

III Modélisation des charges de la structure

Les figures ci-après montrent la modélisation des charges de la structure pour le calcul des moments fléchissant. Les trois cas de chargement cités précédemment sont figurés successivement pour chaque combinaison d'action :

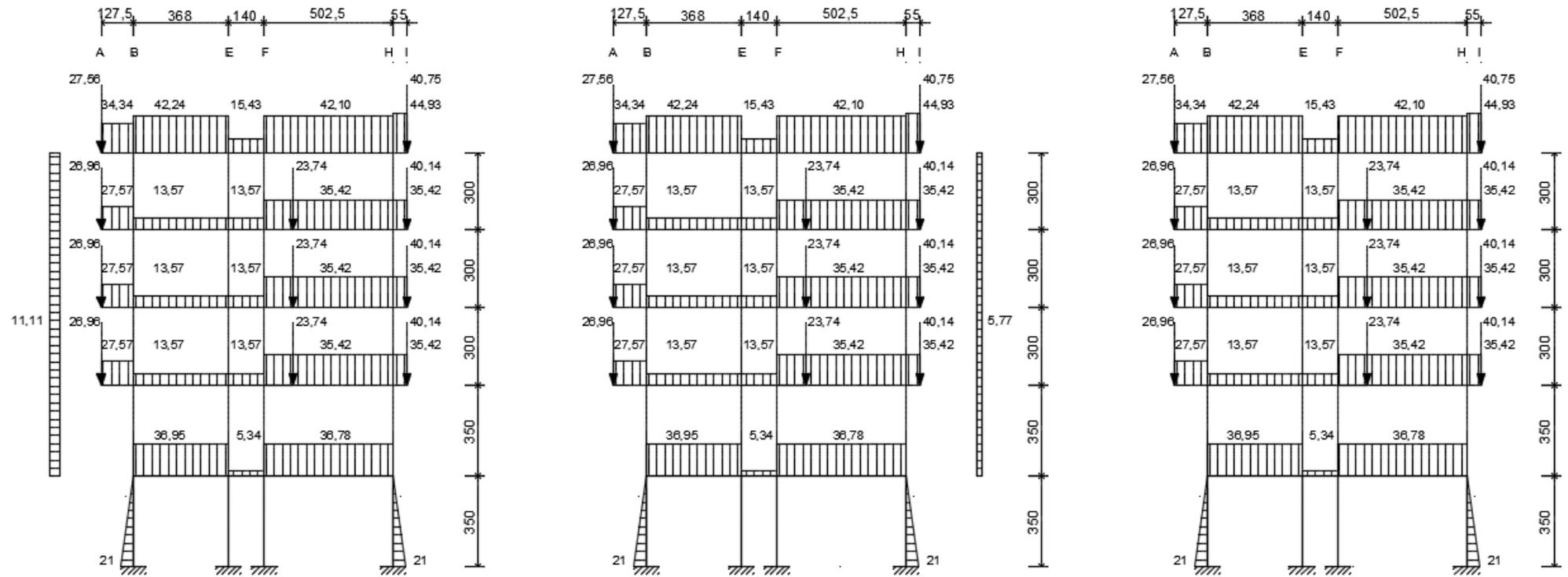


Figure 23 : Modélisation des charges du portique à l'ELU : charges réparties [kN/m], charges concentrées [kN]

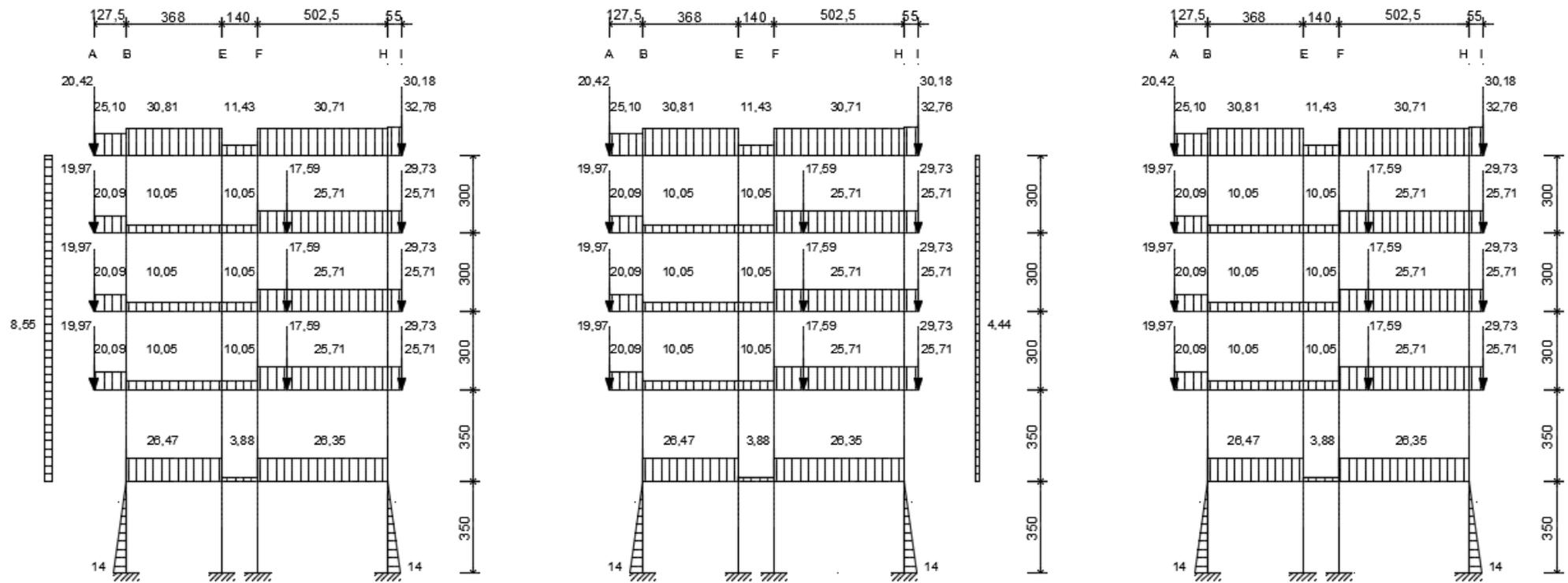


Figure 24 : Modélisation des charges du portique à l'ELS : charges réparties [kN/m], charges concentrées [kN]

IV Détermination des sollicitations

IV.1 Choix de la méthode

Les sollicitations dans les barres en béton armé peuvent être déterminées par plusieurs méthodes telles que :

- les méthodes rapides :

Ces méthodes consistent à désolidariser les poutres des poteaux. Sous l'action des charges verticales, les éléments horizontaux sont calculés comme des travées de poutres continues par les méthodes de Caquot ou des trois moments ;

- les méthodes de la « Résistance des Matériaux » :
 - la méthode de Hardy Cross qui donne des résultats convergents vers la valeur exacte par approximation successive ;
 - la méthode des rotations qui consiste à déterminer les déplacements des nœuds par un système de n équations à n inconnues.

Pour déterminer les efforts dans le portique sous l'action des forces extérieures, nous choisissons la méthode de Hardy Cross qui est une méthode pratique utilisant des calculs simples.

IV.2 Courbes enveloppes

A partir des valeurs des sollicitations obtenues par la méthode de Cross, nous pouvons tracer les différents diagrammes.

Les diagrammes des courbes enveloppes des moments fléchissant et des efforts tranchant sont donnés dans les Annexes III.

CHAPITRE VIII : CALCUL DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE

A. DALLE PLEINE

I Généralités

Une dalle est un élément horizontal porteur en béton armé supportant les charges permanentes et les charges d'exploitation au niveau d'un étage. Elle peut avoir une forme quelconque mais en général, elle est de forme rectangulaire. Les dalles pleines peuvent constituer les planchers et les toitures. On appelle panneaux de dalle les parties de la dalle bordées par les poutres support.

II Panneau de calcul

Nous avons plusieurs panneaux de dalle en continuité mais nous allons uniquement dimensionner le ferrailage du panneau le plus large pour référence de calcul. Le panneau de dalle que nous avons choisi est celui du rez-de-chaussée que nous avons vu dans le chapitre pré-dimensionnement.

Nous allons dimensionner la dalle D₂ c'est-à-dire déterminer le ferrailage au niveau de ses appuis et de son travée dans les sens longitudinal et transversal.

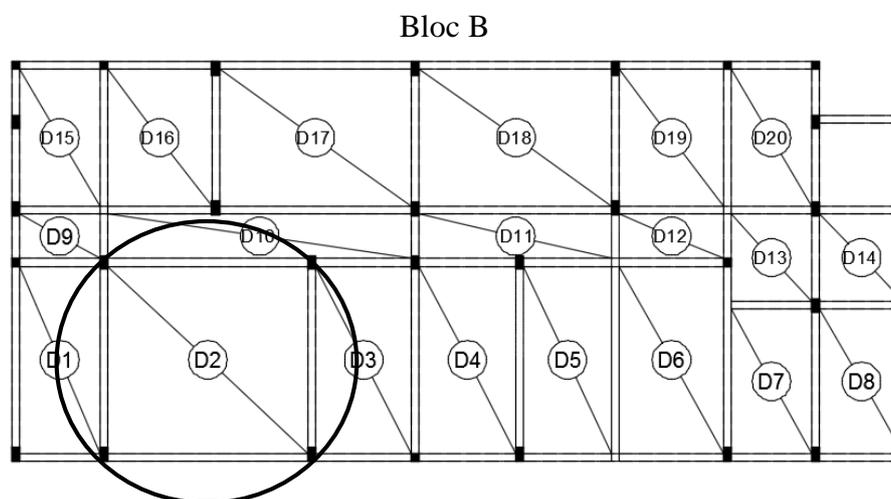


Figure 25 : Panneau de calcul de dalle pleine

Selon les règles, les portées de dalle à prendre en compte sont mesurées entre nus des appuis car ce sont des éléments reposant sur des appuis en béton (poutres).

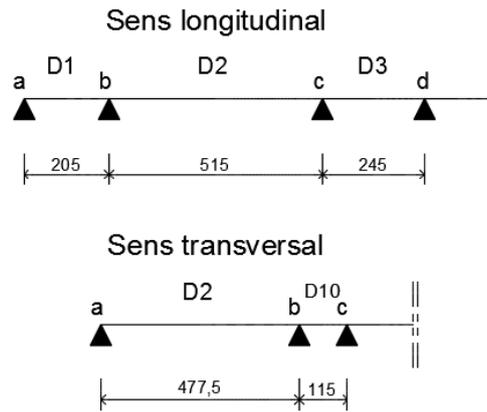


Figure 26 : Portées des travées de dalle du plancher [cm]

Nous avons déjà vu que les panneaux de dalle peuvent se reposer sur deux appuis ($\alpha = l_x/l_y < 0,4$) ou sur quatre appuis ($0,4 < \alpha < 1$).

Tableau 31: Caractéristiques du panneau d'étude du plancher

Panneau	l_x [m]	l_y [m]	$\alpha = l_x / l_y$ [-]	Conclusion
D2	4,78	5,15	0,927	Dalle sur quatre appuis

Dans tous les calculs qui suivent, nous allons considérer une bande de dalle de largeur unité.

III Evaluation des charges

III.1 Chargement des panneaux de dalle

Les panneaux de dalle supportent leur poids propre et le poids des véhicules légers. Les valeurs des charges permanentes et d'exploitation par mètre carré sont données dans le chapitre descente des charges.

Les valeurs des charges sur les bandes de dalle valent :

- charges permanentes : $g = 6,21 \text{ kN/m}$;
- charges d'exploitation : $q = 3,00 \text{ kN/m}$.

III.2 Combinaisons d'actions

Nous allons considérer les combinaisons d'action suivantes :

- à l'ELU : $1,35G + 1,5Q$;
- à l'ELS : $G + Q$.

A.N. :

$$\text{ELU} : 1,35 \times 6,21 + 1,5 \times 3,00 = 12,88 \text{ kN/m};$$

$$\text{ELS} : 6,21 + 3,00 = 9,21 \text{ kN/m}.$$

IV Evaluation des sollicitations

IV.1 Moments fléchissant

IV.1.a Choix de la méthode

Nous avons déjà vu que notre panneau d'étude repose sur quatre appuis. Ses appuis sont constitués par des poutres continues, donc nous avons une dalle encadrée sur appuis continus.

Nous allons d'abord déterminer les moments fléchissant maximaux en supposant que le panneau est articulé sur son contour. Pour cela, nous nous référons à l'Annexe E3 des règles BAEL 91 modifiées 99. Puis, à partir de ces moments de flexion maximaux, nous évaluerons les moments en travée et les moments d'encastrement en appliquant des coefficients forfaitaires selon les indications de l'article A.8.2,32.

IV.1.b Moments fléchissant maximaux

Soit p la charge uniformément répartie par unité d'aire. Pour une dalle sur quatre appuis, les moments fléchissant au centre du panneau ont pour expression :

- dans le sens de la petite portée l_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$;
- dans le sens de la grande portée l_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$.

Les valeurs approchées des coefficients μ_x et μ_y sont calculées à l'aide des formules présentées dans le tableau ci-après :

Tableau 32 : Valeurs de μ_x et de μ_y

Calculs	μ_x	μ_y
Sollicitation à l'ELU ou à l'ELS	$\frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$	$\alpha^3[1,9 - 0,9\alpha]$
Déformation à l'ELS	$\frac{1}{8(1 + 2\alpha^3)}$	$\alpha^2 \left[1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2 \right]$

Exemple de calcul de M_{0x} et M_{0y} à l'ELU :

$$\text{Coefficient } \mu_x : \frac{1}{8(1+2,4 \times 0,927^3)} = 0,043 \text{ et } \mu_y = 0,927^3[1,9 - 0,9 \times 0,927] = 0,849$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_{0x} = 0,043 \times 12,88 \times 4,78^2 = 10,67 \text{ kNm/m} = 0,0126 \text{ MNm/m}$$

$$M_{0y} = 0,849 \times 0,0126 = 0,0107 \text{ MNm/m}$$

Tableau 33 : Moments fléchissant maximaux du panneau de dalle D2

Calculs	Coefficients		Moments fléchissant maximaux	
	μ_x [-]	μ_y [-]	M_{0x} [MNm/m]	M_{0y} [MNm/m]
ELU	0,043	0,849	0,0126	0,0107
ELS	0,043	0,849	0,0090	0,0077
Déformation ELS	0,048	0,867	0,0101	0,0088

IV.1.c Moments fléchissant d'appui et en travée

Pour les moments fléchissant d'appui, nous allons adopter les valeurs suivantes :

- $0,3M_0$ pour l'encastrement partiel en appui de rive ;
- $0,5M_0$ pour la continuité en appui intermédiaire.

Nous en déduisons les moments fléchissant en travée en appliquant la relation :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_0$$

Avec : M_w , M_e et M_t respectivement les moments d'appuis de gauche, de droite et le moment en travée.

La figure ci-dessous montre les valeurs des moments fléchissant prises.

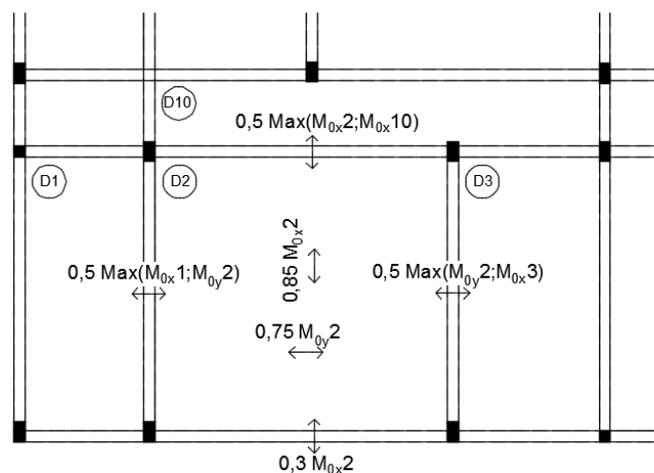


Figure 27 : Moments fléchissant du panneau de dalle D2 du plancher

Calculons les moments de flexion maximaux M_{0x} et M_{0y} des panneaux D1, D3 et D10 pour trouver lesquels nous utiliserons au niveau des appuis.

Nous effectuerons le calcul à l'ELU en procédant de la même manière que précédemment.

Pour la dalle sur deux appuis, $M_{0x} = pl_x^2/8$ et $M_{0y} = 0$.

Tableau 34: Moments fléchissant maximaux des panneaux D1, D3 et D10

Panneaux	Unité [MNm/m]	
	M_{0x}	M_{0y}
D1	0,0057	0,0007
D3	0,0073	0,0014
D10	0,0021	0

Nous utiliserons les moments de flexion maximaux du panneau D₂ au niveau des appuis car ils sont supérieurs à ceux des panneaux D₁, D₃ et D₁₀.

Il existe aussi des moments minimaux en travée tels que, pour les charges uniformément réparties : $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$.

Enfin, les moments d'encastrement sur les petits côtés doivent atteindre des valeurs du même ordre que sur les grands côtés. Donc, nous utiliserons la valeur $0,5M_{0x}$ au lieu de $0,5M_{0y}$ sur les appuis dans le sens l_y .

Après calcul, nous avons les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 35 : Moments fléchissant d'appuis et en travée du panneau de dalle D2

Calculs	Suivant l_x			Suivant l_y			
	M_{wx}	M_{tx}	M_{ex}	M_{wy}	M_{ty}	M_{ey}	M_{min}
ELU	0,0038	0,0107	0,0063	0,0063	0,0080	0,0063	0,0027
ELS	0,0027	0,0077	0,0045	0,0045	0,0057	0,0045	0,0019
Déformation ELS	0,0030	0,0086	0,0051	0,0051	0,0066	0,0051	0,0022

IV.2 Efforts tranchant

Pour le cas des charges uniformément réparties des dalles sur quatre appuis, nous avons les valeurs de l'effort tranchant suivantes sur le contour de la dalle :

$$\begin{cases} V_x = \frac{pl_x l_y}{2l_y + l_x} \\ V_y = \frac{pl_x}{3} \leq V_x \end{cases}$$

A l'ELU, nous avons :

$$\begin{cases} V_{ux} = \frac{120,88 \times 4,78 \times 5,15}{2 \times 5,15 + 4,78} = 21,02 \text{ kN} = \mathbf{0,021 \text{ MN/m}} \\ V_{uy} = \frac{12,88 \times 4,78}{3} = 20,51 \text{ kN} = \mathbf{0,021 \text{ MN/m}} \leq V_{ux} \end{cases}$$

Tableau 36 : Efforts tranchant du panneau de dalle D2

	Unité [MN/m]	
Etats limites	V_x	V_y
ELU	0,021	0,021
ELS	0,015	0,015

V Détermination des armatures

Le dimensionnement des armatures dans les sens longitudinal et transversal du panneau de dalle se fait comme pour une poutre en flexion simple en suivant l'organigramme de dimensionnement des armatures à l'ELU de l'Annexe IV.1.

V.1 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques du béton et des aciers sont les suivants :

- béton dosé à 350 kg/m^3 ;
- Résistance caractéristique à la traction du béton $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$;
- $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$;
- $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

Fissuration : peu préjudiciable (FPP).

Tableau 37 : Caractéristiques des matériaux

Béton				Acier		
f_{c28} [MPa]	f_{t28} [MPa]	γ_b [-]	f_{bu} [MPa]	f_e [MPa]	γ_s [-]	f_{ed} [MPa]
25	2,1	1,5	14,2	500	1,15	435

V.2 Armatures longitudinales

Les bandes de dalle étudiées ont les caractéristiques ci-après :

- largeur : $b = b_0 = 1,00 \text{ m}$;
- hauteur : $h = 0,20 \text{ m}$;
- hauteur utile : $d_x = 0,9h = 0,18 \text{ m}$;

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 0,18 - \frac{0,008 + 0,008}{2} = 0,172 \text{ m}.$$

V.2.a Sections théoriques d'armatures longitudinales

Exemple de calcul : armatures longitudinales en travée dans le sens de la petite portée l_x :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,0107}{0,0077} = 1,40$$

Calcul approché pour Fe E500 : $\mu_{lu} = 0,317\gamma - 0,1730 = 0,317 \times 1,40 - 0,1730 = 0,270$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,0107}{1,00 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,023 < 0,30$$

$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_{lu} = 0,270$ donc nous avons une section à simple armature (SSA)

$$z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,18(1 - 0,6 \times 0,023) = 0,178 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{0,0107}{0,178 \times 435} = 1,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\mathbf{A_{tx} = 1,39 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Nous procédons de la même manière pour le calcul des armatures aux appuis et pour la détermination des armatures en travée et aux appuis dans le sens de la grande portée l_y .

Tableau 38 : Détermination des sections théoriques d'armatures longitudinales du panneau de dalle D2

Calculs	Suivant l_x			Suivant l_y		
	Gauche	Travée	Droite	Gauche	Travée	Droite
M_u [MNm/m]	0,0038	0,0107	0,0063	0,0063	0,0080	0,0063
M_{ser} [MNm/m]	0,0027	0,0077	0,0045	0,0045	0,0057	0,0045
γ [-]	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
μ_{lu} [-]	0,270	0,270	0,270	0,270	0,270	0,270
μ_{bu} [-]	0,008	0,023	0,014	0,015	0,019	0,015
Section	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA
z_b [m]	0,179	0,178	0,179	0,170	0,170	0,170
A_u [cm ² /m]	0,49	1,39	0,81	0,85	1,09	0,85

V.2.b Sections minimales d'armatures

Les sections minimales d'armatures à respecter sont les suivantes :

- dans le sens l_y , pour les barres HA Fe E500 : $A_{ymin} = 6h_0$
- dans le sens l_x : $A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin}$

A.N. : $A_{ymin} = 6 \times 0,20 = 1,20 \text{ cm}^2/m$

$$A_{xmin} = \frac{3-0,927}{2} 1,20 = 1,24 \text{ cm}^2/m$$

Vérification des armatures théoriques par rapport aux sections minimales d'armatures :

- dans le sens l_y :

$$\begin{cases} A_{wy} = 0,85 \text{ cm}^2/m > A_{ymin} = 1,20 \text{ cm}^2/m \\ A_{ty} = 1,09 \text{ cm}^2/m > A_{ymin} = 1,20 \text{ cm}^2/m \\ A_{ey} = 0,85 \text{ cm}^2/m > A_{ymin} = 1,20 \text{ cm}^2/m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{wy} = 1,20 \text{ cm}^2/m \\ A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2/m \\ A_{ey} = 1,20 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

- dans le sens l_x :

$$\begin{cases} A_{wx} = 0,49 \text{ cm}^2/m < A_{xmin} = 1,24 \text{ cm}^2/m \\ A_{tx} = 1,39 \text{ cm}^2/m > A_{xmin} = 1,24 \text{ cm}^2/m \\ A_{ex} = 0,81 \text{ cm}^2/m > A_{xmin} = 1,24 \text{ cm}^2/m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{wx} = 1,24 \text{ cm}^2/m \\ A_{tx} = 1,39 \text{ cm}^2/m \\ A_{ex} = 1,24 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

V.2.c Choix des aciers

Le choix des aciers est conditionné par les dispositions constructives suivantes :

– le diamètre des armatures : $\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$.

– L'espacement maximal :

$$\begin{cases} s_{tx} \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \\ s_{ty} \leq \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(80 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} s_{tx} \leq 33 \text{ cm} \\ s_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous avons :

– dans le sens l_x :

$$\begin{cases} A_{wx} = 3HA8/m = 1,51 \text{ cm}^2/m ; s_{tx} = 33 \text{ cm} \\ A_{tx} = 5HA12/m = 5,66 \text{ cm}^2/m ; s_{tx} = 20 \text{ cm} \\ A_{ex} = 3HA8/m = 1,51 \text{ cm}^2/m ; s_{tx} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

– dans le sens l_y :

$$\begin{cases} A_{wy} = 3HA8/m = 1,51 \text{ cm}^2/m ; s_{tx} = 33 \text{ cm} \\ A_{ty} = 3HA8/m = 1,51 \text{ cm}^2/m ; s_{tx} = 33 \text{ cm} \\ A_{ey} = 3HA8/m = 1,51 \text{ cm}^2/m ; s_{tx} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

V.3 Armatures transversales

V.3.a Vérification de la nécessité d'armatures d'âme

Nous allons vérifier la condition de la contrainte tangente τ_u suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

A.N. :

$$\tau_{ux} = \frac{0,021}{1 \times 0,18} = 0,12 \text{ MPa} = \tau_{uy}$$

$$\text{Et, } 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise car :

- les panneaux de dalle sont bétonnés sans reprise sur toute leur épaisseur ;
- la contrainte tangente : $\tau_{ux} = \tau_{uy} = 0,12 \text{ MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$.

V.4 Vérification de l'état limite de déformation

Les conditions suivantes sont à satisfaire pour ne pas procéder à la vérification des flèches :

$$\begin{aligned} - \frac{h}{l_x} &> \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} ; \\ - \frac{A_{tx}}{bd} &\leq \frac{2}{f_e}. \end{aligned}$$

A.N. : $\frac{h}{l_x} = \frac{0,20}{4,78} = 0,0419 < \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} = \frac{0,0086}{20 \times 0,0101} = 0,0425$: condition non vérifiée ;

$$\frac{A_{tx}}{bd} = \frac{5,66 \times 10^{-4}}{1 \times 0,18} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{500} = 0,004$$
 : condition vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul des flèches est indispensable.

V.4.a Evaluation des flèches

Le panneau de dalle ne supporte pas de cloisons, alors nous ne déterminerons pas la flèche nuisible aux cloisons. Nous allons évaluer les déformations instantanée et de longue durée c'est-à-dire les flèches sous une charge de faible et de longue durée d'application.

Les expressions approchées suivantes sont utilisées pour leur détermination :

$$f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$$

Où : f_i : flèche sous une charge de faible durée d'application ;

f_v : flèche sous une charge de longue durée d'application ;

$M = M_{tx} = 0,0086 \text{ MNm/m}$: moment fléchissant maximal produit par le cas de charge : déformation ELS ;

$l = l_x = 4,78 \text{ m}$: petite portée de la dalle ;

$E_i = 11000 f_{c28}^{1/3} = 32164 \text{ MPa}$: module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

$E_v = 3700 f_{c28}^{1/3} = 10819 \text{ MPa}$: module de déformation longitudinale différée du béton ;

I_f : moment d'inertie fictif donné par la relation : $I_f = 1,1 \frac{I_0}{1+\lambda\mu}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}} \geq 0 \end{cases} \text{ et } \begin{cases} \rho = \frac{A}{b_0d} \\ D = \frac{15}{b_0}A ; E = \frac{30}{b_0}Ad \\ y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \\ I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 \\ \sigma_s = \frac{15M(d-y_1)}{I} \end{cases}$$

Tableau 39 : Moment d'inertie fictif du panneau de dalle

σ_s [MPa]	ρ [-]	μ [-]	λ_i [-]	λ_v [-]	I_{fi} [dm ⁴]	I_{fv} [dm ⁴]
304,09	0,0031	0	6,685	2,674	2,031	2,031

$$\text{Nous avons : } f_i = \frac{0,0086 \times 4,78^2}{10 \times 32164 \times 2,031 \cdot 10^{-4}} = 0,0045 \text{ m} \Rightarrow f_i = \mathbf{0,30 \text{ cm}}$$

$$f_v = \frac{0,0086 \times 4,78^2}{10 \times 10819 \times 2,031 \cdot 10^{-4}} = 0,0089 \text{ m} \Rightarrow f_v = \mathbf{0,89 \text{ cm}}$$

V.4.b Flèches admissibles

Pour le panneau de dalle reposant sur deux appuis et $l = 4,78 \text{ m} < 5 \text{ m}$, la flèche admissible vaut : $\frac{l}{500} = 0,96 \text{ cm}$.

La vérification des flèches donne :

$$\begin{cases} f_i = 0,30 \text{ cm} < f_{adm} = 0,96 \text{ cm} \\ f_v = 0,89 \text{ cm} < f_{adm} = 0,96 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, les flèches sont admissibles.

V.5 Vérification de non poinçonnement

Comme nous avons un parking de voitures légères au niveau du rez-de-chaussée, la dalle supporte alors des charges roulantes. C'est pourquoi nous allons vérifier le non-poinçonnement du panneau de dalle. Selon la norme NF P06-001, la charge poinçonnante due aux voitures légères sur un carré de 10 cm x 10 cm vaut 8 kN. Dans le cas de la charge localisée éloignée des bords de la dalle, aucune armature de poinçonnement n'est requise si la condition suivante est vérifiée :

$$Q_u \leq 0,045u_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Où : Q_u : charge de calcul à l'ELU ;

u_c : périmètre du rectangle d'impact à considérer au niveau du feuillet moyen de la dalle.

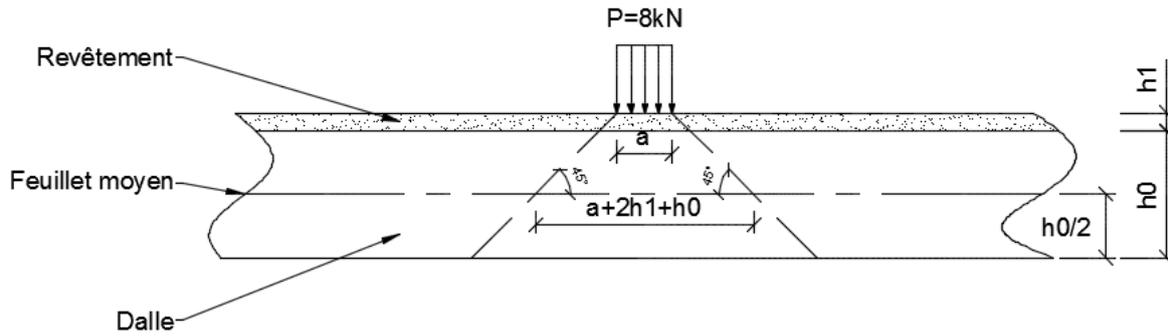


Figure 28 : Charge localisé sur le panneau de dalle

A.N. :

$$Q_u = 1,5 \times 8 = 12 \text{ kN} = 0,012 \text{ MN}$$

Soit $h_1 = 5 \text{ cm}$ l'épaisseur du revêtement en enduit de ciment, nous avons :

$$u_c = 2[(a + 2h_1 + h) + (b + 2h_1 + h)]$$

$$u_c = 2[(0,1 + 2 \times 0,05 + 0,20) + (0,1 + 2 \times 0,05 + 0,20)] = 1,60 \text{ m}$$

$$\text{Alors, } 0,045u_c \cdot h \cdot f_{c28}/\gamma_b = 0,045 \times 1,60 \times 0,20 \times 25/1,5 = 0,240 \text{ MN}$$

$$Q_u = 0,012 \text{ MN} < 0,045u_c \cdot h \cdot f_{c28}/\gamma_b = 0,240 \text{ MN}$$

Donc, il n'y a pas poinçonnement du panneau de dalle.

V.6 Arrêt des barres

Les aciers de la nappe inférieure sont prolongés jusqu'aux appuis et ancrés au-delà du contour théorique de la dalle. La longueur des chapeaux est déterminée de façon forfaitaire.

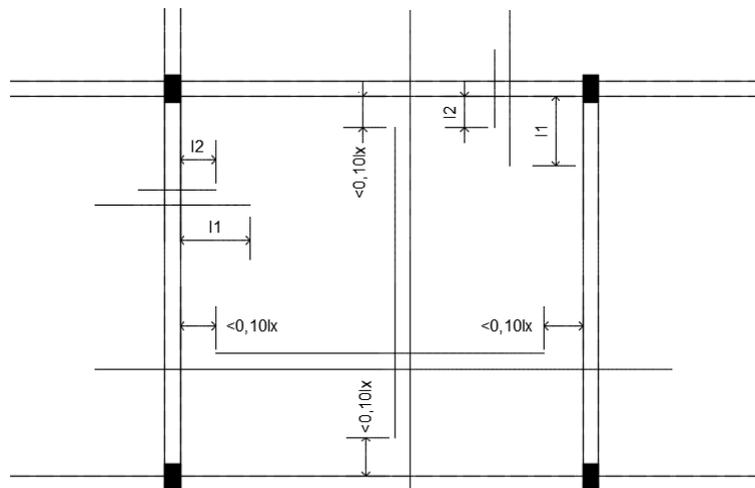


Figure 29 : Epure d'arrêt des barres

Les expressions suivantes permettent de déterminer la longueur des chapeaux :

$$l_1 = \text{Max} \begin{cases} l_s = \frac{\phi f_e}{5,4 f_{t28}} \\ 0,20l_x \text{ pour un panneau intermédiaire} \\ 0,25l_x \text{ pour un panneau de rive} \end{cases}$$

$$l_2 = \text{Max} \begin{cases} l_s \\ l_1/2 \end{cases}$$

A.N. :

$$l_s = \frac{0,008 \times 500}{5,4 \times 21} = 0,035 \text{ m}; 0,20 \times 4,78 = 0,96 \text{ m}; 0,25 \times 4,78 = 1,19 \text{ m};$$

Pour le panneau intermédiaire : $l_1 = 0,96 \text{ m}$ et $l_2 = 0,48 \text{ m}$;

Pour le panneau de rive : $l_1 = 1,19 \text{ m}$ et $l_2 = 0,60 \text{ m}$.

V.7 Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage du panneau de dalle D2 est présenté dans l'Annexe VII.1.