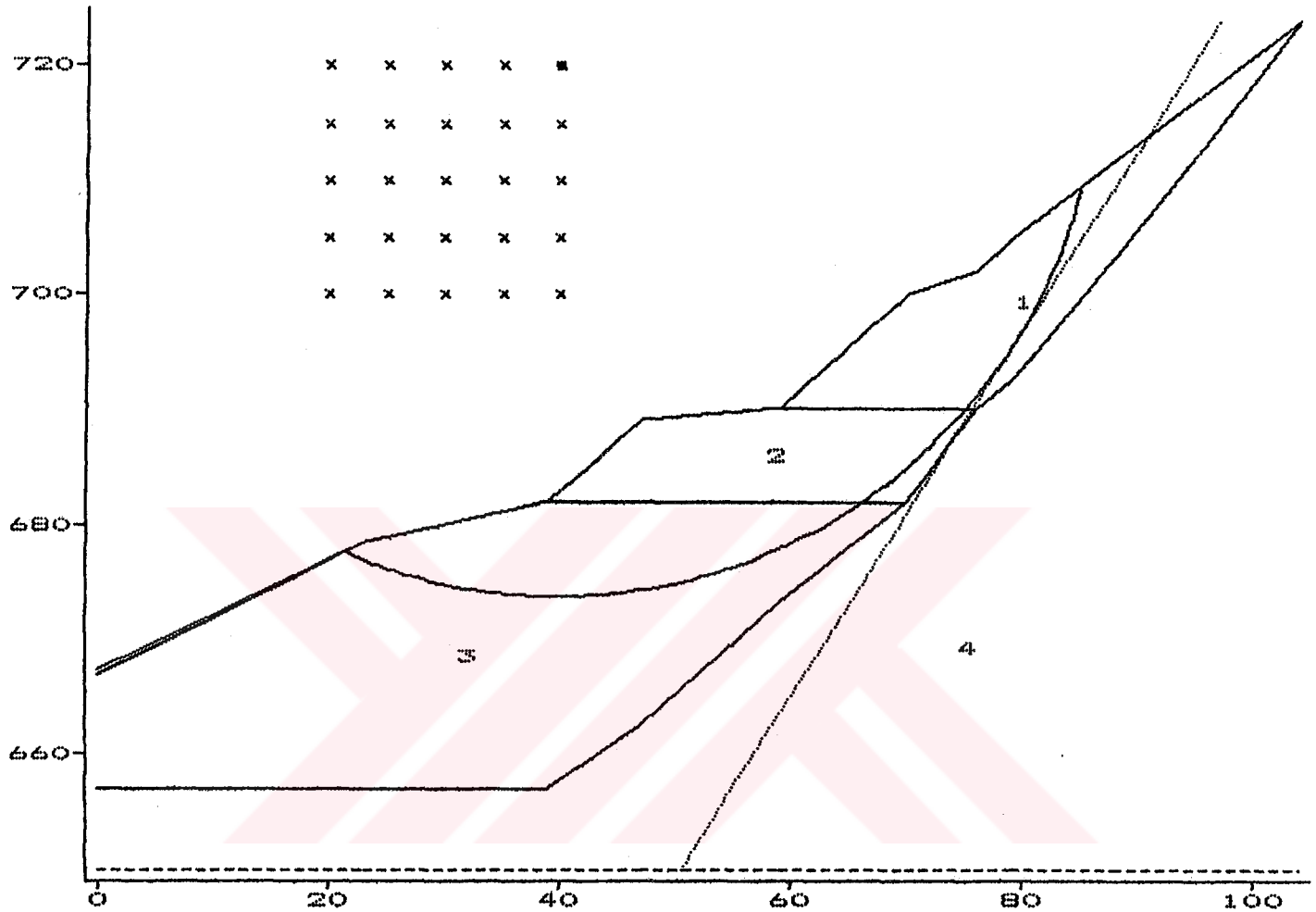
--- S t r a t u m ---		Bulk unit wt.		-----Strength parameters-----			Datum for C
No.	Description	below GWL	above GWL	C	Phi (deg)	dC/dY	
		KN/M3	KN/M3	KN/M2		KN/M2/M	
1	YAMAC MOLOZU	20.90	20.90	3.00	36.00		
2	YAMAC MOLOZU2	20.90	20.90	7.00	23.00		
3	YAMAC MOLOZU3	21.00	21.00	20.00	30.00		
4	M.KUVAR SIT	24.50	24.00	40.00	25.00		

Factor of safety = 1.533

Centre of circle: X = 40.00 Y = 720.00 Radius = 46.11

EK-2 : Dhm üzerindeki yamaç molozu için yapılan stabilite analizleri (Dairesel)

Units: KN,M



Scale = 1 : 606

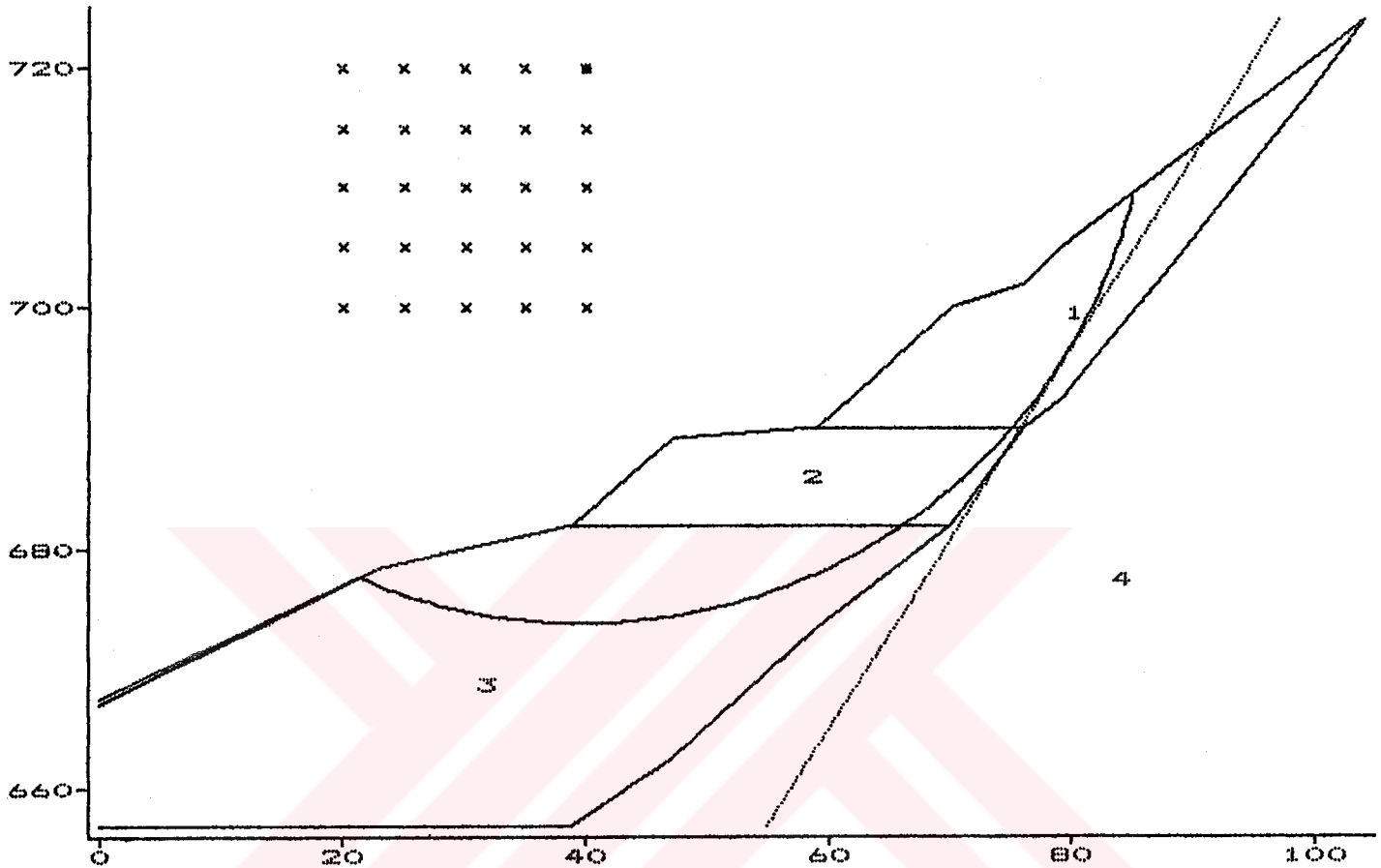
--- S t r a t u m ---		Bulk unit wt.		-----Strength parameters-----			Datum for C
No.	Description	below GWL	above GWL	C	Phi (deg)	dC/dY	
		KN/M3	KN/M3	KN/M2		KN/M2/M	
1	YAMAC MOLOZU	20.90	20.90	3.00	36.00		
2	YAMAC MOLOZU2	20.90	20.90	7.00	23.00		
3	YAMAC MOLOZU3	21.00	21.00	20.00	30.00		
4	M.KUVARISIT	24.50	24.00	40.00	25.00		

Factor of safety = 1.028

Centre of circle: X = 40.00 Y = 720.00

Radius = 46.11

Units: KN,M



Scale = 1 : 602

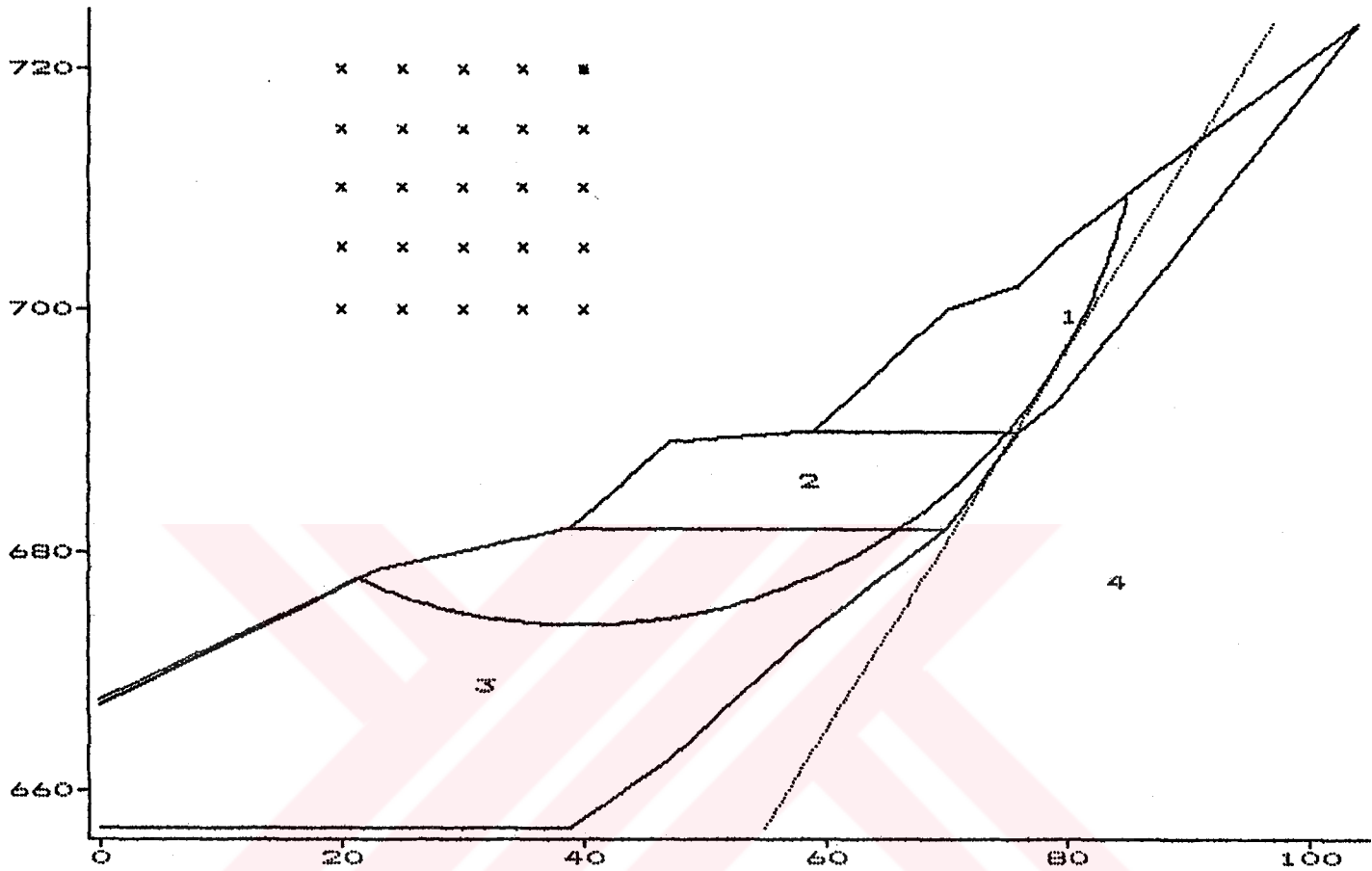
--- S t r a t u m ---		Bulk unit wt.		-----Strength parameters-----			
No.	Description	below GWL	above GWL	C	Phi (deg)	dC/dY	Datum for C
		KN/M3	KN/M3	KN/M2		KN/M2/M	
1	YAMAC MOLOZU	20.90	20.90	3.00	36.00		
2	YAMAC MOLOZU2	20.90	20.90	7.00	23.00		
3	YAMAC MOLOZU3	21.00	21.00	20.00	30.00		
4	M.KUVAR SIT	24.50	24.00	40.00	25.00		

Factor of safety = 0.785

Centre of circle: X = 40.00 Y = 720.00

Radius = 46.11

Units: KN,M



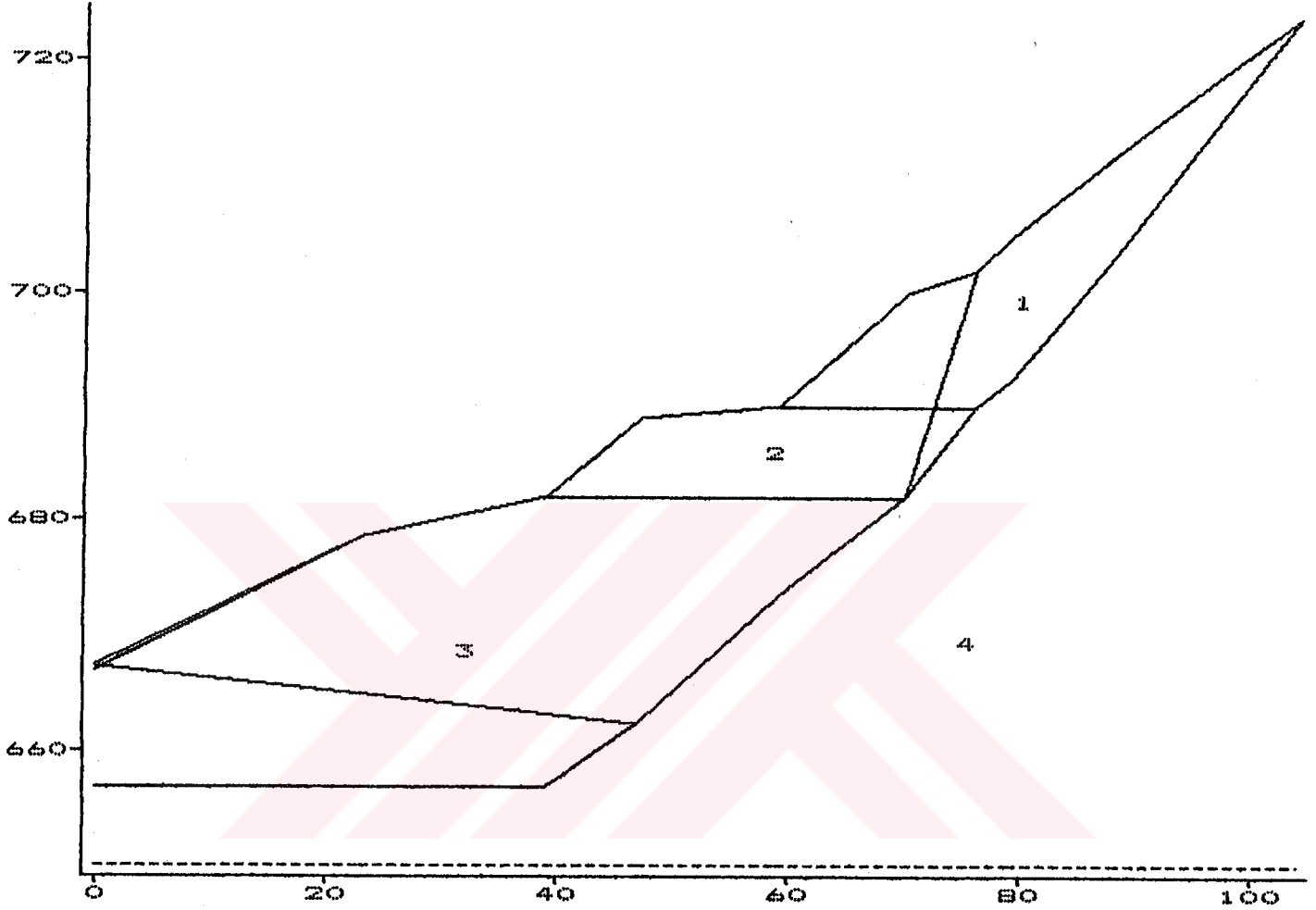
Scale = 1 : 602

--- S t r a t u m ---		Bulk unit wt.		-----Strength parameters-----			
No.	Description	below GWL	above GWL	C	Phi (deg)	dC/dY	Datum for C
		KN/M3	KN/M3	KN/M2		KN/M2/M	
1	YAMAC MOLOZU	20.90	20.90	3.00	36.00		
2	YAMAC MOLOZU2	20.90	20.90	7.00	23.00		
3	YAMAC MOLOZU3	21.00	21.00	20.00	30.00		
4	M.KUVAR SIT	24.50	24.00	40.00	25.00		

Factor of safety = 0.525

Centre of circle: X = 40.00 Y = 720.00 Radius = 46.11

Units: KN,M

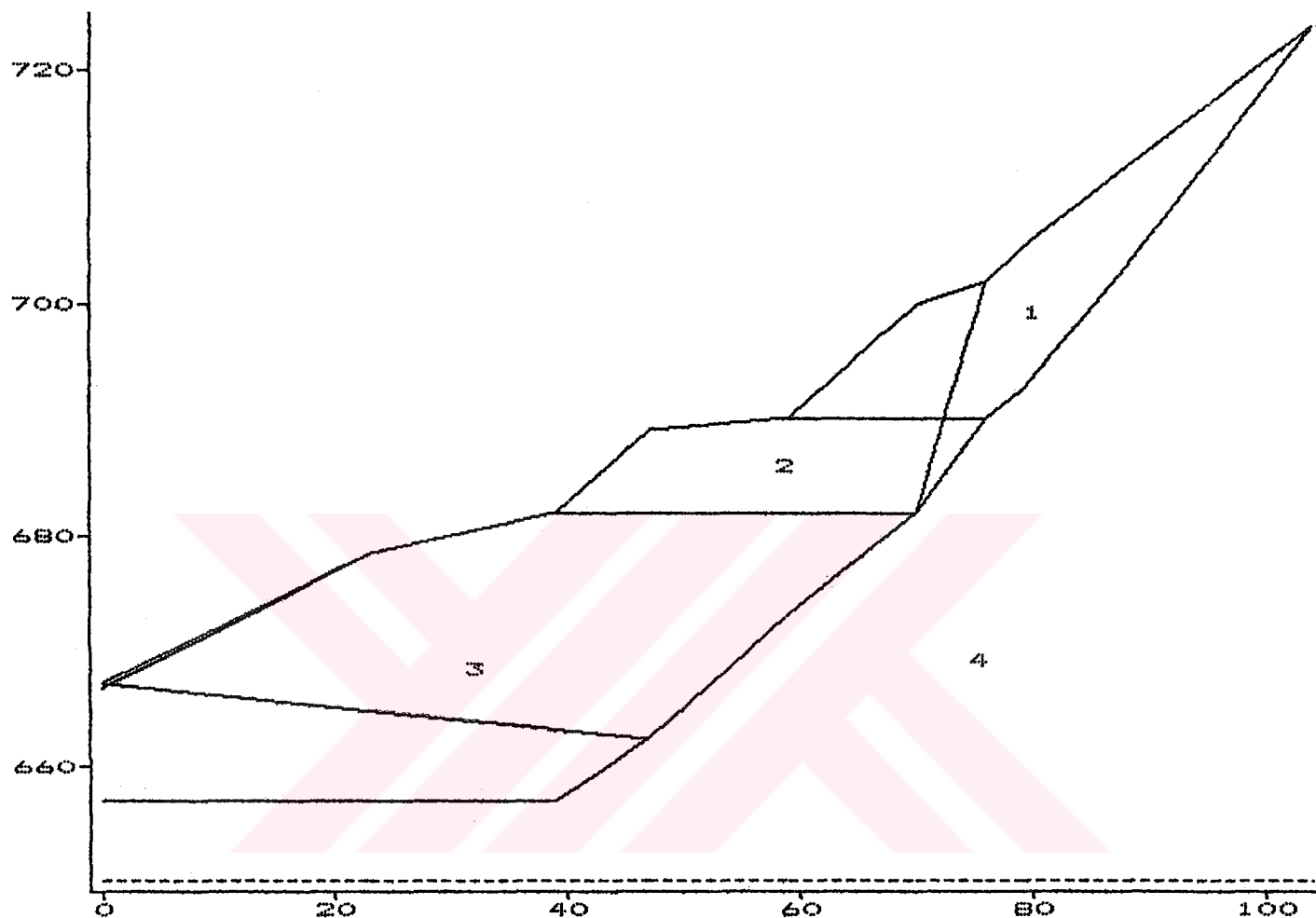


Scale = 1 : 606

--- S t r a t u m ---		Bulk unit wt.		-----Strength parameters-----			Datum for C
No.	Description	below GWL	above GWL	C	Phi (deg)	dC/dY	
		KN/M3	KN/M3	KN/M2		KN/M2/M	
1	YAMAC MOLOZU	20.90	20.90	3.00	36.00		
2	YAMAC MOLOZU2	20.90	20.90	7.00	23.00		
3	YAMAC MOLOZU3	21.00	21.00	20.00	30.00		
4	M.KUVARSIT	24.50	24.00	40.00	25.00		

EK-3 : Dhm üzerindeki yamaç molozu için yapılan stabilite analizleri (Düzlemsel)

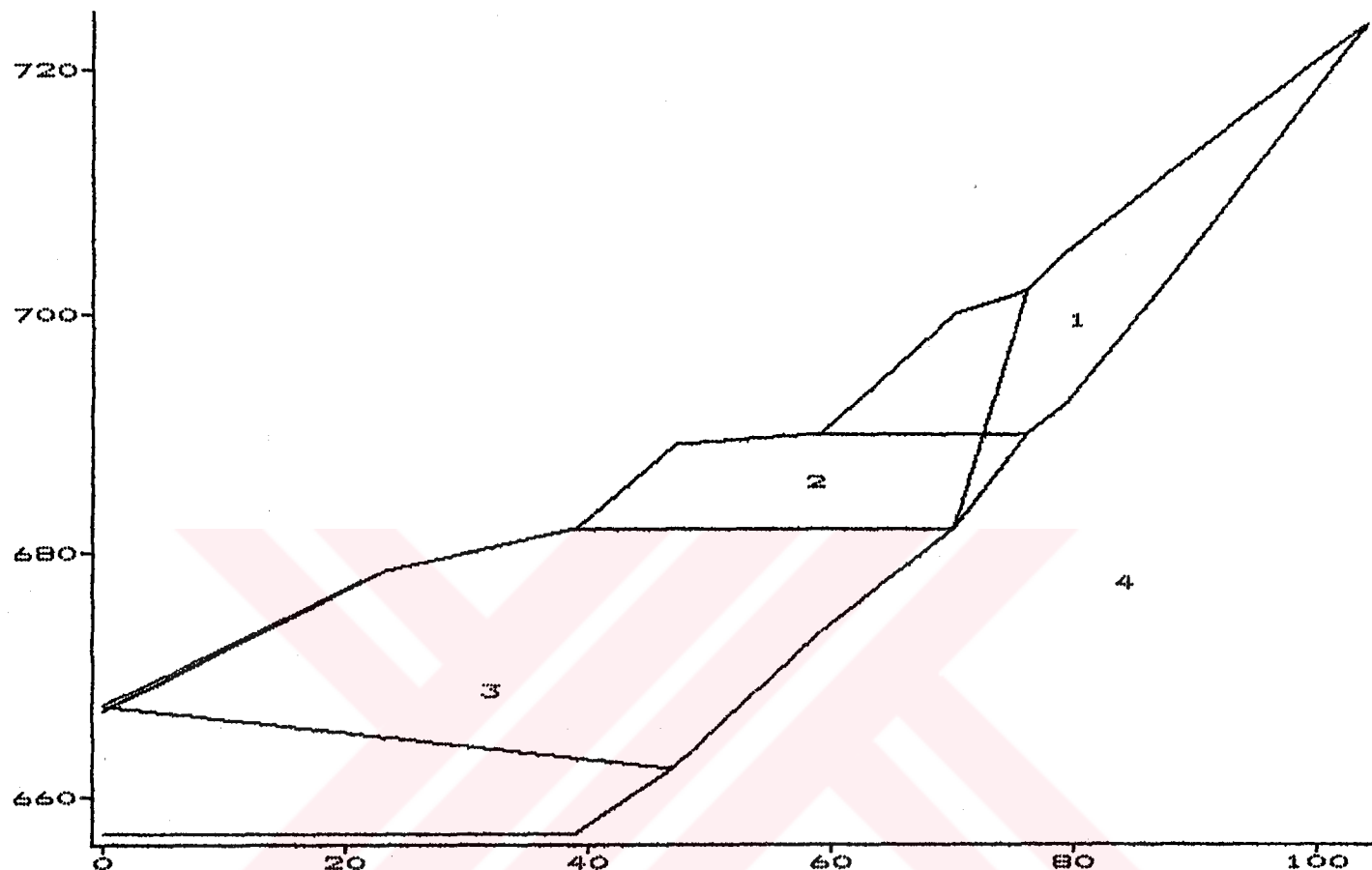
Units: KN,M



Scale = 1 : 606

--- S t r a t u m ---		Bulk unit wt.		-----Strength parameters-----			Datum for C
No.	Description	below GWL	above GWL	C	Phi (deg)	dC/dY	
		KN/M3	KN/M3	KN/M2		KN/M2/M	
1	YAMAC MOLOZU	20.90	20.90	3.00	36.00		
2	YAMAC MOLOZU2	20.90	20.90	7.00	23.00		
3	YAMAC MOLOZU3	21.00	21.00	20.00	30.00		
4	M.KUVAR SIT	24.50	24.00	40.00	25.00		

Units: KN,M

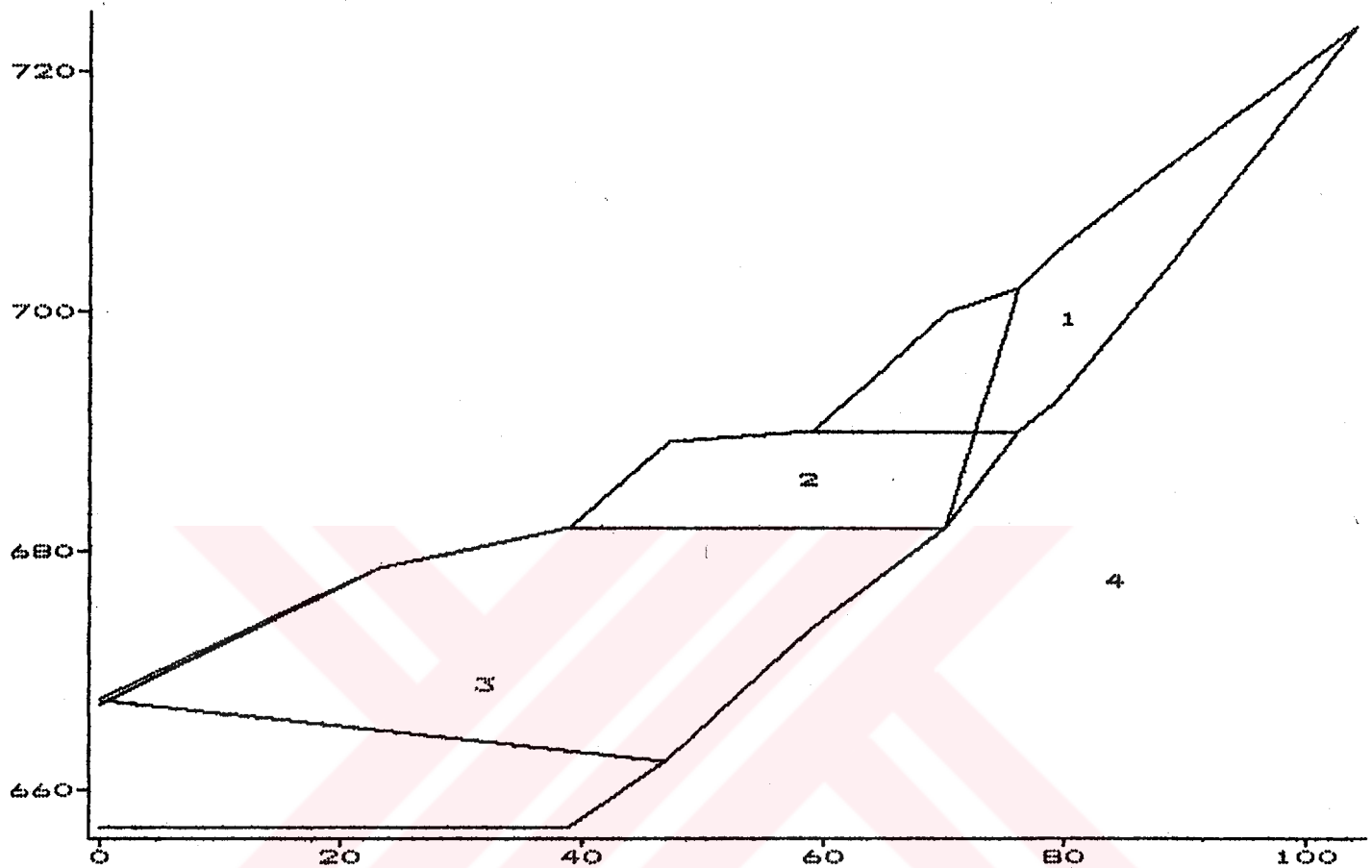


Scale = 1 : 602

--- S t r a t u m ---		Bulk unit wt.		-----Strength parameters-----			Datum for C
No.	Description	below GWL	above GWL	C	Phi (deg)	dC/dY	
		KN/M3	KN/M3	KN/M2		KN/M2/M	
1	YAMAC MOLOZU	20.90	20.90	3.00	36.00		
2	YAMAC MOLOZU2	20.90	20.90	7.00	23.00		
3	YAMAC MOLOZU3	21.00	21.00	20.00	30.00		
4	M.KUVAR SIT	24.50	24.00	40.00	25.00		

Program: SLOPE Version 7.53 Revision A13.B12.R20
Licensed from GEOSOLVEJob No. 2
Made by : NA
Date: 25-Sep-96
Checked :VIYADUK4
STABILITE ANALIZI-YAS-DEPREMLI

Units: KN,M



Scale = 1 : 602

--- S t r a t u m ---		Bulk unit wt.		-----Strength parameters-----			
No.	Description	below	above	C	Phi (deg)	dC/dY	Datum for C
		GWL	GWL				
		KN/M3	KN/M3	KN/M2		KN/M2/M	
1	YAMAC MOLOZU	20.90	20.90	3.00	36.00		
2	YAMAC MOLOZU2	20.90	20.90	7.00	23.00		
3	YAMAC MOLOZU3	21.00	21.00	20.00	30.00		
4	M.KUARSIT	24.50	24.00	40.00	25.00		