

**KÜÇÜK HİDROELEKTRİK SANTRALLERİN
TASARIM ÖLÇÜTLERİ**

**Pamukkale Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

Murat ERDEM

Danışman: Prof. Dr. Neşet Orhan BAYKAN

**Aralık, 2006
DENİZLİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ ONAY FORMU

Murat ERDEM tarafından Prof. Dr. Neşet Orhan BAYKAN yönetiminde hazırlanan “**Küçük Hidroelektrik Santrallerin Tasarım Ölçütleri**” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Prof. Dr. Neşet Orhan BAYKAN
Jüri Başkanı (Danışman)

Yrd. Doç Dr. Ali GÖKGÖZ
Jüri Üyesi

Yrd. Doç Dr. Betül SAF
Jüri Üyesi

Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulunun
.../.../..... tarih vesayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Mehmet Ali SARIGÖL
Müdür

Bu tezin tasarımı, hazırlanması, yürütülmesi, araştırılmasının yapılması ve bulgularının analizinde bilimsel etiğe ve akademik kurallara özenle riayet edildiğini; bu çalışmanın doğrudan birincil ürünü olmayan bulguların, verilerin ve materyallerin bilimsel etiğe uygun olarak kaynak gösterildiğini ve alıntı yapılan çalışmalara atfedildiğini beyan ederim.

İmza :

Öğrenci Adı Soyadı : Murat ERDEM

ÖNSÖZ

Yaşanan yüzyılda teknolojik gelişmeler ile birlikte enerji gereksinmesi ve tüketimi belirli bir hız ile artmakta, ancak özellikle elektrik enerjisi sunusu aynı hızla artmamaktadır. Üretim artışındaki göreceli yavaşlığın nedeni, yapılacak tesislerde bir arada bulunması gereken özelliklerin elde edilmesindeki güçlüklerdir. Bunlar; yatırım süresinin kısaltılması, kazançlılık, tutumlu enerji üretimi, çevreye ve özellikle tarihsel kalıntılara zarar vermemek, tesislerde uzun ömürlülük, yerli kaynaklardan yararlanılması, yenilenebilir olması, enerji talebine göre devreye girmede çevik hareket etme yeteneği, v.b.'dir. Tüm bu özelliklerin bir arada elde edilebilmesine elveren tesislerden birisi 'Küçük Hidroelektrik Santral' olarak ortaya çıkmaktadır.

Türkiye'de son yıllarda yaygın şekilde yapılmaya başlanan bu tip tesisler için Türk dilinde derli toplu bir yayın olmaması, projelerin duyarlı hesap yöntemleri ile yapılamaması sonucunu doğurmuştur. "Küçük Hidroelektrik Santrallerin Tasarım Ölçütleri" ismini taşıyan bu çalışma, konu hakkındaki eksikliklerin giderilmesi amacıyla, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Lisansüstü Programı kapsamında hazırlanmıştır.

Kitabın hazırlanması sırasında Devlet Su İşleri yayınlarından geniş şekilde olmak üzere, çoklukla yabancı ülke yazarlarının yayınlarından yararlanılmıştır. Çalışmanın yapılması için yön veren tez danışmanım ve değerli hocam Prof.Dr. Neşet Orhan BAYKAN'a sonsuz katkısı ile desteğinden dolayı teşekkür ederim. Tezin araştırma ve yazım evresinde sabırlı, anlayışlı ve devamlı desteği için eşim Ecz. Elvan ERDEM'e özellikle teşekkürü bir borç bilirim. Tezin özellikle resmi prosedürü sırasındaki yardım ve desteklerinden ötürü Araş. Gör. İnş. Yük. Müh. Mutlu YAŞAR'a da ayrıca şükranlarımı sunarım.

Aralık, 2006

Murat Erdem

ÖZET

KÜÇÜK HİDROELEKTRİK SANTRALLERİN TASARIM ÖLÇÜTLERİ

ERDEM, Murat
Yüksek Lisans Tezi, İnşaat Mühendisliği ABD
Tez Yöneticisi: Prof. Dr. Neşet Orhan BAYKAN

Aralık 2006, 201 Sayfa

Yüksek Lisans Tezi olarak hazırlanan çalışma ile, son zamanlarda önemi artan enerji üretimi sektöründe önemli yer tutan Küçük Hidroelektrik Santraller ile enerji üretimi konusu ele alınmıştır. Türkiye koşullarında hızla yapımına başlanan santraller için belirli ayrıntıda ve özellikle yapısal konularda bir hesaplama biçimi oluşturulmaya çalışılmıştır.

Konu hakkındaki kitaplarda bir konu ele alırken bu kitapta ise Birinci Bölüm’de konuya genel bir giriş yapılmakta; İkinci Bölüm’de bağlama yapısının unsurları olan gövde, geçitler, su alma ağız ve düşü havuzunun özellikleri ile hidrolik hesaplarına değinilmekte ayrıca bağlama gövdesinin statik hesapları verilmekte; Üçüncü Bölüm’de iletim kanalı tipleri; Dördüncü Bölüm’de yükleme havuzu unsur ve boyutları; Beşinci Bölüm’de Cebri boru çeşitleri ve hesap yöntemleri; Altıncı Bölüm’de santral yapısının boyutları ve hesapları; Yedinci Bölüm’de vahşi derelerden su alma yöntemleri; Sekizinci Bölüm’de akarsu akımının karakteristik özellikleri; Dokuzuncu Bölüm’de çökeltme havuzu genel nitelik ve nicelikleri; Onuncu Bölüm’de su türbinlerinin tarihçesinin anlatılması; Onbirinci Bölüm’de santral unsurlarının maliyet keşifleri için özet bilgiler; Onikinci Bölüm’de santral unsurlarının maruz kalacağı jeolojik etkilerin gösterilmesi; Onüçüncü Bölüm’de ise şişirilebilir barajlar konuları sunulmaktadır.

Bu çalışmanın yapılması ile “yapılabilirlik” çalışmalarına altlık oluşturulması, ayrıntılı hidrolik ve ekonomik araştırmalarında yapılarak çalışmanın bütünselleştirilmesi amaçlanmıştır.

Anahtar Sözcükler: Güç, enerji, su kuvveti, hidrolik enerji, küçük hidroelektrik santral, tasarım ölçütü

Prof. Dr. Neşet Orhan BAYKAN
Yrd. Doç Dr. Ali GÖKGÖZ
Yrd. Doç Dr. Betül SAF

ABSTRACT**SMALL HYDROELECTRIC POWER PLANTS DESIGN CRITERIA**

ERDEM, Murat
M. Sc. Thesis in Civil Engineering
Supervisor: Prof. Dr. Neşet Orhan BAYKAN

December 2006, 201 Pages

In this Master of Science thesis presented to play an important role of building energy production by hydropower plants. The engineers have very limited reference papers or books in Turkey, the lecturer attempt to compilation this workshop papers.

There are many books which cover only a single chapter of this discipline. This book is presents, In the First Chapter, include concise information about the contents; In the Second Chapter, specifications and hydraulic calculations of spillways, intakes, gates, sluiceways, and stability requirements of diversion weirs; In the Third Chapter, types of intake channels; In the Fourth Chapter, elements and dimensions of forebays; In the Fifth Chapter, types, materials, and design criteria of penstocks; In the Sixth Chapter, dimensions and design criteria of powerhouse; In the Seventh Chapter, types and methods of water intake of wild and scenic river; In the Eighth Chapter, characteristics of river flows; In the Ninth Chapter, general characteristic and dimensions of desilting ponds; In the Tenth Chapter, historical developments of water wheels; In the Eleventh Chapter, essential introduction about hydropower energy system's cost estimations; In the Twelfth Chapter, practical precaution against geological harmful effects; In the Thirteenth Chapter, general information's of rubber dams.

It is intentioned that this book will be useful and prepare for extensive work of hydropower energy feasibility. In conclusion, small hydroelectric power plants design criteria has prepared in this work.

Keywords: Power, water power, hydroenergy, small hydropower plant, design criteria

Prof. Dr. Neşet Orhan BAYKAN
Asst. Prof. Dr. Ali GÖKGÖZ
Asst. Prof. Dr. Betül SAF

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
Tez Onay Sayfası	ii
Bilimsel Etik Sayfası	iii
Önsöz	iv
Özet	v
Abstract	vi
İçindekiler	vii
Şekiller dizini	xiii
Tablolar dizini	xix
Simge ve kısaltmalar dizini	xx
1. GİRİŞ	1
2. BAĞLAMA YAPISI	2
2.1. Genel	2
2.2. Çevirme Yapısı	3
2.3. Gövde	3
2.3.1. Bağlama hidrolik hesapları	3
2.3.1.1. Mansap anahtar eğrilerinin saptanması	3
2.3.1.2. Dolu gövde tepe yüksekliğinin saptanması	9
2.3.1.3. Bağlama tepe uzunluğunun saptanması	10
2.3.1.3.1. Dolu gövde üzerinde servis köprüsü olması durumu	12
2.3.1.4. Dolu gövde debi hesabı	13
2.3.1.4.1. Batık savak durumunda dolu gövde debisi	14
2.4. Geçitler	23
2.4.1. Genel	23
2.4.2. Çakıl geçidi	23
2.4.2.1. Çakıl geçidi debi hesabı	23

2.4.2.2. Çakıl geçidi detaylı hesabı	27
2.4.2.3. Q_{100} Taşkın debisinin mansaba aktarılması	29
2.4.3. Balık geçidi	29
2.4.4. Sal geçidi	29
2.5. Sualma Ağızı	29
2.5.1. Genel	29
2.5.2. Yandan sualma ağızı	30
2.5.3. Üstten sualma ağızı	30
2.5.4. Karşıdan sualma ağızı	30
2.6. Düşü Havuzu	30
2.6.1. Düşü havuzu hidrolik hesabı	30
2.6.1.1. Eşlenik sıçrama derinliğinin saptanması	32
2.6.1.2. Sıçrama uzunluğunun saptanması	36
2.6.1.3. Froude sayısına göre düşü havuzu hesabı	39
2.6.1.4. Suya batık yuvarlatılmış etek	42
2.6.1.5. Dişli yuvarlatılmış etek	50
2.6.1.6. Memba kabarma eğrisinin saptanması	52
2.6.1.7. Sedde üst kotunun saptanması	54
2.7. Bağlama Statik Hesapları	55
2.7.1. Sızma güvenlik hesabı	55
2.7.2. Alttan kaldırma için güvenlik hesabı	56
2.7.3. Gövde için devrilme ve kayma hesapları	59
2.7.4. Kayma incelemesi	60
2.7.5. Çevre ve ayırma duvarı	62
2.7.6. Zemin gerilmesi güvenliği	62
2.7.7. Deprem ve buz etkileri	65
3. İLETİM KANALI	68
3.1. İletim Kanalı Konuşlandırılması	68
3.2. Kanal Tipleri	70

3.2.1. Açık kanallar	70
3.2.1.1. Açık kanal kaplama çeşitleri	72
3.2.1.2. Açık kanalların sakıncaları	73
3.2.2. Tüneller	73
3.2.3. Plastik borular	74
4. YÜKLEME HAVUZU.....	75
4.1. Genel	75
4.2. Yükleme Havuzu Temel Unsurları ve Boyutları	77
5. CEBRİ BORU.....	80
5.1. Genel	80
5.2. Ekonomik Çap Seçimi	81
5.3. Cebri Boru Tipler	82
5.3.1. Betonarme cebri borular	83
5.3.2. Öngermeli betonarme cebri borular	83
5.3.3. Çelik cebri borular	84
5.3.4. Plastik ve CTP cebri borular	85
6. SANTRAL YAPISI	87
6.1. Genel	87
6.2. Santral Yapısına Suyun İletimi ve Boşaltımı	89
6.3. Kuvvet Santralinin Unsurları	89
6.3.1. Hidromekanik ana unsurlar	89
6.3.2. Elektromekanik ana unsurlar	90
6.3.3. Yardımcı unsurlar	90
6.4. Santral Boyutlarını Belirleyen Unsurlar	90
6.4.1. Kuvvet santralini uzunluğu	90
6.4.2. Kuvvet santralini genişliği	91
6.4.3. Kuvvet santralini yüksekliği	91
6.5. Santral Yapımı	92
6.5.1. Santrale etkiyen kuvvetler	92
6.5.2. Santral dayanım hesapları	92

6.5.3. Santral hidrolik hesapları	93
6.5.4. Türbin seçimi	94
7. VAHŞİ DERELERDEN SUALMA	98
7.1. Vahşi Dere Yatakları	98
7.2. Akarsulardan Sualmanın Temelleri	98
7.2.1. Sualma yerinin saptanması	98
7.2.1.1. Kıvrıntılardaki akım	98
7.2.1.2. Kıvrıntılardan sualma yerinin saptanması	103
7.2.2. Akarsularda sualma konusundaki temel kurallar	104
7.3. Sürüntü Maddesi Getiren Akarsularda Sualma Sistemleri	105
7.3.1. Genel	105
7.3.2. İkincil akımı göz önünde tutarak doğal ve yapay kıvrıntılardan sualmak	105
7.3.3. Tirol tipi (tabandan) bağlamalardan sualmak	112
7.3.3.1. Genel	112
7.3.3.2. Bağlama yüksekliği	112
7.3.3.3. Bağlamanın dere içerisine yerleştirilmesi	113
7.3.3.4. Bağlamanın tepesinin seviyesi	113
7.3.3.5. Enkesit boyutlandırılması	113
7.3.3.6. Çakıl tutucu	114
7.3.3.7. Çakıl tutucu hacminin hesaplanması	114
7.3.3.8. Izgaralar	115
7.3.3.9. Tirol tipi bağlamaların hidrolik hesabı	116
8. AKARSU AKIMI	118
8.1. Genel	118
8.2. Kapasite Hesabı	119
8.3. Yük Eğrisi	122
9. ÇÖKELTME HAVUZU.....	124
9.1. Genel	124
9.1.1. Çökeltme esasları	124

9.1.1.1. Çökecek dane çapı	124
9.1.1.2. Arınma oranı	124
9.1.1.3. Çökelme hızı	124
9.1.1.4. Akış hızı	125
9.2. Boyutlandırma	126
9.2.1. Etkili havuz derinliği	126
9.2.2. Havuz bölme genişliği	127
9.2.3. Etkili havuz uzunluğu	127
9.3. Çökeltme Havuzlarının Düzenlenmesi	127
9.3.1. Kesintili yıkan havuzlar	127
9.3.2. Sürekli yıkanan havuzlar	128
9.4. Küçük Hidroelektrik Santrallerde Kum, Silt ve Buz Sorununa Karşı Koruma	128
9.4.1. Bağlama yapısındaki sorunlar	129
9.4.2. Bağlama tiplerine göre ölçütler	129
10. SU TÜRBİNLERİNİN TARİHÇESİ	133
10.1. Genel	133
10.2. Mekanizasyon Dönemi	133
10.3. Türbin ve Su Çarkı	134
10.4. Kuramsal Yaklaşımlar.....	137
10.5. Türbinler	139
10.5.1. Genel	139
10.5.2. İçeriden dışarıya doğru yüksek basınç	139
10.5.3. Furneyron türbini	142
10.5.4. Çark ekseninde yüksek basınç	142
10.5.5. Yayılmacın Fourneyron türbinlerini iyileştirmesi	143
10.5.6. Dışarıdan içeriye doğru aksenal yüksek basınç.....	143
10.5.7. Çarkın önünde ve arkasında dışarıdan içeriye doğru eşbasınç	143
10.5.8. İçeriden dışarıya çevresel yada aksenal eşbasınç	147
10.5.9. Çarkın önünde ve arkasında aynı basınç	147
10.5.10.Su jetli kepçeler	150
10.5.11.Yeni bir yönlendirici aygıtla Francis türbininin iyileştirilmesi	152
10.6. Taşınabilir Enerji	153

10.7. Türbin Cinsleri	153
10.7.1. Kompakt ve hızlı makineler	153
10.7.2. Kaplan türbinleri	153
10.7.3. Boru türbinleri	155
10.8. Enerji Biriktiricisi Olarak Baraj Haznesi	157
10.9. Üç Türbin	157
10.10. Rekorlar	159
10.11. Alternatif Akımın Kullanılması	159
11. MALİYET KEŞİFLERİ	163
11.1. Genel	163
11.2. Bağlama Gövdesi	163
11.3. Sualma Yapısı	167
11.4. Cebri Boru ve Vanalar	168
11.5. Santral Tesisi	172
11.6. Kuyruksuyu Kanalı Kazısı	183
11.7. Şalt Sahası	184
11.8. Açık Kanallar	185
12. JEOLOJİ	187
12.1. Genel	187
12.2. Hidroelektrik Santral İnşaatı Sırasında Jeolojik Etkiler	187
12.3. KHES İnşaat İşlerinin Özellikleri	187
12.4. Jeomorfoloji	191
12.5. Santral Yeri Seçimi	191
13. ŞİŞİRİLEBİLİR BARAJLAR (KAUÇUK).....	192
13.1. Genel	192
13.2. Şişirme Barajların Tipleri ve Uygulama Alanları	192
13.3. Şişirme Barajların Malzeme Özellikleri	193
13.4. Şişirme Barajların Profili	193
13.5. İşletme ve Bakım	196
KAYNAKLAR	198
ÖZGEÇMİŞ	201

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa
Şekil 2.1 Bağlama mansabında su yüzü eğrileri	4
Şekil 2.2 Çevirme yapısı	5
Şekil 2.2'nin devamı Çevirme yapısı	6
Şekil 2.3 Anahtar eğrisi	7
Şekil 2.4 Kd eğrileri çizim örneği	8
Şekil 2.5 Düşü yatağı büyüklükleri gösterimi	11
Şekil 2.6 Bağlama boy kesiti	11
Şekil 2.7 Genel savak kesiti	13
Şekil 2.8 Batık savak kesiti	14
Şekil 2.9 Standart tepe profili	16
Şekil 2.10 Kurp elemanları ile saptanmış profil	17
Şekil 2.11 ($d_2 < d$) durumunda havuz tabanının ($d_2 - d$) kadar derinleştirilmesi	17
Şekil 2.12 düşey yüzölçümü profilinde debi katsayısı	18
Şekil 2.13 Memba yüzü eğimli profilinde debi katsayısı	18
Şekil 2.14 Proje yükünden başka yükler için debi katsayısı	18
Şekil 2.15 Debi katsayısına mansap taban durumunun etkisi	19
Şekil 2.16 Mansap su seviyesinin debi katsayısına etkisi	19
Şekil 2.17 Mansap şartlarının tepe üzerindeki akıma etkisi	20
Şekil 2.18 Sunapı şekline uygun profili belirleyen etmenler	21
Şekil 2.19 Sunapı şekline uygun profili belirleyen etmenler	22
Şekil 2.20 Kapaklı dolusavakta debi katsayısı	23
Şekil 2.21 Dalgıç perdesiz durumda çakıl geçidi akım durumu	25
Şekil 2.22 Çakıl geçidinde dalgıç perde olması durumunda akım durumu	25
Şekil 2.23 Çakıl geçidi yüzeysel sıçrama çizimi	27
Şekil 2.24 Düşü havuzu sıçrama derinli tiplerinin gösterimi	31
Şekil 2.25 Bağlama akım enerji seviyesi çizimi	32

Şekil 2.26 Bağlama akış çizgesi	32
Şekil 2.27 Türlü α değerleri için HT hidrolik yüklerine karşı	
d_2 düşü havuzu su derinlikleri	34
Şekil 2.28 Dikdörtgen kanalda yüzeysel sıçramada değişkenler arasındaki bağıntı	35
Şekil 2.29 Hidrolik sıçrama imge ve karakteristikleri	39
Şekil 2.30 Hidrolik sıçramada değişkenler arasındaki bağıntı	43
Şekil 2.31 Froude sayısının 2,5–4,5 arasındaki değerleri için	
düşü havuzu karakteristikleri	44
Şekil 2.32 Froude sayısının 4,5 dan büyük değerleri için hızın 15 m/s den küçük	
oluşu halinde düşü havuzu karakteristikleri	45
Şekil 2.33 Froude sayısının 4,5 dan büyük değerleri için	
düşü havuzu karakteristikleri	46
Şekil 2.34 Froude sayısı hidrolik sıçrama özellikleri	47
Şekil 2.35 Froude sayısına bağlı olarak oluşan sıçrama karakteristikleri	48
Şekil 2.36 Yüzeysel hidrolik sıçrama	49
Şekil 2.37 Hidrolik durumlar	49
Şekil 2.38 Suya batık yuvarlatılmış etek türleri	50
Şekil 2.39 Dişli yuvarlatılmış etekte akım karakteristikleri	51
Şekil 2.40 Dişli yuvarlatılmış etek hesabında kullanılan imgeler	52
Şekil 2.41 Dişli yuvarlatılmış etek için proje ölçütleri	53
Şekil 2.42 Memba tarafında kabarmış akım profili	54
Şekil 2.43 L sızma boyu için açık çokgen gösterimi	55
Şekil 2.44 Alttan kaldırma için güvenlik	57
Şekil 2.45 Gövde ve düşü havuzuna etki eden kuvvetler	58
Şekil 2.46 1. Yükleme durumu için devrileme güvenliği	59
Şekil 2.47 2. Yükleme durumu için devrilme güvenliği	60
Şekil 2.48 Bağlama ana gövdesi ve düşü havuzunun kayma güvenliği	61
Şekil 2.49 Suyun deprem itkisi	63
Şekil 2.49 Suyun deprem itkisi	64
Şekil 2.50 Deprem itkisi	65
Şekil 2.51 Dolu gövde duvarlarında temel zemin gerilmeleri	65

Şekil 2.52 Temelde zemin gerilmeleri	67
Şekil 3.1 Bazı tip kanal enine kesitleri	71
Şekil 4.1 Yükleme havuz genel vaziyet planı	76
Şekil 4.2 Biriktirmesiz dere içi santralında güç planı	78
Şekil 4.3 Yükleme havuzu boyuna kesitine bir örnek bir örnek yaklaşım	79
Şekil 5.1 Çelik cebri boru mesnetleri	86
Şekil 6.1 Yatay eksenli Francis türbini kuvvet santralının unsurları	88
Şekil 6.2 Hidrolik türbinlerin kullanım sınırları	95
Şekil 6.3 Net düşü miktarına bağlı olarak N_s değerleri	95
Şekil 6.4 Hidrolik türbinlerin karakteristik verim eğrileri	96
Şekil 6.5 Kaplan türbin çarkı ve çalışma prensibi	96
Şekil 6.6 Francis türbin çarkı ve çalışma prensibi	96
Şekil 6.7 Pelton türbin çarklı ve çalışma prensibi	97
Şekil 7.1 Kıvrıntıdaki akım	100
Şekil 7.2 'H.BULLE' kıvrıntı açısına bağlı sürüntü maddesi girişi	101
Şekil 7.3 İkincil akımın sürüntü maddesi yığılmasına etkisi	101
Şekil 7.4 ' F. HABERMAAS' kıvrıntı tiplerine göre sürüntü maddesi giriş oranları	102
Şekil 7.5 Sualma yapısı	106
Şekil 7.6 'M.M. Grischin' kıvrıntıdan su almak	106
Şekil 7.7 'Habermaas' suni kıvrıntıdan su alma	107
Şekil 7.8 'E. MOSONYI' suya batmış bir ayırma duvarı ile sürüntü maddesinin tutulması	107
Şekil 7.9 Sifonlu tirol tipi bağlama	108
Şekil 7.10 Izgara yükseltisinin tıkanma üzerine etkisi	109
Şekil 7.11 Kapaklı temizleme sistemi	109
Şekil 7.12 Izgara üzerindeki sürüklenme hareketi	110
Şekil 7.13 Sualma kanalı akım hareketi ve enerji çizgisi yüksekliği	110
Şekil 7.14 Izgara eğimi ile akarsu taban eğimi tipleri	111
Şekil 7.15 Izgaradaki akışı incelemek için kullanılan imgeler	111
Şekil 7.16 Izgaraya etki eden su kuvvetleri	111
Şekil 8.1 Küçük hidroelektrik santral ilke taslağı	118

Şekil 8.2 Debi süreklilik eğrisi	121
Şekil 8.3 Akım süreklilik eğrisi	121
Şekil 8.4 Günlük yük eğrisi	122
Şekil 9.1 Çökeltme havuzu boyunca danelerin hareketi akış ve çökeltme hızları ...	126
Şekil 9.2 Tozköy santrali için yapılan sürekli yıkamalı üçer bölmeli çökeltme havuzu tipik kesiti	126
Şekil 9.3 Tipik bağlama vaziyet planı	131
Şekil 9.4 Bağlama yapısı üstüne konulmuş çökeltme yapısı	132
Şekil 10.1 Leonardo da Vinci (1452-1519)'a göre aksenel çarklar	134
Şekil 10.2 Dört tip su çarkı	135
Şekil 10.3 Redtenbacher'e (1860) göre eski türbinler	136
Şekil 10.4 Redtenbacher'e (1860) göre eski reaksiyon çarkları	138
Şekil 10.5 1754'teki yapılmış orijinal planlara göre yapılmış Euler türbinlerinin frenleme eğrileri.....	140
Şekil 10.6 Fourneyron türbini.....	141
Şekil 10.7 1834'te yapılmış Fourneyron türbini.....	142
Şekil 10.8 Segner su çarklarından Kaplan türbinine kadar olan türbinlerin gelişimine genel bakış	144
Şekil 10.9 Francis türbini merkezi su akışlı	145
Şekil 10.10 Redtenbacher'e göre Zuppinger türbinleri (1860)	146
Şekil 10.11 Girard'ın doğrusal eşbasınç türbini	148
Şekil 10.12 Redtenbacher'e göre kısmi vuruşlu eşbasınç türbin	149
Şekil 10.13 Charmilles'e göre Pelton patenti	151
Şekil 10.14 Bell ve (Bachmann,1990)'a göre serbest akışlı bir Pelton kepçesinin su tutuşu.....	152
Şekil 10.15 Escher- Wyss'ın X türbini	152
Şekil 10.16 Kaplan türbinleri için X türbinlerine yönelik Francis çarkı	154
Şekil 10.17 İlk Kaplan türbini (1914) sabit kanatlı ve devingen kanatlı bugünkü Kaplan türbini	155
Şekil 10.18 Kaplan türbinlerinden boru tipi türbinler	156

Şekil 10.19 Tek çarklı türbinleme ve pompalama: Pompa türbini	158
Şekil 10.20 Günümüzün önemli türbin tipleri Pelton çarkı, Francis çarkı, Kaplan çarkı	158
Şekil 10.21 İki fazlı indüksiyon motoru	160
Şekil 10.22 Niyagara şelalesi elektrik santrali görünüşleri	161
Şekil 11.1 Geçirimli zeminlerde inşa edilecek dolu gövdeli bağlama tipik kesiti	163
Şekil 11.2 Geçirimsiz zeminlerde inşa edilecek dolu gövdeli bağlama tipik kesiti	165
Şekil 11.3 Dolgu baraj maliyeti	167
Şekil 11.4 Sualama yapısı maliyeti	168
Şekil 11.5 Vana, çatallaştırma, kapak maliyeti	169
Şekil 11.6 Cebri boru maliyeti, küçük düşüler	170
Şekil 11.7 Cebri boru maliyeti, büyük düşüler	171
Şekil 11.8a Maliyet keşfi Tablolarında kullanılan santral tipleri	172
Şekil 11.8b Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Dikey Francis türbini’	173
Şekil 11.9 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Yatay Francis türbini’	174
Şekil 11.10 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Dikey ve Yatay Francis türbini’	175
Şekil 11.11 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘İmpuls türbin birimleri’	176
Şekil 11.12 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Boru tipi türbin birimleri’	177
Şekil 11.13 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Ampul tipi türbin birimleri’	178
Şekil 11.14 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Yatay çark tipi türbin birimleri’ .	179
Şekil 11.15 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Açık oluk (D) tipi türbin birimleri’	180
Şekil 11.16 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Yatay çark (D) tipi türbin birimleri’	181
Şekil 11.17 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Boru (D) tipi türbin birimleri’	182
Şekil 11.18 Kuyruksuyu kanalı kazı maliyeti	183
Şekil 11.19 Şalt sahası ve jeneratör gerilim devre kesici maliyeti	184
Şekil 11.20 Kaplamasız açık trapez kanal tipik kesiti	185
Şekil 11.21 Kaplamalı açık kanal tipik kesiti	186
Şekil 11.22 Açık kanal ve hizmet yolu kazı- dolgu dengesi tipik kesiti	186

Şekil 12.1 Kaya zeminde küçük kayma	188
Şekil 12.2 Toprak zeminde üzerinde kayma	188
Şekil 12.3 Zayıf tabaka üzerinde kayma plağı oluşumu	189
Şekil 12.4 Yamaç yıkanması ile oluşan çökelti birikmesi	189
Şekil 12.5 Aşırı yüklü bindirme birikintisi kayması	189
Şekil 12.6 Tabakalı kaya zeminlerde basamaklı kayma hasarı	190
Şekil 12.7 Yükleme havuzu yıkılması	190
Şekil 12.8 Çokgen kayma yüzeyi hasarı ve etkileri çizimi	190
Şekil 13.1 Şişirme baraj kurulum ilkesi	194
Şekil 13.2 Şişirme baraj çalışma ilkesi	194
Şekil 13.3 Şişirme baraj çalışma ilkesi	194
Şekil 13.4 Kauçuk malzemenin katmanları	195
Şekil 13.5 Değişik dane çaplarına göre aşınma miktarları	196

TABLO DİZİNİ

	Sayfa
Tablo 2.1 Yüzeysel sıçrama bağıntıları	37
Tablo 2.2 Lane katsayısı değerleri	56
Tablo 2.3 Kayma hesabı için (f) sürtünme katsayıları	62
Tablo 2.4 Buz tabakası kitle merkezinden etkiyen buz itkileri	66
Tablo 5.1 Plastik boru karşılaştırma tablosu	85
Tablo 7.1 Kanal kıvrıntı açısının sürüntü malzemesi girişine etkisi	103
Tablo 8.1 Güvenilir güç tablosu	122
Tablo 13.1 Savak yüksekliğine bağlı kauçuk kalınlığı	193

SİMGE VE KISALTMALAR DİZİNİ

GWh	Giga watt saat
g	Genişleme (indis), giren(indis), gün, yerçekimi ivmesi (m/sn^2)
γ	Birim hacim ağırlığı (t/m^3)
h	Saat, su derinliği (m), yağış yüksekliği (mm)
KW	Kilowatt
k	Kıvrıntı (indis)
L	Büyükük, uzunluk (m)
l	Uzunluk (m)
lt	Litre
λ	Sürtünme etmeni
m	Kitle, meyil (indis), şev eğimi
μ	Debi Katsayısı
N	Güç (kilowatt); BG
n	Dönüş sayısı (devir/dakika), pürüzlülük katsayısı
n_s	Özgül dönüş sayısı (devir/dakika)
v	Kinematik viskozite (m^2/s)
ϕ	Açı
Q	Debi (m^3/s)
q	Birim debi ($lt/s/ha$); ($lt/s/km^2$)
ρ	Özgül kütle ($t.s^2/m^4$)
t	Zaman
τ	Kayma gerilmesi (kg/cm^2)
V	Hacim (m^3)
v	Hız (m/s); (km/h)
W	Su itkisi (t,kp)
w	dalga(indis), dane çökelme hızı (m/s)
X	Bağımsız değişken
Y_f	Yük faktörü

1. GİRİŞ

Küçük hidroelektrik santrallerin kurulu gücünün belirlenmesine ilişkin politikalar ve hesap esasları incelenecektir.

Türkiye’de olduğu gibi, neredeyse dünyanın tüm ülkelerinde, akış gözlem ölçeklerinin ülkenin tüm akarsuları üstüne kurulması ekonomik açıdan olanaksızdır. Bu nedenle, akış gözlemi olmayan, ancak proje yapılma gereği duyulan akarsularda kurulacak küçük ölçekteki hidroelektrik santrallerin kurulu güçlerinin belirlenmesine ilişkin ölçütler çok çeşitlidir. Bunlardan Türkiye koşullarına uygun olanın hangisi olduğunun belirlenmesi, hem küçük ölçekli hidroelektrik santrallerin daha verimli kurulması ve işletilmesini sağlayacak, hem de genellikle yurtdışından satın alınan türbin ve governörlerin daha akıllıca seçilmesini olanaklı kılacaktır.

Akış- Sürek eğrisinden yararlanarak, kurulu gücün belirlenmesine ilişkin çok sayıda seçim ölçütü bulunmakta, bunlar genellikle, “akarsu ne kadar su varsa, o kadar enerji üret” mantığına dayanmaktadır. Bu ise, son yıllarda özel sektör eliyle gerçekleştirilmekte olan projelerde pek akılcı ve kazanç sağlayıcı gözükmemektedir. Bu nedenle, kurulu güç seçiminin ülke koşulları ve enerji politikaları göz önünde tutularak belli bir ölçüte bağlanması yararlı olacaktır. Konuya ilişkin çok sayıda literatür bulunmakla birlikte, bu literatür genellikle devlet sektörü mantığına göre ve Avrupalılar tarafından oluşturulmuştur. Ülkemizdeki durumda ise, kurulu gücü eniyileme değil, ancak enküçükleme mantığına göre oluşturulmak istenmektedir. Bu nedenle, her iki yaklaşımı da eniyi biçimde içeren bir ölçütün konulması yararlı olacaktır.

2. BAĞLAMA YAPISI

2.1. Genel

Küçük hidroelektrik santrallerin yatırımında inşaat imalatı maliyetleri, orta ve büyük hidroelektrik santrallerinkine göre belirgin biçimde daha azdır. Yinede toplam yatırımın yarısından fazlasını kapsar. Ayrıca toplam yatırım süresini belirleyen en önemli etmen inşaat işlerinin iş programıdır. Dolayısıyla Küçük hidroelektrik santral yatırımının en önemli iki unsuru, inşaat işleri bedelinin düşürülmesi ve saha uygulamalarının süre kısaltmasıdır. Aşağıdaki yazılan maddeler inşaat işlerini zorlayıcı unsurlar olarak görülmektedir.

- a) Küçük hidroelektrik santral yatırımlarında parasal olanaklar sınırlıdır. Bu yüzden gerekli olan jeolojik araştırmalar, saha keşfi, hidrolik modelleme ve yapısal incelemeler gibi projelendirmenin aşamaları için harcama yapılamaz.
- b) Küçük hidroelektrik santralin kurulacağı bölgedeki yerel inşaat malzemelerinin kullanılması ile inşaatın yapılması öncelikli seçenektir.
- c) Yerel insan kaynağından yararlanılarak yapım işleri yapılır dolayısıyla işi yapacak insanların becerileri ve gereç teknolojisi inşaat uygulamalarının tasarlanmasında önemli etmenlerdir. Bunların etkisi ile Küçük hidroelektrik santral yapımı, orta ve büyük hidroelektrik santral yatırımından daha basit ve kolay değildir. Küçük hidroelektrik santral projesi inşaat mühendisinin diğer mesleki disiplinlerinde de bilgi sahibi olması zorunludur. Örneğin; uygulamalı mekanik, hidrolik, yapı malzemeleri, mühendislik ekonomisi, yerbilimleri, hidroloji ve benzeri ile yerinde öğrenme- anında çözüm üretme yetkinliğinde olmak.

2.2. Çevirme Yapısı

Küçük hidroelektrik santral uygulamalarında kullanılan çevirme yapısı Şekil 2.2' de gösterildiği şekilde yapılır. Düşü yüksekliği 4–5 m olan Küçük hidroelektrik santral kanal uzunluğu göreceli olarak kısa olduğu zamanlarda (500- 800 m gibi) kanal biriktirme işlevini de yerine getirmesi için hazne veya yükleme havuzu olarak tasarlanır (Şekil 2.2a). Topografya koşulları uygun veya yan akarsu varsa, kanalın orta bölümünde havuz yerleştirilir veya biriktirmeli yükleme havuzu oluşturulur (Şekil 2.2b, Şekil 2.2c). Genel durumda küçük kapasiteli yükleme havuzu tasarlanarak normal çalışma koşulları sağlanır (Şekil 2.2d). Bazı durumlarda ise, gelecekteki en iyi seçenekleri tanımlayabilecek tasarımlar olabilecektir (Şekil 2.2e, Şekil 2.2f). Deneyimler göstermiştir ki Küçük hidroelektrik santral çevirme yapısı işlevleri arasında günlük biriktirme veya birkaç saatlik biriktirme yapılması daha yararlı ve seçilebilir olmaktadır. Çünkü;

- a) Enerji isteminin doruk noktaya ulaştı anlarda santralin kullanılabilirliğini artırır
- b) Akarsu akımından tam olarak yararlanmaya olanak sağlar,
- c) Akarsu güzergâhına basamaklı olarak yerleştirilmiş olan Küçük hidroelektrik santral yapılarının birleşik olarak (ardı ardına) kullanılma yeteneğini düzenler, geliştirir.

2.3. Gövde

2.3.1. Bağlama hidrolik hesapları

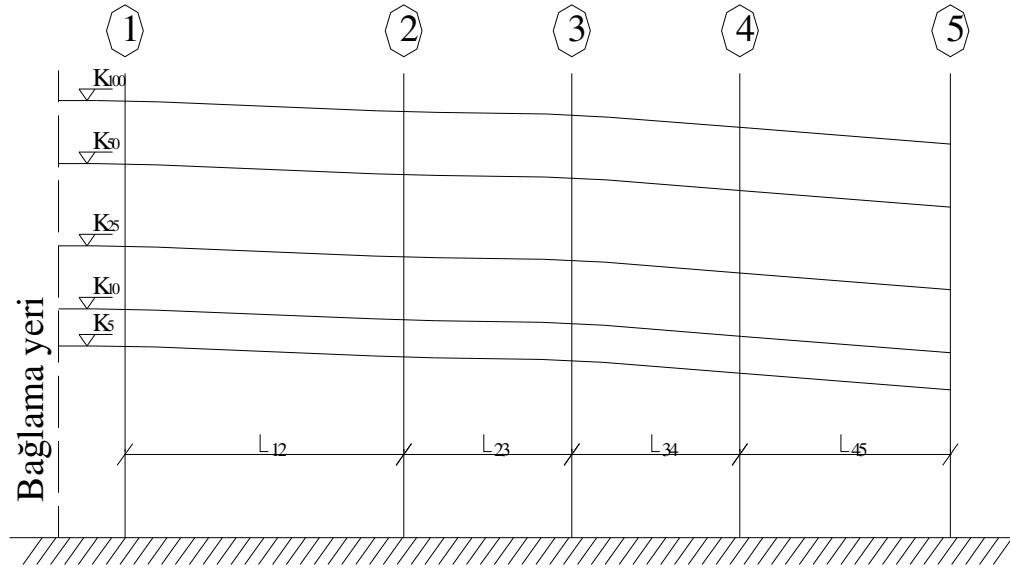
2.3.1.1. Bağlama yatağı mansabındaki dere anahtar eğrilerinin saptanması

Dere yatağı anahtar eğrisi,

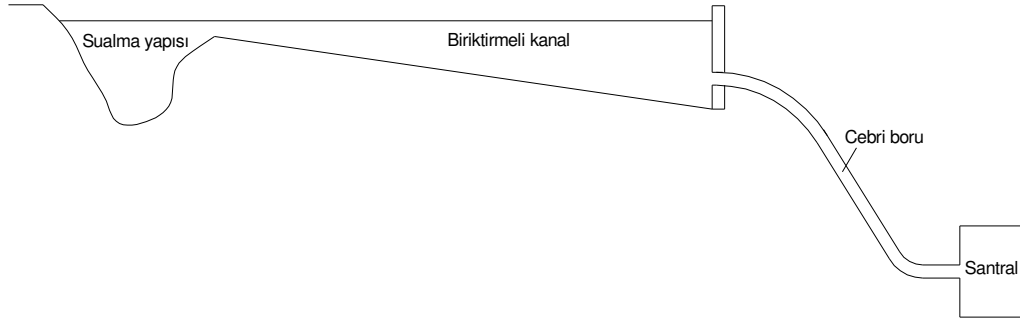
- a) Dolu gövde debi hesabı
- b) Düşü havuzu hidrolik hesabı
- c) Çevre duvarları, batardo ve memba seddelerinin üst kot hesabı için kullanılır,

Dere yatağı anahtar eğrisinin hassas biçimde çizilebilmesi için bağlama yerinin hemen mansabında 50- 100 m aralıkla enaz 5 ya da daha çok en kesit belirlenir. Bağlama eksenine en uzak noktada seçilmiş olan kesite ait anahtar eğrisi yaklaşık yöntemle saptanır. Bundan sonra bağlama yerine doğru su yüzeyi eğrileri hesaplanarak çizilir. İşlemler $Q_5, Q_{10}, Q_{25}, Q_{50}, Q_{100}$ debileri için ayrı ayrı yapılarak bağlama yerine en yakın yerdeki mansap yönü kesit için hassas anahtar eğrisi saptanmış olur.

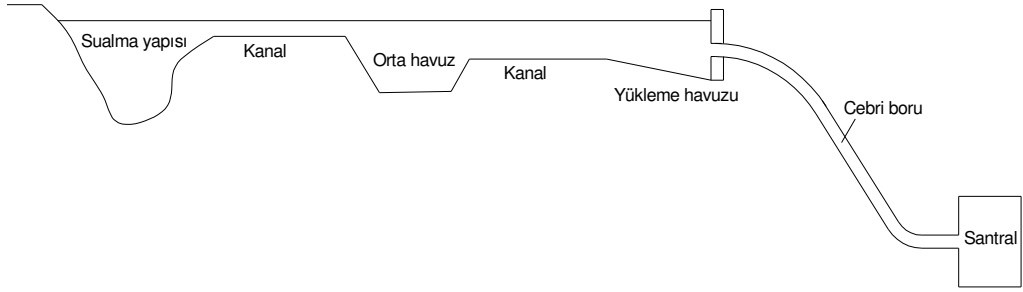
Akım nehir rejiminde olduğu için denetim kesiti mansaptadır ve dolayısıyla su profili hesapları mansaptan memba ya doğru yürütölmektedir. Şekil 2.1'de su yüzeyi ile Şekil 2.3a, Şekil 2.3b' de yaklaşık ve hassas anahtar eğrileri için çizgeler gösterilmiştir.



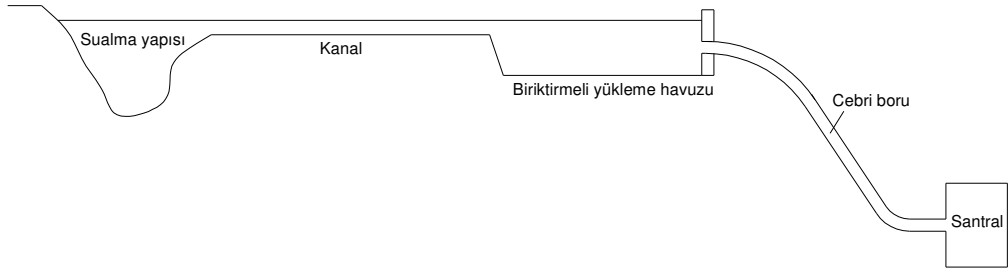
Şekil 2.1 Bağlama Mansabında su yüzü eğrileri (Sungur 1988)



(a)

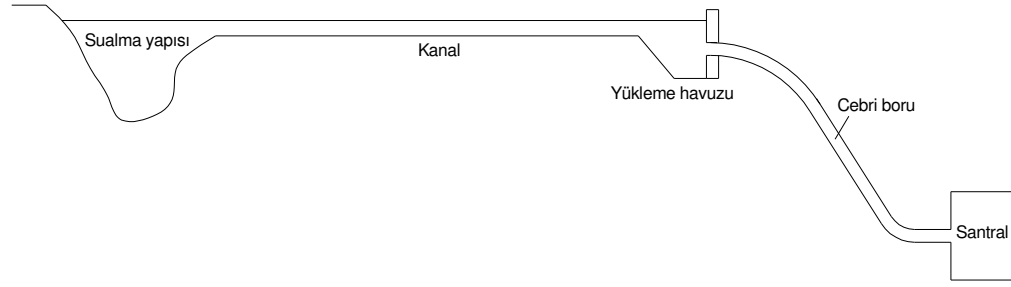


(b)

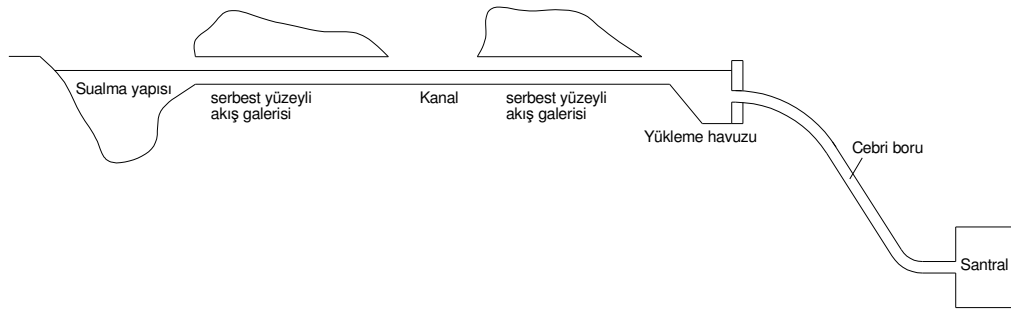


(c)

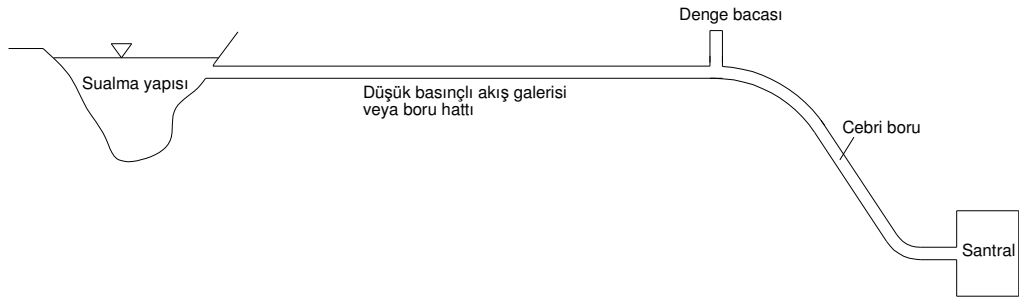
Şekil 2.2 Çevirme yapısı (a) Biriktirmeli kanal tipi, (b) Orta biriktirmeli kanal tipi, (c) Biriktirmeli yüklem havuzu tipi (Jiandong vd. 1996)



(d)

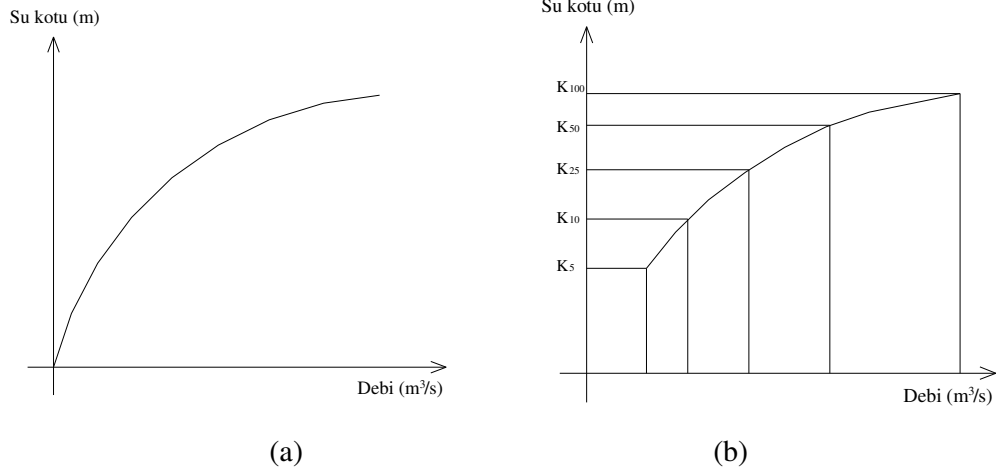


(e)



(f)

Şekil 2.2'nin devamı Çevirme yapısı (d) Biriktirmesiz tip, (e) Serbest yüzeyli akışlı tünel tipi, (f) Düşük basınçlı tünel tipi (Jiandong vd. 1996)



Şekil 2.3 Anahtar eğrisi (a) 5 kesiti için yaklaşık, (b) 1 kesiti için su yüzeyleri ile saptanan hassas

5 kesiti için yaklaşık anahtar eğrisinin belirlenmesi:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot A \quad (2.1)$$

$$Kd = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot A = f(h) \quad (2.2)$$

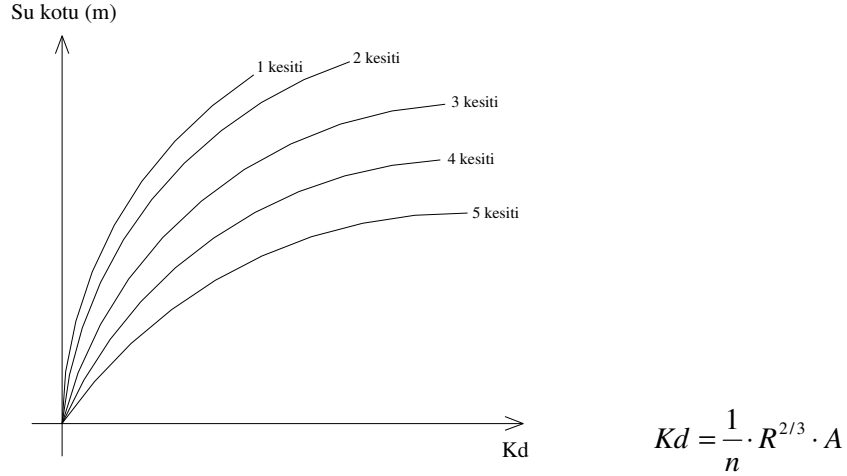
Kd : Kesit akış alanı(iletim) karakteristiği

n : 0,028 - 0,035 arasında Yatak biçimi ve bitki örtüsüne bağlı olarak seçilir.

Ortalama S (yatak taban eğimi) hesaplanır. Gerçekte S enerji eğimidir, taban eğimi olarak kabul edilerek hesap yapılır, bu kabul yöntemin yaklaşık olmasının sebebidir. Şekil 2.4'de görüldüğü gibi 5 kesitin Kd eğrisi (h) su derinliğine ya da su kotuna bağlı olarak çizilir.

$$Q = Kd \cdot S^{1/2} \quad (2.3)$$

Bağıntısından hesaplanan değerler Şekil 2.3'de görüldüğü gibi anahtar eğrisini belirtmiş olur.



Şekil 2.4 Kd eğrileri çizim örneği (Yanmaz 1997)

Su yüzeyi hesap ve çizimleri:

Su yüzeyini belirlemek için 5 kesitinde olduğu gibi sırasıyla 4, 3, 2, 1 kesitlerinin Kd eğrileri çizilir (Şekil 2.4). Belli bir debi için 5 noktası kotu belirli olduğundan 4 no kesit için bir kot varsayılır. Kd_4 eğrisi çizelgesinden varsayıma karşı gelen Kd_4 değeri bulunur.

$$\frac{1}{2} \cdot (Kd_4 + Kd_5) = Kd_{ort} \quad (2.4)$$

$$S = \left(\frac{Q}{Kd_{ort}} \right)^2 \quad (2.5)$$

Bağıntıları yardımıyla enerji eğimi bulunarak,

$$\Delta H = S \cdot L \quad (2.6)$$

İle yük kaybı hesaplanır, hız yük kaybı ihmal edilerek,

a. $K_4 = K_5 + \Delta H$ eşitliğini sağlayana kadar tatonman ile işlem yapılarak 4 kesiti için su kotu hesaplanır,

b. Benzer hesap yöntemi kullanılarak sırasıyla 4–3, 3–2, 2–1 kesitleri arasında işlem tekrar edilerek gerçeğe yakın su yüzeyi kotu elde edilir.

c. Yukarıdaki işlemler Q_5 , Q_{10} , Q_{25} , Q_{50} , Q_{100} için ayrı ayrı yapılarak bu debilere karşılık gelecek olan su yüzeyleri Şekil 2.1’de görüldüğü gibi çizelgeye işlenir. Bağlamanın hemen mansabındaki kesit için (1 no kesit) Q_5 , Q_{10} , Q_{25} , Q_{50} , Q_{100} debileri apsisite, ilgili su kotları ordinata işlenmesi yoluyla 1 kesitine ait hassas anahtar eğrisi Şekil 2.3b’de görüldüğü gibi elde olunur.

2.3.1.2. Dolu gövde tepe yüksekliğinin saptanması

Ana Kanal su alma kotuna priz yük kayıpları ve de hava payı eklenerek bu kot saptanır. Hava payı hız yüküyle dalga yüksekliğini kapsar. Priz yük kayıpları ön tasarımda ~0.15 m ve hava payı 0.10 m alınabilir. Tepe kotu, ilk yaklaşımda bu ölçülere Parshall ölçü tesisi yük kayıpları ve ana kanal su kotu eklenerek bulunur. Hassas hesap gerekirse aşağıdaki büyüklükler hesaplanır.

Akım nehir rejiminde ve kontrol kesiti mansaptaki ana kanal kesiti olduğuna göre Priz yük kayıpları mansaptan membaa doğru hesaplanır. Bu sıralamaya göre işlem aşimları sırasıyla şunlardır.

- a. Parshall ölçü tesisi yük kaybı (ΔH_p)
- b. Rakorman Kaybı (H_R)
- c. Ana kanal giriş yapısı yük kaybı (ΔH_a)
- d. Kurp kesit değişimi yük kaybı (ΔH_k)
- e. Çökeltim havuzu eşik kaybı (ΔH_e)
- f. Çökeltim havuzu yük kaybı (ΔH_c)
- g. Giriş Eşiği yük kaybı (ΔH_{ge})
- h. Priz giriş kaybı (ΔH_g)

2.3.1.3. Bağlama tepe uzunluğunun saptanması

Tepe kotu belirlendikten sonra Tepe uzunluğu topografyaya ve hidrolik hesaplara bağlı olarak iki şekilde saptanır.

a) Dar ve orta geniş vadilerde Tepe kotu seviyesinin yamacı kestiği noktalar arasındaki uzunluk L Tepe uzunluğunu oluşturur.

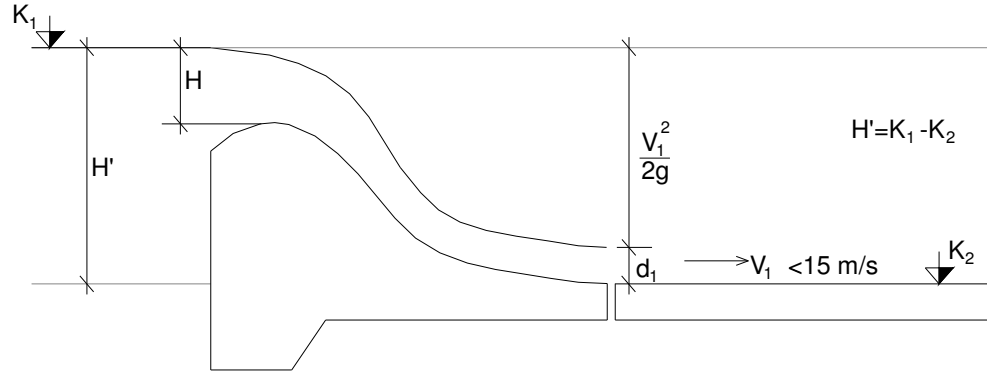
b) Geniş ve çok geniş vadilerde ise Tepe boyunu çok uzun seçmek ekonomik olmayabileceği için Tepe boyunu azaltmak yoluna gidilir. Bunun için birkaç farklı Tepe boyu seçilir ve bunlara karşılık gelen Tepe yükleri yaklaşık olarak

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (2.7)$$

Bağıntısı ile hesaplanır. Burada,

C= 2,00- 2,10 Aralığında katsayıdır,

Elde olunan H yükleri Tepe kotuna eklenerek membadaki kabarmış su kotları bulunur. Bu su kotlarına göre yatağın yayılacağı su yüzeyi alanları hesaplanır. Burada eniyileme sorunu ile karşılaşılır. Suyun yayıldığı alan çok geniş ise yatağın iki yanına Sedde yapılarak Tepe uzunluğu azaltılır, bu durumda ise H su yüksekliğine bağlı olarak, sızma yükü ve basınç artar, bağlama ana gövdesi yüksekliği artacağı için yapım masrafları artar. Dolayısıyla Bağlama gövdesi boyutları ile Sedde boyutlarının en uygun bileşkesinin hesaplanması gerekir. L boyu mümkün olduğunca kısa tutulur, ancak düşü yatağındaki hız 15 m/s 'yi ve Froude sayısı sınır değerleri aşmamalıdır (Şekil 2.5) (Sungur 1988).



Şekil 2.5 Düşü yatağı büyüklükleri gösterimi

$$H' = d_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.8)$$

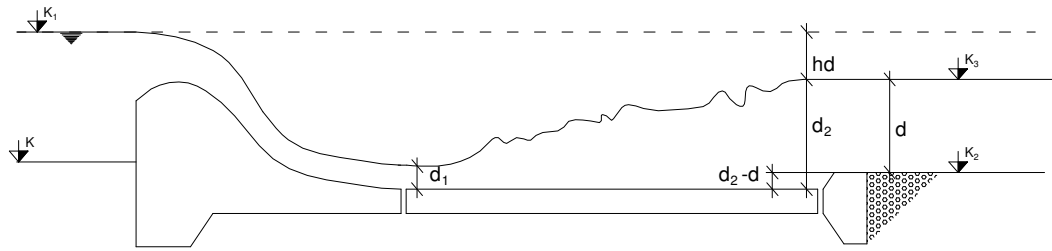
olduğu için seçilen L Tepe uzunluğu için H ve K_1 bellidir

$$Q = L \cdot d_1 \cdot V_1 \quad (2.9)$$

Bağıntısından

$$K_1 - K_2 = \frac{Q}{L \cdot V_1} + \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.10)$$

$$Q = Q_{100}$$



Şekil 2.6 Bağlama boy kesiti

K_2 aşağıdaki şekilde hesaplanır (Şekil 2.6).

$$\text{Birim debi } q = \frac{Q}{L} \quad (2.11)$$

Bağıntısıyla bulunur, K_3 hassas anahtar eğrisinden bulunur,

$$hd = K_1 - K_3 \quad (2.12)$$

$$hd = f(q, d_2)$$

Bağıntısından d_2 belirlenir. Bu işlem her bir Tepe uzunluğu için ayrı ayrı yapılır. Hesap sonucundaki değerler aşağıdaki kısıtlar yardımıyla tanımlanır,

$$d_2 > d \text{ ise } K_2 = K_3 - d_2$$

$$d_2 \leq d \text{ ise } K_2 = K \text{ olarak alınır ve}$$

$$\frac{Q}{L \cdot V_1} + \frac{V_1^2}{2g} = K_1 - K_2 \quad (2.13)$$

Bağıntısından V_1 bulunur. $V_1 \leq 15$ m/s değerini veren tepe uzunluğu uygundur.

2.3.1.3.1. Dolu gövde üzerinde servis köprüsü olması durumu

Dolu gövde üzerinde servis köprüsü yapılacaksa, dolu gövde hesabında kullanılacak olan Le etkin Tepe uzunluğu aşağıdaki bağıntısı ile hesaplanır.

$$Le = L_1 - 2 \cdot (N \cdot KP + Ka) \cdot He \quad (2.14)$$

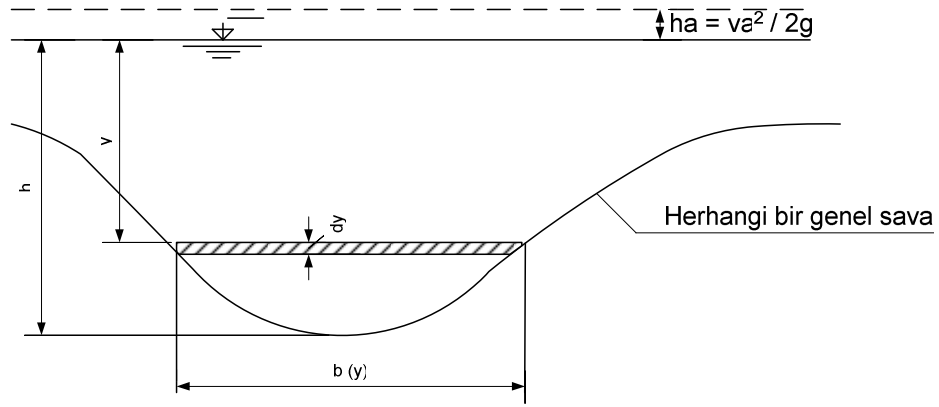
Burada,

$$L_1 = L - B_{ayak} \quad (2.15)$$

$$He = h + \frac{V^2}{2g} \quad (2.16)$$

L_e : Etkin Tepe uzunluğu
 L_1 : Net Tepe uzunluğu
 B_{ayak} : Toplam ayak kalınlıkları
 N : Orta ayak sayısı
 K_p : Orta ayakların büzülme faktörü
 K_a : Kenar ayakların büzülme faktörü
 H_e : Toplam yük

2.3.1.4. Dolu gövde debi hesabı



Şekil 2.7 Genel savak kesiti

Şekil 2.7'de gösterilen herhangi bir genel savak için debi;

$$Q = \mu \cdot \int_0^h b \cdot \sqrt{2g(y + ha)} \cdot dy \quad (2.17)$$

Dikdörtgen bir savak söz konusu olduğunda $b=s.t$ olduğundan,

$$Q = \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot \frac{2}{3} \cdot \left[(h + ha)^{3/2} - ha^{3/2} \right]$$

Bağıntısı yardımıyla hesaplanır. Burada $ha \approx 0$ kabul edildiğinde veya bu etki μ içinde olduğu düşünüldüğünde;

$C = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g}$ ve $H=h+ha$ alındığında,

$$Q = C \cdot b \cdot H^{3/2} \quad (2.18)$$

Dikdörtgen savak debi bağıntısı bulunur.

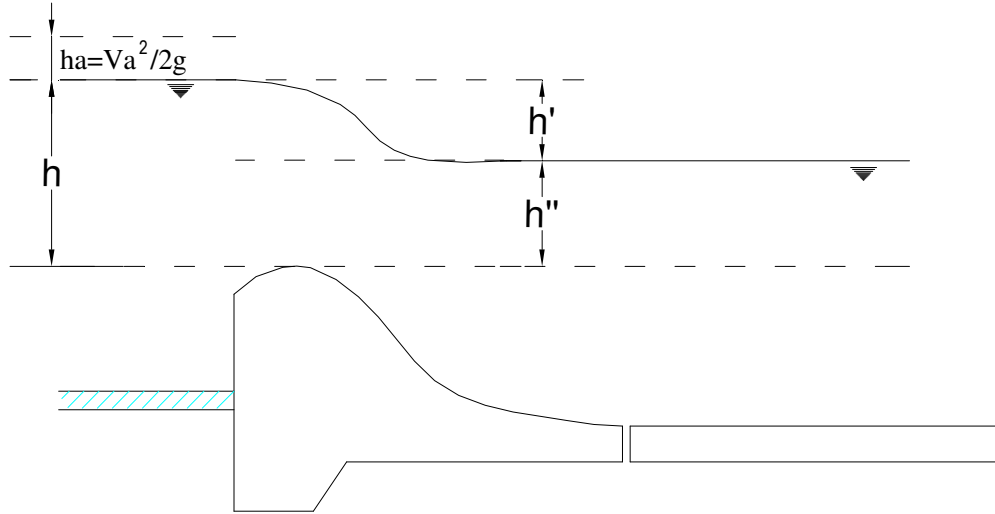
2.3.1.4.1. Batık savak durumunda dolu gövde debisi

Şekil 2.8' de görülen batmış savakta

$$H=h+ha$$

ve

$$Q=Q'+Q''$$



Şekil 2.8 Batık savak kesiti

Dikdörtgen savak halinde suya batık hal için:

$$Q = \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot \frac{2}{3} \left[(h'+ha)^{3/2} - ha^{3/2} \right] + \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g(h'+ha)} \cdot h' \quad (2.19)$$

Debi bağıntısı elde olunur. Bağlama dolu gövde debisi,

$$Q = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot Le \cdot He^{3/2} \quad (2.20)$$

$$He = h + \frac{Va^2}{2g} \quad (2.21)$$

Bağıntıları ile bulunur. Burada;

He : Dolu gövde hesabı yapılırken kestirilen yüküdür.

C_0 : Creager profilinin çizilmiş olduğu toplam H_0 yüküne karşılık gelen katsayıdır. H_0 yükü ise aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

Standart Tepe profili Şekil 2.9 ve kurp elemanları ile saptanmış profil Şekil 2.10'da gösterilmiştir.

$$Q_{100} \cong C \cdot L \cdot H_0^{3/2} \quad (2.22)$$

$C=2.00-2.10$

$L=$ net tepe uzunluğu

$$C_0 = f\left(\frac{P}{H_0}\right)$$

C_1 : Dolu gövde memba yüzü eğimine bağlı etmen

$$C_2 = \frac{He}{H_0} \text{ Oranına bağlı etmen.}$$

C_3 : Düşü havuzu taban kotuna bağlı etmen

$$C_3 = f\left(\frac{Hd + d}{He}\right)$$

Hd : Memba enerji seviyesi ile mansap su seviyesi arasındaki farktır, Q_{100} debisi için hassas anahtar eğrisinden bulunur. $Hd = f(q, d_2)$ Olup buradan d_2 bulunur.

d : Mansap su seviyesi ile düşü havuzu taban kotu arasındaki farktır. Düşü havuzu taban kotu talvegden $d_2 - d_3$ kadar derinde olacaktır hesaplanır (Şekil 2.11).

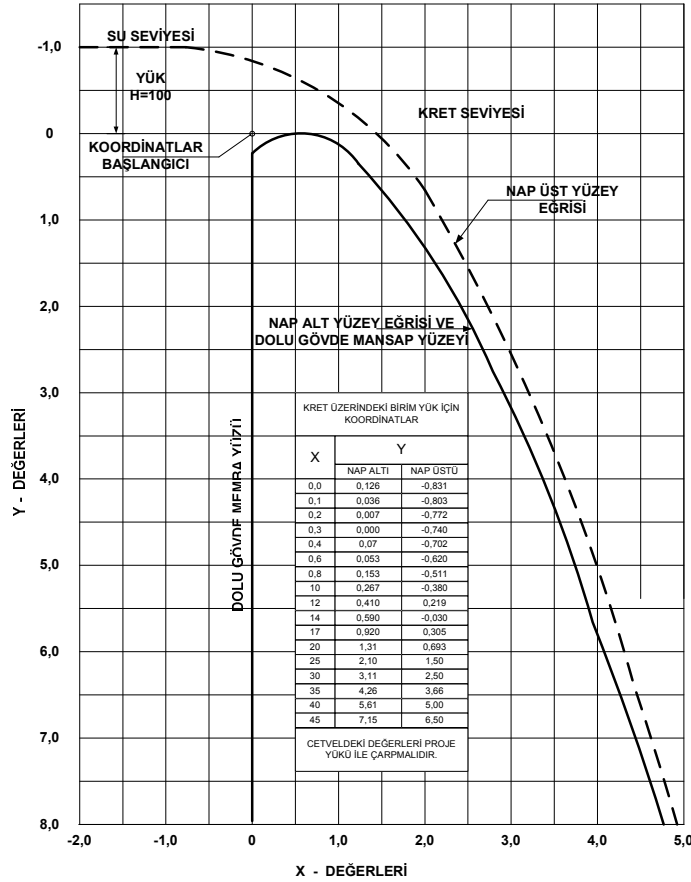
$$hd = f(q, d_2)$$

Olup buradan d_2 bulunur, d_3 mansap su derinliğidir ve anahtar eğrisinden alınır.

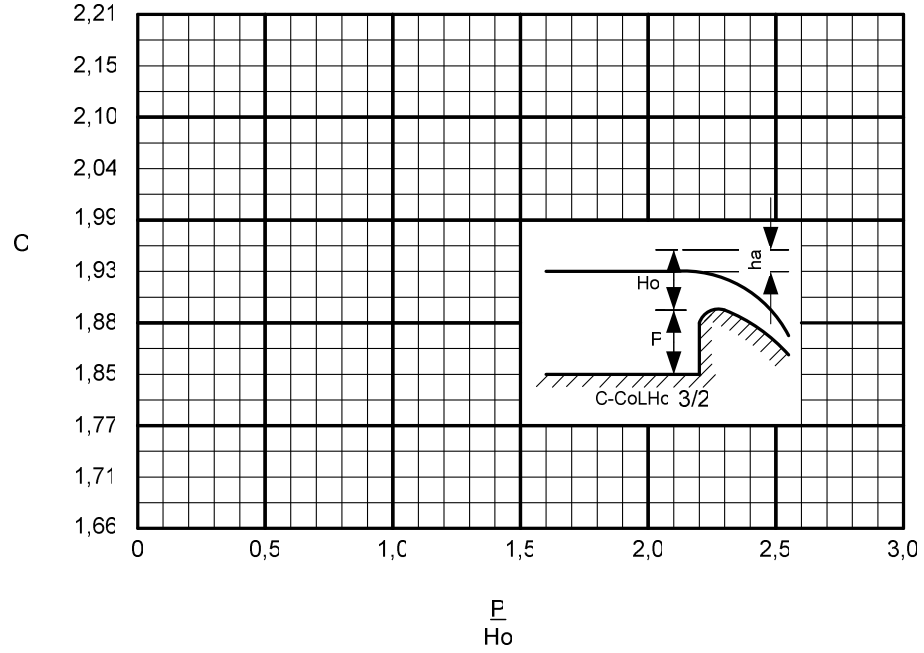
C_4 : Suya batmışlık etkisidir.

$$C_4 = f\left(\frac{He}{Hd}\right)$$

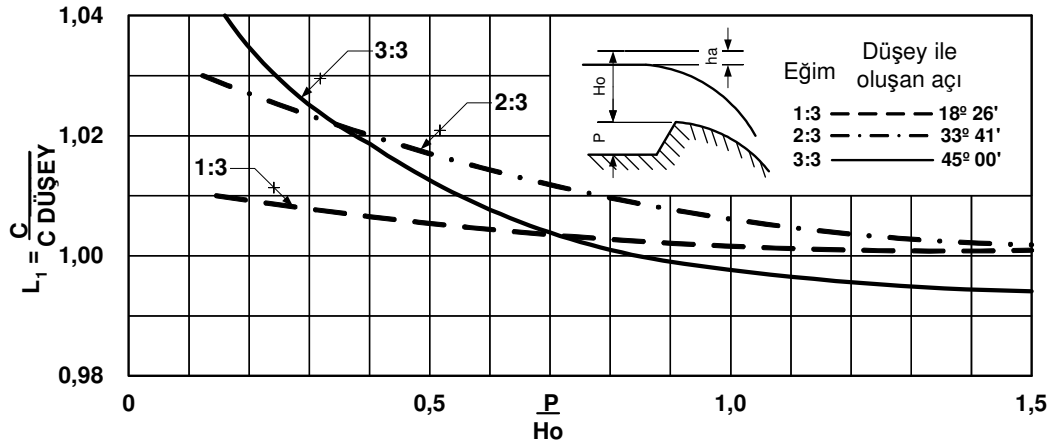
C_0, C_1, C_2, C_3 ve de C_4 debi katsayıları Şekil 2.12 ila 2.16 deki deneysel grafikler yardımı ile saptanır. Şekil 2.17 Mansap şartlarının tepe üzerindeki akıma etkisini tamamen göstermektedir. Şekil 2.18, 2.19 su napı şekline uygun profili, Şekil 2.20 kapaklı dolu savakta debi katsayısını belirtmektedir.



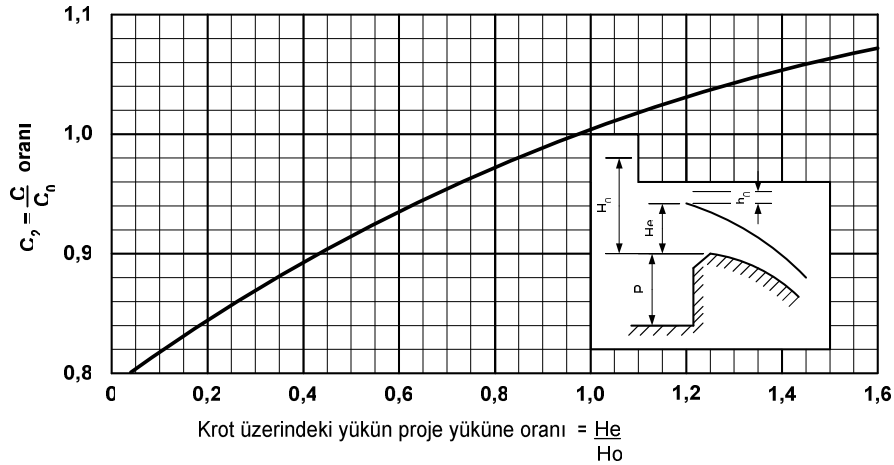
Şekil 2.9 Standart tepe profili (Şentürk 1957).



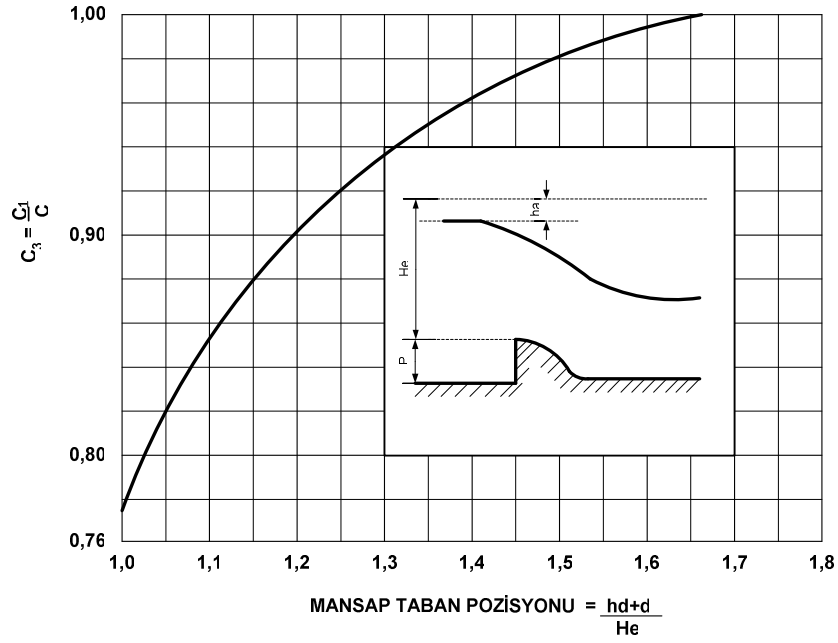
Şekil 2.12 Düşey yüzlü profilde debi katsayısı



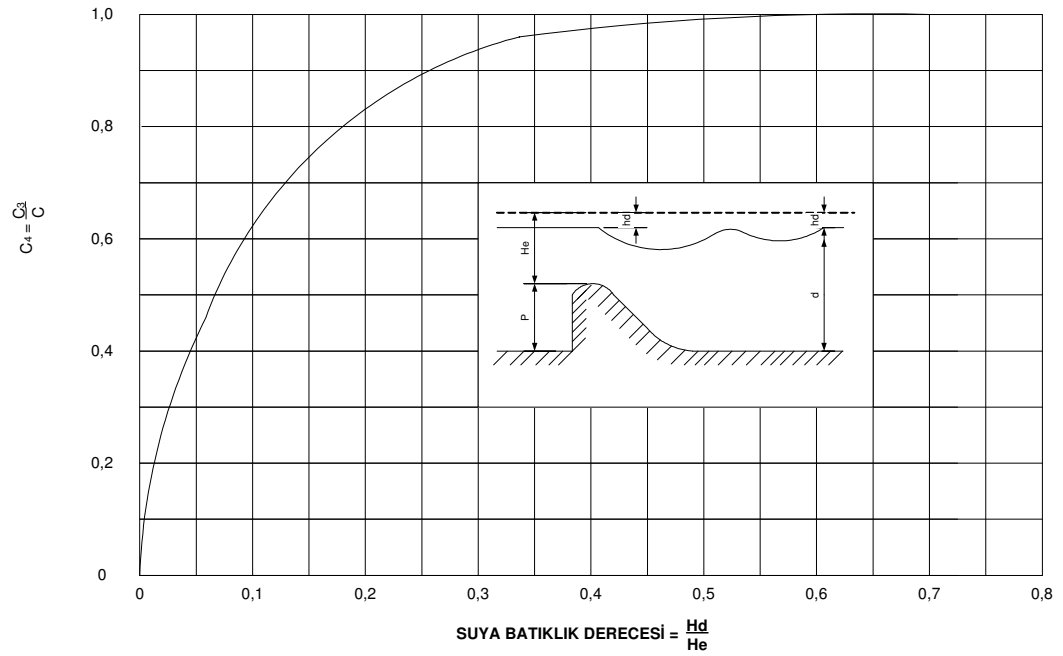
Şekil 2.13 Memba yüzü eğimli profilde debi katsayısı



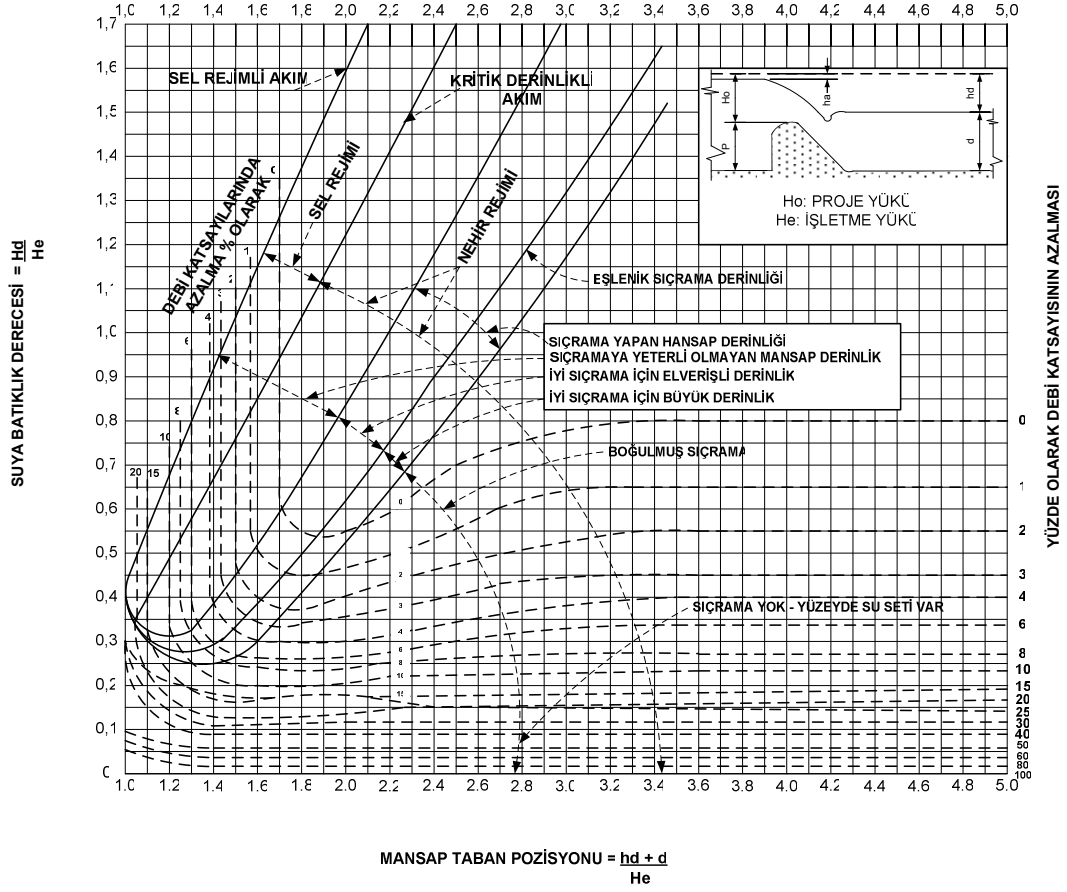
Şekil 2.14 Proje yükünden başka yükler için debi katsayısı



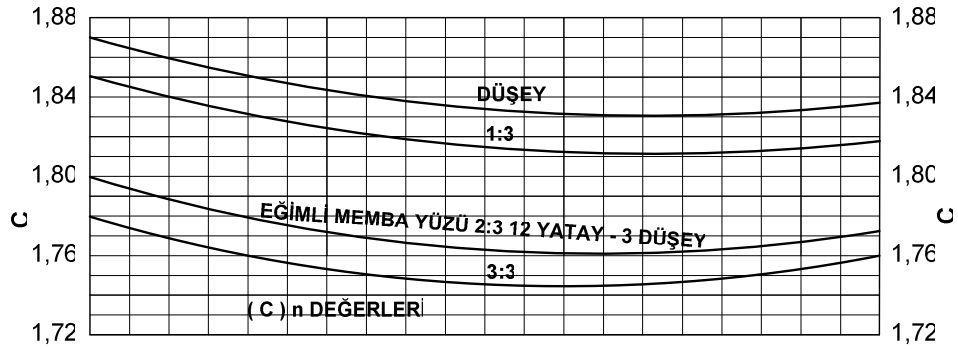
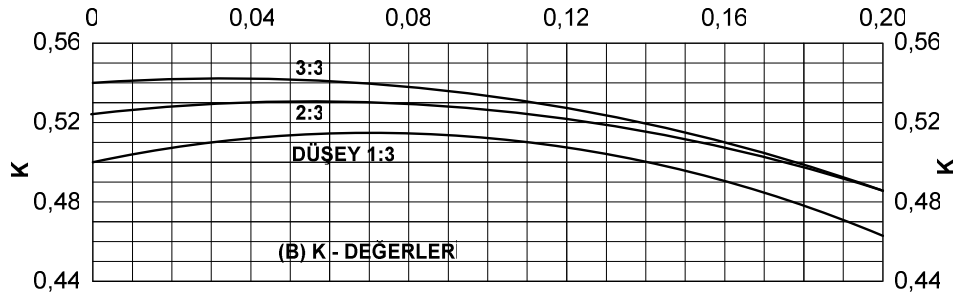
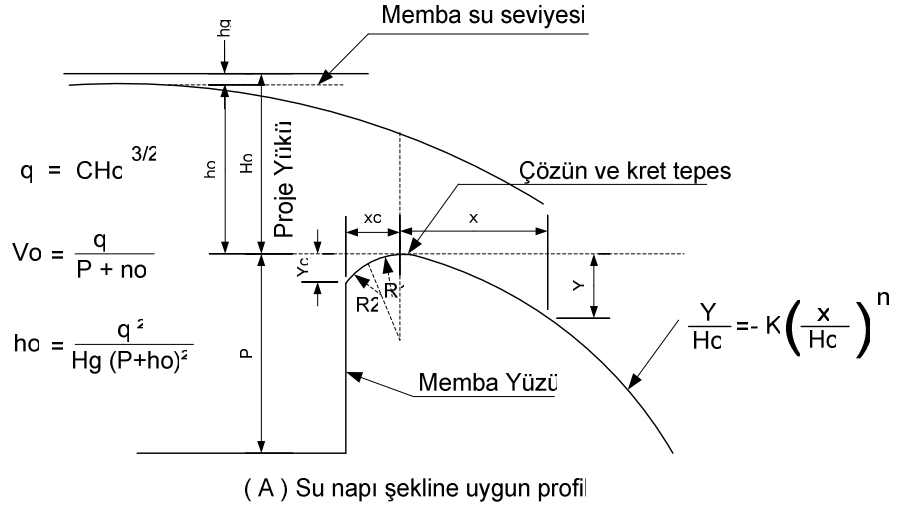
Şekil 2.15 Debi katsayısına mansap taban durumunun etkisi



Şekil 2.16 Mansap su seviyesinin debi katsayısına etkisi

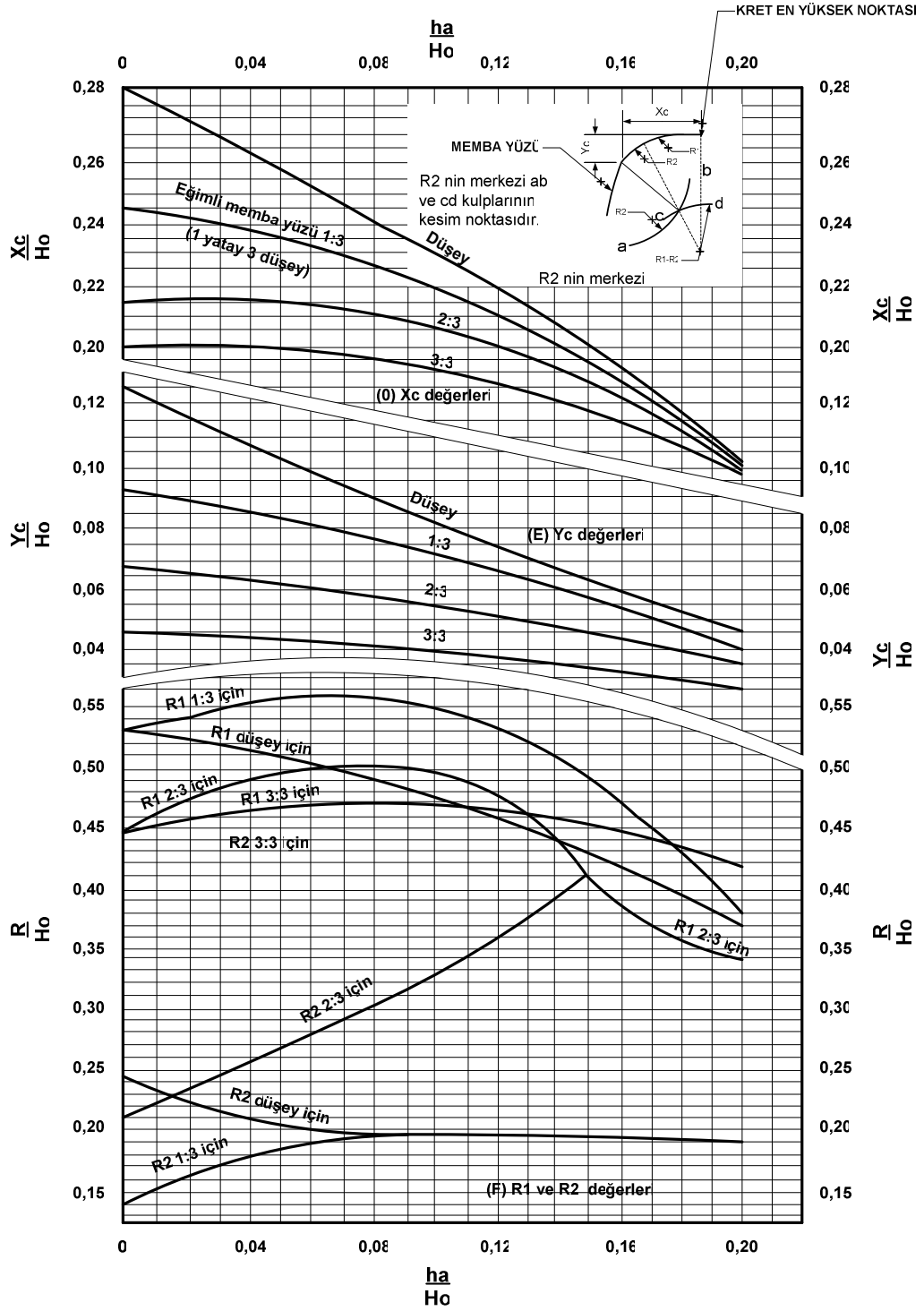


Şekil 2.17 Mansap şartlarının tepe üzerindeki akıma etkisi (Sungur 1988)

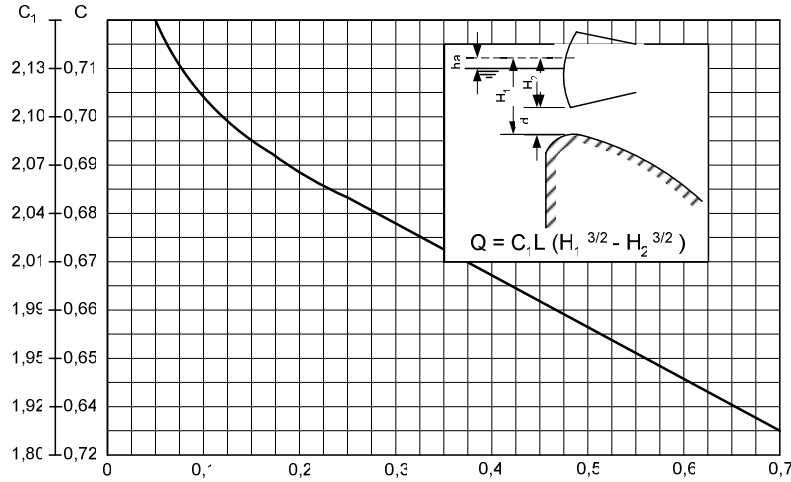


$$\frac{h_0}{H_c}$$

Şekil 2.18 Su napı şekline uygun profili belirleyen etmenler



Şekil 2.19 Su napı şekline uygun profili belirleyen etmenler



Şekil 2.20 Kapalı dolusavakta debi katsayısı (Kızılkaya ve Yegül 1988)

2.4. Geçitler

2.4.1. Genel

2.4.2. Çakıl geçidi

Çakıl geçitleri genellikle çift taraflı seçilir, Priz tek taraflı ise yalnız priz tarafında seçilebilir. Çakıl geçitlerinin seçiminde akarsuyun taşıdığı çökelti miktarı önemli rol oynar, Şekil 2.12'de görülen P değeri 2.50 m den büyük olduğu zaman çakıl geçitlerine dalgıç perde konulması ekonomiktir, perde konulmadığı durumlarda kapak üst kotu Tepe seviyesine eşit alınabilir.

2.4.2.1. Çakıl geçidi debi hesabı

a) Dalgıç Perdesiz Hal (Baykan 2005)

Şekil 2.21'de görüldüğü gibi bu halde akım suya batmış savak bağıntısına uyar

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C \cdot Le \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[(h + ha)^{3/2} - ha^{3/2} \right] + C \cdot Le \cdot \sqrt{2g(h + ha)} \cdot H \quad (2.23)$$

Burada;

Le =Çakıl geçidi düzeltilmiş açıklığı (net açıklık)

$C=0.65$

H =Anahtar eğrisinde Q_{100} taşkın debisine karşılık gelen mansap su kotu ile talveg kotu arasındaki farktır.

$H+h$ =Membra su kotu-talveg kotu

(2.23) ifadesinde ilk terim yok sayılabilir, böylece;

$$Q = C \cdot Le \cdot \sqrt{2g(h + ha)} \cdot H \quad (2.24)$$

Bulunur. Bir kapakla denetlenen dolusavak üst akımı alçak yükte çalışan bir orifise benzer.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (2.25)$$

Bağıntısı ile hesaplanabilir.

H_1 = Orifis tabanına göre toplam yük (Hız yükü dâhil)

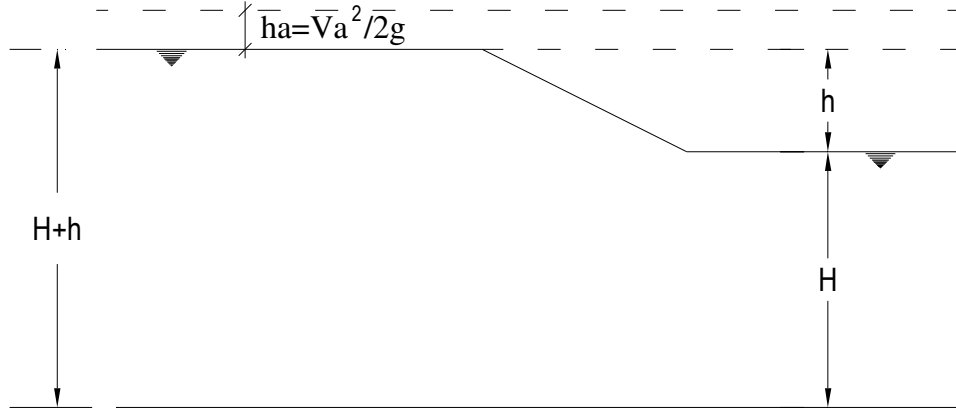
H_2 = Orifis tavanına göre toplam yük (Hız yükü dâhil)

$$C_1 = \frac{2}{3} \cdot C \cdot \sqrt{2g} \quad (2.26)$$

Konursa,

$$Q = C_1 \cdot L \cdot (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (2.27)$$

Q , m^3/s ; H_1 ve H_2 , metredir.

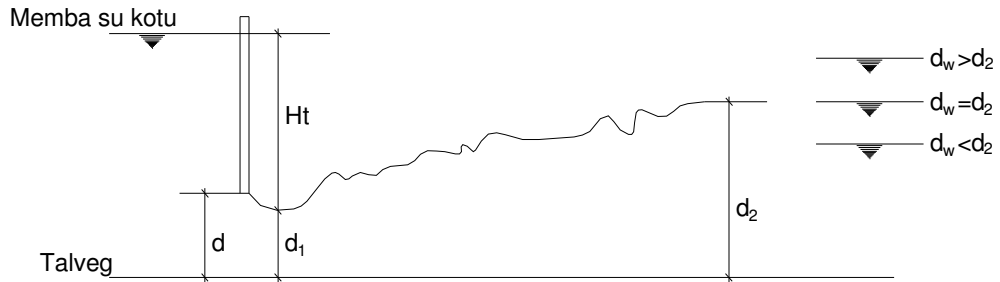


Şekil 2.21 Dalgıç perdesiz durumda çakıl geçidi akım durumu

b) Dalgıç Perdeli Hal

Bu durumda dalgıç perde için orifis bağıntısı kullanılır. Aşağıdaki iki durum göz önüne alınır,

1) Serbest çalışma durumu



Şekil 2.22 Çakıl geçidinde dalgıç perde olması durumunda akım durumu

Dalgıç perde altındaki d düşey açıklığı seçilir, çakıl geçidi genişliği ise tek açıklık için 2.50- 3.00 m olarak seçilir. Böylece dalgıç perde altındaki alan

$$A = d \cdot Le$$

$$(2.28)$$

$$d_1 = \mu \cdot d$$

$$\mu = 0.65$$

Olduğundan, buradan sağlanan yaklaşım yardımı ile d_1 büzülmüş derinlik bulunur. Şekil 2.22 Memba su seviyesi yaklaşık olarak bulunmuş veya kestirilmiş olduğu için H_t hesaplanır.

$$V_1 = \sqrt{2g \cdot H_t} \text{ ve} \quad (2.29)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}}$$

ile Froude sayısına bağlı olarak aşağıdaki bağıntıdan d_2 çözülür.

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1) \quad (2.30)$$

Eğer Q_{100} taşkın debisine göre anahtar eğrisinden bulunan d_w derinliği $d_w \leq d_2$ ise orifis serbest çalışacaktır. Serbest çalışma halinde çakıl geçidinden geçen debi

$$Q = d_1 \cdot Le \cdot V_1 \quad (2.31)$$

Bağıntı (1.28) ve (1.29) uygulanarak aşağıdaki hali alır,

$$Q = 0.65 \cdot de \cdot Le \cdot \sqrt{2g \cdot H_t} \quad (2.32)$$

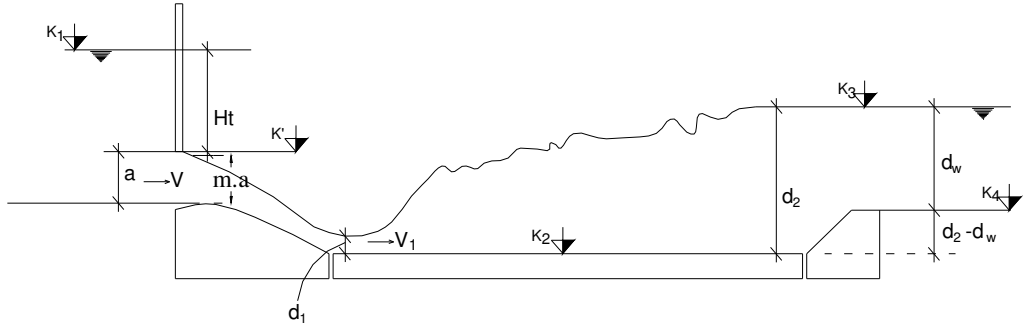
Burada Le çakıl geçidi düzeltilmiş açıklığıdır, net açıklı olarak kabul edilebilir.

$$A = d \cdot Le$$

Olduğundan

$$Q = 0.65 \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot H_t} \text{ dir.} \quad (2.33)$$

2) Batık çalışma durumu:



Şekil 2.23 Çakıl geçidi yüzeysel sıçrama çizimi

Eğer $d_w > d_2$ ise orifis batık çalışacaktır. Bu durumda suya batmış orifis bağıntısı

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot h} \quad (2.34)$$

Kullanılır. Burada $C=0.65$ alınabilir. $A=d \cdot L$ dalgıç perde altındaki alanı verir.

h = Memba- Mansap su seviyesi farkıdır. Burada Memba su seviyesi yaklaşık olarak bulunmuş veya kestirilmiştir. Mansap su seviyesi Q_{100} taşkın debisine göre anahtar eğrisinden elde edilir.

2.4.2.2. Çakıl geçidinin detaylı hesabı

Projelendirilecek büyüklüklerin detaylı hesabı tatonman ile yapılabilir (Şekil 2.23).

Birinci adımda

$$V = \sqrt{2g \cdot H_t} \text{ ile hız ve} \quad (2.35)$$

$$Q = 0.65 \cdot a \cdot L \cdot \sqrt{2g \cdot H_t} \text{ ile Orifis debisi hesaplanır. Burada;} \quad (2.36)$$

$H_t = K_1 - K_2$ Alınır. K_2 kotu kestirilir. Sivak altında Bernoulli denklemi uygulanır.

$$K_1 - K_2 = d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.1 \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.37)$$

Burada $0.1 \frac{V_1^2}{2g}$ terimi savak sırtındaki kayıp olarak alınmıştır. Yukarıdaki bağıntı süreklilik denklemi ile yeniden yazıldığında;

$$K_1 - K_2 = d_1 + 1.1 \frac{Q^2}{d^2 \cdot L^2 \cdot 2g} \quad (2.38)$$

İfadesiyle d_1 ve V_1 hesaplanabilir.

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} \text{ Froude sayısı hesaplanarak,} \quad (2.39)$$

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1) \text{ Bağıntısıyla } d_2 \text{ bulunur.} \quad (2.40)$$

Yapılacak hesaplarda elde edilecek ara değerler aşağıdaki kararların verilmesini gerektirecektir.

1) $K_2 = K_3 - d_2$ eşitliği sağlanıyor ise ilk seçilen K_2 ve Q debi değeri doğru demektir.

Eğer

$K_2 < K_3 - d_2$ ise sıçrama geri teper, bu durumda batmış orifis bağıntısı uygulanır.

$Q = 0.65 \cdot a \cdot L \cdot \sqrt{2g \cdot h}$ olan (2.36) denklemi uygulanır.

$$h = K_1 - K_3$$

2) Eğer geri tepme ve batıklık durumu istenmez ise K_2 kotu yüksek seçilip $K_2 = K_3 - d_2$ eşitliği sağlanan kadar tatonman hesap yöntemi tekrarlanmalıdır.

3) Eğer $K_2 > K_3 - d_2$ durumu ortaya çıkıyorsa sıçrama mansaba kayar ve yatağında oyulmalar meydana gelir, bu durumda çakıl geçidi mansabındaki taş kaplama boyuda uzatılabilir ancak etkili çözüm $K_2 \leq K_3 - d_2$ şartı sağlanana kadar tatonmana devam etmek ve K_2 kotunu hesap sonucu güvenli bölgede kalacak biçimde seçmektir.

Prensip olarak çeşitli memba su kotları ve çeşitli taşkın debileri için değişik açıklıklara göre benzer hidrolik hesaplar yapılması yoluyla çakıl geçidi tabanı kotu olarak en düşük kot esas alınır.

2.4.2.3. Q_{100} Taşkın debisinin mansaba aktarılması

Yüz yıllık taşkın Debisinin mansaba aktarılması için Dolu savak kapasitesi ile Çakıl geçidi kapasitesi toplamalarının yüz yıllık taşkın debisine eşit veya daha büyük olması gereği vardır. Yapılan hesaplar sonucunda bu denklik sağlanamıyorsa memba su kotu tekrar tahmin edilerek ardışık denemeler ile denklik sağlanmaya çalışılır.

2.4.3. Balık geçidi

Balık geçitlerinde akış hızı 0,5 m/s, miktarı 0,3- 1,5 m³/s düzeyindedir. Girişinde en azından 1- 1,5 m derinlik ve balıkların hissedebileceği şekilde akım olması gereklidir. Bunun için çağırıcı savaklar kullanılabileceği gibi yetersiz debilerde mansaptan ek su desteği gerekebilir. Genellikle bağlama yapısının güneş yanında kurulur (Baykan 2005).

2.4.4. Sal geçidi

Tomruk, sal vb. ulaştırmanın yapıldığı akarsularda 1:50- 1:100 boyuna eğimli 3–12 m genişliğinde, su derinliği enaz 0,3–0,6 m olan geçit düzenlenir. Kayık geçitlerinde daha dik eğimlere (1:10–1:30) gidilebilir. Genelde bağlama sualma ağzının karşı sahiline konulur (Öziş 1991).

2.5. Sualma Ağızı

2.5.1. Genel

Suyun bağlama ile derlendi yapılarda, akarsu eğiminin düşük olduğu kesimlerde yandan su alma ağızları, yüksek olduğu yerlerde tabandan veya karşıdan su alma ağızları uygulanır. Giriş kesitine bir Izgara koymak gerekir (Berkün 2005).

2.5.2. Yandan su alma ağızı

Açık kanal veya galeri şeklindeki iletim yapısının genişletilmiş giriş kısmı özelliğindedir. Askıda giden çökelti maddesinin iletim hattına girmesini önlemek için hemen mansabında çökeltme havuzu konular, küçük çaplı sürüntü maddeleri için ise giriş havuzunun sonuna da bir eşik ve yıkama düzenlenir. Su alma ağzının akarsuyun esas yatağı arasında 20–60° arasında yapılması uygundur (Öziş 1983).

2.5.3. Üstten su alma ağızı

Akarsu eğiminin büyük olduğu durumlarda, sürüntü malzemesinin fazlalığı çakıl geçidinin aşırı çalıştırılmasına dolayısıyla su kayıplarına yol açacağı için suyun tabandan (bağlama üstünden) alınması uygun olmaktadır. Tirol bağlaması olarak isimlendirilen bu yapı görel olarak kayıpsız çalışmaktadır (Öziş 1983).

2.5.4. Karşıdan su alma ağızı

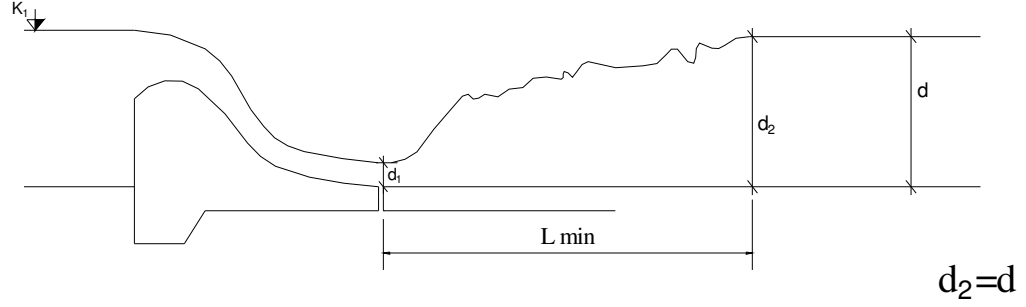
Tabandan su alma durumunda küçük çaplı bütün çökeltinin su alma ağzından girmesi tehlikesine karşı, askıdaki madde derişikliğinin taban doğru arttığı da dikkate alınarak, çakıl geçitleri üzerine yapılacak kirişlerle su alma halinde çökelti girişi enaza düşürülebilecektir. Giriş ızgarasının yatayla 70–80° eğim yapacak şekilde düzenlenmesi derleme verimi ve temizleme kolaylığı arasında en uygun çözüm oluşturmaktadır. Su alma yapılarının planda düzenlenmesi çakıl geçidi ağzın altına almak konulmak yoluyla yapılabilir. Giriş yönüyle yaklaşık 90° açı yapacak bir kiriş kanalıyla arıtma tesisine bağlanabilir (Öziş 1983).

2.6. Düşü Havuzu

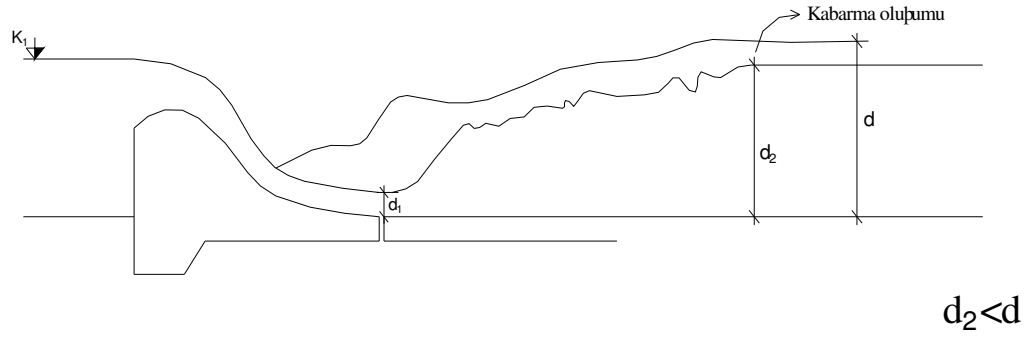
2.6.1. Düşü havuzu hidrolik hesabı

Düşü havuzu veya yatağı, dolu gövde mansabında yer alan ve dere yatağının aşınmasını, oyulmasını önleyen bir yapıdır. Düşü havuzu bu görevini, dolu gövdenin hemen mansabında başlayan yüzeysel sıçrama oluşturularak yerine getirir. Böylece düşü

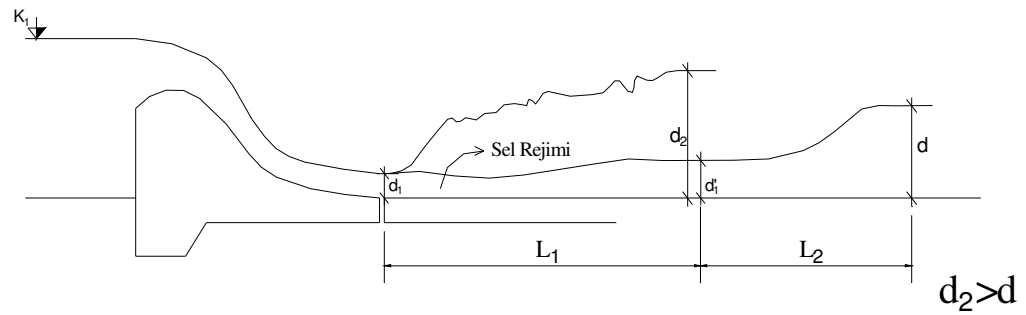
yatağı uzunluğu enaz olacaktır. Bu özellik, mansap su derinliği olan d 'ye bağlıdır. Burada üç durum söz konusudur (Şekil 2.24).



$d_2 = d$ (Eniyi durum)



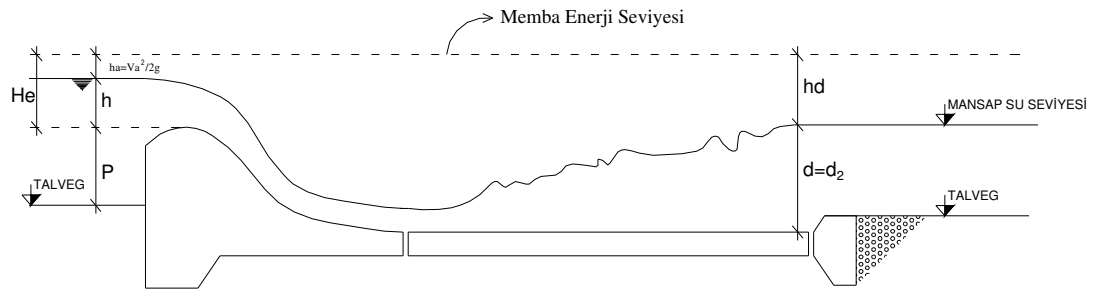
$d_2 < d$ (Sıçrama Geri Teper)



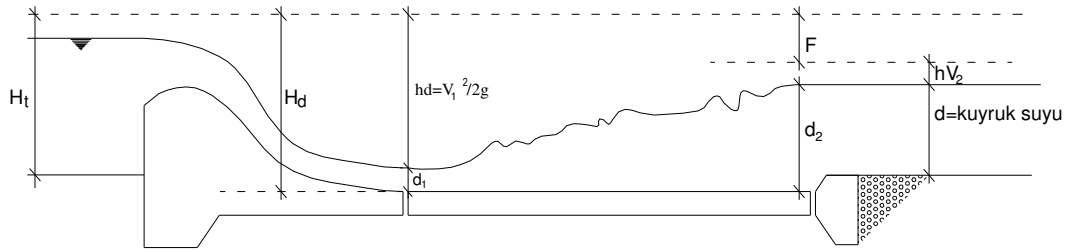
$d_2 > d$ (Sıçrama mansaba kayar)

Şekil 2.24 Düşü havuzu sıçrama derinliği tiplerinin gösterimi (Özyar 1988)

Birinci ve İkinci durumlarda düşü havuzu taban kotu talveg seviyesinde seçilebilir. Üçüncü durumda (Şekil 2.11) düşü yatağı tabanı enaz ($d_2 - d$) kadar derinleştirilmelidir. Düşü havuzu sonunda, sıçramadan sonraki su veya enerji kotları ile anahtar eğrisinden bulunacak mansap su veya enerji kotları çakışmalıdır. Böylece sıçrama uzunluğu enaza indirgenmiş olur aksi surumda Şekil 2.25’de görüldüğü gibi d yi eşlenik derinlik kabul eden d_1' derinliğinde başlar yani L_1 boyu kadar mansaba kayar, L_1 boyu ise büyük değerler alabilir. L_1 bölümünde akım sel rejiminde olup kademeli değişkendir (Yanmaz 1997).



Şekil 2.25 Bağlama akım enerji seviyesi çizimi



Şekil 2.26 Bağlama akış çizgesi

2.6.1.1. Eşlenik sıçrama derinliğinin (d_2) saptanması

Memba enerji seviyesi dolu gövde debi hesabından mansap su seviyesi anahtar eğrisinden bulunur, h_1 belirlidir. Birim debi aşağıdaki şekilde bulunur,

$$q = \frac{Q}{L} \quad (2.41)$$

Savak sırtındaki kayıp ihmal edilerek (Şekil 2.25, 2.26);

$$Hd \cong \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.42)$$

$$H_D = d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = d_1 + hd \text{ Bernoulli bağıntısı yazılabilir.} \quad (2.43)$$

$$V_1 = \frac{q}{d_1} \quad (2.44)$$

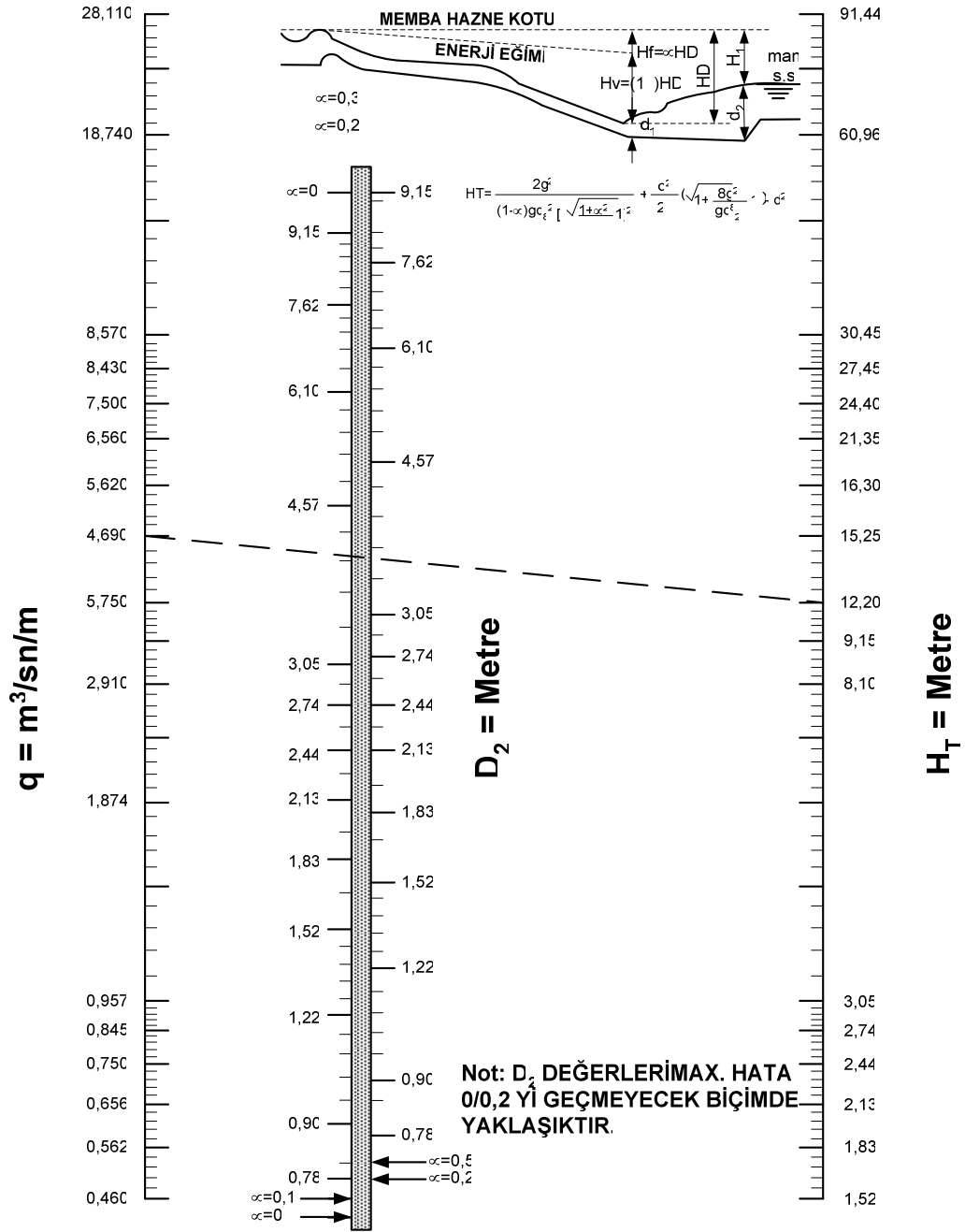
$$\frac{d_1}{d_2} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr_2^2} - 1) \quad (2.45)$$

$$Fr_2^2 = \frac{V_1^2}{g \cdot d_2} = \frac{q^2}{g \cdot d_2^2} \quad (2.46)$$

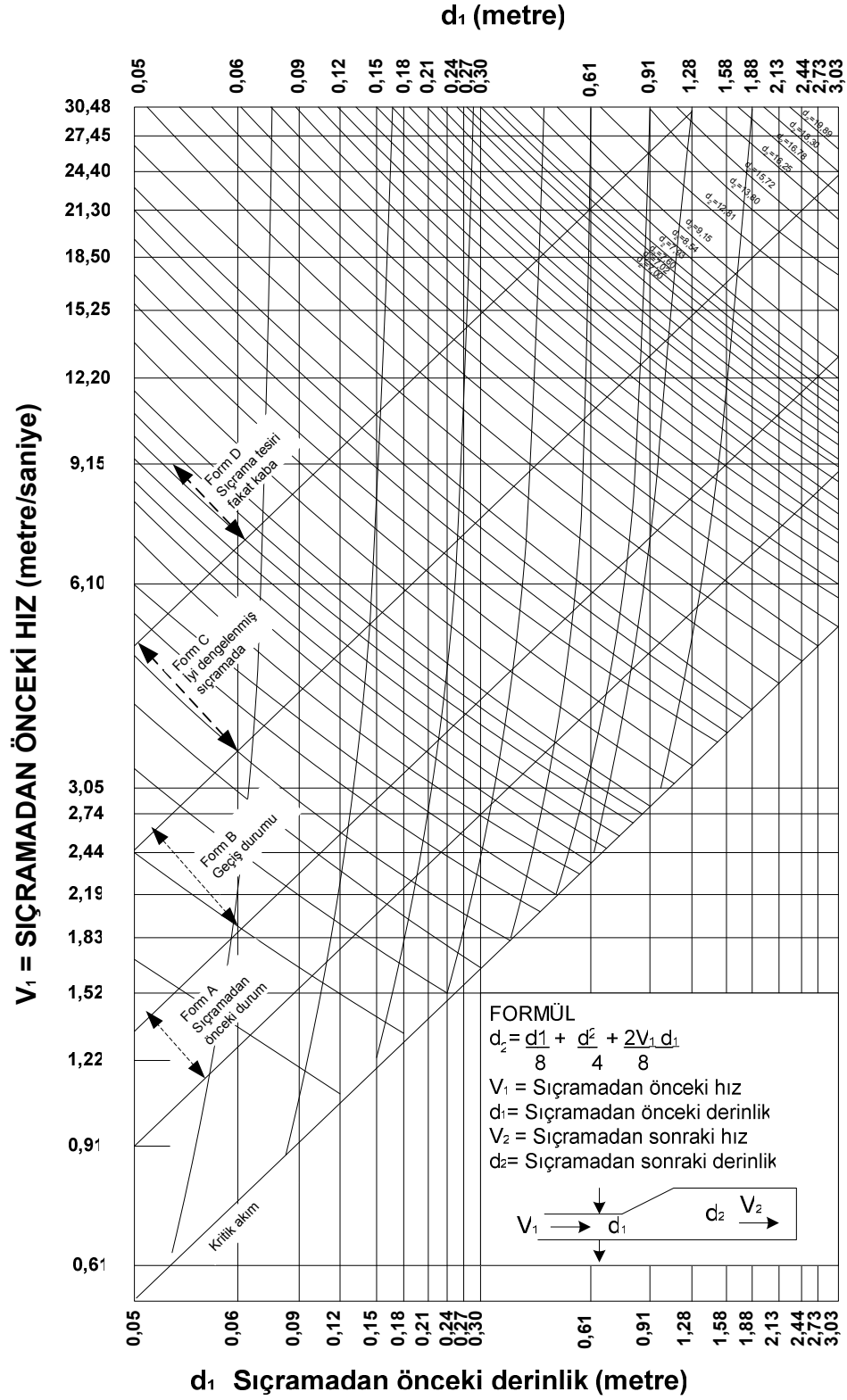
$$hd = d_1 \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{g \cdot d_2^3}} - 1 \right) + \frac{2 \cdot q^2}{g \cdot d_2^2 \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{g \cdot d_2^3}} - 1 \right)} - d_2 \quad (2.47)$$

Bağıntısı elde edilir. Bu bağıntı Şekil 2.27’da görüldüğü gibi abak haline getirilmiş ve kullanım kolaylığı sağlanmıştır. Abak kullanılırken $\alpha = 0$ alınarak q ve hd bilindiğinden çizelgeden d_2 değeri okunur.

Düşü havuzu taban kotu genel anlamda talvegden $(d_2 - d)$ kadar derinde alınacaktır. Eğer $(d_2 - d) \leq 0$ ise bu kot talveg kotu olarak alınır. Çakıl geçidi taban kotu hesaplamasına benzer şekilde Q_{5-100} debilerine göre ayrı ayrı hesap yapılarak düşü havuzu tabanı için en düşük kot esas alınır. Düşü havuzunun derinleşmesi dolu gövdede ve havuzda kazı ve beton miktarının artması anlamına gelir ancak zorunludur. Tersî durumda mansapta oluşacak olan oyulmaları önlemek için havuz ve taş kaplama uzunluğunu arttırmak gerekir (Özyar 1988).



Şekil 2.27 Türlü α değerleri (sürtünme kayıpları) için H_T hidrolik yüklerine karşılık d_2 düşü havuzu su derinlikleri



Şekil 2.28 Dikdörtgen kanalda yüzeysel sıçramada değişkenler arasındaki bağıntı

2.6.1.2. Sıçrama uzunluğunun saptanması

Şekil 2.26'de görülen akış çizgesinden aşağıdaki eşitlik yazıldığında

$$H_D = d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = d_1 + \frac{q^2}{2g_1^2} \quad (2.48)$$

İfadesinde; H_D = 'Membra enerji kotu- düşü havuzu taban kotu' bilinen değerdir.

Yukarıdaki denklemden d_1 değeri tatonman yapılarak bulunur.

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr_1^2} - 1) \cdot \frac{d_1}{d_2} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr_2^2} - 1) \quad (2.49)$$

Bağıntıları bilinmektedir. Savak sırtındaki kayıp ihmal edildiğine göre,

F=Membra- Mansap enerji seviyeleri farkı

$$F = \frac{(d_2 - d_1)^3}{4 \cdot d_1 \cdot d_2}$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}}$$

$$Fr_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g \cdot d_2}}$$

Bağıntıları yardımıyla,

$$\frac{d_2}{d_1} = f\left(\frac{F}{d_c}\right)$$

$$\frac{d_1}{d_c} = f\left(\frac{F}{d_2}\right)$$

Olduğu gösterilerek, Değerler için hazırlanmış olan Tablo 2.1'de verilmiştir. Tablonun kullanımı için kritik derinlik olan

Tablo 2.1 Yüzeysel sıçrama bağıntıları

F/d _c	0		1		2		3		4		5		6		7		8		9	
	d ₂ /d ₁	d ₁ /d _c	d ₂ /d ₁	d ₁ /d _c	d ₂ /d ₁	d ₁ /d _c	d ₂ /d ₁	d ₁ /d _c	d ₂ /d ₁	d ₁ /d _c	d ₂ /d ₁	d ₁ /d _c	d ₂ /d ₁	d ₁ /d _c	d ₂ /d ₁	d ₁ /d _c	d ₂ /d ₁	d ₁ /d _c	d ₂ /d ₁	d ₁ /d _c
0	1,00	1,000	2,07	0,680	2,48	0,614	2,81	0,572	3,09	0,541	3,35	0,516	3,60	0,494	3,82	0,477	4,04	0,461	4,24	0,448
1	4,44	0,436	4,64	0,425	4,82	0,416	5,00	0,403	5,18	0,397	5,36	0,389	5,53	0,381	5,69	0,375	5,86	0,368	6,02	0,362
2	6,18	0,356	6,33	0,351	6,49	0,345	6,54	0,340	6,79	0,336	6,94	0,331	7,09	0,327	7,23	0,323	7,38	0,319	7,52	0,315
3	7,66	0,311	7,80	0,308	7,94	0,304	8,07	0,301	8,21	0,298	8,34	0,295	8,48	0,292	8,61	0,289	8,74	0,286	8,87	0,284
4	9,00	0,281	9,13	0,278	9,26	0,276	9,39	0,272	9,51	0,271	9,64	0,269	9,76	0,267	9,89	0,265	10,01	0,263	10,13	0,261
5	10,25	0,259	10,38	0,257	10,50	0,255	10,62	0,253	10,73	0,251	10,83	0,250	10,97	0,248	11,09	0,246	11,21	0,244	11,32	0,243
6	11,44	0,241	11,55	0,240	11,67	0,236	11,78	0,237	11,90	0,235	12,01	0,234	12,12	0,233	12,24	0,231	12,35	0,230	12,46	0,228
7	12,57	0,227	12,68	0,226	12,79	0,225	12,90	0,223	13,01	0,222	13,12	0,221	13,23	0,220	13,34	0,219	13,45	0,218	13,56	0,216
8	13,68	0,215	13,77	0,214	13,88	0,213	13,98	0,212	14,09	0,211	14,19	0,210	14,30	0,209	14,41	0,208	14,51	0,207	14,61	0,206
9	14,72	0,205	14,82	0,204	14,93	0,203	15,03	0,202	15,13	0,202	15,23	0,201	15,34	0,200	15,44	0,199	15,54	0,198	15,64	0,197
10	15,74	0,197	15,84	0,196	15,95	0,195	16,05	0,194	16,15	0,193	16,25	0,193	16,35	0,192	16,45	0,191	16,54	0,191	16,64	0,190
11	16,74	0,189	16,84	0,188	18,94	0,187	17,04	0,187	17,13	0,186	17,23	0,185	17,33	0,185	17,43	0,184	17,52	0,183	17,62	0,183
12	17,72	0,182	17,81	0,181	17,91	0,181	18,01	0,180	18,10	0,180	18,20	0,179	18,29	0,178	18,39	0,178	18,48	0,177	18,58	0,178
13	18,67	0,176	18,77	0,175	18,86	0,175	18,95	0,174	19,05	0,174	19,14	0,173	19,24	0,173	19,33	0,172	19,42	0,171	19,52	0,171
14	19,61	0,170	19,70	0,170	19,79	0,169	19,69	0,169	19,96	0,168	20,07	0,168	20,16	0,167	20,23	0,167	20,34	0,166	20,44	0,166
15	20,53	0,169	20,62	0,165	20,71	0,164	20,60	0,164	20,83	0,164	20,89	0,163	21,07	0,163	21,16	0,162	21,25	0,162	21,34	0,161
16	21,43	0,161	21,57	0,160	21,31	0,160	21,70	0,160	21,70	0,159	21,88	0,159	21,97	0,160	22,05	0,159	22,14	0,157	22,23	0,157
17	22,32	0,157	22,41	0,154	22,50	0,156	22,58	0,155	22,67	0,155	22,70	0,155	22,93	0,154	22,93	0,154	23,02	0,134	23,11	0,153
18	23,19	0,153	23,28	0,152	23,37	0,152	23,45	0,152	23,54	0,151	23,63	0,151	23,71	0,151	23,80	0,150	23,89	0,150	23,97	0,150
19	24,06	0,149	24,14	0,149	24,23	0,148	24,31	0,148	24,40	0,148	24,49	0,147	24,57	0,147	24,66	0,147	24,74	0,146	24,83	0,146
20	24,91	0,146	24,99	0,145	25,03	0,145	25,15	0,145	25,25	0,145	25,33	0,144	25,42	0,144	25,50	0,144	25,58	0,143	25,67	0,143
21	25,75	0,143	25,83	0,142	25,92	0,142	26,00	0,142	26,08	0,141	26,17	0,141	26,25	0,141	26,33	0,141	26,42	0,140	26,50	0,140
22	26,58	0,140	26,66	0,139	26,75	0,139	26,93	0,139	26,91	0,139	26,99	0,138	27,08	0,138	27,16	0,138	27,24	0,138	27,32	0,137
23	27,40	0,137	27,48	0,137	27,57	0,136	27,65	0,136	27,73	0,136	27,81	0,136	27,89	0,135	27,97	0,135	28,05	0,135	28,13	0,135
24	28,22	0,134	28,30	0,134	28,38	0,134	28,46	0,134	28,54	0,133	28,52	0,133	28,70	0,133	28,78	0,133	28,86	0,132	28,94	0,132
25	29,02	0,132	29,10	0,132	29,18	0,131	29,26	0,131	29,34	0,131	29,42	0,131	29,50	0,131	29,58	0,130	29,66	0,130	29,74	0,130
26	29,82	0,130	29,89	0,129	29,97	0,129	30,03	0,129	30,13	0,129	30,21	0,128	30,29	0,128	30,38	0,128	30,45	0,128	30,52	0,128
27	30,60	0,127	30,68	0,127	30,76	0,127	30,84	0,127	30,92	0,127	31,00	0,126	31,07	0,126	31,15	0,126	31,23	0,126	31,31	0,126
28	31,38	0,125	31,46	0,125	31,54	0,125	31,62	0,125	31,69	0,125	31,77	0,124	31,86	0,124	31,93	0,124	32,00	0,124	32,08	0,124
29	32,16	0,123	32,23	0,123	32,31	0,123	32,39	0,123	32,45	0,123	32,54	0,122	32,62	0,122	32,69	0,122	32,77	0,122	32,85	0,122
30	32,92	0,121	33,00	0,121	33,08	0,121	33,15	0,121	33,23	0,121	33,31	0,121	33,38	0,120	33,46	0,120	33,53	0,120	33,61	0,120
31	33,68	0,120	33,76	0,119	33,84	0,119	33,91	0,119	33,99	0,119	34,03	0,119	34,14	0,119	34,21	0,118	34,29	0,118	34,36	0,118
32	34,44	0,118	34,51	0,118	34,59	0,118	34,66	0,117	34,74	0,117	34,81	0,117	34,89	0,117	34,95	0,117	35,04	0,117	35,11	0,116
33	35,19	0,116	35,26	0,116	35,34	0,116	35,41	0,116	35,49	0,116	35,56	0,115	35,63	0,115	35,71	0,115	35,78	0,115	35,86	0,115
34	35,93	0,115	36,00	0,115	36,08	0,114	36,15	0,114	36,23	0,114	36,30	0,114	36,37	0,114	36,45	0,114	36,52	0,113	36,59	0,113
35	36,67	0,113	36,74	0,113	36,81	0,113	36,89	0,113	36,80	0,112	37,03	0,112	37,11	0,112	37,18	0,112	37,25	0,112	37,33	0,112
36	37,40	0,112	37,47	0,112	37,55	0,111	37,62	0,111	37,69	0,111	37,76	0,111	37,84	0,111	37,91	0,111	37,98	0,111	38,05	0,110
37	38,13	0,110	38,20	0,110	38,27	0,110	38,34	0,110	38,42	0,110	38,43	0,110	38,56	0,109	38,63	0,109	38,70	0,109	38,78	0,109
38	38,85	0,109	38,92	0,109	38,99	0,109	39,06	0,109	39,14	0,108	39,21	0,108	39,28	0,108	39,35	0,108	39,42	0,108	39,49	0,108
39	39,56	0,108	39,64	0,107	39,71	0,107	38,78	0,107	39,85	0,107	39,90	0,107	39,99	0,107	40,06	0,107	40,14	0,107	40,21	0,106
40	40,28	0,106	40,35	0,106	40,42	0,106	40,49	0,106	40,56	0,105	40,63	0,106	40,70	0,106	40,77	0,105	40,84	0,105	40,95	0,105

$$\alpha = \frac{d_2}{d_1} \frac{d_1}{d_c} = \sqrt[3]{\frac{2}{\alpha(\alpha+1)} \frac{F}{d_c}} = \frac{(\alpha-1)^3}{4\alpha} \sqrt[3]{\frac{2}{\alpha(\alpha+1)}}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.50)$$

Hesaplandıktan sonra F ve d_c belli olduğundan Tablodan d_1, d_2 saptanabilir. Froude sayısına göre aşağıdaki ölçütler kullanılarak düşü yatağı için 3 tip havuz modeli içinden seçim yapılır. Yüzeysel sıçrama bağıntıları Şekil 2.36'daki imgeler kullanılarak;

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr_1^2} - 1) \quad (2.51)$$

$$\frac{d_1}{d_2} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr_2^2} - 1) \quad (2.52)$$

$$\Delta H = \frac{(d_2 - d_1)^3}{4d_1d_2} \quad (2.53)$$

$$\alpha = \frac{d_2}{d_1} \text{ olarak çıkarılmıştır.} \quad (2.54)$$

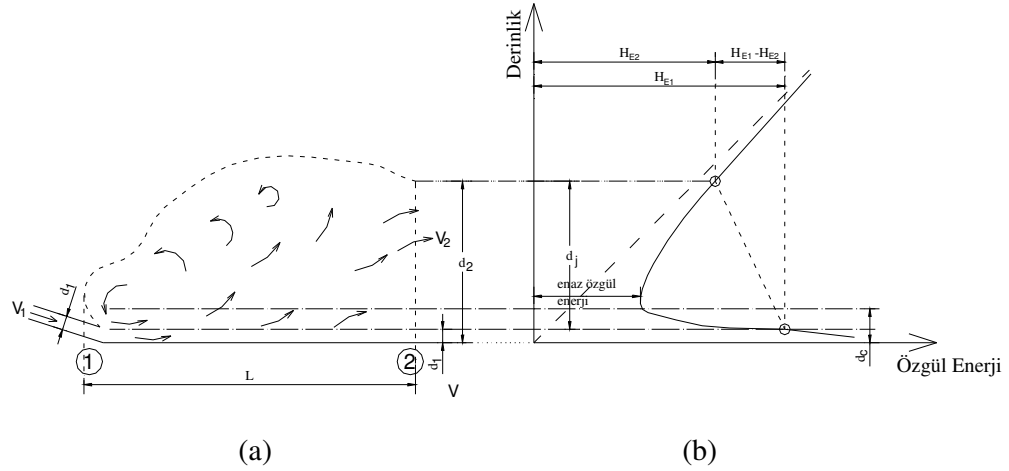
a) $Fr_1 < 2.5$ ise özel bir havuz tasarımına ihtiyaç yoktur, taban beton kaplaması yeterlidir, bu durumda sıçrama uzunluğu, $L = 6 \cdot (d_2 - d_1)$ bağıntısı ile hesaplanır.

b) $2.5 < Fr_1 < 4.5$ aralığında ise 1. Tip havuz

c) $Fr_1 > 4.5$ ve $V_1 < 15$ m/s için 2. Tip havuz

d) $Fr_1 > 4.5$ ve $V_1 > 15$ m/s için 3. Tip havuz kullanılır.

Bu havuz tipleri Şekil 2.31 ila Şekil 2.33 de gösterilmiştir. Her bir tip için $\frac{L}{d_2}$ ifadesi Fr_1 sayısına göre deneysel olarak bulunmuş ve çizge haline getirilmiştir, bu şekilde çizge kullanılarak L sıçrama uzunluğu saptanabilmektedir. Yukarıda 'Düşü havuzu hidrolik hesabı' konu başlığında değinilen $d_2 < d$ durumunda d çok büyük değerler alıyorsa o zaman dolu gövde mansap kenarında 'Suya batık yuvarlatılmış etek' kullanılabilir.



Şekil 2.29 Hidrolik sıçrama imge ve karakteristikleri (a) Yatay döşemede hidrolik sıçrama, (b) Özgül enerji ile akım derinliği arasındaki bağıntı

q : Birim genişlikteki debi ($m^3/s/m$)

H_{E1} : Sıçramadan önceki enerji

H_{E2} : Sıçramadan sonraki enerji

$H_{E1} - H_{E2}$: Sıçramada yük kaybı

$d_j = d_2 - d_1$: Sıçrama yüksekliği

L : Sıçrama uzunluğu

d_1 ve d_2 : Eşlenik derinlikler

Şekil 2.34'de düz döşemeli havuzlar için hidrolik sıçrama özellikleri, Şekil 2.28, Şekil 2.30 da sıçramada değişkenler arasındaki bağıntı, Şekil 2.29'de sıçrama imge ve karakteristikleri gösterilmiştir.

2.6.1.3. Froude sayısına göre düşü havuzu hesabı

Şekil 2.35'de çizgisel olarak gösterilen;

1) $Fr_1 < 1,7$ durumu: Eşlenik sıçrama derinliği (d_2), yaklaşım derinliğinin yaklaşık iki katına eşit veya kritik derinlikten %40 daha büyüktür. Çıkış hızı (V_2), yaklaşım hızının yarısı veya kritik hızdan %30 daha azdır. Gelen akımın Froude sayısı 1,7 den küçükse

ve kanal kaplaması uzunluğu derinliğin değişmeye başladığı noktadan itibaren ($4 \cdot d_2$) den daha küçük, değilse akımı sakinleştirecek havuzuna ve enerji kırıcılara ihtiyaç yoktur.

2) $1,7 < Fr_1 < 2,5$ durumu: Akım sıçrama öncesi evresindedir. Bu tip akımlar etkin türbülanslı olmadığı için eşik ve enerji kırıcı bloklara ihtiyaç duyulmaz. Havuz boyu sıçramayı içine alabilecek büyüklükte seçilir. Eşlenik sıçrama derinlikleri ve havuz boyu Şekil 2.34’de verilmiştir. Bu değerler şüt blokları ve enerji kırıcı blokları vede eşik ucu olmayan düz düz döşemeli havuzla için verilmiştir.

3) $2,5 < Fr_1 < 4,5$ durumu: Akım tam bir hidrolik sıçrama yapmadığı için bu durum geçiş akımı evresini gösterir. Düz döşemeli dinlenme havuzu düzeneği dalga hareketini denetleyemeyeceği için enerji kırılmasına yararı olmayacaktır. Dalgalar havuz sonunun ötesinde de etkisini sürdüreceğinden daha başka düzeneklerle dalgaları sönmölemek gerekir. Şekil 2.31’da gösterilen 1. tip havuzun akım enerjisinin büyük bir kısmını kırmada etkili olduğu görölmüştür. Bununla birlikte salınan akımın oluşturduğu dalga hareketini tamamıyla sönmöleyemez. Mansap su seviyesini düzleştirmek için bazen yardımcı dalga sönmöleyicilerinin veya dalga tutucularının kullanılması gerekli olur. Havuzdaki mansap su derinliği hesaplanan eşlenik sıçrama derinliğinden %10 büyük olmalıdır. Böylece sıçramanın havuz sınırları içinde olması ve dalga hareketinin kısmen sönmölemesi sağlanmış olur. 1. tip havuzun kullanılmasından kaçınılmak istenirse havuz genişliği öyle seçilmelidir ki akım şartları geçiş akımı alt ve üst sınırının dışına çıksın. Fakat havuz genişliğinin seçimi bir hidrolik performans kadar ayrıca bir ekonomik problemdir.

4) $Fr_1 > 4,5$ durumu: Bu durumda gerçek bir sıçrama meydana gelir. Bu sıçramanın elemanları Şekil 2.34’den elde olunabilir. Şüt bloklarının, enerji kırıcıların ve eşiklerin havuz tabanı boyunca yapılması sıçrama uzunluğunu kısalttığı gibi mansap su seviyesinin düşük olduğu durumlarda sıçramanın mansaba doğru kaymasına karşıda bir güvenlik katsayısı oluşturur. Şekil 2.32’de gösterilen 2.tip havuz yaklaşım hızının 15 m/s den az olduğu durumlarda kullanılabilir. Bu tip havuz sıçrama boyunu kısaltmak ve yüksek hızlı akımın enerjisini kırmak için şüt bloklarına, enerji kırıcı bloklara ve mansap eşğine sahiptir. Enerjinin kırılması, enerji kırıcı bloklara ve sıçrama ile oluşan

türbülansın etkinliğine bağlıdır. 2.tip havuzun kullanılması hızla gelen akımın enerji kırıcı bloklar üzerinde oluşturacağı çarpma kuvvetinin büyüklüğü ve havuz tabanı ile blok yüzeyleri üzerinde kovuklanma (kavitasyon) meydana gelmesi ihtimali dolayısıyla yaklaşım hızının 15 m/s den az olduğu durumlarla sınırlanmıştır.

Enerji kırıcı blokların memba tarafındaki yüzlerinde suyun çarpmasından doğan dinamik kuvvetlerin havuz tabanında ek kuvvetler oluşturacağı dikkate alınmalıdır. Bu F dinamik kuvveti yaklaşık olarak akıma dik bir yüzey üzerine su jetinin çarpmasından doğan kuvvete eşittir:

$$F = 2 \cdot \gamma \cdot A \cdot (d_1 + h_{v1}) \quad (2.55)$$

Burada;

F: kuvvet (ton)

γ : Suyun özgül ağırlığı (t/m^3)

A: Bloğun memba tarafındaki yüzey alanı (m^2)

$d_1 + h_{v1}$: havuza giren suyun öznel enerjisi (m)

Blokların mansap tarafındaki yüzlerinde meydana gelen negatif basınç (çekme), toplam kuvveti daha da arttırır. Bununla birlikte bloklar sıçramanın başladığı yerden $0.8 \cdot d_2$ kadar daha uzakta yapıldığı için gelen su jeti bloklara varıncaya kadar etkisinin bir kısmını kaybeder ve yukarıdaki eşitlik ile değeri verilen kuvvetinden daha az bir kuvvet ile bloklara çarpar. F değeri yukarıdaki eşitlik ile hesaplanırsa negatif basınç kuvveti ihmal edilebilir. Temelde toplam basınç kuvveti teorik olarak;

$$F = 2 \cdot \gamma \cdot A \cdot \left(\frac{d_1}{4} + h_{v1} \right) \quad (2.56)$$

Bişimindedir. Burada $\frac{d_1}{4}$ terimi statik itkiyi, h_{v1} terimi ise dinamik itkiyi ifade eder.

Ancak mansaptaki negatif basınç (çekme) kuvvetini de hesaba katmak için uygulamada

$$F = 2 \cdot \gamma \cdot A \cdot (d_1 + h_{v1}) \quad (2.57)$$

Biçiminde kullanılır.

$$F_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot d_1^2 \cdot \frac{A}{d_1} = 2 \cdot \gamma \cdot A \cdot \frac{d_1}{4} \quad (2.58)$$

$$F_d = \rho \cdot Q \cdot V_1 = \frac{\gamma}{g} \cdot A \cdot V_1 \cdot V_1 = 2 \cdot \gamma \cdot A \cdot h_{v1} \quad (2.59)$$

$$F_t = F_s + F_d \quad (2.60)$$

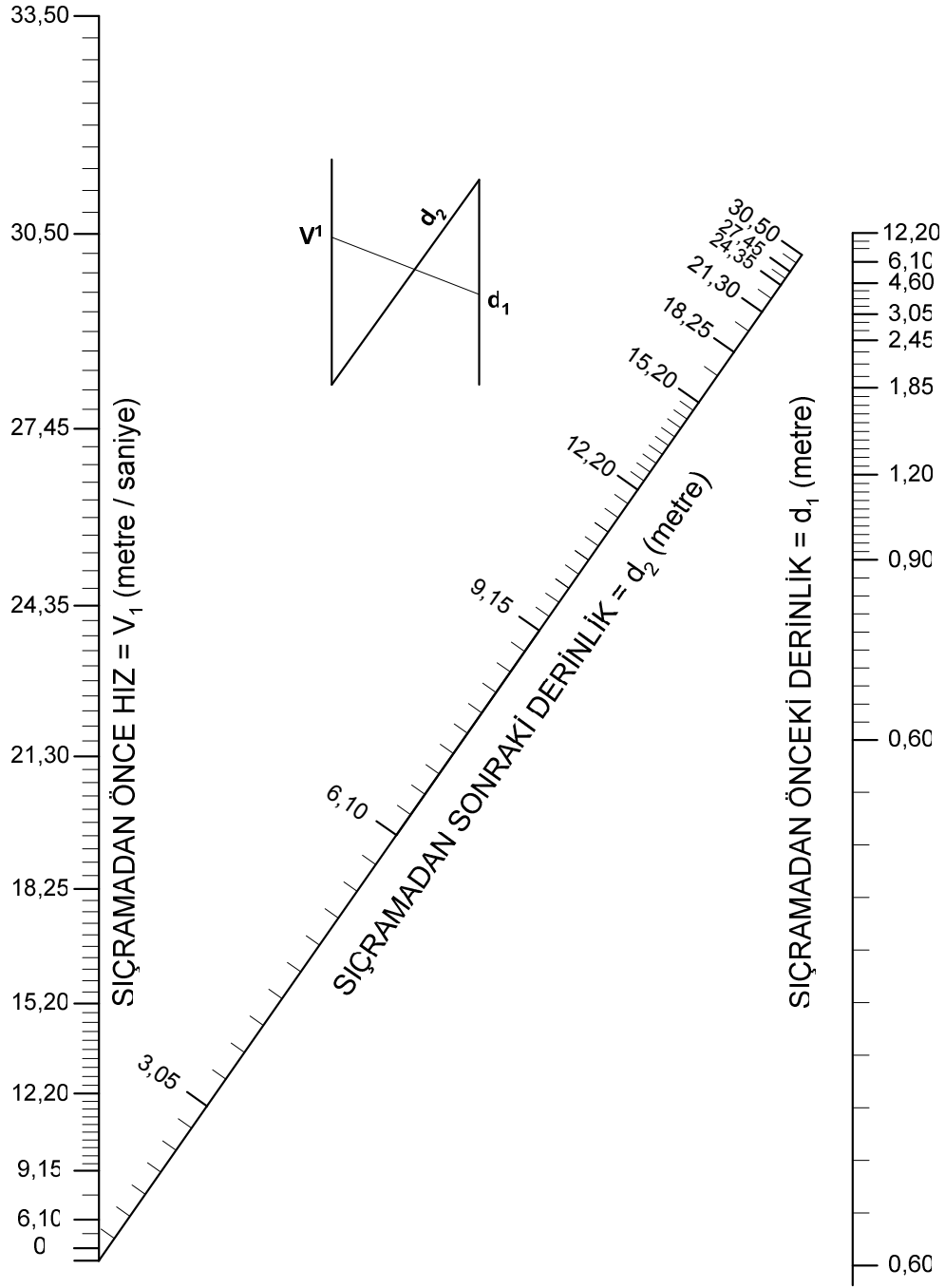
$$F_t = 2 \cdot \gamma \cdot A \cdot \left(\frac{d_1}{4} + h_{v1} \right) \quad (2.61)$$

5) Yaklaşım hızının 15 m/s yi aşması veya enerji kırıcı blokların yapılmadığı durumlarda 3. tip havuz kullanılabilir. Enerji kırılması daha çok hidrolik sıçrama ile sağlandığından 3.tip havuz uzunluğu 2. tip havuz uzunluğundan büyük olacaktır. Bununla birlikte şüt blokları ve dişli mansap eşiği olmadığı zaman gerekli havuz boyuna görece oldukça kısılacaktır. Bu durumda sıçramanın havuz dışına çıkması ihtimalini önlemek için havuzdaki su derinliği hesaplanan eşlenik sıçrama derinliğinden %5 kadar büyük tutulur.

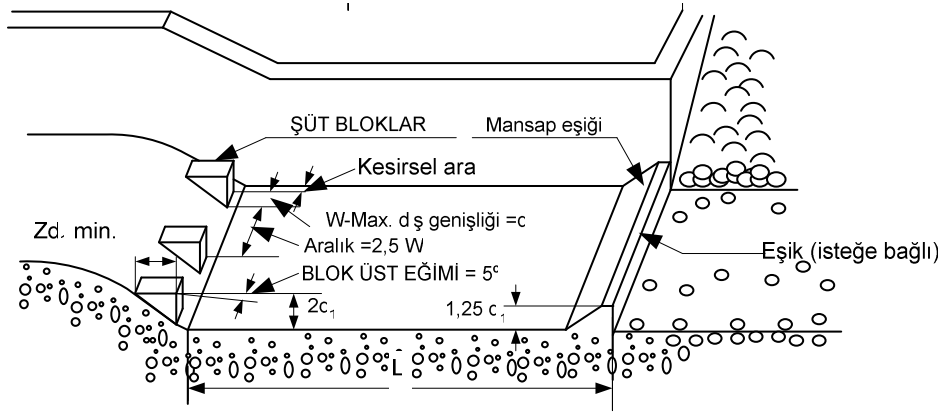
2.6.1.4. Suya batık yuvarlatılmış etek

Mansap su seviyesinin bir hidrolik sıçramanın oluşmasına elvermeyecek ölçüde yüksek olduğu durumlarda akımın sahip olduğu fazla enerji, batık yuvarlatılmış etek kullanılmak suretiyle kırılabilir.

Bu tipte enerji kaybı daha çok yatay eksenli iki çevrinti ile mümkün olur. Bunlardan biri *etek çevrintisi* adını alır ve yuvarlatılmış eteğin üst kısmında saat ibresinin tersi yönde hareket eder, diğeri ise eteğin mansap tarafında saat ibresi yönünde döner ve *yer çevrintisi* adını alır. Şekil 2.37’da görüldüğü gibi çevrintiler akımın yüksek enerjisini kırar ve yuvarlatılmış eteğin mansap tarafının aşırı bir biçimde oyulmasını önler.

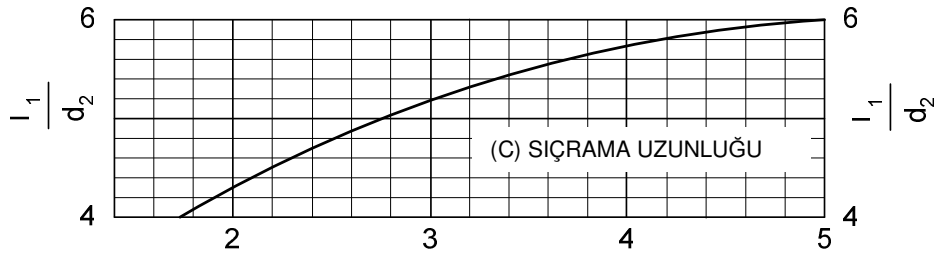
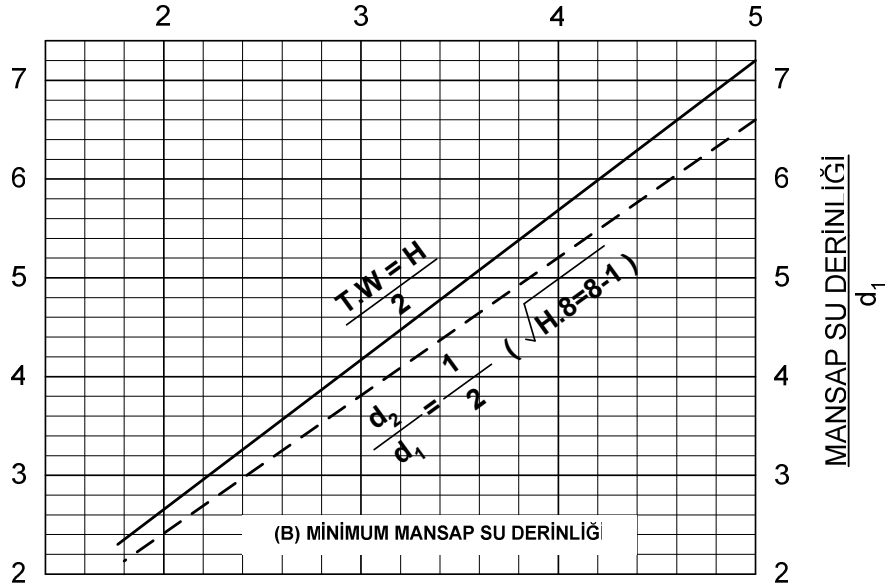


Şekil 2.30 Hidrolik sıçramada değişkenler arasındaki bağıntı



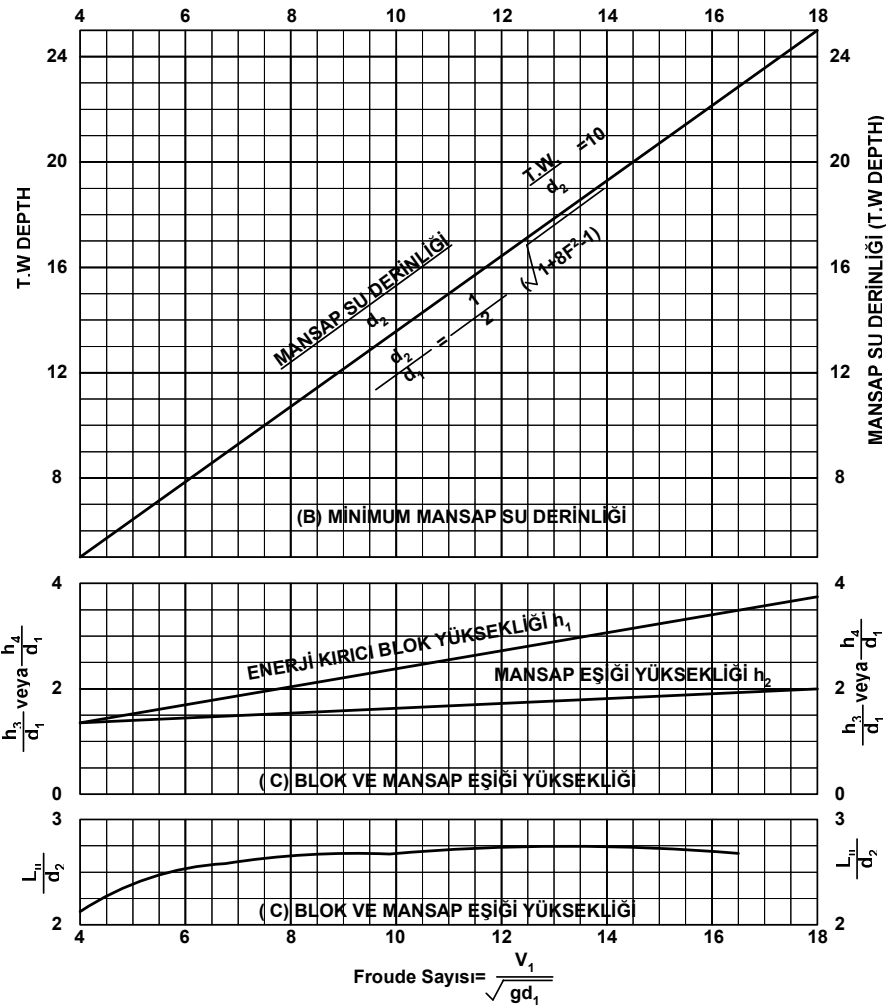
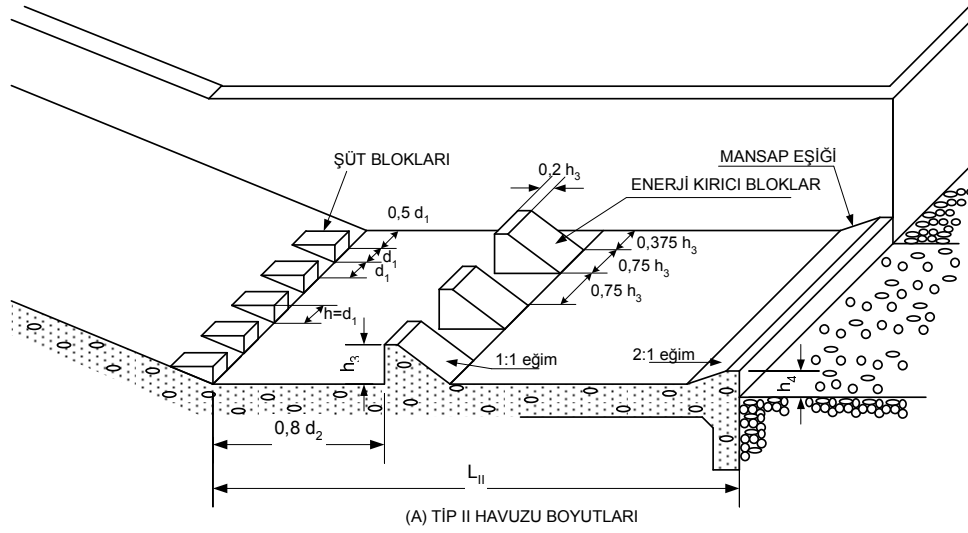
Şekil 1.25

(A) TİP I HAVUZLARI BOYUTLARI

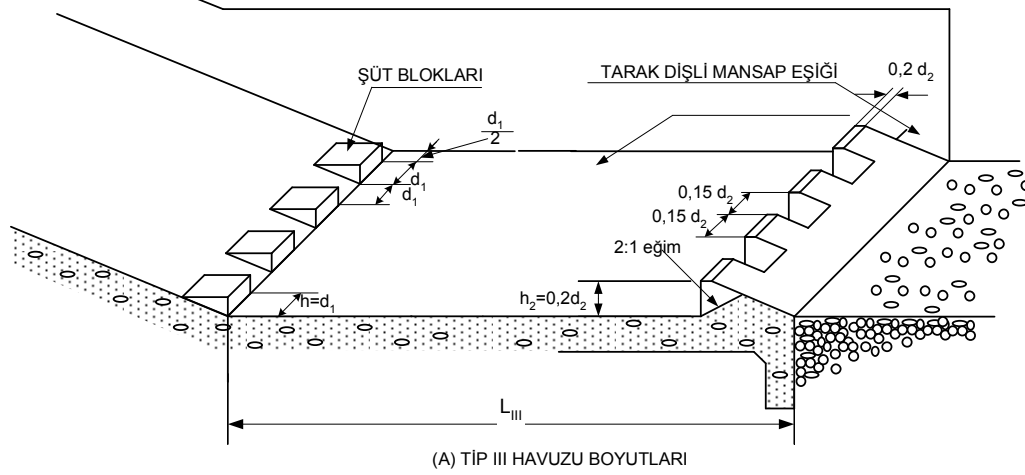
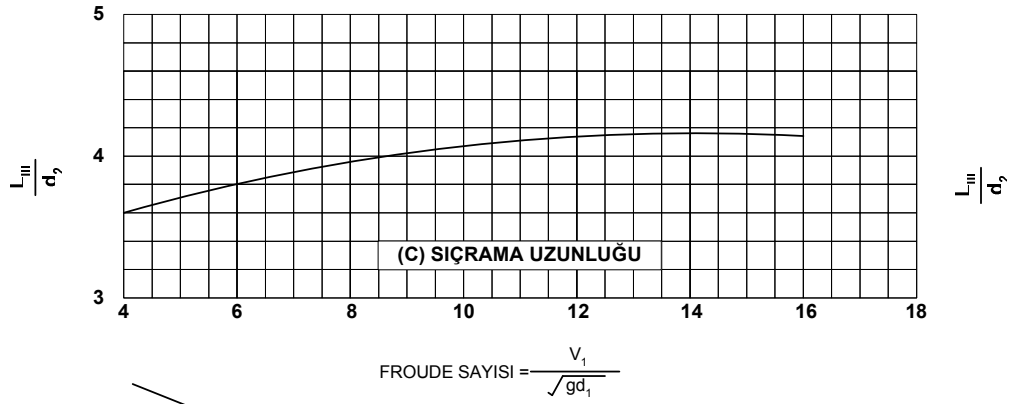
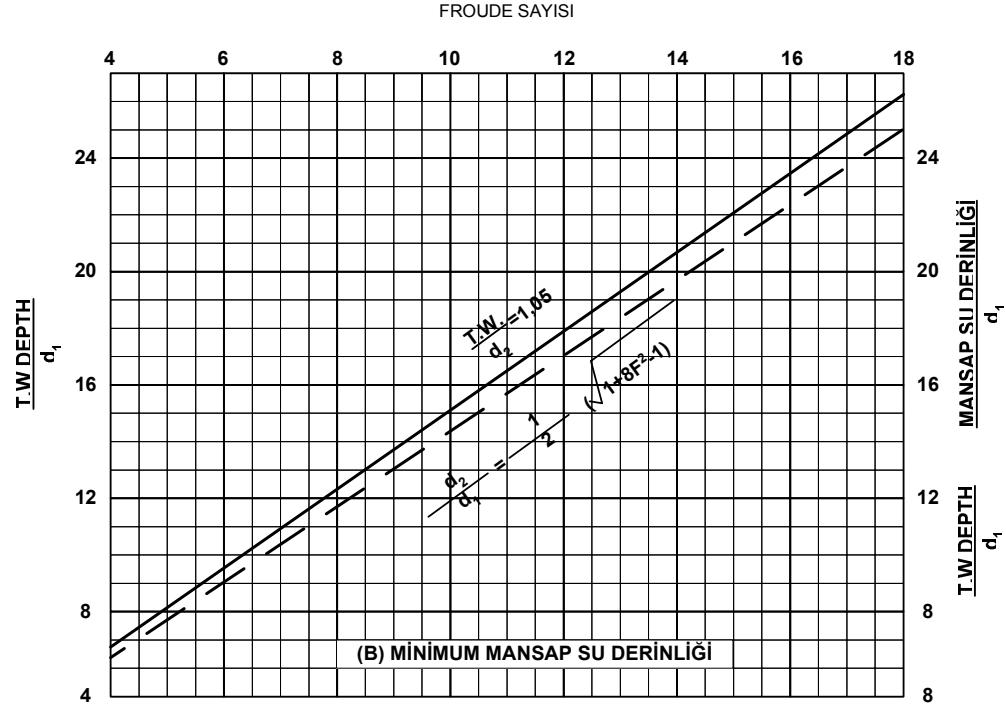


$$\text{FROUDE SAYISI} = \frac{V}{\sqrt{gd}}$$

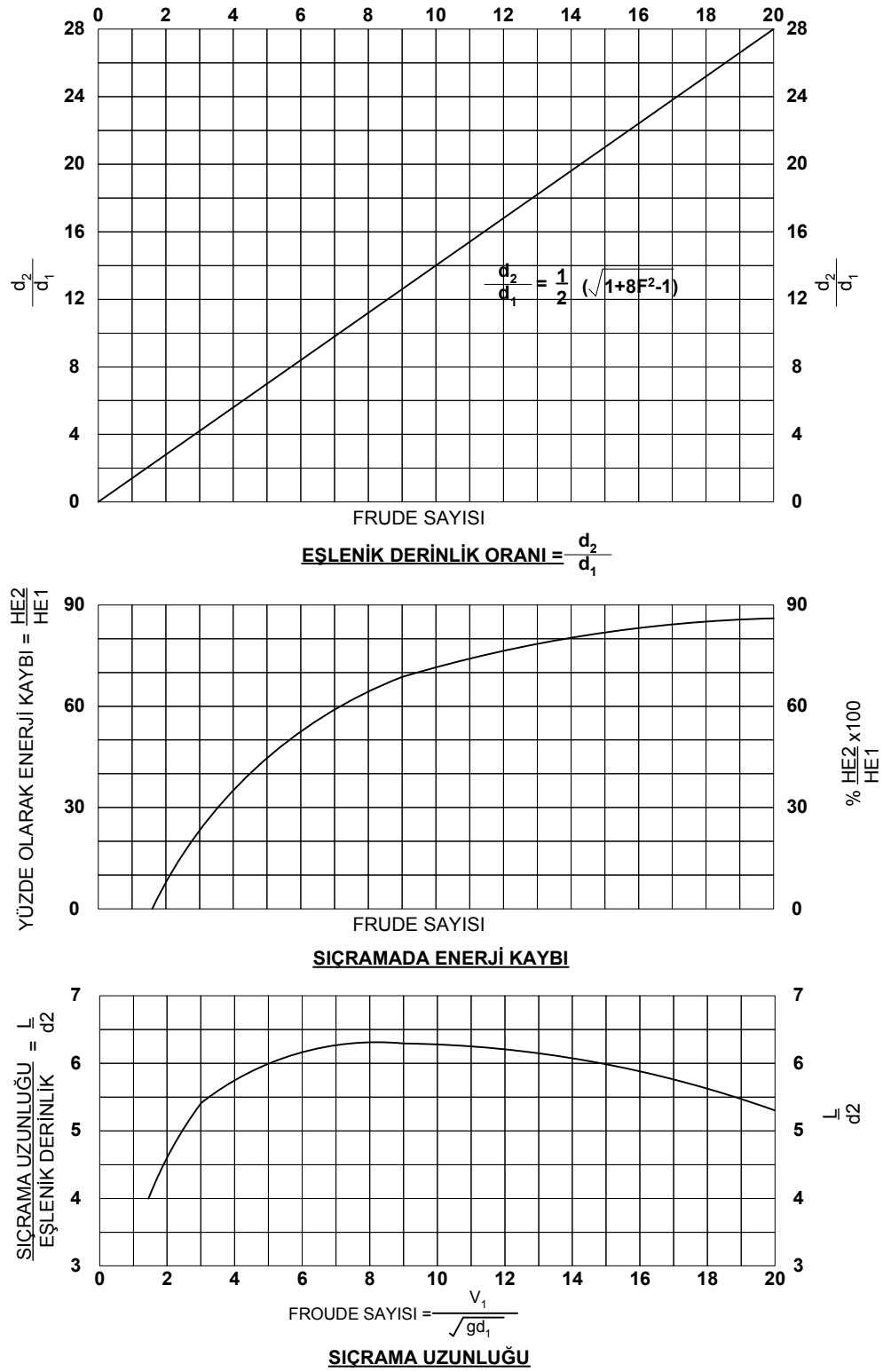
Şekil 2.31 Froude sayısının 2,5 ile 4,5 arasındaki değerleri için düşü havuzu karakteristikleri



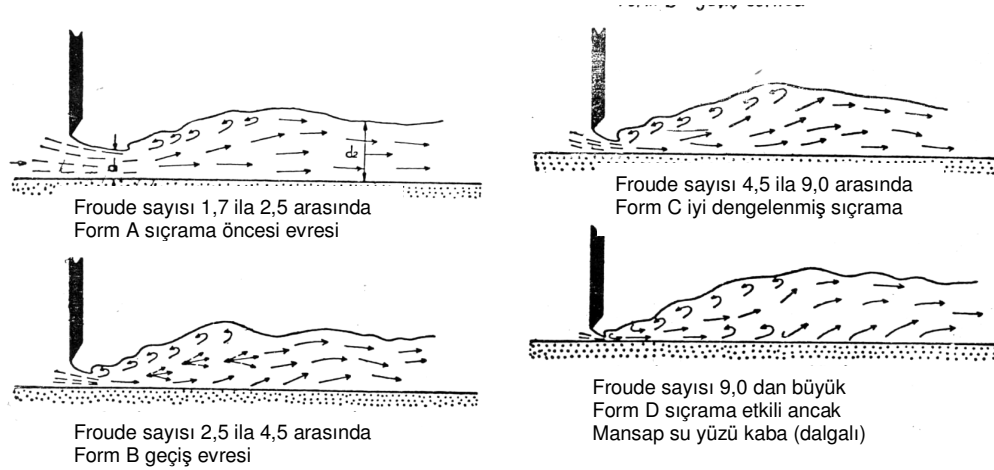
Şekil 2.32 Froude sayısının 4,5 dan büyük değerleri için hızın 15 m/s den küçük oluşu halinde düşü havuzu karakteristikleri



Şekil 2.33 Froude sayısının 4,5 dan büyük değerleri için düşü havuzu karakteristikleri



Şekil 2.34 Froude sayısı hidrolik sıçrama özellikleri (şüt blokları, enerji kırıcı bloklar ve eşik ucu olmayan düz döşemeli havuzlar için)



Şekil 2.35 Froude sayısına bağlı olarak oluşan sıçrama karakteristikleri

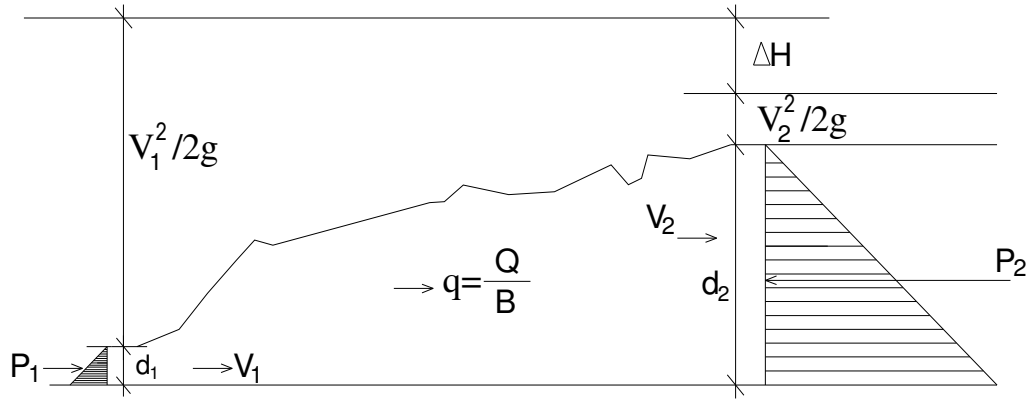
Geliştirilmiş ve model deneyleri yapılmış iki tip yuvarlatılmış etek aşağıda Şekil 2.38' de çizgisel olarak açıklanmıştır. Her bir tipin sönümleme hareketine ait genel durum Şekil 2.37' de sunulmuştur. İki yapının hidrolik özellikleri aynı karakteristiklere sahiptir fakat ayrı ayrı özellikleri farklılık gösterir.

Yekpare yuvarlatılmış eteğin ucunu terk eden yüksek hızlı akımın doğrultusu yukarıya doğrudur. Bu, su yüzeyinde kuvvetli bir kaynama, köpürme ve mansapta da saat ibresi yönüne hareket eden şiddetli bir yer çevrintisi meydana getirir. Bu yer çevrintisi devamlı olarak gevşek malzemeyi eteğin ucuna doğru sürükler ve bu karışık malzemenin bir kısmını hareket halinde tutar. Hareket halindeki malzeme ise etek ucunun oyulmasına sebep olur.

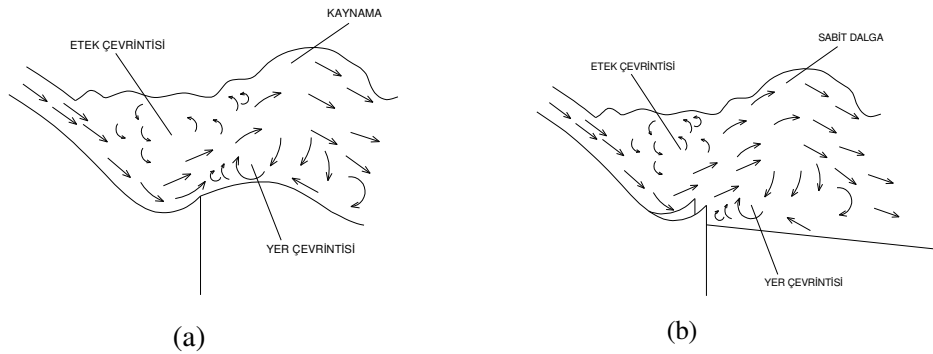
Şekil 2.37b'de gösterilen dişli yuvarlatılmış eteklerde ise akım etek ucunu daha az bir açıyla terk eder ve büyük bir hıza sahip olan akımın yalnızca bir kısmı yüzeye çıkabilir. Bu durum su yüzeyinde daha az şiddette bir kaynama olmasını, daha düz sakin bir mansap akımı meydana gelmesini ve yer çevrintisi üstünde akımı daha iyi dağıtmak suretiyle fazla enerjili akımın yuvarlatılmış etek boyunca daha az toplanmasını sağlar.

Yekpare eteğin kullanılmasına yer çevrintisinin etek ucuna sürüklediği malzemenin bütün yüzeyler üzerinde yapacağı aşınma dolayısıyla itiraz edilebilir. Buna ek olarak su yüzeyinde oluşan şiddetli kaynamanın sonucu olan fazla türbülanslı yüzey, akarsuyun aşağılarına kadar devam eder ve akarsu yatağı yamaçlarının aşınmasına sebep olan

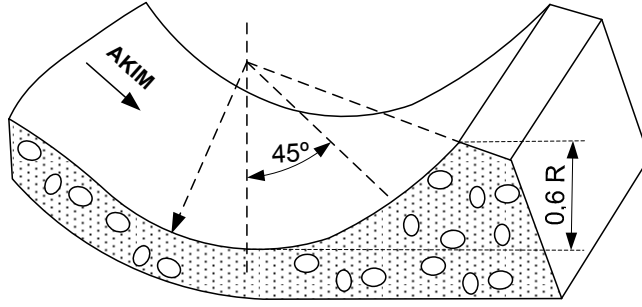
(eddy) girdap akımlarını meydana getirir. Her ne kadar dişli yuvarlatılmış etekler enerjiyi daha çok kırarlar ve akarsu yatağının daha az aşınması sağlarlarsa da mansap su derinliğinin alçak olduğu durumlarda türbülanslı akımın mansaba kayma ihtimali daha çok olur ve mansap su derinliğinin çok fazla olduğu durumlarda da su jetinin suya dalması ve dere yatağının aşınması söz konusu olur. Oysa yekpare yuvarlatılmış eteklerde bu sakınca yoktur. Bundan dolayıdır ki, iyi bir performans sağlayacak mansap su derinliklerinin alt ve üst sınırları aralığı dişli yuvarlatılmış eteklerde, yekpare yuvarlatılmış eteklere göre daha dardır. Mansap su seviyesi alt ve üst sınırlarının dişli yuvarlatılmış eteğe elverdiği durumlarda, yekpare yuvarlatılmış etek kullanılmamalıdır.



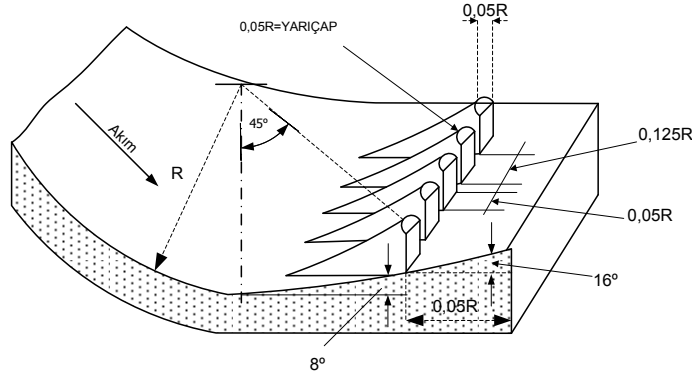
Şekil 2.36 Yüzeysel hidrolik sıçrama



Şekil 2.37 Hidrolik durumlar (a) Yekpare, (b) Dişli etekteki (Özyar 1988)



(A) YEKPALE ETEK (SOLID BUCKET)



(B) DİŞLİ ETEK (SLOTTED BUCKET)

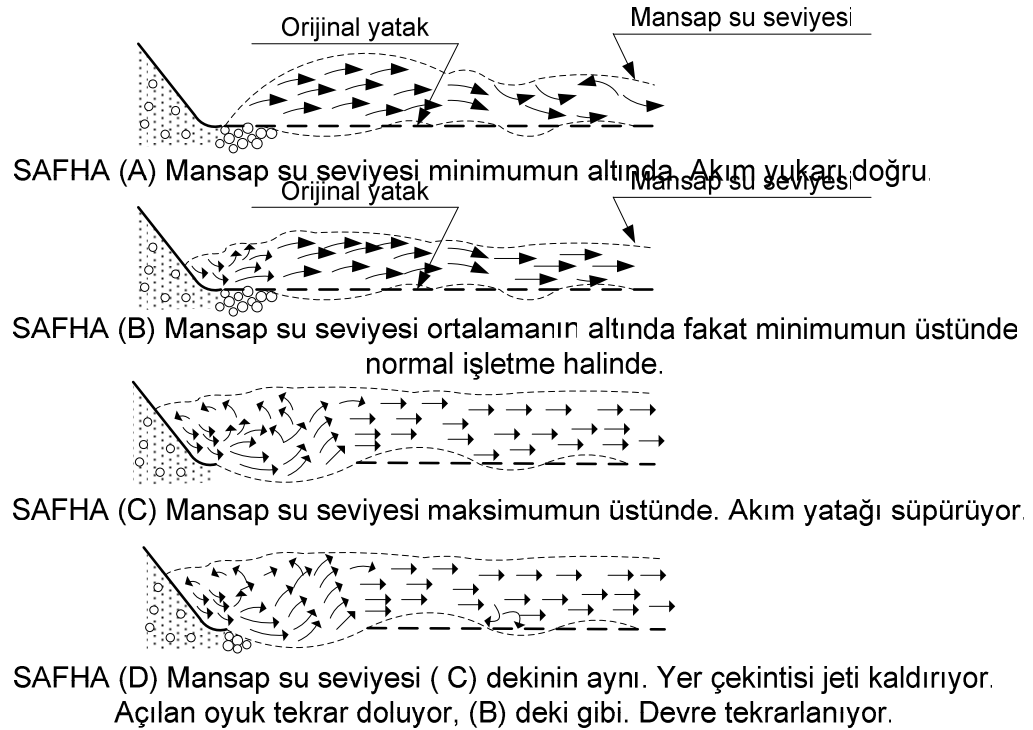
Şekil 2.38 Suya batık yuvarlatılmış etek türleri

2.6.1.5. Dişli yuvarlatılmış etek

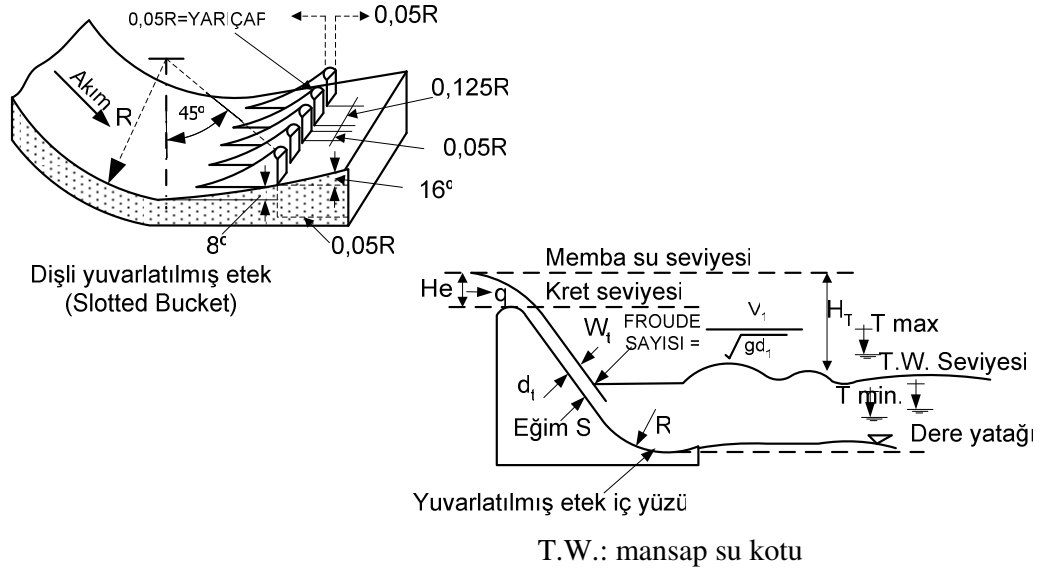
Mansap su seviyesinin çok küçük durumlarında (enaz akımından daha küçük akımlar) su jeti etek çevrintisini eteğin dışına sürükleyecek ve mansapta hem dere yatağında hem de su yüzeyinde yüksek hızlı bir akım oluşacaktır. Bu durum Şekil 2.39a 'da gösterilmiştir. Mansap su derinliği arttıkça hem batmışlığın hem de akımın geriye akmasının sırayla mümkün olabileceği dengesiz bir akım meydana getiren derinliğe ulaşır. Batmışlık evresinde süreklilik sağlayabilmek için enaz mansap su derinliği bu kararsız durumun üzerine çıkmalıdır. Bu akım durumu Şekil 2.39b' de gösterilmiştir.

Mansap su derinliği fazla artarsa suya dalan jet akımı olayı meydana gelir. Bu evrede yuvarlatılmış eteğin ucundan ayrılan su jeti artık yükselip yüzeyden gitmek yerine alçalarak akarsu yatağına dalar. Mansap su jetinin yeri su jetinin yerine göre değişecektir. Su jeti akarsu yatağına doğru daldığı zaman çevrinti yüzeyde olacak ve su jeti yüzeyden gittiğinde yer çevrintisi akarsu yatağı boyunca meydana gelecektir. Akarsu yatağında aşınma su jetinin daldığı noktada ortaya çıkacak fakat su jeti yükselince yer çevrintisinin getirdiği malzeme ile tekrar dolacaktır. Şekil 2.39c, Şekil 2.39d dalış evresi için karakteristik akım modelini göstermektedir. Ençok mansap su derinlikleri su jetinin daralmasını önleyecek biçimde sınırlandırılmalıdır.

Dişli yuvarlatılmış etek projesi, yuvarlatılmış etek yarıçapının ve mansap su derinliğinin alt ve üst güvenlik sınırlarının saptanmasını da kapsar. Deneysel sonuçlara dayanan bu ölçütler Froude sayısına bağlı olarak Şekil 2.40 ve 2.41’de gösterilmiştir. Froude sayıları su jetinin yuvarlatılmış eteğe girdiği noktalar için hesaplanmıştır.



Şekil 2.39 Dişli yuvarlatılmış etekte akım karakteristikleri (Sungur 1988)



Şekil 2.40 Dişli yuvarlatılmış etek hesaplarında kullanılan imgeler

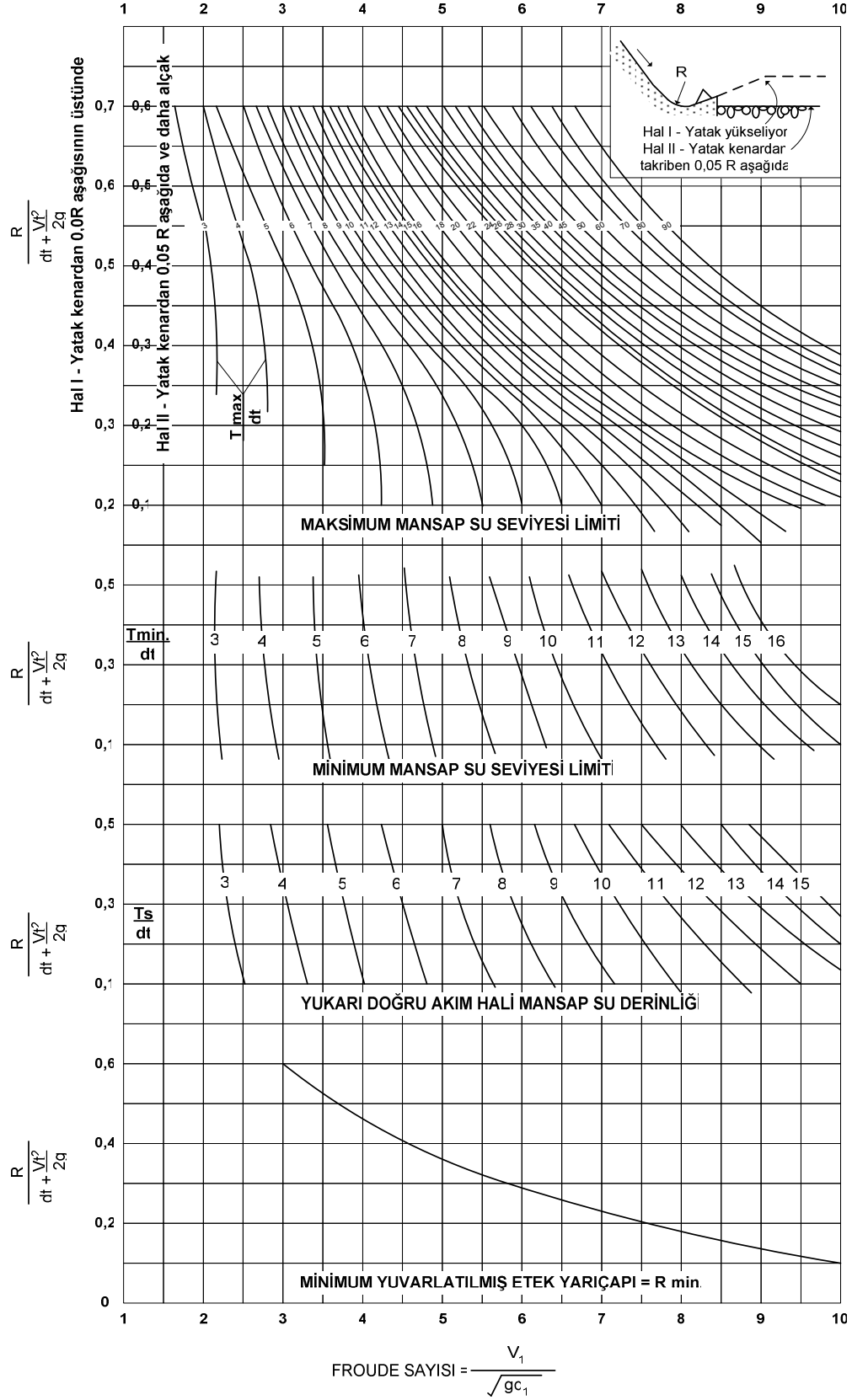
2.6.1.6. Memba kabarma eğrisinin saptanması

Şekil 2.42’de gösterilmiş olan kabarmış su yüzü profilinin çizilebilmesi için bağlama yerinin membanda 50–100 m. Aralıklı enaz 5 veya daha çok en kesit belirlendikten sonra Mansap su yüzü eğrilerinde olduğu gibi memba su yüzü eğrisi de *Kd* yöntemi ile saptanır.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot A \quad (2.62)$$

$$Kd = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot A = f(h) \quad (2.63)$$

Bölüm 2.3.1.1. de yazıldığı hesap sıralaması takip edilerek, her bir kesit için K_1 eğrilerinin grafiği çizilir. “0” kesitinde K_0 su kotuna göre “1” kesiti için bir K_1 belirlenir,



Şekil 2.41 Dişli yuvarlatılmış etek için proje ölçütleri

$$Q = Kd \cdot S^{1/2} \quad (2.64)$$

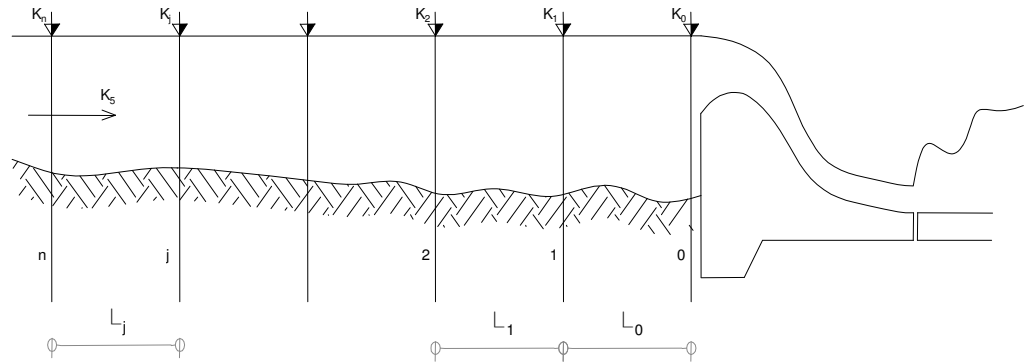
$$\frac{1}{2} \cdot (Kd_0 + Kd_1) = Kd_{ort} \quad (2.65)$$

$$S = \left(\frac{Q}{Kd_{ort}} \right)^2 \quad (2.66)$$

İfadesi ile enerji eğimi hesaplanır. Hız yükü ihmal edilerek $K_0 + S \cdot L = K_1$ denkliğinden K_1 hesaplanarak ilk kestirim ile işlem sonucu arasındaki hata payı 0.03 m oluncaya kadar işlem yinelenir. İşlemler diğer kesitlerde tekrarlanarak memba kabarma eğrisi saptanmış olur.

2.6.1.7. Sedde üst kotunun saptanması

Sedde Tepe boyunu kısaltmak veya membada biriktirilen yüksek suyun civara yayılmasını önlemek için, ihtiyaç olan topografyada, inşa edilebilir. Memba üst kortuna uygun bir hava payı eklenerek sedde üst kotu saptanır.



Şekil 2.42 Memba tarafında kabarmış akım profili

2.7. Bağlama Statik Hesapları

2.7.1. Sızma güvenlik hesabı

Lane bağıntısı ile L sızma boyu saptanır. Şekil 2.43’de görüldüğü gibi sızma boyu $L = (\text{Açık çokgende düşey boylar} + 1/3 * \text{yatay boylar})$ şeklinde hesaplanır).

Eğer diyagonal çizgilerin yatay ile yaptığı açı 45 dereceden büyük ise boy düşey kabul edilir. 45 dereceden küçük veya eşit ise yatay kabul edilir.

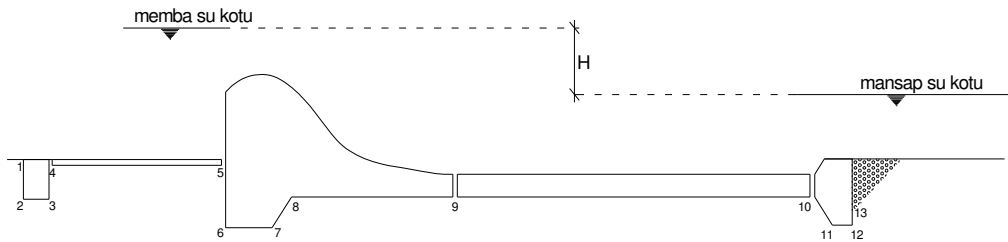
$H = \text{Efektif yük} = \text{Memba} - \text{Mansap su seviyeleri farkı}$ olduğuna göre

$L \geq C \cdot H$ Koşulunu sağlamalıdır. Tersisi durumda bağlama temel yapısı değiştirilir (düşü yatağı boyu artırılır veya parafuy boyları derinleştirilir, memba blanketi uzatılır.)

$C = \text{Zemin türüne bağlı katsayı}$ (Tablo 2.2)

L sızma boyu = Ağırlandırılmış sürünme uzunluğu’dur.

Bağlama güvenliğinin mansapta hiç su olmadığına göre tahkiki gereklidir. Bu halde normal olarak anroşman üst seviyesi yatak seviyesidir. Sızıntı suları anroşman boşluklarını doldurur.



Şekil 2.43 L sızma boyu için açık çokgen gösterimi

Tablo 2.2 Lane Katsayısı Değerleri

Temel Zemini Malzemesi	C Katsayısı
Çok ince kum veya silt	8,5
İnce kum	7,0
Orta kum	6,0
Kalın kum	5,0
İnce çakıl	4,0
Orta çakıl	3,5
Kaba çakıl (taşları iri olan)	3,0
Kaya (taş ve çakıl olan)	2,5
Yumuşak kil	3,0
Orta sert kil	2,0
Sert kil	1,8
Çok sert kil	1,6

(Filtre ve dren kullanılırsa bu değerler %10 arttırılır.)

H memba ve mansap su seviyeleri farkı Tepe üst kotu ile yatak kotu farkıdır. Eğer anroşman içinde kesinlikle su olmayacağı anlaşılırsa bu durumda mansapta hiç su bulunmadığına göre incelemek için, H değeri olarak Tepe üst kotu ile anroşman taban kotu farkı alınır. Doğaldır ki bu halde etkiler ve dolayısıyla boyutlar büyümüş olacaktır. Bu büyüme ekonomik sınırı aşınca filtre ve dren kullanarak alt basınçlar azaltılmalıdır.

$\frac{L}{H}$: Ağırlaştırılmış Sürünme uzunluğu yük oranı

2.7.2. Alttan kaldırma için güvenlik hesabı

Eğer zemin çatlaklı kaya ise ilk yaklaşık hesap Şekil 2.44'da gösterildiği biçimde ve aşağıdaki şekilde yapılabilir.

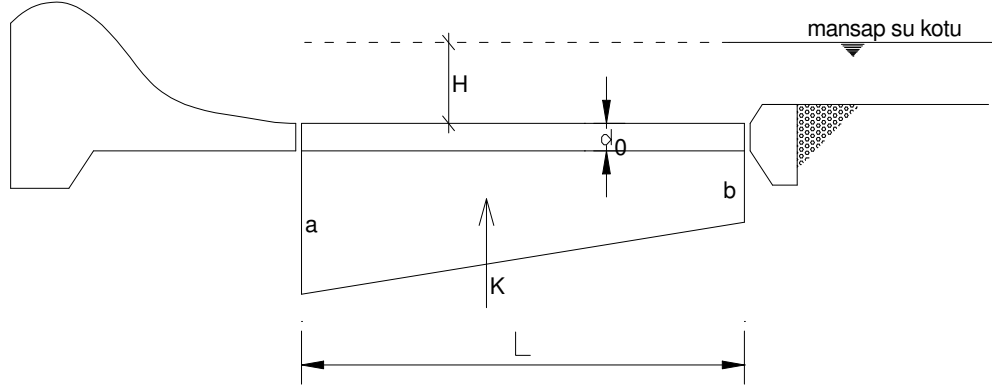
Düşü yatağı Başlangıcında su basıncı: $a = 0.3 \cdot H_t$

Düşü yatağı sonunda su basıncı: $b=0$ kabul edilir, böylece;

$$h \cdot L + \gamma \cdot d \cdot L = \frac{a+b}{2} \cdot L$$

$$h + \gamma \cdot d = 0.15 \cdot H_t \quad (2.67)$$

Burada H_t, h, γ belli olduğuna göre d yaklaşık olarak bulunur, daha sonra detaylandırılmış hesabı yapılır.



Şekil 2.44 Alttan kaldırma için güvenlik

Ayrıntılı hesap biçimi olarak aşağıdaki yol izlenir,

$$\alpha = \frac{H}{L}$$

Çokgenin herhangi bir noktasında alttan kaldırma yükü (1 noktasından sızma uzunluğu olan nokta için)

$$yükkaybı = \alpha \cdot x \quad (2.68)$$

$$\text{Statik yük} = \text{Memba su seviyesi} - \text{noktanın kotu} \quad (2.69)$$

$$\text{Kaldırma yükü} = (S - \alpha \cdot x) \quad (2.70)$$

Böylece her nokta için kaldırma yükü bulunur ve kaldırma yük diyagramı çizilir (Şekil 2.45). Eğer filtre ve dren düzeneği var ise bunun mansabında diyagram yaklaşık

olarak %65–70 oranında küçültülür. Başka bir deyimle bu düzenek alttan kaldırmayı %30–35 oranında düşürür.

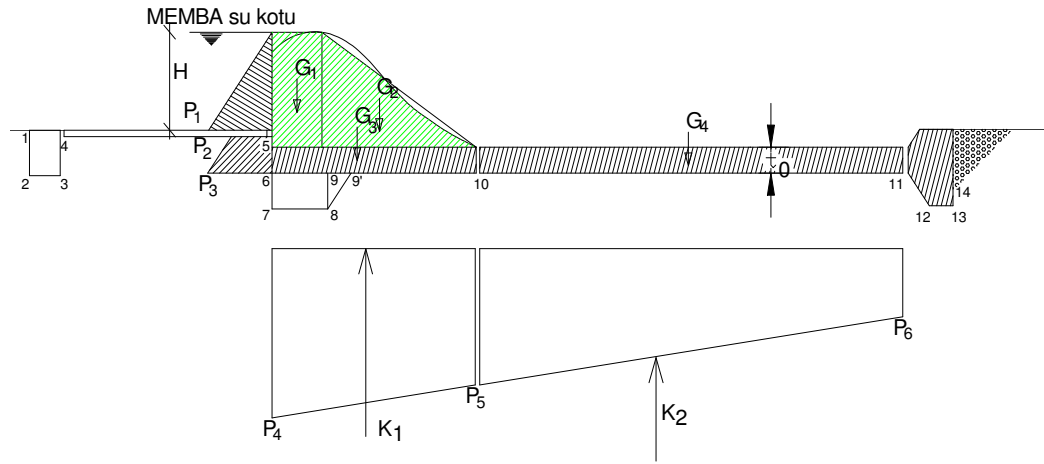
Düşü yatağı alttan kaldırma güvenlik hesabı:

$$\text{Kaldırma Kuvveti} \quad K = \frac{a+b}{2} \cdot L \cdot 1.0 \quad (2.71)$$

$$\text{Beton ağırlığı} \quad B = d_0 \cdot L \cdot 1.00 \cdot 2.20 \quad (2.72)$$

$$\text{Su ağırlığı} \quad S = h \cdot L \cdot 1.00 \cdot 1.00 \quad (2.73)$$

$$\text{Kaldırmaya karşı güvenlik} = \frac{B+S}{K} \geq 1.20 \quad (2.74)$$



Şekil 2.45 Gövde ve Düşü havuzuna etki eden kuvvetler

$$P_1 = H \quad (2.75)$$

$$P_2 = (K_0 - K_5) - \alpha \left(12 + \frac{23}{3} + 34 + \frac{45}{3} \right) \quad (2.76)$$

$$P_3 = (K_0 - K_6) - \alpha \left(12 + \frac{23}{3} + 34 + \frac{45}{3} + 56 \right) \quad (2.77)$$

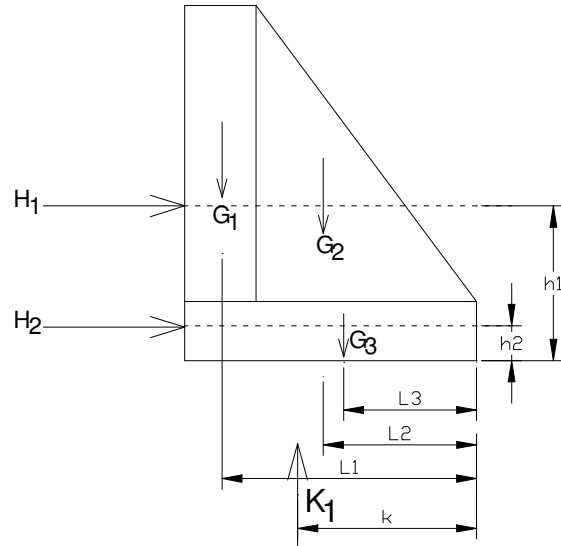
$$P_4 = (K_0 - K_7) - \alpha \left(12 + \frac{23}{3} + 34 + \frac{45}{3} + 57 \right) \quad (2.78)$$

$$P_5 = (K_0 - K_{10}) - \alpha \left(12 + \frac{23}{3} + 34 + \frac{45}{3} + 57 + \frac{78}{3} + 89 + \frac{910}{3} \right) \quad (2.79)$$

$$P_6 = (K_0 - K_{11}) - \alpha \left(12 + \frac{23}{3} + 34 + \frac{45}{3} + 57 + \frac{78}{3} + 89 + \frac{911}{3} \right) \quad (2.80)$$

2.7.3. Gövde için devrilme ve kayma hesapları

Hesaplarda parafuy dikkate alınmayabilir ki bu durum güvenlik yönündedir. Bağlama gövdesi için Şekil 2.46 ila Şekil 2.48' de gösterildiği gibi kuvvet diyagramları çizilir.

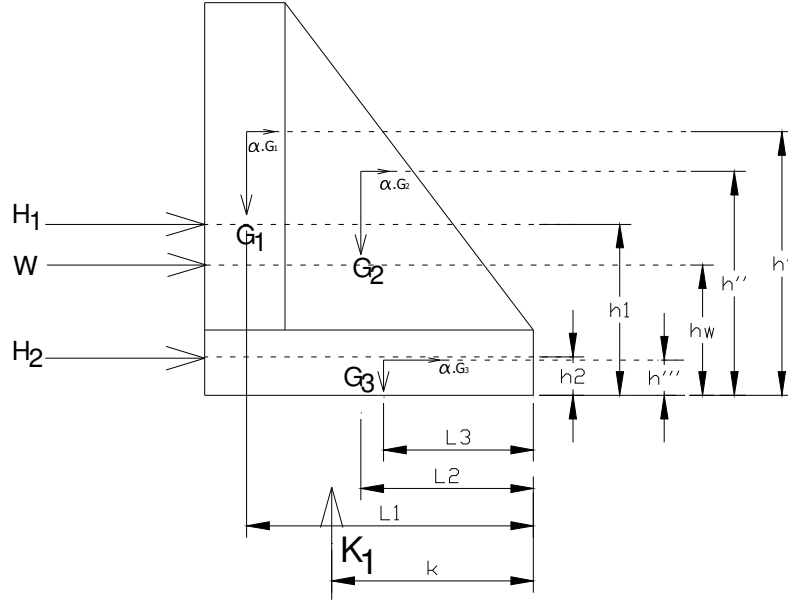


Şekil 2.46 1. Yükleme durumu (depremsiz durum) için devrilme güvenliği

$$\text{Devrilmeye Karşı koyan Momentler } Mk = G_1L_1 + G_2L_2 + G_3L_3 \quad (2.81)$$

$$\text{Devrilme Momentleri } Md = H_1h_1 + H_2h_2 + K_1k \quad (2.82)$$

$$\text{Devrilme Emniyeti } \frac{Mk}{Md} \geq 1.50 \quad (2.83)$$



Şekil 2.47 2. Yükleme durumu (depremsiz durum) için devrilme güvenliği

$$\text{Devrilmeye Karşı koyan Momentler } Mk = G_1L_1 + G_2L_2 + G_3L_3 \quad (2.84)$$

Devrilme Momentleri

$$Md = H_1 \cdot h_1 + H_2 \cdot h_2 + W \cdot h_w + \alpha \cdot (G_1 \cdot h + G_2 \cdot h' + G_3 \cdot h''') + K_1k \quad (2.85)$$

$$\text{Devrilme Emniyeti } \frac{Mk}{Md} \geq 1.20 \quad (2.86)$$

2.7.4. Kayma incelemesi

Kayma hesabında gövde ve düşü havuzu birlikte ele alınır,
f: Sürtünme katsayısı (Tablo 2.3)

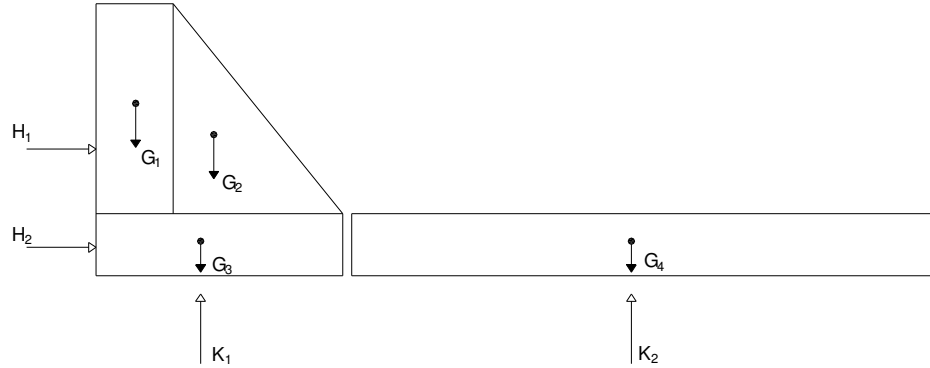
$$\text{Yatay Kuvvetler: } \sum H$$

$$\text{Hafifletilmiş Ağırlık: } \sum V = \sum G - K$$

Olduğuna göre Şekil 2.48'deki gösterime göre

$$\sum H = H_1 + H_2$$

$$\sum V = \sum G_1 + G_2 + G_3 + G_4 - (K_1 + K_2)$$

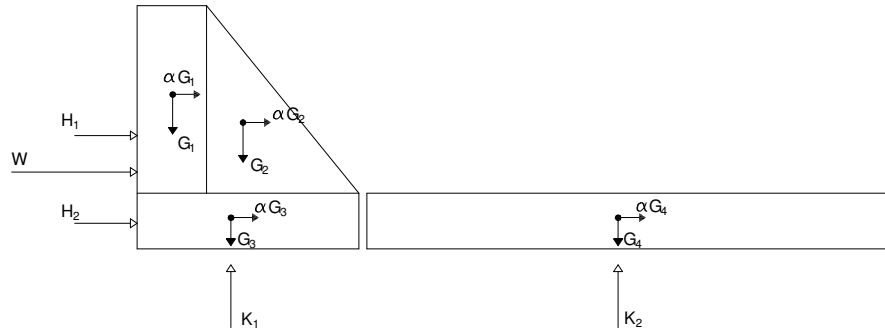


(a)

Yatay Kuvvet: $\sum H = H_1 + H_2$

Hafifletilmiş Ağırlık: $\sum V = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 - K_{1+K_2}$

Kayma güvenliği: $\frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \geq 1.50$ (1. Yükleme Depremsiz) (2.87)



(b)

Şekil 2.48 Bağlama ana gövdesi ve düşü havuzunun kayma güvenliği (a) Depremsiz, (b) Depremlı

Yatay Kuvvet: $\sum H = H_1 + H_2 + W + \alpha \cdot (G_1 + G_2 + G_3 + G_4)$

Hafifletilmiş Ağırlık: $\sum V = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 - K_{1+K_2}$

Kayma güvenliği: $\frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \geq 1.20$ (2. Yükleme Depremlı) (2.88)

f: Sürtünme Katsayısı (Tablo 2.3)

$$\text{Kayma Güvenliği} = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \geq 1.50 \text{ (depremsiz durum)}$$

$$\sum H = H_1 + H_2 + W + \alpha \cdot (G_1 + G_2 + G_3 + G_4)$$

$$\sum V = \sum G_1 + G_2 + G_3 + G_4 - (K_1 + K_2)$$

$$\text{Kayma Güvenliği} = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \geq 1.20 \text{ (deprem YÜKLERİ ALTINDA durum)} \quad (2.89)$$

Tablo 2.3 Kayma Hesabı için (f) sürtünme katsayıları

No	Temel Zemini Malzemesi	f (sürtünme Katsayısı)
1	Sağlam Kaya	0,75
2	Yumuşak veya ayrışmış kaya	0,65
3	İri kum ve Çakıl	0,55
4	Kum (kuru veya ıslak)	0,50
5	Killi kum (karışık)	0,45
6	İnce kum (ıslak)	0,40
7	Kil (kuru ve sert)	0,35

(Yapının kendi elemanları arasındaki sürtünme 0,75 kabul edilir.)

2.7.5. Çevre ve ayırma duvarları

İstinat duvarı olarak hesapları yapılır. Sürüntü malzemesi miktarı çok ise ayırma duvarları için bağlama Tepenin 60 cm altına kadar sürüntü malzemesi bulunduğu kabul edilir.

2.7.6. Zemin gerilmesi güvenliği

Dolu gövde altı dikkate alınarak (Şekil 2.50 ila Şekil 2.52)

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{M_0}{W} \quad (2.90)$$

Taban gerilmeleri hesaplanır, burada $\sum G$ toplam düşey ağırlık olup kaldırma kuvveti dikkate alınmaz. M_0 da kesit ortasına toplam moment olup kaldırma kuvveti dikkate alınmaz.

$A=b*d$ (Temel alanı)

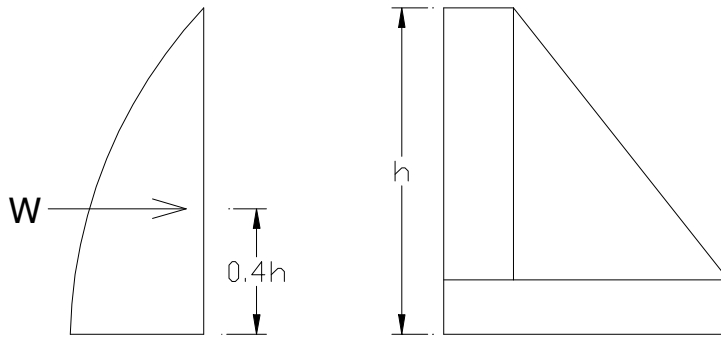
$$W = \frac{b \cdot d^2}{6} \text{ (temel mukavemet momenti)}$$

Hesaplama sonucunda $\sigma_{\max} \leq \sigma_{zem}$ ve $\sigma_{\min} \geq 0$ olmalıdır. Bunun anlamı zemin gerilmelerinde çekme gerilmesi olmamasıdır. Çekme gerilmesi oluyor ise bu durumda R_v düşey bileşke kuvveti çekirdek dışına çıkar. Mutlaka $C \geq \frac{d}{6}$ olacaktır (Şekil 2.51).

Bu durumda $\sigma_{b_{\max}}$ basınç gerilmesi

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot R_v}{3 \cdot C} \quad (2.91)$$

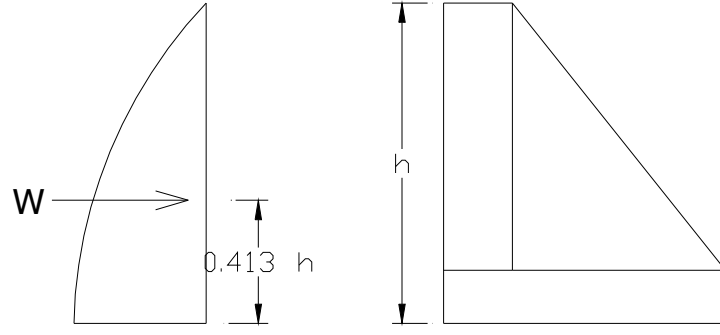
Bağıntısıyla hesaplanacak, zeminin çekmeye çalışmadığı dikkate alınacaktır (zemin gerilmesi alttan kaldırma ile birlikte dikkate alınır.)



$$W = \frac{7}{12} \cdot \alpha \cdot h^2 = 0.582 \cdot \alpha \cdot h^2 \quad (2.92)$$

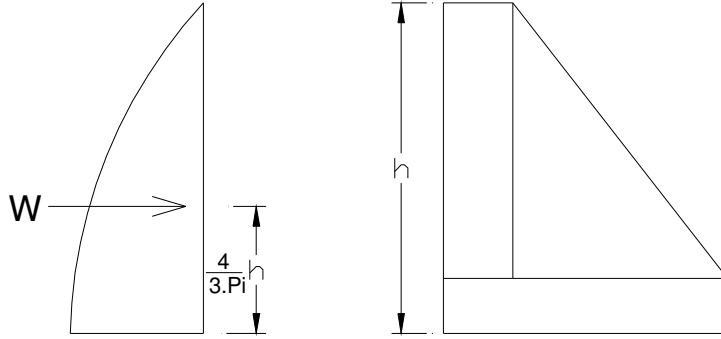
(a)

Şekil 2.49a Suyun deprem itkisi (a) Watergoard



$$W = 0.53 \cdot \alpha \cdot h^2 \quad (2.93)$$

(b)



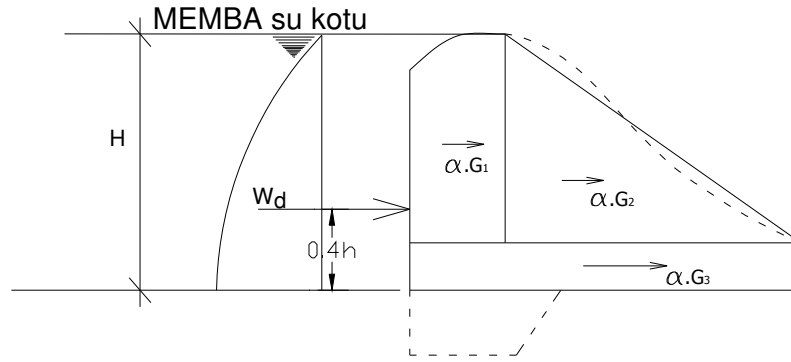
$$W = 0.555 \cdot \alpha \cdot h^2 \quad (2.94)$$

(c)

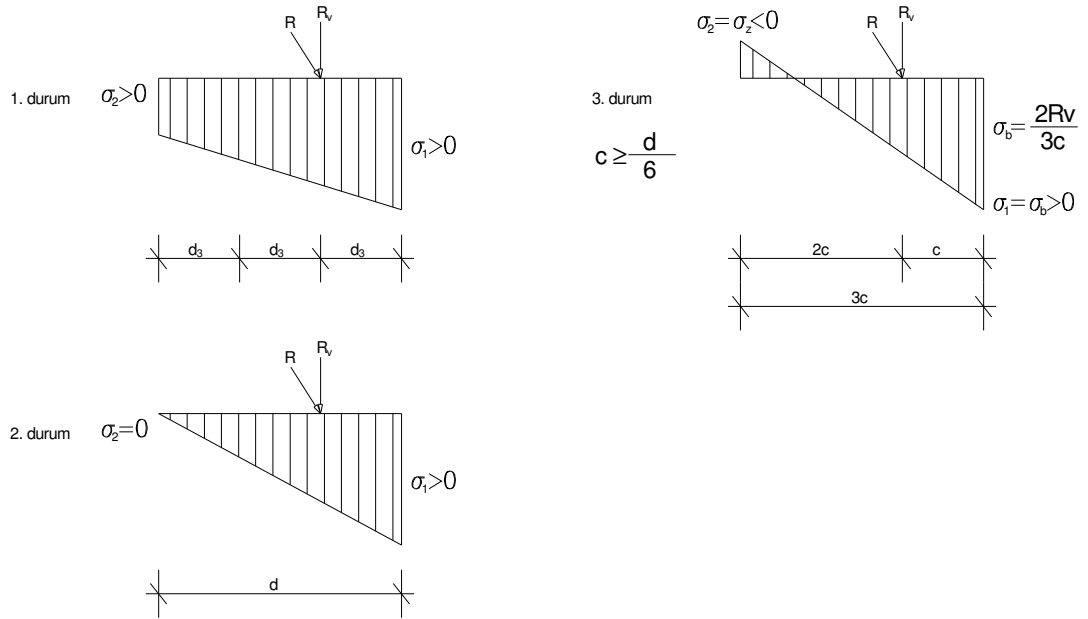
Şekil 2.49b Suyun deprem itkisi (b) Zangers, (c) Von Karman

$$\text{Deprem Şiddeti } \alpha = \frac{\Delta g}{g} = \frac{\text{Depremivmesi}}{\text{yerçekimiivmesi}} \quad (2.95)$$

$$Wd = \alpha \cdot \frac{7}{12} \cdot H^2 \text{ Depremde su hidrodinamik etkisini 'Westerweard denklemi' } \quad (2.96)$$



Şekil 2.50 Deprem itkisi (deneysel Westerwaard deprem yükü parabolü)



Şekil 2.51 Dolu gövde duvarlarında temel zemin gerilmeleri

2.7.7. Deprem ve buz etkileri

Gerek dolu gövdenin gerekse çevre ve ayırma duvarlarının statik hesaplarında deprem itkisi dikkate alınır. Dolu gövde için deprem itkisi ikiye ayrılır:

a. Bent kitlesinin eylemsizliğinden doğan kuvvetler

$$P = M \cdot \Delta g = \frac{G}{g} \cdot \Delta g = \alpha \cdot G \quad (2.97)$$

b. Bent önünde toplanan su kitlesinin eylemsizliğinden doğan kuvvetler

Şekil 2.49'da suyun deprem itkisi için sırasıyla Westerwaard, Zanger Von Karman tarafından verilmiş olan yük diyagram ve değerleri gösterilmiştir. Bunlar yardımıyla yatay deprem kuvvetinin şiddeti ve etki noktası saptanabilir. Deprem hesabında bent önünün su ile dolu ve boş olduğu iki durum ayrı ayrı göz önüne alınmalıdır. Doğrultuyu bent dolu iken mabadan mansaba, bent boş iken mansaptan memba ya almak elverişsiz durumlar doğurur.

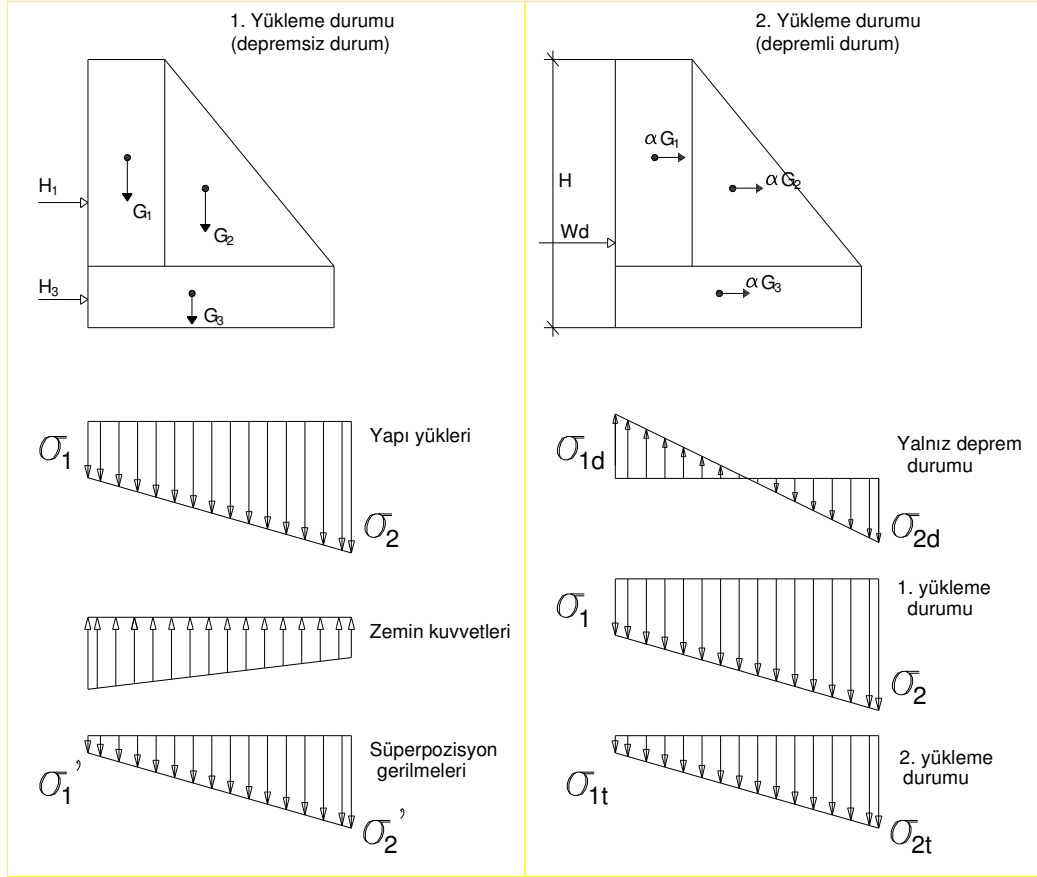
Buz Etkisi:

Buz etkisini yüksekliği 5 m den büyük olan bağlamalarda dikkate almak yerindedir. Buz tabakasının kalınlığına ve donma olayından sonra hava sıcaklığının artış hızına göre itki kuvvetleri Tablo 2.4' de verilmiştir.

Tablo 2.4 Buz tabakası kitle merkezinden etkiyen buz itkileri (ton / m)

Buz kalınlığı (m)	Donma olayından sonra hava sıcaklığı artış hızı Derece/saat		
	3 derece/saat	6 derece/saat	9 derece/saat
0,30 m	3 – 5	5 – 7	7.5 – 12
0,60 m	6 – 10	7.5 – 13	11 – 18
0,90 m	10 – 14,5	11 – 17	14.5 – 23
1,20 m	12 -19	14 – 21	18 – 27

Hidrolik hesaplarda olduğu gibi Statik güvenlik hesaplarında da en elverişsiz durumu göz önünde tutmak amacıyla $Q_5, Q_{10}, Q_{25}, Q_{50}, Q_{100}$ taşkın debilerini de göz önüne almak gereklidir.



$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum G}{A} \mp \frac{Mo}{W}$$

$$\sigma_2 \leq \sigma_{z,em}$$

$$\sigma_{1,2d} = \mp \frac{Mo'}{W}$$

$$\sigma_{1t} = \sigma_{1d} + \sigma_1$$

$$\sigma_{2t} = \sigma_{2d} + \sigma_2$$

$$\sigma_{2t} \leq \sigma_{z,em}$$

σ_{at} = Alanın ağırlık merkezindeki basıncı

$\sigma_{at} \leq \sigma_{z,em}$ Olmak koşulu ile kohezyonsuz

Zeminler için

Şekil 2.52 Temelde zemin gerilmeleri

3. İLETİM KANALI

3.1. İletim Kanalı Konuşlandırılması

İletim Kanalı, açık kanal akımı, düşük basınçlı tünel, düşük basınçlı boru hattı, boru hattı olarak yapılabilir. Şantiye şartları, yerel jeolojik koşullar, su alma yapısı, düşü yüksekliği, santral yapısının yerleşimi gibi unsurlar projenin yerleşimini ve seçimini etkiler. Küçük hidroelektrik santral projesinin gelişiminde Şekil 2.2' de anlatılan çevirme tipi, iletim kanalı tipi seçimi yolu ile belirginleşir. Şimdiye kadar yapılan işlerde edilen Deneyimler göstermiştir ki iletim kanalı maliyeti toplam inşaat işleri yatırımının %60–70 ini tutmaktadır. Bundan dolayı iletim kanalının seçimi ve araziye konuşlandırılması Küçük hidroelektrik santral inşaat maliyetinin azaltulmasını sağlayabilecek esas etmen olarak görülebilir. İletim kanalı konuşlandırılmasını etkileyen etmenlerden bazıları şunlardır.

- a) Akarsu eğimi normal koşullarda proje sahasında %1-%2 arasında karşılaşılır, daha büyük eğimler yeğlenir. Yaklaşık hesapla santral düşü yüksekliğinde 1000 m uzunluğundaki kanal boyunca 15 m kazanılabilir.
- b) İletim kanalı güzergâhı boyunca karşılaşılacak olan Jeoloji ve topografya koşullarının etkisi ile dikkate değer bir biçimde yapım masraflarını etkilemesi, yapıda yamaç duraylılığı gibi sorunlar yoluyla masrafı arttırır.
- c) Jeomorfolojik olarak uzun İletim kanalı boyunca kanalın karşılaşacağı küçük akarsu katılımı, yan akımlar, akarsu oyulması gibi unsurların etkisi ile sifon, sulama kanalı v.b. ile güzergâhta kesişmeler sebebinden doğan sanat yapılarına gereksinim duyulması kanal tipi seçimini belirler. Bazı durumlarda orta havuz yapılarak biriktirme sağlanması ekonomik olabilir. Sahada karşılaşılacak buna benzer unsurlar karşılaştırmalı olarak alınacak teknik ve mali kararları etkiler.

d) Kanal güzergâhını etkileyen dağlık arazi yapısı, yüzeysel sel suları, şev yıkılması tehlikesi, kanalın kayma güvenliğinin sağlanmasına kadar olan büyük çapta kanal güvenliğini sağlayan koşulların elenmesi gereklidir.

e) Uygun jeolojik koşullar ve akarsu kıvrımları, basamaklı şev ile kaymanın azaltılması gibi sorunlardan kaçılması için genellikle tünel yapımı veya tünel-kanal bileşimi seçilir. Kısa tüneller, örneğin eski şev kayma bölümü, moloz yığıntısı, kayma potansiyeli olan yamaçlar, basamaklı şev yüzeyleri biçimindeki elverişsiz kanal alanları dolambaçlı olarak geçebilir. Eğer yerel iş gücü tünel yapımında kullanılacak yetkinlikte ise özellikle tünel yapımı dikkate alınmalıdır.

f) İletim kanalı olarak plastik boru kullanımının birçok yararı vardır;

- i) Nakliye ve yerleştirme kolaylığı
- ii) Yeryüzü şekillerine uyumlu olarak yapılabilirlik
- iii) Kimyasal dayanımın iyi olması
- iv) Düşük sürtünme kayıpları (manning pürüzlülük katsayısı \leq 0.01)
- v) Düşük bakım masrafları

Bunlarla beraber şu etmenler dikkate alınmalıdır,

1) Plastik borular projenin yapılacağı ülkenin öz kaynakları ile yapılabilir olmalıdır. İthalat yapılması durumunda yapılabilirlik koşulları güçleşir. (yüksek masraflar, yedek malzeme saptanması sorunsalı vb.)

2) Bazı plastik maddeler güneşin ultraviyole ışınlarının aşındırıcı etkisine dayanıklı olmaması yüzünden yüzeyi kaplanmalıdır. Bunun ekonomik yolu yüzeyin kazılıp boru yerleştirildikten sonra üzerinin 0,5- 1,0 m dolayında toprak ile doldurulmasıdır.

3) Santral boşaltım kapasitesi sınırlıdır ve kayalık arazide kazı maliyetleri oldukça yüksektir.

3.2. Kanal Tipleri

3.2.1. Açık kanallar

Açık kanal tasarımı hakkında ölçütler,

a) Yüksek hız seçimi küçük kanal kesit alanı sonucunu çıkarır fakat aynı anda sürtünme kaybını arttırır ve buna bağlı olarak faydalı debiyi düşürür. Kuramsal olarak, güç kanalının hız ve en kesit alanı ile en büyük faydayı sağlayacak biçimde tasarlanır. Küçük hidroelektrik santralinde akarsu debisi küçüktür ve sayısız etkenin zorlaması altındadır. Örneğin siltlenmeye ve buz sorununa karşı korunma, yerel inşaat koşulları, açık kanalın kaplanmış olup olmaması v.b. Bazı model en kesitler Şekil 3.1’de verilmiştir.

- i. Zeminin kazı- dolgu dengelemesi yapılan
- ii. Sert zeminler için düz şevli yapılan
- iii. Saha malzemesi kullanılarak inşa edilmeye göreceli olarak değişken uygun kesit,

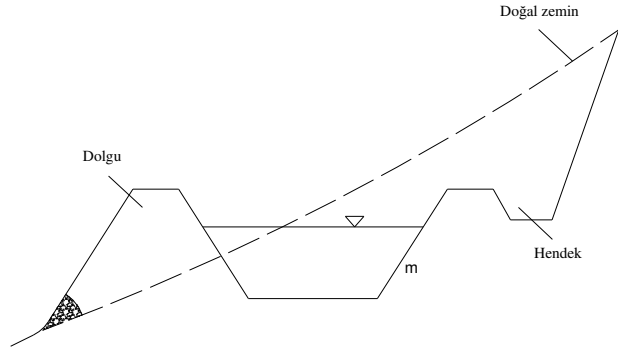
Güncel koşullara bağlı olarak şev ve kesit biçimi açık kanal boyunca değişken olabilir ve bu aslında ihtiyaçlar ve siltlenme korunumu ilkeleri yardımıyla yapım koşullarına göre belirlenir.

b) Ençok – enaz akım hızı sadece kaplamasız toprak açık kanallar için hayati önemlidir.

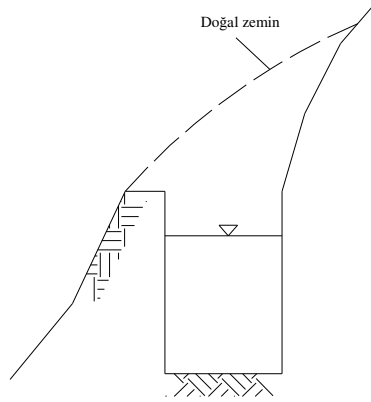
c) Akaçlama hendekleri kanalın tepe yüzeyinde dış sahadan gelecek suyun şevde yapacağı hasarlardan korunmak için yapılır. Hendekte toplana çamurlu akım açık kanalı kesen gömülü borular ile boşaltılır. Bazı durumlarda kapaklı açık kanal sev yıkılması ve buz sorunundan korunmak için seçilir.

d) Açık kanal kaplaması aşağıda amaçlar için yapılır.

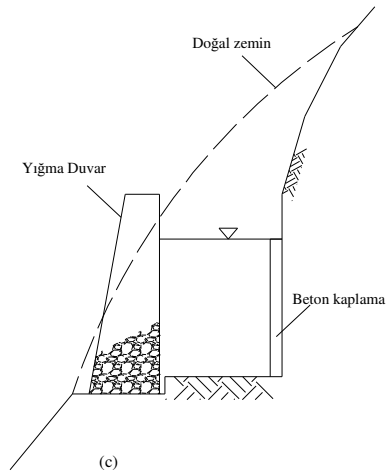
- i. Açık kanal akım kaçaklarını önlemek
- ii. Ortalama akım hızını yükseltmek



(a)



(b)



(c)

Şekil 3.1 Bazı kanal enine kesitleri (a) yarma ve dolgu, (b)yarma, (c)yarma ve duvar (Jiandong vd 1996)

- iii. Sızmayla oluşan oturma ve kaymaları engellemek
- iv. Sürtünme kayıplarını azaltmak
- v. Bakım masraflarını düşürmek

3.2.1.1. Açık kanal kaplama çeşitleri

- a) Kaplamasız Kanal: Yerel koşullara bağlı olarak kanal taban ve kenarları 0,15- 0,20 m kalınlığında sıkıştırılıp düzeltilir.
- b) Moloz Çakıl taş kaplama: Kaplama kalınlığı 0,15 m yapılır. Eğer taş ocağı yakın uzaklıkta ve donmaya dayanıklı ise bu yöntem geçirimli zeminlerde kullanışlıdır. Bazı özel durumlarda kil harcı ile veya kil sıvaması yapılarak da döşenebilir.
- c) Kireç- Kil karışımı ile: Sıkıştırmanın önemi büyüktür. 0,15–0,20 m kalınlığındaki karışımın ağırlıkça 1:4, 1:7 (hidrate kireç: kil) oranı ile hazırlanır. Bu uygulamanın 14 gün çokça sulanarak küflenmesi ve tekrarlanarak sıkıştırılmasıdır. 14 günlük kür süresi sonunda yaklaşık 1 m/s hıza ve 28 gün sonunda birkaç m/s hıza dayanır. Ancak çok soğuk bölgelerde kullanılmaz.
- d) Toprak-çimento karışımı sıva yapmak, Genelde 0.15 m -0.20 m kalınlıkta ve sıkıştırarak uygulanır, karışımın ağırlıkça 1:10, 1:7 (hidrate kireç: kil).
- e) Çimento harçlı kâgir taş kaplama: Genelde 0.20 m kalınlıklı özellikle kaplama malzemesini suyla kalkması veya donma-çözülme etkisi ile bozulması tehlikesi olan yerlerde yapılır. Uygulama yapılacak tabanın çok iyi akaçlanması gerekir.
- f) Betonarme kaplama: Önüretimli veya yerinde dökme olmak üzere 0.12–0.15 m kalınlıklı düzgün yüzeyli olarak yapılır. Uygulama yapılacak tabanın çok iyi akaçlanması gerekir.
- g) Geotekstil Örtü: Çok iyi düzeltilmiş kanal iç yüzeyine serilen sanayi üretimi örtülerdir. Taban akaçlaması yapılmalı, bazı tipleri için güneş ışığından korumalıdır. Darbelere karşı zayıf hali için önlemler alınmalıdır.

3.2.1.2. Açık kanalların sakıncaları

- 1) Tünel ile karşılaştırıldığında daha uzun ve büyük kesitlidir,
- 2) Bazı yörelerde boyu çok uzun olan açık kanallar yan akım ve derelerle çakışır ve bunları aşmak için sanat yapısı yapılması gerekir,
- 3) Kırıklaşan buz parçaları akış için sorun oluşturur,
- 4) Şev yıkılması ve yüzen maddeler kanalın içine dolar,
- 5) Zemine uygulanmasında gerek yüzey şekillerinin gerekse eğimin sonucu derin ve geniş kazı yapılması hem kazı metrajını arttırır hem de çevre sağlığı etkilerinin dikkate değer sorunlar haline gelmesine yol açar,
- 6) Kaçak ve sızma yoluyla uygun arazilerde şev kaymasının tetikleyicisi olabilirler,
- 7) Birçok projede tünel açma işinin fiyat/fayda oranı yüksektir,
- 8) Bakım masrafları göreceli olarak çoktur.

3.2.2. Tüneller

Tüneller 1960ların sonlarından buyana Küçük hidroelektrik santrallerde delme ve patlatma yöntemiyle yapılmaya başlanmıştır. Küçük hidroelektrik santralin çevrilmiş akımı genelde 4–5 m³/s den daha düşük olduğundan serbest yüzeyli akımlı tünelin net en kesiti zorunlu en küçük inşa koşulu olan 1,8*1,8~2*2 m boyutlarından daha küçüktür. Diğer bir yöntem olan ‘tünel açma makinesi’ ile yapılan tünellerin yapımı sırasında fay kırıkları veya tabakalı zemin bölgelerinde dahi sorunsuz çalışılabilmektedir. Volkanik kaya içindeki tüneller kaplama gereksinimi göstermez. Sadece fay kırıkları ve tabakalı zemin koşullarının görüldüğü bölgelerde yerel olarak kaplama yapılır. Tortul kayaçların içinden geçen tünellerde önüretimli kaplama elemanı kullanma ortaya çıkar (serbest yüzeyli akış durumunda tünelin sadece alt yarısı kaplama yapılabilir.) 1970lerden bu güne tünel yapımı işindeki artışlar sonucunda sektörde hızla gelişmeler olmuştur.

Tünel tasarımında dikkate alınacak konular:

- 1) Tünel yapımı sırasında kullanılacak birkaç adet giriş ağızı hazırlanmalıdır,
- 2) Açık kanal ile birleştirilecek kesitlerde değişecek hidrolik şartlara dikkat edilmelidir,
- 3) Tünel girişleri özenle konumlandırılmalı ve dikkatlice yapılmalıdır,
- 4) İşin başlangıcında ana fay kırıkları, kıvrıntılı yapılar, tabakalı zeminler, tortul kayaçların tanımlandığı detay haritalaması yapılmalıdır.

3.2.3. Plastik borular

Küçük hidroelektrik santral tesislerinde kullanılmaya başlanan plastik borular eğer bir hendeğin içine alınır ve üzeri 0,5–1,0 m kalınlığında toprak ile doldurulursa 20–30 yıl süresince sorunsuz çalışmaktadır. Boruların malzemesi polietilen, polipropilen, polivinilclorür olabilmektedir. Yararları:

- i) Nakliye ve yerleştirme kolaylığı
- ii) Yeryüzü şekillerine uyumlu olarak yapılabilirlik
- iii) Kimyasal dayanımın iyi olması
- iv) Düşük sürtünme kayıpları (manning pürüzlülük katsayısı \leq 0.01)
- v) Düşük bakım masrafları

Tasarımda dikkat edilecek özellikler

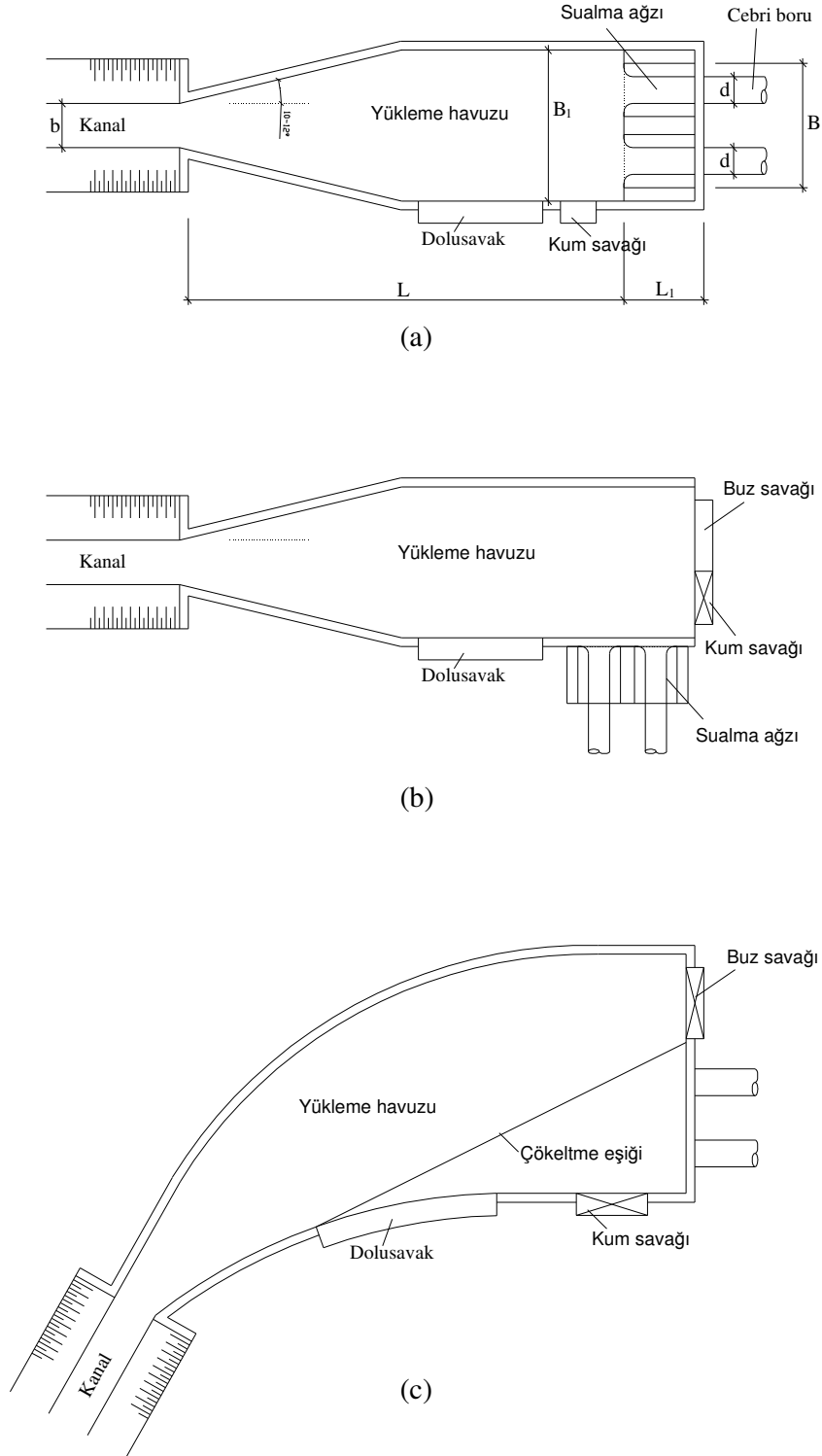
- 1) Çevrilmiş akım debisine uygun yeterli çap bulunmayabilir,
- 2) Dış hava koşulları etkisi ile yaşlanma sorunu vardır,
- 3) Düşük basınçlı hatların girişinde kolaylıkla kullanılabilir ama özellikle hasar verici özdeciklerin giriş engellenmelidir.
- 4) Eğer borular arazi üzerine yatırılıyorsa; vakum için konulacak blöf vanası basıncın azaldığı en alçak kota konmalıdır. Borunun en yüksek noktası sistemin 'en elverişsiz çalışma' koşulundaki hidrolik eğimin altındaki seviyede konumlandırılır. (Jiandong vd 1996)

4. YÜKLEME HAVUZU

4.1. Genel

Yükleme havuzu bir toplayıcı- dağıtıcı veya küçük hacimli bir haznedir. Kanaldan su alır ve cebri boruya dağıtır (Şekil 2.2a, Şekil 2.2c). İşlevleri detaylıca aşağıdadır,

- 1) Dağıtım: Akımın Şekil 4.1’de görüldüğü üzere yükleme havuzu yeteri kadar uzun olmalıdır ki dalgalanmadan ve kesintisiz olarak cebri boruyu beslemelidir,
- 2) Akımın düzenlenmesi: Normal çalışma zamanında, yükleme havuz su miktarının duraylı olmasını sağlar. Tesisin aniden yüklendiği anda kanalda yeterli akım yok ise sualma ağzı önündeki su seviyesi aniden düşer (hidrolik emme veya emme dalgası oluşumu). Bu sırada sorun yaşanmaması için yükleme havuzu akım düzenlemesini karşılayacak derecede yeterli depolama hacmine sahip olmalıdır. Çok Küçük hidroelektrik santral tesislerinde bu sorun ciddi boyutta değildir; çünkü
 - i. Çok Küçük hidroelektrik santral tesisi yıllık akım hidrografındaki temel akım değeri üzerinden boyutlandırılır,
 - ii. Genelde yavaş yüklenmektedir,
 - iii. Yükleme havuzunun en az hacmi genellikle diğer olumsuz etmenlerde göz önünde tutularak bol belirlenmiştir.
- 3) Dengeleme hacmi oluşturulması: Tesis aniden kapandığında bir hidrolik burğu veya dalga meydana gelir. Çünkü ana kanal o anda yükleme havuzuna su beslemeye devam etmektedir. Bu acil olay ortaya çıktığı anda sorunun giderilmesi için yan dolu savak yükleme havuzu içinde donatılmalıdır.



Şekil 4.1 Yükleme havuzu genel planı (a) karşıdan sualma, (b) yandan sualma, (c) çökeltim eşiği ile yandan sualma (Jiandong vd 1996)

4) Siltlenme ve Yüzen Maddeye karşı Korunma: Yükleme havuzu yüzen madde ve siltlerin zararlı özdeciklerine karşı son savunma yapısıdır.

5) Buz Sorununa Karşı Korunma: Tesisin etkin çalışmasını sınırlayan iklimin uygun olduğu bölgelerde karşılaşılır. Üç yol ile sorun çözülür, birincisi; bu kabuğu altında çalışmak, ikincisi; buz düşü kanalı veya savağının hazırlanması, üçüncüsü; sualma ağzının sifon tipi yapılmasıdır (kesin çözüm).

4.2. Yükleme Havuzu ve Unsurlarının Boyutları

Yükleme havuzunun genişliği, sualma ağzı toplam genişliği ve diğer ek unsurlar ile sualma ağzı önündeki ortalama hız kabulü gibi gereksinimleri sağlayacak değerlerde belirlenir (Şekil 4.1).

Bir yaklaşım sağlaması açısından aşağıdaki bağıntılar kullanılır,

$$B_1 = (1,2 \sim 1,5) \cdot B$$

$$L = (2,5 \sim 3,0) \cdot B_1$$

Yan dolu savak, kum savağı, çakıl geçidi unsurlarından oluşan eklentilerin döşeme tabanındaki genişlikleri B_1 ölçüsünün dışında kalır. Şekil 4.3'deki gösterimde;

L_1 : Sualma yapısı uzunluğu

YSS: Havuz ençok su seviyesi

NSS: Havuz normal su seviyesi

YSS: Havuz endüşük su seviyesi

a : Suya batıklık derinliğidir.

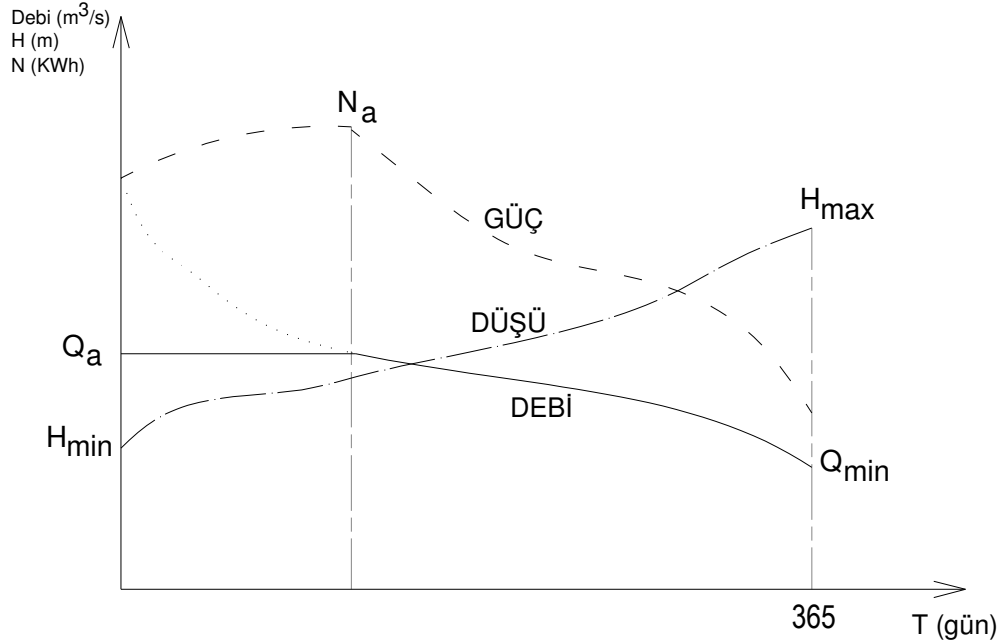
Kum savağı sualma ağzı önünde inşa edilir, yan dolu savak ve ızgara şekilde görüldüğü biçimde düzenlenebilir. Yan dolu savak kanaldaki en büyük su debisine göre tasarlanır ve sualma ağzı üst kenarı ani su seviyesi düşmesi anında hava girişini engellemek için en düşük su seviyesinin tam altından başlayacak şekilde konumlandırılır.

Sualma ağız giriş kotu biriken siltin boşaltılmasına olanak sağlamak için taban döşemesinden enaz 1 m yukarıda olmalıdır. Çakıl geçidi temizlenmesi tesisin kapalı olduğu zamanda yapılır. Genelde Küçük hidroelektrik santral tesislerinde yükleme havuzunun en yüksek su seviyesi 3–4 m ve ortalama hız 0,5 m/s den daha küçüktür. Bu yüzden beklenti zararlı özdeciklerin yükleme havuzunda tutulmasıdır. Burada anlatılan planlamada tesisin bakımı için türbin girişine vana ve ivedi gereksinim (batardo) kapağı konulur.

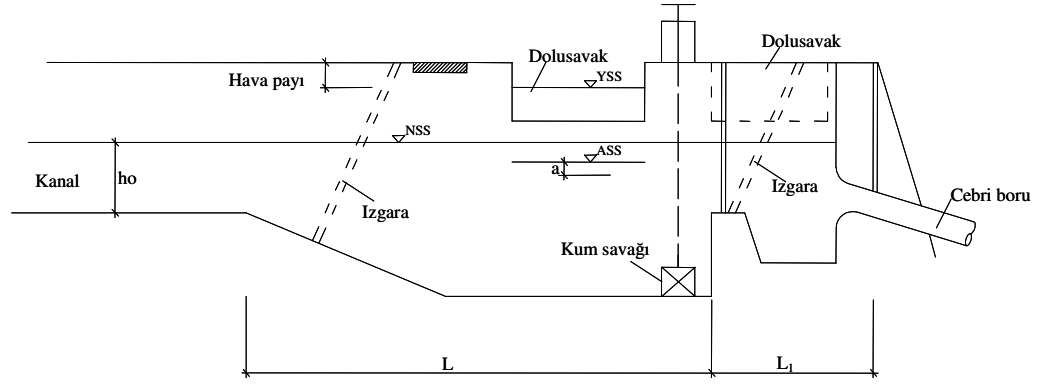
Ortalama gücün üzerinde ihtiyaç duyulan sürekli çalışma süresi t' (saat), bu süre boyunca ek enerji üretimi ΔE (KWh), santralin net düşüsü H_n olmak üzere, yükleme havuzunun düzenleme hacmi (m^3) olarak;

$$V_H = \Delta E \cdot 3600 / (8 \cdot H_n) = (Q_a - Q_0) \cdot t' \quad (4.1)$$

Bağıntısıyla yaklaşık olarak hesaplanabilmektedir (Şekil 4.2).



Şekil 4.2 Biriktirmesiz dere içi santralinde güç planı (Mosonyi 1963, Öziş 1983)



Şekil 4.3 Yükleme havuzu boyunca kesitine bir örnek yaklaşım

5. CEBRİ BORU

5.1. Genel

Küçük hidroelektrik santral tesislerinin cebri boruları su darbesi dâhil işletme basınçlarından çok daha fazla basınca dayanmak durumundadır ve her zaman eğim boyunca döşenir. İnşa sahası eğim düzgünlüğüne ve kurulum koşullarına büyük dikkat gösterilir. İki yapım tipi vardır. İlki her bir santral birimine ayrı bir cebri boruyu döşemek, ikincisi çok kollu ortak cebri boru döşenerek alt uçta her bir santral biriminin ayrı ağızdan beslemesi şeklindedir. Deneyimlere göre tesis düşüsü 40–60 m den daha düşük ise ayırık bir cebri boru ekonomik olmakta, düşü 80 m den daha yüksek ise çok kolu ortak cebri boru ekonomik olmaktadır.

Cebri borular yükleme odasını (denge bacasını) türbin salyangozuna bağlayan ve daima basınç altında çalışan iletim hattıdır. Çeşitli malzemelerden yapılabilir (çelik, betonarme, yüksek yoğunluklu polietilen boru). Devamlı basınç değişimine maruz kaldıklarından oluşacak gerilmelere en iyi dayanacak malzeme seçimi açısından çelik olarak yapılırlar. Projenin özelliklerine bağlı olarak açıkta, gömülü, tünel içinde olurlar. Cebri boru çapının saptanmasında değişik boru çapları için aşağıdaki bedeller hesaplanır;

Tesis bedeli, proje bedeli (tesis bedeli+etüt bedeli+kamulaştırma), yıllık giderler (işletme ve bakım değerleri+ yük kayıplarının meydana getireceği enerji kaybı+yenileme giderleri), tesisin işletmeye alınmasından itibaren 50 yıllık ekonomik bir karşılaştırma dönemi dikkate alınarak nakit akım tablosu hesaplanır. Proje ve yıllık giderlerinin bu günkü değerleri ($i=9,5\%$ sosyal indirim oranıyla) hesaplanır.

Çelik cebri boru tasarımında aşağıdaki ölçütlere göre hesaplar yapılır,

- a. Hattın hidrolik özelliklerinin hesaplanması

- b. Boru et kalınlığının hesaplanması
- c. Su darbesi ve ani basınç artışı
- d. Dış yükler
- e. Boru mesnetleri
- f. Boru birleşim ekleri
- g. Bağlantı parçaları ve donanımlar
- h. Paslanma ve paslanma kontrolü
- i. Doğa şartlarına karşı koruyucu örtü ve kaplamalar

Taşıma, birleştirme ve test yapılabilirliği

5.2. Ekonomik Çap Seçimi

Cebri borularda ekonomik çap seçimi için karşılaştırmalı eniyileme çalışması yapılır. Yapılan hesapta, karlı enerji miktarını sağlayan daha az sürtünme kaybı, daha geniş cebri boru, santral birimlerinin su darbesi ve hız eşleşmesini yapılması bileşenleri vardır. Yöntem çok karmaşıktır sonucunda da kesin olmayan değerler elde edilir. Cebri borularda ekonomik çap seçimi için görgül bağıntılar, regresyon yöntemi ile toplanan veriler temel alınarak önerilmektedir. Bunlardan bazıları aşağıdaki şekilde özetlenmiştir. Burada iki farklı yaklaşım ele alınacaktır (Jiandong vd 1996). Birincisi;

$$D_e = C_1 \cdot C_2 \cdot Q_0^{0.43} \cdot H_0^{-0.24} \quad (5.1)$$

Burada;

D_e :Ekonomik çap

Q_0 :Cebri boru veya santral debisi (m³/s)

H_0 :Santralin proje düşüsü (m)

C_1 : Ülkedeki Enerji bedeline (gereksinimine) bağlı katsayı;

- 1,2 düşük enerji bedeli
- 1,3 orta seviyede enerji bedeli
- 1,4 yüksek enerji bedeli veya enerjinin sağlanabildiği tek kaynak

C₂: Cebri boru malzeme katsayısı

1,0	Çelik boru
1,05–1,10	Ağaç geçme boru
0,90–0,95	Plastik boru

Bu bağıntı ile çap hesabı yapıldığında farklı çaplar ile karşılaşılır. Bunlar içinde hidrolik kayıp ve boru maliyetinin kar-gelir büyütmesi karşılaştırması yapılır. İkinci yaklaşım (Cofcof 1993);

a. Açıkta bulunan çelik cebri borular için

$$D = 1,21 \cdot Q^{0,426} \cdot H^{-0,097} \quad (5.2)$$

b. Tünel içinde gömülü çelik cebri borular için

$$D = 1,01 \cdot Q^{0,420} \cdot H^{-0,063} \quad (5.3)$$

Burada,

D: Ekonomik çap (m)

Q: Cebri borudan geçen yıllık ortalama debi (m³/s eğer yıl içinde borudan geçen debi büyük miktar farklılıkları gösteriyorsa efektif debiyi kullanmak gerekir)

H: Brüt düşü (m)

Cebri boru çap seçiminde diğer bir yaklaşım da cebri borulardaki akım hızı değerlerinin kullanılmasıdır. Tecrübeler, cebri borudaki akım hızının (düşü miktarına bağlı olarak) 3–6 m/s arasında olduğunu göstermiştir. Buna ilaveten cebri borularda akım değişimleri dolayısı ile meydana gelebilecek ençok hızın hiçbir zaman 10 m/s den daha çok olmaması istenir.

5.3. Cebri Boru Tipleri

Küçük hidroelektrik santrallerde genelde 1–2 m dolayında çaplar kullanılır. Bu çaplara göre boru tipleri aşağıdaki şekildedir.

5.3.1. Betonarme cebri borular

Sağlanması ve kurulumu zor olmasına rağmen kanalizasyon borusu üretiminin yaygın olduğu yerlerde önüretimli olarak bulunur ve hala kullanılmaktadır. Parça boru boyları, taşıma ve yükleme yeteneğine bağlı olarak, 3–5 m uzunluğunda döşeme geçkileri ise muflu geçme, conta, dolgu, elastik ekleme parçalarıdır. Kullanım kolaylıkları;

- a) Uzun ömürlülük
- b) Çok düşük bakım masrafı
- c) Göreceli olarak düşük fiyat

Güçlükleri;

- a) Taşıma ve kurulum zorluğu
- b) Çatlak koruması için çelik mukavemetine gereksinim duyması

5.3.2. Öngerilmeli betonarme cebri borular

Öngerilmeli Betonarme borular 1960'ların başında Çin'de ilk defa kullanılmaya başlanan ve çelik kullanımı oranını ve boru kesiti azalması ile bedelini düşürmedeki hüneri ile öne çıkmıştır. Daha sonraları özel üretim gereçleri yardımıyla teknolojisi yenilenecek gelişmiş ve kullanımı günümüzde yaygın olarak Küçük hidroelektrik santrallerde devam etmektedir. Genel olarak;

- a) Düşü yüksekliği 200 m den az Küçük hidroelektrik santrallerde kullanılır.
- b) Çelik boruya göre fiyatı ~%60 düşüktür.
- c) Çelik boru ile karşılaştırıldığında çelik malzeme tüketimi ~%70 azdır.
- d) Geçme noktaları sızdırmaz çember ve dolgu ile başarılı biçimde yapılabilmektedir.
- e) Seri üretim esnasında betonun büzülmesi sırasında oluşan gerilim düzenlemesine sıkıca uyulması ve denetlenmesi gereklidir.
- f) Taşıma ve yerleştirme hala güçlük olarak karşıya çıkar.

5.3.3. Çelik cebri borular

Kullanım kolaylıkları:

- Büyük tesis akımı ve küçük düşü koşullarında kullanılabilirlik
- Büyük düşü basınçlarına dayanıklılık
- Çok uzun servis ömrüdür.

Tasarımda dikkat edilecek konular;

- Yerel iklim koşullarına bağlı olarak, genleşme derzleri kesin aralıklarla belirgin olarak yapılmalıdır. Bununla birlikte cebri boru mesnetleri özenle düzenlenmelidir. Mesnet çemberleri, iki yarım küre şekilli geçme bilezikler, silindirik merdanelerin sağlam zemine oturtulması ve temellerle desteklenmesi gerekir (Şekil 5.1).
- Uzun ömürlülüğün bekleneceği 1 m den küçük çaptaki cebri borularda genelde yerleştirme işleminden sonra bulunduğu noktaya ulaşım güçlükleri doğar. Bu yüzden boru iç yüzeylerinin özel maddeler ile kaplanması veya boru et kalınlığının artırılarak ayarlanması gerekir (McStraw 1996).

Çelik boru çapı ve iç basıncı belli olduktan sonra boru et kalınlığı hesaplanır. Açığıtaki borular için,

$$t = \frac{H \cdot D}{20 \cdot \sigma} + a \quad (5.4)$$

Burada;

t: Cebri boru et kalınlığı (mm)

H: Brüt proje düşüsü (m)

D: Cebri boru çapı (m)

σ : Çelik emniyet gerilmesi (t/cm^2)

a: Korozyon payı (2 mm)

Ek yerlerinde kaynak randımanı için 0,90, su darbesi etkisi için 1,3 katsayıları kullanılır (American Water Works Assosiation 1999).

$$t = \frac{1,3 \cdot H \cdot D}{20 \cdot \sigma \cdot 0,90} + a \quad (5.5)$$

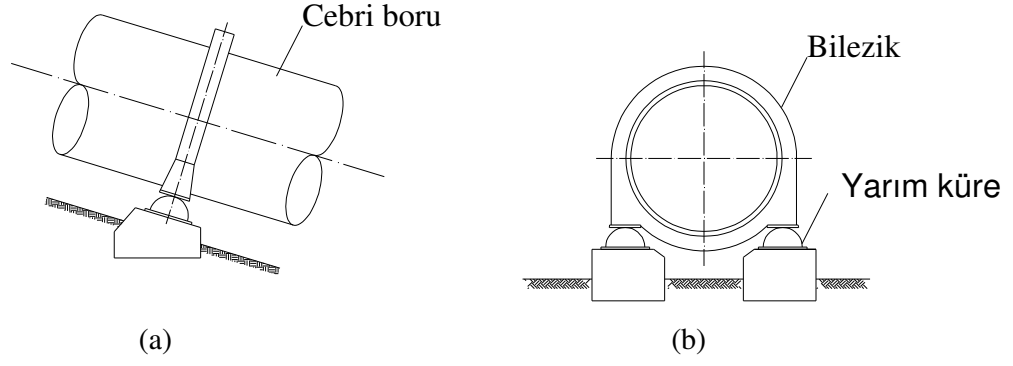
5.3.4. Plastik ve CTP cebri borular

Plastik teknolojisinde gelişmeler uygun olarak Küçük hidroelektrik santral lerde Plastik borular cebri boru olarak kullanılmaktadır. Daha önce değinildiği gibi ancak bir hendek içine gömülerek veya özel bir kaplama malzemesi yardımıyla çökmelerden, güneş ışığının yıpratıcı etkisinden ve genişleme sorunundan korunabilmektedir. Bileşik malzemelerden üretilen cam elyafı takviyeli plastik boru (CTP) 1960'larda geliştirilmeye başlanmış, bu boruların cebri boru olarak kullanılması ise 1980'lerde Norveç, Japonya, Malezya da başlamıştır. Günümüzde birçok üretici tarafından yaygın olarak üretilen boruların iki ana tipi vardır. Birincisi; ilk kez Norveç- Jutun şirketi tarafından geliştirilen CTP borusu, ikincisi; Japon- Elektrik Power Dev. Co. Ltd. tarafından üretilen FRPM borusudur.

Jutun üretimi özelliklerine bağlı (genel amaçlar için üretilen boru) olarak Küçük hidroelektrik santral tesislerinde, küçük çaplarda 100–120 m (su darbesi yükü dâhil) düşüye kadar 2 m gibi büyük çaplarda ise 60 m ye kadar kullanılabilme kısıdı altındadır. Japon üretimi borular ise özellikle Küçük hidroelektrik santrallerin cebri boruları için üretilmektedir. İki tip arasındaki karşılaştırma Tablo 5.1'de verilmiştir.

Tablo 5.1 Plastik boru karşılaştırma Tablosu

Etki İsmi	Japon üretimi	Jutun üretim	Açıklama
Sıcaklıkla genişleme katsayısı	1,1*10 ⁻⁶	30*10 ⁻⁶	Küçük değer daha iyi
Tasarım basıncı kısıdı (Mpa)	0,25-2,25	0,25–1,6	Büyük değer daha iyi
Çap kısıdı (mm)	200–3000	400–2000	
Çevresel/eksenel çekme dayanımı oranı	2,2	2–9	Cebri borular için Japon ürünü daha iyi
Et kalınlığı (mm)	12–60	5–24	Japon ürünü daha kalın
Özgül ağırlık	2	1,7–1,8	Japon ürünü daha ağır
En büyük düşü (m)	200	120	



Şekil 5.1 Çelik cebri boru mesnetleri (a) yan görünüş, (b) enkesit

6. SANTRAL YAPISI

6.1. Genel

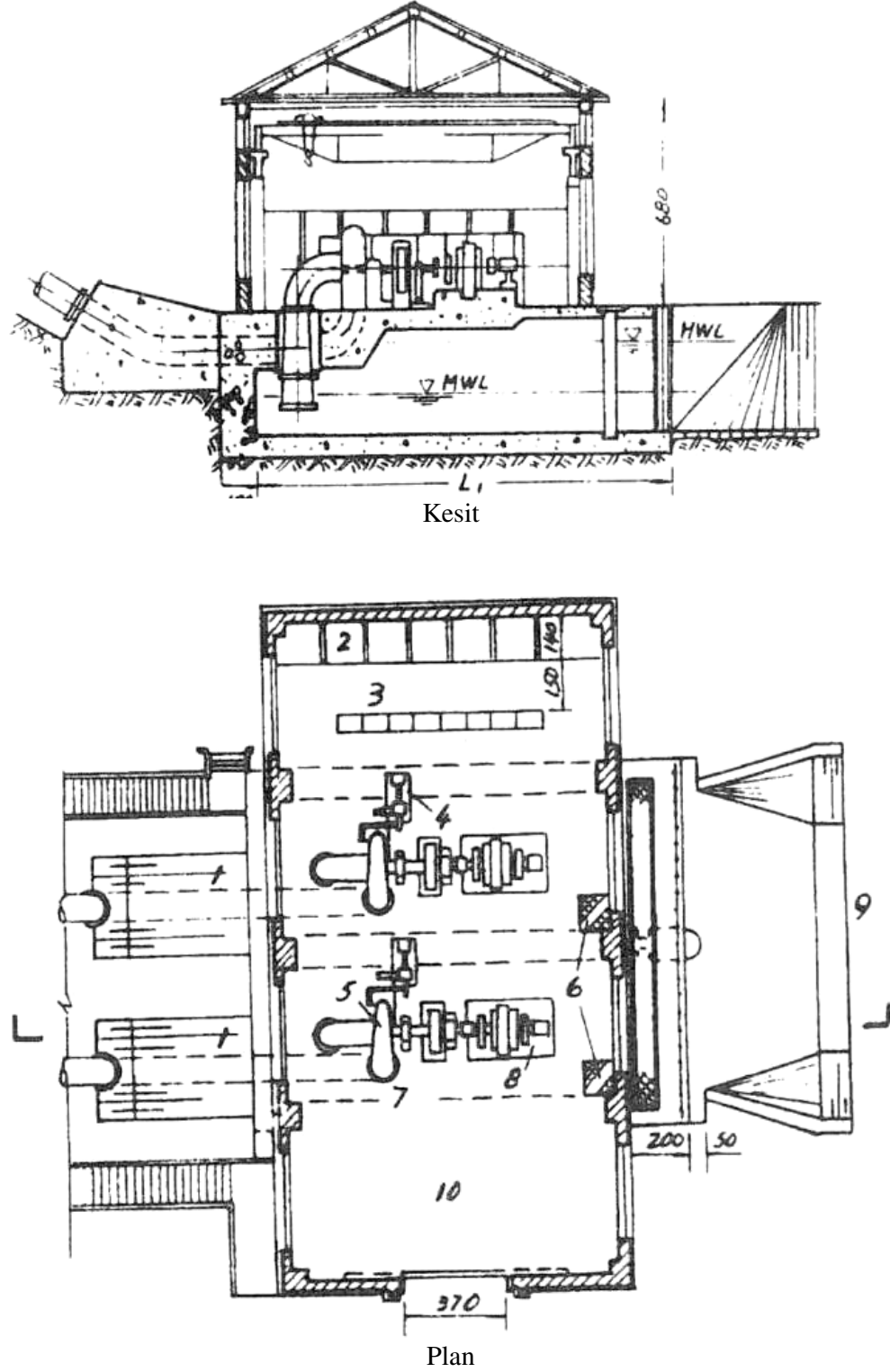
Görevi jeneratör makinelerine mesnet olmak ve bunların bulunacağı kapalı alanı oluşturmaktır. Özellikle tesisin üst düzey hizmet vermesi, işletme şartlarının düzenlenerek maliyeti azaltması, kolay ilk kurulum ve bakım gibi özellikler bulundurması için inşa edilir. Kesin proje yapılırken santral yapısı ölçüleri ve yerleşim planı alternatör- jeneratör- türbin üreticisi şirketlerden sağlanarak birleştirilir (Şekil 6.1). Statik güvenliği sağlamak için yapısal analizi yapılmalıdır.

Küçük hidroelektrik santral uygulamalarında iki ayrı türbin yerleştirme tipi ile karşılaşılmaktadır.

- 1) Yatık yerleştirilmiş
- 2) Dikey yerleştirilmiş

Karşılaştırmalı olarak düşey yerleştirilmiş türbinlerdeki inşaat masrafları yatık yerleştirilmiş olana göre %20 daha fazladır. Çünkü;

- a) Daha az kazı miktarı oluşur
- b) Basit altyapı yeterlidir
- c) Santral yapısı yüksekliği daha küçüktür
- d) Daha kolay montaj ve küçük bakımlarda kolay ulaşılabilirlik
- e) Kolay kurulum
- f) Hız düzenleme mekanizmalarının kurulum kolaylığı



Şekil 6.1 Yatay eksenli Francis türbini kuvvet santralının unsurları (1- Bağlantı kütlesi, 2- Kumanda panosu, 3- Kontrol paneli, 4- Governor, 5- Türbin, 6- Geçiş kapağı, 7- Çark, 8-jeneratör, 9-Kuyruk suyu kanalı, 10- Çalışma)

6.2. Santral Yapısına Suyun İletimi ve Boşaltımı

Akarsu içi santrallarda ve özellikle akım yönüne dik santrallerde su her ünite için ayrı ve çok kısa bir iletim yapısı ile türbine girmekte emme borusuyla akarsuya en kısa yoldan dönebilmektedir.

Çevirme santrallerinde kuvvet tüneli, açık kanal veya serbest yüzeyli akışlı galeri gibi esas iletim yapısı santral seviyesinin çok yukarısında olduğundan, ana cebri boruda düşü gerçekleştirilmekte, ondan ayrılan kollarla su santraldaki ünitelere dağıtılmaktadır.

Yatay eksenli santrallarda yük kayıplarını küçük tutmak için cebri boru girişini üstten yapmak uygun olmakta ancak santral ünitelerinin daha aşağıda konulması durumunda bu seçenek kazı miktarını arttırmakta ve yüksek mansap su seviyesinde sızdırmazlık konusunu güçleştirici kılmaktadır. Çoğunlukla yatay eksenli türbinlere cebri boru girişleri alttan yapılarak hem santral binası içinde geçiş kolaylıkları sağlanmakta hem de türbinlerden çıkan suyun boşaltımı ender olarak akarsu yatağına doğruca yapılabilen ve bir boşaltım kanalına gereksinim duyulmamaktadır (Şekil 6.5).

Francis türbinlerinde (Şekil 6.6) emme boruları boşaltım kanalına suyu geri döndüreceği gibi, kıvrık emme borusu yerine basit düşey yayıcı kullanılan tesislerde yayıcıların boşaltım kanalı ile bağlantılı havuzlara veya doğruca boşaltım kanalına suyu iade etmeleri mümkün olmaktadır.

Pelton türbinlerinde (Şekil 6.7) kepçeye çarptıktan sonra düşen suyu boşaltım kanalı ile bağlantılı havuzlarda derlemek veya doğrudan boşaltım kanalına düşürmek yoluna gidilmesi gerekmektedir.

6.3. Kuvvet Santralının Unsurları

6.3.1. Hidromekanik ana unsurlar

Kaplan ve benzeri türbinler kullanan santrallarda ızgara, kesici kapak, salyangoz, türbin ve emme borusu; Francis türbinleri kullanılan santrallarda kesici vana, salyangoz,

türbin, emme borusu veya yayıcı; Pelton türbini kullanan santrallarda kesici vana, püskürtücü, çark, boşaltım havuzu hidrometrik ana unsurları meydana getirir.

6.3.2. Elektromekanik ana unsurlar

Santralın ana unsuru olan suyun mekanik enerjisini elektrik enerjisine dönüştüren jeneratör genellikle türbinle aynı mil etrafında dönmektedir. Jeneratörden bir sonraki geçiş olan Orta gerilimdeki elektrik akımını yüksek gerilime yükselten transformatörler yer üstü santrallarında santral dışında da konuşlandırılabilir.

6.3.3. Yardımcı unsurlar

Kuvvet santralında gereçlerin montajı ve bakımı için gezer vinç bulunması zorunludur, vinç yüksekteki raylar üzerinde hareket edecek biçimde düzenlenebileceği gibi, portal vinç niteliğinde de olabilir.

Santralın çalışmasının merkezi kontrolünü ve jeneratörlerin hareketini sağlayan kumanda odası, acil aydınlatma için doğru akım akümülatörleri, iç gereksinim transformatörleri, türbinlerin hız düzenleyicilerine ve disjonktörlere basınçlı hava sağlayan kompresörler, makine ve servomotorların yağ depoları, sızıntı sularının toplandığı akaçlama çukuru, bu suyu mansaba boşaltacak tulumbalar v.b. çalışma alanları ayrılır.

Ayrıca yangın söndürme gereçleri, ısıtma ve havalandırma merkezi, büro, iâşe ve ibate alanları ayrılır.

6.4. Santral Boyutlarını Belirleyen Unsurlar

6.4.1. Kuvvet santralının uzunluğu

Düşey eksenli ünitelerin düzenlendiği kuvvet santrallerinde ünite eksenleri arasındaki mesafe Kaplan ve Francis türbinlerinde salyangozun, pelton türbinlerinde püskürtücülere suyu dağıtan cebri borunun dış boyutlarının değerine bağlıdır. Kurulum için genellikle bir ünitenin kapladığı kadar alana ihtiyaç olduğundan, bu alanın santral

içinde bırakılması durumunda kuvvet santralının asgari uzunluğu ünite eksenleri arasındaki mesafenin ünite sayısının bir fazlasıyla çarpımı sonucunda olmaktadır. Kurulun ve bakım alanının dışarıda açıkta yapılması durumunda santral boyunu o miktarda kısa tutmak mümkün olmaktadır. Yatay eksenli ünitelerin düzenlenmesi halinde, gerekli santral yapısı uzunluğu aynı güçteki düşey eksenli yapıya göre daha büyük olmaktadır.

6.4.2. Kuvvet santralının genişliği

Santral yapısının genişliği de Kaplan ve Francis türbinlerinde salyangoz ve emme borusunun, Pelton türbinlerinde cebri boru ve boşaltım mecrasının boyutlarına bağlı olmakta; üst yapı genişliği ise jeneratörün enaz bir yanında, 2-3 m 'lik çalışma koridorları sağlayacak şekilde tasarlanır. Gezer vincin yüksekteki raylar üzerinde hareket etmesi durumunda, santral üst yapı genişliğinin ve vinç genişliğinin tutumlu seçilmesi giderleri azaltıcı etki yapabilmektedir.

6.4.3. Kuvvet santralının yüksekliği

Kuvvet santralının altyapısının düzenleneceği seviyeyi Kaplan ve Francis türbinlerinde emme borusunun en alt noktasının çark seviyesine göre yeri belirler. Bu seviye türbinin dönüş sayısına, dolayısıyla kovuklanma tehlikesine göre farklı olabilmektedir. Pelton türbinlerinde, çarkın mansap su seviyesinin üzerinde kalması gerektiğinden, altyapı seviyesini mansaptaki Ençok su seviyesini veren akım koşulları belirlemektedir.

Kuvvet santralının üstyapısının yüksekliği, kaldıracağı en yüksek parçaya uygun olarak gezer vincin yerleştirileceği seviyeye bağlıdır. Söz konusu yüksek parça jeneratörün rotoru ve mili olabileceği gibi, bazı durumlarda türbin çarkı ve mili olabilmektedir. Kaldırılması gereken parçaların kurulum, taşıma, bakım anındaki konumlarına bakılması gerekir. Bakım anında kaldırılan parçalar diğer çalışan unsurlar üzerinden geçecektir. Bu durumda tasarlanan toplam yüksekliğe etki eden etmenler farklılaşmaktadır. Ayrıca vinç bakımı v.b. işler için vinç üzerinde de üreticinin vereceği yüksekliklerin bırakılması gerekir. Bu ilkelerden yola çıkarak binanın tüm mimari unsurları da en elverişsiz durumlar dikkate alınarak hesaplanır, kapıdan geçecek en büyük parça, forklift, araçlar vb. unsurların yüksekliklerini etkiler.

6.5. Santral Yapımı

6.5.1. Santrala etkiyen kuvvetler

Santrala etkiyen kuvvetler şöyle özetlenebilir.

- i) Statik kuvvetler; Yapı ağırlığı, araç gereç makine vb. hareketli yükler, alttan taban suyu basıncı, yanal toprak basıncı
- ii) Dinamik kuvvetler (normal işletme koşulları); Akan suyun, dönen makinelerin dinamik kuvvetleri
- iii) Dinamik kuvvetler (arızaya bağlı koşullar); Suyun kesilmesiyle oluşan aşırı basınç, makine frenleme kuvvetleri, vinç frenleme kuvvetleri
- iv) Doğal Dinamik Kuvvetler; Deprem, rüzgâr, buz yükü vb.

6.5.2. Santral dayanım hesapları

Taşıyıcı elemanların her biri kendilerine gelen yüklere emniyetle karşı koyabilecek boyutta yapılacaktır. Ayrıca santral kütesinin tümü veya kritik bir kısmı devrilme, kayma ve alttan kaldırmaya karşı hesaplanmalıdır. Alttan kaldırmanın önemli büyüklükte olamaması durumundan temel taban basıncının zeminin toplam emniyetli taşıma gücünden daha düşük olması sağlanmalıdır. Statik ve dinamik kuvvetlere göre boyutlandırılan yapının işletmedeki titreşimlere göre de hesaplanması önemlidir. Özellikle titreşimlere karşı gerekli emniyetin sağlanması için santralin bağlandığı kütleyi oluşturan altyapıdaki beton miktarının $0,05 \text{ m}^3/\text{KVA}$ sınır değerinden daha az olamaması istenir (Öziş 1983).

Malzeme emniyet gerilmesi aşırı yükleme durumunda $1/3 \sim 1/2$ oranlarında arttırılır. Devrilme, alttan kaldırma hesaplarında emniyet katsayısı normal yüklemde 1,2 aşırı yüklemde 1,1; kayma hesaplarında normal yüklemde 1,5 aşırı yüklemde 1,2 düzeyinde olmalıdır.

6.5.3. Santral hidrolik hesapları

Santral türbin çıkış gücü,

$$P_1 = 9,81 \cdot Q \cdot H \cdot \eta_t \quad (6.1)$$

Burada,

P1: Türbin çıkış gücü (KW)

Q: Debi(m³/s)

H: Net düşü miktarı(m)

η_t : Türbin verimi(%)

(Türbin verimi 0,90*jeneratör verimi 0,96*transformatör verimi 0,98)=0,85 alınır.

Santralın ürettiği yıllık net enerji

$$E = 2,32 \cdot 10^{-3} \cdot V \cdot H \quad (6.2)$$

Burada,

E: Yıllık üretilen net enerji miktarı (KWh)

V: Yıllık türbinlenen su miktarı (m³)

H: Net düşü miktarı (m)

Net düşü miktarı brüt düşü miktarından toplam yük kayıplarının çıkarılması ile elde edilir. Aşağıdaki yaklaşımlar ile sürtünme kayıpları hesaplanabilir.

$$L < 3H \text{ ise, } \Delta H_e = (\%1 - 2)H \quad (6.3)$$

$$L > 3H \text{ ise, } \Delta H_e = (\%3 - 10)H \quad (6.4)$$

Lokal kayıplar (dirsek, giriş, daralma, braşman, vana vb.) için sürtünme kayıplarının %50 si alınabilir.

6.5.4. Türbin seçimi

Net düşü ve ortalama debi değerleri kullanılarak aşağıdaki Şekil 6.2 ve Şekil 6.3'de türbin kullanım sınırları gösterilmiştir. Seçim kriterleri aşağıdaki şekildedir,

- 1) Türbin seçiminde verimin %80 civarında olması (Şekil 6.4),
- 2) Türbin ünite adedinin belirlenmesinde maliyeti düşünerek az sayıda türbin seçmek buna karşın akımdaki değişkenlik dolayısıyla ile birden fazla ünite ile çalışma serbestisi
- 3) Türbin devir sayısının belirlenmesi
- 4) Türbin devir sayısına en yakın standart eşzaman sayısının belirlenmesi (jeneratör üreticilerinin standartlarına uygunluk)

Türbin Seçimi:

Akımlardaki değişkenlik dolayısıyla enerji üretiminden en iyi bir şekilde yararlanabilmek amacıyla birden fazla ünite seçimi gerekli olmaktadır. Türbin Devir sayısı aşağıdaki şekilde hesaplanır,

$$N = N_s \cdot \frac{H^{1,25}}{P_1^{0,5}} \quad (6.5)$$

N: türbin devir sayısı(dev/dak)

N_s : türbin özgül hızı (m-KW) [imalatçılar tarafından net düşüye bağlı olarak abaklar halinde verilir] (Şekil 6.3).

H: net düşü (m)

P_1 : türbin çıkış gücü (KW)

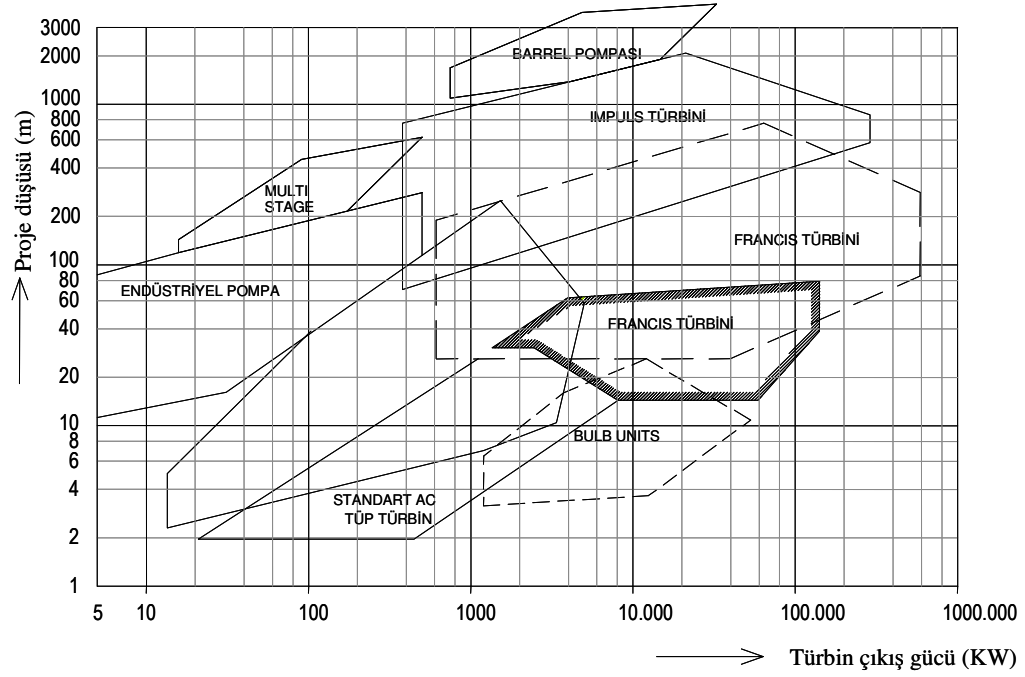
Ön seçim için önerilen N_s değerinden yararlanarak, türbin devir sayısı hesaplanır Hesapla bulunan N değerine en yakın standart eşzaman hızı seçilir. Standart eşzaman hızı,

$$N = \frac{120 \cdot f}{N_p} \quad (6.6)$$

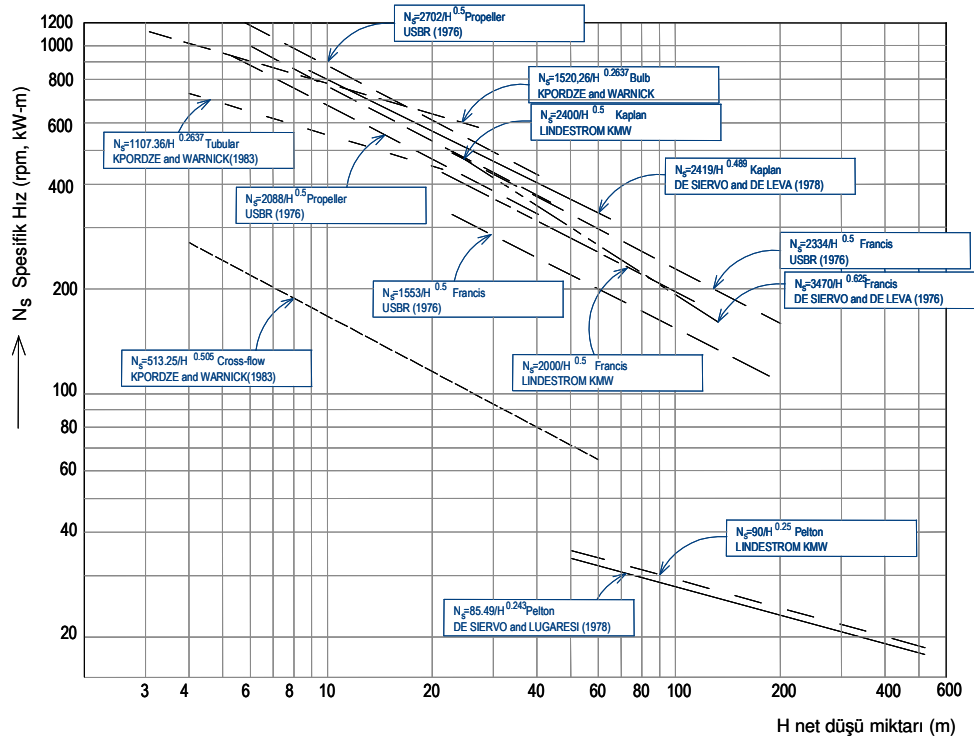
N: Standart eşzaman hızı (dev/dk)

f: Elektrik akım frekansı (Hz)

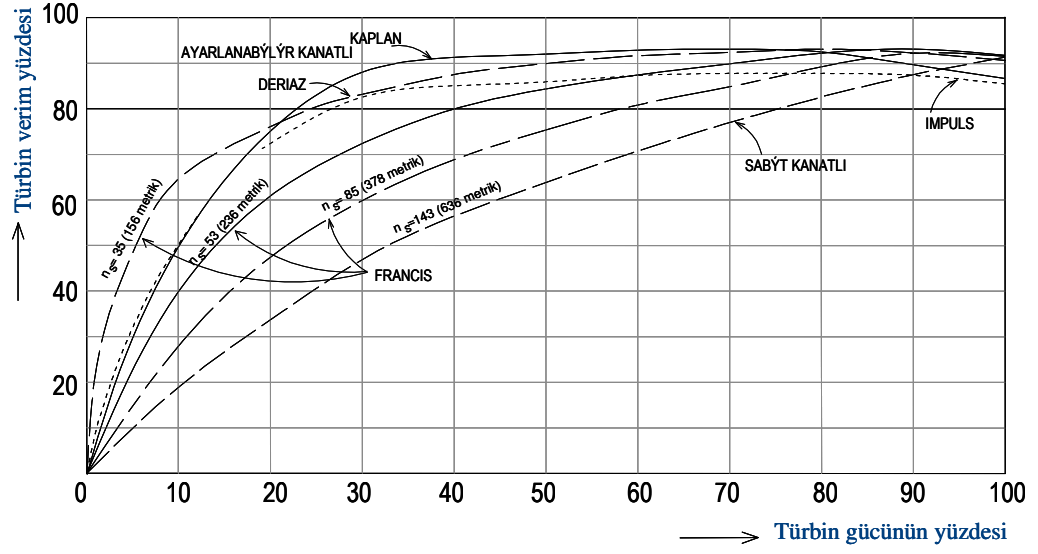
Ns: Jeneratör kutup adedi, Şeklinde bulunur.



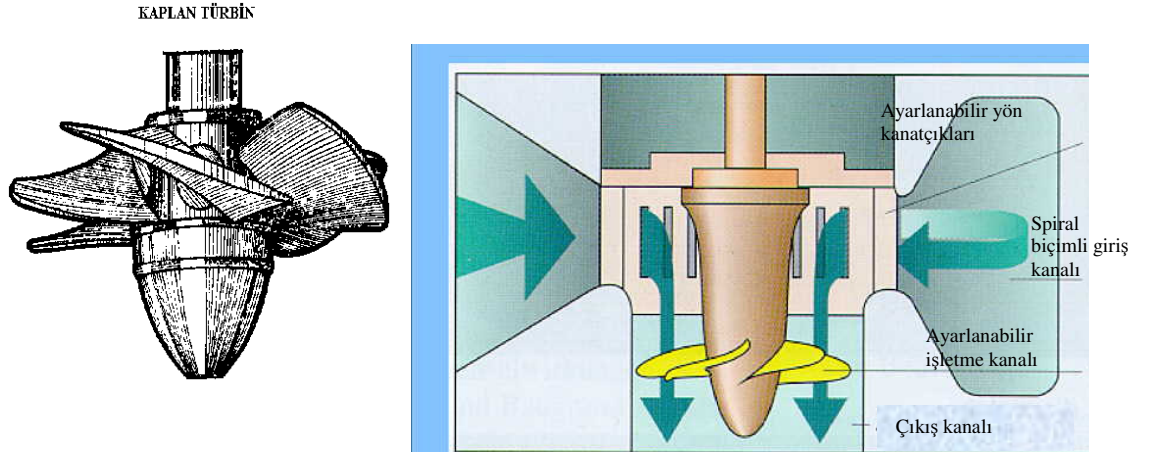
Şekil 6.2 Hidrolik türbinlerin kullanım sınırları



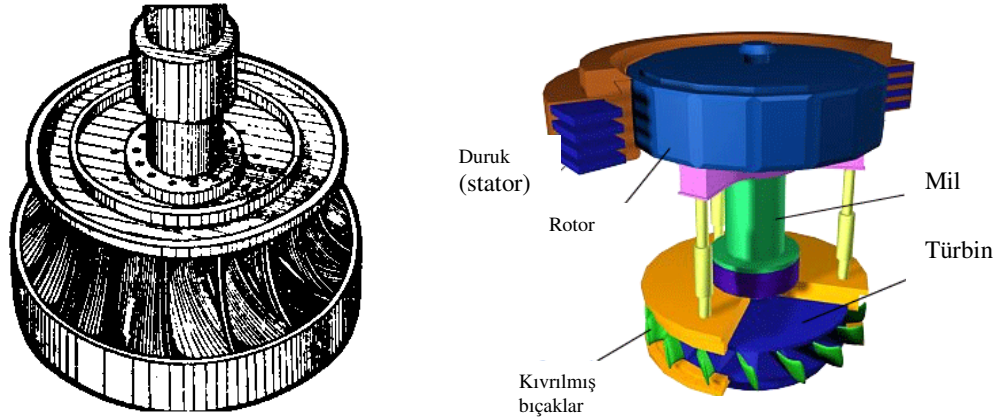
Şekil 6.3 Net düşü miktarına bağlı Ns değerleri



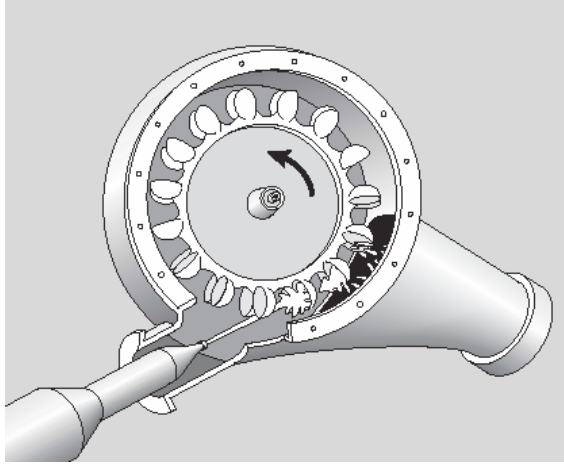
Şekil 6.4 Hidrolik türbinlerin karakteristik verim eğrileri



Şekil 6.5 Kaplan Türbin çarkı ve çalışma ilkesi



Şekil 6.6 Francis türbin çarkı ve çalışma ilkesi



Şekil 6.7 Pelton Türbin çarkı ve çalışma ilkesi

7. VAHŞİ DERELERDEN SU ALMA

7.1. Vahşi Dere Yatakları

Vahşi dere yatakları kaya veya daneli malzemeden oluşur. Daneli malzemeli yataklarda suyun hareketi yatağı derinleştirir, doldurur ya da denge durumunda kalır. Kaya zeminde ise taban ve yan kenarlar sürüklenerek aşınır ve cilalı bir yüzey ortaya çıkar. Taşkın sırasında derede bulunan tüm daneler, yuvarlanmış kayalar harekete geçer, Taşkın bittikten sonra yine bir kısım malzeme tabanda yığılmaya başlar. Danenin durgun durumdan hareketli duruma geçmesi için gereken kuvvet, yuvarlanmaya başladıktan sonra o danenin hareketli durması için harcanacak kuvvetten çok daha büyüktür. Dolayısı ile taşkın olmadığı anlarda dere tabanında çok miktarda sürüntü malzemesi birikmesi olmaktadır. Dere boyunca bulunan küçük doğal eşikler taşkın anında hızın çok artmasının bir sonucu olarak etkinliklerini kaybederler ve eğimin buda sertleşmesi etkisini doğurur, Oysaki aynı yapı normal akım anında eğimi düşürücü etki dolayısıyla tabanda sürüntü malzemesi birikmesine ve derenin beklenmedik derecede çok malzeme taşıma yeteneği kazanmasına olanak sağlamaktadır. Özellikle su alma tesisleri yapılırken derenin sürüntü malzemesi hareketi bakımından özelliklerinin iyice bilinmesi gereklidir (Çeçen 1962).

7.2. Akarsulardan Su Almanın Temelleri

7.2.1. Su Alma yerinin saptanması

7.2.1.1. Kıvrıntılardaki akım

Su alma yerinin saptanması sırasında, yapının ekonomik olması koşulu ile su alma sırasında sürüntü malzemesinin kanala girmemesi koşulu göz önünde bulundurulur. Yapının ekonomik olması için bağlamanın olabildiğince akarsuyun dar yerinde olmasına dikkat edilir. Vahşi derelerde taban düşümü çok olan yerlerde şelalenin üst

tarafı uygun olabilmektedir. Akarsularda kıvrıntı bölgesindeki akım çevresel hıza bağlı olarak girdap akımı özellikleri göstermektedir. Kıvrıntı kenarında sürtünmeden dolayı akım sıfıra yaklaşacak kıvrıntıdan r kadar uzaklaştıkça sürüntü maddesi özdeciklerine

etkiyen merkezkaç kuvveti bütün özdeciklere $\frac{m \cdot v^2}{r}$ kadar etki eder. Burada

m : kütle

v : hız terimidir.

Su yüzeyi bu kuvvet ile ağırlık kuvvetinin bileşkesine dik bir şekil alarak denge konumunda kalacaktır. Ortalama hızın bulunduğu noktanın üst tarafındaki özdecikler hızdan dolayı ortalama hıza sahip özdeciklere göre daha fazla, alttakiler ise daha az merkezkaç kuvvetinin etkisi altında kalacaklarında Şekil 7.1’de görüldüğü gibi ikincil akımlar oluşacaktır. Hızlar kıvrıntının dış tarafında daha küçük iç tarafında ise daha büyüktür. Su yüzeyinin eğimi ve kıvrıntılardaki ikincil akım etkisi ile sürüntü malzemesi devamlı olarak kıvrıntının içine doğru sürüklenir. Bunun için kıvrıntının dış tarafının oyulacağı iç tarafının ise dolacağı görülmektedir. İkincil akım sürüntü malzemesini kıvrıntının iç tarafına sürükledikten sonra daneler yer çekimi etkisi ile yukarıya çıkamadıkları için kıvrıntının iç tarafında yığılmaktadır. Bu olay tüm su alma yapıları için önemli bir kural olan “suyun kıvrıntı dış yüzeyinden alınması” ilkesini ortaya çıkarır.

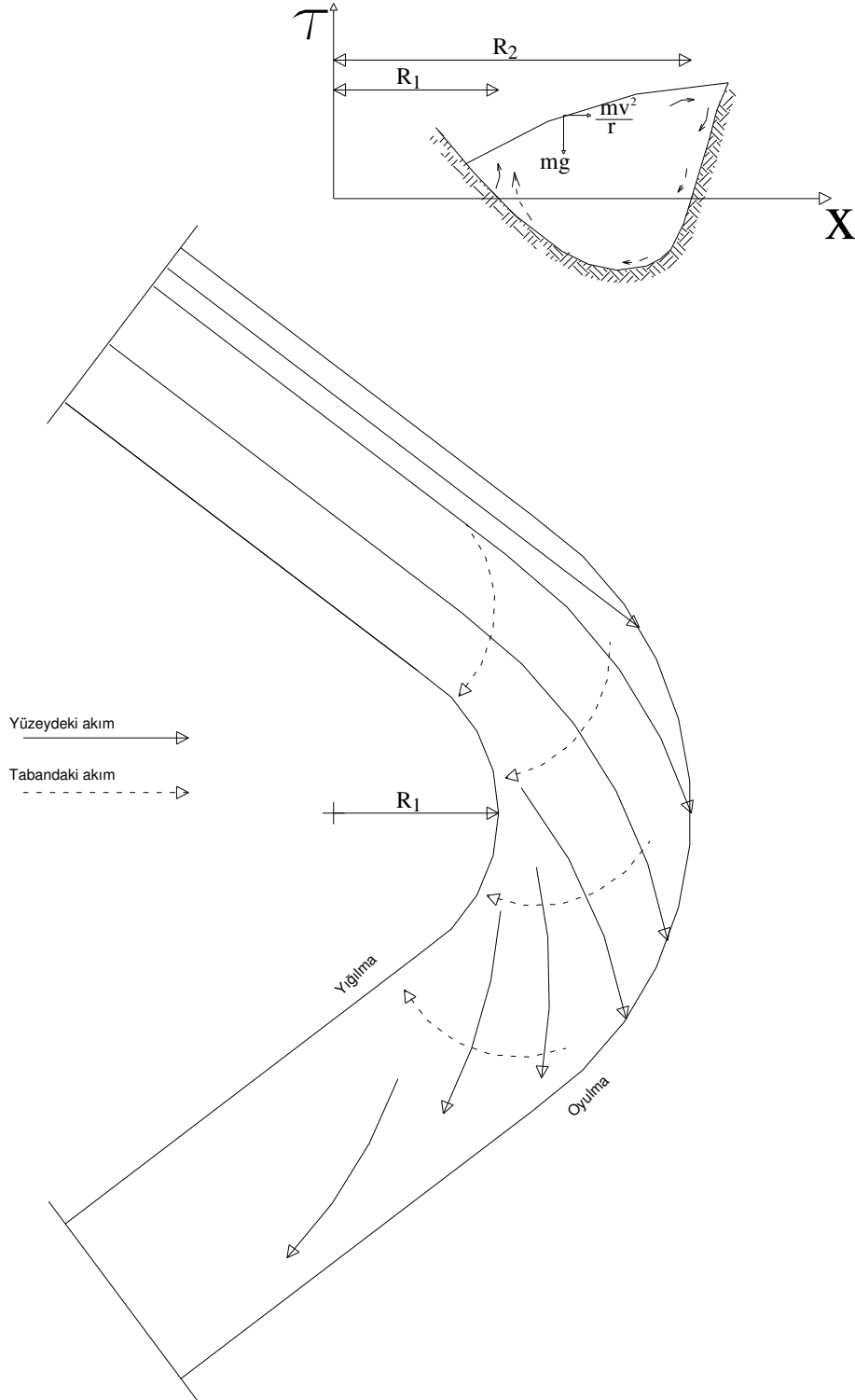
Kıvrıntılardaki ikincil akımın kinetik enerjisinin değeri genellikle %2–3 tür. Küçük Reynolds sayılarında ikincil akımın oranı büyür, %6–7 ye yükselir. Reynolds $Re > 100.000$ olunca sabit bir değer alır ve yaklaşık %2 olur. r kıvrıntı ekseninden geçen yarıçap ve B akarsuyun genişliği olmak üzere

$$\frac{r}{B} \leq 0,5 \sim 1,5 \text{ Değerinde ikincil akımın şiddeti çok kuvvetli,}$$

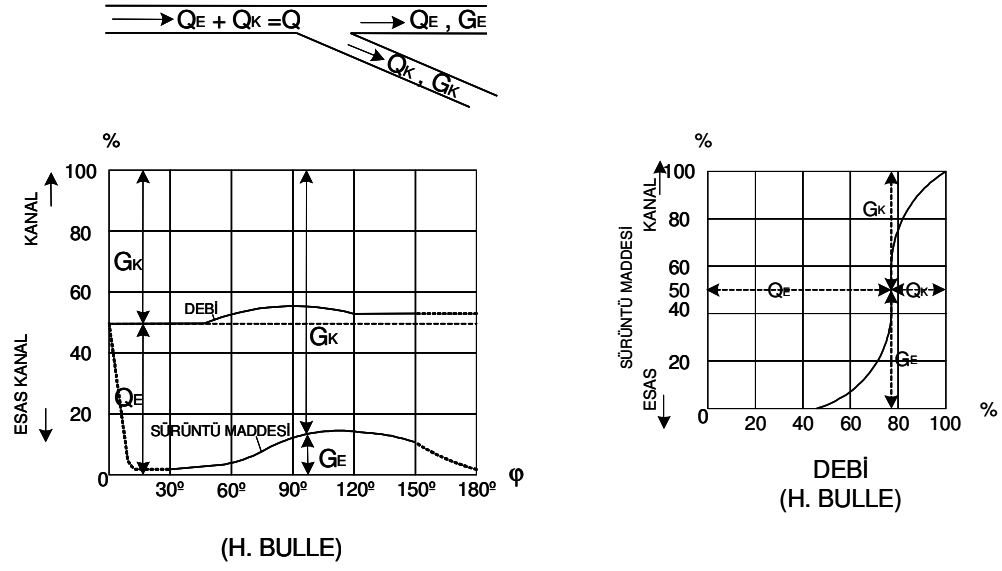
$$\frac{r}{B} \leq 1,5 \sim 3,0 \text{ Değerinde ikincil akımın şiddeti orta şiddette,}$$

$$3,0 < \frac{r}{B} \leq 7 \text{ Değerinde ikincil akımın şiddeti \%2 ye yaklaşır, h suyun derinliği}$$

alınmak üzere $\frac{h}{B}$ değeri arttıkça ikincil akımda azalmaktadır. Genellikler derin

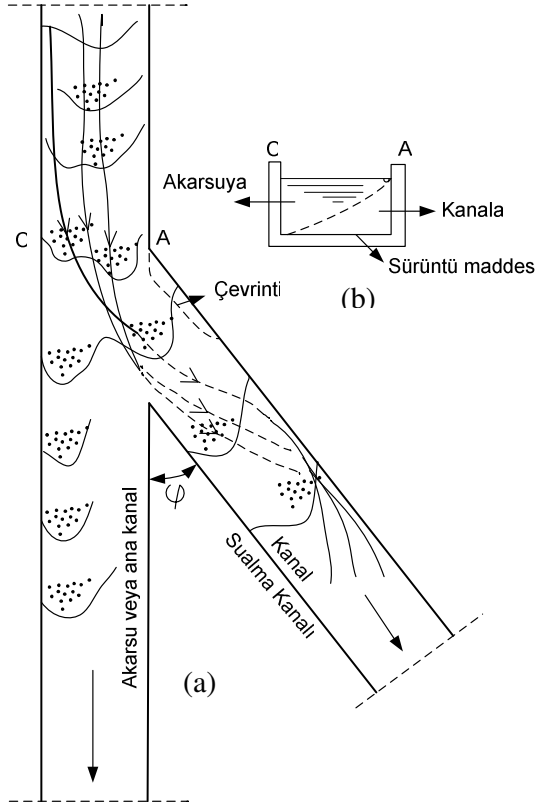


Şekil 7.1 Kıvrıntıdaki akım (Çeçen 1962).

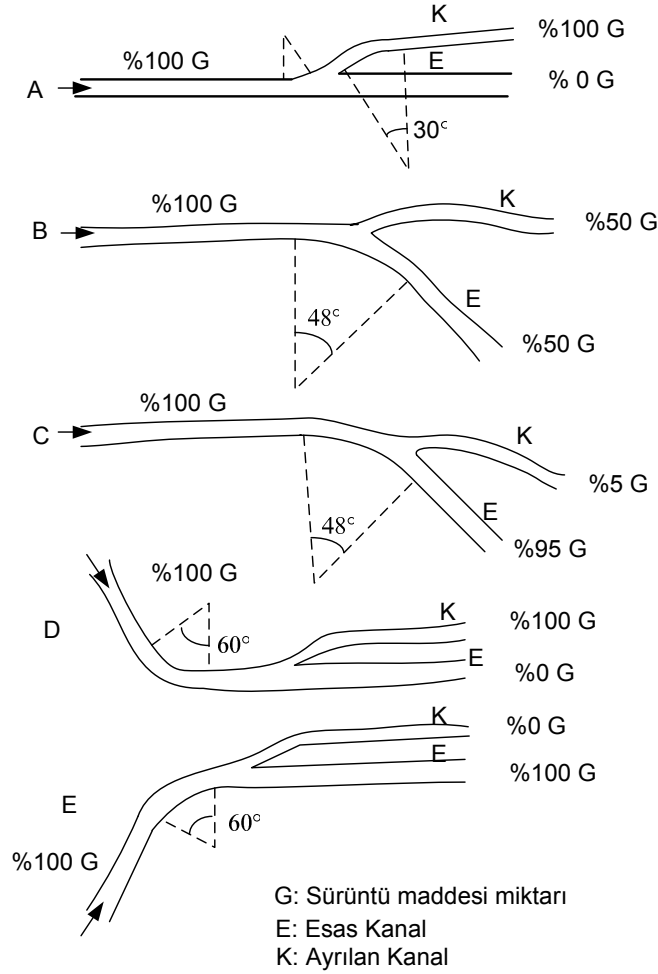


Şekil 23 a-b

Şekil 7.2a- b 'H.BULLE' Kıvrıntı açısına bağlı sürüntü maddesi girişi



Şekil 7.3 İkincil akımın sürüntü maddesi yığılmasına etkisi (a) plan, (b) kesit



Şekil 7.4 ' F. HABERMAAS' kivrıntı tiplerine göre sürüntü maddesi giriş oranları (a) ayrılan kanalda %100, (b) ayrılan kanalda %50, (c) ayrılan kanalda %5, (d) ayrılan kanalda %100, (e) ayrılan kanalda %0 (Çeçen 1983)

Kanallarda sürtünmenin etkisi sığ olanlara göre daha azdır. Bu sebeple ortama hızdan olan farklarda, derin olanlarda az olacak ve ikincil akımın önemi azalacaktır.

Kivrıntıların merkez açısının değerinin de ikincil akım üzerine etkisi vardır. İkincil akımın enerjisi kivrıntının merkez açısının değeri ile artar. Örneğin merkez açısı 90° iken ikincil akımın enerjisi toplamın %2 si, 180° iken ise %3 ü olur.

Yukarıdaki tanımlamaları açıklayabilmek için Bulle tarafından yapılan araştırma şöyledir; Düz bir kanaldan belirli bir ϕ açısı ile su alındığı kabul edildiğinde, G sürüntü maddesi, Q debi olarak Şekil 7.2'de görüldüğü üzere bu kanaldan Q_k kadar su alındığı

zaman kanala giren sürüntü maddesi oranı saptanmaktadır. Kanal açısı 90° ile 120° arasında olduğu zaman su alma kanalına giren sürüntü maddesi %90 seviyesindedir. Ana kanalda suyun yaklaşık yarısının kalmasına karşın sürüntü maddesinin %10 kalmakta, %90 'ı su alma kanalına girmektedir.

Bu durum Şekil 7.3'de açıklanabilir, buradaki akım kıvrıntısındaki akım koşullarına çok benzemektedir. Şekildeki B noktası aynen bir kıvrıntının dış tarafı, A noktası ise iç tarafı gibidir. Bu yüzden ikincil akımın etkisi ile sürüntü maddeleri devamlı olarak kıvrıntının içine doğru sürüklenmekte bu yüzden a noktasından bol miktarda sürüntü maddesi girmektedir. AB doğrusu üzerinde yapılacak eşiklerinde etkisi çok büyük değildir. Çünkü sürüntü maddesi A dan b ye doğru eşik önünü çabucak doldurmakta ve bundan dolayı A noktasından itibaren sürüntü maddesi kanala girmeye başlamaktadır.

7.2.1.2. Kıvrıntılardan su alma yerinin saptanması

Su alma yeri için en uygun yerin bir kıvrıntının dış tarafı olacağı yukarıda açıklanmıştır. Şekil 7.4'de konu hakkında Habermaas tarafından yapılan deneysel çalışmalarda bulunmaktadır (Tablo 7.1).

Tablo 7.1 Kanal kıvrıntı açısının sürüntü malzemesi girişine etkisi

Kıvrıntı şekli	Ana kanala giren	Ayrılan kanala giren
A	%0	%100
B	%50	%50
C	%95	%5
D	%0	%100
E	%100	%0

Tison tarafından yapılan deneylerde göstermiştir ki su alma yerinin en uygun olanı kıvrıntının ikinci yarısıdır.

7.2.2. Akarsularda sualma konusundaki temel kurallar

Sualma yapıları planlanırken şu konulara dikkat etmek gerekir.

- 1) Her durumda sualma garanti edilmeli tıkanmalar önlenmeli ve istenilen debideki su tam olarak alınabilmelidir.
- 2) Kanala sürüntü maddesinin girmesi önlenmeli ve bu şekilde kanalların dolmasına ve türbinlerin aşınmasına engel olunmalıdır.
- 3) Giriş kayıplarının enaz olması sağlanmalı yani deredeki ve sualma yapısındaki su seviyesi ile sualma kanalındaki su seviyesi arasındaki fark olabildiğince küçük tutulmalıdır.
- 4) Buz dal v.b. yüzen cisimler sualma kanalına girmesine engel olunmalıdır.

Bu işlevleri sağlamak üzere tasarım ilkeleri aşağıdaki şekilde olmalıdır,

- 1) Su alma yeri bir kıvrıntının dış tarafında olmalıdır. Sürüntü maddesinin girmesini önlemek bakımından kıvrıntı ne kadar keskin olursa alınacak önlemlerle sürüntü maddesinin girişi o kadar engellenmiş olur.
- 2) Alınan suyun toplam suya oranı ne kadar küçük olursa dereden o kadar az sürüntü maddesi girişi meydana gelir.
- 3) Düz bir akarsu güzergâhından su almak gerektiğinde yapay olarak bir kıvrıntı oluşturmak ve sürüntü maddesinden büyük çapta kurtulmak seçeneği hesaplanır.
- 4) Kıvrıntının dış tarafından su alma ilkesi kabarma ne kadar az olursa o kadar fazla yararlı olur.
- 5) Bir kıvrıntının iç tarafından su almak gerekiyorsa o zaman kabarmanın fazla olmasına ve suyun kıvrıntının iç taraflarında ortaya çıkan uygunsuz ikincil akımların önlenmesine çalışılır veya su yine kıvrıntının dışından alınarak bağlamanın içerisine bir galeri yapılarak iç tarafa yönlendirilir.

6) Sualma ağızları ve ayırma duvarlarına özel açılar verilerek sınırlı olarak sürüntü maddesinin kanala girmesi engellenir.

7.3. Sürüntü Maddesi Getiren Akarsulardan Sualma Sistemleri

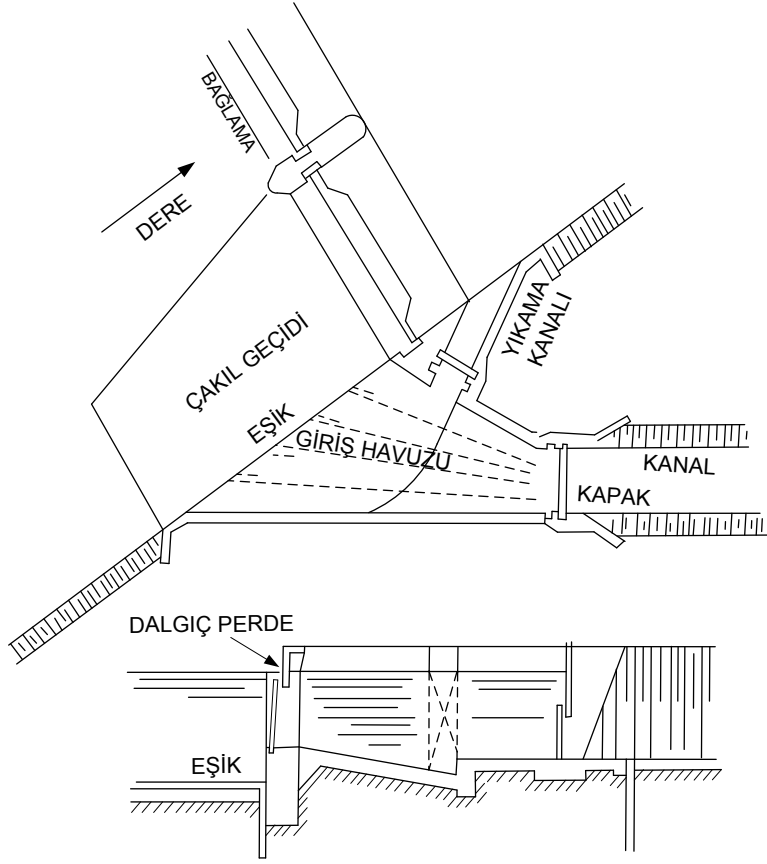
7.3.1. Genel

Akarsulardan su alırken biçimsel olarak Şekil 7.5'deki gösterimde tasarımlar yapılabilir. Sualma ağızı bağlamının hemen yanında konuşlandırılır. Sualma ağızından içeriye giren sürüntü maddelerinin bir kısmı giriş havuzunda tutulur ve bu sürüntü maddeleri yıkama kanalı yoluyla zaman zaman yıkamayla temizlenir. Sürüntü malzemesinin kanala girmesine engel olmak için bir eşik yapılır. Sualma maddesi getiren akarsulardan su alırken alınan önlemler sualma kanalına sürüntü maddesi girmesine engel olmak içindir, bu engeller üç ana ilkede yazılabilir.

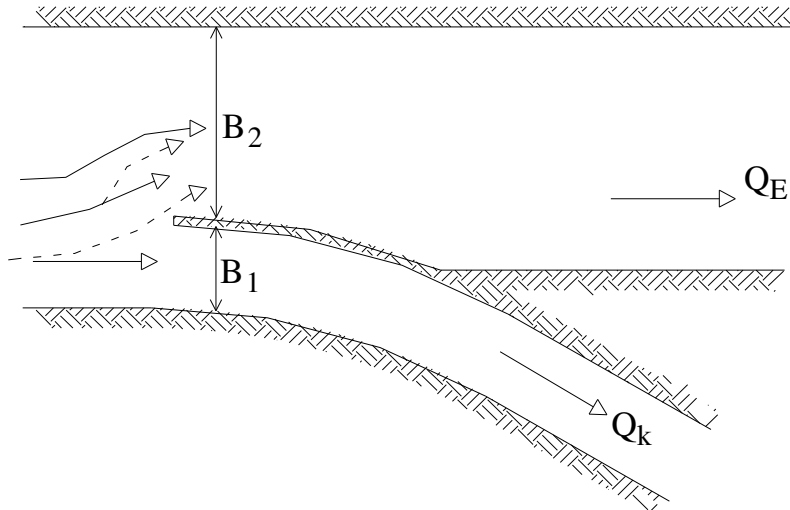
7.3.2. İkincil akımı göz önünde tutarak doğal ve yapay kıvrıntılardan su almak

M.M. Grischin tarafından ilk kez yapılmış olan Şekil 7.6'da görüldüğü gibi bir ayırma duvarı düzenlenerek B genişliğini Q_k alınan suya göre çok daha büyük yapılmaktadır. $\frac{B_1}{B_2} > \frac{Q_k}{Q_E}$ olduğundan ayırma duvarının önünde yapay bir kıvrıntı oluşacak ve B_1 ağızı bir kıvrıntının dış tarafında oluşturulmuş bir sualma ağızı gibi olacaktır. Akarsuyun getirdiği sürüntü maddesi kıvrıntının iç tarafına yani sol sahile doğru sürüklenecektir. Diğer bir yöntemde Habermaas tarafından önerilen Şekil 7.7'deki suni bir kıvrıntı oluşturma biçimidir.

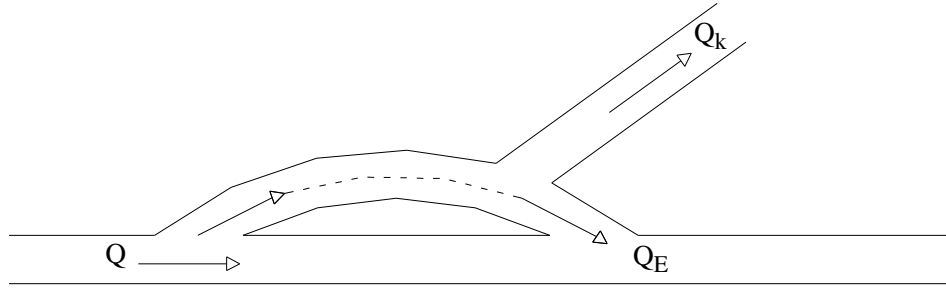
Sürüntü maddesi suyun tabana yakın olan yerlerinde çok fazladır. Yukarıya çıktıkça azalır. Suya batmış bir ayırma duvarı yapmak yoluyla sürüntü maddesinin sualma ağızına ve çakıl geçidine girmesine engel olmak dahi mümkündür (Şekil 7.8).



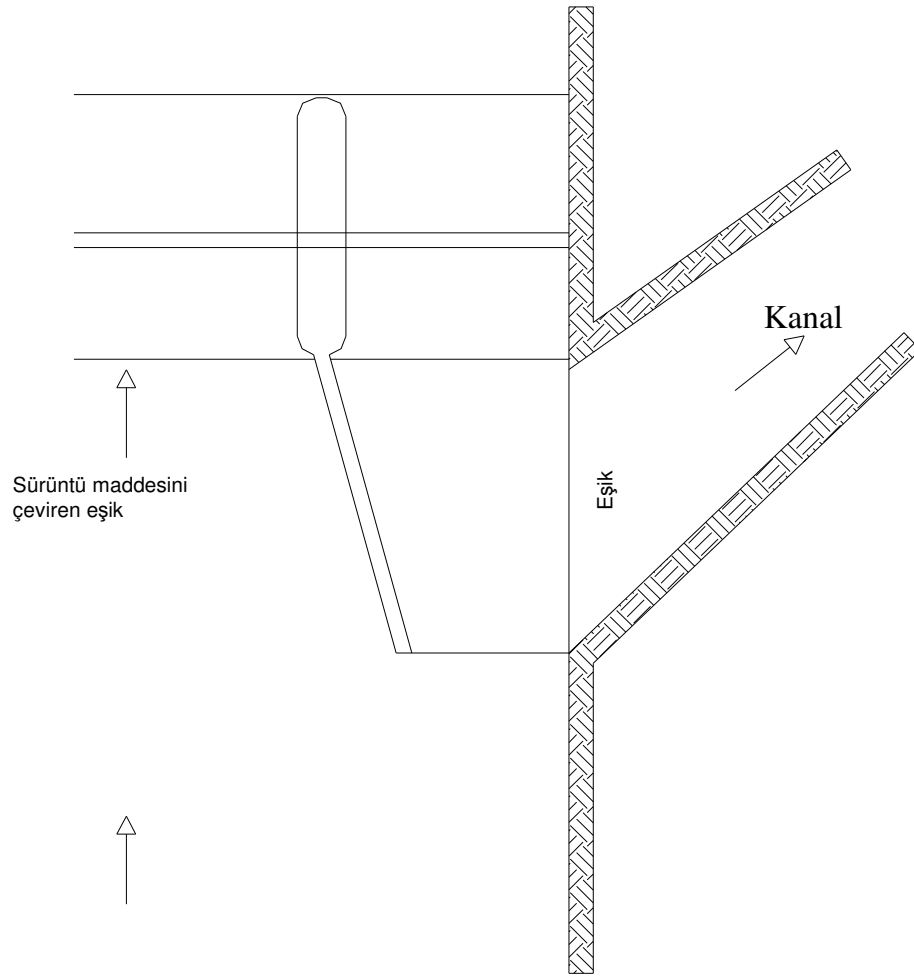
Şekil 7.5 Sualma yapısı



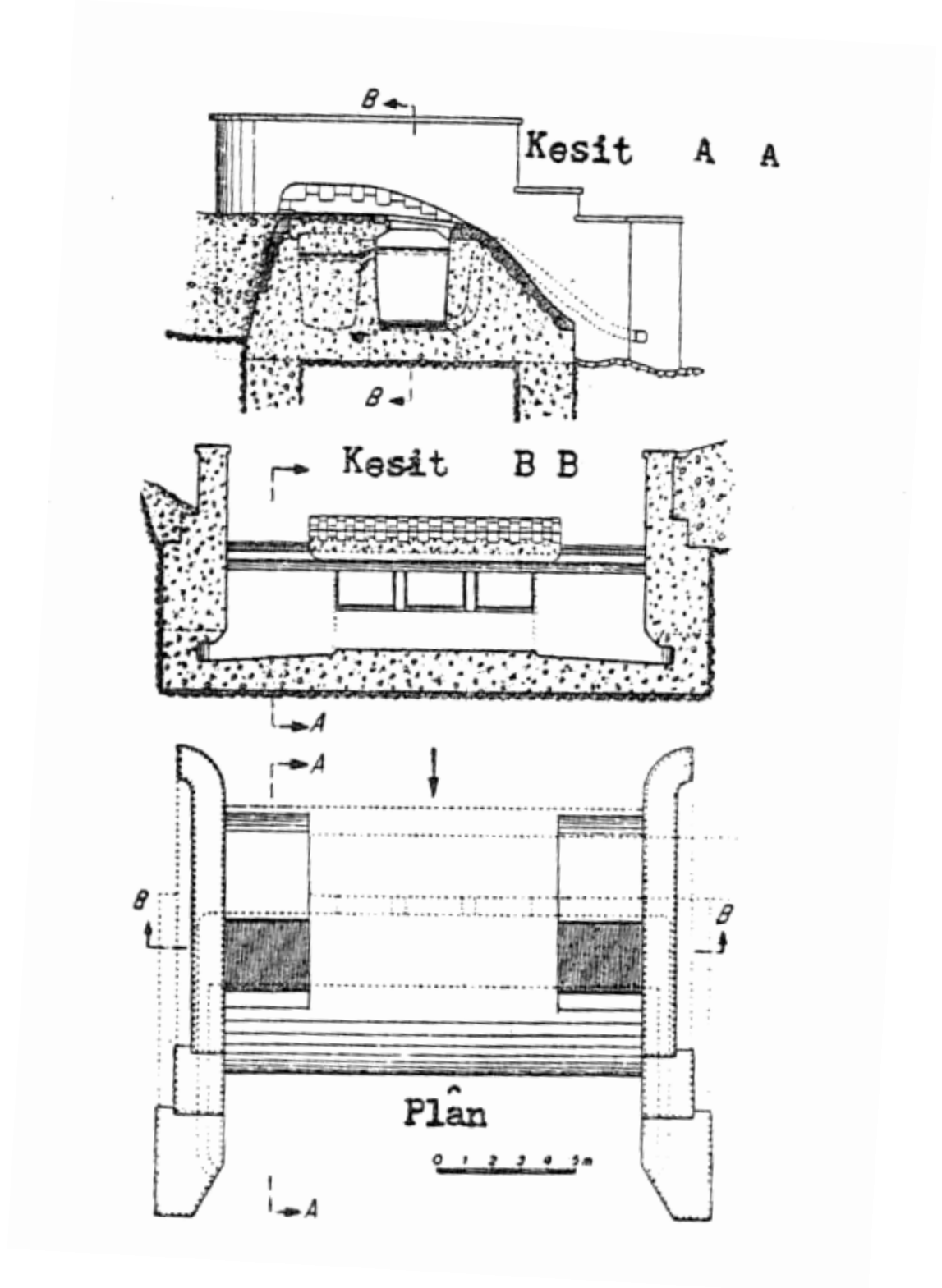
Şekil 7.6 'M.M. Grischin' kıvrıttıdan su almak ($\frac{B_1}{B_2} > \frac{Q_k}{Q_E}$) (Çeçen 1962)



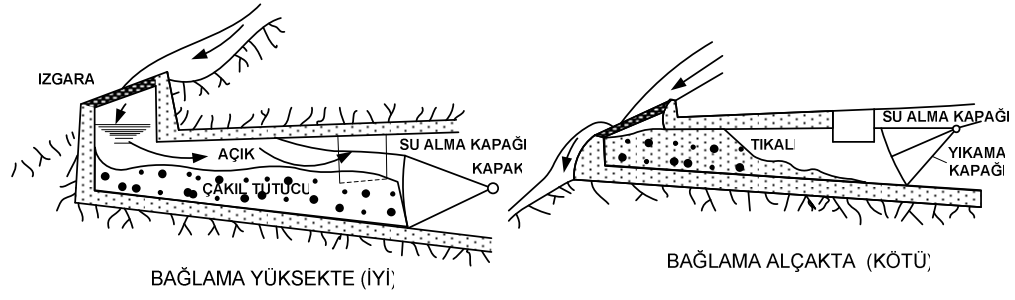
Şekil 7.7 'Habermas' suni kıvrıttan su alma (Çeçen 1962)



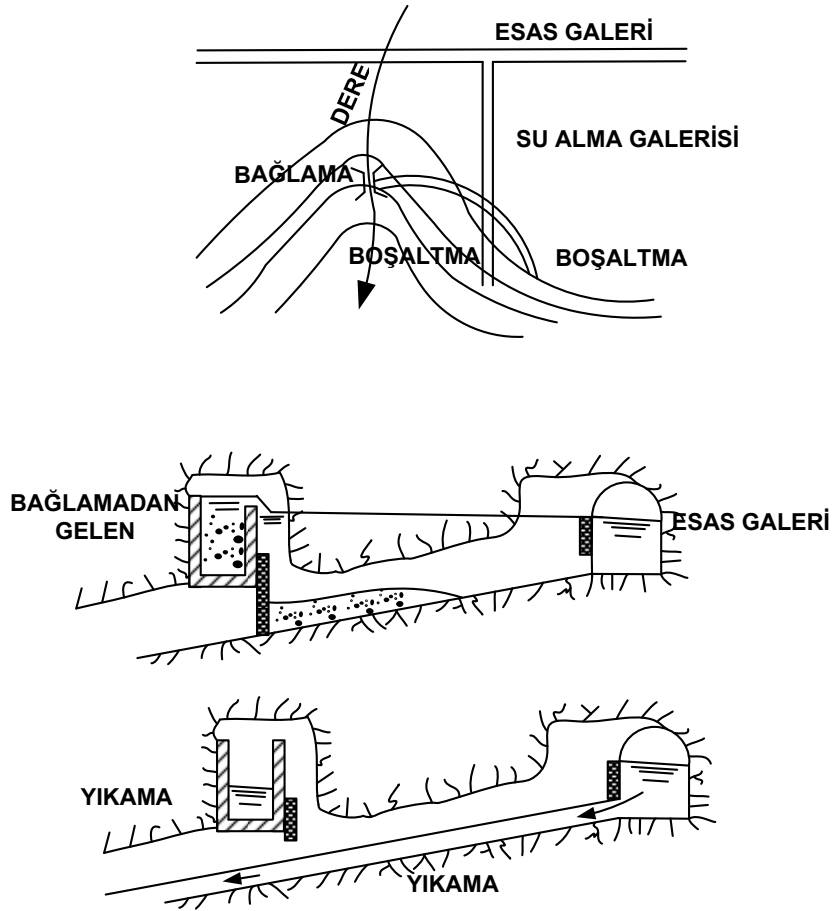
Şekil 7.8 'E. Mosonyi' Suya batmış bir ayırma duvarı ile sürüntü maddesinin tutulması



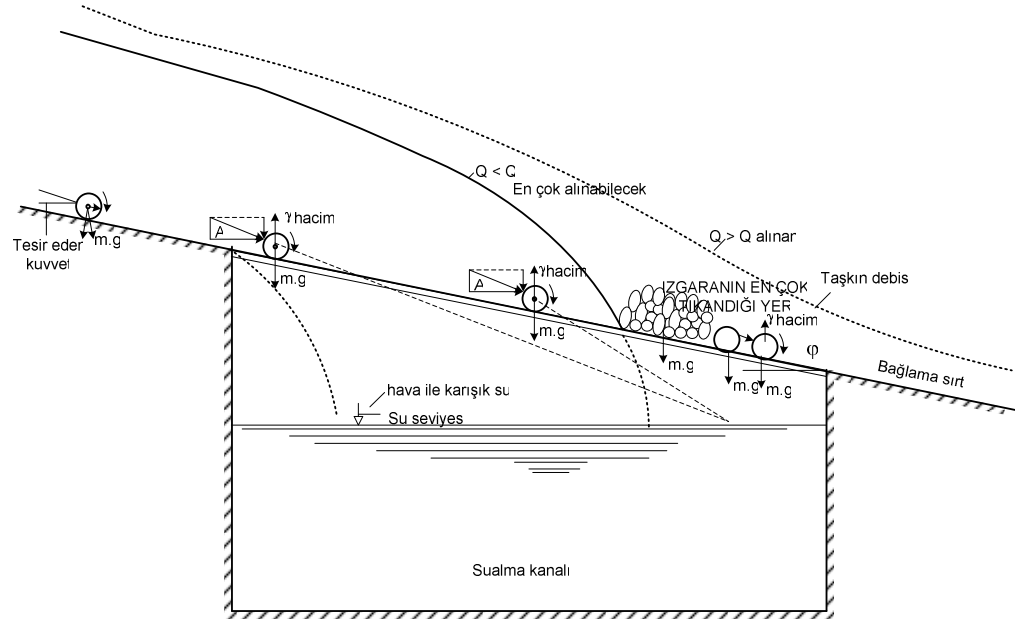
Şekil 7.9 Sifonlu tirol tipi bağlama



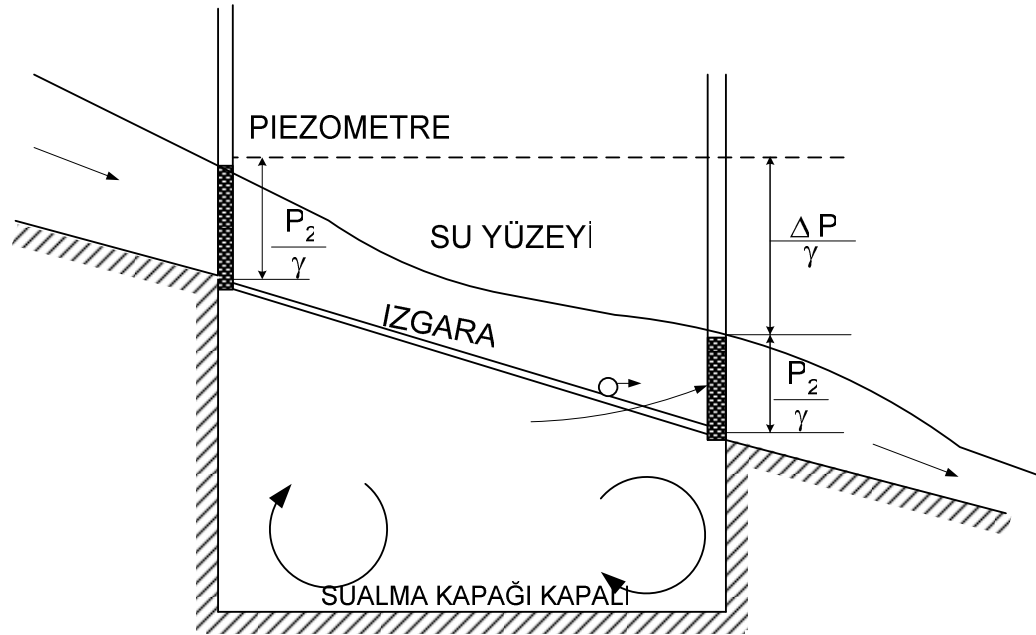
Şekil 7.10 Izgara yükseltisinin tıkanma üzerine etkisi



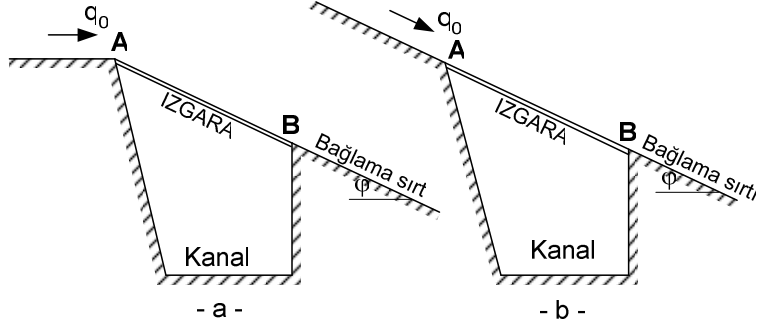
Şekil 7.11 Kapaklı temizleme sistemi



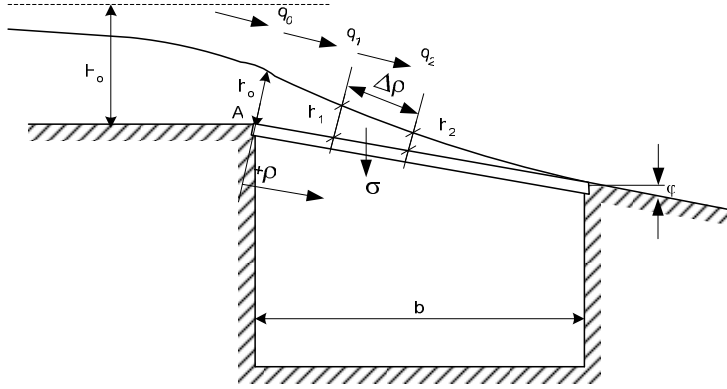
Şekil 7.12 Izgara üzerindeki sürüklenme hareketi



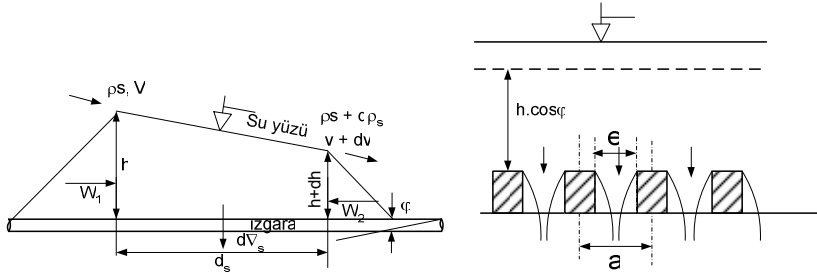
Şekil 7.13 Sualma kanalı akım hareketi ve enerji çizgisi yüksekliği



Şekil 7.14 Izgara eğimi ile akarsu taban eğimi tipleri



Şekil 7.15 Izgaradaki akışı incelemek için kullanılan imgeler



Şekil 7.16 Izgaraya etki eden su kuvvetleri

7.3.3. Tirol tipi (tabandan) bağlamalardan su almak

7.3.3.1. Genel

Tirol tipi bağlamalar bir sabit bağlama görünümündedir, bunların sırtlarında veya kronmanında bir kanal açılmıştır. Bu kanalın üzerine bir ızgara konulur. Bağlama üzerinden geçen su, ızgaradan içeriye girer ve oradan sürüntü maddesi tutan bir havuzdan geçerek çökeltme havuzuna gönderilir (Çeçen 1962). Bu tip bağlamanın unsurları aşağıda açıklanmaktadır.

7.3.3.2. Bağlama yüksekliği

Tirol tipi bağlamalarda çok alçak bir bağlama ile su almak mümkündür. Izgaranın yatay düzlemle oluşturduğu açı (φ) ile yerleştirilmesini ve ızgara altındaki kanalın alınacak suyu rahatça götüreceği kapasitede olabilmesi için gereken derinliğin (t) sağlanması göz önünde tutularak bağlama yüksekliği (y) seçilir. Kanalın derinliği seçilirken hava ve kabarma payı olarak ayrıca yükseklik (t_0) bırakılır. Su kanala dökülürken fazla miktarda havayı da beraberinde sürükleyeceğinden 1 m³ suyun ağırlığı 1 tondan daha az olacağından alınan q_a debisinin yüklemeye havuzuna gönderilmesi için hesapla bulunan t_1 derinliğinden daha büyük bir yüksekliğe gereksinim duyulur. Ayrıca suyun kanala dökülme yönü dolayısıyla ile kanalın mansap tarafındaki su seviyesi de daha fazla kabarrır. Bu (t_0) yüksekliğini 20-60 cm seçmek uygundur. Hesaplamaları duyarlı yapmakta büyük yarar vardır. Bağlama yüksekliğinin gereksinimden daha büyük seçilmesi durumunda suyun enerji seviyesinde yükselme olacağı için suyun dökülmesinden dolayı mansapta tehlikeli oylumalar ortaya çıkar. Bu etkiden kurtulmak için düşü yatağı- havuzu planlamak gerekir ve harcamalar artar. Bunun yerine alçak bir bağlamada bütün bu etkiler oluşmayacak tesis basitleşecek ve harcamalar düşecektir.

Burada dikkate alınması gereken önemli bir etmende ızgaralardan su ile beraber giren kumun yıkanabilmesi için kanal tabanında ve çakıl tutucuda yeterli bir eğimin oluşturulmasıdır.

7.3.3.3. Bağlamanın dere içerisine yerleştirilmesi

Genellikle bağlama eksenini akım yönüne dik şekilde konuşlandırmak uygundur. Akarsu yatağının Diğer tip bağlamalarda önerilen kıvrıntının dış tarafı ikinci yarısından sualma çözümü anlaşılacağı üzere bu tip bağlamada işe yaramayacaktır.

7.3.3.4. Bağlamanın tepesinin seviyesi

Tepe seviyesi genelde bağlama boyunca sabit alınır. Ancak boy kesit üzerinde tepesi değişik seviyede veya kademeli yapmakta mümkündür. Böylece alçak sulara su yalnız bağlamanın bir kısmı üzerinden savaklanır. Değişik seviyeli tepe oluşturulmasının iki yararı vardır. Birincisi, Bağlamanın bir bölümünden fazla su savaklanarak bağlamanın üst tarafında kıvrıntılardaki akıma benzer akım koşulları oluşturularak yukarıda açıklanan ilkeler gereği olarak sürüntü maddesinin enaz beklendiği noktada ızgara konularak su alınır. İkincisi, tepe seviyesi sabit tutulduğunda alçak sular sırasında su her taraftan savaklanır. Suyun boşuna harcanmasını önlemek için ızgara ve kanal yapmak zorunda kalınır. Hâlbuki kademeli veya değişken seviyeli yapıldığında su yalnız bu kesitlerden savaklanacağı için bütün bağlama boyunca ızgara yapmaya gerek yoktur.

7.3.3.5. Enkesit boyutlandırılması

Tirol tipi bağlamalar genelde vahşi dereler üzerinde yapıldığı için bağlamanın mansap tarafı iri sürüntü maddesinin darbeleriyle karşılaşır. Bu yüzeyin oldukça granit benzeri dayanıklı malzemeler ile kaplanması gibi sağlamlaştırılması gerekir. Düşüm yatağı yerine bağlamanın sırtının alt başlığından suya küçük bir sıçrama yaptırabilecek bir yuvarlaklığın yapılması uygundur. Bağlama sırtında meydana gelebilecek emme etkisine izin verilmemelidir. İç sualma kanalının iç yüzü aşınmaya dayanıklı malzeme ile kaplanmalıdır. Genelde bu duvarın şevi yatayla 50–60 derece açı ile yapılması uygundur. Kanal tabanı 1/20 dolayında olması yanlarının kaplanması yararlı olur.

Sifonlu bağlamalarda kanal içerisine toplanan kum, kanal içerisindeki suyu kabartacağından sifonu harekete geçer ve birikmiş kumları temizler (Şekil 7.9). Bağlama sırtında devamlı sürüntü maddesi hareketi olacağından aşınma etkisi fazla olduğundan bağlama sırtının aşınmaya dayanıklı malzeme ile kaplanması gerekir.

Büyük eğimli vahşi dereler üzerinde yapılan bu tip bağlamalar genelde kaya üzerine oturtulur. Bu sebeple ayrıca bir düşü yatağı yapılmasına gerek yoktur. Bağlamada düşü yatağı yapılacağına suyu püskürtecek bir etek kıvrıntısı yapmak yararlı olur.

7.3.3.6. Çakıl tutucu

Bağlama sırtında oluşturulan kanal ile ızgaradan geçebilen sürüntü maddelerini taşıyan suyun içindeki iri daneleri ayırmak gereklidir. Ayrıştırma için günlük kapasiteyi karşılayacak depo yapılmasıdır. Bir diğer seçenek çakıl tutucunun tünel şeklinde düzenlenmesidir. Vahşi dereler genelde dar ve derin vadiler arasından geçerler, su alma tesislerinin çökeltim havuzları ve kum tutucuları için uygun yer bulmanın zorluğundan dolayı bu gibi yerden suyun santrale taşınması için yapılacak galerinin boyutları geniş tutularak sürüntü maddesini çökeltmek ve depolamak zaman aralıkları ile bu maddeyi boşaltmak olanaklıdır.

Çakıl tutucuların tasarımında dikkat edilecek konular:

Tirol tipi bağlamanın ızgaraları çakıl tutucu olarak düzenlenen galeriden yeteri kadar yüksekte olmalıdır. Izgaradan giren sular aradan giren kum ve çakılı kanal içinde sürükler. Izgara eğer yeter derecede yüksekte yapılmamış olursa Şekil 7.10'da görüldüğü gibi tıkanmalar olur ve su alınmaz. Yüksek yapılmış ızgarada ise birikmiş olan maddeler kolayca kapak açılarak yıkanır. Eğer yapılan birkaç adet tirol tipi bağlama seri şekilde yapılmış ve bunlardan alınan su bir toplama galeri yoluyla iletiliyor ise bu durumda bu galerideki sudan yararlanarak da ikinci bir temizleme düzeneği kurulur (Şekil 7.11).

7.3.3.7. Çakıl tutucu hacminin hesaplanması

Akarsuyun sınıflandırılmış debi çizgisi ve debi ile sürüntü maddesi arasındaki bağıntıyı veren çizgiler çizilir. Sınır değerlerdeki debini altında kalan akımlarda sürüntü maddesi hareketi olmaz. Sınıflandırılmış seviye çizgisinin yatık eğimli kısmının bir baş ve son taraflarından iki debi seçilir. Bu debi değerlerine karşılık gelen sürüntü maddesi akımının m^3/s veya $m^3/gün$ olarak değeri bulunur. Her iki debiye karşılık gelen granülometri eğrisinden, ızgara aralığından küçük olan daneleri almak, diğerlerini

hesaba katmamak (ızgarada tutulacağı için) yoluyla toplam sürüntü maddesi kestirilir. Buna karşın suyun tamamını almadığımız durumlarda sürüntü malzemesinin de bir kısmı kanala düşmeyecek, sürüklenecektir. Sürüntü maddesi büyüklüğünü veren bağıntılar sınır değerdeki debinin altında sürüntü malzemesi taşınmadığını ifade eder ve bağıntıların tümünde ya aynı büyüklükteki danelerden oluşan ya da belli bir granülometreden oluşan bir dane çapı kabul edilerek kurulmuş bağıntılardır. U kabulün kapsamı dışında kalan sürüntü maddeleri için çok seyrek de olsa ızgarada birikecek ve çakıl tutucuda kalacak malzeme zaman aralıklarıyla temizlenir.

7.3.3.8. Izgaralar

Tirol tipi bağlamanın en önemli unsurudur. Izgaranın istenilen debiyi güvenlice geçirebilmesi, üzerinden geçen sürüntü maddelerinin etkilerine dayanabilmesi, kolay tıkanmaması, kolaylıkla temizlenebilmesi gerekir. Izgaralar aşınmaya dayanıklı ahşap veya çelikten yapılırlar. Dere tarafından çok iri taşlar sürüklenir ve bunlar ızgaranın üzerinde yuvarlanabilir. Bu etkiyi dikkate almak için statik hesaplarda bir danenin ızgaranın en elverişsiz noktasından geçtiğinde ortaya çıkaracağı en büyük statik yükün alınması (vurma ve çarpmalardan doğacak dinamik kuvvetleri içerecek biçimde) gereklidir. Izgaranın baş tarafının hızla gelen danelerin ızgaraların arasına girip sıkışma olasılığı çok azdır. Bunun için ızgaranın üst tarafında bağlama sırtındaki eğime eşit eğimli bir yüzeyin yapılması uygundur. Eğer su kısmen alınıyorsa sualma kanalındaki su seviyesinin kabarık tutulması kanaldan alınan suyu denetleyen kapağın istenilen suyu alacak kadar açarak bağlama sırtındaki kanalın su ile dolu olmasının sağlanması ızgaranın tıkanmasını engellemek bakımından yararlıdır. Izgaralar arasında hafif sıkışmış olan danelerin üst tarafı su ile çevrili altı hava ile temasta olursa dane ızgara arasına büsbütün sıkışır; eğer danenin her tarafı su ile kaplı olursa, dane Arşimet kanuna göre yukarı kaldırılacağından aşağı iten kuvvet azalır ve hafif sıkışan daneler su tarafından sürüklenir. Bu durum bilindiğine göre ızgara üzerinde yığılmış ve sıkışmış olan maddeleri temizlemek için en etkili hareket, sualma kapağını kapatarak ızgaralar arasından suyun girmesine engel olmak ve sıkışan danelerin su tarafından temizlenmesini sağlamaktır. Danelerin ızgarayı tıkadıkları kısım daha çok suyun ızgaradan aşağıya döküldüğü en alt noktadır. Normal olarak boyutlandırılmış bir ızgara düzeneğinde ise ızgaranın alt başıdır (Şekil 7.12, Şekil 7.13).

Izgaranın alt başı ile üst başı arasında basınç farkı olduğu için su üst taraftan içeri girip alt taraftan dışarıya çıkar ve burada tıkanmış olan daneleri de sürükler. Bunun için genellikle ızgara tıkanığında kısa aralıklarla su alma kapağını kapatmak gerekir. Izgaranın eğiminin saptanması akan suyun hızı ile ilgilidir. Eğim belirli bir değerden büyük olursa gelen suyu kısmen almak veya hiç alamamak tehlikesi vardır. Eğim genelde 10° - 30° arasında yapılır.

Alınacak suya göre Izgara alanının boyutlandırılması tamamen görgül bağıntılara dayanır. Izgarayı istenilen suyu tam alacak şekilde boyutlandırmak yanlıştır. Çünkü tıkanmalar yüzünden kısa zamanda suyun gireceği serbest kesit alanı azalır ve su alınamaz hale gelir. Bunun için ızgara alanı bol tutulmalıdır. Alınan her m^3/s su için $8-10 m^2$ ızgara yüzeyi düzenlemek uygundur.

7.3.3.9. Tirol tipi bağlamaların hidrolik hesabı

Tirol tipi bağlamanın hidrolik hesabında amaç verilmesi düşünülen yapı şekillerine göre ızgaranın boyunu ve aralığını kararlaştırmaktır. Izgara boyunun bulunabilmesi için bağlama üzerinden aşan suyun her metre bağlama boyuna isabet eden debisinin bilinmesi gerektir. Gelen debinin tamamı veya bir kısmı alınır. Yapı tasarımı gereği olarak Şekil 14'de görüldüğü gibi ızgaranın memba tarafı ya tamamen yataydır yada ızgaranın eğiminden daha küçük bir eğimdedir. Bu durumda Şekil 14'de A noktasında su daha önce kritik seviyenin altına düşmemiş ise, h_{kr} derinlik ve H_{min} meydana gelir. Genelde ızgaraların üst tarafındaki kısmının eğimi çok büyük olduğu için Şekil 7.14b'deki durumda su A noktasına gelmeden daha önce kritik seviyenin altına düşer. Hidrolik hesaplarda bu iki durum ayrı değerlendirilir.

Izgaralar üzerinde oluşan akışı incelerken kullanılan imgeler Şekil 7.15, Şekil 7.16'da gösterilmiştir.

Yatay düzlem üzerinden akan su ızgaraya eriştiği nokta olan A noktasında $k_0=h_{kr}$ değerine erişmektedir ve $h_{kr} = \frac{2}{3}h_{min}$ 'dır. Bu duruma göre J.Frank problemi aşağıdaki şekilde çözmektedir. Izgaranın boyu yeteri kadar uzunlukta seçildiğinde gelen suyun tamamı ızgaranın altına geçecektir.

Izgara boyunca;

$$w_1 + \frac{\gamma}{g} \cdot q_s \cdot v + \frac{\gamma}{g} \cdot dq_s \cdot v + \gamma \cdot F \cdot ds \sin \varphi = \frac{r}{g} (q_s + dq_s)(v + dv) + \gamma \cdot F \cdot ds \cdot I + w_2$$

Eşitliği yazılır,

dq_s : Izgaradan aşağı akan su miktarı

u : bu suyun hız bileşkesi

F : akış kesiti

I : sürtünme eğimi olduğuna göre;

$$\Delta h = -\Delta s (I_m - \sin \varphi) - \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} - \left(1 - \frac{u}{v_m}\right) \cdot \frac{q_2^2 - q_1^2}{2g \cdot F_m^2} \quad (7.1)$$

v_m : esas akımın ortalama hızı

I_m : sürtünmeden ileri gelen eğim olarak alınır ve bu eğimi ihmal ederek

$u = v_m$ Olarak yerine koyarsak,

$$\Delta h = \Delta s \cdot \sin \varphi - \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \text{ Bulunur.} \quad (7.2)$$

8. AKARSU AKIMI

8.1. Genel

Akarsular üzerinde yapılan biriktirmesiz tip küçük hidroelektrik santral tesislerinde kapasite hesabı oldukça önemlidir. Aşağıdaki Şekil 8.1’de görülen tesis ilke taslağından anlaşılacağı üzere uzun süreli hazne yapımı söz konusu olamayacağından dolayı akımın düzensizliğinin santral kurulu gücünün etkili kullanımını sınırlandırması önem verilen bir konu halindedir.



Şekil 8.1 Küçük hidroelektrik santral ilke taslağı (A.Çevirme Yapısı, B.Su iletim Sistemi, C.Yükleme Odası, D.Cebri Boru, E. Santral, F. Kuyruk Suyu tesisleri, G.Enerji Nakil Hattı)

8.2. Kapasite Hesabı

Akım Hesapları – Debi Süreklilik Eğrisi: Su akımı akarsu üzerinde kurulmuş olan Akım Gözlem İstasyonlarının günlük verileri değerlendirilerek saptanır. Akarsu debisi genellikle geniş limitler arasında değişmektedir. Kanal santrallerinde enerji üretimi su akım rejimi ile çok değişkenlik göstermektedir. Bunun için Debi süreklilik eğrisi hazırlanır (Şekil 8.2). Seçilecek olan çevrim aksında Akım Gözlem istasyonu varsa bu eğriyi hazırlamak kolaylıkla mümkün olacaktır. Ancak çeşitli sebepler ile akım gözlem istasyonu ile çevrim eksenini aynı noktada bulunmamaktadır. Bu durumda yakın noktalar için aşağıda verilen bağıntı ile bir ilişki kurulmaya çalışılmaktadır (Gulliver ve Arndt 1991).

$$Q_o = \left(\frac{D_o}{D_1} \right)^n Q_1 \quad (8.1)$$

Burada,

Q_o : Su çevrim eksenindeki akım

D_o : Akarsuyun su çevrim aksındaki drenaj alanı

Q_1 : AGİ' deki akım

D_1 : AGİ' nin drenaj alanı

n : 0,6~1,2 arasında değişkeni ifade eder, eğer ($D_o/D_1=0,80\sim1,20$) ise $n=1$ alınarak en yakın AGİ nin bulunduğu eksen yeri için hazırlanacak değer alınarak hesap yapılır. Ancak D_o değeri bu limitin dışında ise iki AGİ değerinin birleşimi dikkate alınır.

Su çevrim eksenini, memba ve mansabında bulunan iki AGİ arasında ise aşağıda verilen lineer enterpolasyon kullanılır.

$$Q_o = Q_1 + \frac{Q_2 - Q_1}{D_2 - D_1} (D_o - D_1) \quad (8.2)$$

Burada,

Q_o : Su çevrim eksenindeki akım

D_o : Su çevrim eksenindeki drenaj alanı

Q_1 : membada bulunan AGİ akımı

D_1 : membada bulunan AGİ nin drenaj alanı

Q_2 : mansapta bulunan AGi akımı

D_2 : mansapta bulunan AGİ nin drenaj alanı

Birbirine çok yakın olmayan istasyonlar için izlenen yol ise; Akım gözlem istasyonu değerlerinden yararlanarak hesaplanan ve akarsuyun su verimi değişimini yansıtan, drenaj alanı veriminin kullanılmasıdır. Bunun için her akım gözlem istasyonu aksı için yıllık ortalama akımlarından hesaplanan özgül verim q (lt/s/km²), drenaj alanı (D) ile log-log kâğıda noktalanması ile drenaj alanı verimi ile drenaj alanı arasındaki bağıntıyı oluşturan işlev elde edilir.

$$q = A \cdot D^B \quad (8.3)$$

Burada,

A,B: Hesapla bulunacak katsayılar

D: Drenaj alanı(km²)

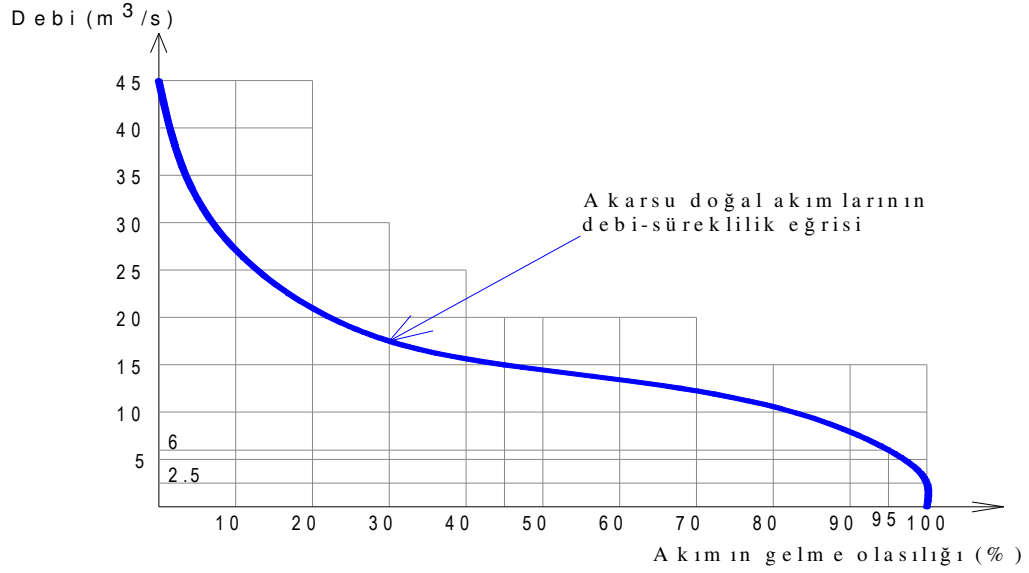
q: Özgül verim (lt/s/km²)

Su çevrim ekseni için bulunacak olan drenaj alanı veriminden yıllık ortalama akım

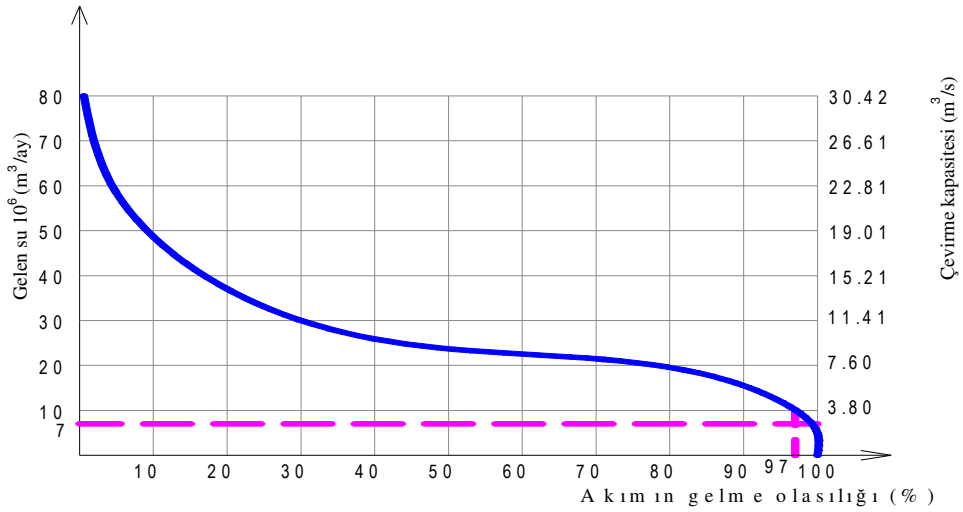
$$(q \cdot D \cdot 31,536 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{1000}) m^3 \quad (8.4)$$

Olarak hesaplanır. Bu eksene ait akım değerleri ise; su çevrim eksenine ait yıllık ortalama akım değerinin, eksene en yakın AGİ nin yıllık ortalama akım değerlerine oranının AGİ nin akım değerleri ile çarpılmasıyla elde edilir.

Akım değişimini gösteren eğriler günlük akım değerlerinin bulunmadığı durumlarda uzun yıllara dayanan aylık toplam akım miktarlarından yararlanarak da hazırlanabilir. Bu durumda aylık akımların zaman içindeki değişimini gösteren akım süre eğrisi çizilmiş olur (Şekil 8.3).



Şekil 8.2 Debi süreklilik eğrisi



Şekil 8.3 Akım süreklilik eğrisi

Tesislerin Boyutlandırılmasında kanal santrallerinde zamanın %95 'inde mevcut olan debinin meydana getireceği güç güvenilir güç (firm güç) ve güvenilir enerji (firm enerji) olarak kabul edilir. Akarsuyun güvenilir debisi belirlendikten sonra, değişik çevirme kapasiteleri içinde en iyi olanı saptanır. Bunun için örneğin güvenilir güç 6 m³/s olarak belirlenmiş ise, bu debiden daha büyük çevirme kapasiteleri de dikkate alınarak bu projelerin yıllık net gelirlerinin hesaplanması için, güvenilir güç tablosu yapılarak elde edilebilir (Tablo 8.1). Bu çalışmaların neticesinde proje eniyilemesi ile en ekonomik seçenek bulunmuş olur.

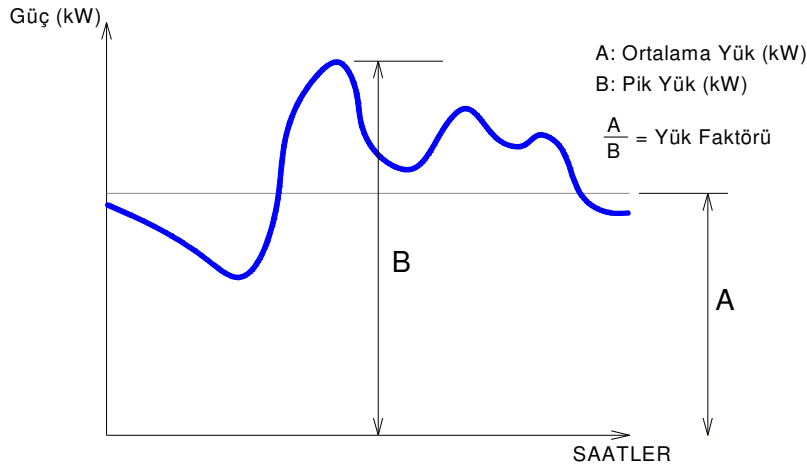
Tablo 8.1 Güvenilir güç tablosu örneği

Çevirme kapasitesi m ³ /s	Yıllık türbinlenecek su miktarı V(10 ⁶ m ³)
6	187,37
9	273,57
12	346,11
20	451,59

Değişik çevirme kapasitelerine ait projelerin ekonomik karşılaştırmalarının yapılabilmesi için her ünite ve elemanın su çevirme yapısı, su iletim sistemi, yükleme odası, cebri boru, santral ve şalt tesislerinin boyutlandırılarak maliyetinin hesaplanması gerekir.

8.3. Yük eğrisi

Yükleme odasının efektif hacmi, enaz 1–1,5 dakikalık su ihtiyacını karşılayacak kadar olmalıdır. Eğer santralin günlük yük dağılımına göre gün içerisinde değişen güç talebine göre çalışması isteniyor ise bu yük eğrisine uygun enerji üretimini gerçekleştirecek bir depolama hacmine sahip olması beklenir. Su seviyesinin hiçbir şekilde kanaldaki debi için hesaplanacak kritik seviyeye düşmemesi esastır.

**Şekil 8.4** Günlük yük eğrisi

Burada yük eğrisi ordinatlarının pik güce bölünmesi ile pik gücün yüzdesi olarak gün içerisinde değişimini gösteren Birim yük eğrisi elde edilir (Şekil 8.4). Günlük türbinlenen su miktarı üniform çekildiği durumda santralin ortalama gücü A olacaktır. Yük eğrisine uygun bir üretim bir üretim halinde ise, çekilecek debiler bu eğriye uygun olarak değişkenlik gösterecektir. Yük eğrisinin gidişi aynı zamanda çekilen debinin değişkenliğini gösterdiğinden bu eğriden yararlanılarak gerekli olan hacmini kolaylıkla belirlenebilir ve santralin kurulu gücü yük faktörüne bağlı olur.

Yükleme odasının enaz su seviyesi ile giriş yapısında cebri boru arasındaki fark cebri boru çapının 1,7- 2,2 katı civarında olması, vorteks oluşumunun ve cebri boru içine hava girmesinin önlenmesi için önemlidir.

9. ÇÖKELTME HAVUZU

9.1. Genel

9.1.1. Çökeltme esasları

9.1.1.1. Çökelecek dane çapı

Suyun oransal olarak kolay çökelebilecek askı maddelerinden arıtılmasında ölçüt olarak genellikle çökertilmesi istenen en küçük dane çapı alınmaktadır. Söz konusu dane çapı su kuvveti tesislerinde 0,1-0,6 mm mertebesinde bulunmaktadır. Küçük düşülü su kuvveti tesislerinin dışında hemen daima bir çökeltme havuzuna ihtiyaç duyulmaktadır.

9.1.1.2. Arınma oranı

Suyun arıtılmasında çökeltilecek en küçük dane çapı yerine (9.1) bağıntısı ile tanımlanan arınma oranını ölçüt olarak kullanmak yoluna da gidilmektedir. Bu denklemde C akarsuyun askı maddesi derişikliğini, $C_{müs}$ ise tesis güvenliği ve kullanma amaçları açısından izin verilen derişiklik değerini göstermektedir.

$$a_0 = (C - C_{müs})/C \quad (9.1)$$

9.1.1.3. Çökelme hızı

Sakin suda danelerin çökelme hızı, sıcaklığa göre biraz değişmekle birlikte yaklaşık 0,1 mm çapa kadar danelerde suyun daneye oranla az direnç göstermesiyle laminar akım şartlarının etkisine göre 9.2 bağıntısıyla; yaklaşık 1 mm den büyük danelerde ise türbülanslı akım şartlarının etkisi ile 9.3 bağıntısı ile hesaplanabilir. Dane çapının yaklaşık 0,1 – 1 mm arasında olduğu bölgede ise geçiş koşulları mevcuttur; Sıcaklıkla

değişmekle birlikte yaklaşık olarak milimetre dane çapına karşı desimetre/saniye çökeltme hızı (örneği 0,1 mm için 0,1 dm/s) alınabilir.

$$w = (\rho_d - 1) \cdot g \cdot d^2 / (18 \cdot \nu) \quad (9.2)$$

$$w = [(\rho_d - 1) \cdot 4 \cdot g \cdot d / (3 \cdot c)]^{1/2} \quad (9.3)$$

Bu denklemlerde boyutlar santimetre ve saniye cinsinden alınarak,

w: Çökeltme hızı

ρ_d :dane özgül ağırlığı (~2,65)

d: Dane çapı

ν : Suyun kinematik viskozitesi ($\approx 1,3 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2 / \text{s}$)

c: Direnç katsayısı (~0,5)

Su kuvveti tesislerinin çökeltme havuzlarının boyutlandırılmasında, akış hızı oransal olarak fazla olduğundan türbülansın etkisiyle çökeltme hızını (9.4) bağıntısıyla tanımlanan w' kadar küçültmek gerekir.

$$w' = 0,132 \cdot \nu / h^{1/2} \quad (9.4)$$

bu bağıntıda birimlerin metre ve saniye alınması zorunludur.

9.1.1.4. Akış hızı

Çökeltme hızı ile akış hızı ve havuz boyutları arasında Şekil 9.1 ile tanımlanan ve 9.5 bağıntısında belirtilen bağıntı vardır.

$$w/\nu = h/L \quad (9.5)$$

Havuz boyunun kısa tutulabilmesi için, çökelen danelerin yeniden sürüklenmeyecek en büyük akış hızının saptanması gereklidir. Bu hızı 9.6 bağıntısıyla hesaplamak olasıdır.

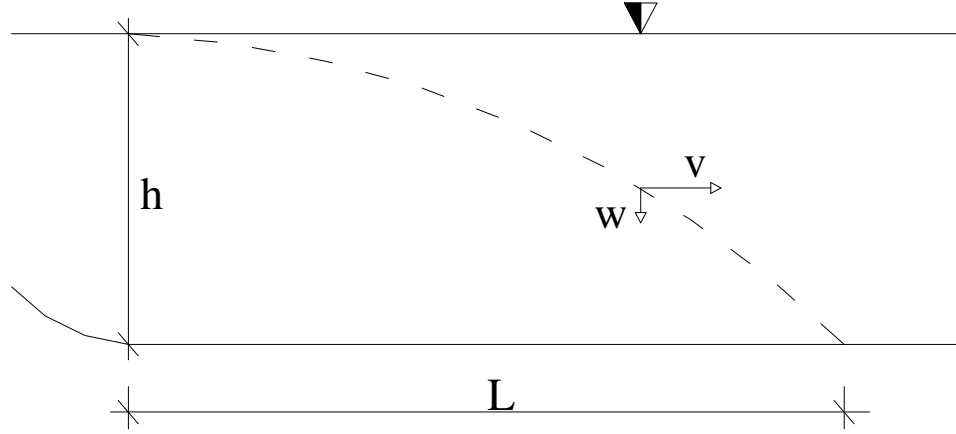
$$v = a \cdot d^{1/2} \quad (9.6)$$

Bu bağıntıda v (cm/s), d (mm), a ise dane çapına göre değişen katsayıdır.

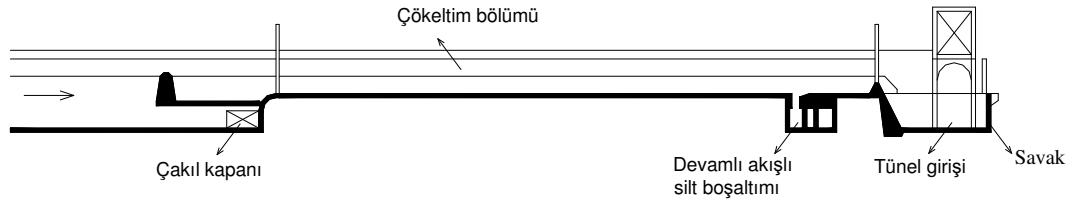
$d < 0,1$ mm için $a=51$

$d < 1$ mm için $a=44$

$d > 1$ mm için $a=36$ alınabilir.



Şekil 9.1 Çökeltme havuzu boyunca danelerin hareketi akış ve çökeltme hızları



Şekil 9.2 Tozköy santrali için yapılan sürekli yıkamalı üçer bölmeli çökeltme havuzu tipik kesiti

9.2. Boyutlandırma

9.2.1. Etkili havuz derinliği

Debiye, temel ve zemin koşullarına göre etkili havuz derinliği 1,5- 4,0 m arasında seçilebilir.

9.2.2. Havuz bölme genişliği

Sürekli olarak çalışabilecek bölme sayısı n , debi q olduğuna göre bir bölmenin genişliği aşağıdaki denklemle hesaplanır (Benzeden vd 2001)

$$b_1 = Q / (n \cdot h \cdot v) \quad (9.7)$$

Bölmelerin sürekli yıkanmaları sağlanamıyorsa, sürekli çalışabileceği kabul edilen bölme sayısı yapılan bölme sayısından bir eksik olacaktır. Ekonomik kıyaslamaların yanı sıra havuz uzunluğunun bölme genişliğine oranı 10:1, hatta 20:1 değerinden küçük olmayacak biçimde boyutlar ve bölme sayısı düzenlenir.

9.2.3. Etkili havuz uzunluğu

Enerji tesislerinde aşağıdaki bağıntıyla belirtilen türbülanslı akım etkisiyle çökeltme hızındaki düşmeye bağlı etkiden dolayı havuz uzunluğu aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

$$L = v \cdot h^{3/2} / (w \cdot h^{1/2} - 0,132 \cdot v) \quad (9.8)$$

Boyutlar metre ve saniye olarak alınır.

9.3. Çökeltim havuzlarının düzenlenmesi

9.3.1. Kesintili yıkanan havuzlar

Çökeltme havuzlarında akış hızı enerji tesislerinde birkaç dm/s dolayında bulunduğundan girişte m/s düzeyinde hızı bulunan akımı yavaşlatıp çevrintilerin havuza girişini önlemek için uygun biçim ve uzunlukta bir geçiş bölgesinin düzenlenmesi; havuz girişinde ızgaradan başka özel sakinleştiricilerin kullanılması zorunlu olmaktadır. Bu kesinde yan kanallı dolu savak niteliğinde bir savak kirişi düzenlenmesinde yarar vardır.

9.3.2. Sürekli yıkanan havuzlar

Dufour tipi olarak da anılan havuzlarda tabandaki kum tutucuların yıkama kanalına yönelttiği çökelti, kanal çıkışının devamlı açık bırakılmasıyla sürekli olarak yıkanabilmektedir (Şekil 9.2). Böylece daha dar bir havuz yapma olanağı sağlanmakta ancak sürekli yıkama geçen debiden yaklaşık %10 oranında su kaybedilmesine yol açmaktadır.

Dairesel çökeltme havuzlarında sürekli yıkama debisini bu oranın oldukça altında %3 düzeyine kadar düşürmek olasıdır.

9.4. Küçük Hidroelektrik Santrallerde Kum, Silt ve Buz Sorununa Karşı Koruma

Küçük hidroelektrik santral planlamasında dikkatlice ve önemle üzerinde durulması gereken esas sorunlardan birisi kaplamasız iletim kanallarındaki silt, buzlanma, kaçak, sızma kabı, yüzen madde ve oyulma olarak ortaya çıkar. Kaçak ve sızma kaybı özellikle kuru mevsimlerde su debisinde azalmaya veya kurak bölgelerde kaymalara sebep olur. Yüzen maddeler özellikle alçak düşü yükseklikli santraller için önemlidir, ızgara düzenekleri ile korunmaya çalışılır. Bununla birlikte silt ve buz sorunundan korunması, uğraşılması oldukça güçtür ve etkileri büyük çapta bakım masraflarını yükseltmek ve santralin kesintisiz çalışmasını önlemek olur. Silt ve buz sorunu için derinlemesine kuramsal çalışmalar yapılmamıştır. Çözüm için Deneyimlere dayalı pratik önlemler alınmaktadır. Silt ve ince danecikler türbin parçalarının aşınmasına ve bundan dolayı boşlukların artmasına, verimliliğin düşmesine sebep olmaktadır. Gerçekte aşınma ve kovuklanma henüz derinlemesine araştırılmamış birbirinden etkilenen ve bağımlı kavramlardır. Hasar verici dane boyutları ve derişikliği kesin ve öznel olarak belirlenmemiştir ve her ülkede değişik değerler ile anılmaktadır. Örneğin bir ülkede, hasar verici dane boyutu 0,3–0,5 mm (silt özdeciklerine ve türbin tipine bağlı olarak) kabul edilirken başka bir ülkede Silt derişikliği 5 N/m³ den düşük ve hasar verici dane içeriğinin 2 N/ m³ den düşük olması sınır değeri verilmektedir. Bir kısım Mühendisler siltsizleştirme havuzu ve oyulama kapaklarının su alma yapısı içinde yapımını seçerler. Çünkü çökeltme havuzları hem masrafı artırır hem de çok miktarda suyun boşa atılmasına yol açar, kanalların ana problemi olan silt tortusu bırakır ve kanaldaki akım yeterince yüksek hıza ulaştığında birikmiş silt yükleme havuzuna taşınır, şev yıkılması veya ince özdecikler bu bölgede kanala girerler (Şekil 9.3) (Jiandong vd 1996).

9.4.1. Bağlama yapısındaki sorunlar

Genellikle ilk çalışmada sorun ile karşılaşılmaz ancak dağlık bölgelerdeki alçak bağlama yapısına sahip Küçük hidroelektrik santrallerde ilk taşkın olayından sonra bağlama Tepesi üzerinden tortu birikmesi sorunu ile karşılaşılır. Daha sonra ana akım kaybolur veya rastlantısal menderesler oluşur ve giren akım istenen akım değerine ulaşan havuzun tam doldurulmasından sonra iri taneler eşiği geçer, sonuçta aşınma hasarlı eşik ve etekte (veya tabanında) siltlenme oluşur. Soğuk iklimlerde buz sorunu ortaya çıkar. Siltlenme ve/veya bu sorunundan sakınmak, bağlama tasarımında ana sorun haline gelir. Eğer Küçük hidroelektrik santral doğrudan bir gölet alanı mansabına veya kaynağı doğrudan bir membada kuruluyorsa, yukarıda anlatılan sorun ortaya çıkmaz.

9.4.2. Bağlama tiplerine göre ölçütler

Burada incelenecek olan bağlama yapısı genellikle küçük baraj veya bağlamadır. Yapısında çakıl geçidi, kum savağı, siltsizlendirme işlevi olan yükleme havuzu ve diğer ek organlar içerir ve küçük akarsuların alt - orta eriminde kolay konuşlandırılır (Şekil 9.3, Şekil 9.4). Normal ve kuru mevsimlerde, ortalama ve suya batık akım altında, uğraşsız çalışır. Tasarımında dikkate alınacak özellikler şunlardır.

a) Suya batık bağlamanın Tepe kotu, istenilen Q_0 debisini yönlendirmeye yetecek H_0 yüksekliğini sağlayabilen dere ve yan savak kotundan daha yüksek olmalıdır. Taşkın mevsimi boyunca siltsizlendirmeli yükleme havuzu düzenli aralıklarla, çakıl kapağı yoluyla, temizlenir ve kanalın aşırı akımı bir yan dolusavak yoluyla akarsuya geri boşaltılabilir. Açık beslemeli, önündeki bir yönlendirme eşiği tarafından korunan benzer bir modelin planı (Şekil 9.3, Şekil 9.4)' de gösterilmiştir.

b) Yükleme havuzu taban kotuna uyarlanmış yan savağın yüksekliği (veya yönlendirme eşiği) 1–1,5 m den daha yüksek olmalıdır. İstenen biriktirme miktarının toplamını sağlayacak yükleme havuzundaki savak yüksekliği 0,5 m den daha büyük ve 0,70 m den daha alçak olmamalıdır.

c) Genellikle toplam genişliğin %5–20 si kadar silt biriktirme alanı genişliği alınır. Bu genişlik akarsuyun genişliğine bağlı olmak üzere debi çevirme oranını yönlendirebilecek ve zararlı özdeciklerin çökmesini sağlayabilecek kadar yavaş olan ortalama yükleme havuzu hızını sağlayabilen sınırdadır olacaktır. Eğer ortalama hız 0,3-0,5 m/s' ye eşit olacak kadar yavaş ise yükleme havuzu siltsizleştirme işlevini de görebilir. Burada çakıl geçidi taşkın akımını içinden geçirecek kapasitede tasarlanmaz fakat taşkın mevsiminde düzenli aralıklarla açılarak çökelmiş malzemenin temizlenmesi sağlanır. Akış zamanı boyunca, çökelti maddesi özdecik boyutlarına bağlı olmak üzere, yükleme havuzundaki ortalama hız 1,5- 3,0 m/s den daha büyük olmalıdır. Giriş eşiği üzerindeki hız şu bağıntı ile hesaplanır,

$$V_t = (g \cdot d_{\max})^{1/2} \quad (9.9)$$

g : yerçekimi ivmesi (m/s^2)

d_{\max} : çakıl veya danelerin en büyük boyutu(m)

d) Çakıl geçitleri radyal kapak olarak açılabilir veya galeri tipi olabilmelidir. Tasarım ilkelerinde dikkate alınacak konular;

i) Akış boyunca V_t istenen hıza olanak verecek yeterli ölçüde olmalıdır.

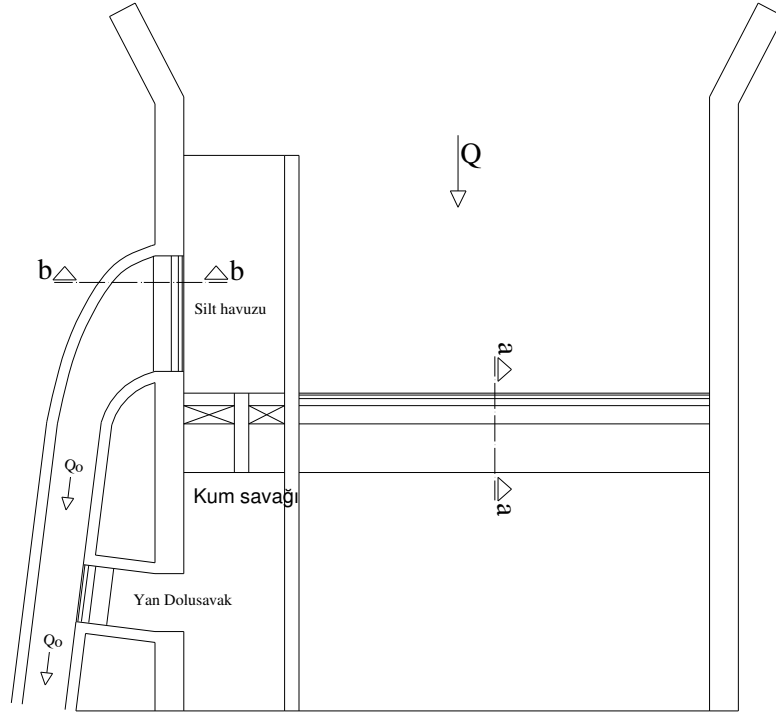
ii) Batık çalışmada kalmamasına özen gösterilmelidir.

iii) Devre dışı kaldığı sürede çakıl geçidi kapağı veya galerisi mansaptan çökelti toplamamalıdır.

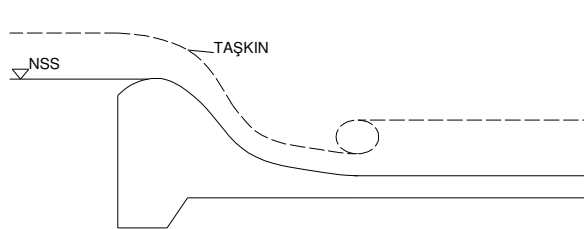
iv) En büyük çökeltilmiş özdecik boyutlarının geçmesine izin veren boyutta olmalıdır.

e) Hidrolojik bilgiler temel alınarak yükleme havuzu taşkın akımı ile temizlenir. Yükleme havuzu tabanı mansap doğrultusunda eğim verilmiş olmalı ve taban kotu, biriktirmesiz tipte, kur mevsimdeki ortalama dere su yüksekliğine göre ayarlanmış olmalıdır.

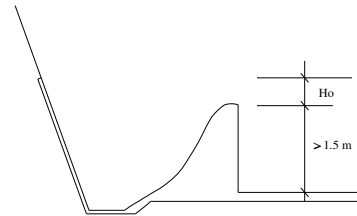
- f) Çakıl geçidi kapak ve galerisi eteği çakıl yuvarlanması aşındırmasına karşı özellikle korunmuş olmalıdır.
- g) Yükleme havuzunun genişliğine bağlı olarak bölme duvarları memba tarafı su alma kanalı ağzına kadar uzatılmalıdır.



Plan

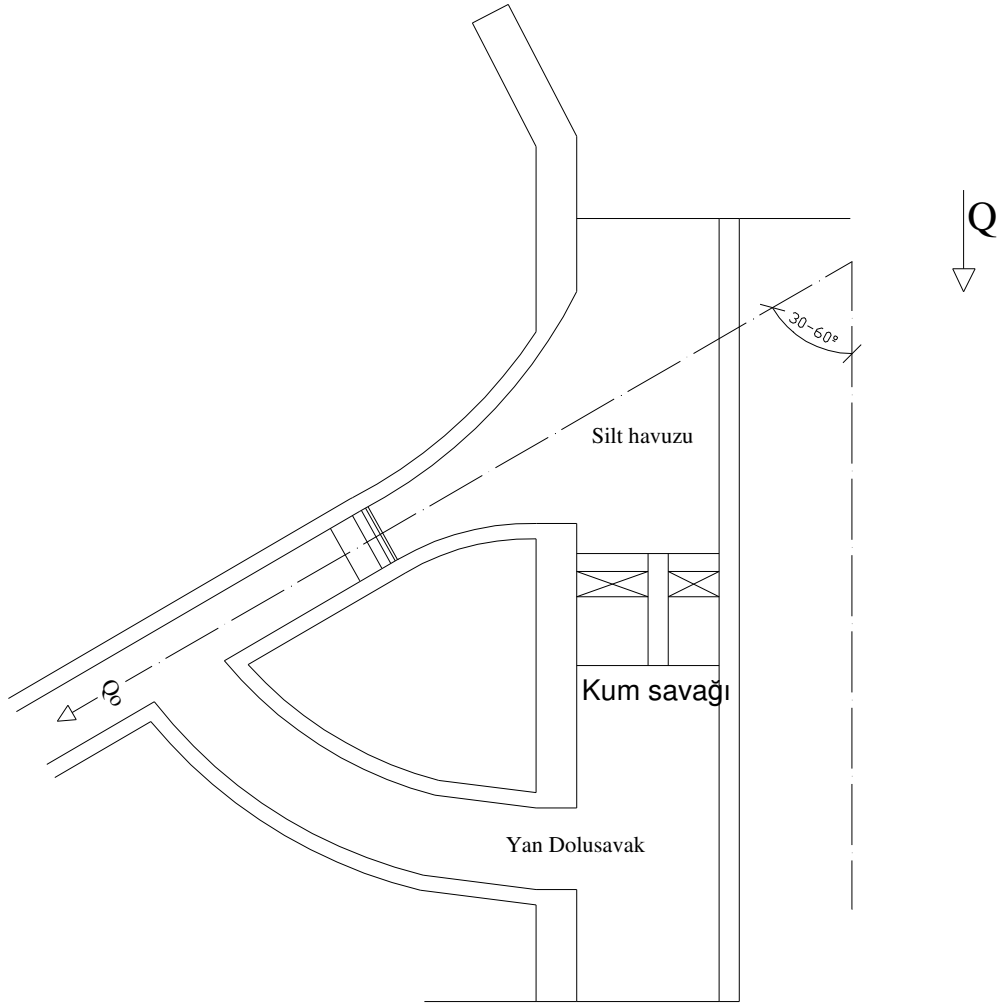


a - a kesiti



b - b kesiti

Şekil 9.3 Tipik bağlama vaziyet planı



Şekil 9.4 Bağlama yapısı üstüne konulmuş çökeltim yapısı

10. SU TÜRBİNLERİNİN TARİHÇESİ

10.1. Genel

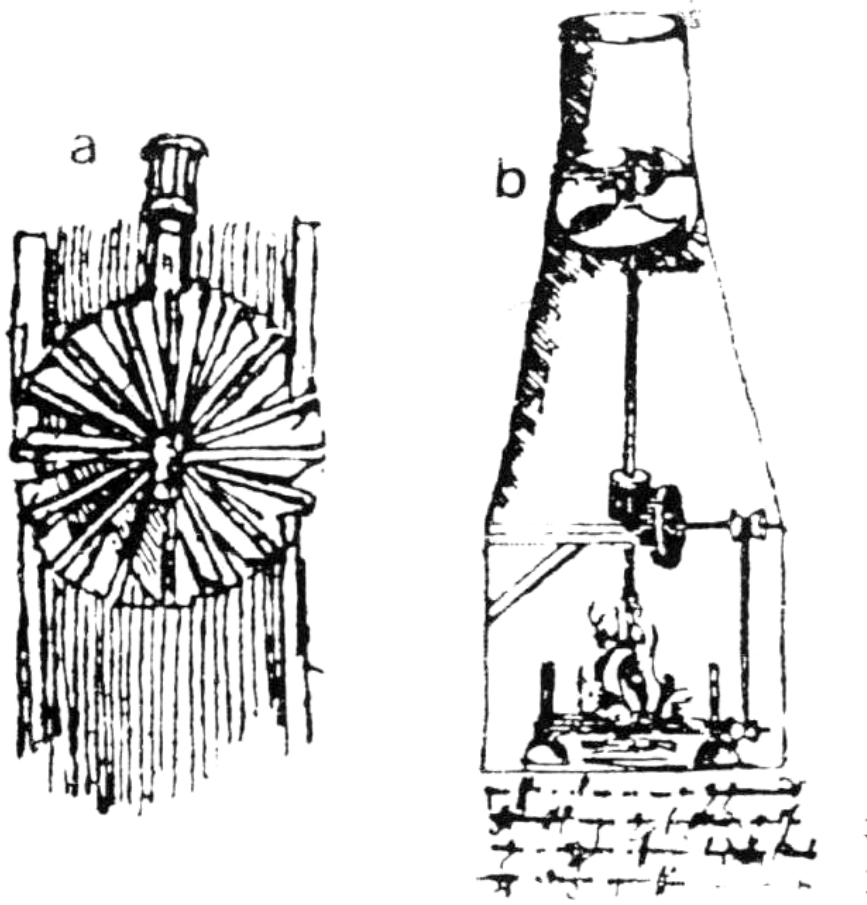
Geçmiş çağlara, özellikle antik çağ diye adlandırılan çağa gözetilacak olursa, o zamanın buluşlarının, üretimi arttırmaktan öte, daha inanılmazı yapmak peşinde koştukları yadsınamaz. Otomatik olarak açılan kapılar, kapıların açılmasıyla birlikte aniden tutuşan meşaleler, buluşlarının güç ve becerilerinin önemli simgeleri olmuşlardır. Bu erek, 18. yüzyıla değin artarak süregitmiş, insani biçimlere benzeyen ve insan sesiyle hitap eden, hatta çizen ve yazan otomatlarla en yüksek düzeyine ulaşmıştır.

10.2. Mekanizasyon Dönemi

18. yüzyılın başlamasıyla, zoraki tansıklar peşinde koşmak yerine, biraz daha yararlı şeylerin yapımına geçilmiştir. Ancak çabalar çoğu kez cılız ve bazan de başarısız kalmıştır (Geidion 1982).

19. yüzyılda, özellikle çimentonun bulunmasıyla, daha sosyal projeler geliştiren buluşlar ortaya çıkmıştır. Üretimin hızlandırılmasına kafa yorulmaya başlanmıştır.

Su türbinlerinin tarihine yönelik ilkler içinde, Leonardo da Vinci (1452–1519)'nin çarkları, (Şekil 10.1); suyun tepkisel etkisine 1730'larda dahice hidrolik açıklamalar getiren Bernoulli yada 1754'de reaksiyon türbinlerinin temel kuramını ortaya koyan Euler ve 1827'de endüstriyel olarak kullanılabilir türbinlerin yapımını gerçekleştiren Fourneyron sayılabilir (Kilchman 1992)



Şekil 10.1 Leonardo da Vinci (1452–1519)'a göre aksiyonel çarklar (a) Su için, (b) Sıcak hava için (Meystre, 1983)

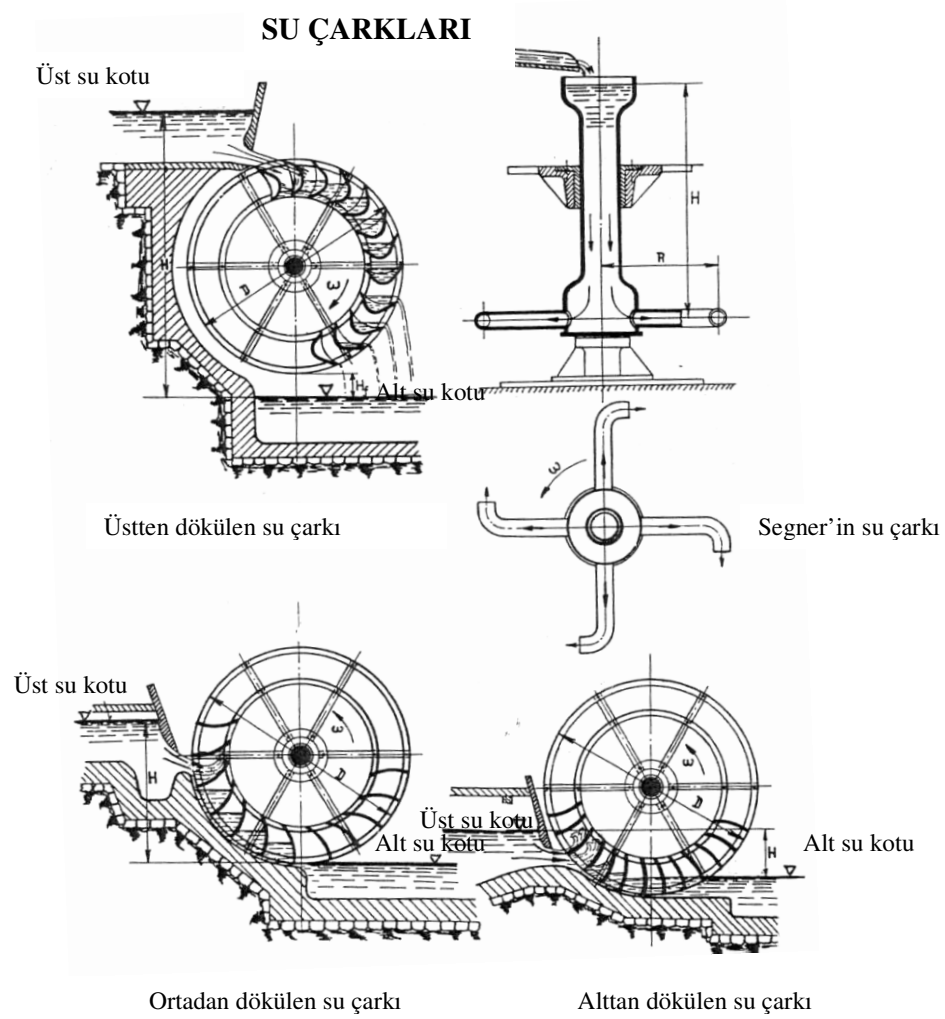
Dünyamızın mekanik olarak algılanışı, büyük bir dalgalanma biçiminde türbinlerin gelişimine de yansımıştır. İlginçtir ki, su gücünün bugünkü biçimiyle kullanımında Rönesansın belirgin bir yeri olmuştur.

10.3. Türbin ve Su Çarkı

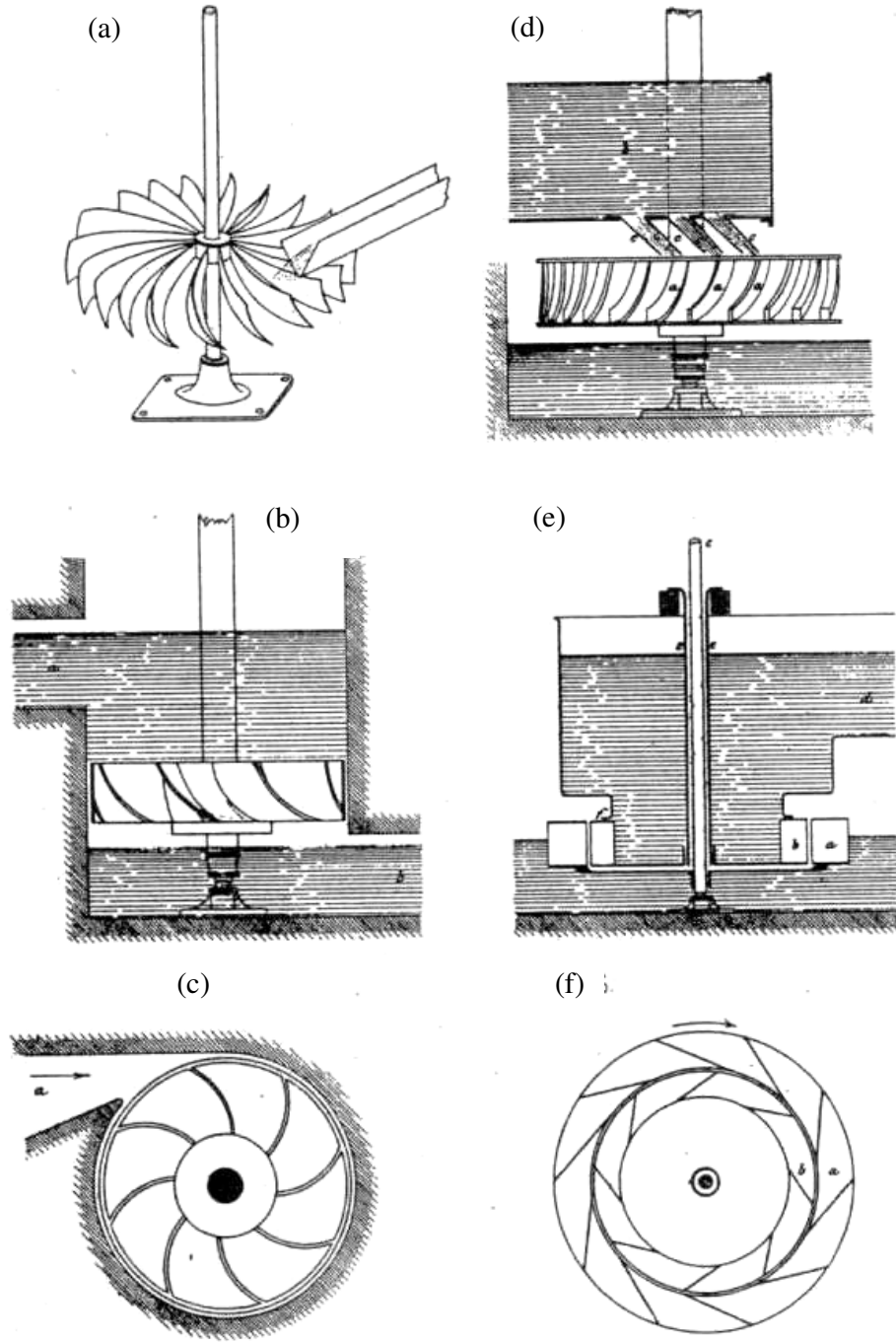
Su çarklarının yapımına ilişkin ilk bilgiler, büyük olasılıkla, Büyük İskender'in Doğu'ya yaptığı seferlerden Akdeniz'e ulaşan bilgilerdir.

Ortaçağ'da değirmenler daha da gelişmiştir. Örneğin, 11. yy.da İngiltere'de 5000 den fazla değirmen olduğu söylenmektedir.

Daha yüksek düşününün kullanılması yada daha yüksek verimliliğe ulaşma çabası, bilinçsiz de olsa, özellikle Rönesans'ta, türbin düşüncesine büyük katkıda bulunmuştur (Şekil 10.2). Bu konudaki önemli örnekler Leonardo da Vinci (1452–1519) çalışmaları ve Belidor'un 1737'deki çarklarıdır (Şekil 10.3a). Daha ilginç, ancak pek bilinmeyen, tüm türbinlerin temel çalışma ilkesine karşı gelen Toulon yakınındaki (1700 li yıllar) Basacle'deki 25 değirmendir (Şekil 10.3b, Şekil 10.3c).



Şekil 10.2 Dört tip su çarkı (Kilchman 1992)



Şekil 10.3 Redtenbacher'e (1860) göre eski türbinler (a) Kaşık çark, (b, c) Fıçı tipli çekirdek, (d) Üstten su dökümlü Burdin türbinleri, (e, f) Suyu batık Burdin türbinleri

Bu durumda, şöyle bir soruyla karşı karşıya kalırız: Türbin nedir? Değirmen çarkı nedir? L. Redthenbacher 1884’de türbinlere ilişkin ilk kuramı ortaya koymuştur (Redthenbacher 1860).

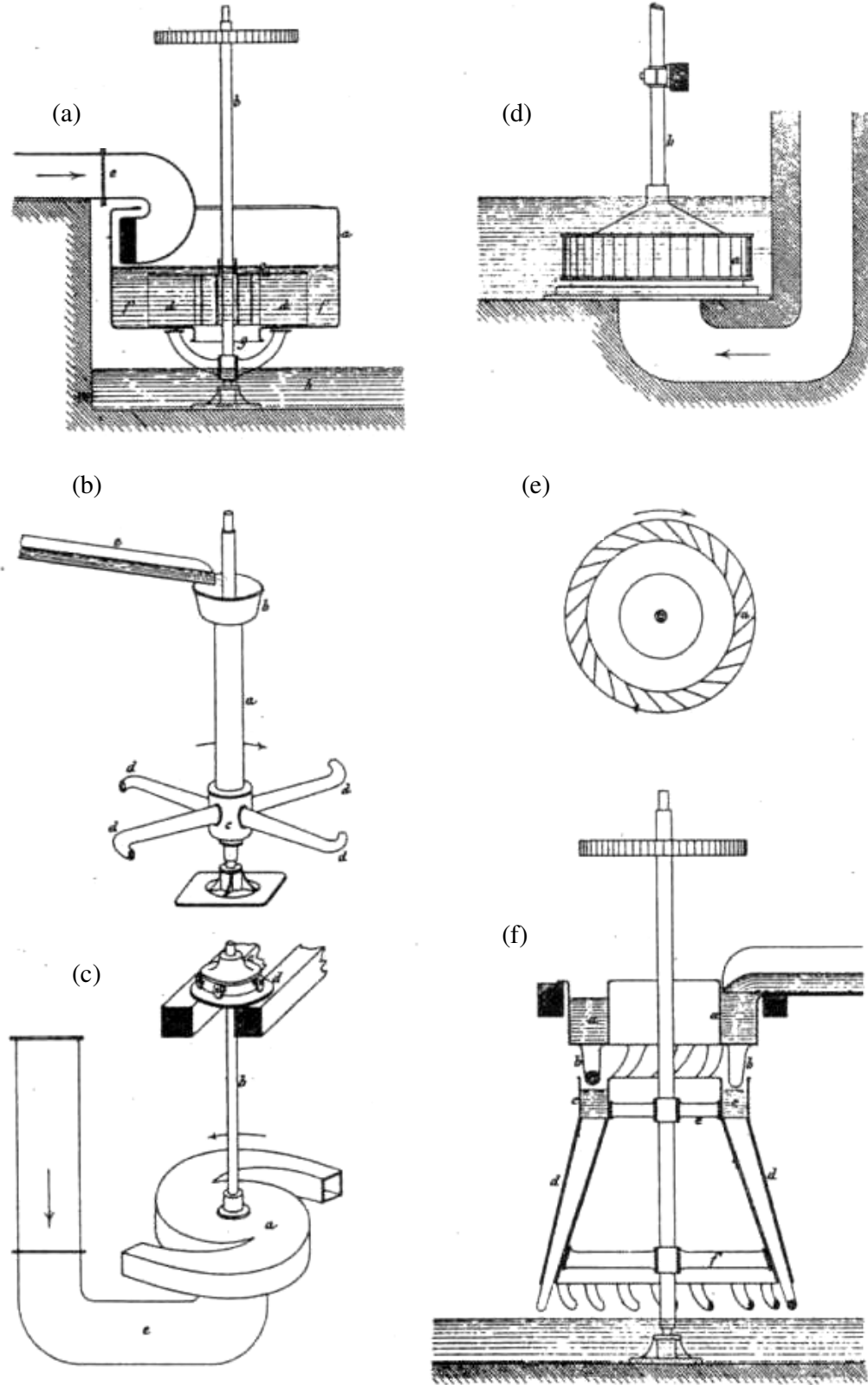
10.4. Kuramsal Yaklaşımlar

Şaşırtıcı bir biçimde, bilim insanları, önce suyun devinimine ilişkin çalışmaları başlattılar, türbinlere ilişkin kuramları geliştirdiler, ancak bunları yararlı biçimde kullanmak çok sonraki yıllarda gerçekleşti.

Daniel Bernouilli, daha az ünlü olmayan Johann Bernouilli’nin oğlu, 1738’de “Hydrodynamica” adlı yapıtını yayımladı. Bu yapıtta, ilk kez, basınç, yoğunluk ve hız gibi fiziksel büyüklükler bir arada ele alındı ve enerji kavramı gündeme geldi. Herkes, hidrolikteki Bernouilli denklemini anımsar: “devimindeki bir akışkandaki hız artarsa, basınç düşer. Bu denklemlerle, suyun reaksiyon etkisine ilişkin ilk açıklama, matematiksel olarak ilk kez bu denli belirgin olarak anlatılmıştır.

Suyun bu tepkisel davranışına ilişkin pratik uygulamalar, D. Bernouilli’den çok önce, İsa’dan 100 yıl önce, çok yönlü buluşçu İskenderiyeli Heron, hatta Bizanslı Filon (Philon)’un gerçekleştirdiği su oyunları ile kendini göstermiştir.

Şaşırtıcı biçimde, ilk kez, mühendisler yerine “kuramcılar” bu olguyu uygulamaya sokmuşlardır. 1740’da matematikçi Robert Barke; 1750’de Göttingen’li doktor ve Profesör Johann Andreas von Segner, suyun reaksiyon etkisini yağ değirmelerine uygulayan insanlardı (Şekil 10.4b). Mannoury bu tip su çarkını daha da geliştirerek, İskoç türbini adıyla anılan türbine çok benzeyen bir türbin tipi yarattı (Şekil 10.4c).



Şekil 10.4 Redtenbacher'e (1860) göre eski reaksiyon çarkları (a) Danaide, (b) Segner reaksiyon çarkı, (c) Mannoury reaksiyon çarkı, (d, e) Çok kepçeli reaksiyon çarkı, (f) Euler'in reaksiyon çarkı

Fizikçi Leonard Euler, 1707 Basel/İsviçre doğumlu, su gücünün yeterince verimli kullanılmadığını savunarak, verimliliği arttırabilmek için analitik yöntemlere yöneldi: Akan su darbeli bir biçimde kanatçıklara vurur, görelî biçimde kanatçığı durdurur ve çarkı çevresel bir hızla terk eder.

Euler kayıpları azaltmak için, çarka giden üç boyutlu bir kanal tasarımılandırdı ve yönlendirici bir aygıt aracılığıyla suyun çarkın kanatçıklarına en uygun açıyla çarpmalarını sağladı.

1754'de gerçekleştirdiği karmaşık metal biçimlere sahip çizimler asla yapılmadı. Ancak 1943'de, 2,2 m yüksekliğinde gösterimsel (demonstratif) bir modeli yapıldı (Şekil 10.5).

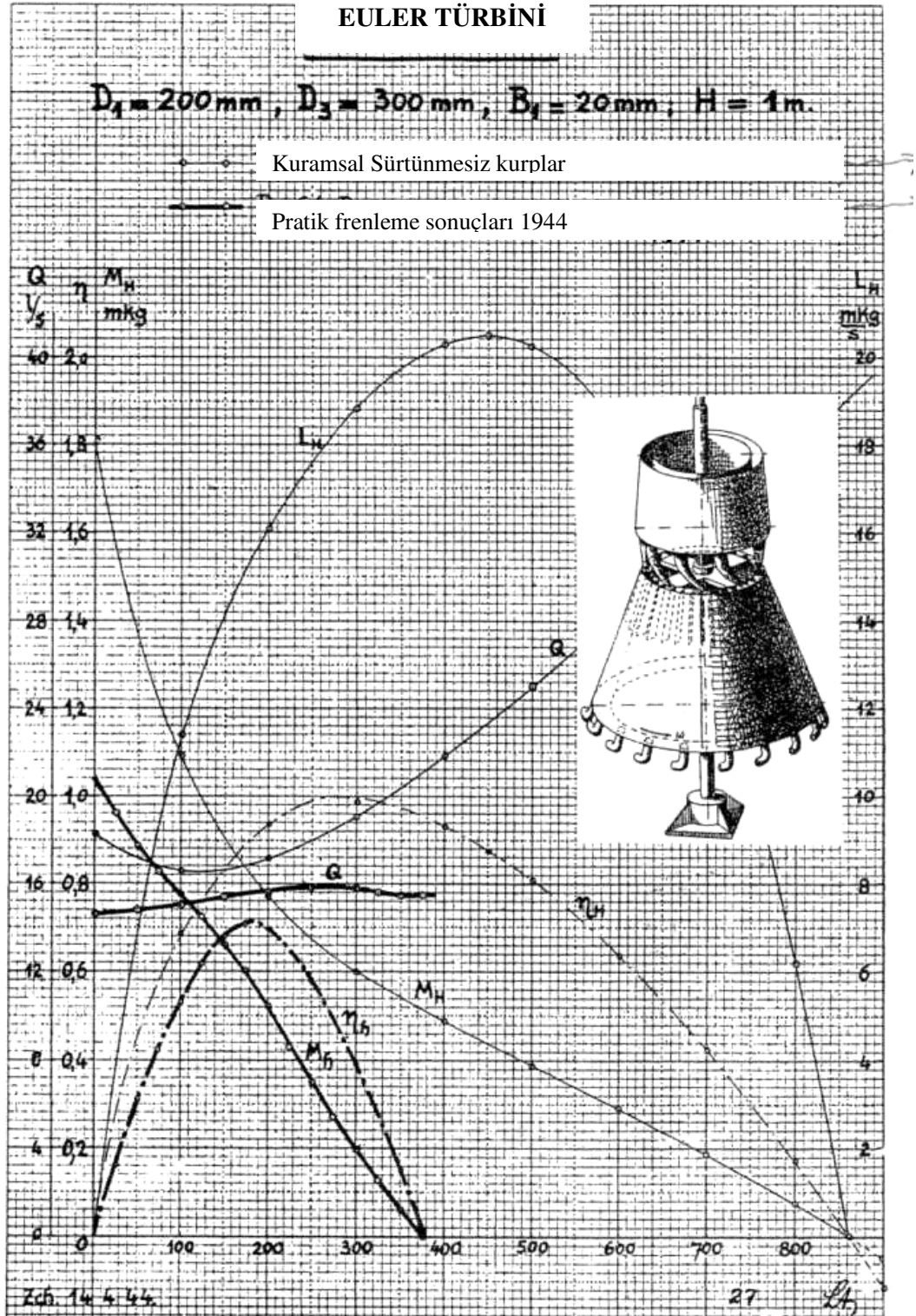
10.5. TÜRBİNLER

10.5.1. Genel

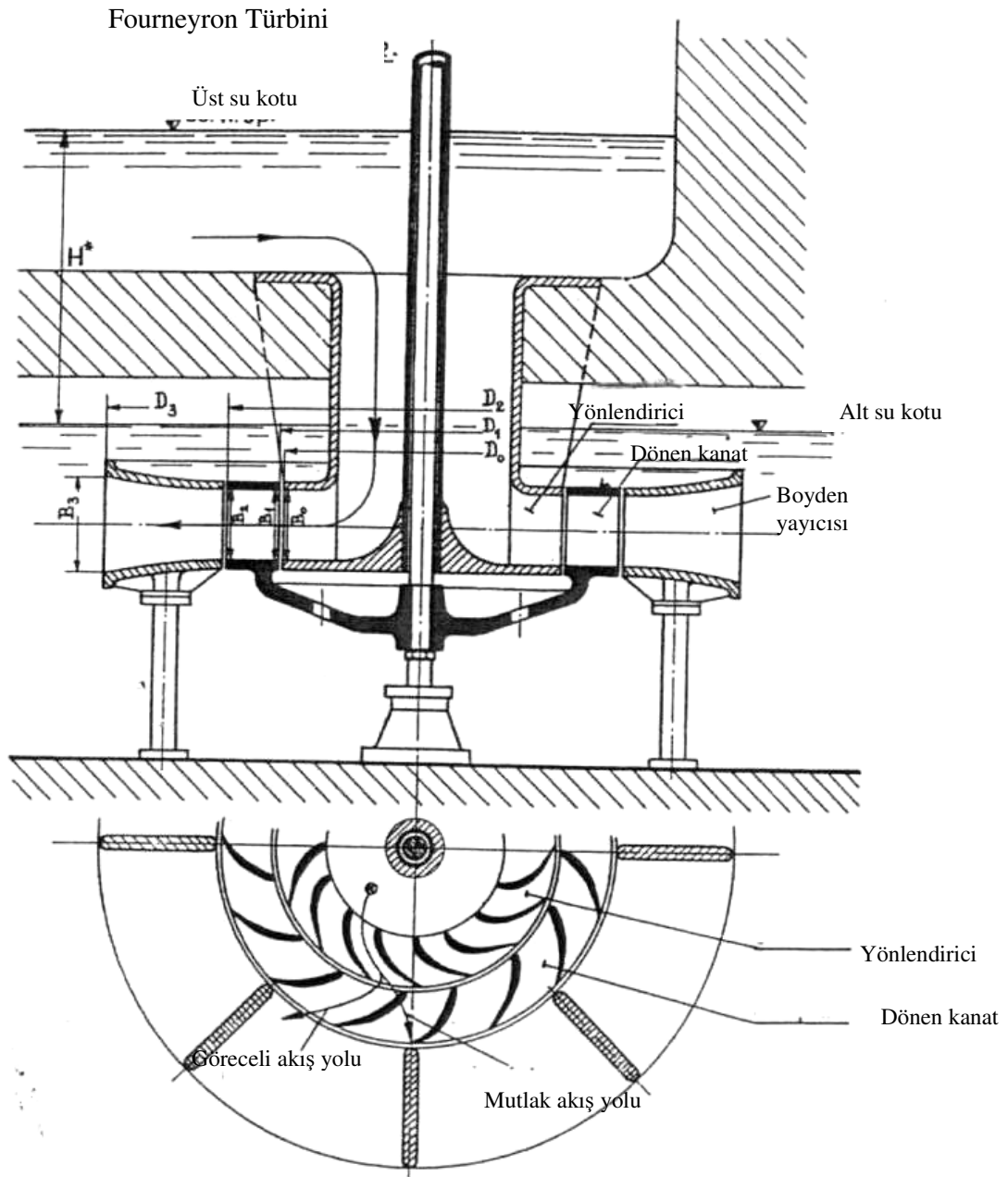
Şaşırtıcı bir biçimde, 70 yıl geçtikten sonra, 1822'de Claude Burdin (1788–1873) çizdiği modelin adına “Türbin” dedi (Şekil 10.3d - f). Böylelikle “Türbin” adı doğmuş oldu. Bu arada su çarkları geliştirilmiş ve verimleri % 97'lere değin yükseltilmişti. Ancak, verimlerin yükseltilmesi, çarkın çapına ve ağırlığına bağlıydı. Dolayısıyla yüksek verim istendiğinde çarklar büyüyor, ağırlaşıyor ve başlangıçta hızlanmaları zor oluyor ve özellikle yüksek düşüde uygun olmuyordu. 19. yüzyıl başları, çimento bulunuyor ve kireçli harcın yerini alıyor. Endüstriyel olarak kullanılabilen ilk türbinin yapım Burdin'in öğrencisine kalıyor.

10.5.2. İçeriden dışarıya doğru yüksek basınç

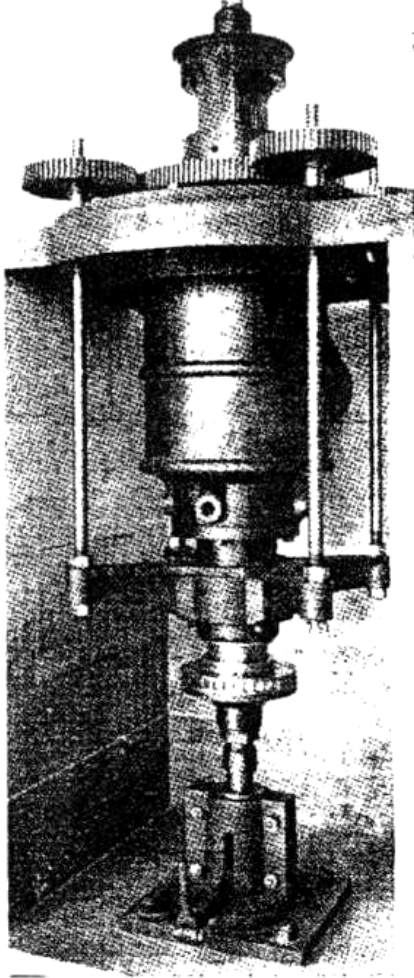
Benoit Fourneyron (1802–1867), 1827'de tam dolu çalışan, saptırcılı, 6 BG'nde, merkezkaç devinmeli bir reaksiyon türbini üretti. 1854'de ise, 108 m düşülü 40 d/d hızla dönen 30 kW gücünde bir türbin daha yaptı (Şekil 10.7).



Şekil 10.5 1754'teki yapılmış orijinal planlara göre yapılmış Euler türbinlerinin frenleme eğrileri (Kilchman 1992)



Şekil 10.6 Fourneyron Türbini (Kilchman 1992)



Şekil 10.7 1834'te yapılmış Fourneyron Türbini; Düşü 108 m, Güç 30 kW, 40 devir/s (Meystre 1983)

10.5.3. Fourneyron türbini

Rudolf Escher, 1908'de yazdığı “Su Türbinlerinin Kuramı” adlı kitapta, Fourneyron türbininin Şekil 10.6'dan yola çıkılarak yapıldığını belirtti.

Jean Victor Poncet (1788–1867), 1838'de yazdığı kitapta, Euler'in kuramına karşı Fourneyron türbinlerinin kuramını yeniden kaleme aldı.

10.5.4. Çark ekseninde yüksek basınç

1857'de Karl Anton Henschel, kullanılabilir ilk aksenal akışlı endüstriyel yüksek basınç (reaksiyon) türbinini geliştirdi (Şekil 10.8d). 1841' de emme borusunu kullanıma

sokan Henschel, böylelikle türbinlerin su seviyesinin altına da indirilebilir ve alt su seviyesi ile türbin arasındaki yük kaybının giderilebilir olmasını sağladı.

Aşağı yukarı Henschel ile aynı zamanlarda, 1841–1943 arasında Nicolas Joseph Jonval, yönlendirici kanlı enuygun biçimde tasarımılandırarak türbinin etki derecesini arttırdı.

10.5.5. Yayılmacın Fourneyron türbinlerini iyileştirmesi

Dönen çarktan çıkan suyun kinetik enerjisi kaybolmaktadır Bu, türbinin toplam enerjisi için sorumlu bir etmendir. Uriah von Boyden, bu sakıncayı bir yayılmaçla gidermeye çalıştı (Şekil 10.8c).

10.5.6. Dışarıdan içeriye doğru aksenal yüksek basınç

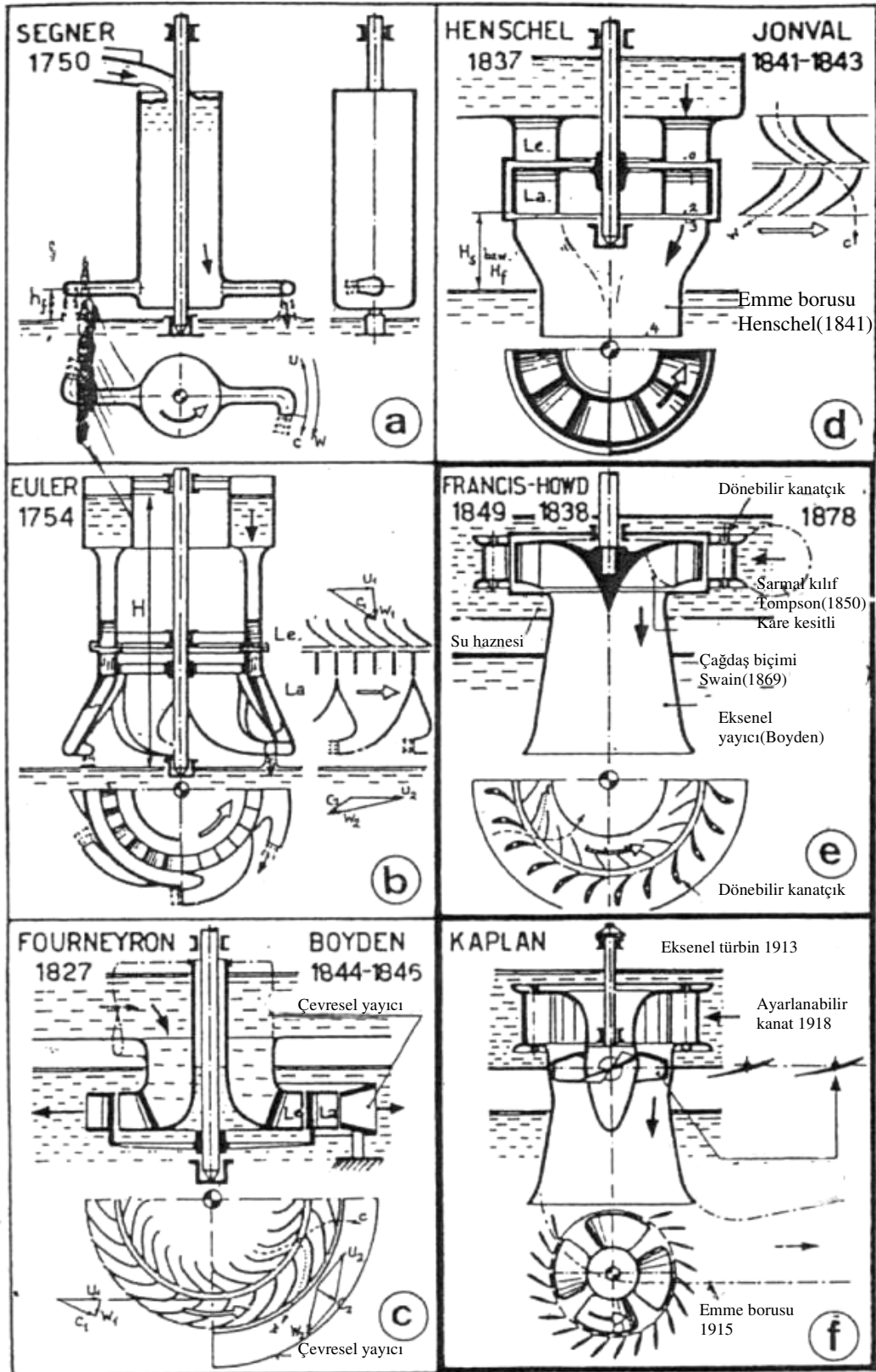
Redtenbacher Avrupa'daki ilklerden biri olarak, merkezci biçimli, yani basıncı dışarıdan içeriye doğru yansıtan yüksek basınçlı türbinleri önerdi (Şekil 10.9).

Lowell, Holyone ve Alden'in laboratuvarlarında, 1846'da, James Bichone Francis, raporlar halinde, Boyden'in geliştirdiği yayılmaç da içinde olmak üzere, Fourneyron ve Howd türbinlerine ilişkin ayrıntılı deneylerini açıkladı.

Swain, 1869'da daha yüksek dönüş hızlı türbinler üretmek niyetiyle çark kanalını içeriye, aksenal dönüşün başladığı yere değin uzattı (Şekil 10.8e). Etki derecesinin arttırılması ve daha fazla su niceliklerinde de çalışabilecek bir yapım biçimi gerçekleştirilebilmesi için, 1850'de Thompson türbinlere giden suyu sarmal bir kılıf içine soktu (Şekil 10.8e). Swain ve Thomson'un iyileştirmeleriyle, bugün bile geçerliliğini koruyan Francis türbinlerinin tipik ön biçimi saptanmış oluyordu.

10.5.7. Çarkın önünde ve arkasında dışarıdan içeriye doğru eşbasınç

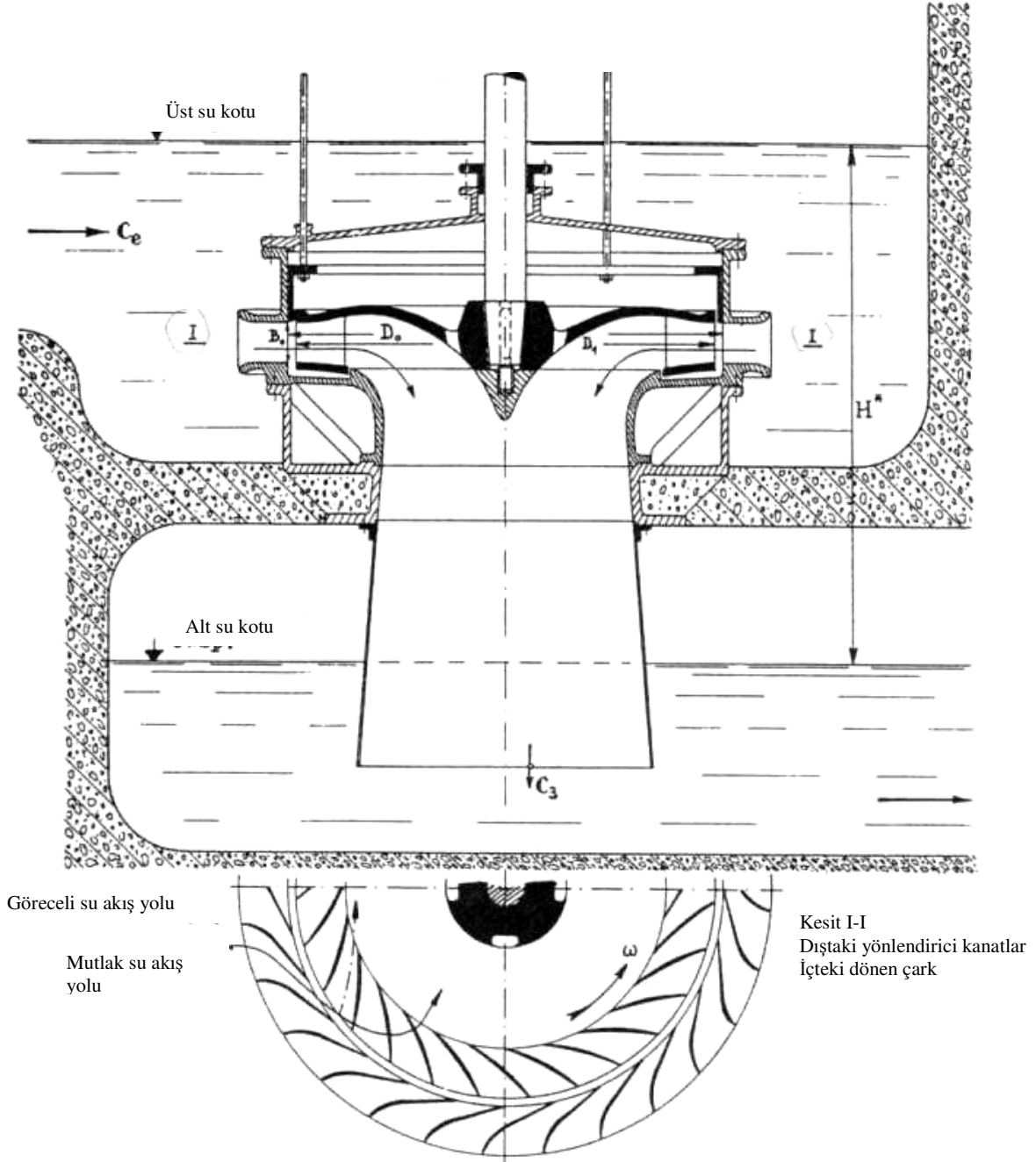
Su çarklarından elde edilen deneyimlerden yola çıkan Zuppinger, 1842'de her zaman % 71 lik bir verim yakalayan teğetsel çarkları yaptı (Şekil 10.10). Şekil 10.10.b'de teğetsel çarklar görülmektedir. Su dışarıdan girmekte, çarkın iç çevresinden çıkmaktadır.



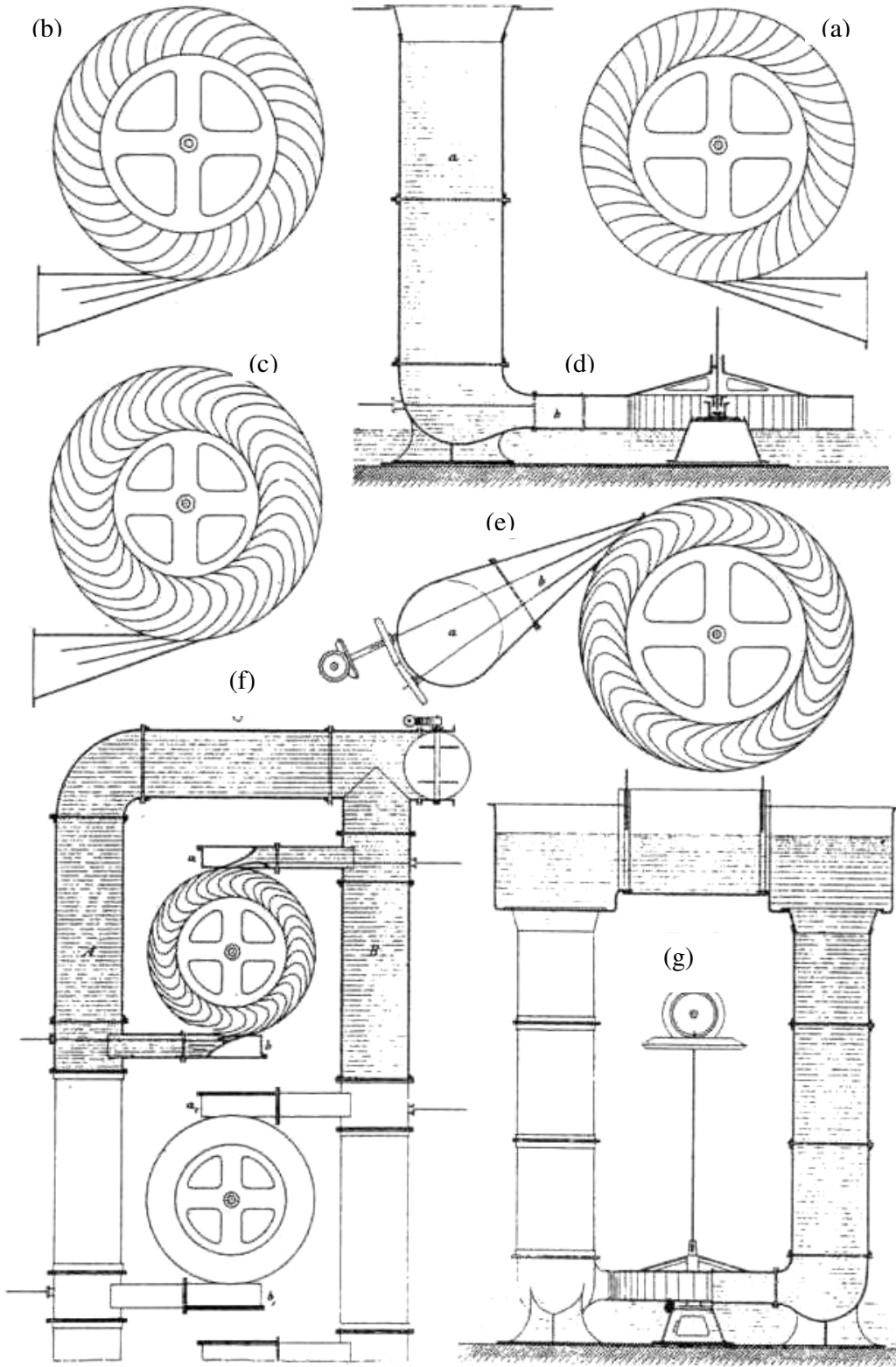
Şekil 10.8 Segner su çarkından Kaplan türbinine kadar olan türbinlerin gelişimine genel bakış (Meystre, 1983)

Kanatçıklar dik açı altında dış çevreyle karşı karşıya olmakta, iç çevreye ise küçük bir dar açıyla çapmaktadır. Şekil 10.10.b 'de bir teğetsel çarkı göstermektedir. Su dış çevreye hem girmekte, hem de çıkmaktadır. Su girdikten sonra çarkın iç çevresine değin salınmakta, ancak ileriye doğru teğetsel biçimde etki eden merkezkaç kuvveti çarkın iç çevresine görece hızını yitirerek erişmektedir.

ÇEVRESEL AKIŞLI FRANCIS TÜRBİNİ



Şekil 10.9 Francis türbini merkezi su akışlı (Kilchman 1992)



Şekil 10.10 Redtenbacher'e göre 1860'da Zuppinger türbinleri

10.5.8. İçeriden dışarıya çevresel yada eksenel eşbasınc

Louis-Dominique Girard (1815–1871), yksekbasınc türbini ilkesini terk edip, 1856’da eksenel akışlı, tam darbeli Eşbasınc Trbiniyi üretti (şekil 10.11).

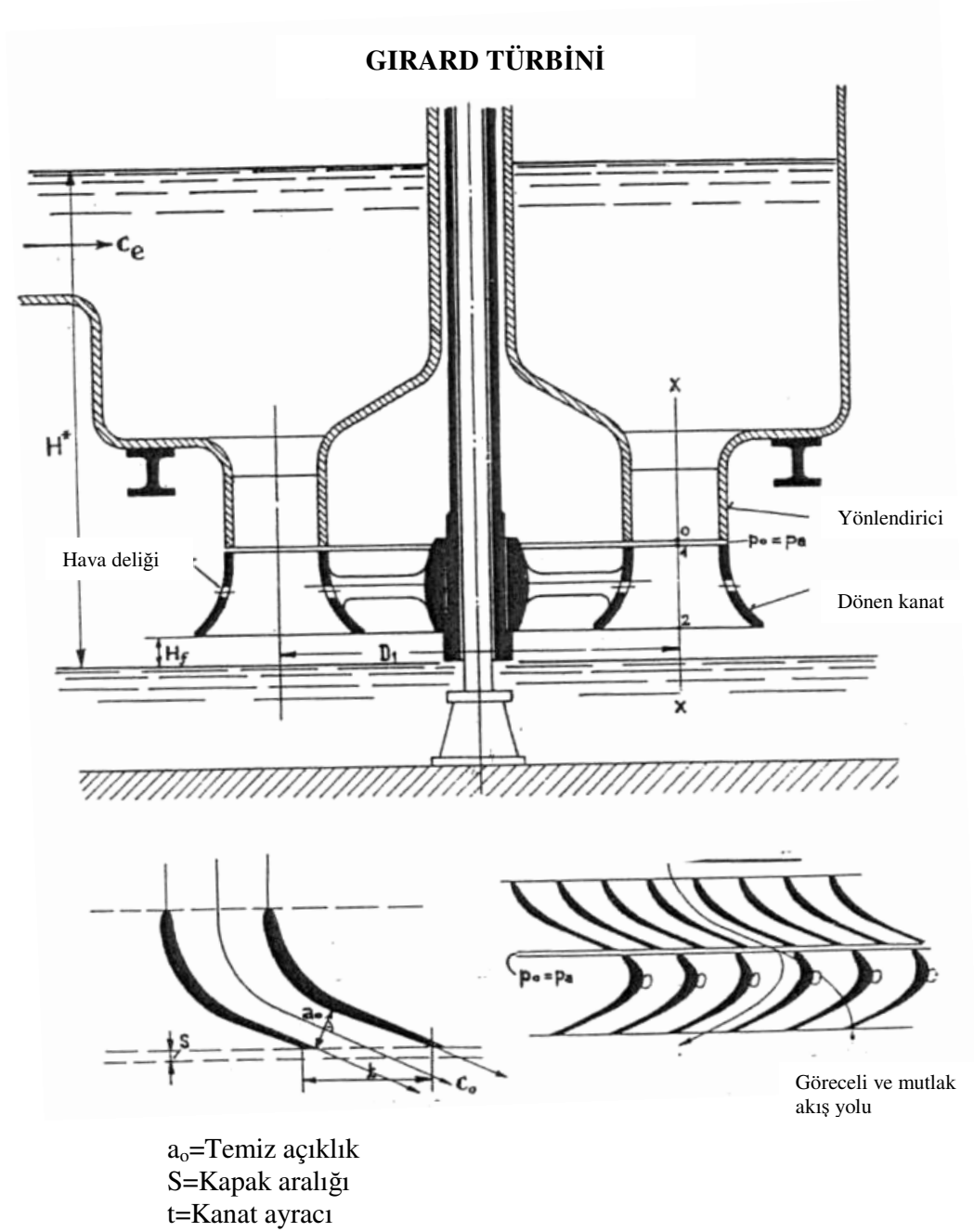
Bu zamana değin, çoğunlukla kullanılan Fourneyron ve Henschel-Jonval’in yksekbasınc türbinlerinin kimsi yüklerden dolayı verimleri düşüktü.

Eşbasınc türbinlerinde, su ile dolu olduğundan ötürü yalnızca basınc çizgisi eğimi bulunmaktaydı. Yönlendirici kanaldan çıkan su jeti çark kanalına çarpıyor, ancak tümüyle doldurmuyordu.

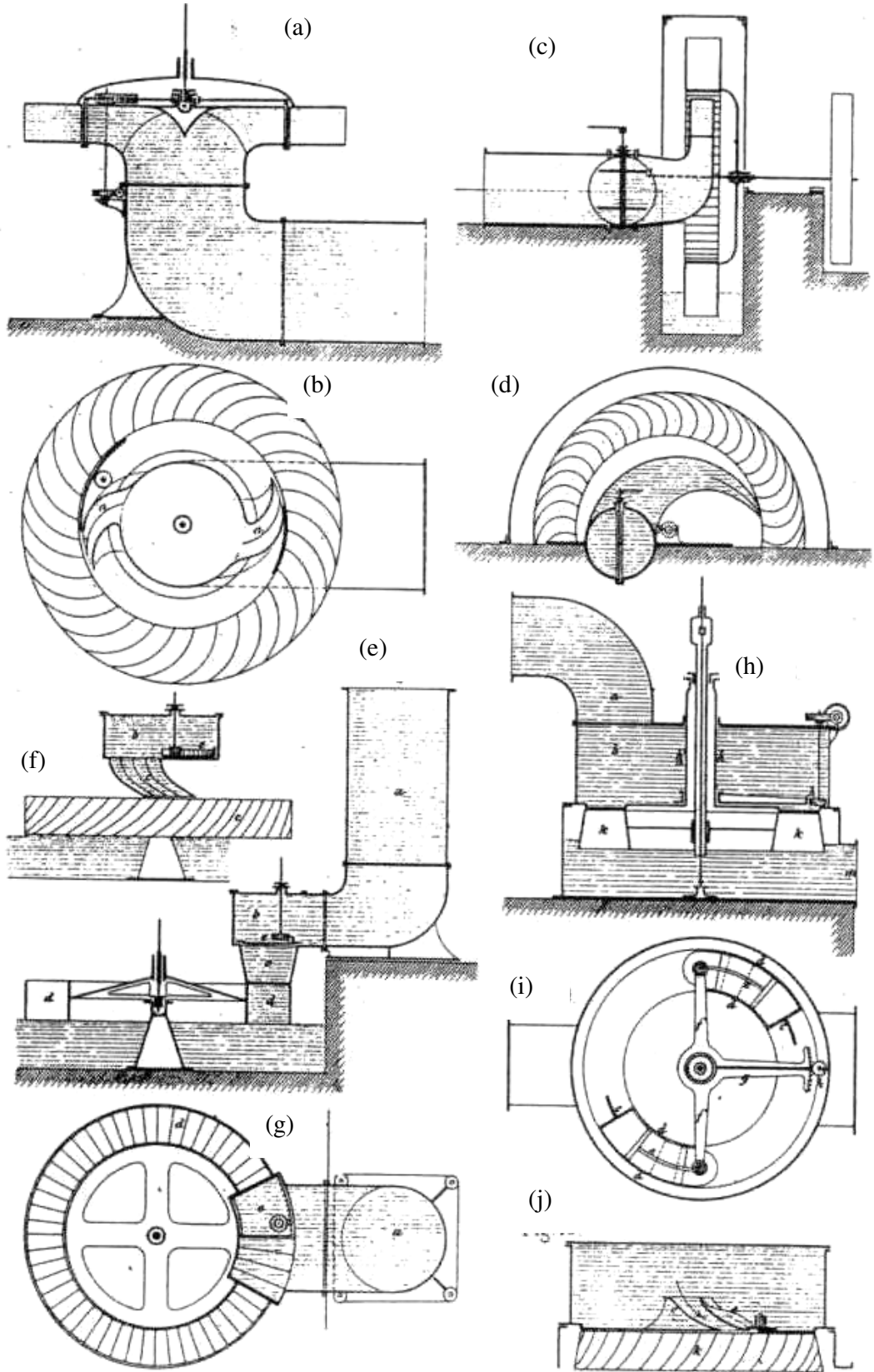
10.5.9. Çarkın önünde ve arkasında aynı basınc

Böylelikle, kısmi yüklerde bile normal verimle çalışmayı garanti eden türbinler tasarımılandırılmış oluyordu.

Kk debi ve yüksek düşü için Girard’ın eksenel yapımlı türbini uygun olmuyordu. Schwamm-Krug türbini olarak anılan türbinler, suyu bir yada daha fazla pskrteten, ortadan dışarıya doğru çark eksenini boyunca pskrtyordu (şekil 10.12). Bu kısmi akışlı eşbasınc türbini Pelton yada diğer deyişle serbest püskürtmeli türbinlerden önceki türbini tipi idi.



Şekil 10.11 Girard'ın doğrusal eşbasıncılı türbini (Kilchman 1992)



Şekil 10.12 Redtenbacher'e göre kısmi vuruşlu eşbasınç türbini (c, d) Schwamm-Krug Türbini

10.5.10. Su jetli kepçeler

Daha Eski Yunan'dan beri, bu tip çarklar değirmenlerde kullanılmıştır. Dik kanallarla gelen su büyük bir hızla kepçelere çarpıyor ve impulsun büyük bir kısmını burada bırakıyordu. Bu yaygın geleneksel biçim, özellikle dağlarda yada enazından tepelikli arazilerde kullanım alanı buluyordu (Şekil 10.3a).

Bu çarpma çarkı düşüncesi daha sonra kaşık çark olarak 1872 ve 1875'de S. K: Knight ve N. J. Coleman tarafından benimsenmiştir. Lester Alan Pelton (1829–1908), çarkın zayıflıklarını gidermiş, yani darbeden kaynaklanan yitikleri, kepçeleri ikiye bölerek, gelen suyun kaşıklara çarpıp geri dönmek suretiyle devinim yaratacak kaşıklarda herhangi bir momentum kalmamasını sağlayarak ve çarkı ani olarak frenlemek suretiyle, enaza indirgemıştır. Böylelikle su jeti minimal bir hızla kaşığı terk etmekte, dolayısıyla kaşık durmaktadır (Şekil 10.13). Bu önlem sayesinde, verim % 50'lerden % 75'ler yükselmiştir. Bu tip türbin bundan sonra "yüksek basınç türbini" olarak adlandırılmaya başlanmıştır.

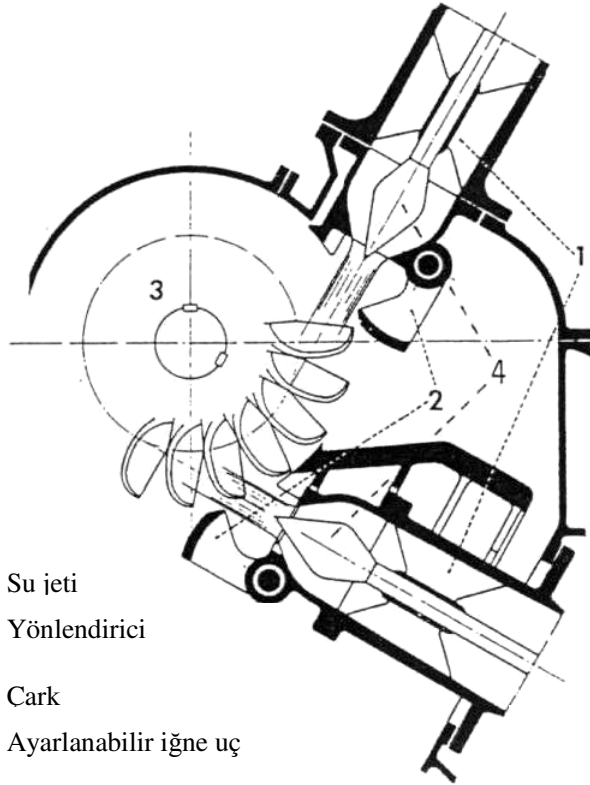
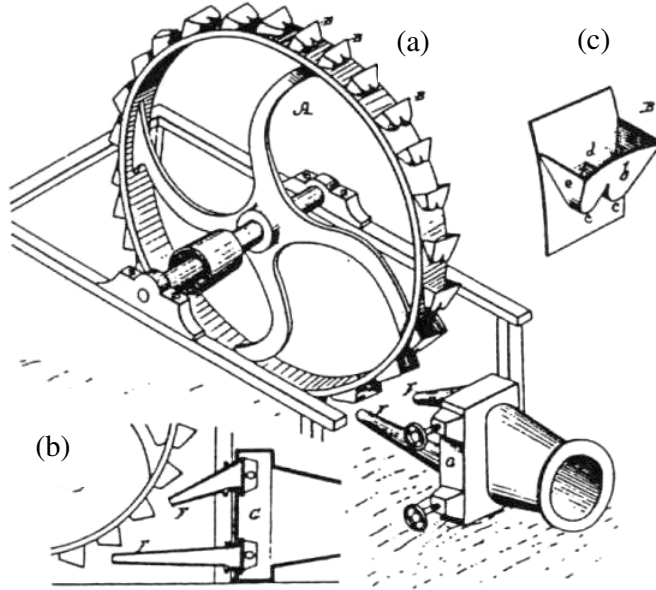
Su jeti karşısına gelen kaşığın boşaltılmasında hala sıkıntılar görülmekteydi. Su jetinin bir kısmı sert bir biçimde kaşığa çarpıyor ve büyük bir kayıpla geri sığıyordu. Abner-Doble, 1900'da bir kaşık tasarımlandırdı, öyle ki, kaşığa gelen su jeti önce kaşığı dönüş yapmaksızın sarıyor, böylelikle, su jetinin kaşık yüzeyinde çarpma olmaksızın görünmesini sağlanıyordu (Şekil 10.14).

Bu iyileştirme, verimin duyumsanabilir biçimde % 80-90'lara çıkmasını sağlıyordu. Abner-Doble, Schwamm-Krug Türbinlerinde görüldüğü gibi, kare kesitli su jeti girişini dairesel çeviriyorlar, önüne saptırıcı ve iğne takarak tasarımı yetkinleştiriyorlardı. Ancak, bu tip türbinlerin bugünkü çağdaş biçimlerine değin, daha çok iyileştirmeler gerekecekti.

**L.A. PELTON
SU ÇARKI**

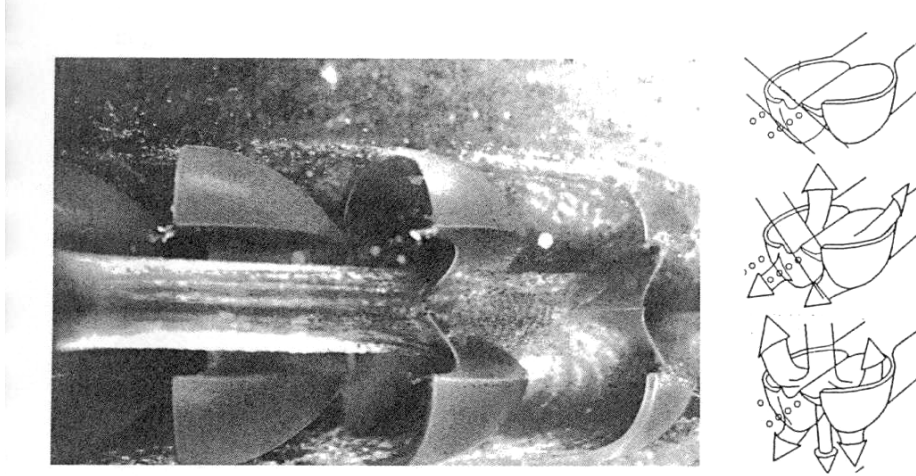
No: 233.692

Patent 26 Ekim 1880

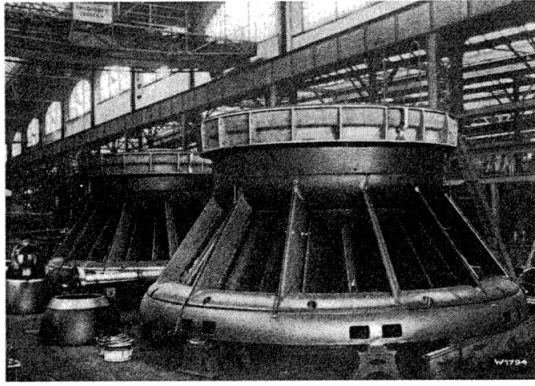


- 1 Su jeti
- 2 Yönlendirici
- 3 Çark
- 4 Ayarlanabilir iğne uç

Şekil 10.13 Charmilles'e göre 1880'de Çift su jetli Pelton patenti



Şekil 10.14 Bell ve Bachmann'a göre serbest akışlı bir Pelton kepeçinin su tutuşu



Şekil 10.15 Escher- Wyss 'ın X türbini Düşü 8,2 m, Güç 3120 PS, 67 devir/dk

10.5.11. Yeni bir yönlendirici aygıtla Francis türbininin iyileştirilmesi

1869'da Swain, bugün bile geçerliliğini koruyan Francis çarklarını öne sürdükten sonra, eskiden olduğu gibi şimdi de bu tip türbin küçük yada orta su niceliklerinde kötü bir verimle çalışmak zorunda kaldı. Vibrasyon yenilemiyordu.

Carl-Ludwig Fink (1821–1888) bu sorunu 1878'de bir mil etrafında dönebilen yönlendirici kepeçlerle çözdü. Böylelikle yapımcılar, sonunda verimi su niceliğinin bir işlevi olarak elde etmek olanağını buldular.

10.6. Taşınabilir Enerji

19. yüzyılın ikinci yarısında Werner von Siemens tarafından geliştirilen elektrik jeneratörleri, su türbinlerinin kullanımına yeni boyutlar getirmiştir. Hemen 1878’de, önemli bir kür merkezi olan St. Moritz’in yemek salonunda ilk lambanın yanmasını, ilk elektrik üretim merkezinin İsviçre’de 22 Nisan 1882’de Lozan’da devreye girmesi izlemiştir.

Önceleri yerel olarak üretilen enerjinin, 1891’de daha ırak uzaklıklara taşınabilmesi olayı tümüyle değiştirmiştir.

10.7. Türbin Cinsleri

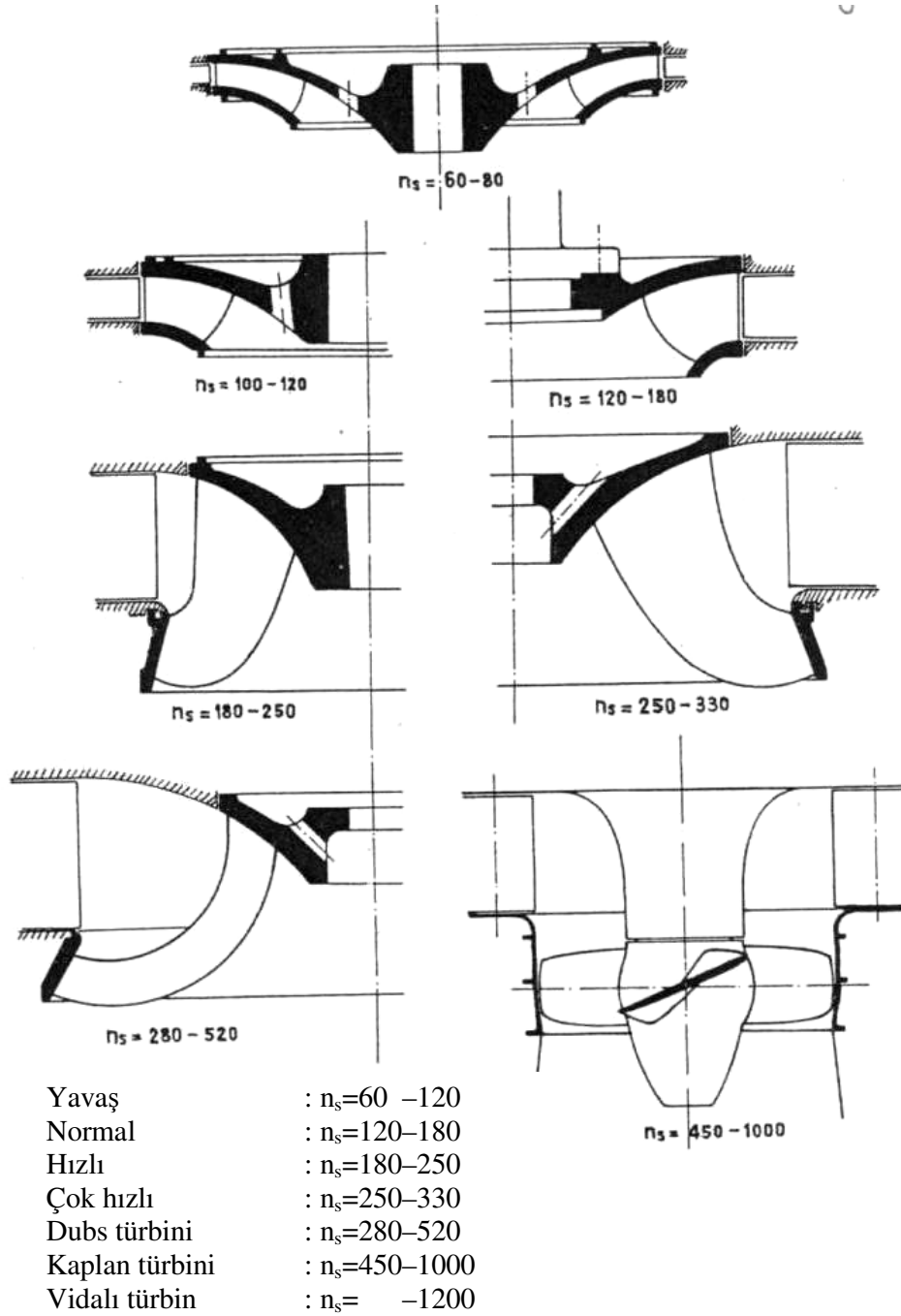
10.7.1. Kompakt ve hızlı makineler

1913’de Dubs, aşırı derecede hızlı dönen bir Francis türbini niteliğinde olan ‘X’ türbinini geliştirdi. Bu türbinden dünyada birkaç yüz adet yapıldı (Şekil 10.15, Şekil 10.16).

Lavacak aşağı yukarı aynı zamanlarda çok daha aşırı bir çözüm üretti, kuyruksuz uskurlu türbin. Victor Kaplan (1876–1934), 1913’de “Uskurlu Makine” temel patentini aldı: az sayıda kanatçık (Şekil 10.17). İsviçre’deki Bell Şirketi tarafından daha aşırı türbinler de geliştirildi: aşırı yüksek dönüş sayısına sahip olan “Vida Türbinler”.

10.7.2. Kaplan türbinleri

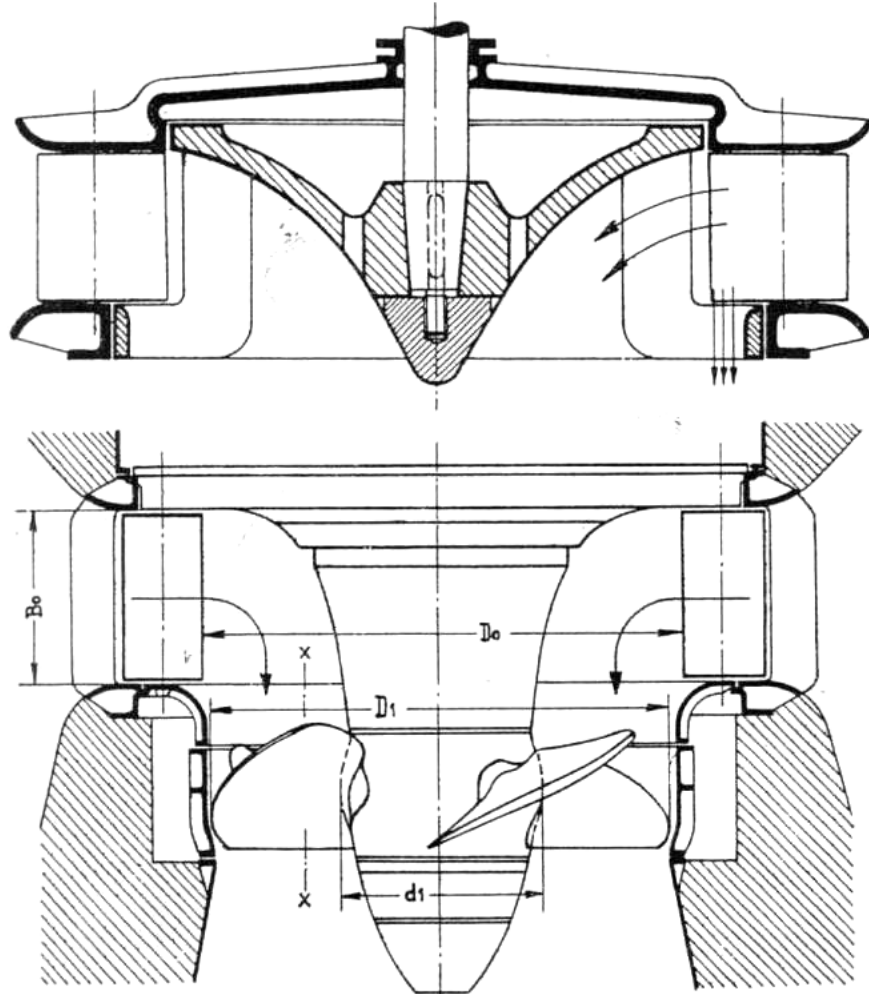
Başlangıçta, Kaplan tarafından tasarımılandırılan türbinler büyük sorunlarla boğuşmak zorundaydı. Bunlar aşınım, yani kavitasyonla (Bernouilli’ye göre, hızın çok yükselmesi sonucu basıncın aşırı biçimde düşmesi ve böylelikle üstündeki basınç kalkan suyun kaynamaya başlamasıyla suyun içinde kabarcıklar oluşması ve bu kabarcıkların etrafa çarparak hasara yol açması), düşmesiyle malzemenin yerinden ayrılması türbinlerin elden çıkmasına bile yol açan zararlara götürüyordu. Çok ince ayarlı düzenleme teknikleri, türbinlerin suyun altına indirilmesi, kanatçık biçimlerinin iyileştirilmesi gibi önlemlerle, kavitasyon sorunu aşılabildiği.



Şekil 10.16 Kaplan türbinleri için X türbinlerine yönelik Francis çarkı (Kilchman 1992)

KAPLAN TÜRBİNİ

İlk Kaplan türbini



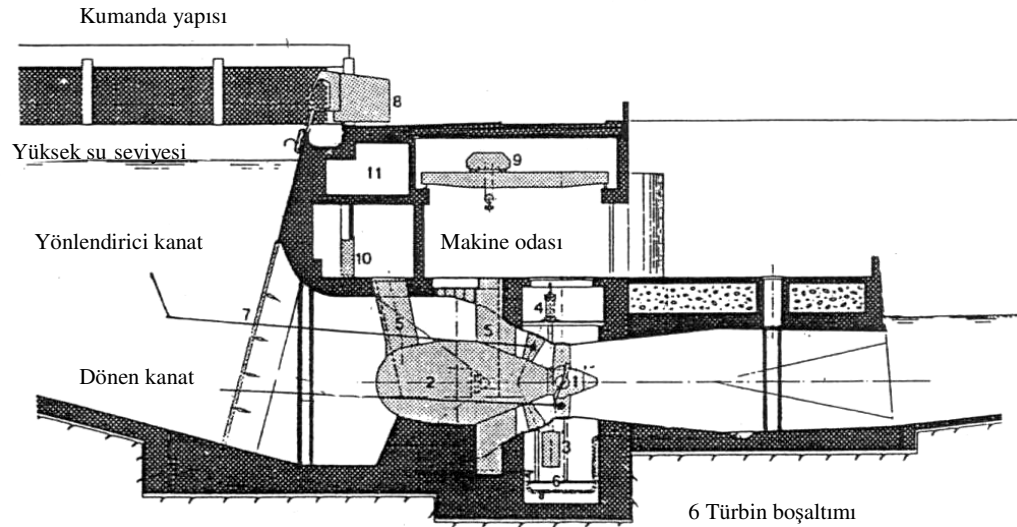
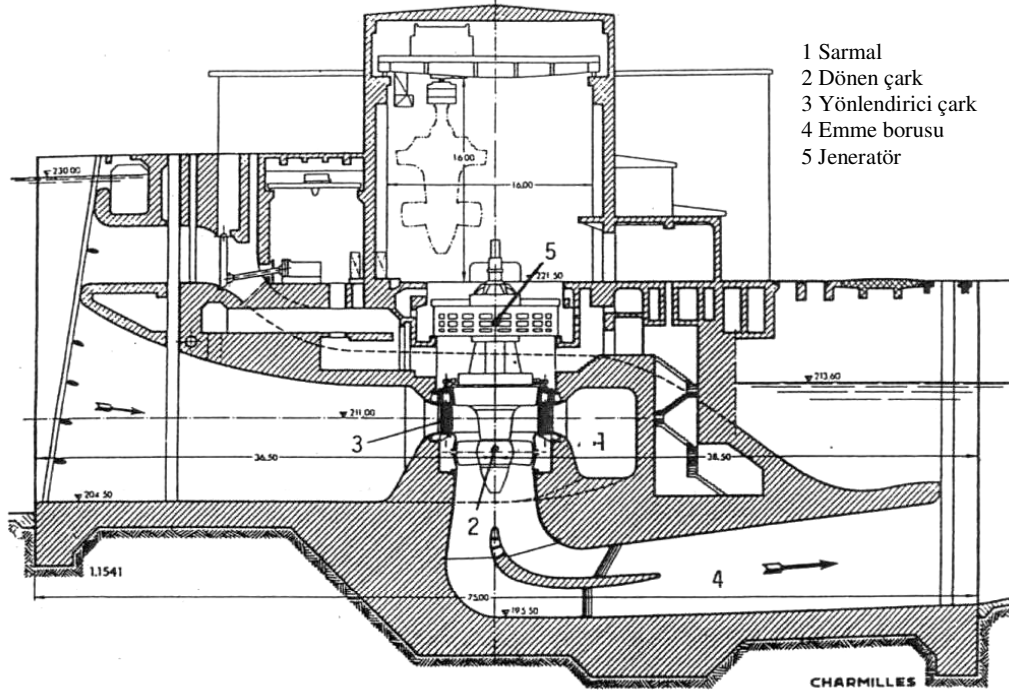
Bugünkü Kaplan türbini

Şekil 10.17 İlk Kaplan türbini (1914) sabit kanatlı ve devingen kanatlı bugünkü Kaplan türbini (Kilchman 1992).

10.7.3. Boru türbinler

Kaplan türbinlerinde, spiral gövde içindeki su önce sert bir dönüşle yönlendirici ağıta geliyor ve düşük eğrilikli sert bükümlü bir boru ile yeniden akarsuya geri veriliyordu. Bu tip bükümler büyük kayıplara mal oluyor ve geniş yapım hacimlerine gereksinme duyuluyordu. 1936'da, Escher-Wyss şirketi Kaplan çarkını kullanarak, suyun dorusal biçimli devinimiyle çalışan türbini üretti. Böylelikle ilk "Boru Türbin" doğmuş oluyordu (Şekil 10.18). 1919'da Leroy Harza, boru türbinden daha kompakt biçimde üretilmiş bir türbin önerdi. Eksenel türbin, çarkın dış kuyruğu olarak jeneratör kutuplarını üstünde taşıyor, böylelikle dönüş sayısını yükseltilmesi için ayrıca bir

devindirici gerekmiyordu. Yapısal sorunlardan ötürü, örneğin rotor ve stator arasındaki sızdırmazlık-, 1938’de, yalnızca belli bir büyüklükte yapılabildi. 1980’li yıllarda bu sorun Escher-Wyss tarafından çözüldü ve bu tip makineler daha büyük boyut ve verimlilikte üretilmeye başlandılar.



- 1 Boru türbin
- 2 Jeneratör kılıfı
- 3 Ağırlıklı kapanabilir yönlendirici çark
- 4 Hizmet motor
- 5 Yükselme şaftı

- 6 Türbin boşaltımı
- 7 Giriş ızgarası
- 8 Izgara temizleme noktası
- 9 Vinç
- 10 Makine panoları
- 11 Kablo kanalı

Şekil 10.18 Kaplan türbinlerinden boru tipi türbinler (Kilchman 1992)

10.8. Enerji Biriktirici Olarak Baraj Haznesi

Avrupa’da bağlaşımli (enterkonnekte) ağın oluşumuyla baraj glleri, kullanılmayan şeritvari enerjiiyi kullanarak, suyun potansiyel enerjisini kullanılabılır biğime dönüştüren bir hazne görevine dönüştüler (pompa biriktirme). Olay çok basitti: geceleyin ağda mevcut ve kullanılmayan enerji kullanılmak suretiyle su yükseltiliyor ve suya potansiyel enerjiye kazandırılıyor; bu potansiyel enerji, gündüz gereksinme saatlerinde trbinlenerek değerli pik saat enerjisi elde ediliyordu.

Daha 1890’da, Zürih’te böyle bir tesis işletmeye alınıyordu. Başlangıçta, pompa ve türbin kısmı ayrı olan makinler zamanla birleştirilerek pompa-türbinler üretildi. 1932’de, Escher-Wyss şirketi ilk pompa-türbini üretti (şekil 10.19). Bu makinelerde dönüş sayıları değiştirilerek, pompa türbine, türbin pompaya dönüştürülüyordu.

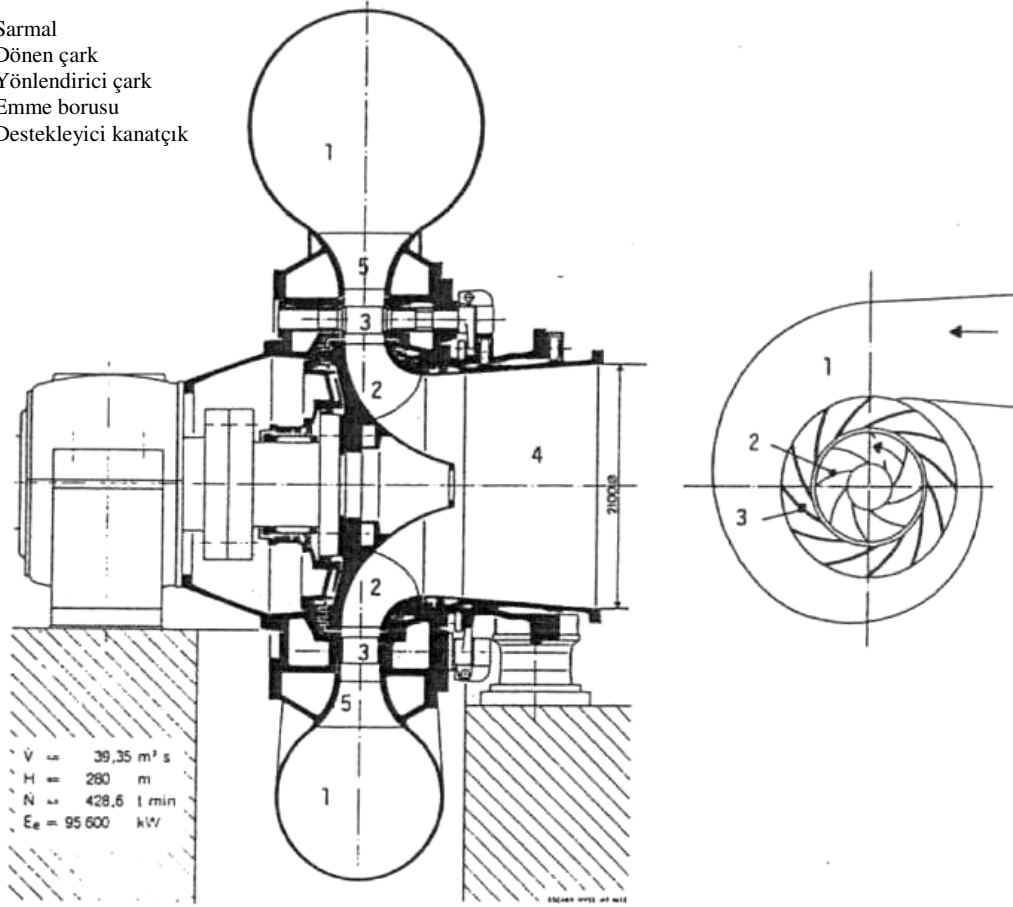
10.9. Üç Tip Türbin

Bazı zel türbin tiplerinin dışındaki üç tip türbin (serbest basınç-Pelton-, Francis ve Kaplan) sıkça kullanılan türbinler listesinde yerini alıyor (şekil 10.20). Çağdaş yapımı su kuvveti makineleri tek giriş ve – pompa türbinleri dışında- tek kademelidir.

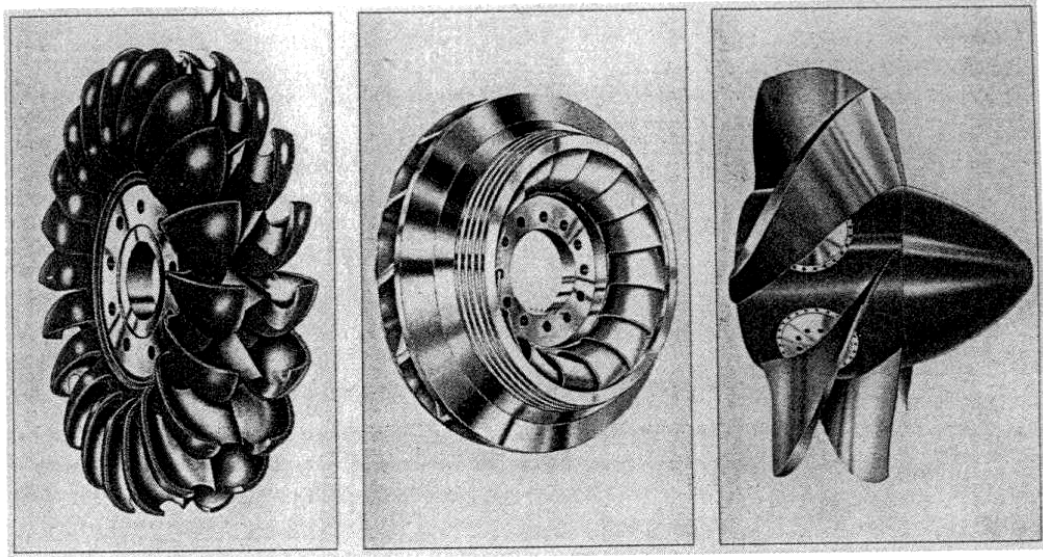
Çağımızda, suyun enerjisinin tek ve çok büyük bir yapıyla alınması ve çok büyük alanların su altında bırakılması yerine, akarsu üstünde kaskatvari yapılarla havza geliştirilmesi yoluna gidilmektedir.

Sonuç olarak, su kuvvetinin byklğine ilişkin olarak aşağıda verilen bazı rekorlar, söz konusu gücün ne büyük bir g olduğunu ve bunu sağlayan su kuvveti makinelerinin ne boyutlarda olduklarını göstermektedir.

- 1 Sarmal
- 2 Döner çark
- 3 Yönlendirici çark
- 4 Emme borusu
- 5 Destekleyici kanatçık



Şekil 10.19 Tek çarklı türbinleme ve pompalama: Pompa türbini (Pompaj biriktirmeli santral) (Kilchman 1992)



Şekil 10.20 Günümüzün önemli türbin tipleri Pelton çarkı, Francis çarkı, Kaplan çarkı (Staubli 1988)

10.10. Rekorlar (1988 deki durum)

	Düşü (m)	Güç (MW)	Çap (m)
Pelton Tipi Türbinler	1765	315	5
Francis Türbini	734	837	9,26
Kaplan Türbini	88	180	11,3
Biriktirme Pompası (tek kademeli)	460	234	
Biriktirme Pompası (çok kademeli)	1439	248	
Pompa Türbinler (tek kademeli)	621	420	
Pompa Türbinler (çok kademeli)	1287	155	

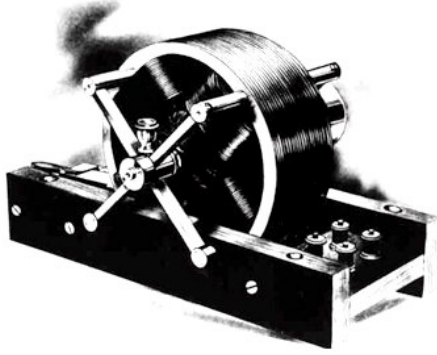
10.11. Alternatif Akımın Kullanılması

Alternatif akım motorlarını ilk tasarlayan Nikola TESLA, Yugoslavya'nın Smiljana köyünde, 9 Temmuz 1856'da doğdu. Prag Üniversitesi'nde eğitimini 1880'de bitirdikten sonra, Budapeşte'de lisansüstü yaparken, profesörüyle alternatif akımın özelliklerini tartıştı. Sonra Paris Telefon Şirketi'nde çalışmaya başladı. Burada doğru akım motorları ve dinamolar konusunda geniş ve önemli deneyimler edindi. Oradayken çalıştırdığı döner makineleri korumak için regüle edici kontrol aygıtları icat etti.

Deneyimleri, onu doğru akım motorları ve dinamolardaki komütatörün sonsuz sorunlar yaratan gereksiz bir karışıklık olduğuna inandırmıştı. “Doğru Akım Üreticinin” bir komütatörle dış devrede tamamen aynı yöne akan dalga dizileri şeklinde alternatif akım oluşturduğunu gördü. O zaman, motorda dönme hareketini sağlayacak “doğru akım” elde etmek için, elektrik motorunun endüvisi, motora alternatif akımı (AA) beslemek için döndüğü anda manyetik kutupların yönlerini değiştiren döner komütatörlere sahipti. Hem jeneratör (üreteç) hem de motordaki komütatörü ortadan kaldırmak ve AA'yı tüm sistemde kullanmak akla uygun gelmekteydi. Fakat hiç kimse alternatif akımda çalışan bir motoru oluşturmamıştı ve Tesla bu sorunu çok düşündü. 1882 Şubat'ın da, Budapeşte'nin bir parkında Szigetti adında bir sınıf arkadaşıyla gezinirken aniden haykırdı. Buldum! Şimdi değiştirmeye dikkat et! O anda tüm elektrik endüstrisinde devrim yapacak olan, dönen manyetik alanı bulmuştu. Döner elemana bağlantı gereği olmayacaktı. Komütatör yoktu artık.

Sonradan tüm alternatif akım elektrik sistemini tasarladı. Alternatörler, elektrik enerjisinin ekonomik iletimi ve dağıtımı için Alternatif Akım motorları... Dünyanın her tarafında harcanıp giden su gücünün bolluğundan esinlenip, gerekli olan her yere enerjiyi dağıtabilen hidroelektrik santralleri ile bu büyük gücün elde edilmesi tasarladı. Budapeşte’de “bir gün Niyagara Çağlayanını, elektrik elde etmek için kullanacağım” diyerek dinleyenleri şaşırttı.

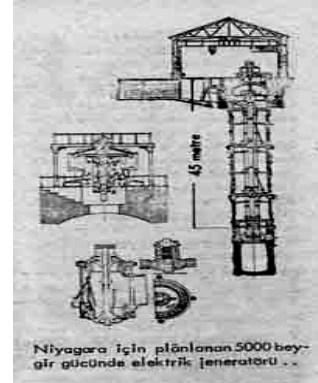
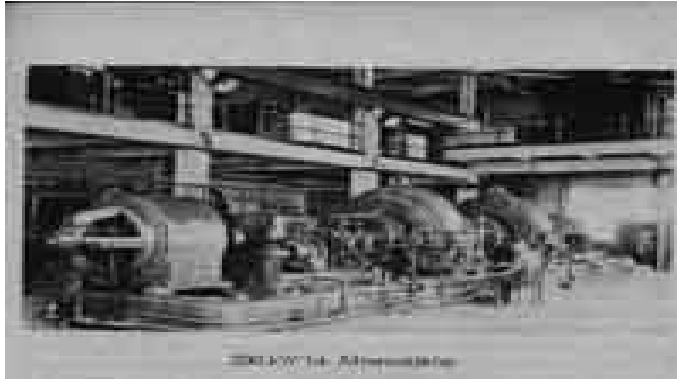
O ilk günlerde genellikle doğru akım, ısıtmaya, ışık vermeye, güç sağlamaya ve iletmeye en uygun, elektrik akımı olarak bilinirdi. Fakat DA direnç kayıpları büyüktü ki, her mil kare için bir güç santralına gerek vardı. İlk akkor ampuller (110 VOLTA’da), güç santrallerine yakın olsalar bile parlak yanmıyorlar ve bir milden daha az uzaklıktakiler ise kaybolan güce bağlı olarak sönük yanıyorlardı.



Şekil 10.21 İki fazlı indüksiyon motoru

1884’ de Tesla, New York’a geldi. Tesla ‘nın aradığı ve şans kolayca eline geçmedi. O zamanlar New York’ta, Pearl caddesindeki ilk laboratuvarında akkor lambası için Pazar aramakla meşgul olan Edison’a rastladığı zaman Tesla, gençlik heyecanıyla, kendisin bulduğu alternatif akım sisteminin açıklamasını yaptı. Bu düşünceyi derhal ve tamamen kestirip atan o büyük adam, “sen teori üzerinde vaktini harcıyorsun” dedi. Daha sonra Tesla A. K. Brown adlı firmanın sahibiyle tanıştı. Tesla’nın parlak planlarıyla büyülenerek, Brown ve bir ortağı büyük bir atılım yapmaya karar verdiler. Ortaya belirli bir miktarda para koydular ve bu parayla Tesla bir deney laboratuvarı kurdu. Orada Tesla jeneratör, transformatörler, iletim hattı, motorlar ve ışıklar gibi tasarladığı sistemlerin tümünün planlarını hazırladı bunlardan usanmadan çalıştı, her ayrıntı için planlar silinmez biçimde zihnine kazınmıştı. Hatta iki ve üç fazlı sistemleri de tasarladı. Cornell Üniversitesinden Profesör W.A. Anthony yeni Alternatif Akım

sistemini sınavdı ve de Tesla'nın eşzaman motorunu en iyi Doğru Akım motoruna eşit yeterlilikte olduğunu açıkladı. Tesla 1887'de yedi tane ABD patentlerini aldı. 1888 Nisan'ında çok fazı de içeren dört ayrı patent için başvurdu. Bunlar da hızla, bekletilmeden verildi. Yılın sonuna kadar 18 patent daha aldı. Bunları, çeşitli Avrupa patentleri izledi. Bu sırada Tesla, New York'da AIEE (şimdiki IEEE) nin bir toplantısında çok gösterişli bir konferans verip, tek ve çok fazlı AA sistemlerinin gösterisini yaptı. Dünya mühendisleri, muazzam gelişmenin kapısını açarak, telle yapılan elektrik enerjisi iletimindeki sınırlamaların giderilmiş olduğunu gördüler.



Şekil 10.22 Niyagara şelalesi elektrik santrali görünüşleri

1890'da Uluslararası Niyagara Komisyonu elektrik üretmek için, Niyagara çağlayanının gücünü kullanmak amacıyla çalışmaya başladı. Bilgin Lord Kelvin komisyonun başkanlığına atandı ve o derhal doğru akım sisteminin en iyi olacağını açıkladı. Fakat eğer güç 26 mil ilerdeki Buffalo'ya iletiildiği takdirde, AA'nın gerekli olduğunu sonuçta kabul etti. Böylece, sonuçta Tesla'nın sistemini kullanmaya ve büyük türbinlerle AA üretmeye karar verdiler. Öneriler 1892'de yeni kurulan Cataract Construction Co. Şirketi tarafından istenildi. Westinghouse on tane 5000 HP'lik hidroelektrik jeneratörü için ve General Electric ise iletim hattı için kontrat yaptılar. Bütün sistem iletim hattı, yükseltici ve alçaltıcı transformatörlerle Tesla'nın iki faz projesine uygundu. Hareket eden parçaları azaltmak için, dıştan dönen alan ve içi sabit armatürlü büyük alternatörler planlanmıştı. O zamana kadar bu büyüklükte hiç biri yapamadığı için bu tarihsel proje heyecan yarattı. Dakikada 250 devir yapan her biri 1775 amper veren, 2250 voltluk on büyük alternatör, iki fazlı 25 Hz'de 50000HP veya 37000 kw lık çıkış oluşturuyordu. Rotorların her biri, 3 metre çapında, 4,5metre uzunluğunda (düşey jeneratörlerde 4,5metre yükseklik) ve 34 ton ağırlığındaydı. Sabit

parçalar 50 ton ağırlığındaydı. Gerilim iletim için 22000 Volt'a çıkarıldı. Günümüzde, Niyagara'dan elde edilen enerji 360 mil uzaktaki New York'a kadar iletilmektedir. Tesla New York'a geldiği zaman, yeterli enerji iletimi için sınır 1 milden daha azdı (WEB_2).

11. MALİYET KEŞİFLERİ

11.1. Genel

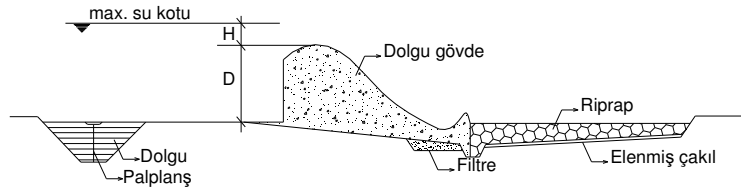
Ülkemizde yakın zamanlarda birçok baraj ve küçük hidroelektrik santral inşa edilmiş olmasına karşın tesis maliyetlerinin yaklaşık bile olsa hesabı için herhangi bir görgül denklem geliştirilememiştir. Bunun için Amerika Birleşik Devletlerinde yapılmış çalışmalardan aşağıdaki alıntılar yapılmıştır. Kullanılan kaynaklarda verilen bedellerin ülkemizin satınalma gücü ve işçilik ücretleri farklılıkları dolayısıyla belli bir oranda azaltılması gerekmektedir. Burada kur dönüşümü yaparken aşağıdaki değerler kullanılmıştır.

. Keşif bedelleri örneğin 2004 Yılı için kur dönüştürmesi hesaplanırken

$1 \text{ YTL} = 1 \text{ USD} * 1,663 (1987-2004 \text{ arasındaki A.B.D. inşaat işleri enflasyon oranı}) * 1,46 (\text{USD/YTL}) = 2,4 \text{ USD}$

11.2. Bağlama gövdesi

Küçük hidroelektrik santrallerin kurulumu için genellikle, akarsular üzerinde belirli miktardaki suyu çevirerek almak için çevirme yapılarının (bağlamalar) inşası gerekli olur. Bağlamalar kapaklı, dolu gövdeli veya bunların karması olarak projelendirilebilir. Amerika Birleşik Devletleri Bureau of Reclamation Kurumu tarafından oluşturulan dolu gövdeli bağlamalar için metraj kabulleri verilmiştir. Denklemler geçirimli ve geçirimsiz zemini için ayrıdır (Karataban 1976).



Şekil 11.1 Geçirimli zeminde inşa edilecek dolu gövdeli bağlama tipik kesiti

a) Geçirimli zeminde yapılacak bağlama gövdesinin (çakıl geçidi dâhil) her bir metre uzunluğu için kullanılacak olan;

$$\text{Beton hacmi} \quad : \quad V = 0,122 \cdot D^{1,50} + 0,137 \cdot D^{0,74} \cdot (H - 1) \quad (11.1)$$

$$\text{Riprap} \quad : \quad V = 0,63 \cdot (H + D)^{0,85} \quad (11.2)$$

$$\text{Elenmiş Çakıl} \quad : \quad V = 0,50 + 0,03 \cdot (H + D) \quad (11.3)$$

$$\text{Filtre miktarı} \quad : \quad V = 0,20 + 0,02 \cdot (H + D) \quad (11.4)$$

Her bir bağlama gövde uzunluğu için çakılacak palplanş derinliği;

$$L = 0,9 \cdot D + 10 \cdot (C - 4) \quad (11.5)$$

Bu denklem 30 feet'ten derin palplanş için iki sıra 60 feet'te derin palplanşların üç sıra çakılacağı kabulüne göre hazırlanmıştır. Zemine palplanş çakmak mümkün olmayacak şekilde kazının ve tekrar doldurulması gerekir. Bu durumda kazı ve dolgu hacmi;

$$V = 0,04 \cdot L^2 \quad (11.6)$$

b) Geçirimsiz kaya zemin üzerinde yapılacak ise kullanılacak malzeme miktarı;

$$\text{Gövde beton hacmi} \quad : \quad V = 0,107 \cdot D^{1,53} + 0,125 \cdot D^{0,79} \cdot (H - 1) \quad (11.7)$$

$$\text{Kenar ayak ve duvar beton hacmi:} \quad V = 0,389 \cdot D^{2,45} + 1,39 \cdot D^{1,29} \cdot (H - 1) \quad (11.8)$$

$$\text{Prizlerde kullanılacak beton hacmi:} \quad V = 25 + 0,11 \cdot Q^{1,07} \quad (11.10)$$

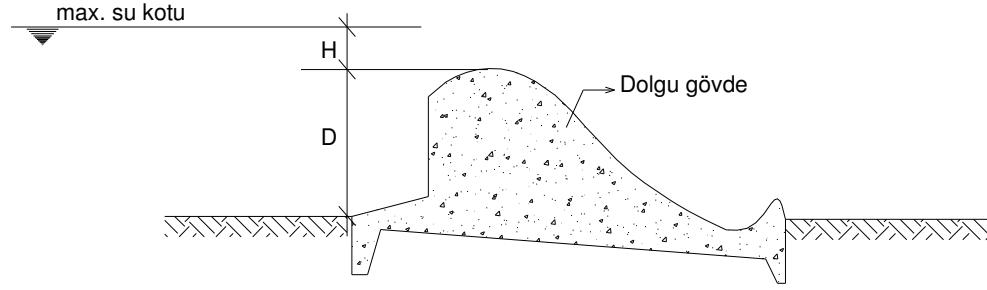
Burada;

D ve H: feet olarak Şekil 11.1, Şekil 11.2' de görülen ölçüler,

V: Hacim (yard³/foot)

L: Palplanş derinliği (feet)

Q: priz kapasitesi (feet³/s)



Şekil 11.2 Geçirimsiz kaya zeminde inşa edilecek dolu gövdeli bağlama tipik kesiti

Bu tipin geliştirilmesi, genelde bütünleştirilmiş baraj ve santral gövde yapısının inşa edilebilmesidir. Ayrıca bir dolu savak yapısı (gövdesi) de yapılabilir. Bu tip KHES yapısındaki elverişlilik batardo ve temel kurutması yapılmamasıdır. Küçük tesisler için önyapımlı biçimler hem yapılabilir hemde tasarruflu olabilmektedir. Maliyet keşfi projenin tüm evrelerinde gereklidir. Bunlar eldeki bilgilerden yararlanılarak çıkarılabilir. Yapılabilirlik çalışmalarında kullanılacak maliyet keşifleri kesin ve ayrıntılı uygulama projelerine dayanmalı ve her bir iş kaleminin metraji hesaplandıktan sonra imalat pozları ile çarpılarak bulunacak tutarların toplamı 1.keşfi vermelidir. Ancak genelde detay projeler yapılmadan işin avan projesi üzerinden yapılması istenen keşiflerde ise veriler genelleştirilmiş istatistikî verilere dayanmaktadır (Gulliver ve Arndt 1991).

İnşaat maliyet keşfi doğrudan bedeller ve dolaylı bedellerden oluşur. Doğrudan bedeller olarak adlandırılanlar aşağıdaki bileşenlerden oluşur. Doğrudan bedeller olarak adlandırılan aşağıdaki bileşenlerden oluşur.

I. Genel

- a. Arsa seçimi ve bedeli
- b. Su kullanım bedeli
- c. Mobilizasyon
- d. Yol bağlantıları

II. Santral

- a. Kanal
- b. Sualma yapısı

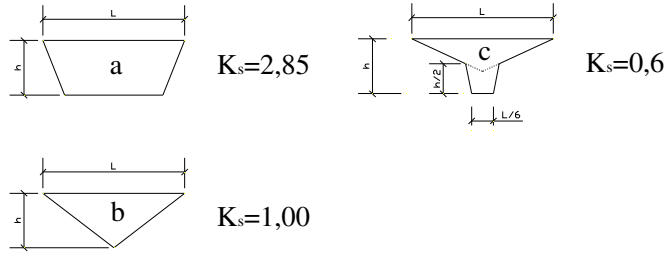
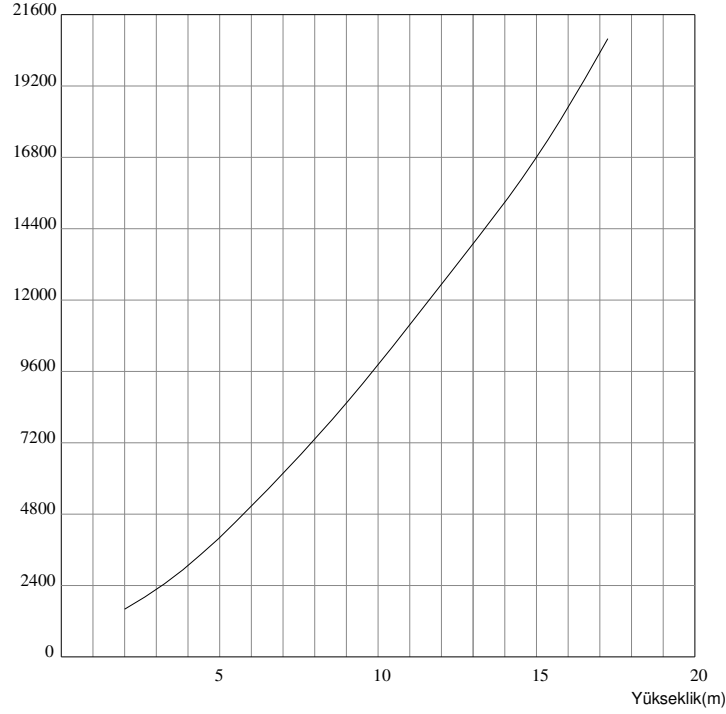
- c. Cebri boru
- d. Santral (türbin, jeneratör, governor, elektrik gereçleri)
- e. Derivasyon yapısı
- f. Kuyruksuyu
- g. Şalt sahası
- h. Nakil hatları

Ayrıca beklenmedik masraflar, risk, mühendislik ücretleri, genel yönetim, şantiye yönetimi bedellerinin tamamından oluşan dolaylı masraflar olup bunların toplamı yapım maliyetleri olarak karşıya çıkar. Yatırımın süresinde oluşan yatırım finansman giderleri eklenerek toplam yatırım bedeli ortaya çıkar.

Dolu gövdenin maliyeti, büyük çapta yapının yüksekliği, uzunluğu, vadinin biçimine ve gövde dolgusu ve temelin malzeme cinsine bağlıdır. Kesine yakın maliyet saha çalışmaları ile duyarlı hale getirilebilir. Şekil 11.3 'deki çizelgeyi kullanarak, vadi tipine ve en yüksek su seviyesi ile akarsu yatağı arasındaki yükseklik farkına bakarak bir yaklaşım sağlanır (Gulliver ve Arndt 1991).

Şekil 11.3 Dolgu baraj maliyeti çizgesi kullanılırken çizgeden okunan değerler, dolgu baraj tepe birim uzunluğu için maliyeti verir dolayısıyla tasarlanan Tepe uzunluğu ile değeri çarpılmak gerekmektedir. Yukarıdaki işlemde bulunacak değer ayrıca dolgu yapılacak yerin şekline uyarlanabilmesi için aşağıdaki çizimde açıklanan şekil katsayısı ile çarpılacaktır. Yapılan keşifte nitelikli dolgu için 31,5 YTL/m³ birim fiyatı kullanılmıştır. Toplam bedel içinde %20 oranında kazı, temel giderler, akaçlama ve diğer küçük giderler bulunmaktadır.

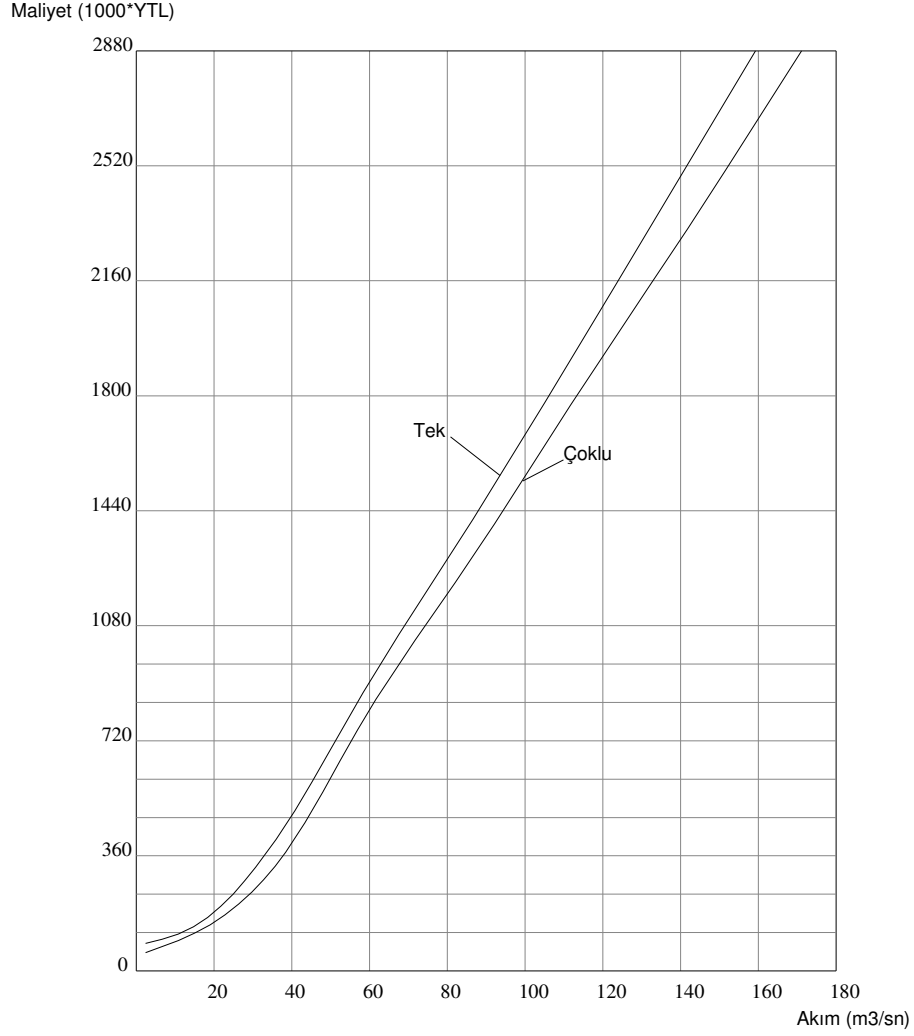
Tepe uzunluğu birim maliyeti
(YTL/m)



Şekil 11.3 Dolgu baraj maliyeti (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

11.3. Sualma Yapısı

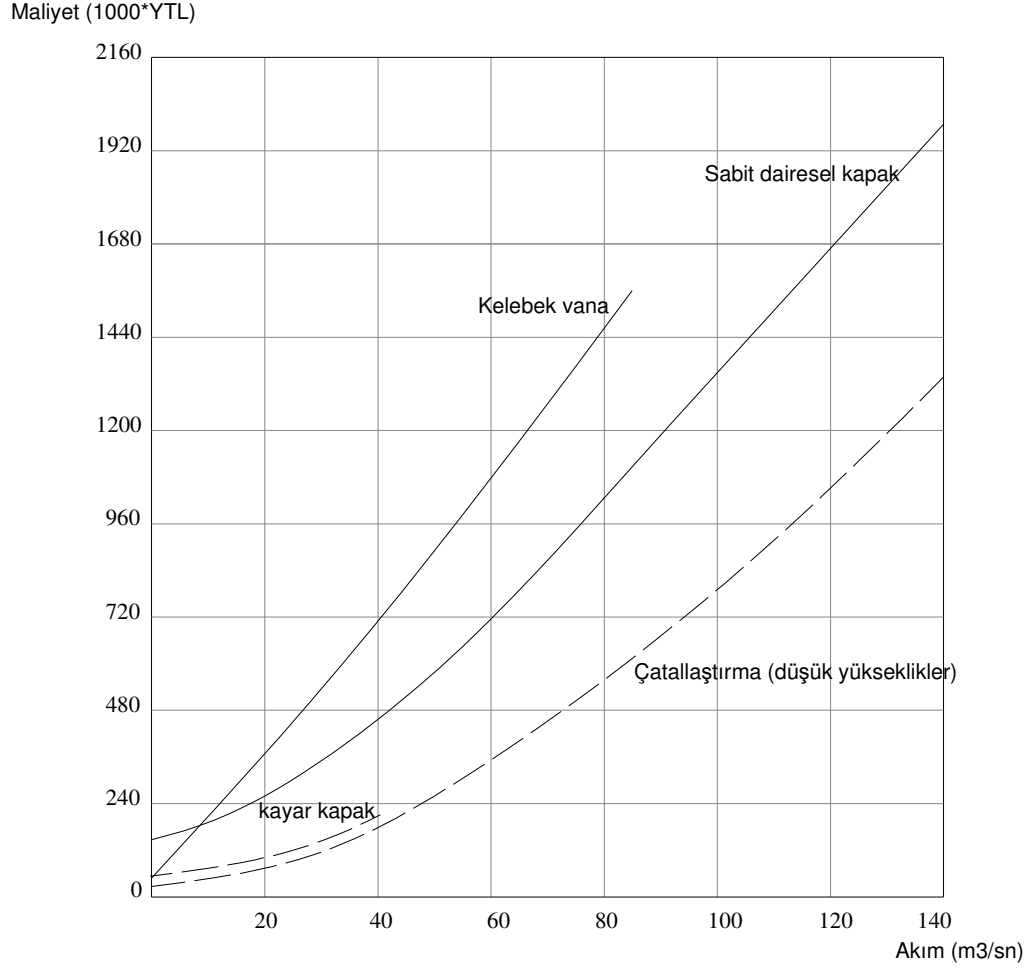
Projedeki toprak hareketleri miktarsal toplamının büyük bir bölümünü suyu akarsuları sualama ağzına taşıyan açık-kapalı kanalların inşası (oluşturulması) sırasında yapılıır. Bundan dolayı kazı ve geri dolgu miktarını kestirilmesi gerekmektedir. Baraj tipi projelerde sualma sistemine ilişkin keşif çizgesi Şekil 11.4 'de gösterilmiştir.



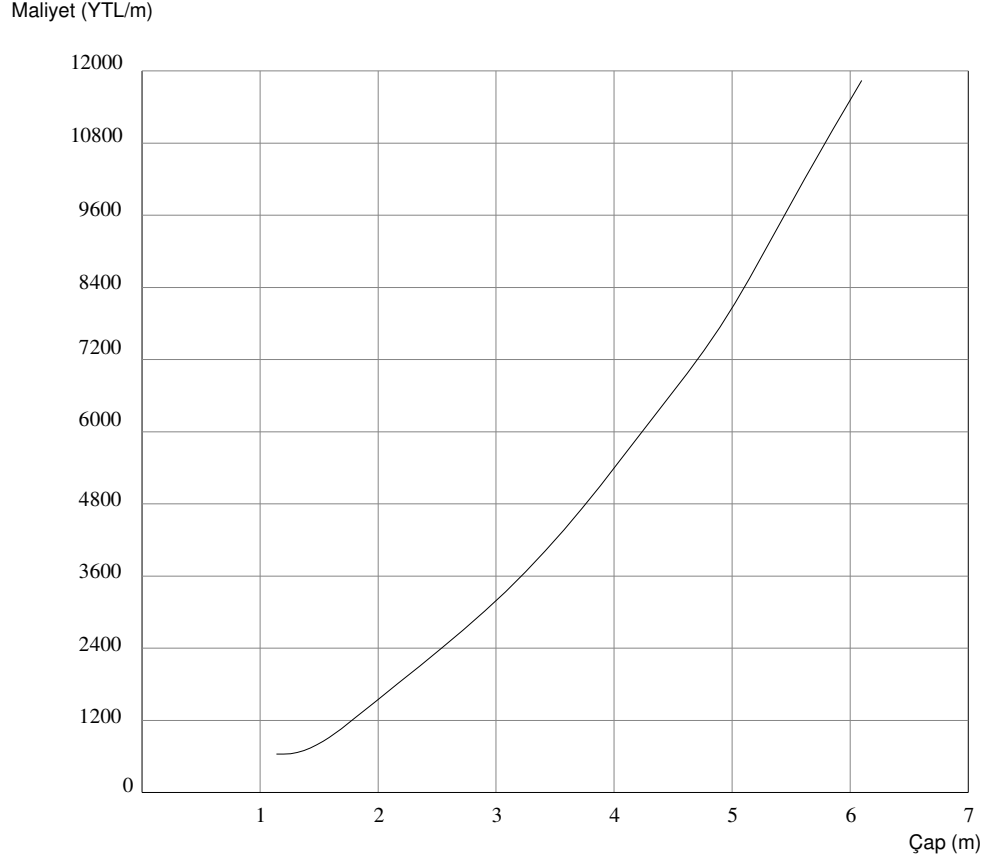
Şekil 11.4 Sualma yapısı maliyeti (Keşifin içinde kazı, beton, inşaat demiri, geri dolgu, ızgara, metal işlerini içermekte olup Sualma ağız kapağı maliyeti ise Şekil 11.5'den alınacaktır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

11.4. Cebri boru ve vanalar

Şekil 11.5 ile Şekil 11.7 'de açıklanan çelik cebri boru maliyetleridir. Çizgeden okunacak birim fiyatlar boru boyu ile çarpılarak kullanılır. Boru boyu olarak sualma ağız ile santral memba yüzü girişi arasındaki uzunluk alınır. Bu çizgeden maliyetin hesaplanabilmesi için en büyük türbin debisi kullanılmalı ve izin verilen cebri boru su hızı seçilmelidir. Burada ekonomik hız kabulü için önerilen 4,5 m/s değeridir ve boru çapı bu hız yardımı ile Euler süreklilik denkleminde saptanabilir. Hesaplanacak maliyetler açığıdaki cebri borular için olup gömülü borularda kullanılmaz.

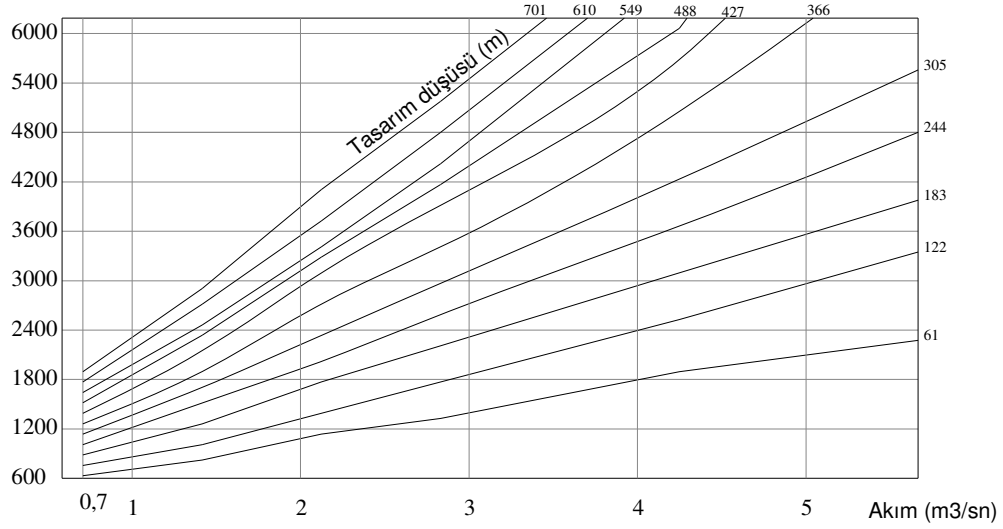


Şekil 11.5 Vana, Çatallaştırma, Kapak maliyeti (Sabit dairesel kapak keşfi bir kaldırma mekanizması, kapak kaidesi, çalışma yatağı, kurulum bedellerini içermektedir. Kayar kapak keşfi bir Operatör, kapak kaidesi, kurulum bedellerini içermektedir. Kelebek vana kapak keşfi bir hidrolik Operatör, kapak kaidesi, kurulum bedellerini içermektedir. Çatallaştırma birim maliyeti, eşdeğer çelik cebra boru uzunluğu bedeline ilave edilmelidir) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

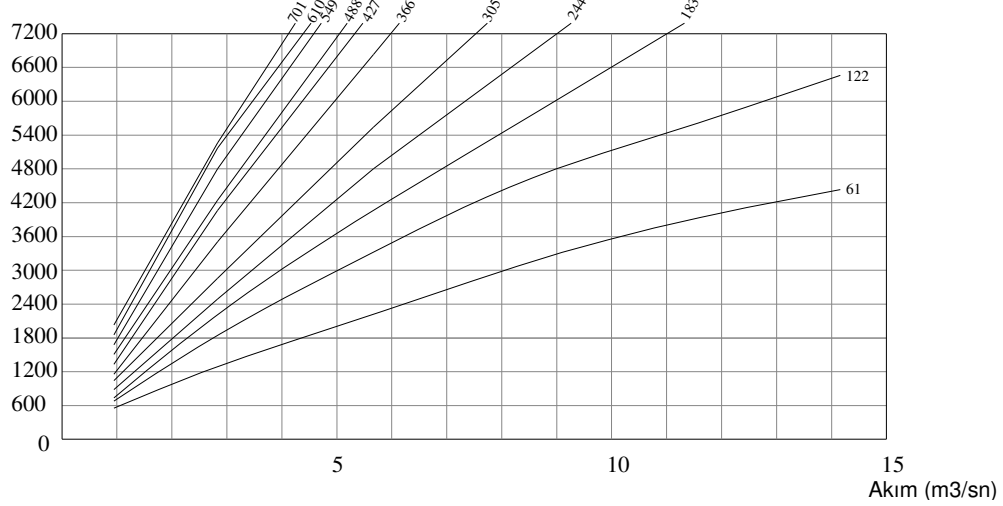


Şekil 11.6 Cebri boru maliyeti, Küçük düşüler (Keşif çelik cebri boru bedeli, kazı ve betonarme mesnet yapımı giderlerini içermekte olup enaza indirgenmiş taşıma bedelleri dikkate alınmıştır. Eğer Cebri boru eğimi 15° den daha büyük ise her bir derece için %1 maliyetler arttırılacaktır. Vana, çatallaştırma ve saplama (sabitleme) yapımı bedellerini içermez ve en çok 80 m uzunluk için kullanılır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

Birim maliyet (YTL/m)



Birim maliyet (YTL/m)



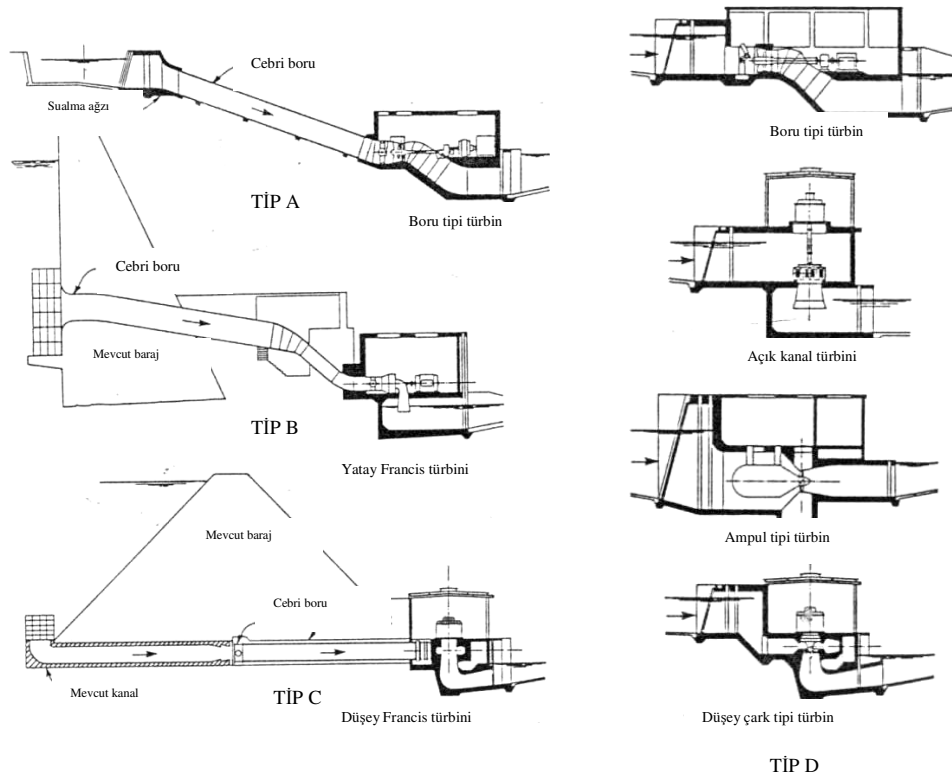
Şekil 11.7 Cebri boru maliyeti, Büyük düşüler (Keşif çelik cebri boru bedeli, kazı, bağlantı parçaları, arazi temizliği, çelik boru ve betonarme mesnet yapımı giderlerini içermekte olup enbüyük tasarım Düşü'sünün bir işlevi olan enaza indirgenmiş taşıma bedelleri dikkate alınmıştır (Statik düşü ve tasarım basıncı 701 m'ye kadar). Eğer Cebri boru eğimi 15 ° den daha büyük ise her bir derece için %1 maliyetler arttırılacaktır. Vana, çatallaştırma ve saplama (sabitleme) yapımı bedellerini içermez) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

11.5. Santral Tesisi

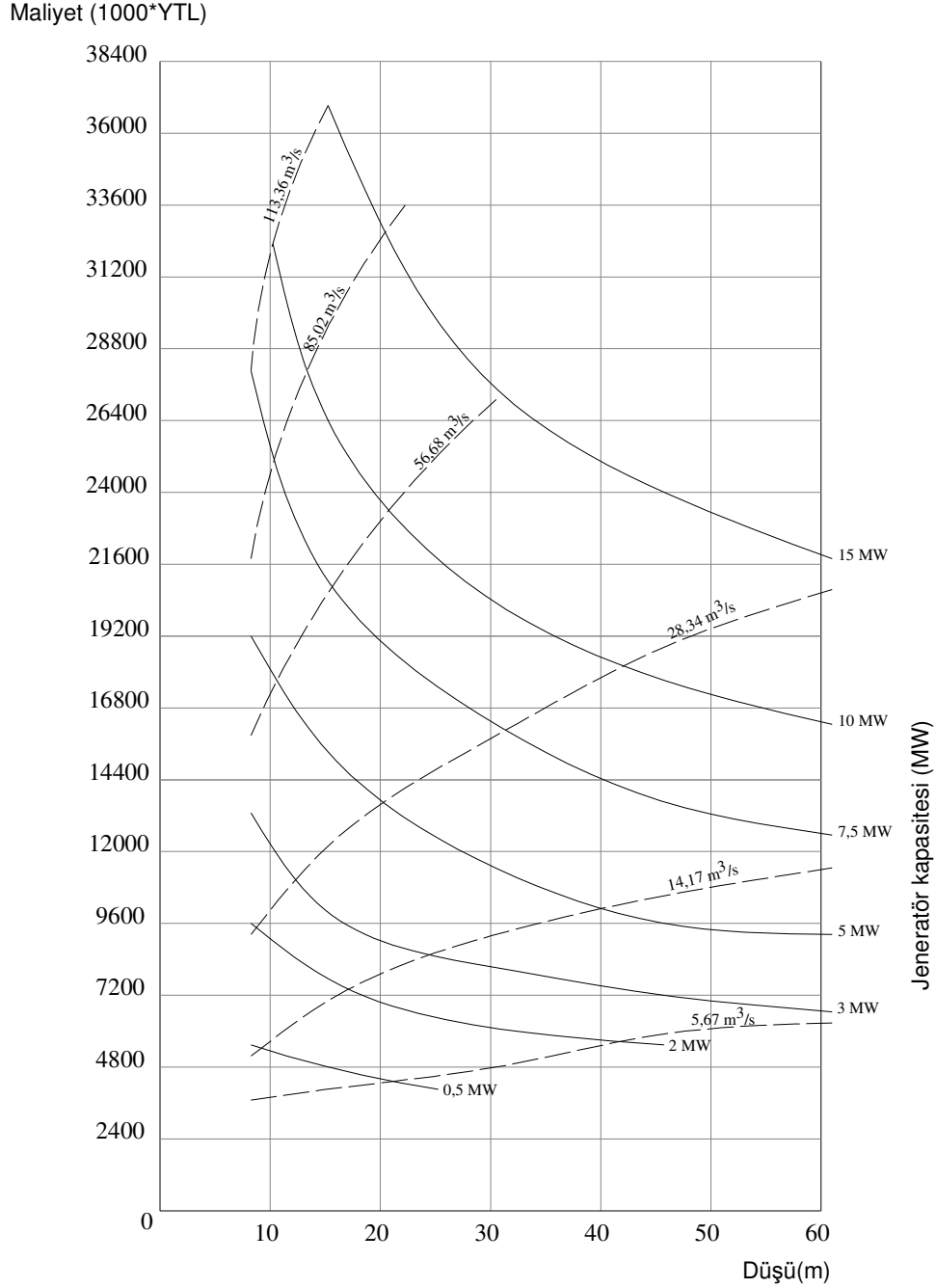
Bu başlık altından aşağıdaki unsurları içerir.

- İnşaat masrafları, santral binası ve kuyruksuyu geçiş bölgesi
- Türbin, jeneratör, kontrol gereçleri ve vana
- Elektrik gereçleri ve aksesuarları
- Santral binası yardımcı gereçleri
- Şalt sahası ve gereçleri

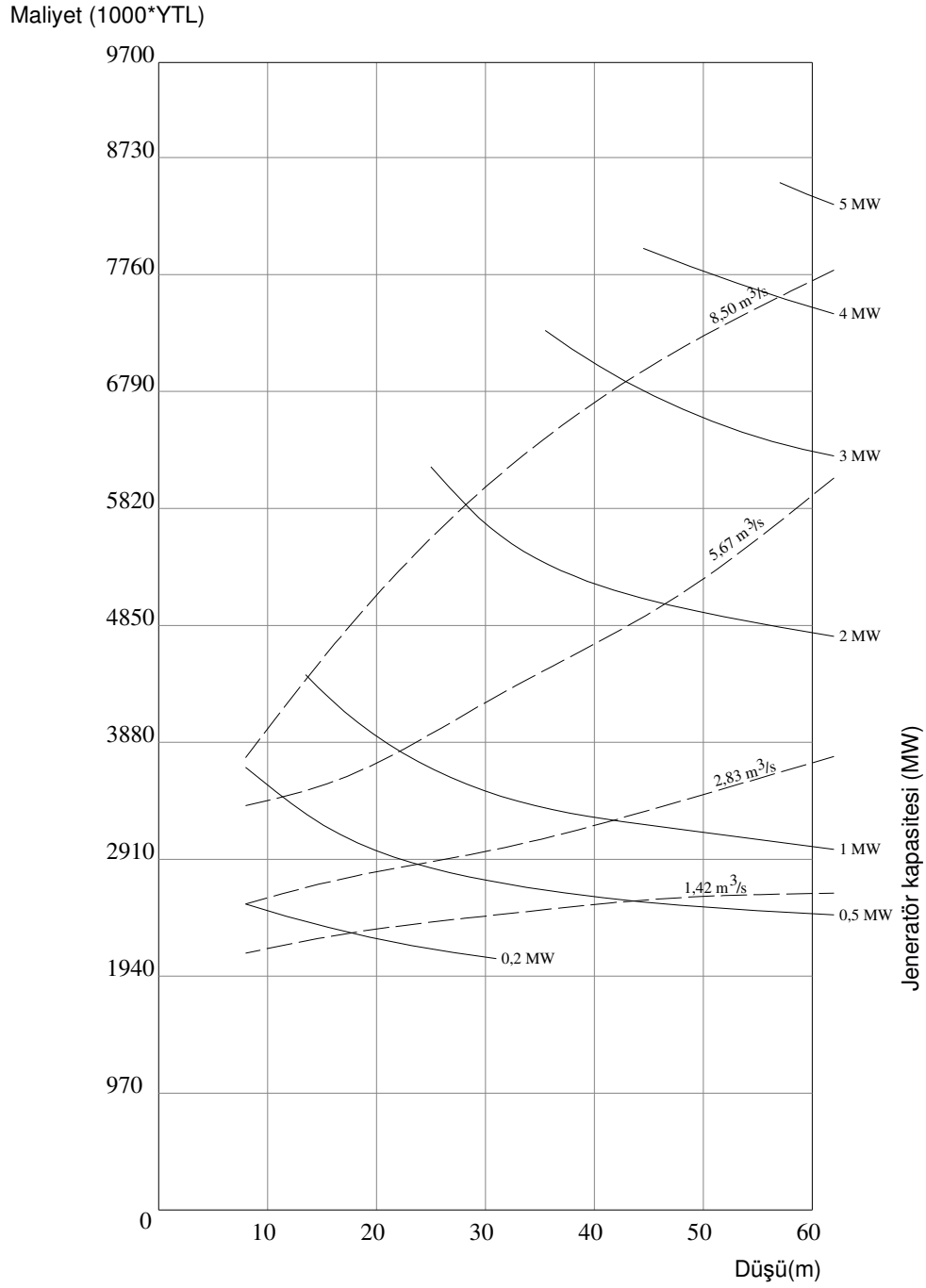
Santral binası ile gövde bütünleşik olarak kullanılıyor ise ‘kanal tipi’ çizgeleri kullanılır. İlk keşfin eldesini basitleştirmek için gereç maliyeti, Şekil 11.8 ila Şekil 11.17 ‘de gösterilen çeşitli türbin tipleri için standartlaştırılmış şartlara uyan karma güç tesis maliyetine dayanan santral binası masraflarıyla birleştirilmiştir. Burada verilen fiyatlar tekil birim için geçerli olup, çoğul birim kullanılması düşünüldüğünde her bir birimin maliyeti %10 azaltılabilir.



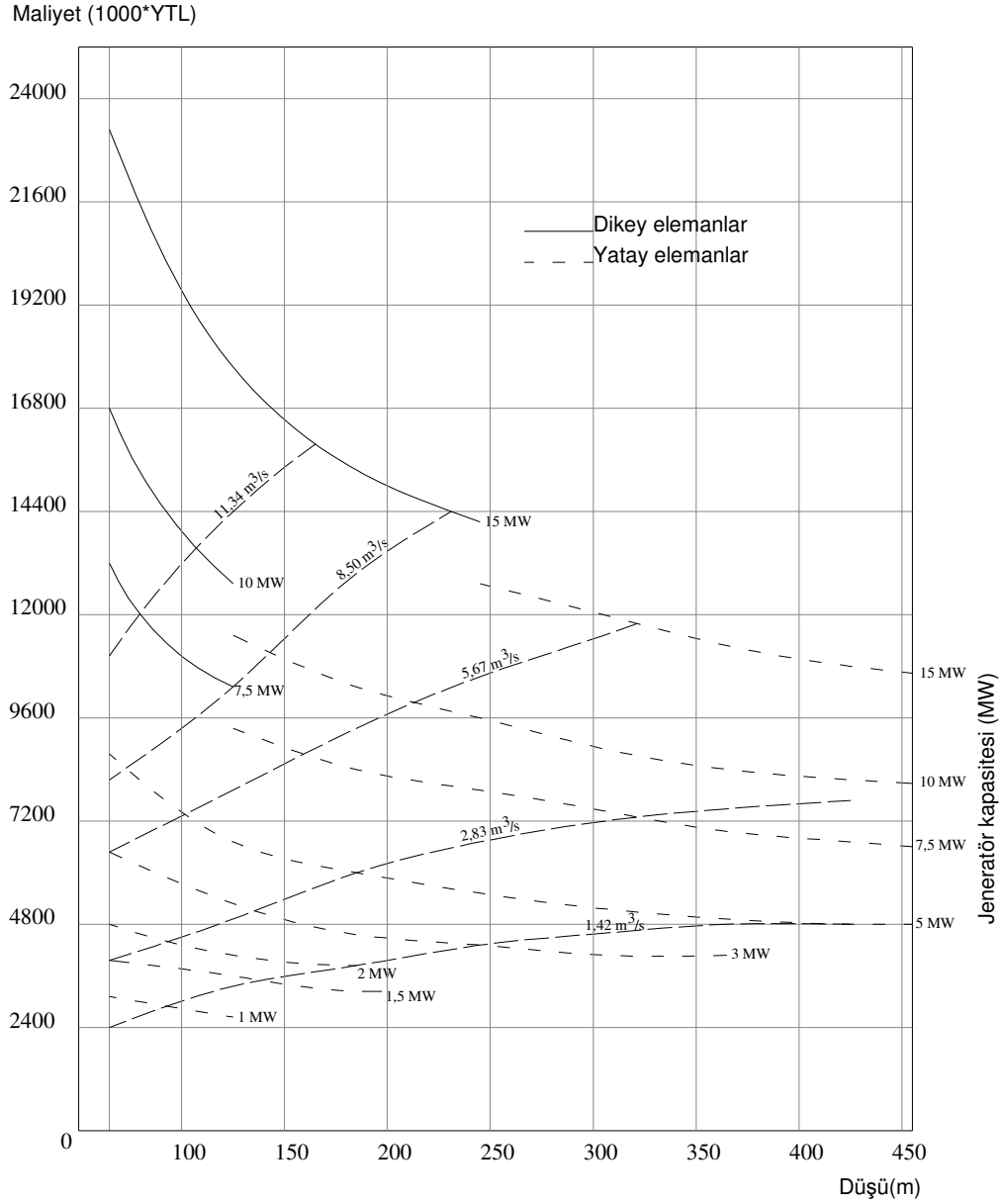
Şekil 11.8a Maliyet keşfi çizgelerinde kullanılan santral tipleri (Gulliver ve Arndt 1991)



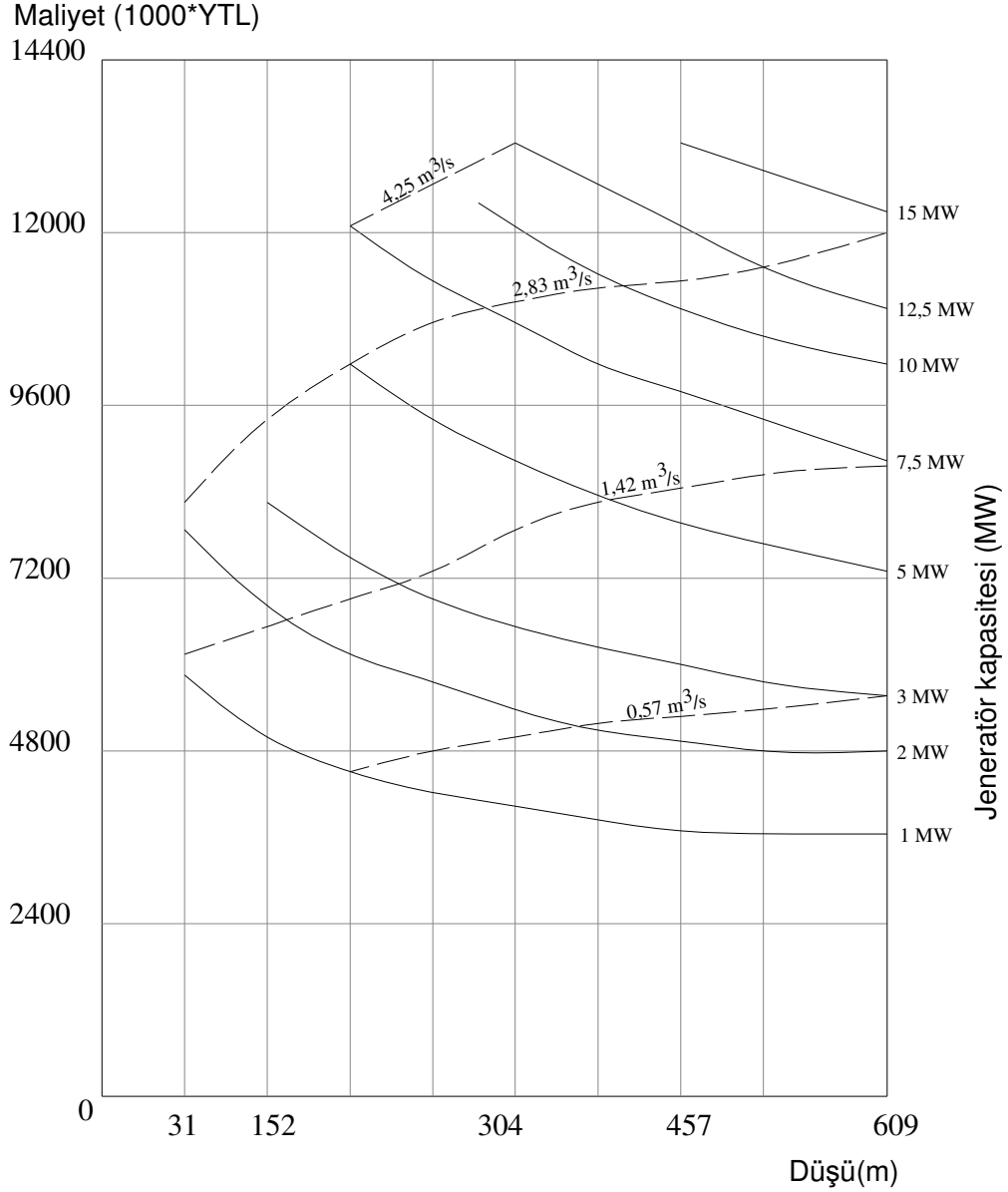
Şekil 11.8b Santral yapısı ve gereçleri maliyeti 'Dikey Francis türbini' (Keşif, türbin ve jeneratör, saha inşaat işleri, Santral inşaat işleri, çeşitli santral yapısı gereçleri, elektrik gereçleri aksesuarları ve türbin ani kapatma vanasını içermektedir. Maliyet tekil birim santral içindir. Türbin debisi, türbin verim katsayısı 0,85 kabulüne dayanmaktadır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213)



Şekil 11.9 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Yatay Francis türbini’ (Keşif, türbin ve jeneratör, saha inşaat işleri, Santral inşaat işleri, çeşitli santral yapısı gereçleri, elektrik gereçleri aksesuarları ve türbin ani kapatma vanasını içermektedir. Maliyet tekil birim santral içindir. Türbin debisi, türbin verim katsayısı 0,85 kabulüne dayanmaktadır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

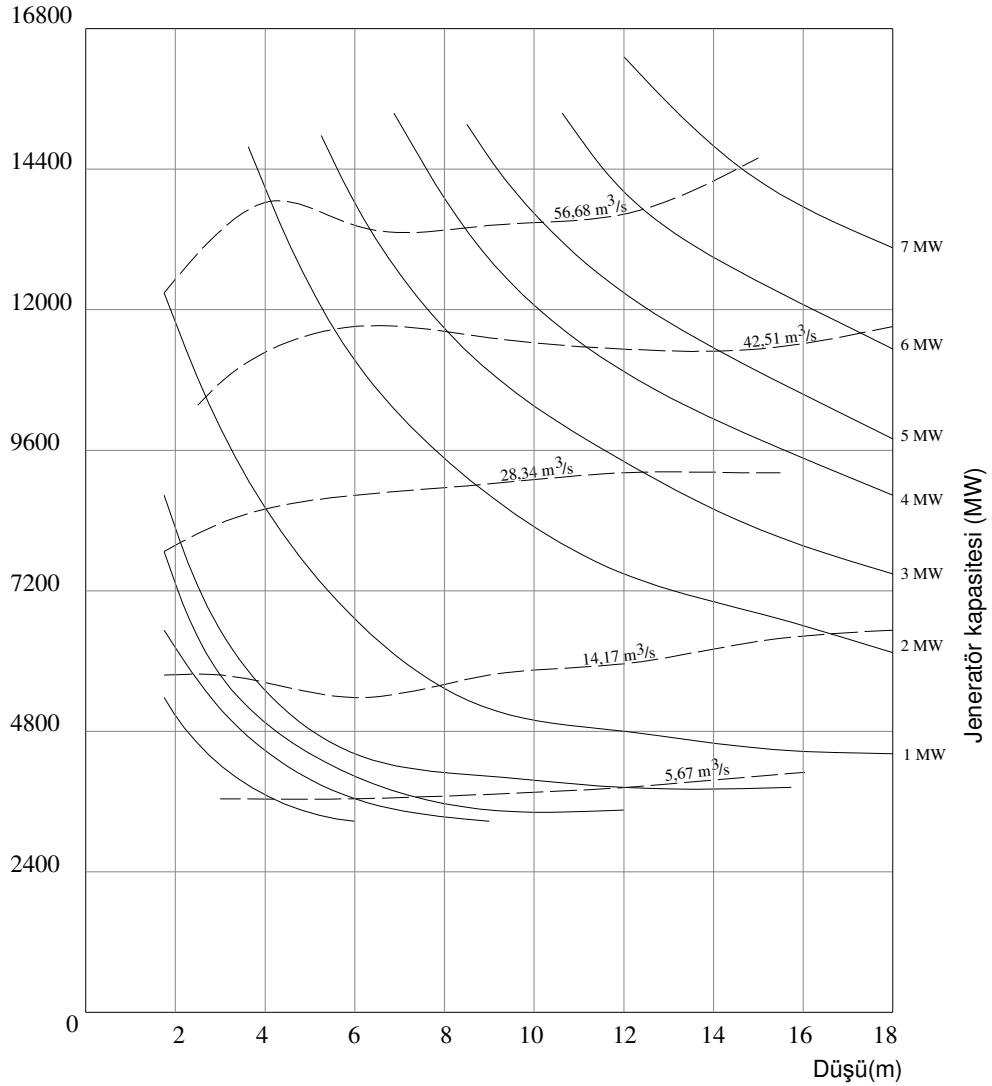


Şekil 11.10 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti 'Dikey ve Yatay Francis türbini' (Keşif, türbin ve jeneratör, saha inşaat işleri, Santral inşaat işleri, çeşitli santral yapısı gereçleri, elektrik gereçleri aksesuarları ve türbin ani kapatma vanasını içermektedir. Maliyet tekil birim santral içindir. Türbin debisi, türbin verim katsayısı 0,85 kabulüne dayanmaktadır. Saha şartları, geleneksel yatay dizilim içinde iken dikey kurulumu zorlayabilir. Bu durumda yatay eleman bedellerini %8 arttırılarak dikey eleman bedelini elde edilebilir (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

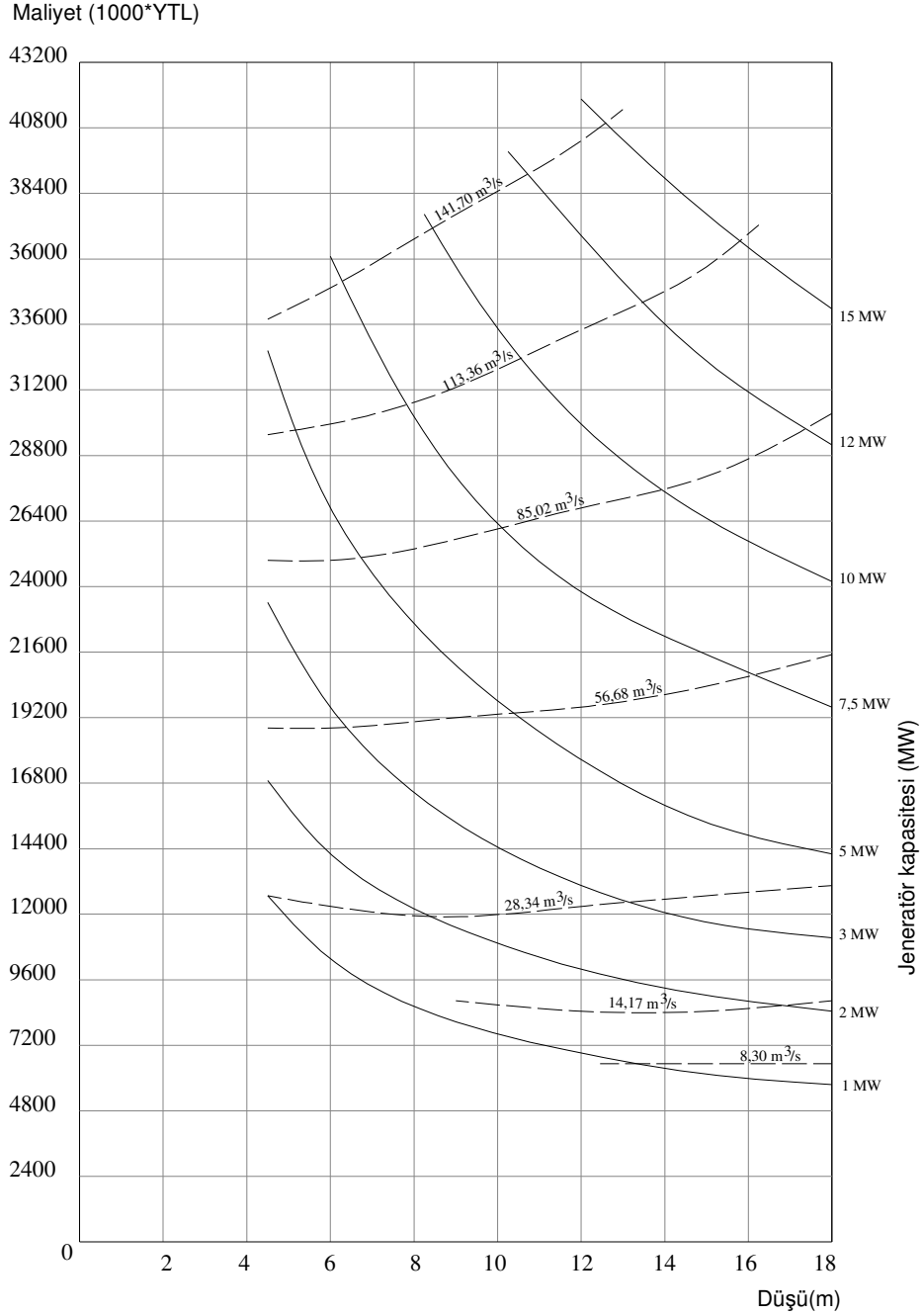


Şekil 11.11 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘İmpuls türbin birimleri’ (Keşif, türbin ve jeneratör, saha inşaat işleri, Santral inşaat işleri, çeşitli santral yapısı gereçleri, elektrik gereçleri aksesuarları ve türbin ani kapatma vanasını içermektedir. Maliyet kapalı alandaki tekil birim santral içindir. Türbin debisi, türbin verim katsayısı 0,85 kabulüne dayanmaktadır. Maliyet, tekil yada çift iğne uçlu yatay doğrudan jeneratöre bağlı impuls türbini kabulüne dayanır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

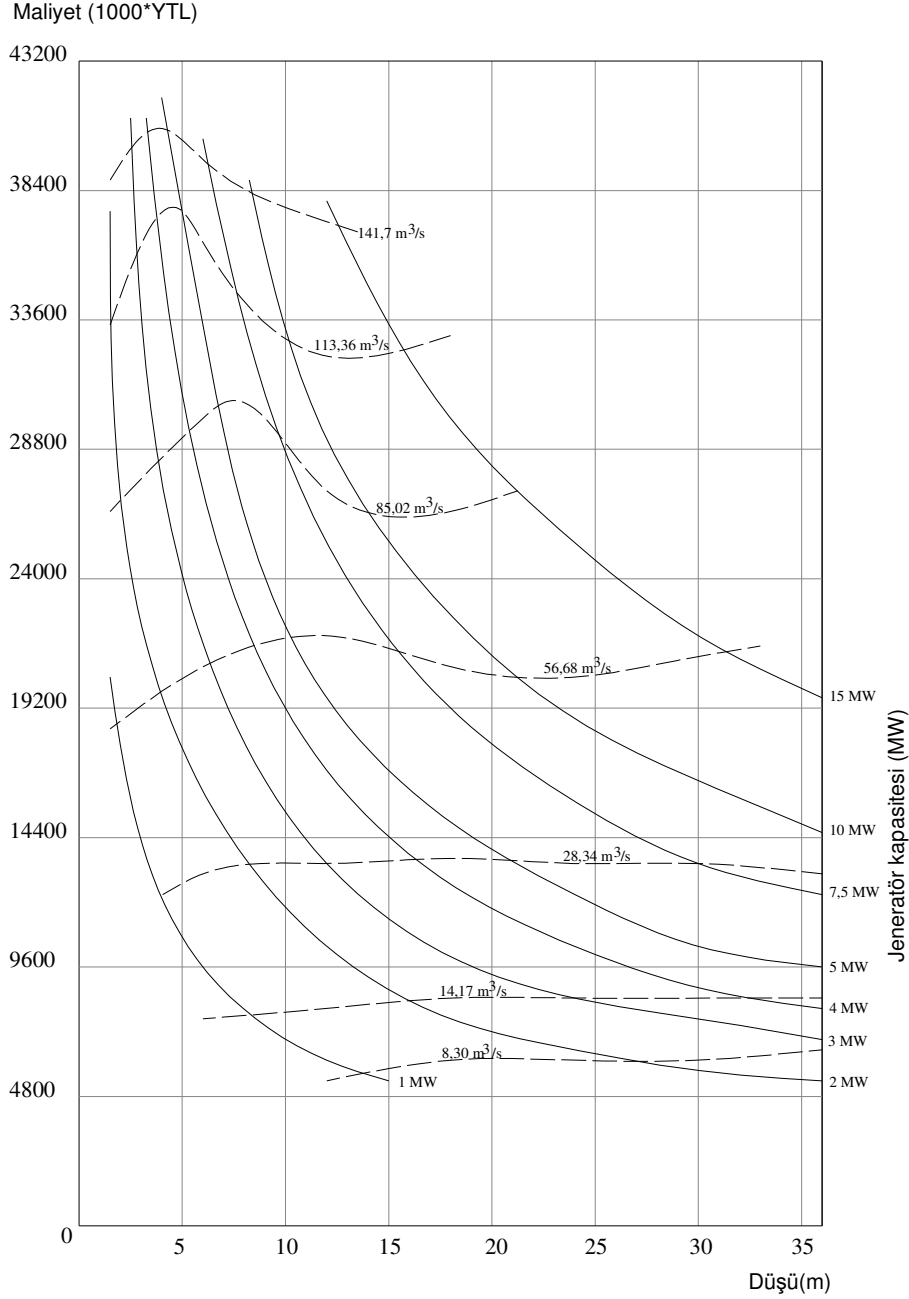
Maliyet (1000*YTL)



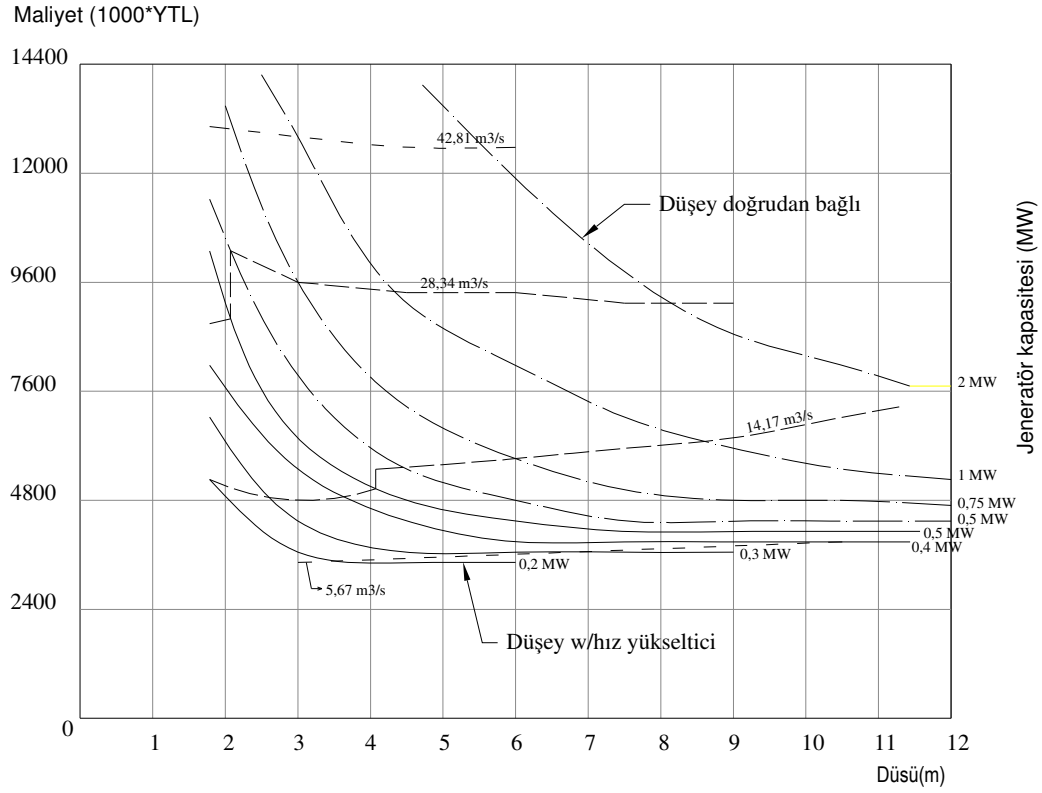
Şekil 11.12 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti 'Boru tipi türbin birimleri' (Keşif, türbin ve jeneratör, saha inşaat işleri, Santral inşaat işleri, çeşitli santral yapısı gereçleri, elektrik gereçleri aksesuarları ve türbin ani kapatma vanasını içermektedir. Maliyet tekil birim santral içindir. Türbin debisi, türbin verim katsayısı 0,85 kabulüne dayanmaktadır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).



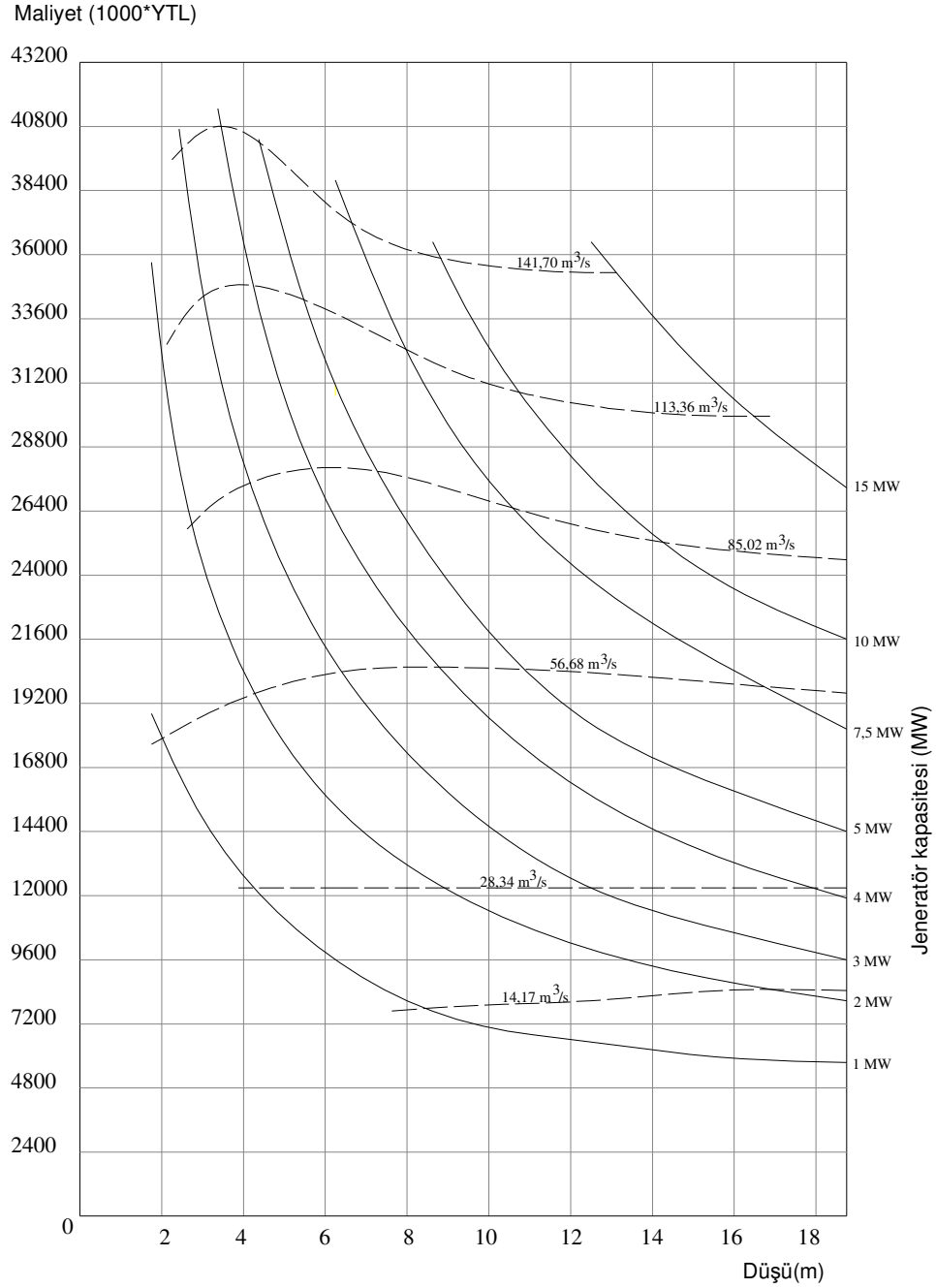
Şekil 11.13 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Ampul tipi türbin birimleri’ (Keşif, türbin ve jeneratör, saha inşaat işleri, Santral inşaat işleri, çeşitli santral yapısı gereçleri, elektrik gereçleri aksesuarları ve türbin ani kapatma vanasını içermektedir. Maliyet tekil birim santral içindir. Türbin debisi, türbin verim katsayısı 0,85 kabulüne dayanmaktadır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).



Şekil 11.14 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti 'Yatay çark tipi türbin birimleri' (Keşif, türbin ve jeneratör, saha inşaat işleri, Santral inşaat işleri, çeşitli santral yapısı gereçleri, elektrik gereçleri aksesuarları ve türbin ani kapatma vanasını içermektedir. Maliyet tekil birim santral içindir. Türbin debisi, türbin verim katsayısı 0,85 kabulüne dayanmaktadır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

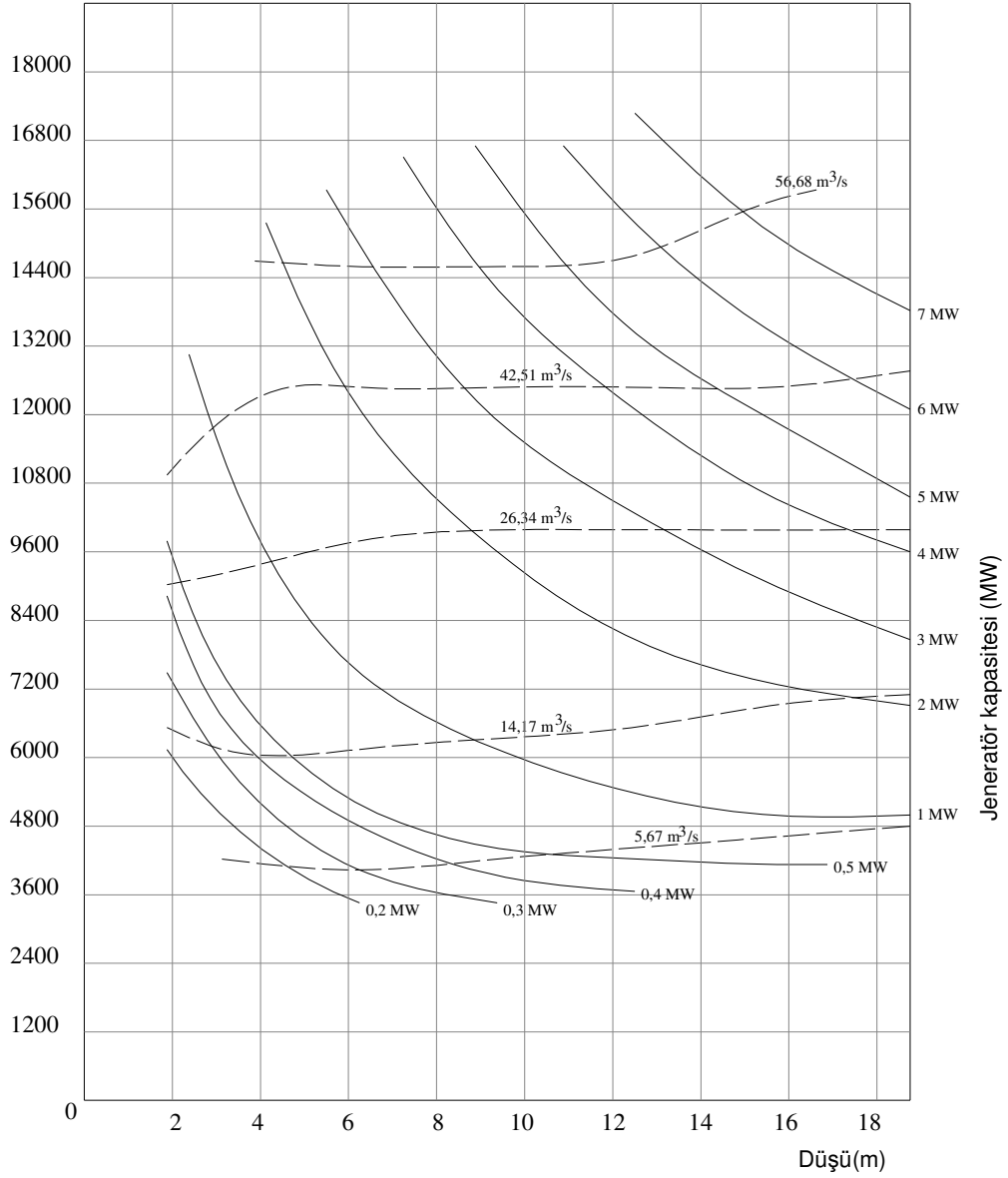


Şekil 11.15 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti ‘Açık oluk (D) tipi türbin birimleri’ (Keşif, türbin ve jeneratör, saha inşaat işleri, Santral inşaat işleri, çeşitli santral yapısı gereçleri, elektrik gereçleri aksesuarları ve türbin ani kapatma vanasını içermektedir. Maliyet tekil birim santral içindir. Türbin debisi, türbin verim katsayısı 0,85 kabulüne dayanmaktadır. Tipik dikey sabit kanatlı çark tipi türbin birimleri için hazırlanmıştır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).



Şekil 11.16 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti 'Yatay çark (D) tipi türbin birimleri' (Keşif, türbin ve jeneratör, saha inşaat işleri, Santral inşaat işleri, çeşitli santral yapısı gereçleri, elektrik gereçleri aksesuarları ve türbin ani kapatma vanasını içermektedir. Maliyet tekil birim santral içindir. Türbin debisi, türbin verim katsayısı 0,85 kabulüne dayanmaktadır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

Maliyet (1000*YTL)

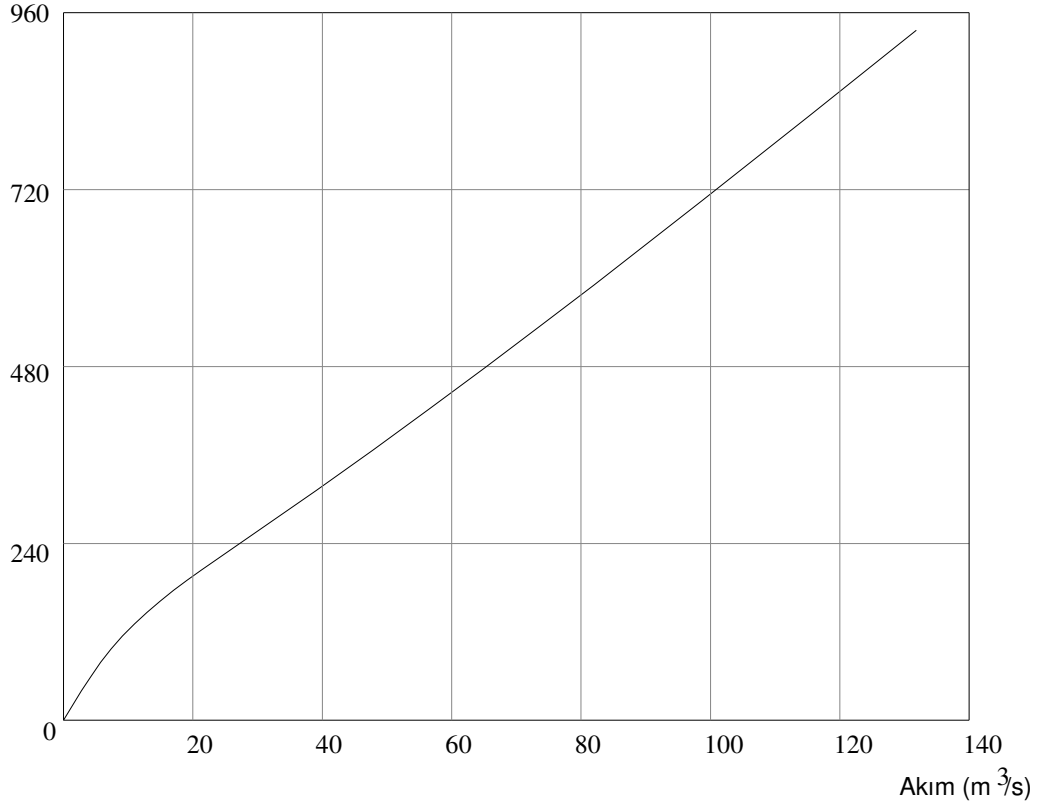


Şekil 11.17 Santral yapısı ve gereçleri maliyeti 'Boru (D) tipi türbin birimleri' (Keşif, türbin ve jeneratör, saha inşaat işleri, Santral inşaat işleri, çeşitli santral yapısı gereçleri, elektrik gereçleri aksesuarları ve türbin ani kapatma vanasını içermektedir. Maliyet tekil birim santral içindir. Türbin debisi, türbin verim katsayısı 0,85 kabulüne dayanmaktadır.) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

11.6. Kuruksuyu Kanalı Kazısı

Kuruksuyu kanalı kazısı masrafı, kazının ortalama derinlik ve uzunlukta olmasına g6redir. T6rbinlenen debini miktarını taşıyabilecek kadar Şekil 11.18 'deki çizge kuruksuyu kanalının t6rbinlenen suyun miktarına g6re keşfini sağlar.

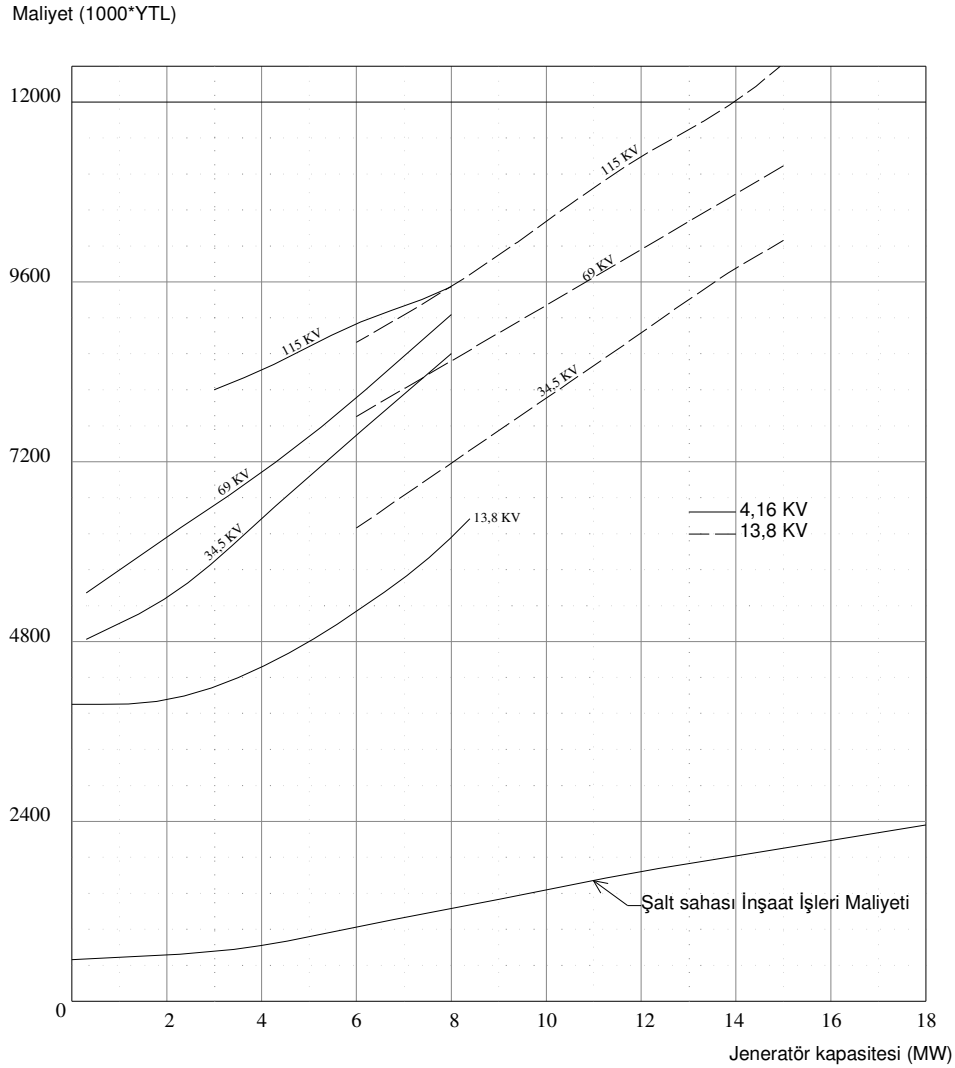
Maliyet (YTL/m)



Şekil 11.18 Kuruksuyu kanalı kazı maliyeti (Keşif, kazılacak zeminin %50 kaya %50 genel malzemeden oluştuğu varsayımına g6re hazırlanmıştır. Kuruksuyu kanalına geçiş bölgesi bedeli santral maliyetinin içinde alınmıştır. Kuruksuyu kanalı uzunluğu geçiş bölgesi sonundan itibaren hesaplanır) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

11.7. Şalt Sahası

Şalt sahası inşaat masrafları Şekil 11.19 'da verilmiştir, maliyetler hazırlanırken normal koruma duvarları ve çit telleri öngörülmüş olup, ek önlemler daha fazla kazı ve dik arazide özel temeller gerektirir. Şalt sahası gereçleri masrafları da Şekil 11.19 'dan elde edilebilir. Veriler ençok 115 kV'a kadar hizmet edecek tesisi için verilmiştir ve ana trafosu kapsar. Tek hat devre kesici masrafları ayrıca eklenir.



Şekil 11.19 Şalt sahası ve jeneratör gerilim devre kesicisi maliyeti (Maliyet tekil santral birimi içindir, birden çok santral birimi kullanılacağı zaman $240.000 \text{ YTL}^* (\text{Birim sayısı}-1)$ formülü ile hesaplanan bedel ilave edilecektir. Toplam Şalt sahası maliyeti inşaat masrafları ile nakil gerilimine uygun gereçlerin bedelleri toplanarak bulunur) (Electric Power Research Institute, Report EM-3213).

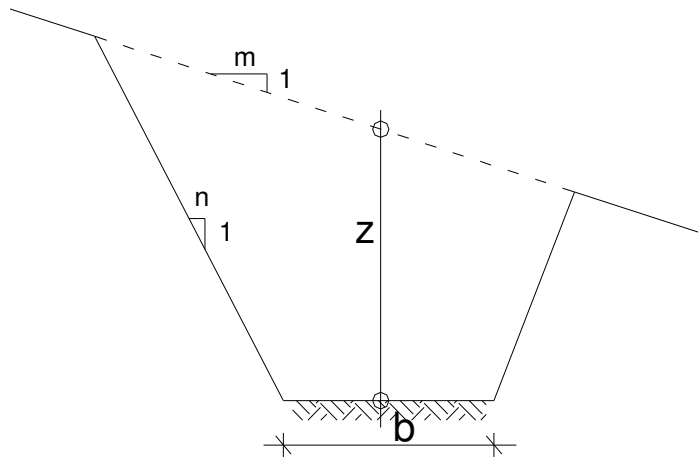
11.8. Açık kanallar

Su kaynakları projelerinde genellikle trapez kesitli ve çeşitli şev eğimlerinde, kaplamalı ve kaplamasız olarak inşa edilebilir. Önemli kanalların yanına ilk yapım ve bakımların yapılmasına olanak sağlamak için yol inşa edilir. Kanal hafriyat miktarlarına ulaşmak için aşağıdaki denklemler verilmiştir (Şekil. 11.20) (Karataban, 1976).

$$n=1 \text{ için} \quad V = (1/(1 - m^2)) \cdot (z + b/2)^2 - b^2/4 \quad (11.11)$$

$$n=1,5 \text{ için} \quad V = (6/(4 - 9m^2)) \cdot (z + b/3)^2 - b^2/6 \quad (11.12)$$

$$n=2 \text{ için} \quad V = (2/(1 - 4m^2)) \cdot (z + b/4)^2 - b^2/8 \quad (11.13)$$



Şekil 11.20 Kaplamasız açık trapez kanal tipik kesiti (Karataban 1976).

Kaplamalı kanallarda $n=1$ için beton miktarı (Şekil 11.21) ;

$$V = (2,83 \cdot (0,1 + h) + b) \cdot d \quad (11.14)$$

Yanında yol olan kanal hafriyat ve dolgu miktarları (Şekil 11.22);

$$\alpha = m \cdot (1,5 \cdot h + b/2 + 2,75) \quad (11.15)$$

$$z = h - t + 0,5 + \alpha \quad (11.16)$$

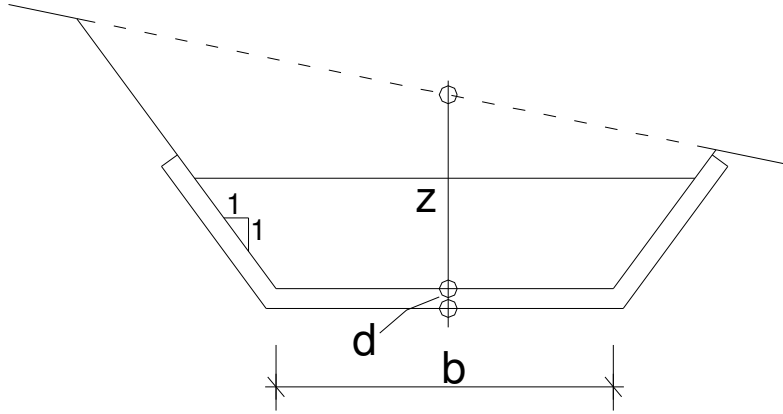
$$V = (6/(4 - 9 \cdot m^2)) \cdot (t + b/3)^2 - b^2/6 \text{ ile hafriyat hacmi} \quad (11.17)$$

$$V = (6/(4 - 9 \cdot m^2)) \cdot (z + 4/3)^2 - 2,67 \text{ ile dolgu hacmi hesaplanabilir.} \quad (11.18)$$

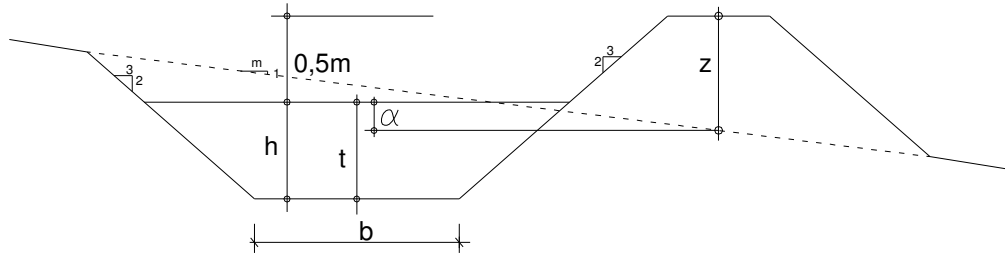
Burada,

V: Hacim (m³/m)

m: arazi eğimi(m)



Şekil 11.21 Kaplamalı açık kanal tipik kesiti (Karataban 1976).



Şekil 11.22 Açık kanal ve hizmet yolu kazı-dolgu dengesi tipik kesiti (Karataban 1976).

12. JEOLJİ

12.1. Genel

Bütün inşaat çalışmalarının yerkabuğundaki toprak veya kaya kazısının zemin taşıma gücü üzerinde etkileri vardır. Birçok yapıda (yol, demiryolu dolgusu, toprak, kaya dolgu baraj) çeşitli cins dolgu kullanılmaktadır. Bütçelerin büyümesi ve teknolojinin gelişmesi sonucu olarak inşaat projelerinin sayı ve boyutları belirgin şekilde artmıştır. Buna bağlı olarak jeolojik bozulmalar ortaya çıkar. Fransa'daki Malpesset kemer barajındaki temel bozulması ve İtalyadaki Voiont kemer barajı yanal kayması sonucunda önemli cam ve mal kayıpları oluşmuştur. Bu kayıplardan İnşaat ve Jeoloji mühendisleri çok etkilendiler ve daha derin araştırma yaparak konu hakkında çok sayıda yayın yaptılar. Küçük Hidroelektrik Santrali inşaat projelerinde geçmiş kaza ve deneyimler sonucu olarak aşağıdaki şekildedir.

12.2. Hidroelektrik Santral İnşaatı Sırasında Jeolojik Etkiler

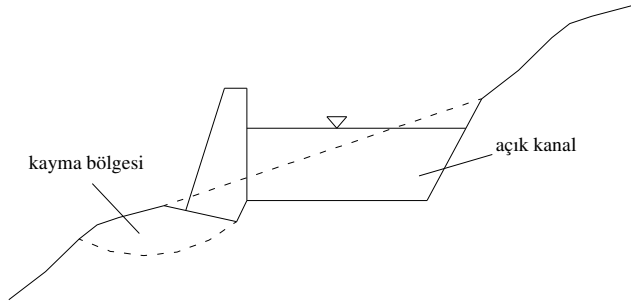
- a. Temel taşıma gücü
- b. Deformasyon ve oturma özellikle gövdedeki farklı oturma
- c. Sızma sorunu, su basıncı veya su kotu nedeniyle
- d. Mesnet ve şev duraylılığı
- e. Yapının inşası sırasında hidrojeolojik koşullardaki değişim
- f. Deprem
- g. Yerel malzemelerin yapımda kullanılması

12.3. KHES İnşaat İşlerinin Özellikleri

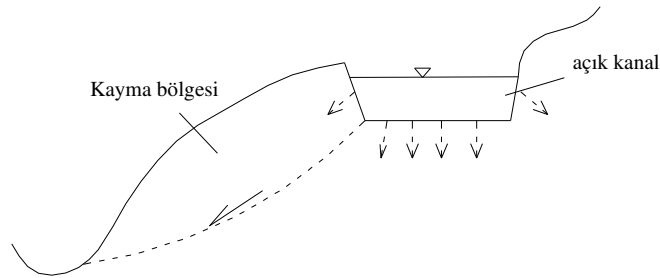
Küçük hidroelektrik santrallerde su kotu ve yükleme havuzu su derinliği genelde 3–5 m dir. Bu yüzden her bir metredeki su yükü 0,1–0,2 MPa'dır. Hâlbuki orta büyüklükteki santrallerde baraj kotu 30–50 metre, taban basıncı 2–4 MPa, büyük santrallerde ise baraj

kotu 100 m ve taban basıncı 10 MPa dolayındadır. Küçük hidroelektrik santral inşaatı sırasında ortaya çıkan aksaklıklar aşağıda yazılmıştır.

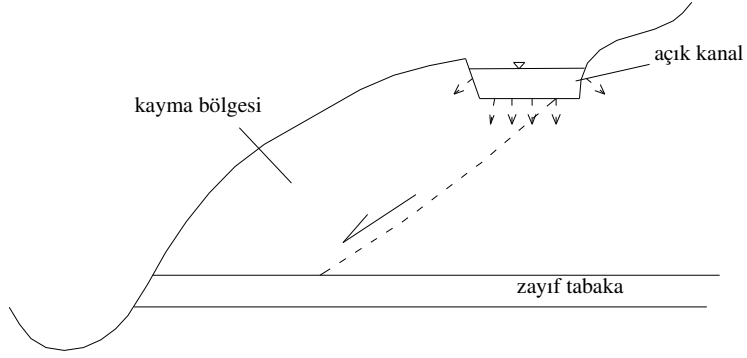
- a. Şev kayması (kanal dış tarafındaki): Şekil 12.1 ile 3 gösterilen şekilde kaya dolgu olarak yapılan yamaçlar ciddi hasar görmektedir. Düşük eğimde yapılması duraylılığı artırır.
- b. Şev kayması (yıkınma veya fazla çökelti yüklenmesinden) Şekil 12.4, 5 de görüldüğü şekilde yağmur fırtınası veya yüzey suları etkisiyle oluşur.
- c. Şev kayması, yüzey suyu sızması ile şev yıkılması genelde sediment kayalarda ve toprak şevlerde tabaka kopması veya atmosfer etkisiyle görülür. Şekil 12.6
- d. Yükleme havuzu duvarlarının yıkılması, Yükleme havuzundaki sızma, hava şartları, kaya yamacındaki zayıflıklar dolayısıyla oluşur. Şekil 12.7
- e. Santral binası arkasındaki bindirme kayada heyelan, düşük basınç galerindeki sızma sebebiyle hasar görür. Şekil 12.8
- f. Çamur akımı dolayısıyla şev kayması
- g. Eski dolgunun harekete geçmesiyle kanal yıkılması
- h. Deprem sorunu
- i. Yamaç molozu, fay hareketi, bindirme ile yıkılma



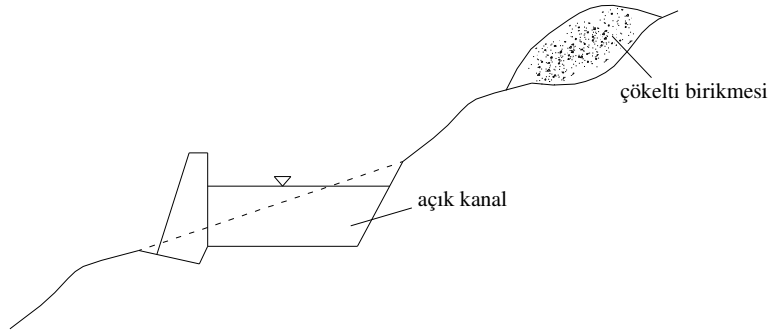
Şekil 12.1 Kaya zeminde küçük kayma



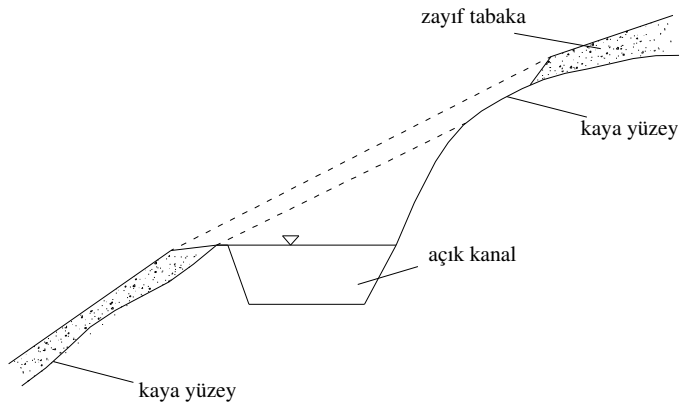
Şekil 12.2 Toprak zemin üzerinde kayma



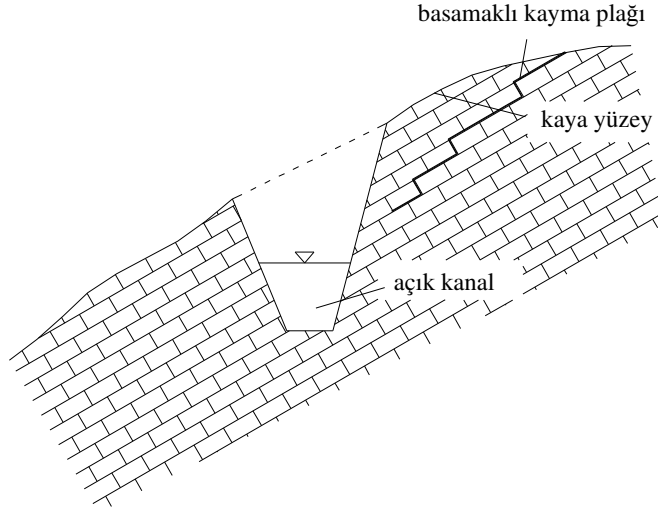
Şekil 12.3 Zayıf tabaka üzerinde kayma plağı oluşumu



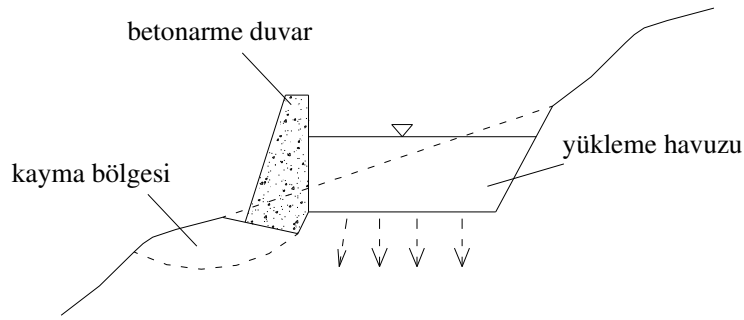
Şekil 12.4 Yamaç yikanması ile oluşan çökelti birikmesi



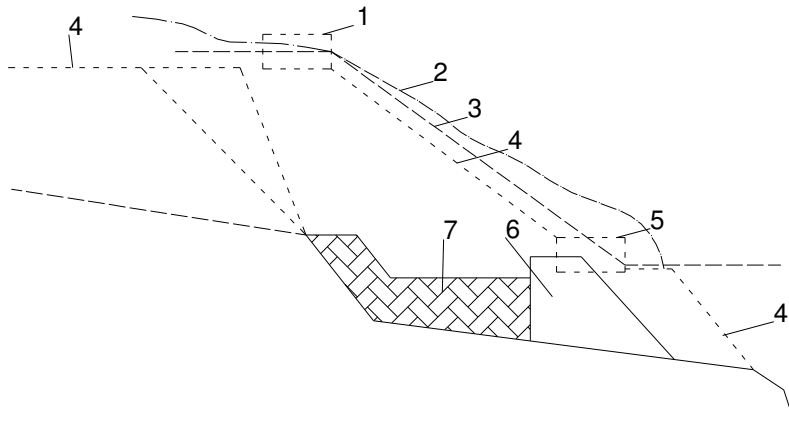
Şekil 12.5 Aşırı yüklü bindirme birikintisi kayması



Şekil 12.6 Tabakalı kaya zeminlerde basamaklı kayma hasarı



Şekil 12.7 Yüklem havuzu yıkılması



Şekil 12.8 Çokgen kayma yüzeyi hasarı ve etkileri çizimi (1 üst bindirme bloğu, 2 doğal zemin çizgisi, 3 cebri boru ilk yeri, 4 yıkıdan önce zemin yüzeyi, 5 alt blok, 6 taş duvar, 7 geri dolgu) (Tang 1996)

12.4. Jeomorfoloji

Doğal kayma veya heyelan genellikle topografya ve jeomorfolojik özelliklerden, yaşlı dolgudan ve yamaç molozundan ortaya çıkar. Bunların duraylılığı için çok iyi bir incelemeye ihtiyaç vardır. Örneğin; şevlerin eğiminin düşürülmesi, sah düzenleme, kontrolsüz artezyenlerin akaçlanması, çalı ve ağaç düzenlemesi, şev yüzeylerine blokaj serilmesi, çim ekimi veya zeminin sıkılanması vb. Genel olarak yaşlı dolgular ve moloz yığınları üzerinde kanal veya boru inşa etmek sakıncalı, enazından masraflıdır.

12.5. Santral Yeri Seçimi

Büyük ve orta büyüklükteki HES'lerde santral binası genelde gövdenin topuğun, yeraltına, şev-yamaç temeline konuşlandırılır. Bu durum diğer taraftan güç tesisinin sırtında doğal zemin yapısının bozulması, şev kesilmesi anlamına gelir ki büyük saha çalışmaları yatırım masraflarını arttırmaktadır. Bu sebeple topografik- jeolojik şartların önceden belirlenmesi ve sorgulanması gerekliliği ortadadır. Küçük hidroelektrik santrallerde ise santral binası yeri düz veya dar teraslama yapılmış alanlarda veya akarsu şevlerinin uzağında seçilebilir ki bu birkaç metre cebri boru masrafını arttırır. Ancak güvenlik artar ve dolaylı olarak toplam maliyet azalır.

13. ŞİŞİRME BARAJLAR (KAUÇUK)

13.1. Genel

Dünyada ilk kez A.B.D. 'de, 1950 li yılların sonunda (1957, Los Angeles akarsuyu, 1,5 m yükseklik, 39,6 m açıklık) yapımına başlandı. 21. y.y.'ın başı itibariyle 2000'li rakamların üstüne çıkmış şişirme barajların, ülkemizde 2003 yılında tamamlanmış ilk örneği, Aşağı Büyük Menderes Havzasında, Bafa ve Serçin göllerinin su seviyelerin sabit tutmak, doğal yaşamı eski durumuna getirmek ve Söke Ovası sulama suyunun karşılanmasına katkıda bulunmak üzere yapılmış tesistir.

Sürüntü maddelerinin baraj haznesini doldurması tehlikesi karşısında hazne kapasitesini arttırmak ve soğuk iklimlerdeki kapak işletme sorunlarını gidermek amacıyla yapılan kauçuk baraj yükseklikleri 6 m' ye çıkabilmekte; beton temel üstüne ankre edilen kauçuk gövde ve gövdeyi şişirmeye yarayan donanımlardan oluşmaktadır.

13.2. Şişirme Barajların Tipleri ve Uygulama Alanları

Şişirme barajlar; hava, su, hava ve su ile şişirilenler olmak üzere üç tipte yapılabilmekle birlikte, günümüzde daha çok hava ile şişirilenler ön plana çıkmaktadır (Baykan 2005) (Şekil 13.1, Şekil 13.3).

Şişirme barajların uygulama alanları aşağıda verilmiştir:

1. İşletmedeki barajların tepe seviyelerini arttırmada,
2. Kapaksız dolu savakların kapaklıya çevrilmesi halinde, çelik kapakların yerine kullanımında,
3. Denize yakın yerlerde, deniz suyu ile akarsuyun tatlı suyunun girişiminin önlenmesinde,

4. Akarsuların kirlenmesinin önüne geçilmesi için yan engeller oluşturmada,
5. Küçük KES'lerin çevirme yapılarında,
6. Kapak yerine kullanımda,
7. Yeraltı suyunun beslenmesi için hidrolik yük yaratmada,
8. Gel-git bariyerlerinde,
9. Mesire yeri oluşturulmasında,
10. Akarsu iyileştirilmesi ve ulaşımında,

13.3. Şişirme Barajların Malzeme Özellikleri

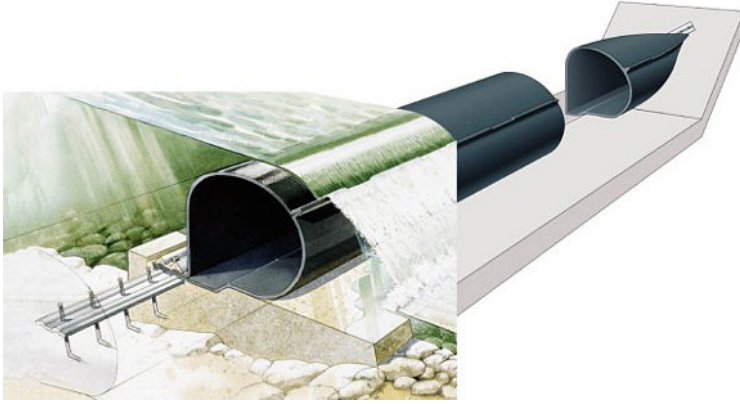
Temeli betonarme, gövdesi PVC ile kaplanmış polyester, Lastik kaplı öngermeli naylon ve polineopren gibi malzemelerden yapılan bu tip barajlarda, malzeme kalınlığı 15–25 mm arasında değişmektedir (Şekil 13.4). Bazı barajların savak yüksekliklerine göre gerekli malzeme kalınlıkları Tablo 13.1’de verilmiştir.

Tablo 13.1 Savak Yüksekliğine Bağlı Kauçuk Kalınlığı

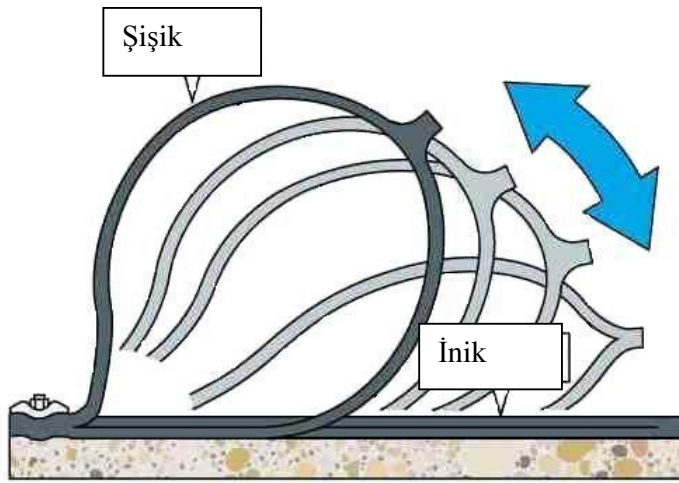
Savak yüksekliği (m)	Kauçuk kalınlığı (mm)
0,4- 1,0	10,0
1,1-1,6	11,5
1,7-2,4	12,5
1,5-2,9	14,5
3,0-3,4	16,5

13.4. Şişirme Barajların Profili

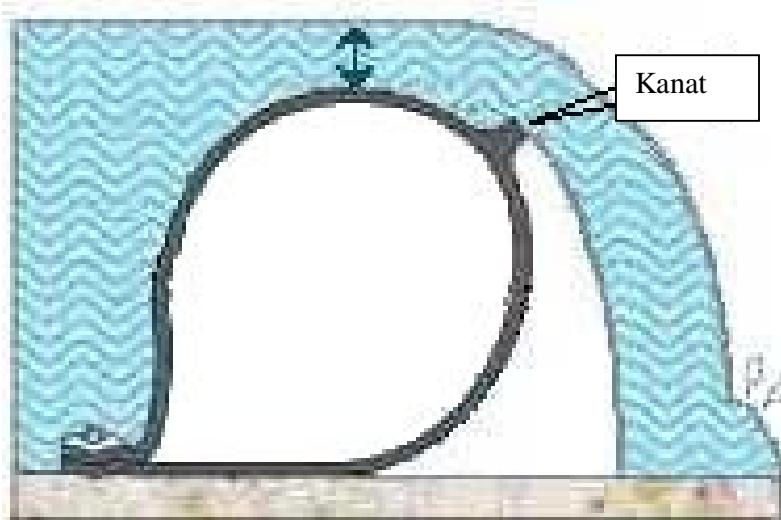
Savak profili, memba ve mansap su seviyeleri ile belirli bir işletme koşulu için hesaplanan iç basıncın bir işlevi olarak göz önüne alınarak ve malzeme gerilmeleri belirlenmek suretiyle tasarlanmaktadır. Savak profilinin tasarımılandırılmasında, Anwar, Binnie ve Harrison’un geliştirdiği kuramlar kullanılmaktadır.



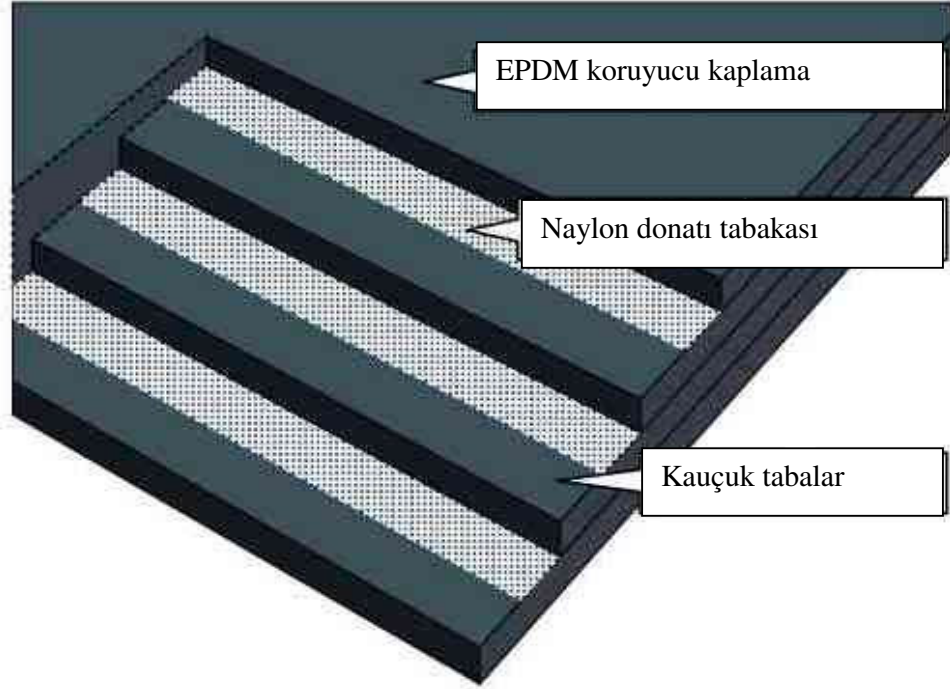
Şekil 13.1 Şişirme baraj kurulum ilkesi (WEB_1, 2006)



Şekil 13.2 Şişirme baraj çalışma ilkesi (WEB_1, 2006)



Şekil 13.3 Şişirme baraj çalışma ilkesi (WEB_1, 2006)

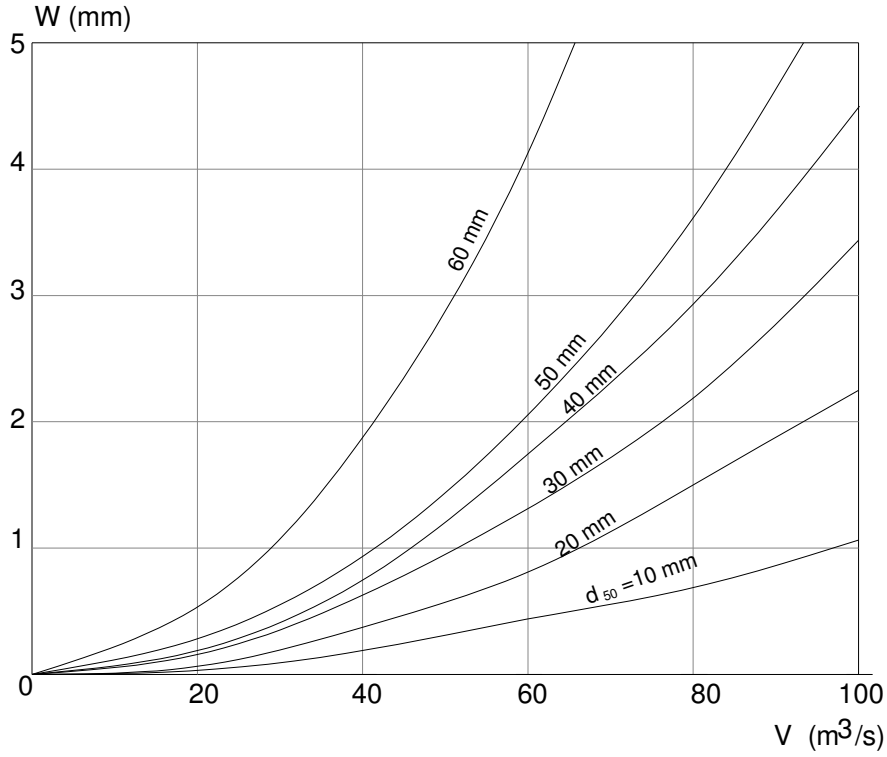


Şekil 13.4 Kauçuk malzemenin katmanları (WEB_1, 2006)

Gövde malzemesinin alacağı çekem kuvveti savak yüksekliğine bağlı olarak artmaktadır. Bu alanda yapılan çalışmalarda akım doğrultusunda oluşacak çekme kuvvetinin, 10 m'lik savak yüksekliği için 600 kgf/cm, 2 m'lik savak için ise 25 kgf/cm seviyesinde olacağı belirtilmiştir.

Yüksek gerilmelere dayanıklı savak malzemesi için yapılan araştırmalar daha büyük boyutlardaki (yükseklik bakımından) şişirilebilir savakların projelendirilebilmesi ve inşası açısından oldukça önemlidir. Bugüne kadar uygulamada 6 m2den büyük yüksekliğe sahip şişirilebilir barajların projelendirilebilmesinin mümkün olabileceği bilinmektedir.

Öngerilme verilerek kaplanan malzemelerin etrafındaki lastik kaplamanın yüksek gerilmeye dayanıklılığının yanı sıra hava ve su geçirimsizliğinin sağlanması da dikkate alınmaktadır. Şişirilebilir barajların gövde malzemesinin dayanıklılığını arttırabilmek için yapılan çalışmalarda bir savak malzemesi için 30 yıllık savak ömrü boyunca dış yüzeyindeki aşınma miktarını vermek ve malzeme kalınlığının saptanmasında aşağıdaki çizgeden yararlanılabilir.



Şekil 13.5 Değişik dane çaplarına göre aşınma miktarları

$$W = 8 \cdot 10^{-9} \cdot d_{50} \cdot v^2 \cdot q \quad (13.1)$$

Burada,

W: Savak malzemesi dış yüzeyindeki aşınma (mm)

d_{50} : %50 dane çapı (mm)

v: hız (m/s)

q: 30 yılda sürüklenen madde hacmi (m^3/m)

Değişik dane çaplarına göre elde edilen grafik kullanılırken taşınan taş-çakıl formlarının da aşınma için önemli bir faktör olacağı göz önünde tutulmalıdır.

13.5. İşletme ve Bakım

Şişirilebilir barajlar otomatik olarak, genellikle memba ve mansap tarafındaki su seviyelerine göre kontrol edilip işletilebilir. Hava ile işletilen barajlar yarı otomatik olarak çalışmaktadır. Genellikle 20 dakikada şişirilir, 45 dakikada söndürülür.

Söndürme ihtiyacı aylık yağışlar ve taşkındır. Şişirilebilir barajlar çok az bakım gerektirir. Tamirata kolaydır. Tek mekanik kısım valf grubudur. Gövde basitçe fırçalanarak temizlenebilir. Sistemin elverişli olduğu durumlar;

- a. Basitçe devreye girme ve çıkma düzeneklerine sahip olması
- b. Esnek yapısı sürüntü malzemesi ve kirliliğin giderilmesinde kolaylık sağlar,
- c. Hafif olması dolayısıyla temel oturmalarını küçültür,
- d. Kurulumu oldukça hızlıca yapılır,
- e. Geniş açıklıklarda kullanılabilir,
- f. İşletme masrafları çok azdır,
- g. Uzun ömürlüdür,

Elverişsiz durumlar;

- a. Keskin maddeler ile hasar görebilir,
- b. Söndürme sırasında yüzeyi yaralanabilir,
- c. Kenarlarda gövde titreşimi ile küçük çatlaklar ortaya çıkarabilir.

KAYNAKLAR

- Amerikan Water Works Assos. (1999) Steell Pipe- A Guide for Design and Installation, *American Water Works Assosiation*, USA, 176 s.
- Baykan, N.O. (2005) Su Yapıları, *Pamukkale Üniversitesi*, Denizli, 330 s.
- Benzeden, E., Öziş, Ü. ve Özdağlar, D. (2001) Su Getirme ve Kanalizasyon Tesislerinde Sayısal Örnekler, *Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Basım Ünitesi no:218*, İzmir, 203 s.
- Berkün M. (2005) Su Kaynakları Mühendisliği, *Birsen Yayınevi*, İstanbul, 439 s.
- Cofcof, Ş. (1993) Kanal Santrallerinde Genel Boyutlandırma Esasları, *Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü Matbaası*, Ankara, 84 s.
- Çeçen, K. (1962) Vahşi Derelerden Sualma, *Tabes Matbaası*, İstanbul, 160 s.
- Çeçen, K. (1983) Su Kuvvetleri, *İstanbul Teknik Üniversitesi Matbaası*, İstanbul, 171 s
- Electric Power Research Institute, (1983) “Simplified Methodology for Economic Screeninig of Potential Small-Capacity Hydroelectric Sites”, *E.P.R.I, Report EM-3213*,
- Geidion, S. (1982) “Die Herrschaft der Mechanisierung” *Europäische Verlagsanstalt, Frankfurt am Main*, ISBN 3-434-00711-3
- Gulliver, J. S. and Arndt, R. E. A. (1991) Hydropower Engineering Handbook, *McGRAW-HILL*, USA, 658 s.

- Jiandong, T., Naibo, Z., Xianhuan, W., Jing, H. and Huishen, D. (1996) Mini Hydropower, *John Wiley&Sons*, England, 312 s.
- Karataban, A.Y (1976) Su Kaynaklarının Planlama ve İdaresinde Ekonomik ve Mali Fizibilite, *Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü Matbaası*, Ankara, 370 s.
- Kızılkaya, T. ve Yegül, Ü. (1988) Su Yapıları, *Emel Matbaacılık*, Ankara, 397 s.
- Kilchman, A. (1992) “Die Geschichte der Wasserturbine”. Bonn, Deutschland, Schriftenreihe der Frontinus-Gesellschaft, *Frontinus-Tagung 1991 in Trier und Weitere Beiträge zur Historischen Entwicklung der Wassertechnik*, Heft 16, S. 139–165.
- McStraw, B. (1996) Inspection of Steel Penstocks and Pressure Conduits, *U.S.A. Bureau of Reclamation*, USA, 39 s
- Mosonyi, E. (1963) Water Power Development, I-1, *Akademia Kiado*, Budapeşte, 545s.
- Öziş, Ü. (1983) Su Yapıları, *Ege Üniversitesi Matbaası*, İzmir, 608 s.
- Öziş, Ü. (1991) Su Kuvveti Tesislerinin Planlama Esasları, *Dokuz Eylül Üniversitesi Basım Ünitesi no:197*, İzmir, 317 s.
- Özyar, Z. (1988) Regülâtör Projesi Kriterleri, *Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü*, Ankara, 94 s.
- Redtenbacher F, (1869) “Teorie und Bau der Turbinen”, *Verlagsbuchhandlung Friedrich Bassermann*, Mannheim,
- Sungur, T. (1988) S u Yapıları Cilt 2, *Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü*, Ankara, 88 s.
- Şentürk F. (1957) Bağlamalar, *Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü*, Ankara, 223 s.

WEB_1(2006).Bridgestone web, <http://www.bridgestone.co.jp/english/diversified/rubberdam/> , (24.12.2006)

WEB_2(2006) <http://www.atlamaz.4mg.com/index4.htm>, (24.12.2006)

Yanmaz A. M. (1997) Applied Water Resources Engineering, *Metu press*, Ankara 381s

ÖZGEÇMİŞ

Murat Erdem, 1969 yılında Adapazarı'nda doğdu. İlk, orta ve lise eğitimini Denizli'de tamamladıktan sonra 1991 yılında D.E.Ü. Denizli Mühendislik Fakültesinden İnşaat Mühendisi olarak mezun oldu. Bu tarihten sonra özel kuruluşlarda, genelde sanayi tesisleri yapımı konusunda çalışmalarda bulundu. Halen özel bir şirkette proje yürütücüsü olarak görev yapmaktadır. Yabancı dili İngilizcedir.