

eden yük altındaki mukavemet kavramından almaktadır; ayrıca beton mukavemetinde olabilecek sapmalar dolayısıyla % 85'e indirim tavsiye edildiğine göre :

$$\beta = 0,85 \times 0,90 \cdot \beta_d = 0,76 \cdot \beta_d \text{ yahut } 0,60 \cdot \beta_d$$

Rüsch ile CEB bu değerle hesabı sağlık verirler, fakat «doluluk kat sayısı»nı $\alpha = 0,81$ olarak büyük seçmektedirler (Rüsch şek. 20 nin ϵ_0 ile ϵ_u arasındaki alanı dikdörtgen alır).

$$D = 0,60 \cdot \beta_d \cdot 0,81 \cdot X \cdot b = 0,486 \cdot \beta_d \cdot X \cdot b$$

Basit metoddaki 0, 5' göre fark (tekerrür yükü dolayısıyla azaltma münakaşa götürür olmasına rağmen) ihmal edilebilecek kadar küçüktür.

Yeni 162 numaralı normun hesapta alınacak beton basınç mukavemeti hakkında azaltma getirip, getirmeyeceği daha belli değildir. Fakat bunun aleyhine ileri sürülebilecek hususlar vardır :

Bir defa bugün için istenen beton mukavemetine, şantiyede gerçekleştirilen minimum, altına düşülemeyecek değer olarak bakmak gerekir. Herhangi bir şekilde yine de altına inilmiş ise bunu karşılamak için şartnamede mevcut 1,8 katlık kırılma emniyeti yeterlidir.

Ayrıca mukavemetler zamanla, 28 günlükten 90 günlüğe kadar \sim % 15, 28 günlükten 365 günlüğe kadar \sim % 30 artmaktadır. Bu husus bile yalnız başına mukavemetteki düşüklükleri rahatlıkla karşılayabilir. Son olarak da kırılma kısılması % 2 alınarak emniyetli tarafta kalınmıştır; zira burada enine donatı veya etriyenin, kırılma kısılması ve mukavemeti artırıcı etkisi ihmal edilmiştir. Beton mukavemetinin sürekli çok tekerrür eden yük altında azalması düşünülecekse o zaman kırılma kısılması en aşağı iki kata çıkarılmalıdır.

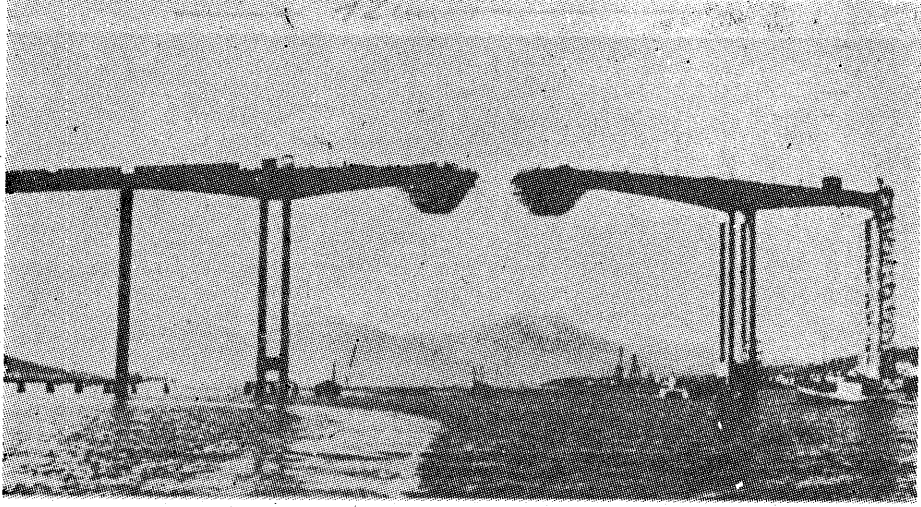
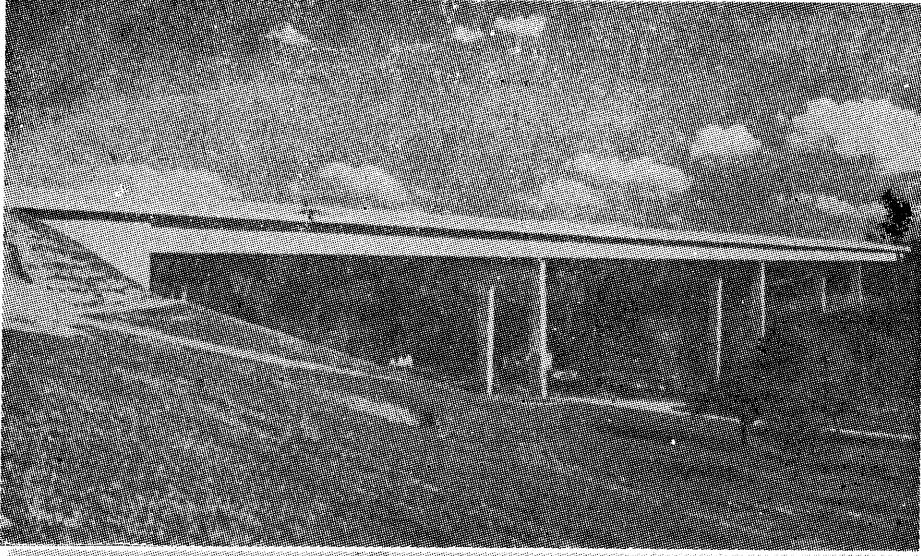
Beton mukavemeti azalması ile kırılma momenti azalması lineer orantılı değildir. Beton mukavemetindeki düşüklüğün kırılma momentine etkisi çok küçüktür (5.46 daki örneğe bakınız).

6. KÖPRÜLERDE ÖNGERİLMELİ BETON :

6. 1. Genel olarak :

Son 10 sene çinde İsviçrede öngerilmeli olarak yapılan köprülerin sayısı 100'ü bulmuştur. Küçük ve orta boy açıklıklar, yani

80 m ye kadar başka yapım metodunun düşünülmesi bile istisna haline gelmiştir. İsviçrede daha başlangıçta, çok çabuk, hiperstatik sistemde köprülere öngerilmeli beton uygulanmaya başlanmıştır. Weinland köprüsü (şek. 23) modern öngerilmeli beton köprülerin prototipidir.



Norveçte Tromsö köprüsü

Açıklıklar 24 - 80 - 24 m.

Dywidag sistemile orta açıklığın kayar kalıpla iskelesiz yapılışı

Mühendisi : Dr. Aas Jacobsen, Oslo.

Öngerilmeli betondaki gelişme kayar kalıpla, iskelesiz inşa metodunun da gelişmesini sağlamıştır. Şek. 24 de Dywidag sistemile Tomsö köprüsünün kayar kalıpla inşası görülmektedir. İsviçrede Ren nehri üzerinde Au - Lustenau yakınındaki köprü de aynı şekilde inşa edilmiştir.

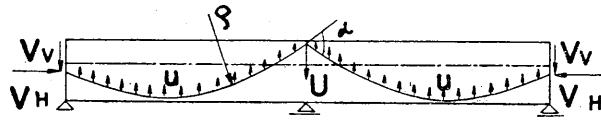
İsviçrede hiperstatik sistemli köprülerin sayısı daha ağır bastığından bunların statik hesaplarına biraz daha yakından temas edilecektir.

6. 2 Hiperstatik sistemler :

Öngerme, başlı başına özel bir yük durumudur; izostatik esas sistemde bu yük kesit tesirleri ve deformasyonlar meydana getirir ve dolayısıyla hiperstatik bilinmeyenler ortaya çıkar. Bu kesit tesirlerinin tümü öngerilmeden doğan gerilmeleri verir.

Öngerme yükleme durumu vasıtasıyla tüm gerilme durumu maksada uygun olarak taşıyıcı sistemin hiç bir noktasında çekme gerilmesi çıkmamasına, aynı zamanda maksimum basınç gerilmelerinin azaltılmasına çalışılır.

Şekil.25



Şekil.26

Öngermenin tesir prensibi, kablodan betona aktarılan kuvvetlerin izlenmesiyle daha iyi anlaşılır (şek. 25). Bunlar :

- Kablo eğrisinden ötürü yayılı sapma kuvvetleri : $u = V/l$
- Küçük çaplı kablo dönüşlerindeki mevzii sapma kuvvetleri :

$$U = V \cdot 2 \sin \alpha/2 \cong V \cdot \sin \alpha \cong V \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

c) Kabloların ankraj yerlerindeki tesirler,

genel olarak: V_H , V_v ; $M = V_H \cdot e$

(e = kiriş ağırlık eksenine göre kablodaki eksantrisite).

Bu kuvvetler kendi aralarında dengededirler.

Buradaki gibi genel formda öngerme yükleme durumunun ele alınışı çoğunlukla plâk yapılarda (model deneylerinde) kullanılır.

Genel olarak kiriş şeklindeki taşıyıcılarda, ankraj noktalarındaki kuvvetlerle sapma kuvvetleri bileşkesinin ele alınan kesitte toplanması münasebetinden faydalanılır, bunun yeri ve değeri kesitteki kabloda mevcut kuvvetin aynıdır (şek. 26).

Buna göre izostatik esas sistemdeki kesit tesirleri (Şek. 27) :

$$\begin{aligned} H &= V_H & \text{veyahut} & M_{ko} = V_H \cdot y_{ko} \\ M &= V_H \cdot e & & M_{ku} = V_H \cdot y_{ku} \end{aligned}$$

İşaretler şek. 27 ve şek. 28'e göre alınır.

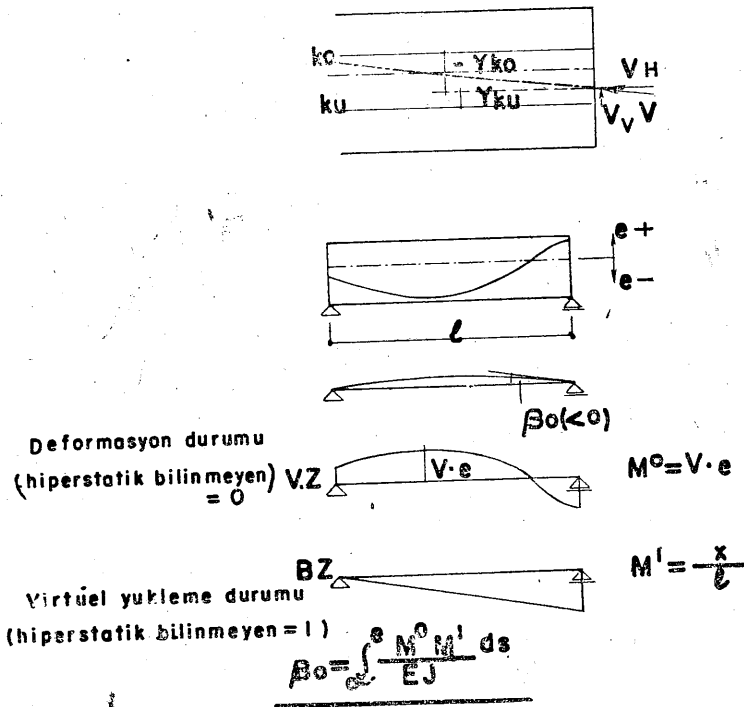
Bu kesit tesirleri yardımıyla, diğer yükleme durumlarında uygulanan esaslara benzer şekilde, izostatik esas sistemde deformasyonlar ve hiperstatik bilinmeyenler hesaplanır. Şek. 28 de iş denkleminin mesnet dönme açısının hesabı şematik olarak gösterilmiştir.

Bu şekilde bulunan hiperstatik bilinmeyenlerle, izostatik esas sistemdeki kesit tesirleri bir arada öngermeden doğan kesit tesirlerini verirler.

Mütemadi kirişlerde, mesnet momentleri hiperstatik bilinmeyen olarak alınır ve «ek moment» ΔM ile gösterilirler. Bunlar anlaşılma kolaylığı sağlamak için «bansınç eğrisi ötelenmesi» olarak da anlatılabilir, yani hiperstatik sistemde öngerme kuvvetinin tesir eğrisi kablo eksenine ile identik değildir, örneğin müte-

madı kirişlerde kablo eksenine göre $\frac{\Delta M}{V}$ kadar ötelenmiş durumdadır (şek. 29).

Şekil. 27



Şekil. 28

Bu durumda gerilme tahkiki şu münasebetlerle yapılabilir :

$$M_{ko} = V \cdot \left(y_{ko} + \frac{\Delta M}{V} \right) = V \cdot y_{ko}$$

$$M_{ku} = V \cdot \left(y_{ku} + \frac{\Delta M}{V} \right) = V \cdot y_{ku}$$

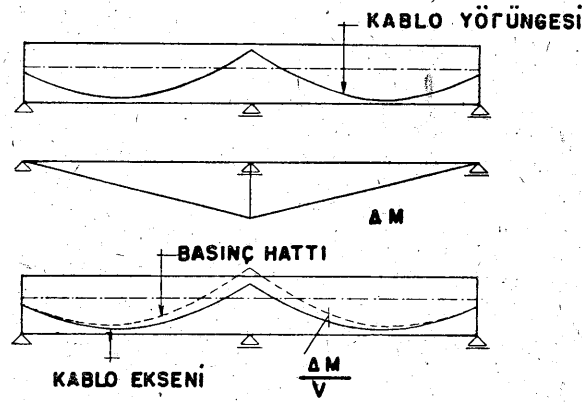
Öngörme kuvveti ve kablo yörüngesi esas itibariyle tatonmanla yani mükerrer hesapla tayin edilir.

Enkesitin ne üst kenarında ne de alt kenarında çekme çıkması şartı, basınç hattı sapması yardımıyla grafik olarak formüle

edilebilirki bu da bizim için optimum kablo yörüngesi araştırması işini kolaylaştırır. (Elektronik hesap makinalarıyla da kablo yörüngesi araştırma hesapları yapılabilir, bunlar için programlar vardır).

$$\sigma_{u \min} \geq 0 \rightarrow -\frac{1}{W_u} (M_{(g+p) \max}^+ + V \cdot y_{ko}) \geq 0 \rightarrow y_{ko} \leq \frac{M_{(g+p) \max}^+}{V}$$

$$\sigma_{o \min} \geq 0 \rightarrow \frac{1}{W_o} (M_{(g+p) \max}^- + V \cdot y_{ku}) \geq 0 \rightarrow y_{ku} \leq \frac{M_{(g+p) \max}^-}{V}$$

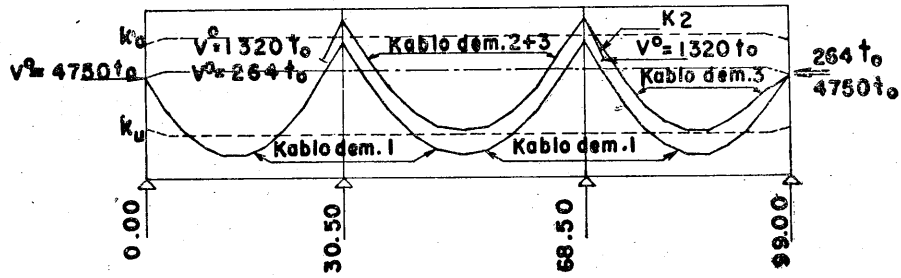


Şekil. 29

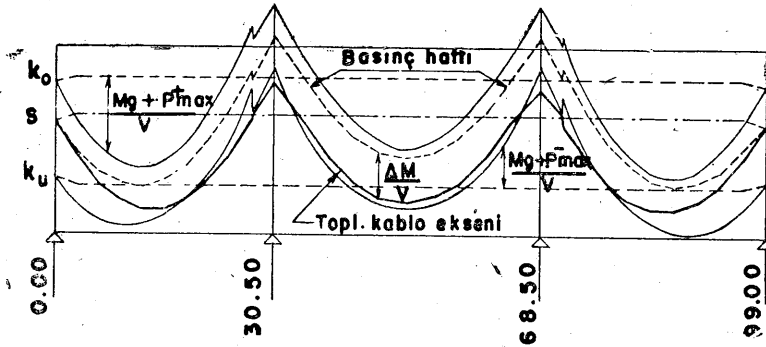
Bu münasebetlerle hiç bir noktada çekme çıkmamasını sağlayacak basınç hattının, içinde bulunacağı bir alan çizilmiş olur. Şekil 30 ve 31 de uygulanmış üç gözlü, çok kablolu bir köprüde bu münasebetler gösterilmiştir.

Bu metodla durum çok iyi görülebildiği gibi kablo yörüngesinin maksada uygunluğu sağlanmış olur ve bu arada doğrulama gerekip, gerekmediği belli olur. Bilhassa mesnetlerde büyük çaplı dönüşlerin gereksizliği görülür, zira bunlar alt tarafta çekme gerilmelerine sebep olur, hemen mesnedin sağında solunda çatlak meydana getirebilirler. Bu büyük çaplı dönüşler öngörme kuvvetinin kesme kuvvetini azaltıcı müsbet tesirinden germenin de ekonomik olmayacağı kolayca görülür.

Gerilme tahikiki, yani her türlü yük durumlarına ait gerilmelerin toplanması tablo şeklinde yapılmalı ve bu arada inşa durumdaki çeşitli yük halleri, ayrıca 5.22 ye göre sünme ve rötne kayıplarının bahis konusu olduğu ve olmadığı durumlara ait gerilmeler de belirtilmelidir.



Şekil.30



Şekil.31

6. 3. Hiperstatik sistemlerde kırılma emniyeti tahkiki

Bir öngerilmeli konstrüksiyonun kesit tayininde esas, işletme durumudur. Bu duruma göre kırılmaya karşı yeter emniyet esasen vardır. Fakat buna rağmen ayrıca bölüm 5.45 e göre hesaplanan kırılma momenti ile kırılma emniyeti araştırılması istenir. Her kritik kesitte, aşağıdaki münasebetlerle emniyet sağlandığı gösterilir :

$$s = \frac{M_{br} - \Delta M_v}{M_{g+p}}$$

zira $M_{br} = s (M_{g+p}) + \Delta M_v$

Plâstik mafsâl teşekkülü komşu kesitin fazla olan taşıma gücünü yardıma çekerse de, hakikaten mafsâlin teşekkül edip etmeyeceği hakkında şüphe olabilir. Bu sebeple hakikatte mevcut emniyetin daha fazla olduğu düşüncesiyle yetinilebilir.

Öngörülmesi gereken, işletme yükleri altında ve daha ötesinde çatlak olmamasını şart koştuğumuza göre, plâstik mafsâl teşekkülü şartları pek yoktur. Şekil 22 de yük momentinin fonksiyonu olarak kırılmaya kadar kesit dönmeleri verilmiştir. Bugün için hangi Δl boyunda plâstik bölge meydana geleceği az bilinen bir husustur. Mafsâl rotasyonunun ceryan ettiği bölge olarak takriben giriş irtifacı kadar bir uzunluk kabul edilirse pek fazla hata yapılmamış olur.

Mümkün olan en büyük mafsâl rotasyonu bu durumda, kırılmadan hemen önceki ölçülen dönme, uzama ve kısaltmaların toplamının kesit yüksekliğine bölünmesiyle çıkan neticedir; burada giriş yüksekliğine eşit boydaki kısalma veya uzamaların (Şek. 22) ölçülüp, tayini bahis konusudur.

Çoğunlukla bahis konusu olan, her kesit için düzenlenen moment ve dönme açıları diyagramlarına dayanarak, kabul edilen mafsâller arasındaki taşıyıcı sistemin parçalarının geometrik uygunluk şartlarını formüle edebilmektir. Basitleştirmek için, teşekkül eden mafsâller arasındaki bölgedeki deformasyon ihmal edilir.

Plastisite teorisine göre tahkik özel durumlarda, örneğin statik kırılma deneylerinin değerlendirilmesinde, faydalı olabilir. Normal durumlarda lüzumsuz olup kesitlerde kırılma emniyetinin tahkik edilmesi yeterlidir. Bu şekildeki tahkiklerde projeci çok kerre, yeter kırılma emniyeti olduğu halde, germe çeliği taşıma gücü tam kullanılmadan beton basınç bölgesinde kırılmanın başladığını tesbit edecektir. Beton basınç bölgesinin takviyesi bu durumda gerekmez, fakat yapı malzemesini yerinde iyi kullanabilmek bakımından bir çare olarak gözükebilir.