YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Viyadük, San. kes, Yük, Orta Aya. Hes,

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Arseni Denisenko

1990

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

VİYADÜKLERDE SANDIK KESİTLİ YÜKSEK ORTA AYAKLARIN HESABI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş.Müh. ARSENİ DENİSENKO

İSTANBUL - 1990

YILDIZ UNIVERSITESI FEN BILIMLERI ENSTITUSU

VIYADUKLERDE SANDIK KESITLI YUKSEK ORTA AYAKLARIN HESABI

YUKSEK LISANS TEZI

ANA BILIM DALI : INŞAAT

INŞ. MUH. ARSENI DENISENKO

YÖNETEN : PROF. DR. HUSEYIN CELASUN

OCAK , 1990

TEŞEKKUR

Bu tezin hazırlanmasında değerli bilgilerini ve ellindeki kaynakları benden esirgemeyen sayın Prof.Dr. Hüseyin CELASUN' a teşekkürü bir borç bilirim.Saygılarımla.

ÖZET:

Yüksek viyadüklerde orta ayaklar, özellikle kayıcı kalıp kullanıldığı zaman, sandık kesitli olarak yapılırlar. Bunların hesapları plastik mafsallarla ve 2. meretebe teorisine göre yapılmalıdır. Bu çalışmada verilen metodlar az zaman sarfı ile bu şartları yerine getirir. Bir iterasyon prosesi yardımıyla boyutlandırmada kullanılacak momentleri ve gerekli donatı enkesit alanlarını verir.

GIRIŞ:

Yüksek viyadüklerde orta ayaklar genellikle sandık kesitli olarak inşa edilirler. Kayıcı kalıplar kullanıldığı zaman, orta ayaklar için dikdörtgen enkesit ve genellikle düşey cidarlar daha elverişlidir. Bundan dolayı, sandık kesitli betonarme orta ayakların taşıma gücüne göre, plastik mafsallarla ve 2. mertebe teorisi kullanılarak hesaplanabilir.

Orta Ayaklara Gelen Tesirler

Bunlar, mekanik, fizik veya kimyasal orjinlidir.

Açıklıkların reaksiyonları: Mekanik orjinli bu tesirler şunlardan ileri gelir:

-- Daimi yükler, statik durumda ele alınan hareketli yükler ve lineer boy değişimlerinden (ısı, rötre, sünme) ileri gelen reaksiyonlar.

-- Hareketli yüklerin hareketinden ileri gelen reaksiyonlar (fren kuvveti, santrifüj kuvvet)

-- Mesnet sürtünme reaksiyonları

Orta ayaklarda, dış kuvvetlerin bileşkesi ne kadar kesitin merkezine yakın geçerse ve ne kadar düşeye yakın bulunursa stabilite ve ekonomi yönünden o kadar iyidir.

Rüzgar ve Deprem Etkisi

Orta ayak stabilitesi üzerine rüzgar ve deprem etkisinin önemi, orta ayak yüksekliği ile artar; bu etki, viyadük orta ayakları gibi yüksek orta ayakların boyutlandırılmasında esas rolü oynar.

Orta Ayakların Dengesi

Orta ayakların dengesi 2 durumda etüd edilir;

-- mukavemet etüdü

-- stabilite ve temel zemini gerilmeleri etüdü

Çok Yüksek Orta Ayaklar

Çok yüksek orta ayakların kesiti, genellikle, rüzgar (deprem) etkisiyle tayin edilir. Orta ayakların belirli bir elastikliği haiz olması lazımdır; dolayısıyla, sabit veya değişken atalet momentli keson kesitler veya dikdörtgen sandık kesitli orta ayak tipleri seçilir; bu tür kesitler, kayıcı veya tırmanıcı kalıp kullanmak imkanını verirler.

Şekil.1

Hesap Metodu, Boyutlandırma

Göz önüne alınacak tesirler:

-- Düşey kuvvetler:

Orta ayak zati ağırlığı.

Daimi ve hareketli yükler altında tabliyenin mesnet reaksiyonları.

-- Yatay kuvvetler:

Viyadük eksenine paralel fren kuvveti,

Viyadük eksenine dik doğrultuda akım tesiri (genellikle küçük),

Santrifüj kuvvet

Deprem,

Isı etkisi ile deplasmanlar.

Orta Ayak Gövdesinin Hesabı

Boyuna doğrultuda

Bu doğrultuda gövde oldukça narindir ve bileşik eğilmeye çalışan bir çubuk şeklinde ele alınır.

Enine doğrultuda

Gövdenin mukavemeti, muhtelif seviyelerdeki kesitlerde ve yapı ömrünün muhtelif zamanları için tahkik edilir.

-- inşaat esnasında,

-- hizmet süresince

Orta Ayak Stabilitesi

Bir orta ayağın stabilitesi, evvelce görülmüş bulunan, temel zemini mukavemetine müncer olur.

Orta ayağın stabilitesi, yapı ömrünün muhtelif devreleri için etüd edilir.

-- inşaat esnasında

-- hizmette, boşken,

-- hizmette, yüklü iken.

BÖLUM 1

NOTASYONLAR VE TANIMLAR

Klasik Kopma Durumu

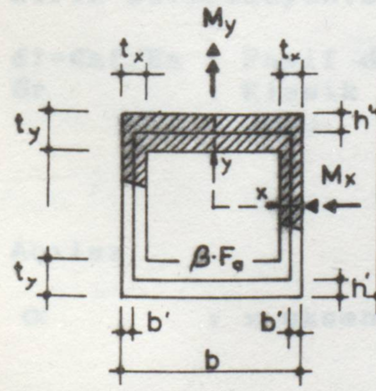
Maksimum basınç altındaki beton ya da akma durumundaki donatının ugrayacağı maksimum klasik birim deformasyon durumu.

Geometrik Büyüklükler

H : Toplam yükseklik
b : Kesit genişliği
ty,tx,t : Beton kesitin kalınlığı
h′ ,b′ : Kesit kenarları arasındaki uzaklıklar ve donatının ağırlık merkezi.

Indisler

a : Donatıyla ilgili
b : Betola ilgili



$$n = \frac{N}{bH\beta_w} \qquad m = \frac{M}{bH^2\beta_w}$$

$$m_x = \frac{M_x}{bH^2\beta_w} \qquad m_y = \frac{M_y}{b^2H\beta_w}$$

$$\mu^{(\%)} = \frac{F_{a\,tot}}{bH} . 100$$

$$\omega = \mu \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w} = \frac{a\ tot}{} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

Şekil 1.1

Taşıma Güçleri

$N=N_r$	:	Klasik kopma durumundaki normal dayanma kuvveti.
$M=M_r$	:	Birleşik eğilme durumundaki klasik kopma momenti.
$M_x=M_{xr}$	:	Eğik eğilme durumundaki klasik kopma momenti.
$M_y=M_{yr}$	:	Eğik eğilme durumundaki klasik kopma momenti.
n.m.mx.my	:	Boyutsuz rölatif dayanma güçleri (şkl 1.1'e bkz)
$\eta=m_y/m_x$	:	Boyutsuz rölatif momentlerin oranı.

Donatı

$F_a=F_{a\,top}$	:	Pasif donatının toplam alanı.
β	:	Dikdörtgen kesiti için donatının sınıflandırma parametresi.
μ (%)	:	(Toplam) Donatı geometrik yüzdesi.
ω	:	(Toplam) Donatı mekanik mertebesi.

Gerilmeler

$\sigma_f=\sigma_{af}$	:	Pasif donatının klasik zorlama akışı.
$\beta_w=\beta_{w28}$	:	Yirmisekiz günlük küb betonun mukavemeti.
β_r	:	Beton hesabındaki mukavemet (=0.6 SIA 162 normunun 34. şartına göre)

Birim Deformasyonlar

$\epsilon_f=\sigma_{af}/E_a$	:	Pasif donatı klasik akış limiti
ϵ_r	:	Klasik kopma durumundaki betonun birim deformasyonu.

Açılar

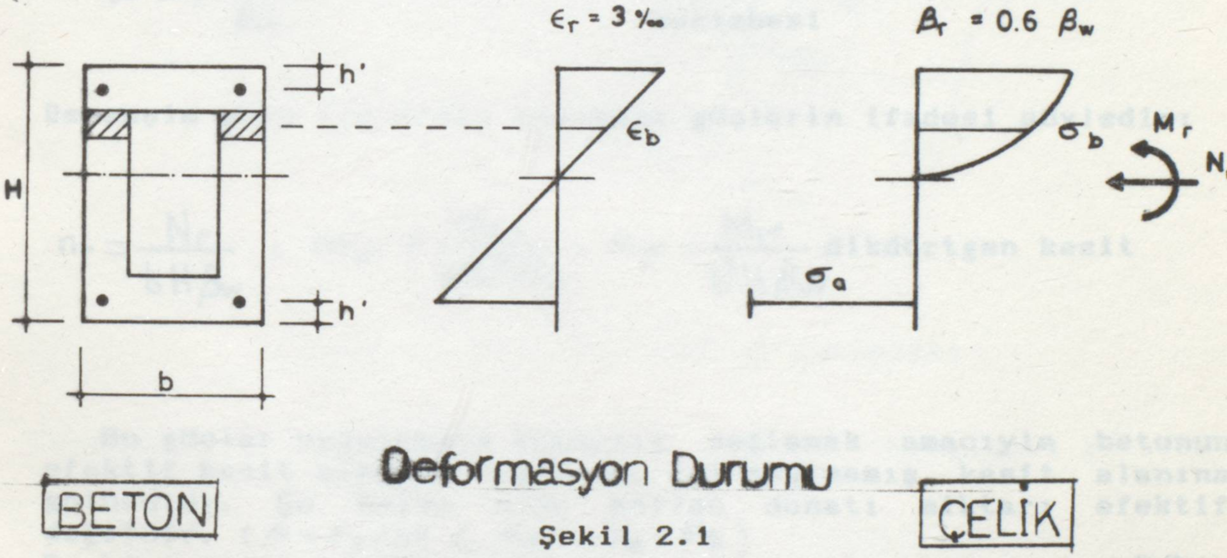
α	:	x eksenine göre tarafsız eksenin yönü.

BÖLUM 2

ABAKLARIN AÇIKLAMASI VE KULLANIMI

2.1 Boyutsuz ve Rölatif Dayanma Güçleri Üstüne Temel Bilgiler

Boyutsuz ve rölatif güçlerin dolaylı bir biçimde gösterilmesi, bir abağın uygulama alanı, betonun özelliği ve boyutları ne olursa olsun, iyi parametreli her kesite uygulanabilir. Statik hesaplarla verilen gerçek dayanma güçlerinden boyutsuz güçlere geçiş şu basitleştirilmiş örnekle gösterilebilir.



Şekil 2.1

$$M_r = \Sigma f_1 \cdot bH \cdot f_2 \beta_W \cdot f_3 H \quad + \quad \Sigma g_1 F_{a\,top} \cdot g_2 \sigma f \cdot g_3 H$$

$$= bH^2 \beta_W \Sigma f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \quad + \quad F_{a\,top}\, \sigma f H \Sigma g_1 \cdot g_2 \cdot g_3$$

Bu gücü bH faktörü ile bölersek, bir zorlama boyutunu alır, böylece kesitin gerçek boyutlarından (kesit 1x1) kurtulunur. O zaman beton ve donatının rölatif durumunda h /H parametresi işin içine girer.

$$\frac{M_r}{bH^2} = \beta_W \cdot B \quad + \quad \mu \cdot \sigma f \cdot A\,(h'/H)$$

Boyutsuz güce kesin geçiş, bu ifadenin bir "gerilme" ile bölünmesiyle elde edilir. Bu gerilmenini seçimi doğal olarak betonun mukavemetine yönelerek yapılır. Bunun nedeni de gerilmesinin daha önemli değişikliklere sahip olmasıdır.

$$m_r = \frac{M_r}{bH^2\beta_W} = B \qquad + \qquad \omega \cdot A\,(h'/H)$$

birlikte

$$\omega = \mu \frac{\sigma_f}{\beta_W}$$ toplam donatının mekanik mertebesi

Benzeşim yolu ile öteki boyutsuz güçlerin ifadesi şöyledir:

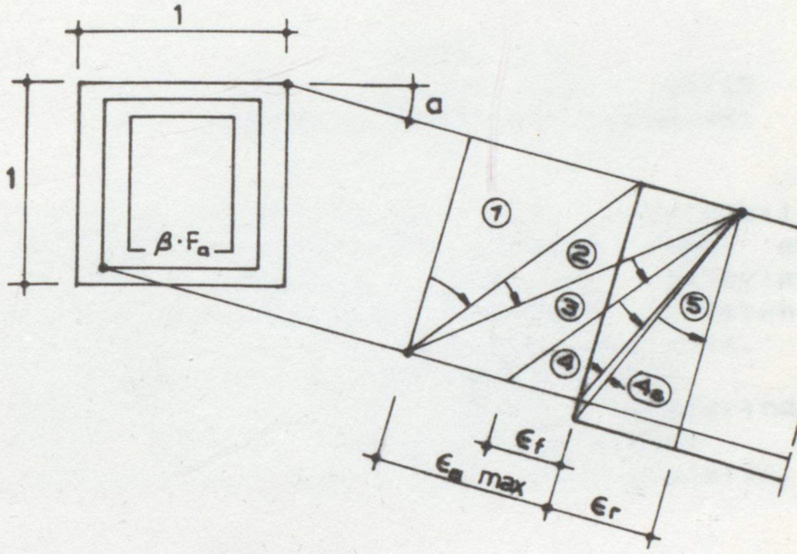
$$n_r = \frac{N_r}{bH\beta_W}\,, \quad m_{xr} = \frac{M_{xr}}{bH^2\beta_W}\,, \quad m_{yr} = \frac{M_{yr}}{b^2H\beta_W}$$ dikdörtgen kesit

Bu güçler uygulamada kolaylık sağlamak amacıyla betonun efektif kesit alanına değil de, içi oyulmamış kesit alanına götürülür. Şu halde elde edilen donatı miktarı efektif değildir. ($\mu = F_a / bH \leq \mu_{eff} = F_a / F_b$)
Bu bizi genel biçimde mekanik donatı mertebesini ($\omega_{max} = 0.3$) sınırlamaya götürür.
Bu örnek aynı zamanda kesitlerin temel direnç özelliklerinden birini belirtmektedir.

- Zorla bir deformasyonana tabi olmuş, verilen bir kesitin direnci lineer olarak (Wr=B+W.A) kesitinde gösterilen donatı miktarına bağlıdır.

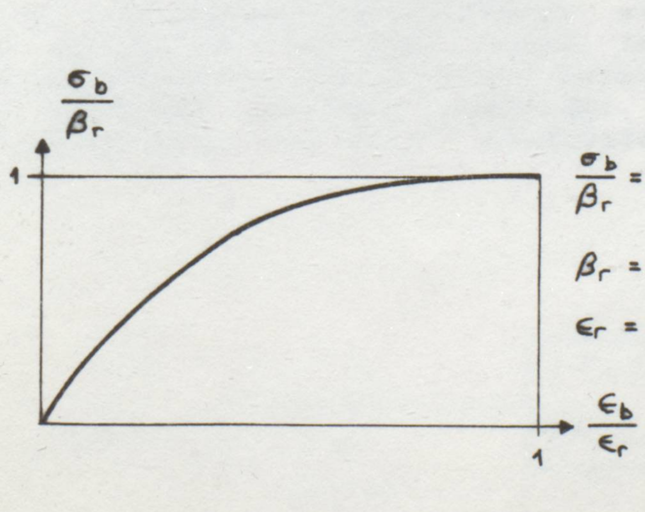
2.2 SIA 162/34 Şartlarına Göre Taban Hesabı

Verilen bir kesit için efektif kopma istek durumlarının tolamı (n,mx,my) istekler uzayında bir etkileşim alanıyla gösterilebilir. Hesabı için bu alan bir kopma konvansiyonel alanı yardımıyla yaklaştırılır.Bu alan, şekil 2.2 'de gösterilen konvansiyonel deformasyon durumlarını simetrik biçimde koyarak elde edilir.



Şekil 2.2
Klasik birim deformasyon durumları

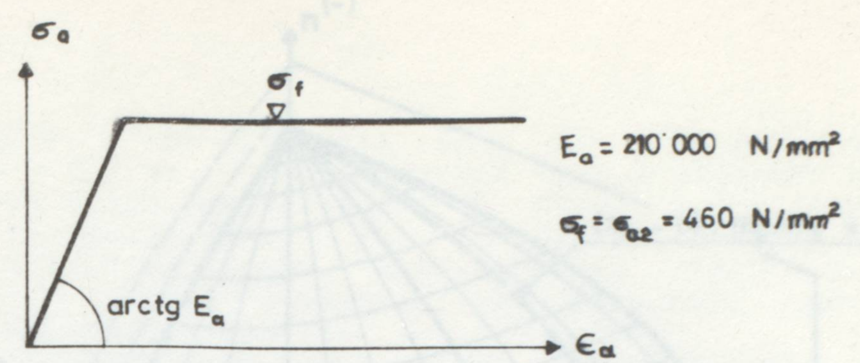
Kopmadaki konvansiyonel direnci hesabı aşağıdaki gerilme -deformasyon ilişkilerine dayanarak yapılır.



$$\frac{\sigma_b}{\beta_r} = 1 - \left(1 - \frac{\epsilon_b}{\epsilon_r}\right)^3$$

$$\beta_r = 0.6\ \beta_{w28}$$

$$\epsilon_r = 3‰$$



Şekil 2.3
34 şartına göre beton ve çelik konvansyonel deformasyon-gerilme durumları

$\epsilon_{a\,max}$=5 %. limiti 34 şartında zorunlu kılınmıyor.Bunun iç direnç değerleri üzerinde tamamen ihmal edilebilir bir etkisi vardır. Sayısal hesapları kolaylaştırmak için gereklidir.Dirençlerin momentlerinden itibaren (bkz böl.3) sonraki rijidlik hesaplarında doğrulanmıştır.

Betonun çekmedeki direnci ihmal edilir.

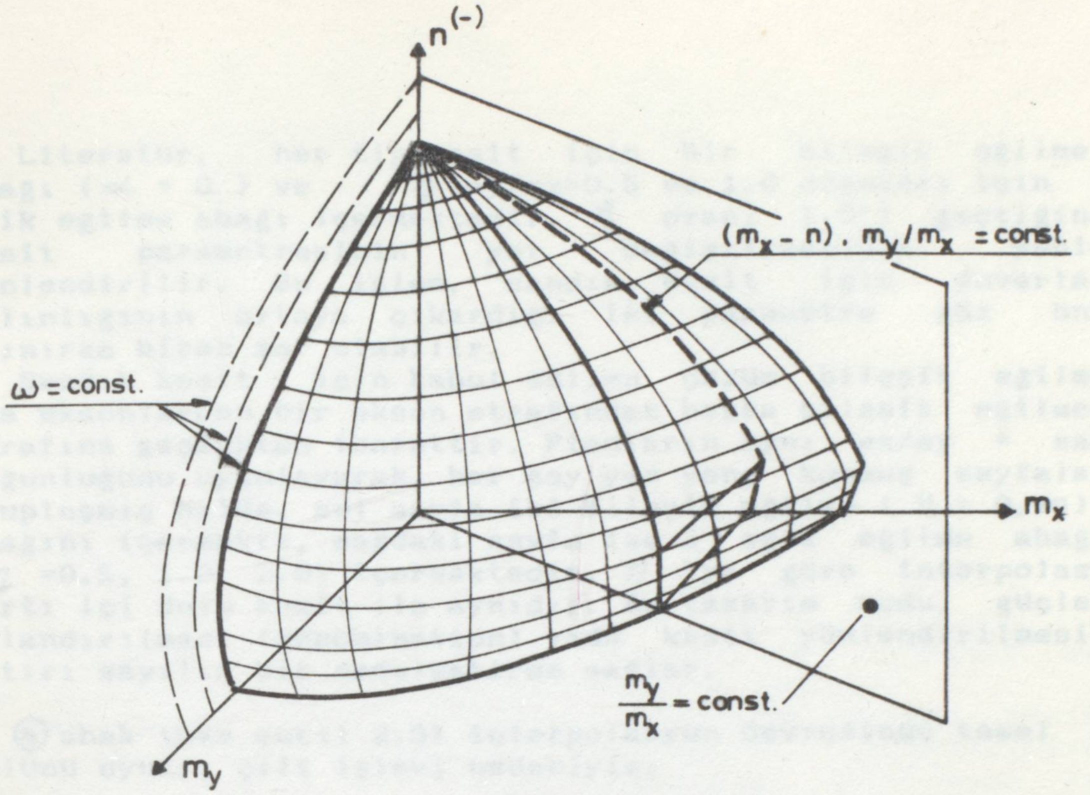
Verilen bir kesitin donatı miktarındaki değişim parametresi donatı mekanik mertebesi olan kopma konvansiyonel alan ailesi ile kendini gösterir.

2.3 Sandık Kesit Için Abaklar

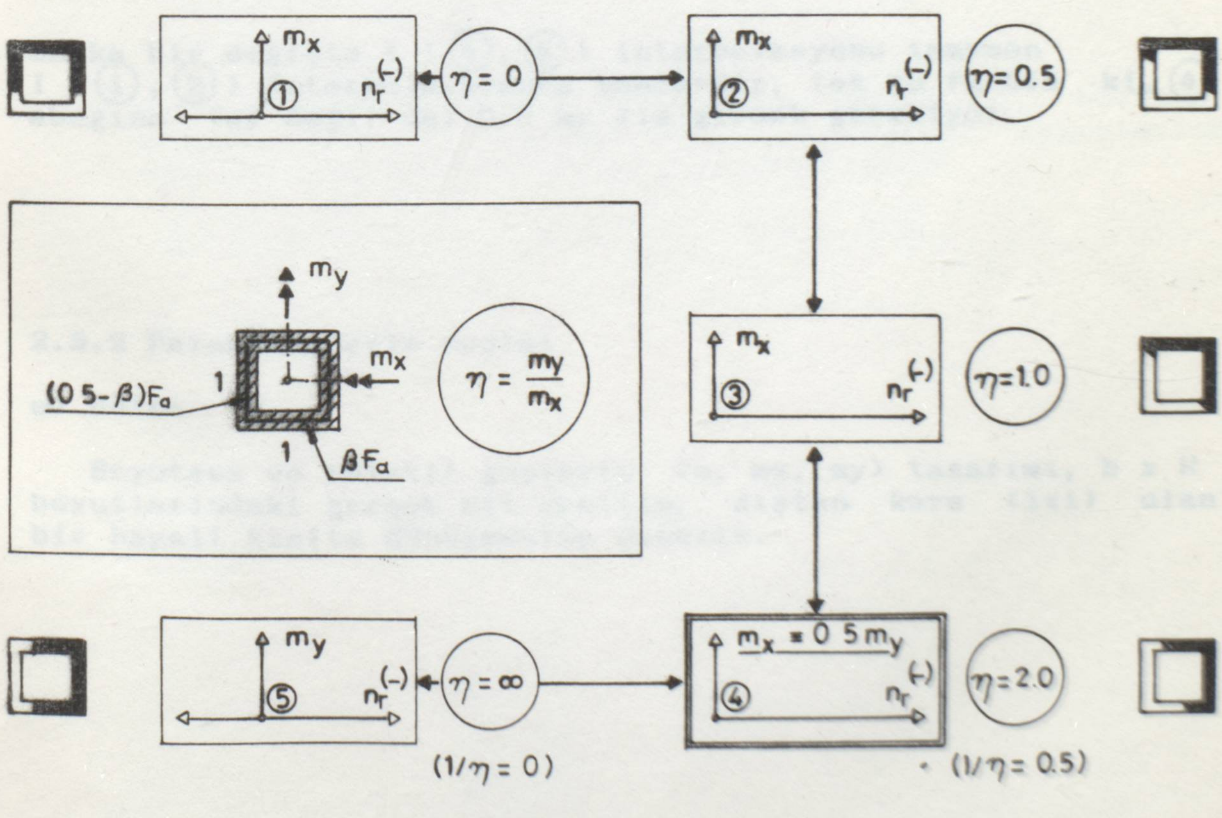
2.3.1 Tasarım Modu Seçimi

Bileşik eğilme, tasarımda (interaction m_r $-n_r$) hiç bir özel sorun çıkarmaz. Eğik eğilme ise, tersine ilke olarak 3 boyutlu bir tasarım modu gerektirir.

Birinci derlemenin hazırlanması sırasında elde edilen deneyim gösteriyor ki daha sonra (m_x $-n^{(-)}$) planına yansıtılan etkileşim alan ailesini my/mx=sabit planları ile keserek problemi çevirmek mümkündür. Elde edilen sonuç verilen my/mx oranı ile mx-$n^{(-)}$ etkileşim diyagramlarının bir devamıdır.



Şekil 2.4
Verilen bir kesitin kopma konvansiyonel alanların tümü.



Şekil 2.5
($\eta = m_y/m_x$ oranına göre interpolasyon)

Literatür, her tip kesit için bir bileşik eğilme abağı (α = 0) ve η =my/mx=0.5 ve 1.0 oranları için iki eğik eğilme abağı içermektedir. η oranı 1.0'i geçtiğinde, kesit parametresinin yer değiştirmesiyle yeniden yönlendirilir. Bu işlem, sandık kesit için duvarların kalınlığının ortaya çıkardığı iki parametre göz önüne alınırsa biraz zor olabilir.

Sandık kesit için kabul edilen çözüm bileşik eğilmede ana eksenlerden bir eksen etrafından başka bileşik eğilmenin etrafına geçmekten ibarettir. Planların aynı mx/my = sabit yoğunluğunu uygulayarak, her şey yan yana konmuş sayfalarda gruplaşmış halde, sol sayfa iki bileşik eğilme (η = 0, ∞) abağını içermekte, sağdaki sayfa ise 3 eğik eğilme abağını (η =0.5, 1.0, 2.0) içermektedir. η 'ya göre interpolasyon şartı içi dolu kesit ile aynıdır. Bu tasarım modu, güçlerin adlandırılması (denomination) yada kesit yönlendirilmesinde hatırı sayılır bir sadeleştirme sağlar.

④ abak (bkz şekil 2.5) interpolasyon devresinde temel öge rolünü oynar; çift işlevi nedeniyle:

* 1.0 < η <2.0 iken I (③ , ④) interpolasyonu için (m -n) fonksiyon abağı

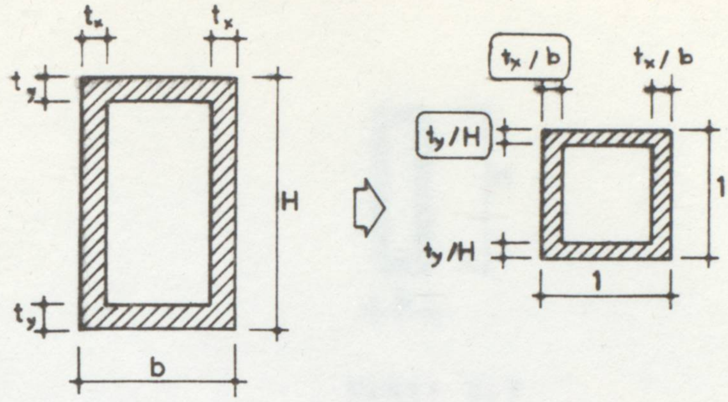
* 0.5> 1/ η > 0 iken I (④ , ⑤) interpolasyonu için (0.5 my-n) fonksiyon abağı

Başka bir değişle I (④, ⑤) interpolasyonu tamamen I (①, ②) interpolasyonuna benzerdir, tek şu farkla ki, ④ abağına (my değil de) 0.5 my ile girmek gerekiyor.

2.3.2 Parametrelerin seçimi

a) Beton

Boyutsuz ve rölatif güçlerin (n, mx, my) tasarımı, b x H boyutlarındaki gerçek bir kesitin, dıştan kare (1x1) olan bir hayali kesite dönüşmesine denktir.



Şekil 2.6

Sandık kesit abağı t_x /b ve t_y /H (rölatif duvar kalınlıkları) tümleyici parametrelerine baglıdır.

Ilk bakışta, bu iki parametrenin varlığı böylesi kesitler için bir abak derlemesi girişimini gerçekleştirmeyi raslantıya bağlı kılıyor gibi gözüküyor. Uygulamada sıkca kabul edilen kesitler üzerinde yapılan kısa bir inceleme bu iki parametrenin değişim alanının çok az önemli olduğunu gösteriyor. Özellikle kısa olan duvar genellikle daha kalın seçilir. Enlemesine yeterli bir rijitlik sağlamak için, bu da $\delta = (t_x /b) / (t_y /H)$ oranlarını 1'e yakın olacak şekilde seçilmesine götürür.

- Uygulamada karşılaşılan durumların büyük bir bölümünü örtmek için δ parametresinin aşağıdaki değerlerine uyan üç abak ailesi hazırlamak yeterlidir.

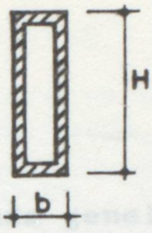
$$\delta = (t_x /b) / (t_y /H) = 1.0 \;.\; 2.0 \;.\; 3.0$$

ÖRNEK:

$t = t$

H = 3 b

$\delta = 3$



Şekil 2.7

- Kesit, sürekli t_y /H $\leqslant$ t_x /b koşulunu gerçekleştirecek biçimde yönlendirilmelidir.
- Aşağıdaki değerler t_y /H parametresi için kabul edilmişlerdi.

t_y /H =0.06 . 0.08 . 0.10 . 0.12 . 0.14 . 0.16 .0.20 .0.24

- t_x/b parametresi de 0.24 ile sınırlandırılmıştır.

$$(t_x /b)_{max} = 0.24$$

ÖRNEK :

0.06 = 60 cm / 10 m = 36 cm / 6 m = 12 cm / 2 m
0.24 = 240 cm /10 m = 144 cm /6 m = 48 cm / 2 m

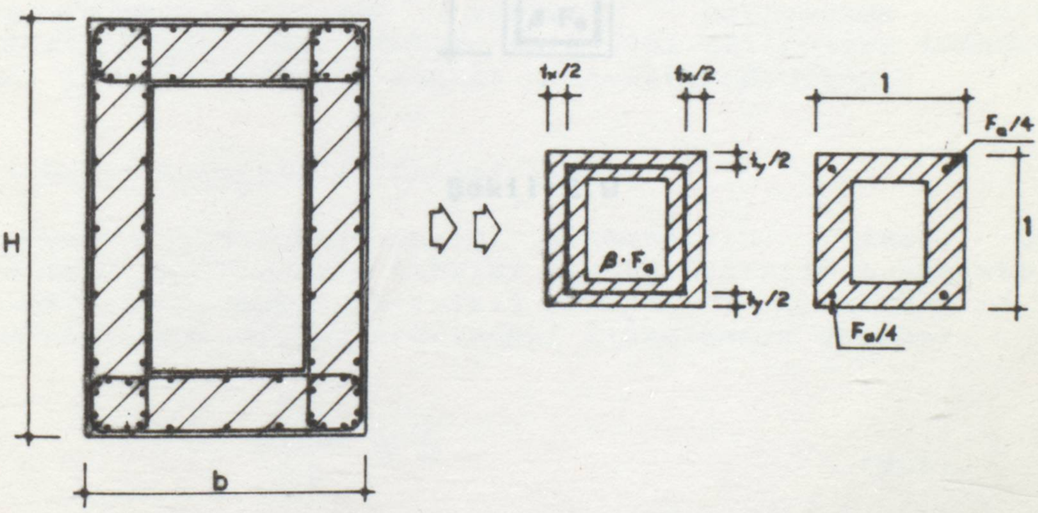
Verilen bir kesitin işleyişi t_x /b ve t_y /H parametrelerine göre lineer interpolasyonla gerçekleştirilir. Gerçekleştirilen sayısız kontrollerin ışığı altında interpolasyonun kesinliği çok iyi görünmektedir.

b) Donatı

Sandık kesitin donatısında genelde iki örtü vardır, biri dış yüzeye, öteki iç yüzeye yakındır. Statik ve yapı ile ilgili nedenlerden dolayı bu donatı sandık kesitin köşe bölgelerine yerleştirilir.

Bu gerçek durum, abaklarda, lineer olarak düzenlenen, beton duvarın ortasına yerleştirilen ve değişken bir dağılım gösteren iki yandan simetrik (faktör β) bir donatı yardımıyla ideal olarak tasarlanır.

Donatının açılarda toplanma durumu, donatının ideal olarak tasarlandığı durumla ve bütün donatının 4 çubuk ve kesitin 4 açısında toplanmış olduğu en uç durum arasında interpolasyon yapılarak göz önüne alınabilir.



GERÇEK KESIT

IDEALLEŞTIRILMIŞ KESITLER

Şekil 2.8

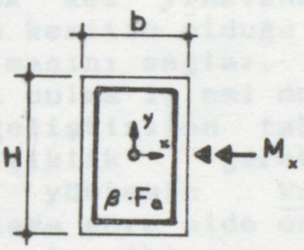
c) Iki Bakımdan Simetrik Kesitler ($\delta = (t_x/b) / (t_y/H) = 1$)

Bu durumda kabul edilen tasarım modu (şekil 2.5), β parametresinin değişimini azaltmaya izin verir.

$$\beta = \underbrace{0.10 \;.\; 0.15 \;.\; 0.20 \;.\; \overbrace{0.25 \;.\; 0.30 \;.\; 0.35 \;.\; 0.40}^{\delta = 1}}_{\delta = 2 \text{ ve } 3}$$

Bu durumda t_y /H $\leqslant t_x$ /b kesitinin yönlendirme koşulunun yerine $\beta \geqslant 0,25$ koşulu konur.

$$\beta \geqslant 0.25$$



Şekil 2.9

BÖLUM 3

ABAKLARIN IKINCI MERTEBEDEN ETKI HESAPLARINA UYGULANMASI (BILEŞIK EGILME)

2. Bölümde uzun sıkıştırılmış parçaların kopma güvenliğini denetim altında tutacak basit ve hoş bir yöntem geliştirildi. Ikinci mertebeden deformasyonlar, flüajın muhtemel etkisiyle, ortalama bir rijiditenin yardımıyla yaklaştırılmıştır.Bu tüm parçanın yıkıma kadar götürecek yük altına sokulması sırasındaki davranışını karakterize eder.Bu basitleştirilmiş yöntem SIA 162 normunun 35. yönergesinin temelini oluşturur. Karakteristik deformasyon durumlarını kesin belli eden direnç abaklarına sahip olunduğunda bunun pratik uygulaması özellikle kolay olmaktadır.Yapılacak işlemin basitliği çok kısa süre içinde bir çok kez yinelenen tahkikler yapmaya imkan verir, bu da beton kesitin olduğu kadar donat kesitinin de optimal boyutlandırılmasını sağlar.

Abak yardımıyla boyut bulma işlemi daha aşağıda bütünüyle gösterilecektir. 2 de geliştirilen tahkik yöntemine göre birkaç pratik değişiklik gerekmektedir. Bu biçim değişiklikleri ilk yöntemin kavramında birşeyler değiştirmiyor.Temel yönteme göre elde edilenlere tamamen uyar aynı güvenlik ve aynı donatı miktarına götürür.

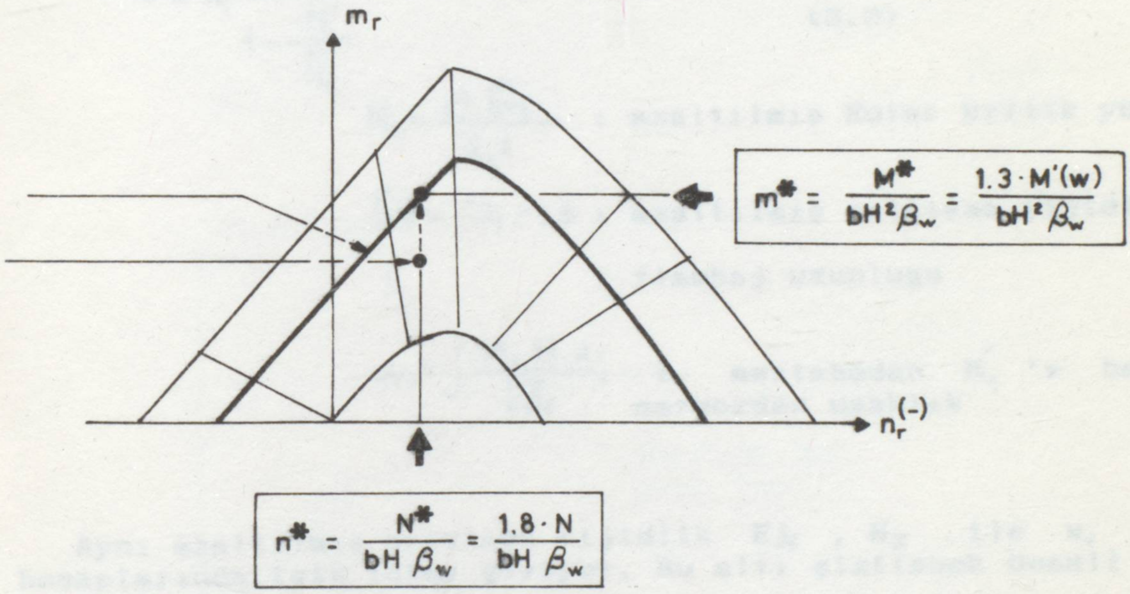
3.1 Basitleştirilmiş Yöntemi Ilkesi

Basınç altındaki narin elemanların (lineer olmayan problem) kesitlerinin tahkiki kısmen artırılmış yüklere bağlı isteklerle kısmen azaltılmış kopma (W_r /1.3) ya bağlı konvansiyonel direnç arasındaki kıyaslamaya dayanır.

$$\frac{W_r}{1.3} \geqslant S' \qquad (3.1)$$

Genel biçimde, ikinci mertebeden problemler S isteklerinin deformasyonlara bağlı olmasıyla karakterize edilirler.Sıkıştırılmış parçaların özel durumunda normal kuvvet genel olarak ikinci mertebeden deformasyonlardan etkilenmez. Sadece eğilme momenti artış gösterir, hem de oldukca çok.

$$M' = M_1' + M_2' = M_1' + N' . w \qquad (3.2)$$



m_r
$n_r^{(-)}$
$m^* = \frac{M^*}{bH^2\beta_w} = \frac{1.3 \cdot M'(w)}{bH^2\beta_w}$
$n^* = \frac{N^*}{bH\,\beta_w} = \frac{1.8 \cdot N}{bH\,\beta_w}$

Şekil 3.1

M' : Kısmen artırılmış yüklere bağlı eğilme momenti

M'_1 : Deforme olmamış (1. mertebe) durumdaki eğilme momenti

M'_2 : Deformasyonlara (2. mertebe) bağlı artma

N' : Kısmen artırılmış normal kuvvet

w : Deformasyon ya da toplam merkezden uzaklık

Toplam merkezden uzaklık w, yaklaşık olarak 1.mertebeden moment M 'den gelen w merkezden uzaklığını bir f genişleme faktörü ile çarparak elde edilebilir.

$$w = w_1' \cdot \frac{1}{1 - \frac{N'}{\overline{N}_E}} \qquad (3.3)$$

$\overline{N}_E = \dfrac{\pi^2 \, \overline{EJ}_f}{\ell_k^2}$: azaltılmış Euler kritik yük

$\overline{EJ}_f = EJ_f / 1.3$: azaltılmış ortalama rijidite

ℓ_k : flambaj uzunluğu

$w_1 = \int \dfrac{M_1' \cdot \overline{M} \cdot dx}{\overline{EJ}_f}$: 1. mertebeden M'_1 'e bağlı merkezden uzaklık

Aynı azaltılmış ortalama rijidlik Ej_f , N_E ile w_1 hesaplarında işin içine giriyor. Bu altı çizilecek önemli bir durumdur.

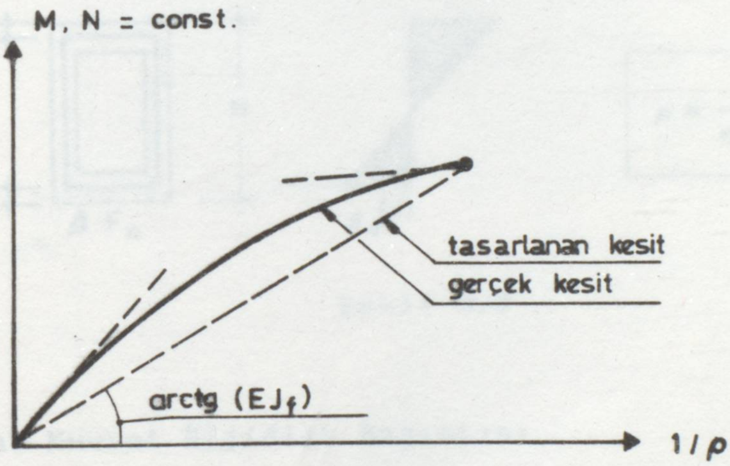
Konvansiyonel kopma durumlarındaki kesitlerin direnci abaklarda azaltılmamış biçimde gösterilmiştir. Şu halde abaklara girmek için (formül 3.1) bükücü moment M' 'i kısmi faktör 1.3 ile çarpmak gerklidir. * işaretini kopma durumundaki direnç isteklerini ayırdetmek için kullanıyoruz.

3.2 Plastik Bir Kesitin Ortalama Rijidliğinin Tanımı

Konvansiyonel kopma durumunda, uzun sıkıştırılmış parçanın bir bölümü çatlar ve bazı kesitleri esner. Bu durumda elastik rijidlik kavramı E.J 'nin hiç bir anlamı yoktur. Çünkü ne elastisite modülü E, ne de eylemsizlik momenti J burada tanımlanabilir. Rijidlik toplam bir kavram olarak göz önüne alınmalıdır. Ancak moment-eğrilik oranı temelinde mantıklı bir biçimde tanımlanabilir.

Elastik hesap EJ= M.ρ ilişkisini en üst evresine (Mr noktası) uygularsak, gerçek dönüşümü yıkıma doğru elastik, orta kalitede, homojen bir kesit yardımıyla idealize edilebilir.

$$(EJ)_r = EJ_f = M_r \cdot \rho \tag{3.4}$$

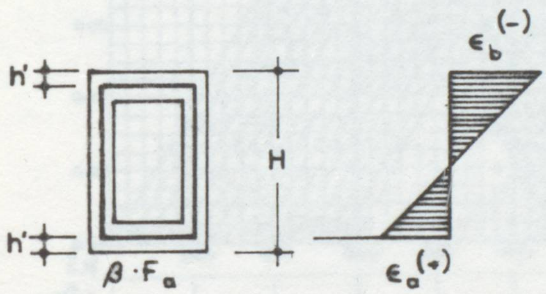


Şekil 3.2

Rijidlik ekseni olarak tanımlanan EJ_f homojen evre ile kopma durumu arasında tanımlanabilen farklı teğetsel rijitliklere göre bir ortalama rijidlik değerini alır. Esnekleşmiş kesitin ortalama davranışını karakterize eder. Yıkıma kadarki gelişimi sırasında onu "lineerleşmiş" rijidlik olarak nitelendirebiliriz.

[2] 'de önerilen yöntemin inceliği:
Tüm parçanın davranışını belirtmek için gerçeğe yakın tek ortalama bir rijidlik kabul edilebilir. Kesitin plastikleşme seviyesinde tanımlanır.

Teorik incelemelerle doğrulanmış bu ömemli sadeleştirme bir çok deneme ile de incelenip gerçekliği saptanmıştır.
Kesitlerin güçlü bir değişimi karşısında (örn. viyadük ayakları) ya da iç güçlerin dış görünüşü bir çok plastik diskapağı (örn. Bi- ankastre kemer ayağı) ortaya çıkarabilir. Bir çok eksende kesen rijidlik EJ_f 'yi hesap etmek tercih edilir, daha örnek bir ortalama elde etmek için.
Konvansiyonel kopma durumu, Betonun en sıkıştırılmış noktasında ve donatının akma sınırındaki birim boy değişim değeri ile saptanır.Bileşik egilme halinde eğrilik yarı capı ρ statik H-h' yüksekliği ve birim boy değişiminin farklılık fonksiyonu cinsinden ifade edilmelidir.

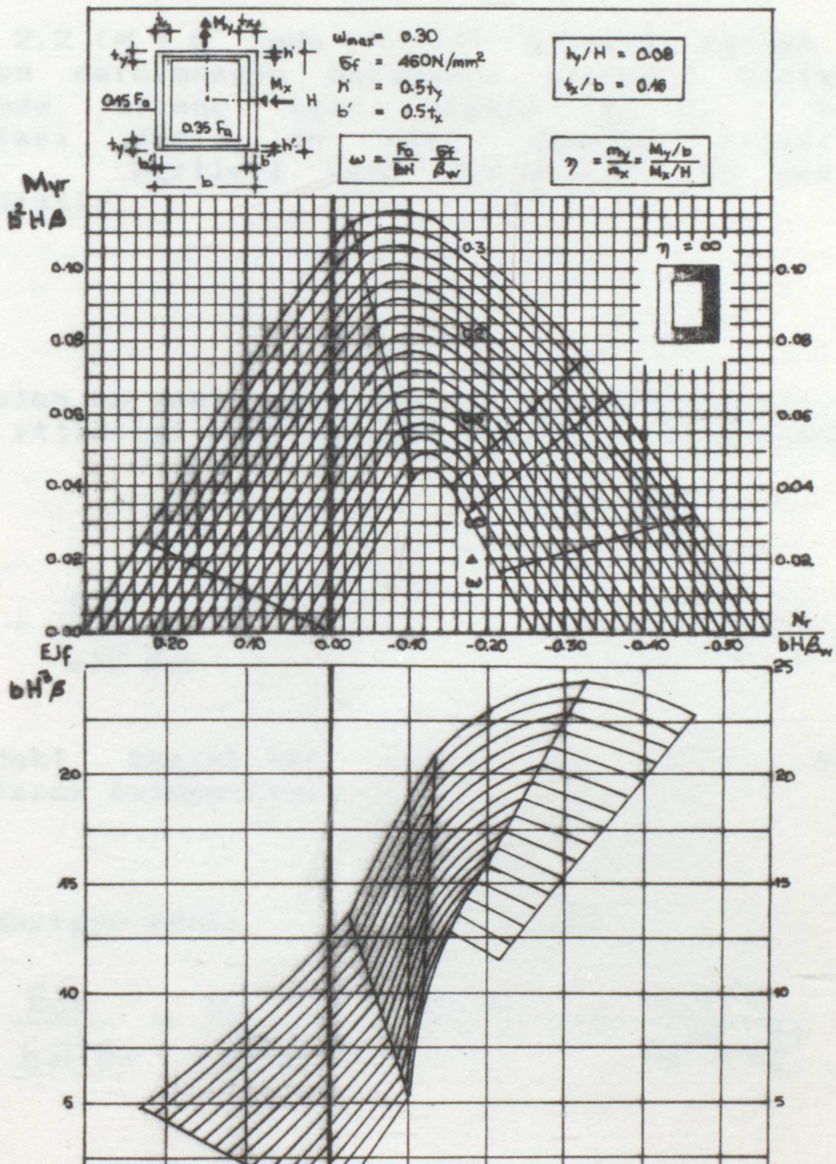


$$\boxed{\rho = \frac{(H-h')}{\epsilon_a^{(+)} - \epsilon_b^{(-)}}}$$

Şekil 3.3

3.3 Normal Kuvvet Rijidlik Bağıntısı

Aşağıda belirtildiği gibi:
verilen bir kesite zorla tatbik edilen her $\{\epsilon\}$ deformasyon durumu $(M_r.N_r)$'na kopma güçlerinin bir tek değeri tekabül eder. Eğrilik yarıçapı ρ ve kesen rijidlik $EJ_f = M_r.\rho$ Başka bir degişle normal kuvvet ile EJ_f rijidligi arasında tek anlamlı bir bağıntı vardır.



ωmax = 0.30
σf = 460N/mm²
h' = 0.5ty
b' = 0.5tx
ty/H = 0.08
tx/b = 0.16
0.15 Fa
0.35 Fa
Mx
My
H
b
ω = Fa/bH · σf/βw
η = my/mx = My/b / Mx/H
η = ∞
Myr / b²Hβ
EJf / bH³β
Nr / bHβw
0.10
0.08
0.06
0.04
0.02
0.00
0.30
0.20
0.10
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
25
20
15
10
5
0

Şekil 3.4

$$
\left\{\epsilon\right\}
\begin{cases}
\xrightarrow{\text{Rel. } \sigma-\epsilon} \left\{\sigma\right\} \xrightarrow[\int \sigma y dF]{\int \sigma dF} \left\{\begin{matrix} N_r \\ M_r \end{matrix}\right\} \\
\xrightarrow{\qquad} \rho = \dfrac{H-h'}{\epsilon_a^{(+)} - \epsilon_h^{(-)}}
\end{cases}
\left.\right\} EJ_f = M_r \cdot \rho \left.\right\} EJ_f = f(N_r)
$$

Şekil 2.2 ($\alpha = 0°$ yada $\alpha = 90°$ bileşik egilme için) 'de gösterilen deformasyon durumları sistemli biçimde empoze edildiğinde direnç için sadece $m_r - n_r$ etkileşim diyagramları değil de aynı zamanda rijidlik için $ej_f - n_r$ eğrileri elde edilebilir. Bu şekil 3.4'de gösterilmiştir.

Mümkün olan en geniş uygulama alanını güvence altına almak amacıyla rijidliği aynı zamanda boyutsuz bir biçimde gösterebiliriz.

$$ej_f = \frac{EJ_f}{bH^3 \beta_w} \qquad \text{dikdörtgen kesit}$$

Aşağıdaki bağıntılar (3.4) ve (3.5) denklemleri kullanılarak bulunmuştur.

- Dikdörtgen kesit (3.6)

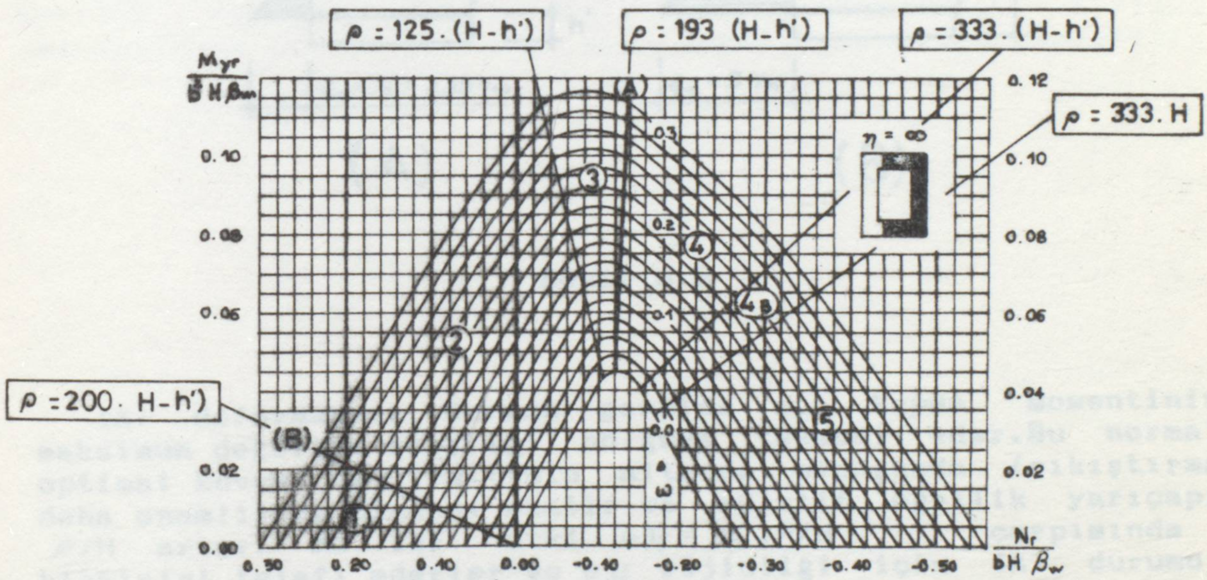
$$ej_f = \frac{EJ_f}{bH^3 \beta_w} = \frac{M_r \cdot \rho}{bH^2 \beta_w \cdot H} = \frac{m_r \cdot \rho}{H} = m_r \frac{1-h'/H}{\epsilon_a^{(+)} - \epsilon_b^{(-)}}$$

3.4 Bileşik Eğilme Abakları Ile EJ Rijidliğinin Uygulamalı hesabı

3.4.1 Genel Açıklamalar

(3.6) nolu denklemin ve geçen bölümdeki şekil 3.4'ün doğruladığı gibi rijidlikler diyagramı $ej_f = f(n_r)$, $m_r = f(n_r)$ diyagramının n ekseni üzerindeki basit bir izdüşümünü göstermektedir; izdüşüm faktörü ρ/H(yada μ) değişkenine eşit alınmıştır. Şu halde direnç abağı rijidlik hesabında temel oluşturabilir, eğer kesitin uğradığı deformasyon durumunu tanımlayacak ögelere sahip ise. Oysa I ve II. derlemelerdeki etkileşim diyagramlarının hepsi bu tamamlayıcı bilgileri içermektedir. Gerçekten de şekil 2.2 'deki deformasyon durumları limitleri abaklarda doğrularla somutlaşmıştır.

Deformasyon durumları verildiğinde, mevcut donatı miktarına göre direnç lineerliğinin temel özelliği gereğince bu limitler doğrudurlar. Her limit durumuna tekabül eden eğrilik yarıçapı (3.5) denklemi ile elde edilebilir.



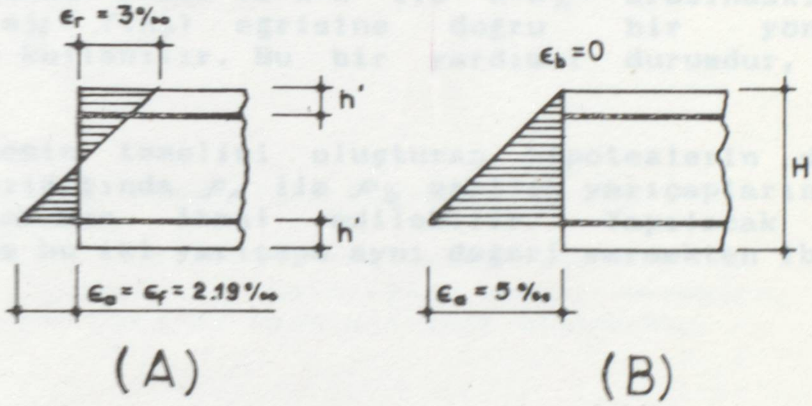
Şekil 3.5
Bileşik eğilme abaklarında deformasyon durum limitlerinin gösterilişi

Diyagramlar m_r direncini çıkardıkları gibi beş farklı noktada ortak eğrilik yarıçapını çıkarırlar. Bu da $ej_f = f(n_r)$ eğrisinde beş noktanın bulunması demektir.

3.4.2 35 Nolu Yönergenin Sadeleştirilmiş Yöntemi

($EJ_ç$ =tüm parça için sabit) hesabının temel hipotezlerinde bulunan önemli sadeleştirmeler ile karşılaştırıldığında, $ej_ç = f(n_r)$ eğrisinin ayrıntılı hazırlanması öyle pek yerinde görünmüyor.

2 'deki sadeleştirilmiş yöntem, iki karakteristik limit durumlarının (A) ve (B) (şekil 3.5) temelinde sadeleştirilmiş bilineer bir diyagramın inşaasını öngörmektedir.



Şekil 3.6

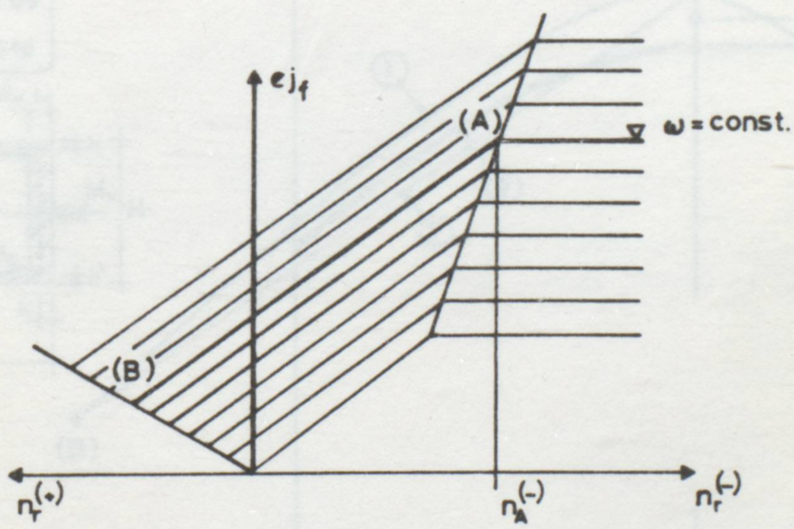
(A) deformasyon durumu genelde m_r kopma momentinin maksimum değerine eriştiği bölgeye tekabül eder.Bu normal optimal kuvvet $n_a^{(-)}$ limitinin altında olduğunda (sıkıştırma daha önemli) m_r direnci azalır ve rölatif eğrilik yarıçapı ρ/H artar. Bu iki etki $ej_ç = m_r . \rho/H$ çarpımında birbirini telafi ederler ve $ej_ç$ rijidliği için (A) durumu dışında iyi bir yaklaşıklıkla sabit bir değer kabul edilebilir.

$n^{(-)}$ sıkıştırması azaldığında, tersine m_r direnci önemli bir düşüş gösterir, o sırada ρ/H eğrilik yarıçapı, hafif bir düşüşten sonra yeniden ρ_A değerine yakın bir değer alır, (B) durumunda.

Buradan, n=o ila $n=n_A^{(-)}$ arasındaki alanda ej_f rijidliği hissedilir bir düşüş gösterdiği sonucu çıkar. Bu azalmaya, $ej_f = f(n_r)$ eğrisini B noktasından geçen bir doğru ile tamamlayarak yaklaşmak mümkündür.

(B) deformasyon durumu bir gerilme (çekme) durumudur. Basınç altındaki bir eleman hiç bir gerçek istek durumuna tekabül etmez ve n=o ile $n=n_A^{(-)}$ arasındaki önemli bölgedeki $ej_f = f(n_r)$ eğrisine doğru bir yönlendirme verebilmede kullanılır. Bu bir yardımcı durumdur, tamamen hayalidir.

Bu yöntemin temelini oluşturan hipotezlerin doğasıyla karşılaştırıldığında ρ_A ile ρ_B eğrilik yarıçaplarını ayıran ayrılık tamamen ihmal edilebilir. Yapılacak birinci sadeleştirme bu iki yarıçapa aynı değeri vermekten ibarettir.



Şekil 3.7

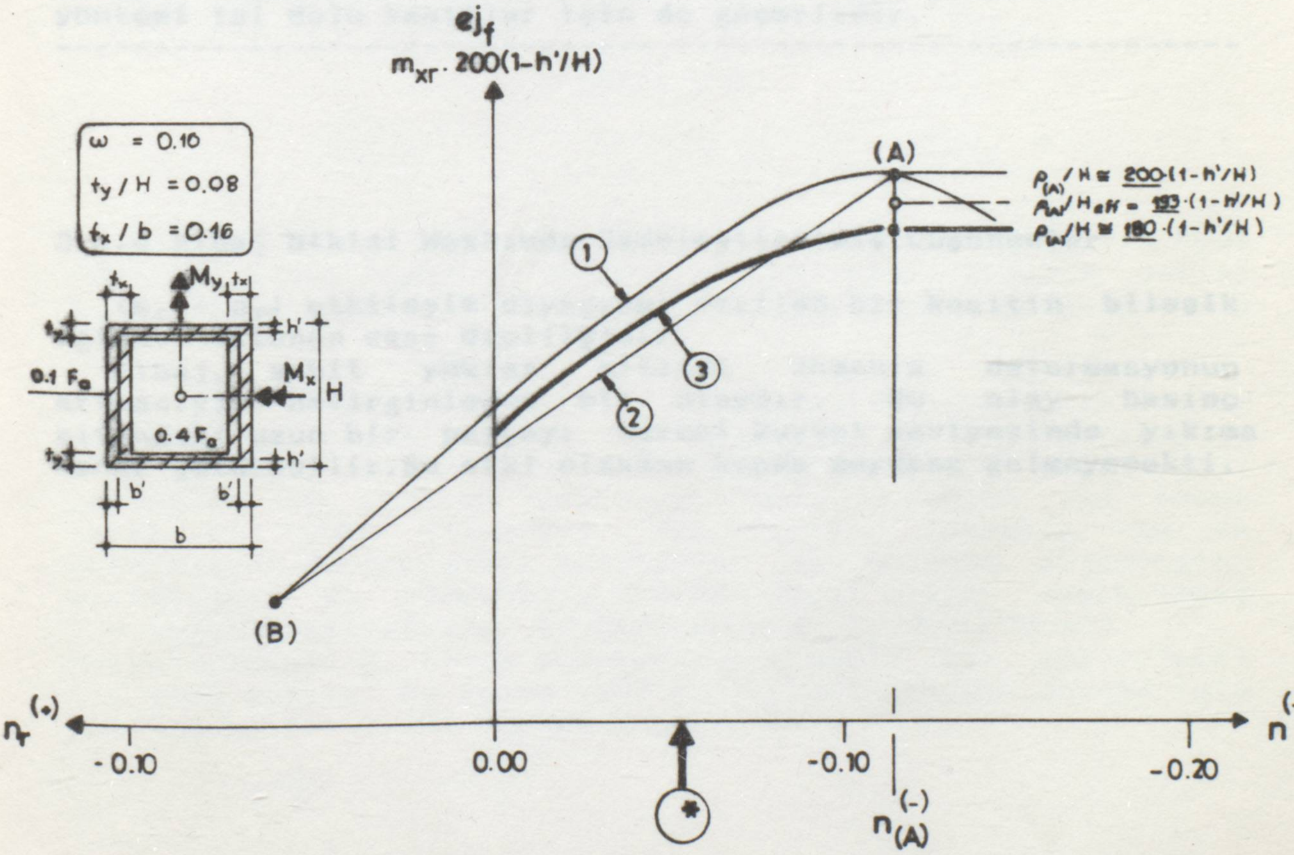
Sadeleştirilmiş $ej_f - n_r^{(-)}$ rijidlik diagramı.

$$\rho_A / H = \rho B / H \cong 200\ (1-h' / H)$$

Bu sadeleştirme işlemi (A) ve (B) noktalarında $ej_f = f(n_r)$ bilineer diagramı ile $m_r = f\ (n_r)$ direnç eğrisinin, 200 (1-h'/H) faktöründe, raslaşmasına izin verir. Başka bir değişle rijidlikleri abakların üzerinde okumak mümkündür, ayrıca $ej_f = f(n_r)$ diagramını kurmadan sadece (A) ve (B) noktaları arasında basit bir lineerleştirme ile.

3.4.3 Rijidlik Hesabı Için Doğrudan Yöntem

Flüaj olayı determinant (belirten) olmadığında (3.4.4) elde edilen sonuçların kesinliğine zarar vermeden, rijidlik hesap işlemini daha da sadeleştirmek mümkündür.



Şekil 3.8
Direnç ve Rijidlik
Eğrilerinin Kıyası

$n=o$ ve $n=n_A^{(-)}$ arasındaki (courant) bölgesindeki rijidliğin düşmesinin nedeni özellikle kopma momentinin azalmasıdır. Direnç eğrisinin kendisi de yaklaşık bir rijitlik eğrisi özelliğini gösterir, bir faktör kadar. Bilineer diyagram ile elde edilen lineerleştirmenin etkisini telafi etmek için, bu direnci bir çeşit faktörle azaltmak yeterlidir. Bir bilgisayar programı aracılığıyla gerçekleştirilen kıyas hesapları bu faktörü ampirik biçimde ortaya çıkarmıştır.

$$ej_f \cong 180\ (1-h'/H).m_r \quad . \quad 0 \geqslant n^* \geqslant n_A^{(-)}$$

$$ej_f \cong 180\ (1-h'/H).m_{rA} \quad . \quad n^* < n_A^{(-)}$$

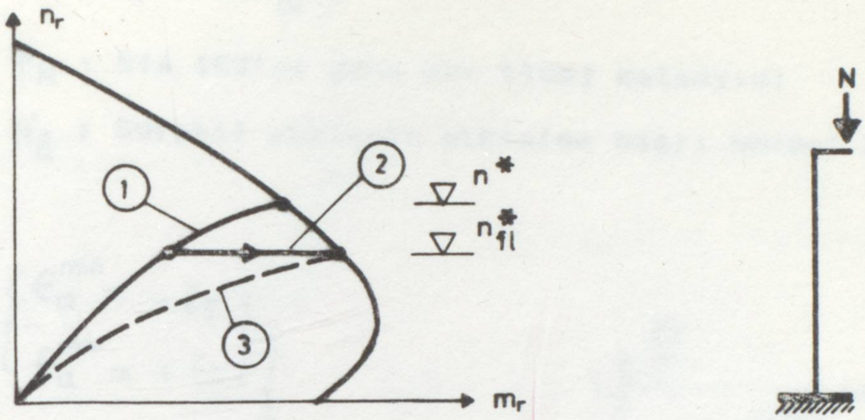
Bu son sadeleştirme işlemi direnç abağı ile rijidlik abağının her noktada birbirine tastamam gelmesini sağlar. $(0 \geqslant n^* \geqslant n_A^{(-)})$ bölgesinde, 180 (1-h'/H) faktörü nezdinde. Bu, $ej_f = f(n_r)$ bilineer diyagramın yapılmasını gereksiz kılar ve basınç altındaki elemanın boyutlandırılmasına ya da tahkik işlemine çok büyük kolaylık sağlar.

Dikkat edilecek nokta: Yukarda ikinci mertebeden etkilerin hesabı, abakların kullanılması için geliştirilen hesap yöntemi içi dolu kesitler için de geçerlidir.

3.4.4 Flüaj Etkisi Hakkında Sadeleştirilmiş Düşünceler

$(m_r - n_r)$ etkileşim diyagramı verilen bir kesitin bileşik eğimde istenen esas özelliğidir.

Flüaj, sabit yükler altında zamanla deformasyonun artmasıyla belirginleşen bir olaydır. Bu olay basınç altındaki uzun bir parçayı normal kuvvet seviyesinde yıkıma kadar götürebilir.Bu etki olmadan kopma meydana gelmeyecekti.



(1) Kuvvetlerin yıkıma doğru gelişmesi, flüajsız ($\rightarrow n=n^*$)

(2) n^*_{fl} 'dan küçük normal n^* normal kuvvet seviyesinin altındaki flüaj.

(3) Hesapla idealize edilmiş eğri.

Şekil 3.9

Şu halde flüaj yıkıma götüren yolu değiştirmektedir. Oysa kendinde olası kopma durumlarını örtmektedir. Flüajın etkisi ej_f rijidlik ekseni (sekantı) basit bir azaltılma yardımıyla incelenebilir.

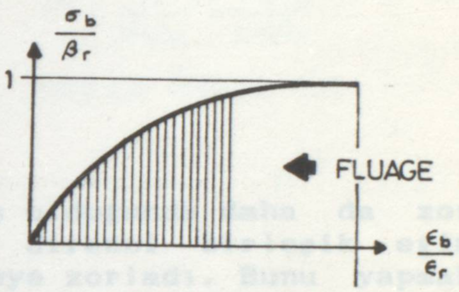
m direnci ile ρ/H eğrilik yarıçapının çarpımı ile ifade edilen ej_f rijidliğinin, ilk aşamada eğrilik yarıçapını küçülterek (kesitin en önemli dönmesi) azaltmak doğal gibi görünüyor. 35. yönerge tarafından önerilen yöntem ise bunun tersi bir yolu izlemekte. Hem eğrilik yarıçapı hem de deformasyon durumu sabit tutuluyor; bu durumda rijidliğin azaltılması m_r direncinin tamamen yapay olarak azaltılması ile gerçekleştiriliyor. Bu sonuncusu da $\sigma_b / \beta_r = f(\epsilon_b/\epsilon_r)$ bağıntısındaki ϵ_r birim deformasyonun basit bir artırılması ile elde edilir. Bu işlem sadece $(A)_\delta$ deformasyon durumu için uygulanabilir. ((B) durumu $\longrightarrow$ gerilme)

$$\epsilon_r = 3\,‰ \left(1 + \varphi_N \frac{N'_g}{N'}\right)$$

φ_N : SIA 162'ye göre son flüaj katsayısı

N'_g : Sürekli yüklerin etkisine bağlı normal kuvvet

$$(A)_S \left\{\begin{array}{l} \epsilon_a^{min} = -\epsilon_f \\ \epsilon_a^{max} = +\epsilon_f \end{array}\right\} \quad \epsilon_r > 3‰$$



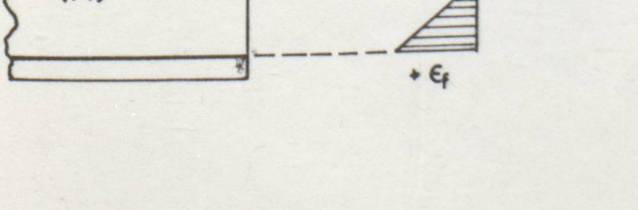
$\longrightarrow m_{rA}$'nın azaltılması

Şekil 3.10

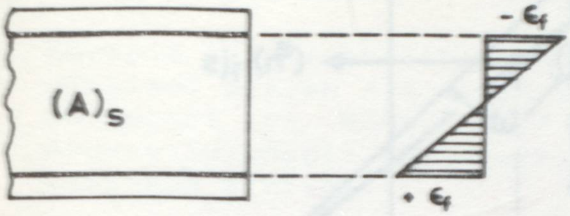
$\longrightarrow ej f_A = m_{rA} \cdot \rho_A / H$ 'nın azaltılması

Sezgisel olarak belirtilen olay kritik kesit seviyesinde zorla tatbik edilen deformasyon durumu altındaki betonun bir bakıma gevşemesidir, oysa tüm parça için problem tatbik edilen yük olayıdır. Bu küçük çelişki dışında sayısal hesaplarda özel bir sorun çıkmaz.

Dikdörtgen kesit için bu azaltılmış direncin elle yapılan hesabı uygun bir süre içinde (k_1) dolgu ve (k_2) pozisyon parametreleri yardımıyla gerçekleştirilebilir.



$$N = \tilde{N}_b + N_a = \tilde{N}_b + F_a \cdot E_a \cdot (\epsilon_f^{(+)} + \epsilon_a^{(-)})$$

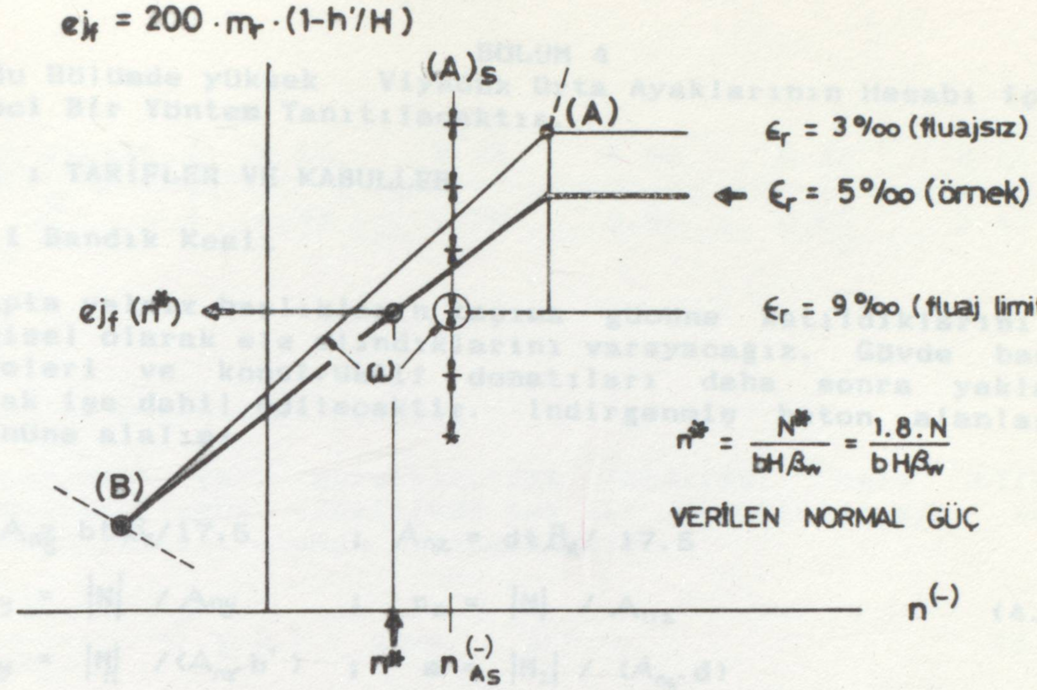


$$N = N_b + F_a \cdot E_a \cdot (\epsilon_f^{(+)} + \epsilon_f^{(-)}) \cong N_b$$

Şekil 3.11

Buna karşılık, bu işlem, kesit boş olduğunda daha da zor olmaktadır, bu da bizi, azaltılmış direnci birleşik egim abaklarında grafik biçiminde göstermeye zorladı. Bunu yapmak için, 2 'ye göre, bir $(A)_S$ simetrik durumu, normal simetrik olmayan (A) durumuna tercih edildi. Çünkü ikili simetrik kesitlere tatbik edildiğinde bir dikey direnç doğrusu ortaya çıkarmak grafik olarak avantajlıdır. Bu iki duruma tekabül eden m_r dirençleri ile e_{jf} rijidlikleri arasındaki uzaklıklar tamamen ihmal edilebilirler.

ω 'nın farklı değerleri bu dikey doğru üzerinde yıldızlarla somutlaştırılmıştır. Belirtilen doğru $\epsilon_r = 9$ ‰ değeri için hesap edilmiştir. Bu da direncin aşırı bir a küçülmesini gösterir.



Şekil 3.12
Flüajın etkisi altında azaltılan rijidliğin saptanması

Azaltılmanın efektif değeri, verilen ϵ_r değerine göre lineer interpolasyonla elde edilir.

$(A)_S$ doğrusu abakta normal kuvvet $n_{AS}^{(-)}$ ile birlikte yerleştirilmiştir. Bunun nedeni (A) doğrusu ile birlikte tıkanıklık yaratmamasıdır. Sadece m_A momenti hesaplarda işin içine giriyor.

Flüaj işin içine girdiğinde bilineer diyagramı abak dışında çizmek tercih edilir. Bunun nedeni interpolasyonu kolaylaştırmaktır. (B) noktası (gerilme ⟶ flüaj yok) interpolasyon sırasında bir bakıma destek noktası rolünü oynar.

Işin içine flüaj girince yöntem (3.4.3) doğrudan önemini yitirir.

BÖLUM 4

Bu Bölümde yüksek Viyadük Orta Ayaklarının Hesabı için Ikinci Bir Yöntem Tanıtılacaktır.

4.1 : TARİFLER VE KABULLER

4.1.1 Sandık Kesit

Hesapta yalnız başlıkların taşıma gücüne katıldıklarını ve çizgisel olarak ele alındıklarını varsyacağız. Gövde basınç bölgeleri ve konstrüktif donatıları daha sonra yaklaşık olarak işe dahil edilecektir. Indirgenmiş beton alanlarını gözönüne alalım:

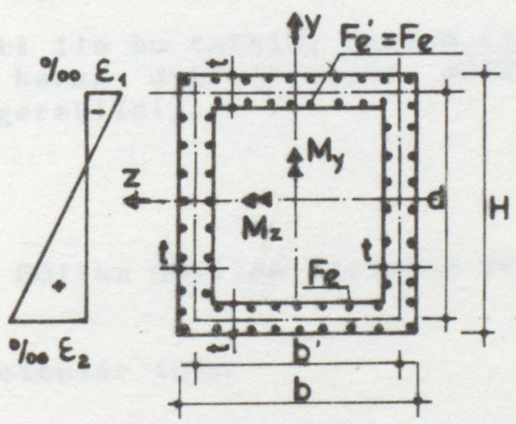
$$A_{ny} = b\,t\,\beta_R/17.5 \quad ; \quad A_{nz} = d\,t\,\beta_R/17.5$$

$$n_y = |N| \;/\; A_{ny} \quad ; \quad n_z = |N| \;/\; A_{nz} \tag{4.1}$$

$$m_y = |M_y| \;/(A_{nz} \cdot b') \quad ; \quad m = |M_z| \;/\; (A_{ny} \cdot d)$$

$$e_y/d = m_z/n_y \quad ; \quad e_z/b' = m_y/n_z$$

e = Eksantrisite



Şekil 4.1

Başlık donatıları simetrik tertip edildiğinden

$$F_a = F_a' = A_n \cdot \mu / 100 \tag{4.2}$$

Minimum donatı için alışılmış şartlar geçerlidir.

$$\mu \geq \mu_{min} \;;\; \mu \geq \frac{\mu.n.\;0.192}{1.75\;.\;1.936} \cdot \frac{\beta_R}{17.5} \tag{4.3}$$

Beton sınıfı	B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
μ	1.33	0.80	0.61	0.52	0.47

4.1.2 Iki Doğrultuda Flambaj

Aşağıdaki şart gerçekleştiği takdirde, eğik bileşik eğilmedeki flambaj tahkikinde her iki doğrultuda ayrı hesap yapmanın yeterli olduğu bilinmektedir.

$$k = \left| \frac{e_y / d}{e_z / b} \right| \leq 0.2 \quad \text{veya} \quad \geq 5.0 \qquad (4.4)$$

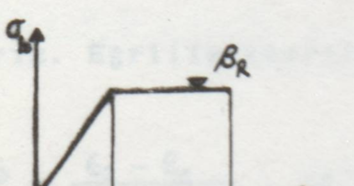
Dikdörtgen kesitlerde $0.2 < k < 5.0$ durumunda bir

$$M_r = M_y + k . M_y \qquad (4.5)$$

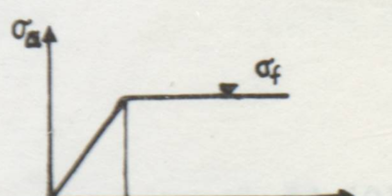
ikâme momenti ile bu tahkiki düzlem flambaj gibi yapabiliriz. Ayrıca dar kenar doğrultusunda mûtâd bir düzlem flambaj tahkiki de gereklidir.

4.1.3 Kabul Edilen Gerilme-Birimboy Değişimi Diagramları

Bütün betonlar için



Çelik için



(a) Şekil 4.2 (b)

Şekil 4.2 (a) diagramı kabul edilebilir, çünkü flambaj tahkikinde olduğu gibi işletme yüklerinin üzerindeki kısa süreli yüklemeler altında beton şekil değiştirmelerinin hesabı için 2. derece parabol yerine basit doğrusal diagram konabilir.

4.1.4 Denge Şartları

Alışılmış yatay izdüşüm ve moment denge denklemlerini yazarız:

$$D_{b1} + D_{a1} + D_{b2} + D_{a2} = N \tag{A.6}$$

$$D_{b1} \cdot d + D_{a1} \cdot d = N \cdot \frac{d}{2} + M \tag{A.7}$$

Bu iki denklemden, bir tarafta indirgenmiş momentler ve normal kuvvetler, diğer tarafta birim boy değişimleri ve donatı yüzdeleri arasında bağıntılar elde edebiliriz.

4.1.5 Momentlik-Eğrilik Bağıntısından Eğilme Rijidliğinin Türetilmesi

Çatlamamış kesitlerde elastisite teorisindeki eğilme rijidliği

$$B_I = E\,J = M / \rho \tag{A.8}$$

gösterimine uygun olarak çatlamış durumda

$$B_{II} = \frac{\partial M}{\partial \rho} \qquad \text{ve} \qquad b_{II} = \frac{1}{d} \cdot \frac{\partial m}{\partial \rho} \tag{A.9}$$

yazarız. Eğrilik tarifinden

$$\rho = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{d} \cdot 10^{-3} \tag{A.10}$$

(9) ve (10) denklemlerini kullanarak indirgenmiş eğilme rijidliğini indirgenmiş moment m ve indirgenmiş normal kuvvet n cinsinden veya μ donatı yüzdesinin fonksiyonu olarak ifade edebiliriz. Tabiatıyla B_{II} pozitif ve B_{I} 'den küçük olmalıdır. Buna göre, yine aynı birimler kullanılarak

$$0 < b_{\text{II}} \leqslant \left(\frac{8.75}{\beta_R} + 0.075\,\mu \right) E_b \qquad (4.11)$$

4.2: YÜKLEME DURUMLARI

ε_1 ve ε_2 birim boy değişimlerinin rölatif değerlerine göre farklı 12 yükleme durumu tanımlanabilir.

(4.12.1)

$0 < |\varepsilon_1| \leqslant 1.35 \;;\; \varepsilon_2 \geqslant 2$

$$\varepsilon_1 = \frac{-2\,m - n}{25.924 + m - 0.5\,n} \;;\quad \mu = \frac{2\,m - n}{8.4}$$

$$b_{11} = 125 \cdot \frac{(2m - n + 51.85)^2}{25.92 - n}$$

(4.12.2)

$1.35 < |\varepsilon_1| < 2 \;;\; \varepsilon_2 \geqslant 2$

$$\varepsilon_1 = \frac{-2\,m - n + 35}{m - 0.5n} \;;\quad \mu = \frac{2\,m - n}{8.4}$$

$$b_{11} = 125\,(2m - n)^2 / (17.5 - n)$$

$2 < |\varepsilon_1| \leqslant 3.5 \;;\; \varepsilon_2 \geqslant 2$

$$\mu = \frac{m + 0.5 - 17.5}{4.2} \qquad (4.12.3)$$

$$b_{11} = 125\,(2m - n)^2 / (17.5 - n)$$

(4.12.4)

$2 \leqslant |\epsilon_1| < 3.5 \; ; \; 0 < |\epsilon_2| \leqslant 1.35$

$$\epsilon_2 = \frac{-n + 2m}{8.426 + m + 0.5n}$$

$$\mu = \frac{m + 0.5n - 17.5}{4.2}$$

$$b_{1I} = \frac{500(8.426 + m + 0.5)^2}{8.426 + n}$$

(4.12.5)

$2 \leq |\epsilon_1| \leq 3.5$; $1.35 < |\epsilon_2| < 2$

$$\epsilon_2 = \frac{-n + 2m + 35}{m + 0.5n - 17.5}$$

$$\mu = \frac{0.5n + m - 17.5}{4.2}$$

$$b_{II} = \frac{250\,(m + 0.5n - 17.5)^2}{0.5n - 17.5}$$

(4.12.6)

$2 < |\epsilon_1| < 3.5$; $2 < \epsilon_2 < 3.5$

$\epsilon_2 = -2$; $m = 0$; $\mu = (n-35)/8.4$;

$$b_{II} = 250n$$

(4.12.7)

$0 < |\epsilon_1| < 1.35$; $0 < \epsilon_2 < 2$

$$\epsilon_2 = \frac{2m-n}{4.2} \; ; \; \epsilon_1 = \frac{-2m-n}{25.926+4.2}$$

$$b_{II} = 2100\,\frac{\mu(\mu + 6.173)}{2\mu + 6.173}$$

$\frac{2m+n-35}{5.67} \leq \mu < \frac{n-2m}{8.4}$ ve $\mu \geq \mu_{min}$ olmak üzere μ seçilir

(4.12.8)

$1.35 < |\epsilon_1| < 2$; $0 < \epsilon_2 < 2$

$\epsilon_2 = (2m - n)/(4.2\mu)$;

$$\epsilon_1 = \frac{-2m - n + 35}{4.2\mu} \; ; \; b_{II} = 1050\mu$$

$$\frac{2m + n - 35}{8.4} \leq \mu < \frac{2m + n - 35}{5.67} \; ; \; \mu < \frac{n - 2m}{8.4} \; ;$$

$\mu > \mu_{min.}$ olmak üzere μ seçilir.

(4.12.9)

$2 \leq |\epsilon_1| \leq 3.5 \; ; \; 0 < \epsilon_2 < 2$

$$\epsilon_2 = (2m - n) \,/\, (m + 0.5n - 17.5);$$

$$\mu = \frac{m + 0.5n - 17.5}{4.2}$$

$$b_{II} = \frac{500\,(m + 0.5n - 17.5)^2}{n - 17.5}$$

(4.12.10)

$0 < |\epsilon_1| \leq 1.35 \; ; \; 0 < |\epsilon_2| \leq 1.35$

$$\epsilon_1 = \frac{-m - 0.5n}{12.963 + 2.1\mu}$$

$$\epsilon_2 = \frac{-0.5n + m}{12.963 + 2.1\mu}$$

$$b_{II} = 500\,(12.963 + 2.1\mu)$$

$\mu \geq \dfrac{n + 2m - 35}{5.67}$; $\mu > \mu_{min}$ olmak üzere μ seçilir.

(4.12.11)

$1.35 < |\epsilon_1| < 2 \; ; \; 0 < |\epsilon_2| \leq 1.35$

$$\epsilon_1 = \frac{-m - 0.5n + 17.5}{2.1\,\mu}$$

$$\epsilon_2 = \frac{-0.5n + m}{12.963 + 2.1\,\mu}$$

$$b_{II} = \frac{2100\,\mu\,(\mu + 6.173)}{2\mu + 6.173}$$

$$\frac{n + 2m - 35}{8.4} < \mu < \frac{n + 2m - 35}{5.67} \; ; \; \mu \geq \frac{n - 2m - 35}{5.67}$$

$\mu \geq \mu_{min}$ olmak üzere μ seçilir.

(4.12.12)

$1.35 < |\epsilon_1| < 2 \; ; \; 1.35 < |\epsilon_2| < 2$

$$\epsilon_1 = \frac{17.5 - 0.5n - m}{2.1\,\mu}$$

$$\epsilon_2 = \frac{17.5 - 0.5n + m}{2.1\,\mu}$$

$$b_{II} = 1050\,\mu$$

$$\frac{0.5n + m - 17.5}{4.2} < \mu < \frac{0.5n - m - 17.5}{2.835}$$

$\mu > \mu_{min}$ olmak üzere μ seçilir.

Tablo 4 - 1

1. satır : donatı yüzdesi μ

2. satır : indirgenmiş rijidlik b_{II}

$E_c = 23171$ MN/m²

$f_c = 17,5$ MN/m²

n \ m	0	1	2	4	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
0	0,8	0,8	0,8	0,95	1,19	2,38	3,57	4,75	5,95	7,14	8,33	9,52	10,71	11,90
	7321	12975	12975	13236	13653	15723	17790	19858	21926	23994	26063	28131	30199	32267
1	0,8	0,8	0,8	0,83	1,07	2,26	3,45	4,64	5,83	7,02	8,21	9,40	10,60	1179
	7321	12975	12975	13028	13445	15513	17581	19648	21718	23786	25854	27922	30008	32069
2	0,8	0,8	0,8	0,8	0,95	2,14	3,33	4,52	5,71	6,90	8,10	9,29	10,48	11,67
	7321	7321	12975	12975	13236	15304	17373	19441	21509	23577	25663	27731	29799	31862
4	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,90	3,10	4,29	5,48	6,67	7,86	9,05	1024	11,43
	7321	7321	7321	12975	12975	14887	16973	19041	21109	23177	25246	27314	29382	31448
5	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,79	2,98	4,17	5,36	6,56	7,74	8,93	10,12	11,31
	7321	7321	7321	12975	12975	14696	16764	18832	20901	22969	52037	27105	29174	31241
10	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,19	2,38	3,57	4,76	5,95	7,14	8,33	9,52	10,71
	7321	7321	7321	7321	7321	13653	15721	17790	19858	21926	23994	26063	28131	30206
15	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,79	2,98	4,17	5,36	6,55	7,74	8,93	10,12
	7321	7321	7321	7321	7321	12975	14696	16764	18832	20901	22969	25037	27105	29174
20	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	1,79	2,98	4,17	5,36	6,55	7,74	8,93	10,12
	7321	7321	7321	7321	7321	1250	11250	16764	18832	20901	22969	25037	27105	29174
25	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,19	2,38	3,57	4,76	5,95	7,14	8,33	9,52	10,71
	7321	7321	7321	7321	7321	2151	6667	15000	19858	21926	23994	26063	28131	30206
30	1,36	1,36	1,36	1,36	1,36	1,79	2,98	4,17	5,36	6,55	7,74	8,93	10,12	11,31
	7321	7321	7321	7321	7416	3069	6250	12250	20250	22969	25037	27105	29174	31242
35	1,59	1,59	1,59	1,59	1,76	2,39	3,58	4,76	5,95	7,14	8,33	9,52	10,71	11,90
	8150	8151	8151	8151	8329	3924	5499	11429	17857	23994	26063	28131	30199	32267
40	1,81	1,81	1,81	2,29	2,65	2,99	4,17	5,36	6,55	7,74	8,93	10,12	11,31	12,50
	8382	8382	8382	8886	9264	4734	6241	11250	16806	23472	27105	29174	31242	33310
45	2,04	2,12	2,47	3,18	3,53	3,58	4,76	5,96	7,14	8,33	9,52	10,71	11,90	1310
	8623	8707	9075	9810	10188	5499	6964	8393	16364	22273	28131	30199	32267	34345
50	2,65	3,00	3,35	4,06	4,41	4,76	5,36	6,55	7,74	8,93	10,12	11,31	12,50	13,69
	9264	9631	10000	10744	11112	6964	7665	9080	16250	21635	27788	31242	33310	35379

e_y/d veya e_z/b' 0.5'den küçükse ϵ_2 tabiatıyla negatifdir. m ve n verilince hesaplanan birim boy değişiminin sınır değerlerinden uygun düşen yük durumu belirlenir ve tekabül eden indirgenmiş rijidlik ve donatı yüzdesi bulunur.

4.2.1 Sayısal Tablo

İndirgenmiş moment m ve normal kuvvet n değerlerine göre μ donatı yüzdesi ve b_{II} indirgenmiş eğilme rijidliği değerlerini verecek olan sayısal bir tablo hazırlanması çok faydalı olurdu. Orta ayaklar için hazırlanmış böyle bir tablo burada verilecektir.

İndirgenmiş eksantrisite 0.5 eşiğini aşarken, tablo üzerinde özellikle m=10 , n=20 için daha bariz olarak, b_{II} rijidliklerinin süreksizliği göze çarpmaktadır, fakat donatı yüzdesi sürekli şekilde devam etmektedir. Bu viyadükler Amerikan şartnamesi AASHTO 'ya göre hesaplandıklarından beton E modülü TS500 tarafından verilen değerden daha küçüktür. Bununla beraber bu tablo yaklaşık olarak bütün beton sınıfları için rahatlıkla kullanılabilir. Böylece emniyetli tarafta kalınmaktadır.

4.2.2 Gövde Donatısının Gözönüne Alınması

Yukarda gövde donatısını bilerek ihmal ettik. Halbuki önemli bir etkisi vardır. Bu etkiyi gözönüne almak için gövde donatısının yarısının çalışmaya katıldığını varsayalım... Bu suretle

$k \leqslant 0.2$ veya $\geqslant 5.0$ olduğu zaman

$$\sum F_a = 2\,(F_{ay} + F_{az}) \qquad (4.13)$$

$0.2 < k < 5$ olduğu zaman ise

$$\sum F_a = 2\,F_{ar}\,\frac{1+b/H}{1+0.5\,b/H} \qquad (4.14)$$

yazılabilir. Burada F_{ar} , M_r

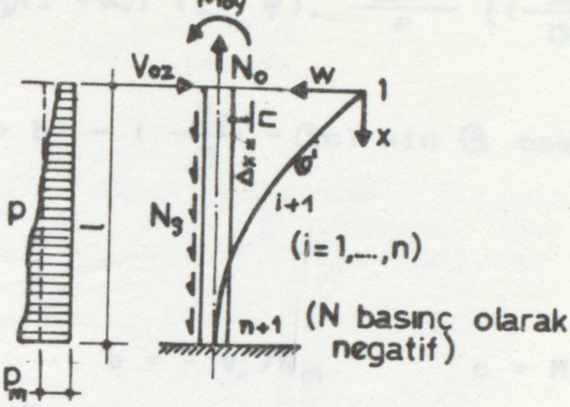
momentinden ileri gelen donatı alanıdır (5 denklemi) ve her enkesit kenarına toplam donatı alanından kendi boyu ile orantılı bir payın düştüğü kabul edilmektedir.

4.3: Stabilite Tahkiki

4.3.1 Esaslar

Uzerinde bir kayıcı veya elastomer mesnet bulunan Şekil-3 'deki yüksek viyadük orta ayağını gözönüne alalım. Bu orta ayak, inşaat safhasında kullanılan sürme metodu sebebiyle, serbest konsol çubuk olarak yatay doğrultuda zorlanıyor olabilir. Her halukarda plastik bölgede plastik mafsallarla 2. mertebe teorisine göre hesap yapıyoruz. Orta ayak yukarı doğru azalan değişken donatı ile techiz edilecektir. Ayağın harabiyeti, herhangi iki kesitinde, eksantrik basınç altında plastik mafsalların taşıma gücüne erişilmesi ile oluşan bir mekanizma şeklinde gerçekleşir. Ayağın boyuna doğrultudaki deplasmana karşı plastik mukavemetinin, elastik mukavemetine göre çok küçük olduğu bilinmektedir. Yani orta ayak göçme durumunda bir pandül mesnet gibi davranır. Bu keyfiyet, göçme durumundaki taşıma gücü tahkikinde zorlayıcı kesit kesirlerinin neden ihmal edilebileceğini kısmen izah eder. (bkz. DIN 1075, 7.2.2) Tabiatıyle köprünün sürme yöntemi ile inşa edilmesi gibi durumlarda sürtünme kuvvetlerinin dış kuvvet olarak sürekli etkimesi halinde bu büküm geçerli değildir. Bu yüzden göçme durumunda orta ayak tepesinin tabliye tarafından artık tutulmadığını kabul edebiliriz. Statik hesap yaparken proje mühendisi mutad olarak inşaat ve işletme safhaları için ayağın her iki asal doğrultusunda iki durum ele alır: Nizami hesap ve Flambaj tahkiki. Bu sonuncuda mesnet sürtünme kuvvetleri sıfır alınacaktır.

P : Yayılı yük.
C_φ : Zemin elastikliği yüzünden temel dönmesi.
E_d : Kısa süreli yükleme için zemin rijidlik katsayısı.
J_f : Temelin göz önüne alınan dönme ekseni etrafında atalet momenti.
A : Temel yüzey alanı.
α_v : istenmeyen eksantrisite
φ : Eğikyerleşme



Şekil 4.3

4.3.2 Formüllerin Çıkarılması

Bilinen Diferansiyel denklem

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \alpha^2 w + \alpha^2 . e = 0 \qquad (4.15)$$

kullanılacaktır. Burada

$$\alpha = \frac{\sqrt{n / b_{II}}}{d} \qquad (4.16)$$

(doğrultuya göre $\alpha_z = \frac{\sqrt{n_z / b_{II}}}{b'}$ veya $\alpha_y = \frac{\sqrt{n_y / b_{II}}}{b}$)

birçok nümerik uygulama α 'nin yaklaşık olarak sabit olduğunu göstermiştir.

Şöyle yazabiliriz:

$M_{II} = M_I + N . \partial w$

Türev alındıktan sonra

$$\frac{M_{II,i+1}}{M_{I,i+1}} = 1 + \varphi_N(1+\alpha_v)\,(1+\varphi).\,\frac{\Delta x}{e}\left\{\left(\frac{2a}{Q} - Qc\right)\sin Qx\right.$$

$$\left.+\frac{1}{\cos Ql}\left[(2al+b) - \left(\frac{2a}{Q} - Qc\right)\sin Q\;\cos Qx - (2ax+b)\right]\right\} \qquad (4.18)$$

Burada

$$a = -\,p_m/\,(2\,N_m) \qquad b = -\,V_o\,/N_m \qquad c = M_o\,/N_m$$

$$N_m = N_o - \frac{1}{2}\,.\,\Sigma\;N_{g'i} \qquad P_m = \int_o pdx\,l \qquad (4.19)$$

$$\varphi_N = 1.7 \qquad \varphi = \frac{1}{100\sqrt{l}} \qquad \alpha_v = \frac{1}{400}$$

$$c_F = \left[\sqrt{A}\;/\;(4\;E_d\;I_F)\right]\;.\;M_{II,n+1}$$

Orta ayak, yüksekliği boyunca n parçaya bölünecektir.

$$N_1 = N_o - \frac{1}{2}N_{g'1} \qquad V_1 = V_o \qquad M_{I,1} = M_{II,1} = M_o$$

$$N_{i+1} = N_i - N_{g'i+1} \qquad V_{i+1} = V_i + P_i\;.\;\Delta x\;;\quad N_{n+1} = N_n - \frac{1}{2}N_{g'n} \qquad (4.20)$$

$$M_{I,i+1} = M_{II,i} - V_i\;.\;\Delta x - 0.5\;P_i\;\Delta x^2 + c_F\;N_i\;\Delta x\;;\quad e = -\,M\;/\;N$$

(4.18) denklemi yardımı ile, orta ayağın her bölüm noktasında aranan 2. mertebe momentlerini veren iterasyonu adım adım uyguluyoruz. Metodun elle hesaplamaya elverişli olmasına rağmen emre hazır bir program tercih edilir.

BÖLUM 5
EKLER

Abakların pratik uygulamalarına ilişkin yorumları sadeleştirmek amacıyla, abak gruplarını belirtmek için aşağıdaki notasyonlar kullanılır. (bkz. böl. 6)

A 100 . t /H , 100 . t /b , 100 .

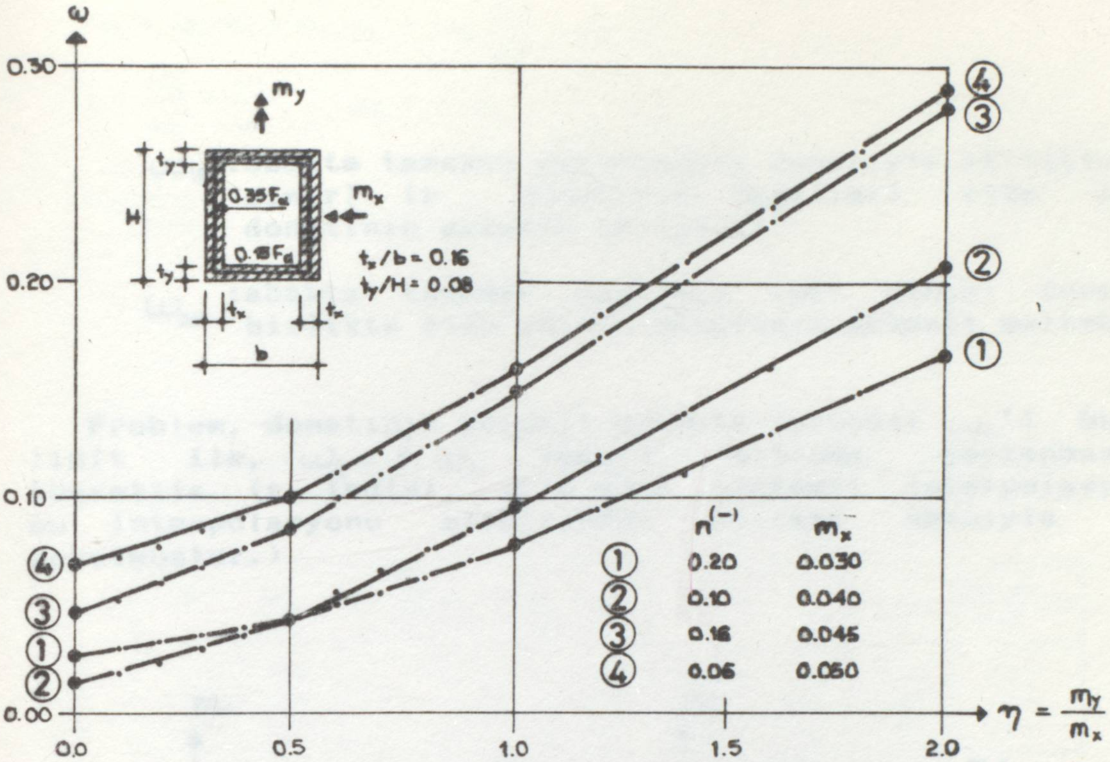
ÖRNEK:

A 08,16,15

t_y /H = 0.08
t_x /b = 0.16
β = 0.15

5.1 $\omega = f(m_y / m_x)$ Bağıntısının Lineerliği

Eğik eğim abakları için kabul edilen tasarım yolu özellikle donatı mekanik ω mertebesi rölatif momentler $\eta = m_y / m_x$ bağıntısının η=0.0, 0.5, 1.0 ve 2.0 karakteristik değerleri arasındaki lineer bir fonksiyondur. Hemen hemen mükemmel olan bu lineerlik örneğin farklı kuvvet çiftleri tarafından çekilen hareketli bir kesit yardımıyla resmedilir.



Şekil 5.1

η (çizgi) ve gerekli gerçek donatıya göre lineer interpoasyonla elde edilen donatı kıyası

5.2 4 Çubuklu Donatı Abaklarıyla Lineer Olarak Dağılan Donatı Abakları Arasındaki Interpolasyon

Sandık kesit donatısı lineer olarak dağılan (ω_L) bir miktar donatıdan meydana gelmiştir. Statik yada yapı ile ilgili nedenlerden dolayı donatı (ω_4) kesitin dört köşesine üst üste koyulur.

ω_L :lineer olarak dağılmış donatının mekanik mertebesi.

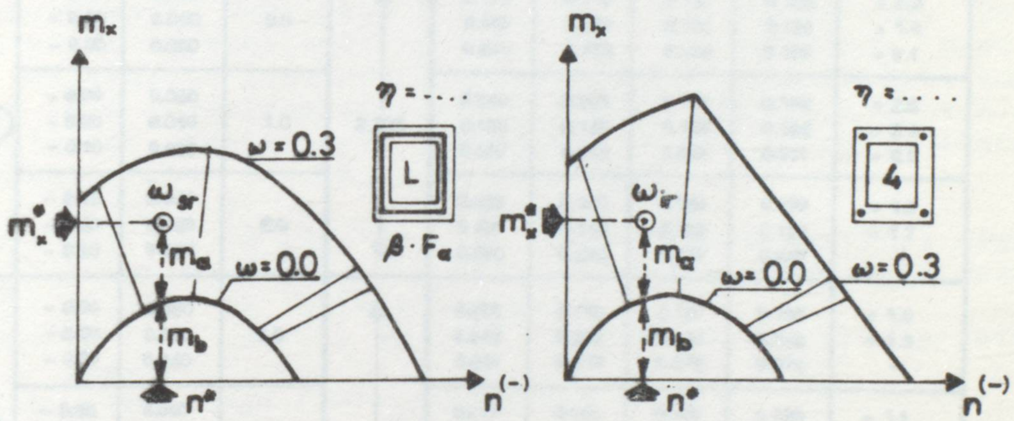
$\omega_4 = \xi \cdot \omega_L$:4 köşeye yığılmış donatının mekanik mertebesi

Bütün donatının 4 köşede toplanmış olduğu göz önüne alınırsa, çok zayıf donatı miktarı elde edilir. Çünkü idealleşme güvensizliğin yanındadır. Buna karşılık eğer bütün donatı lineer olarak dağılmış kabul edilirse, ideal durum güvencededir ve elde edilen donatı miktarı çok yüksektir. Bir boyut bulma durumunda, abaklar gerekli donatı miktarı için bir alt sınır ile üst sınırı saptamaya yardımcı olurlar.

ω_{ir} :abakta tamamen yoğunlaşmış donatıyla birlikte (alt sınır) (r donatının dağılımı) elde edilen donatının mekanik mertebesi.

ω_{sr} :abakta tamamen dağılmış (üst sınır) donatıyla birlikte elde edilen donatının mekanik mertebesi.

Problem, donatının gerekli mekanik derecesi ω_L'i bu iki limit ile, $\omega_4 = \xi \cdot \omega_L$ koşulu altında saptanmasından ibarettir. (r indisi, η'a göre sistemli interpolasyonla, bu interpolasyonu birbirinden ayırmak amacıyla araya sokulmuştur.)



Şekil 5.2

Betonun m_a katkısı (contribution) her iki abakta da denktir.

$$m_a = m_x^* - m_b = \text{Sabit}$$

ω fonksiyonu cinsinden m_a 'nın bir lineer büyümesi kabul edilirse ortalama büyüme oranları şöyle tanımlanabilir.

$$a_L = \frac{m_a}{\omega_{sr}} , \qquad a_4 \; \frac{m_a}{\omega_{ir}}$$

Çeliğin m_a katkısı o zaman ω_L ve ω_4 bilinmeyenleri ile a_L ve a_4 değerleri ile ifade edilebilir.

$$m_a = \omega_4 \cdot a_4 + \omega_L \cdot a_L = \omega_4 \frac{m_a}{\omega_{ir}} + \omega_L \frac{m_a}{\omega_{sr}}$$

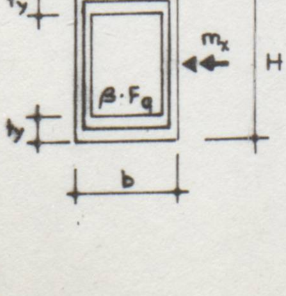
$$\rightarrow \quad 1 = \frac{\omega_4}{\omega_{ir}} + \frac{\omega_L}{\omega_{sr}}, \qquad \omega_4 = \xi \cdot \omega_L$$

$$\rightarrow \quad 1 = \frac{\xi\,\omega_L}{\omega_{ir}} + \frac{\omega_L}{\omega_{sr}} \quad \rightarrow \quad \boxed{\omega_L = \frac{1}{\dfrac{\xi}{\omega_{ir}} + \dfrac{1}{\omega_{sr}}}} \qquad \boxed{\omega_4 = \xi \cdot \omega_L}$$

Tablo 5.3

Interpolasyonu yapılmış donatı mertebesinin ve değişik örnekler için efektif ( ) kıyaslaması

	$n^{(-)}$	m_x	$\eta = \frac{m_y}{m_x}$	$\xi = \frac{\omega_4}{\omega_L}$	ω_s	ω_i	$\bar{\omega}$	ω_{eff}	$\frac{\bar{\omega} \cdot \omega_{eff}}{\omega_{eff}} \cdot 100$
1	− 0.06	0.060	0.5	2.333	0.173	0.118	0.131	0.128	+ 2.3
	− 0.18	0.050			0.188	0.120	0.131	0.129	+ 1.6
	− 0.20	0.060			0.260	0.163	0.159	0.195	+ 2.1
	− 0.04	0.060	1.0		0.240	0.183	0.197	0.192	+ 2.6
	− 0.20	0.040			0.193	0.160	0.169	0.165	+ 2.4
	− 0.10	0.030			0.066	0.048	0.052	0.651	+ 2.0
	− 0.10	0.040	2.0		0.233	0.180	0.193	0.190	+ 1.6
	− 0.20	0.020			0.190	0.119	0.122	0.120	+ 1.7
	− 0.30	0.025			0.260	0.242	0.247	0.247	−
2	− 0.06	0.080	0.5	1.0	0.235	0.170	0.197	0.195	+ 1.0
	− 0.30	0.060			0.268	0.222	0.243	0.240	+ 1.3
	− 0.20	0.040			0.089	0.070	0.078	0.078	−
	− 0.08	0.060	1.0		0.217	0.163	0.186	0.184	+ 1.1
	− 0.14	0.050			0.172	0.126	0.145	0.144	+ 0.7
	− 0.40	0.030			0.272	0.255	0.263	0.262	+ 0.4
	− 0.06	0.040	2.0		0.205	0.172	0.187	0.187	−
	− 0.18	0.030			0.153	0.129	0.140	0.139	+ 0.7
	− 0.34	0.025			0.248	0.232	0.246	0.240	−
3	− 0.08	0.080	0.5	0.333	0.212	0.173	0.201	0.200	+ 0.5
	− 0.10	0.050			0.091	0.072	0.085	0.085	−
	− 0.30	0.025			0.160	0.152	0.158	0.158	−
	− 0.02	0.040	1.0		0.128	0.103	0.121	0.120	+ 0.8
	− 0.20	0.080			0.300	0.235	0.281	0.277	+ 1.4
	− 0.10	0.060			0.240	0.170	0.218	0.215	+ 1.4
	− 0.06	0.040	2.0		0.260	0.177	0.233	0.229	+ 1.7
	− 0.30	0.020			0.226	0.197	0.218	0.213	+ 2.3
	− 0.20	0.030			0.228	0.170	0.210	0.208	+ 1.0



	t_y / H	t_x / b	β
1	0.06	0.12	0.10
2	0.08	0.16	0.15
3	0.10	0.10	0.40

Bu yöntem, her n^* için, m_θ büyümesi ω 'nın lineer bir fonksiyonu olma hipotezine dayanmaktadır. Bu, sadece verilen bir deformasyon durumunun ortaya çıkardığı doğruların bu zorunluluğu tatmin edeceği gerçeği ile çelişki içindedir. Bununla birlikte aşağıdaki kıyaslama tablosu önerilen formülün çok iyi sonuçlara götürdüğünü göstermektedir. Interpole edilen $\bar{\omega}$ mekanik mertebe ile efktif mekanik mertebe ω_{eff} arasındaki farklılıklar yalnız ihmal edilebilir değil aynı zamanda güvenilirdir de.

5.3 $\delta = (t_x / b) / (t_y / H)$ Parametresine Göre Interpolasyon Kontrolu

$\delta = 1.0$, 2.0 ve 3.0 değerleri için 3 abak ailesi bulunmaktadır. Özellikle A 10, 20, 25 ve A 20, 20, 25 abaklarını içermektedir. A 15, 20, 25 abakları özellikle verilen gruplar arasındaki interpolasyon lineerliğini kontrol etmek için düzenlenmişlerdir. 5.4'deki tablo, bu kontrollerin sonuçlarını gösteriyor, komple istek (sollicitations) yelpazesi için $(n\ ,\ m_x\ ,\ m_y = \eta\ .\ m_x)$

ω_1 : ω 'nın A 10 , 20 , 25 grubundan çıkarılmış değeri
ω_2 : ω 'nın A 20 , 20 , 25 grubundan çıkarılmış değeri
$\bar{\omega}$: $(\omega_1 + \omega_2)$ /2 ortalama değeri
ω_{eff}: ω 'nın A 15 , 20 , 25 grubundan çıkarılmış efektif değeri
ξ : $\left((\bar{\omega} - \omega_{eff}) / \omega_{eff} \right) . 100$

WALTHER R.,HOURIET B. ; "Design charts for reinforced concrete sections", 1980 Yukarda bahsi geçen abaklara geniş şekilde yer vermiştir.

η	m_x (m_y)	$\eta = \frac{m_y}{m_x}$	ω_1	ω_2	$\bar{\omega}$	ω_{eff}	ξ (‰)	
- 0.06	0.10		0.200	0.215	0.208	0.205	+ 1.5	*
- 0.20	0.06	0.0	0.080	0.020	0.050	0.050	- 0.0	
- 0.02	0.06		0.129	0.138	0.134	0.131	+ 2.3	*
- 0.06	0.06		0.122	0.121	0.1215	0.121	+ 0.4	
- 0.12	0.08	0.5	0.210	0.190	0.200	0.193	+ 3.6	
- 0.30	0.04		0.128	0.060	0.094	0.091	+ 3.3	
- 0.04	0.04		0.103	0.103	0.103	0.108	- 0.0	
- 0.10	0.06	1.0	0.195	0.188	0.192	0.190	+ 1.1	
- 0.16	0.05		0.147	0.117	0.132	0.120	+ 1.5	
- 0.00	0.04		0.240	0.243	0.242	0.241	+ 0.4	*
- 0.08	0.03	2.0	0.115	0.110	0.113	0.112	+ 0.9	
- 0.18	0.03		0.122	0.086	0.104	0.100	+ 4.0	
- 0.06	(0.10)		0.215	0.217	0.216	0.216	- 0.0	*
- 0.10	(0.08)	∞	0.119	0.119	0.119	0.119	- 0.0	
- 0.40	(0.04)		0.204	0.135	0.170	0.170	- 0.0	

Tablo 5.4

Bu tablo şu yorumları çağrıştırıyor:

- Verilen abaklar arası lineer interpolasyonla elde edilen $\bar{\omega}$ değeri gerçek değere oldukça yakındır. (ξ max = + 4 %)
- Yaklaşık güvenirlik yanındadır. (ξ olumlu)
- En kalın duvarların kesiti için abaklardan elde edilen ω_2 değeri ω_1 (*) değerinden yüksek olabilir.

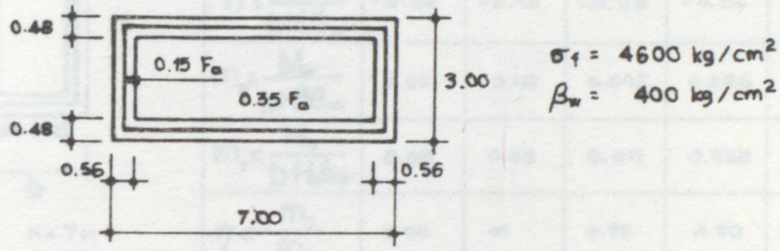
Bu son özellik verilen (n , m_x , m_y) 'i ortaya çıkarmak için gerekli deformasyon durumuyla açıklanabilir. Gerekli deformasyon durumları beton kesitinin biçimine göre gözle görülür biçimde değişiklikler arzedebilir.

BÖLUM 6

ÖRNEKLER

6.1 $\eta = m_y / m_x$ 'e Göre Interpolasyon

Verilen kesit:



Sekil 6.1

Kesitin yön durumu:

Yön durumu koşulu : $t_y / H < t_x / b$

$0.48 / 3.0 = 0.16 \longrightarrow b = 3.0 , t_x = 0.48$

$0.56 / 7.0 = 0.08 \longrightarrow H = 7.0 , t_y = 0.56$

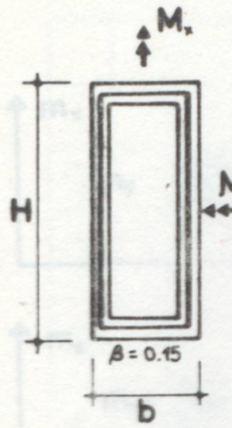
Parametreler:

$t_y / H = 0.08$ lineer yapımlı donatı

$t_x / b = 0.16$ $\beta = 0.15$

abaklar A 08 , 16 , 15

İstekler:



b = 3m   H = 7m

β_w = 400 kg/cm²

	①	②	③	④	⑤	⑥
N (t)	$-4.77 \cdot 10^4$	$-8,4 \cdot 10^3$	$-6.72 \cdot 10^3$	$-3.36 \cdot 10^3$	$-1.01 \cdot 10^4$	$-1.34 \cdot 10^4$
M_x (tm)	$2.94 \cdot 10^4$	0.00	$2.64 \cdot 10^4$	$1.47 \cdot 10^4$	$2.35 \cdot 10^4$	$9.41 \cdot 10^3$
M_y (tm)	0.00	$4.94 \cdot 10^4$	$2.77 \cdot 10^3$	$3.88 \cdot 10^3$	$6.05 \cdot 10^3$	$1.26 \cdot 10^4$
$n = \frac{N}{bH\beta_w}$	-0.14	-0.10	-0.08	-0.04	-0.17	-0.18
$m_x = \frac{M_x}{bH^2\beta_w}$	0.05	0.00	0.045	0.026	0.04	0.016
$m_y = \frac{M_y}{bH\beta_w}$	0.00	0.06	0.011	0.038	0.024	0.05
$\eta = \frac{m_y}{m_x}$	0.00	∞	0.76	1.60	0.60	3.17

Şekil 6.2

Donatının ölçülendirilmesi:

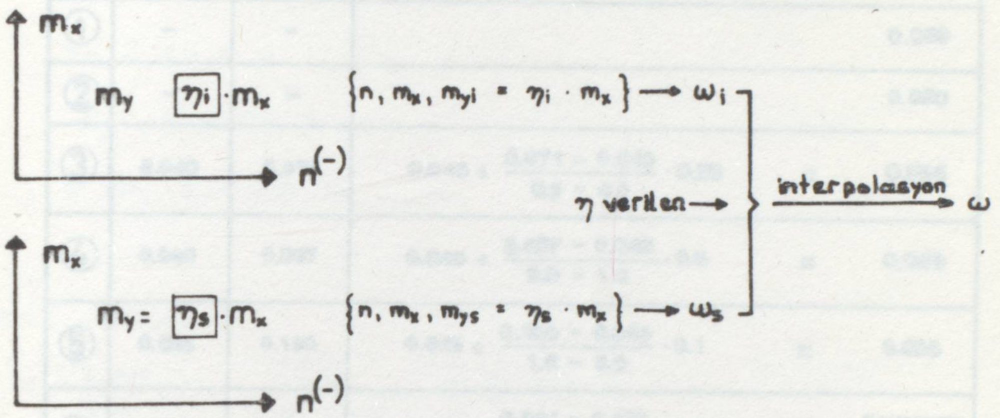
①, ②   Birleşik eğilme   (η = 0.0 , ∞)

Bu grupdaki iki abak doğrudan ω büyüklüğünü verirler.

③, ④, ⑤   Bu durumların her birinde verilen $\eta = m_y/m_x$ oranı grup abaklarından birine ilişkin bir alt η_i ve η_s üst sınırla çerçevelenebilir.

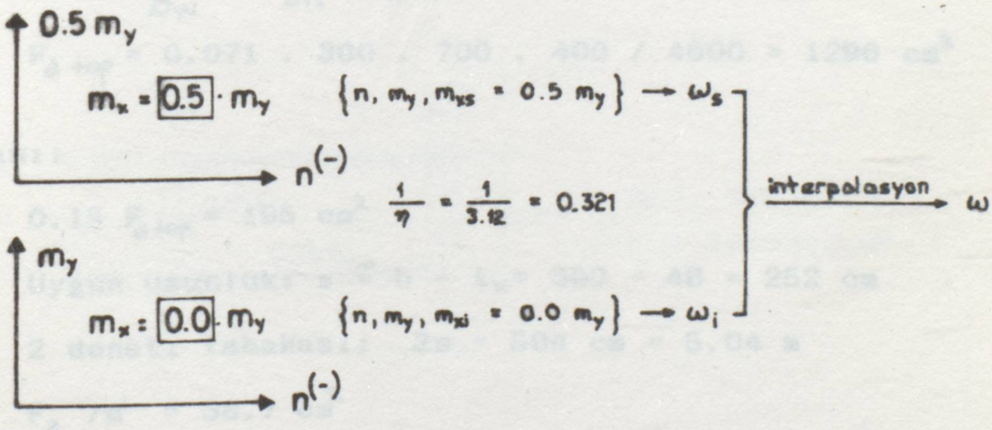
η_i		η		η_s	
0.0	$\leqslant$	0.25	$\leqslant$	0.5	③
1.0	$\leqslant$	1.5	$\leqslant$	2.0	④
0.5	$\leqslant$	0.6	$\leqslant$	1.0	⑤

Yöntem, verilen $m_y = \eta \cdot m_x$, $m_{yi} = \eta_i \cdot m_x$ ve $m_{ys} = \eta_s \cdot m_x$ ile yer değiştirmeye dayanıyor. Aranan ω büyüklüğü için verilen abaklara girerek bir alt ω_i limiti ile bir üst ω_s limiti saptanıyor.



Şekil 6.3

Verilen η = 3.12 oranı η_i = 2.0 ile $\eta_s = \infty$ değerleri arasındadır. Interpolasyonu gerçekleştirmek için oranlar tersine çevrilir ve abak yorumlanır. (m_x - n : η = 2.0) Abak olarak (0.5 m_y - n : 1 / =0.5)



Şekil 6.4

Sayısal hesap:

	ω_i	ω_s			ω
①	–	–			0.059
②	–	–			0.050
③	0.040	0.071	$0.040 + \frac{0.071 - 0.040}{0.5 - 0.0} \cdot 0.25$	=	0.056
④	0.040	0.097	$0.040 + \frac{0.097 - 0.040}{2.0 - 1.0} \cdot 0.5$	=	0.069
⑤	0.045	0.100	$0.045 + \frac{0.100 - 0.045}{1.0 - 0.5} \cdot 0.1$	=	0.056
⑥	0.035	0.091	$0.035 + \frac{0.091 - 0.035}{0.5 - 0.0} \cdot 0.321$	=	$\boxed{0.071}$
İnterpolasyon için genel formül			$\omega = \omega_i - \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i} (\eta - \eta_i)$		

Tablo 6.5

Donatılar:

$$\omega = \mu \frac{\sigma_f}{\beta_w} = \frac{F_{a\,top}}{bH} \, \frac{\sigma_f}{\beta_w} \longrightarrow F_{a\,top} = \omega \, bH \, \beta_w / \sigma_f$$

$F_{a\,top} = 0.071 \cdot 300 \cdot 700 \cdot 400 / 4600 = 1296 \text{ cm}^2$

b yanı:

$0.15 \; F_{a\,top} = 195 \text{ cm}^2$

Uygun uzunluk: $s \cong b - t_x = 300 - 48 = 252$ cm

2 donatı tabakası: $2s = 504$ cm $= 5.04$ m

$F_a / m' = 38.7 \text{ cm}^2$

ϕ 22, e = 10 cm

H yanı:

$$0.35\ F_{a\,top} = 454\ cm^2$$

$$s \cong H - t_y = 700 - 56 = 644\ cm$$

$$2s \cong 12.9\ m$$

$$F_a\ /m' = 35.3\ cm^2$$

$$\phi\ 26,\quad e = 15\ cm$$

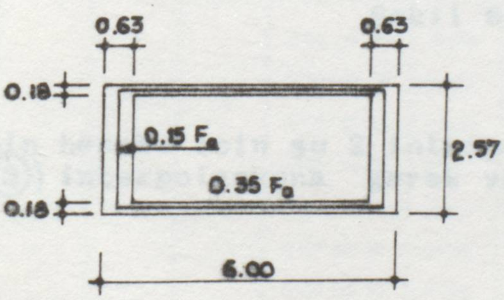
Donatı yüzdesi:

$$\mu = \frac{F_{a\,top}}{bH} = \frac{1296}{300.700} \cong 0.62\ \%$$

$$\mu_{eff} = \frac{F_{a\,top}}{F_b} = \frac{1296}{300.700 - 204.588} = 1.44\ \%$$

6.2 t_x /b ve t_y /H (yada δ) Parametresine Göre Interpolasyon

Verilen kesit:



β_w = 400 kg/cm²

σ_f = 4600 kg/cm²

Şekil 6.6

Kesitin yön durumu:

Yön durumu koşulu $\quad t_y / H \ll t_x / b$

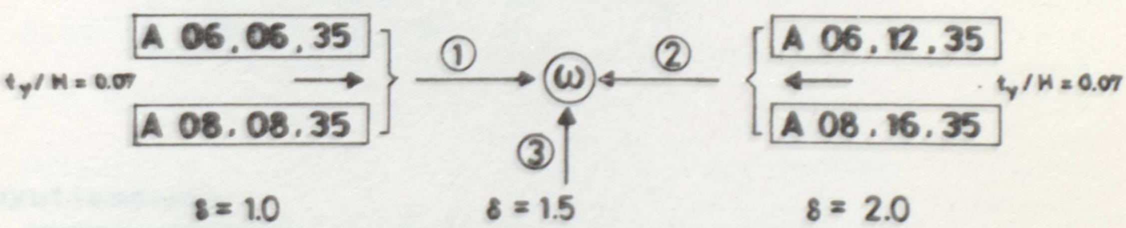
$$\left.\begin{array}{l} 0.18 \;/\; 2.57 = 0.070 \\ 0.63 \;/\; 6.0 \;\; = 0.105 \end{array}\right\} \longrightarrow \left\{\begin{array}{ll} b = 6.0 & t_x / b = 0.105 \\ H = 2.57 & t_y / H = 0.070 \end{array}\right. \quad \beta = 0.35$$

$$\delta = (t_x / b) \;/\; (t_y / H) = 1.5$$

Parametrelerin incelenmesi:

$t_y / H = 0.07 \longrightarrow 0.06 < 0.07 < 0.08$
$t_x / b = 0.105 = 0.5\ (0.07 + 0.14) = 1.5 \ .\ 0.07$

Aranan ω değeri şu abak gruplarınca çerçevelenebilir.



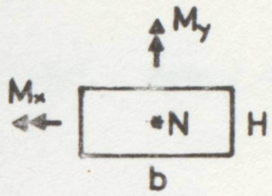
Şekil 6.7

ω'nın hesabı için şu 2 interpolasyona t_y / H (1, 2) ve δ (3) interpolasyona gerek vardır.

Istekler:

Tablo 6.8

	I	II
N (t)	$6.17 \cdot 10^3$	$3.7 \cdot 10^3$
M_x (tm)	$3.96 \cdot 10^3$	$6.34 \cdot 10^3$
M_y (tm)	$1.22 \cdot 10^4$	$8.88 \cdot 10^4$
$n = \dfrac{N}{bH\beta_w}$	0.10	0.06
$m_x = \dfrac{M_x}{bH^2\beta_w}$	0.025	0.040
$m_y = \dfrac{M_y}{b^2H\beta_w}$	0.033	0.024
$\eta = \dfrac{m_y}{m_x}$	1.3	0.6
η_i	1.0	0.5
η_s	2.0	1.0



b = 6.00 m

H = 2.57 m

β_w = 4000 t/m²

$$\omega = \omega_i + \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i}(\eta - \eta_i)$$

boyutlandırma:

	n	m_x	η	abaklar	ω_i	ω_s	ω	
I	0.10	0.025	1.3	A 06 06 35	0.080	0.165	0.106	① 0.088
				A 08 08 35	0.043	0.132	0.070	③ 0.064
				A 06 12 35	0.030	0.115	0.056	② 0.040
				A 08 16 35	0.000	0.086	0.024	
II	0.06	0.04	0.6	A 06 06 35	0.085	0.145	0.097	① 0.087
				A 08 08 35	0.065	0.123	0.077	③ <u>0.076</u>
				A 06 12 35	0.060	0.113	0.071	② 0.066
				A 08 16 35	0.050	0.098	0.060	

Tablo 6.9

$\omega_{nec} = 0.076$

$$\omega = \mu \frac{\sigma_f}{\beta_w} = \frac{F_{a\,top}}{b\,H} \, \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$F_{a\,top} = \omega \cdot b\,H \cdot \beta_w / \sigma_f = 0.076 \cdot 600 \cdot 257 \cdot 400 / 4600$$

$$= 1020 \text{ cm}^2$$

$0.35 \cdot F_{a\,top} = 357 \text{ cm}^2$

$s \cong b - t_x = 600 - 63 = 537$ cm

Donatının 2 tabakası: $2s = 1074$ cm $= 10.74$ m

$F_a / m' = 357 \text{ cm}^2 / 10.74 = 33.2 \text{ cm}^2$

$\emptyset$ 20/22, e = 10 cm

$0.15\ F_{a\,top} = 153 \text{ cm}^2$

$s \cong H - t_y = 257 - 18 = 239$ cm

Donatının 2 tabakası $\longrightarrow$ $2s = 478$ cm $= 4.78$ m

$F_a / m' = 153 \text{ cm}^2 / 4.78 = 32 \text{ cm}^2$

$\emptyset$ 20/22, e = 10 cm

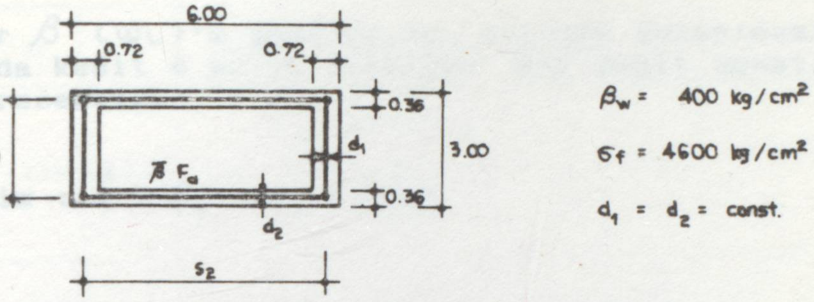
Donatının yüzdesi:

$$\mu = \frac{F_{a\,top}}{b\,H} = \frac{1020}{600.257} = 0.66\ \%$$

$$\mu = \frac{F_{a\,top}}{F_b} = \frac{1020}{600.257 - 474.221} = 2.06\ \%$$

6.3 Donatının Durumuna Göre interpolasyon

Verilen kesit:



Şekil 6.10

Kesitin yön durumu:

$$\left.\begin{array}{l} 72/600 = 0.12 \\ 36/300 = 0.12 \end{array}\right\} \quad \text{iki yönden simetrik kesit } (\delta = 1)$$

Yön durumu koşulu: $\beta \geqslant 0.25$

β faktörünün hasabı:

$s_2 = 600 - 72 = 528$ cm

$s_1 = 300 - 36 = 264$ cm $\qquad s_2 = 2s_1$

$d_1 = d_2 \rightarrow \beta = 1/3 = 0.333 > 0.25$

Kesit bu biçimde yönlendirilmiş

$\beta = \bar{\beta} = 0.333$

b = 600 cm

H = 300 cm

$t_x/b = t_y/H = 0.12$, $\delta = 1.0$

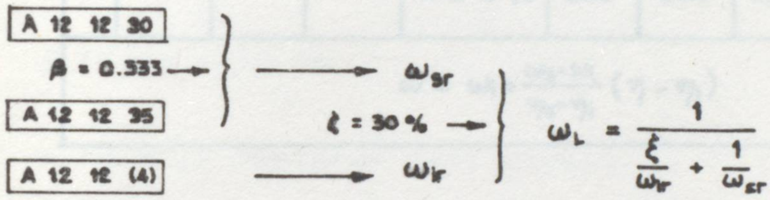
Parametrelerin incelenmesi:

$0.30 < \beta = 0.333 < 0.35$

Faktör β (ω_L)'e göre en iyi biçimde düzenlenmiş donatının dışında kesit 4 açıya toplanan bir çeşit donatı miktarı da gösterecektir.

Seçim : $\xi = \omega_4 / \omega_L = 30$ %

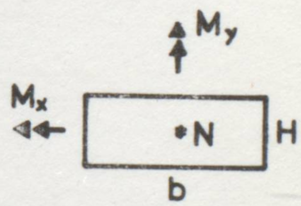
Ölçülendirme için şu grup abaklar da dikkate alınmalıdır.



$$\omega_L = \frac{1}{\dfrac{\xi}{\omega_{lr}} + \dfrac{1}{\omega_{sr}}} \quad , \quad \omega_4 = \xi\,\omega_L$$

Şekil 6.11

	I	II
N (t)	$-7.20 \cdot 10^3$	$-4.32 \cdot 10^3$
M_x (tm)	$8.64 \cdot 10^3$	$5.40 \cdot 10^3$
M_y (tm)	$1.38 \cdot 10^4$	$1.73 \cdot 10^4$
$n = \dfrac{N}{bH\beta_w}$	-0.10	-0.06
$m_x = \dfrac{M_x}{bH^2\beta_w}$	0.040	0.025
$m = \dfrac{M_y}{b^2H\beta_w}$	0.032	0.040
$\eta = \dfrac{m_y}{m_x}$	0.80	1.60
η_i	0.50	1.00
η_s	1.00	2.00



$b = 6.00$ m

$H = 3.00$ m

$\beta_w = 4000$ t/m²

Şekil 6.12

Ölçülendirme:

Tablo 6.13

	n	m_x	η	abaklar	ω_i	ω_s	ω	
I	-0.10	0.040	0.80	A 12 12 30	0.033	0.090	0.067	ω_{sr} = 0.0677
				A 12 12 35	0.032	0.092	0.068	
				A 12 12 (4)	0.024	0.068	0.050	ω_{ir} = 0.050
II	-0.06	0.025	1.70	A 12 12 30	0.021	0.091	0.063	ω_{sr} = 0.066
				A 12 12 35	0.023	0.097	0.067	
				A 12 12 (4)	0.020	0.072	0.051	ω_{ir} = 0.051

$$\omega = \omega_i + \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i}(\eta - \eta_i)$$

I:

$$\omega_L = \frac{1}{\frac{\xi}{\omega_{ir}} + \frac{1}{\omega_{sr}}} = \frac{1}{\frac{0.30}{0.05} + \frac{1}{0.0677}} = 0.048$$

$$\omega_4 = \xi \cdot \omega_L = 0.30 \cdot 0.048 = 0.014$$

- $F_{aL} = \omega_L \cdot bH \cdot \beta_w / \sigma = 0.048 \cdot 600 \cdot 300 \cdot 400 / 4600 = 751 \text{ cm}^2$

$\beta F_{aL} = 0.333 \cdot 751 = 250 \text{ cm}^2$

Donatının iki tabakası $\longrightarrow 2s_2 = 2 \cdot 5.28 = 10.56$ m

$F_a / m' = 250/10.56 = 23.7 \text{ cm}^2$

ϕ 18, e = 10 cm

H ($d_1 = d_2$) yanlarda aynı donatı

- $F_{a4} = \omega_4 \cdot bH \cdot \beta_w / \sigma_f = 0.014 \cdot 600 \cdot 300 \cdot 400/4600 = 219 \text{ cm}^2$

$F_a 4/4 = 54.8 \text{ cm}^2$

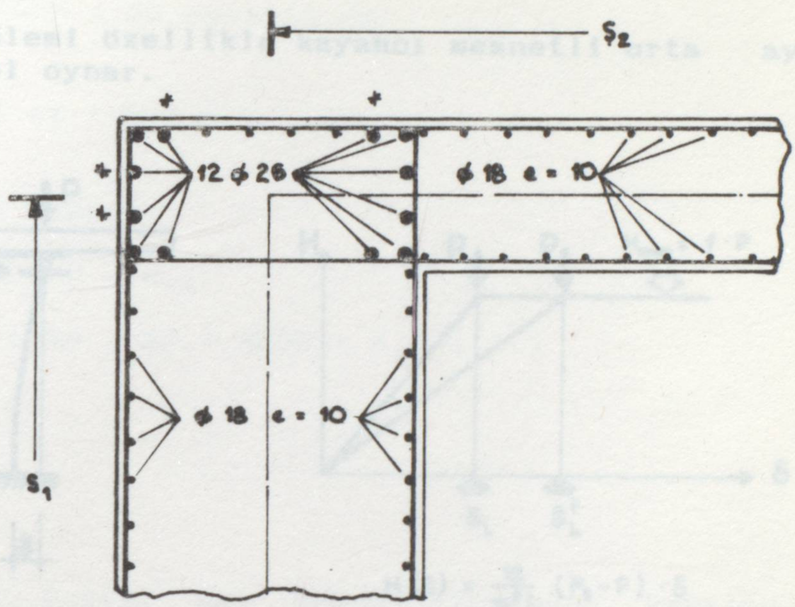
10 ϕ 26

II:

$$\omega_L = \frac{1}{\frac{0.30}{0.051} + \frac{1}{0.066}} = 0.048$$

$\longrightarrow$ Aynı Donatı

Donatının Detayı:



Şekil 6.14

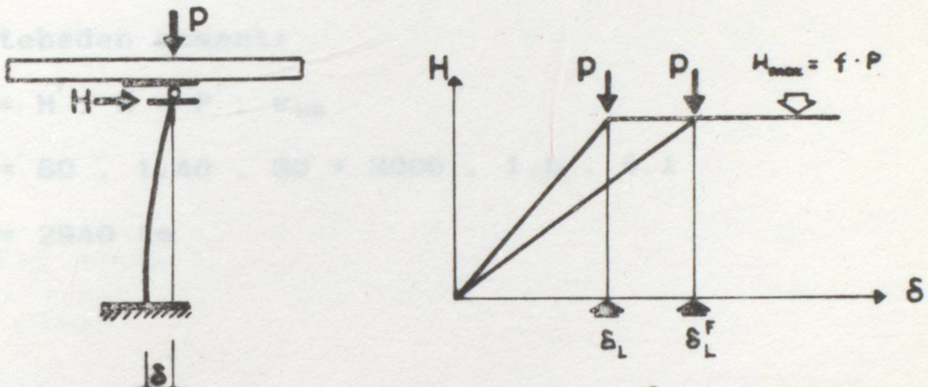
$\Delta F_a = 4\ \emptyset\ 18 = 10.16\ cm^2$

$F_{a4\,top} = 54.8 + 10.16 = 65\ cm^2$

$\longrightarrow\ 12\ \emptyset\ 26$

6.4 Fluaj Etkisi Ile ve Etkisi Olmadan Viyadük Orta Ayağının Boyutlandırılması

Fluaj problemi özellikle kayancı mesnetli orta ayaklarda çok önemli rol oynar.



$$H(\delta) = \frac{12}{\eta^2 \ell} (P_E - P) \cdot \delta$$

Şekil 6.15

Viyadük ayağının H (δ) tepkisi f.p mesneti tarafından izin verilen maksimum sürtünme kuvvetine eşit olana kadar çekilir.(Fluaj etkisi altında)

Kabul:

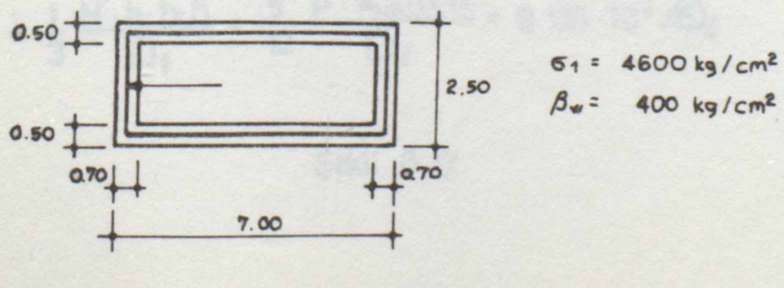
$\ell_k = 2\ h = 60\ m$

$I_b = 7\ .\ 2.5\ /12 + (7 - 1.4)\ .\ (2.5 - 1.0)\ /12 = 7.54\ m^4$

$F_b = 7\ .\ 2.5 - (7 - 1.4)\ .\ (2.5 - 1.0) \qquad = 9.10\ m^2$

$i_b = \sqrt{I_b / F_b} \cong 0.91\ m$

$\longrightarrow \lambda_k = \ell_k\ /\ i_b = 66 > 30$



Şekil 6.16

Başlangıçtaki raslantısal deformasyon:

$$\ell_k \; 300 = \frac{6000}{300} = 20 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

$$w_{uo} = 10 \text{ cm} = 0.1 \text{ m}$$

1. Mertebeden moment:

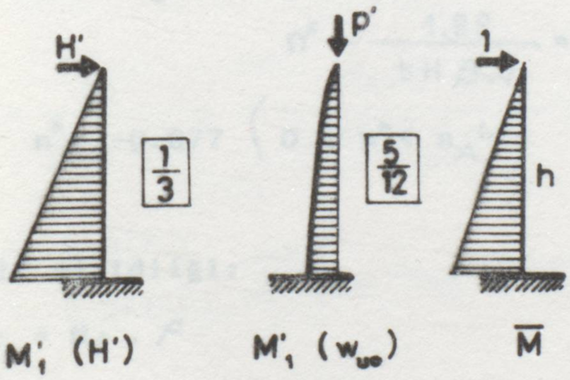
$$M_1' = H' \,.\, h' + P' \,.\, w_{uo}$$

$$= 60 \,.\, 1.40 \,.\, 30 + 3000 \,.\, 1.4 \,.\, 0.1$$

$$= 2940 \text{ tm}$$

6.4.1 Fluaj Etkisi Göz Önüne Alınmadan Yapılan Donatı Boyutlandırılması

- 1. mertebeden momente bağlı yer değiştirme:



$P' = (2100 + 900) \cdot 1.4$
$= 4200 \text{ t}$

$H' = 60 \cdot f \cdot 4 = 84 \text{ t}$

$$\delta_1' = \frac{1}{3}\,\frac{H' \cdot h \cdot h \cdot h}{\overline{EJ}_f} + \frac{5}{12}\,\frac{P' \cdot w_{uo} \cdot h \cdot h}{\overline{EJ}_f} = 9.135 \cdot 10^5 / \overline{EJ}_f$$

Şekil 6.17

Indirgenmiş Euler Kritik Yük:

$$\bar{P}_E = \frac{\pi^2 \, \overline{EJ}_f}{lk^2} = 2.74 \; . \; 10^{-3} \; . \; \overline{EJ}_f$$

Genişleme faktörü:

$$f = \frac{1}{1 - P'/\bar{P}_E}$$

Toplam moment:

$$M' = M_1' + P' \, . \, \delta'$$

$$M' = M_1' + P' \, . \, \delta_1' \, . \, f$$

Rijitlik hesabı:

Ilk adım:

Tercih:

$$\mu_{eff} = \frac{F_a}{F_b} = 1 \; \%$$

$\longrightarrow \quad \mu = \mu_{eff} \; . \; F_b \; / \; bH = 1 \; \% \; . \; 9.1 \; /7 \; . \; 2.5 = 0.52 \; \%$

$\longrightarrow \quad \omega = \mu . \sigma_f / \beta w = 0.52 \; \% \; . \; 4600 \; / \; 400 = 0.06$

$P = N_g + N_p = -3000 \;\; t \quad \rightarrow \quad n^*$

$$n^* = \frac{1.8P}{bH\beta w} = \frac{-1.8 \, . \, 3000}{7 \, . \, 2.5 \, . \, 4000} = -0.077$$

$$n^* = -0.077 \quad \left(0 < n^* < n_A^{(-)} \right)$$

Rölatif rijidliği:

$$EJ_f = M_r \, . \, \rho$$

$$\frac{EJ_f}{b^3 H \beta w} = \frac{M_r}{b^2 H \beta w} \quad \frac{\rho}{b}$$

$$ej_f = m_r \, . \, \rho \, /b$$

Doğrudan yöntem:

$$ej_f = m_f \; . \; 180 \; (1-b'/b). \quad b'/b = 0.1$$

$$\left.\begin{aligned} n^* &= -0.077 \\ &= 0.06 \end{aligned}\right\} \xrightarrow[\text{şek 6.18}]{\text{abak}} m_f = 0.054$$

$$\rightarrow ej_f = m_f \; . \; 180 \; . \; 0.9 = 0.054 \; . \; 180 \; . \; 0.9 = 8.73$$

$$\overline{EJ}_f = ej_f \; \frac{b^3 H \beta_w}{1.3} = 8.73 \; . \; \frac{2.5^3 \; . \; 7 \; . \; 4000}{1.3} = 2.94 \; . \; 10^6 \; tm^2$$

$$\delta'_f = 9.135 \; . \; 10^5 \; / \; \overline{EJ}_f = 9.135 \; . \; 10^5 / 2.94 \; . 10^6 = 0.311 \; m$$

$$\overline{P}_E = 2.74 \; . \; 10^{-3} \; . \; \overline{EJ}_f = 2.74 \; . \; 10^{-3} \; . \; 2.94 \; . 10^6 = 8\,050 \; t$$

$$f = \frac{1}{1 - P'/\overline{P}_E} = \frac{1}{1 - 4200/8050} = 2.09$$

$$M'_2 = P' \; . \; \delta' \; . \; f = 4200 \; . \; 0.311 \; . \; 2.09 = 2731 \; tm$$

$$M' = M'_1 + M'_2 = 2940 + 2731 = 5671 \; tm$$

$$M^* = 1.3 \; . \; M' = 7372 \; tm$$

$$m = \frac{M^*}{b^2 H \beta_w} = \frac{7372}{2.5^2 \; . \; 7 \; . \; 4000} = 0.042$$

$$\left.\begin{aligned} n^* &= -0.077 \\ m^* &= 0.042 \end{aligned}\right\} \xrightarrow[\text{şek. 6.18}]{\text{abak}} \omega_{\text{neç}} \cong 0.027$$

Ikinci adım:

* Seçim

$\omega_{II} \cong \frac{1}{2} (\omega_1 + \omega_{nec}) = \frac{1}{2} (0.06 + 0.027)$

$\omega_{II} = 0.044$

$\left.\begin{matrix} n^* = -0.077 \\ \omega = 0.044 \end{matrix}\right\} \xrightarrow[\text{Şek. 6.18}]{\text{abak}} m_r \cong 0.05$

→ $ej_f = m_r \cdot 180 \cdot (1 - b' / b) = 0.05 \cdot 180 \cdot 0.9 = 8.1$

ej_f rijidlik oranı:

$\xi = ej_{f_{II}} / ej_{f_I} = 8.1 / 8.73 = 0.928$

$\overline{EJ}_f = \xi \cdot 2.94 \cdot 10^6 = 2.73 \cdot 10^6 \quad tm^2$

$\delta_1' = 0.311 / \xi = 0.311/0.928 = 0.335$ m

$\bar{P}_E = 8050$ t. $\xi = 7469$ t

$f = \frac{1}{1 - 4200/7469} = 2.28$

$M_2' = 4200 \cdot 0.335 \cdot 2.28 = 3214$ tm

$M' = 2940 + 3214 = 6154$ tm

$M^* = 1.3 \cdot M' = 8001$ tm

$m^* = \frac{8001}{2.5^2 . 7 . 4000} \cong 0.046$

$\left.\begin{matrix} n^* = -0.077 \\ m^* = 0.046 \end{matrix}\right\} \xrightarrow[\text{Şek. 6.18}]{\text{abak}} \omega_{nec} = 0.040$

$\omega \cong \frac{1}{2} . (0.044 + 0.040) = 0.042$

$\omega = 0.042$

$\mu_{eff} = \frac{F_a}{F_b} = 1 \% \cdot 0.042 / 0.06 = 0.7 \%$

$\mu_{eff} = 0.7 \% > \mu_{eff,min} = 0.6 \%$

5.4.2 Fluaj Etkisi

ϵ_r Hesabı :

$\epsilon_r = 3$ ‰. $1 + \varphi_N (N'_g / N'_{top})$

$N'_g = 1.4 \,.\, N_g = 2940$ t

$N'_{top} = 1.4 \,.\, N_{top} = 4200$ t

Seçim: $\varphi_N = 2$

$\longrightarrow \epsilon_r = 3 \,.\, 10^{-3} \,(1 + 2 \,.\, 2940 / 4200) = 7.2 \,.\, 10^{-3} = 7.2$ ‰.

Ilk adım:

$$\left.\begin{array}{l} \omega_1 = 0.06 \\ n^* = -0.077 \\ \omega = 0.06 \\ \epsilon_r = 7.2 \text{ ‰} \end{array}\right\} \xrightarrow[\text{şekil 6.19}]{\text{abak}} ej_f = 200\,(1-b'/b).\ 0.0375 \left\{ \begin{array}{l}\text{bilineer} \\ \text{diagram}\end{array}\right.$$

$= 200 \,.\, 0.9 \,.\, 0.0375$

$= 6.75$

$\xi = 6.75/8.73 = 0.773$

$\overline{EJ}_f = \xi \,.\, 2.94 \,.\, 10^6 = 2.27 \;\; 10^6$ tm^2

$\delta'_1 = 0.311 / \xi = 0.405$ m

$\bar{P}_E = 8050 \,.\, \xi = 6234$ t

$f = \dfrac{1}{1 - 4200/6234} = 3.06$

$M'_2 = 4200 \,.\, 0.405 \,.\, 3.06 = 5213$ tm

$M' = 2940 + 5213 = 8153$ tm

$M^* = 1.3\, M = 10\,598$ tm

$$m^* = \frac{10598}{2.5^2 \cdot 7 \cdot 4000} \cong 0.06$$

$$\left.\begin{aligned} n^* &= -0.077 \\ m^* &= 0.06 \end{aligned}\right\} \xrightarrow[\text{Şek.6.18}]{\text{abak}} \omega_{nec} = 0.077$$

Ikinci adım:

$$\omega_{91} = 0.5\ (\omega_1 + \omega_{nec}) \cong 0.5\ (0.06 + 0.077)$$

$$\cong 0.068$$

$$\left.\begin{aligned} n^* &= -0.077 \\ \omega &= 0.068 \\ \varepsilon_r &= 7.2\ \text{‰.} \end{aligned}\right\} \xrightarrow[\text{Şek.6.20}]{\text{abak}} \begin{aligned} ej_f &= 200\ (1-b'/b) .\ 0.0406 \\ &= 200\ .\ 0.9\ .\ 0.0406 \\ &= 7.31 \end{aligned}$$

ξ = 7.31 . 8.73 = 0.837

$\overline{EJ}_f = \xi\ .\ 2.94\ .\ 10^6 = 2.46\ .\ 10^6$ tm

$\delta_1' = 0.311\ /\ \xi = 0.37$ m

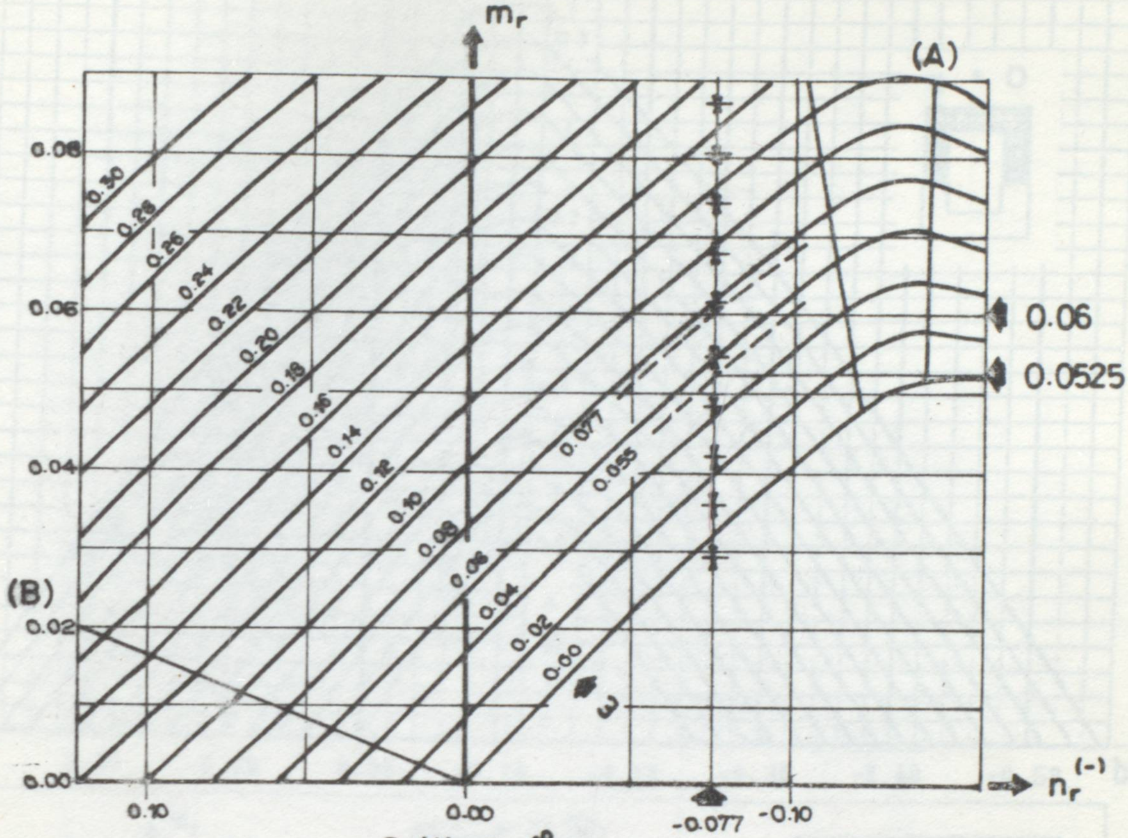
$\overline{P}_E = 8050\ .\ \xi = 6746$ t

$$f = \frac{1}{1 - 4200/6746} = 2.65$$

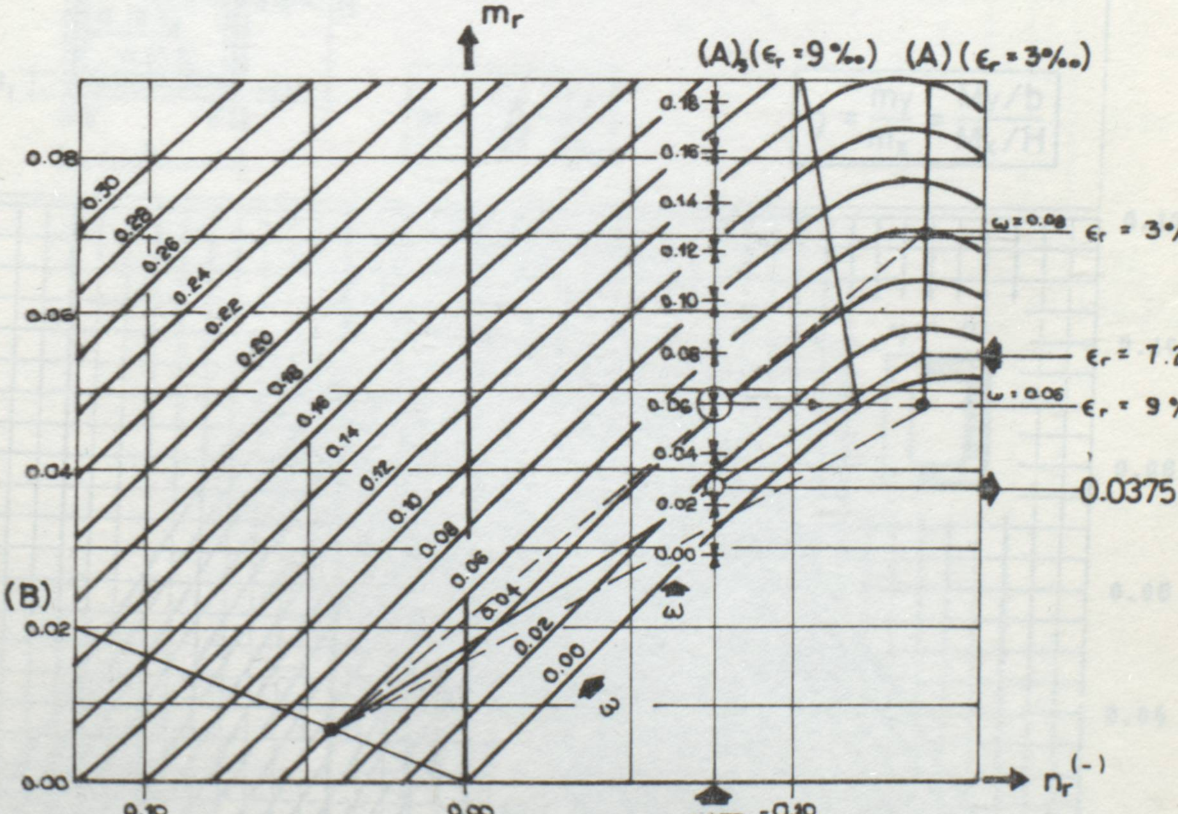
M_2' = 4200 . 0.37 . 2.65 = 4116 tm

M' = 2940 + 4116 = 7056 tm

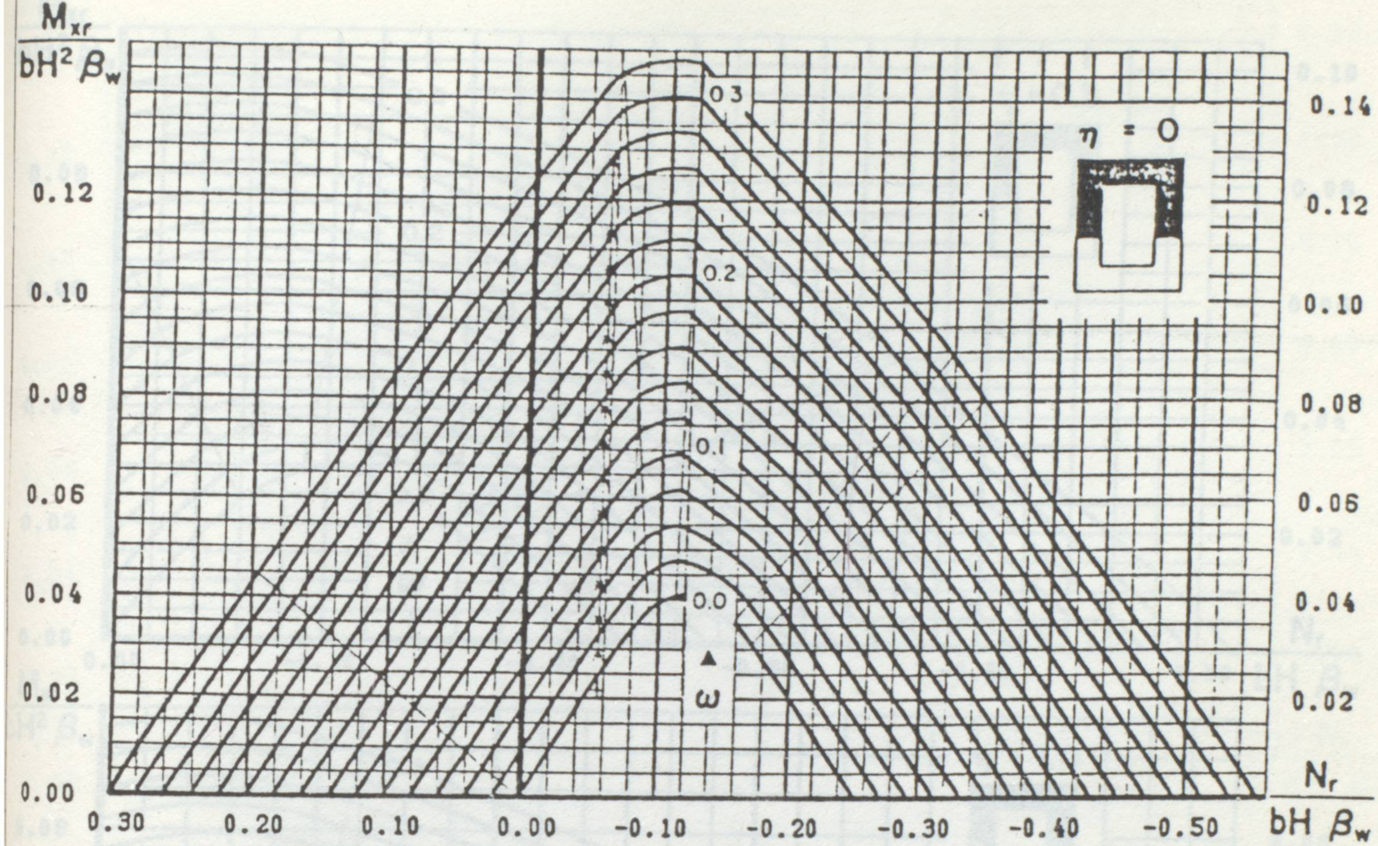
M^* = 1.3 . M' = 9173 tm

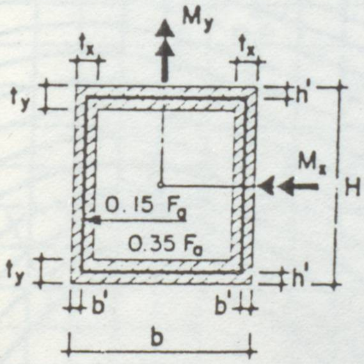


Şekil 6.18



Sekil 6.19





$\omega_{max} = 0.30$

$\sigma_f \;=\; 460\ N/mm^2$

$h' \;=\; 0.5\ t_y$

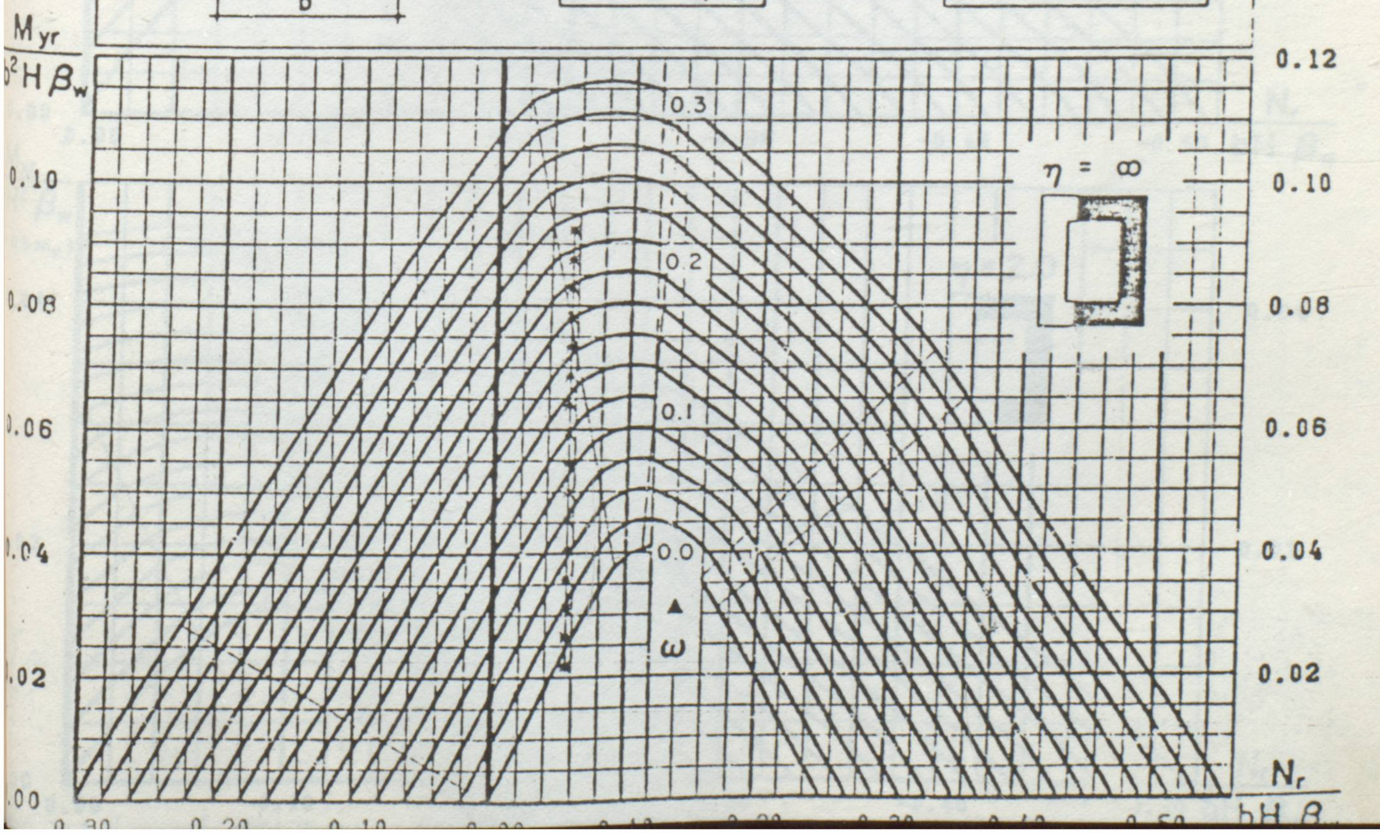
$b' \;=\; 0.5\ t_x$

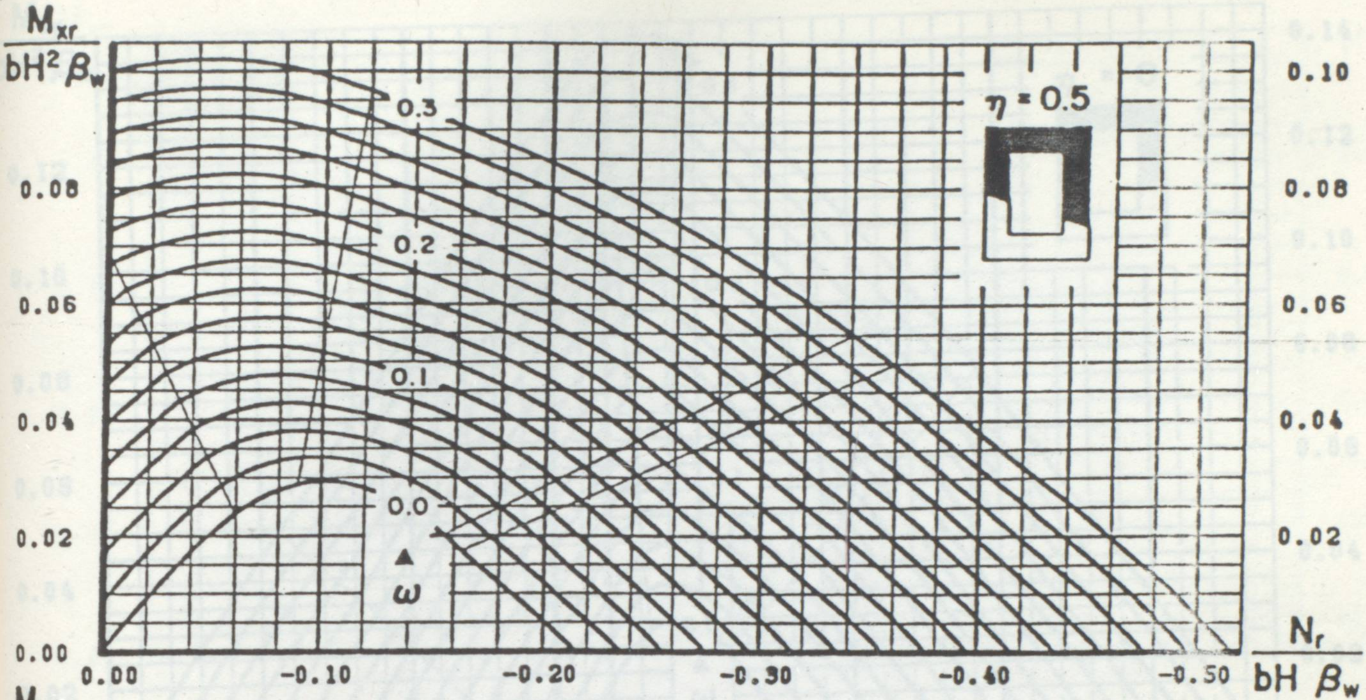
$t_y / H = 0.12$

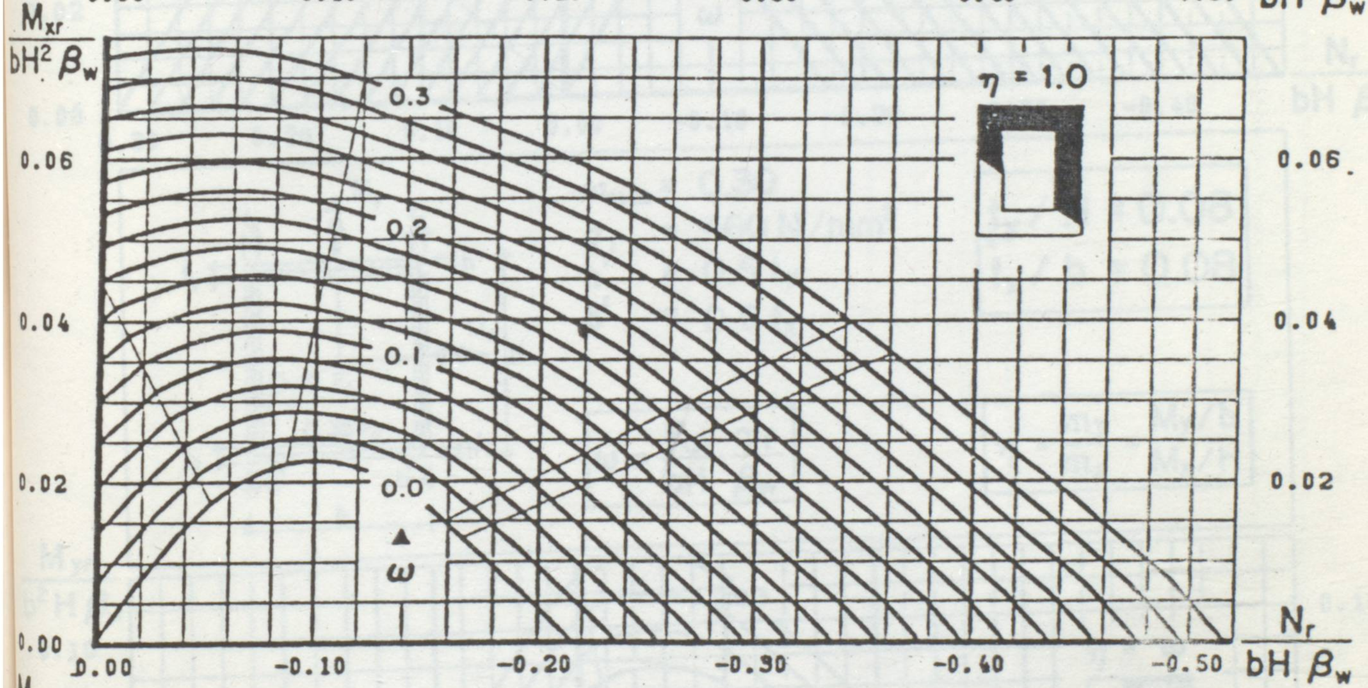
$t_x / b = 0.12$

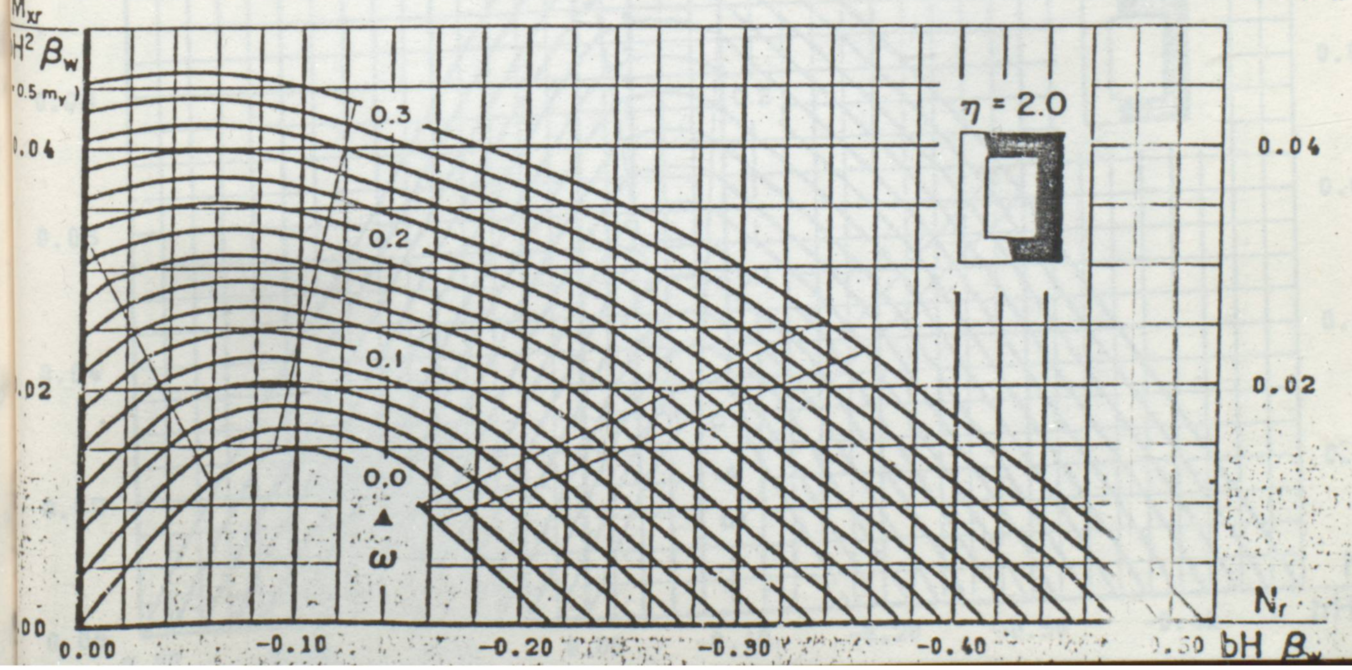
$$\omega = \frac{F_a}{bH} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

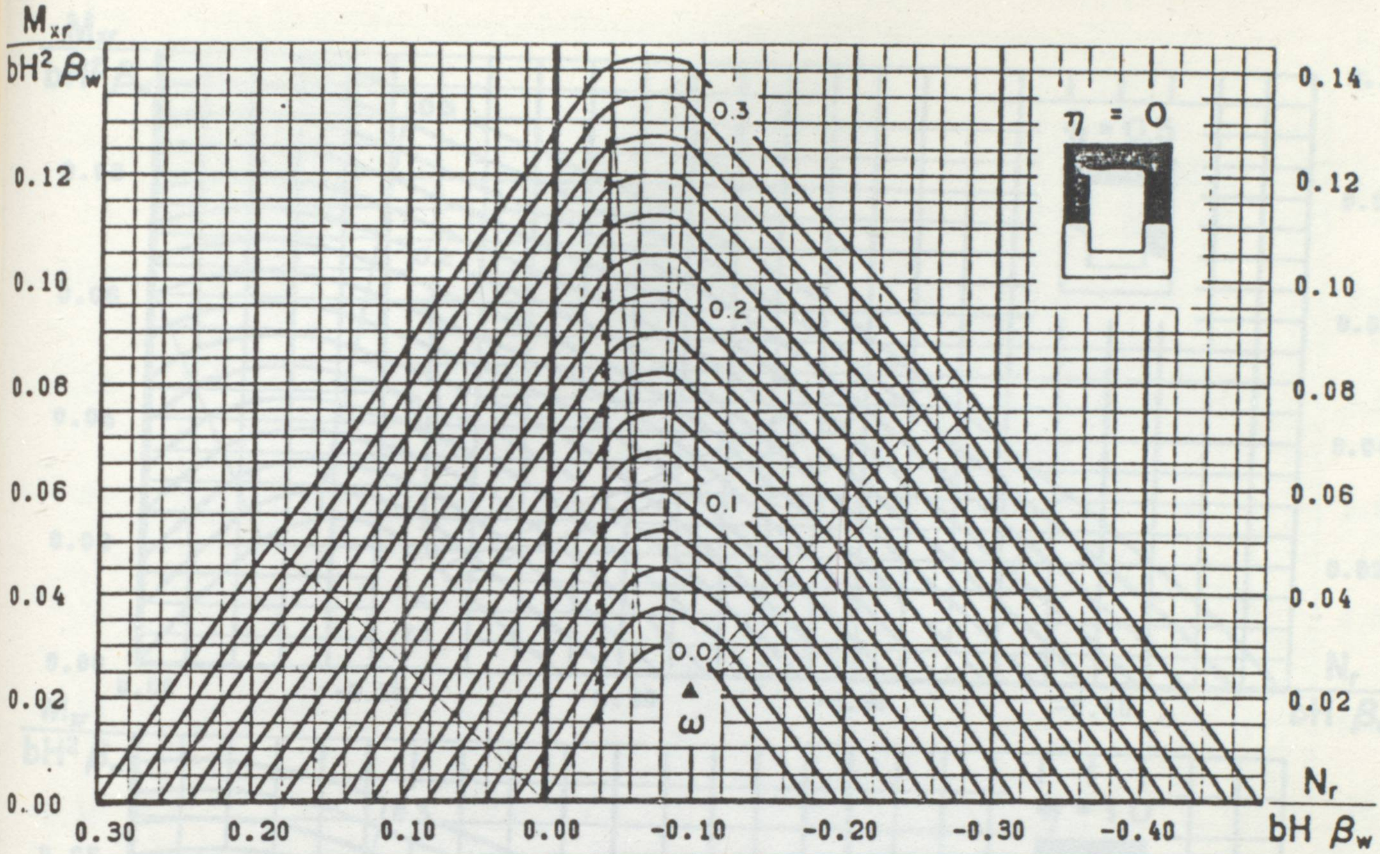
$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = \frac{M_y/b}{M_x/H}$$

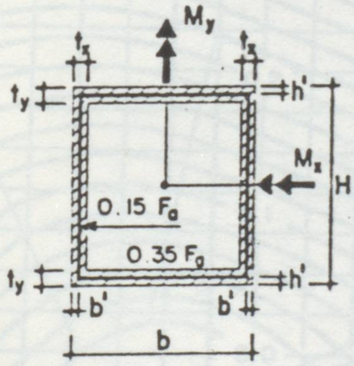



M_xr / bH² β_w
η = 0.5
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.00
0.02
0.04
0.06
0.08
0.10
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
N_r / bH β_w


M_xr / bH² β_w
η = 1.0
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.00
0.02
0.04
0.06
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
N_r / bH β_w


M_xr / bH² β_w
0.5 m_y
η = 2.0
0.3
0.2
0.1
0,0
ω
0.02
0.04
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
N_r / bH β_w



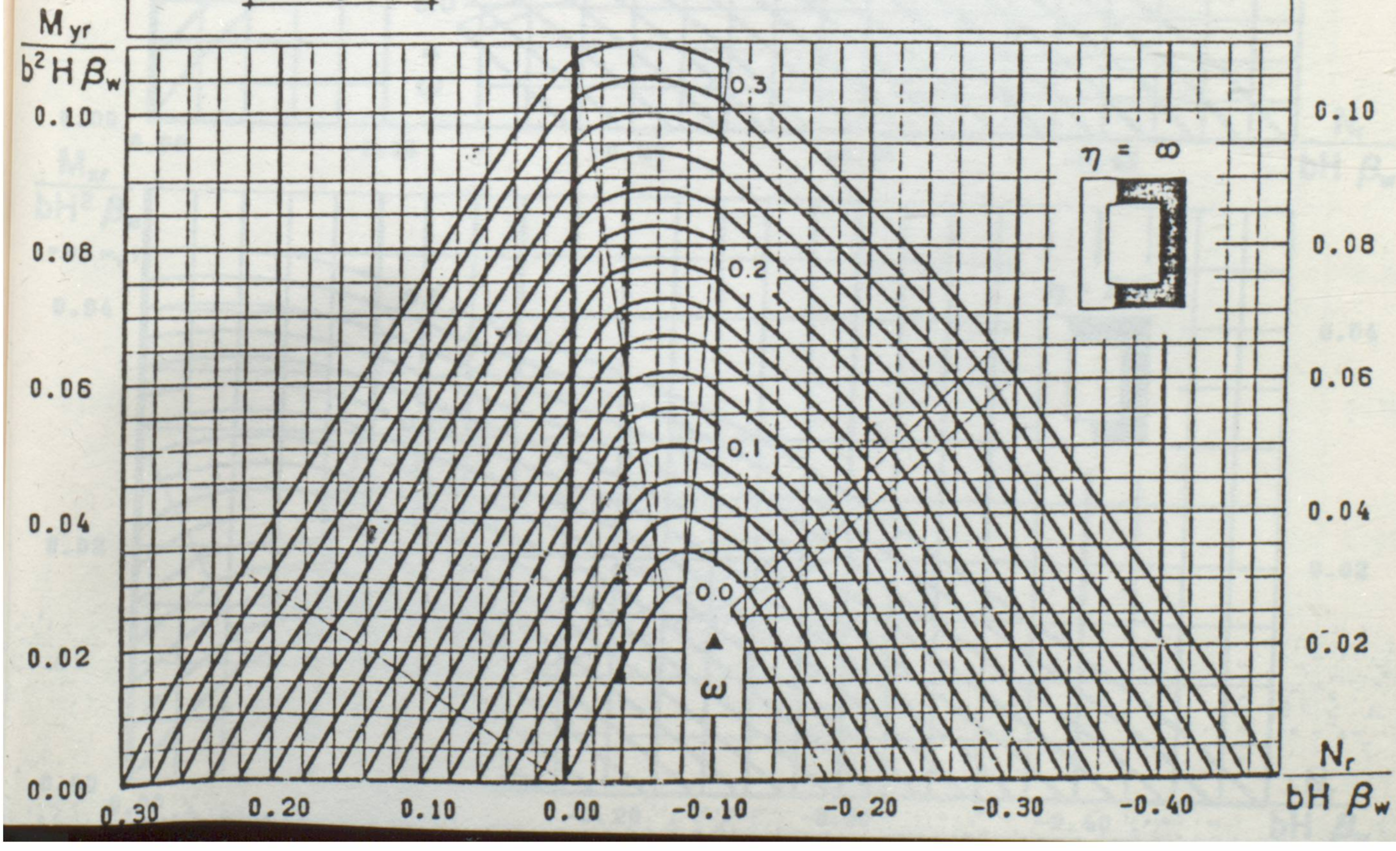


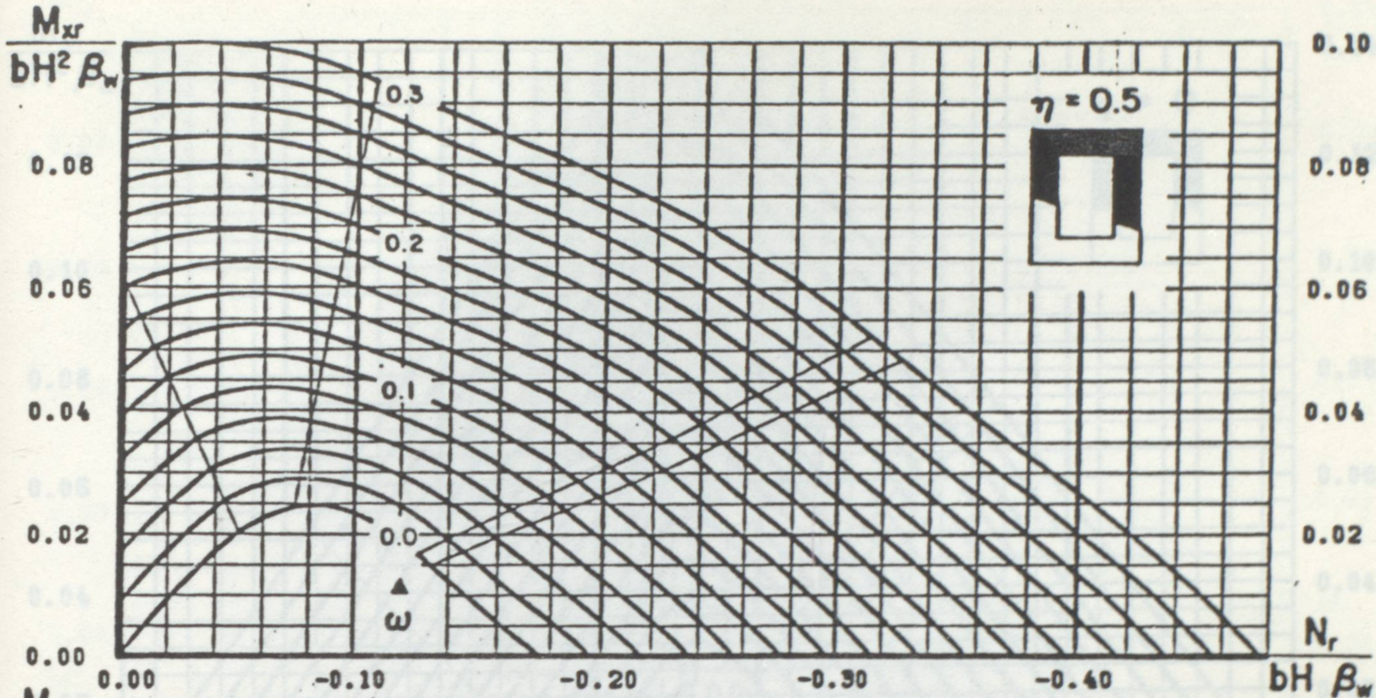
$\omega_{max} = 0.30$
$\sigma_f = 460\ N/mm^2$
$h' = 0.5\ t_y$
$b' = 0.5\ t_x$

$t_y / H = 0.08$
$t_x / b = 0.08$

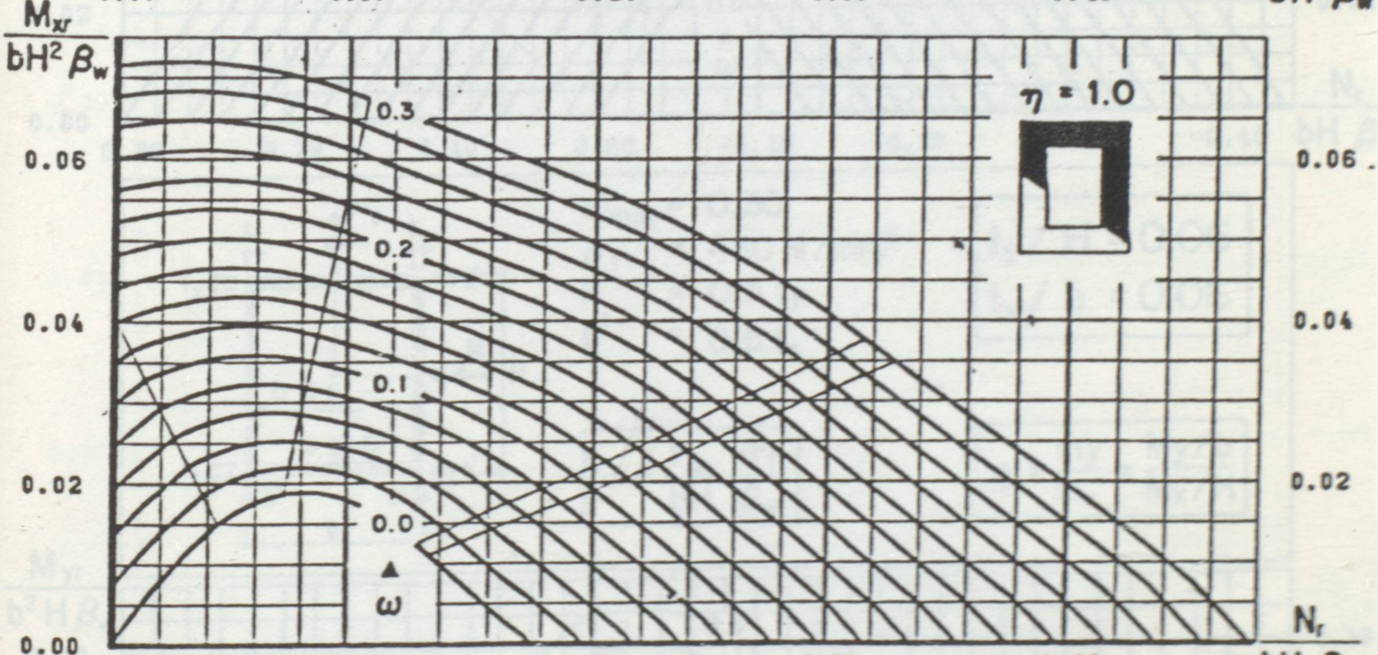
$$\omega = \frac{F_a}{bH} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = \frac{M_y/b}{M_x/H}$$

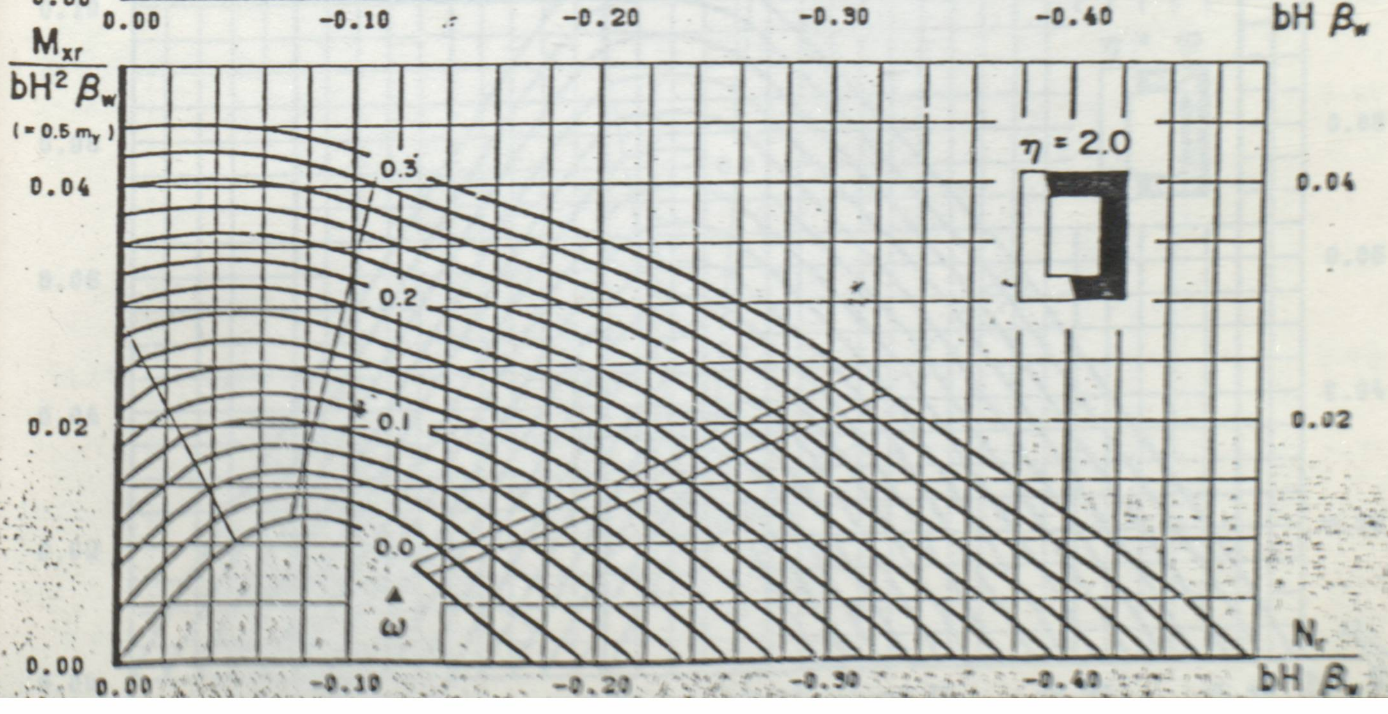




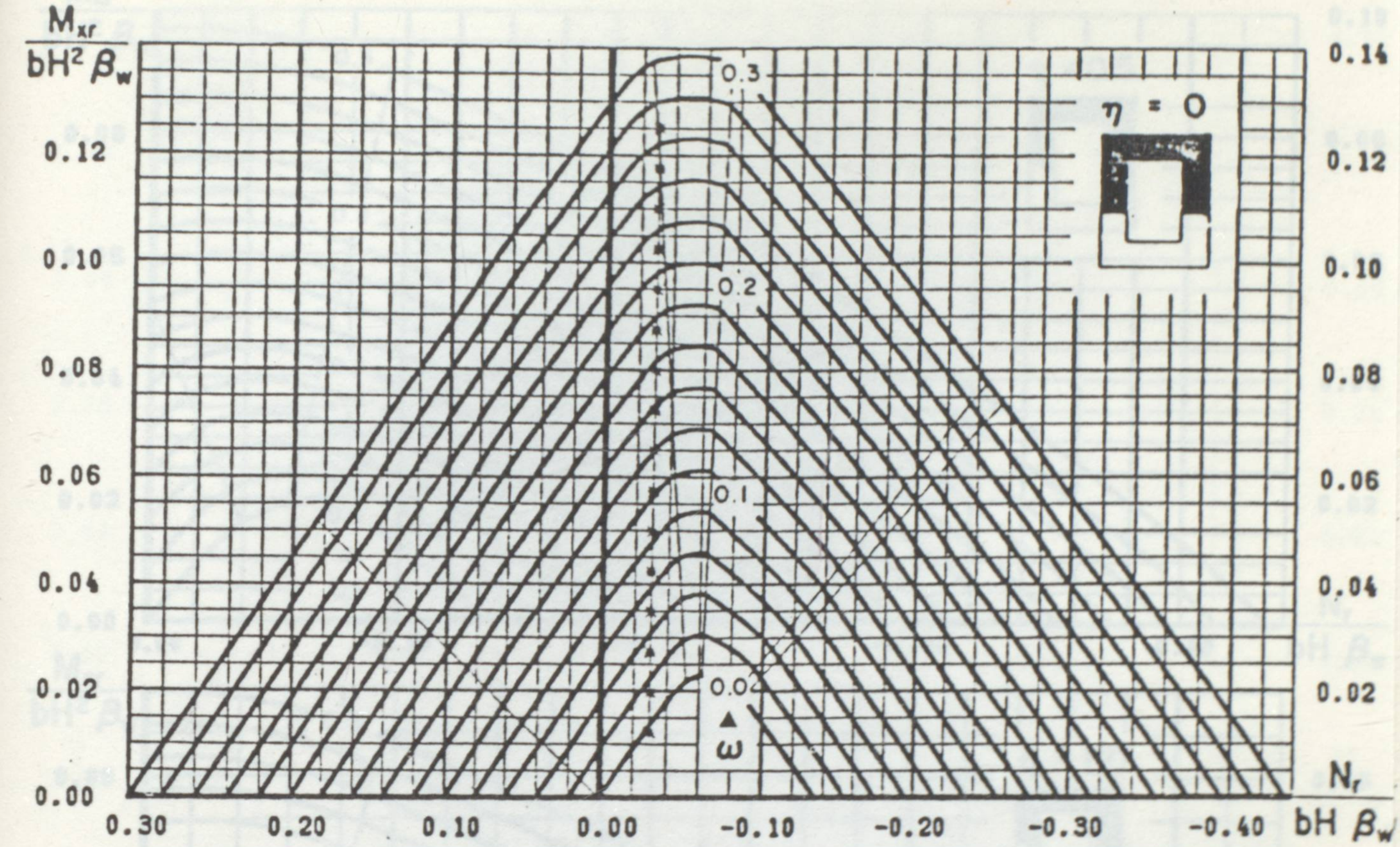
$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$\eta = 0.5$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.00
0.02
0.04
0.06
0.08
0.10
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$

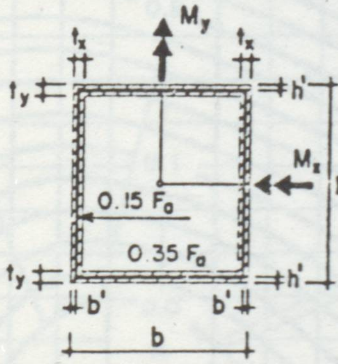


$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$\eta = 1.0$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.00
0.02
0.04
0.06
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$



$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$(= 0.5\ m_y)$
$\eta = 2.0$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.00
0.02
0.04
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$





$\omega_{max} = 0.30$

$\sigma_f = 460\ N/mm^2$

$h' = 0.5\ t_y$

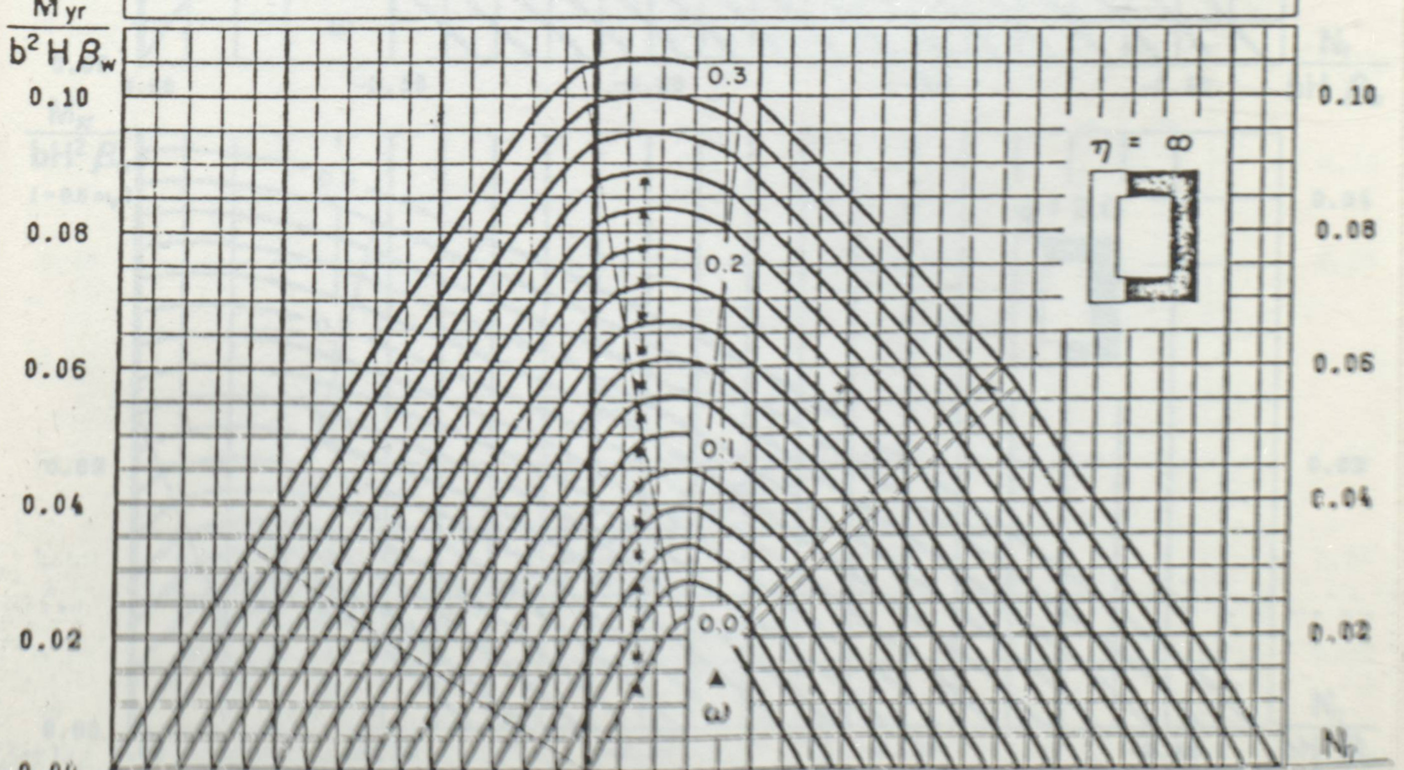
$b' = 0.5\ t_x$

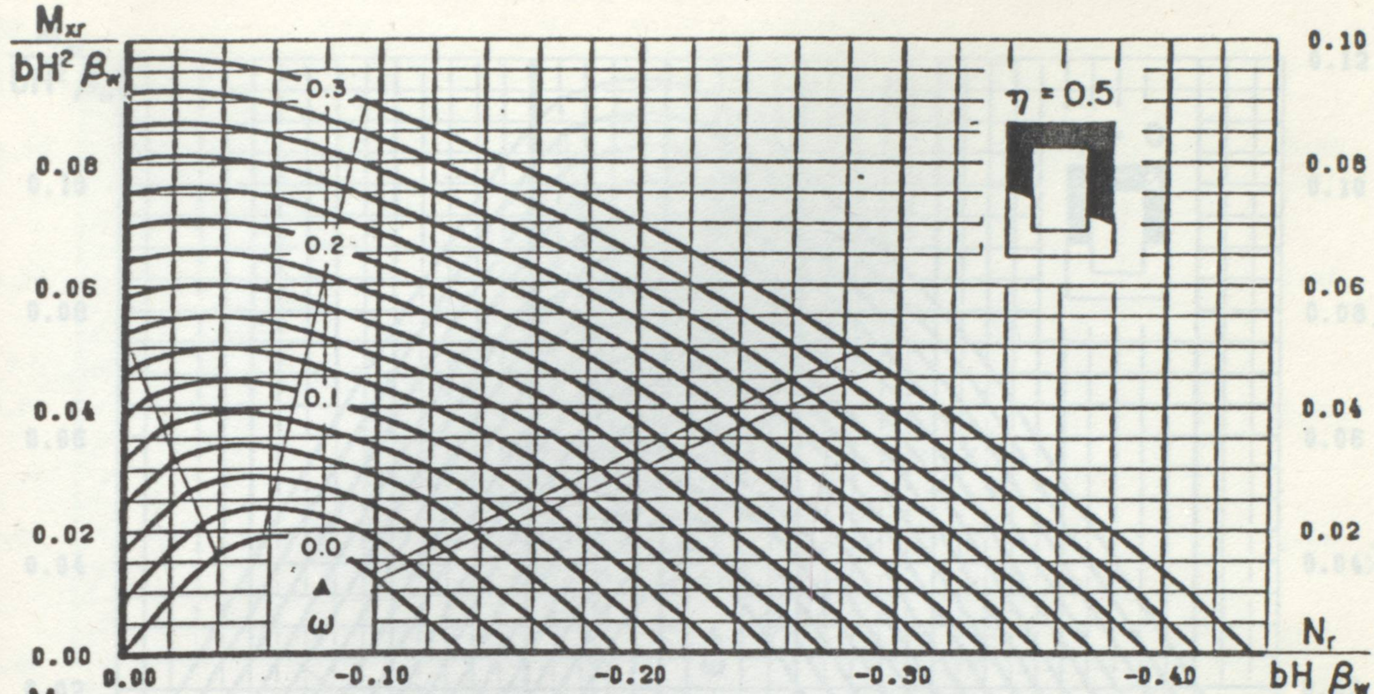
$t_y / H = 0.06$

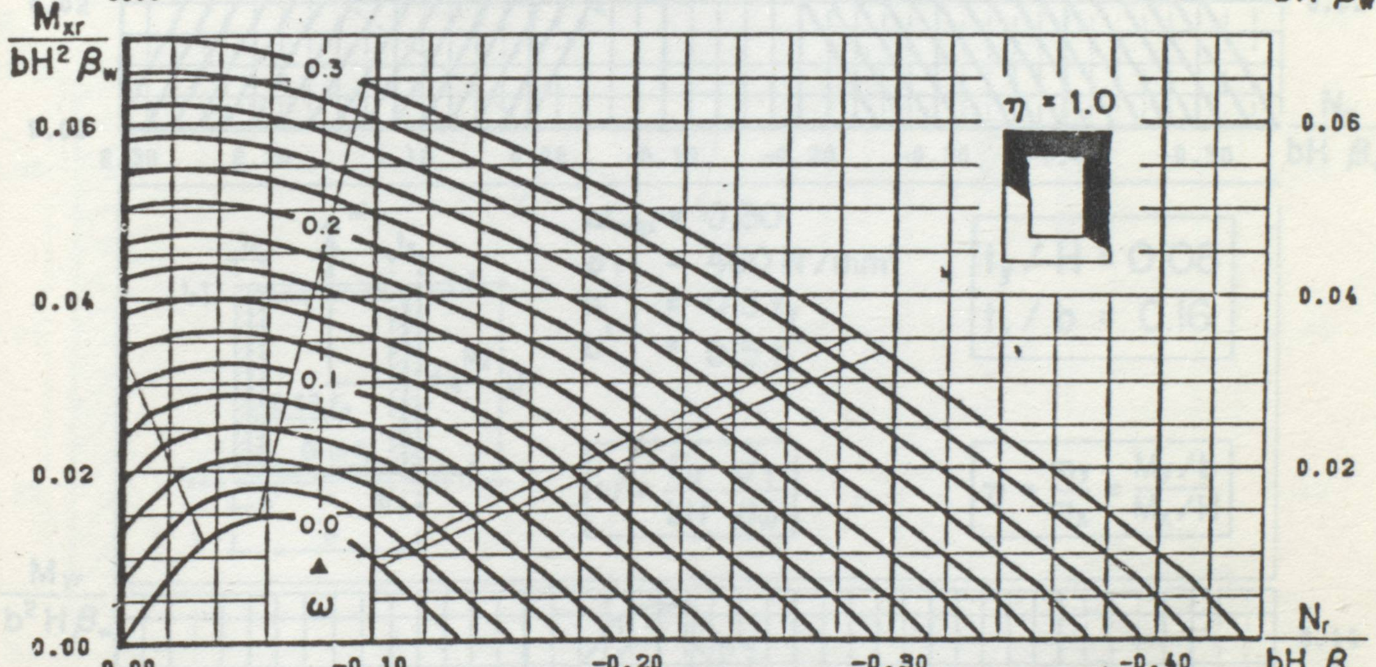
$t_x / b = 0.06$

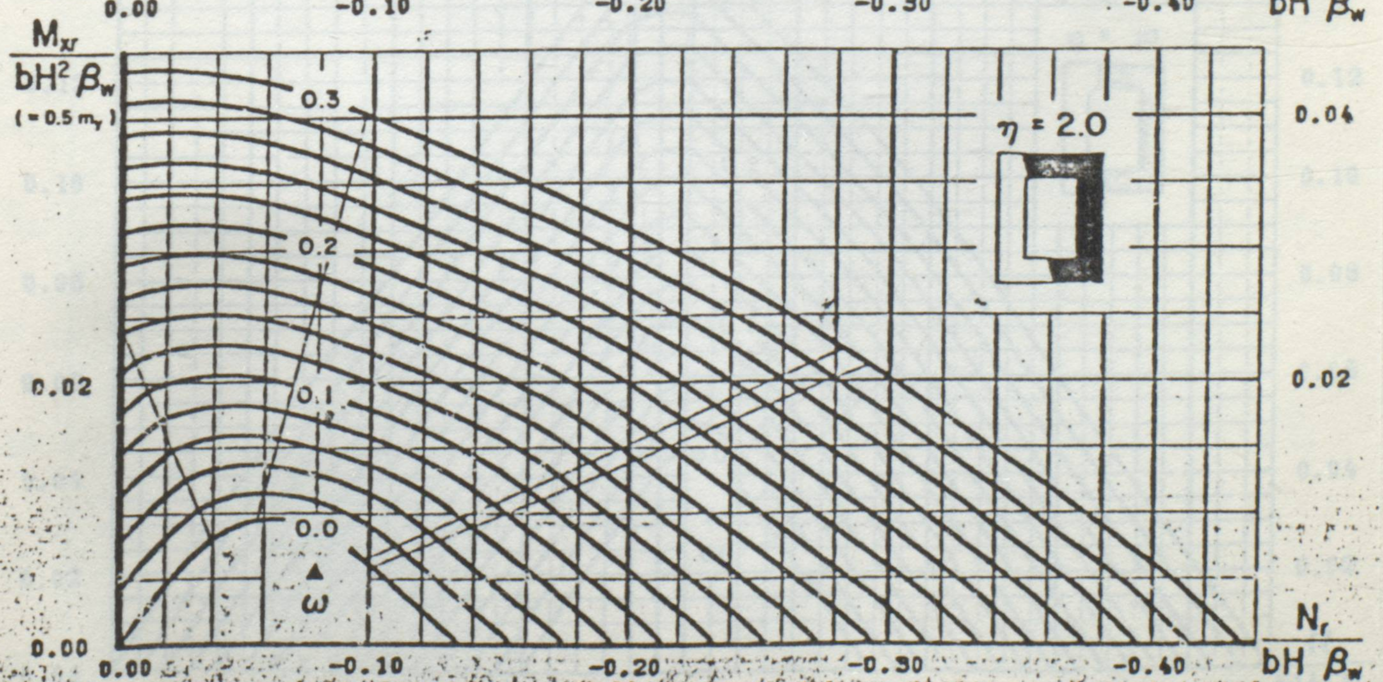
$$\omega = \frac{F_a}{bH} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

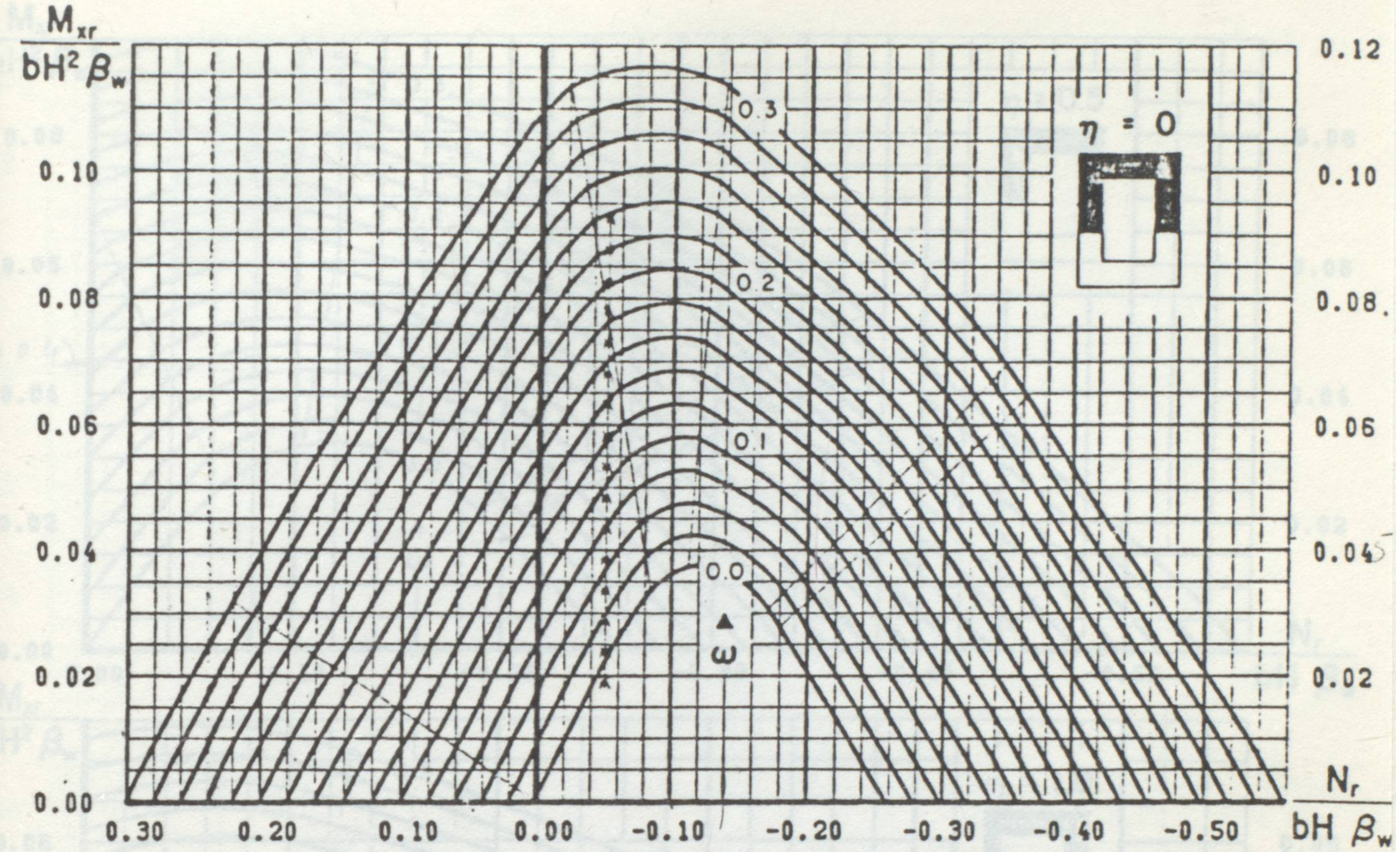
$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = \frac{M_y/b}{M_x/H}$$

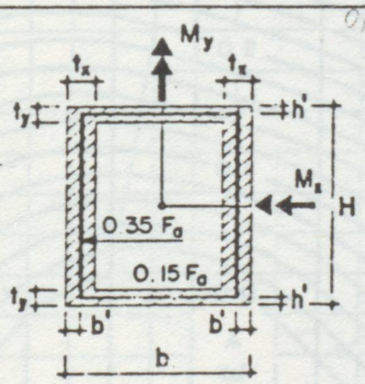



Mxr / bH² βw
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
η = 0.5
0.00
0.02
0.04
0.06
0.08
0.10
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
Nr / bH βw


Mxr / bH² βw
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
η = 1.0
0.00
0.02
0.04
0.06
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
Nr / bH βw


Mxr / bH² βw
(= 0.5 mγ)
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
η = 2.0
0.00
0.02
0.04
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
Nr / bH βw





$\omega_{max} = 0.30$

$\sigma_f = 460\ N/mm^2$

$h' = 0.5\,t_y$

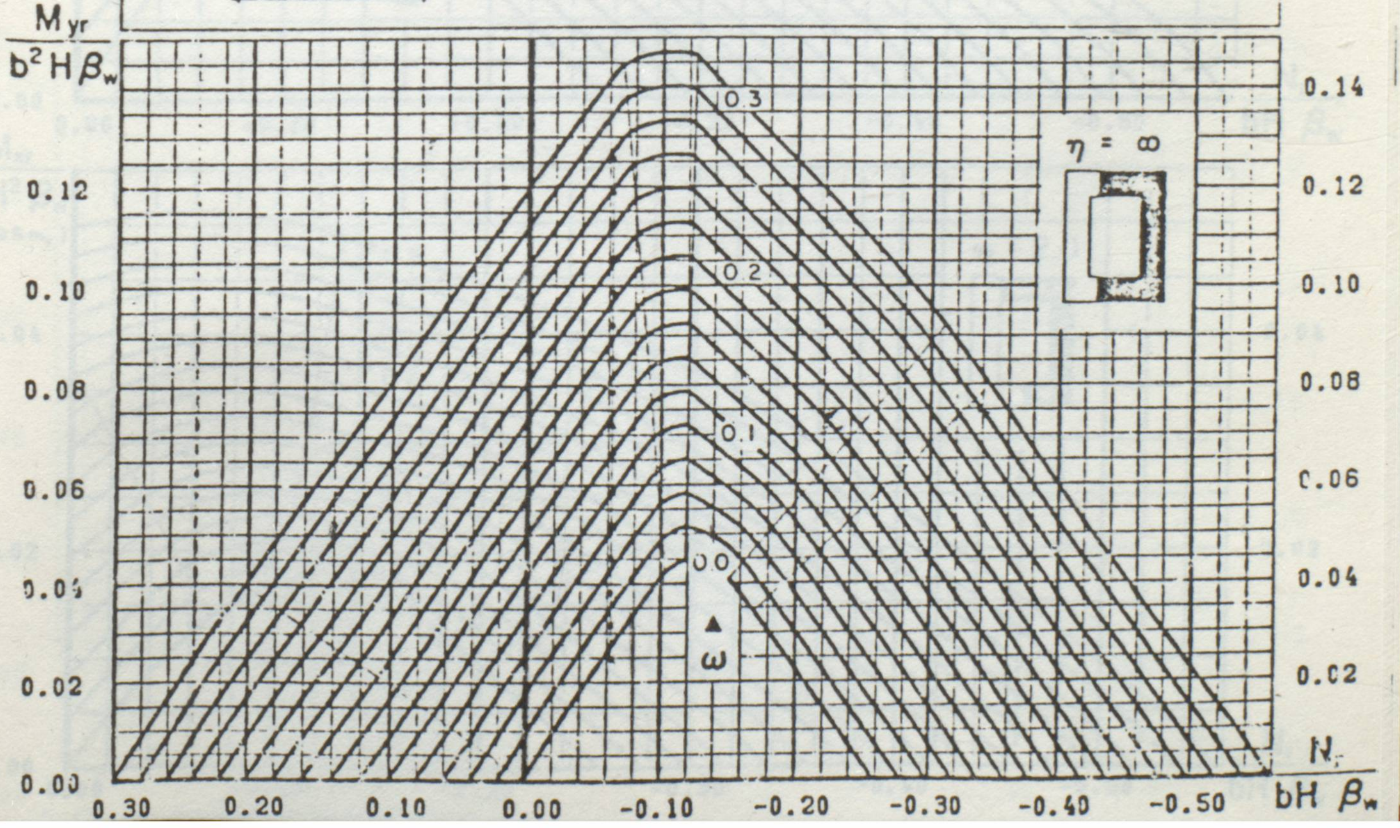
$b' = 0.5\,t_x$

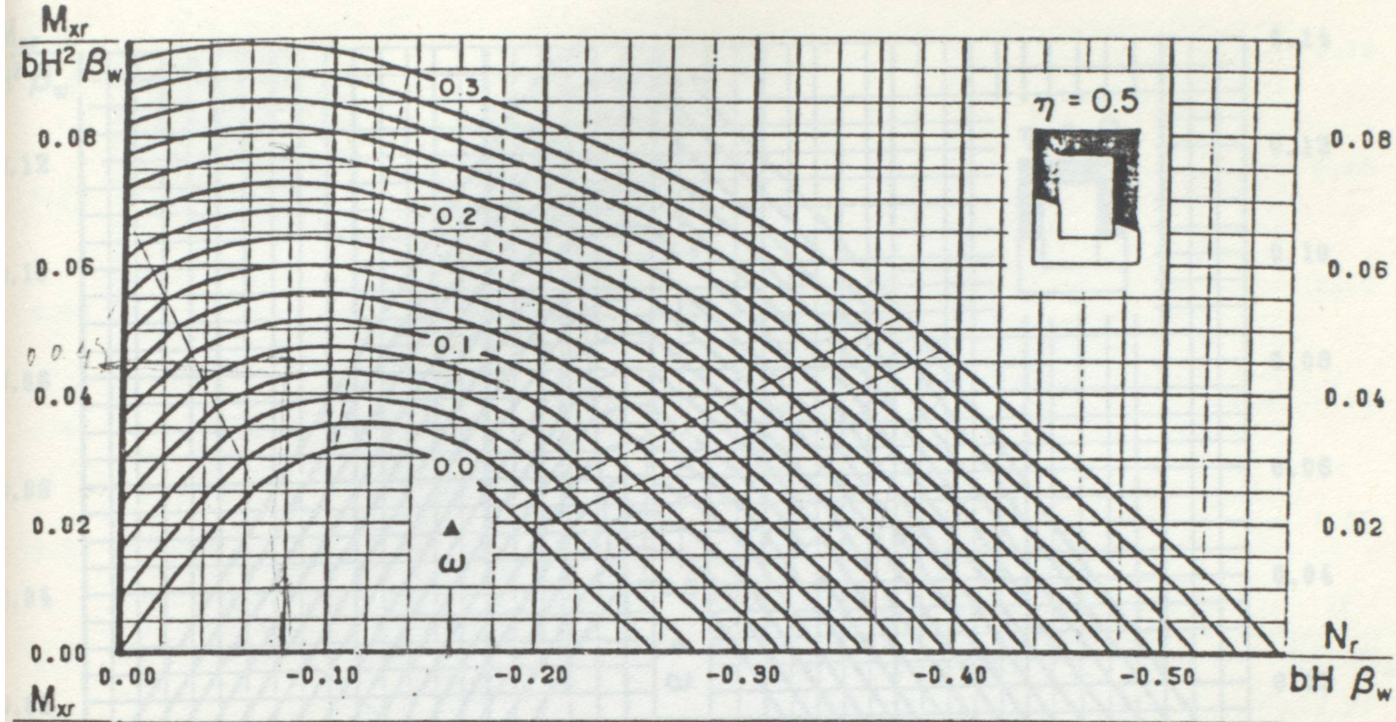
$t_y / H = 0.08$

$t_x / b = 0.16$

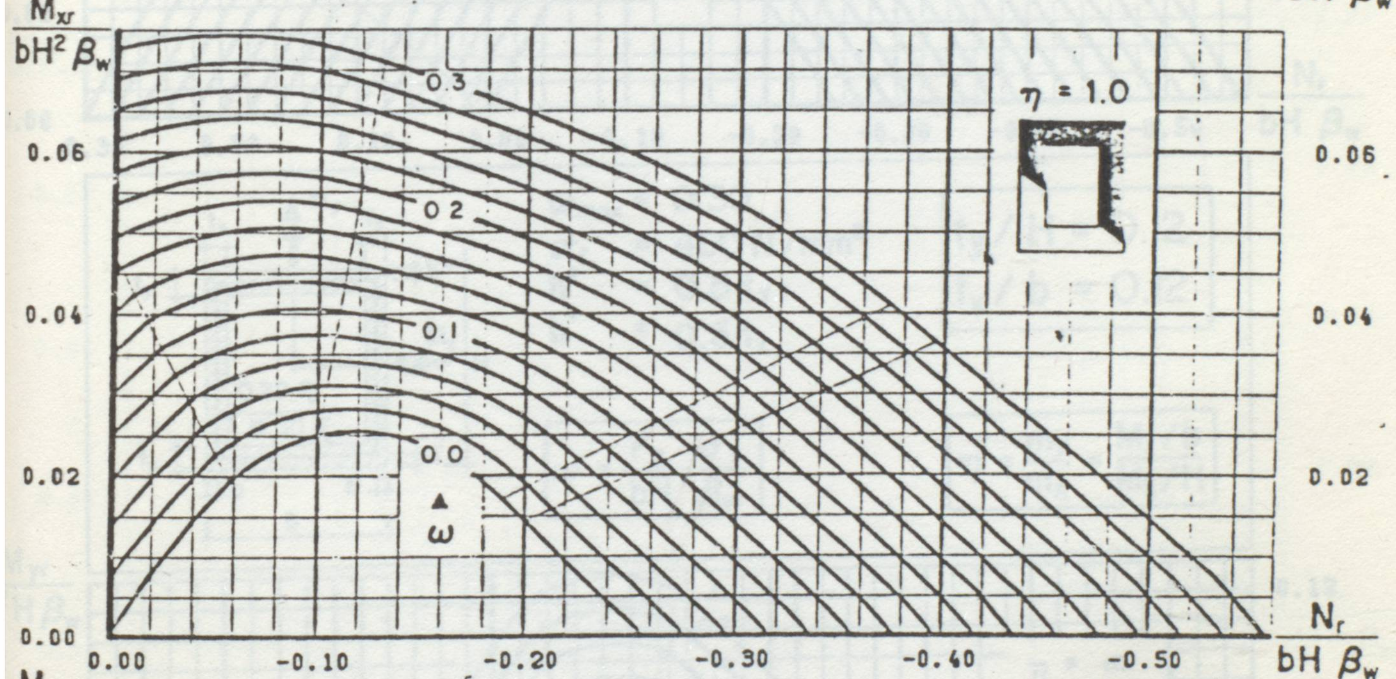
$$\omega = \frac{F_a}{bH} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = \frac{M_y/b}{M_x/H}$$

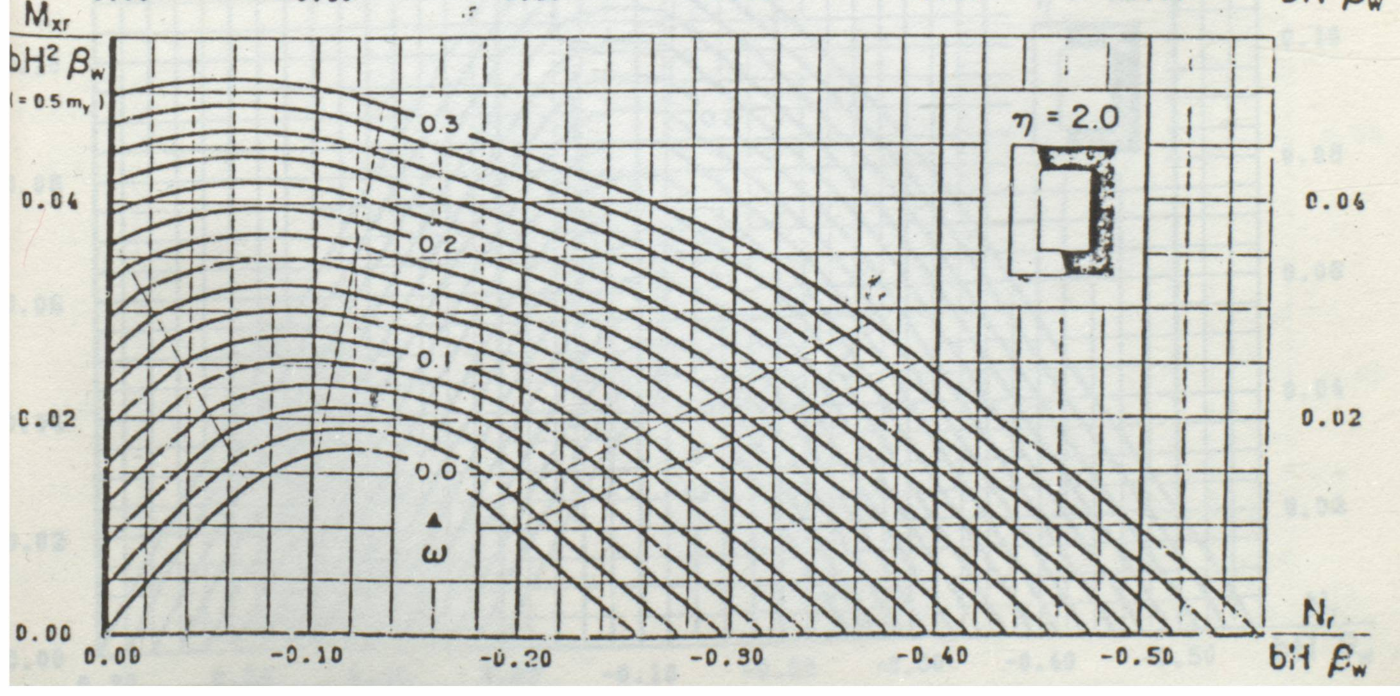




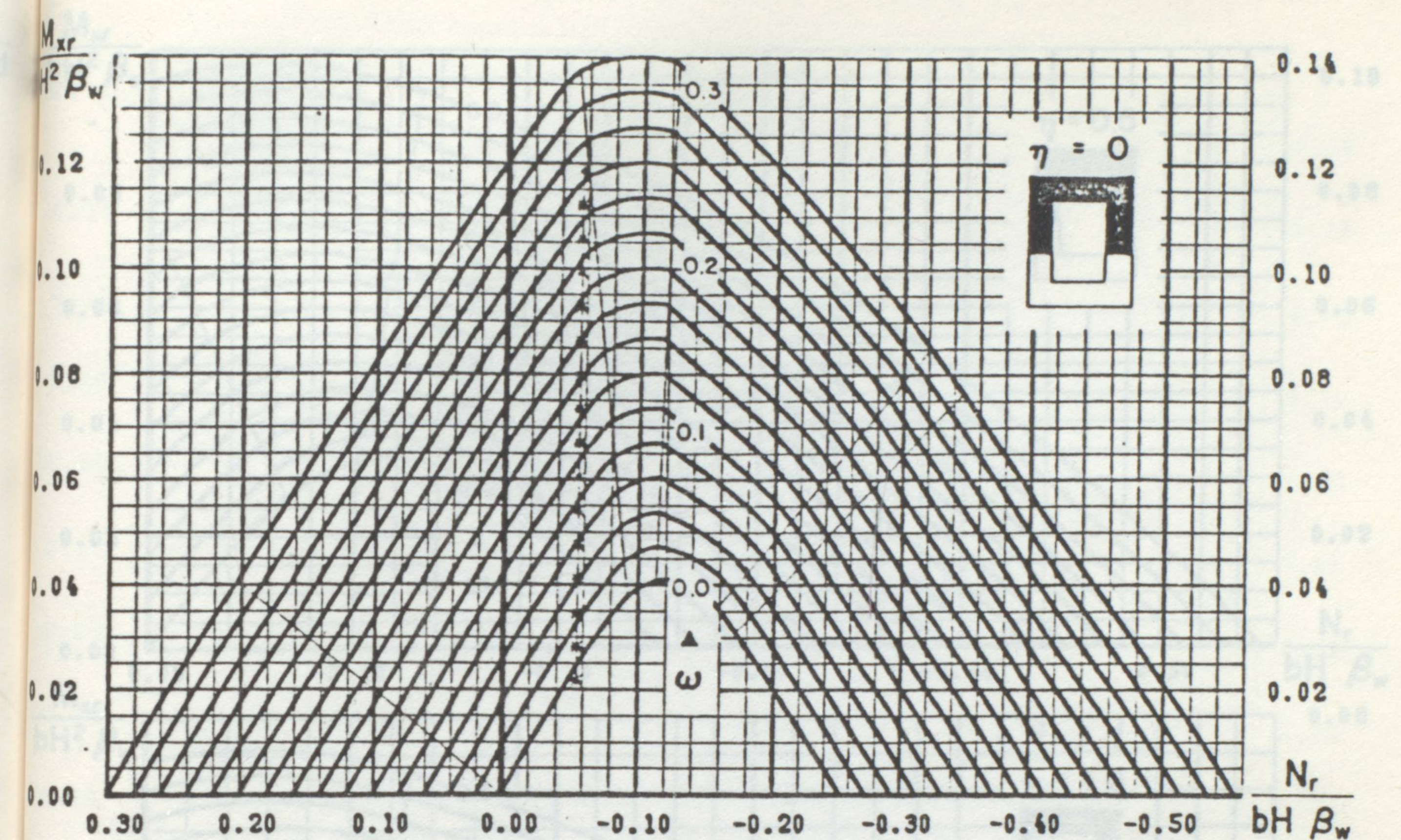
$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$\eta = 0.5$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.08
0.06
0.04
0.02
0.00
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$

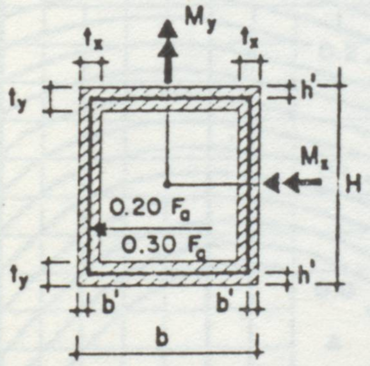


$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$\eta = 1.0$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.06
0.04
0.02
0.00
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$



$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$(= 0.5 m_y)$
$\eta = 2.0$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.04
0.02
0.00
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$





$\omega_{max} = 0.30$

$\sigma_f = 460\ N/mm^2$

$h' = 0.5\ t_y$

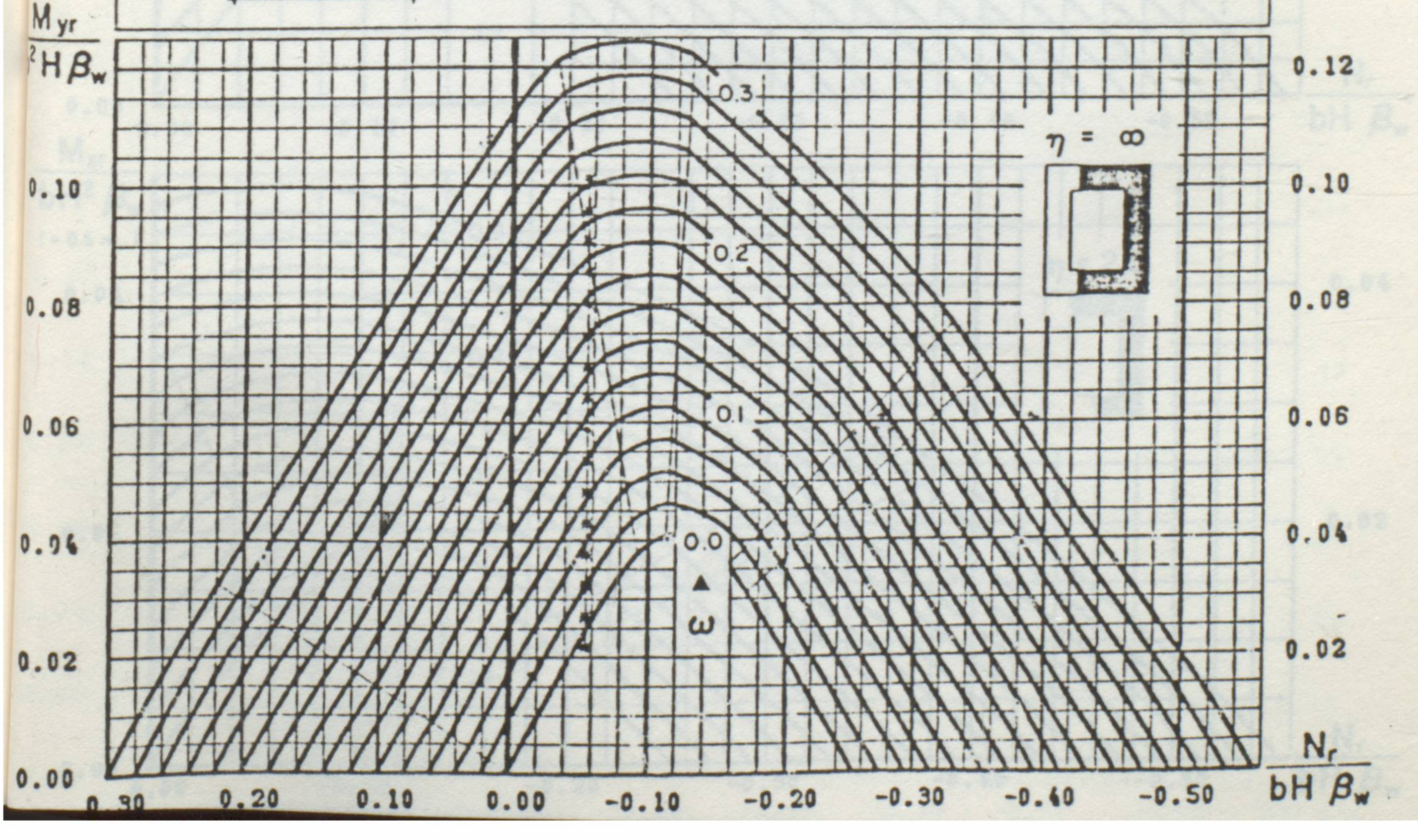
$b' = 0.5\ t_x$

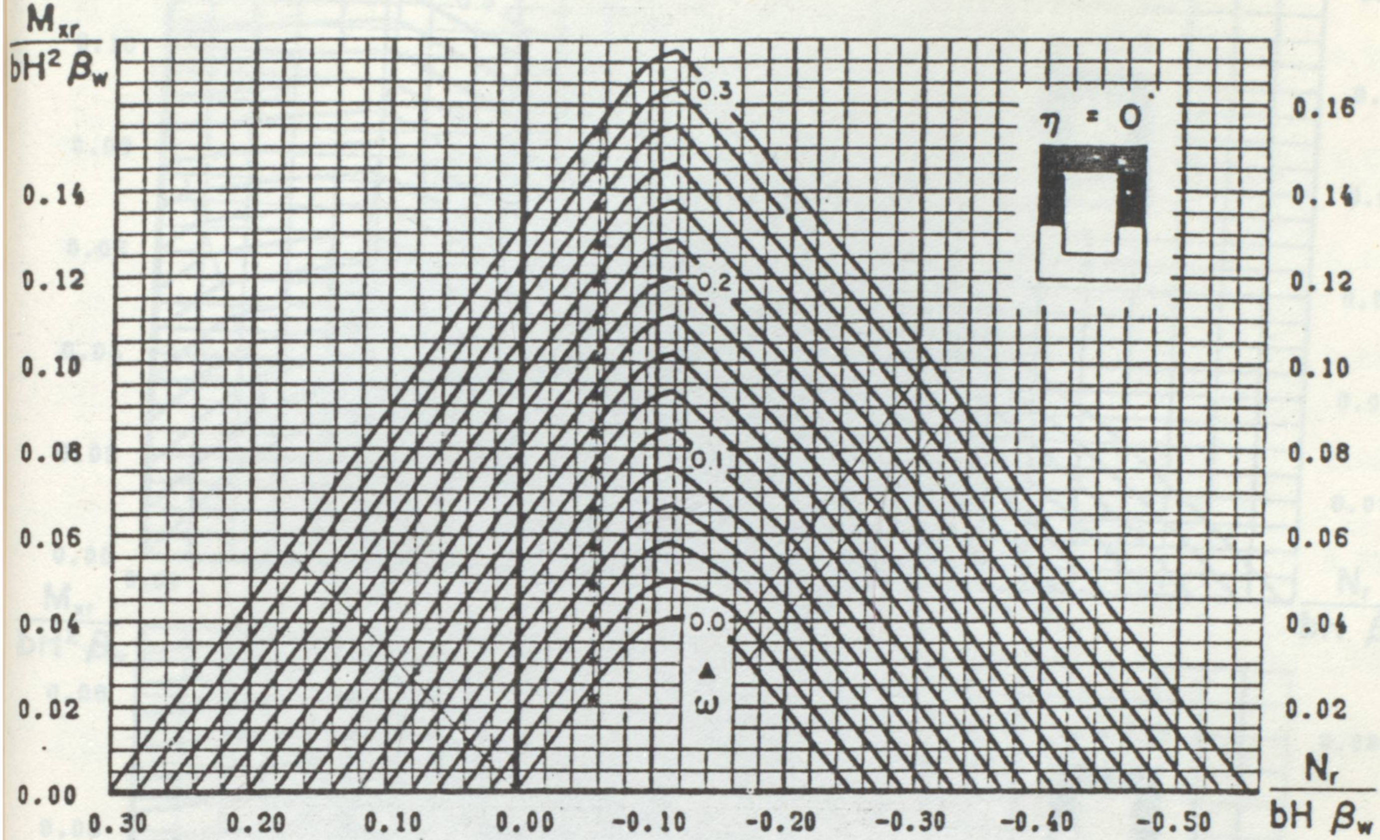
$t_y / H = 0.12$

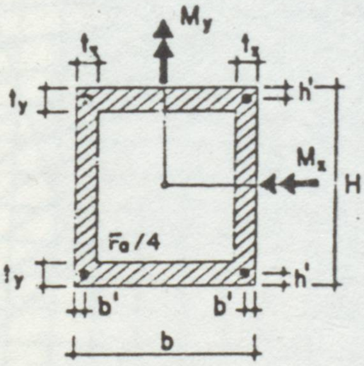
$t_x / b = 0.12$

$$\omega = \frac{F_a}{bH} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = \frac{M_y/b}{M_x/H}$$







$\omega_{max} = 0.30$

$\sigma_f = 460\ N/mm^2$

$h' = 0.5\, t_y$

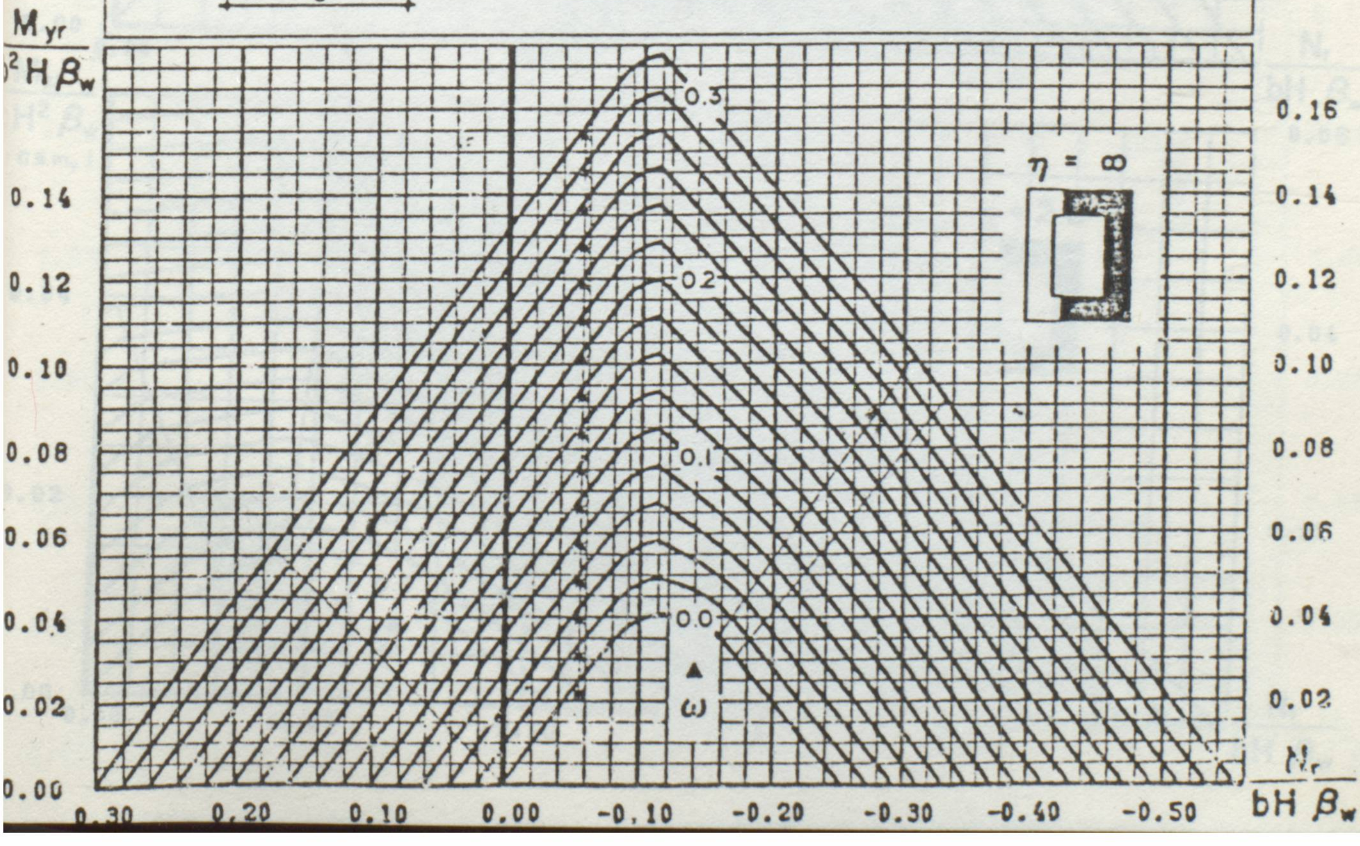
$b' = 0.5\, t_x$

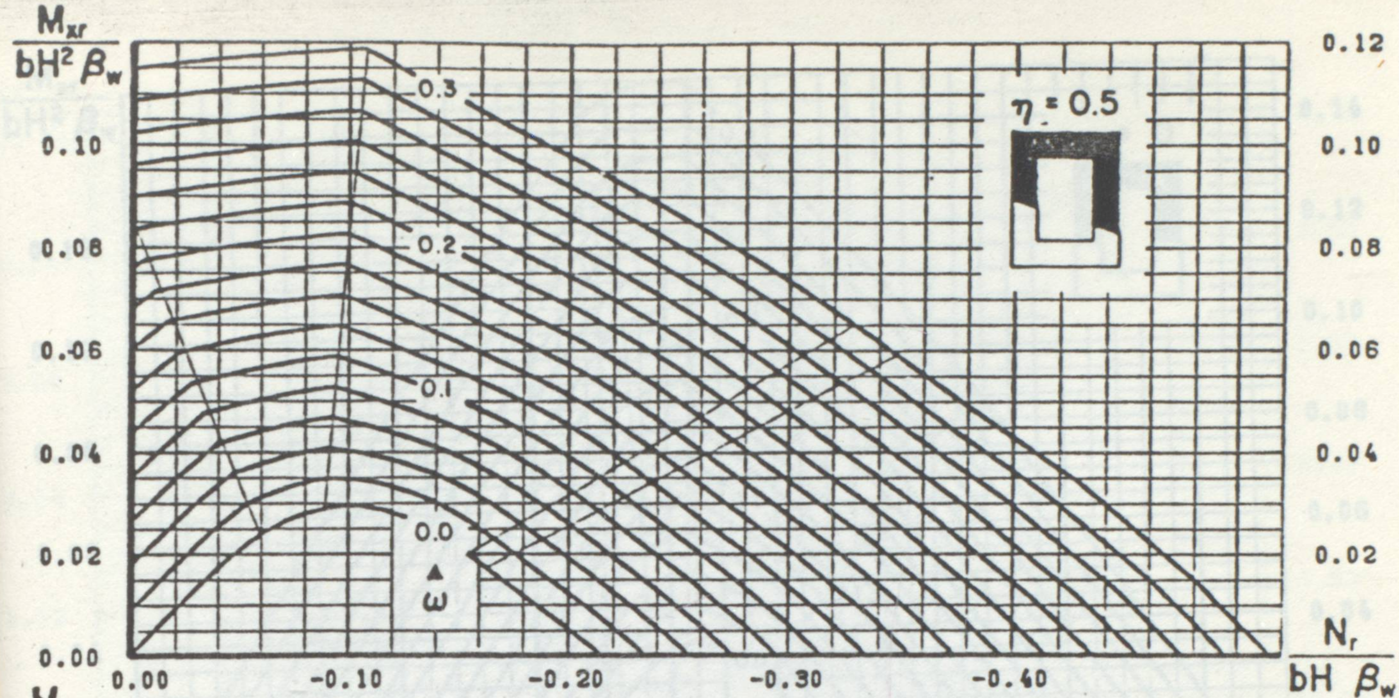
$t_y / H = 0.12$

$t_x / b = 0.12$

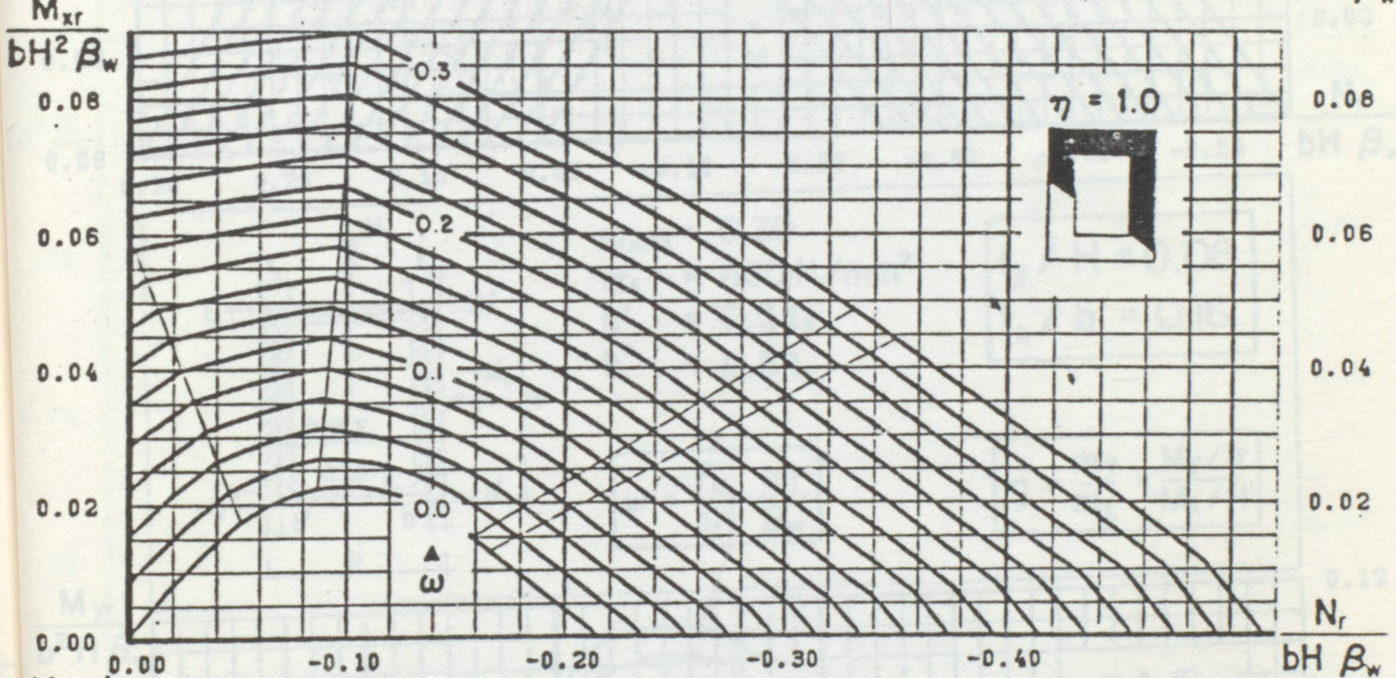
$$\omega = \frac{F_a}{bH} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = \frac{M_y/b}{M_x/H}$$

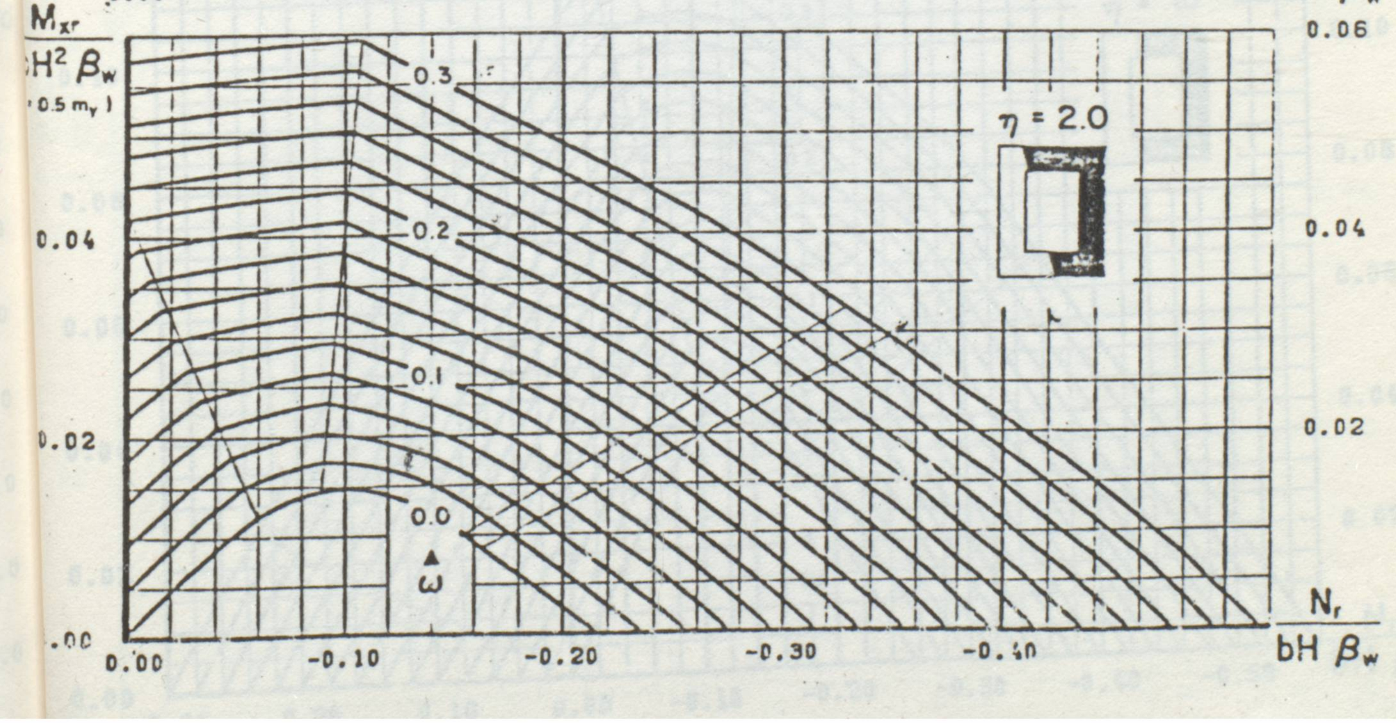




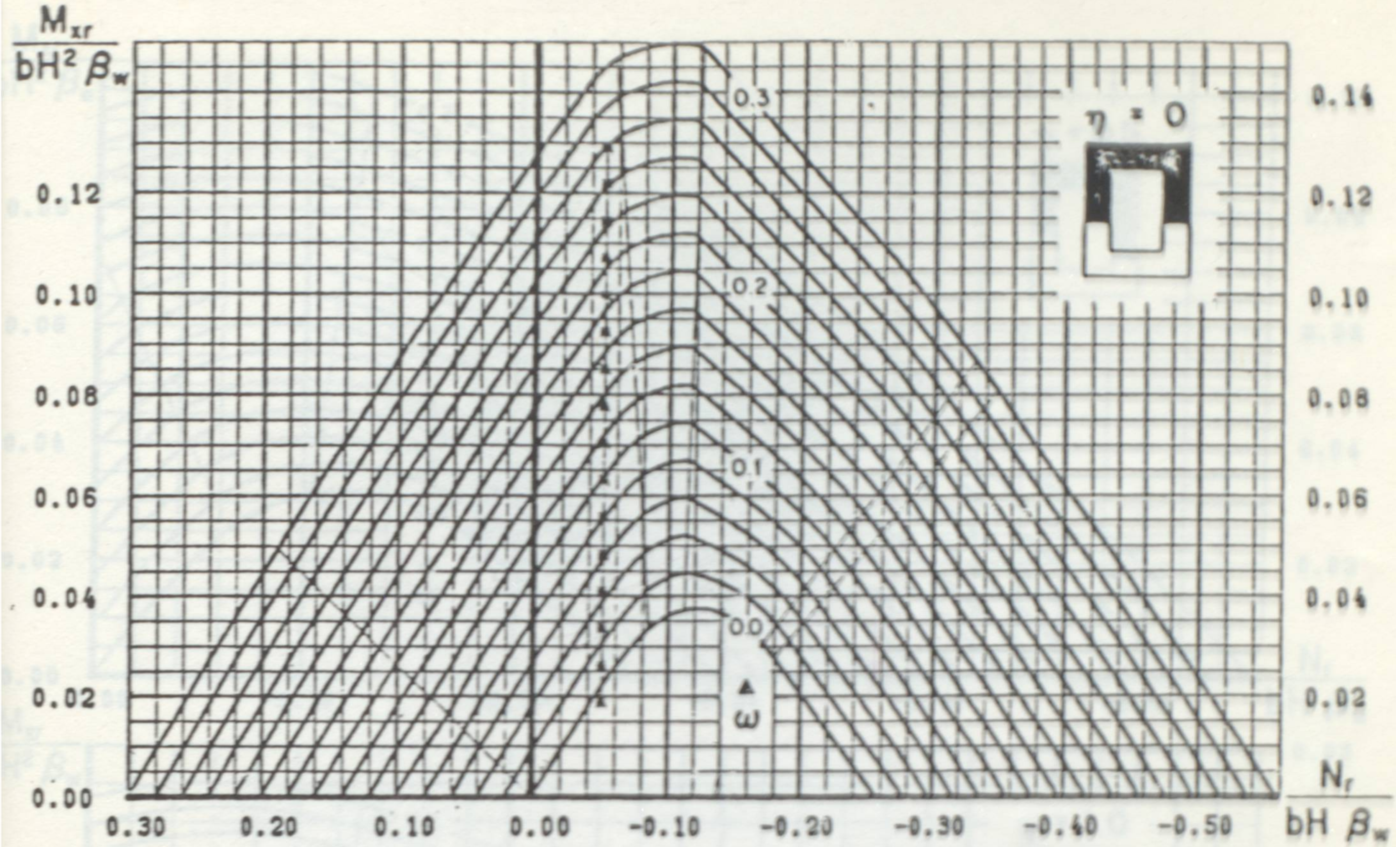
M_xr / bH² β_w
0.12
0.10
0.08
0.06
0.04
0.02
0.00
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
η = 0.5
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
N_r / bH β_w

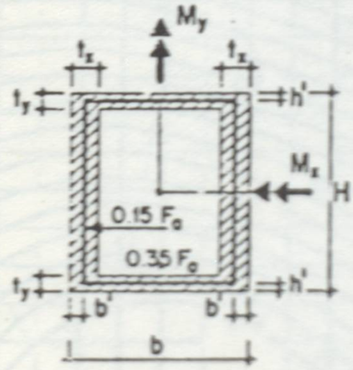


M_xr / bH² β_w
0.08
0.06
0.04
0.02
0.00
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
η = 1.0
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
N_r / bH β_w



M_xr / bH² β_w
(0.5 m_y)
0.06
0.04
0.02
.00
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
η = 2.0
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
N_r / bH β_w





$\omega_{max} = 0.30$

$\sigma_f = 460\ N/mm^2$

$h' = 0.5\, t_y$

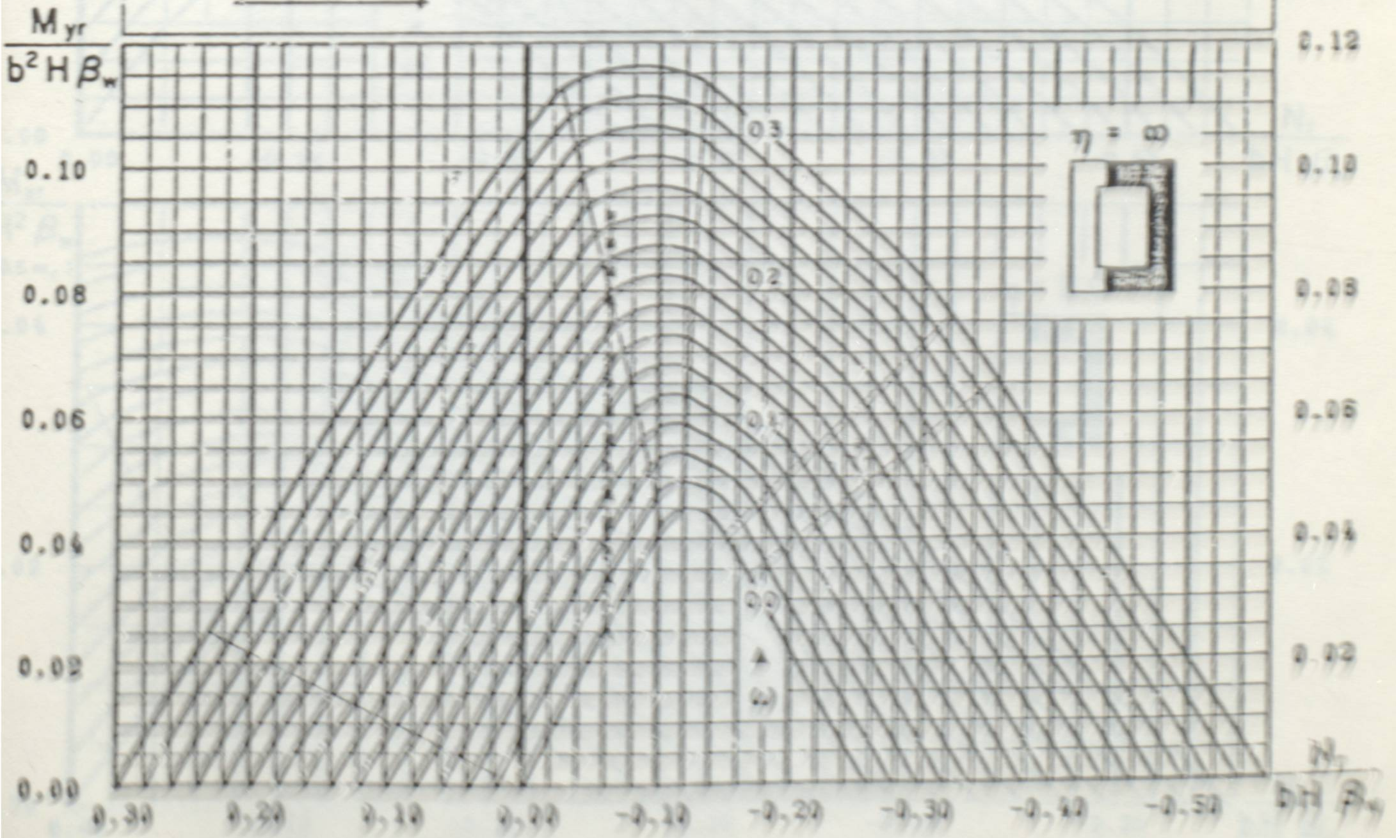
$b' = 0.5\, t_x$

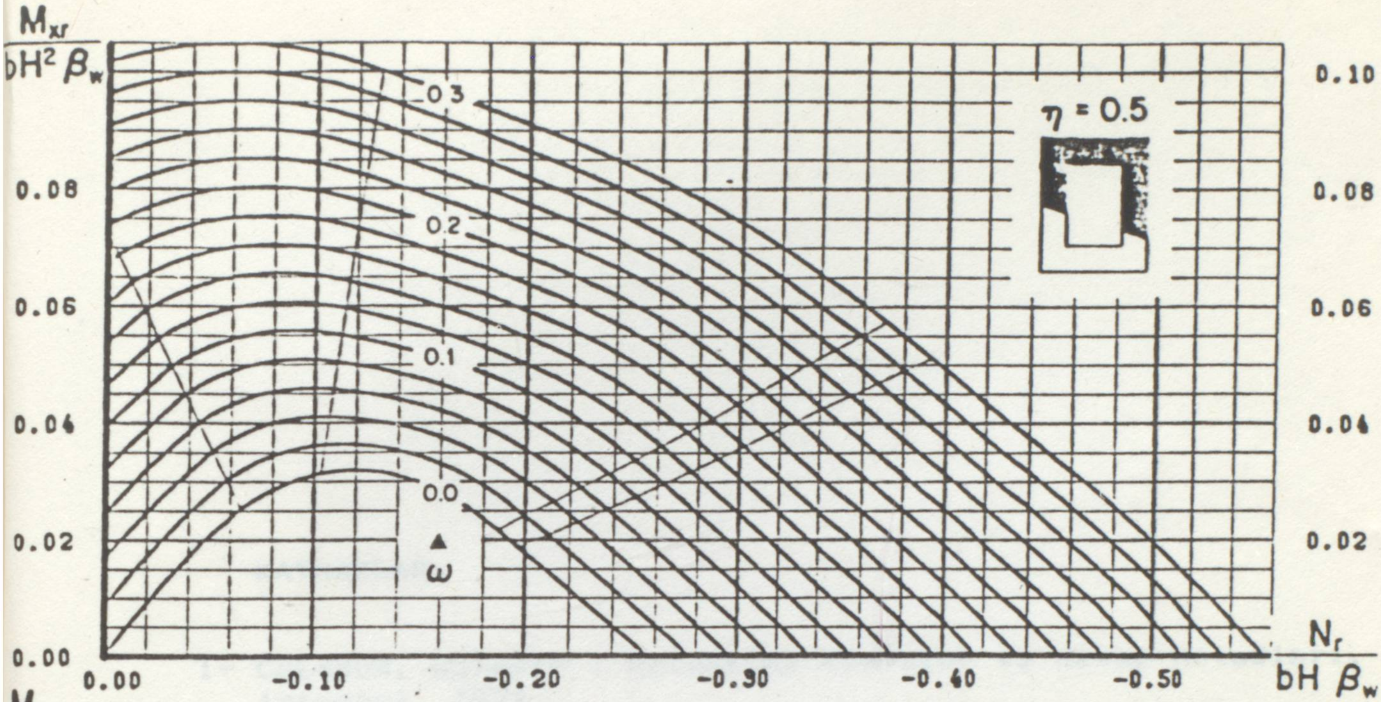
$t_y / H = 0.08$

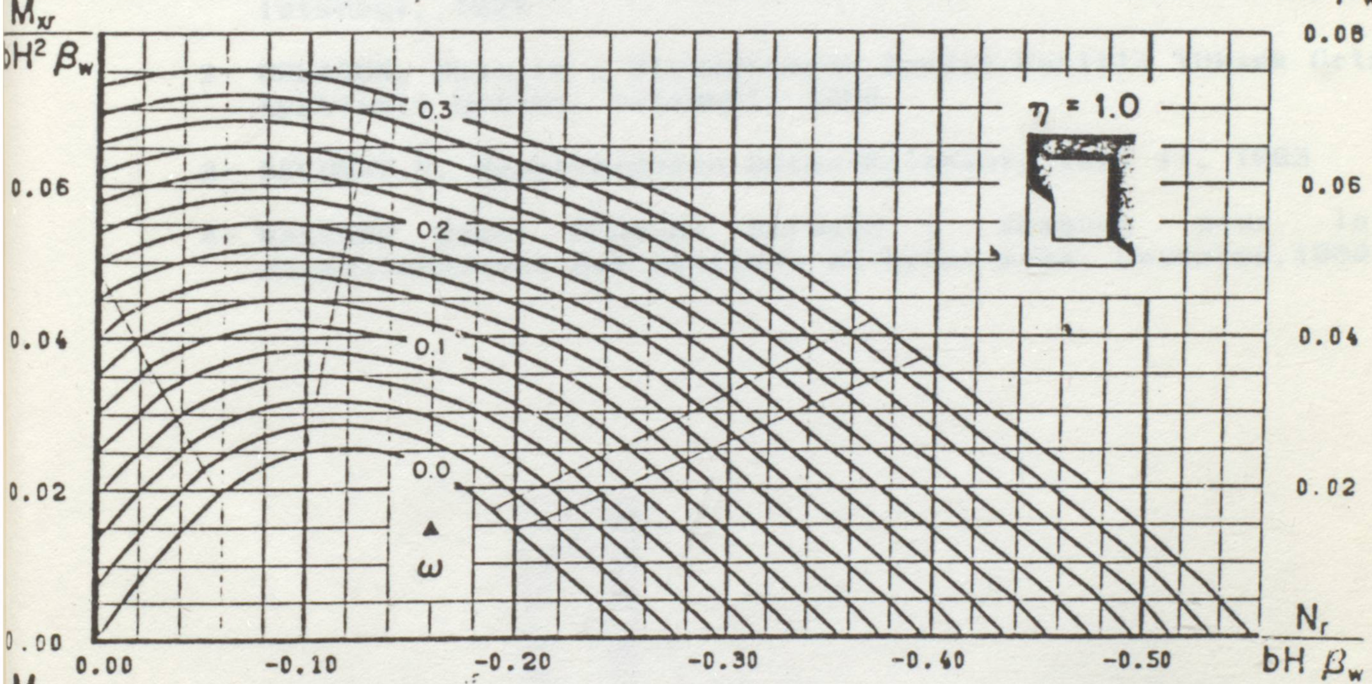
$t_x / b = 0.16$

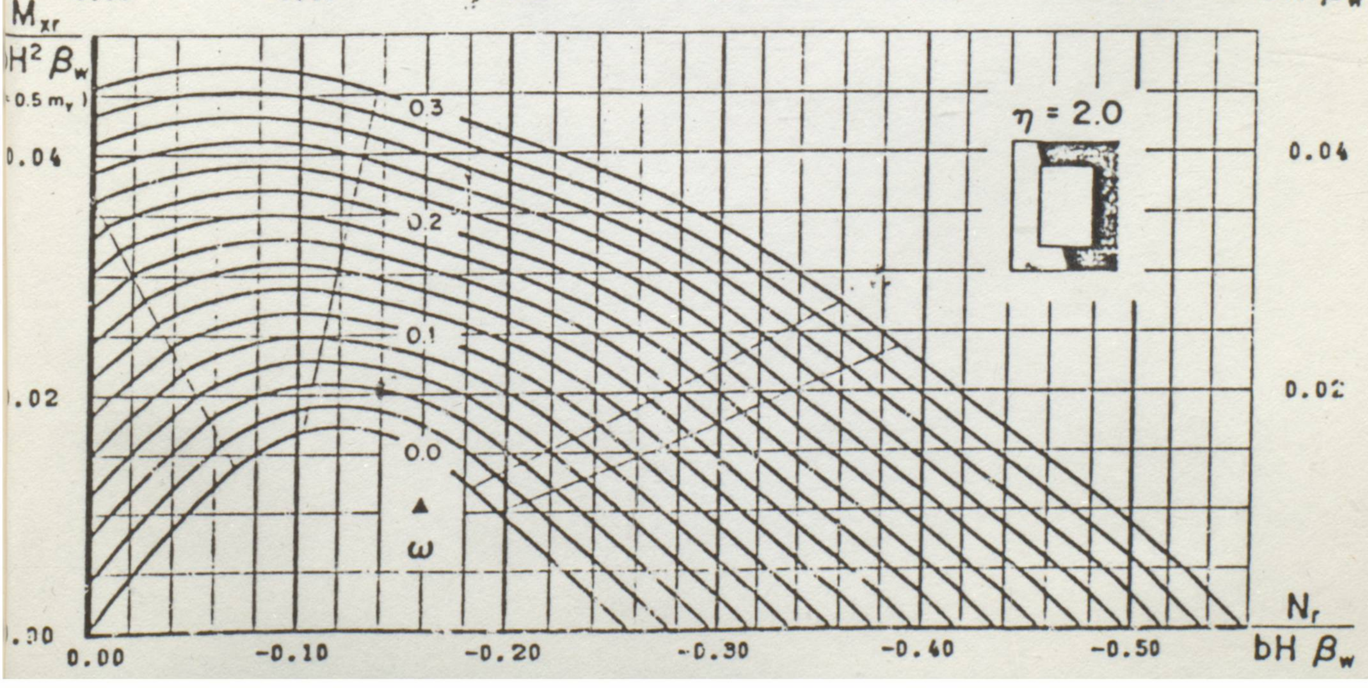
$$\omega = \frac{F_a}{bH} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

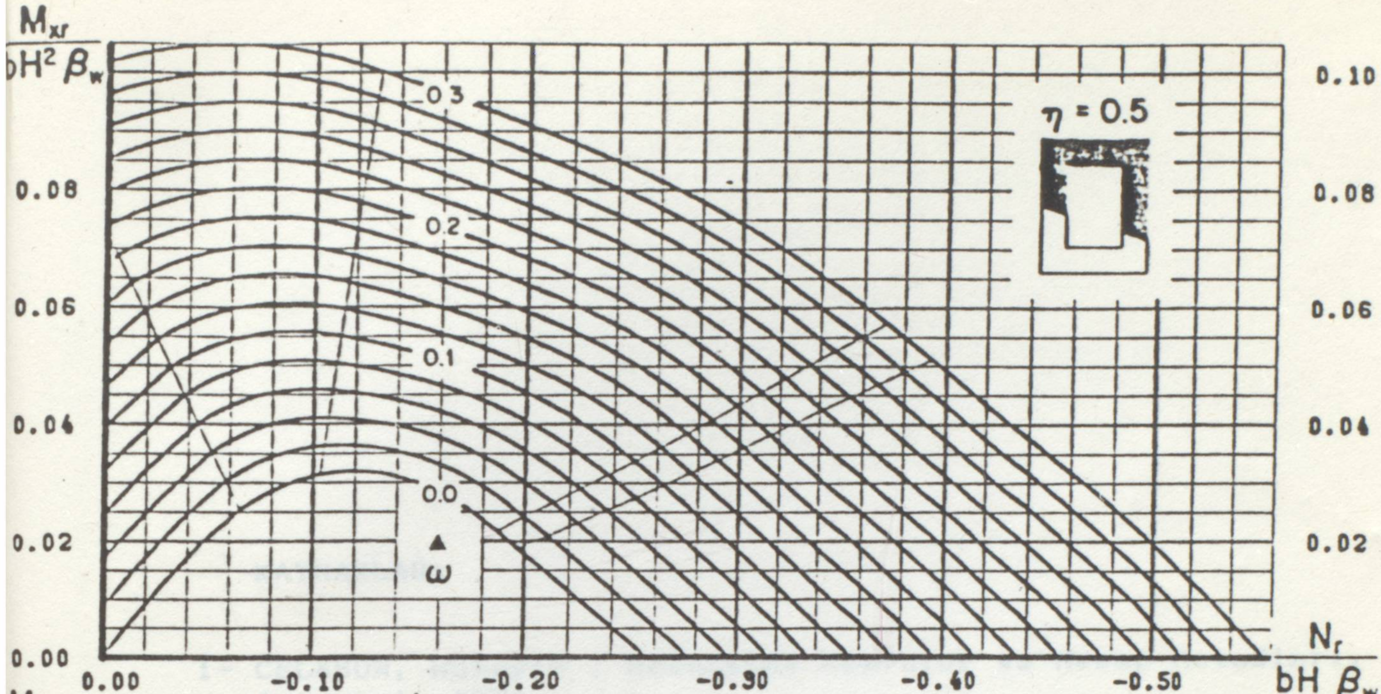
$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = \frac{M_y/b}{M_x/H}$$



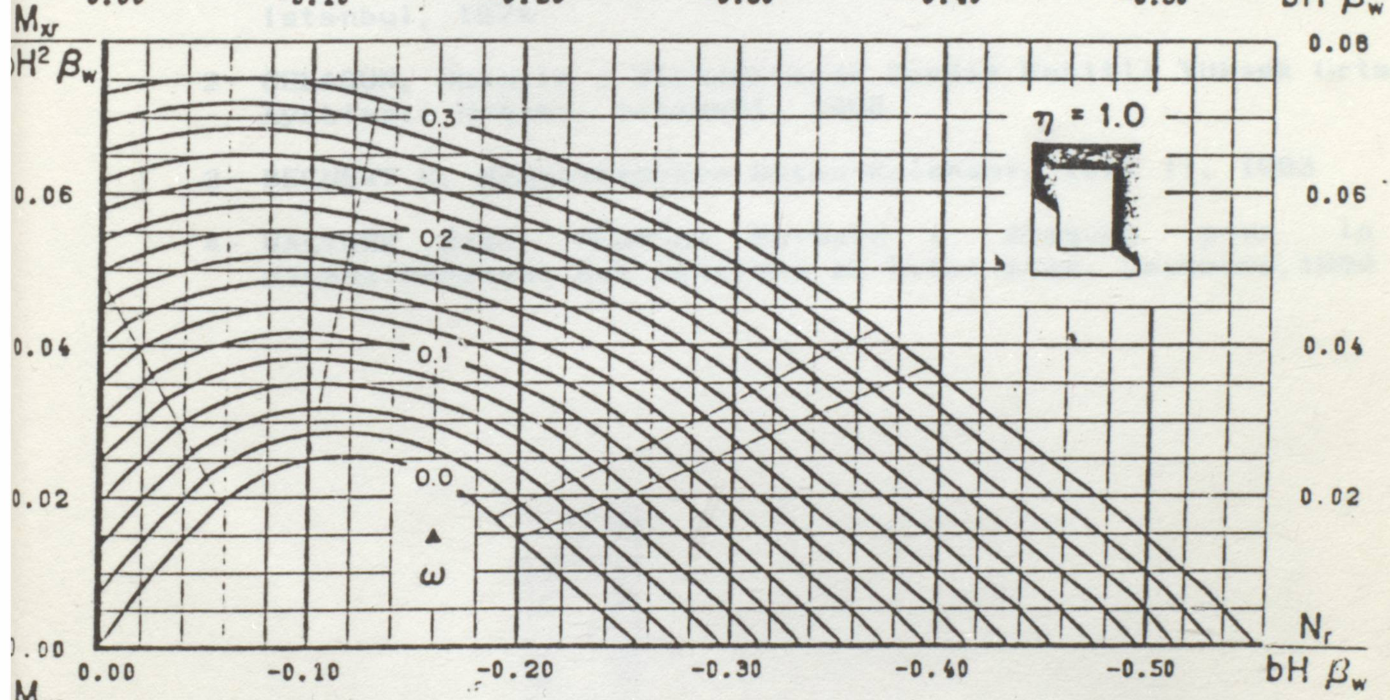

$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$\eta = 0.5$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.00
0.02
0.04
0.06
0.08
0.10
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$


$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$\eta = 1.0$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.00
0.02
0.04
0.06
0.08
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$

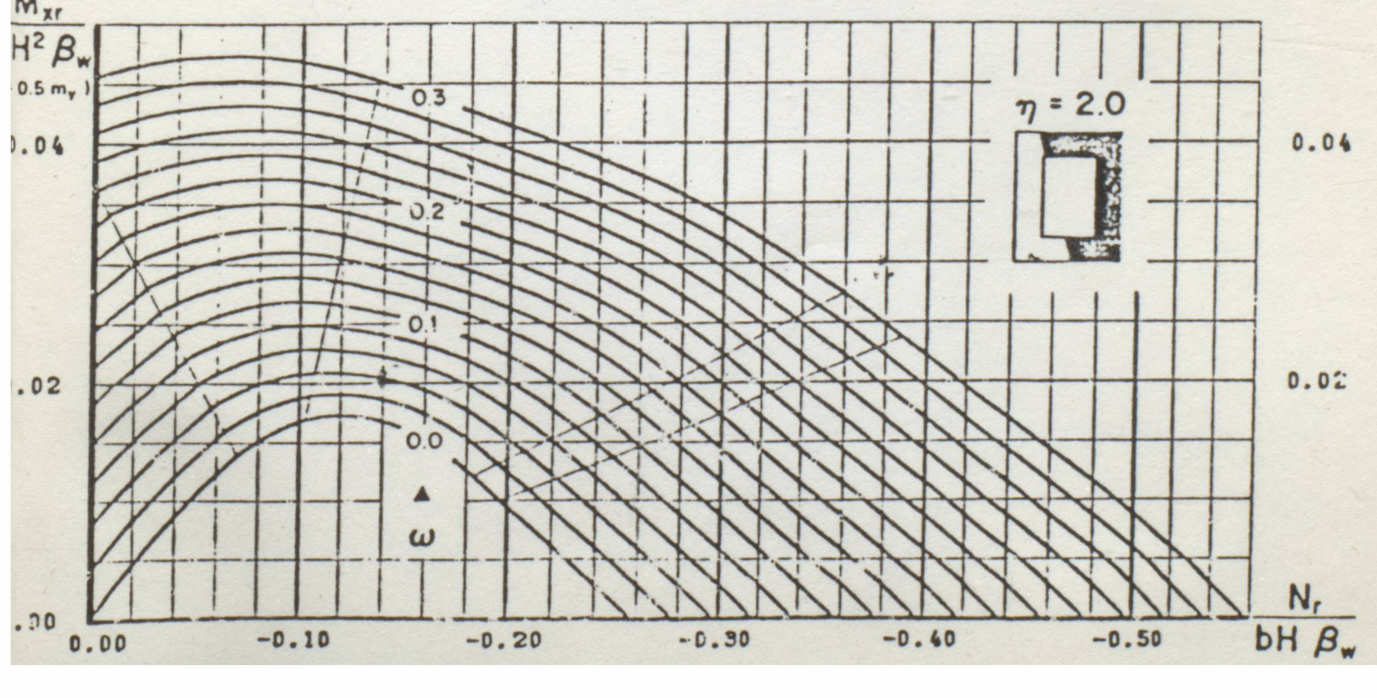

$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
(= 0.5 m_y)
$\eta = 2.0$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.02
0.04
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$



$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$\eta = 0.5$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.10
0.08
0.06
0.04
0.02
0.00
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$



$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$\eta = 1.0$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.08
0.06
0.04
0.02
0.00
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$



$\frac{M_{xr}}{bH^2 \beta_w}$
$\eta = 2.0$
0.3
0.2
0.1
0.0
ω
0.04
0.02
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
$\frac{N_r}{bH \beta_w}$

KAYNAKLAR:

1- CELASUN, Hüseyin ; Betonarme Köprüler ve Hesap Metodları, Istanbul, 1974

2- CELASUN, Hüseyin ; Viyadüklerde Sandık Kesitli Yüksek Orta Ayakların Hesabı, Istanbul, 1988

3- BECHERT H. Massivbrücken Beton-Kalender, Teil II, 1983

4- WALTHER Rene, HOURIET Bernard ; Abaques pour le dimensionnement des sections en beton arme. Lausanne,1980