

6. AÇIK KANAL AKIMLARI (SERBEST YÜZEYLİ AKIMLAR)

6.6. Üniform Derinlikteki Kanal Akımları

Açık kanalların çoğunda sıvılar sabit derinlikte iletilir. Özellikle de sulama amacıyla yapılan kanaletlerde buna özen gösterilir. Ancak kanallardaki suyun maksimum hızı serbest yüzeyin biraz altında oluşmakta ve kanal yüzeyinde sıfır olmaktadır. Açık kanallarda hız profilini ve duvar kayma gerilmesini sabit alarak, verdi, kesit alanı ve eğim arasındaki ilişkiler aşağıdaki gibi irdelenebilir.

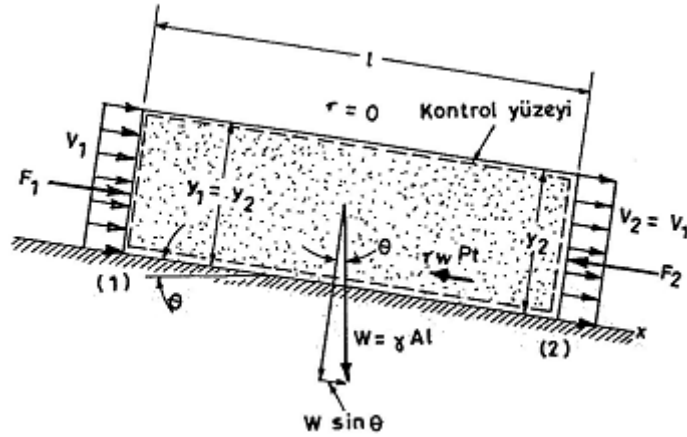
6.6.1. Chezy ve Manning eşitlikleri

Açık kanallarda verdinin bulunması çok eski yıllara dayanmakta olup bu konuda çeşitli formüller geliştirilmiştir. Burada Şekil 6.11'i göz önüne alınarak bazı formüller yazılabilir. Şekilde görülen kontrol hacmindeki akışın düzenli, üniform olduğunu kabul edeceğiz ve x eksenini doğrultusunda momentum eşitliğine uygulayacağız (Munson vd. 1994).

$$\sum F_x = \rho \cdot Q \cdot (V_2 - V_1) = 0$$

Burada;

- ΣF_x : Kontrol hacmine etkili olan dış kuvvetlerin toplamı (N),
- ρ : Akışkanın özgül kütlesi (kg/m^3),
- Q : Verdi (m^3/s),
- V_2 ve V_1 : İlgili kesitlerdeki akışkan hızları (m/s) dir.



Şekil 6.11. Açık kanalda üniform akımdaki kontrol hacmi(Munson vd. 1994).

Açık kanalda kesit değişikliği olmadığı için $V_1=V_2$ alınabilir ve ivmelenme sıfırdır. Kontrol hacmindeki (1) ve (2) kesitlerindeki momentumlar birbirine eşittir. Yatay x doğrultusundaki etkili kuvvetleri yazalım ($\Sigma F_x=0$).

$$F_1 - F_2 - \tau_w.P.L + w.\sin\theta = 0$$

Buradaki;

F_1 ve F_2 : Kontrol hacminin her bir ucundaki hidrostatik basınç kuvvetleridir. Akım üniform olduğundan $y_1=y_2$ ve $F_1=F_2$ 'dir.
 $\tau_w.P.L$: Sıvı ve kanal yüzeyinin etkileşimiyle ortaya çıkan kayma gerilme kuvvetidir.
 $w.\sin\theta$: Eğim yönünde sıvı ağırlığının bileşenidir.

Bu varsayımlardan sonra yukarıdaki eşitlik aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\tau_w = \frac{w.\sin\theta}{P.L}$$

Eğer $\sin\theta = \tan\theta = S_0$ alırsak ($S_0 \ll 1$ olduğu için) ve $w = \gamma.A.L$ ve $R = A/P$ olarak tanımlarsak;

$$\tau_w = \frac{wS_0}{P.L} = \frac{\gamma.A.L.S_0}{P.L} = \gamma.R.S_0$$

buluruz.

Açık kanallarda büyük (Re) sayılarında duvar kayma gerilmesinin $k.p.\frac{V^2}{2}$ ile orantılı olduğu bulunmuştur. Buna göre;

$$\tau_w = k.p.\frac{V^2}{2} = \gamma.R.S_0$$

eşitliği elde edilir. Bu eşitlikte γ yerine $\rho.g$ yazılması ve eşitliğin hız için çözümlenmesiyle

$$k.p.\frac{V^2}{2} = \rho.g.R.S_0$$

$$V = \left(\frac{2.g}{k}.R.S_0 \right)^{1/2}$$

eşitliği bulunur. Bu eşitlikte (k) terimi açık kanalın fiziksel özelliklerini kapsayan sürtünme katsayısıdır. Bunun yerine f sürtünme katsayısının konulması için ikisi

arasında bulunan $f = 4.k$ ilişkisinden elde edilen $k = f/4$ değerinin yazılmasıyla genel hız denklemi

$$V = \left(\frac{8.g}{f} \right)^{1/2} . (R.S_0)^{1/2}$$

eşitliği elde edilir. Bu eşitlikteki $(8.g/f)^{1/2}$ yerine C katsayısının konulması sonucunda açık kanallardaki genel hız denklemi

$$V = C.(R.S_0)^{1/2}$$

elde edilir (White 1998, Çengel ve Cimbala 2008). Bu formüldeki C'ye Chezy katsayısı denir ve bu eşitliğe de Chezy eşitliği adı verilir. Chezy formülünün çok kullanışlı ve basit olmasına rağmen bu eşitliğin tek sakıncası C katsayısının boyutlu ve metrik sistemde ($m^{1/2}/s$) olmasıdır.

Chezy formülündeki C katsayısının değerlerini saptamak amacıyla pek çok eşitlik geliştirilmiştir. Geliştirilen önemli ve en çok kullanılan amprik formüllerden bazıları aşağıdaki gibi verilebilir.

Bazin; genişliği 0,1-2,0 m, derinliği 0,2-0,95 m, kanal taban eğimi 0,0015-0,1 ve verdi değerlerinin 0,1-1,236 m^3/s olduğu açık kanallarda yapmış olduğu denemelerde Chezy katsayısını aşağıdaki gibi bulmuştur.

$$C = \frac{87.(R)^{1/2}}{Bz + R}$$

Buradaki Bz, Bazin katsayısı olup çizelge 6.1'de verilmiştir. Bazin katsayısı çizelgeden de görülebileceği gibi kanal özelliklerine göre $Bz = 0,06 \dots 1,75$ arasında değişmektedir (Ayyıldız 1983).

Çizelge 6.1. Bazin formülündeki Bz katsayıları (Ayyıldız 1983)

Kanal özellikleri	Bz
Çok düzgün kanallar (perdeli çimento ve rendelenmiş ahşap kanallar)	0,06
Düzgün kanallar (Tuğla, kesme taş, muntazam sıva, az rendelenmiş ahşap kanallar.	0,06
Moloz taş duvar, kalıptan yeni çıkmış beton kanallar.	0,46
Taş örgü ve düzgün toprak kanallar.	0,85
Doğal toprak kanallar.	1,30
Çok pürüzlü, çakıllı, otlanmış toprak kanallar.	1,75

Ganguillet ve Kutter İsviçreli iki araştırmacı olup 1869 yılında kendi adlarını verdikleri şu formülü geliştirmişlerdir (Tezer 1978).

$$C = \frac{23 + \frac{1}{N} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{i}\right) \cdot \frac{N}{\sqrt{R}}}$$

Formüldeki N katsayısı kanal çeper pürüzlülüğüne bağlı bir katsayı olup kanal özelliklerine göre çizelge 6.2'de verilmiştir.

Çizelge 6.2. Ganguillet ve Kutter formülündeki N katsayıları (Ayyıldız 1983)

Kanal özellikleri	N
Çok düzgün kanallar (iyi rendelenmiş ahşap ve iyi perdahlanmış beton kanallar).	0,010
Tahta kanallar.	0,0120
İyi derzli taş ve tuğla kanallar.	0,0130
Moloz taşlı kanallar.	0,0170
Toprak kanallar, dere ve nehir yatakları.	0,025
Çok pürüzlü, otlanmış su yolları.	0,030

Kutter, Ganguillet'ten ayrılarak daha sonra 1885 yılında kendi adıyla anılan aşağıdaki formülü önermiştir (Tezer 1978).

$$C = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

Bu eşitlikteki m katsayısı kanal çeper pürüzlülüğüne bağlı olup çizelge 6.3'de verilmiştir.

Çizelge 6.3. Kutter formülündeki m katsayıları(Ayyıldız 1983)

Kanal özellikleri	m
İyi rendelenmiş ahşap ve üzeri şaplanmış beton kanallar.	0,15
Beton ve betonarme kanallar.	0,20
Tuğla ve kesme taştan yapılmış düzgün kanallar.	0,25
Moloz taş ve adi taş kanallar.	0,30
Adi harçlı kanal ve kaba betonlu kanallar.	0,50
Temiz şekilde yapılmış düzgün toprak kanallar.	1,50
Kanal sevleri otlu kanallar.	1,75
Bakımsız otlanmış toprak kanallar.	2,00
Fazla otlanmış, çakıllı dereler ve toprak yataklar.	2,50

Açık kanallar için en fazla kullanılan formülü İrlandalı R. Manning (1816-1897) 1889 yılında geliştirmiştir. Manning Chezy formülündeki C katsayısının değerinin, pürüzlülük katsayısı (n)'nin tersi ve hidrolik yarıçap (R)'nin 1/6 kuvveti ile değiştiğini bulmuştur. Buna göre Manning'e göre Chezy katsayısı;

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$$

elde edilir. Formüldeki n katsayısı kanal özelliklerine göre Çizelge 6.4'den alınabilir. Manning'in bulunduğu C'yi Chezy formülünde yerine koyduğumuzda

$$V = C \cdot (R \cdot S_0)^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \cdot (R \cdot S_0)^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S_0^{1/2}$$

Manning hız eşitliği elde edilir (Tezer 1978, Ayyıldız 1983, Çengel ve Cimbala 2008). Manning formülünü verdinin bulunmasında kullanırsak aşağıdaki verdi formülü bulunur.

$$Q = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S_0^{1/2}$$

Manning katsayısının (n) birimi S/m^{1/3} olarak verilmiştir. Bu eşitliklerde;

- V : Hız (m/s),
- n : Manning katsayısı (s.m^{-1/3}),
- R : Hidrolik yarıçap (m),
- S₀ : Kanal taban eğimi (%),
- A : Kanal kesit alanı (m²)'dir.

6.6.2. En uygun kesitin saptanması

Chezy ya da Manning eşitliklerini incelediğimizde eğim ve pürüzlülük sabit ise hızın dolayısıyla verdinin maksimum olması hidrolik yarıçapa bağlıdır ve ıslak çevrenin minimum olması verdiyi artırmaktadır. Verdiyi maksimum yapan kesite "en uygun kesit" denmektedir. Farklı şekillerde ancak kesit alanı ve pürüzlükleri aynı olan kanallardan maksimum verdiyi iletecek olan kanal, ıslak çevresi minimum olan kanal olacaktır. Manning katsayısını aşağıdaki biçimde en uygun kesit alanına göre yazarsak.

$$Q = \frac{A}{n} \cdot \left(\frac{A}{C} \right)^{2/3} \cdot (S_0)^{1/2} = \frac{1}{n} \cdot \frac{(A)^{5/3} \cdot (S_0)^{1/2}}{C^{2/3}}$$

$$A = \left(\frac{n \cdot Q}{S_0^{1/2}} \right)^{3/5} \cdot C^{2/5} \text{ elde edilir.}$$

Kesitin minimum olması için hidrolik yarıçapın maksimum olması gerekir. Geometrik şekiller içerisinde belli bir alan için en küçük çevreye sahip olan şekil dairedir. Yarım dairenin de hidrolik yarıçapı dairenin aynısıdır. Bu nedenle yarım daire şeklindeki kanallar diğer bütün şekillerden kesit alanı, eğimi ve pürüzlülük değeri aynı olmak koşuluyla en fazla sıvıyı iletirler.

Çizelge 6.4. Suyun iletiminde Manning katsayıları(Çengel ve Cimbala 2008)

Islak çevre	n(s.m ^{-1/3})
A. Normal Kanallar	
Temiz ve düz	0,030
Hareketsiz ve durgun göl	0,040
Büyük nehirler	0,035
B. Sel Düzlemleri	
Çayır, çiftlik alanı	0,035
Hafif (küçük) çalılık	0,050
Büyük çalılık	0,075
Ağaçlar	0,15
C. Ekskavatörle açılmış kanallar	
Temiz	0,022
Çakıllı	0,025
Otla kaplı	0,030
Taşlı, kaldırım taşlı	0,035
D. Suni açılmış kanallar	
Cam	0,010
Pirinç	0,011
Düz çelik	0,012
Boyalı çelik	0,014
Perçinli çelik	0,015
Dökme demir	0,013
Cıvalı beton	0,012
Cıvalanmış beton	0,014
Düzgün ahşap	0,012
Balçıktan yapılmış kiremit	0,014
Tuğladan yapılmış	0,015
Asfalt	0,016
Oluklu metal	0,022
Metal duvar	0,025

Kanal taban genişliği b, sıvı derinliği y olan bir dikdörtgen kanalda en uygun kesit aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$Q = \frac{A}{n} (R)^{2/3} \cdot (S_0)^{1/2}$$

$A = b \cdot y$ ve $\zeta = b + 2y$, $R = A/\zeta = b \cdot y / (b + 2y)$ dir. Hidrolik yarıçapı kesit alanına bağlı olarak yazarsak.

$$R = \frac{A}{(2y + b)} = \frac{A}{(2y + A/y)} = \frac{A \cdot y}{(2y^2 + A)}$$

olur. Buna göre verdi formülünü tekrar düzenlediğimizde;

$$Q = \frac{A}{n} \left(\frac{A \cdot y}{2y^2 + A} \right)^{2/3} \cdot S_0^{1/2}$$

$$A^{5/2} \cdot y = K(2y^2 + A) \text{ bulunur.}$$

Burada; $K = (n \cdot Q / S_0^{1/2})^{3/2}$ sabittir. En uygun kesit tüm y değerlerinde minimum kesit alanını veren kesittir. Yani $dA/dy = 0$ 'dir. Son eşitlikte A sabit alınarak y 'ye göre türev alınırsa;

$$\frac{d(A^{5/2} \cdot y)}{dy} = \frac{d(K(2y^2 + A))}{dy}$$

$$A^{5/2} = K(4y)$$

$$K = \frac{A^{5/2}}{4y}$$

olur. Daha önce $K = (A^{5/2} \cdot y) / (2y^2 + A)$ bulunmuştu. Buna göre;

$$\frac{A^{5/2} \cdot y}{(2y^2 + A)} = \frac{A^{5/2}}{4 \cdot y}$$

$$4y^2 = 2y^2 + A$$

$$y = (A/2)^{1/2}$$

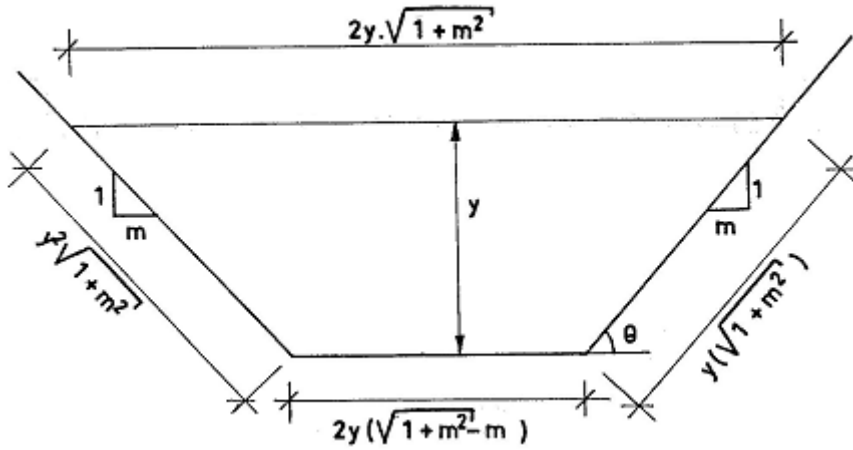
$A = b \cdot y$ olduğundan genişliği b olan dikdörtgen kanalda en uygun kesit

$y = (A/2)^{1/2} = \left(\frac{b \cdot y}{2} \right)^{1/2} = b/2$ olduğu zaman elde edilmektedir. Dikdörtgen

kanalda $b = 2y$ olduğunda belirli bir verdi için minimum kesit ya da minimum ıslak çevre elde edilmektedir. Bir başka ifadeyle kesit alanı sabit iken maksimum verdi $b = 2y$ olduğunda elde edilir (White 1998).

Yamuk biçimli kanallarda aynı yöntemle yapılan çözümde kanal kenarlarının ve serbest sıvı yüzeyinin uzunlukları Şekil 6.12'de görülmektedir.

Şekilde yanal kenarların eğimi (şev eğimi) $1/m$ ile gösterilmiştir ve $m = \frac{1}{\tan\theta}$ 'dir. Yamukta en uygun kesit alanı (A), en uygun sıvı derinliği (y), en uygun ıslak çevre (Ç) şekilden aşağıdaki gibi yazılabilir.



Şekil 6.12. Yamukta en uygun kesit ölçüleri (Ayyıldız 1983)

$$A = y^2 \left(2 \cdot (1 + m^2)^{1/2} - m \right)$$

$$y = \left(\frac{A}{2 \cdot (1 + m^2)^{1/2} - m} \right)^{1/2}$$

$$\Ç = 2 \cdot y \cdot (2 \cdot (1 + m^2)^{1/2} - m)$$

Hidrolik yarıçapı bulmak için alan çevreye bölünürse $R = A/\Ç = y/2$ olarak bulunur. Eğer en iyi trapez açısı olan yan kenarların eğimi $\theta = 60^\circ$ alınırsa;

$$m = \frac{1}{\tan\theta} = \frac{1}{\tan 60} = \frac{\sqrt{3}}{3} \text{ olur. Buna göre;}$$

$$A = \sqrt{3} \cdot y^2$$

$$y = \sqrt{3} \cdot \frac{b}{2}$$

$$C = 2\sqrt{3} \cdot y \text{ bulunur.}$$

Diğer kanal şekilleri için aynı yöntemle en uygun kesit belirlenebilir. Yapılan hesaplamalarda en uygun kesiti veren sıvı derinliği yarım daire kanallarda çapın yarısı $y = D/2$ olarak bulunur (Çengel ve Cimbala 2008).

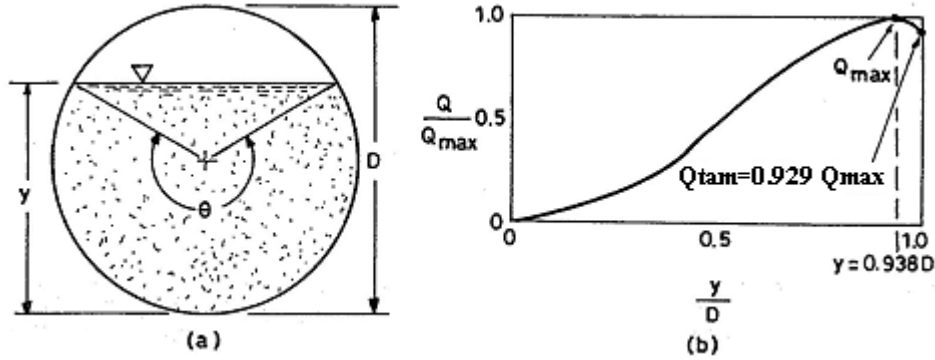
Üçgen kanallarda en uygun kesit iki yan kenar arasındaki açının 90° olduğu koşulda gerçekleşmektedir.

Dairesel kesitli kanallarda maksimum verdi kesitin tam dolu olduğu zaman değil de daha az sıvı derinliğinde elde edilir.

Şekil 6.13'deki dairesel kanalı ele alıp, burada Manning formülünü uyguladığımızda maksimum veriyi veren eşitlik aşağıdaki gibi elde edilir.

$$Q = \frac{S_0^{1/2}}{n} \cdot \frac{D^{8/3}}{8 \cdot (4)^{2/3}} \cdot \left[\frac{(\theta - \sin\theta)^{5/3}}{\theta^{2/3}} \right]$$

$y = (D/2) \cdot [1 - \cos(\theta/2)]$ olarak Şekil 6.13'deki grafiği çizerek $Q_{\text{tam}} = 0,929 \cdot Q_{\text{max}}$ bulunur. Maksimum verdiye $y = 0,938 D$ koşulunda ya da $\theta = 5,28 \text{ rad} = 303^\circ$ olduğunda ulaşılır. Yani dairesel kesitli kanalda maksimum verdi tam dolu olduğunda elde edilmez, ancak $y = 0,938 D$ iken elde edilir (Munson vd. 1994).



Şekil 6.13. Dairesel kesitli kanal (a) ve maksimum verdi grafiği (b) (Munson vd. 1994)

6.7. Hidrolik Sıçrama

Açık kanallarda bazen çok kısa mesafelerde, kanalın şeklinde bir değişiklik meydana gelmemesine rağmen, akışkan derinliği çok hızlı değişmektedir. Derinlikte meydana gelen böyle değişimler yaklaşık olarak serbest yüzeyin yüksekliğini sonsuza yaklaştırarak bulunabilir ($dy/dx = \infty$). Derinlikte meydana gelen bu kısa değişim her zaman sığdan derine doğrudur. Yani derinlik her zaman artmaktadır. Derinlikte meydana gelen hızlı artışa hidrolik sıçrama denir. Hidrolik sıçrama çoğunlukla sel akımından nehir akımına

geçişte meydana gelir. Sıvı kritik üstü akımdan kritik altı akıma geçer. Örneğin savaklar akımın ters yönde kritik üstü olmasını sağlayarak sıçramaya neden olabilir.

Hidrolik sıçramanın en basiti; yatay, dikdörtgen kanalda meydana gelir (Şekil 6.14). Sıçramanın içindeki akım çok karmaşık olmasına rağmen, genellikle (1) ve (2) bölümlerindeki akım üniform, düzenli ve tek boyutlu kabul edilmektedir. Ayrıca bu iki bölüm arasındaki bölgede kayma gerilmesinin etkisi ihmal edilebilir. Bu koşullar altında belirtilen momentum eşitliğinin x bileşeni aşağıdaki gibi olacaktır.

$$F_1 - F_2 = \rho \cdot Q \cdot (V_2 - V_1) = \rho \cdot V_1 \cdot y_1 \cdot b \cdot (V_2 - V_1)$$

Burada, herbir kesitteki basınç kuvveti hidrostatiktir. Yani;

$$F_1 = P_{c_1} \cdot A_1 = \frac{\gamma \cdot y_1^2 \cdot b}{2}$$

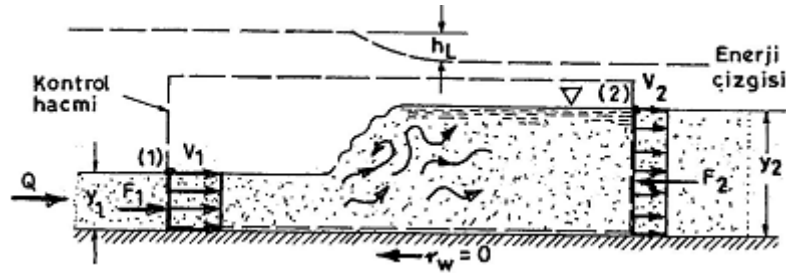
$$F_2 = P_{c_2} \cdot A_2 = \frac{\gamma \cdot y_2^2 \cdot b}{2}$$

$$P_{c_1} = \frac{\gamma \cdot y_1}{2}$$

$$P_{c_2} = \frac{\gamma \cdot y_2}{2}$$

yazılabilir. Burada; P_{c_1} ve P_{c_2} kanal kesitlerinin ağırlık merkezlerindeki basınçlar, (b) ise kanal genişliğidir. Buna göre momentum eşitliği şu şekle dönüşür;

$$\frac{y_1^2}{2} - \frac{y_2^2}{2} = \frac{V_1 \cdot y_1}{g} \cdot (V_2 - V_1)$$



Şekil 6.14. Hidrolik sıçrama (Çengel ve Cimbala 2008)

Momentum eşitliğine ilaveten, kütle korunumunu da dikkate alırsak;

$$y_1 \cdot b \cdot V_1 = y_2 \cdot b \cdot V_2 = Q$$

bulunur ve hidrolik sıçramada enerji eşitliği yazılırsa

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_L \text{ elde edilir.}$$

Bu formüldeki yük kaybı (h_L) çok şiddetli türbülans karışma ve dağılmadan kaynaklanmaktadır. Burada duvar kayma gerilmesinden doğan yük kaybını ihmal etmekteyiz.

Yukarıdaki eşitliklerden açıkça görülebileceği gibi $y_1 = y_2$, $V_1 = V_2$ ve $h_L=0$ çözümleri vardır. Eşitlikler doğrusal olmayan eşitlikler olduğundan birden fazla çözümleri bulunur. Diğer çözümler aşağıdaki gibi yapılabilir.

$$\frac{y_1^2}{2} - \frac{y_2^2}{2} = \frac{V_1 \cdot y_1}{g} \left(\frac{V_1 \cdot y_1}{y_2} - V_1 \right) = \frac{V_1^2 \cdot y_1}{g \cdot y_2} \cdot (y_1 - y_2)$$

$$\left(\frac{y_2}{y_1} \right)^2 + \left(\frac{y_2}{y_1} \right) - 2.Fr_1^2 = 0$$

$$Fr_1 = V_1 / (g \cdot y_1)^{1/2}$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left(-1 \pm (1 + 8.Fr_1^2)^{1/2} \right)$$

Hidrolik sıçrama boyunca oluşan y_2/y_1 derinlik oranı Şekil 6.15 de akışa zıt yöndeki (sıçrama önündeki) Froude sayısının (Fr_1) fonksiyonu olarak verilmiştir.

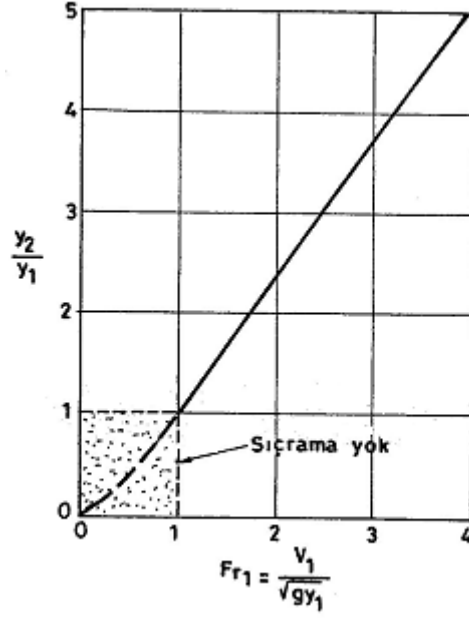
Eğrinin $Fr_1 < 1$ olduğu bölümü, akışın kritik üstü olması gereken kısmını içeren kesikli çizgisiyle gösterilmiştir. Yani, son eşitlikte verilen çözüm $y_2/y_1 \geq 1$ ile sınırlıdır. Bu enerji eşitliğinde de görülebilir. Boyutsuz yük kaybı (h_L/y_1) enerji eşitliğinden elde edilebilir (Çengel ve Cimbala 2008).

$$\frac{h_L}{y_1} = 1 - \frac{y_2}{y_1} + \frac{Fr_1^2}{2} \left[1 - \left(\frac{y_1}{y_2} \right)^2 \right]$$

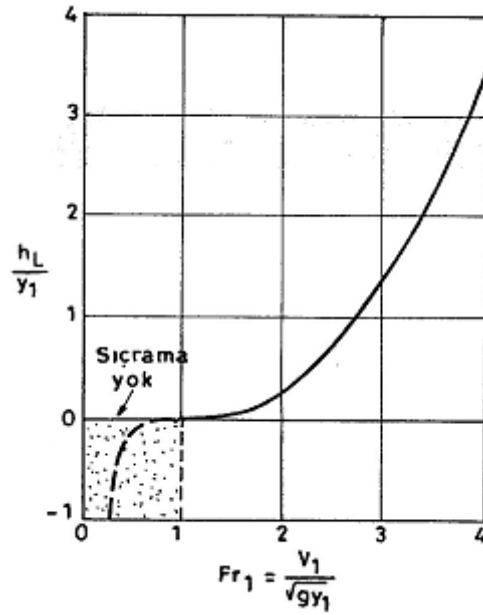
Burada; Fr_1 değerleri için y_2/y_1 değerleri bir önceki eşitlikten bulunabilir. Şekil 6.16'da belirtildiği gibi eğer $Fr_1 < 1$ ise yük kaybı negatiftir. Negatif yük kayıpları termodinamiğin 2. Kanununu ihlal ettiğinden (viskoz kuvvetler enerji harcar, enerji meydana getiremezler), $Fr_1 < 1$ iken hidrolik sıçrama elde edilemez (White 1998).

Hidrolik sıçramada süreksizliği (kesinti) meydana getirmek için akım kritik üstü ($Fr > 1$) olmak zorundadır. Bu sıkıştırılabilir akım koşullarına benzemektedir. Gazlarda da normal şok dalgası olarak adlandırılan süreksizliği meydana getirmek için gaz akımı süpersonik ($Ma > 1$) olmalıdır. Bununla birlikte bir akımın kritik üstü olması, hidrolik sıçramanın oluşmasını garanti edemez. Önemsiz çözüm olan $y_1 = y_2$ ve $V_1 = V_2$ de olası çözümler arasındadır.

Hidrolik sıçramada enerji kaybının oluşması pek çok durumda yararlı olmaktadır. Örneğin barajdan aşağıya doğru hızla akan ve büyük enerjiye sahip olan su, barajın aşağısındaki taşıma savağına zarar verebilir. Eğer akım kritik üstü ($Fr > 1$) ise taşıma savağıının önünde bir hidrolik sıçrama meydana getirmek mümkündür ve bu şekilde akım enerjisinin büyük kısmı harcanır. Yani, baraj taşıma savağı kritik üstü akım oluşturur ve barajın akış yönündeki kanalı kritik altı akımı gerektirir (Munson vd.1994).



Şekil 6.15. Akıma zıt (sıçrama önündeki) Froude sayısının (Fr_1) fonksiyonu olarak hidrolik sıçramadaki derinlik oranları (Munson vd.1998)






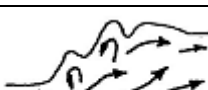
Şekil 6.16. Akıma zıt (sıçrama önündeki) Froude sayısının (Fr_1) fonksiyonu olarak hidrolik sıçramadaki boyutsuz yük kaybı (Munson vd.1998)

Hidrolik sıçramanın gerçek yapısı akıma zıt yöndeki Froude sayısının (Fr_1) karmaşık bir fonksiyonudur. Akımın ayrıntılı araştırılması sonucunda 5 tip yüzey ve sıçrama koşulları vardır. Bu sıçramaların sınıflandırılması çizelge 6.5'de verilmiştir. Kritik üstü akımlarda, sıçrama duran bir dalgaya çok benzemektedir.

Hidrolik sıçramanın uzunluğu (yaklaşık akım yönünde ve akıma dik yöndeki üniform akımlar arasındaki mesafe) kanalların tasarımında önemli olabilir. Her ne kadar değeri teorik olarak saptanamazsa da, deneysel sonuçlar, geniş bir Froude sayısı dağılımında sıçrama, akım yönündeki derinliğin 7 katıdır.

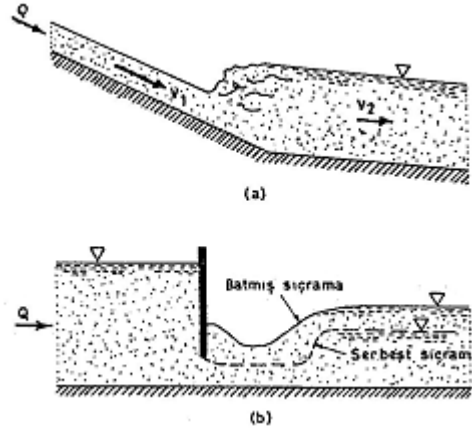
Çizelge 6.5. Hidrolik sıçramaların sınıflandırılması (Çengel ve Cimbala 2008, White 1998)

Fr_1	Y_2/y_1	Sınıfı	Gösterimi
< 1	1	Sıçrama olanaksız	
1-1,7	1-2,0	Dalgalı sıçrama	

1,7-2,5	2,0-3,1	Zayıf sıçrama	
2,5-4,5	3,1-5,9	Titreşimli sıçrama	
4,5-9,0	5,9-12	Kararlı, dengeli ya da daimi sıçrama	
> 9,0	> 12	Kaba, aralıklı ve güçlü sıçrama	

Hidrolik sıçramalar, sadece dikdörtgen kanalda değil pekçok akım düzenlemelerinde de meydana gelmektedir. Dairesel borular, yamuk kanallar gibi dikdörtgen olmayan kanallardaki sıçramalar, derinlik oranının ve yük kaybının ayrıntıları dikdörtgen kanaldakinden biraz farklı olmasına rağmen, dikdörtgen kanallardakine çok benzemektedir.

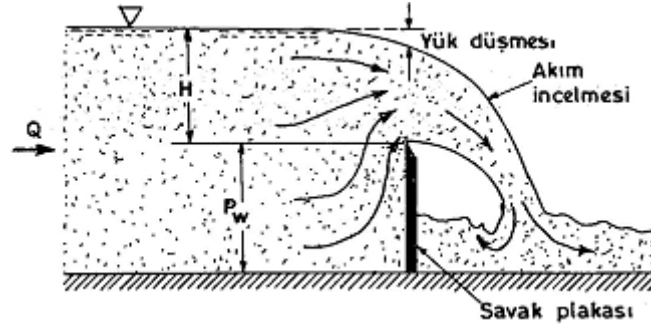
Hidrolik sıçramaların diğer yaygın tipleri Şekil 6.17.a'da gösterilen eğimli kanallarda oluşan sıçramaları ve Şekil 6.17.b'de tanımlanan savak kapağı yönünde meydana gelen batmış hidrolik sıçramaları içermektedir.



Şekil 6.17. Değişik hidrolik sıçramalar (a: kanal eğiminde meydana gelen değişim sonucu oluşan sıçrama, b: batmış sıçrama (Munson vd. 1994)

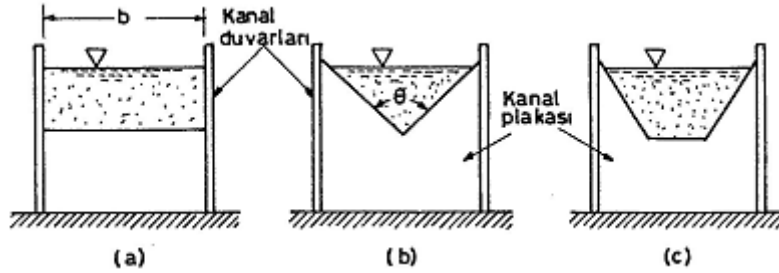
6.8. Keskin Kenarlı Savaklar

Savak, üzerinde akışkanın geçmek zorunda olduğu kanal tabanına yerleştirilen bir engeldir. Tek bir derinliğin ölçülmesiyle kanaldaki verinin ölçülmesini sağlayan bir veri ölçüm aracıdır. Akım doğrultusuna dik olarak yerleştirilmiş düzlemsel ve sıvının üzerinde serbestçe döküldüğü, dökülme kenarı keskin olan plakalara keskin kenarlı savak denir (Şekil 6.18). Keskin kenarlı savaklar, keskin kenarın biçimine göre sınıflandırılırlar.



Şekil 6.18. Keskin kenarlı savak geometrisi (Kreith vd. 1999)

Buna göre keskin kenarlı savaklar içerisinde en çok Şekil 6.19'da görülen dikdörtgen savak, üçgen savak ve yamuk savak bulunmaktadır. Savaktan geçen akışın yapısından ötürü savak plakasının geometrisi (üçgen savaklar θ açısı ve dikdörtgen savakta b/H oranı) savak önündeki akışkan derinliği, savak yükü (H) ve savak yüksekliği (P_w) gibi parametrelerin fonksiyonu olarak kesin tanımlamalar elde etmek mümkün değildir. Çünkü gerçek savak akımı çok karmaşık ve tek boyut analizinden çok uzaktır.



Şekil 6.19. Keskin kenarlı savak çeşitleri (a: dikdörtgen, b: üçgen, c: yamuk) (Munson vd.1994)

Savaktaki akışla ilgili temel (ana) mekanizma yerçekimi ve atalet kuvvetleridir. Basit bir yaklaşımla, yerçekimi sıvının savaktan geçmesini ve hızının artarak incelmelerini sağlamaktadır (Şekil 6.18). Visköz kuvvetleri ile yüzey gerilim kuvvetleri ikinci derecede öneme sahip olsalar da tamamıyla ihmal edilemezler. Bu etkileri hesaplamak için deneysel katsayılara ihtiyaç vardır.

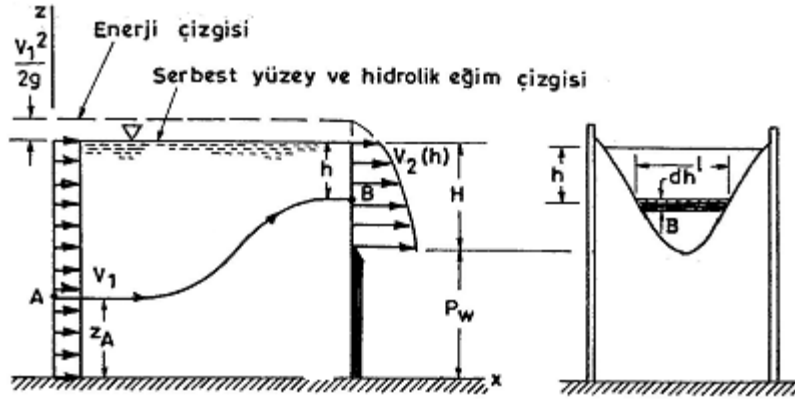
Birinci yaklaşım yönteminde, savak plakasının önündeki akışkan hızının üniform hız profiline sahip olduğunu ve savaktan sonraki akışa atmosfer basıncının etkideğini kabul edeceğiz. Ayrıca Şekil 6.20'de görüldüğü gibi savak üzerinde akışkanın yatay akışını ve üniform olmayan hıza sahip olduğunu varsayacağız. Çengel ve Cimbala (2008)'e göre aşağıdaki işlemleri yapabiliriz. Şekil 6.20'da görülen A ile B noktalarına Bernoulli eşitliğini uygulayalım.

$$\frac{P_A}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2.g} + z_A = (H + P_w - h) + \frac{V_2^2}{2.g}$$

Burada; h: serbest yüzeyle B noktası arasındaki düşey uzaklıktır. A noktasının konumunu bilemiyoruz. Ama, (1.) kesitteki bir akışkan taneciğinin toplam yükü $z_A + P_A/\gamma + V_1^2/2.g = H + P_w + V_2^2/2.g$ olduğundan, A noktasının konumuna ihtiyaç yoktur. Plaka üzerindeki hız dağılımı yukarıdaki eşitlikten bulunabilmektedir.

$$V_2 = \left[2.g \left(h + \frac{V_1^2}{2.g} \right) \right]^{1/2}$$

Verdi ise aşağıdaki gibi hesaplanabilir (Munson vd.1994).



Şekil 6.20. Savakta kabul edilen akışın yapısı (Munson vd.1994)

$$Q = \int_0^H V_2 \cdot dA = \int_0^H V_2 \cdot L \cdot dh$$

Burada; L= L(h) savak alanındaki bir şeridin genişliğidir. Dikdörtgen savakta L sabittir. Diğer savaklarda (dairesel, üçgen) L, h'ın fonksiyonu olarak bulunmaktadır. Dikdörtgen savakta L= b alınırsa verdi aşağıdaki gibi bulunur.

$$Q = (2.g)^{1/2} . b . \int_0^H \left(h + \frac{V_1^2}{2.g} \right)^{1/2} dh$$

$$Q = \frac{2}{3} . (2.g)^{1/2} . b . \left[\left(H + \frac{V_1^2}{2.g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V_1^2}{2.g} \right)^{3/2} \right]$$

Bu son eşitlik çok hantal yapıya sahiptir ve kullanımı zordur. Bu nedenle bazı basitleştirmeler yapılabilir. $P_w \gg H$ dir ve savak önündeki hız ihmal edilebilecek kadar küçüktür. Buna göre son eşitlik dikdörtgen savaklarda aşağıdaki biçime dönüşür.

$$Q = \frac{2}{3} (2.g)^{1/2} . b . H^{3/2}$$

Savak yükü (H); savak üst ucu ile savak önündeki akışkan yüksekliği arasındaki düşey uzaklıktır. Yani savak üzerindeki su yüksekliği değildir. Çünkü düşüden ötürü savak üzerindeki su yüksekliği azalmaktadır.

Yukarıda yaptığımız pek çok kabullenmeden ötürü bulduğumuz son eşitliğe bir düzeltme faktörü eklememiz gerekmektedir. Buna göre verdi eşitliğinin son durumu;

$$Q = C_d . \frac{2}{3} . (2.g)^{1/2} . b . H^{3/2}$$

olur. Burada C_w = dikdörtgen savak katsayısıdır. Bu katsayı Reynolds sayısının (viskoz kuvvetleri), Weber sayısının (yüzey gerilim kuvvetlerinin) ve H/P_w (geometrinin) fonksiyonudur. Ancak çoğu pratik problemlerde Re ve Weber sayısı ihmal edilebilirler ve dikdörtgen savak katsayısı aşağıdaki gibi bulunur.

$$C_d = 0,611 + 0,075 . \left(\frac{H}{P_w} \right)$$

Çoğu zaman bu C_d katsayısı literatürlerden de alınabilir.

Üçgen savak çoğunlukla geniş bir verdi yelpazesinin ölçümünde kullanılır. Küçük verdiler için, dikdörtgen kanalda H yükü küçük olabilir ve bu da verdinin doğru ölçülmesine olanak vermeyebilir. Bunun yanında, üçgen savakta H azalırken akış alanı da azalır ve küçük verdiler de bile yeterli H yüksekliği elde edilebilir. Bu nedenle geniş bir verdi aralığı bu savaklarla ölçülebilir.

Üçgen savak eşitliği aşağıdaki gibi bulunabilir;

$$L = 2 . (H - h) . \tan \left(\frac{\theta}{2} \right)$$

Burada; θ : Üçgen savağın iki kenarı arasındaki açıdır. Savak önündeki hızı ($V^2/2.g \ll H$) ihmal edelim ve integrasyon yaparak veriyi elde edelim;

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot (2.g)^{1/2} \cdot H^{5/2}$$

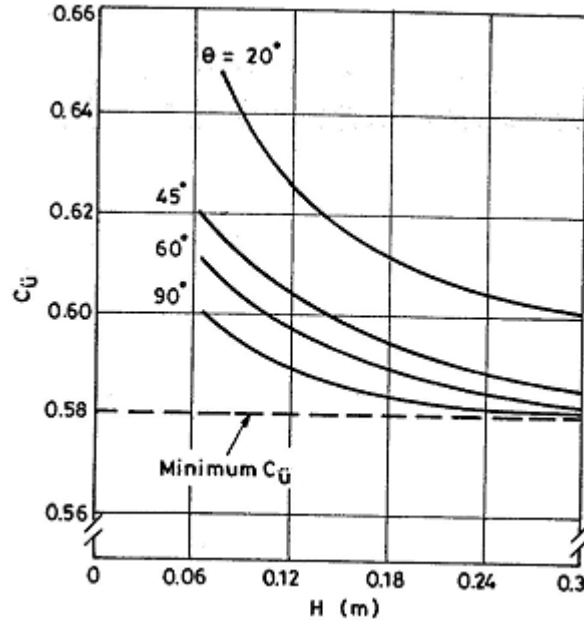
Üçgen savakta deneysel katsayıyı da göz önüne alırsak;

$$Q = C_{\bar{u}} \cdot \frac{8}{15} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot (2.g)^{1/2} \cdot H^{5/2}$$

bulunur (Çengel ve Cimbala 2008).

Üçgen savakta $C_{\bar{u}}$ değerleri çoğunlukla 0,58 ile 0,62 arasında değişmektedir (Şekil 6.21). $C_{\bar{u}}$ ve θ boyutsuz olmasına rağmen, boyutlu savak yükünün (H) fonksiyonu olarak verilmektedir. Her ne kadar boyutlu parametreleri kullanmak iyi olmasa da açık kanallarda bazen kullanılmaktadırlar.

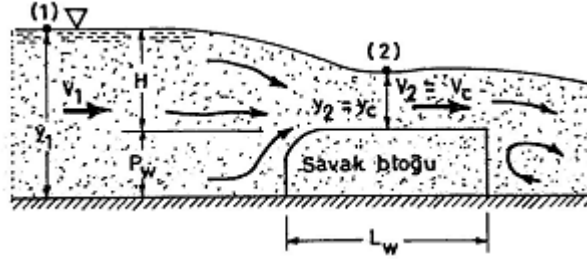
Yukarıda bulduğumuz sonuçlar savaktan geçmiş ve incelmış su tabakasının içindeki basıncın atmosfer basıncı varsayımında geçerlidir. Ancak bu durum üçgen ve dikdörtgen savaklarda problem olmamaktadır. Çünkü bu savaklarla havalandırmayı sağlamak için tüpler kullanılabilir.



Şekil 6.21. Üçgen savakta savak katsayısı ($C_{\bar{u}}$) (Munson vd. 1994)

6.9. Geniş Kenarlı Savaklar

Geniş kenarlı savaklar kanallara yerleştirilen yatay kenara sahip ve bu kenarın üzerindeki basıncın hidrostatik olduğu yapılardır. Bu yapılarla ilgili bilgiler Munson vd. (1994) tarafından aşağıdaki gibi verilmiştir. Böyle bir savak Şekil 6.22'de görülmektedir. Uygun çalışmaları için genellikle H/L_w oranı 0,5 ile 0,08 arasındadır ($0,08 < H/L_w < 0,5$). $H/L_w < 0,08$ olduğu büyük savak bloklarında savaktaki yük kayıpları ihmal edilemez. Diğer yandan $H/L_w > 0,5$ olduğu kısa savak bloklarında savak üzerindeki akım çizgileri yatay değildir.



Şekil 6.22. Geniş kenarlı savak geometrisi (Munson vd. 1994)

Geniş kenarlı savaklar her türlü kanallarda kullanılmasına rağmen burada sadece dikdörtgen kanallardaki kullanımını incelenecektir.

Geniş kenarlı savakların çalışması; savak bloğu üzerinde kısa mesafede hemen hemen yaklaşık üniform kritik akımın elde edilmesine dayanmaktadır (Eğer $H/L_w < 0,08$ ise viskoz kuvvetler önemlidir ve akım savak üzerinde kritik altıdır). Eğer savak önündeki kinetik enerji ihmal edilirse, $V_1^2/2g \ll y_1$ ve savak önündeki özgül enerji $E_1 = V_1^2/2g + y_1 \cong y_1$ olur. Gözlemler akışkanın savak bloğu üzerinde geçerken ivmelendiğini (hızlandığını) ve kritik koşullara ulaştığını göstermektedir. Yani $y_2 = y_c$ ve $V_2 = V_c$ ve $F_{r_2} = 1$ olmaktadır. Akışkan savak üzerinde kritik üstü ($F_{r_2} > 1$) akıma dönüşmemektedir.

Bernoulli eşitliğini Şekil 6.22'de görülen (1) ve (2) noktalarına uygulayalım. Burada (1) noktası savak önünü (upstream) (2) noktası ise savagın tam üstünü göstermektedir ve (2) noktasında akım kritiktir.

$$H + P_w + \frac{V_1^2}{2g} = y_c + P_w + \frac{V_c^2}{2g}$$

$$H - y_c = \frac{(V_c^2 - V_1^2)}{2g} = \frac{V_c^2}{2g}$$

$$V_2 = V_c = (g \cdot y_c)^{1/2} \text{ olduğundan } V_c^2 = g \cdot y_c \text{ olur. Böylece;}$$

$$H - y_c = \frac{y_c}{2} \quad y_c = \frac{2H}{3} \text{ elde edilir.}$$

Buna göre verdi (Q);

$$Q = b \cdot y_2 \cdot V_2 = b \cdot y_c \cdot V_c = b \cdot y_c \cdot (g \cdot y_c)^{1/2} = b \cdot (g)^{1/2} \cdot y_c^{3/2}$$

$$Q = b \cdot (g)^{1/2} \cdot \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot H^{3/2} \text{ bulunur.}$$

Yukarıdaki çeşitli kuvvetlerin etkilerini göz önüne almak için bir savak katsayısı kullanılmalıdır. Buna göre verdi;

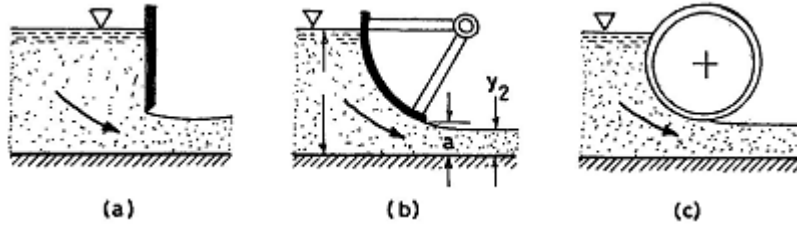
$$Q = C_g \cdot b \cdot (g)^{1/2} \cdot \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot H^{3/2}$$

olur. Geniş kenarlı savaklarda savak katsayısı aşağıdaki bağıntıyla hesaplanabilir;

$$C_g = \frac{0,65}{(1 + H/P_w)^{1/2}}$$

6.10. Kapaklar

Akışın kontrolünde barajlarda, kanallarda, göllerde v.b. tesislerde bir dizi kapak kullanılmaktadır. Şekil 6.23'de 3 farklı kapak gösterilmiştir. Her birinin fiyat, kullanım, v.b açılardan avantajları ve dezavantajları vardır. Ancak her üçü de aynı işi yapmakta akışı kontrol etmektedir.



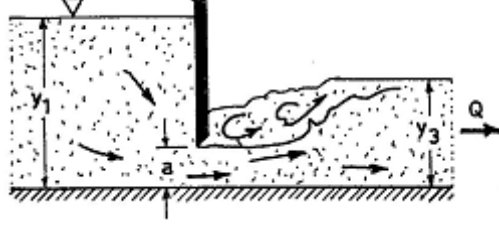
Şekil 6.23. Kapı çeşitleri (a: düşey kapak, b: radyal kapak, c: silindirik kapak) (Sümer vd.1995)

Kapı altındaki akım, eğer akışkan kritik üstü akım tipiyle bir jet halinde akıyor ve serbest yüzeyi atmosfere açık oluyorsa, serbest akışlı akım halidir. Bu durumda kapağın altındaki akışkan verdisi aşağıdaki gibi hesaplanabilir(Sümer vd.1995).

$$q = C_k \cdot a \cdot (2 \cdot g \cdot y_1)^{1/2}$$

Burada;

Şekil 6.24. Verdi katsayıları(Sümer vd.1995)



Şekil 6.25. Düşey kapakta batmış akım (Munson vd. 1994)