

T.C.
SÜLEYMAN DEMİREL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İKSA YAPILARINDA OPTİMUM TASARIM

Mehmet Fatih YAZICI

Danışman
Prof. Dr. S. Nilay KESKİN

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
ISPARTA - 2019



© 2019 [Mehmet Fatih YAZICI]

TEZ ONAYI

Mehmet Fatih YAZICI tarafından hazırlanan "**İksa Yapılarında Optimum Tasarım**" adlı tez çalışması aşağıdaki jüri üyeleri önünde Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü **İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**'nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak başarı ile savunulmuştur.

Danışman

Prof. Dr. S. Nilay KESKİN
Süleyman Demirel Üniversitesi

Jüri Üyesi

Dr. Öğr. Üy. Soner UZUNDURUKAN
Süleyman Demirel Üniversitesi

Jüri Üyesi

Dr. Öğr. Üy. İbrahim YİĞİT
Isparta Uygulamalı Bilimler Üniversitesi

Enstitü Müdürü

Doç. Dr. Şule Sultan UĞUR

TAAHHÜTNAME

Bu tezin akademik ve etik kurallara uygun olarak yazıldığını ve kullanılan tüm literatür bilgilerinin referans gösterilerek tezde yer aldığını beyan ederim.

Mehmet Fatih YAZICI



İÇİNDEKİLER

	Sayfa
İÇİNDEKİLER	i
ÖZET	iii
ABSTRACT	iv
TEŞEKKÜR	v
ŞEKİLLER DİZİNİ	vi
ÇİZELGELER DİZİNİ	xii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	xiii
1. GİRİŞ	1
2. LİTERATÜR ÖZETİ	3
2.1. İksa Sistemlerine Gelen Yatay Toprak Basınçları.....	13
2.1.1. Desteksiz bir kazı durumunda duvara gelen toprak basınçları	13
2.1.1.1. Sükunet halindeki toprak basıncı	13
2.1.1.2. Rankine aktif toprak basıncı.....	16
2.1.1.2.1. Granüler dolgu durumunda rankine aktif toprak basıncı için genelleştirilmiş durum.....	20
2.1.1.3. Coulomb'un Aktif Toprak Basıncı	22
2.1.1.4. Rankine pasif toprak basıncı	25
2.1.1.5. Coulomb'un pasif toprak basıncı.....	28
2.1.2. Destekli bir kazı durumunda duvara gelen toprak basınçları	29
2.1.2.1. Terzaghi ve Peck'in kumlu zeminler için önerdiği görünür toprak basıncı zarfı.....	31
2.1.2.2. NAVFAC'ın kumlu zemin için önerdiği yatay toprak basıncı zarfı.....	33
2.1.2.3. FHWA'nın kumlar için önerdiği görünür toprak basıncı diyagramı.....	34
2.1.2.4. Tschebotariff'in kumlar için önerdiği toprak basıncı zarfı.....	36
2.1.3. Sürşarjdan Kaynaklı Yatay Toprak Basıncı	36
3. İKSA SİSTEMLERİ.....	41
3.1. Ağırlık Duvarları.....	41
3.2. Diyafram Duvarlar	42
3.3. Palplanş Duvarlar	42
3.4. Ankrajlar.....	45
3.4.1. Zemin ankrajlarının çeşitleri.....	47
3.4.1.1. Yer çekimi enjeksiyonlu düz gövde (A tipi)	48
3.4.1.2. Basıncı enjeksiyonlu düz gövde (B tipi)	48
3.4.1.3. İkincil enjeksiyonla imal edilen zemin ankrajları (C tipi)	49
3.4.1.4. Çok köklü zemin ankrajları (D tipi)	49
4. ANKRAJLI İKSA TASARIMININ TEMEL PRENSİPLERİ	50
4.1. Ankraj Kök Uzunluğunun Tasarımı	51
4.2. Ankraj Eğimi ve Uzunluğu İçin Minimum Koşullar	54
4.3. Zemin Ankrajları İçin Aralık Koşulları	55
4.4. Öngermeli Çelik Elemanın Seçimi	56
4.5. Ankraj Delik Çapının Seçimi ve Korozyon Koruması.....	57
5. MATERYAL VE YÖNTEM	59
5.1. İksa Sistemindeki Ankraj Kuvvetleri ve Eğilme Momentlerinin Hesaplanması	59
5.1.1. Hesaplanan maksimum eğilme momentine göre duvar kesitinin seçilmesi.....	63
5.1.2. İki ankrajlı iksa sistemi için ankraj kuvvetleri, reaksiyon kuvveti ve maksimum eğilme momenti	64
5.1.3. Üç ankrajlı iksa sistemi için ankraj kuvvetleri, reaksiyon kuvveti ve maksimum eğilme momenti	67

5.1.4. Dört ankrajlı İksa sistemi için ankraj kuvvetleri, reaksiyon kuvveti ve maksimum eğilme momenti	70
5.1.5. Beş ankrajlı İksa sistemi için ankraj kuvvetleri, reaksiyon kuvveti ve maksimum eğilme momenti	74
5.2. Duvarın Çakma Derinliğinin Hesaplanması	78
5.3. Ankrajlı İksa Sisteminin Tasarımında Kullanılan Sınır Fonksiyonları	79
5.4. Ankrajlı İksa Sisteminin Amaç Fonksiyonu	80
5.5. Hesaplarda Kullanılan Zemin ve İksa Elemanlarının Özellikleri ve Yapılan Kabuller ...	82
6. ARAŞTIRMA BULGULARI	84
7. TARTIŞMA VE SONUÇLAR	118
KAYNAKLAR	118
EKLER	123
EK A. Grafikler	123
EK A. Grafikler	124
ÖZGEÇMİŞ	165



ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

İKSA YAPILARINDA OPTİMUM TASARIM

Mehmet Fatih YAZICI

Süleyman Demirel Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. S. Nilay KESKİN

Günümüzde metro, otoparklar, altgeçitler, yüksek yapılar ve çok bodrumlu alışveriş merkezleri gibi yapıların inşaatlarında derin kazı problemi ortaya çıkmaktadır. Bu nedenle derin kazı alanına yakın mevcut yapıların veya binaların güvenliğini sağlamak ve inşaat alanında güvenli bir çalışma ortamı oluşturmak amacıyla amaca uygun iksa sisteminin kullanılması gerekmektedir. Bu amaç için; ağırlık duvarları, diyafram duvarlar, toprakarme istinat duvarları, kazıklı perde duvarlar ve palplanş duvarlar kullanılabilir. Bu çalışmada, diğer duvar türlerine nispeten yüksek çakma gerilmelerine olan direncinden, hafif olmalarından, uzun servis ömrüne sahip olmalarından ve de tekrar tekrar kullanılabilme özelliklerinden dolayı çelik palplanşlar kullanılmıştır.

Gerekli iksa sistemini oluşturacak geoteknik mühendisinin görevlerinden biri güvenli ve ekonomik bir iksa sistemi tasarlamaktır. Literatürde çok ankrajlı palplanş sistemlerinin tasarımı ile ilgili yeterince çalışma olmasına karşın optimizasyonu ile ilgili yeterli çalışma bulunmamaktadır. Bu sebeple bu tez çalışmasında, orta sıkı bir kuru kum zemin içerisine çakılan çelik palplanşın maliyeti üzerine bir optimizasyon çalışması yapılmıştır. Bu amaç için varsayımsal olarak seçilen 15 m*12 m'lik bir kazı alanı içerisinde 15 m ve 20 m'lik derin kazı durumunda zemini güvenle tutabilecek ve geçici olarak inşa edilecek çok ankrajlı palplanş sisteminde; düşey sıradaki ankraj sayısı, ankrajların düşey ve yatay aralıkları ve ankraj açısı değiştirilerek statik analizler yapılmıştır. Analizlerde FHWA (1999) tarafından çok ankrajlı palplanş sistemleri için önerilen toprak basınçları ile sınırlandırmalar dikkate alınmıştır. Sonuç olarak 20 m kazı durumu için 16288 ve 15 m kazı durumu içinse 19200 adet farklı geometri durumu incelenerek her biri için amaç fonksiyonu olan maliyet fonksiyonları oluşturulmuş ve en düşük maliyeti veren kesit bulunmaya çalışılmıştır.

Optimizasyon sonucunda 15 m kazı içerisinde 2 ankrajlı palplanş sisteminin, 20 m kazı içerisinde ise 5 ankrajlı palplanş sisteminin en düşük maliyeti veren geometriye sahip olduğu görülmüştür. Ayrıca en düşük maliyetlerin genellikle ankraj yatay aralığının 3 m ve ankraj eğim açısının 15° olduğu durumlarda ortaya çıktığı gözlemlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: İksa sistemleri, derin kazı, ankrajlı palplanş duvarlar, optimizasyon

2019, 165 sayfa

ABSTRACT

M. Sc. Thesis

OPTIMUM DESIGN OF RETAINING STRUCTURE

Mehmet Fatih YAZICI

**Suleyman Demirel University
Graduate School of Natural and Applied Science
Department of Civil Engineering**

Supervisor: Prof. Dr. S. Nilay KESKIN

Today, deep excavation problem arises in the construction of buildings such as subway, car parks, underpasses, high buildings and malls with many basement. Therefore, in order to ensure the safety of existing structures or buildings close to the deep excavation area and to create a safe working environment at the construction site, a suitable retaining system should be used. For this purpose, gravity walls, diaphragm walls, reinforced earth retaining walls, piled walls and sheet pile walls may be used. In this study, steel sheet piles have been used due to their resistance to high driving stresses, their light weight, long service life and their ability to be reused in comparison to other types of retaining wall.

One of the tasks of the geotechnical engineer that will create the required retaining system is to design a safe and economical retaining system. Although there are enough studies in the literature on the design of multi-anchored sheet pile systems, there are not enough studies on optimization of them. For this reason, in this thesis, an optimization study has carried out on cost of steel sheet pile driven into medium dense dry sand soil. For this purpose, in the case of 15 m and 20 m deep excavation in 15 m*12 m excavation area that is presumptively selected by changing the number of anchors in the vertical row, vertical and horizontal spacing of the anchors and the angle of anchor in the multi anchored sheet pile wall which will retained safely soil and will construct temporarily static analyzes were performed. In analysis, horizontal soil pressures and limitations which is proposed for multi-level anchored sheet pile by FHWA (1999) has considered. As a result, different type of wall geometry that is 16288 for the deep excavation of 20 m and 19200 for the deep excavation of 15 m were examined and cost function that is objective function were created for each one and section possessed the lowest cost was tried to be found.

As a result of the optimization, it has been observed that the two anchored sheet pile system in 15 m deep excavation and the five anchored sheet pile system in 20 m excavation had geometry.given the lowest cost. It has also been observed that the lowest costs usually occur when the anchor horizontal spacing is 3 m and the anchor angle is 15⁰.

Keywords: Retaining walls, deep excavation, anchored sheet pile walls, optimization

2019, 165 pages

TEŞEKKÜR

Bu çalışmada bana yol gösteren ve bilgi ve tecrübeleri ile araştırmalarımaya yön veren saygıdeğer Danışman Hocam Prof. Dr. S. Nilay KESKİN'e ve de saygıdeğer hocam Dr. Öğr. Üyesi Soner UZUNDURUKAN'a teşekkür ederim. Ayrıca çalışmalarımada yardımını hiçbir zaman esirgemeyen ve yine bana yol gösteren saygıdeğer hocam Dr. Öğr. Üyesi Recep Akan'a teşekkür ederim.

FYL-2019-6980 No'lu Proje ile tezimi maddi olarak destekleyen Süleyman Demirel Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yönetim Birim Başkanlığı'na teşekkür ederim.

Ankrajlar için kullandıkları güncel birim fiyatları benimle paylaşan Teknofor İnşaat A.Ş.'ne çok teşekkür ederim.

Tezimin hiçbir aşamasında desteğini esirgemeyen ve beni yalnız bırakmayan eşime sonsuz sevgi ve saygılarımı sunarım.

Mehmet Fatih YAZICI
ISPARTA, 2019

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa
Şekil 2.1. İksa yapısına gelen toprak basınçları	13
Şekil 2.2. Sükunetteki toprak basıncı	14
Şekil 2.3. Rankine aktif basıncı	17
Şekil 2.4. Göçme durumunda asal gerilmeler arasındaki ilişki.....	19
Şekil 2.5. Geri dolguya sahip bir iksa duvarı için genelleştirilmiş durum	22
Şekil 2.6. Coulomb'un aktif toprak basıncı.....	23
Şekil 2.7. Dolgu üzerinde bir sürşarj yükü olması durumunda Coulomb'un aktif basıncı.....	24
Şekil 2.8. Rankine pasif basıncı	26
Şekil 2.9. Coulomb'un pasif basıncı.....	29
Şekil 2.10. Ölçülen strut yüklerinden görünür basınç diyagramlarını hesaplamak için metod.....	30
Şekil 2.11. Kumlu zeminler için görünür basınç zarfı	31
Şekil 2.12. Kumlu zeminler için görünür toprak basıncı zarfları.....	32
Şekil 2.13. İçten destekli esnek duvarlardaki destek yükleri için basınç dağılımı	33
Şekil 2.14. Kumlarda ankrajlı duvarlar için basınç dağılımı	34
Şekil 2.15. Kum için tavsiye edilen görünür toprak basıncı diyagramları	35
Şekil 2.16. Kumlu zeminlerdeki destekli kazı durumunda duvara gelen toprak basıncı zarfı	36
Şekil 2.17. Uniform yayılı yük tarafından üretilen yatay toprak basıncı	37
Şekil 2.18. (a) Çizgisel yük tarafından, (b) Şerit yük tarafından neden olunan yatay toprak basıncı.....	38
Şekil 3.1. Çelik palplanş kazık yöntemi.....	43
Şekil 3.2. Çelik palplanş kazık yönteminin fotoğrafı.....	43
Şekil 3.3. Çelik palplanş kesitleri (a) U kazık, (b) Z kazık, (c) Düz kazık.....	44
Şekil 3.4. Bir zemin ankrajının bileşenleri	46
Şekil 3.5. Bir bar tendonunun bağ bileşenleri	46
Şekil 3.6. Bir halat tendonunun bağ bileşenleri	47
Şekil 3.7. Ankraj türleri.....	48
Şekil 4.1. Ankrajlı duvarların tasarımında dikkate alınması gerekli potansiyel göçme koşulları.....	51
Şekil 4.2. Zemin ankrajları için gerekli yatay ve düşey aralıklar	56
Şekil 5.1. Tek ankrajlı duvar için ankraj yüklerinin hesaplanması	60
Şekil 5.2. Çok ankrajlı duvar için ankraj yüklerinin hesaplanması.....	61
Şekil 5.3. Mafsal yöntemini kullanarak duvar eğilme momentlerinin hesaplanması	63
Şekil 5.4. İki ankrajlı iksa sistemi için serbest cisim diyagramı.....	64
Şekil 5.5. Üç ankrajlı iksa sistemi için serbest cisim diyagramı	67
Şekil 5.6. Dört ankrajlı iksa sistemi için serbest cisim diyagramı	70
Şekil 5.7. Beş ankrajlı iksa sistemi için serbest cisim diyagramı.....	74
Şekil 6.1. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi	84
Şekil 6.2. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi	85
Şekil 6.3. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi.....	86
Şekil 6.4. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi.....	87
Şekil 6.5. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi	87

Şekil 6.6. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi	88
Şekil 6.7. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi.....	88
Şekil 6.8. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	89
Şekil 6.9. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi	90
Şekil 6.10. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankraj yatay aralığının iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	91
Şekil 6.11. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi.....	92
Şekil 6.12. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi.....	92
Şekil 6.13. H=15 m ve n=2 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	93
Şekil 6.14. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi	94
Şekil 6.15. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi.....	94
Şekil 6.16. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi	95
Şekil 6.17. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankraj kuvvetine etkisi	95
Şekil 6.18. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 5. ankraj kuvvetine etkisi	96
Şekil 6.19. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi.....	97
Şekil 6.20. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi.....	97
Şekil 6.21. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi.....	98
Şekil 6.22. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi.....	98
Şekil 6.23. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 5. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi.....	99
Şekil 6.24. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi	100
Şekil 6.25. H=20 m ve n=5 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi	100
Şekil 6.26. H=20 m ve n=5 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi.....	101
Şekil 6.27. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi.....	102
Şekil 6.28. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi.....	103
Şekil 6.29. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankraj yatay aralığının iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	103
Şekil 6.30. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi.....	104
Şekil 6.31. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi.....	104
Şekil 6.32. H=20 m ve n=5 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	105

Şekil 6.33. H=15 m ve n=2 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması	111
Şekil 6.34. H=15 m ve n=3 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması	111
Şekil 6.35. H=15 m ve n=4 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması	112
Şekil 6.36. H=15 m ve n=5 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması	112
Şekil 6.37. H=20 m ve n=3 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması	113
Şekil 6.38. H=20 m ve n=4 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması	113
Şekil 6.39. H=20 m ve n=4 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması	114
Şekil 6.40. H=15 m ve n=2 olan palplanş sistemi için minimum maliyete sahip geometrinin düşey kesiti ve planı	115
Şekil 6.41. H=20 m ve n=5 olan palplanş sistemi için minimum maliyete sahip geometrinin düşey kesiti ve planı	116
Şekil A.1. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi.....	124
Şekil A.2. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi.....	124
Şekil A.3. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi.....	125
Şekil A.4. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi.....	125
Şekil A.5. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi.....	126
Şekil A.6. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi.....	126
Şekil A.7. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi	127
Şekil A.8. H=15 m ve n=3 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi	127
Şekil A.9. H=15 m ve n=3 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi	128
Şekil A.10. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	128
Şekil A.11. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi	129
Şekil A.12. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankraj yatay aralığının iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	129
Şekil A.13. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi.....	130
Şekil A.14. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi	130

Şekil A.15. H=15 m ve n=3 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	131
Şekil A.16. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi	131
Şekil A.17. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi	132
Şekil A.18. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi	132
Şekil A.19. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankraj kuvvetine etkisi	133
Şekil A.20. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	133
Şekil A.21. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	134
Şekil A.22. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	134
Şekil A.23. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	135
Şekil A.24. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi.....	135
Şekil A.25. H=15 m ve n=4 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi	136
Şekil A.26. H=15 m ve n=4 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi	136
Şekil A.27. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	137
Şekil A.28. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi	137
Şekil A.29. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankraj yatay aralığının iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	138
Şekil A.30. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi.....	138
Şekil A.31. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi	139
Şekil A.32. H=15 m ve n=4 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	139
Şekil A.33. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi	140
Şekil A.34. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi	140
Şekil A.35. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi	141
Şekil A.36. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankraj kuvvetine etkisi	141
Şekil A.37. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 5. ankraj kuvvetine etkisi	142
Şekil A.38. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	142
Şekil A.39. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	143
Şekil A.40. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	143

Şekil A.41. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	144
Şekil A.42. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 5. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	144
Şekil A.43. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi.....	145
Şekil A.44. H=15 m ve n=5 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi	145
Şekil A.45. H=15 m ve n=5 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi	146
Şekil A.46. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	146
Şekil A.47. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	147
Şekil A.48. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi	147
Şekil A.49. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi.....	148
Şekil A.50. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi	148
Şekil A.51. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi	149
Şekil A.52. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi	149
Şekil A.53. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi	150
Şekil A.54. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	150
Şekil A.55. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	151
Şekil A.56. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	151
Şekil A.57. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi.....	152
Şekil A.58. H=20 m ve n=3 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi	152
Şekil A.59. H=20 m ve n=3 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi	153
Şekil A.60. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	153
Şekil A.61. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi	154
Şekil A.62. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	154
Şekil A.63. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi.....	155
Şekil A.64. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi	155
Şekil A.65. H=20 m ve n=3 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	156
Şekil A.66. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi	156
Şekil A.67. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi	157

Şekil A.68. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi	157
Şekil A.69. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankraj kuvvetine etkisi	158
Şekil A.70. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	158
Şekil A.71. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	159
Şekil A.72. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	159
Şekil A.73. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi	160
Şekil A.74. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi.....	160
Şekil A.75. H=20 m ve n=4 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi	161
Şekil A.76. H=20 m ve n=4 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi	161
Şekil A.77. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	162
Şekil A.78. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi	162
Şekil A.79. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	163
Şekil A.80. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi.....	163
Şekil A.81. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi	164
Şekil A.82. H=20 m ve n=4 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi	164

ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa
Çizelge 2.1. Zemin türüne bağlı K_0 katsayı değerleri.....	16
Çizelge 2.2. Aktif durum üretmek için gerekli deplasman miktarları.....	20
Çizelge 2.3. Aktif koşulların oluşması için gerekli duvar hareketi.....	20
Çizelge 2.4. Aktif duruma ulaşmak için gerekli yatay duvar hareketleri.....	20
Çizelge 2.5. Pasif koşulların gerçekleşmesi için gerekli duvar hareketleri.....	28
Çizelge 2.6. Pasif durumun oluşması için gereken duvar dönme değerleri.....	28
Çizelge 4.1. Küçük çaplı, kendi ağırlığı ile yerleşen düz şaftlı zemin ankrajlarının ön tasarımı için yük transferinin tahmini nihai değerleri.....	52
Çizelge 4.2. Ankraj kök bölgesi boyunca enjeksiyon arayüzü için varsayımsal ortalama nihai sınır gerilme değerleri.....	53
Çizelge 4.3. Öngermeli çelik donatı çubuklarının özellikleri.....	57
Çizelge 4.4. 15 mm (0.6") çapa sahip öngermeli çelik halatların özellikleri.....	57
Çizelge 4.5. Tendon boyutu ile delik çapı arasındaki ilişki.....	58
Çizelge 5.1. İller Bankası tarafından önerilen palplanş birim fiyatları.....	81
Çizelge 5.2. Teknofor İnşaat Taahhüt Ltd. Şti. tarafından kullanılan ankraj birim fiyatları....	82
Çizelge 6.1. H=15 m ve n=2 olan palplanшта optimum maliyetler.....	106
Çizelge 6.2. H=15 m ve n=3 olan palplanшта optimum maliyetler.....	106
Çizelge 6.3. H=15 m ve n=4 olan palplanшта optimum maliyetler.....	107
Çizelge 6.4. H=15 m ve n=5 olan palplanшта optimum maliyetler.....	107
Çizelge 6.5. H=20 m ve n=3 olan palplanшта optimum maliyetler.....	108
Çizelge 6.6. H=20 m ve n=4 olan palplanшта optimum maliyetler.....	108
Çizelge 6.7. H=20 m ve n=5 olan palplanшта optimum maliyetler.....	109
Çizelge 6.8. H=15 m ve n=2 olan ve optimum maliyete sahip palplanş sistemine ait çıktılar.....	117
Çizelge 6.9. H=20 m ve n=5 olan ve optimum maliyete sahip palplanş sistemine ait çıktılar.....	117

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

ABM	Ankraj birim maliyeti
A_{ps}	Öngermeli çelik elemanın nominal enkesit alanı
ATM	Ankraj toplam maliyeti
B	Kazı genişliği
c	Zeminin kohezyonu
c'	Zeminin efektif kohezyonu
D	Palplanşın çakma derinliği
d_i	Strutlar arasındaki düşey mesafe
$D_{kök}$	Ankraj kök bölgeleri içerisindeki en büyük çap değeri
F_b	Müsaade edilebilir eğilme gerilmesi
f_{pu}	Öngermeli çelik elemanın nihai gerilme dayanımı
F_y	Çeliğin akma gerilmesi
H	Kazı derinliği
H_i	Ankrajlar arasındaki düşey mesafe
K_0	Sükunet halindeki yatay toprak basıncı katsayısı
K_a	Aktif yatay toprak basıncı katsayısı
K_p	Pasif yatay toprak basıncı katsayısı
KM	Kuşak maliyeti
KBM	Kuşak birim maliyeti
KA	Kuşak ağırlığı
L	Kazı uzunluğu
$L_{gövde [j]}$	j. ankrajın minimum gövde uzunluğu
$L_{kök}$	Ankrajın kök uzunluğu
M	Eğilme momenti
M_B	1. ankraj lokasyonunda oluşan eğilme momenti
M_{max}	Maksimum eğilme momenti
N	Yatay sırada kullanılan ankraj sayısı
n	Kuşak sayısı
OCR	Aşırı konsolidasyon oranı
p	Görünür toprak basıncı diyagramının maksimum ordinatı
P	Kuvvet
P_a	Duvara etki eden yatay aktif kuvvet
PBM	Palplanş birim maliyeti
PI	Zeminin plastisite indisi
P_i	i. struta gelen kuvvet
P_p	Pasif kuvvet
PTM	Palplanş toplam maliyeti
q	Sürşarj yükü
R	Kazı tabanı altındaki zemin tarafından direnilmesi istenen reaksiyon kuvveti
R_1	1 ankrajlı iksa sisteminde kazı tabanı altındaki zemin tarafından direnilmesi istenen reaksiyon kuvveti
R_2	2 ankrajlı iksa sisteminde kazı tabanı altındaki zemin tarafından direnilmesi istenen reaksiyon kuvveti
R_3	3 ankrajlı iksa sisteminde kazı tabanı altındaki zemin tarafından direnilmesi istenen reaksiyon kuvveti
R_4	4 ankrajlı iksa sisteminde kazı tabanı altındaki zemin tarafından direnilmesi istenen reaksiyon kuvveti
R_5	5 ankrajlı iksa sisteminde kazı tabanı altındaki zemin tarafından direnilmesi istenen reaksiyon kuvveti

R_k	Kama yüzeyi boyunca etki eden normal ve direnen kayma kuvvetlerinin bileşkesi
s	Ankrajlar arasındaki yatay mesafeyi
S_{min}	Minimum kesit modülü
SPT	Standart penetrasyon testi
s_s	Strutların merkezinden merkezine olan yatay mesafeyi
T	i. ankraja gelen toplam ankraj kuvveti
T_h	i. ankraja gelen toplam yatay ankraj yükü
T_{h1}	1. ankraja gelen yatay kuvvet
T_{h2}	2. ankraja gelen yatay kuvvet
T_{h3}	3. ankraja gelen yatay kuvvet
T_{h4}	4. ankraja gelen yatay kuvvet
T_{h5}	5. ankraja gelen yatay kuvvet
T_{hi}	Duvarın birim genişliği başına i. ankraja gelen yatay yük bileşeni
T_v	i. ankraja gelen toplam düşey kuvvet
T_{2u}, T_{2L}	2. ankraja gelen yatay kuvvetin bileşenleri
T_{3u}, T_{3L}	3. ankraja gelen yatay kuvvetin bileşenleri
T_{4u}, T_{4L}	4. ankraja gelen yatay kuvvetin bileşenleri
T_{5u}, T_{5L}	5. ankraja gelen yatay kuvvetin bileşenleri
u	Boşluk suyu basıncı
W	Kamanın ağırlığı
x	Ankraj kök bölgesinin aktif göçme kaması dışına çıkması gerekli uzaklık
x_i	i. anrajlı iksa sisteminde maksimum eğilme momentinin meydana geldiği yer
z	Hesap derinliği
z_c	Çekme çatlağı derinliği
γ_{eq}	Eşdeğer birim hacim ağırlık
γ_n	Zeminin doğal birim hacim ağırlığı
$\theta_{(w)}$	Duvar arka yüzünün düşeyle yaptığı eğim açısı
σ	Basınç
σ_0'	Düşey efektif gerilme
σ_{1f}'	Göçme durumundaki büyük asal gerilme değeri
σ_{3f}'	Göçme durumundaki küçük asal gerilme değeri
σ_a'	Aktif toprak basıncı
σ_h	Yatay toprak basıncı
σ_h'	Efektif yatay toprak basıncı
\emptyset	Zeminin içsel sürtünme açısı
\emptyset'	Zeminin efektif içsel sürtünme açısı
α	Duvar arkasındaki zeminin yatayla yaptığı eğim açısı
β	Duvarın zeminle temas halinde olan yüzünün yatayla yaptığı eğim açısı
γ	Zeminin birim hacim ağırlığı
δ'	Zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısını
θ	Ankrajın yatayla yaptığı eğim açısı

1. GİRİŞ

Günümüzde yaygın bir şekilde kullanılan yüksek yapıların ve otoparkların inşaatlarında ve gelişen teknolojinin beraberinde getirdiği çok bodrumlu alışveriş merkezleri, metro istasyonları ve altgeçitler gibi yapıların inşaatlarında derin kazı problemleri ile sıkça karşılaşmaktadır. Bu sebeple derin kazı gerektiren inşaat işlerinde kazı alanına yakın mevcut bina, yol, elektrik, su vb. sistemlerin zarar görmesini engellemek ve de kazı alanı içerisinde güvenli bir çalışma ortamı elde edilebilmek amacıyla kazı yan yüzeylerinin stabilizasyonu için iksa sistemi kullanımı gerekmektedir. Bu amaç için; ağırlık duvarları, diyafram duvarlar, toprakarme istinat duvarları, kazıklı perde duvarlar ve palplanş duvarlar kullanılabilir. Diğer duvar türlerine nazaren yüksek çakma gerilmelerine olan direncinden, nispeten hafif olmalarından, uzun servis ömrüne sahip olmalarından ve de tekrar tekrar kullanılabilme özelliğinden dolayı çelik palplanşlar yaygın bir şekilde kullanılırlar.

Genel olarak palplanş duvarlar; rıhtım yapıları, koferdamlar, barajlar altında sızma perdesi, erozyon koruması, kazı destek sistemi ve taşkın duvarlar olarak ve zemin şevlerinin stabilizasyonunda kullanılabilirler (Amer, 2013).

Palplanş duvarlar konsol olarak veya ankrajlı olarak inşa edilebilirler. Genellikle 3-5 m'den daha az duvar yükseklikleri için konsol palplanş duvar kullanılırken, daha yüksek duvarlar için veya yatay duvar deformasyonlarının sınırlandırılmasının zorunlu olduğu durumlarda ise ankrajlı palplanş duvarlar kullanılabilir. Genellikle duvar yüksekliği 6 m'yi aşıyorsa veya duvar, bir yapıdan gelen yoğun yükleri destekliyorsa ankraj kullanımı gereklidir (NCHRP, 2008).

Gerekli iksa yapısını tasarlayacak bir geoteknik tasarımcının görevlerinden biri güvenli ve ekonomik bir tasarım yapmaktır. Literatürde ankrajlı palplanş sistemlerinin tasarımı ile ilgili yeterince çalışma olmasına karşın optimizasyon çalışmaları yetersizdir. Bu nedenle bu çalışmada, orta sıkı kuru kum zemin içerisine çakılan palplanş sisteminin maliyeti üzerine bir optimizasyon çalışması yapılmıştır. Varsayımsal olarak seçilen 15 m*12 m'lik bir kazı alanı içerisinde yapılacak 20 m ve 15 m'lik kazı durumları için geçici olarak inşa edilecek çelik palplanş kesitinde; ankraj sayıları, ankraj açıları, ankraj düşey ve yatay aralıkları değiştirilerek analizler yapılmıştır. Geleneksel zemin mekaniğinde kullanılan yatay toprak basıncı zarfları, ankraj ile duvarın birleştiği yerde meydana gelen gerilme yoğunlaşmasını dikkate almadığı için duvara etki edecek yatay toprak basınçlarını belirleyebilmek için FHWA

(1999) tarafından çok ankrajlı iksa sistemleri için önerilen trapezoid yatay toprak basıncı zarfları kullanılmıştır. Analizlerde, bu toprak basınçlarına ilaveten kazı alanının bitişiğinde çalışmalar yapacak iş makineleri ile yığılan malzeme ağırlıklarını dikkate alan 5kPa'lık üniform yayılı bir sürşarj yükü de duvara etkilmiştir. Duvarın geometrisi ile ilgili kısıtlamalar için de yine FHWA (1999) tarafından tavsiye edilen sınır durumlar dikkate alınmıştır. Ayrıca bu çalışma kapsamında palplanşların yeniden kullanılabilme özelliği referans alınarak palplanş sisteminin 2 yıldan daha az süreli bir proje için kullanılacağı durum dikkate alınmıştır ve buna istinaden analizlere dinamik etkiler dahil edilmemiştir. Sonuç olarak 20 m kazı durumu için 16288 ve 15 m kazı durumu içinse 19200 adet farklı geometri durumu incelenerek her biri için amaç fonksiyonu olan maliyet fonksiyonları oluşturulmuş ve en düşük maliyeti veren kesit bulunmaya çalışılmıştır.

Bu çalışmada ikinci bölümde, iksa sistemlerinin davranışı üzerine etkisi olan parametrelerin değişimlerinin iksa sistemine etkilerini ve iksa sisteminin optimizasyonu üzerine yapılan çalışmaları gösteren literatür özeti verilmiştir. Ayrıca geleneksel zemin mekaniğinde yaygın bir şekilde kullanılan iksa sistemlerine gelebilecek yatay basınçlar ile ilgili bilgiler de bu bölümde verilmiştir.

Üçüncü bölümde, yaygın bir şekilde kullanılan iksa duvarlarından bazıları ile ankrajlar hakkında bilgiler verilmiştir.

Dördüncü bölümde, BS (1989) ve FHWA (1999) tarafından ankrajlı bir iksa sisteminin tasarımı için önerilen temel prensipler verilmiştir.

Beşinci bölümde, bu tez çalışması kapsamında yürütülen optimizasyon işlemi için kullanılan materyal ve yöntemler hakkında bilgi verilmiştir.

Altıncı bölümde, yapılan analizler sonucunda elde edilen araştırma bulguları verilerek yorumlar yapılmıştır.

Yedinci bölümde ise tüm bu çalışmadan çıkarılan genel sonuçlar verilerek değerlendirmeler yapılmıştır.

2. LİTERATÜR ÖZETİ

Literatürde genellikle, PLAXIS yazılımı kullanılarak modellenen derin kazı ve iksa sisteminin davranışı üzerine etkisi olduğu düşünülen parametreler değiştirilerek bu parametrelerin sistem davranışına etkisi üzerine yorumlar yapılmıştır. Bazı araştırmacılar ise çeşitli optimizasyon algoritmaları kullanarak istinat duvarlarının geometrilerini optimize etmeye çalışmışlardır. Bu araştırmalar aşağıda özetlenmiştir.

Lopez vd. (2017), orta sıkı bir zemini destekleyen ve nispeten sığ kazılar içerisindeki palplanş duvarlar veya ankrajlı duvarlar için geliştirilen FHWA (1999) yönetmeliğini kullanarak sıkı çakıllı zemin içerisindeki derin kazı durumu için statik analizlerini gerçekleştirmiştir. Araştırmacı, ankrajlı kazıklar ile desteklenen bu kazının statik analizi için kullandığı verileri dikkate alarak PLAXIS 2D programıyla modelleme yapmış ve elde ettiği sonuçları, elle yapılan hesaplama sonuçları ile karşılaştırmıştır. Çalışmada, elle ve PLAXIS 2D ile yapılan analizlerde 6200 m² alan ve 28 m derinliğe sahip olan ve Santiago'daki Mapocho Nehri'nin depozitlerinde inşa edilen Beauchef Poniente inşaatına ait derin kazı durumu dikkate alınmıştır. Sonuç olarak araştırmacı, 2 boyutlu sonlu elemanlar yönteminden hesapladığı kazığa gelen statik toprak basınçlarının ve ankrajlara gelen çekme kuvvetlerinin FHWA (1999) tarafından önerilen toprak basıncı zarfları kullanılarak elde edilenler ile mükemmel bir uyum içerisinde olduğunu ifade etmiştir.

Aydoğdu (2017), güçlendirilmiş beton istinat duvarının optimum tasarımı üzerine meta-sezgisel yöntemlerin performanslarını, maliyet ve CO₂ salınımını minimum seviyede tutmak amacıyla araştırmıştır. Araştırma için biyocoğrafya tabanlı optimizasyon ve sosyal örümcekler optimizasyon yöntemlerinden faydalanılmıştır. Ayrıca maliyet ve CO₂ salınımının minimum fonksiyonları ve CO₂ salınımı ile maliyet fonksiyonlarını birlikte içeren çok amaçlı fonksiyonlar, amaç fonksiyonu olarak kullanılmıştır. Optimizasyon probleminde 8 tanesi istinat duvarının enkesit boyutları ile ilgili, 5 tanesi ise duvar elemanlarının güçlendirme detayları ile ilgili olacak şekilde 13 değişken kullanılmıştır. Çalışmada, eğilme ve kayma dayanımı gereksinimleri, güçlendirme çubuğunun minimum ve maksimum enkesit alanları, güçlendirme detayları için gerekli donatı uzunlukları ve göçme modları için güvenlik sayıları, optimizasyon probleminin sınırlandırma fonksiyonları olarak tanımlanmıştır. Ayrıca çelik ve beton sınıflarının, maliyet ve CO₂ salınımının üzerine etkilerini araştırmak amacıyla analizlerde farklı çelik ve beton sınıfları kullanılmıştır. Araştırmalar sonucunda, eğer düşük sınıf malzemeler kullanılırsa daha düşük maliyet ve CO₂ salınımlarının elde edildiği, ayrıca

yüksek dayanımlı beton kullanımının çelik malzeme kullanımını arttırdığı, beton malzeme maliyetinin toplam maliyetin çoğunluğunu oluşturduğu ve toplam CO₂ salınımının büyük çoğunluğuna beton miktarının sebep olduğu sonucuna varılmıştır.

Erdem (2015) çalışmasında, 30*20 m²'lik bir alan içerisindeki gevşek, orta sıkı ve sıkı kum zeminlerde yapılacak bir derin kazı içerisinde; 60 cm ve 80 cm genişliğinde diyafram duvar, 30 cm, 65 cm ve 80 cm çapında kazıklı perde ve 6 mm ile 10 mm kalınlığındaki palplanş duvarların her birini PLAXIS V8 ile ayrı ayrı inceleyerek yaklaşık bir maliyet hesabı oluşturmuştur. Çalışmada zemin modeli olarak Hardening Soil modeli, kazık ve diyafram duvar elemanlarının davranışı için "elastik davranış", palplanş duvar için ise "elastoplastik davranış" seçilmiş ve her bir duvar sistemi için 5 ankraj kullanılmıştır. Sonuç olarak araştırmacı, tüm zemin sınıfları için en düşük yatay deplasman değerini 80 cm çapa sahip diyafram duvarın verdiğini ve 30 cm çapa sahip kazık dikkate alınmazsa en büyük yatay deplasman değerini palplanşların verdiğini ileri sürmüştür. Ayrıca araştırmacı, maliyet analizleri sonucunda 80 cm çapa sahip kazıklı perdenin en düşük maliyete sahip olduğunu iddia etmiştir.

Das ve Das (2015), basit bir optimizasyon aracı olan Microsoft Excel Solver programını kullanarak kile gömülü hem konsol hem de ankrajlı palplanş duvarların optimum tasarımını incelemişlerdir. Ayrıca optimum tasarım üzerine zemin özelliklerinin, penetrasyon derinliğinin ve yer altı su tablasının değişiminin etkisini de tartışmışlardır. Analizler sonucunda araştırmacılar, efektif içsel sürtünme açısı değerinin artması ile ankrajlı palplanşın optimum gömme derinliğinin ve ankraj kuvvetinin azaldığını ve de ankrajın duvar üst yüzeyine olan mesafesinin artması ile optimum gömme derinliğinin azaldığını fakat ankraj kuvvetinin arttığını gözlemlemişlerdir. Ayrıca içsel sürtünme açısı arttıkça konsol palplanşın optimum gömme derinliğinin azaldığını görmüşlerdir.

Kayhan ve Demir (2018), güçlendirilmiş beton konsol istinat duvarının optimum tasarımı için diferansiyel gelişim algoritmasına dayalı bir çözüm algoritması kullanmışlardır. İstinat duvarının tasarımında düşey yüklere ilaveten statik kuvvetler ile birlikte dinamik kuvvetler de psödo statik olarak dikkate alınmıştır. Duvar tasarımında betonun donatılandırılması ile ilgili TS 500'de verilen gereksinimler ve kayma, dönme ve zemin taşıma kapasitesi için TS 7994'te verilen gereksinimler, optimum tasarım probleminin sınır fonksiyonları olarak dikkate alınmıştır. Araştırmacılar, zemin özelliklerinin farklı kombinasyonları için, dikkate alınan tüm sınır durumları karşılayacak duvar kesitleri içerisinde minimum maliyete sahip

olan duvarın kesit boyutlarını ve bu duvarın güçlendirme detayını elde etmeye çalışmışlardır. Araştırmalar sonucunda deprem bölgesine göre değişen etkin yer ivmesi katsayısında ve zeminin içsel sürtünme açısındaki değişimin istinat duvarının maliyeti üzerine etkisinin önemli derecede olduğu görülmüştür. Ayrıca araştırmacılar tarafından istinat duvarının optimizasyonunda diferansiyel gelişim algoritmasının etkin bir şekilde kullanılabileceği önerilmiştir.

Öztürk ve Dede (2017), payandalı beton istinat duvarın minimum maliyetini amaç fonksiyonu kabul eden optimum tasarımını, Jaya algoritmasının kodlandığı MATLAB yazılımını kullanarak incelemişlerdir. Araştırmada güçlendirilmiş duvar probleminde 6 tanesi duvarın geometrik özellikleri, 11 tanesi de donatılandırma ile ilgili olmak üzere 17 tasarım değişkeni dikkate alınmıştır ve 24040 amaç fonksiyonu değerlendirmesinden sonra en yüksek, ortalama ve en düşük maliyetler belirlenmiştir.

Arslan ve Öztoprak (2005), MS EXCEL ortamında hazırladıkları BAnk05 adlı program ile tamamen kum zeminden oluşan bir profilde kazı derinliğini 4 metreden 20 metreye, tamamen kil zeminden oluşan bir profilde de kazı derinliğini 4 metreden 16 metreye kadar 2'şer metre aralıklarla değiştirerek, hem konsol fore kazık hem de tek ve çok sıra ankrajlı iksa sistemleri için analizler yapmış ve işçilik ve kullanılan malzeme maliyetlerinin toplamını her durum için kıyaslamışlardır. Sonuç olarak araştırmacılar, killi zeminde yaklaşık 9 metrede hem konsol hem de çok sıra ankrajlı iki iksa sistemin maliyetlerinin yakın olduğunu, 4-9 metre arası konsol fore kazığın, 9-20 metre arası ise ankrajlı iksanın daha ekonomik olduğunu gözlemlenmiştir. Öte yandan kumlu zeminde 8 metrede maliyetlerin eşit, daha küçük derinliklerde konsol fore kazığın ekonomik, daha büyük derinliklerde ise ankrajlı sistemin daha ekonomik olduğu sonucunu elde etmişlerdir.

Bhanuchitra ve Prusty (2010), iksa sisteminin ekonomik tasarımı için PLAXIS yazılımını kullanarak zemin davranışını elasto-plastik Mohr-Coulomb modeli ile ve zemin tabakalarını düzlemsel şekil değiştirme koşullarında 15 düğümlü üçgen elemanlar ile temsil ederek bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada, PLAXIS'in geometri tanımlama aşamasında oluşturulan yükleri, yapısal objeleri ve kümeleri devre dışı bırakarak veya yeniden aktive ederek geometri ve yük konfigürasyonunun değiştirilmesine olanak tanıyan aşamalı inşaat özelliği kullanılarak her bir inşaat aşamasındaki güvenlik durumu adım adım incelenmiştir. Araştırmacılar elle hesaplarda toprak basıncının uygun bir şekilde seçilmesi ile iksa sisteminin maliyetinin optimize edilebileceğini savunmuşlardır. Buna istinaden

araştırmacılar üç farklı kazık çapı için, Rankine'nin klasik teorisinden ve sonlu eleman analizlerinden hesaplanan toprak basıncı katsayılarının derinlikle değişimlerini karşılaştırmışlar ve duvar hareketinin toprak basıncı katsayısı üzerine etkisini araştırmışlardır. Aynı zamanda yaptıkları analizlerde duvar için farklı rijitlik özelliklerini dikkate alarak optimum bir çözüm elde etmişler ve yapının gerçek sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak araştırmacılar, K_A aktif toprak basıncı katsayısının iksa sisteminin maliyeti üzerine büyük bir etkiye sahip olduğunu ve dikkatli bir şekilde değerlendirilmesi gerektiğini önermişler ve ayrıca bir sonlu eleman yazılımı kullanmanın zemin yapı etkileşimine dayalı olarak gerçek K_A değerlerini belirlemeye yardım ettiğini ileri sürmüşlerdir. Buna ilave olarak da iksa sisteminde kullanılan kazık elemanının çapı arttıkça K_A 'nın ve sonuç olarak sisteme etkileyen toprak basıncının da artacağını gözlemlemişlerdir.

Mahdi ve Ebid (2015), kuru granüler bir zeminde konsol palplanş duvarın optimum penetrasyon derinliğini belirlemek için alternatif bir formül ortaya çıkartmak ve iksa sisteminin maliyeti üzerine optimum derinliği kullanmanın etkisini araştırmak için istatistiksel çalışmalar yapmışlar ve elde ettikleri sonuçları geleneksel yöntemle karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak araştırmacılar, stabilite için kabul edilebilir güvenlik sınırları içerisinde kalabilmek amacıyla, geleneksel yöntemle hesaplanan penetrasyon derinliğinin %20 ile % 40 arttırılmasının doğru olduğunu ve hatta çok gevşek zeminler için %20, çok sıkı zeminler için ise %40 değerinin kullanılması gerektiğini ifade etmişlerdir. Ayrıca herhangi bir granüler zemin için %0.1'lik bir hedef güvenilirliği elde etmek için gerekli penetrasyon derinliğinin Denklem 2.1 ile hesaplanabileceğini önermişlerdir:

$$D = \frac{2000H}{(\Phi + 10)^2} \quad (2.1)$$

Burada D, gerekli penetrasyon derinliği; H, kazı derinliği; Φ ise granüler zeminin içsel sürtünme açısı değeridir. Araştırmanın diğer bir sonucu olarak da maksimum penetrasyon derinliği yerine optimum penetrasyon derinliğinin kullanılmasının, zeminin içsel sürtünme açısı değerine bağlı olarak, konsol palplanş sisteminin maliyetinde doğrudan %5 ile %10 kadarlık bir tasarruf sağladığı gözlemlenmiştir.

Bir diğer çalışmada ise kum zeminde kazı sonrası stabiliteyi sağlamak için inşa edilen palplanş ve ankrajlı iksa yapılarının PLAXIS 2D ile analizi yapılmış ve analizler sırasında ankraj

sayısı, ankraj açısı, ankraj boyu, palplanş boyu, yer altı su seviyesi ve palplanş arkasında tutulan zemindeki yayılı yük miktarı gibi değişkenlerin iksa sisteminin stabilitesine etkisi araştırılmıştır. Analizlerde Hardening Soil modeli, düzlemsel şekil değiştirme koşulları ve orta sıklıkta mesh kullanılmıştır. Her bir değişkenin analizinde palplanşta meydana gelen yanal ve düşey deformasyonlar, eğilme momentleri, kesme kuvvetleri, palplanş arkasındaki zeminde meydana gelen oturmalar, payandaya gelen kuvvet, ankraj kuvvetleri hesaplanmıştır. Sonuç olarak araştırmacılar, ankraj sayısı arttıkça palplanşın yanal hareketinde azalma olduğunu ve optimum ankraj sayısının 3 olduğunu, ankraj boyunun belirli bir uzunluktan sonra (5m) sistemin stabilitesine etkisinin azaldığını, ankraj açısı azaldıkça palplanş yanal hareketinin azaldığını ve düşey hareketini çok fazla etkilemediğini, optimum ankraj açısının 15° olduğunu, diğer parametreler optimum değerlerinde alındığında palplanş boyunun optimum değerinin 12.5 m olduğunu, tamamen suya doymun ortama göre kuru ortamda palplanş yanal hareketinin 2.2 kat azaldığını belirtmişlerdir. Yayılı yükün artması ile ise, palplanş yanal ve düşey hareketinin, eğilme momenti ve kesme kuvvetinin, payandaya gelen kuvvetin ve palplanş arkasındaki zeminde meydana gelen oturma miktarının arttığını gözlemlemişlerdir (Örnek vd., 2007).

Amer (2013), farklı zeminler içerisinde; farklı duvar yükseklikleri için, artan duvar penetrasyon derinliğinin konsol ve ankrajlı palplanş duvarların davranışı üzerine etkisini PLAXIS 2D yazılımını kullanarak incelemiştir. Analizlerinde Mohr Coulomb modelini kullanmış ve drenajlı analiz yöntemini benimsemiştir. Analizler sonucunda araştırmacı, geleneksel tasarımdan elde edilenden daha derin penetrasyon derinliğinin kullanılması ile; toplam ve yatay duvar deplasmanlarında sırasıyla yaklaşık %50 ve %60 azalma olduğunu fark etmiştir. Öte yandan konsol palplanş duvarlar için eğilme momentlerinin artan penetrasyon derinliğinden etkilenmediğini gözlemlemiştir. Ayrıca araştırmacı, Deniz Tesisleri Mühendislik Komutanlığı (NAVFAC, 1986) tarafından önerilen tasarım yöntemi kullanılarak hesaplanan derinlikten daha fazla penetrasyon derinliği kullanmanın, konsol duvar davranışı üzerine hiçbir fayda ya da etkiye sahip olmadığı sonucuna varmıştır. Ayrıca gevşek kum zeminlerde duvar yüksekliğinin 1.5 katından; orta sıkı kumlarda, duvar yüksekliğinin 1.25 katından veya sıkı kumlarda duvar yüksekliğinin 1 katından daha derin penetrasyon derinliklerinin duvar davranışını etkilemediğini ileri sürmüştür. Öte yandan araştırmacı, daha dayanıklı veya daha sıkı kum zeminlerde inşa edilen palplanş duvarlarda artan penetrasyon derinliği ile toplam duvar deplasmanlarında nispeten daha yüksek bir azalma olduğunu, oysa en yüksek azalmaların gevşek kum zeminlerdeki yatay duvar deplasmanlarında meydana geldiğini fakat buna karşılık kohezyonlu zeminlerdeki konsol

duvarların deformasyonlarında, artan penetrasyon derinliği ile çok küçük azalmalar olduğunu gözlemlemiştir. Araştırmacı, yüksek duvarlara kıyasla nispeten daha kısa konsol duvarlarda, artan çakma derinliği ile maksimum duvar deplasmanındaki azalmanın daha yüksek olduğunu belirtmiştir. 5 m yükseklikte bir palplanş konsol duvar olarak inşa etmek yerine ankrajlı olarak inşa etmenin, eğer duvar kum zemin içerisinde ise konsol duvar tasarım değerlerine nispeten duvar deplasmanlarının yaklaşık %75, eğer duvar kil zemin içerisinde ise duvar deplasmanlarının yaklaşık %85 azaldığını gözlemlemiştir. Ayrıca araştırmacı, ankraj kullanımının daha az duvar eğilme momenti ve daha az penetrasyon derinliği ürettiğini ifade etmiştir. Araştırmacı, artan çakma derinliği ile sıkı kum zemin içerisinde inşa edilen ankrajlı duvarların maksimum eğilme momentlerinde daha yüksek bir azalma meydana geldiğini, oysa kum zeminlere kıyasla kil zeminlerde inşa edilen duvarlara gelen eğilme momentlerinde daha küçük bir azalma meydana geldiğini gözlemlemiştir. Ayrıca duvar çakma derinliğinin artması ile hem kum hem de kil zeminler içerisinde daha yüksek duvarlara nispeten daha kısa ankrajlı duvarların kullanılmasının maksimum duvar momentlerinde daha yüksek azalmalar verdiği sonucuna varılmıştır. Buna ilaveten araştırmacı, ankrajlı yüksek duvarların gevşek kum zeminlerde duvar yüksekliğinin 0.7 katından, orta sıkı kum zeminlerde 0.5 katından, sıkı kum zeminlerde ise 0.6 katından daha büyük derinliklere çakılmasının hiçbir faydası olmadığını, buna karşılık kısa ankrajlı duvarların ise gevşek kum zeminlerde duvar yüksekliğinin 1 katından, orta sıkı kum zeminlerde 0.7 katından, sıkı kum zeminlerde ise 0.6 katından daha büyük derinliklere çakılmasının hiçbir faydası olmadığını ileri sürmüştür.

Fenerci (2010), Adapazarı zeminlerinden dört farklı zemini örnek alarak dört farklı palplanş kesit tipi için dört farklı kazı derinliğini, dört farklı ankraj sayısını ve dört farklı tasarım standardını dikkate alarak uzun ve kısa dönem için 512 adet palplanş perdesi hesabı yapmış ve hesaplarında ReWARD yazılımını kullanmıştır. Sonuç olarak araştırmacı, kısa vadeli çözümler ile uzun süreli çözümler arasında çok fazla farklılık olmadığını, 5 metreden daha büyük kazılarda duvara etkiyen eğilme momentlerinin artmasından dolayı ankraj kullanımının gerekli olduğunu, gerekli minimum duvar yüksekliğinin ankraj kullanımıyla yaklaşık olarak %40 civarında azaldığını ifade etmiştir. Ayrıca araştırmacı, palplanş kesit tiplerinin maksimum momente etkisinin çok fazla olmadığını gözlemlemiştir.

Alam ve Siddiquee (2014), DIANA isimli sonlu eleman yazılımını kullanarak lineer elastik mükemmel plastik Mohr Coulomb modeli ile sistemi modellemiş ve güçlendirilmiş tendonun rijitliğinin, kullanılan dolgu zemininin elastisite modülünün, duvar arkasında

tutulan zeminin elastisite modülünün ve ankraj boyutunun iksa duvarının davranışı üzerine etkisini incelemiştir. Sonuç olarak araştırmacılar, güçlendirme rijitliğinin artması ile duvar deformasyonunun azaldığını ve ankraj kuvvetinin arttığını, fakat belirli bir rijitlik değerinin üzerinde ise bu artışın deformasyon ve ankraj kuvveti üzerine hiçbir etkiye sahip olmadığını gözlemlemiştir. Ayrıca araştırmacılar, dolgunun ve tutulan zeminin rijitliğinin artması ile duvar deformasyonunun azaldığını, dolgunun rijitliğinin artması ile ankraj kuvvetinin arttığını fakat tutulan zeminin rijitliğindeki değişim ile sabit kaldığını öne sürmüştür.

Bilgin (2010), kohezyonsuz zeminlere inşa edilen ankrajlı palplanş duvarların deformasyonları, eğilme momentleri ve ankraj kuvvetleri üzerine kazma ve doldurma inşaat yöntemlerinin etkisini PLAXIS programını kullanarak araştırmıştır. Analizler sırasında farklı dolgu, temel zemini koşulları ve duvar yükseklikleri dikkate alınmıştır ve Mohr Coulomb modeli kullanılmıştır. Sonuç olarak araştırmacı, dolgu yöntemi ile sağlam zeminde inşa edilen palplanşın kazma yöntemi ile inşa edilen palplanşa göre ortalama %25 daha fazla duvar deformasyonu verdiğini ve gevşek zeminlerde bu deformasyonun ortalama olarak %71 daha yüksek çıktığını gözlemlemiştir. Ayrıca araştırmacı, kazı yöntemiyle inşa edilen palplanşlarda inşaatın sonuna doğru meydana gelen eğilme momentlerindeki önemli artışlardan ve büyük deformasyonlardan dolayı, duvar göçmelerinin yeterli uyarı durumu oluşmadan gerçekleşmesinin beklendiğini söylemiştir. Öte yandan dolgu durumlarında ise, ani göçmeleri önleyebilmek amacıyla inşaat esnasında koruyucu önlemler alabilmek açısından uygun olan daha kontrollü duvar deformasyonlarının meydana geldiğini (deformasyonların yavaşça gerçekleştiğini) ileri sürmüştür. Buna karşılık dolgu yöntemiyle inşa edilen duvarlar kazı yöntemiyle inşa edilen duvarlarla kıyaslandığında dolgu yöntemi ile inşa edilen duvarlarda ortalama %34 daha fazla eğilme momenti meydana geldiği görülmüştür. Ayrıca araştırmacı, dolgu yöntemiyle sağlam zemine inşa edilen palplanş duvarlarda kazı yöntemiyle inşa edilen palplanşlara göre ankraj kuvvetlerinin yaklaşık olarak %17 daha az olduğunu, öte yandan dolgu yöntemiyle daha zayıf zemine inşa edilen nispeten daha kısa palplanş duvarlarda, ankraj kuvvetlerinin kazı yöntemiyle inşa edilen palplanşlara göre biraz daha fazla olduğunu, fakat daha yüksek palplanşlar için her iki yöntemin de benzer ankraj kuvvetleri verdiğini gözlemlemiştir.

Ghazaly vd. (2016), çoğunlukla kilden oluşan bir zemin profili içerisinde inşa edilen ve kalınlıkları sırasıyla 60 cm ve 40 cm olan diyafram duvar ile palplanş duvarı PLAXIS yazılımını kullanarak modellemişler ve her iki duvar türü için her kazı aşamasında oluşacak deformasyon ve eğilme momentlerini karşılaştırmışlardır. Ayrıca genişliği 30 m ve derinliği

ise 10 m olan kazıyı 4 aşamalı olarak modellemişler, her kazı aşamasında bir destek elemanı kullanmışlar ve kazı bölgesinin her iki kenarına, büyüklükleri sırasıyla 10 kN/m² ve 25 kN/m² olan trafik ve yapı yükleri koymuşlardır. Analizlerde drenajlı Mohr Coulomb modeli kullanılarak zemin modellenmiştir. Sonuç olarak araştırmacılar, kazı esnasında duvara gelen yatay toprak basınçlarının arttığını, daha derin kazılarda iksa sisteminin arkasına daha yüksek yatay toprak basıncının etki ettiğini ve bunun sonucu olarak da iksa duvarında daha büyük deformasyonların meydana geleceğini ileri sürmüşlerdir. Ayrıca araştırmacılar, her iki iksa duvarı için stabilitenin hemen hemen benzer olduğunu, her kazı aşamasındaki yatay ve düşey deplasman artışlarının yaklaşık olarak aynı olduğunu ve her iki duvar için eğilme momenti, kesme kuvveti ve eksenel kuvvetin de yine benzer olduğunu, ayrıca duvarın penetrasyon derinliğindeki artış ile duvar hareketinin azalacağını ifade etmişlerdir.

Bilgin (2012), sonlu elemanlar ve geleneksel tasarım yöntemlerini kullanarak çeşitli zemin koşulları ve duvar yüksekliklerine sahip tek seviye ankrajlı palplanş duvar için 12 farklı durumdan elde ettiği yatay toprak basınçlarını, duvara gelen eğilme momentlerini ve ankraj kuvvetlerini karşılaştırmıştır ve ankraj civarındaki gerilme yoğunlaşmasını dikkate alan yatay toprak basıncı katsayılarını araştırmıştır. Çalışmalarda iki boyutlu düzlemsel şekil değiştirme yöntemini kullanan PLAXIS sonlu eleman yazılımı ile sonlu eleman analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizlerde 15 düğümlü üçgensel elemanlar ve Mohr Coulomb modeli kullanılarak zemin tabakaları modellenmiş ve zemin kazısı toplam 8 aşamalı olarak oluşturulmuştur. Sonuç olarak araştırmacı, geleneksel tasarım yöntemlerindeki gibi aktif ve pasif toprak basınçlarının derinlikle artmadığını, duvar hareketinin ankraj tarafından sınırlandırılmasından dolayı ankraj seviyesinde gerilme yoğunlaşması olduğunu, kazık ucuna yakın yerlerde pasif basınçlarda azalma ve aktif basınçlarda da bir artışın olduğunu gözlemlemiştir. Ayrıca araştırmacı, geleneksel tasarım yönteminin sonlu eleman analizine göre duvara gelen eğilme momentlerini yaklaşık olarak %50 daha fazla bulduğunu, sonlu eleman analizinden elde edilen ankraj kuvvetlerinin geleneksel yöntemden elde edilenlerden yaklaşık olarak %40 daha fazla olduğunu ileri sürmüştür. Bunlara ilave olarak araştırmacı; bu çalışmanın sonucunda, gerilme yoğunlaşması veya azalmasını dikkate alan ampirik bir ifade olarak sunduğu yatay aktif ve pasif toprak basıncı katsayılarının duvar yüksekliği boyunca daha gerçekçi ve doğru yatay toprak basıncı dağılımları verdiğini ileri sürmüştür ve sonuç olarak, daha doğru ve güvenli yapılar için tek seviye ankrajlı palplanş duvarlarının tasarımında önerdiği toprak basıncı katsayılarının ve basınç dağılımlarının kullanılmasını tavsiye etmiştir.

Bilgin ve Erten (2009), değişen zemin koşulları ve duvar yüksekliklerinin, ankraj konumunun, palplanşın rijitliğinin, ankrajın rijitliğinin ve ankraj sayısının duvar ve zemin deformasyonları üzerine etkisini PLAXIS sonlu eleman analizini kullanarak araştırmışlardır. Araştırmacılar, geleneksel yöntemleri kullanarak tasarladıkları ankrajlı palplanş duvarların deformasyon davranışlarını PLAXIS ile incelemiş ve bu duvarların arkasındaki zemin oturmaları ile yatay duvar hareketlerini azaltmak üzerine farklı parametrelerin etkilerini araştırmışlardır. Parametrik çalışmada 6, 9 ve 12 m olmak üzere üç farklı duvar yüksekliği ve sıkı, orta sıkı, gevşek kum olmak üzere de üç farklı zemin türü kullanılmış ve yer altı su seviyesinin ankraj seviyesinde olduğu varsayılmıştır. Araştırmacılar, sonlu eleman analizlerinde iki boyutlu düzlemsel şekil değiştirme modelini kullanmış, zemin tabakalarını altı düğümlü üçgensel eleman olarak, palplanş duvarları da üç düğümlü levha eleman olarak ve kazı işlemini de sekiz aşamalı olarak modellemişlerdir. Araştırmada kohezyonsuz zemin kullanıldığı için tamamen drenajlı koşullar göz önüne alınmış ve zemin davranışının modellenmesi için Mohr Coulomb modeli tercih edilmiştir. Araştırmacılar ilk olarak, duvar yüksekliğine (H) bağlı olarak seçtiği dört farklı ankraj derinliğinin (0, 0.125H, 0.25H, 0.375H) her biri için farklı zemin türlerini ve duvar yüksekliklerini dikkate alan yirmi farklı analiz yapmışlar ve analizlerin sonucunda, duvar üst kısmından itibaren olan ankraj derinliğinin 0.25H'a kadar artması ile duvar arkasındaki maksimum oturmaların ve maksimum yatay duvar deformasyonlarının azaldığını, ankraj derinliği 0.25H ile 0.27H arasındayken maksimum deformasyonların minimum bir değere ulaştığını, ankraj derinliği 0.27H'tan daha fazla olduğunda ise maksimum deformasyonların yine artmaya başladığını gözlemlemişlerdir. Ayrıca maksimum duvar ve zemin deformasyonları üzerine ankraj konumunun etkisinin, düşük yüksekliğe sahip duvarlara nispeten daha yüksek duvarlarda daha önemli olduğunu ileri sürmüşlerdir. Bu araştırmaya dayanarak araştırmacılar, duvar üst yüzünden itibaren ankrajın yaklaşık olarak 0.25H seviyesinde oluşturulması sonucunda, yatay duvar hareketlerinin ve duvar arkasındaki zemin oturmalarının minimum olacağını iddia etmişlerdir. Araştırmacılar ikinci olarak, dört farklı kazık kesiti kullanarak, farklı zemin türleri ve duvar yükseklikleri için toplam on iki farklı analiz gerçekleştirmişlerdir. Sonuç olarak araştırmacılar, kazık kesiti arttıkça duvar ve zemin deformasyonlarının azaldığını ve yine düşük yüksekliğe sahip duvarlara nispeten daha yüksek duvarlarda bu etkinin daha fazla olduğunu gözlemlemişlerdir. Üçüncü olarak ise araştırmalarda farklı ankraj rijitlikleri kullanılarak, farklı zemin türleri ve duvar yükseklikleri için toplam 15 farklı analiz gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda, ankraj rijitliğinin artması ile maksimum yatay duvar deformasyonlarının azaldığı, fakat belirli bir değerden sonra ankraj rijitliğindeki artışın duvar deformasyonları üzerine etkisinin çok küçük olduğu görülmüştür. Ayrıca, nispeten

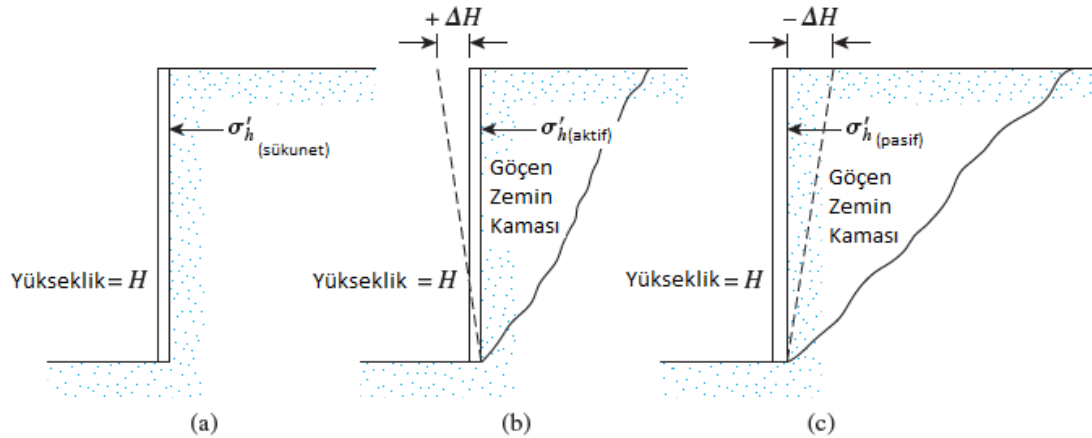
daha düşük yüksekliklere sahip duvarlarda deformasyonlarda maksimum azalmanın meydana geldiği gözlemlenmiştir. Son olarak araştırmacılar, duvarın üst yüzeyinden itibaren 0.625H kadar derinde ikinci bir ankraj tanımlayarak, ikinci bir ankraj seviyesinin deformasyon davranışı üzerine etkisini araştırmışlar, sonuç olarak duvar deformasyonlarının azaldığı sonucunu elde etmişler ve gevşek kum içerisine inşa edilen daha yüksek duvarlarda bu azalmanın daha önemli olduğunu gözlemlemişlerdir.

Aktan (2014), mevcut bir yapı yanında yapılan derin kazıyı desteklemek için inşa edilecek bir iksa yapısını ve bu iksa sisteminin davranışı üzerine bazı parametrelerin etkisini PLAXIS 8.2 sonlu eleman yazılımını kullanarak incelemiştir. Analizlerde zemin davranışının modellenmesinde Hardening Soil modeli kullanılmıştır. Araştırmacı, diğer yapı ve zemin özelliklerini sabit tutarak ve zemin için farklı elastisite modülleri kullanarak analizler yapmış ve sonuç olarak elastisite modülünün artması ile zemin dayanımının arttığını, bundan dolayı da duvarın yatay deplasmanlarının azaldığını gözlemlemiştir. Araştırmacı, yine zemin ve yapının diğer özelliklerini sabit tutarak zeminin içsel sürtünme açısı ve buna bağlı dilatansi açılarının değişimini dikkate alarak farklı analizler yapmış ve sonuç olarak içsel sürtünme açısının artması ile duvarın yatay deplasmanlarının azaldığı sonucunu elde etmiştir. Diğer bir parametrik araştırmasında araştırmacı, diğer zemin ve yapı özelliklerini sabit tutarak 4 m'den 12 m'ye farklı ankraj kök uzunluklarının sistem davranışına etkisini incelemiş ve 8 m'ye kadar kullanılan kök uzunluklarının yatay duvar deplasmanlarını azalttığını fakat 8 m üzerinde kök uzunluğu kullanmanın yatay duvar deplasmanı üzerine etkisinin olmadığını gözlemlemiştir. Bir diğer çalışmada ise duvarın yatay deplasmanları üzerine ankraj eğiminin etkisini incelemek amacıyla 10° ile 45° arasında ankraj açıları kullanılarak analizler gerçekleştirilmiş ve ankraj eğiminin artması ile yatay duvar deplasmanlarının arttığı, en düşük deplasmanın eğim açısı 15° iken elde edildiği ve ankraj eğimi 45° iken ise sistemin göçtüğü gözlemlenmiştir. Ayrıca kopma dayanımları sırasıyla 183.7, 260.7 ve 353.2 kN olacak şekilde halatın nominal çap değerleri değiştirilerek analizler yapılmış ve sonuç olarak halat çapı arttıkça duvar deplasmanlarının azaldığı sonucuna varılmıştır. Son olarak araştırmacı, ankrajlar arasındaki yatay aralıkların sonuçlar üzerine etkisini incelemek için 100 ile 200 cm arasındaki değerleri yatay aralık olarak seçtiği analizler gerçekleştirmiş ve ankrajlar arası yatay mesafenin artması ile duvarın yatay deplasman değerlerinin de arttığını gözlemlemiştir.

2.1. İksa Sistemlerine Gelen Yatay Toprak Basınçları

2.1.1. Desteksiz bir kazı durumunda duvara gelen toprak basınçları

İksa sistemlerinin doğru bir şekilde tasarlanabilmesi için, duvarın hareket türü ve miktarı, zeminin kayma dayanımı parametreleri, zeminin birim hacim ağırlığı ve dolgunun drenaj koşulları gibi birçok faktörün bir fonksiyonu olan yatay toprak basıncının tahmin edilmesi gerekir. Şekil 2.1a'da gösterildiği gibi eğer duvar hareketi kısıtlanmışsa duvar üzerine gelecek yatay toprak basıncı sükunet halindeki toprak basıncı olarak adlandırılır. Şekil 2.1b'deki gibi duvar tutulan zeminden uzağa eğiliyorsa, yeterli duvar eğilmesi ile duvar arkasında üçgensel bir zemin kaması göçecektir ve bu koşul için yatay toprak basıncı, aktif toprak basıncı olarak adlandırılır. Şekil 2.1c'deki gibi duvar tutulan zemini sıkıştırarak biçimde hareket edebilir. Bu durumda da yeterli duvar hareketi ile üçgensel bir zemin kaması göçecektir ve bu koşul için yatay basınca pasif toprak basıncı denilir.



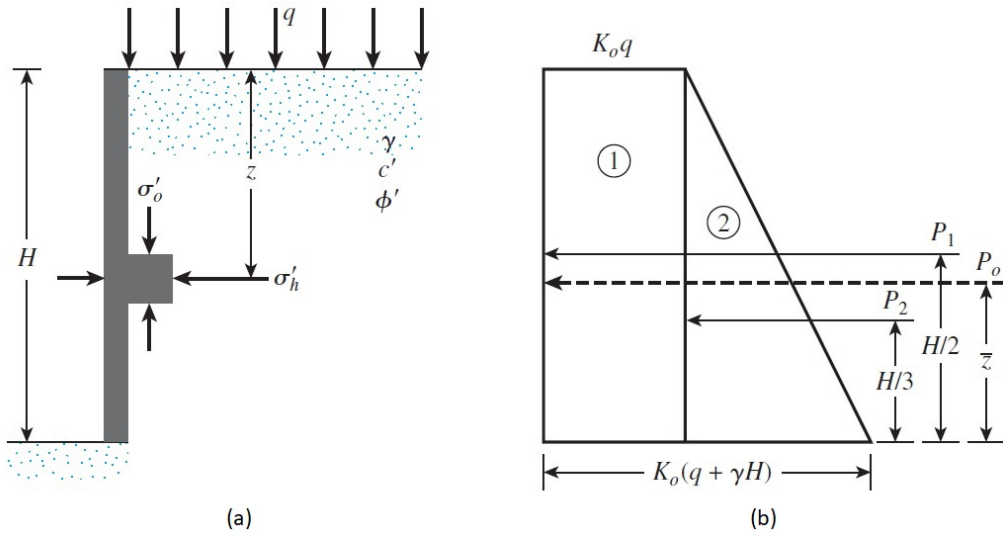
Şekil 2.1. İksa yapısına gelen toprak basınçları (Das, 2014)

2.1.1.1. Sükunet halindeki toprak basıncı

Eğer duvar sükunet halindeyse ve hiçbir şekilde hareketine müsaade edilmiyorsa, Şekil 2.2 de verilen duvara herhangi bir derinlikte etki eden yatay toprak basıncı Denklem 2.2'deki gibi hesaplanır:

$$\sigma_h = K_0 * (\sigma'_0 + q) + u \quad (2.2)$$

Burada u boşluk suyu basıncı, K_0 sükunet halindeki toprak basıncı katsayısı, q sürşarj yükü, σ'_0 ise z derinliğindeki düşey efektif gerilmedir.



Şekil 2.2. Sükunetteki toprak basıncı (Das, 2014)

Şekil 2.2'de duvara etki eden yatay kuvvetler;

$$P_1 = q * K_0 * H \quad (2.3)$$

$$P_2 = \frac{\gamma}{2} * H^2 * K_0 \quad (2.4)$$

$$P_0 = P_1 + P_2 \quad (2.5)$$

Yukarıdaki denklemlerde, P_1 , Şekil 2.2'de gösterilen 1 numaralı dikdörtgenin alanını, P_2 , Şekil 2.2'de gösterilen 2 numaralı üçgenin alanını, H , duvar yüksekliğini ve γ ise zeminin birim hacim ağırlığını göstermektedir.

P_0 toplam kuvvetinin etki noktası, duvar alt hizasında alınacak statik alan momenti ile bulunabilir.

$$\bar{z} = \frac{P_1 * \frac{H}{2} + P_2 * \frac{H}{3}}{P_0} \quad (2.6)$$

Burada \bar{z} , P_0 toplam kuvvetinin etki noktasını temsil etmektedir.

K_0 değerleri kumlu zeminler için genellikle 0.4 ile 0.5 aralığında, normal konsolide killer için 0.55 ile 0,65 aralığında, aşırı konsolide killer için 1'den daha büyük ve yoğun bir şekilde aşırı konsolide killer için 2'den daha büyük olabilir. Sükunet halindeki toprak basınçları genellikle konsol duvarlar gibi rijit yapıların tasarımında kullanılır. Ancak, ankrajlı duvarlar gibi esnek iksa sistemlerinde kullanılmazlar (Aktan, 2014).

(Jaky, 1944) tarafından normal konsolide bir zemin için önerilen sükunet halindeki toprak basıncı kat sayısı Denklem 2.3'ten hesaplanılabilir:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.7)$$

Aşırı konsolide bir zemin için sükunet halindeki toprak basıncı kat sayısı Denklem 2.8'deki gibi ifade edilebilir (Mayne ve Kulhawy, 1982):

$$K_0 = (1 - \sin \phi') * OCR^{\sin \phi'} \quad (2.8)$$

Yukarıdaki denklemde OCR =aşırı konsolidasyon oranı, ϕ' zeminin içsel sürtünme açısıdır.

Brooker ve Ireland (1965), plastisi indisine (PI) bağlı olarak sükunet halindeki toprak basıncı katsayıları için aşağıdaki eşitlikleri önermiştir:

$$K_0 = 0.4 + 0.007PI \quad 0 < PI < 40 \quad (2.9)$$

$$K_0 = 0.64 + 0.001PI \quad 40 < PI < 80 \quad (2.10)$$

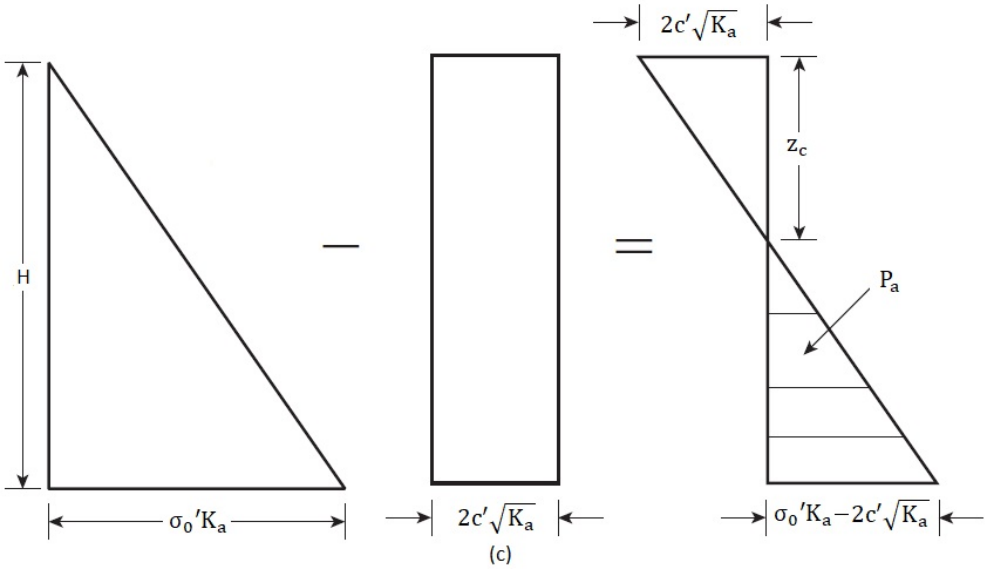
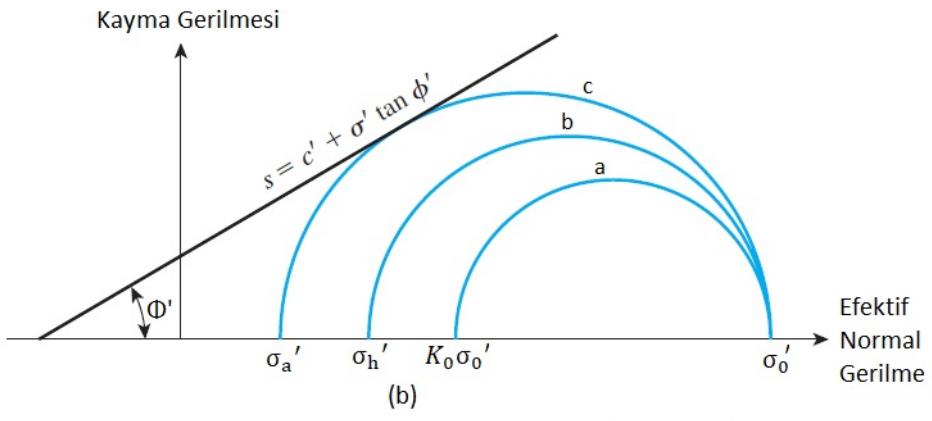
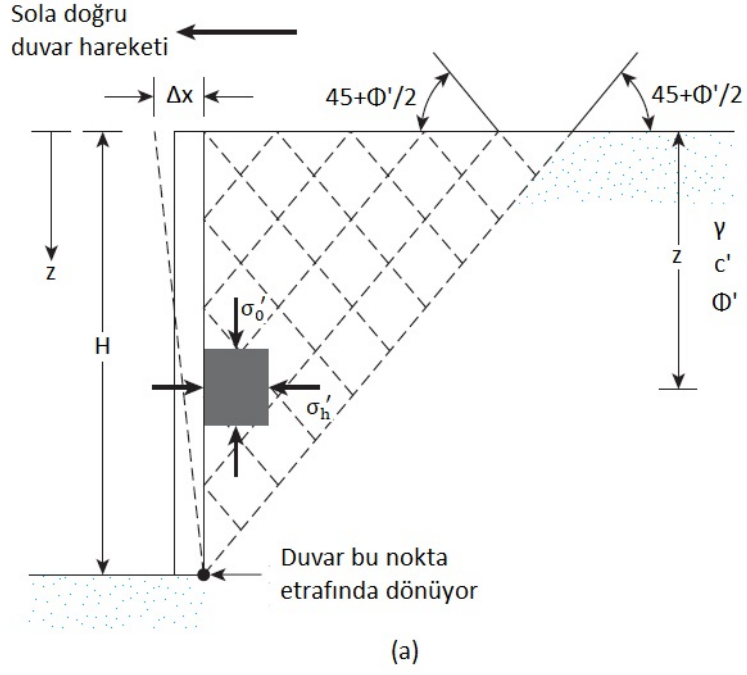
Yıldırım (2004) tarafından bazı zemin türleri için önerilen K_0 değerleri ise Çizelge 2.1'de verilmiştir:

Çizelge 2.1. Zemin türüne bağlı K_0 katsayı değerleri (Yıldırım, 2004)

Zemin Türü	K_0
Gevşek kum	0.50
Sıkı kum	0.35
Sıkıştırılmış kum	1.0-1.5
Normal konsolide kil	0.5-0.7
Aşırı konsolide kil	1.0-4.0
Sıkıştırılmış kil	1.0-2.0

2.1.1.2. Rankine aktif toprak basıncı

Şekil 2.3a'da gösterildiği gibi duvar zeminden uzağa doğru Δx kadar hareket ederse, sükunet durumuyla kıyaslandığında, herhangi bir derinlikte duvara etki eden yatay toprak basıncı azalacaktır. $\Delta x = 0$ ve $\Delta x > 0$ için Mohr daireleri Şekil 2.3b'de a ve b daireleri gösterilmiştir. Eğer duvar deplasmanı Δx yeteri kadar artarsa, ilgili Mohr dairesi nihayetinde Mohr-Coulomb göçme zarfına geçecektir. Şekil 2.3b'de gösterilen c dairesi zemin kütleindeki göçme koşulunu temsil eder ve bu durumda yatay gerilme, Rankine aktif basıncı olarak tanımlanan σ'_a değerine eşit olur. Zemin kütlesi içerisindeki kayma çizgileri (göçme düzlemleri), Şekil 2.3a'da gösterildiği gibi yatay ile $\mp(45 + \phi'/2)$ derecelik açı yapar.



Şekil 2.3. Rankine aktif basıncı (Das, 2014)

Şekil 2.3b'deki c dairesi için büyük asal gerilme σ'_0 değerine, küçük asal gerilme ise σ'_a değerine eşit olduğu için göçme durumundaki asal gerilme ilişkisi aşağıdaki gibi olur:

$$\sigma'_0 = \sigma'_a * \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' * \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.11)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_0 * \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) - 2c' * \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.12)$$

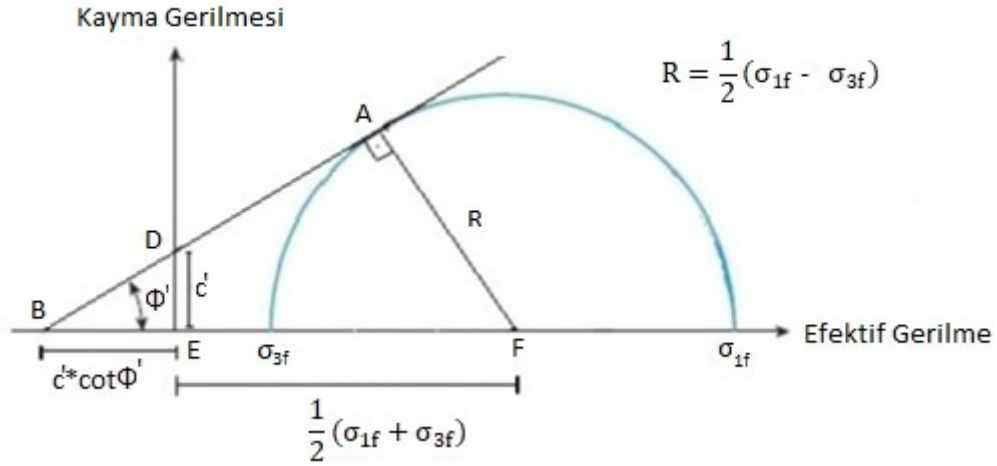
$$\sigma'_0 = \sigma'_a * K_a - 2c' * \sqrt{K_a} \quad (2.13)$$

Mohr-Coulomb göçme zarfına teğet olan Mohr dairesi için asal gerilmeler arasındaki ilişki, Şekil 2.4'teki BDE ve ABF üçgenleri arasında kurulan benzerlik yardımıyla Denklem 2.14 veya Denklem 2.15'te gösterildiği gibi tarif edilir:

$$\sigma_{1f} = \sigma_{3f} \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{2c \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.14)$$

$$\sigma_{1f} = \sigma_{3f} * \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' * \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.15)$$

Yukarıdaki denklemlerde, σ_{1f} göçme durumundaki büyük asal gerilmeyi, σ_{3f} ise göçme durumundaki küçük asal gerilmeyi, c' zeminin efektif kohezyon değerini ve ϕ' ise zeminin efektif içsel sürtünme açısını temsil etmektedir.



Şekil 2.4. Göçme durumunda asal gerilmeler arasındaki ilişki (Özaydın, 2016)

Şekil 2.3c'de aktif basıncın sifıra eşit olduğu z_c derinliği çekme çatlaklı derinliği olarak adlandırılır ve aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma * \sqrt{K_a}} \quad (2.16)$$

Sonuç olarak duvarın birim uzunluğu başına etki eden toplam Rankine aktif kuvveti aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$P_a = \frac{1}{2}(H - z_c) * (\gamma * H * K_a - 2c * \sqrt{K_a}) \quad (2.17)$$

Bir duvarda aktif basınç koşullarının oluşabilmesi için, duvarın dışarı doğru (kazı alanına doğru) yapması gereken deplasman granüler zemin dolguları için 0.001H ile 0.004H arasında, kohezyonlu zemin dolguları içinse 0.01H ile 0.04H arasındadır (Das, 2014). Ranjan ve Rao (2000), NAVFAC (1986) ve Bowles (1996), bu durum için sırasıyla Çizelge 2.2, Çizelge 2.3 ve Çizelge 2.4'te verilen değerleri önermiştir. Burada γ duvarın yatay deplasman değerini, H ise duvarın toplam yüksekliğini göstermektedir.

Çizelge 2.2. Aktif durum üretmek için gerekli deplasman miktarları (Ranjan ve Rao, 2000)

Zemin türü	Üstteki dönme miktarı
Kohezyonsuz (sıkı)	0.001H~0.002H
Kohezyonsuz (gevşek)	0.002H~0.004H
Kohezyonlu (sert)	0.01H~0.02H
Kohezyonlu (yumuşak)	0.02H~0.05H

Çizelge 2.3. Aktif koşulların oluşması için gerekli duvar hareketi (NAVFAC, 1986)

Zemin türü ve koşulu	Duvarın dönme değeri (γ/H)
	Aktif
Sıkı kohezyonsuz	0.0005
Gevşek kohezyonsuz	0.002
Sert kohezyonlu	0.01
Yumuşak kohezyonlu	0.02

Çizelge 2.4. Aktif duruma ulaşmak için gerekli yatay duvar hareketleri (Bowles, 1996)

Zemin türü ve koşulu	Palplanş duvarın dönme miktarı
Kohezyonsuz, Sıkı	0.001-0.002h
Kohezyonsuz, Gevşek	0.002-0.004h

Eğer toplam gerilme kayma dayanımı parametreleri kullanılacaksa, c' ve ϕ' efektif dayanım parametreleri yerine c ve ϕ toplam gerilme dayanım parametreleri yazılarak yukarıdaki denklemler tekrar oluşturulmalıdır (Das, 2014).

2.1.1.2.1. Granüler dolgu durumunda rankine aktif toprak basıncı için genelleştirilmiş durum

Şekil 2.5'te gösterilen eğimli duvar yüzüne ve eğimli bir arka dolguya sahip duvar durumunda, herhangi bir z derinliğindeki Rankine aktif toprak basıncı Denklem 2.18'deki gibi hesaplanır (Chu, 1991):

$$\sigma'_a = \frac{\gamma * z * \cos \alpha * \sqrt{1 + \sin^2 \phi' - 2 \sin \phi' * \cos \phi_a}}{\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \alpha}} \quad (2.18)$$

$$\phi_a = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi'} \right) - \alpha + 2\theta_{(w)} \quad (2.19)$$

Burada, α arka dolgunun yatayla yaptığı eğim açısı, $\theta_{(w)}$ duvar arka yüzünün düşeyle yaptığı eğim açısını göstermektedir.

Aktif basınç σ'_a , duvar arka yüzüne dik olarak çizilen düzlem ile bir β'_a açısı yapacaktır ve bu açı Denklem 2.20'deki gibi hesaplanır:

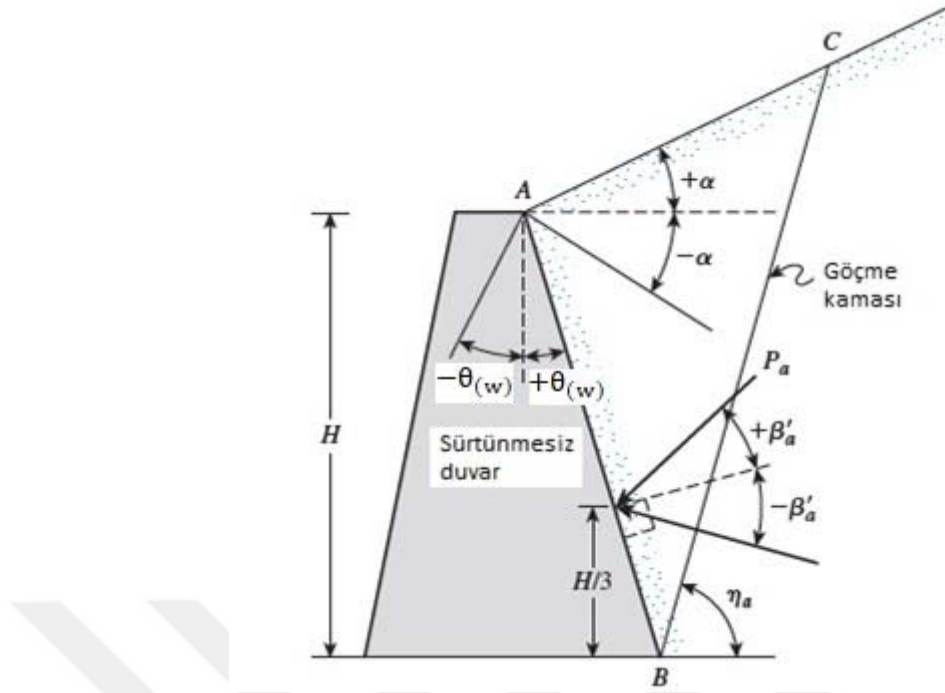
$$\beta'_a = \tan^{-1} \left(\frac{\sin \varnothing' * \sin \varphi_a}{1 - \sin \varnothing' * \cos \varphi_a} \right) \quad (2.20)$$

Duvarın birim uzunluğu başına etki edecek aktif kuvvet P_a değeri ise Denklem 2.21'deki gibi hesaplanır:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma * H^2 * K_a \quad (2.21)$$

Genelleştirilmiş durum için Rankine'in önerdiği aktif toprak basıncı kat sayısı aşağıdaki gibidir:

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta_{(w)}) * \sqrt{1 + \sin^2 \varnothing' - 2 \sin \varnothing' * \cos \varphi_a}}{\cos^2 \theta_{(w)} * (\cos \alpha + \sqrt{\sin 2\varnothing' - \sin^2 \alpha})} \quad (2.22)$$



Şekil 2.5. Geri dolguya sahip bir iksa duvarı için genelleştirilmiş durum (Das, 2014)

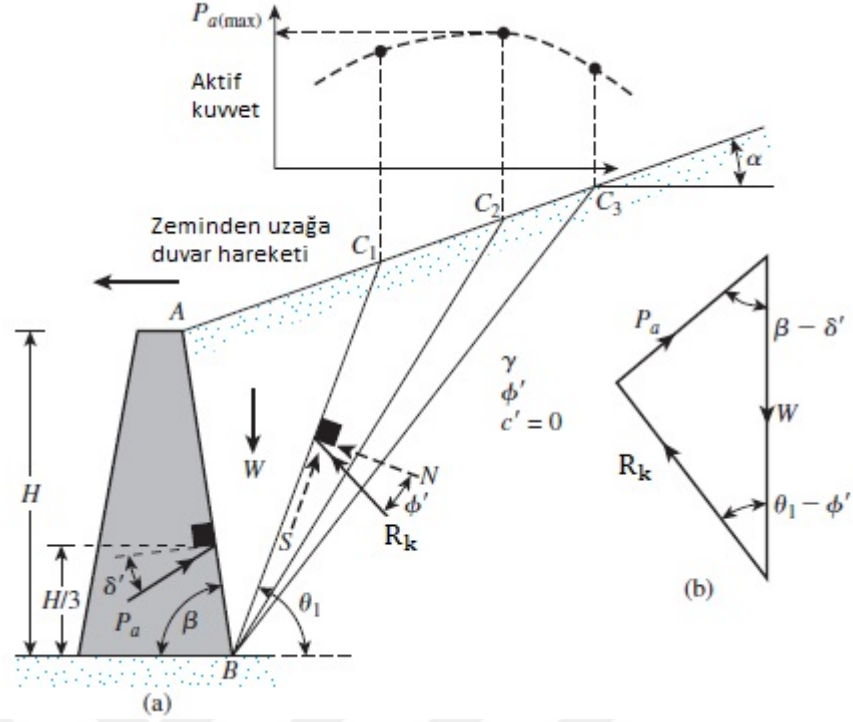
Şekil 2.5'te gösterilen göçme kamasının yatayla yaptığı açı olan η_a değeri Denklem 2.23'ten bulunur:

$$\eta_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} + \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi'} \right) \quad (2.23)$$

Burada, α duvar arkasında tutulan zeminin yatayla yaptığı açıyı temsil etmektedir.

2.1.1.3. Coulomb'un Aktif Toprak Basıncı

Rankine toprak basıncı hesaplarında sürtünmesiz duvar varsayımı yapılmıştır. Coulomb Kama Teorisi'nde ise duvar sürtünmesi göz önüne alınır. Yatayla bir β açısı yapan arka yüze sahip bir istinat duvarı Şekil 2.6'da gösterilmiştir. Şekil 2.6'da duvar arkasında yatayla bir α eğim açısı yapan granüler bir zemin dolgusu bulunmaktadır. Şekil 2.6'daki δ' , duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısıdır ve genellikle $\phi'/2$ ile $2\phi'/3$ arasında değerler aldığı varsayılır.



Şekil 2.6. Coulomb'un aktif toprak basıncı (Das, 2014)

Aktif basınç altında duvar zemin kütesinden uzağa hareket edecektir. Böyle bir durumda Coulomb, zemin kütesindeki göçme yüzeyinin bir düzlem olacağını varsaymıştır. Sonuç olarak aktif kuvveti bulmak için, Şekil 2.6'daki ABC_1 gibi olası bir göçme kaması göz önüne alınır. Bu kama üzerine etkiyen kuvvetler aşağıdaki gibidir (Das, 2014):

- 1-) Kama ağırlığı W
- 2-) Kama yüzeyi boyunca etki eden normal ve direnen kayma kuvvetlerinin bileşkesi R_k
- 3-) Duvarın arka yüzüne çizilen normal ile bir δ' açısı yapacak şekilde duvarın birim uzunluğu başına etki eden aktif kuvvet P_a

Denge için, Şekil 2.6b'de gösterildiği gibi bir kuvvet üçgeni çizilebilir. Şekil 2.6'daki θ_1 açısı BC_1 düzleminin yatay ile yaptığı açıdır. W 'nin büyüklüğü ve de üç kuvvetin de yönleri bilindiği için bu kuvvet üçgeni ile P_a değeri belirlenebilir. Benzer şekilde, ABC_2 , ABC_3 gibi deneme kamalarının aktif kuvvetleri belirlenebilir. Bu şekilde belirlenen P_a 'nın maksimum değeri Coulomb'un aktif kuvvetidir ve değeri Denklem (2.21) ile belirlenir. Bu durumda kullanılacak aktif toprak basıncı katsayısı ise aşağıdaki şekilde hesaplanır:

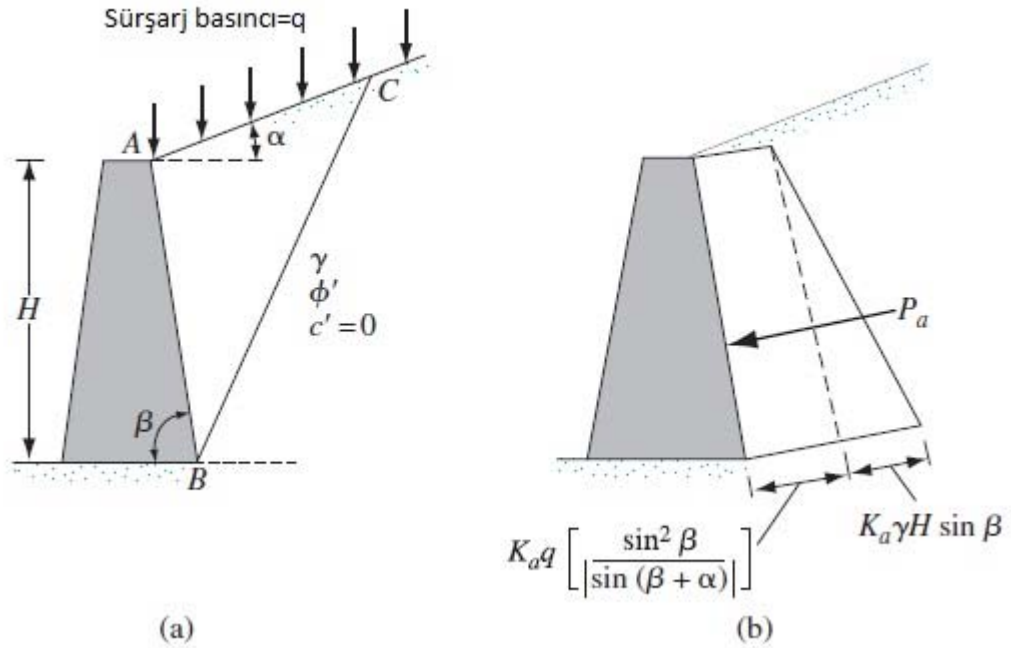
$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta * \sin(\beta - \delta') * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') * \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') * \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.24)$$

Burada, β duvarın zeminle temas halinde olan yüzünün yatayla yaptığı eğim açısını, δ ise zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısını ifade etmektedir.

Şekil 2.7'deki gibi bir sürşarj yükünün etkimesi durumunda P_a aktif kuvveti Denklem 2.25'ten hesaplanabilir:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_{eq} * H^2 * K_a \quad (2.25)$$

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \alpha)} \right] * \frac{2q}{H} \quad (2.26)$$



Şekil 2.7. Dolgu üzerinde bir sürşarj yükü olması durumunda Coulomb'un aktif basıncı (Das, 2014)

2.1.1.4. Rankine pasif toprak basıncı

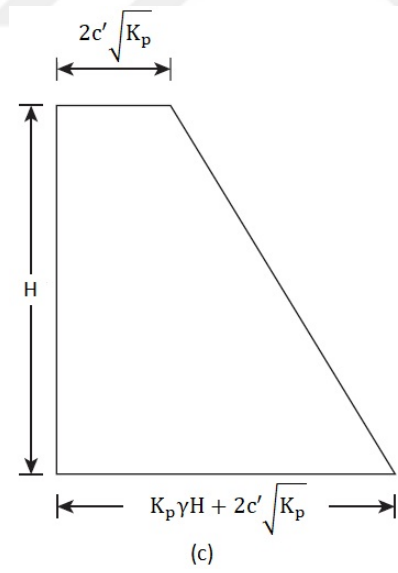
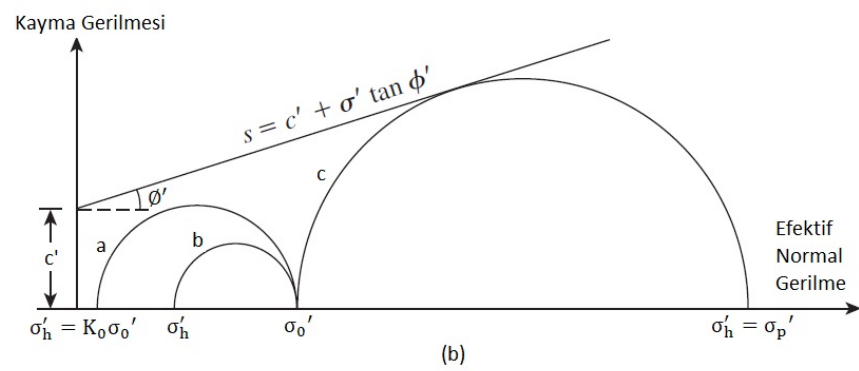
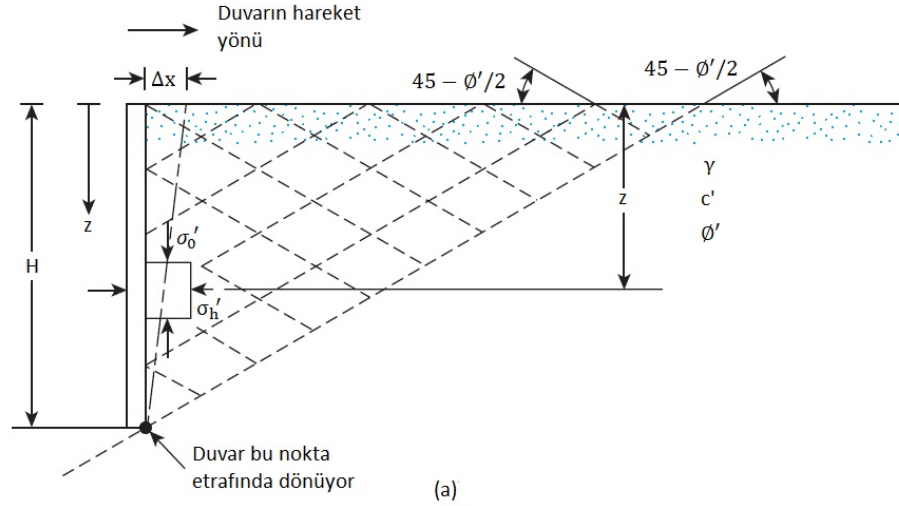
Şekil 2.8, yatay bir dolguya sahip, düşey ve sürtünmesiz bir duvarı göstermektedir. Şekil 2.8'de z derinliğinde zemin üzerine etki eden düşey efektif gerilme değeri σ'_0 , Denklem 2.27'de gösterildiği gibidir:

$$\sigma'_0 = \gamma * z \quad (2.27)$$

Başlangıçta duvar hiçbir şekilde hareket etmezse, z derinliğindeki yatay gerilme değeri σ'_h aşağıdaki gibi olacaktır:

$$\sigma'_h = K_0 * \sigma'_0 \quad (2.28)$$

Gerilmenin bu durumu Şekil 2.8b'deki Mohr'un a dairesi ile gösterilmiştir. Eğer duvar zemin kütlesini Şekil 2.8a'da gösterildiği gibi Δx kadar sıkıştırırsa z derinliğindeki düşey gerilme aynı kalacak fakat yatay gerilme değeri sükunet durumuna göre artacaktır. Gerilmenin bu durumu ise Şekil 2.8b'deki Mohr'un b dairesi ile gösterilmiştir. Eğer duvar, Δx miktarı artacak şekilde zemini sıkıştırmaya devam ederse, z derinliğindeki gerilmeler, sonunda Şekil 2.8'deki Mohr'un c dairesi tarafından temsil edilen duruma ulaşacaktır. Yani duvar arkasındaki zeminin duvar tarafından yukarı doğru itilerek göçeceğini gösteren Mohr-Coulomb göçme zarfına değecektir. Bu noktadaki σ'_h yatay gerilme değerine Rankine pasif basıncı veya $\sigma'_h = \sigma'_p$ denir (Das, 2014).



Şekil 2.8. Rankine pasif basıncı (Das, 2014)

Şekil 2.8'deki Mohr'un c dairesi için büyük asal gerilme değeri σ'_p , küçük asal gerilme değeri σ'_0 'dir. Mohr-Coulomb'un göçme durumundaki asal gerilme ilişkisi kullanılarak pasif durum için Denklem 2.29'daki eşitlik yazılabilir

$$\sigma'_p = \sigma'_0 * \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' * \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

(2.29)

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.30)$$

Burada K_p , Rankine pasif toprak basıncı kat sayısını göstermektedir. Şekil 2.8a'da gösterilen duvara etki eden pasif basınç diyagramı Şekil 2.8c'de gösterilmiştir. Burada;

$z=0$ için;

$$\sigma'_0 = 0$$

$$\sigma_p = 2c' * \sqrt{K_p} \quad (2.31)$$

$z=H$ için;

$$\sigma'_0 = \gamma * H \quad (2.32)$$

$$\sigma_p = \gamma * H * K_p + 2c' * \sqrt{K_p} \quad (2.33)$$

Şekil 2.8c'deki basınç diyagramının alanından elde edilen, duvarın birim uzunluğuna etki eden pasif kuvvet (P_p) Denklem 2.34'teki gibidir.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma * H^2 * K_p + 2c' * H * \sqrt{K_p} \quad (2.34)$$

Bir duvarda pasif basınç koşullarının oluşabilmesi için gereken duvar hareketi olan Δx 'in ve duvar dönmesi olan γ/H değerinin yaklaşık büyüklükleri sırasıyla Çizelge 2.5 ve Çizelge 2.6'da verilmiştir:

Çizelge 2.5. Pasif koşulların gerçekleşmesi için gerekli duvar hareketleri (Das,2014)

Zemin tipi	Pasif koşul için duvar hareketi (Δx)
Sıkı kum	0.005H
Gevşek kum	0.01
Yumuşak kil	0.05H
Sert kil	0.01H

Çizelge 2.6. Pasif durumun oluşması için gereken duvar dönme değerleri (NAVFAC, 1986)

Zemin türü ve koşulu	Duvarın dönme değeri (γ/H)
	Pasif
Sıkı kohezyonsuz	0.002
Gevşek kohezyonsuz	0.006
Sert kohezyonlu	0.02
Yumuşak kohezyonlu	0.04

2.1.1.5. Coulomb'un pasif toprak basıncı

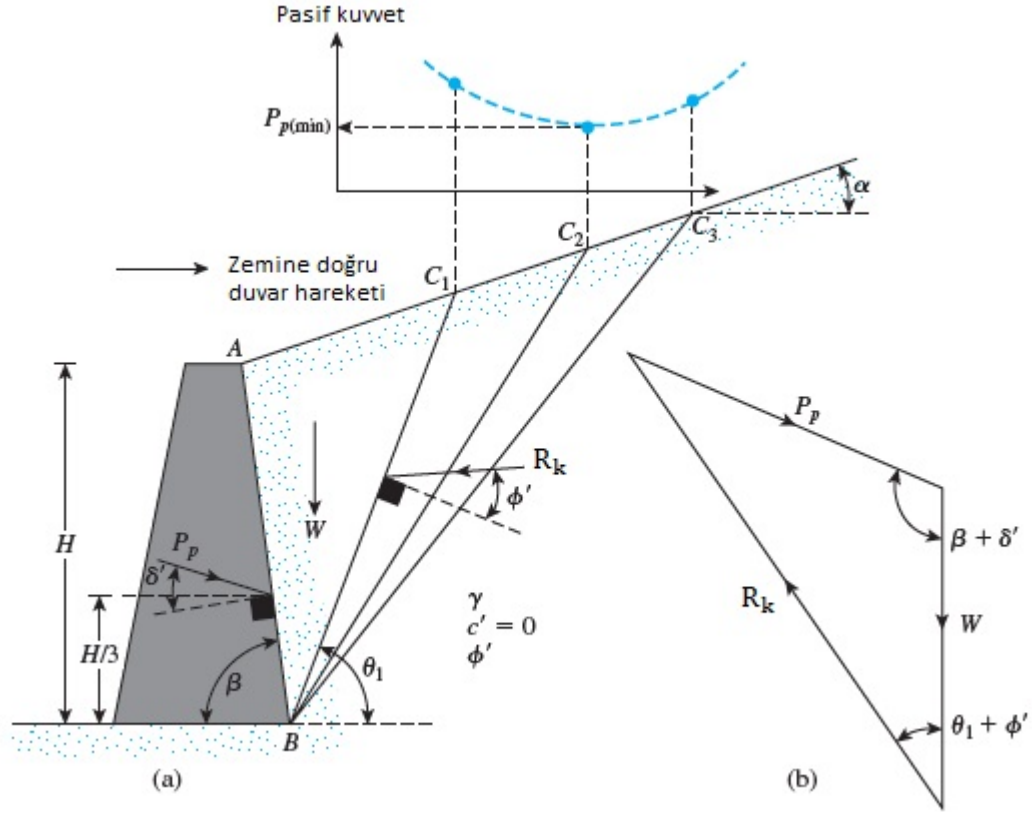
Aktif basınç durumunda olduğu gibi Coulomb, zemindeki potansiyel göçme yüzeyinin bir düzlem olduğunu varsaymıştır. Şekil 2.9a'da gösterilen ABC₁ gibi deneme amaçlı göçme kamaları üzerine gelen ve duvarın birim uzunluğu başına etki eden kuvvetler aşağıdaki gibidir:

- 1-) Kamanın ağırlığı, W
- 2-) Kama boyunca etki eden normal ve kayma kuvvetlerinin bileşkesi, R_k
- 3-) Pasif kuvveti P_p

Şekil 2.9b, ABC₁ deneme kaması için dengedeki kuvvet üçgenini gösterir. Bu kuvvet üçgeninden P_p'nin değeri belirlenebilir. ABC₁, ABC₂, ABC₃ gibi deneme kamaları için benzer kuvvet üçgenleri oluşturulabilir ve her biri durum için P_p değeri belirlenebilir. Şekil 2.9a'nın üst kısmı, çeşitli kamalar için P_p'nin değişim doğasını verir. Bu diyagramdaki P_p'nin minimum değeri Coulomb'un pasif kuvveti olarak adlandırılır ve matematiksel olarak Denklem 2.35'teki gibi ifade edilir:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma * H^2 * K_p \quad (2.35)$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta') \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \cdot \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (2.36)$$



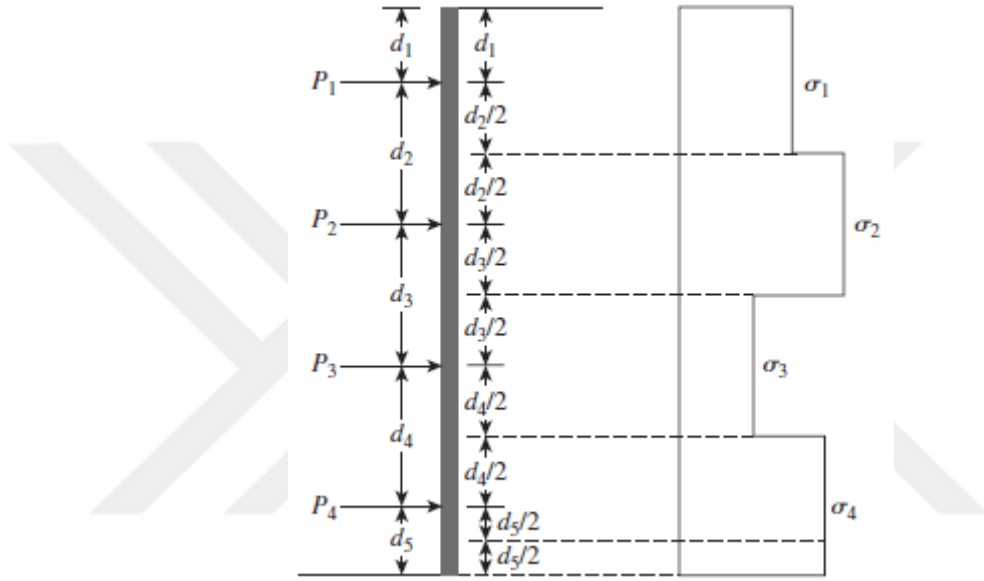
Şekil 2.9. Coulomb'un pasif basıncı (Das, 2014)

Toplam pasif kuvvet P_p , duvarın arka yüzüne çizilen normal ile δ' açısı yapacak şekilde duvar tabanından $H/3$ kadar yukarıda duvara etkililir.

2.1.2. Destekli bir kazı durumunda duvara gelen toprak basınçları

Coulomb ve Rankine toprak basıncı teorileri genellikle yatay olarak desteklenmeyen rijit iksa yapıları için kullanılır. Öte yandan destekli bir kazı destek sistemi üzerine etkiyen yatay toprak basınçları klasik yöntemlerle belirlenemeyebilir. Destekli bir kazıda yatay toprak basınçlarının lineer bir şekilde artmayacağı ve basınç zarflarının da klasik Rankine ve Coulomb toprak basınç teorilerinde verildiği gibi üçgensel şekilli olmayacağı kolaylıkla söylenebilir. Yatay basınç zarfları genellikle parabolik şekle ve her kazı aşaması için nonlineer dağılıma sahiptir. Destekli bir kazıdaki yatay toprak basınçları zemin türüne,

inşaat yöntemine ve kullanılan ekipman türüne bağlıdır. Yatay toprak basınçları bölgeden bölgeye değişir. Sonuç olarak destekli kazılar, arazide ölçülen strut yüklerinden faydalanılarak oluşturulan görünür basınç diyagramları kullanılarak tasarlanmalıdır (Das, 2014). Şekil 2.10, bir kesitteki görünür toprak basıncı diyagramının, bir destek elemanı olan strutlardan ölçülen yüklerden nasıl elde edileceğini gösterir. Sonuç olarak Şekil 2.10'da gösterilen strutlu bir iksa sistemine etki edecek yatay toprak basıncı değerleri, Denklem 2.37, Denklem 2.38, Denklem 2.39 ve Denklem 2.40'taki gibi hesaplanabilir.



Şekil 2.10. Ölçülen strut yüklerinden görünür basınç diyagramlarını hesaplamak için metod (Das, 2014)

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{(s_s) * \left(d_1 + \frac{d_2}{2} \right)} \quad (2.37)$$

$$\sigma_2 = \frac{P_2}{(s_s) * \left(\frac{d_2}{2} + \frac{d_3}{2} \right)} \quad (2.38)$$

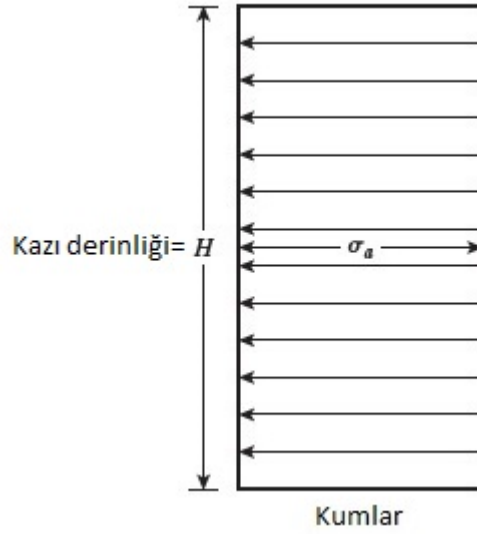
$$\sigma_3 = \frac{P_3}{(s_s) * \left(\frac{d_3}{2} + \frac{d_4}{2} \right)} \quad (2.39)$$

$$\sigma_4 = \frac{P_4}{(s_s) * \left(\frac{d_4}{2} + \frac{d_5}{2} \right)} \quad (2.40)$$

Burada $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ görünür toprak basınçlarını, P_1, P_2, P_3, P_4, P_5 strütlara gelen yükleri, s_s strütlerin merkezinden merkezine olan yatay mesafeyi, d_1, d_2, d_3, d_4, d_5 ise strütlerin düşey mesafelerini temsil etmektedir.

2.1.2.1. Terzaghi ve Peck'in kumlu zeminler için önerdiği görünür toprak basıncı zarfı

Peck (1969); Berlin metrosu, Münih metrosu ve New York metrosu kazısında gözlenen strüt yüklerini ve Şekil 2.10'da tanımlanan prosedürü kullanarak kumlardaki kazıların tasarımı için kullanılabilir bir görünür yatay basınç diyagramı önermiştir. Bu zarf Şekil 2.11'de gösterilmiştir.



Şekil 2.11. Kumlu zeminler için görünür basınç zarfı (Peck, 1969)

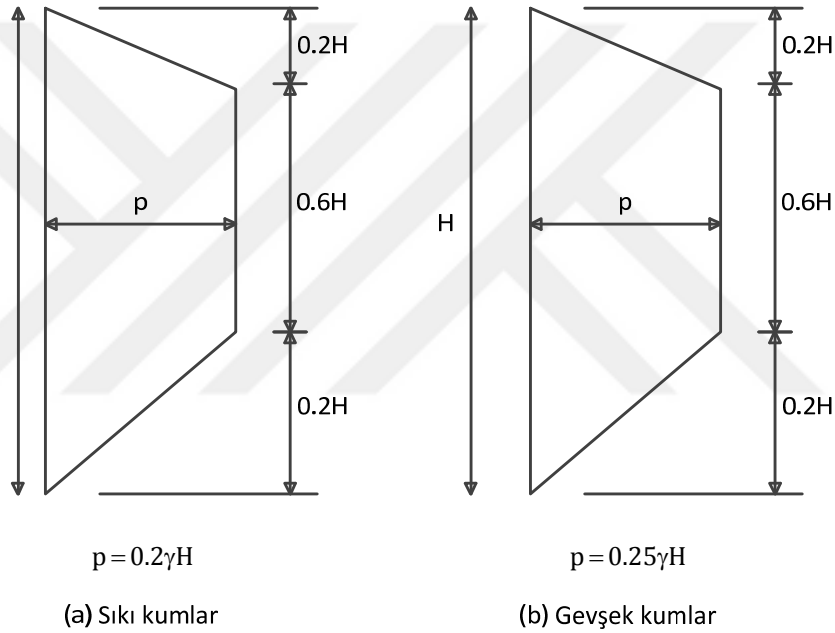
Peck (1969), Şekil 2.11'de gösterilen bu görünür toprak basıncı diyagramının basınç ordinatı olan σ_a 'nın değeri için Denklem 2.41'deki formülü önermiştir.

$$\sigma_a = 0.65\gamma * H * K_a \quad (2.41)$$

Ou (2006)'ya göre, Peck'in görünür toprak basıncı diyagramı, sadece strüt yüklerini hesaplamak için kullanılır. Duvara gelen eğilme momenti ve gerilme hesabı için o

diyagramların kullanılması doğru değildir. Çünkü görünür bu toprak basıncı diyagramı yaklaşık 30 yıl önce belirlendiği için hem kazı kademesi hem de kazı derinliği fazla olan kazılar ve önemli derecede gelişmiş iksa sistemleri göz önüne alındığında bazı insanlar, Peck'in yöntemlerinin uygulanabilirliğinden kuşku duymuştur. Yine de birçok dökümana ve ampirik deneyime göre Peck'in görünür toprak basıncı yöntemi hala 10 m'den daha derin olmayan kazılar için kullanışlıdır. 20 m'den daha derin kazılarda Peck'in bu yönteminin uygulanabilirliği için daha fazla incelemenin yapılması gereklidir.

Terzaghi ve Peck (1967) tarafından gevşek ve sıkı kumlar için önerilen trapezoid şekilli toprak basıncı zarfları Şekil 2.12'de gösterilmiştir.



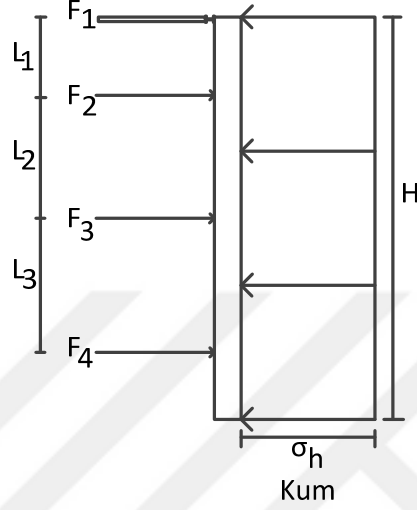
Şekil 2.12. Kumlu zeminler için görünür toprak basıncı zarfları (Terzaghi ve Peck, 1967)

Terzaghi ve Peck zarfları aşağıdaki unsurlara bağlı olarak geliştirilmiştir:

- 1-) Kazının 6 m'den daha büyük derinliğe sahip ve nispeten geniş olduğu varsayılmıştır.
- 2-) Kumlar için yer altı su seviyesinin kazı tabanının altında olduğu varsayılmıştır.
- 3-) Zemin kütlelerinin homojen olduğu, kayma esnasında zemin davranışının kumlar için drenajlı olduğu varsayılmıştır ve sadece kısa dönem yükleri dikkate alınmıştır.
- 4-) Yükleme diyagramları sadece duvarın açık kısmına uygulanır, kazı tabanı altındaki duvarın gömülü kısmına uygulanmaz.

2.1.2.2. NAVFAC'ın kumlu zemin için önerdiği yatay toprak basıncı zarfı

NAVFAC (1986), kumlu bir zemine ait destekli bir kazı durumu için Peck (1969) ile aynı yatay basınç dağılımını önermiştir.

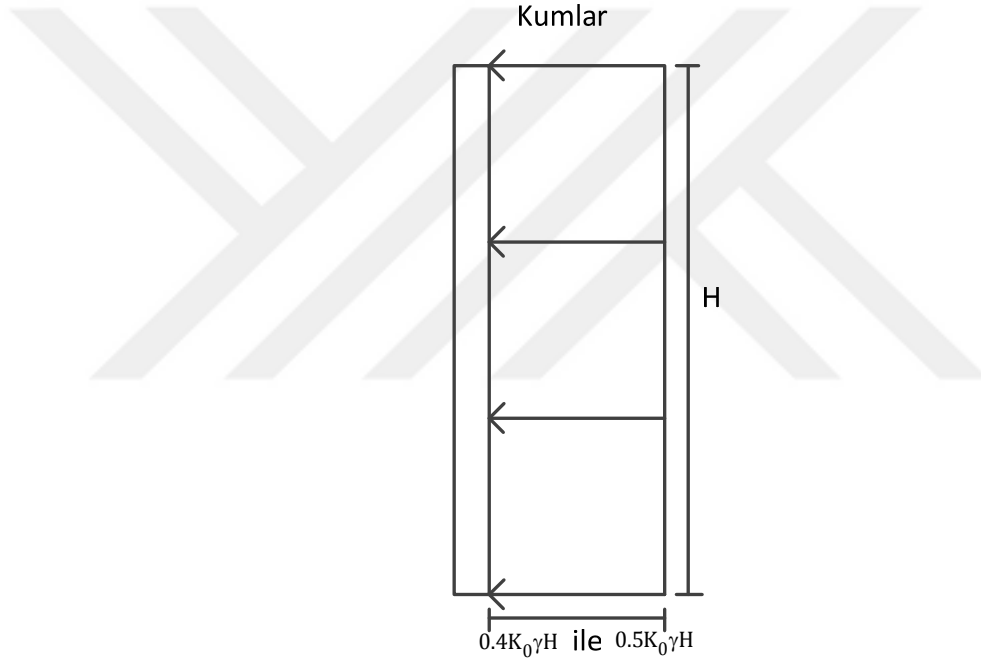
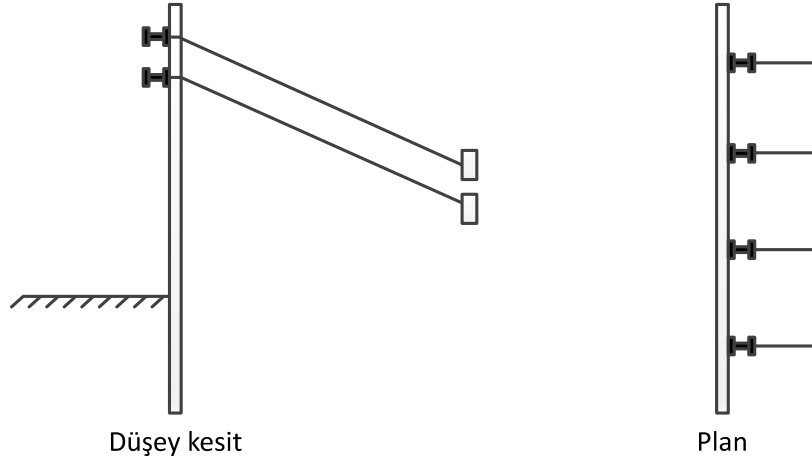


Şekil 2.13. İçten destekli esnek duvarlardaki destek yükleri için basınç dağılımı (NAVFAC, 1986)

Şekil 2.13'te verilen kumlu zemin için yatay toprak basıncının ordinatının büyüklüğü Denklem 2.42'de gösterilmiştir:

$$\sigma_h = 0.65K_a * \gamma * H \quad (2.42)$$

Kumlu zemin içerisinde inşa edilen ankrajlı duvarlar için NAVFAC (1986) tarafından önerilen yatay toprak basınçları Şekil 2.14'te gösterilmiştir. NAVFAC (1986), deformasyonların kritik olduğu yerlerde ve tasarım yükünün %100'ü kadar ön germe verilen ankrajların olduğu duvarlarda toprak basıncı hesaplarırken, sükunet halindeki koşulların dikkate alınmasını ve Şekil 2.14'te gösterilen toprak basıncını hesaplarırken sıkı kum için $K_0=0.4$ ve gevşek kum için ise $K_0=0.5$ değerlerinin kullanılmasını önermiştir.

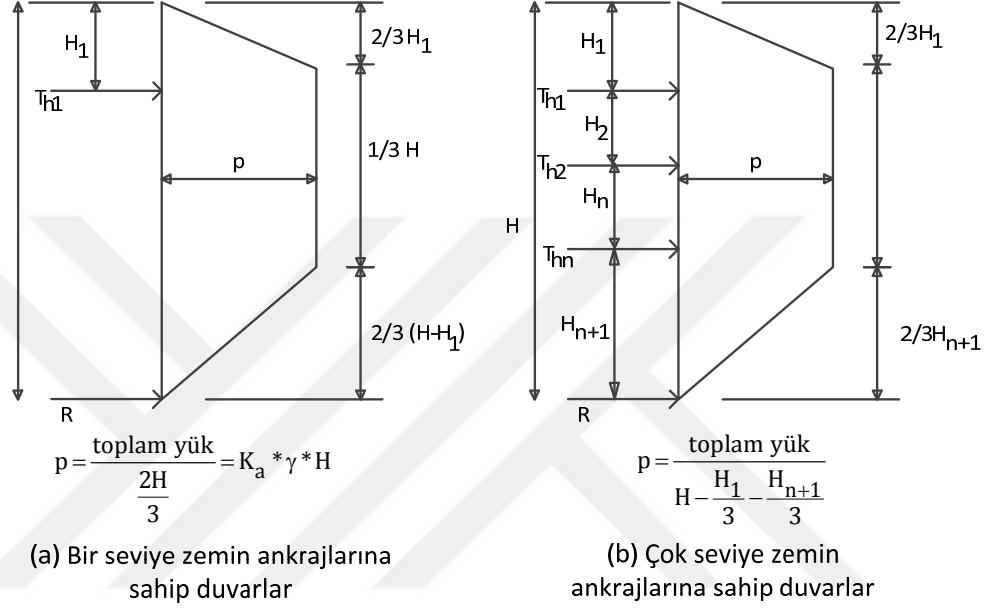


Şekil 2.14. Kumlarda ankrajlı duvarlar için basınç dağılımı (NAVFAC, 1986)

2.1.2.3. FHWA'nın kumlar için önerdiği görünür toprak basınç diyagramı

Tek seviye ankrajlı duvarlar ve iki ya da daha fazla seviyede zemin ankrajına sahip duvarlar için tavsiye edilen görünür toprak basıncı zarfı Şekil 2.15'te gösterildiği gibi yamuk şeklindedir. Terzaghi ve Peck (1967)'in zarflarının aksine, Şekil 2.15'te önerilen diyagramlar, görünür toprak basıncı şemasını oluşturmak için üstteki ve alttaki ankraj konumlarının bilinmesini gerektirir. Aşağıdaki sebeplerden dolayı yamuk diyagram dikdörtgen diyagramdan daha uygundur (FHWA, 1999):

- 1-) Kemerlenmeden dolayı toprak basınçları ankraj lokasyonlarında yoğunlaşır,
- 2-) Kumlar için zemin yüzeyinde sıfır toprak basıncı almak daha uygundur (sürşarj yükünün olmaması koşulu ile),
- 3-) Zemin yüzeyinden en üst ankraj lokasyonuna kadar toprak basınçları artar ve
- 4-) Orta sıkı ve çok sıkı kumlar için, kazı tabanının altında meydana gelen pasif dirençten ötürü en alçak ankraj seviyesinin altında toprak basınçları azalır.



Şekil 2.15. Kum için tavsiye edilen görünür toprak basıncı diyagramları (FHWA, 1999)

Burada H_1 , zemin üst yüzünden en üstteki zemin ankrajına olan düşey mesafeyi, H_{n+1} , kazı tabanından en alttaki zemin ankrajına olan düşey mesafeyi, T_{hi} , i indisli zemin ankrajındaki yatay yük değerini, R, kazı tabanı altındaki zemin tarafından direnilmesi istenen reaksiyon kuvvetini, p diyagramın maksimum ordinatını göstermektedir. Şekil 2.15'teki görünür toprak basıncı zarfının basınç ordinatı p'nin hesabında kullanılacak olan toplam yük değeri, kumlu bir zemin içerisindeki destekli bir kazı durumu için Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilen toprak basıncı zarfına etki eden toplam yüke eşit olarak alınmış ve bu değer Denklem 2.43'te gösterilmiştir:

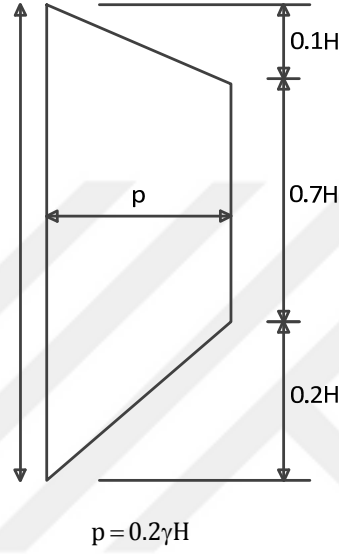
$$\text{Toplam yük} = 0.65 K_a * \gamma * H^2 \quad (2.43)$$

FHWA (1999) kumlardaki hem kısa dönem hem de uzun dönem yüklemelerde Şekil 2.15'teki diyagramların kullanılmasının uygun olduğunu belirtmiştir. Duvar üzerine gelen toplam

yatay yükleri değerlendirmek için diyagrama ayrıca var ise su basınçları ve sürşarj basınçları da eklenmelidir (FHWA, 1999).

2.1.2.4. Tschebotariff'in kumlar için önerdiği toprak basıncı zarfı

Tschebotariff (1951) tarafından kumlu zeminler için önerilen yatay toprak basıncı zarfı Şekil 2.16'da gösterilmiştir.



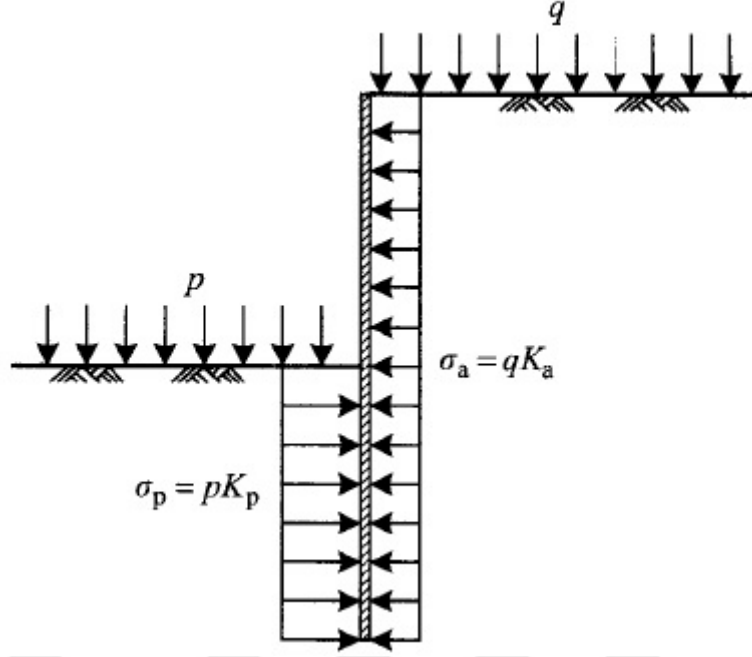
Şekil 2.16. Kumlu zeminlerdeki destekli kazı durumunda duvara gelen toprak basıncı zarfı (Tschebotariff, 1951)

2.1.3. Sürşarjdan Kaynaklı Yatay Toprak Basıncı

Sürşarj yükleri, duvarın tüm yüksekliği boyunca etki eden ve yatay gerilmeler üzerinde üniform bir artışa neden olduğu varsayılan, zemin yüzeyinde uygulanan düşey yüklerdir. Şekil 2.17'de gösterildiği gibi üniform bir yayılı yük q değeri zemin yüzeyinde geniş bir alana, kazı tabanı üzerine de üniform p yayılı yük değeri etki etsin. Bu yüklemekten kaynaklı iksa sistemine etki eden aktif ve pasif toprak basıncı sırasıyla Denklem 2.44 ve Denklem 2.45'teki gibidir (Ou,2006):

$$\sigma_a = q * K_a \quad (2.44)$$

$$\sigma_p = p * K_p \quad (2.45)$$

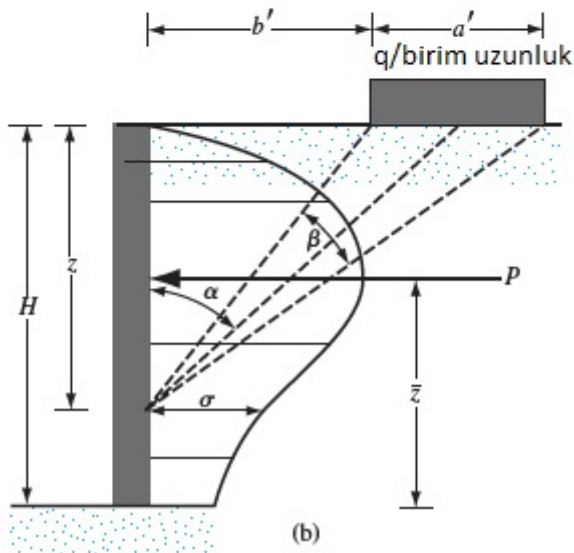
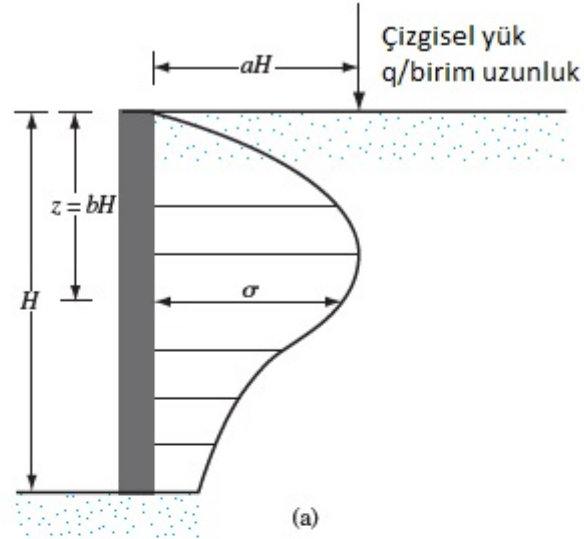


Şekil 2.17. Uniform yayılı yük tarafından üretilen yatay toprak basıncı (Ou, 2006)

Eğer yük üniform değilse ve de geniş bir alan üzerine yayılmıyorsa, duvara etki edecek basınç, elastisite teorisinin bir problemi olacaktır. Elastisite teorisine göre, herhangi bir z derinliğinde birim uzunluk başına etki eden çizgisel bir yük tarafından istinat yapısı üzerine etki edecek basınç (Şekil 2.18a) Denklem 2.46'daki gibi tarif edilebilir (Ou, 2006):

$$\sigma = \frac{2q}{\pi H} * \frac{a^2 * b}{(a^2 + b^2)^2} \quad (2.46)$$

σ , $z=b*H$ derinliğindeki yatay gerilme



Şekil 2.18. (a) Çizgisel yük tarafından, (b) Şerit yük tarafından neden olunan yatay toprak basıncı (Das, 2014)

Ancak gerçekte zemin, mükemmel elastik bir ortam olmadığı için zemin için kullanımda Denklem 2.46'nın değiştirilmiş şekli aşağıdaki gibi olacaktır (Ou, 2006):

$$\sigma = \frac{4a}{\pi H} * \frac{a^2 * b}{(a^2 + b^2)} \quad a > 0.4 \text{ için} \quad \dots\dots\dots(2.47)$$

$$\sigma = \frac{q}{H} * \frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2} \quad a \leq 0.4 \text{ için} \quad \dots\dots\dots(2.48)$$

a ve b değerlerinin temsil ettikleri değişkenler Şekil 2.18a'da gösterilmiştir.

Şekil 2.18b, duvar yüzünden b' kadarlık bir mesafede konumlanan, birim uzunluk başına etki eden bir şerit yükleme durumunu gösterir. Elastisite teorisine göre herhangi bir z derinliğinde iksa yapısı üzerine etki eden basınç (σ) aşağıdaki gibidir:

$$\sigma = \frac{q}{\pi}(\beta - \sin\beta * \cos 2\alpha) \quad (2.49)$$

Ancak zemin durumunda Denklem 2.49'un sağ tarafı 2 kat arttırılır (Denklem 2.50):

$$\sigma = \frac{2q}{\pi}(\beta - \sin\beta * \cos 2\alpha) \quad (2.50)$$

α ve β açılarının temsil ettiği durum Şekil 2.18b'de gösterilmiştir.

Sadece şerit yüklemeden dolayı birim uzunluk başına etki eden toplam kuvvet (P) Denklem 2.51 ile hesaplanabilir.

$$P = \frac{q}{90} [H * (\theta_2 - \theta_1)] \quad (2.51)$$

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right) \text{ (derece)} \quad (2.52)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a' + b'}{H} \right) \text{ (derece)} \quad (2.53)$$

Bileşke kuvvet P değerinin etki noktası \bar{z} aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$\bar{z} = \left[\frac{H^2 * (\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.3a' * H}{2H * (\theta_2 - \theta_1)} \right] \quad (2.54)$$

$$R = (a' + b')^2 * (90 - \theta_2) \quad (2.55)$$

$$Q = b'^2 * (90 - \theta_1) \quad (2.56)$$

Hem geçici hem de kalıcı duvar tasarımlarında, büyük malzeme stokları ve ağır vinçler gibi sıradışı sürşarjlar hesaba katılmalıdır. Sürşarj yüklerinden kaynaklanan yatay basınçlar, tasarım toprak basıncı zarflarına kesin olarak ilave edilmelidir. Eğer kazı alanında duvar yüzünden itibaren duvar yüksekliğine eşit bir yatay mesafe içerisinde mevcut bir bina varsa bu yapılardan kaynaklı yükler dikkate alınmalıdır (FHWA, 1999).



3. İKSA SİSTEMLERİ

İksa sistemleri, arkalarındaki zeminden gelecek yanal toprak basınçlarını, su basınçlarını, sürşarj yüklerini ve deprem yüklerini taşıyacak şekilde inşa edilmelidir. Dayanma duvarları genellikle iki sınıfta incelenir:

- 1-) Ağırlık duvarları
- 2-) Gömülü duvarlar

Yukarıdaki her iki kategori de birçok duvar tipine sahiptir. Ağırlık duvarları genellikle zemini, doğal arazi seviyesinin üstünde tutmak için kullanılırlar. Dengeyi sağlamak için ağırlıkları yeterli olmalıdır. Bu duvarlar genellikle 3 m yüksekliğe kadar etkindirler ve 8 m yükseklikten fazla olanları çok nadirdir. Gömülü duvarlar genellikle doğal zemin seviyesinden aşağı doğru inşa edilirler. Gömülü duvarlar, art arda çakılmış ya da iç içe geçen kazıkların veya kesonların birleşimi ile yapılabildikleri gibi diyafram duvar panellerinin birleştirilmesi ile sürekli bir yapı olarak da imal edilebilirler. Bu duvarlar konsol, ankrajlı veya desteklenmiş olabilirler. İstinat duvarı tipinin seçimindeki etkenlerin bazıları aşağıdaki gibidir (Birand, 2006):

- 1-) Zemin ve yer altı suyu durumu,
- 2-) Yükseklik ve topografya,
- 3-) Uygun sırt dolgusu malzemesinin bulunabilirliği,
- 4-) Yer, ulaşım, ekipman, özel tekniklerin kullanılmasının gerekliliği gibi yapım kısıtlılıkları,
- 5-) Yapım sırasında çevrenin görünümü ve etkisi,
- 6-) Zeminin hareketleri ve komşu yapılara etkisi,
- 7-) Yer altındaki yapılar,
- 8-) Yapının ömrü ve bakım gerekleri,
- 9-) Maliyet

3.1. Ağırlık Duvarları

Ağırlık duvarları, eğilme davranışı göstermeyecek şekilde yeteri kadar kalın ve rijittir. Bu duvarlar yekpare betondan ya da harç ile birbirine bağlanan kaya molozlarından inşa edilir. Arkalarındaki dolgudan gelen yatay kuvvetlere kendi ağırlıklarıyla direnirler ve masif doğasından dolayı çok az çekmeye maruz kalırlar veya hiç çekmeye maruz kalmazlar. Bu sebeple ağırlık duvarlarında genellikle güçlendirme amaçlı çelik donatı kullanılmaz. 3 m'ye

kadar yükseklikler için ağırlık duvarları ekonomik sonuçlar verir. Ağırlık duvarlarının hareketleri ya rijit ötelenme ile ve/veya dönme ile oluşur (BS 8002, 1994).

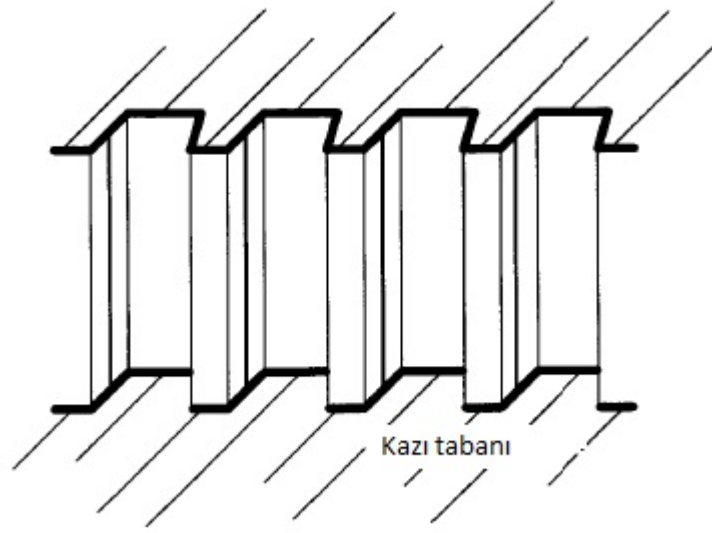
3.2. Diyafram Duvarlar

Diyafram duvarlar genel olarak kazı yan yüzeylerini tutmak amacıyla mevcut zemin altında bulamaç destekli açık siperlerde beton veya donatı ile güçlendirilmiş betondan inşa edilen geçirimsiz ve yüksek dayanımlı duvarlardır. Düşük deformasyon ve düşük su geçirimsizlikleri nedeniyle mevcut yapıların etrafındaki kazı çukurlarını tutmak için de kullanılan diyafram duvarlar 100 m derinliğe kadar ve de 0.45 ile 1.5 m arası genişlikler için inşa edilebilirler.

Diyafram duvar inşaat yöntemleri nispeten hızlıdır ve çok az titreşime neden olur. Bu nedenle bu duvarlar, özellikle yoğun bir nüfusa sahip iç şehir alanlarındaki inşaat mühendisliği projeleri için uygundur. Diyafram duvarlar geçici destek olarak veya nihai yapının yük taşıyıcı elemanları olarak inşa edilebilirler. Ayrıca herhangi bir ankraj ve destek sistemi ile birleştirilebilirler. Diyafram duvar panelleri derinde yük taşıyıcı zemin tabakalarında, büyük delikli kazıklara benzer bir şekilde yoğunlaşmış yapısal yükleri taşımak için de kullanılır ve bu temel elemanları "Baret kazıklar" olarak bilinir (Implementia Spezialtiefbau, 2018).

3.3. Palplanş Duvarlar

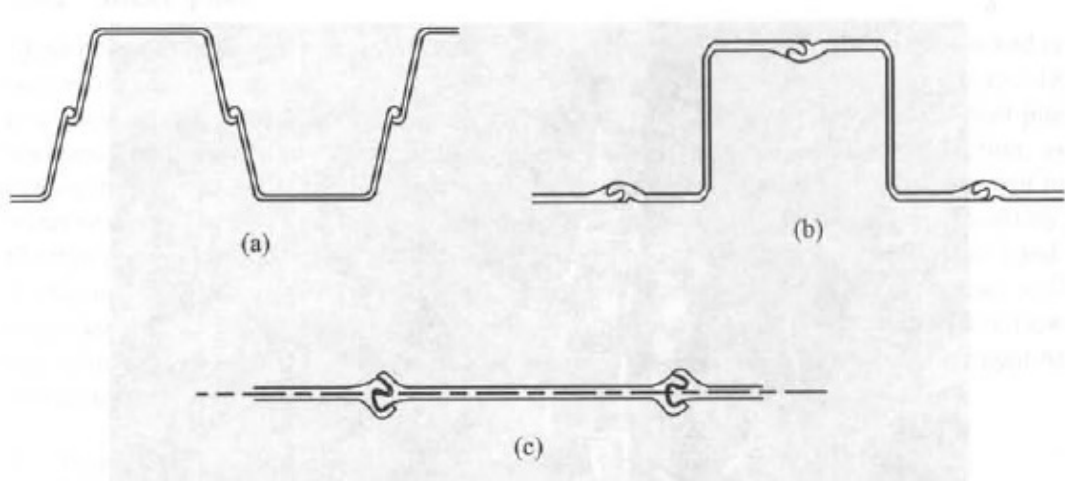
Palplanş duvarlar liman yapılarında, nehir koruma yapılarında, arazi ıslahlarında ve otopark gibi yer altı yapılarında kullanılan geçici veya kalıcı destekler olarak kullanılan esnek bir iksa yapısı türüdür (Das, 2014). Palplanşlar itilerek veya statik vibrasyon ile zemine çakılabilir ve palplanş elemanları birbirine kilitlenebilir veya bağlanabilir. Palplanşlar ahşap, çelik, beton ve alüminyum gibi çeşitli malzemelerden yapılabilir (Das, 2014). Yüksek çakma gerilmelerine olan direncinden, nispeten hafif olmalarından, uzun servis ömründen ve de tekrar tekrar kullanılabilirliklerinden dolayı çelik palplanşlar en yaygın kullanılan palplanş türüdür. Çeşitli en kesit şekillerine bağlı olarak çelik palplanşların müsaade edilebilir gerilme değerleri 170 ile 210 MPa arasında değişir (Amer, 2013). Şekil 3.1, palplanşların önden görünüşünü ve Şekil 3.2 de bir kazı içerisindeki palplanşları gösteren bir fotoğraftır. Birçok farklı palplanş kesiti mevcuttur. Yaygın bir şekilde kullanılan U-kesit, Z-kesit ve çizgi kesitli palplanş türleri Şekil 3.3'te gösterilmiştir.



Şekil 3.1. Çelik palplanş kazık yöntemi (Ou, 2006)



Şekil 3.2. Çelik palplanş kazık yönteminin fotoğrafı (Ou, 2006)



Şekil 3.3. Çelik palplanş kesitleri (a) U kazık, (b) Z kazık, (c) Düz kazık (Ou, 2006)

Eğer palplanş rıhtım yapısı olarak kullanılıyorsa ve palplanş elemanlarının birbirine kenetlenmesi işlemi iyi bir şekilde yapılmışsa palplanşlar su sızdırmazlığına karşı oldukça verimli olabilir. Düşük geçirimsizliğe sahip killi zeminlerde sızmayı önlemek için illa ki mükemmel bağlantı gerekmez. Öte yandan, eğer palplanşlar yüksek permeabiliteli kumlu zeminlerde kullanılırsa palplanş inşaatındaki herhangi bir ihmal sızıntıya neden olabilir. Eğer sızıntı meydana gelirse duvar arkasındaki kum dışarı akabilir ve oturma meydana gelebilir. Eğer sızmalar çok büyükse kazı tehlikeye girebilir.

Palplanş duvarlar konsol ya da ankrajlı palplanşlar olmak üzere iki şekilde inşa edilirler. Nispeten kısa palplanş duvarlar konsol yapılırken, daha yüksek duvarlarda ankraj gerekebilir (Amer, 2013). Genellikle 3-5 m'den daha az duvar yükseklikleri için konsol palplanş duvar kullanılırken, daha yüksek duvarlar için veya yatay duvar deformasyonlarının sınırlandırılmasının zorunlu olduğu durumlarda ise ankrajlı palplanş duvarlar kullanılabilir. Genellikle duvar yüksekliği 6 m'yi aşıyorsa veya duvar, bir yapıdan gelen yoğun yükleri destekliyorsa ankraj kullanımı gereklidir (NCHRP, 2008).

Ou (2006), palplanşlar için inşaat yöntemini aşağıdaki gibi tanımlamıştır:

- 1-) Palplanşlar itilerek veya statik vibrasyonla zemine çakılır
- 2-) Kazının birinci aşamasına geçilir
- 3-) Kuşaklar uygun bir şekilde yerleştirilir ve yatay strutlar oluşturulur
- 4-) Diğer kazı aşamasına geçilir
- 5-) Tasarlanan derinliğe kadar 3 ve 4. adımlar tekrarlanır

6-) Kazı tamamlanır ve yapının temeli inşa edilmeye başlanır

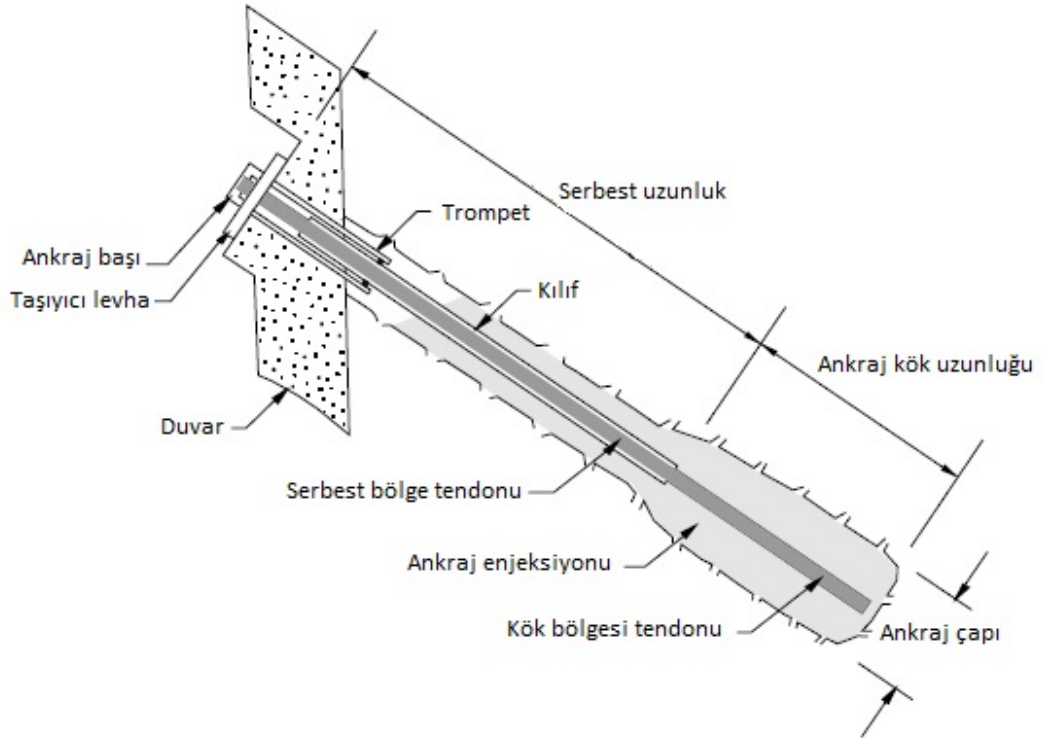
7-) Bodrumun iç duvarları inşa edilir. Seviye seviye strutlar kaldırılır ve uygun bir şekilde döşeme plağı inşa edilir

8-) Bodrum katı tamamlanır

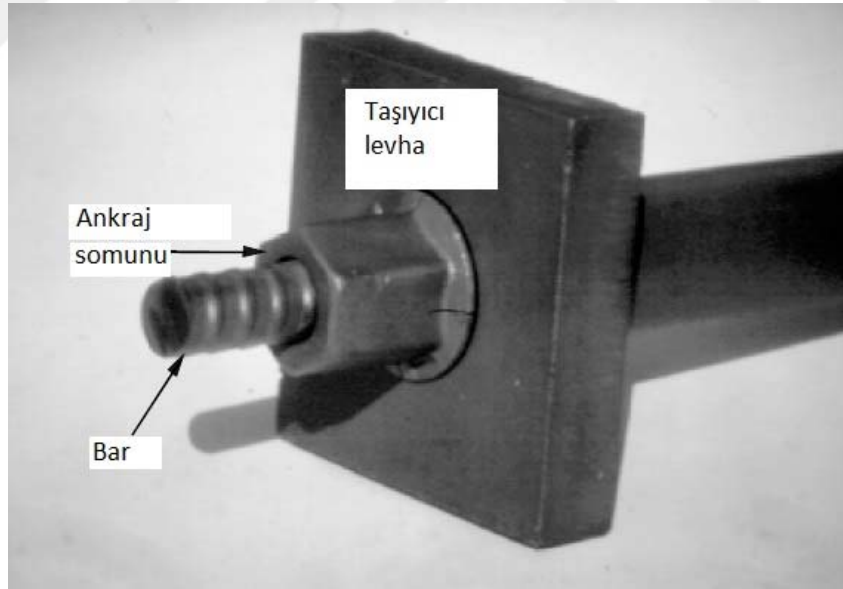
9-) Palplanşlar sökülür.

3.4. Ankrajlar

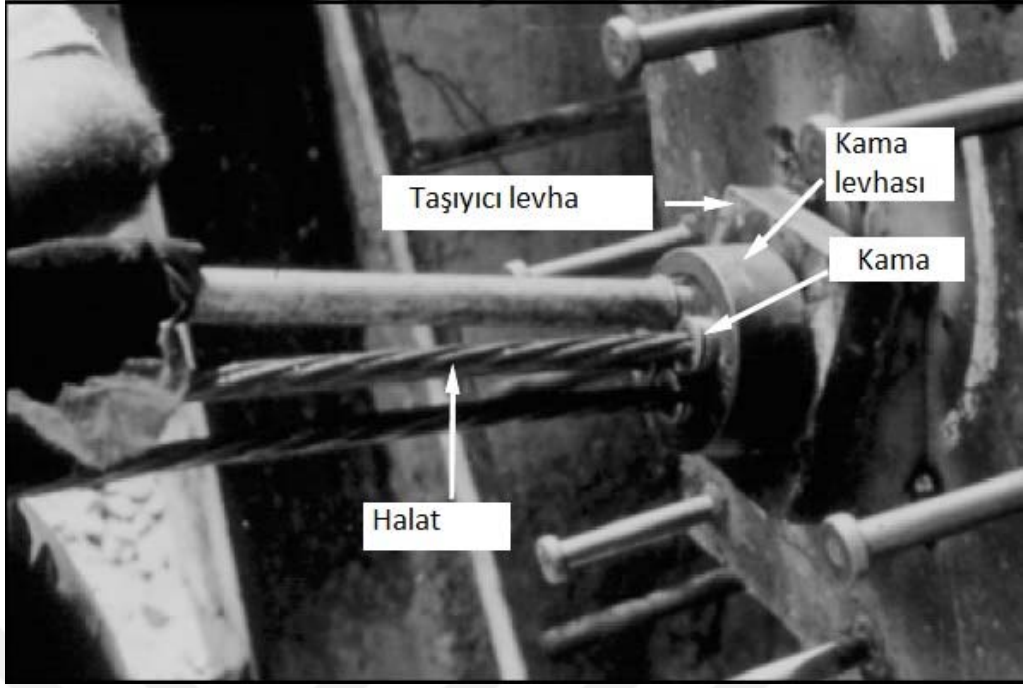
Ön germeli ve enjeksiyonlu zemin ankraji, uygulanan bir çekme gerilmesini zemine iletmek amacıyla kullanılan ve zemin veya kaya içinde kurulan yapısal bir elemandır. Şekil 3.4'te gösterildiği gibi enjeksiyonlu bir zemin ankrajının temel bileşenleri: bağ bölgesi, serbest uzunluk ve kök bölgesidir. Bir ankrajın bağ bölgesi; ankraj başı, taşıyıcı levha ve ön germe kuvvetini, ön germe çeliğinden zemin yüzeyine ya da desteklenen yapıya iletebilen trompetten oluşur. Bir bar ve bir halat tendonunun bileşenleri de sırasıyla Şekil 3.5 ve Şekil 3.6'da gösterilmiştir. Serbest uzunluk bölgesi, elastik olarak uzayabilme serbestliğine sahip olan ve yapıdan gelen kuvvetin kök bölgesine transfer edilmesini sağlayan ön germe çeliğini içeren kısımdır. Ankraj kök bölgesi ise kritik göçme yüzeyinin arkasında inşa edilmesi gereken ve duvardan ankraja gelecek yüke karşı yeterli sıyrılma direncine sahip olması istenen kısımdır (FHWA, 1999).



Şekil 3.4. Bir zemin ankrajının bileşenleri (FHWA, 1999)



Şekil 3.5. Bir bar tendonunun bağ bileşenleri (FHWA, 1999)



Şekil 3.6. Bir halat tendonunun bağ bileşenleri (FHWA, 1999)

Tendon; ön germe çelik elemanını (halatlar veya barlar), korozyon korumasını, kılıfları, çelik halat demetinin delik eksenini boyunca ortalanmasını sağlayan merkezleştiricileri ve kamaları içerir. Kılıf, gövde kısmındaki ön germe çeliğini korozyondan koruyan oluklu boru veya tüptür. Enjeksiyon, tendondan zemine yük transferini sağlayan ve tendon için korozyon koruması temin eden bir portland çimentosu karışımıdır (FHWA, 1999).

3.4.1. Zemin ankrajlarının çeşitleri

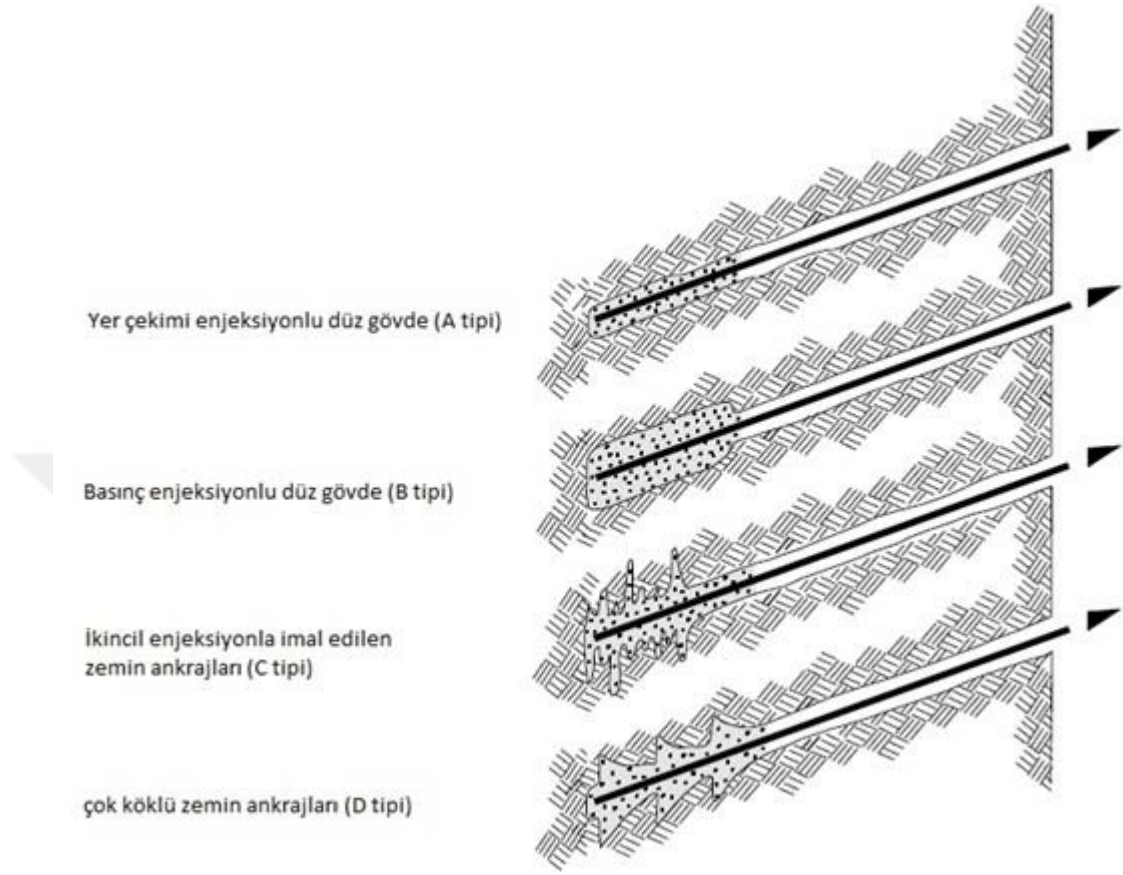
Amerika'da uygulamada mevcut olarak kullanılan üç ana zemin ankrajı vardır. Bunlar;

- 1-) Yer çekimi enjeksiyonlu düz gövde (A tipi)
- 2-) Basınç enjeksiyonlu düz gövde (B tipi)
- 3-) İkincil enjeksiyonla imal edilen zemin ankrajları (C tipi)

Günümüzde Amerika'da yaygın bir şekilde kullanılmasa da bir diğer ankraj tipi de çok köklü zemin ankrajlarıdır (D tipi). Bu ankraj türleri Şekil 3.7'de gösterilmiştir (FHWA, 1999).

Her üç ankraj türü için uygulanacak sondaj yöntemi, zemin yüzeyi üzerindeki veya zemin ankrajının konumu civarındaki yapıların bütünlüğünü olumsuz bir şekilde etkilememelidir.

Sondaj çalışmalarına bağlı olarak zemin yüzeyi şişmesi ve sondaj deliği içerisinde aşırı zemin kaybı, bu yapılar için oluşabilecek zararın başlıca nedenleridir.



Şekil 3.7. Ankraj türleri (FHWA, 1999)

3.4.1.1. Yer çekimi enjeksiyonlu düz gövde (A tipi)

A tipi ankrajlar genellikle ya dönele sondaj ya da içi boş burgulu sondaj kullanılarak kayalarda ve katı ile çok katı kohezyonlu zemin depozitlerinde kurulur. Düz bir shaft boyunca ankrajı enjeksiyon ile doldurmak için tremi yöntemleri (ağırlığı ile yerleşen beton) kullanılır (FHWA, 1999).

3.4.1.2. Basınç enjeksiyonlu düz gövde (B tipi)

Basınç enjeksiyonlu düz shaftlı zemin ankrajları, iri daneli granüler zeminler ve zayıf çatlaklı kayalar için en uygun yöntemdir. Bu ankraj türü ayrıca ince daneli kohezyonsuz zeminler için de kullanılır. Bu ankraj türü için enjeksiyon, 0.35 MPa'dan daha büyük basınçlar altında kök bölgesi içerisine enjekte edilir. Sondaj çukuru genellikle içi boş burgulu sondaj veya dönele

teknikler kullanılarak açılır. Sondaj çukurundaki prop geri çekildikçe tüm ankraj kök uzunluğu enjeksiyonlana kadar delik içerisine basınç altında enjeksiyon enjekte edilir (FHWA, 1999).

3.4.1.3. İkincil enjeksiyonla imal edilen zemin ankrajları (C tipi)

İkincil enjeksiyonla imal edilen zemin ankrajları, düz şaftlı yer çekimi enjeksiyonlu zemin ankrajlarının kök bölgesini genişletmek için gecikmeli, çoklu harç enjeksiyonu kullanır. Her bir enjeksiyon bir veya iki gün ile ayrılır. Enjeksiyon işlemi, tendon ile kurulan contalı bir enjeksiyon tüpü içerisinden gerçekleştirilir. Tüp, kök bölgesinde kontrol vanaları ile donatılır. Kontrol vanaları, sertleşmiş olan başlangıç enjeksiyonu içerisine yüksek basınç altında ilave enjeksiyon enjekte edilmesine olanak tanır. Yüksek basınçlı enjeksiyon başlangıç enjeksiyonunu çatlatır ve onu, enjeksiyon gövdesini genişletmek için zemine doğru sıkıştırır (FHWA, 1999).

3.4.1.4. Çok köklü zemin ankrajları (D tipi)

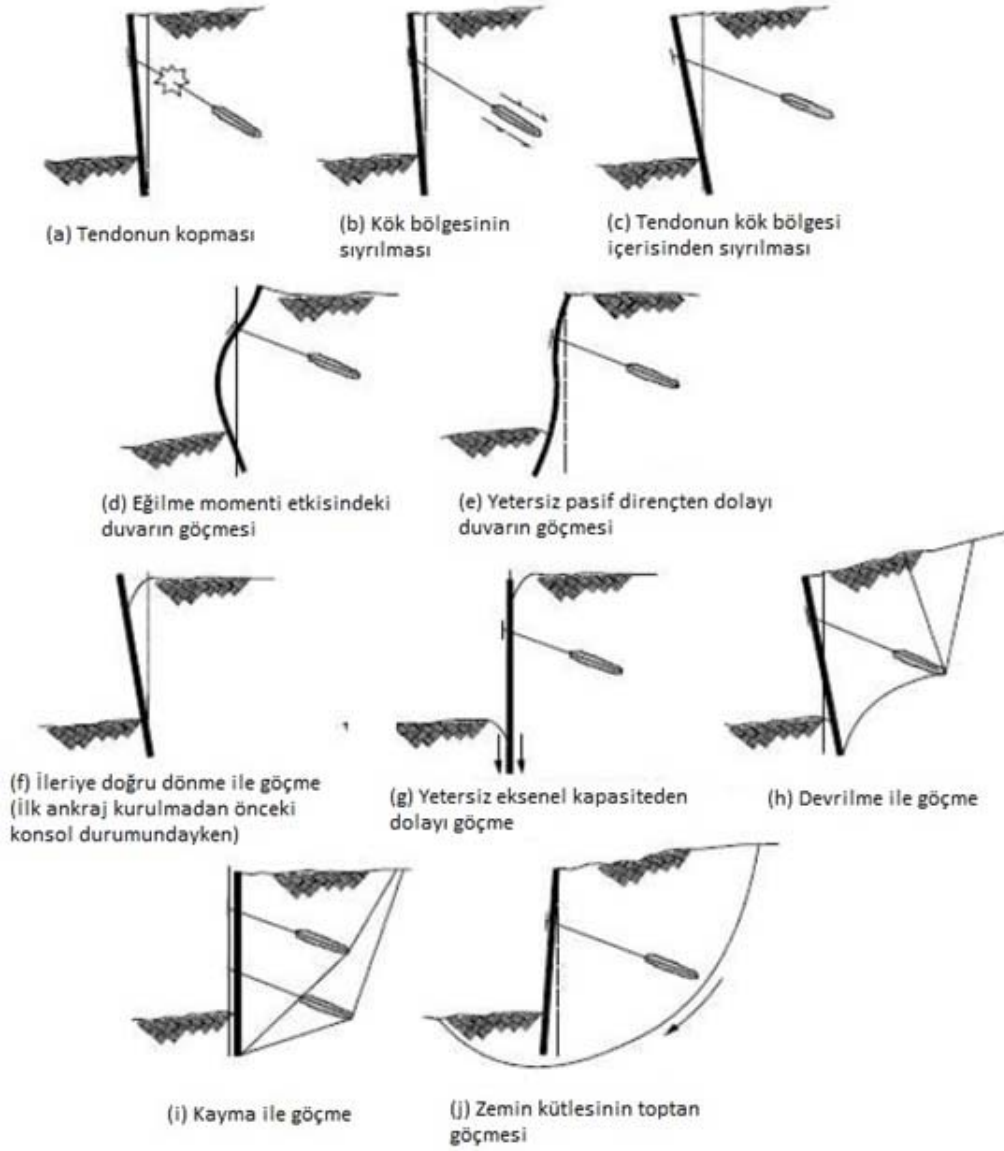
Bu tür ankrajlar katı ile çok katı kohezyonlu depozitlerde kullanılabilir (FHWA, 1999).

4. ANKRAJLI İKSA TASARIMININ TEMEL PRENSİPLERİ

Ankrajlı duvar tasarımı, birkaç farklı potansiyel göçme koşuluna karşı güvence verecek şekilde inşa edilecek bir duvar elde etmeyi amaçlar. Bu potansiyel göçme koşulları Şekil 4.1'de gösterilmiştir. Tasarım, inşaat için ekonomik ve pratik temel sağlayacak şekilde zemin ve duvar hareketlerini sınırlandırmalıdır (FHWA, 1999).

Duvarı dengede tutmak için gerekli toplam ankraj kuvvetinin büyüklüğü zemin, su ve dış yükler tarafından neden olunan kuvvetlere bağlıdır. Bir ankrajlı duvar tarafından desteklenen bir kazı aracılığıyla yeni bir şev geometrisi sağlamak için aşağıdaki durumlar gereklidir (FHWA, 1999):

- 1-) Ankrajlı duvar, kazı civarındaki zemini dengede tutmak için desteklemelidir. Bu destek tipik olarak, ankrajlar açısından gerekli olan maksimum kuvvet ve duvar kesiti açısından da gerekli maksimum boyutlar, dayanım ve eğilme momentleri tarafından yönetilir.
- 2) Ankrajlar, sığ ve derine yerleşmiş ve yetersiz güvenlik faktörüne sahip birçok farklı potansiyel göçme yüzeylerini faydalı bir şekilde etkilemek için zemin içerisinde yeterince derine uzatılmalıdır.



Şekil 4.1. Ankrajlı duvarların tasarımında dikkate alınması gerekli potansiyel göçme koşulları

4.1. Ankraj Kök Uzunluğunun Tasarımı

Ön tasarım için kök uzunluğundan zemine transfer edilen nihai yük değeri, küçük bir çap ve ağırlığı ile yerleşen düz şaftlı ankraj için zemin türü ve sıklığı (SPT düşü sayısı) bağlı olarak Çizelge 4.1'de verilmiştir. Zemindeki müsaade edilebilir maksimum ankraj tasarım yükü değeri, kök uzunluğunun nihai transfer yükü ile çarpılıp 2 gibi bir güvenlik sayısına bölünmesiyle belirlenebilir.

Çizelge 4.1. Küçük çaplı, kendi ağırlığı ile yerleşen düz şaftlı zemin ankrajlarının ön tasarımı için yük transferinin tahmini nihai değerleri (FHWA, 1999)

Zemin Türü	Nispi Sıklık (SPT aralığı)	Tahmin edilen transfer yükü (kN/m)
Kum ve çakıl	Gevşek (4-10)	145
	Orta sıkı (11-30)	220
	Sıkı (31-50)	290
Kum	Gevşek (4-10)	100
	Orta sıkı (11-30)	145
	Sıkı (31-50)	190
Kum ve silt	Gevşek (4-10)	70
	Orta sıkı (11-30)	100
	Sıkı (31-50)	130
Düşük plastisiteye sahip silt-kil karışımı veya ince mikalı kum ya da silt karışımları	Katı (10-20)	30
	Çok katı (21-30)	60

Not: SPT değerlerine örtü yükü düzeltilmesi yapılmıştır.

Ankrajın üst bölgesinden ankrajın sonuna doğru yük transferi için özel yöntemler kullanılmadıkça yaklaşık olarak 12 m'den daha büyük kök uzunlukları için ankraj kapasitesinde bir artış elde edilemediği için, kendi ağırlığı ile yerleşen (Tip A), basınç enjeksiyonlu (Tip B) ve çok köklü (Tip D) zemin ankrajları için ankraj kök uzunlukları genellikle 4.5 m ile 12 m aralığında seçilir (FHWA, 1999).

Ağırlığı ile yerleşen ve basınç enjeksiyonlu zemin ankrajları için ölçülen nihai bağ gerilme değerlerinin bir aralığı Çizelge 4.2'de verilmiştir. Çizelge 4.2'de verilen nihai bağ gerilme değerlerini gözden geçirirken, büyük bağ gerilmesi değerlerinin, uzunluk başına büyük ankraj kapasitesi anlamına gelmediğini bilmek önemlidir (FHWA, 1999).

Çizelge 4.2. Ankraj kök bölgesi boyunca enjeksiyon arayüzü için varsayımsal ortalama nihai sınır gerilme değerleri (FHWA, 1999)

Kaya		Kohezyonlu zemin		Kohezyonsuz zemin	
Kaya tipi	Ortalama nihai bağ gerilmesi (MPa)	Ankraj türü	Ortalama nihai bağ gerilmesi (MPa)	Ankraj türü	Ortalama nihai bağ gerilmesi (MPa)
Granit ve bazalt	1.7-3.1	Yer çekimi enjeksiyonlu ankrajlar (düz shaft)	0.03-0.07	Yer çekimi enjeksiyonlu ankrajlar (düz shaft)	0.07-0.14
Dolomitli kireç taşı	1.4-2.1	Basınç enjeksiyonlu ankrajlar (düz shaft):		Basınç enjeksiyonlu ankrajlar (düz shaft):	
Yumuşak kireç taşı	1.0-1.4	Yumuşak siltli kil	0.03-0.07	Orta sıkı-sıkı ince-orta kum	0.08-0.38
Arduvaz ve çok katı şeyl	0.8-1.4	Siltli kil	0.03-0.07	Orta sıklıkta orta-iri kum (çakıl)	0.11-0.66
Yumuşak şeyl	0.2-0.8	Orta ile yüksek plastisiteli katı kil	0.03-0.10	Sıkı-çok sıkı orta ile iri kum(çakıl)	0.25-0.97
Kum taşı	0.8-1.7	Orta ile yüksek plastisiteli çok katı kil	0.07-0.17	Siltli kumlar	0.17-0.41
Aşınmış kum taşı	0.7-0.8	Orta plastisiteli katı kil	0.10-0.25	Sıkı buzul toprağı	0.30-0.52
Kireç taşı	0.2-1.1	Orta plastisiteli çok katı kil	0.14-0.35	Orta sıkı-sıkı kumlu çakıl	0.21-1.38
Aşınmış marn	0.15-0.25	Orta plastisiteli çok katı kumlu silt	0.28-0.38	Sıkı-çok sıkı kumlu çakıl	0.28-1.38
Beton	1.4-2.8				

Not: Basınç enjeksiyonlu ankrajlar için gerçek değerler, her bir zeminde ortaya çıkarabildiği basınçlara bağlıdır.

4.2. Ankraj Eğimi ve Uzunluğu İçin Minimum Koşullar

Uygulamada birçok proje küçük çaplı, düz şaftlı ve ağırlığı ile yerleşen ankrajlar kullanılarak tamamlanmıştır. Bu projelerdeki benzerliklerden faydalanarak, ankraj tasarımına aşina olmayan mühendisler için tipik tasarım değerlerin aralığını temin etmek amacıyla bazı tipik ankraj karakteristikleri aşağıda özetlenmiştir (FHWA, 1999):

1-) 9 ile 18 m arasında toplam ankraj uzunluğu: Geoteknik ve geometrik gereksinimlerden dolayı duvarlar ya da sınırlandırılmış yapılar için kullanılan birçok ankraj 9 metre uzunluktan daha azdır. Bar tendonları için minimum serbest bölge uzunluğu 3 m ve halat tendonları için ise 4.5 m olarak benimsenmelidir.

2-) 10 ve 45 derece arasında zemin ankrajı eğimi: Ankrajları 10 ile 45 derece arasında yapmak çoğu yüklenicinin imkanları dahilinde olsa da zemin ankrajları yaygın olarak yatayla 15 ile 30 derece yapacak şekilde kurulur. Ankraj eğimine bakılmaksızın ankraj kök zonu, gerekli tasarım yükünü meydana getirebilen zemin veya kaya tabakaları içerisinde ve potansiyel kayma yüzeylerinin arkasında oluşturulmalıdır. Yer altı yapıları, mevcut temeller, yol üzerindeki kısıtlamalar ve zayıf zemin veya kaya tabakalarından kaçınabilmek için dik ankraj eğimleri gerekebilir. Ankraj transfer yükünden kaynaklı düşey yükleri minimize edebilmek için, ankrajlar mümkün olduğunca yataya yakın kurulmalıdır. Ancak 10 dereceden daha az açılarda kurulan ankrajların enjeksiyon işlemi, özel enjeksiyon teknikleri kullanılmadıkça yaygın değildir.

Özel bir proje için minimum müsaade edilebilir kapasitenin tahmin edilmesi açısından ilk adım, maksimum ankraj kök uzunluğu için bir varsayımda bulunmaktır. Bu amaçla yol üzerinde herhangi bir kısıtlama bulunmayan bir alanın söz konusu olması durumunda, zemin içinde 12 m veya kaya içinde 7.5 m'lik bir kök uzunluğu ile 15 derecelik bir ankraj eğimi varsayılmalıdır.

Kohezyonlu zeminlerdeki ankraj kök bölgesinin uzunluğu 3 m'den az 10 m'den de fazla olamaz. Kohezyonsuz zeminlerde ise A ile D tipi ankrajlar için kök bölgesi uzunluğu 3 m'den daha az 10 m'den daha fazla olamaz (BS, 1989).

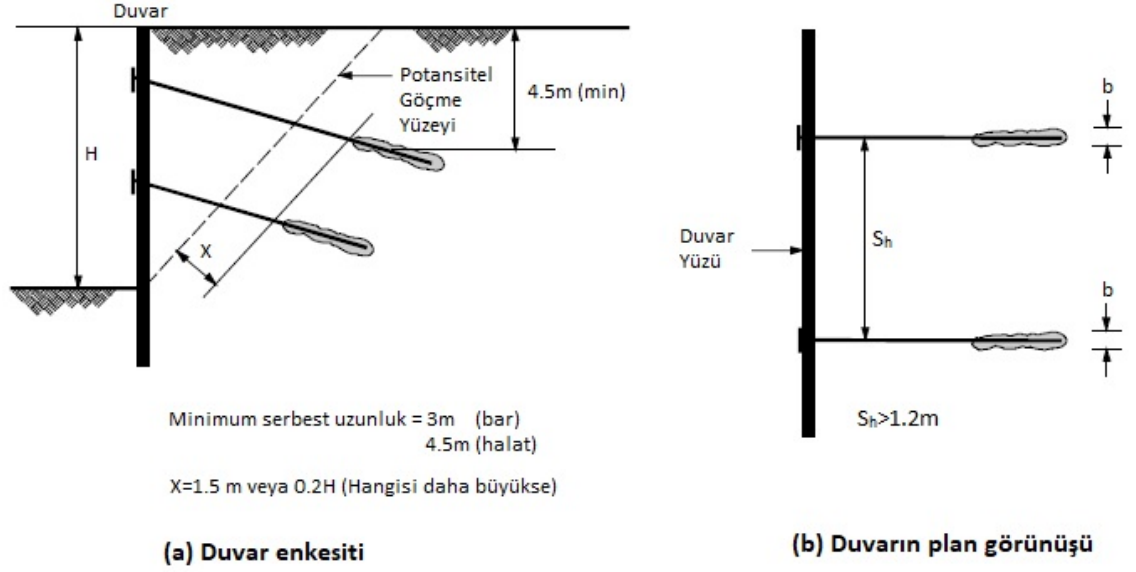
Çimento enjeksiyonlu ankrajlar için, daha kısa tendon kök uzunluklarının kabul edilebilir olduğunu tam ölçekli deneyler ile teyit etmedikçe kök bölgesi içerisindeki tendon uzunluğu 3 m'den az olmamalıdır (BS, 1989).

4.3. Zemin Ankrajları İçin Aralık Koşulları

Zemin ankrajlarının yatay ve düşey aralıkları,

- 1-) Yatay duvar hareketlerini kontrol etmek için çok rijit bir sistem ihtiyacı (örneğin yakın ankrajlar),
- 2-) Ankrajların pozisyonunu ve eğimini etkileyebilecek mevcut yer altı yapıları ve
- 3-) Tasarım için seçilen düşey duvar elemanının tipi gibi projenin özel gereksinimlerine ve sınırlamalarına bağlı olarak değişecektir. Şekil 4.2a'da gösterildiği gibi zeminde kurulan ankrajlar için, ankraj kök bölgesinin merkezi üzerine minimum 4.5 m'lik bir örtü yükü gerekir. Bu, basınç enjeksiyonlu ankrajların kurulumu esnasında enjeksiyon sızıntısını önlemek ve büyük enjeksiyon basınçlarından kaynaklanabilecek zemin yüzeyi şişmesini önlemek için gereklidir. Kendi ağırlığı ile yerleşen enjeksiyona sahip ankrajlar için, ankraj kapasitesini artırmak amacıyla gerekli zemin örtü basıncını temin etmek için bu minimum örtü yükü kriteri şarttır. Şekil 4.2b'de gösterilen ankrajlar arasındaki minimum yatay aralık, mevcut zemin ankrajları arasındaki grup etkilerinin minimize edilmesini ve delme sapmalarından kaynaklanabilecek ankraj kesişimlerinden kaçınmayı güvence altına alır. Grup etkileri her bir ankrajın yük taşıma kapasitesini azaltır (FHWA, 1999).

Ankrajlar arasındaki etkileşimi sınırlandırmak için, ankraj kök bölgelerinin merkezinden merkezine, çapın ($D_{kök}$) 4 katından daha az olmayacak şekilde bir boşluk bırakılmalıdır. (Buradaki $D_{kök}$, ankraj kök bölgeleri içerisindeki en büyük çap değeridir). Uygulamada yaygın olarak 1.5 m ile 2 m aralığında minimum bir boşluk benimsenir. Ayrıca bağlı bir ankraj ile mevcut temel veya yer altı yapısı arasındaki mesafe 3 m'yi aşmalıdır (BS, 1989).



Şekil 4.2. Zemin ankrajları için gerekli yatay ve düşey aralıklar (FHWA, 1999)

4.4. Öngermeli Çelik Elemanın Seçimi

Tendonun öngermeli çelik elemanı (halat veya donatı çubuğu), yapıdan gelen yükü kopmadan ankraj kök bölgesine güvenli bir şekilde iletmelidir. Tasarım yükü ve kilitleme yükü için, tendon kopmasının olası potansiyel göçme mekanizmalarına bağlı olarak ayrı güvenlik faktörleri uygulanır. Tasarım yükü, öngermeli çelik eleman için belirtilen minimum çekme dayanımının %60'ını aşmamalıdır. Kilitlenme yükü öngermeli çelik eleman için belirtilen minimum çekme dayanımının %70'ini aşmamalı ve maksimum test yükü ise minimum çekme dayanımının %80'inini aşmamalıdır.

Örneğin; eğer maksimum test yükü tasarım yükünün %133'üne eşit alınırsa, o zaman müsaade edilebilir maksimum tasarım yükü, öngermeli çelik eleman için belirtilen minimum çekme dayanımının $(0.8/1.33)$ veya 0.6 katına eşit olacak şekilde zemin ankrajının seçimi yapılmalıdır. Eğer maksimum test yükü tasarım yükünün %150'sine eşit alınırsa, o zaman müsaade edilebilir maksimum tasarım yükü, öngermeli çelik eleman için belirtilen minimum çekme dayanımının $(0.8/1.5)$ veya 0.53 katına eşit olmalıdır.

Amerika'da otoyol uygulamalarında yaygın bir şekilde kullanılan donatı çubukları ve halatların boyutları ve dayanımları sırasıyla Çizelge 4.3 ve Çizelge 4.4'te verilmiştir.

Çizelge 4.3. Öngermeli çelik donatı çubuklarının özellikleri (FHWA, 1999)

Çelik derecesi	Nominal çap	Nihai gerilme (f_{pu})	Nominal enkesit alanı (A_{ps})	Nihai dayanım ($f_{pu}A_{ps}$)	Öngirme kuvveti		
					$0.8f_{pu}A_{ps}$	$0.7f_{pu}A_{ps}$	$0.6f_{pu}A_{ps}$
(ksi)	(mm)	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Çizelge 4.4. 15 mm (0.6") çapa sahip öngermeli çelik halatların özellikleri (FHWA, 1999)

15 mm çaplı halat sayısı	Enkesit alanı	Nihai dayanımı	Öngirme kuvveti		
			$0.8f_{pu}A_{ps}$	$0.7f_{pu}A_{ps}$	$0.6f_{pu}A_{ps}$
	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	140	260.7	209	182	156
3	420	782.1	626	547	469
4	560	1043	834	730	626
5	700	1304	1043	912	782
7	980	1825	1460	1277	1095
9	1260	2346	1877	1642	1408
12	1680	3128	2503	2190	1877
15	2100	3911	3128	2737	2346
19	2660	4953	3963	3467	2972

4.5. Ankraj Delik Çapının Seçimi ve Korozyon Koruması

Ankraj kök bölgesinin tasarımından önce ankrajların türü ve boyutunun değerlendirilmesi gerekir. Çünkü gerekli delik çapı, kullanılan tendon elemanının boyutunun bir fonksiyonu olarak değişir. Halat veya donatı çubuğu tendonları için gerekli minimum delik çapını tahmin etmek için Çizelge 4.5 kullanılabilir.

Çizelge 4.5. Tendon boyutu ile delik çapı arasındaki ilişki (FHWA, 1999)

Tendon türü	Önerilen minimum çap boyutu (mm)	
	II. sınıf korozyon koruması	I. sınıf korozyon koruması
15 mm çapa sahip halat sayısı		
4	102	150
7	115	165
9	127	178
11	140	191
13	153	203
17	165	216
Donatı çubuğu çapı (mm)		
26	64	89
32	70	95
36	76	102

Zemin ankrajları için Amerika'da uygulamada yaygın bir şekilde kullanılan korozyon koruması çeşitleri iyiden kötüye şu şekildedir: I. sınıf koruma, II. sınıf koruma ve koruma olmayan durum. Serbest bölge için I. sınıf ve II. sınıf koruma, elverişsiz pH değerlerine sahip zemin koşullarının var olduğunu ve tendon için çok seviyeli koruma tabakasının temin edilmesi gerektiğini varsayar. Kök bölgesi için I. sınıf koruma, elverişsiz pH değerlerine sahip zemin koşullarının var olduğunu varsayar ve ayrıca çok seviyeli koruma tabakası temin eder. Oysa II. sınıf için sadece tek seviye koruma tabakası temin edilir. I. sınıf ve II. sınıf korozyon ile korunan tendonlara sırasıyla, kapsüllenmiş tendonlar ve enjeksiyon korumalı tendonlar da denilebilir. Kazı uygulamalarının geçici ankrajlar tarafından desteklendiği durumlar için elverişsiz pH değerlerine sahip olmayan zeminlerde korozyona karşı koruma gerekmez.

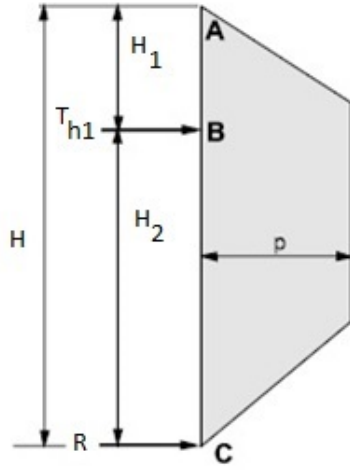
5. MATERYAL VE YÖNTEM

Bu çalışmada orta sıkı kuru kum zemin içerisine çakılan palplanş sisteminin maliyeti üzerine bir optimizasyon çalışması yapılmıştır. Varsayımsal olarak seçilen 15 m*12 m'lik bir kazı alanı içerisinde yapılacak 20 m ve 15 m'lik kazı durumları için geçici olarak imal edilecek çelik palplanş kesitinde; ankraj sayıları, ankraj açıları, ankraj düşey ve yatay aralıkları değiştirilerek analizler yapılmıştır. Duvara etki edecek yatay toprak basınçlarını belirleyebilmek için FHWA (1999) tarafından önerilen, Şekil 2.15'te gösterilen yatay toprak basıncı zarfı kullanılmıştır. Analizlerde, bu toprak basınçlarına ilaveten kazı alanının bitişiğinde çalışmalar yapacak iş makineleri ile yığılan malzeme ağırlıklarını dikkate alan 5kPa'lık üniform yayılı bir sürşarj yükü de duvara etkilmiştir. Duvarın geometrisi ile ilgili kısıtlamalar için de yine FHWA (1999) tarafından tavsiye edilen sınır durumlar dikkate alınmıştır. Bu çalışma kapsamında palplanşların yeniden kullanılabilme özelliği referans alınarak ve Çevre ve Şehircilik Bakanlığı tarafından yayımlanan “Kazı Güvenliği ve Alınacak Önlemler” genelgesinden faydalanılarak palplanş sisteminin 2 yıldan daha az süreli bir proje için kullanılacağı durum dikkate alınmış ve buna istinaden analizlere dinamik etkiler dahil edilmemiştir. Sonuç olarak 20 m kazı durumu için 16288 ve 15 m kazı durumu içinse 19200 adet farklı geometri durumu incelenerek her biri için amaç fonksiyonu olan maliyet fonksiyonları oluşturulmuş ve en düşük maliyeti veren optimum kesit bulunmaya çalışılmıştır.

5.1. İksa Sistemindeki Ankraj Kuvvetleri ve Eğilme Momentlerinin Hesaplanması

Ankrajlı esnek duvarlar için zemin ankraj yükleri, Şekil 2.15'te verilen görünür toprak basıncı zarflarından tahmin edilebilir. Statikçe belirsiz sistemler için oluşturulmuş hesapları ele alabilmek için geliştirilen bağımlı alan yöntemi ve mafsal yöntemi, yaygın bir şekilde kullanılan yöntemlerdir. Uygun görünür toprak basınç diyagramı kullanıldığında bu iki yöntem, yeterli dayanıma sahip zeminler içerisinde inşa edilen ankrajlı sistemler için zemin ankraj yüklerini ve duvar eğilme momentlerini makul sınırlar içerisinde tahmin etmektedir. Bağımlı alan yöntemi ve mafsal yöntemini kullanarak yatay zemin ankrajlarının hesapları, tek ankrajlı duvarlar için Şekil 5.1'de, çok ankrajlı duvarlar için Şekil 5.2'de gösterilmiştir. Gösterildiği gibi her iki yöntem, kazı tabanında bir mafsal meydana geldiğini ve kazı altındaki zeminin de bir strut desteği olarak etki ettiğini varsaymıştır. Bu iki varsayım, yeterli dayanıma sahip malzemeler içerisine penetre edilmiş duvarlar için mantıklıdır. Duvarın

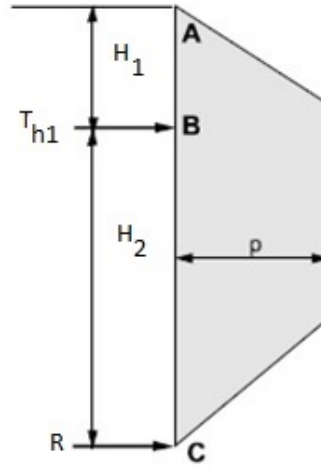
tasarımını kontrol eden maksimum eğilme momenti genellikle kazı tabanı üzerinde duvarın açık kısmında meydana gelir (FHWA, 1999).



Bağımlı Alan Yöntemi

$T_{h1} = \frac{(H_1 + H_2)}{2}$ uzunluğu boyunca
etki eden toplam kuvvet

$R = \frac{H_2}{2}$ uzunluğu boyunca
etki eden toplam kuvvet

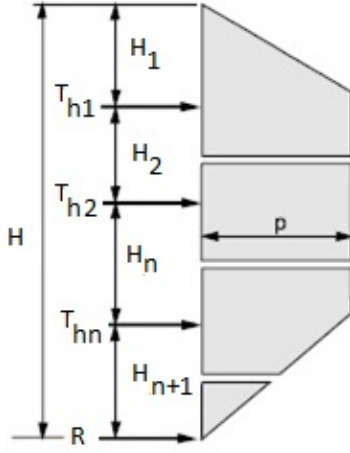


Mafsal Yöntemi

T_{h1} kuvvetini $\sum M_c = 0$ 'dan hesapla

$R = \text{Toplam yük} - T_{h1}$

Şekil 5.1. Tek ankrajlı duvar için ankraj yüklerinin hesaplanması (FHWA, 1999)



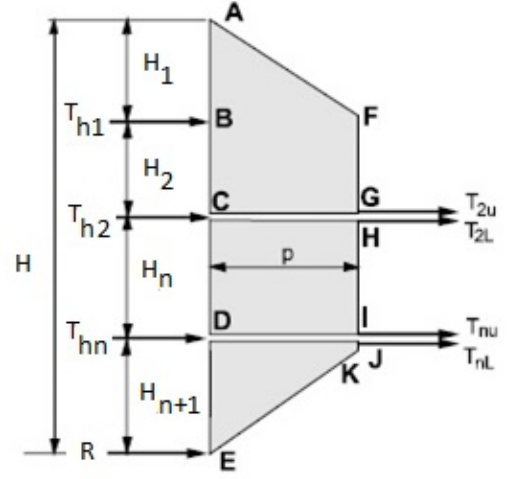
Bağımlı Alan Yöntemi

$T_{h1} = \frac{(H_1 + H_2)}{2}$ uzunluğu boyunca
etki eden toplam kuvvet

$T_{h2} = \frac{(H_2 + H_n)}{2}$ uzunluğu boyunca
etki eden toplam kuvvet

$T_{hn} = \frac{(H_n + H_{n+1})}{2}$ uzunluğu boyunca
etki eden toplam kuvvet

$R = \frac{H_2}{2}$ uzunluğu boyunca
etki eden toplam kuvvet



Mafsal Yöntemi

T_{h1} kuvvetini $\sum M_c = 0$ 'dan hesapla

$T_{2u} = ABCGF$ (toplam yük) $- T_{h1}$

T_{2L} kuvvetini $\sum M_D = 0$ 'dan hesapla

$T_{nu} = CDIH$ (toplam yük) $- T_{2L}$

T_{nL} kuvvetini $\sum M_E = 0$ 'dan hesapla

$R = \text{Toplam yük} - T_{h1} - T_{h2} - T_{hn}$

$T_{h2} = T_{2u} + T_{2L}$

$T_{hn} = T_{nu} + T_{nL}$

Şekil 5.2. Çok ankrajlı duvar için ankraj yüklerinin hesaplanması (FHWA, 1999)

Yeterli dayanım derecesine sahip malzemeler içinde inşa edilen duvarlar için, bir reaksiyon kuvvetinin (R) kazı altındaki zeminin pasif direnci tarafından desteklendiği varsayılır. Bu pasif direncin gelişmesi için duvarın yeterince gömülü olması gereklidir. Bu durumda (pasif direncin etkimesi durumunda) bağımlı alan yöntemi kullanılırsa, en alttaki ankrajın taşıdığı yük sadece; $(H_n + H_{n+1})/2$ uzunluğu üzerine etkiyen yüküdür ve reaksiyon kuvveti (R), kazı tabanından, kazı tabanı ile en alt ankraj arasındaki orta seviyeye etki eden görünür basınç diyagramı yüküne eşdeğerdir (Yani $(H_{n+1})/2$ uzunluğu üzerine etkiyen basınç zarfının alanıdır). Zayıf malzemelere penetre edilen duvarlar için, duvar gömme derinliğine bakılmaksızın, reaksiyon kuvvetine direnmek için kazı tabanı altında yeterli pasif kapasite mevcut olmayabilir. Bu durum için, en alttaki ankraj; yukarıda en alttaki ankraj için

tanımlanan yüke ilaveten reaksiyon kuvvetine karşılık gelen kuvveti de taşıyormuş gibi tasarlanabilir. Yani en alt ankraj kuvveti, $(H_n + 2H_{n+1})/2$ uzunluğu üzerine etki eden basınç zarfının alanına eşittir.

Ankraj yükleri için Şekil 5.1 ve Şekil 5.2 kullanılarak hesaplanan değerler, duvarın birim genişliği başına ankraj yükünün yatay bileşeni olan T_{hi} değeridir. Toplam yatay ankraj yükü T_h , Denklem 5.1'deki gibi hesaplanır:

$$T_h = T_{hi} * s \quad (5.1)$$

Burada s, mevcut ankrajlar arasındaki yatay aralık değeridir.

Ankraj kök bölgesinin tasarımında kullanılan toplam ankraj yükü (T) Denklem 5.2'den hesaplanır:

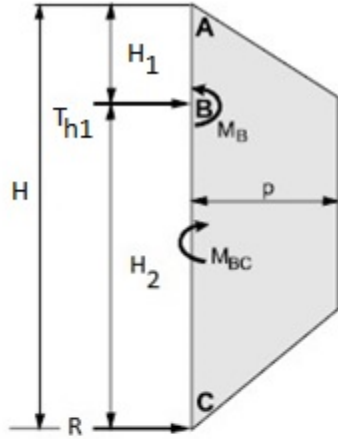
$$T = \frac{T_h}{\cos \theta} \quad (5.2)$$

Burada θ , ankrajın yatayla yaptığı eğim açısıdır.

Toplam ankraj kuvvetinin düşey bileşeni T_v ise aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$T_v = T * \sin \theta \quad (5.3)$$

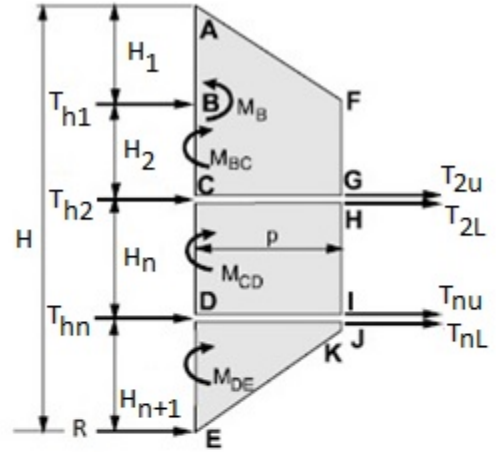
Şekil 5.3, duvarın açık kısmında meydana gelen, tek ve çok seviyeli ankrajlı duvarlara etki eden maksimum duvar eğilme momentlerinin hesaplanması için kullanılan mafsal yöntemini gösterir. Duvarın açık kısmı, zemin yüzeyi ile kazı tabanı arasındaki duvar yüksekliğini temsil eder. Sıkı kumlar ve sert killer gibi yeterli dayanıma sahip zeminler içinde inşa edilen duvarlar için maksimum eğilme momenti duvarın açık kısmında meydana gelir. Zayıf malzemeli derin depozitlere penetre edilen duvarlar için maksimum. eğilme momenti ise duvarın gömülü kısmında meydana gelebilir. Duvarın gömülü kısmı, kazı tabanı altında kalan duvar uzunluğu anlamına gelir (FHWA, 1999).



$$M_B = \sum M_B$$

M_{BC} = B ve C arasında kesme kuvvetinin sıfır olduğu noktadaki maksimum moment

(a) Tek ankrajlı duvar için moment hesabı



$$M_B = \sum M_B$$

M_{BC} = B ve C arasında kesme kuvvetinin sıfır olduğu noktadaki maksimum moment

M_{CD} ve M_{DE} momentleri de M_{BC} 'de olduğu gibi hesaplanır

$$M_C = M_D = M_E = 0$$

(b) Çok ankrajlı duvar için moment hesabı

Şekil 5.3. Mafsal yöntemini kullanarak duvar eğilme momentlerinin hesaplanması (FHWA, 1999)

5.1.1. Hesaplanan maksimum eğilme momentine göre duvar kesitinin seçilmesi

Uygun bir duvar kesitinin seçimi, düşey duvar elemanında hesaplanan maksimum eğilme momentine bağlıdır. İlk ankraj konumunda hesaplanan negatif eğilme momenti, ilk ankraj konumu civarında momentler toplanarak değerlendirilir. Düşey duvar elemanlarının her bir destek lokasyonu arasında sürekli olduğu varsayılır. Mafsal yöntemi için, her bir zemin ankraji arasındaki maksimum pozitif eğilme momenti, kesme kuvvetinin sıfır olduğu nokta ile ilişkilidir. Bu yöntemler, hesaplanan eğilme momentleri için muhafazakar tahminler temin eder. Sonuç olarak duvarın birim uzunluğu başına hesaplanan bu eğilme momentlerinden büyük olanına göre uygun palplanş kesiti seçilir. Kritik olduğu düşünülen geçici ve kalıcı duvar durumu için, asker kazığın veya palplanşın müsaade edilebilir eğilme gerilmesinin (F_b), $0,55F_y$ değerine eşit olarak alınması tavsiye edilir. Burada F_y çeliğin akma gerilmesidir. Çelik palplanş ve asker kazıklar için yaygın bir şekilde ya Derece 36 ($F_y=248$

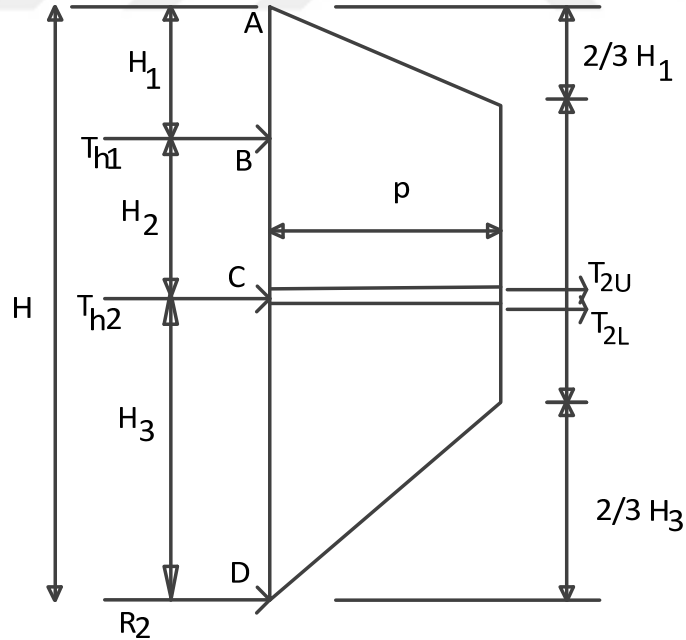
MPa) ya da Derece 50 ($F_y=345$ MPa) malzeme kullanılır. Geçici kazı çukurunu destekleyen duvarlar için, düşey ankrajlar arasındaki pozitif duvar eğilme momentleri için müsaade edilebilir gerilmede %20'lik bir artışa izin verilebilir. Fakat ankraj konumlarında meydana gelen negatif duvar eğilme momentleri için müsaade edilebilir gerilme artışı tavsiye edilmez (FHWA, 1999). Gerekli kesit modülü S_{min} Denklem 5.4'teki gibi hesaplanır:

$$S_{min} = \frac{M_{max}}{F_b} \quad (5.4)$$

Şekil 5.1, Şekil 5.2 ve Şekil 5.3 referans alınarak ankraj kuvvetleri ve maksimum eğilme momentleri için oluşturulan ve bu çalışmada kullanılan formüller aşağıda verilmiştir.

5.1.2. İki ankrajlı iksa sistemi için ankraj kuvvetleri, reaksiyon kuvveti ve maksimum eğilme momenti

İki ankrajlı bir iksa sistemi için hesaba esas olan serbest cisim diyagramı Şekil 5.4'te gösterilmiştir.



Şekil 5.4. İki ankrajlı iksa sistemi için serbest cisim diyagramı

Şekil 5.4'teki serbest cisim diyagramını dikkate alınarak oluşturulan ankraj denklemleri aşağıdaki gibidir:

$$T_{h1} = \left(\frac{13H_1^2}{54} + \frac{H_2^2}{2} + \frac{2H_1 * H_2}{3} \right) * \frac{p}{H_2} + \left(q * K_a * (H_1 + H_2)^2 \right) * \frac{1}{2H_2} \quad (5.5)$$

$$T_{2u} = \left(\frac{2H_1}{3} + H_2 \right) * p + \left(q * K_a * (H_1 + H_2) \right) - T_{h1} \quad (5.6)$$

$$T_{2L} = \left(\frac{23H_3 * p}{54} + \frac{q * K_a * H_3}{2} \right) \quad (5.7)$$

Burada T_{h1} , en üstteki ankraja (1. ankraj) gelen yatay kuvveti, T_{2u} ve T_{2L} , 2. ankraja gelen yatay kuvvetin bileşenlerini, p , duvara etkiyen toprak basıncı zarfının maksimum basınç ordinatını, H_1 , zemin yüzeyi ile 1. ankraj arasındaki düşey mesafeyi, H_2 , 1. ankraj ile 2. ankraj arasındaki düşey mesafeyi, H_3 , en alttaki ankraj ile kazı tabanı arasındaki düşey mesafeyi, q ise üniform yayılı sürşarj yükünü göstermektedir.

İki ankrajlı bir iksa sistemi için maksimum eğilme momenti, ankrajların konumlarına ve aldıkları kuvvetlere bağlı olarak duvarın farklı lokasyonlarında meydana gelebileceği için, kuvvetin ve/veya kesit geometrisinin değiştiği her lokasyon için ayrı ayrı denklemler oluşturulmuştur.

$H_1 \leq x_2 \leq H_1 + H_2$ ise;

$$x_2 = \left(T_{h1} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.8)$$

$$M_{max} = (T_{h1} * (x_2 - H_1)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_2 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_2 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_2^2}{2} \right) \quad (5.9)$$

$$\underline{H_1 + H_2 \leq x_2 \leq H_1 + H_2 + \frac{H_3}{3} \text{ ise;}}$$

$$x_2 = \left(T_{h1} + T_{h2} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.10)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_2 - H_1)) + (T_{h2} * (x_2 - H_1 - H_2)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_2 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_2 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_2^2}{2} \right) \quad (5.11)$$

$$\underline{H_1 + H_2 + \frac{H_3}{3} \leq x_2 \leq H \text{ ise;}}$$

$$\frac{H_1 * p}{3} + \left(\frac{H_1}{3} + H_2 + \frac{H_3}{3} \right) * p + \left(x_2 - H_1 - H_2 - \frac{H_3}{3} \right) * \left(\frac{p+k}{2} \right) + (q * K_a * x_2) - T_{h1} - T_{h2} = 0 \quad (5.12)$$

$$k = \frac{3p * (H - x_2)}{2H_3} \quad (5.13)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_2 - H_1)) + (T_{h2} * (x_2 - H_1 - H_2)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_2 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_2 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_2^2}{2} \right) - \left(\frac{p-k}{6} \right) * \left(x_2 - H_1 - H_2 - \left(\frac{H_3}{3} \right) \right)^2 \quad (5.14)$$

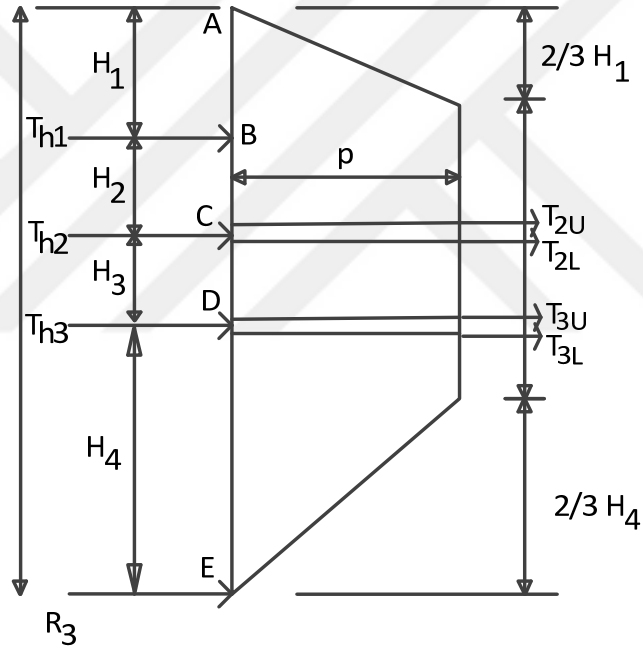
Burada M_{\max} , duvara gelen maksimum eğilme momentini, x_2 , iki ankrajlı bir iksa sisteminde, zemin yüzeyinden kesme kuvvetinin sıfır olduğu yere olan düşey mesafeyi temsil etmektedir.

İki ankrajlı bir iksa sistemi için, kazı altındaki zemin tarafından direnilmesi gereken reaksiyon kuvveti ise aşağıdaki gibidir:

$$R_2 = \left(\frac{2H_1}{3} + H_2 + \frac{2H_3}{3} \right) * p + (q * K_a * H) - T_{h1} - T_{h2} \quad (5.15)$$

5.1.3. Üç ankrajlı iksa sistemi için ankraj kuvvetleri, reaksiyon kuvveti ve maksimum eğilme momenti

Üç ankrajlı bir iksa sistemi için hesaba esas olan serbest cisim diyagramı Şekil 5.5'te gösterilmiştir.



Şekil 5.5. Üç ankrajlı iksa sistemi için serbest cisim diyagramı

Şekil 5.5'teki serbest cisim diyagramı dikkate alınarak oluşturulan ankraj denklemleri aşağıdaki gibidir:

$$T_{h1} = \left(\frac{13H_1^2}{54} + \frac{H_2^2}{2} + \frac{2H_1 * H_2}{3} \right) * \frac{p}{H_2} + (q * K_a * (H_1 + H_2)^2) * \frac{1}{2H_2} \quad (5.16)$$

$$T_{2u} = \left(\frac{2H_1}{3} + H_2 \right) * p + (q * K_a * (H_1 + H_2)) - T_{h1} \quad (5.17)$$

$$T_{2L} = \frac{H_3 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_3}{2} \quad (5.18)$$

$$T_{3U} = \frac{H_3 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_3}{2} \quad (5.19)$$

$$T_{3L} = \left(\frac{23H_4 * p}{54} + \frac{q * K_a * H_4}{2} \right) \quad (5.20)$$

Burada T_{3u} ve T_{3L} , 3. ankraja gelen yatay kuvvetin bileşenlerini, H_3 , 2. ve 3. ankraj arasındaki düşey mesafeyi ve H_4 ise en alttaki ankraj ile kazı tabanı arasındaki düşey mesafeyi göstermektedir.

Üç ankrajlı bir iksa sistemi için maksimum eğilme momenti, ankrajların konumlarına ve aldıkları kuvvetlere bağlı olarak duvarın farklı lokasyonlarında meydana gelebileceği için, kuvvetin ve/veya kesit geometrisinin değiştiği her lokasyon için ayrı ayrı denklemler oluşturulmuştur.

$H_1 \leq x_3 \leq H_1 + H_2$ ise;

$$x_3 = \left(T_{h1} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.21)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_3 - H_1)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_3 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_3 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_3^2}{2} \right) \quad (5.22)$$

$$\underline{H_1 + H_2 \leq x_3 \leq H_1 + H_2 + H_3 \text{ ise;}}$$

$$x_3 = \left(T_{h1} + T_{h2} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.23)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_3 - H_1)) + (T_{h2} * (x_3 - H_1 - H_2)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_3 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_3 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_3^2}{2} \right) \quad (5.24)$$

$$\underline{H_1 + H_2 + H_3 \leq x_3 \leq H_1 + H_2 + H_3 + \frac{H_4}{3} \text{ ise;}}$$

$$x_3 = \left(T_{h1} + T_{h2} + T_{h3} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.25)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_3 - H_1)) + (T_{h2} * (x_3 - H_1 - H_2)) + (T_{h3} * (x_3 - H_1 - H_2 - H_3)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_3 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_3 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_3^2}{2} \right) \quad (5.26)$$

$$\underline{H_1 + H_2 + H_3 + \frac{H_4}{3} \leq x_3 \leq H \text{ ise;}}$$

$$\frac{H_1 * p}{3} + \left(\frac{H_1}{3} + H_2 + H_3 + \frac{H_4}{3} \right) * p + \left(x_3 - H_1 - H_2 - H_3 - \frac{H_4}{3} \right) * \left(\frac{p + k}{2} \right) + (q * K_a * x_3) - T_{h1} - T_{h2} - T_{h3} = 0 \quad (5.27)$$

$$k = \frac{3p * (H - x_3)}{2H_4} \quad (5.28)$$

$$\begin{aligned}
M_{\max} = & (T_{h1} * (x_3 - H_1)) + (T_{h2} * (x_3 - H_1 - H_2)) + (T_{h3} * (x_3 - H_1 - H_2 - H_3)) \\
& - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_3 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_3 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_3^2}{2} \right) \\
& - \left(\frac{p-k}{6} \right) * \left(x_3 - H_1 - H_2 - H_3 - \left(\frac{H_4}{3} \right) \right)^2
\end{aligned} \tag{5.29}$$

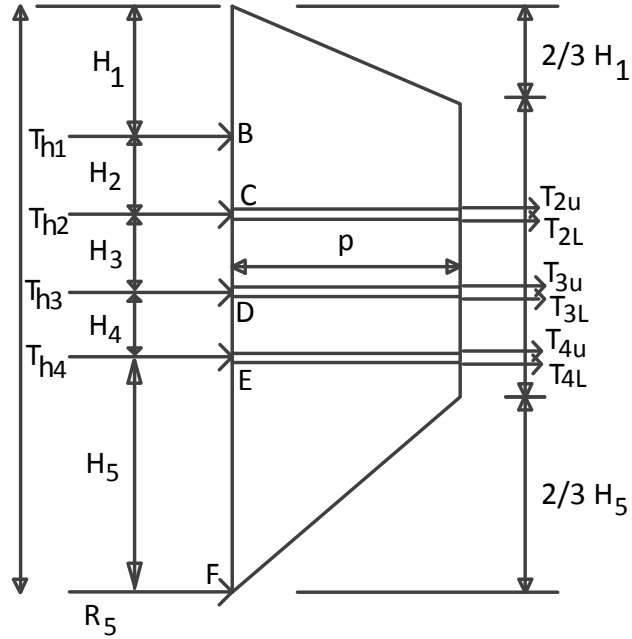
Burada x_3 , üç ankrajlı bir iksa sisteminde, zemin yüzeyinden kesme kuvvetinin sıfır olduğu yere olan düşey mesafeyi temsil etmektedir.

Üç ankrajlı bir iksa sistemi için, kazı altındaki zemin tarafından direnilmesi gereken reaksiyon kuvveti ise aşağıdaki gibidir:

$$R_3 = \left(\frac{2H_1}{3} + H_2 + H_3 + \frac{2H_4}{3} \right) * p + (q * K_a * H) - T_{h1} - T_{h2} - T_{h3} \tag{5.30}$$

5.1.4. Dört ankrajlı iksa sistemi için ankraj kuvvetleri, reaksiyon kuvveti ve maksimum eğilme momenti

Dört ankrajlı bir iksa sistemi için hesaba esas olan serbest cisim diyagramı Şekil 5.6'da gösterilmiştir.



Şekil 5.6. Dört ankrajlı iksa sistemi için serbest cisim diyagramı

Şekil 5.6'daki serbest cisim diyagramını dikkate alınarak oluşturulan ankraj denklemleri aşağıdaki gibidir:

$$T_{h1} = \left(\frac{13H_1^2}{54} + \frac{H_2^2}{2} + \frac{2H_1 * H_2}{3} \right) * \frac{p}{H_2} + \left(q * K_a * (H_1 + H_2)^2 \right) * \frac{1}{2H_2} \quad (5.31)$$

$$T_{2u} = \left(\frac{2H_1}{3} + H_2 \right) * p + \left(q * K_a * (H_1 + H_2) \right) - T_{h1} \quad (5.32)$$

$$T_{2L} = \frac{H_3 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_3}{2} \quad (5.33)$$

$$T_{3U} = \frac{H_3 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_3}{2} \quad (5.34)$$

$$T_{3L} = \frac{H_4 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_4}{2} \quad (5.35)$$

$$T_{4U} = \frac{H_4 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_4}{2} \quad (5.36)$$

$$T_{4L} = \left(\frac{23H_5 * p}{54} + \frac{q * K_a * H_5}{2} \right) \quad (5.37)$$

Burada T_{4u} ve T_{4L} , 4. ankraja gelen yatay kuvvetin bileşenlerini, H_4 , 3. ve 4. ankraj arasındaki düşey mesafeyi, H_5 ise en alttaki ankraj ile kazı tabanı arasındaki düşey mesafeyi göstermektedir.

Şekil 5.6'da gösterilen iksa sisteminde oluşabilecek maksimum momentler ise aşağıdaki gibidir:

$H_1 \leq x_4 \leq H_1 + H_2$ ise;

$$x_4 = \left(T_{h1} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.38)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_4 - H_1)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_4 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_4 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_4^2}{2} \right) \quad (5.39)$$

$H_1 + H_2 \leq x_4 \leq H_1 + H_2 + H_3$ ise;

$$x_4 = \left(T_{h1} + T_{h2} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.40)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_4 - H_1)) + (T_{h2} * (x_4 - H_1 - H_2)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_4 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_4 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_4^2}{2} \right) \quad (5.41)$$

$H_1 + H_2 + H_3 \leq x_4 \leq H_1 + H_2 + H_3 + H_4$ ise;

$$x_4 = \left(T_{h1} + T_{h2} + T_{h3} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.42)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_4 - H_1)) + (T_{h2} * (x_4 - H_1 - H_2)) + (T_{h3} * (x_4 - H_1 - H_2 - H_3)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_4 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_4 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_4^2}{2} \right) \quad (5.43)$$

$$\underline{H_1 + H_2 + H_3 + H_4 \leq x_4 \leq H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + \frac{H_5}{3} \text{ ise;}}$$

$$x_4 = \left(T_{h1} + T_{h2} + T_{h3} + T_{h4} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.44)$$

$$M_{\max} = (T_{h2} * (x_4 - H_1 - H_2)) + (T_{h3} * (x_4 - H_1 - H_2 - H_3)) + (T_{h4} * (x_4 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4)) \\ + (T_{h1} * (x_4 - H_1)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_4 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_4 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_4^2}{2} \right) \quad (5.45)$$

$$\underline{H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + \frac{H_5}{3} \leq x_4 \leq H \text{ ise;}}$$

$$\frac{H_1 * p}{3} + \left(\frac{H_1}{3} + H_2 + H_3 + H_4 + \frac{H_5}{3} \right) * p + \left(x_4 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4 - \frac{H_5}{3} \right) * \left(\frac{p+k}{2} \right) + (q * K_a * x_4) \\ - T_{h1} - T_{h2} - T_{h3} - T_{h4} = 0 \quad (5.46)$$

$$k = \frac{3p * (H - x_4)}{2H_5} \quad (5.47)$$

$$M_{\max} = (T_{h2} * (x_4 - H_1 - H_2)) + (T_{h3} * (x_4 - H_1 - H_2 - H_3)) + (T_{h4} * (x_4 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4)) \\ + (T_{h1} * (x_4 - H_1)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_4 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_4 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_4^2}{2} \right) \\ + \left(\frac{p-k}{6} \right) * \left(x_4 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4 - \frac{H_5}{3} \right)^2 \quad (5.48)$$

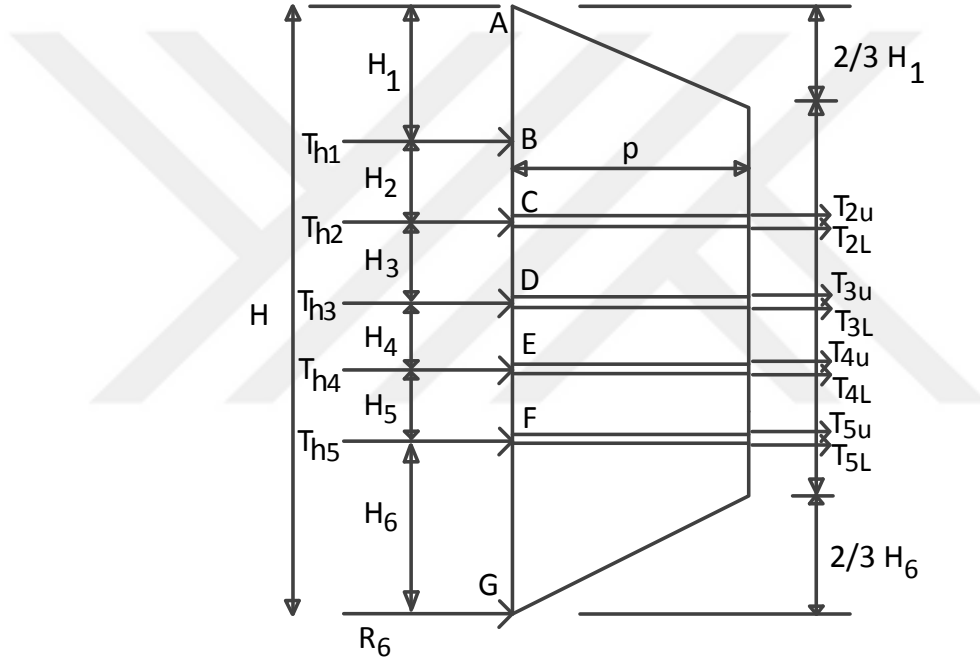
Burada x_4 , dört ankrajlı bir iksa sisteminde, zemin yüzeyinden kesme kuvvetinin sıfır olduğu yere olan düşey mesafeyi temsil etmektedir.

Dört ankrajlı bir iksa sistemi için, kazı altındaki zemin tarafından direnilmesi gereken reaksiyon kuvveti ise aşağıdaki gibidir:

$$R_4 = \left(\frac{2H_1}{3} + H_2 + H_3 + H_4 + \frac{2H_5}{3} \right) * p + (q * K_a * H) - T_{h1} - T_{h2} - T_{h3} - T_{h4} \quad (5.49)$$

5.1.5. Beş ankrajlı iksa sistemi için ankraj kuvvetleri, reaksiyon kuvveti ve maksimum eğilme momenti

Beş ankrajlı bir iksa sisteminin serbest cisim diyagramı Şekil 5.7'de gösterilmiştir.



Şekil 5.7. Beş ankrajlı iksa sistemi için serbest cisim diyagramı

Şekil 5.7'de gösterilen serbest cisim diyagramı kullanılarak oluşturulan ankraj kuvvetleri aşağıdaki gibidir:

$$T_{h1} = \left(\frac{13H_1^2}{54} + \frac{H_2^2}{2} + \frac{2H_1 * H_2}{3} \right) * \frac{p}{H_2} + (q * K_a * (H_1 + H_2)^2) * \frac{1}{2H_2} \quad (5.50)$$

$$T_{2u} = \left(\frac{2H_1}{3} + H_2 \right) * p + (q * K_a * (H_1 + H_2)) - T_{h1} \quad (5.51)$$

$$T_{2L} = \frac{H_3 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_3}{2} \quad (5.52)$$

$$T_{3U} = \frac{H_3 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_3}{2} \quad (5.53)$$

$$T_{3L} = \frac{H_4 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_4}{2} \quad (5.54)$$

$$T_{4U} = \frac{H_4 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_4}{2} \quad (5.55)$$

$$T_{4L} = \frac{H_5 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_5}{2} \quad (5.56)$$

$$T_{5U} = \frac{H_5 * p}{2} + \frac{q * K_a * H_5}{2} \quad (5.57)$$

$$T_{5L} = \left(\frac{23H_6 * p}{54} + \frac{q * K_a * H_6}{2} \right) \quad (5.58)$$

Burada T_{5u} ve T_{5L} , 5. ankraja gelen yatay kuvvetin bileşenlerini, H_5 , 4. ve 5. ankraj arasındaki düşey mesafeyi, H_6 ise en alttaki ankraj ile kazı tabanı arasındaki düşey mesafeyi göstermektedir.

Şekil 5.7'de gösterilen beş ankrajlı iksa duvarına gelen maksimum momentin hesabı için aşağıdaki denklemler kullanılmıştır:

$$\underline{H_1 \leq x_5 \leq H_1 + H_2 \text{ ise;}}$$

$$x_5 = \left(T_{h1} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.59)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_5 - H_1)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_5 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_5 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_5^2}{2} \right) \quad (5.60)$$

$$\underline{H_1 + H_2 \leq x_5 \leq H_1 + H_2 + H_3 \text{ ise;}}$$

$$x_5 = \left(T_{h1} + T_{h2} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.61)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_5 - H_1)) + (T_{h2} * (x_5 - H_1 - H_2)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_5 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_5 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_5^2}{2} \right) \quad (5.62)$$

$$\underline{H_1 + H_2 + H_3 \leq x_5 \leq H_1 + H_2 + H_3 + H_4 \text{ ise;}}$$

$$x_5 = \left(T_{h1} + T_{h2} + T_{h3} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.63)$$

$$M_{\max} = (T_{h1} * (x_5 - H_1)) + (T_{h2} * (x_5 - H_1 - H_2)) + (T_{h3} * (x_5 - H_1 - H_2 - H_3)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_5 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_5 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_5^2}{2} \right) \quad (5.64)$$

$$\underline{H_1 + H_2 + H_3 + H_4 \leq x_5 \leq H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 \text{ ise;}}$$

$$x_5 = \left(T_{h1} + T_{h2} + T_{h3} + T_{h4} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.65)$$

$$M_{\max} = (T_{h2} * (x_5 - H_1 - H_2)) + (T_{h3} * (x_5 - H_1 - H_2 - H_3)) + (T_{h4} * (x_5 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_5 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_5 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_5^2}{2} \right) + (T_{h1} * (x_5 - H_1)) \quad (5.66)$$

$$\underline{H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 \leq x_5 \leq H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + \frac{H_6}{3} \text{ ise;}}$$

$$x_5 = \left(T_{h1} + T_{h2} + T_{h3} + T_{h4} + T_{h5} + \left(\frac{p * H_1}{3} \right) \right) / (p + q * K_a) \quad (5.67)$$

$$\begin{aligned} M_{\max} = & (T_{h2} * (x_5 - H_1 - H_2)) + (T_{h3} * (x_5 - H_1 - H_2 - H_3)) + (T_{h4} * (x_5 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4)) \\ & + (T_{h1} * (x_5 - H_1)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_5 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_5 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_5^2}{2} \right) \\ & + (T_{h5} * (x_5 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4 - H_5)) \end{aligned} \quad (5.68)$$

$$\underline{H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + \frac{H_6}{3} \leq x_5 \leq H \text{ ise;}}$$

$$\begin{aligned} & \frac{H_1 * p}{3} + \left(x_5 - \frac{2H_1}{3} \right) * p - \left(x_5 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4 - H_5 - \frac{H_6}{3} \right) * \left(\frac{p - k}{2} \right) + (q * K_a * x_5) \\ & - T_{h1} - T_{h2} - T_{h3} - T_{h4} - T_{h5} = 0 \end{aligned} \quad (5.69)$$

$$k = \frac{3p * (H - x_5)}{2H_6} \quad (5.70)$$

$$\begin{aligned} M_{\max} = & (T_{h2} * (x_5 - H_1 - H_2)) + (T_{h3} * (x_5 - H_1 - H_2 - H_3)) + (T_{h4} * (x_5 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4)) \\ & + (T_{h1} * (x_5 - H_1)) - \left(\frac{H_1 * p}{3} * \left(x_5 - \frac{4H_1}{9} \right) \right) - \left(x_5 - \frac{2H_1}{3} \right)^2 * \frac{p}{2} - \left(\frac{q * K_a * x_5^2}{2} \right) \\ & + \left(\frac{p - k}{6} \right) * \left(x_4 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4 - H_5 - \frac{H_6}{3} \right)^2 \\ & + (T_{h5} * (x_5 - H_1 - H_2 - H_3 - H_4 - H_5)) \end{aligned} \quad (5.71)$$

Burada x_5 , beş ankrajlı bir iksa sisteminde, zemin yüzeyinden kesme kuvvetinin sıfır olduğu yere olan düşey mesafeyi temsil etmektedir

Beş ankrajlı bir iksa sistemi için, kazı altındaki zemin tarafından direnilmesi gereken reaksiyon kuvveti ise aşağıdaki gibidir:

$$R_5 = \left(\frac{2H_1}{3} + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + \frac{2H_6}{3} \right) * p - T_{h1} - T_{h2} - T_{h3} - T_{h4} - T_{h5} + (q * K_a * H) \quad (5.72)$$

En üstteki ankraj lokasyonunda meydana gelen moment (M_B), ankraj sayısından bağımsız olduğu için yukarıda tanımlanan 2,3,4 ve 5 ankrajlı her durum için aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$M_B = \frac{13H_1^2 * p}{54} \quad (5.73)$$

Yukarıda 2, 3, 4 ve 5 ankrajlı iksa sistemi için maksimum eğilme momenti değerleri birbirinden bağımsız bir şekilde hesaplanıp, M_B ile karşılaştırılacak ve büyük olan moment değeri ilgili duvara gelen maksimum eğilme momenti olarak seçilecektir (FHWA, 1999).

5.2. Duvarın Çakma Derinliğinin Hesaplanması

Yatay kapasitesine bağlı olarak düşey duvar elemanlarının penetrasyon derinliği genellikle yaklaşık 1.5'e eşit bir güvenlik faktörünün kullanılması ile hesaplanır. Sürekli palplanş duvarların analizleri için pasif direnç hesaplanırken, reaksiyon kuvveti (R) ile karşılaştırıldığında pasif toprak basıncı katsayısı 1.5'lik bir güvenlik faktörü ile azaltılır. Kohezyonsuz zeminler içerisinde gerekli gömme derinliğinin hesaplanması için kazı tabanının altında, asker kazığının genişliği üzerine veya palplanşın birim genişliği üzerine etki eden aktif toprak basıncı da itici bir kuvvet olarak dikkate alınır (FHWA, 1999). Bu durumlar göz önünde bulundurularak çakma derinliği için aşağıdaki denklem takımı oluşturulabilir:

$$\frac{\gamma_n * K_p * D^2}{3} = \frac{\gamma_n * K_a * D^2}{2} + R_i + q * K_a * D \quad i=2,3,4,5 \quad (5.74)$$

Burada D, çakma derinliği, R_i , iksa duvarındaki düşey sıradaki ankraj sayısına bağlı olarak Denklem 5.15, Denklem 5.30, Denklem 5.49 ve Denklem 5.72'de gösterildiği gibi hesaplanan, kazı tabanı altındaki zeminin direnmesi gereken reaksiyon kuvvetidir.

5.3. Ankrajlı İksa Sisteminin Tasarımında Kullanılan Sınır Fonksiyonları

Bu çalışma kapsamında, iksa sisteminin geometrisinin seçiminde, FHWA (1999) ve BS (1989) tarafından önerilen sınır koşulları dikkate alınarak oluşturulan ve aşağıdaki şekilde tarif edilen denklemler kullanılmıştır. Şekil 4.2'de gösterildiği gibi ankraj kök bölgesinin, duvar arkasındaki göçme düzleminin dışına uzanması için gerekli minimum gövde uzunluğunun tarifi için Denklem 5.75 kullanılmıştır.

$$L_{\text{gövde}[j]} = \left(\frac{\left(H - \left[\sum_{i=1}^j H_i \right] \right) * \sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) + x}{\sin \left(45 + \theta + \frac{\phi}{2} \right)} \right) \quad (5.75)$$

$$\left(\begin{array}{l} x = 1.5 \text{ m}, H < 7.5 \text{ m} \\ x = 0.2H, H \geq 7.5 \text{ m} \end{array} \right) \quad (5.76)$$

Burada $L_{\text{gövde}[j]}$, minimum ankraj gövde uzunluğunu; H_i , Şekil 5.7'de gösterilen ankraj düşey mesafelerini, θ , ankrajın yatayla yaptığı açığı temsil etmekte ve bu çalışma kapsamında ankraj açıları 15° , 20° , 25° ve 30° olarak kullanılmıştır. FHWA (1999), ankraj gövdesinde halat kullanılması durumunda minimum gövde uzunluğunun 4.5 m'den daha az olmaması gerektiğini önermiştir. Bu nedenle Denklem 6.75'ten elde edilen minimum gövde uzunlukları 4.5 m'den küçük çıkarsa 4.5 m'ye eşit alınmıştır. Ankrajlar arasındaki düşey mesafenin 2 m'ye eşit veya daha büyük olduğu varsayılmıştır (BS, 1989). Hesaplanan ankraj kuvvetlerine göre ankrajlarda kullanılması gerekli minimum halat sayılarının seçimi için Çizelge 4.4'teki değerler kullanılmıştır.

Hesaplanan ankraj kuvvetlerine bağlı olarak sınırlanmaya karşı gerekli minimum kök uzunluğunun belirlenmesi aşamasında ise Çizelge 4.1'de orta sıkı kumlar için önerilen değer kullanılmıştır. Bu durum için oluşturulan kısıt fonksiyonu aşağıdaki gibidir:

$$T_i \leq 145L_{\text{kök}} \quad (5.77)$$

Burada T_i , ilgili ankraja gelen kuvveti, $L_{\text{kök}}$ ise gerekli minimum ankraj kök bölgesi uzunluğudur.

En üstteki ankrajın kök bölgesi üzerinde FHWA (1999) tarafından önerilen 4.5 m'lik minimum örtü basıncının meydana gelmesi için, ilk ankrajın konumuna bağlı olarak Denklem 5.78'deki koşulun sağlanıp sağlanmadığı araştırılmıştır. Eğer koşul sağlanmıyorsa o zaman koşul sağlanana kadar ankraj kök bölgesinin uzunluğunun artırılması işlemine gidilmiştir.

$$H_1 \geq 4.5 - \left(\frac{L_{\text{kök}1}}{2} + L_{\text{gövde}1} \right) * \sin \theta_1 \quad (5.78)$$

Burada H_1 , en üstteki ankrajın zemin üst yüzeyine olan düşey mesafesini, $L_{\text{kök}1}$, en üstteki ankraja ait kök uzunluğunu, $L_{\text{gövde}1}$, en üstteki ankraja ait gövde uzunluğunu ve θ_1 ise en üstteki ankrajın yatayla yaptığı eğim açısını temsil etmektedir.

5.4. Ankrajlı İksa Sisteminin Amaç Fonksiyonu

Ankrajlı palplanş duvarın optimum maliyetinin araştırılmasında kullanılan amaç fonksiyonu (toplam maliyet) Denklem 5.79'da gösterilmiştir:

$$\text{Toplam Maliyet} = \text{Palplanş Toplam Maliyeti (PTM)} + \text{Ankraj Toplam Maliyeti (ATM)} + \text{Kuşak Maliyeti (KM)} \quad (5.79)$$

$$\text{PTM} = 2 * (B + L) * (H + D) * \text{PBM} \quad (5.80)$$

$$\text{ATM} = \left(\sum_{i=1}^n \left(L_{\text{gövde}[i]} + L_{\text{kök}[i]} \right) * \text{ABM}[i] \right) * N \quad (5.81)$$

$$KM = KBM * n * KA \quad (5.82)$$

Burada PBM, bu çalışma kapsamında kullanılan Larssen tipi palplanş kesitleri için İller Bankası tarafından önerilen güncel palplanş birim fiyatını; KM, kuşak maliyetini; KBM, kuşak birim maliyetini; n, kuşak sayısını; KA, kuşak ağırlığını; B, kazı genişliğini, L, kazı uzunluğunu, (H+D) toplam palplanş boyunu, ATM, ankraj toplam maliyetini, N, yatay sırada kullanılan ankraj sayısını, $L_{gövde}[i]$, i. ankraja ait gövde uzunluğunu, $L_{kök}[i]$, i. ankraja ait kök uzunluğunu ve ABM[i] ise Teknofor İnşaat Taahhüt Ltd. Şti. tarafından kullanılan, i. ankraja ait güncel ankraj birim maliyetini temsil etmektedir.

Palplanşlar için bu çalışmada kullanılan birim fiyat tarifleri malzeme ve ekipman bedeli, çakma ve sökme işlemleri ile tüm işçilik giderleri dahil olmak üzere Çizelge 5.1'de verilmiştir. Burada, İller Bankasındaki 20.011/A-(1,2,3,4,5,6,7 ve 8) poz numaralarına ait birim fiyatlar kullanılmıştır. Ayrıca İller Bankasında palplanşların malzeme rayiç bedeli için birim fiyat tarifleri 2011 yılına kadar tanımlı olduğu için, palplanş malzemesinin güncel fiyatı bulunurken, 2010 Aralık ayının son gününe ait dolar-TL ilişkisi ile 2017 Aralık ayının son gününe ait dolar-TL ilişkisi baz alınarak, aradaki değişime uygun olarak 2011 yılına ait palplanş fiyatı güncellenmiştir.

Çizelge 5.1. İller Bankası tarafından önerilen palplanş birim fiyatları

Palplanş Türü	Birim Maliyet (TL/m ²)
Larssen 22	241.35
Larssen 23	264.59
Larssen 24	278.65
Larssen 25	300.44
Larssen VI	359.51
Larssen VII	373.57

Malzeme ve ekipman bedeli ile tüm işçilik giderleri dahil olmak üzere halat sayısına bağlı olarak 15 mm (0.6") çapında öngermeli halatlar ile yapılan ankrajlar için bu çalışmada kullanılan ve Teknofor İnşaat Taahhüt Ltd. Şti. tarafından önerilen birim fiyatlar ise Çizelge 5.2'de verilmiştir.

Çizelge 5.2. Teknofor İnşaat Taahhüt Ltd. Şti. tarafından kullanılan ankraj birim fiyatları

Halat Sayısı	Birim Maliyet (TL/m)
3*0.6 "	76.26
4*0.6 "	89.39
5*0.6 "	108.89
7*0.6 "	135.09
9*0.6 "	161.29

Kuşak maliyeti hesabı içinse yine İller Bankasındaki 23.245/İB-1 poz nolu güncel birim fiyat tarifi kullanılmıştır. Bu tarife göre; her türlü işçilik, genel gider ve malzeme fiyatları dahil olmak üzere kuşağın ton fiyatı 1727.31 TL'dir

5.5. Hesaplarda Kullanılan Zemin ve İksa Elemanlarının Özellikleri ve Yapılan Kabuller

Optimum maliyette kesitin belirleneceği elle hesap aşamasında, palplanş elemanlarının çakılacağı zeminin doğal birim hacim ağırlığının 18 kN/m^3 , içsel sürtünme açısının 36 derece olduğu ve yer altı su seviyesinin çok derinlerde (25 m 'nin altında) olduğu varsayılmıştır. Palplanş kesiti olarak ise, yaygın bir şekilde kullanılan ve 30 ile 35 m uzunluğa kadar üretilen ve akma dayanımı 345 MPa olan Larssen tipi (U kesitli) çelik palplanş sınıfı içerisinde Larssen 22, Larssen 23, Larssen 24, Larssen 25, Larssen VI ve Larssen VII türü palplanşlar kullanılmıştır. Palplanşların müsaade edilebilir eğilme gerilmesinin, FHWA (1999) tarafından önerildiği gibi, çelik palplanşın akma dayanımının %55'ine eşit olduğu kabul edilmiştir. Ankraj için ise 0.6 inç ($\approx 15 \text{ mm}$) çapındaki Tip 270 öngermeli çelik halatlar kullanılmıştır. Aaron (2006) tarafından Tip 270 halatlar için önerilen elastisite modülü yaklaşık olarak 28500 ksi ($\approx 196500000 \text{ kPa}$) değerine eşittir. Ayrıca analizlerde, PLAXIS 3D Foundation Tutorial Manual Version 2'de kullanıldığı gibi 86.82 cm^2 kesit alanına ve de 7.8 t/m^3 birim hacim ağırlığa sahip kuşak kullanılmıştır.

Optimizasyon hesaplarında ankrajlar arası düşey mesafenin eşit olduğu varsayılmıştır. Hesaplarda kullanılan bazı duvar geometrileri için bazı ankraj kuvvetleri negatif çıktığı için (basınca çalıştığı için), bu geometri durumları hesaplardan elimine edilmiştir. Ayrıca ankrajlar arası düşey mesafeler ile birlikte en üstteki ankrajın zemin üst yüzeyine olan düşey mesafesi, en alttaki ankraj ile mevcut kazı tabanı arasındaki düşey mesafe en çok 0.5 m 'ye eşit olana kadar arttırılabilmektedir. Buna bağlı olarak 15 m ve 20 m kazı durumu için dikkate alınan 2, 3, 4 ve 5 ankrajlı her bir duvar için yapılan analiz sayıları farklılık göstermiştir. Ayrıca geçici kazı durumu dikkate alındığı için hesaplarda dinamik kuvvetler dikkate

alınmamıştır. Uygulamada genellikle en az 3 halatlı ankraj kullanıldığı için, analizlerde 3'ten daha az sayıda halat gerektiren ankraj kuvvetleri durumunda halat sayıları 3 alınmıştır.

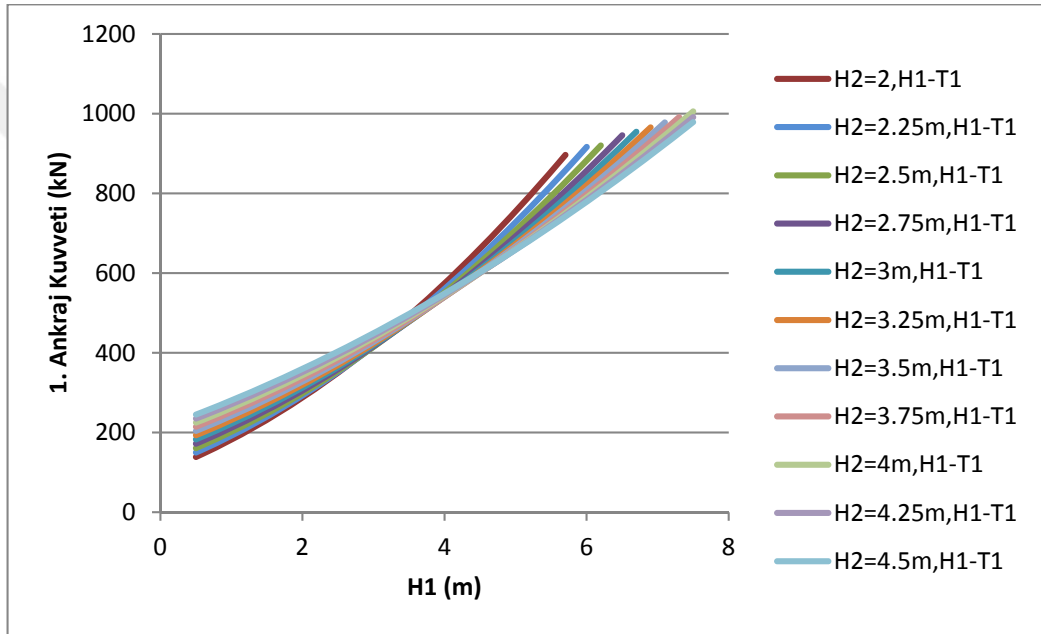
Bu çalışmada uygun palplanş kesitinin seçiminde Çizelge 5.3'ten faydalanılmıştır.

Çizelge 5.3. Larssen tipi (U kesitli) bazı palplanşlara ait minimum kesit modülleri

Palplanş türü	Minimum kesit modülü (S_{min}) (cm^3/m)
Larssen 22	1260
Larssen 23	2000
Larssen 24	2500
Larssen 25	3040
Larssen VI	4200
Larssen VII	5010

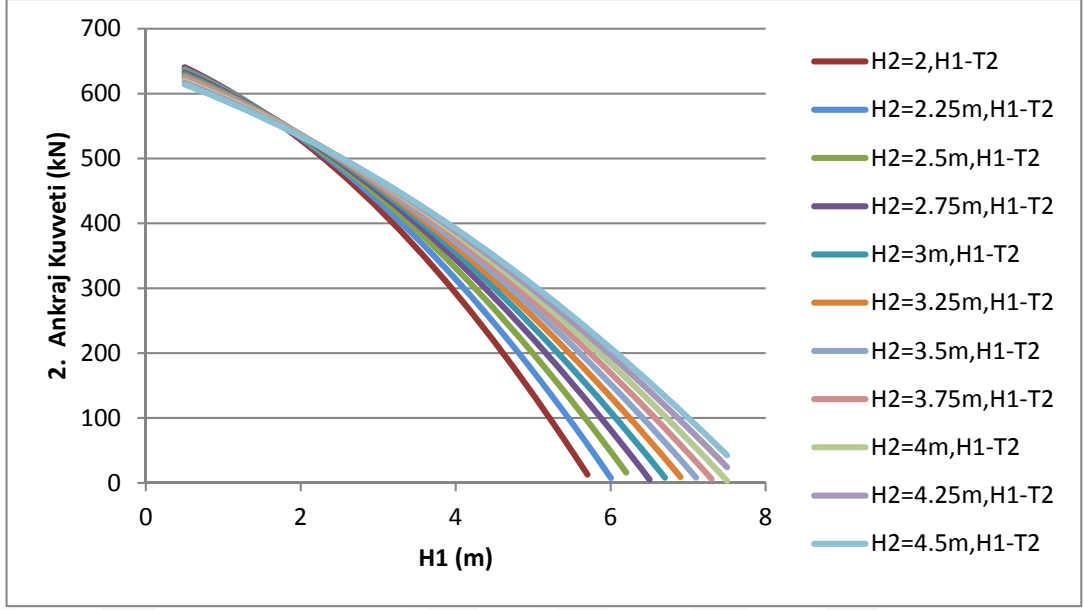
6. ARAŞTIRMA BULGULARI

Yapılan analizler neticesinde, ankrajlar arası düşey mesafenin ($H_2 = H_3 = H_4 = H_5$) ve en üstteki ankrajın zemin üst yüzeyine olan düşey mesafesinin (H_1) değişiminin ankraj kuvvetlerine, gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluklarına, maksimum eğilme momentlerine, çakma derinliklerine ve de palplanş sisteminin toplam maliyetine etkisini gösteren grafikler içerisinde 15 m kazı içerisinde kullanılan 2 ankrajlı palplanş duvar için olanları ve de 20 m kazı içerisinde kullanılan 5 ankrajlı palplanş duvar için olanları aşağıda sunulmuştur. Diğer kazı ve geometri durumlarını temsil eden grafikler EK A'da verilmiştir.



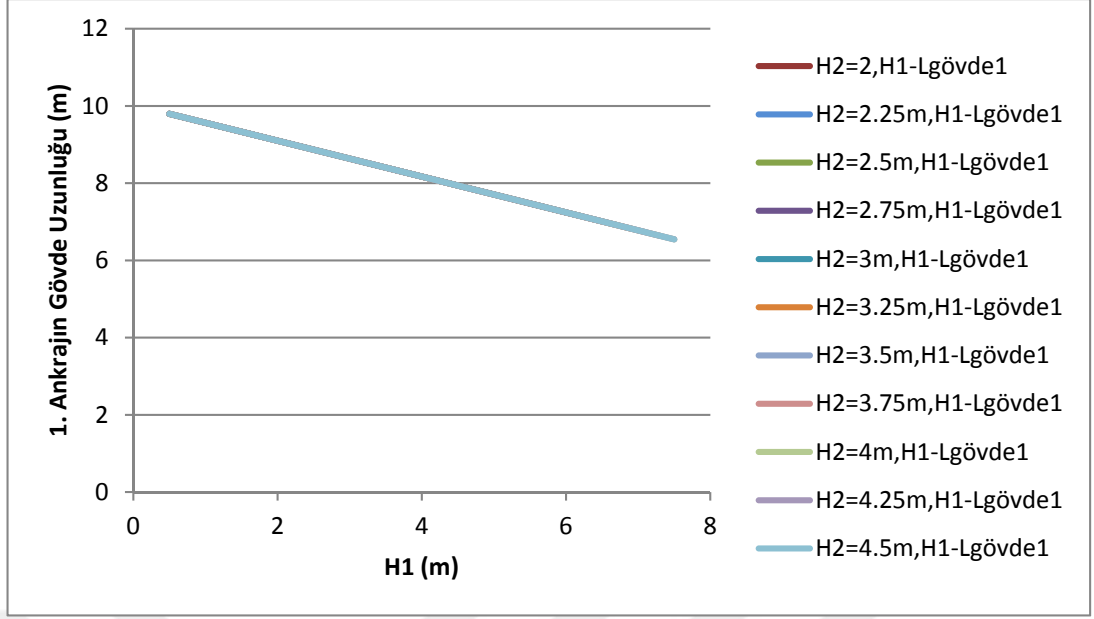
Şekil 6.1. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi

Şekil 6.1'de her bir H_2 değerine ait eğrilere bakıldığında H_1 değerinin artması ile 1. ankraj kuvvetinin arttığı görülmektedir. Öte yandan belirli bir H_1 değerine kadar (yaklaşık olarak $3.5 \text{ m} < H_1 < 4 \text{ m}$) aynı H_1 değerlerine karşılık farklı H_2 değerleri için 1. ankraj kuvvetinin değişimi incelendiğinde, H_2 değerinin artması ile 1. ankraj kuvvetinin arttığı gözlemlenmektedir. Fakat belirli bir H_1 değerinden sonra ($H_1 > 3.5 \sim 4 \text{ m}$) ise H_2 değerinin artması ile 1. ankraj kuvvetinin azaldığı görülmektedir.



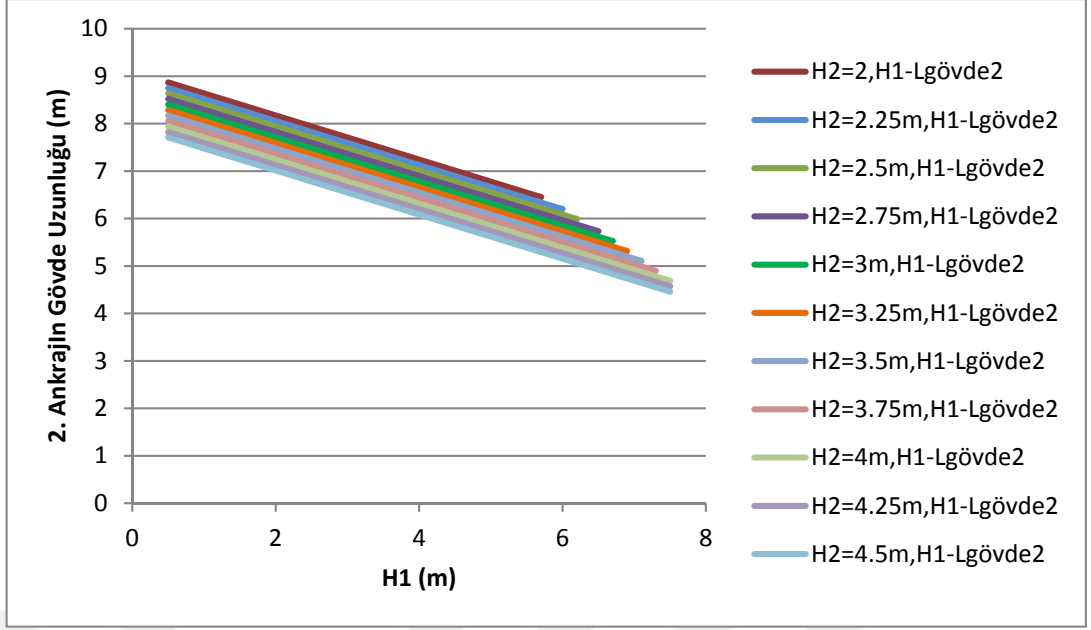
Şekil 6.2. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrāj kuvvetine etkisi

Şekil 6.2'ye göre, belirli bir H_1 değerine kadar (yaklaşık olarak $1.5 \text{ m} < H_1 < 2 \text{ m}$) aynı H_1 değerlerine karşılık farklı H_2 değerleri için 2. ankrāj kuvvetinin değişimi incelendiğinde, H_2 değerinin artması ile 2. ankrāj kuvveti azalmakta, belirli bir H_1 değerinden sonra ($H_1 > 1.5 \sim 2 \text{ m}$) ise H_2 değerinin artması ile 2. ankrāj kuvveti artmaktadır. Her bir H_2 değerine ait eğrilere bakıldığında ise H_1 değerinin artması ile 2. ankrāj kuvvetinin daima azaldığı görülmektedir.



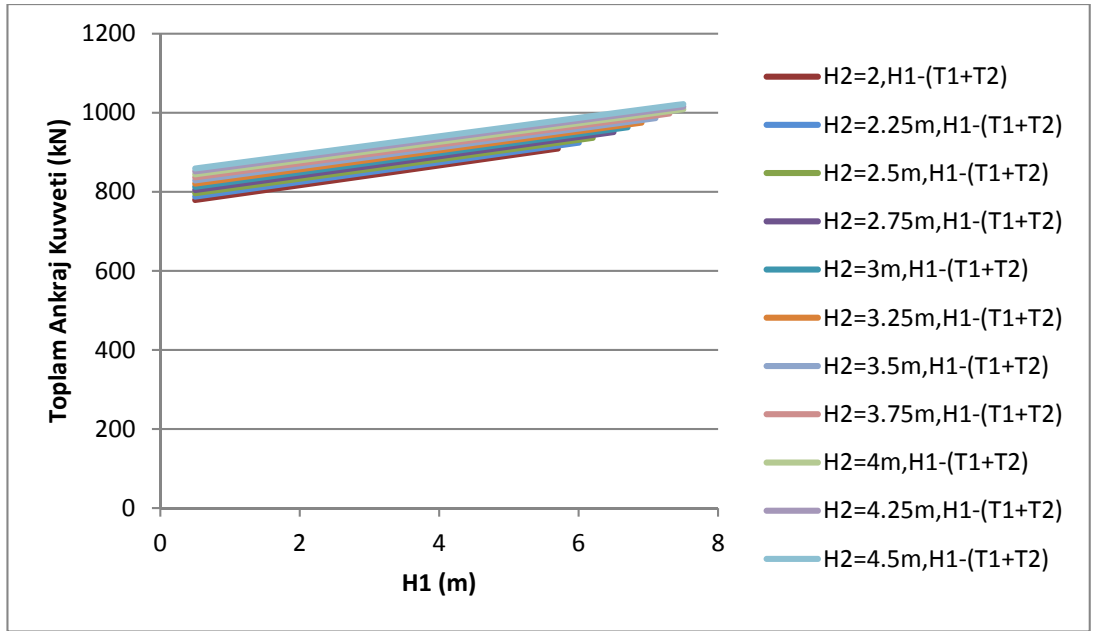
Şekil 6.3. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi

Şekil 6.3'e bakıldığında, 1. ankraj için gerekli minimum gövde uzunluğunun H_2 değerinden bağımsız olduğu görülmektedir. 1. ankraj için gerekli minimum gövde uzunluğu sadece H_1 'in değişiminden etkilenmekte ve sonuç olarak H_1 değerinin artması ile azalmaktadır. Çünkü ankraj kök bölgesinin, duvarın kazı tabanı çizgisinden başlayarak yatayla $45 + \phi/2^0$ 'lik açı yapan aktif göçme düzleminin dışına çıkabilmesi için gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğu, duvar tabanına yaklaştıkça küçülmektedir.

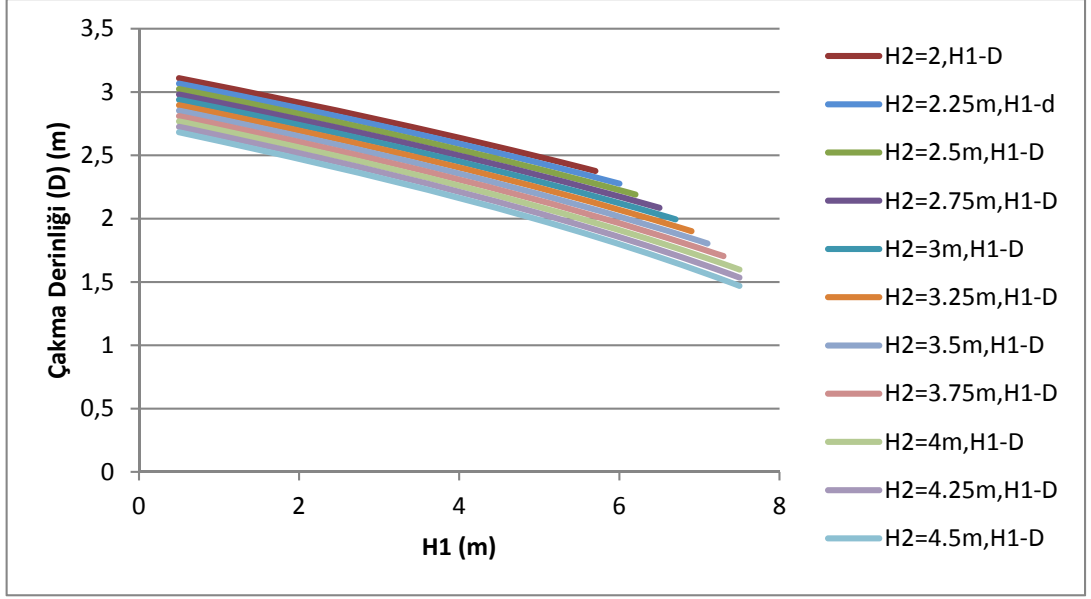


Şekil 6.4. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrainin minimum gövde uzunluğuna etkisi

Şekil 6.4'ün sonucu olarak, H_1 ve H_2 değerlerinin artması ile 2. ankrain için gerekli minimum gövde uzunluğu azalmaktadır. H_1 ve H_2 değerlerinin artması ile ikinci ankrain kazı tabanına yaklaşmakta ve bunun sonucunda ankrain kök bölgesinin yukarıda bahsi geçen aktif göçme kamasının dışına çıkabilmesi için gerekli minimum uzunluğu da küçülmektedir.

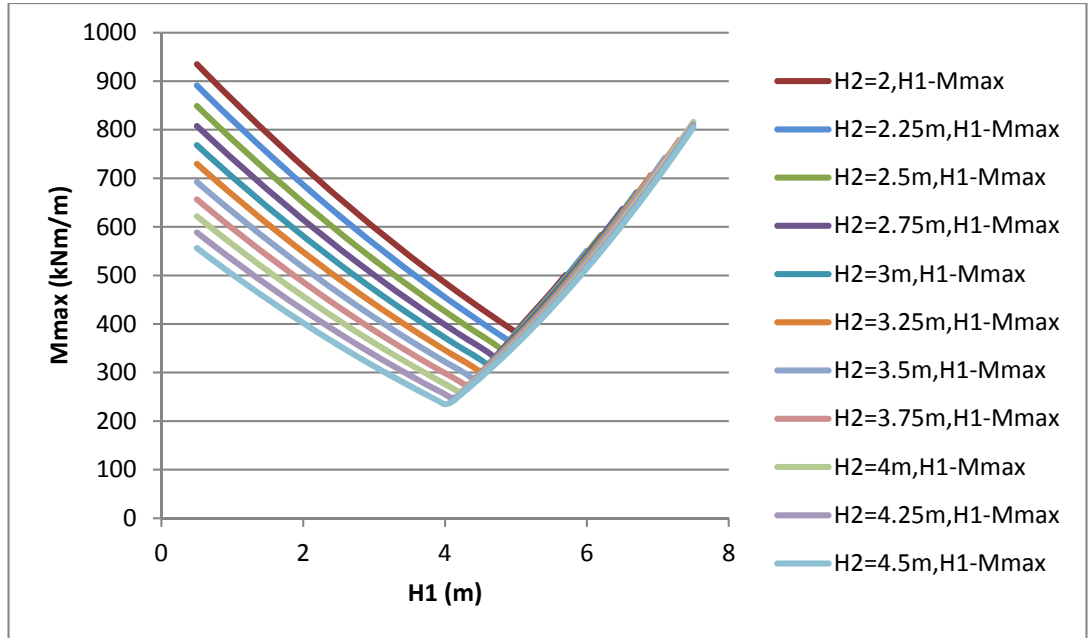


Şekil 6.5. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankrain kuvveti ile ilişkisi



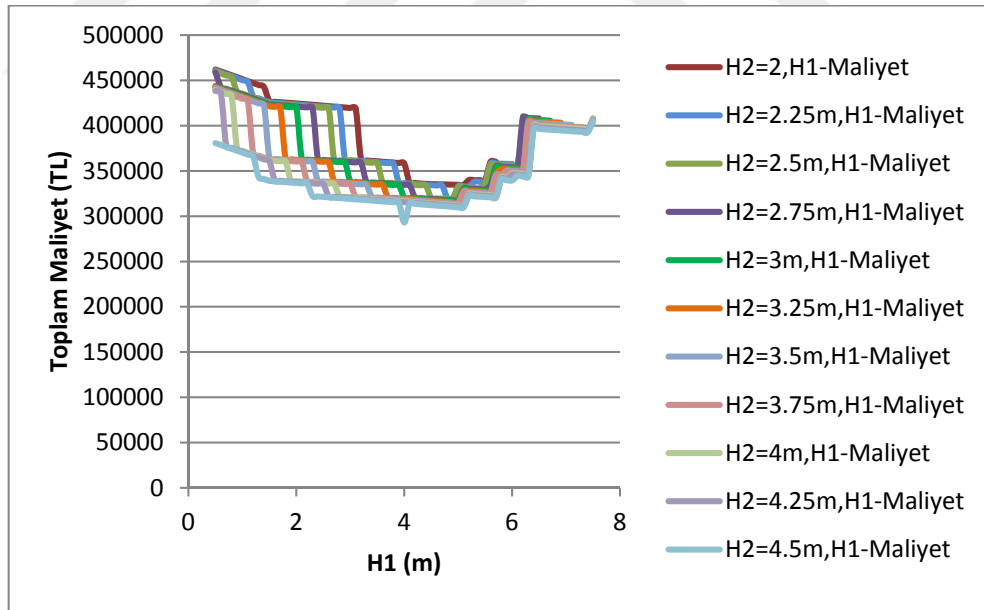
Şekil 6.6. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi

Genel olarak H_1 ve H_2 değerinin artması ile Şekil 6.5'ten de görüldüğü üzere ankraj kuvvetlerinin toplamı arttığı için Denklem 5.15'ten hesaplanan reaksiyon kuvveti (R) azalmıştır. Bunun sonucu olarak H_1 ve H_2 değerinin artması ile Şekil 6.6'dan da görüldüğü gibi çakma derinliği küçülmüştür.



Şekil 6.7. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi

Şekil 6.7'ye bakıldığında, farklı H_2 değerleri için oluşturulmuş her bir eğri için H_1 'in belirli bir değere kadar (yaklaşık olarak $4 \text{ m} < H_1 < 5 \text{ m}$) artması ile duvara etki eden maksimum eğilme momentinin azaldığı fakat belirli bir değerden sonra ($H_1 > 4 \sim 5 \text{ m}$) ise maksimum eğilme momentinin arttığı görülmektedir. Ayrıca aynı H_1 değerlerine karşılık farklı H_2 değerleri için maksimum eğilme momentinin değişimi incelendiğinde, H_2 değerinin artması ile duvara etki eden maksimum eğilme momentinin azaldığı görülmektedir. $H_1 > 4 \sim 5 \text{ m}$ olduğu durumda, H_1 değerinin fazlaca artmasının bir sonucu olarak düşey ankraj takımı duvar tabanına çok yaklaşmakta ve bunun sonucu olarak en üst ankraj konumunda meydana gelen negatif eğilme momenti büyümektedir. Sonuç olarak belirli bir H_1 değerinden sonra ($H_1 > 4 \sim 5 \text{ m}$) maksimum momentler 1. ankraj konumunda oluşmaya başlamakta ve artan H_1 değerlerine karşılık olarak da bu maksimum momentler artmaktadır. Denklem 6.73'e bakıldığında 1. ankraj konumunda oluşan bu momentin büyüklüğünün H_1 ve p değerlerine bağlı olduğu görülmektedir. $H_1 > 4 \sim 5 \text{ m}$ olduğu durumda artan H_1 değerlerine karşılık farklı H_2 değerleri için maksimum eğilme momenti büyüklüklerinin birbirine yakın olmasının nedeni ise toprak basıncı zarfının maksimum basınç ordinatı olan p 'nin büyüklüğünün H_1 ve H_2 'nin artışına bağlı olarak az miktarda küçülmesidir.

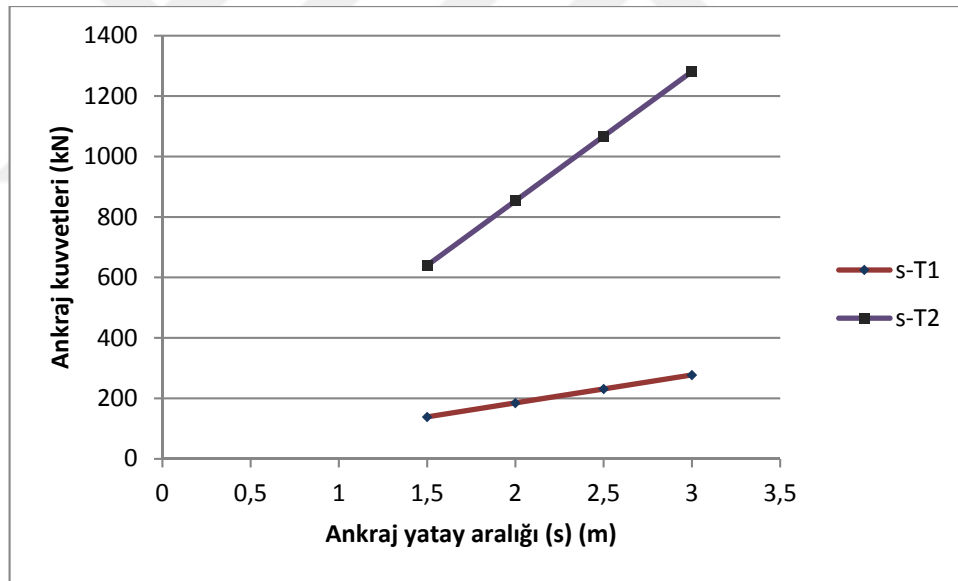


Şekil 6.8. $H=15 \text{ m}$ ve $n=2$ olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi

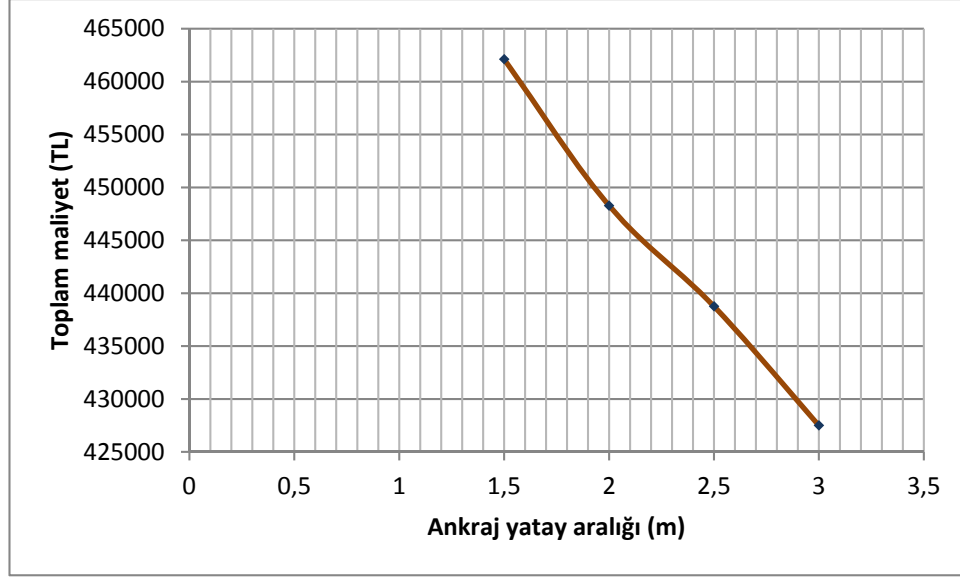
Şekil 6.8'e bakıldığında, aynı H_1 değerlerine karşılık H_2 değerlerinin değişimi incelendiğinde, H_2 değerinin artması ile iksa sisteminin toplam maliyeti azalmaktadır. Ayrıca farklı H_2 değerleri için oluşturulmuş eğriler incelendiğinde, belirli bir H_1 değerine kadar maliyetlerin

azaldığı, belirli bir H_1 değerinden sonra ise maliyetlerin arttığı görülmektedir. Şekil 6.8'deki eğrilerde ani sıçramalar ve düşüşlerin olduğu görülmektedir. H_1 değerinin artması ile H_1 – Maliyet eğrilerindeki ani düşüşlerin nedeni; düşüşün yaşandığı iki nokta arasında, duvarda meydana gelen maksimum eğilme momentine bağlı olarak hesaplanan minimum kesit modülünü karşılayacak şekilde seçilen duvar kesitlerinde meydana gelen küçülmedir. Bununla birlikte yaklaşık olarak $H_1 > 5$ m olduğu durumda meydana gelen ani sıçramaların nedeni ise ani düşüşe neden olan sebebin tam tersi olarak duvar kesitinde meydana gelen büyüme sonucu palplanş duvarın birim maliyetinin artmasıdır. Öte yandan $H_2 = 4.5$ m ve $H_1 = 4$ m olduğu durumda, H_1 -Maliyet eğrisinde meydana gelen çukurun nedeni de; yine bu geometri durumunda duvarın kesit modülünün küçülmesi ile seçilen duvar kesitinde meydana gelen küçülme sonucu maliyetin düşmesidir.

Ankrajlar arasındaki yatay mesafenin ankraj kuvvetlerine ve iksa sisteminin toplam maliyetine etkisini gösteren grafikler Şekil 6.9 ve Şekil 6.10'da verilmiştir.



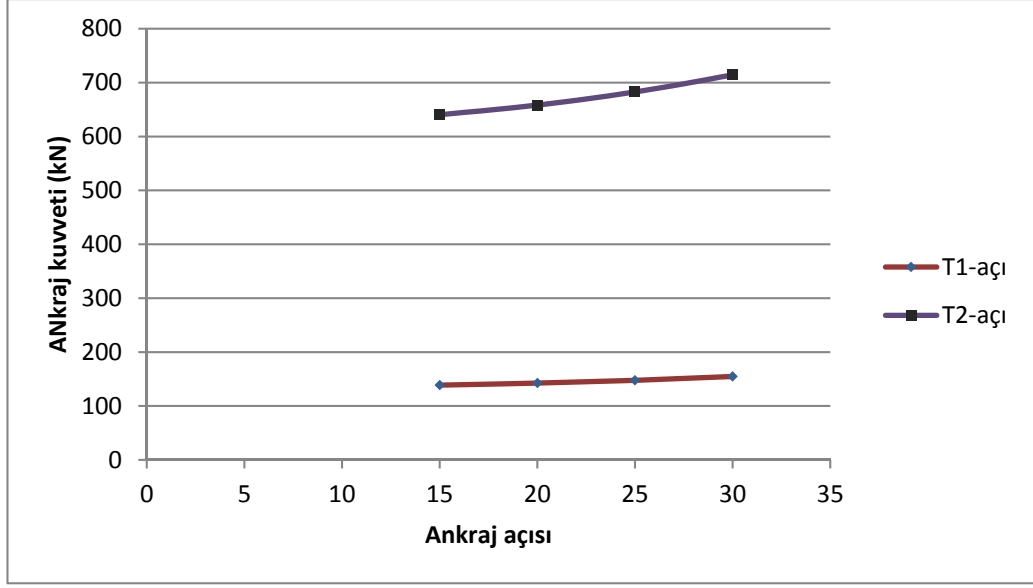
Şekil 6.9. $H=15$ m ve $n=2$ olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi



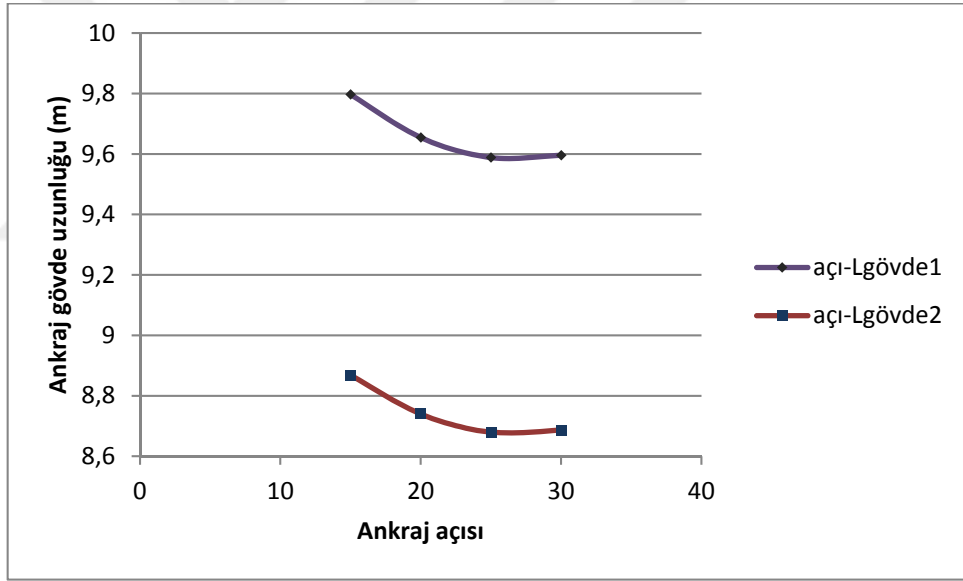
Şekil 6.10. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankraj yatay aralığının iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi

Şekil 6.9'dan da görüldüğü üzere, ankrajlar arasındaki yatay mesafenin artması ile daima ankraj kuvvetleri büyümektedir. Şekil 6.10'a bakıldığında ise yatay aralığın artması ile kullanılacak ankraj sayısı azaldığı için toplam maliyet genelde azalmaktadır. Sadece 15 m kazı derinliğine sahip 2 ankrajlı palplanş sistemine ait birkaç geometri durumunda, artan ankraj yatay aralığı 2.5 m olana kadar maliyet azalmış fakat 3 m olduğu zaman maliyet tekrar artmaya başlamıştır. Bunun nedeni; 2.5 m'den büyük yatay aralık değerlerinin kullanılması ile ankraj kuvvetlerinin büyümesi sonucu ankrajlarda kullanılacak halat sayılarında ve ankrajın kök bölgesi uzunluğunda meydana gelen artışın sistemin maliyeti üzerindeki arttırıcı etkisinin, azalan ankraj sayısının maliyet üzerindeki azaltıcı etkisinden daha büyük olmasıdır.

Ankrajın yatayla yaptığı açının ankraj kuvvetine ve de gerekli minimum ankraj gövde uzunluğuna etkisi Şekil 6.11 ve Şekil 6.12'de gösterilmiştir.



Şekil 6.11. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi

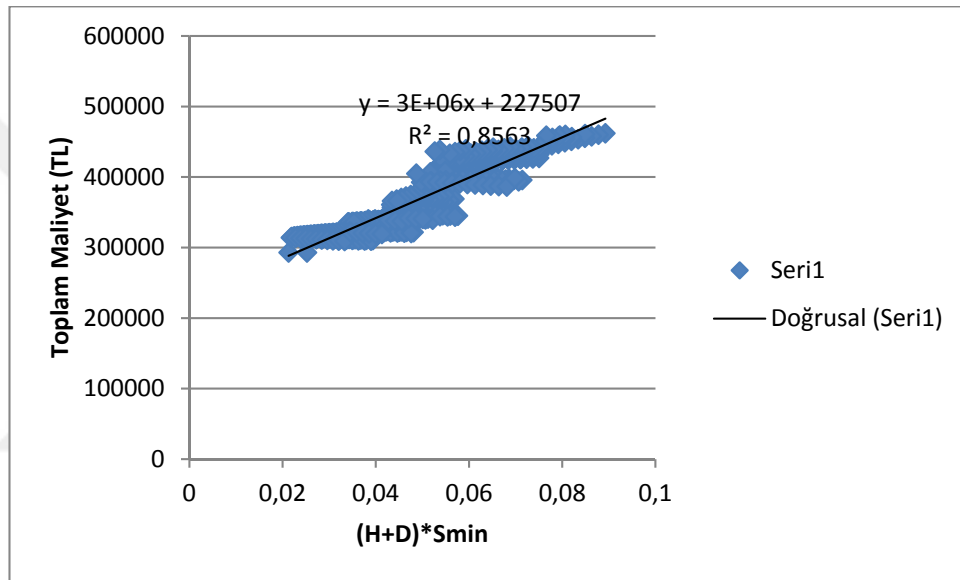


Şekil 6.12. H=15 m ve n=2 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi

Şekil 6.11'e bakıldığında, ankraj açısının artması ile ankraj kuvvetleri daima büyümektedir. Bunun bir sonucu olarak ankraj için gerekli minimum kök uzunlukları da büyüdüğü için, bu durum maliyet üzerinde arttırıcı etkiye sahiptir. Bununla birlikte artan ankraj kuvvetleri, ankraj için gerekli halat sayılarının belirlenmesi için kullanılan Çizelge 4.4'teki sınır kuvvet değerlerinden ait olduğu aralığın üst sınır kuvvetini aşarsa gerekli halat sayısı artacağı için bu durum da maliyet üzerinde arttırıcı etkiye sahip olacaktır. Öte yandan ankraj açısının artması ile gerekli minimum gövde uzunluğu ise azalmaktadır (Şekil 6.12). Çünkü ankraj

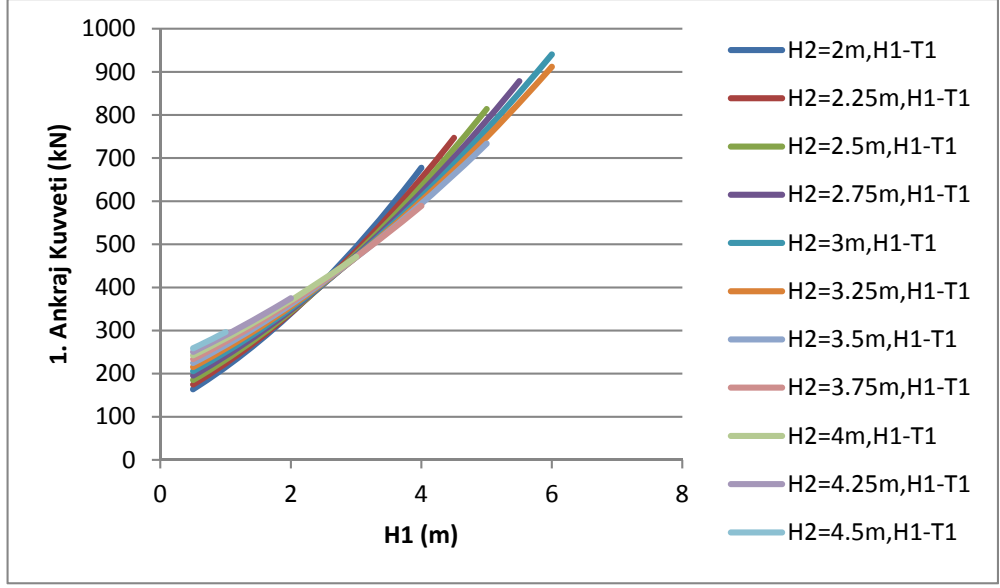
eğim açısının artması ile ilgili ankrajın kök bölgesinin aktif göçme düzleminin dışına çıkabilmesi için gerekli minimum gövde uzunluğu küçülmektedir. Ankraj gövde uzunluğunun küçülmesi ise maliyet üzerinde azaltıcı etkiye sahiptir. Sonuç olarak ankraj açısının artması ile meydana gelecek ankrajın kök uzunluğundaki ve de halat sayısındaki olası bir artış ile ankraj gövde uzunluğundaki azalışın büyüklükleri arasındaki fark, maliyet üzerindeki değişimi belirleyecektir.

H=15 m ve n=2 olan palplanşta palplanş kesitinin toplam maliyet üzerine etkisini temsil eden grafik Şekil 6.13'te gösterilmiştir.



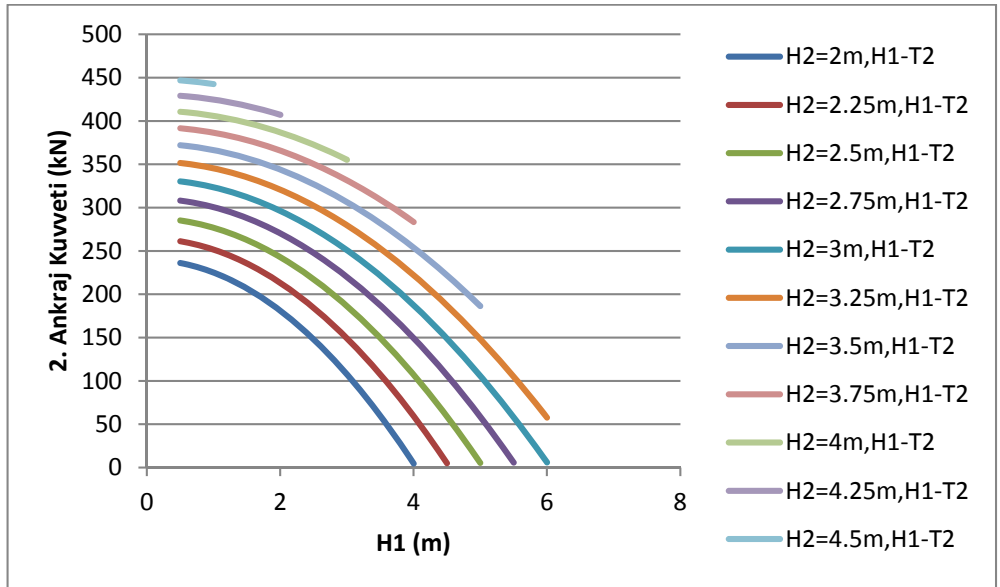
Şekil 6.13. H=15 m ve n=2 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi

Das ve Das (2015), palplanş kesitinin optimize edilmesinin palplanş uzunluğu ve kesit modülünün minimize edilmesine bağlı olarak ifade edilebileceğini ileri sürmüşlerdir. Buna istinaden Şekil 6.13'te içerisinde palplanş uzunluğunu ve kesit modülünü çarpan olarak barındıran apsis değerlerine karşılık toplam maliyet değerleri için grafik oluşturulmuştur. Sonuç olarak 15 m kazı içerisinde 2 ankrajlı bir palplanş sistemi kullanıldığında, $(H + D) * S_{min}$ ile toplam maliyet arasında belirlilik katsayısı $R^2 \approx \%88$ olan doğrusal bir ilişkinin olduğu ortaya çıkmıştır.



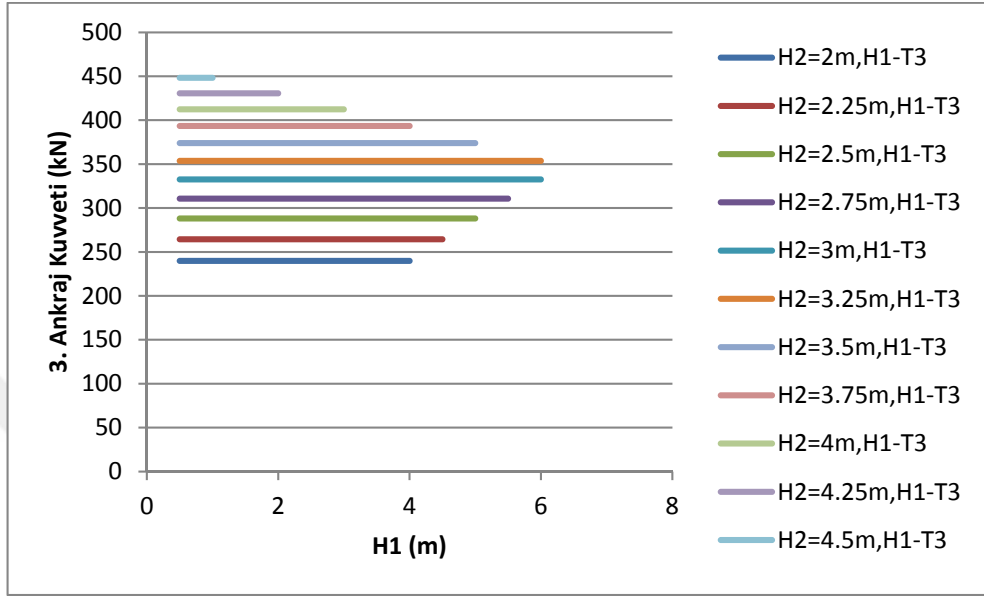
Şekil 6.14. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi

Şekil 6.14'e bakıldığında, aynı H_1 değerlerine karşılık farklı H_2 değerleri için 1. ankraj kuvvetinin değişimi incelendiğinde, belirli bir H_1 değerine kadar (yaklaşık olarak $2.5 < H_1 < 3$ m) H_2 değerinin artması ile 1. ankraj kuvveti artmakta, yaklaşık olarak $H_1 > 3$ m'den sonra ise azalmaktadır. Ayrıca Şekil 6.14'ten tüm H_2 durumları için H_1 değerinin artması ile 1. ankraj kuvvetinin arttığı görülmektedir.

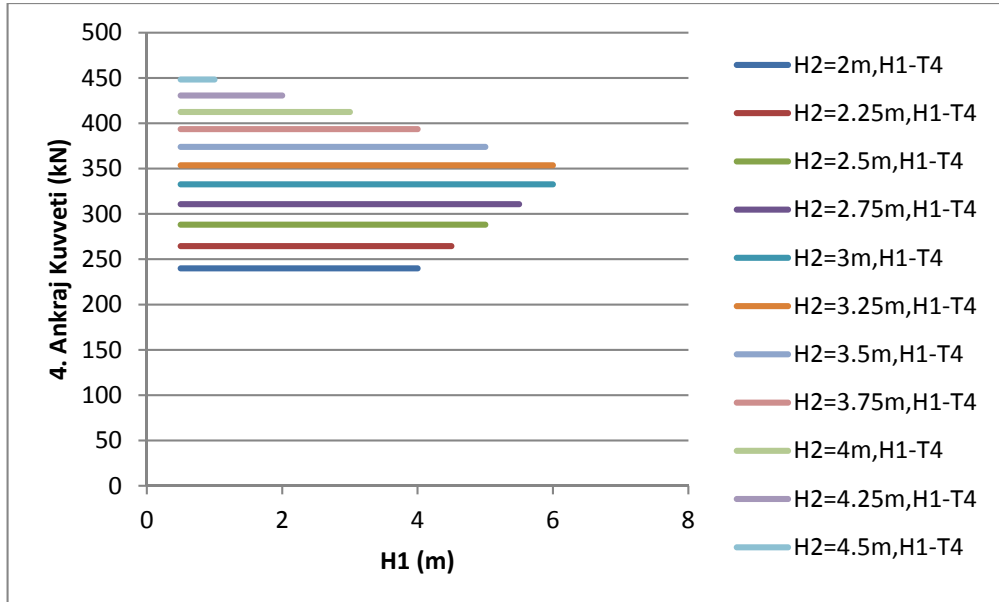


Şekil 6.15. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi

Şekil 6.15'te aynı H_1 değerlerine karşılık farklı H_2 değerleri için 2. ankraj kuvvetinin değişimine bakıldığında, H_2 değerinin artması ile 2. ankraj kuvvetinin arttığı gözlemlenmektedir. Ayrıca tüm H_2 durumları için H_1 değerinin artması ile 2. ankraj kuvveti azaldığı görülmektedir.

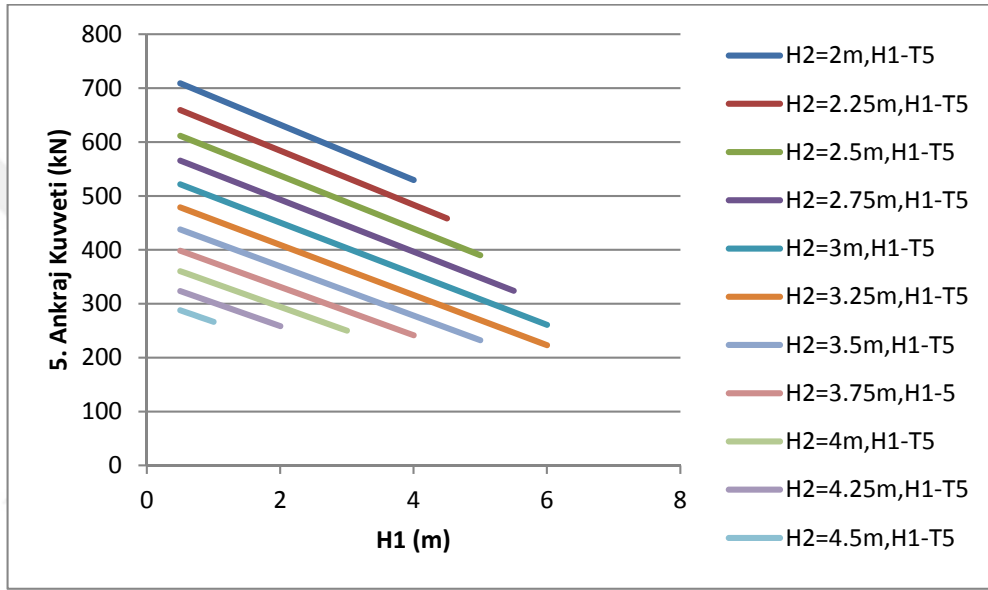


Şekil 6.16. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi



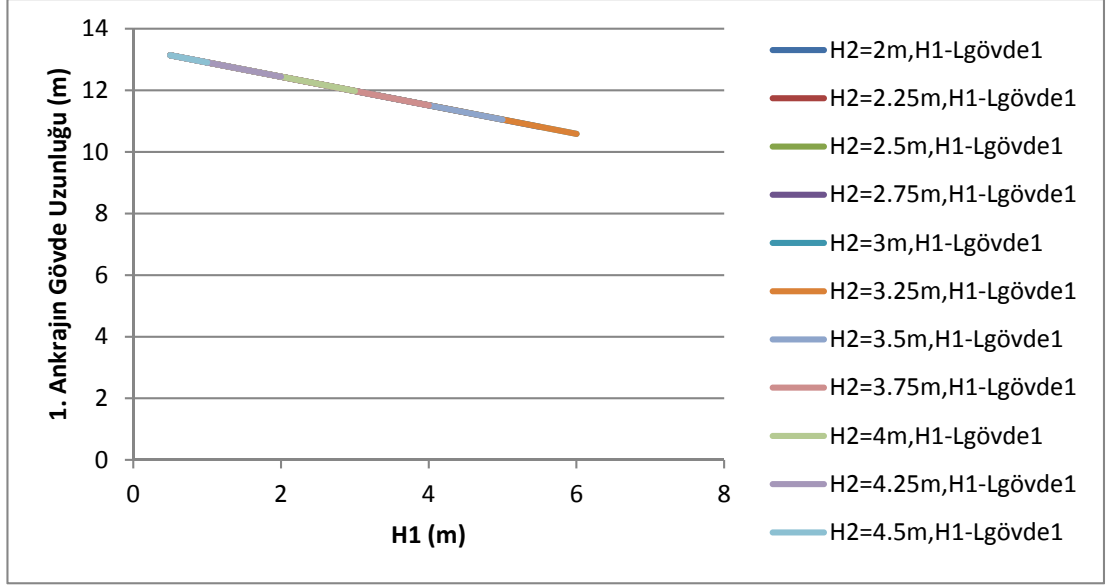
Şekil 6.17. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankraj kuvvetine etkisi

Şekil 6.16 ve Şekil 6.17'ye bakıldığında, 3. ve 4. ankraj kuvvetlerinin H_1 'in değişiminden etkilenmedikleri fakat, aynı H_1 değerlerine karşılık H_2 değerinin artması ile ise arttıkları görülmektedir. Denklem 5.53, Denklem 5.54, Denklem 5.55 ve Denklem 5.56'ya bakıldığında 5 ankrajlı bir sistemde 3. ve 4. ankrajlara gelen kuvvetlerin değişimini H_4 ve H_5 'in kontrol ettiği görülmektedir. Bölüm 5.5'te yapılan kabuller kısmında, ankrajlar arası düşey mesafelerin eşit alındığı ifade edilmişti. Bu sebeple H_4 ve H_5 değerleri birbirine ve H_2 değerine eşit olduğu için Şekil 6.17'de 3. ve 4. ankrajlara gelen kuvvetler de birbirine eşit çıkmıştır.



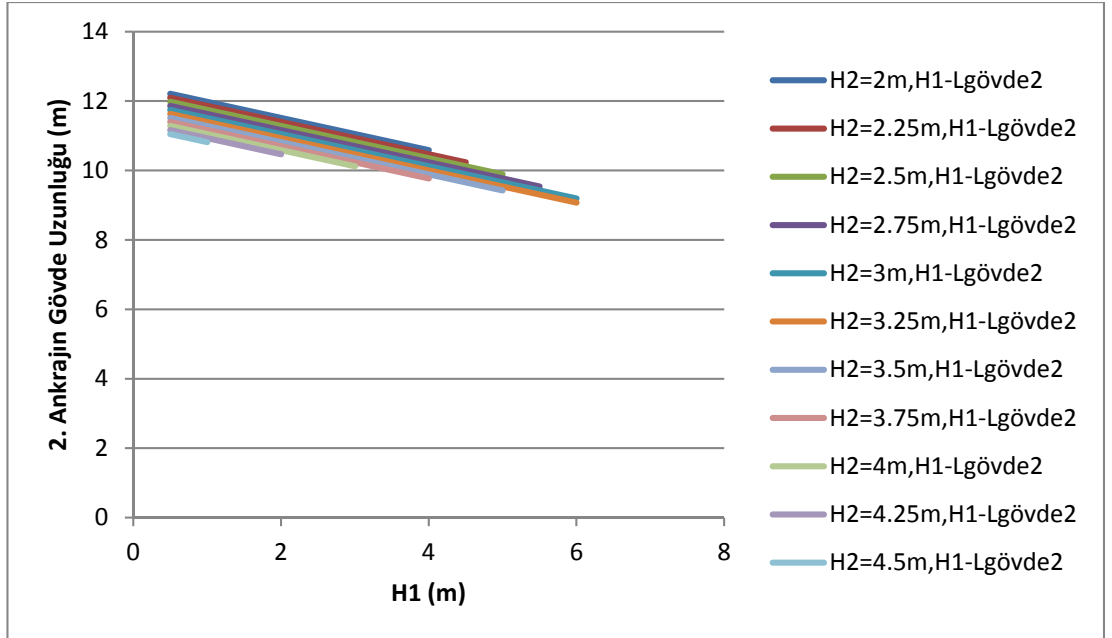
Şekil 6.18. $H=20$ m ve $n=5$ olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 5. ankraj kuvvetine etkisi

Şekil 6.18'de farklı H_2 değerlerine ait ait doğrulara bakıldığında, H_1 değerinin artması ile 5. ankraj kuvvetinin azaldığı görülmektedir. Yine Şekil 6.18'de aynı H_1 değerlerine karşılık farklı H_2 değerleri için 5. ankraj kuvvetinin değişimi incelendiğinde, H_2 'nin artması ile de 5. ankraj kuvvetinin azaldığı görülmektedir. Denklem 5.58'e bakıldığında 5. ankraja gelen kuvvetin bileşenlerinden biri olan T_{5L} 'nin, 5. ankrajın kazı tabanına olan düşey mesafesini temsil eden H_6 değerine bağlı olarak değiştiği görülmektedir. Bu sebeple hem H_1 'in hem de H_2 'nin artmasının bir sonucu olarak H_6 değeri azaldığı için 5. ankraj kuvveti de azalmaktadır.

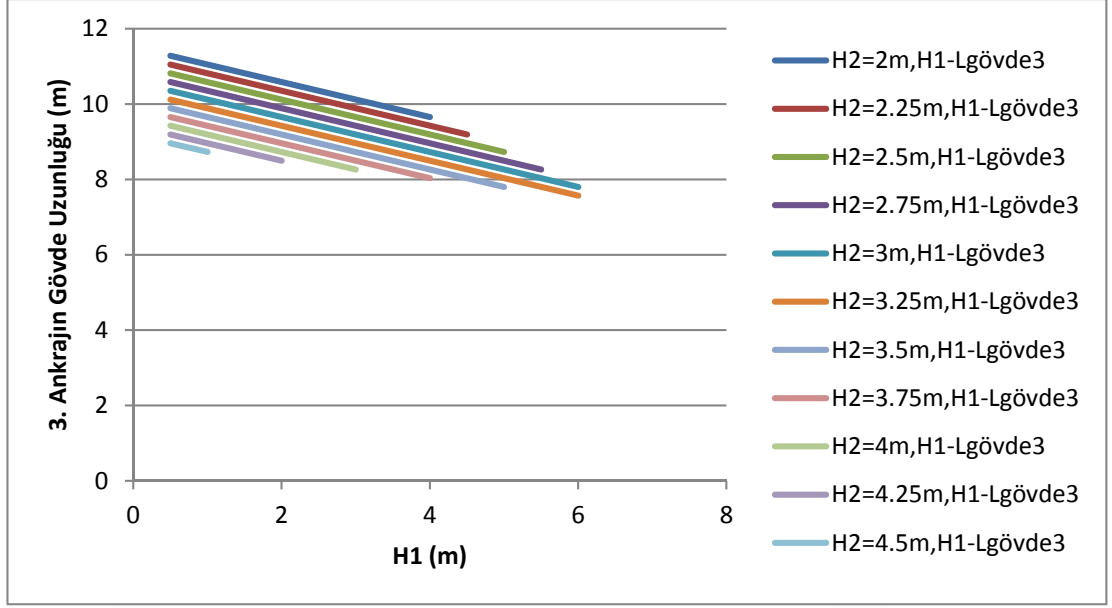


Şekil 6.19. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi

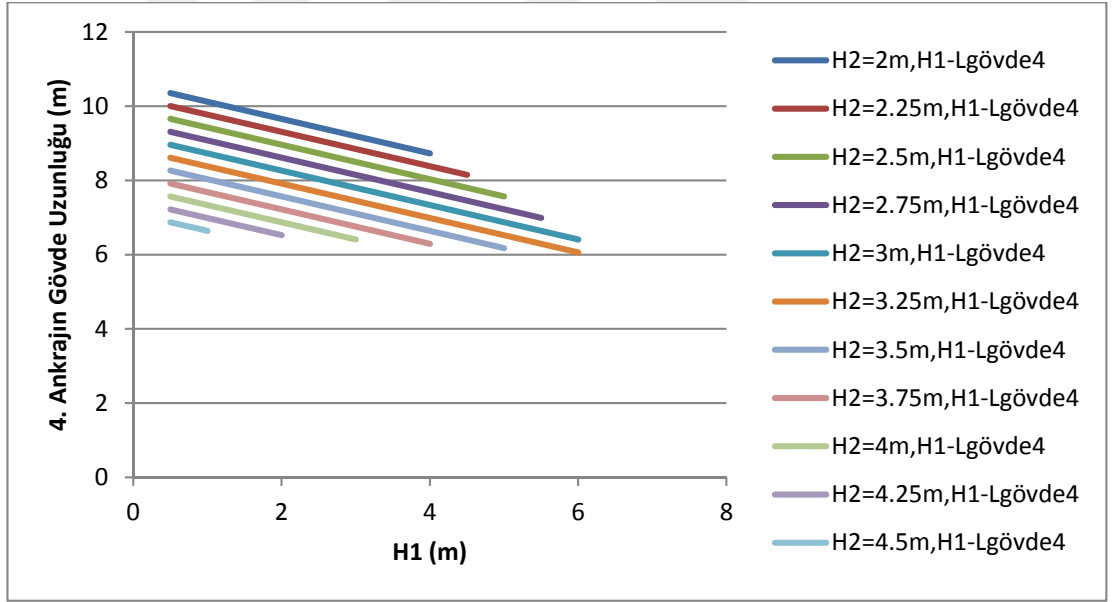
Şekil 6.19'a bakıldığında 1. ankraj için gerekli minimum gövde uzunluğunun H_2 'nin değişiminden etkilenmediği, sadece H_1 'in değişimine bağlı olduğu görülmekte ve sonuç olarak H_1 'in artması ile 1. ankraj için gerekli minimum gövde uzunluğunun azaldığı gözlemlenmektedir.



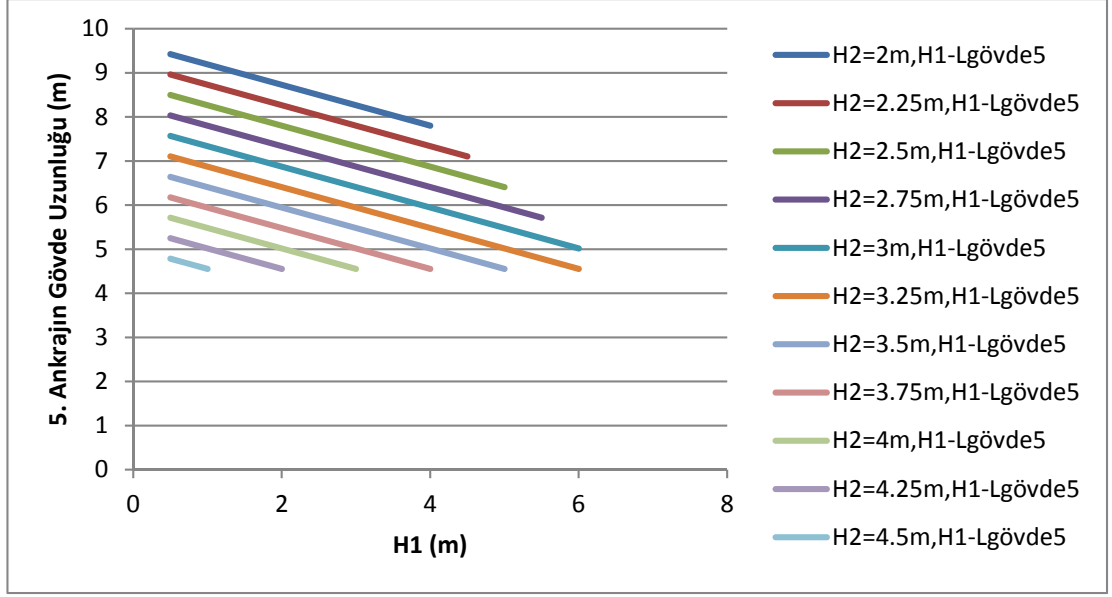
Şekil 6.20. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



Şekil 6.21. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrainin minimum gövde uzunluğuna etkisi

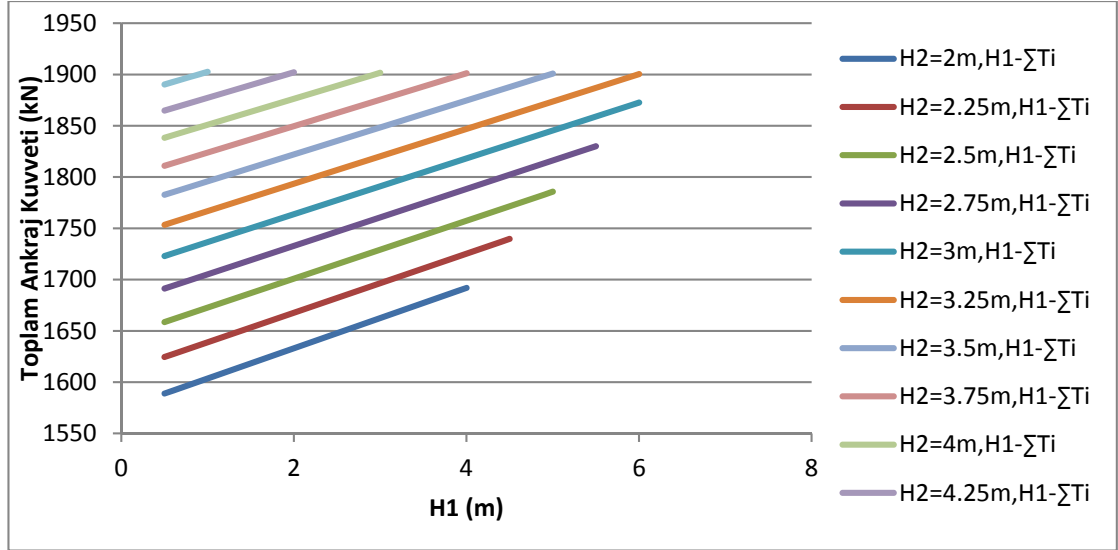


Şekil 6.22. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankrainin minimum gövde uzunluğuna etkisi

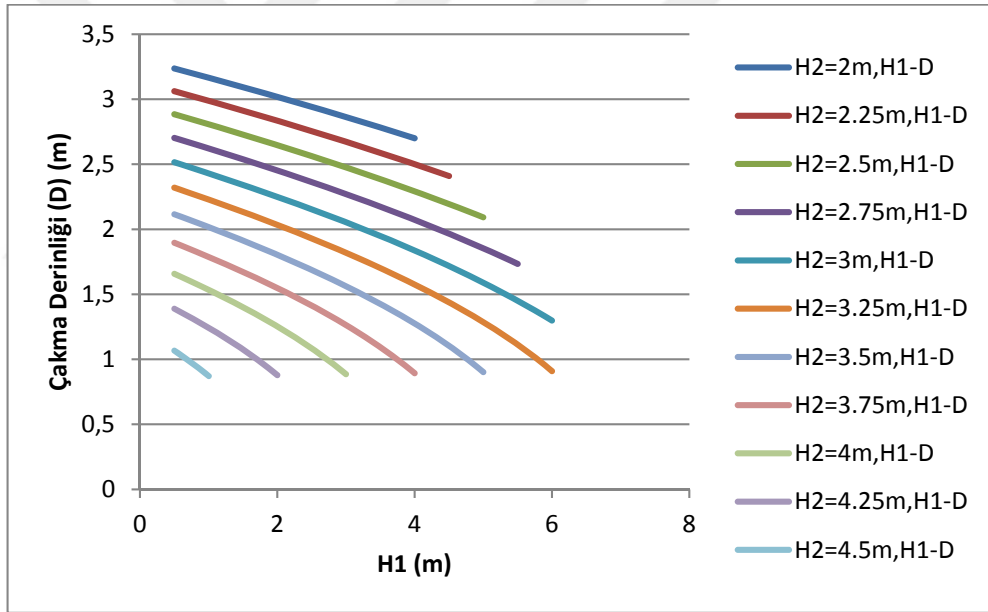


Şekil 6.23. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 5. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi

Denklemler 5.75'ten görüldüğü üzere, ankrajlar için gerekli minimum gövde uzunluğunun ankraj başlığının üst zemin yüzeyine olan düşey uzaklığına, zeminin içsel sürtünme açısına, kazı derinliğine ve ankrajın yatayla yaptığı açığa bağlı olduğu görülmektedir. Sonuç olarak Şekil 6.20, Şekil 6.21, Şekil 6.22 ve Şekil 6.23'e bakıldığında hem H_1 'in hem de H_2 'nin artması ile ilgili ankrajın üst zemin yüzeyine olan düşey mesafesi arttığı için gerekli minimum gövde uzunlukları azalmıştır. En yukarıdaki ankrajdan en aşağıdaki ankraja doğru gidildikçe üçgensel aktif göçme düzleminin dışına çıkılabilmesi için gerekli minimum gövde uzunluklarının azalması bu durumun nedenini açıklamaktadır. Ayrıca 15 m kazı derinliğine sahip 2 ankrajlı palplanş duvar ile 20 m kazı içerisinde inşa edilen 5 ankrajlı palplanş duvarda kullanılan, aynı düşey aralıklara ve aynı eğim açısına sahip olan üstteki iki ankrajın gövde uzunlukları karşılaştırıldığında, hem kazı derinliğinin artması ile aktif göçme düzleminin büyümesinin bir sonucu olarak hem de kazı derinliğine bağlı olarak hesaplanan ve kök bölgesinin aktif göçme kamasının ne kadar ilerisine ötelenmesi gerektiğini kontrol eden x değerinin (Denklemler 5.76) büyümesine bağlı olarak 20 m kazı derinliği içerisinde inşa edilen duvardaki gövde uzunluklarının daha büyük olduğu görülmektedir.

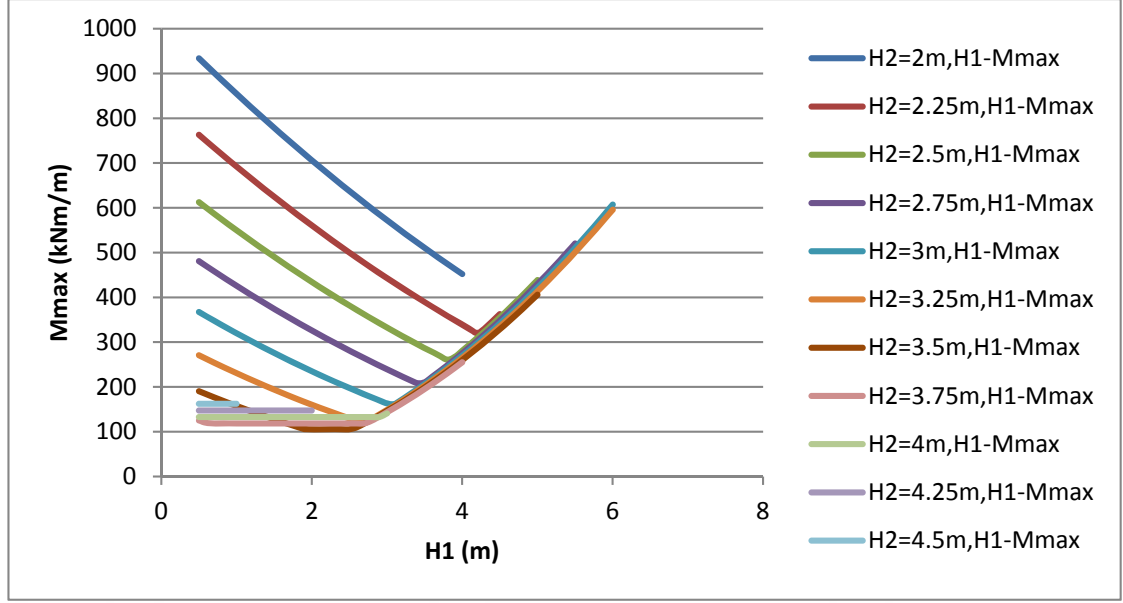


Şekil 6.24. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi



Şekil 6.25. H=20 m ve n=5 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi

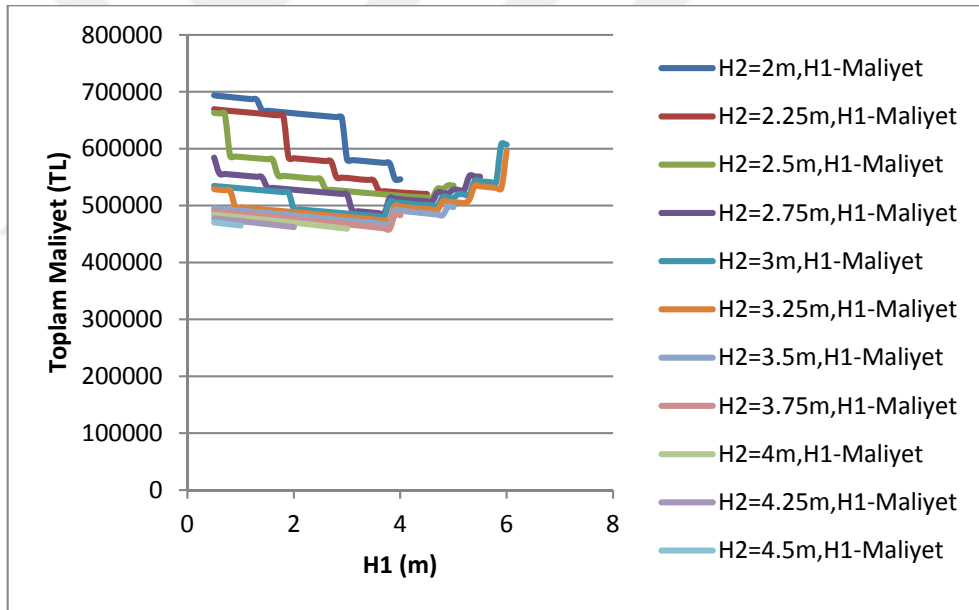
Şekil 6.24'e bakıldığında hem H_1 'in hem de H_2 'nin artması ile toplam ankraj kuvvetinin artmasının bir sonucu olarak kazı tabanı altındaki zemin tarafından direnilmesi gerekli R kuvveti azalmıştır ve buna bağlı olarak da Şekil 6.25'ten de görüldüğü gibi gerekli minimum çakma derinlikleri azalmıştır.



Şekil 6.26. H=20 m ve n=5 olan palplanşa, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi

Şekil 6.26'daki eğrilerde aynı H_1 değerine ait momentler incelendiğinde, H_2 'nin 3.5 m olana kadar artması ile maksimum eğilme momentinin azaldığı, H_2 'nin 3.5 m'den daha büyük değerler alması ile ise maksimum eğilme momentinin tekrar artmaya başladığı görülmektedir. Şekil 6.26'da $H_2 \leq 3.5$ m olan eğrilerde, kırılmaların meydana geldiği H_1 değerine kadar (yaklaşık olarak $2.8 \text{ m} < H_1 < 4.2 \text{ m}$) duvara gelen maksimum eğilme momentleri, kazı tabanı ile en alttaki ankraj arasında oluşmaktadır. Artan H_1 ve H_2 değerlerine bağlı olarak 2., 3., 4. ve 5. ankrajların momentin olduğu bu noktaya olan uzaklıkları (kuvvet kolu) azaldığı için, H_1 ve H_2 değerlerinin büyümesi sonucu bu moment değeri azalmaktadır. Öte yandan $H_2 \geq 3.5$ m olan eğrilerde, ankrajların az önce bahsedilen maksimum momentin olduğu noktaya olan uzaklıklarının (kuvvet kolu) fazlaca azalması sonucu maksimum momentler artık ankrajlar arasında oluşmaya başlamakta ve aynı H_1 değerlerine karşılık H_2 'nin artması ile ankrajlar arası açıklık arttığı için artmaktadır. Şekil 6.26'daki kırılma noktaları; $H_2 = 2.25 \text{ m}$ için $H_1 = 4.2 \text{ m}$, $H_2 = 2.5 \text{ m}$ için $H_1 = 3.8 \text{ m}$, $H_2 = 2.75 \text{ m}$ için $H_1 = 3.4 \text{ m}$, $H_2 = 3 \text{ m}$ için $H_1 = 3.1 \text{ m}$ ve $H_2 = 3.25 \text{ m}$ için $H_1 = 2.8 \text{ m}$, $H_2 = 3.5 \text{ m}$ için $H_1 = 2.6 \text{ m}$, $H_2 = 3.75 \text{ m}$ için $H_1 = 2.8 \text{ m}$, $H_2 = 4 \text{ m}$ için $H_1 = 3 \text{ m}$ 'dir. H_1 değerinin yeterince artması ile ($H_1 > 2.8 \approx 4.2 \text{ m}$) ankraj takımı kazı tabanına yaklaşmaktadır. Sonuç olarak maksimum eğilme momenti artık 1. ankraj konumunda oluşmaya başlamakta ve artan H_1 değerleri ile de maksimum eğilme momentinin büyüklüğü artmaktadır. Bu durum Şekil 6.26'daki kırılmaların nedenini açıklamaktadır. Daha önce de bahsedildiği gibi Denklem 5.73'e bakıldığında 1. ankraj konumunda oluşan bu momentin

büyükliğünün H_1 ve p değerlerine bağlı olduğu görülmektedir. Kırılma noktasından sonra artan H_1 değerlerine karşılık her bir H_2 değeri için maksimum eğilme momenti büyüklüklerinin birbirine yakın olmasının nedeni, toprak basıncı zarfının maksimum basınç ordinatı olan p 'nin büyüklüğünün, ankrajların düşey mesafelerinin artışına bağlı olarak az miktarda küçülmesidir. Ayrıca $H_2 = 3.5$ m için H_1 , 1.9 m ve 2.5 m arasında değerler aldığı anda maksimum eğilme momenti ankrajlar arasında oluşmakta ve H_1 değerinin değişiminden etkilenmemektedir. Bununla birlikte $H_2 = 3.5$ m olan eğride, H_1 2.5 m'den daha büyük değerler aldığı anda ise maksimum eğilme momenti 1. ankraj konumunda meydana gelmekte ve artan H_1 değerleri ile artmaktadır. Öte taraftan ankrajlar arası düşey mesafeyi temsil eden H_2 değerleri yeterince arttığı için $H_2=3.75, 4, 4.25$ ve 4.5 m olan durumlarda maksimum eğilme momentleri orta sıradaki ankrajlar arasında meydana gelmekte ve hiperstatik çözümlemede kullanılan mafsal yönteminin bir sonucu olarak bu momentlerin H_1 değerinin değişiminden bağımsız olduğu gözlemlenmektedir.

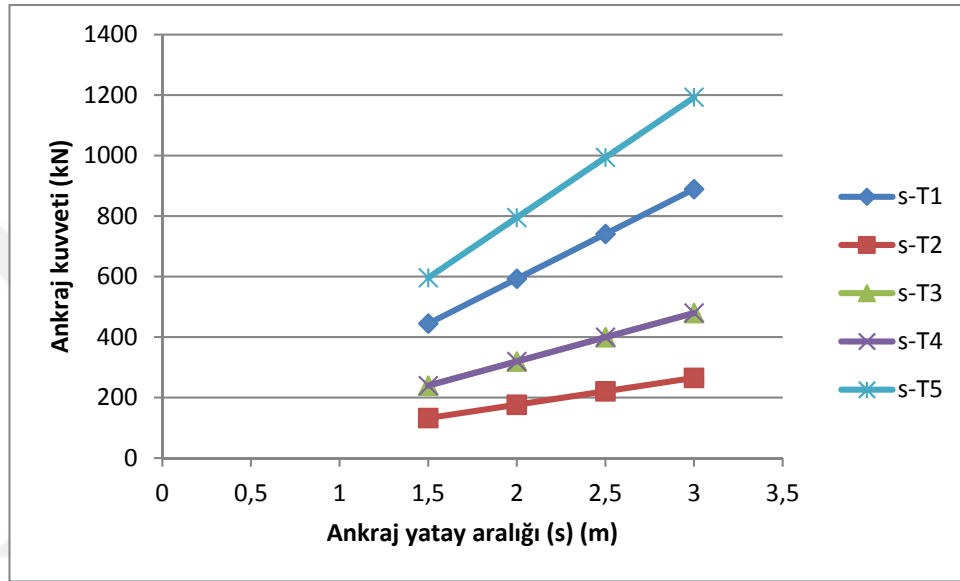


Şekil 6.27. $H=20$ m ve $n=5$ olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi

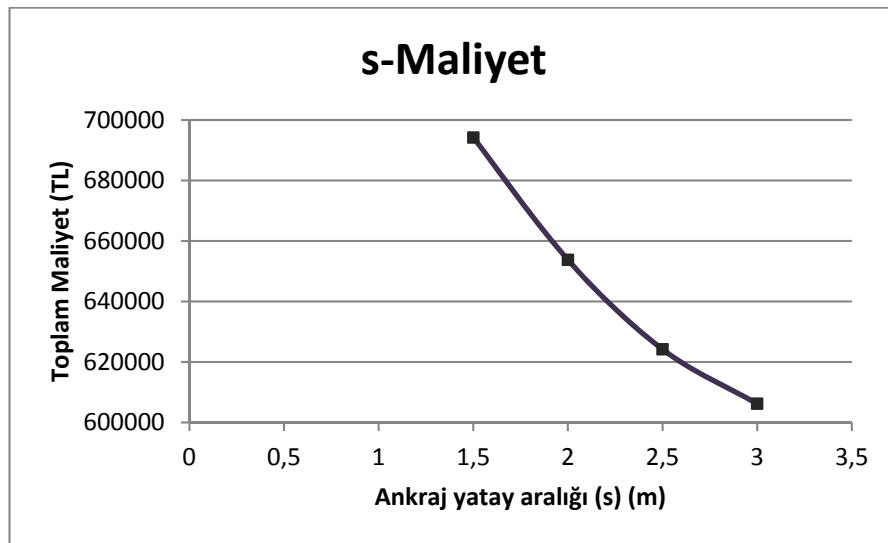
Şekil 6.27'ye bakıldığında $H_2 = 2.5$ m, 3 m, 3.25 m, 3.5 m, 3.75 m için belirli bir H_1 değerine kadar H_1 değerinin artması ile toplam maliyetin azaldığı, belirli bir H_1 değerinden sonra ise H_1 değerinin artması ile maliyetin arttığı görülmektedir. $H_2 = 2$ m, 2.25 m, 4 m, 4.25 m, 4.5 m içinse H_1 değerinin artması ile maliyetin hep azaldığı görülmüştür. Şekil 6.27'de bazı eğrilerdeki verilerin az olmasının nedeni Bölüm 5.5'teki yapılan kabuller kısmında anlatılmıştır. Şekil 6.27'deki eğrilerde meydana gelen ani sıçramaların nedeni, palplanş

kesitinde meydana gelen büyüme sonucu palplanş birim maliyetinin artmasıdır. Eğrilere meydana gelen ani düşüşlerin nedeni ise, palplanş kesitinde meydana gelen küçülme sonucu palplanş birim maliyetinin azalmasıdır.

20 m kazı durumu için beş ankrajlı iksa sisteminde ankrajlar arasındaki yatay mesafenin ankraj kuvvetlerine ve iksa sisteminin toplam maliyetine etkisini gösteren grafikler aşağıdaki gibidir:

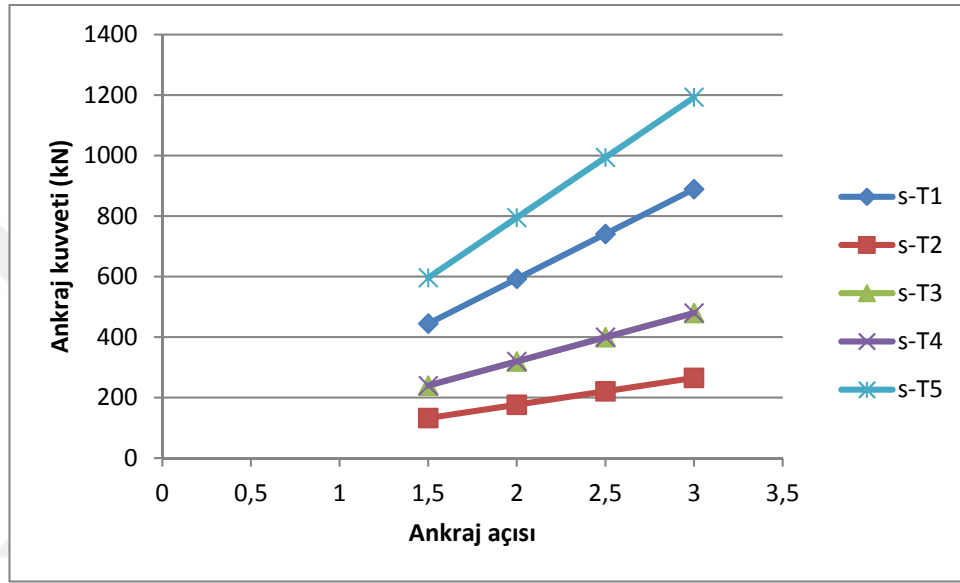


Şekil 6.28. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi

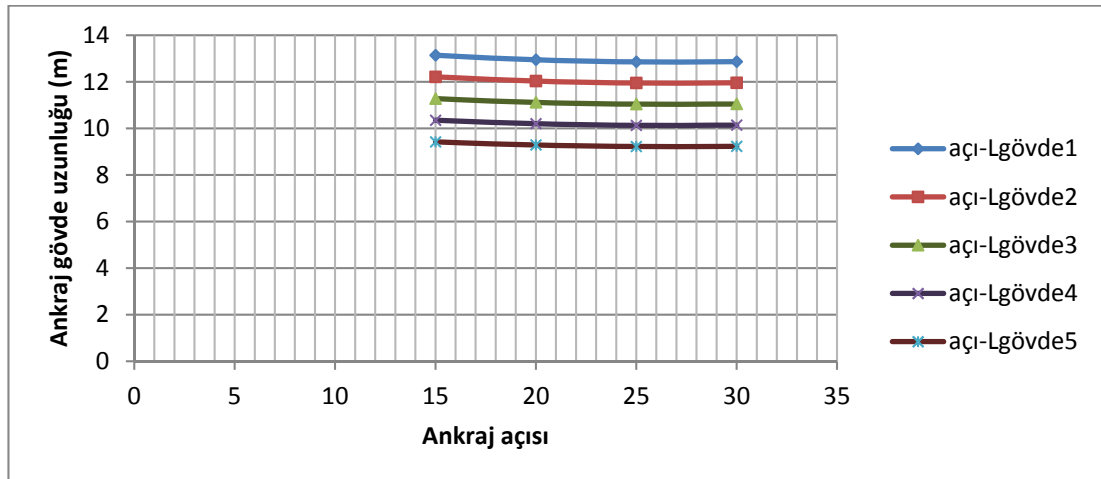


Şekil 6.29. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankraj yatay aralığının iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi

Şekil 6.28'den görüldüğü üzere, 20 m kazı içerisindeki 5 ankrajlı palplanş sisteminde de genel olarak ankraj yatay aralığının artması ile ankraj kuvvetleri artmaktadır. Öte taraftan Şekil 6.29'a bakıldığında ankraj yatay aralığı ile maliyetin ters orantılı bir ilişkiye sahip olduğu görülmektedir. Sonuçta, ankraj yatay aralığının artmasının bir sonucu olarak ankraj kuvvetlerinin artması ile maliyette artış beklenirken buna karşılık maliyetin azalmasının nedeni, yatay aralığın artması sonucu ankraj sayılarında meydana gelen azalmanın maliyet üzerindeki azaltıcı etkisinin daha baskın olmasıdır.



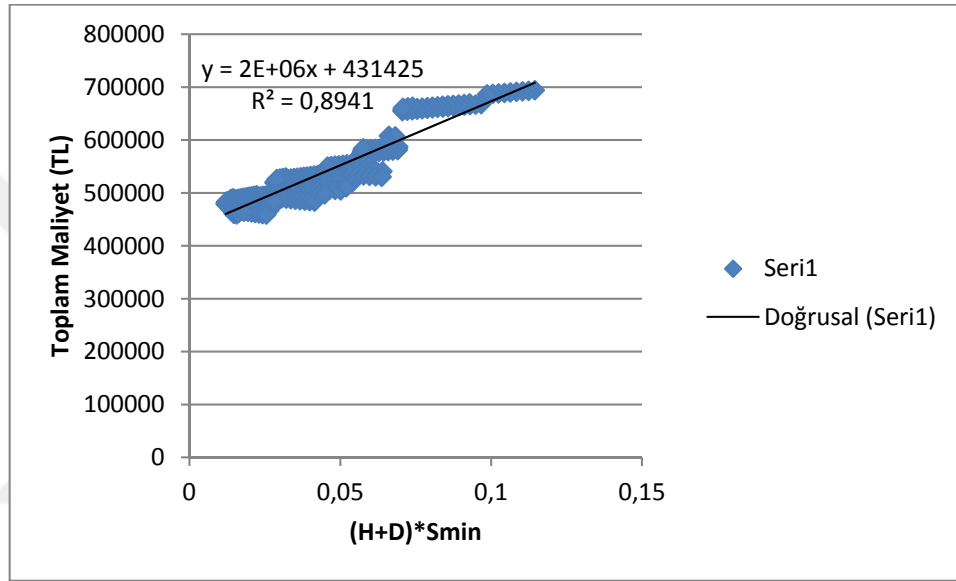
Şekil 6.30. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi



Şekil 6.31. H=20 m ve n=5 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi

Şekil 6.30'a bakıldığında 20 m kazı derinliği içerisindeki 5 ankrajlı palplanş sisteminde de ankraj açısının artması ile ankraj kuvvetlerinin arttığı görülmektedir. Artan ankraj kuvvetleri ile gerekli minimum ankraj kök uzunlukları da artmaktadır. Buna karşılık Şekil 6.31'e bakıldığında ise ankraj açısında meydana gelen artışın ankraj gövde uzunluğu üzerinde az da olsa azaltıcı bir etkiye sahip olduğu görülmektedir.

H=20 m ve n=5 olan palplanşta palplanş kesitinin toplam maliyet üzerine etkisini temsil eden grafik Şekil 6.32'de gösterilmiştir:



Şekil 6.32. H=20 m ve n=5 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi

Derin kazı içerisinde kullanılan palplanşın toplam boyu ile palplanş için gerekli minimum kesit modülü, palplanşın maliyeti üzerine etkisi olan değerlerdir. İksa sisteminin bazı geometri durumlarında palplanşın çakma derinliği küçülürken kesit modülü artmakta, bazı durumlarda ise kesit modülü küçülürken palplanş çakma derinliği artmaktadır. Ayrıca Das ve Das (2015), palplanş kesitinin optimize edilmesinin palplanş uzunluğu ve kesit modülünün minimize edilmesine bağlı olarak ifade edilebileceğini ileri sürmüşlerdir. Bu sebeple 15 m kazı derinliğine sahip 2 ankrajlı palplanş sisteminde olduğu gibi, palplanş maliyeti üzerine etkisi olan toplam palplanş boyu ile minimum kesit modülü değerlerini çarpan olarak içeren apsis değerlerine karşılık toplam maliyet değerleri ordinata işaretlenmiştir. Sonuç olarak Şekil 6.32'ye bakıldığında $(H + D) * S_{min}$ ile toplam maliyet arasında, belirleme katsayısı $R^2 \approx \%89$ olan bir doğrusal davranış olduğu gözlemlenmiştir.

Farklı kazı derinlikleri ve ankraj sayıları için yapılan analizler sonucunda elde edilen optimum maliyetler Çizelge 6.1, Çizelge 6.2, Çizelge 6.3, Çizelge 6.4, Çizelge 6.5, Çizelge 6.6 ve Çizelge 6.7’de verilmiştir.

Çizelge 6.1. H=15 m ve n=2 olan palplanşta optimum maliyetler

H=15 m ve n=2		
	Ankraj Açısı (°)	Minimum Maliyet (TL)
s=3 m	30	276394.75
	25	275472.42
	20	274914.86
	15	274695.08
s=2.5 m	30	275595.35
	25	274769.68
	20	274296.40
	15	274152.37
s=2 m	30	283829.71
	25	279939.80
	20	279766.10
	15	279886.71
s=1.5 m	30	292359.06
	25	292333.10
	20	292567.92
	15	293072.61

Çizelge 6.2. H=15 m ve n=3 olan palplanşta optimum maliyetler

H=15 m ve n=3		
	Ankraj Açısı (°)	Minimum Maliyet (TL)
s=3 m	30	282854.24
	25	282246.37
	20	281959.90
	15	281918.96
s=2.5 m	30	289221.07
	25	288875.44
	20	288825.14
	15	289066.30
s=2 m	30	303821.15
	25	303792.10
	20	304054.84
	15	304619.53
s=1.5 m	30	324571.49
	25	324533.19
	20	324879.68
	15	325624.39

Çizelge 6.3. H=15 m ve n=4 olan palplanşta optimum maliyetler

H=15 m ve n=4		
	Ankraj Açısı (°)	Minimum Maliyet (TL)
s=3 m	30	289160.72
	25	288817.17
	20	286176.90
	15	286349.96
s=2.5 m	30	298821.82
	25	298502.58
	20	298481.73
	15	298905.25
s=2 m	30	318133.59
	25	318104.55
	20	318367.28
	15	318931.98
s=1.5 m	30	344569.76
	25	344531.04
	20	344881.35
	15	345634.28

Çizelge 6.4. H=15 m ve n=5 olan palplanşta optimum maliyetler

H=15 m ve n=5		
	Ankraj Açısı (°)	Minimum Maliyet (TL)
s=3 m	30	294910.34
	25	294041.38
	20	293991.09
	15	294170.43
s=2.5 m	30	309343.85
	25	309075.10
	20	309272.16
	15	309695.68
s=2 m	30	333042.06
	25	332885.35
	20	333203.17
	15	333840.44
s=1.5 m	30	364766.82
	25	364719.97
	20	365143.73
	15	367339.20

Çizelge 6.5. H=20 m ve n=3 olan palplanşta optimum maliyetler

H=20 m ve n=3		
	Ankraj Açısı (°)	Minimum Maliyet (TL)
s=3 m	30	462085.87
	25	451435.94
	20	444178.8
	15	443817.42
s=2.5 m	30	463174.21
	25	461262.42
	20	460205.54
	15	459951.49
s=2 m	30	467192.87
	25	465526.36
	20	464713.68
	15	464713.71
s=1.5 m	30	474423.34
	25	473018.90
	20	472520.98
	15	473126.83

Çizelge 6.6. H=20 m ve n=4 olan palplanşta optimum maliyetler

H=20 m ve n=4		
	Ankraj Açısı (°)	Minimum Maliyet (TL)
s=3 m	30	395059.19
	25	391573.86
	20	389644.00
	15	386803.80
s=2.5 m	30	403752.47
	25	400043.61
	20	396281.59
	15	395788.80
s=2 m	30	413305.02
	25	412371.17
	20	412502.61
	15	413241.05
s=1.5 m	30	443529.99
	25	443342.25
	20	443938.10
	15	445218.77

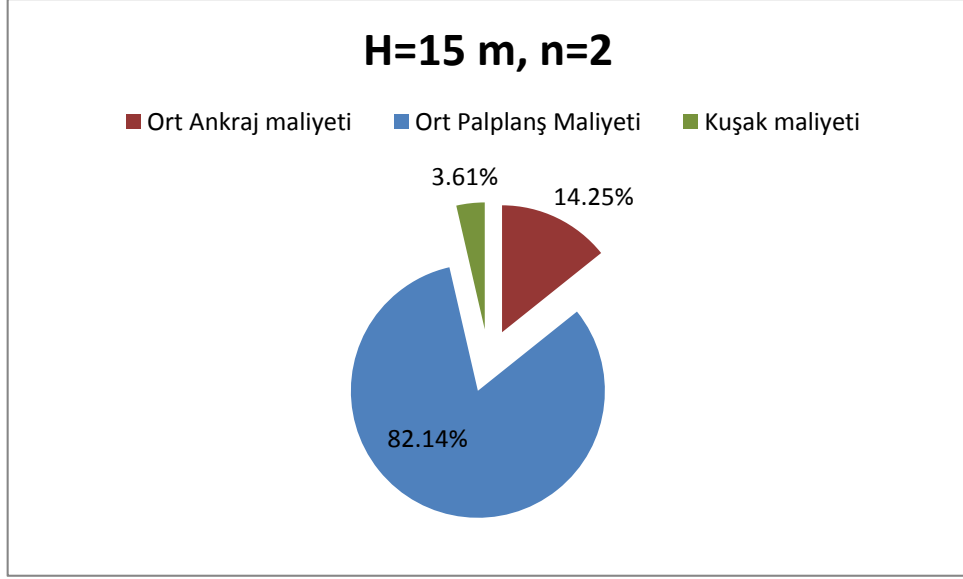
Çizelge 6.7. H=20 m ve n=5 olan palplanşta optimum maliyetler

H=20 m ve n=5		
	Ankraj Açısı (°)	Minimum Maliyet (TL)
s=3 m	30	389426.26
	25	386005.14
	20	385290.74
	15	385231.29
s=2.5 m	30	398150.66
	25	394598.84
	20	394102.62
	15	394047.10
s=2 m	30	419682.26
	25	419232.51
	20	419523.54
	15	420620.95
s=1.5 m	30	457043.67
	25	456969.68
	20	457639.00
	15	459077.58

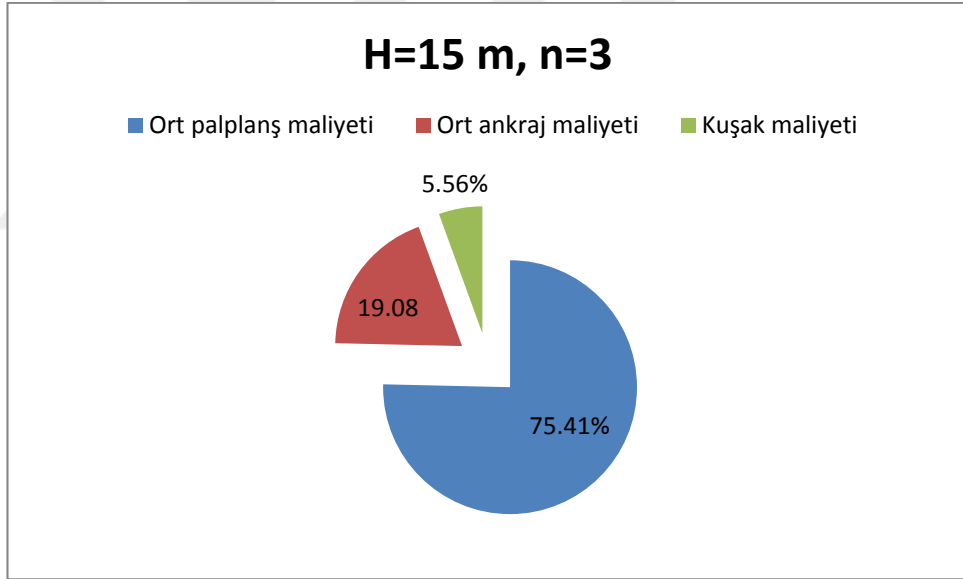
Çizelge 6.1, Çizelge 6.2, Çizelge 6.3 ve Çizelge 6.4'e bakıldığında, 15 m derinlikteki bir kazı içerisinde inşa edilen iksa sistemleri içerisinde düşey ankraj sayısı 2 olan palplanş duvarın diğer geometrilere nispeten daha düşük maliyete sahip olduğu görülmektedir. Çizelge 6.5, Çizelge 6.6 ve Çizelge 6.7'ye bakıldığında ise 20 m derinlikteki bir kazı içerisinde oluşturulan 5 ankrajlı palplanş sistemi, diğer geometrilere sahip duvarlara kıyasla daha optimum sonuç vermiştir. Analizler incelendiğinde optimum maliyetler daima, bu çalışma kapsamında kullanılan en düşük palplanş kesit türü olan LARSEN 22'de oluşmuştur. Ayrıca 15 m kazı derinliğine sahip 2 ankrajlı palplanş sistemine ait birkaç geometri hariç diğer tüm durumlarda maliyetler, ankraj yatay aralığının 3 m olduğu durumda gözlemlenmiştir. Yapılan analizlerde duvar elemanında kullanılan düşey sıradaki ankraj sayısının artması ile birlikte kuşak sayısı da arttığı için iksa sisteminin maliyeti yükselmekte fakat çakma derinliği düştüğü içinse maliyetler azalmaktadır. Ayrıca düşey sıradaki ankraj sayısının artması ile mevcut aktif itkiyi paylaşan eleman sayısı arttığı için duvara gelen maksimum eğilme momenti ve de ankraj başına gelen kuvvet küçülmektedir. Bu durumlar dikkate alındığında 15 m kazı derinliğine sahip palplanşlarda düşey sıradaki ankraj sayısının artması ile maliyetler artmış, 20 m kazı derinliğine sahip duvarlarda ise maliyetler azalmıştır. Çünkü 15 m kazı derinliğine sahip palplanşlarda, düşey sıradaki ankraj sayısının artması ile meydana gelen azalmaların maliyet üzerindeki azaltıcı etkisi üzerine, ankraj sayısının ve kuşak sayısının artmasının maliyet üzerindeki arttırıcı etkisi baskın gelmiştir. Buna karşılık, 20 m kazı derinliğine sahip palplanşlarda ise 15 m kazı derinliğine sahip palplanşlarda gözlenen

durumun tam tersi olmuştur. Kazı derinliğinin artması sonucu az sayıda ankraj kullanmanın bir sonucu olarak ankraj kuvvetlerinin ve duvara gelen eğilme momentlerinin fazlaca büyümesi ile maliyetler artmıştır. Bu sebepten ötürü 20 m kazı derinliğine sahip palplanşlarda düşey sıradaki ankraj sayısı arttıkça maliyetler azalmaya başlamıştır. Ayrıca ankraj açısının artması ile ankraj kuvvetleri büyümüş ve bu büyüme sonucu gerekli minimum kök uzunluklarında meydana gelen artış sonucu maliyetler artmıştır. Bununla birlikte eğer ankraj kuvvetinin büyümesi sonucu gerekli halat sayısı da artarsa bu durum da ilave maliyet doğuracaktır. Buna karşılık ankraj açısının artması sonucu ankraj için gerekli minimum gövde uzunluklarının küçülmesi ise maliyet üzerinde azaltıcı etkiye sahiptir. 15 m kazı durumu için gerçekleştirilen analizler dikkate alındığında optimum maliyetin, düşey ankraj sayısının 2, ankraj yatay aralığının 2.5 m ve ankraj açısının 15° olduğu palplanş sisteminde meydana geldiği gözlemlenmiştir. Buradan yola çıkarak 15 m kazı içindeki palplanşlar için ankraj yatay aralığının 2.5 m'den ve ankraj açısının 15° 'den daha büyük alınmasının palplanş maliyetini optimum maliyetten uzaklaştırdığı sonucuna varılabilir. Öte taraftan 20 m kazı için gerçekleştirilen analizler incelendiğinde ise optimum maliyetin, düşey ankraj sayısının 5, ankraj yatay aralığının 3 m ve ankraj açısının 15° olduğu palplanş sisteminde meydana geldiği görülmüştür. Sonuç olarak 20 m kazı içerisinde inşa edilen palplanşlarda 3 m'ye kadar ankraj yatay aralığının artması ile maliyetlerin hep azaldığı fakat ankraj açısının artması ile maliyetlerin optimum değerden uzaklaştığı söylenebilir.

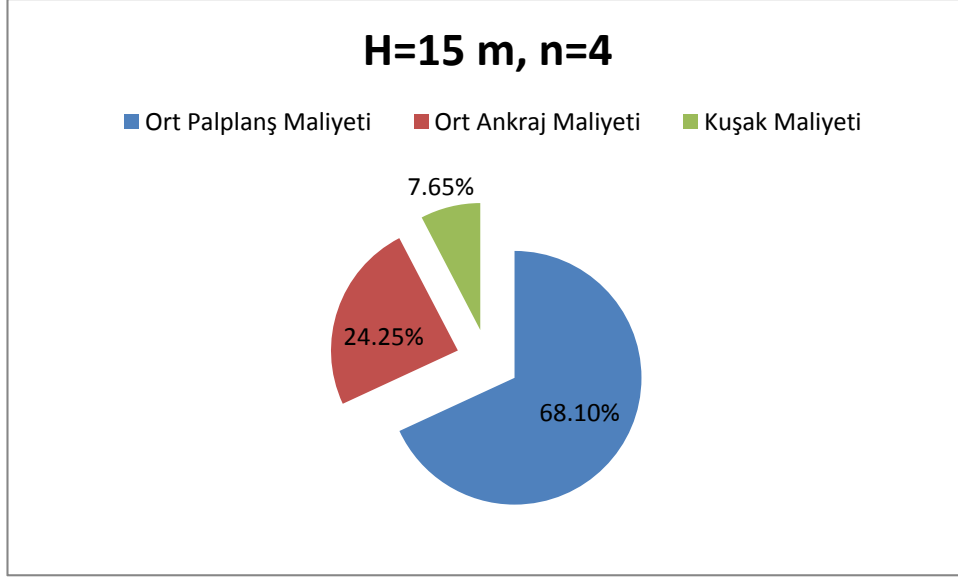
15 m kazı içerisinde kullanılan 2, 3, 4 ve 5 ankrajlı palplanş sistemleri ile 20 m kazı içerisinde kullanılan 3, 4 ve 5 ankrajlı iksa sistemlerinin analizlerinde kullanılan tüm geometri durumları ayrı ayrı dikkate alınarak elde edilen ortalama ankraj, palplanş ve kuşak maliyetlerinin ortalama toplam maliyet içerisindeki paylarını gösteren pasta grafikler aşağıda sunulmuştur.



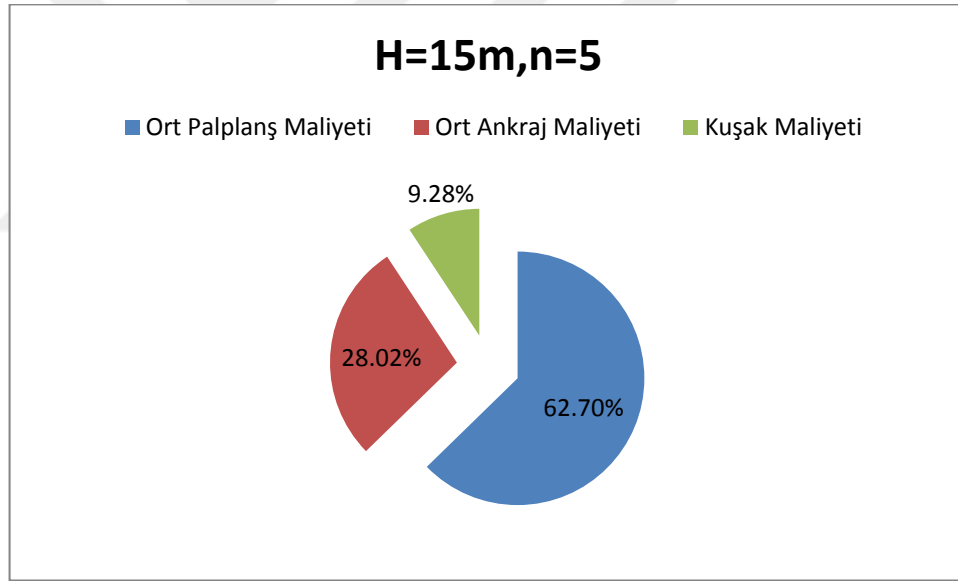
Şekil 6.33. H=15 m ve n=2 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması



Şekil 6.34. H=15 m ve n=3 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması



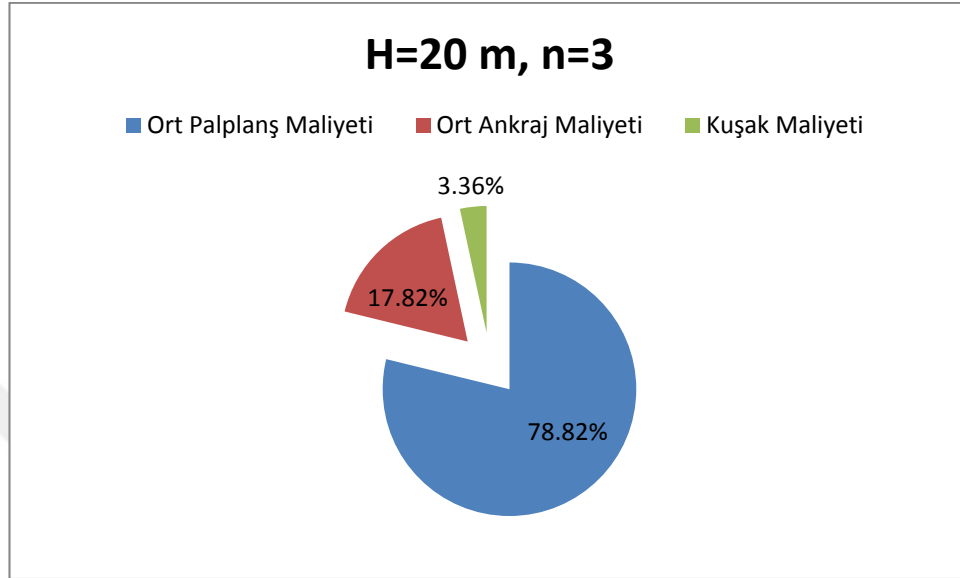
Şekil 6.35. H=15 m ve n=4 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması



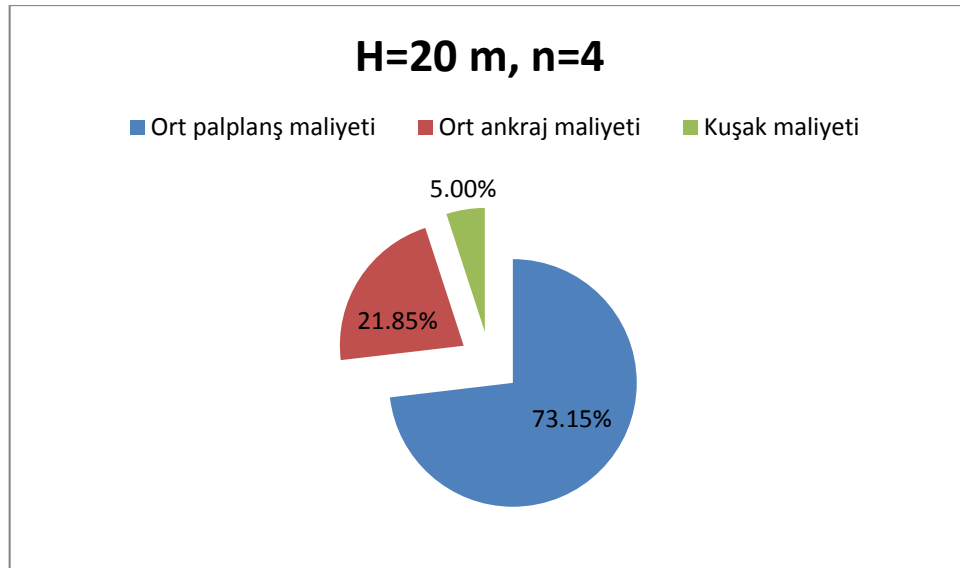
Şekil 6.36. H=15 m ve n=5 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması

Şekil 6.33, Şekil 6.34, Şekil 6.35 ve Şekil 6.36 incelendiğinde; 15 m kazı derinliğine sahip 2 ankrajlı palplanş sistemi için yapılan analizler sonucunda ortalama toplam maliyetin yaklaşık olarak %3.61'ini kuşak maliyetinin, %14.25'ini ortalama ankraj maliyetinin, %82.14'ünü ise ortalama palplanş maliyetinin oluşturduğu, 3 ankrajlı palplanş sistemi için ortalama toplam maliyetin %5.56'sını kuşak maliyetinin, %19.08'ini ortalama ankraj maliyetinin, %75.41'ini ise ortalama palplanş maliyetinin oluşturduğu, 4 ankrajlı palplanş sistemi için ortalama

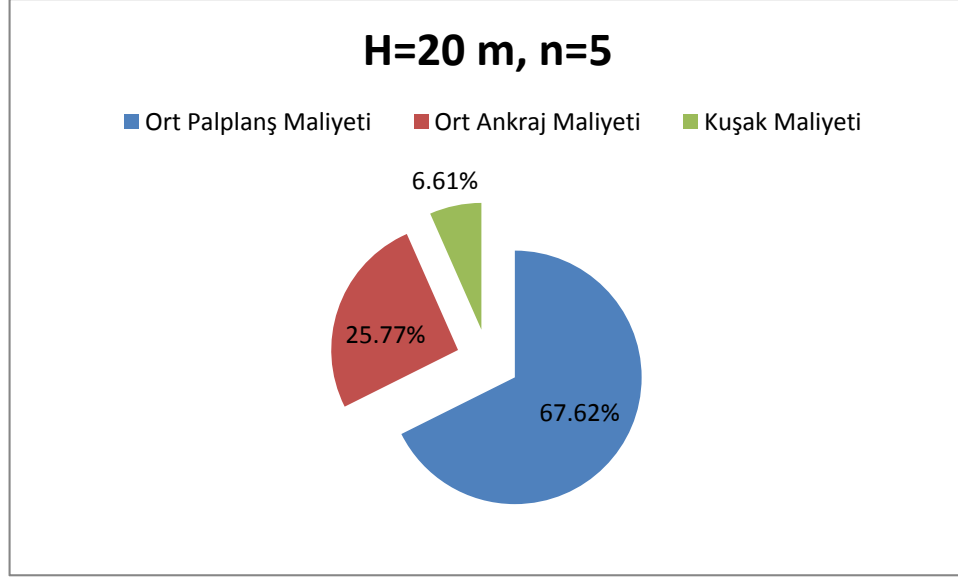
toplam maliyetin %7.65'ini kuşak maliyetinin, %24.25'ini ortalama ankraj maliyetinin, %68.10'unu ise ortalama palplanş maliyetinin oluşturduğu ve 5 ankrajlı palplanş sistemi için ortalama toplam maliyetin %9.28'ini kuşak maliyetinin, %28.02'sini ortalama ankraj maliyetinin, %62.70'ini ise ortalama palplanş maliyetinin oluşturduğu görülmektedir.



Şekil 6.37. H=20 m ve n=3 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması



Şekil 6.38. H=20 m ve n=4 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması

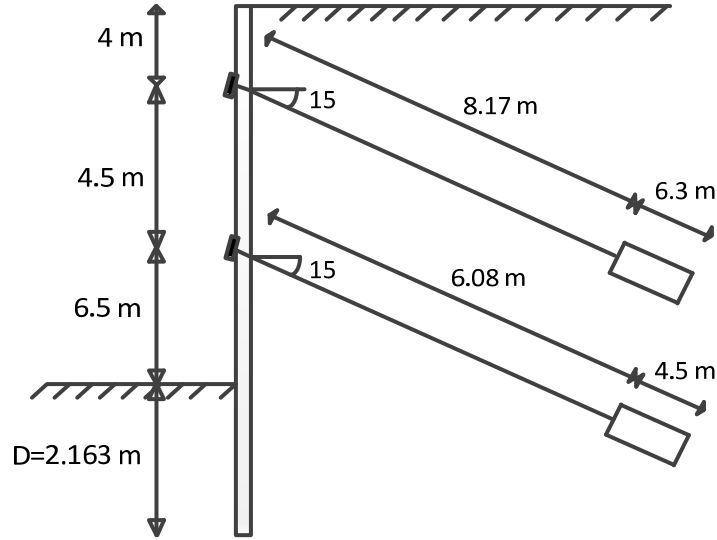


Şekil 6.39. H=20 m ve n=5 olan palplanşın analizlerinden elde edilen ortalama ankraj maliyeti, ortalama palplanş maliyeti ve kuşak maliyetinin karşılaştırılması

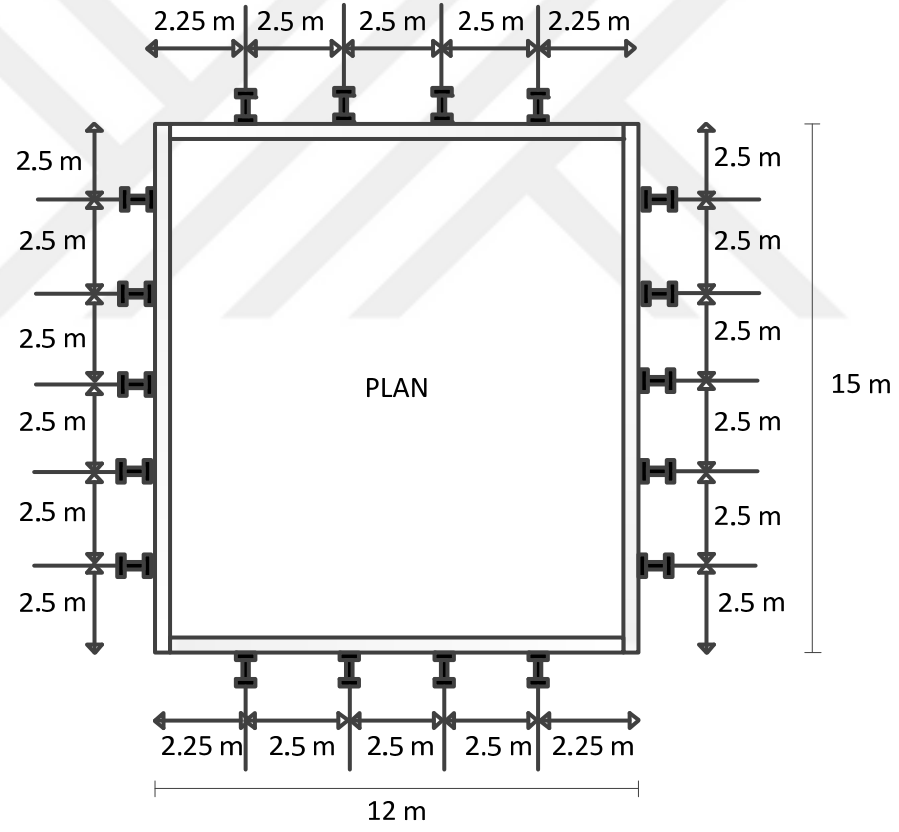
Şekil 6.37, Şekil 6.38 ve Şekil 6.39 incelendiğinde ise 20 m kazı derinliğine sahip 3 ankrajlı palplanş sisteminin ortalama toplam maliyetinin yaklaşık olarak %3.36'lık kısmını kuşak maliyetinin, %17.82'lik kısmını ortalama ankraj maliyetinin ve %78.82'lik kısmını ise ortalama palplanş maliyetinin oluşturduğu, 4 ankrajlı palplanş sisteminin ortalama toplam maliyetinin yaklaşık olarak %5'lik kısmını kuşak maliyetinin, %21.85'lik kısmını ortalama ankraj maliyetinin ve %73.15'lik kısmını ise ortalama palplanş maliyetinin oluşturduğu ve 5 ankrajlı palplanş sisteminin ise ortalama toplam maliyetinin yaklaşık olarak %6.61'lik kısmını kuşak maliyetinin, %25.77'lik kısmını ortalama ankraj maliyetinin ve %67.62'lik kısmını ise ortalama palplanş maliyetinin oluşturduğu görülmektedir.

Pasta grafiklerinin tümü incelendiğinde, çok ankrajlı bir palplanş sisteminin ortalama toplam maliyeti üzerinde palplanş maliyetinin en büyük etkiye sahip olduğu sonucu çıkarılabilir. Ayrıca palplanş, ankraj ve kuşak maliyetlerinin toplam maliyet içerisindeki payları göz önüne alındığında, büyükten küçüğe pay sıralamasının; palplanş maliyeti>ankraj maliyeti>kuşak maliyeti olduğu görülmektedir.

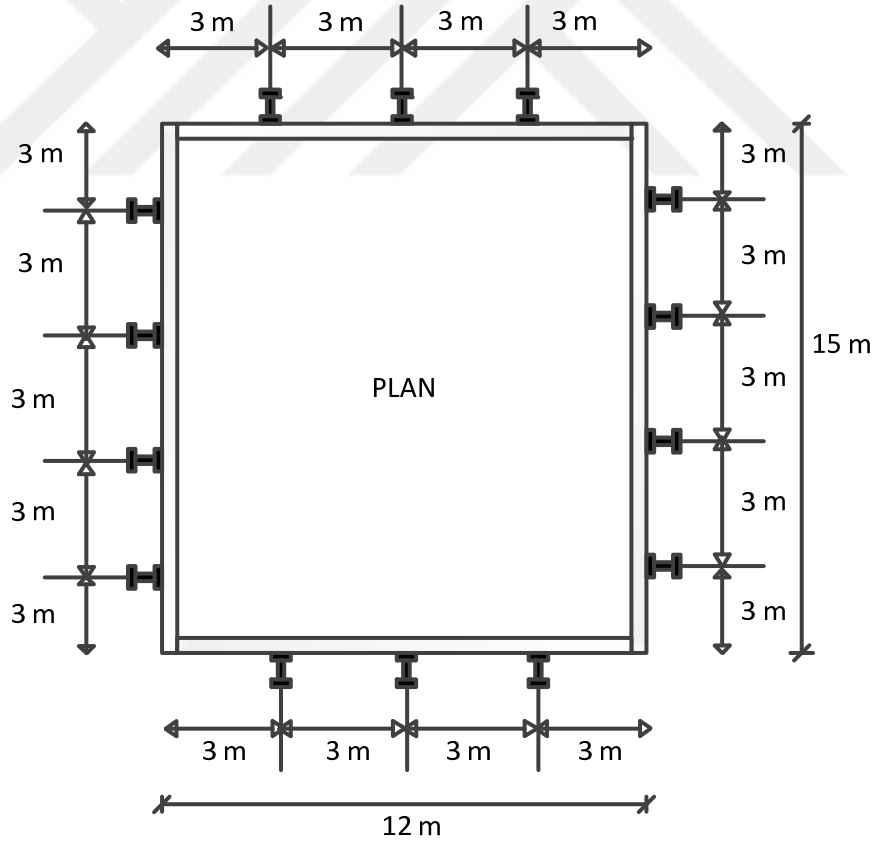
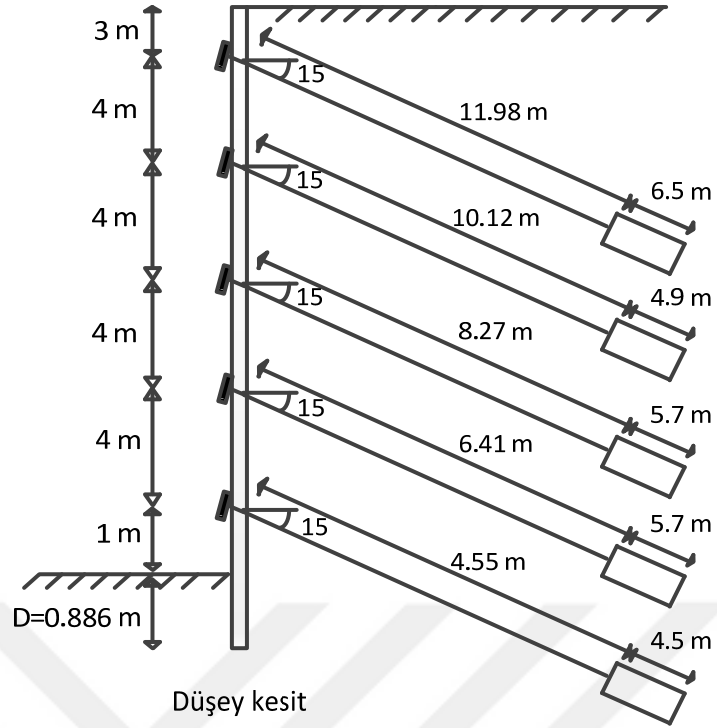
Sonuç olarak 15 m derinliğindeki kazı içerisinde oluşturulan 2 ankrajlı palplanş sistemi ile 20 m derinliğindeki kazı içerisinde oluşturulan 5 ankrajlı palplanş sisteminin minimum maliyete sahip olan geometrilerinin kesit özellikleri sırasıyla Şekil 6.40 ve Şekil 6.41'de, bu kesitlerin analizleri sonucunda elde edilen kuvvetler ve maliyetler ise sırasıyla Çizelge 6.8 ve Çizelge 6.9'da verilmiştir.



Düsey kesit



Şekil 6.40. H=15 m ve n=2 olan palplanş sistemi için minimum maliyete sahip geometrinin düşey kesiti ve planı



Şekil 6.41. H=20 m ve n=5 olan palplanş sistemi için minimum maliyete sahip geometrinin düşey kesiti ve planı

Çizelge 6.8. H=15 m ve n=2 olan ve optimum maliyete sahip palplanş sistemine ait çıktılar

1. ankraj kuvveti (T_1) (kN)	914.888
2. ankraj kuvveti (T_2) (kN)	652.768
1. ankrajdaki halat sayısı	4
2. ankrajdaki halat sayısı	3
Maksimum eğilme momenti (M_{max}) (kNm/m)	235.051
Minimum kesit modülü (S_{min}) (cm^3/m)	1239
Kesit türü	LARSEN 22
Çakma Derinliği (D) (m)	2.163
Palplanşın maliyeti (TL)	223686.57
Ankrajların toplam maliyeti (TL)	37832.75
Kuşak maliyeti (TL)	12633.06
Toplam maliyet (TL)	274152.37

Çizelge 6.9. H=20 m ve n=5 olan ve optimum maliyete sahip palplanş sistemine ait çıktılar

1. ankraj kuvveti (T_1) (kN)	942.822
2. ankraj kuvveti (T_2) (kN)	710.716
3. ankraj kuvveti (T_3) (kN)	824.754
4. ankraj kuvveti (T_4) (kN)	824.754
5. ankraj kuvveti (T_5) (kN)	500.496
1. ankrajdaki halat sayısı	4
2. ankrajdaki halat sayısı	3
3. ankrajdaki halat sayısı	4
4. ankrajdaki halat sayısı	4
5. ankrajdaki halat sayısı	3
Maksimum eğilme momenti (M_{max}) (kNm/m)	141.027
Minimum kesit modülü (S_{min}) (cm^3/m)	743
Kesit türü	LARSEN 22
Çakma Derinliği (D) (m)	0.886
Palplanşın maliyeti (TL)	272208.99
Ankrajların toplam maliyeti (TL)	81439.67
Kuşak maliyeti (TL)	31582.64
Toplam maliyet (TL)	385231.29

7. TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Genel olarak analizler incelendiğinde, ankraj açısının artması ile ankraj kuvvetlerinde meydana gelen artışın sonucu olarak ankrajda kullanılması gereken halat sayısı artarsa ankraj birim maliyeti artacağı için toplam maliyet de artacaktır. Öte taraftan, ankraj açısının artması ile ankraj için gerekli minimum gövde uzunluğu azaldığı için toplam maliyet azalmaktadır. Yine ankraj açısının artması ile artan ankraj kuvvetlerine karşı yeterli sıyrılma direncine sahip olması istenen kök bölgesinin minimum uzunluğu artmaktadır. Bu durum da maliyet üzerinde arttırıcı bir etkiye sahip olmaktadır. Tüm analizler incelendiğinde optimum maliyetlerin genellikle ankraj açısının 15° olduğu durumda olduğu görülmektedir.

Ankrajlar arası yatay aralığın artması ile ankraj kuvvetleri büyümektedir. Ankraj kuvvetlerindeki bu büyüme sonucunda her bir ankraj için gerekli minimum halat sayısı artarsa maliyet artacaktır. Ayrıca ankraj kuvvetlerindeki bu artış sonucunda sıyrılmaya karşı güvenli olması istenen kök bölgesi için gerekli minimum uzunluk da arttığı için maliyetler artmaktadır. Buna karşılık ankrajlar arası yatay mesafenin artması ile kazı alanı içerisinde kullanılacak ankraj sayısı azalacağı için maliyet azalmaktadır. Yatay aralığın artması sonucunda ankraj sayısındaki azalmanın maliyet üzerindeki azaltıcı etkisinin, ankraj kuvvetindeki artışın maliyet üzerindeki arttırıcı etkisine daha baskın olması nedeniyle, ankraj yatay aralığının artması ile maliyetler genel olarak azalmıştır. Sonuç olarak optimum maliyetler, 15 m kazı derinliğine sahip 2 ankrajlı palplanş sistemi için oluşturulan birkaç geometri durumu hariç analizlerde kullanılan en büyük yatay aralık değeri olan $s=3$ m'de meydana gelmiştir.

Ankrajların düşey mesafelerinin artması ile belirli bir düşey aralık değerine kadar genel olarak maliyetler azalmaktadır. Fakat belirli bir düşey aralık değerinden sonra ankraj takımının kazı tabanına fazlaca yaklaşması ile maksimum eğilme momentleri 1. ankraj konumunda meydana gelmekte ve ankrajların düşey mesafelerinin artması ile bu moment artmaktadır. Artan eğilme momentlerine karşılık mevcut palplanş kesiti yetersiz kaldığı için palplanş kesitinin büyütülmesi gerekliliği ortaya çıkmakta ve bunun sonucunda maliyetler tekrar artmaktadır. Ankrajlar arası düşey mesafenin artması ile aynı zamanda palplanş için gerekli minimum çakma derinliği de azalmaktadır.

Analizlerden elde edilen maliyetler incelendiğinde maliyetlerin büyük çoğunluğunu palplanş maliyeti oluşturduğu için en düşük maliyetler, en küçük kesite sahip palplanş sistemlerinde

meydana gelmiştir. Aynı kesit modülüne sahip palplanşların maliyetleri arasındaki farklılığı ise ankraj düşey aralıklarına bağlı olarak değişen çakma derinlikleri ve ankraj kuvvetleri belirlemektedir.

20 m kazı içerisinde kullanılan ve en düşük maliyete sahip 5 ankrajlı palplanş sistemine ait optimum maliyet, 4 ankrajlı palplanş sistemine ait optimum maliyet değerinden yaklaşık olarak sadece 1572 TL daha düşüktür. 5 ankrajlı palplanşın optimum toplam maliyeti içerisindeki ankraj ve kuşak maliyetlerine bakıldığında 4 ankrajlı palplanş sisteminin ankraj ve kuşak maliyetlerinden çok daha büyük olduğu görülmektedir. 5 ankrajlı palplanşın ankraj ve kuşak maliyetlerinin toplamı, 4 ankrajlı palplanşın ankraj ve kuşak maliyetleri toplamından yaklaşık olarak 13642 TL daha fazladır. Buna karşılık optimum maliyete sahip 5 ankrajlı ve 4 ankrajlı palplanşların ikisi de en düşük kesit olan LARSEN 22'ye sahip olsalar da 5 ankrajlı palplanş sisteminin çakma derinliği 0.88 m iken 4 ankrajlı palplanş sisteminin çakma derinliği 2.05 m olduğu için palplanş maliyetleri arasındaki fark yaklaşık olarak 15214 TL'dir. Ayrıca 20 m kazı içerisinde 4'ten daha az sayıda ankraj kullanılması sonucunda gerekli minimum palplanş kesitleri oldukça büyük çıktığı için maliyetler yüksek çıkmaktadır. Sonuç olarak, 20 m kazı içerisindeki palplanşta düşey sırada kullanılan ankraj sayısının artması ile optimum maliyetler küçülmektedir.

15 m kazı içerisinde ise 20 metre kazı durumunda oluşan durumun tam tersi mevcuttur. 15 m kazı içerisindeki palplanşta düşey sırada kullanılan ankraj sayısının artması ile optimum maliyetler büyümektedir. 2, 3, 4 ve 5 ankrajlı palplanşların optimum maliyete sahip geometrileri kendi içerisinde incelendiğinde her birinin, en düşük palplanş kesiti olan LARSEN 22'ye sahip oldukları görülmektedir. Ayrıca 20 m'lik kazı durumuna nispeten kazı derinliği küçüldüğü için, düşey sıradaki ankraj sayısının artması ile 15 m kazı derinliği içerisindeki palplanşın çakma derinliğinde meydana gelen küçülmenin palplanş maliyeti üzerine etkisi 20 m'lik kazı durumundaki kadar çok olmamıştır. Bu nedenle optimum maliyete sahip geometriler incelendiğinde, düşey sıradaki ankraj sayısının artması ile ankraj ve kuşak maliyetlerinde meydana gelen artışın, küçülen çakma derinliğinin maliyet üzerindeki azaltıcı etkisine baskın olduğu söylenebilir. Aslında 15 m kazı derinliğine sahip 2 ankrajlı palplanş için yapılan analizlere bakıldığında gerekli minimum kesit modülünün neredeyse tamamının LARSEN 23 ve üzerinde çıktığı gözlenmektedir. Fakat 15 m kazı içerisindeki 2 ankrajlı palplanş için yapılan analizler içerisinde sadece bir geometriye ait minimum palplanş kesiti LARSEN 22 çıkmıştır ve bu da optimum maliyete sahip olan kesit olmuştur.

Analizler rijit çözüm kabulü ile yürütüldüğü için, yapılan hesaplamalarda palplanş sistemlerinin deplasmanları dikkate alınmamıştır. Bu nedenle, optimizasyon neticesinde elde edilen optimum maliyete sahip palplanş sistemlerinin deplasman açısından izin verilebilir sınırlar içerisinde kalıp kalmadığı, ilgili palplanş geometrisinin sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesi sonucu incelenebilir. Ayrıca bu çalışmada yapılan kabuller esnetilerek optimizasyon çalışmasının kapsamı genişletilebilir.

KAYNAKLAR

- Aktan, E., 2014. Numerical Analysis of Prestressed Anchored Pile Wall: Shoring System in front of Historic Building in Hilton Istanbul Bomonti Hotel and Conference Center Project. Istanbul Technical University, Graduate School of Science Engineering and Technology, M.Sc. Thesis, 177p, İstanbul.
- Alam, J., Siddiquee, S.A., 2014. A Parametric Study of Anchored Earth Wall by Finite Element Method. KSCE Journal of Civil Engineering, 18(7), 2034-2042.
- Amer, H.A.R., 2013. Effect of Wall Penetration Depth on the Behaviour of Sheet Pile Walls. University of Dayton, M.Sc. Thesis. 145p, Dayton.
- Anderson, D.G., Martin, G.R., Lam, I.P., Wang, J.N., 2008. Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments. NCHRP Report No:611, 137p.
- Arslan, B., Öztoprak, S., 2005. Derin Kazılarda Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemleri İle Ankaster Fore Kazık İksa Sistemlerinin Tasarımı ve Maliyet Karşılaştırması. II. Mühendislik Bilimleri Genç Araştırmacılar Kongresi, 17-19 Kasım, İstanbul, 429-440.
- Aydoğdu, İ., 2017. Comparison of Metaheuristics on Multi Objective (Cost&CO₂) Optimization of RC Cantilever Retaining Walls. Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilim Dergisi, 23(3), 221-231.
- Bhanuchitra, M., Prusty, S.B., 2010. Optimal Design of the Shoring System: A Parametric Study. Indian Geotechnical Conference, 16-18 Aralık, Mumbai, 223-227.
- Bilgin, Ö., Erten, M.B., 2009. Analysis of Anchored Sheet Pile Wall Deformations. International Foundation Congress and Equipment Expo, 15-19 March, Orlando, 137-144.
- Bilgin, Ö., 2010. Numerical Studies of Anchored Sheet Pile Wall Behaviour Constructed in Cut and Fill Conditions. Computers and Geotechnics, 37, 399-407.
- Bilgin, Ö., 2012. Lateral Earth Pressure Coefficients for Anchored Sheet Pile Walls. International Journal of Geomechanics, 12(5), 584-595.
- Birand, A., 2006. Duvarlar. Teknik Yayınevi Mühendislik, Mimarlık Yayınları, 175s, Ankara.

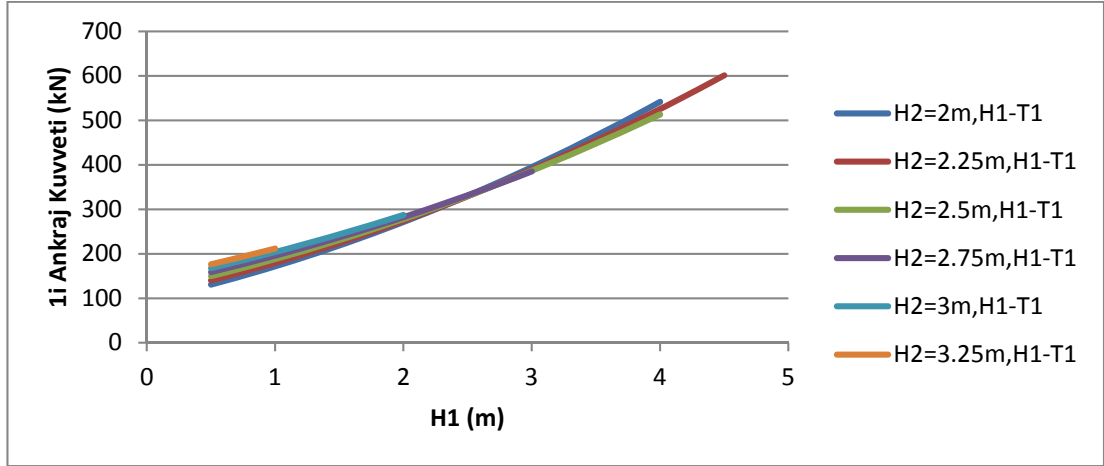
- Bowles, J.E., 1996. Foundation Analysis and Design. Mc Graw-Hill Company Inc, 1207p, Singapore.
- Brooker, E.W., Ireland, H.O., 1965 Earth Pressures at Rest Related to Stress History. Canadian Geotechnical Journal, 2(1), 1-15.
- BS 8081, 1989. British Standard Code of Practice for Ground Anchorages. BSI, London.
- BS 8002, 1994. Code of Practice for Earth Retaining Structures. BSI, London.
- Chu, S.C., 1991. Rankine Analysis of Active and Passive Pressures on Dry Sand. Soils and Foundations, 31(4), 115-120.
- Das, B.M., 2014. Principle of Foundation Engineering 7th Edition. Global Engineering, 919p, United States of America.
- Das, M.R., Das, S.K., 2015. Optimal Design of Sheet Pile Wall Embedded in Clay. The Institution of Engineers, 96(3), 249-258.
- Erdem, K., Karabacak, E., Yasavul, N., Sivrikaya, O., 2015. Derin Kazı Modellemesi ve Maliyet Hesabı. 6. Geoteknik Sempozyumu, 26-27 Kasım 2015, Adana, 944-955.
- Fenerci, E., 2010. Palplanş Perdeli Derin Kazı Destek Sistemlerinde Zemin Kesiti ve Tasarım Yönteminin Etkisi. Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 106, Sakarya.
- Ghazaly, Z. M., Rahim, M.A., Hiung, V.K., Isa, N.F., Sofri, L.A., 2016. The Effect of Construction Stage on the Development of Retaining Wall. International Conference on Advanced Materials Engineering and Technology V, 8-9 December, Kaohsiung City, doi: 10.1063/1.4981835.
- Implemenia Spezialtiefbau, 2018. Diaphragm Walls, Cut-off Walls and Slurry Walls. Erişim Tarihi: 29.05.2018. http://www.spezialtiefbau.implenia.com/fileadmin/con-spezialtiefbau/prospekte/englisch/Diaphragm_walls_Cu-off_walls_and_slurry_walls.pdf
- Jaky, J., 1944. The Coefficient of Earth Pressure at Rest. Journal for the Society of Hungarian Architects and Engineers, 355-358.
- Mayne, P.W., Kulhawy, F.H., 1982. K_0 -OCR Relationships in Soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 108, 851-872.
- Kayhan, A.H., Demir, A., 2018. Statik ve Dinamik Yüklere Maruz Betonarme Konsol İstinat Duvarlarının Diferansiyel Gelişim Algoritması ile Optimum Tasarımı. Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilim Dergisi, 24(3), 403-412.
- Lopez, S., Sanhueza, C., Gandia, G., 2017. Anchored Piles Deep Excavations: A Case Study. 16th World Conference on Earthquake, 9-13 January, Santiago Chile, 1-11.

- Mahdi, İ.M., Ebid, A.M., 2015. Optimum Penetration Depth of Cantilever Sheet Pile Walls in Dry Granular Soil Based on Reliability Analysis Concept And Its Impact on the Shoring System Cost. *International Journal of Application or Innovation in Engineering & Management*, 4(5), 11-21.
- NAVFAC DM-7.02, 1986. *Analysis of Walls and Retaining Structures*, NAVFAC, Virginia.
- Ou, C.Y., 2006. *Deep Excavation Theory and Practice*. Taylor and Francis Group, 532p, London.
- Örnek, M., Laman, M., Yıldız, A., Demir, A., Tekinsoy, M.A., 2007. Ankrajlı İksa Sistemlerinin Sayısal Analizi. 2. Geoteknik Sempozyumu, 22-23 Kasım, Adana, 216-229.
- Özaydın, K., 2016. *Zemin Mekaniği*. Birsen Yayınevi, 327s, İstanbul.
- Öztürk, H.T., Dede, T., 2017. Payandalı Betonarme İstinat Duvarlarının Jaya Algoritmasıyla Optimum Tasarımı. 7. Geoteknik Sempozyumu, 22-23-24 Kasım, İstanbul, 939-950.
- Peck, R.B., 1969. *Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground*. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 225-290.
- Plaxis 3D Foundation Tutorial Manual Version 2, 2007.
- Ranjan, G., Rao, A.S.R., 2000. *Basic and Applied Soil Mechanics 2nd Edition*. New Age International (P) Ltd. Publishers, 762p, New Delhi.
- Sabatini, P.J., Pass, D.G., Bachus, R.C., 1999. *Geotechnical Engineering Circular No 7 Ground Anchors and Anchored Systems*. FHWA-IF-99-015, 304p.
- Terzaghi, K. Peck, R.B., 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, New York.
- Tschebotarioff, G.P., 1951. *Foundations, Retaining and Earth Structures*, McGraw-Hill, New York.
- Yıldırım, S., 2004. *Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı*. Birsen Yayınevi, 472s, İstanbul.

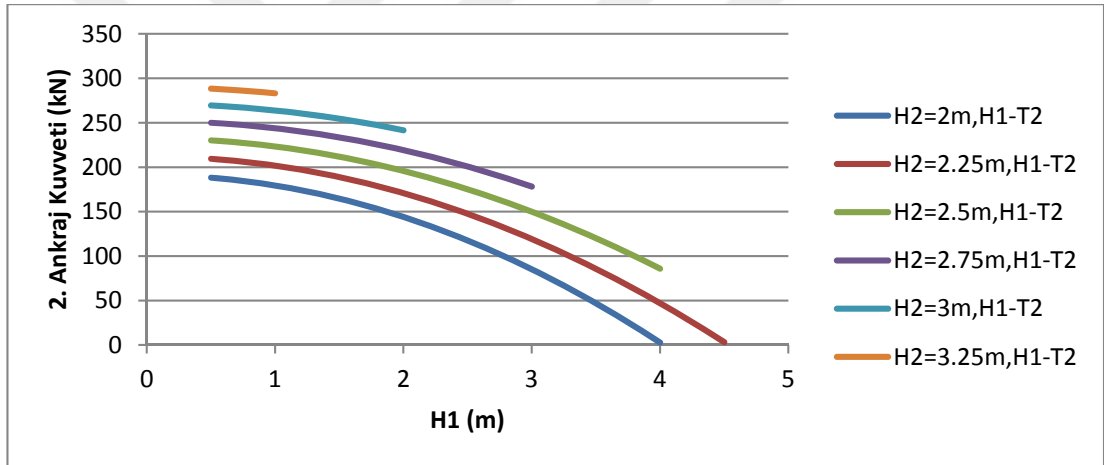
EKLER
EK A. Grafikler



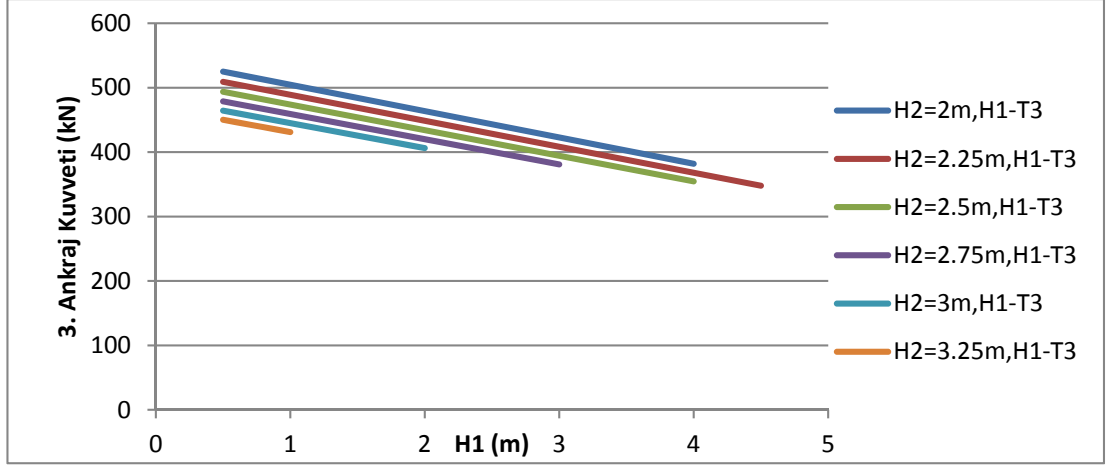
EK A. Grafikler



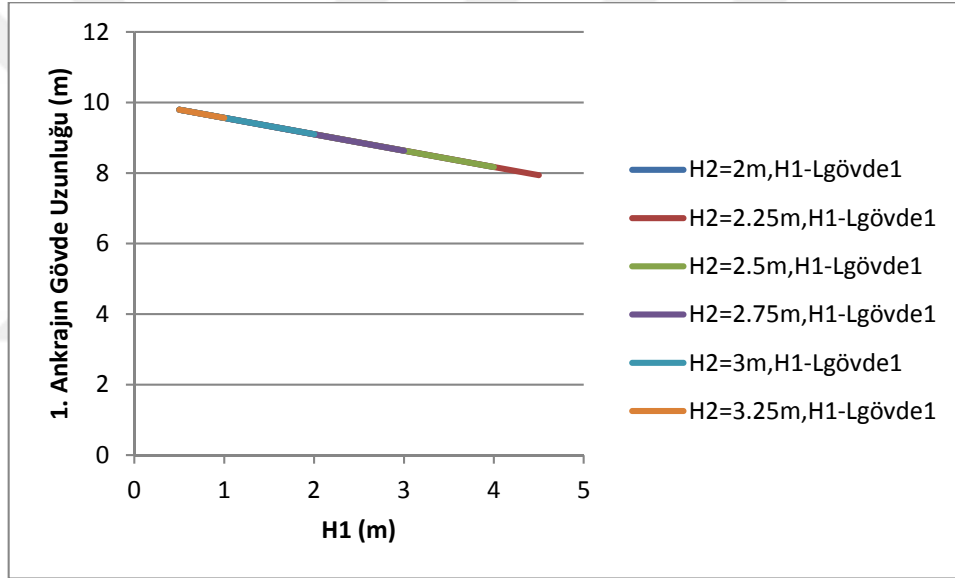
Şekil A.1. $H=15$ m ve $n=3$ olan palplanşta ankrājların düşey mesafelerinin 1. ankrāj kuvvetine etkisi



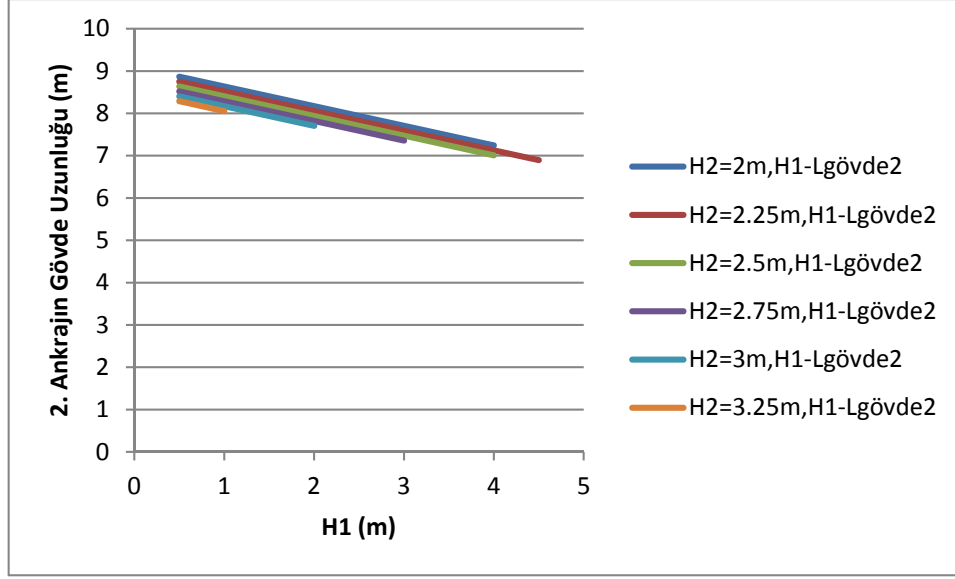
Şekil A.2. $H=15$ m ve $n=3$ olan palplanşta ankrājların düşey mesafelerinin 2. ankrāj kuvvetine etkisi



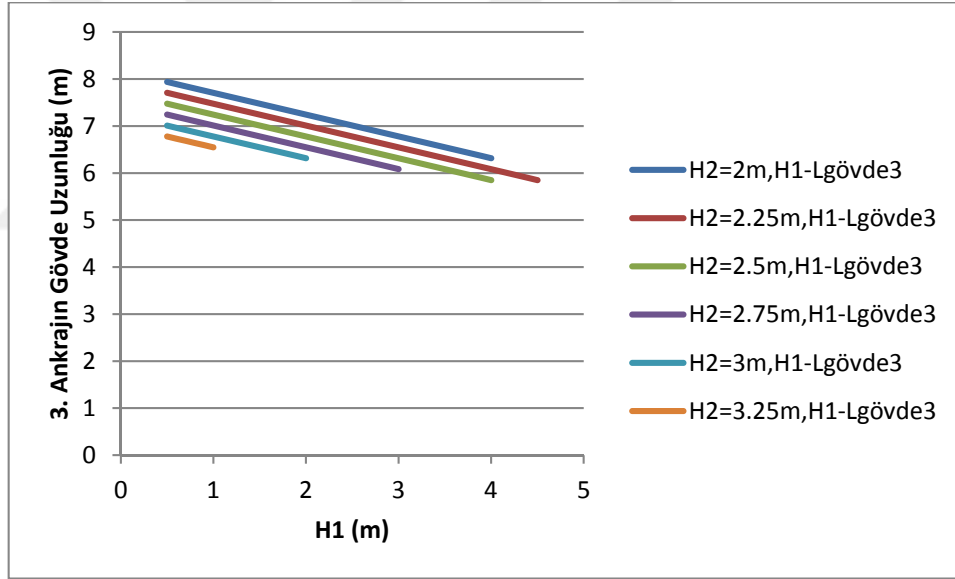
Şekil A.3. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi



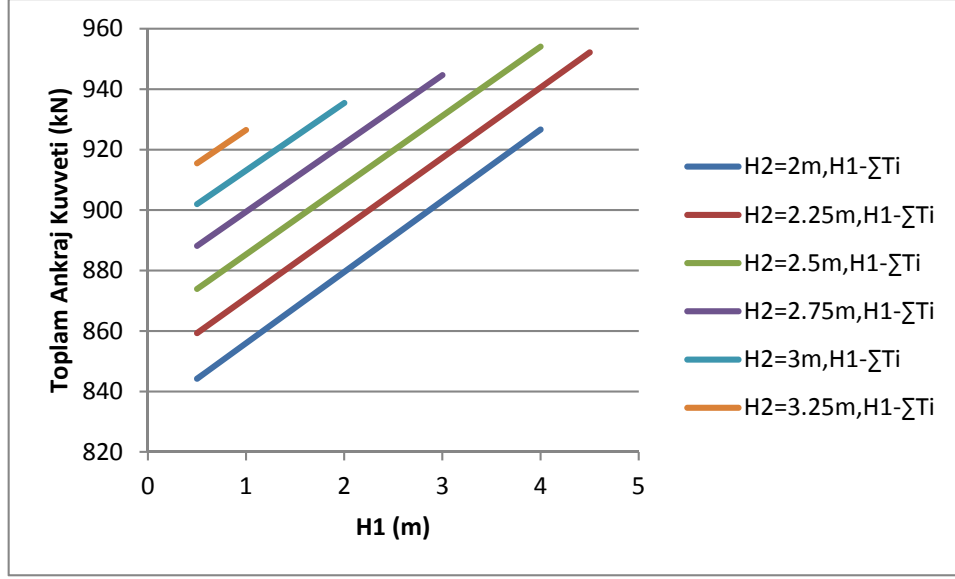
Şekil A.4. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



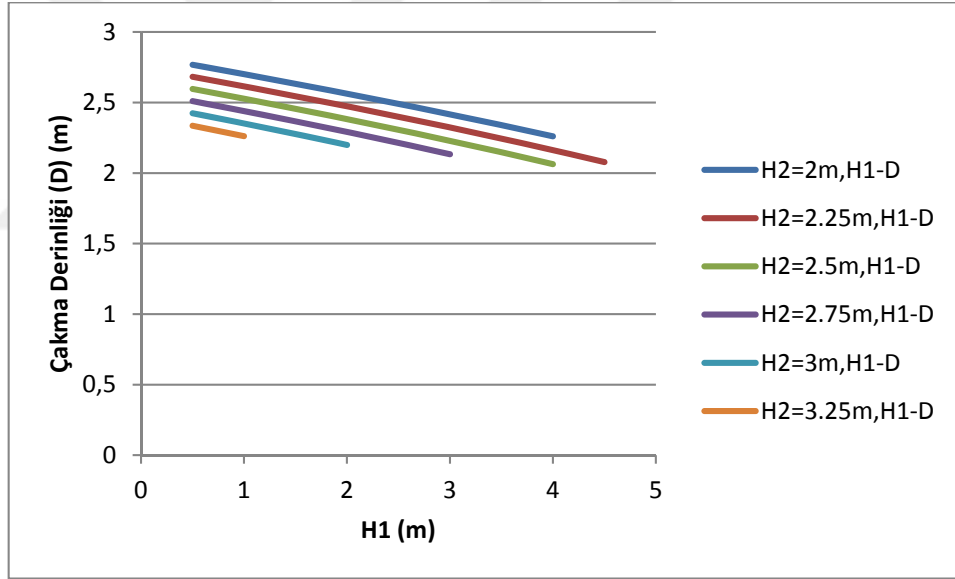
Şekil A.5. H=15 m ve n=3 olan palplanşa ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrain minimum gövde uzunluğuna etkisi



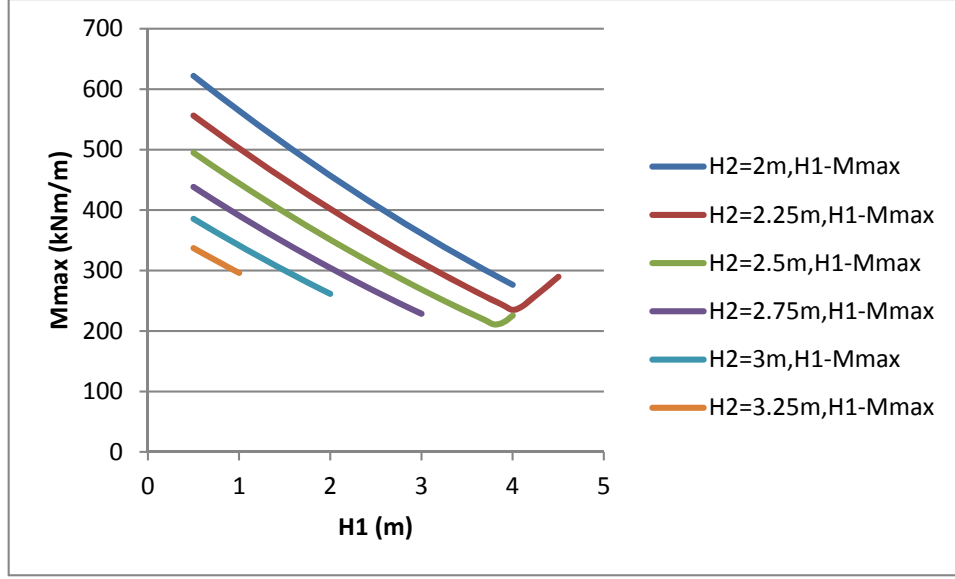
Şekil A.6. H=15 m ve n=3 olan palplanşa ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrain minimum gövde uzunluğuna etkisi



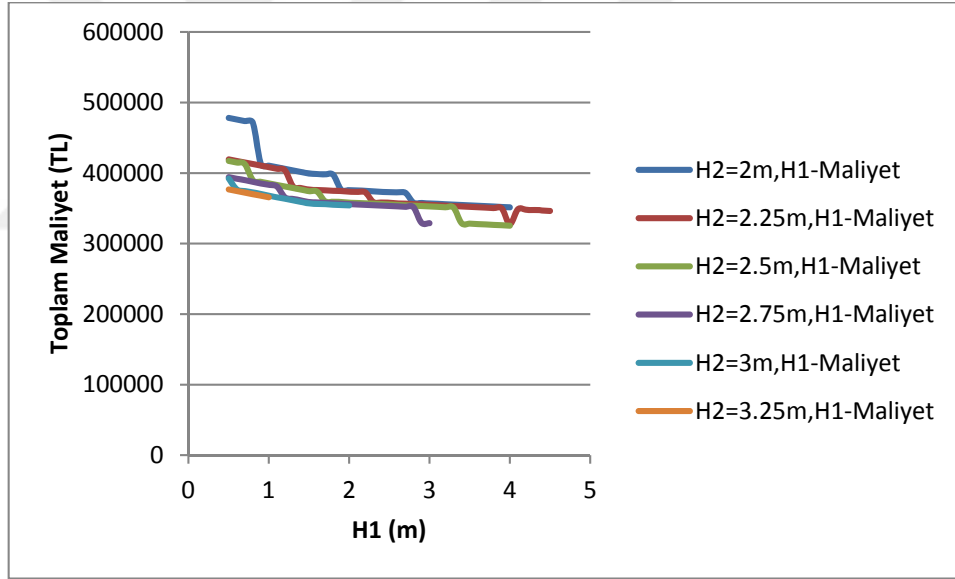
Şekil A.7. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi



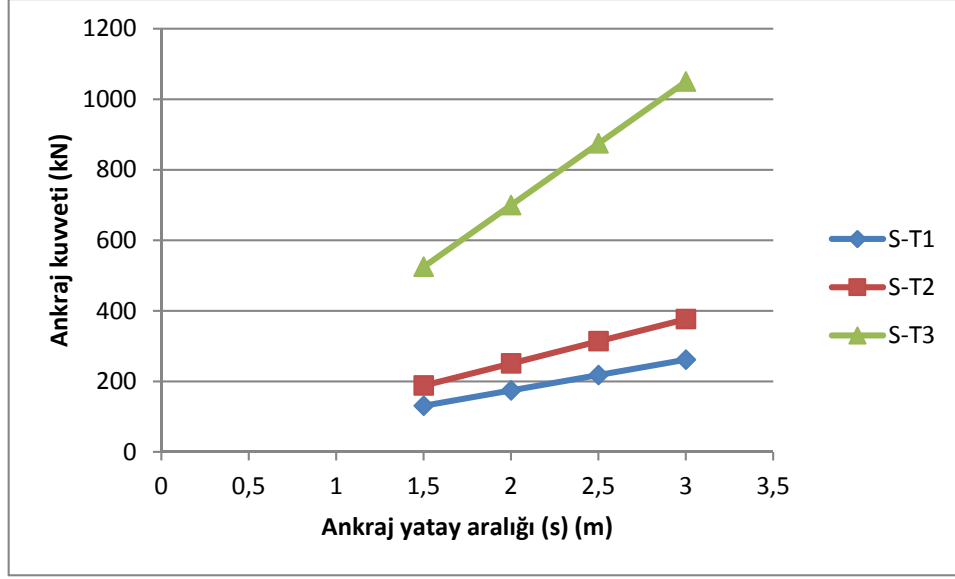
Şekil A.8. H=15 m ve n=3 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi



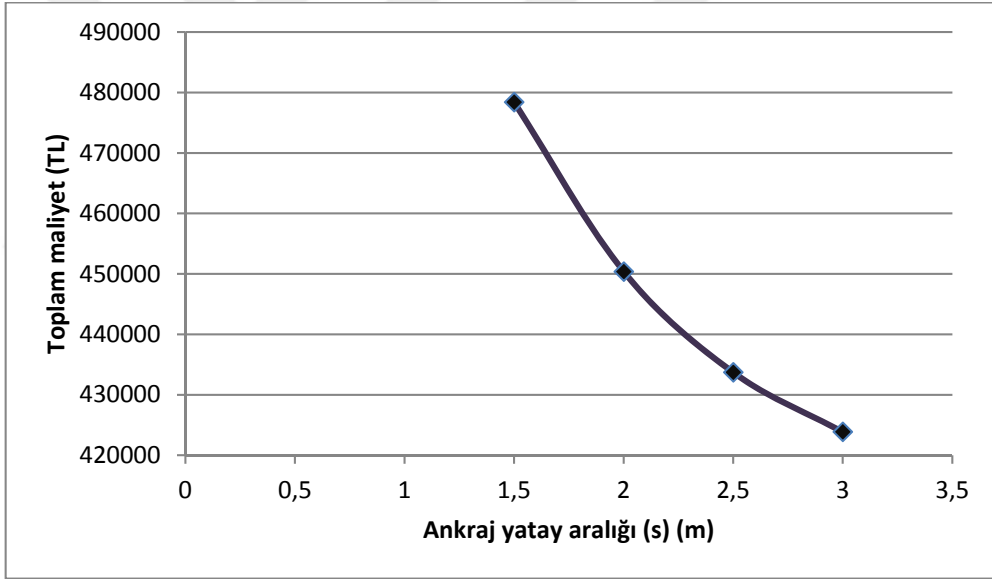
Şekil A.9. H=15 m ve n=3 olan palplanşa, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi



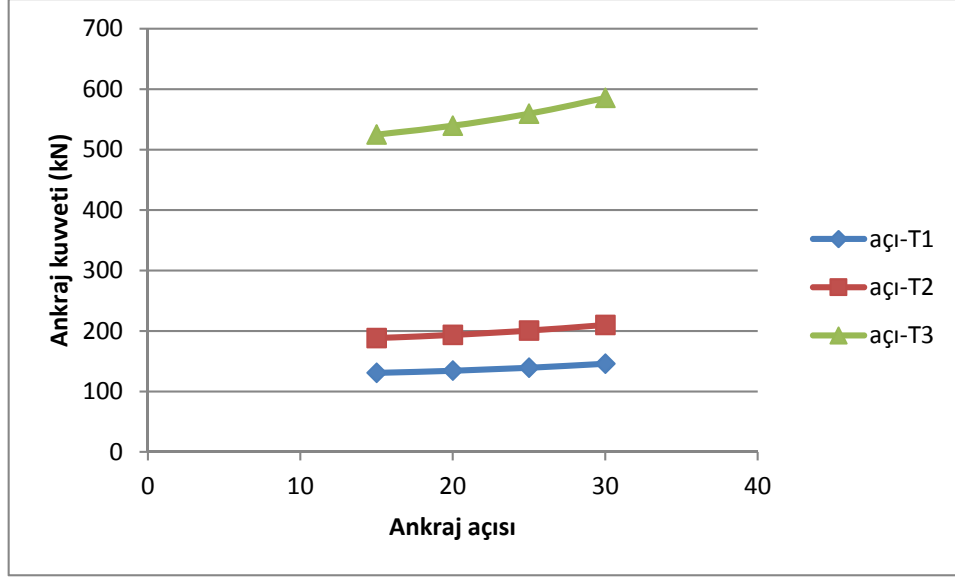
Şekil A.10. H=15 m ve n=3 olan palplanşa ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



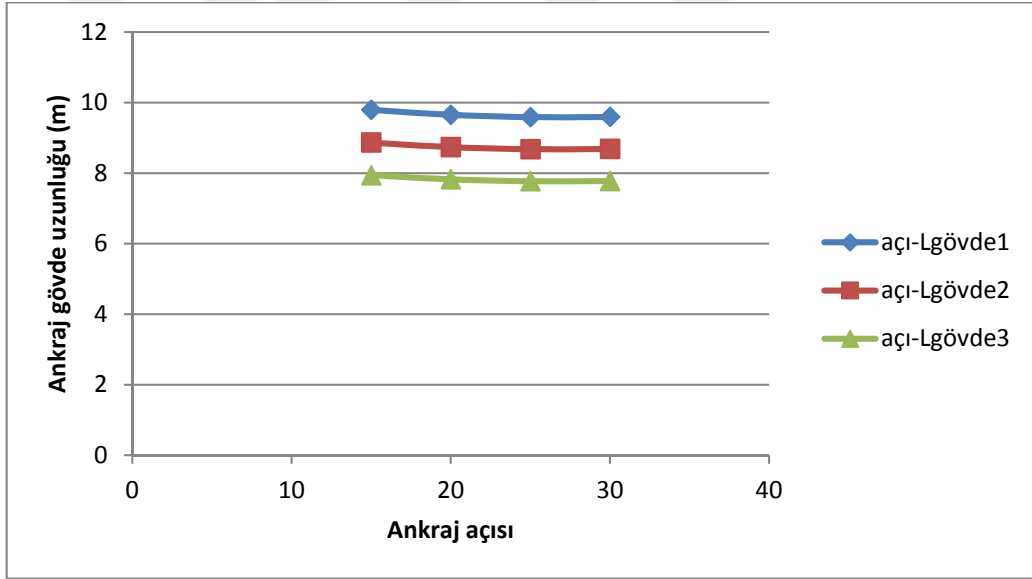
Şekil A.11. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi



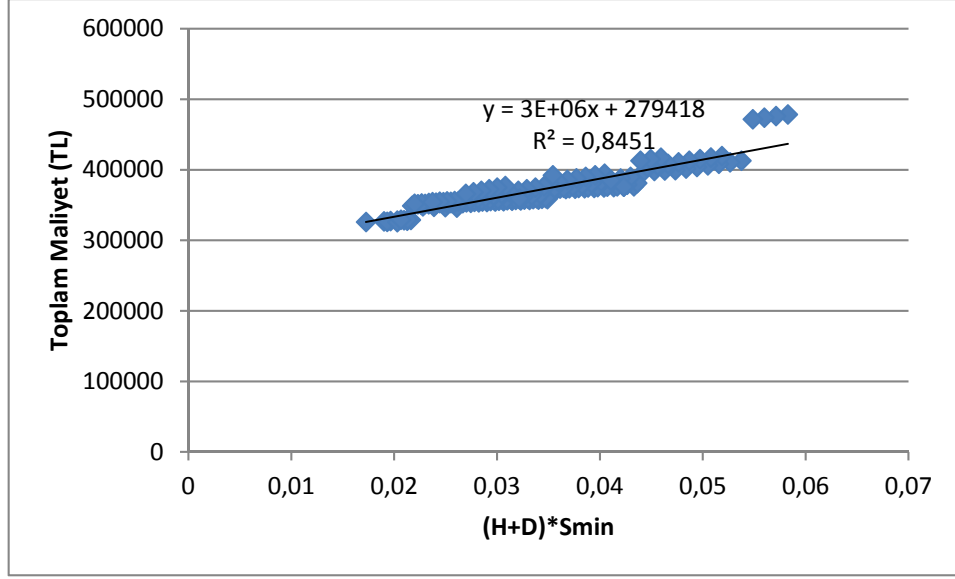
Şekil A.12. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankraj yatay aralığının iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



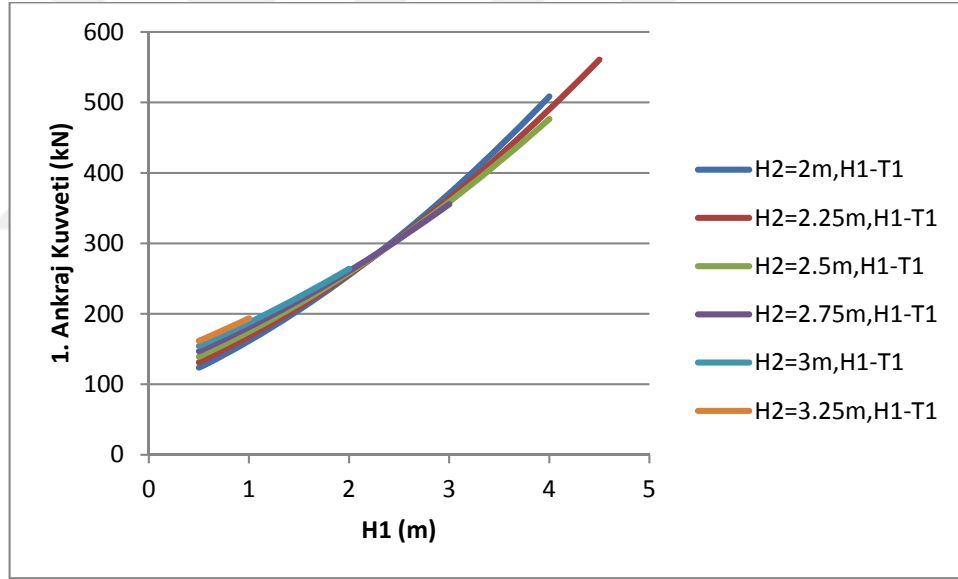
Şekil A.13. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi



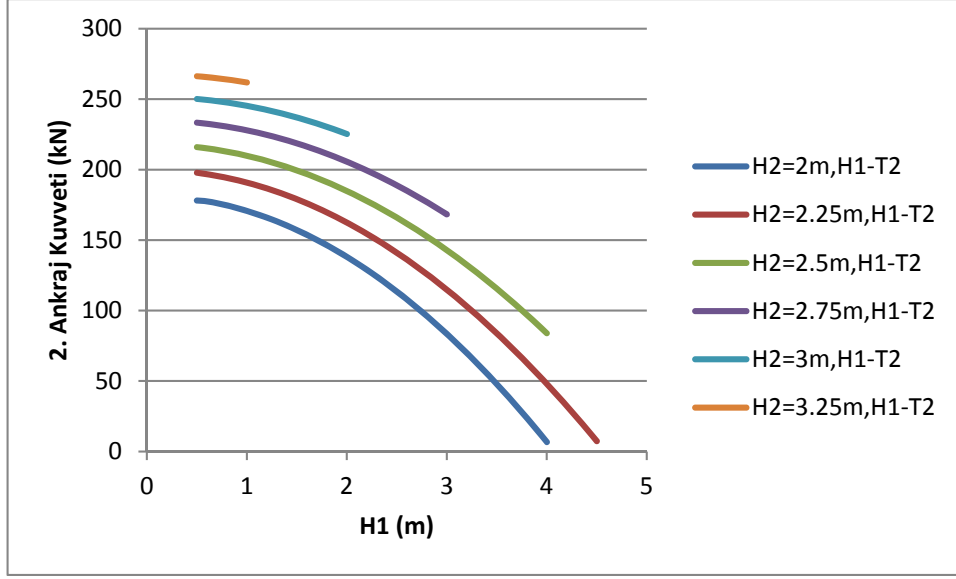
Şekil A.14. H=15 m ve n=3 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi



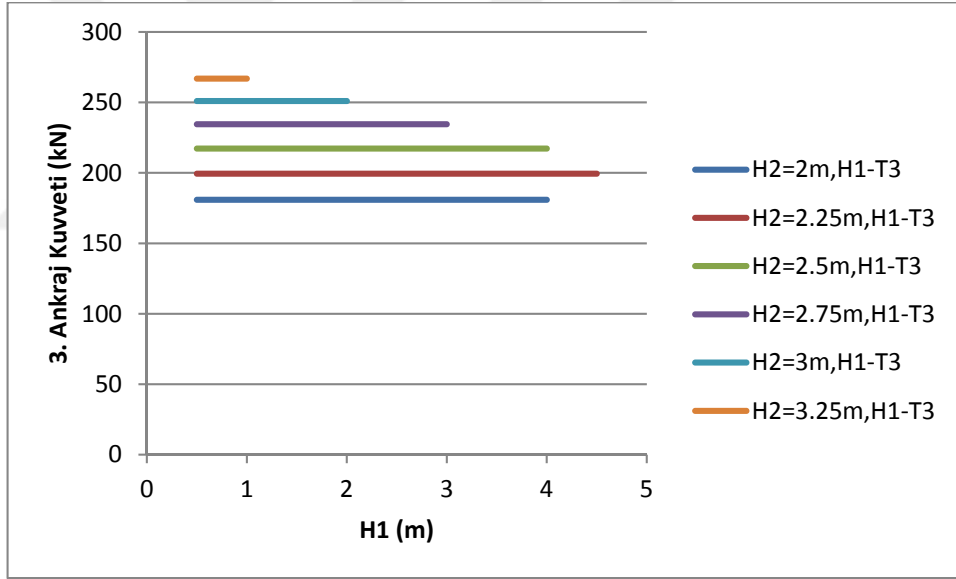
Şekil A.15. H=15 m ve n=3 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



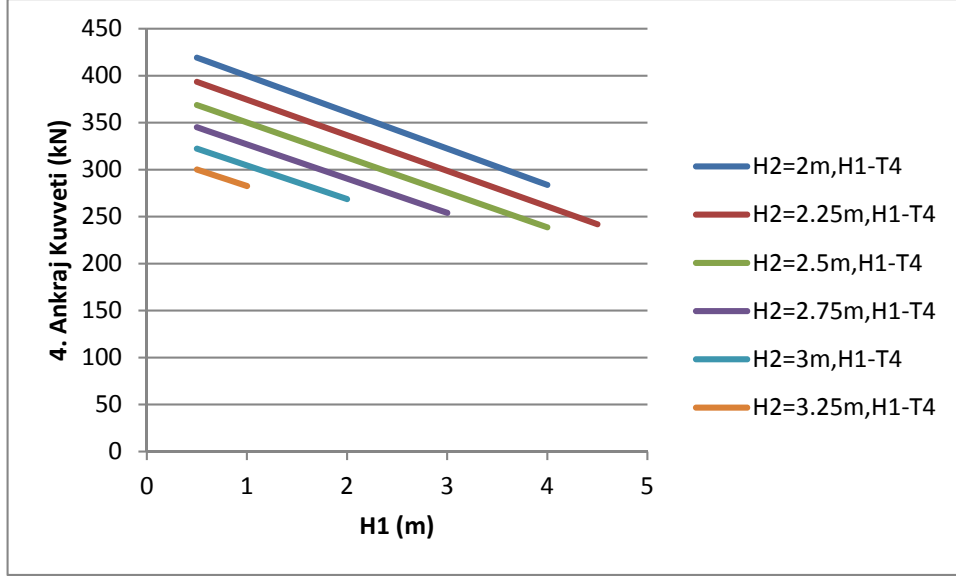
Şekil A.16. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi



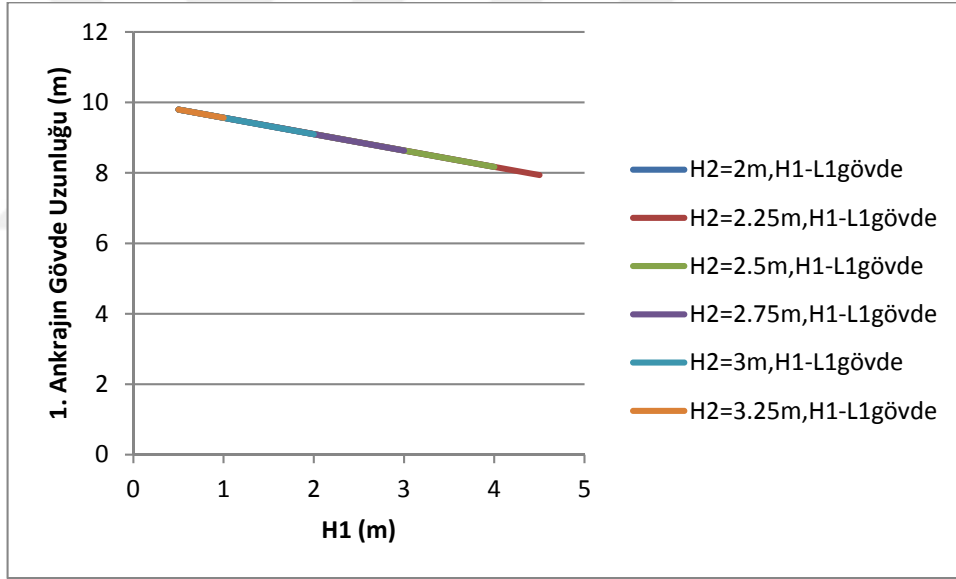
Şekil A.17. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi



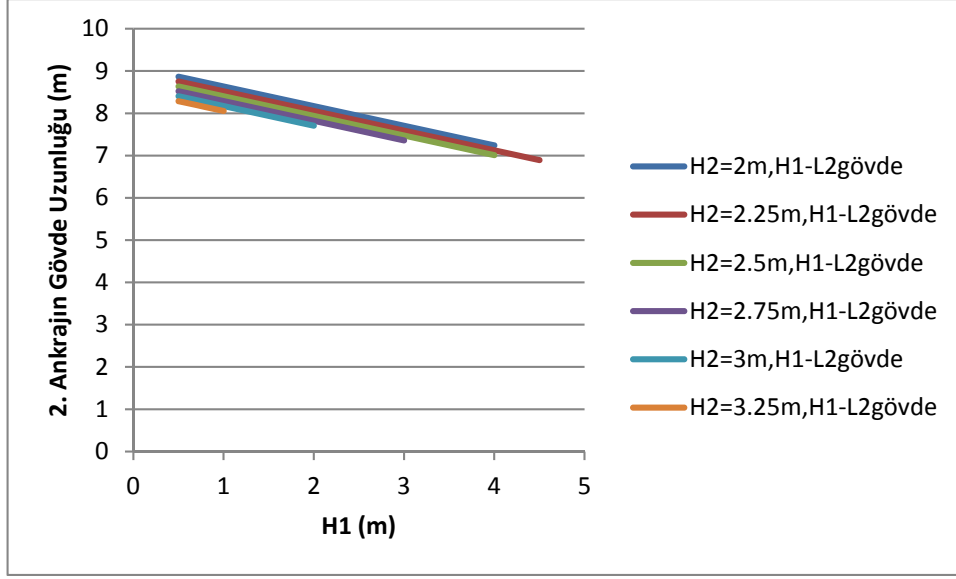
Şekil A.18. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi



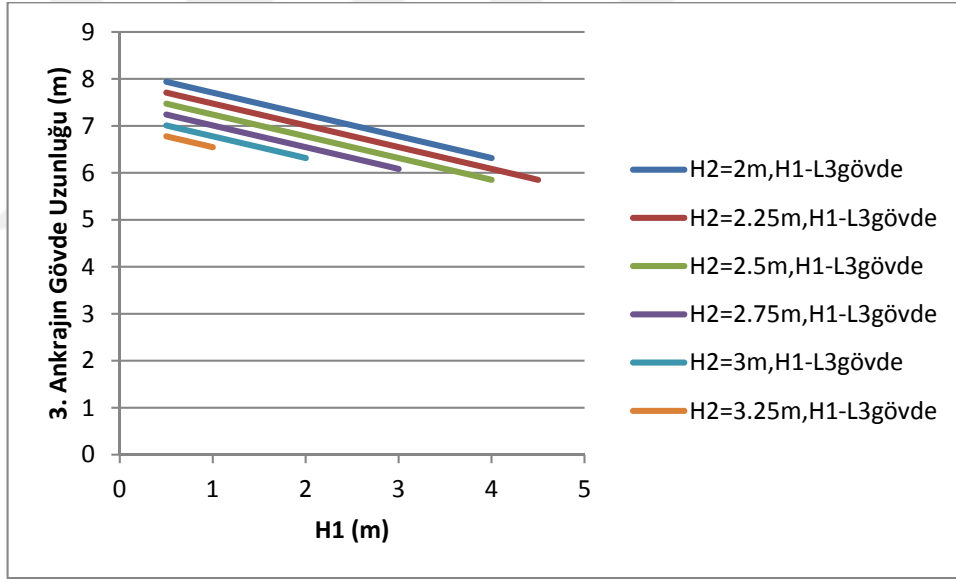
Şekil A.19. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankraj kuvvetine etkisi



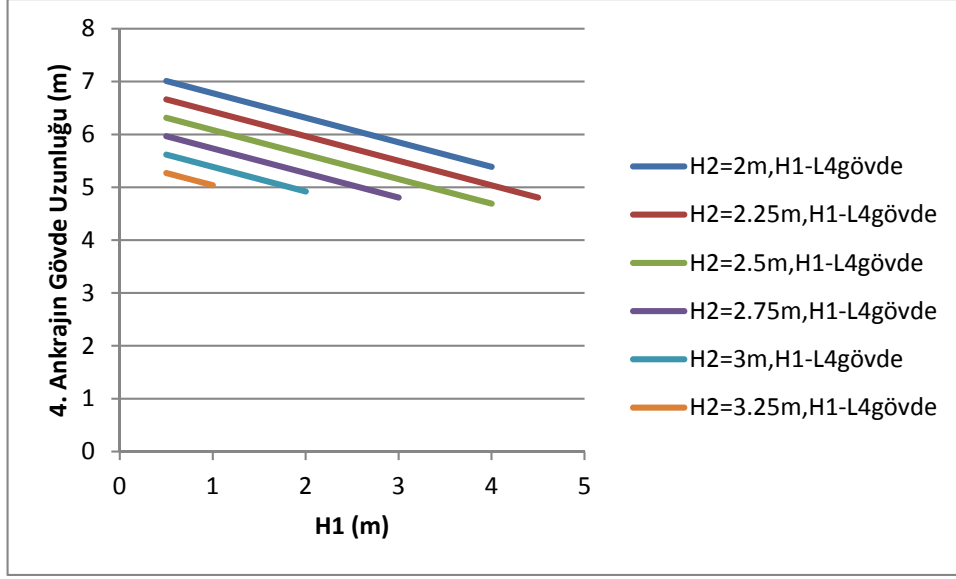
Şekil A.20. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



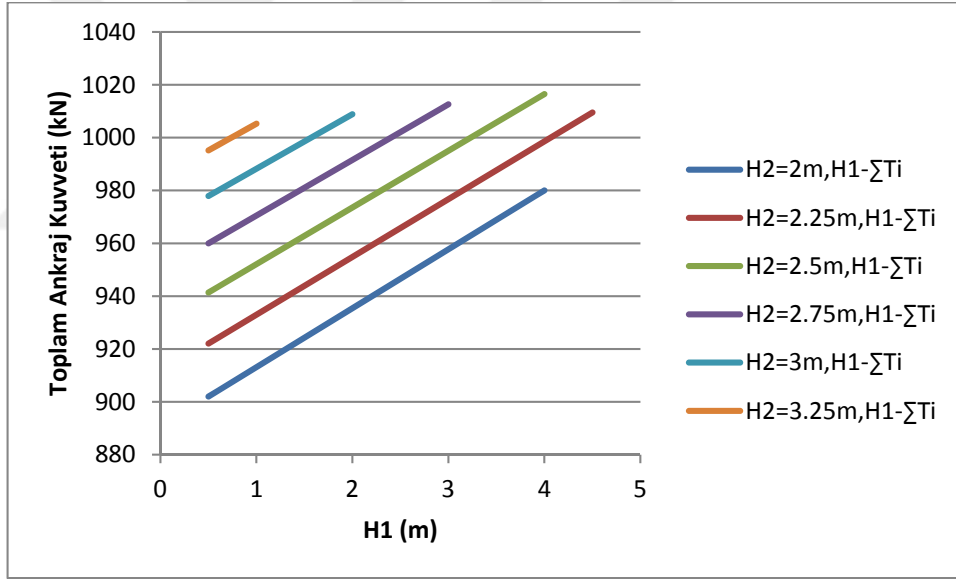
Şekil A.21. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrainın minimum gövde uzunluğuna etkisi



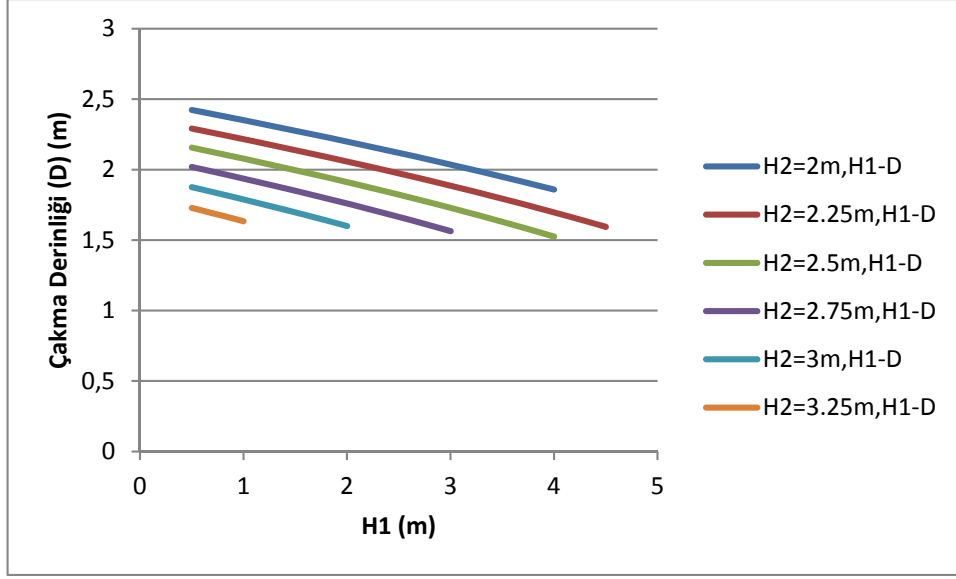
Şekil A.22. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrainın minimum gövde uzunluğuna etkisi



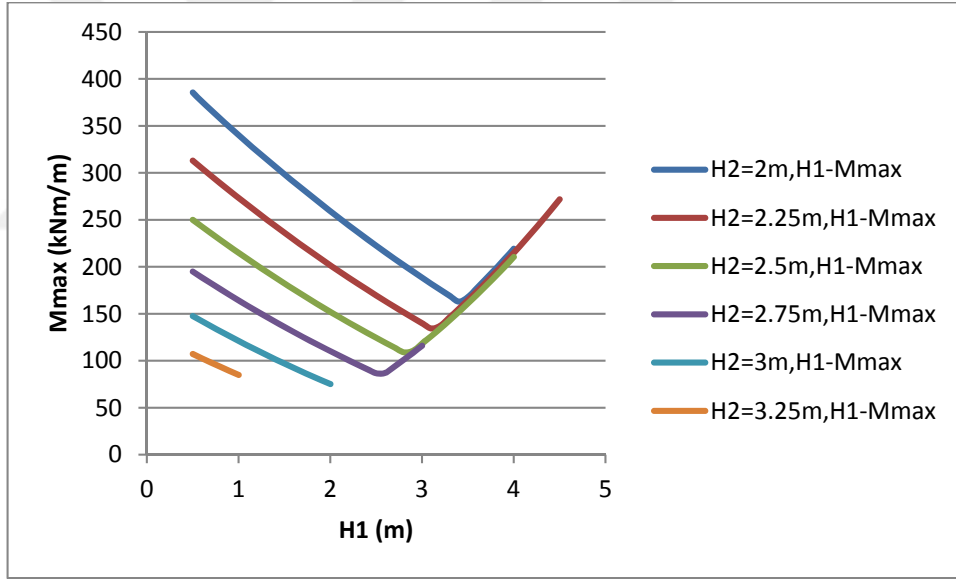
Şekil A.23. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



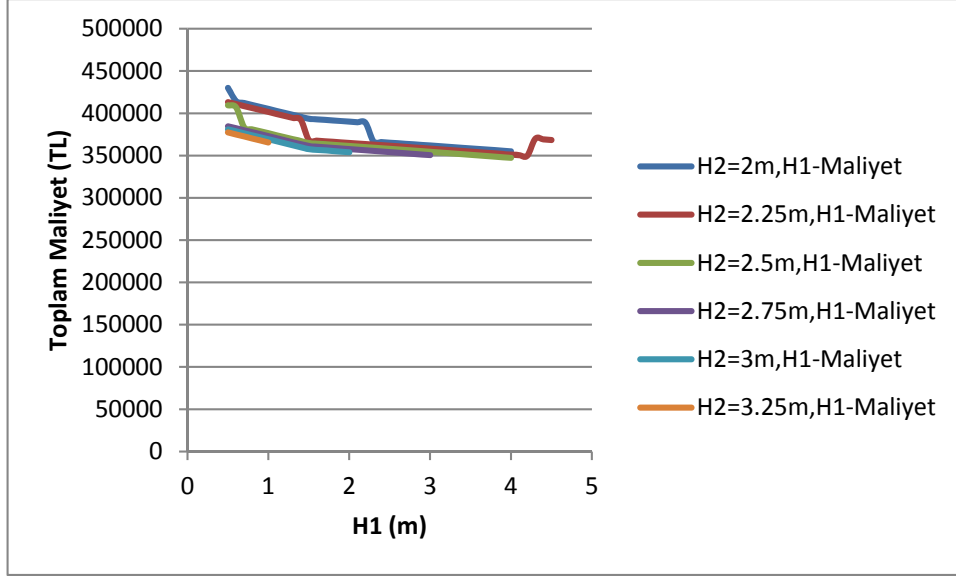
Şekil A.24. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi



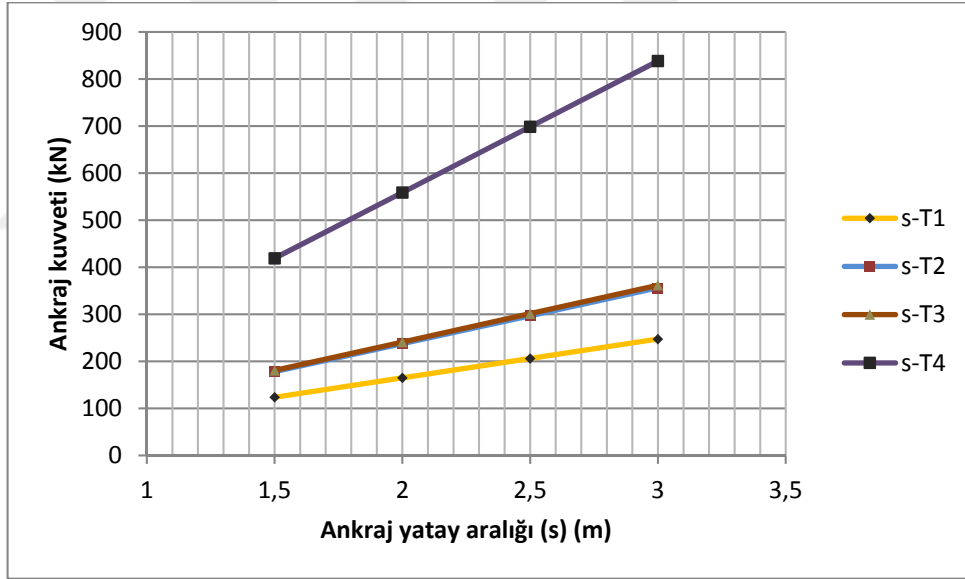
Şekil A.25. H=15 m ve n=4 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi



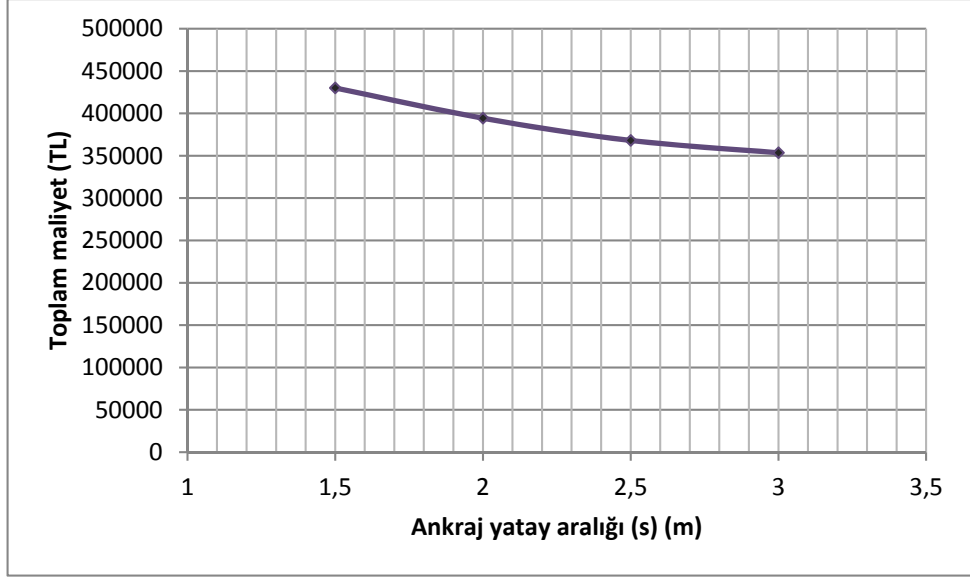
Şekil A.26. H=15 m ve n=4 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi



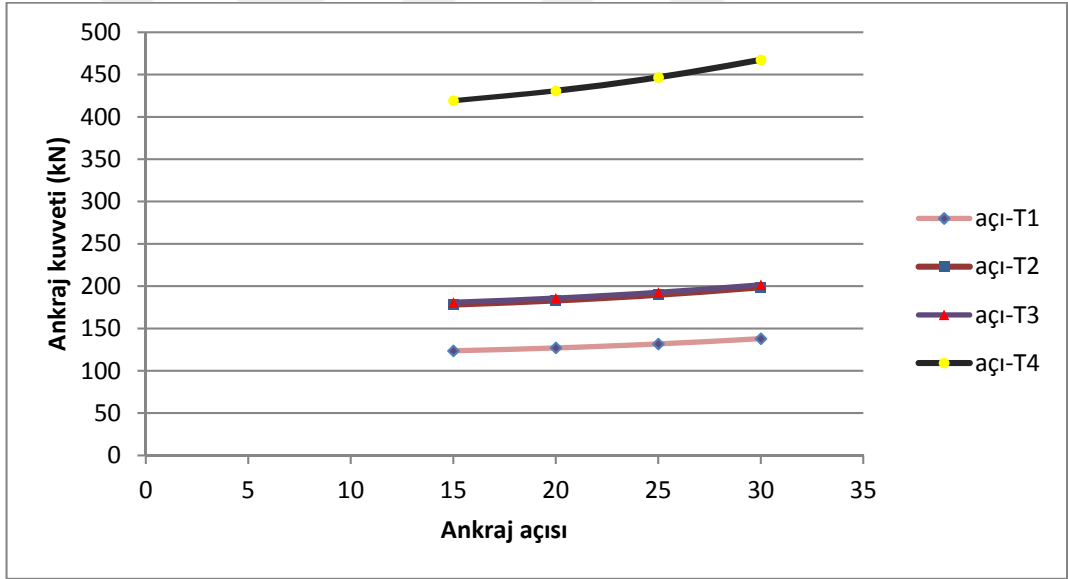
Şekil A.27. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



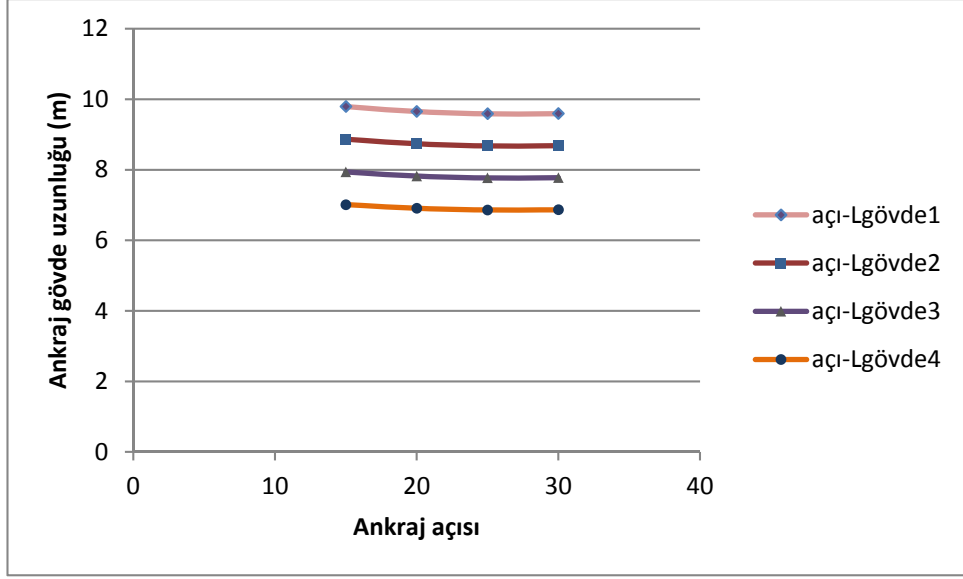
Şekil A.28. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi



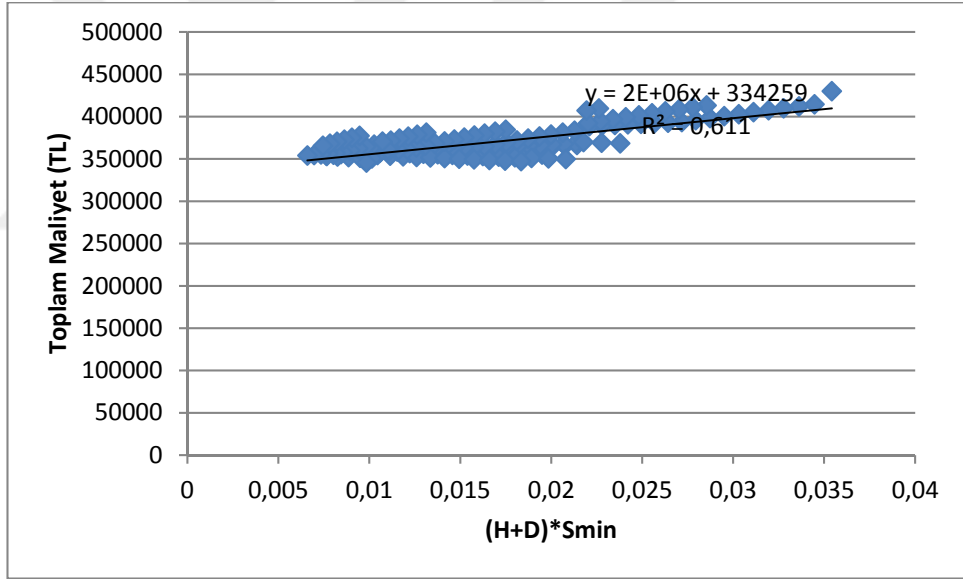
Şekil A.29. H=15 m ve n=4 olan palplanşa ankraj yatay aralığının iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



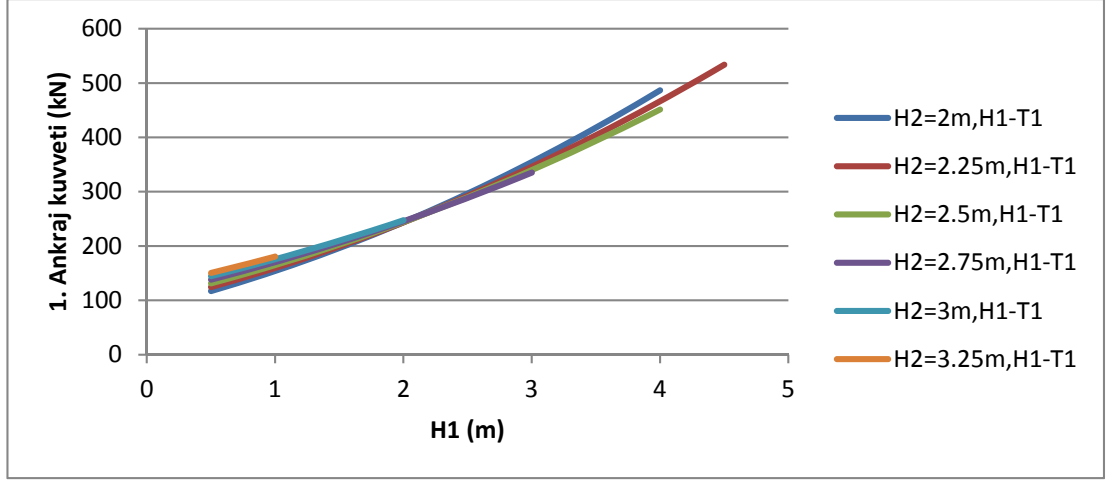
Şekil A.30. H=15 m ve n=4 olan palplanşa ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi



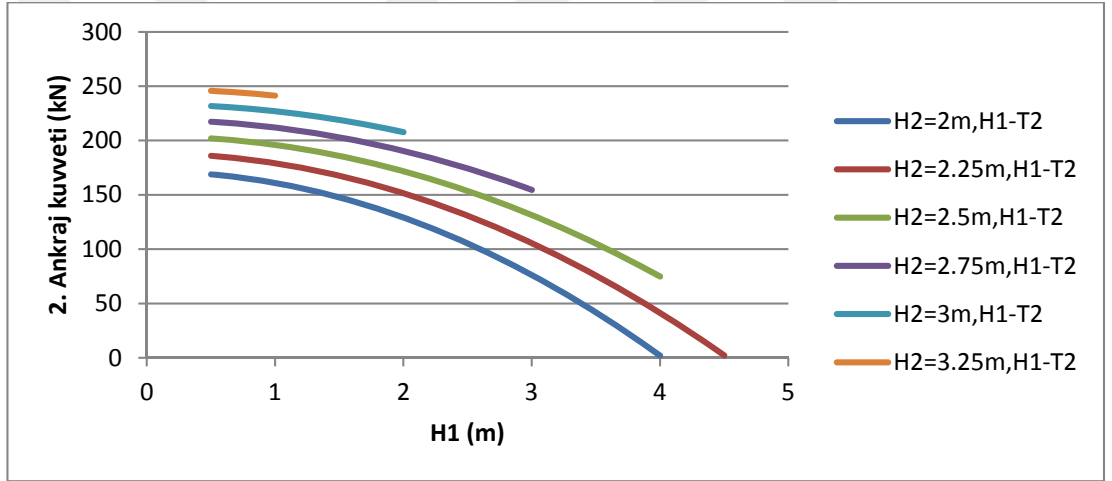
Şekil A.31. H=15 m ve n=4 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi



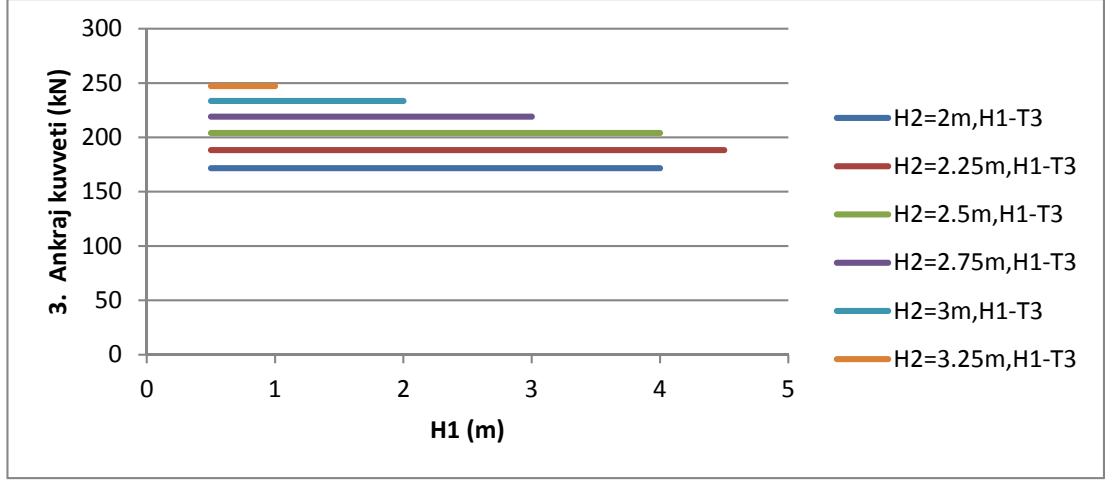
Şekil A.32. H=15 m ve n=4 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



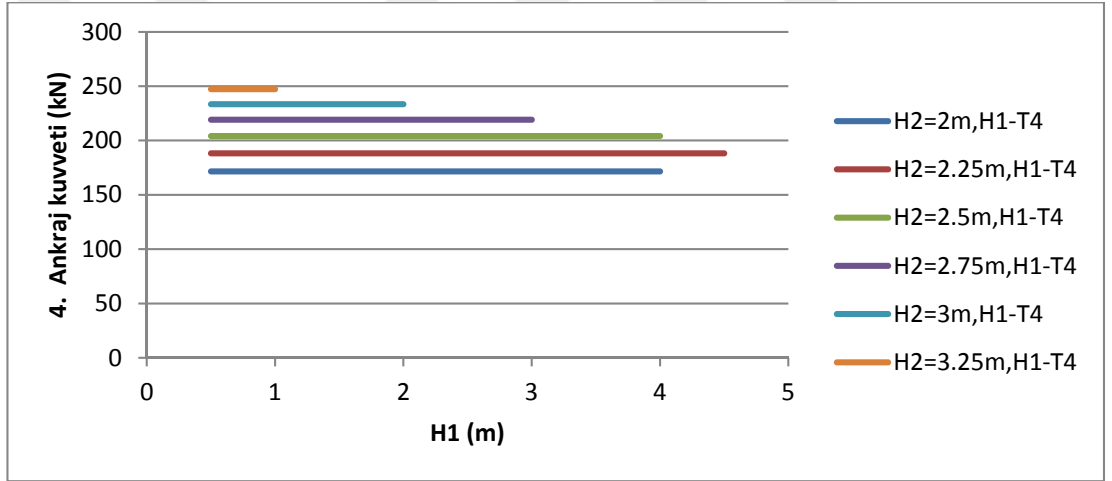
Şekil A.33. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi



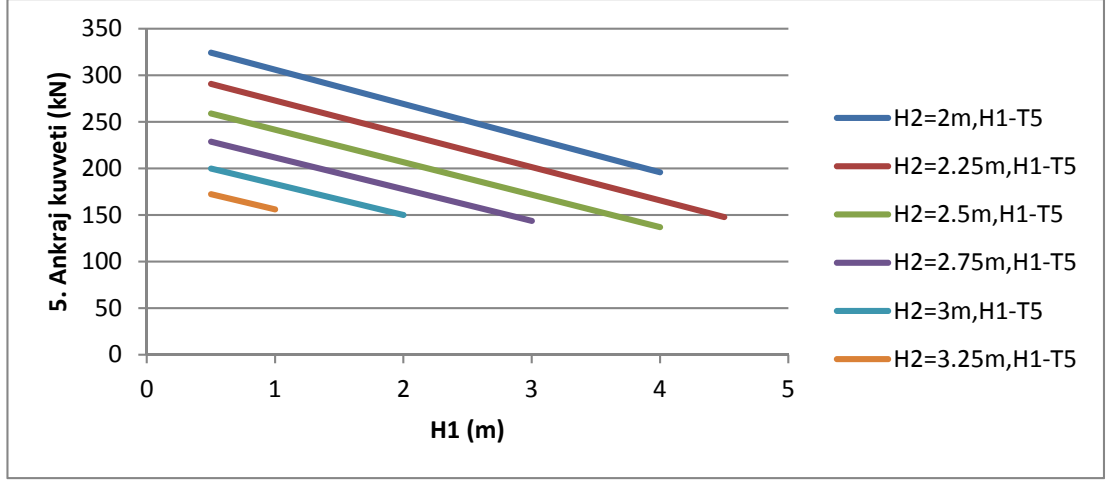
Şekil A.34. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi



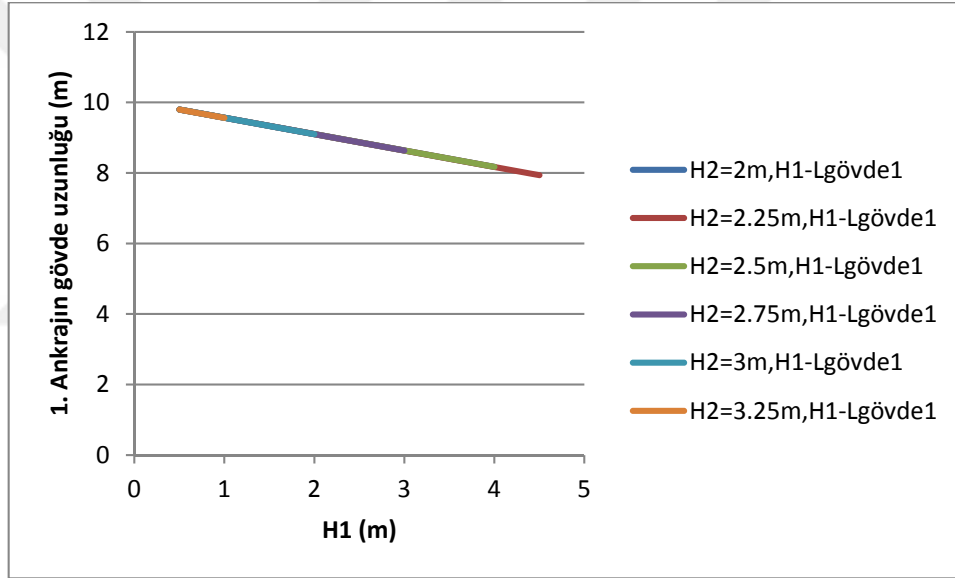
Şekil A.35. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi



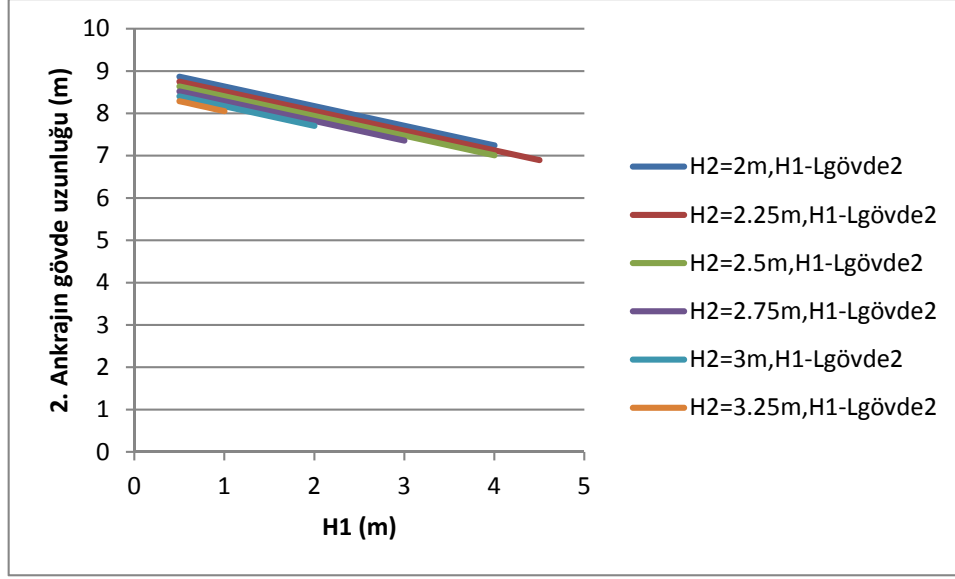
Şekil A.36. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankraj kuvvetine etkisi



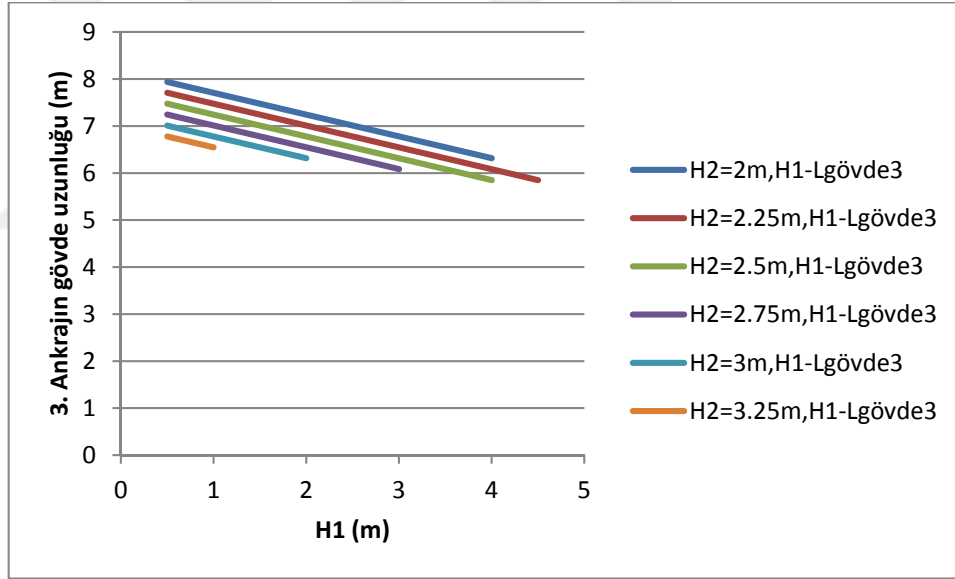
Şekil A.37. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 5. ankrāj kuvvetine etkisi



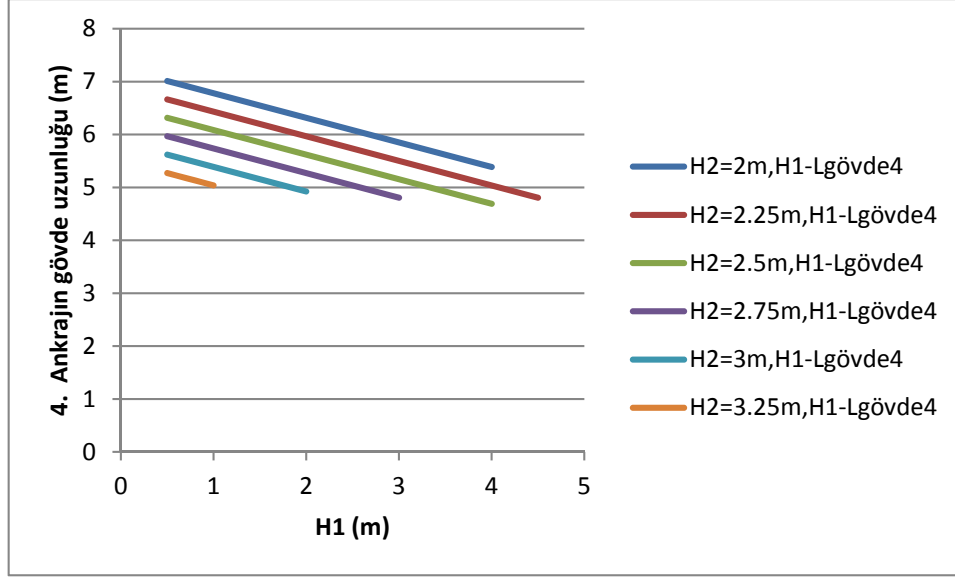
Şekil A.38. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrājın minimum gövde uzunluğuna etkisi



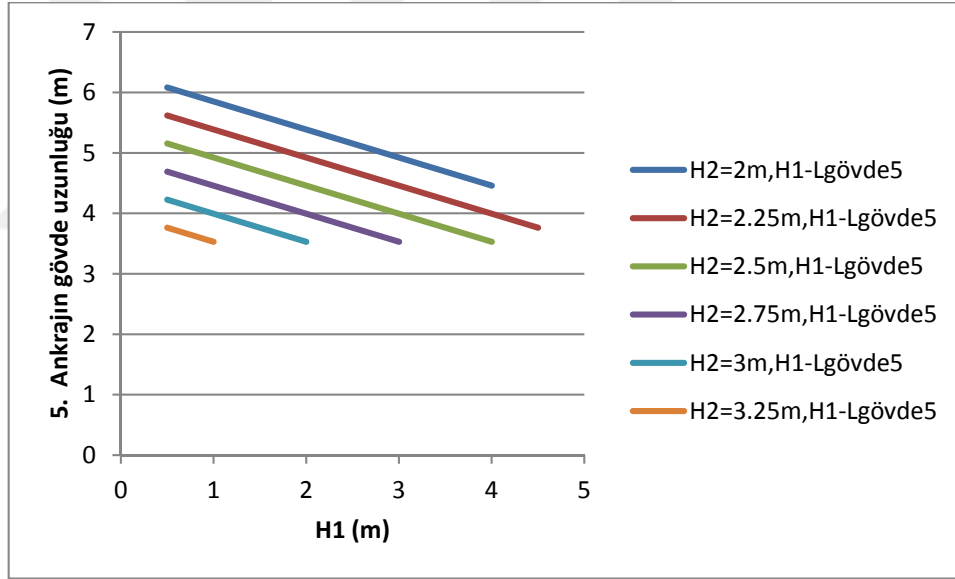
Şekil A.39. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



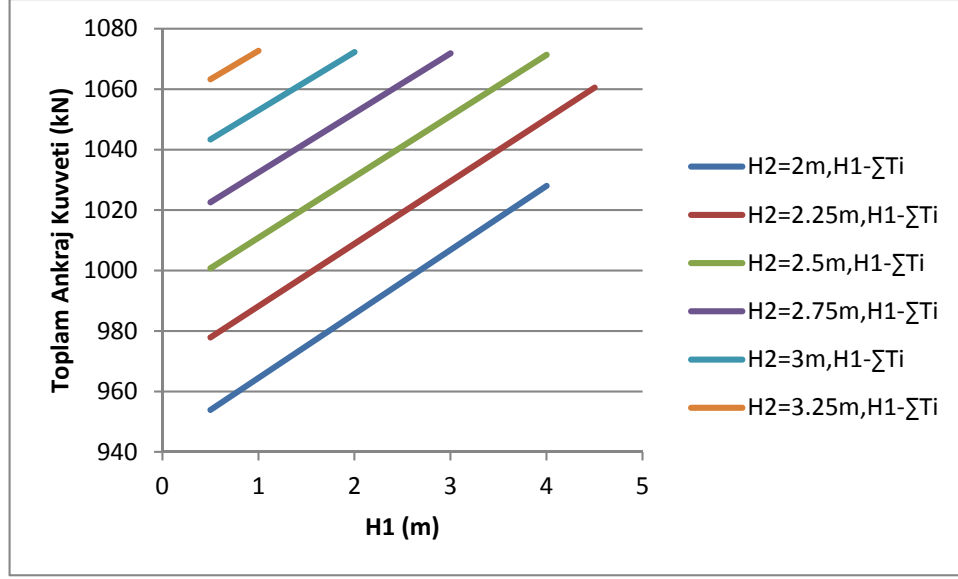
Şekil A.40. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



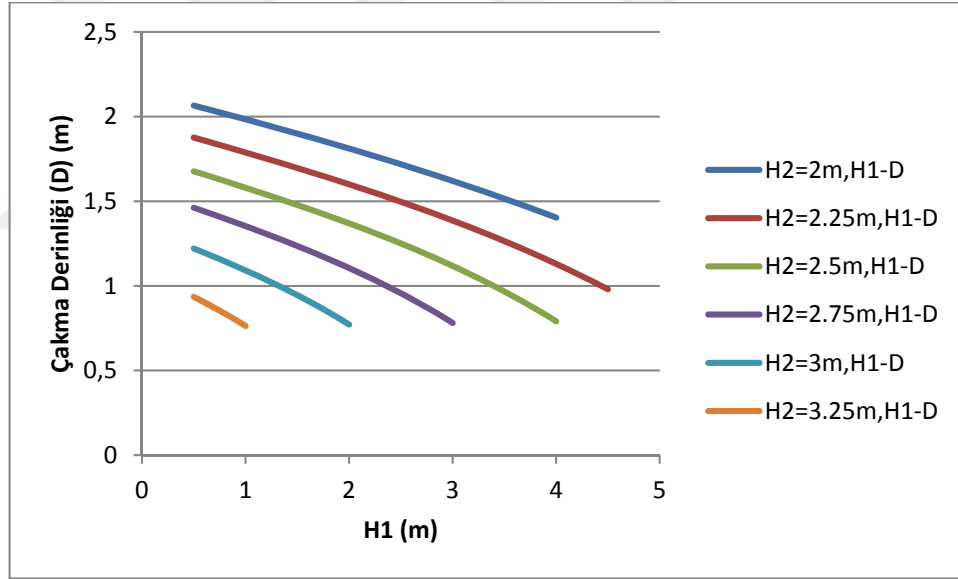
Şekil A.41. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



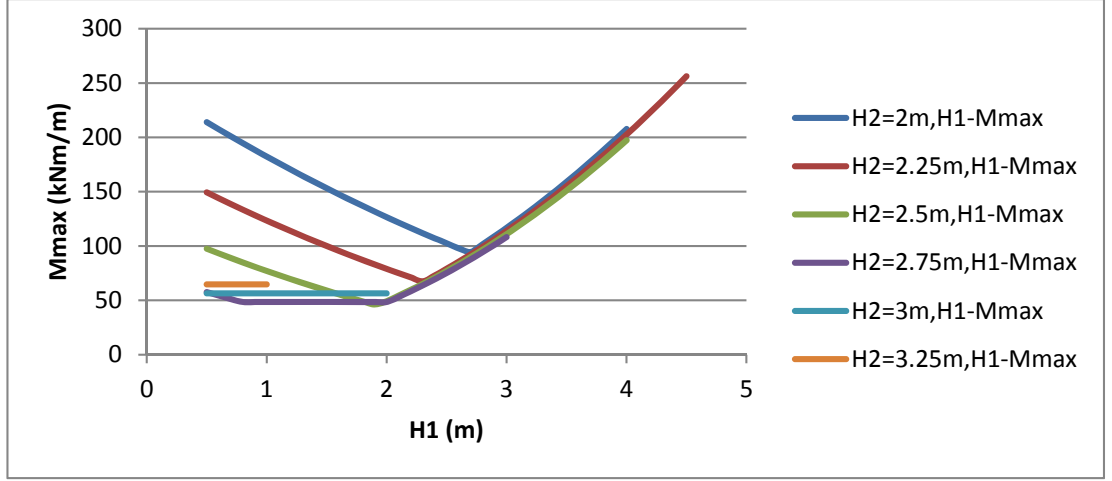
Şekil A.42. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 5. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



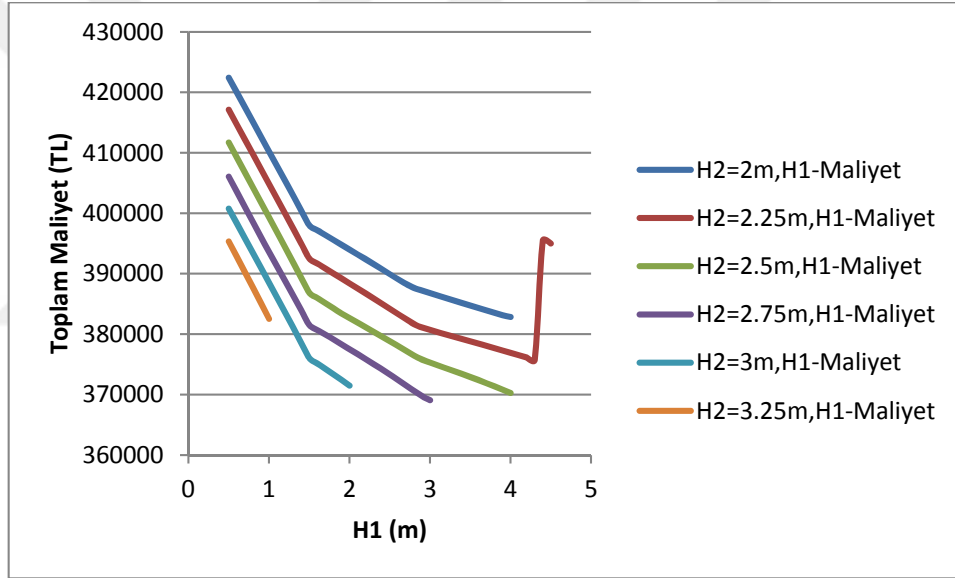
Şekil A.43. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi



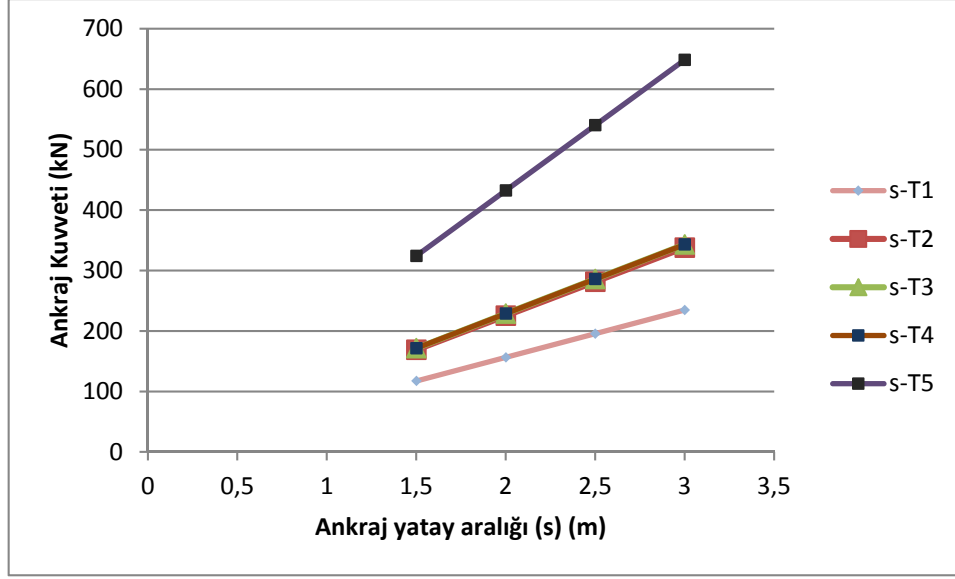
Şekil A.44. H=15 m ve n=5 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi



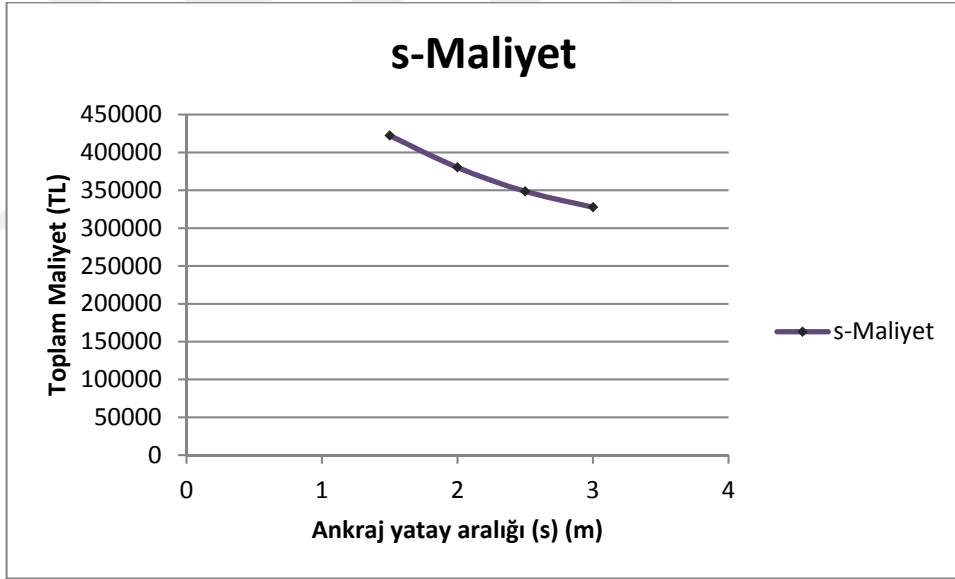
Şekil A.45. H=15 m ve n=5 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi



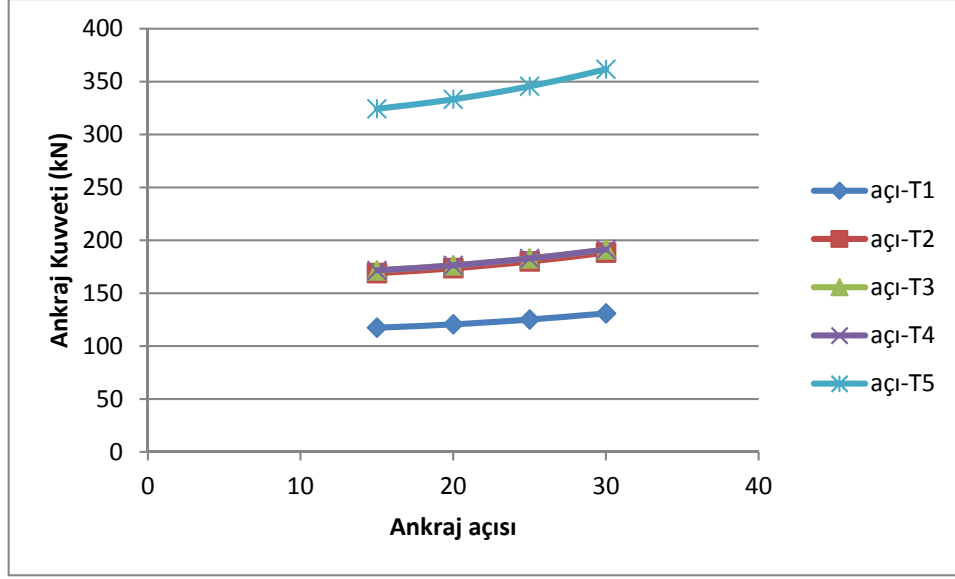
Şekil A.46. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



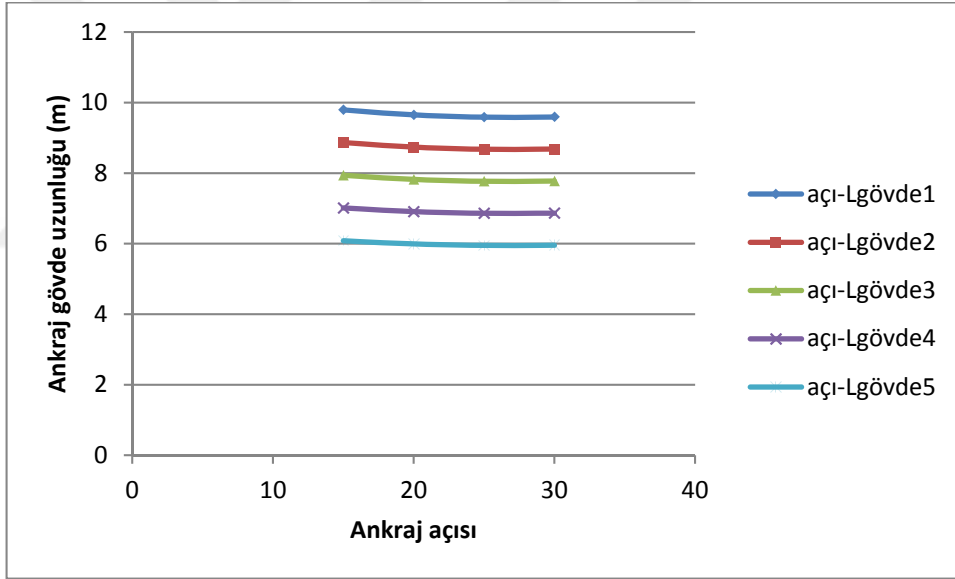
Şekil A.47. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



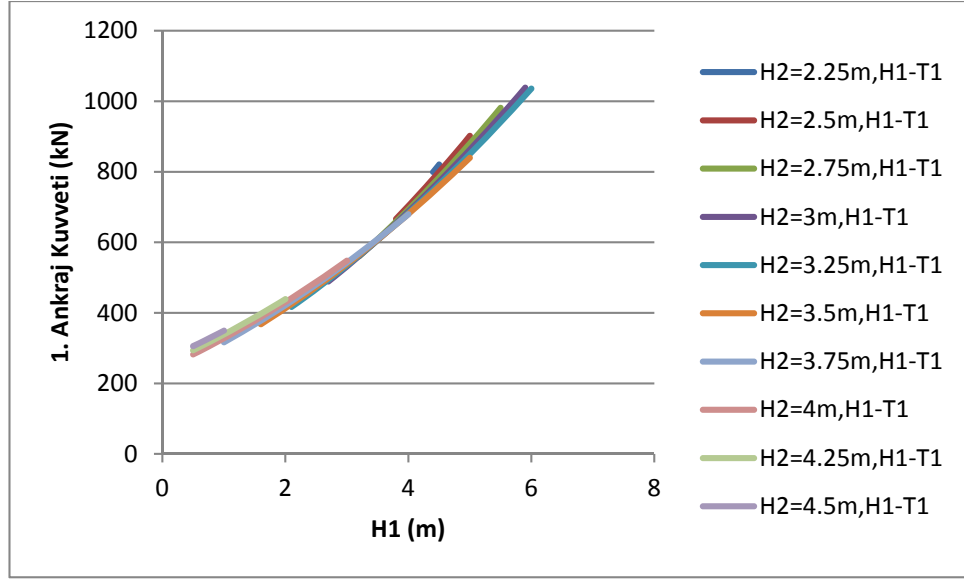
Şekil A.48. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi



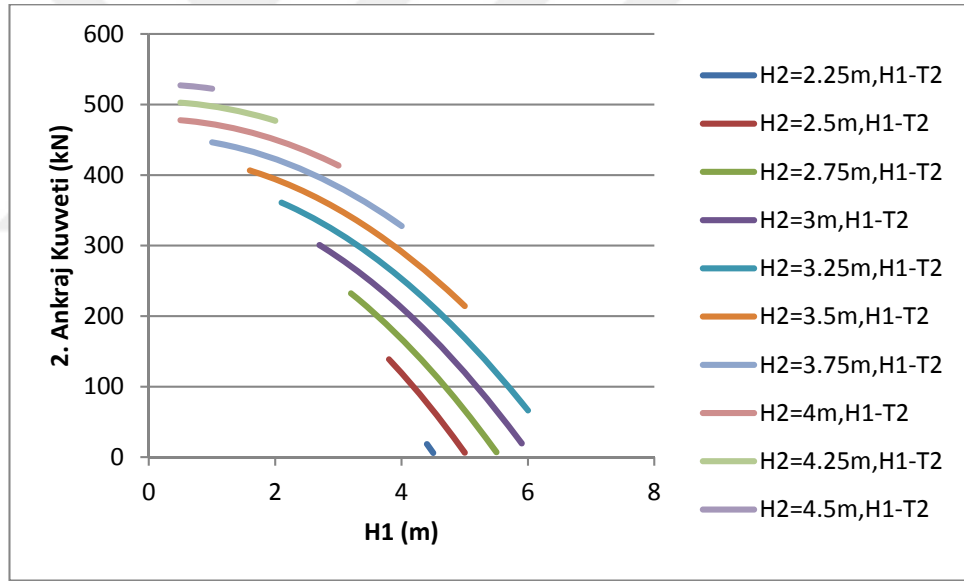
Şekil A.49. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi



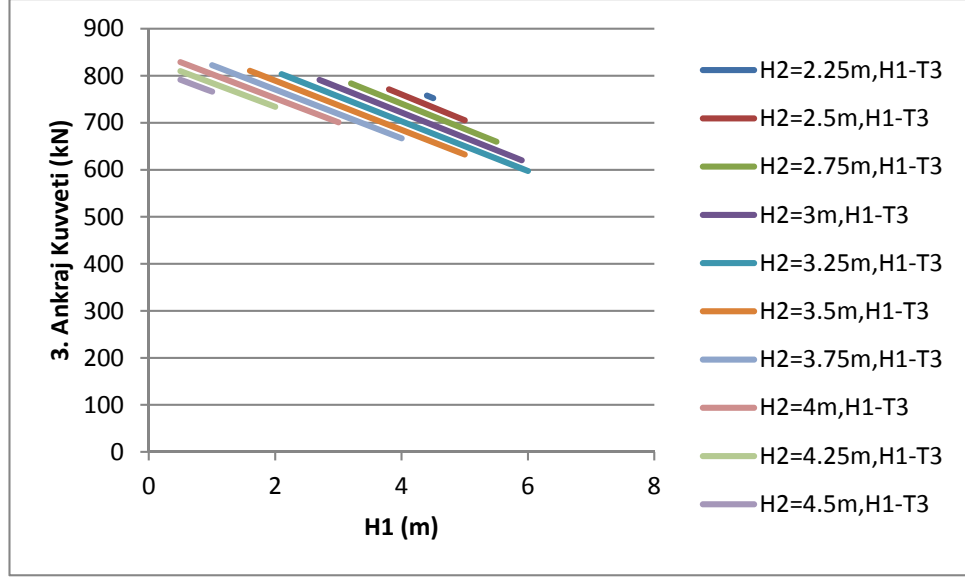
Şekil A.50. H=15 m ve n=5 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi



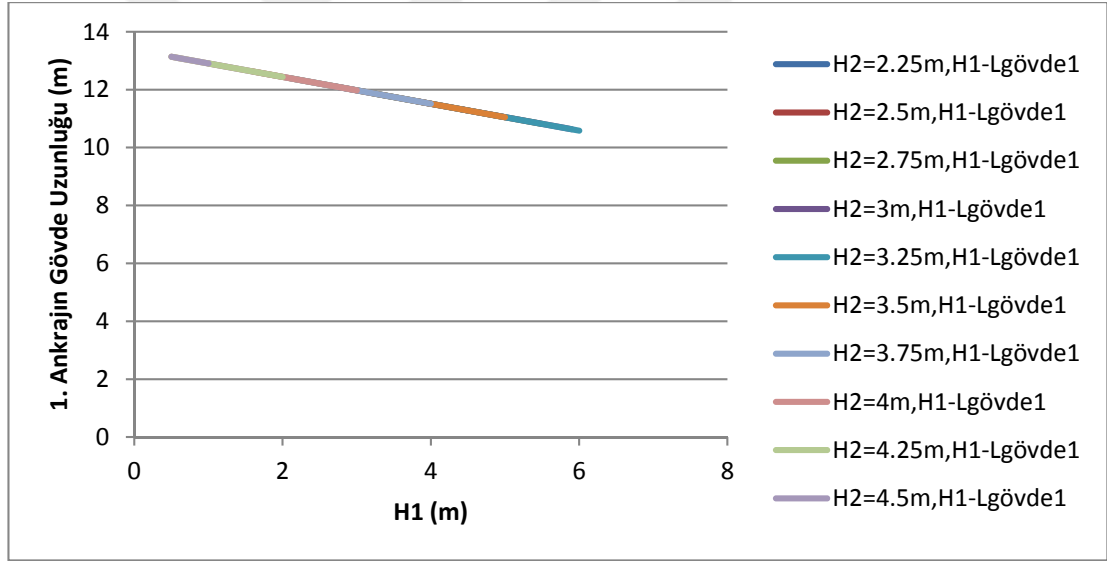
Şekil A.51. H=20 m ve n=3 olan palplanşa ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi



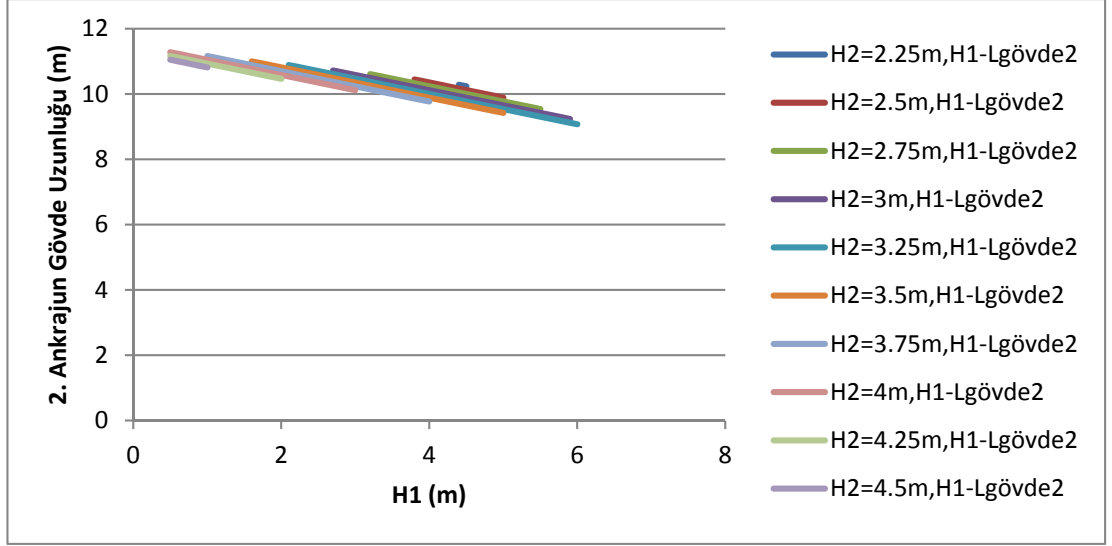
Şekil A.52. H=20 m ve n=3 olan palplanşa ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankraj kuvvetine etkisi



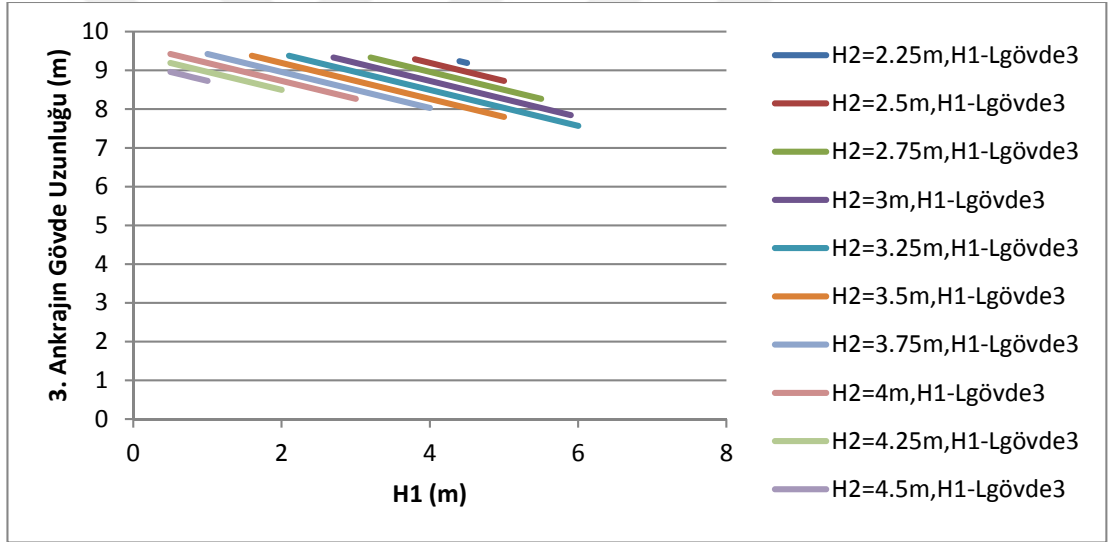
Şekil A.53. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankraj kuvvetine etkisi



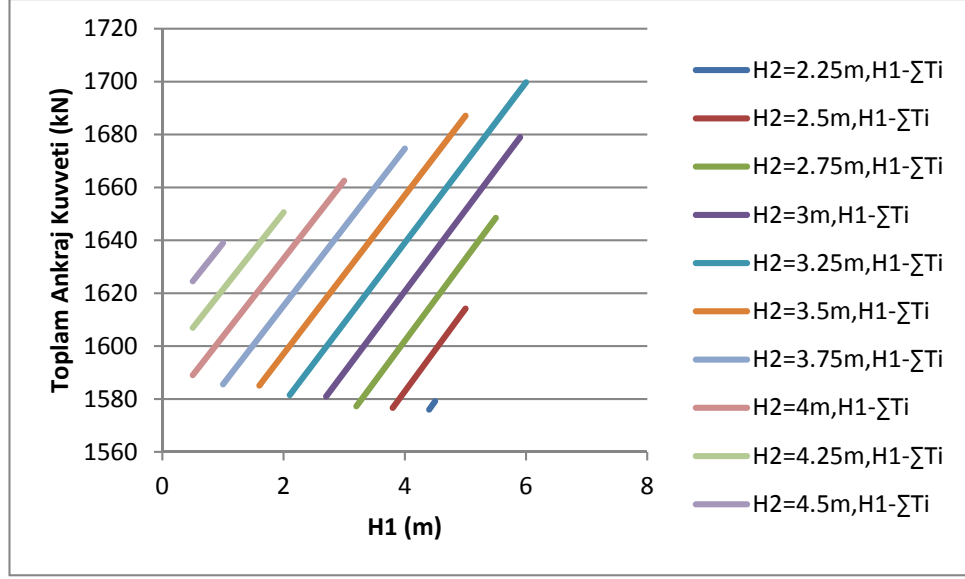
Şekil A.54. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



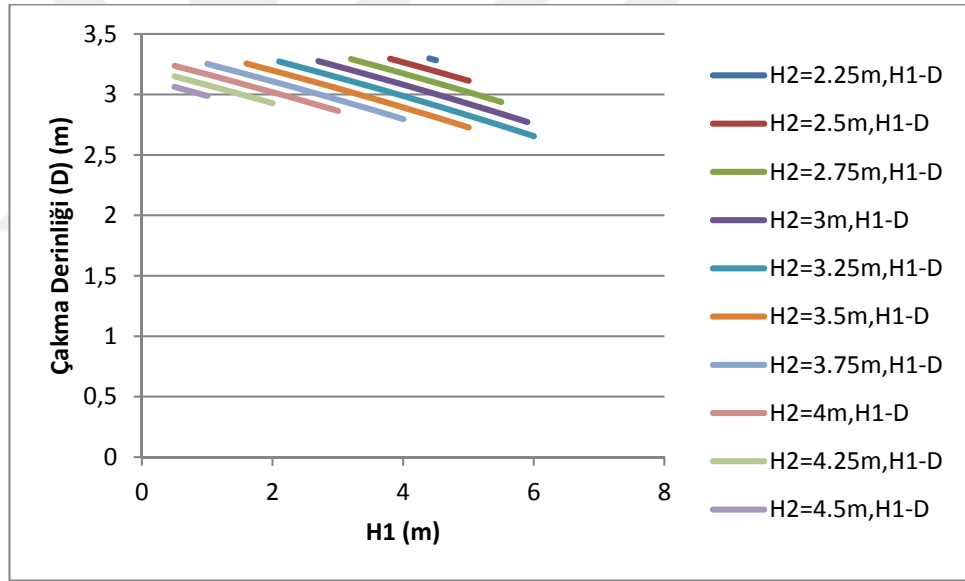
Şekil A.55. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



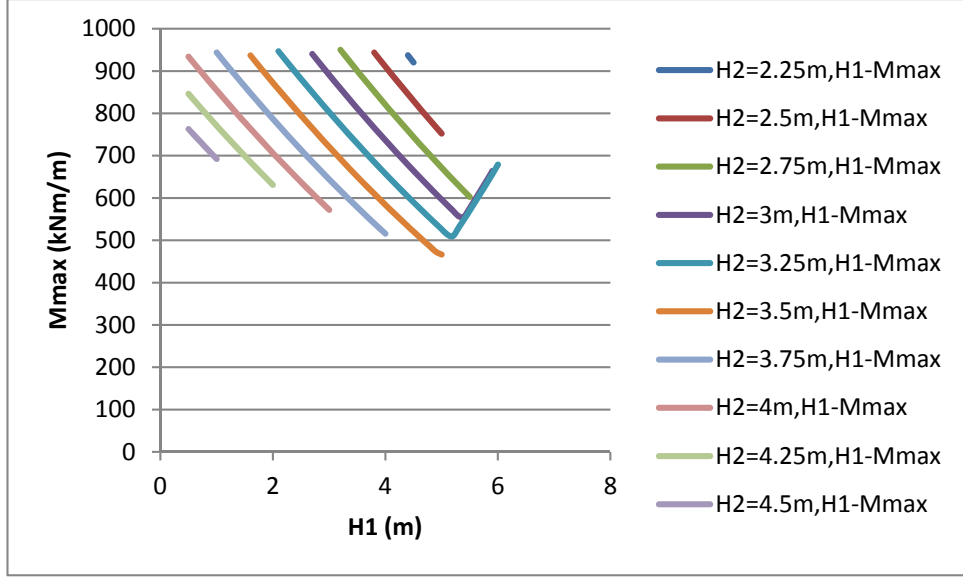
Şekil A.56. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



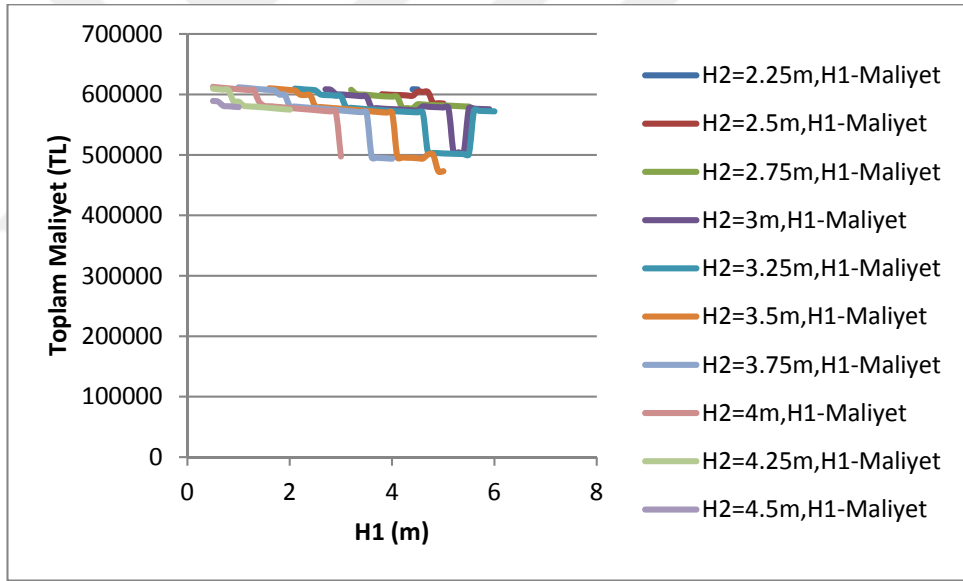
Şekil A.57. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankraj kuvveti ile ilişkisi



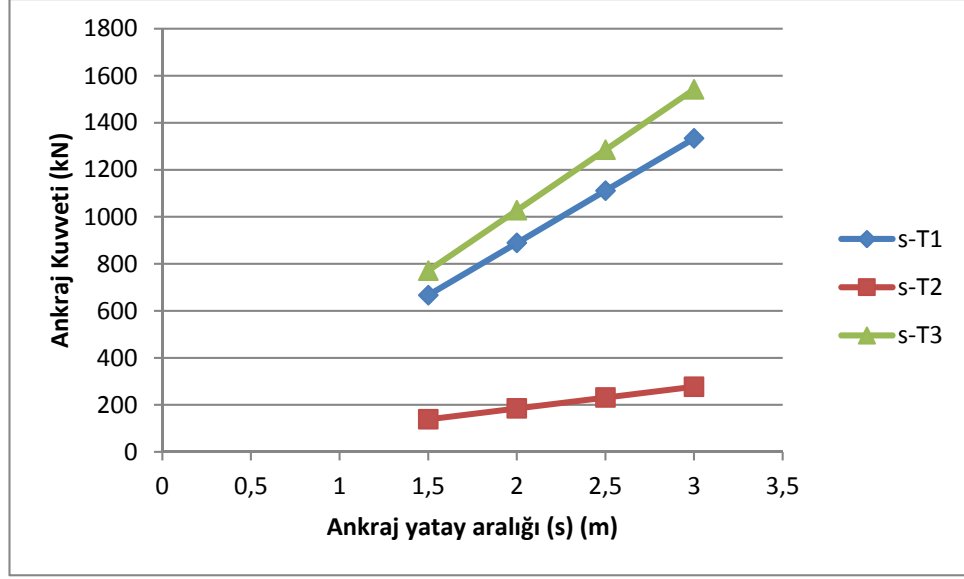
Şekil A.58. H=20 m ve n=3 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi



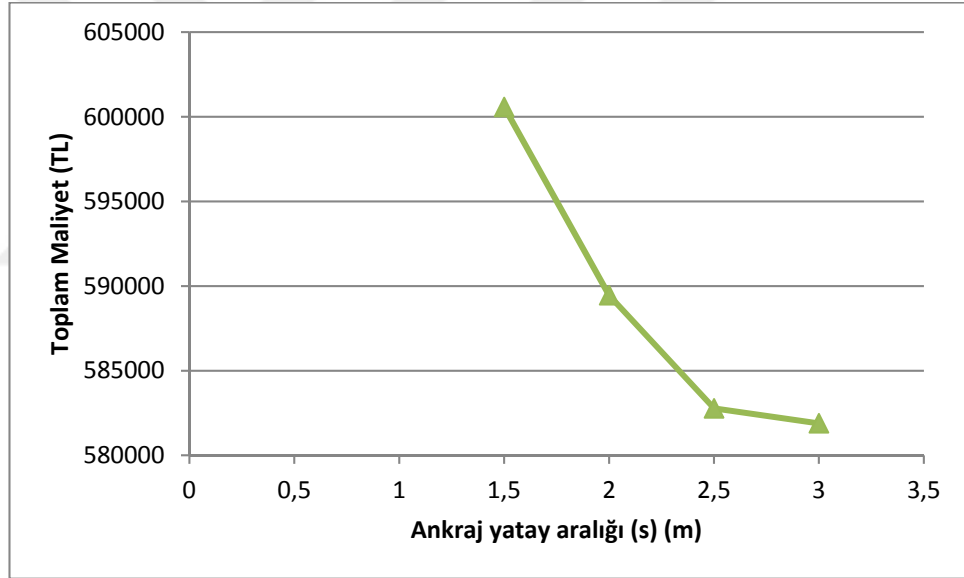
Şekil A.59. H=20 m ve n=3 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi



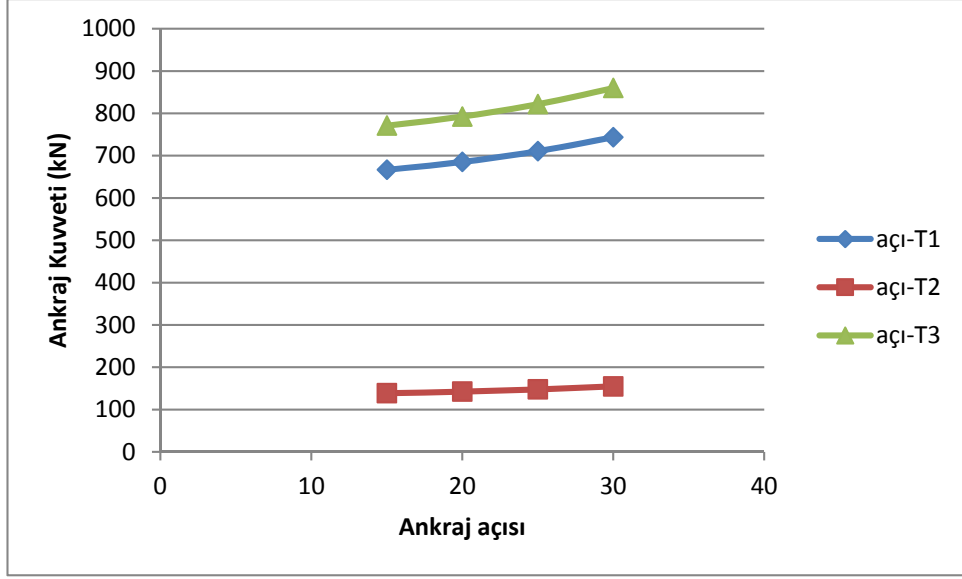
Şekil A.60. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



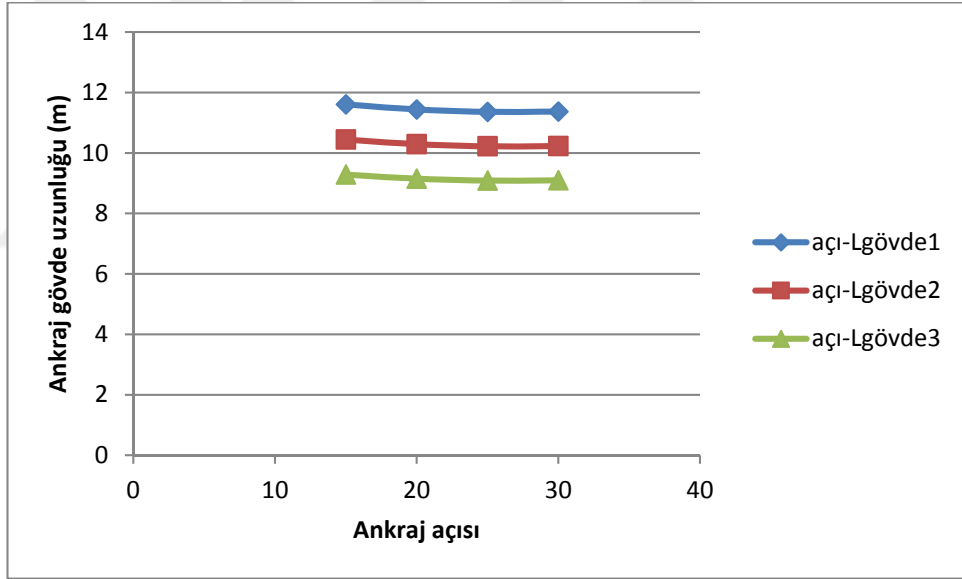
Şekil A.61. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankraj yatay aralığının ankraj kuvvetlerine etkisi



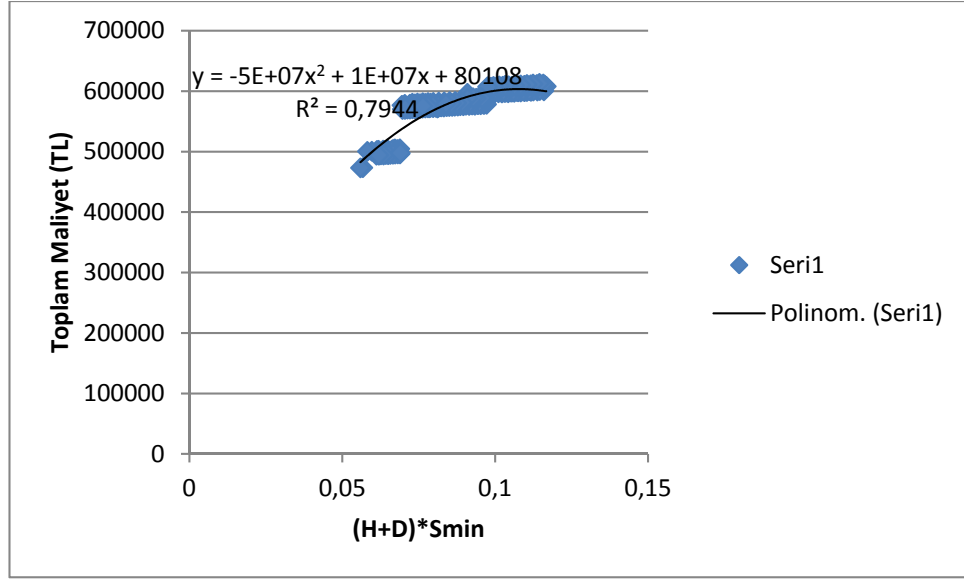
Şekil A.62. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



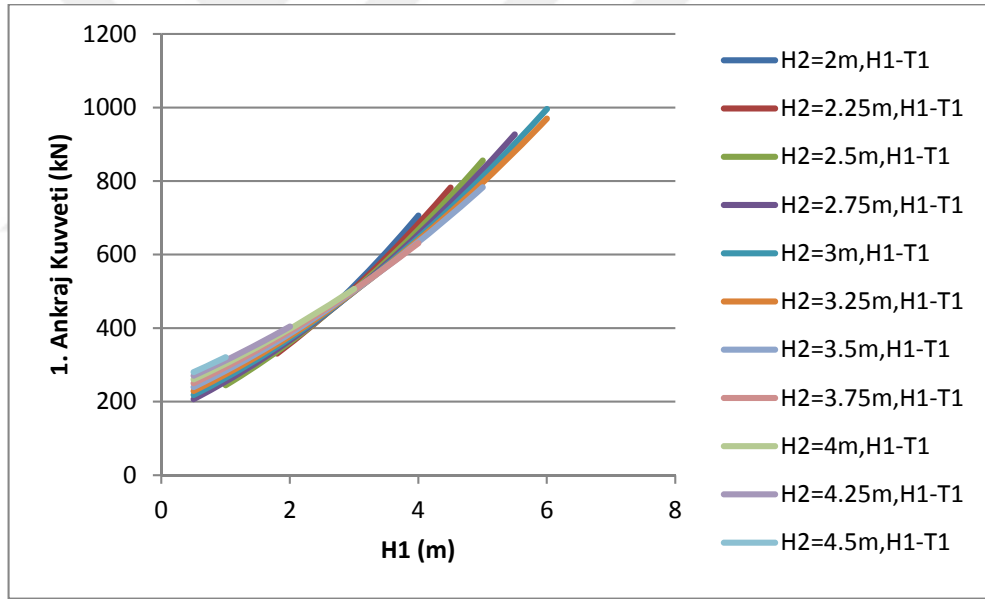
Şekil A.63. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi



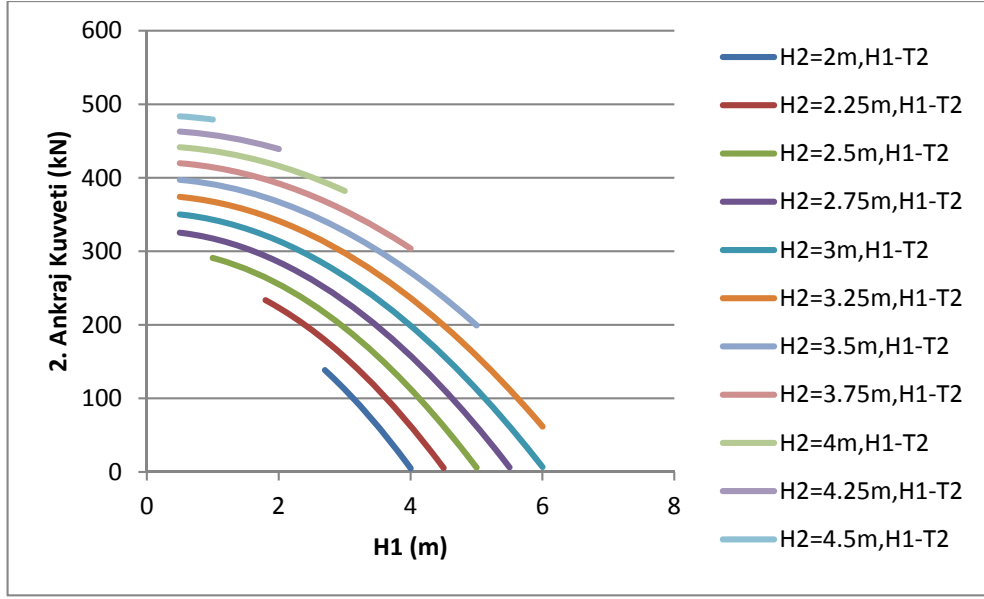
Şekil A.64. H=20 m ve n=3 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi



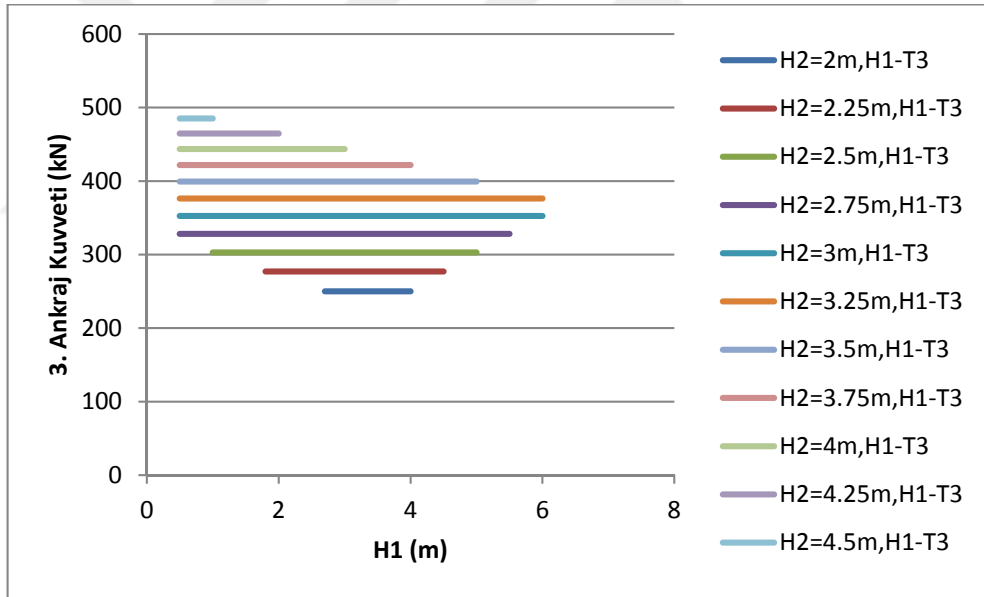
Şekil A.65. H=20 m ve n=3 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



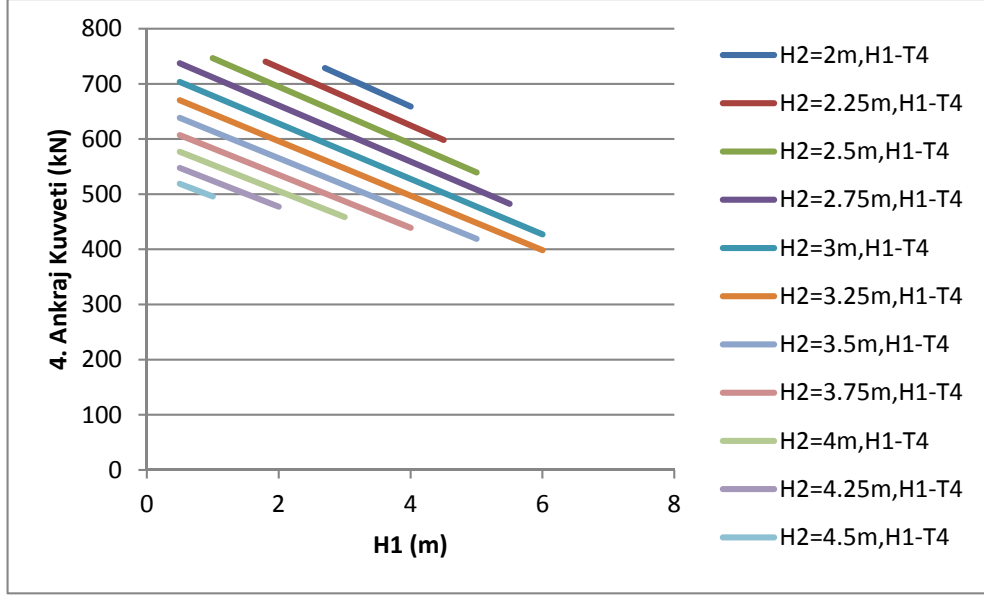
Şekil A.66. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankraj kuvvetine etkisi



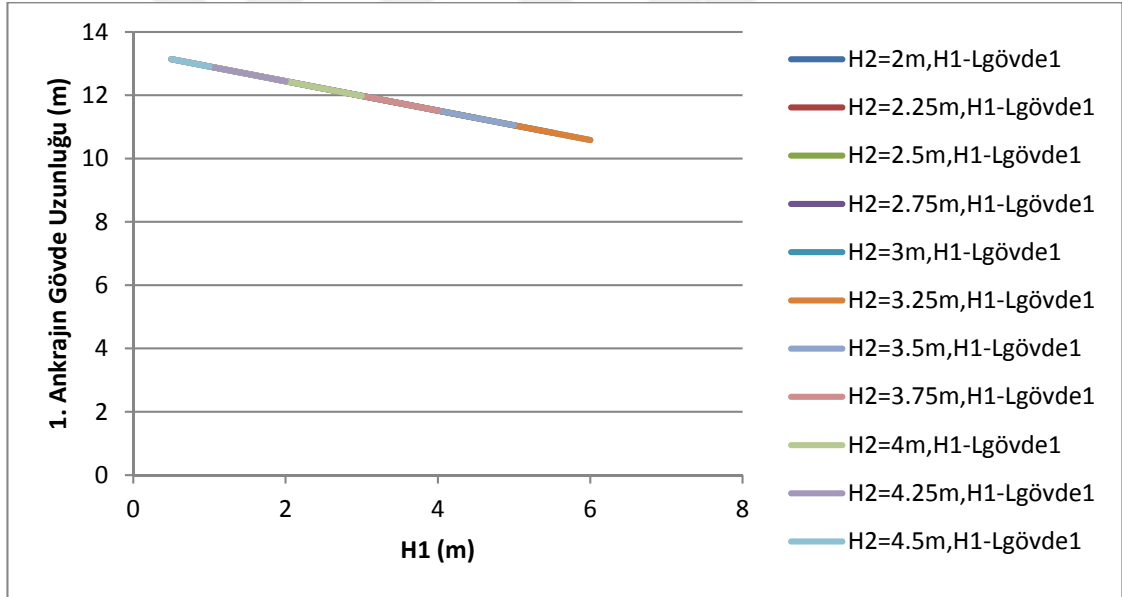
Şekil A.67. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrājların düşey mesafelerinin 2. ankrāj kuvvetine etkisi



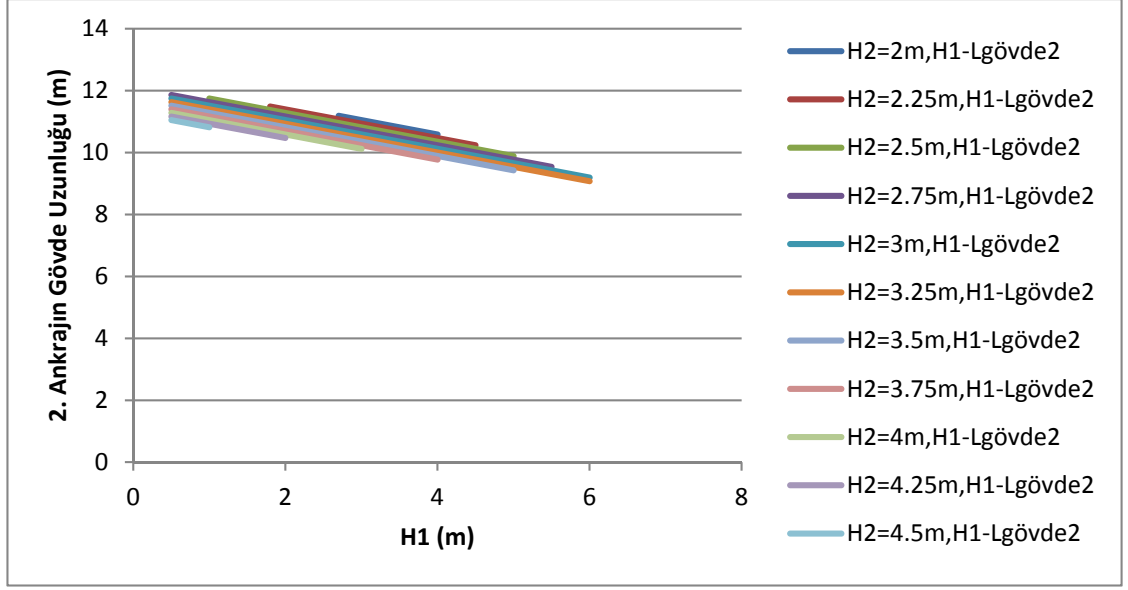
Şekil A.68. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrājların düşey mesafelerinin 3. ankrāj kuvvetine etkisi



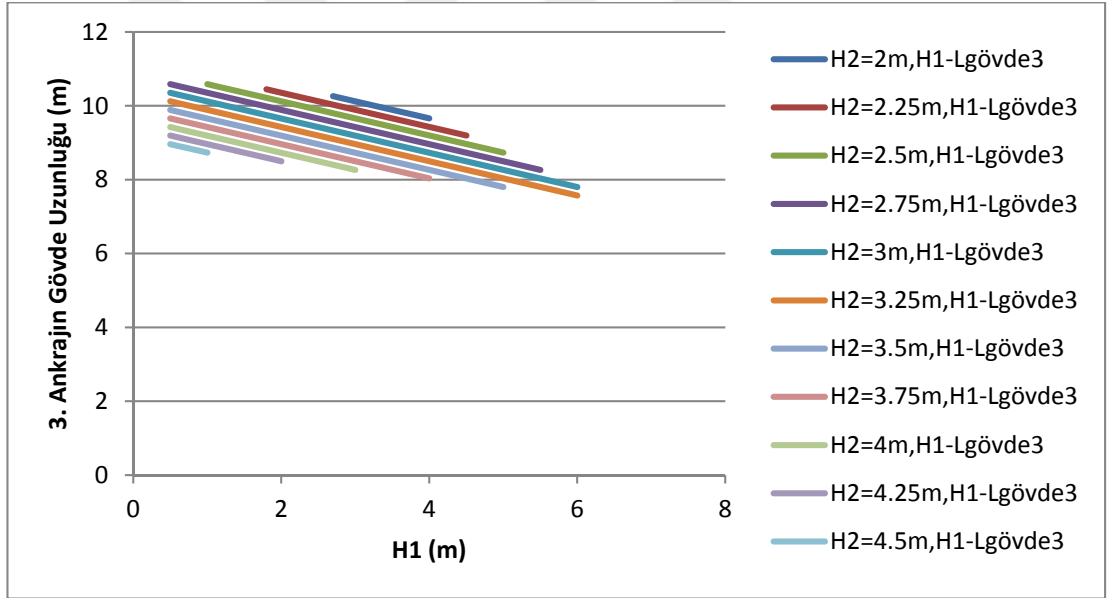
Şekil A.69. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankraj kuvvetine etkisi



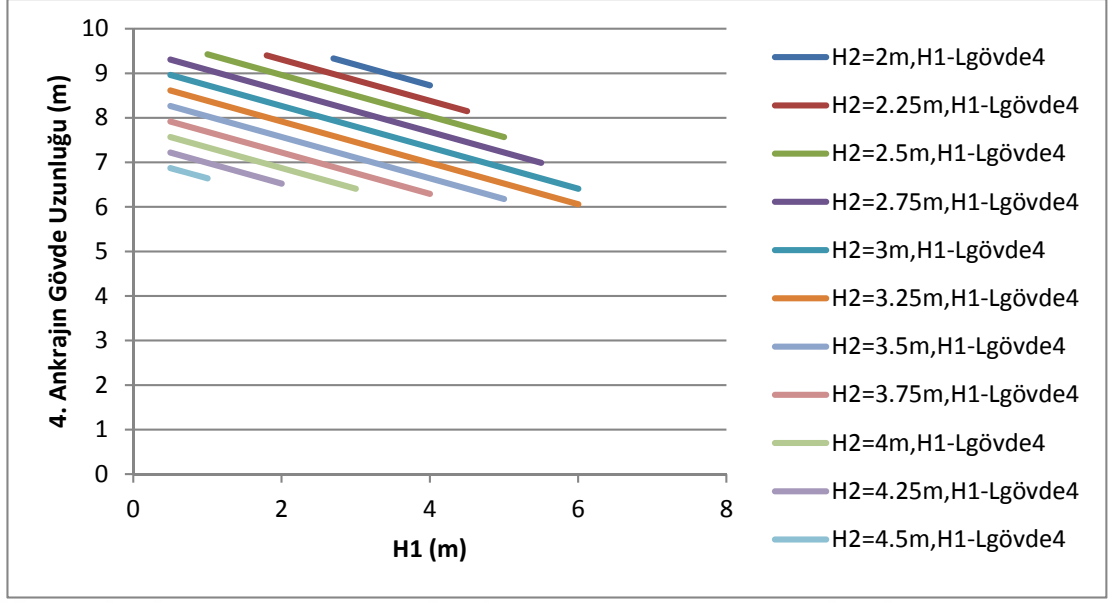
Şekil A.70. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 1. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



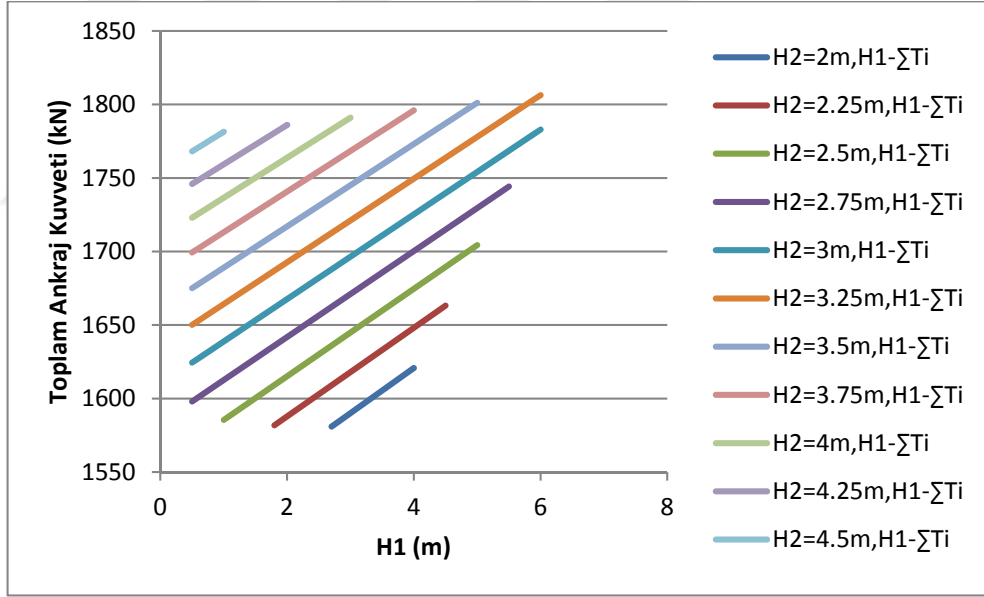
Şekil A.71. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 2. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



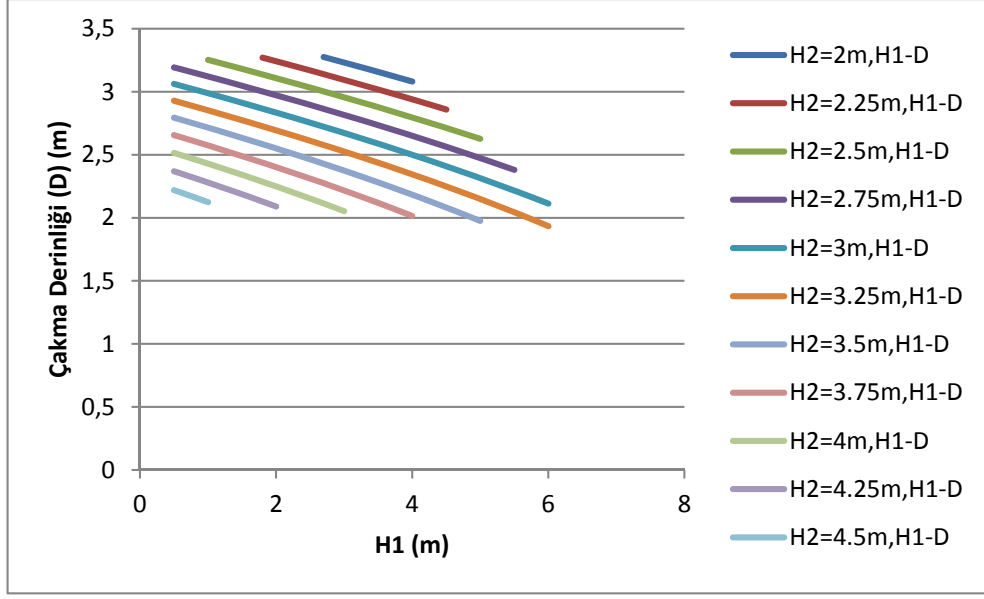
Şekil A.72. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 3. ankrajın minimum gövde uzunluğuna etkisi



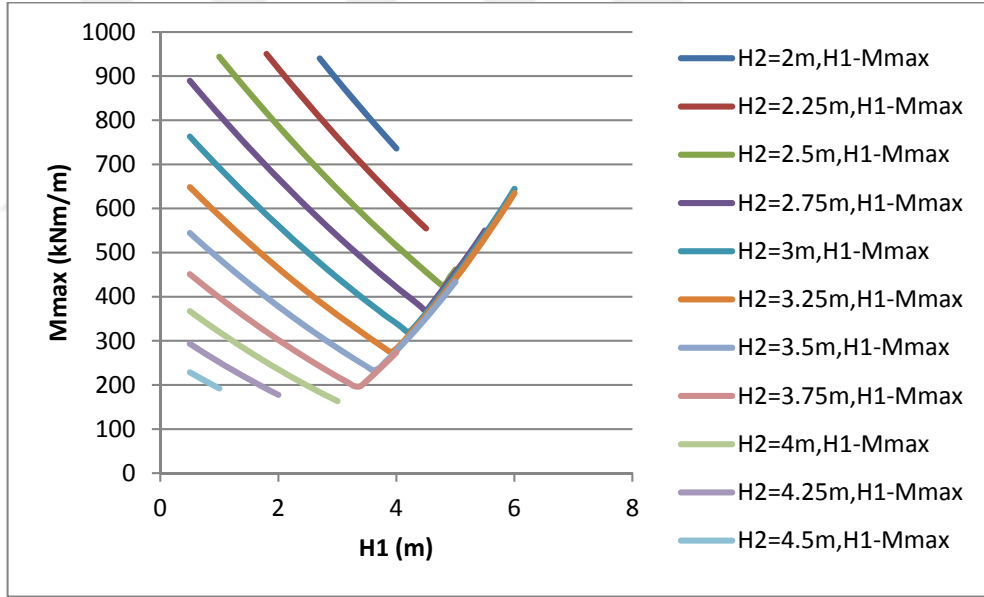
Şekil A.73. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin 4. ankrainin minimum gövde uzunluğuna etkisi



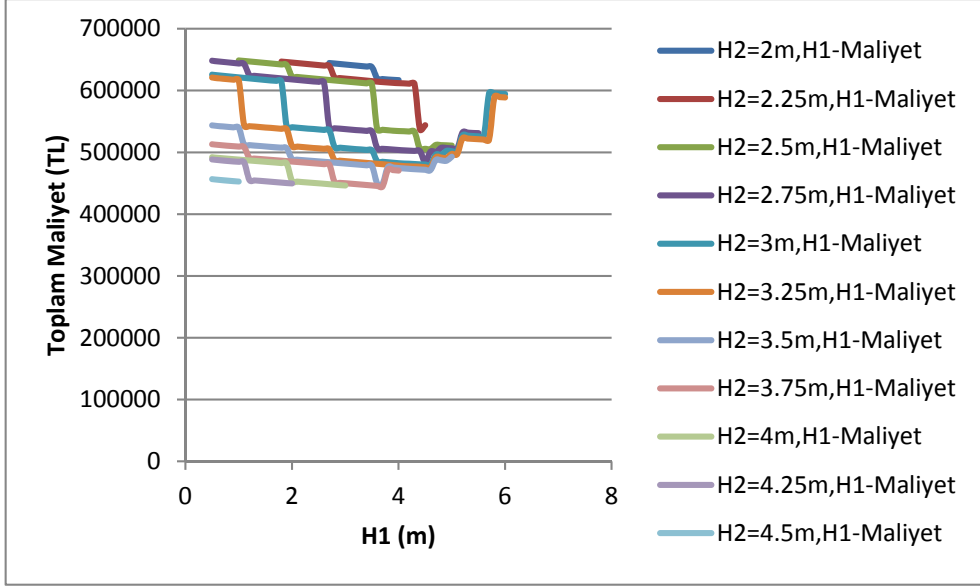
Şekil A.74. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin toplam ankrain kuvveti ile ilişkisi



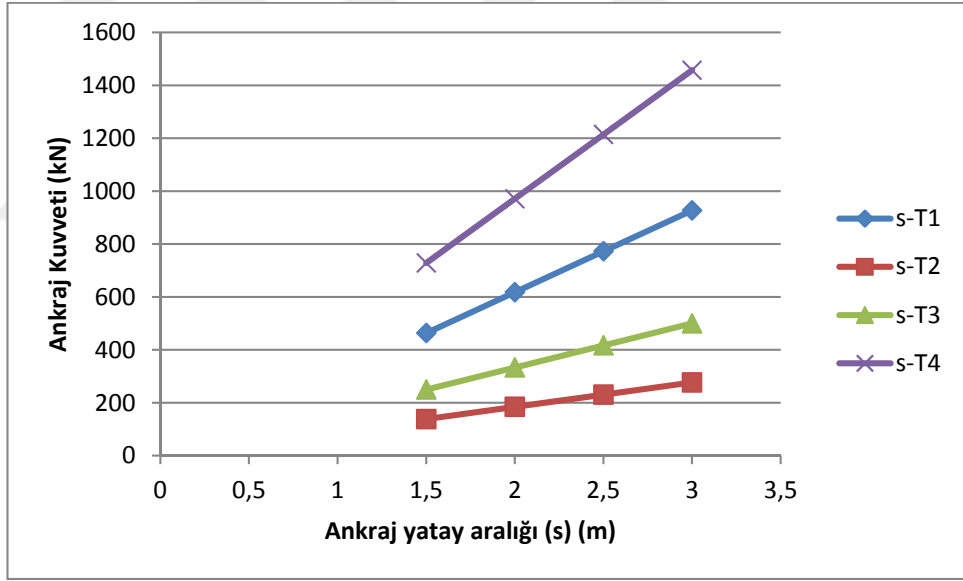
Şekil A.75. H=20 m ve n=4 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşın çakma derinliğine etkisi



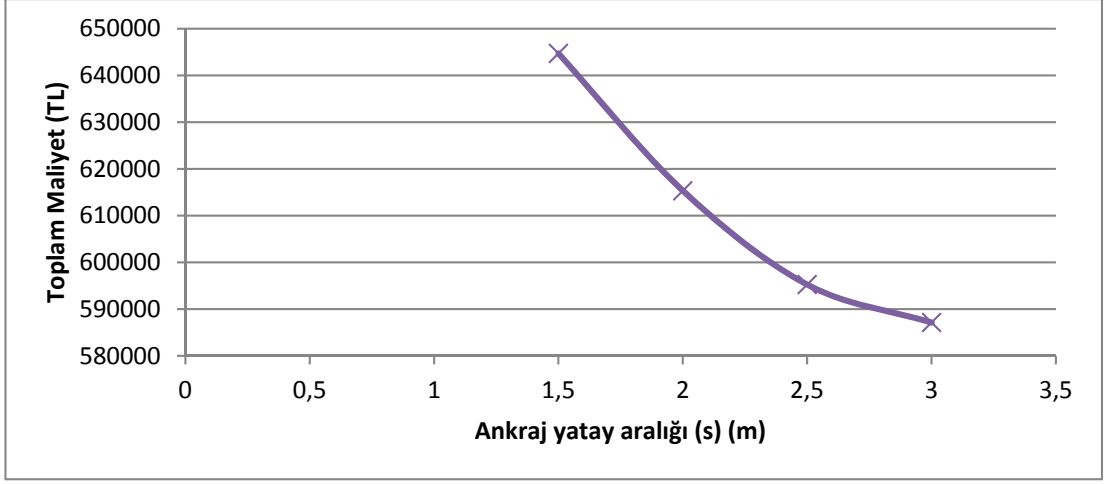
Şekil A.76. H=20 m ve n=4 olan palplanşta, ankrajların düşey mesafelerinin palplanşa gelen maksimum eğilme momentine etkisi



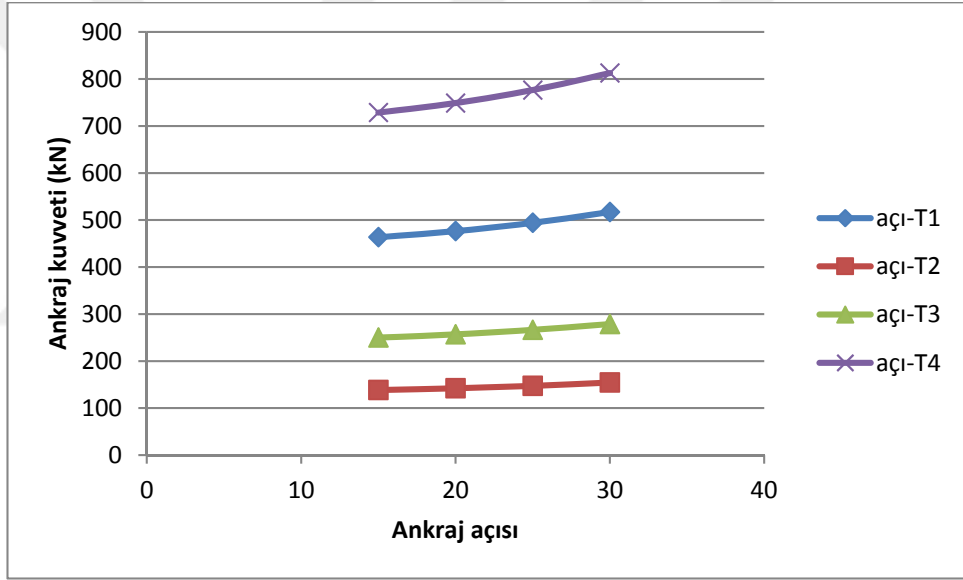
Şekil A.77. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



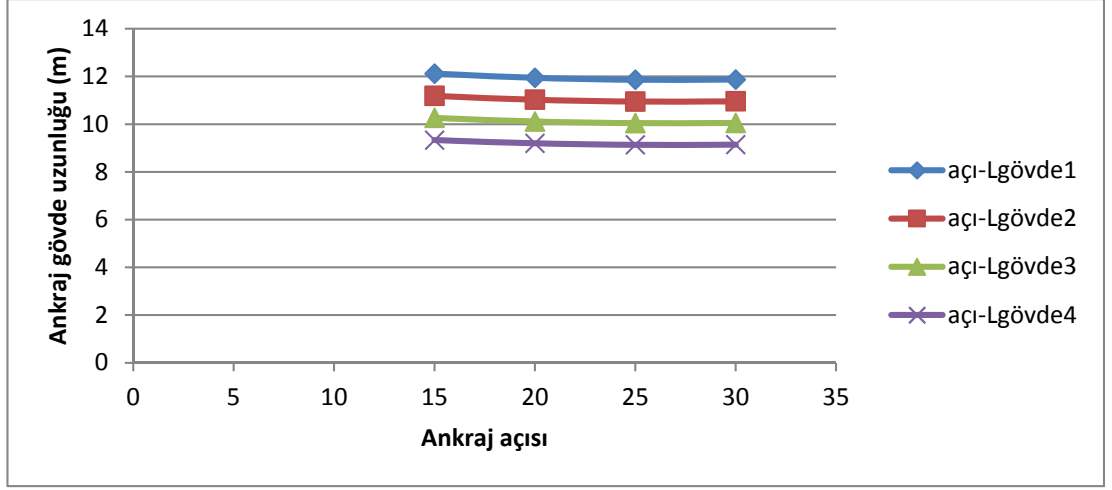
Şekil A.78. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrāj yatay aralığının ankrāj kuvvetlerine etkisi



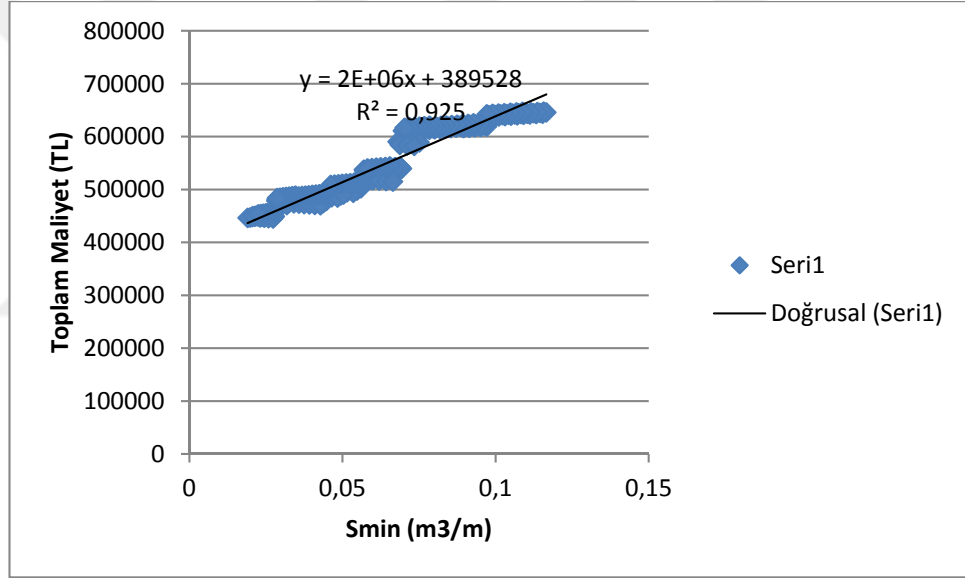
Şekil A.79. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankrajların düşey mesafelerinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi



Şekil A.80. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankraj açısının ankraj kuvvetlerine etkisi



Şekil A.81. H=20 m ve n=4 olan palplanşta ankraj açısının gerekli minimum ankraj gövdesi uzunluğuna etkisi



Şekil A.82. H=20 m ve n=4 olan palplanşta palplanş kesitinin iksa sisteminin toplam maliyetine etkisi

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Mehmet Fatih YAZICI

Doğum Yeri ve Yılı : Soma, 1990

Medeni Hali : Evli

Yabancı Dili : İngilizce

Eposta : mehmetyazici@sdu.edu.tr

Eğitim Durumu

Lise : Soma Linyit Anadolu Lisesi, 2008

Lisans : DPÜ, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

Mesleki Deneyim

SDÜ Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği 2017-2019

Yayınları

Yazıcı, M.F., Keskin, S.N., 2019. İki Ankrajlı Çelik Palplanş Sisteminin Optimum Tasarımı. MAKÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, 10 (1), 34-50.