

$\overline{\alpha}_1$	0.556		0.556	
μ_{rb}	0.226		0.226	
μ_{ser}	0.087	0.068	0.054	0.043
z_b [cm]	11.41	14.00	11.41	14.00
A [cm ²]	12.46	7.99	7.79	4.99
Amin [cm ²]	1.97	3.46	1.97	3.46
sl max [cm]	25			
A retenue [cm ²]	12.46	7.99	7.79	4.99
Armature (par mètre)	9 HA 14	8 HA 12	7 HA 12	7 HA 10
section réelle [cm ²]	13.85	9,05	7.92	5.49
sl réel [cm]	11.11	12.5	14.29	14.29

– Dispositions constructives

Arrêt des barres

La longueur de scellement droit vaut :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad (XII.52)$$

Telle que :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad (XII.53)$$

AN :

$$\begin{aligned} \tau_{su} &= 0,6 \times 1,5^2 \times 2,4 \\ \tau_{su} &= 3,24 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$l_s = \frac{0,014 \times 400}{4 \times 3,24}$$

Soient :

$$l_s = 43,2 \text{ cm pour } \phi = 14 \text{ mm}$$

$$l_s = 37,1 \text{ cm pour } \phi = 12 \text{ mm}$$

Les armatures sont renforcées au droit des appui où la longueur des chapeaux est obtenue par :

$$l_c = \max(l_s; 0,25 l_x) \quad (XII.54)$$

AN :

$$l_c = \max(43,2 ; 0,25 \times 255)$$

$$l_c = 63,8 \text{ cm}$$

e) Vérification de non-cisaillement du béton

Il faut que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Avec

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b_0 d} \quad (XII.55)$$

Où :

$$T_{u,max} = \max(T_{x,u}; T_{y,u}) \quad (XII.56)$$

AN :

$$T_{u,max} = \max(13.109; 13.317)$$

$$T_{u,max} = 13.317 \text{ t}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{13.317 \times 10^{-2}}{1 \times 0.14}$$

$$\tau_u = 0.95 \text{ MPa}$$

Et:

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (XII.57)$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{30}{1.5}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4 \text{ MPa}$$

Ainsi :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Le béton résiste au cisaillement

f) Vérification de non-poinçonnement du hourdis central

Le poinçonnement est risqué pour un élément soumis à une importante charge concentrée. Il y a donc lieu de vérifier le non-poinçonnement du hourdis central sous l'effet de chacun des charges du système B. Le poinçonnement n'est pas à craindre si :

$$Q_u \leq \bar{Q}_u$$

Avec :

$$Q_u = 1,5 \times 1,07 \times \delta \times P \quad (XII.58)$$

$$\text{et } \bar{Q}_u = 0,045 u_c h_d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (XII.59)$$

Tel que $u_c = 2(u + v)$: *périmètre d'impact au niveau du feuillet moyen*

AN : Pour le système Bc, $P = 6 t$

$$Q_u = 1,5 \times 1,07 \times 1.352 \times 6$$

$$Q_u = 13.02 t$$

$$\overline{Q_u} = 0,045 \times 2(0.53 + 0.53) \times 0.18 \times \frac{25 \times 10^2}{1.5}$$

$$\overline{Q_u} = 28.62 t$$

Alors

$$Q_u \leq \overline{Q_u}$$

Le poinçonnement n'est pas à craindre pour le système Bc.

Le tableau suivant présente la vérification de non-poinçonnement de la dalle sous les différentes charges du système B.

Tableau 60 : Vérification de non-poinçonnement du hourdis central

Système de charge	Bc30	Be	Br
u_c [m]	2.12	6.28	2.32
P [t]	6	20	10
Q_u [t]	13.02	43.38	21.69
$\overline{Q_u}$ [t]	28.62	84.78	31.32
Conclusion	Non poinçonnement	Non poinçonnement	Non poinçonnement

XII.1.2 Etude du hourdis console

Le hourdis console est le panneau de dalle appuyé d'un seul côté sur une poutre. Dans notre cas il supporte à la fois le trottoir et une partie de la chaussée. Il est représenté comme suit :

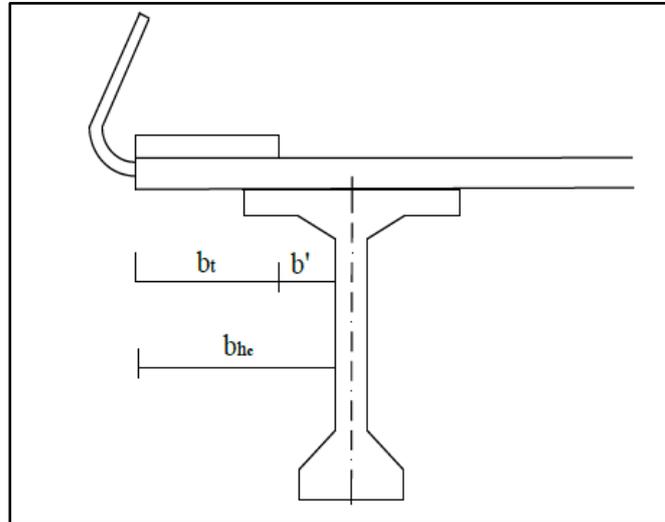


Figure 34 : Hourdis console

$b_t = 0.75 \text{ m}$: Largeur du trottoir ;

$b_{hc} = 0.90 \text{ m}$: Largeur du hourdis console ;

$b' = 0.15 \text{ m}$: Distance entre le bord du trottoir et l'âme de la poutre.

a) Moment fléchissant

Pour le moment fléchissant dû aux charges d'exploitation, l'effet des systèmes de charge B ne seront pas considérés car :

- Pour le système de charge B_c , la distance entre bord du trottoir et le nu de la poutre est ici $b'=0.15 \text{ m}$, or l'axe de la file de roues la plus excentrée doit rester à $0,25 \text{ m}$ au moins du bord de la largeur roulable ;
- Pour le système de charge B_e , la distance entre bord du trottoir et le nu de la poutre est ici $b'=0.15 \text{ m}$, or l'axe de la file de roues la plus excentrée doit rester à $0,50 \text{ m}$ au moins du bord de la largeur roulable ;
- Pour le système de charge B_r , même si la roue isolée peut être placée n'importe où sur la chaussée, sa surface d'impact de 0.30 m de côté ne peut pas être comprise dans la portion de chaussée de largeur $b'=0.15 \text{ m}$ supportée par le hourdis.

❖ Moment dû à la surcharge de trottoir de 0.45 t/m

$$M'_t = p_t b_t \left(b' + \frac{b_t}{2} \right) \quad (XII.60)$$

AN :

$$M'_t = 0.45 \times 0.75 \times \left(0.15 + \frac{0.75}{2} \right)$$

$$M'_t = 0.177 \text{ tm}$$

❖ Moment dû à la roue isolée de 3 t sur le trottoir

Sa surface d'impact est un carré de côté $a = 0.20 \text{ m}$

$$M''_t = \frac{P_t}{(2b_{hc} + a)} (b_{hc} - a) \quad (XII.61)$$

AN :

$$M''_t = \frac{30}{(2 \times 0.90 + 0.20)} (0.90 - 0.20)$$

$$M''_t = 1.05 \text{ tm}$$

❖ Moment maximal dû aux charges d'exploitation

$$M(Q) = \max(M'_t; M''_t) \quad (XII.62)$$

$$M(Q) = \max(0.177; 1.05)$$

$$M(Q) = 1.05 \text{ tm}$$

❖ Moment dû aux charges permanentes

Les charges permanentes pour 1 mètre linéaire de dalle sont :

– Poids propre de la dalle et du revêtement

$$\text{Dalle : } g_1 = g_d \times h_d \times l \quad (XII.63)$$

AN :

$$g_1 = 2.5 \times 0.18 \times 1$$

$$g_1 = 0.45 \text{ t/m}$$

$$\text{Revêtement : } g_2 = g_r \times h_r \times l \quad (XII.64)$$

AN :

$$g_1 = 2.2 \times 0.05 \times 1$$

$$g_2 = 0.11 \text{ t/m}$$

Ainsi :

$$g_h = g_1 + g_2 \quad (XII. 65)$$

$$g_h = 0.45 + 0.11$$

$$g_h = 0.56 \text{ t/m}$$

– Poids propre du trottoir :

$$g_t = g_d \times h_t \times l \quad (XII. 66)$$

AN :

$$g_t = 2.5 \times 0.15 \times 1$$

$$g_t = 0.38 \text{ t/m}$$

– Poids propre du parapet au mètre linéaire :

$$G_p = 0.06 \text{ t}$$

Le moment fléchissant dû aux charges permanentes vaut alors :

$$M(G) = g_h \frac{b_{hc}^2}{2} + g_t b_t \left(\frac{b_t}{2} + b' \right) + G_p b_{hc} \quad (XII. 67)$$

AN :

$$M(G) = 0.56 \times \frac{0.90^2}{2} + 0.06 \times 0.75 \times \left(\frac{0.75}{2} + 0.15 \right) + 0.06 \times 0.9$$

$$M(G) = 0.428 \text{ tm}$$

❖ Combinaisons d'actions

A l'ELU :

$$M_u = 1,35 M(G) + 1,5 \times 1,07 \times M(Q) \quad (XII. 68)$$

AN :

$$M_u = 1,35 \times 0.248 + 1,5 \times 1,07 \times 1.05$$

$$M_u = 2.264 \text{ tm}$$

A l'ELS :

$$M_{ser} = M(G) + 1,2 \times M(Q) \quad (XII. 69)$$

AN :

$$M_{ser} = 0.248 + 1,2 \times 1.05$$

$$M_{ser} = 1.688 \text{ tm}$$

b) Effort tranchant

❖ Effort tranchant dû aux charges d'exploitation

– Effort tranchant dû à la surcharge de trottoir de 0.45 t/m

$$T'_t = p_t b' \quad (XII.70)$$

AN :

$$T'_t = 0.45 \times 0.15$$

$$T'_t = 0.068 \text{ t}$$

– Effort tranchant dû à la roue isolée de 3 t

$$T''_t = \frac{P_t}{2b_{hc} - a} \quad (XII.71)$$

AN :

$$T''_t = \frac{3}{2 \times 0.90 - 0.20}$$

$$T''_t = 1.875 \text{ t}$$

Alors l'effort tranchant maximal dû aux charges d'exploitation vaut :

$$T(Q) = \max(T'_t; T''_t) \quad (XII.72)$$

AN :

$$T(Q) = \max(0.068; 1.875)$$

$$T(Q) = 1.875 \text{ t}$$

❖ Effort tranchant dû aux charges permanentes

$$T(G) = g_h b_{hc} + g_t b_t + G_p \quad (XII.73)$$

AN :

$$T(G) = 0.56 \times 0.90 + 0.38 \times 0.75 + 0.06$$

$$T(G) = 0.845 \text{ t}$$

❖ Combinaison d'actions

A l'ELU :

$$T_u = 1,35 T(G) + 1,5 \times 1,07 \times T(Q) \quad (XII.74)$$

AN :

$$T_u = 1,35 \times 0,845 + 1,5 \times 1,07 \times 1,875$$

$$T_u = 4.150 \text{ t}$$

A l'ELS :

$$T_{ser} = M(G) + 1,2 \times M(Q) \quad (XII.75)$$

AN :

$$T_{ser} = 0,845 + 1,2 \times 1,875$$

$$T_{ser} = 3.095 \text{ tm}$$

c) Armatures du hourdis console

- Armatures principales (transversales)

Le tableau suivant montre le récapitulatif de la détermination des armatures principales du hourdis console :

Tableau 61 : Détermination des armatures principales du hourdis console

Mser [tm]	1.688
$\overline{\sigma}_1$	0.556
μ_{rb}	0.226
μ_{ser}	0.048
zb [cm]	11.41
Aser [cm ²]	6.87
Amin [cm ²]	1.97
sl min [cm]	25
A retenue [cm ²]	6.87
Armature	7 HA 12
Section réelle [cm ²]	7.92
sl réel [cm]	14.29

Pour faciliter le ferrailage, nous pouvons prolonger les armatures principales du hourdis central dans la partie en console car leur section reste supérieure à celles requises.

- Armatures secondaires (longitudinales)

Elles sont nécessaires si :

$$\tau_u \geq \overline{\tau}_u$$

Avec

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b_0 d} \quad (XII.76)$$

AN :

$$\tau_u = \frac{4.15 \times 10^{-2}}{1 \times 0.14}$$
$$\tau_u = 0.30 \text{ MPa}$$

Et

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (XII.77)$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{30}{1.5}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4 \text{ MPa}$$

Ainsi :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Le béton résiste au cisaillement, les armatures secondaires ne sont pas nécessaires.

Nous allons néanmoins garder les mêmes armatures longitudinales que pour le hourdis central pour servir de répartition.

Les plans de ferrailage du hourdis se trouvent en Annexe D1-5.

XII.2. Etude des entretoises

L'entretoise à étudier est la plus sollicitée c'est-à-dire l'entretoise intermédiaire. Ses dimensions sont :

Hauteur : $h_e = 1.80 \text{ m}$

Epaisseur : $b_e = 0.30 \text{ m}$

Longueur : $l_e = 2.55 \text{ m}$

XII.2.1. Sollicitations dues aux charges permanentes

a) Charges permanentes des entretoises

Les charges permanentes à prendre en compte sont le poids propre de l'entretoise et ceux de la dalle et du revêtement.

- Poids propre de l'entretoise :

L'entretoise est en béton armé

$$g_e = \rho_{\text{béton}} \times b_e \times h_e \quad (XII.78)$$

ROBSON Miora Nirina – Promotion 2016

AN :

$$g_e = 2.5 \times 0.3 \times 1.8$$

$$g_e = 1.35 \text{ t/m}$$

- Poids propres de la dalle et du revêtement

$$g_{d+r} = \rho_{\text{béton}} \times h_d + \rho_{\text{enrobé}} \times h_r \quad (\text{XII.79})$$

AN :

$$g_{d+r} = 2.5 \times 0.18 + 2.2 \times 0.05$$

$$g_{d+r} = 0.56 \text{ t/m}^2$$

Ces charges se répartissent sur l'entretoise suivant le schéma suivant :

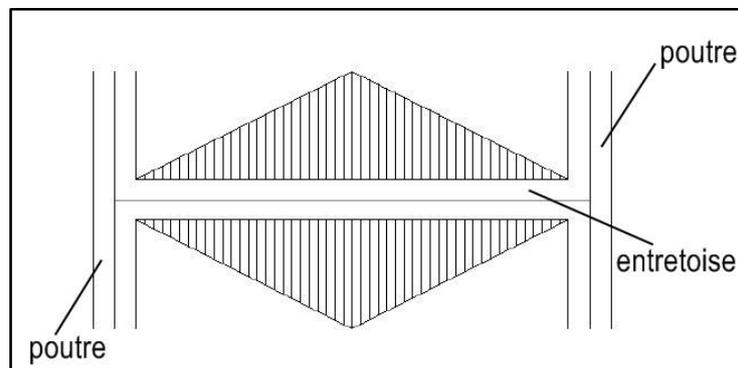


Figure 35 : Répartition du poids de la dalle et du revêtement sur l'entretoise

L'intensité de ces charges vaut :

- Pour le calcul des moments fléchissants :

$$g_m = g_{d+r} \frac{l_e}{3} \quad (\text{XII.80})$$

AN :

$$g_m = 0.56 \times \frac{2.55}{3}$$

$$g_m = 0.476 \text{ t/m}$$

- Pour le calcul des efforts tranchants :

$$g_t = g_{d+r} \frac{l_e}{4} \quad (\text{XII.81})$$

$$g_t = 0.56 \times \frac{2.55}{4}$$

$$g_t = 0.357 \text{ t/m}$$

Alors les charges permanentes totales à considérer sont :

- Pour le calcul des moments fléchissants :

$$g = g_e + g_m \quad (\text{XII.82})$$

AN :

$$g = 1.35 + 0.476$$

$$g = 1.826 \text{ t/m}$$

– Pour le calcul des efforts tranchants :

$$g = g_e + g_m \quad (XII.83)$$

AN :

$$g = 1.35 + 0.357$$

$$g = 1.707 \text{ t/m}$$

b) Moment fléchissant

L'entretoise est assimilée à une poutre encastree à ses deux extrémités.

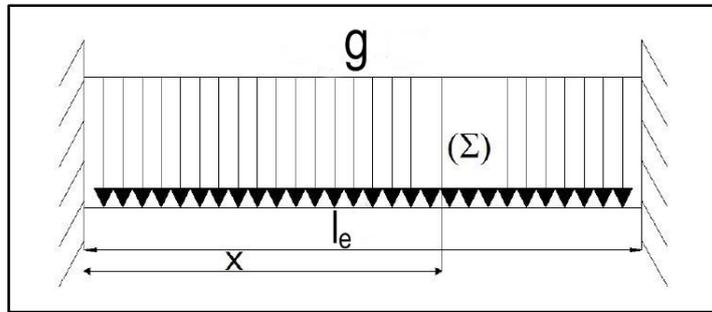


Figure 36 : Schéma statique de l'entretoise soumise aux charges permanentes

Le moment fléchissant au niveau d'une section d'abscisse x a pour expression :

$$M(x) = -\frac{g}{12} (6l_e x - 6x^2 - l_e^2) \quad (XII.84)$$

AN : Pour x=0

$$M(0) = -\frac{1.826}{12} (6 \times 2.55 \times 0 - 6 \times 0^2 - 2.55^2)$$

$$M(0) = - 0.898 \text{ tm}$$

Le tableau suivant présente les valeurs du moment fléchissant pour des valeurs particulières de x :

Tableau 62 : Moments fléchissants dus aux charges permanentes agissant sur l'entretoise

x	0	$l_e/2$	l_e
M(G) (tm)	- 0.898	0.495	- 0.898

c) Effort tranchant

L'effort tranchant au niveau d'une section d'abscisse x a pour expression :

$$T(x) = \frac{g}{2}(l_e - 2x) \quad (XII.85)$$

AN : Pour $x = 0$

$$T(0) = \frac{1.707}{2}(2.55 - 2 \times 0)$$

$$T(0) = 2.176 \text{ t}$$

Le tableau suivant présente les valeurs de l'effort tranchant pour des valeurs particulières de x :

Tableau 63 : Efforts tranchants dus aux charges permanentes agissant sur l'entretoise

x	0	$l_e/2$	l_e
T(G) (t)	2.176	0	-2.176

XII.2.2. Sollicitations dues aux charges d'exploitation

a) Chargement et CMD

Les charges d'exploitation à prendre en compte sont ceux du système B. Le coefficient de majoration dynamique vaut :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + \frac{4G}{S}} \quad (XII.86)$$

AN :

$$L = l_e = 2.55 \text{ m}$$

$$G = g l_e = 1.707 \times 2.55 = 4.353 \text{ t}$$

$$S = 30 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 2.55} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \times 4.353}{30}}$$

$$\delta = 1.64$$

b) Moment fléchissant

Pour déterminer la position la plus défavorable d'une charge mobile, nous allons tracer les lignes d'influence des réactions d'appuis et des éléments de réduction dans une section donnée d'abscisse x . Ces lignes d'influences sont tracées sous une charge mobile d'intensité égale à l'unité.

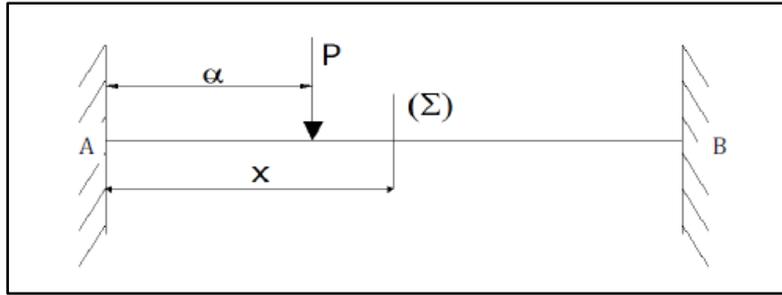


Figure 37 : Schéma de calcul des lignes d'influence

Les moments fléchissants ont pour expression :

Aux appuis :

$$M_A = -P \frac{\alpha (l_e - \alpha)^2}{l_e^2} \quad (XII.87)$$

$$M_B = -P \frac{\alpha^2 (l_e - \alpha)}{l_e^2} \quad (XII.88)$$

En travée :

Si $\alpha \leq x$

$$M(x, \alpha) = -P \frac{\alpha (l_e - \alpha)^2}{l_e^2} + Px \frac{(l_e - \alpha)^2 (l_e + 2\alpha)}{l_e^3} - P(x - \alpha) \quad (XII.89)$$

Si $\alpha \geq x$

$$M(x, \alpha) = P \frac{(l_e - \alpha)^2 [(l_e + 2\alpha)x - \alpha l_e]}{l_e^3} \quad (XII.90)$$

Pour $P = 1$, nous avons les lignes d'influences suivantes :