

INSA471 BETONARME YAPILARIN TASARIMI

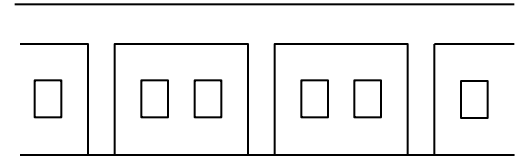
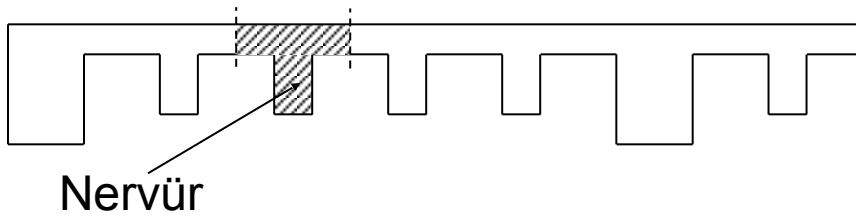
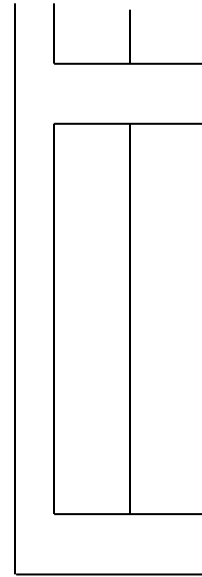
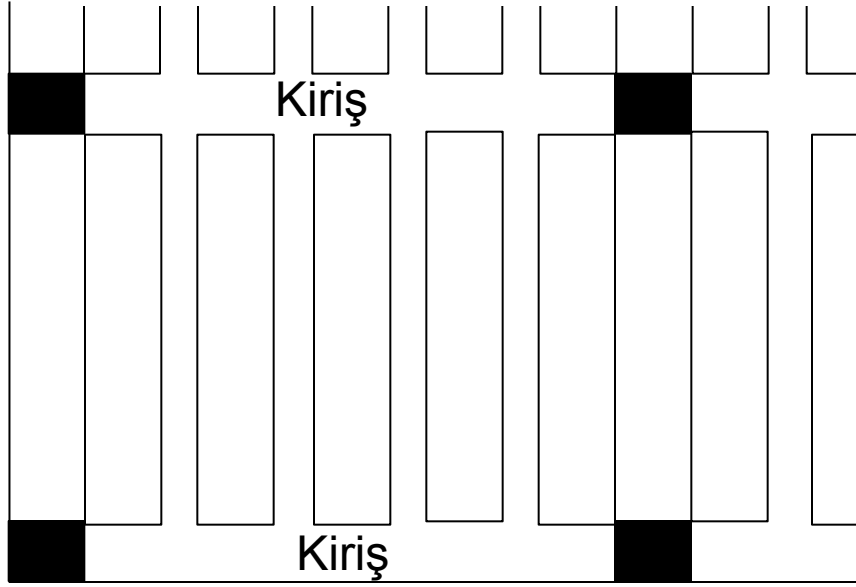
DERS NOTU #11

BOLUM II

TEK VE ÇİFT YÖNLÜ NERVÜRLÜ
DÖŞEMELER

Tek Yönlü Nervürlü Döşemeler

- Plak döşemelerin, açıklıklarının artmasıyla daha kalın ve daha ağır hale gelir. Döşeme yüzeylerinin gerilme bölgelerinin eğilme direncine herhangi bir katkısı olmadığı ve ağırlığı arttırdığı açıktır.
- Döşeme ağırlığının çekme gerilmesi bölgesinde boşluklar sağlanmasıyla düşürülmesi mümkündür.
- Kirişli döşemeler (nervürlü döşeme) bu tip döşemelerdir. (çekme gerilme bölgesinde sağlanan açıklıklar).
- Bu T-Kirişleri bir kaburga formundadır ve ayrıca birbirine yakın yerleştirilmiş ve monolitik olarak oluşturulmuş betonarme T-kirişler olarak da tanımlanabilirler.



Şekil 2.1

Şekil 2.2

- TS500 tarafından verilen tanımlamaya göre, yalnızca kirişler 70 cm'den daha uzak değilse, bir döşeme sistemi nervürlü analiz ve tasarım yapılabilir. Kirişler arasındaki boşluk (yüzden - yüze) 70 cm'den büyükse, tek yönlü kenar mesnetli plakalar (döşemeler) olarak ve kirişler sıradan T kirişleri olarak tasarlanmalıdır.

TS500'e Göre Nervürlü Demelerin Boyutlandırılması ve Donatılandırılması

Nervürlerin genişliği 10 cm'den az olamaz. T kirişlerinin flanlarını oluşturan üst zemin demesi (plaka) için minimum kalınlık, bitişik çubuklar arasındaki açıklık aralığının $1 / 10$ 'u veya hangisi daha büyükse, 5 cm den az olamaz. Deprem yönetmeliklerine göre bu kalınlık 7 cm'den az olamaz. Kiriş tabanının toplam kalınlığı, aşağıdakilerden daha az olmamalıdır:

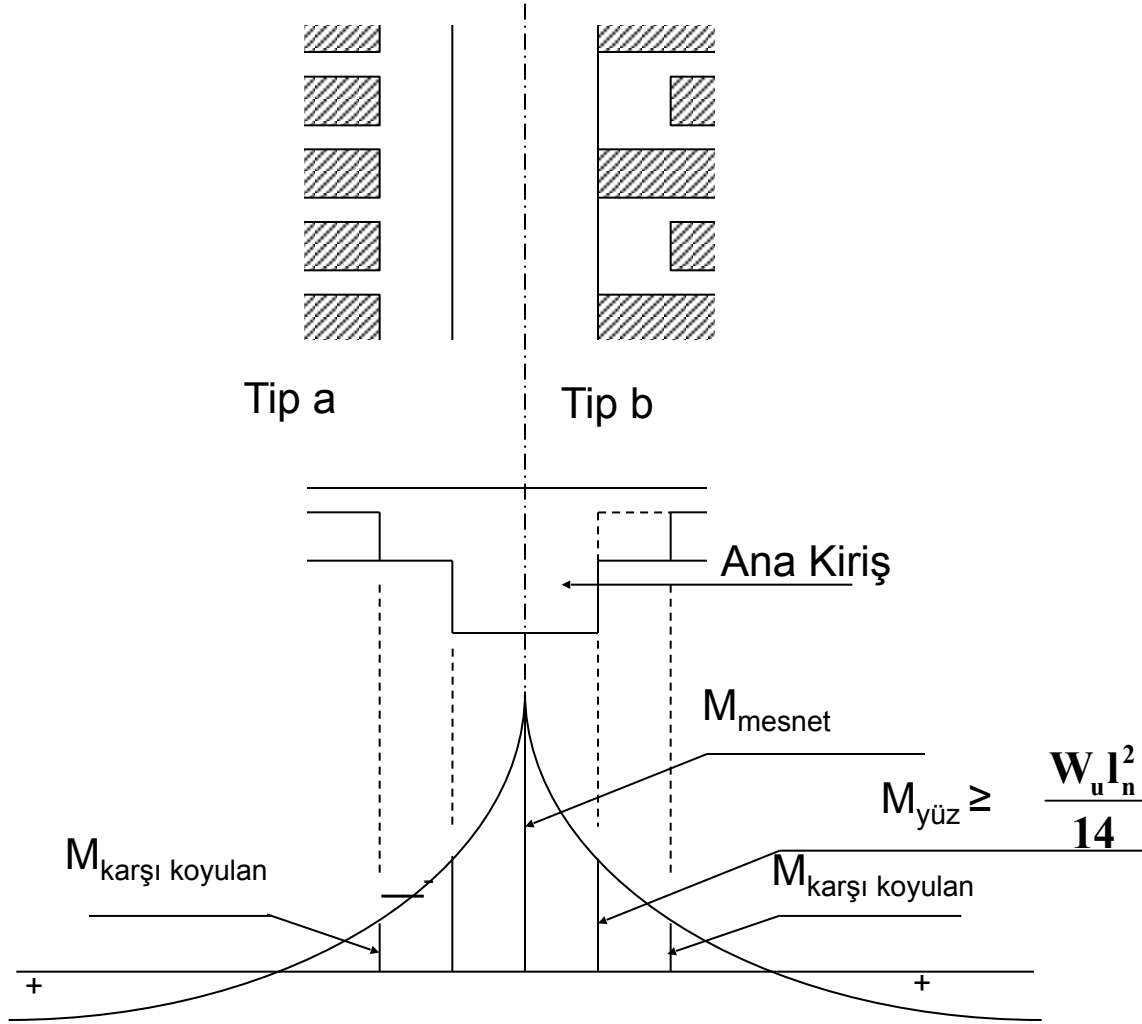
- Basit mesnetli tek açıklıklı nervür kirişlerde kirişlerin temiz açıklıklarının $1 / 20$ 'si
- Sürekli kirilerdeki kirişlerin temiz açıklıklarının $1 / 25$ 'i
- Konsol kirilerinde kirişlerin temiz açıklıklarının $1 / 10$ 'u

- Tek yönlü nervürlü kirişin açıklığı 4 m'yi geçerse, ana kirişlere dik kirişler sağlanmalıdır. Açıklık uzunluğu 4 m ile 7 m arasındaysa, bir dik kiriş yeterlidir. 7 metreden büyük açıklıklar için en az iki dik kiriş sağlanmalıdır. Bu dik kirişler (nervürler) ana kirişlerle aynı olmalıdır. Bu kirişler döşeme sistemini güçlendirir ve yerel yüklerin birden fazla kirişe dağıtılmasına katkıda bulunur. Nervürlerin üzerindeki tablanın tabanına dağıtım çeliği her iki yönde yerleştirilmelidir. Bu dağıtım çeliğinin oranı, plaka bölümünün (1m x 0.07 m) en az 0.0015 katına eşit olmalıdır.

Tek-Yönlü Nervürlü Döşeme Tasarımı

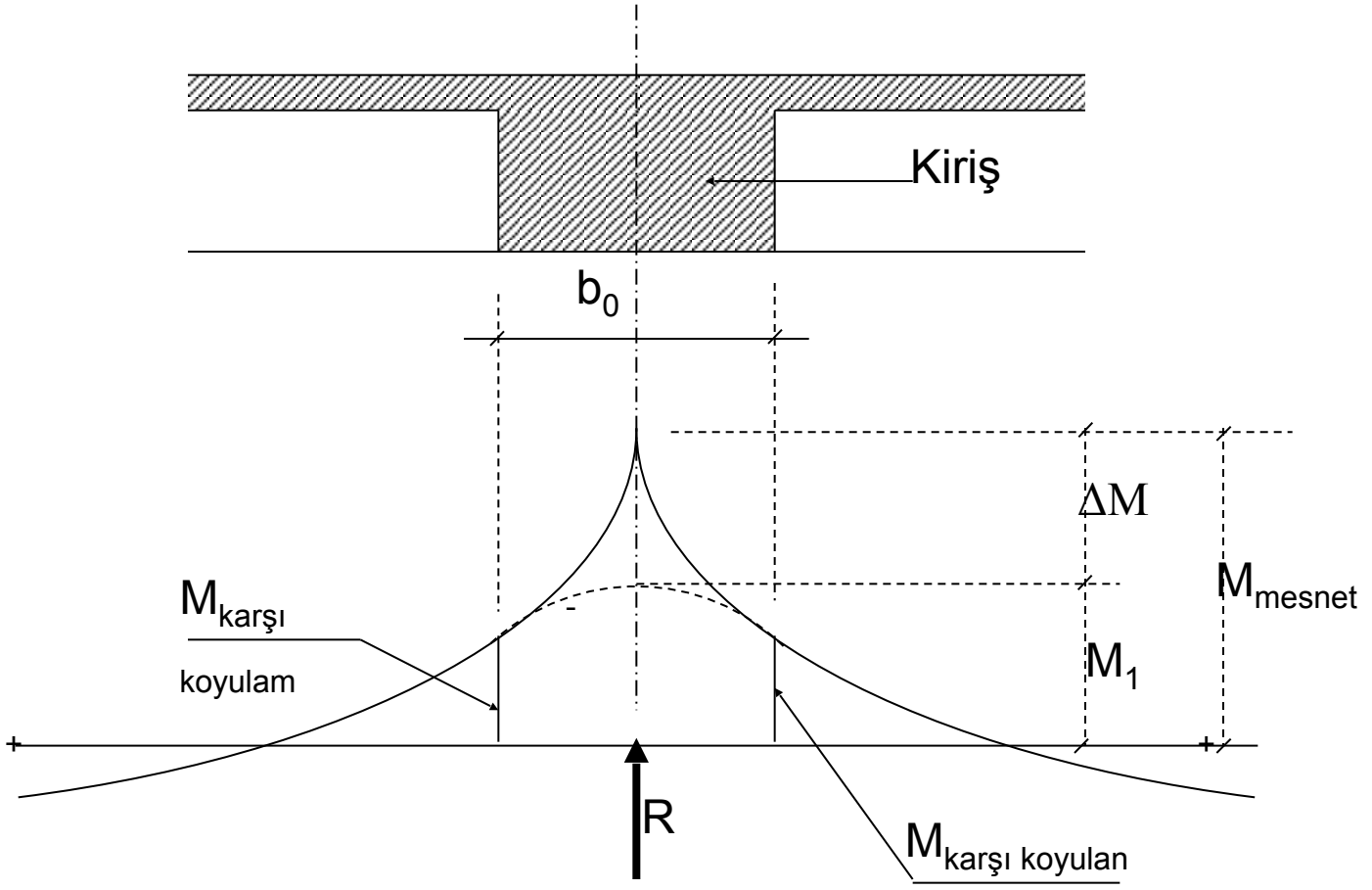
- Eğilme momenti ve kesme kuvvetleri, elastik kirişler için geliştirilen herhangi bir yöntemle belirlenebilir. Ayrıca, Bölüm I'de ele alınan yaklaşık yöntem de kullanılabilir.
- Nervür kirişleri pozitif moment bölgelerinde T-Kirişler ve negatif moment bölgelerinde dikdörtgen kirişler olarak tasarlanır.
- Flanşın genişliği, iki bitişik boşluğun merkez çizgileri arasındaki mesafeye eşittir.
- Mesnetlerde, mesnet yüzlerinde bulunan eğilme momentleri kullanılabilir. Momentler, tek yönlü kenar mesnetli döşemelerde açıklandığı gibi hesaplanabilir. Ancak bu hesaplamalarda mesnet genişliği döşeme kalınlığının 2 katından fazla alınmamalıdır.

- Kirişlerin kesit ölçüleri genellikle pozitif momentlere göre seçilir. Bu nedenle, mesnetlerde oluşan olumsuz momentlere direnmeyecekleri muhtemeldir. TS500, döşeme tasarımlarında çift donatıya izin vermez. Bu nedenle tek çözüm nervürlerin kesitlerinin mesnet bölgelerinde büyütülmesidir. Eğilme momentinin kirişin dayanımına eşit olduğu bölümden başlayarak büyütülürler. Şekil 2.3'te, bazı başka türler olmasına rağmen, iki tür büyütme gösterilmiştir.



Şekil 2.3

- Mesnetlerde kirişler, ρ_{max} değerinden daha düşük bir çelik oranı kullanılarak elde edilebilen $M_{karşı_koyulan}$ için tasarlanmıştır. Bu donatı mesnet yüzünde kontrol edilmelidir. Çünkü, enine kesitin genişliği ve moment mesnek yüzünde artar..
- Tasarım kesme kuvveti de mesnet yüzünde hesaplanır. Eğer (V_d) kesme kuvveti $V_{cr} = 0.65f_{ctd}b_wd$, kuvvetinden büyük ise, nervürler normal T kesitli kiriş gibi kesmeye karşı tasarlanmalıdır. Aksi durumda, her hangi bir hesap yapmadan etriyeler açık etriye ve aralarındaki mesafe 25 cm olmalıdır. Bu durum daha çok tercih edilir.
- Bazen nervürlerle aynı yükseklığe sahip geniş kirişler destek olarak kullanılır. Bu sistem “nervür-band döşeme” sistemi olarak bilinir ve bazı avantajları vardır. Kalıplar çok basittir, inşaatı hızlı ilerler ve tamamen düz bir tavan tasarımda mimarlara özgürlük sağlar. Şekil 2.4'te bir nervür-band sistemi gösterilmektedir.



Şekil 2.4

- Bu sistemde kirişin genişliği (b_0), mesnetteki negatif momente dayanabilecek şekilde seçilmelidir. Ancak bu kesitte hesaplanan donatı, gerçek momentin (M_1) olduğu orta bölümde kontrol edilmelidir. Bu moment şu şekilde hesaplanabilir:

$$M_1 = M_{support} - \Delta M \quad (2.1)$$

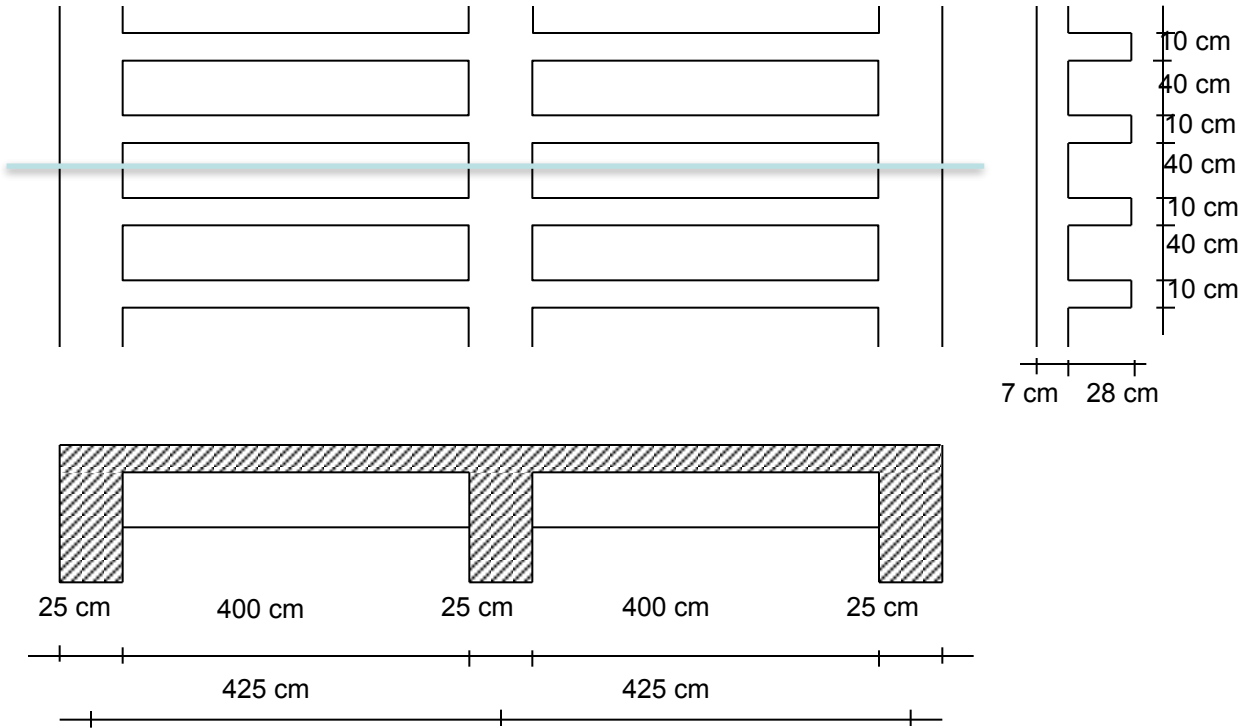
$$\Delta M = \frac{b_0 R}{8} \quad (2.2)$$

Burada R bu mesnetteki reaksiyon kuvvetidir.

- Genel olarak, dış mesnetlerdeki momentlerin sıfır olduğu varsayılmaktadır. Bununla birlikte, bu mesnete açıklığa konan pozitif moment donatılarının yarısına eşit bir negatif donatı yerleştirilmelidir.
- Taşıyıcı kirişlerin açıklıkları geniş değilse, kirişler kısa yönde düzenlenmelidir. Ancak özellikle kiriş band sistemlerinde uzun kirişlerin tasarımı zorluğa neden olabilir. Örneğin anormal derecede geniş kirişler gerekebilir. Kirişin açıklığı, nervür açıklığının yaklaşık $2 / 3$ 'ü kadar olduğunda, en iyi çözüm elde edilebilir.

Örnek 2.1

Şekil 2.5'te verilen tek-yönlü nervürlü döşemeyi tasarlayınız. Hareketli Yük: 2 kN/m², Malzemeler: C20 ve S220



Şekil 2.5

Çözüm:

1 m genişlikteki şerit döşeme için yükler

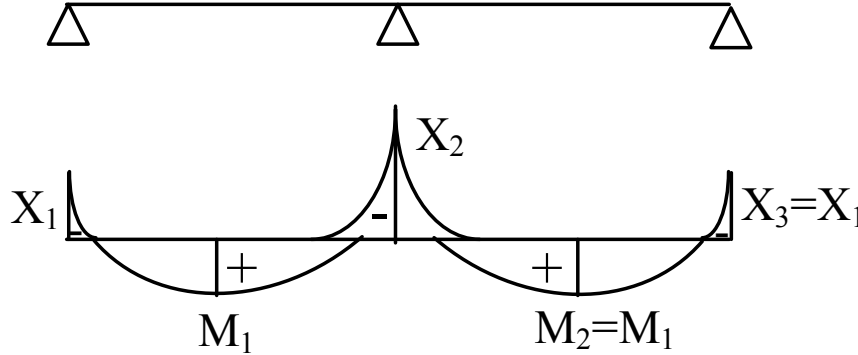
Döşemenin öz ağırlığı: $0.07 \cdot 25 = 1.75 \text{ kN/m}$

İki nervürün ağırlığı: $2 \cdot 0.10 \cdot 0.28 \cdot 25 = 1.40 \text{ kN/m}$

Sıva, zemin kaplama vb. ağırlığı: 1.25 kN/m

Ölü Yük: $W_d = 4.40 \text{ kN/m}$

Bu şerit döşeme, iki açıklıklı sürekli kiriş gibi analiz edilebilir. Maksimum eğilme moment diyagramları Şekil 2.6'de gösterilmektedir. Bu momentler, kirişler için geliştirilmiş herhangi bir metotla hesaplanabilir.



Şekil 2.6

Dış mesnetlerin serbest dönebilmesinden dolayı, eğilme momentlerinin sıfır olması gerekir, fakat gerçek yapılarda tamamen serbest dönme imkansızdır. Bundan dolayı, dış mesnetlerde de negatif dönme momentinin olduğunun kabul edilmesi tavsiye edilir.

Bu problemde moment hesabı için moment katsayıları yaklaşık metodu kullanılabilir. Çünkü,

- Açıklıklar birbirine eşit,
- Yükler uniform yayılı yük olarak dağıtılmış
- $W_1 = 2 \text{ kN/m} < 2W_d = 2*4.4 = 8.8 \text{ kN/m}$

Eğilme Momentleri:

Tasarım Yükleri: $W_u = 1.4W_d + 1.6W_1 = 1.4*4.4 + 1.6*2 = 9.36 \text{ kN/m}$

$$X_1 = - \frac{1}{24} 9.36 * 4.25^2 = - 7.04 \text{ kN-m} = X_3$$

$$M_1 = \frac{1}{11} 9.36 * 4.25^2 = 15.37 \text{ kN-m} = M_2$$

$$X_2 = - \frac{1}{8} 9.36 * \left(\frac{4.25 + 4.25}{2} \right)^2 = - 21.13 \text{ kN-m}$$

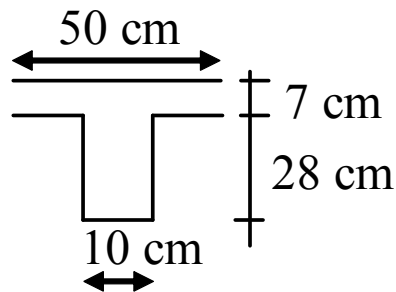
In this strip there are two ribs, which means that each rib is subjected to half of these moments. Due to approximate nature of the analysis support moments will not be adjusted.

$$\bar{X}_1 = -7.04 / 2 = -3.52 \text{ kN-m}$$

$$\bar{M}_1 = 15.37 / 2 = 7.69 \text{ kN-m}$$

$$\bar{X}_2 = -21.13 / 2 = -10.57 \text{ kN-m}$$

Design of a rib for bending moment:



Assume $d' = 3 \text{ cm}$ $d = h - d' = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$

$$\bar{X}_1 = -3.52 \text{ kN-m} = -35200 \text{ Kg-cm}$$

$$R = \frac{35200}{10 * 32^2} = 3.44 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho = 0.0018 < \rho_{\min} = 0.0046$$

$$A_s = \rho_{\min} b_w d = 0.0046 * 10 * 32 = 1.47 \text{ cm}^2 \quad \text{Selected: } 2\text{Ø}10 (1.57 \text{ cm}^2)$$

$\overline{M}_1 = 7.69 \text{ kN-m} = 76900 \text{ Kg-cm}$, let “a” be the height of the equivalent stress block. Flange thickness $h_f = 7 \text{ cm}$ and assume $a \leq h_f$. Rectangular beam equations or tables can be used.

$$R = \frac{76900}{50 * 32^2} = 1.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho = 0.0008 < \rho_{\max} \text{ (underreinforced)}$$

Check for the validity of the assumption:

$$a = \frac{\rho f_{yd} d}{0.85 f_{cd}} = \frac{0.0008 * 1910 * 32}{0.85 * 130} = 0.44 \text{ cm} < h_f = 7 \text{ cm} \quad \text{OK.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0008 * 50 * 32 = 1.28 \text{ cm}^2$$

Check against the minimum steel value:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1.28}{10 * 32} = 0.004 < \rho_{\min} = 0.0046 \quad \text{Adjust } A_s:$$

$$A_s = 0.0046 * 10 * 32 = 1.47 \text{ cm}^2 \quad \text{Selected: } 2\text{Ø}10 \text{ (1.57 cm}^2\text{)}$$

$$\bar{X}_2 = -10.57 \text{ kN-m} = -105700 \text{ Kg-cm}$$

$$R = \frac{105700}{10 \cdot 32^2} = 10.32 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho = 0.006 > \rho_{\min}$$

$$A_s = 0.006 \cdot 10 \cdot 32 = 1.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Selected: } 2\text{Ø}12 \text{ (} 2.26 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Design for shear forces:

Continuous beams can be analyzed as statically determinate systems after the determination of unknown support moments. In Fig.2.7 shear forces in a rib and statically determinate identical system are shown.

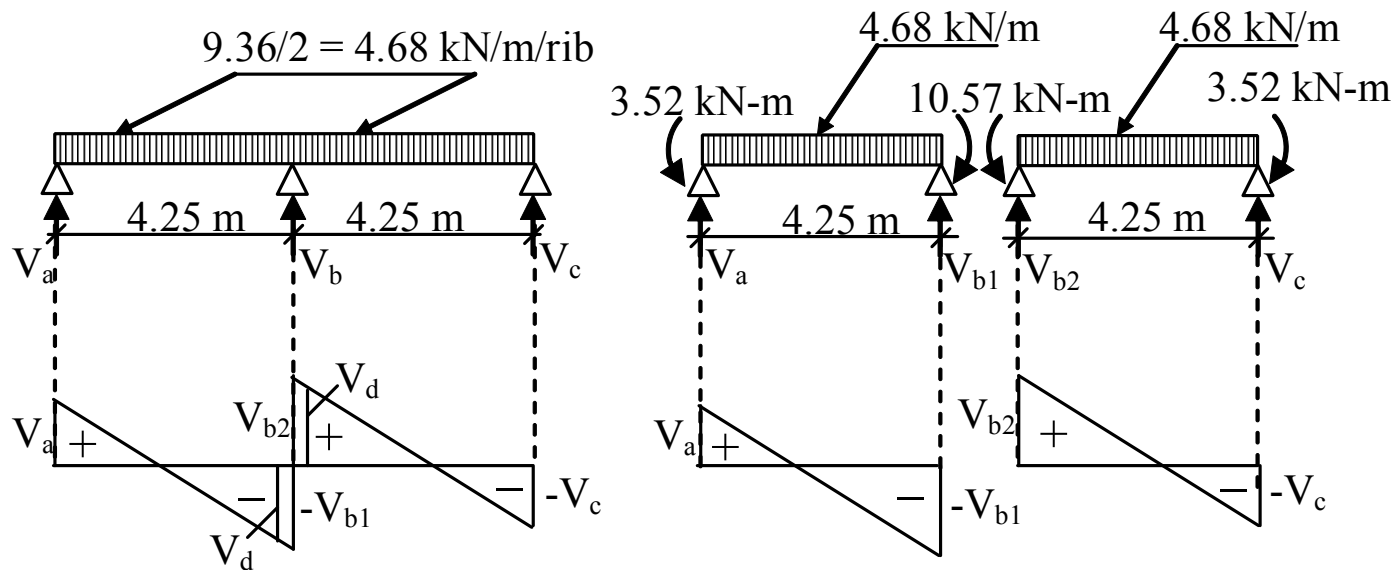


Figure 2.7

Reaction forces can easily be computed by using superposition rule:

$$V_a = \frac{4.68 * 4.25}{2} + \frac{3.52 - 10.57}{4.25} = 9.95 - 1.66 = 8.29 \text{ kN}$$

$$V_{b1} = \frac{4.68 * 4.25}{2} - \frac{3.52 - 10.57}{4.25} = 9.95 + 1.66 = 11.61 \text{ kN}$$

Because of symmetry $V_{b2} = V_{b1}$ and $V_c = V_a$. Therefore only one span will be considered in design. For the design positive and negative shears can be treated separately but in most cases stirrups corresponding to maximum shear force are placed in the whole span. In joist floors design shear force is calculated at the face of supporting beam. Therefore,

$$V_d = 11.61 - 4.68 * (0.25/2) = 11.02 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 * 1.1 * 100 * 320 = 22880 \text{ N} = 22.88 \text{ kN} > V_d$$

Ø6/25cm stirrups will be used.

Distribution steel:

$$0.0015 \cdot 100 \cdot 7 = 1.05 \text{ cm}^2 \quad \text{Selected } \text{Ø}6/25\text{cm} (1.13 \text{ cm}^2)$$

There should be one lateral joist in each span since $4 \text{ m} < l = 4.25 \text{ m} < 7 \text{ m}$.
Details are shown in Fig. 2.8.

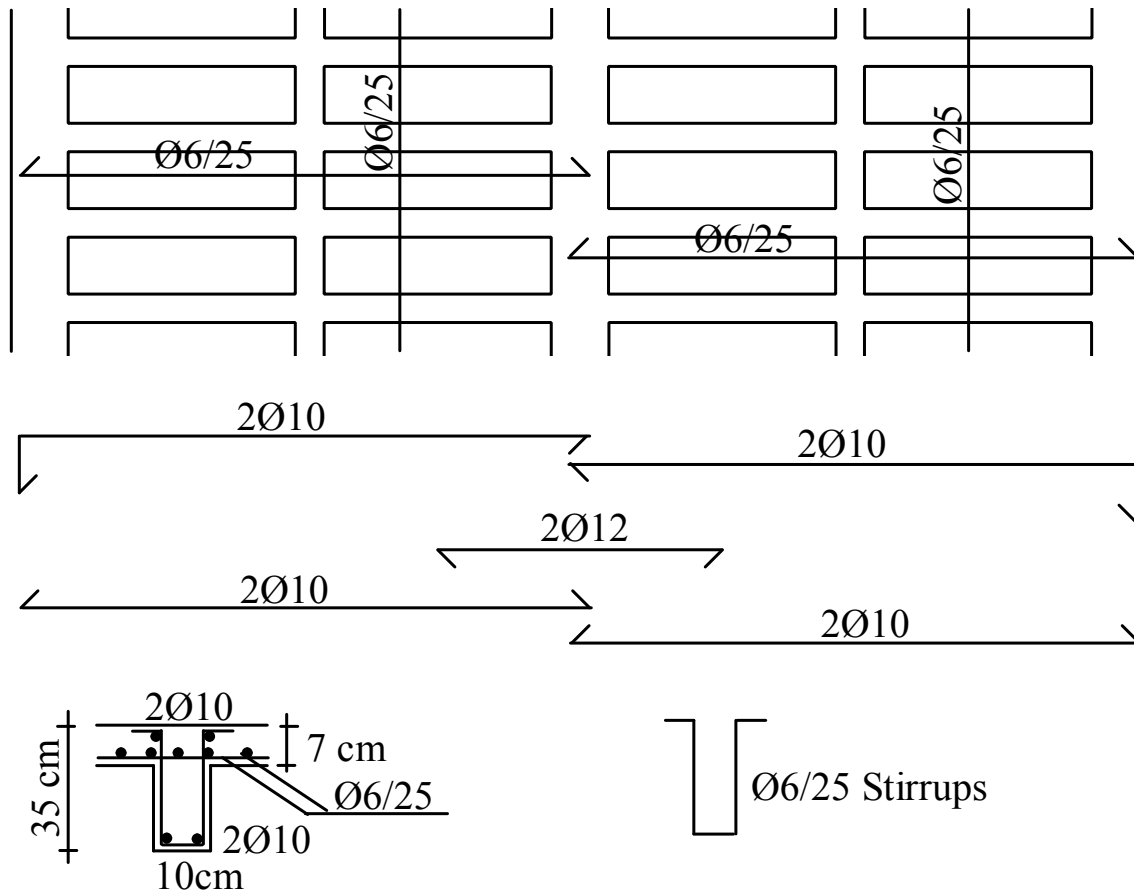


Figure 2.8

İKİ—YÖNLÜ NERVÜRLÜ DÖŞEMELER

- Tek yönlü nervürlü döşeme sistemi, kenarların oranı ikiden az ise, plakalar için ekonomik değildir. Kirişleri iki yönde düzenleyerek bu tip döşemeler iki yönlü olmalıdır. İki yönlü kirişli döşeme sistemleri, her iki yönde de genişlikler varsa ve yükler ağırorsa, çok uygundur. Ayrıca, bu döşemelere ızgara plakaları denir.

- İki yönlü kirişli plakaların analizi için iki yönlü katı plakalar için geliştirilen bazı yöntemler kullanılabilir. Çünkü ızgara plakaları katı plakalardan çok farklı değildir. Tek fark, plakanın altındaki boşluklardır. Bu boşluklar kalıcı hafif bloklar veya tekrar kullanılabilir dolgu maddeleri ile doldurulabilir. Yaklaşık yöntemler de kullanılabilir. Örneğin, eğer levha kenarlardaki kirişlerle destekleniyorsa, Tablo 1.2'de verilen moment katsayıları kullanılabilir. Bu tablo kullanılırsa Prof. Dr. Uğur Ersoy mevcut momentleri % 30 artırmanızı önerir. Diğer bir yöntem, kirişlerin bağımsız olarak iki yönde analiz edilmesidir. Bunun için döşeme yükü bu iki yönde dağıtılmalıdır. İki yöndeki deplasmanların eşitliği kullanılarak dağılım katsayıları elde edilebilir. Bazı betonarme tasarım kitaplarında ve el kitaplarında katsayı tabloları mevcuttur (bakınız “Betonarme Yapı Elemanları”, Aka, Keskinel ve Arda).
- Tek yönlü nervürlü döşemelere benzer şekilde nervürlerin ağırlıklarının düzgün dağıldığı varsayılır.

Example 2.2

Design of two-way joist floor

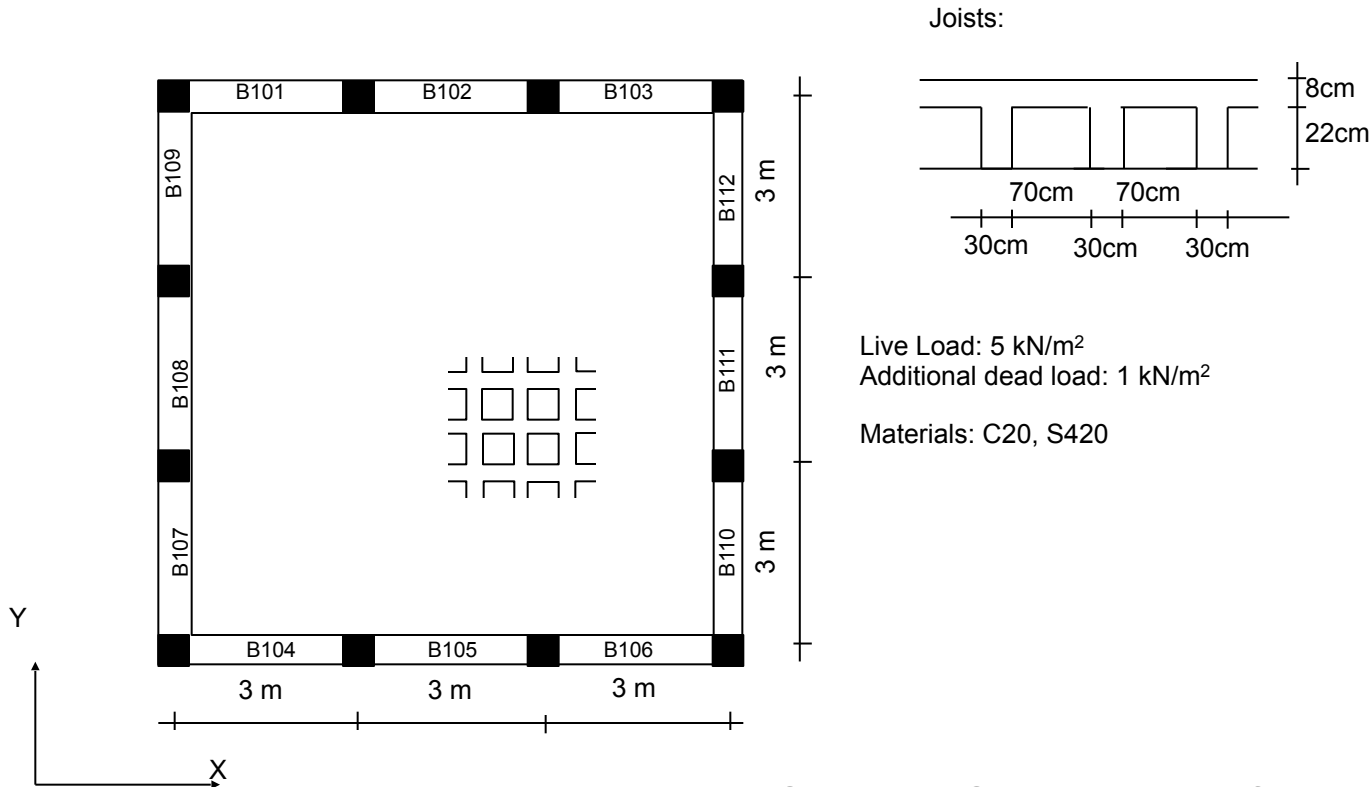


Figure 2.9

For Solution See page 38 from your text book

Solution:

Loads:	Self-weight of the plate:	$0.08 * 25 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
	Weights of the ribs:	$0.3 * 0.22 * 25 * 1.7 = 2.81 \text{ kN/m}^2$
	Additional dead load:	1.00 kN/m^2
		$\overline{W_d = 5.81 \text{ kN/m}^2}$

Design load:

$$W_u = 1.4 * 5.81 + 1.6 * 5 = 16.13 \text{ kN/m}^2$$

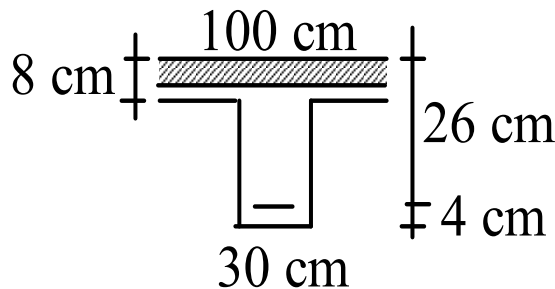
This slab may be assumed simply supported at four edges. Since it is a square slab loads are equally distributed in two directions.

$$W_{ux} = W_{uy} = 16.13 / 2 = 8.07 \text{ kN/m}^2$$

Maximum bending moment for 1 m wide strip in each direction:

$$M_{\max} = \frac{8.07 * 9^2}{8} = 81.71 \text{ kN-m} = 817100 \text{ Kg-cm}$$

In the strip there is only one joist which is a T shaped beam. If “a” is the height of the equivalent rectangular stress block and assumed equal or less than the flange thickness rectangular beam tables can be used for the design.



$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$R = \frac{817100}{100 * 26^2} = 12.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.0035 < \rho_{\max} = 0.0136 \text{ Underreinforced}$$

Check the validity of the assumption:

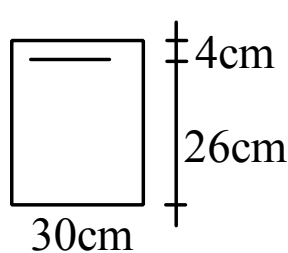
$$a = \frac{\rho f_{yd} d}{0.85 f_{cd}} = \frac{0.0035 * 3650 * 26}{0.85 * 130} = 3.01 \text{ cm} < h_f = 8 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0035 * 100 * 26 = 9.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Check: } \rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{9.10}{30 * 26} = 0.0117 > \rho_{\min} = 0.0024 \quad \text{OK}$$

Selected: 2Ø16 (straight) + 2Ø18 (bent-up) (4.02 + 5.09 = 9.11 cm²)

Theoretically bending moments at the supports are zero. However it is advised to provide top steel for a negative moment of $W_u l^2/16$.



$$X = - \frac{8.07 * 9^2}{16} = - 40.85 \text{ kN-m} = - 408500 \text{ Kg-cm}$$

$$R = \frac{408500}{30 * 26^2} = 20.14 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho = 0.0061 \begin{matrix} < \rho_{\max} \\ > \rho_{\min} \end{matrix}$$

$$A_s = 0.0061 * 30 * 26 = 4.76 \text{ cm}^2 \quad \text{Available } 2\text{Ø}18 \text{ bent bars } (5.09 \text{ cm}^2)$$

Shear design:

$$\text{Reaction forces: } V_A = V_B = \frac{W_u l}{2} = \frac{8.07 * 9}{2} = 36.32 \text{ kN}$$

If the width of the supporting beam is 30 cm,

$$\text{Design shear force: } V_d = 36.32 - 0.15 * 8.07 = 36.32 - 1.21 = 35.11 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 * 1.1 * 300 * 260 = 55770 \text{ N} = 55.77 \text{ kN} > V_d$$

Ø8/25 stirrups are selected.

Distribution steel:

$$0.0015 \cdot 100 \cdot 8 = 1.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Selected: } \text{Ø}6/23 \text{ (1.23 cm}^2\text{)}$$

Cross-section of a joist and provided reinforcement are shown in Fig.2.10.

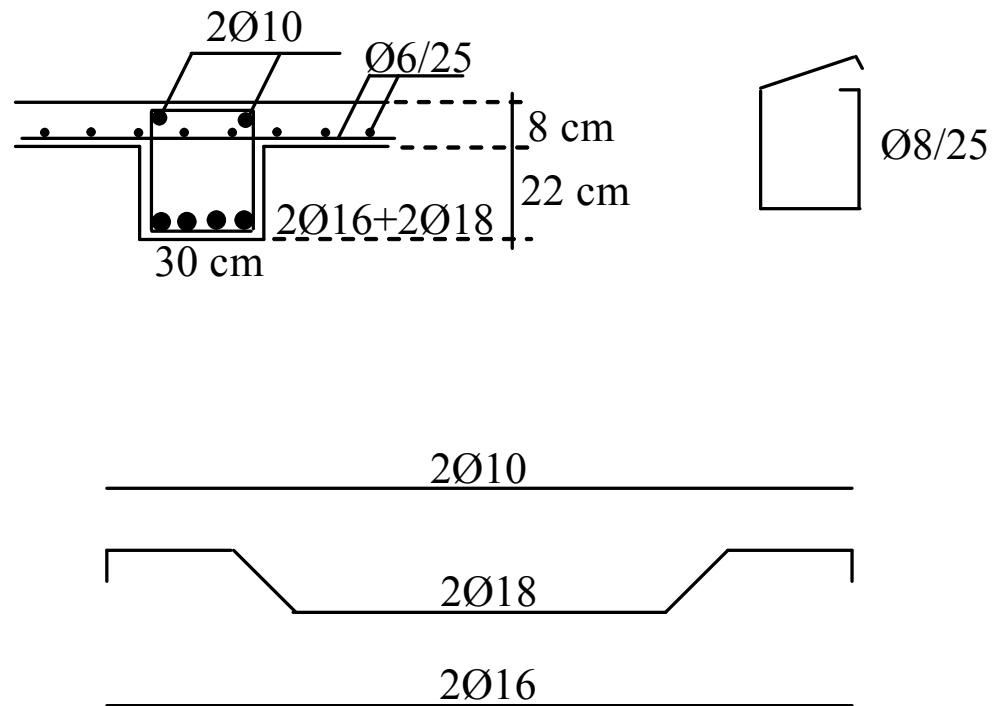


Figure 2.10